

目 录

第一篇 钢结构工程设计施工基础资料

第一章 概 述	(3)
第一节 钢结构的特点和应用	(3)
第二节 钢结构的发展	(6)
第三节 钢结构体系及其组成的构件	(8)
第二章 钢结构设计基本理论	(15)
第一节 概率极限状态设计法的基本概念	(15)
第二节 钢结构设计方法的发展	(18)
第三节 一次二阶矩概率极限状态设计法	(23)
第四节 钢材和连接的强度设计值	(38)
第三章 钢结构施工总则	(43)
第四章 钢结构设计施工基本资料	(52)
第一节 钢结构工程常用图例	(52)
第二节 地基基础工程常用资料	(64)
第三节 钢结构工程施工常用数据	(135)
第四节 新型轻钢结构	(171)
第五节 钢 - 混凝土组合结构	(237)
第六节 建设施工安全常用技术数据	(264)

第二篇 钢结构工程材料的选择检验与样图分析

第一章 建筑钢结构用钢材的分类	(297)
第一节 碳素结构钢的分类和性质	(297)
第二节 低合金高强度结构钢的分类和性质	(301)
第三节 耐大气腐蚀用钢(耐候钢)	(304)
第四节 桥梁用结构钢	(308)
第五节 其他建筑用材(铸钢、高强钢、不锈钢等)	(311)
第二章 钢结构材料的主要性能	(313)
第一节 钢材在单向均匀受拉时的工作性能	(314)
第二节 钢材在单轴反复应力作用下的工作性能	(318)
第三节 钢材在复杂应力作用下的工作性能	(319)
第四节 钢材抗冲击的性能及冷弯性能	(322)
第五节 钢材的可焊性	(324)
第六节 钢材的抗腐蚀性能	(324)
第七节 钢材的延性破坏、损伤累积破坏、脆性破坏和疲劳破坏 ...	(325)
第八节 影响钢材性能的一般因素	(334)
第三章 结构钢材的品种、规格和标准	(344)
第一节 钢板和钢带	(344)
第二节 普通型材(工、槽、角钢)	(348)
第三节 轧制 H 型钢和焊接 H 型钢	(354)
第四节 冷弯型钢	(362)
第五节 厚度方向性能钢板	(365)
第六节 结构用钢管	(368)
第七节 其他钢材制品	(368)
第四章 钢材的材质检验	(374)

第一节	钢材化学分析	(375)
第二节	钢材的力学性能试验	(402)
第三节	试验取样要求与数量	(406)
第五章	建筑钢结构用钢材的技术标准及选用原则	(408)
第一节	国内标准	(408)
第二节	国外建筑钢结构用钢的概况	(411)
第三节	钢结构用钢材的选用原则	(434)

第三篇 钢结构设计计算及实例与图集

第一章	钢结构设计基础知识	(441)
第一节	建筑结构设计基本规定	(441)
第二节	钢结构设计计算基础	(455)
第三节	钢结构的设计方法	(467)
第二章	轴心受力构件设计计算及实例与图集	(482)
第一节	轴心受力构件的应用和截面形式	(482)
第二节	轴心受力构件的强度和刚度	(484)
第三节	轴心受压构件的整体稳定	(486)
第四节	轴心受压构件的局部稳定	(513)
第五节	实腹式轴心受压构件的截面设计和构造要求	(518)
第六节	格构式轴心受压构件	(525)
第七节	冷弯薄壁型钢轴心压杆计算	(543)
第八节	梁与轴心受压柱的连接	(549)
第九节	轴心受压柱柱脚	(551)
第三章	梁的设计计算及实例与图集	(556)
第一节	梁的应用和型式	(556)

第二节	梁的强度	(559)
第三节	梁的刚度	(563)
第四节	梁的整体稳定	(565)
第五节	型钢梁设计	(578)
第六节	组合梁设计	(584)
第七节	梁的局部稳定和加劲肋设计	(589)
第八节	梁的拼接和连接	(608)
第九节	吊车梁的设计特点	(617)
第十节	钢与混凝土组合梁	(632)
第十一节	梁的塑性设计	(639)
第四章	拉弯构件和压弯构件设计计算及实例与图集	(645)
第一节	概 述	(645)
第二节	拉弯构件和压弯构件的强度计算	(647)
第三节	轴心受压构件的整体稳定	(649)
第四节	实腹式单向压弯构件在弯矩作用平面内的稳定计算	(663)
第五节	实腹式单向压弯构件在弯矩作用平面外的整体稳定计算	(673)
第六节	实腹式双向压弯构件的稳定计算	(677)
第七节	实腹式压弯构件的局部稳定	(679)
第八节	压弯构件的计算长度	(682)
第九节	框架柱与梁和基础的连接	(685)
第五章	桁架、单层刚架与拱	(692)
第一节	桁 架	(692)
第二节	单层刚架	(707)
第三节	拱	(720)
第六章	平台钢结构设计计算及实例与图集	(726)
第一节	概 述	(726)
第二节	平台结构构件的形式和计算	(729)

第三节	平台结构的连接和构造	(741)
第四节	栏杆和钢梯	(746)
第七章	钢屋盖结构设计计算实例与图集	(751)
第一节	屋架形式和尺寸	(752)
第二节	屋架杆件的内力计算	(754)
第三节	屋架杆件的截面设计	(757)
第四节	钢屋架的支撑	(769)
第五节	普通钢屋架设计例题	(774)
第六节	钢结构飞机库屋盖工程施工实例	(788)
第八章	单层厂房钢结构设计计算及实例与图集	(824)
第一节	单层厂房钢结构的组成	(824)
第二节	柱网布置	(827)
第三节	厂房结构的横向框架	(829)
第四节	厂房屋盖结构	(839)
第五节	柱间支撑和墙架	(850)
第六节	吊车梁	(856)
第七节	普通厂房钢结构设计施工图集	(869)
第八节	钢结构单层工业厂房工程设计施工实例	(943)
第九节	某加工车间设计施工实例	(957)

第四篇 钢结构的连接构造及实例与图集

第一章	钢结构的连接概述	(989)
第一节	焊缝连接	(989)
第二节	螺栓连接	(990)
第三节	铆钉连接	(992)

第二章	钢结构的焊接及实例应用	(993)
第一节	焊缝及其连接的型式	(993)
第二节	对接焊缝的构造和计算	(996)
第三节	角焊缝的构造和计算	(1000)
第五节	焊接应力和焊接变形	(1013)
第五节	建筑钢结构焊接工程实例	(1018)
第三章	钢结构螺栓连接	(1056)
第一节	概 述	(1056)
第二节	普通螺栓连接	(1057)
第三节	高强度螺栓连接	(1075)
第四章	钢结构铆钉连接	(1102)
第一节	铆钉连接的一般特性	(1102)
第二节	铆钉的规格	(1102)
第三节	铆钉的材料及机械性能	(1111)
第四节	铆钉构造及使用	(1112)
第五节	铆钉施工	(1115)
第六节	铆钉质量检验	(1116)
第五章	多、高层建筑钢结构节点构造图集	(1121)
	多、高层民用建筑钢结构节点连接设计的一般规定及其构造要求	(1123)
附	建筑钢结构焊接技术规程(JGJ 81 - 2002)	(1188)

第五篇 钢结构地基基础工程

设计施工技术 与 图集

第一章	地基基础工程设计施工基础知识	(1307)
第一节	地 基	(1307)

第二节	桩基础	(1311)
第三节	大体积基础承台施工	(1315)
第二章	地基基础工程设计施工图集	(1317)
第一节	扩展基础	(1317)
第二节	筏形基础	(1321)
第三节	箱形基础	(1326)
第四节	桩箱或桩筏基础	(1328)
第五节	桩基础	(1328)
第三章	钢结构桩基工程设计施工实例	(1343)
	金茂大厦地下连续墙设计与施工	(1343)
	附录 :建筑地基处理技术规范(JGJ 79—2002)	(1361)

第六篇 钢结构工厂化生产组织设计施工 技术与实例、图集

第一章	概 述	(1413)
第一节	钢结构及其制造特点	(1413)
第二节	钢结构制造厂的生产布置	(1414)
第三节	钢结构制作的安全与环境卫生	(1416)
第二章	施工组织、常用量具与工具	(1419)
第一节	概 述	(1419)
第二节	审查图纸	(1419)
第三节	备料和核对	(1420)
第四节	钢材的代用和变通办法	(1422)
第五节	钢材的检验和堆放	(1424)
第六节	编制工艺规程	(1425)
第七节	工艺装备技术	(1431)

第八节	安排生产计划及生产的组织方式	(1432)
第九节	组织技术交底	(1433)
第十节	构件检验、涂刷标号及装运	(1433)
第十一节	常用量具与工具	(1440)
第三章	放样、样板、样杆与切割、划线	(1446)
第一节	放样、样板和样杆	(1446)
第二节	划线和切割	(1460)
第四章	成形加工	(1489)
第一节	概述	(1489)
第二节	弯曲	(1492)
第三节	卷板(滚圆)	(1500)
第四节	边缘加工	(1515)
第五节	折边	(1521)
第六节	模具压制	(1524)
第五章	钢结构构件制作实例	(1543)
第一节	钢球制作	(1543)
第二节	高层钢结构加工实例	(1544)
第三节	焊接 H 型钢生产线	(1546)
第四节	箱型梁柱焊接生产线	(1552)
附录	冷弯薄壁型钢结构技术规范(GB 50018—2002)	(1553)

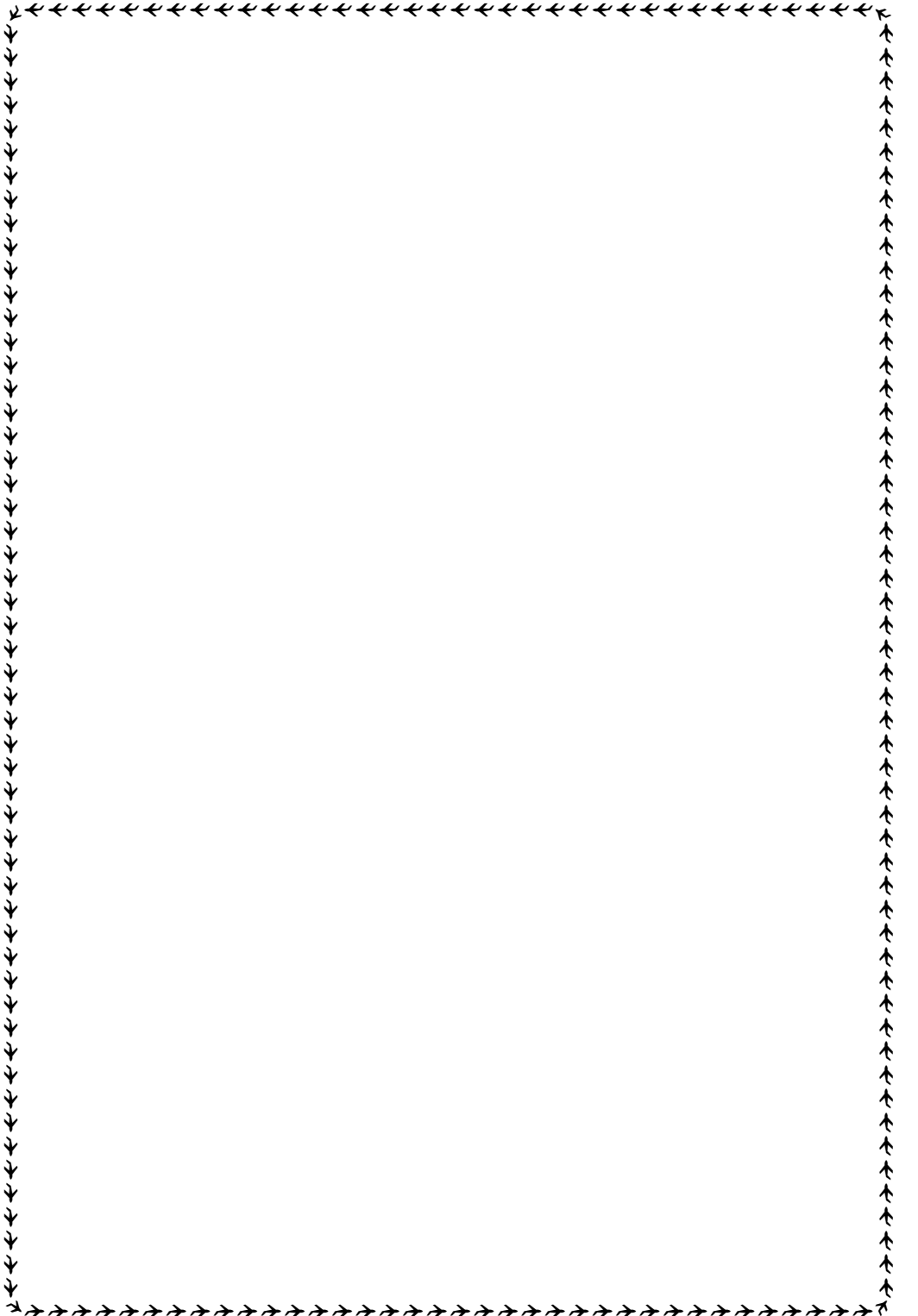
第七篇 钢结构工地安装设计施工实例与图集

第一章	钢结构构件安装	(1625)
第一节	钢结构构件组装的规定	(1625)
第二节	钢结构构件组装的方法	(1626)

第三节	组装的常用夹具	(1626)
第四节	组 装	(1627)
第五节	典型结构组装	(1632)
第六节	钢结构安装程序	(1635)
第二章	钢结构工地安装	(1637)
第一节	起重机械、机具及吊索具	(1637)
第二节	施工准备	(1662)
第三节	吊 装	(1668)
第四节	工地连接	(1688)
第三章	轻型钢结构设计施工实例与图集	(1700)
第一节	轻型钢结构的范畴与种类	(1700)
第二节	轻型钢结构的施工概述	(1704)
第三节	轻型钢结构设计实例与图集	(1710)
第四章	网架钢结构设计施工实例与图集	(1889)
第一节	网架的制作、安装与检验	(1889)
第二节	网架钢结构设计施工实例图案	(1944)
第五章	多层及高层钢结构设计施工实例与图集	(2068)
第一节	多层及高层钢结构基本图集	(2068)
第二节	高层钢结构建筑设计实例	(2098)
第三节	多屋及高层钢结构设计施工实例	(2126)
第六章	钢—混凝土组合结构设计施工实例与图集	(2216)
第一节	钢—混凝土组合结构的施工要点	(2216)
第二节	钢—混凝土组合结构设计施工基本图集	(2225)
第三节	钢—混凝土组合结构设计施工实例	(2244)

第八篇 钢结构工程施工质量控制

第一章 钢结构工程施工质量控制概述	(2281)
第一节 钢结构工程的质量特点与质量控制	(2281)
第二节 钢结构工程施工质量控制的过程	(2283)
第三节 钢结构工程施工质量控制的要求和依据	(2286)
第四节 钢结构工程施工质量控制的方法	(2288)
第二章 钢结构工程施工过程质量控制	(2291)
第一节 钢结构工程施工过程质量控制概述	(2291)
第二节 制作精度的质量控制	(2302)
第三节 焊接的质量控制	(2313)
第四节 高强度螺栓连接的质量控制	(2321)
第五节 安装工程质量控制	(2331)
附录 :房屋建筑制图统一标准(GB/T 50001—2001).....	(2344)
总图制图标准(GB/T 50103—2001)	(2379)
建筑制图标准(GB/T 50104—2001)	(2396)
建筑结构制图标准(GB/T 50105—2001).....	(2414)



第一篇
钢结构工程设计
施工基础资料

第一章 概述

第一节 钢结构的特点和应用

一、钢结构的特点

钢结构是用钢板、热轧型钢或冷加工成型的薄壁型钢制造而成的。和其它材料的结构相比，钢结构有如下一些特点：

(一) 材料的强度高，塑性和韧性好

钢材和其它建筑材料诸如混凝土、砖石和木材相比，强度要高得多。因此，特别适用于跨度大或荷载很大的构件和结构。钢材还具有塑性和韧性好的特点。塑性好，结构在一般条件下不会因超载而突然断裂；韧性好，结构对动力荷载的适应性强。良好的吸能能力和延性还使钢结构具有优越的抗震性能。另一方面，由于钢材的强度高，做成的构件截面小而壁薄，受压时需要满足稳定的要求，强度有时不能充分发挥。图 1-1-1 给出同样断面的拉杆和压杆受力性能的比较：拉杆的极限承载能力高于压杆。这和混凝土抗压强度远远高于抗拉强度形成鲜明的对比。

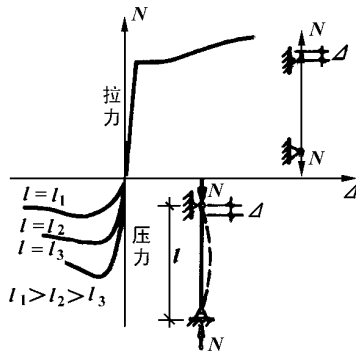


图 1-1-1 钢拉杆和压杆性能比较

（二）材质均匀，和力学计算的假定比较符合

钢材内部组织比较接近于匀质和各向同性体，而且在一定的应力幅度内几乎是完全弹性的。因此，钢结构的实际受力情况和工程力学计算结果比较符合。钢材在冶炼和轧制过程中质量可以严格控制，材质波动的范围小。

（三）钢结构制造简便，施工周期短

钢结构所用的材料单纯而且是成材，加工比较简便，并能使用机械操作。因此，大量的钢结构一般在专业化的金属结构厂做成构件，精确度较高。构件在工地拼装，可以采用安设简便的普通螺栓和高强度螺栓，有时还可以在地面拼装和焊接成较大的单元再行吊装，以缩短施工周期。少量的钢结构和轻钢屋架，也可以在现场就地制造，随即用简便机具吊装。此外，对已建成的钢结构也比较容易进行改建和加固，用螺栓连接的结构还可以根据需要进行拆迁。

（四）钢结构的质量轻

钢材的密度虽比混凝土等建筑材料大，但钢结构却比钢筋混凝土结构轻，原因是钢材的强度与密度之比要比混凝土大得多。以同样的跨度承受同样荷载，钢屋架的质量最多不过钢筋混凝土屋架的 $1/3$ 至 $1/4$ ，冷弯薄壁型钢屋架甚至接近 $1/10$ ，为吊装提供了方便条件。对于需要远距离运输的结构，如建造在交通不便的山区和边远地区的工程，质量轻也是一个重要的有利条件。屋盖结构的质量轻，对抵抗地震作用有利。另一方面，质轻的屋盖结构对可变荷载的变动比较敏感，荷载超额的不利影响比较大。受有积灰荷载的结构如不注意及时清灰，可能会造成事故。风吸力可能造成钢屋架的拉、压杆反号，设计时不能忽视。这在钢筋混凝土屋盖结构中是不会出现的。

（五）钢材耐腐蚀性差

钢材耐腐蚀的性能比较差，必须对结构注意防护。这使维护费用比钢筋混凝土结构高。不过在无侵蚀性介质的一般厂房中，构件经过彻底除锈并涂上合格的油漆，锈蚀问题并不严重。近年来出现的耐大气腐蚀的钢材具有较好的抗锈性能，已经逐步推广应用。

（六）钢材耐热但不耐火

钢材长期经受 100°C 辐射热时，强度没有多大变化，具有一定的耐热性能，但温度达 150°C 以上时，就须用隔热层加以保护。钢材不耐火，重要的结构必须注意采取防火措施。例如，利用蛭石板、蛭石喷涂层或石膏板等加以防护。

二、钢结构的应用范围

钢结构的合理应用范围不仅取决于钢结构本身的特性，还受到国民经济具体发展情

况的制约。解放以来，我国的钢产量有很大发展，1949年全国钢产量只有十几万吨，1992年年产量已达到8000万吨。但是我国社会主义现代化建设规模宏大，用钢量与日俱增。所以，供需相比之下钢材仍然是比较短缺的。为了早日实现农业、工业、国防和科学技术的现代化，一方面要根据钢结构的特点，充分利用它为现代化建设服务，另一方面也要十分注意节约钢材。凡能用其它建筑材料合理进行建设的工程，就不要用钢结构。这就是说，决定是否采用钢结构时要有全局观点。

当前钢结构的适用范围，就民用建筑和工业企业范围来说，大致如下：

（一）大跨度结构

结构跨度越大，自重在全荷载中所占比重也就越大，减轻自重可以获得明显的经济效果。因此，钢结构强度高而质量轻的优点对于大跨结构特别突出。我国人民大会堂的钢屋架、北京和上海等地体育馆的悬索结构和钢网架、陕西秦始皇墓陶俑陈列馆的三铰拱架都是大跨度屋盖的具体例子。大型体育馆屋盖结构的跨度已达110m。在工业建筑中，大跨屋盖结构不断增多，除飞机装配车间（跨度一般在60m以上）外，化肥厂有跨度50~60m的散装仓库，电机工业有跨度约50m、高度约40m的大型试验室。今后随着现代化建设的进展，将会不断出现更多的大跨度结构。

（二）重型厂房结构

钢铁联合企业和重型机械制造业有许多车间属于重型厂房。所谓“重”，就是车间里吊车的起重质量大（常在100吨以上，有的达到440吨），有的作业也经常繁重（24小时运转）。这些车间的主要承重骨架往往全部或部分采用钢结构。新建的宝山钢铁公司，主要厂房都是钢结构的。另外，有强烈辐射热的车间，也经常采用钢结构。

（三）受动力荷载影响的结构

由于钢材具有良好的韧性，设有较大锻锤或产生动力作用等其它设备的厂房，即使屋架跨度不很大，也往往用钢制成。对于抗震能力要求高的结构，用钢来做也是比较适宜的。

（四）可拆卸的结构

钢结构不仅质量轻，还可以用螺栓或其它便于拆装的手段来连接。需要搬迁的结构，如建筑工地生产和生活用房的骨架，临时性展览馆等，钢结构最为适宜。钢筋混凝土结构施工用的模板支架，现在也趋向于用工具式的钢桁架。

（五）高耸结构和高层建筑

高耸结构包括塔架和桅杆结构，如高压输电线路的塔架、广播和电视发射用的塔架和桅杆等。广州和上海的电视塔高度分别为200和205米。1977年建成的北京环境气象塔高325米，是五层拉线的桅杆结构。高层建筑的骨架，也是钢结构应用范围的一个方

面，目前北京和上海等地已在兴建 30 至 50 层的宾馆、贸易中心一类的钢结构房屋。

（六）容器和其它构筑物

用钢板焊成的容器具有密封和耐高压的特点，广泛用于冶金、石油、化工企业中，包括油罐、煤气罐、高炉、热风炉等。此外，经常使用的还有皮带通廊栈桥、管道支架、钻井和采油塔架，以及海上采油平台等其它钢构筑物。

（七）轻型钢结构

钢结构质量轻不仅对大跨结构有利，对使用荷载特别轻的小跨结构也有优越性。因为使用荷载特别轻时，小跨结构的自重也就成了一个重要因素。冷弯薄壁型钢屋架在一定条件下的用钢量可以不超过钢筋混凝土屋架的用钢量。

以上指出的是除桥梁以外的钢结构适用范围的一般情况，具体问题还要结合具体条件分析确定。例如，急需早日交付使用的重点工程，可以适当放宽钢结构的应用范围以争取时间。在有侵蚀性介质的环境里如果要用钢结构，则应采用耐大气腐蚀的钢种。

第二节 钢结构的发展

钢结构是一种具有较大优势的建筑结构，近年来随着我国改革开放进程的加快和钢材产量的不断提高，钢结构发展迅速，钢材的开发、计算的改进、新结构体系的应用等方面都有很大进展。

一、高强度钢材的研制开发

我国目前普遍采用的钢材有 Q235（屈服强度为 $f_y = 235\text{N/mm}^2$ ）Q345 钢（屈服强度为 $f_y = 345\text{N/mm}^2$ ）Q390 钢（屈服强度为 $f_y = 390\text{N/mm}^2$ ）和 Q420（屈服强度为 $f_y = 420\text{N/mm}^2$ ）。第一种钢材是普通碳素结构钢，后三种是低合金高强度结构钢。这四种钢材均列入钢结构设计规范。其中 Q420 钢是新增加的钢种。采用高强度钢材可用较少的材料作成高效的结构，对特大跨度结构、超高层建筑和高耸结构极为有利。

对于连接材料，配合高强度钢材的应用，钢结构设计规范也规定了与上述四种钢材相匹配的 E43 型（ $f_y = 330\text{N/mm}^2$ ）E50 型（ $f_y = 410\text{N/mm}^2$ ）和 E55 型（ $f_y = 440\text{N/mm}^2$ ）焊条。

高强度螺栓应用 35 号钢、45 号钢（屈服强度 $f_y = 660\text{N/mm}^2$ ）经热处理后制成 8.8 级螺栓，20MnTiB 钢（屈服强度 $f_y = 940\text{N/mm}^2$ ）制成 10.9 级螺栓。还有尚未列入规范的 6.8 级高强度螺栓也在高耸结构安装中普遍使用。

二、结构和构件计算的研究改进

现代钢结构已广泛应用新的计算技术和测试技术，对结构和构件进行深入计算和测试，为了解结构和构件的实际工作提供了有利条件，先进的计算和测试技术决定了材料的合理使用，从而保证了结构的安全，也增强了经济效益。

新的钢结构规范中，反映了多年以来的研究成果，这些成果也是当前工程设计中经常遇到的问题，例如，钢管结构的杆件和节点承载力、增加了空间圆管节点强度计算公式和矩形管或方管结构设计计算方法，以及一些构造规定。钢与混凝土组合梁，增加了连续组合梁负弯矩部位的计算方法，楼板为压型组合板的组合梁计算和构造特点，以及部分抗剪连接的组合梁的设计规定。在构造要求中增加了大跨度屋盖结构的设计和构造要求，增加了提高寒冷地区抗脆断能力要求等。这些新规定是改进计算方法的一个重要方面。

三、结构形式的革新和应用

高强度钢材和新结构形式的应用是提高钢结构成效的重要因素，新结构形式有薄壁型钢结构、悬索结构、悬挂结构、网架结构和预应力钢结构等。这些结构均适用于轻型、大跨屋盖结构、高层建筑。对减少用钢量有重要意义。

型钢截面除了传统的角钢、槽钢、工字钢外，H型钢（平行宽翼缘工字钢）也成为近年来常用的一种型钢截面。现在我国马鞍山钢铁股份有限公司等，已能轧制腹板高度为200~700mm的梁、柱、桩三种类型的优质H型钢。符合国家标准《热轧H型钢和部分T型钢》（GB/T11263—1998）规定的型号系列。填补了我国钢材产品的空白，为我国工业与民用建筑提供了可选材料。上海大通钢结构有限公司等生产的一系列符合上述标准的高频焊接轻型H型钢，其抗压、抗弯性能与轧制的H型钢完全相同，而强度略有提高。

H型钢是一种经济断面钢材，与普通工字钢相比，翼缘要宽，侧向刚度较大，一般绕弱轴的惯性矩要大一倍以上，抗弯、抗压、抗扭、抗震能力强，翼缘内、外表面平行，便于机械加工，便于结构连接和安装，可使钢结构构件用钢量减少6%~17%，我国新的钢结构构件设计规范已列入热轧H型钢。

压型钢板是一种新产品，由厚度0.5~1mm的薄钢板模压成锯齿型。它具有一定的抗弯能力，作为非承重构件的压型钢板的模板使用，可兼作工作平台而不需脚手架，其经济性和安全性显而易见，还可大大缩短施工周期。保温材料（聚氨脂塑料）与压型钢板组成的合成板，其使用范围更广，作为外墙板、屋面板在轻型厂房中使用得非常广泛，其自重仅10kg/m²。

压型钢板上面浇灌混凝土后，可用做楼盖层，压型钢板既是楼板的抗拉筋，又替代了模板，而且可以作为无耐火被覆的耐火构件。压型钢板与混凝土组成的合成板，是一

种施工性好、经济性好的楼板形式，目前已成为钢结构建筑楼面的主流。

90年代金属拱形波纹屋盖结构在我国兴起，它是采用0.6~1.5mm厚的彩色钢板轧制出U形或梯形波纹直槽板，然后再轧制出拱形槽板连成一片形成屋盖结构。这种预涂层钢板通常为热镀锌钢板，强度在210~550MPa之间，极限使用寿命40~50年，最大跨度可达40m，钢板厚1.5mm，用钢指标仅22kg/m²。它的优点是用钢省，施工速度快，跨越能力大，防水防腐好，造型美观，可作为厂房、仓库、加油站、体育场、展览厅等屋盖结构，是我国目前发展比较快的一种屋盖结构。

四、钢和混凝土组合构件的应用

钢和混凝土组合构件是一种各取所长的结合，钢的强度高，宜受拉，混凝土则宜受压，两种材料结合，都能充分发挥各自优势，是一种合理的结构。

楼板采用混凝土翼板与钢梁通过抗剪连接件组成一体的组合结构，其组合梁的混凝土板受压，钢梁受拉，各得其所，是非常经济的结构形式。

采用压型钢板作混凝土翼缘板底模的组合梁，也有同样的经济效益。高层建筑和多层住宅已广泛采用钢与混凝土组合梁，组合结构计算与构造已列入新修编的钢结构规范中。

另一种钢与混凝土组合结构是钢管混凝土结构，这种结构是采用薄壁钢管（圆管或方管）内灌素混凝土。在压力作用下，钢管和混凝土之间产生相互作用的紧箍力，使混凝土处于三向受压的应力状态下工作，大大提高了混凝土抗压强度，改善了塑性，提高了抗震性能，而薄钢管在混凝土挤压下不易屈曲，提高了钢管局部稳定性，使钢材强度得到充分发挥。据试验研究，钢管混凝土强度比单钢管或同样截面混凝土强度提高了好几倍。钢管混凝土柱特别适用于轴心受压构件，在高层建筑、工业厂房及多层住宅已有很多应用，并有推荐性标准《钢管混凝土结构设计与施工规程》（CECS 28：90）问世。钢管混凝土是一种具有承载力高、塑性、韧性好、节省材料、方便施工、较好经济效益等特点的新型组合结构，很有发展前景。

第三节 钢结构体系及其组成的构件

钢结构的应用范围极其广泛。为了能更好发挥钢材的性能，有效地承担外荷载，不同的工程结构采用的结构形式也将有所不同。因此，钢结构的主要结构形式比较多

一、用于房屋建筑的主要结构形式

(1) 单层工业厂房常用的结构形式是由一系列的平面承重结构用支撑构件联成空间整体（图1-1-2）。在这种结构形式中，外荷载主要由平面承重结构承担，纵向水平

荷载由支撑承受和传递。平面承重结构又可有多处形式。最常见的为横梁与柱刚接的门式刚架和横梁（桁架）与柱铰接的排架。

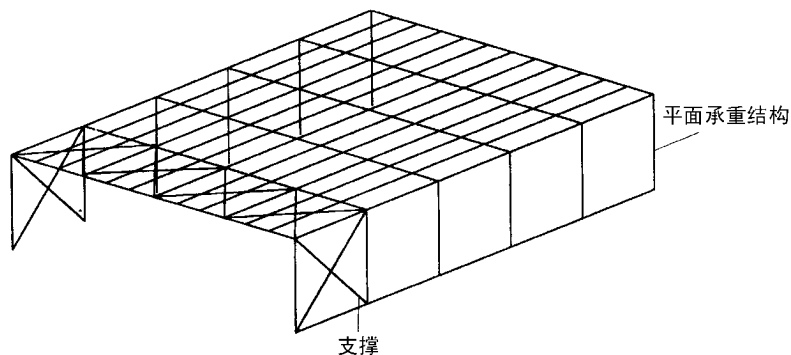


图 1-1-2 单层厂房常用结构形式

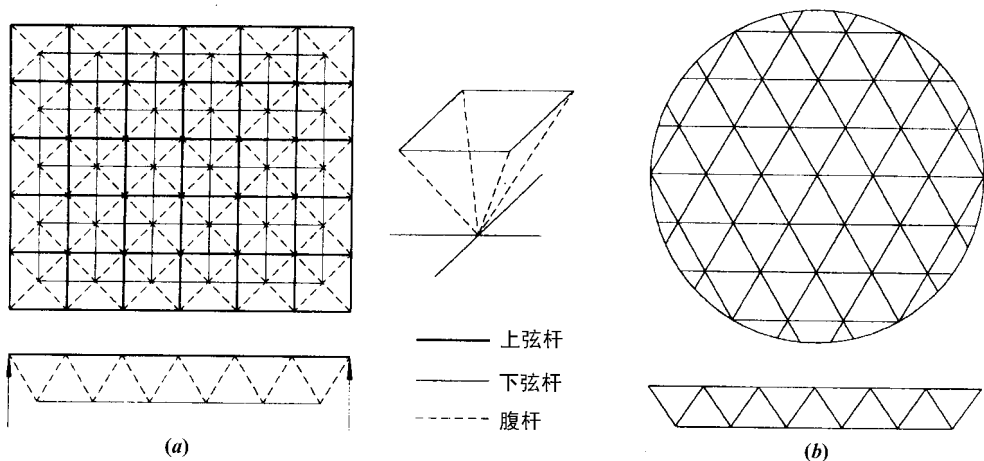


图 1-1-3 平板网架

(2) 大跨度单层房屋的结构形式众多，常用的有以下几种：①平板网架。图 1-1-3 给出了两种双层平板网架，图 1-1-3 (a) 为由杆件形成的倒置四角锥组成，图 1-1-3 (b) 由三个方向交叉的桁架组成。这种结构形式目前也已在单层工业房屋中广泛应用。②网壳。网壳的形式比较多，图 1-1-4 给出了常用的几种。图 1-1-4 (a) 为筒状网壳，也称筒壳，可以是单层或双层的；双层时一般由倒置四角锥组成。图 1-1-4 (b)、(c) 为球状网壳，也称球壳，无论是单层图 (1-1-4b) 或双层图 (1-1-4c)，其网格都可以有多种分格方式。③空间桁架或空间刚架体系。上海浦东国际机场航站楼的屋盖采用了这种体系。④悬索。悬索结构是一种极为活跃的结构，其形式之多可谓不胜枚举，图 1-1-5 给出了少量的常用形式。图 1-1-5 (a) 和 (b) 是预应力双层悬索体系，图 1-1-5 (c) 和 (d) 是预应力鞍形索网体系。⑤杂交结构。杂

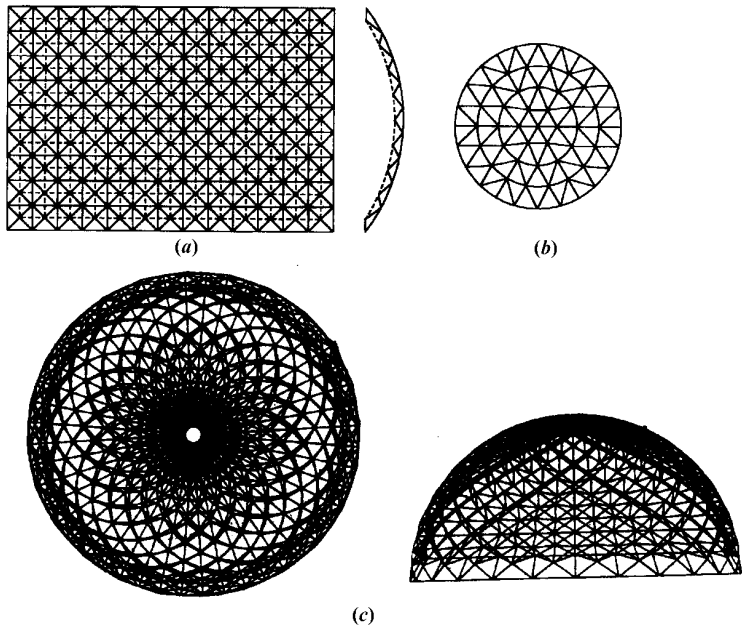


图 1-1-4 网壳

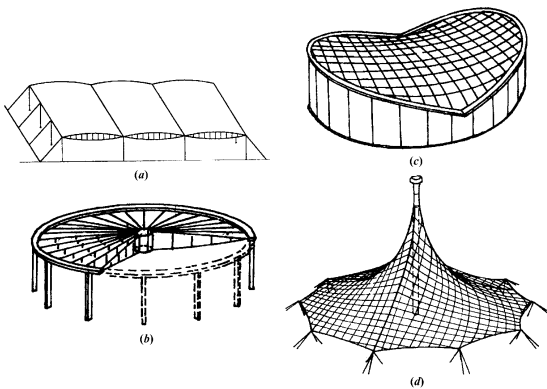


图 1-1-5 悬索结构

交结构是指不同结构形式组合在一起的结构。图 1-1-6 (a) 是拱与索网组合在一起，图 1-1-6 (b) 是拉索与平板网架组合在一起的斜拉网架。⑥张拉集成结构。张拉集成结构是一种主要用拉索通过预应力张拉与少量压杆组成的结构。这种结构形式可以跨越较大空间是目前空间结构中跨度最大的结构，具有极佳的经济指标。图 1-1-7 所示是一种 $240\text{m} \times 193\text{m}$ 椭圆形平面的张拉集成结构，这种形式也称索穹顶。⑦索膜结构。索膜结构由索和膜组成，具有自重轻，体形灵活多样的优点，适宜用于大跨度公共建筑。图 1-1-8 为一 $104\text{m} \times 67\text{m}$ 的溜水馆结构。

(3) 多层、高层及超高层建筑所承受的风荷载或地震作用随着房屋高度的增加而迅

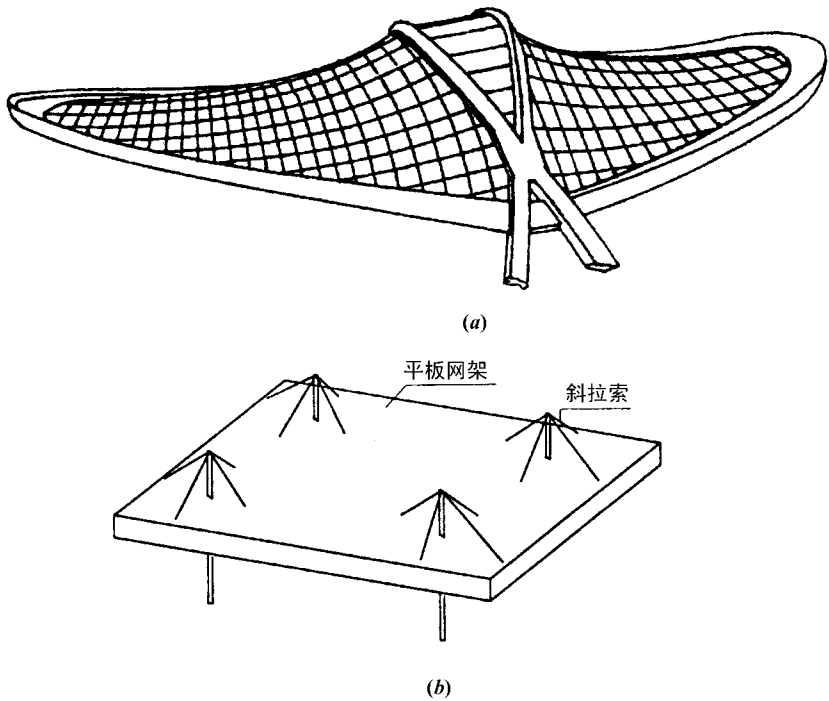


图 1-1-6 杂交结构

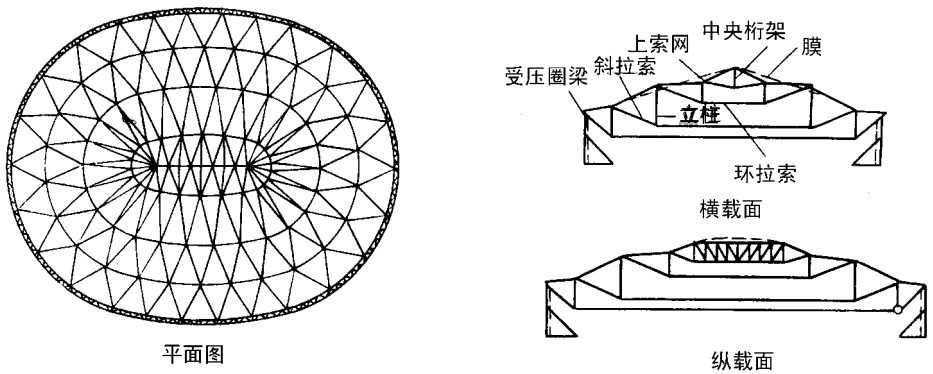


图 1-1-7 张拉集成结构

速增加，如何有效地承受水平力是考虑结构形式的一个重要问题。根据高度的不同，多层、高层及超高层建筑可采用以下合适的结构形式：①刚架结构，梁和柱刚性连接形成多层多跨刚架（图 1-1-9a），承受水平荷载，②刚架-支撑结构，即由刚架和支撑体系（包括抗剪桁架、剪力墙和核心筒）组成的结构，图 1-1-9（b）即为刚架-抗剪桁架结构，③框筒、筒中筒、束筒等筒体结构，图 1-1-9（c）为一束筒结构形式，④巨型结构包括巨型桁架和巨型框架（图 1-1-9d）。

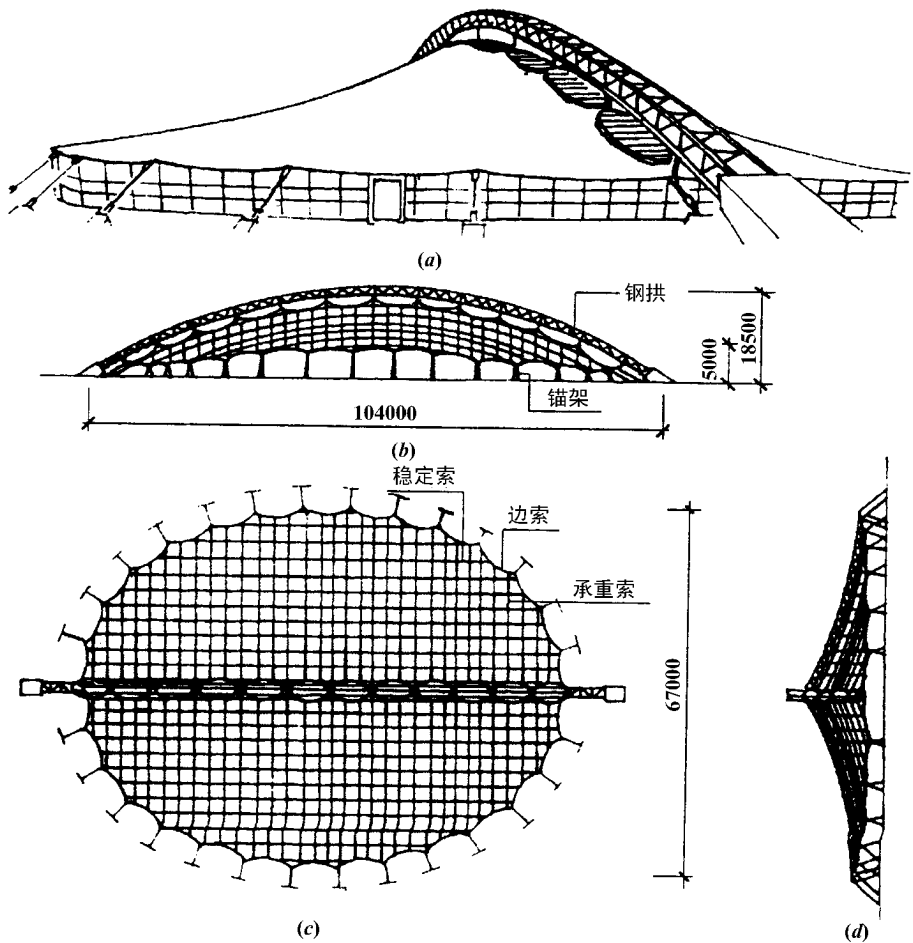


图 1-1-8 索膜结构

二、用于桥梁的主要结构形式

用于桥梁的主要结构形式有如下几种：①实腹板梁式结构，可以采用 I 形截面或箱形截面（图 1-1-10a）；②桁架式结构，桁架可以是简支的也可以是连续的（图 1-1-10b）；③拱或刚架式结构，图 1-1-10（c）是拱式结构的一种常见形式；拱和刚架可以做成实腹的，也可以是格构式的；④拱与梁桁架的组合结构，图 1-1-10（d）是用柔性拱与梁结合的形式；⑤斜拉结构，图 1-1-10（e）是斜拉结构的一种形式，斜拉索采用高强度预应力钢缆；⑥悬索结构，图 1-1-10（f）是悬索结构的一种形式。

三、用于塔桅的主要结构形式

塔桅的主要结构形式为：①桅杆结构（图 1-1-11a），杆身依靠纤绳的牵拉而站

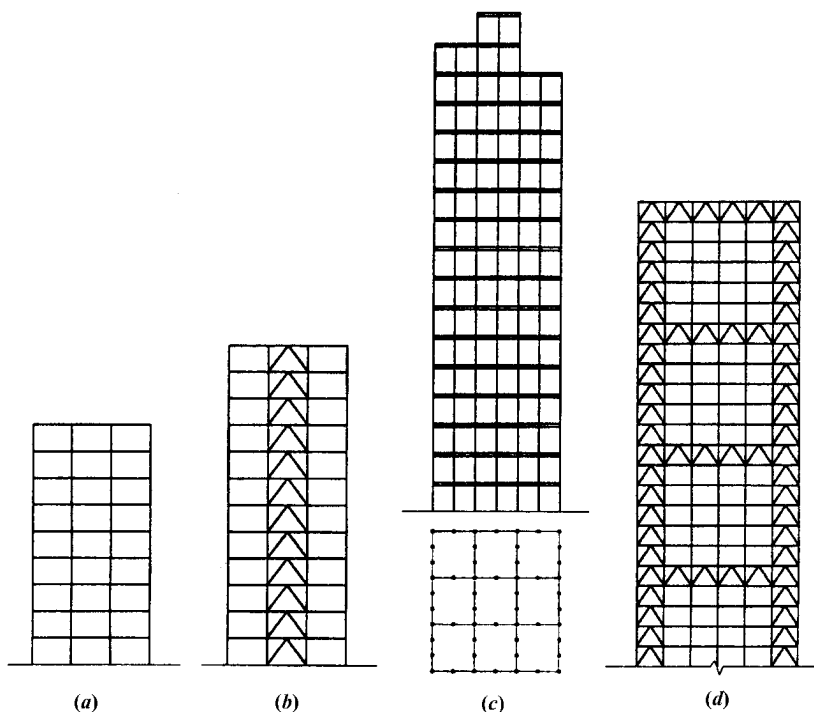


图 1-1-9 多层、高层及超高层建筑的结构形式

立，杆身可采用圆管或三角形、四边形等格构杆件；②塔架结构，塔架立面轮廓线可采用直线形、单折线形、多折线形和带有拱形底座的多折线形（图 1-1-11b）等，平面可分为三角形、四边形、六边形、八边形等。

四、各种结构形式组成构件的分类

从房屋建筑、桥梁、塔桅以及其他工程结构所采用的主要结构形式来看，除了容器（如储液罐、储气罐、囤仓、炉体等）和管道（如输油管、输气管、压力水管等）采用钢板壳体结构外，一般都由杆件系统和索组成。分析这些杆件的受力，可以归结为拉索、拉杆、压杆、受弯杆件、受拉受弯构件（简称拉弯构件）、受压受弯构件（简称压弯杆件）、拱、刚架等。有时钢构件还与混凝土组合在一起，形成组合构件，如钢管混凝土、型钢混凝土构件等。由于这些杆件是组成各种结构形式的最基本单元，因此成为钢结构的基本构件。

为了能精确地掌握钢结构各种结构形式的受力性能，首先必须掌握钢结构基本构件的工作性能及其分析的基本理论。本教材《钢结构基本原理》的宗旨即在于此。在以下几章中，将对钢结构的材料、受拉构件、拉弯构件及索、轴心受压构件、受弯构件、压弯构件、桁架、单层刚架与拱以及组合构件等的受力性能及其分析的基本理论进行阐述。

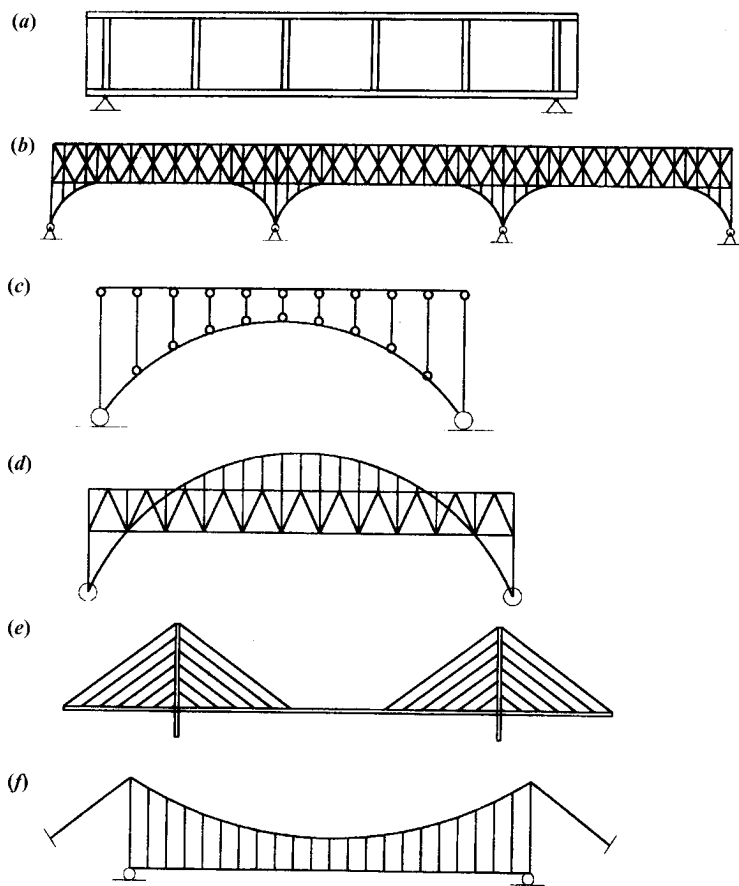


图 1-1-10 桥梁的主要结构形式

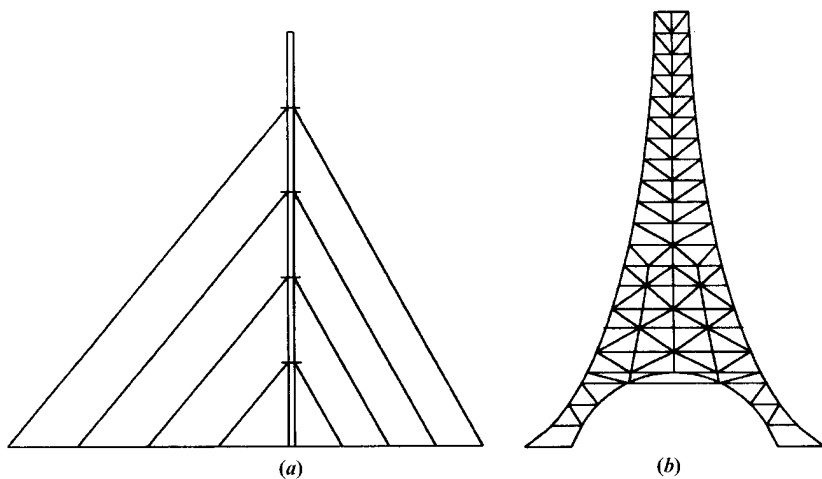


图 1-1-11 塔桅结构

第二章 钢结构设计基本理论

新颁布的《钢结构设计规范 GBJ 17-88》和《冷弯薄壁型钢结构技术规范 GBJ 18-87》中的设计原则都是根据《建筑结构可靠度设计统一标准》制订的，采用以概率为基础的极限状态设计法，用分项系数的设计表达式进行计算。因此本章内容主要包括：(1) 一次二阶矩概率极限状态设计法；(2) 分项系数表达的概率极限状态设计实用表达式以及钢结构习用的应力表达式；(3) 规范 GBJ 17-88 中钢材和连接的强度设计值。

第一节 概率极限状态设计法的基本概念

为了便于后面讲述概率极限状态设计法，现对有关概念加以简介。

一、结构的功能要求

结构设计的目的是要使设计的结构能够满足各种预定功能要求。建筑结构设计统一标准规定，建筑结构必须满足下列功能要求：

(一) 安全性

结构应能承受在正常施工和正常使用时可能出现的各种荷载及引起结构外加变形或约束变形的其它作用（如支座沉陷、温度变化），在偶然事件（如地震）发生时及发生后仍能保持必需的整体稳定，不致倒塌。

(二) 适用性

结构在正常使用荷载作用下应具有良好工作性能，满足预定的使用要求，例如不产生影响正常使用的过大变形等。

(三) 耐久性

结构在正常维护下，应随时间的变化仍能满足预定功能要求，例如不发生严重锈蚀而影响结构的使用寿命等。

二、结构的可靠性、可靠度、失效概率

结构的可靠性是指结构在规定的时间内（设计基准期，一般取 50 年）内，在规定的条件（正常设计、正常施工、正常使用和正常维护）下，完成预定的安全性、适用性和耐久性等功能的能力。显然，结构具有安全性、适用性和耐久性，即可认为结构具有可靠性；因而也可以说，结构可靠性是关于结构安全性、适用性和耐久性的概称。

用来度量结构可靠性的指标称为可靠度。它是可靠性的定量描述，它表示可靠程度的大小。用来度量安全性的指标称为安全度。可靠度比安全度的含义更广泛，但安全度是可靠度最重要的内容。

由于影响可靠性的各种因素存在着不定性，如荷载、材料性能等的变异、计算模型的不完善，制作、安装质量的差异等，而且这些因素都是随机的，因此度量可靠性比较科学的方法是用概率表示。可靠度是指结构在规定时间内，在规定的条件下，完成预定功能的概率，它是结构可靠性的概率度量。

结构能够完成预定功能的概率称为可靠概率（ p_s ），反之，结构不能完成预定功能的概率称为失效概率（ p_f ），二者互补，即 $p_s + p_f = 1$ 。

在结构设计中，除了满足可靠性要求外，还必须考虑经济性。二者之间是经常互相矛盾的。结构设计要解决的基本问题，就是在结构的可靠与经济之间选择一种合理的平衡，力求以比较最经济的途径，使所设计的结构具有适当的可靠度，也就是以适当的可靠度来满足各种预定的功能要求。

从概率的观点看，结构的安全可靠不可能是绝对的，即不可能是百分之百的，总是存在风险的。但只要结构的失效概率足够小，小到人们可以接受的程度，就可以认为这一结构设计是可靠的。根据这样的认识而得到的计算方法称为概率法。

三、结构上的作用、作用效应、结构构件抗力

结构上的作用是指使结构产生效应（即内力、变形、应力、应变等）的各种原因的总称。作用可分为直接作用和间接作用两类。直接作用是指直接施加于结构上的集中或分布的力，如结构自重、楼面活荷载、吊车荷载等，统称为荷载。间接作用是指引起结构外加变形或约束变形的其他作用，以变形形式作用于结构，如温度变化、基础沉降、焊接、地震等。

作用按随时间的变异可分为永久作用、可变作用和偶然作用。永久作用指在设计基准期（结构使用期）内其值不随时间变化，或其变化与平均值相比可以忽略不计的，如结构自重、土压力、预加应力、基础沉降、焊接等。永久荷载习称恒荷载。可变作用指在设计基准期内其值随时间变化，且其变化与平均值比较不可忽略的，如安装荷载、楼面活荷载、风荷载、雪荷载、吊车荷载、温度变化、常遇地震等。可变荷载习称活荷载。偶然作用指在设计基准期内不一定出现，而一旦出现，其量值很大且持续时间较短

的，如地震、爆炸力、撞击力等。

作用效应 (S) 是指结构上的作用引起的结构或其构件的内力和变形，如轴力、弯矩、剪力、扭矩、应力和挠度、转角、应变等。当作用为荷载时，其效应也可称为荷载效应。本章主要讨论荷载效应。因为结构上的作用是不确定的随机变量，所以作用 (荷载) 效应 S 一般也是随机变量。

作用在结构上的荷载 Q 与荷载效应 S 之间，在简单情况下一般存在线性比例关系，即

$$S = CQ \quad (1-2-1)$$

式中常数 C 称为荷载效应系数，与结构型式和荷载情况有关。例如一简支梁的跨中作用一集中荷载 Q ，计算最大弯矩时， $C = l/4$ ， l 为梁的跨度。在这种情况下，荷载效应的统计规律可按与荷载的统计规律一致来考虑。

结构 (构件) 抗力 (R) 是指结构或构件承受内力和变形的能力，如构件的承载能力、刚度等。结构 (构件) 的抗力是结构 (构件) 材料性能 (强度、弹性模量等)、几何参数和计算模式的函数。由于材料性能的变异性、构件几何特征的不定性和计算模式的不定性，结构 (抗件) 抗力也是随机变量。

四、结构的极限状态和极限状态方程

(一) 结构的极限状态

结构的极限状态可以这样来定义：整个结构或结构的一部分超过某一特定状态就不能满足设计规定的某一功能要求，此特定状态称为该功能的极限状态。可见，结构或构件的极限状态是指结构或构件能够满足设计规定的某一功能要求的临界状态。

结构的极限状态可分为下面两类：

1. 承载能力极限状态

这种极限状态对应于结构或构件达到最大承载能力或不适于继续承载的变形。当结构或构件出现下列状态之一时，即认为超过了承载能力极限状态：

- (1) 整个结构或结构的一部分作为刚体失去平衡，如结构发生倾覆等；
- (2) 结构构件或连接因材料强度被超过而破坏 (包括疲劳破坏)，或因过度的塑性变形而不适于继续承载；
- (3) 结构转变为机动体系；
- (4) 结构或构件丧失稳定，如压杆屈曲等。

2. 正常使用极限状态

这种极限状态对应于结构或构件达到正常使用或耐久性的某项限值。当结构或构件出现下列状态之一时，即认为超过了正常使用极限状态：

- (1) 影响正常使用或外观的变形；
- (2) 影响正常使用的振动；

(3) 影响正常使用或耐久性能的局部损坏(包括裂缝);

(4) 影响正常使用或其他特定状态。

按照各种结构的特点和使用要求,对结构的各种极限状态均应规定明确的标志和具体限值。

结构设计时,应考虑各种有关的极限状态。这样,以相应于结构或构件各种功能要求的极限状态作为结构设计依据的设计方法称为极限状态设计法。

通常是按承载能力极限状态设计结构构件,再按正常使用极限状态进行校核。

(二) 极限状态方程和结构的功能函数

结构或构件的极限状态可以用荷载(作用)效应 S 和结构或构件抗力 R 之间的关系来描述。结构或构件所处的状态可以概括为:

$$R \cong S$$

或写成

$$Z = R - S \cong 0 \quad (1-2-2)$$

显然,当 $Z > 0$, 即 $R > S$, 结构或构件处于可靠状态;

当 $Z < 0$, 即 $R < S$, 结构或构件处于失效状态;

当 $Z = 0$, 即 $R = S$, 结构或构件处于极限状态。

$Z = R - S = 0$ 称为极限状态方程。 $Z = g(R, S)$ 是反映结构完成功能状态的函数,称为结构功能函数或状态函数,也称为安全裕度。

更一般的情况,极限状态方程 $Z = g(R, S) = 0$ 可写成:

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0 \quad (1-2-3)$$

式中 $X_i (i = 1, 2, \dots, n)$ 称为基本变量,表示计算结构各种荷载(作用)效应时采用的各种荷载值及影响结构抗力的各种因素,如材料性能、几何参数、计算模式等。

可见,通过 $Z = g(\cdot)$ 可以判断结构所处的状态;结构的极限状态可用极限状态方程来描述,它是结构可靠状态与失效状态的界限状态。

因为结构功能函数中的基本变量都是随机的,所以结构可靠性用概率来度量不仅是可能的,而且是科学的、合理的。

第二节 钢结构设计方法的发展

结构设计(计算)方法按力学计算可分为弹性设计法和塑性设计法;从可靠度观点看,则可分为安全系数(定值)设计法和概率设计法两大类。随着科学的进步和工程实践的进展,结构设计方法不断地发展。本节从可靠度角度介绍钢结构设计方法从较早的安全系数法向概率极限状态设计法的演变和发展。

一、安全系数法

从前节知道，影响结构可靠性的荷载效应和结构构件抗力的基本变量都具有不定性，最好采用统计数学来处理。但限于数学的进展和人们认识的局限，长期以来，结构设计的不定性问题是用定值（确定性）方法来处理的。

最早的结构设计是以纯经验为依据的。到了 19 世纪，随着弹性体系力学的发展，提出了容许应力设计法，是安全系数法最早的一种。在 1957 年以前，我国钢结构设计一直采用传统的容许应力设计法。

在 20 世纪 30 年代，随着对结构弹塑性和塑性受力及其破坏的研究的发展和深入，又提出了最大荷载设计法（也称极限荷载设计法、破坏荷载设计法、破坏强度设计法或极限设计法等）。这种设计法仍采用安全系数的表达形式，但考虑结构材料的破坏阶段，因而比传统的容许应力设计法前进一步。

（一）传统的容许应力设计法

这种方法的设计准则是：结构构件的计算应力 σ 应不超过结构设计规范规定的容许应力 $[\sigma]$ ，其表达式为：

$$\sigma = \sum N/a \leq [\sigma] \quad (1-2-4)$$

式中 $\sum N$ 为构件由各种标准荷载产生的总内力； a 为构件的几何参数（截面面积或截面抵抗矩等）；构件应力 σ 按弹性受力公式计算。

容许应力是将构件材料的极限应力（钢材屈服点标准值 f_y ）除以大于 1 的安全系数 K 而得，即：

$$[\sigma] = f_y/K \quad (1-2-5)$$

对于一般钢结构，采用 $K = 1.4 \sim 1.7$ ；例如 20 世纪 50 年代初我国《钢结构设计规范试行草案（规结 4-54）》中 3 号钢在主要荷载作用时，取 $K = 1.5$ ，即 $[\sigma] = 235/1.5 = 157\text{N/mm}^2$ 。取 K 值大于 1 是考虑到结构在使用过程中，作用于结构上的各种荷载可能大于标准值，钢材屈服点可能小于标准值，截面尺寸可能偏小，计算图形不够准确，制造、安装产生的偏差以及未认识到的其它偏差等。规定 K 值时也要考虑到经济性，即根据即要符合当时条件下是经济的，又要保证结构在当时社会所能接受的条件来确定适当的 K 值。对重要的和破坏后果严重的结构，可适当提高其安全系数。

容许应力设计法形式简单，应用方便。但这种方法采用凭经验确定的定值的单一安全系数，没有考虑各种结构具体情况的差异，因而不能保证所设计结构具有比较一致的安全水平。例如不同结构承受各种不同类型荷载的组合，各种荷载超过标准值的概率和幅度各不相同，尤其对某些活荷载有较大的超载可能，有些情况某些荷载小于标准值反而对结构或构件更不利；因而在相同的安全系数下将反映不同的安全度。各种材料的强度性能等的离散情况（标准差）不同，需要采用相应不同的安全系数（钢材强度的标准差较小，故钢结构的安全系数小于钢筋混凝土和砌体等结构），安全系数较大的结构也

不反映有更大的安全度；等等。

此外，容许应力设计法按弹性方法计算构件应力；因而对发展塑性变形能继续提高承载力的构件或结构（如受弯构件等）将比发展塑性变形不能或较少提高承载力的构件或结构（如轴心受力构件）具有更大的实际安全储备和安全度。

（二）最大荷载设计法

这种设计法考虑结构材料的破坏阶段，其设计准则是：结构构件由标准荷载所产生的总内力 $\sum N$ 乘以安全系数 K 应不超过构件截面的破坏抗力 R_u ，其表达式为：

$$K \sum N \leq R_u \quad (1-2-6)$$

式中破坏抗力 R_u 是材料破坏强度和构件几何参数 a 的函数，对钢结构一般可写为 $R_u = f_y a$ ，计算 a 时可考虑钢材的塑性变形性能，例如计算受弯构件时 a 可采用截面的塑性抵抗矩或部分截面发展塑性变形的抵抗矩等，可相应取得较好的经济效果。当按弹性理论设计时，以及对发展塑性变形不提高承载力的构件（如轴心受力构件），这种设计方法与容许应力设计法式（1-2-4）、（1-2-5）等效。

式（1-2-6）中的 K 在形式上表达为对荷载产生的内力（效应） $\sum N$ 的提高，而容许应力设计法式（1-2-5）中的 K 在形式上表达为对钢材屈服点标准值 f_y 的降低，但实质上两种设计方法的 K 都是笼统地包括了荷载超过、材料强度偏低等所有可能发生的因素。最大荷载设计法除可考虑结构材料的塑性变形发展和破坏阶段外，仍与容许应力设计法一样，具有安全系数设计法形式简单、应用方便等优点以及采用凭经验确定的单一安全系数等缺点。

这种设计方法曾在某些国家结构设计中得到应用，我国钢筋混凝土等结构在 50 年代也曾采用这种方法进行设计。我国钢结构设计没有采用过这种设计方法，但在容许应力法设计规范中曾个别列入受弯构件在符合一定特殊条件下可适当考虑塑性变形发展和提高承载力的条款。

二、半概率极限状态设计法

随着对荷载和材料性能变异的研究，认识到结构由荷载产生的内力（效应）和构件承载力都是非确定性的。在 20 世纪 30~50 年代苏联和美国学者们都提出结构安全度问题应该采用概率分析的理论。为了改进定值单一安全系数设计法的缺点，在 20 世纪 50 年代中期，苏联建筑法规和各种结构设计规范采用了三系数极限状态设计法。我国在 1957 年也推荐采用这种设计法。

这种方法有三个特点：

（1）明确提出结构极限状态的概念，结构的极限状态分为承载能力极限状态、变形极限状态和裂缝极限状态三类。

（2）在承载能力极限状态的计算表达式中，将单一的安全系数分解为考虑荷载可能比其标准值偏大和构件抗力可能比其标准值偏小不利情况的两个系数，即超载系数（ n ）

> 1) 和材料匀质系数 ($k < 1$), 另外引入一个调整安全度的工作条件系数 m 。

(3) 某些荷载的超载系数和材料强度的匀质系数是将荷载和材料强度作为随机变量, 采用数理统计方法按一定的概率取值。例如钢材设计强度 f_d 采用钢材强度最小值 f_{\min} , 其值取平均值 μ_f 减 3 倍标准差 σ_f , 即 $f_{\min} = \mu_f - 3\sigma_f$, 其含义是出现比 f_{\min} 小的强度值的概率只有 0.135% (当钢材屈服强度为正态分布时)。这样, 在结构安全度问题中引进了概率的概念。

这种方法中承载能力极限状态设计表达式可以写成:

$$\sum n_i N_i \leq m k f_k a = m f_{da} \quad (1-2-7)$$

式中 N_i 为由各种荷载标准值 (即正常使用情况的荷载最大值) 产生的构件内力 (效应); n_i 为各荷载的超载系数, \sum 表示 $n_i N_i$ 经组合后构件内力的总和; m 为工作条件系数; f_k 为材料强度标准值; k 为匀质系数, $k = f_{\min}/f_k$; a 为构件截面几何参数。

这种方法虽然对材料强度匀质系数和部分荷载超载系数采用数理统计方法以一定的概率取值, 但是由于条件限制, 某些荷载超载系数和工作条件系数还必须用传统方法凭经验确定, 因此这种方法可称为半概率半经验极限状态设计法, 简称半概率法。

20 世纪 60 年代及以后, 其他一些国家和国际组织也提出半概率极限状态设计法, 各国相互交流, 互有改进, 由 6 个有关国际组织赞助组成的结构安全度联合委员会 (JCSS) 于 1976 年吸取了国际上用概率理论研究结构安全度的大量成果, 编制了《结构统一标准规范的国际体系》第 I 卷、《各类结构和材料的共同统一规则》, 推荐采用半概率法 (在附录中介绍了近似概率法); 同时有些国家和组织, 如欧洲钢结构协会 (ECCS) 等采用半概率法编制了钢结构设计规范或建议*。苏联在 1972 和 1981 年颁布的钢结构设计规范在原有基础上作了不少改进, 向国际靠拢, 例如在极限状态分类方面, 将三类极限状态也并为两类 (承载能力和正常使用), 吸取了分项系数 (即分项安全系数) 概念, 将匀质系数改用了大于 1 的材料安全系数等。

尽管各国规范具体设计表达式不完全一样, 甚至名词术语也不尽相同; 在 20 世纪 70 和 80 年代的半概率设计法中, 其承载能力极限状态可概括地用下列形式来表达荷载效应 (内力) 设计值与构件抗力设计值的关系 (基本组合):

$$\gamma_0 (\gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} \gamma_{Qi} S_{Qik}) \leq a f_k / \gamma_m \quad (1-2-8)$$

式中 S_{Gk} 、 S_{Q1k} 、 S_{Qik} 分别为永久 (恒) 荷载、第 1 (最大) 可变 (活) 荷载和其它任意第 i 可变 (活) 荷载标准值产生的荷载效应 (内力);

γ_G 、 γ_{Q1} 、 γ_{Qi} 分别为永久、第 1 可变和第 i 可变荷载的分项系数;

ψ_{ci} 为荷载组合值系数, 即考虑结构承受两种或两种以上可变荷载时, 荷载同时达到各自最大值的可能性很小, 对部分可变荷载的折减系数;

f_k 为材料强度标准值;

* ECCS Recommendations for the Design and Construction of Steel Structures, 1978.

γ_m 为材料强度的分项系数；

a 为构件截面几何参数；

γ_0 为结构重要性系数。

我国 1974 年 ~ 1990 年采用的钢结构设计规范 TJ 17-74 是多系数分析单一系数表达的容许应力设计法，也按承载能力和变形两种极限状态分别设计。从表达形式看，和传统容许应力设计法基本相同，但对影响安全系数的主要因素是按数理统计方法和我国工程实践经验进行多系数分析，再综合成一个单一安全系数。例如承载能力极限状态设计表达式可写成：

$$K_1 \sum N \leq \frac{1}{K_3} \cdot \frac{f_y}{K_2} \cdot a \quad (1-2-9)$$

或写成

$$\sigma = \frac{\sum N}{a} \leq \frac{f_y}{K_1 K_2 K_3} = \frac{f_y}{K} = [\sigma] \quad (1-2-10)$$

式中 $\sum N$ 为各标准荷载产生的内力（效应）经组合后的总和； f_y 为钢材屈服点标准值，取标准规定的钢材屈服点； K_1 为荷载系数的加权平均值，取 1.23； K_2 为材料强度系数，对 3 号钢取 1.143； K_3 为考虑少数荷载特殊变异情况、结构受力状况和工作条件、施工制造条件等特殊情况的修正系数，一般情况下取 $K_3 = 1$ ，特殊情况（不利情况）时取 $K_3 = 1.05 \sim 1.4$ 等，例如对重级工作制吊车梁及其连接，取 $K_3 = 1.05$ 。

所以，一般情况下对 3 号钢构件为 $K = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 = 1.41$ 。这种方法实质上属半概率极限状态设计法。

半概率极限状态设计法除了某些系数仍需要凭经验确定外，主要不足点是没有考虑荷载效应和材料抗力的联合概率分布和失效概率。一次二阶矩极限状态设计法弥补了这一缺点。

三、一次二阶矩极限状态设计法

20 世纪 60 和 70 年代美国和其他一些国家的学者将 20 世纪 40 ~ 50 年代开展研究的以概率为基础的安全度理论进一步发展，并提出比较实用的方法。这种方法除考虑两类极限状态、采用数理统计方法以一定概率确定荷载和材料强度标准值以外，还给出极限状态方程和功能函数，用结构失效概率或可靠指标度量结构可靠性，对荷载效应 S 和结构抗力 R 的联合分布进行考察，在结构极限状态方程和结构可靠度之间以概率建立关系。

这种方法只需考虑随机变量的平均值（又称一阶原点矩）和方差（即标准差的平方，又称二阶中心矩），而且在计算中对非线性的结构功能函数用泰勒级数展开，取一次幂项近似变为线性的。所以这种方法称为一次二阶矩极限状态设计法，简称一次概率法或二阶矩概率法。因为用这种方法分析结构可靠度还存在一定的近似性，所以有时也称近似概率法。

这种方法在 20 世纪 70 年代后期和 80 年代被一些国际组织和国家编制的规范所采用,如国际标准化组织(ISO)、欧洲共同体、美国等。我国《建筑结构可靠度设计统一标准 GB50068-2001》就是参考结构安全度联合委员会(JCSS)所提出的统一规则和美国国家标准 A58(1990 年)等大量资料,并结合我国国情,经过调查研究和分析,采用二阶矩概率设计法编制而成的。为了设计使用方便,设计表达式采用分项系数极限状态表达方法,但分项系数是在结构可靠度一致条件下求出的。下节将重点介绍一次二阶矩概率极限状态设计法。

四、全分布概率设计法

如果知道结构或构件功能函数各随机变量的概率密度函数或其联合概率密度函数,就可用多维积分求解失效概率。这种方法称为全分布概率设计法,简称全概率法。目前在实际工程中尚难以做到。

结构设计方法还在不断发展,目前正在和最近将要开展研究的问题有:(1)整体结构体系的可靠度分析,包括静定结构和超静定结构体系;(2)动态条件下的结构的可靠度分析;(3)各种作用效应随机组合问题;(4)最优失效概率法;(5)全概率法等。

第三节 一次二阶矩概率极限状态设计法

一、关于失效概率的计算

在第一节中曾提到结构能完成和不能完成预定功能的概率分别称为可靠概率 P_s 、即 $P(Z=R-S \geq 0)$ 和失效概率 P_f 、即 $P(Z=R-S < 0)$; $P_s + P_f = 1$ 。因此可以用 P_s 或 P_f 来度量结构的可靠性,习惯上更常用后者。所设计的结构是否可靠是指失效概率是否小到可以接受的预定程度,比如 1/1000 或 1/10000 等。

原则上, P_f 可通过多维积分求得。现以仅有荷载效应 S 和结构构件抗力 R 两个基本变量的简单情况予以说明。将 S 和 R 各自的概率分布曲线联合示于图 1-2-1, $f(S)$ 和 $f(R)$ 分别为 S 和 R 的概率密度函数,假设 S 和 R 是相互独立的。从图中可以看出, $R < S$ 这种情况的概率 [$P(R < S)$] 虽然很小,但总是可能发生的。当荷载效应为 S 时, $R < S$ 的概率为 $\int_0^S f(R) dR$; 荷载效应为 $S \sim (S + dS)$ 范围的概率为 $f(S) dS$ 。由于 S 和 R 是互相独立的,两事件同时发生的概率为两事件单独发生概率的乘积,今计入 S 从 0 到 ∞ 的所有可能性,即在 S 全域内积分,则总的 $R < S$ 的概率为:

$$P_f = \int_0^{\infty} (f(S) [\int_0^S f(R) dR]) dS \quad (1-2-11)$$

可见用 P_f 度量结构可靠性是有比较明确物理意义的。但当极限状态方程与多个随机变量有关时,按式(1-2-11)计算 P_f 比较复杂,并且随机变量的实际概率分布曲线的数据也难以全都得到。现在都采用可靠指标(下面二说明)代替 P_f 来具体度量结构可

靠性，可通过换算由可靠指标得到失效概率。

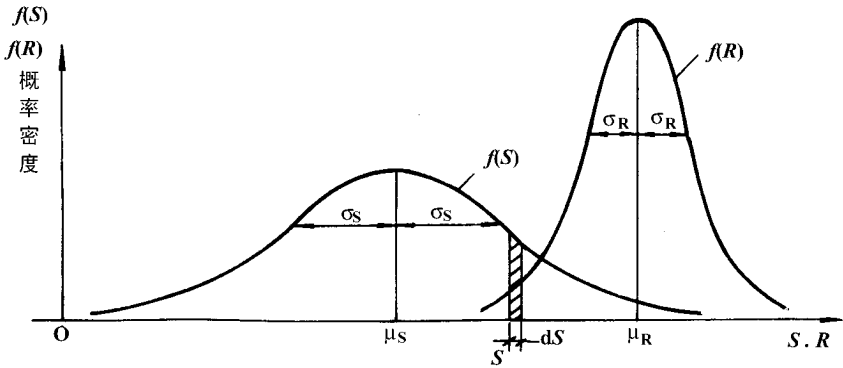


图 1-2-1 S 和 R 的概率分布曲线

二、结构的可靠指标和一次二阶矩法的简单设计式

(一) 可靠指标及其与失效概率的关系

现仍以荷载效应 S 和结构抗力 R 两个基本变量的简单情况为例，对 S 和 R 的联合分布进行考察，即将图 1-2-1 中的两曲线合为 $Z = R - S$ 的分布曲线，如图 1-2-2 示。设 S、R 为互相独立的基本变量，且假设 S、R 均为正态分布；则由概率理论可知， $Z = R - S$ 也必为正态分布，其平均值 μ_z 和标准差 σ_z 为：

$$\mu_z = \mu_R - \mu_S \quad (1-2-12)$$

$$\sigma_z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (1-2-13)$$

式中 μ_S 、 μ_R 、 σ_S 、 σ_R 分别为 S、R 的平均值和标准差。

图 1-2-2f(Z) 为函数 Z 的概率密度函数，其中阴影线部分的面积为 $Z < 0$ 的概率，即失效概率 p_f ，

$$p_f = P(Z < 0) = \int_{-\infty}^0 f(Z) dZ \quad (1-2-14)$$

如用 σ_z 去度量 μ_z ，则得

$$\beta_{\sigma_z} = \mu_z \quad (1-2-15)$$

$$\beta = \mu_z / \sigma_z = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (1-2-16)$$

将正态分布标准化，引入标准化变量 $t = \frac{Z - \mu_z}{\sigma_z}$ ，这时 $\mu_t = 0$ 、 $\sigma_t = 1$ ，则：

$$\text{或 } p_f = P(Z < 0) = P\left(\frac{Z - \mu_z}{\sigma_z} < -\frac{\mu_z}{\sigma_z}\right) = \Phi\left(-\frac{\mu_z}{\sigma_z}\right) = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta)$$

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - p_f)$$

$$(1-2-17)$$

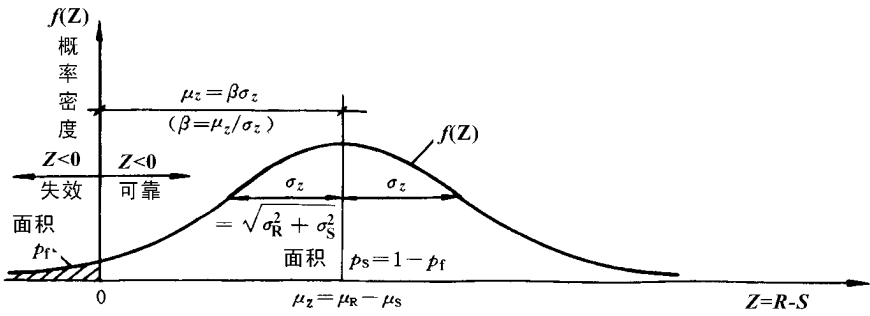


图 1-2-2 失效概率与可靠指标的关系

式中 $\Phi(\cdot)$ 为标准正态分布函数，即下面式 (1-2-19)，标为 $\Phi(t)$ ，其中 $f(t)$ 即式 (1-2-18) 为标准正态概率密度函数：

$$f(t) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-t^2/2} \quad (1-2-18)$$

$$\Phi(t) = \int_{-\infty}^t f(t) dt = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^t e^{-t^2/2} dt \quad (1-2-19)$$

从式 (1-2-16) 可知， β 是函数 Z 的变异系数 $\delta_z = \sigma_z/\mu_z$ 的倒数。从图 1-2-2 或式 (1-2-17) 都可看出，当分布已定时， β 与 p_f 之间存在着——对应关系。 β 增大时， p_f 减小， β 减小时， p_f 增大。 β 也具有与 p_f 相对应的物理意义， β 的大小表示可靠度的大小， β 越大时结构越可靠。 β 称为结构的可靠指标。知道 β 值，可从标准正态分布表中求出 p_f 。表 1-2-1 为 β 与 p_f 的对应关系。

表 1-2-1 可靠指标 β 与失效概率 p_f 的对应关系

可靠指标 β	1.0	1.5	2.0	2.5
失效概率 p_f	1.59×10^{-1}	6.68×10^{-2}	2.28×10^{-2}	6.21×10^{-3}
可靠指标 β	3.0	3.5	4.0	4.5
失效概率 p_f	1.35×10^{-3}	2.33×10^{-4}	3.17×10^{-5}	3.40×10^{-6}

可见，只要知道 R 和 S 两个基本变量的平均值和标准差，就可算出 β 值。当 R 和 S 的平均值之差增大，或者二者标准差减小，均使 β 值增大，即结构可靠度增加。

从式 (1-2-16) 和 (1-2-17) 可看出，可靠指标 β 不仅反映了基本变量 R 和 S 的平均值对失效概率 p_f 的影响，而且反映了其离散程度 σ_R 和 σ_S 对 p_f 的影响。例如图 1-2-3 实线和虚线表示两组平均值相同的 $f(S)$ 和 $f(R)$ ，其中虚线所示第 2 组 $f_2(S)$ 、 $f_2(R)$ 的离散程度较大，即 σ_R 和 σ_S 均较大，因而可靠指标 β 减小而失效概率 p_f 增加。因此按可靠指标进行设计比只考虑平均值，如 μ_R/μ_S （此比值称为中心安全系数）或 $\mu_R - \mu_S$ （此差值称为平均安全裕度），可以更好地反映基本变量 R 和 S 变异性对安全度的

影响；可使所设计的构件或结构得到比较一致的安全水平。

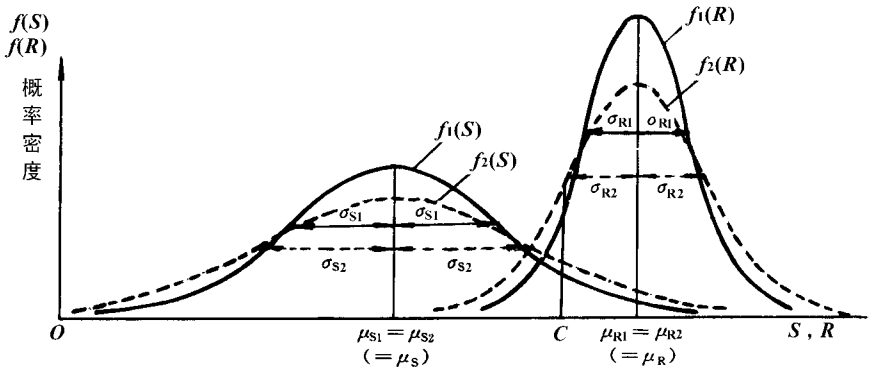


图 1-2-3 S 和 R 概率分布离散程度对 β 影响的比较

(二) 一次二阶矩设计法的简单设计式

由式 (1-2-16) 变换，并写成设计式，得：

$$\mu_R \geq \mu_S + \beta \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} = \mu_S + \beta \frac{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}$$

令

$$\alpha_R = \sigma_R / \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}, \quad \alpha_S = \sigma_S / \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$$

则得：

$$\mu_R - \alpha_R \beta \sigma_R \geq \mu_S + \alpha_S \beta \sigma_S \quad (1-2-20)$$

式 (1-2-20) 就是仅有两个基本变量的简单情况时二阶矩设计法的设计式，该式左边为结构抗力，右边为荷载效应（内力）。该式包括了基本变量 R 和 S 的平均值和标准差以及可靠指标 β 。如果规定可靠指标 β 值，并获得有关数据 μ_R 、 μ_S 、 σ_R 、 σ_S ，就可用式 (1-2-20) 设计和验算结构构件截面。S 和 R 的实际分布十分复杂；当基本变量较多时，其设计式将比式 (1-2-20) 复杂。

因为这种方法不考虑功能函数 Z 的全分布，只需求 Z 的一阶原点矩（即平均值）和二阶中心矩（即方差或标准差的平方），也就是最高只考虑到二阶矩，故称二阶矩法。

当函数 Z 与基本变量不是线性关系时，可将其展开为泰勒级数，仅取其一次幂项而线性化。当函数 Z 中基本变量不是正态分布（例如可变荷载的概率分布基本上都不是正态分布）时，可将其化为当量正态来解决。所以这种方法的全称谓是：考虑基本变量概率分布类型的一次二阶矩概率极限状态设计法，简称二阶矩设计法。

这种方法对荷载效应 S 和结构构件抗力 R 的联合分布进行了考察，综合考虑了 S 和 R 的变异性对结构可靠度的影响，因此比半概率设计法前进了一步。但在结构可靠度分析中还存在一定的近似性，故有时也称近似概率极限状态设计法，简称近似概率设计法。

(三) 目标可靠指标（设计可靠指标）

目标可靠指标是一种预先规定的作为设计依据的可靠指标，也可称设计可靠指标，

它代表所要求的结构构件可靠度。选择结构最优的设计可靠指标是制订设计标准规范的一个重要问题。

因为结构可靠指标的选择直接与结构造价、维修费用以及失效后果有关，失效后果不仅涉及生命财产的损失，有时还会产生严重社会影响，所以难以找到合理的优化方法来进行定量分析。目前一般是从实际出发，考虑到标准规范的继承性，通过对现有的按原规范设计的结构的可靠度，进行反演计算和综合分析，来确定今后设计结构时采用的可靠指标。这实质上是继承了原规范规定的可靠度水平。这种方法叫做校准法。

根据各类建筑结构校准结果，《建筑结构可靠度设计统一标准（GB 50068 - 2001）》规定了结构构件设计时采用的可靠指标。对于承载能力极限状态，结构构件可靠指标应根据结构构件破坏类型和安全等级，按表 1-2-2 选用。一般钢结构（安全等级为二级）采用 $\beta = 3.2$ ，相应的失效概率 $p_f = 6.87 \times 10^{-4}$ ，有充分根据时可采用 3.2 ± 0.25 ，相应 $p_f = (2.80 \sim 15.89) \times 10^{-4}$ 。

表 1-2-2 结构构件按承载能力极限状态设计时
采用的可靠指标 β 值和相应的失效概率 p_f

破坏类型	安全等级		
	一级	二级	三级
延性破坏	3.7 (1.08×10^{-4})	3.2 (6.87×10^{-4})	2.7 (3.47×10^{-3})
脆性破坏	4.2 (1.34×10^{-5})	3.7 (1.08×10^{-4})	3.2 (6.87×10^{-4})

表 1-2-2 中提到的结构安全等级，应根据结构破坏可能产生的后果的严重性（很严重、严重、不严重）划分为一、二、三级。重要的工业与民用建筑物应划为一级，一般的工业与民用建筑物为二级，次要的建筑物为三级（对影剧院、体育馆以及高层建筑一般宜按重要建筑物考虑）。

对于钢结构连接设计时采用的 β 值，GB50068-2001 未给具体规定；因为连接是以破坏强度作为极限状态，其 β 值偏高，一般可取 4.5。

对于正常使用极限状态设计时采用的 β 值，应根据构件的特点和工程经验确定，一般可取 $\beta = 1.0 \sim 2.0$ 。

三、荷载和结构构件抗力的统计分析

从仅有两个正态分布基本变量简单情况下的一次二阶矩设计式（1-2-20）可以知道，为了建立基于概率理论的设计准则，必须对各种荷载（或荷载效应）和结构构件抗力进行统计分析，取得有关统计参数如平均值、标准差等。在后面分项系数设计式（见本节四）中还要遇到荷载标准值（即正常情况下可能出现的最大荷载值）和荷载组合，以及结构构件抗力标准值等问题。在本小节一并简略作介绍。

(一) 荷载的统计分析

1. 荷载的概率模型和统计特征

为了求荷载的统计参数，必须知道荷载的概率模型。永久（恒）荷载的量值不随时间变化，可采用与时间无关的随机变量概率模型。可变（活）荷载不但是随机的，而且是随时间变化的，其概率模型应该采用随机过程模型（即考虑时间影响的概率模型）。由于在一次二阶矩设计法的可靠度分析中，各基本变量是按随机变量考虑的，为了概率模型协调一致，因此必须将荷载随机过程模型转换为设计基准期 T 内出现的最大荷载 Q_T 的随机变量模型来进行统计分析，即要求出设计基准期最大荷载 Q_T 的概率分布和统计参数。

建筑结构可靠度设计统一标准 GB 50068 - 2001 曾对我国建筑结构的恒荷载以及楼面活荷载、风荷载、雪荷载等可变荷载进行了大量的调查、实测和统计分析，得到了这些荷载的概率分布函数和统计参数。结果表明，各种荷载的概率分布类型，除恒荷载服从正态分布外，其他荷载均服从极值 I 型分布。例如，恒荷载随机变量 G （指各类钢筋混凝土预制板的自重以及找平层、垫层、保温层、防水层等的厚度与其质量密度的乘积等）的概率密度函数（分布曲线） $f(G)$ 如图 1-2-4 所示（ G_k 为荷载规范规定的标准值），为正态分布，其平均值 $\mu_G = 1.060G_k$ ，变异系数 $\delta_G = 0.070$ 。又例如风荷载（不按风向）设计基准期 $T = 50$ 年最大风荷载 W （随机变量）的概率密度函数（分布曲线） $f(W)$ 如图 1-2-5 所示（ W_k 为风荷载标准值），为极值 I 型，其平均值 $\mu_W = 1.109W_k$ ，变异系数 $\delta_W = 0.193$ 。可靠度设计统一标准 GB50068 - 2001 还给出其它荷载的设计基准期 T 、最大荷载 Q_T （随机变量）平均值与标准值的比值和变异系数，供可靠度分析使用。

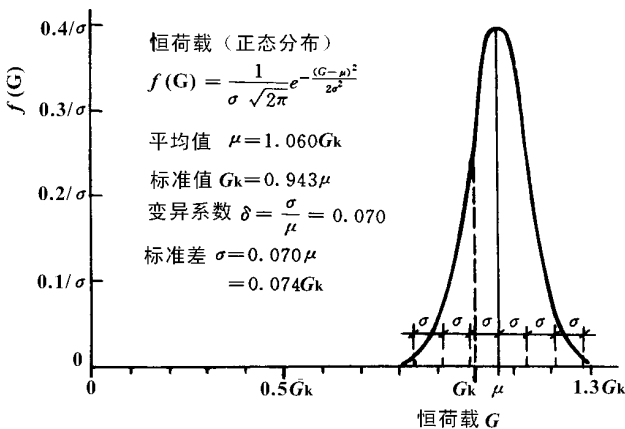


图 1-2-4 恒荷载的概率分布曲线*

* 根据《建筑结构可靠度设计统一标准 GB50068 - 2001（试行）》附件一资料绘制。

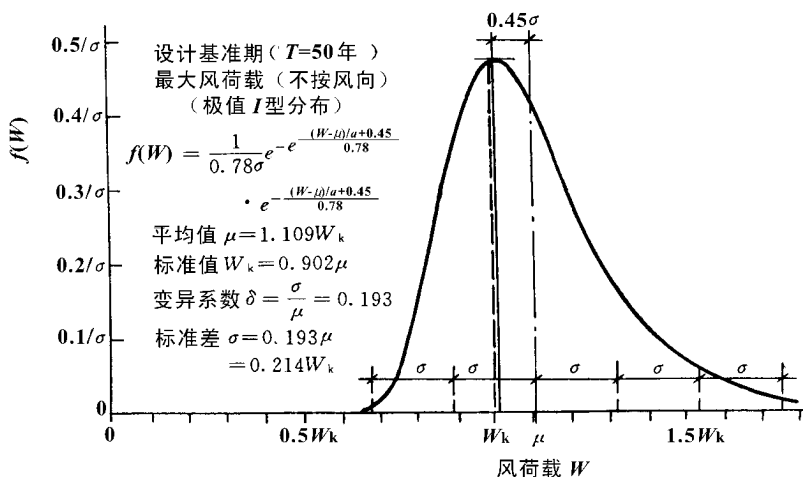


图 1-2-5 风荷载的概率分布曲线*

2. 荷载的代表值与荷载组合

为了设计者使用方便, 建筑结构可靠度设计统一标准 GB 50068 - 2001 并未采用直接反映荷载和抗力变异性以及可靠指标的二阶矩法设计表达式 [见式 (1-2-20)], 而是给出分项系数实用表达式 (见本节四), 用该式设计时, 对荷载须赋予一个规定的量值, 此值称为荷载代表值。根据不同极限状态和不同荷载组合设计要求, 对荷载规定不同量值的代表值, 使之能较好地反映它在设计中的特点。《建筑结构荷载规范 (GB 50009 - 2001) 》给出三种代表值, 即标准值、准永久值和组合值。永久荷载采用标准值作为代表值; 可变荷载根据不同设计要求采用标准值、组合值或准永久值作为代表值。标准值是荷载的基本代表值, 其它代表值则是以标准值乘以相应的系数求得的。

(1) 荷载标准值

各种荷载的标准值是指建筑结构在正常情况下比较有可能出现的最大荷载值。荷载的标准值应按设计基准期最大荷载概率分布的某一分位值确定 (这时标准值也许特征值)。但统一标准 GB 50068 - 2001 对该分位值的百分位并未作统一规定。这是考虑到这样做有时会显著地改变过去规定的标准值, 从而引起经济上和安全上的较大波动。所以在《建筑结构荷载规范 GB 50009 - 2001 》中, 除对少数荷载 (如少数类型的楼面活荷载、部分地区的雪荷载等) 作了合理的调整外, 大部分仍维持原荷载规范 TJ9-74 的取值水平。结构自重属永久荷载, 由于其概率分布服从正态分布, 变异性不大, 其标准值可按设计尺寸与材料标准质量密度计算或取其平均值, 一般相当于其概率分布的 0.5 分位值。对于可变荷载, 如果知道其概率分布的平均值 μ_Q 和标准差 σ_Q , 标准值 (特征值) Q_k 取 $Q_k = \mu_Q + \alpha_Q \sigma_Q$, α_Q 为与概率分布分位值有关的系数。

(2) 荷载组合

* 根据《建筑结构设计统一标准 GB50068 - 2001 (试行) 》附件一资料绘制。

结构构件承受多种荷载时，设计必须考虑若干种荷载共同作用所引起的荷载效应组合。前面讲过，在一次二阶矩设计法中，须将可变荷载随机过程模型转变为设计基准期内最大荷载随机变量模型，因此荷载组合问题是寻求设计基准期内荷载效应组合最大值概率分布问题。《建筑结构可靠度设计统一标准 GBJ GB 50068 - 2001》在研究多种荷载组合下的可靠度分析时，采用国际《结构安全度联合委员会（JCSS）》建议的近似荷载组合规则，并结合工程经验判断，就常见荷载——恒荷载、持久性楼面活荷载、临时性楼面活荷载、风荷载和雪荷载五种荷载，曾提出 6 种组合形式；当 5 种荷载不同时出现（即荷载少于 5 种）时，组合形式可以大大减少。

目前提出的各种荷载组合规则都不完善，也不便于设计使用。当采用实用的分项系数极限状态设计表达式（见本节四）进行设计时，荷载组合是采用荷载组合值系数的办法。设计时应根据结构在使用过程中可能同时出现的荷载，按承载能力极限状态和正常使用极限状态分别进行荷载效应组合，并在所有可能的组合中，取各自的最不利的一组作为该极限状态的设计依据。对承载能力极限状态，应采用荷载效应的基本组合和偶然组合进行设计。基本组合是指不考虑偶然荷载的效应组合，是所有结构按承载能力极限状态设计都必须采用的荷载效应组合，详见本节四。必要时还应考虑偶然组合，由于偶然荷载（作用）的性质差别较大，统一标准 GB 50068 - 2001 和荷载规范 GB 50009 - 2001 对偶然组合都未作具体规定，设计时应参照专门规范如《建筑抗震设计规范 GB 50011 - 2001》等。

对正常使用极限状态，应根据不同的设计要求，分别采用荷载的短期效应组合和长期效应组合进行设计；对钢结构采用前者；对钢与混凝土组合结构采用后者；详见本节四。

（3）荷载组合值

对分项系数设计表达式的荷载效应组合有所了解后，就可介绍荷载组合值和荷载准永久值。

荷载组合值是对可变荷载而言。可变荷载组合值等于可变荷载标准值乘以小于 1 的组合值系数；是当结构构件同时承受两种或两种以上可变荷载时，按承载能力极限状态基本组合和正常使用极限状态短期效应组合设计时采用的荷载代表值。采用组合值是考虑施加在结构上的各种可变荷载同时达到各自的最大值的可能性很小，因此应按概率理论对全部或部分可变荷载进行折减（详见本节四）。

（4）荷载准永久值

荷载准永久值也是对可变荷载而言。在设计基准期 T 内可变荷载达到和超过该值的总持续时间 T_q 与 T 的比值为 0.5 时，则该值为准永久值。所以可变荷载准永久值是长期作用的可变荷载；是按正常使用极限状态长期效应组合设计时采用的荷载代表值。其值等于标准值 Q_k 乘以小于 1 的准永久值系数 ψ_q 。可见它是考虑可变荷载的长期作用效应而对标准值的一种折减。荷载规范 GB 50009 - 2001 对可分为持久性和临时性两类的可变荷载（如民用建筑楼面活荷载），可直接引用持久性的部分荷载作为准永久荷载，并取其适当的分位值作为准永久值，例如教室的楼面均布活荷载的标准值为 2.0kN/m^2 ，

准永久值系数 $\psi_q = 0.5$ ，即准永久值为 1.0kN/m^2 。

(二) 结构构件抗力的统计分析

1. 影响结构构件抗力的主要因素

影响结构构件抗力的主要因素有材料性能、几何参数和计算模式的精确性。这些因素都是随机变量。

(1) 结构构件材料性能的不定性

材料性能的不定性主要是指材质因素以及工艺、加荷特点、环境、尺寸等因素引起的结构材料性能的变异性。材料性能一般是以一个时期内全国各生产单位按标准试件和标准试验方法所确定的材料性能的统计值来作为全国平均生产水平的代表。对于结构构件，还要考虑结构中实际材料性能与标准试件材料性能的差别、实际工作条件与标准试件材料性能的差别等。

结构构件中材料性能的不定性可用无量纲随机变量 k_M 表达：

$$k_M = k_0 k_f \quad (1-2-21)$$

式中 k_f = 试件材料性能值 f_s /规范规定的材料性能标准值 f_k ， f_s 是随机变量， f_k 是非随机变量， k_f 表示反映试件材料性能不定性的随机变量。

k_0 = 构件材料性能值 f_c /试件材料性能值 f_s ，为换算系数（或函数），表示反映 f_c 与 f_s 差别的随机变量。

从此关系，可求得 k_M 的平均值 μ_{k_M} 和变异系数 δ_{k_M} ，即 $\mu_{k_M} = \mu_{k_0} \cdot \mu_{k_f} = \mu_{k_0} \cdot \mu_{f_s}/f_k$ ， $\delta_{k_M} = \sqrt{\delta_{k_0}^2 + \delta_{f_s}^2}$ ， μ_{k_0} 、 μ_{f_s} 和 δ_{k_0} 、 δ_{f_s} 分别为 k_0 和 f_s 的平均值和变异系数。

对钢结构常用型钢强度性能统计结果为：Q235 钢（A3F）， $\mu_{k_M} = 1.08$ ， $\delta_{k_M} = 0.08$ ；16M_n 钢则为 1.09 和 0.07。

钢材强度的标准值，可靠度设计统一标准 GB 50068-2001 规定，可取其概率分布的 0.05 分位值确定。钢材屈服强度 f_y 的概率分布服从正态分布（参见图 1-2-6），所以 f_y 的标准值为 $f_k = \mu_{f_y} - 1.645\delta_{f_y}$ ，式中 μ_{f_y} 和 δ_{f_y} 分别为 f_y 的平均值和标准差；1.645 为与正态概率分布 0.05 分位值相应的系数，此式的含义是材料强度低于 f_k 值的概率为 5%。统计分析结果表明，各组钢材的 f_k 与国家标准规定的出厂标准最低值或称废品限值相差很小，所以钢结构所用钢材的屈服强度的标准值可采用国家标准规定的最小屈服点，例如 Q235 钢（3 号钢）厚度 $\leq 16\text{mm}$ 钢材， $f_k = 235\text{N/mm}^2$ 。

(2) 结构构件几何参数的不定性

结构构件几何参数的不定性主要是指制作尺寸偏差和安装误差等引起的构件几何参数的变异性。它反映了所设计的构件和制作安装后的实际构件之间几何上的差异。对于一般构件可仅考虑几何参数（如宽度、高度、面积、截面抵抗矩及其函数等）的变异（参见图 1-2-7）。

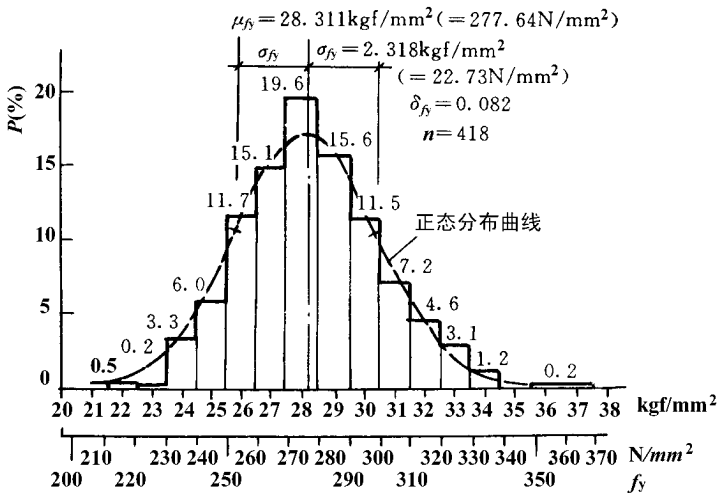


图 1-2-6 鞍钢生产的 Q235 (A3F) 钢型钢
($t \leq 15\text{mm}$, 1980 年), f_y 频率分布直方图*

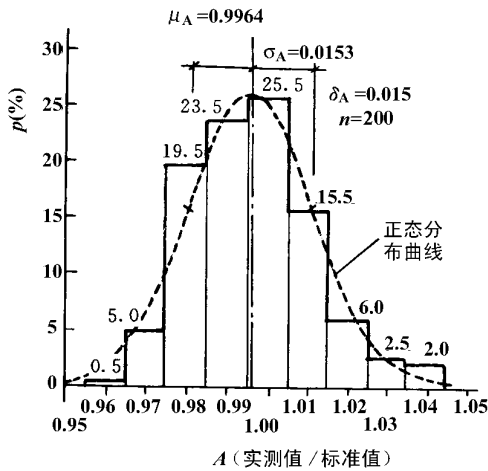


图 1-2-7 工字钢截面面积 A (实测值/标准值)
频率分布直方图 (攀钢 1980 年, 2 种规格)**

结构构件几何参数的不定性可用无量纲随机变量 k_A 表达:

$$k_A = \text{构件几何参数值 } a / \text{构件几何参数标准值 } a_k \quad (1-2-22)$$

构件几何参数标准值 a_k 可采用设计值, 即根据设计图纸标志尺寸算得。从而可求得 k_A 的平均值 $\mu_{k_A} = \mu_a / a_k$ 和变异系数 $\delta_{k_A} = \delta_a$, 其中 μ_a 和 δ_a 为构件几何参数 a 的平均

* 参见重庆建筑工程学院科技资料 83-064。

** 参见重庆建筑工程学院科技资料 83-064。

值和变异系数。

根据对结构构件几何尺寸的调查统计资料，得普通和薄壁型钢构件截面面积的统计参数均为 $\mu_{k_A} = 1.00$ ， $\delta_{k_A} = 0.05$ 。

(3) 结构构件计算模式的不定性

结构构件计算模式的不定性主要是指抗力计算所采用的基本假设的近似性和计算公式的不精确等引起的对构件抗力的变异性。一般可通过与精确模式的计算结果比较，或与试验结果比较来确定。

结构构件计算模式的不定性可用无量纲随机变量 k_p 表达：

$$k_p = R^o / R^c \quad (1-2-23)$$

式中 R^o 和 R^c 分别为结构构件的实际抗力值（可取试验值或精确计算值）和按规范公式的计算值。 R^c 应根据材料性能和几何尺寸的实测值按给定公式计算，以排除 k_M 和 k_A 的变异性对分析 k_p 的影响。

根据普通型钢压杆和薄壁型钢压杆的试验结果，对钢结构构件和薄壁型钢结构构件实际抗力值与计算抗力值比值进行统计分析，可得 k_p 的平均值 μ_{k_p} 和变异系数 δ_{k_p} 。例如钢结构轴心受拉构件， $\mu_{k_p} = 1.05$ ， $\delta_{k_p} = 0.07$ ；轴心受压构件， $\mu_{k_p} = 1.03$ ， $\delta_{k_p} = 0.07$ ；偏心受压构件平面内和平面外失稳分别为： $\mu_{k_p} = 1.05$ 和 1.07 ， $\delta_{k_p} = 0.08$ 和 0.10 。

2. 结构构件抗力的统计参数和概率分布类型

钢结构构件为单一材料构件，其抗力 R 在考虑上述三种主要因素的情况下，可采用下列形式表达：

$$R = k_p \cdot k_M \cdot k_A \cdot R_k \quad (1-2-24)$$

式中 $R_k = f_k \cdot a_k$ 为结构构件抗力的标准值，即按规范规定的材料性能和几何参数标准值以及抗力计算公式求得的结构构件抗力值。

k_p 、 k_M 、 k_A 为相互独立的随机变量。根据随机变量函数统计参数的运算法则，可求出 R 的统计参数， $\mu_R = \mu_{k_p} \cdot \mu_{k_M} \cdot \mu_{k_A} \cdot R_k$ ，或写成：

$$k_R = \frac{\mu_R}{R_k} = \mu_{k_p} \cdot \mu_{k_M} \cdot \mu_{k_A}$$

$$\delta_R = \sqrt{\delta_{k_p}^2 + \delta_{k_M}^2 + \delta_{k_A}^2}$$

根据随机变量 k_p 、 k_M 、 k_A 的统计参数可求得各结构构件抗力的统计参数 k_R 和 δ_R ，例如钢结构轴心受拉和轴心受压构件 [Q235 钢 (A3F)] 的 k_R 和 δ_R 分别为 1.13 ， 0.12 和 1.11 ， 0.12 。

结构构件抗力 R 由多个随机变量相乘而得，所以一般认为结构构件抗力服从对数正态分布。进行构件可靠度分析以及确定荷载分项系数（见本节四）都要用到这些参数。

四、分项系数概率极限状态设计表达式

前面介绍了一次二阶矩概率极限状态设计法。普遍使用直接按给定的可靠指标进行

结构设计,目前还有一定的困难,因为有些与设计有关的统计参数还不容易求得,另外目前这种设计法的公式还不便于设计时使用。《建筑结构可靠度设计统一标准 GB 50068-2001》给出了以概率极限状态设计法为基础的实用设计表达式,也就是将一次二阶矩设计法公式等效地转化为以分项系数形式表达的概率极限状态实用设计表达式。

这种实用设计表达式与传统的设计表达式,尤其是半概率设计法表达式[见式(1-2-8)]相类似。现按承载能力和正常使用两种极限状态分述如下。首先介绍设计表达式内容,然后解释如何从二阶矩设计法公式转换到分项系数设计表达式。

(一) 结构构件承载能力极限状态设计表达式及分项系数、组合值系数

1. 一般情况下的表达式

对于承载能力极限状态,采用荷载效应的基本组合进行设计时,这种设计表达方式的设计准则是:按各种荷载设计值(荷载标准值乘以荷载分项系数)产生的荷载效应(内力)组合设计值 S 应不超过按材料强度设计值(强度标准值除以抗力分项系数)算得的结构构件抗力设计值 R 。具体表达式可写成:

$$\gamma_0(\gamma_G S_{G_k} + \gamma_{Q1} S_{Q_{1k}} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} \gamma_{Qi} S_{Q_{ik}}) \leq \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (1-2-25)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,对安全等级为一、二、三级的结构构件分别取 1.1、1.0、0.9;

γ_G ——永久(恒)荷载分项系数,一般情况取 1.2,当其效应对结构有利时取 1.0,对抗倾覆和滑移有利的可取 0.9;

γ_{Q1} 、 γ_{Qi} ——第一个和其它任意第 i 个可变(活)荷载的分项系数,一般情况取 1.4(第一个可变荷载指 $S_Q = \gamma_Q \cdot S_{Q_k}$ 值最大者),楼面活荷载标准值 $\geq 4\text{kN/m}^2$ 时取 1.3;

S_{G_k} ——按永久荷载标准值 G_k 计算的永久荷载效应(内力)值, $S_{G_k} = C_G \cdot G_k$, C_G 为永久荷载效应系数,见式(1-2-1);

$S_{Q_{1k}}$ 、 $S_{Q_{ik}}$ ——按第一个和其它任意第 i 个可变荷载标准值(Q_{1k} 和 Q_{ik})计算的可变荷载效应(内力)值, $S_{Q_{ik}} = C_{Q_i} Q_{ik}$, 见式(1-2-1);

ψ_{ci} ——第 i 个可变荷载的组合值系数,当风荷载与其它可变荷载组合时采用 0.6,对无风荷载的组合采用 1.0(高耸构筑物和特殊情况另行规定);

R_k ——按截面几何参数和材料强度标准值计算的结构构件抗力;

γ_R ——结构构件抗力分项系数。

对一般排架、框架结构,也可采用下列简化的极限状态设计表达式:

$$\gamma_0(\gamma_G S_{G_k} + \psi \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} S_{Q_{ik}}) \leq \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (1-2-26)$$

式中 ψ ——简化设计表达式中采用的荷载组合系数,当有两个或两个以上的可变荷载

参与组合且其中包括风荷载时，采用 0.85，其它情况均采用 1.0。

在公式 (1-2-25) 和 (1-2-26) 左边，荷载标准值产生的荷载效应（内力） S_{Gk} 、 S_{Qik} 乘以相应的分项系数 γ_G 、 γ_{Qi} 后的 $\gamma_G S_{Gk}$ 和 $\gamma_{Qi} S_{Qik}$ 称为该荷载效应（内力）设计值。可变荷载效应乘以组合值系数 ψ_{ci} [式 (1-2-25)] 或组合系数 ψ [式 (1-2-26)] 是考虑各种可变荷载同时到达各自最大值的概率很小，从而对参与组合的可变荷载效应进行折减。在式 (1-2-25) 中，取组合值系数 ψ_{ci} 为确定值，且乘在除了最大荷载效应 S_{Qik} 以外的其它可变荷载效应上，是为了避免组合值系数随可变荷载效应之间的比值 $\zeta = S_{Qik}/S_{Qik}$ 而变化，（即 ψ_{ci} 不是确定值），导致使用不方便。在公式 (1-2-26) 中，为了减少排架和框架结构设计时的计算工作量以及应用方便，采用了简化设计表达式，即取组合系数 ψ 为确定值，且总乘在各项可变荷载上。

在公式 (1-2-25) 和 (1-2-26) 右边，结构构件抗力标准值 R_k （按材料强度标准值 f_k 和截面几何参数 a_k 算得）除以抗力分项系数 γ_R 为抗力的设计值。

从二阶矩设计法的设计式 (1-2-20) 转化为实用表达式 (1-2-25) 的过程中，其关键是从二阶矩法等效地确定分项系数实用设计表达式中的各分项系数和组合值系数。这些系数的综合，实际上在实用表达式中起着相当于二阶矩法设计式中可靠指标 β 值的作用。因此要在两种设计公式中的可靠指标一致或接近的前提下来确定这些系数。

2. 分项系数和组合值系数以及结构重要性系数的确定

先介绍荷载分项系数 γ_G 和 γ_Q 以及抗力分项系数 γ_R 是如何定出来的。

现取 $\gamma_0 = 1$ 和只有一种永久荷载和一种可变荷载的简单荷载情况为例，则分项系数设计表达式 (1-2-25) 变为：

$$\gamma_G S_{Gk} + \gamma_Q S_{Qk} \leq \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (1-2-27)$$

可靠指标设计式 (1-2-20) 可简写成：

$$S^* \leq R^* \quad (1-2-28)$$

对上述简单荷载情况，其中包括三个基本变量即 $Z = R - S_G - S_Q$ ，可以根据多个正态分布基本变量将函数 Z 在中心点处线性化，然后求出 μ_z 和 σ_z ，可得与式 (1-2-20) 形式类似的设计式，但荷载效应一边包括 S_G 和 S_Q 两项，这时式 (1-2-28) 左边变为 S_G^* 和 S_Q^* 两项，即

$$S_G^* + S_Q^* \leq R^* \quad (1-2-29)$$

使式 (1-2-27) 与式 (1-2-29) 等价，则可得各 γ 值：

$$\left. \begin{aligned} \gamma_G &= \frac{S_G^*}{S_{Gk}} \\ \gamma_Q &= \frac{S_Q^*}{S_{Qk}} \\ \gamma_R &= \frac{R_k}{R^*} \end{aligned} \right\}$$

从上式可知,分项系数 γ_G 、 γ_Q 和 γ_R 不仅与可靠指标 β 有关,而且与全部基本变量的统计参数有关。对每一种构件,在规定 β 值情况下,当可变荷载效应与永久荷载效应的比值 $\rho = S_{Qk}/S_{Gk}$ 改变时,各 γ 值将随之改变,这对设计显然很不方便。反之,如对 γ_G 和 γ_Q 取定值,对各种结构构件的 γ_R 也分别取不同的定值,则由式(1-2-27)设计的构件,其实际的可靠指标 β 值与规定的 β 值不可能完全一致。但如果调整各分项系数使这两种 β 值之间误差很小,则仍可认为实用设计表达式与二阶矩法设计式等效。

目前规定的全套分项系数就是经过优化找出的最佳匹配取值,使按分项系数实用设计表达式设计的各种结构构件的实际 β 值与规定的 β 值之间在总体上误差最小。

在一般情况下,荷载分项系数统一取: $\gamma_G = 1.2$, $\gamma_Q = 1.4$; 当永久荷载效应与可变荷载效应异号时,永久荷载效应对结构构件的承载能力起有利作用,取 $\gamma_G = 1.0$, $\gamma_Q = 1.4$ 。

在荷载分项系数统一规定下,对钢结构构件抗力系数进行分析,使按实用设计表达式设计的钢结构构件的实际 β 值与规定的 β 值差值最小,并经过适当调整,对于 Q235 钢(3号钢)、16Mn 钢、16Mnq 钢,取 $\gamma_R = 1.087$; 对于 15MnV 钢、15MnVq 钢,取 $\gamma_R = 1.111$ 。这里强调一下, γ_R 是与 γ_G 和 γ_Q 互相匹配的; 如果 γ_G 和 γ_Q 改变, γ_R 也将随之改变。

采用分项系数实用设计表达式进行设计时,荷载效应组合采用荷载组合值系数办法来进行。对于有两种和两种以上可变荷载参与组合的情况,通过引入可变荷载组合值系数 ψ_c 对某些可变荷载标准值进行折减(亦即采用荷载的组合值为代表值)。确定组合值系数 ψ_c 的原则是,在荷载标准值和荷载分项系数(一般按一种永久荷载和一种可变荷载的简单荷载组合情况确定的)已给定前提下,当有两种和两种以上可变荷载参与组合时,使按分项系数实用设计表达式设计所得的各类结构构件的可靠指标 β 值与仅有一种可变荷载参与组合的情况下的 β 值有最好的一致性。若取 $\psi_c = 0.6$, 对两种可变荷载参与组合的情况下,基本符合上述要求,且偏于安全,对两种以上可变荷载参与组合则更偏于安全。

上述组合原则,在理论上对所有可变荷载都是适用的,但鉴于二阶矩概率极限状态设计法在我国是初次使用,缺乏经验,对荷载问题还有待系统深入研究,对所有可变荷载都采用统一的组合值系数也需进一步研究; 为慎重起见,《建筑结构荷载规范 50009-2001》仍沿用了原荷载规范 TJ 9-74 中的部分规定,即仅当风荷载参与组合时才考虑小于 1 的组合值系数 ψ_c (见式(1-2-25))或组合系数 ψ (见式(1-2-26))进行组合,无风荷载参与组合时, ψ_c 或 ψ 均取 1。

公式(1-2-25)和(1-2-26)中在荷载效应组合设计值一边乘以一个结构重要性系数 γ_0 , 对一、二、三级结构构件分别取 1.1、1.0 和 0.9。这样,一级和三级结构的可靠指标 β 值与二级结构(延性破坏, $\beta = 3.2$)比较,大体相当增加或减小 0.5。

3. 应力表达式

公式(1-2-25)和(1-2-26)都表示结构荷载效应(内力)组合设计值总和不大于结构抗力设计值; 考虑到钢结构主要为单一材料制成,并且传统上采用应力形式表

达和计算，可以将式(1-2-25)改写成应力形式表达。

前面讲过，式(1-2-25)右边的抗力标准值 $R_k = a_k f_k$ ，其中 a_k 为截面几何参数标准值， f_k 为材料强度标准值，则 $R_k/\gamma_R = a_k f_k/\gamma_R$ 。几何参数的标准值和设计值通常按设计标志尺寸(设计值)取同一数值，令 $f_k/\gamma_R = f$ ，则 $R_k/\gamma_R = a_k f_k/\gamma_R = a_k f$ ， f 称为钢材强度设计值(即设计用的强度值)。这样式(1-2-25)可改写成应力表达式：

$$\sigma = \gamma_o(\gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} \gamma_{Qi} S_{Qik}) / a_k \leq f \quad (1-2-31)$$

上式表示结构构件应力设计值不大于材料强度设计值。

现以安全等级为二级、跨度为 l 的简支梁按弹性设计的抗弯强度计算为例。梁承受荷载设计值为：均布恒荷载(永久荷载) $g = 1.2g_k$ ，均布使用活荷载 $q = 1.4q_k$ ，跨中有集中活荷载 $F = 1.4F_k$ ，活(可变)荷载组合值系数 ψ_c 取 1.0；梁净截面抵抗矩为 W_n ，钢材抗弯强度设计值为 f ；则梁抗弯强度的设计计算式为：

荷载效应设计值总和，即弯矩设计值

$$M = (g + q) l^2 / 8 + Fl / 4 \quad (1-2-32)$$

$$\text{应力设计值 } \sigma = \frac{M}{W_n} \leq f \quad (1-2-33)$$

满足上式表示承载能力可靠度达到设计要求。

(二) 正常使用极限状态的荷载效应组合表达式

对于正常使用极限状态，结构构件应根据不同的设计目的，分别考虑荷载的短期效应组合与长期效应组合进行设计，并使变形等计算值不超过相应的规定值。对钢结构设计只考虑短期效应组合 S_s ，其表达式为：

$$S_s = S_{Gk} + S_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} S_{Qik} \quad (1-2-34)$$

对钢与混凝土组合结构，则考虑长期效应组合 S_l ，其表达式为：

$$S_l = S_{Gk} + \sum_{i=1}^n \psi_{Qi} S_{Qik} \quad (1-2-35)$$

式中 ψ_{Qi} 为第 i 个可变荷载的准永久值系数；其它符号和意义同前。

在式(1-2-34)和(1-2-35)中，不考虑荷载分项系数，而只考虑各种荷载的标准值产生的荷载效应，因为荷载标准值就是指结构正常情况下比较可能出现的最大荷载值。

仍以上小节 1 提到的简支梁为例，要求验算其挠度；梁的截面惯性矩为 I ，钢材弹性模量为 E 。采用荷载短期效应组合，挠度设计公式为：

$$W = \frac{5(g_k + q_k) l^4}{384 EI} + \frac{F_k l^3}{48 EI} \leq [w] \quad (1-2-36)$$

式中 $[w]$ 为根据使用要求确定的所设计梁的容许挠度。

第四节 钢材和连接的强度设计值

在第三节四中已提到，在分项系数概率极限状态设计表达式中，钢结构构件承载能力极限状态计算式习惯采用应力形式，设计计算式写成式(1-2-31)形式；即应力设计值 $\sigma \leq$ 钢材强度设计值 f 。 σ 由内力设计值除以构件截面几何参数 a_k 求得， f 则等于钢材强度标准值除以抗力分项系数 γ_R 。为了便于设计，钢结构设计规范 GBJ 17-88 直接给出钢材和各种连接中各种应力种类的 f 值，在规范设计公式中不再出现 γ_R 。

一、钢材的强度设计值

钢结构设计一般取钢材屈服强度（屈服点）作为强度极限，规范 GBJ 17-88 规定钢材强度标准值取国家标准规定的出厂标准最低屈服点（废品极限），例如 Q235 钢（3 号钢）、16Mn 钢和 16Mnq 钢、15MnV 钢和 15MnVq 钢，厚度 $t \leq 16\text{mm}$ 钢材的屈服强度最低值分别为 $f_y = 235、345、390\text{N/mm}^2$ 。

钢结构设计规范 GBJ 17-88 规定的以上三类钢材的强度设计值见表 1-2-3。表中对以上三类钢厚度 $t \leq 16\text{mm}$ 钢材的抗拉、抗压、抗弯强度设计值 f 分别规定为 215 (235/1.087)、315 (345/1.087)、350 (390/1.111) N/mm^2 ；第 2 组和第 3 组厚度的钢材则按国家标准规定的屈服强度标准值。

表 1-2-3 钢材的强度设计值 (N/mm^2)

钢 材		抗拉、抗压和抗弯 f	抗剪 f_v	端面承压 (刨平顶紧) f_{ce}
钢 号	厚度或直径 (mm)			
Q235 钢	≤ 16	215	125	320
	$> 16 \sim 40$	200	115	320
	$> 40 \sim 60$	190	110	320
16Mn 钢、 16Mnq 钢	≤ 16	315	185	445
	$> 16 \sim 25$	300	175	425
	$> 25 \sim 36$	290	170	410
15MnV 钢、 15MnVq 钢、	≤ 16	350	205	450
	$> 16 \sim 25$	335	195	435
	$> 25 \sim 36$	320	185	415

注：① Q235 镇静钢钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值，可按表值增加 5%；

② Q235 钢的厚度或直径分组参照 GB7 00-88 碳素结构钢的规定作了相应修改。

钢材抗剪强度设计值 f_v 则按 $f_v = f/\sqrt{3} = 0.58f$ 求得, 例如 Q235 钢 (3 号钢) 厚度 $t \leq 16\text{mm}$ 钢材 $f_v = 0.58 \times 215 = 125\text{N/mm}^2$ 。

钢材端部承压 (刨平顶紧) 强度设计值 f_{ce} 是由原钢结构设计规范 TJ 17-74 中端部承压容许应力 $[\sigma_{cd}]$ 与抗拉、抗压容许应力 $[\sigma]$ 之比转换求得。例如 Q235 钢 (3 号钢) 厚度 $t \leq 16\text{mm}$ 钢材, $[\sigma_{cd}] / [\sigma] = 250/167 = 1.5$, 则 GBJ 17-88 中同一钢材的端部承压强度设计值 $f_{ce} = 1.5f = 320\text{N/mm}^2$ 。

二、连接的强度设计值

有关钢结构连接的可靠度由于国内资料和试验数据有限, 尚少进行过分析, 规范 GBJ 17-88 中连接的强度设计值采用规范 TJ 17-74 的容许应力进行换算求得。但根据近年来研究成果, 对 TJ 17-74 中规定的数值进行了局部调整。

(一) 焊缝的强度设计值

焊缝连接的强度是以破坏强度作为极限状态, 焊缝强度标准值也应以其破坏强度标准值为准, 但其抗力分项系数增大, 强度设计值仍可按容许应力比值转换。

规范 GBJ 17-88 规定的焊缝强度设计值见表 1-2-4。

表 1-2-4 焊缝的强度设计值 (N/mm²)

焊接方法和焊条型号	构件钢材		对接焊缝			角焊缝	
	钢号	厚度或直径 (mm)	抗压 f_c^w	抗拉和弯曲抗拉 f_t^w 当焊缝质量级别为		抗剪 f_v^w	抗拉、抗压和抗剪 f_t^w
				一、二级	三级		
自动焊、半自动焊、E43 型焊条手工焊	Q235 钢	≤ 16	215	215	185	125	160
		$> 16 \sim 40$	200	200	170	115	160
		$> 40 \sim 60$	190	190	160	110	160
自动焊、半自动焊、E50 型焊条手工焊	16Mn 钢 16Mnq 钢	≤ 16	315	315	270	185	200
		$> 16 \sim 25$	300	300	255	175	200
		$> 25 \sim 36$	290	290	245	170	200
自动焊、半自动焊、E55 型焊条手工焊	15MnV 钢 15MnVq 钢	≤ 16	350	350	300	205	220
		$> 16 \sim 25$	335	335	285	195	220
		$> 25 \sim 36$	320	320	270	185	220

注: ①自动焊和半自动焊所采用的焊丝和焊剂, 应保证其熔敷金属抗拉强度不低于相应手工焊焊条的数值;

②Q235 钢的厚度或直径分组参照 GB 700-88 碳素结构钢的规定作了相应修改。

以对接焊缝抗压强度设计值 f_c^w 为例。对 Q235 钢 (3 号钢) 厚度 $t \leq 16\text{mm}$ 钢材自动焊、半自动焊和 E43 $\times \times$ 型焊条的手工焊, 从 TJ 17-74 得换算比值 $[\sigma_a^h] / [\sigma] = 167/167 = 1$, 所以 GBJ 17-88 规定 $f_c^w = f = 215\text{N/mm}^2$ 。

又如角焊缝的强度 (抗拉、抗压和抗剪) 设计值 f_f^w , 对 Q235 钢 (3 号钢) 第 1 组钢材, $f_f^w/f_v = [\tau_t^h] / [\tau] = 127/98 = 1.3$ (根据试验资料, 将原 $[\tau_t^h] = 118\text{N/mm}^2$ 调整到 127N/mm^2), 所以 $f_f^w = 1.3f_v = 160\text{N/mm}^2$ 。根据角焊缝破坏强度标准值 $f_u^w = 422\text{N/mm}^2$, 也可写成相当的 $f_f^w = f_u^w/\gamma_R = 422/2.632 = 160\text{N/mm}^2$ 。

(二) 螺栓连接的强度设计值

规范 GBJ 17-88 规定的螺栓连接的强度设计值见表 1-2-5。

以 Q235 (3 号钢) C 级普通螺栓的抗拉强度设计值 f_t^b 为例, 该设计值可从 $f_t^b/f = [\sigma_t^b] / [\sigma]$ 求得, 即 $f_t^b = (132/167) \times 215 = 170\text{N/mm}^2$; 也可写成相当的 $f_t^b/\gamma_R = 375/2.206 = 170\text{N/mm}^2$ 。有关螺栓的其他强度设计值详见表 1-2-5。

表 1-2-5 螺栓连接的强度设计值 (N/mm²)

螺栓的钢号 (或性能等级) 和构件的钢号		构件钢材 厚 度 (mm)	普 通 螺 栓						锚 栓	承压型高 强度螺栓	
			C 级螺栓			A 级、B 级螺栓				抗拉 f_t^a	抗剪 f_v^a
			抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^a	抗剪 (I 类孔) f_v^a	承压 (I 类孔) f_c^a			
普通螺栓	Q235 钢	—	170	130	—	170	170	—	—	—	—
锚 栓	Q235 钢	—	—	—	—	—	—	—	140	—	—
	16Mn 钢	—	—	—	—	—	—	—	180	—	—
承压型高 强度螺栓	8.8 级	—	—	—	—	—	—	—	—	250	—
	10.9 级	—	—	—	—	—	—	—	—	310	—
构 件	Q235 钢	—	—	—	305	—	—	400	—	—	465
	16Mn 钢 16Mnq 钢	≤ 16	—	—	420	—	—	550	—	—	640
		$> 16 \sim 25$	—	—	400	—	—	530	—	—	615
		$> 25 \sim 36$	—	—	385	—	—	510	—	—	590
	15MnV 钢 15MnVq 钢	≤ 16	—	—	435	—	—	570	—	—	665
		$> 16 \sim 25$	—	—	420	—	—	550	—	—	640
$> 25 \sim 36$		—	—	400	—	—	530	—	—	615	

承压型高强度螺栓的抗剪和承压强度设计值是参照本国试验数据和国外资料制定的。因初次使用承压型高强度螺栓，抗剪强度设计值比国外规范规定的偏低。承压强度设计值按螺栓端距等于 2 倍孔径情况规定；由于螺栓预拉力的存在，承压强度有所提高。

三、关于钢材和强度设计值的折减

前面介绍 GBJ 17-88 规定的钢材和连接强度设计值是在结构处于正常工作情况求得的，对处于不利情况下的结构构件和连接，其强度设计值应予适当折减，即将表 1-2-3、1-2-4、1-2-5 规定的强度设计值乘以相应的折减系数：

(一) 单面连接的单角钢

(1) 按轴心受力计算强度和连接，取 0.85；

(2) 按轴心受压计算稳定性

等边角钢，取 $0.6 + 0.0015\lambda$ ，取 ≥ 0.63 ；

短边相连的不等边角钢，取 $0.5 + 0.0025\lambda$ ，取 ≥ 0.55 ；

长边相连的不等边角钢，取 0.70；

λ 为长细比，对中间无连系的单角钢压杆，应按最小回转半径计算；

(二) 施工条件较差的高空安装焊缝连接，取 0.90。

单面连接的单角钢实际上是双向压弯构件。为了简便，习惯上常按轴心受压构件来计算，并用折减强度设计值来考虑双向压弯的影响。折减系数的计算式是参照理论计算和试验结果拟定的。

高空安装焊缝连接，由于施工条件差，质量不易保证，故其强度设计值适当折减。

四、混凝土的强度设计值

本书用到的混凝土各项强度设计值，采用《混凝土结构设计规范 GBJ50011-2002》列于表 1-2-6。

表 1-2-6 混凝土的强度设计值和弹性模量

(规范 GB50010-2002 表摘录)

混凝土强度等级			C15	C20	C25	C30	C35	C40
混凝土 强度设计值	轴心抗压	f_{cc} (N/mm ²)	7.5	10	12.5	15	17.5	19.5
	弯曲抗压	f_{csm} (N/mm ²)	8.5	11	13.5	16.5	19	21.5
	抗拉	f_{ct} (N/mm ²)	0.9	1.1	1.3	1.5	1.65	1.8

混凝土强度等级		C15	C20	C25	C30	C35	C40
混凝土弹性模量	E_c (kN/mm ²)	22.0	25.5	28.0	30.0	31.5	32.5
钢与混凝土弹性模量比	$\alpha_E = E_s/E_c$	9.36	8.08	7.36	6.87	6.54	6.34

例题 1 一个跨度为 10m 的工形截面简支梁，承受均布恒（永久）荷载和均布活（可变）荷载，荷载分项系数分别为 $\gamma_G = 1.2$ 和 $\gamma_Q = 1.4$ 。梁有足够的侧向支承点，不会发生侧扭屈曲。钢材为 Q235 钢。试按弹性设计求下列三种情况所需梁截面抵抗矩 W ，并与按容许应力设计法计算结果比较。

(1) $g_k = 80\text{kN/m}$, $q_k = 20\text{kN/m}$; (2) $g_k = 50\text{kN/m}$, $q_k = 50\text{kN/m}$; (3) $g_k = 20\text{kN/m}$, $q_k = 80\text{kN/m}$ 。

[解]

1. 按 GBJ 17-88 二阶矩概率极限状态（分项系数表达）设计法：

(1) $g_k = 80\text{kN/m}$, $q_k = 20\text{kN/m}$, $\gamma_G = 1.2$, $\gamma_Q = 1.4$ 。

钢材抗弯强度设计值 $f = 215\text{N/mm}^2$ 。

$$M = \frac{1}{8} (\gamma_G g_k + \gamma_Q q_k) l^2 = \frac{1}{8} (1.2 \times 80 + 1.4 \times 20) \times 10^2 = 1550\text{kNm}$$

按弹性设计，不考虑截面塑性变形发展

$$W = M/f = 1550 \times 10^6 / 215 = 7.209 \times 10^6 \text{mm}^3$$

(2) $g_k = 50\text{kN/m}$, $q_k = 50\text{kN/m}$ ，按上面步骤得：

$$M = 1625\text{kNm}, W = 7.588 \times 10^6 \text{mm}^3$$

(3) $g_k = 20\text{kN/m}$, $q_k = 80\text{kN/m}$ ，同样得：

$$M = 1700\text{kNm}, W = 7.907 \times 10^6 \text{mm}^3$$

2. 按容许应力设计法，由规范 TJ 17-74, $[\sigma] = 167\text{N/mm}^2$, (1)(2)(3) 三种情况相同，均为：

$$M = \frac{1}{8} (g_k + q_k) l^2 = \frac{1}{8} (100) \times 10^2 = 1250\text{kNm},$$

$$W = 1250 \times 10^6 / 167 = 7.485 \times 10^6 \text{mm}^3。$$

从上述简单算例看出，按规范 GBJ 17-88 方法设计时，活荷载与恒荷载比值越大，所需梁截面抵抗矩越大，反之越小。这是因为活荷载的变异性比恒荷载的大，所以要求较大的截面抵抗矩，使在不同荷载情况下梁的可靠度（可靠指标）保持接近或不变。

如果按容许应力设计法（例如规范 TJ 17-74）设计，在三种荷载情况下，弯矩设计值和所需截面抵抗矩都是一样的；显而易见，不如按规范 GBJ 17-88 中二阶矩概率极限状态设计法设计合理。虽然第（1）种情况按新法设计比按旧法省，而第（2）（3）种情况按新法反而费；但是从可靠性看，按荷载情况不同而采用不同大小的截面是合理并理所当然的。

第三章 钢结构施工总则

一、建筑钢结构范围

(1) 本施工总则适用于《钢结构设计规范》(GBJ 17—88)指定的工业与民用房屋和一般构筑物的钢结构的制作与施工。

(2) 本施工总则的内容除规定和解说一般工程的焊接,普通和高强度螺栓的连接,钢结构的制作、安装、腐蚀和防护等标准的施工内容外,还介绍了招、投标程序及工程监理的内容。为正确地进行钢结构的制作与施工以确保建筑物的安全,对设计中所规定的钢结构各部分和各构件的必能和质量,必须在施工中完全满足与实现,这是基本的原则。

(3) 本施工总则中的各项规定,是施工人员必须充分掌握的。施工总则的内容亦可供土建结构设计、科研人员,建设单位工作人员使用和参考。

二、制作工厂

(1) 制作工厂具备的规模,必须能适应建筑钢结构加工工艺规定规定的技术要求并配备有相应的加工设备,同时必需具有在限定工期中,领会设计意图满足建筑钢结构所要求的性能和质量的施工技术和管理能力。

(2) 考察制作工厂的主要项目为:

- ①设备、机械、人员及年产量。
- ②技术人员数量及其履历。
- ③技术工人的数量及其技术水平与资格。
- ④检查体制及检查试验设备
- ⑤工程实绩。

(3) 按1995年6月建设部建筑业司《建筑企业资质管理文件汇编》中钢结构、网架工程施工企业资质等级标准汇总成下表供参考。

表 1-3-1 钢结构、网架工程施工企业资质等级标准汇总表

应具备的条件 资质名称		资质等级		
		一级	二级	三级
企业经理资历		10 年	8 年	5 年
企业有职称的工程、经济、会计等人员		80 人	50 人	20 人
工程系列职称人员（包含在有职称人员内）		50 人	30 人	12 人
工程系列职称人员中具有高、中级职称人员 （包含在工程职称人员内）		20 人	10 人	3 人
企业资本金		1500 万元	800 万元	300 万元
生产经营用固定资产原值		1000 万元	500 万元	200 万元
企业完成建筑业总产值		3000 万元	1500 万元	500 万元
建筑业增加值		800 万元	400 万元	150 万元
企业近 5 年独立承 担过右列 2 项以上 钢结构、网架工程 的施工，工程质量 合格	钢结构跨度	30m	20m	10m
	钢结构重量	1000t	500t	100t
	钢结构建筑面积	20000m ²	5000m ²	1000m ²
	网架工程边长	70m	20m	10m
	网架结构重量	300t	100t	5t
	网架结构建筑面积	5000m ²	1000m ²	200m ²
各级资质施工企业承包工程范围		可承担各种类型的钢结构、网架工程的制作与安装	跨度 30m 以下 总重量 1000t 以下 单体面积 20000m ² 以下的钢结构工程 和边长 70m 以下 总重量 300t 以下 建筑面积 5000m ² 以下的网架工程 的制作与安装	跨度 20m 以下 总重量 500t 以下 单体面积 5000m ² 以下的钢结构工程 和边长 20m 总重量 100t 以下 建筑面积 1000m ² 以下的网架工程 的制作与安装

三、招标、投标

(1) 在我国招标承包制是建筑业和基本建设管理体制改革的一项重要内容。建设单位通过招标择优选择施工单位，施工单位通过投标发挥自己的优势来承揽任务，这对于促进承包双方加强经营管理，缩短建设工程，确保工程质量，降低工程造价、提高投资效益等都具有重要作用。上海市人民政府规定，从 1989 年 1 月 1 日起上海市全面实施招标投标承包制。

(2) 建设工程施工招标有公开招标和邀请招标两种方式。公开招标由招标单位发布招标信息。投标单位可按招标信息在规定时间内直接向招标单位申请施工招标。邀请招标是由招标单位发出施工投标邀请书，邀请四个以上施工单位参加施工投标。施工招标的范围可以是全部工程或单项工程，也可以是部分工程或专业工程。

(3) 招标

建设工程施工招标应编制和发布招标文件。招标文件包括下列内容：

- ①工程综合说明。
- ②施工图纸、地质资料和设计说明书。
- ③工程量清单以及本工程选用的定额。
- ④工程款项支付方式及预付款的百分比。
- ⑤质量要求。
- ⑥钢材、木材、水泥、新材料、特殊材料和设备的供应方式、供应量、供应地点，以及材料差价计算方式。
- ⑦工程特殊功能和结构的做法和要求，以及采用新技术，新材料的要求。
- ⑧投标、开标、决标等活动的日程安排。
- ⑨应预缴的投标保证金。
- ⑩关于特殊工程分包的要求。
- ⑪组织踏勘现场的日期，解释招标文件的时间、地点，送交标函截止日期。
- ⑫奖罚办法及其他有关事项。

招标文件上报核准后不得变更。

(4) 投标

参加投标的施工单位，应根据招标文件编制投标标书，标书的内容包括：

- ①标书综合说明。
- ②工程量单价、单项造价、工程总造价。
- ③保证工程质量和安全的主要技术措施。
- ④施工组织措施和工程总进度计划。
- ⑤施工方案和选用的主要施工机械。
- ⑥计划开工、竣工时期及施工总日期。

标书的标价计算、采用的预算定期和取费标准，必须与招标文件的规定相同，同时要结合本企业的经营管理和技术水平考虑投标策略，确定投标价格。

标书应密封送达招标单位。标书一经送达招标单位，不得再行更改。

(5) 开标、评标、决标

① 开标

开标会由评标小组主持召开，投标单位派员参加，当众启封标书，宣布各投标单位标书的主要内容，公布最终标底。

② 评标

评标办法由评标小组开标前研究确定，启封标书后不得更改。评标是对标书综合分

析，择优选定。

③决标

决标由评标小组主持，由评标成员表决确定。

四、施工规划

(1) 建设单位应将建筑物的质量要求在设计文件上(施工详图、设计说明等)明确表示。施工单位在接到设计文件后，为在合同期内按质量要求完成建筑物的施工，必须制订出《施工组织设计》，在施工前与施工进度表一起交监理机构确认。除有特殊要求的结构外，设计文件中一般不指定加工方法和施工方法。所采用具体的加工方法和施工方法，是在满足建筑物质量要求的前提下，由施工单位根据自筹具备的机械设备、技术能力、技术工人的数量及技术熟练程度决定的。在确保质量的同时要讲究安全性和经济性，这是施工单位的基本任务。所有这些内容都必须在《施工组织设计》中予以体现。

(2) 施工组织设计主要由两大部分组成；

①工厂制作计划书(工艺规程)

②现场施工组织计划书(安装的施工组织设计)

(3) 《工厂制作计划书》及《现场施工组织计划书》的主要项目与内容分别见表 1-3-2 与表 1-3-3。

表 1-3-2 工厂制作计划书

项 目	内 容
1. 总则	应用范围、依据、规格、疑义及变更处理
2. 工程概要	建筑物概要、工程范围、结构概要(材料种类和连接方法)
3. 工厂组织设备机械	组织、技术负责人、特殊技术、工人名册、设备、机械
4. 材料	材料的使用、识别、试验、检查
5. 制作	各道工序的工艺等
6. 检查	检查标准及检查方法(方法、个数、时期、报告形式)
7. 其他	

表 1-3-3 现场施工组织计划书

项 目	内 容
1. 总则	应用范围、依据、规格、疑义及变更处理
2. 工程概要	建筑物概要、工程范围、结构概要、施工现场周围状况
3. 工程负责人员及组织	负担工程的组织、工程负责人、特殊技术工人名册
4. 临时建筑工程计划	场内运输方法、分类堆放及堆放场地、临时建筑工程所用机械的支撑和基础等、工程用脚手架、临时围墙、临时电力及用水设备
5. 人员计划	安装工程、焊接工程,以及其他特殊操作法的技术人员计划
6. 架设计划	吊装机械的种类及能力、吊装方法及顺序、安装的保养、垂直度检查

项 目	内 容
7. 连接计划	连接机械的种类、台数。点检机器的种类、台数及点检方法。检查方法（方法、个数、时期、报告形式）
8. 相关工程	涂层、防水涂层、外墙安装工程、其他
9. 安全管理	安全卫生管理体制、作业主任、有资格限制就业的业务人员名册；安全卫生教育；为防止危险及影响健康的措施

五、工程管理

(1) 为使工程能按合同书及设计文件的要求进行制作与施工，施工单位必须根据“施工组织设计”在整个工程进程中对质量、施工、安全等进行全面管理。质量管理上需要的试验和检查要按《施工组织设计》及相应规范、规程进行，并根据规定记录其试验与检查的结果。

(2) 工程管理按其性质可划分为：

- ①质量管理。
- ②施工管理。
- ③能率管理。
- ④设备管理。
- ⑤安全管理。
- ⑥预算管理。

各种管理之间均有相互的联系，其中质量管理是工程管理的核心。所谓质量管理是指经济地制造出委托方所要求质量的产品的的手段和体系。因而，承包方重要的任务就是，必须加强责任在各个工程环节中保证质量，生产出合格产品。尤其是建筑钢结构工程，钢结构制作与现场施工很可能不是同一个施工单位，所以，事先必须充分作好准备，严格按照“施工组织设计”及有关规范、规程的精度要求进行制作，并做好构件与结构的试验和检查的记录。钢结构精度标准可遵循《钢结构工程施工质量验收规范》(GB 50205—2001) 及有关分项规程（见书 GB 50205—2001 附录三）执行。

按施工顺序划分的各项工程管理的内容均包含在本书第八篇中，本篇不再展开。

六、工程监理

(1) 工程监理是指监理单位对工程建设实施监理。监理的项目包括工程建设可行性研究、招标、投标、组织与审查勘测设计、监督施工等。工程监理在国际上已普遍实行。1988年7月建设部发出了《关于开展建设监理工作的通知》，首次在我国提出了实行建设监理制度。“通知”指出，建立建设监理制度，旨在抑制和避免建设工作的随意性，以适应有计划商品经济的发展和工程建设管理体制的改革，也便于使我国的建设体

制与建设市场衔接。我国工程监理从 1988 年才开始试点实施，而且监理业务的开展主要是在施工监理。

(2) 实行施工监理中，监理单位的主要业务为：

- ① 审查工程计划和施工组织设计。
- ② 监督施工单位严格按国家制定的规范和标准进行施工。
- ③ 审查技术变更。
- ④ 控制工程进度和质量。
- ⑤ 检查安全防护设施。
- ⑥ 检测原料和构配件质量。
- ⑦ 认定工程质量和数量。
- ⑧ 验收工程和签发付款凭证，审查工程价款。
- ⑨ 整理合同文件和技术档案，提出竣工报告。
- ⑩ 处理质量事故。

七、试验、检查

(1) 试验、检查的目的和作用，根据甲方（使用单位）、乙方（施工制作单位）及主管部门各自立场不同而不同。

① 从甲方角度来看试验和检查的作用：

- A. 确认竣工时钢结构的制作质量。
- B. 确认和维持使用时的质量。
- C. 选择施工制作单位的手段之一。

② 从乙方角度看试验和检查的作用：

- A. 提高可靠性，保证质量。
- B. 改进制造技术，降低制造成本。
- C. 钢结构工程竣工验收，必须提交的文件之一。

③ 从建筑工程主管部门看，试验和检查的作用：

- A. 客观评价钢结构质量。
- B. 确保社会的安全。

(2) 试验和检查最主要的作用和目的，是确保钢结构的质量和可靠性。所以，从设计开始，经过制作、安装、施工直到使用时的维修管理整个过程都必须要有试验和检查的措施，包括：

① 为研究开发的试验、检查。

② 设计阶段：

- A. 为选定材料的试验、检查。
- B. 为决定设计基准的试验、检查。

③ 材料的入厂检查。

④制作安装施工阶段：

- A. 为决定制作工艺的试验、检查。
- B. 为决定制作条件的试验、检查。
- C. 为质量管理的试验、检查：

制作前处理。

制作过程中检查。

制作后检查。

⑤使用阶段：

- A. 接受检查。
- B. 维修检查。

(3) 虽然试验、检查是确保钢结构质量和可靠性的重要措施，但施工人员应明了的是：“质量不是靠检查出来的，应该是在制作与施工中做出来的”。也可以说：质量是通过设计、通过工程的施工制作、安装得到的。试验、检查是一种很重要的为确保质量的活动，但它仅仅是一种手段。

(4) 为使施工人员对整个钢结构工程的检查项目有一个全面的了解，现编制出检查项目一览表（表 1-3-4），供参考。有关表中各检查项目的详细内容可参阅各篇章。

表 1-3-4 检查项目一览表

阶段	项目	检查项目	备注
材料 试验 检查	钢材	1. 出厂合格证书的核对检查（包括炉缸号）。当有疑问时应抽查复试。 2. 进口钢材应进行机械性能复试，及化学成分和可焊性的试验。 3. 对厚度大的构件进行切割断面检查。 4. 外观检查。 5. 尺寸检查	
	高强度螺栓	1. 出厂合格证核对复查。 2. 外观检查。 3. 尺寸核对检查。 4. 扭距系数及螺栓预拉力试验	
	焊条	1. 焊条、焊剂、保护气体出厂合格证的核对检查。 2. 外观检查。 3. 尺寸检查	
	涂料	1. 油漆、稀释剂、固化剂的出厂合格证核对检查。 2. 成分分析复查。 3. 覆盖面积试验	包括有效期的复核

阶段	项目	检查项目	备注
制造过程中的检查	构件检查	<ol style="list-style-type: none"> 1. 构件外观检查 2. 磨光顶紧的构件组装面检查。 3. 构件制作允许偏差检查。 4. 构件制孔的允许偏差检查。 5. 构件螺栓孔距的允许偏差检查。 6. 构件端部铣平的允许偏差检查。 7. 梯子、栏杆制作后必须作强度检查 	
	焊缝检查	<ol style="list-style-type: none"> 1. 焊工合格证明及考核日期核对检查。 2. 焊条烘焙及焊件预热记录检查。 3. 焊缝表面检查。 4. 焊缝外观质量检查。 5. 焊缝尺寸的允许偏差检查。 6. 焊缝按不同要求进行探伤检查 	
安装过程中的检查	高强度螺栓检查	<ol style="list-style-type: none"> 1. 摩擦面确认检查。 2. 出厂前组装的高强度螺栓施工记录复核检查 	
	涂层检查	<ol style="list-style-type: none"> 1. 构件被涂表面的处理情况检查。 2. 误涂、漏涂、无脱皮和返锈检查。 3. 涂层外观检查。 4. 干漆膜允许偏差检查 	
安装过程中的检查		<ol style="list-style-type: none"> 1. 检查构件出厂合格证明及附件。 2. 垫铁位置及规格检查。 3. 灌浆砂浆试块检查。 4. 栏杆安装后必须作强度检验。 5. 钢柱等主要构件中心及标高记检查。 6. 构件外观检查。 7. 磨光顶紧的构件安装面检查。 8. 钢结构安装允许偏差检查。 9. 安装焊缝质量检查。 10. 高强度螺栓初拧、终拧质量检查。 11. 高强度螺栓接头外观检查。 12. 终拧扭矩检查。 13. 扭剪型高强度螺栓终拧检查。 14. 补刷漆膜完整性检查。 15. 干漆膜允许偏差检查 	

表 1-3-5

检查项目的说明

时期	检查项目	主要确认项目	接受检查项目与公司内检查项目		接受检查实例	
			接受检查	公司检查	重要构件	一般构件
材料 试验 检查		钢材规格证明书核对检查		0	0	0
		规格外材料检查		0	0	
		尺寸检查		0		
		外观检查		0		
	高强度螺栓	钢材规格证明书核对检查		0	0	0
		机械试验		0	0	
		扭矩系数值试验		0	0	

第四章 钢结构设计施工基本资料

第一节 钢结构工程常用图例


















一、工程地质图例

(一) 松散土层图例

松散土层图例见表 1-4-1。

表 1-4-1 松 散 土 层 图 例

图 例	名 称	图 例	名 称	图 例	名 称
	耕(表)土		黄土状粘土		泥炭
	素填土		黄土状亚粘土		粉砂
	粘土		黄土状轻亚粘土		细砂
	亚粘土		软土(软塑土)		中砂
	轻亚粘土		(与粘性土 淤泥图例迭加 为淤泥质土)		粗砂

图 例	名 称	图 例	名 称	图 例	名 称
	砾砂		碎石		含铁、锰结核
	(线间距 杂填土 4mm, 倾 斜角 45°)		漂石		含有机质(腐殖 质)
	冲填土		块石		含贝壳(生物碎 屑)
	圆砾		含礓结石(钙质 结核)		混粘性土
	角砾		含硅质结核		含砂、砾
	卵石				含卵、碎、块石

注:(1)红粘土不另绘图例,采用一般粘性土图例;

(2)老粘土在一般粘性土图例上适当加注时代符号如 Q_1 、 Q_2 等;

(3)膨胀土在一般粘性土图例上适当加注 PS 符号;

(4)新近堆积土在一般粘性土图例上适当加注 Q 符号。

(二) 勘探点及试验点图例

勘探点及试验点图例见表 1-4-2。

表 1-4-2

勘探点及试验点图例























图 例	名 称	图 例	名 称	图 例	名 称
	露头点		取水试样探井		静力触探试验孔

图 例	名 称	图 例	名 称	图 例	名 称
	剥土		取土试样探井		动力触探试验孔
	探槽（长按比例）		取土、水试样探井		钎探轻便触探试验孔
	钻孔（不分大小和类型）		地质点		十字板剪力试验孔
	取水试样钻孔		长期观测孔		十字板剪力试验加取土试样孔
	取土试样钻孔		长期观测井		标准贯入加取土试样孔
	取土、水试样钻孔		物探点		
	探井		物探异常点		

二、钢结构图例






（一）型钢符号、标注方法

型钢符号、标注方法见表 1-4-3。

表 1-4-3 型 钢 标 注 方 法

序 号	名 称	截 面	标 注	说 明
1	等边角钢	L	L b × d	b 为肢宽 d 为肢厚
2	不等边角钢		B × b × d	B 为长肢宽

第四章 钢结构设计施工基本资料


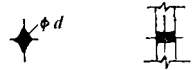


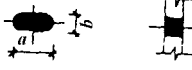

序 号	名 称	截 面	标 注	说 明
3	工字钢		$I_{N, Q} I_N$	轻型工字钢时加注 Q 字
4	槽 钢		$[N, Q] [N]$	轻型槽钢时加注 Q 字
5	方 钢		$\square b$	
6	扁 钢		$-b \times t$	
7	钢 板		$-t$	
8	圆 钢		ϕd	
9	钢 管		$\phi d \times t$	t 为管壁厚
10	薄壁方钢管		$B \square h \times t$	薄壁型钢时加注 B 字
11	薄壁等肢角钢		$B \angle b \times t$	
12	薄壁等肢卷边角钢		$B \angle b \times a \times t$	
13	薄壁槽钢		$B [k \times b \times t$	
14	薄壁卷边槽钢		$B \angle k \times b \times a \times t$	
15	薄壁卷边 Z 型钢		$B \angle k \times b \times a \times t$	

序号	名称	截面	标注	说明
16	起重机钢轨		QU × ×	× × 为起重机钢轨型号
17	轻轨和钢轨		× × kg/m 钢轨	× × 为轻轨和钢轨型号

(二) 螺栓、孔、电焊铆钉图例

螺栓、孔、电焊铆钉图例见表 1-4-4。

表 1-4-4 螺栓、孔、电焊铆钉图例

序号	名称	图例	说明
1	永久螺栓		1. 细“+”线表示定位线 2. 必须标注螺栓孔、电焊铆钉的直径
2	高强螺栓		
3	安装螺栓		
4	圆形螺栓孔		
5	长圆形螺栓孔		
6	电焊铆钉		

(三) 焊缝图示与符号

焊缝图示与符号取自《焊缝符号表示法》(GB324-88)。

1. 焊缝基本符号

焊缝基本符号见表 1-4-5。

表 1-4-5 焊缝基本符号

序号	名称	示意图	符号	序号	名称	示意图	符号
1	卷边焊缝 ^① (卷边完全熔化)		八	10	角焊缝		
2	I形焊缝						
3	V形焊缝		V	11	塞焊缝或槽焊缝		
4	单边V形焊缝		∨				
5	带钝边V形焊缝		Y				
6	带钝边单边V形焊缝		Y	12	点焊缝		
7	带钝边U形焊缝		U				
8	带钝边J形焊缝		J	13	缝焊缝		
9	封底焊缝		∩				





① 不完全熔化的卷边焊缝用 I 形焊缝符号来表示，并加注焊缝有效厚度 S_e 。

2. 焊缝的辅助符号

焊缝的辅助符号见表 1-4-6。









表 1-4-6 辅助符号

序号	名称	示意图	符号	说明
1	平面符号		—	焊缝表面齐平(一般通过加工)

序号	名称	示意图	符号	说明
2	凹面符号			焊缝表面凹陷
3	凸面符号			焊缝表面凸起

注：不需要确切地说明焊缝的表面形状时，可以不用辅助符号。辅助符号的应用示例见表 1-4-7。



表 1-4-7 辅助符号的应用示例

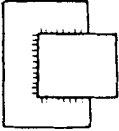

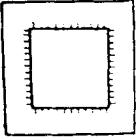



名称	示意图	符号
平面 V 形对接焊缝		
凸面 X 形对接焊缝		
凹面角焊缝		
平面封底 V 形焊缝		

3. 焊缝的补充符号

焊缝的补充符号见表 1-4-8。

表 1-4-8 补充符号

序号	名称	示意图	符号	说明
1	带垫板符号			表示焊缝底部有垫板

序号	名称	示意图	符号	说明
2	三面焊缝符号			* 表示三面带有焊缝
3	周围焊缝符号			表示环绕工件周围焊缝
4	现场符号			表示在现场或工地上进行焊接
5	尾部符号			可以参照 GB5185 标注焊接工艺方法等内容


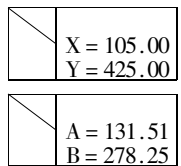
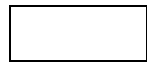

三、建筑安装施工工程常用图例

包括总平面图、建筑配件、建筑材料的图例。

(一) 总平面图图例

总平面图图例见表 1-4-9。

表 1-4-9 总平面图图例

名称	图例	说明	名称	图例	说明
新设计的建筑物		1. 比例小于 1:2000 时可不画入口 2. 必要时可在右上角以点数(或数字)表示层数	坐标		上图表示测量坐标 下图表示建筑坐标
原有建筑物		在设计中拟利用者均应编号说明	挡土墙		被挡的土在“突出”的一例

名称	图例	说明	名称	图例	说明
拟扩建的预留地或建筑物			设计的填挖边坡		
拆除的建筑物			护坡		边坡较长时可在 一端或两端局部表示
室内的地坪标高			原有的道路		
			计划的道路		
室外整平标高			新设计的道路		R 为道路转弯半径，“150.00”表示路面中心标高，6 表示 6% 或 6% 的纵向坡度，“101.00”表示变坡点间的距离，箭头表示下坡方向
围墙		砖石、混凝土或金属材料围墙			
围墙		铁丝网，篱笆等围墙			

(二) 建筑配件图例

建筑配件图例见表 1-4-10。

表 1-4-10

建筑配件图例

名称	图例	名称	图例	名称	图例
空洞门		单扇推拉门		双扇双面弹簧门	

名称	图 例	名称	图 例	名称	图 例
单扇 门		双扇 推拉门		对开 折门	
双扇 门		单扇 双面弹 簧门		单层 固定窗	
单层 外开上 悬窗		不可 见孔洞		孔洞	
		地面 检查孔			
单层 外开平 开窗		顶棚 检查孔		底层 楼梯	
		烟道		中间 层楼梯	
高窗		通风 道		顶层 楼梯	


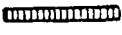
说明：在窗的图例上，立面图中的斜线表示窗扇的开关方向，单实线表示外开，单虚线表示内开，平、剖面图中的虚线在设计图中可以不画。楼梯的形状及踏步数应按实际的设计情况绘制。

(三) 建筑材料图例

建筑材料图例见表 1-4-11。



表 1-4-11

建筑材料图例

序号	名称	图例	说明
1	自然土壤		包括各种自然土壤
2	夯实土壤		
3	砂、灰土		靠近轮廓线点较密的点
4	砂砾石、碎砖三合土		
5	天然石材		包括岩层、砌体、铺地、贴面等材料
6	毛石		
7	普通砖		1. 包括砌体、砌块 2. 断面较窄、不易画出图例线时，可涂红
8	耐火砖		包括耐酸砖等
9	空心砖		包括各种多孔砖
10	饰面砖		包括铺地砖、马赛克、陶瓷锦砖、人造大理石等
11	混凝土		1. 本图例仅适用于能承重的混凝土及钢筋混凝土
12	钢筋混凝土		2. 包括各种标号、骨料、添加剂的混凝土 3. 在剖面图上画出钢筋时，不画图例线 4. 断面较窄，不易画出图例线时，可涂黑
13	焦渣、矿渣		包括与水泥、石灰等混合而成的材料

第四章 钢结构设计施工基本资料

序号	名称	图例	说明
14	多孔材料		包括水泥珍珠岩、沥青珍珠岩、泡沫混凝土、非承重加气混凝土、泡沫塑料、软木等
15	纤维材料		包括麻丝、玻璃棉、矿渣棉、木丝板、纤维板等
16	松散材料		包括木屑，石灰木屑、稻壳等
17	木材		<ol style="list-style-type: none"> 1. 上图为横断面、左上图为垫木、木砖、木龙骨 2. 下图为纵断面
18	胶合板		应注明×层胶合板
19	石膏板		
20	金属		<ol style="list-style-type: none"> 1. 包括各种金属 2. 图形小时，可涂黑
21	网状材料		<ol style="list-style-type: none"> 1. 包括金属，塑料等网状材料 2. 注明材料
22	液体		注明液体名称
23	玻璃		包括平板玻璃、磨砂玻璃、夹丝玻璃、钢化玻璃等
24	橡胶		
25	塑料		包括各种软、硬塑料及有机玻璃等

序号	名称	图例	说明
26	防水材料		构造层次多或比例较大时,采用上面图例
27	粉刷		本图例点以较稀的点

注:序号 1、2、5、7、8、12、14、18、20、24、25 图例中的斜线、短斜线、交叉斜线等一律为 45°。

第二节 地基基础工程常用资料

一、地基基础工程

(一) 地基土(岩)的分类

1. 建筑地基土(岩)分类

作为建筑地基的土(岩),可分为岩石、碎石土、砂土、粉土、粘性土和人工填土等。详见表 1-4-12。

表 1-4-12 土(岩)的定名界限

土(岩)类别	定名界限
岩石	颗粒间牢固联结,呈整体或具有节理裂隙的岩体
碎石土	粒径大于 2mm 的颗粒含量超过全重 50% 的土
砂土	粒径大于 2mm 的颗粒含量不超过全重 50%,粒径大于 0.0756mm 的颗粒超过全重 50% 的土
粉土	塑性指数 $I_p \leq 10$ 的土
粘性土	塑性指数 $I_p > 10$ 的土

注:粉土(silt)即 TJ7-74 规范的轻亚粘土,下同。

2. 岩石按坚固性和风化程度的划分

岩石坚固性的划分见表 1-4-13；岩石风化程度的划分见表 1-4-14。

表 1-4-13 岩石坚固性的划分

岩石类别	代表性岩石
硬质岩石	花岗岩、花岗片麻岩、闪长岩、玄武岩、石灰岩、石英砂岩、石英岩、硅质砾岩等
软质岩石	页岩、粘土岩、绿泥石片岩、云母片岩等

注：除表列代表性岩石外，凡新鲜岩石的饱和单轴极限抗压强度大于或等于 30MPa 者，可按硬质岩石考虑；小于 30MPa 者，可按软质岩石考虑。

表 1-4-14 岩石风化程度的划分

风化程度	特 征
微风化	岩质新鲜，表面稍有风化迹象
中等风化	<ol style="list-style-type: none"> 1. 结构和构造层理清晰 2. 岩体被节理、裂隙分割成块状（200~500mm），裂隙中填充少量风化物，锤击声脆，且不易击碎 3. 用镐难挖掘，岩心钻方可钻进
强风化	<ol style="list-style-type: none"> 1. 结构和构造层理不甚清晰，矿物成分已显著变化 2. 岩体被节理、裂隙分割成碎石状（20~200mm）碎石用手可以折断 3. 用镐可以挖掘，手摇钻不易钻进

3. 碎石土

碎石土可分为漂石、块石、卵石、碎石、圆砾和角砾，（见表 1-4-15），其密实度可按表 1-4-16 确定。

表 1-4-15 碎石土的分类

土的名称	颗粒形状	粒 组 含 量
漂石 块石	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于 200mm 的颗粒超过全重 50%
卵石 碎石	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于 20mm 的颗粒超过全重 50%

土的名称	颗粒形状	粒组含量
圆砾 角砾	圆形及亚圆形为主 棱角形为主	粒径大于 2mm 的颗粒超过全重 50%

注：分类时应根据粒组含量由大到小以最先符合者确定。

表 1-4-16 碎石土密实度野外鉴别方法

密实度	骨架颗粒含量和排列	可挖性	可钻性
密实	骨架颗粒含量大于总重的 70%，呈交错排列，连续接触	锹镐挖掘困难，用撬棍方能松动；井壁一般较稳定	钻进极困难；冲击钻探时，钻杆、吊锤跳动剧烈；孔壁较稳定
中密	骨架颗粒含量等于总重的 60%~70%，呈交错排列，大部分接触	锹镐可挖掘；井壁有掉块现象，从井壁取出大颗粒处，能保持颗粒凹面形状	钻进较困难；冲击钻探时，钻杆、吊锤跳动不剧烈；孔壁有坍塌现象
稍密	骨架颗粒含量小于总重的 60%，排列混乱，大部分不接触	锹可以挖掘；井壁易坍塌，从井壁取出大颗粒后，砂土立即坍塌	钻进较容易；冲击钻探时，钻杆稍有跳动；孔壁易坍塌

注：①骨架颗粒系指与表 1-4-15 相对应粒径的颗粒；

②碎石土的密实度，应按表列各项要求综合确定。

4. 砂土

砂土可分为砾砂、粗砂、中砂、细砂和粉砂，见表 1-4-17。其密实度按表 1-4-18 分为松散、稍密、中密、密实。

表 1-4-17 砂土的分类

土的名称	粒组含量
砾砂	粒径大于 2mm 的颗粒占全重 25%~50%
粗砂	粒径大于 0.5mm 的颗粒超过全重 50%
中砂	粒径大于 0.25mm 的颗粒超过全重 50%
细砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒超过全重 85%
粉砂	粒径大于 0.075mm 的颗粒超过全重 50%

注：分类时应根据粒组含量由大到小以最先符合者确定。

表 1-4-18 砂 土 的 密 实 度

标准贯入试验锤击数 N	密 实 度
$N \leq 10$	松 散
$10 < N \leq 15$	稍 密
$15 < N \leq 30$	中 密
$N > 30$	密 实

5. 一般粘性土

一般粘性土可分为粘土、粉质粘土（见表 1-4-19）

表 1-4-19 粘 性 土 的 分 类

塑 性 指 数 I_p	土 的 名 称
$I_p > 17$	粘 土
$10 < I_p \leq 17$	粉质粘土

注：塑性指数由相应于 76g 圆锥体沉入土样中深度为 10mm 时测定的液限计算而得。

粘性土的状态，可按着 1-4-20 分为坚硬、硬塑、可塑、软塑、流塑。

表 1-4-20 粘 性 土 的 状 态

液 性 指 数 I_L	状 态
$I_L \leq 0$	坚 硬
$0 < I_L \leq 0.25$	硬 塑
$0.25 < I_L \leq 0.75$	可 塑
$0.75 < I_L \leq 1$	可 塑
$I_L > 1$	软 塑
	流 塑

6. 粉土

粉土的性质介于砂土与粘性土之间（ $I_p \leq 10$ ）

7. 其他粘性土

其他粘性土见表 1-4-21。

表 1-4-21 土的分类名称与指标

土 的 名 称	分 类 指 标 及 说 明
淤 泥 质 土	粘性土, $\omega > \omega_L$ $1.0 \leq e < 1.5$
淤 泥	粘性土, $\omega > \omega_L$ $e \geq 1.5$
红 粘 土	高塑性粘土, $\omega_L > 50$
次 生 红 粘 土	红粘土经再搬运, $\omega_L > 45$

8. 人工填土

人工填土根据其组成和成因, 分类见表 1-4-22。

表 1-4-22 人工填土的分类

名 称	分 类 指 标 及 说 明
素 填 土	由碎石、砂土、粉土、粘土等组成
杂 填 土	含有建筑垃圾、工业废料、生活垃圾等杂物
冲 填 土	由水力冲填泥砂形成

(二) 地基设计的基本规定

1. 建筑物安全等级

根据地基损坏造成建筑物破坏后果(危及人的生命、造成经济损失和社会影响及修复的可能性)的严重性, 将建筑物分为三个安全等级, 设计时应根据具体情况, 按表 1-4-23 选用。

表 1-4-23 建筑物安全等级

安全等级	破坏后果	建 筑 类 型
一 级	很严重	重要的工业与民用建筑物; 20 层以上的高层建筑; 体形复杂的 14 层以上高层建筑; 对地基变形有特殊要求的建筑物; 单桩承受的荷载在 4000kN 以上的建筑物
二 级	严 重	一般的工业与民用建筑物
三 级	不严重	次要的建筑物

2. 地基基础计算的内容和要求

地基基础计算的内容和要求见表 1-4-24。

表 1-4-24 地基基础计算的内容和要求

序号	计算内容	需进行计算的建筑物	荷载效应组合
1	地基承载力	各级建筑物	基本组合
2	地基变形	(1) 一级建筑物 (2) 表 1-4-25 以外的二级建筑物 (3) 有下列情况之一的表 1-4-25 内的二级建筑物	长期效应组合 (不考虑风和地震)
2	地基变形	A. $f_k < 130\text{kPa}$, 且形体复杂的建筑 B. 基础因堆载或相邻荷载引起过大的不均匀沉降时 C. 软弱地基上相邻建筑距离过近可能发生倾斜时 D. 地基内有厚度较大或厚薄不均的填土, 其自重固结未完成时	长期效应组合 (不考虑风和地震)
3	地基稳定性	(1) 经常受水平荷载作用的高层建筑和高耸结构 (2) 建筑在斜坡上的建筑物和构筑物 (3) 挡土墙及其类似结构	采用安全系数法, 荷载采用设计值, 分项系数取 1.0
4	基础承载力 (包括承台和桩身)	各级建筑物	基本组合

注: 计算基础承载力时, 内力设计值均包括重要性系数 γ_0 。

表 1-4-25 可不作地基变形计算的二级建筑物范围

地基主要受力层的情况	地基承载力标准值		$60 \leq f_k < 80$	$80 \leq f_k < 100$	$100 \leq f_k < 130$	$130 \leq f_k < 160$	$160 \leq f_k < 200$	$200 \leq f_k < 300$	
	各土层坡度 (%)		≤ 5	≤ 5	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≤ 10	
建筑类型	单层排架 6m 柱距结构	单跨	吊车额定起重量 (t)	5 ~ 10	10 ~ 15	15 ~ 20	20 ~ 30	30 ~ 50	50 ~ 100
			厂房跨度 (m)	≤ 12	≤ 18	≤ 24	≤ 30	≤ 30	≤ 30
	多跨	吊车额定起重量 (t)	3 ~ 5	5 ~ 10	10 ~ 15	15 ~ 20	20 ~ 30	30 ~ 75	
		厂房跨度 (m)	≤ 12	≤ 18	≤ 24	≤ 30	≤ 30	≤ 30	

地基主要受力的情况	地基承载力标准值		$60 \leq f_k$ < 80	$80 \leq f_k$ < 100	$100 \leq f_k$ < 130	$130 \leq f_k$ < 160	$160 \leq f_k$ < 200	$200 \leq f_k$ < 300
	各土层坡度 (%)		≤ 5	≤ 5	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≤ 10
建筑类型	烟囱	高度 (m)	≤ 30	≤ 40	≤ 50	≤ 75		≤ 100
		高度 (m)	≤ 15	≤ 20	≤ 30	≤ 30		≤ 30
	水塔	容积 (m^3)	≤ 50	50 ~ 100	100 ~ 200	200 ~ 300	300 ~ 500	500 ~ 1000

注：①地基主要受力层系指条形基础底面下深度为 3 倍基础底面宽度，独立基础下为 1.5 倍基础短边尺寸或直径，厚度均不小于 5m 的范围（二层以下一般的民用建筑除外）。

②地基主要受力层中如有承载力标准值小于 130kPa 的土层时，表中砌体承重结构的设计，应符合软弱地基的有关要求。

③结构和框架结构均指民用建筑。对于工业建筑可按厂房高度、荷载情况折合成与其相当的民用建筑层数。

④表中吊车额定起重量、烟囱高度和水塔容积的数值系指最大值。

⑤表内各建筑物如有下列情况仍应作变形验算：

- 1) 地基承载力标准值小于 130kPa，且体型复杂的建筑；
- 2) 在基础上及其附近有地面堆载或相邻基础荷载差异较大，引起地基产生过大的不均匀沉降时；
- 3) 软弱地基上的相邻建筑如距离过近，可能发生倾斜时；
- 4) 地基内有厚度较大或厚薄不均的填土，其自重固结未完成时。

对一级建筑物应在施工期间及使用期间进行沉降观测，并应以实测资料作为建筑物地基基础工程质量检查的依据之一。沉降观测的方法及要求，可按《建筑地基基础设计规范》GB50007-2002 附录一执行。

(三) 冻土地基的基础埋深

1. 地基土的冻胀类别

地基土的冻胀类别按表 1-4-26 分为不冻胀、弱冻胀和强冻胀。

表 1-4-26 地基土的冻胀性分类

土的名称	天然含水量 w (%)	冻结期间地下水位低于 冻深的最小距离 (m)	冻胀性类别
岩石、碎石土、砾砂、粗砂、中砂、细砂	不 考 虑	不 考 虑	不 冻 胀

土 的 名 称	天然含水量 w (%)	冻结期间地下水位低于 冻深的最小距离 (m)	冻胀性类别
粉 砂	$w < 14$	> 1.5	不冻胀
		≤ 1.5	弱冻胀
	$14 \leq w < 19$	> 1.5	
		≤ 1.5	
	$w \geq 19$	> 1.5	强冻胀
		≤ 1.5	
粉 土	$w < 19$	> 2.0	不冻胀
		≤ 2.0	弱冻胀
	$19 < w \leq 22$	> 2.0	
		≤ 2.0	
	$22 < w \leq 26$	> 2.0	强冻胀
		≤ 2.0	
	$w > 26$	不考虑	
	粘性土	$w \leq w_p + 2$	> 2.0
≤ 2.0			弱冻胀
$w_p + 2 < w \leq w_p + 5$		> 2.0	
		≤ 2.0	
$w_p + 5 < w \leq w_p + 9$		> 2.0	强冻胀
		≤ 2.0	
$w > w_p + 9$		不考虑	

注：①表中碎石土仅指充填物为砂土或硬塑、坚硬状态的粘性土，如充填物为粉土或其他状态的粘性土时，其冻胀性应按粉土或粘性土确定；

②表中细砂仅指粒径大于 0.075mm 的颗粒超过全重 90% 的细砂，其他细砂的冻胀性应按粉砂确定；

③ w_p 为土的塑限。

2. 冻土地基的基础最小埋深

对于埋置在弱冻胀、冻胀和强冻胀土中的基础，其最小埋深可按下式计算：

$$d_{\min} = z_0 \cdot \psi_t - d_{fr} \quad (1-4-1)$$

式中 d_{\min} ——基础最小埋深；

z_0 ——标准冻深，系采用在地表无积雪和草皮等覆盖条件下多年实测最大冻深的

平均值。

ψ_t ——采暖对冻深的影响系数，当室内地面直接建在有冻胀性土层上时，其值可按表 1-4-27 确定。对在采暖期间室内日平均温度小于 10°C 的建筑物可取 1.00，不采暖的建筑可取 1.10。

表 1-4-27 采暖对冻深的影响系数 ψ_t

室内外地面高差 (mm)	外 墙 中 段	外 墙 角 段
≤ 300	0.70	0.85
≥ 750	1.00	1.00

注：①外墙角段系指从外墙阳角顶点起两边各 4m 范围以内的外墙，其余部分为中段；

②采暖建筑物中的不采暖房间（门斗、过道和楼梯间等），其外墙基础处的采暖对冻深的影响系数值，取与外墙角段的相同。

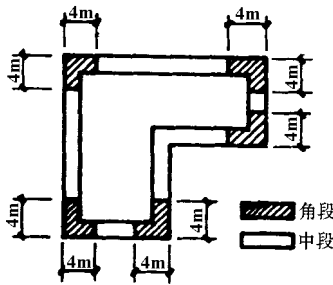


图 1-4-1 外墙中段、角段划分示意

d_{fr} ——基底下允许残留冻土层的厚度。按下式计算。

对弱冻胀土： $d_{fr} = 0.17z_0\psi_t + 0.26$ (1-4-2)

冻胀土： $d_{fr} = 0.15z_0\psi_t$ (1-4-3)

强冻胀土： $d_{fr} = 0$ (1-4-4)

当有充分依据时，允许残留冻土层厚度也可根据当地经验确定。当冻深范围内地基由不同冻胀性土层组成时，基础最小埋深可按下层土确定，但不宜浅于下层土的顶面。

(四) 地基承载力的确定

1. 按野外鉴别结果确定岩石地基的承载力

岩石根据野外鉴别结果，按表 1-4-26、1-4-27 分类。再根据岩石的分类按表 1-4-28 确定其承载力标准值。

表 1-4-28 岩石承载力标准值 (kPa)

风化程度 岩石类别	强风化	中等风化	微风化
硬质岩石	500 ~ 1000	1500 ~ 2500	≥4000
软质岩石	200 ~ 500	700 ~ 1200	1500 ~ 2000

注：①对于微风化的硬质岩石，其承载力如取用大于 4000kPa 时，应由试验确定；

②对于强风化的岩石，当与残积土难于区分时按土考虑。

2. 按野外鉴别结果确定碎石土地基的承载力

碎石土的野外鉴别方法按表 1-4-16 进行。根据鉴别结果，按表 1-4-29 确定承载力标准值。

表 1-4-29 碎石土承载力标准值 (kPa)

密实度 土的名称	稍 密	中 密	密 实
卵 石	300 ~ 500	500 ~ 800	800 ~ 1000
碎 石	250 ~ 400	400 ~ 700	700 ~ 900
圆 砾	200 ~ 300	300 ~ 500	500 ~ 700
角 砾	200 ~ 250	250 ~ 400	400 ~ 600

注：①表中数值适用于骨架颗粒空隙全部由中砂、粗砂或硬塑、坚硬状态的粘性土或稍湿的粉土所充填；

②当粗颗粒为中等风化或强风化时，可按其风化程度适当降低承载力，当颗粒间呈半胶结状时，可适当提高承载力。

3. 按物理力学指标确定地基承载力

根据室内试验取得的物理力学指标平均值，按表 1-4-30 ~ 表 1-4-34 确定地基承载力基本值 f_0 ，其标准值 f_k 按下式计算：

$$f_k = \psi_f \cdot f_0 \quad (1-4-5)$$

式中 f_k ——地基承载力标准值 (kPa)；

f_0 ——地基承载力基本值 (kPa)；

ψ_f ——回归修正系数。

回归修正系数按下式计算：

$$\psi_f = 1 - \left(\frac{2.884}{\sqrt{n}} + \frac{7.918}{n^2} \right) \delta \quad (1-4-6)$$

式中 n ——据以查表的土性指标参加统计的数据数， $n \geq 6$ ；

δ ——变异系数。

注：当回归修正系数小于 0.75 时，应分析 δ 过大的原因，如分层是否合理，试验有无差错等，并应同时增加试样数量。

变异系数 δ 按下列规定计算：

(1) 当仅有一个指标来查表确定地基承载力基本值时，其变异系数按下式计算：

$$\delta = \frac{\sigma}{\mu} \quad (1-4-7)$$

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n \mu_i}{n} \quad (1-4-8)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n \mu_i^2 - n\mu^2}{n-1}} \quad (1-4-9)$$

式中 μ ——据以查表的某一土性指标试验平均值；
 σ ——标准差。

(2) 当用两个指标查表确定地基承载力基本值时，应采用由该两个指标的变异系数折算后的综合变异系数

$$\delta = \delta_1 + \xi\delta_2 \quad (1-4-10)$$

式中 δ_1 ——第一指标的变异系数；
 δ_2 ——第二指标的变异系数；
 ξ ——第二指标的折算系数，见有关承载力表的注。

表 1-4-30 粉土承载力基本值 f_0 (kPa)

第二含水量 w (%) / 第一指标孔隙比 e	10	15	20	25	30	35	40
0.5	410	390	(365)				
0.6	310	300	280	(270)			
0.7	250	240	225	215	(205)		
0.8	200	190	180	170	(165)		
0.9	160	150	145	140	130	(125)	
1.0	130	125	120	115	110	105	(100)

注：①有括号者仅供内插用；

②折算系数 ξ 为 0；

③在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段，新近沉积的粉土，其工程性质一般较差，应根据当地实践经验取值。

表 1-4-31 粘性土承载力基本值 f_0 (kPa)

第二指标液性指数 I_L 第一指标孔隙比 e	0	0.25	0.50	0.75	1.00	1.20	
0.5	475	430	390	(360)			
0.6	400	360	325	295	(265)		
0.7	325	295	265	240	210	170	
0.8	275	240	220	200	170	135	
0.9	230	210	190	170	135	105	
1.0	200	180	160	135	115		
1.1		160	135	115	105		

注：①有括号者仅供内插用；

②折算系数 ξ 为 0.1；

③在湖、塘、沟、谷与河漫滩地段新近沉积的粘性土，其工程性能一般较差。第四纪晚更新世 (Q_3) 及其以前沉积的老粘性土，其工程性能通常较好，这些土均应根据当地实践经验取值。

表 1-4-32 沿海地区淤泥和淤泥质土承载力基本值 f_0 (kPa)

天然含水量 w (%)	36	40	45	50	55	65	75
f_0 (kPa)	100	90	80	70	60	50	40

注：对于内陆淤泥和淤泥质土，可参照使用。

表 1-4-33 红粘土承载力基本值 f_0 (kPa)

土的名称	第一指标 含水比 $\alpha_w = \frac{w}{w_L}$	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	第二指标液塑比 $I_p = \frac{w_L}{w_p}$						
红粘土	≤ 1.7	380	270	210	180	150	140
	≥ 2.3	280	200	160	130	110	100
次生红粘土		250	190	150	130	110	100

注：①本表仅适用于定义范围内的红粘土；

②折算系数 ξ 为 0.4。

表 1-4-34 素填土承载力基本值

压缩模量 E_{s1-2} (MPa)	7	5	4	3	2
f_0 (kPa)	160	135	115	85	65

注：①本表只适用于堆填时间超过十年的粘性土，以及超过五年的粉土；

②压实填土地基的承载力，可按《建筑地基基础设计规范》GBJ5007-2002 第 6.3.2 条采用。

4. 根据标准贯入试验锤击数 N 、轻便触探试验锤击数 N_{10} 确定地基承载力
具体试验方法详见《建筑地基基础设计规范》GB50007-2002 附录六。

(1) 锤击数标准值 N (或 N_{10}) 按下式确定：

$$N \text{ (或 } N_{10}) = \mu \cdot 1.645\sigma \quad (1-4-11)$$

计算值取至整数位。

式中 N (或 N_{10}) —— 锤击数标准值；

μ —— 锤击数平均值；

σ —— 锤击数的均方差。

(2) 根据标准贯入锤击数 N ，轻便触探试验锤击数 N_{10} ，可按表 1-4-35 ~ 表 1-4-38 确定。

表 1-4-35 砂土承载力标准值 f_k (kPa)

N	10	15	30	50
土类				
中、粗砂	180	250	340	500
粉、细砂	140	180	250	340

表 1-4-36 粘性土承载力标准值

N	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
f_k (kPa)	105	145	190	235	280	325	370	430	515	600	680

表 1-4-37 粘性土承载力标准值

N_{10}	15	20	25	30
f_k (kPa)	105	145	190	230

表 1-4-38

素填土承载力标准值

N_{10}	10	20	30	40
f_k (kPa)	85	115	135	160

注：本表只适用于粘性土与粘土组成的素填土。

5. 地基承载力设计值

1. 基础深宽修正后的地基承载力设计值

当基础宽度大于 3m 或埋置深度大于 0.5m 时，除岩石地基外，其地基承载力设计值应按下式计算：

$$f = f_k + \eta_b \gamma (b - 3) + \eta_d \gamma_0 (d - 0.5) \quad (1-4-12)$$

注：①当计算所得设计值 $f < 1.1f_k$ 时，取 $f = 1.1f_k$ 。

②当不满足按式 1-4-12 计算的条件时，按 $f = 1.1f_k$ 直接确定地基承载力设计值。

式中 f ——地基承载力设计值；

f_k ——地基承载力标准值，按 1-4-6~1-4-8 确定；

η_b 、 η_d ——基础宽度和埋深的地基承载力修正系数，按基底下土类查表 1-4-39；

γ ——基础底面以下土的重度，地下水位以下取有效重度 (kN/m^3)；

b ——基础底面宽度 (m)，当基宽小于 3m 时按 3m 考虑，大于 6m 时按 6m 考虑；

γ_0 ——基础底面以上土的加权平均重度，地下水位以下取有效重度 (kN/m^3)；

d ——基础埋置深度 (m)，一般自室外地面算起。在填方整平地区，可自填土地面标高算起，但填土在上部结构施工后完成时，应从天然地面标高算起。对于地下室，如采用箱形基础或筏基时，基础埋置深度自室外地面标高算起。在其他情况下，应从室内地面标高算起。

表 1-4-39

承载力修正系数

土 的 类 别		η_b	η_d
淤泥和淤泥质土	$f_k < 50\text{kPa}$	0	1.0
	$f_k \geq 50\text{kPa}$	0	1.1
人工填土 e 或 I_L 大于等于 0.85 的粘性土 $e \geq 0.85$ 或 $S_r > 0.5$ 的粉土		0	1.1
红 粘 土	含水比 $\alpha_w > 0.8$	0	1.2
	含水比 $\alpha_w \leq 0.8$	0.15	1.4

土 的 类 别	η_b	η_d
e 及 I_L 均小于 0.85 的粘性土	0.3	1.6
$e < 0.85$ 及 $S_r \leq 0.5$ 的粉土	0.5	2.2
粉砂、细砂（不包括很湿与饱和时的稍密状态）	2.0	3.0
中砂、粗砂、砾砂和碎石土	3.0	4.4

注：①强风化的岩石，可参照所风化成的相应土类取值；

② S_r 为土的饱和度， $S_r \leq 0.5$ ，稍湿； $0.5 < S_r \leq 0.8$ ，很湿； $S_r > 0.8$ ，饱和。

(2) 地基承载力设计值，在下列情况时不作深宽修正

①根据土的抗剪强度指标确定的地基承载力；

②岩石地基不作深度修正。

6. 基础底面积的确定

确定基础底面积时，应使基础底面压力符合下式要求：

当轴心荷载作用时

$$P \leq f \quad (1-4-13)$$

当偏心荷载作用时，除符合式(1-4-13)要求外，尚应满足下式要求：

$$p_{\max} \leq 1.2f \quad (1-4-14)$$

式中： p ——基础底面处的平均压力设计值(kPa)；

f ——地基承载力设计值(kPa)；

p_{\max} ——基础底面边缘的最大压力设计值(kPa)；

注：①对需进行地基变形计算的建筑物，须进行地基变形计算后，最后确定基础底面积；

②对地基受力层范围内有软弱下卧层，尚须进行软弱下卧层验算。

7. 软弱下卧层的验算

(1) 当地基受力层范围内有软弱下卧层时，应按下式验算：

$$p_z + p_{cz} \leq f_z \quad (1-4-15)$$

式中： p_z ——软弱下卧层顶面处的附加压力设计值；

p_{cz} ——软弱下卧层顶面处土的自重压力标准值；

f_z ——软弱下卧层顶面处经深度修正后地基承载力设计值。

(2) 当上层土与下卧软弱土层的压缩模量比值大于或等于3时，对条形基础和矩形基础，式1-4-15中的 p_z 值可按式简化计算：

$$\text{条形基础：} \quad p_z = \frac{b(p - p_c)}{b + 2z\theta} \quad (1-4-16)$$

$$\text{矩形基础：} \quad p_z = \frac{lb(p - p_c)}{(b + 2z\theta)(l + 2z\theta)} \quad (1-4-17)$$

式中 b ——矩形基础和条形基础底边的宽度(m)；

l ——矩形基础底边的长度(m)；

- p_c ——基础底面处土的自重压力标准值 (kPa)；
 z ——基础底面至软弱下卧层顶面的距离 (m)；
 θ ——地基压力扩散线与垂直线的夹角，可按表 1-4-40 采用。

表 1-4-40 地基压力扩散角 θ

E_{s1}/E_{s2}	z/b	
	0.25	0.50
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

- 注：① E_{s1} 为上层土压缩模量； E_{s2} 为下层土压缩模量；
 ② $z < 0.25b$ 时一般取 $\theta = 0^\circ$ ，必要时，宜由试验确定； $z > 0.5b$ 时 θ 值不变；
 ③ 当上部为偏心荷载时，基底压力仍可近似取基底平均压力代入式中计算，但脱开部分面积不算；
 ④ 当 $E_{s1}/E_{s2} < 3$ ，可取 $\theta = 0$ ，或按附加压力法计算。

(五) 地基变形

1. 建筑物的地基变形允许值

建筑物的地基变形计算值不应大于表 3-1-30 所规定的地基变形允许值；对表中未包括的其他建筑物的地基变形允许值，可根据上部结构对地基变形的适应能力和使用上的要求确定。

表 1-4-41 建筑物的地基变形允许值

变 形 特 征	地基土类别	
	中、低压缩性土	高压缩性土
砌体承重结构基础的局部倾斜	0.002	0.003
工业与民用建筑相邻柱基的沉降差		
(1) 框架结构	0.002 l	0.003 l
(2) 砖石墙填充的边排柱	0.0007 l	0.001 l
(3) 当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构	0.005 l	0.005 l
单层排架结构 (柱距为 6m) 柱基的沉降量 (mm)	(120)	200

变 形 特 征	地基土类别		
	中、低压缩性土	高压缩性土	
桥式吊车轨面的倾斜 (按不调整轨道考虑)			
纵 向	0.004		
横 向	0.003		
多层和高层建筑基础的倾斜	$H_g \leq 24$	0.004	
	$24 < H_g \leq 60$	0.003	
	$60 < H_g \leq 100$	0.002	
	$H_g > 100$	0.0015	
高耸结构基础的倾斜	$H_g \leq 20$	0.008	
	$20 < H_g \leq 50$	0.006	
	$50 < H_g \leq 100$	0.005	
	$100 < H_g \leq 150$	0.004	
	$150 < H_g \leq 200$	0.003	
	$200 < H_g \leq 250$	0.002	
高耸结构基础的沉降量 (mm)	$H_g \leq 100$	(200)	400
	$100 < H_g \leq 200$		300
	$200 < H_g \leq 250$		200

注：①有括号者仅适用于中压缩性土；

② l 为相邻柱基的中心距离 (mm)； H_g 为自室外地面起算的建筑物高度 (m)；

③倾斜指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值；

④局部倾斜指砌体承重结构沿纵向 6 ~ 10m 内基础两点的沉降差与其距离的比值。

2. 地基最终沉降量计算

$$S = \psi_s S' = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \quad (1-4-18)$$

式中 S ——地基最终沉降量 (mm)；

S' ——按分层总和法计算出的地基沉降量；

ψ_s ——沉降计算经验系数，根据地区沉降观测资料及经验确定，也可采用表 1-4-42 数值；

n ——地基沉降计算深度范围内所划分的土层数 (图 3-1-2)；

p_0 ——对应于荷载标准值时的基础底面处的附加压力 (kPa)；

E_{si} ——基础底面下第 i 层土的压缩模量，按实际应力范围取值 (MPa)；

z_i 、 z_{i-1} ——基础底面至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面的距离 (m)；

$\bar{\alpha}_i$ 、 $\bar{\alpha}_{i-1}$ ——基础底面计算点至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面范围内平均附加应力

系数，可按表 1-4-43 ~ 表 1-4-47 采用。

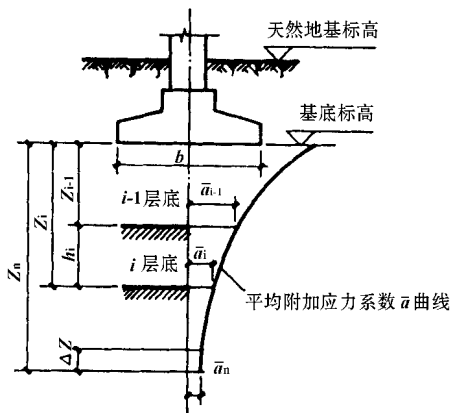


图 1-4-2 基础沉降计算的分层示意

图中 Z_n ——地基沉降计算深度；

h_i ——第 i 层土的厚度。

表 1-4-42

沉降计算经验系数 ψ_s

p_0	E_s (MPa)	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
	$p_0 \geq f_k$		1.4	1.3	1.0	0.4
$p_0 \leq 0.75f_k$		1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

注： E_s 为沉降计算深度范围内压缩模量的当量值，应按下式计算： $E_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}}$

式中： A_i ——第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值。

表 1-4-43

矩形面积上均布荷载作用下角点附加应力系数 α

z/b	l/b											
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0	条形
0.0	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
0.2	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249	0.249
0.4	0.240	0.242	0.243	0.243	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244	0.244
0.6	0.223	0.228	0.230	0.232	0.232	0.233	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234	0.234
0.8	0.200	0.207	0.212	0.215	0.216	0.218	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220

第一篇 钢结构工程设计施工基础资料

z/b	l/b											
	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	10.0	条形
1.0	0.175	0.185	0.191	0.195	0.198	0.200	0.203	0.204	0.204	0.204	0.205	0.205
1.2	0.152	0.163	0.171	0.176	0.179	0.182	0.187	0.188	0.189	0.189	0.189	0.189
1.4	0.131	0.142	0.151	0.157	0.161	0.164	0.171	0.173	0.174	0.174	0.174	0.174
1.6	0.112	0.124	0.133	0.140	0.145	0.148	0.157	0.159	0.160	0.160	0.160	0.160
1.8	0.097	0.108	0.117	0.124	0.129	0.133	0.143	0.146	0.147	0.148	0.148	0.148
2.0	0.084	0.095	0.103	0.110	0.116	0.120	0.131	0.135	0.136	0.137	0.137	0.137
2.2	0.073	0.083	0.092	0.098	0.104	0.108	0.121	0.125	0.126	0.127	0.128	0.128
2.4	0.064	0.073	0.081	0.088	0.093	0.098	0.111	0.116	0.118	0.118	0.119	0.119
2.6	0.057	0.065	0.072	0.079	0.084	0.089	0.102	0.107	0.110	0.111	0.112	0.112
2.8	0.050	0.058	0.065	0.071	0.076	0.080	0.094	0.100	0.102	0.104	0.105	0.105
3.0	0.045	0.052	0.058	0.064	0.069	0.073	0.087	0.093	0.096	0.097	0.099	0.099
3.2	0.040	0.047	0.053	0.058	0.063	0.067	0.081	0.087	0.090	0.092	0.093	0.094
3.4	0.036	0.042	0.048	0.053	0.057	0.061	0.075	0.081	0.085	0.086	0.088	0.089
3.6	0.033	0.038	0.043	0.048	0.052	0.056	0.069	0.076	0.080	0.082	0.084	0.084
3.8	0.030	0.035	0.040	0.044	0.048	0.052	0.065	0.072	0.075	0.077	0.080	0.080
4.0	0.027	0.032	0.036	0.040	0.044	0.048	0.060	0.067	0.071	0.073	0.076	0.076
4.2	0.025	0.029	0.033	0.037	0.041	0.044	0.056	0.063	0.067	0.070	0.072	0.073
4.4	0.023	0.027	0.031	0.034	0.038	0.041	0.053	0.060	0.064	0.066	0.069	0.070
4.6	0.021	0.025	0.028	0.032	0.035	0.038	0.049	0.056	0.061	0.063	0.066	0.067
4.8	0.019	0.023	0.026	0.029	0.032	0.035	0.046	0.053	0.058	0.060	0.064	0.064
5.0	0.018	0.021	0.024	0.027	0.030	0.033	0.043	0.050	0.055	0.057	0.061	0.062
6.0	0.013	0.015	0.017	0.020	0.022	0.024	0.033	0.039	0.043	0.046	0.051	0.052
7.0	0.009	0.011	0.013	0.015	0.016	0.018	0.025	0.031	0.035	0.038	0.043	0.045
8.0	0.007	0.009	0.010	0.011	0.013	0.014	0.020	0.025	0.028	0.031	0.037	0.039
9.0	0.006	0.007	0.008	0.009	0.010	0.011	0.016	0.020	0.024	0.026	0.032	0.035
10.0	0.005	0.006	0.007	0.007	0.008	0.009	0.013	0.017	0.020	0.022	0.028	0.032
12.0	0.003	0.004	0.005	0.005	0.006	0.006	0.009	0.012	0.014	0.017	0.022	0.026
14.0	0.002	0.003	0.003	0.004	0.004	0.005	0.007	0.009	0.011	0.013	0.018	0.023
16.0	0.002	0.002	0.003	0.003	0.003	0.004	0.005	0.007	0.009	0.010	0.014	0.020
18.0	0.001	0.002	0.002	0.002	0.003	0.003	0.004	0.006	0.007	0.008	0.012	0.018
20.0	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.002	0.004	0.005	0.006	0.007	0.010	0.016
25.0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.004	0.004	0.007	0.013
30.0	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.003	0.005	0.011
35.0	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.002	0.002	0.004	0.009
40.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.002	0.003	0.008

注：l—基础长度（m）；b—基础宽度（m）；z—计算点离基础底面垂直距离（m）。

第四章 钢结构设计施工基本资料

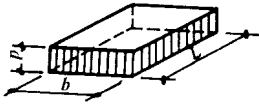


表 1-4-44 矩形面积上均布荷载作用
下角点的平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

z/b	l/b												
	1.0	1.1	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
0.0	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500	0.2500
0.2	0.2496	0.2497	0.2497	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498	0.2498
0.4	0.2474	0.2479	0.2481	0.2483	0.2483	0.2484	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485	0.2485
0.6	0.2423	0.2437	0.2444	0.2448	0.2451	0.2452	0.2454	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2455	0.2456
0.8	0.2346	0.2372	0.2387	0.2395	0.2400	0.2403	0.2407	0.2408	0.2409	0.2409	0.2410	0.2410	0.2410
1.0	0.2252	0.2291	0.2313	0.2326	0.2335	0.2340	0.2346	0.2349	0.2351	0.2352	0.2352	0.2353	0.2353
1.2	0.2149	0.2199	0.2229	0.2248	0.2260	0.2268	0.2278	0.2282	0.2285	0.2286	0.2287	0.2288	0.2289
1.4	0.2043	0.2102	0.2140	0.2164	0.2180	0.2191	0.2204	0.2211	0.2215	0.2217	0.2218	0.2220	0.2221
1.6	0.1939	0.2006	0.2049	0.2079	0.2099	0.2113	0.2130	0.2138	0.2143	0.2146	0.2148	0.2150	0.2152
1.8	0.1840	0.1912	0.1960	0.1994	0.2018	0.2034	0.2055	0.2066	0.2073	0.2077	0.2079	0.2082	0.2034
2.0	0.1746	0.1822	0.1875	0.1912	0.1938	0.1958	0.1982	0.1996	0.2004	0.2009	0.2012	0.2015	0.2018
2.2	0.1659	0.1737	0.1793	0.1833	0.1862	0.1883	0.1911	0.1927	0.1937	0.1943	0.1947	0.1952	0.1955
2.4	0.1578	0.1657	0.1715	0.1757	0.1789	0.1812	0.1843	0.1862	0.1873	0.1880	0.1885	0.1890	0.1895
2.6	0.1503	0.1583	0.1642	0.1686	0.1719	0.1745	0.1779	0.1799	0.1812	0.1820	0.1825	0.1832	0.1833
2.8	0.1433	0.1514	0.1574	0.1619	0.1654	0.1680	0.1717	0.1739	0.1753	0.1763	0.1769	0.1777	0.1784
3.0	0.1369	0.1449	0.1510	0.1556	0.1592	0.1619	0.1658	0.1682	0.1698	0.1708	0.1715	0.1725	0.1733
3.2	0.1310	0.1390	0.1450	0.1497	0.1533	0.1562	0.1602	0.1628	0.1645	0.1657	0.1664	0.1675	0.1685
3.4	0.1256	0.1334	0.1394	0.1441	0.1478	0.1503	0.1550	0.1577	0.1595	0.1607	0.1616	0.1628	0.1639
3.6	0.1205	0.1282	0.1342	0.1389	0.1427	0.1456	0.1500	0.1528	0.1548	0.1561	0.1570	0.1583	0.1595
3.8	0.1158	0.1234	0.1293	0.1340	0.1378	0.1408	0.1452	0.1482	0.1502	0.1516	0.1526	0.1541	0.1554
4.0	0.1114	0.1189	0.1248	0.1294	0.1332	0.1362	0.1408	0.1438	0.1459	0.1474	0.1485	0.1500	0.1516
4.2	0.1073	0.1147	0.1205	0.1251	0.1289	0.1319	0.1365	0.1396	0.1418	0.1434	0.1445	0.1462	0.1479
4.4	0.1035	0.1107	0.1164	0.1210	0.1248	0.1279	0.1325	0.1357	0.1379	0.1396	0.1407	0.1425	0.1444
4.6	0.1000	0.1070	0.1127	0.1172	0.1209	0.1240	0.1237	0.1319	0.1342	0.1359	0.1371	0.1390	0.1410
4.8	0.0967	0.1036	0.1091	0.1136	0.1173	0.1204	0.1250	0.1283	0.1307	0.1324	0.1337	0.1357	0.1379
5.0	0.0935	0.1003	0.1057	0.1102	0.1139	0.1169	0.1216	0.1249	0.1273	0.1291	0.1304	0.1325	0.1348
5.2	0.0906	0.0972	0.1026	0.1070	0.1106	0.1136	0.1183	0.1217	0.1241	0.1259	0.1273	0.1295	0.1320
5.4	0.0878	0.0943	0.0996	0.1039	0.1075	0.1105	0.1152	0.1186	0.1211	0.1229	0.1243	0.1265	0.1292
5.6	0.0852	0.0916	0.0968	0.1010	0.1046	0.1076	0.1122	0.1156	0.1181	0.1200	0.1215	0.1238	0.1266
5.8	0.0828	0.0890	0.0941	0.0983	0.1018	0.1047	0.1094	0.1128	0.1153	0.1172	0.1187	0.1211	0.1240
6.0	0.0805	0.0866	0.0916	0.0957	0.0991	0.1021	0.1067	0.1101	0.1126	0.1146	0.1161	0.1185	0.1216
6.2	0.0783	0.0842	0.0891	0.0932	0.0966	0.0995	0.1041	0.0075	0.1101	0.1120	0.1136	0.1161	0.1193
6.4	0.0762	0.0820	0.0869	0.0909	0.0942	0.0971	0.1016	0.1050	0.1076	0.1096	0.1111	0.1137	0.1171
6.6	0.0742	0.0799	0.0847	0.0886	0.0919	0.0948	0.0993	0.1027	0.1053	0.1073	0.1088	0.1114	0.1149
6.8	0.0723	0.0779	0.0826	0.0865	0.0898	0.0926	0.0970	0.1004	0.1030	0.1050	0.1066	0.1092	0.1129
7.0	0.0705	0.0761	0.0806	0.0844	0.0877	0.0904	0.0949	0.0982	0.1008	0.1028	0.1044	0.1071	0.1109
7.2	0.0688	0.0742	0.0787	0.0825	0.0857	0.0884	0.0928	0.0962	0.0987	0.1008	0.1023	0.1051	0.1090
7.4	0.0672	0.0725	0.0769	0.0806	0.0838	0.0865	0.0908	0.0942	0.0967	0.0988	0.1004	0.1031	0.1071
7.6	0.0656	0.0709	0.0752	0.0789	0.0820	0.0846	0.0889	0.0922	0.0948	0.0968	0.0984	0.1012	0.1054
7.8	0.0642	0.0693	0.0736	0.0771	0.0802	0.0828	0.0871	0.0904	0.0929	0.0950	0.0966	0.0994	0.1036

l/b z/b	1.0	1.1	1.4	1.6	1.8	2.0	2.4	2.8	3.2	3.6	4.0	5.0	10.0
8.0	0.0627	0.0678	0.0720	0.0755	0.0785	0.0811	0.0853	0.0886	0.0912	0.0932	0.0948	0.0976	0.1020
8.2	0.0614	0.0663	0.0705	0.0739	0.0769	0.0795	0.0837	0.0869	0.0894	0.0914	0.0931	0.0959	0.1004
8.4	0.0601	0.0649	0.0690	0.0724	0.0754	0.0779	0.0820	0.0852	0.0878	0.0893	0.0914	0.0943	0.0938
8.6	0.0588	0.0636	0.0676	0.0710	0.0739	0.0764	0.0805	0.0836	0.0862	0.0882	0.0898	0.0927	0.0973
8.8	0.0576	0.0623	0.0663	0.0696	0.0724	0.0749	0.0790	0.0821	0.0846	0.0866	0.0882	0.0912	0.0959
9.2	0.0554	0.0599	0.0637	0.0670	0.0697	0.0721	0.0761	0.0792	0.0817	0.0837	0.0853	0.0882	0.0931
9.6	0.0533	0.0577	0.0614	0.0645	0.0672	0.0696	0.0734	0.0765	0.0789	0.0809	0.0825	0.0855	0.0905
10.0	0.0514	0.0556	0.0592	0.0622	0.0649	0.0672	0.0710	0.0739	0.0763	0.0783	0.0799	0.0829	0.8880
10.4	0.0496	0.0537	0.0572	0.0601	0.0627	0.0649	0.0686	0.0716	0.0739	0.0759	0.0775	0.0804	0.0857
10.8	0.0479	0.0519	0.0553	0.0581	0.0606	0.0628	0.0664	0.0693	0.0717	0.0736	0.0751	0.0781	0.0834
11.2	0.0463	0.0502	0.0535	0.0563	0.0587	0.0609	0.0644	0.0672	0.0695	0.0714	0.0730	0.0759	0.0813
11.6	0.0448	0.0486	0.0518	0.0545	0.0569	0.0590	0.0625	0.0652	0.0675	0.0694	0.0709	0.0738	0.0793
12.0	0.0435	0.0471	0.0502	0.0529	0.0552	0.0573	0.0606	0.0634	0.0656	0.0674	0.0690	0.0719	0.0774
12.8	0.0409	0.0444	0.0474	0.0499	0.0521	0.0541	0.0573	0.0599	0.0621	0.0639	0.0654	0.0682	0.0739
13.6	0.0387	0.0420	0.0448	0.0472	0.0493	0.0512	0.0543	0.0568	0.0589	0.0607	0.0621	0.0649	0.0707
14.4	0.0367	0.0398	0.0425	0.0448	0.0468	0.0486	0.0516	0.0540	0.0561	0.0577	0.0592	0.0619	0.0677
15.2	0.0349	0.0379	0.0404	0.0426	0.0446	0.0463	0.0492	0.0515	0.0535	0.0551	0.0365	0.0592	0.0650
16.0	0.0332	0.0361	0.0385	0.0407	0.0425	0.0442	0.0469	0.0492	0.0511	0.0527	0.0540	0.0567	0.0625
18.0	0.0297	0.0323	0.0345	0.0364	0.0381	0.0396	0.0422	0.0442	0.0460	0.0475	0.0487	0.0512	0.0570
20.0	0.0269	0.0292	0.0312	0.0330	0.0345	0.0359	0.0383	0.0402	0.0418	0.0432	0.0444	0.0468	0.0524

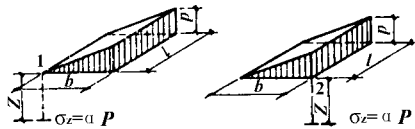


表 1-4-45 矩形面积上三角形分布荷载作用下的附加应力系数 α 与平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

l/b z/b	0.2				0.4				0.6				l/b z/b
	1		2		1		2		1		2		
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0223	0.0112	0.1821	0.2161	0.0280	0.0140	0.2115	0.2308	0.0296	0.0148	0.2165	0.2333	0.2
0.4	0.0269	0.0179	0.1094	0.1810	0.0420	0.0245	0.1604	0.2084	0.0487	0.0270	0.1781	0.2153	0.4
0.6	0.0259	0.0207	0.0700	0.1505	0.0448	0.0308	0.1165	0.1851	0.0560	0.0355	0.1405	0.1966	0.6
0.8	0.0232	0.0217	0.0480	0.1277	0.0421	0.0340	0.0853	0.1640	0.0553	0.0405	0.1093	0.1787	0.8
1.0	0.0201	0.0217	0.0346	0.1104	0.0375	0.0351	0.0638	0.1461	0.0508	0.0430	0.0852	0.1624	1.0

第四章 钢结构设计施工基本资料

1.2	0.0171	0.0212	0.0260	0.0970	0.0324	0.0351	0.0491	0.1312	0.0450	0.0439	0.0673	0.1480	1.2
1.4	0.0145	0.0204	0.0202	0.0865	0.0278	0.0344	0.0386	0.1187	0.0392	0.0436	0.0540	0.1356	1.4
1.6	0.0123	0.0195	0.0160	0.0779	0.0238	0.0333	0.0310	0.1082	0.0339	0.0427	0.0440	0.1247	1.6
1.8	0.0105	0.0186	0.0130	0.0709	0.0204	0.0321	0.0254	0.0993	0.0294	0.0415	0.0363	0.1153	1.8
2.0	0.0090	0.0178	0.0108	0.0650	0.0176	0.0308	0.0211	0.0917	0.0255	0.0401	0.0304	0.1071	2.0
2.5	0.0063	0.0157	0.0072	0.0538	0.0125	0.0276	0.0140	0.0769	0.0183	0.0365	0.0205	0.0908	2.5
3.0	0.0046	0.0140	0.0051	0.0458	0.0092	0.0248	0.0100	0.0661	0.0135	0.0330	0.0148	0.0786	3.0
5.0	0.0018	0.0097	0.0019	0.0289	0.0036	0.0175	0.0038	0.0424	0.0054	0.0236	0.0056	0.0476	5.0
7.0	0.0009	0.0073	0.0010	0.0211	0.0019	0.0133	0.0019	0.0311	0.0028	0.0180	0.0029	0.0352	7.0
10.0	0.0005	0.0053	0.0004	0.0150	0.0009	0.0097	0.0010	0.0222	0.0014	0.0133	0.0014	0.0253	10.0
l/b	0.8				1.0				1.2				l/b
点 系 数 z/b	1		2		1		2		1		2		点 系 数 z/b
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0301	0.0151	0.2178	0.2339	0.0304	0.0152	0.2182	0.2341	0.0305	0.0153	0.2184	0.2342	0.2
0.4	0.0517	0.0280	0.1844	0.2175	0.0531	0.0285	0.1870	0.2184	0.0539	0.0288	0.1881	0.2187	0.4
0.6	0.0621	0.0376	0.1520	0.2011	0.0654	0.0388	0.1575	0.2030	0.0673	0.0394	0.1602	0.2039	0.6
0.8	0.0637	0.0440	0.1232	0.1852	0.0688	0.0459	0.1311	0.1883	0.0720	0.0470	0.1355	0.1899	0.8
1.0	0.0602	0.0476	0.0996	0.1704	0.0666	0.0502	0.1086	0.1746	0.0708	0.0518	0.1143	0.1769	1.0
1.2	0.0546	0.0492	0.0807	0.1571	0.0615	0.0525	0.0901	0.1621	0.0604	0.0540	0.0962	0.1649	1.2
1.4	0.0483	0.0495	0.0661	0.1451	0.0554	0.0534	0.0751	0.1507	0.0600	0.0559	0.0817	0.1541	1.4
1.6	0.0424	0.0490	0.0547	0.1345	0.0492	0.0533	0.0628	0.1405	0.0545	0.0561	0.0696	0.1443	1.6
1.8	0.0371	0.0480	0.0457	0.1252	0.0435	0.0525	0.0534	0.1313	0.0487	0.0556	0.0596	0.1354	1.8
2.0	0.0324	0.0467	0.0387	0.1169	0.0384	0.0513	0.0465	0.1232	0.0434	0.0547	0.0513	0.1274	2.0
2.5	0.0236	0.0429	0.0265	0.1000	0.0284	0.0478	0.0318	0.1063	0.0326	0.0513	0.0365	0.1107	2.5
3.0	0.0176	0.0392	0.0192	0.0871	0.0214	0.0439	0.0233	0.0931	0.0249	0.0476	0.0270	0.0976	3.0
5.0	0.0071	0.0285	0.0074	0.0576	0.0088	0.0324	0.0091	0.0624	0.0104	0.0356	0.0108	0.0661	5.0
7.0	0.0038	0.0219	0.0038	0.0427	0.0047	0.0251	0.0047	0.0465	0.0056	0.0277	0.0056	0.0496	7.0
10.0	0.0019	0.0162	0.0019	0.0308	0.0023	0.0186	0.0024	0.0336	0.0028	0.0207	0.0028	0.0359	10.0

第一篇 钢结构工程设计施工基础资料

l/b 点 系数 z/b	1.4				1.6				1.8				l/b 点 系数 z/b
	1		2		1		2		1		2		
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0305	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.2
0.4	0.0543	0.0289	0.1886	0.2189	0.0545	0.0290	0.1889	0.2190	0.0546	0.0290	0.1891	0.2190	0.4
0.6	0.0684	0.0397	0.1616	0.2043	0.0690	0.0399	0.1625	0.2046	0.0694	0.0400	0.1630	0.2047	0.6
0.8	0.0739	0.0476	0.1381	0.1907	0.0751	0.0480	0.1396	0.1912	0.0759	0.0482	0.1405	0.1915	0.8
1.0	0.0735	0.0528	0.1176	0.1781	0.0753	0.0534	0.1202	0.1789	0.0766	0.0538	0.1215	0.1794	1.0
1.2	0.0698	0.0560	0.1007	0.1666	0.0721	0.0568	0.1037	0.1678	0.0738	0.0574	0.1055	0.1684	1.2
1.4	0.0644	0.0575	0.0864	0.1562	0.0672	0.0586	0.0897	0.1576	0.0692	0.0594	0.0921	0.1585	1.4
1.6	0.0586	0.0580	0.0743	0.1467	0.0616	0.0594	0.0780	0.1484	0.0639	0.0603	0.0806	0.1494	1.6
1.8	0.0528	0.0578	0.0644	0.1381	0.0560	0.0593	0.0681	0.1400	0.0585	0.0604	0.0709	0.1413	1.8
2.0	0.0474	0.0570	0.0560	0.1303	0.0507	0.0587	0.0596	0.1324	0.0533	0.0599	0.0625	0.1336	2.0
2.5	0.0362	0.0540	0.0405	0.1139	0.0393	0.0560	0.0440	0.1163	0.0419	0.0575	0.0469	0.1180	2.5
3.0	0.0280	0.0503	0.0303	0.1008	0.0307	0.0525	0.0333	0.1033	0.0331	0.0541	0.0359	0.1052	3.0
5.0	0.0120	0.0382	0.0123	0.0690	0.0135	0.0403	0.0139	0.0714	0.0148	0.0421	0.0154	0.0734	5.0
7.0	0.0064	0.0299	0.0066	0.0520	0.0073	0.0318	0.0074	0.0541	0.0081	0.0333	0.0083	0.0558	7.0
10.0	0.0033	0.0224	0.0032	0.0379	0.0037	0.0239	0.0037	0.0395	0.0041	0.0252	0.0042	0.0409	10.0
l/b 点 系数 z/b	2.0				3.0				4.0				l/b 点 系数 z/b
	1		2		1		2		1		2		
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0306	0.0153	0.2185	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.2
0.4	0.0547	0.0290	0.1892	0.2191	0.0548	0.0290	0.1894	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.4
0.6	0.0696	0.0401	0.1633	0.2048	0.0701	0.0402	0.1638	0.2050	0.0702	0.0402	0.1639	0.2050	0.6
0.8	0.0764	0.0483	0.1412	0.1917	0.0773	0.0486	0.1423	0.1920	0.0776	0.0487	0.1424	0.1920	0.8
1.0	0.0774	0.0540	0.1225	0.1797	0.0790	0.0545	0.1244	0.1803	0.0794	0.0546	0.1248	0.1803	1.0
1.2	0.0749	0.0577	0.1069	0.1689	0.0774	0.0584	0.1096	0.1697	0.0779	0.0586	0.1108	0.1699	1.2
1.4	0.0707	0.0599	0.0937	0.1591	0.0739	0.0609	0.0973	0.1603	0.0748	0.0612	0.0982	0.1605	1.4
1.6	0.0656	0.0609	0.0826	0.1502	0.0697	0.0623	0.0870	0.1517	0.0708	0.0626	0.0882	0.1521	1.6

第四章 钢结构设计施工基本资料

1.8	0.0604	0.0611	0.0730	0.1422	0.0652	0.0628	0.0782	0.1441	0.0666	0.0633	0.0797	0.1445	1.8
2.0	0.0553	0.0608	0.0649	0.1348	0.0607	0.0629	0.0707	0.1371	0.0624	0.0634	0.0726	0.1377	2.0
2.5	0.0440	0.0586	0.0491	0.1193	0.0504	0.0614	0.0559	0.1223	0.0529	0.0623	0.0585	0.1233	2.5
3.0	0.0352	0.0554	0.0380	0.1067	0.0419	0.0589	0.0451	0.1104	0.0449	0.0600	0.0482	0.1116	3.0
5.0	0.0161	0.0435	0.0167	0.0749	0.0214	0.0480	0.0221	0.0797	0.0248	0.0500	0.0256	0.0817	5.0
7.0	0.0089	0.0347	0.0091	0.0572	0.0124	0.0391	0.0126	0.0619	0.0152	0.0414	0.0154	0.0642	7.0
10.0	0.0046	0.0263	0.0046	0.0403	0.0066	0.0302	0.0066	0.0462	0.0084	0.0325	0.0083	0.0485	10.0
l/b 点 系数 z/b	6.0				8.0				10.0				l/b 点 系数 z/b
	1		2		1		2		1		2		
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$	
0.0	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0000	0.0000	0.2500	0.2500	0.0
0.2	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.0306	0.0153	0.2186	0.2343	0.2
0.4	0.0549	0.0291	0.1894	0.219	0.0549	0.0291	0.1849	0.2192	0.0549	0.0291	0.1894	0.2192	0.4
0.6	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.0702	0.0402	0.1640	0.2050	0.6
0.8	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.0776	0.0487	0.1426	0.1921	0.0776	0.0487	0.1428	0.1921	0.8
1.0	0.0795	0.0546	0.1250	0.1804	0.0796	0.0546	0.1250	0.1804	0.0795	0.0546	0.1250	0.1804	1.0
1.2	0.0782	0.0587	0.1105	0.1700	0.0783	0.0587	0.1105	0.1700	0.0783	0.0587	0.1105	0.1700	1.2
1.4	0.0752	0.0613	0.0986	0.1606	0.0752	0.0613	0.0987	0.1606	0.0753	0.0613	0.0987	0.1606	1.4
1.6	0.0714	0.0628	0.0887	0.1523	0.0715	0.0628	0.0888	0.1523	0.0715	0.0628	0.0889	0.1523	1.6
1.8	0.0673	0.0635	0.0805	0.1447	0.0675	0.0635	0.0806	0.1448	0.0675	0.0635	0.0808	0.1448	1.8
2.0	0.0634	0.0637	0.0734	0.1380	0.0636	0.0638	0.0736	0.1380	0.0636	0.0638	0.0738	0.1380	2.0
2.5	0.0543	0.0627	0.0601	0.1237	0.0547	0.0628	0.0604	0.1238	0.0548	0.0628	0.0605	0.1239	2.5
3.0	0.0469	0.0607	0.0504	0.1123	0.0474	0.0609	0.0509	0.1124	0.0476	0.0609	0.0511	0.1125	3.0
5.0	0.0283	0.0515	0.0290	0.0833	0.0296	0.0519	0.0303	0.0837	0.0301	0.0521	0.0309	0.0839	5.0
7.0	0.0089	0.0347	0.0091	0.0572	0.0124	0.0391	0.0126	0.0619	0.0152	0.0414	0.0154	0.0642	7.0
10.0	0.0046	0.0263	0.0046	0.0403	0.0066	0.0302	0.0066	0.0462	0.0084	0.0325	0.0083	0.0485	10.0

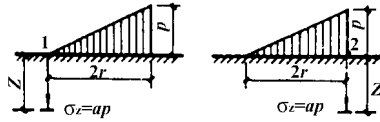
圆形面积上均布荷载作用下中点的附加应力系数 α

表 1-4-46

与平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$

z/r	圆 形		z/r	圆 形	
	α	$\bar{\alpha}$		α	$\bar{\alpha}$
0.0	1.000	1.000	2.6	0.187	0.560
0.1	0.999	1.000	2.7	0.175	0.546
0.2	0.992	0.998	2.8	0.165	0.532
0.3	0.976	0.993	2.9	0.155	0.519
0.4	0.949	0.986	3.0	0.146	0.507
0.5	0.911	0.974	3.1	0.138	0.495
0.6	0.864	0.960	3.2	0.130	0.484
0.7	0.811	0.942	3.3	0.124	0.473
0.8	0.756	0.923	3.4	0.117	0.463
0.9	0.701	0.901	3.5	0.111	0.453
1.0	0.647	0.878	3.6	0.106	0.443
1.1	0.595	0.855	3.7	0.101	0.434
1.2	0.547	0.831	3.8	0.096	0.425
1.3	0.502	0.808	3.9	0.091	0.417
1.4	0.461	0.784	4.0	0.087	0.409
1.5	0.424	0.762	4.1	0.083	0.401
1.6	0.390	0.739	4.2	0.079	0.393
1.7	0.360	0.718	4.3	0.076	0.386
1.8	0.332	0.697	4.4	0.073	0.379
1.9	0.307	0.677	4.5	0.070	0.372
2.0	0.285	0.658	4.6	0.067	0.365
2.1	0.264	0.640	4.7	0.064	0.359
2.2	0.245	0.623	4.8	0.062	0.353
2.3	0.229	0.606	4.9	0.059	0.347
2.4	0.210	0.590	5.0	0.057	0.341
2.5	0.200	0.574			

表 1-4-47 圆形面积上三角形分布荷载作用下边点的附加应力系数 α 与平均附加应力系数 $\bar{\alpha}$



r - 圆形面积的半径

点 系数 z/ r	1		2		点 系数 z/ r	1		2	
	α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$		α	$\bar{\alpha}$	α	$\bar{\alpha}$
0.0	0.000	0.000	0.500	0.500	2.4	0.067	0.073	0.091	0.236
0.1	0.016	0.008	0.475	0.483	2.5	0.064	0.072	0.086	0.230
0.2	0.031	0.016	0.433	0.466	2.6	0.062	0.072	0.081	0.225
0.3	0.044	0.023	0.403	0.450	2.7	0.059	0.071	0.078	0.219
0.4	0.054	0.030	0.376	0.435	2.8	0.057	0.071	0.074	0.214
0.5	0.063	0.035	0.349	0.420	2.9	0.055	0.070	0.070	0.209
0.6	0.071	0.041	0.324	0.406	3.0	0.052	0.070	0.067	0.204
0.7	0.078	0.045	0.300	0.393	3.1	0.050	0.069	0.064	0.200
0.8	0.083	0.050	0.279	0.380	3.2	0.048	0.069	0.061	0.196
0.9	0.088	0.054	0.258	0.368	3.3	0.046	0.068	0.059	0.192
1.0	0.091	0.057	0.238	0.356	3.4	0.045	0.067	0.055	0.188
1.1	0.092	0.061	0.221	0.344	3.5	0.043	0.067	0.053	0.184
1.2	0.093	0.063	0.205	0.333	3.6	0.041	0.066	0.051	0.180
1.3	0.092	0.065	0.190	0.323	3.7	0.040	0.065	0.048	0.177
1.4	0.091	0.067	0.177	0.313	3.8	0.038	0.065	0.046	0.173
1.5	0.089	0.069	0.165	0.303	3.9	0.037	0.064	0.043	0.170
1.6	0.087	0.070	0.154	0.294	4.0	0.036	0.063	0.041	0.167
1.7	0.085	0.071	0.144	0.286	4.2	0.033	0.062	0.038	0.161
1.8	0.083	0.072	0.134	0.278	4.4	0.031	0.061	0.034	0.155
1.9	0.080	0.072	0.126	0.270	4.6	0.029	0.059	0.031	0.150
2.0	0.078	0.073	0.117	0.236	4.8	0.027	0.058	0.029	0.145
2.1	0.075	0.073	0.110	0.255	5.0	0.025	0.057	0.027	0.140
2.2	0.072	0.073	0.104	0.249					
2.3	0.070	0.073	0.097	0.242					

3. 房屋沉降缝的宽度

房屋沉降缝的宽度见表 1-4-48。

表 1-4-48

房屋沉降缝的宽度

房屋层数	沉降缝宽度 (mm)
二~三	50~80
四~五	80~120
五层以上	不小于 120

4. 相邻建筑物基础间的距离

当相邻建筑物的高度或荷载差异较大、或在已有建筑物旁再建造其他建筑物时，应使建筑物相隔一定距离。决定相邻间距的主要因素是“影响建筑”的沉降量和“被影响建筑”整体刚度，设计时可参考表 1-4-49 选用。

表 1-4-49

相邻建筑物基础间的净距 (m)

影响建筑的预估平均沉降量 s (mm)	被影响建筑的长高比	$2.0 \leq \frac{L}{H_f} < 3.0$	$3.0 \leq \frac{L}{H_f} < 5.0$
		70~150	2~3
160~250		3~6	6~9
260~400		6~9	9~12
>400		9~12	≥ 12

注：①表中 L 为建筑物长度或沉降缝分隔的单元长度 (m)； H_f 为自基础底面标高算起的建筑物高度；

②当被影响建筑的长高比为 $1.5 < L/H_f < 2.0$ 时，其间净距可适当缩小。

(六) 天然地基上浅基础

1. 刚性基础台阶宽高比的允许值

刚性基础台阶宽高比的允许值见表 1-4-50。

表 1-4-50

刚性基础台阶宽高比的允许值

基础材料	质量要求		台阶宽高比的允许值		
			$p \leq 100$	$100 < p \leq 200$	$200 < p \leq 300$
混凝土基础	C10 混凝土		1:1.00	1:1.00	1:1.00
	C7.5 混凝土		1:1.00	1:1.25	1:1.50
毛石混凝土基础	C7.5~C10 混凝土		1:1.00	1:1.25	1:1.50
砖基础	砖不低于 MU7.5	M5 砂浆	1:1.50	1:1.50	1:1.50
		M2.5 砂浆	1:1.50	1:1.50	

基础材料	质量要求	台阶宽高比的允许值		
		$p \leq 100$	$100 < p \leq 200$	$200 < p \leq 300$
毛石基础	M2.5 ~ 5 砂浆	1:1.25	1:1.50	
	M1 砂浆	1:1.50		
灰土基础	体积比为 3:7 或 2:8 的灰土，其最小干密度： 粉土 $1.55t/m^3$ ； 粉质粘土 $1.50/m^3$ ； 粘土 $1.45t/m^3$	1:1.25	1:1.50	
三合土基础	体积比 1:2:4 ~ 1:3:6 (石灰:砂:骨料)，每层约虚铺 220mm，夯至 150mm	1:1.50	1:2.00	

注：① p 为基础底面处的平均压力 (kPa)

②阶梯形毛石基础的每阶伸出宽度，不宜大于 200mm；

③当基础由不同材料叠合组成时，应对接触部分作抗压验算；

④对混凝土基础，当基础底面处的平均压力超过 300kPa 时，尚应按下式进行抗剪验算：

$$V \leq 0.07f_c A$$

式中 V ——剪力设计值；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；

A ——台阶高度变化处的剪切断面。

2. 杯口基础

(1) 杯口基础尺寸

表 1-4-51

杯口基础尺寸 (mm)

矩形或 I 字形 柱长边 h	杯口基础尺寸			备注
	杯底厚度 a_1	杯壁厚度 t	柱插入深度 h_1	
$h < 500$	≥ 150	150 ~ 200 (225)	$1 \sim 1.2h$ 且 ≥ 500	单肢管柱 $h_1 = 1.5d$ 且 ≥ 500
$500 \leq h < 800$	≥ 200	≥ 200 (225)	h	
$800 \leq h < 1000$	≥ 200	≥ 300 (325)	$0.9h$ 且 > 800	双臂柱 $h_1 = (1/3 \sim 2/3) h_a$ $= (1.5 \sim 1.8) h_b$
$1000 \leq h < 1500$	≥ 250	≥ 350 (375)	$0.8h$ 且 ≥ 1000	
$1500 \leq h < 2000$	≥ 300	≥ 400 (425)	$0.8h$ 且 ≥ 1000	

注：①柱的插入深度 h_1 除满足上表外，还应满足锚固长度的要求，I 级钢盘 $L_{a1} = 30d$ ；II 级钢筋

$L_a = 40d$ ；Ⅲ级钢筋 $L_a = 45d$ ，并应考虑吊装时柱的稳定性，即 $h_1 \geq 0.05$ 倍柱长（指吊装时的柱长）。

- ② h 为柱截面长边尺寸； d 为管柱的外直径； h_a 为双肢柱整个截面长边尺寸， h_b 为双肢柱整个截面短边尺寸。
- ③ 柱轴心受压或小偏心受压时， h_1 可适当减小，偏心距 $e_0 > 2h$ （或 $e_0 > 2d$ ）时， h_1 适当加大。
- ④ h_1 在任何情况下不得小于 500mm 。
- ⑤ 柱为双肢柱时， a_1 值可适当加大。
- ⑥ 当有基础梁时，基础梁下的杯壁厚度应满足其支承宽度的要求。
- ⑦ t 值中，括号内数字为常用值。

(2) 杯壁配筋

表 1-4-52 杯壁构造配筋

柱截面长边尺寸 (mm)	$h < 1000$	$1000 \leq h < 1500$	$1500 \leq h \leq 2000$
钢筋直径 (mm)	8~10	10~12	12~16

注：① 当柱为轴心受压或小偏心受压且 $t/h^2 \geq 0.65$ 时，或大偏心受压且 $t/h^2 \geq 0.75$ 时，杯壁内可不配筋。

② 当柱为轴心或小偏心受压且 $0.5 \leq t/h^2 \leq 0.65$ 时，杯壁内可按图 1-4-3 及表 1-4-52 中直径配置。

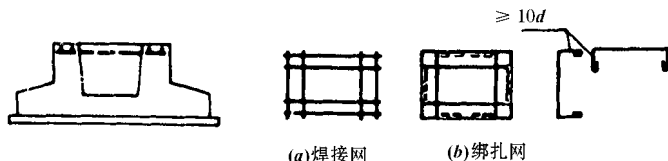


图 1-4-3 单杯口构造配筋示意图

注：一般宜采用焊接网；若采用绑扎时，从杯口内缘算起的锚固长度不小于 L_a ，且弯折后的长度不小于 $10d$ 。

③ 当大偏心受压且 $t/h^2 < 0.75$ 时，按计算配筋。

(3) 高杯口基础的杯壁厚度要求

表 1-4-53

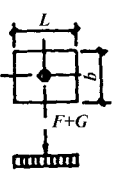

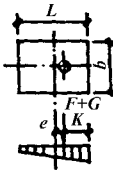

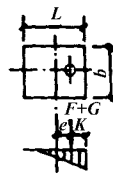
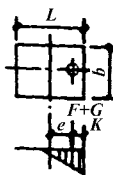
高杯口基础的杯壁厚度 t

柱截面长边 h (mm)	t (mm)
$600 < h \leq 800$	≥ 250 (275)
$800 < h \leq 1000$	≥ 300 (325)
$1000 < h \leq 1400$	≥ 350 (375)
$1400 < h \leq 1600$	≥ 400 (425)

注：表中括号内数字为常用值。

3. 轴心、单向偏心受压基础底面地基压力计算公式及适用范围

表 1-4-54 轴心单向偏心受压基础底面地基压力计算公式及适用范围

计算简图						
公式	$P = \frac{P+G}{A}$	$P_{\max} = \frac{F+G}{A} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$ $P_{\min} = \frac{F+G}{A} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$			$P_{\max} = \frac{2(F+G)}{3}$	
偏心距 e 控制值	$e = 0$	$e \leq \frac{1}{12}L$ $P_{\max} \leq 1.5P$ $P_{\min} \geq 0.5P$ $K \geq \frac{5}{12}L$	$e \leq \frac{1}{10}L$ $P_{\max} \leq 1.6P$ $P_{\min} \geq 0.4P$ $K \geq \frac{2}{5}L$	$e \leq \frac{1}{6}L$ $P_{\max} \leq 2.0P$ $P_{\min} \geq 0P$ $K \geq \frac{1}{3}L$	$e \leq \frac{1}{4}L$ $P_{\max} \leq \frac{8}{3}P$ $K \geq \frac{1}{4}L$	$e \leq \frac{1}{3}L$ $P_{\max} \leq 4.0P$ $K \geq \frac{1}{6}L$
适用范围	任何建筑物	独立高耸构筑物的基础，例如水塔、烟囱、筒仓、大型设备基础等 $\frac{P_{\max}}{P_{\min}} \leq 3$	对于 $\leq 75t$ 的吊车和 $> 15t$ 的吊车且 $P < 170kPa$ 及露天吊车柱基等 $\frac{P_{\min}}{P_{\max}} \leq 4$	对于 $\leq 75t$ 的吊车和其他情况下基础底面应与地基土全部接触的柱基	不受承吊车荷载的柱基、管道支架和容许基础底面部分不与地基土接触的基础	装配式结构在吊装时，以及单层工业厂房抗风柱在附加荷载组合时容许基础底面大部分不与地基土接触

注：①基础底面积 $A = L \times b$ ， L 为偏心方向基础底边的长度； b 为垂直于偏心方向基础的宽度。

② F 为设计标高以上柱的竖向荷重； G 为基础自重及土重；

③ M 为作用于基础底面的弯矩；

④H 为竖向荷重偏心后作用点至基础底面最大压力边缘的距离；

⑤P、 P_{\max} 、 P_{\min} 分别为基础底面的平均压力、最大边缘压力和最小边缘压力。

4. 墙下钢筋混凝土条形基础配筋表

(1) 制表公式

①设计基础底面积时，取

$$b = \frac{q}{f - r_m d} \quad (1-4-19)$$

②计算截面变矩：

$$M = \frac{1}{2} a^2 p_n \quad (1-4-20)$$

式中 $a = \frac{b - 0.24}{2}$ ；

$$p_n = \frac{q}{b}$$

a、b——单位为 m，见图 1-4-4；

p_n ——基底净反力设计值 (kN/m^2)

q—— $\pm 0.00\text{m}$ 处每米墙轴心压力设计值 (kN/m)

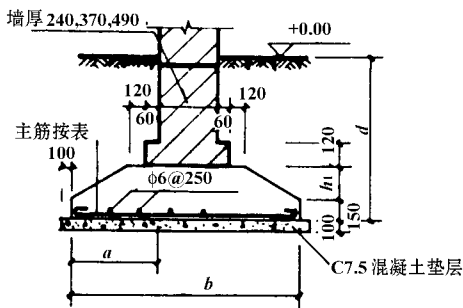


图 1-4-4 墙下钢筋混凝土条形基础

③底面配筋计算：

$$10^6 M = f_y A_s \left(h_0 - \frac{A_s f_y}{2000 f_{cm}} \right) \quad (1-4-21)$$

式中 M ——计算截面弯矩设计值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)；

f_y ——抗拉钢筋的强度设计值 (N/mm^2)；

f_{cm} ——混凝土弯曲抗压强度设计值 (N/mm^2)；

A_s ——受拉区纵向钢筋每米长范围内的总截面积 (mm^2)；

$h_0 = h - 45$ (mm)； $h = 150 + h_1$ (当 $b \leq 2\text{m}$ ，取 $h_1 = 100\text{mm}$ ；当 $b > 2\text{m}$ ，取 $h_1 = 160\text{mm}$ 。)

第四章 钢结构设计施工基本资料

(2) 表 1-4-55 按墙厚为 240mm 制表, 对于 370mm 墙, 可近似将基底宽度减去 0.1m 后查表; 对于 490mm 墙, 可近似将基底宽度减去 0.2m 查表。

(3) 条形基础采用 C15 混凝土, I 级钢筋, 有垫层。表中给出条形基础每米长所需钢筋面积 A_s (mm^2)。

(4) 表中粗线以上可按构造配筋, 即 $\phi 8@200$, 或属刚性基础。

表 1-4-55 墙下钢筋混凝土条形基础配筋 (mm^2/m)

b (m) \ p (kN/m^2)	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95
0.60	19	21	23	24	26	28	30	32	34	36
0.70	31	34	37	40	43	46	49	52	55	59
0.80	46	50	55	59	64	69	73	78	82	87
0.90	63	70	76	83	89	95	102	108	115	121
1.00	84	93	101	110	118	127	135	144	152	161
1.10	108	119	130	141	152	163	174	185	196	207
1.20	135	149	162	176	189	203	217	231	244	258
1.30	165	181	198	215	232	248	256	282	299	316
1.40	198	218	238	258	278	298	319	339	359	380
1.50	234	258	281	305	329	353	377	402	426	450
1.60	273	301	329	357	385	413	441	470	498	527
1.70	315	348	380	413	445	478	511	544	577	610
1.80	361	398	435	473	510	548	586	624	662	701
1.90	410	452	495	537	580	624	667	711	754	799
2.00	463	510	558	607	655	704	754	803	853	904
2.10	396	436	477	518	559	600	641	682	724	766
2.20	440	486	531	576	622	668	714	760	807	854
2.30	488	538	588	639	689	740	792	843	895	947
2.40	537	593	648	704	761	817	874	931	989	1047
2.50	590	651	712	774	836	898	961	1024	1088	1152
2.60	645	712	779	847	915	983	1052	1122	1192	1263
2.70	703	776	849	923	998	1073	1149	1225	1302	1380
2.80	763	843	923	1004	1085	1168	1251	1334	1419	1504
2.90	826	913	1000	1088	1177	1267	1357	1449	1541	1624
3.00	893	986	1081	1177	1273	1371	1470	1569	1670	1772

第一篇 钢结构工程设计施工基础资料

R_n (kN/m ²) \ b(m)	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145
0.60	38	40	41	43	45	47	49	51	53	55
0.70	62	65	68	71	74	77	80	83	86	90
0.80	92	96	101	105	110	115	119	124	128	133
0.90	127	134	140	147	153	160	166	173	179	185
1.00	169	178	187	195	204	212	221	230	238	247
1.10	218	229	240	251	262	273	284	295	306	317
1.20	272	286	300	314	328	342	355	369	383	398
1.30	333	350	367	384	401	418	436	453	470	487
1.40	400	420	442	462	483	504	524	545	566	587
R_n (kN/m ²) \ b(m)	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145
1.50	475	499	524	548	573	598	623	648	673	698
1.60	556	584	613	642	672	701	730	760	789	819
1.70	644	678	711	745	779	814	848	882	917	952
1.80	740	778	818	857	896	936	976	1016	1057	1097
1.90	843	888	933	978	1023	1069	1115	1161	1208	1255
2.00	954	1005	1057	1108	1160	1213	1266	1319	1373	1427
2.10	807	850	892	934	977	1020	1063	1106	1150	1193
2.20	901	948	995	1043	1091	1139	1187	1236	1285	1334
2.30	1000	1052	1105	1159	1212	1266	1320	1375	1430	1485
2.40	1105	1163	1222	1282	1341	1402	1462	1523	1584	1646
2.50	1216	1281	1347	1412	1479	1545	1613	1680	1749	1818
2.60	1334	1406	1478	1551	1624	1698	1773	1848	1924	2001
2.70	1458	1537	1617	1698	1779	1860	1943	2026	2111	2196
2.80	1590	1677	1764	1853	1942	2033	2124	2216	2310	2404
2.90	1729	1824	1920	2017	2116	2215	2316	2418	2521	2626
3.00	1875	1979	2085	2192	2300	2409	2521	2633	2747	2863

第四章 钢结构设计施工基本资料

R_n (k N / m ²)	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195	200
b(m)											
0.60	57	59	60	62	64	66	68	70	72	74	76
0.70	93	96	99	102	105	108	111	114	118	121	124
0.80	138	142	147	152	156	161	166	170	175	180	184
0.90	192	198	205	211	218	224	231	237	224	250	257
1.00	256	264	273	282	290	299	308	316	325	334	342
1.10	329	340	351	362	373	385	396	407	419	430	441
1.20	412	426	440	454	468	482	497	511	525	539	554
1.30	505	522	540	557	575	592	610	627	645	663	680
1.40	608	629	651	672	693	715	736	757	779	800	822
1.50	723	748	774	799	825	850	876	902	928	954	980
R_n (kN/m ²)	150	155	160	165	170	175	180	185	190	195	200
b(m)											
1.60	849	879	909	939	970	1000	1031	1061	1092	1123	1154
1.70	987	1022	1058	1093	1129	1165	1201	1237	1274	1310	1347
1.80	1138	1179	1220	1262	1304	1346	1388	1431	1473	1516	1560
1.90	1302	1350	1398	1446	1495	1544	1593	1643	1693	1740	1794
2.00	1481	1536	1592	1648	1704	1761	1818	1876	1934	1993	2053
2.10	1237	1281	1325	1370	1414	1459	1504	1550	1595	1641	1687
2.20	1384	1433	1483	1533	1584	1635	1686	1737	1789	1841	1893
2.30	1540	1596	1652	1709	1766	1823	1881	1939	1997	2056	2115
2.40	1708	1770	1833	1897	1961	2025	2090	2155	2221	2287	2354
2.50	1887	1957	2027	2098	2170	2242	2315	2388	2462	2537	2613
2.60	2078	2156	2234	2314	2394	2475	2557	2639	2722	2807	2892
2.70	2282	2368	2456	2545	2534	2725	2817	2909	3003	3098	3194
2.80	2499	2596	2693	2792	2893	2994	3097	3201	3307	3414	3523
2.90	2732	2839	2948	3058	3170	3284	3399	3517	3636	3757	3881
3.00	2981	3100	3221	3345	3470	3598	3728	3860	3995	4133	4273

(七) 地基处理技术

1. 填换地基

(1) 材料要求

表 1-4-56 填换材料技术要求

材料类别	技 术 要 求	备 注
砂石	宜采用中砂、粗砂、砾砂、碎(卵)石,如使用细砂,宜掺入 25~30% 碎(卵)石,其最大粒径应 $\leq 50\text{mm}$ 。砂石中不得含有草根、垃圾等有机杂物	不适于湿陷性黄土地基
素土	有机杂物含量应 $\leq 5\%$,如含碎石其粒径应 $\leq 50\text{mm}$,由于湿陷性黄土的素土垫层中不得夹砖、瓦、石块	
灰土	灰与土的比例为 2:8 或 3:7,宜用不含松软杂质的粘性土或塑性指数大于 4 的粘土,其颗粒直径 $d \leq 15\text{mm}$,消石灰粒径 $\leq 5\text{mm}$	
工业废渣	质地坚硬、性能稳定,无侵蚀性	

表 1-4-57 灰土质量标准

土料种类	灰土最小干密度 (g/cm^3)
粉 土	1.55
粉质粘土	1.50
粘 土	1.45

(2) 填换地基施工数据

表 1-4-58 灰土铺设厚度

夯实机具种类	重量 (kg)	厚度 (mm)	备 注
石夯、木夯	40~80	200~250	人力送夯,落高 400~500mm,一夯压半夯
轻型夯实机械压路机	- 6~10t 机重	200~250 200~300	蛙式打夯机,双轮柴油打夯机

表 1-4-59 砂和砂石地基每层铺设厚度

捣实方法	每层铺设厚度 (mm)	施工时最佳含水量 (%)
平振法	200 ~ 250	15 ~ 20
插振法	振捣器插入深度	饱和
水撼法	250	饱和
夯实法	150 ~ 200	8 ~ 12
碾压法	150 ~ 350	8 ~ 12

表 1-4-60 重锤夯实地基施工有关数据

项 目	参考数据
锤重 (t)	1.5 ~ 3.0
落距 (m)	2.5 ~ 4.5
锤底静压力 (kPa)	15 ~ 20
加固深度 (m)	1.2 ~ 2.0
最后下沉量 (cm)	
粘土及湿陷性黄土	10 ~ 20
砂土	5 ~ 10
夯击遍数 (遍)	8 ~ 12

注：1. 最后下沉量系指最后两击平均每击的土面下沉量。

2. 夯击遍数应按试夯确定的最少遍数增加 1 ~ 2 遍。

(3) 填换地基承载力标准

表 1-4-61 各种填换地基的承载力标准

施工方法	填换材料类别	压实系数 λ_0	承载力标准值 f_k (kPa)
碾压或振密	碎石、卵石	0.94 ~ 0.97	200 ~ 300
	砂夹石 (其中碎石、卵石占全重的 30 ~ 50%)		200 ~ 250
	土夹石 (其中碎石、卵石占全重的 30 ~ 50%)		150 ~ 200
	中、粗、砾砂		150 ~ 200
	粘性土和粉土 ($8 < I_p < 14$)		130 ~ 180
	灰土	0.93 ~ 0.95	200 ~ 250
重锤夯实	土或灰土	0.93 ~ 0.95	150 ~ 200

注：1. 压实系数小的垫层，承载力标准值取低值，反之取高值；

2. 重锤夯实土的承载力标准值取低值，灰土取高值；
3. 压实系数 λ_0 为土的控制干密度 ρ_d 与最大干密度 ρ_{dmax} 的比值，土的最大干密度宜采用击实试验确定，碎石或卵石的最大干密度可取 $2.0 \sim 2.2t/m^3$ 。

2. 强夯地基

强夯加固法有关施工数据见表 1-4-62；强夯法的有效加固深度见表 1-4-63。

表 1-4-62 强夯加固法有关施工数据

项 目	参考数据
锤重 (t)	10 ~ 25
落距 (m)	≥ 6
锤底静压力 (kPa)	25 ~ 40
锤击点间距 (m):	
土层厚, 土质差, 透水性弱含水量高	7 ~ 15
土层薄, 透水性强, 含水量低	5 ~ 10
每夯击点击数 (次)	3 ~ 10
夯击遍数 (遍)	2 ~ 5
两遍之间间歇时间 (周)	2 ~ 4
夯击点距已有建筑物距离 (m)	≥ 15

表 1-4-63 强夯法的有效加固深度 (m)

单击夯击能 (kN·m)	碎石土、砂土等	粉土、粘性土、 湿陷性黄土等
1000	5 ~ 6	4 ~ 5
2000	7 ~ 8	6 ~ 7
3000	8 ~ 9	7 ~ 8
4000	9 ~ 10	8 ~ 9
5000	10 ~ 10.5	9 ~ 9.5
6000	10.5 ~ 11	9.5 ~ 10

注：强夯法的有效加固深度应从起夯面算起。

3. 灰土挤密桩地基

(1) 桩的尺寸及布局

灰土挤密桩的尺寸及桩距为：

桩身直径——300 ~ 450mm；

深度——4 ~ 10m；

桩距——2.5 ~ 3.0 倍桩身直径。

(2) 挤密桩孔的允许偏差

表 1-4-64

挤密桩孔允许偏差

成孔方法	允许偏差			
	孔位 (mm)	垂直度 (%)	桩径 (mm)	深度 (mm)
沉管法	50	1.5	- 20	≤ 100
爆扩法	50	1.5	± 50	≤ 300
冲击法	50	1.5	+ 100 ~ - 50	≤ 300

4. 砂石桩地基

砂石桩的有关施工数据为：

砂石桩直径——一般为 220 ~ 320mm (最大可达 800mm)；

砂石桩间距——1.8 ~ 4.0 倍桩直径；

砂石桩位置的允许偏差——该桩的直径；

砂石桩垂直度的允许偏差——1.5%。

5. 振冲桩地基

(1) 振冲桩的施工数据。

表 1-4-65

振冲桩的施工数据

项 目	数 据
桩径 (mm)	0.8 ~ 1.2
桩距 (mm)	1.5 ~ 2.5
桩长 (m)	≥ 4
填弃碎石直径 (mm)	20 ~ 50 且不得 > 50
振冲器功率 (kW)	30
水泵水压 (kPa)	400 ~ 600
用水量 (L/min)	200 ~ 400
振冲器下沉速度 (m/min)	1 ~ 2

(2) 振冲桩孔值允许偏差。

表 1-4-66 振冲桩孔值允许偏差

项 目	允许偏差 (mm)
施工时振冲器尖端喷水中心与孔径中心	≤50
造孔后成孔中心与设计定位中心	≤100
成桩后桩顶中心与定位中心	≤0.2D

注：D 为桩孔直径。

6. 旋喷桩地基

旋喷施工的主要参数及机具性能见表 1-4-67 ~ 1-4-68。

表 1-4-67 旋喷施工的主要参数

项 目		单管法	三重管法	三重管法
参 数	喷嘴孔径 (mm)	φ2 ~ 3	φ2 ~ 3	φ2 ~ 3
	喷嘴个数 (个)	2	1 ~ 2	1 ~ 2
	旋转速度 (r/min)	20	10	5 ~ 15
	提升速度 (mm/min)	200 ~ 250	100	50 ~ 150

表 1-4-68 旋喷桩施工机具性能

项 目		单管法	二重管法	三重管法	
机 具 性 能	高压 泵	压力 (MPa)	20 ~ 40	20 ~ 40	
		流量 (L/min)	(浆液) 20 ~ 120	(浆液) 60 ~ 120	(水) 60 ~ 120
	空 压 机	压力 (MPa)	-	0.7	0.7
		流量 (m ³ /min)	-	1 ~ 3	1 ~ 3
	泥 浆 泵	压力 (MPa)	-	-	3.0 ~ 5.0
		流量 (L/min)	-	-	100 ~ 150

7. 深层搅拌加固地基

深层搅拌法加固地基的有关施工数据为：

搅拌杆贯入速度 (m/min) 1.5
 转事 (r/min) 32 ~ 63

拔出速度 (m/min) 0.85 ~ 0.55

二、桩基础工程

(一) 各种桩的制作与施工要求

1. 预制钢筋混凝土桩

(1) 桩的制作

钢筋混凝土预制桩、板桩的允许偏差见表 1-4-69 至表 1-4-71。

表 1-4-69 钢筋混凝土预制桩钢筋骨架允许偏差

项 目	允许偏差 (mm)
主筋间距	± 5
桩尖中心线	10
箍筋间距或螺旋筋的螺距	± 20
吊环沿纵轴线方向	± 20
吊环沿垂直于纵轴线方向	± 20
吊环露出桩表面的高度	- 0 ~ + 10
主筋距桩顶距离	± 10
桩顶钢筋网片	± 10
多节桩锚固钢筋长度	± 10
多节桩锚固钢筋位置	5
多节桩预锚铁件	± 3

表 1-4-70 钢筋混凝土预制桩允许偏差

项 目	允许偏差 (mm)
钢筋混凝土预制桩：	
横截面边长	± 5
桩顶对角线之差	10
保护层厚度	± 5
桩身弯曲矢高	不大于 1‰ 桩长，且不大于 20
桩尖中心线	10
桩顶平面对桩中心线倾斜	≤ 3
锚筋预留孔深	- 0 ~ + 20
浆锚预留孔位置	5
浆锚预留孔径	± 5
锚筋孔的垂直度	≤ 1%
钢筋混凝土管桩：	
直 径	± 5

项 目	允许偏差 (mm)
管壁厚度	-5
抽芯圆孔平面位置对桩中心线	5
桩尖中心线	10
下节或上节桩的法兰对中心线的倾斜	2
中节桩两个法兰对桩中心线倾斜之和	3

表 1-4-71 钢筋混凝土板桩允许偏差

项 目	允许偏差 (mm)
横截面相对两边之差	5
凸榫或凹榫	±3
保护层厚度	±5
桩尖对桩轴线位移	10
桩身弯曲矢高	0.1%桩长, 且 ≥ 10

(2) 桩的打入

表 1-4-72 预制桩的打入位置允许偏差

项次	项 目	允许偏差
1	上面盖有基础梁的桩： 垂直基础梁的中心线	100mm
	沿基础梁的中心线	150mm
2	桩数为 1~2 根或单排桩其中的桩	100mm
3	桩数为 3~20 根桩基中的桩	1/2 桩径或边长
4	桩数大于 20 根桩其中的桩； 最外边的桩 中间的桩	1/2 桩径或边长 一个桩径或边长

注：1. 由于地质、降水、基坑开挖和送桩深度超过 2m 等原因产生的位移。不包括在本表内。
2. 钢管桩及木桩的打入位置允许偏差亦同。

表 1-4-73 接桩用硫磺胶泥的配合比和主要物理力学性能指标

配合比 水泥:砂:硫磺:聚硫橡胶	物理力学性能				
	表观密度 (kg/m ³)	吸水率 (%)	抗拉强度	抗折强度	抗压强度
			(MPa)		
11:44:44:1	2280~2320	0.12~0.24	4	10	40

2. 钢管桩

(1) 桩的制作

表 1-4-74 钢管桩制作允许偏差

项 目		允许偏差 (mm)
外 径	管端部	$\pm 0.5\%$ 外径
	管身部	$\pm 1\%$ 外径
长度		- 0
矢高		$\leq 0.1\%$ 桩长
管端平整度		≤ 2
管端平面与管身中心线的倾斜		≤ 2

(2) 桩的打入

① 钢管桩打入位置允许偏差 (见表 1-4-75)

② 钢管桩接桩焊缝允许偏差

表 1-4-75 钢管桩接桩焊缝外观允许偏差

项 目	允许偏差 (mm)
上下节桩错口：	
① 外径 $\geq 700\text{mm}$	3
② 外径 $< 700\text{mm}$	2
咬边深度	0.5
加强层高度	2
加强层宽度	3

③ 打桩机锤重的选择

表 1-4-76 打桩机锤重选择参考表

锤 型		蒸汽锤 (单动)			柴油锤				
		3~4t	7t	10t	1.8t	2.5t	3.2t	4t	7t
锤型 资料	冲击部分重 (t)	3~4	5.5	9	1.8	2.5	3.2	4.5	7.2
	锤总数 (t)	3.5~4.5	6.7	11	4.2	6.5	7.2	9.6	18
锤冲击力 (kN)		~ 2300	~ 3000	3500~4000	~ 2000	1800~2000	3000~4000	4000~5000	6000~10000
常用冲程 (m)		0.6~0.8	0.5~0.7	0.4~0.6	1.8~2.3	1.8~2.3	1.8~2.3	1.8~2.3	1.8~2.3
适用的 桩规格	预制方桩、管桩的 边长或直径 (cm)	35~45	40~45	40~50	30~40	35~45	40~50	45~55	55~60
	钢管柱直径 (cm)				$\phi 40$	$\phi 40$	$\phi 40$	$\phi 60$	$\phi 90$

锤 型		蒸汽锤 (单动)			柴油锤				
		3~4t	7t	10t	1.8t	2.5t	3.2t	4t	7t
粘性土	一般进入深度 (m)	1~2	1.5~2.5	2~3	1~2	1.5~2.5	2~3	2.5~3.5	3~5
	桩尖可达到静力触深 P_o 平均值 (MPa)	3	4	5	3	4	5	>5	>5
砂土	一般进入深度 (m)	0.5~1	1~1.5	1.5~2	0.5~1	0.5~1	1~2	1.5~2.5	2~3
	桩尖可达到标准贯入击数 N 值	15~25	20~30	30~40	15~25	20~30	30~40	40~45	50
岩石 (软质)	桩尖可进入深度 (m)	强风化 中等风化	0.5	0.5~1	表层	0.5	0.5~1	1~2	2~3
							表层	0.51	1~2
锤的常用控制贯入度 (cm/10 击)		3~5	3~5	3~5	2~3	2~3	2~3	3~5	4~8
设计单桩极限承载力 (kN)		600~1400	1500~3000	2500~4000	400~1200	400~1600	2000~3600	3000~5000	5000~10000

注：①适用于预制桩长度 20~40m 钢管桩长度 40~60m，且桩尖进入硬土层一定深度。不适用于桩尖处于软土层的情况。

②标准贯入击数 N 值为未修正的数值。

③本表仅作参考，不能作为设计确定贯入度和承载力的依据。

④ 国产振动沉桩机及柴油打桩机性能

表 1-4-77 国产振动沉桩机技术性能

	北京 580 型	北京 601 型	广东 7t 型	广东 10t 型	通化 601 型	成都 C-2 型	中-160 型
振动力 (kN)	175	250	75	112	235	80	1030~ 1600
偏心力矩 (N-m)	302	370	76.4	114.5	347	70	3520
振动频率 (1/min)	720	720	939	931	720	730	404~ 1010
振幅 (mm)	12.2	14.8	5.7	5.7	14	13	
电动机：功率 (kW)	45	45	20	28	50	22	155
转速 (r/min)	960	960	980	1460	860	1470	735
振动箱规格 (mm)：长	1010	1010	1180	1095	1010	1460	1630
宽	875	875	840	744	875	781	1200
高	1650	1650	1400	1157	1650	2364	3100
振动锤重 (t)	2.5	2.5	1.5	2.0	2.5	1.5	11.4
桩架高度 (m)	17.5	17.5	24	24	13	13.6	

注：中-160 型可并联下沉大型管桩。

表 1-4-78

导杆式柴油打桩机技术性能

项 目	桩 锤 型 号		
	D ₁ - 600	D ₁ - 1200	D ₁ - 1800
锤击部分重量 (kg)	600	1200	1800
锤击部分最大行程 (mm)	1870	1800	2100
锤击次数 (次/min)	50 ~ 70	55 ~ 60	45 ~ 50
最大锤击能量 (kN·m)	11.2	21.8	37.3
气缸直径 (mm)	200	250	290
耗油量 (L/h)	3.1	5.5	6.9
燃油箱容量 (L)	11	11.5	22
桩的最大长度 (m)	8	9	12
桩的最大直径 (mm)	300	350	400
卷扬机: 起重能力 (kN)	15	15	30
电机型号	JZ21 - 6	JZ21 - 6	JZ22 - 6
电机功率 (kW)	5	5	7.5
电机转速 (r/min)	915	915	920
外形尺寸 (m): 长 × 宽 × 高	4.34 × 3.90 × 11.40	5.4 × 4.2 × 12.45	7.5 × 5.6 × 17.5
全机总重 (t)	0.7	7.5	13.9

3. 木桩

(1) 木桩制作

表 1-4-79

木板桩制作允许偏差

项 目	允许偏差 (mm)
厚度	- 10
凸榫或凹榫	± 2
桩身弯曲矢高	0.3% 桩长

表 1-4-80

木桩制作的允许偏差

项 目	允许偏差
木桩的梢径	- 20mm
桩身弯曲的矢高	0.3% 桩长

(2) 桩的打入

木桩打入位置允许偏差见表 1-4-80。

4. 钢筋混凝土灌注桩

(1) 灌注桩的基本尺寸及布局

表 1-4-81 桩的长径比

桩 型	穿越一般粘性土、砂土	穿越淤泥、自重湿陷性黄土
端承桩	$l/d \leq 60$	$l/d \leq 40$
摩擦桩	不限	不限

表 1-4-82 桩的最小中心距 s

成孔工艺		一般情况	排列超过 2 排，桩数超过 9 根的摩擦桩基础
钻、挖、冲孔灌注桩		2.5d	3.0d
钻孔扩底灌注桩		1.5D	-
沉 管 灌注桩	穿越非饱和土	3.0d	3.5d
	穿越饱和土	3.5d	4.0d

注：d——桩身设计直径（钻头直径或沉管外直径，下同）。

D——扩大端设计直径，下同。

(2) 灌注桩的施工

表 1-4-83 冲击成孔的冲程和泥浆密度

项次	项 目	冲 程 (m)	泥浆密度	备注
1	在护筒中及护筒脚下 3m 以内	0.9~1.1	1.1~1.3	土层不好时宜提高泥浆密度， 必要时加入小片石和粘土块
2	粘土	1~2	清水	或稀泥浆
3	砂土	1~3	1.3~1.5	抛粘土块
4	砂卵石	1~3	1.3~1.5	
5	风化岩	1~4	1.2~1.4	
6	塌孔回填重成孔	1	1.3~1.5	反复冲击，加粘土块及片石

表 1-4-84 钢筋混凝土灌注桩钢筋笼制作允许偏差

项 目	允许偏差 (mm)
主筋间距	± 10
箍筋间距	± 20
直 径	± 10
长 度	± 100

附：钢筋笼保护层的允许偏差：

水下灌注混凝土桩：± 20mm；

非水下灌注混凝土桩：± 10mm。

表 1-4-85 灌注桩施工容许偏差

序号	成孔方法	桩径容许偏差 (cm)	垂直度容许偏差 (%)	孔底沉渣或虚土 (沉淤) 容许厚度 (cm)	桩位容许偏差 (cm)	
					单 桩、条 形 桩 基 础 沿 垂 直 方 向 的 偏 差	条 形 桩 基 础 沿 顺 轴 向 的 偏 差
1	螺旋钻成孔 d = 30 ~ 40cm	± 2	1	≤ 10	$\frac{1}{6}$ 桩 的 设 计 直 径	$\frac{1}{4}$ 桩 的 设 计 直 径
2	潜水钻成孔 d = 50 ~ 80cm	± 5	1	端承桩沉渣 ≤ 10 摩擦桩 ≤ 30		
3	冲击成孔 d = 60 ~ 100cm	+ 10 - 5	1	端承桩沉渣 ≤ 10 摩擦桩 ≤ 30		
4	机动洛阳铲、钻孔扩底成孔 d = 27 ~ 50cm	± 2	1	—		
5	锤击沉管、振动、振动冲击沉管成孔 d = 27 ~ 48cm	+ 5 - 2	1	—		

注：①桩径容许偏差负值指个别断面。

②采用复打、反插法施工的桩径容许偏差不受本表限制。

③沉渣或虚土厚度指灌注混凝土前的孔底情况。

④螺旋钻成孔灌注桩，当设计不考虑端承力时。孔底虚土容许厚度可适当放宽。

⑤沿管成孔灌注桩的桩位偏差可视桩的根数及排列形式适当放宽至 1/2 桩径。

表 1-4-86

爆扩桩用药量参考值

项 目	用药量 (kg)
扩大头直径 (m)	
0.6	0.30 ~ 0.45
0.7	0.45 ~ 0.60
0.8	0.60 ~ 0.75
0.9	0.75 ~ 0.90
1.0	0.90 ~ 1.10
1.1	1.10 ~ 1.30
1.2	1.30 ~ 1.50

注：①表内数值适用于地面以下深度 3.5 ~ 9.0m 的粘性土，土质松软时采用较小值，坚硬时采用较大值。

②在地面以下 2 ~ 3m 的土层中爆扩时，用药量应按表 8 ~ 12 减少 20 ~ 30%。

③在砂土中爆扩时用药量应按表 1-4-86 增加 10%

(二) 沉井及沉箱

1. 沉井及沉箱制作

沉井及沉箱制作允许偏差见表 1-4-87。

表 1-4-87

沉井、沉箱制作允许偏差

项次	项 目	允许偏差
1	平面尺寸 ①长、宽 ②曲线部半径 ③两对角线的差异	± 0.5% ; 并不大于 100mm ± 0.5% ; 并不大于 50mm 1% 对角线长
2	井、箱壁厚度 钢筋混凝土、混凝土、毛石混凝土、砌砖	± 15mm

2. 沉井及沉箱施工

沉井及沉箱施工见表 1-4-88。

表 1-4-88 沉井、沉箱下沉允许偏差

项次	项 目		允许偏差 (mm)
1	刃脚平均标高		± 100
2	底面中心 位置偏移	$H > 10\text{m}$	$H/100$
		$H \leq 10\text{m}$	100
	刃脚底面 高差	$L > 10\text{m}$	$L/100$ 且不大于 300
		$L \leq 10\text{m}$	100

注：H—下沉总深度；L—最高与最低两角间距离。

(三) 地下连续墙

1. 材料要求

(1) 护壁泥浆性能及参考配合比

地下连续墙挖槽护壁泥浆的性能及参考配合比示于表 1-4-89 及 1-4-90。

表 1-4-89 护壁泥浆性能

项次	项 目	性能指标		检验方法
		一般土层	软土层	
1	相对密度	1.04 ~ 1.25	1.05 ~ 1.25	泥浆比重秤
2	粘度	18 ~ 22s	18 ~ 25s	500mL/700mL 漏斗法
3	含砂率	< 4 ~ 8%	< 4%	含砂仪
4	胶体率	$\geq 95\%$	> 98%	100mL 量杯法
5	失水量	< 30mL/30min	< 30mL/30min	失水量仪
6	泥皮厚度	1.5 ~ 3.0mm/30min	1 ~ 3mm/30min	失水量仪
7	静切力 1min 10min	10 ~ 25mg/cm ²	20 ~ 30mg/cm ² 50 ~ 100mg/cm ²	静切力测量仪
8	稳定性	< 0.05g/cm ³	$\leq 0.02\text{g/cm}^3$	500mL 量筒或稳定计
9	pH 值	< 10	7 ~ 9	pH 试纸

注：表中上限为新制泥浆。下限为循环泥浆。

表 1-4-90 扩壁泥浆参考配合比 (以重量%计)

土质	膨润土	酸性陶土	纯粘土	CMC	纯碱	分散剂	水	备注
粘性	6~8	—	—	0~0.02	—	0~0.5	100	掺防漏剂 上海基础公司用
砂	6~8	—	—	0~0.05	—	0~0.5	100	
砂砾	8~12	—	—	0.05~0.1	—	0~0.5	100	
软土		8~10	—	0.05	4		100	
亚粘土	6~8	—	—	—	0.5~0.7		100	
亚粘土	1.65	—	8~20	—	0.3		100	
亚粘土	—	—	12	0.15	0.3		100	

注：①CMC (即钠羧甲基纤维素) 配成 1.5% 的溶液使用

②分散剂常用的有碳酸钠或三 (聚) 磷酸钠。

(2) 混凝土质量要求

地下连续墙所用混凝土质量应满足如下要求：

- ①配合比 符合设计要求
- ②水灰比 ≤ 0.6
- ③最低水泥用量 (kg/m^3) 3%
- ④混凝土坍落度 (cm) 18~20
- ⑤骨料最大粒径 (mm) ≤ 40

2. 地下连续墙施工

地下连续墙施工要求及主要施工机械见表 1-4-91~1-4-92。

表 1-4-91 地下连续墙施工要求

项 目	技术要求	允许偏差
导墙		
深度 (m)	1~2	
内外墙间距 (mm)	40~60	± 5
相邻两槽段中心线偏移	—	$\leq \frac{1}{3}B$
槽底沉积淤泥厚度 (mm)	≤ 200	

第四章 钢结构设计施工基本资料

项 目	技术要求	允许偏差
浇灌混凝土导管 间距 (m)	≤ 3	
埋入混凝土深度 (m)	$\geq 1.5, \leq 6$	
混凝土在槽中上升速度 (m/h)	≤ 0.3	

注：表中 B 为地下连续墙壁厚

表 1-4-92 地下连续墙主要施工机械

工序	序号	名称	规格	单位	数量	备注
多头钻成槽机	1	多头钻机	SF6080 或 DZ 800×4	台	1	挖槽用
	2	多头钻机架	组合件	台	1	附配套设备装置
	3	卷扬机	50kN·慢	台	1	开降机头用
	4	卷扬机	50kN·慢	台	1	吊排泥管、检修用
钻抓成槽	5	潜水电钻	22kW	台	1	钻导孔用
	6	导板抓斗	60cm	台	1	挖槽及清除障碍物
	7	钻抓机架	组合件	台	1	附配套设备装置
冲击成槽	8	冲击式钻机	20 或 22 型	台	1	冲击成槽用，带冲击锥、掏渣筒
	9	卷扬机	20 或 22 型	台	1	升降冲击锥用
泥浆制备及处理设备	10	泥浆搅拌机	800L	台	1	制配泥浆用
	11	振动筛	SZ-2	台	1	泥渣处理分离用
	12	旋流器	筒径 250	台	1	泥渣处理分离用，带旋流泵
	13	水泵	2BA-6	台	1	供水用
	14	泥浆泵	3LN	台	3	输送泥浆
	15	灰渣泵	4pH	台	1	供旋流器出泥
	16	抓斗挖土机	0.25m ³	台	1	沉淀池清渣用
17	储浆槽	0.25m ³	套	1	储泥浆循环用，带管子阀门	

工序	序号	名称	规格	单位	数量	备注
吸泥渣设备	18	潜水砂石泵	Q4PS-1	台	1	多头钻泵举式反循环排泥渣用
	19	砂石泵	4PS	台	1	多头钻泵吸式反循环排泥渣用
	20	真空泵	SZ-4	台	1	用
	21	空气压缩机	10m ³ /min	台	1	多头钻吸泥渣用 多头钻空气吸泥渣用
混凝土浇灌机具设备	22	混凝土浇灌架	组合件	台	1	支承导管
	23	混凝土料斗	1.05m ³	个	2	装运混凝土
	24	混凝土导管	φ200~300mm	套	2	带漏斗, 浇灌水下混凝土用
	25	卷扬机		台	1	提升混凝土料斗及导管

3. 工程质量要求

地下连续墙的质量要求见表 1-4-93。

表 1-4-93 地下连续墙的质量要求

序号	要求项目	允许偏差 (mm)
1	墙面垂直度应符合设计要求, 一般为	$h/200$
2	墙顶中心线	± 30
3	裸露墙面应平整, 在均匀的粘性土层中局部突出	100
4	接头处相邻两槽段的挖槽中心线, 在任一深度的偏差值, 不得大于	$b/3$

注: ① h ——墙深 (mm); b ——墙厚 (mm)。

②裸露墙面在非均匀的粘性土层或其他土层中的平整度要求, 由设计、施工单位研究确定。

③混凝土的抗压强度、抗渗标号及弹性模量应符合设计要求。

(四) 桩基工程量计算数据

1. 用公式估算单桩竖向承载力

初步设计和试桩设计时, 可用下列公式估算

$$(1) \text{摩擦桩: } R_k = q_p A_p + \mu_p \sum q_{si} l_i \quad (1-4-22)$$

$$(2) \text{端承桩: } R_k = q_p A_p \quad (1-4-23)$$

式中 R_k ——单桩竖向承载力标准值 (kN);

q_p ——桩端土的承载力标准值 (kPa), 可按地区经验确定。对预制桩也可按表 1-4-94 采用, 对灌注桩也可分别参照表 1-4-95 ~ 1-4-97 采用;

A_p ——桩身的横截面面积 (m^2);

μ_p ——桩身周边长度 (m);

q_{si} ——桩周土的摩擦力标准值 (kPa), 可按地区经验确定。对预制桩也可按表 1-4-98 采用;

l_i ——按土层划分的各段桩长 (m)。

表 1-4-94 预制桩桩端土 (岩) 承载力标准值 (kPa)

土的名称	土的状态	桩的入土深度 (m)		
		5	10	15
粘性土	$0.5 < I_L \leq 0.75$	400 ~ 600	700 ~ 900	900 ~ 1100
	$0.25 < I_L \leq 0.5$	800 ~ 1000	1400 ~ 1600	1600 ~ 1800
	$0.0 < I_L \leq 0.25$	1500 ~ 1700	2100 ~ 2300	2500 ~ 2700
粉土	$e < 0.7$	1100 ~ 1600	1300 ~ 1800	1500 ~ 2000
粉砂 细砂 中砂 粗砂	中密、密实	800 ~ 1000	1400 ~ 1600	1600 ~ 1800
		1100 ~ 1300	1800 ~ 2000	2100 ~ 2300
		1700 ~ 1900	2600 ~ 2800	3100 ~ 3300
		2700 ~ 3000	4000 ~ 4300	4600 ~ 4900
砾砂 角砾、圆砾 碎石、卵石	中密、密实	3000 ~ 5000		
		3500 ~ 5500		
		4000 ~ 6000		
软质岩石 硬质岩石	微风化	5000 ~ 7500		
		7500 ~ 10000		

注: ①表中数值仅用作初步设计时估算。

②入土深度超过 15m 时按 15m 考虑。

表 1-4-95 地下水位以上钻、挖、冲孔灌注桩桩端土承载力设计值 (kPa)

土的名称	土的状态	桩入土深度 (m)		
		5	10	15
一般粘性土	$0 < I_L \leq 0.25$	300	450	600
	$0.25 < I_L \leq 0.75$	260	410	570
	$0.75 < I_L \leq 1.0$	240	390	550
粉细砂	中密	400	700	1000
	密实	600	900	1250
中砂、粗砂	中密	600	1100	1600
	密实	850	1400	1900

注：表列值适用于孔底虚土 $\leq 100\text{mm}$ 。

表 1-4-96 地下水位以下钻、挖、冲孔灌注桩桩端土承载力设计值 (kPa)

土的名称	土的状态	桩入土深度 (m)		
		5	10	15
一般粘性土		100	160	220
粉、细砂	中密	150	300	400
	密实	200	350	500
中砂、细砂	中密	250	450	650
	密实	350	550	800

注：表列值适用于孔底回淤土 $\leq 300\text{mm}$

表 1-4-97 沉管灌注桩桩端土承载力设计值 (kPa)

土的名称	土的状态	桩入土深度 (m)		
		5	10	15
淤泥质土		100 ~ 200		
一般粘性土	$0.40 < I_L \leq 0.60$	500	800	1000
	$0.25 < I_L \leq 0.40$	800	1500	1800
	$0 < I_L \leq 0.25$	1500	2000	2400
粉砂 细砂 中砂 粗砂	中密、密实	900	1100	1200
		1300	1600	1800
		1650	2100	2450
		2800	3900	4500
卵石	中密、密实	3000	4000	5000
软质岩石	微风化	5000 ~ 7500		
硬质岩石		7500 ~ 10000		

表 1-4-98

预制桩桩周土摩擦力设计值 (kPa)

土的名称	土的状态	q_s
填土		9 ~ 13
淤泥		5 ~ 8
淤泥质土		9 ~ 13
粘性土	$I_L > 1$	10 ~ 17
	$0.75 < I_L \leq 1$	17 ~ 24
	$0.5 < I_L \leq 0.75$	24 ~ 31
	$0.25 < I_L \leq 0.5$	31 ~ 38
	$0.0 < I_L \leq 0.25$	38 ~ 43
	$I_L \leq 0$	43 ~ 48
红粘土	$0.75 < I_L \leq 1$	6 ~ 15
	$0.25 < I_L \leq 0.75$	15 ~ 35
粉土	$e > 0.9$	10 ~ 20
	$e = 0.7 \sim 0.9$	20 ~ 30
	$e < 0.7$	30 ~ 40
粉细砂	稍密	10 ~ 20
	中密	20 ~ 30
	密实	30 ~ 40
中砂	中密	25 ~ 35
	密实	35 ~ 45
粗砂	中密	35 ~ 45
	密实	45 ~ 55
砾砂	中密、密实	55 ~ 65

注：①表中数值仅用作初步设计时估算。

②尚未完成固结的填土，和以生活垃圾为主的杂填土可不计其摩擦力。

表 1-4-99 地下水位以上钻、挖、冲孔灌注桩桩周土摩擦力设计值 (kPa)

土的名称	土的状态	q_s
炉灰填土	已完成自重固结	8 ~ 13
房碴填土、粉质粘土填土	已完成自重固结	20 ~ 30
粘土、粉质粘土	软 塑	20 ~ 30
	可 塑	30 ~ 35
	硬 塑	35 ~ 40
粉 土	软 塑	22 ~ 30
	可 塑	30 ~ 35
	硬 塑	35 ~ 45
粉 细 砂	稍 密	20 ~ 30
	中 密	30 ~ 40
	密 实	40 ~ 60

注：①对地下水位以下钻、挖、冲孔灌注桩，可根据成孔工艺对桩周上的影响，参照本表采用。

②淤泥、淤泥质土可参考表 1-4-100 采用。

表 1-4-100 沉管灌注桩桩周土摩擦力设计值 (kPa)

土的名称	土的状态	q_s
房碴填土、粉质粘土填土	已完成自重固结	20 ~ 30
淤 泥		5 ~ 8
淤泥质土		10 ~ 15
粘土、粉质粘土	软 塑	15 ~ 20
	可 塑	20 ~ 35
	硬 塑	35 ~ 40
粘土、粉质粘土	软 塑	15 ~ 25
	可 塑	25 ~ 35
	硬 塑	35 ~ 40
粉 细 砂	稍 密	15 ~ 25
	中 密	25 ~ 40
中 砂	中 密	35 ~ 40
	密 实	40 ~ 50

2. 几种常用桩的基本尺寸、混凝土强度等级和构造配筋

几种常用桩的基本尺寸、混凝土强度等级和构造配筋见表 1-4-101。

表 1-4-101 几种常用桩的基本尺寸、混凝土强度等级和构造配筋

桩的种类	预制钢筋混凝土桩	灌 注 桩		
		钻、冲孔	沉 管	挖孔扩底
边长或直径 (d)	200~500mm (正方形)	300~1400mm	270~480mm	800~3000mm 扩底直径 $D \leq 3d$
桩身长度 (l)	现场预制 $\leq 30m$, 工厂预制 $\leq 12m$, $l/d \leq 60$	$\leq 50m$, 一般为 12~15m, l/d 宜为 60~80	10~25m	$\leq 50m$
桩中心距离 (S)	$\geq 3d$, 常用 3.5~4d	2.5~3d	3.5~4d	$\geq 1.5D$ 桩端 净距 $\geq 1m$
桩身混凝土等级	$\geq C30$	$\geq C15$, 水下浇灌时 $C \geq 20$	$\geq C20$	
桩顶嵌入承台内长度	一般 $\geq 50mm$; 主要承受水平力时 $\geq 100mm$, 且桩身主筋伸入承台内长度为 l_a 注① (可将桩顶混凝土凿去露出主筋再焊接短钢筋)			
桩端进入持力层的深度	根据地质条件确定, 一般不小于 $(1 \sim 3)d$; 嵌岩桩 $\geq 0.5m$			
桩身主筋长度	通长配筋	桩身按计算配筋, 地基不致整体滑移时, 主筋长度采用 $4/a$, 当桩长小于 $4/a$ 时, 通长配筋; 端承桩的抗压钢筋、抗拔桩的受拉钢筋应通长配置。见注②、注③		
桩身构造配筋	最小配筋率 $\geq 0.8\%$ (锤击桩), 0.5% (压入桩); 方桩主筋 $\geq 4\phi 14$; 或 $\geq 8\phi 14$ (桩宽或 $d \geq 350mm$) 圆柱主筋 $\geq 8\phi 12$ 箍筋 $\phi 6 \sim \phi 8$, 间距 ≤ 200 (中间), ≤ 100 (两端)	最小配筋率: 承压时 $\geq 0.2\% \sim 0.4\%$; 受弯时 $\geq 0.4\% \sim 0.65\%$ 桩内主筋: 受水平力桩 $\geq 6\phi 10$ 轴心承压桩或抗拔桩 $\geq 4\phi 10$ 箍筋: $\phi 6 \sim \phi 8$, 间距 200~300mm; 宜采用螺旋或焊接环式箍筋; 桩顶部 1.5m 内应设 $\phi 12 @ 150$ 的焊接环箍; 钢筋笼长 $> 4m$ 时, 每 2m 设一焊接加强箍筋		
主筋保护层	$\geq 30mm$	$\geq 35mm$; 水下浇灌时, $\geq 50mm$		

表 1-4-101 说明如下:

① L_a ——受拉钢筋锚固长度;

② a ——桩身变形系数 (m^{-1})

$$a = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}} \quad (1-4-24)$$

式中 m ——土的水平基床反力系数随深度增长的比例系数 (kN/m^4), 一般通过水平荷

载试验确定，也可按表 1-4-102 选用；

b_0 ——桩身计算宽度 (m) 按表 1-4-103 计算；

E ——桩身材料的弹性模量 (kN/m^2)；

I ——桩截面的惯性矩 (m^4)。

表 1-4-102 地基土的 m 值

土的名称与状态	单桩在地面处水平位移小于等于 6mm 时
$I_L \geq 1$ 的淤泥、淤泥质土	5 ~ 7.5
$0.75 < I_L \leq 1$ 的粘土土，松散的粉细砂，松填土	7.5 ~ 12
$0.25 < I_L \leq 0.75$ 的粘性土，稍密、中密粉细砂，粉土，稍密、中密填土	12 ~ 25
$0 < I_L \leq 0.25$ 和 $I_L \leq 0$ 的粘性土，中密、密实的中粗砂，密实老填土	25 ~ 65
中密、密实的砾砂、碎石土	65 ~ 200

注：①当水平位移大于 6mm 时，表中数值应适当降低后采用。

②当水平力为长期或经常出现的荷载时，表中数值也应降低后采用。

表 1-4-103 桩身截面计算宽度 b_0 (m)

截面宽度 b 或直径 d (m)	圆 桩	方 桩
> 1	$0.9(d+1)$	$b+1$
≤ 1	$0.9(1.5d+0.5)$	$1.5b+0.5$

③灌注单桩桩顶水平力满足式 1-4-25 时，桩身可不配抗弯钢筋：

$$V \leq \beta d^2 \sqrt[5]{1.5d^2 + 0.5d} \left(1 + \frac{0.9Q}{r_f A} \right) \quad (1-4-25)$$

式中 V ——单桩桩顶水平力 (kN)；

β ——综合系数，按表 1-4-104 采用；

d ——桩身设计直径 (钻头或沉管外直径) (m)；

Q ——单桩桩顶竖向压力 (kN)；

f_t ——混凝土抗拉强度设计值 (kN/m^2)；

r ——桩身截面抵抗矩的塑性系数，圆截面 $r = 2$ ；

A ——桩身截面积，按设计桩径计算 (m^2)。

对于高大和较重要的建筑物，宜配置桩顶连接构造筋，伸入桩身 3 ~ 5d。

④当单桩桩顶水平力不满足式 1-4-25 的要求时，桩身按计算配筋 (采用 m 法)。对于受水平力的一般建筑物和受水平力较小 (如 7 度及 7 度以下的水平地震力) 的高大建筑物的低承台桩基，当 d 为 0.30 ~ 0.60m 时，可按配筋率 0.40% ~ 0.65% 配筋 (小桩

径取高值，大桩径取低值)。

⑤预制桩在下列情况时，桩的配筋率应提高到 1% ~ 1.2%：

- a. 桩尖穿过一定厚度的硬土层；
- b. 桩的长细比 $60 < \frac{L}{D} \leq 80$ ；
- c. 单桩的设计承载力较大；
- d. 桩大片密集
- e. 桩受大面积地面堆载影响。

表 1-4-104

综合系数 β

上部土层的类别 [承台下 $2(d+1)$ (m) 深度范围内]	桩身混凝土等级	
	C15	C20
淤泥，淤泥质土，饱和湿陷性黄土	2.5 ~ 2.9	3.1 ~ 3.5
流塑、软塑状一般粘性土，松散粉细砂，松散填土	2.9 ~ 3.5	3.5 ~ 4.1
可塑状一般粘性土，湿陷性黄土，稍密砂土，稍密、中密填土	3.5 ~ 4.2	4.1 ~ 5.0
硬塑、坚硬状一般粘性土，湿陷性黄土，中密中粗砂，密实老填土	4.2 ~ 5.1	5.0 ~ 6.2
中密、密实砾砂，碎石类土	5.1 ~ 6.4	6.2 ~ 7.7

注：当桩基受长期或经常出现的水平荷载时，则按表中土层类别降低一类取值。

3. 桩基中单桩承载力验算

(1) 当轴心受压时：

$$Q = \frac{F + G}{n} \leq R \quad (1-4-26)$$

$$R = 1.2R_k \quad (1-4-27)$$

注：对桩数为 3 根及 3 根以下的柱下承台，取 $R = 1.1R_k$ 。

(2) 当偏心受压时，除满足式 1-4-27 外，尚应满足下式要求：

$$Q_{\max} \leq 1.2R \quad (1-4-28)$$

$$Q_i = \frac{F + G}{n} \pm \frac{M_x Y_i}{\sum Y_i^2} \pm \frac{M_y X_i}{\sum X_i^2} \quad (1-4-29)$$

$$Q_{\min} = \frac{F + G}{n} \pm M_x \zeta_y \pm M_y \zeta_x \quad (1-4-30)$$

式中 Q ——桩基中单桩所承受的竖向力设计值；

R ——单桩竖向承载力设计值；

F ——作用于桩基上的竖向力设计值；

G ——桩基承台自重设计值和承台上的土自重标准值；

n ——桩数；

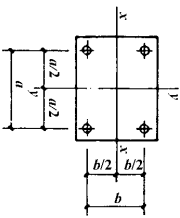
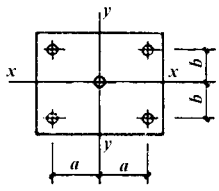
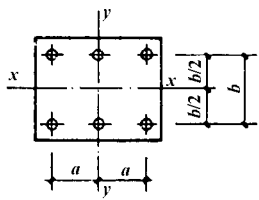
R_k ——单桩竖向承载力标准值；

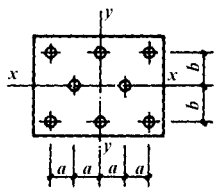
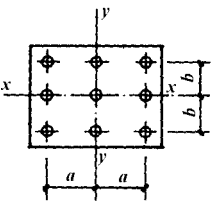
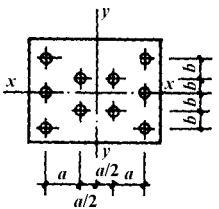
Q_i ——第 i 根桩受的竖向力设计值；
 Q_{\max} ——最外排桩承受的最大竖向力设计值；
 Q_{\min} ——最外排桩承受的最小竖向力设计值；
 X_i 、 Y_i ——桩 i 至通过桩群重心 Y 、 X 轴线的距离；
 ζ_x 、 ζ_y ——系数。

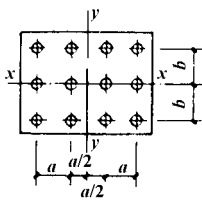
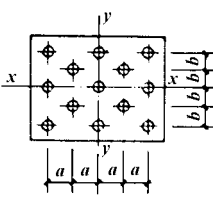
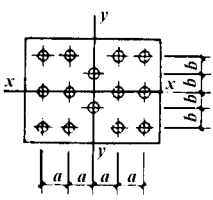
$$\zeta_x = \frac{X_{\max}}{\sum X_i^2}, \zeta_y = \frac{Y_{\max}}{\sum Y_i^2}, (\text{见表 } 1-4-105)$$

表 1-4-105

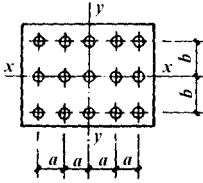
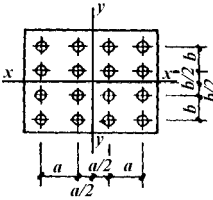
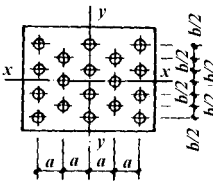
$$\zeta_x = \frac{X_{\max}}{\sum X_i^2} (m^{-1}) \quad \zeta_y = \frac{Y_{\max}}{\sum Y_i^2} (m^{-1})$$

群 桩 布 置	a 或 b (m)	四 桩		五 桩		六 桩	
		ξ_x	ξ_y	ξ_x	ξ_y	ξ_x	ξ_y
 <p>四桩承台板</p>	0.50	1.000		0.500	0.500	0.667	
	0.55	0.909		0.455	0.455	0.606	
	0.60	0.833		0.417	0.417	0.556	
	0.65	0.769		0.385	0.385	0.513	
	0.70	0.714		0.357	0.357	0.476	
	0.75	0.667		0.333	0.333	0.444	
	0.80	0.625		0.313	0.313	0.417	
	0.85	0.588		0.294	0.294	0.392	
	0.90	0.556		0.278	0.278	0.370	
	0.95	0.526		0.263	0.263	0.351	
 <p>五桩承台板</p>	1.00	0.500	0.250	0.250	0.333		
	1.05	0.476	0.238	0.238	0.317		
	1.10	0.455	0.227	0.227	0.303		
	1.15	0.435	0.217	0.217	0.290		
	1.20	0.417	0.208	0.208	0.278		
	1.25	0.400	0.200	0.200	0.267		
	1.30	0.385	0.192	0.192	0.256		
	1.35	0.370	0.185	0.185	0.247		
	1.40	0.357	0.179	0.179	0.238		
	1.45	0.345	0.172	0.172	0.230		
 <p>六桩承台板</p>	1.50	0.333	0.167	0.167	0.222		
	1.55	0.323	0.161	0.161	0.215		
	1.60	0.313	0.156	0.156	0.208		
	1.65	0.303	0.152	0.152	0.202		
	1.70	0.294	0.147	0.147	0.196		

群桩布置	a 或 b (m)	八 桩		九 桩		十 桩	
		ξ_x	ξ_y	ξ_x	ξ_y	ξ_x	ξ_y
八桩承台板 	0.50	0.222	0.333	0.333	0.207	0.200	
	0.55	0.202	0.303	0.303	0.188	0.182	
	0.60	0.185	0.278	0.278	0.172	0.167	
	0.65	0.171	0.256	0.256	0.159	0.154	
	0.70	0.159	0.238	0.238	0.148	0.143	
	0.75	0.148	0.222	0.222	0.138	0.133	
	0.80	0.139	0.208	0.208	0.129	0.125	
	0.85	0.131	0.196	0.196	0.122	0.118	
	0.90	0.123	0.185	0.185	0.115	0.111	
	0.95	0.117	0.175	0.175	0.109	0.105	
九桩承台板 	1.00	0.111	0.167	0.167	0.103	0.100	
	1.05	0.106	0.159	0.159	0.099	0.095	
	1.10	0.101	0.152	0.152	0.096	0.091	
	1.15	0.097	0.145	0.145	0.090	0.087	
	1.20	0.093	0.139	0.139	0.086	0.083	
	1.25	0.089	0.133	0.133	0.083	0.080	
	1.30	0.085	0.128	0.128	0.080	0.077	
	1.35	0.082	0.123	0.123	0.077	0.074	
十桩承台板 	1.40	0.079	0.119	0.119	0.074	0.071	
	1.45	0.077	0.115	0.115	0.071	0.069	
	1.50	0.074	0.111	0.111	0.069	0.067	
	1.55	0.072	0.108	0.108	0.067	0.065	
	1.60	0.069	0.104	0.104	0.065	0.063	
	1.65	0.067	0.101	0.101	0.063	0.061	
	1.70	0.065	0.098	0.098	0.061	0.059	

群 桩 布 置	a 或 b (m)	十二 桩		十三 桩		十四 桩	
		ξ_x	ξ_y	ξ_x	ξ_y	ξ_x	ξ_y
十二桩承台板 	0.50	0.200	0.250	0.143		0.133	0.118
	0.55	0.182	0.227	0.130		0.121	0.107
	0.60	0.167	0.208	0.119		0.111	0.098
	0.65	0.154	0.192	0.110		0.103	0.090
	0.70	0.143	0.179	0.102		0.095	0.084
	0.75	0.133	0.167	0.095		0.089	0.078
	0.80	0.125	0.156	0.089		0.083	0.074
	0.85	0.118	0.147	0.084		0.078	0.069
	0.90	0.111	0.139	0.079		0.074	0.065
	0.95	0.105	0.132	0.075		0.070	0.062
十三桩承台板 	1.00	0.100	0.125	0.071		0.067	0.059
	1.05	0.095	0.119	0.068		0.063	0.056
	1.10	0.091	0.114	0.065		0.061	0.053
	1.15	0.087	0.109	0.062		0.058	0.051
	1.20	0.083	0.104	0.060		0.056	0.049
	1.25	0.080	0.100	0.057		0.053	0.047
	1.30	0.077	0.096	0.055		0.051	0.045
	1.35	0.074	0.093	0.053		0.049	0.044
十四桩承台板 	1.40	0.071	0.089	0.051		0.048	0.042
	1.45	0.069	0.086	0.049		0.046	0.041
	1.50	0.067	0.083	0.048		0.044	0.039
	1.55	0.065	0.081	0.046		0.043	0.038
	1.60	0.063	0.078	0.045		0.042	0.037
	1.65	0.061	0.076	0.043		0.040	0.036
	1.70	0.059	0.074	0.042		0.039	0.035

第四章 钢结构设计施工基本资料

群 桩 布 置	a 或 b (m)	十五桩		十六桩		十八桩	
		ξ_x	ξ_y	ξ_x	ξ_y	ξ_x	ξ_y
十五桩承台板 	0.50	0.133	0.200	0.150	0.105	0.158	
	0.55	0.121	0.182	0.136	0.096	0.144	
	0.60	0.111	0.167	0.125	0.088	0.132	
	0.65	0.103	0.154	0.115	0.081	0.121	
	0.70	0.095	0.143	0.107	0.075	0.113	
	0.75	0.089	0.133	0.100	0.070	0.105	
	0.80	0.083	0.125	0.094	0.066	0.099	
	0.85	0.078	0.118	0.088	0.062	0.093	
	0.90	0.074	0.111	0.083	0.058	0.088	
	0.95	0.070	0.105	0.079	0.055	0.083	
十六桩承台板 	1.00	0.067	0.100	0.075	0.053	0.079	
	1.05	0.063	0.095	0.071	0.050	0.075	
	1.10	0.061	0.091	0.068	0.048	0.072	
	1.15	0.058	0.087	0.065	0.046	0.069	
	1.20	0.056	0.083	0.063	0.044	0.066	
	1.25	0.053	0.080	0.060	0.042	0.063	
	1.30	0.051	0.077	0.058	0.040	0.061	
	1.35	0.049	0.074	0.056	0.039	0.058	
十八桩承台板 	1.40	0.048	0.071	0.054	0.038	0.056	
	1.45	0.046	0.069	0.052	0.036	0.054	
	1.50	0.044	0.067	0.050	0.035	0.053	
	1.55	0.043	0.065	0.048	0.034	0.051	
	1.60	0.042	0.063	0.047	0.033	0.049	
	1.65	0.040	0.061	0.045	0.032	0.048	
	1.70	0.039	0.059	0.044	0.031	0.046	

4. 建筑物桩基变形允许值

建筑物桩基变形允许值见表 1-4-106。

表 1-4-106 建筑物桩基变形允许值

变 形 特 征	允 许 值
砌体承重结构基础的局部倾斜	0.002
工业与民用建筑相邻柱基沉降差 (1) 框架结构 (2) 砖石墙填充的边排柱 (3) 当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构	0.002 <i>l</i> 0.0007 <i>l</i> 0.005 <i>l</i>
单层排架结构 (柱距为 6m) 柱基的沉降量 (mm)	120
桥式吊车轨面的倾斜 (按不调整轨道考虑)	
纵 向	0.004
横 向	0.003
多层和高层建筑基础的倾斜	$H_g \leq 24$ 0.004 $24 < H_g \leq 60$ 0.003 $60 < H_g \leq 100$ 0.002 $H_g > 100$ 0.0015
高耸结构基础的倾斜	$H_g \leq 20$ 0.008 $20 < H_g \leq 50$ 0.006 $50 < H_g \leq 100$ 0.005 $100 < H_g \leq 150$ 0.004 $150 < H_g \leq 200$ 0.003 $200 < H_g \leq 250$ 0.002
高耸结构基础的沉降量 (mm)	$H_g \leq 100$ 300 $100 < H_g \leq 200$ 250 $200 < H_g \leq 250$ 150

注： *l* 为相邻柱基的中心距离 (mm)； H_g 为自室外地面起算的建筑物高度 (m)。

5. 灌注桩成孔工艺选择参考表

灌注桩成孔工艺选择参考表见表 1-4-107。

第四章 钢结构设计施工基本资料

表 1 - 4 - 107

成桩工艺选择参考表

桩 类			桩 径		桩 长 (m)	穿 越 土 层										桩端进入持力层		地下水位对环境的影响		孔底有无挤密浆					
						桩 身 (mm)	扩大端 (mm)	一	粉	砂	碎	非	自	中	中	中	硬	密	碎		软	以	以	排	
			般	土				土	石	季	重	间	间	间	粘	实	石	质	上		下	振	有		
非挤土成桩法	干作业法	长螺旋钻孔灌注桩	300 ~ 600	—	≤12	○	×	○	△	×	○	○	△	×	×	○	○	×	○	×	无	无	无		
		短螺旋钻孔灌注桩	300 ~ 800	—	≤8	○	×	○	△	×	○	○	×	×	△	×	○	○	×	○	×	无	无	无	
		钻孔扩底灌注桩	300 ~ 400	800 ~ 1200	≤5	○	×	○	×	×	○	○	×	×	△	×	○	○	×	○	×	无	无	无	
		机动洛阳铲成孔灌注桩	300 ~ 500	—	≤20	○	×	△	×	×	○	△	△	×	△	△	○	○	×	○	×	无	无	无	
		人工挖孔扩底灌注桩	1000 ~ 2000	1600 ~ 3000	≤30	○	△	△	×	×	○	○	△	△	△	△	○	○	×	○	△	无	无	无	
	泥浆护壁法	潜水钻成孔灌注桩	500 ~ 800	—	≤50	○	○	○	△	×	△	△	×	×	△	×	○	○	△	×	○	△	无	有	无
		反循环钻成孔灌注桩	600 ~ 1200	—	≤50	○	○	○	△	×	△	×	○	○	×	○	○	△	○	○	○	○	无	有	无
		回旋钻成孔灌注桩	600 ~ 1200	—	≤50	○	○	○	△	×	△	×	○	○	×	○	○	△	○	○	○	○	无	有	无
		机挖异型灌注桩	400 ~ 600	—	≤12	○	△	○	×	×	△	×	△	△	×	○	○	△	△	△	○	○	无	有	无
		钻孔扩底灌注桩	600 ~ 1200	1000 ~ 1600	≤20	○	○	○	×	×	△	×	○	○	×	○	×	×	△	○	○	○	无	有	无
套管护壁法	贝诺托灌注桩	800 ~ 1600	—	≤50	○	○	○	○	△	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	有	有	无	
	短螺旋钻孔灌注桩	300 ~ 800	—	≤12	○	○	○	×	△	×	△	△	△	△	○	△	×	○	○	○	○	无	有	无	
部分挤土成桩法	挤土灌注桩	冲击成孔灌注桩	600 ~ 1200	—	≤50	○	△	△	△	×	△	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	有	有	无	
		钻孔压注成型灌注桩	300 ~ 1000	—	≤30	○	△	△	△	×	○	○	△	△	×	○	○	×	△	△	○	△	无	有	无
		组合桩	≤600	—	≤30	○	○	○	△	×	○	○	△	△	△	○	○	△	△	○	○	有	有	无	
		预钻孔打入式预制桩	≤500	—	≤30	○	○	○	△	×	○	○	△	△	△	○	○	△	△	○	○	有	有	有	
		混凝土(预应力混凝土)管桩	≤600	—	≤50	○	○	○	△	×	△	△	△	△	△	○	○	△	△	○	○	有	有	有	
		H型钢桩	规格	—	≤50	○	○	○	△	×	×	○	○	△	△	△	○	○	△	△	○	○	有	有	无
	敞口钢管桩	600 ~ 900	—	≤50	○	○	○	△	△	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	有	有	有	
挤土灌注桩	振动沉管灌注桩	270 ~ 400	—	≤20	○	○	○	△	×	○	○	×	△	×	○	×	×	○	○	○	有	有	有		
	锤击沉管灌注桩	300 ~ 500	—	≤24	○	○	○	△	×	○	○	△	△	△	○	△	×	○	○	有	有	有	有		
	锤击振动沉管灌注桩	270 ~ 400	—	≤20	○	○	△	△	×	△	○	○	△	△	○	○	○	○	○	○	有	有	有		

桩 类		桩 径		桩 长 (m)	穿 越 土 层										桩端进入 持力层		地下水位 对环境影 响		孔 底 有 无 挤 密 浆						
		桩 身 (mm)	扩大端 (mm)		一 般 粘 性 土 及 其 填 土	淤 泥 和 淤 泥 质 土	粉 土	砂 土	碎 石	非 季 节 性 冻 土 膨 胀 土	自 重 湿 陷 性 黄 土	中 间 有 硬 夹 层	中 间 有 砂 夹 层	中 间 有 砾 石 夹 层	硬 密 土	粘 实 砂 土	碎 石	软 质 岩 石 和 风 化 岩 石		以 上	以 下	振 动 和 噪 音			
挤土成桩法	挤土灌注桩	平底大头灌注桩	350 ~ 400	450×450 ~ 500×500	≤15	○	○	△	×	×	△	△	△	×	△	×	○	△	×	×	○	○	有	无	有
		沉管灌注同步桩	≤400	—	≤20	○	○	○	△	×	○	○	○	×	△	×	○	△	×	×	○	○	有	无	有
		夯压成型灌注桩	325、327	460 ~ 700	≤1	○	○	○	△	△	○	○	○	×	△	×	○	△	×	×	○	○	有	无	有
		干振灌注桩	350	—	≤10	○	○	○	△	△	△	○	△	×	△	△	△	△	×	×	○	×	有	无	有
	挤土预制桩	爆扩灌注桩	≤350	≤1000	≤12	○	×	×	×	×	△	○	○	×	△	×	○	×	×	×	○	×	有	无	有
		弗兰克桩	≤600	≤1000	≤20	○	○	○	△	△	○	○	○	△	△	○	△	○	△	×	○	○	有	无	有
		打入实心混凝土预制桩、闭口钢管桩、混凝土管桩	≤500×500 ≤600	—	≤50	○	○	○	△	△	△	○	○	○	○	○	○	△	△	○	○	有	无	有	
	静压桩	400 × 400	—	≤40	○	○	△	△	×	×	○	△	△	△	×	○	○	×	×	○	○	无	无	有	

注：表中符号 ○—表示比较合适；△—表示有可能采用；×—表示不宜采用。

6. 打桩土的级别划分

打桩土的级别划分见表 1-4-108。

表 1-4-108 土的级别划分表

内 容		土 的 级 别	
		一 级 土	二 级 土
砂夹层	砂层连续厚度	< 1m	> 1m
	砂层中卵石含量	—	< 15%

第四章 钢结构设计施工基本资料

内 容		土 的 级 别	
		一 级 土	二 级 土
物理性能	压缩系数	> 0.02	< 0.02
	孔隙比	> 0.7	< 0.7
力学性能	静力触探值	< 50	> 50
	动力触探系数	< 12	> 12
每米纯沉桩时间平均值		< 2min	> 2min
说 明	桩经外力作用，较易沉入的土，土壤中夹有较薄的砂层	桩经外力作用，较难沉入的土，土壤中夹有不超过 3m 的连续厚度砂层	

6. 桩体积

预制钢筋混凝土桩、爆扩桩、混凝土灌注桩：震动砂桩等体积见表 1-4-109~1-4-113。

表 1-4-109 预制钢筋混凝土桩体积表

桩截面 (mm)	桩尖长 (mm)	桩长 (m)	混凝土体积 (m ³)		桩截面 (mm)	桩尖长 (mm)	桩长 (m)	混凝土体积 (m ³)			
			A	B				A	B		
250 × 250	400	3.00	0.171	0.188	350 × 350	400	3.00	0.335	0.368		
		3.50	0.202	0.229			3.50	0.396	0.429		
		4.00	0.233	0.250			4.00	0.457	0.490		
		5.00	0.296	0.312			5.00	0.580	0.613		
		每增减0.5	0.031	0.031			6.00	0.702	0.735		
300 × 300	400	3.00	0.246	0.270			400 × 400	400	8.00	0.947	0.980
		3.50	0.291	0.315					每增减0.5	0.0613	0.0613
		4.00	0.336	0.360					5.00	0.757	0.800
		5.00	0.426	0.450					6.00	0.917	0.960
		每增减0.5	0.045	0.045					7.00	1.077	1.120
320 × 320	400	3.00	0.280	0.307					8.00	1.237	1.280
		3.50	0.381	0.358					10.00	1.557	1.600
		4.00	0.382	0.410					12.00	1.877	1.920
		5.00	0.485	0.512					15.00	2.537	2.400
		每增减0.5	0.051	0.051					每增减0.5	0.08	0.08

注：①混凝土体积栏中，A 栏为理论计算体积。B 栏为按工程量计算的体积。

②桩长包括桩尖长度。混凝土体积理论计算公式：

$$V = (L \times A) + \frac{1}{3} A \cdot H$$

式中：V——体积；

L——桩长（不包括桩尖长）；

A——桩截面面积；

H——桩尖长。

表 1-4-110

爆扩桩体积表

桩身直径 (mm)	桩头直径 (mm)	桩长 (m)	混凝土体积 (m ³)	桩身直径 (mm)	桩头直径 (mm)	桩长 (m)	混凝土体积 (m ³)	桩身直径 (mm)	桩头直径 (mm)	桩长 (m)	混凝土体积 (m ³)
250	800	3.0	0.376	300	1000	3.0	0.665	400	1000	3.0	0.775
		3.5	0.401			3.5	0.701			3.5	0.838
		4.0	0.425			4.0	0.736			4.0	0.901
		4.5	0.451			4.5	0.771			4.5	0.964
		5.0	0.474			5.0	0.807			5.0	1.027
每增减		0.50	0.025	每增减		0.50	0.036	每增减		0.50	0.064
250	1000	3.0	0.622	300	1200	3.0	1.032	400	1200	3.0	1.156
		3.5	0.647			3.5	1.068			3.5	1.219
		4.0	0.671			4.0	1.103			4.0	1.282
		4.5	0.696			4.5	1.138			4.5	1.345
		5.0	0.720			5.0	1.174			5.0	1.408
每增减		0.50	0.025	每增减		0.50	0.036	每增减		0.50	0.064

注：①桩长系指桩的全长包括桩头。

②计算公式：

$$V = A(L - D) + (1/6\pi D^2);$$

式中：V——体积；

A——截面面积；

L——桩长（包括桩尖）；

D——球体直径。

表 1-4-111

混凝土灌注桩体积表

桩直径 (mm)	套管外径 (mm)	桩长 (m)	混凝土 (m ³)	桩直径 (mm)	套管外径 (mm)	桩长 (m)	混凝土 (m ³)
300	325	3.00	0.2489	300	351	5.00	0.4838
		3.50	0.2904			5.50	0.5322
		4.00	0.3318			6.00	0.5806
		4.50	0.3733			每增减 0.10	0.0097
		5.00	0.4148				
		5.50	0.4563	400	459	3.00	0.4965
		6.00	0.4978			3.50	0.5793
每增减 0.10	0.0083	4.00	0.6620				
		4.50	0.7448				
300	351	3.00	0.2903	400	459	5.00	0.8275
		3.50	0.3387			5.50	0.9103
		4.00	0.3870			6.00	0.9930
		每增减 0.10	0.4354			每增减 0.10	0.0165

注：混凝土体积： $V = \pi r^2$ ，

式中： r ——套管外径的半径。

表 1-4-112

桩孔所需混凝土或砂体积表

序 号	项 目 名 称	套管（钻杆）直径 (cm)	每延长米混凝土（砂）桩体积 (m ³)	备 注
1	震动灌注砂桩	φ27.3	0.077	扩底部分另行计算
2		φ32.5	0.105	
3	螺旋钻孔混凝土桩	φ30.0	0.078	
4		φ40.0	0.135	
5		50.0	0.21	
6		φ80.0	0.522	

表 1-4-113 北京市通用图 75G68 基桩规格和工程量表

序号	桩号	规格尺寸 (mm)			桩身强度允许 承载力 (t)	混凝土 强度等级	用钢量 (kg)	混凝土 体积 (m ³ /根)	单桩重量 (kg)
		断面		长度					
		a	b						
1	ZH25-4	250	250	4000	51	C22	27.3	0.244	610
2	ZH25-5	250	250	5000	54	C20	39.2	0.306	770
3	ZH25-6	250	250	6000	54	C20	45.2	0.368	920
4	ZH25-7	250	250	7000	62	C20	63.7	0.432	1080
5	ZH25-8	250	250	8000	87	C30	71.6	0.494	1235
6	ZH25-9	250	250	9000	92	C30	105.9	0.557	1400
7	ZH25-10	250	250	10000	92	C30	115.1	0.618	1550
8	ZH30-6	300	300	6000	119	C30	77.8	0.530	1330
9	ZH30-7	300	300	7000	119	C30	87.4	0.620	1550
10	ZH30-8	300	300	8000	123	C30	97.0	0.710	1780
12	ZH30-9	300	300	9000	123	C30	106.0	0.800	2000
13	ZH30-10	300	300	10000	123	C30	115.8	0.890	2230
14	ZH30-11	300	300	11000	123	C30	125.3	0.990	2480
	ZH30-12	300	300	12000	123	C30	135.1	1.070	2680

8. 钢板桩

钢板桩规格性能、质量标准、国产及国外钢板桩的规格性能见表 1-4-114~1-4-117。

表 1-4-114

钢板桩截面尺寸及性能表

型 号	截 面 尺 寸 (mm)				每延长米 面 积 (cm ³)	每延长米 重 量 (kg)	每延长米 截面矩 (cm ³)
	B	h	t ₁	t ₂			
拉森 II	400	100	10.5		61.18	48	874
拉森 III	400	145	13.0	8.5	198	60	1600
拉森 IV	400	155	15.5	11.0	236	74	2037
拉森 V	420	180	20.5	12.0	303	100	3000
拉森 VI	420	220	22.0	14.0	370	121.8	4200
鞍 IV	400	155	15.5	10.5	247	77	2042

注：1. 拉森型钢板桩长度有 12, 18 和 30m 三种，根据需要可焊接接长。

2. 鞍 IV 型属拉森型。

表 1-4-115

钢板桩质量标准

桩型	有效 宽度 b (%)	端头 矩形比 (mm)	厚度比 (mm)				平直度 (%·L)				重量 (%)	长 度 L	表面 缺陷 (%·δ)	锁口 (mm)
							垂直向		平行向					
			< 8m	8~12m	12~18m	> 18m	< 10m	> 10m	< 10m	> 10m				
U 型	±2	<2	±0.5	±0.6	±0.8	±1.2	<0.15	<0.12	<0.15	<0.12	±4	≤ ±200mm	<4	±2
Z 型	-1~+3	<2	±0.5	±0.6	±0.8	±1.2	<0.15	<0.12	<0.15	<0.12	±4	≤ ±200mm	<4	±2
箱型	±2	<2	±0.5	±0.6	±0.8	±1.2	<0.15	<0.12	<0.15	<0.12	±4	≤ ±4%	<4	±2
直线型	±2	<2	±0.5	±0.5	±0.5	±0.5	<0.15	<0.12	<0.15	<0.12	±4	≤ ±200mm	<4	±2

表 1-4-116

国产拉森型 (U 型) 钢板桩

型号	尺 寸 (mm)				截面积 A 单根 (cm ²)	重量 (kg/m)		惯性矩 I _x		截面抵抗矩	
	宽度 b	高度 h	腹板厚 t ₁	翼缘厚 t ₂		单根	每米宽	单根 (cm ⁴)	每米宽 (cm ⁴ /m)	单根 (cm ³)	每米宽 (cm ³ /m)
鞍 IV 型	400	180	15.5	10.5	99.14	77.73	193.33	4.025	31.963	343	2043
鞍 IV 型(新)	400	180	15.5	10.5	98.70	76.94	192.58	3.970	31.950	336	2043
包 IV 型	500	185	16.0	10.0	115.13	90.80	181.60	5.955	45.655	424.8	2410

表 1-4-117

日本生产的钢板桩

型式	型号	尺寸			一根桩					每延米桩墙			
		宽度	高度	厚度	截面积	重量	惯性矩	截面模量	回转半径	重量	惯性矩	截面模量	
		B (mm)	h (mm)	t (mm)	A (cm ²)	W (kg/m)	I _x (cm ⁴)	W _x (cm ³)	i (cm)	W (kg/m)	I _x (cm ⁴ /m)	W _x (cm ³ /m)	
拉森型	NKSP-IA	400	85	8.0	45.21	35.5	598	88	3.64	88.8	450 × 10	529	
	NKSP-II(L)	400	100	10.5	61.18	48.0	124 × 10	152	4.50	120	874 × 10	874	
	NKSP-IIA	400	120	9.2	55.01	43.2	146 × 10	160	5.15	108	106 × 10 ²	880	
	NKSP-III(L)	400	125	13.0	76.42	60.0	222 × 10	223	5.39	150	168 × 10 ²	134 × 10	
	NKSP-IIIA	400	150	13.1	74.40	58.4	279 × 10	250	6.12	146	228 × 10 ²	152 × 10	
	NKSP-IV(L)	400	170	15.5	96.99	76.1	467 × 10	362	6.94	190	386 × 10 ²	227 × 10	
	NKSP-IVA	400	185	16.1	94.21	74.0	530 × 10	400	7.50	185	416 × 10 ²	225 × 10	
	NKSP-V(L)	500	200	24.3	133.8	105.0	796 × 10	520	7.71	210	630 × 10 ²	315 × 10	
NKSP-VI(L)	500	225	27.6	153.0	120.0	114 × 10 ²	680	8.63	240	860 × 10 ²	382 × 10		
Z型	NKSPZ-25	400	305	t ₁ 13.0	t ₂ 9.6	94.32	74.0	153 × 10 ²	100 × 10	12.74	185	383 × 10 ²	251 × 10
	NKSPZ-32	400	344	14.2	10.4	107.7	84.5	220 × 10 ²	128 × 10	14.26	211	550 × 10 ²	320 × 10
	NKSPZ-38	400	364	17.2	11.4	122.2	96.0	277 × 10 ²	152 × 10	15.05	240	692 × 10 ²	380 × 10
	NKSPZ-45	400	367	21.9	13.2	148.2	116.0	334 × 10 ²	182 × 10	15.00	290	835 × 10 ²	455 × 10
直腹板式	NKSP-F	400	44.5	9.5	69.07	54.2	190	47.8	1.66	136	534	120	
	NKSP-FA	400	44.5	12.7	77.50	60.8	196	48.3	1.59	152	520	117	

9. 爆扩桩用炸药量

爆扩桩爆扩参数、土质影响系数及炸药用量见表 1-4-118 ~ 1-4-120。

表 1-4-118

爆扩桩孔法的爆扩参数表

土的类别	桩身直径 (mm)	玻璃管内直径 (mm)	用药量 (kg/m)
未压实的人工填土	300	20 ~ 21	0.25 ~ 0.28
软塑可塑粘性土	300	22	0.28 ~ 0.29
硬塑粘性土	300	25	0.37 ~ 0.38
黄土类土	30	20 ~ 21	—
湿陷性黄土状粉质粘土	260 ~ 550	20 ~ 33	—

表 1-4-119

土质影响系数 K 值表

土 壤 类 别	变形模量	天然地基承载力计算值	土质影响系数
	E (MPa)	qd (MPa)	$K = \frac{\text{扩大头直径 (m)}}{\sqrt[3]{\text{炸药用量 (kg)}}}$
坡积粘土	50	0.4	0.7~0.9
坡积粘土、粉质粘土	14	—	0.8~0.9
粉质粘土	13.4	—	1.0~1.1
冲积粘土	12	0.15	1.25~1.3
残积可塑粉质粘土	18	0.20~0.25	1.15~1.3
沉积可塑粉质粘土	24	0.25	1.02
沉积可塑粉质粘土	8	0.2	1.03~1.21
黄土类粉质粘土	—	0.12~0.14	1.19
卵石层	—	0.6	1.07~1.18
松散角砾			0.94~0.99
稍湿亚粘土：干密度 > 1.35g/cm ³			0.8~1.0
干密度 < 1.35g/cm ³			1.0~1.2

表 1-4-120

爆扩桩用炸药量表

扩大头直径 (m)	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
炸药用量 (kg)	0.45~0.60	0.60~0.75	0.77~0.9	0.9~1.10	1.10~1.30	1.30~1.50

- 注：1. 本表适用于地面以下 (3.5~9) m 的粘性土，土质松软时采用下限，坚硬时采用上限；
 2. 在地面以下 (2~3) m 的土层中爆扩时，用炸药量应较表值减少 20%~30%。
 3. 在砂类土中爆扩时，用药量应较表值增加 10%。

第三节 钢结构工程施工常用数据

一、钢结构用材料

(一) 结构钢材

1. 结构钢材的化学成分

结构钢材的化学成分见表 1-4-121。

表 1-4-121 钢材的化学成分

标准代号	钢 号				化学成分 (%)					
					C	S	P	Si	Mn	
						不大于				
GB700—79	2号钢	平炉氧气顶吹转炉	沸腾钢	B2F BY2F	0.09 ~	0.050	0.045	≤0.07	0.25 ~	
			镇静钢	B2 BY2	0.15			0.12 ~ 0.30		
		侧吹碱性转炉	沸腾钢	BJ2F	0.06 ~			≤0.07		0.55
			镇静钢	BJ2	0.12			0.10 ~ 0.30		
	3号钢	平炉氧气顶吹转炉	沸腾钢	B3F BY3F	0.14 ~	0.050	0.12 ~ 0.30	0.30 ~ 0.60	0.35 ~ 0.65	
			镇静钢	B3 BY3	0.22		≤0.07			
GB700—79		侧吹碱性转炉	沸腾钢	BJ3F	0.10 ~ 0.20	0.055	0.45	≤0.07	0.30 ~ 0.60	
			镇静钢	BJ3				0.10 ~ 0.30		
GB1591—79	16Mn				0.12 ~ 0.20	0.050	0.045	0.20 ~ 0.60	1.20 ~ 1.60	
YB168—70	16Mnq				0.12 ~ 0.20	0.045	0.040	0.20 ~ 0.60	1.20 ~ 1.60	

注：普通碳素钢的含氮量应不大于 0.008%。

2. 钢材的机械性能

钢材的机械性能见表 1-4-122 ~ 1-4-123。

第四章 钢结构设计施工基本资料

表 1-4-122

钢材的机械性能 (一)

标准代号	钢 号		组别	机 械 性 能							
				屈服点 σ_s (N/mm ²)	抗拉强度 f (N/mm ²)	伸长率 (%)		180°冷弯试验 d = 弯心直径 a = 试样厚度			
						δ_5	δ_{10}				
				不小于	不小于		型钢	钢板			
BG700 —79	2号钢		A2F A2	第 1 组	220	340 ~ 420	31	26	d = 0	d = a	
			AY2F AY2	第 2 组	200						
			AJ2F AJ2	第 3 组	190						
	3号钢	沸腾钢		A3F	第 1 组	240	380 ~ 470	26	22	d = 0.5a	d = 1.5a
				AY3F	第 2 组	220					
				AJ3F	第 3 组	210					
镇静钢		A3	第 1 组	240							
		AY3	第 2 组	230							
		AJ3	第 3 组	220							
GB1591 —79	16Mn			第 1 组	350	≥ 520	21	—	d = 2a		
				第 2 组	330	≥ 500	19	—			
				第 3 组	320	≥ 480	19	—	d = 3a		
YB168 —70	16Mnq			第 1 组	350	≥ 520	21	—	d = 2a		
				第 2 组	330	≥ 500	19	—			
				第 3 组	310	≥ 480	19	—	d = 3a		

注：钢材的分组见表 1-4-124。

表 1-4-123

钢材的机械性能 (二)

标准代号	钢 号		钢材种类	取样方向	钢材直径 或厚度 (mm)	试样状态	冲击韧性 σ_k ($N \cdot m/cm^2$)	
GB700 —79	3号 钢	A3F A3	钢 板	横着轧制 方 向	12~25	常 温	70	
		AY3F AY3	型 钢	顺着轧制 方 向	15~25		100	
		AJ3F AJ3	钢板和 型 钢		>25		双方协议	
	3号 镇静 钢	A3 AY3 AJ3	钢 板	双方协议		12~20	-20℃	30
						>20	应变时效后	双方协议
							-20℃	
GB1591 —79	16Mn		钢板和型钢	双方协议	双方协议	常 温	60	
						-40℃	30	
						应变时效后	双方协议	
YB168 —70	16Mnq		钢 板	横 着 轧制方向	≥ 12	常 温	60	
						-40℃	30	
						应变时效后	30	

3. 各种热轧钢材的截面尺寸、机械性能及允许偏差

各种热轧钢材的截面尺寸、机械性能及允许偏差见表 1-4-124 ~ 1-4-139。

表 1-4-124

热连轧钢板公称厚度 (mm)

1.2	1.25	1.4	1.5	1.8	2.0	2.5	2.8	3.0	3.2
3.5	3.8	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	8.0
10.0	11.0	12.0	13.0						

表 1-4-125

热连轧钢板公称宽度 (mm)

700	750	800	850	900	950	1000	1050	1100	1150
1200	1250	1300	1350	1400	1450	1500	1550		

注：厚度 1.2~8.6mm、宽度 120~760mm 的纵切钢带，其公称厚度可按用户要求协议决定。

表 1-4-126 热连轧钢板公称长度 (mm)

2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000	
6500	7000	8000	9000	10000	11000	12000			

表 1-4-127 热连轧钢板的机械性能

牌 号	机 械 性 能			180°冷弯试验 d - 弯心直径 a - 试样厚度
	屈服点 σ_s (N/mm ²)	抗拉强度 σ_b (N/mm ²)	伸长率 σ_s (%) 不小于	
RJ216	216	333 ~ 412	31	d = a
RJ235	235	372 ~ 451	27	d = 1.5a
RJ255	255	412 ~ 510	25	d = 2a
RJ294	294	441 ~ 539	22	d = 2a
RJ343	343	490 ~ 608	22	d = 2a
RJ392	392	539 ~ 657	20	d = 3a

表 1-4-128 热轧扁钢宽度、厚度允许偏差 (mm)

扁钢宽度	容许偏差		扁钢厚度	容许偏差	
	一级品	二级品		一级品	二级品
10 ~ 50	+0.5 -1.0	±1.5	3 ~ 16	+0.3 -0.5	±0.8
50 ~ 200	+1% -2%	±3.0	16 ~ 60	+2% -3%	±5%

注：①扁钢同一截面上任意两点的厚度差，不应大于厚度公差的一半。

②厚度在 4mm 以下的薄钢材 ((GB912—66) (GB708—65) (YB349—72))，甲类钢应满足 (GB700—79) 和 (YB13—69) 中有关抗拉强度的规定。延伸率允许比规定略有降低，如厚度 2 ~ 4mm 的钢板，其延伸率允许降低 3 ~ 5%。一级钢板为退火后交货，钢板厚度的容许公差如表 1-4-129 所示。

表 1-4-129 钢板厚度允许偏差 (mm)

厚度	宽 度		厚 度	宽 度	
	< 1000	≥ 1000		< 1000	≥ 1000
2.0	+0.15 -0.18	±0.18	2.8~3.0	+0.17 -0.22	±0.22
2.2	+0.15 -0.19	±0.19	3.2~3.5	+0.18 -0.25	±0.25
2.5	+0.16 -0.20	±0.20	3.8~4.0	+0.20 -0.25	±0.30

注：上表为一级品的容许公差，二级品的容许公差为表中数值的 1.5 倍以内。

表 1-4-130 厚钢板的允许偏差 (mm)

厚度	宽 度										
	600 ~ 1000	1001 ~ 1200	1201 ~ 1500	1501 ~ 1700	1701 ~ 1800	1801 ~ 2000	2001 ~ 2300	2301 ~ 2500	2501 ~ 2600	2601 ~ 2800	2801 ~ 3000
	容 许 偏 差										
4.5 ~ 5.5	+0.3 -0.5	+0.4 -0.5	+ -0.5	+ -0.5	+0.7 -0.5	-	-	-	-	-	-
6~7	+0.3 -0.6	+0.4 -0.6	+0.4 -0.6	+0.5 -0.6	+0.7 -0.6	+0.9 -0.6	-	-	-	-	-
8~10	+0.2 -0.8	+0.3 -0.8	+0.3 -0.8	+0.4 -0.8	+0.6 -0.8	+ -0.8	+0.9 -0.8	+1.0 -0.8	-	-	-
11~25	+0.2 -0.8	+0.3 -0.8	+0.3 -0.8	+0.4 -0.8	+0.6 -0.8	+ -0.8	+0.9 -0.8	+1.0 -0.8	+1.2 -0.8	+1.3 -0.8	+1.4 -0.8
26~30	+0.2 -0.9	+0.3 -0.9	+0.3 -0.9	+0.4 -0.9	+0.6 -0.9	+0.8 -0.9	+ -0.9	+1.0 -0.9	+1.2 -0.9	+1.3 -0.9	+1.4 -0.9
32~34	+0.3 -1.0	+0.3 -1.0	+0.4 -1.0	+0.5 -1.0	+0.6 -1.0	+0.8 -1.0	+ -1.0	+1.9 -1.0	+1.3 -1.0	+1.4 -1.0	+1.5 -0.10
36~40	+0.4 -1.1	+0.4 -1.1	+0.5 -1.1	+0.6 -1.1	+0.7 -1.1	+0.9 -1.1	+1.0 -1.1	+1.2 -1.1	+1.3 -1.1	+1.3 -1.1	+1.5 -1.1

注：①二级品厚钢板的厚度偏差不应大于上述规定的 1.5 倍。

②钢板厚度的测定，应在距离角顶不小于 1000mm 和距离钢板边缘不小于 20mm 处。

第四章 钢结构设计施工基本资料

表 1-4-131 热轧等边角钢的尺寸允许偏差 (mm)

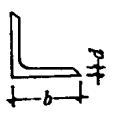
图 形	角钢号	2~5.6	6.3~9	10~14	16~20
	b	±0.8	±1.5	±2.0	±2.5
	d	±0.4	±0.6	±0.75	±1.0

表 1-4-132 热轧不等边角钢的尺寸允许偏差 (mm)

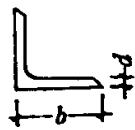
图 形	角钢号	2.5/1.6~ 5.3/3.6	6.3/4~ 9/5.6	10/6.3~14/9	16/10~ 20/12.5
	B 或 b	±0.8	±1.5	±2.0	±2.5
	d	±0.4	±0.6	±0.75	±1.0

表 1-4-133 热轧角钢的长度

等边角钢号数	不等边角钢号数	定尺长度 (m)
2~4	2.5/1.6~5.6/3.6	3~9
4.5~8	6.3/4~9/5.6	4~12
9~14	10/6.3~14/9	4~19
10~20	16/10~20/12.5	6~19

表 1-4-134 热轧普通工字钢的允许偏差 (mm)

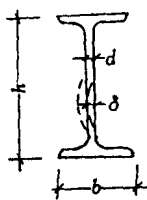
图 形	型 号	8~14	16~18	20~30	32~36	40	45~63
	h	±2.0	±2.0	±3.0	±3.0	±4.0	±4.0
	b	±2.0	±2.5	±3.0	±3.5	±3.5	±4.0
	d	+0.4 -0.6	+0.4 -0.7	+0.5 -1.0	+0.5 -1.0	+0.7 -1.2	+0.7 -1.2
	δ	0.6~1.0	1.1	1.2~1.6	1.7~1.8	1.9	2.0~2.4

表 1-4-135 热轧普通工字钢定尺长度

型 号	长 度 (m)	型 号	长 度 (m)
8~18	5~19	20~63	6~19

表 1-4-136 热轧普通槽钢的允许偏差 (mm)

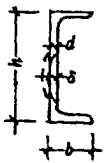
图 形	型 号	5~8	10~14	16~18	20~30	32~36	40
	h	±1.5	±2.0	±2.0	±3.0	±3.0	±4.0
	b	±1.5	±2.0	±2.5	±3.0	±3.5	±3.5
	d	+0.3 -0.5	+0.4 -0.6	+0.5 -0.7	+0.5 -0.9	+0.5 -1.0	+0.5 -1.0
	δ	0.4~0.6	0.7~1.0	1.1	1.2~1.6	1.7~1.8	1.9

表 1-4-137 热轧普通槽钢定尺长度

型 号	长 度 (m)	型 号	长 度 (m)	型 号	长 度 (m)
5~8	5~12	10~18	5~19	20~40	6~19

第四章 钢结构设计施工基本资料

表 1-4-138

热轧轻型工字钢截面尺寸允许偏差

型 号	高 度	腿 宽	腰 厚		腿 厚	外缘斜度	弯腰挠度	钝 角
			普通精度	较高精度				
	(mm)					%	(mm)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
10~14	±2.0	+1.0 -2.0	±0.6	+0.4 -0.6	+ 不限 - 0.06t 在车轧 辊时检 查	$\frac{\Delta}{b}$ X100 < 1.5t; 经双方 协议, $\frac{\Delta}{b}$ X100 < 1.25	δ < 0.15d	10 ~ 24 号工字 钢 Δ_1 < 0.3t; 27 ~ 70号 工字钢 Δ_1 < 3.0
16~18	±2.5	+1.3 -2.5	±0.7	+0.4 -0.7				
20~36	±3.0	+1.7 -3.0	±0.8	+0.5 -0.8				
40~60	±3.5	+2.2 -3.5	±1.0	+0.7 -1.0				
65~70	±4.0	+3.0 -4.0	±1.3	+0.8 -1.3				

注：钝角可用圆棒检查，镇静钢工字钢所用圆棒直径等于上述数值加 0.5mm。

表 1-4-139

钢材、角钢、工字钢、槽钢损耗率

编号	材料名称	规 格	损耗率%	编号	材料名称	规 格	损耗率%
1	钢板	1~5mm	2.00	9	工字钢	14a 以下	3.20
2		6~12mm	4.50	10		24a 以下	4.50
3		13~25mm	6.50	11		36a 以下	5.30
4		26~60mm	11.00	12		60a 以下	6.00
			平均: 6.00				平均: 4.75
5	角钢	75×75 以下	2.20	13	槽钢	14a 以下	3.00
6		80×80~100×100	3.50	14		24a 以下	4.20
7		120×120~150×150	4.30	15		36a 以下	4.80
8		180×180~200×200	4.80	16		40a 以下	5.20
			平均: 3.70				平均: 4.30

注：不等边角钢按长边计，其损耗率与等边角钢同。

4. 焊接 H 型钢的截面尺寸允许偏差

焊接 H 型钢的截面尺寸允许偏差见表 1-4-40~1-4-141。

表 1-4-40 焊接 H 型钢的允许偏差 (mm)

图 形								
	尺寸	b	H		S		P	
	H ≤ 400		H > 400	b ≤ 200	b > 200	b ≤ 200	b > 200	
允许偏差	± 3	± 2	± 3	± $\frac{b}{100}$	± 2	± $\frac{b}{100}$		± 2
						轨道接触范围不超过 ± 1		

注：全长的上、下挠曲及旁弯的矢高 ≤ 0.1% L，最大不超过 20mm。

表 1-4-141 焊接 H 型钢焊缝外形尺寸及允许偏差 (mm)

焊脚高	h	6.0	8.0	10.0	12.0	
允 许 偏 差	A	0.5	0.5	0.8	0.8	
	A	0.5	0.5	0.8	0.8	
	B	0.5	0.5	0.8	0.8	
	C	0.5	0.5	0.5	0.5	
	D	1.5	1.5	2.0	2.0	

(二) 连接材料

1. 常用焊条、焊丝、焊剂的型号、牌号

常用焊条、焊丝、焊剂的型号、牌号见表 1-4-142~1-4-144。

表 1-4-142 常用低碳钢焊条的型号与统一牌号

焊条型号	药皮类型①	焊接位置②	电流种类③	对应焊条牌号
E43 系 列 焊 条				
E4300	特殊型	F、V、OH、H	AC、DC	结 420 管
E4301	钛铁矿型	F、V、OH、H	AC、DC	结 423
E4303	钛钙型	F、V、OH、H	AC、DC	结 422
E4310	高纤维素钠型	F、V、OH、H	DCEP	结 425
E4311	高纤维素钾型	F、V、OH、H	AC、DCEP	
E4312	高钛钠型	F、V、OH、H	AC、DCEN	
E4313	高钛钾型	F、V、OH、H	AC、DC	结 421
E4315	低氢钠型	F、V、OH、H	DCEP	结 427
E4316	低氢钾型	F、V、OH、H	AC、DCEP	结 426
E4320	高氧化铁型	HF	AC、DCEN	
E4322	高氧化铁型	F	AC、DC	结 424
E4323	钛钙铁粉型	F、HF	AC、DC	结 422 铁， 结 422 铁重
E4327	铁粉高氧化铁型	F、HF	AC、DCEN	
E4328	铁粉低氢钾型	F、HF	AC、DC	

表 1-4-143 常用低合金高强度钢焊条的型号及牌号

焊条型号	药皮类型 ^①	焊接位置 ^②	电流种类 ^③	对应焊条牌号
E50 系列 焊 条				
E5001	钛铁矿型	F、V、OH、H	AC、DC	结 503
E5003	钛钙型	F、V、OH、H	AC、DC	结 502
E5011	高纤维素钾型	F、V、OH、H	AC、DC	结 505
E5014	铁粉钛型	F、V、OH、H	AC、DC	
E5015	低氢钠型	F、V、OH、H	DCEP	结 507
E5016	低氢钾型	F、V、OH、H	AC、DCEP	结 506
E5018	铁粉低氢型	F、V、OH、H	AC、DCEP	结 506 铁
E5024	铁粉钛型	F、HF	AC、DC	
E5027	铁粉高氧化铁型	F、HF	AC、DC	
E5028	铁粉低氢型	F、HF	AC、DCEP	
E5048	铁粉低氢型	F、OH、H、V _{向下}	AC、DCEP	
其他低合金高强度钢焊条				
E6015 - D1	低氢钠型	F、V、OH、H	DCEP	结 607
E6016 - D1	低氢钾型	F、V、OH、H	AC、DCEP	结 606
E6018 - D1	铁粉低氢型	F、V、OH、H	AC、DCEP	
E7015 - D2	低氢钠型	F、V、OH、H	DCEP	结 707
E7016 - D2	低氢钾型	F、V、OH、H	AC、DCEP	
E7018 - D2	铁粉低氢型	F、V、OH、H	AC、DCEP	
E × × 10 - G	高纤维素钠型	F、V、OH、H	DCEP	
E × × 11 - G	高纤维素钾型	F、V、OH、H	AC、DCEP	
E × × 13 - G	高钛钾型	F、V、OH、H	AC、DC	
E5515 - G	低氢钠型	F、V、OH、H	DCEP	结 557
E7515 - G	低氢钠型	F、V、OH、H	DCEP	结 807
E8515 - G	低氢钠型	F、V、OH、H	DCEP	结 907
E × × 15 - G	低氢钠型	F、V、OH、H	DCEP	
E5516 - G	低氢钾型	F、V、OH、H	AC、DCEP	结 556
E × × 16 - G	低氢钾型	F、V、OH、H	AC、DCEP	
E × × 18 - G	铁粉低氢型	F、V、OH、H	AC、DCEP	
E5020 - G	高氧化铁型	F、HF	AC、DC	

注：① × × 钠型与 × × 钾型的区别是所用粘结剂为钠水玻璃或钾钠混合水玻璃。

②焊接位置：F—平焊，V—立焊，OH—仰焊，H—横焊，HF—水平角焊，V_{向下} = 向下立焊。

③电流种类：AC—交流，DC—直流任意极性，DCEP—直流反接，DCEN—直接正接。

表 1-4-144

埋弧焊常用焊丝和焊剂

类别	焊件钢号	焊丝钢号	焊剂牌号
低碳钢	A3, A3F, A3J	H08A	焊剂 431
		H08MnA	焊剂 230
		H08Mn2	焊剂 130
	15.20	H08A H08MnA	焊剂 431
		H10Mn2	焊剂 230
	15g, 20g	H08MnA H08MnSi	焊剂 431
$\sigma_s = 290\text{MPa}$ 级低合金钢	09MnV, 09Mn2 09MnSi, 12Mn	H08A H08MnA	焊剂 431
		H08MnA H08Mn2	焊剂 230
$\sigma_s = 340\text{MPa}$ 级低合金钢	16Mn, 16MnCu 16MnRe, 14MnNb	不开坡口对接 H08A H08MnA H08Mn2	焊剂 431 焊剂 230 焊剂 130
		中板开坡口对接 H08MnA H10Mn2 H10MnSi	焊剂 430 焊剂 431

2. 常用螺栓规格及其设计强度

常用螺栓规格及其设计强度见表 1-4-145 ~ 1-4-146。

表 1-4-145 常用螺栓规格及其抗拉荷载和设计强度^①

螺栓公称直径 d (mm)	公称应力截面积 A_s (mm ²)	最小拉力荷载 ($A_s \times \sigma_s$) N			螺栓设计强度 (N/mm ²)			
		3.6 级	4.6 级	4.8 级	粗制螺栓		精制螺栓	
					拉	剪	拉	剪
12	84.3	27800	33700	35400	170	130	170	170
14	115	3800	46000	48300				
16	157	51800	62800	65900				
18	192	63400	76800	80600				
20	245	80800	98000	103000				
22	303	100000	121000	127000				
24	353	116000	141000	148000				
27	459	151000	184000	193000				
30	581	185000	224000	236000				

注：①螺栓设计强度根据钢结构设计规范计算得出。

表 1-4-146 铆螺钢机械性能和设计强度

钢号	抗拉强度 σ_b (N/mm ²)	伸长率 (%)		冷顶锻试验 X = h_1/h	热顶锻 试验	热状态下或冷 状态下铆钉头 锻平试验	抗拉(铆钉头 拉脱) σ_t (N/mm ²)	抗剪 f_v (N/mm ²)	
		δ_5	δ_{10}					I 类孔	II 类孔
ML ₂	335 ~ 410	31	26	X = 0.4	达 1/3 高度	顶头直径为 圆钢直径 2.5 倍	120	185	155
ML ₃	370 ~ 460	26	22	X = 0.5	达 1/3 高度	顶头直径为 圆钢直径 2.5 倍			

3. 国产高强螺栓的规格及机械性能

国产高强螺栓的规格及机械性能见表 1-4-147 ~ 1-4-148

表 1-4-147 大六角头高强螺栓规格

公称直径 (mm)	12	16	20	22	24	27	30
公称应力截面积 (mm ²)	84.3	157	245	303	353	459	561
螺距 (mm)	1.75	2.0	2.5	2.5	3.0	3.0	3.5
大角头高度 (mm)	7.5	10.0	12.5	14.0	15.0	17.0	18.7

注：螺栓长度为 35 ~ 260mm。

表 1-4-148 扭剪型高强螺栓规格

公称直径 (mm)	16	20	22	24
螺距 (mm)	2.0	2.5	2.5	3.0
栓头高度 (mm)	10	13	14	15

注：螺栓长度为 40 ~ 180mm。

表 1-4-149 高强度螺栓机械性能

性能等级	抗拉强度 σ_b (N/mm ²)	屈服强度	伸长率	收缩率	冲击韧性
		$\sigma_{0.2}$ (N/mm ²)	δ_5 (%)	4 (%)	a_k (J/cm ²)
		不 大 于			
10.9s	1040 ~ 1240	940	10	42	59
8.8s	830 ~ 1030	660	12	45	78

表 1-4-150

高强度螺栓连接附推荐材料

类别		性能等级	推荐材料	材料标准号	适用规格
螺 栓	扭剪型：大六角	10.9S	20MnTiB	GB3077—82	< M24
	大六角		40B	GB3077—82	< M24
			35VB ^①		< M30
	大六角	8.8S	45号钢	GB699—65	< M22
			35号钢	GB699—65	< M16
螺母		10H	45、35号钢	GB699—65	
			15MnVB	GB3077—82	
		8H	35	GB699—65	
垫圈		HRC35—45	45、35号钢	GB699—65	

注：①为大冶钢厂企业标准。

二、结构制作

(一) 放样、号料、切割

1. 放样样板及号料、切割允许偏差

放样样板及号料、切割允许偏差见表 1-4-151 ~ 1-4-156。

表 1-4-151

放样样板允许偏差

项 目	允 许 偏 差 (mm)
平行线距离和分段尺寸	± 0.5
对角线差	1.0
宽度长度	± 0.5
孔 距	± 0.5
加工样板角度	± 20'
零件外形尺寸	± 1.0
孔 距	± 0.5

表 1-4-152 号料允许偏差

项 目	允 许 偏 差 (mm)
零件外形尺寸	± 1.0
孔距	± 0.5

表 1-4-153 气割允许偏差

项 目	允 许 偏 差
零件宽、长度 (mm)	± 3.0
气割面平面度 (mm)	0.05t 且 ≤ 2.0
割纹深度 (mm)	0.2
局部缺口深度 (mm)	1.0

表 1-4-154 机械剪切允许偏差

项 目	允 许 偏 差
零件宽、长度 (mm)	± 3.0
边缘缺棱 (mm)	1.0
型钢端部垂直度 (mm)	2.0

表 1-4-155 号料切割余量

切割方式	材料厚度 (mm)	割缝宽度留量 (mm)
剪、冲下料气割下料	≤ 10	不留
	10 ~ 20	1 ~ 2
	20 ~ 40	2.5
	40 以上	3.0
		4.0

2. 各种材料消耗定额

各种材料消耗定额见表 1-4-156 ~ 1-4-157。

第四章 钢结构设计施工基本资料

表 1-4-156 各种厚度钢板每切割 10m 长度的消耗定额

项 目	单 位	12mm		16mm		20mm		25mm			
		手工	自动	手工	自动	手工	自动	手工	自动		
氧气	m ³	1.51		1.78		3.0	3.21	4.0	4.28		
电石	kg	1.81		2.14		3.6	3.85	4.8	5.14		
项 目	单 位	30mm		36mm		40mm		50mm		60mm	
		手工	自动	手工	自动	手工	自动	手工	自动	手工	自动
氧气	m ³	5.33	5.7	6.62	7.00	7.5	8.03	9.5	10.7	12.5	13.38
电石	kg	6.4	6.84	7.94	8.35	9.0	9.64	11.4	12.2	15.0	16.06

表 1-4-157 各种型钢每割 10 个切口的消耗定额

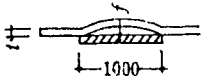
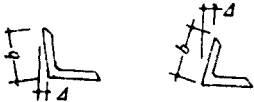
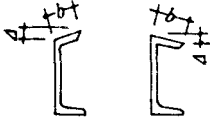
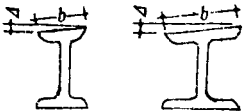
项目	单位	槽 钢										角 钢			
		10~12	14~16	18a	20a	22a	24a	27a	30a	36a	40a	130	150	200	
氧气	m ³	0.40	0.62	0.72	0.83	0.95	1.09	1.2	1.33	1.7	2	0.5	0.8	1.11	
电石	kg	0.55	0.74	0.86	1.0	1.14	1.31	1.44	1.60	2.04	2.4	0.6	0.96	1.33	
项目	单位	工 字 钢													
		10~12a	14~16a	18a	20a	22a	24a	27a	30a	36a	40a	45a	55a	60a	
氧气	m ³	0.67	0.92	1.0	1.2	1.33	1.5	1.62	1.82	2.14	2.4	2.73	3.4	3.8	
电石	kg	0.8	1.1	1.2	1.44	1.6	1.8	1.94	2.18	2.57	2.88	3.28	4.08	4.56	

注：上表均按原建工部 1956 年度“金属结构制作材料消耗定额”。表中钢材规格有的与目前生产规格不符，其消耗定额仅供参考。

(二) 矫正弯曲、边缘加工

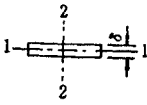
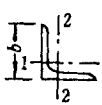

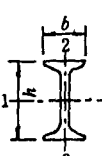
矫正弯曲、边缘加工技术要求见表 1-4-158 ~ 1-4-160。

表 1-4-158 钢材矫正后的允许偏差 (mm)

项 目	示 意 图	允 许 偏 差
钢板的局部挠曲矢高 (f) $t \leq 14$ $t > 14$		(在 1m 范围内) 1.5 1.0
型钢弯曲矢高 (f)		$l/1000$ 5.0
角钢肢的垂直度 (Δ)		$\frac{b}{100}$ 双肢栓接角钢的角度 不得大于 90°
槽钢翼缘的垂直度 (Δ)		$\frac{b}{80}$
工字钢、H 型钢翼缘的垂直度 (Δ)		$\frac{b}{100}$ 2.0

冷矫正和冷弯曲的最小曲率半径和
最大弯曲矢高的允许值

表 1-4-159

项次	钢材类别	示意图	对于轴线	矫正		弯曲	
				r	f	r	f
1	钢板、扁钢		1-1	50δ	$\frac{L^2}{400\delta}$	25δ	$\frac{L^2}{200\delta}$
			2-2 (偏钢)	$100b$	$\frac{L^2}{800b}$	$50b$	$\frac{L^2}{400b}$
2	角钢		1-1	$90b$	$\frac{L^2}{720b}$	$45b$	$\frac{L^2}{360b}$
3	槽钢		1-1	$50h$	$\frac{L^2}{400h}$	$25h$	$\frac{L^2}{200h}$
			2-2	$90b$	$\frac{L^2}{720b}$	$45b$	$\frac{L^2}{360b}$
4	工字钢		1-1	$50h$	$\frac{L^2}{400h}$	$25h$	$\frac{L^2}{200h}$
			2-2	$50b$	$\frac{L^2}{400b}$	$25b$	$\frac{L^2}{200b}$

注：①图中：r—曲率半径、f—弯曲矢高；L—弯曲弦长。

②超过以上数值时，必须先加热再行加工。

③当温度低于 -20°C 时，不得对钢材进行锤击、剪冲和冲孔。

表 1-4-160

边缘加工允许偏差

项 目	允 许 偏 差
零件宽、长度 (mm)	± 1.0
加工边直线度 (mm)	$\frac{l}{3000}$ 且不大于 2.0
相邻两边夹角 (′)	± 6
加工面垂直度 (mm)	$0.025t$ 且不大于 0.5
加工面粗糙度 (mm)	50

(三) 管球节点加工

管球节点加工技术要求见表 1-4-161 ~ 1-4-162。

表 1-4-161

螺栓球加工允许偏差

项 目	允 许 偏 差
球中心至螺栓孔端面距离 (mm)	± 20
相邻两螺孔中心线夹角 (′)	± 30

表 1-4-162

焊接球允许偏差

项 目	允 许 偏 差
直径 D (mm)	$\pm 0.005D$ 且 ≤ 2.5
圆度 (最大最小直径差) (mm)	2.5
壁厚减薄量 (mm)	$\pm 0.13t$ 且 ≤ 1.5
两半球对口错边 (mm)	1.0

注：t 球壁厚

(四) 制孔

1. 高强螺栓及普通螺栓孔径

高强螺栓及普通螺栓孔径应比螺栓杆公称直径大 1.0 ~ 2.0mm。孔壁表面粗糙度 $\leq 25\mu\text{m}$ 。

2. 高强螺栓、精制螺栓孔径允许偏差

第四章 钢结构设计施工基本资料

高强螺栓、精制螺栓孔径允许偏差见表 1-4-163 ~ 1-4-165。

表 1-4-163 高强度螺栓制孔允许偏差

名 称		允 许 偏 差 (mm)						
螺栓	公称直径	12	16	20	(22)	24	(27)	30
	允许偏差	± 0.43		± 0.52			± 0.84	
螺栓孔	直径	13.5	17.5	22	(24)	26	(30)	33
	允许偏差	+ 0.43 0		+ 0.52 0			+ 0.84 0	
不圆度 (最大和最小直径之差)		1.00			1.50			
中心线倾斜度		不大于板厚的 3%，且单层板不得大于 2.0mm，多层板叠组合不得大于 3.0mm						

表 1-4-164 精制螺栓孔径允许偏差 (mm)

螺栓公称直径、螺孔直径	螺栓公称直径允许偏差	螺栓孔直径允许偏差
10 ~ 18	0	+ 0.18
	- 0.18	0
18 ~ 30	0	+ 0.21
	- 0.21	0
30 ~ 50	0	+ 0.25
	- 0.25	0

表 1-4-165 铆钉孔径允许偏差

名 称		公 称 直 径 及 允 许 偏 差 (mm)					
铆钉	公称直径	16	20	(22)	24	30	
	允许偏差	± 0.30		± 0.35			
铆钉孔	直径	17	21	(23)	25	31	
	允许偏差	+ 0.50 - 0.20				+ 0.60 - 0.20	
不圆度 (最大最小直径之差)		1.00		1.50			
中心线倾斜度		应不大于板厚的 3%，且单层板时不大于 2.0mm，多层板叠组合时不大于 3.0mm					

3. 螺栓及铆钉孔距允许偏差

螺栓及铆钉孔距允许偏差见表 1-4-166 ~ 1-4-167。

表 1-4-166 螺栓及铆钉的容许间距

名 称	位置和方向		最大容许距离	最小容许距离
中心距离	外排		8 δ 或 12d	3d
	中间排	构件受压力	12d 或 18 δ	
		构件受拉力	16d 或 24 δ	
中心至构件边缘距离	顺内力方向		4d 或 8 δ	2d
	垂直内力方向	切割边		1.5d
		轧制边		1.2d

注：①d 为螺栓或铆钉的孔径， δ 为较薄板件的厚度；

②钢板边缘与刚性构件（如角钢、槽钢等）相连的螺栓或铆钉的最大间距，可按中间排的采用。

表 1-4-167 孔距的允许偏差(mm)

项次	项 目	尺 寸 分 段			
		≤ 500	500 ~ 1200	1200 ~ 3000	> 3000
1	同一组内任意两孔间距	± 1.0	± 1.5	-	-
2	相邻两组的端孔间距	± 1.5	± 2.0	± 2.5	± 3.0

(五) 结构组装及焊接

1. 焊接连接组装的允许偏差

焊接连接组装的允许偏差见表 1-4-168。

表 1-4-168

焊接连接组装的允许偏差

项 目	示意图	允许偏差 (mm)
对口错边 (Δ) 间隙 (a)		$\sqrt{10}$ 且不大于 3.0 1.0
搭接长度 (l) 间隙 (a)		± 5.0 1.5
间隙 (a)		1.5
高度 (h) 垂直度 (Δ) 中心偏移 (e)		± 2.0 $b/100$ 且不大于 2.0 ± 2.0
型钢错位 (Δ) 接合部位 其他部位		1.0 2.0
箱形截面 高度 (h) 宽度 (b) 垂直度 (Δ)		± 2.0 ± 2.0 $b/200$ 且不大于 3.0

2. 焊缝质量检验等级和标准

焊缝质量检验等级和标准见表 1-4-169 ~ 1-4-172。

表 1-4-169 焊缝外观质量检验等级

焊缝质量等级	一级	二级	三级
焊缝外观缺陷分级 (GB/T12469)	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
图样标注	应标注	应标注	不标注
外观质量检验	全部	全部	全部

表 1-4-170 焊缝内在质量检验等级

焊缝质量等级		一级	二级	三级
接头形式		对接接头、T形接头、十字接头、角接接头		
焊缝形式		对接焊缝、对接和角接组合焊缝		角焊缝对接焊缝、对接和角接组合焊缝
超声探伤 (GB11345)	评定等级	I	Ⅱ	-
	检验等级	B 级	B 级	-
	探伤比例	100%	20%	-
图样标注		应标注	应标注	不标注

注：1. 超声波探伤用于全熔透焊缝，其探伤比例按每条焊缝长度的百分数计。

2. 重级工作制和起重量 $Q \geq 50t$ 的中级工作制吊车梁受拉翼缘对接等强接头焊缝，可增加 2% 射线探伤，其质量应符合现行的国家标准《钢熔化焊接接头射线照相和质量分级》的规定，按Ⅱ级合格。

表 1-4-171

焊缝外观质量检验标准

项次	项 目		质 量 标 准		
			一 级	二 级	三 级
1	气孔		不允许	不允许	$d \leq 1.0\text{mm}$ 的气孔, 在 1000mm 长度周围内不得超过 5 个
2	咬边	不要求修磨的焊缝	不允许	深度不超过 0.5mm, 累计总长度不得超过焊缝长度的 10%	深度不超过 0.5mm, 累计总长度不得超过焊缝长度的 20%
		要求修磨的焊缝	不允许	不允许	-

表 1-4-172 T形、十字形接头、角接接头、对接焊缝的
焊脚尺寸及允许偏差

示意图	a	b	c	d
允许偏差 (mm)	+ 4 0			

3. 各种焊缝允许偏差

各种焊缝允许偏差见表 1-4-173 ~ 1-4-174。

表 1-4-173

各种焊缝允许偏差

项 目			允 许 偏 差 (mm)			检验方法
			一 级	二 级	三 级	
对接焊缝	焊缝余高 (mm)	$b < 20$ $b \geq 20$	0.5 ~ 2 0.5 ~ 3	0.5 ~ 2.5 0.5 ~ 3.5	0.5 ~ 3.5 0.5 ~ 4	用焊缝量规检查
	焊缝错边		$< 0.1\delta$ 且不大于 2	$< 0.1\delta$ 且不大于 2	$< 0.1\delta$ 且不大于 3	
贴角焊缝	焊缝余高 (mm)	$k \leq 6$ $k > 6$	0 ~ +1.5 0 ~ +3			
	焊角宽 (mm)	$k \leq 6$ $k > 6$	0 ~ +1.5 0 ~ +3			
T型接头要求焊透的 k 焊缝 $k = \frac{\delta}{2}$			0 ~ +1.5			

注：b 为焊缝宽度；k 为焊角尺寸； δ 为母材厚度

表 1-4-174

焊接结构各种焊缝的预放收缩量参考表

序号	结构种类	特 点	焊 缝 收 缩 量
1	实腹结构	断面高度在 1000mm 以内 钢板厚度在 25mm 以内	纵长焊缝——每米焊缝为 0.1 ~ 0.5mm (每条焊缝) 接口焊缝——每一个接口为 1.0mm 加劲板焊缝——每对加劲板为 1.0mm
		断面高度在 1000mm 以上 钢材厚度在 25mm 以上 各种厚度的钢材其断面高度在 1000mm 以上者	纵长焊缝——每米焊缝为 0.05 ~ 0.20mm (每条焊缝) 接口焊缝——每一个接口为 1.0mm 加劲板焊缝——每对加劲板为 1.0mm
2	格构式结构	轻型 (屋架、架线塔等)	接口焊缝——每一个接口为 1.0mm 搭接接头——每一条焊缝为 0.50mm
		重型 (如组合断面柱子等)	组合断面的托架、柱的加工余量, 按本表第 1 项采用 焊接搭接头焊缝——每一个接头为 0.5mm
3	板筒结构 (以油池为例)	厚 16mm 以下的钢板	横断接口 (垂直缝) 产生的圆周长度收缩量——每一个接口 1.0mm 圆周焊缝 (水平缝) 产生的高度方向的收缩量——每一个接口 1.0mm
		厚 20mm 以上的钢板	横断接口 (垂直缝) 产生的圆周长度收缩量——每一个接口 2.0mm 圆周焊缝 (水平缝) 产生的高度方向的收缩量——每一个接口 2.5——3.0mm

(六) 端部铣平、预拼装及涂漆

1. 端部铣平允许偏差

端部铣平允许偏差见表 1-4-175。

表 1-4-175 端部铣平的允许偏差

项 目	允许偏差 (mm)
两端铣平时构件长度	± 2.0
两端铣平时零件长度	± 0.5
铣平面的平面度	0.3
铣平面对轴线的垂直度	$l/1500$

2. 各类结构工厂预组装允许偏差

钢结构工厂预组装允许偏差见表 1-4-176。

表 1-4-176 各类结构工厂预拼装允许偏差

构件类型	项 目	允许偏差 (mm)	
管状壳体结构	壳体中心对预装平台检查中心的距离	$H/1000$ 且不大于 10.0	
	圆形壳体的最大直径与最小直径之差	$D/500$ 10.0	
	矩形壳体对角线长度之差	5.0	
	壳体上口水平度	$D/500$ 且不大于 5.0	
	对口错边	$t/10$ 且不大于 3.0	
	坡口间隙	+ 2.0 - 1.0	
桁架梁	跨度最外端两安装孔或两端支承面最外侧距离	+ 5.0 - 10.0 ± 5.0	
	接口高差		± 2.0
	拱 度	设计要求起拱	$\pm l/5000$
		设计未要求起拱	$l/2000$ 0

构件类型	项 目		允许偏差 (mm)
多 节 柱	预拼装单元总长		± 5.0
	预拼装单元挠曲矢高		$l/1500$ 且不大于 10.0
	接口错位		± 2.0
	预拼装单元柱身扭曲		$h/200$ 且不大于 5.0
	铣平顶紧面至连接节点的距离	至第一个安装孔	± 1.0
至任一牛腿		± 2.0	
柱 面 支 撑 等 构 件 平 面 总 体 预 拼 装 梁	各楼层柱距		± 4.0
	相邻楼层梁与梁之间距离		± 3.0
	各层间框架两对角线之差		$H_n/2000$ 且不大于 5.0
	任意两对角线之差		$\sum H_n/2000$ 且不大于 8.0

3. 钢结构油漆膜厚允许偏差

钢结构油漆膜厚允许偏差见表 1-4-177。

表 1-4-177 钢结构油漆工程干漆膜厚度的允许偏差

项 目	要求厚度 (μm)	允许偏差 (μm)
干漆膜总厚度	室内 125	- 25
	室外 150	

注：干漆膜厚度另有设计要求时，以设计为准。

(七) 结构验收

1. 单层及多节钢柱外形尺寸允许偏差

单层及多节钢柱外形尺寸允许偏差见表 1-4-178 ~ 1-4-179。

第四章 钢结构设计施工基本资料

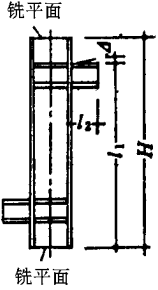
表 1-4-178

单层钢柱的外形尺寸允许偏差

项 目	允许偏差 (mm)	示 意 图
柱底面到柱端与桁架连接的最上一个安装孔距 (l)	$\pm l/1500$ ± 15.0	<p>The diagram shows a vertical steel column of height H. At the top, it is connected to a truss structure. Key dimensions are labeled: l is the distance from the bottom flange to the topmost installation hole; l_1 is the height of the column body; a is the distance from the top flange to the first installation hole; and δ represents the camber or twist of the flange.</p>
柱底面到牛腿支承面距离 (l_1)	$\pm l_1/2000$ ± 8.0	
受力支托板表面到第一个安装孔距离 (a)	± 1.0	
牛腿面的翘曲 (Δ)	± 2.0	
柱身挠曲矢高 (f)	$H/1000$ 12.0	
柱身扭曲 牛腿处 其他处	3.0 8.0	
柱截面几何尺寸 连接处 其他处	± 3.0 ± 5.0	
翼缘板垂直度 连接处 其他处	1.5 $b/100$ 1.5	
柱脚底板翘曲	5.0	<p>The diagram shows a top view of the column base plate with four bolt holes. a_1 is the distance from the centerline to the center of a bolt hole, and a is the distance from the centerline to the edge of the plate.</p>
柱脚螺栓孔对底板中心线的距离 (a)	3.0	

表 1-4-179

多节钢柱的外形尺寸允许偏差

项 目	允许偏差 (mm)	示意图
一节柱长度 (H)	± 3.0	
柱底铣平面到牛腿支承面的距离 (l_1)	± 2.0	
柱身挠曲矢高 (f)	H/1500 5.0	
一节柱的柱身扭曲	5.0	
牛腿的翘曲或扭曲 (Δ) $l_2 \leq 600\text{mm}$ $l_2 > 600\text{mm}$	2.0 3.0	
柱截面几何尺寸	± 3.0	
翼缘板垂直度 连接处 其他处	1.5 b/100 5.0	
柱脚底板翘曲	5.0	
柱脚螺栓孔对底板中心线的距离 (a)	3.0	

2. 钢桁架及焊接实腹梁允许偏差

钢桁架及焊接实腹梁允许偏差见表 1-4-180 ~ 1-4-181。

表 1-4-180 钢桁架外形尺寸允许偏差

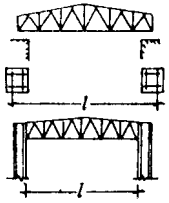
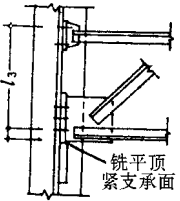
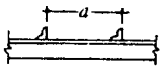
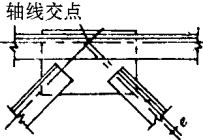

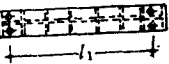
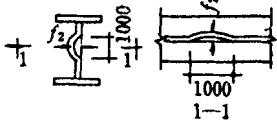
项 目	允许偏差 (mm)	示 意 图
桁架跨度最外端两个孔的距离、或两端支承处最外侧的距离 (l) $l \leq 24\text{m}$ $l > 24\text{m}$	+3.0 -7.0 +5.0 -10.0	
桁架跨中高度	± 3.0	
桁架跨中拱度 (f) 设计要求起拱 未要求起拱	$\pm l/5000$ 10.0 0	
端部支承处，连接桁架上下弦杆的安装孔距离 (l_3)	± 2.0	
支承面到第一个安装孔距离 (a)	± 1.0	
相邻节间弦杆的挠曲 (f)	$l/1000$	
檩条连接支座间距 (a)	± 5.0	
杆件轴线交点错位 (e)	± 3.0	

表 1-4-181

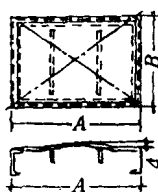
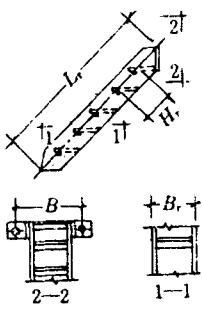
焊接实腹梁的允许偏差

项 目	允许偏差 (mm)	示 意 图
梁长度 (l) 端部有刀板封头 其他形式	0 -5.0 $\pm l/2500$ ± 10.0	
端部高度 (h) $h \leq 2m$ $h > 2m$	± 2.0 ± 3.0	
两端最外侧安装孔距离 (l_1)	± 3.0	
跨中拱度 (f) 设计要求起拱 未要求起拱	$\pm l/5000$ 10.0 0	
侧弯矢高 (f_1) 扭曲	$l/2000$ 10.0 $h/250$	
腹板局部平面度 (f_2) (1m 范围内) $t < 14mm$ $t \geq 14mm$	3.0 2.0	
翼缘垂直度	$b/200$ 3.0	
上翼缘与轨道接触面平面度	1.0	

3. 钢平台和钢梯尺寸允许偏差

钢平台和钢梯尺寸允许偏差见表 1-4-182。

表 1-4-182 钢平台和钢梯尺寸允许偏差

项次	项 目	允许偏差	示 意 图
1	平台长度和宽度	$\pm 4.0\text{mm}$	
2	平台两对角线	6.0mm	
3	平台表面不平直度在 1m 范围内	3.0mm	
4	梯子长度	$\pm 5.0\text{mm}$	
5	梯子宽度	$\pm 3.0\text{mm}$	
6	梯子上安装孔距离	$\pm 3.0\text{mm}$	
7	梯子纵向挠曲矢高	$\leq L_y/1000$	
8	梯子踏步间距	$\pm 5.0\text{mm}$	
9	梯子踏步板不平直度	$\leq 1/100$	

4. 墙架、支撑系统、钢网架尺寸允许偏差

墙架、支撑系统、钢网架尺寸允许偏差见表 1-4-183 ~ 184。

表 1-4-183 墙架、支撑系统构件的允许偏差

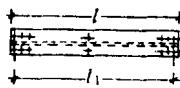
项 目	允许偏差 (mm)	示 意 图
构件两端最外侧安装孔距 (l_1)	± 3.0	
构件弯曲矢高	$l/1000$ 10.0	

表 1-4-184

钢网架外形尺寸允许偏差

项 目		允许偏差 (mm)
拼装单元节点中心偏移		± 2.0
小拼单元 为单锥体	弦杆长 l	± 2.0
	上弦对角线长	± 3.0
	锥体高	± 2.0
分条分块网架单元长度		
≤ 20m		± 10.0
> 20m		± 20.0
多跨连续点支承时, 分条分块网架单元长度		
≤ 20m		± 5.0
> 20m		± 10.0

三、结构安装

(一) 基础和支承面要求

基础和支承面要求见表 1-4-185。

表 1-4-185

基础、支承面和地脚螺栓允许偏差

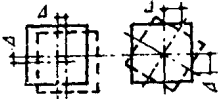
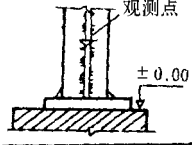
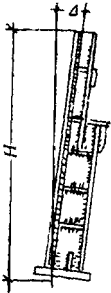
项 目		允 许 偏 差
支承面标高		± 3.0
支承面水平度		$l/1000$
螺栓 (地脚螺栓)	螺栓中心偏移	5.0
	螺栓露出长度	+ 20.0 0
	螺纹长度	+ 20.0 0
预留孔中心偏移		10.0

(二) 结构安装允许偏差

1. 钢柱安装允许偏差

钢柱安装允许偏差见表 1-4-186。

表 1-4-186 钢柱安装的允许偏差

项次	项 目	允许偏差	示 意 图
1	轴线对行、列定位轴线的偏移量 (Δ)	$\leq 5.0\text{mm}$	
2	柱基标高 Δ_1 (1) 有吊车梁的柱 (2) 无吊车梁的柱	+ 3.0mm - 5.0mm + 5.0mm - 8.0mm	
3	挠曲矢高 (f)	$H/1000$ 15.0mm	
4	柱轴线的不垂直度： (1) 单层柱 $H \leq 10\text{m}$ $H > 10\text{m}$ (2) 多节柱 底层柱 顶层柱	$\Delta \leq 10.0\text{mm}$ $\Delta \leq H/1000$ 但不大于 25mm $\Delta \leq 10.0\text{mm}$ $\Delta \leq 35.0\text{mm}$	

注：各层柱的不垂直度均为顶端截面垂直线的偏移量。

2. 钢桁架及吊车梁安装允许偏差

钢桁架及吊车梁安装允许偏差见表 1-4-187 ~ 1-4-188。

表 1-4-187 钢桁架安装允许偏差

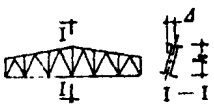
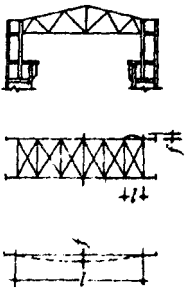
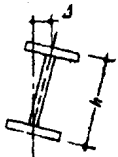
项次	项 目	允许偏差 (mm)	示 意 图
1	跨中的垂直度 (Δ)	$h/250$ 15.0	
2	桁架及其受压弦杆的侧向弯曲	$l/1000$ 10.0	
3	当安装在混凝土柱上时, 支座中心对定位轴线偏移	± 10.0	
4	桁架间距	5.0	

表 1-4-188 吊车梁安装允许偏差

项次	项 目	允许偏差 (mm)	示 意 图
1	梁跨中垂直度	$h/500$	

第四节 新型轻钢结构

一、新型轻钢结构的组成

新型轻钢结构是以轻型高效能钢材和高效能隔热材料及轻质装饰材料组装的轻型钢结构。新型轻钢结构所用的材料是：

承重结构：压型钢板、压型铝板；冷弯薄壁型钢；热轧 H 型钢，T 型钢。

楼层板：压型钢材组合楼板及其他轻型楼板。

围护结构：彩色压型钢板、压型铝板；压型钢板复合保温板。

隔热材料：聚苯乙烯板；聚氨脂泡沫塑料板；岩棉、矿棉板等。

连接材料：各种装配式连接件，零配件及密封、嵌缝材料。

二、新型轻钢结构设计资料

(一) 适用范围

单层工、农业建筑

现代商业、服务业建筑

豪华别墅、旅游区建筑

恒温超洁净工业、试验室建筑

可控制内部空间环境的果品、肉类冷藏库、蔬菜暖房

文化娱乐场所、体育场馆

标准办公楼、中小学校、医院建筑

高地震区建筑

活动建筑、可拆建筑、紧急工程建筑

(二) 结构重量

承重构件的重量约为普通钢结构的 $1/5 \sim 1/3$ ，是普通混凝土构配件重量的 $1/5 \sim 1/10$ 。

单层厂房（单车起重量 20t 以下）的结构重量在 $25 \sim 80\text{kg}/\text{m}^2$ 之间。

(三) 参考造价

据上海宝山钢铁公司建设指挥部介绍；对于轻型机加厂房来说，采用新型轻钢结构比采用砖混结构仅提高造价 $5\% \sim 20\%$ 。蛇口工业区引进的部分轻钢结构厂房的造价比较（见表 1-4-189）。

表 1-4-189 蛇口工业区引进钢结构厂房造价比较表

序号	名称	截面型式	跨度 (m)	檐高 (m)	面积 (m ²)	隔热 保温	制造 厂家	吊车	造价 (元/m ²)
1	赤晓 铝组合 房屋有 限公司	单跨变 截面刚架	21	5.5	1430	屋面 保温	美国 GULF	—	US \$ 41
2	港口 机械维 修厂	单跨变 截面刚架	25	13	2400	—	PASCOE	2 × 10t	US \$ 91
3	宝跃纸 品厂	单跨变截 面刚架	18	6	1080	屋面 保温	GULF	HK \$ 500	HK \$ 500
4	赤湾 港 4# 码 头仓库	预应力 钢结构双 铰拱	48	7	9024	屋面 保温	澳大利亚	3t	HK \$ 427

2. 国内部分轻钢结构房屋的造价比较 (见表 1-4-190)

表 1-4-190 国内轻钢结构房屋造价比较表

名称	结构形式 构件	面积 (m ²)	层 数	跨度 (m)	檐高 (m)	施工 周期	建筑 造价	竣工 时间
老干部 活动楼	焊接 H 型钢 框架, 冷弯薄 壁型钢檩条、 墙梁、龙骨, 预应力混凝土 圆孔楼板, 压 型铝板屋面		3	13.2		5 个月	550 元/m ²	1983 年 4 月
北京 医学院 三院门 诊病房 楼	焊接 H 型钢框 架, 冷弯薄壁型 钢构件, 彩色压 型钢板屋面板, 压型钢板组合楼 板, 压型铝板组 合外墙板	1200		7.5		5 个多月	600 元/m ²	1985 年 4 月

名称	结构形式 构件	面积 (m^2)	层 数	跨度 (m)	檐高 (m)	施工 周期	建筑 造价	竣工 时间
河北棉花仓库	焊接 H 型钢 门式刚架, 冷 弯型钢构件, 镀锌钢板屋面 和墙面	781	1		10	5 天	用钢量 $50kg/m^2$	1985 年

(四) 设计规范和技术标准

我国现行的设计规范有：

《钢结构设计规范》(GBJ17—88)

《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GBJ18—87)

《压型金属板设计施工规程》(YBJ216—88)

《钢—混凝土组合楼盖结构设计与施工规程》(YB9238—92)

三、新型轻钢结构的设计特点

设计冷弯薄壁型钢及压型钢板结构时，应该按《冷弯薄壁型钢结构技术规范》(GBJ18—87) 进行设计。

设计以 H 型钢及钢管为主体的轻钢结构时，应按《钢结构设计规范》(GBJ17—88) 进行设计。

冷弯薄壁型钢结构的设计与普通钢结构的设计相比，具有以下特点：

(1) 受压和稳定计算应按有效截面计算。

(2) 计算全截面有效的受拉、受弯构件的强度，可考虑冷弯效应的设计强度（按 GBJ18—87 附录五）。

(3) 冷弯薄壁型钢结构必须按设计规范要求采取有效的防腐蚀措施。

四、材料

(一) 压型板用板材

1. 铝板

压型铝板的原板有纯铝板和合金铝板两种。所用铝板应保证抗拉强度、屈服强度、伸长率和冷弯试验合格。最好采用半硬状态的 21 号防锈铝合金 ($LF_{21}Y_2$)。对防锈铝合金板进行冷作硬化处理，再作退火处理，能使铝板材达到半硬状态。半硬状态的铝板具有较高的强度，并保持较好的韧性。

纯铝板的化学成分（见表 1-4-191），防锈铝合金板的化学成分（见表 1-4-192），压型板用铝板材的机械性能（见表 1-4-193）。

压型铝板原板的长度不受限制，宽度应符合压型铝板的展开宽度。原板厚度一般为 0.5~1.2mm。对压型铝板有色彩要求时，可对铝板进行氧化处理着色或涂色。

表 1-4-191 工业纯铝的化学成分

牌 号	代 号	化 学 成 分 (%)							
		铝	杂 质 不 大 于						
			铁	硅	铁 + 硅	铜	镁、锰、锌	其他	杂质总和
三号工业纯铝	L ₃	99.5	0.30	0.30	0.45	0.015			0.5
四号工业纯铝	L ₄	99.3	0.30	0.35	0.60	0.05		0.1	0.7
五号工业纯铝	L ₅	99.0	0.50	0.50	0.90	0.02			1.0
六号工业纯铝	L ₆	98.8	0.50	0.55	1.0	0.1	0.1	0.1	1.2

表 1-4-192 防锈铝合金化学成分

牌 号	代 号	主 要 成 分				杂质总和 不大于 (%)
		镁	锰	其他	铝	
二号防锈铝	LF ₂	2.0~2.8	或铬 0.15~0.4	—	余量	0.8
二十一号防锈铝	LF ₂₁	—	1.0~1.6	—	余量	1.75

表 1-4-193 铝及铝合金的机械性能

牌 号	供应 状态	屈服强度 (N/mm ²)	抗拉强度 (N/mm ²)	伸长率 (%)	180°冷弯试验 d = 弯心直径 t = 度验厚度
		不 小 于			
L ₃ L ₄ L ₅ L ₆	Y ₂	—	110	34 56	d = 1.5t
LF ₂ LF ₂₁	Y ₂	— 125	264 165	4 6	d = 1.5t d = 1.5t

注：弹性模量 $E = 0.7 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ，泊桑比 $\nu = 0.3$ ，Y₂—冷作半硬化。

2. 钢板

压型钢板的原板按表面材料不同，可分为冷轧薄板、镀锌钢板和彩色涂层镀锌钢板（简称为彩色钢板）。

镀锌钢板有电镀锌钢板和合金化热镀锌钢板二种，其使用保证期为7~10年。

彩色钢板有：一般彩色钢板（涂层厚13~20 μm ），印花彩色钢板（涂层厚60 μm ），聚乙烯塑料钢板（涂层厚200~300 μm ）等多种。彩色钢板的使用保证期为10~20年。

压型钢板可采用Q215和Q235钢板轧制，其板厚通常为0.4~1.4mm。原板的宽度应符合压型钢板的展开宽度。

（二）国产金属压型板

1. 板型

金属压型板按波高可分为低波（波高小于30mm）中波（波高30~70mm）和高波（波高大于70mm）三种。

屋面板一般选用中波和高波压型板；组合楼板选用专用的高波压型板，墙板常选用低波压型板。部分国产金属压型板的断面尺寸（见图1-4-5），板的型号及生产厂家（见表1-4-194）；部分金属压型板的截面抵抗矩（见表1-4-195）。

2. 压型板选用图表

压型板的计算可按压型金属板设计施工规程（YBJ216—88）进行。为选用方便，各厂家提供了选用图表，可供设计人员依据荷载、跨度、板型和板厚直接选用。部分选用图（见图1-4-6~图1-4-22），U-200压型板选用表（见表1-4-196）。

表 1-4-194 部分国产压型板的型号及厂家

序号	型号	原板宽 (mm)	生产厂家	序号	型号	原板宽 (mm)	生产厂家
1	S-60	610	冶建院	16	YB-W-2830	1200	冶建院
2	W-550	914	冶建院	17	YB-W-2820	1000	冶建院
3	V-115N	914	宝钢十九冶	18	YB-W-2815(I)	1000	冶建院
4	V-125	1000	冶建院、二十冶	19	YB-W-2815(II)	1200	冶建院
5	V25-300	1200	哈尔滨东北轻合金加工厂	20	FK-7550	1000	冶建院
6	U-200	1000	山西电建修造厂	21	YB-2815(III)	1200	冶建院
7	V25-150	1170	重庆西南铝加工厂	22	YB-W-5025	1000	冶建院
8	YB-2118	1100	冶建院	23	YB-W-7325	1200	冶建院
9	U _{KA} -7523	1100	冶建院	24	YB-L-6020	1000	冶建院
10	U _{KA} -N-7523	1100	冶建院	25	YB-L-8020	1200	冶建院
11	JQ18-800	1000	深圳蛇口华益铝厂	26	YB-L-6020G	1000	冶建院
12	JQ30-800	1000	山东黄县	27	YB-L-8020G	1200	冶建院
13	JW25-750	1000	镇江铝厂	28	LW35	1000	冶建院
14	JW26-750	1000	深圳蛇口华益铝厂	29	YB14	1000	冶建院
15	YB-W-2810	1200	冶建院				

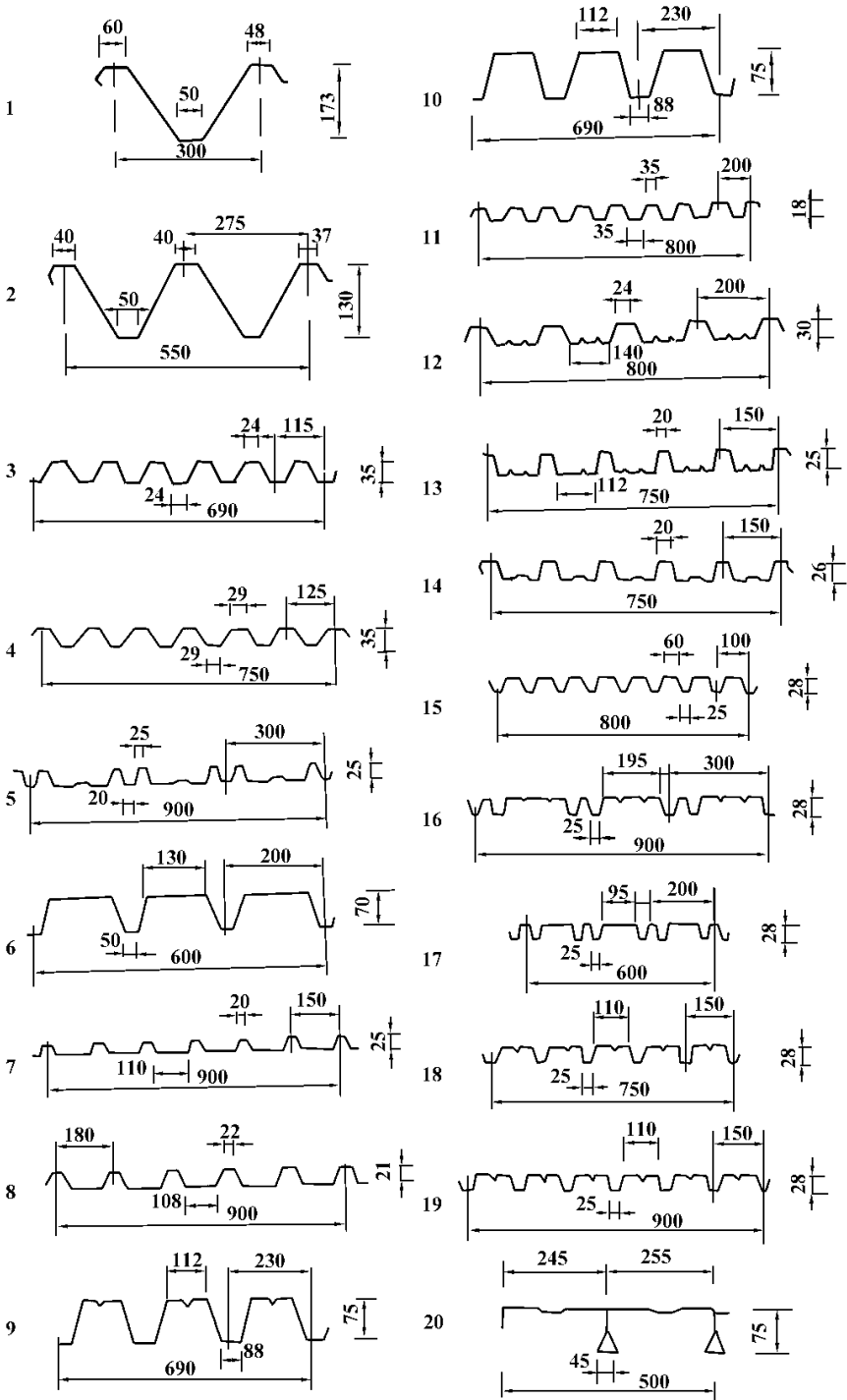


图 1-4-5 国内现有压型钢(铝)板板型(一)

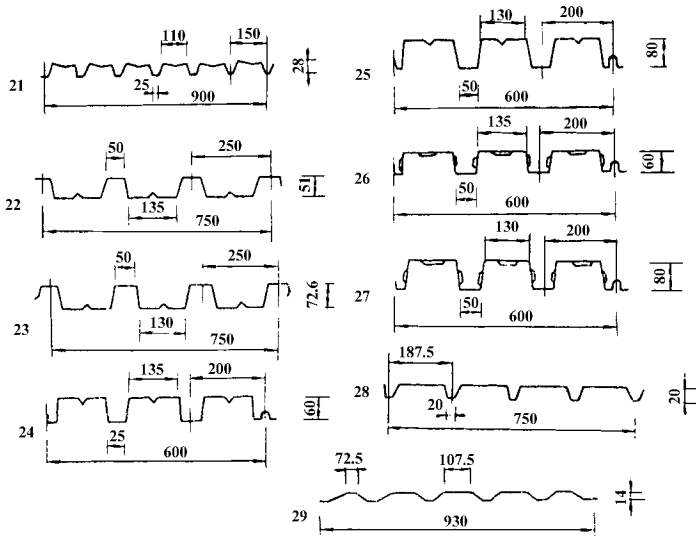


图 1-4-5 国内现有压型钢（铝）板板型（二）

表 1-4-195 部分国产压型钢（铝）板的截面抵抗矩

型号	板厚 (mm)	截面抵抗矩 (cm ³ /m)										
		0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4
YB-5020		4.2	6	8	9.6	11.2	12.8	14.5	16	17.5	18.9	20.3
YB-7325		7.2	10.1	12.9	15.4	18	20.6	23.3	25.6	27.9	30.2	32.5
YB-6020		6.3	9	11.6	13.8	16.2	18.5	20.9	23.1	25.1	27.2	29.3
YB-8020		9.8	13.8	17.3	20.7	24.1	27.6	31.2	34.3	37.4	40.4	43.5
YL-6020G		5.4	7.3	9.5	11.9	14.5	17.4	19.9	22.1	24.4	26.7	29
YL-8020G		8.4	11.2	14.4	17.9	21.6	25.7	29.3	32.6	36	39.4	42.8
YB-2810		3.4	4.8	5.9	7	8.1	9.2	10.3	11.4	12.5	13.5	14.5
YB-2820		3.8	5	6.1	7.2	8.2	9.3	10.4	11.5	12.6	13.7	14.8
YB-2830		2.4	3.2	3.9	4.5	5.2	5.9	6.6	7.3	8	8.7	9.4
YB-2815 I		2.3	2.9	3.5	4.1	4.7	5.4	6	6.6	7.2	7.8	8.4
YB-2815 II		2.2	3.2	3.9	4.6	5.3	6.1	6.8	7.6	8.3	9	9.8
YB-2815 III		2.2	3.2	3.9	4.6	5.3	6.1	6.8	7.6	8.3	9	9.8

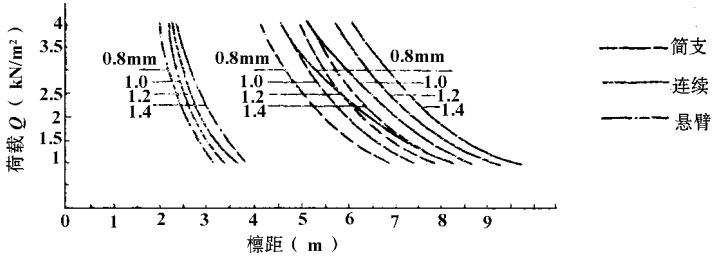


图 1-4-6 S-60 压型钢板的最大容许檩距

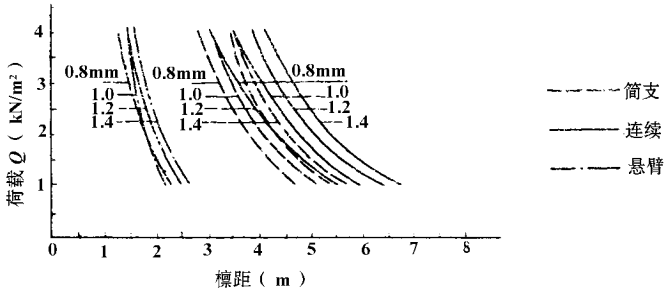


图 1-4-7 S-60 压型铝板最大容许檩距

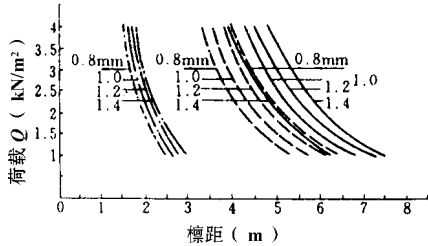


图 1-4-8 W-550 压型钢板的最大容许檩距

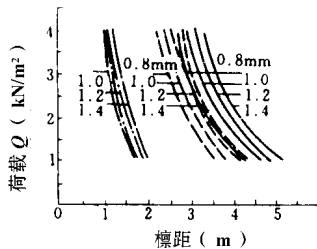


图 1-4-9 W-550 压型铝板的最大容许檩距

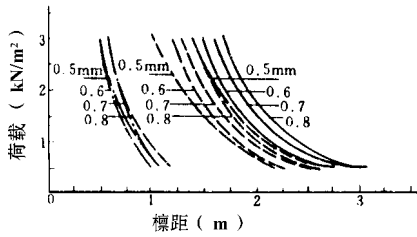


图 1-4-10 V-125, V-115、V-115N 压型钢板的最大容许跨度

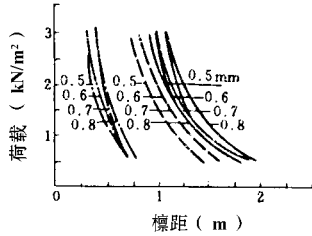


图 1-4-11 V-125, V-115、V-115N 压型铝板的最大容许跨度

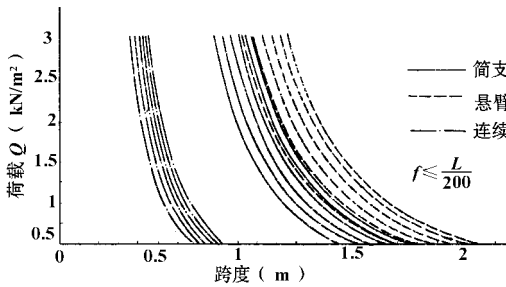


图 1-4-12 V25-300 压型钢板荷载—跨度曲线图

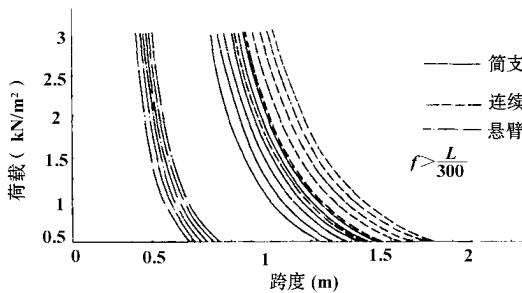


图 1-4-13 V25-300 压型铝板荷载—跨度曲线图

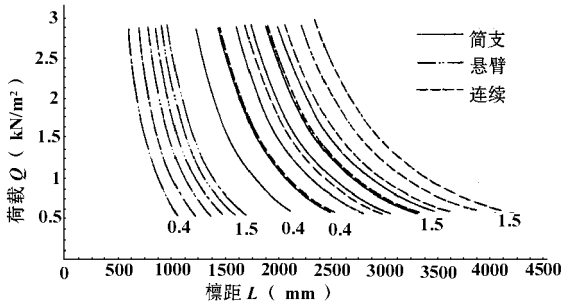


图 1-4-14 YB-2810 压型钢板荷载—跨度曲线图

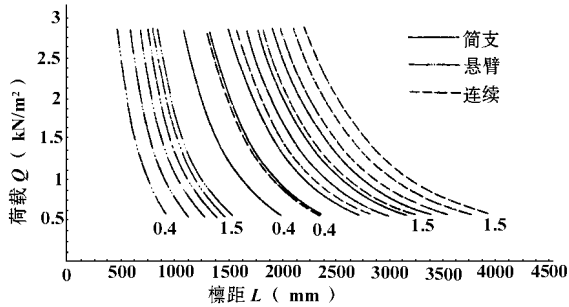


图 1-4-15 YB-2820 压型钢板荷载—跨度曲线图

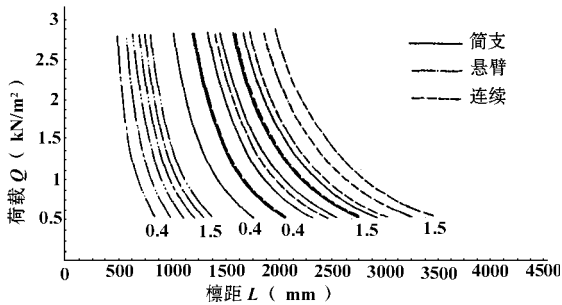


图 1-4-16 YB-2830 压型钢板荷载—跨度曲线图

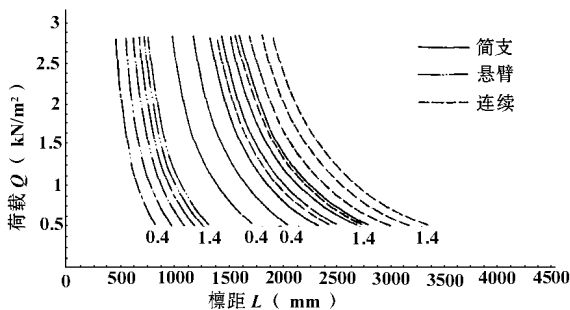


图 1-4-17 YB-2815 I 压型钢板荷载—跨度曲线图

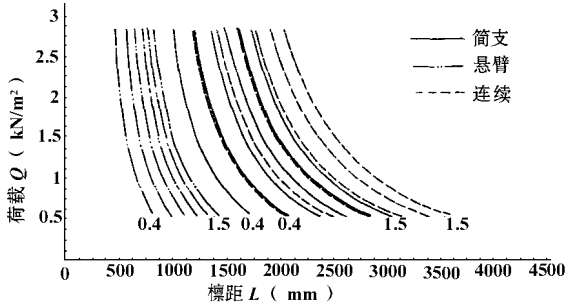


图 1-4-18 YB-2815 II, YB-2815 III 压型钢板荷载—跨度曲线图

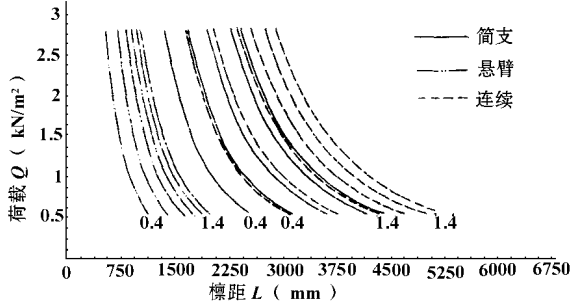


图 1-4-19 YB-5025 压型钢板荷载—跨度曲线图

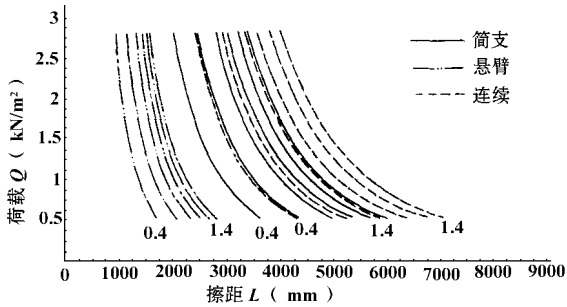


图 1-4-20 YB-7325 压型钢板荷载—跨度曲线图

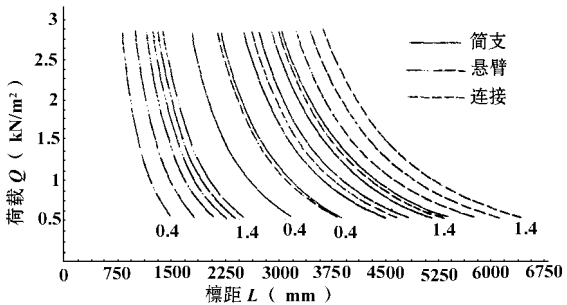


图 1-4-21 YB-6020 压型钢板荷载—跨度曲线图

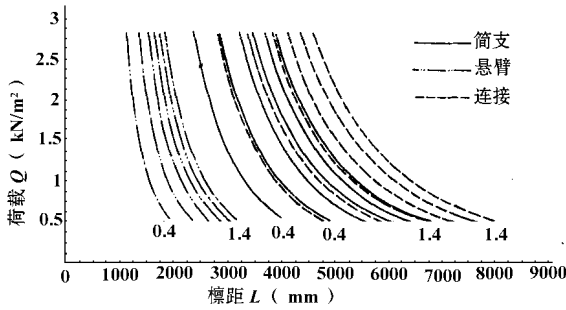


图 1-4-22 YB-8020 压型钢板荷载—跨度曲线图

表 1-4-196

U-200 压型钢板选用表

支承情况	t (mm)	重量 (kg/m ²)	按强度计算 按变形计算	允许荷载 (当跨度为如下值时) Pa				
				2.0m	2.5m	3.0m	3.5m	4.0m
单跨简支	0.8	10.4	$\sigma = 160\text{MPa}$	6820	4350	3040	2220	1700
			$f = L/200$	7080	3630	2120	1280	—
			$f = L/200$	5650	2890	1660	1050	—
	1.0	13.0	$\sigma = 160\text{MPa}$	8950	5720	3980	2920	2230
$f = L/200$			9240	4740	2760	1680	1150	
$f = L/250$			7380	3780	2160	1380	—	
1.2	15.6	$\sigma = 160\text{MPa}$	11780	7530	5230	3840	2940	
		$f = L/200$	11700	6090	3540	2160	1480	
		$f = L/250$	9480	4860	2770	1770	1160	
1.4	18.2	$\sigma = 160\text{MPa}$	15200	9710	6760	4960	3790	
		$f = L/200$	14630	7500	4370	2650	1820	
		$f = L/250$	11680	5980	3410	2180	1430	
3跨以上 连续	0.8	10.4	$\sigma = 160\text{MPa}$	8530	5460	3790	2790	2130
			$f = L/200$	11775	6020	3480	2200	1470
			$f = L/250$	9470	4830	2790	1790	1190
	1.0	13.0	$\sigma = 160\text{MPa}$	11210	7170	4970	3660	2800
$f = L/200$			15360	7860	4560	2880	1920	
$f = L/250$			12360	6300	3660	2340	1560	
1.2	15.6	$\sigma = 160\text{MPa}$	14740	9440	6540	4810	3680	
		$f = L/200$	19710	10160	5850	3700	2450	
		$f = L/250$	15860	8090	4690	2990	1990	
1.4	18.2	$\sigma = 160\text{MPa}$	19000	12160	8440	6200	4750	
		$f = L/200$	24310	12440	7220	4560	3040	
		$f = L/250$	19560	9980	5790	3620	2470	

(三) 冷弯薄壁型钢

冷弯薄壁型钢是由厚度为 1.2~25mm 的钢板或钢带经冷加工成型的薄壁型材。

冷弯薄壁型钢一般采用《碳素结构钢》(GB700—88)规定的 Q235 钢材和《低合金钢技术条件》(GB1591—79)中的 16Mn 钢材。选用的钢材应保证抗拉强度、屈服点、伸长率、冷弯试验合格,并严格控制硫、磷的极限含量。

(1) 冷弯薄壁型钢的规格、尺寸及截面特征(见表 1-4-197~表 1-4-206)。

(2) 国内著名冷弯型钢厂家

上海钢铁工艺技术研究所以、南京轧钢厂、鞍山冷弯型钢厂、长春冷弯型钢厂、武钢汉口轧钢厂等。武钢汉口轧钢厂拥有国内最大的 PR1100×12.7 毫米冷弯型钢机组,可以生产原料宽度为 1100mm,厚 4~12.7mm 的各种大型、重型,开、闭口冷弯型钢。

(3) 目前我国用于建筑结构的冷弯型钢的产品规格范围如下:

电焊钢管: $\phi 20 \times 2.0 \sim \phi 323 \times 12.0$

方管: $25 \times 25 \times 1.2 \sim 280 \times 280 \times 12.7$

矩形管: $25 \times 20 \times 1.2 \sim 360 \times 200 \times 12.7$

角钢: $25 \times 25 \times 2.0 \sim 300 \times 300 \times 12.0$

槽钢: $25 \times 20 \times 2.0 \sim 300 \times 100 \times 12.0$

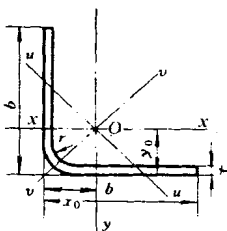
内卷边槽钢: $30 \times 20 \times 10 \times 2.0 \sim 300 \times 100 \times 30 \times 12.0$

Z 形钢: $80 \times 40 \times 2.5 \sim 300 \times 100 \times 12.0$

(4) 冷弯薄壁型钢参考价格表,由上海钢铁工艺研究所提供的 1996 年价格表(见表 1-4-207)。

表 1-4-197

冷弯等边角钢基本尺寸与主要参数



名称	尺寸		理论重量 (kg/m)	截面面积 (cm ²)	重心		惯性矩			回转半径			截面模数	
	(mm)				(cm)		(cm ⁴)			(cm)			(cm ³)	
b × b × t	b	t			c _x	c _y	I _x = I _y	I _u	I _v	r _x = r _y	r _u	r _v	W _{y max} = W _{x min}	W _{y min} = W _{x max}
20 × 20 × 1.2	20	1.2	0.355	0.452	0.559	0.559	0.179	0.292	0.066	0.630	0.804	0.385	0.321	0.124
20 × 20 × 1.6	20	1.6	0.463	0.590	0.579	0.579	0.230	0.377	0.084	0.625	0.800	0.377	0.394	0.162
20 × 20 × 2.0	20	2.0	0.576	0.722	0.599	0.599	0.278	0.457	0.099	0.621	0.795	0.371	0.464	0.198
25 × 25 × 1.6	25	1.6	0.589	0.750	0.704	0.704	0.464	0.756	0.172	0.786	1.004	0.479	0.659	0.258

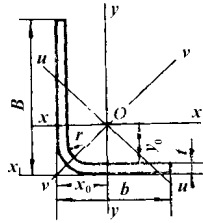
第一篇 钢结构工程设计施工基础资料

名称	尺寸		理论重量 (kg/m)	截面面积 (cm ²)	重心		惯性矩			回转半径			截面模数	
	(mm)				(cm)		(cm ⁴)			(cm)			(cm ³)	
b × b × t	b	t			(c _x)	(c _y)	I _x = I _y	I _u	I _v	r _x = r _y	r _u	r _v	W _{y max} = W _{x max}	W _{y min} = W _{x min}
25 × 25 × 2.0	25	2.0	0.724	0.922	0.724	0.724	0.563	0.922	0.205	0.782	1.000	0.472	0.778	0.317
25 × 25 × 2.5	25	2.5	0.879	1.127	0.749	0.749	0.679	1.117	0.242	0.776	0.995	0.463	0.907	0.388
25 × 25 × 3.0	25	3.0	1.040	1.323	0.774	0.774	0.786	1.298	0.275	0.770	0.990	0.456	1.016	0.455
30 × 30 × 1.6	30	1.6	0.714	0.910	0.829	0.829	0.817	1.328	0.307	0.948	1.208	0.581	0.986	0.376
30 × 30 × 2.0	30	2.0	0.881	1.121	0.849	0.849	0.998	1.626	0.369	0.943	1.204	0.573	1.175	0.464
30 × 30 × 2.5	30	2.5	1.084	1.377	0.874	0.874	1.210	1.981	0.439	0.937	1.199	0.565	1.385	0.569
30 × 30 × 3.0	30	3.0	1.220	1.623	0.898	0.898	1.409	2.316	0.503	0.931	1.194	0.556	1.568	0.671
40 × 40 × 1.6	40	1.6	0.965	1.230	1.079	1.079	1.985	3.213	0.758	1.270	1.616	0.785	1.839	0.679
40 × 40 × 2.0	40	2.0	1.190	1.520	1.099	1.099	2.438	3.956	0.919	1.265	1.612	0.777	2.218	0.840
40 × 40 × 2.5	40	2.5	1.470	1.880	1.123	1.123	2.979	4.851	1.108	1.259	1.607	0.768	2.651	1.036
40 × 40 × 3.0	40	3.0	1.750	2.220	1.148	1.148	3.496	5.710	1.282	1.253	1.602	0.759	3.043	1.226
50 × 50 × 2.0	50	2.0	1.510	1.920	1.349	1.349	4.848	7.845	1.850	1.588	2.020	0.981	3.593	1.327
50 × 50 × 2.5	50	2.5	1.870	2.380	1.373	1.373	5.952	9.658	2.245	1.582	2.015	0.971	4.332	1.641
50 × 50 × 3.0	50	3.0	2.220	2.820	1.398	1.398	7.015	11.414	2.616	1.576	2.010	0.962	5.015	1.948
60 × 60 × 2.0	60	2.0	1.820	2.320	1.599	1.599	8.478	13.694	3.262	1.910	2.428	1.185	5.302	1.926
60 × 60 × 2.5	60	2.5	2.260	2.880	1.623	1.623	10.440	16.903	3.978	1.904	2.423	1.175	6.429	2.385
60 × 60 × 3.0	60	3.0	2.690	3.420	1.643	1.648	12.324	20.028	4.657	1.898	2.418	1.166	7.486	2.836
60 × 60 × 4.0	60	4.0	3.52	4.49	1.698	1.698	15.970	26.030	5.911	1.886	2.408	1.147	9.403	3.712
70 × 70 × 3.0	70	3.0	3.16	4.00	1.898	1.898	19.853	32.652	7.553	2.221	2.826	1.370	10.456	3.891
70 × 70 × 4.0	70	4.0	4.15	5.29	1.948	1.948	25.799	41.944	9.654	2.209	2.816	1.351	13.243	5.107
70 × 70 × 5.0	70	5.0	5.08	6.48	1.997	1.997	31.43	51.289	11.571	2.197	2.806	1.333	15.731	6.283
80 × 80 × 3.0	80	3.0	3.63	4.62	2.148	2.148	29.921	43.386	11.456	2.543	3.234	1.574	13.925	5.113
80 × 80 × 4.0	80	4.0	4.70	6.09	2.198	2.198	39.009	63.299	14.719	2.531	3.224	1.555	17.745	6.723
80 × 80 × 5.0	80	5.0	5.87	7.48	2.247	2.247	47.677	77.622	17.731	2.513	3.214	1.536	21.209	8.288
80 × 80 × 6.0	80	6.0	6.94	8.85	2.287	2.287	55.938	91.365	20.512	2.507	3.204	1.518	24.346	9.809
100 × 100 × 3.0	100	3.0	4.57	5.82	2.648	2.648	59.231	95.548	22.878	3.189	4.051	1.982	22.363	8.057
100 × 100 × 4.0	100	4.0	6.03	7.69	2.698	2.698	77.571	125.528	29.613	3.176	4.041	1.962	28.749	10.623
100 × 100 × 5.0	100	5.0	7.44	9.48	2.747	2.747	95.237	154.539	35.335	3.164	4.031	1.943	34.659	13.123
100 × 100 × 6.0	100	6.0	8.83	11.29	2.797	2.797	112.247	182.629	41.866	3.152	4.021	1.925	40.125	15.584

第四章 钢结构设计施工基本资料

表 1-4-198

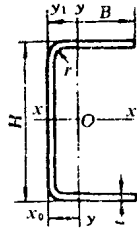
冷弯不等边角钢基本尺寸与主要参数



名称	尺寸			理论重量 (kg/m)	截面面积 (cm ²)	重心		惯性矩				回转半径				截面模数			
	(mm)					(cm)		(cm ⁴)				(cm)				(cm ³)			
B × b × t	B	b	t		e _x	e _y	I _x	I _y	I _u	I _v	r _x	r _y	r _u	r _v	W _{x max}	W _{z min}	W _{y max}	W _{y min}	
25 × 15 × 2.0	25	15	2.0	0.566	0.721	0.897	0.370	0.463	0.131	0.524	0.070	0.801	0.426	0.852	0.312	0.516	0.286	0.354	0.116
25 × 15 × 2.5	25	15	2.5	0.688	0.877	0.926	0.392	0.553	0.151	0.627	0.092	0.794	0.422	0.845	0.306	0.597	0.531	0.398	0.141
25 × 15 × 3.0	25	15	3.0	0.803	1.023	0.956	0.414	0.633	0.178	0.178	0.093	0.786	0.417	0.837	0.302	0.662	0.410	0.431	0.164
30 × 20 × 2.0	30	20	2.0	0.742	0.921	1.010	0.490	0.860	0.318	1.014	0.164	0.966	0.587	1.049	0.421	0.850	0.432	0.648	0.210
30 × 20 × 2.5	30	20	2.5	0.885	1.127	1.040	0.513	1.038	0.382	1.226	0.193	0.959	0.582	1.042	0.414	0.998	0.529	0.744	0.257
30 × 20 × 3.0	30	20	3.0	1.038	1.323	1.068	0.536	1.201	0.441	1.421	0.220	0.952	0.577	1.036	0.408	1.123	0.621	0.823	0.301
35 × 20 × 2.0	35	20	2.0	0.801	1.021	1.230	0.452	1.314	0.332	1.461	0.185	1.134	0.570	1.195	0.426	1.068	0.579	0.734	0.214
35 × 20 × 2.5	35	20	2.5	0.983	1.252	1.260	0.474	1.590	0.400	1.769	0.220	1.126	0.565	1.188	0.419	1.261	0.710	0.842	0.262
35 × 20 × 3.0	35	20	3.0	1.156	1.473	1.290	0.496	1.845	0.462	2.055	0.252	1.118	0.560	1.181	0.413	1.429	0.835	0.931	0.307
40 × 25 × 2.5	40	25	2.5	1.179	1.502	1.333	0.593	2.510	0.791	2.878	0.423	1.292	0.725	1.384	0.530	1.827	0.955	1.333	0.415
40 × 25 × 3.0	40	25	3.0	1.392	1.773	1.402	0.615	2.929	0.921	3.364	0.486	1.285	0.720	1.377	0.523	2.089	1.127	1.495	0.488
50 × 30 × 2.5	50	30	2.5	1.473	1.877	1.706	0.674	4.962	1.419	5.597	0.783	1.625	0.869	1.726	0.645	2.907	1.506	3.103	0.610
50 × 30 × 3.0	50	30	3.0	1.745	2.223	1.735	0.696	5.822	1.660	6.510	0.907	1.618	0.864	1.719	0.638	3.354	1.783	2.382	0.720
50 × 30 × 4.0	50	30	4.0	2.266	2.886	1.794	0.741	7.419	2.104	8.395	1.128	1.603	0.853	1.705	0.625	4.134	2.314	2.888	0.931
50 × 40 × 2.5	60	40	2.5	1.866	2.377	1.939	0.913	9.078	3.376	10.665	1.790	1.954	1.191	2.117	0.867	4.682	2.235	3.694	1.094
60 × 40 × 3.0	60	40	3.0	2.216	2.823	1.967	0.936	10.704	3.972	12.590	1.085	1.946	1.186	2.111	0.859	5.441	2.654	4.241	1.296
60 × 40 × 4.0	60	40	4.0	2.894	3.686	2.023	0.981	13.774	5.091	16.239	2.625	1.932	1.175	2.098	0.843	6.809	3.463	5.184	1.686
70 × 40 × 3.0	70	40	3.0	2.475	3.123	2.402	0.861	16.301	4.142	18.092	2.351	2.284	1.161	2.406	0.867	6.785	3.545	4.810	1.319
70 × 40 × 4.0	70	40	4.0	3.208	4.086	2.461	0.905	21.038	5.317	23.381	2.973	2.268	1.140	2.391	0.853	8.546	4.635	5.872	1.718
80 × 50 × 3.0	80	50	3.0	2.923	3.723	2.631	1.096	25.450	8.086	29.092	4.444	2.614	1.473	2.795	1.092	9.670	4.740	7.371	2.071
80 × 50 × 4.0	80	50	4.0	3.836	4.886	2.688	1.141	33.025	10.449	37.810	5.664	2.599	1.463	2.781	1.076	12.281	6.218	9.151	2.708
100 × 60 × 3.0	100	60	3.0	3.629	4.623	3.297	1.259	49.787	14.347	56.038	8.086	3.281	1.761	3.481	1.323	15.100	7.421	11.389	7.076
100 × 60 × 4.0	100	60	4.0	4.778	6.086	3.354	1.304	64.739	18.640	73.177	10.402	3.266	1.749	3.467	1.307	19.356	9.772	14.289	3.696
100 × 60 × 5.0	100	60	5.0	5.895	7.510	3.412	1.349	79.395	22.707	89.566	12.536	3.251	1.738	3.453	1.291	23.263	12.053	16.830	4.882
120 × 80 × 4.0	100	80	4.0	6.034	7.686	3.822	1.782	118.259	44.089	138.750	23.258	3.922	2.394	4.428	1.752	30.940	14.460	24.739	7.090
120 × 80 × 5.0	100	80	5.0	7.465	9.510	3.876	1.827	145.295	54.023	170.624	28.640	3.908	2.382	4.235	1.735	37.456	17.884	29.557	8.752
120 × 80 × 6.0	100	80	6.0	8.867	11.295	3.934	1.873	171.269	63.552	201.446	33.375	3.893	2.372	4.223	1.718	43.533	21.234	33.928	10.372

表 1-4-199

冷弯等边槽钢基本尺寸与主要参数



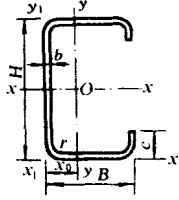
名称	尺寸			理论重量	截面面积	重心	惯性矩		回转半径		截面模数		
	(mm)						(cm)	(cm ⁴)		(cm)		(cm ³)	
H × B × t	H	B	t	(kg/m)	(cm ²)	c _y	I _x	I _y	U _x	U _y	W _x	W _{y max}	W _{y min}
20 × 10 × 1.5	20	10	1.5	0.401	0.511	0.342	0.281	0.047	0.741	0.305	0.281	0.146	0.070
20 × 10 × 2.0	20	10	2.0	0.505	0.643	0.349	0.330	0.058	0.716	0.300	0.330	0.165	0.089
20 × 10 × 2.5	20	10	2.5	0.593	0.755	0.314	0.361	0.066	0.691	0.295	0.361	0.176	0.105
30 × 10 × 1.5	30	10	1.5	0.519	0.661	0.268	0.767	0.055	1.076	0.288	0.501	0.205	0.075
30 × 10 × 2.0	30	10	2.0	0.662	0.843	0.290	0.925	0.068	1.047	0.284	0.617	0.234	0.096
30 × 10 × 2.5	30	10	2.5	0.789	1.005	0.312	0.042	0.079	1.018	0.280	0.695	0.252	0.115
40 × 20 × 2.0	40	20	2.0	1.132	1.443	0.599	3.388	0.556	1.532	0.621	1.694	0.929	0.397
40 × 20 × 2.5	40	20	2.5	1.378	1.755	0.624	3.987	0.665	1.507	0.615	1.993	1.065	0.483
40 × 20 × 3.0	40	20	3.0	1.607	2.047	0.649	4.498	0.762	1.482	0.610	2.249	1.175	0.564
50 × 30 × 2.0	50	30	2.0	1.606	2.043	0.922	8.093	1.872	1.990	0.957	3.237	2.029	0.901
50 × 30 × 2.5	50	30	2.5	1.970	2.505	0.948	9.684	2.266	1.966	0.951	3.873	2.388	1.104
50 × 30 × 3.0	50	30	3.0	2.310	2.947	0.975	11.119	2.632	1.942	0.944	4.447	2.699	1.290
60 × 30 × 2.5	60	30	2.5	2.160	2.755	0.874	14.874	2.421	2.323	0.937	4.958	2.770	1.139
60 × 30 × 3.0	60	30	3.0	2.550	3.247	0.898	17.155	2.819	2.298	0.931	5.718	3.136	1.342
80 × 40 × 2.5	80	40	2.5	2.950	3.755	1.123	37.021	5.959	3.139	1.259	9.225	5.302	2.512
80 × 40 × 3.0	80	40	3.0	3.490	4.447	1.148	43.148	6.992	3.114	1.253	10.787	6.086	2.452
80 × 40 × 4.0	80	40	4.0	4.53	5.773	1.198	54.220	8.911	3.064	1.242	13.555	7.3435	3.181
100 × 50 × 3.0	100	50	3.0	4.43	5.647	1.398	87.275	14.030	3.931	1.576	17.455	10.031	3.896
100 × 50 × 4.0	100	50	4.0	5.79	7.373	1.448	111.051	18.045	3.880	1.564	22.210	12.458	5.081
120 × 60 × 3.0	120	60	3.0	5.370	6.847	1.648	154.337	24.685	4.747	1.898	25.222	14.973	5.678
120 × 60 × 4.0	120	60	4.0	7.040	8.073	1.698	197.988	31.941	4.697	1.886	32.988	18.807	7.425
140 × 60 × 3.0	140	60	3.0	5.850	7.447	1.527	220.977	25.929	5.447	1.865	31.568	16.970	5.798
140 × 60 × 4.0	140	60	4.0	7.670	9.773	1.575	284.429	33.601	5.394	1.854	40.632	21.324	7.594
140 × 60 × 5.0	140	60	5.0	9.44	12.021	1.623	343.066	40.823	5.342	1.842	49.009	25.145	9.327
160 × 60 × 3.0	160	60	3.0	6.32	8.047	1.425	302.511	26.987	6.131	1.831	37.813	18.936	5.890
160 × 60 × 4.0	160	60	4.0	8.32	10.573	1.471	390.418	35.011	6.076	1.819	48.802	23.791	7.731
160 × 60 × 5.0	160	60	5.0	10.22	13.021	1.517	472.183	42.585	6.021	1.808	59.002	28.054	9.501
160 × 80 × 3.0	160	80	3.0	7.26	9.247	2.148	376.467	59.842	6.380	2.543	47.058	27.815	10.227
160 × 80 × 4.0	160	80	4.0	9.56	12.171	2.198	487.783	78.018	6.330	2.531	60.972	35.491	13.447
160 × 80 × 5.0	160	80	5.0	11.79	15.021	2.247	592.350	95.354	6.279	2.591	74.043	42.419	16.577
180 × 80 × 4.0	180	80	4.0	10.18	12.973	2.075	641.478	81.026	7.031	2.449	71.275	39.048	13.675
180 × 80 × 5.0	180	80	5.0	12.58	16.021	2.223	780.509	99.118	6.979	2.487	86.723	46.683	16.865
200 × 80 × 4.0	200	80	4.0	10.81	13.773	2.966	821.120	83.686	7.751	2.464	82.112	42.564	13.869
200 × 80 × 5.0	200	80	5.0	13.36	17.021	2.013	1000.710	102.441	7.667	2.453	100.071	50.886	17.111
200 × 80 × 6.0	200	80	6.0	15.85	20.110	2.068	1170.516	120.388	7.614	2.441	117.051	58.436	20.267

第四章 钢结构设计施工基本资料

名称	尺寸				理论重量	截面面积	重心		惯性矩				回转半径				截面模数			
	(mm)						(cm)		(cm ⁴)				(cm)				(cm ³)			
H × B × b × t	H	B	b	t	(kg/m)	(cm ²)	c _x	c _y	I _x	I _y	I _u	I _v	r _x	r _y	r _u	r _v	W _{x max}	W _{x min}	W _{y max}	W _{y min}
80 × 40 × 20 × 2.5	80	40	20	2.5	2.58	3.294	0.828	4.588	28.922	3.775	29.607	3.090	2.962	1.070	2.997	0.968	6.506	6.287	4.560	1.190
80 × 40 × 20 × 3.0	80	40	20	3.0	3.06	3.924	0.852	4.591	33.654	4.431	34.473	3.611	2.936	1.065	2.971	0.961	9.499	7.551	5.159	1.411
100 × 60 × 30 × 3.0	100	60	30	3.0	4.44	5.404	1.326	5.807	77.836	14.880	80.845	11.970	3.979	1.659	3.867	1.448	18.563	13.404	11.239	3.182
150 × 60 × 50 × 3.0	150	60	50	3.0	4.89	7.504	1.304	7.793	245.876	21.452	246.257	21.071	5.724	1.690	5.728	1.675	31.121	31.546	16.451	4.568

表 1-4-200

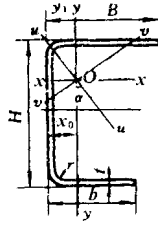
冷弯内卷边槽钢基本尺寸和主要参数



名称	尺寸				理论重量	截面面积	重心	惯性矩		回转半径		截面模数		
	(mm)							(cm)	(cm ⁴)		(cm)		(cm ³)	
H × B × C × t	H	B	C	t	(kg/m)	(cm ²)	c _y	I _x	I _y	r _x	r _y	W _x	W _{y max}	W _{y min}
40 × 40 × 9 × 2.5	40	40	9	2.5	2.32	2.960	1.651	7.753	5.679	1.618	1.385	3.876	3.438	2.418
60 × 30 × 10 × 2.5	60	30	10	2.5	2.36	3.010	1.043	16.009	3.35	2.306	1.055	5.336	3.214	1.713
60 × 30 × 10 × 3.0	60	30	10	3.0	2.74	3.495	1.036	18.077	3.688	2.274	1.027	6.025	3.559	1.878
60 × 30 × 15 × 2.5	60	30	15	2.5	2.56	3.260	1.183	16.780	4.129	2.268	1.125	5.593	3.488	2.273
60 × 30 × 15 × 3.0	60	30	15	3.0	2.98	3.795	1.179	19.002	4.599	2.237	1.100	6.334	3.898	2.527
80 × 40 × 15 × 2.5	80	40	15	2.5	3.34	4.260	1.449	41.397	9.326	3.117	1.479	10.349	6.432	2.657
80 × 40 × 15 × 3.0	80	40	15	3.0	3.92	4.995	1.444	47.579	10.542	3.086	1.452	11.894	7.298	4.125
80 × 50 × 25 × 2.5	80	50	25	2.5	3.74	4.760	1.876	48.908	16.106	3.205	1.839	12.277	8.584	5.156
80 × 50 × 25 × 3.0	80	50	25	3.0	4.39	5.595	1.869	56.477	18.359	3.177	1.811	14.119	9.817	5.865
100 × 50 × 20 × 2.5	100	50	20	2.5	4.33	6.510	1.857	84.922	19.889	3.925	1.899	16.986	10.730	6.331
100 × 50 × 20 × 3.0	100	50	20	3.0	5.10	6.495	1.848	98.560	22.802	3.895	1.873	19.712	12.333	7.235
100 × 60 × 20 × 2.5	100	60	20	2.5	4.72	6.010	2.282	96.818	30.790	4.013	2.263	19.363	13.489	8.282
100 × 60 × 20 × 3.0	100	60	20	3.0	5.57	7.095	2.276	112.678	35.480	3.985	2.236	22.539	15.582	9.530
120 × 50 × 20 × 2.5	120	50	20	2.5	4.7	6.010	1.709	130.706	21.261	4.663	1.880	21.784	12.453	6.461
120 × 50 × 20 × 3.0	120	50	20	3.0	5.57	7.095	1.705	152.109	24.391	4.630	1.850	25.351	14.305	7.402
120 × 60 × 20 × 2.5	120	60	20	2.5	5.11	6.510	2.116	147.967	32.941	4.767	2.249	22.661	15.561	8.483
120 × 60 × 20 × 3.0	120	60	20	3.0	6.04	7.695	2.111	172.647	37.987	4.736	2.221	28.774	17.994	9.768
140 × 50 × 20 × 2.5	140	50	20	2.5	5.11	6.510	1.538	188.502	22.423	5.380	1.855	26.928	14.120	6.572
140 × 50 × 20 × 3.0	140	50	20	3.0	5.11	6.510	1.538	188.502	22.423	5.380	1.855	26.928	14.120	6.572
140 × 50 × 20 × 3.0	140	50	20	3.0	6.04	7.695	1.583	219.545	25.733	5.345	1.828	31.406	16.247	7.532
140 × 30 × 20 × 2.5	140	60	20	2.5	5.50	7.010	1.974	212.137	34.786	5.500	2.227	30.305	17.615	8.642
140 × 60 × 20 × 3.0	140	60	20	3.0	6.51	8.295	1.969	248.006	40.132	5.467	2.199	35.429	20.379	9.956
160 × 60 × 20 × 3.0	160	60	20	3.0	6.98	8.895	1.846	339.955	41.989	6.182	2.172	42.494	22.739	10.109
160 × 70 × 20 × 3.0	160	70	20	3.0	7.45	9.495	2.229	376.933	61.266	6.300	2.540	47.116	27.475	12.843
180 × 60 × 20 × 3.0	180	60	20	3.0	7.45	9.495	1.739	449.695	43.611	6.881	2.143	49.966	25.073	10.235
180 × 70 × 20 × 3.0	180	70	20	3.0	7.92	10.095	2.106	496.693	63.712	7.014	2.512	55.188	30.248	13.019
200 × 60 × 20 × 3.0	200	60	20	3.0	7.92	10.095	1.644	578.405	45.041	7.569	2.112	57.842	27.382	10.342
200 × 70 × 20 × 3.0	200	70	20	3.0	8.40	10.695	1.996	636.643	65.883	7.715	2.418	63.664	32.999	3.167
250 × 40 × 15 × 3.0	250	40	15	3.0	7.92	10.095	0.790	773.495	14.809	8.753	1.211	61.879	18.734	4.614
300 × 40 × 15 × 3.0	300	40	15	3.0	9.60	11.595	0.707	1231.616	15.356	10.306	1.150	82.107	21.708	4.664
400 × 50 × 15 × 3.0	400	50	15	3.0	11.93	15.195	0.783	2837.843	28.888	13.666	1.378	141.892	36.879	6.851

表 1-4-201

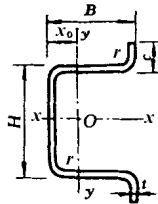
冷弯不等边槽钢基本尺寸和主要参数



名称	尺寸				理论重量	截面面积	重心		惯性矩				回转半径				截面模数			
	H	B	b	t			c_x	c_y	I_x	I_y	I_u	I_v	r_x	r_y	r_u	r_v	$W_x \max$	$W_x \min$	$W_y \max$	$W_y \min$
$H \times B \times b \times t$	H	B	b	t	(kg/m)	(cm^2)	c_x	c_y	I_x	I_y	I_u	I_v	r_x	r_y	r_u	r_v	$W_x \max$	$W_x \min$	$W_y \max$	$W_y \min$
30×20×10×3.0	30	20	10	3.0	1.13	1.504	0.566	1.769	1.641	0.438	1.750	0.329	1.044	0.540	1.078	0.468	1.333	0.927	0.774	0.305
40×32×20×3.0	40	32	20	3.0	1.87	2.464	0.926	2.270	5.714	1.992	6.023	1.683	1.522	0.899	1.563	0.826	3.304	2.516	2.153	0.648
50×32×20×2.5	50	32	20	2.5	1.79	2.344	0.817	2.803	8.536	1.853	8.769	1.699	1.908	0.889	1.934	0.831	3.845	3.070	2.271	0.777
50×32×20×3.0	50	32	20	3.0	2.10	2.764	0.842	2.806	9.804	2.155	10.083	1.876	1.883	0.883	1.909	0.823	4.468	3.493	2.565	0.913
50×50×32×2.5	50	50	32	2.5	2.39	3.094	1.467	2.845	12.618	6.504	13.715	5.406	2.019	1.449	2.105	1.312	5.885	4.435	4.440	1.840
60×32×25×2.5	60	32	25	2.5	2.09	2.719	0.819	3.185	14.456	2.233	14.541	2.148	2.305	0.906	2.312	0.888	5.135	4.537	2.730	0.937
60×32×25×3.0	60	32	25	3.0	2.46	3.214	0.843	3.186	16.722	2.602	16.823	2.500	2.280	0.899	2.287	0.882	5.942	5.249	3.094	1.103
75×30×15×2.5	75	30	15	2.5	2.58	2.794	0.580	4.236	20.169	1.626	20.443	1.352	2.686	0.762	2.704	0.595	6.177	4.762	2.946	0.664
75×30×15×3.0	75	30	15	3.0	3.06	3.304	0.602	4.240	23.342	1.898	23.669	1.571	2.657	0.5757	2.676	0.689	7.158	5.506	3.153	0.791
70×45×15×3.0	70	45	15	3.0	2.83	3.604	1.014	4.336	22.870	5.797	24.759	3.907	2.519	1.268	2.621	1.041	8.578	5.277	5.723	1.662
70×65×35×2.5	70	65	35	2.5	3.14	4.044	1.733	2.874	31.666	14.335	34.978	11.023	2.798	1.882	2.940	1.650	11.014	7.677	8.281	3.006

表 1-4-202

冷弯外卷边槽钢基本尺寸和主要参数

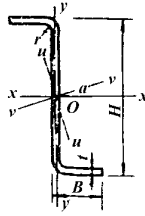


名称	尺寸				理论重量	截面面积	重心	惯性矩		回转半径		截面模数		
	H	B	C	t				c_y	I_x	I_y	γ_x	γ_y	W_x	$W_y \max$
$H \times B \times C \times t$	H	B	C	t	(kg/m)	(cm^2)	c_y	I_x	I_y	γ_x	γ_y	W_x	$W_y \max$	$W_y \min$
30×30×16×2.5	30	30	16	2.5	2.01	2.560	1.526	6.010	3.126	1.532	1.105	2.109	2.047	2.122
50×20×15×3.0	50	20	15	3.0	2.27	2.890	0.823	13.863	1.539	2.188	0.729	3.746	1.869	1.309
60×25×32×2.5	60	25	32	2.5	3.03	3.860	1.279	42.431	3.959	3.315	1.012	7.131	3.095	3.243
60×25×32×3.0	60	25	32	3.0	3.54	4.515	1.279	49.003	4.438	3.294	0.991	8.305	3.469	3.635
80×40×20×4.0	80	40	20	4.0	5.30	6.746	1.573	79.594	14.537	3.434	1.467	14.213	9.241	5.900
100×30×15×3.0	100	30	15	3.0	3.92	4.995	0.932	77.669	5.575	3.943	1.056	12.527	5.979	2.696

第四章 钢结构设计施工基本资料

表 1-4-203

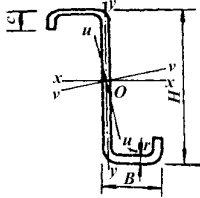
冷弯 Z 形钢基本尺寸和主要参数



名称	尺寸			理论重量	截面面积	惯性矩				回转半径	截面模数		惯性积矩	角度
	(mm)					(cm ⁴)					(cm)	(cm ³)		
H × B × t	H	B	t	(kg/m)	(cm ²)	I _x	I _y	I _u	I _v	r _{u min}	W _x	W _y	I _{xy}	tanα
80 × 40 × 2.5	80	40	2.5	2.410	3.755	37.021	9.707	43.307	3.421	0.954	9.255	2.505	14.532	0.432
80 × 40 × 3.0	80	40	3.0	3.530	4.447	43.148	11.429	50.606	3.970	0.944	10.787	2.968	17.094	0.436
100 × 50 × 2.5	100	50	2.5	3.730	4.755	74.429	19.321	86.840	6.910	1.205	14.836	3.963	28.947	0.428
100 × 50 × 3.0	100	50	3.0	4.440	5.647	87.275	22.831	102.038	8.073	1.295	17.454	4.708	34.194	0.431

表 1-4-204

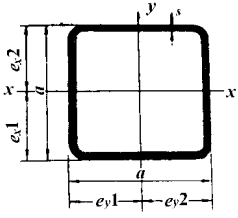
冷弯卷边 Z 形钢基本尺寸和主要参数



名称	尺寸				理论重量	截面面积	惯性矩				回转半径	惯性积矩	截面模数		角度
	(mm)						(cm ⁴)						(cm)	(cm ³)	
H × B × C × t	H	B	C	t	(kg/m)	(cm ²)	I _x	I _y	I _u	I _v	r _{v min}	I _{xy}	W _x	W _y	tanα
100 × 40 × 20 × 2.0	100	40	20	2.0	3.19	4.08	60.618	17.20	71.373	6.45	1.256	24.136	12.123	4.410	0.445
100 × 40 × 20 × 2.5	100	40	20	2.5	3.91	5.01	73.047	20.324	85.730	7.64	1.234	28.802	14.609	5.245	0.440
120 × 50 × 20 × 2.0	120	50	20	2.0	3.82	4.88	107.771	30.512	127.005	11.278	1.519	43.080	17.961	6.227	0.446
120 × 50 × 20 × 2.5	120	50	20	2.5	4.70	6.01	130.706	36.356	153.591	13.471	1.497	51.796	21.784	7.457	0.441
120 × 50 × 20 × 3.0	120	50	20	3.0	5.54	7.09	152.109	41.549	178.223	15.435	1.474	59.741	25.351	8.566	0.437
140 × 50 × 20 × 2.5	140	50	20	2.5	5.11	6.51	188.502	36.358	210.140	14.720	1.503	61.321	26.928	7.458	0.352
140 × 50 × 20 × 3.0	140	50	20	3.0	6.04	7.69	219.848	41.554	244.527	16.875	1.480	70.775	31.406	8.567	0.348
160 × 60 × 20 × 2.5	160	60	20	2.5	5.89	7.51	290.329	58.775	325.654	23.459	1.767	97.081	36.291	10.004	0.363
160 × 60 × 20 × 3.0	160	60	20	3.0	6.98	8.89	339.995	67.592	380.502	27.045	1.743	112.638	42.494	11.554	0.359
160 × 70 × 20 × 2.5	160	70	20	2.5	6.28	8.01	321.339	88.575	377.406	32.509	2.014	127.254	40.167	12.883	0.440
160 × 70 × 20 × 3.0	160	70	20	3.0	7.46	9.50	376.993	102.341	441.644	37.630	1.990	148.177	47.116	14.940	0.436
180 × 70 × 20 × 2.5	180	70	20	2.5	6.68	8.51	422.926	88.578	476.503	35.002	2.028	144.165	46.991	12.884	0.371
180 × 70 × 20 × 3.0	180	70	20	3.0	7.93	10.10	496.693	102.345	558.511	40.527	2.003	167.926	55.188	14.940	0.368
200 × 70 × 20 × 2.5	200	70	20	2.5	7.07	9.01	541.535	88.581	592.974	37.142	2.030	161.075	54.153	12.884	0.319
200 × 70 × 20 × 3.0	200	70	20	3.0	8.40	10.70	636.643	102.350	695.976	43.016	2.005	187.675	63.664	14.941	0.316
230 × 75 × 25 × 3.0	230	75	25	3.0	9.58	12.20	951.373	138.928	1030.576	59.722	2.212	265.752	82.728	18.901	0.298
230 × 75 × 25 × 4.0	230	75	25	4.0	12.52	15.95	1222.685	173.031	1320.991	74.725	2.164	335.933	106.320	23.703	0.292
250 × 75 × 25 × 3.0	250	75	25	3.0	10.05	12.80	1160.008	138.933	1236.730	62.211	2.205	290.214	92.800	18.902	0.264
250 × 75 × 25 × 4.0	250	75	25	4.0	13.15	16.75	1492.957	173.042	1588.130	77.867	2.156	366.984	119.436	23.704	0.259

表 1-4-205

方形空心型钢



J = 惯性矩

W = 截面模数

i = 回转半径

I_t · W_t = 扭转常数

尺寸		面积	重量	型钢重心		断面参数				
						x - x = y - y			扭转常数	
(mm)		(cm ²)	(kg/M)	(cm)		(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ³)
a	s	F	M	e _{x1} = e _{x2}	e _{y1} = e _{y2}	J _{xy}	W _{xy}	i _{xy}	I _t	W _t
20	1.6	1.111	0.873	1.0	1.0	0.607	0.607	0.739	1.025	1.067
20	2.0	1.336	1.050	1.0	1.0	0.691	0.691	0.719	1.197	1.265
25	1.2	1.105	0.868	1.25	1.25	1.025	0.820	0.963	1.655	1.352
25	1.5	1.325	1.062	1.25	1.25	1.216	0.937	0.948	1.998	1.643
25	2.0	1.736	1.363	1.25	1.25	1.482	1.186	0.923	2.502	2.085
30	1.2	1.345	1.057	1.5	1.5	1.833	1.222	1.167	2.925	1.983
30	1.6	1.751	1.376	1.5	1.5	2.308	1.538	1.147	3.756	2.565
30	2.0	2.136	1.678	1.5	1.5	2.721	1.814	1.128	4.511	3.105
30	2.5	2.589	2.032	1.5	1.5	3.154	2.102	1.203	5.347	3.720
30	2.6	2.675	2.102	1.5	1.5	3.230	2.153	1.098	5.499	3.836
30	3.25	3.205	2.518	1.5	1.5	3.643	2.428	1.066	6.369	4.518
40	1.2	1.825	1.434	2.0	2.0	4.532	2.266	1.575	7.125	3.606
40	1.6	2.391	1.879	2.0	2.0	5.794	2.897	1.556	9.247	4.702
40	2.0	2.936	2.307	2.0	2.0	6.939	3.469	1.537	11.238	5.745
40	2.5	3.589	2.817	2.0	2.0	8.213	4.106	1.512	13.539	6.970
40	2.6	3.715	2.919	2.0	2.0	8.447	4.223	1.507	13.974	7.205
40	3.0	4.208	3.303	2.0	2.0	9.320	4.660	1.488	15.628	8.109
40	4.0	5.347	4.198	2.0	2.0	11.064	5.532	1.438	19.152	10.120
50	2.0	3.736	2.936	2.5	2.5	14.146	5.658	1.945	22.575	9.185
50	2.5	4.589	3.602	2.5	2.5	16.941	6.776	1.921	27.436	11.220
50	2.6	4.755	3.736	2.5	2.5	17.467	6.987	1.916	28.369	11.615

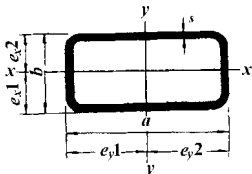
第四章 钢结构设计施工基本资料

尺寸		面积	重量	型钢重心		断面参数				
						x - x = y - y			扭转常数	
(mm)		(cm ²)	(kg/M)	(cm)		(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ³)
a	s	F	M	e _{x1} = e _{x2}	e _{y1} = e _{y2}	J _{xy}	W _{xy}	i _{xy}	I _t	W _t
50	3.0	5.408	4.245	2.5	2.5	19.463	7.785	1.897	31.972	13.149
50	3.2	5.726	4.499	2.5	2.5	20.397	8.159	1.887	33.694	13.890
50	4.0	6.947	5.454	2.5	2.5	23.725	9.490	1.847	40.047	16.680
50	5.0	8.356	6.567	2.5	2.5	27.012	10.804	1.797	46.760	19.767
60	2.0	4.536	3.564	3.0	3.0	25.141	8.380	2.354	39.725	13.425
60	2.5	5.589	4.387	3.0	3.0	30.340	10.113	2.329	48.539	16.470
60	2.6	5.795	4.554	3.0	3.0	31.330	10.443	2.325	50.247	17.064
60	3.0	6.608	5.187	3.0	3.0	35.130	11.710	2.505	56.892	19.389
60	4.0	8.547	6.710	3.0	3.0	43.539	14.513	2.256	72.188	24.840
60	5.0	10.356	8.129	3.0	3.0	50.468	16.822	2.207	85.560	29.767
70	2.0	5.336	4.193	3.5	3.5	40.724	11.635	2.762	63.886	18.465
70	2.6	6.835	5.371	3.5	3.5	51.075	14.593	2.733	81.165	23.554
70	3.2	8.286	6.511	3.5	3.5	60.612	17.317	2.704	97.549	28.431
70	4.0	10.147	7.966	3.5	3.5	72.108	20.602	2.665	117.975	34.690
70	5.0	12.356	9.699	3.5	3.5	84.602	24.172	2.616	141.183	41.767
80	2.0	6.132	4.819	4.0	4.0	61.697	15.426	3.170	96.258	24.305
80	2.6	7.875	6.188	4.0	4.0	77.743	19.435	3.141	122.686	31.084
80	3.2	9.566	7.517	4.0	4.0	92.708	23.177	3.113	147.953	37.622
80	4.0	11.747	9.222	4.0	4.0	111.031	27.757	3.074	179.808	45.960
80	5.0	14.356	11.296	4.0	4.0	131.414	32.853	3.025	216.628	55.767
80	6.0	16.832	13.227	4.0	4.0	149.121	37.280	2.976	250.050	64.877
90	2.0	6.936	5.450	4.5	4.5	88.857	19.746	3.579	138.042	30.945
90	2.6	8.915	7.005	4.5	4.5	112.373	24.971	3.550	176.367	39.653
90	3.2	10.846	8.523	4.5	4.5	134.501	29.889	3.521	213.234	48.092
90	4.0	13.347	10.478	4.5	4.5	161.907	35.979	3.482	260.088	58.920
90	5.0	16.356	12.839	4.5	4.5	192.903	42.867	3.434	314.896	71.767
100	2.6	9.955	7.823	5.0	5.0	156.006	31.201	3.958	243.770	49.263

尺寸		面积	重量	型钢重心		断面参数				
						x - x = y - y			扭转常数	
(mm)		(cm ²)	(kg/M)	(cm)		(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ³)
a	s	F	M	e _{x1} = e _{x2}	e _{y1} = e _{y2}	J _{xy}	W _{xy}	i _{xy}	I _t	W _t
100	3.2	12.126	9.529	5.0	5.0	187.274	37.454	3.929	295.313	59.842
100	4.0	14.947	11.734	5.0	5.0	226.337	45.267	3.891	361.213	73.480
100	5.0	18.356	14.409	5.0	5.0	271.071	54.214	3.842	438.986	89.767
100	8.0	27.791	21.838	5.0	5.0	379.601	75.920	3.695	640.756	133.446
115	2.6	11.515	9.048	5.75	5.75	240.609	41.845	4.571	374.015	65.627
115	3.2	14.046	11.037	5.75	5.75	289.817	50.403	4.542	454.126	79.868
115	4.0	17.347	13.630	5.75	5.75	351.897	61.199	4.503	557.238	98.320
115	5.0	21.356	16.782	5.75	5.75	423.969	73.733	4.455	680.099	120.517
120	3.2	14.686	11.540	6.0	6.0	330.874	55.145	4.746	517.542	87.183
120	4.0	18.147	14.246	6.0	6.0	402.260	67.043	4.708	635.603	107.400
120	5.0	22.356	17.549	6.0	6.0	485.441	80.906	4.659	776.632	131.767
135	4.0	20.547	16.146	6.75	6.75	581.681	86.175	5.320	913.966	137.040

表 1-4-206

矩形空心型钢



J = 惯性矩

W = 截面模数

i = 回转半径

尺寸			面积	重量	断面参数						扭转常数	
					x - x			y - y				
(mm)			(cm ²)	(kg/M)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ³)
a	b	s	F	M	J _x	W _x	i _x	J _y	W _y	i _y	I _t	W _t
30	15	1.5	1.202	0.945	0.424	0.566	0.594	1.281	0.854	1.023	1.083	1.141
30	20	2.5	2.089	1.642	1.150	1.150	0.741	2.206	1.470	1.022	2.634	2.345
40	20	1.2	1.345	1.057	0.922	0.922	0.828	2.725	1.362	1.423	2.260	1.743
40	20	1.6	1.751	1.376	1.150	1.150	0.810	3.433	1.716	1.400	2.877	2.245
40	20	2.0	2.136	1.678	1.342	1.342	0.792	4.048	2.024	1.376	3.424	2.705

第四章 钢结构设计施工基本资料

尺寸			面积	重量	断面参数						扭转常数	
					x - x			y - y				
(mm)			(cm ²)	(kg/M)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ³)
a	b	s	F	M	J _x	W _x	i _x	J _y	W _y	i _y	I _t	W _t
50	25	1.5	2.102	1.650	6.653	2.661	1.779	2.253	1.802	1.035	5.519	3.406
50	30	1.6	2.391	1.879	3.600	2.400	1.226	7.955	3.182	1.823	8.031	4.382
50	30	2.0	2.936	2.307	4.291	2.861	1.208	9.535	3.814	1.801	9.727	5.345
50	30	2.5	3.589	2.817	11.296	4.518	1.774	5.050	3.366	1.186	11.666	6.470
50	30	3.0	4.208	3.303	12.827	5.130	1.745	5.696	3.797	1.163	15.401	7.950
50	30	3.2	4.446	3.494	5.925	3.950	1.154	13.377	5.351	1.734	14.307	7.900
50	30	4.0	5.347	4.198	15.239	6.095	1.688	6.682	4.455	1.117	16.244	9.320
50	32	2.0	3.016	2.370	4.986	3.116	1.285	9.996	3.998	1.820	10.879	5.729
50	35	2.5	3.839	3.017	7.272	4.155	1.376	12.707	5.083	1.819	15.277	7.658
60	30	2.5	4.089	3.209	17.933	5.799	2.094	5.998	3.998	1.211	16.054	7.845
60	30	3.0	4.808	3.774	20.496	6.832	2.064	6.794	4.529	1.188	17.335	9.129
60	40	1.6	3.031	2.382	8.154	4.077	1.640	15.221	5.073	2.240	16.911	7.160
60	40	2.0	3.736	2.936	9.830	4.915	1.621	18.410	6.136	2.219	20.652	8.785
60	40	2.5	4.589	3.602	22.069	7.356	2.192	11.734	5.867	1.599	25.045	10.720
60	40	3.0	5.408	4.245	25.374	8.458	2.166	13.436	6.718	1.576	29.121	12.549
60	40	3.2	5.726	4.499	14.062	7.031	1.567	26.601	8.867	2.155	30.661	13.250
60	40	4.0	6.947	5.454	30.974	10.324	2.111	16.269	8.134	1.530	36.298	15.880
70	50	2.5	5.589	4.195	22.587	9.035	2.010	38.011	10.860	2.607	45.637	15.970
70	50	3.0	6.608	5.187	44.046	12.584	2.581	26.099	10.439	1.987	53.426	18.789
70	50	4.0	8.547	6.710	54.663	15.618	2.528	32.210	12.884	1.941	67.613	24.040
70	50	5.0	10.356	8.129	63.435	18.124	2.474	37.179	14.871	1.894	79.908	28.767
80	40	2.0	4.536	3.564	12.720	6.360	1.674	37.355	9.338	2.869	30.820	11.825
80	40	2.5	5.589	4.387	45.103	11.275	2.840	15.255	7.627	1.652	37.467	14.470
80	40	2.6	5.795	4.554	15.733	7.866	1.647	46.579	11.644	2.835	38.744	14.984
80	40	3.0	6.608	5.187	52.246	13.061	2.811	17.552	8.776	1.629	43.680	16.989
80	40	4.0	8.547	6.111	64.780	16.195	2.752	21.474	10.737	1.585	54.787	21.640
80	40	5.0	10.356	8.129	75.080	18.770	2.692	24.567	12.283	1.540	64.110	25.767
80	60	3.0	7.808	6.129	70.042	17.510	2.995	44.886	14.962	2.397	88.111	26.229
80	60	4.0	10.147	7.966	87.905	21.976	2.943	56.105	18.701	2.351	112.583	33.800

第一篇 钢结构工程设计施工基础资料

尺寸			面积	重量	断面参数						扭转常数	
					x-x			y-y				
(mm)			(cm ²)	(kg/M)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ³)	(cm)	(cm ⁴)	(cm ³)
a	b	s	F	M	J _x	W _x	i _x	J _y	W _y	i _y	I _t	W _t
80	60	5.0	12.356	9.699	103.925	25.811	2.890	65.634	21.878	2.304	134.503	40.767
90	40	2.5	6.089	4.785	17.015	8.507	1.671	60.686	13.485	3.156	43.880	16.345
90	50	2.0	5.336	4.193	23.367	9.346	2.092	57.876	12.861	3.293	53.294	16.865
90	50	2.6	6.835	5.371	29.162	11.665	2.065	72.640	16.142	3.259	67.464	21.474
90	50	3.0	7.808	6.129	81.845	18.187	2.237	32.735	13.094	2.047	76.433	24.429
90	50	4.0	10.147	7.966	102.696	22.821	3.181	40.695	16.278	2.002	97.162	31.400
90	50	5.0	12.356	9.699	120.570	26.793	3.123	47.345	18.938	1.957	115.436	37.767
100	50	3.0	8.408	6.600	106.451	21.290	3.558	36.053	14.421	2.070	88.311	27.249
100	60	2.0	6.136	4.822	38.602	12.867	2.508	84.585	16.917	3.712	84.002	22.705
100	60	2.6	7.875	6.188	48.474	16.158	2.480	106.663	21.332	3.680	106.816	29.004
120	50	2.0	6.536	5.136	30.283	12.113	2.152	117.992	19.665	4.248	78.307	22.625
120	60	2.0	6.936	5.450	45.333	15.111	2.556	131.918	21.986	4.360	107.792	27.345
120	60	3.2	10.846	8.523	67.940	22.646	2.502	199.876	33.312	4.292	165.215	42.332
120	60	4.0	13.347	10.478	240.724	40.120	4.246	81.235	27.078	2.466	200.407	51.720
120	60	5.0	16.356	12.839	286.941	47.823	4.188	95.968	31.989	2.422	240.869	62.767
120	80	2.6	9.955	7.823	108.906	27.226	3.307	202.757	33.792	4.512	223.620	47.183
120	80	3.2	12.126	9.529	130.478	32.619	3.280	243.542	40.590	4.481	270.587	57.282
120	80	4.0	14.947	11.734	294.569	49.094	4.439	157.281	39.320	3.243	330.438	70.280
120	80	5.0	18.356	14.409	353.108	58.851	4.385	187.747	46.936	3.198	400.735	85.767
120	80	6.0	21.632	16.981	405.998	67.666	4.332	214.977	53.744	3.152	465.940	100.397
120	80	8.0	27.791	21.838	260.314	65.078	3.060	495.591	82.598	4.222	580.769	127.046
120	100	8.0	30.991	24.353	447.484	89.496	3.799	596.114	99.352	4.385	856.089	162.886
140	90	3.2	14.046	11.037	194.803	43.289	3.724	384.007	54.858	5.228	409.778	75.868
140	90	4.0	17.347	13.631	235.920	52.426	3.687	466.585	66.655	5.186	502.004	93.320
140	90	5.0	21.356	16.782	283.320	62.960	3.642	562.606	80.372	5.132	611.389	114.267
150	100	3.2	15.326	12.043	262.263	52.452	4.136	488.184	65.091	5.643	538.150	90.818

表 1-4-207 冷弯型钢产品价格一览表 (单位:元/吨)

壁厚	规格	参考价
1.50mm	20×20 或 25×25	4700
	≤30×30 或 ≤40×30	4650
	≥40×40 或 ≥50×30	
1.75mm	20×20 或 25×25	4700
	≤30×30 或 ≤40×30	4600
	≥40×40 或 ≥50×30	
2.00mm	25×25	4500
	≤30×30 或 ≤40×30	4400
	≥40×40 或 ≥50×30	
2.50mm	25×25	3900
	≤70×70 或 ≤80×60	到
	>70×70 或 >80×60	4000
2.75~4mm	25×25	3650
	≤70×70 或 ≤80×60	到
	>70×70 或 >80×60	3750
4.50~5mm	≤70×70 或 ≤80×60	3700
	>70×70 或 >80×60	3800
4.50mm	160×60 - 180×65	4300
4~5mm	100×100	4200
6mm	100×100	4400
4.00~6mm	120×120 ~ 150×150	4400
	5 #	3800
	7 #	3800
	8 #	3700
	9 #	3800
	2010 #	4100
	5019 #	3900
	6035 #	3900
	Z 字型钢	4100

注：此表是由上海钢铁工艺技术研究所提供的 1996 年参考价格表。

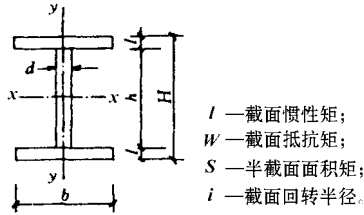
(四) H 型钢

H 型钢是翼缘较普通工字钢宽，且翼缘厚度相同的 H 型钢材，又称为宽翼缘工字钢，是一种新型热轧高效能型材。目前我国只能生产高度不大于 200mm 的热轧 H 型钢以及用三块钢板焊接而成的焊接 H 型钢。

目前我国只能由马鞍山钢铁公司生产供应高度不大于 200mm 的 H 型钢。我国焊接 H 型钢标准有《焊接 H 型钢》(YB3301-81 试行)和《轻型焊接 H 型钢》(YB3302-81)二种。焊接 H 型钢的规格、尺寸和截面特征(见表 1-4-208 和表 1-4-209)。

表 1-4-208

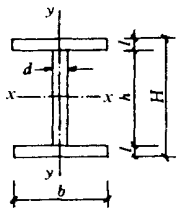
轻型焊接 H 型钢的截面特性



型号	尺寸					截面面积	理论重量	参考数值						焊缝厚度	
	H	h	b	d	t			x-x				y-y			
								I_x	W_x	i_x	S_x	I_y	W_y		i_y
								(cm^4)	(cm^3)	(cm)	(cm^3)	(cm^4)	(cm^3)		(cm)
(mm)					(cm^2)	(kg/m)	(cm^4)	(cm^3)	(cm)	(cm^3)	(cm^4)	(cm^3)	(cm)	(cm)	
100×50	100	90	50	3.5	5	8.15	6.40	134	26.8	4.06	15.4	10.4	4.17	1.13	4
102×75	102	90	75	4	6	12.6	9.89	232	45.5	4.29	25.7	42.4	11.3	1.83	4
102×100	102	90	100	4	6	15.6	12.2	301	59.0	4.39	32.9	100	20.4	2.53	4
125×75	125	113	75	4	6	18.5	10.6	367	58.7	5.21	33.2	42.4	11.3	1.77	4
125×125	125	113	125	4	6	19.5	15.3	580	92.7	5.45	51.0	195	31.3	3.16	4
150×75	150	136	75	5	7	17.3	13.6	642	85.6	6.09	49.1	49.4	13.2	1.69	4
150×100	150	136	100	5	7	20.8	16.3	821	110	6.28	61.6	117	23.4	2.37	4
152×150	152	136	150	6	8	32.2	25.2	1370	180	6.35	100	450	60.0	3.74	4
200×100	200	184	100	5	8	25.2	19.8	1740	174	8.30	98.0	134	26.7	2.30	4
200×150	200	184	150	5	8	33.2	26.1	2470	247	8.63	136	450	60.0	3.68	4
202×200	202	184	200	6	9	47.0	36.9	3670	363	8.83	199	1200	120	5.05	4
250×125	250	234	125	5	8	31.7	24.9	3460	277	10.5	155	261	41.7	2.87	4
250×150	250	234	150	5	8	35.7	28.0	4050	324	10.7	179	450	60.0	3.55	4
250×200	250	234	200	5	8	43.7	34.3	5220	418	10.9	228	1070	107	4.94	4
252×250	252	234	250	6	9	59.0	46.3	7290	578	11.1	314	2340	108	6.30	4
300×150	300	284	150	5	8	38.2	30.0	6070	405	12.6	226	450	60.0	3.43	4
300×200	300	284	200	5	8	46.2	36.3	7780	519	13.0	284	1070	107	4.81	4
302×250	302	284	250	6	9	62.0	48.7	10810	716	13.2	390	2340	188	6.15	4
304×300	304	284	300	7	10	79.9	62.7	14310	941	13.4	512	4500	300	7.15	5
350×200	350	330	200	7	10	63.1	49.5	13660	781	14.7	435	1330	133	4.60	5
350×250	350	330	250	7	10	73.1	57.4	16550	946	15.1	520	2610	208	5.97	5
350×300	350	330	300	7	10	83.1	65.2	19440	1110	15.3	605	4500	300	7.36	5
400×200	400	380	200	7	10	66.6	52.3	18410	921	16.6	516	1330	133	4.48	5
400×250	400	380	250	7	10	76.6	60.1	22220	1110	17.0	614	2610	208	5.83	5
404×300	404	380	300	8	12	102	80.4	31330	1550	17.5	850	5400	360	7.26	5
450×200	450	430	200	7	10	70.1	55.0	24000	1070	18.5	602	1340	134	4.36	5
454×250	454	430	250	8	12	94.4	74.1	34610	1520	19.2	848	3130	250	5.76	5
454×300	454	430	300	9	12	111	86.9	41140	1810	19.3	1000	5400	360	6.99	6

表 1-4-209

焊接 H 型钢的截面特性



I — 截面惯性矩;
 W — 截面抵抗矩;
 S — 半截面面积矩;
 i — 截面回转半径.

型号	尺寸					截面面积 (cm^2)	理论重量 (kg/m)	参考数值							焊缝厚度 (mm)
	H	h	b	d	t			x - x				y - y			
								I_x	W_x	i_x	S_x	I_y	W_y	i_y	
	(mm)							(cm^2)	(kg/m)	(cm^4)	(cm^3)	(cm)	(cm^3)	(cm^4)	
300 × 200	300	280	200	6	10	56.8	44.6	9510	634	12.9	349	1330	133	4.85	5
	300	276	200	6	12	64.6	50.7	11010	734	13.1	403	1600	160	4.98	5
	300	272	200	8	14	77.8	61.0	12800	854	12.8	474	1870	187	4.90	6
300 × 250	300	276	250	8	12	82.1	64.4	18850	923	13.0	508	3130	250	6.17	6
	300	272	250	10	14	97.2	76.3	16000	1070	12.8	593	3650	292	6.13	6
300 × 300	300	276	300	8	12	94.1	73.9	16840	1090	13.2	595	5400	360	7.58	6
	300	268	300	10	16	123	96.4	20980	1400	13.1	771	7200	480	7.66	6
	300	260	300	12	20	151	119	25320	1690	12.9	941	9000	600	7.72	8
350 × 175	350	330	175	6	10	54.8	43.0	11920	681	14.8	379	894	102	4.04	5
	350	326	175	8	12	68.1	53.4	14310	818	14.5	461	1070	123	3.97	6
350 × 200	350	334	200	6	8	52.0	40.9	11220	641	14.7	357	1070	107	4.53	5
	350	330	200	8	10	66.4	52.1	13960	798	14.5	449	1340	134	4.48	6
	350	326	200	8	12	74.1	58.2	16030	916	14.7	512	1600	160	4.65	6
350 × 250	350	318	200	10	16	95.8	75.2	20540	1170	14.6	661	2140	214	4.72	6
	350	330	250	8	10	76.4	60.0	16850	963	14.9	534	2610	208	5.84	6
	350	326	250	8	12	86.1	67.6	19450	1110	15.0	613	3130	250	6.03	6
350 × 300	350	318	250	10	16	112	87.8	25010	1430	15.0	794	4170	334	6.11	6
	350	326	300	8	12	98.1	77.0	22880	1310	15.3	715	5400	360	7.42	6
	350	318	300	10	16	128	100	29470	1680	15.2	928	7200	480	7.15	6
350 × 350	350	326	350	8	12	110	86.4	26310	1500	15.5	816	8580	490	8.83	6
	350	318	350	10	16	144	113	33940	1940	15.4	1060	11440	654	8.92	6
	350	310	350	12	20	177	139	41140	2350	15.2	1300	14300	817	8.98	8
400 × 200	400	380	200	6	10	62.8	49.3	17960	898	16.9	498	1330	133	4.60	5
	400	376	200	8	12	78.1	61.3	21620	1080	16.6	607	1600	160	4.53	5
	400	368	200	8	16	93.4	73.4	26930	1350	17.0	750	2140	214	4.78	6
	400	360	200	10	20	116	91.1	32800	1640	16.8	922	2670	267	4.80	6
400 × 250	400	380	250	6	10	72.8	57.1	21760	1090	17.3	596	2610	208	5.98	5
	400	376	250	8	12	90.1	70.7	26130	1310	17.0	723	3130	250	5.89	5
	400	368	250	8	16	109	85.9	32830	1640	17.3	903	4170	334	6.17	6
	400	360	250	10	20	136	107	40020	2000	17.2	1110	5210	417	6.19	6

第一篇 钢结构工程设计施工基础资料

型号	尺寸					截面面积 (cm^2)	理论重量 (kg/m)	参考数值						焊缝厚度 (mm)	
	H	h	b	d	t			x - x				y - y			
								I_x	W_x	i_x	S_x	I_y	W_y		i_y
	(mm)							(cm^2)	(kg/m)	(cm^4)	(cm^3)	(cm)	(cm^3)		(cm^4)
400 × 300	400	376	300	8	12	102	80.1	30650	1530	17.3	840	5400	360	7.27	6
	400	368	300	10	16	133	104	39560	1980	17.3	1090	7200	480	7.36	6
	400	360	300	12	20	163	128	48030	2400	17.2	1330	9010	600	7.43	8
400 × 400	400	372	400	8	14	142	111	45170	2260	17.9	1220	14940	747	10.3	6
	400	368	400	10	16	165	129	51370	2570	17.7	1400	17070	854	10.2	8
	400	360	400	12	20	203	160	62480	3120	17.5	1710	21340	1070	10.3	8
	400	350	400	16	25	256	201	76130	3810	17.3	2120	26680	1330	10.2	10
	400	336	400	20	32	323	254	93200	4660	17.0	2640	34160	1710	10.3	12
	400	320	400	25	40	400	314	110900	5550	16.7	3200	42710	2140	10.3	14
	392 × 400	392	360	400	10	16	164	129	49160	2510	17.3	1370	17070	854	10.2
410 × 400	410	360	400	16	25	258	202	80440	3920	17.7	2180	26680	1330	10.2	10
424 × 400	424	360	400	20	32	328	258	106300	5020	18.0	2830	34160	1710	10.2	12
440 × 400	440	360	400	25	40	410	322	138100	6280	18.4	3610	42710	2140	10.2	14
450 × 250	450	426	250	8	12	94.1	73.9	33940	1510	19.0	839	3130	250	5.77	6
	450	418	250	10	16	122	95.6	43770	1950	19.0	1090	4170	334	5.85	6
	450	410	250	10	20	141	111	52000	2310	19.2	1290	5210	417	6.08	8
450 × 300	450	426	300	8	12	106	83.3	39690	1760	19.3	970	5400	360	7.14	6
	450	418	300	10	16	138	108	51310	2280	19.3	1260	7200	480	7.23	6
	450	410	300	12	20	169	133	62400	2770	19.2	1540	9010	600	7.30	8
	450	400	300	12	25	198	155	74210	3300	19.4	1830	11260	750	7.54	8
	450 × 400	450	418	400	10	16	170	133	66390	2950	19.8	1610	17070	854	10.0
450 × 400	450	410	400	10	20	201	158	79760	3540	19.9	1930	21340	1070	10.3	8
	450	400	400	12	25	248	195	96820	4300	19.8	2370	26670	1330	10.4	8
	500 × 250	500	468	250	8	117	92.2	53700	2150	21.4	1190	4170	334	5.96	6
500 × 250	500	460	250	10	20	146	115	65750	2630	21.2	1460	5210	417	5.97	8
	500	450	250	12	25	179	141	79690	3190	21.1	1790	6520	521	6.03	8
	500 × 300	500	468	300	8	133	105	63080	2520	21.7	1380	7200	480	7.35	6
500 × 300	500	460	300	10	20	166	130	77270	3090	21.6	1700	9000	600	7.36	8
	500	450	300	12	25	204	160	93800	3750	21.4	2090	11260	750	7.43	8
	500 × 400	500	468	400	10	16	175	137	83530	3340	21.9	1820	17070	854	9.88
500 × 400	500	460	400	10	20	206	162	100300	4010	22.1	2180	21340	1070	10.2	8
	500	450	400	12	25	254	169	122000	4880	21.9	2680	26670	1330	10.3	8
	600 × 300	600	568	300	10	16	153	120	97150	3240	25.2	1800	7210	480	6.87
600 × 300	600	560	300	10	20	176	138	115600	3850	25.6	2130	9010	600	7.15	2
	600	550	300	12	25	216	170	140700	4690	25.5	2610	11260	751	7.22	8
	600 × 400	600	568	400	10	16	185	145	124400	4150	26.0	2270	17070	854	9.61
600 × 400	600	560	400	10	20	216	170	149200	4970	26.3	2710	21340	1070	9.94	8

第四章 钢结构设计施工基本资料

型号	尺寸					截面面积 (cm^2)	理论重量 (kg/m)	参考数值							焊缝厚度 (mm)
	H	h	b	d	t			x - x				y - y			
								I_x	W_x	i_x	S_x	I_y	W_y	i_y	
	(mm)							(cm^2)	(kg/m)	(cm^4)	(cm^3)	(cm)	(cm^3)	(cm^4)	
700 × 300	600	550	400	10	25	255	200	179300	5980	26.5	3250	26670	1330	10.2	8
	600	540	400	12	30	305	239	210900	7030	26.3	3860	32010	1600	10.3	8
	700	660	300	10	20	186	146	162700	4650	29.6	2580	9010	600	6.96	6
	700	650	300	10	25	215	169	193800	5540	30.0	3060	11260	750	7.24	8
700 × 350	700	640	300	12	30	257	202	228400	6520	29.8	3630	13510	901	7.25	8
	700	660	350	10	20	206	162	185800	5310	30.0	2920	14300	817	8.33	6
	700	650	350	10	25	240	188	222300	6350	30.4	3480	17870	1020	8.63	8
700 × 400	700	640	350	12	30	287	225	262000	7490	30.2	4130	21450	1230	8.65	8
	700	660	400	10	20	226	177	209000	5970	30.4	3260	21340	1070	9.72	6
	700	650	400	10	25	265	208	250800	7170	30.8	3900	26670	1330	10.0	8
800 × 300	700	640	400	12	30	317	249	295700	8450	30.6	4630	32010	1600	10.1	8
	800	760	300	12	20	211	211	307500	5660	32.8	3210	9010	601	6.53	8
	800	750	300	12	25	240	188	267500	6690	33.4	3750	11260	751	6.85	8
800 × 350	800	740	300	12	30	269	211	307500	7690	33.8	4290	13510	901	7.09	8
	800	760	350	12	20	231	182	256900	6420	33.3	3600	14300	817	7.87	8
	800	750	350	12	25	265	208	305100	7630	33.9	4230	17880	1020	8.21	8
800 × 400	800	740	350	12	30	299	235	352000	8800	34.3	4860	21450	1230	8.47	8
	800	760	400	12	20	251	197	287300	7180	33.8	3990	21340	1070	9.22	8
	800	750	400	12	25	290	228	342600	8570	34.4	4720	26680	1330	9.59	8
900 × 350	800	744	400	12	28	313	246	375100	9380	34.6	5150	29880	1490	9.77	8
	800	736	400	14	32	359	282	424200	10610	34.4	5860	34150	1710	9.75	8
	900	860	350	14	20	260	204	345300	7670	36.4	4370	14310	818	7.41	8
	900	850	350	14	25	294	231	406700	9040	37.2	5090	17880	1020	7.80	8
	900	844	350	14	28	314	247	442900	9840	37.6	5520	20030	1140	7.98	8
900 × 400	900	836	350	14	32	341	268	490300	10900	37.9	6080	22890	1310	8.19	8
	900	860	400	14	20	280	220	384000	8530	37.0	4810	21350	1070	8.73	8
	900	850	400	14	25	319	250	454600	10100	37.8	5640	26690	1330	9.15	8
900 × 400	900	840	400	14	30	358	281	523500	11630	38.3	6450	32020	1600	9.16	8
	900	884	400	14	36	404	317	604000	13420	38.7	7420	38420	1920	9.75	10
	900	860	450	14	20	300	236	422700	9390	37.5	5250	30400	1350	10.1	8
1000 × 400	900	850	450	14	25	344	270	502400	11170	38.2	6190	37990	1690	10.5	8
	900	840	450	14	30	388	304	580300	12890	38.7	7110	45580	2030	10.8	8
	900	828	450	16	36	457	358	680700	15130	38.6	8370	54700	2430	11.0	10
	1000	960	400	14	20	294	231	487400	9750	40.7	5530	21360	1070	8.52	8
	1000	950	400	14	25	333	261	575400	11510	41.6	6450	26690	1330	8.95	8
1000	940	400	14	30	372	292	661600	13230	42.2	7370	32020	1600	9.28	8	

型号	尺寸					截面面积 (cm^2)	理论重量 (kg/m)	参考数值						焊缝厚度 (mm)	
	H	h	b	d	t			x - x				y - y			
								I_x	W_x	i_x	S_x	I_y	W_y		i_y
	(mm)							(cm^2)	(kg/m)	(cm^4)	(cm^3)	(cm)	(cm^3)		(cm^4)
1000 × 450	1000	928	400	16	36	487	343	776000	15520	42.2	8660	38430	1920	9.38	10
	1000	960	450	14	20	314	247	535500	10710	41.3	6020	30400	1350	9.83	8
	1000	950	450	14	25	358	281	634900	12700	42.1	7060	37990	1690	10.3	8
	1000	940	450	14	30	402	315	732200	14640	42.7	8090	45580	2030	10.7	8
1000 × 500	1000	928	450	14	36	454	356	846300	16980	43.2	9320	54700	2430	11.0	10
	1000	960	500	14	20	334	263	583500	11670	41.8	6510	41690	1670	11.2	8
	1000	950	500	14	25	383	301	694300	13890	42.6	7670	52110	2080	11.7	8
	1000	940	500	16	30	450	354	816600	16330	42.6	9040	62530	2500	11.8	10
1100 × 400	1000	928	500	16	36	509	399	943300	18870	43.1	10400	75030	3000	12.2	10
	1100	1050	400	16	25	368	289	732000	13310	44.6	7580	26700	1340	8.52	10
	1100	1040	400	16	30	406	319	837100	15220	45.4	8580	32040	1600	8.88	10
	1100	1028	400	20	36	494	388	996500	18120	44.9	10300	38470	1920	8.83	12
1100 × 500	1100	1040	500	16	30	466	366	1009000	18840	46.5	10190	62540	2500	11.6	10
	1100	1028	500	20	36	566	444	1200000	21820	46.1	12220	75070	3000	11.5	12
1200 × 400	1200	1150	400	18	25	407	320	918500	15310	47.5	8850	26720	1340	8.10	12
	1200	1140	400	18	30	445	350	1044000	17400	48.4	9940	32060	1600	8.49	12
	1200	1128	400	18	36	491	386	1191000	19850	49.3	11240	38460	1920	8.85	12
	1200	1120	400	20	40	544	427	1311000	21850	49.1	12420	42740	2140	8.86	12
1200 × 450	1200	1140	450	18	30	475	373	1146000	19110	49.1	10820	45620	2030	9.80	12
	1200	1128	450	20	36	550	431	1337000	22280	49.3	12610	54750	2430	9.98	12
1200 × 500	1200	1140	500	20	30	528	415	1274000	21230	49.1	12020	62550	2500	10.9	12
	1200	1128	500	20	36	586	460	1459000	24320	49.9	13660	75080	3000	11.3	12
	1200	1120	500	20	40	624	490	1580000	26340	50.3	14740	83410	3340	11.6	12
	1200	1150	600	14	25	461	362	1213000	20220	51.3	11130	90030	3000	14.0	10
1200 × 600	1200	1140	600	14	30	520	408	1405000	23420	52.0	128000	108000	3600	14.4	10
	1200	1128	600	16	36	613	481	16550000	27590	52.0	15120	129600	4320	14.6	10

具有批量生产焊接 H 型钢能力的厂家有第二十冶金建筑公司金属制品厂、武汉金属结构厂等。

五、连接件、零配件及嵌缝材料

(一) 连接件

屋面用压型板的连接件分为两种：波高小于 70mm 的压型板，大多采用钩头螺栓、槽形螺栓、六角螺栓及自攻螺丝等；波高大于 70mm 的压型板，其与固定支架的连接采

用套管螺栓，板与板之间的连接采用开花螺栓。

墙面用压型板与墙梁的连接可用自攻螺丝、拉铆钉、钩头螺栓、槽形螺栓等。

零配件之间以及零配件与屋面板之连接可用拉铆钉。

压型板、零配件与钢梁的连接可用自攻螺丝。

(二) 零配件

压型板用的零配件包括固定支架，挡水板、堵头板、檐口板、屋脊盖板等，需由压型板厂家配套供应。

(三) 嵌缝材料

嵌缝材料有密封膏、密封带、泡沫塑料堵头及防水衬垫等，主要用以防水、防渗漏。

六、轻质隔热夹心板

它是压型钢板或铝板为面板，以泡沫塑料为芯材组成的保温隔热复合板材，可直接用作屋面板和外墙板。

杭州东南轻质建筑板材公司生产的 EPS 隔热夹芯板的自重为每平方米 10~15kg，导热系数为 $0.034\text{kcal}/(\text{m}\cdot\text{h}\cdot^\circ\text{C})$ 。

产品规格为：

宽度 $B = 1200\text{mm}$ ，长度 $\leq 9\text{m}$

厚度系列：50mm、75mm、100mm、150mm、150mm、200mm、250mm。

厂家提供的产品选用参数（见表 1-4-210~表 1-4-213）。

表 1-4-210 板重选用表 (kg/m^2)

板厚 (mm)	50	75	100	150	200	250
板重 (kg/m^2)	10.00	10.44	10.89	11.79	12.69	13.59

表 1-4-211 传热系数 K ($\text{kcal}/\text{m}^2\text{h}^\circ\text{C}$)

板厚 (mm)	50	75	100	150	200	250
K	0.57	0.38	0.285	0.19	0.143	0.114

表 1-4-212 使用跨度选用表 (控制变形小于 $L/240$) (m)

荷载 (km/m^2)	板厚 (mm)	50	75	100	150	200	250
25		5.19	6.91	8.09	9.91	11.45	12.80
50		3.74	4.96	5.72	7.01	8.09	9.05
100		2.53	3.49	4.05	4.96	5.72	6.40
150		1.90	2.70	3.31	4.05	4.67	5.23
200		1.40	2.10	2.80	3.51	4.05	4.53
250		1.10	1.70	2.30	3.31	3.62	4.05
300		0.90	1.40	1.90	2.86	3.31	3.70

表 1-4-213 每米宽板材不同高度、厚度时的允许荷载 (kg/m)

板厚 (mm)	板高 (m)	2.5	3.5	4	5	5.5	6	7.5
50		1534	1210	1066	830	735	653	469
75		2538	2110	1909	1553	1401	1266	944
100		3557	3065	2821	2369	2166	1981	1522
150		5627	5054	4752	4155	3872	3603	2894
200		7715	7094	6754	6057	5713	5379	4460
250		9810	9157	8791	8021	7632	7246	6152

七、轻型钢结构的防腐与涂装

由于轻钢结构所采用的大多是薄壁钢构件，钢材的锈蚀会严重地影响轻钢结构的使用，因而《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GBJ18-87 要求对薄壁轻钢结构采取严格的表面处理方法和防腐措施。

(一) 冷弯薄壁型钢结构的侵蚀作用分类

冷弯薄壁型钢结构应根据其使用条件和所处环境，选择相应的表面处理方法和防腐措施。

对冷弯薄壁型钢结构的侵蚀作用分类可按表 1-4-214 采用；

表 1-4-214 外界条件对冷弯薄壁型钢结构的侵蚀作用分类

序号	地区	相对湿度 (%)	对结构的侵蚀作用分类		
			室内(采暖房屋)	室内(非采暖房屋)	露天
1	农村、一般	干燥, < 60	无侵蚀性	无侵蚀性	弱侵蚀性
2	城市的商业 区及住宅区	普通, 60~75	同上	弱侵蚀性	中等侵蚀性
3		潮湿, > 75	弱侵蚀性	同上	同上
4	工业区、沿 海地区	干燥, < 60	同上	中等侵蚀性	同上
5		普通, 60~75	同上	同上	同上
6		潮湿, > 75	中等侵蚀性	同上	同上

注：①表中的相对湿度系指当地的年平均相对湿度，对于恒温恒湿或有相对湿度指标的建筑物，则按室内相对湿度采用；

②一般城市的商业区及住宅区泛指无侵蚀性介质的地区，工业区则包括受侵蚀性介质影响及散发轻微侵蚀性介质的地区。

(二) 冷弯薄壁型钢结构的表面处理

冷弯薄壁型钢结构必须进行表面处理，应按下列要求彻底清除铁锈、污垢及其他附着物。

(1) 喷砂、喷丸除锈应除至露出金属灰白色为止，并注意喷匀，不得有局部黄色存在；

(2) 酸洗除锈应除至钢材表面全部呈铁灰色为止，并应清洗干净，保证钢材表面无残余酸液存在，酸洗后宜作磷化处理或涂磷化底漆；

(3) 手工或半机械化除锈应除至露出钢材表面为止。

(三) 冷弯薄壁型钢结构的防护措施

冷弯薄壁型钢结构应根据具体情况选用下列相适应的防护措施。

(1) 金属保护层(表面合金化镀锌、镀锌等)

(2) 防腐涂料

①无侵蚀性或弱侵蚀性条件下，可采用油性漆、酚醛漆或醇酸漆；

②中等侵蚀性条件下，宜采用环氧漆、环氧酯漆、过氯乙烯漆、氯化橡胶漆或氯醋漆；

③防腐涂料的底漆和面漆应相互配套。

(3) 复合保护

①用镀锌钢板制作的构件，涂漆前应进行除油、磷化、钝化处理(或除油后涂磷化底漆)；

②表面合金化镀锌钢板、镀锌钢板(如压型钢板，瓦楞铁等)的表面不宜涂红丹防锈漆，宜涂 H06-2 锌黄环氧酯底漆(或其他专用涂料)进行维护。

防腐涂料底、面漆配套及漆膜厚度可按表 1-4-215 和表 1-4-216 采用。

表 1-4-215 防腐涂料底、面漆配套及维护年限

侵蚀作用类别		表面处理	涂料类别	底、面漆配套涂料						维护年限 (年)
				底 漆	道数	膜厚 (μm)	面 漆	道数	膜厚 (μm)	
室内	无侵蚀性 弱侵蚀性	喷砂 (丸)除锈、酸洗除锈、手工或半机械化除锈	第一类	Y53-31 红丹油性防锈漆	2	60	C04-2 各色醇酸磁漆 C04-45 灰醇酸磁漆 C04-5 灰云铁醇酸磁漆	2	60	15~20
				Y53-32 铁红油性防锈漆	2	60				
				F53-31 红丹酚醛防锈漆	2	60				
				F53-33 铁红酚醛防锈漆	2	60				
室外	弱侵蚀性	半机械化除锈	第一类	C53-31 红丹醇酸防锈漆	2	60	C06-1 铁红醇酸底漆	2	60	8~10
				F53-40 云铁醇酸防锈漆	2	60				
室内	中等侵蚀性	酸洗磷化处理 喷砂 (丸)除锈	第二类	H06-2 铁红环氧酯底漆	2	60	灰醇酸改性过氯乙烯磁漆 灰醇酸改性氧化橡胶磁漆 醇酸改性氯醋磁漆 聚氨酯改性氯醋磁漆	2	60	10~15
室外				铁红环氧改性M树脂底漆	2	60				
				H53-30 云铁环氧酯底漆	2	60				
						2				

注：表中所列第一类或第二类中任何一种底漆可和同一类别中的任一种面漆配套使用。

表 1-4-216 镀锌钢板底、面漆配套

侵蚀作用类别	表面处理	涂料类别	底、面漆配套涂料							
			底 漆	道数	膜厚 (μm)	面 漆	道数	膜厚 (μm)		
无侵蚀性和弱侵蚀性	磷化底漆	第一类	F53-34 锌黄酚醛防锈漆	2	60	C04-2 各色醇酸磁漆	2	60		
						C04-42 各色醇酸磁漆			2	60
						C43-31 醇酸船壳漆			2	60
			C53-33 锌黄醇酸防锈漆	2	60	同上	同上	同上		
			G06-4 锌黄过氯乙烯底漆	2	60	G04-2 各色过氯乙烯磁漆	2	60		
						G04-9 各色过氯乙烯外用磁漆			2	60
						G52-31 各色过氯乙烯防腐漆			2	60
			H06-2 锌黄环氧酯底漆	2	60	C04-2 各色醇酸磁漆	2	60		
						C04-42 各色醇酸磁漆			2	60
						G04-2 各色过氯乙烯磁漆			2	60
G04-9 各色过氯乙烯外用磁漆	2	60								
G52-31 各色过氯乙烯防腐漆	2	60								

侵蚀作用类别	表面处理	涂料类别	底、面漆配套涂料					
			底漆	道数	膜厚 (μm)	面漆	道数	膜厚 (μm)
中等侵蚀性	直接涂装	第二类	铁红环氧改性 M 树脂底漆 (EM)*	2	60	B113 丙烯酸磁漆	2	60
						B04-6 丙烯酸磁漆	2	60
						S-10-1 丙烯酸磁漆	2	60
						醇酸改性氯化橡胶磁漆	2	60

注：* 该底漆也可直接涂装合金铝板。

(四) 冷弯薄壁型钢结构的防腐处理要求

- (1) 钢材表面处理后应及时涂刷防腐涂料，以免再度生锈；
- (2) 当防腐涂料采用红丹防锈漆和环氧底漆时，安装焊缝部位两侧附近不涂；
- (3) 冷弯薄壁型钢结构安装就位后，应对在运输、吊装过程中漆膜脱落的部位以及安装焊缝两侧未涂油漆的部位补涂油漆，使之不低于相邻部位的防护等级；
- (4) 冷弯薄壁型钢结构与钢筋混凝土或钢丝网水泥构件直接接触的部位，应采取适宜措施，不使油漆变质；
- (5) 可能淋雨或积水的构件中的节点板夹缝等不易再次油漆维护的部位，均应采取适宜措施密封。

(五) 涂装设计资料

上海宝山钢铁公司工程指挥部的钢结构的涂装设计资料；

1. 与各种气候相适应的涂料种类 (见表 1-4-217)

表 217 与各种大气相适应的涂料种类表

	城镇大气	工业大气	化工大气	海洋大气	高温大气
酚醛漆	△				
醇酸漆	✓	✓			
沥青漆			✓		
环氧树脂漆			✓	△	△
过氯乙烯漆			✓	△	

	城镇大气	工业大气	化工大气	海洋大气	高温大气
丙烯酸漆		✓	✓	✓	
聚氨酯漆		✓	✓	✓	△
氯化橡胶漆		✓	✓	△	
氯磺化聚乙烯漆		✓	✓	✓	△
有机硅漆					✓

注：✓—可用，△—不可用。

2. 钢结构涂装涂层厚度 (μm) (见表 1-4-218)

表 1-4-218 钢结构涂装涂层厚度 (μm)

	基本涂层和防护涂层					附加涂层
	城镇大气	工业大气	海洋大气	化工大气	高温大气	
醇酸漆	100 ~ 150	125 ~ 175				25 ~ 50
沥青漆			180 ~ 240	150 ~ 210		30 ~ 60
环氧漆			175 ~ 225	150 ~ 200	150 ~ 200	25 ~ 50
过氯乙烯漆				160 ~ 200		20 ~ 40
丙烯酸漆		100 ~ 140	140 ~ 180	120 ~ 160		20 ~ 40
聚氨酯漆		100 ~ 140	140 ~ 180	120 ~ 160		20 ~ 40
氯化橡胶漆		120 ~ 160	160 ~ 200	140 ~ 180		20 ~ 40
氯磺化聚乙烯漆		120 ~ 160	160 ~ 200	140 ~ 180	120 ~ 160	20 ~ 40
有机硅漆					100 ~ 140	20 ~ 40

3. 常用涂料的性能及用途

在涂料产品中，每个不同类别的品种，都有它一定的特殊的优缺点。在涂装设计时，必须根据不同的品种，合理地选择适当的涂料品种。为此，对各类涂料品种的基本组成、特性、用途和施工参见（表 1-4-219 ~ 表 1-4-220）。

表 1-4-219

油脂漆类

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
Y00-1 Y00-2 Y00-3 ZBGH011-87	清油 (Y00-1 熟油、鱼油、520 清油、氧化清油、Y00-2 熟油、鱼油; Y00-3 混合清油)	由干性植物油或干性植物油加部分半干性植物油, 并加催干剂调制而成。Y00-1 以亚麻仁油为主制成; Y00-2 以梓油为主制成; Y00-3 以各种植物油混合制成	比未经熬炼的植物油干燥快, 漆膜柔软, 易涂刷。 Y00-1 易发粘	用于调制厚漆和红丹防锈漆, 也可单独用于物体表面的涂覆, 作防水、防腐和防锈之用	1. 调厚漆时, 先将厚漆调匀, 然后按比例加入清油 (清油: 厚漆 = 1:2~3), 搅匀待粘度适宜即可 2. 如干燥太慢或冷天, 可加入 1% 的催干剂
Y02-1 ZBG51012-87	各色厚漆 (甲、乙级各色厚漆)	由干性或半干性植物油、颜料、体质颜料等调制而成	容易涂刷, 价格便宜, 但漆膜柔软, 干燥慢, 耐久性差	用于一般要求不高的建筑物或水管接头处的涂覆, 也可作木质件打底用	1. 使用前应调入清油, 调匀后涂覆 2. 漆中如有粗粒, 应先过滤, 然后施工
Y03-1 ZBG51013-87	各色油性调合漆 (油性船舱漆)	由干性植物油、颜料、体质颜料、催干剂、200 号溶剂油、松节油调制而成	耐候较酯胶调合漆好, 易于涂刷, 但干燥时间较长, 漆膜较软	用于室内外一般金属, 木质物件及建筑物表面的保护和装饰	1. 使用前必须调匀 2. 如粘度太稠, 可用 200 号溶剂油或松节油调整
Y53-31 ZBG51026-87	红丹油性防锈漆 (711 船舶专用防锈漆, Y53-1)	由干性植物油炼制后与红丹粉、体质颜料、催干剂、200 号油漆溶剂或松节油调剂而成	防锈性能好, 但干燥较慢	主要用于大型钢铁表面作防锈打底之用	1. 因红丹与锌、铝易起电化学反应, 该漆不能用在铝和锌板上 2. 稀调剂可用 200 号溶剂油或松节油调整粘度

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
Y53 - 32 ZBG51088 - 87	铁红油性防锈漆 (Y53 - 2)	由干性植物油炼制后与氧化锌、氧化铁红和体质颜料、催干剂 200 号溶剂油或松节油调制而成	附着力较强, 防锈性能较好, 但次于红丹防锈漆、漆膜较软	主要用于室内外一般要求的钢铁结构表面作打底之用	稀稠剂可用 200 号溶剂油或松节油调整粘度
Y53 - 36 企标	红丹油性防锈漆	将加有催干剂、溶剂的聚合油与红丹粉分装, 使用时混合调匀	与 Y53 - 31 性能一样。但可避免红丹沉底结块	用途同 Y53 - 31	同 Y53 - 31

表 1 - 4 - 220

天然树脂漆类

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
T01 - 1 ZBG51014 - 87	酯胶清漆 (清凡立水、镜底漆 102、17A、92A)	由干性植物油和多元醇松香炼制后, 加入催干剂并以 200 号溶剂油或松节油调制而成	漆膜光亮, 耐水性较好	用于木制家具、门窗、板壁等的涂覆及金属制品表面的罩光	用 200 号溶剂油或松节油作稀释剂
T03 - 1 ZBG51089 - 87	各色酯胶调合漆 (磁性调合漆)	由干性植物油和多元醇松香酯炼制后, 与颜料和体质颜料研磨, 加入催干剂以 200 号溶剂油或松节油调制而成	干燥性能比油性调合漆好, 漆膜较硬, 有一定的耐水性	用于室内外一般金属、木质物件及建筑物表面的涂覆, 作保护和装饰之用	1. 使用前必须把漆搅匀, 如有结皮、粗料应进行过滤 2. 用 200 号溶剂油或松节油作稀释剂

第四章 钢结构设计施工基本资料

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
T04 - 1 ZBG51105 - 87	各色酯胶磁漆	由干油松香酯与干性植物油热炼成漆料。再与各种颜料填料研磨后并加入催干剂和200号油漆溶剂油调而成	漆膜光亮鲜艳，但耐候性较差	适用于室内一般金属、木质物件以及五金零件、玩具等表面作装饰保护之用	用200号溶剂油作稀释剂
T06 - 5 ZBG51015 - 87	铁红、灰酯胶底漆（头道底漆，红灰，白灰酯胶底漆，绿灰底漆等）	由多元醇松香酯、松香钙皂、干性植物油、颜料、体质颜料、催干剂200号溶剂油或松节油调制而成	漆膜较硬，易打磨，并有较好的附着力	主要用于要求不高的钢铁、木质表面的底漆	1. 喷涂、刷涂均可，可用200号溶剂油或松节油稀释 2. 配套面漆，可用调合漆、酚醛磁漆、醇酸磁漆或硝基磁漆等
T07 - 2 G51016 - 87	各色酯胶腻子（200，74，75）	由酯胶清漆、颜料、体质颜料、催干剂和溶剂等调制而成	具有良好的涂刮性和打磨性	用于填平钢铁、木质物体表的凹坑，针孔和缝隙	1. 可用200号溶剂油或二甲苯进行稀释 2. 使用时以薄为宜，每次涂刮不超过500 μ m

表 1-4-221

酚醛树脂漆类

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
F01-1 ZBG51018-87	酚醛清漆 (水砂底漆、405 酚醛清漆)	由干性植物油和松香改性酚醛树脂炼制后,加入适量的催干剂,并以 200 号溶剂油或松节油调而成	漆膜光亮,耐水性好,但易泛黄	用于木器家具的涂饰,可显示出木器的底色和花纹	用 200 号溶剂油或松节油作稀释剂
F04-1 ZBG51020-87	各色酚醛磁漆(紫棕衣架漆、805 黄标志漆、铁红货舱漆、特脂胶磁漆、751 银粉漆)	由干性植物油和松香改性酚醛树脂熬炼后与颜料及体质颜料研磨,加入催干剂,并以 200 号溶剂油或松节油调制而成	漆膜坚硬,光泽附着力较好,但耐候性差	用于建筑工程,交通工具,机械设备等室内木材和金属表面的涂覆,作保护装饰作用	1. 用 200 号溶剂油或松节油作稀释剂 2. 配套底漆为酯胶底漆、红丹防锈漆、灰防锈漆和铁红防锈漆
F04-11 ZBG51023-87	各色纯酚醛磁漆(水陆两用漆)	由纯酚醛树脂、干性植物油、催干剂、200 号溶剂油及二甲苯调制而成	漆膜较硬,光泽较好,具有一般耐水和耐候性	用于涂装要求耐潮湿、干湿交替的金属和木质物件	1. 用 200 号溶剂油、二甲苯作稀释剂 2. 配套底漆可用防锈漆、酚醛底漆
F06-8 ZBG51024-87	锌黄、铁红、灰酚醛底漆(1515)	由松香改性酚醛树脂、聚合植物油炼制后,与颜料和体质颜料研磨,加入催干剂以 200 号溶剂油及二甲苯调制而成	漆膜具有较好的附着力和防锈性能	锌黄色用于铝合金等轻金属表面,铁红和灰色用钢铁金属表面	1. 采用 200 号溶剂油、二甲苯、松节油作稀释剂 2. 配套漆为调合漆、醇酸磁漆、氨基烘漆、纯酚醛磁漆等

第四章 钢结构设计施工基本资料

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
F06-9 ZBG51025-87	锌黄、铁红 纯酚醛底漆	由纯酚醛树脂、 干性油、锌黄、 铁红及体质颜 料、催干剂、 以二甲苯或松 节油调制而成	具有一定防 锈能力，耐 水性好	锌黄纯酚醛 底漆用于涂 覆铝合金表 面，铁红纯 酚醛底漆用 于涂覆钢铁 表面	1. 用二甲苯、 松节油作稀 释剂 2. 配套 面漆为醇酸 磁漆、氨基 烘漆、纯酚 醛磁漆
F53-31 ZBG51090-87	红丹酚醛防 锈漆（磁性 红丹防锈漆、 红丹防锈漆， F53-1）	由松香改性酚 醛树脂，多元 醇醇松香脂， 干性植物油、 红丹、体质颜 料、催干剂、 200号溶剂油或 松节油调制而 成	具有良好的 防锈性能	适用于钢铁 表面的涂覆， 作防锈打底 之用	1. 用 200 号 溶剂油或松 节油作稀节 油作稀释剂 2. 不能 单独使用 （耐候性不 好）要与其 他面漆配套， 配套面漆为 酚醛磁漆， 醇酸磁漆等
F53-32 ZBG51027-87	灰酚醛底漆 （灰防锈漆、 0号、00号、 1号、T13- 28、F53-2）	由松香改性酚 醛树脂、多元 醇松香脂、干 性植物油、氧 化锌、碳黑、 体质颜料、催 干剂、200号溶 剂油及松香油 调制而成	具有较好防 锈性能	适用于钢铁 表面涂覆	1. 以涂刷施 工为主 2. 用 200 号溶剂油或 松节油作稀 释剂
F53-33 ZBG51028-87	铁红酚醛防 锈漆（磁性 铁红防锈漆、 铁红防锈漆、 铁红防锈漆 F53-3）	由松香改性酚 醛树脂、多元 醇松香脂、干 性植物油、氧 化铁红、体质 颜料、催干剂、 以 200 号溶剂油 或松香油调制 而成	具有一般的 防锈性能	用于防锈性 能要求不高 的钢铁构件 表面涂覆， 作为防锈打 底之用	1. 用 200 号 溶剂油或松 节油作稀释 剂 2. 配套 面漆为醇酸 磁漆和醇酸 漆等

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
F53 - 34 ZBG51005 - 87	锌黄酚醛防锈漆 (锌黄防锈漆、725 锌黄防锈漆 F53 - 4)	由松香改性酚醛树脂, 多元醇松香酯, 干性植物油、锌黄、氧化锌、体质颜料、催干剂、200 号溶剂油调制而成	具有良好的防锈性能	用于轻金属表面作为防锈打底之用	1. 用 200 号溶剂油或松节油作稀释剂 2. 使用时要充分搅拌均匀
F53 - 39 ZBG51097 - 87	硼钡酚醛防锈漆 (F53 - 9)	由松香改性酚醛树脂、多元醇松香酯、干性植物油、防锈颜料偏硼酸钡和其他颜料、催干剂、200 号溶剂油或松节油调制而成的长油度防锈漆	在大气环境中具有良好的防锈性能	用于桥梁、火车、车辆、船壳、大型建筑钢铁构件、钢铁器材表面, 作为防锈打底之用	1. 用 200 号溶剂油或松节油作稀释剂 2. 最好不单独使用, 可与酚醛磁漆配套用

表 1 - 4 - 222

沥青漆类

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
L50 - 1 ZBG51032 - 87	沥青耐酸漆 (沥青搞酸漆 411, 177, 35)	该漆由干性植物油、石油沥青或天然沥青催干剂, 200 号溶剂油、二甲苯混合溶剂调制而成	该漆具有耐硫酸腐蚀的性能并有良好附着力	主要用于需要防止硫酸浸蚀的金属表面	1. 可用 200 号溶剂油稀释, 也可用二甲苯与 200 号溶剂混合溶剂稀释 2. 加贮存期过久或冷天, 可适当加入 5% 以下的催干剂, 以提高干性

第四章 钢结构设计施工基本资料

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
L01-6 ZBG51029-87	沥青清漆 (67号, 68号)	由石油沥青(软化点90-120℃)芳烃剂调制而成	具有较好的耐水、防潮、防腐蚀性。但机械性能差, 耐候性不好, 不能涂于太阳光直射的物体表面	用于各种容器与机械等内表面涂覆、作防潮、耐水防腐之用	可用纯苯释至符合施工要求
L04-1 ZBG51009-87	沥青磁漆 (沥青底架漆122)	由植物油与天然沥青或石油沥青、松香改性酚醛树脂, 催干剂、200号溶剂油及芳烃溶剂调制而成	该漆漆膜黑亮平滑, 耐水性较好	用于涂覆汽车底盘, 水箱及其他金属零件表面	使用时必须搅拌均匀并可用200号溶剂油、二甲苯、松节油稀释

表 1-4-223

醇酸树脂漆类

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
C01-1 ZBG51033-87	醇酸清漆 (4C、5C、6C、135T)	该漆由干性植物油改性的中油度醇酸树脂、催干剂200号溶剂油(或松节油)与二甲苯的混合溶剂调制而成	该漆膜具有较好的附着力和耐久性, 能在室温下干燥, 但耐水性稍差	用于室内外金属、木材表面涂层的罩光	1. 可用200号溶剂油(或松节油)与二甲苯的混合溶剂调整粘度 2. 涂刷后漆膜可经60~70℃烘干

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
C01 - 7 ZBG51034 - 87	醇酸清漆 (170, 170A)	是由植物油改性季戊四醇醇酸树脂, 催干剂和有机溶剂调制而成的长油度醇酸清漆	能常温干燥, 漆膜具有较好的柔软韧性和耐候性	可作各种涂有底漆、磁漆的金属材料及铝合金表面罩光涂层; 也可用于户外木器上的罩光涂层	可用200号溶剂油或松节油与二甲苯的混合溶剂调整施工粘度
C04 - 2 ZBG51035 - 87	各色醇酸磁漆(3131 铝色醇酸磁漆、银粉耐热醇酸磁漆、钢灰桥梁而漆)	由中油度醇酸树脂、颜料、催干剂及200号溶剂油或松节油与二甲苯调制而成	具有较好的光泽和机械强度, 耐候性好, 能自然干燥, 也可低温烘干	用于金属及木制品表面的保护及装饰性涂覆	<ol style="list-style-type: none"> 1. 每层喷涂厚度 15 ~ 20μm 为宜, 干后再涂下一道 2. 可用 X-6 醇酸稀释剂 3. 配套底漆为醇酸底漆, 醇酸二道底漆、环氧酯底漆、酚醛底漆等
C04 - 42 ZBT51036 - 87	各色醇酸磁漆(钢灰桥梁漆, 头道、二道醇酸磁漆、中灰钢梁面漆, 草绿醇酸客舱漆, 855 - 1 ~ 855 - 8 醇酸内舱漆)	由植物油改性的季戊四醇醇酸树脂、颜料、催干剂及有机溶剂调制而成	具有良好的耐候性及附着力, 其机械强度较好, 能自然干燥, 也可低温烘干	主要用于涂覆户外的钢铁表面	<ol style="list-style-type: none"> 1. 可用 X-6 醇酸漆稀释剂调整粘度 2. 配套底漆为醇酸底漆、醇酸二道底漆、环氧脂底漆, 酚醛底漆等 3. 漆膜经 60 ~ 70$^{\circ}$C 烘烤后耐水性能显著提高

第四章 钢结构设计施工基本资料

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
C04 - 45 ZBG51096 - 87	灰醇酸磁漆 (分装) (66 灰色户外面 漆)	由植物油改性的季戊四醇醇酸树脂, 片状铝锌金属浆, 催干剂及混合溶剂调制而成	该漆具有很低的水汽渗透性, 对紫外线有较强的反射作用, 耐候性优良	用于涂覆钢铁桥梁, 高压线铁塔和户外钢铁构筑物表面	喷涂或刷涂均可, 以喷涂质量为最好
C06 - 1 ZBG51010 - 87	铁红醇酸底漆 (1614 , 138 , 138A)	由干性植改性醇酸树脂 (中油或长油度与铁红、防锈颜料、体质颜料经研磨后, 加入催干剂并以 200 号溶剂油及二甲苯调成)	漆膜具有良好的附着力和一定的防锈性能与硝基, 醇酸的面漆结合力好, 在一般气候下耐久性好, 湿热条件下耐久性差	用于黑色金属表面打底防锈	1. 用 X-6 醇酸漆作稀释剂 2. 配套面漆为醇酸磁漆、氨基烘漆、沥青漆、过氯乙烯漆等
C06 - 10 ZBG51039 - 87	醇酸二道底漆 (醇酸二道浆、二道底漆 175 , 185)	由植物油改性醇酸树脂, 颜料及体质颜料研磨后加入催干剂及有机溶剂调制而成	适用于烘干也可在常温干燥, 容易打磨, 与腻子层及面漆结合力好	涂在已打磨的腻子层, 以填平腻子层的砂孔、纹道	1. 用松节油作稀释剂, 喷涂时用二甲苯作稀释剂 2. 配合面漆为醇酸磁漆、氨基烘漆、沥青漆等
C07 - 5 ZBG51040 - 87	各色醇酸腻子 (II - 1 , III - 2)	由醇酸树脂、颜料、体质颜料、催干剂和溶剂调制而成	易于涂刮, 涂层坚硬, 附着力好	用于填平金属及木制品的表面	可用松香水或 X-6 醇酸漆稀释剂, 不得加水和和其他填充料

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
C53-31 ZBG51006-87	红丹醇酸防锈漆(红丹醇酸桥梁底漆, 718 红丹醇酸底漆, C53-1 等)	由醇酸树脂, 红丹粉、体质颜料、催干剂与溶剂调制而成	该漆防锈性能好, 干燥快, 附着力强	用于钢铁结构表面作防锈打底漆	1. 本漆不能直接用在锌、铝材质上 2. 采用 X-6 醇酸稀释剂 3. 要与面漆配套使用耐候性更好

表 1-4-224

过氯乙烯树脂漆类

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
C04-9 ZBG51063-87	各色过氯乙烯外用磁(铝色过氯乙烯磁漆、过氯乙烯汽车喷等)	由过氯乙烯树脂, 醇酸树脂、颜料、增塑剂和酯、酮、苯类等混合溶剂调制而成	漆膜干燥较快, 平整光亮, 能打磨, 有较好的耐候性和耐化学腐蚀性, 在 60℃ 烘烤 1 ~ 3h, 可增强附着力	适用各种车辆, 机床, 电工器材, 医疗器械, 农业机械和各种配件的表面作保护装饰用	用 X-3 过氯乙烯漆稀释剂调整粘度, 如湿度大于 70% 的场地, 需加适量 F-2 过氯乙烯漆防潮剂, 以防漆膜变白
C06-4 ZBG51065-87	锌黄、铁红过氯乙烯底漆(头道过氯乙烯底漆等)	由过氯乙烯树脂, 醇酸树脂, 增塑剂, 体质颜料和有机溶剂调制而成	具有一定防锈性及耐化学性能, 但附着力不好, 如在 60 ~ 65℃ 烘烤可增加附着力及其他各种性能	铁红、过氯乙烯底漆, 适用车辆、机床及各种钢铁和木材表面打底, 锌黄过氯乙烯底漆用于轻金属表面	同 G04-9

第四章 钢结构设计施工基本资料

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
G07-3 ZBG51066-87	各色过氯乙烯腻子(机床用过氯乙烯腻子,灰过氯乙烯腻子,56号过氯乙烯腻子等)	由过氯乙烯树脂,增塑剂,各色颜料,体质颜料,酯、酮、苯混合溶剂调制而成	干燥快	用于填平已涂有醇酸底漆或过氯乙烯底漆的各种车辆,机床等钢铁或木质表面	1. 可用 X-3 过氯乙烯稀释剂 2. 可涂于过氯乙烯底漆、醇酸底漆、环氧酯底漆上面,而腻子层上面又可喷涂各种过氯乙烯面漆、酚醛磁漆及醇酸磁漆等
G52-2 ZBG51068-87	过氯乙烯防腐漆(过氯乙烯防腐涂料)	由过氯乙烯树脂,增塑剂,酯、酮、苯等混合溶剂调制而成	具有良好的耐腐蚀性能,也可防火	与各色过氯乙烯防腐漆配套使用,涂于化工机械,设备、管道、建筑物等,也可单独使用,但附着力差	可用 X-3 过氯乙烯漆稀释剂。若现场湿度大于 70% 时可加入适量的 F-2 过氯乙烯防潮剂,以防漆膜发白
G52-31 ZBG51067-87	各色过氯乙烯防腐漆	由过氯乙烯树脂、醇酸树脂、各色颜料,增塑和有机溶剂等调制而成	具有优良的耐腐蚀性和耐潮性	用于各种化工机械、管道、设备、建筑等金属或木材表面上,可防酸、碱及其他化学药品的腐蚀	以 X-3 过氯乙烯稀释剂调整粘度,如现场湿度大于 70% 可加入适量的 F-2 过氯乙烯防潮剂

表 1-4-225

烯树脂漆类

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
X06-1 ZBG51007-87	乙烯磷化底漆(分装) (BJJ-02)	是聚乙烯醇缩丁醛树脂溶解于醇类溶剂中,与防锈颜料研磨而成,并分开包装的磷化液按一定比例配套使用	作为有色及黑色金属底层的表面处理剂,能起磷化作用,可增加有机涂层和表面的附着力	该漆亦称洗漆底漆,适用于涂覆各种船舶、浮筒、桥梁、仪表以及其他各种金属构件和器材表面	1. 搅拌均匀的底漆放入非金属容器内,边搅拌边缓慢加入比例量的磷化液,放置 15~30min 后使用,须在 12h 内用完,否则易于胶凝 2. 采用两包装,使用前将两部分混合均匀,比例为每 4 份底漆加 1 份磷化液

表 1-4-226

丙烯酸漆类

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
B01-3 ZBG51072-87	丙烯酸清漆(HB01-3 丙烯酸清漆,9~32 甲基丙烯酸酯清漆)	是由甲基丙烯酸酯-甲基丙烯酸共聚树脂溶于酯类、醇类、苯类的混合溶剂中,并加入增塑剂调制而成	该漆具有良好的耐候性,较好的附着力,但耐汽油油性较差	适用于经阳极化处理的铝合金表面的涂覆	1. 用 X-5 丙烯酸漆稀释剂,粘度和温度都不宜过高,否则影响流平性 2. 和铝粉配合时,比例为清漆 95.5 份:铝粉 4.5 份

第四章 钢结构设计施工基本资料

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
B01 - 5 ZBG51074 - 87	丙烯酸清漆 (HB01 - 5 丙烯酸清漆, 9 ~ 32 II 甲基丙烯酸酯清漆)	该漆由甲基丙烯酸酯 - 甲基丙烯酸树脂及硝化棉溶解于酯类、醇类、苯类的混合溶剂中, 并加入增塑剂调制而成	能常温干燥, 具有良好的耐候性和较好的附着力, 耐汽油性比 B01 - 3 好, 但耐热性较差, 使用温度不应大于 150℃	适用于经阳极化处理后的铝合金或其他金属表面的涂覆	可用 X - 5 丙烯酸漆稀释剂, 粘度过高, 喷涂时会造成拉丝现象, 若温度过高, 溶剂挥发过快, 影响流平性
B04 - 6 ZBG51076 - 87	白丙烯酸磁漆 (AC - ICI - I, AC - 2CH)	由甲基丙烯酸酯 - 甲基丙烯酸共聚树脂、氨基树脂和脂类、醇类、苯类混合溶剂以及钛白粉, 增韧剂调制而成	该漆能室温干燥, 不泛黄, 对湿热带气候具有良好的稳定性	用于涂覆各种金属表面及经阳极化处理后的涂有底漆的硬铝表面	使用时用 X - 5 丙烯酸稀释剂至粘度 13 ~ 18S
B04 - 11 企标	各色丙烯酸磁漆 (109 - 9 丙烯酸磁漆)	由甲基丙烯酸酯、丙烯酸酯共聚树脂、过氯乙烯树脂、颜料、增韧剂、酯、醇、苯类溶剂制成	该漆漆膜光亮、保光、保色性好, 并有较好的三防性能	主要用于金属表面的涂覆	使用时用 X - 5 丙烯酸稀释剂进行稀释
B06 - 2 ZBG51078 - 87	锶黄丙烯酸底漆 (HB06 - 2 黄丙烯酸酯底漆, AT - 10C 丙烯酸底漆)	由甲基丙烯酸和甲基丙烯酸共聚树脂、铬酸锶、增韧剂、体质颜料、酯、醇、苯等混合溶剂调制而成	具有良好的耐腐蚀性, 防霉、耐热和耐久性, 并能常温干燥	用于不能高温干燥的金属设备及轻金属及轻金属零件的打底	1. 用 X - 5 丙烯酸漆稀释剂稀释 2. 若对漆膜有特别高的要求时, 可先涂 X06 - 1 乙烯磷化底漆, 再涂该漆, 然后涂丙烯酸磁漆

表 1-4-227

聚氨酯漆类

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
S01-15 企标	聚氨酯清漆 (分装)(7511 聚氨酯清漆)	由合成酯肪酸,多元酸,多元醇制成含羟聚酯加溶剂成组分一,使用时按比例加入 H-3 聚氨酯漆固化剂组分二而成	自干,漆膜光亮,硬度高,具有良好的磨光性,耐候性	用于高级木器及金属表面装饰及防护涂装	施工时,可用 X-10 稀释剂调整施工粘度
S04-9 企标	各色聚氨酯磁漆(分装)	由异氰酸蓖麻油预聚物及环氧树脂色浆双组分按比印象混合制成	漆膜坚硬,耐水,耐潮,耐油,耐酸碱,耐溶剂,耐化学药品及防霉性较好	用于涂装耐及防化学腐蚀设备	施工时,可用 X-10 稀释剂调整施工粘度
S06-05 企标	各色聚氨酯底漆(分装)	由异氰酸酯三羟甲基丙烷加成物与聚酯色浆双组分按比例混合制成	具有优良的耐油、抗腐蚀性和良好的机械性能	用于耐油,又耐化学等设备的防腐蚀	施工时,可用 X-10 稀释剂调整施工粘度
S52-31 企标	各色聚氨酯防腐漆(分装)	由环氧改性聚酯色浆与异氰酸酯三羟甲基丙烷预聚物双组分按比例混合制成	附着力强,光泽好,耐寒,耐磨,耐化学腐蚀性优越	用于化工槽、罐及设备的防腐蚀	施工时,可用 X-10 稀释剂调整施工粘度

表 1-4-228

环氧树脂漆类

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
H01-1	环氧清漆分装(668 环氧加成物清漆)	由环氧树脂与已二胺(或已二胺环氧加成物)双组分按比例混合使用	具有良好的附着力和较好的耐水,抗潮性能	主要用于铝镁金属打底	可用 X-7 稀释剂调整施工粘度
H01-4	环氧沥青清漆(分装)(环氧沥青漆)	由环氧树脂、煤焦沥青液与已二胺双组分按比例混合使用	该漆耐水性、附着力好,一次能涂较厚的涂层,但不宜阳光照射	适用于地下管道、水下设施涂覆,也可在混凝土表面涂装	1. 可用 X-7 稀释剂调整施工粘度 2. 甲、乙组分混合后应按规定时间用完
H04-1	各色环氧磁漆(分装)(665 白色,607 灰色环氧加成物涂料等)	由环氧树脂色浆与已二胺(或已二胺环氧加成物)双组分按着比例混合使用	具有较好的附着力、耐碱、耐油,抗潮性能	适用于大件化工设备、贮槽、管道内外壁涂装,也可用一混凝土表面	1. 可用 X-7 稀释剂调整施工粘度 2. 甲、乙组分混合后应按规定时间用完
H04-10	环氧沥青磁漆(分装)(SQH04-2 环氧沥青管道面漆)	由环氧树脂、煤焦沥青、颜料、体质颜料和混合有机溶剂制成组分一,使用时按比例加入聚酰胺固化剂组分二而成	该漆自干,漆膜耐水、耐潮、耐酸碱等腐蚀,并有一定的绝缘性,可与 H06-13 配套使用	用于地下管道外壁防腐,也可与玻璃纤维包扎配套使用,防腐性能优越	可用 X-7 稀释剂调整施工粘度
H06-4	环氧富锌底漆(分装)	由环氧树脂锌粉浆与聚酰胺树脂双组分按比例混合使用	漆膜防锈力很强,具有阴极保护和能渗入焊接处,能耐溶剂,在阳光下耐候性稳定,但易产生沉淀,施工工艺要求较高	适用于造船工业水下金属表面涂装及化工防腐蚀金属打底	1. 可用 X-7 稀释剂调整施工粘度 2. 施工过程中,要经常搅拌

第一篇 钢结构工程设计施工基础资料

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
H06 - 13	环氧沥青底漆 (分装) (SQH06 - 5 环氧沥青管道底漆)	由环氧树脂、煤焦沥青、颜料、体质颜料和混合有机溶剂制成组分一,使用时按比例加入聚酰胺固化剂组分二而成	该漆干燥快,漆膜有良好的附着力和防腐蚀	适用管道等黑色金属防锈打底用,与 H04 - 10 配套使用	可用 X - 7 稀释剂调整施工粘度
H06 - 2 ZBG51048 - 87	铁红、锌黄、铁黑环氧酯底漆	由环氧树脂与植物油酸酯比后,分别与氧化铁红,氧化铁黑,锌黄等颜料和体质颜料研磨,并加入催干剂,以二甲苯、丁醇调制而成	漆膜坚硬耐久,附着力良好,若与磷化底漆配套使用,可提高漆膜的耐潮,耐盐和防锈性能	铁红、铁黑环氧酯底漆,锌黄环氧酯底漆适用于涂覆轻金属表面。它们还适用于沿海地区和湿热带气候的金属材料表面打底	可用二甲苯和丁醇混合溶剂稀释
H06 - 19 ZBG51095 - 87	铁红、锌黄环氧酯底漆	由环氧树脂与植物油酸酯化后,分别与铁红、锌黄等颜料和体质颜料研磨,并加入少量氨基树脂,催干剂,以二甲苯、丁醇调制而成	漆膜坚硬耐久,附着力良好,若与乙烯磷化底漆配套使用,可提高漆膜的耐潮,耐盐和防锈性能	铁红色用于钢铁表面,锌黄色用于铝及铝镁合金表面	1. 以二甲苯稀释粘度 2. 配套漆为乙烯磷化底漆,环氧烘漆或氨基烘漆
H07 - 05 ZBG51050 - 87	各色环氧酯腻子 (环氧腻子)	由环氧树脂、植物油酸、颜料、体质颜料、催干剂、二甲苯、丁醇等混合溶剂调制而成	腻子膜坚硬、耐潮性好,与底漆有良好的结合力,经打磨后表面光洁	供各种预先涂有底漆的金属表面填平之用	1. 用二甲苯作稀释剂 2. 配套漆为 C06 - 1 铁红醇酸底漆,环氧底漆,醇酸磁漆等等

第四章 钢结构设计施工基本资料

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
H52 - 1	环氧沥青防腐清漆（分装）（环氧碳化塔防腐清漆）	由 634 环氧树脂、煤焦沥青和二甲苯制成组分一，使用时按比例加入乙二胺和乙醇组分二而成	自干，漆膜附着力，防水、耐化学腐蚀性能好	适用碳化塔防腐用	1. 可用 X - 7 稀释调整施工粘度 2. 甲、乙组分混合后，应在规定时间内用完
H52 - 33	各色环氧防腐漆（分装）（冷固化环氧涂料）	由环氧树脂溶于丁醇、二甲苯与颜料、体质颜料研磨成的色浆和已二胺或已二胺环氧树脂加成物双组分按比例混合使用	附着力、耐盐水性良好，有一定的耐强溶剂和碱液腐蚀，漆膜坚韧耐久	适用于大型钢铁设备和管道防化学腐蚀的涂装	1. 可用 X - 7 稀释调整施工粘度 2. 甲、乙组分混合后，应在规定时间内用完
H53 - 30	云铁环氧酯防锈漆（云铁环氧防锈漆）	由环氧树脂、颜料、体质颜料、催干剂和二甲苯等制成	自干，漆膜附着力好，耐水和防锈性良好	适用桥梁、铁塔、船壳、农机、车辆管道以及露天贮罐等防锈打底	可用 X - 7 稀释调整施工粘度
H53 - 31	红丹环氧酯防锈漆（H53 - 1）	由环氧酯液与防锈颜料、体质颜料混合研磨并加入适量催干剂、溶剂而成	附着力，防锈性好	供防锈要求提高的桥梁、船壳、工矿车辆打底	可用 X - 7 稀释调整施工粘度

表 1-4-229

元素有机漆类

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
W30-11 ZBG15014-87	有机硅烘干绝缘漆 (1053, K-57, 957, W30-1)	由聚甲基苯硅氧烷组成的二甲苯液	该漆系烘干漆, 漆膜具有较高的耐热性和较好的绝缘性能	用于浸渍短期在 250 ~ 300℃ 工作的电器线圈, 也可用于浸渍长期在 180 ~ 200℃ 运行的电机电器线圈	可用 X-12 稀释剂调整施工粘度
W30-12 ZBG15015-87	有机硅烘干绝缘漆 (1152, K-44, 944, W30-2)	由聚甲基苯硅氧烷组成的二甲苯溶液	漆膜具有较好的耐热性和绝缘防潮性能	主要用于浸渍玻璃丝包线及玻璃布, 也可用作半导体管保护层	可用 X-12 稀释剂调整施工粘度
W32-53 ZBG15016-87	粉红有机硅烘干绝缘漆 (W32-3)	由聚甲基苯硅氧烷、颜料、体质颜料经研磨, 以二甲苯、丁醇调制后与适量催干剂(分装)而成	具有较高的耐热性和硬度, 较好的耐油性, 介电性和热带气候稳定性	用于长期 180℃ 或高温运转的电机线圈端部, 绕组分段电枢及其他零件涂覆	可用二甲苯、丁醇的混合溶剂稀释, 若在 180℃ 干燥时, 可以不加催干剂
W37-51 ZBG51087-87	红有机硅烘干绝缘漆 (TK-3, W37-1)	由油改性醇酸树脂、有机硅树脂, 少量氨基树脂、颜料、体质颜料及二甲苯调制而成	该漆附着力好, 具有良好的耐热, 防潮及耐温变性	主要用于涂覆非线绕电阻以及其他金属零件表面	1. 此漆喷涂、浸涂均可 2. 调整粘度可用二甲苯
W61-34 ZBG51079-87	草绿有机硅耐热漆(400号, 59-3, W61-24)	由有机硅树脂、乙基纤维, 耐高温颜料及体质颜料以及混合有机溶剂调制而成	具有良好的耐热性, 耐油性和耐盐水性	用于各种耐高温又要求常温干燥的钢铁设备与零件的涂覆	1. 以甲苯作稀释剂 2. 一般以常温干燥, 如烘干, 则效果更好

第四章 钢结构设计施工基本资料

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
W61-55 ZBG51080-87	铝粉有机硅 烘干耐热漆 (分装)	由清漆和铝粉浆组成,清漆是聚酯改性有机硅树脂的甲苯溶液,同时清漆与铅粉浆以10:1均匀混合	该漆可以在150℃烘干,能耐500℃高温	主要用于涂覆高温设备的钢铁零件,如发动机外壳,烟囱、排气管、烘箱、火炉等	1. 用二甲苯作稀释剂 2. 待涂物表面必须经过喷砂处理,去掉铁锈、污物
WR-1 企标	有机硅富锌底漆(分装)	由有机硅树脂、超细锌粉、添加剂、固化剂等所组成	具有良好的耐热性、温变性、防锈性和阴极保护作用;可长期在400℃高温下作用	用于W61-901有机硅高炉与热风炉高温防腐漆配套使用	钢材表面处理除锈等级必须达到Sa2 $\frac{1}{2}$ 级
W61-901	有机硅高炉与热风炉高温防腐漆	由有机硅树脂、耐高温颜料、添加剂和固化剂等所组成	具有优异的耐热性、耐温差骤变性,可长期在400℃高温条件下使用,耐化工大气、耐水,耐潮和电绝缘性优良,可在常温条件下固化	专用于高炉、热风炉外壁高温防腐,也适用于烟囱、排气管、高温管道、加热炉、热交换器等表面的高温防腐	1. 钢材表面处理除锈必须达到Sa2 $\frac{1}{2}$ 级,粗糙度以30~40 μ m为宜 2. 施工两道,总厚度以40 μ m为宜

表 1-4-230

橡胶漆类

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
J52-81 企标	云铁氯磺化聚乙烯防腐底漆	由氯磺化聚乙烯橡胶为基料,加入合成树脂、防锈颜料、填料、添加剂和固化剂等组成	具有良好的防锈性和耐化工大气,耐化学介质,耐水等性能;附着力强,干燥快,可在低温条件下施工	可广泛用作金属涂装防腐的底漆	1. 应使用专用稀释剂 2. 涂刷时不宜反复涂刷,一般二、三次即可

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
J52 厚浆型 企标	氯磺化聚乙烯中间漆 (厚浆型)	由氯磺化聚乙烯橡胶为基料, 加入改性树脂、流平剂、防沉剂和颜料以及固化剂等组成	具有优异的耐潮、耐化工大气和耐化学腐蚀性能, 优异的屏蔽性和与底面漆附着性好, 一般涂层可达 40 μ m 左右, 减少工序, 方便施工	与 J52-81 和 J52-61 配套使用	1. 稀释剂应用 X-1 氯磺化聚乙烯涂料稀释剂 2. 一般工程可涂 1~2 道为宜
J52-61 企标	各色氯磺化聚乙烯防腐面漆	由氯磺化聚乙烯橡胶为基料, 加入合成树脂、颜料、填料、有机溶剂和固化剂等组成	具有卓越的耐天候老化性和耐盐雾性; 优异的耐酸、碱、盐类的腐蚀性, 耐化工大气, 耐水、耐油、耐热、耐寒等性能; 优良的物理机械性能	广泛用于冶金、化工、石油、电力、交通运输等行业的钢结构、管道槽罐、塔以及各种设备建筑的防腐蚀	1. 应使用专用稀释剂 2. 施工时不宜反复每次刷涂
J52	氯磺化聚乙烯煤气柜专用防腐漆	由氯磺化聚乙烯橡胶为基料, 加入合成树脂、添加剂、稀释剂和固化剂等所组成	具有卓越的耐天候性, 优异的耐硫化氢、酸、碱、盐类的腐蚀, 耐水、耐热、耐寒和耐干湿交替性能	专用于煤气柜的防护涂装	1. 使用专用稀释剂 2. 底漆、中间漆和面漆应在短时间内一次涂完
J55	氯磺化聚乙烯冷却塔防潮漆	由氯磺化聚乙烯橡胶为基料, 加入改性树脂、颜料、填料、防潮剂、硫化剂和有机溶剂等组成	具有卓越的耐潮湿、湿热性、冻融老化性和耐热抗寒性, 优异的耐水性、抗渗性, 优良的物理机械性能	专用于各种冷却塔防护涂装	1. 使用专用稀释剂 2. 钢材表面处理质量应高些

型号与标准号	名称	组成	特性	用途	施工参考
J52	氯磺化聚乙烯地下管道漆(厚浆型)	由氯磺化聚乙烯橡胶为基料,加入改性树脂、颜料、添加剂、稀释剂等组成	具有卓越的耐老、耐热、抗寒性,优异的耐酸、碱、盐类腐蚀性能,耐水、耐油(耐杂散电流和防霉抗菌性能)	用于输油、输气供热、自来水、污水等各类地下管道的防护涂装	1. 使用专用稀释剂 2. 可以以涂层型式防护,也可以以玻璃钢防护。后者效果较好

4. 涂料的施工方法

随着涂料工业和涂装技术的发展,新的涂料施工方法和施工工具不断出现,每一种方法都有各自的特点和适用的范围,所以正确地选用施工方法是涂装施工管理工作的重要组成部分。合理的施工方法,对保证涂装质量、施工进度、节省材料和降低成本有很大的作用。

常用涂料的施工方法(见表1-4-231),与涂料品种相适应的施工方法(见表1-4-232)。

表 1-4-231 常用涂料的施工方法

施工方法	适用的涂料			被涂物	使用工具或设备	优缺点
	干燥速度	粘度	品种			
刷涂法	干性较慢	塑性小	油性漆、酚醛漆、醇酸漆等	一般构件及建筑物,各种设备及管道等	各种毛刷	投资少,施工方法简单,适于各种形状及大、小面积的涂装,缺点是装饰性较差,施工效率低
手工滚涂法	干性较慢	塑性小	油性漆、酚醛漆、醇酸漆等	一般大型平面的构件和管道等	滚子	投资少,施工方法简单,适用于大面积物的涂装 缺点:同刷涂法

施工方法	适用的涂料			被涂物	使用工具或设备	优缺点
	干燥速度	粘度	品种			
浸涂法	干性适当, 流平性好, 干燥速度适中	触变性小	各种合成树脂涂料	小型零件、设备和机械部件	浸漆槽、离心及真空设备	设备投资较少, 施工方法简单, 涂料损失少, 适用于构造复杂构件。缺点是滚平性不太好, 有流挂现象, 溶剂易挥发
空气喷涂法	挥发快和干燥适宜	粘度小	各种硝基漆、橡胶漆、建筑乙烯漆、聚氨酯漆等	各种大型构件及设备 and 管道	喷枪、空气压缩机、油水分离器等	设备投资较小, 施工方法较复杂, 施工效率较刷涂法高 缺点是消耗溶剂量大, 污染现场, 易引起火灾
天气喷涂	具有高沸点溶剂的涂料	高不挥发分, 有触变性	厚浆型涂料和高不挥发分涂料	各种大型钢结构、桥梁、管道、车辆和船舶等	高压无气喷枪、空气压缩机等	设备投资较多, 施工方法较复杂, 效率比空气喷涂法高, 能获得厚涂层。缺点是也要损失部分涂料, 装饰性较差

表 1-4-232 各种涂料与相适应的施工方法

涂 料 种 类 方 法	酯	油	醇	酚	醇	沥	硝	聚	丙	环	过	氯	氯	聚	乳
	胶	性	酸	醛	酸	青	基	氨	烯	氧	化	磺	酯	胶	
	漆	调	调	漆	漆	漆	漆	酯	酸	乙	橡	化	聚	漆	
	漆	和	和	漆	漆	漆	漆	漆	漆	烯	胶	乙	乙	漆	
	漆	漆	漆	漆	漆	漆	漆	漆	漆	漆	漆	烯	烯	漆	
	漆	漆	漆	漆	漆	漆	漆	漆	漆	漆	漆	漆	漆	漆	
刷 涂	1	1	1	1	2	2	4	4	4	3	4	3	2	2	1
滚 涂	2	1	1	2	2	3	5	3	3	3	5	3	3	2	2
浸 涂	3	4	3	2	3	3	3	3	3	3	3	3	3	1	2
空气喷涂	2	3	2	2	1	2	1	1	1	2	1	1	1	2	2
无气喷涂	2	3	2	2	1	3	1	1	1	2	1	1	1	2	2

注：1-优，2-良，3-中，4-差，5-劣。

5. 涂料的技术要求 (见表 1-4-233 ~ 表 1-4-240)

第四章 钢结构设计施工基本资料

表 1-4-233

油脂漆类产品技术要求

项 目	标准号、型号、名称					
	ZBG51011-87 Y00-1 清 油	ZBG51011-87 Y00-2 清 油	ZBG51011-87 Y00-3 清油	ZBG51013-87 Y03-1 各种 油性调合漆	ZBG51026-87 F53-31 红丹 油性防锈漆	ZBG51088-87 F53-32 铁红 油性防锈漆
原漆颜色(号)	< 12	< 14	< 14			
原漆外观和透明度	黄褐色透明度 不超过 2 级, 无机械杂质	黄褐色透明度 不超过 2 级, 无机械 杂质	黄褐色透明度 不超过 2 级, 无机械 杂质	符合标准 平整光滑	桔红, 平整	铁红, 漆 膜平整
粘度(涂~4 粘度计)(S)	18~30	18~30	18~30	70	30~80	60~90
酸 价 (mgKOH/g)	< 3	< 4	< 6			
干燥时间: 表干 (h)	< 12	< 8	< 12	< 10	< 8	< 6
实干 (h)	< 24	< 20	< 24	< 24	< 24	< 24
柔韧性 (mm)				1		
光泽 (%)				< 70		
细度 (μm)				< 40	< 60	< 60
遮盖力 (g/m^2)				黑 40, 绿灰 80, 兰 100, 红 黄 180, 白 240	< 220	< 60
闪点 ($^{\circ}\text{C}$)				< 35		
沉聚物 (容积%)	< 1	< 1	< 1			
耐盐水性 (浸 120h)					不起泡, 不 生锈	不起泡, 不 生锈

表 1-4-234

天然树脂和环氧树脂漆类产品技术要求

项 目	标准号、型号、名称				
	ZBG51014-87 T01-1 酯胶清漆	ZBG51089-87 T03-5 各色 酯胶调合漆	ZBG51015-87 T06-5 铁红 灰酯胶底漆	ZBG51048-87 H06-2 铁红、 锌黄 、 铁黑环氧酯底漆	ZBG51095-87 H06-19 铁红、 锌黄环氧酯底漆
原漆颜色(铁钴比色法), 号	< 14				
原漆外观和透明度	透明, 无机械 杂质	符合标准样板	红、灰, 色调 不定, 漆膜平 整		
漆膜颜色及外观				铁红, 锌黄, 铁 黑色调不定, 漆 膜平整	铁红, 锌黄, 铁 黑色调不定, 漆 膜平整

第一篇 钢结构工程设计施工基础资料

项 目	标准号、型号、名称				
	ZBG51014-87 T01-1 酯胶清漆	ZBG51089-87 T03-5 各色 酯胶调合漆	ZBG51015-87 T06-5 铁红 灰酯胶底漆	ZBG51048-87 H06-2 铁红、锌黄 、铁黑环氧酯底漆	ZBG51095-87 H06-19 铁红、 锌黄环氧酯底漆
粘度(涂-4粘度计)(S)	60~90	70	40	50	50
干燥时间:表干(h)	<6	<6	<8		
实干(h)	<18	<24	<24	<24	<24
烘干(120±2℃)(h)				1	1
硬度	>0.3			>0.4	>0.4
柔韧性(mm)	1	1		1	1
冲击强度(kg.cm)			50	50	50
光泽(%)		>80			
附着力(级)			1	1	1
细度(μm)		<40	<60	铁红、铁黑 60, 锌黄 50	铁红 50, 锌黄 40
酸价(mgKOH/g)	<10				
遮盖力(g/m ²)		黑 40, 红 60, 绿灰 80, 红黄 180, 白 200	>60		
闪点(℃)			>29		
耐硝基漆性			不咬起, 不渗 色	不起泡, 不膨胀, 不渗色	不起泡, 不膨胀, 不渗色
耐盐水性	24h 不起泡, 不脱落				
铁红, 铁黑(浸48h)				不起泡, 不生锈	不起泡, 不生锈
锌黄(浸96h)				不起泡, 不生锈	不起泡, 不生锈

表 1-4-235

酚醛树脂漆类产品技术要求

项 目	标准号、型号、名称					
	ZBG51020-87 F04-1 各色 酚醛磁漆	ZBG51023-87 F04-11 各色 纯酚醛磁漆	ZBG51024-87 F06-8 锌黄、铁 红灰酚醛底漆	ZBG51090-87 F53-31 红丹 酚醛防锈漆	ZBG51028-87 F53-33 铁红 酚醛防锈漆	ZBG51005-87 F53-34 锌黄 酚醛防锈漆
原漆外观和透明度	符合标准 平整光滑	符合标准	色调不定外观平 整	桔红、漆膜 平整	黄色, 漆膜 平整	黄色、漆膜 平整

第四章 钢结构设计施工基本资料

项 目	标准号、型号、名称					
	ZBG51020-87 F04-1 各色 酚醛磁漆	ZBG51023-87 F04-11 各色 纯酚醛磁漆	ZBG51024-87 F06-8 锌黄、铁 红灰酚醛底漆	ZBG51090-87 F53-31 红丹 酚醛防锈漆	ZBG51028-87 F53-33 铁红 酚醛防锈漆	ZBG51005-87 F53-34 锌黄 酚醛防锈漆
粘度(涂-4粘度计)(S)	70	75	60	40	50	70
干燥时间:表干(h)	<6	<4	<4	<5	<5	<5
实干(h)	<18	<18	<24	<24	<24	<24
烘干(65±2℃)(h)			4			
硬度	>0.25	>0.30	>0.35	>0.20	>0.20	>0.15
柔韧性(mm)	1	1	1			
冲击强度(kg·cm)	50	50	40	50	50	50
附着力(级)	2		1			
光泽(%)	90	90				
细度(μm)	<30	<25	铁黄 50, 锌黄灰 色 40	<60	<50	<40
遮盖力(g/m ²)				<220	<60	<180
回粘性(级)	<2					
闪点(℃)		29		34	34	
耐水性(浸沸蒸馏水中 30min)	保持原状					
耐盐水性			不起泡, 不生锈	不起泡, 不生 锈, 微变黄	48h 不起泡, 不生锈	168h 不 起 泡, 不生锈

表 1-4-236 沥青和有机、无机硅漆类产品技术要求

项目	标准号、型号、名称			
	ZBG51009-87 L04-1 沥青磁漆	ZBG51032-87 L50-1 沥青耐酸漆	W61-64 有机硅高 温防腐漆	E06-28 无机硅 酸锌底漆
漆膜颜色及外观	黑色, 平整光 滑	黑色, 平整 光滑	浅绿色, 平 整光滑	灰色
粘度(涂-4粘度计)(S)	50	50~80	30~60	10~30

项目	标准号、型号、名称			
	ZBG51009-87 L04-1 沥青磁漆	ZBG51032-87 L50-1 沥青耐酸漆	W61-64 有机硅高温防腐漆	E06-28 无机硅酸锌底漆
干燥时间：表干（h）	< 8	< 6	< 1	< 0.5
实干（h）	< 24	< 24	< 24	< 1
烘干（100 ± 2℃，40min）	漆膜不起皱，允许稍返粘			
柔韧性（mm）	< 1	< 1	< 1	< 3
冲击强度（kg.cm）	50		50	
附着力（级）	< 2		< 2	< 2
细度（μm）	< 40	< 30	40	
遮盖力（g/m ² ）	< 40			
闪点（℃）	> 32			
耐水性（浸 24h）	经 2h 后漆膜恢复原状		3d 无变化	
耐酸性（浸 40% 硫酸液中 72h）		漆膜无变化		
耐热性（400 ± 10℃，160h）			漆膜完整无变化	
固体含量（%）			> 60	> 60

表 1-4-237

醇酸树脂漆类产品技术要求

项目	标准号、型号、名称							
	ZBG51033-87 C01-1 醇酸清漆	ZBG51034-87 C01-7 醇酸清漆	ZBG51035-87 C04-2 各 色醇酸磁漆	ZBG51036-87 C04-42 各 色醇酸磁漆	ZBG51096-87 C04-45 灰醇酸磁漆	ZBG51010-87 C06-1 铁 红醇酸底漆	ZBG51039-87 C06-10 醇 酸二道底漆	ZBG51006-87 C53-31 红丹 醇酸防锈漆
原漆颜色（号）	< 11	< 12						
原漆外观和透明度	透明，无机械杂质	透明，无机械杂质	符合标准 平整光滑	符合标准 平整光滑	符合标准 平整光滑	色调不定 漆膜平整	色调不定 漆膜平整	桔红色， 漆膜平整
粘度（涂-4粘度计，S）	> 40	> 40	> 60	> 60	> 45	> 60	> 80	> 40

第四章 钢结构设计施工基本资料

项目	标准号、型号、名称							
	ZBG51033-87 C01-1 醇酸清漆	ZBG51034-87 C01-7 醇酸清漆	ZBG51035-87 C04-2 各 色醇酸磁漆	ZBG51036-87 C04-42 各 色醇酸磁漆	ZBG51096-87 C04-45 灰醇酸磁漆	ZBG51010-87 C06-1 铁 红醇酸底漆	ZBG51039-87 C06-10 醇 酸二道底漆	ZBG51006-87 C53-31 红丹 醇酸防锈漆
酸价 (mgKOH/g)	< 12	< 12						
固体含量 (%)	> 45	> 45						
干燥时间: 表干 (h)	< 6	< 6	< 5	< 10	< 12	< 2		< 4
实干 (h)	< 15	< 15	< 15	< 18	< 24	< 24		< 24
烘干 (60~70℃)			3	3			1	
(105±2℃, h)					0.5			
硬度	> 0.30	> 0.30	> 0.25	> 0.25	> 0.25	> 0.30		> 0.20
柔韧性 (mm)	1	1	1	1	1	1		
冲击强度 (kg·cm)	50	50	50	50	50	50		40
附着力 (级)	< 2	< 2	< 2		< 2	< 1		< 2
耐水性 (浸 4h)	允许变化 , 2h 恢复				允许微失 光, 1h 恢复			
(浸 6h)			允许微失 光, 发白	允许发光发 白, 起小泡				
(浸 18h)		允许稍微失光						
耐汽油性 (浸符合 BGGBI922-80 的 NY-120 溶剂油中) (浸符合 GB2536- 8110 号变压器 器油中 24h)	允许轻微变 休, 1h 恢 复, 漆膜无 变化		浸 6h 不起 泡, 不起皱, 允许失光, 1h 恢复	不起泡, 不 起皱, 允许 失光, 1h 恢 复				
流平性 (min)	< 10		< 10					
细度 (μm)			< 20	< 20		< 50	< 60	< 60
光泽 %			> 90	> 90				
耐候性 (经广州地区 12 个月自然曝晒后 测定)			变色不超过 4 级, 粉化 不超过 3 级	变色不超 4 级 粉化不超 3 级 裂纹不超 2 级				
水汽渗透率 (mg/mm ² ·m ⁻¹ ·h)					0.28			
耐硝醛性						不咬起, 不渗红		
耐盐水性 (浸 24h)						不起泡, 不生锈		
(浸 96h)								不起泡, 不生锈
遮盖力 (g/m ²)			黑 45, 灰 绿, 65, 蓝 85, 白 120, 红、黄 150	黑 45, 灰绿 65, 蓝 85, 白 120, 红、 黄 150	< 45		< 230	

表 1-4-238

过氯乙烯漆类产品技术要求

项目	标准号、型号、名称			
	ZBG51063-87 G04-9 各色过 氯乙烯外用磁漆	ZBG51065-87 G06-4 锌黄, 铁 红过氯乙烯底漆	ZBG51068-87 G52-2 过 氯乙烯防腐漆	ZBG51067-87 G52-31 各色 过氯乙烯防腐漆
漆膜颜色及外观	符合标准, 平整光亮	色调不定, 漆膜平整	浅黄透明液体无杂质	符合标准, 平整光亮
粘度 (涂-4 粘度计) (S)	25~80	60~140	20~25	30~75
固体含量 %	红, 绿, 黑 > 20 其他色 > 81	锌黄 > 40, 铁红 > 45	> 15	铝色, 红, 绿, 黑 > 20 其他 > 28
干燥时间: 表干 (min)	< 20			
实干 (min)	< 60	< 60	< 60	< 60
硬 度	> 0.4 (双摆仪) 0.19 (单摆仪)		> 0.50	> 0.40
柔韧性 (mm)	1	1	1	1
冲击强度 (kg.cm)	> 50		> 40	> 50
光泽 (%)	黑 > 90 其他色 > 80			
附着力 (级)	< 3	< 2		< 3
磨光性 (%)	黑 > 80, 其他色 > 70			
耐水性 (浸 24h)	不起泡, 不脱落			
耐盐水性: 锌黄 (48h)		不起泡, 不脱落		
铁红 (浸 24h)		不起泡, 不脱落		
遮盖力 (g/m ²)	黑 > 20, 深复色 > 40, 浅复色 > 50, 白 、蓝 > 60, 红色 > 80 、黄色 > 90, 深 蓝、紫红 > 100, 柠檬黄 > 120			黑 > 80, 深色 > 50, 浅色 > 65, 白 > 70, 红黄 > 90, 深蓝 色 > 110
复合涂层耐酸性 (浸 30d)		不起泡, 不脱落	不起泡, 不脱落	不起泡, 不脱落
复合涂层耐碱性 (浸 20d)		不起泡, 不脱落	不起泡, 不脱落	不起泡, 不脱落

表 1-4-239

丙烯酸漆类产品技术要求

项 目	标准号、型号、名称			
	ZBG51072-87 B01-3 丙烯酸清漆	ZBG51074-87 B01-5 丙烯酸清漆	ZBG51076-87 B04-6 白 丙烯酸磁漆	ZBG51078-87 B06-2 锱黄 丙烯酸底漆
原漆外观和透明度	无色,无机 械杂质,微黄	无色,无 杂质,微带黄色	白色,符合 标准样板	柠檬黄,色调 不定漆膜平整
粘度(涂-4粘度计)(S)	12~16	15~25	15~25	13~20
固体含量(%)	>8	>10	>23	>16
酸价(mgKOH/g)		<0.20		<0.20
干燥时间:表干(h)		<0.50		
实干(h)	<2	<2	<2	<1
硬度	>0.50	0.50	0.35	>0.50
柔韧性(mm)	1	1	1	1
附着力(级)	<2	<2	<2	<1
遮盖力(g/m ²)			<95	
耐水性(浸8h)	不起泡,允 许微失光			
(浸24h)		不起泡,不 脱落,不发白	不起泡,不脱落, 附着力不变	不起泡,颜色 微变,附着力 不大于2级
耐盐水性(浸7h)				不脱落,不 起泡,允许微 变色
耐汽油性(漆膜浇 上符合GB1787- 79RH-75号航 空汽油)	放置30min ,不起泡 不起皱,不 发粘	浸8h,取出 10min后,不 发软,不发粘 ,颜色微变		

项 目	标准号、型号、名称			
	ZBG51072 - 87 B01 - 3 丙烯酸清漆	ZBG51074 - 87 B01 - 5 丙烯酸清漆	ZBG51076 - 87 B04 - 6 白 丙烯酸磁漆	ZBG51078 - 87 B06 - 2 锑黄 丙烯酸底漆
耐热性 (漆膜 在 $90 \pm 2^\circ\text{C}$ 下 烘 3h)	不起泡, 不起皱			
防潮性 (48h)			不起泡, 不脱落	
冲击强度 ($\text{kg}\cdot\text{cm}$)			40	

表 1 - 4 - 240 橡胶 (氯磺化聚乙烯) 漆类产品技术要求

项目	标准号、型号、名称					
	J52 - 81 云铁氯磺化聚 乙烯防腐底漆	J52 厚浆型氯磺化 聚乙烯中间漆	J52 - 81 各色氯磺化聚 乙烯防腐面漆	J52 氯磺化聚乙烯煤 气柜专用防腐漆	J55 氯磺化聚乙烯 冷却塔防潮漆	J52 氯磺化聚乙 烯地下管道漆
漆膜颜色及外观	符合标准, 样 板漆膜平整	符合标准, 样 板漆膜平整	符合标准, 样 板漆膜平整	各色半光	各色半光	黑色
粘度 (涂 - 4 粘度计) (S)	80 - 130		60 - 100	60 - 100	60 - 100	旋转粘 度 $> 10\text{Pas}$
干燥时间: 表干 (h)	< 0.5	< 0.5	< 0.5	< 0.5	< 0.5	< 0.5
实干 (h)	< 24	< 24	< 24	< 24	< 24	< 24
硬度	0.3	0.2	0.2			
柔韧性 (mm)	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1	< 1
冲击强度 ($\text{kg}\cdot\text{cm}$)	50	50	50	50	50	50
附着力 (级)	< 2					
细度 (μm)	< 65	< 80	< 55	< 70	< 70	< 130
遮盖力 (g/m^2)		< 270	中蓝、中绿 < 90 , 中灰 < 110 , 奶 黄 < 120			
耐 H_2SO_4	30% 一年无变化	30% 一年无变化	30% 一年无变化		10% 六个月无变化	
耐 NaOH	30% 一年无变化	30% 一年无变化	30% 一年无变化		10% 六个月无变化	
耐 NaCl	30% 一年无变化	30% 一年无变化	30% 一年无变化		10% 六个月无变化	

第五节 钢 - 混凝土组合结构

一、钢管混凝土结构

(一) 材料

1. 钢材

钢材可采用 Q235、16Mn 及 15MnV 钢，其质量应分别符合现行国家标准，钢材的弹性模量和强度设计值（见表 1-4-241）。

钢管宜采用螺旋形缝焊接管或直缝焊接管。焊接必须采用对接焊缝，并达到与母材等强度的要求。钢管的规格尺寸及几何物理特征（见表 1-4-242）。

2. 混凝土

采用普通混凝土，其强度等级不宜低于 C30。用 Q235 和 16Mn 钢管，可采用 C30 或 C40 混凝土；用 15MnV 钢管，可采用 C40 或 C50 混凝土。

普通混凝土的水灰比应控制在 0.45 以下。混凝土的坍落度，加减小剂后，宜保持在 160mm 左右。

混凝土的弹性模量和强度设计值（见表 1-4-243）。

表 1-4-241 钢材的弹性模量和强度设计值

钢号	钢材厚度 t (mm)	抗拉、抗压强度设计值 f_s (N/mm ²)	弹性模量 E_a (N/mm ²)
Q235 钢	< 16	215	206×10^3
	17 ~ 40	205	
	41 ~ 50	200	
16Mn 钢	≤ 16	315	206×10^3
	17 ~ 25	300	
	26 ~ 36	290	
15MnV 钢	≤ 16	350	206×10^3
	17 ~ 25	335	
	26 ~ 26	320	

注：Q235 镇静钢的强度设计值应按表中数值提高 5%。

表 1-4-242

钢管混凝土杆件几何特征

尺寸 (mm)		截面面积 (cm ²)			截面特征		每米重量 (kg/m)		含钢率
d	t	A _{sc}	其 中		I _{sc} (cm ⁴)	W _{sc} (cm ³)	钢管重	杆件重	a
			A _s	A _c					
102	4.0	81.7	12.3	69.4	531.3	104.2	9.7	27.0	0.177
108	4.0	91.6	13.1	78.5	667.9	123.7	10.3	29.9	0.167
114	4.0	102.0	13.8	88.2	829.0	145.4	10.9	32.9	0.156
121	4.0	115.0	14.7	100.3	1052.3	173.9	11.5	36.6	0.146
127	4.0	126.7	15.5	111.2	1277.0	201.1	12.1	39.9	0.139
127	4.5	126.7	17.3	109.4	1277.0	201.1	13.6	40.9	0.158
127	5.0	126.7	19.2	107.5	1277.0	201.1	15.0	41.9	0.178
133	4.0	139.0	16.2	122.8	1535.9	231.0	12.7	43.4	0.134
133	4.5	139.0	18.2	120.8	1535.9	231.0	14.3	44.5	0.150
133	5.0	139.0	20.1	118.9	1535.9	231.0	15.8	45.5	0.169
140	4.0	153.9	17.1	136.8	1885.8	269.4	13.4	47.6	0.125
140	4.5	153.9	19.1	134.8	1885.8	269.4	15.0	48.7	0.142
140	5.0	153.9	21.2	132.7	1885.8	299.4	16.6	49.8	0.160
146	4.0	167.4	17.8	149.6	2230.4	305.5	14.0	51.4	0.119
146	4.5	167.4	20.0	147.4	2230.4	305.5	15.7	52.6	0.136
146	5.0	167.4	22.1	145.3	2230.4	305.5	17.4	53.7	0.152
150	4.0	176.7	18.3	158.4	2485.0	331.3	14.4	54.0	0.115
150	4.5	176.7	20.6	156.1	2485.0	331.3	16.1	55.2	0.132
150	5.0	176.7	22.8	153.9	2485.0	331.3	17.9	56.4	0.148
150	5.5	176.7	25.0	151.7	2485.0	331.3	19.6	57.5	0.165
150	6.0	176.7	27.1	149.6	2485.0	331.3	21.3	58.7	0.181
152	4.0	181.5	18.6	162.9	2620.3	344.8	14.6	55.3	0.114
152	4.5	181.5	20.9	160.6	2620.3	344.8	16.4	56.5	0.130
152	5.0	181.5	23.1	158.4	2620.3	344.8	18.1	57.7	0.146
152	5.5	181.5	25.3	156.2	2620.3	344.8	19.9	58.9	0.162
152	6.0	181.5	27.5	154.0	2620.3	344.8	21.2	60.1	0.178
159	4.0	198.6	19.5	179.1	3137.3	394.7	15.3	60.1	0.109
159	4.5	198.6	21.8	176.8	3137.3	394.7	17.1	61.3	0.123
159	5.0	198.6	24.2	174.4	3137.3	394.7	19.0	62.6	0.139

第四章 钢结构设计施工基本资料

尺寸 (mm)		截面面积 (cm ²)			截面特征		每米重量 (kg/m)		含钢率
d	t	A _{sc}	其 中		I _{sc} (cm ⁴)	W _{sc} (cm ³)	钢管重	杆件重	a
			A _s	A _c					
159	5.5	198.6	26.5	172.1	3137.3	394.7	20.8	63.8	0.154
159	6.0	198.6	28.8	169.8	3137.3	394.7	22.6	65.1	0.170
168	4.0	221.7	20.6	201.1	3910.3	465.5	16.2	66.4	0.102
168	4.5	221.7	23.1	198.6	3910.3	465.5	18.1	67.8	0.116
168	5.0	221.7	25.6	196.1	3910.3	465.5	20.1	69.1	0.130
168	5.5	221.7	28.1	193.6	3910.3	465.5	22.0	70.4	0.145
168	6.0	221.7	30.5	191.2	3910.3	465.5	24.0	71.8	0.160
180	4.0	254.4	22.0	232.4	5153.0	572.5	17.4	75.4	0.095
180	4.5	254.4	24.8	229.6	5153.0	572.5	19.5	76.9	0.108
180	5.0	254.4	27.4	227.0	5153.0	572.5	21.6	78.3	0.121
180	5.5	254.4	30.2	224.2	5153.0	572.5	23.7	79.7	0.135
180	6.0	254.4	32.8	221.6	5153.0	572.5	25.7	81.2	0.148
180	6.5	254.4	35.4	219.0	5153.0	572.5	27.8	82.6	0.162
180	7.0	254.4	38.0	216.4	5153.0	572.5	29.9	84.0	0.176
194	4.0	295.6	23.9	271.7	6953.1	716.8	18.7	86.7	0.088
194	4.5	295.6	26.8	268.8	6953.1	716.8	21.0	88.2	0.100
194	5.0	295.6	29.7	265.9	6953.1	716.8	23.3	89.8	0.112
194	5.5	295.6	32.6	263.0	6953.1	716.8	25.6	91.3	0.124
194	6.0	295.6	35.4	260.2	6953.1	716.8	27.8	92.9	0.136
194	6.5	295.6	38.3	257.3	6953.1	716.8	30.1	64.4	0.149
194	7.0	295.6	41.1	254.5	6953.1	716.8	32.3	95.9	0.161
219	4.0	376.7	27.0	349.7	11291.4	1031.2	21.2	108.6	0.077
219	4.5	376.7	30.3	346.4	11291.4	1031.2	23.8	110.4	0.087
219	5.0	376.7	33.6	343.1	11291.4	1031.2	26.4	112.2	0.098
219	5.5	376.7	36.9	339.8	11291.4	1031.2	29.0	113.9	0.108
219	6.0	376.7	40.1	336.5	11291.4	1031.2	31.5	115.7	0.119
219	6.5	376.7	43.4	333.3	11291.4	1031.2	34.1	117.4	0.130
219	7.0	376.7	46.6	330.1	11291.4	1031.2	36.6	119.1	0.141
219	8.0	376.7	53.0	323.7	11291.4	1031.2	41.6	122.5	0.164
245	4.0	471.4	30.3	441.4	17686.2	1443.8	23.8	134.1	0.069
245	4.5	471.4	34.0	437.4	17686.2	1443.8	26.7	136.0	0.078
245	5.0	471.4	37.7	433.7	17686.2	1443.8	29.6	138.0	0.087
245	5.5	471.4	41.1	430.0	17686.2	1443.8	32.5	140.0	0.096
245	6.0	471.4	45.0	426.4	17686.2	1443.8	35.4	142.0	0.105

第一篇 钢结构工程设计施工基础资料

尺寸 (mm)		截面面积 (cm ²)			截面特征		每米重量 (kg/m)		含钢率
d	t	A _{sc}	其 中		I _{sc} (cm ⁴)	W _{sc} (cm ³)	钢管重	杆件重	a
			A _s	A _c					
245	6.5	471.4	48.7	422.7	17686.2	1443.8	38.2	143.9	0.115
245	7.0	471.4	52.3	419.1	17686.2	1443.8	41.1	145.9	0.125
245	8.0	471.4	59.5	411.9	17686.2	1443.8	46.8	149.7	0.144
273	4.0	585.3	33.8	551.5	27265.9	1997.5	26.5	164.4	0.061
273	4.5	585.3	38.0	547.3	27265.9	1997.5	29.8	166.6	0.069
273	5.0	585.3	42.1	543.2	27265.9	1997.5	33.0	168.9	0.077
273	5.5	585.3	46.2	539.1	27265.9	1997.5	36.3	171.1	0.086
273	6.0	585.3	50.3	535.0	27265.9	1997.5	39.5	173.3	0.094
273	6.5	584.3	53.4	530.9	27265.9	1997.5	42.7	175.5	0.102
273	7.0	585.3	58.5	526.8	27265.9	1997.5	45.9	177.6	0.111
273	8.0	585.3	66.6	518.7	27265.9	1997.5	52.3	182.0	0.128
273	9.0	585.3	74.6	510.7	27265.9	1997.5	58.6	196.3	0.146
299	4.0	702.2	37.1	665.1	39233.2	2624.4	29.1	195.4	0.056
299	4.5	702.2	41.6	660.1	39233.2	2624.4	32.7	197.8	0.063
299	5.0	702.2	46.2	656.0	39233.2	2624.4	36.3	200.2	0.070
299	5.5	702.2	50.7	651.5	39233.2	2624.4	39.8	202.7	0.078
299	6.0	702.2	55.2	647.0	39233.2	2624.4	43.4	205.1	0.085
299	6.5	702.2	59.7	642.5	39233.2	2624.4	46.9	207.5	0.093
299	7.0	702.2	64.2	638.0	39233.2	2624.4	50.4	209.9	0.101
299	8.0	702.2	73.2	629.0	39233.2	2624.4	57.4	214.7	0.116
299	9.0	702.2	82.0	620.2	39233.2	2624.4	64.4	219.4	0.132
325	4.0	829.5	40.3	789.2	54765.0	3370.0	31.7	229.0	0.051
325	4.5	829.5	45.2	784.3	54765.0	3370.0	35.6	231.6	0.058
325	5.0	829.5	50.2	779.3	54765.0	3370.0	39.5	234.3	0.064
325	5.5	829.5	55.1	774.4	54765.0	3370.0	43.3	236.9	0.071
325	6.0	829.5	60.1	769.4	54765.0	3370.0	47.2	239.6	0.078
325	6.5	829.5	65.0	764.5	54765.0	3370.0	51.1	242.2	0.085
325	7.0	829.5	69.9	759.6	54765.0	3370.0	54.9	244.8	0.092
325	8.0	829.5	79.7	749.9	54765.0	3370.0	62.5	250.0	0.106
325	9.0	829.5	89.3	740.2	54765.0	3370.0	70.1	255.2	0.121
351	4.0	967.6	43.6	924.0	74507.2	4245.4	34.2	265.2	0.047
351	4.5	967.6	49.0	918.6	74507.2	4245.4	38.5	268.1	0.053
351	5.0	967.6	54.3	913.3	74507.2	4245.4	42.7	271.0	0.059
351	5.5	967.6	59.7	907.9	74507.2	4245.4	46.9	273.8	0.066

第四章 钢结构设计施工基本资料

尺寸 (mm)		截面面积 (cm ²)			截面特征		每米重量 (kg/m)		含钢率
d	t	A _{sc}	其 中		I _{sc} (cm ⁴)	W _{sc} (cm ³)	钢管重	杆件重	a
			A _s	A _c					
351	6.0	967.6	65.0	902.6	74507.2	4242.4	51.0	276.7	0.072
351	6.5	967.6	70.3	897.3	74507.2	4245.4	55.2	279.5	0.078
351	7.0	967.6	75.6	892.0	74507.2	4245.4	59.4	282.5	0.085
351	8.0	967.6	86.2	881.4	74507.2	4245.4	67.7	288.0	0.098
351	9.0	967.6	96.7	870.9	74507.2	4245.4	75.9	293.6	0.111
351	10.0	967.6	107.1	860.5	74507.2	4245.4	84.1	299.2	0.124
377	4.0	1116.3	46.9	1069.4	99159.7	5260.5	36.8	304.1	0.044
377	4.5	1116.3	52.7	1063.6	99159.7	5260.5	41.3	307.2	0.050
377	5.0	1116.3	58.4	1057.9	99159.7	5260.5	45.9	310.3	0.055
377	5.5	1116.3	64.2	1052.1	99159.7	5260.5	50.4	313.4	0.061
377	6.0	1116.3	69.9	1046.4	99159.7	5260.5	54.9	316.5	0.067
377	6.5	1116.3	75.7	1040.6	99159.7	5260.5	59.4	319.5	0.073
377	7.0	1116.3	81.4	1034.9	99159.7	5260.5	63.9	322.6	0.079
377	8.0	1116.3	92.7	1023.6	99159.7	5260.5	72.8	328.7	0.091
377	9.0	1116.3	104.0	1012.3	99159.7	5260.5	81.7	334.7	0.103
377	10.0	1116.3	115.3	1001.0	99159.7	5260.5	90.5	340.8	0.115
400	4.0	1256.7	49.8	1206.9	125663.7	6283.2	39.1	340.8	0.041
400	4.5	1256.7	55.9	1200.8	125663.7	6283.2	43.9	344.1	0.047
400	5.0	1256.7	62.0	1194.7	125663.7	6283.2	48.7	347.4	0.052
400	5.5	1256.7	68.2	1188.5	125663.7	6283.2	53.5	350.6	0.057
400	6.0	1256.7	74.3	1182.4	125663.7	6283.2	58.3	353.9	0.063
400	6.5	1256.7	80.4	1176.3	125663.7	6283.2	63.1	357.1	0.068
400	7.0	1256.7	86.4	1170.3	125663.7	6283.2	67.3	360.4	0.074
400	8.0	1256.7	98.5	1158.2	125663.7	6283.2	77.3	366.9	0.085
400	9.0	1256.7	110.6	1146.1	125663.7	6283.2	86.8	373.3	0.097
400	10.0	1256.7	122.5	1134.2	125663.7	6283.2	96.2	379.7	0.108
400	12.0	1256.7	146.3	1110.4	125663.7	6283.2	114.8	392.4	0.132
426	5.0	1425.3	66.1	1359.2	161662.1	7589.8	51.9	391.7	0.049
426	5.5	1425.3	72.7	1352.6	161662.1	7589.8	57.0	395.2	0.054
426	6.0	1425.3	79.2	1346.1	161662.1	7589.8	62.1	398.7	0.059
426	6.5	1425.3	85.7	1339.6	161662.1	7589.8	67.2	402.2	0.064
426	7.0	1425.3	92.1	1333.2	161662.1	7589.8	72.3	405.6	0.069
426	8.0	1425.3	105.1	1320.3	161662.1	7589.8	82.5	412.5	0.080
426	9.0	1425.3	117.9	1307.4	161662.1	7589.8	92.6	419.4	0.090
426	10.0	1425.3	130.7	1294.6	161662.1	7589.8	102.6	426.2	0.100

第一篇 钢结构工程设计施工基础资料

尺寸 (mm)		截面面积 (cm ²)			截面特征		每米重量 (kg/m)		含钢率
d	t	A _{sc}	其 中		I _{sc} (cm ⁴)	W _{sc} (cm ³)	钢管重	杆件重	a
			A _s	A _c					
426	12.0	1425.3	156.1	1294.6	161662.1	7589.8	122.5	439.7	0.123
450	5.0	1590.4	69.9	1520.5	202188.9	8946.2	59.4	435.0	0.046
450	5.5	1590.4	76.8	1513.6	201288.9	8946.2	60.3	438.7	0.051
450	6.0	1590.4	83.7	1506.7	201288.9	8946.2	65.7	442.4	0.056
450	6.5	1590.4	90.6	1499.8	201288.9	8946.2	71.1	446.1	0.060
450	7.0	1590.4	97.4	1493.0	201288.9	8946.2	76.5	449.7	0.065
450	8.0	1590.4	111.1	1479.3	201288.9	8946.2	87.2	457.0	0.075
450	9.0	1590.4	124.7	1465.7	201288.9	8946.2	97.9	464.3	0.085
450	10.0	1590.4	138.2	1452.2	201288.9	8946.2	108.5	471.6	0.095
450	12.0	1590.4	165.1	1425.3	201288.9	8946.2	129.6	485.9	0.116
450	14.0	1590.4	191.8	1398.7	201288.9	8946.2	150.5	500.2	0.137
478	5.0	1794.5	74.3	1720.2	256260.4	10722.2	58.3	488.4	0.043
478	5.5	1794.5	81.6	1712.9	256260.4	10722.2	64.1	492.3	0.048
478	6.0	1794.5	89.0	1605.5	256260.4	10722.2	69.8	496.2	0.055
478	6.5	1794.5	96.3	1698.2	256260.4	10722.2	75.6	500.1	0.057
478	7.0	1794.5	103.6	1690.9	256260.4	10722.2	81.3	504.0	0.061
478	8.0	1794.5	118.1	1676.4	256260.4	10722.2	92.7	511.8	0.070
478	9.0	1794.5	132.6	1661.9	256260.4	10722.2	104.1	519.6	0.080
478	10.0	1794.5	147.0	1647.5	256260.4	10722.2	115.4	527.3	0.089
478	12.0	1794.5	175.7	1618.8	256260.4	10722.2	137.9	542.6	0.109
478	14.0	1794.5	204.1	1990.4	256260.4	10722.2	160.2	557.3	0.128
500	5.0	1963.5	77.8	1885.7	306796.1	12271.8	61.0	532.5	0.041
500	5.5	1963.5	85.4	1878.1	306796.1	12271.8	67.1	536.6	0.045
500	6.0	1963.5	93.1	1870.4	306796.1	12271.8	73.1	540.7	0.050
500	6.5	1963.5	100.8	1862.7	306796.1	12271.8	79.1	544.8	0.054
500	7.0	1963.5	108.4	1855.1	306796.1	12271.8	85.1	548.9	0.058
500	8.0	1963.5	123.7	1839.8	306796.1	12271.8	97.1	557.0	0.067
500	9.0	1963.5	138.8	1824.7	306796.1	12271.8	109.0	565.1	0.076
500	10.0	1963.5	153.9	1809.6	306796.1	12271.8	120.8	573.8	0.085
500	12.0	1963.5	184.0	1779.5	306796.1	12271.8	144.4	589.3	0.103
500	14.0	1963.5	213.8	1749.7	306796.1	12271.8	167.8	605.2	0.122
500	16.0	1963.5	243.3	1720.2	306796.1	12271.8	191.0	621.0	0.141
529	6.0	2197.9	98.6	2099.3	384408.1	14533.3	77.4	602.2	0.047
529	6.5	2197.9	106.7	2091.2	384408.1	14533.3	83.8	606.5	0.051

第四章 钢结构设计施工基本资料

尺寸 (mm)		截面面积 (cm ²)			截面特征		每米重量 (kg/m)		含钢率
d	t	A _{sc}	其 中		I _{sc} (cm ⁴)	W _{sc} (cm ³)	钢管重	杆件重	a
			A _s	A _c					
529	7.0	2197.9	114.8	2083.1	384408.1	14533.3	90.1	610.9	0.055
529	8.0	2197.9	130.9	2066.9	384408.1	14533.3	102.8	619.5	0.063
529	9.0	2197.9	147.0	2050.8	384408.1	14533.3	115.4	628.1	0.072
529	10.0	2197.9	163.0	2034.8	384408.1	14533.3	128.0	636.7	0.080
529	12.0	2197.9	194.9	2003.0	384408.1	14533.3	153.0	653.7	0.097
529	14.0	2197.9	226.5	1971.4	384408.1	14533.3	177.8	670.6	0.115
529	16.0	2197.9	257.9	1940.0	384408.1	14533.3	202.4	687.4	0.133
550	6.0	2375.8	102.5	2273.3	449180.2	16333.8	80.5	648.8	0.045
550	6.5	2375.8	111.0	2264.8	449180.2	16333.8	87.1	653.3	0.049
550	7.0	2375.8	119.4	2256.4	449180.2	16333.8	93.7	657.8	0.053
550	8.0	2375.8	136.2	2239.6	449180.2	16333.8	106.9	666.8	0.061
550	9.0	2375.8	153.0	2222.8	449180.2	16333.8	120.1	675.8	0.069
550	10.0	2375.8	169.6	2206.2	449180.2	16333.8	133.2	684.7	0.077
550	12.0	2375.8	202.8	2173.0	449180.2	16333.8	159.2	702.5	0.093
550	14.0	2375.8	235.7	2140.1	449180.2	16333.8	185.1	720.1	0.110
550	16.0	2375.8	268.4	2107.4	449180.2	16333.8	210.7	737.6	0.127
550	18.0	2375.8	300.8	2075.0	449180.2	16333.8	236.2	754.9	0.145
550	20.0	2375.8	333.0	2042.8	449180.2	16333.8	261.4	772.1	0.163
600	8.0	2827.4	148.8	2678.6	636172.5	21205.7	116.8	786.5	0.055
600	9.0	2827.4	167.1	2660.3	636172.5	21205.7	131.2	796.3	0.063
600	10.0	2827.4	185.4	2642.3	636172.5	21205.7	145.5	806.0	0.070
600	12.0	2827.4	221.7	2605.7	636172.5	21205.7	174.0	825.5	0.085
600	14.0	2827.4	257.7	2569.7	636172.5	21205.7	202.3	844.7	0.100
600	16.0	2827.4	293.6	2533.8	636172.5	21205.7	230.4	863.7	0.116
600	18.0	2827.4	329.1	2498.3	636172.5	21205.7	258.4	882.9	0.131
600	20.0	2827.4	364.4	2463.0	636172.5	21205.7	286.1	901.8	0.148
600	22.0	2827.4	399.5	2427.9	636172.5	21205.7	313.6	920.6	0.165
630	8.0	3117.2	156.3	2960.9	773271.7	24548.3	122.7	862.9	0.053
630	9.0	3117.2	175.6	2941.6	773271.7	24548.3	137.8	873.2	0.060
630	10.0	3117.2	194.8	2922.4	773271.7	24548.3	152.9	883.5	0.067
630	12.0	3117.2	233.0	2884.2	773271.7	24548.3	182.9	904.0	0.081
630	14.0	3117.2	270.9	2846.3	773271.7	24548.3	212.7	924.3	0.095
630	16.0	3117.2	308.6	2808.6	773271.7	24548.3	242.3	944.4	0.110
630	18.0	3117.2	346.1	2771.1	773271.7	24548.3	271.7	964.5	0.125
630	20.0	3117.2	383.2	2734.0	773271.7	24548.3	300.9	984.6	0.140

第一篇 钢结构工程设计施工基础资料

尺寸 (mm)		截面面积 (cm ²)			截面特征		每米重量 (kg/m)		含钢率
d	t	A _{sc}	其 中		I _{sc} (cm ⁴)	W _{sc} (cm ³)	钢管重	杆件重	a
			A _s	A _c					
630	22.0	3117.2	420.2	2697.0	773271.7	24548.3	329.9	1004.1	0.156
650	8.0	3318.3	161.3	3157.0	876240.5	26961.2	126.7	915.9	0.051
650	9.0	3318.3	181.2	3137.1	876240.5	26961.2	142.3	926.5	0.058
650	10.0	3318.3	201.1	3117.2	876240.5	26961.2	157.8	937.5	0.064
650	12.0	3318.3	240.5	3077.8	876240.5	26961.2	188.8	958.3	0.078
650	14.0	3318.3	279.7	3038.6	876240.5	26961.2	219.6	979.2	0.092
650	16.0	3318.3	318.7	2999.6	876240.5	26961.2	250.2	1000.1	0.106
650	18.0	3318.3	357.4	2922.5	876240.5	26961.2	280.5	1020.8	0.121
650	20.0	3318.3	395.8	2960.9	876240.5	26961.2	310.7	1041.4	0.135
650	22.0	3318.3	434.0	2884.3	876240.5	26961.2	340.7	1061.8	0.150
650	24.0	3318.3	472.0	2846.3	876240.5	26961.2	370.5	1082.1	0.166
700	8.0	3848.4	173.9	3674.5	1178588.1	33673.9	136.5	1055.2	0.042
700	9.0	3848.4	195.4	3631.7	1178588.1	33673.9	153.4	1066.6	0.053
700	10.0	3848.4	216.8	3674.5	1178588.1	33673.9	170.2	1078.1	0.060
700	12.0	3848.4	259.4	3859.0	1178588.1	33673.9	203.6	1100.9	0.067
700	14.0	3848.4	301.7	3546.7	1178588.1	33673.9	236.8	1123.5	0.085
700	16.0	3848.4	343.8	3504.6	1178588.1	33673.9	269.9	1146.1	0.098
700	18.0	3848.4	385.7	3462.7	1178588.1	33673.9	302.7	1168.4	0.111
700	20.0	3848.4	427.3	3421.1	1178588.1	33673.9	335.4	1190.7	0.125
700	22.0	3848.4	468.6	3379.8	1178588.1	33673.9	367.9	1212.8	0.139
700	24.0	3848.4	509.7	3338.7	1178588.1	33673.9	400.1	1234.8	0.153
700	26.0	3848.4	550.5	3297.9	1178588.1	33673.9	432.2	1256.6	0.167
720	8.0	4071.5	178.9	3892.6	1319167.3	36643.5	140.5	1113.6	0.046
720	9.0	4071.5	201.0	3870.5	1319167.3	36643.5	157.8	1125.4	0.052
720	10.0	4071.5	223.1	3848.4	1319167.3	36643.5	175.1	1137.2	0.058
720	12.0	4071.5	266.9	3804.6	1319167.3	36643.5	209.5	1160.7	0.070
720	14.0	4071.5	310.5	3761.0	1319167.3	36643.5	243.8	1184.0	0.082
720	16.0	4071.5	353.9	3717.6	1319167.3	36643.5	277.8	1207.2	0.095
720	18.0	4071.5	397.0	3674.5	1319167.3	36643.5	311.6	1230.3	0.108
720	20.0	4071.5	439.8	3674.5	1319167.3	36643.5	345.3	1253.2	0.121
720	22.0	4071.5	482.4	3589.1	1319167.3	36643.5	378.7	1276.0	0.134
720	24.0	4071.5	524.8	3546.7	1319167.3	36643.5	411.9	1298.6	0.148
720	26.0	4071.5	566.9	3504.6	1319167.3	36643.5	445.0	1321.1	0.162
750	8.0	4417.9	186.5	4231.4	1553155.5	41417.5	146.4	1204.2	0.044

第四章 钢结构设计施工基本资料

尺寸 (mm)		截面面积 (cm ²)			截面特征		每米重量 (kg/m)		含钢率
d	t	A _{sc}	其 中		I _{sc} (cm ⁴)	W _{sc} (cm ³)	钢管重	杆件重	a
			A _s	A _c					
750	9.0	4417.9	209.5	4208.4	1553155.5	41417.5	164.5	1216.6	0.050
750	10.0	4417.9	232.5	4185.4	1553155.5	41417.5	182.5	1228.8	0.055
750	12.0	4417.9	278.2	4139.7	1553155.5	41417.5	218.4	1253.3	0.067
750	14.0	4417.9	323.7	4094.2	1553155.5	41417.5	254.1	1277.6	0.079
750	16.0	4417.9	368.9	4049.0	1553155.5	41417.5	289.6	1301.9	0.091
750	18.0	4417.9	413.9	4004.0	1553155.5	41417.5	324.9	1325.9	0.103
750	20.0	4417.9	458.7	3959.2	1553155.5	41417.5	360.1	1349.9	0.116
750	22.0	4417.9	503.2	3914.7	1553155.5	41417.5	395.0	1373.7	0.129
750	24.0	4417.9	547.4	3870.5	1553155.5	41417.5	429.7	1397.3	0.141
750	26.0	4417.9	591.4	3826.5	1553155.5	41417.5	464.2	1420.8	0.154
750	28.0	4417.9	635.1	3782.8	1553155.5	41417.5	498.6	1444.2	0.168
750	30.0	4417.9	678.6	3739.3	1553155.5	41417.5	532.7	1467.5	0.181
800	8.0	5026.6	199.1	4827.5	2010619.3	50265.5	156.3	1363.1	0.041
800	9.0	5026.6	223.6	4803.0	2010619.3	50265.5	175.6	1376.3	0.046
800	10.0	5026.6	248.2	4778.4	2010619.3	50265.5	194.8	1389.4	0.052
800	12.0	5026.6	297.1	4729.5	2010619.3	50265.5	233.2	1415.6	0.063
800	14.0	5026.6	345.7	4680.9	2010619.3	50265.5	271.4	1441.6	0.074
800	16.0	5026.6	394.1	4632.5	2010619.3	50265.5	309.4	1467.5	0.085
800	18.0	5026.6	442.2	4584.4	2010619.3	50265.5	347.1	1493.2	0.096
800	20.0	5026.6	490.1	4536.5	2010619.3	50265.5	384.7	1518.8	0.108
800	22.0	5026.6	537.7	4488.9	2010619.3	50265.5	422.1	1544.3	0.120
800	24.0	5026.6	585.1	4441.5	2010619.3	50265.5	459.3	1569.7	0.132
800	26.0	5026.6	632.2	4394.4	2010619.3	50265.5	496.3	1594.9	0.144
800	28.0	5026.6	679.1	4347.5	2010619.3	50265.5	533.1	1619.9	0.156
800	30.0	5026.6	725.7	4300.9	2010619.3	50265.5	569.1	1644.9	0.169
800	32.0	5026.6	772.1	4254.5	2010619.3	50265.5	606.1	1669.7	0.181
850	8.0	5674.5	211.6	5462.9	2562392.2	60291.6	166.1	1531.8	0.039
850	9.0	5674.5	237.8	5436.7	2562392.2	60291.6	186.7	1545.8	0.044
850	10.0	5674.5	263.9	5410.6	2562392.2	60291.6	207.2	1559.8	0.049
850	12.0	5674.5	315.9	5358.6	2562392.2	60291.6	248.0	1587.6	0.059
850	14.0	5674.5	367.7	5306.8	2562392.2	60291.6	288.6	1615.3	0.069
850	16.0	5674.5	419.2	5255.3	2562392.2	60291.6	329.1	1642.9	0.080
850	18.0	5674.5	470.5	5204.0	2562392.2	60291.6	369.3	1670.3	0.090
850	20.0	5674.5	512.5	5153.0	2562392.2	60291.6	409.4	1697.6	0.101
850	22.0	5674.5	572.3	5102.2	2562392.2	60291.6	449.2	1724.8	0.112
850	24.0	5674.5	622.8	5051.7	2562392.2	60291.6	488.9	1751.8	0.123

第一篇 钢结构工程设计施工基础资料

尺寸 (mm)		截面面积 (cm ²)			截面特征		每米重量 (kg/m)		含钢率
d	t	A _{sc}	其 中		I _{sc} (cm ⁴)	W _{sc} (cm ³)	钢管重	杆件重	a
			A _s	A _c					
850	26.0	5674.5	673.1	5001.4	2562392.2	60291.6	528.3	1778.7	0.134
850	28.0	5674.5	723.1	4951.4	2562392.2	60291.6	567.6	1805.5	0.146
850	30.0	5674.5	772.8	4901.7	2562392.2	60291.6	606.7	1832.1	0.158
850	32.0	5674.5	822.3	4852.2	2562392.2	60291.6	645.5	1858.6	0.169
900	10.0	6361.7	279.6	6082.1	3220623.3	71569.4	219.5	1740.0	0.046
900	12.0	6361.7	334.7	6027.0	3220623.3	71569.4	262.8	1769.5	0.055
900	14.0	6361.7	389.3	5972.4	3220623.3	71569.4	305.9	1798.9	0.065
900	16.0	6361.7	444.3	5917.4	3220623.3	71569.4	348.8	1828.2	0.075
900	18.0	6361.7	498.7	5863.0	3220623.3	71569.4	391.5	1857.3	0.085
900	20.0	6361.7	552.9	5808.8	3220623.3	71569.4	434.0	1886.2	0.095
900	22.0	6361.7	606.8	5754.9	3220623.3	71569.4	476.4	1915.1	0.105
900	24.0	6361.7	660.5	5701.2	3220623.3	71569.4	518.5	1943.8	0.115
900	26.0	6361.7	713.9	5647.8	3220623.3	71569.4	560.4	1972.4	0.126
900	28.0	6361.7	767.0	5594.7	3220623.3	71569.4	602.1	2000.8	0.137
900	30.0	6361.7	820.0	5541.7	3220623.3	71569.4	643.7	2029.1	0.147
900	32.0	6361.7	872.6	5489.1	3220623.3	71569.4	685.0	2057.3	0.159
900	34.0	6361.7	925.0	5436.7	3220623.3	71569.4	726.1	2085.3	0.170
950	10.0	7088.2	295.3	6792.9	3998198.2	84172.6	231.8	1930.0	0.044
950	12.0	7088.2	353.6	6734.6	3998198.2	84172.6	277.6	1961.2	0.053
950	14.0	7088.2	411.7	6676.5	3998198.2	84172.6	323.2	1992.3	0.062
950	16.0	7088.2	469.5	6618.7	3998198.2	84172.6	363.5	2023.2	0.071
950	18.0	7088.2	527.0	6561.2	3998198.2	84172.6	413.7	2054.0	0.080
950	20.0	7088.2	584.3	6503.9	3998198.2	84172.6	458.7	2084.7	0.090
950	22.0	7088.2	641.4	6446.8	3998198.2	84172.6	503.5	2115.2	0.100
950	24.0	7088.2	698.2	6390.0	3998198.2	84172.6	548.1	2145.6	0.109
950	26.0	7088.2	754.7	6333.5	3998198.2	84172.6	592.5	2175.8	0.119
950	28.0	7088.2	811.0	6277.2	3998198.2	84172.6	636.7	2206.0	0.129
950	30.0	7088.2	867.1	6221.1	3998198.2	84172.6	680.7	2235.9	0.139
950	32.0	7088.2	922.9	6165.3	3998198.2	84172.6	724.5	2265.8	0.150
950	34.0	7088.2	978.4	6109.8	3998198.2	84172.6	768.1	2295.5	0.160
1000	12.0	7854.0	372.5	7481.5	4908738.5	98174.8	292.4	2162.8	0.049
1000	14.0	7854.0	433.7	7420.3	4908738.5	98174.8	340.4	2195.5	0.058
1000	16.0	7854.0	494.6	7359.4	4908738.5	98174.8	388.3	2228.1	0.067
1000	18.0	7854.0	555.3	7298.7	4908738.5	98174.8	435.9	2260.6	0.076
1000	20.0	7854.0	615.8	7238.2	4908738.5	98174.8	483.4	2292.9	0.085

尺寸 (mm)		截面面积 (cm ²)			截面特征		每米重量 (kg/m)		含钢率
d	t	A _{sc}	其 中		I _{sc} (cm ⁴)	W _{sc} (cm ³)	钢管重	杆件重	a
			A _s	A _c					
1000	22.0	7854.0	675.9	7178.1	4908738.5	98174.8	530.6	2325.1	0.094
1000	24.0	7854.0	735.9	7118.1	4908738.5	98174.8	577.7	2357.2	0.103
1000	26.0	7854.0	795.6	7058.4	4908738.5	98174.8	624.5	2389.1	0.112
1000	28.0	7854.0	855.0	6999.0	4908738.5	98174.8	671.2	2420.9	0.122
1000	30.0	7854.0	914.2	6939.8	4908738.5	98174.8	717.6	2452.6	0.131
1000	32.0	7854.0	973.1	6880.9	4908738.5	98174.8	763.9	2484.1	0.141
1000	34.0	7854.0	1031.8	6822.2	4908738.5	98174.8	810.0	2515.5	0.151
1000	36.0	7854.0	1090.3	6763.7	4908738.5	98174.8	855.9	2546.3	0.161

注：A_{sc}——钢管混凝土横截面积；

A_s——钢管横截面积；

A_c——混凝土横截面积；

I_{sc}——钢管混凝土对其重心轴的惯性矩；

W_{sc}——钢管混凝土边缘的截面抵抗矩。

表 1-4-243

混凝土弹性模量和强度设计值

混凝土强度等级	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
抗压设计强度 f _c (N/mm ²)	15	17.5	19.5	21.5	23.5	25	26.5
抗拉设计强度 f _t (N/mm ²)	1.5	1.65	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2
弹性模量 E _c (N/mm ²)	3 × 10 ⁴	3.15 × 10 ⁴	3.25 × 10 ⁴	3.35 × 10 ⁴	3.45 × 10 ⁴	3.55 × 10 ⁴	3.6 × 10 ⁴

(二) 基本设计规定

1. 钢管

钢管外径不宜小于 10mm；壁厚不宜小于 4mm。钢管外径与壁厚之比值 d/t，宜限制在 20 到 85 $\sqrt{235/f_y}$ 之间，此处 f_y 为钢材屈服强度：对 Q235 钢，取 f_y = 235，对 16Mn 钢，取 f_y = 345；对 15MnV 钢，取 f_y = 390。对于一般承重柱，可取 d/t = 70 左右；对桁架结构，可取 d/t = 25 左右。

2. 套箍指标 θ（见公式 1-4-33 及其说明），宜限制在 0.3 到 3 之间。

3. 构件的长细比不宜超过表 1-4-244 的规定。

4. 钢管混凝土结构或构件之间的连接，以及施工安装阶段（混凝土浇灌前和混凝土硬结前）的承载力、变形和稳定性，应按钢结构进行设计。

表 1-4-244

项次	构件名称		容许长细比	
			l/d	λ
1	框 架	单 肢 柱	20	-
		格 构 柱	-	80
2	桁架		30	-
3	其他		35	140

(三) 杆件截面选择及承载力确定

1. 单支柱承载力确定

钢管混凝土单肢柱的轴向受压承载力应满足下列要求：

$$N \leq N_u = \varphi_1 \varphi_e N_0 \quad (1-4-31)$$

$$N_0 = f_c A_c (1 + \sqrt{\theta} + \theta) \quad (1-4-32)$$

$$\theta = f_s A_s / f_c A_c = \frac{f}{f_c} \alpha \quad (1-4-33)$$

式中 N ——轴向压力设计值；

N_u ——钢管混凝土单肢柱的承载力设计值；

N_0 ——钢管混凝土轴心受压短柱的承载力设计值；

θ ——钢管混凝土的套箍指标；

f_s ——钢管的抗拉、抗压强度设计值，(见表 1-4-241)；

A_s ——钢管的横截面积；

f_c ——混凝土的抗压强度设计值；(见表 1-4-243)；

A_c ——钢管内混凝土的横截面积；

$\alpha = A_s / A_a$ ——含钢率；

φ_1 ——考虑长细比影响的承载力折减系数，按本节第 2) 条确定；

φ_e ——考虑偏心率影响的承载力折减系数，按本节第 1) 条确定。

在任何情况下均应满足下列条件：

$$\varphi_1 \varphi_e \leq \varphi_0 \quad (1-4-34)$$

式中 φ_0 ——按轴心受压柱考虑的 φ_1 值。

(1) 钢管混凝土柱考虑偏心影响的承载力折减系数 φ_0 ，应按下列公式计算：

当 $e_0/r_c \leq 1.55$ 时：

$$\varphi_e = 1 / (1 + 1.85 e_0 / r_c) \quad (1-4-35)$$

$$e_0 = M_2 / N \quad (1-4-36)$$

当 $e_0 / r_c > 1.55$ 时： (1-4-37)

$$\varphi_e = 0.4 / (e_0 / r_c)$$

式中 e_0 ——柱较大弯矩端的轴向压力对构件截面重心的偏心距；

r_c ——钢管的内半径；

M_2 ——柱两端弯矩设计值之较大者；

N ——轴向压力设计值。

(2) 钢管混凝土柱考虑长细比影响的承载力折减系数 φ_1 应按下列公式计算：

当 $l_e / d > 4$ 时：

$$\varphi_1 = 1 - 0.115 \sqrt{l_e / d - 4} \quad (1-4-38)$$

当 $l_e / d \leq 4$ 时：

$$\varphi_1 = 1 \quad (1-4-39)$$

式中 d ——钢管外径；

l_e ——柱的等效计算长度，按本节第 4) 条和第 5) 条的规定确定。

(3) 对于两支承点之间无横向荷载作用的框架柱和杆件，其等效长度应按下列公式确定：

$$l_e = k l_0 \quad (1-4-40)$$

$$l_0 = \mu l \quad (1-4-41)$$

式中 l_0 ——框架柱或杆件的计算长度图 (1-4-23)；

l ——框架柱或杆件的长度；

k ——等效长度系数；

μ ——计算长度系数；对无侧移框架应按表 1-4-245 确定，对有侧移框架，应按表 1-4-246 确定。

等效长度系数应按下列规定计算 (图 1-4-24)：

1) 轴心受压柱和杆件：

$$k = 1 \quad (1-4-42)$$

2) 无侧移框架柱：

$$k = 0.5 + 0.3\beta + 0.2\beta^2 \quad (1-4-43)$$

3) 有侧移框架柱：

当 $e_0 / r_c \geq 0.8$ 时

$$k = 0.5 \quad (1-4-44)$$

当 $e_0 / r_c < 0.8$ 时

$$k = 1 - 0.625 e_0 / r_c \quad (1-4-45)$$

式中 β ——柱两端弯矩设计值之较小者与较大者的比值， $\beta = M_1 / M_2$ ， $|M_1| \leq |M_2|$ ，单

曲压弯者取正值，双曲压弯者取负值。

注：无侧移框架系指框架中设有支撑架、剪力墙、电梯井等支撑结构，且支撑结构的抗侧移刚度等于或大于框架本身抗侧移刚度的5倍者。有侧移框架系指框架中未设上述支撑结构或支撑结构的抗侧移刚度小于框架本身抗侧移刚度的5倍者。

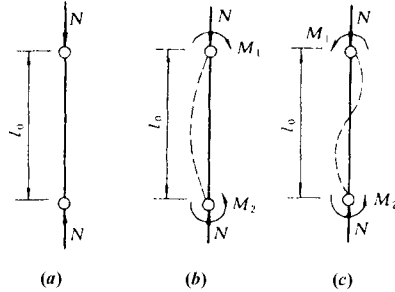


图 1-4-23 无侧移框架柱

(a) 轴心受压；(b) 单曲压弯；(c) 双曲压弯

表 1-4-245 无侧移框架柱的计算长度系数 μ

K_2	K_1														
	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1	2	3	4	5	10	20	∞
0	1.000	0.990	0.981	0.964	0.949	0.935	0.922	0.875	0.820	0.791	0.773	0.760	0.732	0.716	0.699
0.05	0.990	0.981	0.971	0.955	0.940	0.926	0.914	0.867	0.814	0.784	0.766	0.754	0.726	0.711	0.694
0.1	0.981	0.971	0.962	0.946	0.931	0.918	0.906	0.860	0.807	0.778	0.760	0.748	0.721	0.705	0.689
0.2	0.964	0.955	0.946	0.930	0.916	0.903	0.891	0.846	0.795	0.767	0.749	0.737	0.711	0.696	0.679
0.3	0.949	0.940	0.931	0.916	0.902	0.889	0.878	0.834	0.784	0.756	0.739	0.728	0.701	0.687	0.671
0.4	0.935	0.926	0.918	0.903	0.889	0.877	0.866	0.823	0.774	0.747	0.730	0.719	0.693	0.678	0.663
0.5	0.922	0.914	0.906	0.891	0.878	0.866	0.855	0.813	0.765	0.738	0.721	0.710	0.685	0.671	0.656
1	0.875	0.867	0.860	0.846	0.834	0.823	0.813	0.774	0.729	0.704	0.688	0.677	0.654	0.640	0.623
2	0.820	0.814	0.807	0.795	0.784	0.774	0.765	0.729	0.686	0.663	0.648	0.638	0.615	0.603	0.590
3	0.791	0.784	0.778	0.767	0.756	0.747	0.738	0.704	0.663	0.640	0.625	0.616	0.593	0.581	0.568
4	0.773	0.766	0.760	0.749	0.739	0.730	0.721	0.688	0.648	0.625	0.611	0.601	0.580	0.568	0.555
5	0.760	0.754	0.748	0.737	0.728	0.719	0.710	0.677	0.638	0.616	0.601	0.592	0.570	0.558	0.546
10	0.732	0.726	0.721	0.711	0.701	0.693	0.685	0.654	0.615	0.593	0.580	0.570	0.549	0.537	0.524
20	0.716	0.711	0.705	0.696	0.687	0.678	0.671	0.640	0.603	0.581	0.568	0.558	0.537	0.525	0.512
∞	0.699	0.694	0.689	0.679	0.671	0.663	0.656	0.626	0.590	0.568	0.555	0.546	0.524	0.512	0.500

注：①表中的计算长度系数 μ 值系按下式算得：

$$\left[\left(\frac{\pi}{\mu} \right)^2 + 2(K_1 + K_2) - 4K_1K_2 \right] \frac{\pi}{\mu} \cdot \sin \frac{\pi}{\mu} - 2 \left[(K_1 + K_2) \left(\frac{\pi}{\mu} \right)^2 + 4K_1K_2 \right] \cos \frac{\pi}{\mu} + 8K_1K_2 = 0$$

K_1 、 K_2 ——分别为相交于柱上端、柱下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值。

②当横梁与柱铰接时，取横梁线刚度为零。

③对底层框架柱：当柱与基础铰接时，取 $K_2 = 0$ ；当柱与基础刚接时，取 $K_2 = \infty$ 。

表 1-4-246

有侧移框架柱的计算长度系数 μ

K_2	K_1														
	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1	2	3	4	5	10	20	∞
0	∞	6.02	4.46	3.42	3.01	2.78	2.64	2.33	2.17	2.11	2.08	2.07	2.03	2.02	2.00
0.05	6.02	4.16	3.47	2.86	2.58	2.42	2.31	2.07	1.94	1.90	1.87	1.86	1.83	1.82	1.80
0.1	4.46	3.47	3.01	2.56	2.33	2.20	2.11	1.90	1.97	1.75	1.73	1.72	1.70	1.63	1.67
0.2	3.42	2.86	2.56	2.23	2.05	1.94	1.87	1.70	1.60	1.57	1.55	1.54	1.52	1.51	1.50
0.3	3.01	2.58	2.33	2.05	1.90	1.80	1.74	1.58	1.49	1.46	1.45	1.44	1.42	1.41	1.40
0.4	2.78	2.42	2.20	1.94	1.80	1.71	1.65	1.50	1.42	1.39	1.37	1.37	1.35	1.34	1.33
0.5	2.64	2.31	2.11	1.87	1.74	1.65	1.59	1.45	1.37	1.34	1.32	1.32	1.30	1.29	1.28
1	2.33	2.07	1.90	1.70	1.58	1.50	1.45	1.32	1.24	1.21	1.20	1.19	1.17	1.17	1.16
2	2.17	1.94	1.79	1.60	1.49	1.42	1.37	1.24	1.16	1.14	1.12	1.12	1.10	1.09	1.08
3	2.11	1.90	1.75	1.57	1.56	1.39	1.34	1.21	1.14	1.11	1.10	1.09	1.07	1.06	1.06
4	2.08	1.87	1.73	1.55	1.45	1.37	1.32	1.20	1.12	1.10	1.08	1.08	1.06	1.05	1.04
5	2.07	1.86	1.72	1.54	1.44	1.37	1.32	1.19	1.12	1.09	1.08	1.07	1.05	1.04	1.03
10	2.03	1.83	1.70	1.52	1.42	1.35	1.30	1.17	1.10	1.07	1.06	1.05	1.03	1.03	1.02
20	2.02	1.82	1.68	1.51	1.41	1.34	1.29	1.17	1.09	1.06	1.05	1.04	1.03	1.02	1.01
∞	2.00	1.80	1.67	1.50	1.40	1.33	1.28	1.16	1.08	1.06	1.04	1.03	1.02	1.01	1.00

注：①表中的计算长度系数 μ 值系按下式算得：

$$[36K_1K_2 - (\frac{\pi}{\mu})^2] \sin \frac{\pi}{\mu} + \alpha(K_1 + K_2) \frac{\pi}{\mu} \cdot \cos \frac{\pi}{\mu} = 0$$

K_1 、 K_2 ——分别为相交于柱上端、柱下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值。

②当横梁与柱铰接时，取横梁线刚度为零。

③对底层框架柱：当柱与基础铰接时，取 $K_2 = 0$ ；当柱与基础刚接时，取 $K_2 = \infty$ 。

(4) 悬臂柱 (图 1-4-24) 的等效计算长度应按下列公式确定。

$$l_c = kH \tag{1-4-46}$$

式中 H ——悬臂柱的长度；

k ——等效长度系数。

悬臂柱的等效长度系数应按下列规定计算，并取其中之较大者。

当嵌固端的偏心率 $e_0/r_c \geq 0.8$ 时：

$$k = 1 \tag{1-4-47}$$

当嵌固端的偏心率 $e_0/r_c < 0.8$ 时：

$$k = 2 - 1.25e_0/r_c \tag{1-4-48}$$

当悬臂柱的自由端有力矩 M_1 作用时：

$$k = 1 + \beta \tag{1-4-49}$$

式中 β ——悬臂柱自由端的力矩设计值 M_1 与嵌固端的弯矩设计值 M_2 之比值，当 β 为负值 (双曲压弯) 时，则按反弯点所分割成的高度为 H_2 的子悬臂柱计算 [图 1-4-24]。

注：嵌固端系指相交于柱的横梁的线刚度与柱的线刚度之比值不于 4 者，或柱基础的长和宽均不小于柱直径的 4 倍者。

2. 钢管混凝土单支柱的简化设计法

利用编者编制的轴压短柱单位面积承载力设计值 (f_{sc}) (表 1-4-247)，可以简化钢管混凝土单支柱的设计。

由公式 (1-4-31), 钢管混凝土单肢柱的承载能力设计值 N_u 可由轴压短柱的承载力设计值 N_0 确定。由公式 (1-4-32 和 1-4-33) 可以将 N_0 转化为:

$$N_0 = A_{sc} \frac{f_c}{1+a} \left(1 + \sqrt{\frac{af}{f_c} + \frac{af}{f_c}} \right) \quad (1-4-50)$$

$$\text{令 } N_0 = A_{sc} \cdot f_{sc} \quad (1-4-51)$$

$$f_{sc} = \frac{f_c}{1+a} \left(1 + \sqrt{\frac{af}{f_c} + \frac{af}{f_c}} \right) \quad (1-4-52)$$

式中 A_{sc} ——钢管混凝土柱的横截面积;

f_{sc} ——钢管混凝土轴压短柱的单位面积承载力设计值, 可由表 4-5-7 查得。

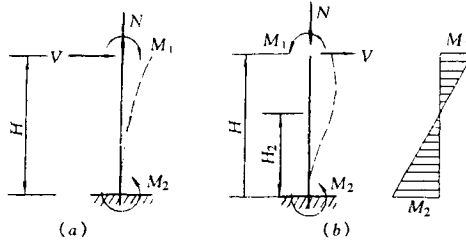


图 1-4-24 悬臂柱
(a) 单曲压弯; (b) 双曲压弯

表 1-4-247 钢管混凝土轴压短柱单位面积承载力设计值 f_{sc} (N/mm^2)

钢材	含钢率 α	混凝土抗压强度设计值 f_c (N/mm^2)			
		C30 15	C35 17.5	C40 19.5	C45 21.5
Q235	0.04	33.6	36.9	39.5	42
	0.05	36.6	40.7	42.6	45.2
	0.06	39.4	42.9	45.5	48.2
	0.07	42.1	45.6	48.3	51.0
	0.08	44.7	48.2	50.9	53.6
	0.09	47.1	50.7	53.5	56.2
	0.10	49.5	53.1	55.9	58.6
	0.11	51.8	55.4	58.2	61.0
	0.12	54.0	57.6	60.5	63.3
	0.13	56.1	59.8	62.7	65.5
	0.14	58.2	61.9	64.8	67.6
	0.15	60.2	63.9	66.8	69.6
	0.16	62.2	65.9	68.8	71.6
	0.17	64.1	67.8	70.7	73.6
	0.18	65.9	69.7	72.6	75.5

第四章 钢结构设计施工基本资料

钢材	含钢率 α	混凝土抗压强度设计值 f_c (N/mm ²)					
		C30 15	C35 17.5	C40 19.5	C45 21.5	C50 23.5	C55 25
Q235	0.19	67.7	71.5	74.4	77.3		
	0.20	69.5	73.3	76.2	79.1		
16Mn	0.04	39.8	43.2	45.9	48.6	51.3	53.2
	0.05	43.9	47.5	50.3	53.0	55.7	57.7
	0.06	47.9	51.5	54.3	57.1	59.9	61.9
	0.07	51.6	55.3	58.2	61.0	63.8	65.9
	0.08	55.2	59.1	61.9	64.8	67.6	69.7
	0.09	58.7	62.5	65.5	68.4	71.2	73.4
	0.10	62.0	65.9	68.9	71.8	74.7	76.9
	0.11	65.3	69.2	72.2	75.2	78.1	80.3
	0.12	68.4	72.3	75.4	78.4	81.3	83.5
	0.12	68.4	72.3	75.4	78.4	81.3	83.5
	0.13	71.4	75.4	78.5	81.5	84.5	86.7
	0.14	74.4	78.4	81.5	84.6	87.5	89.7
	0.15	77.3	81.3	84.4	87.5	90.5	92.7
	0.16	80.1	84.1	87.3	90.4	93.4	95.6
	0.17	82.8	86.9	90.1	93.1	96.2	98.4
	0.18	85.5	89.6	92.8	95.9	98.9	101.1
	0.19	88.1	92.2	95.4	98.5	101.6	103.8
	0.20	90.6	94.8	98.1	101.1	104.1	106.4
15MnV	0.04	41.8	45.3	48.1	50.8	53.5	55.5
	0.05	46.4	50.0	52.8	55.6	58.4	60.4
	0.06	50.7	54.4	57.3	60.1	62.9	65.0
	0.07	54.8	58.6	61.5	64.4	67.3	69.4
	0.08	58.8	62.6	65.6	68.6	71.4	73.6
	0.09	62.6	66.5	69.5	72.5	75.4	77.6
	0.10	66.3	70.2	73.3	76.3	79.3	81.4
	0.11	69.8	73.8	76.9	80.0	83.0	85.2
	0.12	73.3	77.3	80.5	83.5	86.5	88.8

钢材	含钢率 α	混凝土抗压强度设计值 f_c (N/mm ²)					
		C30 15	C35 17.5	C40 19.5	C45 21.5	C50 23.5	C55 25
15MnV	0.13	76.7	80.7	83.9	87.0	90.0	92.2
	0.14	79.9	84.0	87.2	90.3	93.4	95.6
	0.15	83.1	87.2	90.4	93.6	96.6	98.9
	0.16	86.2	90.3	93.6	96.7	99.8	102.1
	0.17	89.2	93.4	96.6	99.8	102.9	105.2
	0.18	92.2	96.4	99.6	102.8	105.9	108.2
	0.19	95.0	99.3	102.5	105.7	108.9	111.2
	0.20	87.8	102.1	105.4	108.6	111.7	114.0

注：本表是按钢材的第一组强度设计值计算的，如钢材厚度超过第一组钢材的厚度（Q235， $t > 20\text{mm}$ ；16Mn、15MnV， $t > 16\text{mm}$ ），可按公式（1-4-32）计算 N_0 ，此表是由本章作者编制的。

例：求钢管混凝土轴压短柱的承载力设计值 N_0 。已选定 16Mn 钢管 $\phi 273 \times 8$ ，选用混凝土 C50。

解：可由表 1-4-242 查得 16Mn 钢管 $\phi 273 \times 8$ 的含钢率 $\alpha = 0.128$ ， $A_{sc} = 58530\text{mm}^2$ ，再由表 1-4-247 查得 $f_{sc} = 83.9\text{N/mm}^2$ ，即可用公式（1-4-51）求得 N_0 。

$$N_0 = A_{sc} f_{sc} = 58530 \times 83.9 = 4910.7\text{kN}$$

3. 格构柱承载力计算

(1) 由双肢或多肢钢管混凝土柱肢组成的格构柱（图 1-4-25）应分别对单肢承载力和整体承载力两种情况进行计算。

(2) 格构柱的单肢承载力计算，首先应按桁架确定其单肢的轴向力，然后按压肢和拉肢分别进行承载力计算。压肢的承载力应按公式 1-4-231 ~ 1-4-33 计算，其长度在桁架平面内取格构柱节间长度 l （图 1-4-25）；在垂直于桁架平面方向则取侧向支撑点的间距。拉肢的承载力应按钢结构拉杆计算，不考虑混凝土的抗拉强度。

(3) 格构柱缀件的构造和计算，应符合《钢结构设计规范》（GBJ17—88）的有关规定。

4. 局部受压计算

(1) 钢管混凝土的局部受压应满足下列条件：

$$N \leq N_{ul}$$

式中 N ——轴向压力设计值；

N_{ul} ——钢管混凝土在局部受压下的承载力设计值。

(2) 钢管混凝土在局部受压下的承载力设计值应按下列公式计算（图 1-4-26）：

$$N_{ul1} = f_c A_c (1 + \sqrt{\theta} + \theta) \beta \quad (1-4-53)$$

$$\beta = \sqrt{A_c / A_1} \quad (1-4-54)$$

式中 A_1 ——局部受压面积；

β ——钢管混凝土的局部受压强度提高系数，当 β 值大于 3 时，取等于 3；

θ ——钢管混凝土的套箍指标，按公式 (1-4-33) 计算确定；

A_c ——钢管内混凝土的横截面面积；

f_c ——混凝土的抗压强度。

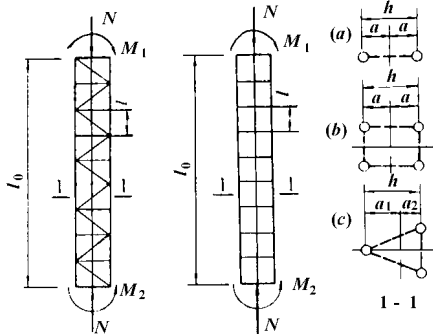


图 1-4-25 格构柱

(a) 等截面双肢柱；(b) 等截面四肢柱；(c) 三肢柱

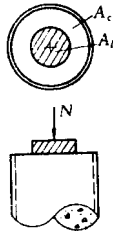


图 1-4-26 钢管混凝土局部受压

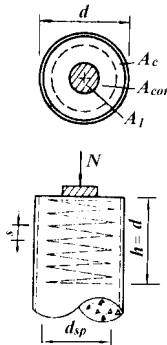


图 1-4-27 配有螺旋箍筋的钢管混凝土局部受压

(3) 局部受压的简化计算法

由公式 (1-4-53) 可求得

$$N_{u1} = N_0 / \beta \quad (1-4-55)$$

再由公式 (1-4-53) $N_0 = A_{sc} \cdot f_c$ 得下式:

$$N_{u1} = A_{sc} f_{sc} / \beta \quad (1-4-56)$$

已知钢管尺寸, 即可由表 (1-4-242) 查得含钢率 α 及钢管混凝土的总面积 A_{sc} , 然后按钢材种类、混凝土强度等级, 由 α 查表 1-4-247 可查得 f_{sc} , 再用公式 (1-4-56) 求得局部受压承载力 N_{u1} 。

(4) 配有螺旋箍筋加强的钢管混凝土在局部受压下的承载力设计值应按下列公式计算

$$N_{u1} = f_c A_1 \{ (1 + \sqrt{\theta} + \theta) \beta + (\sqrt{\theta_{sp}} + \theta_{sp}) \beta_{sp} \} \quad (1-4-57)$$

$$\beta_{sp} = \sqrt{A_{cor} / A_1} \quad (1-4-58)$$

$$\theta_{sp} = \rho_{v,sp} f_{sp} / f_c \quad (1-4-59)$$

$$\rho_{v,sp} = \frac{A_{sp}}{s d_{sp}} \quad (1-4-60)$$

式中 β_{sp} ——螺旋筋套箍混凝土的局部受压强度提高系数;

θ_{sp} ——螺旋筋套箍混凝土的套箍指标;

A_{cor} ——螺旋筋套箍内的核心混凝土横截面面积;

f_{sp} ——螺旋箍筋的抗拉强度设计值, 按《混凝土结构设计规范》(GBJ10—89) 取值;

$\rho_{v,sp}$ ——螺旋箍筋的体积配筋率;

A_{sp} ——螺旋箍筋的横截面面积;

d_{sp} ——螺旋圈的直径;

s ——螺旋圈的间距。

二、钢—混凝土组合楼盖结构

组合楼盖包括组合梁结构与组合楼板结构 (以下简称组合板)。组合梁系指钢梁与钢筋混凝土板或组合板, 通过抗剪连接件的组合; 组合板系指压型钢板与混凝土通过各种不同剪力连接形式的组合。

(一) 材料

1. 压型钢板

压型钢板可采用 Q215 和 Q235 薄钢板, 其化学成分和物理性能必须符合国家标准

《碳素结构钢》(GB700)的规定。

压型钢板应采用镀锌卷板；镀锌层两面总计不小于 $275\text{g}/\text{m}^2$ ，基板厚度为 $0.5 \sim 2.0\text{mm}$ 。

国产压型钢板板型（见图 1-4-28），其规格及各种参数（见表 1-4-248）。

2. 钢梁

组合梁的钢材宜采用 Q235、16Mn 和 15MnV 钢。钢梁钢材的强度设计值，根据钢材厚度分组，查表 1-4-241。

表 1-4-248 国产压型钢板规格与参数

板型	板厚 (mm)	重量 (kg/m)		断面性能 1m 宽			
		未镀锌	镀锌 Z27	全 截 面		有 效 宽 度	
				惯性距 $I (\text{cm}^4/\text{m})$	截面系数 $W (\text{cm}^3/\text{m})$	惯性距 $I (\text{cm}^4/\text{m})$	截面系数 $W (\text{cm}^3/\text{m})$
YX-75-230 -690 (I)	0.8	9.96	10.6	117	29.3	82	18.8
	1.0	12.4	13.0	145	36.3	110	26.2
	1.2	14.9	15.5	173	43.2	140	34.5
	1.6	19.7	20.3	226	56.4	204	54.1
	2.3	28.7	28.7	316	79.1	316	79.1
YX-75-230 -690 II	0.8	9.96	10.6	117	29.3	82	18.8
	1.0	12.4	13.0	146	36.5	110	26.2
	1.2	14.8	15.4	174	43.4	140	34.5
	1.6	19.7	20.3	228	57.0	204	54.1
	2.3	28.0	28.6	318	79.5	318	79.5
YX-75-200 -690 II	1.2	15.7	16.3	168	38.4	137	35.9
	1.6	20.8	21.3	220	50.2	200	48.9
	2.3	29.5	30.2	306	70.1	306	70.1
YX-75-200 -600 II	1.2	15.6	16.3	169	38.7	137	35.9
	1.6	20.7	21.3	220	50.7	200	48.9
	2.3	29.5	30.2	309	70.6	309	70.6
YX-70-200 -600	0.8	10.5	11.1	110	26.6	76.8	20.5
	1.0	13.1	13.6	137	33.3	96	25.7
	1.2	15.7	16.2	164	40.0	115	30.6
	1.6	20.9	21.5	219	53.3	153	40.8

3. 抗剪连接件

组合楼盖的抗剪连接件有焊钉、槽钢及弯筋等。焊钉应采用优质 DL 钢，其化学成分（见表 1-4-249），机械性能及抗拉强度设计值（见表 1-4-250）。

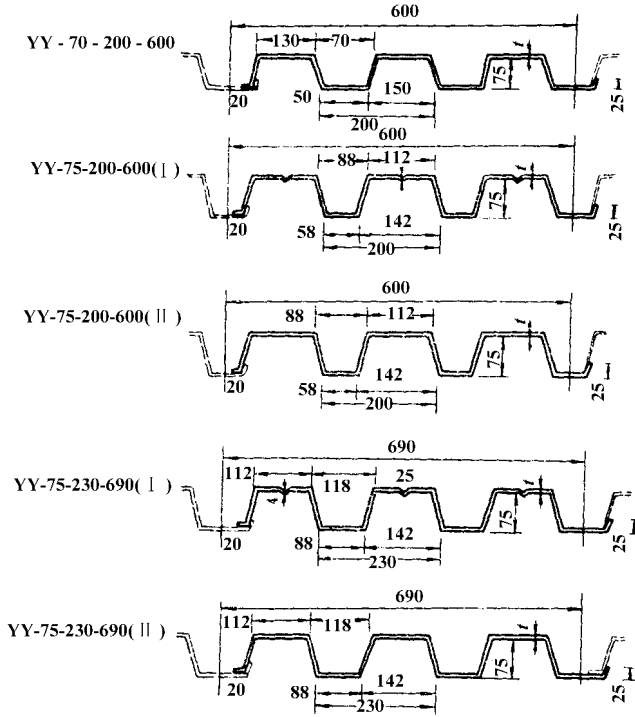


图 1-4-28 国产压型板板型

表 1-4-249

焊钉钢材化学成分

材料	C	M _n	S _i	S	P	A ₁
硅镇静钢	0.08 ~ 0.023	0.3 ~ 0.90	0.15 ~ 0.35	0.05 以下	0.04 以下	
铝镇静钢	0.08 ~ 0.2	0.30 ~ 0.90	0.10 以下	0.05 以下	0.04 以下	0.02 以下
DL 钢	0.09 ~ 0.17	0.25 ~ 0.55	0.05	0.04 以下	0.04 以下	

表 1-4-250

焊钉钢材机械性能 (N/mm²)

屈服强度	抗拉强度	抗拉强度设计值 f _s
235 ~ 345	402 ~ 549	200

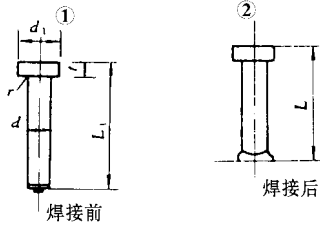
第四章 钢结构设计施工基本资料

对于重要建筑物或受动力荷载作用的焊钉，应选用镇静钢，并应保证冷拉、冷墩性能。

槽钢和弯筋应选用符合国家标准 GB700 的 Q235 钢材。

圆柱头焊钉的标准尺寸和公差（见表 1-4-251），每个焊钉均应配用耐热、稳弧的陶瓷环。陶瓷环的型式尺寸与公差（见表 1-4-252）。

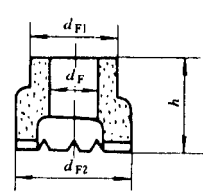
表 1-4-251 圆柱头焊钉的标准尺寸和公差（mm）

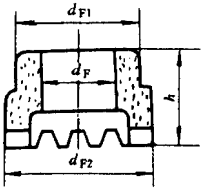


规格	焊钉直径 d		焊钉头直径 d ₁		焊钉头最小厚度 t	焊钉杆长度加焊裕量 L ₁	v
	基本尺寸	公差	基本尺寸	公差			
8	8	+0.00	15	±0.4	7	L+4	2
10	10	-0.20	18		7	L+4	2
13	13	+0.00 -0.25	22		10	L+5	2
16	16	+0.00	29		10	L+5	2
19	19	-0.40	32		12	L+6	3
22	22		35		12	L+6	3

表 1-4-252 陶瓷环的规格、尺寸与公差

焊钉直径 d (mm)	配用瓷环的尺寸与公差					规格
	d _F	公差	d _{F1}	d _{F2}	h	
8	8.3	+0.2 -0.00	12.0	14.5	10	F ₁ 型瓷环：用于普通栓焊 F ₁ 型
10	10.3		17.5	20.0	11	
13	13.3		18.0	23	12	
16	16.3		24.5	27	14	
19	19.5		27.0	31.5	18	
22	22.5		32.0	36.5	18.5	



焊钉直径 d (mm)	配用瓷环的尺寸与公差					规格
	d_F	公差	d_{F1}	d_{F2}	h	
13	13.3	+0.2	23.5	27	16	F ₁ 型瓷环：用于穿透栓焊 F ₂ 型 
16	16.3		26	30	18	
19	19.5	-0.00	31	36	18	

(二) 基本设计原则

1. 组合板

(1) 组合板的设计应考虑以下两个阶段的不同要求：

① 施工阶段：此时压型钢板作为浇注混凝土的底模，应对其强度与变形进行验算；

② 使用阶段：此时组合板在全部荷载作用下，应对其截面的强度与变形进行计算。

若压型钢板仅作为模板，则此时不应考虑其承载作用。而对其上浇注的混凝土板可按常规的钢筋混凝土楼板设计方法进行设计，此时的楼板厚度仅考虑压型钢板上翼所浇注的混凝土厚度。

(2) 组合板上作用有局部荷载时，组合板的有效工作宽度不应超过按下列公式计算的 b_{em} 值。

① 抗弯计算时：

$$\text{简支板} \quad b_{em} = b_m + 2L_p \{ 1 - L_H/L \} \quad (1-4-61)$$

$$\text{连续板} \quad b_{em} = b_m + \{ 4L_p \{ 1 - L_p/L \} / 3 \} \quad (1-4-62)$$

② 抗剪计算时：

$$b_{em} = b_m + L_p \{ 1 - L_p/L \} \quad (1-4-63)$$

式中 L ——组合板跨度；

L_p ——荷载作用点至组合板支座的较近距离。当跨度内有多个集中荷载时， L_p 应取产生较小 b_{em} 值的相应荷载作用点至较近支承点的距离；

b_m ——集中荷载在组合板中的分布宽度（图 1-4-29）

$$b_m = b_p + \alpha (h_c + h_f) \quad (1-4-64)$$

式中 b_p ——荷载宽度；

h_c ——压型钢板肋顶上混凝土厚度；

h_f ——地板饰面厚度（若无饰面 $h_f = 0$ ）。

(3) 施工阶段，对作为浇注混凝土模板的压型钢板，当计算其抗弯承载力时，可采

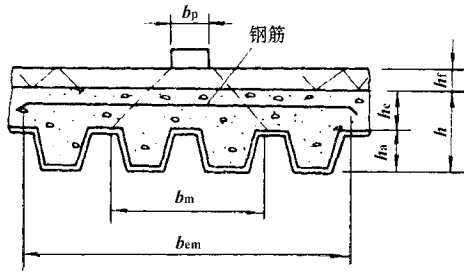


图 1-4-29 集中荷载分布的有效宽度

用弹性分析方法。其强边（顺肋）方向的正、负弯矩和挠弯按单向板计算，不考虑弱边（垂直肋）方向的正、负弯矩。

（4）使用阶段计算时，当压型钢板上浇的混凝土厚度 $h_c = 5 \sim 10\text{cm}$ 时，可按以下规定进行实用设计：

- ①组合板强边方向的正弯矩和挠度，均按全部荷载作用的强边方向单向板计算；此时，不论其实际支承情况如何，均按简支板考虑；
- ②强边方向的负弯矩，按嵌固端考虑；
- ③弱边方向的正、负弯矩均不考虑。

对组合板的方向异性，根据弹性理论分析，按以下规定考虑：

当 $0.5 < \lambda_c < 2.0$ 时，按双向板计算；

当 $\lambda_c \leq 0.5$ 或 $\lambda_c \geq 2.0$ 时，按单向板计算；

$$\lambda_e = \mu L_x / L_y \quad (1-4-65)$$

$$\mu = \sqrt[4]{I_x / I_y} \quad (1-4-66)$$

式中 μ ——板的各向异性系数；

L_x ——组合板强边（顺肋）方向的跨度；

L_y ——组合板弱边（垂直肋）方向的跨度；

I_x 、 I_y ——分别为组合板强、弱边方向的截面惯性矩（计算 I_y 时，只考虑压型钢板肋顶上混凝土厚度 h_c ）。

（5）双向组合板周边的支承条件，可按以下情况确定：

- ①当跨度大致相等，且相邻跨是连续的，楼板周边可视为固定边；
- ②当组合板上浇的混凝土板不连续或相邻跨度相差较大，应将楼板周边视为简支边。

（6）对于各向异性双向板弯矩，可将板形状按有效边长比 λ_e 加以修正后视作各向同性板弯矩；

- ①强边方向弯矩，取等于弱边方向跨度乘以系数 μ 后所得各向同性板在短边方向的弯矩（图 1-4-30a）；

②弱边方向弯矩，取等于强边方向跨度乘以系数 $1/\mu$ 后所得各向同性板在长边方向的弯矩（图 1-4-30b）。

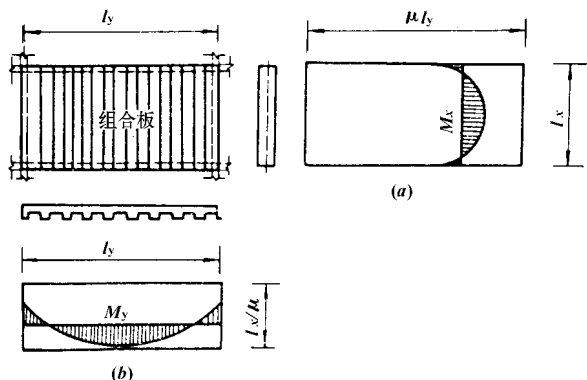


图 1-4-30 各向异性板的计算简图

(a) 强边方向；(b) 弱边方向

(7) 设计四边支承双向板时，强边方向按组合板设计，弱边方向只按上浇的混凝土板 ($h = h_c$) 设计。

(8) 当压型钢板跨中变形 ω 大于 20mm 时，确定混凝土自重应考虑“坑凹”效应，在全跨增加混凝土厚度 0.7ω ，或增设支撑。

2. 组合梁

(1) 组合梁混凝土翼板的有效宽度 b_e 按式 (1-4-67) 所列各项的最小值取用。

$$b_e = \frac{L_0}{3} \quad (1-4-67)$$

$$b_e = b_0 + 12h_{c1}$$

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2$$

式中 L_0 ——钢梁计算跨度；

h_{c1} ——混凝土翼板厚度（见图 1-4-31）；

b_1, b_2 ——分别为两侧相邻钢梁间净距的 $\frac{1}{2}$ ， b_1 尚不应超过混凝土翼板实际外伸宽度 S_1 （图 1-4-31）；

b_0 ——若无板托，则为钢梁上翼缘宽度；若有板托，则为板托顶部宽度；计算时应按以下情况考虑：

当板托倾角 $\alpha \geq 45^\circ$ 时，应按实际角度计算板托顶部宽度；

当板托倾角 $\alpha < 45^\circ$ 时，应按 $\alpha = 45^\circ$ 计算板托顶部宽度。

(2) 组合梁混凝土翼板在有效宽度内受压时，压应力沿宽度均匀分布。连续梁支座截面上翼板在有效宽度内受拉时，受拉钢筋均匀受拉。

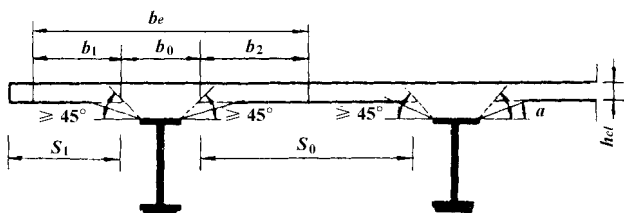


图 1-4-31 组合梁截面与混凝土翼板计算宽度

(3) 采用弹性分析法时, 受压混凝土翼板有效宽度 b_e 应折算成与钢材等效的换算截面宽度 b_{es} 、 b_{el} 。

短期荷载作用下的等效截面宽度:

$$b_{es} = b_e / \alpha_E \quad (1-4-68)$$

长期荷载作用下的等效截面宽度:

$$b_{el} = b_e / 2\alpha_E \quad (1-4-69)$$

式中: b_e ——混凝土翼板有效宽度, 按公式 1-4-68 计算;

α_E ——钢材与混凝土的弹性模量比 $\alpha_E = E/E_c$, 其中 E 为钢材的弹性模量, E_c 为混凝土弹性模量。

(4) 施工阶段钢梁下设置临时支承时 (梁跨度 $L > 7\text{m}$, 设不少于三个支承点; $L \leq 7\text{m}$, 设 1~2 个支承点), 全部荷载作用由组合梁承受。钢梁下不设临时支撑时, 应分两步考虑:

① 混凝土翼板强度达 75% 强度设计值之前, 组合梁自重与施工荷载由钢梁承受, 按现行国家标准 GBJ17《钢结构设计规范》计算;

② 混凝土翼板强度达到 75% 强度设计值后, 用弹性分析方法时, 其余荷载作用由组合截面承受, 钢梁应力与挠度与前一阶段进行叠加; 用塑性理论分析时, 则全部荷载由组合梁截面承受。

(5) 组合梁上混凝土翼板的计算厚度 h_{cl} 可按以下要求取值:

① 钢筋混凝土翼板的计算厚度按原厚度 h_{cl} 取值 (见图 1-4-31);

② 带压型钢板混凝土翼板的组合梁在按塑性理论分析法进行设计时, 其混凝土翼板计算厚度只取压型钢板上翼所浇注的混凝土厚度 h_c (见图 1-4-29), 即令 $h_{cl} = h_c$ 。

(三) 组合板的设计

组合板的设计包括施工阶段和使用阶段设计。

(1) 施工阶段设计包括压型板强度计算和变形计算。可按照《钢-混凝土组合楼盖结构设计与施工规程 (YB9238—92)》第四章规定的计算方法计算, 也可以利用压型钢板厂家提供的选用表直接选用。

(2) 使用阶段的设计包括正截面抗弯能力、纵向抗剪能力、抗冲剪能力、斜截面抗

剪能力计算。对连续板还应计算负弯矩区段的截面强度与裂缝宽度。具体计算可采用(YB9238—92)规定的方法。

(四) 组合梁的设计

组合梁的设计包括抗弯强度、抗剪强度计算,连接件的抗剪计算及抗剪连接设计,挠度计算和连续组合梁负弯矩区段混凝土板的最大裂缝宽度计算。以上计算可按(YB9238—92)的规定的计算方法进行计算。连续组合梁负弯矩区段钢梁受压翼缘的稳定性应按《钢结构设计规范》(GBJ17—88)的规定进行验算。

第六节 建设施安全常用技术数据

一、建筑施工安全技术资料

(一) 土方、脚手板、登高安全技术资料

1. 挖土方的支撑规定

表 1-4-253

挖土方的支撑规定

土 的 情 况	基坑(槽)或埋沟的深度	支 撑
天然湿度的粘土,地下水很少	3m 以内	不连续的支撑
天然湿度的粘土,地下水很少	3~5m	连续支撑
松散的和湿度很高的土	不论深度如何	连续支撑
松散的和湿度很高的土,地下水很多且有带走土粒的危险	不论深度如何	如未采用降低地下水法,则用板桩加以支撑

注:深度大于5m的基坑(槽)或管沟,其支撑应根据设计研究。

2. 杉木脚手板安全荷重参考表

表 1-4-254

杉木脚手板安全荷重参考表

脚手板规格 厚 (mm) × 宽 (mm)	跨距 (m)	集中荷重 N (kg)	平均荷重 N/m (kg/m)
50 × 150	1.5	1147 (117)	1529 (156)
	2	842.4 (87.3)	842.4 (87.8)
	2.5	686 (70)	549 (56)
	3	573.3 (58.5)	382.2 (39)
50 × 200	1.5	1524 (155.5)	2029 (207)
	2	1143.7 (116.7)	1143.7 (116.7)
	2.5	911.4 (93)	735 (75)
	3	764.4 (78)	507.6 (51.8)
50 × 250	1.5	1911 (195)	2568 (260)
	2	1431 (146)	1431 (146)
	2.5	1147 (117)	911.4 (93)
	3	955.5 (97.5)	627 (68)

3. 登高工具试验标准表

表 1-4-255

登高工具试验标准表

分类	名称	试验静拉力 (N)	试验周期	外表检查周期	试荷时间 (min)	附注
登高工具	安全、大带/小带	2250/1500	半年一次	每月一次	5	试验荷重 1764N
	安全腰带	2250	半年一次	每月一次	5	
	升降板	1000	半年一次	每月一次	5	
	脚扣		半年一次	每月一次	5	
	竹(木)梯		半年一次	每月一次	5	

(二) 起重吊装安全技术资料

1. 起重设备和工具安全技术资料

(1) 起重工具试验标准表

表 1-4-256 起重工具试验标准表

分 类	名 称	试验静重 (允许工作倍数)	试验周期	外表检查周期	试荷时间 (min)
起重工具	白棕绳	2	每年一次	每月一次	10
	钢丝绳	2	每年一次	每月一次	10
	铁 链	2	每年一次	每月一次	10
	葫芦及滑车	1.25	每年一次	每月一次	10
	拔 杆	2	每年一次	每月一次	10
	夹头及卡子	2	每年一次	每月一次	10
	吊 高	1.25	每年一次	每月一次	10
	绞 磨	1.25	每年一次	每月一次	10

(2) 螺栓式卡环规格及安全荷重

表 1-4-257 螺栓式卡环规格及安全荷重

号 码	安 全 荷 重 (KN)	钢绳直径 (mm)	环 直 径 d (mm)	销 子 直 径 d (mm)
0.4	4	6.5	8	10
0.6	6	8.5	10	12
0.9	9	9.5	12	16
1.2	12.5	10	14	18
1.7	17.5	13.0	16	20
2.1	21	15.0	20	24
2.7	27.5	17.5	22	28

(3) 卡环的应用范围及扭矩等技术参数

表 1-4-258 卡环的应用范围及扭矩等技术参数

1	轧头规格		Y2-8	Y3~10	Y4~12	Y5~15	Y6~20	Y7~22	Y8~25	Y9~28	Y10~32
2	适用钢丝绳直径 (mm)		8.7~9.3	11~12.5	12.5~14	15~17.5	18.5~20	21.5~23.5	24~26.5	28~31	32.5~37
3	螺杆中间净档 (mm)		10	12	16	19	23	26	29	33	36
4	螺杆规格		M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24
5	允许承载力 (KN)		12.8	20	27	37.8	51.2	64.8	80	96.8	115
6	旋紧螺栓时扭矩控制值 (N·m)	有油 (μ 取 0.1)	10	20	30	47	70	100	135	180	220
		无油 (μ 取 0.18)	15	25	40	60	90	130	175	230	290
7	卡环使用数量	钢丝绳安全系数	K=5~6	3	3	3	3	4	4	5	5
8	(另加安全弯)	全系数	K<5~3.5	5	5	5	5	6	6	8	8
9	卡环间距 (cm)		≥9	≥9	≥10	≥10	≥12	≥14	≥16	≥18	≥20

注：卡环的使用和紧固要求：


- ① 轧头应将压板放在长头一面，如将 U 形环轧在长头一侧称反轧，不能采用反轧或交叉轧；
- ② 轧头螺栓旋紧的标准只能采用扭矩扳手，以扭矩值作为检验轧紧的唯一依据；
- ③ 检验轧头的安全标准，应对轧头的规格、轧的方向（正轧）、数量、安全弯、扭矩、间距等六方面进行检验；
- ④ 轧头与钢丝绳的实际间隙大于 3mm，应采取用短铅丝或钢丝二侧均匀衬垫；
- ⑤ 轧头螺栓使用扭矩扳手时，每只轧头的螺栓受力要均匀旋紧，达到规定扭矩值后，需再逐个复验扭矩值，待全部符合要求为止。检验确认合格才能使用，并作好记录；
- ⑥ 第二次紧固轧头螺栓时，钢丝绳需在基本不受力（即卸荷）或略为受力的状态下进行；
- ⑦ 起重机试吊不仅要试稳定性和结构，同时还要满足起重、变幅卷扬机的拉力达到满载和超载，在全部试吊合格后进行第二次全面紧固，该工作由设备技术人员为主组织检验，确认合格后才能使用，并作好记录；
- ⑧ 当起重机臂起扳后，应对变幅系统的轧头先行紧固再行试吊，但紧固时变幅系统的钢丝绳荷载应降至最低限度，一般可将起重臂扳至最大仰角，由机长检验合格后作好记录；
- ⑨ 第三次紧固需在正常使用一个星期后，由机长组织司机对轧头进行紧固检查，并作好记录。如情况正常，一般为隔一个星期再作一次检查，检查后均需和好记录；
- ⑩ 轧头有下列之一者为报废：螺牙损坏、螺帽松动、螺杆中间净档发过 2mm、压板上留有的绳刻痕较深。

(4) 带环吊钩规格及报废标准

①带环吊钩规格

表 1-4-259

带环吊钩规格 (mm)

简 图	起重量 (t)	A	B	C	D	E	F	适用钢 丝绳直 径 (mm)	每只 自重 (kg)
	0.5	7	114	73	19	19	19	6	0.34
	0.75	9	133	86	22	25	25	6	0.45
	1.0	10	146	98	25	29	27	8	0.79
	1.5	12	171	109	32	32	35	10	1.25
	2.0	13	191	121	35	35	37	11	1.54
	2.5	15	216	140	38	38	41	13	2.04
	3.0	16	232	152	41	41	48	14	2.90
	3.75	18	257	171	44	48	51	16	3.86
	4.5	19	282	193	51	51	54	18	5.00
	6.0	22	330	206	57	54	64	19	7.40
	7.5	24	356	227	64	57	70	22	9.76
	10.0	27	394	255	70	64	79	25	12.30
	12.0	33	419	279	76	72	89	29	15.20
	14	34	456	308	83	83	95	32	19.10

②起重机械吊钩报废标准

- A. 出现裂缝；
- B. 危险断面磨损达原尺寸的 10%；
- C. 扭转变形超过 10°；
- D. 危险断面或吊钩颈部产生塑性变形。

(5) 吊索在不同水平夹角时的内力

①吊索在不同夹角时的系数

$$\text{内力} = G \times B$$

式中 G ——吊物重量 (kg);
 B ——系数见表 1-4-260。

表 1-4-260 吊索不同水平夹角的系数

吊索与构件的水平夹角	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°	75°	80°	90°
系数 (B)	10	8.7	7.8	7.1	6.5	6.1	5.8	5.6	5.3	5.2	5.1	5

②吊索钢丝绳不同夹角许可荷载

表 1-4-261 吊索钢丝绳 6×19 、公称抗拉强度 $1700\text{N}/\text{mm}^2$ 不同夹角许可荷载 (N)

角度 α	绳 d						
	9.3mm	11mm	12.5mm	14mm	15.5mm	17mm	18.5mm
30°	7750	10560	13780	17420	21350	26070	31020
45°	10690	14930	19490	24640	30450	36860	43870
50°	11870	16170	21120	26690	32990	39930	47530
55°	12700	17290	22580	28550	35280	42700	50830
60°	13420	18280	23870	30180	37290	45140	53730
65°	14050	19130	24980	31580	39030	47240	56230
70°	14530	19840	25900	32750	40470	48990	58300
75°	14970	20390	26630	33660	4160	50350	59930
90°	15500	21110	27570	34850	43060	52130	62040

2. 钢丝绳安全技术资料

(1) 钢丝绳合用程度判断

表 1-4-262 钢丝绳合用程度判断

类别	钢丝绳表面现象	合用程度	使用场所
I	各股钢丝绳位置未动, 磨损轻微, 无绳股凸起现象	100%	重要场所

类别	钢丝绳表面现象	合用程度	使用场所
II	1. 各股钢丝已有变化、压扁及凸出现象，但未露出绳芯 2. 个别部位有轻微锈痕 3. 有断头钢丝，每米钢丝绳长度内断头数目不多于钢丝总数的 3%	75%	重要场所
III	1. 每米钢丝绳长度内断头数目超过钢丝总数的 3%，但少于 10% 2. 有明显锈痕	50%	次要场所
IV	1. 绳股有明显的扭曲，凸出现象 2. 钢丝绳全部均有锈痕，将锈痕刮去后钢丝上留有凹痕 3. 每米钢丝绳长度内断头数超过 10%，但少于 25%	40%	工作要场所 或辅助工作

(2) 起重设备滚筒及钢丝绳安全系数选择

表 1-4-263 起重设备滚筒及钢丝绳安全系数选择

起重设备的类型		运行性质		滚筒或滑轮的最小容许直径 D	安全系数的最小容许数值 K
1	悬臂起重机、铁路起重机、履带起重机、拖拉起重机、汽车起重机、建筑用和临时工作的起重设备	手 动		$D \geq 16d$	4.5
		机械传动	轻级工作制	$D \geq 16d$	5.0
			中级工作制	$D \geq 18d$	5.5
			重级工作制	$D \geq 20d$	6.0
2	其他类型的起重机和简单起重设备	手 动		$D \geq 18d$	4.5
		机械传动	轻级工作制	$D \geq 20d$	5.0
			中级工作制	$D \geq 25d$	5.5
			重级工作制	$D \geq 30d$	6.0
3	安装在各种可移动的机械上的起重重量 $1t$ 以下的手动绞车			$D \geq 12d$	40
4	抓斗式起重设备的机械（抓斗上的滑轮除外）			$D \geq 20d$	5.0
				$D \geq 30d$	5.0
5	电葫芦			$D \geq 20d$	5.5
6	吊笼运动速度在 $2m/s$ 以下的升降机	卷筒或绞车	无乘务员的物品升降机	$D \geq 30d$	8
			其他升降机	$D \geq 40d$	9
		非卷筒式绞车	无乘务员的物品升降机	$D \geq 30d$	10
			其他升降机	$D \geq 40d$	12

注：表内 d 为使用的钢丝绳直径。

(3) 钢丝绳报废标准降低率

表 1-4-264

钢丝绳报废标准降低率

钢丝绳表面腐蚀或磨损程度（以每根钢丝绳的直径计）%	在一个节距内断丝数所列标准乘下列系数	钢丝绳表面腐蚀或磨损程度（以每根钢丝绳的直径计）%	在每一个节距内断丝数所列标准乘下列系数
10	0.85	25	0.60
15	0.75	30	0.50
20	0.70	40	报废

(4) 钢丝绳报废标准

表 1-4-265

钢丝绳报废标准（一个节距内的断丝数）

采用的安全系数	钢 丝 绳 种 类					
	6×19		6×37		6×61	
	交互捻	同向捻	交互捻	同向捻	交互捻	同向捻
5 以下	12	6	22	11	36	18
6~7	14	7	26	13	38	19
7 以上	16	8	30	15	40	20

3. 施工现场汽车行驶安全技术资料

(1) 施工现场汽车行驶最大速度规定

表 1-4-266

施工现场汽车行驶最大速度规定

顺 号	行 驶 范 围	km/h
1	在场内通道上	15
2	在场地和出入车间大门	3
3	出入工地大门弯道	5
4	出入车库	3
5	倒车	2

(2) 汽车制动距离、路况关系测算

表 1-4-267 汽车制动距离、制动停车距离与速度、路况关系折算

速度	km/h	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55
	m/s	2.78	4.17	5.56	6.99	8.33	9.73	11.11	12.50	13.98	15.28
反映距离 (m)		2.78	4.17	5.56	6.99	8.33	9.73	11.11	12.50	13.89	15.28
速度	km/h	60	65	70	75	80	85	90	95	100	
	m/s	16.66	18.03	19.44	20.83	22.22	23.62	25.00	26.39	27.78	
反映距离 (m)		16.66	18.03	19.44	20.83	22.22	23.62	25.00	26.39	27.78	

注：①表内制动距离，是指前后轮都有制动机械装置的汽车，在平直道路上，轮印花纹和气压正常情况下的制动距离 (m)。

②表内反映距离系按反映时间为一秒时计算的。

二、建筑机械安全技术资料

(一) 起重吊装机械

1. 塔工起重机

(1) 塔式起重机路轨铺设要求

表 1-4-268 塔式起重机路轨铺设要求

项 目		机 型					
		TD-25、 G-30	QTG60	ZT80 筒型	ZT80 折臂	ZT120	
路 基	上	平整分层夯实地耐力 (N/mm ²)	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
	石子 振实	厚度 (mm)	200	250	400	400	400
		上部宽度 (m)	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
		底部宽度 (m)	2.1	2.6	2.23	2.6	2.6

项 目		机 型				
		TD-25、 G-30	QTG60	ZT80 筒型	ZT80 折臂	ZT120
路	钢轨型号 (kg/m)	38	38	43	43	43
	轨面纵向坡度不大于	$\frac{1}{1000}$	$\frac{1}{1000}$	$\frac{1}{1000}$	$\frac{1}{1000}$	$\frac{1}{1000}$
	两条轨面高差不大于 (mm)	8	9	10	10	6
轨	轨距及允许偏差 (mm)	4000 ± 3	4500 ± 3	5000 ± 3	5000 ± 3	6000 ± 3
	轨 距 (m)	4.4	5.0	5.8	5.0	6.0
	路基箱、长 × 高 × 宽 (m)	5.0 × 9.0 (1.0) × 0.134	6.0 × 1.0 × 0.174	6.0 × 1.0 × 0.174	6.0 × 1.0 × 0.174	6.0 × 1.0 × 0.174

(2) 塔式起重机技术性能

① QT₁-2 型和 QT-10 型塔式起重机的起重性能。

表 1-4-269 QT₁-2 型和 QT-10 型塔式起重机的起重性能

	幅 度 (m)	起重量 (t)	起升高度 (m)		幅 度 (m)	起重量 (t)	起升高度 (m)
QT ₁ -2 型	8	2	28.3	QT-10 型	7	1.5	29
	10	1.6	26.9		9	1.15	27.5
	12	1.33	25.2		11	0.9	25
	14	1.14	22.5		14	0.75	18
	16	1	17.2				

② QT₁-6 型塔式起重机的起重性能。

表 1-4-270 QT₁-6 型塔式起重机的起重性能

幅 度 (m)	起重量 (t)	起重绳数	起升速度 (m/min)	起 升 高 度 (m)		
				无延接架	带一节延接架	带二节延接架
8.5	6.0	3	11.4	30.4	35.5	40.6

幅度 (m)	起重量 (t)	起重绳数	起升速度 (m/min)	起 升 高 度 (m)		
				无延接架	带一节延接架	带二节延接架
10	4.9	3	11.4	29.7	34.8	39.9
12.5	3.7	2	17.0	28.2	33.6	38.4
15	3.0	2	17.0	26	31.1	36.2
17.5	2.5	2	17.0	22.7	27.8	32.9
20	2.0	1	34	16.2	21.3	26.4

③QT—25 型、QT—6 型和 QT—15 型塔式起重机的起重性能。

表 1-4-271 QT—25 型、QT—6 型和 QT—15 型塔式起重机的起重性能

	幅度 (m)	起重量 (t)	起升高 (m)		幅度 (m)	起重量 (t)	起升高 (m)		幅度 (m)	起重量 (t)	起升高 (m)
TD—25 型	10 20	2.5 1.25	33.5 27.5	QT—6 型	10 20	6 3	31.5 25.5	TQ—15 型	8~11 25	15 5	55 38

④QT60/80 塔式起重机的起重性能。

表 1-4-272 QT60/80 塔式起重机的起重性能

塔级	臂杆 长度 (m)	幅度 (m)	起重 量 (t)	起升 高度 (m)	塔级	臂杆 长度 (m)	幅度 (m)	起重 量 (t)	起升 高度 (m)	塔级	臂杆 长度 (m)	幅度 (m)	起重 量 (t)	起升 高度 (m)
高塔 600kN·m	30	30	2	50	中塔 700kN·m	30	30	2	40	低塔 800kN·m	30	30	2	30
		14.6	4.1	68			14.6	4.1	58			14.6	4.1	48
	25	25	2.4	49		25	25	2.8	39		25	25	3.2	29
		12.3	4.9	65			12.3	5.7	55			12.3	6.5	45
20	20	3	48	20	20	3.5	38	20	20	4	28			
	10	6	60		10	7	50		10	8	40			
15	15	4	47	15	15	4.7	37	15	15	5.3	37			
	7.7	7.8	56		7.7	9	46		7.7	10.4	36			

注：①30m 臂为加长臂中，只做 600kN·m 使用。

②该起重机是按北京地区设计的，工作风压 0.25kPa，非工作风压 0.45kPa，对于其他地区，如沿海风大地区，使用时应作稳定性验算。

⑤QT—20 型塔式起重机的起重性能

表 1-4-273

QT—20 型塔式起重机的起重性能

塔身高 (m)	幅 度 (m)	主钩起重量 (t)			副钩起重量 (t)			附注
		臂长 21.2m	臂长 26.2m	臂长 31.2m	臂长 21.2m	臂长 26.2m	臂长 31.2m	
35 (4 节)	9	20			5			平衡重 12t 压重 30t
	10	18	16	12.5	5	5	5	
	15	12	10.6	8.3	5	5	5	
	20	9	8	6.2	5	5	5	
	25		6.4	5.0		5	4.5	
	30			4.2			4	
	臂放平	5	3.5	2.5				
40.7 (5 节)	9	17.7			5	-		平衡重 12t 压重 40t
	10	16.0	14.0	12.5	5	5	5	
	15	10.6	9.3	8	5	5	5	
	20	8.0	7.0	6	5	5	5	
	25		5.6	4.8		5	4.5	
	30			4			3.8	
	臂放平	4.5	3.2	2.4				
46.4 (6 节)	9	15.5			5			平衡重 12t 压重 45t
	10	14.0	12.5	11	5	5	5	
	15	9.3	8.3	7.3	5	5	5	
	20	7.0	6.2	5.5	5	5	5	
	25		5.0	4.4		4.5	4.5	
	30			3.7			3.5	
	臂放平	4	3	2.25				
52.1 (7 节)	9	13.4			5			平衡重 9t 压重 50t
	10	12	11	10	5	5	5	
	15	8	7.3	6.7	5	5	5	
	20	6	5.5	5	5	5	4.5	
	25		4.4			4	3.5	
	30			3.3			3.0	
	臂放平	3.8	2.75	2.1				

塔身高 (m)	幅 度 (m)	主钩起重量 (t)			副钩起重量 (t)			附注
		臂长 21.2m	臂长 26.2m	臂长 31.2m	臂长 21.2m	臂长 26.2m	臂长 31.2m	
57.8 (8节)	10	10	9	8	5	5	5	平衡 重 9t 压重 60t
	15	6.7	6	5.3	5	5	5	
	20	5	4.5	4	4.5	4	3.5	
	25		3.6	3.2		3.5	3.0	
	30		2.6	2.7			2.5	
	臂放平	3.5		2.0				

2. 履带式起重机

(1) W₁—50 型履带起重机

表 1-4-274

W₁—50 型履带起重机

臂 长 10m			臂 长 18m			臂长 18m (带鹅头)		
幅度 (m)	起重量 (t)	起升高度 (m)	幅度 (m)	起重量 (t)	起升高度 (m)	幅度 (m)	起重量 (t)	起升高度 (m)
3.7	10	9.2	4.5	7.5	17.2	6	2	17.2
4	8.7	9.0	5	6.2	17	8	1.5	16.0
5	6.2	8.6	7	4.1	16.4	10	1	14.0
6	5	8.1	9	3	15.5			
7	4.1	7.5	11	2.3	14.4			
8	3.5	6.5	13	1.8	12.8			
9	3	5.4	15	1.4	10.7			
10	2.6	3.7	17	1	7.6			

注：表所表列起重量均指吊杆与地面之间呈最大角度时的起重量。

(2) W₁—100 型履带起重机

表 1-4-275

W₁—100 型履带起重机

幅 度 (m)	臂 长 13m		臂 长 23m	
	起 重 量 (m)	起重高度 (m)	起 重 量 (m)	起重高度 (m)
4.5	15	11		
5	13	11		
6	10	11		

第四章 钢结构设计施工基本资料

幅度 (m)	臂长 13m		臂长 23m	
	起重量 (m)	起重高度 (m)	起重量 (m)	起重高度 (m)
6.5	9	10.9	8	19
7	8	10.8	7.2	19
8	6.5	10.4	6	19
9	5.5	9.6	4.9	19
10	4.8	8.8	4.2	18.9
11	4	7.8	3.7	18.6
12	3.7	6.5	3.2	18.2
13			2.9	17.8
14			2.4	17.5
15			2.2	17
17			1.7	16

注：表所列起重量均指吊杆与地面之间呈最大角度时的起重量

(3) W₁—200 起重机

表 1-4-276

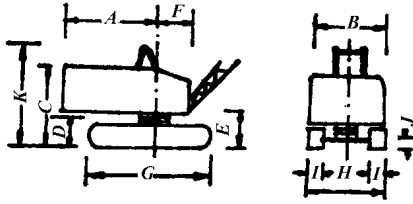
W₁—200 起重机

幅度 (m)	臂长 15m		臂长 130m		臂长 40m	
	起重量 (t)	起升高度 (m)	起重量 (t)	起升高度 (m)	起重量 (t)	起升高度 (m)
4.5	50	12.1				
5.5	40	12.0				
6.0	30	11.7				
7.0	25	11.3				
8	21.5	10.7	20	26.5		
9	17.5	10.0	16.5	26.3		
10	15.5	9.4	14.5	26.1	8	36
11	13.5	8.7	12.7	25.6	7.3	35.8
12	11.7	8.0	12.1	25.4	6.7	35.6
14	9.4	5.0	9.4	24.6	5.6	35.1
16			7.5	23.5	4.8	34.3
18			6.1	22.4	4.1	33.8
20			5.5	21.2	3.4	32.9
22			4.8	19.8	2.8	31.8
24					2.5	30.6
26					2.1	29.0
28					1.8	27.1
30					1.5	25

注：表所列起重量均指吊杆与地面之间呈最大角度时的起重量。

(4) 履带起重机的外形尺寸和技术参数

表 1-4-277 履带起重机的外形尺寸和技术参数



起重机型号		W ₁ —50	W ₁ —100	W ₁ —100A	W ₁ —200
A		2900	3300	3800	4500
B		2700	3120	2700	3200
C		3220	3675	3157	4125
D		1000	1095	830	1190
E		1555	1700	1632	2100
F		1000	1300	1300	1600
G		3420	4005	3785	4950
H		2850	3200	3100	4050
I		550	675	600	800
J		300	275	310	390
K		3480	4170	3662	6300
操纵形式		液 压	液 压		气 压
行走速度 (km/h)		1.5 ~ 3.6	1.49	1.33 ~ 2.2	1.43
最大爬坡能力 (%)		25	20	20	20
最大起重量 (t)		10	15	16	50
履带牵引力 (kN)		97	159	128	340
履带承压面积 (m ²)		3.25	4.56		6.2
总重量 (t)		23.11	40.74	31.5	79.14
对地面平均压力 (MPa)		0.071	0.089	0.09	0.128
发动机型号		4146W	6164 或 6135	6135	B ₂ - 300
发动机功率 (马力)		90	120	120	250

3. 汽车式起重机

(1) Q₁—5 型汽车起重机

表 1-4-278 Q₁—5 型汽车起重机

回 转 半 径 (m)	起 重 量 (t)		起 升 高 度 (m)
	倍 率 2	倍 率 3	
2.5	3.5	5	6.5
3.5	3.0	3.5	6.1
4.5	1.8	2.7	5.5
5.5		2.0	4.5

(2) Q₁—8 型汽车起重机

表 1-4-279 Q₁—8 型汽车起重机

标 准 臂 长 7.6m			加 长 臂 长 7.6m		
回 转 半 径 (m)	起 重 量 (t)	起 升 高 度 (m)	回 转 半 径 (m)	起 重 量 (t)	起 升 高 度 (m)
3.0	8	7.30	4.5	3.0	11.40
3.8	5	7.20	6.0	2.0	11.15
5.0	3	6.65	7.5	1.5	10.45
6.5	2	5.35	9.0	1.0	9.20

(3) Q₁—3 型汽车起重机

表 1-4-280 Q₁—3 型汽车起重机

基 本 臂			第 二 节 臂			附 加 臂		
幅 度 (m)	起 重 量 (t)	起 升 高 度 (m)	幅 度 (m)	起 重 量 (t)	起 升 高 度 (m)	幅 度 (m)	起 重 量 (t)	起 升 高 度 (m)
4.75	0.97	3.5	8.78	0.26	4.9	13.40	0.10	5.98
4.52	1.08	3.9	8.40	0.30	5.6	12.95	0.11	6.80
4.25	1.25	4.3	7.94	0.36	6.3	12.30	0.14	7.90
3.95	1.44	4.65	7.40	0.42	7.0	11.65	0.17	8.90
3.64	1.72	4.90	6.90	0.50	7.6	10.88	0.20	9.50
3.28	2.12	5.2	6.3	0.60	8.2	10.00	0.24	10.80
2.90	2.80	5.5	5.60	0.76	8.7	9.03	0.28	11.70
2.55	3.00	5.7	5.00	0.95	9.1	8.23	0.32	12.30

(4) Q₂—5 (Q₂—5H) 型汽车起重机

表 1-4-281 Q₂—5 (Q₂—5H) 型汽车起重机

幅 度 (m)	基本臂 (臂长 6.95m)		伸缩臂 (臂长 6.95m)	
	起重量 (t)	起升高度 (m)	起重量 (t)	起升高度 (m)
3.0	5	6.5		
3.5	3.7	6.15	3.2	10.88
4.0	2.8	5.7	2.7	10.68
4.5	2.3	5.1	2.2	10.36
5.0	1.9	4.4	1.9	10.19
5.5	1.6	3.4	1.5	9.56
			1.2	8.75
			0.95	7.73
			0.75	6.43
			0.65	4.18

(5) Q₂—8 型汽车起重机

表 1-4-282 Q₂—8 型汽车起重机

臂长 6.95m			臂长 8.50m			臂长 10.15m			臂长 11.70m		
幅 度 (m)	起重量 (t)	起重高度 (m)	幅 度 (m)	起重量 (t)	起重高度 (m)	幅 度 (m)	起重量 (t)	起重高度 (m)	幅 度 (m)	起重量 (t)	起重高度 (m)
3.2	8.0	7.5	3.4	6.7	9.2	4.2	4.2	10.6	4.9	3.2	12.0
3.7	5.4	7.1	4.0	4.5	8.8	5.0	3.1	10.1	5.8	2.4	11.4
4.3	4.0	6.5	4.7	3.4	8.3	5.7	2.5	9.6	6.7	1.9	10.8
4.9	3.2	5.7	5.4	2.7	7.6	6.6	1.9	8.8	7.7	1.4	9.9
5.5	2.6	4.6	6.2	2.2	6.8	7.5	1.5	7.7	8.8	1.0	8.6
			6.9	1.8	5.6	8.4	1.2	6.3	9.7	0.9	7.0
			7.5	1.5	4.2	9.0	1.0	4.8	10.5	0.8	7.2

(6) Q₂—12 型汽车起重机

表 1-4-283

Q₂-12 型汽车起重机

幅度 (m)	臂长 8.5m		臂长 10.8m		臂长 13.2m	
	起重量 (t)	起重高度 (m)	起重量 (t)	起重高度 (m)	起重量 (t)	起重高度 (m)
3.6	12	8.4				
3.8	10	8.3				
4.0	9	8.2				
4.3	8	8.0				
4.6	7	7.8	7	10.4		
5.0	6	7.5	6	10.3		
5.5	5	7.1	5	10.0	5	12.8
6.4	4	5.8	4	9.3	4	12.4
7.8			3	7.8	3	11.6
10.4					2	8.6

(7) Q₂-16 型汽车起重机

表 1-4-284

Q₂-16 型汽车起重机

幅度 (m)	基本臂 (臂长 8.2m)		2 节臂 (臂长 11.1m)		3 节臂 (臂长 20.0m)	
	起重量 (t)	起重高度 (m)	起重量 (t)	起重高度 (m)	起重量 (t)	起重高度 (m)
3.5	16	7.9	8	14.2		
4.0	13.25	7.6	8	13.9		
4.25	12	7.4	8	13.8	6	20
4.5	11	7.2	8	13.75	6	19.9
5.0	9	6.9	7.2	13.6	6	19.8
6.0	10.5	6	5.6	13.15	4.8	19.45
7.0	5	4.4	4.4	12.6	4	19.1
8.0			3.65	11.9	3.3	18.7
9.0			3	11.2	2.75	18.2
10.0			2.5	10.25	2.3	17.7
12.0			1.9	7.7	1.8	16.3
14.0					1.4	14.5
16.0					1.15	12.2
18.0					0.8	9

(8) Q₂ 系列汽车起重要外形尺寸及技术参数

表 1-4-285 Q₂ 系列汽车起重要外形尺寸及技术参数

起重机型号	Q ₂ -3	Q ₂ -5 (Q ₂ -5H)	Q ₂ -8	Q ₂ -12	Q ₂ -16
1. 外形尺寸 (行驶状态下)					
全 长 (mm)	8700	7748	8600	10350	11640
全 宽 (mm)	2400	2299	2450	2400	2560
全 高 (mm)	3100	2400	3200	3300	3250
2. 最高行驶速度 (km/h)	40	30	60	60	60
3. 最大爬坡能力 (度)		28	15	30%	20
4. 最小转弯半径 (m)	9.2	11.2	9.2	1161	10
5. 起重机总重量 (t)	7.95	9	15	17.3	21.5
6. 发 动 机					
型 号	CA10	CA—30	6135Q	6135Q-1	6135Q-1
最大功率 (马力)	95	110	160	220	220
7. 底盘型号	CA10B	解放 CA-30A	JN150	TJ300	专 用

4. 轮胎式起重机

(1) QL₁-16 型轮胎起重机

表 1-4-286 QL₁-16 型轮胎起重机

幅 度 (m)	起 重 臂 长 10m			起 重 臂 长 15m		
	起 重 量 (t)		起升高度 (m)	起 重 量 (t)		起升高度 (m)
	放支腿	收支腿		放支腿	收支腿	
3.4		10	8.2			
4	16	7.5	8.3			
4.4					6.5	12.95
4.7	11.5	6	8.8	11	6	13.2
5.5	8.7	4.7	8.5	8.5	4.5	13.5
6.5	6.6	3.7	8	6.4	3.5	13.45
8	4.7	2.5	6.9	4.5	2.5	12.85
9.5	3.5	1.8	5.3	4.3	2	12
11	2.8		5.0	2.7	1.5	10.9
12.5				2.2	1.3	9.45
14				1.8		7.55
15				1.5		4.6

(2) QL₂-8 型轮胎起重机

表 1-4-287

QL₂-8 型轮胎起重机

幅度 (m)	起重量 (m)		起重高度 (t)
	用支腿	不用支腿	
3.2	8	3	7.2
4	5.3	2	6.8
5	3.7	1.3	5.7
6	2.7	0.8	4.3
7	2.2	0.5	1.5

(3) QL₃-16 型轮胎起重机起重性能

表 1-4-288

QL₃-16 型轮胎起重机起重性能

幅度 (m)	臂长 10m			臂长 15m			臂长 20m		
	重起量 (m)		起升高度 (t)	重起量 (t)		起升高度 (m)	重起量 (t)		起升高度 (m)
	放支腿	收支腿		放支腿	收支腿		放支腿	收支腿	
3.4		10	8.2						
4	16	7.5	8.3						
4.4				6.5	9.95				
4.7	11.5	6	8.8	11	6	13.2			
5.5	8.7	4.7	8.5	8.5	4.5	13.5	8	17.95	
6.5	6.6	3.7	8	6.4	3.5	13.45	6	18.4	
8	4.7	2.5	6.9	4.5	2.5	12.85	4.3	18.25	
9.5	3.5	1.8	5.3	3.4	2	12	3.2	17.7	
11	2.8			2.7	1.5	10.9	2.4	16.95	
12.5				2.2	1.3	9.45	1.9	16.05	
14				1.8		7.55	1.5	14.95	
15.5				1.5		4.6	1.2	13.6	
17							1	12	
18.5							0.9	9.8	
20							0.8	6.85	

(4) QL₃-25 型轮胎起重机起重性能

表 1-4-289

QL₃-25 型轮胎起重机起重性能

幅度 (m)	臂长 12m		臂长 17m		臂长 22m		臂长 27m		臂长 32m	
	起重量 (t)		起重量 (t)		起重量 (t)		起重量 (t)		起重量 (t)	
	放支腿	收支腿	放支腿	收支腿	放支腿	收支腿	放支腿	收支腿	放支腿	收支腿
4		7								
4.5	25	6								
5	21	5								
6	14.7	4	14.5	3.5						
7	11	3	10.8	3	10.6	3.4				
8.5	8	2.5	7.6	2	7.5	2.2	7.2			
10	6	2	5.7	1.5	5.5	1.5	5.3		5	
11.5	4.6		4.5	1.2	4.3	1	4		4	3.5
13			3.5	0.8	3.3	0.5	3.2		3	
14.5			2.8	0.5	2.6		2.5		2.4	
16					2.1		2		1.8	
17.5					1.6		1.5		1.4	1
19					1.4		1.2		1	
21							0.8		0.6	

(5) QL₃-40 型轮胎起重机

表 1-4-290

QL₃-40 型轮胎起重机

幅度 (m)	臂长 15m			臂长 18m			臂长 21m			臂长 24m		臂长 27m	
	起重量(t)	起升高		起重量(t)	起升高		起重量(t)	起升高		起重量(t)	起升高		
	放支腿	收支腿	度(m)	放支腿	收支腿	度(m)	放支腿	收支腿	度(m)	(放支腿)	度(t)	(放支腿)	度(m)
5	40	14.8	10.4		14.7	11.65							
5.5	38	12.9	11.1	37.8	12.7	12.85		12.4	14.7				
6	32.2	11.3	11.35	32	11.1	13.55	31.9	9	15.65				
7	24.5	8.9	11.85	24.3	8.7	14.5	24.2	7	16.8	24	19.05		
8	19.6	7.3	11.8	19.5	7.0	14.65	19.3	5.6	17.40	19.1	19.98	18.9	22.35
9	16.3	6	11.55	16.1	5.0	14.6	15.9	4.5	17.46	15.7	20.2	15.5	22.75
10	13.8	5.1	11.3	13.6	4.9	14.45	13.4	3.7	17.4	13.2	20.05	13	23.05
11.5	11.1	4	10.2	10.9	3.8	13.9	10.7	2.7	10.5	10.5	20.05	10.3	23.05
13	9.2	3.2	8.8	9	3	12.8	8.8	2.0	16.45	8.6	19.7	8.4	22.6
14.5				7.6	2.4	11.5	7.4	1.5	15.4	7.2	19.05	7	22.3
16							6.2	1.1	14.2	6.1	18.05	5.9	21.65
17.5										5.2	16.9	5	20.65
19												4.2	19.55
21													
23													
25													

第四章 钢结构设计施工基本资料

幅度 (m)	臂长 30m		臂长 33m		臂长 36m		臂长 39m		臂长 42m	
	起重量 (t) (放支腿)	起升 高度 (m)	起重量 (t) (放支腿)	起升 高度 (m)	起重量 (t) (放支腿)	起升 高度 (m)	起重量 (t) (放支腿)	起升 高度 (m)	起重量 (t) (放支腿)	起升 高度 (m)
5										
5.5										
6										
7										
8										
9	16.1	25.45								
10	13.5	25.85	13.3	28.65						
11.5	10.7	26.05	10.5	28.75	10.3	31.55	10.1	34.4	10	37.23
13	8.7	25.8	8.5	28.7	8.3	31.6	8.1	34.55	7.9	37.25
14.5	7.2	25.4	7	28.42	6.8	31.5	6.6	34.47	6.4	37.5
16	6	24.95	5.8	28.03	5.6	31.1	5.4	34.25	5.2	37.2
17.5	5.1	24.25	4.9	27.45	4.7	30.7	4.5	33.8	4.3	37
19	4.3	23.3	4.1	26.8	3.9	30.2	3.7	33.4	3.5	36.6
21	3.5	21.8	3.3	25.5	3.1	29.15	2.9	32.55	2.7	35.85
23			2.6	24	2.4	27.8	2.2	31.5	2	35
25							1.7	30.1	1.5	33.75

注：①臂长 15~27m，配重为 4t 臂长 30~42m 配重为 5.5t。

②起升钢丝绳直径 $d=23.5\text{mm}$ ，最大允许负荷为 40kN。

③当起重臂长 15m 收支腿工作时，允许在平坦路面上按不放支腿额定起重量 75% 负荷行驶。

(6) 常用轮胎起重机的技术参数

表 1-4-291 常用轮胎起重机的技术参数

起重机型号	QL ₂ —8	QL ₃ —16	QL ₃ —25	QL ₃ —40	QL ₄ —16	
额定起重量(用支腿)(t)	8	16	25	40	16	
(不用支腿)(t)	3	10	7	14.8	10	
幅度(m)	4.4~7	3.4~20	4~21		3.4~15.5	
起重高度(m)	7.2	8.2~17.95		10.4	8.2~12.95	
起升速度(m/min)	9	(单绳) 70	主钩 7、副钩 31.5		6.3	
行驶速度(km/h)	30	30	9~18	15	18	
爬坡角度(°)	12	7		13	7	
转弯半径(m)	6.2	7.5		13	7.5	
钢绳(mm)	12.5	17		23.5		
发动机功率(马力)	90	80	80	160	80	
外形尺寸	长	8.55	14.65	6.82	9.6	14.65
(行驶时)	宽	2.5	3.18	3.2	3.5	3.18
(m)	高	2.87	3.49	3.43	3.91	3.49
总重量(t)		12.5	22	28	53.7	23

(二) 其他机械安全技术资料

1. 混凝土搅拌机

表 1-4-292 溶解混凝土搅拌机的主要技术性能

项 目		自 落 式					强 制 式		
		J ₁ -250 移动式	J ₁ -250A 移动式	J ₁ -400 移动式	J ₁ -400A 移动式	J ₁ -800 固定式	J ₄ -375 移动式	J ₄ -1500 固定式	TQ500
平料容量 (L)		250		400		800	375	1500	800
平均容量 (L)		160		260		530	250	1000	
拌合时间 (min)		2		2		1.5~2	1.2	2	1.5
平均搅拌能力 m ³ /h		3~5		6~12			12.5	50	20
拌筒尺寸 (直径×长度) (mm)		1218×960		1447×1178		1720× 1370	1700× 510	3000× 850	2042× 650
拌筒转数 (r/min)		18		18		14		20	28.5
电动机	kW	5.5		7.5		17	10	55	30
	r/min	1440	1500	1450	1500	1450	1450		
配水箱容量 (L)		40		65		200		20~190	20~120
外形尺寸 (mm)	长	2280	2280	3700		3000			2375
	宽	2200	2165	2800		2400		φ3128× 1820(高)	2138
	高	2400	2400	3000		2560			1650
每台重量 (kg)		1500	2000	3500	3900	4800		7000	3700

注：估算搅拌机的产量，一般以出料系数表示，其数值为 0.55~0.72，通常用 0.66。

2. 人货两用电梯

(1) 76-II 型施工电梯技术性能

表 1-4-293

76-II 型施工电梯技术性能

项 目	数 据	项 目	数 据
1. 载重量, 单笼	12 人或 10000N	6. 吊运导轨架电机型号:	JQ ₂ -22-4
双笼	24 人或 20000N	功率	1.5kW
2. 架设高度	50, 70, 100m	转速	1440r/min
3. 附臂连接最大距离	9m	7. 脚踏液压急刹车距离	200m
4. 主传电动机型号	JQ ₂ -22-4	8. 梯笼自重	19000kg
功率	11kW	9. 平衡铁重	2300kg
转速	950r/min	10. 外形尺寸:	
5. 升降速度		梯笼	3 × 1.3 × 2.6m
(五档涡流) 最快	37m/min	导轨架	0.8 × 0.8 × 1.5m
(制动调速) 最快	7m/min	底 笼	5.13 × 2.00 × 3.55m
		11. 总量 (75m 高)	23t

(2) TST-200 型建筑施工多用电梯

表 1-4-294

TST-200 型建筑施工多用电梯

项 目	数 据	项 目	数 据
1. 额定载重量	2000kg	8. 导轨尺寸	
2. 架设高度	220m (6m 左右附壁 连接一次)	(长 × 宽 × 高)	0.8 × 0.8 × 1.5m
3. 升降机运行速度	四档涡流调速最 快 31.6 (m/min)	重量 100m 以下的	220kg
4. 电动机型号	JZR ₂ -31-6	100m 以上的	190kg
功率	2 × 11kW	9. 锥鼓妍限速器的动作速度	> 41.46m/min
5. 盘式制动器的制动力矩	2 × 0.2kN·m	动作时小齿轮的转速	> 110 + 5% r/min ²
6. 滑流自动调速器激磁线 圈的平均工作温升	70℃	额定制动力距	3kN·m
正常运行时的额定激磁 电流值		10. 斗梯笼尺寸	
上升时	1.4A	(长 × 宽 × 高)	1.65 × 2.15 × 3.025m
下降时	2.0A	自 重	2700kg
7. 蜗杆涡轮减速器速比	11.3	11. 底笼尺寸	
模 数	8	(长 × 宽 × 高)	4.308 × 2.15 × 3.025m
小齿轮齿数 Z	15	12. 平衡铁重量	2400kg
		13. 电梯总重量	双笼梯约 39t

注: 斗梯笼上部为载混凝土的斗, 下部为载人的梯笼

(3) WT183 型建筑施工外用电梯技术性能

表 1-4-295

WT183 型建筑施工外用电梯技术性能

项 目	数 据	项 目	数 据
1. 额定载重量		13. 平衡锤尺寸(长×宽×高)	2.17×0.9×0.245m
运行状态	1000kg 或 12 人	重量	2000kg
架设状态	一节井架和 3 人	14. 钢丝绳	6×37-19.5-20-乙镀, 纤维芯 GB1102-74, YB829-73
2. 提升最大高度	100m	15. 钢丝绳最小破断力	$\sum s = 276.5kN$ (28200kgf)
3. 井架自由高度(无附壁支撑)	5.5m	16. 安全限速制动器工作速度	
4. 提升速度	39m/min	1) 锥鼓形制动器	0.7~0.89m/s
5. 标准节高度	1508mm	2) 离心楔块制动器	1.0~1.13m/s
重量	117kg	17. 手动液压制动器	
6. 100m 高井架的不垂直度	≥10mm	总 泵	跃进 N110 汽车液压制动
7. 使用时的最大风速	≥12m/s (六级风、风压约 250N/m ²)	分 泵	北京 BJ130 汽车前办制动
8. 梯笼驱动型式	齿轮一齿条		泵
9. 电动机型号	JH ₂ -H31	18. 手摇起重机提升高度	5m
电压	380V	起重量	150kg
功率	2×7.5kW	钢丝绳	6×37-5.5-150-乙镀, 纤维芯, GB1102-74, YB829-73
10. 减速器形式	涡轮蜗杆传动	19. 电梯与附壁距离	2.73~3.03m
传速比	9		
11. 梯笼尺寸(长×宽×高)	3.0×1.3×2.7m		
重量	2000kg		
12. 底笼尺寸(长×宽×高)	3.6×2.29×3.29m		
重量	800kg		

3. 电动卷扬机

(1) 快速卷扬机技术参数

表 1-4-296 快速卷扬机技术参数

项 目		型 号							
		JJK-0.5	JJK-1	JJK-2	JJK-3	JJK-5	JJKD-0.5	JJKD-1	JJKD-2
额定拉力 (kN)		5	10	20	30	50	5	10	20
卷筒	直径 (mm)	140	180	325	320	400	140	200	325
	宽度 (mm)	450	335	710	520	650	300	370	650
	容绳量 (mm)	100	120	180	200	350	100	120	150
平均绳速 (m/min)		30	31.5	28.74	32.2	31.99	33.4	35.9	34.41
钢丝绳直径 (mm)		7.7	9.75	15.5	17	20	7.7	11	14
电动机	型 号	JZ ₂ 12	JZ22	JR ₇ 1	JO ₂ 72	JR ₃ 225S	JO ₂ 32	Y132M	JR71
	功率 (kW)	-6	-6	-6	-6	-6	-2	-4	-6
	转速 (r/min)	3.5	7.5	14	22	40	4	7.5	14
外形尺寸	长 (mm)	875	933	1331	1800	2253	732	1024	1416
	宽 (mm)	678	970	1353	1690	2115	656	969	1331
	高 (mm)	425	515	845	1200	1160	385	558	782
机 重 (kg)			500		1700	3245	200	495	1330
生产厂		阜新机 械厂	阜新机 械厂	阜新机 械厂	山西机 器厂	山西机 器厂	山西机 器厂	山西机 器厂	山西机 器厂

注：摘自长沙建筑机械研究所、建筑机械制造协会编《建筑机械产品样本》。

(2) 快速双筒卷扬机技术性能

表 1-4-297 快速双筒卷扬机技术性能

项 目		型 号		
		JJ ₂ K-2	JJ ₂ K-3	JJ ₂ K-5
牵引力 (kN)		20	30	50
卷筒	直径 (mm)	300	350	420
	长度 (mm)	450	520	600
	转速 (r/min)	20	20	20
	容绳量 (m)	250	300	500
钢丝绳	规格	6×19	6×19	6×19
	直径 (mm)	14	17	22
	绳速 (m/min)	25	27.5	32
总传动比 i		47.5	48	48
电动机	型号	JR71—6	JR81—6	JR82—AK8
	功率 (kW)	14	28	40
	转速 (r/min)	950	960	960

注：钢丝绳公称抗拉强度为 1700N/mm²。

(3) 慢速卷扬机技术性能

表 1-4-298 慢速卷扬机技术性能

项 目		型 号					
		JJM—3	JJM—5	JJM—8	JJM—10	JJM—12	JJM—20
牵引力 (kN)		30	50	80	100	120	200
卷 筒	直径 (mm)	340	400	550	550	650	850
	长度 (mm)	500	800	1000	968	1200	1324
	转速 (r/min)	7	6.3	4.6	7.3	3.5	3
	容绳量 (m)	100	190	300	350	600	1000
钢丝绳	规格	6×19	6×19	6×19	6×19	6×19	6×19
	直径 (mm)	15.5	23.5	28	34	37	10.5
	绳速 (r/min)	8	8	9.9	8.1	9.5	9.6
电动机	型号	JZR31—8	JZR41—8	JZR51—8	JZR51—8	JZR ₂ 52—8	JZR92—8
	功率 (kW)	7.5	11	22	22	30	55
	转速 (r/min)	720	715	718	723	725	720
总传动比 i		100	113	136	99	208	245

4. 压浆机

表 1-4-299 压浆机的技术性能

技术性能	HP-033 型 (老式)	74 型 (新式)
输 送 量	3m ³ /h	4m ³ /h
额定压力	15kg/cm ²	250N/cm ³
垂直输送距离	40m	35m
平面输送距离	150m	120m
电动机型号、功率	J02—4 7kW	J03—112—4 5.5kW
外形尺寸 (长×宽×高)	1580×798×1070mm	1500×430×600mm
输送管直径	11/2"×5 层或 2"×7 层	2"×5 层或 2"×7 层
自 重 量	520kg	

5. 潜水泵

表 1-4-300 潜水泵技术性能

泵的型号	流 量		扬程 高度 (m)	出水管 直 径 (in)	电动机 功 率 (kW)	电 流 (A)	电 压 (V)	泵重 (kg)
	m ³ /h	L/S						
JQB-1 $\frac{1}{2}$ -6	10~22.5	2.8~6.3	28~20	1 $\frac{1}{2}$	2.2	5.7	380	55
JQB-2-10	15~32.5	4.2~9.1	21~12	2	2.2	6.7	380	45
JQB-4-31	50~90	193~85	82~47	4	2.2	5.7	380	45
JQB-4-19	100	27.8	15.0~18.0	4	4.0	12.0	380	75
JQB-4-711	75	18.0	7.0	4	2.2		380	45

6. 轻型井点泵

表 1-4-301 轻型井点水喷射泵技术性能

型号	项 目					
	绝压	排水量 (m ³ /h)	抽吸深度 (m)	升提高度 (m)	工作水压 (N/cm ²)	电机水泵 功率(kW)
QJD-45	23	45	9.6	5	≥25	3BL-9 7.5
QJD-90	23	90	9.6	5	≥25	3BL-9 7.5
QJD-60	23	60	9.6	5	≥25	3BL-9 7.5

7.0.2m³ 灰浆搅拌机表 1-4-302 0.2m³ 灰浆搅拌机技术性能

容量	200L
拌筒轴转速	30~26r/min
电动机功率	3W
机械长	2280mm
宽	1080mm
高	1000mm
自重	700kg

(三) 易致病的施工安全技术资料

1. 易发生矽肺的主要工程表

表 1-4-303 易发生矽肺的主要工程表

序 号	工 种	序 号	工 种
1	凿岩石(风钻工)	10	清砂工
2	爆破工	11	打箱工
3	支柱工	12	锅炉工
4	岩石粉碎工	13	砂石工
5	石工	14	机械除锈工
6	筑炉工	15	制材工
7	喷砂工	16	磨锯工
8	水泥搅拌工	17	装卸工(水泥)
9	翻砂作业中之造型工	18	电焊工(密闭环境)

2. 职业病表

表 1-4-304 职业病表

序号	职业病名称	致病的职业和工作环境	患该种职业病的主要工种举例
1	职业中毒	工业毒物	接触工业毒物的工人
2	尘肺	长期吸入大量能引起肺纤维病变的各种粉尘	掘进工、风钻工、爆破工、支柱工、矿石搬运工；耐火材料厂、石粉厂、玻璃厂、陶瓷厂、搪瓷厂、石棉厂等的粉碎工、配料工、搬运工、包装工等接触石英粉尘和硅酸盐粉末的工人
3	热射病和热痉挛	在高温和热辐射的条件下工作	锻工、轧钢工、司炉工等
4	日射病	强烈日光直接照射下的露天作业	搬运工、修道工、建筑工、测量人员等

3. 各种石料含游离二氧化矽一览表

表 1-4-305 各种石料含游离二氧化硅一览表

原料名称	游离二氧化硅含量 (%)	原料名称	游离二氧化硅含量 (%)
石英	96.9 ~ 99.96	石灰石	1.80 ~ 20.0
耐火砂	84 ~ 91	黄泥	20.68
黄(白)砂	90	粘土	22.8
矿渣	60 ~ 70	流山熟料	61.2
一般白泥	56 ~ 70	高铝熟料	10
湖南长石	65	白云石	1.66 ~ 22.36
矽铁	15 ~ 21	方解石	1
白泡石	79.05	河砂	34
镁砂	6.95	粘土页岩	51.37
滑石粉	4.00	花岗石	68.90
大理石	1.50	煤矿石	47 ~ 78.30
石棉	5.50	莹石	19.16
棉尘	3.8 ~ 5.7	石羔	无砂

4. 生产性粉尘的最高允许浓度规定

表 1-4-306 生产性粉尘的最高允许浓度规定

顺 号	物 质 名 称	最高允许浓度 (mg/m^3)
1	含有 10% 以上游离二氧化硅的粉尘 (石英、石英石)	2
2	石棉粉尘含有 10% 以上石棉的粉尘	2
3	含有 10% 以下游离二氧化硅的滑石粉尘	4
4	含有 10% 以下游离二氧化硅的水泥粉尘	6
5	含有 10% 以下游离二氧化硅的煤尘	10
6	铝、氧化铝、铝使金粉尘	4
7	玻璃棉和矿渣粉尘	5
8	烟茶及茶叶粉尘	3
9	其他粉尘 (如动植物)	10

A decorative border composed of small black arrows pointing outwards from the center, forming a rectangular frame around the text.

第二篇

钢结构工程材料的选择检验与样图分析

第一章 建筑钢结构用钢材的分类

至今为止，我国建筑钢结构采用的钢材仍以碳素结构钢和低合金结构钢为主，尚未形成像桥梁结构钢和锅炉用钢那样的专业用钢标准，这与建筑钢结构的发展历史和使用特点有关，在相当长一段时期内，建筑钢结构对钢材性能的特殊要求并不突出，钢铁产品的通用标准一般已能满足要求。但随着建设规模的发展和新型结构的出现，这一情况将逐步有所改变，例如高层建筑钢结构用钢板就将颁发专用标准。

第一节 碳素结构钢的分类和性质

碳素结构钢是最普遍的工程用钢，按其含碳量的多少，又可粗略地分成低碳钢、中碳钢和高碳钢。通常把含碳量在 0.03% ~ 0.25% 范围内称为低碳钢，含碳量在 0.26% ~ 0.60% 之间的称中碳钢，含碳量在 0.6% ~ 2.0% 的为高碳钢。

建筑钢结构主要使用低碳钢。

一、普通碳素结构钢

按现行国家标准《碳素结构钢》(GB 700—88)规定，碳素结构钢分 5 个牌号，即 Q195、Q215、Q235、Q255 和 Q275，其中 Q 是代表钢材屈服点的字母，随后的数值表示屈服点的大小，如 Q235 表示 $\sigma_s = 235\text{N/mm}^2$ 的钢材。每个牌号内又有不同的质量等级(最多可达四种)，表示为 A、B、C、D。对钢材脱氧方法也应在质量等级后表明。不同牌号、不同等级的钢材对化学成分和力学性能指标要求不同，具体要求见表 2-1-1 ~ 表 2-1-3。

表 2-1-1 碳素结构钢的牌号和化学成分(熔炼分析)

牌号	等级	化学成分(%)					脱氧方法
		C	Mn	Si	S	P	
Q195	—			0.06 ~ 0.12	0.25 ~ 0.50	0.30	0.05

第二篇 钢结构工程材料的选择检验与样图分析

牌号	等级	化学成分 (%)					脱氧方法
		C	Mn	Si	S	P	
				不大于			
Q215	A	0.09 ~ 0.15	0.25 ~ 0.55	0.30	0.050	0.045	F、b、Z
	B				0.045		
Q235	A	0.14 ~ 0.22	0.30 ~ 0.65*	0.30	0.050	0.045	F、b、Z Z TZ
	B	0.12 ~ 0.20	0.30 ~ 0.70*		0.040		
	C	≤0.18	0.35 ~ 0.80		0.040	0.040	
	D	≤0.17			0.035	0.035	
Q255	A	0.18 ~ 0.28	0.40 ~ 0.70	0.30	0.050	0.045	Z
	B				0.045		
Q275	—	0.28 ~ 0.38	0.50 ~ 0.80	0.35	0.045	0.045	Z

注：* Q235A、B级沸腾钢锰含量上限为0.60%。

表 2-1-2 碳素结构钢拉伸试验要求

牌 号	等 级	拉 伸 试 验												冲击试验		
		屈服点 σ_s (N/mm ²)						抗拉 强度 σ_k (N/mm ²)	伸长率 δ_5 (%)						温 度 (°C)	V 型 冲击功 (纵向) (J)
		钢材厚度 (直径) (mm)							钢材厚度 (直径) (mm)							
		≤16	>16 ~ 40	>40 ~ 60	>60 ~ 100	>100 ~ 150	>150		≤16	>16 ~ 40	>40 ~ 60	>60 ~ 100	>100 ~ 150	>150		
		不小于							不小于							
Q195	—	195	185	—	—	—	—		315 ~ 390	33	32	—	—	—		
Q215	A	215	205	195	185	175	165	335 ~ 410	31	30	29	28	27	26	—	—
	B	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	20	27
Q235	A	235	225	215	205	195	185	375 ~ 460	26	25	24	23	22	21	—	—
	B														20	27
	C														0	
	D														-20	
Q255	A	255	245	235	225	215	205	410 ~ 510	24	23	22	21	20	19	—	—
	B	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	20	27
Q275	—	275	265	255	245	235	225	490 ~ 610	20	19	18	17	16	15	—	—

表 2-1-3 碳素结构钢弯曲试验要求

牌 号	试样方向	冷弯试验 $B = 2a \quad 180^\circ$		
		钢材厚度 (直径) (mm)		
		60	> 60 ~ 100	> 100 ~ 200
		弯心直径 d		
Q195	纵	0	—	—
	横	0.5a	—	—
Q215	纵	0.5a	1.5a	2a
	横	a	2a	2.5a
Q235	纵	a	2a	2.5a
	横	1.5a	2.5a	3a
Q255		2a	3a	3.5a
Q275		3a	4a	4.5a

注：B—试样宽度；a—钢材厚度（直径）。

有关说明：

(1) 钢的牌号表示方法：由代表屈服点的字母（Q）、屈服点数值、质量等级符号、脱氧方法等四个部分顺序组成。例如 Q235 - A、F。

(2) 脱氧方法符号：

F——沸腾钢；

b——半镇静钢；

Z——镇静钢；

TZ——特殊镇静钢。

在牌号组成表示中，‘Z’与‘TZ’符号予以省略。

(3) 钢的冶炼方法有氧气转炉、平炉或电炉冶炼，除非有特殊要求，一般由生产厂自行决定。

(4) 钢材一般是热轧状态交货（包括控轧）。根据需要，经双方协议，也可以正火处理状态交货（A 级钢材除外）。

(5) 牌号 Q195 的屈服点仅供参考，不作为交货条件。

(6) 进行拉伸和弯曲试验时，钢板和钢带应取横向试件，伸长率允许比表 2-1-2 降低 1%（绝对值）。型钢应取纵向试件。

(7) 在保证钢材力学性能符合规定的情况下，各牌号 A 级钢的碳、锰含量和其他等级钢碳、锰含量下限可以不作为交货条件，但其含量（熔炼分析）应在质量证明书中注明。各牌号 A 级钢的冷弯试验，在需方有要求时才进行。当冷弯试验合格，抗拉强度上限可以不作为交货条件。

(8) 在供应商品钢锭、钢坯时, 生产厂保证化学成分(熔炼分析)符号表 2-1-1 规定, 但为保证轧制钢材各项性能符号规定, 各牌号 A、B 级钢的化学成分可以根据需方要求进行调整, 另订协议。

成品钢材的化学成分允许偏差在国家标准 GB 222 中另行规定, 见表 2-1-4。
沸腾钢成品钢材化学成分偏差不作保证。

表 2-1-4 碳素钢和低合金钢成品化学成分允许偏差

元 素	规定化学成分范围 (%)	允许偏差 (%)	
		上偏差	下偏差
C		0.03* 0.02*	0.02
Mn	≤0.80 >0.80	0.05 0.10	0.03 0.08
Si	≤0.35 >0.35	0.03 0.05	0.03 0.05
S	≤0.050	0.005	
P	≤0.050 0.05 ~ 0.15	0.005 0.01	0.01
V	≤0.20	0.02	0.01
Ti	≤0.20	0.02	0.02
Nb	0.015 ~ 0.050	0.005	0.005
Cu	≤0.40	0.05	0.05
Pb	0.15 ~ 0.35	0.03	0.03

注: * 0.03 适用普通碳素结构钢, 0.02 适用于低合金钢。

建筑钢结构中应用最多的碳素钢是 Q235 (即以前标准中的 3 号钢), 也是现行标准中质量等级最齐全的, 其质量等级 C、D 的, 不论从其含碳量控制严格程度或对冲击韧性的保证, 都优先为焊接结构所采纳使用。

二、优质碳素结构钢

优质碳素结构钢是以满足不同的加工要求, 而赋予相应性能的碳素钢, 所以价格较贵, 一般不用于建筑钢结构, 特定条件下的少量应用常常发生在因规格欠缺而必需的材料

料代用、这时属于以优代劣，例如以往钢网架结构中往往用 20 号钢钢管代替 3 号钢钢管来解决供货渠道。

国家标准《优质碳素结构钢》(GB/T 699—99) 中可适用于建筑钢结构的钢牌号、其化学成分与力学性能规定如表 2-1-5、表 2-1-6 所示。

表 2-1-5 建筑用优质碳素结构钢化学成分(熔炼分析)

统一数字代 号	牌号	化 学 成 分 (%)							
		C	Si	Mn	Cr	Ni	Cu	P	S
					不大于				
U20152	15	0.12 ~ 0.18	0.17 ~ 0.37	1.35 ~ 0.65	0.25	0.30	0.25	0.035	0.035
U20202	20	0.17 ~ 0.23	0.17 ~ 0.37	0.35 ~ 0.65	0.25	0.30	0.25	0.035	0.035
U21152	15Mn	0.12 ~ 0.18	0.17 ~ 0.37	0.70 ~ 1.00	0.25	0.30	0.25	0.035	0.035
U21202	20Mn	0.17 ~ 0.23	0.17 ~ 0.37	0.70 ~ 1.00	0.25	0.30	0.25	0.035	0.035

表 2-1-6 建筑用优质碳素结构钢力学性能

牌 号	力 学 性 能			
	σ_b (N/mm ²)	σ_s (N/mm ²)	δ_5 (%)	ψ (%)
15	375	225	27	55
20	410	245	25	55
15Mn	410	245	26	55
20Mn	450	275	24	50

第二节 低合金高强度结构钢的分类和性质

低合金高强度结构钢是指在炼钢过程中增添一些合金元素，其总量不超过 5% 的钢材。加入合金元素后钢材强度可明显提高，使钢结构构件的强度、刚度、稳定三个主要控制指标都能有充分发挥，尤其在大跨度或重负载结构中优点更为突出，一般可比碳素结构钢节约 20% 左右的用钢量。

按新版的国家标准《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591—94 取代 GB 1591—88) 中规定，低合金高强度结构钢的牌号表示方法已经与碳素结构钢一致，即由代表屈服点的

汉语拼音字母(Q)、屈服点数值、质量等级符号(A、B、C、D、E)三个部分按顺序排列表示。钢的牌号共有Q295、Q345、Q390、Q420、和Q460五种,随着质量等级的变动,其化学成分和力学性能也有变化,见表2-1-7、表2-1-8所示。

表 2-1-7 低合金高强度结构钢的化学成分(熔炼分析)

牌号	质量等级	化 学 成 分 (%)										
		C≤	Mn	Si≤	P≤	S≤	V	Nb	Ti	Al≥	Cr≤	Ni≤
Q295	A	0.16	0.80~1.50	0.55	0.045	0.045	0.02~0.15	0.015~0.060	0.02~0.20	—		
	B	0.16	0.80~1.50	0.55	0.040	0.040	0.02~0.15	0.015~0.060	0.02~0.20	—		
Q345	A	0.20	1.00~1.60	0.55	0.045	0.045	0.02~0.15	0.015~0.060	0.02~0.20	—		
	B	0.20	1.00~1.60	0.55	0.040	0.040	0.02~0.15	0.015~0.060	0.02~0.20	—		
	C	0.20	1.00~1.60	0.55	0.035	0.035	0.02~0.15	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015		
	D	0.18	1.00~1.60	0.55	0.030	0.030	0.02~0.15	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015		
	E	0.18	1.00~1.60	0.55	0.025	0.025	0.02~0.15	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015		
Q390	A	0.20	1.00~1.60	0.55	0.045	0.45	0.02~0.20	0.015~0.060	0.02~0.20	—	0.30	0.70
	B	0.20	1.00~1.60	0.55	0.040	0.040	0.02~0.20	0.015~0.060	0.02~0.20	—	0.30	0.70
	C	0.20	1.00~1.60	0.55	0.035	0.035	0.02~0.20	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015	0.30	0.70
	D	0.20	1.00~1.60	0.55	0.030	0.030	0.02~0.20	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015	0.30	0.70
	E	0.20	1.00~1.60	0.55	0.025	0.025	0.02~0.20	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015	0.30	0.70
Q420	A	0.20	1.00~1.70	0.55	0.045	0.45	0.02~0.20	0.015~0.060	0.02~0.20	—	0.40	0.70
	B	0.20	1.00~1.70	0.55	0.040	0.040	0.02~0.20	0.015~0.060	0.02~0.20	—	0.40	0.70
	C	0.20	1.00~1.70	0.55	0.035	0.035	0.02~0.20	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015	0.40	0.70
	D	0.20	1.00~1.70	0.55	0.030	0.030	0.02~0.20	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015	0.40	0.70
	E	0.20	1.00~1.70	0.55	0.025	0.025	0.02~0.20	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015	0.40	0.70
Q460	C	0.20	1.00~1.70	0.55	0.035	0.035	0.02~0.20	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015	0.70	0.70
	D	0.20	1.00~1.70	0.55	0.030	0.030	0.02~0.20	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015	0.70	0.70
	E	0.20	1.00~1.70	0.55	0.025	0.025	0.02~0.20	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015	0.70	0.70

注：表中的Al为全铝含量。如化验酸溶铝时，其含量应不小于0.010%。

表 2-1-8

低合金高强度结构钢的力学性能

牌 号	质 量 等 级	屈服点 σ_s (N/mm ²)				抗拉强度 σ_b (N/mm ²)	伸 长 率 δ_5 (%)	冲击功 A_{KV} (纵向)(J)				180°弯曲试验 d = 弯心直径 ; a = 试样厚度 (直径)					
		厚度 (直径, 边长) (mm)						+ 20℃	0℃	- 20℃	- 40℃						
		≤ 16	> 16 ~ 35	> 35 ~ 50	> 60 ~ 100							不小于				钢材厚度 (直径) (mm)	
		不小于														≤ 16	> 16 ~ 100
Q295	A	295	275	255	235	390 ~ 570	23					d = 2a	d = 3a				
	B	295	275	255	235	390 ~ 570	23	34				d = 2a	d = 3a				
Q345	A	345	325	295	275	470 ~ 630	21					d = 2a	d = 3a				
	B	345	325	295	275	470 ~ 630	21	34				d = 2a	d = 3a				
	C	345	325	295	275	470 ~ 630	22		34			d = 2a	d = 3a				
	D	345	325	295	275	470 ~ 630	22			34		d = 2a	d = 3a				
	E	345	325	295	275	470 ~ 630	22				27	d = 2a	d = 3a				
Q390	A	390	370	350	330	490 ~ 650	19					d = 2a	d = 3a				
	B	390	370	350	330	490 ~ 650	19	34				d = 2a	d = 3a				
	C	390	370	350	330	490 ~ 650	20		34			d = 2a	d = 3a				
	D	390	370	350	330	490 ~ 650	20			34		d = 2a	d = 3a				
	E	390	370	350	330	490 ~ 650	20				27	d = 2a	d = 3a				
Q420	A	420	400	380	360	520 ~ 680	18					d = 2a	d = 3a				
	B	420	400	380	360	520 ~ 680	19	34				d = 2a	d = 3a				
	C	420	400	380	360	520 ~ 680	19		34			d = 2a	d = 3a				
	D	420	400	380	360	520 ~ 680	19			34		d = 2a	d = 3a				
	E	420	400	380	360	520 ~ 680	19				27	d = 2a	d = 3a				
Q460	C	460	440	420	400	550 ~ 720	17		34			d = 2a	d = 3a				
	D	460	440	420	400	550 ~ 720	17			34		d = 2a	d = 3a				
	E	460	440	420	400	550 ~ 720	17				27	d = 2a	d = 3a				

有关说明：

(1) Q295 的含碳量到 0.18% 也可交货。

(2) 不加 V、Nb、Ti 的 Q295 级钢，当 C ≤ 0.12% 时，Mn 含量上限可提高

1.80%。

(3) Q345 级钢的 Mn 含量上限可提高到 1.70%。

(4) 厚度 $\leq 6\text{mm}$ 的钢板、钢带和厚度 $\leq 16\text{mm}$ 的热连轧钢板、钢带的 Mn 含量下限可降低 0.20%。

(5) 在保证钢材力学性能符号规定的情况下，用 Nb 作为细化晶粒元素时，Q345、Q390 级钢的 Mn 含量下限可低于表 2-1-7 的下限含量。

(6) 除各牌号 A、B 级钢外，表中细晶粒元素 (V、Nb、Ti、Al) 应至少含有一种，如这些元素同时使用则至少应有一种元素含量不低于规定的最小值。

(7) 为改善钢的性能，Q390、Q420、Q460 级钢可加入少量 Mo 元素。

(8) 为改善钢的性能，各牌号钢可加入 RE 元素，加入量按 0.02% ~ 0.20% 计算。

(9) 经供需双方协商，Q420 级钢可加入 N 元素，其熔炼分析含量为 0.01% ~ 0.020%。

(10) 钢材的化学成分偏差应符合 GB 222 规定，见表 2-1-4。

(11) Q345 级钢其厚度大于 35mm 的钢板的伸长率可降低 1% (绝对值)。

现行《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205—2001) 中规定的钢材除碳素结构钢 Q235 之外，还有低合金结构钢 16Mn、15MnV 和桥梁用结构钢 16Mnq、15MnVq，这些钢种都应按新的标准采用。

第三节 耐大气腐蚀用钢 (耐候钢)

在钢的冶炼过程中，加入少量特定的合金元素，一般指 Cu、P、Cr、Ni 等，使之在金属基体表面上形成保护层，以提高钢材耐大气腐蚀性能，这类钢统称为耐大气腐蚀钢或耐候钢。

我国现行生产的这类钢又分为高耐候结构钢和焊接结构用耐候钢两类。

一、高耐候结构钢

按照即将实施的国家标准 GB/T 4171 (取代 GB/T 4171—1984) 的规定，这类钢材适用于耐大气腐蚀的建筑物，产品通常在交货状态下使用，但作为焊接结构用材时，板厚应不大于 16mm。

这类钢的耐候性能比焊接结构用耐候钢好，故称作高耐候性结构钢。高耐候性结构钢按化学成分分为：铜磷钢和铜磷铬镍钢两类。其牌号表示方法是由分别代表“屈服点”和“高耐候”的拼音字母 Q 和 GNH 以及屈服点的数字组成，含 Cr、Ni 的高耐候钢在牌号后加代号“L”。例如牌号 Q345GNHL 表示屈服点为 345MPa、含有铬镍的高耐候钢。

高耐候钢共分 Q295GNH、Q295GNHL、Q345GNH、Q345GNHL、Q390GNH 五种牌号，

其化学成分与力学性能应分别符合表 2-1-9~2-1-11 的规定。与上文提及的一样，成品钢材的化学成分允许偏差应符合表 2-1-4 规定。

表 2-1-9 高耐候结构钢的化学成分

牌号	统一数字代码	化学成分 (%)									
		C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Ni	Ti	RE
Q295GNH	L52951	≤0.12	0.20 ~ 0.40	0.20 ~ 0.60	0.07 ~ 0.15	≤0.035	0.25 ~ 0.55			≤0.10	≤0.15
Q295GNHL	L52952	≤0.12	0.10 ~ 0.40	0.20 ~ 0.50	0.07 ~ 0.12	≤0.035	0.25 ~ 0.45	0.30 ~ 0.65	0.25 ~ 0.50		
Q345GNH	L53451	≤0.12	0.20 ~ 0.60	0.50 ~ 0.90	0.07 ~ 0.12	≤0.035	0.25 ~ 0.50			≤0.03	≤0.15
Q345GNHL	L53452	≤0.12	0.25 ~ 0.75	0.20 ~ 0.50	0.07 ~ 0.15	≤0.035	0.25 ~ 0.55	0.33 ~ 1.25	≤0.65		
Q390GNH	L53901	≤0.12	0.15 ~ 0.65	≤1.40	0.07 ~ 0.12	≤0.035	0.25 ~ 0.55			≤0.10	≤0.12

表 2-1-10 高耐候结构钢的力学性能

牌号	交货状态	厚度 (mm)	屈服点 σ_s (N/mm ²) 不小于	抗拉强度 σ_b (N/mm ²) 不小于	伸长率 δ_5 (%) 不小于	180°弯曲试验
Q295GNH	热	≤6	290	390	24	d = a
		>6				d = 2a
Q295GNHL		≤6	295	430	24	d = a
		>6				d = 2a
Q345GNH		≤6	345	440	22	d = a
		>6				d = 2a
Q345GNHL		≤6	345	480	22	d = a
		>6				d = 2a
Q390GNH	≤6	390	490	22	d = a	
	>6				d = 2a	
Q295GNH	冷轧	≤2.5	260	390	27	d = a
Q295GNHL			320	450	26	
Q345GNHL						

注：d—弯心直径；a—钢材厚度。

表 2-1-11 高耐候性结构钢的冲击性能

牌号	V 型缺口冲击试验		
	试验方向	温度* (°C)	平均冲击功 (J)
Q295GNH	纵向	0	≥27
Q295GNHL			
Q345GNH		-20	
Q345GNHL			
Q390GNH			

注：* 试验温度在合同中注明。

二、焊接结构用耐候钢

这类耐候钢以保持钢材具有良好的焊接性能为特点，其适用厚度可达 100mm。

在新版国家标准《焊接结构用耐候钢》(GB/T 4172)中与上述几个标准一样，对牌号的表示和各牌号钢的化学成分和性能分别进行了改变和调整。牌号表示由代表“屈服点”的字母 Q 和“耐候”的字母 NH 以及钢材的质量等级 (C、D、E) 顺序组成，例如 Q355NHC。规定共分 Q235NH、Q295NH、Q355NH、Q460NH 四种牌号，其化学成分和力学性能分别见表 2-1-12、表 2-1-13。由表可见，钢材的质量等级只与钢材冲击韧性的试验温度与冲击功数值有关。

表 2-1-12 焊接结构用耐候钢的牌号和化学成分

牌号	统一数字代号	化 学 成 分 (%)							
		C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	V
Q235NH	L52530	≤0.15	0.15 ~ 0.40	0.20 ~ 0.60	≤0.035	≤0.035	0.20 ~ 0.50	0.40 ~ 0.80	—
Q295NH	L52950	≤0.15	0.15 ~ 0.50	0.60 ~ 1.00	≤0.035	≤0.035	0.20 ~ 0.50	0.40 ~ 0.80	—
Q355NH	L53550	≤0.16	≤0.50	0.90 ~ 1.50	≤0.035	≤0.035	0.20 ~ 0.50	0.40 ~ 0.80	0.20 ~ 0.10
Q460NH	L54600	0.10 ~ 1.18	≤0.50	0.90 ~ 1.50	≤0.035	≤0.035	0.20 ~ 0.50	0.40 ~ 0.80	0.02 ~ 0.10

表 2-1-13

焊接结构用耐候钢的力学性能

牌 号	钢材厚度 (mm)	屈服点 σ_s (N/mm ²) 不小于	抗拉强度 σ_b (N/mm ²)	δ_5 断后伸长 率不小于 (%)	180° 弯曲 试验	V 型冲击试验			
						试样方向	质量等级	温度 (℃)	冲击功 (J) 不小于
Q235NH	≤16	235	360~490	25	d = a	纵 向	C	0	34
	>16~40	225		25	d = 2a		D	-20	
	>40~60	215		24			E	-40	
	>60	215		23					
Q295NH	≤16	295	420~560	24	d = 2a		C	0	34
	>16~40	285		24	d = 3a		D	-20	
	>40~60	275		23			E	-40	
	>60~100	255		22					
Q355NH	≤16	355	490~630	22	d = 2a	C	0	34	
	>16~40	345		22	d = 3a	D	-20		
	>40~60	335		21		E	-40		27
	>60~100	325		20					
Q460NH	≤16	460	550~710	22	d = 2a	C	—	34	
	>16~40	450		22	d = 3a	D	-20		
	>40~60	440		21		E	-40		31
	>60~100	430		20					

注：d—弯心直径；a—钢材厚度。

有关说明：

(1) 钢材按交货状态分为两类：热轧或正火状态交货和调质状态交货。Q460NH 可以淬火加回火状态交货。

(2) Q235NH、Q295NH 的硅含量下限可以到 0.10%，Q355NH 的锰含量下限可以到 0.60%。

(3) 为了改善钢的性能，各牌号均可添加一种或一种以上的微量合金元素：Ni ≤ 0.65%、Nb 0.015% ~ 0.050%、V 0.02% ~ 0.15%、Ti 0.02% ~ 0.10%、Mo ≤ 0.30%、Zr ≤ 0.15%、Al ≥ 0.020%。

第四节 桥梁用结构钢

由于历史原因，桥梁建筑用钢一直有专用标准，其规定的内容和技术要求一般都严于建筑网结构，在工程中万一发生材料代用，也是属于以优代劣，在使用中不存在任何疑虑。

桥梁建筑用钢原先应用的国家标准有《桥梁建筑用热轧碳素钢技术条件》（GB 714—65）、《桥梁用碳素钢及普通低合金钢钢板技术条件》（YB 168—70）和《桥梁用结构钢》（YB(T) 10—81）。现根据使用要求，有关部门正在制定新的《桥梁用结构钢》国家标准，把上述原有三个标准内容合并，并作为重大修改与补充，现予以简略介绍。

一、有关牌号表示方法

与现行其他标准一致，规定为由屈服点字母与数值、桥梁钢的字母和质量等级四个部分组成。例如原先的 16Mnq 钢按新牌号表示为 Q345qC 或 Q345qD。

二、增加碳当量规定和厚钢板的探伤规定

现正在制定这方面的规定。

三、严格化学成分的要求，提高力学性能指标

对钢的牌号和化学成分（熔炼分析）规定如表 2-1-14 所示，力学性能规定见表 2-1-15。

表 2-1-14 桥梁用结构钢的化学成分

统一 数字代号	牌号	质量 等级	化 学 成 分 (%)					
			C	Si	Mn	P	S	Als
						不大于		
U32353	Q235q	C	≤0.20	≤0.30	0.40 ~ 0.70	0.035	0.035	
U32354	Q235q	D	≤0.18	≤0.30	0.50 ~ 0.80	0.025	0.025	≥0.015
L13453	Q345q	C	≤0.20	≤0.60	1.00 ~ 1.60	0.035	0.035	
L13454	Q345q	D	≤0.18	≤0.60	1.10 ~ 1.60	0.025	0.025	≥0.015

第一章 建筑钢结构用钢材的分类

统一 数字代号	牌号	质量 等级	化 学 成 分 (%)					
			C	Si	Mn	P	S	Als
						不大于		
L13455	Q345q	E	≤0.17	≤0.50	1.20 ~ 1.60	0.020	0.015	≥0.015
L13703	Q370q	C	≤0.18	≤0.50	1.20 ~ 1.60	0.035	0.035	
L13704	Q370q	D	≤0.17	≤0.50	1.20 ~ 1.60	0.025	0.025	≥0.015
L13705	Q370q	E	≤0.17	≤0.50	1.20 ~ 1.60	0.020	0.015	≥0.015
L14203	Q420q	C	≤0.18	≤0.60	1.20 ~ 1.60	0.035	0.035	
L14204	Q420q	D	≤0.17	≤0.60	1.30 ~ 1.70	0.025	0.025	≥0.015
L14205	Q420q	E	≤0.17	≤0.60	1.30 ~ 1.70	0.020	0.015	≥0.015

表 2 - 1 - 15 桥梁用结构钢的力学性能指标

牌号	质量 等级	厚度 (mm)	屈服点	抗拉强度	伸长率	V 型冲击功 (纵向)			180°弯曲 试验钢材 厚度 (mm)	
			σ_s	σ_b	δ_5	温度 (°C)	J	时效 (J)	≤16	>16
			(N/mm ²)	(N/mm ²)	(%)					
Q235q	C	≤16	235	390	26	0°C	27		d = 1.5a	d = 2.5a
		>16 ~ 35	225	380						
		>35 ~ 50	215	375						
		>50 ~ 100	215	375						
Q235q	D	≤16	235	390	26	-20°C	27		d = 1.5a	d = 2.5a
		>16 ~ 35	225	380						
		>35 ~ 50	215	375						
		>50 ~ 100	205	375						
Q345q	C	≤16	345	510	21	0°C	34		d = 2a	d = 3a
		>16 ~ 35	325	490						
		>35 ~ 50	315	470						
		>50 ~ 100	305	470						
Q345q	D	≤16	345	510	21	-20°C	34		d = 2a	d = 3a
		>16 ~ 35	325	490						
		>35 ~ 50	315	470						
		>50 ~ 100	305	470						

第二篇 钢结构工程材料的选择检验与样图分析

牌号	质量等级	厚度 (mm)	屈服点	抗拉强度	伸长率	V型冲击功(纵向)			180°弯曲 试验钢材 厚度(mm)		
			σ_s (N/mm ²)	σ_b (N/mm ²)	δ_5 (%)	温度(°C)	J	时效(J)	≤16	>16	
			不小于								
Q345q	E	≤16	345	510	21	-40℃	34	34	d = 2a	d = 3a	
		>16 ~ 35	325	490	20						
		>35 ~ 50	315	470	20						
		>50 ~ 100	305	470	20						
Q370q	C	≤16	370	530	21	0℃	41	41			
		>16 ~ 35	355	510	20						
		>35 ~ 50	330	490	20						
		>50 ~ 100	330	490	20						
Q370q	D	≤16	370	530	21	-20℃	41				41
		>16 ~ 35	355	510	20						
		>35 ~ 50	330	490	20						
		>50 ~ 100	330	490	20						
Q370q	E	≤16	370	530	21	-40℃	41		41		
		>16 ~ 35	355	510	20						
		>35 ~ 50	330	490	20						
		>50 ~ 100	330	490	20						
Q420q	C	≤16	420	570	20	0℃	4	47			
		>16 ~ 35	410	550	19						
		>35 ~ 50	400	540	19						
		>50 ~ 100	390	530	19						
Q420q	D	≤16	420	570	20	-20℃	4			47	
		>16 ~ 35	410	550	19						
		>35 ~ 50	400	540	19						
		>50 ~ 100	390	530	19						
Q420q	E	≤16	420	570	20	-40℃	4		47		
		>16 ~ 35	410	550	19						
		>35 ~ 50	400	540	19						
		>50 ~ 100	390	530	19						

注：1. Q420qE 级钢的 -40℃ 冲击功值由供需双方协议规定。

2. d—弯心直径；a—试样厚度（直径）。

有关说明：

(1) 为了改善钢材性能,可以加入 V、Nb、Ti、N 等微量元素,其含量符号 $V \leq 0.08\%$, $Nb \leq 0.045\%$, $Ti \leq 0.02\%$, $N \leq 0.018\%$,并在质量证明书中注明。

(2) 各牌号的碳当量应符合规定:

$$Q345q \quad C_{eq} = 0.43\%$$

$$Q370q \quad 0.44\%$$

$$Q420q \quad 0.45\%$$

碳当量计算公式为:

$$C_{eq} (\%) = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cr}{5} + \frac{Mo}{4} + \frac{V}{14}$$

(3) 根据需方要求,厚度大于 20mm 的钢板,应进行超声波探伤检验,探伤标准及级别由供需双方协议规定,在合同中注明。

第五节 其他建筑用材(铸钢、高强钢、不锈钢等)

除上述钢种外,建筑钢结构中偶尔也会应用以下几种钢材。

一、铸钢件

建筑钢结构、尤其在大跨度情况下,有时需用铸钢件的支座,按设计规范(GB 50017)规定,铸钢材质应符合国家标准《一般工程用铸造碳素钢》(GB 5576—85)规定,所包括的铸钢牌号及其主要性能如表 2-1-16 所示。

表 2-1-16 一般工程用铸造碳钢的化学成分和力学性能

铸钢牌号	熔炼化学成分 (%)					力学性能			
	C	Si	Mn	P	S	屈服点 σ_s (N/mm ²)	抗拉强度 σ_b (N/mm ²)	伸长率 δ_5 (%)	V 型冲击试验 (J)
ZG200—400	0.20	0.50	0.80	0.04	0.04	200	400	25	30
ZG230—450	0.30	0.50	0.90	0.04	0.04	230	450	22	25
ZG270—500	0.40	0.50	0.90	0.04	0.04	270	500	18	22
ZG310—570	0.50	0.60	0.90	0.04	0.04	310	570	15	15
ZG340—640	0.60	0.60	0.90	0.04	0.04	340	640	10	10

注:1. 残余元素含量: $Ni \leq 0.30\%$, $Cr \leq 0.35\%$, $Cu \leq 0.30\%$, $Mo \leq 0.20\%$, $V \leq 0.05\%$, 总量 $\leq 1.00\%$ 。

2. 含碳量上限每减少 0.01%, 允许 Mn 增加 0.04%, 但含 Mn 量最高至 1.20% (ZG200—400 至 1.00%)。

二、高强度钢

现行设计规范中建议使用的钢材强度级别为 Q235、Q345、Q390 和 Q420，对于强度更高的钢号如 Q460 或更高级别的钢号在国内尚未提上日程。

高强度钢往往是通过冶炼时增加更多的合金元素及热处理工艺而获得，例如目前国内应用很多的 20MnTiB 高强度螺栓用钢就是一种调质合金钢（淬火后再回火）。高强度钢当用于大跨度、特重型结构中受强度控制的构件时，有明显的节约钢材效果，例如美国在超高层钢结构建筑中，就有在底部几层承重结构中应用热处理高强度钢 A514 的，这种钢材的屈服强度即使板厚达 60mm 时，仍保持有 $690\text{N}/\text{mm}^2$ ，与 20mm 厚的钢板一样。日本建筑结构用钢中也包括屈服强度高达 $460\text{N}/\text{mm}^2$ 的 SM570 钢种，但在建筑钢结构中这一类高强度钢一般不会大量采用，因为除强度因素外，还需考虑钢材的工艺性能、加工费用等等，一般来说，钢材的强度与其韧性和可焊性往往是逆向的关系，强度高则韧性低、焊接性能变坏，这主要是由于合金元素含量增加的缘故。但随着轧制工艺的革新，出现了利用轧制余热的控轧工艺，控轧钢材各种性能（强度、韧性和可焊性）能同时改善，例如国外现在已能生产屈服强度高达 $500\text{N}/\text{mm}^2$ 、焊接性能良好的控轧 H 型钢。可以预测，在不久的将来，加工性能良好的高强钢也将在建筑钢结构中占有一席之地。

第二章 钢结构材料的主要性能

要深入了解钢结构的特性，必须从钢结构的材料（钢材）开始，掌握钢材在各种应力状态、不同生产过程和不同使用条件下的工作性能，从而能够选择合适的钢材，不仅使结构安全可靠和满足使用要求，又能最大可能地节约钢材和降低造价。

钢结构对钢材的要求是多方面的，主要有以下几个方面：

(1) 有较高的强度。要求钢材的抗拉强度和屈服点比较高。屈服点高可以减小构件的截面，从而减轻重量，节约钢材，降低造价。抗拉强度高，可以增加结构的安全储备。

(2) 塑性好。塑性性能好，能使结构破坏前有较明显的变形，可以避免结构发生脆性破坏。塑性好可以调整局部高峰应力，使应力得到重分布，并提高构件的延性，从而提高结构的抗震能力。

(3) 冲击韧性好。冲击韧性好可提高结构抗动力荷载的能力，避免发生裂纹和脆性断裂。

(4) 冷加工性能好。钢材经常在常温下进行加工，冷加工性能好可保证钢材加工过程中不发生裂纹或脆断，不因加工对强度、塑性及韧性带来较大的影响。

(5) 可焊性好。钢材的可焊性好，是指在一定的工艺和构造条件下，钢材经过焊接后能够获得良好的性能。可焊性是衡量钢材的热加工性能。可焊性可分为施工上的可焊性和使用上的可焊性。施工上的可焊性是指在焊缝金属及近缝区产生裂纹的敏感性，近缝区钢材硬化的敏感性。可焊性好是指在一定的焊接工艺条件下，焊缝金属和近缝区钢材不产生裂纹。使用性能上的可焊性是指焊缝和焊接热影响区的力学性能不低于母材的力学性能。

(6) 耐久性好。耐久性是指钢结构的使用寿命。影响钢材使用寿命主要是钢材的耐腐蚀性较差，其次是在长期荷载、反复荷载和动力荷载作用下钢材力学性能的恶化。

上述(1)~(4)条为对钢材力学性能（机械性能）的要求，它的好坏影响钢材的可焊性。

本章着重论述钢材在各种作用下所表现出来的静、动力特性，如弹性、塑性、强度、韧性、疲劳等力学性能。钢材的力学性能指标是结构设计的主要依据。其次，介绍钢材的破坏形式和影响钢材性能的主要因素，以及钢材的分类、选用原则和规格。

第一节 钢材在单向均匀受拉时的工作性能

一、钢材的荷载 - 变形曲线

钢材在单向均匀受拉时的工作特性，通常是以静力拉伸试验的应力 - 应变（或荷载 - 变形）曲线来表示。图 2-2-1 表示低碳钢的荷载 - 变形曲线。图中横坐标为试件的伸长 Δl ，纵坐标为荷载 N 。从图中曲线可以看出，钢材的工作特性可以分成如下几个阶段：

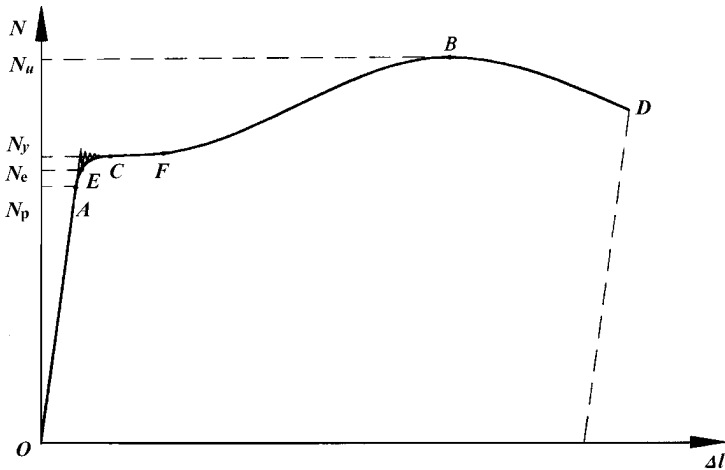


图 2-2-1 钢材的荷载 - 变形曲线

（一）弹性阶段（OE 段）

在曲线 OE 段，钢材处于弹性阶段，亦即荷载增加时变形也增加，荷载降到零时（完全卸载）则变形也降到零（回到原点）。其中 OA 段是一条斜直线，荷载与伸长成正比，符合虎克定律。A 点的荷载为比例极限荷载（ N_p ），相应的应力为比例极限 σ_p （ $\sigma_p = N_p/A$ ，A 为试件截面积）。E 点的荷载为弹性极限荷载（ N_e ），相应的应力为弹性极限 σ_e （ $\sigma_e = N_e/A$ ）。

（二）屈服阶段（ECF 段）

当荷载超过 N_e （应力超过弹性极限 σ_e ）后，荷载与变形不成正比关系，变形增加很快，随后进入屈服平台循环曲线，呈锯齿形波动，甚至出现荷载不增加而变形仍在继续发展的现象。这个阶段称之为屈服阶段。此时钢材的内部组织纯铁体晶粒产生滑移，

试件除弹性变形外，还出现了塑性变形。卸载后试件不能完全恢复原来的长度。卸载后能消失的变形称弹性变形，而不能消失的这一部分变形称残余变形（或塑性变形）。

屈服阶段曲线上波动，屈服荷载 N_y 取波动部分的最低值（下限），相应的应力称屈服点或流限，用符号 f_y 表示。屈服阶段从开始（图 2-2-1 中 E 点）到曲线再度上升（图 2-2-1 中 F 点）的变形范围较大，相应的应变幅度称为流幅。流幅越大，说明钢材的塑性越好。屈服点和流幅是钢材的很重要的两个力学性能指标，前者是表示钢材强度的指标，而后者则表示钢材塑性变形的指标。

（三）强化阶段（FB 段）

屈服阶段之后，钢材内部晶粒重新排列，并能抵抗更大的荷载，但此时钢材的弹性并没有完全恢复，塑性特性非常明显，这个阶段称为强化阶段。对应于 B 点的荷载 N_u 是试件所能承受的最大荷载，称极限荷载，相应的应力为抗拉强度或极限强度，用符合 f_u 表示。

（四）颈缩阶段（BD 段）

当荷载到达极限强度 N_u 时，在试件材料质量较差处，截面出现横向收缩，截面面积开始显著缩小，塑性变形迅速增大，这种现象叫颈缩现象。此时，荷载不断降低，变形却延续发展，直至 D 点试件断裂。

颈缩现象的出现和颈缩的程度以及与 D 点上相应的塑性变形是反应钢材塑性性能的重要标志。

二、钢结构用钢的工作特性

现在再仔细分析低碳钢（普通碳素钢）的工作性能和几个重要的力学性能指标。图 2-2-2 所示曲线是 Q235 钢在常温下静力拉伸试验的结果，图 2-2-2（b）是图 2-2-2（a）的局部放大。随着作用力（应力）的增加，Q235 钢明显地表现出弹性、屈服、强化和颈缩等四个阶段，各个阶段的应力和应变大致为：

（一）弹性阶段

比例极限 $f_p \approx 200\text{N/mm}^2$ $\epsilon_p \approx 0.1\%$

（二）屈服阶段

屈服点 $f_y \approx 235\text{N/mm}^2$ $\epsilon_y \approx 0.15\%$

流幅 $\epsilon \approx 0.15\% \sim 2.5\%$

（三）强化和颈缩阶段

抗拉强度 $f_u \approx 370 \sim 460\text{N/mm}^2$ $\delta_{10} \approx 21\%$

弹性模量 $E = 2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

对于钢结构采用的其他钢号（如低合金钢）也都具有这个工作性能。图 2-2-3 表示低碳钢、低合金钢在单向拉伸时的应力-应变曲线。

从图 2-2-2 和图 2-2-3 可以得出几点极为重要的钢材的工作特性：

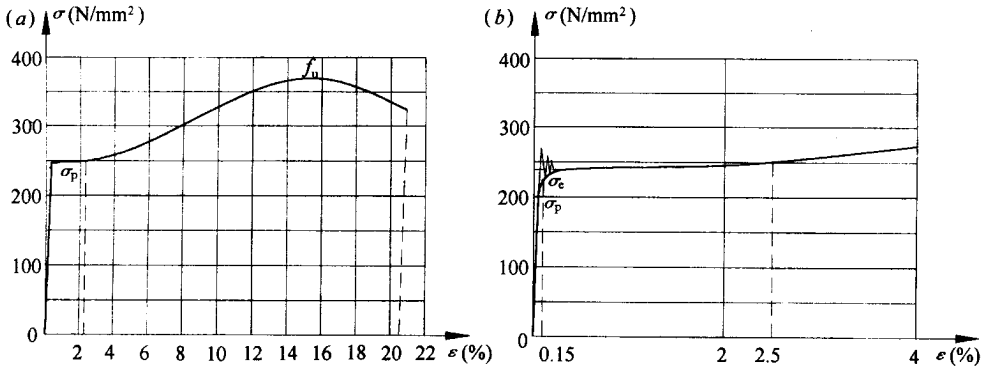


图 2-2-2 Q235 钢在单向均匀受拉时的工作性能

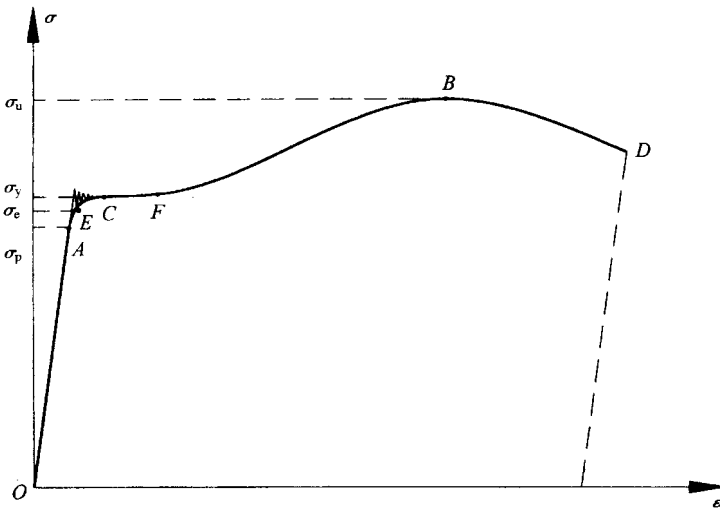
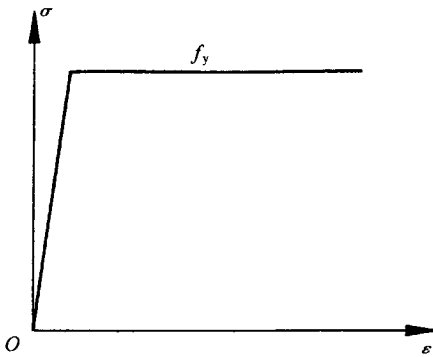


图 2-2-3 结构用钢的 $\sigma - \epsilon$ 曲线

(1) 由于比例极限、弹性极限和屈服点很接近，而在屈服点之前的应变又很小 ($\epsilon_y < 0.15\%$)，所以在计算钢结构时可以认为钢材的弹性工作阶段以屈服点为上限。当应力达到屈服点后，将使结构产生很大的、在使用上不允许的残余变形。因此，在设计时取屈服点为钢材可以达到的最大应力。

(2) 钢材在屈服点之前的性质接近理想的弹性体，屈服点之后的流幅现象又接近理想的塑性体，并且流幅的范围 ($\epsilon \approx 0.15\% \sim 2.5\%$) 已足够用来考虑结构或构件的塑性变形的发展，因此可以认为钢材是符合理想的弹性-塑性材料，如图 2-2-4 所示。这就为进一步发展钢结构的计算理论提供了基础。

图 2-2-4 理想的弹性-塑性体的 $\sigma-\epsilon$ 曲线

(3) 钢材破坏前的塑性变形很大，差不多等于弹性变形的 200 倍。这说明结构在破坏之前将出现很大的变形，容易及时发现和采取适当的补救措施，不致引起严重的后果。

(4) 抗拉强度 f_u 是钢材破坏前能够承受的最大应力。虽然在达到这个应力时，钢材已由于产生很大的塑性变形而失去使用性能，但是抗拉强度 f_u 高则可增加结构的安全保障，因此屈强比 (f_y/f_u) 可以看作是衡量钢材强度储备的一个系数。屈强比愈低钢材的安全储备愈大。

三、钢材的塑性

钢材的塑性一般是指当应力超过屈服点后，能产生显著的残余变形（塑性变形）而不立即断裂的性质。衡量钢材塑性好坏的主要指标是伸长率 δ 和截面收缩率 ψ 。

伸长率 δ 是应力-应变曲线中的最大应变值，等于试件（图 2-2-5）拉断后的原标距长度的伸长值和原标距比值的百分率。伸长率 δ 与原标距长度 l_0 和试件中间部分的直径 d_0 的比值有关，当 $l_0/d_0 = 10$ 时，以 δ_{10} 表示。当 $l_0/d_0 = 5$ 时，以 δ_5 表示， δ 值可按下式计算：

$$\delta = \frac{l_1 - l_0}{l_0} \times 100\% \quad (2-2-1)$$

式中 δ ——伸长率；

l_0 ——试件原标距长度；

l_1 ——试件拉断后标距间长度。

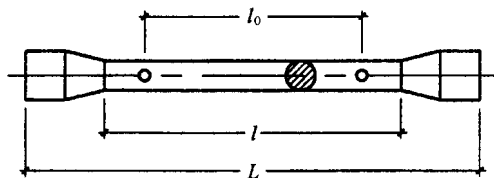


图 2-2-5 拉伸试件

截面收缩率 ψ 是指试件拉断后，颈缩区的断面面积缩小值与原断面面积比值的百分率，按下式计算：

$$\psi = \frac{A_0 - A_1}{A_0} \times 100\% \quad (2-2-2)$$

式中 A_0 ——试件原来的断面面积；

A_1 ——试件拉断后颈缩区的断面面积。

断面收缩率 ψ 是表示钢材在颈缩区的应力状态（同号受拉立体应力，见图 2-2-6）条件下，所能产生的最大塑性变形，它是衡量钢材塑性变形的一个指标。由于伸长率 δ 是钢材沿长度的均匀变形和颈缩区的集中变形的总和所确定的，所以它不能代表钢材的最大塑性变形能力。断面收缩率是衡量钢材塑性的一个比较真实和稳定的指标。不过在测量时容易产生较大的误差。因而钢材塑性指标仍然采用伸长率作为保证要求。

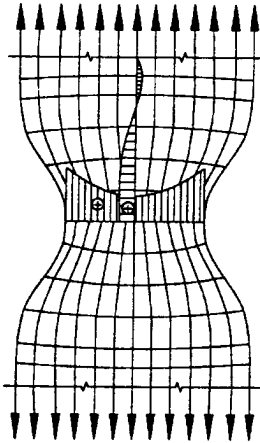


图 2-2-6 试件颈缩区的应力状态

在实际工程中，结构和构件难免会发生一些缺陷（如应力集中、材质缺陷等）。当钢材具有良好的塑性时，构件缺陷所造成的应力集中可利用塑性变形加以调整，不致于因个别区域损坏而扩展为全构件并导致破坏。尤其是在动力荷载作用下的结构或构件，材料的塑性好坏常是决定结构是否安全可靠的主要因素之一。所以，钢材的塑性指标比强度指标更为重要。

第二节 钢材在单轴反复应力作用下的工作性能

钢材在单轴反复应力作用下的工作特性，也可用应力 - 应变曲线表示。试验表明，当构件反复应力 $|\sigma| \leq f_y$ ，即材料处于弹性阶段时，反复应力作用下钢材的材性无变化，也不存在残余变形。当钢材的反复应力 $|\sigma| > f_y$ ，即材料处于弹塑性阶段时，重复应力和反复应力引起塑性变形的增长，如图 2-2-7 所示。图 2-2-7 (a) 表示重复加载是

在卸载后马上进行的应力-应变图，应力应变曲线不发生变化。图 2-2-7 (b) 表示重新加载前有一定间歇时期（在室内温度下大于 5 天）后的应力-应变曲线。从图中看出，屈服点提高，韧性降低，并且极限强度也稍有提高。这种现象称为钢的时效现象。图 2-2-7 (c) 表示反复应力作用下钢材应力-应变曲线。多次反复加荷后，钢材的强度下降，这种现象称为钢材疲劳。

图 2-2-8 表示 Q235 钢，在 $\sigma = \pm 366\text{N/mm}^2$ ， $\epsilon = -0.017524 \sim 0.017476$ ，循环次数 $N = 684$ 时应力-应变滞回曲线。

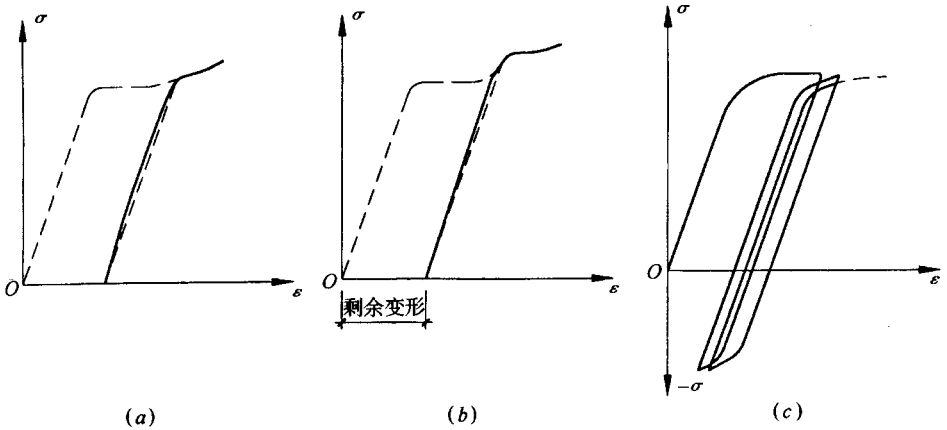


图 2-2-7 重复或反复加载时钢的 $\sigma-\epsilon$ 图

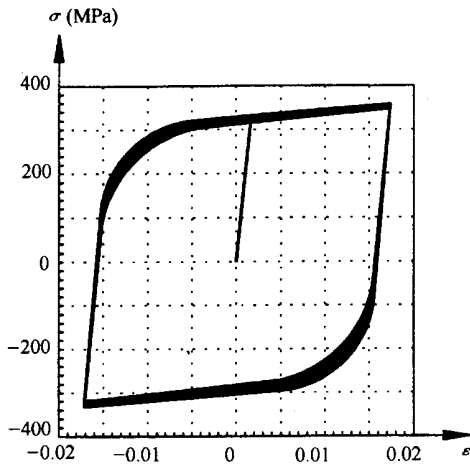


图 2-2-8 Q235 钢材 $\sigma-\epsilon$ 滞回曲线

第三节 钢材在复杂应力作用下的工作性能

如前所述，钢材在单向均匀应力作用下，当应力达到屈服点 f_y 时，钢材进入塑性

状态。但钢材处于复杂应力状况时，如平面应力和立体应力状况，钢材是否进入塑性状态，就不能按其中一项应力是否达到屈服点 f_y 来判定，而应找一个综合判别指标。对结构钢而言，采用能量（第四）强度理论，即材料由弹性状态转为塑性状态时的综合强度指标，要用变形时单位体积中由于边长比例变化的能量来衡量。

根据能量强度理论的推导，在三向应力（立体应力）作用下（图 2-2-9a），钢材由弹性状态转变为塑性状态（屈服）的条件，可以用折算应力 σ_{zs} 和钢材在单向应力时的屈服点 f_y 相比较来判断：

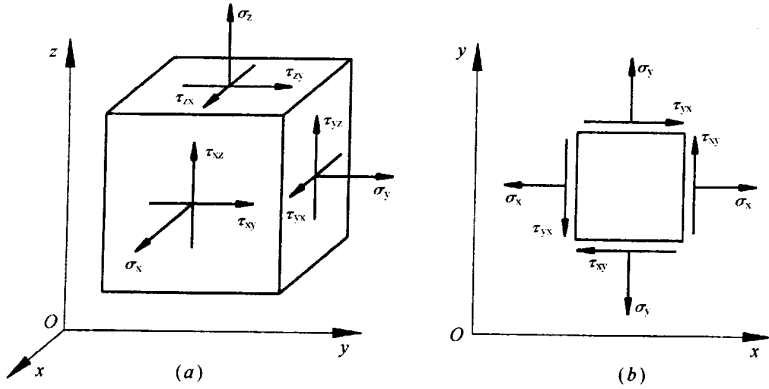


图 2-2-9 复杂应力状态

$$\sigma_{zs} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - (\sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \quad (2-2-3)$$

若 $\sigma_{zs} < f_y$ 钢材处于弹性阶段；

$\sigma_{zs} \geq f_y$ 钢材处于塑性阶段。

对于二向应力（平面应力）状况（图 2-2-9b），式（2-2-3）中 $\sigma_z = 0$ ， $\tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$ ，二向应力状态的折算应力公式可写为：

$$\sigma_{zs} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \quad (2-2-4)$$

在一般梁中， $\sigma_y = 0$ ， $\sigma_x = \sigma$ ， $\tau_{xy} = \tau$ 则上式可写为：

$$\sigma_{zs} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \quad (2-2-5)$$

在纯剪时， $\sigma = 0$ ，则得

$$\begin{aligned} \sigma_{zs} &= \sqrt{3\tau^2} = \sqrt{3}\tau \leq f_y \\ \tau &\leq \frac{1}{\sqrt{3}}f_y = 0.58f_y \end{aligned} \quad (2-2-6)$$

即剪应力达到屈服点 f_y 的 0.58 倍时，钢材将进入塑性状态。所以钢材的抗剪强度为抗拉强度的 0.58 倍。

钢材在双向拉力作用下屈服点和抗拉强度提高，伸长率下降（图 2-2-10a）。当双向拉应力愈接近，伸长率下降愈多。反之，在异号双向应力作用下，屈服点和抗拉强度

降低，伸长率增大（图 2-2-10b）。如果是三向受拉作用下，钢材的伸长率比二向受拉还进一步下降，甚至趋向于零，表现为脆性破坏。图 2-2-11 中三根 $\sigma-\epsilon$ 曲线，曲线 a 为单向受拉，曲线 b 为两向受拉，曲线 c 为一向受拉，一向受压。从图中可以看出不同受力状态对钢材材性影响。图 2-2-10 和图 2-2-11 中 σ 表示最大主应力。 ϵ 为主应力相应应变。

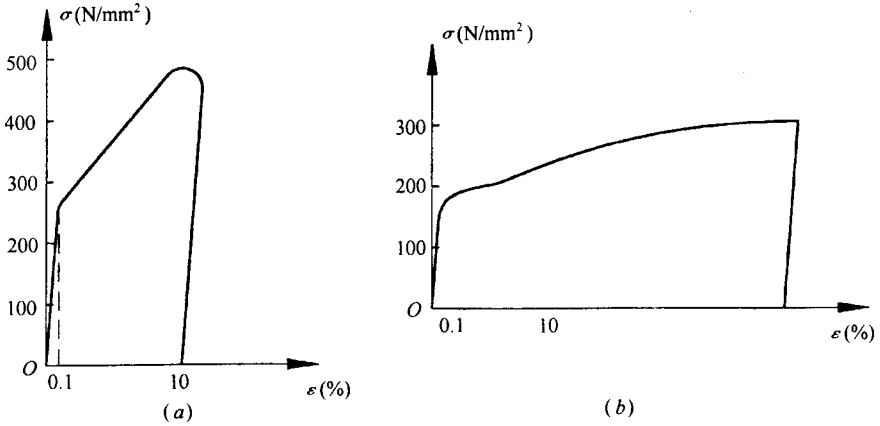


图 2-2-10 不同应力条件下 $\sigma-\epsilon$ 曲线

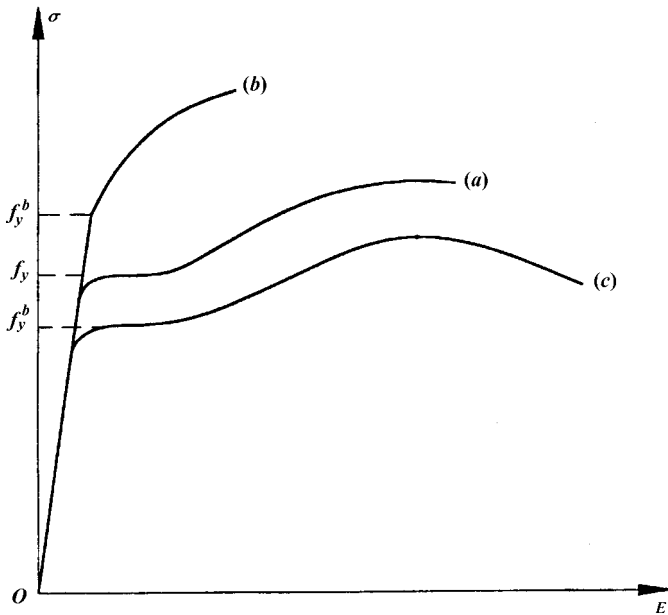


图 2-2-11 双向应力作用下钢材的 $\sigma-\epsilon$ 曲线

第四节 钢材抗冲击的性能及冷弯性能

一、钢材抗冲击性能

土木工程设计中，常遇到汽车、火车、厂房吊车等荷载。这些荷载称为动力（冲击）荷载。钢材的强度和塑性指标是由静力拉伸试验获得的，用于承受动力荷载时，显然有很大的局限性。衡量钢材抗冲击性能的指标是钢材的韧性。韧性是钢材在塑性变形和断裂过程中吸收能量的能力，它与钢材的塑性有关而又不同于塑性，是强度与塑性的综合表现。韧性指标用冲击韧性值 a_k 表示，用冲击试验获得。它是判断钢材在冲击荷载作用下是否出现脆性破坏的主要指标之一。

在冲击试验中，一般采用截面为 $10\text{mm} \times 10\text{mm}$ 长度为 55mm ，中间开有小槽（夏氏 V 型缺口）的长方形试件（图 2-2-12a），放在提锤式冲击试验机上进行试验（图 2-2-12b）。冲断试样后，由下式求出 a_k 值。

$$a_k = \frac{A_k}{A_n} \quad (2-2-7)$$

式中 a_k ——冲击韧性，单位为 $\text{N} \cdot \text{m}/\text{cm}^2$ （或 J/cm^2 ）；

A_k ——冲击功，单位 $\text{N} \cdot \text{m}$ （或 J ），由刻度盘上读出或按式 $A_k = W(h_1 - h_2)$ 计算；

W ——摆锤重（ N ）；

h_1 、 h_2 ——分别为冲断前后的摆锤高度（ m ）；

A_n ——试件缺口处净截面面积，单位为 cm^2 。

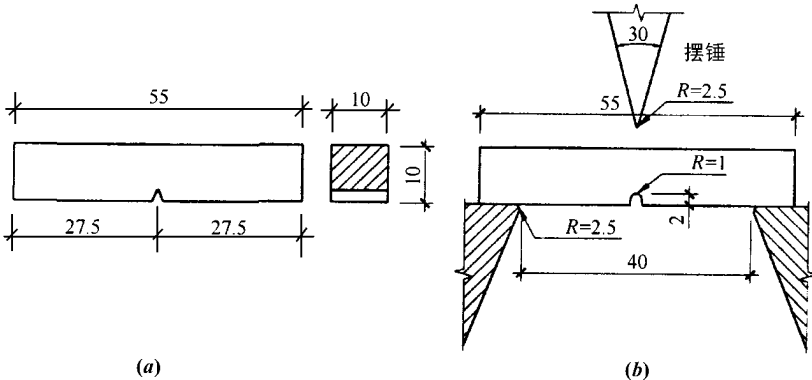


图 2-2-12 冲击试验示意图

冲击韧性 a_k 与试件刻槽（缺口）形式有关，常用缺口形式为夏氏 V 型、夏氏钥孔

型和梅氏 U 型，如图 2-2-13 所示。我国国家标准规定：冲击试验缺口采用夏氏 V 型。

冲击韧性 a_k 还与试验的温度有关，温度愈低，冲击韧性愈低。我国钢材标准中将试验分为四档，即 $+20^\circ\text{C}$ 时 a_k 、 0°C 时 a_k 、 -20°C 时 a_k 、 -40°C 时 a_k 。

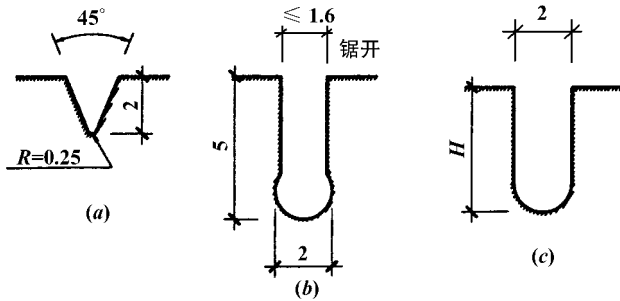


图 2-2-13 冲击试验试件的缺口形式

二、钢材的冷弯性能

冷弯性能是指钢材在冷加工（即在常温下加工）产生塑性变形时，对发生裂缝的抵抗能力。钢材的冷弯性能用冷弯试验来检验。

冷弯试验是在材料试验机上进行，通过冷弯冲头加压（图 2-2-14）。当试件弯曲至 180° 时，检查试件弯曲部分的外面、里面和侧面，如无裂纹、断裂或分层，即认为试件冷弯性能合格。

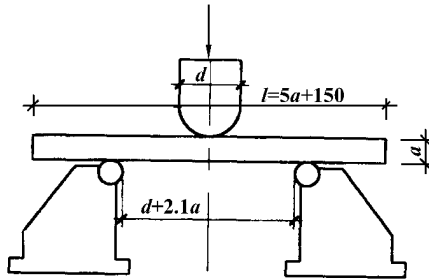


图 2-2-14 冷弯试验示意图

冷弯试验一方面是检验钢材能否适应构件制作中的冷加工工艺过程；另一方面通过试验还能暴露出钢材的内部缺陷（晶粒组织、结晶情况和非金属夹杂物分布等缺陷），鉴定钢材的塑性和可焊性。冷弯试验是鉴定钢材质量的一种良好方法，常作为静力拉伸试验和冲击试验等的补充试验。冷弯性能是衡量钢材力学性能的综合指标。

第五节 钢材的可焊性

焊接连接是钢结构最常用的连接型式，钢材焊接后在焊缝附近将产生热影响区，使钢材组织发生变化和产生很大的焊接应力。可焊性好是指焊接安全、可靠、不发生焊接裂缝，焊接接头和焊缝的冲击韧性以及热影响区的延伸性（塑性）和力学性能都不低于母材。

钢材的可焊性与钢材化学成分含量有关。对于普通碳素钢当其含碳量在 0.27% 以下，以及形成其固定杂质的含锰量在 0.7% 以下，含硅量在 0.4% 以下，硫和磷含量各在 0.05% 以下时，可认为该钢材可焊性是好的。对于低合金钢则需视其碳当量而定。碳当量是衡量普通低合金钢中各元素对焊后母材的碳化效应的综合性能，按各元素的重量百分比计算。其表达式为：

$$EC\% = C + Mn + \left(\frac{Cr + Mo + V}{5} \right) + \left(\frac{Ni + Cu}{15} \right)$$

当钢材的碳当量小于某值，在正常工艺操作下，其可焊性是好的。

钢材的可焊性可通过试验来鉴定。目前，国内外采用的可焊性试验方法很多。

我国、日本和俄罗斯既采用施工上的可焊性试验方法，也采用使用性能上的可焊性试验方法。而美国则对钢材焊后的冲击韧性进行了大量研究工作。英国的可焊性试验，近年来偏重于对裂纹的研究。

每一种可焊性试验方法都有其特定约束程度和冷却速度，它们与实际施焊的条件相比有一定距离。因此可焊性试验结果的评定，仅有相对比较的参考意义，而不能绝对代表实际中的情况。

第六节 钢材的抗腐蚀性能

钢材的耐腐蚀性较差是钢结构的一大弱点。据统计全世界每年约有年产量 30% ~ 40% 的钢铁因腐蚀而失效。因此，防腐蚀对节约金属有重大的意义。

钢材如暴露在自然环境中不加防护，则将和周围一些物质成分发生作用，形成腐蚀物。腐蚀作用一般分为两类：一类是金属和非金属元素的直接结合，称为“干腐蚀”；另一类是在水分多的环境中，同周围非金属物质成份结合形成腐蚀物，称为“湿腐蚀”。钢材在大气中腐蚀可能是干腐蚀，也可能是湿腐蚀或两者兼之。

防止钢材腐蚀的主要措施是依靠涂料来加以保护。近年来也研制一些耐大气腐蚀的钢材，称为耐候钢，它是在冶炼时加入铜、磷、镍等合金元素来提高抗腐蚀能力。

耐候钢在国内采用 Cu—P—Ti—Re（铜—磷—钛—稀土）合金体系，如 09CuPCrNi、16CuCr 和 12MnCuCr 等，国外则采用 Cu—P—Ni—Cr（铜—磷—镍—铬）合金体系，如

美国焊接结构用热轧耐候钢 SMA400AW、AP、SMA490AW、AP 等。

第七节 钢材的延性破坏、损伤累积破坏、脆性破坏和疲劳破坏

钢材虽然具有较好塑性性能，仍存在塑性破坏和脆性破坏两种可能。

(1) 塑性破坏

塑性破坏，也称延性破坏。塑性破坏的特征是构件应力超过屈服点 (f_y)，并达到抗拉极限强度 (f_u) 后，构件产生明显的变形并断裂；塑性破坏的断口常为杯形，呈纤维状，色泽发暗。塑性破坏在破坏前有很明显的变形，并有较长的变形持续时间，便于发现和补救。

(2) 脆性破坏（脆性断裂）

脆性破坏在破坏前无明显变形，平均应力亦小（一般都小于屈服点 f_y ），没有任何预兆，破坏断口平直和呈有光泽的晶粒状。脆性破坏是突然发生的，危险性大，应尽量避免。

从力学观点来分析，钢材的塑性破坏是由于剪应力超过晶粒抗剪能力而产生，而脆性破坏是由于拉应力超过晶粒抗拉能力而产生，故若剪应力先超过晶粒抗剪能力，则将发生塑性破坏；若拉应力先超过晶粒抗拉能力，则将发生脆性破坏。

一、钢材的脆性断裂

钢材的脆性断裂是钢结构在静力或加载次数不多的动荷载作用下发生的脆性破坏。脆性断裂在铆接结构时期已经有所发生，不过为数不多，没有引起人们的重视。在焊接结构逐渐取代铆接结构时期，脆性断裂事故增多，它们多数出现在桥梁、储柜、船舶、吊车梁等钢结构中。这些事故很难用强度理论给予解释。从 50 年代发展起来的断裂力学能正确解答这些事故。

断裂力学认为脆性断裂是由于裂纹引起的，是在荷载和侵蚀性环境的作用下，裂纹扩展到明显尺寸时发生的。断裂力学是研究裂纹的平衡（即裂纹的允许尺寸，在外力作用下裂纹不扩大）、扩展（即裂纹扩展率，从允许裂纹至大裂纹需多长时间）和失稳（即裂纹的失稳扩展尺寸，裂缝加速扩展而断裂）规律。

（一）裂纹基本型式

一般将裂纹问题分为三种基本型式（图 2-2-15）；第一种型式称为张开型，简称 I 型，外力垂直于裂纹面；第二种型式称为滑移型，简称 II 型，外力平行于裂纹面扩展方向；第三种形式称为撕开型，简称 III 型。对钢结构而言主要是 I 型，I 型也是三种裂纹型式中最危险的一种。

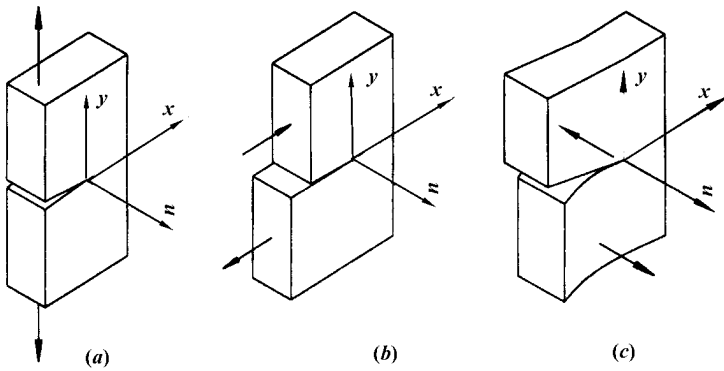


图 2-2-15 裂纹问题的基本型式

(二) 断裂力学分析方法

断裂力学分析方法有线弹性断裂力学和弹塑性断裂力学两种。

构件的断裂是由于裂纹失稳扩展而引起，而裂纹的失稳扩展由裂纹端点开始，因此，与裂端区应力应变场的强度有关，用应力强度因子来表达裂纹端点区应力应变场强度的参量。由线弹性断裂力学分析，得出平面问题（图 2-2-16）下应力强度因子为：

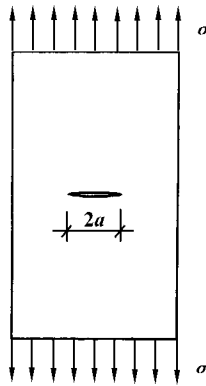


图 2-2-16 裂纹尺寸和应力状态

$$K_I = \alpha \sqrt{\pi a} \sigma \quad (2-2-8)$$

式中 K_I ——应力强度因子，单位 $\text{MN}/\text{m}^{3/2}$ ；

α ——系数，与裂纹形状、板的几何形状与宽度、应力梯度等有关。

a ——裂纹宽度一半；

σ ——板的应力。

板的应力不断增加将使板的裂纹从平衡状态向失稳扩展状态转换。设从平衡状态（不失稳状态）向失稳扩展状态转换的临界应力为 σ_0 ，将它代入式（2-2-8）得到的应

力强度因子称为断裂韧性，用 K_{IC} 表示。当

$$\left. \begin{array}{l} K_I < K_{IC} \quad \text{稳定状态, 裂纹不扩展} \\ K_I = K_{IC} \quad \text{临界状态} \\ K_I > K_{IC} \quad \text{失稳扩展状态, 裂纹扩展} \end{array} \right\} \quad (2-2-9)$$

从上式可以判断构件在外荷载作用下是否会发生脆断。断裂韧性与屈服点一样是材料本身固有特性，可通过试验获得。

上述分析是假定材料为无限弹性，当弹性分析所得的裂纹尖端应力超过钢材屈服点，而材料韧性较好时，应采用弹塑性断裂力学来分析。它的分析方法目前有裂纹张开位移理论（COD 理论）和 J 积分两种。

裂纹张开位移理论认为在失稳断裂前，裂纹端头产生很大塑性区，裂纹端部张开相当大位移 δ_1 （图 2-2-17）用 δ_1 来判断裂纹是否失稳扩展，其表达式为：

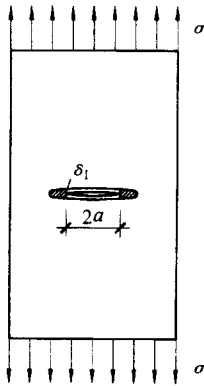


图 2-2-17 裂纹张开位移

$$\begin{array}{ll} \delta_1 = \frac{\pi \sigma^2 \alpha}{E f_y} < \delta_{IC} & \text{稳定} \\ \delta_1 \geq \delta_{IC} & \text{不稳定} \end{array} \quad (2-2-10)$$

式中 f_y ——材料的屈服点；

δ_{IC} ——位移临界值，它与 K_{IC} 关系为

$$K_{IC} = \sqrt{E f_y \delta_{IC}}$$

位移临界值可由试验获得。

J 积分法是用 J 积分值表示裂纹端应力应变的综合强度， J 积分与积分线路的选取无关，在分析中容易求得。详细请查阅有关断裂力学的书籍。

（三）防止钢材脆性断裂的措施

影响钢材脆断的直接因素是裂纹尺寸、作用应力和材料的韧性。提高钢材抗脆断性能的主要措施有：

(1) 加强施焊工艺管理, 避免施焊过程中产生裂纹、夹渣和气泡等。

(2) 焊缝不宜过分集中, 施焊时不宜过强约束, 避免产生过大残余应力。低温下发生低应力的脆断, 常与残余应力有关。

(3) 进行合理细部构造设计, 避免产生应力集中。应力集中处会产生同号应力场, 使钢材变脆。尽量避免采用厚钢板, 厚钢板比薄钢板较易脆断。

(4) 选择合理的钢材, 钢材化学成分与钢材抗脆断能力有关, 含碳多的钢材, 抗脆断性能有所下降。对于在低温下工作的钢结构, 应选择抗低温冲击韧性好的材料。

此外, 冷加工, 加载速度等对钢材脆断性能都有影响, 在设计中应加以注意。

(四) 应力腐蚀断裂

在腐蚀性介质中, 虽然应力低于式(2-2-10)所给的值, 经过一段时间也会出现脆性断裂, 称之为应力腐蚀断裂或延迟断裂。应力腐蚀断裂主要发生在高强度材料, 如高强度螺栓在使用过程中有可能出现延迟断裂的现象。在腐蚀介质中, 材料断裂韧性用 K_{ISCC} 表示, 根据测定其值为 $K_{ISCC} = (0.2 \sim 0.5) K_I$ 。

二、钢材的疲劳破坏

钢材在连续反复荷载作用下, 应力虽然还低于极限强度, 甚至还低于屈服点, 也会发生破坏, 这种破坏称为疲劳破坏。钢材在疲劳破坏之前, 并没有明显变形, 是一种突然发生的断裂, 断口平直。所以疲劳破坏属于反复荷载作用下的脆性破坏。

钢材的疲劳破坏是经过长时间的发展过程才出现的, 破坏过程可分为三个阶段: 即裂纹的形成, 裂纹缓慢扩展与最后迅速断裂而破坏。由于钢结构总会有内在的微小缺陷, 这些缺陷本身就起着裂纹作用, 所以钢结构的疲劳破坏只有后两个阶段。由此可见, 钢材的疲劳破坏首先是由于钢材内部结构不均匀(微小缺陷)和应力分布不均所引起的。应力集中可以使个别晶粒很快出现塑性变形及硬化等, 从而大大降低了钢材的疲劳强度。

荷载变化不大或不频繁反复作用的钢结构一般不会发生疲劳破坏, 计算中不必考虑疲劳的影响。但长期承受连续反复荷载的结构, 设计时就要考虑钢材的疲劳问题。

钢材的疲劳强度与反复荷载引起的应力种类(拉应力、压应力、剪应力和复杂应力等)、应力循环形式、应力循环次数、应力集中程度和残余应力等有着直接关系。本节先讨论常幅应力情况。

(一) 应力比和应力幅

反复荷载引起的应力循环形式有同号应力循环和异号应力循环两种类型。循环中绝对值最小的峰值应力 σ_{\min} 与绝对值最大的峰值应和 σ_{\max} 之比 $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$ (拉应力取正号而压应力取负号) 称为应力比, 当 $\rho < 0$ 时, 为异号应力循环, $\rho > 0$ 时为同号应力循环, $\rho =$

1 时表示静荷载。应力循环的各种形式见图 2-2-18。

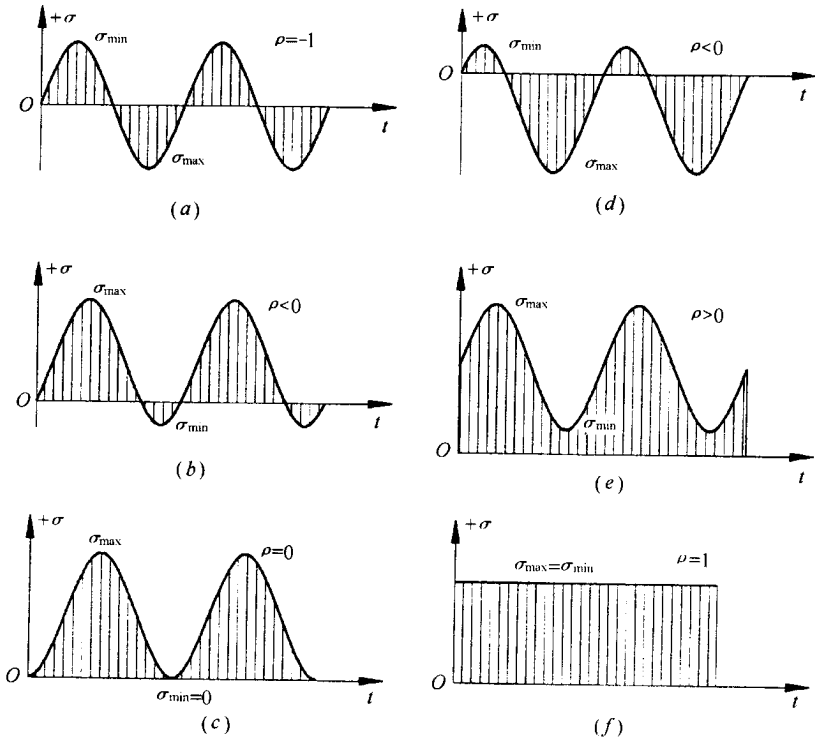


图 2-2-18 应力循环的形式

对焊接结构而言，由于焊缝附近存在着很大的焊接残余应力峰值，其数值甚至达到钢材屈服点 f_y ，名义上的应力循环特征（应力比） $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$ 并不代表疲劳裂缝出现处的应力状态。实际上的应力循环是从受拉屈服强度 f_y 开始，变动一个应力幅 $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ （与前面不同，此处 σ_{\max} 为最大拉应力，取正值， σ_{\min} 为最小拉应力或压应力，拉应力取正值，压应力取负值）。因而焊接连接或焊接构件的疲劳性能直接与应力幅 $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ 有关而与名义上的应力比 $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$ 的关系不是非常密切。图 2-2-19 表示不同应力循环形式下的应力幅。

（二）疲劳强度与应力循环次数（疲劳寿命）的关系

当应力循环的形式不变，钢材的疲劳强度与应力循环的次数（疲劳寿命） N 有关。根据试验资料可绘得如图 2-2-20 所示曲线。图中纵坐标为疲劳强度，横坐标是相应的反复次数（即试验到疲劳破坏时的反复次数），曲线的渐近线表示应力循环即使反复无穷多次，试件仍然不会破坏，这就是所谓疲劳强度极限，简称疲劳极限。

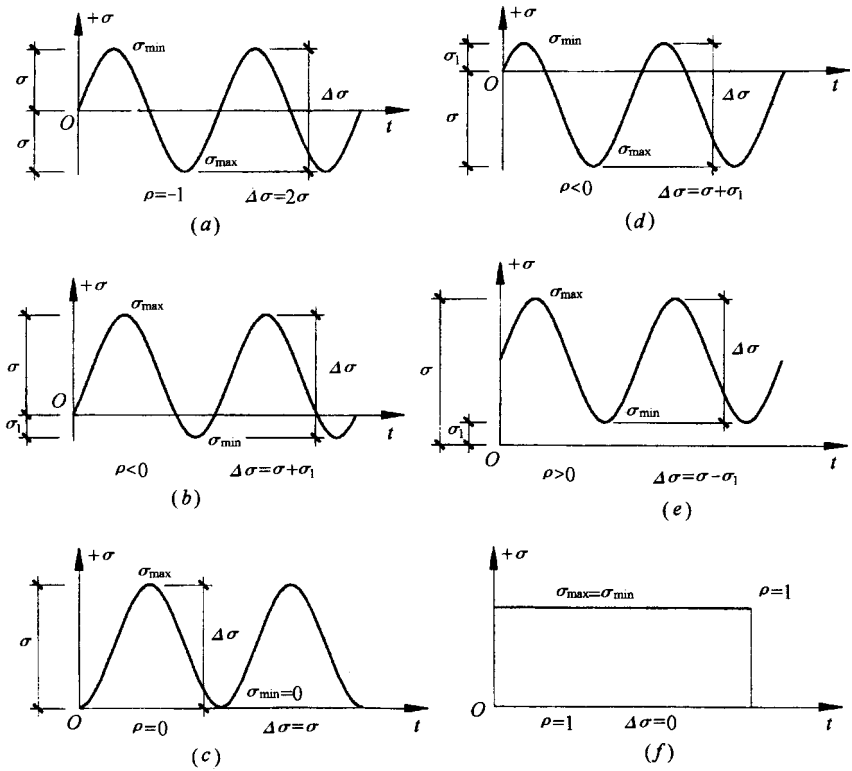


图 2-2-19 各种应力循环下的应力幅

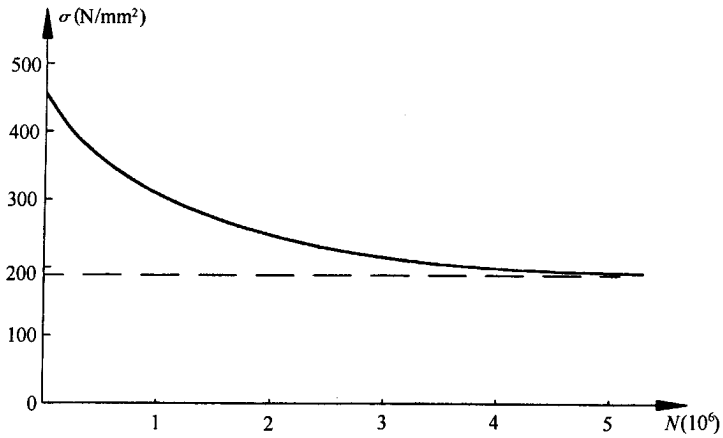


图 2-2-20 疲劳强度与应力循环次数的关系

(三) 钢材小试件的疲劳强度与应力比 ρ 的关系

图 2-2-21 所示的疲劳强度 σ^p 与应力比 ρ 的关系曲线，是根据许多试验数据绘出，这些试验数据是以无残余应力的小试件或实物模拟缩尺试件所作的疲劳试验而得到的。图中以 σ_{\max} (疲劳强度) 为纵坐标， σ_{\min} 为横坐标。A 点纵坐标 σ_{-1} 代表 $\rho = -1$ 时的疲劳强度，C 点的纵坐标 σ_0 代表 $\rho = 0$ 时的疲劳强度，B 点的纵坐标等于屈服强度 f_y 。由于曲线 ACB 接近直线，因此可以近似地把 ACB 看成一条直线。AB 延长线与横坐标交点为 D，AB 斜率 K 可用下式表示：

$$K = \frac{\sigma_0 - \sigma_{-1}}{\sigma_{-1}} \quad (2-2-11)$$

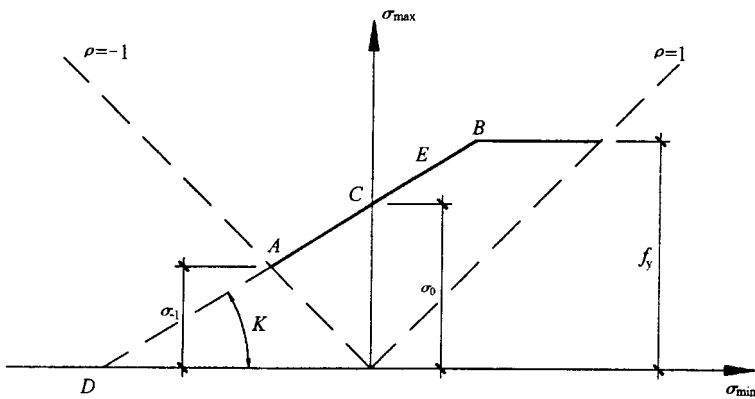


图 2-2-21 疲劳强度分析图

ACB 曲线是 $N = 2 \times 10^6$ 时的疲劳强度曲线，AB 段上任意 E 点的疲劳强度 σ_{\max} 可写成：

$$\sigma_{\max} = \sigma^p = \frac{\sigma_0}{1 - K\rho} \quad (2-2-12)$$

式中 σ_0 —— $\rho = 0$ 时的疲劳强度，由试验取得，不同构造细部得出不同疲劳强度值。

(四) 应力幅与应力循环次数 N 关系

从断裂力学观点出发认为疲劳破坏是由于裂纹的形成和扩展而破坏，疲劳破坏与裂纹发展速率有关，即与 $\frac{da}{dN}$ 有关 (a 为裂纹宽度，N 为疲劳寿命)。带裂纹的钢材是否进一步开裂，取决于应力强度因子 $K_I = \alpha \sqrt{\pi a} \sigma$ 是否超过材料的断裂韧性。如果裂纹宽度 a 不变，在反复荷载作用下，对应于最大应力 σ_{\max} 有相应应力强度因子 $K_{I\max}$ ，反之，对应于最小应力 σ_{\min} 有相应应力强度因子 $K_{I\min}$ ；对应于应力幅 $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ 必然有相应应力强度因子变化幅度 $\Delta K = K_{I\max} - K_{I\min} = \alpha \sqrt{\pi a} \Delta\sigma$ 。设纵坐标为 $\frac{da}{dN}$ (裂纹变化速率)，

横坐标为 ΔK (应力强度因子变化幅度), 绘出 $\frac{da}{dN} - \Delta K$ 曲线为 S 形 (图 2-2-22), 从图中可以看出, 当 ΔK 接近于门坎值 (ΔK_c) 时, 裂纹不扩展。 $\frac{da}{dN} - \Delta K$ 之间在很大范围内呈线性关系, 其值为:

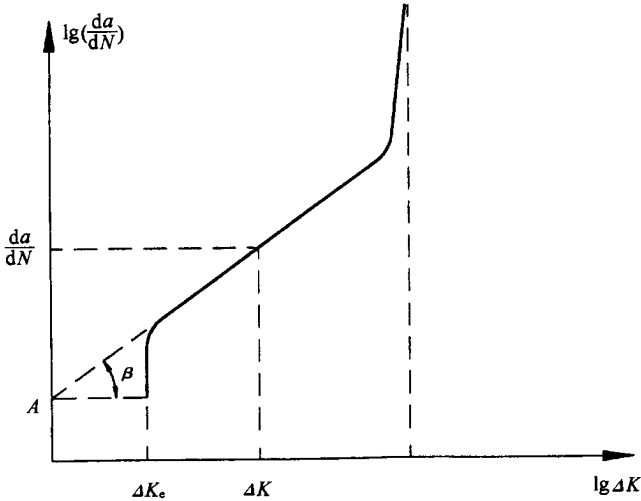


图 2-2-22 $\frac{da}{dN} - \Delta K$ 曲线

$$\frac{\lg \frac{da}{dN} - \lg A}{\lg \Delta K} = \beta$$

或
$$\frac{da}{dN} = A (\Delta K)^\beta \quad (2-2-13)$$

式中 β 、 A ——与结构连接有关的系数。

设初始裂纹宽度为 a_1 , 最终裂纹宽度为 a_2 , 则上式可写成:

$$N = \frac{1}{A} \int_{a_1}^{a_2} \frac{da}{(\Delta K)^\beta} = \frac{1}{A} \int_{a_1}^{a_2} \frac{da}{(\alpha \sqrt{\pi a})^\beta \Delta \sigma^\beta}$$

由试验可得 β 接近于 3, 取 $\beta = 3$, $\alpha = 1$, 得

$$N = \frac{1}{A} \int_{a_1}^{a_2} \frac{da}{(\alpha \sqrt{\pi a})^3 \Delta \sigma^3}$$

或
$$N = \frac{2\Delta\sigma^{-\beta}}{A\pi^{3/2}\sqrt{a_1}} \left[1 - \sqrt{\frac{a_1}{a_2}} \right] \quad (2-2-14)$$

因为 $a_2 \gg a_1$, 故 $\sqrt{\frac{a_1}{a_2}} \rightarrow 0$, 上式可写成:

$$N = \frac{2\Delta\sigma^{-\beta}}{A\pi^{3/2}\sqrt{a_1}} = c\Delta\sigma^{-\beta}$$

$$\Delta\sigma = \left(\frac{c}{N}\right)^{1/\beta} \quad (2-2-15)$$

式中 c 、 β ——与结构连接形式有关的系数。

考虑各种安全系数后，得：

$$[\Delta\sigma] = \left(\frac{c}{N}\right)^{1/\beta} \quad (2-2-16)$$

应力幅计算表达式为：

$$\Delta\sigma \leq [\Delta\sigma] \quad (2-2-17)$$

三、损伤累积破坏

荷载与温度变化、化学和环境作用等都会使材料内部产生微观以至宏观的缺陷。当材料内含有这些缺陷时便认为材料受到损伤。损伤有：塑性损伤，疲劳损伤，材质的变化及蠕变损伤等。

土木工程结构在施工和使用期间，总会受到各种不利因素（如施工过程中的损伤，材料老化、锈蚀等）或灾害因素（如地震、强风等）的作用，使结构某一部分发生损伤。如果该结构继续使用，随着时间增长，结构的损伤不断积累而导致破坏，称为损伤累积破坏。

损伤的演化是一种不可逆的劣化过程，必须满足热力学条件，即要求损伤为单调递增的单值函数。弹塑性损伤材料的加载与卸载的模量不同，不再像弹塑性材料那样，卸载的曲线平行于初始的加载弹性曲线。

研究损伤累积破坏应从建立损伤模型入手，损伤的形式很多，这里主要研究弹塑性损伤和低周（ $n < 10^4$ ）疲劳损伤。结构或构件损伤程度的变量称为损伤变量，通常用 D 表示。一般定义为结构或构件反应历程中某一累积量与相应的指标极限允许量之比。对于不同材料或不同破坏特性的结构，其损伤累积模型也不同，损伤变量具有如下特点：

(1) 损伤变量 D 的范围应在 $(0, 1)$ 之间，当 $D=0$ 时为无损伤状态；当 $D=1$ 时，意味着结构或构件完全破坏。

(2) 损伤变量 D 应为单调递增的函数，即损伤向着增大的方向发展，且损伤不可逆。

损伤变量 D 可用下式表示：

$$D = \sum_{i=1}^N \beta_i \frac{\epsilon_i^p}{\epsilon_n^p} \quad (2-2-18a)$$

式中 N ——产生塑性应变的半周期数；

β_i ——第 i 半周期时的系数；

ϵ_i^p ——第 i 半周期时的塑性应变；

ϵ_n^p ——材料的极限塑性应变。

为了突出产生最大塑性应变这一半周期的重要性，取相应项的数值为 1，则上式可

写成：

$$D = (1 - \beta) \frac{\epsilon_m^p}{\epsilon_n^p} + \beta \sum_{i=1}^N \frac{\epsilon_i^p}{\epsilon_n^p} \quad (2-2-18b)$$

式中 ϵ_m^p ——循环过程中的最大塑性应变。

损伤对钢材的弹性模量和屈服强度具有一定影响，其表达式为：

$$E^D = (1 - \zeta_1 D) E \quad (2-2-18c)$$

$$f_y^D = (1 - \zeta_2 D) f_y \quad (2-2-18d)$$

式中 E^D 、 f_y^D ——损伤为 D 时的弹性模量和屈服点；

ζ_1 、 ζ_2 ——材料常数；

f_y ——钢材的屈服强度。

第八节 影响钢材性能的一般因素

钢结构中常用的钢材，例如 Q235、Q345 等，在一般情况下，既有较高的强度，又有很好的塑性和韧性，是理想的承重结构材料。但是，仍有很多因素如化学成分、熔炼和浇铸方法、轧制技术和热处理、工作环境和受力状态等会影响钢材的力学性能，其中对塑性的发展有较明显的影响乃至发生脆性破坏。下面介绍上述因素的影响。

一、化学成分的影响

钢材的化学成分直接影响钢的组织构造，从而影响钢材的力学性能。

结构用钢的基本元素是铁 (Fe)，约占 99%，此外还有其他元素。其中有益的有碳 (C)、硅 (Si) 和锰 (Mn) 等，有时还加入合金元素，如钒 (V) 等，其总量不超过 1.5%，故结构用钢称为低碳钢或低合金钢。有害元素有硫 (S)、磷 (P)、氧 (O)、氮 (N) 等，它在冶炼中不易除尽，其总量不超过 1‰。

(一) 碳

在普通碳素钢中，碳是除铁以外最主要的元素，它直接影响钢材的强度、塑性、韧性和可焊性等。碳和铁合成渗碳体及纯铁体的混合物——珠光体，纯铁体较柔软，渗碳体和珠光体较坚硬。因此，碳的含量提高，钢材的屈服点和抗拉强度提高，但塑性和韧性、特别是低温冲击韧性下降。同时，钢材的可焊性、耐腐蚀性能、疲劳强度和冷弯性能也明显下降。因此结构用钢的含碳量不宜太高，一般不超过 0.22%，在焊接结构中则应低于 0.2%。

(二) 硅

硅作为很强的脱氧剂加入钢中，用以制成质量较高的镇静钢。硅有使铁液在冷却时

形成无数结晶中心的作用，因而使纯铁体的晶粒变为细小而均匀。适量的硅可以使钢材强度大为提高，而对塑性、冲击韧性、冷弯性能及可焊性均无明显不良影响。一般镇静钢的含硅量为 0.10% ~ 0.3%，硅含量过大（达 1% 左右），则会降低钢材的塑性、冲击韧性、抗锈性和可焊性。

（三）锰

锰是一种弱脱氧剂。适量的锰含量可以有效地提高钢材强度，消除硫、氧对钢材的热脆影响，改善钢材的热加工性能，并能改善钢材的冷脆倾向，而又不显著降低钢材的塑性和冲击韧性。锰在普通碳素钢中的含量约为 0.3% ~ 0.8%。锰有强化纯铁体和珠光体的双重作用，是一种十分有效的合金成分，但含量过高将使钢材变得脆而硬，并降低钢材的抗锈性和可焊性。因此，锰是我国低合金钢的主要合金元素，含量一般为 1.2% ~ 1.6%。

（四）钒

钒可提高钢材的强度，细化晶粒，提高淬硬性，但有时有硬化作用。它是添加合金成分，能提高钢材强度和抗锈蚀性能，而不显著降低塑性。

（五）硫

硫是一种有害元素。硫与铁的化合物为硫化铁，散布在纯铁体晶粒间层中，使钢材的塑性、冲击韧性、疲劳强度和抗锈性等大大降低。高温（800 ~ 1200℃）时，硫化铁即熔化而使钢材变脆和发生裂缝，这种现象称为钢材的“热脆”。硫的含量过大不利于进行钢材焊接和热加工。因此，钢材中应严格控制含硫量，一般不超过 0.05%，在焊接结构中不超过 0.045%。

（六）磷

磷也是一种有害元素。磷和纯铁体结成不稳定的固溶体，有增大纯铁体晶粒的害处。磷的存在使钢材的强度和抗锈性提高，但将严重降低钢材的塑性、冲击韧性、冷弯性能等，特别是在低温时能使钢材变得很脆（冷脆），不利于钢材冷加工。因此，磷的含量也应严格控制，一般不超过 0.050%，在焊接结构中不超过 0.045%。

但是，磷在钢材中的强化作用是十分显著的，有时也利用它的这一强化作用来提高钢材的强度。磷使钢材的塑性、冲击韧性和可焊性等方面的降低，可用减少钢材中的含碳量来弥补。在一些国家，则采用特殊的冶炼工艺，生产高磷钢，其中含磷量最高可达 0.08% ~ 0.12%，其含碳量小于 0.09%。

（七）氧和氮

氧和氮也是有害元素。它们容易从铁液中逸出，故含量甚少。

氧和氮能使钢材变得极脆。氧的作用与硫类似，使钢材发生热脆，一般要求含氧量

小于 0.05%。氮和磷作用类似，使钢材发生冷脆，一般应小于 0.008%。

为了改善钢材的力学性能，可以掺入一定数量的合金元素，如铬（Cr）、镍（Ni）、铜（Cu）、钛（Ti）、铌（Nb）等，这种钢称为合金钢。钢材中掺入的合金元素含量较少时，称为低合金钢。

二、钢材生产过程的影响

结构用钢需经过冶炼、浇铸、轧制和矫正等工序才能成材，多道工序对钢材的材性都有一定影响。现分叙如下：

（一）冶炼

冶炼方法在我国主要有三种：碱性平炉炼钢法、顶吹氧气转炉炼钢法、碱性侧吹转炉炼钢法。碱性侧吹转炉冶烘的钢材质量较差，目前已被淘汰。

冶炼过程主要是控制钢材的化学成分。从化学成分波动的范围及其平均值分析结果来看，平炉钢和顶吹氧气转炉钢是很接近的。对于直接影响钢材力学性能和内在质量的碳、锰、硫、磷含量也无明显的差别。因此，二者冶炼的钢材质量较好。但是，氧气转炉钢具有投资少、建厂快、生产效率高、原料适应性大等优点，已成为炼钢工业发展的主要方向。

（二）浇铸

钢液出炉后，先放在盛钢液的钢罐内，再铸成钢锭。由于析出的氧和铁化合生成氧化铁，它将以杂质的形式混杂在钢内，从而降低钢材的力学性能，且在轧制时易产生裂缝而造成废品。排除氧化铁的方法是向盛钢液的钢罐内投入脱氧剂。根据脱氧程度的不同，钢可分为沸腾钢、半沸腾钢、镇静钢和特殊镇静钢。

沸腾钢是锰作为脱氧剂，由于锰的脱氧能力较差，不能充分脱氧。钢液中还含有较多的氧化铁，浇铸时氧化铁和碳相互作用，形成一氧化碳气体逸出，使钢液形同剧烈沸腾，称为沸腾钢。一氧化碳气体逸出并带走钢液中热量，使沸腾钢在钢锭模中冷却很快，许多气体来不及逸出被包在钢锭中，使钢的构造和晶粒粗细不均匀。所以沸腾钢的塑性、韧性和可焊性较差，容易发生时效和变脆，轧成的钢板和型钢中常有夹层和偏析现象。但沸腾钢生产周期短，消耗脱氧剂少，轧钢时切头很小，成品率高，所以成本较低，在土木建筑工程中仍大量地采用沸腾钢。

镇静钢是硅作为主要脱氧剂，硅的脱氧能力很强，它是锰脱氧能力的 5 倍。在盛钢液的钢罐中加入锰和适量的硅，脱氧比较充分。硅在还原氧化铁的过程中放出热量，使钢液冷却缓慢，气体容易逸出，没有沸腾现象。浇铸时钢锭模内液面平静，称为镇静钢。它的晶粒较细，使组织致密，气泡少，偏析度小。镇静钢在冷却后因体积收缩而在上部形成较大缩孔，缩孔的孔壁有些氧化，在轧制时不能焊合，必须先把钢锭头部切去（切头率约占 15% ~ 20%），成品率低，成本较高。

镇静钢的屈服点高于沸腾钢，在炼钢工艺相同的条件下，约高 $40\text{N}/\text{mm}^2$ 。

Q235 镇静钢的屈服点最高达 $330\text{N}/\text{mm}^2$ ，波动范围在 $284 \sim 300\text{N}/\text{mm}^2$ 之间。镇静钢与沸腾钢相比，还具有冲击韧性较高，冷弯性能、可焊性和抗锈蚀性较好，时效敏感性较小等优点。

半镇静钢脱氧程度是介于沸腾钢和镇静钢之间，其性能也介于二者之间。

特殊镇静钢是在采用锰和硅脱氧之后，再用铝或钛进行补充脱氧，不仅进一步减少钢中有害氧化物，并把氮化合成非常细小的氮化铝或氮化钛，能明显改善各种力学性能，提高钢材的可焊性。

(三) 轧制

轧制是将钢锭热轧成钢板和型钢。它不仅改变钢的形状及尺寸，而且改善了钢材的内部组织，从而改善了钢材的力学性能。钢的轧制是在高温（ $1200 \sim 1300^\circ\text{C}$ ）和压力作用下进行，使钢锭中的小气泡、裂纹、疏松等缺陷焊合起来，使金属组织更加致密。此外，钢材的轧制可以细化钢的晶粒，消除显微组织的缺陷。

钢材的力学性能与轧制方向有关，沿轧制方向比垂直轧制方向强度高，因此，钢材在一定程度上不再是各向同性体，钢板拉力试验的试件应垂直于轧制方向切取。

实践证明，轧制的钢材愈小（愈薄），其强度也愈高，塑性和冲击韧性也愈好。

经过轧制的钢材，由于其内部的非金属夹杂物被压成薄片，在较厚的钢板中会出现分层（夹层）现象，分层使钢材沿厚度受拉的性能大大降低。对于厚钢板（ $\delta > 40\text{mm}$ ）还需进行 Z 方向的材性试验，避免在焊接或 Z 向受力时出现层状撕裂。

钢材经热轧后，由于不均匀冷却会产生残余应力，一般在冷却较慢处产生拉应力，冷却早的地方产生压应力。图 2-2-23 为热轧钢材的残余应力。残余应力是内部自相平衡的应力。

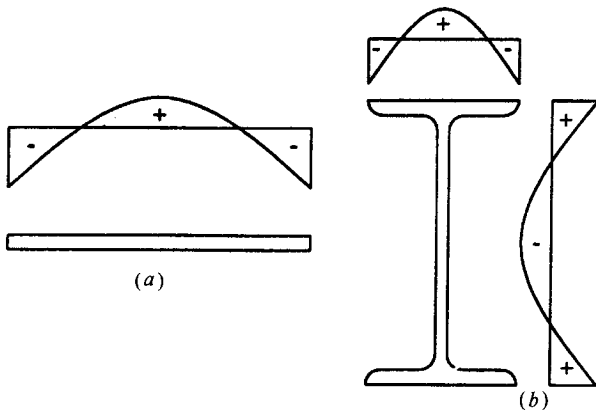


图 2-2-23 热轧钢材的残余应力

三、时效的影响

在纯铁体中常留有一些数量极少的碳和氮的固溶物质，随着时间的增加，这些固溶物质逐渐从纯铁体中析出，并形成自由的碳化物和氮化物微粒，散布在晶粒的滑移面上，起着阻碍滑移的强化作用，约束纯铁体发展塑性变形，称为时效现象。

时效使钢材强度（屈服点和抗拉强度）提高，塑性降低（图 2-2-24），特别是冲击韧性大大降低，钢材变脆。发生时效的过程可以从几天到几十年。在交变荷载（振动荷载）、重复荷载和温度变化等情况下，容易引起时效。

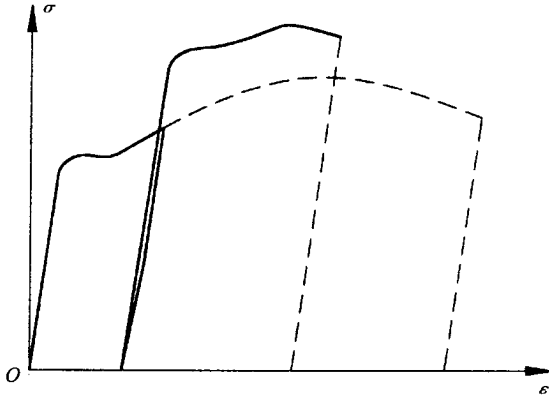


图 2-2-24 钢材时效现象

塑性变形后再加热（200~300℃）会使时效发展特别迅速，一般仅需几小时就可以完成。杂质多、晶粒粗而不均匀的钢材对时效最敏感。为了测定时效后钢材的冲击韧性，常采用人工快速时效的方法。就是先使钢材产生 10% 左右的塑性变形，再加热至 250℃ 左右并保温 1 小时，在空气中冷却后，做成试件，测定其应变时效后的冲击韧性。

四、冷作硬化的影响

在弹性工作阶段，荷载的间断性重复作用基本上不影响钢材的工作性能（疲劳问题除外）。可是在塑性阶段，重复加载将改变钢材的性能。

当钢材的应力超过弹性极限后，除了弹性应变外出现了塑性应变（残余应变），此时卸去荷载则弹性应变消除而塑性应变仍保留。通过一段时间后，重新加上荷载，可看到在第二次荷载作用下钢材的弹性极限（或比例极限）将会提高接近上次卸载时的应力（图 2-2-25）。在重复荷载作用下，钢材弹性极限有所提高的现象称为硬化。

钢结构制造时，在冷（常温）加工过程中引起的钢材硬化现象，通常称为冷作硬化。

钢结构的冷加工包括剪、冲、辊、压、折、钻、刨、铲、撑、敲等，这些工作绝大

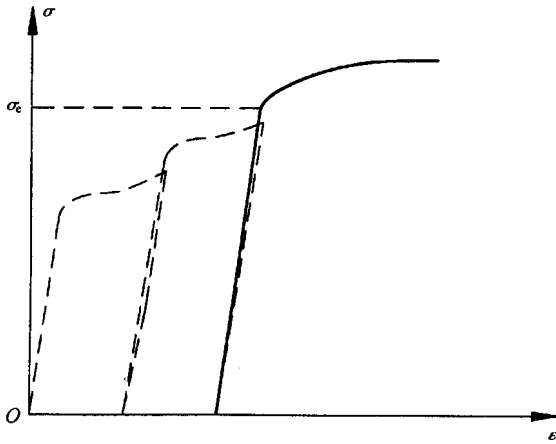


图 2-2-25 重复荷载作用下的拉伸试验曲线图

多数利用各种机床设备和专用工具进行。所有冷加工过程，对钢材性质来说，只有二种基本情况。第一种情况是作用于钢材的单位面积上的外力超过屈服点而小于极限强度，只使其产生永久变形而不破坏钢材的连续性，如辊压、折、轧、矫正等；第二种情况是作用于钢材单位面积上的外力超过极限强度，促使钢材产生断裂，如剪、冲、刨、钻等。二种情况都会使钢材内部发生冷作硬化现象。冷作硬化会改变钢材力学性能，即强度（比例极限、屈服点和抗拉强度等）提高，但是降低了钢材的塑性和冲击韧性，增加出现脆性破坏的可能性，对钢结构是有害的。

对于特殊结构如高压容器、锅炉的汽包等，为了消除冷加工产生的不良影响，常需用热处理方法使钢材的力学性能恢复到正常状态。对于重型吊车梁和铁路桥梁等结构，为了消除因剪切钢板边缘和冲孔等引起的局部冷作硬化的不利影响，前者可将钢板边缘刨去 3~5mm，后者可先冲成小孔再用绞刀扩大 3~5mm，去掉冷作硬化部分。

五、温度的影响

钢材的材性也受温度的影响。当温度升高时，开始是强度和弹性模量基本不变，塑性的变化也不大（图 2-2-26）。但在 250℃ 左右时，钢材抗拉强度提高而冲击韧性下降，这种现象叫做蓝脆现象（表面氧化膜呈现蓝色）。应避免钢材在蓝脆温度范围内进行热加工。当温度超过 300℃ 以后，屈服点和极限强度显著下降，达到 600℃ 时强度比原来下降了 2/3 左右，钢材已不适于继续承载。

当温度下降时，钢材的强度略有提高而塑性和冲击韧性有所下降（变脆）。特别是当温度下降到某一数值时，钢材的冲击韧性突然急剧下降（见图 2-2-27），试件断口发生脆性破坏，这种现象称为低温冷脆现象。钢材由韧性状态向脆性状态转变的温度叫冷脆转变温度（或叫冷脆临界温度）。

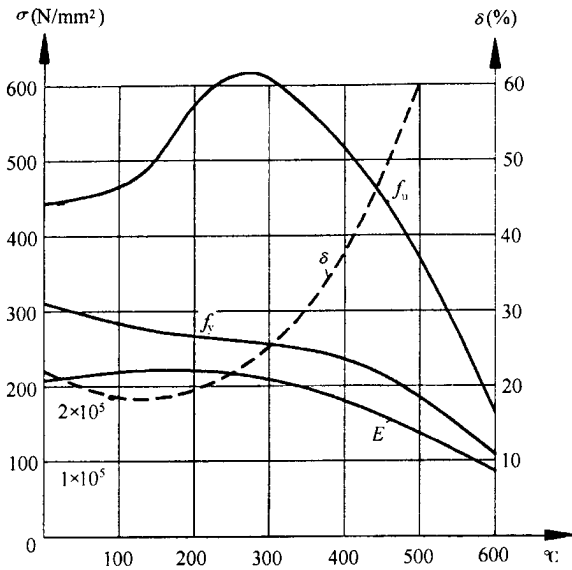


图 2-2-26 温度对钢材力学性能的影响

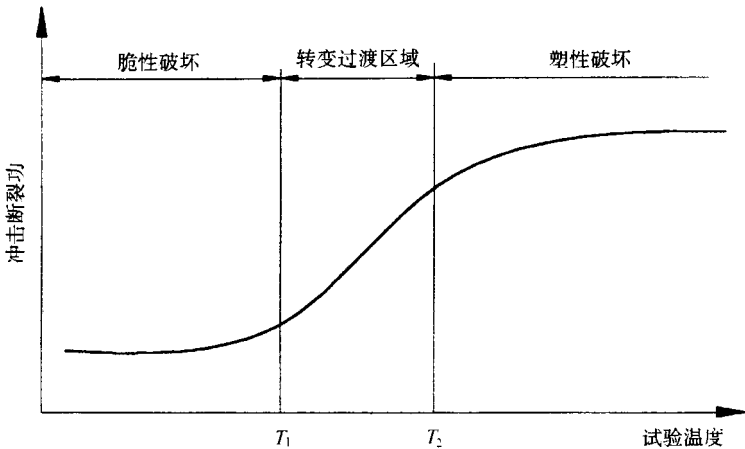


图 2-2-27 冲击韧性和温度关系示意图

冲击韧性随着试验温度的变化而连续下降，这时冷脆转变温度实际上是一段温度区间而不是某一定值，为了实际上应用方便，仍取某一定值。冷脆转变温度测定方法有：取指定的冲击功 A_k 值（夏比 V 型缺口 $A_k = 27\text{J}$ ）时的相应温度作为冷脆转变温度，也有取 $0.4A_{k\max}$ 时相应的温度作为冷脆转变温度。

钢材在不同的受力情况下有各自不同的冷脆转变温度，冲击拉伸试验的冷脆温度就比冲击弯曲试验的低得多。另外，不同缺口的试件的冲击弯曲试验的结果也不相同，甚

至在同一块钢板上不同方向截取的试件所得的结果也不相同。图 2-2-28 给出含锰 1.39% 的钢的冲击试验结果。图中实线所示的是平行于钢材轧制方向截面试件的结果，而虚线所示的是垂直于钢材轧制方向截面的试件（见图 2-2-29）。

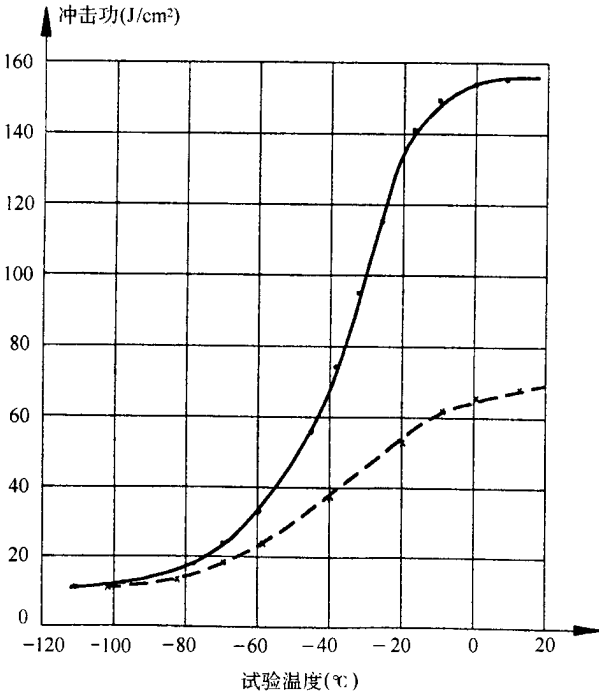


图 2-2-28 含锰 1.39% 的钢的冲击试验曲线

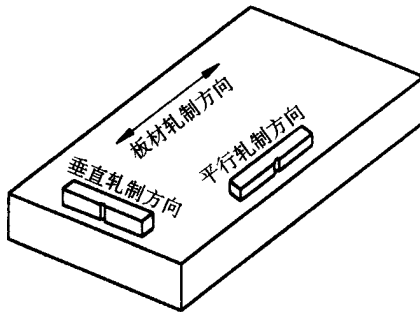


图 2-2-29 冲击试件取样方法

冷脆转变温度与钢材的韧性有关，冷脆转变温度越低的钢材其韧性越好。钢材在整个使用过程中，可能出现的最低温度，应高于钢材的冷脆转变温度。

六、应力集中的影响

在钢结构构件中不可避免地存在着孔洞、槽口、凹角、裂缝、厚度变化、形状变化、内部缺陷等，此时轴心受力构件在截面变化处应力不再保持均匀分布，而是在一些区域产生局部高峰应力，在另外一些区域则应力降低，形成所谓应力集中现象（见图 2-2-30）。更严重的是，靠近高峰应力的区域总是存在着同号平面或立体应力场，因而促使钢材变脆。在其他一些区域则存在异号的平面或立体应力场，这些区域有可能提前出现塑性变形。

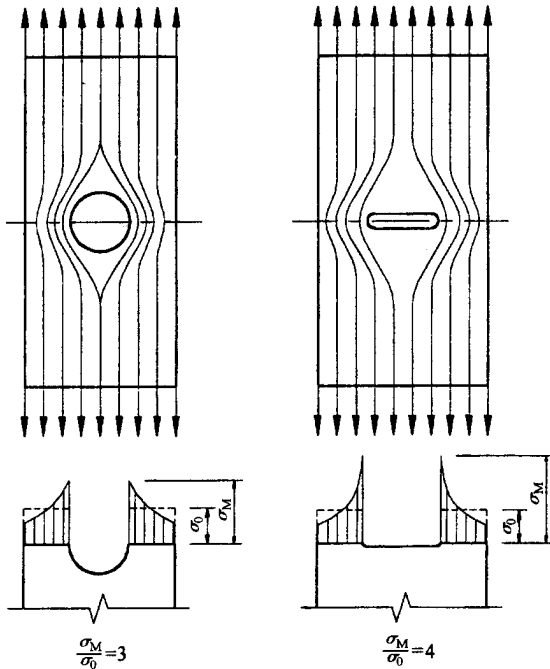


图 2-2-30 应力集中

应力集中现象的严重与否，决定于构件形状变化的大小。构件形状变化愈是急剧，高峰应力就愈大，钢的塑性也就降低愈厉害（图 2-2-31）。构件上的裂纹以及尖锐的凹角等都会出现严重的应力集中。

应力集中和低温的影响引起钢材变脆，是钢结构的严重问题，许多工程事故都是由于脆性断裂引起的。但是，在一般情况下由于结构钢材的塑性较好，当内力增大时，应力分布不均匀的现象会逐渐平缓。受静荷载作用的构件在常温下工作时，只要符合规范规定的有关要求，计算时可不考虑应力集中的影响。对承受动力荷载的结构，应力集中对疲劳强度影响很大，应采取一些避免产生应力集中的措施，如对接焊缝的余高应磨

平，对角焊缝打磨焊趾等。

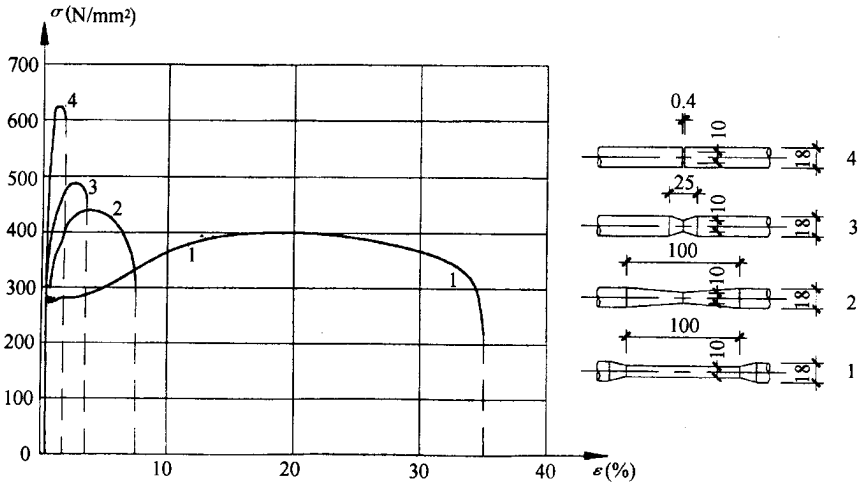


图 2-2-31 带槽试件的应力 - 应变曲线

第三章 结构钢材的品种、规格和标准

第一节 钢板和钢带

建筑钢结构使用的钢板（钢带）按轧制方法有冷轧板和热轧板的区分。有关钢板和钢带的不同，在于成品形状，钢板是指平板状，矩形的，可直接轧制或由宽钢带剪切而成的板材。而钢带是指成卷交货，宽度大于或等于 600mm 的宽钢带（宽度小于 600mm 的称为窄钢带，有直接轧制也有由宽钢带纵剪而成）。按板厚划分则有薄板、厚板、特厚板之称谓，划分界限为 4mm 以下为薄钢板，4 ~ 60mm 为厚钢板（亦有将 4.5 ~ 20mm 称为中厚板，> 20 ~ 60mm 称为厚板的），厚度大于 60mm 的称为特厚板。

薄钢板一般用冷轧法轧制，冷轧钢板的国家标准《冷轧钢板和钢带的尺寸、外形、重量及允许偏差》（GB/T 708—88）中规定的厚度为 0.2 ~ 5mm（冷轧钢带厚度不大于 3mm），板宽大于或等于 600mm，钢板的长度与其宽度和厚度有关，一定的宽度和厚度相应有一最小长度和最大长度，例如厚度 1.4 ~ 2.0mm 的冷轧钢板，宽度为 600mm 时，最小长度为 1.2m，最大长度为 3m，当板宽达 1800mm 时，长度变化在 2.5 ~ 6m。但关于尺寸的规定，最终可经供需双方协商确定。

热轧钢板是建筑钢结构应用最多的钢材之一，国家标准《碳素结构钢和低合金结构钢热轧厚钢板和钢带》（GB/T 3274—88）规定了它们的技术条件，适用范围为 4 ~ 200mm 热轧厚钢板和厚度大于 4 ~ 25mm 的热轧钢带，钢的牌号和化学成分以及力学性能应符合《碳素结构钢》和《低合金高强度结构钢》标准的规定，交货状态是以热轧或热处理状态交货，钢板应四边剪切后交货，当因设备能力限制时，可用火焰切割，由钢带剪切的钢板可以不切纵边交货。关于热轧钢板的尺寸及允许偏差等在国家标准《热轧钢板和钢带的尺寸、外形、重量及允许偏差》（GB/T 709—88）中都有明确规定。表 2-3-1 为钢板尺寸，表 2-3-2 为钢带尺寸。钢板和钢带的厚度偏差见表 2-3-3 和表 2-3-4。钢板长度偏差见表 2-3-5。钢板宽度也可为 50mm 或 10mm 倍数的任何尺寸，长度可为 100mm 或 50mm 倍数的任何尺寸，厚度大于 4mm 钢板的最小长度为 2m。根据用户要求，厚度小于 30mm 钢板，厚度间隔可为 0.5mm。

表 2-3-1 热轧钢板尺寸

钢板公称厚度 (mm)	按下列钢板宽度的最小和最大长度 (mm)																																
	600	650	700	710	750	800	850	900	950	1000	1100	1250	1420	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500	2600	2700	2800	2900	3000	3200	3400	3600	3800
0.50, 0.55, 0.60	1200	1400	1420	1420	1500	1500	1700	1800	1900	2000																							
0.65, 0.70, 0.75	2000	2000	1420	1420	1500	1500	1700	1800	1900	2000																							
0.80, 0.90	2000	2000	1420	1420	1500	1500	1700	1800	1900	2000																							
1.0	2000	2000	1420	1420	1500	1500	1700	1800	1900	2000																							
1.2, 1.3, 1.4	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2500																						
1.5, 1.6, 1.8	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	3000																						
2.0, 2.2	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
2.5, 2.8	2000	2000	6000		6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000
3.0, 3.2, 3.5, 3.8, 3.9	2000	2000	6000		6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000
4.0, 4.5, 5	—	—	2000		2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
6, 7	—	—	2000		2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
8, 9, 10	—	—	2000		2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
11, 12	—	—	6000		6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000
13, 14, 15, 16, 17, 18,	—	—	2500		2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500
19, 20, 21, 22, 25	—	—	6500		6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500	6500
26, 28, 30, 32, 34, 36,	—	—	2500		2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500
38, 40	—	—	2000		2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
42, 45, 48, 50, 52, 55,	—	—	2500		2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500
60, 65, 70, 75, 80, 85,	—	—	9000		9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000
90, 95, 100, 105, 110,	—	—	9000		9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000
120, 125, 130, 140, 150,	—	—	9000		9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000
160, 165, 170, 180, 185,	—	—	9000		9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000
190, 195, 200	—	—	9000		9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000

表 2-3-2

热轧钢带尺寸

钢带公称厚度 (mm)	1.2, 1.4, 1.5, 1.8, 2.0, 2.5, 2.8, 3.0, 3.2, 3.5, 3.8, 4.0, 4.5, 5.0, 5.5, 6.0, 6.5, 7.0, 8.0, 10.0, 11.0, 13.0, 14.0, 15.0, 16.0, 18.0, 19.0, 20.0, 22.0, 25.0
钢带公称宽度 (mm)	600, 650, 700, 800, 850, 900, 950, 1000, 1050, 1100, 1150, 1200, 1250, 1300, 1350, 1400, 1450, 1500, 1600, 1700, 1800, 1900

表 2-3-3

钢板和钢带厚度偏差 (板厚 > 13mm)

公称厚度 (钢板或钢带) (mm)	负 偏 差	下列宽度的厚度允许正偏差 (mm)													
		> 1000 ~ 1200	> 1200 ~ 1500	> 1500 ~ 1700	> 1700 ~ 1800	> 1800 ~ 2000	> 2000 ~ 2300	> 2300 ~ 2500	> 2500 ~ 2600	> 2600 ~ 2800	> 2800 ~ 3000	> 3000 ~ 3200	> 3200 ~ 3400	> 3400 ~ 3600	> 3600 ~ 3800
> 13 ~ 25	0.8	0.2	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	0.8	1.0	1.1	1.2	—	—	—	—
> 25 ~ 30	0.9	0.2	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	—	—	—	—
> 30 ~ 34	1.0	0.2	0.3	0.3	0.4	0.6	0.8	0.9	1.0	1.2	1.3	—	—	—	—
> 34 ~ 40	1.1	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	1.0	1.1	1.3	1.4	—	—	—	—
> 40 ~ 50	1.2	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	1.0	1.1	1.2	1.4	1.5	—	—	—	—
> 50 ~ 60	1.3	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.1	1.2	1.3	1.5	—	—	—	—
> 60 ~ 80	1.8	—	—	1.0	1.0	1.0	1.0	1.1	1.2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.4	1.4
> 80 ~ 100	2.0	—	—	1.2	1.2	1.2	1.2	1.3	1.3	1.3	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
> 100 ~ 150	2.2	—	—	1.3	1.3	1.3	1.4	1.5	1.5	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
> 150 ~ 200	2.6	—	—	1.5	1.5	1.5	1.6	1.7	1.7	1.7	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8

表 2-3-4 钢板和钢带厚度偏差 (板厚 0.35 ~ 13mm)

公称厚度 (钢板和钢带) (mm)	在下列宽度时的厚度允许偏差 (mm)															
	600 ~ 750		> 750 ~ 1000		> 1000 ~ 1500		> 1500 ~ 2000		> 2000 ~ 2300		> 2300 ~ 2700		> 2700 ~ 3000			
	较高轧制精度	普通轧制精度	较高轧制精度	普通轧制精度	较高轧制精度	普通轧制精度	较高轧制精度	普通轧制精度	较高轧制精度	普通轧制精度	较高轧制精度	普通轧制精度	较高轧制精度	普通轧制精度		
> 0.35 ~ 0.50	± 0.05	± 0.07	± 0.05	± 0.07	± 0.07	± 0.11	± 0.13	± 0.15	± 0.18	± 0.18	± 0.15	± 0.18	± 0.18	± 0.18	—	—
> 0.50 ~ 0.60	± 0.06	± 0.08	± 0.06	± 0.08	± 0.08	± 0.12	± 0.14	± 0.15	± 0.18	± 0.18	± 0.15	± 0.18	± 0.18	± 0.18	—	—
> 0.60 ~ 0.75	± 0.07	± 0.09	± 0.07	± 0.09	± 0.09	± 0.12	± 0.15	± 0.18	± 0.20	± 0.20	± 0.18	± 0.20	± 0.20	± 0.20	—	—
> 0.76 ~ 0.90	± 0.08	± 0.10	± 0.08	± 0.10	± 0.10	± 0.12	± 0.15	± 0.18	± 0.20	± 0.20	± 0.18	± 0.20	± 0.20	± 0.20	—	—
> 0.90 ~ 1.10	± 0.09	± 0.11	± 0.09	± 0.11	± 0.11	± 0.13	± 0.15	± 0.18	± 0.20	± 0.20	± 0.18	± 0.20	± 0.20	± 0.20	—	—
> 1.10 ~ 1.20	± 0.10	± 0.12	± 0.11	± 0.13	± 0.13	± 0.15	± 0.17	± 0.18	± 0.20	± 0.20	± 0.18	± 0.20	± 0.20	± 0.20	—	—
> 1.20 ~ 1.30	± 0.11	± 0.13	± 0.12	± 0.14	± 0.14	± 0.16	± 0.17	± 0.18	± 0.20	± 0.20	± 0.18	± 0.20	± 0.20	± 0.20	—	—
> 1.30 ~ 1.40	± 0.11	± 0.14	± 0.12	± 0.15	± 0.15	± 0.17	± 0.18	± 0.19	± 0.20	± 0.20	± 0.18	± 0.20	± 0.20	± 0.20	—	—
> 1.40 ~ 1.60	± 0.12	± 0.15	± 0.13	± 0.16	± 0.16	± 0.18	± 0.19	± 0.20	± 0.22	± 0.22	± 0.20	± 0.22	± 0.22	± 0.22	± 0.23	± 0.25
> 1.60 ~ 1.80	± 0.13	± 0.16	± 0.14	± 0.17	± 0.17	± 0.19	± 0.20	± 0.21	± 0.22	± 0.22	± 0.20	± 0.22	± 0.22	± 0.22	± 0.26	± 0.29
> 1.80 ~ 2.00	± 0.14	± 0.17	± 0.15	± 0.18	± 0.18	± 0.20	± 0.21	± 0.22	± 0.22	± 0.22	± 0.20	± 0.22	± 0.22	± 0.26	± 0.30	± 0.33
> 2.00 ~ 2.20	± 0.15	± 0.18	± 0.16	± 0.19	± 0.19	± 0.21	± 0.22	± 0.23	± 0.24	± 0.24	± 0.21	± 0.23	± 0.24	± 0.26	± 0.30	± 0.33
> 2.20 ~ 2.50	± 0.16	± 0.19	± 0.17	± 0.20	± 0.20	± 0.22	± 0.23	± 0.24	± 0.25	± 0.25	± 0.22	± 0.24	± 0.25	± 0.28	± 0.30	± 0.33
> 2.50 ~ 3.00	± 0.17	± 0.20	± 0.18	± 0.21	± 0.21	± 0.23	± 0.24	± 0.25	± 0.26	± 0.26	± 0.23	± 0.25	± 0.26	± 0.28	± 0.30	± 0.33
> 3.00 ~ 3.50	± 0.18	± 0.21	± 0.19	± 0.22	± 0.22	± 0.24	± 0.25	± 0.26	± 0.27	± 0.27	± 0.24	± 0.26	± 0.27	± 0.28	± 0.30	± 0.33
> 3.50 ~ 4.00	± 0.21	± 0.23	± 0.22	± 0.25	± 0.25	± 0.27	± 0.28	± 0.29	± 0.30	± 0.30	± 0.27	± 0.29	± 0.30	± 0.31	± 0.33	± 0.35
> 4.00 ~ 5.50	+ 0.10	+ 0.20	+ 0.15	+ 0.30	+ 0.10	+ 0.30	+ 0.10	+ 0.30	+ 0.20	+ 0.40	+ 0.20	+ 0.40	+ 0.25	+ 0.45	—	—
	- 0.30	- 0.40	- 0.30	- 0.40	- 0.40	- 0.40	- 0.40	- 0.50	- 0.40	- 0.50	- 0.40	- 0.50	- 0.40	- 0.50	- 0.40	- 0.50
> 5.50 ~ 7.50	+ 0.10	+ 0.20	+ 0.10	+ 0.20	+ 0.10	+ 0.20	+ 0.10	+ 0.20	+ 0.10	+ 0.20	+ 0.10	+ 0.20	+ 0.10	+ 0.20	+ 0.25	+ 0.45
	- 0.40	- 0.50	- 0.50	- 0.60	- 0.50	- 0.60	- 0.50	- 0.60	- 0.50	- 0.60	- 0.50	- 0.60	- 0.50	- 0.60	- 0.60	- 0.60
> 7.50 ~ 10.00	+ 0.10	+ 0.20	+ 0.10	+ 0.20	+ 0.20	+ 0.20	+ 0.20	+ 0.30	+ 0.20	+ 0.30	+ 0.20	+ 0.30	+ 0.25	+ 0.45	+ 0.60	+ 0.80
	- 0.70	- 0.80	- 0.70	- 0.80	- 0.80	- 0.70	- 0.80	- 0.80	- 0.70	- 0.80	- 0.70	- 0.80	- 0.70	- 0.80	- 0.80	- 0.80
> 10.00 ~ 13.00	+ 0.10	+ 0.20	+ 0.10	+ 0.20	+ 0.20	+ 0.20	+ 0.20	+ 0.30	+ 0.20	+ 0.30	+ 0.20	+ 0.30	+ 0.25	+ 0.45	+ 0.70	+ 1.00
	- 0.70	- 0.80	- 0.70	- 0.80	- 0.70	- 0.80	- 0.70	- 0.80	- 0.70	- 0.80	- 0.70	- 0.80	- 0.70	- 0.80	- 0.80	- 0.80

表 2-3-5 钢板长度偏差

公称厚度 (mm)	钢板长度 (mm)	长度允许偏差 (mm)
≤4	≤1500	+10
	>1500	+15
>4~16	≤2000	+10
	>2000~6000	+25
	>6000	+30
>16~60	>2000	+15
	>2000~6000	+30
	≤6000	+40
>60	所有长度	+50

注：剪切后平整的热轧钢板，其长度偏差允许增加 20mm。

第二节 普通型材（工、槽、角钢）

工字钢、槽钢和角钢三类型材是工程结构中使用最早的型钢，但随着轧制技术的发展，更多截面性能优良的型材相继问世（如圆钢管、方钢管、H型钢等等），传统的型材，尤其是工字钢和槽钢的应用受到了挑战，正逐步减少应用市场。

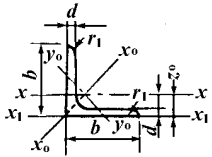
工字钢正如其名称所示，是一种工字形截面型材，但上下翼缘是齐头的。因轧制工艺需要（仅上下二轧辊），传统的工字钢的翼缘部分外伸长度受到限制，同时翼缘内表面必须有倾斜度（1:6）、翼缘外薄而内厚，造成工字钢在二个主平面内的截面特性（惯性矩、截面模量和回转半径）相差巨大，一般应用中很难充分发挥钢材强度，随着轧制H型钢的出现，工字钢将被逐渐淘汰。工字钢分普通工字钢和轻型工字钢两种，其型号用截面高度（单位为cm）来表示，20号以上普通工字钢根据腹板厚度和翼缘宽度的不同，同一号工字钢又有a、b或a、b、c三种区别，其中a类腹板最薄、翼缘最窄，b类较厚较宽，c类最厚最宽。同样高度的轻型工字钢的翼缘要比普通工字钢的翼缘宽而薄，腹板亦薄故重量较轻、截面回转半径略大。轻型工字钢亦有部分型号（从I 18至I 30），有两种规格区分（如I 18和I 18a，I 20和I 20a）。工字钢通常长度为5~19m。工字钢的型号、规格见现行国家标准《热轧工字钢尺寸、外形、重量及允许偏差》（GB/T 706—88）。

槽钢是槽形截面（C）的型材，亦有热轧普通槽钢和轻型槽钢两种，与工字钢一样是以截面高度的厘米数表示型号，从C 14开始，亦有a、b或a、b、c规格的区分，其不同之点是腹板厚度和翼缘的宽度。槽钢翼缘内表面的斜度（1:10）比工字钢要平缓，紧固连接螺栓比较容易。型号相同的轻型槽钢比普通槽钢的翼缘要宽且薄，腹板厚度亦

小，截面特性更好一些。槽钢的长度一定亦是 5~19m（规格小的短、规格大的长）。热轧槽钢的型号、规格见现行标准《热轧槽钢尺寸、外形、重量及允许偏差》（GB/T 707—88）。

角钢是传统的格构式钢结构构件中应用最广泛的轧制型材，有等边角钢和不等边角钢两大类。按现行国家标准《热轧等边角钢尺寸、外形、重量及允许偏差》（GB/T 9787—88）和《热轧不等边角钢尺寸、外形、重量及允许偏差》（GB/T 9788—88）的规定，角钢的型号以其肢长表示、单位以厘米计，在一个型号内，可以有 2~7 个肢厚的不同规格，为截面选择提供了绝大的方便，如常用的 10 号等边角钢，肢厚规格有 6、7、8、10、12、14、16mm 共七种。代表角钢型号的肢长并不是按相等间隔设置，而是根据截面特性优化系列要求确定。热轧等边和不等边角钢的规格系列及截面特性分别见表 2-3-6、表 2-3-7。等边角钢的边宽 b 、边宽度 d 的允许偏差见表 2-3-8，不等边角钢的边宽 B 、 b 和边厚 d 的允许偏差见表 2-3-9，两种角钢的通常长度见表 2-3-10。

表 2-3-6 热轧等边和不等边角钢的规格系列及截面特性



b —边宽度； I —惯性矩； d —边厚度；
 W —截面系数； r —内圆弧半径； i —惯性半径；
 r_1 —一边端内圆弧半径； z_0 —重心距离

型号	尺寸 (mm)			截面面积 (cm^2)	理论重量 (kg/m)	外表面积 (m^2/m)	参 考 数 值										
	b	d	r				$x-x$			x_0-x_0			y_0-y_0			x_1-x_1	z_0 (cm)
							I_x (cm^4)	i_x (cm)	W_x (cm^3)	I_{x0} (cm^4)	i_{x0} (cm)	W_{x0} (cm^3)	I_{y0} (cm^4)	i_{y0} (cm)	W_{y0} (cm^3)	I_{x1} (cm^4)	
2	20	3	3.5	1.132	0.889	0.078	0.40	0.59	0.29	0.63	0.75	0.45	0.17	0.39	0.20	0.81	0.60
		4		1.459	1.145	0.077	0.50	0.58	0.36	0.78	0.73	0.55	0.22	0.38	0.24	1.09	0.64
2.5	25	3	4.5	1.432	1.124	0.098	0.82	0.76	0.46	1.29	0.95	0.73	0.34	0.49	0.33	1.57	0.73
		4		1.859	1.459	0.097	1.03	0.74	0.59	1.62	0.93	0.92	0.43	0.48	0.40	2.11	0.76
3.0	30	3	5.5	1.749	1.373	0.117	1.46	0.91	0.68	2.31	1.15	1.09	0.61	0.59	0.51	2.71	0.85
		4		2.276	1.786	0.117	1.84	0.90	0.87	2.92	1.13	1.37	0.77	0.58	0.62	3.63	0.89
3.6	36	3	6.5	2.109	1.656	0.141	2.58	1.11	0.99	4.09	1.39	1.61	1.07	0.71	0.76	4.68	1.00
		4		2.756	2.163	0.141	3.29	1.09	1.28	5.22	1.38	2.05	1.37	0.70	0.93	6.25	1.04
		5		3.382	2.654	0.141	3.95	1.08	1.56	6.24	1.36	2.45	1.65	0.70	1.09	7.84	1.07
4	40	3	7.5	2.359	1.852	0.157	3.59	1.23	1.23	5.69	1.55	2.01	1.49	0.79	0.96	6.41	1.09
		4		3.086	2.422	0.157	4.60	1.22	1.60	7.29	1.54	2.58	1.91	0.79	1.19	8.56	1.13
		5		3.791	2.976	0.156	5.53	1.21	1.96	8.76	1.52	3.10	2.30	0.78	1.39	10.74	1.17
4.5	45	3	8.5	2.659	2.088	0.177	5.17	1.40	1.58	8.20	1.76	2.58	2.14	0.89	1.24	9.12	1.22
		4		3.486	2.736	0.177	6.65	1.38	2.05	10.56	1.74	3.32	2.75	0.89	1.54	12.18	1.26
		5		4.292	3.369	0.176	8.04	1.37	2.51	12.74	1.72	4.00	3.33	0.88	1.81	15.2	1.30
		6		5.076	3.985	0.176	9.33	1.36	2.95	14.76	1.70	4.64	3.89	0.88	2.06	18.36	1.33

第二篇 钢结构工程材料的选择检验与样图分析

型号	尺寸 (mm)			截面 面积 (cm ²)	理论 重量 (kg/m)	外表 面积 (m ² /m)	参 考 数 值											
	b	d	r				x - x			x ₀ - x ₀			y ₀ - y ₀			x ₁ - x ₁		z ₀ (cm)
							I _x	i _x	W _x	I _{x0}	i _{x0}	W _{x0}	I _{y0}	i _{y0}	W _{y0}	I _{xl}		
							(cm ⁴)	(cm)	(cm ³)	(cm ⁴)	(cm)	(cm ³)	(cm ⁴)	(cm)	(cm ³)	(cm ⁴)		
5	50	3	5.5	2.971	2.332	0.187	7.18	1.55	1.96	11.37	1.96	3.22	2.98	1.00	1.57	12.50	1.34	
		4		3.897	3.059	0.197	9.26	1.54	2.56	14.70	1.94	4.16	3.82	0.99	1.96	16.69	1.38	
		5		4.803	3.770	0.196	11.21	1.53	3.13	17.70	1.92	5.03	4.64	0.98	2.31	20.90	1.42	
		6		5.688	4.465	0.196	13.05	1.52	3.68	20.68	1.91	5.85	5.42	0.98	2.63	25.14	1.46	
5.6	56	3	6	3.343	2.624	0.221	10.19	1.75	2.48	16.14	2.20	4.08	4.24	1.13	2.02	17.56	1.48	
		4		4.390	3.446	0.220	13.18	1.73	3.24	20.92	2.18	5.28	5.46	1.11	2.52	23.43	1.53	
		5		5.415	4.251	0.220	16.02	1.72	3.97	25.42	2.17	6.42	6.61	1.10	2.98	29.33	1.57	
		8		8.367	6.568	0.219	23.63	1.68	6.03	37.37	2.11	9.44	9.89	1.09	4.16	47.24	1.68	
6.3	63	4	7	4.978	3.907	0.248	19.03	1.96	4.13	30.17	2.46	6.78	7.89	1.26	3.29	33.35	1.70	
		5		6.143	4.822	0.248	23.17	1.94	5.08	36.77	2.45	8.25	9.57	1.25	3.90	41.73	1.74	
		6		7.288	5.721	0.247	27.12	1.92	6.00	43.03	2.43	9.66	11.20	1.24	4.46	50.14	1.78	
		8		0.515	7.469	0.247	34.46	1.90	7.75	54.56	2.40	12.25	14.33	1.23	5.47	67.11	1.85	
		10		11.657	9.151	0.246	41.09	1.88	9.39	64.85	2.36	14.56	17.33	1.22	6.36	84.31	1.93	
7	70	4	8	5.570	4.372	0.275	26.39	2.18	5.14	41.80	2.74	8.44	10.99	1.40	4.17	45.74	1.86	
		5		6.875	5.397	0.275	32.21	2.16	6.32	51.08	2.73	10.32	13.34	1.39	4.95	57.21	1.91	
		6		8.160	6.406	0.275	37.77	2.15	7.48	59.93	2.71	12.11	15.61	1.38	5.67	68.73	1.95	
		7		9.424	7.398	0.275	43.09	2.14	8.59	68.35	2.69	13.81	17.82	1.38	6.34	80.29	1.99	
		8		10.667	8.373	0.274	48.17	2.12	9.68	76.37	2.68	15.43	19.98	1.37	6.98	91.92	2.03	
7.5	75	5	9	7.412	8.818	0.295	39.97	2.33	7.32	63.30	2.92	11.91	16.63	1.50	5.77	70.56	2.04	
		6		8.797	6.905	0.294	46.95	2.31	8.64	74.38	2.90	14.02	19.51	1.49	6.67	84.55	2.07	
		7		10.160	7.976	0.294	53.57	2.30	9.93	84.96	2.89	16.02	22.18	1.48	7.44	98.71	2.11	
		8		11.503	9.030	0.294	59.96	2.28	11.20	95.17	2.88	17.93	24.86	1.47	8.19	112.97	2.15	
		10		14.126	11.089	0.293	71.98	2.26	13.64	113.92	2.84	21.48	30.05	1.46	9.56	141.71	2.22	
8.0	80	5	10	7.912	6.211	0.315	48.79	2.48	8.34	77.33	3.13	13.67	20.25	1.60	6.66	85.36	2.15	
		6		9.397	7.376	0.314	57.35	2.47	9.87	90.98	3.11	16.08	23.72	1.59	7.65	102.50	2.19	
		7		10.860	8.525	0.314	65.58	2.46	11.37	104.07	3.10	18.40	27.09	1.58	8.58	119.70	2.23	
		8		12.303	9.658	0.314	73.49	2.44	12.83	116.60	3.08	20.61	30.39	1.57	9.46	136.97	2.27	
		10		15.126	11.874	0.313	88.43	2.42	15.64	140.09	3.04	24.76	36.77	1.56	11.08	171.74	2.35	
9	90	6	10	10.637	8.350	0.354	82.77	2.79	12.61	131.61	3.51	20.63	34.28	1.80	9.95	145.87	2.44	
		7		12.301	9.656	0.354	94.83	2.78	14.54	150.47	3.50	33.64	39.18	1.78	11.19	170.30	2.48	
		8		13.944	10.946	0.353	106.47	2.76	16.42	168.97	3.48	26.55	43.97	1.78	12.35	194.80	2.52	
		10		17.167	13.476	0.353	128.58	2.74	20.07	203.90	3.45	32.04	53.26	1.76	14.52	244.07	2.59	
		12		20.306	15.940	0.352	149.22	2.71	23.57	236.21	3.41	37.12	63.22	1.75	16.49	293.76	2.67	

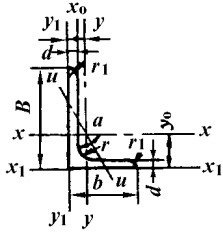
第三章 结构钢材的品种、规格和标准

型号	尺寸 (mm)			截面 面积 (cm ²)	理论 重量 (kg/m)	外表 面积 (m ² /m)	参 考 数 值											
	b	d	r				x - x			x ₀ - x ₀			y ₀ - y ₀			x ₁ - x ₁		z ₀ (cm)
							I _x	i _x	W _x	I _{x0}	i _{x0}	W _{x0}	I _{y0}	i _{y0}	W _{y0}	I _{xl}		
							(cm ⁴)	(cm)	(cm ³)	(cm ⁴)	(cm)	(cm ³)	(cm ⁴)	(cm)	(cm ³)	(cm ⁴)		
10	100	6	12	11.932	9.366	0.393	114.95	3.10	15.68	181.98	3.90	25.74	57.92	2.00	12.69	200.07	2.67	
		7		13.796	10.830	0.393	131.86	3.09	18.10	208.97	3.89	29.55	54.74	1.99	14.26	233.54	2.71	
		8		15.638	12.276	0.393	148.24	3.08	20.47	235.07	3.88	33.24	61.41	1.98	15.75	267.09	2.76	
		10		19.261	15.120	0.392	179.51	3.05	25.06	284.58	3.84	40.26	74.35	1.96	18.54	334.48	2.84	
		12		22.800	17.898	0.391	208.90	3.03	29.48	330.95	3.81	46.80	86.84	1.95	21.08	402.34	2.91	
		14		26.256	20.611	0.391	236.53	3.00	33.73	374.06	3.77	52.90	99.00	1.94	23.44	470.75	2.99	
		16		29.627	23.257	0.390	262.53	2.98	37.82	414.16	3.74	58.57	110.38	1.94	25.63	539.80	3.06	
11	110	7	12	15.196	11.928	0.433	177.16	3.41	22.05	280.94	4.30	36.12	73.38	2.20	17.51	310.64	2.96	
		8		17.238	13.532	0.433	199.46	3.40	24.95	316.49	4.28	40.69	82.42	2.19	19.39	355.20	3.01	
		10		21.261	16.690	0.432	242.19	3.38	30.60	384.39	4.25	49.42	99.98	2.17	22.91	444.65	3.09	
		12		25.200	19.782	0.431	282.55	3.35	36.05	448.17	4.22	57.62	116.93	2.15	26.15	534.60	3.16	
		14		29.056	22.809	0.431	320.71	3.32	41.31	508.01	4.18	65.31	133.40	2.14	29.14	625.16	3.24	
12.5	125	8	14	19.750	15.504	0.492	297.03	3.88	32.52	470.89	4.88	53.28	123.16	2.50	25.86	521.01	3.37	
		10		24.373	19.133	0.491	361.67	3.85	39.97	573.89	4.85	64.93	149.46	2.48	30.62	651.93	3.45	
		12		28.912	22.696	0.491	423.16	3.83	41.17	671.44	4.82	75.96	174.88	2.46	35.03	783.42	3.53	
		14		38.367	26.193	0.490	481.65	3.80	54.16	763.73	4.78	86.41	199.57	2.45	39.13	915.61	3.61	
14	140	10	14	27.373	21.488	0.551	514.65	4.34	50.58	817.27	5.46	82.56	212.04	2.78	39.20	915.11	3.82	
		12		32.512	25.522	0.551	603.68	4.31	59.80	958.79	5.43	96.85	248.57	2.76	45.02	1099.28	3.90	
		14		37.567	29.490	0.550	688.81	4.28	68.75	1093.56	5.40	110.47	284.06	2.75	50.45	1284.22	3.98	
		16		42.539	33.393	0.549	770.24	4.26	77.46	1221.81	5.36	123.42	318.67	2.74	55.55	1470.07	4.06	
16	160	10	16	31.502	24.729	0.630	779.53	4.98	66.70	1237.30	6.27	109.36	321.76	3.20	52.76	1365.33	4.31	
		12		37.441	29.391	0.630	916.58	4.95	78.98	1455.68	6.24	128.67	377.49	3.18	60.74	1639.57	4.39	
		14		43.296	33.987	0.629	1048.36	4.92	90.95	1665.22	6.20	147.17	431.70	3.16	68.24	1914.68	4.47	
		16		49.067	38.518	0.629	1175.08	4.89	102.63	1865.57	6.17	164.89	484.59	3.14	75.31	2190.82	4.55	
18	180	12	16	42.241	33.159	0.710	1321.35	5.59	100.82	2100.10	7.05	165.00	542.61	3.58	78.41	2332.80	4.89	
		14		48.896	38.383	0.709	1514.48	5.56	116.25	2407.42	7.02	189.14	621.53	3.56	88.38	2723.48	4.97	
		16		55.467	43.542	0.709	1700.99	5.54	131.13	2703.37	6.98	212.40	698.60	3.55	97.83	3115.29	5.05	
		18		61.955	48.634	0.708	1875.12	5.50	145.64	2988.24	6.94	234.78	762.01	3.51	105.14	3502.43	5.13	
20	200	14	18	54.642	42.894	0.788	2103.55	6.20	144.70	3343.26	7.82	236.40	863.83	3.98	111.82	3734.10	5.46	
		16		62.013	48.680	0.788	2366.15	6.18	163.65	3760.89	7.79	265.93	971.41	3.96	123.96	4270.39	5.54	
		18		69.301	54.401	0.787	2620.64	6.15	182.22	4164.54	7.75	294.48	1007.74	3.94	135.52	4808.13	5.62	
		20		76.505	60.056	0.787	2867.30	6.12	200.42	4554.55	7.72	322.06	1118.04	3.93	146.55	5347.51	5.69	
		24		90.661	71.168	0.785	3338.25	6.07	236.17	5294.97	7.64	374.41	1381.53	3.90	166.65	6457.16	5.87	

第二篇 钢结构工程材料的选择检验与样图分析

表 2-3-7

热轧不等边角钢规格系列



B—长边宽度；I—惯性矩；b—短边宽度；
 W—截面系数；d—边厚度；i—惯性半径；r—内圆弧半径；
 x_0 —重心距离； r_1 —一边端内圆弧半径； y_0 —重心距离

型号	尺寸 (mm)				截面面积 (cm ²)	理论重量 (kg/m)	外表面积 (m ² /m)	参 考 数 值															
	B	b	d	r				x - x			y - y			x ₁ - x ₁		y ₁ - y ₁		u - u					
								I _x (cm ⁴)	i _x (cm)	W _x (cm ³)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _y (cm ³)	I _{x1} (cm ⁴)	y ₀ (cm)	I _{y1} (cm ⁴)	x ₀ (cm)	I _u (cm ⁴)	i _u (cm)	W _u (cm ³)	tanα		
2.5/1.6	25	16	3	3.5	1.162	0.912	0.080	0.70	0.78	0.43	0.22	0.44	0.19	1.56	0.86	0.43	0.42	0.14	0.34	0.16	0.392		
			4		1.499	1.176	0.079	0.88	0.77	0.55	0.27	0.43	0.24	2.09	0.90	0.59	0.46	0.17	0.34	0.20	0.381		
3.2/2	32	20	3	4	1.492	1.171	0.102	1.53	1.01	0.72	0.46	0.55	0.30	3.27	1.08	0.82	0.49	0.28	0.43	0.25	0.382		
			4		1.939	1.522	0.101	1.93	1.00	0.93	0.57	0.54	0.39	4.37	1.12	1.12	0.53	0.35	0.42	0.32	0.374		
4/2.5	40	25	3	4	1.890	1.484	0.127	3.08	1.28	1.15	0.93	0.70	0.49	5.39	1.32	1.59	0.59	0.56	0.54	0.40	0.385		
			4		2.467	1.936	0.127	3.93	1.36	1.49	1.18	0.69	0.63	8.53	1.37	2.14	0.63	0.71	0.54	0.52	0.381		
4.5/2.8	45	28	3	5	2.149	1.687	0.143	4.45	1.44	1.47	1.34	0.79	0.62	9.10	1.47	2.23	0.64	0.80	0.61	0.51	0.383		
			4		2.806	2.203	0.143	5.69	1.42	1.91	1.70	0.78	0.80	12.13	1.51	3.00	0.68	1.02	0.60	0.66	0.380		
5/3.2	50	32	3	5.5	2.431	1.908	0.161	6.24	1.60	1.84	2.02	0.91	0.82	12.49	1.60	3.31	0.73	1.20	0.70	0.68	0.404		
			4		3.177	2.494	0.160	8.02	1.59	2.39	2.58	0.90	1.06	16.65	1.65	4.45	0.77	1.53	0.69	0.87	0.402		
5.6/3.6	56	36	3	6	2.743	2.153	0.181	8.88	1.80	3.32	2.92	1.03	1.05	17.54	1.78	4.70	0.80	1.73	0.79	0.87	0.408		
			4		3.590	2.818	0.180	11.45	1.79	3.03	3.76	1.02	1.37	23.39	1.82	6.33	0.85	2.23	0.79	1.13	0.408		
			5		4.415	3.466	0.180	13.86	1.77	3.71	4.49	1.01	1.65	29.25	1.87	7.94	0.88	2.67	0.78	1.36	0.404		
6.3/4	63	40	4	7	4.058	3.185	0.222	16.49	2.02	3.87	5.23	1.14	1.70	33.30	2.04	8.63	0.92	3.12	0.88	1.40	0.398		
			5		4.993	3.920	0.222	20.02	2.00	4.74	6.31	1.12	2.71	41.63	2.08	10.86	0.95	3.76	0.87	1.71	0.396		
			6		5.908	4.638	0.221	23.36	1.96	5.59	7.29	1.11	2.43	49.98	2.12	13.12	0.99	4.34	0.86	1.99	0.393		
7/4.5	70	45	4	7.5	6.802	5.339	0.221	26.53	1.98	6.40	8.24	1.10	2.78	58.07	2.15	15.47	1.03	4.97	0.86	2.29	0.389		
			5		4.547	3.570	0.226	23.17	2.26	4.86	7.55	1.29	2.17	45.92	2.24	12.26	1.02	4.40	0.98	1.77	0.410		
			6		5.609	4.403	0.225	27.95	2.23	5.92	9.13	1.28	2.65	57.10	2.28	15.39	1.06	5.40	0.98	2.19	0.407		
(7.5/5)	75	50	5	8	7.657	5.218	0.225	32.54	2.21	6.95	10.62	1.26	3.12	68.35	2.32	18.58	1.09	6.35	0.98	2.59	0.404		
			6		6.647	5.018	0.225	37.22	2.20	8.03	12.01	1.25	3.57	79.99	2.36	21.84	1.13	7.16	0.97	2.94	0.402		
			7		7.657	6.011	0.245	34.86	2.39	6.83	12.61	1.44	3.30	70.00	2.40	21.04	1.17	7.41	1.10	2.74	0.435		
8/5	80	50	5	8	7.260	5.699	0.245	41.12	2.38	8.12	14.70	1.42	3.88	84.30	2.44	25.37	1.21	8.54	1.08	3.19	0.435		
			6		9.467	7.431	0.244	52.39	2.35	10.52	18.53	1.40	4.99	112.50	2.52	34.23	1.29	10.87	1.07	4.10	0.429		
			7		11.590	9.098	0.244	62.71	2.33	12.79	21.96	1.38	6.04	140.80	2.60	43.43	1.36	13.10	1.06	4.99	0.423		
9/5.6	90	56	5	9	6.375	5.005	0.255	41.96	2.56	7.78	12.82	1.42	3.32	85.21	2.60	21.06	1.14	7.66	1.10	2.74	0.388		
			6		7.560	5.935	0.255	49.49	2.56	9.25	14.95	1.41	3.91	102.53	2.65	25.41	1.18	8.85	1.08	3.20	0.387		
			7		8.724	6.848	0.255	56.16	2.54	10.58	16.96	1.39	4.48	119.33	2.69	29.82	1.21	10.18	1.08	3.70	0.384		
9/5.6	90	56	8	9	9.867	7.745	0.254	62.83	2.52	11.92	18.85	1.38	5.03	136.41	2.73	34.32	1.25	11.38	1.07	4.16	0.381		
			5		7.212	5.661	0.287	60.45	2.90	9.92	18.32	1.59	4.21	121.32	2.91	29.53	1.25	10.98	1.23	3.49	0.385		
			6		8.557	6.717	0.286	71.03	2.88	11.74	21.42	1.58	4.96	145.59	2.95	35.58	1.29	12.90	1.23	4.13	0.384		
9/5.6	90	56	7	9	9.880	7.756	0.286	81.01	2.86	13.49	24.36	1.57	5.70	169.60	3.00	41.71	1.33	14.67	1.22	4.72	0.382		
			8		11.183	8.779	0.286	91.03	2.85	15.27	27.15	1.56	6.41	194.17	3.04	47.93	1.36	16.34	1.21	5.29	0.380		

第三章 结构钢材的品种、规格和标准

型号	尺寸 (mm)				截面面积 (cm ²)	理论重量 (kg/m)	外表面积 (m ² /m)	参 考 数 值													
								x - x			y - y			x ₁ - x ₁		y ₁ - y ₁		u - u			
	B	b	d	r				I _x (cm ⁴)	i _x (cm)	W _x (cm ³)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _y (cm ³)	I _{x1} (cm ⁴)	y ₀ (cm)	I _{y1} (cm ⁴)	x ₀ (cm)	I _u (cm ⁴)	i _u (cm)	W _u (cm ³)	tanα
10/6.3	100	63	6	10	9.617	7.550	0.320	99.06	3.21	14.64	30.94	1.79	6.35	199.71	3.24	50.50	1.43	18.42	1.38	5.25	0.394
			7		11.111	8.722	0.320	113.45	3.20	16.88	35.36	1.78	7.29	233.00	3.28	59.14	1.47	21.00	1.38	6.02	0.394
			8		12.584	9.878	0.319	127.37	3.18	19.08	39.39	1.77	8.21	266.32	3.32	67.88	1.50	23.50	1.37	6.78	0.391
			10		15.467	12.142	0.319	153.81	3.15	23.32	47.12	1.74	9.98	333.06	3.40	85.73	1.58	28.33	1.35	8.24	0.387
10/8	100	80	6	10	10.637	8.350	0.354	107.04	3.17	15.19	61.24	2.40	10.16	199.83	2.95	102.68	1.97	31.65	1.72	8.37	0.627
			7		12.301	9.656	0.354	122.73	3.16	17.52	70.08	2.39	11.71	233.20	3.00	119.98	2.01	36.17	1.72	9.60	0.626
			8		13.944	10.946	0.353	137.92	3.14	19.81	78.58	2.37	13.21	266.61	3.04	137.37	2.05	40.58	1.71	10.80	0.625
			10		17.167	13.476	0.353	166.87	3.12	24.24	94.65	2.35	16.12	333.63	3.12	172.48	2.13	49.10	1.69	13.12	0.622
11/7	110	70	6	10	10.637	8.350	0.354	133.37	3.54	17.85	42.92	2.01	7.90	265.78	3.53	69.08	1.57	25.36	1.54	6.53	0.403
			7		12.301	9.656	0.354	153.00	3.53	20.60	49.01	2.00	9.09	310.07	3.57	80.82	1.61	28.95	1.53	7.50	0.402
			8		13.944	10.946	0.353	172.04	3.51	23.30	54.87	1.98	10.25	354.39	3.62	92.70	1.65	32.45	1.53	8.45	0.401
			10		17.167	13.476	0.353	208.39	3.48	28.54	65.88	1.96	12.48	443.13	3.70	116.83	1.72	39.20	1.51	10.29	0.397
12.5/8	125	80	7	11	14.096	11.066	0.403	227.98	4.02	26.86	74.42	2.30	12.01	454.99	4.01	120.32	1.80	43.81	1.76	9.92	0.408
			8		15.989	12.551	0.403	256.77	4.01	30.41	83.49	2.28	13.56	519.99	4.06	137.85	1.84	49.15	1.75	11.18	0.407
			10		19.712	15.474	0.402	312.04	3.98	37.33	100.67	2.26	16.56	650.09	4.14	173.40	1.92	59.45	1.74	13.64	0.404
			12		23.351	18.330	0.402	364.41	3.95	44.01	116.67	2.24	19.43	780.39	4.22	209.67	2.00	69.35	1.72	16.01	0.400
14/9	140	90	8	12	18.038	14.160	0.453	365.64	4.50	38.48	120.69	2.59	17.34	730.53	4.50	195.79	2.04	70.83	1.98	14.31	0.411
			10		22.261	17.475	0.452	445.50	4.47	47.31	140.03	2.56	21.22	913.20	4.58	245.92	2.12	85.82	1.96	17.48	0.409
			12		26.400	20.724	0.451	521.59	4.44	55.87	169.79	2.54	24.95	1096.09	4.66	296.89	2.19	100.21	1.95	20.54	0.406
			14		30.456	23.908	0.451	594.10	4.42	64.18	192.10	2.51	28.54	1279.26	4.74	348.82	2.27	114.13	1.94	23.52	0.403
16/10	160	100	10	13	25.315	19.872	0.512	668.69	5.14	62.13	205.03	2.85	26.56	1362.89	5.24	336.59	2.28	121.74	2.19	21.92	0.390
			12		30.054	23.592	0.511	784.91	5.11	73.49	239.06	2.82	31.28	1635.56	5.32	405.94	2.36	142.33	2.17	25.79	0.388
			14		34.709	27.247	0.510	896.30	5.08	84.56	271.20	2.80	35.83	1908.50	5.40	476.42	2.43	162.23	2.16	29.56	0.385
			16		39.281	30.835	0.510	1003.04	5.05	95.33	301.60	2.77	40.24	2181.79	5.48	548.22	2.51	182.57	2.16	33.44	0.382
18/10	180	110	10	14	28.373	22.273	0.571	956.25	5.80	78.96	278.11	3.13	32.49	1940.40	5.89	447.22	2.44	166.50	2.42	26.88	0.376
			12		33.712	26.464	0.571	1124.72	5.78	93.53	325.03	3.10	38.32	2328.38	5.98	538.94	2.52	194.87	2.40	31.66	0.374
			14		38.967	30.589	0.570	1286.91	5.75	107.76	369.55	3.08	43.97	2716.60	6.06	631.95	2.59	222.30	2.39	36.32	0.372
			16		44.139	34.649	0.569	1443.06	5.72	121.64	411.85	3.06	49.44	3105.15	6.14	726.46	2.67	248.94	2.38	40.87	0.369
20/12.5	200	125	12	18	37.912	29.761	0.641	1570.90	6.44	116.73	483.16	3.57	49.99	3193.85	6.54	787.74	2.83	285.79	2.74	41.23	0.392
			14		43.867	34.436	0.640	1800.97	6.41	134.65	550.83	3.54	57.44	3726.17	6.62	922.47	2.91	326.58	2.73	47.34	0.390
			16		49.739	39.045	0.639	2023.35	6.38	152.18	615.44	3.52	64.69	4258.86	6.70	1058.86	2.99	366.21	2.71	53.32	0.388
			18		55.526	43.588	0.639	2238.30	6.35	169.33	677.19	3.49	71.74	4792.00	6.78	1197.13	3.06	404.83	2.70	59.18	0.385

注：1. 括号内型号不推荐使用。

2. 截面图中的 $r_1 = 1/3d$ 及表中 r 值的数据用于孔型设计，不做交货条件。

表 2-3-8 等边角钢边宽度、边厚度尺寸允许偏差

型 号	允 许 偏 差 (mm)	
	边宽度 b	边厚度 d
2~5.6	±0.8	±0.4
6.3~9	±1.2	±0.6
10~14	±1.8	±0.7
16~20	±2.5	±1.0

表 2-3-9 不等边角钢边宽度、边厚度尺寸允许偏差

型 号	允 许 偏 差 (mm)	
	边宽度 B、b	边厚度 d
2.5/1.6~5.6/3.6	±0.8	±0.4
6.3/4~9/5.6	±1.5	±0.6
10/6.3~14/9	±2.0	±0.7
16/10~20/12.5	±2.5	±1.0

表 2-3-10 角钢通常长度

型 号		长 度 (m)
等边角钢	不等边角钢	
2~9	2.5/1.6~9/5.6	4~12
10~14	10/6.3~14/9	4~19
16~20	16/10~20/12.5	6~19

第三节 轧制 H 型钢和焊接 H 型钢

H 型钢与工字钢的区别有几方面，首先是翼缘宽，故早期有宽翼缘工字钢一说；其次翼缘内表面不需有斜度、上下表面平行；从材料分布形式来看，工字钢截面中材料主要集中在腹板左右，愈向两侧延伸，钢材愈少，而轧制 H 型钢中，材料分布侧重在翼缘部分，正因为如此，H 型钢的截面特性明显优越于传统的工、槽、角钢及它们的组合截面，使用有较好的经济效果。这些优点来自 H 型钢的轧制是采用了带立辊的万能轧机。

我国从 1997、1998 年以来，鞍山一轧及马钢、莱钢的热轧 H 型钢生产线相继建成投产，填补了这一重要钢铁产品的空白，也结束了热轧 H 型钢完全靠进口的历史，三个企业年产量超过 120 万 t，可提供 70 余种规格。产品系列的确定是根据对建设需要的调查统计并结合生产设备能力，在此基础上将原有的国家标准《热轧 H 型钢尺寸、外形、重量及允许偏差》(GB 11263—89) 修订、调整为现行标准《热轧 H 型钢和剖分 T 型钢》(GB/T 11263—1998)。根据标准规定，H 型钢分为三类：宽翼缘 H 型钢、代号 HW，中翼缘 H 型钢、代号 HM，窄翼缘 H 型钢、代号 HN；同样剖分 T 型钢也分有 TW、TM、TN 三种。H 型钢和剖分 T 型钢的截面尺寸及截面系数见表 2-3-11 和表 2-3-12。各类偏差允许值见表 2-3-13 和表 2-3-14。H 型钢和剖分 T 型钢的标记方式采用高度 H(h) × 宽度 B × 腹板厚度 t_1 × 翼缘厚度 t_2 。标准中对技术要求有以下几方面的规定：

(1) 交货状态以热轧状态交货。

(2) 钢的牌号、化学成分和力学性能应符合碳素结构钢 (GB 700) 和低合金高强度结构钢 (GB/T 1591) 的要求，也可按其他牌号及其性能指标供货。

(3) 型钢的表面质量，不允许有影响使用的裂缝、折叠、结疤、分层和夹杂。局部的发纹、拉裂、凹坑、凸起、麻点及刮痕等缺陷允许存在，但不得超出厚度尺寸允许偏差。

表 2-3-11 宽、中、窄翼缘 H 型钢截面尺寸、截面面积、理论重量和截面特性

类别	型 号 (高度 × 宽度)	截面尺寸 (mm)				截面 面积 (cm^2)	理论 重量 (kg/m)	截面特性参数					
		H × B	t_1	t_2	r			惯性矩 (cm^4)		惯性半径 (cm)		截面模数 (cm^3)	
								I_x	I_y	i_x	i_y	W_x	W_y
HW	100 × 100	100 × 100	6	8	10	21.90	17.2	383	134	4.18	2.47	76.5	26.7
	125 × 125	125 × 125	6.5	9	10	30.31	23.8	847	294	5.29	3.11	136	47.0
	150 × 150	150 × 150	7	10	13	40.55	31.9	1660	564	6.39	3.73	221	75.1
	175 × 175	175 × 175	7.5	11	13	51.43	40.3	2900	984	7.50	4.37	331	112
	200 × 200	200 × 200	8	12	16	64.28	50.5	4770	1600	8.61	4.99	477	160
		# 200 × 204	12	12	16	72.28	56.7	5030	1700	8.35	4.85	503	167
	250 × 250	250 × 250	9	14	16	92.18	72.4	10800	3650	10.8	6.29	867	292
		# 250 × 255	14	14	16	104.7	82.2	11500	3880	10.5	6.09	919	304
	300 × 300	# 294 × 302	12	12	20	108.3	85.0	17000	5520	12.5	7.14	1160	365
		300 × 300	10	15	20	120.4	94.5	20500	6760	13.1	7.49	1370	450
		300 × 305	15	15	20	135.4	106	21600	7100	12.6	7.24	1440	466

第二篇 钢结构工程材料的选择检验与样图分析

类别	型号 (高度×宽度)	截面尺寸 (mm)				截面 面积 (cm ²)	理论 重量 (kg/m)	截面特性参数						
		H×B	t ₁	t ₂	r			惯性矩 (cm ⁴)		惯性半径 (cm)		截面模数 (cm ³)		
								I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y	
HW	350×350	# 344×348	10	16	20	146.0	115	33300	11200	5.1	8.78	1940	646	
		350×350	12	19	20	173.9	137	40300	13600	15.2	8.84	2300	776	
	400×400	# 388×402	15	15	24	179.2	141	49200	16300	16.6	9.52	2540	809	
		# 394×398	11	18	24	187.6	147	56400	18900	17.3	10.0	2860	951	
		400×400	13	21	24	219.5	172	66900	22400	17.5	10.1	33400	1120	
		# 400×408	21	21	24	251.5	197	71100	23800	16.8	9.73	3560	1170	
		# 414×405	18	28	24	296.2	233	93000	31000	17.7	10.2	4490	1530	
		# 428×407	20	35	24	361.4	284	119000	39400	18.2	10.4	5580	1930	
		* 458×417	30	50	24	529.3	415	187000	60500	18.8	10.7	8180	2900	
* 498×432	45	70	24	770.8	605	298000	94400	19.7	11.1	12000	4370			
HM	150×100	148×100	6	9	13	27.25	21.4	1040	151	6.17	2.35	140	30.2	
	200×150	194×150	6	9	16	39.76	31.2	2740	508	8.30	3.57	283	67.7	
	250×175	244×175	7	11	16	56.24	44.1	6120	985	10.4	4.18	502	113	
	300×200	294×200	8	12	20	73.03	57.3	11400	1600	12.5	4.69	779	160	
	350×250	340×250	9	14	20	101.5	79.7	21700	3650	14.6	6.00	1280	292	
	400×300	390×300	10	16	24	136.7	107	38900	7210	16.9	7.26	2000	481	
	450×300	440×300	11	18	24	157.4	124	56100	8110	18.9	7.18	2550	541	
		500×300	482×300	11	15	28	146.4	115	60800	6770	20.4	6.80	2520	451
	600×300		488×300	11	18	28	164.4	129	71400	8120	20.8	7.03	2930	541
		582×300	582×300	12	17	28	174.5	137	103000	7670	24.3	6.63	3530	511
			588×300	12	20	28	192.5	151	118000	9020	24.8	6.85	4020	601
# 594×302	14	23	28	222.4	175	137000	10600	24.9	6.90	4620	701			
HN	100×50	100×50	5	7	10	12.16	9.54	192	14.9	3.98	1.11	38.5	5.96	
	125×60	125×60	6	8	10	17.01	13.3	417	29.3	4.95	1.31	66.8	9.75	
	150×75	150×75	5	7	10	18.16	14.3	679	49.6	6.12	1.65	90.6	13.2	
	175×90	175×90	5	8	10	23.21	18.2	1220	97.6	7.26	2.05	140	21.7	

第三章 结构钢材的品种、规格和标准

类别	型 号 (高度 × 宽度)	截面尺寸 (mm)				截面 面积 (cm ²)	理论 重量 (kg/m)	截面特性参数					
		H × B	t ₁	t ₂	r			惯性矩 (cm ⁴)		惯性半径 (cm)		截面模数 (cm ³)	
								I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y
HN	200 × 100	198 × 99	4.5	7	13	23.59	18.5	1610	114	8.27	2.20	163	23.0
		200 × 100	5.5	8	13	27.57	21.7	1880	134	8.25	2.21	188	26.8
	250 × 125	248 × 124	5	8	13	32.89	25.8	3560	255	10.4	2.78	287	41.1
		250 × 125	6	9	13	37.87	29.7	4080	294	10.4	2.79	326	47.0
	300 × 150	298 × 149	5.5	8	16	41.55	32.6	6460	443	12.4	3.26	433	59.4
		300 × 150	6.5	9	16	47.53	37.3	7350	508	12.4	3.27	490	67.7
	350 × 175	346 × 174	6	9	16	53.19	41.8	11200	792	14.5	3.86	649	91.0
		350 × 175	7	11	16	63.66	50.0	13700	985	14.7	3.93	782	113
	# 400 × 150	# 400 × 150	8	13	16	71.12	55.8	18800	734	16.3	3.21	942	97.9
	400 × 200	396 × 199	7	11	16	72.16	56.7	20000	1450	16.7	4.48	1010	145
		400 × 200	8	13	16	84.12	66.0	23700	1740	16.8	4.54	1190	174
	# 450 × 150	# 450 × 150	9	14	20	83.41	65.5	27100	793	18.0	3.08	1200	106
	450 × 200	446 × 199	8	12	20	84.95	66.7	29000	1580	18.5	4.31	1300	159
		450 × 200	9	14	20	97.41	76.5	33700	1870	18.6	4.38	1500	187
	# 500 × 150	# 500 × 150	10	16	20	98.23	77.1	38500	907	19.8	3.04	1540	121
	500 × 200	496 × 199	9	14	20	101.3	79.5	41900	1840	20.3	4.27	1690	185
		500 × 200	10	16	20	114.2	89.6	47800	2140	20.5	4.33	1910	214
		# 506 × 201	11	19	20	131.3	103	56500	2580	20.8	4.43	2230	257
	600 × 200	596 × 199	10	15	24	121.2	95.1	69300	1980	23.9	4.04	2330	199
		600 × 200	11	17	24	135.2	106	78200	2280	24.1	4.11	2610	228
# 606 × 201		12	20	24	153.3	120	91000	2720	24.4	4.21	3000	271	
700 × 300	# 692 × 300	13	20	28	211.5	166	172000	9020	28.6	6.53	4980	602	
700 × 300	700 × 300	13	24	28	235.5	185	201000	10800	29.3	6.78	5760	722	
* 800 × 300	* 792 × 300	14	22	28	243.4	191	254000	9930	32.3	6.39	6400	662	
	* 800 × 300	14	26	28	267.4	210	292000	11700	33.0	6.62	7290	782	

第二篇 钢结构工程材料的选择检验与样图分析

类别	型号 (高度×宽度)	截面尺寸 (mm)				截面 面积 (cm ²)	理论 重量 (kg/m)	截面特性参数					
		H×B	t ₁	t ₂	r			惯性矩 (cm ⁴)		惯性半径 (cm)		截面模数 (cm ³)	
								I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y
HN	* 900×300	* 890×299	15	23	28	270.9	213	345000	10300	35.7	6.16	7760	688
		* 900×300	16	28	28	309.8	243	411000	12600	36.4	6.39	9140	843
		* 912×302	18	34	28	364.0	286	498000	15700	37.0	6.56	10900	1040

注：1. “#”表示的规格为非常用规格。

2. “*”表示的规格，目前国内尚未生产。

3. 型号属同一范围的产品，其内侧尺寸高度是一致的。

4. 截面面积计算公式为“ $t_1(H-2t_2)+2Bt_2+0.858r^2$ 。”

表 2-3-12 剖分 T 型钢截面尺寸、截面面积、
理论重量和截面特性

类别	型号 (高度×宽度)	截面尺寸 (mm)					截面 面积 (cm ²)	理论 重量 (kg/m)	截面特性参数							对应 H 型钢 系列 型号
		h	B	t ₁	t ₂	r			惯性矩 (cm ⁴)		惯性半径 (cm)		截面模数 (cm ³)		重心 (cm)	
									I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y		
TW	50×100	50	100	6	8	10	10.95	8.56	16.1	66.9	1.21	2.47	4.03	13.4	1.00	100×100
	62.5×125	62.5	125	6.5	9	10	15.16	11.9	85.0	147	1.52	3.11	6.91	23.5	1.19	125×125
	75×150	75	150	7	10	13	20.28	15.9	66.4	282	1.81	3.73	10.8	37.6	1.37	150×150
	87.5×175	87.5	175	7.5	11	13	25.71	20.2	115	492	2.11	4.37	15.9	56.2	1.55	175×175
	100×200	100	200	8	12	16	32.14	25.2	185	801	2.40	4.99	22.3	80.1	1.73	200×200
		# 100	204	12	12	16	36.14	28.3	256	851	2.66	4.85	32.4	83.5	2.09	
	125×250	125	250	9	14	16	46.09	36.2	412	1820	2.99	6.29	39.5	146	2.08	250×250
		# 125	255	14	14	16	52.34	41.1	589	1940	3.36	6.09	59.4	152	2.58	
	150×300	# 147	302	12	12	20	54.16	42.5	858	2760	3.98	7.14	72.3	183	2.83	300×300
		150	300	10	15	20	60.22	47.3	798	3380	3.64	7.49	63.7	225	2.47	
150		305	15	15	20	67.72	53.1	1110	3550	4.05	7.24	92.5	233	3.02		

第三章 结构钢材的品种、规格和标准

类别	型号 (高度×宽度)	截面尺寸 (mm)					截面 面积 (cm ²)	理论 重量 (kg/m)	截面特性参数							对应 H型钢 系列
		h	B	t ₁	t ₂	r			惯性矩 (cm ⁴)		惯性半径 (cm)		截面模数 (cm ³)		重心 (cm)	
									I _x	I _y	i _x	i _y	W _x	W _y	C _x	型号
TW	175×350	# 172	348	10	16	20	73.00	57.3	1230	5620	4.11	8.78	84.7	323	2.67	350×350
		175	350	12	19	20	86.94	68.2	1520	6790	4.18	8.84	104	388	2.86	
	200×400	# 194	402	15	15	24	89.62	70.3	2480	8130	5.26	9.52	158	405	3.69	400×400
		# 197	398	11	18	24	93.80	73.6	2050	9460	4.67	10.0	123	476	3.01	
		200	400	13	21	24	109.7	86.1	2480	11200	4.75	10.1	147	560	3.21	
		# 200	408	21	21	24	125.7	98.7	3650	11900	5.39	9.73	229	584	4.07	
		# 207	405	18	28	24	148.1	116	3620	15500	4.95	10.2	213	766	3.68	
# 214	407	20	35	24	180.7	142	4380	19700	4.92	10.4	250	967	3.90			
TM	74×100	74	100	6	9	13	13.63	10.7	51.7	75.4	1.95	2.35	8.80	15.1	1.55	150×100
	97×150	97	150	6	9	16	19.88	15.6	125	254	2.50	3.57	15.8	33.9	1.78	200×150
	122×175	122	175	7	11	16	28.12	22.1	289	492	3.20	4.18	29.1	56.3	2.27	250×175
	147×200	147	200	8	12	20	36.25	28.7	572	802	3.96	4.69	48.2	80.2	2.82	300×200
	170×250	170	250	9	14	20	50.76	39.9	1020	1830	4.48	6.00	73.1	146	3.09	350×250
	200×300	195	300	10	16	24	68.37	53.7	1730	3600	5.03	7.26	108	240	3.40	400×300
	220×300	220	300	11	18	24	78.69	61.8	2680	4060	5.84	7.18	150	270	4.05	450×300
	250×300	241	300	11	15	28	73.23	57.5	3420	3380	6.83	6.80	178	226	4.90	500×300
		244	300	11	18	28	82.23	64.5	3620	4060	6.64	7.03	184	271	4.65	
	300×300	291	300	12	17	28	67.25	78.5	6360	3830	8.54	6.63	280	256	6.39	600×300
294		300	12	20	28	96.25	75.5	6710	4510	8.35	6.85	288	301	6.08		
# 297		302	14	23	28	111.2	87.3	7920	5290	8.44	6.90	339	351	6.33		

表 2-3-13 宽、中、窄翼缘 H 型钢尺寸、外形允许偏差 (mm)

项 目		允许偏差	图 示	
高度 H	(型号) 高度 < 400	± 2.0	<p>The diagram shows a cross-section of an H-beam. The total height is labeled 'H', and the total width is 'B'. The distance from the centerline to the top and bottom flanges is 'H/2'. The thickness of the top flange is 't2', and the thickness of the web is 't1'. The width of the bottom flange is also indicated as 'B/4'.</p>	
	$\geq 400 \sim < 600$	± 3.0		
	≥ 600	± 4.0		
宽度 B	(型号) 宽度 < 100	± 2.0		
	$\geq 100 \sim < 200$	± 2.5		
	≥ 200	± 3.0		
厚度	t ₁	< 16		± 0.7
		$\geq 16 \sim < 25$		± 1.0
		$\geq 25 \sim < 40$		± 1.5
		≥ 40		± 2.0
	t ₂	< 16	± 1.0	
		$\geq 16 \sim < 25$	± 1.5	
		$\geq 25 \sim < 40$	± 1.7	
		≥ 40	± 2.0	
长度	$\leq 7\text{m}$	+40 0		
	> 7m	长度每增加 1m 或 不足 1m 时, 在上述 正偏差基础上加 5mm		
翼缘 斜度 T	(型号) 高度 ≤ 300	$T \leq 1.0\% B$ 。但允 许偏差的最小值为 1.5mm	<p>The diagram shows two views of an H-beam flange. The first view shows the flange with a slope 'T' relative to the vertical. The second view shows the flange with a slope 'T' relative to the horizontal.</p>	
	(型号) 高度 > 300	$T \leq 1.2\% B$ 。但允 许偏差的最小值为 1.5mm		
弯曲度	(型号) 高度 ≤ 300	\leq 长度的 0.15%	适用于上下、左右大弯曲	
	(型号) 高度 > 300	\leq 长度的 0.10%		

第三章 结构钢材的品种、规格和标准

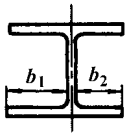
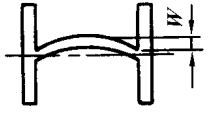
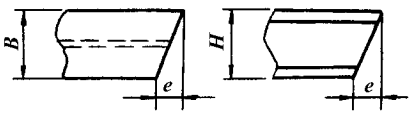
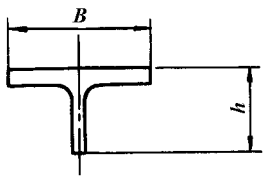
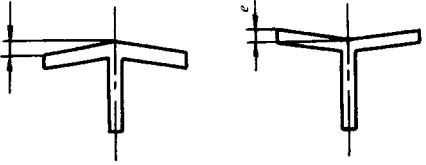
项 目		允许偏差	图 示
中心 偏差 S	(型号)高度 ≤ 300 且(型号)高度 ≤ 200	± 2.5	$S = \frac{b_1 - b_2}{2}$ 
	(型号)高度 > 300 或(型号)高度 > 200	± 3.5	
腹板 弯曲度 W	(型号)高度 < 400	≤ 2.0	
	≥ 400 ~ < 600	≤ 2.5	
	≥ 600	≤ 3.0	
端面斜度 e		e ≤ 1.6% (H 或 B) 但允许偏差的最小值为 3.0mm	

表 2-3-14 剖分 T 型钢的尺寸、外形允许偏差 (mm)

项 目		允许偏差	图 示
高度 h	(型号)高度 < 200	+ 4.0 - 6.0	
	≥ 200 ~ < 300	+ 5.0 - 7.0	
	≥ 300	+ 6.0 - 8.0	
翼缘 翘曲 e	连接部位	e ≤ B/200 且 e ≤ 1.5	
	一般部位 B ≤ 150 B > 150	e ≤ 2.0 e ≤ B/150	

注：其他部位的允许偏差，按对应规格的 H 型钢部位的允许偏差。

在轧制 H 型钢生产之前，国内较长时期内以焊接 H 型钢来满足工程需要，相应也

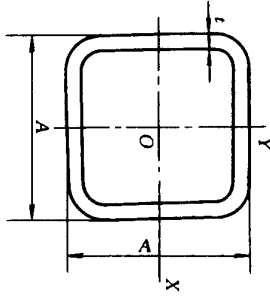
制订有行业标准《焊接 H 型钢（试行）》（YB 3301—81）和《轻型焊接 H 型钢（试行）》（YB 3302—81），随后又修订为《焊接 H 型钢》（YB 3301—92），取代了原来的二本标准。标准中规定有焊接 H 型钢（符号为 HA）和轻型焊接 H 型钢（符号为 HAQ）的截面规格系列和相应的截面参数、各类尺寸偏差（包括焊缝外形尺寸）以及有关钢材牌号、焊接工艺要求等内容。

第四节 冷弯型钢

冷弯型钢是用薄钢板（钢带）在连续辊式冷弯机组上生产的冷加工型材，壁厚原先在 1.5~6mm，随着生产工艺的发展，现在国内已能生产厚度在 12mm 以上的冷弯型钢（国外已有厚度达 1 英寸 = 25.4mm 的）。其截面形式有等边角钢、卷边等边角钢、Z 型钢、卷边 Z 型钢、槽钢、卷边槽钢等开口截面以及方形和矩形闭口截面的管材。方钢管结构是近年来在国内外发展较迅速的一种新型钢结构，以其外型线条简洁、流畅，连接构造方便而在大跨度钢结构中占有不容忽视的地位。国内已能生产的方形和矩形钢管规格尺寸及截面系数见表 2-3-15、表 2-3-16。

表 2-3-15

冷弯方形空心型钢

<p>A—边长； t—厚度。 规格范围： $A \times A \times t = 20 \times 20 \times 2.0 \sim 280 \times 280 \times 12.5$ 执行标准：GB 6728 DIN 59411</p>						
部分常用规格断面参数						
边长 $A \times A$	壁厚 t (mm)	理论重量 (kg/m)	截面面积 (cm^2)	惯性矩 (cm^4)	截面模数 (cm^3)	回转半径 (cm)
20×20	2.0	1.05	1.34	0.69	0.69	0.72
30×30	3.0	2.361	3.008	3.5	2.333	1.078
40×40	4.0	4.198	5.347	11.064	5.532	1.438
50×50	4.0	5.454	6.947	23.725	9.49	1.847
60×60	4.0	6.71	8.55	43.6	14.5	2.26
70×70	4.0	7.97	10.1	72.1	20.6	2.67

第三章 结构钢材的品种、规格和标准

部分常用规格断面参数						
边长 A × A	壁厚 t (mm)	理论重量 (kg/m)	截面面积 (cm ²)	惯性矩 (cm ⁴)	截面模数 (cm ³)	回转半径 (cm)
80 × 80	4.0	9.22	11.8	111	27.8	3.07
90 × 90	4.0	10.5	13.4	162	36.0	3.48
100 × 100	4.0	11.7	14.95	226	45.3	3.89
120 × 120	6.0	20.749	26.432	562.094	93.683	4.611
125 × 125	6.0	21.7	27.63	641	103	4.82
140 × 140	10.0	37.5	47.7	1268	181	5.15
150 × 150	6.0	26.4	33.63	1150	153	5.84
160 × 160	10	43.7	55.7	1990	249	5.97
180 × 180	8.0	41.5	52.8	2546	283	6.94
200 × 200	8.0	46.5	59.2	3567	357	7.75
220 × 220	10.0	62.6	79.7	5675	516	8.43
250 × 250	10.0	72.0	91.7	8568	685	9.67
260 × 260	10.0	75.1	95.7	9715	747	10.1
280 × 280	12.5	99.7	127	14690	1049	10.8

表 2-3-16

冷弯矩形空心型钢

A—边长；
B—短边；
t—壁厚。
规格范围：
A × B × t = 40 × 20 × 2.0 ~ 360 × 200 × 12.5
执行标准：DIN 59411 GB 6728

部分常用规格断面参数										
尺寸			理论重量 (kg/m)	截面面积 (cm ²)	惯性矩 (cm ⁴)		截面模数 (cm ³)		回转半径 (cm)	
A	B	t			I_x	I_y	Z_x	Z_y	i_x	i_y
40	20	2.0	1.68	2.14	4.05	1.34	2.03	1.34	1.38	0.79

部分常用规格断面参数										
尺 寸			理论重量 (kg/m)	截面面积 (cm ²)	惯性矩 (cm ⁴)		截面模数 (cm ³)		回转半径 (cm)	
A	B	t			I_x	I_y	W_x	W_y	i_x	i_y
50	30	3.0	3.303	4.208	12.827	5.696	5.13	3.797	1.745	1.163
60	40	3.0	4.245	5.408	23.374	13.436	8.458	6.718	6.166	1.576
80	40	3.0	5.187	6.608	52.246	17.552	13.061	8.776	2.811	1.629
90	60	4.0	8.594	10.947	117.499	62.387	26.111	20.795	3.276	2.387
100	60	4.0	9.22	11.8	153	68.7	30.5	22.9	3.60	2.42
110	70	5.0	12.7	16.1	251	124	45.6	35.5	3.94	2.77
120	80	4.0	11.7	15.0	295	157	49.1	39.3	4.44	3.24
140	80	4.0	13.0	16.6	430	180	61.4	45.1	5.09	3.30
160	80	6.0	20.75	26.432	835.936	280.8	104.49	70.2	5.62	3.26
180	100	6.0	24.5	31.2	1309.5	523.8	145.5	104.8	6.48	4.1
200	100	8.0	34.0	43.2	2091	705	209	141	6.95	4.04
200	150	6.0	31.1	39.63	2270	1460	227	194	7.56	6.06
220	140	8.0	41.5	52.8	3389	1685	308	241	8.01	5.65
250	150	8.0	46.5	59.2	4886	2219	391	296	9.08	6.12
260	180	8.0	51.5	65.6	6145	3493	473	388	9.68	7.30
300	200	10.0	72.0	91.7	11110	5969	741	591	11.0	8.07
320	200	10.0	75.1	95.7	13020	6330	814	633	11.7	8.13
350	150	12.0	86.8	110.5	16100	4210	921	562	12.1	6.17
360	200	12.5	99.7	127	20780	8380	1154	838	12.8	8.12

按国家标准《冷弯型钢技术条件》(GB 6725—92)的规定,冷弯型钢所用钢的牌号可以为碳素结构钢、低合金高强度结构钢和其他牌号,一般以冷加工状态交货,其力学性能试验仅在原料钢带上进行,冷弯型钢一般不做力学性能试验。

第五节 厚度方向性能钢板

随着焊接结构使用钢板厚度的增加，对钢材材性要求提出了新的内容——要求钢板在厚度方向有良好的抗层状撕裂性能，因而出现了新的钢材——厚度方向性能钢板。

钢板轧制过程对厚钢板来说，显然会导致钢材各向异性，在长度、宽度和厚度三方向的钢材屈服点、抗拉强度、伸长率、冷弯性能等各项指标，以厚度方向（Z向）为最差，尤其是塑性和冲击韧性。这样当结构局部构造中形成有板厚方向的拉力作用时（主要是焊接应力），很容易沿平行于钢板表面层间内的出现撕裂——层状撕裂。这一现象最早在海上采油平台的管节点上表现突出，因为所用钢管壁厚较大且管节点焊接应力存在于几个方向（来自于各方向的支管焊接连接）。由此，形成了对用于重要焊接构件的钢板，不仅要求沿宽度和长度方向有一定的力学性能，而且要求厚度方向有良好的抗层状撕裂性能。钢板的抗层状撕裂性能采用厚度方向拉力试验时的断面收缩率来评定。

国家标准《厚度方向性能钢板》（GB 5313—85）就是对有关标准的钢板要求做厚度方向性能试验时的专用规定，适用于板厚为 15 ~ 150mm，屈服点不大于 500MPa 的镇静钢钢板。要求内容有两方面：含硫量的限制和厚度方向断面收缩率的要求值。并以此分为 Z15、Z25、Z35 三个级别，相应的要求见表 2-3-17。标准中同时规定了取样检验方法和规则：Z15 级钢板是根据用户要求对每一张原轧制钢板进行检验或按批取样检验。按批检验系指由同一炉号、同一热处理制度的钢板，总重量不大于 25t 的钢板组成一批，且一批中公称厚度之差与该批最小厚度之比不得大于 20%。Z25、Z35 级钢板均应逐张钢板检验。每张钢板在轧制方向任一端中部取能制成 6 个拉力试样的样坯，加工 3 个，3 个备用。试样为圆试样，板厚 $\leq 25\text{mm}$ ，试样直径 $d_0 = 6\text{mm}$ ，板厚 $> 25\text{mm}$ ， $d_0 = 10\text{mm}$ ，进行拉力试验后，计算确定断面收缩率 ψ_z （%）。若试验报废，应重作。若 3 个试样的平均值或某个单个值小于表 2-3-17 规定，用备用的 3 个试样复验，但 6 个试样的平均值和 3 个复验试样的单个值都必须符合表 2-3-17 规定，否则，按批检验的钢板允许逐张检验交货。

表 2-3-17 厚度方向性能钢板的级别和技术要求

厚度方向性能级别	含硫量（%） 不大于	断面收缩率 ψ_z （%）	
		三个试样平均值	单个试样值
		不小于	
Z15	0.01	15	10
Z25	0.007	25	15
Z35	0.005	35	25

高层建筑钢结构是首先提出有钢板厚度方向性能要求的建筑结构，在实际工程中，也确实发生有层状撕裂的事故，为此，引起了生产部门和使用部门共同重视，在行业标准制订计划中列入了《高层建筑结构用钢板》(YB 4104—2000)的专用标准，报批工作正在进行中。该标准非等效采用了日本标准《建筑结构用钢材》(JISG 3136—1994)——根据高层钢结构对钢材的使用特点而研究制定的一个专用标准，并与国内现有标准《碳素结构钢》(GB 700—88)、《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591—94)、《厚度方向性能钢板》(GB 5313—85)等基础通用标准协调一致，满足了建设部标准《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ 99—98)中对钢材的性能要求。其主要内容有以下几方面：

(1) 适用范围及牌号。一般适用于制作钢结构的厚度为 6~100mm 的高层建筑用钢板。分 2 个强度级别、4 个牌号。牌号由代表屈服点的拼音字母(Q)，屈服点数值、高层建筑的汉语拼音字母(GJ)以及质量等级符号组成，对厚度方向性能钢板再加后缀字母“Z”。四个牌号为 Q235GJ、Q235GJZ、Q345GJ、Q345GJZ。

(2) 技术要求。

① 冶炼方法和交货状态。由转炉或电炉冶炼。交货状态为热轧、正火或温度—形变控制轧制(TMCP)(控轧是使合金元素最佳化和对从加热到轧制及其后冷却所包括的整个工艺过程进行控制的综合热加工技术)，应在合同中注明，否则由供应方选择。

② 化学成分(熔炼分析,%) 和力学性能。各牌号钢应符合表 2-3-18 的化学成分规定及表 2-3-19 的力学性能规定。

表 2-3-18 高层建筑结构用钢板的化学成分

牌号	质量等级	厚度 (mm)	化 学 成 分 (%)								
			C	Si	Mn	P	S	V	Nb	Ti	Als
Q235GJ	C	6~100	≤0.20	≤0.35	0.60	≤0.025	≤0.015	—	—	—	≥0.015
	D		~								
	E		≤0.18		1.20						
Q345GJ	C	6~100	≤0.20	≤0.55	≤1.60	≤0.025	≤0.015	0.02	0.015	0.01	≥0.015
	D		~					~	~		
	E		≤0.18					0.15	0.060	0.10	
Q235GJZ	C	>16~100	≤0.20	≤0.35	0.60	≤0.020	见表 2	—	—	—	≥0.015
	D		~								
	E		≤0.18		1.20						
Q345GJZ	C	>16~100	≤0.20	≤0.55	≤1.60	≤0.20	见表 2	0.02	0.015	0.01	≥0.015
	D		~					~	~		
	E		≤0.18					0.15	0.060	0.10	

注：Z 为厚度方向性能级别 Z15, Z25, Z35 的缩写，具体在订货牌号中注明。

表 2-3-19 高层建筑结构用钢板的力学性能

牌号	质量等级	屈服点 σ_s (MPa)				抗拉强度 σ_b (MPa)	伸长率 δ_5 (%)	冲击功, A_{KV} 纵向		180°弯曲试验		屈服比 σ_s/σ_b	
		钢板厚度 (mm)						不小于	温度 (°C)	(J) 不小于	钢板厚度 (mm)		
		6~16	>16~35	>35~50	>50~100						≤16		>16~100
Q235GJ	C							0					
	D	≥235	235~345	225~335	215~325	400~510	23	-20	34	2a	3a	0.80	
	E							-40					
Q345GJ	C							0					
	D	≥345	345~455	335~445	325~435	490~610	22	-20	34	2a	3a	0.80	
	E							-40					
Q235GJZ	C							0					
	D		235~345	225~335	215~325	400~510	23	-20	34	2a	3a	0.80	
	E							-40					
Q345GJZ	C							0					
	D	—	345~445	335~445	325~435	490~610	22	-20	34	2a	3a	0.80	
	E							-40					

注：Z为厚度方向性能级别 Z15, Z25, Z35 的缩写，具体在订货牌号中注明。

③碳当量 (C_{eq}) 或焊接裂纹敏感性指数 (P_{cm})。计算公式为：

$$C_{eq} (\%) = C + Mn/6 + Si/24 + Ni/40 + Cr/5 + Mo/4 + V/14$$

$$P_{cm} (\%) = C + Si/30 + Mn/20 + Cu/20 + Ni/60 + Cr/20 + Mo/15 + V/10 + 5B$$

计算值应符合表 2-3-20 的规定。一般以计算碳当量交货，经双方协议，并在合同中注明，可采用焊接裂纹敏感性指数来代替碳当量。

表 2-3-20 碳当量 C_{eq} 和焊接裂纹敏感性指数 P_{cm} 的规定

牌 号	交货状态	$C_{eq} (\%)$		$P_{cm} (\%)$	
		≤50mm	>50~100mm	≤50mm	>50~100mm
Q235GJ Q235GJZ	热轧或正火	≤0.36	≤0.36	≤0.26	
Q345GJ Q345GJZ	热轧或正火	≤0.42	≤0.44	≤0.29	
	TMCP	≤0.38	≤0.40	≤0.24	≤0.26

注：Z为厚度方向性能级别 Z15, Z25, Z35 的缩写，具体在订货牌号中注明。

第六节 结构用钢管

结构用钢管有热轧无缝钢管和焊接钢管两大类，焊接钢管由钢带卷焊而成，依据管径大小，又分为直缝焊和螺旋焊两种。结构用无缝钢管按国家标准《结构用无缝钢管》(GB/T 8162—87)规定，分热轧和冷拔两种，冷拔管只限于小管径，热轧无缝钢管外径从32~630mm，壁厚从2.5~75mm。所用钢号主要为优质碳素结构钢牌号为10、20、35、45和低合金高强度结构钢Q345一类的，建筑钢结构应用的无缝钢管以20号钢(相当于Q235)为主，管径一般在180mm以上，通常长度为3~12m。

直缝电焊钢管的规格从外径32mm至152mm，壁厚从2.0~5.5mm。现行国家标准为《直缝电焊钢管》(GB/T 13793—92)取代了原先的YB 242—63。在钢网架结构中广泛采用《低压流体输送用焊接钢管》(GB/T 3092—93)标准的钢管，其管径(公称口径)从6mm至150mm，选用钢的牌号计有Q195、Q215A和Q235A。

第七节 其他钢材制品

应用于建筑钢结构的钢材制品还有花纹钢板、钢格栅板和网架球节点等等。

(1) 花纹钢板是用碳素结构钢、船体用结构钢、高耐候性结构钢热轧成菱形、扁豆形或圆豆形花纹的钢板制品，按现行国家标准《花纹钢板》(GB/T 3277—91)规定，花纹钢板基本厚度有2.5, 3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0, 5.5, 6.0, 7.0, 8.0mm；宽度600~1800mm，按50mm进级；长度2000~12000mm按100mm进级。花纹钢板的力学性能不作保证，以热轧状态交货，表面质量分普通精度和较高精度两级。

(2) 压焊钢格栅板(YB 4001—91)。压焊钢格栅板如图2-3-1所示，是由负载扁钢作为纵条、扭绞方钢作为横条，在正交方向压焊于纵条，并有包边和挡边板的钢格栅板。适用于工业平台、地板、天桥、栈道的铺板、楼梯踏板、内盖板以及栅栏等等。

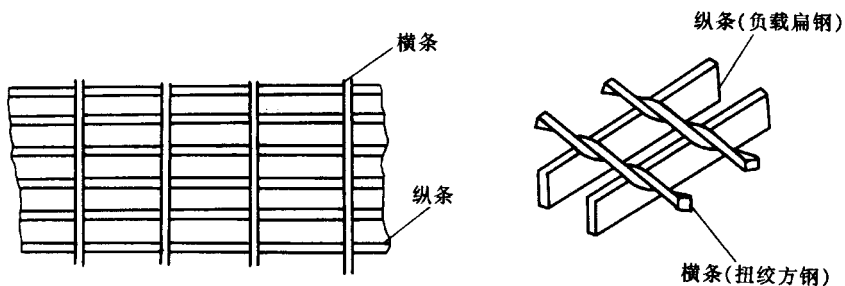


图 2-3-1 压焊钢格栅板

钢格板按纵条和横条的间距以及纵条的规格共分 59 种规格，如表 2-3-21 所示。其表面状态有热浸镀锌（用 G 表示）、浸渍沥青（B）、涂漆（PT）及不处理（U—可省略）四种，用钢牌号为 Q235A。

表 2-3-21 钢格板各种规格（mm）

系列	纵条间距	横条间距	负载扁钢规格（宽×厚）					
			20×3	25×3	32×3	40×3	20×5	25×5
1	30	100	WA203/1	WA253/1	WA323/1	WA403/1	WA205/1	WA255/1
		50	WB203/1	WB253/1	WB323/1	WB403/1	WB205/1	WB255/1
2	40	100	WA203/2	WA253/2	WA323/2	WA403/2	WA205/2	WA255/2
		50	WB203/2	WB253/2	WB323/2	WB403/2	WB205/2	WB255/2
3	60	50	—	WB253/3	WB323/3	WB403/3	WB205/3	WB255/3

系列	纵条间距	横条间距	负载扁钢规格（宽×厚）					
			32×5	40×5	45×5	50×5	55×5	60×5
1	30	100	WA325/1	WA405/1	WA455/1	WA505/1	WA555/1	WA605/1
		50	WB325/1	WB405/1	WB455/1	WB505/1	WB555/1	WB605/1
2	40	100	WA325/2	WA405/2	WA455/2	WA505/2	WA555/2	WA605/2
		50	WB325/2	WB405/2	WB455/2	WB505/2	WB555/2	WB605/2
3	60	50	WB325/3	WB405/3	WB455/3	WB505/3	WB555/3	WB605/3

钢格板按纵条的侧边形状分为平面形和齿形两类（图 2-3-2），分别标记为 P 和 S。按纵条的间距，钢格板分成三个系列：系列 1 指纵条间距为 30mm（中心距），系列 2 对应 40mm，系列 3 为 60mm。横条扭绞方钢的边长为 6mm，允许偏差 ±0.4mm，横条间距有两种：A—100mm，B—50mm。钢格板长度为 6100mm，一批原板中允许有不超过 10% 的板长为 3100、4100、5100mm，长度偏差均为 ±6mm。

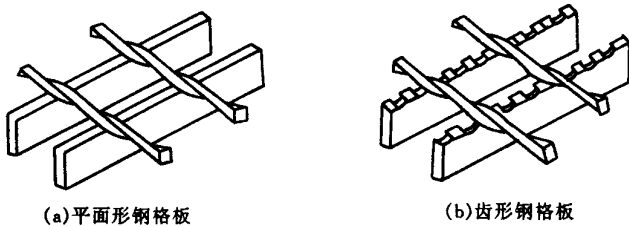
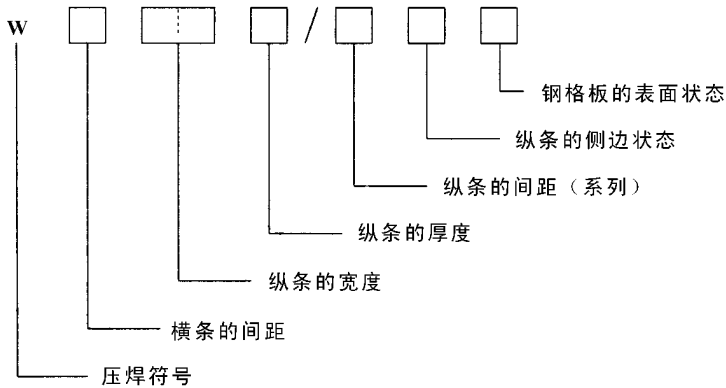


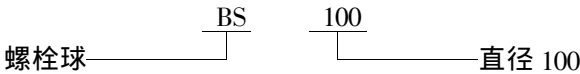
图 2-3-2 平面形和齿形钢格板

钢格板的标记方式为：



(3) 钢网架球节点。网架球节点分螺栓球节点和焊接球节点两大类，分别执行专业标准 JGJ 75.1—91 和 JGJ 75.2—91。

螺栓球规格系列的表示为：



螺栓球节点的构成如图 2-3-3 所示，包括有球、螺栓、封板或锥头、套筒、螺钉几部分。球的规格系列如表 2-3-22 所示。

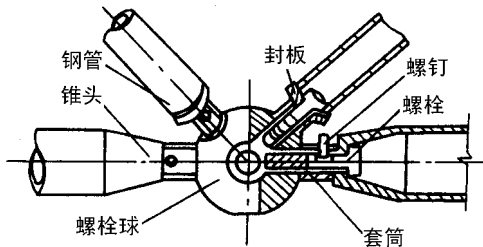


图 2-3-3 螺栓球节点

表 2-3-22

螺栓球规格系列

螺栓球代号	螺栓球直径 D (mm)	螺栓球代号	螺栓球直径 D (mm)	螺栓球代号	螺栓球直径 D (mm)
BS100	100	BS130	130	BS190	190
BS105	105	BS140	140	BS200	200
BS110	110	BS150	150	BS210	210
BS115	115	BS160	160	BS220	220
BS120	120	BS170	170	BS230	230
BS125	125	BS180	180	BS240	240

焊接球节点分不加肋焊接空心球和加肋焊接空心球两种（见图 2-3-4），其表示方式为：

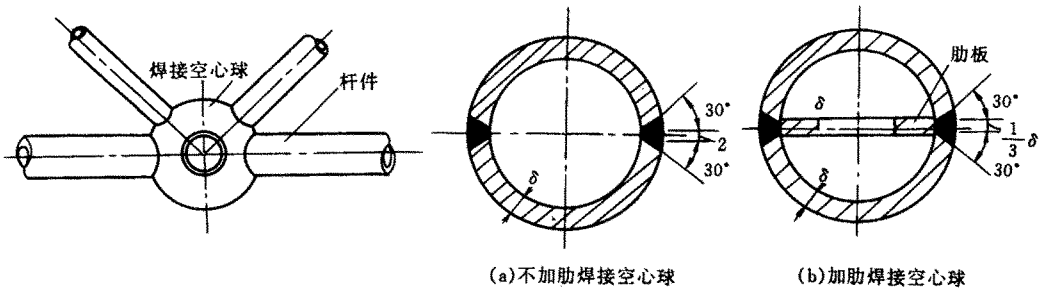
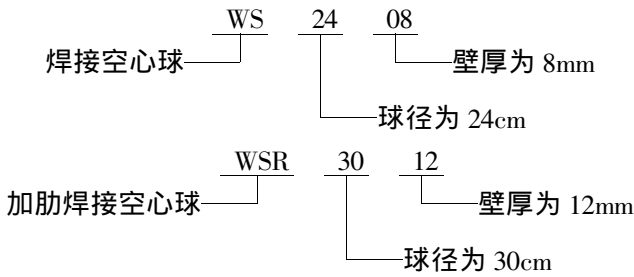


图 2-3-4 焊接球节点

不加肋焊接空心球规格系列见表 2-3-23，加肋焊接空心球规格系列见表 2-3-24。

表 2-3-23

不加肋空心球

序号	产品代号	规格尺寸 D × t (mm × mm)	试验配合钢管直径 φ (mm)	抗拉极限承载力 (kN)		抗压极限承载力 (kN)
				16Mn	Q235 - B · F	
1	WS1604	D160 × 4	60	212	145	148
2	WS1606	D160 × 6	60	318	217	216
3	WS1804	D180 × 4	63.5	224	153	156
4	WS1806	D180 × 6	63.5	336	230	228
5	WS2006	D200 × 6	76	403	275	273
6	WS2008	D200 × 8	76	537	366	355
7	WS2206	D220 × 6	89	471	322	319
8	WS2208	D220 × 8	89	629	429	412
9	WS2406	D240 × 6	102	540	369	363
10	WS2408	D240 × 8	102	720	492	470

第二篇 钢结构工程材料的选择检验与样图分析

序号	产品代号	规格尺寸 D × t (mm × mm)	试验配合钢管直径 φ (mm)	抗拉极限承载力 (kN)		抗压极限承载力 (kN)
				16Mn	Q235 - B · F	
11	WS2410	D240 × 10	102	900	615	568
12	WS2606	D260 × 7	114	604	412	405
13	WS2608	D260 × 8	114	805	550	523
14	WS2610	D260 × 10	114	1006	687	632
15	WS2808	D280 × 8	133	939	641	603
16	WS2810	D280 × 10	133	1174	801	727
17	WS2812	D280 × 12	133	1409	962	839
18	WS3010	D300 × 10	140	1236	844	767
19	WS3012	D300 × 12	140	1483	1012	887
20	WS3512	D350 × 12	146	1547	1056	948
21	WS3514	D350 × 14	146	1805	1232	1069
22	WS4014	D400 × 14	152	1879	1282	1136
23	WS4016	D400 × 16	152	2147	1465	1259
24	WS4018	D400 × 18	152	2415	1649	1371
25	WS4518	D450 × 18	152	2415	1649	1416
26	WS4520	D450 × 20	152	2684	1832	1529
27	WS5020	D500 × 20	152	2684	1832	1574
28	WS5025	D500 × 25	152	3355	2290	1842

表 2 - 3 - 24

加肋焊接空心球

序号	产品标志	规格尺寸 D × t (mm × mm)	试验配合钢管直径 φ (mm)	抗拉极限承载力 (kN)		抗压极限承载力 (kN)
				16Mn	Q235 - B · F	
1	WSR3008	D300 × 8	140	1088	742	891
2	WSR3010	D300 × 10	140	1360	928	1074
3	WSR3012	D300 × 12	140	1631	1114	1242
4	WSR3510	D350 × 10	146	1418	968	1142
5	WSR3512	D350 × 12	146	1701	1161	1327
6	WSR3514	D350 × 14	146	1985	1355	1496
7	WSR4012	D400 × 12	152	1771	1209	1406

第三章 结构钢材的品种、规格和标准

序号	产品标志	规格尺寸 D × t (mm × mm)	试验配合钢管直径 φ (mm)	抗拉极限承载力 (kN)		抗压极限承载力 (kN)
				16Mn	Q235 - B · F	
8	WSR4014	D400 × 14	152	2067	1410	1591
9	WSR4016	D400 × 16	152	2362	1612	1762
10	WSR4018	D450 × 18	152	2657	1813	1920
11	WSR4514	D450 × 14	159	2162	1475	1689
12	WSR4516	D450 × 16	159	2470	1686	1876
13	WSR4518	D450 × 18	159	2779	1897	2050
14	WSR4520	D450 × 20	159	3088	2108	2210
15	WSR4522	D450 × 22	159	3397	2319	2356
16	WSR5016	D500 × 16	168	2610	1782	2005
17	WSR5018	D500 × 18	168	2937	2004	2194
18	WSR5020	D500 × 20	168	3263	2227	2370
19	WSR5022	D500 × 22	168	3589	2450	2532
20	WSR5025	D500 × 25	168	4079	2784	2749

第四章 钢材的材质检验

钢结构工程所采用的钢材，都应具有质量证明书，当对钢材的质量有疑义时，才按国家现行有关标准的规定进行抽样检验。作为钢厂的产品，通用的检验项目、取样数量和试验方法大都按下表（2-4-1）规定进行。检验规则明确产品由技术监督部门检查和验收，钢材应成批验收，每批由同一牌号、同一炉罐号、同一质量等级、同一品种、同一尺寸、同一交货状态的钢材组成，每批钢材重量不得大于 60t。只有 A 级钢或 B 级钢允许同一牌号、同一质量等级、同一冶炼和浇注方法、不同炉罐号组成混合批，但每批不得多于 6 个炉罐号，且各炉罐号含碳量之差不得大于 0.02%，含锰量之差不得大于 0.15%。

表 2-4-1 钢材检验项目规定

序号	检验项目	取样数量，个	取样方法	试验方法
1	化学分析	1（每炉罐号）	GB 222	GB 223
2	拉伸	1	GB 2975	GB 228 GB 6397
3	弯曲	1	GB 2975	GB 232
4	常温冲击	3	GB 2975	GB/T 229
5	低温冲击	3	GB 2975	GB/T 229

属于下列情况之一，钢结构工程用的钢材须同时具备材质质量保证书和试验报告：

- ①国外进口的钢材；②钢材质量保证书的项目少于设计要求（应提供缺少项目的试验报告）；③钢材混批；④设计有特殊要求的钢结构用钢材。

第一节 钢材化学分析^①

一、钢铁及合金中碳量的测定（气体容量法）

（一）方法提要

试样置于高温炉中加热并通氧燃烧，使碳氧化成二氧化碳，混合气体经除硫后收集于量气管中。然后以氢氧化钾溶液吸收其中的二氧化碳，吸收前后体积之差即为二氧化碳体积，由此计算碳含量。

适用范围：本法适用于生铁、铁粉、碳钢、合金钢、高温合金及精密合金。

测定范围：0.10% ~ 2.0%。

（二）试剂与仪器

（1）助熔剂^①：锡粉（或锡片）、铜、氧化铜、五氧化二钒、纯铁粉。

（2）氧气。

（3）仪器^②装置，见图 2-4-1。

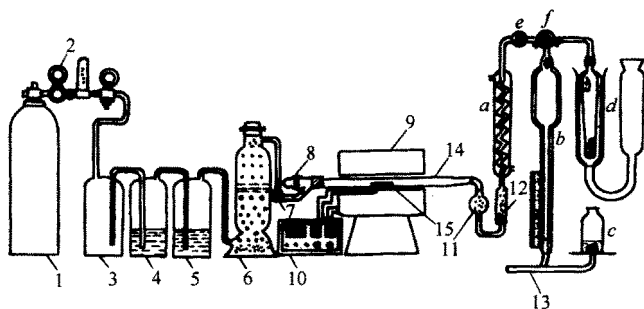


图 2-4-1 定碳仪装置示意图

1—氧气瓶；2—氧气表；3—缓冲阀；4、5—洗气瓶；6—干燥塔；7—供氧活塞；
8—玻璃磨口塞；9—管式炉；10—温度自动控制器（或调压器）；11—球形干燥管；
12—除硫管；13—容量定碳仪（包括：蛇形冷凝管 a、量气管 b、水准瓶 c、吸收器
d、小活塞 e、三通活塞 f）；14—瓷管；15—瓷舟

（4）氧气表：附有流量计及缓冲阀。

（5）洗气瓶：3 个其中 3 为空瓶；4 内盛高锰酸钾—氢氧化钾洗液（称取 30g 氢氧

① 主要内容引自 GB 223.1 ~ GB 223.5 《钢铁及合金中碳、硫、磷、锰、硅量的测量》。

化钾溶于 70mL 高锰酸钾饱和溶液中), 装入量约占瓶高度的三分之一; 5 内盛硫酸 (相对密度 1.84), 装入量约占瓶高度的三分之一。

(6) 干燥塔: 上层装碱石棉 (或碱石灰), 下层装无水氯化钙, 中间隔以玻璃棉, 底部及顶端也铺以玻璃棉。

(7) 管式炉^③: 附热电偶与温度自动控制器。

(8) 球形干燥管: 内装干燥玻璃棉^④。

(9) 除硫管: 直径 10~15mm、长约 100mm 的玻璃管, 内装 4g 颗粒活性二氧化锰 (或粒状钒酸银), 两端塞有脱脂棉。除硫剂失效时应重新更换^{④⑤}。

(10) 容量定碳仪^⑥零件及装置见仪器说明书。

(11) 瓷管: 长 600mm、内径 23mm (亦可采用相近似规格的瓷管), 使用时先检查是否漏气, 然后分段灼烧。瓷管两端露出炉外部分长度不小于 175mm, 以便燃烧时管端仍是冷却的。粗口端连接玻璃磨口塞, 锥形口端用橡皮管连接于球形干燥管。

(12) 瓷舟: 长 88 或 97mm, 使用前须在 1200℃管式炉中通氧灼烧 2~4min, 也可于 1000℃高温炉中灼烧 1h 以上, 冷却后贮于盛有碱石棉或碱石灰及氯化钙的未涂油脂的干燥器中备用。

(13) 长钩: 用低碳镍铬丝、耐热合金丝制成, 用以推、拉瓷舟。

(三) 分析步骤

(1) 将炉温升至 1200~1350℃^⑦, 检查管路及活塞是否漏气, 装置是否正常, 燃烧标准样品, 检查仪器及操作^⑧。

(2) 称取试样 (含碳 1.5% 以下称 0.5~2.0g, 1.5% 以上称 0.2~0.5g) 置于瓷舟中, 覆盖适量助熔剂^①, 启开玻璃磨口塞 8, 将瓷舟放入瓷管内, 用长钩推至高温处, 立即塞紧磨口塞, 预热 1min, 根据定碳仪操作规程操作, 测定其读数 (体积或含量)。启开磨口塞, 用长钩将瓷舟拉出^②, 即可进行下一个试样分析^⑩。

(3) 碳的百分含量按下式计算^⑩:

①当标尺的刻度是体积 (mL) 时:

$$C(\%) = \frac{A \times V \times f}{W} \times 100\%$$

式中 A——温度 16℃、气压 101300Pa, 封闭液面上每毫升二氧化碳中含碳重量 (g); 用酸性水作封闭液时, A = 0.0005g。用氧化钠酸性溶液作封闭液时, A = 0.0005022g;

V——吸收前与吸收后气体体积差, 即二氧化碳体积 (mL);

f——温度、气压修正系数, 采用不同封闭液时其值不同 (参见 GB 223.1—81 的附录), 表中所列之气压值系值校正后的气压值^⑪;

W——称样量 (g)。

②当标尺的刻度是碳含量时 (例如上海产的定碳仪把 25mL 体积刻成含碳量为 1.250%; 沈阳产的定碳仪把 30mL 体积刻成含碳量为 1.500%):

第四章 钢材的材质检验

$$C(\%) = \frac{A \times X \times 20 \times f}{W} \times 100\%$$

式中 A、f、W——代表的意义与上式相同；

X——标尺读数（含碳量）；

20——标尺读数（含碳量）换算成二氧化碳气体体积（mL）的系数

（即 $\frac{25}{1.250}$ 或 $\frac{30}{1.500}$ ）。

即熔剂加入量参见表 2-4-2。

表 2-4-2 助 熔 剂 加 入 量

加 入 量 钢 种	名 称 (g)	锡 (粒、片)	铜与氧化铜	锡(粒、片) + 纯铁粉 (1+1)	氧化铜 + 纯铁粉 (1+1)	五氧化二钒 + 纯铁粉 (1+1)
生铁、碳钢、中、低合金钢		0.25~0.5	0.25~0.5	—	—	—
高合金钢、高温合金、精密合金		—	—	0.25~0.5	0.25~0.5	0.25~0.5

注：1. 助熔剂中含碳量一般不超过 0.005%，使用前应作空白试验，并从分析结果中扣除。助熔剂加入量参见表 2-4-2。

2. 定碳仪应装置在室温较正常的地方（距离高温炉约 300~500mm），避免阳光直接照射。

3. 高温加热设备也可用高频加热装置。

4. 更换水准瓶所盛溶液、玻璃棉、除硫剂、氢氧化钾溶液后，均应做几次高碳试样，使二氧化碳饱和后，方能进行操作。

5. 如分析含硫量高的试样（0.2%以上），应增加除硫剂量，或多增加一个除硫管。

6. 可用沈阳玻璃仪器厂或上海玻璃仪器厂生产的定碳仪。

量气管必须保持清洁，有水滴附着量气管内壁时，须用重铬酸钾洗液洗涤。

量气管中装酸性水 [于 1000mL 硫酸（1+1000）中加数滴 0.1% 甲基橙溶液，使溶液呈淡红色，混匀] 或氯化钠酸性溶液 [称取 26g 氯化钠溶于 74mL 水中，加数滴 0.1% 甲基橙溶液，加硫酸（相对密度 1.84）至淡红色]

7. 碳钢、低合金钢 1200℃，难熔合金 1350℃。

8. 吸收器及水准瓶内溶液的温度以及混合气体的温度，三者应基本相同，否则将产生正、负空白值。因此在测定前应通氧气重复做空白数次直至空白值稳定，方可进行试样分析。

9. 由于室温变化及工作过程引起冷凝管中水温变动，因此工作中须经常测空白，从结果中扣除。

10. 观察试样是否燃烧完全，如燃烧不完全，须重新分析。

11. 彩用水银气压计时，气压值按下式校正；

$$P = P' (1 - 0.000163t - 0.0026 \cos 2\varphi - 0.000002H)$$

式中 P——校正后的气压值 (Pa);
 P'——水银气压计测得的气压值 (Pa);
 t——水银气压计所在处温度 (°C);
 φ——水银气压计所在处纬度 (度);
 H——水银气压计所在处海拔高度 (m)。

(四) 碳量的允许差

碳量的允许差如表 2-4-3。

表 2-4-3 碳 量 允 许 差

含 碳 量 (%)	允 许 差 (%)	含 碳 量 (%)	允 许 差 (%)
0.0300 ~ 0.0500	0.0050	1.001 ~ 2.000	0.035
0.051 ~ 0.100	0.010	2.001 ~ 3.000	0.045
0.101 ~ 0.250	0.015	3.01 ~ 4.00	0.05
0.251 ~ 0.500	0.020	4.00 以上	0.07
0.501 ~ 1.000	0.025		

此允许差仅为保证与判定分析结果的准确度而设,与其他部门不发生任何关系。在平行分析二份或二份以上试样时,所得之分析数据的极差值不超过所载允许差两倍者(即±允许差以内),均应认为有效,以求得平均值。

用标准试样校验时,结果偏差不得超过所载允许差。

二、钢铁及合金中硫量的测定

(一) 氧化铝色层分离 - 硫酸钡重量法

1. 方法提要

试样在饱和溴水中用盐酸-硝酸溶解,高氯酸冒烟,过滤除去硅、钨、铌等,并通过活性氧化铝色层柱除去大部分干扰元素后,用稀氢氧化铵洗脱色层柱上的硫酸根,以硫酸钡重量法测定硫。

适用范围:本法适用于生铁、铁粉、碳钢、合金钢、高温合金及精密合金的测定。

测定范围:0.003%以上。

2. 试剂与仪器

(1) 氢氟酸(相对密度 1.15)。

(2) 冰乙酸。

(3) 过氧化氢 (相对密度 1.10)。

(4) 乙醇 (95%)。

(5) 溴 (99% 以上): 饱和溴水。

(6) 盐酸 (1+1) (1+20): 优级纯。

(7) 高氯酸 (相对密度 1.67) (1+100): 优级纯。

(8) 王水: 盐酸 (相对密度 1.19) + 硝酸 (相对密度 1.42) (3+1), 用优级纯试剂配制。

(9) 硝酸银溶液 (1%)。

(10) 氢氧化铵 (1+13) (1+139): 优级纯。

(11) 硝酸铵溶液 (0.1%)。

(12) 氯化钡溶液 (10%): 用慢速滤纸过滤后备用。

(13) 活性氧化铝: 色层分离用, 粒度小于 80 目。先用盐酸 (1+11) 浸泡数小时, 再用清水漂洗 3~4 次, 每次将经搅动后 20s 未沉下的细粒倾去, 沉下的备用。

(14) 甲基红 (0.1%): 乙醇溶液。

(15) 硫标准溶液: 称取 0.7467g 硫酸钾 (优级纯, 预先经 105℃ 烘至恒重), 置于烧杯中, 加水溶解后, 移入 500mL 容量瓶中, 用水稀释至刻度, 摇匀。此溶液 1mL 相当于 2mg 硫酸钡。

(16) 氧化铝色层分离装置 (见图 2-4-2)。

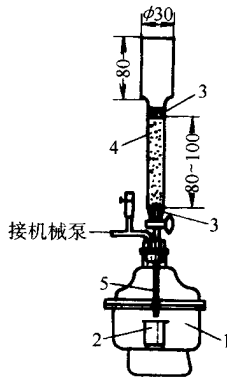


图 2-4-2 氧化铝色层分离装置

1—干燥器; 2—烧杯; 3—玻璃棉; 4—充装氧化铝; 5—软塑料管

(17) 色层柱的制备: 先在柱底放入少量玻璃棉, 再以少量水将备用的活性氧化铝转入柱内至 80~100mm 的高度, 在活性氧化铝的上端再放入少量玻璃棉, 以下按分析步骤先用水洗涤色层柱, 再用氢氧化铵洗脱, 收集氢氧化铵洗脱液, 用 10% 氯化钡溶液进行沉淀, 如无混浊现象即可 (否则继续用氢氧化铵洗涤)。依次用 20mL 水和 20mL 盐酸 (1+20) 通过色层柱后, 即可倒入试液进行色层分离。色层柱经上述处理后能多次使用。

3. 分析步骤

(1) 称取试样^① (随同试样做二份试剂空白), 置于 500mL 烧杯中, 加 80mL 饱和溴水、1mL 溴^②、80mL 王水使试样缓慢溶解^③, 试样溶完后, 加 80mL 高氯酸 (相对密度 1.67)^④ 及数滴氢氟酸 (相对密度 1.15)^⑤, 加热至冒烟, 继续冒烟 10~20min^⑥, 使铬全部氧化, 稍冷, 加 200mL 水, 加热溶解盐类, 保温 20min, 冷却, 用中速滤纸过滤^⑦, 并用高氯酸 (1+100) 洗涤 7~8 次。

(2) 加 2.50mL 硫标准溶液 (相当于 5.00mg 硫酸钡)。

(3) 将试液通过色层柱^⑧, 流速控制在 10~15mL/min, 待试液完全通过后, 用 50mL 盐酸 (1+20) 分二次洗涤烧杯并通过色层柱, 用 30mL 水分二次洗涤色层柱, 弃去滤液和洗液, 用水将色层柱下端洗净, 换一个 100mL 烧杯, 依次用 10mL 氢氧化铵 (1+13) 和 35mL 氢氧化铵 (1+139) 洗脱色层柱上的硫酸根, 流速控制在 5~6mL/min, 将收集洗脱液的烧杯取出。色层柱先用 20mL 水, 再用 20mL 盐酸 (1+20) 洗涤后供下次分离用, 如不继续使用, 应再加 20mL 盐酸 (1+20) 保存在柱内。

(4) 洗脱液中加入 1 滴 0.1% 甲基红, 滴加盐酸 (1+1) 中和至出现红色不褪并过量 0.5mL (如有氧化铝沉淀穿漏, 须过滤除去, 用水洗涤烧杯及滤纸 5~6 次, 滤液蒸发浓缩至约 45mL)。加 1mL 冰乙酸、5 滴过氧化氢 (相对密度 1.10), 还原并络合带下的少量铬离子, 待蓝色完全褪去后, 加 10mL 乙醇, 搅匀, 加热至近沸, 滴加 5mL 10% 氯化钡溶液, 同时搅拌至出现沉淀, 盖上表面皿, 在 60~80℃ 保温 2h 或静置过夜, 用 9cm 的慢速滤纸过滤, 用 0.1% 热硝酸铵溶液 (约 50℃) 将沉淀全部移入滤纸^⑨, 用 0.1% 冷硝酸铵溶液洗涤滤纸又沉淀至无氯离子 (用 1% 硝酸银溶液检验), 沉淀及滤纸移入已恒重的铂坩锅中, 于低温碳化后在 800~850℃ 高温炉中灼烧 0.5h 以上, 取出, 置于干燥器中, 冷却至室温, 称重, 反复灼烧至恒重。

(5) 硫的百分含量按下式计算:

$$S(\%) = \frac{(W_1 - W_2) - (W_3 - W_4)}{W} \times 0.1374 \times 100\%$$

式中 W_1 ——测得硫酸钡重量 (g);

W_2 ——从校正曲线查得相当于 W_1 的校正值 (g);

W_3 ——试剂空白的平均值 (g);

W_4 ——从校正曲线查得相当于 W_3 的校正值 (g);

W ——称样量 (g);

0.1374——硫酸钡换算为硫的系数。

(6) 校正曲线的绘制: 移取数份硫标准溶液, 每点取二份相当于 7~40mg 硫酸钡, 置于 100mL 烧杯中, 加入 13mL 氢氧化铵 (1+13), 加水稀释至体积约为 45mL, 用盐酸 (1+1) 中和并过量 0.5mL, 加 1mL 产乙酸, 以下按分析步骤进行。将加入的硫量 (相当于硫酸钡重, 即理论值, g) 为横坐标, 以测得硫酸钡重 (g) 减去理论值所得差的平均值 (即校正值, g) 为纵坐标, 绘制校正曲线^⑩。

注: ①按估计含硫量称取试样:

S0.003% ~ 0.005% 称取二份试样，每份 10g。

S0.005% ~ 0.05% 称取 10g。

S > 0.05% 称取试样中硫不超过 5mg。

每份试样中含钨量不超过 800mg，高钨低硫样品可多称几份，在滤去钨酸后将滤液合并为一份。

- ② 5g 以下试样加 40mL 溴水及 1mL 溴即可。溶样时如溴消耗过快（如生铁等高碳样品），应随时补加溴。试剂空白也应同样补加。高合金钢及高温合金等难溶样品，亦可用氯酸钾代替溴及溴水做氧化剂，每份试样用 0.2g 氯酸钾。
- ③ 5g 以下试样加 40mL 王水，如溶样时反应剧烈，王水应分次加入，或立即用冷水或冰水冷却。易溶样品也可用硝酸（相对密度 1.42）代替王水；难溶样品可适当增加盐酸的比例。
- ④ 5g 以下试样加 40mL 高氯酸（相对密度 1.67）即可。含钨大于 5% 的样品在加高氯酸前，必须将溶液蒸发至糖浆状。加水溶解盐类后应在热处（60 ~ 80℃）保温 2h 以上，并静置过夜，使钨酸完全水解，便于过滤，否则钨酸水解不完全，颗粒过细易穿过滤纸。
- ⑤ 含高硅样品可多加几滴氢氟酸（相对密度 1.15）以利于以后过滤；加几滴氢氟酸还有助于含钨、铌、钽、钛及钼等试样的溶解。
- ⑥ 称取试样中含铬量在 1.25g 以上需要挥铬，可在冒高氯酸烟时将铬氧化成六价后，分数次滴加盐酸，每次 2mL，将大部分铬挥去。
- ⑦ 含钨、铌、钽样品用慢速滤纸过滤。
- ⑧ 低硫样品如称二份 10g 试样，二份滤液可用同一个色层柱进行色层分离，待溶液全部通过色层柱后，再依次用盐酸（1 + 20）及水分别洗涤烧杯及色层柱，试剂空白按同法操作。
- ⑨ 转移和洗涤沉淀时，最好用小滴管，便于控制体积。用热硝酸铵溶液转移沉淀时，一般需冲洗 6 ~ 7 次，每次用 2mL，用冷硝酸铵溶液洗涤沉淀时，一般需洗 12 ~ 13 次，每次约 2mL，即可将氯离子洗净。洗涤时宜将漏斗颈中的水柱断开，以防止氯离子因扩散而不易洗净。
- ⑩ 在一般情况下，如果硫酸钡沉淀量（包括加入硫标准溶液中的硫）控制在 7 ~ 40mg，其测得硫酸钡重与理论值相对误差不超过 1%，可考虑不必进行校正。

（二）燃烧 - 碘酸钾容量法

1. 方法提要

试样置于高温炉中加热并通氧燃烧，使硫氧化成二氧化硫，被酸性淀粉溶液吸收后，用碘酸钾标准溶液滴定至蓝色为终点。

适用范围：同上法。

测定范围：0.003% ~ 0.20%。

2. 试剂与仪器

- （1）硫酸（相对密度 1.84）。
- （2）无水氯化钙（固体）。
- （3）碱石棉。

(4) 淀粉吸收液：称取 10g 可溶性淀粉^①，用少量水调成糊状，加 500mL 沸水，搅拌，加热煮沸后取下，冷却，加 3g 碘化钾、500mL 水及 2 滴盐酸（相对密度 1.19），搅拌均匀后静置澄清。使用时取 25mL 上面澄清液，加 15mL 盐酸（相对密度 1.19），用水稀释至 1L，混匀。

(5) 助溶剂^②：

- ① 二氧化锡和还原铁粉以 3 + 4 混匀。
- ② 五氧化二钒和还原铁粉以 3 + 1 混匀。
- ③ 五氧化二钒。

(6) 碘酸钾标准溶液：

① 0.01000N，称取 0.3560g 碘酸钾（基准试剂）溶于水后，加 1mL 10% 氢氧化钾，移入 1000mL 容量瓶中，用水稀释至刻度，摇匀。

② 0.001000N，移取 100mL 0.01000N 碘酸钾标准溶液于 1000mL 容量瓶中，加 1g 碘化钾使其溶解，用水稀释至刻度，摇匀。此溶液用于测定含硫量为 0.010% ~ 0.20% 的试样。

③ 0.0002500N，移取 25.00mL 0.01000N 碘酸钾标准溶液于 1000mL 容量瓶中，加 1g 碘化钾使其溶解，用水稀释至刻度，摇匀。此溶液用于测定含硫量 0.003% ~ 0.010% 的试样。

(7) 碘酸钾标准溶液的标定：称取三份标准样品^③，按分析步骤进行。三份溶液所消耗碘酸钾标准溶液毫升数的极差值不超过 0.20mL，即可取其平均值，并同时瓷舟、瓷盖与助熔剂的空白测定。碘酸钾标准溶液对硫的滴定度按下式计算：

$$T = \frac{S_{\text{标}} (\%) \times W}{V - V_0 \times 100}$$

式中 T——碘酸钾标准溶液对硫的滴定度（g/mL）；

$S_{\text{标}} (\%)$ ——标准样品中硫的百分含量；

V——滴定所消耗的碘酸钾标准溶液的平均体积（mL）；

V_0 ——滴定空白时所消耗碘酸钾标准溶液的平均体积（mL）；

W——称样量（g）。

(8) 仪器装置（见图 2-4-3）。

(9) 洗气瓶：内盛浓硫酸，装入量约占瓶高度的三分之一。

(10) 干燥塔：上层装碱石棉，下层装无水氯化钙，中间隔玻璃棉，底部及顶端也铺以玻璃棉。

(11) 管式炉：附有热电偶高温计。

(12) 球形干燥管：内装干燥脱脂棉。

(13) 吸收杯：低硫吸收杯（图 2-4-4）；高硫吸收杯（图 2-4-5）。

3. 分析步骤

(1) 将炉温升至 1250 ~ 1300℃（普通瓷管），用于测定生铁、碳钢及低合金钢。

(2) 炉温升至 1300℃ 以上（高铝瓷管），用于测定中、高合金钢及高温合金、精密

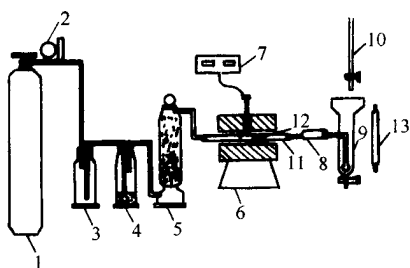


图 2-4-3 燃烧法定硫仪器装置示意图

- 1—氧气瓶；2—氧气表；3—缓冲瓶；4—洗气瓶；5—干燥塔；
6—管式炉；7—可控硅温度自动控制器（或调压器）；8—球形干燥管；9—吸收杯；
10—滴定管（25mL）；11—瓷管；12—带盖瓶舟；13—白光灯（8W）

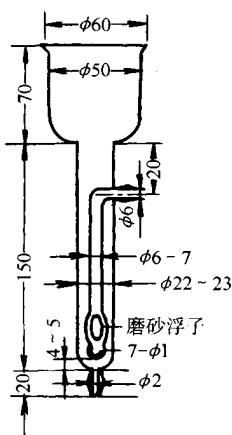


图 2-4-4 低硫吸收杯

合金。

(3) 淀粉吸收液的准备：硫小于 0.01% 用低硫吸收杯，加入 20mL 淀粉溶液；硫大于 0.01% 用高硫吸收杯，加 60mL 淀粉溶液。通氧（流速为 1500 ~ 2000mL/min），用碘酸钾标准溶液滴定至浅蓝色不褪，作为终点色泽，关闭氧气。

(4) 检查瓷管及仪器装置是否严密不漏气，按分析步骤分析 2 个非标准试样。

(5) 称取试样置于瓷舟中^④，加入适量的助熔剂^⑤，盖上瓷盖，启开橡皮塞，将瓷舟放入瓷管内，用长钩推至高温处，立即塞紧橡皮塞，预热 0.5 ~ 1.5min^⑥，随即通氧（流速为 1500 ~ 2000mL/min），燃烧后的混合气体导入吸收杯中，使淀粉吸收液蓝色开始消退，立即用碘酸钾标准溶液滴定并使液面保持蓝色^⑦，当吸收液褪色缓慢时，滴定速度也相应减慢，直至吸收液的色泽与原来的终点色泽相同，间歇通氧后，色泽不变即为终点，关闭氧气，打开橡皮塞，用长钩拉出瓷舟^⑧。读取滴定所消耗碘酸钾标准溶液的毫升数。

(6) 硫的百分含量^⑨按下式计算：

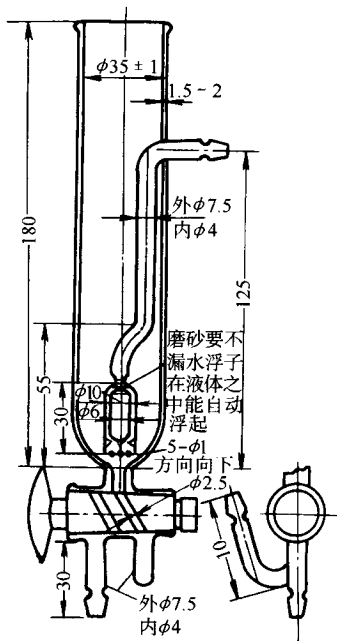


图 2-4-5 高硫吸收杯

$$S(\%) = \frac{T \times (V - V_0)}{W} \times 100\%$$

式中 T——碘酸钾标准溶液对硫的滴定度 (g/mL)；
 V——滴定试样所消耗碘酸钾标准溶液的体积 (mL)；
 V₀——滴定空白时所消耗碘酸钾标准溶液体积的平均值 (mL)；
 W——称样量。

注：①最好用红薯粉或葛粉，因其显色灵敏度高，终点色泽呈蓝色，没有泛红现象。

②二氧化锡需处理：将经过 120 目筛孔后的二氧化锡盛于大瓷舟中，放在 1300℃管式炉中通氧灼烧 2min，冷却后贮于磨口瓶内备用，否则空白值较高。五氧化二钒亦需在 600℃高温炉中灼烧数小时，冷却后置于磨口瓶内备用，否则氧化物中的少量水分亦会导致结果偏低。

③需用经重量法或还原-比法定值，牌号相似，含硫量相近的标准试样。测定 0.010% 以下的硫时，亦可采用称取 0.1000g 含硫量大于 0.010% 的标样和 0.9000g 含硫量小于 0.001% 的标样，混合后进行标定。

空白值应包括瓷舟、瓷盖、助熔剂及 0.9g 含硫量小于 0.001% 的标样。

④使用带瓷盖的瓷舟，有利于氧化铁在高温区的捕集，大大减少了转化区的触媒（氧化铁）量，管道的沾污也大为减少，可使硫的回收率提高 5%~10%。瓷盖也可将瓷舟两端切去后代用。瓷舟、瓷盖需在 1000℃高温炉中灼烧 1h 以上，冷却后贮于未涂油脂的干燥器中备用。测定低含量硫时，瓷舟、瓷盖还应放在 1300℃管式炉中，通氧灼烧 1~2min，在氧气气氛中冷却，贮于未涂油脂的干燥器中备用。

⑤助熔剂用量可参照表 2-4-4。

表 2-4-4

助熔剂用量参照表

含 硫 量 (%)	称 样 量 (g)	助 熔 剂 量 (g)	
		助熔剂甲或乙 (用于中、高合金钢、高温合金及精密合金)	助熔剂丙 (用于生铁、碳钢、低合金钢)
0.100 ~ 0.200	0.1000 ~ 0.2000	0.4	0.1
0.050 ~ 0.100	0.2500		
0.010 ~ 0.050	0.5000	0.8	0.2
0.0030 ~ 0.010	1.0000	1.0	0.3

注：高温合金及精密合金称样量不超过 0.5000g。

- ⑥ 预热时间不宜过长，生铁、碳钢及低合金钢预热不超过 30s，中高合金钢及精密合金预热 1 ~ 1.5min。
- ⑦ 若滴定速度跟不上，会导致结果偏低，因此在滴定生铁等高硫样品时，开始可以适当多过量一些碘酸钾标准溶液。
- ⑧ 拉出瓷舟观察试样燃烧情况，如断面有气泡，需重新测定。
- ⑨ 在连续测定 10 个以上试样后，应清除瓷管内氧化物。球形干燥管中脱脂棉上粉尘积聚过多时亦应更换。高锰钢与生铁因粉尘积聚较为严重，需将标样和试样平行测定。

4. 硫量允许差

硫量允许差如表 2-4-5。

此允许差仅为保证与判定分析结果的准确度而设，与其他部门不发生任何关系。在平行分析二份或三份以上试样时，所得之分析数据的极差值不超过所载允许差二倍者（即 \pm 允许差以内），均应认为有效，以求得平均值。

用标准试样校验时，结果偏差不得超过所载允许差。

表 2-4-5

硫 量 允 许 差

含 硫 量 (%)	允 许 差 (%)	含 硫 量 (%)	允 许 差 (%)
0.0010 ~ 0.0025	0.0003	0.051 ~ 0.050	0.004
0.0026 ~ 0.0050	0.0005	0.051 ~ 0.100	0.006
0.0051 ~ 0.010	0.001	0.101 ~ 0.200	0.010
0.011 ~ 0.020	0.002	0.200 以上	0.015

三、钢铁及合金中磷量的测定

(一) 磷钼酸铵容量法

1. 方法提要

试样以氧化性酸溶解，在约 2.2N 硝酸酸度下，加钼酸铵生成磷钼酸铵沉淀，过滤后，用过量的氢氧化钠标准溶液溶解，过剩的氢氧化钠用硝酸标准溶液返滴定。

试液中存在小于 $100\mu\text{g}$ 砷、 $500\mu\text{g}$ 钼、 1mg 锆、钒或铌、 8mg 钨、 10mg 钛和 20mg 硅，不干扰测定。超出上述限量，砷以盐酸、氢溴酸挥除；锆、铌和钼、钛、硅以氢氟酸掩蔽；钒用盐酸羟胺还原；钨在氨性溶液中，EDTA 存在下，用钼作载体分离除去。

适用范围：本法适用于生铁、铁粉、碳钢、合金钢。

测定范围：0.01% ~ 1.0%。

2. 试剂

(1) 硝酸铵：固体。

(2) 高氯酸（相对密度 1.67）。

(3) 氢氟酸（相对密度 1.15）。

(4) 硝酸（相对密度 1.42）（1+3）（2+100）。

(5) 亚硝酸钠溶液（10%）。

(6) 钼酸铵溶液：称取 135g 钼酸铵 $[(\text{NH}_4)_6\text{Mo}_7\text{O}_{24}\cdot 4\text{H}_2\text{O}]$ 溶于温水中，冷却，用水稀释至 1L，搅拌并徐徐倾入 1L 硝酸（1+3）中，混匀，加 5mg 磷酸氢二铵，静置 24h，使用前后慢速滤纸过滤。

(7) 中性水：将蒸馏水煮沸驱除二氧化碳后，流水冷却，用时制备。

(8) 酚酞溶液：称取 0.25g 酚酞溶于 30mL 乙醇中，用水稀释至 50mL 。

(9) 氢氧化钠标准溶液（0.1N）或（0.05N）：称取 4g （0.1N）或 2g （0.05N）氢氧化钠溶于 1L 中性水中，贮存于密闭的塑料瓶中。

(10) 氢氧化钠标准溶液的标定：称取 0.3000g 基准苯二甲酸氢钾（预先经 105°C 烘干，置于干燥器中冷却至室温）3 份，用 80mL 中性水溶解，加 2~3 滴酚酞溶液，用氢氧化钠标准溶液滴定至浅红色，3 份溶液所消耗氢氧化钠标准溶液毫升数的极差值不超过 0.05mL ，取其平均值，氢氧化钠标准溶液的当量浓度按下式计算：

$$N = \frac{W \times 1000}{204.22 \times V}$$

式中 N——氢氧化钠标准溶液的当量浓度；

W——称取苯二甲酸氢钾的重量（g）；

V——滴定所消耗氢氧化钠标准溶液的平均体积（mL）；

204.22——苯二甲酸氢钾的克当量。

(11) 硝酸标准溶液（0.1N）或（0.05N）：移取 6.5mL （0.1N）或 3.3mL （0.05N）

经煮沸驱除氮氧化物并已冷却的硝酸（相对密度 1.42），用水稀释至 1L，混匀。

（12）硝酸标准溶液的标定：移取 25.00mL 氢氧化钠标准溶液 3 份，加 50mL 中性水、3 滴酚酞，用硝酸标准溶液滴定至红色消失，3 份溶液所消耗硝酸标准溶液毫升数的极差值不超过 0.05mL，取其平均值。按下式计算：

$$K = \frac{25}{V}$$

式中 K——硝酸标准溶液对氢氧化钠标准溶液的换算系数；

V——滴定所消耗硝酸标准溶液的平均体积（mL）。

3. 分析步骤

（1）称取试样^①（随同试样做试剂空白）置于 300mL 锥形瓶中，加硝酸^①（1+3）加热溶解。

（2）加高氯酸（相对密度 1.67）^{①②}加热蒸发至冒高氯酸烟^③，稍冷，滴加 0.5mL 氢氟酸^①（相对密度 1.15），再蒸发冒高氯酸烟至锥形瓶内部透明并维持 3~4min，蒸发至近干，冷却。

（3）加 5mL 硝酸（相对密度 1.42）^④，40mL 水加热溶解盐类^⑤，滴加 10% 亚硝酸钠还原铬至低价并过量 2 滴，煮沸 1~2min 驱除氮氧化物，加 10g 硝酸铵^⑥。

（4）将溶液冷却至约 50℃，加 50mL 约 50℃的钼酸铵溶液，锥形瓶用橡皮塞塞紧剧烈振荡 2~3min，静置 2~3h（最好过夜）。

（5）用慢速滤纸或用加小孔瓷片的漏斗加纸浆减压过滤，用硝酸（2+100）洗锥形瓶 3~4 次，洗沉淀 2~3 次 [用约 50mL 硝酸（2+100）]，然后用低于 30℃的中性水洗锥形瓶和沉淀至无游离酸（收集 5mL 滤液，加 1 滴酚酞溶液、1 滴氢氧化钠标准溶液至浅红色不消失）。

（6）将洗净的磷钼酸铵沉淀连同滤纸或滤纸浆一同置于原锥形瓶中，加 50mL 中性水，摇动锥形瓶使纸浆松散，滴加氢氧化钠^⑦标准溶液至黄色沉淀完全溶解并过量 5mL，加 3~4 滴酚酞溶液，用中性水洗涤瓶壁，用硝酸标准溶液滴定过量的氢氧化钠至红色恰好消失为终点，减去试剂空白所消耗氢氧化钠标准溶液的毫升数。

（7）磷的百分含量按下式计算：

$$P(\%) = \frac{N[(V_1 - KV_2) - (V_3 - KV_4)] \times 0.001291}{W} \times 100\%$$

式中 N——氢氧化钠标准溶液的当量浓度；

V₁——试样溶液加入氢氧化钠标准溶液的体积（mL）；

V₂——滴定试样溶液所消耗硝酸标准溶液的体积（mL）；

V₃——试剂空白加入氢氧化钠标准溶液的体积（mL）；

V₄——滴定试剂空白所消耗硝酸标准溶液的体积（mL）；

K——硝酸标准溶液对氢氧化钠标准溶液的换算系数；

W——称样量（g）；

0.001291——每毫克当量磷的重量（g）。

表 2-4-6 称取试样及加入试剂参照表

含量范围 (%)		0.01~0.03	0.03~0.05	0.05~0.1	0.1~0.5	0.5~1.0
称样量 (%)		2.000	1.5000	1.0000	0.5000	0.2500
加硝酸 (1+3) (mL)		50	50	40	40	30
加高氯酸 (比重 1.67) (mL)		20	15	10	5	5
加 EDTA (g)	镍基	4	3	2	1	1
	铁基	15	12	8	4	2

注：①称取试样及加入试剂参照表 2-4-6。

如用硝酸 (1+3) 不能溶解的试样，加水溶解后加高氯酸冒烟。

如试样中含砷、铬、锰不超过限量，又可用硝酸 (1+3) 溶解的试样，可在硝酸 (1+3) 溶解后滴加 4% 高锰酸钾溶液呈稳定红色煮沸 1~2min，取下滴加 10% 亚硝酸钠溶液至二氧化锰沉淀溶解，煮沸 1min 驱除氮氧化物，用氢氧化铵 (相对密度 0.90) 中和至有少量氢氧化铁沉淀出现，滴加硝酸 (相对密度 1.42) 至沉淀刚溶解并过量 5mL，加 5g 硝酸铵，用水稀释或蒸发浓缩至体积约 50mL，以下按分析步骤进行。

- ②如试液中含锰 10mg 以上或铬 50mg 以上，多加 3~5mL 高氯酸 (相对密度 1.67)，蒸发至冒高氯酸烟锥形瓶内部透明并维持 20~25min，使磷完全氧化。或蒸发至铬氧化成高价后，分次滴加 2~3mL 盐酸 (相对密度 1.19) 挥铬，重复操作 2~3 次，残余的铬以 10% 亚硝酸钠溶液还原。
- ③如试样溶液中含砷超过 0.1mg 时，加 10mL 盐酸 (相对密度 1.19) 5mL 氢溴酸 (相对密度 1.49)，继续加热蒸发冒高氯酸烟除砷。
- ④如试液中含钨超过 8mg 时，不加硝酸，用 25mL 水溶解盐类，加 EDTA^①、10mL 2% 硫酸铵 [以硫酸 (1+100) 配制] 溶液，滴加氢氧化铵 (相对密度 0.90) 中和至 pH3~4，用水稀释至 100mL，加热微沸 1~2min，稍冷，在搅拌下加 15mL 氢氧化铵 (相对密度 0.90)，再煮沸 1min，流水冷却，用中速滤纸过滤，用氢氧化铵 (5+95) 洗净，水洗 2 次，弃去滤、洗液，沉淀用水洗入原锥形瓶中，用 10mL 热硝酸 (1+1) 溶解滤纸上残余的沉淀，用水洗净，调节溶液体积至约 50mL，加 10g 硝酸铵，以下按分析步骤进行。
- ⑤如试液中含钽大于 0.5mg，锆、铌大于 1mg，钛大于 10mg 时，须加 2mL 氢氟酸 (相对密度 1.15)，低温加热煮沸 1~2min 至溶液澄清，以下按分析步骤进行。
- ⑥如试液中含钒大于 1mg 时，加 10mL 10% 盐酸羟胺溶液将钒还原至四价，摇动 1min，加热至 50~55℃，再加 5mL 10% 盐酸羟胺溶液，不断摇动 0.5min，使钒还原完全，然后按分析步骤进行。
- ⑦试液中含磷少于 1mg 时，用 0.05N 的氢氧化钠与硝酸标准溶液滴定。

(二) 乙酸丁酯萃取磷钼蓝光度法

1. 方法提要

在 0.65~1.63N 硝酸或 0.4~1.6N 硝酸介质中，磷与钼酸铵生成磷钼杂多酸可被乙酸丁酯萃取，用氯化亚锡将磷钼杂多酸还原并反萃取至水相，于波长 680nm 处，测其吸

光度。

在萃取溶液中含 $2.5\mu\text{g}$ 锆, $20\mu\text{g}$ 砷, $25\mu\text{g}$ 铌、钽, $50\mu\text{g}$ 钛, $500\mu\text{g}$ 钽, 1.5mg 钨, 2mg 铜, 3mg 钴, 5mg 铬(III) 铝, 500mg 镍, 不干扰测定。

超出上述限量, 砷用盐酸、氢溴酸驱除; 钒用硫酸亚铁还原, 锆以氢氟酸掩蔽; 铬氧化成高价后加盐酸挥发除去; 钨在 EDTA 氨性溶液中以钼作载体将磷沉淀分离; 铌、钛、锆、钽用铜铁试剂、三氯甲烷萃取除去。

适用范围: 本法适用于生铁、铁粉、碳钢、合金钢、高温合金及精密合金。

测定范围: $0.001\% \sim 0.05\%$ 。

2. 试剂

(1) 高氯酸(相对密度 1.67)。

(2) 乙酸丁酯。

(3) 硝酸(1+2)。

(4) 盐酸(1+5)。

(5) 钼酸铵溶液(10%)。

(6) 亚硝酸钠溶液(10%)。

(7) 硫酸亚铁溶液(5%): 每 100mL 溶液中加入 1mL 硫酸(1+1)。

(8) 氯化亚锡溶液(1%): 称取 1g 氯化亚锡($\text{SnCl}_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$)溶于 8mL 盐酸(相对密度 1.19)中, 用水稀释至 100mL, 用时现配。

(9) 磷标准溶液:

(甲) 称取 0.4393g 基准磷酸二氢钾(KH_2PO_4)(预先经 105°C 烘干至恒重), 用适量水溶解, 加 10mL 硝酸(相对密度 1.42), 移入 1000mL 容量瓶中, 用水稀释至刻度, 摇匀。此溶液 1mL 含 $100\mu\text{g}$ 磷。

(乙) 移取 20.00mL 磷标准溶液(甲), 置于 1000mL 容量瓶中, 加 5mL 硝酸(相对密度 1.42), 用水稀释至刻度, 摇匀。此溶液 1mL 含 $2\mu\text{g}$ 磷。

3. 分析步骤

(1) 称取试样(随同试样做试剂空白)置于锥形瓶中, 加硝酸(1+2)加热溶解^①, 加 8mL 高氯酸(相对密度 1.67)蒸发冒烟^{②③}至烧杯内部透明并回流 5~6min, 蒸发至近干, 冷却^④。

(2) 加 30mL 硝酸(1+2)加热溶解盐类, 滴加 10% 亚硝酸钠溶液至铬还原成低价并过量数滴, 煮沸驱除氮氧化物^{⑤⑥}。冷却至室温, 移入 100mL 容量瓶中, 用水稀释至刻度, 摇匀。

(3) 移取 10.00mL ^⑦ 试液, 置于 60mL 分液漏斗中, 加 2~3 滴 5% 硫酸亚铁溶液、15mL 乙酸丁酯、5mL 10% 钼酸铵溶液, 剧烈振荡 40~60s, 静置分层后, 弃去下层水相, 加 10mL 盐(1+5), 振荡 15s, 静置分层后, 弃去下层水相, 加 15.00mL 1% 氯化亚锡溶液, 振荡 20~30s, 静置分层后, 将水相移入 3cm 液槽中, 以水为参比, 在分光光度计上, 于波长 680nm 处, 测其吸光度, 减去试剂空白的吸光度, 从工作曲线上查出相应的磷量。

(4) 工作曲线的绘制：移取 0.00、1.00、2.00、3.00、4.00、5.00mL 磷标准溶液 (乙)，分别置于 6 个 60mL 分液漏斗中，加 3mL 硝酸 (1+2) [以硝酸 (相对密度 1.42) 煮沸除去二氧化氮，冷却后稀释]，用水稀释至 10mL，加 15mL 乙酸丁酯、5mL10% 钼酸铵溶液，剧烈振荡 40~60s，以下按分析步骤进行，但不加硫酸亚铁，测其吸光度，减去不加磷标准溶液的显色液的吸光度，绘制工作曲线。

(5) 磷的百分含量按下式计算：

$$P(\%) = \frac{\gamma \times 10^{-8}}{W \times \frac{V_1}{V}} \times 100\%$$

式中 γ ——自工作曲线上查得的磷量 (μg)；

V ——试液总体积 (mL)；

V_1 ——移取试液体积 (mL)；

W ——称样量 (g)。

表 2-4-7

称取试样及加入试剂参照表

含量范围 (%)		0.001~0.01	0.01~0.03	0.03~0.05
称 样 量 (g)		1.000	0.3000	0.2000
加硝酸 (1+2) (mL)		40	25	20
加高氯酸 (相对密度 1.67) (mL)		10	7	5
加 10% EDTA (mL)	铁 基	80	30	20
	镍 基	20	10	5

注：①称取试样及加入试剂参照表 2-4-7。

用硝酸 (1+2) 不能溶解的试样可加 10~15mL 盐酸 (相对密度 1.19) 助溶。

如试样中含砷、锰、铬不超过限量，而用硝酸 (1+2) 能够溶解，可在硝酸溶解后滴加 4% 高锰酸钾溶液呈稳定红色，煮沸 1~2min，取下，滴加 10% 亚硝酸钠溶液至沉淀溶解，煮沸 1min 驱除氮氧化物，冷却至室温，移入 10mL 容量瓶中，以下按分析步骤进行。

②如试样中含锰超过 2% 时，多加 5mL 高氯酸 (相对密度 1.67)，蒸发冒高氯酸烟至锥形瓶内部透明并回流 20~25min。

铬含量超过 50mg 时，蒸发至冒高氯酸烟，铬氧化至六价后，滴加 2~3mL 盐酸 (相对密度 1.19) 挥铬，重复操作 2~3 次，残余的铬用 10% 亚硝酸钠还原。

③含砷超过限量时，高氯酸冒烟后，稍冷，加 10mL 盐酸 (相对密度 1.19)、5mL 氢溴酸 (相对密度 1.49) 驱砷，继续蒸发至锥形瓶内部透明并回流 3~4min。

④含钨试样用 20mL 水溶解盐类，加 10mL2% 硫酸铍溶液 [以硫酸 (1+100) 配制] 10% EDTA 溶液 (加量见表 2-4-7)，2g 草酸，用氢氧化铵 (相对密度 0.90) 中和至 pH3~4，用水稀释至约 90mL，煮沸 2~3min，再加 10mL 氢氧化铵 (相对密度 0.90)，煮沸 1min，冷却至室温，过滤，用氢氧化铵 (1+50) 洗净，沉淀用水洗入原锥形瓶中，加 30mL 硝

酸(1+2)溶解残留在滤纸上的沉淀,滤纸用水洗净后弃去,滤液按分析步骤进行。

- ⑤含钛、铌、锆、钽钢,加10mL水、15mL硫酸(1+2)溶解盐类,滴加10%亚硝酸钠溶液还原六价铬后,煮沸驱除氮氧化物,取下趁热加5mL氢氟酸(1+10),混匀,冷却至室温,移入100mL容量瓶中,用水稀释至刻度,摇匀,移入塑料瓶中。移取10.00mL试液,置于60mL分液漏斗中,加0.4~0.8g铜铁试剂。20mL三氯甲烷,振荡1min,静置分层后,弃去有机相,于水溶液中加入1mL6%铜铁试剂溶液、10mL三氯甲烷,振荡40s,静置分层后,弃去有机相,于水溶液中再加10mL三氯甲烷,振荡30s,静置分层后,弃去有机相(如铜铁试剂尚未洗净,则再洗涤1次),加0.04~0.1g硼酸、1mL煮沸过的硝酸(1+2),振荡10~15s,以下按分析步骤进行,但不加硫酸亚铁。

含钨、钛、铌、锆、钽钢,先按含钨钢处理后,再按含钛、铌、锆、钽钢处理。

- ⑥含锆钢加5mL氢氟酸(1+10)混匀,冷却至室温,加20mL2%硼酸溶液,移入100mL容量瓶中,用水稀释至刻度,摇匀,移入塑料瓶中,以下按分析步骤进行。
- ⑦如室温低于15℃,使反应速度慢,萃取回收率低,因此须在15℃以上操作,工作曲线亦在同样条件下绘制。

(三) 铈磷钼蓝光度法

1. 方法提要

磷在硫酸介质中与铈、钼酸铵生成的络合物,用抗坏血酸还原为铈磷钼蓝,测其吸光度。

在显色溶液中存在50 μ g铈,200 μ g锆、硅,600 μ g铜、钛、钒,10mg锰,20mg镍、铁,不干扰测定。铬(VI)有影响,600 μ g铬(III)不干扰,超过此量用盐酸挥除。砷用氢溴酸、盐酸挥除。钨在氢氧化铵溶液中用铍作载体分离除去。铌有干扰。

适用范围:本法适用于铁粉、碳钢、合金钢、高合金钢,不适用于含铌、钨钢。

测定范围:0.01%~0.06%。

2. 试剂

(1)高氯酸(相对密度1.67)。

(2)硝酸-盐酸混合酸:硝酸(相对密度1.42)+盐酸(相对密度1.19)(1+2)。

(3)硫酸(1+5)。

(4)氢溴酸-盐酸混合酸:氢溴酸(相对密度1.49)+盐酸(相对密度1.19)(1+2)。

(5)亚硝酸钠溶液(10%)。

(6)抗坏血酸溶液(3%),用时现配。

(7)酒石酸铈钾溶液(0.27%,1mL含1mg铈)。

(8)淀粉溶液^①(1%):1g可溶性淀粉,用少量水润湿后,边搅拌边倒入100mL沸水中,搅匀,煮沸片刻,用前加热至溶液呈透明后,冷却至室温使用。

(9)钼酸铵溶液(2%)。

(10)铁溶液:称取0.4g低磷纯铁(含磷0.001%以下),用10mL盐酸(相对密度

1.19) 溶解后, 滴加硝酸(相对密度 1.42)氧化, 加 3mL 高氯酸(相对密度 1.67)蒸发至冒高氯酸烟并继续蒸发至呈湿盐状, 冷却, 用 20.0mL 硫酸(1+5)溶解盐类, 冷却至室温, 移入 100mL 容量瓶中, 用水稀释至刻度, 摇匀。

(11) 磷标准溶液:

(甲) 称取 0.4393g 基准磷酸二氢钾 (KH_2PO_4) (预先经 105℃ 烘干至恒重), 用适量水溶解, 加 5mL 硫酸(1+5) 移入 1000mL 容量瓶中, 用水稀释至刻度, 摇匀。此溶液 1mL 含 100 μg 磷。

(乙) 移取 20.00mL 磷标准溶液(甲) 置于 1000mL 容量瓶中, 加 5mL 硫酸(1+5), 用水稀释至刻度, 摇匀。此溶液 1mL 含 2 μg 磷。

3. 分析步骤

(1) 称取 0.2000g 试样(随同试样做试剂空白) 置于烧杯中, 加 10mL 硝酸-盐酸混合酸, 加热溶解, 加 5mL 高氯酸(相对密度 1.67) 蒸发至刚冒高氯酸烟, 稍冷, 加 10mL 氢溴酸-盐酸混合酸挥砷, 加热至刚冒高氯酸烟, 再加 5mL 氢溴酸-盐酸混合酸再挥砷 1 次, 继续蒸发至冒高氯酸烟 [如所取试样中含铬超过 5mg, 则将铬氧化至六价后, 分次滴加盐酸(相对密度 1.19) 挥铬] 至烧杯内部透明并回流 3~4min [如试样中含锰超过 2%, 则多加 3~4mL 高氯酸(相对密度 1.67), 回流时间保持 15~20min], 继续蒸发至湿盐状。

(2) 冷却, 加 10.0mL 硫酸(1+5) 溶解盐类, 滴加 10% 亚硝酸钠溶液将铬还原至低价并过量 1~2 滴, 煮沸驱除氮氧化物, 冷却至室温, 移入 100mL 容量瓶中, 用水稀释至刻度, 摇匀。

(3) 移取 10.00mL 试液 2 份, 分别置于 25mL 容量瓶中, 加^② 2.0mL 硫酸(1+5) 0.3mL 0.27% 酒石酸锑钾溶液、2mL 1% 淀粉溶液、2mL 3% 抗坏血酸溶液(每加一种试剂均需摇匀), 一份加 5.0mL 2% 钼酸铵溶液^③, 另一份不加, 摇匀, 用水稀释至刻度, 摇匀。

(4) 在 20~35℃ 放置 10min 后, 移入 2 或 3cm 液槽中, 以不加钼酸铵溶液的一份试液为参比, 在分光光度计上, 于波长 700nm 处, 测其吸光度, 减去试剂空白的吸光度, 从工作曲线上查出相应的磷量。

(5) 工作曲线的绘制: 移取 0.00、1.00、2.00、4.00、6.00、8.00mL 磷标准溶液(乙), 分别置于 6 个 25mL 容量瓶中, 加 5mL 铁溶液、2.0mL 硫酸(1+5), 以下按分析步骤进行, 以水为参比, 测其吸光度, 减去不加磷标准溶液的显色液的吸光度, 绘制工作曲线。

(6) 磷的百分含量按下式计算:

$$P(\%) = \frac{\gamma \times 10^{-6}}{W \times \frac{V_1}{V}} \times 100\%$$

式中 γ ——自工作曲线上查得的磷量 (μg);

V ——试液总体积 (mL);

V_1 ——移取试液体积 (mL);

W ——称样量 (g)。

注：①可溶性淀粉中如含磷量高，可称取 1~2g 淀粉，加入 50mL 盐酸 (5 + 95) 搅拌，使淀粉与盐酸充分接触，放置片刻，再搅拌 2~3 次，待下沉后倾出酸液，加 100mL 水洗涤，待淀粉沉下后再倾出水，再加水洗，重复洗涤至中性后配制。

②可将所需用的硫酸、铈溶液、淀粉溶液按比例，在显色时混合后一次加入。

③钼酸铵溶液从容量瓶口中间加入，瓶壁沾附的钼酸铵溶液需用水冲洗，否则瓶壁上的钼酸铵因酸度低，将被还原成蓝色，造成测定误差。

4. 磷量允许差

磷量允许差如表 2-4-8。

表 2-4-8 磷 量 允 许 差

含 磷 量 (%)	允 许 差 (%)	含 磷 量 (%)	允 许 差 (%)
0.0010 ~ 0.0025	0.0003	0.031 ~ 0.100	0.004
0.0026 ~ 0.0050	0.0005	0.101 ~ 0.200	0.008
0.0051 ~ 0.0100	0.0010	0.201 ~ 0.400	0.010
0.0101 ~ 0.0300	0.0025	0.401 ~ 1.000	0.020

此允许差仅为保证与判定分析结果的准确度而设，与其他部门不发生任何关系。在平行分析二份或二份以上试样时，所得之分析数据的极差值不超过所载允许差二倍者 (即 \pm 允许差以内)，均应认为有效，以求得平均值。

用标准试样校验时，结果偏差不得超过所载允许差。

四、钢铁及合金中锰量的测定 (亚砷酸钠 - 亚硝酸钠容量法)

(一) 方法提要

试样经酸溶解，在硫酸、磷酸介质中，以硝酸银为催化剂，用过硫酸铵将锰氧化成七价，用亚砷酸钠 - 亚硝酸钠标准溶液滴定。试液中含钴 5mg 以上时影响终点的观察，可加入镍抵消钴离子色泽的影响。

适用范围：本法适用于生铁、碳钢、合金钢和铁粉。

测定范围：0.10% ~ 2.5%。

(二) 试剂

(1) 硫酸 - 磷酸混合酸：将 150mL 硫酸 (相对密度 1.84)、150mL 磷酸 (相对密度 1.69)，缓慢倒入 700mL 水中，并不断搅拌，冷却。

(2) 硝酸银溶液 (0.5%) : 称取 0.5g 硝酸银溶于水中, 滴加数滴硝酸 (相对密度 1.42), 用水稀释至 100mL, 贮于棕色瓶中。

(3) 过硫酸铵溶液 (20%) : 用时现配。

(4) 氯化钠溶液 (0.4%) : 称取 4g 氯化钠, 用硫酸 (2+3) 溶解, 并稀释至 1L。

(5) 锰标准溶液: 用下列方法之一配制。

①称取 1.4383g 基准高锰酸钾, 置于 600mL 烧杯中, 加 300mL 水溶解。加 10mL 硫酸 (1+1), 滴加过氧化氢 (相对密度 1.10) 至红色恰好消失, 加热煮沸 5~10min, 冷却, 移入 1000mL 容量瓶中, 用水稀释至刻度, 摇匀。此溶液 1mL 含 500 μ g 锰。

②称取 0.5000g 电解锰 (99.9% 以上)^①, 置于 250mL 烧杯中, 加 20mL 硝酸 (1+3), 加热溶解, 煮沸驱尽氮氧化物, 取下冷却至室温, 移入 1000mL 容量瓶中, 水稀释至刻度, 摇匀。此溶液 1mL 含 500 μ g 锰。

(6) 亚砷酸钠 - 亚硝酸钠标准溶液 (约 0.05N) : 称取 1.63g 亚砷酸钠和 0.86g 亚硝酸钠, 置于 1000mL 烧杯中, 用水溶解并稀释至 1000mL, 混匀。或称取 1.25~1.3g 三氧化二砷, 置于 1000mL 烧杯中, 加 25mL 15% 氢氧化钠溶液, 低温加热溶解后, 加水稀释至 200mL, 滴加硫酸 (2+3) 使溶液呈酸性, 并过量 2~3mL, 然后用 15% 碳酸钠溶液中中和至 pH6~7, 再加 0.86g 亚硝酸钠, 用水稀释至 1000mL 摇匀。

(7) 亚砷酸钠 - 亚硝酸钠标准溶液的标定: 称取与试样相近似量的铁 (含锰量不大于 0.002%) 三份, 分别置于 300mL 锥形瓶中, 与试样同样处理, 除去氮氧化物后, 分别加入锰标准溶液 (锰量与试样中锰量相似), 以下按分析步骤进行。三份溶液所消耗亚砷酸钠 - 亚硝酸钠标准溶液毫升数的极差值不超过 0.05mL, 取其平均值。

(8) 亚砷酸钠 - 亚硝酸钠标准溶液对锰的滴定度按下式计算:

$$T = \frac{V_1 \times C}{V_2}$$

式中 T——亚砷酸钠 - 亚硝酸钠标准溶液对锰的滴定度 (g/mL);

V_1 ——移取锰标准溶液的体积 (mL);

V_2 ——滴定所消耗亚砷酸钠 - 亚硝酸钠标准溶液体积的平均值 (mL);

C——锰标准溶液的浓度 (g/mL)。

(三) 分析步骤

(1) 称取试样 (含锰 0.1%~1% 称 0.5000g; 1%~2.5% 称 0.2500g), 置于 300mL 锥形瓶中, 加 30mL 硫酸 - 磷酸混合酸^{②③}, 加热溶解后, 滴加硝酸 (相对密度 1.42) 破坏碳化物, 煮沸驱尽氮氧化物^④, 用水稀释至体积约 80mL^⑤。

(2) 加 10mL 0.5% 硝酸银溶液、10mL 20% 过硫酸铵溶液, 低温加热煮沸 45s, 取下, 放置 2min, 再用流水冷却至室温, 加 10mL 0.4% 氯化钠溶液, 摇匀, 立即用亚砷酸钠 - 亚硝酸钠标准溶液以不变速度进行滴定 (每分钟不超过 6mL), 当溶液呈微红色时, 以更慢的速度滴定至粉红色消失为终点^⑥。

(3) 锰的百分含量按下式计算:

$$\text{Mn}(\%) = \frac{T \times V}{W} \times 100\%$$

式中 T——亚砷酸钠—亚硝酸钠标准溶液对锰的滴定度 (g/mL);

V——滴定所消耗亚砷酸钠—亚硝酸钠标准溶液体积 (mL);

W——称样量 (g)。

注：①电解锰处理方法：将电解锰放在硫酸 (5 + 95) 中清洗，待表面氧化锰 (棕褐色) 洗净后，取出，立即用蒸馏水反复洗涤，再放在无水乙醇中洗 4~5 次，取出放在干燥器中干燥后即可使用。

②含铬量大于 5mg 时，按分析步骤称取试样，置于 300mL 锥形瓶中，加 10~20mL 王水 [盐酸 (相对密度 1.19) + 硝酸 (相对密度 1.42) (3 + 1)]，加热溶解 [高硅试样可滴加数滴氢氟酸 (相对密度 1.15)]，加 10mL 高氯酸 (相对密度 1.67)，加热蒸发冒烟使三价铬氧化至六价后，分数次滴加盐酸 (相对密度 1.19)，每次加盐酸后须加热至冒烟，蒸发至糖浆状，取下稍冷，沿瓶壁加 15mL 硫酸—磷酸混合酸 [硫酸 (相对密度 1.84) + 磷酸 (相对密度 1.69) + 水 (1 + 1 + 1)]，加水稀释至体积约 80mL，以下按分析步骤进行。

③生铁试样：按分析步骤称取试样，置于 300mL 锥形瓶中，加 30mL 硫酸—磷酸混合酸 [硫酸 (相对密度 1.84) + 磷酸 (相对密度 1.69) + 水 (150 + 150 + 700)]，低温加热溶解 [如试样难溶可加入 1mL 硝酸 (相对密度 1.42) 助溶，如体积蒸发太多时，可添加少量水]，滴加硝酸 (相对密度 1.42) 氧化，煮沸驱尽氮氧化物，用快速滤纸过滤于另一 300mL 锥形瓶中，用硝酸 (2 + 98) 洗涤锥形瓶和滤纸数次，加水至体积约为 80mL，以下按分析步骤进行。

④若试液仍有黑色不溶物，则应将试液蒸发至刚冒烟时，小心滴加约 2mL 硝酸 (相对密度 1.42) 以破坏碳化物，继续冒烟直至试液清澈，取下冷却。

⑤试液中含钴量大于 5mg 时，则按钴：镍为 1：4 的比例加入镍溶液 [称取 47.85g 硫酸镍 (NiSO₄·7H₂O) 用水溶解，滴加数滴硫酸 (相对密度 1.84)，用水稀释至 100mL。此溶液 1mL 含 10mg 镍]，然后加水稀释至体积约 80mL，以下按分析步骤进行，加入镍后滴定终点为灰绿色。

⑥为检查滴定是否过量，可在滴定后的试验中加 1 滴 0.16% 高锰酸钾溶液，如试液呈微红色说明滴定正常，反之滴定过量。

(四) 锰量允许差

锰量允许差如表 2-4-9。

表 2-4-9

锰 量 允 许 差

含 锰 量 (%)	允 许 差 (%)	含 锰 量 (%)	允 许 差 (%)
0.0100 ~ 0.0250	0.0025	1.01 ~ 2.00	0.03
0.0251 ~ 0.050	0.005	2.01 ~ 5.00	0.05
0.051 ~ 0.100	0.010	5.01 ~ 10.00	0.10
0.101 ~ 0.200	0.015	10.01 ~ 20.00	0.14

含 锰 量 (%)	允 许 差 (%)	含 锰 量 (%)	允 许 差 (%)
0.201 ~ 0.500	0.020	20.01 ~ 30.00	0.18
0.501 ~ 1.000	0.025		

此允许差仅为保证与判定分析结果的准确度而设，与其他部门不发生任何关系。在平行分析二份或二份试样以上时，所得之分析数据的极差值不超过所载允许差二倍者（即 \pm 允许差以内），均应认为有效，以求得平均值。

用标准试样校验时，结果偏差不得超过所载允许差。

五、钢铁及合金中硅量的测定

（一）草酸 - 硫酸亚铁硅钼蓝光度法

1. 方法提要

试样用稀酸溶解，在微酸性溶液中，硅酸与钼酸铵生成硅钼杂多酸，在草酸存在下，用硫酸亚铁铵还原成硅钼蓝，测其吸光度^①。

适用范围：本法适用于生铁、铁粉、碳钢、低合金钢。

测定范围：0.030% ~ 1.0%。

2. 试剂

（1）硫酸（1+17）。

（2）钼酸铵溶液（5%）：贮于塑料瓶中。

（3）草酸溶液（5%）。

（4）硫酸亚铁铵溶液（6%）：称取 6g 硫酸亚铁铵 $[(\text{NH}_4)_2\text{Fe}(\text{SO}_4)_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}]$ 置于 250mL 烧杯中，用 1mL 硫酸（1+1）润湿，加约 60mL 水溶解，用水稀释至 100mL。

（5）高锰酸钾溶液（4%）。

（6）亚硝酸钠溶液（10%）。

（7）硅标准溶液（甲）：用下列方法之一配制。

①称取 0.4279g 二氧化硅（99.9%以上，预先经 1000℃灼烧 1h 后，置于干燥器中，冷却至室温），置于加有 3g 无水碳酸钠的铂坩埚中，上面再覆盖 1~2g 无水碳酸钠，将铂坩埚先于低温处加热，再置于 950℃高温处加热熔融至透明，继续加热熔融 3min，取出，冷却，用盛有冷水的塑料烧杯浸出熔块至完全溶解，取出坩埚，仔细擦洗，冷却至室温。移入 1000mL 容量瓶中，用水稀释至刻度，摇匀，贮于塑料瓶中。此溶液 1mL 含 200 μg 硅。

②称取 0.1000g 经磨细的单晶硅或多晶硅，置于塑料烧杯中，加 10g 氢氧化钠、50mL 水，轻轻摇动，放入沸水浴中，加热至透明全溶，冷却，称入 500mL 容量瓶中，用水稀释至刻度，摇匀。贮于塑料瓶中。此溶液 1mL 含 200 μg 硅。

(8) 硅标准溶液(乙): 称取 100.00mL 硅标准溶液(甲), 置于 1000mL 容量瓶中, 用水稀释至刻度, 摇匀。贮于塑料瓶中。此溶液 1mL 含 $20\mu\text{g}$ 硅。

3. 分析步骤

(1) 称取 0.1000 ~ 0.4000g (控制硅量为 100 ~ 200 μg) 试样, 置于 150mL 锥形瓶中, 加 30mL 硫酸(1+17), 低温缓慢加热(不要煮沸)至试样完全溶解(不断补充蒸发失去的水分)。煮沸, 滴加 4% 高锰酸钾溶液至析出二氧化锰水合物沉淀, 再煮沸约 1min, 滴加 10% 亚硝酸钠溶液至试液清亮, 继续煮沸 1 ~ 2min。如有沉淀或不溶残渣, 趁热用中速滤纸过滤, 用热水洗涤。冷却, 将溶液移入 100mL 容量瓶中, 用水稀释至刻度, 摇匀。

(2) 移取 10.00mL 试液二份, 分别置于 50mL 容量瓶中, 按下法处理:

① 显色溶液: 小心加 5mL 5% 钼酸铵溶液, 摇匀, 于沸水浴中加热 30s^②, 加 10mL 5% 草酸溶液, 摇匀。待沉淀溶解后 0.5min 内, 加 5mL 6% 硫酸亚铁铵溶液, 用水稀释至刻度, 摇匀。

② 参比溶液: 加 10mL 5% 草酸溶液、5mL 5% 钼酸铵溶液、5mL 6% 硫酸亚铁铵溶液, 用水稀释至刻度, 摇匀。

③ 将上述溶液分别移入 1 ~ 3cm 液槽中, 在分光光度计上, 于波长 680nm 处, 测其吸光度。从工作曲线上查出相应的硅量。

(3) 工作曲线的绘制: 称取数份已知含微量硅的纯铁或低硅钢作底样^③。移取 0、0.50、1.00、2.00、3.00、4.00、5.00、6.00mL 硅标准溶液(乙), 分别置于上述数份底样中, 以下按分析步骤进行。用标准溶液中硅量和底样中硅量之和对测得的吸光度绘制工作曲线。

(4) 硅的百分含量按下式计算:

$$\text{Si}(\%) = \frac{\gamma \times 10^{-6}}{W \times \frac{V_1}{V}} \times 100\%$$

式中 γ ——从工作曲线上查得的硅量 (μg);

V ——试液总体积 (mL);

V_1 ——移取试液体积 (mL);

W ——称样量 (g)。

注: ① 不包括酸不溶硅。

② 也可在常温放置 15min 再加草酸溶液。

③ 发色溶液中的铁量对硅钼蓝色泽强度有影响, 故工作曲线中的含铁量应与试样中的含铁量相近。

(二) 高氯酸脱水重量法

1. 方法提要

试样经酸溶解, 用高氯酸蒸发冒烟使硅酸脱水, 过滤洗净后, 灼烧成二氧化硅。用

硫酸—氢氟酸处理；使硅生成四氟化硅挥发除去。由除硅前后的重量差计算硅的百分含量。

适用范围：本法适用于生铁、铁粉、碳钢、合金钢、高温合金和精密合金。

测定范围：0.10% ~ 6.0%。

2. 试剂

- (1) 硝酸（相对密度 1.42）。
- (2) 高氯酸（相对密度 1.67）。
- (3) 氢氟酸（相对密度 1.15）。
- (4) 盐酸（相对密度 1.19）（5+95）。
- (5) 硫酸（1+1）。
- (6) 硫氰酸铵溶液（5%）。

3. 分析步骤

(1) 称取试样^①置于 400mL 烧杯中（随同试样做试剂空白），加 30 ~ 60mL 盐酸（相对密度 1.19）—硝酸（相对密度 1.42）混合酸^②，盖上表面皿，徐徐加热至试样完全溶解^③。

(2) 取下稍冷，用 5mL 盐酸（相对密度 1.19）润湿盐类，并使六价铬还原，加 100mL 热水，搅拌，再加热（但不要煮沸）使可溶性盐类溶解，加少量纸浆，立即用定量中速滤纸过滤，用带橡皮头的玻璃棒将粘附在杯壁上的沉淀仔细擦下，用热盐酸（5+95）洗净烧杯并洗涤沉淀至无铁离子（用 5% 硫氰酸铵溶液检查），再用热水洗涤 3 次。

(3) 将滤液及洗液移入原溶样烧杯中，加热浓缩至高氯酸冒烟，并回流 15 ~ 25min。以下按上述步骤过滤和洗涤。

(4) 将两次所得沉淀连同滤纸置于铂坩埚中，烘干、灰化，用铂坩埚盖盖上部分坩埚，在 1000 ~ 1050℃ 高温炉中灼烧 30 ~ 40min（时间视硅量而定，硅量高，时间长）。取出，稍冷，置于干燥器中，冷却至室温，称重，反复灼烧至恒重^{④⑤}。

(5) 沿坩埚内壁加 4 ~ 5 滴硫酸（1+1）、5mL 氢氟酸（相对密度 1.15），低温加热至冒尽硫酸烟，再将铂坩埚置于 1000 ~ 1050℃ 高温炉中灼烧 20min，取出，稍冷，置于干燥器中冷却至室温，称重，并反复灼烧至恒重^⑤。

(6) 硅的百分含量按下式计算：

$$\text{Si}(\%) = \frac{[(W_1 - W_2) - (W_3 - W_4)] \times 0.4674}{W} \times 100\%$$

式中 W_1 ——氢氟酸处理前铂坩埚与沉淀重（g）；

W_2 ——氢氟酸处理后铂坩埚与残渣重（g）；

W_3 ——氢氟酸处理前铂坩埚与试剂空白沉淀重（g）；

W_4 ——氢氟酸处理后铂坩埚与试剂空白残渣重（g）；

W ——称样量（g）；

0.4674——二氧化硅换算为硅的系数。

第四章 钢材的材质检验

表 2-4-10 称取试样参照表

含量范围 (%)	称样量 (g)	高氯酸 (相对密度 1.67) 用量 (mL)
0.10 ~ 0.50	4.000	55
0.51 ~ 1.00	3.000	45
1.01 ~ 2.00	2.000	35
2.01 ~ 4.00	1.000	25
4.01 ~ 6.00	0.5000	20

注：①按表 2-4-10 称取试样。

- ②盐酸 (相对密度 1.19) - 硝酸 (相对密度 1.42) 混合酸的比例, 视试样而定。含铬高、混酸难溶的试样, 先用盐酸 (相对密度 1.19) 溶解后, 再用硝酸 (相对密度 1.42) 氧化。
- ③含硼钢中硼量大于 1% 或硼量虽小于 1%, 但大于 0.01%, 而硅量大于 1% 时, 均需要除硼。方法如下: 试样用 40mL 盐酸 (相对密度 1.19) 溶解后, 用硝酸 (相对密度 1.42) 氧化至激烈反应停止, 并浓缩至体积约为 10mL, 加 40mL 甲醇, 将表面皿移开稍留缝隙, 低温缓慢挥发至体积为 10mL 以下, 加 5mL 硝酸 (相对密度 1.42), 再加高氯酸 (相对密度 1.67), 以下按分析步骤进行。
- ④含铈、钽、钛、锆的试样, 在 1000 ~ 1050℃ 灼烧后, 取出, 冷却, 加 1 ~ 1.5mL 硫酸 (1 + 1), 低温加热至冒尽硫酸烟, 在 800℃ 灼烧 10min。取出, 置于干燥器中, 冷却至室温、称重, 并反复灼烧至恒重。沿坩埚内壁加约 1mL 硫酸 (1 + 1) 5mL 氢氟酸 (相对密度 1.15), 低温加热至冒尽硫酸烟, 再在 800℃ 灼烧至恒重。
- ⑤含钨、钼较高的试样, 在灼烧沉淀过程中, 需取出铂坩埚用铂丝搅碎沉淀, 以加速钨、钼挥发。氢氟酸挥发后于 800℃ 灼烧至恒重。

4. 硅量允许差

硅量允许差如表 2-4-11。

表 2-4-11 硅量允许差

含硅量 (%)	允许差 (%)	含硅量 (%)	允许差 (%)
0.0300 ~ 0.0500	0.0050	0.501 ~ 1.000	0.035
0.0501 ~ 0.100	0.0075	1.01 ~ 2.50	0.05

含 硅 量 (%)	允 许 差 (%)	含 硅 量 (%)	允 许 差 (%)
0.101 ~ 0.250	0.017	2.51 ~ 4.00	0.06
0.251 ~ 0.500	0.023	4.00 以上	0.07

此允许差仅为保证与判定分析结果的准确度而设，与其他部门不发生任何关系。在平行分析二份或二份以上试样时，所得之分析数据的极差值不超过所载允许差二倍者（即 \pm 允许差以内），均应认为有效，以求得平均值。

用标准试样校验时，结果偏差不得超过所载允许差。

附录 钢铁及合金化学分析的基本规定^①

(1) 所用分析天平除特殊说明者外，其感量应达到 0.1mg。分析天平、砝码及容量器皿，特别是塑料容量器皿应定期予以校准。

(2) 配制试剂及分析用水除特殊注明者外，均为蒸馏水或去离子水。

(3) 分析方法标准中所有操作除特殊说明者外，均在玻璃器皿中进行。

(4) 分析方法标准中所用试剂除注明者外，均为分析纯试剂。如能保证不降低测定准确度，其他纯度级的试剂也可采用。如系由试验室自行提纯和合成者，应写明提纯和合成方法。

作基准者应采用基准试剂，光度法和极谱法配制标准溶液所用的金属纯度应在 99.9% 以上。

(5) 分析方法标准中所载溶液除已指明溶剂者外，均系水溶液。

(6) 分析方法标准中所载的酸、氢氧化铵和过氧化氢等液体试剂，如仅写出名称则为浓溶液，并应在名称后括号内写明其相对密度。

(7) 由液体试剂配制的稀的水溶液，除过氧化氢以重量百分数表示外，其他均应以浓溶液的体积加水的体积表示，而不以百分浓度表示，以免与试剂重量百分浓度相混。例如，盐酸（1+2）系指 1 单位体积的盐酸（相对密度 1.19）加 2 同单位体积的水混合配制而成。而 3% 过氧化氢系指 100g 溶液含 3g 过氧化氢。

(8) 由固体试剂配制的非标准溶液以百分浓度表示，系指称取一定量的固体试剂溶于溶剂中，并以同一溶剂稀释至 100mL 混匀而成。如固体试剂含结晶水，应在配制方法中试剂名称后括号内写出分子式。

(9) 配制备用的试剂溶液，如有特殊要求应予说明。如需贮于棕色瓶中，用时现配等。

^① 主要内容引自 GB 1467—78《冶金产品化学分析方法标准总则及一般规定》和 GB 222—84《钢的化学分析用试样采取法及成品化学成分允许偏差》。

(10) 标准溶液的浓度一般以当量浓度 (N) 或每毫升相当于多少 mg、 μg 的元素或化合物表示。

(11) 需标定的标准溶液, 应在标准溶液名称及配制方法的下面写出标定方法、标定份数及允许的极差值 (超过此值时, 不能取平均值, 须重新取同样份数再标定)。

(12) 分析方法标准中光度法、极谱法所用稀标准溶液, 应在用时以浓标准溶液稀释配制而成。

(13) 易燃、易爆、易灼伤、毒性大的试剂要特别注意安全使用, 如氢氟酸、高氯酸、汞、铍、氰化物、苯、甲苯、过氧化氢等。

(14) 分析方法标准中所载热水或热溶液, 系指其温度在 60°C 以上, 温水或温溶液系指其温度在 $40\sim 60^{\circ}\text{C}$ 。常温系指其温度在 $15\sim 25^{\circ}\text{C}$ 。冷处系指 $1\sim 15^{\circ}\text{C}$ 之处。

(15) 分析方法标准中所载“干过滤”, 系指将溶液用干滤纸、干燥漏斗过滤于干燥的容器中, 干过滤均应弃去最初滤液。

(16) 分析方法标准中所载“灼烧或烘干至恒重”, 系指经连续两次灼烧或烘干并于干燥器中冷却至室温后, 两次称重之差不超过 0.3mg 。

(17) 分析方法标准中重量法计算公式中的换算因数; 容量法的滴定度或滴定用标准溶液的当量浓度的有效数字一般均用四位。

(18) 钢材验证分析用试样的采取方法:

① 分析用试屑, 可采用刨取或钻取的方法。采取试屑以前, 应将表面氧化铁皮清除掉。

② 成品轧材验证分析用钢屑, 应按下列方法之一采取:

A. 自轧材整个横截面上刨取或者自不小于截面的 $1/2$ 对称部分刨取。

B. 横截面上沿轧制方向钻取钢屑时, 钻眼应沿截面均匀分布, 各点钻孔的深度, 应大致相同。

C. 垂直于纵轴中线钻取钢屑时, 其深度应达钢材轴心处。供验证分析用钢屑, 必须有足够的重量。

③ 供钢板验证分析用钢屑, 应按下列方法采取:

A. 纵轧钢板——沿钢板宽度剪取一条宽 50mm 的试样, 经酸洗或打磨洁净以后, 将两端对齐, 折叠 $1\sim 2$ 次或多次, 然后在其长度的中间, 沿剪切的内边刨取, 或自表面用钻透孔的方法采取钢屑。

B. 横轧钢板——自钢板端部与中央之间, 沿板边剪取一条宽 50mm 、长 500mm 的试样, 经酸洗或打磨洁净以后, 将两端对齐, 折叠 $1\sim 2$ 次或多次, 然后在其长度的中间, 沿剪切的内边刨取, 或自表面钻透孔的方法采取钢屑。

C. 厚钢板如果不能折叠时, 则按上述①或②所示相当于折叠两次的位置, 从四处钻取或刨取钢屑, 混合均匀之后, 供分析之用。

④ 沸腾钢除在技术条件中有特殊规定者外, 一般不作验证分析。沸腾钢验证分析用的钢屑, 必须用刨取方法采取。

第二节 钢材的力学性能试验

钢材的力学性能试验及试样取样包括拉伸试验、夏比缺口冲击试验和弯曲试验几部分。各种试验的试样取样，应遵循国家标准《钢材力学及工艺性能试验取样规定》(GB 2975—82) [在产品标准或双方协议对取样另有规定时，则按规定执行]。标准规定样坯应在外观及尺寸合格的钢材上切取，切取时应防止因受热、加工硬化及变形而影响其力学及工艺性能。用烧割法切取样坯时，必须留有足够的加工余量，一般应不小于钢材的厚度，也不得少于 20mm。工字钢、槽钢、角钢、T 型钢及钢板 (纵轧钢板) 应在图 2-4-6 所示部位切取拉伸、弯曲和冲击样坯。热轧 H 型钢和部分 T 型钢按新颁的产品标准 (GB/T 11263—1998) 规定，应在翼缘的 1/4 处沿轧制方向切取拉伸、弯曲和冲击试样的样坯 (见图 2-4-7)。

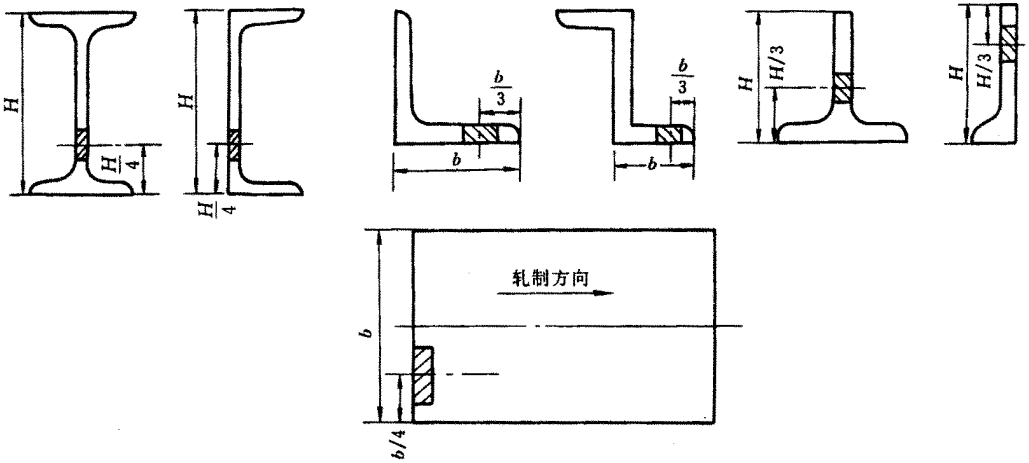


图 2-4-6 各种型材取样部位

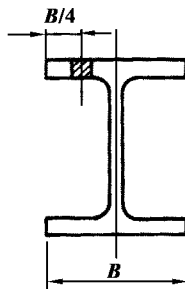


图 2-4-7 H 型钢取样部位

从厚度小于或等于 25mm 的钢板上取下的样坯应加工成保留原表面层的矩形拉力试样，试验机条件不能满足时，应保留一个表面层。厚度大于 25mm 时，根据板厚，加工

成圆形比例试样。各种型钢上切取冲击试样时，应在一侧保留表面层，冲击试样缺口轴线垂直于该表面层，如图 2-4-8 所示。板厚小于 30mm 时，弯曲样坯厚度为钢材厚度。钢管试样在条件允许时，可取整个管段作为拉力试样，否则则剖管取纵向或横向拉力样坯。钢管冲击样坯应靠近内壁切取，试样缺口轴线垂直于内壁。

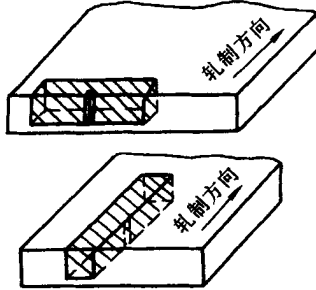


图 2-4-8 冲击试样样坯部位

钢材拉伸试验试样的制备、形状和尺寸规定等在国家标准《金属拉伸试验试样》(GB 6397—86) 中都有详细说明。

拉伸试样的截面形状有圆形、矩形、异形以及不经机加工的全截面。对全截面试样原始横截面积 F_0 可根据规定，以名义或实测尺寸进行计算。而根据与原始截面积 F_0 的关系，试样分为比例和定标距两种，比例试样系按公式 $l_0 = K \sqrt{F_0}$ 计算得到试样原始标距 l_0 ，式中系数 K 通常为 5.65 或 11.3，前者称为短试样，后者称为长试样。定标距试样是原始标距 l_0 与原始横截面积 F_2 无上述比例关系，而按其他标准或协议执行。

表 2-4-12

板状试样规格

一般尺寸 (mm)			短试样 (mm)			长试样 (mm)		
a_0	b_0	r	试样号	l_0	l	试样号	l_0	l
0.1 ~ < 1.0	10	25 ~ 40	P1	取最接近 5.65 $\sqrt{F_0}$ 的整数倍	$l_0 + \frac{b_0}{2}$	P 01	取最接近 11.3 $\sqrt{F_0}$ 的整数倍	$l_0 + \frac{b_0}{2}$
1.0 ~ 4.0	15		P2			P 02		
> 4.0 ~ 12	20		P3			P 03		
0.5 ~ < 4.5	20		P4			P 04		
4.5 ~ 25	30		P5			P 05		
0.1 ~ < 6	12.5		P6			P 06		
4.2 ~ 25	25		P7			P 07		
0.1 ~ 0.5	12.5	P8	50	75				
	20	P9	80	120				

注：1. 如果分组机加工试样，最大与最小平行长度之差不应大于 25mm。

2. 试样头部形状和尺寸应根据材质与试验机夹具自行设计。
3. 仲裁试验时，如有关标准无规定试样尺寸，对于黑色金属选用 P4 (P04) 或 P5 (P05) 试样的宽度 b_0 。
4. 对厚度大于 25mm 的板材，如有关标准或协议有要求，可取制厚度方向 (Z 向) 而 d_0 为 6mm 或 10mm， $l_0 \geq 1.5d_0$ ，或短比例试样。
5. 小型材 (如角、槽、工字材等) 切取矩形试样时，如样坯宽度按表 2-4-12 不足以机加工成与其厚度 a_0 相对应的宽度 b_0 时，则经双方协议可制成与紧邻较薄试样对应宽度或采用无头试样进行试验。
6. 按表中规定计算的比例标距小于 25mm 时，采用定标距或其他比例标距。

拉伸试样有多种类型，其中板材试样、管材试样和棒材试样与建筑钢材关系密切。板材试样适用厚、薄板材，采用矩形截面，试样宽度与产品厚度 (通常为 0.10 ~ 25mm) 有关，分有 10、12.5、15、20、25 和 30mm 六种，试样厚度一般应为原轧制厚度，在特殊情况下允许四面机加工。尽可能采用 $l_0 = 5.65 \sqrt{F_0}$ 的短比例试样。试样各部分尺寸如表 2-4-12 所示，各部分机加工偏差及侧边加工粗糙度应符合表 2-4-13 的规定。沿板厚方向 (Z 向) 的拉伸试样，应按板厚及表 2-4-14 的规定，采用带头短圆形试样。

表 2-4-13 试样各部分机加工偏差及侧边加工粗糙度规定

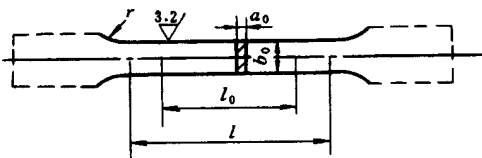
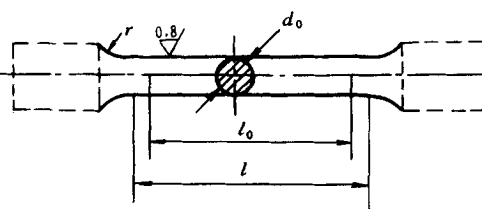
	矩形试样宽度 b_0 (mm)	试样标距部分内宽度 b_0 的允许偏差 (mm)	试样标距部分内最大与最小宽度 b_0 的允许差值 (mm)
	10		
	12.5	± 0.2	0.1
	15		
	20		
	25	± 0.5	0.2
	30		

表 2-4-14 圆形试样允许偏差

	圆形试样直径 d_0 (mm)	试样标距部分内直径 d_0 的允许偏差 (mm)	试样标距部分内最大与最小直径的允许差值 (mm)
	< 5	± 0.05	0.01
	$5 \sim < 10$	± 0.1	0.02
	≥ 10	± 0.2	0.05

管材试样一般为自管材切取的全截面管段或从管材切取的全壁厚纵向或横向条状试样。根据管材外径 D_0 和壁厚 a_0 ，可为弧形、矩形或圆形截面。条件许可时，应优先采用全截面管段试样，并推荐采用 $l_0 = 5.65 \sqrt{F_0}$ 的比例或定标距试样。

棒材试样一般采用圆形试样，平行部分直径为 3~25mm，各部分尺寸的偏差及加工粗糙度见表 2-4-13。

钢材的拉伸试验应遵循国家标准《金属拉伸试验方法》(GB 228—87)，在误差符合要求的各种类型试验机上进行，试验系用拉伸力将试样拉伸，一直拉到断裂，并用图解法等多种方法测定各项力学指标。试验中应控制拉伸速度 [根据应力水平分别为控制应力速率 3~30 ($\text{N}/\text{mm}^2 \cdot \text{s}^{-1}$) 应变速率 (0.00025~0.0025/s)] 以及试验机两夹头的分离速率 ($< 0.5L_c/\text{min}$, L_c —试样平行长度)。

钢材冲击试验应遵循国家标准《金属夏比 (V 型缺口) 冲击试验方法》(GB/T 229—94)。规定用 10mm × 10mm × 55mm 带有 V 型缺口的试样为标准试样，试样可以保留一或两个轧制面，缺口的轴线应垂直于轧制面，缺口底部应光滑无与缺口轴线平行的明显划痕。试样尺寸及偏差应符合图 2-4-9 的规定。

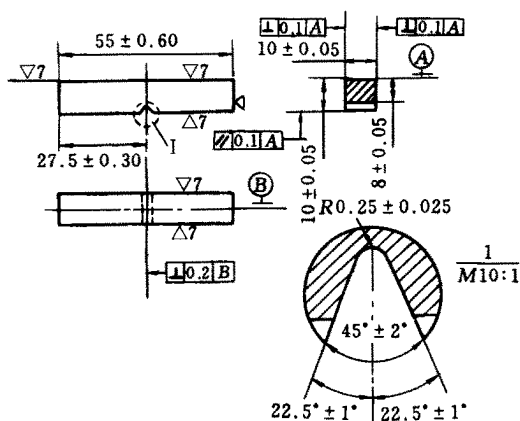


图 2-4-9 冲击试样

在无法切取标准试样的情况下，允许采用辅助的小尺寸试样 (7.5mm × 10mm × 55mm 或 5mm × 10mm × 55mm)，但必须在试验报告中注明。冲击功值按一组 3 个试样算术平均值计算，允许其中 1 个试样单值低于标准规定，但不得低于规定值的 70%。当采用 5mm × 10mm × 55mm 小尺寸冲击试样时，其试验结果应不小于标准规定的 50%。

钢材弯曲试验应遵循国家标准《金属弯曲试验方法》(GB 232—88)。该标准适用于检验金属材料承受规定弯曲角度的弯曲变形性能，其试验过程是将一定形状和尺寸的试样放置于弯曲装置上，以规定直径的弯心将试样弯曲到所要求的角度后，卸除试验力检查试样承受变形能力。弯曲试验在压力机或万能试验机上进行，试验机上装备有足够硬度的支承辊，其长度大于试样宽度，支座辊的距离可调节，另备有不同直径的弯心。弯曲试样可以有不同形状的横截面，但钢结构常用的为板状试样，板厚不大于 25mm 时，

试样厚度与材料厚度相同，试样宽度为其厚度的二倍，但不得小于 10mm；当材料厚度大于 25mm 时，试样厚度加工成 25mm，保留一个原表面，宽度加工为 30mm。试验机能量允许时，厚度大于 25mm 的材料，也可用全厚度试样进行试验，试样宽度取为厚度的 2 倍。弯曲时，原表面位于弯曲的外侧。弯曲试样长度根据试样厚度和弯曲试验装置而定，长度 $L \approx 5a + 150\text{mm}$ ， a 为试样厚度。弯曲试验结果评定标准如下：

①完好——试样弯曲处的外表面金属基体上无肉眼可见因弯曲变形产生的缺陷时称为完好。

②微裂纹——试样弯曲外表面金属基体上出现的细小裂纹，其长度不大于 2mm，宽度不大于 0.2mm 时称为微裂纹。

③裂纹——试样弯曲外表面金属基体上出现开裂，其长度大于 2mm、而小于等于 5mm，宽度大于 0.2mm、而小于等于 0.5mm 时称为裂纹。

④裂缝——试样弯曲外表面金属基体上出现明显开裂，其长度大于 5mm，宽度大于 0.5mm 时称为裂缝。

⑤断裂——试样弯曲外表面出现沿宽度贯穿的开裂，其深度超过试样厚度的 1/3 时称为断裂。

钢结构用钢材要求弯曲试验合格均应以完好标准为准。

第三节 试验取样要求与数量

常用钢材试样（化学成分和力学性能）取样要求与数量见表 2-4-15。

表 2-4-15 常用钢材试样取样要求

标准名称及标准号	检验项目	化学成分	拉伸试验	弯曲试验	常温冲击	低温冲击	时效冲击	表面	厚度方向性能	超声波探伤
碳素结构钢 GB/T 700—1988		1/每炉罐号	1/批*	1/批	3/批	3/批				
优质碳素结构钢 GB/T 699—1999		1/每炉罐号	2/批		2/批					
低合金高强度结构钢 GB/T 1591—1994		1/每炉罐号	1/批	1/批	3/批	3/批				

第四章 钢材的材质检验

检 验 项 目 标 准 名 称 及 标 准 号	化 学 成 分	拉 伸 试 验	弯 曲 试 验	常 温 冲 击	低 温 冲 击	时 效 冲 击	表 面	厚 度 方 向 性 能	超 声 波 探 伤
焊接结构用耐候钢 GB/T 4172	1/每炉罐号	1/批	1/批	3/批					
高耐候结构钢 GB/T 4171	1/每炉罐号	1/批	1/批	3/批					
桥梁用结构钢	1/每炉罐号	1/批	1/批	3/批		2/批	逐张		
高层建筑用钢板	1/每炉罐号	1/批	1/批	3/批				3/批	逐张

注：* 批的组成：每批由同一牌号、同一质量等级、同一炉罐号、同一品种、同一尺寸、同一交货状态组成，重量不得大于 60t。

第五章 建筑钢结构用钢材的技术标准及选用原则

第一节 国内标准

上文已经提及，建筑钢结构所用钢材主要是碳素结构钢和低合金高强度结构钢，它们应分别符合国家标准《碳素结构钢》(GB 700—88)和《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591—94)，其他有关钢号还有《高耐候结构钢》(GB/T 4171)、《焊接结构用耐候钢》(GB/T 4172)等。这些标准都是在 20 世纪 90 年代前后重新修订，其修订内容集中有以下几点：

(1) 与国际标准 ISO 尽量靠拢，每本标准都参照采用相应的 ISO 标准。如 GB 700—88 参照采用 ISO 630《结构钢》，GB/T 1591—94 参照采用 ISO 4950《高屈服强度扁平钢材》和 ISO 4951《高屈服强度钢棒材和型材》。

(2) 统一了钢的牌号表示方法，采用代表屈服点的字母与屈服点数值等顺序组成。这一点与国际传统的作法稍有出入，多年来，各国习惯以钢材的抗拉强度下限值表示钢号，如德国早先的 st37、st52，日本原先的 SM41（现改为 SM400），欧共体标准中的 Fe360、Fe510 等等，均为以 kgf/mm^2 或 MPa 单位表示的抗拉强度值。从结构使用角度，以钢材的屈服点作为设计极限状态的依据，我国现行标准表示方法更合理，符合最新国际趋势。

(3) 各牌号下又有不同的质量等级区分。相应规定有不同的化学成分和力学性能。质量等级从 A 级开始，顺序愈往后，材质要求愈严格。焊接结构用耐候钢的质量等级只有 C、D、E 三级，充分反映对可焊性的严格保证。

(4) 根据需要，增加或调整了性能指标，要求更严格。如《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591—94) 标准与原先的《低合金结构钢》(GB 1591—88) 相比较，对钢材的冲击韧性要求有几处变更，一是提高了常温 (20℃) 下要求的冲击功值，从原先的 27J 提高到 34J；二是将冲击试验进行的温度由原先单一规定的常温 20℃ 改变为 +20℃、0℃、-20℃ 和 -40℃ 四档，分别适用于不同的质量等级。又如钢材强度指标中的屈服点值，需按钢材厚度所在范围予以分档，原标准中对不同钢号的厚度划分区间不一，有的钢号板厚 16~30mm 为一区间，有的是 16~25mm 为一区间，按新标准规定，钢材厚度统一分为四档： $\leq 16\text{mm}$ ，16~35mm，35~50mm，50~100mm。其屈服点也分四档，牌号中

所列的屈服点数值（如 Q345）是板厚 $\leq 16\text{mm}$ 的值。

鉴于各行业的标准、规范的制订与修订工作，总是不能同步进行，造成执行过程中不可避免的滞后现象，所以完全有必要了解新旧标准中有关钢号的对照情况。首先以碳素结构钢而言，新旧标准牌号对照如表 2-5-1 所示。低合金高强度结构钢的新旧标准牌号对照如表 2-5-2 所示。

表 2-5-1 新旧标准牌号对照

新标准 GB 700—88	旧标准 GB 700—79
Q195 不分等级，化学成分和力学性能（抗拉强度、伸长率和冷弯）均须保证，但轧制薄板和盘条之类产品，力学性能的保证项目，根据产品特点和使用要求，可在有关标准中另行规定	1 号钢 Q195 的化学成分与本标准 1 号钢的乙类钢 B1 同，力学性能（抗拉强度、伸长率和冷弯）与甲类钢 A1 同（A1 的冷弯试验是附加保证条件）。1 号钢没有特类钢
Q215 A 级 B 级（作常温冲击试验，V 型缺口）	A2 C2
Q235 A 级（不作冲击试验）保证四项 B 级（作常温冲击试验，V 型缺口）保证五项 C 级（作为重要焊接结构用）保证六项 D 级（保证 -20°C 冲击值）六项	A3（附加保证常温冲击试验，U 型缺口） C3（附加保证常温或 -20°C 冲击试验，U 型缺口） — —
Q255 A 级 B 级（作常温冲击试验，V 型缺口）	A4 C4（附加保证冲击试验，U 型缺口）
Q275 不分等级，化学成分和力学性能均须保证	C5

表 2-5-2 低合金高强度结构钢牌号对照

标准 GB/T 1591—94	标准 GB 1591—88
Q295	09MnV, 09MnNb, 09Mn2, 12Mn
Q345	12MnV, 14MnNb, 16Mn, 16MnRE, 18Nb
Q390	15MnV, 15MnTi, 16MnNb

标准 GB/T 1591—94	标准 GB 1591—88
Q420	15MnVN, 14MnVTiRE
Q460	

高耐候性结构钢和焊接结构用耐候钢的新旧牌号对照见表 2-5-3 和表 2-5-4。

表 2-5-3 高耐候性结构钢新旧牌号对照

新 牌 号	旧 牌 号
Q295GHN	09CuP (09CuPRE, 09CuPTiRE)
Q295GNHL	09CuPCrNi - B
Q345GNH	...
Q345GNHL	09CuPCrNi - A
Q390GNH	...

表 2-5-4 焊接结构用耐候钢新旧牌号对照

新 牌 号	旧 牌 号
Q235NH	16CuCr
Q295NH	12MnCuCr
Q355NH	15MnCuCr
Q460NH	15MnCuCr - QT

桥梁钢的牌号对照参考表见表 2-5-5。

表 2-5-5

桥梁钢新旧牌号对照

新 牌 号	原 牌 号
Q235q	16q
Q345q	16Mnq
Q370q	14MnNbq
Q420q	15MnVNq

第二节 国外建筑钢结构用钢的概况

随着经济建设发展，外资项目在国内日益增加，工程建设中经常会遇到各国钢材。同时，国内各大型钢铁企业根据用户要求，也可以按国外产品标准生产钢材，故有必要介绍各国一些概况。

一、ISO 标准（国际标准化组织）

国际标准化组织（ISO）是世界范围内各国标准协会的联合组织，根据需要设置各 ISO 技术委员会制订相应的国际标准。技术委员会 ISO/TC17（钢）分委员会 SC3（结构用钢）制订了国际标准 ISO630：结构用钢——厚钢板、宽扁钢、棒材、型钢。适用范围为厚度在 3mm 及以上的成卷钢带、宽度等于或大于 600mm，以及厚度在 6mm 以上的宽厚板、棒材和热轧型材，通常在轧制状态下交货，用于栓接、铆接或焊接结构。标准（ISO 630—1995）中规定的钢材化学成分（熔炼分析）和力学性能见表 2-5-6 和表 2-5-7。成品分析的允许偏差见表 2-5-8。

表 2-5-6 中质量等级 D 的扁钢产品可有两种订货要求。D₁——在正火或等效状态下交货，表 2-5-7 中所示力学性能同时适用于交货状态和在交货后热处理正火之后；D₂——表 2-5-7 中的力学性能仅适用于交货状态，交货状态由生产厂选定。除了订货时提出要求之外，钢材冶炼方法由生产厂自定；但除质量等级 0，在交货时应注明炼钢方法。

ISO630 标准中对钢材检验项目、数量和取样部位以及批的组成等也有具体规定，与我国标准大部分相似，但对弯曲试验没有规定，另外在型钢截面内取样部位与我国标准略有出入，该标准对工、槽、角及 H 型钢等统一取在外伸肢（翼缘部分）的 $\frac{1}{3}$ 处（即翼缘宽度的 $\frac{1}{6}$ ）。

表 2-5-6 ISO630 结构用钢化学成分 (熔炼分析)

钢种 (牌号)	质量 等级	钢材厚度 (mm)	脱氧 方法*	C (%) 最大值	P (%) 最大值	S (%) 最大值	Mn (%) 最大值	Si (%) 最大值
E185 (Fe310)	0							
E235 (Fe360)	A		—	0.22	0.050	0.050	—	—
	B	≤ 16	—	0.17	0.045	0.045	1.40	0.40
		16 < ~ ≤ 25	—	0.20	0.045	0.045	1.40	0.40
	C	≤ 40	NE	0.17	0.045	0.045	1.40	0.40
		> 40	NE	0.20	0.045	0.045	1.40	0.40
	D		GF	0.17	0.040	0.040	1.40	0.40
E275 (Fe430)	A		—	0.24	0.050	0.050	—	—
	B	≤ 40	NE	0.21	0.045	0.045	1.50	0.40
		> 40	NE	0.22	0.045	0.045	1.50	0.40
	C		NE	0.20	0.040	0.040	1.50	0.40
D		GF	0.20	0.035	0.035	1.50	0.40	
E355 (Fe510)	C	≤ 30	NE	0.20	0.040	0.040	1.60	0.55
		> 30	NE	0.22	0.040	0.040	1.60	0.55
	D	≤ 30	GF	0.20	0.035	0.035	1.60	0.55
		> 30	GF	0.22	0.035	0.035	1.60	0.55

注：* 脱氧方法中：NE—非沸腾钢。

GF—有足以生成细晶粒组织的元素含量，如含铝 (Al) 总量 $\geq 0.02\%$ 。

ISO 4950 和 4951 分别适用于高屈服强度的扁平钢和棒材与型材，与我国的低合金高强度结构钢对应。ISO 4950 共分三部分，第一部分规定生产方法、验收规定及产品标记，第二部分适用于正火或控轧状态下供应的扁平钢材，规定其化学成分和力学性能，第三部分适用于热处理 (淬火 + 回火) 状态下供应的扁平钢材。ISO 4951 适用于高屈服强度的棒材、型材和管材，规定了化学成分、力学性能和检验规则。

ISO 630 规定的钢材牌号与力学性能

牌号	质量等级	上屈服点 (最小值) (N/mm ²)						抗拉强度 ^① (N/mm ²)		伸长率 (L ₀ = 5.65√S ₀) (%)				冲击试验 (V-notch), kV	
		钢材厚度 (mm)						强度 ^① (N/mm ²)	伸长率 (%)	钢材厚度 (mm)			试验温度 (°C)	冲击功 ^③ (最小值) (J)	
		16 > ~ ≤40	40 < ~ ≤63	63 < ~ ≤80	80 < ~ ≤100	100 < ~ ≤150	150 < ~ ≤200			40 < ~ ≤63 ^②	63 < ~ ≤100 ^②	100 < ~ ≤150 ^②			150 < ~ ≤200 ^②
E 185 ^④ (Fe 310)		185	175	—	—	—	—	300~540	18	—	—	—	—	—	—
	A B ^⑤ B NF C D	235 235 235 235 235	225 225 215 215 215	215 — 215 215 215	215 — 215 215 215	195 — 195 195 195	185 — 185 185 185	340~470 340~470 340~470 340~470 340~470 ^⑤	26 26 26 26 26	25 — 25 25 25	24 — 24 24 24	22 — 22 22 22	21 — 21 21 21	— — 27 27 27	— — 27 27 27
E 275 (Fe 430)	A	275	265	255	245	235	225	410~540	22	21	20	18	17	—	—
	B	275	265	255	245	235	225	410~540	22	21	20	18	17	+20	27
	C	275	265	255	245	235	225	410~540	22	21	20	18	17	0	27
	D	275	265	255	245	235	225	410~540 ^⑤	22	21	20	18	17	-20	27
E 355 (Fe 510)	C	355	345	335	325	315	295	490~640	22	21	20	18	17	0	27
	D	355	345	335	325	315	295	490~640 ^⑤	22	21	20	18	17	-20	27

注：①对宽钢带（成卷）只适用下限值。

②横向试件（厚板和宽度大于600mm宽扁钢）伸长率减少2%。

③3个试样的平均值，单个结果不应小于平均值的70%。

④本项只供厚度小于25mm产品。

⑤厚度大于100mm，允许较低值有20N/mm²偏差；1N/mm² = 1MPa。

表 2-5-8 成品分析化学成分允许偏差

元素	限定值 (%)	允许偏差
C	≤0.24	+ 0.03
P	≤0.050	+ 0.010
S	≤0.050	+ 0.010
Mn	≤1.60	+ 0.10
Si	≤0.55	+ 0.05

ISO 4950—2 适用于厚度从 3 ~ 150mm 的钢板、宽度大于或等于 600mm 的宽钢带，最小屈服强度从 355N/mm²至 460N/mm²（厚度 ≤ 16mm）。脱氧过程要求加有细化晶粒元素，交货状态除非合同中注明，有正火、正火加回火或控轧之分。钢的化学成分规定于表 2-5-9，成品分析（相对于熔炼分析）允许偏差见表 2-5-10。

表 2-5-9 化学成分（熔炼分析）摘自 ISO 4950—2（1995）

钢号	质量等级	化学成分 (%) ^①												
		C max	Mn ^②	Si max	P max	S max	Nb ^③	V ^③	Al (全量) ^③ min	Ti ^③	Cr max	Ni max	Mo max	Cu ^④ max
E355	DD ^⑤	0.18	0.9 ~ 1.6	0.50	0.030	0.030	0.015 ~ 0.060	0.02 ~ 0.10	0.020	0.020 ~ 0.20	0.25	0.30	0.10	0.35
	E	0.18	0.9 ~ 1.6	0.50	0.025	0.025	0.015 ~ 0.060							
E460	CC				0.040	0.040								
	DD ^⑤	0.20	1.0 ~ 1.7	0.50	0.030	0.030	0.015 ~ 0.060	0.02 ~ 0.10	0.020	0.020 ~ 0.20	0.70	1.0	0.40	0.70
	E				0.025	0.025								

注：①因化学成分影响焊接性能，在需方要求时，供方在合同中注明钢种及合金元素最大含量或范围。

②产品等于和大于 6mm 厚时，锰含量可降低 0.2% (m/m)。

③钢应至少含其中一种的细化晶粒元素，含量表中规定范围。如这些元素同时使用，至少应有一种元素含量不小于规定的最小值。

④双方协议最大含铜量可为 0.30% (m/m)。

⑤质量等级 DD 为非沸腾钢，E 作为镇静钢供货。

表 2-5-10 成品分析化学成分允许偏差 (%)

元 素	规定范围	允许偏差
C	≤ 0.20	+ 0.02
Mn	≤ 1.70	± 0.10
Si	≤ 0.50	+ 0.05
P 和 S	≤ 0.040	+ 0.005
Nb	≤ 0.060	± 0.005
V	≤ 0.20	+ 0.02 - 0.01
Ti	≤ 0.20	+ 0.02 - 0.01
Cr	≤ 0.70	+ 0.05
Ni	≤ 1.0	+ 0.05
Mo	≤ 0.40	+ 0.05
Cu	≤ 0.35	+ 0.05
	> 0.35	+ 0.07

采纳国际焊接学会推荐公式，碳当量计算式为：

$$C_{eq} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15} \quad (2-5-1)$$

钢材的力学性能规定如表 2-5-11 所示。

在其附录中还列有不同温度下的冲击功要求，见表 2-5-12。

ISO 4950—3 适用于经淬火和回火处理的、厚度在 3~70mm、屈服强度为 460N/mm² 的热轧钢板和宽度在 600mm 以上扁平钢材；厚度小于或等于 50mm、屈服强度为 690N/mm² 的，以及厚度在 50mm 至 70mm，屈服强度在 440N/mm² 至 670N/mm² 的同类钢材。所有钢材全为镇静浇注并加有细化晶粒元素。产品在热处理状态下交货（按合同要求，供方要说明热处理工艺）。规定的钢号及相应的化学成分及允许偏差与力学性能见表 2-5-13~表 2-5-15。

ISO 4951—1979 适用于高屈服强度的棒材、型材和空腹截面（管材），型材厚度 ≤ 70 mm，管材壁厚和工字梁（H 型钢）翼缘厚度 ≤ 40 mm，屈服强度 ≥ 355 N/mm² 至 420N/mm²（适用于钢材厚度 ≤ 16 mm），可用于栓接、铆接或焊接结构（与软钢相比，这些钢材焊接需有特殊处理）。规定的化学成分和力学性能见表 2-5-16 和表 2-5-17。此外，标准中有关的取样等规定与 ISO 630 相近。

表 2-5-11 钢材力学性能 [摘自 ISO 4950—2 (1995)]

钢号	质量等级	屈服强度 ^① (min) (N/mm ²) 厚度 (mm)						抗拉强度 ^③ (N/mm ²) 厚度 (mm)				伸长率 ^② (%) (min)	冲击功 (min) (V 型缺口) ^{④⑤} (J)								
		≤ 16	> 16	> 35	> 50	> 70	> 100	> 125	≤ 70	> 70	> 100		> 125	- 0℃		- 20℃		- 50℃			
			~ 35	~ 50	~ 70	~ 100	~ 125	~ 150		~ 100	~ 125		~ 150	L	T	L	T	L	T		
E355	DD	355	345	335	325	305	295	285	470	450	440	430	22			39	21				
	E								630	610	600	590							27	16	
E460	CC	460	450	440	420	—	—	—	—	—	—	—	17	39	—						
	DD					400	390	380	550	530	520	510				39	21				
	E					400	390	380	~ 720	~ 700	~ 690	~ 680									27

注：①上屈服点。

②原始长度 $l_0 = 5.65 \sqrt{S_0}$ (S_0 —原始截面积) 试样断裂时的伸长率。

③宽钢带只适用抗拉强度最小值。

④冲击功规定有纵向 (L) 和横向 (T) , 除非合同注明, 一般只作纵向检验。

⑤三个试样的平均值, 单个值不得小于规定最小值的 70%。

表 2-5-12 厚度从 10 ~ 150mm 钢材的冲击功要求

钢材质量等级	试件方向	不同温度下最小冲击功 (J)							
		- 50℃	- 40℃	- 30℃	- 20℃	- 10℃	0℃	+ 10℃	+ 20℃
DD	纵向				39	43	47	51	55
	横向				21	24	31	31	31
E	纵向	27	31	39	47	51	55	59	63
	横向	16	20	24	27	31	31	55	39

表 2-5-13 化学成分(熔炼分析)(%)

钢号	质量等级	C max	Mn	Si	P max	S max	其他元素
E460	DD	0.20	0.7~1.7	≤0.55	0.035	0.035	生产厂根据冶炼条件和钢材厚度,可在下列限值范围内增添一种或几种元素 Ni ≤ 2, Ti ≤ 0.20 ^① N ≤ 0.020, Cr ≤ 2, Nb ^① ≤ 0.060, B(全量) ≤ 0.005, Cu ≤ 1.5, V ≤ 0.10 ^{①②} Mo ≤ 1, Zr ≤ 0.15 ^①
	E				0.030	0.030	
E550	DD	0.20	≤1.7	0.10~0.80	0.035	0.035	
	E				0.030	0.030	
E690	DD	0.20	≤1.7	0.10~0.80	0.035	0.035	
	E				0.030	0.030	

注:①钢中至少应有其中一种的细化晶粒元素或增添 Al(最小全铝含量应是 0.020%)

②没有应力消除处理时,允许最大含量 0.20%。

表 2-5-14 力学性能(钢材厚度 ≤ 70mm)摘自 ISO 4950—3

钢号	质量等级	屈服强度 ^① (N/mm ²) (min) 钢材厚度		抗拉强度 (N/mm ²)	伸长率 ^② (%) (min)	V 缺口冲击功 ^② (J) (min)	
		≤50	>50~70			-20℃	-50℃
		E460	DD			460	440
E	460		440		27		
E550	DD	550	530	650~830	16	39	
	E	550	530				27
E690	DD	690	670	770~940	14	39	
	E	690	670				27

注:①上屈服点或 0.2% 残余伸长率的应力。

②试样原始长度 $L_0 = 5.65 \sqrt{S_0}$ (S_0 —原始截面积)

允许采用长 200mm 试样,断裂后测量长度 50mm 的伸长率,但应用比例试样。

③三个试样平均值,单个值不得小于最小平均值的 70%。

表 2-5-15 成品分析化学成分的允许偏差(%)

元素	C	Mn	Si	P	S	Cr	Ni	Mo	Cu		Nb	V	Ti	Zr	B	N	Al
规定范围	≤ 0.20	≤ 1.70	≤ 0.80	≤ 0.035	≤ 0.035	≤ 2	≤ 2	≤ 1	≤ 0.50	> 0.50	≤ 0.060	≤ 0.20	≤ 0.20	≤ 0.15	≤ 0.005	≤ 0.020	≥ 0.020

第二篇 钢结构工程材料的选择检验与样图分析

元素	C	Mn	Si	P	S	Cr	Ni	Mo	Cu		Nb	V	Ti	Zr	B	N	Al
允许偏差	+0.20	+0.10	+0.05 -0.02	+0.005	+0.005	+0.05	+0.05	+0.05	+0.05	+0.07	+0.005	+0.02	+0.02	0.02	+0.0005	+0.002	-0.005

表 2-5-16 高屈服强度钢材化学成分 (ISO 4951)

钢号	质量等级	C max	Mn	Si max	P max	S max	Nb	V	Al	Ti	Cr max	Ni max	Mo max	Cu max
E355	CC DD	0.20	0.9 ~ 1.6	0.50	0.040 0.035	0.040 0.035	0.005 ~ 0.060	0.02 ~ 0.20	0.015	0.02 ~ 0.20	0.25	0.30	0.10	0.35
E390	CC DD	0.20	1.0 ~ 1.6	0.50	0.040 0.035	0.040 ~ 0.035	0.005 ~ 0.060	0.02 ~ 0.20	0.015	0.02 ~ 0.20	0.30	0.70	0.30	0.50
E420	CC DD	0.20	1.0 ~ 1.7	0.50	0.040 0.035	0.040 0.035	0.005 ~ 0.060	0.02 ~ 0.20	0.015	0.02 ~ 0.20	0.40	0.70	0.40	0.60
成品分析 允许偏差		+0.03	±0.10	+0.05	+0.005		+0.005 -0.002	+0.02 -0.01	—	+0.02 -0.01	+0.05			

表 2-5-17 力学性能 (ISO 4951—1979)

钢号	质量等级	屈服强度 (N/mm ²) 钢材厚度				抗拉强度 (N/mm ²)	伸长率 (%)	冲击功 (J)	
		≤16	>16~35	>35~50	>50~70			0℃	-20℃
E355	CC	355	355	345	325	470~630	22	40	
	DD								40
E390	CC	390	380	370	350	490~650	20	40	
	DD								40
E420	CC	420	410	400	380	520~680	19	40	
	DD								40

二、欧共体标准 EN 10025 (1993 修订本)

与国际标准 ISO 相比,欧洲标准的可执行性更现实,这与它制订的指导方针有关,为了首先在欧洲各国之间便于市场交流,迫切需要有统一的技术标准,然后再在 ISO 组织顽强地表现欧洲各国意愿,把 ISO 标准推荐给各国,作为相互交流的基础。欧洲各国已相继把欧洲标准 EN 视作本国标准(或直接采用或在标准前加一简略说明及少量变通点)。

EN10025 是适用于非合金结构钢热轧产品的技术标准,内容包括钢的分类、牌号、技术要求、检查及试验、产品标志乃至索赔要求等等。现择其主要部分介绍如下。

(1) 钢的牌号及质量等级。牌号共分 S185、S235、S275、S355、E295、E335 和 E360 几种。对 S235 和 S275 钢质量等级有 JR、J0 和 J2 三种,其中 J2 又分 J2G3 和 J2G4 二级;S355 钢有 JR、J0、J2 和 K2 四个等级,其中 J2 和 K2 各又分为 J2G3 和 J2G4 以及 K2G3 和 K2G4。质量等级的划分是依据其焊接性能和缺口冲击韧性。钢号 S185、E295、E335 和 E360 以及质量等级 JR 的 S235、S275、S355 钢均为基础钢(碳素钢),质量等级为 J0、J2G3、J2G4、K2G3 和 K2G4 均为优质钢。

(2) 钢的冶炼方法、脱氧方法和交货状态。冶炼方法由生产厂选择,但合同有要求时应予说明,钢号 S185 的除外。质量等级 J0、J2G3、J2G4、K2G3 和 K2G4 在订化时商定冶炼方法。

非规定的脱氧方法由生产厂选择,表示方式为 FU:沸腾钢, FN:非标准沸腾钢, FF:安全镇静钢,有足够的脱氮元素(如铝含量不小于 0.020%)。

钢号 S185、E295、E335 和 E360 以及质量等级 JR 和 J0 的 S235、S275 和 S355 的扁平钢材,其交货状态由生产厂选择,但如要求,应提及是否按正火状态交货。质量等级 J2G3 和 K2G3 的扁平钢材在正火状态或等效的控轧状态下交货。质量等级 J2G4 和 K2G4 的扁平钢材按生产厂选择的状态供货。型材的交货状态也全由生产厂选择。

(3) 化学成分。各钢号的化学成分分析(包括扁平钢材和型材)规定见表 2-5-18。

表 2-5-18 板材和型材化学成分(熔炼分析)(%)

摘自 EN 10025 (1993)

牌号(按 EN 10027-1 和 ECIS IC 10)	脱氧方式	钢的分类 ^②	C max 钢材厚度 mm			Mn max	Si max	P max	S max	N ^① max
			≤16	16~40	>40 ^③					
S185 ^④	由生产厂选定	BS	—	—	—	—	—	—	—	—

第二篇 钢结构工程材料的选择检验与样图分析

牌号 (按 EN 10027 - 1 和 ECIS IC 10)	脱氧 方式	钢的 分类 ^②	C max 钢材厚度 mm			Mn max	Si max	P max	S max	N ^① max
			≤16	16~40	>40 ^③					
			S235JR ^④	由生产厂选定	BS					
S235JRG1 ^④	FU	BS	0.17	0.20	—	1.40	—	0.045	0.045	0.007
S235JRG2	FN	BS	0.17	0.17	0.20	1.40	—	0.045	0.045	0.009
S235J0	FN	QS	0.17	0.17	0.17	1.40	—	0.040	0.040	0.009
S235J2G3	FF	QS	0.17	0.17	0.17	1.40	—	0.035	0.035	—
S235J2G4	FF	QS	0.17	0.17	0.17	1.40	—	0.035	0.035	—
S275JR	FN	BS	0.21	0.21	0.22	1.50	—	0.045	0.045	0.009
S275J0	FN	QS	0.18	0.18	0.18 ^⑤	1.50	—	0.040	0.040	0.009
S275J2G3	FF	QS	0.18	0.18	0.18 ^⑤	1.50	—	0.035	0.035	—
S275J2G4	FF	QS	0.18	0.18	0.18 ^⑤	1.50	—	0.035	0.035	—
S355JR	FN	BS	0.24	0.24	0.24	1.60	0.55	0.045	0.045	0.009
S355J0	FN	QS	0.20	0.20 ^⑥	0.22	1.60	0.55	0.040	0.040	0.009
S355J2G3	FF	QS	0.20	0.20 ^⑥	0.22	1.60	0.55	0.035	0.035	—
S355J2G4	FF	QS	0.20	0.20 ^⑥	0.22	1.60	0.55	0.035	0.035	—
S355K2G3	FF	QS	0.20	0.20 ^⑥	0.22	1.60	0.55	0.035	0.035	—
S355K2G4	FF	QS	0.20	0.20 ^⑥	0.22	1.60	0.55	0.035	0.035	—
E295	FN	BS	—	—	—	—	—	0.045	0.045	0.009
E355	FN	BS	—	—	—	—	—	0.045	0.045	0.009
E360	FN	BS	—	—	—	—	—	0.045	0.045	0.009

注：①氮含量允许超出规定值，但必须 N 含量每增加 0.001%，P 含量降低 0.005%，含 N 量最多不超过 0.012%。

②BS—基础钢（碳素钢）；QS—优质钢。

③公称厚度 > 100mm，含碳量按协议确定。

④公称厚度 ≤ 25mm，可不符合。

⑤公称厚度 > 150mm，最大含 C 量为 0.20%。

⑥厚度 > 30mm 冷辊压成型型材含 C 量最大值为 0.22%。

推荐的碳当量计算公式是：

$$C_{EV} = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15}$$

按熔炼分析成分计算所得最大碳当量列于表 2-5-19。

表 2-5-19 碳当量限值 (EN 10025)

牌号 (按照 EN10027-1)	钢的分类	碳当量最大值 (%) 钢材厚度 (mm)		
		≤40	> 40 ~ 150	> 150 ~ 250
S235JR	BS	0.35	—	—
S235JRG1	BS	0.35	—	—
S235JRG2	BS	0.35	0.38	0.40
S235J0	QS	0.35	0.38	0.40
S235J2G3	QS	0.35	0.38	0.40
S235J2G4	QS	0.35	0.38	0.40
S275JR	BS	0.40	0.42	0.44
S275J0	QS	0.40	0.42	0.44
S275J2G3	QS	0.40	0.42	0.44
S275J2G4	QS	0.40	0.42	0.44
S355JR	BS	0.45	0.47	0.49
S355J0	QS	0.45	0.47	0.49
S355J2G3	QS	0.45	0.47	0.49
S355J2G4	QS	0.45	0.47	0.49
S355K2G3	QS	0.45	0.47	0.49
S355K2G4	QS	0.45	0.47	0.49

(4) 力学性能。各牌号钢板材和型材的力学性能见表 2-5-20。

(5) 工艺性能要求。包括可焊性、热成型、冷成型几方面。

牌号 S185、E295、E335、E360 对化学成分没有要求，可焊性不予说明。质量等级 JR、J0、J2G3、J2G4、K2G3 和 K2G4 的钢材一般适用于所有的焊接方法，其可焊性从 JR 到 K2 依次变好。

冷成型性能包括冷弯成型、冷辊压成型和棒材的冷拉、冷拔。规定有弯曲半径（对应钢材厚度）最小值。这项要求与我国的弯曲试验不同，是以满足冷成型加工要求为主。

欧洲标准中各牌号钢材与修改前的 EN10025:1990 和德、法、西班牙、意大利等多国钢号的对应情况可见表 2-5-21。

表 2-5-20 钢材力学性能 (EN 10025-93)

牌号	屈服强度 ^① (N/mm ²) 钢材厚度 (mm)								抗拉强度 ^① (N/mm ²) 钢材厚度 (mm)				伸长率 (%) ^② $L_0 = 5.65 \sqrt{S_0}$ 钢材厚度 mm				冲击功 (J) 温度		钢材厚度 (mm)	
	≤16	16~40	40~63	63~80	80~100	100~150	150~200	200~250	≤3	3~100	100~150	150~250	3~40	40~63	63~100	100~150	150~250	10~150		150~250
S185	185	175	—	—	—	—	—	—	310~540	290~510	—	—	18	—	—	—	—	—	—	—
S235JR ^③	235	225	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	26	24	22	21	—	20	27	—
S235JRG1	235	225	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	26	24	22	21	—	20	27	—
S235JRG2	235	225	215	215	215	195	185	175	360~510	340~470	—	—	24	23	22	21	—	20	27	23
S235J0	235	225	215	215	215	195	185	175	—	—	—	—	24	23	22	21	—	0	27	23
S235J2C3	235	225	215	215	215	195	185	175	340~470	320~470	—	—	24	23	22	21	—	-20	27	23
S235J2C4	235	225	215	215	215	195	185	175	470	470	—	—	24	23	22	21	—	-20	27	23
S275JR	—	—	—	—	—	—	—	—	430	410	380	—	22	21	20	18	—	20	27	23
S275J0	—	—	—	—	—	—	—	—	~	~	~	—	22	21	20	18	—	0	27	23
S275J2C3	275	265	255	245	235	225	215	205	~	~	~	—	20	19	18	17	—	-20	27	23
S275J2C4	—	—	—	—	—	—	—	—	580	560	540	—	20	19	18	17	—	-20	27	23
S355JR	—	—	—	—	—	—	—	—	510	490	470	450	22	21	20	18	—	20	27	23
S335J0	—	—	—	—	—	—	—	—	~	~	~	—	22	21	20	18	—	0	27	23
S355J2C3	355	345	335	325	315	295	285	275	680	630	630	—	22	21	20	18	—	-20	27	23

牌号	屈服强度 ^① (N/mm ²) 钢材厚度 (mm)							抗拉强度 ^① (N/mm ²) 钢材厚度 (mm)		伸长率 (%) ^③ $L_0 = 5.65 \sqrt{S_0}$ 钢材厚度 mm				冲击功 (min) (J)						
	≤16	16~40	40~63	63~80	80~100	100~150	150~200	200~250	≤3	3~100	100~150	150~250	3~40	40~63	63~100	100~150	150~250	温度 (°C)	钢材厚度 (mm)	
S355J2C4 S355K2C3 S355K2C4	355	345	335	325	315	295	285	275	~	490	470	450	~	~	680	630	630	-20	27	23
	295	285	275	265	255	245	225	~	~	490	450	440	~	~	660	610	610	-20	40	23
	335	325	315	295	275	255	255	~	~	590	570	550	~	~	770	710	710	-20	40	23
E295 ^③	360	355	345	335	325	305	285	~	~	690	670	650	~	~	900	830	830	-	-	-
	335	325	315	295	275	255	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	-	-	-
E335 ^③	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	-	-	-
	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	-	-	-
E360 ^③	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	-	-	-
	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	-	-	-

注：①拉伸试件为纵向取样。

②伸长率二个数值对应纵向试件和横向试件。

③不适用于 I、U、角钢和其他型钢。

④质量等级 JR 的钢材，冲击韧性有要求时才进行。

表 2-5-21 欧洲标准 (EN) 和各国钢材名称 (牌号) 对称

钢号		各国对应钢号										
按 EN 10027-1 和 ECIS 10	按 EN 10027-2	EN 10025: 1990	德国	法国	英国	西班牙	意大利	比利时	瑞典	葡萄牙	奥地利	挪威
S185	1.0035	Fe 310-0	St 33	A 33		A 310-0	Fe 320	A320	1300-00	Fe 310-0	St 320	
S235JR	1.0037	Fe 360 B	St 37-2	E 24-2			Fe 360-B	AE 235-B	1311-00	Fe 360-B		NS 12 120
S235JRG1	1.0036	Fe 360 BFU	USt 37-2			AE 235 B-FU					USt 360 B	NS 12 122
S235JRG2	1.0038	Fe 360 BFN	RSt 37-2		40 B	AE 235 B-FN			13 12-00		RSt 360 B	NS 12 123
S235JO	1.0114	Fe 360 C	St 37-3 U	E 24-3	40 C	AE235C	Fe 360C	AE235-C		Fe 360-C	St 360 C	NS 12 124
S235J2C3	1.0116	Fe 360 D1	St 37-3 N	E 24-4	40 D	AE 235 D	Fe 360 D	AE 235-D		Fe 360-D	St 360 D	NS 12 124
S235J2C4	1.0117	Fe 360 D2	—	—							St 360 CE	
S275JR	1.0044	Fe 430 B	St 44-2	E28-2	43 B	AE 275 B	Fe 430 B	AE 255-B	14 12-00	Fe 430-B	St 430 B	NS 12 142
S275JO	1.0143	Fe 430 C	St 44-3 U	E28-3	43 C	AE 275 C	Fe 430 C	AE 255-C		Fe 430-C	St 430 C	NS 12 143
S275J2C3	1.0144	Fe 430 D1	St 44-3 N	E28-4	43 D	AE 275 D	Fe 430 D	AE 255-D	14 14-00	Fe 430-D	St 430 D	NS 12 143
S275J2C4	1.0145	Fe 430 D2	—	—					14 14-01		St 430 CE	

钢号		各国对应钢号									
按 EN 10027-1 和 EC1SS IC 10	按 EN 10027-2: 1990	德国	法国	英国	西班牙	意大利	比利时	瑞典	葡萄牙	奥地利	挪威
S355JR	Fe 510 B	—	E 36-2	50 B	AE 355 B	Fe 510-B	AE 355-B		Fe 510-B		
S355JO	Fe 510 C	St 52-3 U	E 36-3	50 C	AE 355 C	Fe 510-C	AE 355-C		Fe 510-C	St 510 C	NS 12 153
S355J2C3	Fe 510 D1	St 52-3 N		50 D	AE 355 D	Fe 510-D	AE 355-D		Fe 510-D	St 510 D	NS 12 153
S355J2C4	Fe 510 D2	—									
S355K2C3	Fe 510 DD1	—	E 36-4	50 DD			AE 355-DD		Fe 510-DD		
S355K2C4	Fe 510 DD2	—									
E295	Fe 490-2	St 50-2	A 50-2		A 490	Fe 490	A 490-2	15 50-00 15 50-01	Fe 490-2	St 490	
E335	Fe 590-2	St 60-2	A 60-2		A 590	Fe 590	A 590-2	1650-00 1650-01	Fe 590-2	St 590	
E360	Fe 690-2	St 70-2	A 70-2		A 690	Fe 690	A 690-2	16 55-00 16 55-01	Fe 690-2	St 690	

三、日本建筑钢材概况

日本工业标准 (JIS) 中与建筑钢结构用材有关的有:《一般结构用轧制钢材》JIS G 3101 (1995);《焊接结构用轧制钢材》JIS G 3106 (1999);《焊接结构用耐候性热轧钢材》JIS G 3114 (1998);《高耐候性轧制钢材》JIS G 3125 (1987);《建筑结构用轧制钢材》JIS G 3136 (1994)。其中建筑结构用钢 (JIS G 3136) 是新编的标准,其他几个标准都已经多次修订。另外,日本工业标准是公开发行的技术标准,各生产厂自有的企业标准都比 JIS 严格,订货时以执行企标为主。

(1)《一般结构用轧制钢材》(JIS G 3101) 是制订已有近 50 年历史的老标准,规定的钢材有四个牌号:SS330 (原 SS34)、SS400 (原 SS41)、SS490 (原 SS50) 和 SS540 (原 SS55),除 SS540 钢要求有含碳量 ($< 0.30\%$) 和含锰量 ($< 1.60\%$) 限量外,其余牌号钢只要求 P、S 含量小于 0.050% (SS540 要求 P、S 小于 0.040%)。各牌号钢的力学性能见表 2-5-22。

表 2-5-22 钢材力学性能 (JIS G 3101)

牌号	屈服点 (N/mm ²) 钢材厚度 (mm)			抗拉强度 (N/mm ²)	钢材尺寸* (mm)	拉力 试样	伸长率 (%)	弯曲试验		
	≤ 16	16 ~ 40	> 40					弯曲角	内侧半径	试样
SS330	≥ 205	≥ 195	≥ 175	330 ~ 430	≤ 5 钢板、钢带 16 钢板、钢带 16 ~ 50 钢板、钢带 > 40 钢板	5 号 1A 号 1A 号 4 号	≥ 26 ≥ 21 ≥ 26 ≥ 28	180°	0.5d d—板厚	1 号
SS400	≥ 245	≥ 235	≥ 215	400 ~ 510	≤ 5 钢板、钢带、型钢 5 ~ 16 钢板、钢带、型钢 16 ~ 50 钢板、钢带、型钢 > 40 钢板	5 号 1A 号 1A 号 4 号	≥ 21 ≥ 27 ≥ 12 ≥ 23	180°	1.5d	1 号
SS490	≥ 285	≥ 275	≥ 255	490 ~ 610	≤ 5 钢板、钢带、型钢 5 ~ 16 钢板、钢带、型钢 16 ~ 50 钢板、钢带、型钢 > 40 钢板、型钢	5 号 1A 号 1A 号 4 号	≥ 19 ≥ 15 ≥ 19 ≥ 21	180°	2d	1 号
SS540	≥ 400	≥ 390	—	≥ 540	≤ 5 钢板、钢带、型钢 5 ~ 16 钢板、钢带、型钢 16 ~ 50 钢板、钢带、型钢	5 号 1A 号 1A 号	≥ 16 ≥ 13 ≥ 17	180°	2d	1 号

注: * 原表中此项内尚有棒材适用的规定,此次引用时省略。

牌号为 SS 的钢材，现主要用于非主要构件。

(2) 《焊接结构用轧制钢材》(JISC 3106—1999) 适用厚度 200mm 以下的钢板、钢带和型钢等牌号有 SM400A、SM400B、SM490A、SM490B，适用厚度为 100mm 以下的有 SM400C、SM490C、SM490YA、SM490YB、SM520B、SM520C 以及 SM570。其熔炼分析的化学成分规定见表 2-5-23。SM570 钢的碳当量（仅适用于淬火回火钢材）规定计算式为：

$$C_{eq}(\%) = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cr}{5} + \frac{Mo}{4} + \frac{V}{14}$$

焊接裂纹敏感性指数计算式为：

$$P_{cm}(\%) = C + \frac{Si}{30} + \frac{Mn}{20} + \frac{Cu}{20} + \frac{Ni}{60} + \frac{Cr}{20} + \frac{Mo}{15} + \frac{V}{15} + 5B$$

二者的限值与材料厚度有关（见表 2-5-24）。对于控轧钢板，碳当量和焊接裂纹敏感性指数的限值见表（2-5-25）。各牌号钢的力学性能见表 2-5-26 和表 2-5-27。

表 2-5-23 焊接结构用轧制钢的化学成分（%）
(JISC 3106 中表 2)

种类记号	C	Si	Mn	P	S
SM400A	厚度：≤50mm ≤0.23	—	≥2.5 × C*	≤0.035	0.035
	>50 ~ 200mm ≤0.25				
SM400B	厚度：≤50mm ≤0.20	≤0.35	0.6 ~ 1.40	≤0.035	≤0.035
	>50 ~ 200mm ≤0.22				
SM400C	厚度：≤100mm ≤0.18	≤0.55	≤1.40	≤0.035	≤0.035
SM490A	厚度：≤50mm ≤0.20	≤0.55	≤1.60	≤0.035	≤0.035
	>50 ~ 200mm ≤0.22				
SM490B	厚度：≤50mm ≤0.18	≤0.55	≤1.60	≤0.035	≤0.035
	>50 ~ 200mm ≤0.22				
SM490C	厚度：≤100mm ≤0.18	≤0.55	≤1.60	≤0.035	≤0.035
SM490YA	厚度：≤100mm ≤0.20	≤0.55	≤1.60	≤0.035	≤0.035
SM490YB					
SM520B	厚度：≤100mm ≤0.20	≤0.55	≤1.60	≤0.035	≤0.035
SM520C					
SM570	厚度：≤100mm ≤0.18	≤0.35	≤1.60	≤0.035	≤0.035

注：* C 值适用于熔炼分析。

1. 必要时可添加表 2 以外的合金元素。
2. 厚度大于 100 ~ 150mm 的 SM520B、SM520C 及 SM570 钢板的化学成分，以订货者与厂方协议为准。

表 2-5-24 SM570 钢的碳当量等限量

钢材厚度 (mm)	≤ 50	> 50 ~ 100	> 100
碳当量 (%)	≤ 0.44	≤ 0.47	按双方协议
焊接裂纹敏感性指数 (%)	≤ 0.28	≤ 0.36	按双方协议

表 2-5-25 控轧钢的碳当量等限量 (%)

钢的牌号		SM490A SM470YA SM490B SM490YB SM490C	SM520B SM520C
钢材厚度 (mm)	≤ 50	$C_{eq} \leq 0.38$ ($P_{cm} \leq 0.24$)	≤ 0.40 ($P_{cm} \leq 0.26$)
	50 ~ 100	$C_{eq} \leq 0.40$ ($P_{cm} \leq 0.26$)	≤ 0.42 ($P_{cm} \leq 0.27$)

表 2-5-26 力学性能 (JISG 3106 中表 5)

种类记号	屈服强度 (N/mm ²)						抗拉强度 (N/mm ²)		延伸率		
	钢材厚度 (mm)						钢材厚度 (mm)		钢材厚度 (mm)	试样号	%
	≤ 16	> 16 ~ 40	> 40 ~ 75	> 75 ~ 100	> 100 ~ 160	> 160 ~ 200	≤ 100	> 100 ~ 200			
SM400A	≥ 245	≥ 235	≥ 215	≥ 215	≥ 205	≥ 195	400 ~ 150	400 ~ 150	≤ 5	5号	≥ 23
SM400B					—	—			> 5 ~ 16	1A号	≥ 18
SM400C					—	—			> 16 ~ 50	1A号	≥ 22
								≥ 40	4号	≥ 24	
SM490A	≥ 325	≥ 315	≥ 295	≥ 295	≥ 285	≥ 275	490 ~ 610	490 ~ 160	≤ 5	5号	≥ 22
SM490B					—	—			> 5 ~ 16	1A号	≥ 17
SM490C					—	—			> 16 ~ 50	1A号	≥ 21
								≥ 40	4号	≥ 23	
SM490YA	≥ 365	≥ 355	≥ 335	≥ 325	—	—	490 ~ 610	—	≤ 5	5号	≥ 19
SM490YB					—	—			> 5 ~ 16	1A号	≥ 15
					—	—			> 16 ~ 50	1A号	≥ 19
								≥ 40	4号	≥ 21	

第五章 建筑钢结构用钢材的技术标准及选用原则

种类记号	屈服强度 (N/mm ²)						抗拉强度 (N/mm ²)		延 伸 率		
	钢材厚度 (mm)						钢材厚度 (mm)		钢材厚度 (mm)	试样号	%
	≤16	>16 ~40	>40 ~75	>75 ~100	>100 ~160	>160 ~200	≤100	>100 ~200			
SM520B	≥365	≥355	≥335	≥325	—	—	520 ~ 640	—	≤5	5号	≥19
SM520C									>5 ~ 16	1A号	≥15
									>16 ~ 50	1A号	≥19
									≥40	4号	≥21
SM570	≥465	≥450	≥430	≥420	—	—	570 ~ 720	—	≤16	5号	≥19
									>16	5号	≥26
									>20	4号	≥20

注：1. 上表不适用于钢带之两头。

2. 钢材厚度大于 100mm 的 4 号试验片的延伸率，每增厚 25mm（包括零数）则表中之延伸率应减少 1%，但减少的量最多不超过 3%。
3. 厚度大于 100mm，小于等于 150mm 的 SM520B，SM520C，及 SM570 钢板的屈服强度，抗拉强度及延伸率，以订货者与厂方协议为准。

表 2-5-27 夏比冲击功 (JISG 3106 中表 6)

种类记号	试验温度 (°C)	夏比冲击功 (J)	试件	种类记号	试验温度 (°C)	夏比冲击功 (J)	试件
SM400B	0	≥27	4号(沿轧 制方向取样)	SM490YB	0	≥27	4号(沿轧 制方向取样)
SM400C	0	≥47		SM520B	0	≥27	
SM490B	0	≥27		SM520C	0	≥47	
SM490C	0	≥47		SM570	-5	≥47	

钢材可进行正火、淬火加回火、控轧或其他适当的热处理，此时在钢的牌号后再加上热处理记号（N—正火，Q—淬火加回火，控轧—TMC 等）。

(3) 焊接结构用耐候性热轧钢材 (JISG 3114—1998)。按强度级别分有 400、490、570 三级，质量等级有 A、B、C 三等，符号 W 表示钢材能裸用，而符号 P 表示仍需经涂装处理。其相应的化学成分和力学性能示于表 2-5-28、表 2-5-29。

表 2-5-28 焊接结构用耐候钢的化学成分 (JISG 3114)

钢号	C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Ni
SMA400AW SMA400BW SMA400CW	≤0.18	0.15 ~ 0.65	≤1.25	≤0.035	≤0.035	0.30 ~ 0.50	0.40 ~ 0.75	0.05 ~ 0.30
SMA400AP SMA400BP SMA400CP	≤0.18	≤0.55	≤1.25	≤0.035	≤0.035	0.20 ~ 0.35	0.30 ~ 0.55	—
SMA490AW SMA490BW SMA490CW	≤0.18	0.15 ~ 0.65	≤1.40	≤0.035	≤0.035	0.30 ~ 0.50	0.45 ~ 0.75	0.05 ~ 0.30
SMA490AP SMA490BP SMA490CP	≤0.18	≤0.55	≤1.40	≤0.035	≤0.035	0.20 ~ 0.35	0.30 ~ 0.55	—
SMA570W	≤0.18	0.15 ~ 0.65	≤1.40	≤0.035	≤0.035	0.30 ~ 0.50	0.45 ~ 0.75	0.05 ~ 0.30
SMA570P	≤0.18	≤0.55	≤1.40	≤0.035	≤0.035	0.20 ~ 0.35	0.30 ~ 0.55	—

表 2-5-29 钢材力学性能 (JISG 3114—1998)

牌号	屈服强度 (N/mm ²) ^① 钢材厚度 (mm)						抗拉强度 ^② (N/mm ²)	伸长率			冲击试验 ^③	
	≤16	16 ~ 40	40 ~ 75	75 ~ 100	100 ~ 160	160 ~ 200		钢材厚度 (mm)	试样	%	温度 (°C)	冲击功 (J)
SMA400AW SMA400AP	≥245	≥235	≥215	≥215	≥205	≥195	400 ~ 540	≤5	5号	≥22	—	—
SMA400BW SMA400BP								≤16	1A号	≥17	0	≥27
SMA400CW SMA400CP								≥245	≥235	≥215	≥215	—
								>40	4号	≥23		

牌号	屈服强度 (N/mm ²) ^① 钢材厚度 (mm)						抗拉强度 ^② (N/mm ²)	伸长率			冲击试验 ^③		
	≤16	16~40	40~75	75~100	100~160	160~200		钢材厚度 (mm)	试样	%	温度 (°C)	冲击功 (J)	
SMA490AW SMA490AP	≥365	≥355	≥335	≥325	≥305	≥295	490~610	≤5	5号	≥19	—	—	
SMA490BW SMA490BP								≤16	1A号	≥15	0	≥27	
SMA490CW SMA490CP	≥365	≥355	≥335	≥325	—	—		>16	1A号	≥19	0	≥47	
								>40	4号	≥21			
SMA570W SMA570P	≥460	≥450	≥430	≥420	—	—		570~720	≤16	5号	≥19	-5	≥47
									>16	5号	≥26		
							>40		4号	≥20			

注：①型钢厚度以取样部位为准。

②抗拉强度上限只适用于钢板。

③冲击试验的试样规定为沿轧制方向取样的4号试样。

有关控轧钢板碳当量 (C_{eq}) 与焊接裂纹敏感性指数 (P_{cm}) 的计算方法同 JISG 3106, 限值的规定见表 2-5-30。

表 2-5-30 碳当量限值

钢的牌号		SMA490AW, SMA490BW, SMA490CW		SMA490AP, SMA490BP, SMA490CP	
		C_{eq} (%)	P_{cm} (%)	C_{eq} (%)	P_{cm} (%)
适用 厚度 (mm)	≤50	≤0.41	≤0.24	≤0.40	≤0.24
	50~100	≤0.43	≤0.26	≤0.42	≤0.26
	>100	双方协议		双方协议	

各钢号的力学性能与 JISG 3106 相对应 (SMA400→SM400, SMA490→SM490YA, SMA570→SM570)。

(4) 高耐候性轧制钢材 (JISG 3125—1987)。仅有两种牌号：SPA-H 和 SPA-C, 前者适用 16mm 以下热轧钢板、钢带及型钢, 后者适用于 0.6~2.3mm 的冷轧钢板、钢带。其化学成分如表 2-5-31 所示。其力学性能如表 2-5-32 所示。

表 2-5-31 高耐候性轧制钢材化学成分

化学成分	C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	Ni
含量 (%)	≤0.12	0.2~0.75	0.20~0.50	0.070~0.150	≤0.040	0.25~0.60	0.30~1.25	≤0.65

注：1. 厚度 6mm 以上钢材，含 Mn 量上限为 0.60%，型钢的含 Mn 量上限协商而定。

2. 需要时，可增添上表列出以外的合金元素。

表 2-5-32 高耐候钢力学性能 (JISG 3125)

钢 号	钢材尺寸	屈服点 (N/mm ²)	抗拉强度 (N/mm ²)	拉伸试样	伸长率 (%)	弯曲试验 180° d = 钢材厚度
SPA-H	厚度 ≤6mm 钢板、钢带	≥345	≥480	5 号	22	0.5d
	型钢, >6mm 钢板、钢带	≥355	≥490	1A 号	15	1.5d

(5) 建筑结构用轧制钢材 (JISG 3136—1994)。本标准适用钢材范围如表 2-5-33 所示，其牌号均以 SN 起头，后随强度级别 (400 和 490 二级)，质量等级有 A、B、C 三档。需超声波探伤的后加 - UT 符号。

表 2-5-33 建筑结构用钢 (JISG 3136)

钢 号	适 用 范 围
SN400A SN400B	6mm 以上 100mm 以下钢板、钢带、型钢、扁平钢材
SN400C	16mm 以上 100mm 以下钢板、钢带、型钢、扁平钢材
SN490B	6mm 以上 100mm 以下钢板、钢带、型钢、扁平钢材
SN490C	16mm 以上 100mm 以下钢板、钢带、型钢、扁平钢材

各钢号的化学成分规定见表 2-5-34。根据化学成分 (熔炼分析) 计算碳当量和焊接裂纹敏感性指数的公式与上述 JIS 标准相同，其最大值限制如表 2-5-35 规定，对于控轧钢的限量见表 2-5-36。各钢号的力学性能规定见表 2-5-37。

表 2-5-34 钢材化学成分 (JISG 3136—1994)

钢 号	钢材厚度 (mm)	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)
SM400A	6 ~ 100	≤0.24	—	—	≤0.050	≤0.050
SN400B	6 ~ 50	≤0.20	≤0.35	0.60 ~ 1.40	≤0.030	≤0.015
	50 ~ 100	≤0.22				
SN400C	16 ~ 50	≤0.20	≤0.35	0.60 ~ 1.40	≤0.020	≤0.008
	50 ~ 100	≤0.22				
SN490B	6 ~ 50	≤0.18	≤0.55	≤1.60	≤0.030	≤0.015
	50 ~ 100	≤0.20				
SN490C	16 ~ 50	≤0.18	≤0.55	≤1.60	≤0.020	≤0.008
	50 ~ 100	≤0.20				

表 2-5-35 C_{eq} 和 P_{cm} 限值

钢 号	碳当量 C_{eq} (%)		焊接裂纹敏感性指数 P_{cm} (%)
	厚度 ≤40mm	40 ~ 100	
SN400B	≤0.36	≤0.36	≤0.26
SN400C			
SN490B	≤0.44	≤0.46	≤0.29
SN490C			

表 2-5-36 控轧钢材 C_{eq} 和 P_{cm} 限值

钢 号	碳当量 (%)		焊接裂纹敏感性指数 (%)	
	厚度 ≤50mm	50 ~ 100mm	厚度 ≤50mm	50 ~ 100mm
SN490B	≤0.38	≤0.40	≤0.24	≤0.26
SN490C				

表 2-5-37 钢材力学性能 (JISG 3136—1994)

钢号	屈服点 (N/mm ²) 钢材厚度 (mm)					抗拉强度 (N/mm ²)	屈强比 (%) 钢材厚度 (mm)					伸长率 (%)		
	≥6 ~12	≥12 ~16	16	16~ 40	40~ 100		≥6 ~12	≥12 ~16	16	16~ 40	40~ 100	1A号 6~ 16	1A号 16~ 50	4号 40~ 100
SN400A	≥235	≥235	≥235	≥235	≥215	≥440 <510	—	—	—	—	—	≥17	≥21	≥23
SN400B	≥235	≥235	≥235	≥235	≥215		—	<80	<80	<80	<80	≥18	≥22	≥24
SN400C		<355	<355	<355	<355		<80	<80	<80					
SN490B	≥325	≥325	≥325	≥325	≥295	≥490 <610	—	<80	<80	<80	<80	≥17	≥21	≥23
SN490C		<445	<445	<445	<415		<80	<80	<80	<80				

此外，SN400B、SN400C、SN490B 和 SN490C 都要求在 0℃ 试验温度下，满足冲击功大于 27J。对 SN400C 和 SN490C（钢材厚度在 16~100mm），有厚度方向性能要求，三个试样的平均值在 25% 以上（相当于 Z25），单个试验值在 15 以上。

JISG 3136 是首先提出对钢材屈强比和厚度方向性能要求的建筑钢结构用材的标准，我国编制中的《高层建筑结构用钢板》标准也属非等效采用此标准并结合了国内实际情况。

从上述介绍可知，日本钢材测试方法和我国有很大差别。以试样为例，针对不同厚度、不同规格，拉伸试样可多达 14 种，弯曲试验和冲击试验的试样也名目很多，所以在参考的同时也应知可比性不多。

第三节 钢结构用钢材的选用原则

一、钢材选用的基本原则和考虑因素

承重结构钢材选用的基本要求是保证结构安全可靠，以及节省钢材和工程费用。选用钢材通常应考虑下列因素：

（一）结构的重要性

按照《建筑结构设计统一标准（GBJ 68 - 84）》的规定，建筑结构及其构件依其破坏可能产生的后果（危及人的生命、造成经济损失、产生社会影响等）的严重性分为重要的、一般的和次要的，设计时相应的安全等级为一、二、三级。安全等级高者应选用较好的钢材。

（二）荷载特征

结构所受荷载可为静力或动力的；经常作用、有时作用或偶然出现（如地震）的；经常满载或不经常满载的等。应根据荷载的上述特点选用适当的钢材，并提出必要的质量保证项目要求。对直接承受动力荷载的结构构件应选用质量和韧性较好的钢材；对承受静力或间接动力荷载的结构构件可采用一般质量的钢材。

（三）连接方法

钢结构连接可为焊接或非焊接（螺栓或铆钉）。对于焊接结构，焊接时的不均匀加热和冷却常使构件内产生很高的焊接残余应力；焊接构造和很难避免的焊接缺陷常使结构存在类裂纹性损伤；焊接结构的整体连续性和刚性较好易使缺陷或裂纹互相贯穿扩展；此外，碳和硫的含量过高会严重影响钢材的焊接性。因此，焊接结构钢材的质量要求应高于同样情况的非焊接结构钢材，碳、硫、磷等有害元素的含量应较低，塑性和韧性应较好。

（四）结构的工作环境温度

钢材的塑性和韧性随温度的降低而降低，在低温尤其是脆性转变温度区时韧性急剧降低，容易发生脆性断裂。因此，对经常处于或可能处于较低负温下工作的钢结构、尤其是焊接结构，应选用化学成分和机械性能质量较好和脆性转变温度低于结构工作环境温度的钢材。

（五）钢材厚度

在第一节中已提到厚度大的钢材由于轧制时压缩比小，其强度、冲击韧性和焊接性能都较差；且易产生三向残余应力。因此，构件厚度大的焊接结构应采用质量好的钢材。

二、钢结构的钢材选用和保证项目要求

建筑承重结构选用钢材的任务是确定钢材牌号（包括钢种、冶炼方法、脱氧方法、质量等级等）及提出应有的机械性能和化学成分保证项目。选用时应考虑下列情况：

（1）我国目前可供选用的结构钢材主要是碳素结构钢 Q235 钢和低合金结构钢 16Mn

钢、15MnV 钢。一般结构多选用 Q235 钢。跨度、高度较大或荷载较重，使构件内力较大，以及承受较大动力荷载，尤其是处于较低负温的结构，需要钢材有较好的冲击韧性时，可选用 16Mn 或 15MnV 钢；很重动力荷载时可选用 16Mnq 或 15MnVq 钢。

(2) 结构钢材采用平炉钢或氧气转炉钢，二者质量相当，订货或设计时一般不加区别，由钢厂决定。

(3) 一般结构采用 Q235 钢时可用沸腾钢，能满足通常受力要求。有较大动力荷载或处于较低环境温度的下列结构不宜用沸腾钢：

① 焊接结构：重级工作制吊车梁、吊车桁架或类似结构；地区冬季计算温度（采暖房屋内结构可按此提高 10°C ） $t \leq -20^{\circ}\text{C}$ 的轻、中级工作制吊车梁、吊车桁架或类似结构； $t \leq 30^{\circ}\text{C}$ 的其它承重结构。

② 非焊接结构： $t \leq -20^{\circ}\text{C}$ 的重级工作制吊车梁、吊车桁架或类似结构。

对上述结构以及特殊需要时应选用镇静钢或特殊镇静钢，有时也可用半镇静钢；包括 Q235-B、Q235-B·b、Q235-C、Q235-D、钢，或 16Mn、15MnV、16Mnq、15MnVq 钢等。

(4) 结构钢材最少应具有屈服点、抗拉强度、伸长率三项机械性能和硫、磷含量两项化学成分的合格保证：对焊接结构还应有碳含量的合格保证（为保证良好焊接性）。对于下列情况，还应按顺序增加冷弯试验、常温或低温冲击韧性的合格保证：

① 对较大房屋的柱、屋架、托架等构件，吊车梁、皮带输送机等直接承受动力荷载的结构，以及储液、储气、储仓等钢板结构的钢材，应具有冷弯试验的合格保证。

② 对重级工作制和吊车起重量 $\geq 50\text{t}$ 的中级工作制焊接吊车梁、吊车桁架或类似结构的钢材，应具有常温（ 20°C ）冲击韧性的合格保证。当地区冬季计算温度较低时，则应根据温度需要具有 0 或 -20°C （对 Q235 钢）、 0 、 -20 或 -40°C （对低合金结构钢）低温冲击韧性的合格保证。对重级工作制的非焊接吊车梁、吊车桁架或类似结构的钢材，当起重量较大、工作特别繁重或地区冬季计算温度较低时，也应具有常温或相应低温冲击韧性的合格保证。

结构钢材的实际供应和选用情况如下：

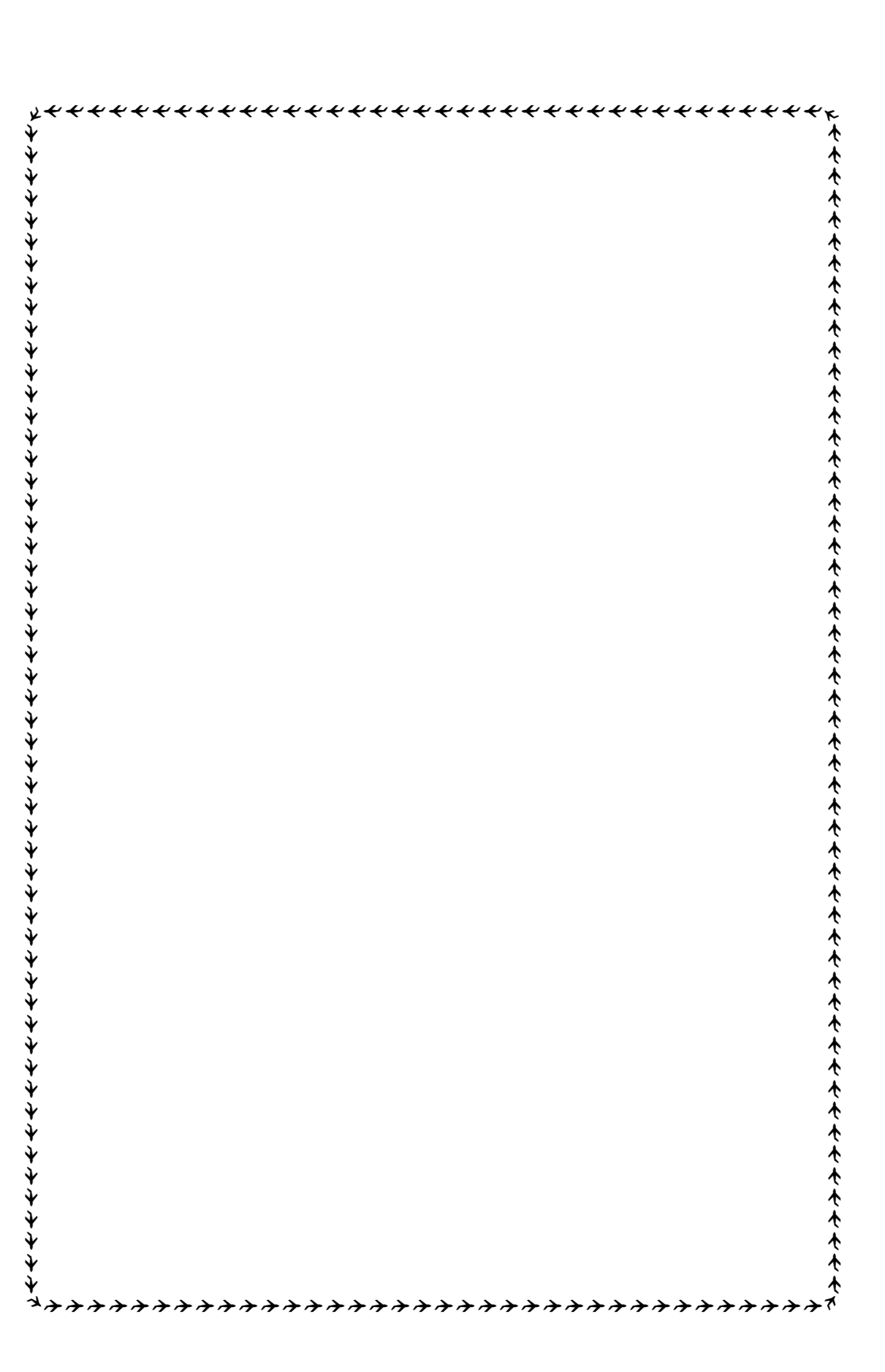
(1) 实际供应的碳素结构钢 Q235-B、C、D 钢，其保证项目中已包括屈服点、抗拉强度、伸长率、冷弯四项机械性能和碳、硫、磷三项化学成分，还分别保证 20 、 0 、 -20°C 冲击韧性。所以选用这些牌号的钢时只需同时指定牌号和等级，则保证项目就已明确。对 Q235-A 钢，碳含量和冷弯试验可不作为交货条件，对仅要求屈服点、抗拉强度、伸长率三项机械性能和硫、磷含量的非焊接结构，可以直接选用该牌号；对焊接结构，则还需提出碳含量上限的附加交货条件；对要求四项机械性能保证的结构，则还需提出冷弯试验的附加保证条件。

综上所述，对承重结构选用 Q235 钢时，一般可用 Q235-A·F（主要对非焊接结构；对焊接结构需附加保证碳含量上限；对较重要结构需保证冷弯时，可提冷弯附加交货条件）和 Q235-B·F（主要对焊接结构）。GB700-88（见附录一）规定，用沸腾钢轧制各牌号的 B 级钢材，其厚度不大于 25mm （防焊接产生层状撕裂）；当结构构件厚度 $>$

25mm 时，宜采用 Q235 - B 或 Q235 - B·b 代替 Q235 - B·F。当需保证常温冲击韧性时，也可选用 Q235 - B·F（厚度 $\leq 25\text{mm}$ ）或 Q235 - B（厚度 $> 25\text{mm}$ ）。当需要镇静钢时，可用 Q235 - A（主要对非焊接结构）或 Q235 - B（主要对焊接结构）。较重要结构或需要保证 0°C 冲击韧性时；可用 Q235 - C 钢。特别重要结构需保证 -20°C 冲击韧性时，可用 Q235 - D 钢。

（2）选用低合金结构钢时，可用 16Mn 或 15MnV 钢，必要时可用 16Mnq 或 15MnVq 钢，这些钢都是镇静钢或特殊镇静钢，保证项目较多。

实际供应的低合金结构钢，其保证项目中已包括屈服点、抗拉强度、伸长率、冷弯四项机械性能和碳、硫、磷含量三项化学成分，对一般焊接或非焊接结构已经足够。当还需保证钢材的冲击韧性时，则应根据温度需要提出常温冲击韧性（ 20°C ）或低温冲击韧性（ 0 、 -20 或 -40°C ，需经供需双方协议）的附加交货条件。



第三篇

钢结构设计
计算及实例与图集

第一章 钢结构设计基础知识

第一节 建筑结构设计基本规定

一、通用符号

(一) 符号构成

建筑结构设计的通用符号由主体符号或主体符号加上、下标构成。例如

$$\text{主体符号} \rightarrow E_{c,d}^f \quad \begin{array}{l} \leftarrow \text{上标} \\ \leftarrow \text{下标} \end{array}$$

主体符号及上、下标见表 3-1-1。

表 3-1-1 主体符号及上、下标

类别	涵义	字母数	字 体		字 母
主体符号	物理量	一个字母	斜体	大写拉丁字母	A, B, C, \dots, X, Y, Z (O 不采用)
				小写拉丁字母	a, b, c, \dots, x, y, z (o 不采用)
				希腊字母	$\alpha, \beta, \gamma, \dots, \chi, \psi, \omega$ (τ, ρ, ν 不采用)
上标	说明语		正体小写拉丁字母	' (受压部位的, 施工阶段的) o (实测的) c (计算的)	
下标	物理量	一个字母, 缩写词, 数字等	斜体	大写拉丁字母	A, B, C, \dots, X, Y, Z (O 不采用)
				小写拉丁字母	g, m, n, q, s, t, v, w
	术语, 说明语		正体小写拉丁字母	a, b, c, \dots, x, y, z $1, 2, 3, \dots$ $abs, cr, te, max, min, \dots$	

符号中的上、下标只有当易引起涵义混淆时才采用，一般宜少用或不用。

上、下标的数字必须采用正体，但代表数序的符号一般采用斜体字母。

下标可采用一个或多个。当采用一个以上的下标时，可根据表示材料种类、受力状态、部位、方向、原因、性质的次序排列。当各下标连续书写、其涵义可能混淆时，各下标之间应加逗号。

(二) 主体符号

各个主体符号的意义列于表 3-1-2、表 3-1-3 和表 3-1-4。

表 3-1-2 用大写拉丁字母(斜体)表示的主体符号

符 号	意 义
<i>A</i>	偶然作用、面积、振幅
<i>B</i>	梁的截面弯曲刚度、双弯矩、总宽度
<i>C</i>	作用效应系数、传递系数
<i>D</i>	板和壳的截面弯曲刚度、当有内外圆时的外圆直径
<i>E</i>	地震作用、弹性模量、能、土压力
<i>F</i>	作用、力
<i>G</i>	永久作用(恒荷载、自重等)、重力、剪变模量
<i>H</i>	水平分力、总高度、层高
<i>I</i>	惯性矩、指数
<i>J</i>	转动惯量
<i>K</i>	构件刚度、有量纲系数、安全系数
<i>L</i>	楼面活荷载、动量矩、总长度
<i>M</i>	力矩、弯矩
<i>N</i>	轴向力
<i>O</i>	(不用作主体符号)
<i>P</i>	预加力、压力、荷载(当 <i>F</i> 、 <i>G</i> 、 <i>Q</i> 等符号不够用时)
<i>Q</i>	可变作用(活荷载等)、荷载
<i>R</i>	抗力、合力、反力、当有内外圆时的外圆半径
<i>S</i>	作用效应、雪荷载、面积矩
<i>T</i>	扭矩、温度、设计基准期、周期

符 号	意 义
<i>U</i>	(供选用)
<i>V</i>	竖向分力、剪力、体积
<i>W</i>	风荷载、抵抗矩、功
<i>X</i>	平行于 <i>x</i> 轴的力、基本变量
<i>Y</i>	平行于 <i>y</i> 轴的力
<i>Z</i>	平行于 <i>z</i> 轴的力

表 3-1-3 用小写拉丁字母(斜体)表示的主体符号

符 号	意 义
<i>a</i>	几何参数、距离、加速度
<i>b</i>	宽度
<i>c</i>	粘聚力、保护层厚度、系数
<i>d</i>	直径、深度、厚度、高度(当 <i>h</i> 不够用时)
<i>e</i>	偏心距
<i>f</i>	材料强度、频率、矢高
<i>g</i>	分布永久作用(分布恒荷载等)、重力加速度、单位自重
<i>h</i>	高度、厚度
<i>i</i>	回转半径、坡度、线刚度
<i>j</i>	日数
<i>k</i>	有量纲系数
<i>l</i>	长度、跨度
<i>m</i>	单位长度或宽度上的弯矩、质量、系数
<i>n</i>	单位长度或宽度上的法向力
<i>o</i>	(不用作主体符号)
<i>p</i>	压强、动量
<i>q</i>	分布可变作用(分布活荷载等)
<i>r</i>	半径
<i>s</i>	分布雪荷载、地基变形量、间距、轨距
<i>t</i>	单位长度或宽度上的扭矩、时间、薄构件的截面厚度

符 号	意 义
u	平行于 x 轴的位移、周边长度
v	平行于 y 轴的位移、单位长度或宽度上的剪力、速度
w	平行于 z 轴的位移、分布风荷载
x	坐标
y	坐标
z	坐标、力臂

表 3-1-4 用小写希腊字母（斜体）表示的主体符号

符 号	英文名称	意 义
α	alpha	角度、角加速度、比率、系数
β	beta	可靠指标、角度、高厚比、比率、动作用系数、系数
γ	gamma	分项系数、剪应变、重力密度、抵抗矩塑性系数
δ	delta	外摩擦角、系数、柔度系数
ϵ	epsilon	线应变、偏心率
ζ	zeta	相对坐标 z/l 、阻尼率、系数
η	eta	相对坐标 y/l 、系数
θ	theta	角度、角位移
ι	iota	（不采用）
κ	kappa	曲率（尽可能不用）
λ	lambda	长细比、比率、系数、波长、热导率
μ	mu	摩擦系数、分配系数
ν	nu	泊松比、系数
ξ	xi	相对坐标 x/l 、比率、系数
\omicron	omicron	（不采用）
π	pi	（仅用于数学上）
ρ	rho	配筋率、质量密度、作用效应比值
σ	sigma	正应力
τ	tau	剪应力
υ	upsilon	（不采用）

符 号	英文名称	意 义
φ	phi	内摩擦角、角度、稳定系数
χ	chi	(尽可能不用)
ψ	psi	相对湿度、折减系数、系数、角度
ω	omega	角速度、圆频率

(三) 下标

各种下标的意义列于表 3-1-5、表 3-1-6 和表 3-1-7。

表 3-1-5 用小写拉丁字母(正体)或数字表示的一般下标

符 号	意 义
a	锚固的、型钢、附加的、拱
b	粘结的、梁、排架、螺栓、基本的
c	受压的、结构的、徐变的、曲率的、组合的、角部的、混凝土、柱
d	设计的、干的、扩散的
e	最终的(指时间)、端部的、爆炸的、弹性的、土压的、有效的
f	失效的、摩擦的、基础、框架、翼缘、挠曲的、楼盖
g	毛的、胶合的、地面的、重力的、重心的
h	水平的
i	起始的(指时间)、撞击的、理想的
j	节点、缝
k	标准的、特征的
l	损失的、长期的、液化的、液体、纵向的、纬向
m	受弯的、平均的、材料的、砌体、弯矩的
n	净的、轴向的、法向的
o	坐标原点的、形心的、孔洞的、基准的、倾覆的
p	主要的、极轴的、预应力钢筋、桩、纵波、塑性的
q	准级的
r	铆钉、径向的、屋面、屋盖、岩石
s	可靠的、试件的、短期的、收缩的、地基变形的、钢筋、板、横波、地基、土
t	受拉的、温度的、木材、切向的、桁架、受扭的

符 号	意 义
u	极限的
v	受剪的、竖向的、体积的、剪力的
w	焊接的、钢丝、墙、腹板
x	x 轴方向的
y	y 轴方向的、屈服的
z	z 轴方向的
0	计算取用的、换算的
1, 2...	(供选用)

注：本表字母尚可按词首相同的有关词的涵义，用于表示其它物理量以外的术语或说明语。

表 3-1-6 用小写拉丁字母（正体）表示的由缩写词形成的下标

符 号	意 义	符 号	意 义
abs	绝对的	ela	弹性的
adm	许可的	equ	等效的
bot	底部的	est	估计的
cal	计算的	ext	外部的
con	控制的	fat	疲劳的
cor	核心的	fix	固定的
cra	裂缝的	fre	可动的
cri	临界的	imp	附加的
def	变形的	ind	间接的
det	构造的	ins	失稳的
dir	直接的	int	内部的
dyn	动态的	lat	侧向的
eff	有效的	lim	限定的
loc	局部的	red	减小的
lon	纵向的	rei	配筋的
max	最大的	rel	相关的
min	最小的	rep	代表的
mon	现浇的	ser	使用的
nom	标定的	spa	空间的

符 号	意 义	符 号	意 义
nor	法向的	sta	静态的
obs	实测的	tem	温度的
par	平行的	top	顶部的
per	垂直的	tra	横向的
pla	塑性的	tor	受扭的
pre	预制的	tot	总计的
pro	投影的	var	可变的

注：①本表缩写词均表示说明语；

②本表未包括的缩写词，可按涵义采用有关词的前三个字母表示；

③在不致引起混淆时，由缩写词形成的下标可仅采用第一个或前两个字母表示。

表 3-1-7 用拉丁字母（斜体）表示作用、作用效应和抗力的下标

符 号	意 义	符 号	意 义
<i>A</i>	偶然作用	<i>Q</i> (<i>q</i>)	可变作用（活荷载等）荷载
<i>B</i>	双弯矩	<i>R</i>	抗力
<i>E</i>	地震作用、土压力	<i>S</i>	作用效应
<i>F</i>	作用、力	<i>S</i> (<i>s</i>)	雪荷载
<i>G</i> (<i>g</i>)	永久作用（恒荷载等）重力	<i>T</i>	温度
<i>L</i>	楼面活荷载	<i>T</i> (<i>t</i>)	扭矩
<i>M</i> (<i>m</i>)	力矩、弯矩	<i>V</i> (<i>v</i>)	剪力
<i>N</i> (<i>n</i>)	轴向力	<i>W</i> (<i>w</i>)	风荷载
<i>P</i>	预加力，压力		

注：①本表字母均代表物理量，一般用于说明主体符号所代表的物理量的起因或性质；

②当需明确表示分布的作用和作用效应时，符号采用括弧中的小写字母。

（四）上标

各种上标的意义列于表 3-1-8。

表 3-1-8 用小写拉丁字母（正体）或标记表示的一般上标

符 号	意 义	符 号	意 义
'	受压部位的、施工阶段的	I	左面的、低的

符 号	意 义	符 号	意 义
o	实测的	r	右面的、铆钉的
c	计算的、连接的	t	顶部的
s	静态的	b	底部的、螺栓的
d	动态的	h	高的
a	实际的	w	焊缝的

注：①其它小写拉丁字母和标记等也可用作一般上标；

②纯阿拉伯数字不得用作上标，如需采用时应在数字外加括号，如 $f^{(2)}$ 。

二、计量单位

建筑结构的计量单位应采用以国际单位制单位为基础的中华人民共和国法定计量单位，其使用方法应符合《中华人民共和国法定计量单位使用方法》的规定。

计量单位和词头的符号应采用正体拉丁字母。除来源于人名的计量单位符号第一个字母采用大写字母外，其余均采用小写字母。例如 $kN \cdot m$ ，其中 k （词头） m 小写正体， N 因来自人名而大写正体。

对于技术性文件、图纸、书刊等，其公式、表格、插图中的计量单位和词头以及文字叙述段中阿拉伯数字后的计量单位和词头，均应采用符号表示，如 $15kN/m^2$ ，不写成 15 千牛/米²。

对于以文字叙述为主，全文很少出现计量单位的文件、书刊等，其中计量单位和词头可采用名称表示，如 15 千牛每平方米。

常用计量单位及其换算关系见表 3-1-9。

表 3-1-9 常用计量单位及其换算关系

名 称	非法定单位	法定单位	换 算 关 系
质量		kg	
长度		m, mm	
面积		m ² , mm ²	
体积、容积		m ³ , mm ³	
面积矩、抵抗矩		m ³ , mm ³	
惯性矩		m ⁴ , mm ⁴	
力、重力	kgf tf	N kN	1kgf = 9.806 65N ≈ 10N 1tf = 9.806 65kN ≈ 10kN

第一章 钢结构设计基础知识

名 称	非法定单位	法定单位	换 算 关 系
线分布力	kgf/m tf/m	N/m kN/m	1kgf/m = 9.806 65N/m ≈ 10N/m 1tf/m = 9.806 65kN/m ≈ 10kN/m
面分布力、压强、应力、强度、弹性模量	kgf/m ² tf/m ² kgf/cm ²	N/m ² (即 Pa) kN/m ² (即 kPa) N/mm ² (即 MPa) kN/mm ² (即 GPa)	1kgf/m ² = 9.806 65N/m ² ≈ 10N/m ² 1tf/m ² = 9.806 65kN/m ² ≈ 10kN/m ² 1kgf/cm ² = 0.098 066 5N/mm ² ≈ 0.1N/mm ² 1kgf/cm ² = 0.000 098 066 5kN/mm ² ≈ 0.000 1kN/mm ²
体分布力、重力密度	kgf/m ³ tf/m ³	N/m ³ kN/m ³	1kgf/m ³ = 9.806 65N/m ³ ≈ 10N/m ³ 1tf/m ³ = 9.806 65kN/m ³ ≈ 10kN/m ³
力矩、弯矩、扭矩	kgf·cm kgf·m tf·m	N·mm N·m kN·m	1kgf·cm = 98.066 5N·mm ≈ 100N·mm 1kgf·m = 9.806 65N·m ≈ 10N·m 1tf·m = 9.806 65kN·m ≈ 10kN·m
抗弯刚度	kgf·cm ² tf·m ²	N·mm ² kN·m ²	1kgf·cm ² = 980.665N·mm ² ≈ 1 000N·mm ² 1tf·m ² = 9.806 65kN·m ² ≈ 10kN·m ²

表 3-1-10 列出了常见计量单位的错误写法。

表 3-1-10 常用计量单位的正确写法和常见错误写法

量	正 确 写 法			错 误 写 法	
	单位名称	国际符号	中文符号	单位名称	国际符号
长 度	米	m	米	公尺	M
	厘米	cm	厘米	公分	CM, cM, Cm
	毫米	mm	毫米	公厘	MM, M/M, m/m
	微米	μm	微米	微	μ
	千米(公里)	km	千米(公里)		KM, kM, Km
面 积	平方米	m ²	米 ²	平方公尺	M ²
	平方厘米	cm ²	厘米 ²	平方公分	CM ² , cM ² , Cm ²
	平方毫米	mm ²	毫米 ²	平方公厘	MM ² , mM ² , Mm ²
	平方公里	km ²	公里 ²		KM ² , kM ² , Km ²
	公顷	hm ²	公顷		
体 积	升	L(1)	升	公升, 立升	
	立方米	m ³	米 ³	立方公尺, 立米	M ³

量	正 确 写 法			错 误 写 法	
	单位名称	国际符号	中文符号	单位名称	国际符号
质量	千克(公斤)	kg	千克(公斤)	公吨	KG, Kg, kG
	吨	t	吨		T
时间	秒	s	秒		S, sec, (")
力	牛〔顿〕	N	牛	公斤	n, nt
	公斤力	kgf	公斤力		kg, KGF, Kgf, kGf
	吨力	tf	吨力		t, Tf, T, tF
强度	兆帕〔斯卡〕	MPa	兆帕		MPA, mPa, Mpa
频率	赫〔兹〕	Hz	赫	周	HZ, Hz, hZ, c

注：①〔 〕内的词为前者的同义词；{ }内的字是在不致于混淆情况下可以省略的字，去掉{ }内的字即为其单位简称；

②公斤力、吨力均为非法定单位（用于力），公斤、吨均为法定单位（用于质量）。

表 3-1-11 列出了建筑结构领域中常用的计量单位词头。

表 3-1-11 建筑结构领域常用的计量单位词头

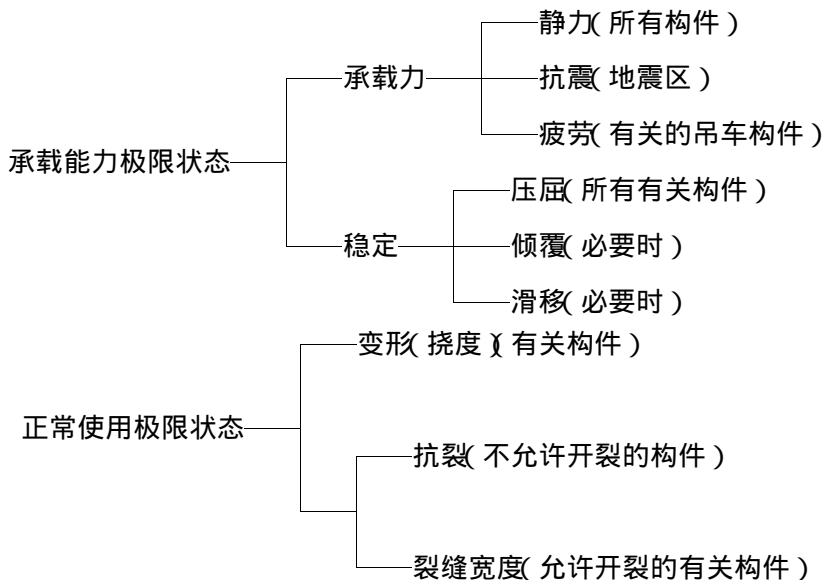
因 数	词头名称		符 号
	英 文	中 文	
10^9	giga	吉	G
10^6	mega	兆	M
10^3	kilo	千	k
10^2	hecto	百	h
10^1	deca	十	da
10^{-1}	deci	分	d
10^{-2}	centi	厘	c
10^{-3}	milli	毫	m
10^{-6}	micro	微	μ
10^{-9}	nano	纳	n

注：词头中拉丁字母、希腊字母均为正体。

三、设计准则

(一) 结构的极限状态

结构构件应进行下列极限状态的计算和验算：



(二) 极限状态方程

极限状态方程有各种形式，设计时应按相应公式进行计算或验算。

1. 承载力计算

(1) 静力设计

混凝土、砌体结构：

$$\gamma_0 S \leq R$$

钢、轻钢、木结构，地基： $\gamma_0 \sigma \leq f$ 此处， $\sigma = \frac{S}{a_k}$

式中 γ_0 ——结构重要性系数，见表 3-1-12；

S ——荷载效应；

R ——结构抗力；

σ ——截面应力（基底压力）设计值；

f ——材料强度（地基承载力）设计值；

a_k ——几何参数标准值。

表 3-1-12 建筑结构的的安全等级及结构重要性系数

安全等级	破坏后果	建筑物类型	结构重要性系数 γ_0
一级	很严重	重要的建筑物	1.1
二级	严重	一般的建筑物	1.0
三级	不严重	次要的建筑物	0.9

注：①对有特殊要求的建筑物，其安全等级可根据具体情况另行确定；

②在抗震设计中，不考虑结构构件的重要性系数。

(2) 抗震设计

混凝土、砌体结构：
$$S \leq R / \gamma_{RE}$$

钢、轻钢、木结构，地基：
$$\sigma \leq f / \gamma_{RE}$$

式中 γ_{RE} ——承载力抗震调整系数。

在计算 S 和 σ 时，应包括地震作用。

(3) 疲劳

钢结构：
$$\Delta\sigma \leq [\Delta\sigma]$$

式中 $\Delta\sigma$ ——应力幅， $\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min}$ ；

$[\Delta\sigma]$ ——常幅疲劳的容许应力幅。

钢筋混凝土结构受弯构件：

混凝土
$$\sigma_c^f \leq f_{cm}^f$$

钢筋
$$\sigma_s^f \leq f_y^f$$

式中： σ_c^f 、 σ_s^f ——分别为混凝土和钢筋在疲劳验算时的应力值；

f_{cm}^f 、 f_y^f ——分别为混凝土和钢筋的疲劳强度设计值。

2. 稳定验算

$$S \geq 0$$

式中 S ——结构在倾覆、滑移验算时的荷载效应设计值。

3. 挠度验算

$$\omega_f \leq [\omega_f]$$

式中 ω_f ——构件在荷载短期效应组合作用下并考虑长期效应组合影响的最大挠度值；

$[\omega_f]$ ——允许挠度。

4. 抗裂、裂缝宽度验算

混凝土构件的抗裂分成三个等级：

一级——严格要求不出现裂缝的构件；

二级——一般要求不出现裂缝的构件；

三级——允许出现裂缝的构件。

(三) 作用效应及其组合

1. 承载能力及基本组合

$$S = \gamma_0 \left(\gamma_G C_G G_k + \gamma_{Q_1} C_{Q_1} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Q_i} C_{Q_i} \psi_{C_i} Q_{ik} \right)$$

式中 S ——作用效应；

γ_0 ——结构重要性系数，见表 3-1-12；

γ_G ——永久荷载分项系数，见表 3-1-13；

C_{Q_1} 、 C_{Q_i} ——分别为永久荷载、第一个可变荷载和其他第 i 个可变荷载的荷载效应系数；

G_k ——永久荷载的标准值， $\gamma_G G_k$ 为其设计值；

γ_{Q_1} 、 γ_{Q_i} ——分别为第一个和第 i 个可变荷载分项系数，见表 3-1-13；

Q_{1k} ——第 1 个可变荷载的标准值，该标准值效应大于其它任意第 i 个可变荷载标准值的效应， $\gamma_{Q_1} Q_{1k}$ 为其设计值；

Q_{ik} ——其它第 i 个可变荷载的标准值， $\gamma_{Q_i} \psi_{C_i} Q_{ik}$ 为其设计组合值；

ψ_{C_i} ——第 i 个可变荷载的组合值系数，见表 3-1-13。

例：一简支梁，均布荷载分别为 $G_k = g_k$ ， $Q_k = q_k$ ，其作用效应，以其跨中弯矩表示为：

$$M = 1.0 \left(1.2 \cdot \frac{1}{8} l^2 \cdot g_k + 1.4 \cdot \frac{1}{8} l^2 \cdot q_k \right)$$

S	γ_0	γ_G	C_G	G_k	γ_Q	C_Q	Q_k

2. 承载能力及基本组合（一般排架、框架结构的简化式）

$$S = \gamma_0 \left(\gamma_G C_G G_k + \psi_C \sum_{i=1}^n \gamma_{Q_i} C_{Q_i} Q_{ik} \right)$$

3. 正常使用的短期效应组合

$$S_s = C_G G_k + C_{Q_1} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n C_{Q_i} \psi_{C_i} Q_{ik}$$

4. 正常使用的长期效应组合

$$S_l = C_G G_k + \sum_{i=1}^n C_{Q_i} \psi_{q_i} Q_{ik}$$

式中 ψ ——可变荷载的组合系数，见表 3-1-13 注②；

ψ_{q_i} ——第 i 个可变荷载的准永久值系数。

表 3-1-13

荷载分项系数及荷载组合系数

极限状态		荷载类型		荷载分项系数 γ_G, γ_Q	可变荷载组合值 系数 ψ_c		可变荷载组合 系数 ψ		
					一般情况		简化计算时		
承载能力	承载力、稳定	永久荷载	对结构不利时	1.2	-		-		
			对结构有利时	1.0					
			可变荷载		1.4	有风	0.6*	有风	0.85
			无风	1.0	无风	1.0			
倾覆、滑移	永久荷载 (对结构有利时)		0.9	-					
	可变荷载		1.4	有风	0.6	-			
				无风	1.0				
正常使用	挠度、抗裂、裂缝宽度	永久荷载		1.0	-		-		
		可变荷载	短期效应组合	1.0	有风	0.6			
				1.0	无风	1.0			
			长期效应组合	1.0	-				

注：①对楼面结构，当楼面活荷载不小于 4kN/m^2 时，可变荷载分项系数 $\gamma_Q = 1.3$ ；

②表中简化计算系指一般排架、框架结构，当参与组合的可变荷载有两个或两个以上，且其中包括风载时，则可变荷载的组合系数取 0.85，其它情况下取 1.0；

③“*”处，对高层建筑， ψ_c 改为 1.0；

④疲劳验算时，荷载分项系数及荷载组合系数均与按正常使用极限状态验算时相同；

⑤对高耸构筑物， ψ_c 应遵照专门规范执行。

(四) 结构抗力

结构抗力的一般式为

$$R = R(f, a_k \dots)$$

式中 R ——结构抗力，即结构构件的承载力设计值；

$R(\dots)$ ——结构构件的承载力函数；

f ——材料的强度设计值；

a_k ——几何参数的标准值。

例：钢筋混凝土受弯构件，单筋矩形截面

$$M_u = f_y A_s \left(1 - 0.5 \frac{f_y}{f_{cm}} \rho \right) h_0$$

$$R \quad f_s \quad a_k \quad f_s, f_c \quad a_k \quad a_k$$

第二节 钢结构设计计算基础

一、一般规定

(1) 按照《钢结构设计规范》(GBJ 17-88)的规定,工业与民用房屋和一般构筑物的钢结构设计,除疲劳强度计算外,应采用以概率理论为基础的极限状态设计方法,并用分项系数的设计表达式进行计算。

(2) 结构的极限状态系指结构或构件能满足设计规定的某一功能要求的临界状态,超过这一状态结构或构件便不再满足设计要求。

承重结构应按承载能力极限状态和正常使用极限状态设计。

承载能力极限状态为结构或构件达到最大承载能力或达到不适于继续承载的变形时的极限状态。

正常使用极限状态为结构或构件达到正常使用的某项规定限值时的极限状态。

(3) 建筑结构设计时,应根据结构破坏可能产生的后果,采用不同的安全等级。

一般工业与民用建筑钢结构的安全等级可取为二级,特殊钢结构的安全等级可根据具体情况确定。

(4) 结构构件或连接按承载能力极限状态设计时,应考虑荷载效应的基本组合,必要时尚应考虑荷载效应的偶然组合。

按荷载效应基本组合进行强度和稳定性设计时,极限状态设计表达式一般为:

$$\gamma_0 \left(\sigma_{Q_d} + \sigma_{Q_{1d}} + \psi_c \sum_{i=2}^n \sigma_{Q_{id}} \right) \leq f_d \quad (3-1-1)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数,对安全等级为一级、二级、三级的结构构件,可分别取 1.1、1.0、0.9;

σ_{Q_d} ——永久荷载的设计值 G_d 在结构构件截面或连接中产生的应力效应, G_d 按下式计算:

$$G_d = \gamma_Q G_k \quad (3-1-2)$$

γ_Q ——永久荷载分项系数,当永久荷载效应对结构构件或连接的承载能力不利时, $\gamma_Q = 1.2$; 当为有利时, $\gamma_Q = 1.0$ (计算柱脚螺栓时, $\gamma_Q = 0.9$);

G_k ——永久荷载的标准值;

$\sigma_{Q_{1d}}$ ——第一个可变荷载的设计值 Q_{1d} 在结构构件截面或连接中产生的应力效应,该应力效应大于其它任意第 i 个可变荷载设计值产生的应力效应, Q_{1d} 按下式计算:

$$Q_{1d} = \gamma_{Q1} Q_{1k} \quad (3-1-3)$$

$\sigma_{Q_{id}}$ ——其它第 i 个可变荷载的设计值 Q_{id} 在结构构件截面或连接中产生的应力效

应, Q_{id} 按下式计算:

$$Q_{id} = \gamma_{Qi} Q_{ik} \quad (3-1-4)$$

γ_{Q1} 、 γ_{Qi} ——第一个和其它第 i 个可变荷载分项系数, 一般情况下采用 1.4, 对工业建筑楼面, 当板面活荷载标准值 $\geq 4\text{kN/m}^2$ 时, 采用 1.3;

Q_{1k} 、 Q_{ik} ——第一个和其它第 i 个可变荷载的标准值;

ψ_c ——可变荷载的组合值系数, 在一般情况下: 当有风荷载参与组合时, $\psi_c = 0.6$; 当没有风荷载参加组合时, $\psi_c = 1$; 对于高层建筑, 组合中的风荷载效应的荷载组合值系数 $\psi_c = 1$;

f_d ——结构构件和连接的强度设计值, 按本章第二节的规定采用。

对于一般框架结构, 可采用下列简化的组合式:

$$\gamma_0 (\sigma_{Gd} + \psi \sum_{i=1}^n \sigma_{Qid}) \leq f_d \quad (3-1-5)$$

式中 ψ ——简化组合式中采用的荷载组合系数, 当参与组合的可变荷载有两个或两个以上, 且其中包括风荷载时, $\psi = 0.85$; 其它情况时, $\psi = 1.0$ 。

对于荷载效应的偶然组合, 应按现行的有关专业规范进行确定。

(5) 钢结构或构件按正常使用极限状态设计时, 应考虑荷载的短期效应组合。极限状态的设计表达式一般为:

$$v = v_{Qk} + v_{Q1k} + \psi_c \sum_{i=2}^n v_{Qik} \leq [v] \quad (3-1-6)$$

式中 v ——钢结构或构件中产生的变形值;

v_{Qk} ——永久荷载标准值在结构或构件中产生的变形值;

v_{Q1k} ——第一个可变荷载标准值在结构或构件中产生的变形值, 该值大于其它任意第 i 个可变荷载标准值产生的变形值;

v_{Qik} ——其它第 i 个可变荷载标准值在结构或构件中产生的变形值;

$[v]$ ——结构或构件的容许变形值, 按本章第四节的规定采用。

(6) 承受动力荷载重复作用的钢结构构件及其连接, 当应力变化的循环次数 $n \geq 10^5$ 次且出现拉应力时, 应进行疲劳计算。疲劳强度计算采用容许应力幅法:

①对常幅(所有应力循环内的应力幅保持常量)疲劳为:

$$\Delta\sigma \leq [\Delta\sigma] \quad (3-1-7)$$

式中 $\Delta\sigma$ ——对焊接部位为应力幅, $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$; 对非焊接部位为折算应力幅, $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - 0.7\sigma_{\min}$;

σ_{\max} ——计算部位每次应力循环中最大拉应力(取正值);

σ_{\min} ——计算部位每次应力循环中最小拉应力或压应力(拉应力取正值, 压应力取负值);

$[\Delta\sigma]$ ——常幅疲劳的容许应力幅, 按本章第三节的规定采用。

②对变幅(应力循环内的应力幅随机变化)疲劳为:

$$\Delta\sigma_e \leq [\Delta\sigma] \quad (3-1-8)$$

式中 $\Delta\sigma_e$ ——变幅疲劳的等效力幅，按下式确定：

$$\Delta\sigma_e = \left[\frac{\sum n_i (\Delta\sigma_i)^\beta}{\sum n_i} \right]^{1/\beta} \quad (3-1-9)$$

$\sum n_i$ ——以应力循环次数表示的结构预期使用寿命；

n_i ——预期寿命内应力幅水平达到 $\Delta\sigma_i$ 的应力循环次数；

β ——参数，按本章第三节的规定采用。

③重级工作制吊车梁和重级、中级工作制吊车桁架的疲劳计算为：

$$\alpha_f \Delta\sigma \leq [\Delta\sigma] \times 10^6 \quad (3-1-10)$$

式中 α_f ——欠载效应的等效系数：

重级工作制硬钩吊车 $\alpha_f = 1.0$

重级工作制软钩吊车 $\alpha_f = 0.8$

中级工作制吊车 $\alpha_f = 0.5$

$[\Delta\sigma] \times 10^6$ ——循环次数 n 为 2×10^6 次的容许应力幅，按本章第三节的规定采用。

(7) 计算结构或构件的强度、稳定性以及连接的强度时，应采用荷载设计值；计算疲劳和正常使用状态的变形时，应采用荷载标准值。计算变形时可不考虑螺栓（或铆钉）孔引起的截面削弱。

荷载的设计值和标准值应按《建筑结构荷载规范》（GB 50009-2001）的规定采用。

(8) 计算承重钢结构时，还应考虑下列情况：

①对于直接承受动力荷载的结构：计算强度和稳定性时，动力荷载值应乘以动力系数；计算疲劳和变形时，动力荷载值不乘动力系数。动力系数应按《建筑结构荷载规范》的规定采用。

②计算吊车梁或吊车桁架及其制动结构的疲劳时，吊车荷载应按作用在跨间内起重量最大的一台吊车确定。

③计算重级工作制吊车梁或吊车桁架及其制动结构的强度和稳定性以及连接的强度时，应将吊车的横向水平荷载乘以增大系数。增大系数应按第二篇第四章的规定采用。

④计算平炉、电炉、转炉车间或其它类似车间的工作平台结构时，由检修材料所产生的荷载，可乘以下列折减系数：

主梁 0.85

柱、基础 0.75

二、材料和连接的设计指标

(1) 钢材的强度设计值应根据钢材厚度或直径（对3号钢为按表3-1-14的分组）按表3-1-15采用。当钢材厚度或直径超过表中规定的数值，钢材的强度设计值应另行确定。

表 3-1-14 3号钢钢材分组尺寸 (mm)

组 别	圆钢、方钢和扁钢 的直径或厚度	角钢、工字钢和槽钢 的厚度	钢板的厚度
第 1 组	≤40	≤15	≤20
第 2 组	> 40 ~ 100	> 15 ~ 20	> 20 ~ 40
第 3 组	-	> 20	> 40 ~ 50

注：工字钢和槽钢的厚度系指腹板的厚度。

表 3-1-15 钢材的强度设计值 (N/mm²)

钢 材		厚度或直径 (mm)	抗拉、抗压和抗弯 f	抗 剪 f_v	端面承压 (刨平顶紧) f_{ce}
钢 号	组 别				
3号钢	第 1 组	-	215	125	320
	第 2 组	-	200	115	320
	第 3 组	-	190	110	320
16Mn 钢、16Mnq 钢	-	≤16	315	185	445
	-	17 ~ 25	300	175	425
	-	26 ~ 36	290	170	410
15MnV 钢、 15MnVq 钢	-	≤16	350	205	450
	-	17 ~ 25	335	195	435
	-	26 ~ 36	320	185	415

注：3号镇静钢材的抗拉、抗压、抗弯和抗剪强度设计值，可按表中的数值增加5%。

(2) 钢铸件的强度设计值按表 3-1-16 采用。

表 3-1-16 钢铸件的强度设计值 (N/mm²)

钢 号	抗拉、抗压和抗弯 f	抗 剪 f_v	端面承压 (刨平顶紧) f_{ce}
ZG200-400	155	90	260
ZG230-450	180	105	290
ZG270-500	210	120	325
ZG310-570	240	140	370

(3) 焊缝的强度设计值按表 3-1-17 采用。

表 3-1-17 焊缝的强度设计值 (N/mm²)

焊接方法和焊条 型式	构件钢材			对接焊缝				角焊缝	
	钢 号	组 别	厚度或 直径 (mm)	抗压 f_c^w	焊缝质量为下列级 别时, 抗拉和抗弯 f_t^w			抗剪 f_v^w	抗拉、抗压 和抗剪 f_f^w
					一级、二级	三级			
自动焊、半 自动焊和用 E43 × × 型焊条的 手工焊	3 号钢	第 1 组	-	215	215	185	125	160	
		第 2 组	-	200	200	170	115	160	
		第 3 组	-	190	190	160	110	160	
自动焊、 半自动焊和用 E50 × × 型焊条 的手工焊	16Mn 钢、 16Mnq 钢	-	≤ 16	315	315	270	185	200	
		-	17 ~ 25	300	300	255	175	200	
		-	26 ~ 36	290	290	245	170	200	
自动焊、半 自动焊和用 E55 × × 型焊条的 手工焊	15MnV 钢、 15MnVq 钢	-	≤ 16	350	350	300	205	220	
		-	17 ~ 25	335	335	285	195	220	
		-	26 ~ 36	320	320	270	185	220	

注：自动焊和半自动焊所采用的焊丝和焊剂，应保证其熔敷金属抗拉强度不低于相应手工焊焊条的数值。

(4) 铆钉连接的强度设计值按表 3-1-18 采用。

表 3-1-18 铆钉连接的强度设计值 (N/mm²)

铆钉和构件的钢号		构件钢材		抗拉 (铆 钉头拉脱) f_t	抗 剪 f_v		承 压 f_c	
		组 别	厚 度 (mm)		I 类孔	II 类孔	I 类孔	II 类孔
铆钉	ML ₂ 或 ML ₃	-	-	120	185	155	-	
构件	3 号钢	第 1~3 组	-	-	-		445	360
	16Mn 钢、 16Mnq 钢	-	≤ 16	-	-		610	500
		-	17 ~ 25	-	-		590	480
-	-	26 ~ 36	-	-		565	460	

注：1. 孔壁质量属于下列情况者为 I 类孔；

- 1) 在装配好的构件上按设计孔径钻成的孔；
- 2) 在单个零件和构件上按设计孔径分别用钻模钻成的孔；
- 3) 在单个零件上先钻成或冲成较小的孔径，然后在装配好的构件上再扩钻至设计孔径的孔。

2. 在单个零件上一次冲成或不用钻模钻成设计孔径的孔，属于 II 类孔。

(5) 普通螺栓、承压型高强度螺栓和锚栓连接的强度设计值按表 3-1-19 采用。

表 3-1-19 螺栓连接的强度设计值 (N/mm²)

螺栓的钢号 (或性能等级) 和构件的钢号		构件钢材		普通螺栓						锚栓	承压型高强度螺栓	
				C 级螺栓			A 级、B 级螺栓				抗拉	抗剪
		组别	厚度 (mm)	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^b		
普通螺栓	3号钢 (4.6级)	-	-	170	130	-	170	170	-	-	-	-
锚栓	3号钢 16Mn钢	-	-	-	-	-	-	-	-	140	-	-
		-	-	-	-	-	-	-	-	180	-	-
承压型高强度螺栓	8.8级	-	-	-	-	-	-	-	-	-	250	-
	10.9级	-	-	-	-	-	-	-	-	-	310	-
构件	3号钢	第1~3组	-	-	-	305	-	-	400	-	-	465
	16Mn钢、 16Mnq钢	-	≤16	-	-	420	-	-	550	-	-	640
		-	17~25	-	-	400	-	-	530	-	-	615
		-	26~36	-	-	385	-	-	510	-	-	590
	15MnV钢、 15MnVq钢	-	≤16	-	-	435	-	-	570	-	-	665
		-	17~25	-	-	420	-	-	550	-	-	640
-		26~36	-	-	400	-	-	530	-	-	615	

注：见表 3-1-18 的注 1。

(6) 计算表 3-1-20 所列情况的结构构件或连接时，表 3-1-15 至表 3-1-19 所规定的钢材、钢铸件、焊缝、铆钉连接以及普通螺栓、承压型高强度螺栓和锚栓连接的强度设计值应乘以相应的折减系数。

当几种情况同时存在时，其折减系数应连乘。

表 3-1-20 强度设计值折减系数

项次	结构构件或连接情况		折减系数	
1	单面连接的单角钢	按轴心受力计算强度和连接	0.85	
2		按轴心受压计算稳定性	等边角钢	$0.6 + 0.0015\lambda$, 但 ≤ 1.0
3			短边相连的不等边角钢	$0.5 + 0.0025\lambda$, 但 ≤ 1.0
4			长边相连的不等边角钢	0.70
5	施工条件较差的高空安装焊缝和铆钉连接		0.9	
6	沉头和半沉头铆钉连接		0.8	
7	在节点处或拼接接头的一端, 或受力方向的连接长度 $l_1 > 15d_0$ 的螺栓或铆钉连接		$1.1 - \frac{l_1}{15d_0}$	
8	采用塑性设计时, 钢材和连接		0.9	
9	轻型钢结构	拱的双圆钢拉杆及其连接	0.85	
10		平面桁架式檩条和三铰拱斜梁的端部主要受压腹杆	0.85	
11		其它杆件和连接	0.95	
12		单圆钢杆件连接于节点板一侧	杆件受压时应考虑偏心按压弯构件计算, 连接可按轴心受力计算但应乘以折减系数	0.85
13	杆件受拉时, 杆件和连接按轴心受力计算		0.85	

注: λ ——对中间无联系的单角钢压杆, 按最小回转半径计算的长细比, 当 $\lambda < 20$ 时取 $\lambda = 20$;
 d_0 ——孔径。

(7) 钢材和钢铸件的物理性能指标应按表 3-1-21 采用。

表 3-1-21 钢材和钢铸件的物理性能指标

弹性模量 E (N/mm ²)	剪变模量 G (N/mm ²)	线膨胀系数 α (以每℃计)	质量密度 ρ (kg/m ³)	泊松比 ν
206×10^3	79×10^3	12×10^{-6}	7850	0.3

三、疲劳容许应力幅

(1) 容许应力幅按构件和连接类别以及应力循环次数确定。构件和连接的类别按表 3-1-22 采用。

(2) 常幅疲劳容许应力幅 (N/mm²) 按下式计算:

$$[\Delta\sigma] = \left(\frac{C}{n}\right)^{1/\beta} \quad (3-1-11)$$

式中 $[\Delta\sigma]$ ——常幅疲劳容许应力幅 (N/mm^2) ;

n ——应力循环次数 ;

C 、 β ——参数, 根据表 3-1-22 所规定的构件和连接类别按表 3-1-23 采用。

表 3-1-22 构件和连接分类

项次	简图	说 明	类别
1		无连接处的主体金属 1. 轧制工字钢 2. 钢板 (a) 两边为轧制边或刨边 (b) 两侧为自动、半自动切割边 (切割质量标准应符合《钢结构工程施工及验收规范》一级标准)	1 1 2
2		横向对接焊缝附近的主体金属 1. 焊缝经加工、磨平及无损检验 (符合《钢结构工程施工及验收规范》一级标准) 2. 焊缝经检验、外观尺寸符合一级标准	2 3
3		不同厚度 (或宽度) 横向对接焊缝附近的主体金属, 焊缝加工成平滑过渡并经无损检验符合一级标准	2
4		纵向对接焊缝附近的主体金属, 焊缝经无损检验及外观尺寸检查均符合二级标准	2
5		翼缘连接焊缝附近的主体金属 (焊缝质量经无损检验符合二级标准) 1. 单层翼缘板 (a) 自动焊 (b) 手工焊 2. 双层翼缘板	2 3 3

项次	简 图	说 明	类别
6		<p>横向加劲肋端部附近的主体金属</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 肋端不断弧 (采用回焊) 2. 肋端断弧 	4 5
7		<p>梯形节点板对接于梁翼缘、腹板以及桁架构件处的主体金属, 过渡处在焊后铲平、磨光、圆滑过渡, 不得有焊接起弧、灭弧缺陷</p>	5
8		<p>矩形节点板焊接于构件翼缘或腹板处的主体金属, $l > 150\text{mm}$</p>	7
9		<p>翼缘板中断处的主体金属 (板端有正面焊缝)</p>	7
10		<p>向正面角焊缝过渡处的主体金属</p>	6
11		<p>两侧面角焊缝连接端部的主体金属</p>	8
12		<p>三面围焊的角焊缝端部主体金属</p>	7
13		<p>三面围焊或两侧面角焊缝连接的节点板主体金属 (节点板计算宽度按扩散角 θ 等于 30° 考虑)</p>	7

项次	简图	说明	类别
14		K形对接焊缝处的主体金属，两板轴线偏离小于 $0.15t$ ，焊缝经无损检验且焊趾角 $\alpha \leq 45^\circ$	5
15		十字形接头角焊缝处的主体金属，两板轴线偏离小于 $0.15t$	7
16	角焊缝	按有效截面确定的剪应力幅计算	8
17		铆钉连接处的主体金属	3
18		连系螺栓和虚孔处的主体金属	3
19		高强度螺栓连接处的主体金属	2

注：1. 所有对接焊缝均需焊透。

2. 角焊缝应满足第 8.2.8 条的要求。

3. 项次 16 中的剪应力幅 $\Delta\tau = \tau_{\max} - \tau_{\min}$ ，其中 τ_{\min} 的正负值为：与 τ_{\max} 同方向时，取正值；与 τ_{\max} 反方向时，取负值。

表 3-1-23

参数 C, β

构件和连接类别	1	2	3	4	5	6	7	8
C	1940 $\times 10^{12}$	861 $\times 10^{12}$	3.26 $\times 10^{12}$	2.18 $\times 10^{12}$	1.47 $\times 10^{12}$	0.96 $\times 10^{12}$	0.65 $\times 10^{12}$	0.41 $\times 10^{12}$
β	4	3	3	3	3	3	3	3

表 3-1-24

容许应力幅 (N/mm^2)

构件和连接类别 循环次数	1	2	3	4	5	6	7	8
1×10^5	373	305	319	279	245	213	187	160
2×10^5	314	256	254	222	194	169	148	127
3×10^5	284	231	221	194	170	147	129	111
4×10^5	264	215	201	176	154	134	118	101
5×10^5	250	204	187	163	143	124	109	94
6×10^5	238	195	176	154	135	117	103	88
7×10^5	229	187	167	146	128	111	98	84
8×10^5	222	181	160	140	122	106	93	80
9×10^5	215	176	154	134	118	102	90	77
10×10^5	209	171	148	130	114	99	87	74
11×10^5	205	167	144	126	110	96	84	72
12×10^5	201	164	140	122	107	93	82	70
13×10^5	197	160	136	119	104	90	79	68
14×10^5	193	157	133	116	102	88	77	66
15×10^5	190	155	130	113	99	86	76	65
16×10^5	187	152	127	111	97	84	74	64
17×10^5	184	150	124	109	95	83	73	62
18×10^5	181	148	122	107	93	81	71	61
19×10^5	178	146	120	105	92	80	70	60
20×10^5	176	144	118	103	90	78	69	59

注：表中的容许应力幅是按公式 (3-1-11) 算出的。

(3) 不同应力循环次数的常幅疲劳容许应力幅可按表 3-1-24 采用。

(4) 对于特殊条件 (如构件表面温度大于 150°C ，处于海水腐蚀环境，焊后经热处理消除残余应力以及低周-高应变疲劳条件等) 的结构构件及其连接的疲劳容许应力幅

应另行确定。

四、结构变形的规定

(1) 受弯构件的挠度不应超过表 3-1-25 的数值。

表 3-1-25 受弯构件的容许挠度

项次	构件类别		容许挠度值
1	吊车梁和吊车桁架	手动吊车和单梁吊车（包括悬挂吊车） 轻级工作制和起重量 $Q < 50$ 吨的中级工作制桥式吊车 重级工作制和起重量 $Q \geq 50$ 吨的中级工作制桥式吊车	$l/500$ $l/600$ $l/750$
2	设有悬挂电动梁式吊车的屋面梁或屋架（仅用可变荷载计算）		$l/500$
3	手动或电动葫芦的轨道梁		$l/400$
4	有重轨（重量不小于 38kg/m ）轨道的工作平台梁		$l/600$
	有轻轨（重量不大于 24kg/m ）轨道的工作平台梁		$l/400$
5	楼盖和工作平台梁（第 4 项除外）、平台板	主梁（包括设有悬挂起重设备的梁） 抹灰顶棚的梁（仅用可变荷载计算） 其它梁（包括楼梯梁） 平台板	$l/400$ $l/350$ $l/250$ $l/150$
6	屋盖檩条	无积灰的瓦楞铁、石棉瓦等屋面 压型钢板，有积灰的瓦楞铁，石棉瓦等屋面 其它屋面	$l/150$ $l/200$ $l/200$
7	墙架构件	支柱 抗风桁架（作为连续支柱支承时） 砌体墙的横梁（水平方向） 压型钢板、瓦楞铁和石棉瓦墙面的横梁（水平方向） 带有玻璃窗的横梁（垂直和水平方向）	$l/400$ $l/1000$ $l/300$ $l/200$ $l/200$

注：l—受弯构件的跨度（对悬臂梁和伸臂梁为悬伸长度的 2 倍）

(2) 多层框架结构在风荷载作用下的容许位移值一般为：

顶点水平位移 $H/500$

层间相对位移

有隔墙时	$H_s/400$
无隔墙时	不限

H 为框架结构的总高， H_s 为层高。

注：当室内装修要求较高时，层间的相对位移值宜适当减小。

(3) 在有重级工作制吊车的厂房中，每一跨间两侧吊车梁或吊车桁架的制动结构，由一台最大吊车横向水平荷载所产生的挠度不应超过制动结构跨度的 $1/2200$ 。

(4) 有重级工作制吊车的厂房柱和有中、重级工作制吊车的露天栈桥柱，在吊车梁或吊车桁架顶面标高处，由一台最大吊车水平荷载所产生的计算变形不应超过表 3-1-26 的数值。

表 3-1-26

柱的容许计算变形

项次	变形的种类	按平面结构图形计算	按空间结构图形计算
1	厂房柱的横向变形	$H_T/1250$	$H_T/2000$
2	露天栈桥柱的横向变形	$H_T/2500$	—
3	厂房和露天栈桥柱的纵向变形	$H_T/4000$	—

注：1. H_T 为柱脚底面至吊车梁或吊车桁架顶面的高度。

2. 计算厂房或露天栈桥柱的纵向变形时，可假定吊车纵向水平荷载分配在温度区段内所有柱间支撑或纵向框架上。
3. 在设有夹钳吊车或刚性料耙吊车的厂房中，厂房柱的容许计算变形值应减小 10%。

第三节 钢结构的设计方法

一、概述

钢结构设计的目的是使所建造的结构能充分满足各种预定的功能要求，并做到技术先进、经济合理、安全适用和确保质量。

(一) 结构的功能要求

结构的功能要求按《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068-2001)^① 的规定

① 本书以下对《建筑结构可靠度设计统一标准》(GB 50068-2001) 简称《统一标准》。

为：

1. 安全性

结构能承受在正常施工和正常使用时可能出现的各种作用（包括直接施加在结构上的各种荷载，或引起结构外加变形或约束变形的其他间接作用，如地震、温度变化等）和在偶然事件发生时及发生后，仍能保持必须的整体稳定，如仅产生局部损坏而不致倒塌。

2. 适用性

在正常使用时具有良好的工作性能，如不产生影响正常使用的过大变形等。

3. 耐久性

结构在正常维护下具有足够的耐久性能，如不产生影响结构预期使用寿命的严重锈蚀等。

（二）结构的可靠性和可靠度

结构功能要求规定的安全性、适用性和耐久性三者总括起来，可称为结构的可靠性。也可以说它是关于三者的概称，是指结构在规定的时间内（即设计基准期，《统一标准》规定取 50 年）内、在规定的条件（正常设计、正常施工、正常使用）下完成预定功能（安全性、适用性、耐久性）的能力。

用来度量结构可靠性的指标称为可靠度，它表示可靠程度的大小，是可靠性的定量描述，它直接关系到人身安全和经济效益等问题。

影响结构可靠性的因素很多，如荷载、材料性能、施工质量和计算方法等，而这些因素一般又都是随机变量，在设计时对其数据的取值与结构的实际状况常有一定的出入。例如：荷载采用的计算值和结构实际承受的数值不可能完全一致；钢材机械性能的取值和材料的实际数值也不会完全相同；其它还有计算截面和实际截面尺寸之间、计算所得应力和结构实际应力数值之间，以及预计的制造、安装质量和实际的工程质量之间等，都会存在一定的差异。而且这些因素都是随机的，不能事先确定，故较科学的方法是用概率来描述。因此，结构可靠度可定义为“结构在规定的时间内、在规定的条件下，完成预定功能的概率”，它是对结构可靠性的概率度量，是从统计数字观点出发的比较科学的定义。

（三）传统的容许应力设计法

在以往，我国钢结构设计曾长期采用传统的容许应力法。它是采用凭经验确定的大于 1 的定值单一系数——安全系数来考虑前述的结构实际工作和设计计算的差异，即将材料的极限应力（取屈服点 f_y ）除以安全系数 K 作为容许应力 $[\sigma]$ 并使结构构件按荷载标准值（工作荷载）用弹性理论计算的最大应力 σ 不超过 $[\sigma]$ 作为设计准则，即

$$\sigma \leq [\sigma] = \frac{f_y}{K} \quad (3-1-12)$$

传统的容许应力法的形式和应用简单方便，但它采用的单一安全系数只能作为度量

结构安全性的指标——安全度。安全度和可靠度有着本质的区别。安全度只是可靠度的重要内容，不能误认为它就相当于结构可靠度，采用它结构就能百分之百的可靠。由于各种结构构件具体情况（荷载的性质、大小和组合，材料性能的离散程度等）的差异，相同的安全系数并不能保证所设计结构构件具有较一致的安全度。同样，安全系数较大的结构也不表示比安全系数较小的结构安全度大。如原《规范》规定 3 号钢 $K = 1.41$ 、16Mn 钢 $K = 1.45$ ，这并不表示采用 16Mn 钢的钢结构更安全。较之原钢筋混凝土结构规范规定的受压构件 $K = 1.55$ 、原砖石结构受压构件规范规定的 $K = 2.3$ ，这也不表示后者的安全度最大，但也不表示它们的安全度都一样大。各种结构原规定的 K 值之所以不同，只是因为各种材料的强度性能的离散程度不同。钢材最小，故其 K 值也最小。

根据以上所述可见，结构设计方法要推进到定量分析阶段，度量结构的可靠性只有采用以概率理论为基础的极限状态设计法。我国自 1989 年 7 月 1 日开始施行的《规范》，即采用此设计方法，它标志着我国在设计理论上前进了一大步。虽然它现在仍有一定的近似性并有待完善，但已迈入国际先进行列。

二、概率极限状态设计法

概率极限状态设计法是将影响结构功能的诸因素作为设计变量，因而对所设计的结构的预定功能亦只作出一定的概率保证，即认为任何设计都不能保证绝对安全，而是存在着一定风险。但是，只要其失效概率小到人们可以接受的程度，便可认为所设计的结构是安全的。根据这种认识，在结构的可靠与经济之间选择一种合理的平衡的设计方法，即称为概率极限状态设计法。

（一）结构的极限状态

若整个结构或结构的一部分超过某一特定状态就不能满足设计规定的某一功能要求，此特定状态称为该功能的极限状态。换言之，结构的极限状态系指结构或构件能满足设计规定的某一功能要求的临界状态。

根据功能要求，结构的极限状态可分为下列两类：

1. 承载能力极限状态

系指当结构或构件达到最大承载能力或达到不适于继续承载的变形时的极限状态。它可理解为结构或构件发挥允许的最大承载功能的状态，如达到强度破坏、丧失稳定、疲劳破坏等。另外，结构或构件由于塑性变形而使几何形状发生显著改变，虽未达到最大承载能力，但已彻底不能使用，也属于达到这种状态（轴心受拉构件强度的计算方法即按此状态确定）。

2. 正常使用极限状态

系指结构或构件达到正常使用的某项规定限值时的极限状态。当达到此限值时，虽然结构或构件仍具备继续承载的能力，但在正常荷载作用下产生的变形已使结构或构件不适于继续使用，其中包括在静力荷载作用下产生过大的变形或在动力荷载作用下产生

剧烈的振动等，故正常使用极限状态也称为变形极限状态。

(二) 失效概率 P_f

度量结构的可靠性可以采用可靠概率 P_s (即能完成预定功能的概率) 或失效概率 P_f (即不能完成预定功能的概率), 两者互补, 即 $P_s + P_f = 1$ 。由于以 P_f 度量的物理意义明确, 能够较好地反映问题的实质, 故一般常采用 P_f 度量。

设结构或构件的承载能力用 R 表示, 它取决于材料性能和结构构件的几何特征 (如截面面积或截面抵抗矩等), R 亦称为结构的抗力。设作用对结构构件产生的效应 (内力的总和) 用作用效应 S 表示。组成结构抗力 R 的各种因素和产生作用效应 S 的各种作用, 都是独立的随机变量, 应该按照它们各自的统计数值应用概率理论来确定它们各自的设计值。当然, 结构抗力 R 和作用效应 S 也是独立的随机变量, 也应该用概率理论进行分析。

结构设计过程是进行 R 和 S 的概率运算, 设计原则是要求结构抗力 R 不小于作用效应 S 。但是, R 小于 S 的可能性还是必然存在的, 其大小可用失效概率 P_f 表示。

设影响结构可靠性的几个相互独立的随机变量为 X_i ($i = 1, 2, \dots, n$), 其函数关系为:

$$Z = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (3-1-13)$$

现将其简化为用 R 与 S 两个基本随机变量表达的函数并定义为结构的功能函数, 即

$$Z = g(R, S) = R - S \quad (3-1-14)$$

随着条件的不同, Z 有三种可能性:

当 $Z > 0$ 时, 即 $R > S$, 表示结构处于可靠状态;

当 $Z < 0$ 时, 即 $R < S$, 表示结构处于失效状态;

当 $Z = 0$ 时, 即 $R = S$, 表示结构处于极限状态。

因此, 结构或构件的失效概率 P_f , 可用下列公式表示:

$$P_f = P(Z < 0) = P(R - S < 0) \quad (3-1-15)$$

通过上式计算出结构或构件的失效概率是否小到人们可以接受的程度 ($P_f = 0$ 即绝对安全的结构是没有的), 以此作为衡量结构可靠度的定量尺度。经校准分析, 以往按原《规范》设计的钢结构构件的失效概率 P_f 一般在 $1.35 \times 10^{-3} \sim 6.87 \times 10^{-4}$, 相当于可靠指标 $\beta = 3.0 \sim 3.2$, 满足《统一标准》规定对于按承载能力极限状态、安全等级为二级的一般工业与民用建筑钢结构延性破坏的可靠指标 $\beta = 3.2 \pm 0.25$ ($\beta = 3.2$ 相应于 $P_f = 6.9 \times 10^{-4} = 1/1450$, 按设计基准期 50 年, 每年 $P_f = 1/72500$, 可认为已足够小)。

(三) 分项系数概率极限状态设计表达式

考虑到直接应用结构可靠度或结构失效概率进行概率运算比较复杂, 为了方便工程设计, 因此在概率设计法的基础上, 《规范》将其用优化方法等效转化为工程技术人员长期习惯的用基本变量标准值和分项系数形式的极限状态设计表达式。表达式中的分项

系数根据规定的可靠指标按概率设计法确定。

对结构或构件产生作用效应 S 的各种作用主要是永久荷载和可变荷载，其标准值 G_k 、 Q_{ik} 可由设计基准期最大荷载的概率分布确定，然后采用不同的分项系数 γ_G 、 γ_{Qi} 来考虑不正常的或未预计到的作用及影响等。根据优选，在一般情况 $\gamma_G = 1.2$ ， $\gamma_Q = 1.4$ 。

另外，结构在使用期间可能承受两种以上的可变荷载，如活荷载、风荷载、雪荷载等，这几种可变荷载在设计基准期内同时出现最大值的概率是不多的，因此必须考虑各个荷载效应组合的概率分布，根据结构可能同时承受的可变荷载进行荷载效应组合，并取其中最不利的组合进行设计，故表达式中应采用组合系数 ψ 来计及可变荷载的荷载效应组合。

建筑结构设计时，还应根据结构破坏可能产生的后果（危及人的生命、造成经济损失、产生社会影响等）的严重性，采用不同的安全等级（表 3-1-27），故表达式中应用结构重要性系数 γ_0 以区分不同的安全等级要求。

表 3-1-27 建筑结构的等级

安全等级	破坏后果	建筑物类型
一级	很严重	重要的工业与民用建筑物
二级	严重	一般的工业与民用建筑物
三级	不严重	次要的建筑物

注：1. 一般工业与民用建筑钢结构的安全等级可取为二级。

2. 对于特殊的建筑物，其安全等级可根据具体情况另行确定。

综上所述，荷载效应 S 可用下列公式表示：

$$S = \gamma_0 (S_G + S_{Q1} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} S_{Qi}) \quad (3-1-16)$$

式中： S_G 、 S_{Qi} 、 S_{Q1} ——永久荷载、第一个可变荷载和其他第 i 个可变荷载的荷载效应。

组成结构抗力 R 的材料（焊缝为熔敷金属）性能标准值 f_k 为结构构件或连接的材料特征强度（钢材为屈服点 f_y ），分项系数 γ_R 则用来考虑结构构件或连接材料的强度与试件强度的差别、施工质量的局部缺陷、计算公式的不精确等。 γ_R 的数值在 γ_G 、 γ_Q 确定后，根据可靠指标 β 进行匹配求出。对 Q235 钢和 16Mn 钢， $\gamma_R = 1.087$ ；对 15MnV 钢， $\gamma_R = 1.111$ 。

以 α_k 表示截面面积或截面抵抗矩等几何参数的标准值，则结构抗力 R 可用下列公式表达：

$$R = \alpha_k \frac{f_k}{\gamma_R} \quad (3-1-17)$$

按概率极限状态设计法应满足 $S \leq R$ ，即

$$\gamma_0(S_G + S_{Q1} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} S_{Qi}) \leq \alpha_k \frac{f_k}{\gamma_R}$$

在钢结构设计中习惯采用应力表达形式，故将上式等号两侧同除以 α_k ，并按荷载效应的基本组合，则强度和稳定性的极限状态设计表达式为：

$$\gamma_0(\sigma_{Gd} + \sigma_{Q1d} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} \sigma_{Qid}) \leq f \quad (3-1-18)$$

式中 γ_0 ——结构重要性系数，对安全等级为一级、二级、三级的结构构件分别取 1.1、1.0、0.9；

σ_{Gd} ——永久荷载的设计值 G_d 在结构构件截面或连接中产生的应力， $G_d = \gamma_G G_k$ ；

γ_G ——永久荷载分项系数，一般采用 1.2。当永久荷载效应对结构构件的承载力有利时可采用 1.0；

G_k ——永久荷载的标准值；

σ_{Q1d} ——第一个可变荷载的设计值 Q_{1d} 在结构构件截面或连接中产生的应力（该应力大于其他任意第 i 个可变荷载设计值产生的应力）， $Q_{1d} = \gamma_{Q1} Q_{1k}$ ；

σ_{Qid} ——其他第 i 个可变荷载的设计值 Q_{id} 在结构构件截面或连接中产生的应力。

$$Q_{id} = \gamma_{Qi} Q_{ik} ;$$

γ_{Q1} 、 γ_{Qi} ——第一个和其他第 i 个可变荷载的分项系数，一般情况可采用 1.4；

Q_{1k} 、 Q_{ik} ——第一个和其他第 i 个可变荷载的标准值；

ψ_{ci} ——第 i 个可变荷载的组合系数，当有风荷载参与组合时，取 0.6；当无风荷载参与组合时，取 1.0；

f ——结构构件和连接的强度设计值， $f = f_k / \gamma_R$ ，钢材的强度设计值；

γ_R ——抗力分项系数；

f_k ——材料（焊缝为熔敷金属）强度的标准值。

对于一般排架、框架结构，由于引起结构构件或连接的最大荷载效应的可变荷载 Q_i 很难确定，可采用下列简化的极限状态设计表达式：

$$\gamma_0(\sigma_{Gd} + \psi \sum_{i=1}^n \sigma_{Qid}) \leq f \quad (n \geq 2) \quad (3-1-19)$$

式中： ψ ——荷载组合系数。当风荷载与其它可变荷载组合时，取 0.85，其他情况取 1.0。

现以受轴心拉力 N （由永久荷载和可变荷载 N_G 、 N_Q 组成）作用的轴心受拉构件为例，其强度计算公式为：

$$\sigma = \sigma_{Gd} + \sigma_{Qd} = \gamma_G \sigma_{Gk} + \gamma_Q \sigma_{Qk} = \frac{1.2N_{Gk} + 1.4N_{Qk}}{A_n} \leq f$$

式中 A_n ——构件的净截面积。

对于正常使用极限状态，结构或结构构件应按荷载的短期效应组合用下式进行计算：

$$\omega = \omega_{Gk} + \omega_{Q1k} + \sum_{i=2}^n \psi_{ci} \omega_{ik} \leq [\omega] \quad (3-1-20)$$

式中 ω ——结构或结构构件中产生的变形值；

ω_{Gk} ——永久荷载的标准值在结构或结构构件中产生的变形值；

ω_{Q1k} ——第一个可变荷载的标准值在结构或结构构件中产生的变形值（该值大于其他任意第 i 个可变荷载标准值产生的变形值）；

ω_{Qik} ——其它第 i 个可变荷载标准值在结构或结构构件中产生的变形值；

$[\omega]$ ——结构或构件的容许变形（受弯构件的容许挠度或柱的容许变形）。

表 3-1-28 钢材的强度设计值（N/mm²）

钢 材		抗拉、抗压 和抗弯 f	抗 剪 f_v	端面承压（刨平顶紧） f_{ce}
钢 号	厚度或直径（mm）			
Q235 钢 (3号钢)	≤16	215	125	325
	>16~40	205	120	325
	>40~60	200	115	325
	>60~100	190	110	325
16Mn 钢 16Mnq 钢	≤16	315	185	445
	>16~25	300	175	425
	>25~36	290	170	410
15MnV 钢 15MnVq 钢	≤16	350	205	450
	>16~25	335	195	435
	>25~36	320	185	415

三、钢材的疲劳

人们有这样的体验：一根细小的钢（铁）丝很不容易拉断，但将其连续反复地弯折时则较易断裂，若在其上用手钳夹一缺口，则只须反复数次即可折断。实践证明，钢材在连续重复荷载的作用下，虽然应力低于抗拉强度，甚至低于屈服点，也有可能发生破坏，这种现象称为钢材的疲劳。在某些有缺陷的部位，其疲劳强度更低。疲劳破坏往往很突然，事先没有明显的征兆，破坏形式类似于脆性断裂。由此可见，钢材的疲劳破坏是微观裂纹在连续重复荷载作用下不断扩展直至断裂的脆性破坏。

（一）影响疲劳强度的主要因素

试验结果证明，影响钢材疲劳强度的主要因素是应力集中和作用的循环应力的特征

即应力幅（对焊接结构）或应力比（对非焊接结构）以及应力的循环次数，而与钢材的静力强度无关。现分述如下：

1. 应力集中的影响

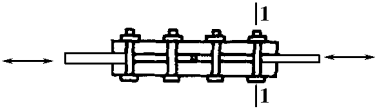
应力集中对疲劳强度的影响以截面几何形状突然改变处最为明显。但对没有截面改变的钢材，也存在着微观裂纹等引起应力集中的因素，如焊接结构的焊缝及其附近主体金属中的裂纹、夹渣等缺陷；非焊接结构的孔洞、刻槽；钢材内部的偏析、非金属夹杂；制造过程的剪切、冲孔、切割等。根据试验研究结果，可将构件和连接形式按应力集中的影响程度由低到高分八类（表 3-1-29），第一类为基本无应力集中影响的无连接处的主体金属，第八类则为应力集中最严重的角焊缝。由此可见，为减少应力集中对疲劳强度的影响，应尽量采取一些构造措施，以改善容易引起应力集中部位的状况，提高其疲劳强度。

表 3-1-29 疲劳计算的构件和连接分类

项次	简 图	说 明	类别
1		无连接处的主体金属 1. 轧制工字钢 2. 钢板 (a) 两边为轧制边或刨边 (b) 两侧为自动、半自动切割边(切割质量标准应符合《钢结构工程施工及验收规范》一级标准)	1 1 2
2		横向对接焊缝附近的主体金属 1. 焊缝经加工、磨平及无损检验(符合《钢结构工程施工及验收规范》一级标准) 2. 焊缝经检验、外观尺寸符合一级标准	2 3
3		不同厚度(或宽度)横向对接焊缝附近的主体金属,焊缝加工成平滑过渡并经无损检验符合一级标准	2
4		纵向对接焊缝附近的主体金属,焊缝经无损检验及外观尺寸检查均符合二级标准	2

项次	简图	说明	类别
5		<p>翼缘连接焊缝附近的主体金属,焊缝质量经无损检验符合二级标准</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 单层翼缘板 (a) 自动焊 (b) 手工焊 2. 双层翼缘板 	2 3 3
6		<p>横向加劲肋端部附近的主体金属</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 肋端不断弧(采用回焊) 2. 肋端断弧 	4 5
7		<p>梯形节点板对接于梁翼缘、腹板以及桁架构件处的主体金属,过渡处在焊后铲平、磨光、圆滑过渡,不得有焊接起弧、灭弧缺陷</p>	5
8		<p>矩形节点板焊接于构件翼缘或腹板处的主体金属, $l > 150\text{mm}$</p>	7
9		<p>翼缘板中断处的主体金属(板端有正面焊缝)</p>	7
10		<p>向正面角焊缝过渡处的主体金属</p>	6
11		<p>两侧面角焊缝连接端部的主体金属</p>	8

项次	简 图	说 明	类别
12		三面围焊的角焊缝端部主体金属	7
13		三面围焊或两侧面角焊缝连接的节点板主体金属(节点板计算宽度按扩散角 θ 等于 30° 考虑)	7
14		K型对接焊缝处的主体金属,两板轴线偏离小于 $0.15t$,焊缝经无损检验且焊趾角 $\alpha \leq 45^\circ$	5
15		十字形接头角焊缝处的主体金属,两板轴线偏离小于 $0.15t$	7
16		角焊缝 按有效截面确定的剪应力幅计算	8
17		铆钉连接处的主体金属	3
18		连系螺栓和虚孔处的主体金属	3

项次	简图	说明	类别
19		高强度螺栓连接处的主体金属	2

注：1. 所有对接焊缝均须焊透。

2. 角焊缝的尺寸应符合要求。

3. 项次 16 中的剪应力幅 $\Delta\tau = \tau_{max} - \tau_{min}$ ，其中 τ_{min} 的正负值为：与 τ_{max} 同方向时，取正值，与 τ_{max} 反方向时，取负值。

2. 应力幅的影响

应力幅为每次应力循环中最大拉应力（取正值） σ_{max} 与最小拉应力或压应力（拉应力取正值，压应力取负值） σ_{min} 之差值，即

$$\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} \quad (3-1-21)$$

按应力幅是常幅（所有应力循环内的应力幅保持常量，不随时间变化）或变幅（应力幅随时间随机变化），应力循环特征可分为常幅循环应力谱和变幅应力谱两种谱形（图 3-1-1）。

前已叙及，焊接结构的焊缝（包括其附近的主体金属）容易产生缺陷，常是疲劳破坏可能产生裂源的主要部位，而这些部位一般又存在着数值可高达钢材屈服点 f_y 的残余拉应力 σ_{rt} ，它改变了该部位的实际应力状态，而与名义应力有很大差别。

如图 3-1-2 (a) 所示焊接工字形截面，其翼缘的残余应力分布简化图形如图 3-1-2 (b) 的几条直线，在焊缝处的 $\sigma_{rt} = f_y$ 。若此时的翼缘上施加一循环荷载（现设为脉冲拉应力循环荷载，图 3-1-2f 为其名义循环应力谱，其名义最大应力、名义最小应力和应力幅分别为 $\sigma_{max} = \sigma$ 、 $\sigma_{min} = 0$ 和 $\Delta\sigma = \sigma_{max} - \sigma_{min} = \sigma$ ，图 3-1-2c 为其应力图形），当拉应力逐渐均匀增加 σ 时，原来应力已达 f_y 部位将不再增加，故所加应力只能由其余部分承受，应力叠加后的分布图形如图 3-1-2 (d) 所示，焊缝附近的应力高峰仍为 f_y ，仅塑性区有所扩大。此加荷附段塑性区的应力循环谱如图 3-1-2 (f) 中纵坐标为 f_y 的起始水平虚线所示。在随后的卸荷阶段，截面应力全部按弹性规律下降，即在图 3-1-2 (d) 所示基础上逐渐均匀降低 σ ，其应力分布图形如图 3-1-2 (e) 所示，已进入塑性的部位的应力循环谱则为图 3-1-2 (f) 中的第一个虚线下降段。随着时间的增加，尔后的应力分布图形即在图 3-1-2 (e) 中的实线和虚线之间连续变动，凡实际应力达到 f_y 的部位，其应力循环谱则显示为如图 3-1-2 (f) 中的虚线应力谱，其高峰应力均为 f_y 。由此可见，在反复荷载作用下，不论何种形式的应力谱，由于残余拉应力的影响，凡是拉应力达到 f_y 的部位，其实际的应力循环都是由实际最大应力 $\sigma_{max} = f_y$ 下降的 $\sigma_{min} = f_y - \Delta\sigma$ （即实际应力比为 $\rho = (f_y - \Delta\sigma) / f_y$ ），然后再升至 f_y 的循环。因此，不论是交替式还是脉冲受拉式或其它形式的循环应力谱，都可用

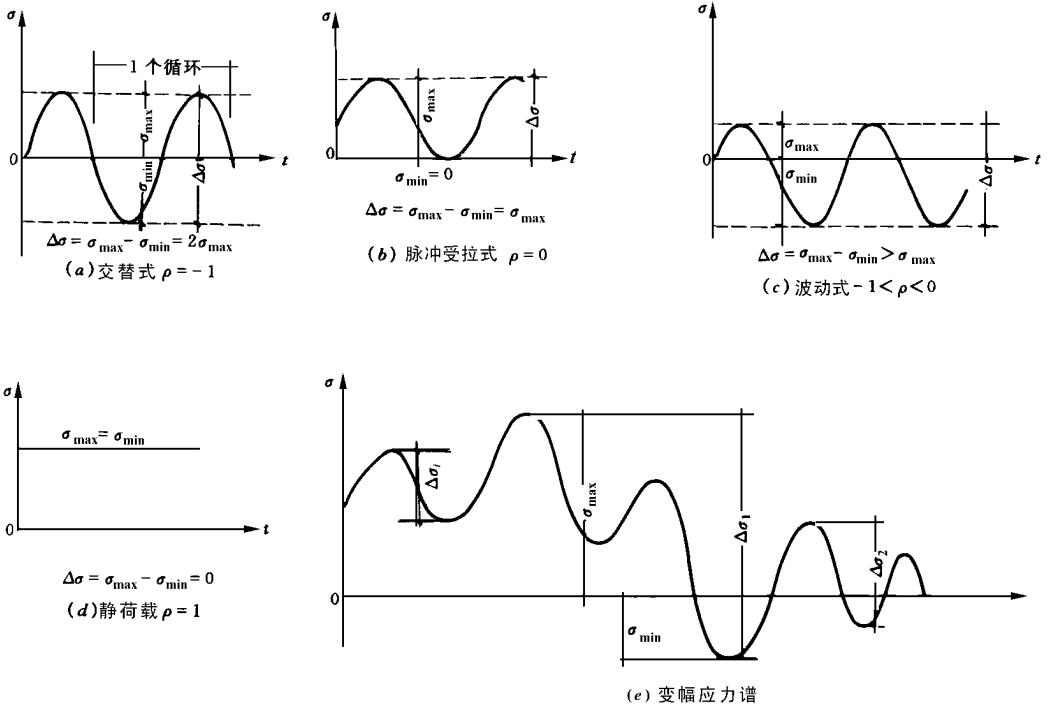


图 3-1-1 常幅和变幅应力谱

$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ 表示其应力幅，且只要它们的应力幅相等，不论其循环特征有无差异，名义最大应力 σ_{\max} 是否大小一样，其疲劳强度均相同。

3. 应力比的影响

应力比 ρ 为应力循环中最小应力 σ_{\min} 和最大应力 σ_{\max} 之比（拉应力取正值，压应力取负值），即 $\rho = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$ 。如图 3-1-1 所示， $\rho > 0$ 为同号应力循环； $\rho = 1$ 为静荷载； $\rho < 0$ 为异号应力循环； $\rho = -1$ 为完全对称循环，其疲劳强度最低。

4. 应力循环次数的影响

应力循环次数是指在连续重复荷载作用下应力由最大到最小的循环次数。在不同的应力幅作用下，各类构件和连接产生疲劳破坏的应力循环次数不同，应力幅愈大，循环次数愈少，反之则愈多。当应力幅小于一定数值时，即使应力无限多次循环，亦不致产生疲劳破坏，即达到通称的疲劳极限（图 3-1-3 中的水平线）。《规范》参照国外有关标准的建议，将 $n = 5 \times 10^6$ 次视为各类构件和连接疲劳极限对应的应力循环次数。

(二) 疲劳曲线 ($\Delta\sigma_n$ 曲线)

对不同构件和连接在疲劳试验机上用不同的应力幅进行常幅循环应力试验，可得到试件破坏时不同的应力循环次数，从而可将数值相近的归类，并绘出 $\Delta\sigma_n$ 关系曲线，即疲劳曲线。图 3-1-3 (a) 是按算术尺绘制的一条曲线，图 3-1-3 (b) 是按双对

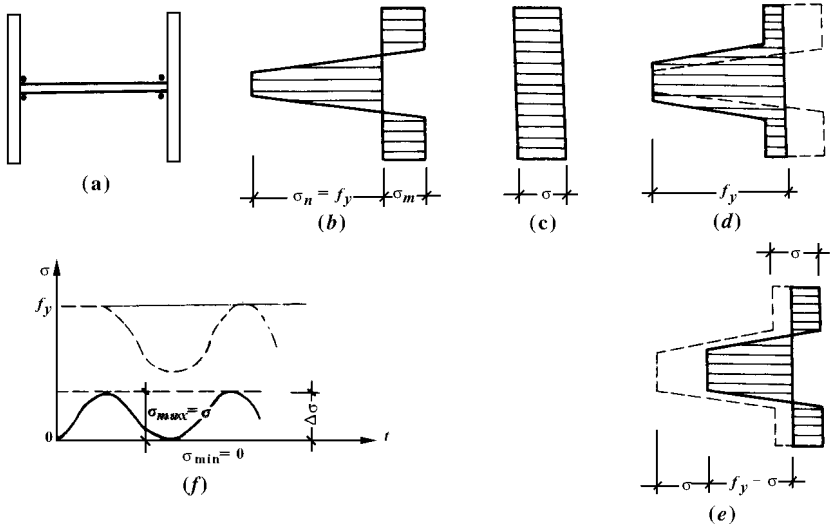


图 3-1-2 残余应力对焊接构件应力波动和循环的影响

数坐标轴绘制的该条曲线，后者接近直线，便于应用，其方程可表达为：

$$\lg n = \lg c - \beta \lg \Delta \sigma$$

或
$$\lg \Delta \sigma = \frac{1}{\beta} (\lg c - \lg n) = \lg \left(\frac{c}{n} \right)^{\frac{1}{\beta}}$$

式中 $\lg c$ ——直线在横坐标轴上的截距；

β ——直线对纵坐标轴的斜率（绝对值）。

考虑安全系数后可得对应任何应力循环次数的容许应力幅为：

$$[\Delta \sigma] = \left(\frac{c}{n} \right)^{\frac{1}{\beta}} \quad (3-1-22)$$

八类不同构件和连接由试验得出的八条直线的 β 和 c 分别列于表 3-1-30。如对第八类角焊缝 $c = 0.41 \times 10^{12}$ 、 $\beta = 3$ ，故当应力循环次数 n 为 2×10^6 次时，按式 (3-1-22) 可得 $[\Delta \sigma]_{2 \times 10^6} = 59$ 。表 3-1-31 为各类构件和连接在应力循环次数 n 为 2×10^6 次的容许应力幅。

表 3-1-30

参 数 c 、 β

构件和连接类别	1	2	3	4	5	6	7	8
c	1940×10^{12}	861×10^{12}	3.26×10^{12}	2.18×10^{12}	1.47×10^{12}	0.96×10^{12}	0.65×10^{12}	0.41×10^{12}
β	4	4	3	3	3	3	3	3

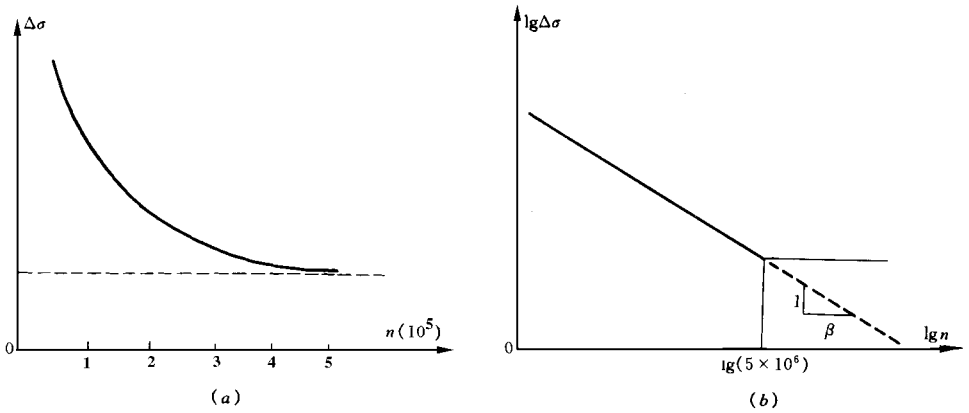


图 3-1-3 疲劳曲线
(a) 算术坐标 ;(b) 对数坐标

表 3-1-31 循环次数 n 为 2×10^6 次的容许应力幅 (N/mm^2)

构件和连接类别	1	2	3	4	5	6	7	8
$[\Delta\sigma] \times 10^6$	176	144	118	103	90	78	69	59

(三) 疲劳计算

应力变化的循环次数 $n = 10^5$ 次为疲劳寿命的低限，因此，《规范》规定，对承受动力荷载重复作用的钢结构构件（如吊车梁）及其连接，当 $n \geq 10^5$ 次时，应进行高周疲劳计算。

由于现阶段对不同类型的构件和连接的疲劳裂缝形成、扩展以至断裂这一全过程的极限状态还研究不足，掌握的疲劳强度数据只是结构抗力表达式中的材料强度部分，故《规范》规定疲劳计算采用容许应力幅法。因此，疲劳计算时应取重复作用的活荷载的标准值（容许应力法的计算原则）按弹性工作计算应力幅，且不计永久荷载，因后者产生的应力值不变，没有应力幅。再在计算时不计吊车动力系数，因按试验结果确定的容许应力幅中已包含了动力的影响。

疲劳计算的部位一般为受拉区应力集中比较突出处，对全压应力循环区可不作计算，因为此种部位即使出现裂纹也不易继续扩展。

1. 常幅疲劳计算

将应力幅与所需循环次数对应的容许应力幅进行比较，应符合下式要求，即

$$\Delta\sigma \leq [\Delta\sigma] \quad (3-1-23)$$

式中： $\Delta\sigma$ ——计算部位的应力幅，对焊接部位为应力幅 $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ ；对非焊接部位

为折算应力幅 $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - 0.7\sigma_{\min}$ 。

非焊接部位因不存在焊接残余应力的影响，其疲劳强度除与应力幅有关外，且与最大应力 σ_{\max} 或应力比 ρ 有关。为了应用方便，《规范》仍采用和焊接部位一致的计算方法，而在计算时采用折算应力幅，即将 σ_{\min} 乘以由试验得出的系数 0.7 进行折算。

2. 变幅疲劳计算

钢结构中承受吊车荷载作用的吊车梁和吊车桁架的疲劳破坏属变幅疲劳，若取图 3-1-1 (e) 中的最大应力幅 $\Delta\sigma$ 按常幅疲劳计算显然保守。且吊车工作的频繁程度也不一样，重级工作制吊车操作频繁，而中、轻级工作制吊车则不太频繁，在设计基准期内应力循环次数较低，不太容易产生疲劳破坏。因此，《规范》采用了简化方法，规定只对重级工作制吊车梁和重级、中级工作制吊车桁架按跨间内起重量最大的一台吊车的吊车荷载进行疲劳验算，并折算为常幅疲劳按下式计算：

$$\alpha_f \Delta\sigma \leq [\Delta\sigma]_{\times 10^6} \quad (3-1-24)$$

式中： α_f ——欠载效应的等效系数，按表 3-1-32 选用；

$[\Delta\sigma]_{\times 10^6}$ ——循环次数 n 为 2×10^6 次的容许应力幅，按表 3-1-31 选用。

表 3-1-32 中的欠载效应的等效系数 α_f 数值因按 $n = 2 \times 10^6$ 次的疲劳强度为基准折算而得，故式 (3-1-34) 中的容许应力幅应采用 $[\Delta\sigma]_{\times 10^6}$ 。

表 3-1-32 吊车梁和吊车桁架欠载效应的等效系数 α_f

吊 车 梁 类 别	α_f
重级工作制硬钩吊车 (如均热炉车间夹钳吊车)	1.0
重级工作制软钩吊车	0.8
中级工作制吊车	0.5

第二章 轴心受力构件设计计算及实例与图集

第一节 轴心受力构件的应用和截面形式

轴心受力构件是指轴心受拉构件和轴心受压构件，其中包括轴心受压柱。

在钢结构中，屋架、托架、塔架和网架等各种类型的平面或空间钢桁架以及支撑系统，通常均由轴心受拉和轴心受压构件所组成（图 3-2-1）。

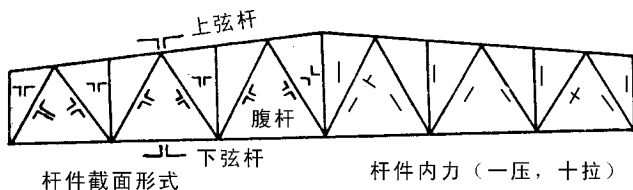


图 3-2-1 梯形钢屋架

工作平台以及单层、多层和高层房屋骨架的柱，承受梁或桁架传来的荷载，当荷载为对称布置且不考虑承受水平荷载时，这些柱属于轴心受压柱。柱通常由柱头、柱身和柱脚三部分组成（图 3-2-2），柱头支承上部结构并将其荷载传给柱身，柱脚则把荷载由柱身传给基础。

轴心受拉和轴心受压构件（包括轴心受压柱），按其截面组成型式，可分为实腹式构件和格构式构件两种（图 3-2-2）。实腹式构件具有整体连通的截面，如图 3-2-2a，其中最常用的是工形和箱形截面。实腹式构件构造简单，制造方便，整体受力和抗剪性能好，但截面尺寸大时钢材用量较多。

格构式构件一般由两个或多个分肢用缀件（缀条或缀板）联系组成（图 3-2-2b, c, 图 3-2-3b）。采用较多的是两分肢格构式构件，其缀件一般设置在分肢翼缘两侧平面内。分肢通常采用轧制槽钢或工字钢，承受荷载大时可采用焊接工形或槽形组合截面。格构式构件中，垂直于分肢腹板平面的主轴叫做实轴，垂直于分肢缀件平面的主轴叫做虚轴（图 3-2-3b）。缀件分缀条和缀板两类，其作用是将各分肢连成整体，使其

共同受力，并承受绕虚轴弯曲时产生的剪力。缀条常采用单角钢，与分肢翼缘组成桁架体系，对承受横向剪力有较大的刚度。缀板常采用钢板，必要时也可采用型钢，每隔一定距离在每个缀板平面内设置一个，与分肢翼缘组成刚架体系。在构件产生绕虚轴弯曲而承受横向剪力时，其变形比缀条体系稍大，因而刚度略低，所以通常用于受拉构件或压力较小的受压构件。

轴心受压柱以及受力较大的轴心受拉或轴心受压构件，通常采用实腹式或格构式双轴对称截面（图 3-2-3）。一般情况是组合截面，有时也采用轧制工形或圆管截面。在普通桁架中，其杆件（受拉或受压）常采用两个等边或不等边角钢组成的 T 型截面或十形截面，也可采用圆管或单角钢等截面（图 3-2-4）。轻型桁架的杆件则可采用小角钢（双角钢或单角钢）或圆钢等截面（图 3-2-5a），或采用各种型式的冷弯薄壁型钢截面（图 3-2-5b）。

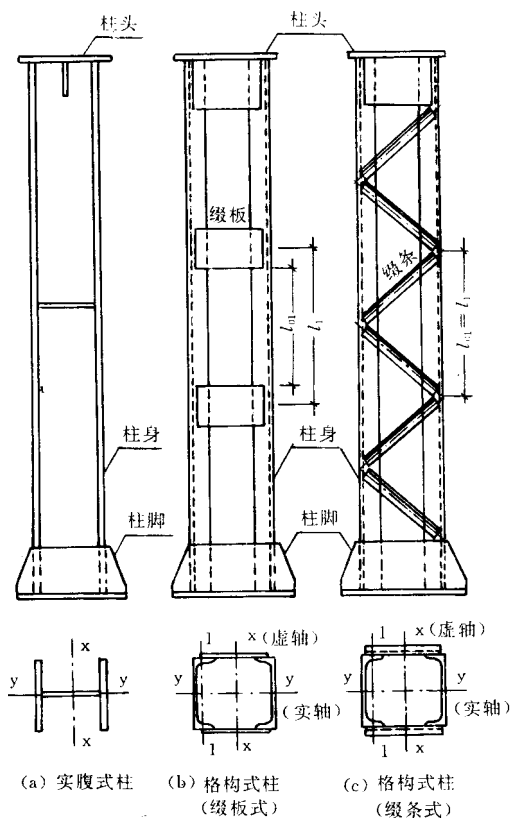


图 3-2-2 柱的型式和组成部分

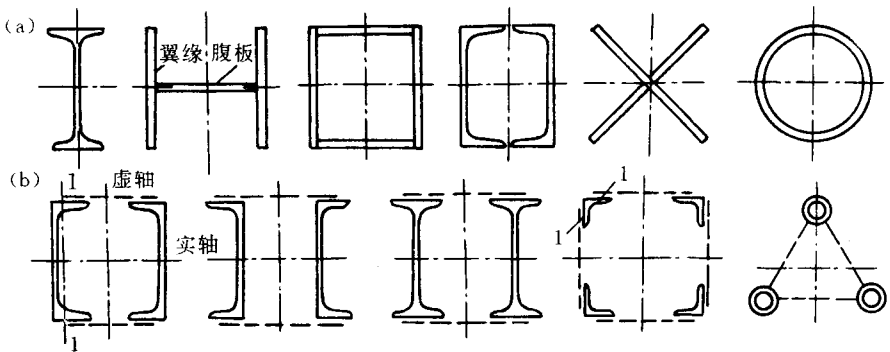


图 3-2-3 柱和重型桁架杆件的截面型式
(a) 实腹式截面 ; (b) 格构式截面

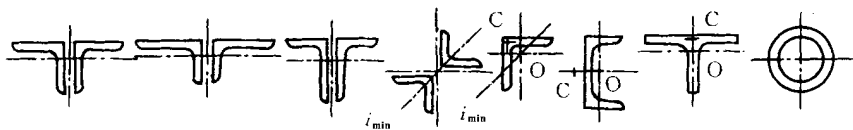


图 3-2-4 普通桁架杆件的截面型式



图 3-2-5 轻型桁架杆件的截面型式

第二节 轴心受力构件的强度和刚度

一、轴心受力构件的强度计算

轴心受拉构件主要是要满足强度和刚度要求，轴心受压构件除满足强度和刚度要求外，还要求满足整体稳定和局部稳定，本节主要讨论强度计算。

轴心受力构件，如果有孔洞而削弱截面，在外力作用下，在孔边会产生应力集中，其高峰应力可以达到平均应力的 3 倍，会较早达到屈服强度而呈现塑性变形，从而使塑性应力重新分布。到达极限状态时，净截面上的应力均达到屈服应力。故钢结构设计规范规定，构件内力 N 除以净截面面积 A_0 ，得到的应力应小于钢材的设计强度 f ，即：

$$\sigma = \frac{N}{A_0} \leq f \quad (3-2-1)$$

二、轴心受力构件的刚度计算

轴心受力构件的刚度通常用长细比来度量，长细比是构件的计算长度 l_0 与构件截面最小回转半径 i 的比值，即 $\lambda = l_0/i$ ， λ 愈小，表示件刚度愈大，反之则刚度愈小。长细比过大会使构件在使用过程中由于自重产生弯曲变形，在动力荷载作用下会产生振幅较大的振动，在运输和安装过程中易产生挠曲变形，因此设计时要控制构件的长细比，使其不超过规范规定的容许长细比 $[\lambda]$ 。

对于受压杆件，长细比控制更为重要。长细比是影响轴心受压构件的稳定承载能力的重要因素。长细比愈大，稳定承载能力愈低，在较小荷载下，长细比大的轴心受压构件就可能丧失稳定。因此，轴心受压构件的长细比限制更为严格。

在计算构件长细比时，绕两个主轴的长细比 λ_x 、 λ_y 均应小于容许长细比 $[\lambda]$

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} \leq [\lambda]$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} \leq [\lambda] \quad (3-2-2)$$

式中 $l_{0x}l_{0y}$ ——分别为绕 x 轴、 y 轴的计算长度；

$i_x i_y$ ——分别为绕 x 轴、 y 轴的截面回转半径。

表 3-2-1 为受拉构件容许长细比，表 3-2-2 为受压构件容许长细比。

表 3-2-1 受拉构件的容许长细比

项次	构件名称	承受静力荷载或间接承受动力荷载的结构		直接承受动力荷载的结构
		无吊车和有轻、中级工作制吊车的厂房	有重级工作制吊车的厂房	
1	桁架的杆件	350	250	250
2	吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑	300	200	-
3	支撑（第 2 项和张紧的圆钢除外）	400	350	-

注：①承受静力荷载的结构中。可仅计算受拉构件在竖向平面内的长细比。

②在直接或间接承受动力荷载的结构中，计算单角钢受拉构件的长细比时，应采用角钢的最小回转半径；在计算单角钢交叉受拉杆件平面外的长细比时，应采用与角钢肢边平行轴的回转半径。

③中、重级工作制吊车桁架下弦杆的长细比不宜超过 200。

④在设有夹吊吊车或刚性料耙吊车的厂房中，支撑（表中第 2 项除外）的长细比不宜超过 300。

⑤受拉构件在永久荷载与风荷载组合作用下受压时，其长细比不宜超过 250。

表 3-2-2 受压构件的容许长细比

项次	构 件 名 称	容 许 长 细 比
1	柱、桁架和天窗架构件	150
	柱的缀条、吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑	
2	支撑（吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑除外）	200
	用以减少受压构件长细比的杆件	

注：桁架（包括空间桁架）的受压腹杆，当其内力等于或小于承载能力的 50% 时，容许长细比值可取为 200。

第三节 轴心受压构件的整体稳定

一、概述

对轴心受压构件，除构件很短及有孔洞等削弱时可能发生强度破坏外，通常由整体稳定控制其承载力。轴心受压构件丧失整体稳定常常是突发性的，容易造成严重后果，应予特别重视。

无缺陷的轴心受压构件，当轴心压力 N 较小时，构件保持顺直。如有干扰力使其产生微弯，当干扰力除去后，构件恢复其直线状态。这种直线形式的平衡是稳定的。当 N 增加到一定大小，直线形式的平衡会变为不稳定的，这时如有干扰力使其发生微弯，则干扰力除去后，构件仍保持微弯状态。这种除直线形式平衡外还存在微弯形式平衡位置的情况称为平衡状态的分枝。如压力 N 再稍增加，则弯曲变形即迅速增大而使构件丧失承载能力。这种现象称为构件的弯曲屈曲或弯曲失稳（图 3-2-6a）。

对某些抗扭刚度较差的轴心受压构件，当 N 到达某一临界大小，稳定平衡状态不再保持时，不是发生微弯曲变形，而是发生微扭转变形。同样，当 N 再稍增加，则扭转变形迅速增大而使构件丧失承载能力。这种现象称为扭转屈曲或扭转失稳（图 3-2-6b）。

直杆由稳定平衡过渡到不稳定平衡的分界标志是临界状态，临界状态下的轴心压力称为临界力 N_{cr} ， N_{cr} 除以毛截面面积 A 所得的应力称为临界应力 σ_{cr} ， σ_{cr} 常低于钢材屈服应力，即构件在到达强度极限状态前就会丧失整体稳定。

当轴心受压构件截面为双轴对称，如工形、箱形、十形，或极（点）对称，如 Z 形时，通常可能发生绕主轴，即 x 轴或 y 轴的弯曲屈曲（图 3-2-6a），或扭转屈曲（图 3-2-6b，扭转刚度小的截面如十形截面）。对称截面的两种弯曲屈曲和扭转屈曲是互不相关的，究竟能发生哪种变形形态的屈曲，取决于截面绕 x 轴或 y 轴的抗弯刚

度、抗扭刚度、构件长度、构件支承约束条件等情况，每个屈曲形态都可求出相应的临界力，其中最小的将起控制作用。



图 3-2-6 轴心受压构件的屈曲形态（两端铰接）

(a) 弯曲屈曲；(b) 扭转屈曲；(c) 弯扭屈曲。

截面为单轴对称如 T 形、 H 形、 Λ 形（见图 3-2-4）的轴心受压构件，可能发生绕非对称轴（设为 x 轴）弯曲屈曲，也可能发生绕对称轴（设为 y 轴）弯曲变形、并同时伴随有扭转变形的屈曲，称为弯曲扭转屈曲或失稳，简称弯扭屈曲或失稳（图 3-2-6c）。这是因为轴心压力所通过的截面形心与截面剪切中心（简称剪心，或称扭转中心，或弯曲中心，即构件弯曲时截面剪应力合力作用点通过的位置）不重合（图 3-2-

-4 所示的 O 与 C 点)。所以绕对称轴的弯曲变形总是伴随着扭转变形。应求出每个屈曲形态的临界力, 取其最小者作为控制值。

截面没有对称轴的轴心受压构件很少采用, 其屈曲形态都属弯扭屈曲。

实践表明, 一般钢结构中常用截面的轴心受压构件, 由于构件厚度较大, 其抗扭刚度也相对较大, 失稳时主要发生弯曲屈曲。所以钢结构设计规范 *GBJ 17-88* 中, 对轴心受压构件整体稳定计算所用的稳定系数 $\varphi = \sigma_u / f_y$, 主要是根据变曲屈曲给出的。这里 σ_u 为轴心受压构件的极限承载力 (综合考虑构件缺陷求得的稳定承载力) N_u 除以毛截面面积得到的应力; f_y 为钢材的屈服应力; 比值 φ 称为稳定系数。对单轴对称截面的构件绕对称轴弯扭屈曲的情况, 则采用按弯曲屈曲而适当调整降低其稳定系数的办法来简化计算 (详见第五小节)。

冷弯薄壁型钢结构构件的厚度薄, 《冷弯薄壁型钢结构技术规范 *GBJ 18-87*》规定对单轴对称开口截面的轴心受压构件, 要考虑绕对称轴弯扭屈曲的情况, 采用换算长细比的方法来考虑其影响。

因此本节主要讨论弯曲屈曲。为了解轴心受压构件整体稳定的基本概念, 先介绍理想轴心受压构件的弹性和非弹性屈曲。由于在实际工程中, 钢结构构件不可避免地存在着各种缺陷, 如钢材热轧和结构加工焊接过程中由于不均匀加热和冷却所产生的残余应力, 构件初弯曲、构件连接初偏心等制造和安装偏差, 所以接着讨论各种缺陷分别对轴心受压构件屈曲的影响。最后讲述用综合考虑各种缺陷的极限承载力 (也称最大强度或压溃) 理论计算稳定承载力的方法; 并介绍钢结构设计规范 *GBJ 17-88* 中轴心受压构件整体稳定系数的依据和整体稳定计算方法。

二、弹性屈曲 (失稳)

这里主要讲述轴心受压构件弹性弯曲屈曲。也对扭转屈曲和弯扭屈曲略加说明, 以期对这两种屈曲形态多一点了解。

(一) 弹性弯曲屈曲

图 3-2-7 为长度的 l 、两端铰接的理想等截面直杆, 当轴心压力 N 达到临界值时, 处于屈曲的微弯状态。现推导其弹性弯曲屈曲时的临界力 N_{cr} 。

在弹性微弯状态 (小挠度) 下, 构件任意截面 C 处的内力矩为 $M = -EI d^2y/dz^2$ (E 为弹性模量, I 为截面惯性矩)。由内外力矩平衡条件, 可建立平衡微分方程:

$$EI d^2y/dz^2 + Ny = 0 \quad (3-2-3)$$

令 $k^2 = N/EI$, 得

$$d^2y/dz^2 + k^2y = 0 \quad (3-2-3a)$$

方程的解为:

$$y = A \sin kz + B \cos kz$$

由边界条件:

$$z = 0 \text{ 和 } l \text{ 处 } y = 0,$$

得

$$B = 0, A \sin kl = 0$$

在微弯状态, $A \neq 0$,

$$\therefore \sin kl = 0, kl = n\pi$$

取 $n = 1$, 得相应于一个半波的最小临界力:

$$N_{cr} = \pi^2 EI / l^2 = \pi^2 EA (l/i)^2 = \pi^2 EA / \lambda^2 \quad (3-2-4)$$

相应临界应力为:

$$\sigma_{cr} = N_{cr} / A = \pi^2 E / \lambda^2 \quad (3-2-5)$$

式中 $\lambda = l/i$ 为构件长细比。 λ 可以是 λ_x 或 λ_y , 在图 3-2-7 所示坐标情况下, λ 指 λ_x ; l 为两端铰接构件的几何长度或计算长度(二者相等); i 为截面的回转半径 $i = \sqrt{I/A}$ 。

式(3-2-4)和式(3-2-5)就是著名的欧拉(Euler, L)公式, 有时用 N_E 和 σ_E 代替 N_{cr} 和 σ_{cr} 。

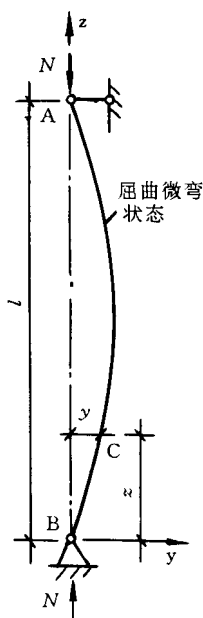


图 3-2-7 轴心受压构件弯曲屈曲

从欧拉公式可以看出, 轴心受压构件弯曲屈曲临界力随抗弯刚度的增加和构件长度的减少而增大。

当构件两端为其它支承情况时, 也可用同样的方法求解得到相应的临界力 N_{cr} , 一般可写成下列形式:

$$N_{cr} = \beta EI / l^2 \quad (3-2-6)$$

几种典型支承情况下轴心受压构件的 β 值见表 3-2-3 (其中两端铰接构件为 $\beta = \pi^2$)。如令:

$$\mu = \pi / \sqrt{\beta}, l_0 = \mu l, \lambda = l_0 / i \quad (3-2-7)$$

则式(3-2-6)可改写为：

$$N_{cr} = \pi^2 EI / (\mu l)^2$$

$$= \pi^2 EI / l_0^2 = \pi^2 EA / \lambda^2 \quad (3-2-8)$$

$$= \sigma_{cr} = N_{cr} / A = \pi^2 E / \lambda^2 \quad (3-2-9)$$

式中： $l_0 = \mu l$ 称为构件的计算长度或有效长度， l 为构件的几何长度， μ 称为构件的计算长度系数。几种典型支承情况构件的 μ 值与 β 值一起引于表 3-2-3 (其中两端铰接构件为 $\beta = \pi^2$ 和 $\mu = 1$ ，为标准情况)。

表 3-2-3 轴心受压构件的临界力和计算长度系数

两端支承情况	两端铰接	上端自由 下端固定	上端铰接 下端固定	两端固定	上端可移动 但不转动 下端固定	上端可移动 但不转动 下端铰接
屈曲形状 $N_{cr} = \beta \frac{EI}{l^2}$ $= \pi^2 \frac{EI}{l_0^2}$ $l_0 = \mu l$						
$N_{cr} = \beta \frac{EI}{l^2}$	$\pi^2 \frac{EI}{l^2}$	$\frac{\pi^2}{4} \frac{EI}{l^2}$	$20.19 \frac{EI}{l^2}$	$4\pi^2 \frac{EI}{l^2}$	$\pi^2 \frac{EI}{l^2}$	$\frac{\pi^2}{4} \frac{EI}{l^2}$
μ	1	2	0.7	0.5	1	2

可见，采用计算长度这个概念，即取 $l_0 = \mu l$ 和 $\lambda = l_0 / i$ ，则各种支承情况轴心受压构件的 N_{cr} 和 σ_{cr} 均为统一的式(3-2-8)和(5、10)[可比较两端铰接轴心受压构件的式(3-2-4)和(3-2-5)]。这对设计计算带来很多方便。计算长度 l_0 的几何意义是构件弯曲屈曲时变形曲线反弯点间的距离。

(二) 弹性扭转屈曲

抗扭刚度小的双轴对称或极点对称、理想等截面(如十形截面)的轴心受压构件，可能在发生弯曲屈曲前的更小压力下发生扭转屈曲。设构件为两端铰接，且两端截面不能扭转但能自由翘曲，在轴心压力 N 到达临界值时构件处于微扭转状态。由于扭转纵

向纤维发生倾斜, 各纵向纤维上的压力 dN 的水平分力将对扭转轴 (剪心轴) 产生外扭矩。根据外扭矩与内扭矩 (包括自由扭转和约束扭转) 平衡条件, 可建立以扭转角 θ 为未知量的扭转平衡微分方程, 求解可得扭转屈曲临界力 $N_{cr, \omega}$ 或简称为 N_{ω} :

$$N_{cr} = N_{cr, \omega} = (\pi^2 EI_{\omega} / l_{\omega}^2 + GI_t) / i_0^2 \quad (3-2-10)$$

式中: GI_t 为自由扭转刚度 (或称扭转刚度), G 为剪变模量, I_t 为毛截面扭转惯性矩 (或称扭转常数); EI_{ω} 为约束扭转刚度 (或称翘曲刚度), E 为弹性模量, I_{ω} 为毛截面扇性惯性矩 (或称翘曲常数); l_{ω} 为扭转屈曲构件计算长度, 两端铰接时 $l_{\omega} = l$ (几何长度); i_0 为截面绕剪心 (双轴对称或极点对称截面时与形心重合) 的极回转半径, $i_0^2 = (I_x + I_y) / A$, I_x 、 I_y 和 A 分别为绕 x 轴、 y 轴的毛截面惯性矩和毛截面面积。

从式 (3-2-10) 可以看出, N_{ω} 随 GI_t 和 EI_{ω} 的增加、 l_{ω} 和 i_0 的减少而增大。

关于自由扭转和约束扭转以及 I_t 和 I_{ω} 的意义可参见第六章第四节。有关扭转屈曲公式的推导可参见结构稳定理论书籍。

对于十形截面, 由于 $l_{\omega} = 0$,

$$N_{\omega} = GI_t / i_0^2 \quad (3-2-11)$$

这时, N_{ω} 属自由扭转, 与构件长度和支承情况无关。由于十形截面的 $I_t \approx \sum bt^3/3$ (b 为板宽, t 为板厚), 当构件厚度较薄时, N_{ω} 值就较小, 可能低于弯曲屈曲的临界力 $N_{cr, x}$ 或 $N_{cr, y}$ (下标 x, y 表示绕 x, y 轴) 而发生扭转屈曲, 尤其是构件长度较短时。普通钢结构中板件常有一定的厚度, 轴心受压构件一般不会发生扭转屈曲。

(三) 弹性弯扭屈曲

前面已讲过, 两端铰接的单轴对称 (如 T 形、 H 形、 \wedge 形等) 理想等截面轴心受压构件, 在轴心压力 N 作用下, 可能绕非对称轴 (设为 x 轴) 弯曲屈曲, 或绕对称轴 (设为 y 轴) 弯扭屈曲。在弯扭屈曲临界状态时, 构件产生沿非对称轴微弯变形和微扭转变形。除上小节提到的各纵向纤维上的压力由于纤维倾斜而产生对扭转轴 (剪心轴) 的外扭矩外, 还有由于弯曲产生的剪力对扭转轴的外扭矩。根据内外扭矩平衡和内外弯矩平衡条件, 可建立包括侧位移和扭转角两个未知量的两个弯扭屈曲微分方程, 联立求解可得弯扭屈曲临界力 $N_{cr, y\omega}$ 方程, 为方便常用 N 代替 $N_{cr, y\omega}$:

$$(N_{Ey} - N)(N_{\omega} - N) - (y_0 / i_0)^2 N^2 = 0 \quad (3-2-12)$$

式中: $N_{Ey} = N_{cr, y} = \pi^2 EI_y / l^2$ ——按绕 y 轴弯曲屈曲公式计算的临界力;

$N_{\omega} = (\pi^2 EI_{\omega} / l^2 + GI_t) / i_0^2$ ——按扭转屈曲公式计算的临界力;

y_0 ——截面剪心至形心沿 y 轴的距离;

$i_0 = \sqrt{y_0^2 + (I_x + I_y) / A}$ ——截面对剪心的极回转半径。

当构件截面为双轴对称或极对称时, 剪心与形心重合, $y_0 = 0$, 可得方程式 (3-2-12) 中临界力 N 的两个解为 $N = N_{Ey}$ 和 N_{ω} ; 即弯曲屈曲与扭转屈曲两种屈曲形态互不相关, 以其较小者控制, 不会发生弯扭屈曲。

当构件截面为单轴对称时, $y_0 \neq 0$, 弯扭屈曲临界力 N 可由方程式 (3-2-12) 解

得。由于恒为 $y_0 < i_0$ ，式 (3-2-12) 中 N 有两个正根；其中较小根小于 N_{Ey} 和 N_{ω} 的较小值，起控制作用，其值为：

$$N = \frac{(N_{\omega} + N_{Ey}) - \sqrt{(N_{\omega} - N_{Ey})^2 + 4N_{\omega}N_{Ey}(y_0/i_0)^2}}{2[1 - (y_0/i_0)^2]} \quad (3-2-13)$$

可见，当 y_0/i_0 越大， N 将比 N_{ω} 和 N_{Ey} 的较小值小得越多。普通钢结构构件中，板件有一定厚度，截面抗扭刚度较大，对各种单轴对称截面构件常为 N_{ω} 大于 N_{Ey} ，故得弯扭屈曲临界力 N 接近并略小于按侧向弯曲屈曲公式计算的临界力 N_{Ey} 。这样，构件的整体稳定承载力由 N_{Ex} ($N_{cr,x}$) 和式 (3-2-13) N 的较小者控制。

以上介绍了理想轴心受压构件三种弹性屈曲形态和相应临界力的计算公式。在普通钢结构构件中起主要作用的是弯曲屈曲。当发生弯扭屈曲时其临界力将比按弯曲屈曲计算时有所降低。在冷弯薄壁型钢构件中则还需考虑扭转失稳和弯扭失稳，详见规范 *GBJ 18-87* 和有关书籍，本书不再讨论。以下各小节将重点讨论有缺陷的轴心受压构件常遇到的弯曲屈曲性能和计算问题。

三、弹塑性屈曲

上面推导的钢构件弹性屈曲临界力 N_{cr} 和临界应力 σ_{cr} 公式适用于 $\sigma_{cr} \leq f_p$ (比例极限) 时。当求得 $\sigma_{cr} > f_p$ 时，应按本小节弹塑性屈曲原理重新计算。前面提到钢构件中存在着残余应力，将降低构件受压时的比例极限 f_p 并使钢材提前达到屈服强度 f_y ，从而对受压构件的整体稳定 (当发生弹塑性屈曲时) 有较大的不利影响。

(一) 残余应力及其对应力 - 应变曲线的影响

1. 残余应力

前已叙述，钢构件中产生残余应力的原因主要是钢材热轧以及板边火焰切割、构件焊接和校正调直等加工制造过程中不均匀的高温加热和不均匀的冷却。其中焊接残余应力数值最大，焊接结构中焊缝附近钢材的残余应力通常达到或接近受拉屈服强度 f_y 。对构件弹塑性稳定起降低影响的主要是纵和残余应力。

热轧型钢中残余应力在截面上的分布和大小与截面形状、尺寸比例、初始温度、冷却条件以及钢材性质有关。一般在冷却较慢的部分 (较厚的板件以及几个板件交汇部分，如工形截面腹板与翼缘的交接处，其暴露面积相对较少) 为残余拉应力，在冷却较快的部分 (较薄板件以及板端和角部) 为残余压应力。截面残余应力为自平衡应力，故其分布还受到全截面内力和内力矩等于零的制约，例如角钢截面的肢尖冷却最快，继而相邻部分冷却时使肢尖受压，从内力矩平衡条件使角钢背处也是受压残余应力。

板边焰切和构件焊接也将引起残余应力，在局部高温的焰切板边或焊缝附近，钢材为残余拉应力，邻近部分为残余压应力。焊接构件中残余应力在截面上的分布和大小与截面形状、尺寸比例、初始温度、冷却条件、钢材性质、以及焊缝大小、焊接工艺和翼缘板边缘制作方法 (焰切、剪切或轧制) 有关。由焰切板件组成的焊接构件，如焊缝位

于焰切板边处，焊接高温使该板件焰切残余应力的绝大部分释放，不再影响截面最终残余应力；如焊缝位于焰切板的中部（如工形截面的翼缘，焰切残余应力将抵消一部分焊接残余应力，而使残余应力在焰切边缘处和焊缝处均为受拉而趋于较为均匀。

综上所述，不同的热轧型钢和焊接组合构件的截面残余应力的分布和大小是不同的。

量测残余应力的方法很多，主要有分割法、钻孔法、X射线衍射法等。目前在钢结构中用得较多的是分割法，其原理是：将有残余应力构件的各板件分割成若干窄条，使原始处于自平衡状态的截面残余应力完全释放，量测第一小条分割前后的长度变化，从而求出截面残余应力的大小和分布。这样测得的残余应力是各种影响残余应力的综合。焊接构件的残余应力也可应用非线性热传导、热弹塑性有限元法分析求得。

2. 残余应力对应力 - 应变 ($\sigma-\epsilon$) 曲线的影响

钢构件中存在残余应力，其轴心受压时的应力 - 应变 ($\sigma-\epsilon$) 曲线通常可由短柱压缩试验测得。所谓短柱就是取一柱段，其长度既足以保证其中部截面保持与实际构件相同的残余应力，又不致在受压时发生屈曲破坏。图 3-2-8 示按照残余应力理论的轴心受压短柱 $\sigma-\epsilon$ 曲线，试验结果基本与之符合。

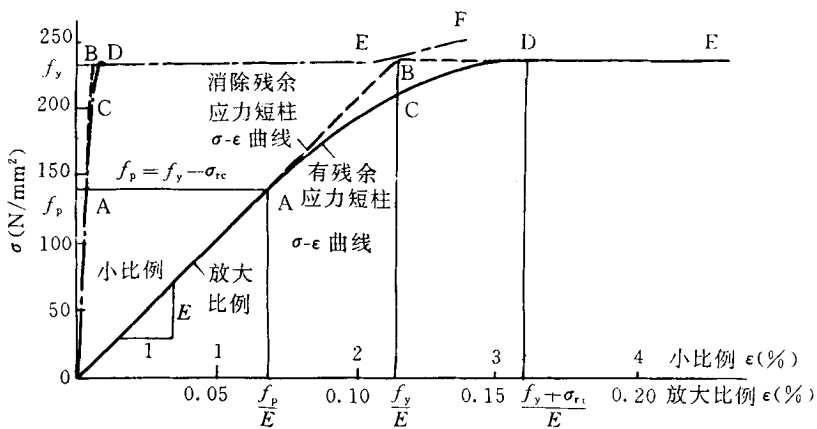


图 3-2-8 轴心受压短柱的应力 - 应变 ($\sigma-\epsilon$) 曲线

为了了解残余应力对 $\sigma-\epsilon$ 曲线的影响，有残余应力的短柱试验所测得的 $\sigma-\epsilon$ 曲线可与另用消除了残余应力（例如经过退火热处理）短柱试验的 $\sigma-\epsilon$ 曲线作对比。试验表明，无线余应力短柱的 $\sigma-\epsilon$ 曲线在应变强化前完全或几乎呈弹性 - 完全塑性关系（如图 3-2-8 的 $OABD$ ），比例极限 f_p 与屈服应力 f_y 重合或几乎重合。

有残余应力短柱的 $\sigma-\epsilon$ 曲线则呈弹性 - 弹塑性 - 塑性关系（如图 3-2-8 的 $OACD$ ）：当外加压应力 σ 较小时的 OA 段为弹性的直线段；当达到 $\sigma = f_p = f_y - \sigma_{rc}$ （ σ_{rc} 为截面最大残余压应力的绝对值）时，截面开始部分屈服，此后逐渐发展增大的屈服部分（塑性区）截面保持屈服应力 f_y 并发展塑性变形，而继续受力的截面弹性区逐渐减小，因而 $\sigma-\epsilon$ 曲线为弹塑性的 ACD 曲线段；当应变达到 $\epsilon = (f_y + \sigma_{rt}) / E$ （ σ_{rt} 为截面最大残余

拉应力的绝对值)时,截面全部屈服,因而 σ - ϵ 曲线为完全塑性的 DE 水平直线段。可见,短柱试验的 σ - ϵ 曲线与其截面残余应力分布有关,而比例极限 $f_p = f_y - \sigma_{rc}$ 则与截面最大残余压应力有关。大致为:热轧普通工字钢 $f_p \approx 0.7f_y$,热轧宽翼缘工字钢 $f_p \approx (0.4 \sim 0.7)f_y$,焊接工形截面 $f_p \approx (0.4 \sim 0.6)f_y$ 。

σ - ϵ 曲线也可从型钢或焊接截面上切取小试件作拉伸试验测得。但是,切取小试件时原有残余应力相当部分得到释放并形成新的截面内自相平衡的残余应力分布和相应最大值;并且所保留和形成的新的残余应力随切取小试件的位置而不同;另外,拉伸试验以 $f_p = f_y - \sigma_{rc}$ 所标志的 σ - ϵ 曲线也与压缩试验不同。所以小试件的 σ - ϵ 曲线与短柱试验有较大差别;由于小试件的残余应力经部分释放,其 σ_{rc} 和 σ_{rc} 一般偏低,常使 σ - ϵ 曲线的 f_p 偏大并弹塑性 ACD 阶段更窄。

可见,短柱比较真实地保持了实际构件的残余应力情况,其受压试验的 σ - ϵ 曲线也比较真实地代表实际构件的平均压应力-应变关系。在研究受压构件的整体稳定时,常根据实际构件的残余应力分布,由此推得其应力-应变关系的控制点;当需采用试验测定的 σ - ϵ 曲线、以便按试验切线模量计算轴心受压构件的临界力时,则应根据钢材、截面和制造方法完全相同的短柱试验,并采用其相应的比例极限 f_p 、屈服应力 f_y 等。

在 σ - ϵ 曲线中,直线段 OA 是弹性的,其斜率即弹性模量 E 为常量;曲线段 ACD 是弹塑性的,其变形模量一般称为切线模量,即 $E_t = d\sigma/d\epsilon = EA_e/A$ (A 为截面面积, A_e 为外加应力为 σ 时的截面弹性区面积),随 σ 的增大而逐渐减小;水平直线段 DE 是完全塑性的,其变形模量为零。

(二) 切线模量理论

前面讲过的欧拉临界力(式3-2-4)和临界应力(式3-2-5)只适用于弹性弯曲屈曲,亦即适用于钢材 σ - ϵ 关系曲线的 E 为常量的直线段。当 σ_{cr} 超过比例极限 f_p ,亦即 $\lambda < \pi \sqrt{E/f_p}$ 时,则不再适用。以 $Q235$ 钢为例,如取 $f_p = 0.7f_y = 165 N/mm^2$,并 $E = 206 \times 10^3 N/mm^2$,则当 $\lambda < 111$ 时欧拉公式不再适用。这时,构件的 σ - ϵ 曲线已非弹性的,应按弹塑性屈曲计算临界力。

关于经典的轴心受压构件非弹性(弹塑性)屈曲的临界力理论,最早是恩格塞尔(*Engesser, F.*)于1889年提出的切线模量理论,即在钢材 f_p 以上用切线模量 $E_t = d\sigma/d\epsilon$ 代替欧拉临界力公式中的 E ,得 $N_{cr} = \pi^2 E_t I / l_0^2$ 。继而在1895年*Engesser*吸取了其他学者的建议,考虑到在弹塑性屈曲产生微弯时,构件凸面出现卸载,压应力减小 $\Delta\epsilon_1 \cdot E$ (卸载时 σ - ϵ 关系遵守弹性规律),凹面压应力增加 $\Delta\epsilon_2 \cdot E_t$,从而提出与 E 和 E_t 有关的双模量理论,也叫折算模量理论。1910年卡门(*Karman, T.*)也独立导出双模量理论,并给出矩形和工形截面的双模量公式;之后得到广泛的承认和应用。后来发现,双模量理论计算结果比试验值偏高,又令人产生疑问。1947年香莱(*Shanley, F.R.*)用模型解释了这个矛盾,指出轴心受压构件的弹塑性屈曲实际最大应力高于切线模量应力,低于双模量应力,前者是下限,后者是上限,切线模量应力更接近实际量大应力;进一步完善了轴心受压构件的弹塑性稳定理论。目前应用较多的是改进的切线模量理论。

我们仍讨论两端铰接的、笔直的等截面轴心受压构件，仍采用平截面和小变形假设，此外，根据 Shanley 概念，构件保持直线状态直到轴心压力到达临界力 N ($> Af_p$) (图 3-2-9a)；一微小干扰力会使构件从直线状态转到微弯状态，轴力从 N 增加到 $N + \Delta N$ (图 3-2-9b)，弯曲应变与轴向应变同时增加，并且轴向应变足够大，任何截面上不引起应变变号 (图 3-2-9c)，即不会出现卸载现象，这样截面上所有点的 σ - ϵ 关系都由切线模量 E_t 来控制。假设超过临界力时的屈曲变形很小，因而弯曲时增加的 $\Delta\sigma$ 与临界应力 σ_{cr} 相比非常小，所以与 σ_{cr} 相应的 E_t 可用于构件截面的所有点。

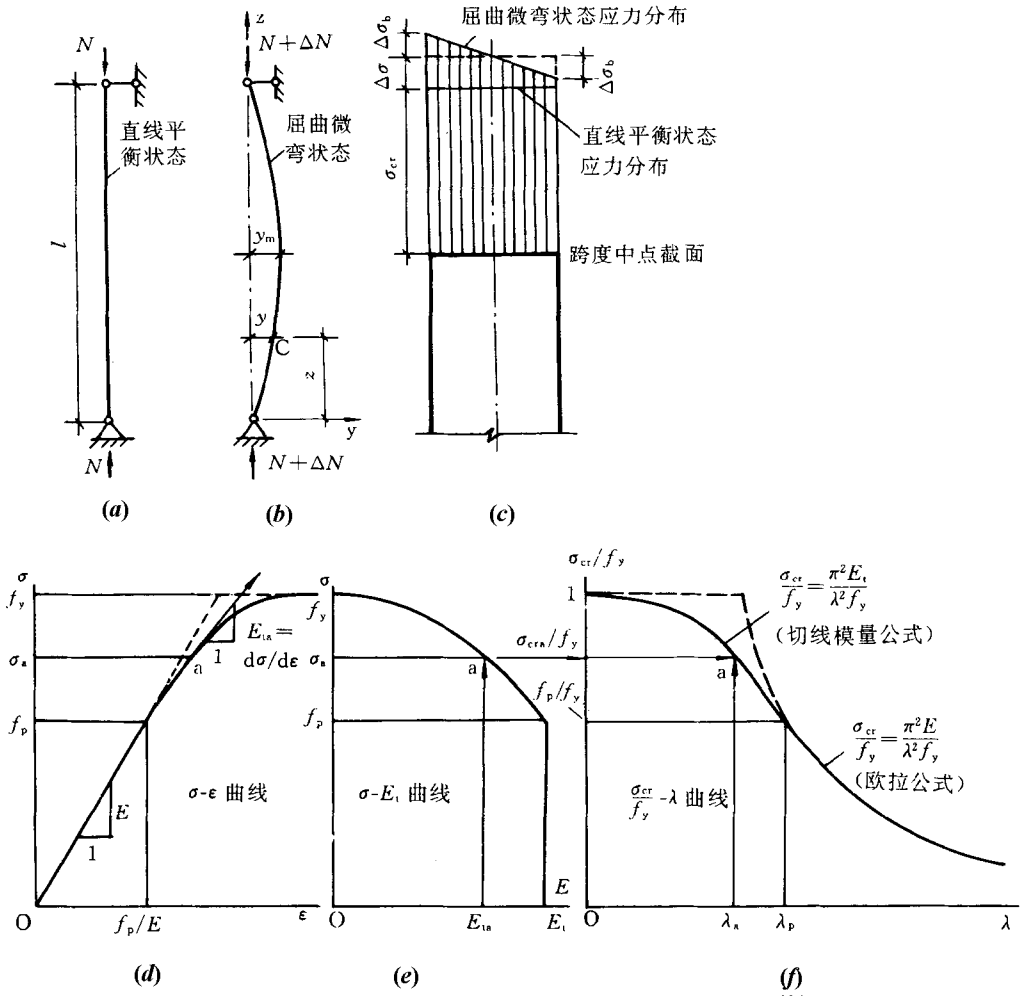


图 3-2-9 切线模量理论

考虑图 3-2-9b 受压构件临界状态的微弯状态。由于构件截面上所有点的弯曲变形都由同一切线模量控制，中和轴与形心轴重合，弯曲应力同弹性一样按线性变化，所

不同的是应力 - 应变关系由 E_t 代替 E 。由 C 点处内力矩 $-E_t I d^2 y / dz^2$ 与外力矩 NY (由于 ΔN 与 N 相比非常小, 写方程时可忽略 ΔNY) 平衡, 可得平衡微分方程:

$$E_t I d^2 y / dz^2 + N y = 0 \quad (3-2-14)$$

此式与弹性屈曲时的式 (3-2-3) 一样, 只是用 E_t 代替 E 。因而可得切线模量临界力 (以计算长度 l_0 代 l) 为:

$$N_{cr} = \pi^2 E_t I / l_0^2 = \pi^2 E_t A / \lambda^2 \quad (3-2-15)$$

相应的切线模量临界应力为:

$$\sigma_{cr} = \pi^2 E_t / \lambda^2 \quad (3-2-16)$$

如令 $\eta = E_t / E$, 则式 (3-2-16) 与 (3-2-5) 可写成统一形式:

$$\sigma_{cr} = \pi^2 E \eta / \lambda^2 \quad (3-2-17)$$

当 $\eta = 1$ (弹性屈曲) 时, 式 (3-2-17) 即为欧拉临界应力式 (3-2-5)。

求切线模量临界应力的关键问题是确定 E_t , 并且式 (3-2-16) 中 σ_{cr} 和 E_t 都是未知量, 需要利用钢材的 $\sigma-E_t$ 关系联立求解。 $\sigma-E_t$ 关系曲线可通过短柱试验先测得 $\sigma-\epsilon$ 关系曲线。再求出 $\sigma-E_t$ (或 $\sigma/f_y - E_t/E$) 关系式或曲线 (图 3-2-9d、e)。要得到某种截面型式构件的实用的 $\sigma-E_t$ 关系需进行数量较多的短柱试验, 并进行回归分析。

对 $\sigma-E_t$ 关系已知 (如图 3-2-9e) 的轴心受压构件, 可以绘出相应的 $\sigma_{cr} - \lambda$ (或 $\sigma_{cr}/f_y - \lambda$) 关系曲线 (图 3-2-9f), 曲线包括弹性屈曲 (欧拉公式) 和弹塑性屈曲 (切线模量公式) 两段, 以 f_p 为分界点。从图 3-2-9f 可以看到 σ_{cr} 随长细比变化的全貌。

四、构件缺陷对屈曲临界力的影响

前面讲过, 实际工程结构中, 钢构件不可避免地存在初弯曲和初偏心等几何缺陷, 以及残余应力和材质不均匀等材料缺陷。这些缺陷将使轴心受压构件的整体稳定承载力降低。本小节将讨论这些缺陷分别对轴心受压构件整体屈曲的影响。

(一) 构件初弯曲 (初挠度) 的影响

有初弯曲的构件在未受力前就呈弯曲状态 (图 3-2-10, 其中 y_0 为任意点 C 处的初挠度)。当构件承受轴心压力 N 时, 挠度将增长为 $y_0 + y$ 并同时存在附加弯矩 $N(y_0 + y)$, 附加弯矩又使挠度进一步增加。

这里先讨论两端铰接、具有微小初弯曲、等截面轴心受压构件在弹性稳定状态时, 挠度随轴心压力逐渐增加而增长的情况 (图 3-2-10)。为了分析方便, 假设初弯曲形状为半波正弦曲线:

$$y_0 = \nu_0 \sin \pi z / l \quad (3-2-18)$$

式中: ν_0 为构件中央初挠度值。

在构件任意点 C 处, 在 N 作用下引起挠度 y , 总挠度为 $y_0 + y$; 现以初弯曲状态为

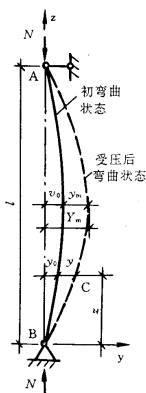


图 3-2-10 有初弯曲的轴心受压构件

基线计算曲率变化，则内力矩 $M = -EI d^2 y / dz^2$ ，由内外力矩相等得平衡微分方程：

$$EI d^2 y / dz^2 + N (y_0 + y) = 0 \quad (3-2-19)$$

以式 (3-2-18) 代入，并令 $k^2 = N/EI$ ，得

$$d^2 y / dz^2 + k^2 y = -k^2 v_0 \sin \pi z / l$$

其解为： $y = A \sin kz + B \cos kz + \frac{k^2}{\pi^2 / l^2 - k^2} v_0 \sin \frac{\pi z}{l}$

$$= A \sin kz + B \cos kz + \frac{a}{1-a} v_0 \sin \frac{\pi z}{l}$$

式中 $a = N/N_E$ ， $N_E = \pi^2 EI / l^2$ 为欧拉临界力。根据边界条件 $z=0$ 和 $z=l$ 时， $y=0$ ，可得 $B=0$ ， $A=0$ 。

$$\therefore y = \frac{\alpha}{1-\alpha} v_0 \sin \frac{\pi z}{l} \quad (3-2-20)$$

总挠度曲线为

$$Y = y_0 + y = \frac{v_0}{1-\alpha} \sin \frac{\pi z}{l} \quad (3-2-21)$$

中点挠度为和中点总挠度为：

$$y_m = Y(z=1/2) = \frac{\alpha}{1-\alpha} v_0 \quad (3-2-22)$$

$$Y_m = Y(z=1/2) = v_0 / (1-\alpha) \quad (3-2-23)$$

式 (3-2-23) 的 $Y_m/v_0 = 1/(1-N/N_E)$ 为总挠度对初挠度的放大系数，也是对初挠度无量纲化的总挠度。 $Y_m/v_0 - N/N_E$ 关系曲线示于图 3-2-11。

从式 (3-2-20) 和 (3-2-21) 看出，从开始加载起，构件即产生挠曲变形，挠度 y 和总挠度 Y 与初挠度 v_0 成正比例。当 v_0 一定时，挠度和总挠度随 N 的增加而加速增大。从图 3-2-11 可看出，有初弯曲的轴心受压构件，其承载力总是低于欧拉临界力，只有当挠度趋于无穷大时，压力 N 才可能接近或到达 N_E 。

实际钢材不是无限弹性的，为了分析方便，假设钢材为弹性—完全塑性材料。当挠

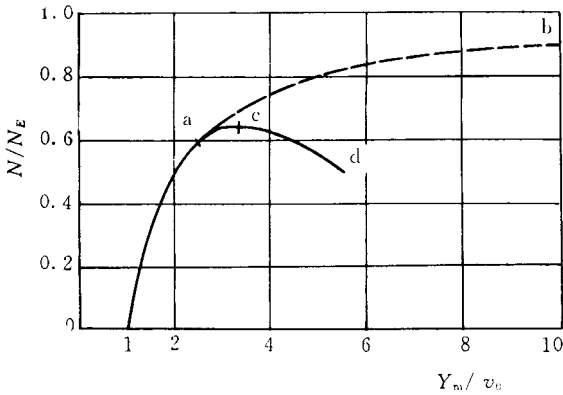


图 3-2-11 有初弯曲轴心受压构件的荷载 - 总挠度曲线

度发展到一定程度时，附加弯矩 $NY_m = N(\nu_0 + y_m)$ 变得较大，构件中点截面最大受压边缘纤维的应力

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{NY_m}{W} = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{\nu_0}{W/A} \frac{1}{1 - N/N_E} \right) \quad (3-2-24)$$

就会到达 f_y ，开始进入弹塑性状态，例如图 5-11 中的 a 点。此后 N 继续增加，截面的一部分进入塑性状态，不再继续承受更多的力，弹性部分减小，变形不再像完全弹性那样沿 ab 发展，而是沿变化更快的 acd 发展。 N 到达 c 点时，截面塑性变形区发展得相当深，再增加 N 已不可能，要维持平衡只能随挠度增大而卸载 (cd)。 N_c 为有初弯曲构件整体稳定极限承载力。这里丧失稳定承载力不是前面讲的理想直杆的平衡分枝（由直线平衡形式转变为微弯平衡形式）问题，而是荷载 - 变形曲线极值点问题。前者有时叫第一类稳定问题，后者叫第二类稳定问题。

求解 N_c 比较复杂，一般采用数值法。在没有计算机年代，作为近似常取边缘纤维开始屈服时的曲线 a 点代替 c 点，由公式 (5-25) 使 $\sigma_{max} = f_y$ 求解。

令 $W/A = \rho$ (截面核心距)， $\nu_0/\rho = \epsilon_0$ 为相对初弯曲或初弯曲率， $N/A = \sigma_0$ ， $N_E/A = \sigma_E = \pi^2 E/\lambda^2$ ，则式 (5-25) σ_{max} 达到 f_y 时可写成：

$$\sigma_{max} = \sigma_0 \left(1 + \epsilon_0 \frac{\sigma_E}{\sigma_E - \sigma_0} \right) = f_y$$

整理后得：

$$\sigma_0^2 - [f_y + (1 + \epsilon_0) \sigma_E] \sigma_0 + f_y \sigma_E = 0 \quad (3-2-25a)$$

解得：

$$\sigma_0 = \frac{f_y + (1 + \epsilon_0) \sigma_E}{2} - \sqrt{\left[\frac{f_y + (1 + \epsilon_0) \sigma_E}{2} \right]^2 - f_y \sigma_E} \quad (3-2-25)$$

式 (3-2-25a) 和 (3-2-25) 叫做佩利 (Perry, J.) 公式。如已知构件的相对初弯曲 ϵ_0 、长细比 λ (或 $\sigma_E = \pi^2 E/\lambda^2$) 和钢材性能 (f_y 和 E)，就可求得边缘纤维开始屈服的

σ_0 或 N 。

佩利公式是由构件截面边缘屈服准则导出的，求得的 N 或 σ_0 代表边缘受压纤维到达屈服时的最大荷载或最大应力，而不是稳定的临界力（或极限承载力）或临界应力（或极限应力）；是用应力问题代替稳定问题，因此所得结果偏于保守，有些情况比实际屈曲荷载低得多。

这个设计准则目前采用得不多，但佩利公式的形式还常采用。本书后面还将提到，所以在此列出。

（二）构件初偏心的影响

图 3-2-12 表示两端铰接、等截面轴心受压构件，两端具有方向相同的初偏心 e_0 。首先研究在弹必稳定状态时，挠度随轴心压力 N 逐渐增加而增长的情况。由任意点 C 处内外力矩的平衡写出平衡微分方程：

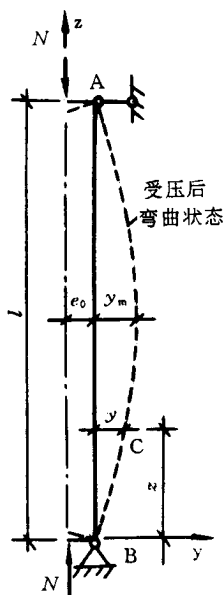


图 3-2-12 有初偏心的轴心受压构件

$$EI dy^2/dz^2 + N(e_0 + y) = 0 \quad (3-2-26)$$

令

$$k^2 = N/EI, \text{ 得 } dy^2/dz^2 + k^2 y = -k^2 e_0.$$

其解为

$$y = A \sin kz + B \cos kz - e_0$$

根据边界条件 $z=0$ 和 $z=l$ 时, $y=0$, 得 $B = e_0$ 和 $A = (1 - \cos kl) / \sin kl = \operatorname{tg}(kl/2)$

$$\therefore y = e_0 [\operatorname{tg}(kl/2) \sin kz + \cos kz - 1] \quad (3-2-27)$$

中点挠度为：

$$y_m = y(z=1/2) = e_0 \left[\sec \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{N}{N_E}} - 1 \right] \quad (3-2-28)$$

现按式 (3-2-28) 将 $y_m/e_0 - N/N_E$ 关系曲线示于图 3-2-13。从图中可看出, 初偏心对轴心受压构件的影响与初弯曲影响类似 (后一曲线通过原点)。但当初偏心 e_0 与初弯曲 v_0 相等时, 初偏心的影响更为不利, 这是由于初偏心情况中构件从两端就存在附加弯矩 N_{e_0} 。由于两种几何缺陷对轴心受压构件的影响类似, 有时为了简单可合并采用一种缺陷代表两种缺陷的影响。

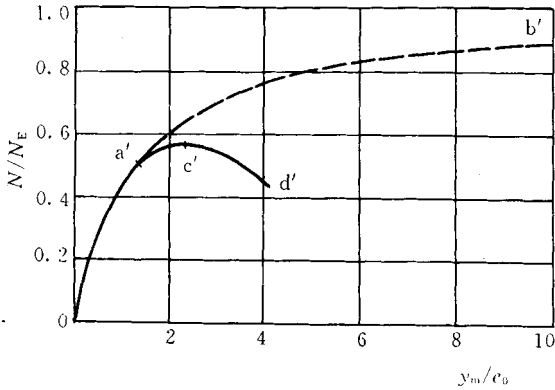


图 3-2-13 有初偏心轴心受压构件的荷载 - 挠度曲线

同样, 实际钢压杆的 $N - y_m$ 关系曲线不可能沿无限弹性的 $0a'b'$ 发展, 而是沿弹性然后弹塑性的 $0a'c'd'$ 发展。也近似地取截面边缘纤维屈服准则, 则有:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{N(e_0 + y_m)}{W} = \frac{N}{A} \left[1 + \frac{e_0}{W/A} \sec \frac{\pi}{2\sqrt{N/N_E}} \right] = f_y \quad (3-2-29)$$

令 $W/A = \rho$, $e_0/\rho = \varepsilon_0$ (称为相对初偏心或初偏心率), $N/A = \sigma_0$, $N_E/A = \sigma_E = \pi^2 E / \lambda^2$, 则式 (3-2-29) 可写成:

$$\sigma_0 = f_y \left/ \left[1 + \varepsilon_0 \sec \frac{\pi}{2\sqrt{\frac{\sigma_0}{\sigma_E}}} \right] = f_y \left/ \left[1 + \varepsilon_0 \sec \frac{\lambda}{2\sqrt{\frac{\sigma_0}{E}}} \right] \right. \quad (3-2-30)$$

$$\cos \frac{\lambda}{2\sqrt{\frac{\sigma_0}{E}}} = \frac{\sigma_0 \varepsilon_0}{f_y - \sigma_0},$$

或
$$\lambda = 2\sqrt{\frac{E}{\sigma_0}} \operatorname{Arccos} \frac{\sigma_0 \varepsilon_0}{f_y - \sigma_0} \quad (3-2-30)$$

式 (3-2-29) (3-2-30) 都叫做正割公式 [式 (3-2-30a) 与式 (3-2-30) 等效, 使用较方便], 也是用应力问题代替稳定问题。如已知钢材性能 (f_y 和 E) 构件的相对初偏心 ε_0 和长细比 λ , 就可由式 (3-2-30) 求得边缘纤维屈服时的 σ_0 或 $N = \sigma_0 A$ 。如前所述, 同样构件并 ε_0 相等时, 按初偏心公式 (3-2-30) 求得的 σ_0 和 N 比按初弯曲公式 (3-2-25) 的值略低。

(三) 残余应力的影响

在切线模量理论计算轴心受压构件弹塑性屈曲时, 是根据用短柱试验测定的构件材

料 $\sigma - \epsilon$ 曲线, 这种曲线包括了构件残余应力对其 $\sigma - \epsilon$ 关系的影响。但这种曲线未能反映最大残余压应力 σ_{rc} 在构件截面上的不同位置 (例如在翼缘边缘或是在腹板中部等) 对轴心受压构件临界力的影响, 有其不足之处。本节将介绍根据实测残余应力分布和大小, 分析残余应力对轴心受压构件弹塑性屈曲的影响, 这种方法应用更广泛, 也是后面综合考虑构件各种缺陷按极限承载力方法分析轴心受压构件稳定承载力的基础。

计算时假设无残余应力的钢材为理想弹塑性体 (即 $\sigma - \epsilon$ 关系为弹性 - 安全塑性); 残余应力的大小和分布沿构件长度不变; 平截面变形后仍保持平面; 构件发生弹塑性弯曲屈曲时, 截面上任何点不引起应变变号。

为了叙述问题简明起见, 以两端铰接的轧制工形截面构件为例 (图 3-2-14a), 其两翼缘相等, 截面面积为 A , 并假设腹板面积较小, 可予忽略; 残余应力为对称折线分布 (图 3-2-14b), 翼缘残余应力 $|\sigma_{rc}| = |\sigma_{rt}| = \gamma f_y$ (一般 $\gamma = 0.3 - 0.4$)。

当轴心压力 N 在构件内引起的应力 $\sigma = N/A \leq f_p = f_y - \sigma_{rc}$ 时, 截面的 $\sigma - \epsilon$ 关系为弹性 (图 3-2-14c、d)。这时, 如发生弯曲屈曲, 其临界力仍可用欧拉公式计算 (适用于 $\lambda \geq \sqrt{\pi^2 E / f_p}$ 时), 即

$$N_{cr} = \pi^2 EI / l^2$$

当 $\sigma > f_p = f_y - \sigma_{rc}$ 时, 截面的一部分将屈服 (图 3-2-14e), 即出现塑性区和弹性区两部分。当到达临界应力时, 构件发生弯曲, 由于截面上不发生应变变号, 所以凸面塑性区的应力不会产生变号 (图 3-2-9c), 这意味着能抵抗弯曲变形的有效惯性矩只有截面弹性区的惯性矩 I_e , 截面的抗弯刚度由 EI 下降为 EI_e , 临界力为:

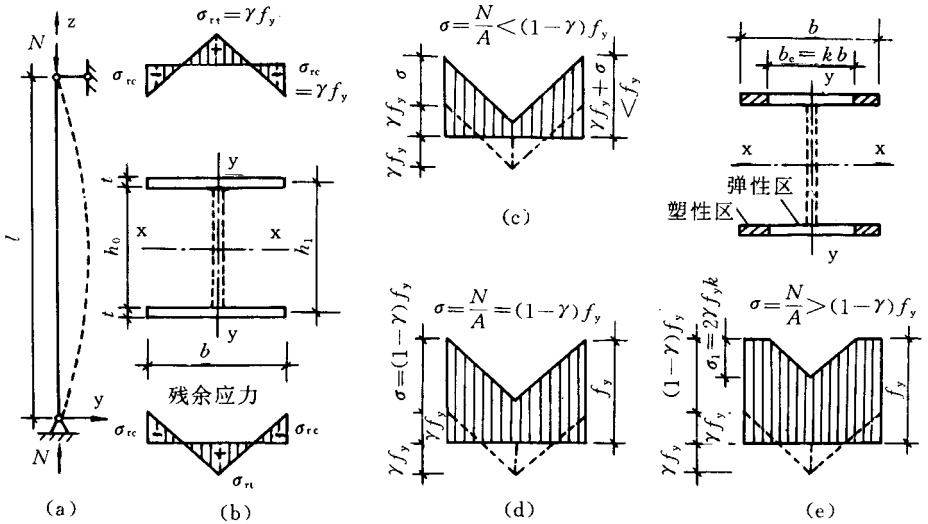


图 3-2-14 有残余应力构件的失稳临界状态

$$N_{cr} = \pi^2 EI_e / l^2 \tag{3-2-31}$$

相应的临界应力为:

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{l^2 A} \cdot \frac{I_e}{I} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \cdot \frac{I_e}{I} \quad (3-2-32)$$

式(3-2-32)表明考虑残余应力影响时,弹塑性屈曲的临界应力为欧拉临界应力(弹性)乘以折减系数 I_e/I 。比例 I_e/I 取决于构件截面形状尺寸、残余应力的分布和大小,以及构件屈曲时的变曲方向。有的文献称 EI_e/I 为有效弹性模量。

仍以图3-2-14的工形截面为例作进一步说明。设在临界应力时,截面弹性部分的翼缘宽度为 b_e ,令 $k = b_e/b = b_e t/bt = A_e/A$, A_e 为截面弹性部分的面积,则绕 x 轴(忽略腹板面积)和 y 轴的 I_e/I 分别为(图3-2-14e):

$$\text{绕 } x \text{ (强) 轴,} \quad I_{ex}/I_x = \frac{2t(kb)h_1^2/4}{2t \cdot b \cdot h_1^2/4} = k \quad (3-2-33)$$

$$\text{绕 } y \text{ (弱) 轴,} \quad I_{ey}/I_y = \frac{2t(kb)^3/12}{2t \cdot b^3/12} = k^3 \quad (3-2-34)$$

将式(3-2-33)和(3-2-24)代入式(3-2-32)得

$$\text{绕 } x \text{ (强) 轴,} \quad \sigma_{cr} = \pi^2 Ek/\lambda_x^2 \quad (3-2-35)$$

$$\text{绕 } y \text{ (弱) 轴,} \quad \sigma_{cr} = \pi^2 Ek^3/\lambda_y^2 \quad (3-2-36)$$

因 $k < 1$,可看出工形截面轴心受压构件在图3-2-14所给定的残余应力分布条件下,残余应力对绕弱轴 σ_{cr} 的降低影响将比绕强轴影响严重得多。

当构件处于弹塑性受力阶段时,截面继续受力只依靠弹性区面积 A_e ,故切线模量

$E_t = d\sigma/d\varepsilon = \frac{dN}{A} / \frac{dN}{EA_e} = EA_e/A = Ek$ 。因此,切线模量理论公式(3-2-16)仅与给定具体情况下的绕强轴计算式(3-2-35)相当,当绕弱轴的式(3-2-36)相差较多。切线模量理论不能完全反映截面内不同残余应力分布对 σ_{cr} 影响的差别:当最大残余压应力位于截面中对惯性矩影响最大的边缘部位时,切线模量理论的 σ_{cr} 将明显偏大,反之则明显偏小。

因为系数 k 随 σ_{cr} 变化,所以求解公式(3-2-35)或(3-2-36)时,尚需建立另一个 k 与 σ_{cr} 的关系式。此关系式可根据内外力平衡(为简化,此处忽略腹板面积)来确定,由图3-2-14e可得:

$$N = Af_y - A_e \sigma_1 / 2$$

由图3-2-14e可知 $A_e = kA$ 及 $\sigma_1 = (2\gamma f_y) b_e/b = 2\gamma f_y k$ 。代入上式可得:

$$N = Af_y - kA(2\gamma f_y k) / 2 = Af_y(1 - \gamma k^2)$$

$$\sigma_{cr} = N/A = f_y(1 - \gamma k^2) \quad (3-2-37)$$

利用式(3-2-35)或(3-2-36)与式(3-2-37)联立求解,可得绕强轴或弱轴的临界应力。

对于其它截面形状和残余应力分布,可用同样方法求解,所得结果将有差别。即使截面不变,而残余应力分布不同时,譬如由折线改为抛物线形分布,则 $\sigma_{cr} - k$ 关系式(3-2-37)也会不一样。

又譬如,如果焊接工形截面翼缘板是精密焰切边的,翼缘端部各有一条残余拉应力

区, 该区屈服较晚, 对 I_{ey} 是有利的, 会使绕弱轴的临界应力比翼缘板为轧制边、剪切边、或焰切后再刨边的有所提高。

当不忽略腹板面积及其残余应力时, 外加应力与残余应力叠加, 翼缘和腹板都可能发生部分屈服, 并且截面塑性区与弹性区的情况会随外加应力和具体残余应力分布的不同而有多种不同的情况, 计算更为复杂, 但计算原理相同。

例题 1 一根两端铰接的 Q235 钢材轧制工形截面轴心受压构件 (图 3-2-14a、b), $l = 4.2\text{m}$, 截面尺寸 (忽略腹板作用) 为翼缘 $b \times t = 300 \times 16\text{mm}$, 腹板高 $h_0 = 300\text{mm}$; 残余应力分布如图 3-2-14b 并 $\gamma = 0.3$ 。试求考虑残余应力影响的临界应力和临界力。

[解]

(1) 求截面几何特性和长细比:

因工形截面 $I_y < I_x$, $I_{ey} (= k^3 I_y) \ll I_{ex} (= k I_x)$, 因而无论发生弹性或弹塑性屈曲, 均为由绕弱轴的临界应力式 (3-2-36) 控制。所以只需求绕弱轴的有关特性。

$$A = 300 \times 16 \times 2 = 9600\text{mm}^2, I_y = 2 \times 16 \times 300^3 / 12 = 72.0 \times 10^6\text{mm}^4,$$

$$i_y = \sqrt{72.0 \times 10^6 / 9600} = 86.6\text{mm}, \lambda_y = 4200 / 86.6 = 48.5$$

(2) 求临界应力和临界力:

$f_p = f_y - \sigma_{rc} = 0.7f_y$, $\lambda_p = \sqrt{\pi^2 E / f_p} = \sqrt{\pi^2 \times 206 \times 10^6 / (0.7 \times 235)} = 111.2$ 。因 $\lambda_y < \lambda_p$, 构件将发生弹塑性屈曲。

$$\text{从式 (3-2-36), } \sigma_{cr} = \pi^2 E k^3 / \lambda_y^2 = \pi^2 \times 206 \times 10^3 k^3 / 48.5^2 = 864.3 k^3 \quad (a)$$

$$\text{从式 (3-2-37), } \sigma_{cr} = f_y (1 - \gamma k^3) = 235 (1 - 0.3 k^3) \quad (b)$$

式 (a) 和 (b) 联立求解:

$$\sigma_{cr} = 864.3 k^3 = 235 (1 - 0.3 k^3), 3.678 k^3 = 1 - 0.3 k^3$$

$$\text{解得: } k = 0.6217, \quad \sigma_{cr} = 207.7\text{N/mm}^2$$

$$N_{cr} = 207.7 \times 9600 = 1994 \times 10^3\text{N} = 1994\text{kN}$$

(四) 几种缺陷综合影响——极限承载力理论

上面分别讨论了初弯曲、初偏心和残余应力对轴心受压构件整体稳定承载力的影响, 这对了解各种缺陷如何影响轴心受压构件整体稳定的本质是必需而且重要的。初弯曲和初偏心的影响是类似的, 实质上是使理想轴心受压构件变成偏心受压构件, 使稳定的性质从平衡分枝 (第一类稳定) 问题变为极值点 (第二类稳定) 问题, 导致承载力降低。残余应力的存在则使构件 (假设钢材符合或接近符合弹性-完全塑性的理想状态) 受力时更早地进入弹塑性受力状态, 使屈曲时截面抵抗弯曲变形的刚度减小, 而导致稳定承载力降低。

实际工程结构中, 钢构件的各种缺陷总是同时存在的。在这小节里介绍综合考虑几种缺陷的计算方法, 一般称这种分析方法为极限承载力理论, 也叫最大强度理论或极限荷载理论或压溃理论。

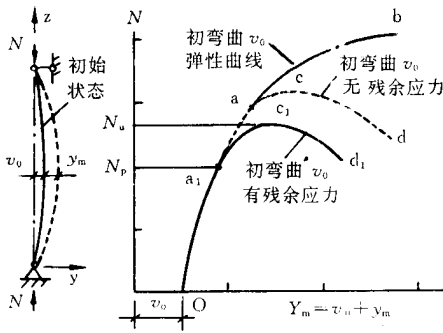


图 3-2-15 极限承载力理论

图 3-2-15 表示一根具有残余应力和初弯曲（或初偏心，因为两种几何缺陷性质类似，常取一种作为几何缺陷代表）两端铰接的轴心受压构件的受力简图和 $N - Y_m$ （压力 - 挠度）图。和只有初弯曲的构件一样，加载一开始，构件就呈弯曲状态。在弹性受力阶段（图 3-2-15 的 Oa_1 段），荷载 N 和最大总挠度 Y_m （或挠度 y_m ）的关系曲线与没有残余应力时相应的弹性关系曲线（图 3-2-11、3-2-13）完全相同，残余应力对弹性挠度没有影响。当轴心压力 N 增加到构件某个截面中某一点（设为 i 点）处 N 引起的平均压应力 $\sigma_0 = N/A$ 、附加弯矩引起的弯曲压应力（三角形分布） σ_{bi} 和该点处残余压应力 σ_{ri} 之和达到钢材屈服强度 f_y 时，截面开始进入弹塑性状态。通常情况是构件跨中截面凹侧边缘纤维处残余压应力最大点、或截面中残余压应力最大点或其附近某点，最先达到受压屈服。由于初弯曲和初偏心的不利影响，开始屈服时（图 3-2-15 的 a_1 点）的平均应力 $\sigma_{a1} = N_{a1}/A$ 总是低于只有残余应力而无初弯曲或初偏心时的 $f_p = f_y - \sigma_{rc}$ （ σ_{rc} 为截面最大残余压应力）；当构件凹侧边缘纤维为残余应压力时也低于只有初弯曲或初偏心而无残余应力时的 a 或 a' 点应力（图 3-2-11、3-2-13），为残余拉应力时则可能高于 a 或 a' 点。此后截面进入弹塑性状态，挠度随 N 的增加而增加的速率加快，直到 c_1 点，继续增加 N 已不可能，要维持平衡，只能卸载，如曲线 c_1d_1 段。 $N - Y_m$ 曲线的极值点（ c_1 点）表示由稳定平衡过渡到不稳定平衡，相应于 c_1 点的 N_u 是临界荷载，是构件的极限承载力，是构件不能维持内外力平衡时的承载力。由此模型建立的计算理论叫做极限承载力理论。

对具有残余应力、初弯曲、初偏心的受压构件，按极限承载力理论计算比较复杂，一般需要采用数值法用计算机求解。计算模型一般采用有限单元，即将受压构件分成有限微段，将每一微段的截面分成有限面积单元。数值计算方法很多，如数值积分法、差分法等解微分方程的数值方法，以及有限单元法等。今以数值积分法为例作一简略说明。首先根据残余应力分析、内外力平衡和变形协调建立构件微段的 $N - M - \Phi$ （轴心压力 - 弯矩 - 曲率）关系曲线，即当已知构件某微段所受内力为 N 和 M 时，可求出截面内相应应力的分布情况，从而求得该微段的弯曲曲率 Φ 。以两端铰接等截面轴心受压构件为例，在给定轴心压力 N 和假设构件端部初始转角 θ 的条件下，利用这个 $N - M -$

Φ 关系曲线, 可用数值积分法逐段算出从构件端部到跨中的变形 (挠度 y) 曲线 (计算时要考虑构件初弯曲、初偏心对逐段 N 、 M 的影响); 当算到某段得转角 $\theta=0$ 时即为构件中点, 其长度的两倍即为构件长度 l 。这个长度的构件在给定 N 、残余应力、初弯曲、初偏心和端部初始转角 θ 下符合平衡条件。假设不同的初始 θ , 可求得许多构件长度 l , 都分别符合各自长度构件的平衡条件。当假设的初始 θ 较小时, 增大初始 θ 将求得更大的 l , 说明这时该长度为 l 的构件处于尚未达到该构件极限承载力 N_u (相当于图 3-2-15 曲线上荷载上升段 $0c_1$ 段上某点处) 的稳定平衡状态; 但当所假设的初始 θ 超过某一特定值后, 继续增大初始 θ 将求得逐渐减小的 l , 说明构件已处于 N 超越构件极限承载力 N_u 后 (相当于图 3-2-15 曲线上荷载下降段 c_1d_1 段上某点处) 的不稳定平衡状态。在假设不同初始转角 θ 所求得全部构件长度 l 中, 取其最大值 l_{\max} , 表明长度为该 l_{\max} 的构件在给定 N 和残余应力、初弯曲、初偏心条件下正好处于极限平衡状态, 这时其端部转角正好达到所假设的端部原始转角 θ , 而 N 正好是该构件的极限承载力 N_u 。对一系列的给定 N , 重复上述步骤, 就可根据极限承载力 N_u 和 l_{\max} 算出 $\lambda - (N_u / Af_y)$ 或 $\lambda - (\sigma_u / f_y)$ 曲线。令 $N_u / (Af_y) = \varphi$ 即 $\sigma_u / f_y = \varphi$, 则 φ 称为轴心受压构件的整体稳定系数。这种曲线也简称柱子曲线。

图 3-2-16 表示 18 号热轧普通工字钢轴心受压构件, 考虑 $1/1000$ 初弯曲和实测残余应力, 按极限承载力理论求得的绕强轴和绕弱轴的两条柱子曲线。同时给出只有残余应力时相应的两条曲线。由于热轧普通工字钢残余应力较小, 而且翼缘没有残余压应力, 因此只有残余应力的影响时, 构件承载力较高。有 $1/1000$ 初弯曲和残余应力的柱子曲线显著下降, 绕弱轴的降低更多。

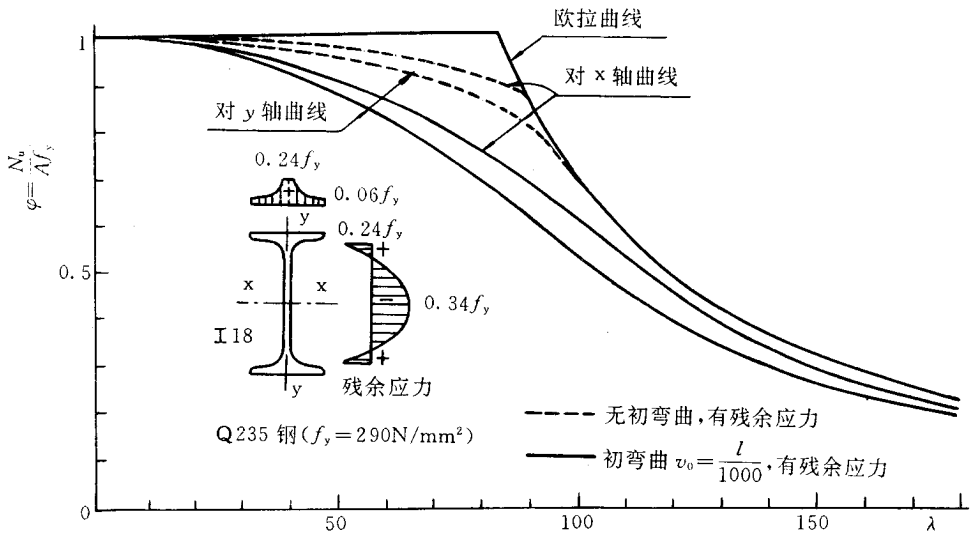


图 3-2-16 极限承载力理论求得的 $\lambda - \varphi$ 曲线示例

五、轴心受压构件整体稳定的实用计算方法——设计规范 GBJ 17-88 中 φ 值的介绍

前面三小节讲述了无缺陷理想轴心受压构件临界力 N_{cr} 和临界应力 σ_{cr} ，以及考虑初弯曲、初偏心、残余应力等缺陷时轴心受压构件极限承载力 N_u 的计算方法。当钢种已定，缺陷情况和大小已定时， N_u 或 N_{cr} （或 $\varphi = N_u / Af_y$ 或 $\varphi = \sigma_{cr} / f_y$ ）仅是长细比 λ 的函数。对设计者来说，重要的是给出实用简便的 $\lambda - \varphi$ 曲线（柱子曲线）或表或公式，以供计算时采用。

直到目前，世界各国钢结构设计实践中，处理方法可概括为四种。一是按理想轴心受压构件进行计算，在弹性阶段采用欧拉临界应力，在弹塑性阶段采用切线模量临界应力，初弯曲、初偏心等不利影响用一特殊安全系数来考虑。二是按理想轴心受压构件进行计算，在弹性阶段采用欧拉公式，在弹塑性阶段采用试验曲线，初弯曲、初偏心等不利影响用一特殊安全系数来考虑。三是把初弯曲、初偏心和残余应力等各种缺陷综合考虑成一个等效的与长细比 λ 有关的初弯曲或初偏心率，利用边缘纤维屈服准则所得的佩利公式（3-2-25）或正割公式（3-2-30），求出边缘纤维屈服时的截面平均应力，作为临界应力。这种方法是用应力问题代替稳定问题，因而计算模型有缺点。四是考虑残余应力、初弯曲、初偏心等缺陷，采用极限承载力理论进行计算。

我国 1974 年的《钢结构设计规范 TJ 17-74》采用的是第二种方法，用表的形式给出 $\lambda - \varphi$ 关系。1975 年的《薄壁型钢结构技术规范 TJ 18-75》采用的是第三种方法的佩利公式，综合考虑采用一个与 λ 有关的等效初弯曲率 ϵ_0 ，用表的形式给出 $\lambda - \varphi$ 关系。1987 年的《冷弯薄壁型钢结构技术规范 GBJ 18-87》仍采用这种方法，但 ϵ_0 根据试验分析与计算比较后按长细比分段给出。1988 年的《钢结构设计规范 GBJ 17-88》采用了第四种方法，以多条柱子曲线表达，同时用表和公式形式给出 $\lambda - \varphi$ 关系。

第四种方法综合考虑了残余应力、初弯曲、初偏心等不利因素，采用极限承载力理论计算，比较符合实际，与试验结果比较一致。美国结构稳定研究委员会（SSRC）和欧洲钢结构协会（ECCS）早在 70 年代就先后用极限承载力理论计算并提出多条柱子曲线。

我国钢结构设计规范 GBJ 17-88 在制订轴心受压构件 $\lambda - \varphi$ 曲线时，根据不同截面形状和尺寸，不同加工条件和相应的残余应力分布和大小，不同的弯曲屈曲方向，以及 $1/1000$ 的初弯曲（因为各种不利因素的最大值同时存在的概率较小，这里未同时计入与初弯曲影响情况类似的初偏心， $1/1000$ 的初弯曲可理解为几何缺陷的代表值），对多种实腹对称截面的轴心受压构件弯曲屈曲，按极限承载力理论，用电子计算机算出了 96 条柱子曲线。这 96 条曲线形成相当宽的分布带，显然用一条曲线代表这样宽的分布带是不够合理的。规范将 96 条曲线分成三组，也就是将分布带分成三个窄带，取每组的平均值（50% 的分位值）曲线作为该组代表曲线，给出 a （代表 11 条）、 b （代表 78 条）、 c （代表 7 条）三条 $\lambda - \varphi$ 曲线，如图 3-2-17 所示。这种柱子曲线有别于过去采

用的单一柱子曲线，常称为多条柱子曲线。

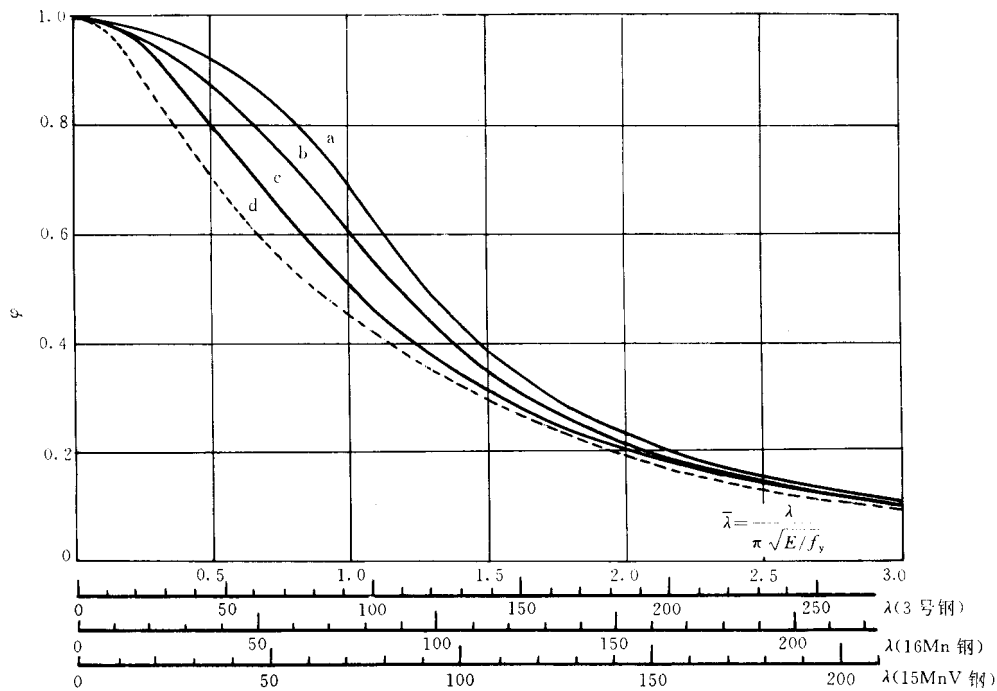


图 3-2-17 规范 GBJ 17-88 轴心受压构件 $\lambda - \varphi$ 曲线

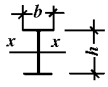

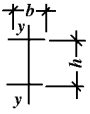
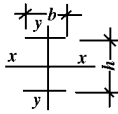
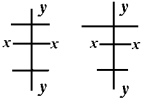
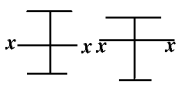
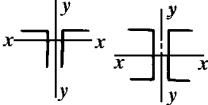
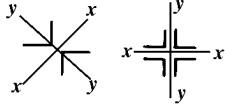
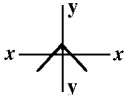
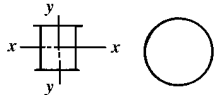
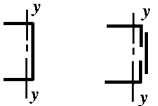
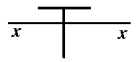
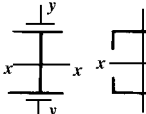
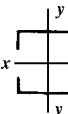
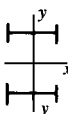
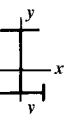
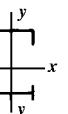
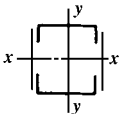
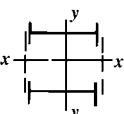
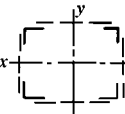
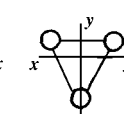
归属于 a 、 b 、 c 三条柱子曲线的各种截面可根据表给出的轴心受压构件截面分类查找。在分类表中可以从残余应力的分布和大小对轴心受压构件稳定承载力的影响粗略判断截面的归属。例如，轧制无缝钢管的残余应力很小，因而承载能力较高，属 a 类；宽高比小的轧制普通工字钢翼缘上的残余应力全部为拉应力，绕强轴的屈曲承载力较高，所以也属 a 类。又如焊接工形截面，当翼缘为轧制或剪切边以及焰切后再刨边时，翼缘端部存在较大的残余压应力，对绕弱轴屈曲承载力的降低影响比绕强轴的大，所以前一种属 c 类，后一种则属 b 类；当翼缘为精密焰切边时，翼缘端部各有一窄条残余拉应力区，可使绕弱轴屈曲承载力比翼缘为轧制边或剪切边的有所提高，所以绕强轴和绕弱轴两种情况都属 b 类。

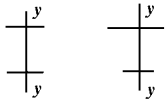

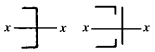

下面对表 3-2-4 几种特殊截面略加说明。

格格式轴心受压构件绕虚轴屈曲的承载力没有包括在前面提到的按极限承载力理论，考虑截面塑性发展而算出的 96 条柱子曲线内；而是按截面边缘纤维屈服准则，在假设压杆中央初弯曲 $v_0 = 1/500$ ，亦即中央截面的等效初弯曲率 $\epsilon_0 = \frac{1}{500} \frac{A}{W}$ （ l 为构件长度， A 、 W 分别为截面面积和截面抵抗矩）条件下，计算得到的结果，与 b 曲线接近，因而列入 b 类。

单轴对称的截面绕对称轴弯曲屈曲时总是伴随着扭转变形，属弯扭屈曲，其中 T 形和 Γ 形截面的弯扭屈曲承载力较低，经过分析，按 c 曲线设计计算，可不必再进行弯扭屈曲验算，这样可使 T 形和 Γ 形截面轴心受压构件设计简化。对于无任何对称轴的截面，如不等边角钢，也是根据同样理由列入 c 类的。对于双角钢组成的 T 形截面，由于抗扭刚度较大，弯扭屈曲承载力并不太低，所以列入 b 类。当 Γ 形截面用作格构式柱的分肢时，由于分肢的扭转变形受到缀件的制约，计算分肢绕其对称轴的稳定承载力时可按 b 类。

表 3-2-4 轴心受压构件的截面分类

截面形式和对应轴		类别			
	轧制, $b/h \leq 0.8$, 对 x 轴	 轧制, 对任意轴	a 类		
	轧制, $b/h \leq 0.8$, 对 y 轴			轧制, $b/h > 0.8$, 对 x 、 y 轴	
	焊接, 翼缘为焰切边, 对 x 、 y 轴		焊接, 翼缘为轧制或剪切边, 对 x 轴	b 类	
	轧制, 对 x 、 y 轴		轧制, 对 x 、 y 轴		
	轧制 (等边角钢), 对 x 、 y 轴		焊接, 对任意轴		
	轧制或焊接, 对 y 轴		轧制或焊接, 对 x 轴		
	焊接, 对 x 、 y 轴		焊接, 对 x 、 y 轴		
					
	格构式, 对 x 、 y 轴				

截面形式和对应轴		类别
	焊接, 翼缘为轧制或剪切边, 对 y 轴	c 类
	轧制或焊接, 对 y 轴	
	轧制或焊接, 对 x 轴 (格构式分肢按 b 类)	无任何对称轴的截面, 对任意轴
		板件厚度大于 40mm 的焊接实腹截面, 对任意轴

对于板件厚度超过 40mm 的焊接实腹截面, 由于厚板 (翼缘) 的残余应力沿厚度方向变化较大, 且板的外表面往往是残余压应力, 对稳定承载力有较大的不利影响, 但关于这方面的资料还不多, 因而规范 GBJ 17-88 没有区别截面形状、加工条件和屈曲方向, 将其一律归入 c 类。

由于高层建筑钢结构的钢柱采用板件厚度超过 40mm 的热轧或焊接 H 形和箱形截面的情况日渐增多, 我国《高层建筑钢结构设计与施工规程》对这些截面轴心受压构件的稳定系数 φ 作了更具体的补充规定, 见表 3-2-5。规定中除一些情况 (截面和屈曲方向) 按 c 类外, 对某些较有利情况按 b 类, 对某些更不利情况则按补充规定的 d 类。d 类 $\lambda-\varphi$ 曲线用虚线示于图 3-2-17。

表 3-2-5 厚壁轴心受压构件的截面分类

截面型式和尺寸		对 x 轴 (强轴)	对 y 轴 (弱轴)
热轧 H 型钢 ($b/h > 0.8$)	$40 < t \leq 80$	b	c
	$t > 80$	c	d
焊接 H 型钢 ($t > 40$)	焰切板	b	b
	轧制板	c	d
焊接箱形截面 ($t > 40$)	$b/t < 20$	c	
	$b/t \geq 20$	b	

注: b、h 为截面宽度、高度, t 为板件厚度, mm。

为了在设计中使用计算机计算时方便, 规范 GBJ 17-88 采用最小二乘法将各类截面的 φ 值拟合为用公式形式表达, 如下 (图 3-2-17):

$$\bar{\lambda} \leq 0.215 \text{ 时, } \varphi = 1 - \alpha_1 \bar{\lambda}^2 \quad (3-2-38)$$

$$\bar{\lambda} > 0.215 \text{ 时, } \varphi = \left[(1 + \epsilon_2 + \bar{\lambda}^2) - \sqrt{(1 + \epsilon_0 + \bar{\lambda}^2)^2 - 4\bar{\lambda}^2} \right] / 2\bar{\lambda}^2$$

$$= \left[(a_2 + a_3 \bar{\lambda} + \bar{\lambda}^2) - \sqrt{(a_2 + a_3 \bar{\lambda} + \bar{\lambda}^2)^2 - 4 \bar{\lambda}^2} \right] / 2 \bar{\lambda}^2 \quad (3-2-39)$$

式中 $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$ ——构件的相对（或正则化）长细比，等于构件长细比 λ 与欧拉临界力 σ_E 为 f_y 时的长细比（ $= \sqrt{\pi^2 E / f_y} = \pi \sqrt{E / f_y}$ ）的比值；这里用 $\bar{\lambda}$ 代替 λ 是使公式无量纲化并能适用于各种屈服强度 f_y 的钢材；

$\epsilon_0 = \alpha_2 + \alpha_3 \bar{\lambda} - 1$ （即 $1 + \epsilon_0 = \alpha_2 + \alpha_3 \bar{\lambda}$ ）——等效初弯曲率，代表初弯曲、初偏心、残余应力等综合初始缺陷的等效初弯曲率 [$\epsilon_0 = v_0 / \rho$ 见式（5-26）处说明]，这里 ϵ_0 取 $\bar{\lambda}$ 的一次式表达而其系数 α_2 、 α_3 取值由最小二乘法求得；

α_1 、 α_2 、 α_3 ——系数，按表 3-2-6 查用。

表 3-2-6 系数 α_1 、 α_2 、 α_3 值

截面类别		α_1	α_2	α_3
a 类		0.41		0.986
b 类		0.65		0.965
c 类	$\bar{\lambda} \leq 1.05$	0.73		0.906
	$\bar{\lambda} > 1.05$			1.216
d 类	$\bar{\lambda} \leq 0.8$	2.163		0.932
	$\bar{\lambda} > 0.8$			1.3

上列拟合公式中的主要公式（3-2-39）是由式（3-2-25）佩利公式（有初弯曲构件边缘纤维屈服时的平均应力 σ_0 公式）改写成 $\varphi = \sigma_0 / f_y$ 的表达形式，并代入 $\sigma_E = \pi^2 E / \lambda^2$ 即 $\sigma_E / f_y = \pi^2 E / \lambda^2 f_y = 1 / \bar{\lambda}^2$ 而得。当 $\bar{\lambda} \leq 0.215$ （相当于 $\lambda \leq 20 \sqrt{235 / f_y}$ ）时，佩利公式不再适用，则在 $\bar{\lambda} = 0$ （ $\varphi = 1$ ）与 $\bar{\lambda} = 0.215$ 间近似用式（3-2-38）抛物线与佩利公式曲线衔接。

规范 GBJ 17-88 还给出 Q235 钢、16Mn 钢、15MnV 钢三种钢材 a、b、c 三类截面的轴心受压构件稳定系数 φ 值表（共 9 个表，按 λ 查用，本书附录五列出其中 Q235 钢、16Mn 钢的 6 个表），以供设计计算时查用。对其它种类的钢材（设其标准屈服点为 $f_y \text{ N/mm}^2$ ），则可按假想长细比 $\lambda_0 = \lambda \sqrt{f_y / 235}$ 从 Q235 钢（ $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ） φ 值表查 φ [也可按 $\lambda_0 = \lambda \sqrt{f_y / 345}$ 从 16Mn 钢（ $f_y = 345 \text{ N/mm}^2$ ） φ 值表查 φ ，等等]。《高层建筑钢结构设计与施工规程》（报批稿）给出 d 类截面轴心受压构件稳定系数 φ 值表，按 $\bar{\lambda}$ 查用，各种钢材通用。

采用假想长细比的概念是根据钢材屈服应力 f_y 提高，其轴心受压构件的弹性屈曲临界应力并不增加的原则导来的。因为构件的截面和计算长度都相同时，两种强度不同钢材的轴心受压构件在弹性阶段的临界应力均为 $\sigma_{cr} = \pi^2 E / \lambda^2$ ；从稳定系数的计算式 $\varphi =$

σ_{cr}/f_y 看出, 强度高的钢材, 其 φ 值将随 f_y 的提高按反比例减小。因此, 借用 Q235 钢的 $\lambda - \varphi$ 关系表求高强度钢构件的 φ 值, 只需把该钢材构件的长细比换算成相当于 Q235 钢构件的假想长细比 $\lambda_0 = \lambda \sqrt{f_y/235}$, 即可查用。这时由于长细比已放大到 $\lambda \sqrt{f_y/235}$, 查得的 φ 值正好减小到使 $\sigma_{cr} = \varphi f_y$ 保持不变。

欧拉公式不适用于轴心受压构件的弹塑性阶段失稳, 也不适用于有初弯曲、初偏心等缺陷时的弹性失稳, 这时按假想长细比换算的方法将有误差, λ 较大或较小时, 误差相对较小而中等 λ 时误差相对较大。但实用上可近似认为这种换算方法能统一适用于 λ 的全范围, 有足够准确度。按 λ 表达的通用于各种钢材的 φ 值公式 (3-2-38) (3-2-39) 正是基于这种近似 (参见图 3-2-17 的横坐标)。

为了比较, 在图 3-2-18 和图 3-2-19 列出欧洲钢结构协会 (ECCS) 和美国结构稳定研究委员会 (SSRC) 建议的轴心受压构件多条柱子曲线 (图中虚线为 GBJ 17-88 的 3 条柱子曲线)。这两组曲线都是按极限承载力理论, 考虑实际残余应力分布和 1/1000 初弯曲确定的。

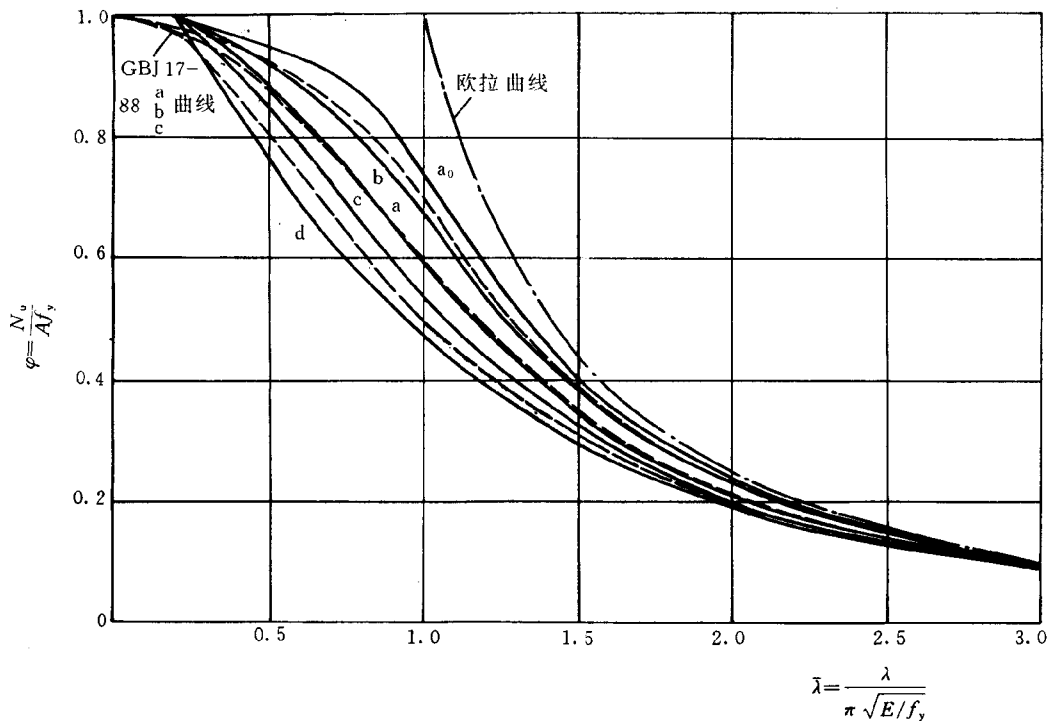


图 3-2-18 ECCS 柱子曲线

ECCS 柱子曲线包括 a 、 b 、 c 三条基本曲线, 其代表截面分别是轧制管材、焊接箱形截面和高宽比 $h/b \leq 1.2$ 的宽翼缘工形截面 (绕弱轴); 其它截面按残余应力分布和其它影响分别并入这三类中。对高强度钢受压构件增加了比曲线 a 这高的曲线 a_0 , 这是考虑到高强度钢构件残余应力与屈服应力的比值较小。对 40mm 以上的厚壁截面受压

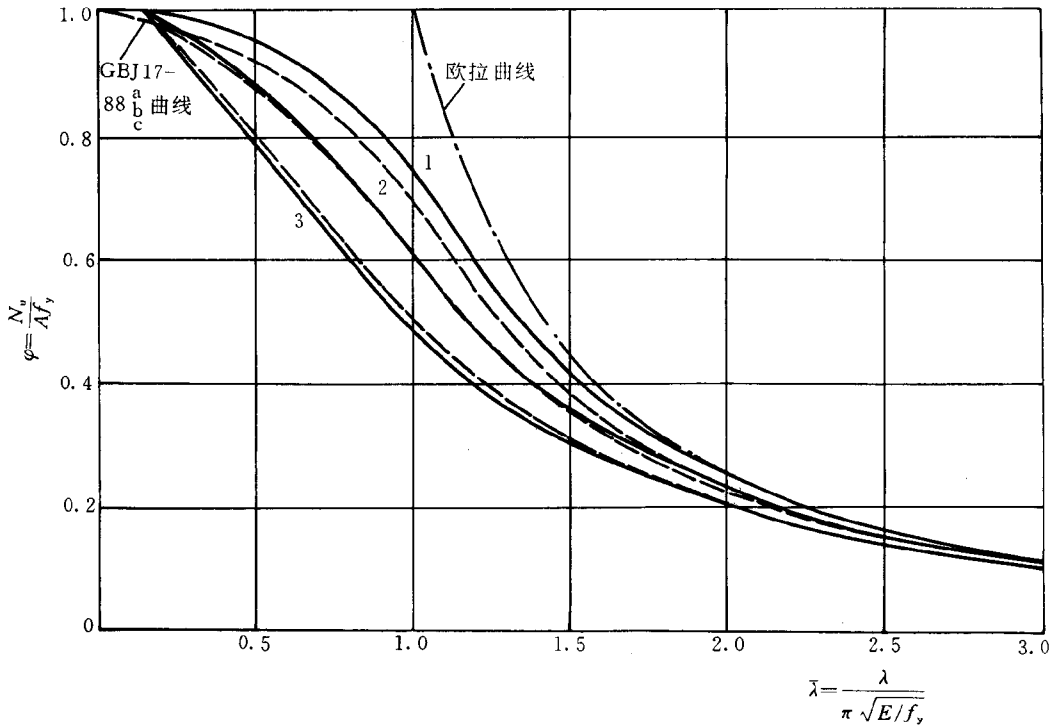


图 3-2-19 SSRC 柱子曲线

构件还增加了一条比曲线 c 还低的曲线 d 。ECCS 柱子曲线都是在 $\bar{\lambda} \leq 0.2$ 处取 $\varphi = 1$ ，这是近似地考虑钢材应变强化的有利影响。值得一提的是，ECCS 在制订柱子曲线时做了大量试验工作，对欧洲钢材选取有代表性试样，如工形、H 形、圆管、方管等各种截面进行了 1067 根柱子屈曲试验，较好地验证了代表性截面计算结果的可靠性。

SSRC 柱子曲线包括 1、2、3 三条曲线，是通过 112 根柱子的计算结果得到的，分别代表 30、70 和 12 条曲线的平均值。对三条曲线还提供了三组公式。在 $\bar{\lambda} \leq 0.15$ 时取 $\varphi = 1$ ，也是近似考虑了应变强化的有利影响。

美国钢结构协会 (AISC) 1986 年颁布的钢结构房屋荷载及抗力系数设计 (LRFD) 规范* 中轴心受压构件采用单条柱子曲线，称 LRFD 曲线，该曲线是考虑了 1/1500 的初弯曲、残余应力以及相应于计算长度系数 $\mu = 0.96$ 的构件端部约束，按极限承载力理论求得的。

六、整体稳定计算公式

有了整体稳定系数 φ 值，就可以对轴心受压构件整体稳定进行计算。在第三章已经讲过，在钢结构设计计算中习惯采用应力形式表达。轴心受压构件整体稳定计算，应使构件承受的轴心压力设计值（即考虑荷载分项系数等的荷载效应）除以截面面积 A 求

得的应力，不超过构件的极限应力 σ_u （极限承载力 N_u 除以截面面积 A ）除以抗力分项系数 γ_R ，即

$$\frac{N}{A} \leq \frac{N_u}{A} \frac{1}{\gamma_R} \quad \text{或} \quad \frac{N}{A} \leq \frac{N_u}{A} \frac{f_y}{\gamma_R} = \varphi f \quad (3-2-40)$$

式中 $\frac{N_u}{Af_y} = \frac{\sigma_u}{f_y} = \varphi$ 即轴心受压构件整体稳定系数；

$f_y/\gamma_R = f$ ，即钢材的抗压强度设计值。

设计时通常把上式改写成

$$N/(\varphi A) \leq f \quad (3-2-41)$$

这就是设计规范 GBJ 17-88 规定的轴心受压构件整体稳定计算公式。

第四节 轴心受压构件的局部稳定

一、局部失稳现象

轴心受压构件的截面设计除考虑强度、刚度、整体稳定外，还要考虑局部稳定。实腹轴压构件由翼缘和腹板构成，如果板的平面尺寸很大，且厚度较薄时，就有可能在构件整体失稳之前，腹板或翼缘出现出平面的波浪凸、凹变形或挠曲，这种现象叫做局部屈曲或局部失稳。局部屈曲有可能导致构件较早地丧失稳定承载力见图 3-2-20。

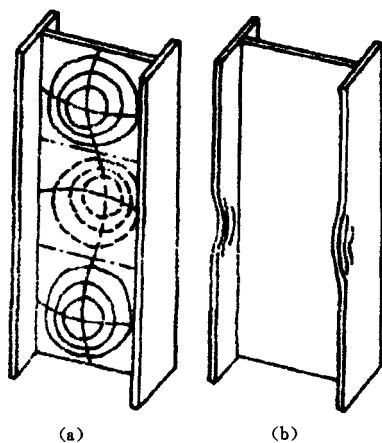


图 3-2-20 轴心受压构件局部屈曲
(a) 腹板屈曲；(b) 翼缘屈曲

格构式轴心受压柱是由两个或两个以上分肢组成，这些分肢也是由板件构成。在轴心压力作用下，可能在构件丧失整体稳定之前，各自发生屈曲，即丧失局部稳定。

轴心受压构件的局部稳定实际上是薄板在轴向压力作用下的屈曲问题。相连的板件互为支承。工字型截面柱的翼缘相当于三边铰支，一边自由的矩形轴向受压板、腹板相当于四边铰支的矩形轴向受压板。

二、单向均匀受压薄板的屈曲

(一) 弹性屈曲

图 3-2-21 表示尺寸为 $a \times b$ 的四边简支矩形板，承受均匀压力 N ，弹性屈曲时板的微分弯曲变形状态。其微分方程为：

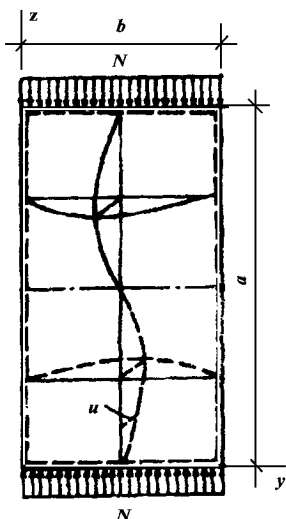


图 3-2-21 薄板在单向均匀压力下的屈曲

$$D \left(\frac{\partial^4 u}{\partial x^4} + \frac{2\partial^2 u}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 u}{\partial y^4} \right) + N \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0 \quad (3-2-42)$$

式中 u ——薄板的挠曲变形；
 N ——单位板宽的压力。

$D = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$ ——板的抗弯刚度；

ν ——泊松比；

t ——板厚度；

四边简支板的解：

$$u = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b}$$

式中 a 、 b ——分别为板的长度和宽度；

m 、 n ——分别为相应纵向 (x) 和横向 (y) 屈曲半波数。

板的边缘边界条件为挠度为零，弯矩为零。代入方程 3-2-42 解出：

$$N_{cr} = \pi^2 D \left(\frac{m}{a} + \frac{a}{m b^2} \right)^2 \quad (3-2-43)$$

取 $n=1$ ，可得最小临界力：

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{b^2} \left(\frac{mb}{a} + \frac{a}{mb} \right)^2 = \beta \frac{\pi^2 D}{b^2} \quad (3-2-44)$$

式中：

$$\beta = \left(\frac{mb}{a} + \frac{a}{mb} \right)^2$$

对 β 求导：可得： $m = \frac{a}{b}$ ， $\beta_{\min} = 4$ (a/b 为整数时)。图 3-2-22 表示 $\beta - \frac{a}{b}$ 关系曲线。

当 $\frac{a}{b} \geq 1$ 时， β 值变化不大，可取 $\beta = 4$ ，将 N_{cr} 除以板厚 t ，得到临界应力 σ_{cr} 。将 D

$= \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$ 代入式 3-2-24 再除以 t 得临界应力：

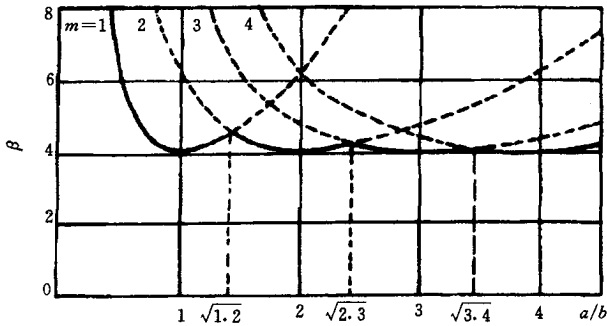


图 3-2-22 四边简支板的稳定系数 β

$$\sigma_{cr} = \frac{\beta \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 = 18.6 \beta \left(\frac{100t}{b} \right)^2 \quad (N/mm^2) \quad (3-2-45)$$

在实际轴心受压柱中，翼缘与腹板之间除相互支承外，还相互约束，使相临板件不能自由转动。考虑这种约束作用，在四边简支板的临界应力公式中引入大于 1 的弹性嵌固系数 χ ，则 (式 3-2-25) 变为：

$$\sigma_{cr} = \frac{\chi \beta \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 = 18.6 \chi \beta \left(\frac{100t}{b} \right)^2 \quad (N/mm^2) \quad (3-2-46)$$

对于单向均匀受压的三边简支，一边自由矩形板，其 $\beta = 0.425 + \frac{b^2}{a^2}$ ，当 $a \gg b$ 时，(类似于工型截面翼缘)，可取 $\beta_{\min} = 0.425$ 。

(二) 弹塑性屈曲

轴心受压板的临界力往往会超过比例极限，这时薄板进入弹塑性受力状态，板的纵向弹性模量 E 降变切线模量 E_t ， $\eta = E_t/E$ 。板的横向仍为弹性，这时的板变为正交异性

板，其临界应力为：

$$\sigma_{cr} = \frac{\chi\beta\pi^2 E \sqrt{\eta}}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 = 18.6\chi\beta\sqrt{\eta} \left(\frac{100t}{b}\right)^2 \quad (3-2-47)$$

三、板件的容许宽厚比

规范规定，受压构件中板件的局部稳定以板屈曲不先于构件的整体屈曲为条件，并以限制板件的宽厚比来设计。

(一) 工字型截面柱

以构件整体屈曲和其板件局部屈曲同时发生来确定板的宽厚比，用板件的临界应力等于构件的整体屈曲的临界应力为条件称为等稳定性准则。

$$\frac{\chi\beta\pi^2 \sqrt{\eta}}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 = \varphi_{\min} f_y \quad (3-2-48)$$

(1) 腹板， $b = h_0$ 腹板截面高度 h_0 ， $\nu = 0.3$ $E = 2.06 \times 10^5 N/mm^2$
 $f_y = 235 N/mm^2$ ， $\chi = 1.3$ ，(翼缘对腹板的弹性约束)

$$\beta = 4, \eta = 0.1013\chi^2 \left(1 - 0.0248\lambda^2 \frac{f_y}{E}\right) \frac{f_y}{E}$$

得出腹板 (图 3-2-23 中) $\frac{h_0}{t_w} - \lambda$ 关系曲线求出腹板高厚比

$$\frac{h_0}{t} \leq (25 + 0.5\lambda) \sqrt{235/f_y} \quad (3-2-49)$$

(2) 翼缘， a 为板件纵向长度， b_1 为翼缘外伸宽度，因为 $a \gg b_1$ ， $\therefore \frac{a}{b_1} \approx \infty$ 故 $\beta_{\min} = 0.425$ ，同样，以 η 及 b 类截面的 φ 值代入 5-25，得出如图 3-2-23 所示 $\frac{b}{t} - \lambda$ 关系曲线。

$$\frac{b}{t} \leq (10 + 0.1\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3-2-50)$$

3-2-49、3-2-50 式中：

λ 值限制在 $30 \leq \lambda \leq 100$ 以内： $\lambda < 30$ 时， $\lambda = 30$ ， $\lambda > 100$ 时， $\lambda = 100$ 。

(二) 箱型截面 (图 3-2-24c)

箱型截面轴心受压构件的翼缘和腹板在受力条件上无区别，均为四边支承板。翼缘与腹板的相对刚度近似，则取 $\chi = 1$ ，其宽厚比限制为：

$$\frac{b_0}{t} = \frac{h_0}{t_w} \leq 40 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (3-2-51)$$

(三) 圆管截面 (图 3-2-24d)

圆管属圆柱壳，据弹性稳定理论，理想圆柱壳在均匀轴心压力下弹性屈曲临界应力为：

$$\sigma_{cr} = 1.21 \frac{Et}{D} \quad (3-2-52)$$

圆管的缺陷对壳体屈曲影响显著，极限承载力可降低 30%，其径厚比限制为：

$$\frac{D}{t} \leq 100 \frac{235}{f_y} \quad (3-2-53)$$

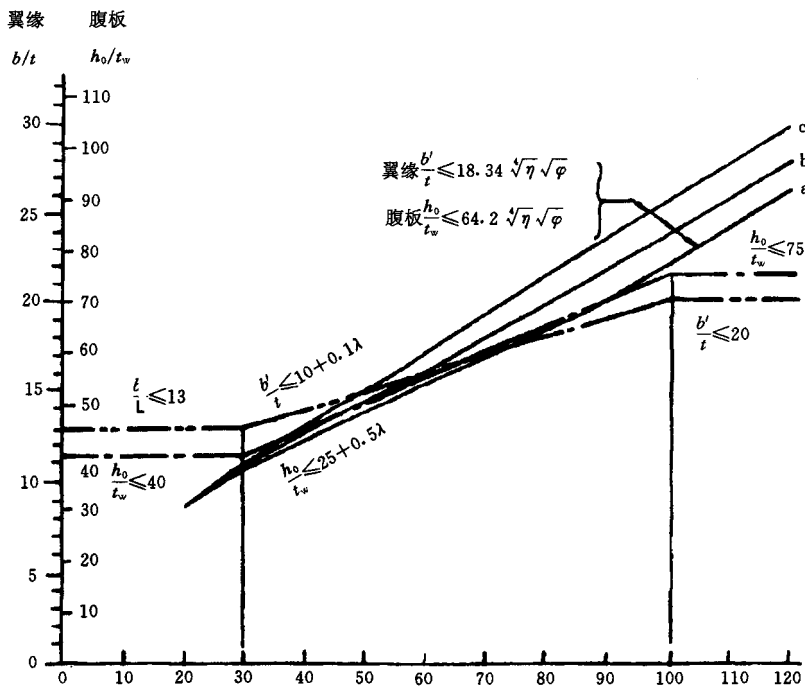


图 3-2-23 Q235 钢工型截面轴心受压构件翼缘 $b'/t - \lambda$ 和复板 $h_0/t_w - \lambda$ 关系图

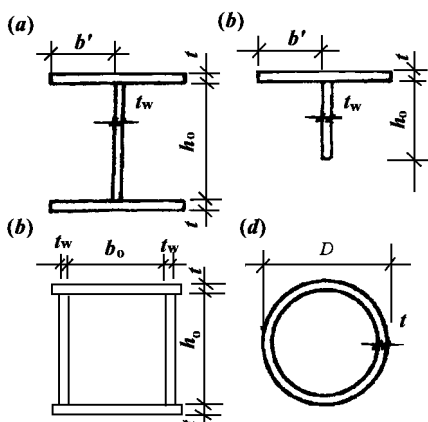


图 3-2-24 轴心受压构件宽厚比

第五节 实腹式轴心受压构件的截面设计和构造要求

一、实腹式轴心压杆的截面设计

(一) 截面形式

实腹式轴心压杆的截面形式有型钢和组合截面两大类。其中常用的截面形式有工字形、圆形和箱形。在普通钢桁架中，一般用两个角钢组成的 T 形截面。单角钢截面主要用于塔桅结构和轻型钢桁架中。

在选择截面形式时，首先要考虑用料经济，并尽可能使结构简单、制造省工，便于运输和取材容易。要达到用料经济，就必须使截面符合等稳定性和壁薄而宽敞的要求。所谓等稳定性，就是使轴心压杆在两个主轴方向的长细比相等，即 $\lambda_x = \lambda_y$ ；所谓壁薄而宽敞的截面，就是要在保证局部稳定的条件下，尽量使壁薄一些，使材料离心轴远些，以增大截面的回转半径，提高稳定承载力。

热轧普通工字钢（图 3-2-25a）的制造最省工，但因两个主轴方向的回转半径相差较大；且腹板又相对较厚，用料很不经济。为了增大 i_y ，可采用图 3-2-25b 所示的组合截面。

三块钢板焊成的工字形截面（图 3-2-25c），其回转半径与轮廓尺寸的近似关系是 $i_x = 0.43h$ ， $i_y = 0.24b$ 。若要使 $i_x = i_y$ ，就应满足 $0.43h = 0.24b$ ，即 $b = 2h$ 。这种截面杆的制造（电焊）及其和其他构件的连接等方面，都很难做到合理。因此，一般将三块钢板焊成的工字形截面的截面高度取为 $h \approx b$ 。虽然这种截面的 $i_x \approx 2i_y$ 。但构造简单，可采用自动电焊，且板厚也可根据局部稳定的要求用得较薄，故用料还是经济的。若在这种杆的中点 x 方向设一侧向支撑，使 $l_{ox} = 2l_{oy}$ ，也可达到等稳定性的要求 $\lambda_x = \lambda_y$ 。

热轧宽翼缘工字钢（图 3-2-25d）的宽度 b 和高度 h 一般比较接近。这种型钢，国外广泛应用，我国也将生产。

用钢板焊成的十字形截面杆（图 3-2-25e）虽然抗扭刚度不好，但具有两向等稳定性，在重型压杆中采用，较为有利。

钢管、方管，或由钢板及型钢组成的闭合截面（图 3-2-25f），刚度较大，外形美观，且符合各向等稳定性和壁薄而宽敞的要求，故用料最省，但缺点是管内不易油漆。若在管中灌入混凝土，形成所谓钢管混凝土压杆，计算时考虑钢和混凝土共同受力，可节省钢材，且能防止管内锈蚀。管截面多用在网架结构中。

在轻型结构中，冷弯薄壁型钢组成的压杆，非常经济。冷弯薄壁方管常用于轻屋架中。

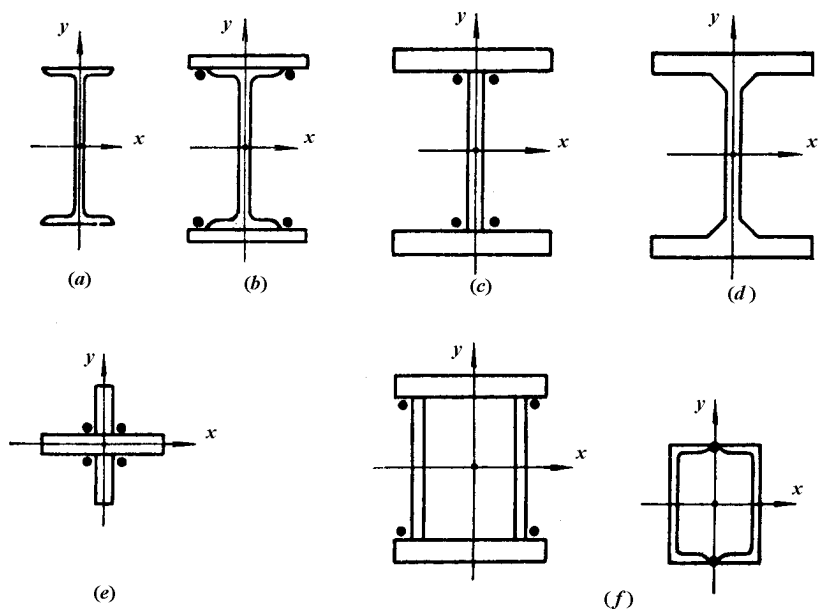


图 3-2-25

(二) 截面选择和验算

当轴心压杆的钢材标号、计算长度 l_0 、计算压力 N 和截面形式确定以后，其截面选择和验算可按下列步骤进行：

(1) 先假定长细比 λ ，然后根据截面分类表 3-2-4 查附录得稳定系数 φ ，并计算所需的回转半径 $i = l_0/\lambda$ 。在假定 λ 时，可参考下列经验数据：当 $l_0 = 5 \sim 6m$ ， $N < 1500kN$ 时， $\lambda = 70 \sim 100$ ；当 $N = 1500 \sim 3500kN$ 时， $\lambda = 50 \sim 70$ 。

(2) 由式计算所需的截面面积：

$$A \geq \frac{N}{\varphi f}$$

根据 i 和 A 值选择型钢号确定组合截面的轮廓尺寸： $h = i_x/\alpha_1$ 和 $b = i_y/\alpha_2$ ，然后，由板的局部稳定条件确定翼缘和腹板的尺寸。

由于 λ 是假定的，常不能一次选出合适的截面。如果假定的 λ 值过大，则所得 A 值也大，而初选的 h 和 b 很小，以致腹板和翼缘过厚，这种截面并不经济，这时可直接加大 b 和 h ，适当减小 A 值。反之，若假定 λ 值过小，则 h 和 b 过大， A 值过小，以致板件不能满足局部稳定的要求，这时应减小 h 和 b ，并酌量增大 A 值。通常经过一两次修改后，即可选出合理的截面。

(3) 计算所选截面的几何特性、验算最大长细比 $\lambda \leq [\lambda]$ ，最后按式验算杆的整体稳定性。

(4) 当压杆截面孔洞削弱较大时，还应按式验算净截面的强度。

(5) 对于内力较小的压杆，如果按整体稳定的要求选择截面尺寸，杆会过于细长，刚度不足，这样，不仅影响构件本身的承载能力，有时还可能影响与压杆有关的结构体系的可靠性。因此，对这种压杆，主要应控制长细比，要求 $\lambda \leq [\lambda]$ 。

(三) 板件的连接焊缝

在轴心压杆中，由于偶然性弯曲所引起的剪力很小，故翼缘和腹板的连接焊缝可按构造要求，采用 $h_f = 4 \sim 8 \text{ mm}$ 。为加强构件抗扭刚度而设置的横向加劲肋和横隔板，其构造要求与第五章中的偏心受压杆相同。

例 某两端铰接的轴心压杆，杆长 $l = 12 \text{ m}$ ，计算压力 $N = 150 \text{ kN}$ （图 3-2-26a），杆长四分点处的 x 方向设置侧向支承（图 3-2-26b），用以防止压杆绕弱轴 y 方向过早失稳。试选择热轧普通工字型钢（钢材为 A3F）。

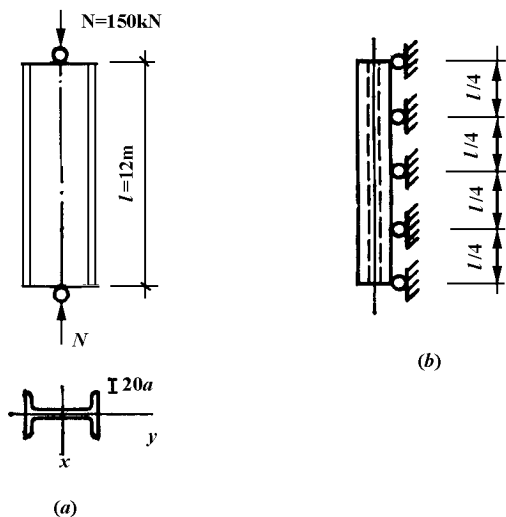


图 3-2-26

解 由表 3-2-4 知，普通工字型钢截面分类：对 x 轴为 a 类，对 y 轴为 b 类。
查表 3-2-6 得 $[\lambda] = 150$ 。

(1) 设 $\lambda = 150$ ，由附录查得 $\varphi_x = 0.339$ 和 $\varphi_y = 0.308$ 。

且

$$i_x = \frac{l_{ox}}{\lambda} = \frac{1200}{150} = 8 \text{ cm}$$

$$i_y = \frac{l_{oy}}{\lambda} = \frac{300}{150} = 2 \text{ cm}$$

(2) 确定工字钢型号

由式： $A = \frac{N}{\varphi_{min} f} = \frac{150 \times 10^3}{0.308 \times 215} = 2565 \text{ mm}^2 = 25.65 \text{ cm}^2$ ，由附录的型钢表试选用 $I20a$ ：
 $i_x = 8.15 \text{ cm}$ ， $i_y = 2.12 \text{ cm}$ ， $A = 35.5 \text{ cm}^2$

(3) 验算 $\lambda \leq [\lambda]$ 和杆的整体稳定

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{i_x} = \frac{1200}{8.15} = 147.2 < [\lambda] = 150$$

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{i_y} = \frac{300}{2.12} = 141.5 < [\lambda]$$

由附录附表 4-1 查得 $\varphi_x = 0.383 - (0.383 - 0.339) \times 0.72 = 0.351$ ， $\varphi_y = 0.34 = \varphi_{min}$

$$\frac{N}{\varphi_{min} A} = \frac{150 \times 10^3}{0.34 \times 35.5 \times 10^2} = 124.3 \text{ N/mm}^2 < f = 215 \quad \text{OK}$$

所选截面符合整体稳定和构件长细比限制的要求。由于热轧型钢翼缘和腹板一般较厚，不需验算局部稳定性。

例 某轴心压杆，下端固定，上端铰接， $l = 5.5 \text{ m}$ ， $N = 1100 \text{ kN}$ （图 3-2-27a），钢材 $A3F$ ，翼缘边为轧制，焊条 $E43$ 型， $[\lambda] = 150$ 。设计此压杆的焊接工字形截面（图 3-2-27b）。若压杆的长度改为 7 m ，试问原截面能承受多大的计算压力？

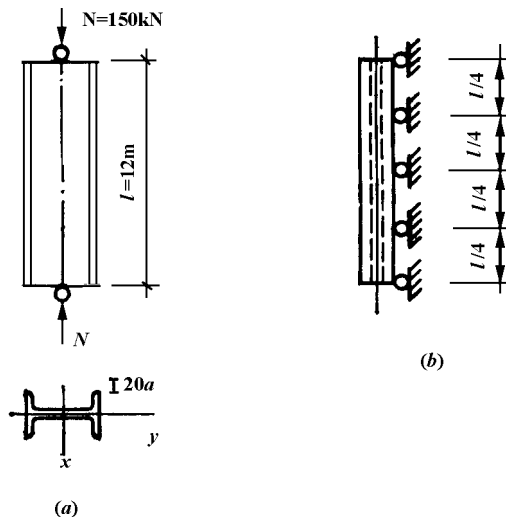


图 3-2-27

解 由截面分类表知，三块钢板焊成的工字形截面，翼缘为轧制边时，对 x 轴为 b 类，对 y 轴为 c 类。

$$l_{ox} = l_{oy} = 0.7l = 0.7 \times 5.5 = 3.85 \text{ m}$$

(1) 假定 $\lambda = 100$ ，由附录附表 4-1 查得 $\varphi_x = 0.555$ 和 $\varphi_y = 0.463$ 。所需回转半径 $i = l_0/\lambda = 385/100 = 3.85 \text{ cm}$ 。

$$(2) A = \frac{N}{\varphi_y f} = \frac{1100 \times 10^3}{0.463 \times 215} = 10045.7 \text{ mm}^2 = 100.46 \text{ cm}^2, \text{ 由近似关系得}$$

$$h = \frac{i}{\alpha_1} = \frac{3.85}{0.43} = 8.95 \text{ cm}, \quad b = \frac{i}{\alpha_2} = \frac{3.85}{0.24} = 16.04 \text{ cm}$$

初选截面如下：

翼缘：采用 -160×12 ，其宽厚比 $b_1/t = 80/12 = 6.67$ ，此值满足局部稳定要求。翼缘截面积 $A_f = 2 \times 16 \times 1.2 = 38.4 \text{ cm}^2$ 。

腹板： $A_w = A - A_f = 100.46 - 38.4 = 62.06 \text{ cm}^2$ ，试取 $h_0 = 20 \text{ cm}$ ，得腹板厚度 $t_w = \frac{A_w}{h_0} = \frac{62.06}{20} = 3.10 \text{ cm} \gg t$ ，腹板太厚，说明假定的 λ 值太大，材料过分集中在弱轴 y 的附近，用料极不经济，应扩展轮廓尺寸，并适当减小截面面积 A 。经试算后，采用图 3-2-27b 所示的截面：

$$\text{翼缘：} \quad 2 - 250 \times 12 \quad A_f = 2 \times 25 \times 1.2 = 60 \text{ cm}^2$$

$$\text{腹板：} \quad 1 - 200 \times 6 \quad \frac{A_w = 1 \times 20 \times 0.6 = 12 \text{ cm}^2}{A = A_f + A_w = 72 \text{ cm}^2}$$

(3) 验算整体稳定

$$I_x = 0.6 \times 20^3/12 + 2 \times 25 \times 1.2 \times 10.6^2 = 7141.6 \text{ cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 9.96 \text{ cm}, \quad \lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{385}{9.96} = 38.7 < [\lambda] = 150$$

$$I_y = 2 \times 1.2 \times 25^3/12 = 3125 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 6.59 \text{ cm}, \quad \lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{385}{6.59} = 58.4 < [\lambda] = 150$$

由

$$\varphi_x = 0.936 - (0.936 - 0.899) \times 0.87 = 0.904$$

$$\varphi_y = 0.775 - (0.775 - 0.709) \times 0.84 = 0.720 = \varphi_{\min}$$

由式：

$$\frac{N}{\varphi_{\min} A} = \frac{1100 \times 10^3}{0.72 \times 72 \times 10^2} = 212 \text{ N/mm}^2 < f = 215$$

翼缘宽厚比，由式：

$$b_1/t = 12.5/1.2 = 10.4 < 10 + 0.1 \times 58.4 = 15.84$$

腹板宽厚比，由式：

$$h_0/t_w = 20/0.6 = 33.3 < 25 + 0.5 \times 58.4 = 54.2$$

说明截面对于整体稳定和局部稳定都满足要求。

以下确定杆长为 7 m 的计算力：

$$l_{0x} = 0.7 \times 700 = 490 \text{ cm}, \quad \lambda_x = \frac{490}{9.96} = 49.2, \text{ 得 } \varphi_x = 0.869$$

$$l_{0y} = 0.7 \times 700 = 490 \text{ cm}, \quad \lambda_y = \frac{490}{6.59} = 74.4, \text{ 得 } \varphi_y = 0.614 = \varphi_{\min}$$

计算力： $N = \varphi_y Af = 0.614 \times 7200 \times 215 = 950472 N = 950.5 kN$

上述两种情况压杆长度之比为 $5.5:7 = 1:1.27$ ，按弹性轴心压杆的欧拉临界力，前者是后者的 $(1.27)^2 = 1.61$ 倍。而按规范计算安全承载力的结果，二者之比仅为 $0.72/0.614 = 1.17$ 。可见，按规范计算已考虑到初弯曲、残余应力和弹塑性工作等因素的影响，故安全承载能力的变化规律跟欧拉临界力的变化规律不同。

二、实腹式轴心压杆的弯扭屈曲

由于单轴对称截面的形心 O 和剪心 S 不重合（图 3-2-28），它们之间的距离为 a 。因此，当杆件绕截面的对称轴 y 发生微小弯曲时（图 3-2-29），因杆件倾斜产生的剪力 V 会对剪心 S 形成扭距 $V\alpha$ ，使杆产生微小扭转变形（即截面顺时针转向，图 3-2-29c），所以单轴对称截面轴心压杆绕对称轴 y 屈曲时，必然伴随扭转，从而产生弯扭屈曲。

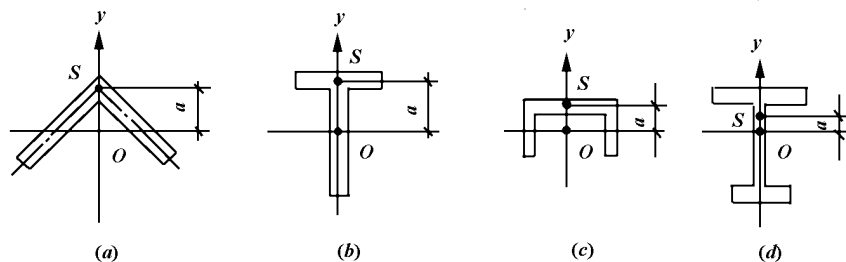


图 3-2-28

杆在弯曲的同时还出现扭转的平衡方程，可在杆的扭矩方程的基础上建立起来。

设 z 截面处剪心 S 在 xz 平面内的位移为 u （图 3-2-29b、c），则外力的弯矩为 $M_y = Nu$ ，相应的剪力 $V = \frac{dM_y}{dz} = N \frac{du}{dz}$ ，它作用在截面形心 O 上，对剪心产生与扭转角 φ 方向相同的顺时针扭矩 $M_{T2} = N \frac{du}{dz} a$ ，从而式变成：

$$M_{T1} + M_{T2} = M_s + M_w$$

即

$$EI_\infty \varphi''' - (GI_t - Ni_0^2) \varphi' + Nau' = 0 \quad (3-2-54)$$

上式中有扭转角 φ 和侧移 u 两个未知数，为此还要建立另一个与 φ 和 u 有关的平衡方程——杆对 y 轴的弯曲平衡方程。

$$EI_y u'' + Nu_0 = 0 \quad (3-2-55)$$

式中 $u_0 = u + a\varphi$ ——形心 O 的侧向位移（图 3-2-29c）

为了使式（3-2-54）和（3-2-55）适应不同的边界条件，上两式可写成：

$$EI_w \varphi^{(4)} - (GI_t - Ni_0^2) \varphi'' + Nau'' = 0 \quad (3-2-56)$$

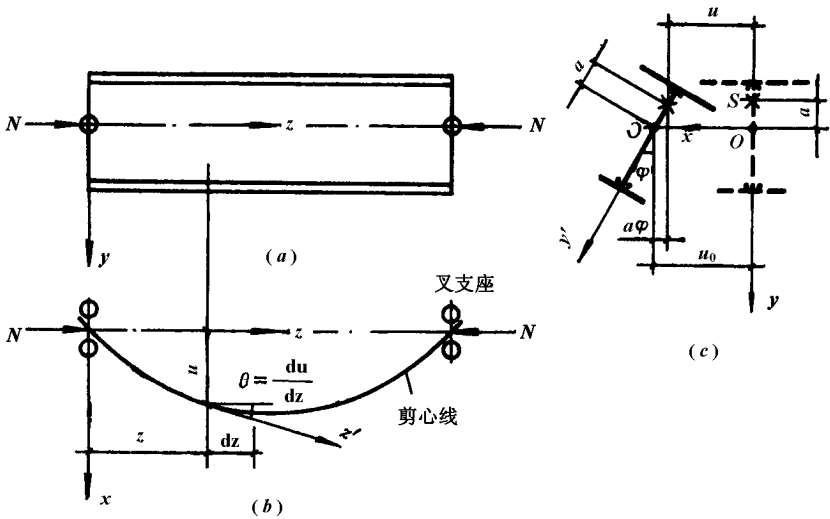


图 3-2-29

$$EI_y u^{(4)} + Nu'' + Na\varphi'' = 0 \quad (3-2-57)$$

对于两端铰接的杆，变形 u 和 φ 是接正弦曲线的一个半波变化的，这样，弯扭屈曲的临界力 N_{cri} 可由下式获得

$$(N_y - N_{cri})(N_w - N_{cri}) - (a/i_0)^2 N_{cri}^2 = 0 \quad (3-2-58)$$

式中 $N_y = \pi^2 EI_y / l_{oy}^2$ ——对 y 轴的弯曲屈曲临界力的计算值；

N_w ——扭转屈曲临界力的计算值，由式 (3-2-52) 计算；

i_0 ——极回转半径，由下式计算：

$$i_0^2 = a^2 + (I_x + I_y) / A \quad (3-2-59)$$

由式 (3-2-58) 可见，对双轴对称截面， $a=0$ (即截面的形心和剪心重合)，可得 $N_{cri} = N_y$ 或 $N_{cri} = N_w$ ，取其中的最小值；对单轴对称截面，因 $a \neq 0$ ， N_{cri} 比 N_y 或 N_w 都小， a/i_0 愈大，它们之间的差别也愈大。

由于实际压杆存在残余应力和初弯曲的影响，杆可能在弹塑性阶段屈曲。考虑弹塑性性能的一种近似计算方法是：根据等效原则，把由式 (3-2-58) 得到的弯扭屈曲应力 $\sigma_{cri} = N_{cri} / A$ ，视为长细比为 λ_{oy} 的轴心压杆弯曲屈曲时的欧拉应力，这里的 λ_{oy} 称为换算长细比，由下式计算

$$\lambda_{oy} = \pi \sqrt{E / \sigma_{cri}} \quad (3-2-60)$$

由 λ_{oy} 查表可得 φ ，以确定这种杆的弯扭屈曲承载力。

规范 (GBJ17-87) 把 T 形和 $[$ 形截面轴心压杆绕对称轴的弯曲屈曲计算列入 c 类截面 (表 3-2-4) 作为对弯扭屈曲的考虑，就不必再用式 (3-2-60) 计算 λ_{oy} 。

例 计算 T 形截面轴心压杆的弯扭屈曲临界力。已知 $l = 250\text{cm}$ ，两端“夹支”铰接，材料为 3 号钢， $E = 206 \times 10^3 \text{N/mm}^2$ ， $G = 79 \times 10^3 \text{N/mm}^2$ 。

解 $l_{ox} = l_{oy} = l_{ow} = l = 250 \text{ cm}$

(1) 截面几何特性

$$A = 2 \times 12 \times 0.8 = 19.2 \text{ cm}^2 \quad a = \frac{12 \times 0.8 (6 + 0.4)}{19.2} = 3.2 \text{ cm}$$

$$I_x = 12 \times 0.8 \times 3.2^2 + 0.8 \times 12^3 / 12 + 12 \times 0.8 (12.4 - 6.0 - 3.2)^2 = 311.8 \text{ cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{I_x / A} = 4.03 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = l_{ox} / i_x = 62$$

$$I_y = 0.8 \times 12^3 / 12 = 115.2 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{I_y / A} = 2.45 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = l_{oy} / i_y = 102$$

$$I_t = 2 \times \frac{1}{3} \times 12 \times 0.8^3 = 4.1 \text{ cm}^4,$$

$$I_w = 0$$

$$i_0^2 = a^2 + (I_x + I_y) / A = 3.2^2 + (311.8 + 115.2) / 19.2 = 32.5 \text{ cm}^2$$

(2) 计算 N_y 和 N_w (因 EI_x 明显高于 EI_y , 故不计算 N_x)

$$N_y = \pi^2 EI_y / l_{oy}^2 = \pi^2 \times 206 \times 115.2 \times 10^4 / 2500^2 = 374.7 \text{ kN}$$

$$N_w = GI_t / i_0^2 = 79 \times 4.1 \times 10^4 / 3250 = 996.6 \text{ kN}$$

(3) 由式 (3-2-58) 计算弯扭屈曲临界力 N_{cri} :

$$(374.7 - N_{cri})(996.6 - N_{cri}) - \frac{3.2^2}{32.5} N_{cri}^2 = 0$$

可得

$$N_{cri} = 325.1 \text{ kN} < N_y = 374.7 \text{ kN}, \text{ 二者之比 } \frac{325.1}{374.7} = 0.868, \text{ 相差 } 13.2\%$$

(4) 讨论

由上面的计算结果 :

$$\sigma_{cri} = \frac{N_{cri}}{A} = \frac{325.1 \times 10^3}{19.2 \times 10^2} = 169.3 \text{ N/mm}^2, \text{ 这相当于稳定系数 :}$$

$$\varphi = \sigma_{cri} / f_y = 169.3 / 235 = 0.72$$

而按规范的方法, 由 $\lambda_y = 102$, 按照 c 类截面查得稳定系数 $\varphi = 0.454$ 。可见: 按规范采用的方法所算得的弯扭屈曲承载力是偏于安全的。

第六节 格构式轴心受压构件

一、概述

格构式轴心受压构件的组成特点已在本章第一节讲过。用于较重型结构的截面型式

详见图 3-2-3b, 两个角钢组成的截面详见图 3-2-4。本节和第五节一样, 主要讨论用于柱子和较重型桁架杆件的格构式轴心受压构件。

格构式轴心受压构件中比较常用的截面主要是由两个槽钢或工字钢作为分肢、用缀件(缀条或缀板)连成整体而构成。这种格构式构件便于调整两分肢间的距离, 使构件两主轴方向的稳定性相等。槽钢的翼缘可以朝内或朝外, 前者更为合理, 应用比较普遍。受力较小、长度较大的轴心受压构件也可采用四个角钢组成的截面, 四面均用缀件相连, 两主轴都是虚轴, 可以用较小的截面面积获得较大的刚度, 但制造费工。

格构式轴心受压构件的设计与实腹式轴心受压构件相似, 应考虑强度、刚度(长细比)、整体稳定和局部稳定(分肢的稳定和板件的稳定)几个方面的要求, 但每个方面的计算都有其特点。此外, 格构式轴心受压构件的设计还包括缀件的设计。下面将分别讨论。

二、格构式轴心受压构件绕虚轴的整体稳定

(一) 格构式轴心受压构件绕虚轴整体稳定的基本理论

格构式轴心受压构件的截面通常具有对称轴, 当柱的分肢采用槽钢和工字钢时, 柱丧失整体稳定时往往是绕截面主轴弯曲屈曲, 不大可能发生扭转屈曲和弯扭屈曲。因此, 在设计这类构件过程中, 计算整体稳定时只需计算绕截面实轴和虚轴抵抗弯曲屈曲的能力。

格构式轴心受压构件绕实轴的弯曲屈曲情况与实腹式轴心受压构件没有区别, 因此稳定计算也相同。可以采用式(3-2-41) $N/(\varphi A) \leq f$ 按 b 类截面(见表 3-2-4)进行计算。

格构式轴心受压构件绕虚轴弯曲屈曲时, 由于两个分肢不是实体相连, 连接两分肢的缀件的抗剪刚度比实腹式构件的腹板弱, 考察构件微弯平衡状态时, 除弯曲变形外, 还需要考虑剪切变形的影响(在实腹式构件弯曲屈曲时, 剪切变形影响很小, 一般忽略不计), 因此稳定承载力有所降低。

如果格构式轴心受压构件绕虚轴(设为 x 轴)的长细比为 λ_x 则其临界力将低于长细比相同(λ_x)的实腹式轴心受压构件的, 而仅相当于长细比为 λ_{0x} ($\lambda_{0x} > \lambda_x$)的实腹式构件的。经放大的等效长细比 λ_{0x} 称为格构式构件绕虚轴的换算长细比。如果能求得 λ_{0x} , 用以代替原始长细比 λ_x , 则格构式轴心受压构件绕虚轴稳定性计算与实腹式构件相同。下面将推导此换算长细比。

图 3-2-30 表示长度为 l_0 、两端铰接的理想等截面格构式直柱, 轴心压力 N 达到临界值时, 处于绕虚轴(x 轴)弯曲屈曲的微弯平衡状态。在任一点 C , 总变形 y 为弯曲变形 y_1 与剪切变形 y_2 之和, 即 $y = y_1 + y_2$; 对 z 求导二次得:

$$d^2y/dz^2 = d^2y_1/dz^2 + d^2y_2/dz^2 \quad (3-2-61)$$

弯矩 $M = Ny$; 剪力 $V = dM/dz = Ndy/dz$, 即力 N 沿构件轴线法线方向的分力。

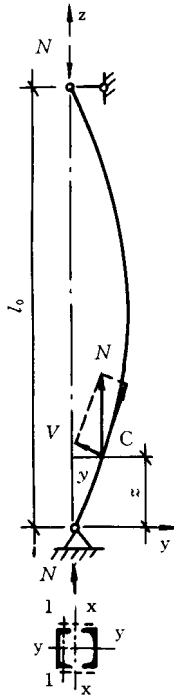


图 3-2-30 格构式轴心受压构件弯曲屈曲

弯曲变形关系为：

$$d^2 y_1 / dz^2 = -M / (EI) = -N y / (EI) \quad (3-2-62)$$

剪切角变为 $\gamma = dy_2 / dz$ 。设单位剪力 $V = 1$ 时的剪切角变为 γ_1 (详见下文及图 3-2-31、3-2-33)；则 $\gamma = dy_2 / dz = \gamma_1 V = \gamma_1 (N dy / dz)$ ，求导一次得：

$$d^2 y_2 / dz^2 = N \gamma_1 d^2 y / dz^2 \quad (3-2-63)$$

将式 (3-2-62、3-2-63) 代入式 (3-2-61)，得：

$$d^2 y / dz^2 = -N y / (EI) + N \gamma_1 d^2 y / dz^2$$

$$\frac{d^2 y}{dz^2} + \frac{N}{EI(1 - N\gamma_1)} y = 0 \quad (3-2-64)$$

令 $k^2 = N / EI (1 - N\gamma_1)$ ，得：

$$d^2 y / dz^2 + k^2 y = 0$$

此微分方程与式 (3-2-3) 相同；其解也相同，即 $kl_0 = n\pi$ ，或：

$$k^2 = \frac{N}{EI(1 - N\gamma_1)} = \frac{n^2 \pi^2}{l_0^2}, \quad N = \frac{n^2 \pi^2 EI}{l_0^2} (1 - N\gamma_1)$$

取 $n = 1$ ，即可解得最小临界力和临界应力为 (其中代入 $I = Ai_x^2$ ， $\lambda_x = l_0 / i_x$)：

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \frac{1}{1 + \gamma_1 \pi^2 EI / l_0^2} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_x^2} \frac{1}{1 + \gamma_1 \pi^2 EA / \lambda_x^2} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_x^2 + \pi^2 EA \gamma_1} \quad (3-2-65)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2 + \pi^2 EA \gamma_1} \quad (3-2-66)$$

将式 (3-2-66) 与 $\sigma_{cr} = \pi^2 E / \lambda_{0x}^2$ 比较, 可得换算长细比:

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \pi^2 EA \gamma_1} \quad (3-2-67)$$

可见, 如果用 λ_{0x} 代替 λ_x , 则可采用与实腹式轴心受压构件相同的稳定计算公式计算格构式构件绕虚轴的稳定性。

上述 λ_{0x} 是按弹性屈曲推导的, 但一般推广用于全部 λ_x 范围。

只要知道单位剪切角变 γ_1 , 即可求出 λ_{0x} 。下面分两分肢用缀条和缀板联系的格构式构件为例分别推导其 γ_1 和 λ_{0x} 。

(二) 缀条式格构构件的换算长细比

图 3-2-31 表示两分肢用缀条联系的格构轴心受压构件的受力和变形情况。斜缀条与构件轴线间夹角为 θ , 剪切角变 γ_1 取一个缀条节间 (长度为 a , 见图 3-2-31b) 进行计算。前后两个平面内斜缀条内力总和为 N_d 、截面面积总和为 A_{1x} , 下标 x 表示垂直于 x 轴 (虚轴) 缀条平面内的斜缀条。当 $V = 1$ 时, $N_d = 1 / \sin\theta$, 斜缀条长度 $l_d = a / \cos\theta$, 则斜缀条伸长为 $\Delta d = \frac{N_d l_d}{EA_{1x}} = \frac{1}{\sin\theta \cos\theta} \frac{a}{EA_{1x}}$,

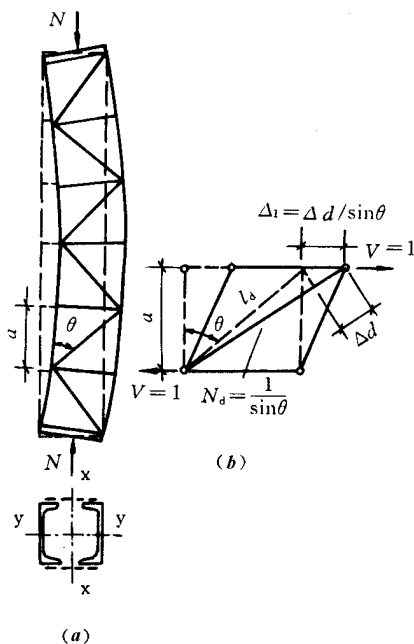


图 3-2-31 缀条式格构轴心受压构件的受力和变形

$$\gamma_1 = \frac{\Delta_1}{a} = \frac{\Delta d / \sin\theta}{a} = \frac{1}{\sin^2\theta \cos\theta} \frac{1}{EA_{1x}} \quad (3-2-68)$$

将式(3-2-69)代入式(3-2-68), 得:

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{\pi^2}{\sin^2\theta \cos\theta} \cdot \frac{A}{A_{1x}}} \quad (3-2-69)$$

在 $\theta = 40^\circ \sim 70^\circ$ 范围内, $\pi^2 / \sin^2\theta \cos\theta = 25.6 \sim 32.7$ 。为了简便, 规范规定统一用 27, 得简化式:

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + 27A/A_{1x}} \quad (3-2-70)$$

规范 GBJ 17-88 规定 θ 角应在 $40^\circ \sim 70^\circ$ 之间。当 θ 不在此范围之内时, 式(3-2-70)误差偏大, 宜采用式(3-2-69)。此外还应注意, 推导公式(3-2-69)时, 仅考虑了斜缀条由于剪力作用的轴向伸长产生的节间相对侧移, 而未考虑横缀条轴向缩短对相对侧移的影响。因此, 式(3-2-69)和(3-2-70)仅适用于不设横缀条或设横缀条但横缀条不参加传递剪力的缀条布置(图 3-2-32a~d); 当用于横缀条参加传递剪力的缀条布置(图 3-2-32e、f, 图 f 中柔性斜缀条按只能承受拉力设计, 有压力时因屈曲而退出受力)时, 式(3-2-69、3-2-70)中还需补入横缀条(截面面积总和 A_{2x}) 变形影响项, 其值为 $\pi^2 t g \theta A / A_{2x}$, 推导从略。

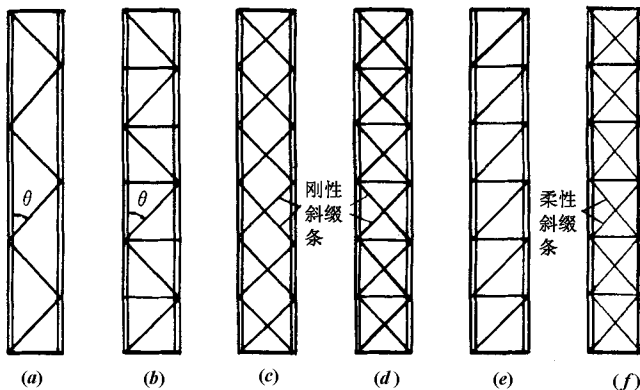


图 3-2-32 缀条体系

(三) 缀板式格构构件的换算长细比

图 3-2-33a 表示缀板式格构轴心受压构件的弯曲屈曲变形(包括弯曲和剪切变形)情况, 内力和变形可按单跨多层刚架进行分析, 并假定反弯点在每层分肢和每个缀板(横梁)的中点。

研究单位剪力 $V=1$ 产生的剪切角变时, 取出多层刚架相邻两组反弯点间的一层, 在其上下反弯点处施加单位剪力 $V=1$ (每个分肢 $V/2=1/2$), 这时该层的变形情况如图 3-2-33b 所示。内力如图 3-2-33c 所示, 其中 V_1 为每个缀板面内承受的剪力。

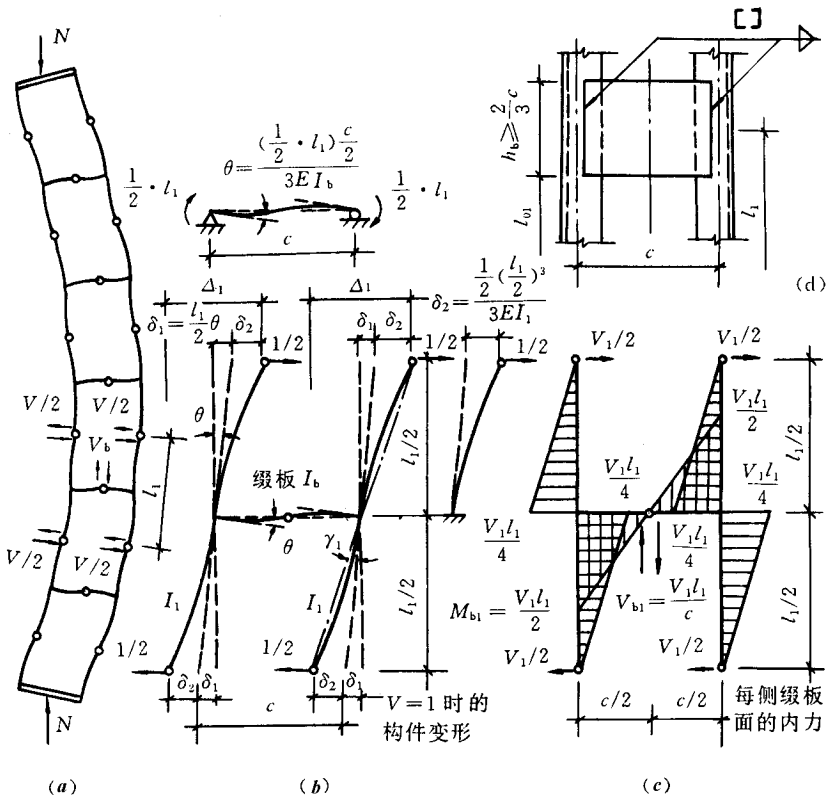


图 3-2-33 缀板式格构轴心受压构件的受力和变形

每层分枝水平位移 Δ_1 包括由于缀板弯曲变形 δ_1 和分枝弯曲变形 δ_2 两部分的两倍 (图 3-2-33b), 可分别求算。

缀板与分枝相交节点的转角 θ 可按缀板端部作用有端弯矩 $Vl_1/2 = l_2/2$ 的简支梁求得, 由 θ 可求出 δ_1 :

$$\theta = \frac{(l_1/2)c}{6EI_b} = \frac{l_1c}{12EI_b}, \quad \delta_1 = \frac{l_1}{2}\theta = \frac{l_2}{2} \frac{l_1c}{12EI_b} = \frac{l_1^2c}{24EI_b}$$

δ_2 可按悬臂构件求得 :

$$\delta_2 = \frac{V}{2} \left(\frac{l_1}{2} \right)^3 \frac{1}{3EI_1} = \frac{l_1^3}{48EI_1}$$

$$\therefore \Delta_1 = 2(\delta_1 + \delta_2) = 2 \left(\frac{l_1^2c}{24EI_b} + \frac{l_1^3}{48EI_1} \right) = \frac{l_1^3}{24EI_1} \left(1 + 2 \frac{l_1/l_1}{I_b/c} \right) = \frac{l_1^3}{24EI_1} \left(1 + \frac{2}{k} \right)$$

剪切角变为 :

$$\gamma_1 = \frac{\Delta_1}{l_1} = \frac{l_1^2}{24EI_1} \left(1 + \frac{2}{k} \right) = \frac{l_1^2}{24E(A/2) i_1^2} \left(1 + \frac{2}{k} \right) = \frac{\lambda_1^2}{12EA} \left(1 + \frac{2}{k} \right) \quad (3-2-71)$$

将式 (3-2-71) 代入式 (3-2-67), 得换算长细比

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{\pi^2}{12} \left(1 + \frac{2}{k}\right) \lambda_1^2} \quad (3-2-72)$$

各式中 l_1 ——相邻两缀板间的中心距；

c ——两分肢的轴线间距；

A ——构件的毛截面面积；

I_1 、 i_1 ——每个分肢绕其平行于虚轴方向形心轴的惯性矩和回转半径；

$\lambda_1 = l_1/i_1$ ——相应的分肢长细比；

I_b ——构件截面中各缀板（通常为前后两个）的截面惯性矩之和；

$c) / (I_1/l_1)$ ——缀板与分肢线刚度比值。

通常情况下， k 值较大。当 $k = 2 \sim 6 \sim 20$ 时， $\pi^2 (1 + 2/k) / 12 = 1.645 \sim 1.097 \sim 0.905$ ，即 $k \geq 6$ 时，接近于 1。所以规范 GBJ 17-88 规定换算长细比统一按下式计算：

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2} \quad (3-2-73)$$

同时规定，缀板与分肢线刚度比 k 不得小于 6（两分肢不相等时， k 按较大分肢计算）；否则 λ_{0x} 误差较大，宜用式（3-2-72）计算。

缀板式构件分肢在缀板连接范围内刚度较大而变形很小，故规范规定按式（3-2-73）计算时，分肢长细比取 $\lambda_1 = l_{01}/i_1$ ，其中计算长度 l_{01} 为相邻两缀板间的净距（缀板与分肢焊接时，见图 3-2-2）或最近边缘螺栓间的距离（缀板与分肢螺栓连接时）。

规范 GBJ 17-88 对四肢和三支组成的格构式轴心受压构件采用缀条或缀板联系时绕虚轴的换算长细比也都给出了计算公式。这里不一一推导，仅择录如下：

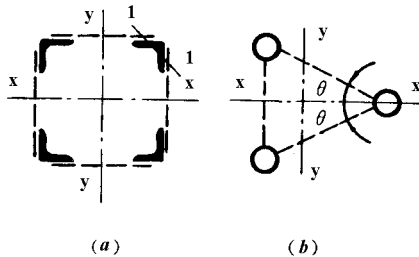


图 3-2-34 四肢和三支格构式构件截面

（四）四肢格构式轴心受压构件（图 3-2-34a）

当缀件为缀条时，

$$\begin{aligned} \lambda_{0x} &= \sqrt{\lambda_x^2 + 40A/A_{1x}}, \\ \lambda_{0y} &= \sqrt{\lambda_y^2 + 40A/A_{1y}} \end{aligned} \quad (3-2-74)$$

当缀件为缀板时，

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2},$$

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad (3-2-75)$$

式中 λ_x 、 λ_y ——整个构件对 x 或 y 轴的长细比；

A_{1x} 、 A_{1y} ——构件截面中垂直于 x 或 y 轴的各斜缀条毛截面面积之和。

(五) 缀件为缀条的三肢组合构件 (图 3-2-34b)

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{42A}{A_1(1.5 - \cos^2\theta)}}$$

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{42A}{A_1 \cos^2\theta}} \quad (3-2-76)$$

式中 A_1 ——构件截面中各斜缀条毛截面面积之和；

θ ——构件截面内缀条所在平面与 x 轴的夹角。

三、格构式轴心受压构件分肢的稳定和强度

格构式轴心受压构件的分肢既是组成整体截面的一部分，在缀件节点之间又是一个单独的实腹式受压构件。所以，对格构式构件除需作为整体计算其稳定、刚度和强度外，还应计算各分肢的稳定、刚度和强度。下面先叙述分肢计算的原理，然后叙述通常采用的简化控制方法。

计算分肢的稳定和强度时需考虑格构式构件中必然存在的初始缺陷（初弯曲、初偏心、残余应力等），因而整个构件除受轴心压力外还受弯矩，从而使各个分肢所受轴力并不相等，而且在缀板式格构构件中还使分肢兼受弯矩。

计算时可用一等效初弯曲表示综合初始缺陷影响。设等效初弯曲为 $y_0 = v_0 \sin \pi z / l$ [即式 (3-2-18)，见图 (3-2-35a)]，则按本章第三节式 (3-2-21)，整个构件的总挠度曲线为：

$$Y = y_0 + y = Y_m \sin \pi z / l \quad (3-2-77)$$

式中 $Y_m = v_0 / (1 - N/N_E)$ 为 midpoint 总挠度 [即式 (3-2-23)]； $N_E = \pi^2 EA / \lambda_{0x}^2$ ， λ_{0x} 为换算长细比。

这时构件任意点处的弯矩和剪力为：

$$M = NY = NY_m \sin \pi z / l \quad (3-2-78)$$

$$V = dM/dz = (NY_m \pi / l) \cos \pi z / l \quad (3-2-79)$$

整个构件的弯矩图和剪力图见图 3-2-35b、c，轴力为沿构件全长都是 N 。最大弯矩和最大剪力为：

$$M_{\max} (z = l/2) = NY_m \quad (3-2-80)$$

$$V_{\max} (z = 0, z = l) = NY_m \pi / l \quad (3-2-81)$$

在构件跨中 M_{\max} 处，两个分肢所受轴力分别为：

$$N_1 = N/2 + M_{\max}/c, \quad N_2 = N/2 - M_{\max}/c \quad (3-2-82)$$

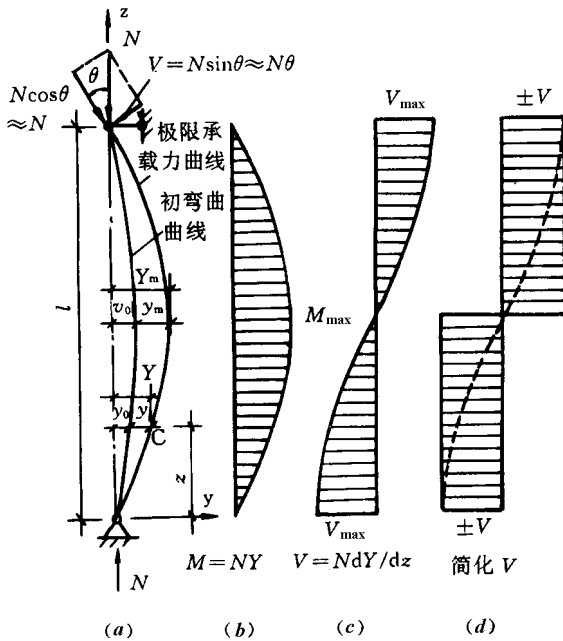


图 3-2-35 格构式轴心受压构件的弯矩和剪力

式中 \$c\$ 为两分肢轴线间距。

对缀条式构件，可将分肢视为桁架的受压弦杆承受轴心力 \$N_1\$，用式 (3-2-41) 即 \$N_1 / (\varphi_1 A_c) \le f\$ 验算其在桁架平面内（对 1-1 轴，见图 3-2-30、3-2-2）的整体稳定。其中稳定系数 \$\varphi_1\$ 按 \$l_{01}/i_1\$ 查表，\$l_{01}\$ 取分肢在缀条间的节间长度，\$i_1\$、\$\lambda_1\$ 分别为分肢绕 1-1 轴的回转半径和长细比，\$A_c\$ 为分肢的截面面积。

对缀板式构件，一般应验算跨中处和两端处分肢受力情况下的稳定和强度。跨中处分肢承受轴心压力 \$N_1\$ [式 (3-2-82)]，同缀条式构件用 \$N_1 / (\varphi_1 A_c) \le f\$ 验算其在刚架平面内（对 1-1 轴）的整体稳定，计算长度 \$l_{01}\$ 取相邻缀板间净距（缀板与分肢焊接时）。两端处构件承受 \$N\$ 和 \$V_{max}\$ 而 \$M=0\$，分肢内力为：

$$N_1 = N/2, \quad M_1 = V_{max} l_{01} / 4 \quad (\text{图 3-2-33}) \quad (3-2-83)$$

这时应按压弯构件计算分肢强度和在刚架平面内的整体稳定，计算公式（详见第七章）为：

$$N_1 / A_c + M_1 / (\gamma_1 W_c) \le f, \quad N_1 / (\varphi_1 A_c) + 0.65 M_1 / [\gamma_1 W_c (1 - 0.8 N_1 / N_{E1})] \le f \quad (3-2-84)$$

式中 \$A_c\$、\$W_c\$ 分别为分肢的截面面积和绕 1-1 轴的抵抗矩（分肢为槽钢时取最小抵抗矩），\$\varphi_1\$、\$\gamma_1\$、\$N_{E1} = \pi^2 EA_c / \lambda_1^2\$、\$\lambda_1 = l_{01} / i_1\$ 分别为分肢绕 1-1 轴的稳定系数、截面塑性发展系数、欧拉临界力和长细比。

上述计算比较麻烦，而且需先确定初弯曲、初偏心、残余应力等初始缺陷的等效初弯曲 \$u_0\$，然后才能求出 \$Y_m = u_0 / (1 - N/N_E)\$，从而由式 (3-2-80、3-2-81) 求得

M_{\max} 和 V_{\max} 。通常可采用下面两种方法之一来假设等效初弯曲值。

第一种方法是根据钢构件制造的容许最大初弯曲 $l/1000$ ，当考虑其它初始缺陷时，按经验近似规定一个略为放大的等效初弯曲 v_0 ，例如可假设 $v_0 = l/500$ 或 $l/400$ 等。

第二种方法是根据构件的边缘纤维屈服准则来确定 v_0 ，即假设有等效初弯曲 v_0 的构件承受轴心压力 $N = \varphi f_y A$ （稳定承载力的极限）时，构件中点挠度由 v_0 增加至 $Y_m = v_0 / (1 - N/N_E)$ ，这时轴心压力 $N = \varphi f_y A$ 和附加弯矩 $M = NY_m = \varphi f_y AY_m$ 正好使构件边缘纤维达到屈服强度 f_y ，用公式表达时为 [即式 (3-2-24)]：

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{\varphi f_y A}{A} \left(1 + \frac{AY_m}{W} \right) = f_y \quad (3-2-85)$$

解得：

$$Y_m = \frac{W}{A} \left(\frac{1}{\varphi} - 1 \right) \quad (3-2-86)$$

$$v_0 = Y_m \left(1 - \frac{N}{N_E} \right) = \frac{W}{A} \left(\frac{1}{\varphi} - 1 \right) \left(1 - \frac{\varphi f_y A}{N_E} \right) = \frac{W}{A} \left(\frac{1}{\varphi} - 1 \right) \left(1 - \frac{\varphi f_y \lambda_{0x}^2}{\pi^2 E} \right) \quad (3-2-87)$$

代入式 (3-2-81) 可求得构件达到极限承载力时的最大剪力为：

$$V_{\max} = NY_m \frac{\pi}{l} = \varphi f_y A \cdot \frac{W}{A} \left(\frac{1}{\varphi} - 1 \right) \frac{\pi}{l} = \frac{\pi f_y W (1 - \varphi)}{l} \quad (3-2-88)$$

由于 $i_x \approx a_1 h$ ， $\lambda_{0x} = l/i_x$ ，以及 $W = I / (h/2) = Ai_x^2 / (h/2) \approx 2\alpha_1 Ai_x$ ，则得：

$$V_{\max} = Af_y \cdot \frac{2\alpha_1 \pi (1 - \varphi)}{\lambda_{0x}} = \frac{Af_y}{\psi} \quad (3-2-89)$$

式中 $\psi = \lambda_{0x} / [2\alpha_1 \pi (1 - \varphi)]$ 。对格构式构件一般可取翼缘尖向内的双槽钢截面为代表，其 $\alpha_1 = 0.44$ ，则 $\psi \approx \lambda_{0x} / [0.88\pi (1 - \varphi)]$ 。此 ψ 是 λ_{0x} 的函数，但在实用 λ_{0x} 范围内变化不太大。经过计算分析，为方便可取统一的偏小（偏安全）常值 $\psi = 85 \sqrt{235/f_y}$ 。据此，规范 GBJ 17-88 按照本方法，规定格构式轴心受压构件的剪力设计值取为（其中引入抗力分项系数，以 f 代替 f_y ）：

$$V = \frac{Af}{85\sqrt{235}} \sqrt{\frac{f_y}{f}} \quad (3-2-90)$$

此式与国际标准化组织（ISO）的钢结构设计规范草案所规定的 $V \geq 0.012Af_f/\gamma_R$ 基本相同。

按上式 V ，以及由式 (3-2-80、3-2-81) 得 $M = Vl/\pi$ ，便可按式 (3-2-82) ~ (3-2-84) 等验算分肢的稳定或强度。

为了进一步简化，经对各类型实际构件进行计算（取 $v_0 = l/500$ ）和综合分析，规范 GBJ 17-88 规定当格构式构件的分肢长细比满足下列条件时，即可认为分肢的稳定和强度可以满足而不必再作验算（即能保证分肢的稳定和强度高于整体构件）。规定的条件为：

$$\text{缀条式构件} \quad \lambda_1 \leq 0.7\lambda_{\max} \quad (3-2-91)$$

$$\text{缀板式构件} \quad \lambda_1 \leq 25 \quad (\lambda_{\max} \leq 50 \text{ 时}) \quad 0.5\lambda_{\max} \quad (\lambda_{\max} = 50 \sim 80 \text{ 时})$$

$$40 (\lambda_{\max} \geq 80 \text{ 时}) \quad (3-2-92)$$

式中 λ_{\max} 为格构式构件两方向长细比的较大值, 其中对虚轴取换算长细比。

四、格构式轴心受压构件分肢的局部稳定

格构式轴心受压构件的分肢承受压力, 因而有板件的局部稳定问题。分肢常采用轧制型钢, 翼缘和腹板相对较厚 (宽厚比相对较小), 一般都能满足局部稳定要求。当分肢采用焊接工形或槽形截面时, 其翼缘和腹板宽厚比应按式 (3-2-53)、(3-2-54) 进行验算, 以满足局部稳定要求。

五、格构式轴心受压构件的截面设计

格构式轴心受压构件的设计要求在本书一中已述。这里具体讨论由两个相同实腹式分肢组成的、缀件布置在分肢翼缘平面的格构式轴心受压构件 (图 3-2-36) 的截面选择和设计问题。

在第五节中提到的实腹轴心受压构件的截面设计应考虑的原则在格构式柱截面设计中也是适用的。但格构式构件是由分肢组成的, 具体设计步骤上有其特点。当格构式轴心受压构件的压力 N 设计值、计算长度 l_{0x} 和 l_{0y} 、钢材强度设计值 f 和截面类型都已知时, 在截面选择中主要分两大步骤: 首先按实轴稳定要求选择截面两分肢的尺寸, 其次按虚轴与实轴等稳定性确定分肢间距。

(一) 按实轴 (设为 y 轴) 稳定条件选定截面尺寸 (图 3-2-36)

(1) 假定绕实轴长细比 λ_y , 一般可先在 60 ~ 100 范围选取, 当 N 较大而 l_{0y} 较小时取较小值, 反之取较大值。根据 λ_y 及钢号和截面类别查得整体稳定系数 φ 值, 按公式 (3-2-41) 求所需截面面积:

$$A = N / (\varphi f) \quad (3-2-93)$$

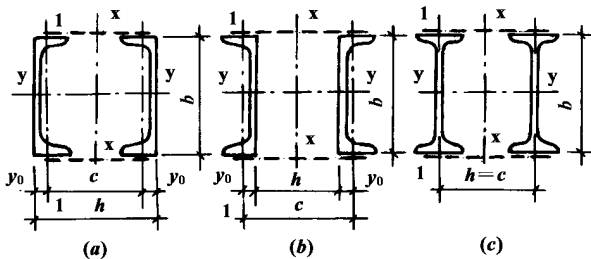


图 3-2-36 格构式构件截面设计

(2) 求所需绕实轴回转半径 i_y 。

$$i_y = l_{0y} / \lambda_y, (b = i_y / \alpha_2) \quad (3-2-94)$$

(3) 根据所需 A 、 i_y (或 A 、 b) 初选分肢型钢规格 (或截面尺寸), 并进行实轴整体稳定和刚度验算, 必要时还应进行强度验算和板件宽厚比验算。如假定的 λ_y 恰当, 则可从型钢表上找到一个几乎同时满足所需 A 和 i_y 的截面规格; 如假定 λ_y 偏大, 则从型钢表上找到的满足 i_y 条件的型钢所提供的 A 必小于需要的 A , 满足 A 条件的型钢所提供的 i_y 必大于需要的 i_y ; 适用的型钢号应在二者之间。如假定的 λ_y 偏小, 则情况相反。按此规律可重新假定 λ_y 重新试选, 直至满意为止。

(二) 按虚轴 (设为 x 轴) 与实轴等稳定原则确定两分肢间距 c 及截面高度 h (图 3-2-36)

(1) 根据换算长细比 $\lambda_{0x} = \lambda_y$, 则可得所需要的 λ_x 最大值:

$$\text{对缀条式格构构件, } \lambda_x = \sqrt{\lambda_{0x}^2 - 27A/A_{1x}} = \sqrt{\lambda_y^2 - 27A/A_{1x}} \quad (3-2-95)$$

$$\text{对缀板式格构构件, } \lambda_x = \sqrt{\lambda_{0x}^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{\lambda_y^2 - \lambda_1^2} \quad (3-2-96)$$

式中 A_{1x} 为两个缀条平面内的斜缀条毛截面面积之和, 可按初估缀条角钢尺寸确定; λ_1 为缀板间分肢长细比, 可按规范规定最大值 (或稍小) 取用, 即 $\lambda_1 \leq 25$ (当 $\lambda_y \leq 50$) $0.5\lambda_y$ (当 $\lambda_y = 50 \sim 80$) 40 (当 $\lambda_y \geq 80$)。

如果按实轴所选截面有较多富裕时, 可使虚轴 $\lambda_{0x} > \lambda_y$ 。这时式 (3-2-95) 及 (3-2-96) 中的 λ_{0x} 按下述步骤计算而不取 λ_y : 所需 $\varphi_x = N/Af$, 由此按虚轴截面类别查得所需 λ_{0x} 。(虚轴与实轴属不同截面类别时也按此计算。)

(2) 根据 λ_x 求所需 i_x :

$$i_x = l_{0x}/\lambda_x \quad (3-2-97)$$

(3) 根据 i_x 和 i_1 求两分肢轴线间距 c 和 h (图 3-2-36):

$$\therefore 2A_c i_x^2 = 2 [I_1 + A_c (c/2)^2] = 2 [A_c i_1^2 + A_c (c/2)^2]$$

$$\therefore c = 2 \sqrt{i_x^2 - i_1^2} \quad (3-2-98)$$

$$h = c \pm 2y_0 \quad (3-2-99)$$

两分肢翼缘间的净空应大于 $100 \sim 150\text{mm}$, 以便于油漆。 h 的实际尺寸应放大到 10mm 的倍数。

六、格构式轴心受压构件的缀件设计

(一) 格构式轴心受压构件的剪力

前面式 (3-2-90) (图 3-2-35d 虚线) 已给出格构式轴心受压构件中可能发生的最大剪力设计值, 即:

$$V = \frac{Af}{85\sqrt{235}} \sqrt{\frac{f_y}{f_v}} \quad (3-2-90)$$

为了设计方便, 此剪力 V 可认为沿构件全长不变, 方向可以是正或负 (图 3-2-

35d 实线); 由承受该剪力的各缀件面共同承担, 对图 3-2-36 所示双肢格构式构件有两个缀件面, 每面承担 $V_1 = V/2$ 。

(二) 缀件设计

1. 缀条设计

在缀条式格构构件中, 每个缀条面内的缀条与构件分肢翼缘 (包括邻近腹板) 组成平面桁架体系, 缀条内力可按铰接桁架进行分析。缀条的内力为 (图 3-2-32):

对单杆斜缀条 (图 3-2-32a、b、e) 或交叉斜缀条按柔性杆 (只受拉不受压, 见图 3-2-32f) 设计时, 斜缀条内力为:

$$N_{d1} = V_1 / \sin\theta \quad (3-2-100)$$

对交叉斜缀条按刚性杆 (一根受拉、一根受压, 见图 5-31c、d) 设计时, 斜缀条内力为:

$$N_{d1} = V_1 / 2 \sin\theta \quad (3-2-101)$$

对承受构件剪力的横缀条 (图 3-2-32e、f), 其内力为:

$$N_{d2} = V_1 \quad (3-2-102)$$

式中 V_1 ——每面缀条所受的剪力;

θ ——斜缀条与构件轴线间的夹角。

因为剪力方向可以正或负, 除柔性斜缀条内力为拉力 (横缀条受压) 外, 其它 N_{d1} 或 N_{d2} 可能受拉或受压, 设计时应按轴心受压计算。缀条通常采用单等边角钢, 最小尺寸 $\angle 45 \times 4 \sim \angle 50 \times 5$ 。单角钢缀条通常与构件分肢单面连接, 计算其强度、稳定和连接时, 应按第三章第四节考虑相应的强度设计值折减系数, 缀条或连接强度计算时折减系数 0.85; 等边角钢稳定计算时折减系数 $0.6 + 0.0015\lambda$, 取 ≥ 0.63 。缀条一般直接搭焊在构件分肢上, 为了保证必要的焊缝长度, 节点处缀条轴线交汇点可稍向外移至分肢形心轴线以外, 但不应超出分肢翼缘的外侧 (图 3-2-2c)。

不承受剪力的横缀条 (图 3-2-32b、d) 主要用来减少分肢的计算长度, 其截面尺寸通常取与斜缀条相同规格。

2. 缀板设计

前面曾讲过, 在缀板式构件中缀板与构件两个分肢组成单跨多层空间刚架体系, 在进行内力分析时将多层空间刚架第一缀板平面简化为多层平面刚架, 承受该面的剪力 V_1 , 并近似取反弯点均在各段分肢和缀板的中点 (图 3-2-33a)。

为了分析多层刚架, 需要先确定缀板间距。根据分肢稳定和强度条件, 缀板间净距 $l_{01} \leq \lambda_1 i_1$, 其中 $\lambda_1 \leq 25$ (当 $\lambda_{\max} \leq 50$) $0.5\lambda_{\max}$ (当 $\lambda_{\max} = 50 \sim 80$) 40 (当 $\lambda_{\max} > 80$)。

为了保证缀板有一定刚度, 规范要求在同一截面处各缀板 (或型钢横杆) 的线刚度之和不得小于构件较大分肢线刚度的 6 倍, 即 $\sum (I_b/c) \geq 6 (I_1/l_1)$ 。缀板常采用钢板, 其纵向高度 $h_b \geq 2c/3$, 厚度 $t_b \geq c/40$ 和 6mm, c 为分肢轴线间距, 一般可满足线刚度比、受力和连接等要求 (图 3-2-33d)。

计算缀板内力时，取每个缀板中点和与其相连的一个分肢相邻两反弯点之间的刚架部分作为隔离体（图 3-2-33c），根据内力平衡可得每个缀板剪力 V_{bl} 和弯矩 M_{bl} ：

$$V_{bl} = V_1 l_1 / c, \quad M_{bl} = V_1 l_1 / 2 \quad (3-2-103)$$

根据 M_{bl} 和 V_{bl} 验算缀板的弯曲强度和剪切强度。

缀板通常用角焊缝与分肢相连，承受 V_{bl} 和 M_{bl} 的共同作用。搭接长度一般可采用 20~30mm，可以采用三面围焊，或只用缀板端部纵向焊缝。

七、格构式轴心受压构件的横隔

同大型实腹式柱相似，格构式构件在受有较大水平力处和每个运送单元的两端，应设置横隔，以保证截面几何形状不变，提高构件抗扭刚度，以及传递必要的内力；构件较长时还应设置中间横隔，横隔的间距不得大于构件截面较大宽度的 9 倍或 8m。格构式构件的横隔可用钢板或交叉角钢做成（图 3-2-37）。

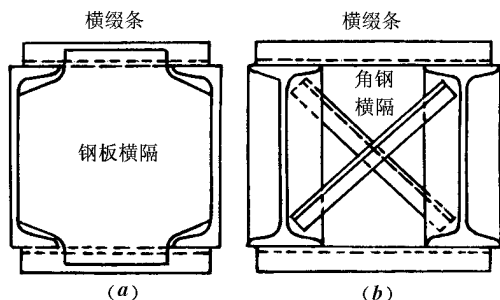


图 3-2-37 格构式构件的横隔

例题 某一缀板联系的格构式轴心受压柱，截面采用一对槽钢，翼缘肢尖向内；柱高 6m，两端铰接，承受压力设计值 $N = 1420\text{kN}$ （静力荷载，包括柱自重）；钢材为 Q235，焊条为 E43 型，截面无削弱。试选择其截面并设计缀板和横隔。

[解]

1. 已知条件： $N = 1420\text{kN}$ ；两端铰接， $l_{0x} = l_{0y} = l = 6\text{m}$ ；Q235 钢， $f = 215\text{N/mm}^2$ ， $f_y = 125\text{N/mm}^2$ ；E43 型焊条， $f_w^r = 160\text{N/mm}^2$ 。

2. 按绕实轴（y 轴）稳定要求，确定分肢截面尺寸（图 3-2-38）：

假定 $\lambda_y = 60$ ，按 Q235 钢 b 类截面从附录五附表 5-2 查得 $\varphi = 0.807$ 。

所需截面面积 $A = N / (\varphi f) = 1420 \times 10^3 / (0.807 \times 215) = 8184\text{mm}^2$ 。

所需回转半径 $i_y = l_{0y} / \lambda_y = 6000 / 60 = 100\text{mm}$ 。

本题已给分肢采用一对槽钢翼缘向内，从槽钢表中试选 2 [28a，实际 $A = 2 \times 4000 = 8000\text{mm}^2$ ， $i_y = 109.0\text{mm}$ 。其他截面特性： $i_1 = 23.3\text{mm}$ ， $y_0 = 20.9\text{mm}$ ， $I_1 = 2.18 \times 10^6\text{mm}^4$ 。

验算绕实轴稳定： $\lambda_y = l_{0y} / i_y = 6000 / 109.0 = 55.0 < [\lambda] = 150$ ，满足。

查得 $\varphi = 0.833$ (b类截面),

$N/(\varphi A) = 1420 \times 10^3 / (0.833 \times 8000) = 213.1 \text{ N/mm}^2 < f = 215 \text{ N/mm}^2$, 满足。

3. 按绕虚轴 (x 轴) 稳定确定分肢轴线间距 c 和柱截面高度 h (图 3-2-38):

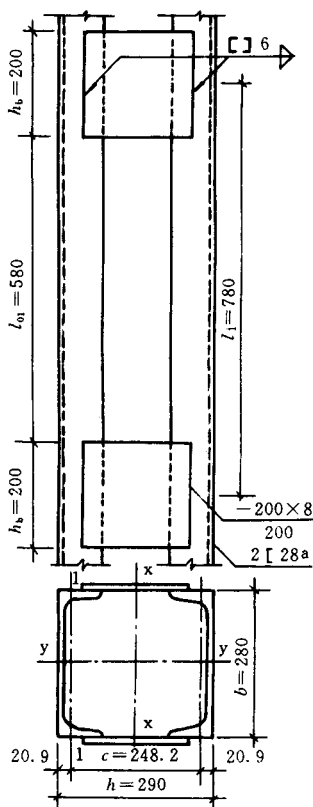


图 3-2-38

按等稳定原则 $\lambda_{0x} = \lambda_y$, 可求 λ_x 和 i_x 。 $\because \lambda_y = 55.0$, 分肢长细比 $\lambda_1 \leq 0.5\lambda_{\max} = 0.5 \times 55 = 27.5$, 取 25。

$$\lambda_x = \sqrt{\lambda_y^2 - \lambda_1^2} = \sqrt{55.0^2 - 25^2} = 49.0,$$

$$i_x = l_{0x} / \lambda_x = 6000 / 49.0 = 122.4 \text{ mm}$$

$$c = 2 \sqrt{i_x^2 - i_1^2} = 2 \sqrt{122.4^2 - 23.3^2} = 240.3 \text{ mm},$$

$$h = c + 2y_0 = 240.3 + 2 \times 20.9 = 282.1 \text{ mm}$$

采用 $h = 290 \text{ mm}$, 实际 $c = 290 - 2 \times 20.9 = 248.2 \text{ mm}$ 。

两槽钢翼缘间净距 $= 290 - 2 \times 82 = 126 \text{ mm} > 100 \text{ mm}$ 。

精确验算虚轴稳定: 缀板间净距 $l_{01} = \lambda_1 i_1 = 25 \times 23.3 = 582.5 \text{ mm}$, 采用 580 mm , $\lambda_1 = 580 / 23.3 = 24.9$

$$i_x = \sqrt{(c/2)^2 + i_1^2} = \sqrt{(248.2/2)^2 + 23.3^2}$$

$$= 126.3\text{mm} ,$$

$$\lambda_x = 6000/126.3 = 47.5 ,$$

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2} = \sqrt{47.5^2 + 24.9^2}$$

$$= 53.7 < [\lambda] = 150 , \quad \varphi = 0.839$$

$$N/(\varphi A) = 1420 \times 10^3 / (0.839 \times 8000)$$

$$= 211.6\text{N}/\text{mm}^2 < f = 215\text{N}/\text{mm}^2 , \text{ 满足 } \lambda_{\max} = 55.0 , \lambda_1 = 24.9 < 0.5\lambda_{\max} =$$

27.5, 满足规范规定, 所以无须验算单肢整体稳定和强度; 单肢采用型钢, 也不必验算分肢局部稳定。至此可认为所选截面满意。

4. 缀板设计

$$(1) \text{ 柱的剪力 } V = (Af/85) \sqrt{f_y/235} = 8000 \times 215/85 = 20.24 \times 10^3\text{N} = 20.24\text{kN}$$

$$\text{每个缀板面剪力 } V_1 = V/2 = 20.24/2 = 10.12\text{kN}$$

$$(2) \text{ 初选缀板尺寸: 纵向高度 } h_b \geq \frac{2}{3}c = \frac{2}{3} \times 248.2 = 165.5\text{mm} , \text{ 厚度 } t_b \geq c/40 =$$

$$248.2/40 = 6.2\text{mm} , \text{ 取 } h_b \times t_b = 200 \times 8。$$

$$\text{相邻缀板中心距 } l_1 = l_{01} + h_b = 580 + 200 = 780\text{mm}$$

缀板线刚度之和与分肢线刚度比值:

$$\frac{\sum I_b/c}{I_1/l_1} = \frac{2 \times (8 \times 200^3/12) / 248.2}{2.18 \times 10^6/780} = 15.4 > 6 , \text{ 满足。}$$

(3) 验算缀板强度

$$\text{弯矩} \quad M_{bl} = V_1 l_1/2 = 10.12 \times 780/2 = 3947\text{kN} \cdot \text{mm}$$

$$\text{剪力} \quad V_{bl} = V_1 l_1/c = 10.12 \times 780/248.2 = 31.8\text{kN}$$

$$\sigma = 6M_{bl}/t_b h_b^2 = 6 \times 3947 \times 10^3 / (8 \times 200^2)$$

$$= 74.0\text{N}/\text{mm}^2 < f = 215\text{N}/\text{mm}^2$$

$$\tau = 1.5V_{bl}/t_b h_b = 1.5 \times 31.8 \times 10^3 / (8 \times 200)$$

$$= 29.8\text{N}/\text{mm}^2 < f_v = 125\text{N}/\text{mm}^2$$

(4) 缀板焊缝计算:

采用三面周围角焊缝。计算时偏于安全地只取端部纵向焊缝, l_w 取 200mm; 焊脚尺寸 h_f 。

$$\tau_1 = \sqrt{\left(\frac{1}{\beta_f} \frac{M_{bl}}{W_f}\right)^2 + \left(\frac{V_{bl}}{A_f}\right)^2} = \sqrt{\frac{1}{1.5} \left(\frac{6M_{bl}}{0.7h_f h_b^2}\right)^2 + \left(\frac{V_{bl}}{0.7h_f h_b}\right)^2}$$

$$= \sqrt{\frac{1}{1.5} \left(\frac{6 \times 3947 \times 10^3}{0.7h_f \times 200^2}\right)^2 + \left(\frac{31.8 \times 10^3}{0.7h_f \times 200}\right)^2}$$

$$= 727.0/h_f \text{N}/\text{mm}^2 \leq f_f^v = 160\text{N}/\text{mm}^2$$

$$h_f = 4.54\text{mm} , \text{ 用 } 6\text{mm}。$$

5. 横隔

采用钢板式横隔, 厚 8mm, 与缀板配合设置。间距 $\leq 9h = 2.61\text{m}$ 和 8m; 柱高 6m,

柱端有柱头和柱脚，中间三分点处设两道横隔（参见图 3-2-37）。

例题 同前例，但缀件采用缀条。

[解]

1. 按绕实轴（y 轴）稳定条件选择槽钢尺寸：同前例，选用 2 [28a（图 3-2-39），

$\lambda_y = 55.0$ 。

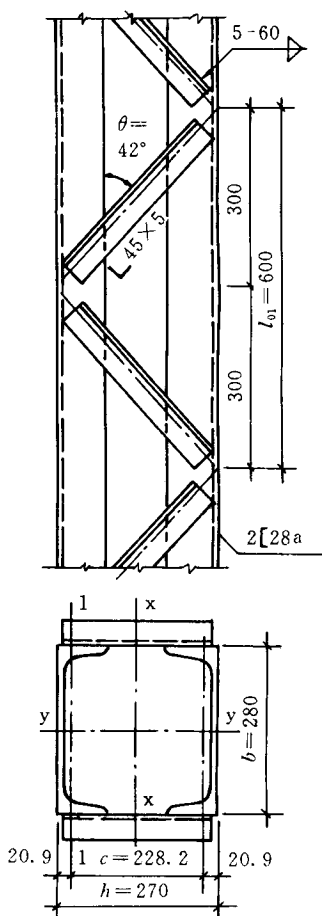


图 3-2-39

2. 按绕虚轴（x 轴）稳定条件确定截面高度 h ：

柱内力 N 不大，缀条采用最小角钢，取 $L_45 \times 5$ 。两缀条面内斜缀条毛截面面积之和 $A_{1x} = 2 \times 429 = 858 \text{mm}^2$ 。

按等稳定原则 $\lambda_{0x} = \lambda_y$ ，得：

$$\lambda_x = \sqrt{\lambda_y^2 - 27A/A_{1x}} = \sqrt{55.0^2 - 27 \times 8000/858} = 52.7$$

$$i_x = l_{0x}/\lambda_x = 6000/52.7 = 113.9 \text{mm}$$

$$c = 2 \sqrt{i_x^2 - i_1^2} = 2 \sqrt{113.9^2 - 23.3^2} = 223.0\text{mm}$$

$$h = c + 2y_0 = 223.0 + 2 \times 20.9 = 264.8\text{mm}$$

采用 $h = 270\text{mm}$ ，实际 $c = 270 - 2 \times 20.9 = 228.2\text{mm}$

两槽钢翼缘间净距 $= 270 - 2 \times 82 = 106\text{mm} > 100\text{mm}$ 。

验算虚轴稳定：

$$i_x = \sqrt{(c/2)^2 + i_1^2}$$

$$= \sqrt{(228.2/2)^2 + 23.3^2} = 116.5\text{mm}$$

$$\lambda_x = l_{0x}/i_x = 6000/116.5 = 51.5$$

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + 27A/A_{1x}}$$

$$= \sqrt{51.5^2 + 27 \times 8000/858} = 53.9 < [\lambda] = 150$$

$$\varphi = 0.838$$

$$N/(\varphi A) = 1420 \times 10^3 / (0.838 \times 8000)$$

$$= 211.8\text{N/mm}^2 < f = 215\text{N/mm}^2, \text{ 满足。}$$

$$\lambda_{\max} = \lambda_y = 55.0, \lambda_1 \leq 0.7\lambda_{\max} = 38.5$$

$$l_{01} = \lambda_1 i_1 \leq 38.5 \times 23.3 = 897\text{mm}$$

如采用人字式单斜杆缀条体系， $\theta = 40^\circ$ ，交汇于分肢槽钢边线，则 $l_{01} = 2(h/\text{tg}\theta) = 2(270/\text{tg}40^\circ) = 644\text{mm}$ 。采用 $l_{01} = 600\text{mm}$ ， $\theta = \text{Arc tg}[270/(600/2)] = 41.99^\circ$ ，满足规范要求，不必验算分肢稳定和强度。槽钢为轧制型钢，也无须验算分肢局部稳定。

3. 缀条设计

(1) 柱的剪力：同例 5-3， $V = 20.24\text{kN}$ ， $V_1 = 10.12\text{kN}$ 。

(2) 缀条尺寸已初步确定 $\square 45 \times 5$ ， $A_{d1} = 429\text{mm}^2$ ， $i_{\min} = 8.8\text{mm}$ 。采用人字形单缀条体系， $\theta = 41.99^\circ$ ，分肢 $l_{01} = 600\text{mm}$ ，斜缀条长度 $l_d = 270/\sin 41.99^\circ = 403.6\text{mm}$ 。

(3) 缀条内力和稳定验算：

一根缀条内力， $N_{d1} = V_1/\sin\theta = 10.12/\sin 41.99^\circ = 15.13\text{kN}$

缀条 $\lambda_1 = l_d/i_{\min} = 403.6/8.8 = 45.9 < [\lambda] = 150$

按 b 类截面、Q235 钢查得 $\varphi = 0.874$

单面连接等边单角钢按轴心受压计算稳定时，强度设计值折减系数 $\eta = 0.6 + 0.0015\lambda = 0.6 + 0.0015 \times 45.9 = 0.669$ ：

$\sigma = N_{d1}/\eta(\varphi A) = 15.13 \times 10^3 / (0.669 \times 0.874 \times 429) = 60.3\text{N/mm}^2 < f = 215\text{N/mm}^2$ ，满足。

(4) 缀条连接：单面连接单角钢按轴心受力计算连接时，强度设计值折减系数 = 0.85。

缀条焊缝采用角焊缝，肢背 $h_{f1} l_{w1} = 0.7N_{d1} / (0.85 \times 0.7f_f^w) = 0.7 \times 15.13 \times 10^3 / (0.85 \times 0.7 \times 160) = 111.3\text{mm}^2$ ；按构造要求，肢背和肢尖焊缝均采用 5-50，计算值 $h_f l_w = 5 \times 40 = 200\text{mm}^2$ 。

4. 横隔

柱截面最大宽度为 280mm，横隔间距 $\leq 9 \times 0.28 = 2.52\text{m}$ 和 8m。柱高 6m，上下两端有柱头柱脚，中间三分点处设两道钢板横隔，与斜缀条节点配合设置（参见图 3-2-37）。

第七节 冷弯薄壁型钢轴心压杆计算

在本章的第四节中对均匀受压的板件曾要求其在构件发生整体失稳之前不致凸曲，板件的容许宽厚比是根据板件和构件等稳的条件确定的。但实际上，宽厚比超过这种等稳条件的板件，在凸曲以后仍能继续承担更大的压力，亦即具有屈曲后强度。

一、板件屈曲后的强度

在研究板件屈曲后强度之前，先考察一下图 3-2-40 所示由具有截面相同纵横板条连接而成的平面结构。此结构具有很大弯曲刚度但能平移的周边支承，开始时纵向板条均匀承受着纵向压力，即 $N_1 = N_2 = N_3$ ，而横向力 $H_1 = H_2 = H_3 = 0$ 。但是当 N_1 、 N_2 和 N_3 到达临界值 N_{cr} 以后纵向板条开始屈曲，在结构中部垂直于板条初始平面的最大变位是 w_{11} 。由于纵横板条结构是一个整体，在纵向板条屈曲时横向板条也被带动并产生拉力，牵制了纵向板条变位的扩展。这种牵制作用对靠近侧边的纵向板条的影响最大。牵制作用提高了纵向板条的承载力，但是纵向力不再均匀而是 $N_1 < N_2 < N_3$ 。这种现象可以用来说明开始承受均匀压力的四边简支的薄板的屈曲后强度。当板的纵向压应力达到如图 4-41a 所示的屈曲应力 σ_{crx} 以后薄板就开始凸曲，板的中部产生纵向薄膜张力，张力的作用增强了板的抗弯刚度。当外力继续增加时，板的侧边部分还可承受超过屈曲应力的压力直至板的侧边部分的应力 σ_x 达到屈服强度，而板的中部在凸曲以后应力不再增加，反而略有降低，板的应力分布由均匀变为不均匀，如图 3-2-41b 所示。除纵向应力 σ_x 外在横向也不同程度地产生应力 σ_y 。这种板件的承载能力是以侧边处的应力达到屈服强度为极限的。如果画出板端的压力 N_x 和板端压缩量 Δ 的关系曲线如图 3-2-41c，可以看到板达到临界力 N_{crx} 以后荷载的提高。宽厚比小的板，屈曲应力 σ_{crx} 接近于屈服强度 f_y ，屈曲后强度提高不明显，而宽厚比大的板， σ_{crx} 比 f_y 小得多，屈曲后强度的潜力较大。

二、板件的有效宽厚比

美国在本世纪的卅年代开始用大挠度理论研究了板件屈曲后的强度问题，在一系列实验研究的基础上提出了用有效宽度的方法来计算受压薄板的承载能力。我国冷弯薄壁型钢结构设计规范对于受压构件中的薄板计算就引用了有效宽度的概念。它的基本思想

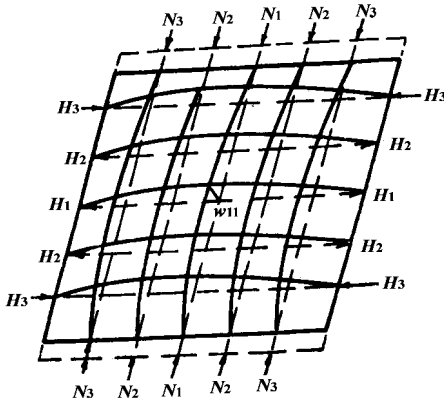


图 3-2-40 平面结构受压屈曲

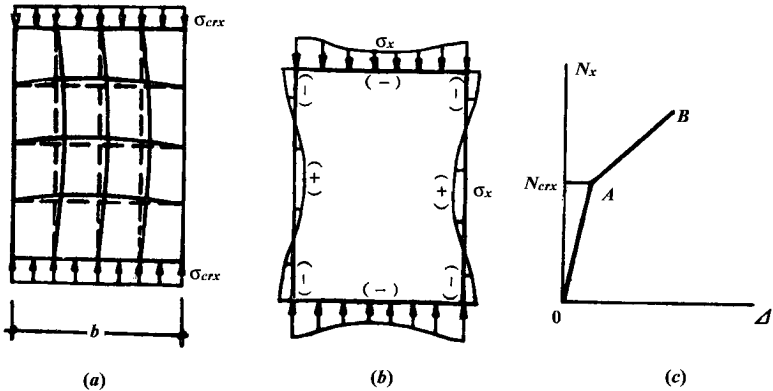


图 3-2-41 板件屈曲后强度

是认为板件在达到极限承载能力时压力 N_u 完全由侧边部分的有效宽度范围内的板来负担，这部分的应力全都达到屈服强度 f_y 。对于如图 3-2-41a 所示有两个侧边的薄板，可以近似地看作两边各有宽度为 $b_e/2$ 的那部分有效，而中间部分从受力上看认为完全不起作用。以 σ_u 表示板件达到极限承载能力 N_u 时的全截面的平均应力，于是有效宽度 b_e 和板的宽度之间的关系是：

$$b_e f_y = b \sigma_u \text{ 或者 } b_e = \sigma_u b / f_y \quad (3-2-104)$$

图 3-2-42 说明确定板的有效宽度的方法的过程。图 3-2-42b 是板屈曲后的极限状态，图 3-2-42c 是对应于计算公式 (3-2-104) 的应力分布。如何确定有效宽度 b_e 还要根据板的极限状态时截面应力分布的近似图形 3-2-42d 来确定。在这个图中两侧各有宽度为 $d/2$ 的板条的应力达到屈服强度 f_y ，而中间部分的宽度为 $(b-d)$ 的板条的应力则为薄板的屈曲应力 σ_{cr} 。这样板的平均应力 σ_u 可以由下式得到：

$$\sigma_u = \frac{d f_y + (b-d) \sigma_{cr}}{b} = d f_y / b + (1-d/b) \sigma_{cr}$$

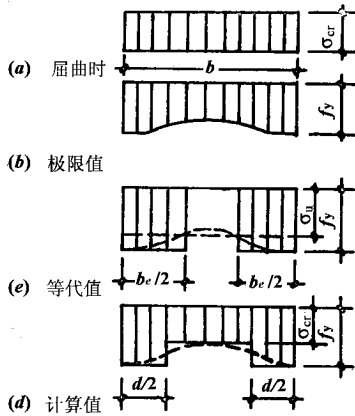


图 3-2-42 板件屈曲后的有效宽度

$$\text{或} \quad \sigma_u = k_1 f_y + k_2 \sigma_{cr} \quad (3-2-105)$$

式中 $k_1 = d/b$, $k_2 = 1 - k_1$

将 σ_u 代入式 (3-2-104), 并利用在第四节中板件的弹塑性屈曲应力 σ_{crx} 的计算公式, 对于四边简支的板, 屈曲系数 K 取 4, 得到

$$\frac{b_e}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = k_1 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} + \frac{\pi^2 K k_2}{12(1-\nu^2)} \frac{\sqrt{\eta}}{\frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}} \quad (3-2-106)$$

在式 (3-2-106) 中, 系数 k_1 与 k_2 之和本应为 1, 但是由于薄板本身不可避免地存在初始弯曲等缺陷, 使板的承载能力有所降低。根据试验资料, 可取 $k_1 = 0.25$, $k_2 = 0.65$ 。这样上式变为:

$$\frac{b_e}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0.25 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} + 2.35 \frac{\sqrt{\eta}}{\frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}} \quad (3-2-107)$$

切线模量系数 η 和截面的平均应力 σ_u 与钢材的材性有关。因此, 有效宽厚比 b_e/t 可以根据钢材的屈服强度 f_y , 板件的宽厚比 b/t , 板件的边界条件和截面的平均应力 σ_u 来确定。为便于应用, 冷弯薄壁型钢设计规范根据不同的边界条件制定了确定均匀受压板的有效宽厚比的表格。在一般钢结构设计中有时也利用薄板屈曲后强度的性能, 例如在大型的焊接工字形截面受压构件中, 有时采用的腹板厚度小于板件不至屈曲的要求。这时可取与翼缘连接处宽度为 $20 \sqrt{235/f_y}$ 倍腹板厚度的部分作为有效截面, 如经计算截面的整体稳定仍符合要求, 就允许采用较薄的腹板以便获得较好的经济效果。

在计算冷弯薄壁型钢轴心压杆时, 对于截面特性 I 和 i , 一概根据毛截面计算。在确定有效宽厚比时用构件截面的平均应力 σ 或 φf , 在确定杆的承载能力时用有效截面面积。根据如图 3-2-43 所示的板件的不同支承条件确定其有效宽度。薄板的支承条件一般有三种, 一种是简支的, 如图 3-2-43a 和 b 中的腹板和图 3-2-43c 中的诸板;

另一种是卷边的，如图 3-2-43b 中的翼缘；还有一种是自由的，如图 3-2-43a 中的翼缘。卷边的支承条件比自由边有利于提高板件的屈曲后强度，但是卷边却不如简支边刚强。为了保证卷边支承的有效性，卷边的高厚比 a/t 应符合冷弯薄壁型钢结构技术规范 GBJ 18-87 的要求。

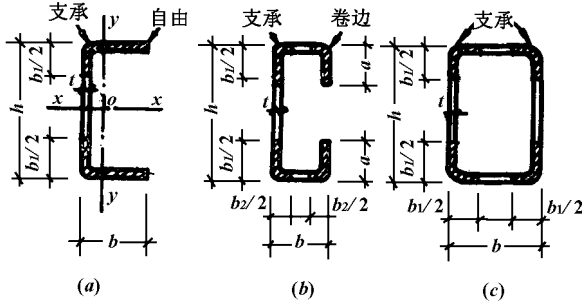


图 3-2-43 受压板件的有效宽度

对于一边简支、一边自由的板件，薄钢规范规定宽厚比 b/t 由下式确定，不考虑屈曲后强度：

$$b/t = 100 \sqrt{5/\sigma} = 224/\sqrt{\sigma} \quad (3-2-108)$$

式中 σ ——按毛截面计算的平均应力，以 N/mm^2 计。

对于两边简支的板件，有效宽厚比 b_1/t 与 $\sigma = \varphi f$ 和 b/t 或 h/t 有关，应按表 3-2-7 采用。

表 3-2-7 均匀受压的两边简支板件的有效宽厚比 b_1/t

$\sigma (N/mm^2)$	300	280	260	240	220	200	180	160	140	120	100					
b/t 或 h/t																
30	27	28	29			全截面有效										
32	28	28	29	30	31											
34	30	30	31	31	32							33				
36	31	31	32	32	33							34	35			
38	33	33	33	33	34							35	36	37		
40	34	34	34	35	35							36	37	38	39	
42	35	35	36	36	37							37	38	39	40	
44	36	37	37	38	38							39	40	41	42	43
46	37	38	38	39	39							40	41	42	43	44
48	38	39	39	40	41							41	42	43	44	45

σ (N/mm ²) b/t 或 h/t	300	280	260	240	220	200	180	160	140	120	100
50	39	40	41	41	42	43	44	45	46	47	48
52	39	40	42	42	43	44	45	46	47	48	50
54	39	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
56	39	41	43	44	45	46	47	48	49	50	51
58	39	41	43	45	46	47	48	49	50	51	52
60	39	41	43	45	47	48	49	50	51	52	53

对于一边简支，另一边卷边的板，其有效宽厚比 b_2/t 也与 $\sigma = \varphi f$ 和 b/t 有关，可按薄钢规范的规定采用。

三、截面的强度计算

强度计算的公式是：

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{efn}}} < f \quad (3-2-109)$$

式中 A_{efn} ——有效净截面面积，计算时应扣除有效截面范围内的螺孔面积。

f ——钢材的强度设计值，考虑到缺陷和锈蚀等因素对薄壁构件更为不利，因此钢材的强度设计值采用的比一般钢结构的略低。对于 Q235 钢， $f = 205\text{N/mm}^2$ ；对于 16 锰钢， $f = 300\text{N/mm}^2$ 。但是在截面的转折处，因有冷工硬化，钢材的屈服强度有一定提高，提高的幅度和钢材的抗拉强度 f_u 与屈服强度 f_y 的比值有关，还与截面转折的数目有关。按规范规定这种有利作用只允许在全截面均匀受力时才可考虑。计算方法见薄钢规范。

四、构件的整体稳定计算

对于双轴对称的轴心压杆，按下式计算其弯曲屈曲：

$$\frac{N}{\varphi A_{\text{ef}}} \leq f \quad (3-2-110)$$

式中 φ ——轴心压杆稳定系数；

A_{ef} ——有效截面毛面积。

因为冷弯薄壁型钢截面的类型不多，所以轴心压杆的稳定系数采用单曲线。截面的残余应力很微小，但是杆的初弯曲和初偏心对杆的承载能力的影响比一般钢压杆稍大，稳定系数仍用式算出，但计算时所用等效缺陷 ϵ_0 对 Q235 钢与 16 锰钢略有不同。设计时

φ 值可查薄钢规范的附表。

对于单轴对称开口截面轴心压杆，其截面如图 3-2-43a 所示，对称轴是 $x-x$ ，非对称轴是 $y-y$ ，这时绕非对称轴发生弯曲屈曲按式 (3-2-110) 计算，而绕对称轴将发生弯扭屈曲，需按薄钢规范所规定的方法另行计算。

【例题】 一根两端铰接的长度为 6.6m 的轴心受压柱，如图 3-2-44 所示，承受的压力设计值为 185kN，要求选用适当的冷弯薄壁方管截面，材料用 Q235-A·F 钢。

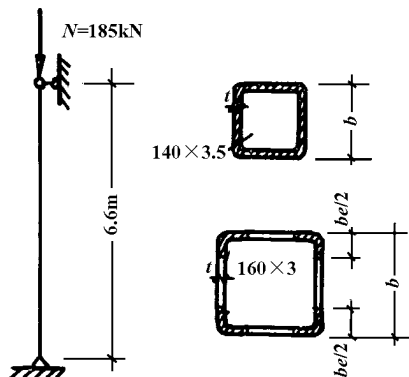


图 3-2-44 例题 4-10

【解】 已知柱的计算长度 $l_{0x} = l_{0y} = 660\text{cm}$ ，强度设计值 $f = 205\text{N/mm}^2$ ，允许长细比 $[\lambda] = 150$ 。

(1) 从薄钢规范的附表中试选截面

试选 140×3.5 方管，截面特性 $A = 18.58\text{cm}^2$ ， $i = 5.53\text{cm}$ ，管壁的宽厚比 $b/t = 140/3.5 = 40$ 。

柱的长细比 $\lambda = l_0/i = 660/5.53 = 119.3$ ，查薄钢规范附表得到 $\varphi = 0.457$ ， $\sigma = \varphi f = 93.7\text{N/mm}^2$ ，查表 4-6 知柱的全截面有效。

$$\frac{N}{\varphi A_{ef}} = \frac{185 \times 10^3}{0.457 \times 18.58 \times 10^2} = 217.9 > f = 205\text{N/mm}^2$$

不符合整体稳定要求，需修改截面。

(2) 改选截面，作刚度和整体稳定验算

改选方管 160×3 ， $A = 18.45\text{cm}^2$ ， $i = 6.37\text{cm}$ ， $b/t = 53.3$

$\lambda = 660/6.37 = 103.6 < [\lambda] = 150$ ，查薄钢规范附表得到 $\varphi = 0.562$ ， $\sigma = \varphi f = 115.2\text{N/mm}^2$ ，查表 4-6 知， $b_e/t = 49.0$

有效截面积 $A_{ef} = A - 4(b - b_e)t = 18.45 - 4(53.3 - 49.0) \times 0.3^2 = 16.90\text{cm}^2$ 。

$$\frac{N}{\varphi A_{ef}} = \frac{185 \times 10^3}{0.562 \times 16.90 \times 10^2} = 194.8 < 205\text{N/mm}^2$$

从改选的截面看，虽然两种截面的毛面积基本相同，但是由于后一种截面薄而宽

敞，所以满足了整体稳定和刚度要求。

第八节 梁与轴心受压柱的连接

柱的顶部与梁（或桁架）连接的部分称为柱头，其作用是将梁等上部结构的荷载传到柱身。梁与轴心受压柱的连接应为铰接，否则产生柱端弯矩，使柱成为压弯构件。其连接方式按梁安放在柱头的位置不同，可以分为将梁直接放在柱顶上的顶面连接和将梁连于柱侧面的侧面连接两类，构造上各有其特点。连接构造设计的原则是：传力明确、可靠、简捷，便于制造和安装，经济合理。

一、顶面连接

顶面连接通常是将梁安放在焊于柱顶面的柱顶板上（图 3-2-45a~d），按梁的支承方式又有下列两种做法：

（1）梁端支承加劲肋采用突缘板形式，其底部刨平（或铣平），与柱顶板直接顶紧（图 3-2-45a）。这种连接，即使两相邻梁的支座反力不相等时，对柱所引起的偏心也很小，柱仍接近轴心受压状态，是一种较好的轴心受压柱-梁连接型式。顶板厚度一般采用 16~25mm。当梁支座反力较大时在顶板下面对着梁端支座加劲肋位置，在柱腹板上焊一对加劲肋以加强腹板；加劲肋与顶板可以焊接，也可以刨平顶紧以便更好地将梁支座反力传至柱身。后一种做法利用承压可传递更大压力。当梁支座反力大时为了加强刚度，常在柱顶板中心部位加焊一块垫板（图 3-2-45b）。有时为了增加柱腹板的稳定性，在加劲肋下设水平加劲肋（图 3-2-45b）。柱顶板平面尺寸一般向柱四周外伸 20~30mm，以便与柱焊接。为了便于制造和安装，两相邻梁相接处预留 10~20mm 间隙，待安装就位后，在靠近梁下翼缘处的梁支座加劲肋间填以钢板，并用螺栓相连。这样既可使梁相互连接，又可避免梁弯曲时由于弹性约束而产生支座弯矩。

（2）梁端支承加劲肋采用与中间加劲肋相似的型式，并对准柱的翼缘放置，使梁的支座反力通过承压直接传给柱翼缘（图 3-2-45c），这是其优点。这种连接型式构造简单，施工方便，适用于相邻梁的支座反力相等或差值较小的情况。当支座反力不等且相差较大时，柱将产生较大的偏心弯矩，设计时应予考虑。两相邻梁可在安装就位后用连接板和螺栓在靠近下翼缘处连接起来。

当轴心受压柱为格构式时，可在柱的两分肢腹板内侧中央处焊一块加劲肋（或称竖隔板），使格构式柱在柱头一段变为实腹式。这样，格构式柱与梁的顶面连接构造可与实腹式柱的同样处理（图 3-2-45d）。

无论采用哪种型式，每个梁端都应采用两个螺栓将梁下翼缘与柱顶板加以连接，使其位置固定在柱顶板上。

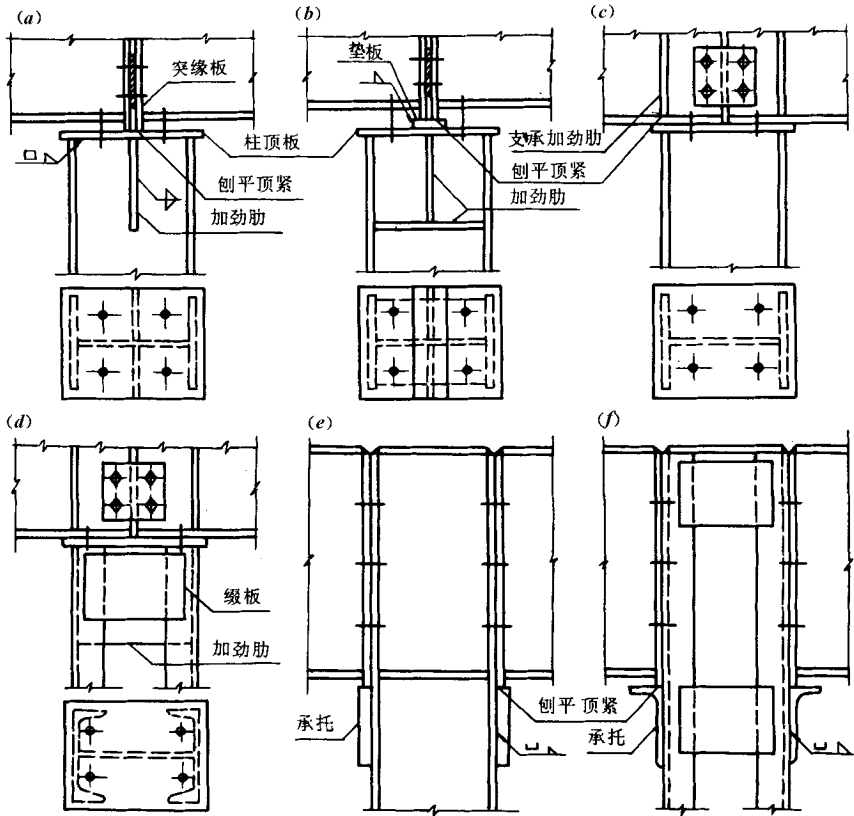


图 3-2-45 轴心受压柱柱头

二、侧面连接

侧面连接通常是在柱的侧面焊以承托，以支承梁的支座反力。图 3-2-45e、f 分别表示梁与实腹式柱和格构式柱的连接构造，其方法是将相邻梁端支座加劲肋的突缘部分刨平（或铣平）安放在焊于柱侧面的承托上，并与之顶紧。承托可用厚钢板（图 3-2-45e）或厚角钢（图 3-2-45f）做成。承托板厚度应比梁端支座加劲肋厚度大 5~10mm，一般为 25~40mm。梁端支承加劲肋可用 C 级螺栓与柱翼缘相连，螺栓的数目按构造要求布置。必要时梁端加劲肋与柱翼缘间可放填板。

为加强柱头的刚度，实腹式柱和柱头一段变成实腹式的格构式柱应设置柱顶板（起横隔作用），必要时还应该设加劲肋和缀板。

承托通常采用三面围焊的角焊缝焊于柱翼缘。考虑到梁支座加劲肋和承托的端面由于加工精度差，平行度不好，压力分配可能不均匀，计算时宜将支座反力增加（25~

30)%。

这种侧面连接型式，受力明确，但对梁长度误差要求较严。当两相邻梁的支座反力不相等时，对柱将产生偏心弯矩，设计时应予考虑。

第九节 轴心受压柱柱脚

柱下端与基础相连的部分称为柱脚。柱脚的作用是将柱身所受的力传递和分布到基础，并将柱固定于基础。基础一般由混凝土或钢筋混凝土做成，其强度远低于钢材的。所以，必须将柱身的底端扩大以增加与基础接触的面积，使接触面上承压力小于或等于基础的抗压强度设计值。这就要求柱脚应有一定的宽度和长度，也应有一定的刚度和强度，使柱身压力比较均匀地传到基础。因此，柱脚构造比较复杂，用钢量较大，制造比较费工。设计柱脚时应做到传力明确、可靠、简捷、构造简单、节约材料、施工方便，并符合计算简图。

一、轴心受压柱的柱脚型式和构造

轴心受压柱的柱脚通常按铰接设计。实际工程中很少采用真正自由转动的球形、轴形、弧形等型式的铰。下面主要介绍采用由底板、传力分布结构（靴梁、肋板等）和锚栓组成的铰接柱脚，常用的型式有以下几种（图 3-2-46）。

（一）仅有底板的柱脚（图 3-2-46a）

对轴力很小的柱，可将柱身底端切割平齐，直接与底板焊接。柱身所受的力通过焊缝传给底板，由底板分布到基础。底板厚度一般为 20~40mm，用两个锚栓固定在基础上，锚栓位置放在柱中轴线上，一般在短轴线底板两侧。锚栓直径按构造采用 20~30mm，预埋于混凝土基础内。这种柱脚构造最简单；但只适用于轴力很小的柱，否则底板和焊缝都将太厚，因为底板在各方向均为悬臂。

（二）有靴梁或有靴梁带隔板的柱脚（图 3-2-46b、c）

这种柱脚应用最广。靴梁是联系柱身和底板的横向分布结构，可用竖板或槽钢做成，在柱的两侧沿柱脚的较长方向各设置一个。柱身轴力先通过与靴梁连接的竖向焊缝传给靴梁，再从靴梁通过其与底板连接的水平焊缝传给底板，然后从底板传到基础。连接柱身与底板的水平焊缝由于质量不易保证（因板间位置不准常有一定空隙），计算时通常不考虑其受力。靴梁实际上是一个下边受有向上均布荷载的单跨双伸臂梁。固定柱脚于基础的锚栓数目、大小和位置同前述 1。底板宽度方向的悬臂尺寸不宜太大，通常等于（3~4.5）倍锚栓直径。

当靴梁外伸较长时，除靴梁外还可加设隔板（图 3-2-46c），将底板的区格划小，

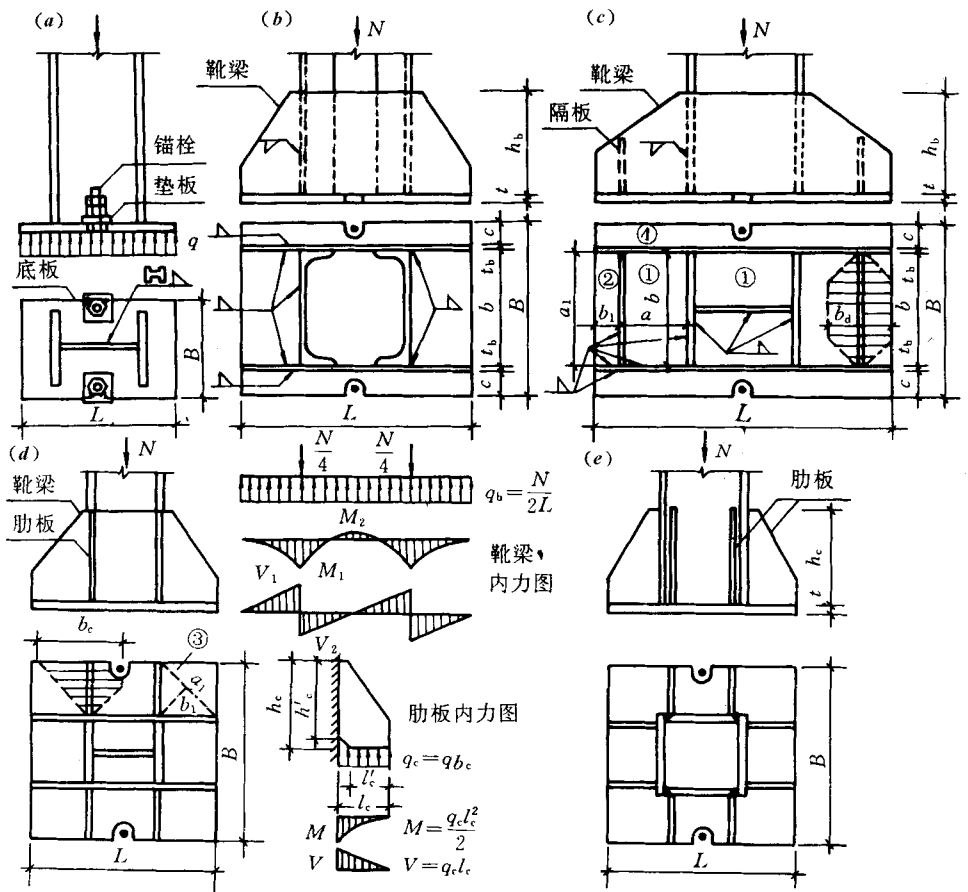


图 3-2-46 轴心受压柱柱脚

使底板承受的弯矩减小，厚度不致过大。隔板同时可提高靴梁的侧向刚度。

(三) 有靴梁和肋板的柱脚或仅用肋板作分布结构的柱脚 (图 3-2-46d、e)

这种柱脚采用双向分布结构，使柱身轴力向四个方向扩散，基础压力分布得更均匀。这种柱脚底板可做成正方形或接近正方形。通常情况是在柱的一个方向采用靴梁，另一方向设肋板 (图 3-2-46d)。当轴力较小时也可在两个方向都采用肋板而不设靴梁 (图 3-2-46e)。肋板的受力如同受均布荷载的倒悬臂梁，弯矩和剪力在支承焊缝处最大，向边端衰减较快，所以肋板外形常做成接近三角形。这种柱脚的锚栓布置和前面一样。

为了安装柱子时便于调整位置，底板上的锚栓孔直径一般取锚栓直径的 (2~2.5) 倍，其外侧并做成开口，待柱子安装就位后，再用垫板套在锚栓上，并与底板焊牢。垫

板孔径比锚栓直径大 $1 \sim 2\text{mm}$ ，最后拧紧锚栓螺帽。

二、轴心受压柱柱脚计算

轴心受压柱柱脚是一个受力复杂的空间结构，计算时通常作适当的简化，对底板、靴梁和隔板等分别进行计算。

(一) 底板的计算

底板的计算包括确定底板平面尺寸和厚度。

1. 底板的平面尺寸

轴心受压柱柱脚底板一般采用矩形，底板面形心与柱截面形心重合。计算时通常假设底板与基础接触面间的压应力均匀分布，则底板的宽度 B 和长度 L 可按下式求算：

$$A = B \cdot L = N / f_{cc} + A_0 \quad (3-2-111)$$

式中 N 为柱的轴心压力设计值； f_{cc} 为基础混凝土的轴心抗压强度设计值，当混凝土强度等级为 C15、C20、C25 时， f_{cc} 分别等于 7.5、10.0、12.5 N/mm^2 （见表 3-2-7）； A_0 为锚栓孔面积。

底板宽度 B 可根据柱截面宽度和分布结构布置确定，例如对图 3-2-46b，可取 $B = b + 2t_b + 2c$ ，式中 b 为柱宽； t_b 为靴梁厚度，通常取 $10 \sim 16\text{mm}$ ； c 为底板悬臂宽度，可取 $(3 \sim 4.5)$ 倍锚栓直径。应使底板长度 $L \leq 2B$ 。对接近正方形的底板，取 $L \approx B$ 。

底板尺寸 L 、 B 选定后，按下式确定和验算基础反力：

$$q = N / (B \cdot L - A_0) \leq f_{cc} \quad (3-2-112)$$

2. 底板厚度

底板是一块整体块，计算时可将靴梁、隔板、肋板及柱身截面视作底板的支承，把板划分为不同支承条件的矩形区格，独立地按弹性理论计算每一区格由基础反力产生的最大弯矩，以此来确定底板厚度。为简化计算，对四边和三边支承板，通常偏安全均按板边简支考虑。

在均布的基础反力 q 的作用下，各区格底板单位宽度的最大弯矩为（图 3-2-46c、d 中的①②③④区格）：

①四边支承板（ a 为短边长度， b 为长边长度）：

$$M = \alpha q a^2 \quad (3-2-113)$$

②三边支承一边自由板（ a_1 为自由边长度， b_1 为与自由边垂直的边长）：

$$M = \beta q a_1^2 \quad (3-2-114)$$

③二相邻边支承，另二边自由板（ a_1 为对角线长度）：

$$M = \beta q a_1^2 \quad (3-2-115)$$

④悬臂板（ c 为悬臂长度）：

$$M = \frac{1}{2} q c^2 \quad (3-2-116)$$

式中 α 、 β 为最大弯矩系数，查表 3-2-8 和表 3-2-9 求得；系数 α 、 β 为四边简支板和三边简支、一边自由板，按泊松比 $\nu=0.3$ 的弹性理论求得，最大 M 分别在板中心短边方向和自由边中点。对于两相邻边支承另两边自由板，其最大 M 可近似地按三边支承一边自由区格计算，因而计算公式 (3-2-115) 与式 (3-2-114) 相同，系数 β 也由 b_1/a_1 查表 3-2-9 求得，这时 a_1 取对角线长度， b_1 取内角顶点到对角线的垂直距离 (图 3-2-46d)。当三边支承一边自由板的 $b_1/a_1 < 0.3$ 时，按悬臂板计算。

表 3-2-8 四边简支板最大弯矩系数 α ($M_{\max} = \alpha qa^2$, a 为短边)

b/a	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6
α	0.0479	0.0553	0.0626	0.0693	0.0753	0.0812	0.0862
b/a	1.7	1.8	1.9	2.0	2.5	3.0	≥ 4.0
α	0.0908	0.0948	0.0985	0.1017	0.1132	0.1189	0.1250

表 3-2-9 三边简支一边自由板最大弯矩系数 β ($M_{\max} = \beta qa_1^2$, a_1 为自由边)

b_1/a_1	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75
β	0.0273	0.0355	0.0439	0.0522	0.0602	0.0677	0.0747	0.0812	0.0871	0.0924
b_1/a_1	0.8	0.85	0.9	0.95	1.0	1.1	1.2	1.3	≥ 1.4	
β	0.0972	0.1015	0.1053	0.1087	0.1117	0.1167	0.1205	0.1235	0.1250	

取所有区格弯矩 M 中最大者 M_{\max} 确定所需底板厚度：

$$t \geq \sqrt{6M_{\max} / (\gamma_x f)} \quad (3-2-117)$$

式中 γ_x 为受弯构件的截面塑性发展系数。规范 GBJ 17-88 规定：当构件承受静力或间接动力荷载时对钢板受弯取 $\gamma_x = 1.2$ (考虑钢板上下各 ~ 0.15 厚度范围内部分发展塑性，使截面抵抗矩增大至约 $\gamma_x = 1.2$ 倍)；当构件承受直接动力荷载时取 $\gamma_x = 1$ ，即按弹性计算 (第六章将作详细说明)。

如个别区格的弯矩较大致使底板厚度较大，可重新划分区格或对个别区格增加隔板、肋板，再做计算。

底板厚度一般为 20~40mm，最小 14mm，以保证底板有足够的刚度和基础反力接近均匀分布。

(二) 靴梁计算

靴梁按支承于柱身两侧的连接焊缝处的单跨双伸臂梁计算其强度，靴梁的高度 h_b 通常由其与柱身间的竖向焊缝长度来确定，厚度 t_b 可取等于或小于柱翼缘的厚度，靴梁截面即为 $h_b \times t_b$ ，通常不考虑底板参与共同受力；承受的荷载为由底板传来的沿梁长均布的基础反力。因此设计时常先计算靴梁的连接焊缝，再验算强度。

1. 靴梁与柱身间的连接焊缝计算

一般采用 4 条竖向焊缝 (图 3-2-46b、c) 传递柱全部轴心压力设计值 N :

$$\sum h_f l_w = N / (0.7 f_f^w) \quad (3-2-118)$$

式中 f_f^w 为角焊缝的强度设计值。选定焊脚尺寸 h_f 后可确定焊缝长度 l_w 。

靴梁高度取 $h_b \geq l_w + 10\text{mm}$ 。

2. 靴梁与底板间的水平焊缝计算

两个靴梁与底板间的全部连接焊缝按传递柱全部压力 N 计算, 一般不计入柱与底板间和隔板、肋板与底板间的焊缝。但由于这些焊缝的存在, 靴梁与底板间焊缝可按均匀传递 N 计算。

$$h_f \geq N / (0.7 \beta_1 f_f^w \sum l_w) \quad (3-2-119)$$

式中 $\sum l_w$ 为焊缝总长度, 要考虑每段焊缝的每个端头处减去 5mm; $h_f \geq 1.5\sqrt{t}$, t 为底板厚度; $\beta_1 = 1.22$ (承受静力或间接动力荷载的结构) 或 1 (承受直接动力荷载的结构)。

(3) 靴梁强度验算

每个靴梁所由底板传来的基础反力按线均布荷载 $q_b = qB/2$ 计算 (有隔板、肋板时仍可按此均布反力 q_b 计算)。单跨双伸臂梁的弯矩图和剪力图如图 3-2-46b 所示。按求得的最大弯矩和最大剪力验算梁截面 ($h_b \times t_b$) 的抗弯和抗剪强度。规范 GBJ 17-88 规定, 在计算抗弯强度时; 当构件承受静力或间接动力荷载时, 应考虑截面塑性发展系数 γ_x , 即对截面抵抗矩 W 乘以 $\gamma_x = 1.2$ (靴梁为钢板时) 或 1.05 (靴梁为槽钢时); 当构件承受直接动力荷载时, 取 $\gamma_x = 1$, 即按弹性计算 (第六章将作详细说明)。下面隔板、肋板受弯时也按此考虑。

(三) 隔板、肋板的计算

隔板按简支梁计算, 肋板按悬臂梁计算, 把由底板传来的基础反力看作荷载。双向底板传给各板边支承的荷载值近似地按 45° 线和中线为分界线, 对隔板和肋板形成梯形或三角形荷载; 为简化可按荷载最大宽度处的分布荷载值 $q_d = qb_d$ (或 $q_c = qb_c$) 作为全跨均布荷载 (图 3-2-46c、d)。

对隔板, 首先根据隔板支座反力计算其与靴梁连接的竖向焊缝 (隔板通常仅焊外侧)。然后按正面角焊缝计算隔板与底板间的连接焊缝 (通常仅焊外侧)。最后根据竖向焊缝长度 l_w 确定隔板高度 h_d , 取 $h_d \geq l_w + \text{切角高度} + 10\text{mm}$; 按求得的最大弯矩和最大剪力分别验算隔板截面的抗弯强度 ($h_d \times t_d$) 和抗剪强度 ($h'_d \times t_d$; h'_d 为切角后的高度)。

对肋板, 可首先假设截面高度 h_c , 根据求出的肋板支座反力和支座弯矩 (图 3-2-46d) 计算端部竖焊缝, 这时焊缝长度 $l_w = h_c - \text{切角高度} - 10\text{mm}$ 。然后按正面角焊缝计算肋板与底板间的水平焊缝。最后按最大弯矩和最大剪力分别验算截面 $h'_c \times t_c$ (h'_c 为切角后的高度) 的抗弯和抗剪强度。

第三章 梁的设计计算及实例与图集

第一节 梁的应用和型式

钢结构中广泛应用钢梁，即钢材制造的实腹式受弯构件，例如工业和民用建筑中的楼盖梁、屋盖梁、檩条、墙架梁、吊车梁和工作平台梁（图 3-3-1），以及桥梁、水工闸门、起重机、海上采油平台的梁等。

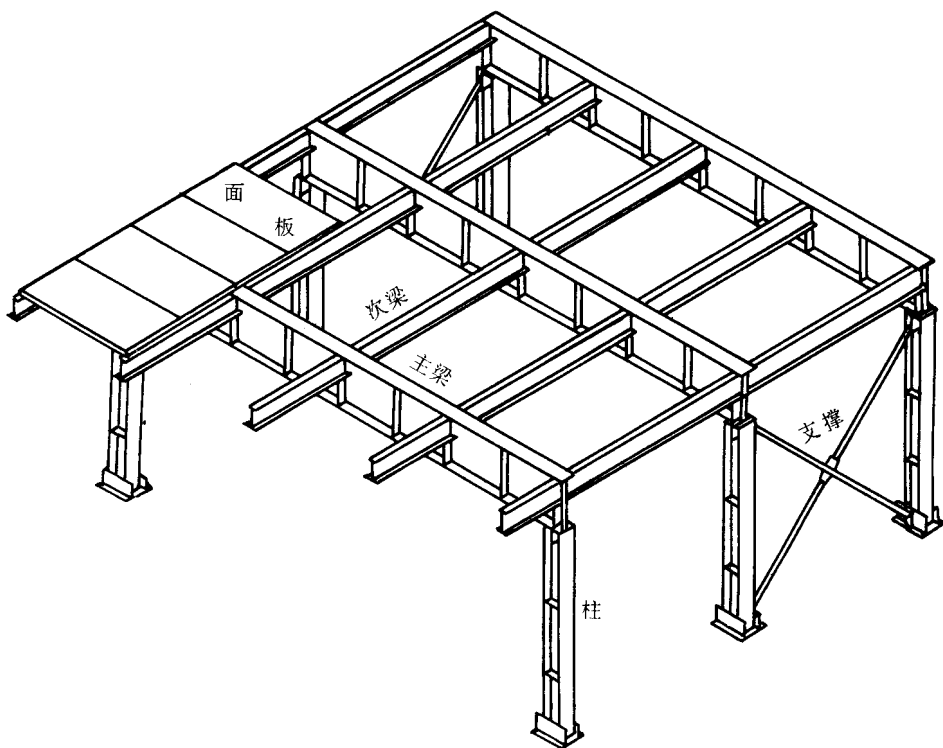


图 3-3-1 工作平台梁格

钢梁中最常采用简支梁，其用钢量虽然较多，但制造和安装方便，温度变化和支座沉陷不产生附加内力。有些情况下可采用带伸臂的梁、连续梁和框架梁（端部受弹性约

束)等。

钢梁按受力和使用要求可采用型钢梁和组合梁。型钢梁加工简单,价格较廉;但型钢截面尺寸受到一定规格的限制。当荷载和跨度较大、采用型钢截面不能满足承载力或刚度要求时,则采用组合梁。

型钢梁中通常采用热轧型钢梁(图 3-3-2a~c),荷载和跨度较小时也可采用冷弯薄壁型钢梁(图 3-3-2d~f)。热轧型钢梁主要采用工字钢和槽钢梁,其截面高而窄,适于强轴方向受弯。图 3-3-2b 的工字钢具有相对较宽的翼缘,一般称为 H 型钢(宽翼缘工字钢),用作梁时有较大的侧向刚度、抗扭刚度和整体稳定性,也便于在翼缘上搁置面板。槽钢梁的截面左右不对称,弯曲中心位于腹板外侧,在翼缘上施加荷载时梁同时受弯并受扭,故只在构造上能使荷载接近弯曲中心或能适当防止截面扭转时才宜采用;但槽钢的一个侧面平整,当端部靠腹板与其它构件连接时比较方便,用于檩条等双向受弯情况也常比工字钢截面有利。冷弯薄壁型钢梁常用于承受较轻荷载(轻屋面轻墙面等)的情况,如轻型檩条和墙梁等,其用钢量较省,但对防锈要求较高。通常用卷边槽钢截面(图 3-3-2d、e),对檩条也常用卷边 Z 形钢截面(图 3-3-2f),倾斜放置时其较强主轴比较接近于水平线位置,对承受竖向荷载下的弯曲较有利。

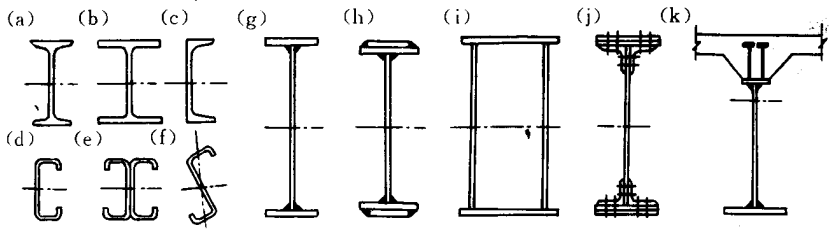


图 3-3-2 钢梁截面型式

组合梁由钢板或型钢用焊缝、铆钉或螺栓连接而成。最常用的是由三块钢板焊成的工形截面梁(图 3-3-2g),构造简单,制造方便,用钢量省。对多层翼缘板焊接组成的焊接梁(图 3-3-2h),焊接工作量增加,并会产生较大焊接应力和焊接变形,而且各层翼缘板间受力不均匀,当切断外层翼缘板以改变梁截面时将引起力线突变和较大应力集中,故目前用得较少,通常是当荷载较大、所供应厚钢板不能满足单层翼缘板的强度或焊接性要求时采用双层翼缘板,这时外层和内层翼缘板的厚度比宜为 0.5~1。双腹板的箱形截面梁(图 3-3-2i)具有较大的抗扭和侧向抗弯刚度,用于荷载和跨度较大而梁高受到限制、或侧向刚度要求较高或受双向较大弯矩的梁,例如桥式起重机的大梁等;但钢材用量较多,施焊不方便,制造也较费工。

组合梁的连接方法一般用焊接。但对跨度和动力荷载较大的梁,如所需厚钢板的质量不能满足焊接结构或动力荷载的要求时,可采用铆接或摩擦型高强度螺栓连接组合梁。这种组合梁最常采用由腹板、翼缘角钢和翼缘盖板组成的工形截面梁(图 3-3-2j)。翼缘角钢面积不宜少于整个翼缘面积的 30%;盖板通常用 1~3 块,以便采用较薄钢板,也便于随着梁弯矩的减小而逐次切断盖板而成为变截面梁;有时也可不用盖板。

这种梁费料又费工，目前用得较少。

钢与混凝土组合梁（图 3-3-2k）是在梁的受压区采用混凝土而其余部分采用钢材，充分发挥两种材料的优势，可以大大减小受压翼缘的钢材。这种梁已逐渐得到应用，主要用在楼盖和公路桥梁的次要梁，这时现浇的钢筋混凝土面板正好同时作为梁的受压翼缘；为了保证两种材料共同受力，钢梁表面应焊接抗剪连接件以与现浇混凝土板相联系。

组合梁一般采用双轴对称截面（图 3-3-2g~j）；但也可采用加强受压翼缘的单轴对称截面，以提高受压翼缘和梁的侧向刚度和稳定性，也适用于既承受竖向轮压又承受作用于梁上翼缘顶部的横向水平制动力的吊车梁中（图 3-3-3c、d）。

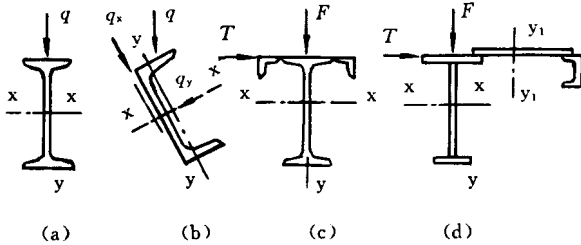


图 3-3-3 钢梁荷载

钢梁按承受荷载的情况，可分为仅在一个主平面内受弯的单向弯曲梁和在两个主平面内受弯的双向弯曲梁。大多数梁是单向弯曲（图 3-3-3a），屋面檩条（图 3-3-2f、3-3-3b）和吊车梁（图 3-3-3c、d）等是双向弯曲。

在钢梁中，除少数情况如吊车梁、起重机电梁或上承式铁路板梁桥等可单独或成对地布置外；通常是由许多梁（常有主梁和次梁）纵横交叉连接组成梁格（图 3-3-1、3-3-4），并在梁格上铺放直接承受荷载的钢或钢筋混凝土面板，例如楼盖或屋盖、工作平台、桥梁、闸门等。

梁格按主次梁排列情况可分成三种型式：

(1) 简单梁格（图 3-3-4a）——只有主梁，适用于主梁跨度较小或面板长度较大的情况。

(2) 普通梁格（图 3-3-4b）——在主梁间另设次梁，次梁上再支承面板，适用于大多数梁格尺寸和情况，应用最广。

(3) 复式梁格（图 3-3-4c）——在主梁间设纵向次梁，纵向次梁间再设横向次梁；荷载传递层次多，构造复杂，只用在主梁跨度大和荷载重的情况。

梁格中主次梁连接可采用叠接（图 3-3-4b①），构造简单安装方便，但梁格刚度较差且梁格所占建筑总高度较大。多数情况下尽量采用次梁从主梁侧面连接于主梁腹板（图 3-3-1、3-3-4b②），但连接构造稍复杂一些。

与轴心受压构件相仿，钢梁设计应考虑强度、刚度、整体稳定和局部稳定四个方面满足要求。

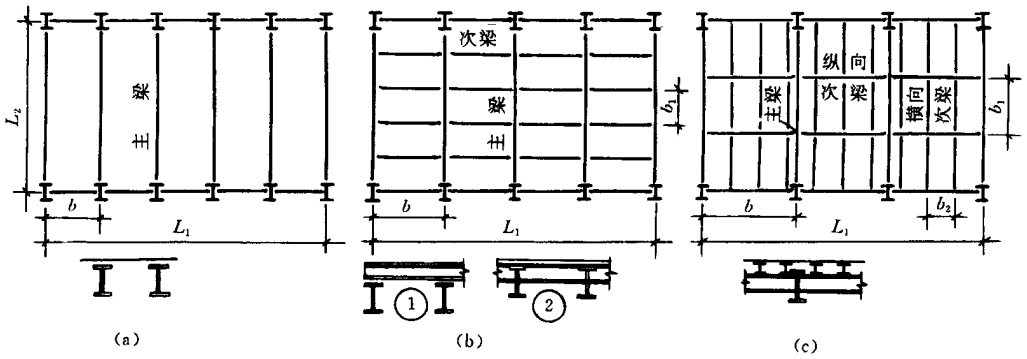


图 3-3-4 梁格型式

(a) 简单梁格 ; (b) 普通梁格 ; (c) 复式梁格。

梁的强度计算主要包括抗弯、抗剪和折算应力等强度应足够。刚度主要是控制最大挠度不超过按受力和使用要求规定的容许值。整体稳定指梁不会在刚度较差的侧向发生弯扭失稳，主要通过对梁的受压翼缘设足够的侧向支承，或适当加大梁截面以降低弯曲压应力至临界应力以下。局部稳定指梁的翼缘和腹板等板件不会发生局部凸曲失稳，在梁中主要通过限制受压翼缘和腹板的宽厚比不超过规定限值，对组合梁的腹板则常设置加劲肋以提高其局部稳定性。详细要求见以后各节。

第二节 梁的强度

根据第三章钢结构的设计方法所述，梁的设计对承载能力极限状态，须作强度和稳定（包括整体稳和局部稳定）的计算，吊车梁还须作疲劳计算；对正常使用极限状态，须作刚度（挠度）计算，使所选截面符合要求。本节将对梁的强度加以论述，刚度、稳定和疲劳则在以后各节论述。

梁在承受弯矩作用时，一般还伴随有剪力作用，有时局部还有压力作用，故在作梁的强度计算时，须包括抗弯强度和抗剪强度，必要时还有局部承压强度和上述几种应力共同作用下的折算应力。

一、抗弯强度

梁在弯矩作用下，当弯矩逐渐增加时，截面弯曲应力的的发展可分为三个工作阶段：

(一) 弹性工作阶段

在截面边缘纤维应力 $\sigma < f_y$ 之前，梁截面弯曲应力为三角形分布（图 3-3-5a），梁处于弹性工作阶段。当 $\sigma = f_y$ 时为梁的弹性工作阶段的极限状态（图 3-3-5b），其

弹性极限弯矩为：

$$M_e = f_y \cdot W_n \quad (3-3-1)$$

式中： W_n ——净截面（弹性）抵抗矩。

（二）弹塑性工作阶段

当弯矩继续增加，截面边缘部分深度进入塑性，但中间部分仍处于弹性工作状态（图 3-3-5c）。

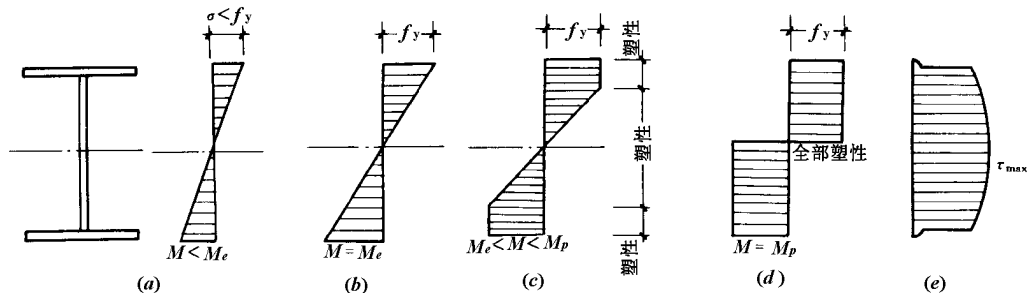


图 3-3-5 梁受荷时各阶段弯曲应力的分布

（三）塑性工作阶段

当弯矩再继续增加，截面的塑性区发展至全截面，形成塑性铰，梁产生相对转动，变形大量增加，此时为梁的塑性工作阶段的极限状态（图 3-3-5d）。其塑性极限弯矩为：

$$M_p = f_y (S_{1n} + S_{2n}) = f_y W_{pn} \quad (3-3-2)$$

式中： S_{1n} 、 S_{2n} ——中和轴以上和中和轴以下净截面对中和轴的面积矩；

W_{pn} ——净截面塑性抵抗矩。

由式（3-3-1）和式（3-3-2）可见，梁的塑性铰弯矩 M_p 与弹性极限弯矩 M_e 的比值只与塑性抵抗矩 W_{pn} 和弹性抵抗矩 W_n 的比值 γ 有关。 γ 称为塑性发展系数或形状系数，它只取决于截面的几何形状，而与材料的强度无关。即

$$\gamma = \frac{W_{pn}}{W_n} \quad (3-3-3)$$

如矩形截面 $\gamma = 1.5$ ；工字形截面（对强轴） $\gamma = 1.17 \sim 1.1$ （因翼缘和腹板的面积比而异）。

梁按塑性工作状态设计具有一定的经济效益，但截面上塑性过分发展不仅会导致梁的挠度过大，而且还会对梁的稳定等方面带来不利。对直接承受动力荷载的梁，塑性发展使钢材硬化则容易导致疲劳破坏。因此《规范》规定用定值的截面塑性发展系数 γ 进行控制，以限制截面的塑性发展深度，即只考虑部分截面发展塑性。据此梁的抗弯强度应按下列公式计算：

(1) 承受静力荷载或间接承受动力荷载：

单向弯曲时

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \leq f \quad (3-3-4)$$

双向弯曲时

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leq f \quad (3-3-5)$$

式中 M_x 、 M_y ——绕 x 轴和 y 轴的弯矩（对工字形截面： x 轴为强轴， y 轴为弱轴）；

W_{nx} 、 W_{ny} ——对 x 轴和 y 轴的净截面抵抗矩；

γ_x 、 γ_y ——截面塑性发展系数：对工字形截面 $\gamma_x = 1.05$ ， $\gamma_y = 1.2$ ；对箱形截面 $\gamma_x = \gamma_y = 1.05$ ；

f ——钢材的抗弯强度设计值。

当采用上两式时为保证梁的受压翼缘在部分截面发展塑性时不致因较薄而产生局部失稳，应使其自由外伸宽度 b_1 与其厚度 t 之比不能过大，即应控制 $b_1/t \leq 13 \sqrt{235/f_y}$ （详见第七节），否则应取 $\gamma = 1.0$ ，即按弹性工作状态设计（此时应控制 $b_1/t \leq 15 \sqrt{235/f_y}$ ，亦见第七节）。

(2) 直接承受动力荷载时，仍按式 (3-3-4) 和式 (3-3-5) 计算，但应取 $\gamma_x = \gamma_y = 1.0$ 。

二、抗剪强度

梁的抗剪强度按弹性设计，以截面的最大剪应力达钢材的抗剪屈服点作为抗剪承载能力的极限状态，据此，梁的抗剪强度应按下式计算：

$$\tau = \frac{VS}{I I_w} \leq f_v \quad (3-3-6)$$

式中 V ——计算截面沿腹板平面作用的剪力；

I ——毛截面惯性矩；

S ——计算剪应力处以上毛截面对中和轴的面积矩；

t_w ——腹板厚度；

f_v ——钢材的抗剪强度设计值。

由式 (3-3-6) 可见，最大剪应力 τ_{max} 在中和轴处（图 3-3-5e）。对工字形截面 $I/S \approx h/(1.1 \sim 1.2)$ ，可得 $\tau_{max} \approx (1.1 \sim 1.2) V/ht_w \leq f_v$ ，故可偏安全地取系数为 1.2 估算 τ_{max} ，即取腹板平均剪应力的 1.2 倍。对工字钢截面 I/S 可由附表 4 直接查出。

三、局部承压强度

当梁上翼缘承受沿腹板平面作用的固定集中荷载，且该处又未设支承加劲肋时（图

3-3-6a); 或承受移动集中荷载 (如吊车轮压) 作用时 (图 3-3-6b), 腹板上边缘局部范围的压应力 σ_c (图 3-3-6c) 可能达到钢材的抗压屈服点。因此, 应按下式计算腹板计算高度上边缘的局部承压强度:

$$\sigma_c = \frac{\psi F}{t_w l_z} \leq f \quad (3-3-7)$$

式中 F ——集中荷载, 对动力荷载应考虑动力系数;

ψ ——集中荷载增大系数: 对重级工作制吊车梁, $\psi = 1.35$; 对其它梁, $\psi = 1.0$;

l_z ——集中荷载假定按 45° 扩散在腹板计算高度上边缘的分布长度, 按下式计算:

$$l_z = a + 2h_y \quad (3-3-8)$$

a ——集中荷载沿梁跨度方向的支承长度, 对吊车轮可取为 50mm;

h_y ——自吊车梁轨顶或其它梁顶面至腹板计算高度上边缘的距离。

腹板的计算高度边缘为: ① 轧制型钢梁为腹板与上、下翼缘相接处内弧起点; ② 焊接组合梁为腹板端部。腹板计算高度两边缘的距离即计算高度 h_0 (图 3-3-6)。

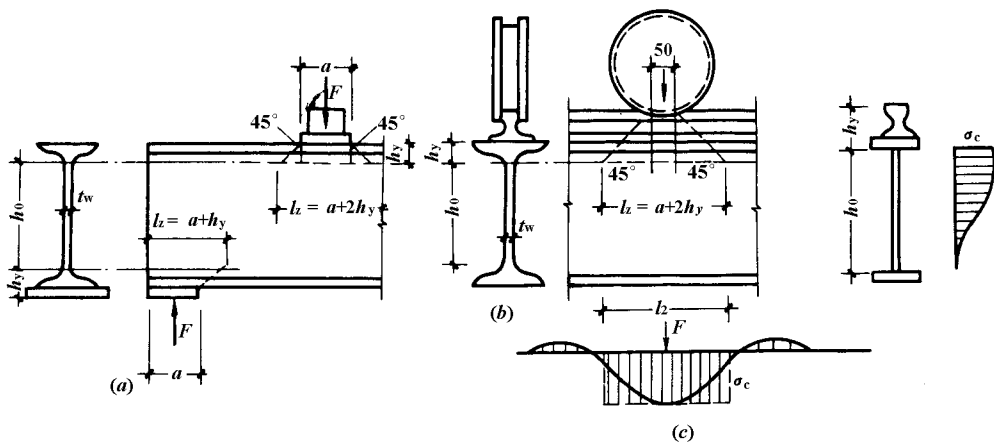


图 3-3-6 局部承压强度

在梁的支座处, 当不设置支承加劲肋时, 也应按式 (3-3-7) 计算腹板计算高度下边缘的局部承压强度, 但 ψ 取 1.0。支座集中反力的假定分布长度, 应根据支座具体尺寸结合式 (3-3-8) 计算 (图 3-3-6a)。

当局部承压强度不满足式 (3-3-7) 的要求时, 在固定集中荷载处 (包括支座处), 应设置支承加劲肋 (见第七节); 对移动集中荷载, 则应增加腹板厚度。

四、折算应力

在组合梁的腹板计算高度边缘处若同时受有较大的弯曲应力 σ_1 、剪应力 τ_1 和局部压应力 σ_c , 或同时受有较大的弯曲应力 σ_1 和剪应力 τ_1 (如连续梁支座处或梁的翼缘截

面改变处等)时(图3-3-7),应按复杂应力状态用下式计算其折算应力:

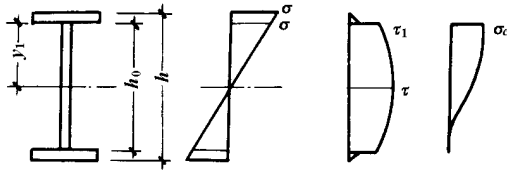


图3-3-7 梁截面的 σ 、 τ 、 σ_c 应力分布

$$\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_c^2 - \sigma_1\sigma_c + 3\tau^2} \leq \beta_1 f \quad (3-3-9)$$

式中 σ_1 、 τ 、 σ_c ——腹板计算高度边缘同一点上同时产生的弯曲应力、剪应力和局部压应力。 τ 和 σ_c 按式(3-3-6)和式(3-3-7)计算, σ_1 按下式计算:

$$\sigma_1 = \frac{My_1}{I_n} \quad (3-3-10)$$

σ_1 和 σ_c 以拉应力为正值,压应力为负值;

I_n ——梁净截面惯性矩;

y_1 ——所计算点至梁中和轴的距离;

β_1 ——计算折算应力的强度设计值增大系数:当 σ_1 与 σ_c 异号时,取 $\beta_1 = 1.2$;当 σ_1 与 σ_c 同号或 $\sigma_c = 0$ 时,取 $\beta_1 = 1.1$ 。

β_1 系考虑最大折算应力的部位只是梁的局部区域,故用其增大强度设计值。且 σ_1 与 σ_c 异号时易于塑性变形,故 β_1 取值较大。

第三节 梁的刚度

梁必须具有一定的刚度才能有效地工作,若刚度不足时将出现挠度过大,给人感觉不舒适和不安全;同时还可能引起过大的振动,使某些附着物如顶棚抹灰脱落。吊车梁若挠度过大,轴道将随之变形,可能影响吊车的正常运行。因此对梁的最大挠度 v_{\max} 或最大相对挠度 v_{\max}/l 应加以限制,即应符合下式要求:

$$v_{\max} \leq [v] \quad (3-3-11)$$

或

$$\frac{v_{\max}}{l} \leq \frac{[v]}{l} \quad (3-3-12)$$

式中 $[v]$ ——梁的容许挠度,按表3-3-1选用。

梁的刚度属于正常使用极限状态,故计算时应采用正常使用荷载,即取荷载标准值,不乘荷载分项系数,且可不考虑螺栓孔引起的截面削弱。对动力荷载标准值不乘动力系数。

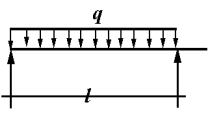
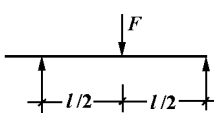
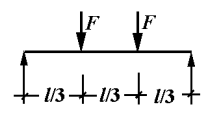
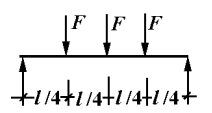
表 3-3-1 受弯构件的容许挠度

项次	构件类别	容许挠度
1	吊车梁和吊车桁架	
	(1) 手动吊车和单梁吊车 (包括悬挂吊车)	$l/500$
	(2) 轻级工作制和起重量 $Q < 50t$ 的中级工作制桥式吊车	$l/600$
	(3) 重级工作制和起重量 $Q \geq 50t$ 的中级工作制桥式吊车	$l/750$
2	设有悬挂电动梁式吊车的屋面梁或屋架 (仅用可变荷载计算)	$l/500$
3	手动或电动葫芦的轨道梁	$l/400$
4	有重轨 (重量等于或大于 $38kg/m$) 轨道的工作平台梁	$l/600$
	有轻轨 (重量等于或大于 $24kg/m$) 轨道的工作平台梁	$l/400$
5	楼盖和工作平台梁 (第 4 项除外)、平台板	
	(1) 主梁 (包括设有悬挂起重设备的梁)	$l/400$
	(2) 抹灰顶棚的梁 (仅用可变荷载计算)	$l/350$
	(3) 除 (1)、(2) 款外的其他梁 (包括楼梯梁)	$l/250$
	(4) 平台板	$l/150$
6	屋盖檩条	
	(1) 无积灰的瓦楞铁和石棉瓦屋面	$l/150$
	(2) 压型钢板、有积灰的瓦楞铁和石棉瓦等屋面	$l/200$
	(3) 其他屋面	$l/200$
7	墙架构件	
	(1) 支柱	$l/400$
	(2) 抗风桁架 (作为连续支柱的支承时)	$l/1000$
	(3) 砌体墙的横梁 (水平方向)	$l/300$
	(4) 压型钢板、瓦楞铁和石棉瓦墙面的横梁 (水平方向)	$l/200$
	(5) 带有玻璃窗的横梁 (竖直和水平方向)	$l/200$

注： l 为受弯构件的跨度 (对悬臂梁和伸臂梁为悬伸长度的 2 倍)

表 3-3-2 所列为简支梁在几种常用荷载作用下的最大挠度计算公式。

表 3-3-2 简支梁最大挠度的计算公式

荷载类型				
计算公式	$\frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI}$	$\frac{1}{48} \cdot \frac{Fl^3}{EI}$	$\frac{23}{648} \cdot \frac{Fl^3}{EI}$	$\frac{19}{384} \cdot \frac{Fl^3}{EI}$

第四节 梁的整体稳定

一、基本概念

某两端“叉”形简支梁，在跨中受横向集中荷载 P 作用时，其跨中弯矩 M 和跨中挠度 w 的关系曲线如图 3-3-8 所示。如果取决于强度，跨中截面的弯矩应按曲线 a 经弹性阶段、弹塑性阶段，最后到达塑性阶段，形成所谓全塑性弯矩 M_p 而破坏。如果截面的侧向抗弯刚度和抗扭刚度不足（如窄而高的工字形截面），则会在截面形成塑性铰以前，甚至在弹性阶段，梁就有可能突然发生绕弱轴 y 的侧向弯曲，且同时伴随扭转变形而破坏。这时梁的承载力低于按强度计算的承载能力，如图 3-3-8 中的曲线 b 或 c 所示。梁的这种破坏形式，称之为梁的弯扭屈曲或梁丧失整体稳定。当梁的两端有弯矩 M_x 作用时，同样也会发生这种破坏现象，如图 3-3-9 所示。这种使梁丧失整体稳定的外荷载或外弯矩，称为临界荷载或临界弯矩。

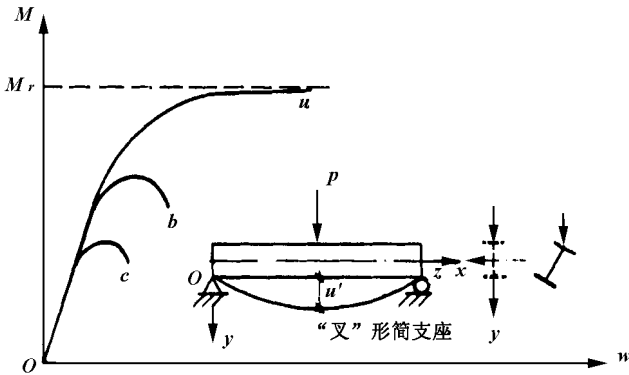


图 3-3-8

对于平面弯曲的梁会发生平面外的侧向弯曲和扭转破坏，可以这样来解释：从性质的近似性，可以把梁的受压翼缘视为一轴心压杆。作为压杆，理应倾向于在其刚度较小方向（图 3-3-9b 中 I-I 轴）屈曲。但是，由于梁的腹板对该翼缘提供了连续的支持作用，使此屈曲不能发生。因此，当压力增大到一定数值时，受压的上翼缘就只能绕 y 轴产生屈曲，这必将带动梁的整个截面一起发生侧向位移并伴随扭转。这就是钢梁丧失整体稳定的原因和实质。

二、临界弯矩 M_{cri}

作为一种基本情况，先研究一根双轴对称工字形截面“叉”形简支梁受纯弯曲 M_x

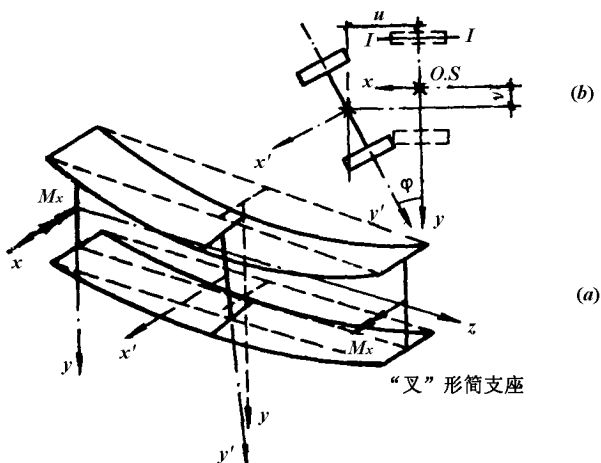


图 3-3-9

时的弯扭屈曲 (图 3-3-10, 梁用梁轴表示)

图 3-3-10 中取 xyz 为固定坐标, 截面发生位移后的活动坐标相应取为 $x'y'z'$ 。假定截面剪心 S 沿 x 、 y 轴方向的位移分别为 u 、 v , 沿坐标轴的正向为正; 截面的扭转角为 φ , 绕 z 轴正向作右手螺旋方向旋转为正。由于小变形, xz 和 yz 平面内的曲率应分别为 $\frac{d^2u}{dz^2}$ 和 $\frac{d^2v}{dz^2}$, 并认为在 $x'z'$ 和 $y'z'$ 平面内的曲率分别与之相等; 在角度关系方面可以

取 $\sin\theta \approx \theta = \frac{du}{dz}$, $\sin\varphi = \varphi$, $\cos\theta = \cos\varphi \approx 1$ 。从而, 由图 3-3-10c、b, 可得

绕 x' 轴弯矩: $M'_x = M_x \cos\theta \cos\varphi \approx M_x$

绕 y' 轴弯矩: $M'_y = M_x \cos\theta \sin\varphi \approx M_x \varphi$

绕 z' 轴扭矩: $M'_z = M_x \sin\theta \approx M_x \frac{du}{dz}$

根据材料力学中弯矩与曲率的关系:

$$EI_x \frac{d^2v}{dz^2} = -M'_x = -M_x \tag{3-3-11}$$

$$EI_y \frac{d^2u}{dz^2} = -M'_y = -M_x \varphi \tag{3-3-12}$$

内外扭矩间的关系:

$$GI_\omega \varphi' - EI_\omega \varphi''' = M'_z = M_x \frac{du}{dz} \tag{3-3-13}$$

式 (3-3-11) 仅是位移 v 的函数, 可以独立求解; 而式 (3-3-12) 和 (3-3-13) 均是 u 和 φ 的函数, 必须联立求解; 将式 (3-3-13) 对 z 求导, 并利用式 (3-3-12) 消去 $\frac{d^2u}{dz^2}$, 可得关于扭角 φ 的四阶级性齐次常微分方程:

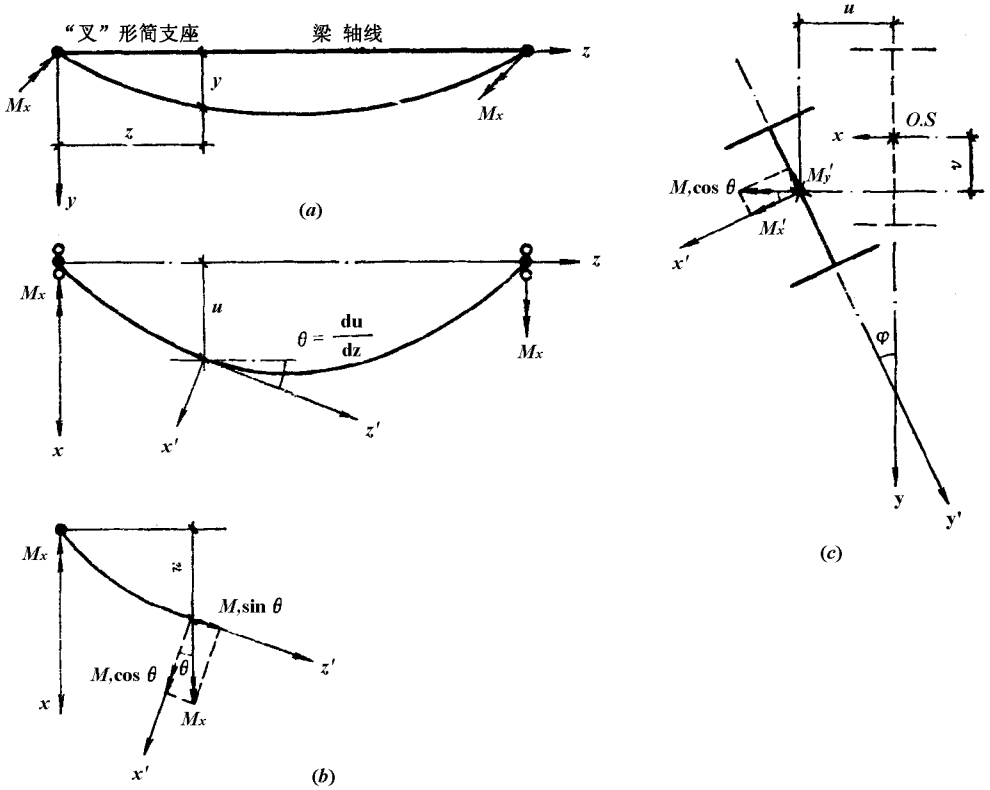


图 3-3-10

$$EI_{\omega}\varphi \text{IV} - GI_t\varphi'' - \frac{M_x^2}{EI_y}\varphi = 0 \quad (3-3-14)$$

引入符号：

$$k_1 = \frac{GI_t}{2EI_{\omega}} \text{ 和 } k_2 = \frac{M_x^2}{EI_y EI_{\omega}} \quad (3-3-15)$$

代入式 (3-3-14)，得

$$\varphi \text{IV} - 2k_1\varphi'' - k_2\varphi = 0 \quad (3-3-16)$$

上式的解是：

$$\varphi = C_1 \sin n_1 z + C_2 \cos n_1 z + C_3 \operatorname{sh} n_2 z + C_4 \operatorname{ch} n_2 z$$

式中

$$\left. \begin{aligned} n_1 &= \sqrt{\sqrt{k_1^2 + k_2^2} - k_1} \\ n_2 &= \sqrt{\sqrt{k_1^2 + k_2^2} + k_1} \end{aligned} \right\} \quad (3-3-17)$$

积分常数 $C_1 \sim C_4$ 由边界条件确定：梁端截面不能扭转但可自由绕曲，即 $z=0$ 和 $z=l$ 处， $\varphi = \varphi'' = 0$ ，从而，可得下列齐次方程组：

$$\begin{pmatrix} 0 & 1 & 0 & 1 \\ 0 & -n_1^2 & 0 & n_2^2 \\ \sin n_1 l & 0 & \operatorname{sh} n_2 l & 0 \\ -n_1^2 \sin n_1 l & 0 & n_2^2 \operatorname{sh} n_2 l & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (3-3-18)$$

由式(3-3-18)的前两式,得 $C_2 = C_4 = 0$; 由后两式消去 C_1 , 可得

$$C_3 (n_1^2 + n_2^2) \operatorname{sh} n_2 l = 0$$

因 n_1^2 、 n_2^2 和 $\operatorname{sh} n_2 l$ 总是正值, 不为零, 则必有 $C_3 = 0$ 。从而, 由式(3-3-18)的第三式, 得

$$C_1 \sin n_1 l = 0$$

因 $C_1 \neq 0$, 必有

$$\sin n_1 l = 0 \quad (3-3-19)$$

满足上式的 n_1 最小值应为

$$n_1 = \pi/l \quad (3-3-20)$$

把上式代入式(3-3-17), 即可求得 M_x , 此值就是双轴对称工字形截面简支梁受纯弯曲时的临界弯矩, 即

$$M_{\text{cri}} = \frac{\pi}{l} \sqrt{EI_y GI_t} \sqrt{1 + \pi^2 \frac{EI_\omega}{l^2 GI_t}} \quad (3-3-21)$$

式中: EI_y 、 GI_t 和 EI_ω ——分别为截面的侧向抗弯刚度、自由扭转刚度和翘曲刚度。

$$\text{令 } \psi = \frac{E}{l^2 GI_t} I_\omega = \frac{E}{l^2 GI_t} \left(\frac{I_y h^2}{4} \right) = \left(\frac{h}{2l} \right)^2 \frac{EI_y}{GI_t}, \quad k = \pi \sqrt{1 + \pi^2 \psi},$$

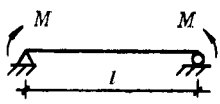
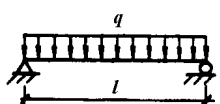
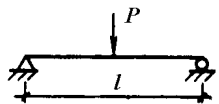
式(3-3-21)变成:

$$M_{\text{cri}} = \frac{K}{l} \sqrt{EI_y GI_t} \quad (3-3-22)$$

式中: K ——梁整体稳定屈曲系数, 对于其他种类的荷载, K 值列于表 3-3-3。

由表 3-3-3 可见:

表 3-3-3 梁整体稳定屈曲系数 K 值

荷载种类			
荷载作用位置			
截面形心上	$\pi \sqrt{1 + \pi^2 \psi}$	$3.54 \sqrt{1 + 11.9 \psi}$	$4.23 \sqrt{1 + 12.9 \psi}$
上翼缘上		$3.54 (\sqrt{1 + 11.9 \psi} \mp 1.44 \sqrt{\psi})$	$4.23 (\sqrt{1 + 12.9 \psi} \mp 1.74 \sqrt{\psi})$

(一) 纯弯曲时的 K 值最低

这个结论很容易理解：因纯弯曲时图(3-3-11a)梁的弯矩沿梁长不变，即所有截面的弯矩均达最大值，而其他两种荷载情况(图3-3-11b、c)，弯矩仅在跨中为最大值，其余截面的弯矩均较小。

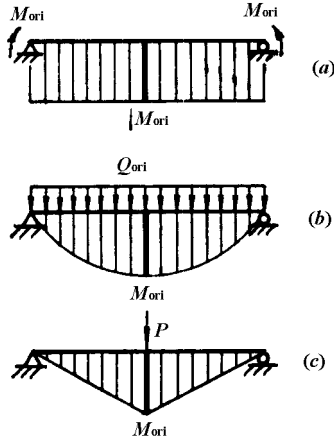


图 3-3-11

(二) 竖向荷载作用在上翼缘比作用在下翼缘的 K 值低

这是因为：梁一旦发生扭转，作用在上翼缘的荷载 P (图3-3-12a) 对剪心 S 产生不利的附加扭矩 Pe ，使梁的扭转加剧，助长屈曲，从而降低梁的临界弯矩。而荷载作用在下翼缘(图3-3-12b)，所产生的附加扭矩则会减缓梁的扭转，有助于梁的稳定，从而可提高梁的临界弯矩。

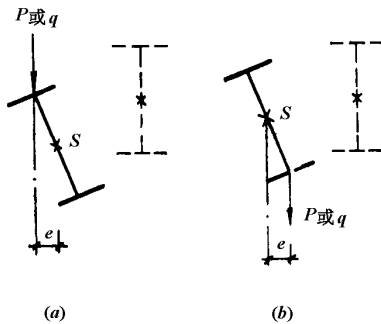


图 3-3-12

对于在不同荷载作用下的单轴对称截面简支梁(图3-3-13)，由弹性稳定理论可

得：

$$M_{\text{cri}} = C_1 \frac{\pi^2 EI_y}{l^2} C_2 a + C_3 \beta_y + \sqrt{(C_2 a + C_3 \beta_y)^2 + \frac{I_\omega}{I_y} \left(1 + \frac{l^2 GI_1}{\pi^2 EI_\omega}\right)} \quad (3-3-23)$$

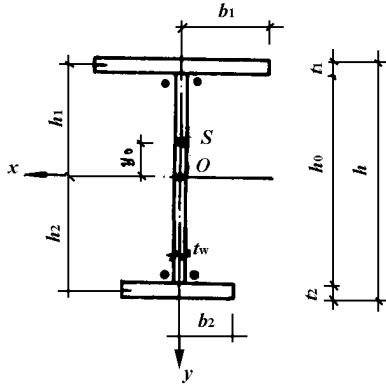


图 3-3-13

式中 $I_\omega = \frac{I_1 I_2 h^2}{I_y}$
 $= \alpha_b (1 - \alpha_b) I_y h^2 \quad (3-2-24)$

$$\alpha_b = \frac{I_1}{I_1 + I_2} = I_1 / I_y \quad (3-3-25)$$

$$\beta_y = \frac{1}{2I_x} \int_A y (x^2 + y^2) dA - y_0 \quad (3-3-26)$$

$$y_0 = -\frac{(I_1 h_1 - I_2 h_2)}{I_y} \text{——剪心 } S \text{ 的纵坐标；}$$

h_1 、 h_2 ——分别为受压、受拉翼缘形心至整个截面形心的距离；

I_1 、 I_2 ——分别为受压、受拉翼缘对 y 轴的惯性矩，即

$$I_y = I_1 + I_2 = \frac{t_1 (2b_1)^3}{12} + \frac{t_2 (2b_2)^3}{12}；$$

a ——荷载作用点至剪心的距离；

C_1 、 C_2 、 C_3 ——系数。随荷载类型而异，其值见表 3-3-4。

表 3-3-4 系数 C_1 、 C_2 、 C_3 值

荷载类型	C_1	C_2	C_3
纯弯曲	1	0	1
满跨均布荷载	1.13	0.46	0.53
跨中集中荷载	1.35	0.55	0.40

三、整体稳定系数 φ_b

式(3-3-23)已为国内外许多试验所证实,并为许多国家制订设计规范时参考采用。为了便于应用,我国规范对此作了两点简化假定:

(一)式(3-3-26)中右边的积分项与 y_0 相比,数值不大,可取

$$\beta_y \approx -y_0 = -\frac{(I_1 h_1 - I_2 h_2)}{I_y} \Big|_{h_1 = h_2 = h/2} = \frac{h}{2} \left(\frac{I_1 - I_2}{I_y} \right) = \frac{h}{2} (2\alpha_b - 1) \quad (3-3-27)$$

(二)截面的扭转惯性矩按下式(3-3)计算,对图3-3-13的截面:

$$\begin{aligned} I_t &= \frac{1}{3} \sum_{i=1}^n b_i t_i^3 = \frac{1}{3} (2b_1 t_1^3 + 2b_2 t_2^3 + h_0 t_w^3) \\ &\approx \frac{1}{3} (2b_1 t_1 + 2b_2 t_2 + h_0 t_w) t_1^2 = \frac{1}{3} A t_1^2 \quad (3-3-28) \end{aligned}$$

式中 A ——梁的截面面积。

对于双轴对称工字截面简支梁,由式(3-3-27)可得 $\beta_y = 0$,又 $a = 0$,纯弯曲:
 $C_1 = 1$ (表3-3-4),从而式(3-3-23)变成:

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 EI_y}{l^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_y} \left(1 + \frac{l^2 GI_t}{\pi^2 EI_w} \right)} \quad (3-3-29)$$

相应的临界应力:

$$\sigma_{cri} = M_{cri} / W_x \quad (3-3-30)$$

保证整体稳定的条件:

$$\sigma = M_x / W_x \leq \frac{\sigma_{cri}}{\gamma_R} = \frac{\sigma_{cri}}{f_y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_R} = \varphi_b f \quad (3-3-31)$$

式中 γ_R 为钢材抗力分项系数,对3号钢 $\gamma_R = \frac{1}{0.92} = 1.087$ 。

$$\varphi_b = \frac{\sigma_{cri}}{f_y} = \frac{M_{cri} / W_x}{f_y} = \frac{\pi^2 EI_y}{l^2 W_x f_y} \sqrt{\frac{I_w}{I_y} \left(1 + \frac{l^2 GI_t}{\pi^2 EI_w} \right)} \quad (3-3-32)$$

将 $I_t = \frac{1}{3} A t_1^2$, $I_w = \frac{h^2}{4} I_y$ [来源见式(3-3-24)], $E = 206 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ 和 $E/G = 2.6$, 代入式(3-3-32),则双轴对称焊接工字形截面“叉”形简支梁受纯弯曲时的整体稳定系数是:

$$\varphi_b = \frac{4320 Ah}{\lambda_y^2 W_{1x}} \sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h} \right)^2} \cdot \frac{235}{f_y} \quad (3-3-33)$$

式中 W_{1x} ——按受压翼缘确定的梁毛截面抵抗矩;

$\lambda_y = l_1 / i_y$ ——梁在侧向支承点对截面 y 轴的长细比;

l_1 ——梁受压翼缘的自由长度。对跨中无侧向支承点的梁,为其梁跨度,即 $l_1 = l$;对跨中有侧向支承点的梁,为受压翼缘侧向支承点间的距离(梁支

座处视为有侧向支承)；

i_y ——梁的毛截面对 y 轴的回转半径。

对单轴对称工字形截面 (图 3-3-14b、c)，应考虑截面的不对称影响系数 η_b ，对于其他种类的荷载以及荷载的不同作用位置，还应乘以随参数 $\xi = l_1 t_1 / (2b_1 h)$ 而变化的系数 β_b 。从而，可写出焊接工字形截面简支梁整体稳定系数的通式为：

$$\varphi_b = \beta_b \frac{4320 Ah}{\lambda_y^2 W_{lx}} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h} \right)^2} + \eta_b \right] \frac{235}{f_y} \quad (3-3-34)$$

式中 β_b ——系数。按表 3-3-5 采用；

η_b ——截面不对称影响系数。对双轴对称工字形截面， $\eta_b = 0$ (图 3-3-14a)；

对单轴对称工字形截面： $\eta_b = 0.8(2\alpha_b - 1)$ (加强受压翼缘，图 3-3-14b) 或 $\eta_b = (2\alpha_b - 1)$ (加强受拉翼缘，图 3-3-14c)，其中，参数 α_b 按式 (3-3-25) 计算。

表 3-3-5 焊接工字形截面简支梁的系数 β_b

项次	侧向支承	荷载		$\xi \leq 2.0$	$\xi > 2.0$	适用范围
		$\xi = \frac{l_1 t_1}{2b_1 h}$				
1	跨中无侧向支撑	均布荷载作用在	上翼缘	0.69 + 0.13ξ	0.95	图 3-3-14 a、b
2			下翼缘	1.73 - 0.20ξ	1.33	
3		集中荷载作用在	上翼缘	0.73 + 0.18ξ	1.09	
4			下翼缘	2.23 - 0.28ξ	1.67	
5	跨度中点有一个侧向支承点	均布荷载作用在	上翼缘	1.15		图 3-3-14
6			下翼缘	1.40		
7		集中荷载作用在截面高度上任意位置	1.75			
8	跨中有不少于两个等距离侧向支承点	均布荷载或侧向支承点间的集中荷载作用在	上翼缘	1.20		
9			下翼缘	1.40		
10	侧向支承点间无横向荷载			1.75 - 1.05 (M ₁ /M ₂) + 0.3 (M ₁ /M ₂) ² ，但 ≤ 2.3		

注：① M_1 、 M_2 ——侧向支撑点间梁段的端弯矩，使梁产生同向曲率时， M_1 和 M_2 取同号，产生反向曲率时取异号， $|M_2| \geq |M_1|$ ；

② 对 $\alpha_b \geq 0.8$ 的加强受压翼缘工字形截面 (图 3-3-14b)，下列情况的 α_b 值应乘以相应的系数：

项次：1: 0.95 (当 $\xi \leq 1.0$ 时)

项次 2: 0.90 (当 $\xi \leq 0.5$ 时)

0.95 (当 $0.5 \leq \xi \leq 1.0$ 时)

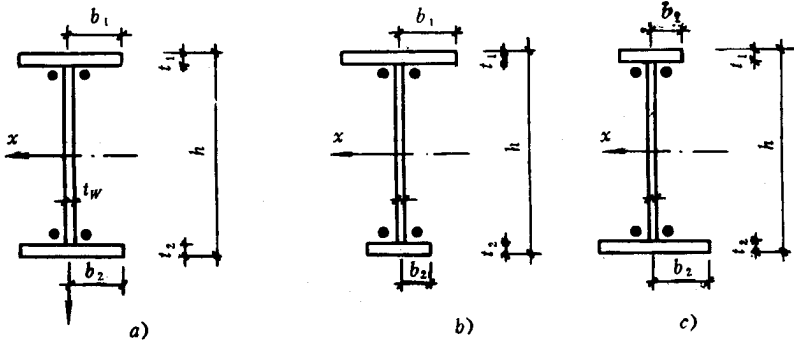


图 3-3-14

对于双轴对称工字形截面悬臂梁， φ_b 值仍可按式 (3-3-34) 计算，但式中系数 β_b 应按表 3-3-6 查得。 $\lambda_y = l_1/i_y$ 中的 l_1 为悬臂梁的悬伸长度。

表 3-3-6 双轴对称工字形等截面悬臂梁的系数 β_b

项次	荷载形式		$\xi = \frac{l_1 l_1}{2b_1 h}$			
			$0.60 \leq \xi \leq 1.24$	$1.24 < \xi \leq 1.96$	$1.96 < \xi \leq 3.10$	
1	自由端一个集中荷载作用在	上翼缘	$0.21 + 0.67\xi$	$0.72 + 0.26\xi$	$1.17 + 0.03\xi$	
2		下翼缘	$2.94 - 0.65\xi$	$2.64 - 0.40\xi$	$2.15 - 0.15\xi$	
3	均布荷载作用在		上翼缘	$0.62 + 0.82\xi$	$1.25 + 0.31\xi$	$1.66 + 0.10\xi$

注：本表是按支承端为固定的情况确定的，当用于由邻跨延伸出来的伸臂梁时，应在构造上采取措施加强支承处的抗扭能力。

表 3-3-7 热轧普通工字钢筒支梁的 φ_b 值

项次	荷载情况		工字钢型号	l (m)									
				2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	跨中无侧向支承点的梁	上翼缘	10~20	2.0	1.30	0.99	0.80	0.68	0.58	0.53	0.48	0.43	
			22~32	2.4	1.48	1.09	0.86	0.72	0.62	0.54	0.49	0.45	
			36~63	2.8	1.60	1.07	0.83	0.68	0.56	0.50	0.45	0.40	
2		下翼缘	10~20	3.1	1.95	1.34	1.01	0.82	0.69	0.63	0.57	0.52	
			22~40	5.5	2.80	1.84	1.37	1.07	0.86	0.73	0.64	0.56	
			45~63	7.3	3.60	2.30	1.62	1.20	0.96	0.80	0.69	0.60	
3	均布荷载作用在	上翼缘	10~20	1.7	1.12	0.84	0.68	0.57	0.50	0.45	0.41	0.37	
			22~40	2.1	1.30	0.93	0.73	0.60	0.51	0.45	0.40	0.36	
			45~63	2.6	1.45	0.97	0.73	0.59	0.50	0.44	0.38	0.35	
4		下翼缘	10~20	2.5	1.55	1.08	0.83	0.68	0.56	0.52	0.47	0.42	
			22~40	4.0	2.20	1.45	1.10	0.85	0.70	0.60	0.52	0.46	
			45~63	5.6	2.80	1.80	1.25	0.95	0.78	0.65	0.55	0.49	

项次	荷载情况	工字钢 型号	l (m)									
			2	3	4	5	6	7	8	9	10	
5	跨中有侧向支 承的梁(不论 荷载作用点在 截面高度上 的位置)	10~20	2.2	1.39	1.01	0.79	0.66	0.57	0.52	0.47	0.42	
		22~40	3.0	1.80	1.24	0.96	0.76	0.65	0.56	0.49	0.43	
		45~63	4.0	2.20	1.38	1.01	0.80	0.66	0.56	0.49	0.43	

注：对其它钢号，表中数值应乘以 $235/f_y$

轧制普通工字钢筒支梁，由于翼缘有斜坡，翼缘与腹板交接处有圆角，其截面特性与三块钢板组合而成的工字形截面不同，故 φ_b 值不能按式 (3-3-34) 计算，而应根据型钢号码和侧向支承点间的距离 l_1 ，从表 3-3-7 中直接查得整体稳定系数 φ_b 。

热轧槽钢筒支梁受纯弯曲时的临界弯矩，仍可采用式 (3-3-21) 的形式，从而可得临界应力：

$$\sigma_{cri} = M_{cri} / W_{1x} = \frac{\pi \sqrt{EI_y G I_t}}{l W_{1x}} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_\omega}{l^2 G I_t}}$$

式中第二个根号内的 $\frac{\pi^2 EI_\omega}{l^2 G I_t} \ll 1$ ，可略去不计，上式变成：

$$\sigma_{cri} = \frac{\pi^2 \sqrt{EI_y G I_t}}{l_1 W_{1x}} \quad (3-3-35)$$

由图 3-3-15，可近似取： $I_y \approx \frac{1}{6} t b^3$ ， $I_t \approx b t \frac{h^2}{2}$ ， $W_{1x} \approx b t h$ ， $I_\omega = \frac{2}{3} b t^3$ ，并取 $E = 206 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ ， $G = 79 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ ，代入式 (3-3-35)，则

$$\varphi_b = \sigma_{cri} / f_y = \frac{570 b t}{l_1 h} \cdot \frac{235}{f_y} \quad (3-3-36)$$

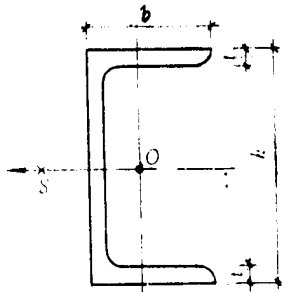


图 3-3-15

规范认为，对热轧槽钢筒支梁，不论哪种荷载和荷载作用点在截面高度上的什么位置，均可偏于安全的按式 (3-3-36) 计算。

以上是按弹性阶段确定梁的整体稳定系数。但一般梁是在弹塑性阶段丧失整体稳定的。考虑到钢梁的弹塑性性能，并计入残余应力的影响，对焊接的和轧制的工字梁受纯

弯曲的计算临界弯矩进行回归分析，最后得到弹塑性阶段的临界弯矩 M'_{cri} 及稳定系数 φ'_b ：

$$\varphi_b' = M'_{cri}/M_y = 1.1 - 0.4646/\varphi_b + 0.1269/(\varphi_b^3) \quad (3-3-37)$$

式中 M_y 是屈服弯矩。上式 φ_b 与 φ_b' 的对应关系由表 3-3-8 列出。规范规定，当求得的 $\varphi_b > 0.6$ 时，说明梁在弹塑性阶段失稳，应该用 φ_b' 代替 φ_b 作为梁的整体稳定系数。

表 3-3-8 整体稳定系数 φ_b' 值

φ_b	φ_b'	φ_b	φ_b'	φ_b	φ_b'	φ_b	φ_b'
0.60	0.600	0.95	0.748	1.30	0.828	2.00	0.913
0.65	0.627	1.00	0.762	1.35	0.837	2.25	0.931
0.70	0.653	1.05	0.775	1.40	0.845	2.50	0.946
0.75	0.676	1.10	0.788	1.45	0.852	3.00	0.970
0.80	0.697	1.15	0.799	1.50	0.859	3.50	0.987
0.85	0.715	1.20	0.809	1.60	0.872	≥ 4.00	1.000
0.90	0.732	1.25	0.819	1.80	0.894		

四、整体稳定性的保证

当简支钢梁符合下列条件之一，就不必计算梁的整体稳定性：

- (1) 有铺板（各种钢筋混凝土板或钢板）密铺在梁的受压翼缘上并与其牢固相连接，且能阻止梁受压翼缘的侧向位移时；
- (2) 梁受压翼缘的 l_1/b 值（工字形截面）或 l_1/b_0 值（箱形截面，图 3-3-16），不超过表 3-3-9 所规定的数值时。

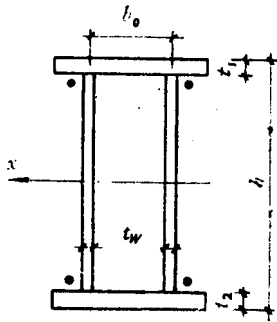


图 3-3-16

表 3-3-9 不需计算整体稳定性的简支梁的最大 l_1/b 、 l_1/b_0 值

钢 号	l_1/b 值 (工字截面)		l_1/b_0 值 (箱形截面)	
	跨中无侧向支承点的梁, 荷载作用在	跨中有侧向支承点的梁, 不论荷载作用在何处		
	上翼缘	下翼缘	不管有无侧向支承点, 不论荷载作用在何处	
3号钢	13	20	16	95
16Mn 钢	11	17	13	65
16Mnq 钢				
15MnV 钢	10	16	12	57
15MnVq 钢				

注：①对表中未列钢号的梁，可由 3 号钢的数值乘 $\sqrt{235/f_y}$ 而得；

②箱形截面的 l_1/b_0 值在不超过上表所列数值的同时，还应满足 $h/b_0 \leq 10$ ；

③梁的支座处应采取构造措施，以防梁端截面的扭转，即梁端必须采用“叉”支座；

④侧向支撑按轴心压杆设计，轴心力由下式确定：

$$F = \frac{A_f f}{85 \sqrt{\frac{f_y}{235}}} \quad (3-3-38)$$

式中 A_f ——梁受压翼缘截面积。

当钢梁不符合上述任一条件时，应进行整体稳定性验算：

在最大刚度平面内弯曲时

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} \leq f \quad (3-3-39)$$

在两个主平面内受弯时

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} + \frac{M_y}{\gamma_y W_y} \leq f \quad (3-3-40)$$

式中 W_x 、 W_y ——按受压纤维确定的对 x 轴和 y 轴的毛截面抵抗矩；

M_x 、 M_y ——绕 x 轴和 y 轴的弯矩；

φ_b ——整体稳定系数。

式 (3-3-40) 是一个经验公式，公式左边第二项分母中引进绕弱轴（即 y 轴）的截面塑性发展系数 γ_y ，并不意味着绕 y 轴弯曲会出现塑性，而是适当降低第二项的影响。

例 某工字形截面焊接组合“叉”形简支梁（16Mn 钢）， $l = 15\text{m}$ ，在跨长三分点处布置次梁（图 3-3-17a）。次梁传来的计算集中力 $F = 176.58\text{kN}$ ，要求验算该梁的整体稳定性。

解 因 $l_1/b = \frac{5}{0.28} = 17.86 > 13$ （表 3-3-9），故应进行梁的整体稳定验算。

由图 3-3-17b 可得梁的自重约 1.25kN/m ，则

$$M_{x, \max} = 176.58 \times 5 + \frac{1}{8} \times 1.2 \times 1.25 \times 15^2 = 882.9 + 42.19 = 925.09\text{kN}\cdot\text{m}$$

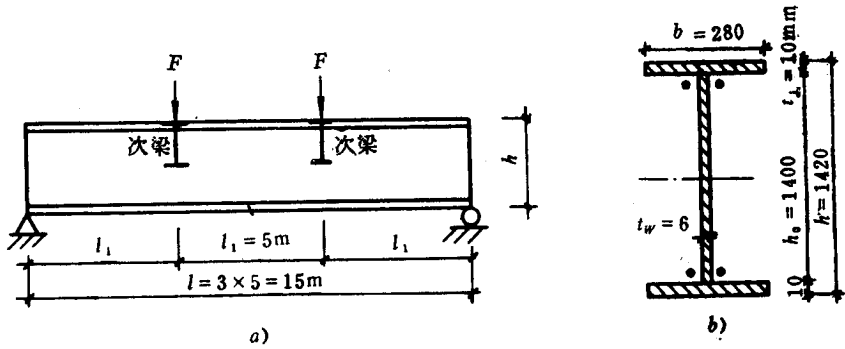


图 3-3-17

截面特性：

$$A = 2 \times 28 \times 1 + 140 \times 0.6 = 140 \text{cm}^2$$

$$I_x = 0.6 \times 140^3 / 12 + 2 \times 28 \times 70.5^2 = 416000 \text{cm}^4$$

$$W_x = 416000 / 71 = 5860 \text{cm}^3$$

$$I_y = 2 \times 1 \times 28^3 / 12 = 3660 \text{cm}^4$$

$$\lambda_x = l_1 / \sqrt{I_y / A} = 500 / \sqrt{3660 / 140} = 97.79$$

由项次 8 查出 $\beta_b = 1.20$

由式 (3-3-14) 可得

$$\begin{aligned} \varphi_b &= 1.2 \times \frac{4320}{97.79^2} \frac{140 \times 142}{5860} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{97.79 \times 1^2}{4.4 \times 142} \right)^2} + 0 \right] \frac{235}{345} \\ &= 1.27 > 0.6 \end{aligned}$$

说明梁已进入弹塑性工作阶段。

由表 3-3-8, 查得 $\varphi_b' = 0.822$

由式 (3-3-39):

$$\frac{M_x}{\varphi_b' W_x} = \frac{925.09 \times 10^6}{0.823 \times 5860 \times 10^3} = 191.82 \text{N/mm}^2 < f = 315。 \text{梁的整体稳定性有保证。}$$

例 某焊接工字形截面“叉”形简支梁, $l = 9\text{m}$, 按均布荷载作用(在上翼缘)产生的计算弯矩 $M_{x \max} = 1128 \text{kN} \cdot \text{m}$ 进行满应力强度设计, 所选截面如图 3-3-18 所示。请验算该梁的整体稳定性。材料为 3 号钢。

解 由图 3-3-18 可算得: $A = 156.8 \text{cm}^2$, $I_x = 263300 \text{cm}^4$, $W_x = 5143 \text{cm}^3$, $I_y = 6554 \text{cm}^4$, $i_y = \sqrt{I_y / A} = 6.465 \text{cm}$, $\lambda_y = l_1 / i_y = 900 / 6.465 = 139$ 。

$$\begin{aligned} \text{因 } \xi &= l_1 t_1 / (2b_1 h) = 900 \times 1.2 / (32 \times 102.4) \\ &= 0.33 < 2.0 \end{aligned}$$

由表 3-3-5 可计算:

$$\beta_b = 0.69 + 0.13 \times 0.33 = 0.733$$

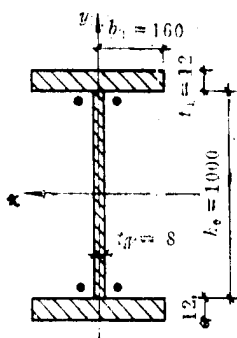


图 3-3-18

由式 (3-3-34) 计算, 这时 $\eta_b = 0$

$$\begin{aligned}\varphi_b &= 0.733 \times \frac{4320}{139^2} \times \frac{156.8 \times 102.4}{5143} \sqrt{1 + \left(\frac{139 \times 1.2}{4.4 \times 102.4} \right)^2} \\ &= 0.546 < 1\end{aligned}$$

说明梁的承载力取决于整体稳定条件, 该梁只能承受按强度设计荷载的 0.546 倍, 显然很不经济。为了提高梁的整体稳定承载力, 可在跨中设置一个可靠的侧向支承点, 这时, $l_1 = \frac{1}{2} = 450\text{cm}$, $\lambda_y = \frac{139}{2} \approx 70$, 由表 5-3 的项次 5 查得 $\beta_b = 1.15$, 从而由式 (3-3-34) 得到:

$$\varphi_b = 1.15 \times \frac{4320}{70^2} \times \frac{156.8 \times 102.4}{5143} \sqrt{1 + \left(\frac{70 \times 1.2}{4.4 \times 102.4} \right)^2} = 3.22 > 0.6$$

由式 (3-3-37):

$$\varphi_b' = 1.1 - 0.4646/3.22 + 0.1269/(3.22^{3/2}) \approx 1.0$$

(φ_b' 值也可直接由表 (3-3-8) 查出)

这样, 梁不但抗弯强度充分利用 (满应力), 而且整体稳定性也正好能保证。

第五节 型钢梁设计

一、单向弯曲型钢梁

型钢梁的设计包括截面选择和验算两个内容, 可按下列步骤进行:

(1) 根据梁的荷载、跨度和支承情况, 计算梁的最大弯矩设计值 M_{\max} , 并按所选的钢号确定抗弯强度设计值 f 。

(2) 按抗弯强度或整体稳定性要求计算型钢需要的净截面抵抗矩:

$$W_{\text{nxreq}} = \frac{M_{\max}}{\gamma_x f} \quad \text{或} \quad W_{\text{xreq}} = \frac{M_{\max}}{\varphi_b f}$$

然后由 W_{nxreq} 或 W_{xreq} 查型钢表，选择与其相近的型钢（尽量选用 a 类）。

(3) 截面验算

① 强度

A. 抗弯强度——按式 (3-3-4) 计算，式中 M_x 应包括自重产生的弯矩。

B. 抗剪强度——按式 (3-3-6) 计算。

C. 局部承压强度——按式 (3-3-7) 计算。

由于型钢梁的腹板较厚，故一般均能满足抗剪强度和局部承压强度的要求，因此，若在最大剪力处截面无太大削弱，一般均可不作验算。折算应力亦可不作验算。

② 整体稳定

若没有能阻止梁受压翼缘侧向位移的密铺铺板和支承时，应按式 (3-3-13) 计算整体稳定性。

③ 刚度

按式 (3-3-11) 或式 (3-3-12) 计算。

【例】有一工作平台梁格布置如图 3-3-19 所示。梁上密铺预制钢筋混凝土平台板和水泥砂浆面层，设其重量（标准值）为 2kN/m^2 ，活荷载标准值为 20kN/m^2 （静力荷载）。试按下列两种情况选择次梁截面：(a) 平台板与次梁焊接；(b) 平台板与次梁不焊接。钢材 16Mn 钢。

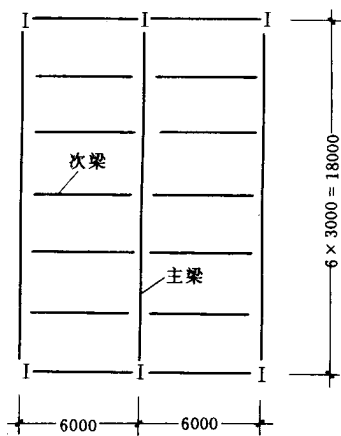


图 3-3-19

【例】(a) 平台板与次梁焊接。此种情况可保证梁的整体稳定，故只须按强度和刚度选择截面。

1. 最大弯矩设计值

次梁承受的线荷载：

	标准值	设计值
平台板恒荷载	$2 \times 3 = 6\text{kN/m}$ ，	$\times 1.2 = 7.2\text{kN/m}$

$$\text{平台板活荷载 } 20 \times 3 = \frac{60\text{kN/m}}{66\text{kN/m}}, \quad \times 1.4 = \frac{84\text{kN/m}}{91.2\text{kN/m}}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times 91.2 \times 6^2 = 410.4\text{kN}\cdot\text{m}$$

2. 选择次梁截面

按抗弯强度计算型钢需要的截面抵抗矩

$$W_{\text{req}} = \frac{M_{\max}}{\gamma_x f} = \frac{410.4 \times 10^6}{1.05 \times 315} = 1241000\text{mm}^3 = 1241\text{cm}^3$$

采用工字钢。查附表 4，选 I45a， $W_x = 1430\text{cm}^3$ ， $I_x = 32220\text{cm}^4$ ，自重 $g_0 = 80.42 \times 9.8 = 788\text{N/m} = 0.79\text{kN/m}$ 。

3. 验算截面

加上自重后的最大弯矩设计值：

$$M_{\max} = 410.4 + \frac{1}{8} \times 1.2 \times 0.79 \times 6^2 = 414.7\text{kN}\cdot\text{m}$$

(1) 抗弯强度：按式 (5-4)

$$\frac{M_{\max}}{\gamma_x W_{\text{nx}}} = \frac{414.7 \times 10^6}{1.05 \times 1430 \times 10^3} = 276.2\text{N/mm}^2 < f = 315\text{N/mm}^2 \text{ (满足)}$$

(2) 刚度：按式 (5-11)

加上自重后的线荷载标准值

$$q_k = 66 + 0.79 = 66.79\text{kN/m}$$

$$v_{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k l^4}{EI_x} = \frac{5}{384} \times \frac{66.79 \times 6000^4}{206 \times 10^3 \times 32220 \times 10^4} = 16.98\text{mm}$$

$$< \frac{l}{250} = \frac{6000}{250} = 24\text{mm} \text{ (满足)}$$

(3) 局部承压强度：按式 (3-3-7)

若次梁叠接于主梁上，则应验算支座处即腹板下边缘的局部承压强度。

$$\text{支座反力 } R = \frac{1}{2} \times (91.2 + 1.2 \times 0.79) \times 6 = 276.4\text{kN}$$

设支承长度 $a = 80\text{mm}$ 。查附表 4，得 $h_y = r + t = 13.5 + 18 = 31.5\text{mm}$ ， $t_w = 11.5\text{mm}$

$$\sigma_c = \frac{\psi R}{t_w l_z} = \frac{1 \times 276.4 \times 10^3}{11.5 (80 + 31.5)} = 215.6\text{N/mm}^2 < f = 315\text{N/mm}^2 \text{ (满足)}$$

由计算结果可见，若截面无太大削弱时， σ_c 一般可不计算（剪应力和折算应力同样可不计算，读者可试验算）。

(b) 平台板与次梁不焊接。此种情况对梁的整体稳定无可靠保证，故须按整体稳定选择截面。

查表 3-3-8（按跨中无侧向支承点的梁，均布荷载作用于上翼缘， $l_1 = 6\text{m}$ ，工字钢型号 45~63），得 $\varphi_b = 0.59$ 。型钢需要的截面抵抗矩：

$$W_{\text{req}} = \frac{M_{\max}}{\varphi_b f} = \frac{410.4 \times 10^6}{0.59 \times 315} = 2208000\text{mm}^3 = 2208\text{cm}^3$$

查表，选 156a， $W_x = 2340\text{cm}^3$ ，自重 $g_0 = 106.32 \times 9.8 = 1042\text{N/m} = 1.04\text{kN/m}$ 。加上自重后的最大弯矩设计值：

$$M_{\max} = 410.4 + \frac{1}{8} \times 1.2 \times 1.04 \times 6^2 = 416.0\text{kN}\cdot\text{m}$$

梁的整体稳定性：按式 (3-3-13)

$$\frac{M_{x\max}}{\varphi_b W_x} = \frac{416.0 \times 10^6}{0.59 \times 2340 \times 10^3} = 301.3\text{N/mm}^2 < f = 315\text{N/mm}^2 \text{ (满足)}$$

比较 (a) (b) 两种情况所选截面可见，后者用钢量增大较多，故设计时一般应尽量采取能保证梁整体稳定性的措施，以节约用钢。

二、双向弯曲型钢梁

双向弯曲型钢梁较广泛地用于屋面檩条和墙梁。檩条垂直于屋面，故在两个主平面受弯。墙梁因兼受墙体材料的重力和墙面传来的水平风荷载，故也是双向受弯梁。现以檩条为例对双向弯曲型钢梁加以论述。

(一) 檩条的形式和构造

檩条常采用槽钢、角钢和 Z 形薄壁型钢 (图 3-3-20)。角钢檩条只在跨度和荷载均较小时采用。槽钢檩条应用普遍，其优点是制造、运输和安装都较简便，但由于其壁较厚，强度不能充分利用，故用钢量较大。Z 形薄壁型钢檩条受力合理，荷载方向靠近主轴的弱轴，故基本上为强轴 (x 轴) 受弯，其用钢量可比槽钢檩条少得多，在材料有来源时，宜优先采用。但应注意防锈，且应避免在潮湿和有侵蚀性介质环境中应用。

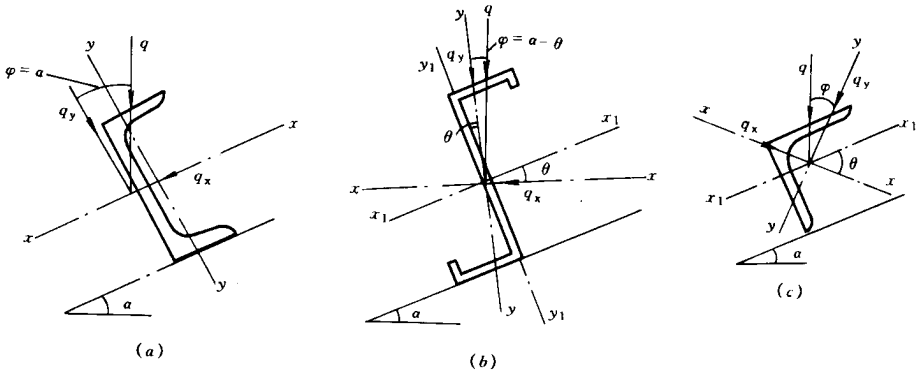


图 3-3-20 檩条截面形式

槽钢和 Z 形薄壁型钢檩条的侧向刚度较小，当跨度较大时，可在其跨中设置 1~2 道拉条，以减小侧向弯矩。

(二) 檩条的计算

1. 强度

檩条由于与屋面垂直放置，故在屋面竖向荷载 q 的作用下，檩条截面的两个主轴方向分别承受 $q_x = q \sin \varphi$ 和 $q_y = q \cos \varphi$ 分力的作用 (φ 为 q 与主轴 y 的夹角)，从而产生双向弯曲。如荷载偏离截面的剪切中心，还要产生扭转。但一般偏心不大，且屋面和拉条对阻止檩条扭转能起一定作用，故扭矩的影响可不考虑，只须按双向受弯构件作强度计算。另外，型钢檩条的壁厚较大，其抗剪和局部承压强度可不计算，因此仅须按式 (3-3-5) 计算抗弯强度。对式中 M_y ，在无拉条时，按简支梁计算；在有拉条时，按多跨连续梁计算 (图 3-3-21)。

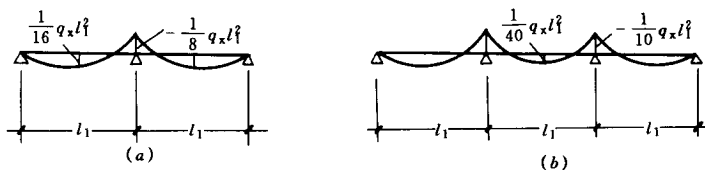


图 3-3-21 有拉条时的 M_y

(a) 一根拉条；(b) 二根拉条；

2. 整体稳定

无拉条、且屋面材料刚性较弱 (如石棉瓦、瓦楞铁等)，在构造上不能阻止受压翼缘侧向位移的槽钢檩条，经分析，其跨度大于 5m 时，须按式 (3-3-14) 计算整体稳定。

3. 刚度

一般只计算垂直于屋面方向的最大挠度不超过容许挠度，以保证屋面的平整。

对单跨简支槽钢檩条：

$$v = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_y l^4}{EI_x} \leq [v] \quad (3-3-41)$$

式中 $[v]$ —— 檩条的容许挠度，按表 5-1 选用。

对单跨简支 Z 形薄壁型钢檩条，可近似地按下式计算：

$$v = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cos \alpha l^4}{EI_{x_1}} \leq [v] \quad (3-3-42)$$

式中 I_{x_1} —— 截面对垂直于腹板的 x_1 轴的惯性矩；

α —— 屋面倾角。

(三) 檩条的截面选择

檩条和屋面材料的连接在构造上应牢固，或在檩条跨度较大时设置拉条，以使檩条的整体稳定得以保证，这样可按抗弯强度计算型钢需要的净截面抵抗矩 $W_{n \times req}$ 选择截面。由式 (3-3-5) 可得：

$$W_{n \times req} = \frac{M_x}{\gamma_x f} \left(1 + \frac{\gamma_x}{\gamma_y} \cdot \frac{W_{nx}}{W_{ny}} \cdot \frac{M_y}{M_x} \right) \quad (3-3-43)$$

对槽钢檩条， $\gamma_x / \gamma_y = 1.05 / 1.2 = 0.875$ ， $W_x / W_y \approx 3 \sim 6$ ($[5 \sim [16])$ ，故利用上式可

较方便地求得 W_{nxreq} 。然后查型钢表选择与其相近的型钢，再按前述作必要的强度和刚度等计算。

【例】试设计一槽钢檩条。跨度 6m，跨中设一根拉条。屋面坡度 1:2.5。檩条承受的屋面材料重量 0.4kN/m，活荷载 0.5kN/m（均匀标准值）。材料 Q235 钢。

【解】屋面倾角 $\alpha = \arctg 1/2.5 = 21^\circ 48'$ ， $\sin\alpha = 0.3714$ ， $\cos\alpha = 0.9285$ 。

设檩条和拉条自重 0.1kN/m

檩条均布荷载设计值：

$$g + q = 1.2(0.4 + 0.1) + 1.4 \times 0.5 = 1.3 \text{ kN/m}$$

$$M_x = \frac{1}{8}(g + q)\cos\alpha l^2 = \frac{1}{8} \times 1.3 \times 0.9285 \times 6^2 = 5.43 \text{ kN/m}$$

$$M_y = -\frac{1}{8}(g + q)\sin\alpha l^2 = -\frac{1}{8} \times 1.3 \times 0.3714 \times 3^2 = 0.54 \text{ kN/m}$$

型钢需要的截面抵抗矩，按式(5-28)：取 $W_x/W_y = 5$

$$\begin{aligned} W_{nxreq} &= \frac{M_x}{\gamma_x f} \left(1 + \frac{\gamma_x}{\gamma_y} \cdot \frac{W_x}{W_y} \cdot \frac{M_y}{M_x} \right) \\ &= \frac{5.43 \times 10^6}{1.05 \times 215} \left(1 + 0.875 \times 5 \times \frac{0.54 \times 10^6}{5.43 \times 10^6} \right) = 34500 \text{ mm}^3 = 34.5 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

查表，选 [10，自重 $g_0 \approx 0.1 \text{ kN/m}$ ， $W_x = 39.7 \text{ cm}^3$ ， $W_y = 7.8 \text{ cm}^3$ ， $I_x = 198 \text{ cm}^4$ 抗弯强度验算：最大应力（拉应力）位于肢尖 a 点（图 3-3-22），按式(3-3-5)

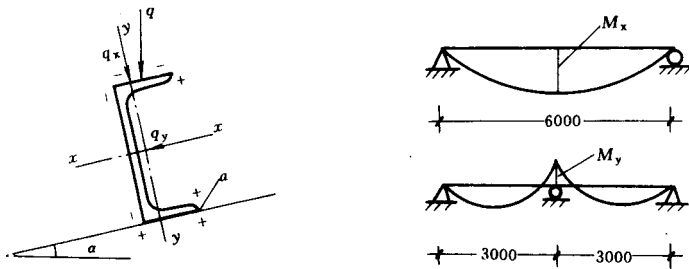


图 3-3-22

$$\begin{aligned} \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} &= \frac{5.43 \times 10^6}{1.05 \times 39.7 \times 10^3} + \frac{0.54 \times 10^6}{1.2 \times 7.8 \times 10^3} = 130.3 + 57.7 \\ &= 188 \text{ N/mm}^2 < f = 215 \text{ N/mm}^2 \text{ (满足)} \end{aligned}$$

刚度验算：验算垂直于屋面方向的挠度，按式(3-3-41)

檩条均布荷载标准值：

$$g_k + q_k = 0.4 + 0.1 + 0.5 = 1.0 \text{ kN/m}$$

$$(g_k + q_k)_y = (g_k + q_k)\cos\alpha = 1.0 \times 0.9285 = 0.93 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \frac{v}{l} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_k + q_k)_y l^3}{EI_x} = \frac{5}{384} \times \frac{0.93 \times 6000^3}{206 \times 10^3 \times 198 \times 10^4} = \frac{1}{156} < \left[\frac{v}{l} \right] \\ &= \frac{1}{150} \text{ (满足)} \end{aligned}$$

第六节 组合梁设计

一、截面选择

组合梁的截面选择一般均按设计条件，依下述方法先估算梁的高度、腹板厚度和翼缘尺寸，然后验算。

(一) 截面高度 h 和腹板高度 h_0

梁的截面高度 h 应根据建筑设计容许的最大高度、刚度要求的最小高度和用钢经济的高度三方面条件确定。

建筑设计容许的最大高度是指梁底空间在满足使用要求所需要的最小净空条件下，梁的最大容许高度 h_{\max} 。

刚度要求的最小高度是指在正常使用时，梁的挠度不超过容许挠度的最小高度 h_{\min} 。如均布荷载简支梁，其相对挠度应满足下式要求，即：

$$\frac{v_{\max}}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k l^3}{EI_x} = \frac{5}{48} \cdot \frac{M_k l}{EI_x} \leq \left[\frac{v}{l} \right] \quad (3-3-44)$$

式中 q_k 为均布荷载标准值， M_k 为最大弯矩标准值。若取荷载分项系数为平均值 1.3，以 $M = 1.3M_k$ 和 $\sigma_{\max} = M_k/2I_x$ 、 $E = 206 \times 10^3 \text{N/mm}^2$ 代入上式，可得

$$\frac{v_{\max}}{l} = \frac{5}{1.3 \times 48} \cdot \frac{Ml}{206 \times 10^3 I_x} = \frac{\sigma_{\max}}{1285000} \cdot \frac{l}{h} \leq \left[\frac{v}{l} \right]$$

$$\therefore h_{\min} \geq \frac{\sigma_{\max} l}{1285000} \cdot \left[\frac{v}{l} \right] \quad (3-3-45)$$

若梁的挠度在达到容许挠度的同时，梁的抗弯强度亦达到钢材的抗弯强度设计值 f ，即令 $\sigma_{\max} = f$ ，则可充分利用钢材强度，由引，可得不同 $[v]/l$ 所对应的 h_{\min} (表 3-3-10)。

表 3-3-10 均布荷载作用下简支梁的 h_{\min}

$\left[\frac{v}{l} \right]$	$\frac{1}{750}$	$\frac{1}{600}$	$\frac{1}{500}$	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{350}$	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{150}$
Q235 钢	$\frac{l}{8}$	$\frac{l}{10}$	$\frac{l}{12}$	$\frac{l}{15}$	$\frac{l}{17}$	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{30}$	$\frac{l}{40}$
16Mn 钢	$\frac{l}{5.4}$	$\frac{l}{6.8}$	$\frac{l}{8.2}$	$\frac{l}{10.2}$	$\frac{l}{11.7}$	$\frac{l}{13.6}$	$\frac{l}{16.3}$	$\frac{l}{20.4}$	$\frac{l}{27.2}$
15MnV 钢	$\frac{l}{4.9}$	$\frac{l}{6.1}$	$\frac{l}{7.3}$	$\frac{l}{9.2}$	$\frac{l}{10.5}$	$\frac{l}{12.2}$	$\frac{l}{14.7}$	$\frac{l}{18.4}$	$\frac{l}{24.5}$

由表 3-3-10 可见, 若要充分利用钢材强度, 则强度高的钢材, 需要的梁高亦大 (如 $l=24\text{m}$, $[v]/l=1/750$ 时, Q235 钢的 $h_{\min}=l/8=3\text{m}$, 15MnV 钢的 $h_{\min}=l/4.9\approx 5\text{m}$)。因此, 当梁的荷载不大而跨度较大, 其高度由刚度要求决定时, 选用强度高的钢材是不合理的。同理, 若抗弯强度未用足, h_{\min} 可相应减小。

式 (3-3-45) 和表 3-3-10 也可参照用于集中荷载作用的组合梁。

用钢经济的经济高度是指使梁的用钢量最小而决定的高度, 称为经济高度 h_e 。选用较大的梁高, 虽可减少翼缘的用钢量, 但腹板的用钢量却要增加, 而选用较小的梁高, 则相反。因此, 使翼缘与腹板的总用钢量最小的梁高才是经济高度。

设梁的单位长度用钢量为 G , 由图 3-3-16 (a) 可得:

$$G = \rho (2A_1 + 1.2t_w h_0) \quad (3-3-46)$$

式中 A_1 ——一个翼缘的截面面积;

ρ ——钢的密度;

1.2——系数 (用来考虑腹板上附设的加劲肋)。

$$\text{由} \quad I_x = \frac{1}{12} t_w h_0^3 + 2A_1 \left(\frac{h_1}{2} \right)^2$$

$$\text{得} \quad W_x = \frac{2I_x}{h} = \frac{t_w h_0^3}{6h} + A_1 \frac{h_1^2}{h}$$

式中 h_1 ——上、下翼缘中心之间的距离;

现近似地取 $h \approx h_1 \approx h_0$ 代入上式, 则一个翼缘的截面面积为:

$$A_1 = \frac{W_x}{h_0} - \frac{t_w h_0}{6} \quad (3-3-47)$$

将此式代入式 (3-3-46), 并根据经验将腹板厚度取为 $t_w = \sqrt{h_0}/3.5$ (单位 mm), 可得:

$$G = \rho \left(\frac{2W_x}{h_0} + 0.87t_w h_0 \right) = \rho \left(\frac{2W_x}{h_0} + 0.25h_0^{\frac{3}{2}} \right)$$

根据 $W_x = M/f$, 当弯矩为定值时, W_x 可视为常数。故 G 最小的条件为:

$$\frac{dG}{dh_0} = \rho \left(-\frac{2W_x}{h_0^2} + 0.375h_0^{\frac{1}{2}} \right) = 0$$

$$\text{得} \quad h_e \approx h_0 = (5.33W_x)^{\frac{2}{5}} \approx 2W_x^{\frac{2}{5}} = 2W_x^{0.4} \quad (\text{单位 mm}) \quad (3-3-48)$$

式中 W_x 应取满足抗弯强度需要的截面抵抗矩, 即

$$W_x = \frac{M}{\gamma_x f} = \frac{M}{1.05f} \quad (3-3-49)$$

梁的经济高度也可用改写的下列近似公式计算, 它能方便地用于各种尺寸单位:

$$h_e = 7 \sqrt[3]{W_x} - 300 \quad (3-3-50)$$

实际选用的 h_0 , 应在满足 h_{\max} 和 h_{\min} 要求的基础上, 尽可能等于或略小于 h_e , 并取 50mm 的倍数。

确定腹板高度时还应结合腹板厚度一起考虑。一般宜将腹板的高厚比控制在 170 以

内，以避免设置纵向加劲肋而引起构造复杂（详见第七节）。

（二）腹板厚度 t_w

腹板厚度应满足抗剪强度要求。可近似地假定最大剪应力为腹板平均剪应力的 1.2 倍，即：

$$\tau_{\max} = 1.2 \frac{V_{\max}}{h_0 t_w} \leq f_v$$

$$\therefore t_w \geq 1.2 \frac{V_{\max}}{h_0 f_v} \quad (3-3-51)$$

由上式计算的 t_w 往往较小，为了局部稳定和构造需要，还宜用下列经验公式估算：

$$t_w = \frac{\sqrt{h_0}}{3.5} \quad (\text{单位 mm}) \quad (3-3-52)$$

腹板厚度 t_w 的增加对截面的惯性矩影响不显著，但腹板平面面积却相对较大，故 t_w 的少量增加都将使整个梁的用钢量有较多的增加。因此， t_w 应结合腹板加劲肋的配置全面考虑，宜尽量偏薄，以节约钢材，但一般不小于 8mm，跨度小时不小于 6mm。通常用 6~22mm，并取 2mm 的倍数。

（三）翼缘宽度 b 和厚度 t

腹板尺寸确定后，可按式（3-3-47）求出需要的翼缘面积 A_1 ，然后选定翼缘宽度 b 或厚度 t 中的任一值，即可确定另一值。一般可取 $b = (1/3 \sim 1/5) h$ ，且不小于 180mm。翼缘宽度太小，不利于梁的整体稳定，太大则翼缘中应力分布不均匀的程度增大。翼缘宽度与厚度的比值还须符合局部稳定的要求，即受压翼缘自由外伸宽度不得超过 $15t \sqrt{235/f_y}$ ，考虑塑性发展时不超过 $13t \sqrt{235/f_y}$ 。

翼缘厚度不应小于 8mm，亦不宜大于 50mm（低碳钢）或 36mm（低合金钢）。厚板缺陷较多，强度较低，焊接性能亦差，须采用焊前预热或焊后热处理等措施，而板过薄容易翘曲变形。翼缘宽度宜取 10mm 的倍数，厚度取 2mm 的倍数。

二、截面验算

根据试选截面，计算截面各种几何特性，然后进行强度、刚度和整体稳定性验算。验算方法与型钢梁相似，可按有关公式计算。局部稳定（腹板加劲肋的配置）则按第七节计算。

三、梁截面沿长度的改变

梁的弯矩沿梁的长度变化，简支梁通常是两端小中间大。因此，如将梁的截面随弯矩变化而加以改变，则可节约钢材。但对于跨度较小的梁，改变截面的经济效果不大。

梁截面的改变一般宜采用改变翼缘的宽度(图 3-3-23)。改变翼缘的厚度会在截面变更处产生较大的应力集中,且上翼缘不平不利于搁置吊车轨道或其他构件。

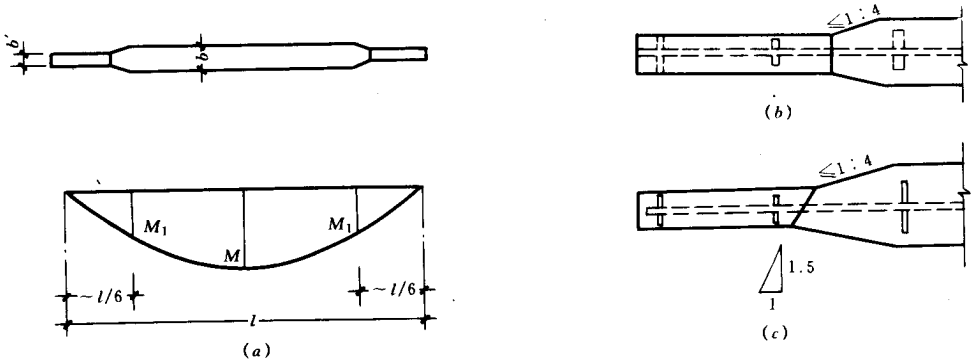


图 3-3-23 梁翼缘宽度的改变

通常在每个半跨内改变一次截面可节约钢材 10% ~ 12%, 而改变两次的经济效果不显著, 且给制造增加工作量。

截面改变设在离两端支座约 $l/6$ 处(图 3-3-23a)较为经济, 较窄的翼缘宽度 b' 应由截面改变处的弯矩 M_1 确定。为了减少应力集中, 宽板应从截面改变处的两边以不大于 1:4 的角度斜向弯矩减小的一方, 然后与窄板对接。受压翼缘的对接焊缝可用直缝(图 3-3-23b), 受拉翼缘的亦可用直缝, 但当焊缝质量为三级时, 须用斜缝(图 3-3-23c)。

当需要降低梁的空间高度时, 简支梁可在靠近支座处降低(图 3-3-24)。梁端部高度应满足抗剪强度要求, 但不宜小于跨中高度的一半。

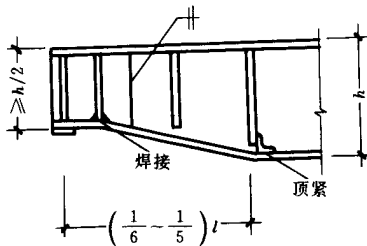


图 3-3-24 变高度梁

截面改变的梁, 应对改变截面处的强度进行验算, 其中应包括对腹板计算高度边缘的折算应力验算。

梁的挠度计算因截面改变而比较复杂, 对翼缘截面改变的简支梁, 可采用下列近似公式计算:

$$\frac{v}{l} = \frac{M_k l}{10EI_x} \left(1 + \frac{3}{25} \cdot \frac{I_x - I'_x}{I_x} \right) \leq \left[\frac{v}{l} \right] \quad (3-3-53)$$

式中 M_k ——最大弯矩标准值；
 I_x ——跨中毛截面惯性矩；
 I'_x ——端部毛截面惯性矩。

四、翼缘焊缝的计算

当梁弯曲时，由于在相邻截面作用于翼缘的弯曲应力有差值，因此翼缘与腹板间将产生水平剪力 V_h （图 3-3-25）。沿梁单位长度的水平剪力为：

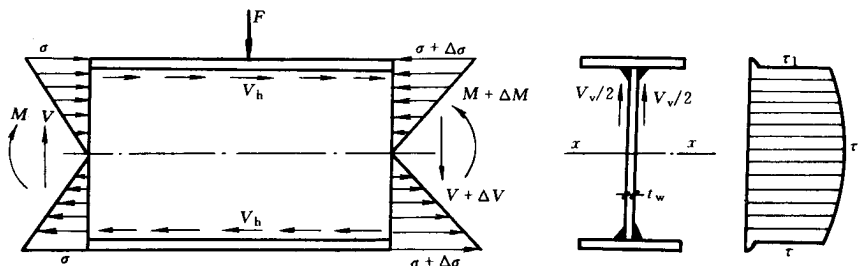


图 3-3-25 翼缘与腹板间的剪力

$$V_h = \tau_1 t_w = \frac{VS_1}{I_x t_w} t_w = \frac{VS_1}{I_x} \quad (3-3-54)$$

式中 S_1 ——翼缘对梁中和轴的面积矩。

此剪力由翼缘（和腹板的连接）焊缝承受，故当采用双面角焊缝时，应满足：

$$\frac{VS_1}{I_x} \leq 2 \times 0.7 h_f f_f^v$$

因此需要的角焊缝焊脚尺寸为：

$$h_f \geq \frac{1}{1.4 f_f^v} \cdot \frac{VS_1}{I_x} \quad (3-3-55)$$

当梁的翼缘上承受移动集中荷载（如吊车轮压），或承受固定集中荷载而未设置支承加劲肋时，翼缘焊缝则不仅承受 V_h 的作用，同时还承受由局部压力产生的垂直剪力 V_v 的作用。沿梁单位长度的垂直剪力为：

$$V_v = \sigma_c t_w = \frac{\phi F}{t_w l_z} t_w = \frac{\phi F}{l_z} \quad (3-3-56)$$

式中 σ_c ——由式（3-3-7）计算的局部承压强度。

根据式（3-3-10），焊缝强度应满足：

$$\sqrt{\left(\frac{V_v}{\beta_f \times 2 \times 0.7 h_f}\right)^2 + \left(\frac{V_h}{2 \times 0.7 h_f}\right)^2} = \frac{1}{1.4 h_f} \sqrt{\left(\frac{\phi F}{\beta_f l_z}\right)^2 + \left(\frac{VS_1}{I_x}\right)^2} \leq f_f^v$$

因此需要的角焊缝焊脚尺寸为：

$$h_f \geq \frac{1}{1.4f_t} \sqrt{\left(\frac{\psi F}{\beta_f l_z}\right)^2 + \left(\frac{VS_1}{I_x}\right)^2} \quad (3-3-57)$$

第七节 梁的局部稳定和加劲肋设计

为了提高焊接组合梁的强度和刚度，腹板宜选得高一些，而为了提高梁的整体稳定性，翼缘宜选得宽一些。然而，若所选板件过于宽薄，矛盾就会转化，常会在梁发生强度破坏或丧失整体稳定性之前，梁的部分板面会偏离原来的平面位置而发生波形鼓曲（图 3-3-26），这种现象称为梁丧失局部稳定或称板屈曲。梁的翼缘或腹板局部失稳后，使梁的工作性能恶化（板屈曲部分退出工作，截面变得不对称），就有可能导致梁的过早破坏。

对于热轧型钢梁，一般不需进行局部稳定性验算；对于冷弯薄壁型钢梁，按照《冷弯薄壁型钢结构设计规范》的规定，常依有效截面进行设计，用以考虑局部截面因屈曲而退出工作对梁承载能力的影响，故也不验算局部稳定。

在前面中已经导出板受压时的临界应力公式：

$$\sigma_{\text{cri}} = N_{\text{cri}}/t = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

将 $E = 206 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ 及泊松比 $\nu = 0.3$ 代入上式，得

$$\sigma_{\text{cri}} = 18.5k \left(\frac{t}{b}\right)^2 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

式中 b 、 t ——分别是受载边的板宽和板厚；

k ——板的屈曲系数，与板的中面力种类和板的支承条件以及板的边长比例有关。

一、受压翼缘板的局部稳定

工字形截面梁的受压翼缘板和轴压柱的翼缘板相似，它三边简支一边自由，所受的压应力基本上均匀分布，板屈曲形如图 3-3-26a 所示。所以，梁受压翼缘的悬伸宽厚比，同样应满足要求，即 $b_1/t \leq 15 \sqrt{235/f_y}$ ；对于箱形截面，两腹板间的翼缘宽厚比应满足式 $b_0/t_1 \leq 40 \sqrt{235/f_y}$ 。

二、腹板屈曲的计算与加劲肋的配置

对于梁的腹板，采用加厚板的办法来防止板的局部失稳，显然不经济，通常可用设置加劲肋的办法。加劲肋有横向、纵向和短加劲肋等几种（图 3-3-27）。通过加劲肋，把腹板划分成较小的区格。加劲肋就是每个区格的边支承。

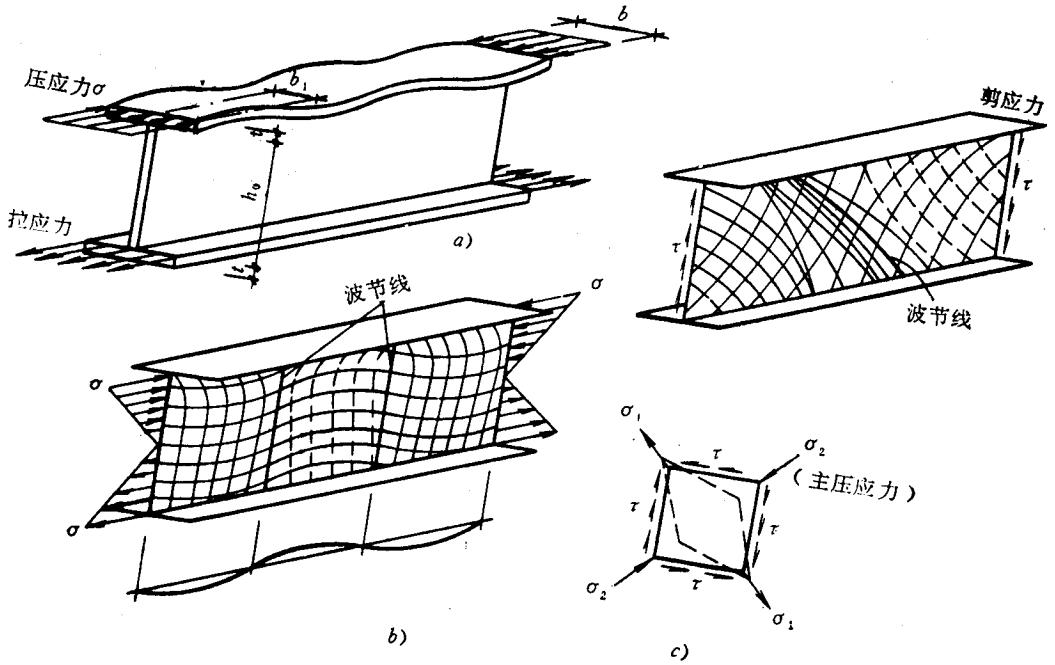


图 3-3-26

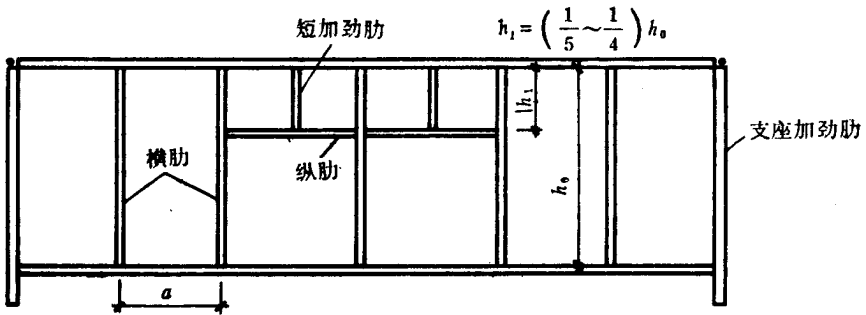


图 3-3-27

(一) 在纯弯曲作用下 (图 3-3-26b)

图 3-3-28 所示一块四边简支矩形板，在竖边上作用弯曲正应力，上半部的压应力可能使板屈曲。沿竖向形成一个半波，沿水平方向则为若干个长度相等的半波，并形成竖向的波节线。这种情况的临界应力由式 (3-3-58) 可得：

$$\sigma_0 = 18.5k \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 \times 10^4 \text{N/mm}^2 \quad (3-3-58)$$

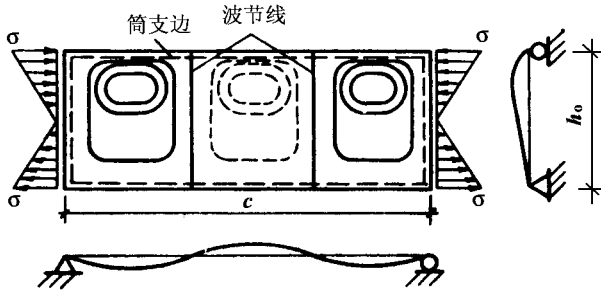


图 3-3-28

式中 k ——屈曲系数，列地表 3-3-11。

表 3-3-11 四边简支薄板纯弯曲时的屈曲系数^k

a/h_0	0.4	0.5	0.6	0.667	0.75	0.8	1.0	1.33	1.5
k	29.1	25.6	24.1	23.9	24.1	24.4	25.6	23.9	24.1

k 值还和四边的支承条件有关 (图 3-3-29)。当四边简支时 $k_{\min} = 23.9$ ；当非加载边固定时， $k_{\min} = 39.6$ 。

对梁的腹板， a 是横向加劲肋的间距， h_0 为加载边 (一般腹板两侧的弯矩并不相等，可按其平均值考虑)，腹板厚度为 t_w 。该区格板段的加载边支承在横向加劲肋上，从肋和腹板的相对刚度来看，只能当做简支。翼缘板截面则有一定的抗扭刚度，对腹板屈曲时沿顶边的转动有约束作用，属于弹性嵌固。根据实验结果分析，当翼缘和腹板的连接采用角焊缝满焊或采用 K 形对接焊缝时，可采取弹性嵌固系数 $\alpha = 1.61$ 。即考虑翼缘弹性嵌固的影响时， $k = 23.9 \times 1.61 = 38.47$ 。把 k 值代入式 (3-3-58)：

$$\sigma_0 = 18.5 \times 38.47 \left(\frac{100t_w}{h_0} \right)^2 = 712 \left(100t_w/h_0 \right)^2$$

取

$$\sigma_0 = 715 \left(100t_w/h_0 \right)^2 \text{ N/mm}^2 \quad (3-3-59)$$

根据腹板的受弯屈曲不先于屈服破坏的原则，即令 $\sigma_0 \geq f_y$ ，得

$$h_0/t_w \leq 174 \sqrt{235/f_y}，\text{取 } 170 \sqrt{235/f_y} \quad (3-3-60)$$

可见，当 $h_0/t_w \leq 170 \sqrt{235/f_y}$ 时，腹板属于强度破坏；而当 $h_0/t_w > 170 \sqrt{235/f_y}$ 时，则为受弯曲破坏，应设置纵向加劲肋，以提高腹板的稳定承载力。纵向加劲肋应设置在 $h_1 = (h_0/5 \sim h_0/4)$ 的受压区 (图 3-3-27)。因为弯曲应力在跨中较大，故纵肋只需布置在梁的跨度中间段。

由于梁的腹板只承受截面弯矩的很小一部分，且只有边缘部分的应力可能超过比例极限而进入弹塑性阶段，因而，可以忽略非弹性性能的影响。

(二) 在纯剪切作用下 (图 3-3-26)

图 3-3-30a 示出腹板板段, 四边简支并受均布剪应力作用, 属于纯剪状态。板中的主应力与剪应力大小相等并互成 45° 角, 主压应力 σ_2 能引起板呈大约 45° 倾斜的波形凹凸 (图 3-3-30), 而主拉应力 σ_1 对板的屈曲趋势有一定的约束作用。

设 d 为板边长 a 或 h_0 中的较短边的长度, 参照式 (3-3-57) 可得:

$$\tau_0 = 18.5k (t_w/d)^2 \times 10^4 \quad (3-3-61)$$

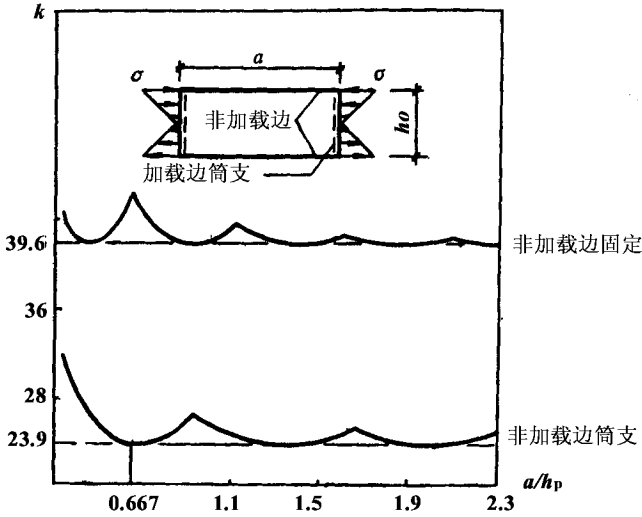


图 3-3-29

上式中的 k 值只和板的边长比有关, 一般可由相当精确的经验公式计算:

当 $a/h_0 \leq 1$ 时 (a 是短边)

$$k = 4 + 5.34 / (a/h_0)^2 \quad (3-3-62)$$

当 $a/h_0 > 1$ 时 (h_0 是短边)

$$k = 5.34 + 4 / (a/h_0)^2 \quad (3-3-63)$$

由于翼缘对腹板的弹性嵌固, 经分析, 一般可使 τ_0 提高 23%。将式 (3-3-62) (3-3-63) 代入式 (3-3-61), 同时考虑翼缘板弹性嵌固 ($x = 1.23$) 的影响, 则可得

$$\tau_0 = k_r (100t_w/d)^2 \quad (3-3-64)$$

式中

$$k_r = 123 + 93 / \left(\frac{a}{h_0}\right)^2 \quad \left(\text{当 } a/h_0 \leq 1 \text{ 时}\right) \quad (3-3-65)$$

$$k_r = 93 + 123 / \left(\frac{a}{h_0}\right)^2 \quad \left(\text{当 } a/h_0 > 1 \text{ 时}\right) \quad (3-3-66)$$

可见, 当 $a/h_0 > 2$ 时, τ_0 变化不大, 即横向加劲肋的作用不大, 故规范规定, 横肋

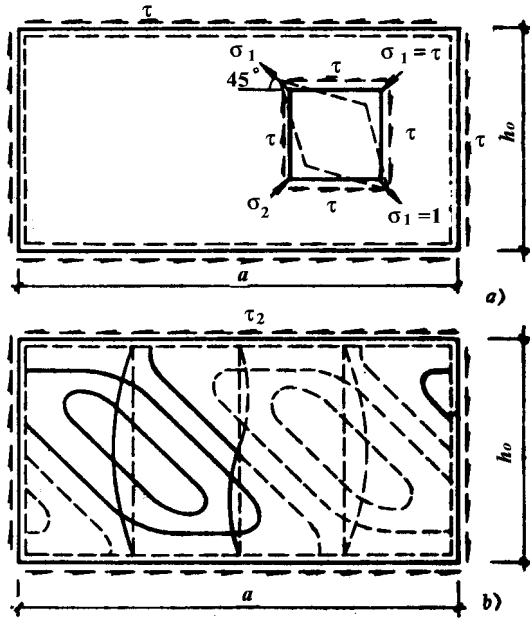


图 3-3-30

的最大间距取为 $2h_0$ 。

根据对试验结果的分析，腹板非弹性屈曲的临界应力可按下式计算。

$$\tau_0' = \sqrt{\tau_p \tau_0} \quad (3-3-67)$$

式中的钢材剪切比例极限 $\tau_p = 0.8\tau_y = 0.8f_y/\sqrt{3}$ 。

将式 (3-3-66) 代入式 (3-3-64)：

$$\tau_0 = \left[123 + 93 \left(\frac{h_0}{a} \right)^2 \right] \left(\frac{100t_w}{h_0} \right)^2 \quad (a)$$

若取最不利情况 $a/h_0 \rightarrow \infty$ (即除支座处外，梁完全不设横肋)，式 (a) 变成 $\tau_0 =$

$123 \left(\frac{100t_w}{h_0} \right)^2$ ，并代入式 (3-3-67)，则

$$\tau_0' = \sqrt{0.8f_y/\sqrt{3} \times 123 \left(100t_w/h_0 \right)} \quad (b)$$

根据腹板纯剪屈曲不先于屈服破坏的原则，即令 $\tau_0' \geq f_y/\sqrt{3}$ ，并代入式 (b)，可得

$$h_0/t_w \leq 85.16 \sqrt{235/f_y} \quad (c)$$

考虑到实际的梁腹板中还有有一定的弯曲应力，有时还可能有局部压应力，规范规定，上述界限比取为：

$$h_0/t_w \leq 80 \sqrt{235/f_y} \quad (3-3-68)$$

即当 $h_0/t_w \leq 80 \sqrt{235/f_y}$ 时，腹板属于剪切强度破坏；而当 $h_0/t_w > 80 \sqrt{235/f_y}$ 时，腹板将发生纯剪屈曲 (图 3-3-30)。

(三) 在横向压力作用下 (图 3-3-30)

在横向的移动集中荷载 (如吊车轮压) 或分布荷载作用下, 若腹板太薄, 可能引起腹板发生横向屈曲。图 3-3-31 示出横向局部压应力 σ_c 沿腹板高度衰减变化的示意图。

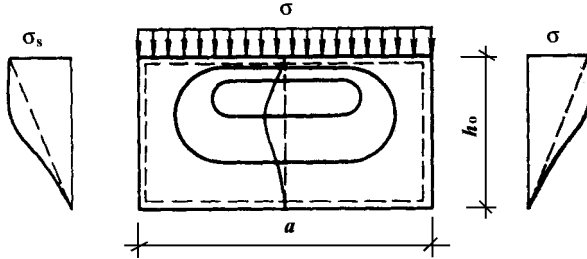


图 3-3-31

四边简支矩形板均匀受压时的临界应力仍可参照式 (3-3-57) 求得:

$$\sigma_{c0} = 18.5k (t_w/a)^2 \times 10^4$$

改写为:

$$\sigma_{c0} = 18.5k \left(\frac{h_0}{a}\right)^2 \left(\frac{t_w}{h_0}\right)^2 \times 10^4 \quad (d)$$

式中屈曲系数 k 与 a/h_0 有关。考虑到翼缘板对腹板的嵌固影响, 上式中应引入系数 $x = 1.81 - 0.255 \left(\frac{h_0}{a}\right)$ 令 $C_1 = 18.5kx \left(h_0/a\right)^2$, 则式 (d) 变成:

$$\sigma_{c0} = C_1 (100t_w/h_0)^2 \quad (3-3-69)$$

式中的 C_1 值列于表 3-3-12。

表 3-3-12

C_1 、 C_2 值

a/h_0	0.5	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	≥ 2.0
C_1	792	640	461	354	274	229	199	180	166
C_2	715	715	715	807	932	1109	1277	1496	1745

(四) 腹板加劲肋的配置

在焊接梁的设计中, 翼缘板的局部稳定常用限制宽厚比的办法来保证, 而腹板的局部稳定则常采用配置加劲肋 (图 3-3-27) 的办法来解决。

加劲肋作为腹板的支承, 将腹板分成尺寸较小的区段, 以提高其临界应力。横肋对提高梁支承附近剪力较大板段的临界应力是有效的, 而纵肋对梁跨中附近弯矩较大板段的稳定性特别有利。短加劲肋常用于局部压应力较大的情况。

为了保证焊接组合梁腹板的局部稳定性，应根据腹板高厚比 h_0/t_w 的不同情况配置加劲肋。

(1) 当 $h_0/t_w \leq 80 \sqrt{235/f_y}$ 时，对 $\sigma_c = 0$ 的一般梁可不配置加劲肋；对 $\sigma_c \neq 0$ 的梁，如吊车梁，宜按构造要求配置横向加劲肋，其横肋间距 a 应满足：

$$0.5h_0 \leq a \leq 2h_0 \text{ (图 3-3-32a)}$$

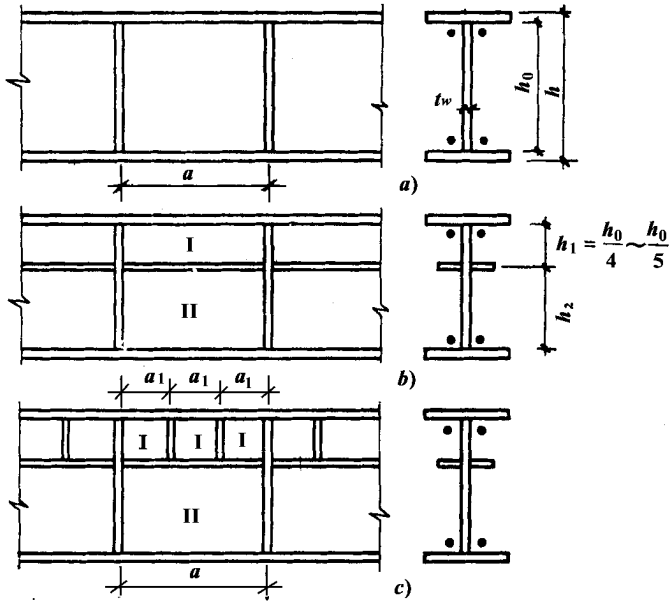


图 3-3-32

(2) 当 $80 \sqrt{235/f_y} \leq \frac{h_0}{t_w} \leq 170 \sqrt{235/f_y}$ 时，应配置横向加劲肋。其中，当 $\frac{h_0}{t_w} \leq 100 \sqrt{235/f_y}$ 时，肋距不需计算；当 $\frac{h_0}{t_w} > 100 \sqrt{235/f_y}$ 时，其肋距应通过计算确定。

(3) 当 $\frac{h_0}{t_w} > 170 \sqrt{235/f_y}$ 时，腹板可能在弯曲正应力作用下丧失局部稳定，为此，除应按计算配置横肋外，尚应配置纵向加劲肋（图 3-3-32b），必要时（如 σ_c 较大），还应配置短加劲肋（图 3-3-32c）。

梁的支座处或上翼缘受有较大固定集中荷载的地方，还应设置支承加劲肋。

(五) 在几种应力联合作用下

1. 仅用横向加劲肋加强的腹板（图 3-3-32a）

图 3-3-33 所示为二横向加劲肋之间的腹板段，同时有弯曲正应力 σ 、均布剪应力 τ 和局部压应力 σ_c 的作用。当这些应力分别达到某种组合的一定值时，腹板将达到屈曲的临界状态。腹板不屈曲的相关方程是：

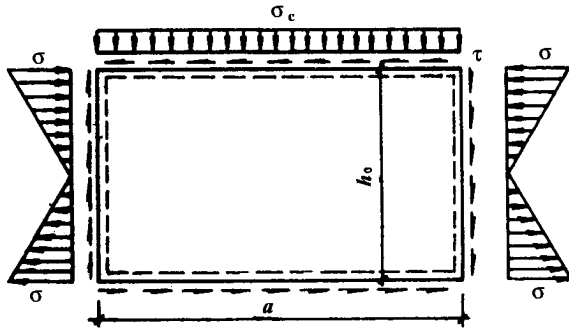


图 3-3-33

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{\sigma_c}{\sigma_{c0}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2 + \frac{1}{6} \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right) \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)} \leq 1 \quad (3-3-70)$$

计算表明，式(3-3-70)根号内第三项只占2~3%，从而，腹板不屈曲的条件可近似地取为：

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{\sigma_c}{\sigma_{c0}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} \leq 1 \quad (3-3-71)$$

式中： σ ——腹板上边缘的最大弯曲压应力，按腹板段范围内的平均弯矩计算；

τ ——腹板承受的平均剪应力 $\tau = \frac{V}{h_0 t_w}$ ， V 是腹板段范围内的平均剪力；

σ_c ——腹板上边缘的局部压应力，按式(3-3-10)计算，但系数 ψ 取 1.0。

σ_0 、 τ_0 和 σ_{c0} ——分别是各种应力单独作用时的临界应力。

根据规定， σ_0 、 τ_0 、 σ_{c0} 应分别按下列方法计算（注意：图 3-3-33 中腹板上的 τ 和 σ_c 均匀分布，而实际上它们的分布是曲线的）：

(1) 当 $\sigma_c = 0$ 而 a/h_0 为任意值，或当 $\sigma_c \neq 0$ ，而 $a/h_0 \leq 0.8$ 时； σ_0 、 τ_0 和 σ_{c0} 分别按式(3-3-59)、(3-3-64)和(3-3-69)计算。

(2) 当 $\sigma_c \neq 0$ 而 $a/h_0 > 0.8$ 时，板段沿纵向可能以一个“半波”屈曲，也可能以两个“半波”屈曲。经运算和比较，可分别计算如下：

① 当 σ_c/σ 大于表 3-3-13 中的数值时，板段以一个“半波”屈曲：

$$\sigma_0 = C_2 \left(100 t_w / h_0\right)^2 \quad (3-3-72)$$

式中的 C_2 由表 3-3-12 查得。

表 3-3-13

σ_c/σ 值

a/h_0	≤ 0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
σ_0/σ	0	0.101	0.155	1.187	0.215	0.234	0.257

τ_0 、 σ_{c0} 分别按式 (3-3-64) 及 (3-3-69) 计算。

② 当 σ_c/σ 小于表 3-3-13 中的数值时, 板段将以两个“半波”屈曲。 σ_0 、 τ_0 和 σ_{c0} 分别按式 (3-3-59) 及 (3-3-64) 和 (3-3-69) 计算, 但在查表 3-3-12 的 C_1 值时应以 $a/2$ 代替 a 。

③ 当产生局部压应力 σ_c 的荷载作用于梁的受拉翼缘时, 则应分别假定 $\sigma_c = 0$ 和 $\sigma = 0$, 按式 (3-3-71) 计算腹板各区格的稳定性。

2. 同时用横、纵加劲肋加强的腹板 (图 3-3-32b)

纵向加劲肋将腹板分隔成两个区格 I、II (图 3-3-34), 下面分别计算各区格的局部稳定性。

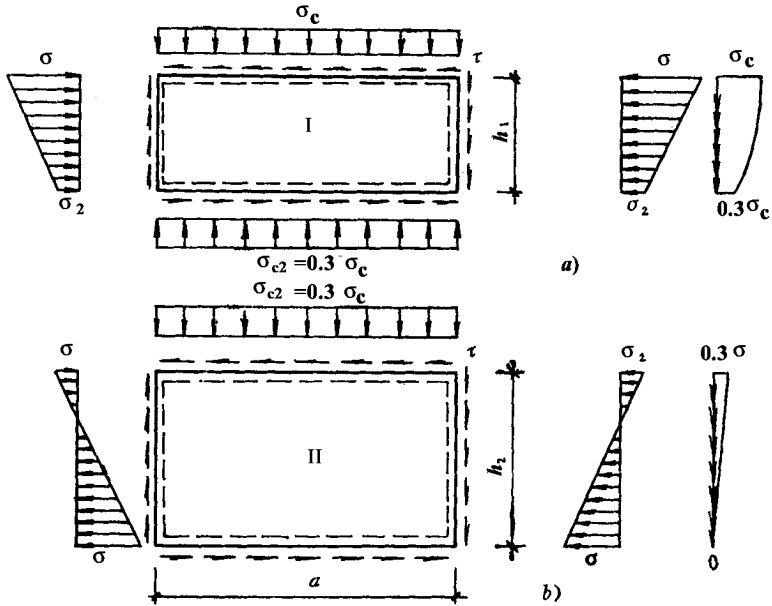


图 3-3-34

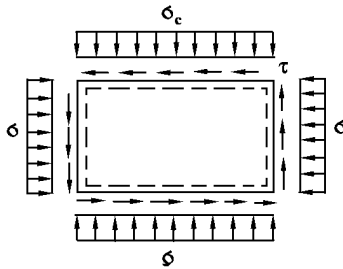


图 3-3-35

(1) 受压翼缘与纵向加劲肋之间的区格 I

区格 I 的受力情况 (3-3-34a) 与图 3-3-35 接近, 而后的临界条件是:

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{\sigma_c}{\sigma_{c0}} + \left(\frac{\tau}{\tau_0} \right)^2 \leq 1 \quad (3-3-73)$$

从而, 可近似地按下式计算区格 I 的局部稳定性:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{10}} + \frac{\sigma_c}{\sigma_{c10}} + \left(\frac{\tau}{\tau_{10}} \right)^2 \leq 1 \quad (3-3-74)$$

式中: σ_{10} 、 σ_{c10} 和 τ_{10} 分别按下列方法计算:

① 当 $\sigma_c = 0$, 而 $v_1 = a/h_1$ 为任意值, 或当 $\sigma_c \neq 0$ 而 $v_1 \leq 1$ 时

$$\sigma_{10} = \frac{100}{1 - (h_1/h_0)} (100t_w/h_1)^2 \quad (3-3-75)$$

$$\sigma_{c10} = (25 + 10v_1) \left(1 + \frac{1}{v_1^2} \right) (100t_w/h_1)^2 \quad (3-3-76)$$

τ_{10} 按式 (3-3-64) 计算。

② 当 $\sigma_0 \neq 0$ 且 $v_1 > 1$ 时, 应分两次计算。

第一次计算时

$$\sigma_{10} = \frac{25}{1 - \frac{h_1}{h_0}} \left(v_1 + \frac{1}{v_1} \right)^2 (100t_w/h_1)^2 \quad (3-3-77)$$

σ_{10} 、 τ_{10} 按式 (3-3-76) 及 (3-3-77) 计算。

式 (3-3-76) 和 (3-3-77) 中的 $v_1 = \frac{a}{h_1} > 2$ 时, 取 $v_1 = 2$ 。

第二次计算时, σ_0 、 σ_{c10} 分别按式 (3-3-75) 及 (3-3-76) 计算, 但取 $v_1 = 0.5a/h_1$, τ_{10} 按式 (3-3-64) 计算。

(2) 受拉翼缘与纵向加劲肋之间的区格 II

区格 II 的受力状态见图 3-3-34b。纵向为偏心受拉, 最大压应力是 σ_2 , 上边缘受局部压应力 $\sigma_{c2} = 0.3\sigma_c$, 下边缘 $\sigma_c = 0$, 同时还有剪应力 τ 的作用。区格 II 的稳定条件可近似地按式 (3-3-71) 写出:

$$\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{20}} + \frac{\sigma_{c2}}{\sigma_{c20}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{20}} \right)^2 \leq 1 \quad (3-3-78)$$

式中 $\sigma_2 = (1 - 2h_1/h_0) \sigma$

$$\sigma_{c2} = 0.3\sigma_c$$

σ_{20} 、 σ_{c20} 和 τ_{20} 分别按下列公式计算:

$$\sigma_{20} = \frac{450}{\left(1 - 2 \frac{h_1}{h_0} \right)^2} (100t_w/h_0)^2 \quad (3-3-79)$$

$$\sigma_{c20} = C_1 (100t_w/h_2)^2 \quad (3-3-80)$$

τ_{20} 按式 (3-3-64) 计算。式 (3-3-80) 中的 C_1 值是以 a/h_2 代替 a/h_0 , 从表 3-3-12 中查得。当 $a/h_2 > 2$ 时, 取 $a/h_2 = 2$ 。

当 σ_c 在梁的受拉翼缘时, 则应分别假定 $\sigma_{c2} = 0$ (用 σ_2 和 τ) 和假定 $\sigma_2 = 0$ (用 $\sigma_{c2} = \sigma_c$ 和 τ) 按式 (3-3-74) 计算区格 II 的局部稳定性。

3. 同时用横、纵加劲肋和短加劲肋加强的腹板 (图 3-3-32c)

区格 I 格式 (3-3-74) 验算, 但应以 a_1 代替 a_3 区格 II 格式 (3-3-78) 验算。

上述计算梁腹板局部稳定的方法较为精确, 但缺点是必须先假定加劲肋的间距 a , 然后对每区格 (板段) 进行验算。如果某区格不能满足稳定条件, 则应调整加劲肋的间距, 重新进行计算, 显然, 计算工作相当繁琐。因此, 规范规定, 对无局部压应力 ($\sigma_c = 0$) 的梁和简支吊车梁, 腹板的局部稳定性可按下述方法进行简化计算。

三、直接确定腹板加劲肋间距的计算方法

(一) 对于 $\sigma_c = 0$ 的梁

一般的工作平台梁和楼盖梁, 不承受移动集中荷载, 而固定集中荷载由支承担加劲肋负担, 故其 $\sigma_c = 0$ 。当梁受均布荷载时, 因对腹板上边缘产生的局部压应力较小, 仍可假定 $\sigma_c = 0$ 。

1. 仅用横肋加强的腹板

腹板承受 σ 和 τ 的作用, 其稳定条件由式 (3-3-71) 确定, 在设计公式中尚应考虑抗力分项系数 γ_R , 从而可得

$$\left(\frac{\gamma_R \sigma}{\sigma_0}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_R \tau}{\tau_0}\right)^2 \leq 1 \quad (3-3-81)$$

在腹板的局部稳定计算中, 如近似地取 $\gamma_R = 1$, 则

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2 \leq \frac{1}{\gamma_R^2} = 1 \quad (3-3-81)$$

式中 σ_0 、 τ_0 ——分别按式 (3-3-59) (3-3-64) 计算。由式 (3-3-81) 得

$$\tau_0 \geq \frac{\tau}{\sqrt{1 - (\sigma/\sigma_0)^2}} = \eta \tau \quad (3-3-82)$$

式中 η ——考虑 σ 影响的增大系数, 由下式计算:

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{1 - (\sigma/\sigma_0)^2}} = \frac{1}{\sqrt{1 - \left\{ \frac{\sigma}{715} \left(\frac{h_0}{100t_w} \right)^2 \right\}^2}} \quad (3-3-83)$$

由式 (3-3-64) 和 (3-3-82):

$$\eta \tau \leq k_\tau (100t_w/a)^2$$

从而

$$a \leq 100 \sqrt{k_\tau t_w} / \sqrt{\eta \tau} = Ct_w / \sqrt{\eta \tau} \quad (3-3-84)$$

式中 $C = 100 \sqrt{k_\tau}$, 其中 k_τ 值由式 (3-3-65) 或 (3-3-66) 计算, k_τ 是 a/h_0 的函数, 故 C 也为 a/h_0 的函数, 如图 3-3-36 中的虚曲线所示。此曲线可近似地用下列

两条直线代替 (3-3-36) 中实线):

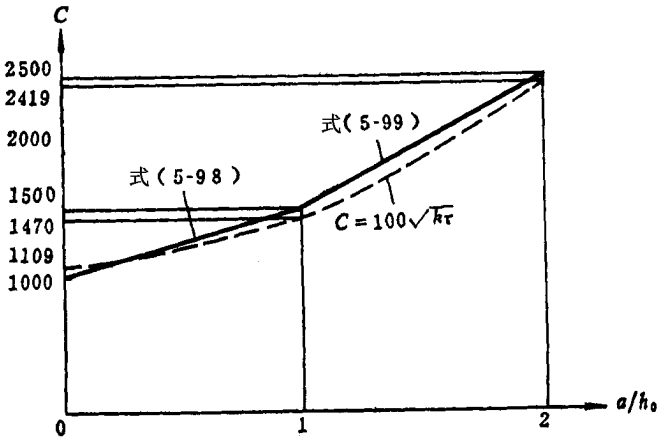


图 3-3-36

当 $a/h_0 \leq 1$ 时

$$C = 500 \frac{a}{h_0} + 1000 \quad (3-3-85)$$

当 $a/h_0 \geq 1$ 时

$$C = 1000 \frac{a}{h_0} + 500 \quad (3-3-86)$$

将式 (3-3-85) 及 (3-3-86) 分别代入式 (3-3-84) 可得:

当 $a/h_0 \leq 1$ 时

$$\frac{a}{h_0} \leq \frac{1000}{\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\eta\tau} - 500}$$

当 $a/h_0 \geq 1$ 时

$$\frac{a}{h_0} \leq \frac{500}{\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\eta\tau} - 1000}$$

上面两式的分界点是 $a/h_0 = 1$, 从其中任一公式取 $a/h_0 = 1$, 可得分界点的另一表达

式: $\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\eta\tau} = 1500$, 从而

当 $\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\eta\tau} \leq 1500$ 时:

$$\sigma \leq \frac{500h_0}{\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\eta\tau} - 1000} \quad (3-3-87)$$

当 $\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\eta\tau} > 1500$ 时:

$$a \leq \frac{1000h_0}{\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\eta\tau} - 500} \quad (3-3-88)$$

式中 τ ——所考虑梁段内最大剪力 V 产生的腹板平均剪应力，即 $\tau = V / (h_w t_w)$ ， h_w 为腹板的高度，对焊接工字梁 $h_w = h_0$ ；

σ ——与 τ 同一截面的腹板计算高度边缘处的弯曲压应力，按 $\sigma = \frac{M}{W} \cdot \frac{h_0}{h}$ 计算；

η ——考虑 σ 影响的增大系数，由表 3-3-14 查得。

表 3-3-14

η 值

$\sigma \left(\frac{h_0}{100t_w} \right)^2$	0	100	140	180	200	220	240	260	280
η	1.00	1.01	1.02	1.03	1.04	1.05	1.06	1.07	1.09
$\sigma \left(\frac{h_0}{100t_w} \right)^2$	300	320	340	360	380	400	420	440	460
η	1.10	1.12	1.14	1.16	1.18	1.21	1.24	1.27	1.31
$\sigma \left(\frac{h_0}{100t_w} \right)^2$	480	500	520	540	560	580	600	620	640
η	1.35	1.40	1.46	1.53	1.61	1.71	1.84	2.01	2.24

若算出的 a 值大于 $2h_0$ ，或计算中分母为负值时，皆取 $a = 2h_0$

当 $\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\eta\tau} \leq 1200$ 时，按式 (3-3-87) 可得 $a \leq 2.5h_0$ ，在这种情况下，不必计算局部稳定性。为此，规范第 4.3.7 条规定：对于 $\sigma_c = 0$ 的梁，而当 $h_0/t_w \leq 100$ 时，可按构造放宽至 $a = 2.5h_0$ 。

2. 同时用横、纵肋加强的腹板

区格 I 的局部稳定计算仍用式 (3-3-74)，由于在跨中附近的 τ 很小，可以忽略，于是式 (3-3-74) 可变成

$$\sigma/\sigma_{10} \leq 1$$

上式中 $\sigma_{10} = \frac{100}{1 - h_1/h_0} \left(100t_w/h_1 \right)^2$ ，取 $h_1/h_0 = 1/5$ ，由上式解得：

$$h_1 \leq \frac{1120t_w}{\sqrt{\sigma}} \quad (3-3-89)$$

式中 σ ——板段内最大弯矩 M_{\max} 处腹板计算高度边缘的弯曲压应力

$$\left(\text{即 } \sigma = \frac{M_{\max}}{W} \cdot \frac{h_0}{h} \right)$$

h_1 值范围 ($h_0/4 \sim h_0/5$)

区格 II 的稳定性验算，近似地采用横向加劲肋加强的梁的计算方法，即横肋间距按

式(3-3-87)或式(3-3-88)计算, 但应以 h_2 代替 h_0 , 并取 $\eta = 1$ 。

(二) 对于简支吊车梁

1. 仅配置横肋时

对于梁端的板段, 弯曲应力不大, 设 $\sigma = 0$, 而将式(3-3-73)的右边取 0.9, 可得

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{c0}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} \leq 0.9 \quad (3-3-90)$$

对于梁跨中的板段, 剪应力不大, 设 $\tau = 0$, 而将式(3-3-73)的右边取 0.9, 得

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{\sigma_c}{\sigma_{c0}} \leq 0.9 \quad (3-3-91)$$

然后将式(3-3-90)和式(3-3-91)简化为直线方程。最后得实用设计公式:

$$a \leq \frac{k_1 h_0}{\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\tau} - k_2} \quad (3-3-92)$$

和

$$a \leq \frac{k_3 h_0}{\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\sigma} - k_4} \quad (3-3-93)$$

设计时取用式(3-3-92)和(3-3-93)中的较小值。当由式(3-3-92)和(3-3-93)右端算得的值大于 $2h_0$ 或分母为负值时, 应取 $a = 2h_0$ 。

表 3-3-15

K_1 、 K_2 值

$\sigma_c \tau$	k_1	k_2	$\sigma_c \tau$	k_1	k_2	$\sigma_c \tau$	k_1	k_2
≤ 0.2	712	700	1.4	618	580	3.2	487	414
0.3	709	697	1.5	606	566	3.4	480	402
0.4	706	691	1.6	596	554	3.6	471	390
0.5	700	685	1.7	587	542	3.8	462	378
0.6	694	676	1.8	576	530	4.0	453	368
0.7	685	666	1.9	569	520	4.2	444	359
0.8	676	654	2.0	560	511	4.4	435	350
0.9	667	642	2.2	541	493	4.6	426	341
1.0	658	630	2.4	529	475	4.8	417	332
1.1	649	618	2.6	517	457	5.0	408	323
1.2	640	606	2.8	505	439			

$\sigma_c\tau$	k_1	k_2	$\sigma_c\tau$	k_1	k_2	$\sigma_c\tau$	k_1	k_2
1.3	630	593	3.0	494	426			

表 3-3-16

K_3 、 K_4 值

σ_c/σ	k_3	k_4	σ_c/σ	k_3	k_4	σ_c/σ	k_3	k_4
≤ 0.05	21	2362	0.55	310	1394	1.10	4.5	900
0.10	42	2292	0.60	331	1324	1.20		870
0.15	64	2219	0.65	352	1254	1.30		840
0.20	107	2076	0.70	371	1199	1.40		810
0.25	152	1933	0.75	387	1147	1.50		780
0.30	189	1808	0.80	402	1096	1.60		750
0.35	219	1710	0.85	417	1044	1.70		720
0.40	248	1613	0.90	429	1001	1.80		690
0.45	267	1540	0.95	441	965	1.90		660
0.50	389	1467	1.00	450	931	2.00		630

式 (3-3-92) 中 τ 是梁最大剪力处腹板的平均剪应力；式 (3-3-93) 中 σ 是最大弯矩处腹板计算高度边缘的最大弯曲压应力； k_1 、 k_2 、 k_3 和 k_4 是考虑局部压应力的影响系数，根据 σ_c/τ 或 σ_c/σ 值可直接由表 3-3-15 和表 3-3-16 查得， σ_c 由式 (3-3-10) 计算，取 $\psi = 1.0$ 。

2. 同时配置横、纵肋时

板段 I 纵肋至腹板计算高度受压边缘的距离 h_1 应满足下式要求：

当 $\sigma_c/\sigma \leq 0.4$ 时

$$h_1 \leq \frac{1120t_w}{\sqrt{\sigma + \sigma_c}} \quad (3-3-94)$$

当 $\sigma_c/\sigma > 0.4$ 时

$$h_1 \leq \frac{1400t_w}{\sqrt{\sigma + 3\sigma_c}} \quad (3-3-95)$$

如果按式 (3-3-94) 或 (3-3-95) 算得的 $h_1 < h_0/5$ ，则应在腹板受压区增设短加劲肋 (图 3-3-32c) 或改变 h_0/t_w 比值。

当 h_1 确定后，横肋间距应按式 (3-3-92) 计算，此时相当于图 3-3-32c 中的区格 II，计算中应以 h_2 代替式 (3-3-92) 中的 h_0 ，以 $0.3\sigma_c$ 代替表 3-3-37 中的 σ_c 。

必须指出，《直接确定腹板加劲肋间距的计算方法》只适用于 $\sigma_c = 0$ 的梁和简支吊车梁。不属这两种情况的梁，必须按本章第七节二的方法计算腹板的局部稳定性。

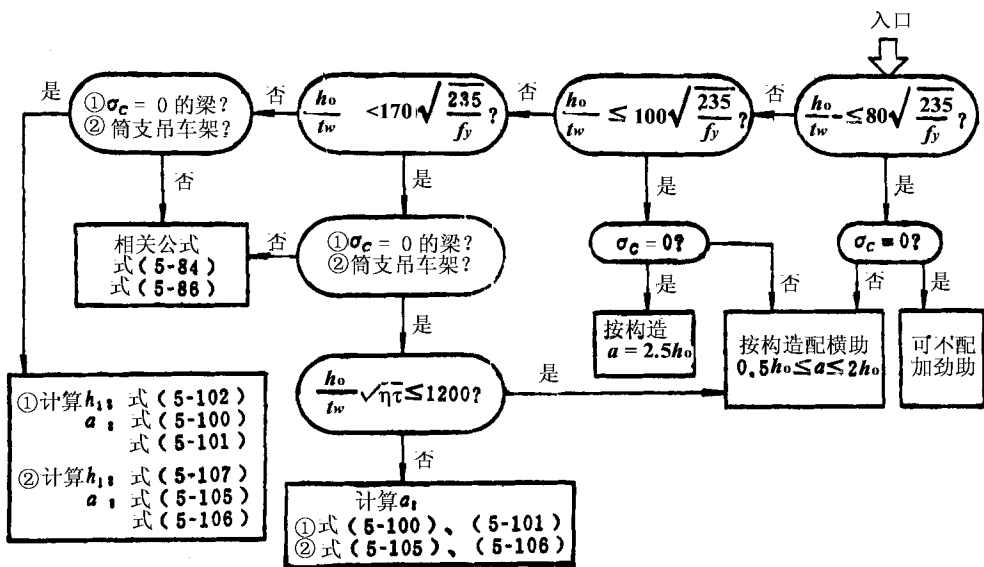


图 3-3-37

上述腹板局部稳定的验算，可总结为图 3-3-37 所示的框图。

四、加劲肋的构造和截面尺寸

加劲肋按其作用可分为两种：一种是为了把腹板分隔成几个区格，以提高腹板的局部稳定性，称为间隔加劲肋；另一种是主要传递固定集中荷载或支座反力，称为支承加劲肋。

加劲肋宜在腹板两侧成对配置（图 3-3-38b、d），也允许单侧配置（图 3-3-38c、e），但重级工作制吊车梁的加劲肋和支承加劲肋必须两侧配置。

加劲肋可采用钢板或型钢（图 3-3-28d、e）。

横向加劲肋的最小间距为 $0.5h_0$ ，最大间距为 $2h_0$ 。（对 $\sigma_c = 0$ 的梁，当 $h_0/t_w \leq 100$ 时，可采用 $a = 2.5h_0$ ）。

加劲肋应有足够的刚度，使其成为腹板的不动支承，为此，要求：

(1) 两侧配置钢板横肋时（图 3-3-38d）

$$\text{肋宽：} b_s \geq \frac{h_0}{30} + 40\text{mm} \quad (3-3-96)$$

$$\text{肋厚：} t_s \geq b_s/15 \quad (3-3-97)$$

(2) 单侧配置钢板横肋时（图 3-3-38e），其肋宽应大于按式（3-3-96）算得的 1.2 倍，厚度应不小于其肋宽的 1/15。

(3) 在同时用横肋和纵肋加强的腹板中，应在其相交处将纵肋断开，横肋保持连续（图 3-3-38a）。横肋的截面尺寸除应满足上述要求外，肋截面绕 z 轴（图 3-3-38d）的惯性矩还应满足下式要求：

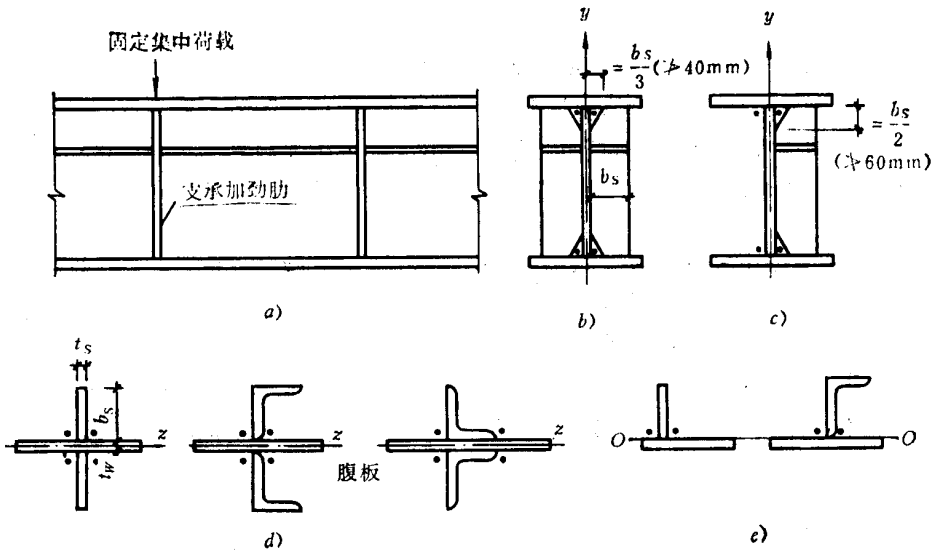


图 3-3-38

$$I_z = t_s (2b_s + t_w)^3 / 12 \geq 3h_0 t_w^3 \quad (3-3-98)$$

纵肋截面绕 y 轴的惯性矩应满足下列公式 (图 3-3-38b):

当 $a/h_0 \leq 0.85$ 时

$$I_y \geq 1.5h_0 t_w^3 \quad (3-3-99)$$

当 $a/h_0 > 0.85$ 时

$$I_y \geq (2.5 - 0.45 \frac{a}{h_0}) (\frac{a}{h_0})^2 h_0 t_w^3 \quad (3-3-100)$$

(4) 短肋的最小间距为 $0.75h_1$ 。钢板短肋的外伸宽度应取为横肋外伸宽度的 $0.7 \sim 1.0$ 倍, 厚度不应小于短肋外伸宽度的 $1/15$ 。

(5) 用型钢作成的加劲肋, 其截面惯性矩不得小于相应钢板加劲肋的惯性矩。

为了避免焊缝的集中和交叉, 减少焊接应力, 横肋的端部应切去宽约 $b_s/3$ (但不大于 40mm), 高约 $b_s/2$ (但不大于 60mm) 的斜角 (图 3-3-38b、c), 以使梁的翼缘焊缝连续通过。在纵肋与横肋相交处, 应将纵肋两端切去相应的斜角, 以使横肋与腹板连接的焊缝连续通过。

横向加劲肋与上下翼缘焊牢能增加梁的抗扭刚度, 但会降低疲劳强度。吊车梁横肋的上端应与上翼缘刨平顶紧 (当为焊接吊车梁时, 应焊牢)。肋的下端不应与受拉翼缘焊接, 一般在距受拉翼缘 $50 \sim 100\text{mm}$ 处断开 (图 3-3-39a), 为了提高梁的抗扭刚度, 也可另加短角钢与加劲肋下端焊牢, 但抵紧于受拉翼缘而不焊 (图 3-3-39b)。

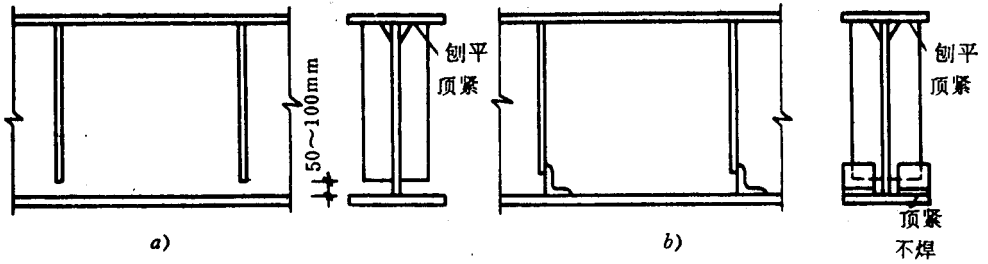


图 3-3-39

注：在腹板一侧配置的加劲肋，其截面惯性矩应按与加劲肋相连的腹板边缘为轴线 $O-O$ 进行计算（图 3-3-38e）。

五、支承加劲肋的验算

支承加劲肋除满足上述刚度要求外，还需进行如下的验算：

（一）稳定性

在支座反力或固定集中荷载作用下，支承加劲肋连同其附近腹板，可能在腹板平面外（图 3-3-40 中绕 z 轴）失稳。因此，必须用式（3-3-30）按轴心压杆验算其稳定性。即

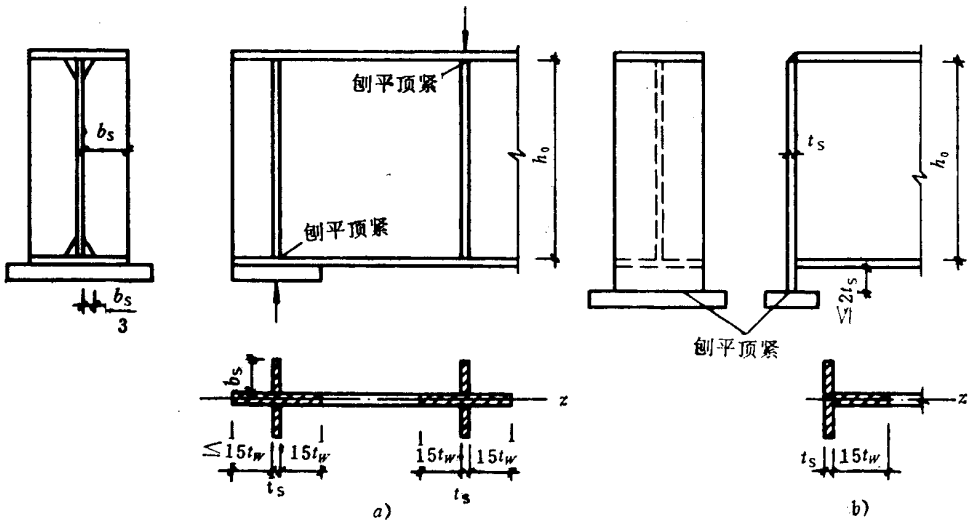


图 3-3-40

$$N / (\varphi A) \leq f$$

式中 N ——支座反力或集中荷载；

A ——包括加劲肋和肋侧面 $15t_w \sqrt{235/f_y}$ 范围内的腹板面积（图 3-3-40 中用斜线表示）

φ ——稳定系数。

(二) 端面承压

当支承加劲肋端部刨平顶紧时，其端面承压应力按下式验算：

$$N/A_{ce} \leq f_{ce} \quad (3-3-101)$$

式中： A_{ce} ——端面承压面积，即支承加劲肋与翼缘或柱顶接触处的净面积，如图 3-3-50a：

$$A_{ce} = 2 \left(b_s - \frac{b_s}{3} \right) t_s$$

支承加劲肋与腹板的连接焊缝，应按承受全部支承反力或集中荷载计算，计算时可假定应力沿焊缝全长均匀分布。

例 设计工字形焊接组合梁的间隔加劲肋及支座加劲肋。已知：计算反力 $R = 501\text{kN}$ ，材料用 3 号钢， $h_0 = 1000\text{mm}$ 。

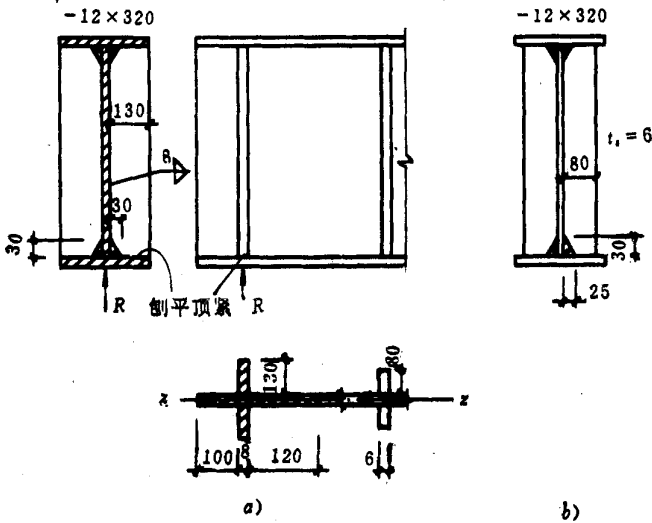


图 3-3-41

解 (1) 间隔加劲肋 (图 3-3-41b)

由式 (3-3-96)：

$$b_s = 1000/30 + 40 = 73\text{mm}, \text{ 取 } b_s = 80\text{mm}$$

由式 (3-3-97)：

$$t_s = 80/15 = 5.3\text{mm}, \text{ 取 } t_s = 6\text{mm}.$$

(2) 支座加劲肋 (图 3-3-41a)

需要的端面承压面积：

$$A_{ce} = R/f_{ce} = 501 \times 10^3 / 320 = 1566 \text{mm}^2 = 15.7 \text{cm}^2$$

采用 -8×130 ，实际承压面积为： $2(13-3) \times 0.8 = 16 \text{cm}^2 > 15.7$ 。

加劲肋与腹板间的角焊缝验算：取 $h_f = 8 \text{mm}$ ， $l_w = 60h_f = 480 \text{mm}$ 。

$$\tau_f = R / (h_c \sum l_w) = 501 \times 10^3 / (0.7 \times 8 \times 4 \times 480) = 46.6 \text{N/mm}^2 < f_f^w = 160$$

验算平面外的稳定：十字形截面类型属 b 类 (图 3-3-41a)。

$$A = 2 \times 0.8 \times 13 + 0.8(10 + 12 + 0.8) = 38.4 \text{cm}^2$$

$$I_z = 0.8 \times 26.8^3 / 12 = 1283 \text{cm}^4 \quad i_z = \sqrt{I_z / A} = 5.78 \text{cm}$$

$$\lambda = h_0 / i_z = 100 / 5.78 = 17, \text{查出 } \varphi = 0.978 \text{ (b 类截面)}$$

$$\sigma = R / (\varphi A) = 501 \times 10^3 / (0.978 \times 38.4 \times 10^2) = 133.4 \text{N/mm}^2 < f = 215$$

第八节 梁的拼接和连接

一、梁的拼接

梁的拼接依施工条件的不同分为工厂拼接和工地拼接。

(一) 工厂拼接

工厂拼接为受到钢材规格或现有钢材尺寸限制而做的拼接。翼缘和腹板的工厂拼接位置最好错开，并应与加劲肋和连接次梁的位置错开，以避免焊缝集中，如图 3-3-42 所示。在工厂制造时，常先将梁的翼缘板和腹板分别接长，然后再拼装成整体，可以减少梁的焊接应力。

翼缘和腹板的拼接焊缝一般都采用正面对接焊缝，在施焊时用引弧板，因此对于满足《钢结构工程施工及验收规范》中 1, 2 级焊缝质量检验级别的焊缝都不需要进行验算。只有对仅进行外观检查的 3 级焊缝，因其焊缝的抗拉强度设计值小于钢材的抗拉强度设计值，此时需要分别验算受拉翼缘和腹板上的最大拉应力是否小于焊缝的抗拉强度设计值。当焊缝的强度不足时，可以采用斜焊缝 (图 3-3-42b)。如斜焊缝与受力方向的夹角 θ 满足 $\tan \theta \leq 1.5$ 时，可以不必验算。但斜焊缝连接比较费料费工，特别是对于宽的腹板最好不用。必要时，可以考虑将拼接的截面位置调整到弯曲正应力较小处来解决。

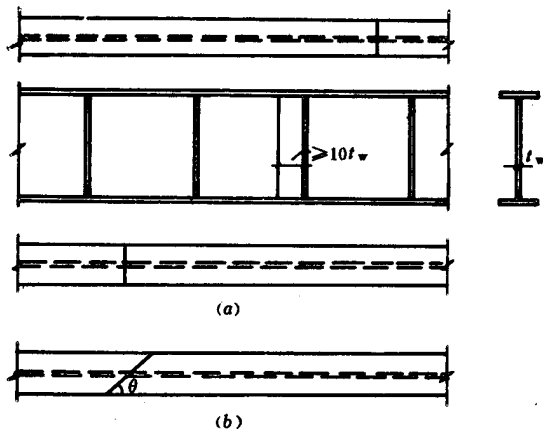


图 3-3-42 焊接梁的工厂拼接

(二) 工地拼接

工地拼接是受到运输或安装条件限制而做的拼接。此时需将梁在工厂分成几段制作，然后再运往工地。对于仅受到运输条件限制的梁段，可以在工地地面上拼装，焊接成整体，然后吊装；而对于受到吊装能力限制而分成的梁段，则必须分段吊装，在高空进行拼接和焊接。

工地拼接一般应使翼缘和腹板在同一截面或接近于同一截面处断开，以便于分段运输。图 3-3-43a 所示为断在同一截面的方式，梁段比较整齐，运输方便。为了便于焊接，将上下翼缘板均加割成向上的 V 形坡口。为了使翼缘板在焊接过程中有一定范围的伸缩余地，以减少焊接残余应力，可将翼缘板在靠近拼接截面处的焊缝预先留出约 500mm 的长度在工厂不焊，按照图 3-3-43a 中所示序号最后焊接。

图 3-3-43 所示为将梁的上下翼缘板和腹板的拼接位置适当错开的方式，可以避免焊缝集中在同一截面。这种梁段有悬出的翼缘板，运输过程中必须注意防止碰撞损坏。

对于铆接梁和较重要的或受动力荷载作用的焊接大型梁，其工地拼接常采用高强度螺栓连接。

图 3-3-44a 所示为采用高强度螺栓连接的焊接梁的工地拼接。在拼接处同时有弯矩和剪力的作用。设计时必须使拼接板和高强度螺栓都具有足够的强度，满足承力要求，并保证梁的整体性。

梁翼缘板的拼接，通常应按照等强度原则进行设计，即使拼接板的净截面面积不小于翼缘板的净截面面积。高强度螺栓的数量应按翼缘板净截面面积 A_n 所能承受的轴向力 $N = A_n f$ 计算， f 为钢材的强度设计值。

腹板的拼接常首先进行螺栓布置，然后验算。布置螺栓时应注意满足螺栓排列的容许距离要求。

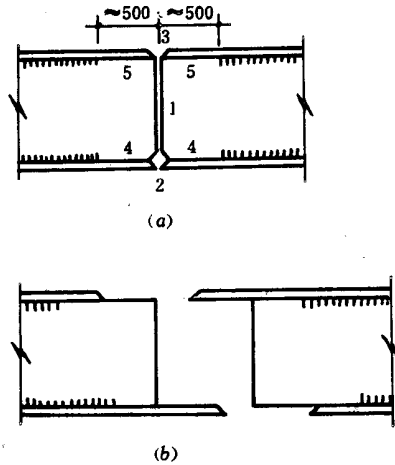


图 3-3-43 工地焊接拼接

计算时，梁拼接截面处的剪力 V 视为全部由腹板承担，并假定作用在螺栓群的形心处，由各螺栓平均分担。即每个高强度螺栓所受的垂直力为：

$$V_1 = \frac{V}{n} \quad (3-3-102)$$

式中 n ——腹板拼接缝一侧的高强度螺栓总数。

拼接截面处的弯矩则由梁翼缘和腹板共同分担，按它们的毛截面的惯性矩比值分配，腹板分担的弯矩应为：

$$M_w = \frac{I_w}{I} M \quad (3-3-103)$$

式中 I ——梁的毛截面惯性矩；

I_w ——腹板的毛截面惯性矩。

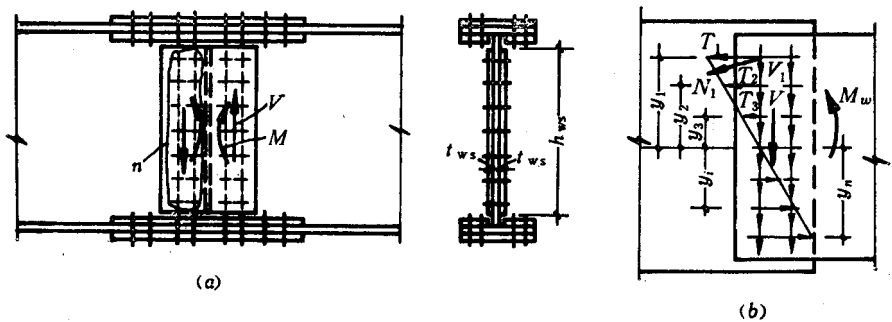


图 3-3-44 工地高强度螺栓拼接

由于在腹板拼接缝一侧的螺栓群常排列得高而窄，可以近似地认为在 M_w 作用下，

各螺栓只承受水平方向力的作用，距螺栓群形心最远的螺栓受力最大。如图 3-3-44b 所示，受力最大螺栓所受的水平力为

$$T_1 = \frac{M_w y_1}{\sum y_i^2} \quad (3-3-104)$$

式中 T_1 ——一个螺栓所承担的最大水平力；

y_i ——各螺栓到螺栓群中心的 y 方向距离（图 3-3-44b）中所示应为 $i = 1, 2, \dots, n$ 、 n 为拼接缝一侧的螺栓总数）。

为使腹板上的螺栓和翼缘上的螺栓受力协调， T_1 应不超过 $\frac{y_1}{h/2} N_v^b$ 。

腹板上受力最大的高强度螺栓所受的合力应满足：

$$N_1 = \sqrt{T_1^2 + V_1^2} \leq N_v^b \quad (3-3-105)$$

式中 N_v^b 为一个摩擦型高强度螺栓的抗剪承载力设计值。

腹板拼接板的强度可近似地按下式验算：

$$\sigma = \frac{M_w}{W_{ws}} \leq f \quad (3-3-106)$$

式中 W_{ws} 为腹板拼接板的净截面抵抗矩（图 3-3-44）。

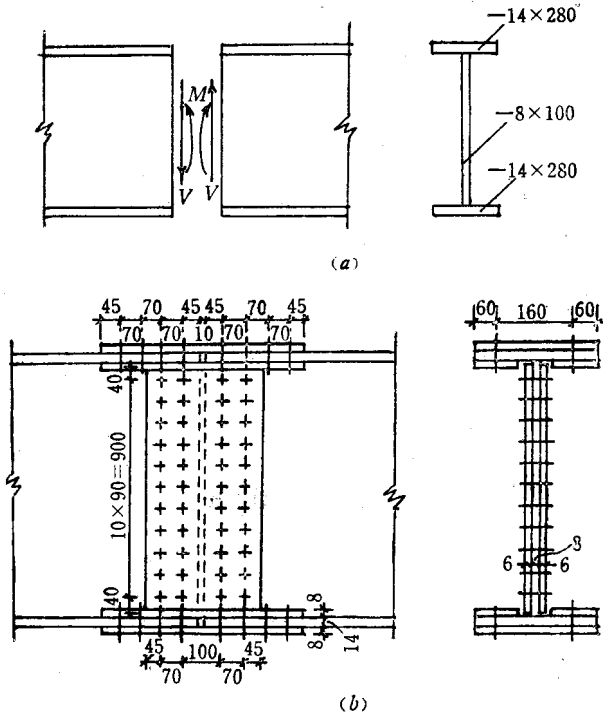


图 3-3-45 腹板的工地拼接

例 图 3-3-45a 所示焊接工字梁，在跨中断开，假定该截面内力已知为 $M = 920\text{kN}\cdot\text{m}$ ， $V = 88\text{kN}$ ，钢材为 Q235-A·F，采用摩擦型高强度螺栓 M20，螺栓为 8.8 级，构件表面经喷砂处理，要求进行其工地拼接设计。

【解】 翼缘板拼接：

螺栓孔径取为 21.5mm ，翼缘板的净截面面积为：

$$A_n = (28 - 2 \times 2.15) \times 1.4 = 33.18\text{cm}^2$$

翼缘板所能承受的轴向力设计值为：

$$N = A_n f = 33.18 \times 10^2 \times 215 \times 10^{-3} = 713.37\text{kN}$$

一个高强度螺栓的抗剪承载力设计值为：

$$N_v^b = 0.9 n_f \mu P = 0.9 \times 2 \times 0.45 \times 110 = 89.1\text{kN}$$

需要螺栓数目为：

$$n = \frac{713.37}{89.1} = 8.006 \text{ 个，取用 8 个}$$

翼缘拼接板的截面采用：

$$1 - 8 \times 280 \times 610$$

$$2 - 8 \times 120 \times 610$$

腹板拼接：

梁的毛截面惯性矩为：

$$I = \frac{0.8 \times 100^3}{12} + 2 \times 28 \times 1.4 \times \left(\frac{100 + 1.4}{2} \right)^2 = 66667 + 201526 = 268193\text{cm}^4$$

腹板的毛截面惯性矩为 $I_w = 66667\text{cm}^4$

腹板所分担的弯矩为：

$$M_w = \frac{I_w}{I} M = \frac{66667}{268193} \times 920 = 228.7\text{kN}\cdot\text{m}$$

初步选用腹板拼接板为 $2 - 6 \times 330 \times 980$ ，在腹板拼接缝每侧排两列螺栓，共采用 22 个高强度螺栓，排列如图 3-3-45b 所示。

每个高强度螺栓所承受的竖向剪力为：

$$V_1 = \frac{V}{n} = \frac{88}{22} = 4\text{kN}$$

在弯矩作用下，受力最大螺栓所受的水平剪力为：

$$T_1 = \frac{M_w y_i}{\sum y_i^2} = \frac{228.7 \times 10^2 \times 45}{4 (45^2 + 36^2 + 27^2 + 18^2 + 9^2)} = 57.75\text{kN}$$

$$< 89.1 \times \frac{90}{102.8} = 78\text{kN}$$

$$N_1 = \sqrt{T_1^2 + V_1^2} = \sqrt{57.75^2 + 4^2} = 57.89\text{kN} < 89.1\text{kN}$$

说明螺栓数量偏多，但因受到螺栓最大容许距离 $12t = 12 \times 8 = 96\text{mm}$ 的限制，故螺栓数量不再减少。

净截面强度验算：

近似一些，将受压与受拉侧翼缘孔眼面积同样扣除，则其净截面仍为双轴对称截面，可使计算更为简便。

孔眼面积的惯性矩（计算中忽略各孔眼对本身形心轴的惯性矩）为：

$$\begin{aligned} I_h &= 4 \times 1.4 \times 2.15 \times \frac{101.4^2}{4} + 2 \times 0.8 \times 2.15(45^2 + 36^2 + 27^2 + 18^2 + 9^2) \\ &= 30948.7 + 15325.2 \approx 46274 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

梁的净截面惯性矩为

$$\begin{aligned} I_n &= I - I_h = 268193 - 46274 = 221919 \text{ cm}^4 \\ W_{nx} &= \frac{221919}{51.4} = 4317 \text{ cm}^3 \\ \sigma &= \frac{920 \times 10^6}{4317 \times 10^3} = 213 \text{ N/mm}^2 < 215 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

在以上验算中，为简化计算且稍偏于安全，均未考虑孔前传力影响。腹板拼接板验算：

$$\begin{aligned} I_{wa} &= 2 \times \frac{0.6 \times 98^3}{12} - 4 \times 0.6 \times 2.15(45^2 + 36^2 + 27^2 + 18^2 + 9^2) \\ &= 94119.2 - 22987.8 \approx 71131 \text{ cm}^4 \\ W_{ws} &= \frac{71131}{49} = 1451.6 \text{ cm}^3 \\ \sigma &= \frac{228.7 \times 10^6}{1451.6 \times 10^3} = 157.5 \text{ N/mm}^2 < 215 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

二、主次梁的相互连接

本章前述各节内容均限于单根梁的设计，为了做成整体结构，常遇到主梁（大梁）与次梁（小梁）相互连接的计算构造问题。主次梁相互连接可以组成车间工作平台结构或楼层结构。解决构件间的连接构造设计问题时，需要注意以下各点要求：

- (1) 安全可靠，符合结构计算简图；
- (2) 经济合理，省料省工；
- (3) 便于制造、运输、安装和维护。

主次梁相互连接的计算构造方法和次梁的计算简图有关。次梁一般常设计为简支梁，也有时设计为连续梁。就主次梁连接构造的相对位置的不同，主要可以分为叠接

(层接)和侧面连接两种不同形式。

(一) 次梁为简支梁

1. 叠接

如图 3-3-46 所示, 次梁直接安放在主梁上, 用螺栓或焊缝连接, 固定其相互间位置, 不需计算。在主梁上的相应位置应设置支承加劲肋, 以避免主梁腹板承受过大的局部压力。

这种连接方法的构造最简单, 次梁安装也方便, 缺点是主次梁体系所占的净空大, 不宜用于楼层梁的设计。

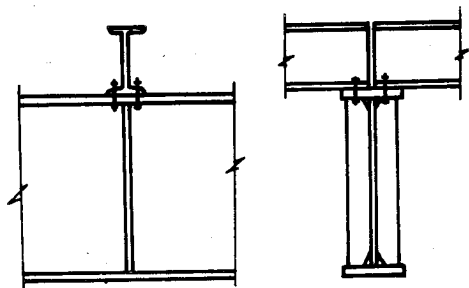


图 3-3-46 叠接

2. 侧面连接

次梁连于主梁的侧面, 可以直接连在主梁的加劲肋上 (图 3-3-47a, b) 或连于短角钢上 (图 3-3-47c)。次梁顶面根据需要可与主梁顶面同一标高, 或比主梁顶面稍高、稍低均可。

图 3-3-47a 为用螺栓连于加劲肋上, 构造比较简单, 安装也方便, 但需将次梁的上翼缘和下翼缘的一侧局部切除。考虑到连接处有一定的约束作用, 并非理想铰接, 可以将次梁支座反力 R 加大 20~30% 进行连接计算。

当用螺栓连接不能满足需要时, 也可采用图 3-3-47b 所示的工地焊缝连接, 此时螺栓仅起临时固定作用。但次梁腹板端部焊缝焊接不太方便。

图 3-3-47c, d 为用短角钢连接主次梁的螺栓连接或安装焊接, 需要将上翼缘局部切去。为了连接方便和减少偏心起见, 在次梁腹板的每侧各放置一个短角钢, 其中一侧的短角钢应预先固定在主梁腹板上, 以使次梁便于就位。图 3-3-47c 所示连接, 当计算次梁与短角钢之间的连接螺栓①时, 可将短角钢视为与次梁为一体。因此, 螺栓①应承担次梁支座反力 R 和力矩 $M = R_e$ 的共同作用, 而短角钢与主梁腹板间的连接螺栓②则只承受反力 R 的作用。显然, 也可以反过来看作短角钢与主梁成为一体, 则螺栓①只承受反力 R 的作用, 而螺栓②应承受 R 和 $M = R_e$ 的共同作用。此时, 螺栓②即受拉力又受剪力。

若采用图 3-3-47d 所示的安装焊缝, 其计算方法与上相似, 即焊缝①和焊缝②也

应分别承担 R 或 R 和 $M = Re$ 的共同作用。

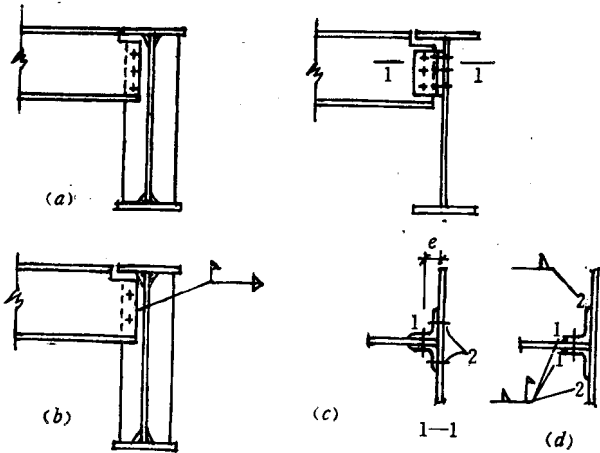


图 3-3-47 侧面连接

(二) 次梁为连接梁

1. 叠接

与图 3-3-46 所示简支梁的叠接相同，只是次梁连续通过，不在主梁上断开。当次梁需要拼接时，拼接位置可设置在弯矩较小处。主梁和次梁之间只要用螺栓或焊缝固定它们之间的相互位置即可。

2. 侧面连接

次梁连接在主梁的侧面时，必然是断开的。为了保证两跨次梁在主梁处的连续性，必须在上下翼缘设置连接板。图 3-3-48a 所示为用高强度螺栓的连接方法，次梁的腹板连接在主梁的加劲肋上。下翼缘的连接板分成两块，焊在主梁腹板的两侧，或用一块连接板使它穿过主梁腹板。图 3-3-48b 为用工地安装焊接的连接方法，次梁支承在主梁的支托上。在次梁的上翼缘设置有连接板，而下翼缘的连接板由支托的平板代替。主梁的腹板不需要开孔，通过平板和主梁腹板间的焊缝传力。计算时，次梁支座处的弯矩可以力偶 $N = M/h$ 来代替。次梁上下翼缘与连接板等处的有关连接螺栓或焊缝应满足承担 N 力的要求。次梁支座处的竖向压力 R 则通过螺栓传给加劲肋（图 3-3-48a），或直接通过承压传给支托，再通过焊缝传给主梁（图 3-3-48b）。竖向压力 R 在支托上的作用位置可视为距支托肋板外边缘为 $a/3$ 处，即视为在压力 R 作用下，支托的反力呈三角形分布。

钢结构设计中有关连接构造问题的灵活性比较大，在解决具体构造问题时，首先必须弄清楚力的传递过程和每个零件在连接中所起的作用及受力情况，从具体分析比较中，创造性地找出合理的构造方案和计算方法。

【例题】 已知某工作平台的主次梁截面如图 3-3-49 所示，次梁的支座反力为 R

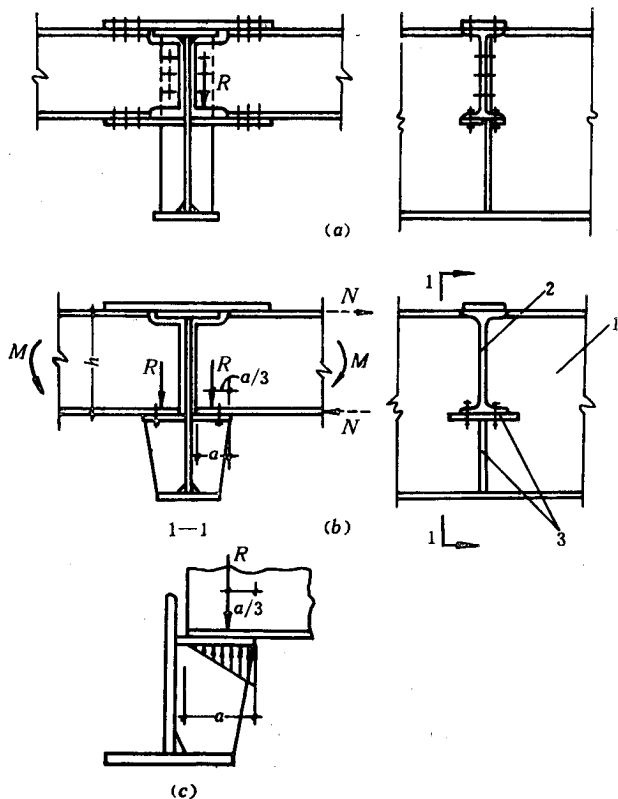


图 3-3-48 侧面刚性连接
1—主梁；2—次梁；3—支托

= 90.95kN，钢材为 Q235 钢，拟将次梁连接在主梁侧面的加劲肋上，连接方法采用高强度螺栓，试设计此工作平台的主次梁连接。

【解】 高强度螺栓采用 M20，10.9 级，孔径为 21.5mm，安装时用钢丝刷清除浮锈。一个高强度螺栓的抗剪承载力设计值为：

$$N_V^b = 0.9n_f \mu P = 0.9 \times 1 \times 0.3 \times 155 = 41.85 \text{ kN}$$

所需螺栓数量为

$$n = \frac{1.3 \times 90950}{41.85 \times 10^3} = 2.83 \text{ 个}$$

式中 1.3 为考虑连接处约束作用，将次梁反力 R 加大的系数。

取用 3 个螺栓，排列如图 3-3-50 所示。螺栓间距、端距及边距均满足最大和最小容许距离的要求。

次梁端部抗剪强度验算：稍偏于安全，近似按下式验算：

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{90950}{(280 - 3 \times 21.5) \times 9.5} = 66.6 \text{ N/mm}^2 < f_v = 125 \text{ N/mm}^2$$

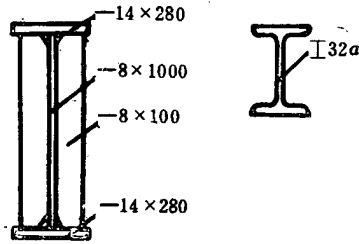


图 3-3-49 主次梁截面

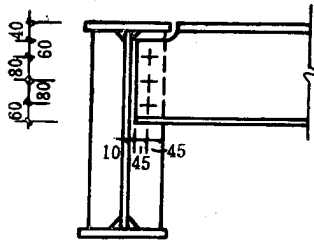


图 3-3-50 主次梁连接构造

第九节 吊车梁的设计特点

一、吊车梁的构造

吊车梁一般采用工字形截面，且多做成上、下翼缘对称。有时也将上翼缘加宽以承受吊车横向水平荷载（图 3-3-51c），但它只适于吊车起重量不大（ $Q \leq 30t$ ）且跨度较小（ $l \leq 6m$ ）时采用。当吊车起重量或跨度较大时，则应采用对称截面并设置制动结构。

制动结构分制动梁和制动桁架两种类型（图 3-3-51a、d），它们均水平放置在吊车梁上翼缘平面，以承受吊车横向水平荷载，并增加梁的侧向刚度，保证梁的整体稳定，同时还可兼作检修走道。

制动梁宽度一般在 0.75~1.2m，超过 1.2m 宜用制动桁架。

对跨度较大的边列柱吊车梁（重级工作制 $l \geq 12m$ ，中、轻级工作制 $l \geq 18m$ ），为了增加吊车梁和制动结构的整体刚度及抗扭性能，宜设置垂直辅助桁架和下翼缘水平支撑，以及吊车梁和辅助桁架间的垂直支撑（图 3-3-51d、e、f）。垂直支撑位置不宜设

在吊车梁竖向挠度较大处，以免受力过大引起破坏。

为防止吊车梁产生疲劳破坏，应采取下列一些构造措施以改善钢材因冷作硬化和容易引起应力集中部位的状况：

吊车梁翼缘或腹板的拼接，应采用一级或二级对接焊缝，引弧板割去处应予打磨平整。吊车梁的工地整段拼接宜采用摩擦型高强度螺栓。

重级工作制和起重量 $Q \geq 50t$ 的中级工作制吊车梁腹板与上翼缘的连接应采用焊透的 T 形接头焊缝（图 3-3-52），焊缝质量不低于二级。焊透的 T 形接头焊缝的强度可不计算。

重级工作制吊车梁的受拉翼缘边缘，宜采用自动精密气割，当用手工气割或剪断机切割时，应沿全长刨边。

吊车梁横向加劲肋的上端应与上翼缘刨平顶紧并焊接。中间横向加劲肋的下端宜在距受拉翼缘 50~100mm 处断开，不应另加零件与受拉翼缘焊接。

吊车梁的受拉翼缘上不得焊接悬挂设备的零件，并不宜在该处打火或焊接夹具。当受拉翼缘与支撑相连时，亦不宜采用焊接。

吊车钢轨的接头构造应保证车轮平稳通过。当采用焊接长轨且用压板与吊车梁连接时，压板与钢轨间的接触不得过于紧密，以使钢轨受温度作用后有纵向伸缩的可能。

吊车梁与柱、吊车梁与制动梁、制动梁与柱的连接不宜采用焊接。

二、吊车梁的计算

（一）荷载

1. 吊车竖向荷载

$$F = \gamma_Q \alpha_1 F_{\max} \quad (3-3-107)$$

式中 α_1 ——吊车竖向荷载的动力系数，重级工作制的软钩吊车以及硬钩吊车和其他特种吊车 $\alpha_1 = 1.1$ ；轻、中级工作制的软钩吊车 $\alpha_1 = 1.05$ ；

γ_Q ——可变荷载分项系数，一般取 $\gamma_Q = 1.4$ ；

F_{\max} ——吊车最大轮压的标准值，可由吊车产品规格中查得。

吊车梁的自重和轨道、制动结构、支撑等重量，可近似地用竖向轮压乘以荷载增大系数 η_1 加以考虑。当吊车梁跨度 $l = 6m$ ， $\eta_1 = 1.03$ ； $l = 12m$ ， $\eta_1 = 1.05$ ； $l \geq 18m$ ， $\eta_1 = 1.07$ 。

2. 吊车横向水平荷载

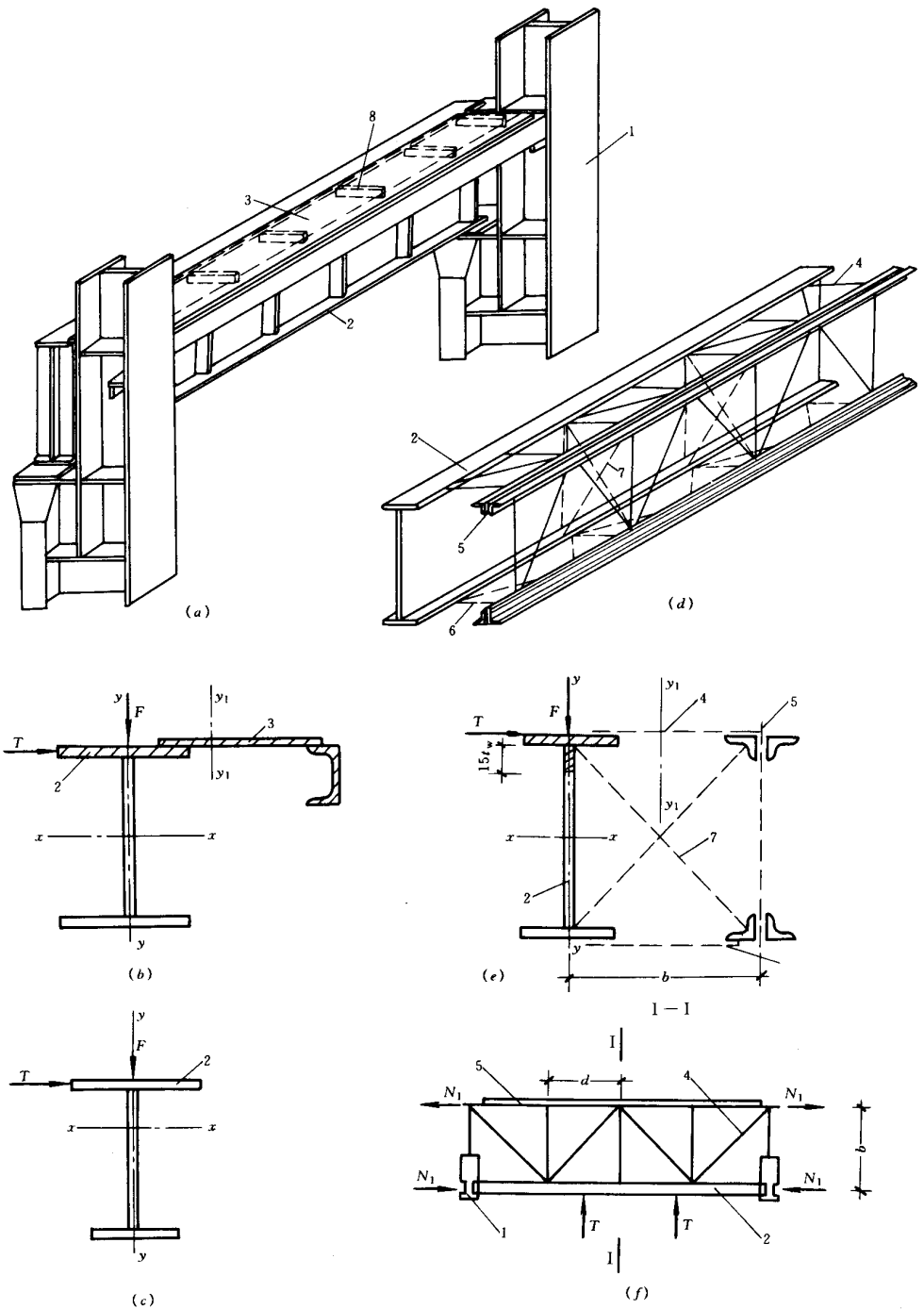


图 3-3-51 吊车梁、制动梁、制动桁架和辅助桁架系统

1—柱；2—吊车梁；3—制动梁；4—制动桁架；5—辅助桁架；

6—水平支撑；7—垂直支撑；8—加劲肋

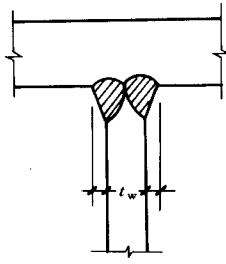


图 3-3-52 焊透的 T 形接头

$$T = \gamma_Q \alpha_2 T_1 \quad (3-3-107)$$

式中 α_2 ——吊车横向水平荷载的增大系数，按表 3-3-17 查用；

T_1 ——吊车横向水平荷载的标准值。

表 3-3-17 吊车横向水平荷载的增大系数 α_2

吊 车 类 别		吊车起重量 (t)	α_2	
			计算吊车梁、制动结 构的强度和稳定性	计算吊车梁、制动结 构、柱相互间的连接 强度
中、轻级工作制		—	1.0	1.0
重级工作制	软钩吊车	5 ~ 20	2.0	4.0
		30 ~ 275	1.5	3.0
		≥ 300	1.3	2.6
	一般硬钩吊车	—	1.5	3.0
夹钳或刚性料耙吊车		—	3.0	6.0

吊车横向水平荷载系由横行小车制动时产生，其标准值可取横行小车重量 G 与额定起重量 Q 之和的百分数，并应等分于吊车桥架的两端，分别由轨道上的车轮平均传至轨顶，其方向与轨道垂直，并考虑正反两个方向的刹车情况，即

$$T_1 = \frac{1}{n} \xi (Q + G) \quad (3-3-108)$$

式中 ξ ——百分数，按表 3-3-18 采用；

n ——吊车的总轮数。

表 3-3-18

吊车横向水平荷载百分数 ξ

吊 车 类 别	软 钩 吊 车			硬 钩 吊 车
	起重量 Q	软 钩 吊 车	硬 钩 吊 车	
起重量 Q	$\leq 10t$	15 ~ 50t	$\geq 75t$	20%
百分数	12%	10%	8%	

3. 制动梁或制动桁架上的竖向荷载

在兼作检修走道时，制动梁或制动桁架走道板上的活荷载可取 $2kN/m^2$ 。积灰荷载则按具体情况采用，一般约 $0.4 \sim 1.0kN/m^2$ 。

(二) 内力计算

计算吊车梁、制动结构的强度和稳定以及连接强度时，一般应按两台吊车满载时的最大竖向荷载和横向水平荷载设计值计算内力。计算吊车梁的竖向挠度时则按上述竖向荷载的标准值，且不乘动力系数。计算疲劳强度和制动结构的水平挠度时，则按起重量最大的一台吊车荷载的标准值计算，且不乘动力系数和横向水平荷载增大系数。确定绝对最大弯矩和最大剪力的最不利轮位，可按结构力学的方法。

(三) 截面选择

工字形截面吊车梁的截面选择方法和对截面尺寸的要求与一般梁的基本相同，但宜选上翼缘的宽度 $b \geq 300mm$ ，以便放置轨道。制动结构截面一般可根据有关资料假定。制动梁腹板兼作检修走道时应选用花纹钢板，厚度 $6 \sim 8mm$ 。

截面选定后，应对其进行强度、整体稳定和刚度验算（有制动结构时可不验算整体稳定性）。对重级工作制吊车梁，还应验算疲劳强度。另外还应对腹板的加劲肋进行布置和计算。

1. 强度

吊车梁是双向受弯构件，受力比较复杂，计算时通常做如下假定：

(1) 竖向荷载全部由吊车梁（不包括制动结构）承受。

(2) 吊车横向水平荷载由上翼缘（无制动结构时）或制动结构（图 3-3-51b 中阴影部分表示制动梁，吊车梁上翼缘为制动梁的组成部分；图 3-3-51e、f 所示为制动桁架，吊车梁上翼缘和 $15t_w$ 高度的腹板作为制动桁架的一根弦杆）承受。

根据上述假定，上翼缘的抗弯强度可按下列公式进行计算：

无制动结构时（图 3-3-51c）

$$\frac{M_x}{W_{nx}} + \frac{M_y}{W_{ny}} \leq f \quad (3-3-109)$$

有制动梁时（图 3-3-51b）

$$\frac{M_x}{W_{nx}} + \frac{M_y}{W_{ny1}} \leq f \quad (3-3-110)$$

有制动桁架时 (图 3-3-51e、f)

$$\frac{M_x}{W_{nx}} + \frac{M'_y}{W_{ny}} + \frac{N_1}{A_1} \leq f \quad (3-3-111)$$

式中 M_x 、 M_y ——竖向荷载和横向水平荷载产生的弯矩设计值；

W_{nx} ——吊车梁截面对 x 轴的净截面抵抗矩；

W_{ny} ——吊车梁上翼缘对 y 轴的净截面抵抗矩；

W_{ny1} ——制动梁截面对其中和轴 $y_1 - y_1$ 的净截面抵抗矩 (按吊车梁上翼缘外侧纤维)；

N_1 、 M'_y ——作为制动桁架的弦杆，由横向水平荷载在吊车梁上翼缘产生的轴向力和水平局部弯矩设计值， $N_1 = M_y/b$ ， $M'_y \approx Td/3$ ； b 、 d 为制动桁架的宽度和节间长度；

A_1 ——吊车梁上翼缘及 $15t_w$ 高度的腹板的净截面面积。

下翼缘的抗弯强度 (当无制动结构采用加强上翼缘时) 以及抗剪强度、局部承压强度和折算应力等，均按仅承受竖向荷载用第二节所述方法计算。

2. 整体稳定

有制动结构的吊车梁不必计算，无制动结构的吊车梁可近似按下式计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq f \quad (3-3-112)$$

式中 W_x ——按受压纤维确定的吊车梁截面对 x 轴的毛截面抵抗矩；

W_y ——吊车梁上翼缘对 y 轴的毛截面抵抗矩；

φ_b ——绕 x 轴弯曲确定的梁整体稳定系数。

3. 刚度

吊车梁的竖向挠度和重级工作制吊车梁的制动结构的水平挠度，可分别用下列近似公式计算：

$$\frac{v}{l} = \frac{M_{kx} l}{10EI_x} \leq \frac{[v]}{l} \quad (3-3-113)$$

$$\frac{u}{l} = \frac{M_{ky} l}{10EI_{y1}} \leq \frac{[u]}{l} \quad (3-3-114)$$

式中 M_{kx} 、 M_{ky} ——竖向荷载产生的最大弯矩标准值或一台最大吊车的横向水平荷载产生的最大弯矩标准值。均采用荷载标准值计算，且不乘动力系数或横向水平荷载增大系数；

I_x 、 I_{y1} ——吊车梁对 x 轴或制动结构对其中和轴 $y_1 - y_1$ 的毛截面惯性矩。对制动桁架应乘以折减系数 0.7；

$[v]$ 、 $[u]$ ——容许挠度。竖向挠度按表 3-3-1 采用，水平挠度按制动结构跨度的 $1/2200$ 。

4. 疲劳强度

重级工作制吊车梁应计算疲劳强度，计算方法按前章所述。计算应力幅时应按荷载标准值且不计吊车梁和轨道等零件的自重，因其不产生应力幅。须计算疲劳强度的主要部位为：

- (1) 受拉翼缘与腹板连接处的主体金属及角焊缝；
- (2) 受拉翼缘连接支撑等的螺栓孔处；
- (3) 受拉翼缘或腹板拼接处；
- (4) 靠近受拉翼缘的横向加劲肋端部处；
- (5) 端部支承加劲肋与腹板连接的角焊缝。

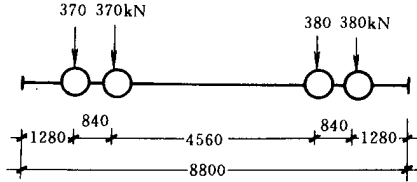


图 3-3-53 吊车轮压和尺寸

【例】 试设计一跨度 12m 的简支吊车梁，制动梁宽度 1m。梁上按承受 2 台 75/20t 重级工作制桥式吊车，吊车跨度 $l_k = 31.5\text{m}$ ，横行小车重 $G = 33\text{t}$ ，吊车轮压和尺寸如图 3-3-53 所示。最大轮压 $F_{1k} = 370\text{kN}$ ， $F_{2k} = 380\text{kN}$ 。吊车轨道型号 QU100，轨高 150mm。吊车梁材料采用 16Mn 钢，焊条 E50 系列。

【解】

(一) 两台吊车作用下的内力

1. 竖向轮压产生的绝对最大弯矩（标准值）可能有图 3-3-54 (a) (b) 两种轮位情况，最大弯矩位于 C 点。

$$\text{图 3-3-54 (a): } R_B = \frac{2240 \times 5.46}{12} = 1019.2\text{kN}$$

$$M_c = 1019.2 \times 5.46 - 370 (2.56 + 3.4) = 3359.6\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{图 3-3-54 (b): } R_B = \frac{1870 \times 5.97}{12} = 930.3\text{kN}$$

$$M_c = 930.3 \times 5.97 - 370 (2.56 + 3.4) = 3348.7\text{kN}\cdot\text{m}$$

采用图 3-3-54 (a) 轮位情况的 $M_c = M_{\max} = 3359.6\text{kN}\cdot\text{m}$

2. 横向水平荷载产生的最大水平弯矩（标准值）

每一吊车轮的横向水平荷载（标准值）为：按式 (3-3-108)

$$T_1 = \frac{1}{n} \xi (Q + G) = \frac{1}{8} \times 0.08 (750 + 330) = 10.8\text{kN}$$

横向水平荷载产生最大水平弯矩的最不利轮位与图 3-3-54 (a) 所示的相同，最大弯矩亦位于 C 点。支点 B 反力为：

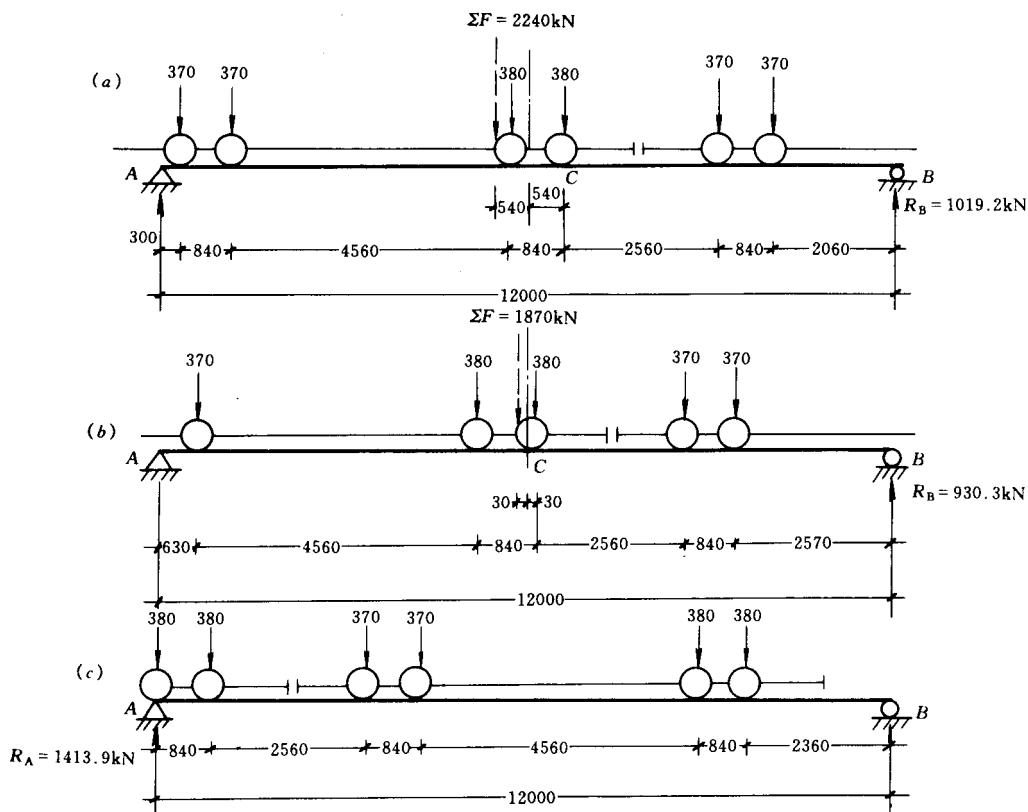


图 3-3-54 两台吊车的轮位
(a) (b) 绝对最大弯矩 ; (c) 最大剪力

$$H_B = \frac{10.8 (0.3 + 1.14 + 5.7 + 6.54 + 9.1 + 9.94)}{12} = 29.4 \text{ kN}$$

$$M_{y_{\max}} = 29.4 \times 5.46 - 10.8 (2.56 + 3.4) = 96.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3. 竖向轮压产生的最大剪力 (标准值)

轮位情况如图 3-3-54 (c) 所示, 最大剪力位于支座 A 附近。

$$V_{\max} = R_A = \frac{380 (2.36 + 3.2 + 11.16 + 12) + 370 (7.76 + 8.6)}{12} = 1413.9 \text{ kN}$$

(二) 一台吊车作用下的内力

1. 竖向轮压产生的绝对最大弯矩 (标准值) 轮位情况如图 3-3-55 (a) 所示, 最大弯矩位于 C 点。

$$R_B = \frac{1500 \times 4.878}{12} = 609.8 \text{ kN}$$

$$M_c = M_{\max} = 609.8 \times 4.88 - 380 \times 0.84 = 2656.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

相应剪力 $V_C = 609.8 - 380 = 229.8\text{kN}$

2. 横向水平荷载产生的最大水平弯矩（标准值）

最不利轮位与图 3-3-55 (a) 所法的相同，最大弯矩亦位于 C 点。支点 B 反力为

$$H_B = \frac{10.8 (1.72 + 2.56 + 7.12 + 7.96)}{12} = 17.42\text{kN}$$

$$M_{y\max} = 17.42 \times 4.88 - 10.8 \times 0.84 = 75.9\text{kN}\cdot\text{m}$$

3. 竖向轮压产生的最大剪力

轮位情况如图 3-3-55 (b) 所示，最大剪力位于支座 B 附近

$$V_{\max} = V_B = \frac{370 (5.76 + 6.6) + 380 (11.16 + 12)}{12} = 1114.5\text{kN}$$

(三) 设计内力表（表 3-3-19）

表 3-3-19 设计内力表

二 台 吊 车			
计算强度和稳定 (按荷载设计值, 考虑动力系数)			计算竖向挠度 (按荷载标准值, 不考虑动力系数)
$M_{x\max}$	$M_{y\max}$	V_{\max}	$M_{kx\max}$
$1.4 \times 1.1 \times 1.05 \times 3359.6$ = 5432kN·m	$1.4 \times 1.5 \times 96.2$ = 202kN·m	$1.4 \times 1.1 \times 1.05 \times 1413.9$ = 2286kN	1.05×3359.6 = 3527.6kN·m
一 台 吊 车			
计算疲劳 (按荷载标准值, 不计吊车梁和轨道等零件自重, 不考虑动力系数)		计算水平挠度 (按荷载标准值, 不考虑动力系数)	
$M_{kx\max}$	$V_{k\max}$	$M_{ky\max}$	
2656.6kN·m	1114.5kN	75.9	

注：表中 1.4 为荷载分项系数，1.1 为竖向荷载动力系数，1.5 为横向荷载增大系数，1.05 为吊车梁和轨道等零件自重的荷载增大系数。

(四) 截面选择

16Mn 钢抗弯强度设计值：按估计翼缘厚度 $> 16 \sim 40\text{mm}$ ，取 $f = 300\text{N}/\text{mm}^2$

按竖向最大弯矩设计值 M_x 选择截面，但为了考虑横向水平荷载的影响，一般应将 f 降低 15% ~ 20%，现按 15% 计算。

1. 梁高 h

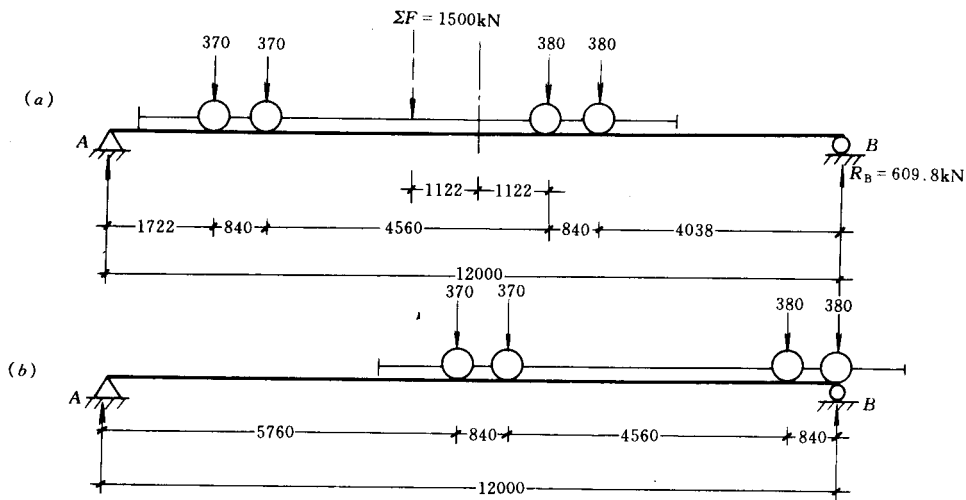


图 3-3-55 一台吊车的轮位
(a) 绝对最大弯矩；(b) 最大剪力

(1) 最小高度：按式 (3-3-30) 吊车梁的容许挠度查表 3-3-1, $[v] = l/750$,

$$h_{\min} \geq \frac{fl}{1285000 [v]} \cdot \frac{1}{1.1} = \frac{0.85 \times 300 \times 12 \times 10^3}{1285000 \times 1.1} \times 750 = 1624\text{mm}$$

上式中 1.1 为动力系数。因为 h_{\min} 系由刚度条件决定，故荷载应采用标准值，不计动力系数。

(2) 经济高度：按式 (3-3-35)

需要的截面抵抗矩

$$W_x = \frac{M_{x\max}}{0.85f} = \frac{5432 \times 10^6}{0.85 \times 300} = 21300000\text{mm}^3$$

$$h_e = 7 \sqrt[3]{21300000} - 300 = 1640\text{mm}$$

取腹板高度 $h_0 = 1550\text{mm}$ ，梁高 $h \approx 1600\text{mm}$

2. 腹板厚度 t_w ：由式 (3-3-36) 式 (3-3-37)

抗剪要求：

$$t_w = 1.2 \frac{V_{\max}}{h_0 f_v} = 1.2 \times \frac{2286 \times 10^3}{1550 \times 185} = 9.6\text{mm}$$

经验公式

$$t_w = \frac{\sqrt{h_0}}{3.5} = \frac{\sqrt{1550}}{3.5} = 11.2\text{mm}$$

取 $t_w = 12\text{mm}$

3. 翼缘尺寸

需要翼缘面积：按式 (3-3-32)

$$A_1 = \frac{W_x}{h_0} - \frac{1}{6} t_w h_0 = \frac{21300000}{1550} - \frac{1}{6} \times 12 \times 1550 = 10640\text{mm}^2$$

考虑上翼缘用 2 个 M22 螺栓固定轨道，下翼缘用 1 个 M22 螺栓固定水平支撑，故

均有螺孔 (孔径 $d_0 = 24\text{mm}$)。按 $b = (1/3 \sim 1/5) h = 533 \sim 320\text{mm}$ ，上、下翼缘均取 $b = 500\text{mm}$ 。

$$t = \frac{A_1}{b - 2d_0} = \frac{10640}{500 - 2 \times 24} = 23.5\text{mm}, \text{取 } t = 24\text{mm}.$$

$$\text{外伸宽厚比: } \frac{(b - t_w) / 2}{t} = \frac{(50 - 1.2) / 2}{2.4} = 10.2 < 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 15 \sqrt{\frac{235}{345}} = 12.4 \text{ (满足)}$$

4. 制动梁

制动板采用 8mm 厚花纹钢板，辅助桁架的上弦为 $2 \perp 90 \times 8$

吊车梁及制动梁截面如图 3-3-56 所示。

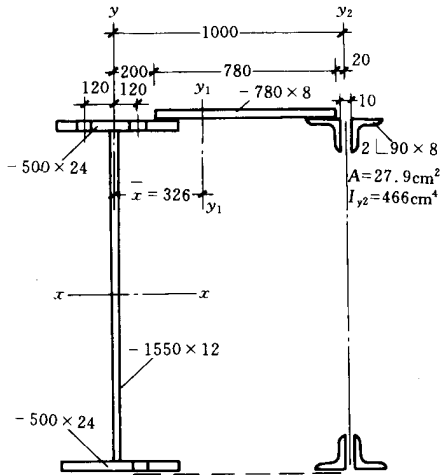


图 3-3-56 吊车梁及制动梁截面

(五) 截面几何特性

1. 吊车梁

$$I_x = \frac{1}{12} \times 1.2 \times 155^3 + 2 \times 50 \times 2.4 \times 78.7^2 = 1858900\text{cm}^4$$

净截面惯性矩 (设形心轴位置与毛截面的相同):

$$I_{nx} = 1858900 - 3 \times 2.4 \times 2.4 \times 78.7^2 = 1751900\text{cm}^4$$

$$W_{nx} = \frac{1751900}{79.9} = 21900\text{cm}^3$$

$$S_x = 50 \times 2.4 \times 78.7 + 77.5 \times 1.2 \times \frac{77.5}{2} = 13050\text{cm}^3$$

2. 制动梁

$$A_n = (50 - 2 \times 2.4) \times 2.4 + 78 \times 0.8 + 27.9 = 198.8\text{cm}^2$$

制动梁截面形心至吊车梁腹板中心的距离

$$\bar{x} = \frac{78 \times 0.8 \times 59 + 27.9 \times 100}{198.8} = 32.6\text{cm}$$

$$I_{y_1} = \frac{1}{12} \times 2.4 \times 50^3 + 2.4 \times 50 \times 32.6^2 + \frac{1}{12} \times 0.8 \times 78^3 + 0.8 \times 78 \times 26.4^2 + 466 + 27.9 \times 67.4^2 = 354900\text{cm}^4$$

$$I_{ny_1} = 354900 - 2.4 \times 2.4 (44.6^2 + 20.6^2) = 341000\text{cm}^4$$

$$W_{ny_1} = \frac{341000}{57.6} = 5920\text{cm}^3$$

(六) 截面验算

1. 强度

(1) 上翼缘抗弯强度：按式(3-3-110)

$$\frac{M_{x\max}}{W_{nx}} + \frac{M_{y\max}}{W_{ny1}} = \frac{5432 \times 10^6}{21900 \times 10^3} + \frac{202 \times 10^6}{5920 \times 10^3} = 282.2\text{N/mm}^2$$

$$< f = 300\text{N/mm}^2 \text{ (满足)}$$

(2) 抗剪强度：按式(3-3-6)， f_v 按腹板厚 $< 16\text{mm}$ 。

$$\tau = \frac{V_{\max} S_x}{I_x t_w} = \frac{2286 \times 10^3 \times 13050 \times 10^3}{1858900 \times 10^4 \times 12} = 133.7\text{N/mm}^2$$

$$< f_v = 185\text{N/mm}^2 \text{ (满足)}$$

(3) 局部承压强度：按式(5-7)， f 按腹板厚 $< 16\text{mm}$ 。

$$\sigma_c = \frac{\psi F}{t_w l_z} = \frac{1.35 \times 1.4 \times 1.1 \times 380 \times 10^3}{1[50 + 2(150 + 24)]} = 165.4\text{N/mm}^2$$

$$< f = 315\text{N/mm}^2 \text{ (满足)}$$

2. 整体稳定

因有制动梁，不须验算。

3. 刚度

(1) 吊车梁的竖向相对挠度：按式(3-3-113)

$$\frac{v}{l} = \frac{M_{kx} l}{10EI_x} = \frac{3527.6 \times 10^6 \times 12 \times 10^3}{10 \times 206 \times 10^3 \times 1858900} = \frac{1}{905}$$

$$< \left[\frac{v}{l} \right] = \frac{1}{750} \text{ (满足)}$$

(2) 制动梁的水平相对挠度，按式(3-3-114)

$$\frac{u}{l} = \frac{M_{ky} l}{10EI_{y_1}} = \frac{75.9 \times 10^6 \times 12 \times 10^3}{10 \times 206 \times 10^3 \times 354900 \times 10^4} = \frac{1}{8027} < \left[\frac{u}{l} \right] = \frac{1}{2200} \text{ (满足)}$$

4. 翼缘焊缝

(1) 上翼缘采用焊透的 T 形接头焊缝，不必计算。

(2) 下翼缘采用角焊缝：按式(3-3-40)

$$S_1 = 50 \times 2.4 \times 78.7 = 9440 \text{cm}^3$$

$$h_f = \frac{1}{1.4f_f^y} \cdot \frac{V_{\max} S_1}{I_x} = \frac{1}{1.4 \times 200} \times \frac{2286 \times 10^3 \times 9440 \times 10^3}{1858900 \times 10^4} = 4.1 \text{mm}$$

$$h_{f\min} = 1.5 \sqrt{t_{\max}} = 1.5 \sqrt{24} = 7.34 \text{mm}, \text{ 取 } h_f = 8 \text{mm}$$

5. 腹板加劲肋设计

(1) 加劲肋的配置

$$\begin{aligned} \frac{h_0}{t_w} &= \frac{155}{1.2} = 129 < 170 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 170 \sqrt{\frac{235}{345}} = 140 \\ &> 80 \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 80 \sqrt{\frac{235}{345}} = 66 \end{aligned}$$

故须配置横向加劲肋。

(2) 加劲肋的间距

按式 (3-3-97a) 式 (3-3-97b)

$$\text{端部: } \tau = \frac{V_{\max}}{h_0 t_w} = \frac{2286 \times 10^3}{1550 \times 12} = 122.9 \text{N/mm}^2$$

$$\text{跨中: } \sigma = \frac{M_{x\max}}{W_{nx}} \cdot \frac{h_0}{h} = \frac{5432 \times 10^6 \times 1550}{21900 \times 10^3 \times 1598} = 240.6 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{\psi F}{t_w l_z} = \frac{1.0 \times 1.4 \times 1.1 \times 380 \times 10^3}{12 [50 + 2(150 + 24)]} = 122.5 \text{N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{\tau} = \frac{122.5}{122.9} = 0.997, \text{ 查表 3-3-15 得 } k_1 = 658, k_2 = 630$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma} = \frac{122.5}{240.6} = 0.509, \text{ 查表 3-3-15 得 } k_3 = 293, k_4 = 1454$$

$$\text{端部: } a \leq \frac{k_1 h_0}{\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\tau} - k_2} = \frac{658 \times 1550}{129 \sqrt{122.9} - 630} = 1275 \text{mm}$$

$$\text{跨中: } a \leq \frac{k_3 h_0}{\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\sigma} - k_4} = \frac{293 \times 1550}{129 \sqrt{240.6} - 1454} = 830 \text{mm}$$

取 $a = 800 \text{mm} > 0.5h_0 = 0.5 \times 1550 = 775 \text{mm}$

(3) 加劲肋截面尺寸: 按式 (3-3-75) 式 (3-3-76)

在腹板两侧成对配置

$$b_s \geq \frac{h_0}{30} + 40 = \frac{1550}{30} + 40 = 92 \text{mm}, \text{ 取 } 100 \text{mm}。$$

$$t_s \geq \frac{b_s}{15} = \frac{100}{15} = 6.7 \text{mm}, \text{ 取 } 8 \text{mm}。$$

选用 -100 × 8

6. 支承加劲肋设计

采用突缘加劲板，截面选 -500×20 (图 3-3-57)。其自由外伸宽度 $b_1 = (500 - 12) / 2 = 244\text{mm} < 15t \sqrt{235/f_y} = 15 \times 20 \sqrt{235/345} = 247\text{mm}$ ，满足局部稳定要求。

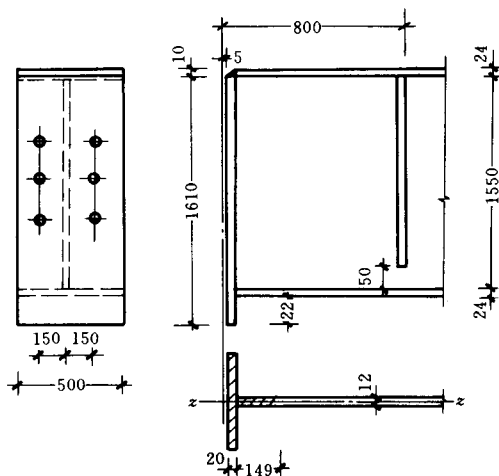


图 3-3-57 支承加劲肋

(1) 整体稳定：按式 (3-3-104)

$$A = 50 \times 2 + 15 \times 1.2 \sqrt{\frac{235}{345}} \times 1.2 = 117.8\text{cm}^2$$

$$I_z = \frac{1}{12} \times 2 \times 50^3 = 20830\text{cm}^4$$

$$i_z = \sqrt{\frac{20830}{117.8}} = 13.3\text{cm}$$

$$\lambda_z = \frac{h_0}{i_z} = \frac{155}{13.3} = 11.7$$

查附表， $\varphi = 0.983$

$$\frac{R}{\varphi A} = \frac{2286 \times 10^3}{0.983 \times 117.8 \times 10^2} = 197.4\text{N/mm}^2$$

$$< f = 300\text{N/mm}^2 \text{ (满足)}$$

(2) 端面承压强度：按式 (3-3-105)

$$\sigma_{ce} = \frac{R}{A_{ce}} = \frac{2286 \times 10^3}{50 \times 2 \times 10^2} = 228.6\text{N/mm}^2$$

$$< f_{ce} = 425\text{N/mm}^2 \text{ (满足)}$$

(3) 支承加劲肋与腹板的连接焊缝

$$h_f = \frac{R}{2 \times 0.7 l_w f_f^w} = \frac{2286 \times 10^3}{2 \times 0.7 (1550 - 10) 200} = 5.3\text{mm}$$

$$h_{f\min} = 1.5 \sqrt{t_{\max}} = 1.5 \sqrt{20} = 6.7\text{mm}$$

取 $h_f = 8\text{mm}$

7. 疲劳强度计算

(1) 下翼缘连接支撑的螺栓孔处的主体金属

$$\Delta\sigma = \frac{M_{kx\max}}{W_{nx}} = \frac{2656.5 \times 10^6}{21900 \times 10^3} = 121.3\text{N/mm}^2$$

欠载效应的等效系数由表 3-3-6 查得 $\alpha_f = 0.8$ 。按表 3-3-3, 此种情况属于第 3 类。由表 3-3-5 查得 $[\Delta\tau]_{\times 10^6} = 118\text{N/mm}^2$

$$\begin{aligned} \alpha_f \Delta\sigma &= 0.8 \times 121.3 = 97.0\text{N/mm}^2 < [\Delta\sigma]_{\times 10^6} \\ &= 118\text{N/mm}^2 \text{ (满足)} \end{aligned}$$

(2) 横向加劲肋端部附近的主体金属

按最大弯矩截面处验算。横向加劲肋端部离下翼缘 50mm (参见图 3-3-57)。按表 3-3-3, 此种情况属于第 4 类 (肋端不断弧, 采用回焊)。由表 3-3-5, 查得 $[\Delta\tau]_{\times 10^6} = 103\text{N/mm}^2$ 。

由于最大弯矩处截面除正应力外还有剪应力, 故须按折算应力幅计算。该处剪力 $V = 229.8\text{kN}$

$$\Delta\sigma = \frac{M_{kx\max}}{W_{nx}} \cdot \frac{h_0 - 100}{h} = \frac{2656.5 \times 10^6}{21900 \times 10^3} \times \frac{1550 - 100}{1598} = 110.1\text{N/mm}^2$$

横向加劲肋端部以下截面对 x 轴的面积矩:

$$S = 50 \times 2.4 \times 78.7 + 5 \times 1.2 \times 75 = 9890\text{cm}^3$$

$$\Delta\tau = \frac{VS}{I_{tw}} = \frac{229.8 \times 10^3 \times 9890 \times 10^3}{1858900 \times 10^4 \times 12} = 10.2\text{N/mm}^2$$

$$\Delta\sigma_{\text{eq}} = \sqrt{(\Delta\sigma)^2 + 3(\Delta\tau)^2} = \sqrt{110.1^2 + 3 \times 10.2^2} = 111.5\text{N/mm}^2$$

$$\alpha_f \Delta\sigma_{\text{eq}} = 0.8 \times 111.5 = 89.2\text{N/mm}^2 < [\Delta\sigma]_{\times 10^6} = 103\text{N/mm}^2 \text{ (满足)}$$

(3) 下翼缘角焊缝

按表 3-3, 角焊缝属于第 8 类。由表 3-3-5 查得 $[\Delta\tau]_{\times 10^6} = 59\text{N/mm}^2$

$$\begin{aligned} \Delta\tau &= \frac{1}{2 \times 0.7h_f} \cdot \frac{VS_1}{I_x} = \frac{1}{2 \times 0.7 \times 8} \times \frac{1114.5 \times 10^3 \times 9440 \times 10^3}{1858900 \times 10^4} \\ &= 50.5\text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\alpha_f \Delta\tau = 0.8 \times 50.5 = 40.4\text{N/mm}^2 < [\Delta\tau]_{\times 10^6} = 59\text{N/mm}^2 \text{ (满足)}$$

(4) 支承加劲肋与腹板连接角焊缝

$$\begin{aligned} \Delta\tau &= \frac{V_{k\max}}{2 \times 0.7h_f l_w} = \frac{1114.5 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 8 \times (1550 - 10)} \\ &= 64.6\text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\alpha_f \Delta\tau = 0.8 \times 64.6 = 51.7\text{N/mm}^2 < [\Delta\tau]_{\times 10^6} = 59\text{N/mm}^2 \text{ (满足)}$$

第十节 钢与混凝土组合梁

一、组合梁的概念和应用

钢与混凝土组合梁是指钢梁和所支承的钢筋混凝土板组合成一个整体而共同抗弯的构件。只有当钢筋混凝土板位于梁的受压区时才能起整体受弯和组合作用；当受反方向的弯矩时，钢筋混凝土板位于梁的受拉区，将不起组合作用。本节只讲述简支结合梁，钢筋混凝土板（通常为现浇）位于梁上部，在正弯矩下对全跨均起组合作用。

一般梁格中，钢筋混凝土面板搁置于钢梁上，只起板跨方向受弯和把荷载传给钢梁（或通过次梁转传给钢主梁）的作用。钢梁顺梁跨方向受弯时，钢梁和面板在梁跨方向各自发生弯曲变形，接触面处发生相对滑移（面板下皮伸长和钢梁上皮缩短）。这时截面弯矩 M 将由钢梁和钢筋混凝土面板共同承受，按钢梁和面板各自截面对其自身形心轴的刚度 EI_s 和 $E_c I_c$ 之比分配。由于面板很薄又是混凝土，其 $E_c I_c$ 远小于钢梁的 EI_s ，因而基本上是钢梁承受全部弯矩。

如果在混凝土面板和钢梁上翼缘间设置若干个抗剪连接件，以抵抗其间的相对滑移（与焊接梁中翼缘和腹板间的焊缝抵抗水平剪力的作用相同），则两部分截面组合成一个具有公共中和轴的整体截面（面板成为组合截面受压上翼缘的全部或主要部分），其惯性矩、刚度和抗弯承载力就大大提高，设计时在同样弯矩下可用较小的梁高和截面。

在组合梁中，当钢梁上直接放置钢筋混凝土面板时，面板在板跨方向受弯，在板宽方向即梁长方向作为组合梁的上翼缘受压，成为双向受力。当钢梁间先设置次梁再在次梁上放置面板时，面板和钢梁的跨度方向一致，这时面板在板跨方向受弯；但位于钢梁部位邻近的面板除在板跨方向（或双向）受弯外，还将在梁长方向作为组合梁的上翼缘受压。

目前，组合梁已在多层和高层建筑楼盖、工作平台以及公路和铁路桥梁中得到较多的应用。多层和高层建筑楼盖中还常采用压型钢板组合楼盖，即在钢梁上铺放 $0.75 \sim 3\text{mm}$ 厚压型钢板，抗剪连接件穿透焊接于压型钢板及钢梁上翼缘，然后铺放面板钢筋和浇灌混凝土。这种结构中压型钢板兼作模板，省去支模但耗钢较多。钢梁和压型钢板承受施工阶段荷载，使用阶段荷载则由组合楼板及全部组合梁截面承受。

组合梁的主要特点是：(1) 抗弯承载力高；(2) 抗弯刚度大，挠度小，故可减小梁高和房屋层高，对高层建筑尤其有利；(3) 整体性、整体稳定和局部稳定好，这是由于组合梁受压翼缘主要是较宽（或整体）又厚的钢筋混凝土，钢梁部分只有较低压应力并大部分截面为受拉；(4) 施工方便，因为架好钢梁即可用以支模浇灌混凝土（施工阶段荷载全部由钢梁部分承受）；(5) 节约钢材降低造价，这是由于充分利用混凝土适于受

压、钢材适于受拉的特点，而且混凝土部分是既作为面板受弯又作为上翼缘受压，起两种受力功能或两个方向受力。

钢与混凝土组合梁除了使用已久的外包混凝土组合梁（其设计属于钢筋混凝土结构范围，常称劲性钢筋混凝土梁，本节不叙述）外，通常有下列类型：

(1) 工形截面组合梁——其主要型式如图 a、b、c，由于面板混凝土主要受压，一般应加强工形截面受拉下翼缘。图 3-3-58d 的型式将工形截面上翼缘伸入混凝土面板中，可不再设置连接件，由于不经济故应用较少。图 3-3-58e 是设置板托的型式，板托使支模困难，但带来不少好处：加大了梁高，把钢梁顶皮下移，使其更接近截面中和轴，从而减小钢梁压应力或使其完全受拉，板厚较小时为设置连接件提供空间等。

(2) 箱形截面组合梁（图 3-3-58f）——常用于桥梁结构，承载力和刚度较大。

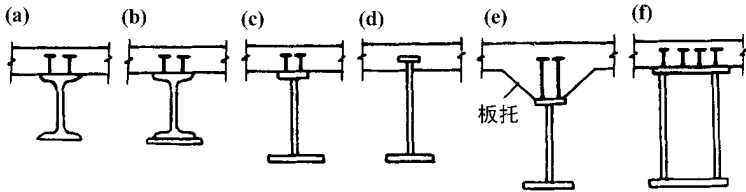


图 3-3-58 组合梁的类型

二、组合梁的设计

(一) 组合梁的截面尺寸和设计方法

组合梁的截面通常包括钢筋混凝土翼板和板托以及钢梁三部分（图 3-3-59），混凝土与钢梁间用抗剪连接件联系。

梁上的钢筋混凝土面板在板面竖向荷载作用下沿板跨方向受弯，在组合梁沿梁跨方向受弯时则构成组合梁的翼板。翼板厚度 h_{c1} 根据面板沿板跨方向受弯的需要确定（按照一般钢筋混凝土结构设计）。

板托的作用主要是降低钢梁顶面以减小钢梁高度并减小钢梁压应力，能大大节省钢材。当受弯中和轴通过板托时，钢筋混凝土翼板全部受压而钢梁全部受拉，材料利用最为充分。板托高度宜采用 $h_{c2} \leq 1.5h_{c1}$ ；底宽等于钢梁上翼缘宽度，由受力和布置连接件的构造确定；顶宽宜采用 $b_0 \geq 1.5h_{c2}$ 。

组合梁的总高度 h 按抗弯强度和刚度（挠度）要求确定。刚度要求的梁高大致和纯钢梁 [见式 (3-3-67) 及其说明] 相同或略小，对 Q235 钢梁约为 $h \geq (1/14 \sim 1/16) l$ 。全部梁高中，钢梁高度应占 $h_s \geq 0.4h$ 。这样，施工阶段仅由钢梁承重时能有足够的

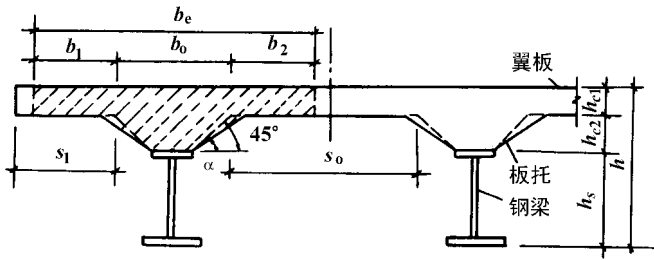


图 3-3-59 组合梁的截面组成

强度和刚度，并使其形成组合梁后荷载增加时钢梁能有足够的抗剪强度。

抗弯强度和挠度计算时，混凝土翼板的计算宽度 b_e 按混凝土结构设计规范的规定采用，即（图 3-3-57）：

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \quad (3-3-115)$$

式中 b_0 ——板托顶部宽度：当板托倾角 $\alpha < 45^\circ$ 时，应按 $\alpha = 45^\circ$ 计算，当无板托时，取钢梁上翼缘宽度；

b_1 、 b_2 ——梁左侧和右侧翼板的计算宽度，取 $6h_{c1}$ 、 $l/6$ 、 $s_0/2$ （对中间梁）或 s_1 （对边梁）三者的最小值，其中 s_0 为相邻梁板托间的净距， s_1 为边梁翼板的实际外伸宽度。

板托靠近中种轴，即使受压也是力臂不大，故计算时通常不考虑其受力。计算时通常也不考虑钢筋混凝土翼板和板托中的钢筋，亦即只考虑翼板混凝土受压。

组合梁可用两种方法施工：第一种方法是浇灌面板混凝土时在钢梁下设置足够的临时支承，使钢梁不发生显著的挠度和应力。通常当梁跨度 $l > 7m$ 时等距离设不少于三个支承点，当 $l \leq 7m$ 时可酌量减少。第二种方法是不设临时支承，施工时钢梁将受力和下挠，通常采用这种方法，对组合梁稍多费钢材，但施工方便。

设置临时支承的组合梁只需作使用阶段计算，由组合梁承受全部恒活荷载。不设临时支承的组合梁则需作两个阶段的计算：施工阶段（第一阶段）由钢梁承受混凝土硬结（强度达到规定值的 75%）前的全部组合梁自重、吊挂模板重量、以及施工活荷载（包括工人和施工机具设备等，一般取 $1kN/m^2 \times 1.4$ ，施工完毕后即撤除，但钢梁验算时应计入）。使用阶段（第二阶段）则在钢梁已经承受组合梁自重和吊挂模板重量的应力状态下，再由组合梁承受此后施工的建筑面层做法的重量和使用活荷载等（扣除已按钢梁承受的吊挂模板重量部分）。按弹性方法设计时采用前后两种应力状态的叠加；按塑性方法设计时，则最后达到极限状态的计算时按照全部荷载都由组合梁承受。

组合梁的强度设计按荷载设计值。当梁承受静力或间接动力荷载时通常采用塑性设计方法（矩形分布应力图）；当梁直接承受动力荷载时则通常采用弹性设计方法（三角形分布应力图）。挠度计算时则一律按弹性设计方法和荷载标准值。因有翼板作侧向支承，组合梁的整体稳定不必计算。

施工阶段钢梁的计算按本章以前各节的规定进行，这里不再重复。由于钢梁上翼缘

较窄且面板混凝土尚未硬结，故应特别注意在施工时设置必要的临时侧向支承并作整体稳定计算，也应注意验算钢梁的挠度。

下面说明使用阶段组合梁的弹性和塑性设计方法。

(二) 组合梁的弹性设计方法

弹性设计方法用于计算直接承受动力荷载组合梁的强度，以及计算组合梁的挠度（不论承受静力或动力荷载）

弹性设计方法采用下列假定：(1) 混凝土翼板和钢梁整体工作，接触面间无相对滑移（其值很小故忽略不计）；(2) 梁受弯后混凝土和钢梁整体截面保持平面，弹性体受力和三角形应力分布；(3) 忽略板托以及翼板、板托内的钢筋，均不计入截面；(4) 混凝土翼板不分受压或受拉区，一律全部计入截面。（按通常混凝土受拉即开裂的理论，板托截面中如存在受压区应予以计入，翼板截面中如存在受拉区应予以扣除。由于上述部分都位于中和轴附近，故为简化计算将板托全部忽略而翼板全部计入，这样的误差一般很小。必要时可作准确计算。）

具体计算时，对荷载的短期效应组合，可把混凝土翼板的计算宽度除以 α_E 换算为钢截面（下称弹性换算截面）。对荷载的长期效应组合，则除以 $2\alpha_E$ 换算为钢截面（考虑混凝土徐变影响，下称徐变换算截面）。这里 $\alpha_E = E/E_c$ 为钢材与混凝土弹性模量的比值； $2\alpha_E$ 是根据混凝土的极限徐变系数，即其徐变应变与弹性应变之比取为 1。上述对混凝土（翼板等）截面宽度进行换算的方法比较简单。所得换算截面的内力和应变条件以及截面形心高度等，都保护与原混凝土截面相同。求得换算截面后，即可按纯钢梁弹性受弯的一般材料力学公式计算弯曲应力、剪应力和挠度等。其中混凝土压应力应按换算截面压应力除以相应 α_E 或 $2\alpha_E$ 。

按弹性设计方法作使用阶段计算时，全部荷载 q 应按其作用阶段和性质划分为 $q = q_0 + q_1 + q_2$ 三部分，分别计算后将结果叠加。其中：(1) q_0 为施工完毕后混凝土硬结前加于钢梁的荷载，由钢梁（惯性矩 I_s ）承受。对施工时梁下不设临时支承的情况， q_0 包括组合梁自重和吊挂模板重量；对施工时梁下设临时支承的情况， $q_0 = 0$ 。(2) $q_{1,2} = q_1 + q_2$ 为混凝土硬结即组合梁形成后再施加的全部恒、活荷载（有几种活荷载时取其组合值），由组合梁承受。对施工时梁下不设临时支承的情况， $q_{1,2}$ 包括后施工的建筑面层做法等恒荷载和使用活荷载等，并扣除此阶段拆除的吊挂模板重量。对施工时梁下设临时支承的情况， $q_{1,2}$ 包括全部恒、活荷载 q_0 。(3) 在 $q_{1,2}$ 中，产生长期效应部分（即恒荷载和活荷载的准永久值部分）为 q_1 ，由组合梁徐变换算截面（惯性矩 I_1 ）承受；产生短期效应部分（即活荷载的非准永久值部分）为 q_2 ，由组合梁弹性换算截面（惯性矩 I_2 ）承受。

验算公式如下：

混凝土翼板压应力	$\sigma_n = \frac{M_1 y_{1a}}{2\alpha_E I_1} + \frac{M_2 y_{2a}}{\alpha_E I_2} \leq f_{ccm}$	} (3-3-116)
钢梁顶部压应力	$\sigma_b = \frac{M_0 y_{0b}}{I_s} + \frac{M_1 y_{1b}}{I_1} + \frac{M_2 y_{2b}}{I_2} \leq f$	
钢梁底部拉应力	$\sigma_f = \frac{M_0 y_{0f}}{I_s} + \frac{M_1 y_{1f}}{I_1} + \frac{M_2 y_{2f}}{I_2} \leq f$	
混凝土最大剪应力 (板托底部)	$\tau_g = \frac{V_1 S_{1g}}{I_1 b_R} + \frac{V_2 S_{2g}}{I_2 b_g} \leq 0.6f_{ct} \quad (0.25f_{cc})$	
钢腹板最大剪应力	$\tau_h = \frac{V_0 S_{0h}}{I_0 t_w} + \frac{V_1 S_{1h}}{I_1 t_w} + \frac{V_2 S_{2h}}{I_2 t_w} \leq f_v$	
钢腹板端点折算应力	$\sigma_{eqc} = \sqrt{\sigma_c^2 + 3\tau_c^2} \leq 1.1f, \quad \sigma_{eqd} = \sqrt{\sigma_d^2 + 3\tau_d^2} \leq 1.1f$	
挠度 (简支梁受均布荷载情况)	$w = \frac{5 q_{0k} l^4}{384 E I_s} + \frac{5 q_{1k} l^4}{384 E I_1} + \frac{5 q_{2k} l^4}{384 E I_2} \leq [w]$	

式中下标 a、b、c、d、f、g、h 表示截面上的验算点位置；0、1、2 表示钢梁截面、徐变换算截面和弹性换算截面；各 y 为验算点离相应情况中和轴的距离； k 表示标准值； f_{ccm} 、 f_{cc} 、 f_{ct} 为混凝土的弯曲抗压、轴心抗压、抗拉强度设计值，按《混凝土结构设计规范 GBJ 10-89》采用。对简支梁承受均布荷载的情况，折算应力不必验算。

由于 0、1、2 三种截面的中和轴位置各不相同，混凝土和钢腹板叠加最大剪应力的 g、h 点的位置不易准确求得。为简化计算，钢腹板最大剪应力 τ_h 可近似按三种截面的各自最大剪应力（中和轴在钢腹板内时取中和轴处，不在钢腹板内时取钢腹板顶端 c 点处）直接叠加。混凝土的最大剪应力则可近似取宽度最窄的板托底部 g 点处（该处宽度为 b_g ，换算宽度为 $b_{g1} = b_g / (2\alpha_E)$ 和 $b_{g2} = b_g / \alpha_E$ ， τ_g 公式中直接采用 b_g 是已经换算成混凝土剪应力）；式 (3-3-116) 中 $\tau_g \leq 0.6f_{ct}$ 适用于混凝土内不配置横向钢筋（当用板托时按构造配置）的情况；当板托内按计算配置横向钢筋时则按 $\tau_g \leq 0.25f_{cc}$ 。

组合梁中钢梁的局部稳定问题不严重。这是由于上翼缘有钢筋混凝土拉结不会失稳。钢腹板当受纯弯曲时不设加劲肋的条件是 $h_0/t_w \leq 80 \sqrt{235/f_y}$ （见第九节一）；组合梁腹板的高度较小，并以拉应力为主而压应力较小，还可酌量放宽，故一般能满足不设加劲肋的要求；当需设加劲肋时可按第九节三计算。

(三) 组合梁的塑性设计方法

钢结构设计规范 GBJ 17-88 规定，不直接承受动力荷载的组合梁可按塑性设计方法计算使用阶段的强度，但其挠度应按弹性方法计算，即按式 (3-3-116) 的挠度 w 公式。另外，对施工时钢梁下不设临时支承的情况，仍需对钢梁作施工阶段强度、稳定和挠度的计算（按一般钢梁，见本小节一、）。

塑性设计方法较简单，不需要区分荷载作用阶段和性质，只需求出全部荷载引起的弯矩或其它内力，与截面形成塑性铰（全截面达到矩形分布最大应力）时的极限弯矩等比较即可，其原理同一般钢筋混凝土结构。组合梁抗弯强度（即抗弯承载力）的计算方

法如下：

(1) 塑性中和轴在钢筋混凝土翼板内，即 $Af_p \leq b_e h_{cl} f_{ccm}$ 时：

$$M \leq b_e x f_{ccm} y \quad (3-3-117)$$

式中 x 为混凝土受压区高度：

$$x = \frac{Af_p}{b_e f_{ccm}} (\leq h_{cl}) \quad (3-3-118)$$

M 为全部荷载引起的弯矩设计值； A 为钢梁的截面面积； y 为钢梁截面形心与混凝土受压区截面形心间的距离； f_p 为塑性设计时采用的钢材抗拉、抗压和抗弯强度设计值，按弹性设计时的设计值 f 乘以折减系数 0.9。

(2) 塑性中和轴在钢梁截面内，即 $Af_p > b_e h_{cl} f_{ccm}$ 时：

$$M \leq b_e h_{cl} f_{ccm} y_1 + A_c f_p y_2 \quad (3-3-119)$$

式中 A_c ——钢梁受压区截面面积，按截面中力的平衡求得如下：

$$A_c = 0.5 (Af_p - b_e h_{cl} f_{ccm}) / f_p \quad (3-3-120)$$

y_1 ——钢梁受拉区截面形心至翼板截面形心间的距离；

y_2 ——钢梁受拉区截面形心至钢梁受压区截面形心间的距离。

式(3-3-119)右方是求塑性极限弯矩的表达式，实际计算时可将截面分成(图3-3-59为例)混凝土翼板、钢梁上翼缘、腹板中和轴以上部分、腹板中和轴以下部分和下翼缘五个部分，将每部分上的合力(面积乘以 f_{ccm} 或 f_p)对中和轴(或其它任意轴)取矩叠加即可。

组合梁截面上的全部剪力假定仅由钢梁腹板承受且为均匀剪应力，计算公式为：

$$V \leq h_w t_w f_{vp} \quad (3-3-121)$$

式中 h_w 、 t_w 为腹板的高度和厚度； f_{vp} 为塑性设计时采用的钢材抗剪强度设计值，按弹性设计时的抗剪强度设计值 f_v 乘以折减系数 0.9。按塑性设计时，按局部稳定和受力构造要求应使钢腹板高厚比 h_0/t_w (或有纵向加劲肋时上下区格的 h_1/t_w 和 h_2/t_w) $\leq 72 \sqrt{235/f_y}$ 。

三、抗剪连接件

抗剪连接件的作用是承受钢筋混凝土翼板与钢梁间的水平剪力，同时也起防止翼板与钢梁间由于刚度不同而产生的掀起作用。连接件应按规定的要求或经计算可靠地焊接在钢梁上翼缘上。

常用的连接件有以下三类：

(1) 圆柱头焊钉(也称栓钉)，图3-3-60a)——应用较广，一般采用钉杆直径 $\phi 8 \sim 22\text{mm}$ ，常用 $\phi 13 \sim 19\text{mm}$ ，高度 $h \geq 4d$ ；钉头直径约 $1.7d$ 钉头厚度约 $7 \sim 12\text{mm}$ 。现已有标准定型的规格、尺寸和焊接工艺。焊接时钉杆端部采用配套使用的瓷环和杆端镶附的焊剂(主要为引弧用，称引弧结)一同起引弧、成型、保护、脱氧和稳弧作用。

(2) 型钢 (图 3-3-60b) ——通常用槽钢 [8、10、12.6, 其翼缘肢尖方向应与混凝土翼板对钢梁的水平剪应力方向一致 (即指向弯矩较小方向)。

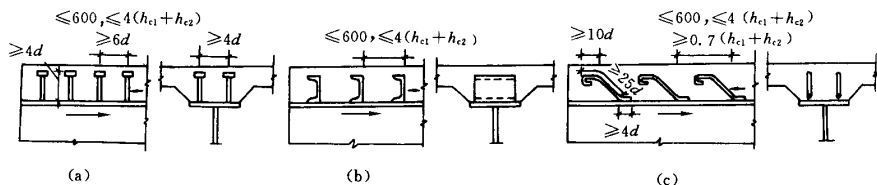


图 3-3-60 抗剪连接件

(3) 弯起钢筋 (图 3-3-60c) ——常用直径 $d = 12 \sim 20\text{mm}$ I 级 (Q235 钢) 钢筋成对对称布置, 弯起角度常用 45° , 弯起方向使其受拉 (即弯向弯矩较小方向, 在梁的正负变号剪力区段, 应使左右两端对称弯起)。每个弯起钢筋从弯起点算起的总长度 $\geq 25d$ (I 级钢筋另加弯钩), 其中水平锚固段 $\geq 10d$ 。

规范 GBJ 17-88 规定一个连接件的抗剪承载力设计值为 (连接件与钢梁间焊缝应按此剪力计算或采用定型尺寸):

$$(1) \text{ 圆柱头焊钉 } N_v^c = 0.43A_s \sqrt{E_c f_{cc}}, \text{ 取 } \leq 0.7A_s f_s \quad (3-3-122)$$

式中: A_s 为焊钉杆截面面积, f_s 为焊钉的抗拉强度设计值; E_c 为混凝土弹性模量, f_{cc} 为混凝土轴心抗压强度设计值。

$$(2) \text{ 槽钢 } N_v^c = 0.26(t_f + 0.5t_w) l_c \sqrt{E_c f_{cc}} \quad (3-3-123)$$

式中 t_f 为槽钢翼缘平均厚度, t_w 为槽钢腹板厚度, l_c 为槽钢长度。

$$(3) \text{ 弯起钢筋 } N_v^c = A_1 f_{st} \quad (3-3-124)$$

式中 A_1 为弯起钢筋截面面积; f_{st} 为受拉钢筋强度设计值, 对 I 级钢筋 (Q235 钢) 用 $f_{st} = 210\text{N/mm}^2$ 。

连接件的间距和布置设计对应于组合梁的设计方法而采用弹性或塑性设计方法。

(1) 弹性设计方法:

当截面处并排布置 m 个连接件并纵向间距为 a 时, 这 m 个连接件应能承受组合梁在 a 长度内的水平剪力 $(V_1 S_1 / I_1 + V_2 S_2 / I_2) a$, 故得间距计算公式为:

$$(V_1 S_1 / I_1 + V_2 S_2 / I_2) a \leq m N_v^c, \quad \text{即 } a \leq m N_v^c / (V_1 S_1 / I_1 + V_2 S_2 / I_2) \quad (3-3-125)$$

式中 S_1 和 S_2 是徐变和弹性换算截面中混凝土截面对中和轴的面积矩。求得的间距是支座处 (V 大) 密而跨中稀, 但通常是全梁或适当分段范围内采用统一间距。

(2) 塑性设计方法:

按塑性设计方法设计连接件时, 先求组合梁上最大弯矩点和邻近零弯点之间的区段内 (简支梁承受均布荷载时为跨度中点至支座间的半跨内) 翼板和钢梁间水平剪力的总和。由于最大弯矩点处弯曲应力图如图 3-3-59 而零弯点处应力为零, 故此水平剪力总和为:

$$\left. \begin{aligned} \text{塑性中和轴在翼板内时: } & V_h = A f_p \\ \text{塑性中和轴在钢梁内时: } & v_h = b_e h_{c1} f_{ccm} \end{aligned} \right\} \quad (3-3-126)$$

$$\text{区段内所需连接件总个数为: } n \geq v_h / N_v^c \quad (3-3-127)$$

以上求得的 n 个连接件可在区段内均匀布置（这是考虑在接近极限状态时，该区段内叠合面上各连接件发生滑移变形，水平剪力在连接件间产生重分配，使其受力接近相等）。当区段内有较大集中荷载作用时，则应将连接件数量按各小段剪力图面积之比进行分配，再在各小段内均匀布置。

连接件的排列和布置应符合一定的构造要求。主要有：连接件沿梁跨度方向（纵向）间距 $a \leq 4(h_{c1} + h_{c2})$ 和 600mm；为了抵抗翼板和钢梁间的掀起作用，连接件端头底部（如焊钉钉头底面、槽钢上翼缘内侧等）应高出翼板底部钢筋 $\geq 30\text{mm}$ ；连接件顶面混凝土保护层厚度 $\geq 15\text{mm}$ ；焊钉杆外侧或槽钢端头至钢梁上翼缘侧边的距离 $\geq 20\text{mm}$ 、至混凝土板托侧边的距离 $\geq 40\text{mm}$ 、至混凝土翼板侧边的距离 $\geq 100\text{mm}$ 。焊钉直径 d 应 \leq 所焊钢梁上翼缘板厚度的 1.5 倍（翼缘板受拉时）或 2.5 倍（翼缘板不受拉时）；焊钉纵向间距 $a \geq 6d$ ，横向间距 $\geq 4d$ 。弯起钢筋纵向间距 $\geq 0.7(h_{c1} + h_{c2})$ 。

第十一节 梁的塑性设计

一、概述

在第二节讲过，梁截面的应力分布可以由弹性阶段的三角形分布发展成完全塑性阶段的接近两个矩形分布，这时的弯矩称为全塑性弯矩 M_p ，是理想弹塑性材料能产生的极限弯矩。这时梁的曲率可以任意增长而弯矩仍保持为 M_p ，这种现象称为截面形成塑性铰。对于简支梁，这时即形成破坏机构，是考虑截面塑性变形全部发展的简支梁的破坏形态，但这并不是本节将介绍的塑性设计。本节所要介绍的所谓塑性设计是指对超静定结构（如超静定梁和框架等）按承载能力极限状态设计时，采用荷载设计值，考虑构件截面内的塑性发展及由此引起的内力重分配，用简单塑性理论进行分析。

简单塑性理论是指结构构件以受弯为主，假定材料为理想弹塑性体，采用一阶理论分析（不考虑二阶效应），荷载按比例增加，计算内力时考虑产生塑性铰及由此引起的内力重分配，使结构转化为破坏机构体系。采用塑性设计时，结构必须保证在形成机构前不发生构件侧扭屈曲和截面板件局部屈曲。

今以受均布荷载的两端固定梁为例，说明内力重分配和破坏机构的概念。图 3-3-61a 为两端固定梁 AB 在均布荷载作用下的弹性阶段弯矩图。当荷载增加，梁端弯矩首先达到屈服弯矩 $M_y = W_f y$ ，这是弹性工作的极限。实际上梁的承载能力并未耗尽。当荷载增加到 q'' 时，两端弯矩达到全塑性弯矩 M_p ，两端截面形成塑性铰（图 3-3-61b），但梁跨中弯矩小于 M_p ，梁的承载能力仍未耗尽。当荷载继续增加，两端截面弯矩保持不变，但能自由转动，跨中截面弯矩则继续增大，直到也达到 M_p ，即该截面也形成塑性铰，梁形成三铰机构（破坏机构）而破坏（图 3-3-61c）。这是梁的真正承载能力极限状态。塑性设计就是按这种状态进行计算。超静定梁进入这各状态而破坏称为塑性破坏。

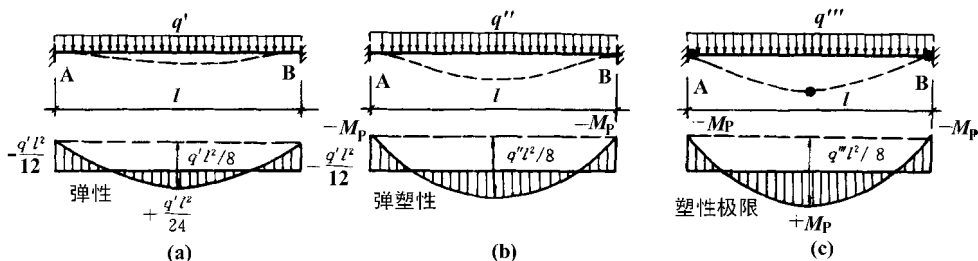


图 3-3-61 两端固定梁的内力重分配和塑性破坏

比较图 3-3-61a 和 b，在弹性阶段和塑性阶段，构件沿其长度的弯矩分布是不相同的。由弹性阶段的弯矩分布向塑性破坏时的弯矩分布的转变过程，称为弯矩的塑性重分配，简称内力重分配或内力重分布。

从图 3-3-61 可以看出，该例按塑性设计时相同荷载产生的弯矩与按弹性设计时比较，由 $-ql^2/12$ 和 $+ql^2/24$ 转为 $\mp ql^2/16$ ，降低了 25%，从而可使截面减小，节约钢材。还可看出，塑性设计所采用的承载能力极限状态更符合结构的实际工作情况。

钢结构设计规范 GBJ 17-88 在塑性设计一章规定，塑性设计适用于不直接承受动力荷载的固端梁、连续梁以及由实腹构件组成的单层和两层框架结构。由于动力荷载对塑性铰的形成和内力重分配等的影响目前研究得还不够成熟，规范规定塑性设计不适用于直接受动力荷载的结构。对于两层之上的框架，我国的理论研究和实践经验尚少，所以没有包括在内。对于简支梁等静定结构，在其弯矩最大截面如塑性完全发展，结构将立即成为破坏机构，不产生内力重分配，所以也不适用于塑性设计规定。

GBJ 17-88 还规定，采用塑性设计的结构或构件，按正常使用极限状态设计时应采用荷载的标准值，并按弹性理论进行计算。

二、塑性设计中的计算表达式和钢材强度设计值

在第二章曾经讲过，建筑结构设计统一标准 GBJ 68-84 采用了以概率为基础的极限状态设计法，并采用分项系数的实用设计表达式。在钢结构设计规范中则沿用了应力表达式。

在塑性设计中则采用了内力表达式。因为塑性设计既然以发挥构件截面的最大塑性承载力为计算依据，设计时只需使由荷载设计值产生的构件内力设计值小于或等于构件的最大塑性承载力即可。仍以单向受弯构件抗弯强度计算为例，其表达式为：

$$M_x \leq W_{px} f_p \quad (3-3-128)$$

式中 M_x 为构件形成破坏机构时由荷载设计值产生的弯矩设计值；

W_{px} 为对 x 轴的净截面塑性抵抗矩；

f_p 为塑性设计时钢材抗弯强度设计值。

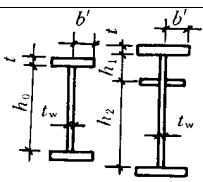
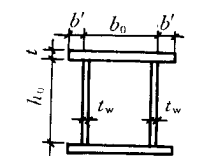
塑性设计与非塑性设计相比，有一些不利因素应予考虑，例如塑性设计时结构变形较大；按简单塑性理论分析框架时不考虑 F_u 二阶效应（框架垂直荷载 F 由于框架水平侧移 u 而产生的附加弯矩及其相应效应，以前习称 $P\Delta$ 二阶效应）；假设荷载按比例增加，如实际加载情况不符合时可能对塑性分析有不利影响；在产生塑性变形后，再重复卸载和加载，可能使变形不断增大。因此，在塑性设计时钢材强度设计值应予降低（由 f 降到 f_p ），相当于构件抗力分项系数应予增大或者在塑性设计时除采用一般抗力分项系数 γ_R 外另考虑一个大于 1 的附加分项系数 γ_p ，即 $f_p = f_y (\gamma_R \cdot \gamma_p) = f / \gamma_p$ 。规范 GBJ 17 - 88 规定，塑性设计时钢材和连接的强度设计值 f_p 应按非塑性设计时采用值 f 乘以折减系数 0.9（相当于 $\gamma_p = 1.111$ ）。这与其他国家塑性设计规范采用的安全度相比大体适中。

对常用工形截面受弯构件，其截面形状系数 $\gamma_u = W_{px} / W_x$ 约等于 1.1 ~ 1.2，如是得 $W_{px} f_p = (1.1 \sim 1.2) W_x (0.9f) \approx W_x f$ ；即截面的塑性抗弯承载力与弹性抗弯承载力大体相等。由于钢材强度设计值的折减，截面塑性发展带来截面承载力的提高几乎完全抵消。但塑性设计的 M_x 设计值是按内力重分配使结构形成机构得来的，其值低于按弹性设计的 M_x 设计值。这表明塑性设计所以获得比弹性设计为轻的截面，主要是利用了内力重分配使弯矩设计值一般有所减小的缘故，而未利用 $W_{px} > W_x$ ；把后者的有利影响用以适当抵消塑性设计所带来的不利因素的影响。

三、塑性设计中截面板件宽厚比

在塑性设计中，构件的某些截面不但几乎全截面塑化而形成塑性铰，而且还要经受塑性铰的转动而产生内力重分配，这就要求板件的宽厚比限值比非塑性设计中相应限值更严，以保证局部稳定，不使构件承载力降低。规范 GBJ 17 - 88 规定的塑性设计时截面板件宽厚比的限值见表 3 - 3 - 20。

表 3 - 3 - 20 塑性设计截面板件宽厚比

截面型式	翼缘	腹板
	$\frac{b'}{t} \leq 9 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	当 $\frac{N}{Af_p} < 0.37$ 时： $\frac{h_0}{t_w} \left(\frac{h_1}{t_w}, \frac{h_2}{t_w} \right) \leq (72 - 100 \frac{N}{Af_p}) \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 当 $\frac{N}{Af_p} \geq 0.37$ 时：
	$\frac{b_0}{t} \leq 30 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ $\frac{b'}{t} \leq 9 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$\frac{h_0}{t_w} \left(\frac{h_1}{t_w}, \frac{h_2}{t_w} \right) \leq 35 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ N——构件轴心压力 A——毛截面面积 $f_p = 0.9f$

关于截面板件在塑性受力时的屈曲问题已有不少研究成果，今以工形截面翼缘为例略加说明。例如，关于工形截面纵向均匀受压时板件达到塑性受力阶段的屈曲临界应力问题，通常考虑钢材应变发展到硬化阶段，可按正交异性板屈曲问题或按约束矩形板扭转问题求解，可得塑性屈曲临界应力的简化式为：

$$\sigma_{cr} = G_{st} \left(\frac{t}{b'} \right)^2 \quad (3-3-129)$$

式中： b'/t 为翼缘外伸部分宽厚比； $G_{st} = 2G \left/ \left(1 + \frac{E}{4(1+\nu)E_{st}} \right) = \frac{2G}{1+G/(2E_{st})} \right.$ 为剪切应变硬化模量； E_{st} 为应变硬化模量； $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ 为弹性剪变模量； E 为弹性模量； ν 为泊松比。

如令开始硬化时的 σ_{cr} 等于钢材屈服应力 f_y ，得

$$b'/t = \sqrt{G_{st}/f_y} \quad (3-3-130)$$

以 Q235 钢为例，取 $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ ， $E = 206 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ ， $E_{st} = 5.6 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ ， $\nu = 0.3$ ，得 $b'/t = 9.14$ ，即规范规定 $b'/t \leq 9 \sqrt{235/f_y}$ 的依据。

表 3-3-21 的宽厚比限值是参考国外研究资料和规范制订的。

在塑性设计中，有些构件可能始终处于弹性阶段，其板件宽厚比限值可不受表 3-3-21 规定的限制，而按弹性设计时有关规定采用。

四、构件的强度计算

规范 GBJ 17-88 给出弯矩作用在一个主平面内受弯构件和压弯构件的计算公式。这里介绍受弯构件的强度计算。受弯构件的整体稳定计算与侧向支承点间距有关，将在下一小节另述。

(一) 抗弯强度

弯矩设计值 M_x (x 轴指工形截面强轴) 作用在一个主平面内的受弯构件，其极限状态为 $M_x = M_p = W_{pnx} f_y$ ，引入抗力分项系数后即为本节二中式 (3-3-128)：

$$M_x \leq W_{pnx} f_p \quad (3-3-128)$$

式中： $f_p = 0.9f_y$ 。

(二) 抗剪强度

受弯构件的剪力设计值 V 假设全部由腹板 ($h_w \times t_w$) 承受，并要求满足下式：

$$V \leq h_w t_w f_{vp} \quad (3-3-131)$$

式中： $f_{vp} = 0.9f_y$ 为塑性设计时采用的钢材抗剪强度设计值。

根据钢材在复杂应力状态下的屈服准则 (见第二章第三节)，受弯构件截面同时有弯矩和剪力存在时，剪力将使截面的极限弯矩比全塑性弯矩 M_p 有所降低。但是由于钢

材的实际应力-应变关系不是弹性-完全塑性，而是具有应变硬化阶段，截面上弯矩和剪力都大时，很快进入该阶段，该处 $\sigma \geq f_y$ ，使极限弯矩 $\geq M_p$ 。所以，只要剪力 V 满足式 (3-3-131)， V 的存在不会降低 M_p ，甚至可超过 M_p 。许多试验证明了这一点。

五、侧向支承点的间距和容许长细比

(一) 侧向支承点间距及侧向长细比限值

塑性设计要求：当构件某截面出现塑性铰而整体结构尚未形成破坏机构时，该塑性铰所在截面应在保持全塑性弯矩 $M_p = W_{px} f_y$ 状态下具有足够的转动能力，使能产生内力重分配。因此，除截面板件宽厚比应受到限制，使塑性铰在足够的转动能力下板件不发生局部屈曲外（见本节三），还必须在塑性铰所在截面及其左右适当距离 l_1 的相邻截面处各设置侧向支承，以保证塑性铰在足够的转动能力下构件不发生整体屈曲。试验证明：塑性铰与相邻侧向支承点间的梁段在弯矩作用平面外的长细比 λ_y （简称侧向长细比）越小，塑性铰截面的转动能力就越强，因此可以用限制侧向长细比 $\lambda_y = l_1 / i_y$ （ i_y 为截面绕 y 轴的回转半径）作为保证梁段在塑性铰处转动能力的一个措施。

规范 GBJ 17-88 参考国外资料和国内分析结果规定，塑性铰处必须设置侧向支承，该支承与其相邻支承点间的构件侧向长细比 λ_y 应符合：

$$\text{当 } -1 \leq \frac{M_1}{W_{px} f_p} \leq 0.5 \text{ 时, } \lambda_y \leq \left(60 - 40 \frac{M_1}{W_{px} f_p} \right) \sqrt{235/f_y} \quad (3-3-132)$$

$$\text{当 } 0.5 \leq \frac{M_1}{W_{px} f_p} \leq 1.0 \text{ 时, } \lambda_y \leq \left(45 - 10 \frac{M_1}{W_{px} f_p} \right) \sqrt{235/f_y} \quad (3-3-133)$$

式中： M_1 为与塑性铰相距 l_1 的侧向支承点处的弯矩，当长度 l_1 内为同向曲率时， $M_1 / (W_{px} f_p)$ 为正，当为反向曲率时， $M_1 / (W_{px} f_p)$ 为负。

上述侧向长细比规定对破坏机构中最后形成的塑性铰可以不遵守，因为该截面无需转动。

对不出现塑性铰的构件区段，其侧向支承点间距应按本章第五节四和第七章有关整体稳定的计算确定。

(二) 受压构件容许长细比

塑性设计的结构，其受压构件的容许长细比比弹性设计的容许值稍严，GBJ 17-88 规定不宜 $\geq 130 \sqrt{235/f_y}$ ，这是为了避免引起过大的二阶效应。

六、塑性设计对钢材和制造的要求

钢结构塑性设计是利用结构在一定数目的截面相继形成塑性铰，在该处发生转动而产生内力重分配，因此要求钢材具有良好的延性。有些设计规范对钢材提出具体要求，

例如欧洲钢结构协会 (ECCS) 曾提出: (1) 钢材拉伸试验伸长率 $\delta_5 \geq 15\%$, (2) 钢材的应力-应变曲线具有明显屈服台阶, 台阶末端应变 ϵ_{st} 与开始屈服应变 ϵ_y 的比值 $\epsilon_{st}/\epsilon_y \geq 6$, (3) 抗拉强度 f_u 与屈服点 f_y 的比值 $f_u/f_y \geq 1.2$ 。这三个条件不仅要求钢材有良好的延性, 而且要求足够的硬化阶段。延性是结构形成塑性铰后产生转动以使弯矩进行重分配所必需, 硬化阶段性能对保证构件的板件进入塑性后保持局部稳定和与其相关联的构件整体稳定、以及使极限弯矩不受剪力影响都起重要作用。

规范 GBJ 17-88 推荐的 Q235 钢、16Mn 钢和 15MnV 钢三种钢材都能满足上述三个条件。

为了保证制成的结构保持原有的良好性能, 在可能出现塑性铰的部位应避免产生钢材冷作硬化, 如果有手工气切和剪切机切割的边缘, 应予刨平, 如在该部位开孔, 应采用钻孔或先冲孔再扩孔。

七、塑性分析方法

塑性设计的内力分析方法常采用静力法和机动法。静力法是根据结构可能成为破坏机构时的极限状态弯矩图, 由平衡条件求解极限弯矩 M_p ; 绘弯矩图时须先判断形成 M_p 的位置, 如判断正确, 其它任一截面的 M 应小于 M_p 。机动法是根据成为破坏机构的一种可能位移, 应用虚功原理由内功与外功相等的条件求解极限弯矩 M_p , 其它任一截面 M 应小于 M_p 。

第四章 拉弯构件和压弯构件 设计计算及实例与图集

第一节 概 述

拉弯构件和压弯构件是指同时承受轴心拉力或压力 N 以及弯矩 M 的构件，也常称为偏心受拉构件或偏心受压构件。拉弯和压弯构件的弯矩可以由于纵向荷载不通过构件截面形心的偏心所引起（图 3-4-1a），也可由横向荷载所引起（图 3-4-1b），或由构件端部转角约束（如固端、连续或框架梁、柱等）产生的端部弯矩所引起（图 3-4-1c）。

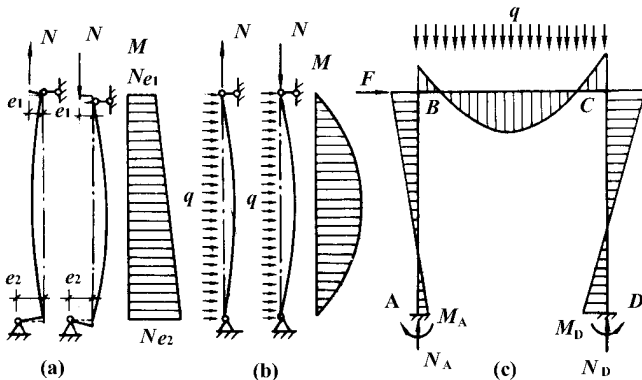


图 3-4-1 拉弯构件和压弯构件

钢结构中常采用拉弯和压弯构件，尤其是压弯构件的应用更为广泛。例如单层厂房的柱、多层或高层房屋的框架柱、承受不对称荷载的工作平台柱、以及支架柱、塔架、桅杆塔等常是压弯构件；桁架中承受节间内荷载的杆件则常是压弯或拉弯构件。

拉弯和压弯构件通常采用双轴对称或单轴对称的截面型式，可为实腹式或格构式的（图 3-4-2、3-4-3）。双轴对称截面（图 3-4-2a）常用于弯矩较小或正负弯矩绝对值大致相等以及构造或使用上宜于采用对称截面的构件或柱；单轴对称截面（图 3-4-2b）常用于正负弯矩相差较大的构件或柱，即把截面的受力较大一侧适当加大，以节

省钢材。普通桁架中的拉弯或压弯杆件常可采用图 3-4-3 的单轴对称或双轴对称截面，以较好适应节点连接的需要。

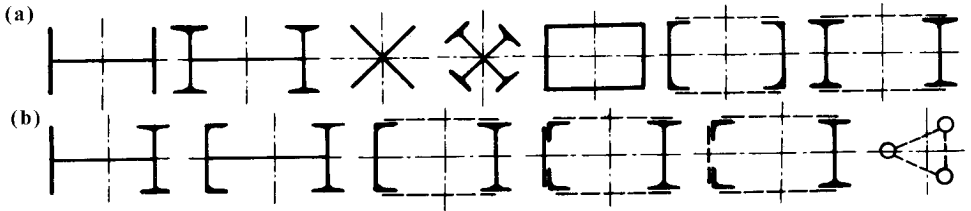


图 3-4-2 拉弯和压弯构件的截面型式



图 3-4-3 普通桁架拉弯和压弯杆件的截面型式

拉弯和压弯构件的截面通常做成在弯矩作用方向具有较大的截面尺寸，使在该方向有较大的截面抵抗矩、回转半径和抗弯刚度，以便更好地承受弯矩。在格构式构件中，通常使虚轴垂直于弯矩作用平面，以便根据承受弯矩的需要，更好、更灵活地调整和适当加大两分肢间的距离。

与轴心受压构件和受弯构件相仿，压弯构件的设计应考虑强度、刚度、整体稳定和局部稳定等四个方面。强度计算一般可考虑截面塑性变形的发展，对直接承受动力荷载的构件和格构式构件等则通常按弹性受力计算。刚度和整体稳定计算通常应分别考虑对 x 轴和 y 轴两个方向，对承受单向弯矩作用的压弯构件亦即为在弯矩作用平面内和在弯矩作用平面外两个方向。刚度计算一般是控制构件的最大长细比不超过规定的容许值，对框架梁等以承受弯矩为主的压弯构件和必要时则需计算弯矩作用方向的挠度不超过容许值。局部稳定计算一般是保证构件各组成板件在受力过程中的局部稳定或控制各板件的宽厚比不超过规定的最大限值。对格构式构件则还应计算各分肢的稳定性是否满足要求。

拉弯构件的设计一般只需考虑强度和刚度两个方面。但对以承受弯矩为主的拉弯构件，当截面一侧最外纤维发生较大的压应力时，则也应考虑和计算构件的整体稳定以及受压板件或分肢的局部稳定。

本章将主要叙述拉弯和压弯构件的上述强度、刚度、整体稳定和局部稳定等设计计算问题，以及有关的构造问题。着重说明压弯构件，但其基本原则同样适用于拉弯构件。

在计算拉弯和压弯构件的刚度时，有关确定构件长细比、计算长度和计算长度系数的原则和方法与轴心受拉和轴心受压构件完全相同。本章第七节还要对框架柱的计算长度作一些补充说明。

第二节 拉弯构件和压弯构件的强度计算

对于拉弯构件和可能由强度控制的压弯构件需要进行强度计算，对于承受静力荷载或间接承受动力荷载作用的实腹式构件，按弹塑性计算。当受力最不利截面发展部分塑性（截面高度的 $\frac{1}{8} \sim \frac{1}{4}$ ）为承载力的极限状态。而对于格构式构件和直接承受动力荷载作用的构件等则按弹性计算，当受力最不利截面边缘纤维屈服时，即达到其承载力的极限状态。

下面通过双轴对称矩形截面压弯构件的受力状态来分析强度的承载能力。图 3-4-4 中的矩形截面压弯构件在轴心压力 N 和弯矩 M 的共同作用下，如果使轴心力 N 与弯矩 M 按比例增加，则随着荷载的逐渐增加截面上的应力可大致归纳成四个发展阶段：第一阶段是当截面边缘纤维的压应力小于或等于钢材的屈服强度 f_y 时，整个截面都处在弹性状态（图 3-4-4a）；第二阶段是受压区已有部分材料先进入塑性状态（图 3-4-4b）；第三阶段是除受压区外截面的另一侧受拉区也有部分材料进入塑性状态（图 3-4-4c）；第四阶段是最后整个截面进入塑性状态，出现塑性铰（图 3-4-4d）。与受弯构件塑性铰不同的是截面的中和轴与形心轴并不重合。

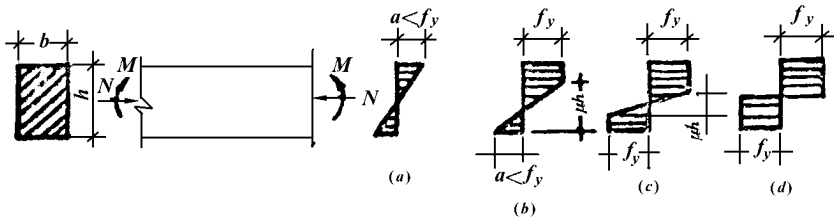


图 3-4-4 压弯构件截面的受力状态

根据力的平衡条件，可以得到图 3-4-5 所示截面出现塑性铰时，轴心力 N 和弯矩 M 分别为：

$$N = \int_A \sigma dA = 2by_0f_y = 2 \frac{y_0}{h} bhf_y \quad (3-4-1)$$

$$M = \int_A \sigma y dA = \frac{bf_y}{4} (h^2 - 4y_0^2) = \frac{bh^2}{4} f_y \left(1 - 4 \frac{y_0^2}{h^2} \right) \quad (3-4-2)$$

当只有轴心力 N 作用时 $y_0 = h/2$ ，截面所能承受的最大压力 $N_p = Af_y = bhf_y$ ；当只有弯矩 M 作用时 $y_0 = 0$ ，截面所能承受的最大弯矩 $M_p = W_p f_y = (bh^2/4) f_y$ ，把它们代入式 (3-4-1) 和 (3-4-2)，可以得到 N 和 M 的相关关系式为：

$$\left(N/N_p \right)^2 + M/M_p = 1 \quad (3-4-3)$$

将此式画成相关曲线如图 3-4-6 所示，用同样方法可获得工字型截面压弯构件截面出现塑性铰时的相关关系式及相关曲线也见图 3-4-6。

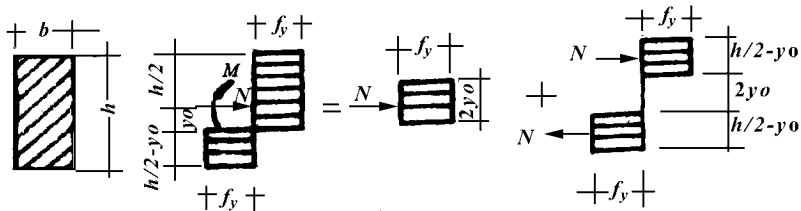


图 3-4-5 截面出现塑性铰时的应力分布

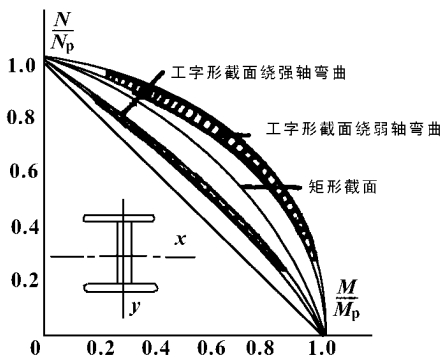


图 3-4-6 压弯构件强度计算相关曲线

由于工字型截面的翼缘与腹板尺寸的不同，所以相关曲线实际上有一个变动范围。为了不使构件产生过大的变形，同时考虑到前面计算时未计入轴心力 N 对弯形引起的附加弯矩及剪力的影响，用直线式相关曲线代替由理论推导得出的曲线式相关曲线，直线式相关曲线的方程为：

$$N/N_p + M/M_p = 1 \quad (3-4-4)$$

即：
$$N/A_n + M/W_p = f_y \quad (3-4-5)$$

另外，用 $\gamma \cdot W_n$ 代替截面的塑性抵抗矩 W_p ，将截面的应力控制在弹塑性阶段（图 3-4-4b、c），同时考虑拉力分项系数以 f 代替 f_y ，写成设计式的形式则得到单向受弯承受静力荷载或间接动力荷载作用的拉弯或压弯构件的强度计算公式为：

$$N/A_n \pm M_x / (\gamma_x W_{nx}) \leq f \quad (3-4-6)$$

$$N/A_n \pm M_y / (\gamma_y W_{ny}) \leq f \quad (3-4-7)$$

对于双向受弯的拉弯构件，则为：

$$N/A_n \pm M_x / (\gamma_x W_{nx}) \pm M_y / (\gamma_y W_{ny}) \leq f \quad (3-4-8)$$

式中 M_x 、 M_y ——分别是作用在两个主平面内的弯矩设计值；

γ_x 、 γ_y ——分别是在两个主平面内的截面塑性发展系数。

当构件直接承受受动力荷载作用时，取 $\gamma_x = \gamma_y = 1.0$ ；格构式构件绕虚轴弯曲时，也取 γ_x 或 γ_y 为 1.0，按弹性设计。

为了保证受压翼缘不发生局部失稳，翼缘外伸宽度 b 与其厚度 t 之比在 $15 \sqrt{235/f_y}$ $\geq b/t > 13 \sqrt{235/f_y}$ 时，不考虑塑性发展也取 $\gamma_x = \gamma_y = 1.0$

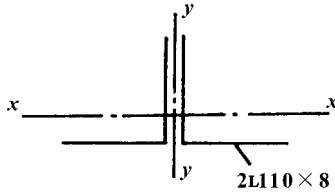


图 3-4-7

【例题】 设某一层架下弦杆受节间荷载作用，其轴心拉力设计值 $N = 380\text{kN}$ ，弯矩设计值 $M = 13.5\text{kN}\cdot\text{m}$ （静力荷载），采用杆长 $l = 3.5\text{m}$ 的双角钢截面，杆件两端有侧向支承，按铰接设计，钢材 Q235，截面无削弱，试选择此下弦杆截面。

【解】 初步选用 $2\text{L}110 \times 8$ 截面， $A = 2 \times 17.239\text{cm}^2$ ， $W_x = 2 \times 66.36\text{cm}^3$ ， $i_x = 3.40\text{cm}$ ， $i_y = 4.67\text{cm}$ （肢背间距离 $a = 6\text{mm}$ ）

强度验算：查表 $\gamma_x = 1.05$

$$\frac{N}{A_n} + \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} = \frac{380 \times 10^3}{34.478 \times 10^2} + \frac{13.5 \times 10^6}{1.05 \times 132.72 \times 10^3} = 207.09\text{N/mm}^2 < f = 215\text{N/mm}^2$$

刚度验算：

$l_{ox} = l_{oy} = 3500\text{mm}$ $i_{\min} = i_x = 34.0\text{mm}$ $\lambda_{\max} = \lambda_x = 3500/34.0 = 102.94 < [\lambda] = 350$ 所选截面满足要求。

第三节 轴心受压构件的整体稳定

轴心受压构件除了粗短杆或截面有较大削弱的杆有可能如上节所述，因截面平均应力达到 f_y 而丧失强度承载能力而破坏外，在一般情况均是以整体稳定承载能力为决定性因素。由于钢压杆多数都比较柔细修长，因此保持其整体稳定更加重要。国内外因压杆突然失稳导致结构物倒塌的重大事故屡有发生，且往往是在其强度有足够保证的情况下，故须特别加以重视。

一、确定轴心受压构件整体稳定承载力的方法

确定轴心受压构件整体稳定承载力的方法有传统方法和现代方法两种：

（一）传统方法

自 18 世纪至本世纪中期，欧拉等众多的科学家对轴心压杆的整体稳定性进行了不

断的研究，但限于当时的条件，他们的研究工作基本上都是在如下假定的基础上进行的，即：

- (1) 杆件为等截面理想直杆；
- (2) 压力作用线与杆件形心轴重合；
- (3) 材料分匀质、各向同性，且无限弹性，符合虎克定律。

由上述假定可见，这只是一种理想轴心压杆，传统方法即在此基础上研究轴心压杆在弹性状态和弹塑性状态的稳定承载能力。

和受弯构件类似，理想轴心压杆失稳也是以屈曲形式表现，但它不同于梁仅产生弯扭屈曲，而是根据其屈曲变形分为弯曲屈曲、扭转屈曲和弯扭屈曲三种形式（图 3-4-8）。哪种杆件会产生哪种形式的屈曲与杆件截面的形式和尺寸、杆件的长度以及杆件端部的支承情况有关*。

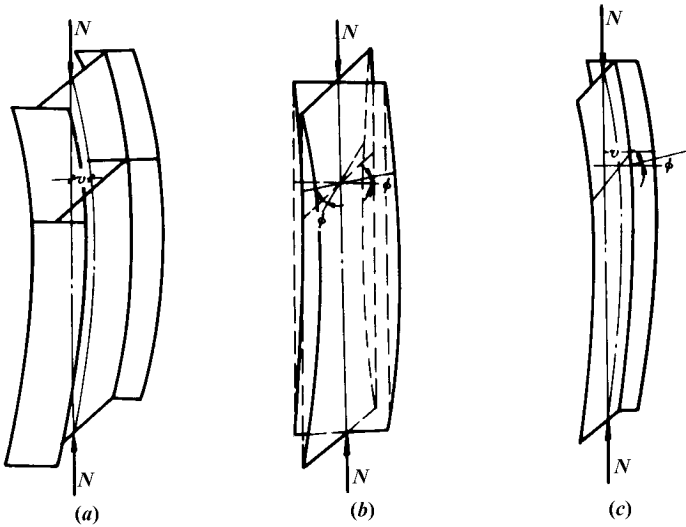


图 3-4-8 轴心压杆的屈曲形式
(a) 弯曲屈曲；(b) 扭转屈曲；(c) 弯扭屈曲

对于一般双轴对称截面的轴心压杆，其屈曲形式一般为弯曲屈曲，只有某些特殊截面如薄壁十字形等，才可能产生扭转屈曲。单轴对称截面如角钢、槽钢和 T 型钢等（图 3-4-9），因其截面只有一个对称轴，截面的形心 O 和弯曲中心（剪心） S 不重合，故当杆件绕截面的对称轴弯曲的同时，必然会伴随扭转变形，产生弯扭屈曲。但若是绕截面的非对称轴屈曲，则仍为弯曲屈曲。常用的单轴对称截面轴心压杆，多数属于后一种情况。

由于常用轴心压杆的屈曲形式主要是弯曲屈曲，因而弯曲屈曲也是确定轴心压杆稳

* 如何判定轴心受压构件将产生哪种形式的屈曲可参阅《疑难释义》节 8.2。

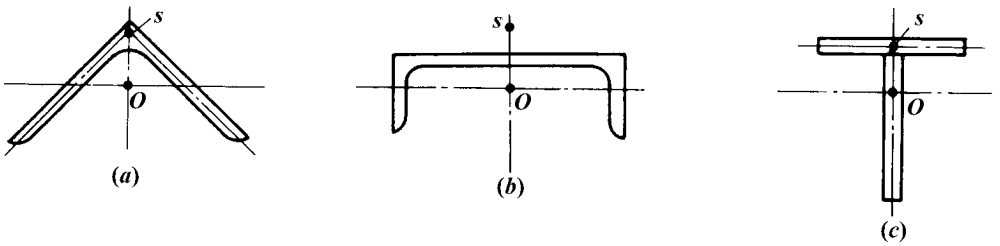


图 3-4-9 单轴对称截面的形心和弯曲中心

定承载力的主要依据，故本节以这种力学模式作为讨论的对象。

1. 理想轴心压杆的弹性屈曲

理想轴心压杆在压力小于临界力时保持压而不变的直线平衡状态，当压力达临界力时处于微弯平衡状态，由此可得出下面著名的欧拉临界力和相应的临界应力公式：

$$N_E = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} = \frac{\pi^2 EI}{(\mu l)^2} \quad (3-4-9)$$

$$\sigma_E = \frac{N_E}{A} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (3-4-10)$$

式中 E——材料的弹性模量；

I——截面绕主轴的惯性矩；

l、l₀——构件的几何长度和计算长度；

μ——计算长度系数，根据构件的端部条件确定。对常见的端部条件，按表 3-4-1 采用（表中的建议 μ 值系考虑实际工程和理想条件间的差距而提出的）；对桁架中的轴心压杆，按第七章的有关规定采用。

表 3-4-1 轴心受压构件的计算长度系数

构件的屈曲形式						
理论 μ 值	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
建议 μ 值	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
端部条件示意						
			无转动、无侧移 自由转动、无侧移		无转动、自由侧移 自由转动、自由侧移	

欧拉公式是基于材料为无限弹性、符合虎克定律，即弹性模量 E 为一常量的假定（理想轴心压杆的第三条假定）。然而，钢材在应力超过比例极限 f_p 后，其应力和应变不再成比例关系，而是一个变量，因此欧拉公式不再能适用。故式（3-4-9）和式（3-4-10）的应用须满足：

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \leq f_p \quad (3-4-11)$$

或

$$\lambda = \lambda_p = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_p}} \quad (3-4-12)$$

式中 λ_p ——相应于截面应力为比例极限 f_p 时构件的长细比。

对细长杆，其长细比较大，故多能满足上述要求。但对中长杆或粗短杆，则可能其 $\lambda < \lambda_p$ ，即其截面应力在屈曲前已超过比例极限而进入弹塑性阶段，从而将在此状态下屈曲。

2. 理想轴心压杆的弹塑性屈曲

确定轴心压杆弹塑性状态的整体稳定承载力，传统方法仍然以理想轴心压杆的假定为基础，即除了材料不再为无限弹性体、不符合虎克定律外，其他各条均相同。经恩格塞尔、香莱等人的研究，其中以切线模量理论求得的弹塑性状态临界力能较好地符合试验结果。该理论也采用欧拉理论的力学模式，即压杆在压力小于临界力时处于压而不弯的直线平衡状态，当压力达临界力时处于微弯平衡状态，此时整个截面的应力-应变关系可采用材料应力-应变曲线上对应于临界应力 σ_t 处的切线斜率 $d\sigma/d\varepsilon = E_t$ ——切线模量（图 3-4-10a）。因此，只须在欧拉公式中用 E_t 代替 E ，即可求得轴心压杆弹塑性状态的切线模量临界力和相应的临界应力：

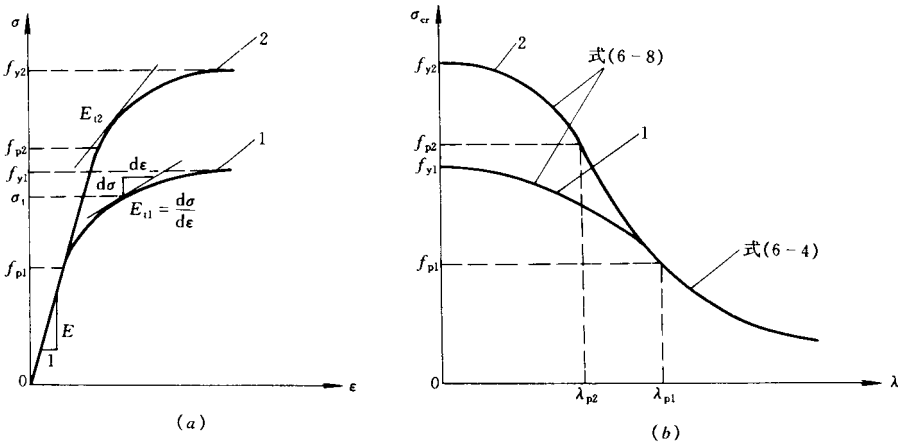


图 3-4-10 切线模量 E_t 和理想轴心压杆的柱子曲线

1—Q235 钢；2—16Mn 钢

$$N_t = \frac{\pi^2 E_t I}{l_0^2} \quad (3-4-13)$$

$$\sigma_t = \frac{\pi^2 E_t}{\lambda^2} \quad (3-4-14)$$

根据式(3-4-10)和式(3-4-14)可绘出临界应力 $\sigma_{cr}-\lambda$ 关系曲线,即通称的柱子曲线(图3-4-10b)。

由图3-4-10可见,理想轴心压杆在弹性阶段由于 E 为一常量,且各类钢材基本相同,故其临界应力 σ_{cr} 只是长细比 λ 的单一函数,与材料的抗压强度无关。因此,细长杆采用高强度钢材并不能提高其稳定承载能力(如图中由式3-4-10所示的Q235钢和16Mn钢的曲线1和2重合)。在弹塑性阶段, σ_{cr} 虽然仍是 λ 的函数,但它同时还和 E_t 这一变量互为函数关系,而 E_t 却和材料的抗压强度有关。当材料强度不同时,显然 λ 愈小,其差别愈大,直至 $\lambda \rightarrow 0$ 时达到各自的 f_y ——稳定承载能力的上限值,而产生强度破坏。

对应于杆件截面两主轴方向的回转半径、几何长度和构件的支承条件均可能不同,故对应于两主轴方向的 λ 亦不相同, λ 大的方向临界应力低,即杆件的屈曲将在这个较弱的方向发生,因此对轴心压杆须同时考虑两主轴方向的整体稳定性。

传统方法的缺点是对实际构件中不可避免的初弯曲、初偏心和残余应力等初始缺陷对轴心压杆稳定承载能力的影响无法作出科学的分析和判断。然而传统方法也有着不可忽视的优点,它比较简单,而且具有一定精度,在200余年的历史中,从理论和试验上都积累了丰富的资料,故用它为研究轴心压杆(以及其他构件)的稳定问题奠定基础,仍有很高的价值。

(二) 现代方法

理想轴心压杆在实际工程中是不存在的。在实际钢构件中常有各种影响稳定承载力的初始缺陷,如初弯曲、初偏心(由于非主观因素产生的小偏心)和残余应力等。随着现代计算和测试技术的发展,已有可能将轴心压杆按具有残余应力、初弯曲等缺陷的小偏心受压杆件来确定其稳定承载力,这更能反映它受力的实际情况,是现代采用的确定实际轴心压杆稳定承载力的方法。下面先分别讨论各种初始缺陷的影响,然后再介绍确定稳定承载力的具体方法。

1. 残余应力及其对稳定承载力的影响

在钢构件中普遍存在一种在结构受力前就在内部处于自相平衡的初应力,即通称的残余应力。在第四章曾论及焊接残余应力产生的原因、分布规律和对构件强度、刚度等方面的影响,但它仅是残余应力中的一种,其它如钢材轧制、火焰切割、冷弯和变形矫正等过程中产生的塑性变形,同样会形成初应力,故杆件中的残余应力应是它们的总和。下面介绍几种不同加工过程制造的工字形截面的热残余应力分布情况(图3-4-11)。

图3-4-11(a)示一H型钢,在热轧成型后的冷却过程中,翼缘尖端由于单位体

积的暴露面积大于腹板和翼缘相交处，因此冷却较快。同样，腹板中部也比其两端冷却较快，因此后冷却部分的收缩受到先冷却部分的限制产生了残余拉应力 σ_{rt} ，而先冷却部分则产生了与之平衡的残余压应力 σ_{rc} 。

图 3-4-11 (b) 示一热轧带钢。其两边因冷却较快而产生残余压应力，中部则产生残余拉应力。图 3-4-11 (c) 为用这种带钢组成的焊接工字形截面，其残余应力分布类似 H 型钢，但因焊接的热影响较轧制的程度大，故焊缝处的残余拉应力常达屈服点，且使腹板的残余应力相应变号。

图 3-4-11 (d) 示一火焰切割边钢板，由于切割时热量集中在切割处不大的范围，故在边缘小范围内可能产生高达屈服点的残余拉应力，且下降梯度很陡。图 3-4-11 (e) 为用这种钢板组成的焊接工字形截面，同样，焊缝处的残余拉应力常达屈服点，且使翼缘的残余应力相应变号。

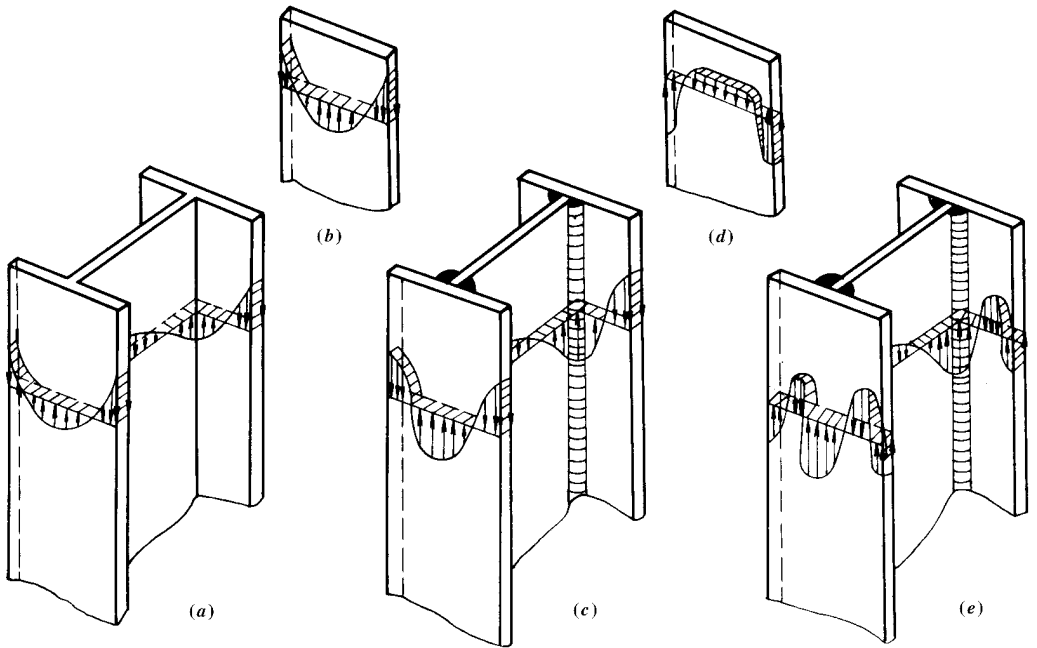


图 3-4-11 热残余应力的分布

- (a) H 型钢；(b) 带钢；(c) 翼缘为轧制边的焊接工字形截面；
(d) 焰切边钢板；(e) 翼缘为焰切边的焊接工字形截面

综上所述可见，残余应力的分布、大小与截面的形状、尺寸、制造方法和加工过程等有关，而和钢材的强度等级关系不大。

残余压应力的大小一般在 $(0.32 \sim 0.57) f_y$ 之间，而残余拉应力则可高达 $(0.5 \sim 1.0) f_y$ 。

现仍利用传统方法叙述残余应力对轴心压杆稳定承载力的影响。图 3-4-12 (a)

示一理想轴心压杆的截面形状和残余应力分布,为使问题简化,忽略了影响不大的腹板部分和其残余应力,并取翼缘部分的如图示的三角形分布。在压力 N 作用后,截面上应力叠加为 $\sigma = \sigma_{rc} + N/A$ 。当杆件屈曲时,根据临界力 N_{cr} 的大小,可能为下面两种情况:

(1) 若 $N_{cr}/A < f_y - \sigma_{rc}$, 杆件处于弹性状态,故可采用欧拉公式(式 3-4-9、式 3-4-10)计算 N_{cr} 和 σ_{cr} 。

(2) 若 $f_y - \sigma_{rc} \leq N_{cr}/A \leq f_y$, 杆件截面因残余应力的影响,提前(在 $N/A = f_y - \sigma_{rc}$ 时)进入弹塑性(部分截面弹性、部分截面塑性)状态,产生由截面边缘至 y 轴间不同深度的屈服区,从而使其承载能力受此不利影响而降低。由于屈服区的 $E = 0$,故不能再简单地按切线模量理论采用式(3-4-13)式(3-4-14)计算 N_{cr} 和 σ_{cr} ,而只能取弹性区截面的抗弯刚度 EI_e (I_e ——弹性区截面的惯性矩)进行计算,即

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_e}{l_0^2} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \cdot \frac{I_e}{I} = \frac{\pi^2 E'_t I}{l_0^2} \quad (3-4-15)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \cdot \frac{I_e}{I} = \frac{\pi^2 E'_t}{\lambda^2} \quad (3-4-16)$$

式中 $E'_t = E \frac{I_e}{I}$ ——换算切线模量。

由前述,显然 E'_t 与残余应力分布情况和大小有关,同时也因截面形状和屈曲方向不同而有差异。如图 3-4-3(a) 代表 H 型钢或翼缘为轧制边的焊接工字形截面,由于残余应力的影响,翼缘四角为塑性区,故对 $x \sim x$ 轴(强轴)屈曲时:

$$E'_{tx} = E \frac{I_{ex}}{I_x} \approx E \frac{2tb_e (h/2)^2}{2tb (h/2)^2} = E \frac{A_e}{A} = E\eta \quad (3-4-17)$$

式中 A_e 、 A 和 η 分别为翼缘的弹性区面积、总面积和两者的比。

对 $y \sim y$ 轴(弱轴)屈曲时:

$$E'_{ty} = E \frac{I_{ey}}{I_y} = E \frac{2tb_e^3/12}{2tb^3/12} = E \left(\frac{A_e}{A} \right)^3 = E\eta^3 \quad (3-4-18)$$

由于式(3-4-17)和式(3-4-18)中 $\eta < 1$,故 $E'_{ty} \ll E'_{tx}$ 。由此可见,在远离弱轴的翼缘两端的残余压应力产生的不利影响,在对弱轴屈曲时要比对强轴屈曲时的严重得多。

若残余应力分布为另一种情况,如图 3-4-12(b) 所示用火焰切割边钢板焊接的工字形截面。由于残余应力的影响,翼缘中部为塑性区。同样可以证明,对 $x \sim x$ 轴(强轴)屈曲时, E'_{tx} 与式(3-4-17)相同,但对 $y \sim y$ 轴(强轴)屈曲时:

$$E'_{tx} = E (3\eta - 3\eta^2 + \eta^3) \quad (3-4-19)$$

上式数值显然比式(3-4-18)大。由此可见,用火焰切割边钢板焊接的工字形截面,由于在远离弱轴的翼缘两端具有使其推迟发展塑性的残余拉应力,因而对弱轴屈曲时的临界应力比用轧制边钢板焊接的相同工字形截面的高。

2. 初弯曲、初偏心对稳定承载能力的影响

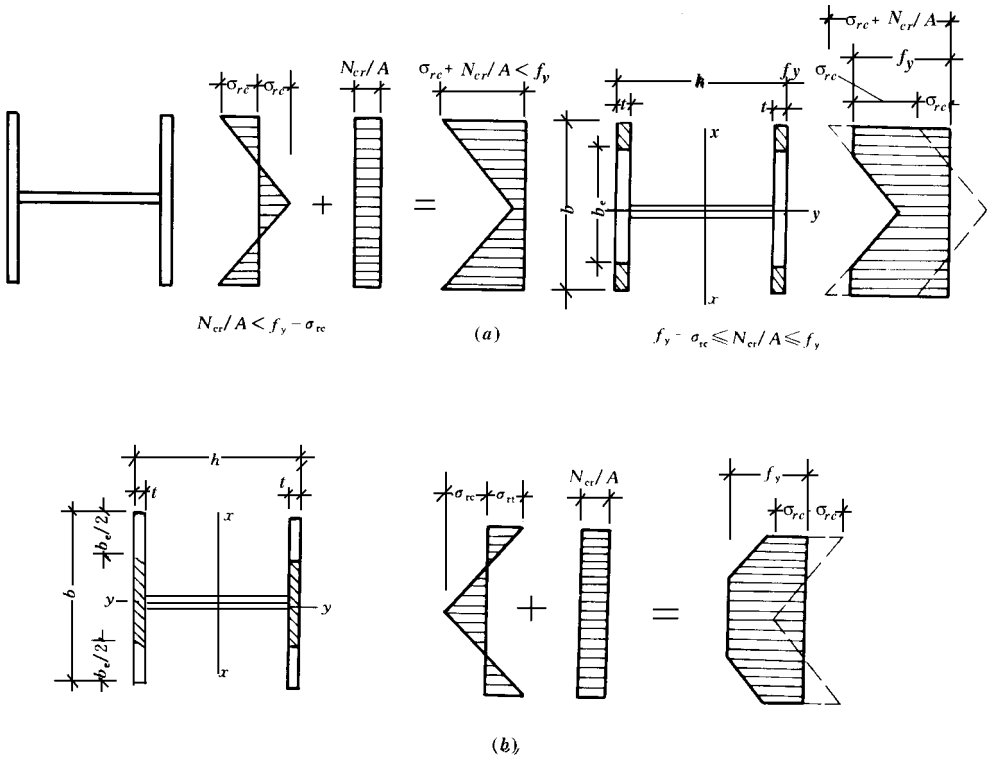


图 3-4-12 残余应力对轴心压杆稳定承载力的影响

(a) H 型钢或翼缘为轧制边；(b) 翼缘为火焰切割边

实际轴心压杆在制造、运输和安装过程中，不可避免地会产生微小的初弯曲。一般在杆中点的挠曲矢高约为杆长 l 的 $1/500 \sim 1/2000$ 。另外，由于构造和施工等方面原因，还可能产生一定程度偶然形成的初偏心。在初弯曲或初偏心的杆件，在压力作用下，其侧向挠度从加载开始就会不断增加，因此沿杆件全长除轴心力作用外，还存在因杆件挠曲而产生的弯矩，而且弯矩比轴心力增加得快，从而降低了杆件的稳定承载力。初偏心和初弯曲的影响在本质上很类似，故一般可采用加大初弯曲的数值以考虑两者的综合影响。下面仅就初弯曲的影响加以讨论。

图 3-4-13 (a) 示一在杆件中点沿 y 方向有初挠度 v_{0m} 的轴心压杆，假定杆轴的初弯曲为半波正弦曲线，即满足 $v_0 = v_{0m} \sin \pi z / l$ 。经压力 N 作用后，杆轴线侧移，现用 v_1 表示增加的挠度。按力矩平衡条件可得：

$$EI_x v''_1 + N (v_0 + v_1) = 0$$

解此微分方程，可求出杆的弹性总挠曲曲线方程：

$$v = v_0 + v_1 = \frac{v_{0m}}{1 - N/N_{Ex}} \sin \frac{\pi z}{l}$$

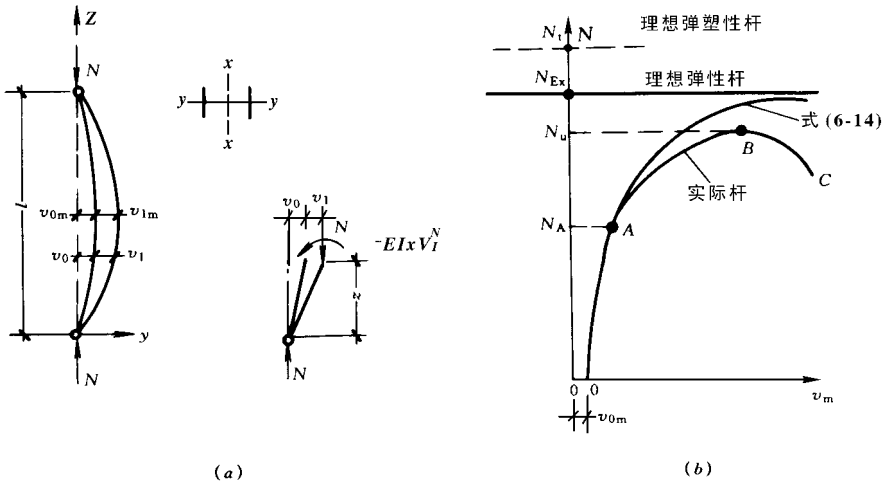


图 3-4-13 有初弯曲的轴心压杆及其 $N - v_m$ 曲线

式中 $N_{Ex} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_x^2}$ ——欧拉临界力

当 $z = l/2$ 时，杆中点最大总挠度为：

$$v_m = v_{0m} + v_{1m} = \frac{v_{0m}}{1 - N/N_{Ex}} \quad (3-4-20)$$

根据式 (3-4-20) 可绘出具有不同 v_{0m} 值的轴心压杆的 $N - v_m$ 曲线，图 3-4-13 (b) 所示为其中一条。由图可见，有初弯曲压杆的挠度随压力增加而增加，但开始增加较慢，而后逐渐加快，当压力达欧拉临界力时，挠度无限增大。它不似理想轴心压杆，在 $N < N_{Ex}$ 时一直保持顺直状态（如 $v_{0m} = 0$ 时的纵坐标轴所示）。同理，有初弯曲压杆的弯矩则随挠度的增加而增加，其表达式为：

$$M = Nv_m = \frac{Nv_{0m}}{1 - N/N_{Ex}} \quad (3-4-21)$$

式中等号右侧的比率 $1/(1 - N/N_{Ex})$ 大于 1，故可称为弯矩放大系数。

式 (3-4-20) 和式 (3-4-21) 是建立在材料为无限弹性体的条件下，轴心压杆的承载力在理论上最终可达欧拉临界力，挠度和弯矩均可无限增大，但这实际上是不可能达到的。因为在 N 和 $M = Nv_m$ 的共同作用下，当杆中点截面边缘纤维压应力率先达屈服点 f_y 时，压杆即进入弹塑性状态，承载力也随之降低。对无残余应力压杆边缘纤维屈服可由下式计算：

$$\frac{N}{A} + \frac{Nv_m}{W_{1x}} = \frac{N}{A} \left(1 + \frac{A}{W_{1x}} \cdot \frac{v_{0m}}{1 - N/N_{Ex}} \right) = \sigma \left(1 + \epsilon_0 \frac{\sigma_{Ex}}{\sigma_{Ex} - \sigma} \right) = f_y$$

式中 $\sigma = \frac{N}{A}$ ——杆截面的平均压应力；

$\epsilon = \frac{A}{W_{1x}} v_{0m}$ ——初弯曲率；

W_{1x} ——较大受压纤维的毛截面抵抗矩。

上式为 σ 的一元二次方程，其有效根为：

$$\sigma = \frac{f_y + (1 + \epsilon_0) \sigma_{Ex}}{2} - \sqrt{\left(\frac{f_y + (1 + \epsilon_0) \sigma_{Ex}}{2} \right)^2 - f_y \sigma_{Ex}} \quad (3-4-22)$$

此式称为柏利公式。根据它计算出的压力 $N = A\sigma$ 相当于图 3-4-13(b) 中曲线上 A 点对应的 N_A ，它代表截面边缘纤维屈服时的压力。随着屈服区向截面深处发展， v_m 增加愈来愈快， $N - v_m$ 关系将按曲线的 AB 段，直至达到与曲线上 B 点相应的荷载 N_u 时，即使 N 不再增加， v_m 亦会随屈服区的塑流而增加。为保持内、外力的平衡， N 必须相应减小，故曲线表现为 BC 下降段，此时杆件被压溃而完全丧失承载能力。按极限状态的最大强度理论， N_u 代表有初弯曲轴心压杆的稳定极限承载力，亦称压溃荷载。

现结合图 3-4-13(b) 对轴心压杆的整体稳定性进一步分析。在 $O'AB$ 上升段，若要使 v_m 增大，需要增加 N 。若 N 不增加，即使有少许干扰使 v_m 加大，但在干扰消失后，杆亦会恢复原状，因而杆件的内、外力平衡是稳定的。在 BC 下降段，此时若有少许干扰使 v_m 加大，而 N 又不迅速卸荷，则它将大于相应 v_m 增大后的 N 而使杆压溃，因而杆件的内、外力平衡是不稳定的。由稳定平衡状态到不稳定平衡状态的过渡点 B 即为有初弯曲轴心压杆承载力的极限。

图 3-4-13(b) 中还标明用传统方法求得理想轴心压杆临界力 N_E 和 N_l 。从中可见，由于初弯曲（初偏心）的影响，理想杆不论是在弹性屈曲还是在弹塑性屈曲，其 N_u 值低于 N_E 或 N_l ，且理想杆的平衡状态在达临界力时才突然由直变弯，而实际杆的平衡状态则是逐渐改变，在失稳前后不发生突变。研究时为区别上述两种平衡现象，一般称前者为第一类稳定问题，后者为第二类稳定问题。

3. 实际轴心压杆稳定极限承载力的确定方法

由前述，理想轴心压杆的临界力在弹性阶段是长细比 λ 的单一函数，在弹塑性阶段按照切线模量理论也只另引入和材料强度有一定关系的切线模量 E_t 。而实际轴心压杆却有初弯曲、初偏心、残余应力和材质不均等的综合影响，且影响程度还因截面形状、尺寸和屈曲方向而不同。因此，严格地说，每根压杆都有各自的临界力，即同类型的压杆即使截面尺寸相同，也可能因初始缺陷的影响不同而有各自的柱子曲线。这也表明实际轴心压杆的复杂性。

实际轴心压杆的承载力须按有残余应力的小偏心受压杆件即按照压弯杆件确定。由于钢材的弹塑性性质，当杆件处在弹塑性弯曲阶段时，其应力 - 应变关系不但在同一截面各点上而且在杆件沿纵轴方向各截面都有变化，因此，即使不考虑残余应力，也只能得出压弯杆压溃荷载的近似解，若考虑残余应力的影响，则不可能求得闭合解。本世纪 60 年代以来，由于电子计算机取代了以前手算无法胜任的繁重计算工作，因此有可能采用有限元概念，根据内、外力平衡条件，用数值分析方法模拟计算压溃荷载。

计算机模拟程序是将压件的长度分成 m 个计算段（各段长度不一定相等），截面分成 n 块计算单元（图 3-4-14a、b），同时输入杆件加荷之前实测出的初始数据，如初弯曲轴线的形状和挠曲矢高（《规范》采用半波正弦曲线，挠曲矢高包含初偏心取《施

工规范》允许的最大偏差 $l/1000$) 残余应力的分布、应力 - 应变关系等, 然后指定一级压力 N 并假设在 A 端产生转角 θ_A , 即可向 B 端逐段计算各段中间截面的内、外力平衡条件。如对 x 轴弯曲的计算式为:

$$N_{im} = N_{em} \quad (3-4-23)$$

$$M_{im} = M_{em} = N (v_{k0m} + v_{km}) \quad (3-4-24)$$

式中 $N_{im} = \sum_{j=1}^m \sigma_j \Delta A_j$ —— 各段杆中点截面的内力;

$M_{im} = \sum_{j=1}^m \sigma_j y_j \Delta A_j$ —— 各段杆中点截面的弯矩;

σ_j —— 各计算单元面积中心点的应力;

N_{em} 、 M_{em} —— 各段杆中点的外力和力矩。

若式 (3-4-23) 和式 (3-4-24) 能满足, 且按所设的 θ_A 计算到 B 点的变形亦能满足支承条件 $v_B = 0$ (如不满足则调整 θ_A 值重复计算), 便得到图 3-4-14 (c) 所示 $N - v_m$ 关系曲线中的一个点。若再指定下一级压力, 重复上述步骤, 即可逐点绘出 $N - v_m$ 曲线。曲线顶点就是实际轴心压杆的稳定极限承载力 N_u 。

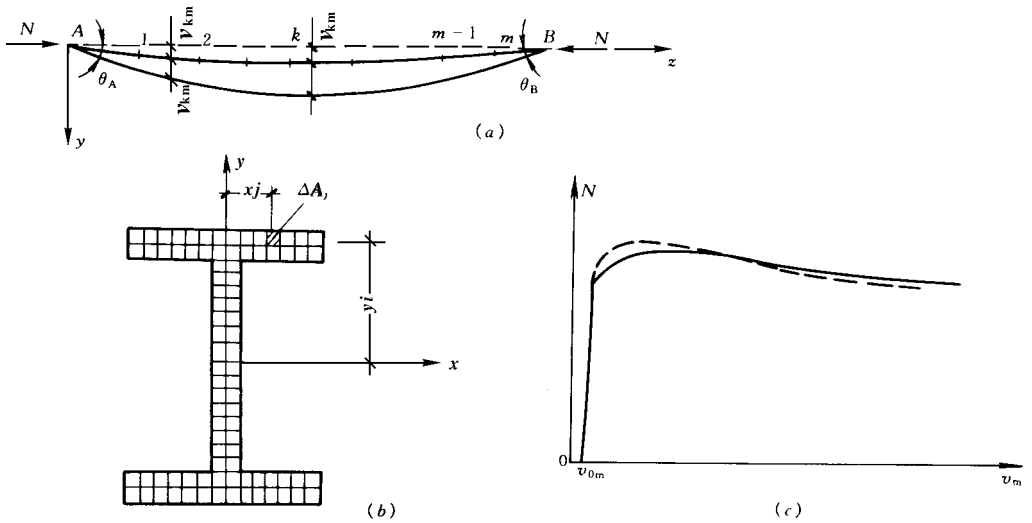


图 3-4-14 用计算机计算轴心压杆的稳定极限承载力

若输入计算机的实测初始数据能较好地反映杆件的实际情况, 则模拟出的 $N - v_m$ 曲线与试验曲线 (图 3-4-14c 中虚线) 极为接近, 因此, 现在一般都只须做少量试件的试验以验证模拟计算的结果, 这样就极大地减少了试验工作量和试验费用。

二、轴心受压构件稳定性的计算公式

(一) 计算公式

根据轴心受压构件的稳定极限承载力 N_u 考虑抗力分项系数后, 即可得《规范》规定的计算其整体稳定性的公式:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \frac{N_u}{A\gamma_R} = \frac{N_u}{Af_y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_R} = \varphi f$$

$$\text{或} \quad \frac{N}{\varphi A} \leq f \quad (3-4-25)$$

式中 N ——轴心压力;

A ——构件的毛截面面积;

f ——钢材的抗压强度设计值;

$\varphi = \frac{N_u}{Af_y} = \frac{\sigma_u}{f_y}$ ——轴心受压构件的稳定系数。

(二) 多条柱子曲线和稳定系数 φ

由于轴心受压构件稳定极限承载力受多种因素的影响, 因此它的柱子曲线分布很离散。为制定《规范》, 根据我国较常用的截面形式, 按不同尺寸、不同加工条件及相应的残余应力图式, 共算出 96 条无量纲化 (纵坐标用 $\varphi = \sigma_u/f_y$, 横坐标用相对长细比 $\bar{\lambda} = (\lambda/\pi) \sqrt{f_y/E}$) 的柱子曲线, 图 3-4-15 中的两条虚线表示这些曲线的变动范围。显然, 将如此多的柱子曲线用于设计虽很准确, 但其繁琐程度可以想见。然而, 用一条柱子曲线作代表 (原 TJ17-74 规范曾采用) 亦明显不合理。因此, 《规范》按照合理、经济和便于设计应用的原则, 根据数理统计原理和可靠度分析, 将承载力相近的截面按截面形式、屈曲方向 (对应轴) 和加工条件, 归纳为表 3-4-2 中的 a、b、c 三类, 并取每类柱子曲线的平均值 (即 50% 的分位值) 作为设计曲线, 即图 3-4-15 所示的 a、b、c 三条曲线, 其中 a 类稳定性较好, c 类较差, b 类居中, 但大部分截面形式和对应轴均属于 b 类。

a、b、c 三条曲线可借用式 (3-4-22) 柏利公式的形式来表达, 即

$$\varphi = \frac{\sigma_u}{f_y} = \frac{N_u}{Af_y} = \frac{1 + (1 + \epsilon_0) / \bar{\lambda}^2}{2} - \sqrt{\left[\frac{1 + (1 + \epsilon_0) / \bar{\lambda}^2}{2} \right]^2 - \frac{1}{\bar{\lambda}^2}} \quad (3-4-26)$$

式中 ϵ_0 为等效初偏心率, 它是由稳定极限承载力 N_u 按式 (3-4-26) 反算出的数值, 它表达了初弯曲和残余应力等缺陷的综合影响程度, 因此式 (3-4-26) 仅仅是借用了柏利公式的表达形式, 而与式 (3-4-22) 的含义截然不同。三条曲线的 ϵ_0 数值分别为:

当 $\bar{\lambda} > 0.215$ 时

对 a 类截面 $\epsilon_0 = 0.152 \bar{\lambda} - 0.014$

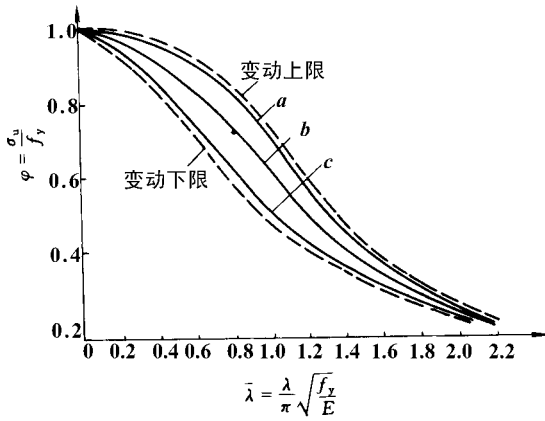


图 3-4-15 柱子曲线

对 b 类截面 $\epsilon_0 = 0.300 \bar{\lambda} - 0.035$

对 c 类截面

当 $\bar{\lambda} \leq 1.05$ 时 $\epsilon_0 = 0.595 \bar{\lambda} - 0.094$

当 $\bar{\lambda} > 1.05$ 时 $\epsilon_0 = 0.302 \bar{\lambda} + 0.216$

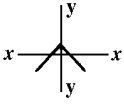
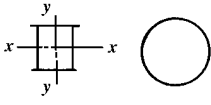
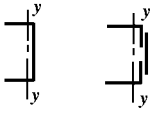
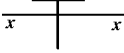
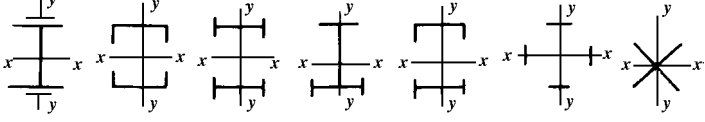
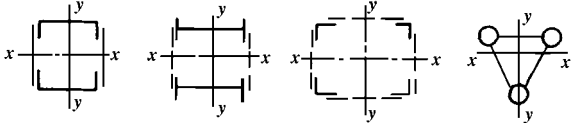
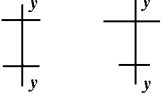

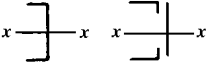
当 $\bar{\lambda} \leq 0.215$ 时 (相当于 $\lambda \leq 20 \sqrt{235/f_y}$) 时, 式 (3-4-26) 不再适用, 须采用下面近似曲线公式使 $\bar{\lambda} = 0.215$ 过渡到与 $\bar{\lambda} = 0$ ($\varphi = 1.0$) 衔接, 即

$$\varphi = 1 - \alpha_1 \bar{\lambda}^2 \quad (3-4-27)$$

式中 α_1 ——系数, 对 a、b、c 类截面分别为 0.41、0.65、0.73。

表 3-4-2 轴心受压构件的截面分类

截面形式和对应轴		类别
<p>轧制, $b/h \leq 0.8$, 对 x 轴</p>	<p>轧制, 对任意轴</p>	a 类
<p>轧制, $b/h \leq 0.8$, 对 y 轴</p>	<p>轧制, $b/h > 0.8$, 对 x、y 轴</p>	b 类
<p>焊接、翼缘为焰切边, 对 x、y 轴</p>	<p>焊接, 翼缘为轧制或剪切边, 对 x 轴</p>	
<p>轧制, 对 x、y 轴</p>	<p>轧制, 对 x、y 轴</p>	类

截面形式和对应轴		类别
 <p>轧制(等边角钢), 对 x、y 轴</p>	 <p>焊接, 对任意轴</p>	b
 <p>轧制或焊接, 对 y 轴</p>	 <p>轧制或焊接, 对 x 轴</p>	
 <p>焊接, 对 x、y 轴</p>		类
 <p>结构式, 对 x、y 轴</p>		
 <p>焊接, 翼缘为轧制或剪切边, 对 y 轴</p>	 <p>轧制或焊接, 对 y 轴</p>	c
 <p>轧制或焊接, 对 x 轴</p>	<p>无任何对称轴的截面, 对任意轴</p> <p>板件厚度大于 40mm 的焊接实腹截面, 对任意轴</p>	类

注: 当槽形截面用于格构式构件的肢, 计算分肢对垂直于腹板轴的稳定性时, 应按 b 类截面考虑。

为便于应用,《规范》将式(3-4-26)和式(3-4-27)按 Q235 钢、16Mn 钢和 15MnV 钢分别制定出轴心受压构件稳定系数表。

前已述及, 单轴对称截面(对对称轴)和无任何对称轴的截面, 可能产生弯扭屈曲, 其承载能力相对较低。压杆弯扭屈曲承载力的计算比较复杂, 且轴心压杆使用这类截面较少, 通过理论分析, 可近似地采用弯曲屈曲柱子曲线, 将其归入 c 类截面(等边角钢和双角钢 T 形截面例外)。

第四节 实腹式单向压弯构件在弯矩作用平面内的稳定计算

一、概 述

压弯构件的承载力通常是由整体稳定性来决定的。现以弯矩在一个主平面内作用的理想压弯构件（简称单向压弯构件）为例，说明压弯构件丧失整体稳定的现象（图 3-4-16）。在 N 和 M 同时作用下，一开始构件就在弯矩作用平面内发生变形，呈弯曲状态，当 N 和 M 同时增加到一定大小时则到达极限，超过此极限，要维持内外力平衡，只能减小 N 和 M （参见图 3-4-17b）。这种现象称为压弯构件丧失弯矩作用平面内的整体稳定，或在弯矩作用平面内整体屈曲（图 3-4-16a）。

对侧向刚度较小的压弯构件则有另一种可能。当 N 和 M 增加到一定大小时，构件在弯矩作用平面外不能保持平直，突然发生平面外的弯曲变形，并伴随着绕纵向剪切中心轴（扭转轴）扭转。这种现象称为压弯构件丧失弯矩作用平面外的整体稳定，或在弯矩作用平面外整体屈曲（图 3-4-16b）。两种整体稳定性质不同，将分别叙述。

本节先讨论压弯构件在弯矩作用平面内的整体稳定。

研究压弯构件在弯矩作用平面内的整体稳定时，应注意其所承受的轴心压力 N 和弯矩 M 可能有不同的加载途径（过程）。例如 N 与 M 可以按相同比例增加（如偏心受压构件），也可以先加完 N 再逐渐加 M （如高耸结构），也可先加完 M 再逐渐加 N 。在弹性受力阶段，构件的承载能力与加载途径无关，只与最终荷载值有关；在弹塑性受力阶段，则与加载途径有关。一般情况下，不同加载途径时构件承载力的差异不大。下面主要以 N 与 M 按比例增加进行说明。

现以图 3-4-17 所示两端铰接的压弯构件为例，除轴心压力外，两端各作用有弯矩 M_0 。这种压弯构件在弯矩作用平面内整体稳定的工作性状与第五章第三节四讲过的有初弯曲和初偏心等几何缺陷的轴心受压构件一样，对轴心受压构件引起弯矩的初始缺陷是偶然因素引起的， M 数值相对较小；而压弯构件中的弯矩 M 则与轴心力 N 同是主要内力。

压弯构件由于轴心压力 N 和弯矩 M 同时作用，在弯矩作用平面内失稳时不会出现理想轴心受压构件那样的平衡分枝现象，再加上不可避免的初始弯曲，构件受力一开始即产生弯曲变形，压力（ N ）- 挠度（ Y_m ）曲线如图 3-4-17b 中 $oabc$ 所示。 oa 段为弹性工作阶段，但由于附加弯矩 N_0 的存在而呈非线性关系； a 点之后进入弹塑性状态，曲线 ob 段呈上升状，挠度随 N 的增加才能增加，平衡是稳定的；在 bc 段为了维持平衡， N 要不断减小，且挠度不断增加，是不稳定的。 b 点为稳定平衡状态过渡到不稳定平衡状态的曲线极值点，与之相应的 N 值（ N_u ）为构件在弯矩作用平面内的稳定极限承载

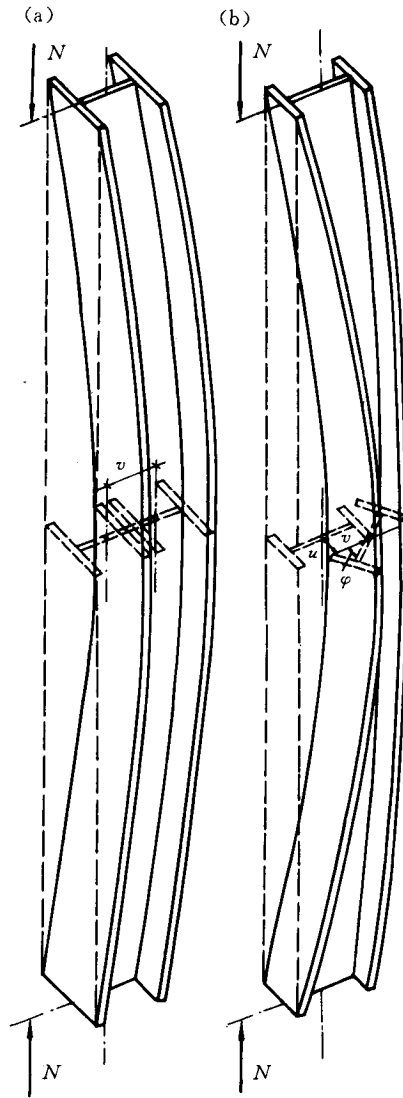


图 3-4-16 压弯构件两种整体屈曲（两端铰接）

(a) 弯矩作用平面内（弯曲）屈曲；

(b) 弯矩作用平面外（弯曲）屈曲。

力，相应的截面平均应力称为极限应力。b 点位置可按 $N - Y_m$ 曲线的极值问题，即 $dN/dY_m = 0$ 求得。

压弯构件在弯矩作用平面内失稳时，视构件截面形状、尺寸比例、构件长度以及残余应力分布的不同，构件进入塑性的区域可能只在构件长度的中间部分截面受压最大的一侧、或同时在截面两侧、或仅在截面受拉一侧（图 3-4-16c、d、e），最后一种情况

可能在单轴对称截面的压弯构件出现。

单向压弯构件在弯矩作用平面内的稳定计算方法目前有三种，即按边缘纤维屈服准则的方法、按极限承载能力准则的方法和实用计算公式（单项公式和相关公式表达形式）方法。下面分别介绍。

二、按边缘纤维屈服准则的方法

边缘纤维屈服准则是用应力问题代替稳定计算的近似方法，即以构件截面应力最大的边缘纤维开始屈服时的荷载，亦即构件在弹性阶段的最大荷载，作为压弯构件的稳定承载力（图 3-4-17 中的 a 点）。以图 3-4-17a 为例，这一准则的表达式为：

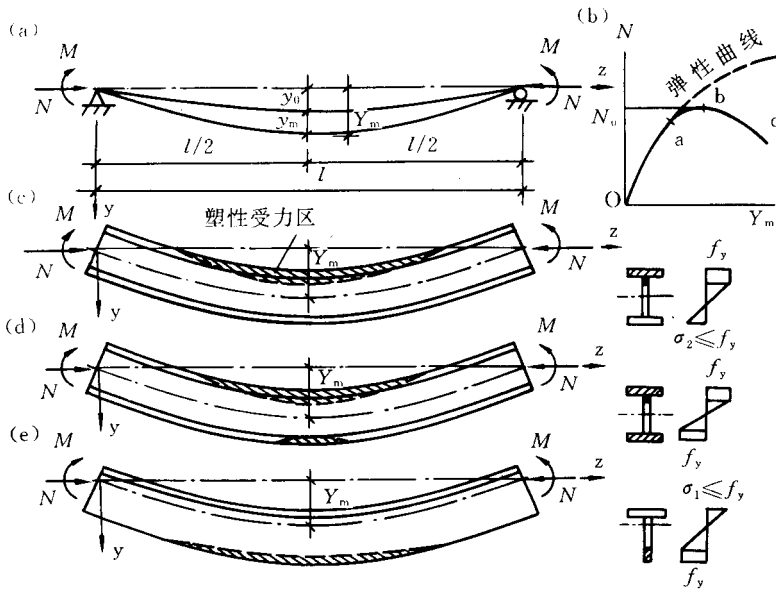


图 3-4-17 单向压弯构件在 M 作用平面内的整体屈曲

$$N/A + M_{\max}/W_{1x} = f_y \quad (3-4-27)$$

式中 N 为轴心压力； M_{\max} 为考虑 N 和初始缺陷影响后的最大弯矩； A 和 W_{1x} 分别为构件的毛截面面积和较大受压边缘的毛截面抵抗矩。

轴心压力 N 对初始挠度（挠曲线为正弦半波）起放大作用，并导出放大系数为 $1/(1 - N/N_{Ex})$ ，其中 $N_{Ex} = \pi^2 EA/\lambda_x^2$ 为欧拉临界力。 N 对其它荷载作用下的压弯构件的挠度放大系数，一般也可近似用此式表达。现以受均匀弯矩的压弯构件（图 3-4-17a）为例说明（为简化不考虑初始挠度 y_0 ，这时 $Y = y$ ）；其平衡微分方程和挠度曲线的解列出如下：

$$d^2y/dz^2 + k^2y = -M/EI, \quad k^2 = N/EI, \quad kl = \pi \sqrt{N/N_{Ex}}$$

求解并利用边界条件 $z=0$ 和 $z=l$ 处为 $y=0$ ，可得：

$$y = \frac{M}{N} \left(\frac{\operatorname{sinc}z + \operatorname{sinc}(l-z)}{\operatorname{sinc}l} - 1 \right) = \frac{M}{N} \left(\operatorname{tg} \frac{kl}{2} \operatorname{sinc}z + \operatorname{cos}kz - 1 \right) \quad (3-4-28)$$

构件中点最大挠度为：

$$y_m = \frac{M}{N} \left(\sec \frac{kl}{2} - 1 \right) = \frac{Ml^2}{8EI} \frac{8EI}{Nl^2} \left(\sec \frac{kl}{2} - 1 \right) = \delta_0 \left[\frac{2 \left(\sec \frac{kl}{2} - 1 \right)}{(kl/2)^2} \right] \quad (3-4-29)$$

式中 $\delta_0 = Ml^2/8EI$ 为不考虑 N 时相应（受均匀弯矩 M ）简支梁的跨度中点挠度；方括号项为压弯构件（考虑 N ）的跨中挠度放大系数。把上式中 $\sec(kl/2)$ 展开成幂级数，则得：

$$\begin{aligned} \frac{2 \left(\sec \frac{kl}{2} - 1 \right)}{(kl/2)^2} &= 1 + \frac{5}{12} \left(\frac{kl}{2} \right)^2 + \frac{61}{360} \left(\frac{kl}{2} \right)^4 + \dots \\ &= 1 + 1.028N/N_{Ex} + 1.032 \left(N/N_{Ex} \right)^2 + \dots \\ &= 1 + N/N_{Ex} + \left(N/N_{Ex} \right)^2 + \dots = 1 / \left(1 - N/N_{Ex} \right) \quad (3-4-30) \end{aligned}$$

对于其它荷载作用下的压弯构件，也可求得挠度放大系数近似为 $1 / (1 - N/N_{Ex})$ 。一般情况 $N/N_{Ex} < 0.6$ ，误差不超过 2%。

下面分析轴心压力 N 对弯矩的增大影响。不同荷载情况压弯构件最大弯矩 M_{\max} 及其与简支梁最大弯矩 M_x 相比较的增大系数的理论解可从上述微分方程和挠度曲线求解方法得到。弯矩增大系数也可展开写成 N/N_{Ex} 的幂级数形式；并可表达为基本增大项 $1 / (1 - N/N_{Ex})$ 和修正项 $\beta_{\max} = 1 + \eta_1 N/N_{Ex} + \eta_2 (N/N_{Ex})^2 + \dots \approx 1 + \eta N/N_{Ex}$ 的乘积。当近似取挠度放大系数为 $1 / (1 - N/N_{Ex})$ 时，最大弯矩 M_{\max} 可如下表达：

$$M_{\max} \approx M_x + N \cdot \frac{\delta_0}{1 - N/N_{Ex}} = \frac{M_x}{1 - N/N_{Ex}} \left(1 + \eta \frac{N}{N_{Ex}} \right) = \frac{\beta_{\max} M_x}{1 - N/N_{Ex}} \quad (3-4-31)$$

其中 M_x 、 δ_0 为简支梁的最大弯矩和最大挠度（均在跨度中点时上式适用）； $\beta_{\max} = 1 + \eta N/N_{Ex}$ 称为弯矩修正系数或等效弯矩系数， $\beta_{\max} / (1 - N/N_{Ex})$ 即是弯矩增大系数。从上式可得 η 的近似表达式： $\eta = N_{Ex} \delta_0 / M_x - 1$ 。 η 值随荷载类型而不同，例如简支压弯构件除 N 外两端有等弯矩作用时， $\eta \approx 0.234$ ；跨度中点有一个集中横向荷载作用时， $\eta \approx -0.178$ ；满跨有均布荷载作用时， $\eta \approx 0.028$ ；沿跨长有半波正弦曲线变化的荷载作用时（即 $q_z = q \sin \pi z / l$ ）， $\eta = 0$ ， $\beta_{\max} = 1$ 。

现研究利用边缘纤维屈服准则求解有初始缺陷压弯构件稳定承载力的方法。构件的各种初始缺陷，通常认为可用一等效（假想）初弯曲 v_0^* 或等效（假想）初偏心 e_0^* 来综合代表。

如用等效初弯曲 v_0^* 表示综合缺陷，并且数值已知，则利用式（3-4-31）可得：

$$M_{\max} = M_x + \frac{N (\delta_0 + v_0^*)}{1 - N/N_{Ex}} = \frac{\beta_{\max} M_x + N v_0^*}{1 - N/N_{Ex}} \quad (3-4-32)$$

代入式（3-4-27）得：

$$\frac{N}{A} + \frac{\beta_{\max} M_x + N v_0^*}{W_{1x} (1 - N/N_{Ex})} = f_y \quad (3-4-33)$$

令 $\sigma_0 = N/A$, $\sigma_{Ex} = N_{Ex}/A$, 并取压弯构件的相对初弯曲 (或跨中截面的相对初偏心) $\epsilon_0^* = v_0^* A/W_{1x}$ 和相对偏心 $\epsilon = M_x A/NW_{1x}$, 则可求得以应力形式表达的稳定承载应力即佩利 (Perry) 公式 [见式 (3-4-34)]:

$$\sigma_0 = \frac{f_y + (1 + \beta_{\max} \epsilon + \epsilon_0^*) \sigma_{Ex}}{2} - \sqrt{\left[\frac{f_y + (1 + \beta_{\max} \epsilon + \epsilon_0^*) \sigma_{Ex}}{2} \right]^2 - f_y \sigma_{Ex}} \quad (3-4-34)$$

构件可能存在的各种缺陷情况复杂, 其对压弯构件的综合影响还随截面型式和荷载情况等的不同而不同, 故等效初弯曲 v_0^* 值常难以确定。这时通常可利用式 (3-4-33) 中 $M_x = 0$ 时, N 就等于考虑等效初弯曲 v_0^* 影响后的轴心受压构件的稳定承载力这一关系, 从而得到压弯构件稳定承载力的下述另一种表达式, 即相关公式表达式。

在式 (3-4-33) 中, 当 $M_x = 0$ 时, N 可用 $\varphi_x f_y A$ 表达 [φ_x 为在弯矩作用平面内的轴心受压稳定系数; 如果 φ_x 是按极限承载力理论求得的, 构件可能已进入弹塑性状态, 这与边缘纤维屈服准则不完全一致, 有近似性], 代入该式得:

$$\frac{\varphi_x f_y A}{A} + \frac{\varphi_x f_y A v_0^*}{W_{1x} (1 - \varphi_x f_y A/N_{Ex})} = f_y$$

由此可确定 v_0^* :

$$v_0^* = \frac{W_{1x}}{\varphi_x A} (1 - \varphi_x) \left(1 - \frac{\varphi_x f_y A}{N_{Ex}} \right)$$

将 v_0^* 代入式 (3-4-33), 整理后得:

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{\max} M_x}{W_{1x} (1 - \varphi_x N/N_{Ex})} = f_y \quad (3-4-35)$$

考虑构件抗力分项系数, 并写成设计式, 得:

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{\max} M_x}{W_{1x} (1 - \varphi_x N/N_{Ex})} \leq \frac{f_y}{\gamma_R} = f \quad (3-4-36)$$

式 (3-4-35) 就是压弯构件按边缘纤维屈服导出的相关公式。式 (3-4-36) 就是规范 GBJ 17-88 格构式单向压弯构件在弯矩作用平面内整体稳定计算公式。

三、按极限承载能力准则的方法

对实腹式压弯构件, 边缘纤维屈服 (图 3-4-17 中的 a 点) 之后仍可继续承受荷载, 直到 $N - Y_m$ 曲线的顶点 b, 才是压弯构件在弯矩作用平面内稳定承载力的真正极限状态。按求解压弯构件 $N - Y_m$ 曲线极值来确定在弯矩作用平面内稳定承载力 N_u , 称为极限承载能力准则。

按极限承载能力准则求 N_u 的方法很多。数值解法是目前最广泛应用的方法, 可以考虑构件的各种缺陷影响, 适用于不同边界条件以及弹性和弹塑性工作阶段。为了求压弯构件平衡微分方程的闭合解, 可采用简化方法, 其中最常用的是耶硕克 (Ježek, k.)

简化法。下面对耶硕克近似解析法和数值法中的数值积分法作简略介绍。

(一) 耶硕克近似解析法

为了得到压弯构件在弯矩作用平面内极限承载力近似解析解，耶硕克采用下列基本假设：(1) 钢材为理想弹塑性体；(2) 两端铰接构件的变形曲线为半波正弦曲线，即 $y = y_m \sin(\pi z/l)$ ；(3) 只考虑构件中央截面的内外力平衡。第(2)项假设使多自由度构件变为单自由度，大大简化。

耶硕克对两端铰接、两端偏心距相等（即受均匀弯矩）的矩形截面偏心受压构件进行了计算（图 3-4-18），计算时没有考虑构件的初始几何缺陷和残余应力。

当偏心矩较小，只在中央截面一侧出现塑性变形的情况（图 3-4-18b）：

根据内外力平衡得：

$$N = bh\sigma_0 = bh \left[f_y - \left(\frac{f_y + \sigma_2}{2} \right) \mu \right] \quad (a)$$

$$M = N(e + y_m) = bh\sigma_0(e + y_m) = \frac{(f_y + \sigma_2) \mu bh^2}{2} \left(\frac{1}{2} - \frac{\mu}{3} \right) \quad (b)$$

式中符号见图 3-4-18b，其中 μ 为截面弹性区高度与总高度的比值。

根据跨度中央截面处曲率与应变的关系（见图 3-4-18d 比例关系），可得：

$$\frac{dz}{\rho} = \frac{\epsilon_y dz}{c}, \quad \text{或} \quad \frac{1}{\rho} = \frac{\epsilon_y}{c} = \frac{f_y}{Ec}$$

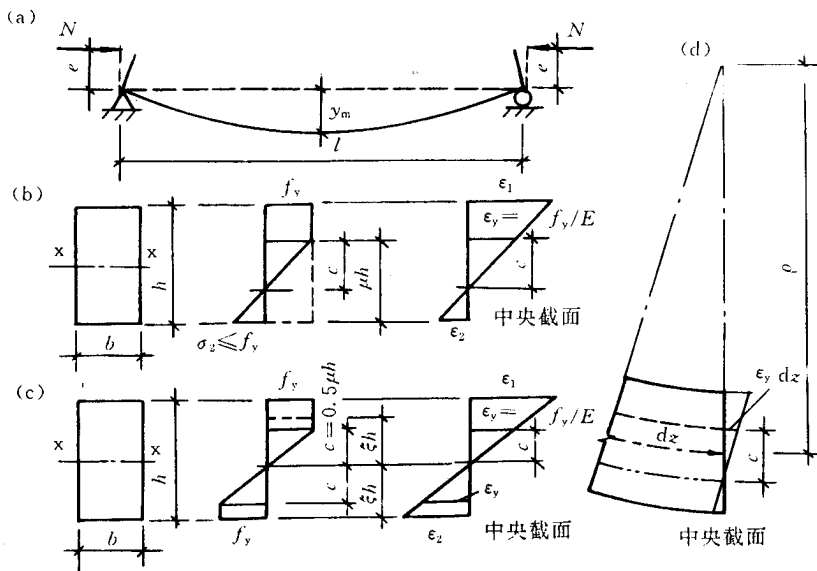


图 3-4-18 两端铰接矩形截面偏心受压构件

由假设(2)：

$$\frac{1}{\rho} = -\frac{d^2y}{dz^2}_{z=l/2} = \frac{\pi^2}{l^2}y_m$$

可得：

$$y_m c = f_y l^2 / (\pi^2 E) \quad (c)$$

根据平衡面假定 (图 3-4-18b)：

$$c/f_y = \mu h / (f_y + \sigma_2) \quad (d)$$

上列式 (a) ~ (d) 4 个方程中, 包含 σ_0 、 y_m 、 μ 、 c 、 σ_2 5 个变量, 还不足以求解极限承载力 (或应力); 但当已知其一时, 即可求出另外 4 个变量。例如当压弯构件的 N (或 $\sigma_0 = N/bh$) 和 $M = Ne$ 逐渐增大, 达到中央截面一侧发展塑性变形阶段 (图 3-4-18b) 时, 如 σ_0 继续增大 (图 3-4-17b 的 ab 段), 或达到极限承载力 b 点后 σ_0 不断减小 (图 3-4-17b 的 bc 段), 对应于此阶段每一 σ_0 的相应 y_m 、 μ 、 c 、 σ_2 的变化发展情况, 即可由上列 4 式解出。为求解方便, 可将 4 式中消去 y_m 、 c 、 σ_2 以得到 σ_2 与 μ 的关系式。

当引入相对偏心 $\epsilon = eA/W_x = 6e/h$ 和长细比 $\lambda = l_{0x}/i_x = \sqrt{12}l/h$ 时, 所得关系式为：

$$\sigma_0 = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \left(3 - 2\mu - \frac{\sigma_0 \epsilon}{f_y - \sigma_0} \right) \mu^2 \quad (3-4-37)$$

由上式, 当已知 σ_0 时即可解出 μ ; 再代入式 (a) (b) (c) 可解出 σ_2 、 c 和 y_m 。如在此阶段内存在极限承载力 (构件失稳), 即 σ_0 存在极限 (图 3-4-17b), 则应利用极值条件 $d\sigma_0/dy_m = 0$, 或等效地采用 $d\sigma_0/d\mu = 0$ (由于 $d\sigma_0/dy_m = (d\sigma_0/d\mu)(d\mu/dy_m) = 0$ 而 $d\mu/dy_m > 0$)。由式 (3-4-37) 对 μ 求导, 取 $d\sigma_0/d\mu = 0$ 得：

$$\mu = 1 - \frac{\sigma_0 \epsilon}{3(f_y - \sigma_0)} \quad (3-4-38)$$

将此 μ 式代入式 (3-4-37), 并用极限应力 σ_u 代表极限承载力时的平均应力 σ_0 , 得：

$$\sigma_u = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \mu^3 = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \left[1 - \frac{\sigma_u \epsilon}{3(f_y - \sigma_u)} \right]^3 \quad (3-4-39)$$

式 (3-4-39) 的适用条件为 $\sigma_2 \leq f_y$, 代入式 (a) 得：

$$\sigma_u \geq f_y - f_y \mu, \text{ 或 } \mu \geq 1 - \sigma_u / f_y \quad (3-4-39)$$

当 $\mu < 1 - \sigma_u / f_y$ 时, 截面单侧出现塑性阶段, 不存在 σ_0 的极值点。极限承载力 (构件失稳) 将在中央截面双侧出现塑性阶段 (图 3-4-18c)。用同样方法写联立方程可解得：

$$\sigma_u = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \mu^3 = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \sqrt{\left(1 - \frac{\sigma_u^2}{f_y^2} - \frac{2\sigma_u \epsilon}{3f_y} \right)^3} \quad (3-4-40)$$

$$\mu = \sqrt{1 - \frac{\sigma_u^2}{f_y^2} - \frac{2\sigma_u \epsilon}{3f_y}} \leq 1 - \frac{\sigma_u}{f_y} \quad (3-4-40a)$$

公式 (3-4-39) 和 (3-4-40) 的 σ_u 方程较复杂, 使用很不方便。对非矩形截面压弯构件, σ_u 表达式更复杂。

(二) 数值解法

极限承载能力准则最常用的方法是数值解法，并计入构件的几何缺陷和残余应力的影响，用计算机求解。在第五章第三节中求解具有初始缺陷的轴心受压构件极限承载力时，曾简略介绍数值计算法的一种数值积分法的思路，对压弯构件同样适用，只是在平衡方程中增加弯矩这一项，略作修正。数值积分法虽然也属近似法，但可通过增加构件分段数目和截面分块数目来提高精度，并且便于考虑残余应力等缺陷的影响。

根据数值解法可以得到 N_u (轴心压力) - λ (长细比) - ϵ (相对偏心) 相关曲线簇或 $\frac{N_u}{Af_y}$ (或 $\frac{\sigma_u}{f_y}$) - λ - ϵ 曲线簇。图 3-4-19a、b 为焊接工形截面偏心受压构件绕强 (x) 轴和弱 (y) 轴的 $\frac{\sigma_u}{f_y}$ - λ - ϵ 曲线的示例。

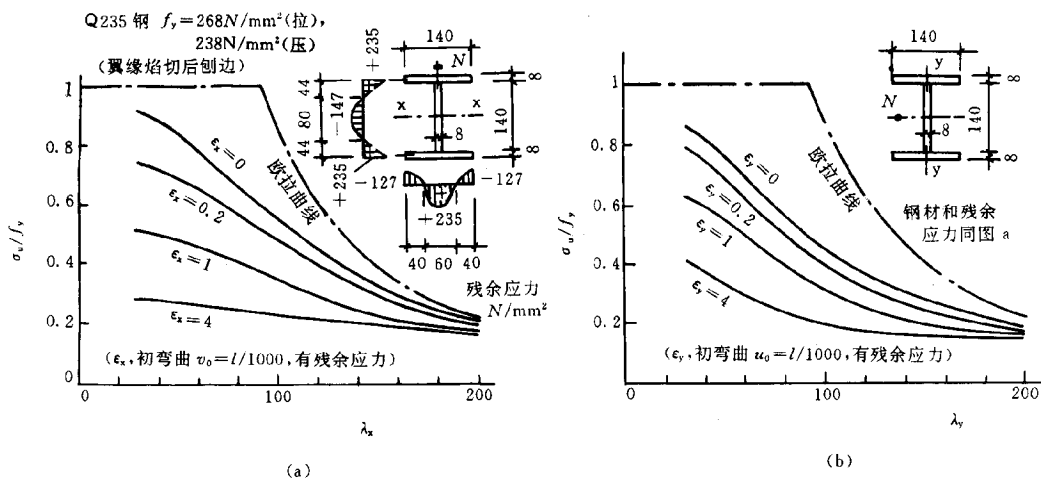


图 3-4-19 焊接工形截面偏心受压构件 $\sigma_u/f_y - \lambda - \epsilon$ 曲线

四、弯矩作用平面内整体稳定的实用计算公式

压弯构件在弯矩作用平面内整体稳定的实用计算公式通常有单项公式和相关公式两种表达方法。我国钢结构设计规范 GBJ 17-88 规定设计时采用相关公式方法。

(一) 弯矩作用平面内整体稳定计算的单项公式

用极限承载能力准则对不同截面的压弯构件求出其在弯矩作用平面内稳定计算的 $N - \lambda - \epsilon$ 相关曲线或公式，可以采用与轴心受压构件的稳定计算公式相似的单项公式形式来表达，使构件由内力设计值算得的平均应力设计值不大于极限应力值除以抗力分项系数，即：

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_u / \gamma_R = \frac{\sigma_u}{f_y} \frac{f_y}{\gamma_R} = \varphi_{bc} f \quad (3-4-41)$$

式中 $\varphi_{bc} = \sigma_u / f_y$ (或 $\frac{N_u}{A f_y}$) 称为压弯构件在弯矩作用平面内的稳定系数。为了使用方便, φ_{bc}

可以由 $\frac{\sigma_u}{f_y} - \lambda - \epsilon$ 曲线或公式制成的表按 λ 和 ϵ 查得。

当截面和弯矩方向不同时, 系数 φ_{bc} 值将不一样。为设计方便, 可以将截面分成几大类, 对每类给出一个有代表性的 φ_{bc} 值表, 例如我国 1974 年钢结构设计规范 TJ 17-74 的 φ_p (即 φ_{bc}) 表就是这样制订的; 也可以只给出一种典型截面的 φ_{bc} 值表, 其它截面按截面形状影响系数将偏心率换算后查表, 例如前苏联钢结构设计规范一直就是采用这样的办法。

这种表达形式虽然简单, 理论上容易解释, 但确定系数 φ_{bc} 比较复杂, 影响因素较多, 如钢种、截面型式和尺寸比例, 残余应力、初弯曲、初偏心等缺陷, 弯矩与轴心压力比值 (偏心) 的大小和方向等, 比轴心受压构件复杂, 很难提供设计使用简便而齐全的 φ_{bc} 值表。并且, 这种表达形式与轴心受压构件和受弯构件不易协调衔接。

因此, 目前世界各国多采用两项相关公式 [其表达形式如表 (3-4-36)] 来计算压弯构件在弯矩作用平面内的整体稳定性。其中一项主要反映 N 的影响, 另一项主要反映 M 的影响, 比较直观, 各主要因素对不同情况构件稳定的影响大小程度容易看出。式中的 φ_x 分 a、b、c 三类截面, 大体反映了不同截面和缺陷, 包括残余应力的影响。

(二) 弯矩作用平面内整体稳定计算的相关公式

相关公式 (3-4-36) 主要是按边缘纤维屈服准则并考虑压弯构件二阶效应和构件缺陷参数 (等效初弯曲模式) 得到的。实际设计时还需作适当调整, 使其更符合于各种具体情况下按极限承载能力理论的计算和实验结果, 有更高的精度。

对于实腹式压弯构件, 理论计算是考虑塑性变形发展的, 常用的几种截面形式的压弯构件计算结果与式 (3-4-36) 计算有差别, 对部分短粗的实腹构件, 式 (3-4-36) 偏于安全, 对部分细长的实腹构件, 偏于不安全。钢结构设计规范 GBJ 17-88 经过比较, 对式 (3-4-36) 作了部分修正 (第 2 项分母增加 γ_x 系数和将 φ_x 改为 0.8), 作为实腹压弯构件在弯矩作用平面内的稳定计算式, 即:

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{1x} (1 - 0.8N/N_{Ex})} \leq f \quad (3-4-42)$$

对单轴对称截面 (如 T 或一形) 压弯构件, 当弯矩作用在对称轴平面内且使较大翼缘受压时, 有可能在较小翼缘一侧产生较大的拉应力并在其边缘纤维首先到达 f_y (受拉)。这时, 轴心压力 N 引起的压应力对弯矩引起的拉应力起抵消作用。对这种情况的压弯构件尚应按下式计算:

$$\left| \frac{N}{A} - \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{2x} (1 - 1.25N/N_{Ex})} \right| \leq f \quad (3-4-43)$$

式 (3-4-43) 中 W_{2x} 为对较小翼缘的毛截面抵抗矩。

β_{mx} 为等效弯矩系数。本节二曾提到过，压弯构件中当荷载和弯矩图形等情况不同时，考虑压力影响时的弯矩增大系数并不正好等于挠度放大系数 $1/(1-N/N_{Ex})$ 而是等于 $\beta_{mx}/(1-N/N_{Ex})$ ；因而对 M_x 乘以等效弯矩系数 β_{mx} 作为对弯矩增大系数一律按 $1/(1-N/N_{Ex})$ 的等效补偿。当弯矩图形为半波正弦曲线时 $\beta_{mx} = 1$ ；当弯矩图形比半波正弦曲线弯矩图形更为饱满时，如构件承受均匀弯矩时的矩形弯矩图，沿构件全长均为 M_x ，弯矩增大系数比 $1/(1-N/N_{Ex})$ 大， $\beta_{mx} > 1$ ，但一般仍近似取 $\beta_{mx} = 1$ 。为了方便常取均匀弯矩时矩形弯矩图形的 $\beta_{mx} = 1$ 为比较准则，这样无侧移的两端支承构件 β_{mx} 均 ≤ 1 。所以，规范 GBJ 17-88 中除对跨中有一横向荷载作用的情况（弯矩图为左右对称三角形，离开跨中时弯矩值即显著减小）取 $\beta_{mx} < 1$ 外，对其它横向荷载情形大多近似值 $\beta_{mx} = 1$ 。

规范 GBJ 17-88 对 β_{mx} 的具体规定为：

(1) 弯矩作用平面内有侧移的框架柱以及悬臂构件， $\beta_{mx} = 1$ 。

(2) 无侧移框架柱和两端支承的构件：

① 无横向荷载作用时， $\beta_{mx} = 0.65 + 0.35M_2/M_1$ ，取 ≥ 0.4 ， M_1 和 M_2 为端弯矩，取值时考虑弯矩的正负符号，并且 $|M_1| \geq |M_2|$ 。

② 有端弯矩和横向荷载同时作用，构件全长为同号弯矩时， $\beta_{mx} = 1$ ；有正负弯矩时， $\beta_{mx} = 0.85$ 。

③ 无端弯矩但有横向荷载作用：当跨度中点有一个横向集中荷载时， $\beta_{mx} = 1 - 0.2N/N_{Ex}$ ；其它荷载情况时， $\beta_{mx} = 1$ 。

以上规定的 β_{mx} 值中，除 (2) ① 段规定是结合宽翼缘工形截面压弯构件极限承载力的 $N/N_p - M/M_p$ 曲线的分析得到的 β_{mx} 与 M_2/M_1 的直线公式外，其它情况的 β_{mx} 是采用二阶弹性分析求得的。

有侧移的框架柱，例如柱下端铰接、上端刚接（横梁刚度无穷大）的单层单跨框架，当柱顶有水平荷载作用发生侧移时，按反弯点概念，可从把柱看作跨长为 2 倍柱高的两端简支构件承受轴心压力 N 和跨中集中荷载，由此可导出 $\beta_{mx} = 1 - 0.178N/N_{Ex}$ 。实际框架情况多种多样， N/N_{Ex} 又常常较小，规范偏于安全地近似取 1。

上述无侧移框架柱是指框架中设有支撑架、剪力墙、电梯井等支撑结构，且其抗侧移刚度等于或大于框架本身抗侧移刚度的 5 倍者。有侧移框架系指框架中未设支撑结构，或支撑结构的抗侧移刚度小于框架本身抗侧移刚度的 5 倍者。

相关公式 (3-4-42) 第一项为轴心受压构件绕 x 轴整体稳定计算式，第二项为受弯构件考虑二阶效应和截面部分塑性发展绕 x 轴的强度计算式。当 $M = 0$ 或 $N = 0$ 时，与轴心受压构件整体稳定计算式或受弯构件强度计算式 ($\beta_{mx} = 1$) 协调一致。

计算例题见第五节。

第五节 实腹式单向压弯构件在弯矩作用平面外的整体稳定计算

前面讲过实腹式压弯构件在丧失弯矩作用平面内的整体稳定之前，可能产生侧向弯曲变形，并伴随着绕扭转中心（剪切中心）轴扭转，也就是所谓丧失弯矩作用平面外的整体稳定或在弯矩作用平面外屈曲（图 3-4-16b）。设计压弯构件时也应保证不丧失在弯矩作用外的整体稳定。

一、单向理想压弯构件在弯矩作用平面外的弹性屈曲

设有两端铰接双轴对称工形截面构件，两端承受轴心压力 N 和弯矩 $M_x = Ne$ （图 3-4-20）。现求解此理想压弯构件在弯矩作用平面外弹性屈曲时的临界力。

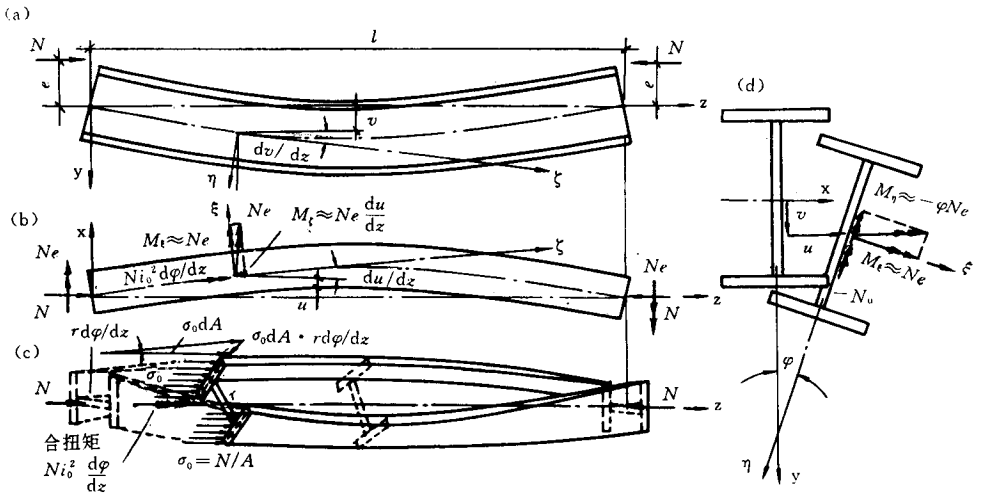


图 3-4-20 压弯构件在弯矩作用平面外弹性屈曲

现将图 3-4-20 所示压弯构件分解为纯弯曲和轴心受压两种受力情况。

由于扭转，构件各纵向纤维发生倾斜（图 3-4-20c），倾斜角为 $r d\varphi/dz$ （ r 为该纤维至剪切中心的距离），因而各纵向纤维上的纵向轴力 dN 的横向分力将对纵向扭转轴产生扭矩 $dN (r d\varphi/dz) r$ 。全部轴心压力 N 产生的合扭矩为 $\int_A \sigma_0 (r d\varphi/dz) r dA = \sigma_0 I_p d\varphi/dz = Ni_0^2 d\varphi/dz$ （ A 、 $I_p = I_x + I_y$ 和 $i_0 = \sqrt{I_p/A}$ 为毛截面面积、极惯性矩和极回转半径）。此扭矩应加到扭转方程得压弯构件弯扭屈曲时的总扭转方程。

由于侧向弯曲时产生的侧向位移 u ，轴心压力 N 将产生侧向（对 y 轴）弯矩 Nu 。此

弯矩应加到弯曲方程中，得压弯构件弯扭屈曲时的总侧向弯曲方程。

上述压弯构件弯扭屈曲时的侧向弯曲和扭转两微分方程中，包括侧移 u 和扭转角 φ 两个变量，结合边界条件可联立求解得到弯扭屈曲临界力 $N_{y\omega}$ （下面为书写方便用 N 代替 $N_{y\omega}$ ）。最小临界力的解相应于 u 和 φ 都是单半波正弦曲线，即 $u = C_1 \sin \pi z / l$ 和 $\varphi = C_2 \sin \pi z / l$ （均符合边界条件），代入微分方程后可得解答为：

$$(N_{Ey} - N)(N_{\omega} - N) - M_x^2 / i_0^2 = 0 \quad (3-4-44)$$

$$(N_{Ey} - N)(N_{\omega} - N) - N^2 e^2 / i_0^2 = 0 \quad (3-4-44a)$$

$$N = \frac{(N_{\omega} + N_{Ey}) - \sqrt{(N_{\omega} - N_{Ey})^2 + 4N_{\omega}N_{Ey}e^2 / i_0^2}}{2(1 - e^2 / i_0^2)} \quad (3-4-44b)$$

式中 $N_{Ey} = \pi^2 EI_y / l_{oy}^2$ 为轴心受压时绕 y 轴弯曲屈曲临界力；

$N_{\omega} = (\pi^2 EI_{\omega} / l_{\omega}^2 + GI_t) / i_0^2$ 为轴心受压时扭转屈曲临界力；

I_{ω} 、 I_t 为毛截面扇性惯性矩和自由扭转惯性矩；

对两端铰接构件， $l_{oy} = l$ ， $l_{\omega} = l$ 。

由上式可知，临界力 N 与 N_{Ey} 、 N_{ω} 和 e/i_0 有关。 N 总是小于 N_{ω} 和 N_{Ey} 的较小者（通常是 N_{Ey} 较小），当 e/i_0 愈大时小得愈甚。

当 $e = 0$ （即 $M_x = 0$ ），从式（3-4-44）得轴心受压时弯曲和扭转临界力，即 $N = N_{Ey}$ 和 $N = N_{\omega}$ ，二者互不相关，由较小者控制。当 $N = 0$ ，从式（3-4-44）得纯弯曲时的临界弯矩，即 $M_{cr} = i_0 \sqrt{N_{Ey} N_{\omega}}$ 。

当压弯构件截面为单轴对称时，剪切中心与形心不重合，导出的弯扭临界力公式比式（3-4-44）更为复杂。

当压弯构件的弯矩为沿构件长度变值时，无论是双轴或单轴对称截面，微分方程的求解将较为复杂，一般情况只能用数值法求解或求适当简化近似的解。

二、单向理想压弯构件在弯矩作用平面外的弹塑性屈曲

不考虑任何缺陷的理想压弯构件进入弹塑性工作阶段时的计算，理论上可采用切线模量 E_t ，但由于截面上应力是不均匀的，塑性区变形模量也是沿截面高度变化的，并且一般情况下，截面上的应力状态又是沿构件长度变化的，使解题很困难。因而，都采用简化方法来计算截面特性。例如，可采用折算厚度的方法，把应力超过比例极限的最大受压翼缘厚度 t 折减为 $t(E_t/E)$ ，按折算后的截面计算有关截面特性。

三、单向压弯构件在弯矩作用平面外的极限承载力

如果考虑压弯构件弯矩作用平面内、外的初始挠度、初始扭角以及残余应力等缺陷影响，求其在弯矩作用平面外的极限承载力，则解题不再是弯矩作用平面外的平衡分枝问题，而是双向压弯构件的极限承载力问题，只能采用数值解法计算，如有限元法、增

量刚度法、差分法等（见第五节）。

图 3-4-21 为焊接工形截面偏心受压构件（承受 N 和 $M_x = Ne$ ）在弯矩作用平面外（绕 y 轴）弯扭屈曲的 $\sigma_{cr}/f_y - \lambda_y - \epsilon_x$ 相关曲线的示例。考虑了残余应力，未考虑弯矩作用平面外的初弯曲和初扭转角。图中并表示了屈曲前弯矩作用平面内变形对计算的影响。

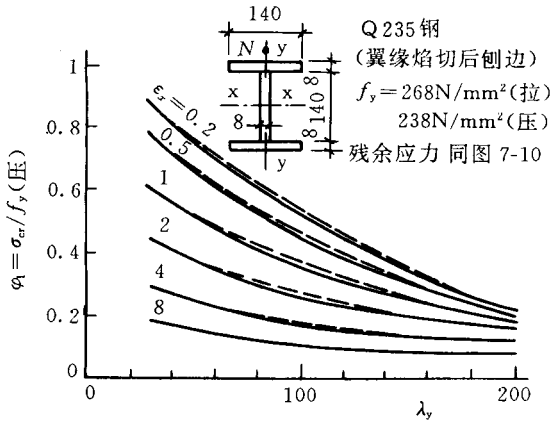


图 3-4-21 焊接工形截面偏心受压构件在弯矩作用平面外弯扭屈曲的 $\sigma_{cr}/f_y - \lambda_y - \epsilon_x$ 曲线

实线——考虑弯矩作用平面内的变形；
虚线——未考虑弯矩作用平面内的变形。

四、弯矩作用平面外整体稳定的实用计算公式

压弯构件在弯矩作用平面外整体稳定的实用计算公式通常有单项公式和相关公式两种表达方法。我国钢结构设计规范 GBJ 17-88 规定设计时采用相关公式方法。

（一）弯矩作用平面外整体稳定计算的单项公式

压弯构件在弯矩作用平面外的稳定计算也可采用与轴心受压构件稳定计算相似的单项公式形式来表达，使构件由内力设计值算得的平均应力设计值不超过临界应力（或极限应力）值除以抗力分项系数，即：

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{\sigma_{cr}}{\gamma_R} = \frac{\sigma_{cr}}{f_y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_R} = \varphi_1 f \quad (3-4-35)$$

式中 $\varphi_1 = \sigma_{cr}$ （或 σ_u ）/ f_y ，称为压弯构件在弯矩作用平面外的稳定系数。为使用方便，可将 φ_1 由 $\sigma_{cr}/f_y - \lambda_y - \epsilon_x$ 曲线制成表，按 λ_y 和 ϵ_x 查用，例如我国旧钢结构设计规范 TJ 17-74 就是这样制订的；前苏联钢结构设计规范一直就是采用这种方法。

由于影响 φ_1 值的因素较多，且取值比较复杂，采用上述表达方法需要制作较多的

表，而且这种表达式也不便于分辨各项因素的影响大小和程度。所以，为了与弯矩作用平面内稳定计算协调一致，各国多采用包括 N 和 M 的两项相关式。

(二) 弯矩作用平面外整体稳定计算的相关公式

前面已提到，在方程 (3-4-44) 中当 $N=0$ 可得构件纯弯时的临界弯矩 $M_{cr} = i_0 \cdot \sqrt{N_{Ey} N_{\omega}}$ 。将 $i_0^2 = M_{cr}^2 / (E_{Ey} N_{\omega})$ 代入式 (3-4-44)，得：

$$\left(1 - \frac{N}{N_{Ey}}\right) \left(1 - \frac{N}{N_{\omega}}\right) - \left(\frac{M_x}{M_{cr}}\right)^2 = 0,$$

或
$$\left(1 - \frac{N}{N_{Ey}}\right) \left(1 - \frac{N}{N_{Ey}} \frac{N_{\omega}}{N_{Ey}}\right) - \left(\frac{M_x}{M_{cr}}\right)^2 = 0 \quad (3-4-46)$$

$N/N_{Ex} - N_{\omega}/N_{Ey} - M_x/M_{cr}$ 的关系曲线示于图 3-4-21。一般情况， $M_{\omega}/N_{Ey} \geq 1$ ；如近似取 $M_{\omega}/N_{Ey} = 1$ ，则得简单直线方程：

$$N/N_{Ey} + M_x/M_{cr} = 1 \quad (3-4-47)$$

上式是从双轴对称工形截面压弯构件弹性屈曲公式近似导得的，经分析，对弹塑性屈曲以及单轴对称截面构件也近似适用。一般情况 $N_{\omega} > N_{Ey}$ 时，偏于完全 (图 3-4-22)。

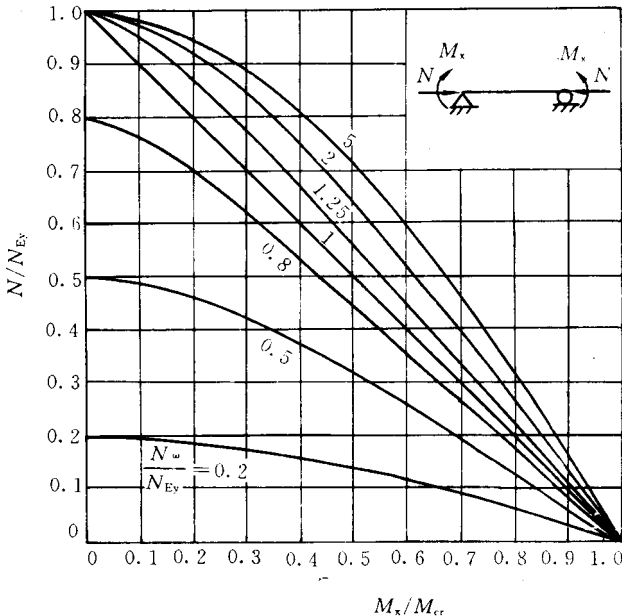


图 3-4-22 压弯构件在弯矩作用平面外弯扭屈曲的 $N/N_{Ey} - N_{\omega}/N_{Ey} - M_x/m_{cr}$ 关系曲线

将 N_{Ey} 和 M_{cr} 分别用 $\varphi_y f_y A$ 和 $\varphi_b f_y W_x$ 代替；并考虑其它荷载作用下弯矩图形不是矩形分布的情况，将 M_x 乘以等效弯矩系数 β_{tx} ；且用 f 代替 f_y ；则式 (3-4-47) 为：

$$\frac{N}{\varphi_y A} + \frac{\beta_{tx} M_x}{\varphi_b W_x} \leq f \quad (3-4-48)$$

此即规范 GBJ 17-88 采用的单向压弯构件在弯矩作用平面外稳定计算公式。

上式中 φ_y 为弯矩作用平面外的轴心受压构件稳定系数； φ_b 为均匀弯曲的受弯构件整体稳定系数，对工形和 T 形截面，当 $\lambda \leq 120 \sqrt{235/f_y}$ 时，可按近似公式 (3-3-58) ~ (3-3-63) 确定，对箱形截面可取 $\varphi_b = 1.4$ ； M_x 为所计算构件段范围内最大弯矩设计值； β_{tx} 为等效弯矩系数，应按下列规定采用：

(1) 在弯矩作用平面外有支承的构件，应根据两相邻支承点间构件段内的荷载和内力情况确定：

① 所考虑构件段无横向荷载作用时： $\beta_{tx} = 0.65 + 0.35M_2/M_1$ ，取 ≥ 0.4 。 M_1 和 M_2 是在弯矩作用平面内的端弯矩，取值时考虑弯矩的正负符号，并 $|M_1| \geq |M_2|$ 。

② 所考虑构件段内有端弯矩和横向荷载同时作用时：构件段内为同号弯矩时， $\beta_{tx} = 1$ ；有正负弯矩时， $\beta_{tx} = 0.85$ 。

③ 所考虑构件段内无端弯矩但有横向荷载作用时： $\beta_{tx} = 1$ 。

(2) 悬臂构件， $\beta_{tx} = 1$ 。

工形截面受弯构件整体稳定系数 φ_b 的计算式是以纯弯曲求得的 $\varphi_b = M_{cr}/(W f_y)$ 为基础，考虑到荷载形式、作用位置和侧向支承情况等，引入一个等效弯矩系数 β_b ，其值绝大多数情况均大于 1。这里 β_{tx} 实际是 β_b 的倒数（为与弯矩作用平面内稳定计算式形式一致），多数应小于 1；但考虑到最大弯矩 M_x 未考虑由于二阶效应增大的因素，为计算简便，多数情况都取 $\beta_{tx} = 1$ 。

如考虑轴心压力对弯矩的增大影响，在式 (3-4-48) 左边第二项应近似以 $M_x/(1 - N/N_{Ex})$ 代替 M_x 。

计算例题见下节。

第六节 实腹式双向压弯构件的稳定计算

双向压弯构件是指弯矩作用在截面两个主平面内的压弯构件。双向压弯构件失稳属空间失稳形式，理论计算比较复杂，尤其是钢材进入弹塑性阶段，目前常用数值法分析求解。在第五节三已经提及了考虑压弯构件在两个主轴方向的初弯曲、初扭转角等几何缺陷以及残余应力求解压弯构件稳定极限承载力。因为构件在屈曲前在两方向均已存在弯曲和扭转变形，从屈曲性质看属极值问题。为了设计应用方便，并与单向压弯构件计算衔接，多采用相关公式表达形式来计算，即近似地采用包括 N 、 M_x 和 M_y 三项简单叠加的公式。如规范 GBJ 17-88 规定：弯矩作用在两个主平面内的双轴对称实腹式工形和箱形截面的压弯构件，其稳定性应按下列公式计算：

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{1x} (1 - 0.8N/N_{Ex})} + \frac{\beta_{1y} M_y}{\varphi_{1y} W_{1y}} \leq f \quad (3-4-49)$$

$$\frac{N}{\varphi_y A} + \frac{\beta_{1x} M_x}{\varphi_{bx} W_{1x}} + \frac{\beta_{1y} M_y}{\gamma_y W_{1y} (1 - 0.8N/N_{Ey})} \leq f \quad (3-4-50)$$

上两式是计算弯矩作用平面内稳定性两项相关公式(3-4-42)和计算弯矩作用平面外稳定性两项相关公式(3-4-48)综合而成的三项相关式。式中符号意义同前, x 和 y 下标分别指绕 x 和 y 轴, 分别按前面采用。其中 φ_{bx} 和 φ_{by} 对工形截面一般以 x 为强轴, φ_{bx} 可取 1.0 (认为 M_y 不会引起绕强轴发生侧扭屈曲)。对箱形截面, 可取 $\varphi_{bx} = \varphi_{by} = 1.4$ 。这些线性相关公式是偏于安全的。

例题 某压弯构件的简图、截面尺寸、受力和侧向支承情况如图 3-4-23 所示, 试验算所用截面是否满足强度、刚度和整体稳定要求。钢材为 Q235-A (3 号钢), 翼缘为焰切边; 构件承受静力荷载设计值 (标准值) $F = 100\text{kN}$ ($F_k = 75\text{kN}$) 和 $N = 900\text{kN}$ ($N_k = 700\text{kN}$); 容许挠度 $[v] = l/300$ 。

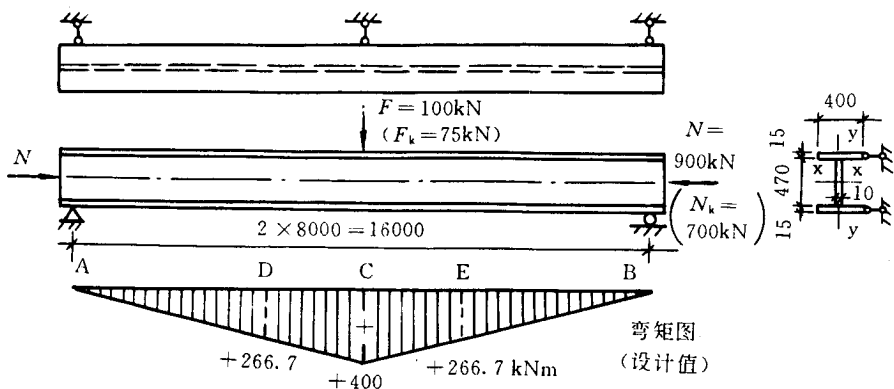


图 3-4-23

[解]

(1) 求内力 (设计值):

最大弯矩 $M_x = Fl/A = 100 \times 16/4 = 400\text{kNm}$, 轴心力 $N = 900\text{kN}$

(2) 截面特性和长细比: $l_{ox} = 16\text{m}$, $l_{oy} = 8\text{m}$

$$A = 470 \times 10 + 2 \times 400 \times 15 = 16700\text{mm}^2$$

$$I_x = (400 \times 500^3 - 390 \times 470^3) / 12 = 792.4 \times 10^6\text{mm}^4$$

$$W_x = 792.4 \times 10^6 / 250 = 3.170 \times 10^6\text{mm}^3$$

$$i_x = \sqrt{792.4 \times 10^6 / 16700} = 217.8\text{mm}, \lambda_x = 16000 / 217.8 = 73.5 < [\lambda] = 150$$

$$I_y = (2 \times 15 \times 400^3 + 470 \times 10^3) / 12 = 160.0 \times 10^6\text{mm}^4$$

$$i_y = \sqrt{160.0 \times 10^6 / 16700} = 97.9\text{mm}, \lambda_y = 8000 / 97.9 = 81.7 < [\lambda] = 150$$

(3) 强度验算: $\gamma_x = 1.05$

$$N/A_n + M_x / (\gamma_x W_{nx}) = 900 \times 10^3 / 16700 + 400 \times 10^6 / (1.05 \times 3.170 \times 10^6)$$

$$= 53.9 + 120.2 = 174.1 \text{ N/mm}^2 < f = 215 \text{ N/mm}^2, \text{ 满足。}$$

(4) 刚度验算: λ_x 和 λ_y 均 $< [\lambda] = 150$

$$N_{Ex} = \pi^2 EA / \lambda_x^2 = \pi^2 \times 206 \times 10^3 \times 16700 / 73.5^2 = 6285 \times 10^3 \text{ N} = 6285 \text{ kN}$$

$$v_{\max} = \frac{F_k l^3}{48EI_x} \frac{1}{1 - N_k / N_{Ex}} = \frac{75 \times 10^3 \times 16000^3}{48 \times 206 \times 10^3 \times 792.4 \times 10^6 (1 - 700/6285)}$$

$$= 44.1 \text{ mm} < [v] = 16000/300 = 53.5 \text{ mm}, \text{ 满足。}$$

(5) 在弯矩作用平面内的稳定性验算:

$$\lambda_x = 73.5, \varphi_x = 0.729 \text{ (b 类截面)}, \gamma_x = 1.05$$

$$\beta_{\max} = 1 - 0.2N/N_{Ex} = 1 - 0.2 \times 900/6285 = 0.971$$

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{\max} M_x}{\gamma_x W_x (1 - 0.8N/N_{Ex})} = \frac{900 \times 10^3}{0.729 \times 16700} + \frac{0.971 \times 400 \times 10^6}{1.05 \times 3.170 \times 10^6 (1 - 0.8 \times 900/6285)}$$

$$= 73.9 + 131.8 = 205.7 \text{ N/mm}^2 < f = 215 \text{ N/mm}^2$$

(6) 在弯矩作用平面外的稳定性验算:

$$\lambda_y = 81.7, \varphi_y = 0.677 \text{ (b 类截面)}$$

$\therefore \lambda_y < 120$, 可用近似公式 (6-58) 计算 φ_b :

$$\varphi_b (\varphi'_b) = 1.07 - \lambda_y^2 / 44000 = 1.07 - 81.7^2 / 44000 = 0.918$$

AC 段 (或 CB 段) 两端弯矩为 $M_1 = 400 \text{ kNm}$, $M_2 = 0$, 段内无横向荷载:

$$\beta_{1x} = 0.65 + 0.35M_2/M_1 = 0.65$$

$$\frac{N}{\varphi_y A} + \frac{\beta_{1x} M_x}{\varphi_b W_x} = \frac{900 \times 10^3}{0.677 \times 16700} + \frac{0.65 \times 400 \times 10^6}{0.918 \times 3.170 \times 10^6}$$

$$= 79.6 + 89.3 = 168.9 \text{ N/mm}^2 < f = 215 \text{ N/mm}^2$$

讨论: 本例题中若中间侧向支承点由中央一个改为两个 (各在 $l/3$ 点即 D 和 E 点), 则 $\lambda_y = (16000/3) / 97.9 = 54.5$, $\varphi_y = 0.836$, $\varphi_b (\varphi'_b) = 1.07 - 54.5^2 / 44000 = 1.002$ 取 1。在弯矩作用平面外稳定性应验算跨中 $l/3$ 段即 DE 段 (图 3-4-23 下图), 该段最大弯矩 $M_x = 400 \text{ kNm}$, 该段内有端弯矩 (D、E 点弯矩均为 266.7 kNm) 和横向荷载同时作用, 全段同号弯矩, 故取 $\beta_{1x} = 1$:

$$\frac{N}{\varphi_y A} + \frac{\beta_{1x} M_x}{\varphi_b W_x} = \frac{900 \times 10^3}{0.836 \times 16700} + \frac{1 \times 400 \times 10^6}{1 \times 3.170 \times 10^6}$$

$$= 64.5 + 126.2 = 190.7 \text{ N/mm}^2 < f = 215 \text{ N/mm}^2 \text{ (但 } > 168.9 \text{ N/mm}^2 \text{)}$$

在此例题中, 两个中间侧向支承点反而不如一个有利。

第七节 实腹式压弯构件的局部稳定

实腹式压弯构件中组成截面的板件与轴心受压构件和受弯构件的板件相似, 在均匀压应力 (如受压翼缘, 均匀或近似均匀受压), 或不均匀压应力和剪应力 (如腹板) 作用下, 当应力达到一定大小时, 可能偏离其平面位置, 发生波状凸曲, 即板件发生屈

曲,对构件来讲称为局部屈曲,也称丧失局部稳定性。压弯构件的局部稳定性常采用限制板件宽(高)厚比的办法来加以保证。

一、压弯构件翼缘的宽厚比限值

工形和箱形截面压弯构件的最大受压翼缘主要是承受正应力,剪应力很小,可忽略不计。长细比较大,且承受 N 为主时,最大压应力可能低于 f_y ;长细比较小或承受 M 为主时,其值可能较大,常达到 f_y ,甚至进入塑性区。当考虑截面部分塑性发展时,受压翼缘全部形成塑性区。可见压弯构件翼缘的应力状态与轴心受压或受弯构件的受压翼缘基本相同,其翼缘在均匀压应力下丧失稳定也和这种构件一样。钢结构设计规范 GBJ 17-88 对压弯构件受压翼缘规定的宽厚比限值如下:

(1) 工形和 T 形截面压弯构件受压翼缘自由外伸宽度 b' 与其厚度 t 之比应满足下式要求:

$$b'/t \leq 15 \sqrt{235/f_y}, \text{ 或 } 13 \sqrt{235/f_y} \text{ (当考虑截面部分塑性发展时)} \quad (3-4-51)$$

上式规定与受弯构件受压翼缘的 b'/t 限值相同,但未体现轴心压力 N 的影响,且当 $M=0$ 时与轴心受压构件的 b'/t 限值不一致。为此,可参考下列建议采用:(a) 当构件设计考虑截面部分塑性发展时:按上式取 $b'/t \leq 13 \sqrt{235/f_y}$,即偏严均按受弯构件取用;(b) 当构件按弹性设计即取 $\gamma_x = 1$ 时:当构件长细比 $\lambda_x \leq 30$ 时,取 $b'/t \leq 13 \sqrt{235/f_y}$;当 $\lambda_x = 30 \sim 50$ 时,取 $b'/t \leq (10 + 0.1\lambda_x) \sqrt{235/f_y}$ (以上均偏严按轴心受压构件取用);当 $\lambda_x \geq 50$ 时,按式(3-4-51)取 $b'/t \leq 15 \sqrt{235/f_y}$ 。这样与轴心受压构件和受弯构件都比较协调。

(2) 箱形截面压弯构件受压翼缘在两腹板之间的宽度 b_0 与其厚度 t 之比应满足下式要求:

$$b_0/t \leq 40 \sqrt{235/f_y} \quad (3-4-52)$$

二、压弯构件腹板的高厚比限值

压弯构件腹板除承受不均匀压应力外还有剪应力,不均匀压应力可能是弹性状态(图 3-4-24a),也可能是弹塑性状态(图 3-4-24b),因此其稳定性计算比较复杂。

腹板的稳定问题与其压应力的不均匀分布的梯度 $\alpha_0 = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) / \sigma_{\max}$ (σ_{\min} 为拉应力时取负值)有关, $\alpha_0 = 0$ 表示均匀受压, $\alpha_0 = 1$ 表示三角形分布受压, $\alpha = 2$ 表示纯弯曲。腹板的剪应力可认为是均匀分布。

四边简支板在不均匀正应力 σ (σ_{\max}) 和平均剪应力共同作用下的弹性屈曲应力可用下列相关公式表达:

$$\left(\frac{\alpha_0}{2}\right)^5 \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{\alpha_0}{2}\right)^5\right] \frac{\sigma}{\sigma_0} + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2 = 1 \quad (3-4-53)$$

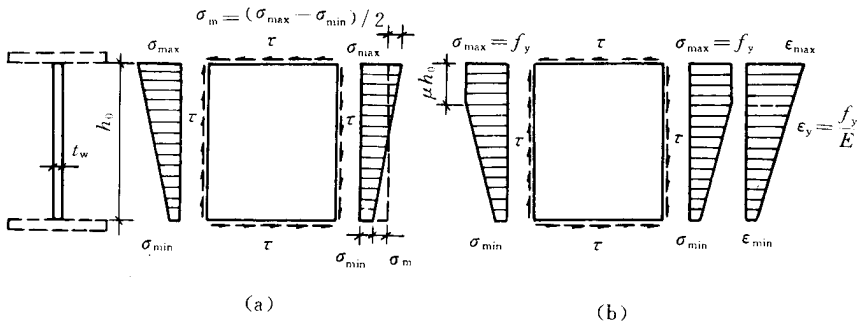


图 3-4-24 压弯构件腹板的局部稳定

式中： σ_0 和 τ_0 分别为腹板受 σ 和 τ 单独作用时的临界应力。

当 $\alpha_0 = 2$ 时，式(3-4-53)变成 $(\sigma/\sigma_0)^2 + (\tau/\tau_0)^2 = 1$ ，即腹板在弯曲应力 σ 和平均剪应力 τ 共同作用下的稳定相关公式。

一般情况， τ 可近似取 $\tau = 0.3\sigma_m$ (σ_m 为弯曲压应力，见图3-4-24a) $= 0.3(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})/2 = 0.15\alpha_0\sigma_{\max}$ 。这样，可求出 σ 和 τ 共同作用下腹板弹性屈曲时的临界压应力：

$$\sigma_{cr} = \beta_e \frac{\pi^2 E t_w^2}{12(1-\nu^2) h_0^2} \quad (3-4-54)$$

式中弹性稳定系数 β_e 与 α_0 有关。

实际压弯构件通常多在截面受压较大的一侧发展一定深度的塑性变形，其深度与应变梯度(图3-4-24b)和长细比有关。腹板的这种弹塑性屈曲的临界压应力可写成：

$$\sigma_{cr} = \beta_p \frac{\pi^2 E t_w^2}{12(1-\nu^2) h_0^2} \quad (3-4-55)$$

式中 β_p 为弹塑性稳定系数，其值与最大受压边缘割线模量 E_s 以及应变梯度等因素有关。规范GBJ 17-88取塑性区深度 $\mu h_0 = h_0/4$ ；并为了避免求应变梯度，可把构件仍看作弹性体，求出应力梯度 α_0 。这样，根据 α_0 和假定的 $\mu = 1/4$ 可对应求出 E_s/E 和 β_p 值。求出 β_p 后，代入式(3-4-55)并使 $\sigma_{cr} = f_y$ ，则可得 h_0/t_w 限值与 α_0 关系的理论曲线(图3-4-25点划线)。此关系可近似用折线(见图3-4-25相应于 $\lambda_x = 50$ 的折线)来表示：

$$\left. \begin{aligned} \text{当 } 0 \leq \alpha_0 < 1.6 \text{ 时,} & \quad h_0/t_w = 16\alpha_0 + 50 \\ \text{当 } 1.6 < \alpha_0 \leq 2.0 \text{ 时,} & \quad h_0/t_w = 48\alpha_0 - 1.2 \end{aligned} \right\} \quad (3-4-56)$$

弯矩作用平面内长细比 λ_x 较小的压弯构件，整体屈曲时截面塑性发展深度 μh_0 可能超过 $h_0/4$ ； λ_x 较大的构件， μh_0 可能达不到 $h_0/4$ ，甚至腹板最大受压边缘还没有屈服。因此 h_0/t_w 限值应随 λ_x 的增大而适当放大。并且当 $\alpha_0 = 0$ 时 h_0/t_w 限值应与轴心受压构件的 h_0/t_w 限值协调一致；而当 $\alpha_0 = 2$ 时应与受弯构件的 h_0/t_w 要求一致。因此，规范GBJ 17-88规定，工形截面压弯构件腹板的 h_0/t_w 应符合：

$$\left. \begin{aligned} \text{当 } 0 \leq \alpha_0 < 1.6 \text{ 时,} & \quad h_0/t_w \leq (16\alpha_0 + 0.5\lambda_x + 25) \sqrt{235/f_y} \\ \text{当 } 1.6 < \alpha_0 \leq 2.0 \text{ 时,} & \quad h_0/t_w \leq (48\alpha_0 + 0.5\lambda_x - 26.2) \sqrt{235/f_y} \end{aligned} \right\} \quad (3-4-57)$$

式中 λ_x 为构件在弯矩作用平面内的长细比，当 $\lambda_x < 30$ 时取 $\lambda_x = 30$ ；当 $\lambda_x > 100$ 时取 $\lambda_x = 100$ 。

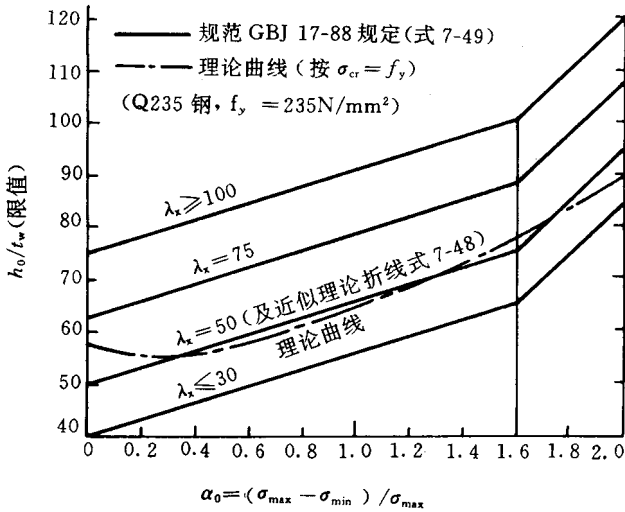


图 3-4-25 工形截面压弯构件腹板 h_0/t_w 限值 - $\alpha_0 - \lambda_x$ 曲线

上式规范规定的 h_0/t_w 限值 - $\alpha_0 - \lambda_x$ 关系用折线示于图 3-4-25 各实线。由图可见，根据使 $\sigma_{cr} = f_y$ 推导而得的 h_0/t_w 限值 - α_0 关系的理论曲线（图 3-4-25 点划线）与规范规定用于 $\lambda_x = 50$ 的 h_0/t_w 限值 - α_0 关系折线一致。当 $\lambda_x > 50$ 时，限值放宽；当 $\lambda_x < 50$ 时，限值更严。这是根据上段所述理由，并且 h_0/t_w 限值随 λ_x 而放宽或更严的关系与轴心受压构件腹板 h_0/t_w 限值公式协调一致。有的与点划线偏离较远。

箱形截面压弯构件腹板的受力情况与工形截面的腹板一样，但考虑到两块腹板的受力状况可能有差别，腹板的嵌固条件不如工形截面，规范 GBJ 17-88 规定，箱形截面压弯构件腹板的 h_0/t_w 不应超过公式（3-4-57）右边乘以 0.8 后的值，取 $\geq 40 \sqrt{235/f_y}$ 。

T 形截面压弯构件腹板高厚比限制规定得比较简单。当 α_0 较小时，应力分布比较均匀，近似按翼缘取值，即当 $\alpha_0 \leq 1.0$ 时，不应超过 $15 \sqrt{235/f_y}$ ；当 $\lambda_x > 1.0$ 时，应力分布对稳定有利，高厚比可适当提高，规范放宽到 $18 \sqrt{235/f_y}$ 。

第八节 压弯构件的计算长度

一、单根压弯构件的计算长度

对于单根的压弯构件的计算长度，目前钢结构设计规范中是忽略其弯矩的影响，近

似地按照轴心受压构件计算长度的确定方法。根据其端部的约束条件按弹性稳定理论确定。

$$\text{即：} \quad l_0 = \mu \cdot l \quad (3-4-58)$$

式中 l ——为构件的几何长度；

μ ——为计算长度系数，取值方法同轴心受压构件。

二、等截面框架柱在框架平面内的计算长度

框架柱也属于压弯构件，其计算长度的确定方法要比单根压弯构件复杂，因为框架柱是整个框架的一部分。每一框架柱的屈曲和变形都会受到其他框架梁、柱的制约，同时也影响其它框架梁、柱产生相应的变形，所以框架柱在框架平面内的计算长度要通过整个框架的稳定分析来确定。

框架柱在框架平面内失稳，分为有侧移和无侧移两种失稳形式（图 3-4-26），无侧移失稳的框架，其承载能力比具有相同尺寸和连接条件的有侧移框架失稳的承载能力大很多。对于没有防止侧移的有效措施的框架，都按有侧移情况决定，以确保安全。

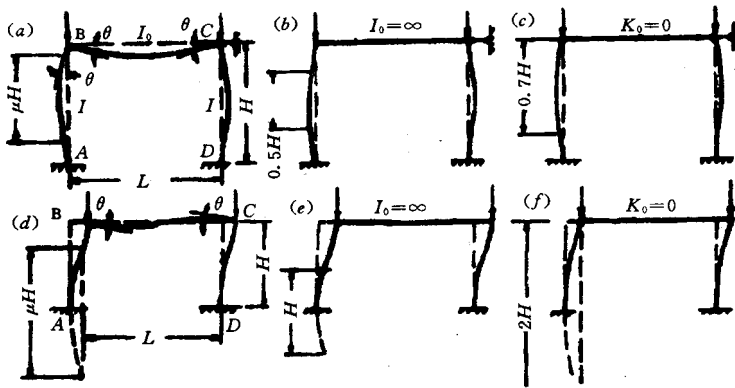


图 3-4-26 单层单跨框架失稳形式

在确定框架柱的临界荷载和计算长度时，为简化计算通常假定：(1) 框架只承受作用于节点的竖向荷载；而忽略横向水平荷载和水平荷载产生的端弯矩的影响；(2) 整个框架同时失稳；(3) 变形是在弹性的小变形范围内；(4) 失稳时无侧移框架横梁两端转角大小相等，方向相反（图 3-4-26a）；有侧移框架横梁两端转角大小相等，方向相同（图 3-4-26d）；(5) 对于多层多跨框架的框架柱失稳时，相交于同一节点的横梁对柱子所提供的约束弯矩按上下两柱的线刚度之比分配给柱子。

经分析得到框架柱计算长度：

$$H_0 = \mu H \quad (3-4-59)$$

式中： H ——为框架几何长度；

μ ——为计算长度系数；由参数 K_1 ， K_2 确定。

参数 K_1 是框架柱上端节点处相交的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值 $K_1 = \Sigma i_l / \Sigma i_z$ (横梁线刚度 $i_l = I_l E / L$, 柱线刚度 $i_z = I_z E / H$), 参数 K_2 是框架柱下端节点处相交的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值 $K_2 = \Sigma i_l' / \Sigma i_z$ 当柱与横梁铰接时, 取 $K_1 = 0$; $K_1 > 20$ 时取 $K_1 = \infty$; 当底层柱与基础铰接时取 $K_2 = 0$, 刚接时取 $K_2 = \infty$ 。

三、单层单阶变截面框架柱的计算长度

单层厂房框架柱, 在承受吊车荷载的作用下, 从经济角度考虑, 常采用单阶变截面柱, 由于单层框架在框架平面内无法设置防止框架侧移的支撑, 所以一般属于有侧移框架, 框架柱与基础一般为刚接。横梁与柱可以是铰接 (图 3-4-27a 取 $I_l = 0$), 也可以是刚接 (图 3-4-27b 取 $I_l = \infty$) 其失稳形式如图 3-4-27c、d。

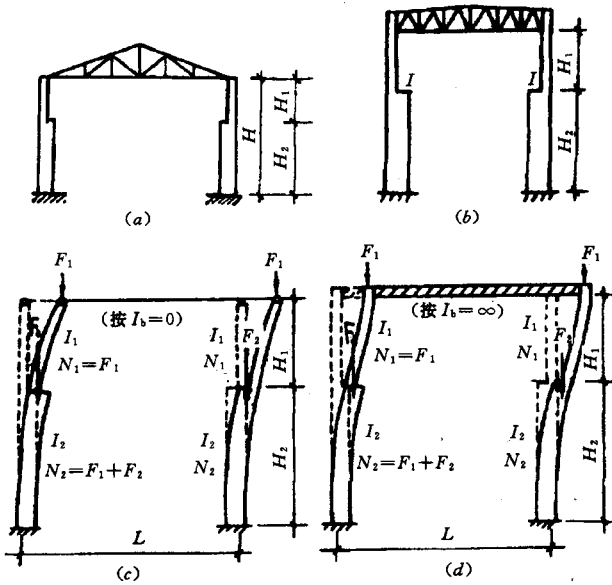


图 3-4-27 单层单跨框架变截面柱失稳形式

阶形柱的计算长度按有侧移屈曲条件确定, 上、下段柱的计算长度分别为:

$$H_{01} = \mu_1 H_1 \quad (\text{上段柱}) \quad (3-4-60)$$

$$H_{02} = \mu_2 H_2 \quad (\text{下段柱}) \quad (3-4-61)$$

下段柱的计算长度系数 μ_2 可以根据参数 $\eta_1 = \frac{H_1}{H_2} \sqrt{\frac{N_1 I_2}{N_2 I_1}}$ 和参数 $K_1 = \frac{I_1 H_2}{I_2 H_1}$ 以及上段约束情况。

上段柱的计算长度系数 $\mu_1 = \mu_2 / \eta_1$ 。

考虑到厂房结构的空间作用, 规范根据厂房的特性, 对各种类型厂房柱的计算长度

作不同程度的折减，折减系数为 0.7~0.9。具体应用时可查规范的有关规定。

第九节 框架柱与梁和基础的连接

框架柱是压弯构件，一般情况下与梁和基础的连接采用刚性连接，这样才能有效地传递弯矩，剪力和轴力。连接构造的基本要求是：传力明确、安全可靠、方便施工、经济合理，且具有足够的刚度。

一、框架柱与梁的刚性连接

框架柱与梁的刚性连接可采用焊接或高强螺栓连接方法。

图 3-4-28 是两种构造比较简单的连接方案，图 3-4-28a 是工字型多层框架柱与梁的全焊接刚性连接，梁翼缘与柱翼缘采用坡口焊接，以传递弯矩产生的拉力和压力 ($F = M/h$, M 为梁端弯矩, h 为梁高); 梁腹板与柱翼缘采用角焊缝，以传递剪力。为了设置焊接垫板和施工方便，梁腹板上、下端预留弧形切口。图 3-4-28b 是栓焊混合连接，梁翼缘与柱焊接，梁腹板通过连接板(角钢)用高强螺栓与柱连接来传递弯矩和剪力。栓焊混合连接比全焊接安装要方便。

由于梁端弯矩使梁上、下翼缘分别对柱产生拉力和压力，因此在梁柱连接区段内的柱腹板宜设置横向加劲肋(图 3-4-28)加强柱腹板。

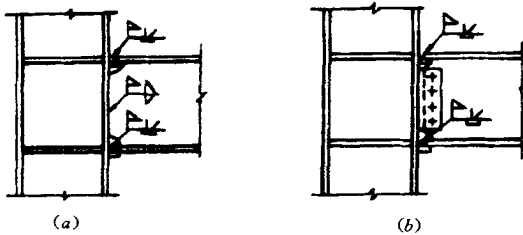


图 3-4-28 框架梁与柱刚性连接构造

对于单层和多层框架的角隅节点(图 3-4-29a)，梁柱连接区段内的腹板受剪力较大，也宜采用加劲措施(图 3-4-29b、c)。

二、柱与基础的刚性连接

框架柱与基础的刚性连接也叫刚性柱脚，可以分为整体式和分离式两大类。一般对于实腹式柱和二分肢间距小于 1.5m 的格构式柱常采用整体式柱脚。分肢间距较大的格构式柱常采用分离式柱脚。

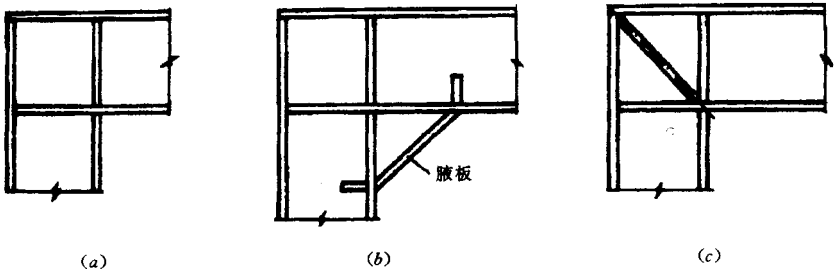


图 3-4-29 梁、柱角隅节点加劲措施

(一) 整体式柱脚

图 3-4-30a 是一种比较典型的整体式柱脚的构造方案。由底板、靴梁、隔板、锚栓和锚栓支承托等构成。

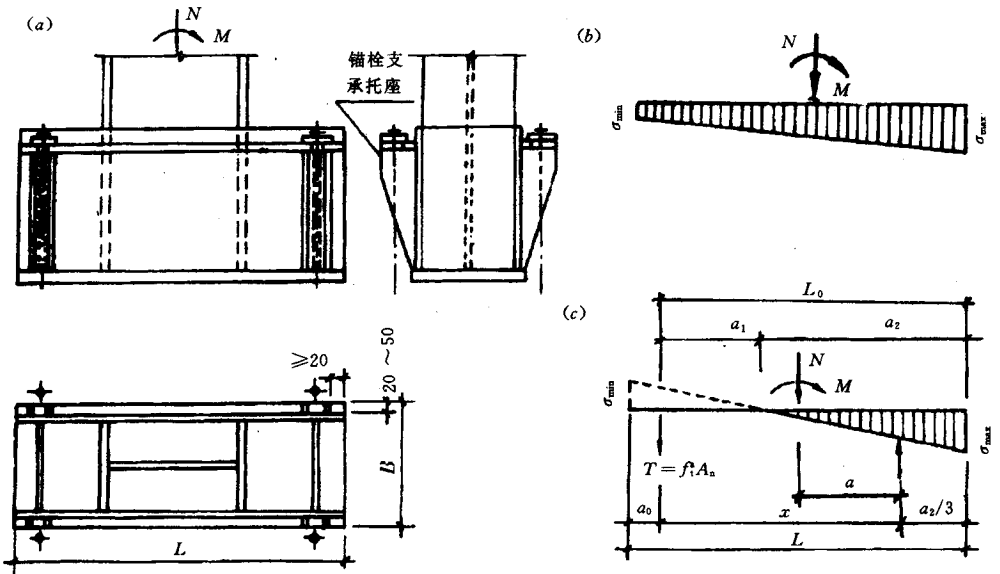


图 3-4-30 整体式柱脚

一般情况，由于柱身压力较大，剪力可由底板和基础之间的摩擦力来平衡，不必计算。柱身的压力和弯矩通过柱与靴梁的竖向连接焊缝先传给靴梁，然后再通过靴梁与底板的水平连接焊缝经底板传给基础，隔板的作用是划小底板的计算单元，使底板承受的弯矩减小，同时还可以增加靴梁的侧向刚度。由于弯矩的存在使底板和靴梁受不均匀压力，当弯矩较大时，还可能产生拉力，由于混凝土抗拉强度较低，所以，锚栓不仅起固定底板的作用，还要承担全部拉力。锚栓支承托由肋板和顶板组成用以支承锚栓。

整体式柱脚设计包括（由于柱脚的受力比较复杂，下面计算是简化近似计算）

（1）底板面积计算：

假设底板与基础接触面应力按直线分布（图 3-4-30b、c），根据弹性工作条件：

$$\sigma_{\max} = N / (BL) + 6M / (BL^2) \leq f_{ce} \quad (3-4-62)$$

式中：N 和 M——分别为基础承受的轴心压力和弯矩设计值（应取使底板产生最大压应力的内力组合）；

B 和 L——分别为底板的宽度和长度；

f_{ce} ——为混凝土抗压强度设计值。

计算时应先根据构造要求（底板悬伸部分 $c = 20 \sim 30\text{mm}$ ）确定底板宽度 B，再根据式（3-4-62）求底板长度 L，然后根据实际选用的 B 和 L 计算出最大和最小应力：

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N}{BL} \pm \frac{6M}{BL^2} \\ \sigma_{\min} & \end{aligned} \quad (3-4-63)$$

（2）锚栓计算：

一般情况柱脚每边各设置 2~4 个直径为 30~75mm 的锚栓。若 $\sigma_{\min} \geq 0$ ，说明底板全部受压（图 3-4-30b），锚栓按构造设置，若 $\sigma_{\min} < 0$ ，说明底板部分受压，锚栓承担全部拉力（图 3-4-30c），应按计算设置锚栓。根据力矩平衡条件，得到锚栓所受拉力：

$$T = (M - N \cdot a) / x \quad (3-4-64)$$

锚栓所需总有效截面面积：

$$A_n = T / f_a \quad (3-4-65)$$

式中 f_a ——为锚栓抗拉强度设计值；

M 和 N——分别为基础承受的轴心压力和弯矩设计值（应取使锚栓产生最大拉力的内力组合）； $a = L/2 - a_2/3$ $x = L_0 - a_2/3$ $a_2 = \sigma_{\max} / (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \cdot L$

（3）底板厚度和柱脚等其它部分设计：

底板厚度和柱脚等其它部分的设计与轴心受压柱的柱脚相仿，只是由于底板下压应力为不均匀分布，在计算各区格底板弯矩时，可偏于安全地取该区格最大压应力按均匀分布计算，并且底板厚度不宜小于 20mm。靴梁按悬臂筒支梁计算，隔板按筒支梁计算，靴梁和底板上的不均匀应力分布也偏于安全地取计算区段内较大压应力，然后按均匀分布计算。锚栓的拉力作用于锚栓托座上，托座顶板按构造设置（厚 20~40mm）钢板或 L160×100×10 以上角钢，托座肋板按悬臂梁计算。

（二）分离式柱脚

分离式柱脚是分别在格构式柱每个分肢的端部设置一独立柱脚（图 3-4-31），每个独立柱脚应根据分肢可能产生的最大压力按轴心受压柱的柱脚设计，而锚栓可根据分肢可能产生的最大拉力设计。为了保证运输和安装时柱脚的整体刚度，还应将两分肢的独立柱脚用角钢联系在一起。

【例题】 设计一整体式柱脚，已知柱身为焊接工字型截面，翼缘采用 -400×

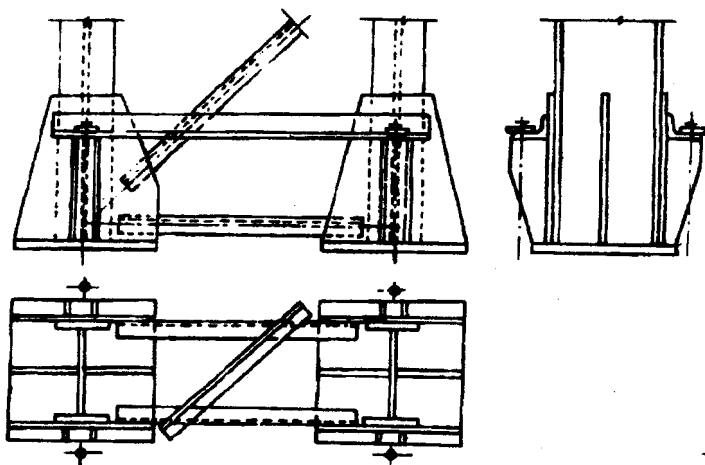


图 3-4-31 分离式柱脚

200mm 钢板，腹板采用 560×10mm 钢板，柱脚底板和锚栓的最不利内力设计值组合为 $N = 1300\text{kN}$ ， $M = 700\text{kN}\cdot\text{m}$ ，采用 C20 混凝土，Q235A·F 钢，E43 型焊条。

【解】 采用带靴梁和隔板的整体式柱脚如图 3-4-32 所示。

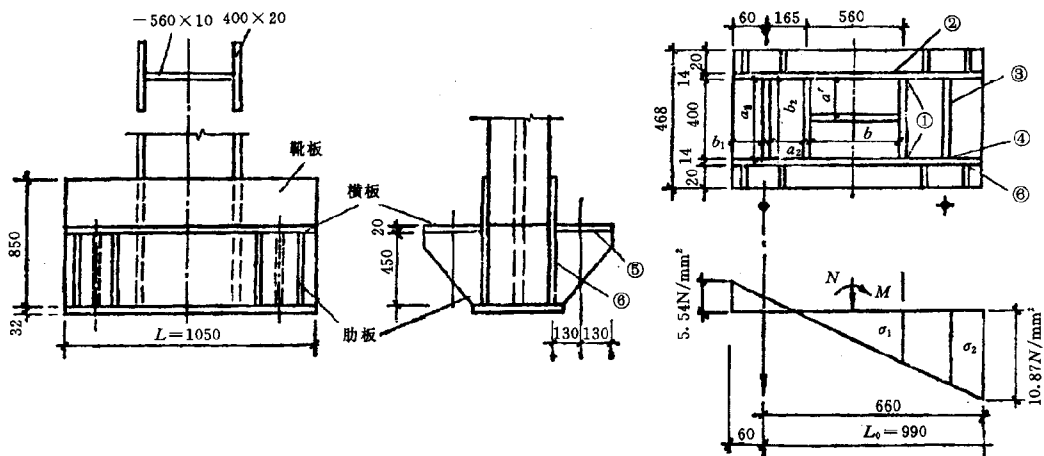


图 3-4-32

(1) 底板面积计算：

取靴梁厚 $t_b = 14\text{mm}$ ，底板悬臂长 $c = 20\text{mm}$ ，柱宽 $b = 400\text{mm}$ ，则底板宽 $B = b + 2t_b + 2c = 400 + 2 \times 14 + 2 \times 20 = 468\text{mm}$ 。

根据 $\sigma_{\max} = N / (BL) + 6M / (BL^2) \leq f_{ce}$

即： $1300 \times 10^3 / (468L) + 6 \times 700 \times 10^6 / (468 \times L^2) \leq 11$

解得： $L = 1038\text{mm}$ 实取 $B = 468\text{mm}$ ， $L = 1050\text{mm}$

实际应力：

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{BL} \pm \frac{6M}{BL^2} = \frac{1300 \times 10^3}{468 \times 1050} \pm \frac{6 \times 700 \times 10^6}{468 \times 1050^2} = \frac{10.87}{-5.54} \text{ N/mm}^2$$

(2) 锚栓计算：

由于 $\sigma_{\min} < 0$ ，说明锚栓承受全部拉力。

$$a_2 = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{10.87}{10.87 + 5.54} \times 1050 = 699 \text{ mm}$$

$$a = \frac{1}{2}L - \frac{1}{3}a_2 = \frac{1050}{2} - \frac{699}{3} = 292 \text{ mm}$$

$$x = L_0 - a_2/3 = (1050 - 60) - 699/3 = 757 \text{ mm}$$

$$\text{拉力 } T = (M - N \cdot a) / x = (700 \times 10^6 - 1300 \times 10^3 \times 292) / 757 = 423250 \text{ N}$$

所需受拉锚栓有效截面面积为：

$$A_n = T/f_a^t = 423250/140 = 3023 \text{ mm}^2$$

查表应在柱脚两侧各设置 2 ϕ 52 锚栓，其有效截面面积 $A_n = 3516 \text{ mm}^2$ ，符合要求。

(3) 底板厚度计算：

取底板每一区格最大压应力按均匀分布计算。

$$\sigma_{\max} = 10.87 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_2 = (a_2 - a_0) / a_2 \cdot \sigma_{\max} = (699 - 60) / 699 \times 10.87 = 9.94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{a_2 - (L - h) / 2}{a_2} \sigma_{\max} = \frac{699 - (1050 - 600) / 2}{699} \times 10.87 = 7.37 \text{ N/mm}^2$$

区格①为三边简支一边自由板

按悬臂板计算：区格②为悬臂板：

$$b_1 / a_1 = 60 / 400 = 0.15 < 0.3 \text{ 按悬臂板计算：}$$

$$M = \sigma_{\max} b_1^2 / 2 = 10.87 \times 60^2 / 2 = 19566 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$$

$$\text{区格②为悬臂板：} M = \sigma_{\max} c^2 / 2 = 10.87 \times 20^2 / 2 = 2174 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$$

$$\text{区格③为四边简支板：} b' / a' = 560 / 195 = 2.9, a = 0.1178$$

$$M = a \sigma_1 (a^2) = 0.1178 \times 7.37 \times 195^2 = 33013 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$$

$$\text{区格④为四边简支板：} b_2 / a_2 = 400 / 165 = 2.4, a = 0.1109$$

$$M = \alpha \sigma_2 a_2^2 = 0.1109 \times 9.94 \times 165^2 = 30011 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$$

$$\text{底板最大弯矩：} M_{\max} = 33013 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}$$

$$\text{底板厚度：} t = \sqrt{6M_{\max} / f} = \sqrt{6 \times 33013 / 200} = 31.5 \text{ mm}，\text{取 } t = 32 \text{ mm}$$

(4) 靴梁计算（按双悬臂简支梁计算）

(a) 靴梁与柱身竖向焊缝①

$$N_1 = N/2 + M/h = 1300 \times 10^3 / 2 + 700 \times 10^6 / 600 = 1816667 \text{ N}$$

$$\text{取 } h_{f1} = 10 \text{ mm 则 } \sum l_{w1} = N_1 / (0.7 h_{f1} f_t^w) = 1816667 / (0.7 \times 10 \times 160) = 1622 \text{ mm}$$

$$\text{每根焊缝长为 } \sum l_{w1} / 2 + 10 = 821 \text{ mm 取 } 850 \text{ mm，即靴梁高 } h_b = 850 \text{ mm}$$

(b) 靴梁与底板水平焊缝②

按柱身外四条焊缝计算

$$h_{12} = \frac{\sigma_{\max} \times B \times 1}{4 \times 0.7 \times 1.22 \times f_f^v} = \frac{10.87 \times 468 \times 1}{4 \times 0.7 \times 1.22 \times 160} = 9.3\text{mm}$$

按柱身内两条焊缝计算

取
$$h_{12} = \frac{\sigma_1 \times B \times 1}{2 \times 0.7 \times 1.22 \times f_f^v} = \frac{7.37 \times 468 \times 1}{2 \times 0.7 \times 1.22 \times 160} = 12.6\text{mm}$$

$$h_{12} = 14\text{mm}$$

(c) 取靴梁强度验算

靴梁截面 $h_b \times t_b = 850 \times 14\text{mm}^2$

靴梁承受的剪力和弯矩取：

$$V = \frac{(\sigma_{\max} + \sigma_1)}{2} \times B \times \frac{(L-h)}{2} = \frac{(10.87 + 7.37)}{2} \times 468 \times \frac{(1050 - 600)}{2} = 960336\text{N}$$

$$M = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times B \times \frac{L-h}{2} \times \frac{L-h}{4} = 960336 \times \frac{(1050 - 600)}{4} = 108037800\text{N} \cdot \text{mm}$$

靴梁应力：
$$\sigma = \frac{6M}{t_b \cdot h_b^2} = \frac{6 \times 108037800}{14 \times 850^2} = 64\text{N/mm}^2 < f = 215\text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{1.5V}{t_b \cdot h_b} = \frac{1.5 \times 960336}{14 \times 850} = 121\text{N/mm}^2 < f_v = 125\text{N/mm}^2$$

靴梁符合要求

(5) 隔板计算（按简支梁计算）

取隔板长 $l = 400\text{mm}$ ，高 $h = 450\text{mm}$ ，厚 $t = 10\text{mm}$

$$q = \frac{60}{2} \sigma_{\max} + \frac{165}{2} \sigma_2 = \frac{60}{2} \times 10.87 + \frac{165}{2} \times 9.94 = 1146\text{N/mm}$$

$$V = ql/2 = 1146 \times 400/2 = 229200\text{N}$$

$$M = ql^2/8 = 1146 \times 400^2/8 = 22920000\text{N} \cdot \text{mm}$$

(a) 隔板与底板水平连接焊缝③

$$h_{13} = \frac{q}{1 \times 0.7 \times 1.22 \times f_f^v} = \frac{1146}{0.7 \times 1.22 \times 160} = 8.4\text{mm} \text{ 取 } 10\text{mm}$$

(b) 隔板与靴梁竖直连接焊缝④

$$h_{14} = \frac{V}{0.7 \times l_w \times f_f^v} = \frac{229200}{0.7 \times (450 - 10) \times 160} = 4.6\text{mm} \text{ 取 } 5\text{mm}$$

(c) 隔板强度验算

$$\sigma = \frac{6M}{th^2} = \frac{6 \times 22920000}{10 \times 450^2} = 68\text{N/mm}^2 < f = 215\text{N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{1.5V}{th} = \frac{1.5 \times 229200}{10 \times 450} = 76\text{N/mm}^2 < f_v = 125\text{N/mm}^2$$

隔板符合要求

(6) 肋板和顶板计算（肋板按悬臂梁计算）

按构造要求选取顶板厚 $t = 20\text{mm}$ ，取肋板厚 $t = 10\text{mm}$ ，高 $h = 450\text{mm}$ ，长 $l = 260\text{mm}$ ，每块肋板受力

$$V = T/4 = 423250/4 = 105813\text{N}$$

$$M = Nl/2 = 105813 \times 260/2 = 13755690\text{N}\cdot\text{mm}$$

(a) 肋板与顶板水平连接焊缝⑤

$$A_{15} = \frac{V}{0.7l_w \cdot 1.22f_f^w} = \frac{105813}{0.7 \times (260 - 10) \times 1.22 \times 160} = 3.1\text{mm} \text{ 取 } 5\text{mm}$$

(b) 肋板与靴梁竖向连接焊缝⑥

取 $h_{f6} = 5\text{mm}$

$$\tau_f = \frac{V}{0.7h_{f6} \cdot l_w} = \frac{105813}{0.7 \times 5 \times (450 - 10)} = 69\text{N}/\text{mm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{6M}{0.7h_{f6}l_w^2} = \frac{6 \times 13755690}{0.7 \times 5 \times (450 - 10)^2} = 121\text{N}/\text{mm}^2$$

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} = \sqrt{\left(\frac{121}{1.22}\right)^2 + 69^2} = 121\text{N}/\text{mm}^2 < f = 215\text{N}/\text{mm}^2$$

(c) 肋板强度验算

$$\sigma = \frac{6M}{th^2} = \frac{6 \times 13755690}{10 \times 450^2} = 41\text{N}/\text{mm}^2 < f = 215\text{N}/\text{mm}^2$$

$$\tau = \frac{1.5V}{th} = \frac{1.5 \times 105813}{10 \times 450} = 35\text{N}/\text{mm}^2 < f_v = 215\text{N}/\text{mm}^2$$

肋板符合要求。

第五章 桁架、单层刚架与拱

第一节 桁 架

一、桁架的用途和结构组成

桁架是由杆件组成的几何不变体，既可作为独立的结构，又可作为结构体系的一个单元发挥承载作用。广义的桁架所对应的工程范围很广，例如简支或连续支承的竖向桁架可用于桥梁、屋架（图 3-5-1a），水平放置的桁架可用于工业厂房中的吊车制动系统、墙面抗风支承（图 3-5-1b），输电塔、微波塔、缀条柱等则是直立的悬臂式桁架（图 3-5-1c）。前两类桁架可看作是空腹的抗弯构件，本节主要介绍这两类桁架。后一类桁架，或作为塔式结构处理，或作为格构式柱按空腹式受压或压弯构件处理。

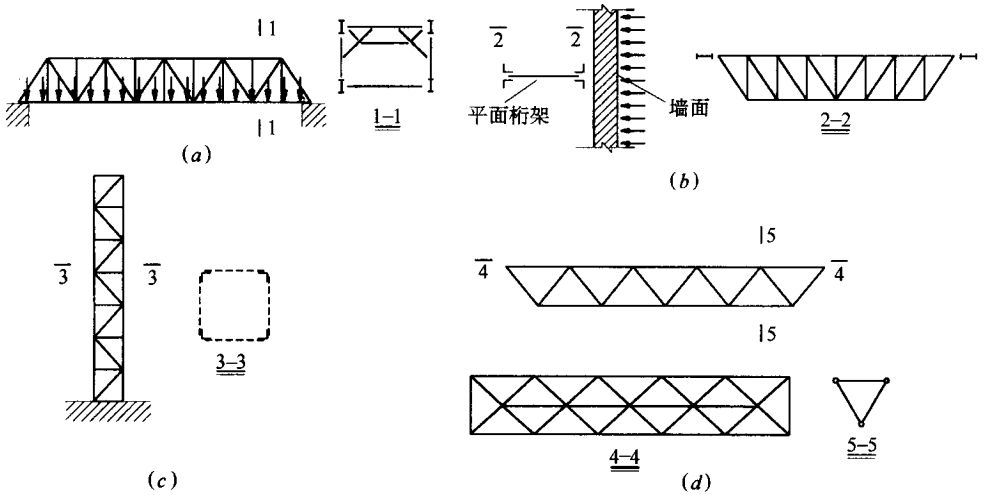


图 3-5-1 桁架结构

(a) 纵向桁架；(b) 水平桁架；(c) 竖向悬臂桁架；(d) 空间桁架

桁架有平面桁架和空间桁架之分。图 3-5-1 (b) 是典型的平面桁架，图 3-5-1

(a) 的剖面从形式上看, 具有空间桁架的几何构成, 但其主要受力是两榀平行的竖向桁架, 一般仍作为平面桁架分析和设计。图 3-5-1(d) 是跨度较大时采用的一种屋架或檩条形式, 具有空间桁架的特征。

平面桁架在其自身平面内有很大的刚度, 能负担很大的横向荷载, 但其平面外的刚度很小。对于可能发生的侧向荷载, 以及考虑平面外的稳定性, 一般需要有平面外的支承。平面外支承可以由多种方式实现。如对图 3-5-1(a) 的组成共同工作的两榀桁架, 在其上下弦平面分别形成几何不变的体系, 可以起到这种作用。图 3-5-1(b) 中, 利用墙面对桁架起平面外支承作用。桁架平面外支承一般的形式是采用支撑系统。例如图 3-5-2 所示屋盖结构, 平面桁架作为承受屋面竖向荷载的主要承重构件, 称为屋架。在屋架上弦平面内, 可设置各种支撑, 图中所示上弦平面的横向水平支撑就是其中的一种。当不设置这种支撑时, 屋架的受压弦杆可能发生如①轴处虚线所示的失稳波形。一旦设置了这类支撑, 两相邻屋架上弦就形成了几何不变的体系, 受压弦杆可能的失稳波形如②轴处虚线所示。比之前一种情况, 显然减少了受压弦杆在桁架平面外的计算长度, 提高了整体稳定的承载力。端开间(轴线①与②之间、⑦与⑧之间)以外的部分, 通过设置系杆, 成为依托于支撑开间的几何不变体。从图 3-5-2 中还可以发现, 两相邻屋架的弦杆和横向水平支撑实际上又形成了一水平桁架 $ABA'B'$, 可以作为抵抗屋架桁架平面外侧向力的结构。类似的给桁架提供平面外支承点的方式, 也可通过交叉桁架体系的方法实现(图 3-5-3), 各榀桁架既承受自身平面内作用的荷载, 又为相垂直的桁架提供侧向支承刚度。

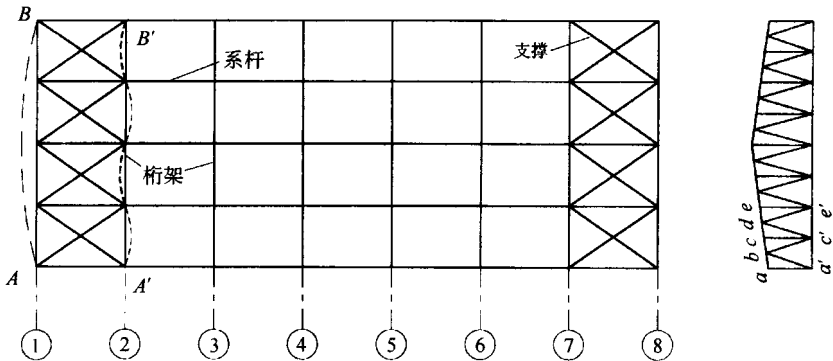


图 3-5-2 屋盖上弦平面的横向水平支撑

组成钢桁架的杆件, 可以是钢管截面, 如圆管、矩形或方形钢管, 轧制的 I 型钢、H 型钢、T 型钢, 角钢或双角钢组合截面; 在一些轻型桁架中, 也可使用圆钢作为受拉杆件。一个桁架可以由不同截面形式的杆件组成。

在工厂制作时, 桁架的弦杆是连续的。当钢材长度不够, 或选用的截面有变化时, 经过拼接待头的过渡, 整体上还是连续的。桁架的竖腹杆、斜腹杆和弦杆之间的连接, 一种方式是直接连接(图 3-5-4c), 一种方式是通过节点板连接(图 3-5-4b)。

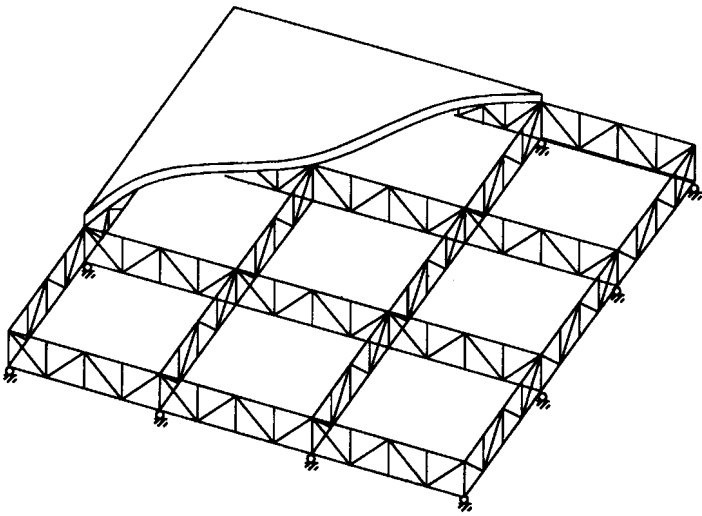


图 3-5-3 交叉桁架

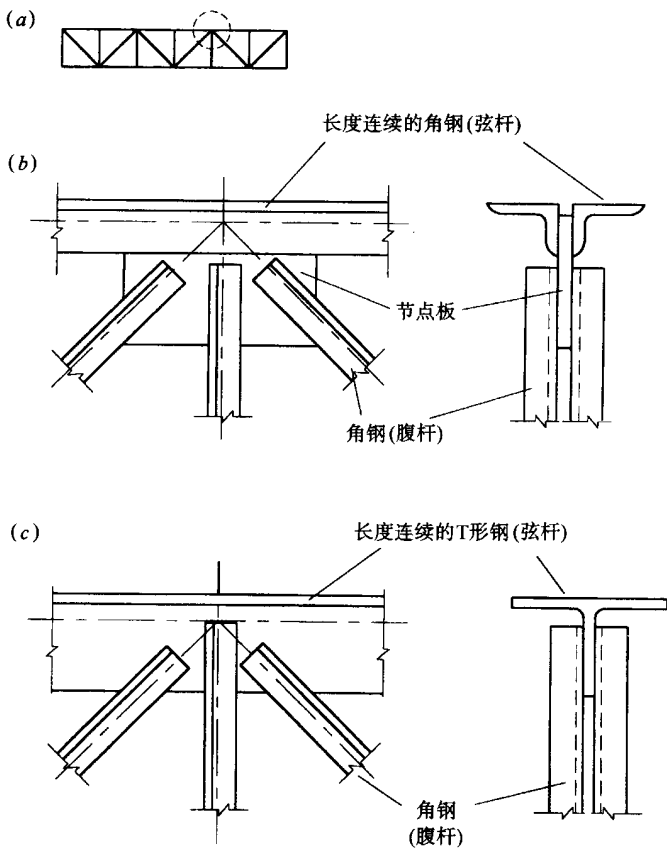


图 3-5-4 桁架杆件采用节点板与不采用节点板的连接方式
(a) 节点部位 ; (b) 节点板连接方式 ; (c) 无节点板连接方式

平面桁架中相连接杆件的轴线，在交汇处应尽可能交于一点，例如图 3-5-2 中 cd ， ed ， $c'd$ ， $e'd$ 应交汇于 d 点，以减少交汇处力的偏心，该点即是桁架结构的节点。桁架弦杆上两相邻节点间的长度称为节间长度。如图 3-5-2 中 cd 间的连线是该处上弦的节间长度， $c'e'$ 是该处下弦的节间长度。作为桁架平面外支承的杆件（支撑斜杆、竖杆、系杆）也应交在平面杆件交汇的节点上。

钢结构平面桁架设计的主要工作内容有：确定几何外形，布置杆件，选择杆件截面，以及桁架平面外的支撑布置，内力分析，杆件的强度、稳定性和构件刚度校核，节点设计。

二、几何构成设计

（一）桁架外形

桁架外形设计需考虑结构用途、荷载特点、与其它构件的连接要求等。

三角形桁架通常用于坡度较大的屋架。降雪量大、雨水量大而集中的地区建造房屋的屋盖较多采用这种形式；有单侧均匀充足采光要求的工业厂房屋盖和有较大悬挑的雨篷等也采用这种形式（图 3-5-5）。除悬挑式桁架外（图 3-5-5d），三角形桁架端部不能承受弯矩，整体上杆件截面利用不尽合理，因而一般用于跨度不大的情况。

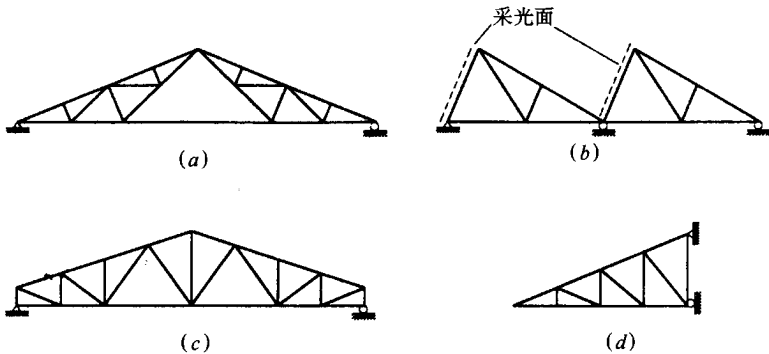


图 3-5-5 三角形平面桁架

梯形桁架（图 3-5-6）的外形可以调整到与弯矩分布的图形相近似，无论是简支桁架还是连续桁架，都可以使得大部分弦杆的内力比较均匀，因而效率较高。梯形桁架端部有一定高度，上下弦杆都与柱子或其他支承结构相连的话，上下弦杆的拉压力形成一对力偶，可以抵抗端弯矩，类似两端刚接的抗弯构件，对结构整体提供较大的刚度。所以梯形桁架广泛地应用于较大跨度的屋架、桥桁等结构。这种桁架用于屋架时，由于上弦坡度较小，要注意屋面对于防水的要求。

平行弦桁架（也称矩形桁架，见图 3-5-7）的上下弦平行，腹杆长度一致，杆件

类型少，易满足标准化、工业化制作的要求。这种形式多用于桥桁、厂房中的托架、抗风桁架。平行弦桁架端部上下弦杆均与柱相连时，可负担端弯矩。平行弦桁架用于连续桁架时，在支座处适当加高高度，可成为如图 3-5-7 (e) 所示的样式。空间桁架一般也采用平行弦的形式。

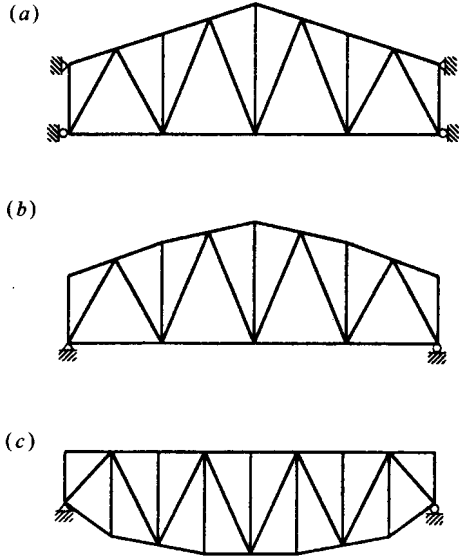


图 3-5-6 梯形平面桁架

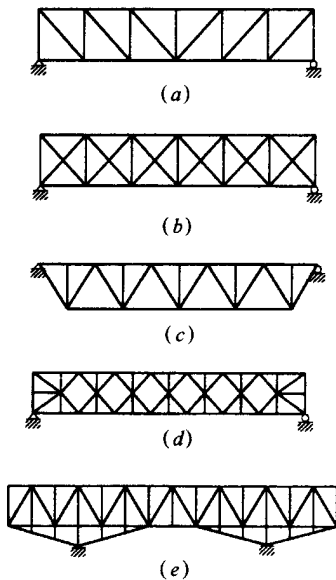


图 3-5-7 平行弦平面桁架

（二）桁架跨度

桁架的总跨度取决于结构的用途：工业厂房的总跨度和分跨度一般由工艺要求确定，桥梁的总跨度由所需跨越的江河、峡谷的距离决定。从力学的角度考虑，选择合适的分跨点，对结构的安全性和经济性有很重要的作用，结构技术人员应当对此予以注意。

（三）桁架高度

桁架高度较大时，弦杆受力较小，但带来腹杆增大。设计初选桁架高度，需兼顾荷载特点、经济指标、刚度要求以及规划、选型和其它方面的要求。

（四）节间

节间长度较小时，弦杆在桁架平面内的计算长度将减少，一定条件下可以节约用钢。但过多的节点设置也使节点用钢量增大，同时增加制作费用。此外，节间长度确定还与荷载作用位置有关。

三、内力分析

计算桁架结构内力时，一般采用如下基本假定：

- （1）节点均为铰接；
- （2）杆件轴线平直且都在同一平面内，相交于节点中心；
- （3）荷载作用线均在桁架平面内，且通过桁架的节点。

完全符合上述假定的桁架，其杆件只受轴力作用。但实际上，桁架节点处相交的杆件无论采用直接连接方式还是节点板连接方式，都难以实现纯粹的“铰”，杆件端部或多或少有一定的转动约束。当杆件比较柔细时，这种约束作用较弱，杆件内力以轴力为主；当杆件较粗短时，则产生一定程度的弯矩，但这种弯矩引起的应力相对轴力引起的应力在数值上较小，分别称之为次弯矩与次应力。所谓较柔细、较粗短，与杆件长度和截面高度之比、截面形式、杆件在节点的连接构造都有关系。此外，节点处杆件轴线不一定交汇于一点，节点处由于力的偏心而产生杆端弯矩，也是次弯矩的一种。重要的结构应对次弯矩的数值和影响做专项分析。桁架中荷载作用线不通过上弦或下弦的节点时，称为节间荷载。与节点荷载不同，节间荷载引起节间弯矩，计算时一般将节间荷载等效到节点上，计算杆件轴力，然后将弦杆作为连续支承的受弯构件计算其弯矩（图 3-5-8）。

桁架中交叉布置的斜腹杆有的受拉，有的受压。受压杆件应有足够的抗弯刚度以保持杆件整体稳定承载力。但有些情况下，可考虑杆件只在受拉时起作用，受压时则认为其可能失稳而退出工作。例如图 3-5-9 所示桁架中虚线所示杆件（如 ab' ）在受力分析时不予考虑，但当荷载 P 反向作用时就应反过来，认为 $a'b$ 退出工作而 ab' 起作用。

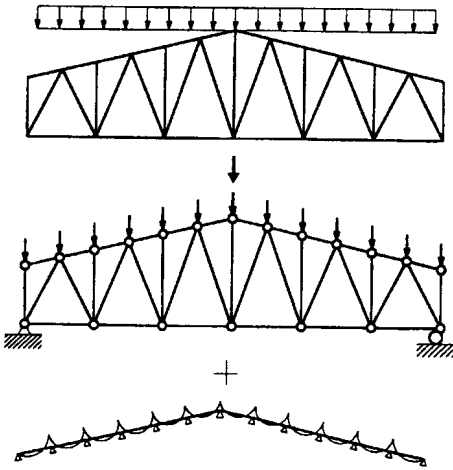


图 3-5-8 桁架弦杆有节间荷载时的内力计算

这样，原来超静定问题可以用静定方法解决。但是只有当斜腹杆相当细长时，这种分析方法才与实际情况比较相符。当桁架承受的荷载较大，且反复作用时，为保证结构的良好性能，一般不采用这种处理方式，而将腹杆设计成既可受拉也可受压。

桁架在使用中，受到多种可变荷载的作用时，结构分析要考虑若干种荷载同时出现时对结构造成的不利影响。这种不利影响在不同的荷载组合中出现的部位不一样，甚至杆件的内力符号也会发生变化，需要进行若干种荷载组合以求得结构设计时的控制内力。

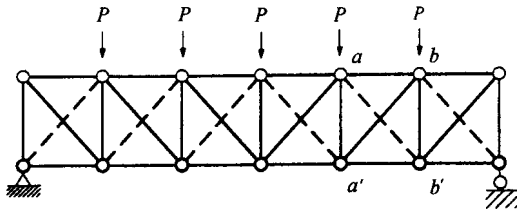


图 3-5-9 受压斜腹杆退出工作后的计算简图

当桁架以承受移动荷载为主时，如桥桁结构，则需要应用内力影响线的计算原理，求出各杆件的控制内力。两端简支平行桁架（图 3-5-10a）在下弦单位移动荷载作用下，上下弦杆、斜腹杆和竖杆的内力影响线，分别如图 3-5-10 (b), (c), (d) 所示，图中 $l_1 = \alpha L = (n - m - 1) d$ 。图 3-5-10 (b) 中，求下弦 $a'b'$ 、 $b'c'$ 的内力影响线时将 l_1 置于节点 b' 处，求上弦 ab 的内力影响线时，将 l_1 置于节点 a ，求上弦 bc 的内力影响线时将 l_1 置于节点 c 。本图适用于上下弦杆的内力绝对值，上弦受压，下弦受拉，图中未标出内力符号。图 (c) 所示为斜腹杆 bc' 的内力影响线。图 (d) 为竖杆 bb' 的内力影响线，而杆 aa' 、 cc' 在下弦移动荷载作用下的内力均为零。

四、杆件计算

(一) 杆件计算长度

理想的桁架结构中，杆件两端铰接，计算长度在桁架平面内应是节点中心间的距离，在桁架平面外，是侧向支承间的距离。但在节点处节点是具有一定刚度的，加上受拉杆件的约束作用，使得杆件端部的约束介于刚接和铰接之间；拉杆越多，约束作用越大，相连拉杆的截面相对越大，约束作用也就越大。在这种情况下，杆件的计算长度小于节点中心间的或侧向支承间的几何长度。杆件计算长度用公式：

$$l_{0x} = \mu_x l_x \quad (3-5-1)$$

$$l_{0y} = \mu_y l_y \quad (3-5-1)$$

式中： l_x, l_y ——平面内与平面外的几何长度；

μ_x, μ_y ——平面内与平面外的计算长度系数，在桁架杆件中， μ_x, μ_y 是小于或等于1.0的数值。

确定桁架杆件计算长度时，会遇到桁架平面外侧向支承点间有若干个节间、而各节间轴力不等的情况。验算杆件整体稳定承载力时，通常取该范围内各节间中的最大内力，而由于较小压力或拉力节间的存在，杆件的稳定承载力实际上高于杆件承受单一轴压力的情况。对此，可用修正计算长度系数的方法来反映。在钢结构屋架计算时，当屋架弦杆侧向支承点间距离为两个节间长度，且两个节间弦杆轴力不相等时（图3-5-11a），弦杆在平面外的计算长度系数可按下式计算：

$$\mu_y = 0.75 + 0.25 \frac{N_2}{N_1} \quad (3-5-2)$$

当算得 $\mu_y < 0.5$ 时取为 0.5。

式中： N_1 ——较大压力，计算时取正号；

N_2 ——较小压力或拉力，计算时压力取正号，拉力取负号。

两分式腹杆体系中受压腹杆在平面外的计算长度系数也按式（3-5-2）计算（图3-5-11b）。

(二) 杆件的容许长细比

杆件长细比过大，在运输和安装过程中容易因刚度不足而产生弯曲，在动力荷载作用下振幅较大，在自重作用下有可见挠度。为此，对桁架杆件应按各种设计标准的容许长细比进行控制，即：

$$\lambda \leq [\lambda] \quad (3-5-3)$$

式中： $\lambda, [\lambda]$ ——分别为杆件长细比和容许长细比。

(三) 杆件设计与计算

1. 截面选择

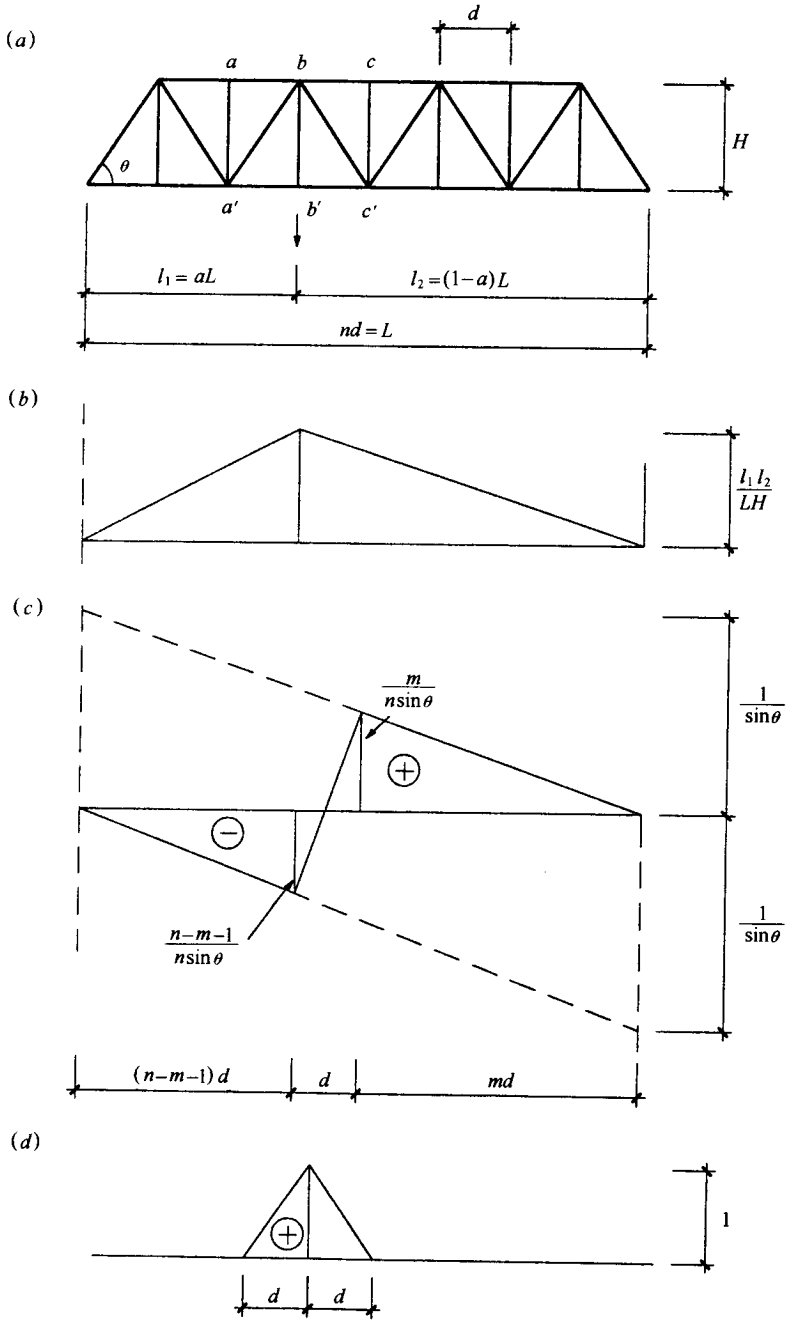


图 3-5-10 下弦单位移动荷载作用下平行弦桁架的杆件内力影响线

房屋建筑中的屋架，较多采用双角钢作截面；当屋面荷载小，结构跨度也较小时，腹杆可以采用单角钢。T 型钢（可将 H 型钢在腹板处一截为二后使用）可代替双角钢作

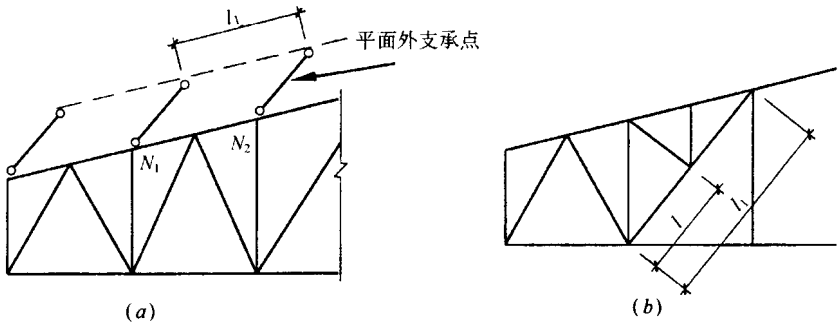


图 3-5-11 杆件轴压力在侧向支承点之间有变化的示意图

弦杆。冷弯薄壁型钢可以作为轻型屋架的构件，其中受拉下弦也可用圆钢。

用于支撑体系的桁架，若承受的荷载相当大，可采用 H 型钢、槽钢或角钢；荷载较小时，可以考虑使用只受拉力的圆钢，但须按交叉布置。

承受较大荷载的大跨度桁架，例如桥桁，多采用 H 型钢或箱型截面作构件，也可采用双肢式格构构件，或 II 形组合焊接截面构件（图 3-5-12）；体育场馆的大跨度或大悬挑屋盖桁架，也采用圆管和方、矩形管截面。

2. 强度和稳定性计算

当杆件以承受轴力为主时，按轴心压件或轴心拉杆计算；当杆件同时受到较大弯矩时，按压弯或拉弯构件计算。

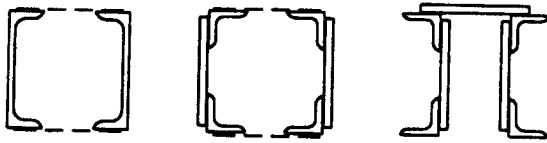


图 3-5-12 重型桁架构件的截面形式

计算强度时，应注意对削弱处必须使用净截面进行计算。

计算杆件整体稳定性时，应注意对两个方向的稳定性都加以计算。

3. 变形计算

许多情况下，需要计算桁架的最大挠度，以校核其是否满足正常使用的要求。计算公式为

$$\delta \leq [\delta] \quad (3-5-4)$$

式中： δ ——桁架平面内的最大挠度，按弹性方法计算；

$[\delta]$ ——容许挠度，由设计规范规定。

五、节点设计

(一) 节点设计的基本要求

(1) 各杆件的形心线位置尽量与桁架几何轴线重合，并交于节点中心，以避免由于偏心而产生的附加弯矩。但是，实际制作上有许多工艺的和经济指标上的问题必须考虑。例如在用双角钢截面的桁架中，采用 $L 90 \times 6$ 角钢，其形心至肢背距离为 2.44cm ，在工厂焊接定位时难以将肢背正确放在离桁架轴线 2.44cm 的位置。这种情况一般按 5mm 的整倍数来进行调节，也即 $L 90 \times 6$ 角钢的肢背放在距桁架轴线 2.50cm 处（图 3-5-13a）。这样产生的偏心距 e 不会大于 5mm ，工程设计时杆件计算中可不考虑偏心的影响。在直接交汇节点中，会碰到杆件轴心交于一点时，腹杆互相叠合（ $g < 0$ ）的情况（图 3-5-13b），这对钢管截面的切割、点焊定位都造成不便。适当拉开两腹杆的距离，使之留下可以施焊的余量（ $g > 0$ ）（图 3-5-13c），对制作带来了便利，但使得弦杆、腹杆轴线不能交于一点，产生偏心距 e 。一般当偏心距 $e < D/4$ （ D 为弦杆直径或截面高度），计算时可不考虑这一偏心距的影响。

(2) 节点的强度一般应高于相连接的杆件的承载力。这一要求有两种不同水准的表述。第一，连接强度应高于或等于相连接杆件的截面设计强度，这是节点设计的“等强度准则”；第二，连接部位应保证在相连杆件承受工作荷载时节点不发生破坏，这可称为节点设计的“等负荷准则”。当杆件的工作荷载比其承载力低较多时，采用这一准则可以收到较经济的效果，但需根据不同的荷载组合情况对每个节点逐一进行校核。

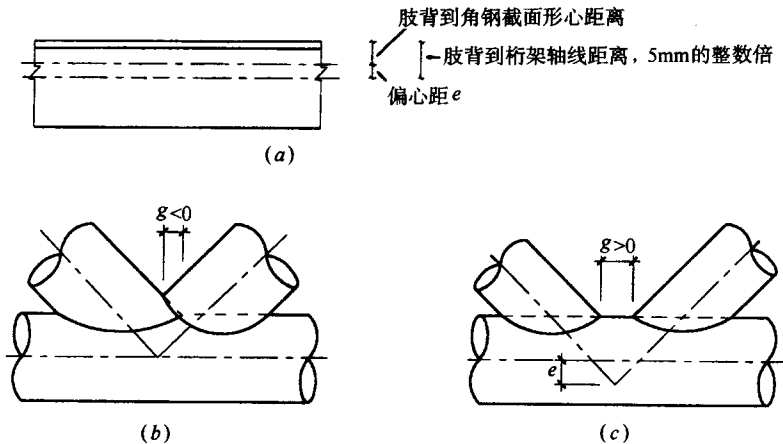


图 3-5-13 节点处杆件轴线与桁架几何轴线的偏差示意

(3) 节点的传力路线明确，构造形式便于制作和安装。

(二) 双角钢截面杆件的连接节点

双角钢截面的杆件常用于屋架。杆件之间靠节点板连成一体，弦杆与腹杆的连接节点如图 3-5-14、图 3-5-15 所示。节点计算时需考虑节点板的强度和杆件的连接强度。

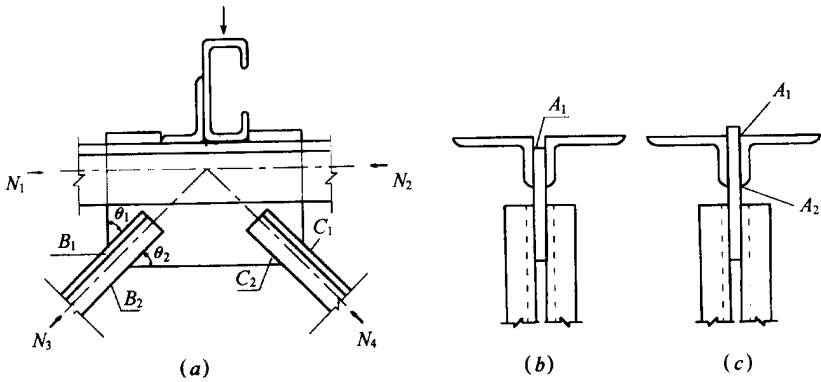


图 3-5-14 双角钢截面杆件的节点（焊接连接）

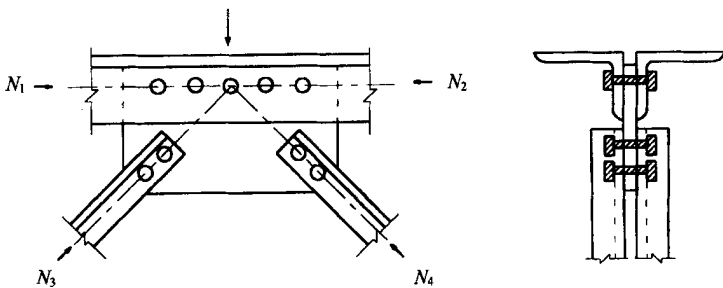


图 3-5-15 双角钢截面杆件的节点（螺栓或铆钉连接）

节点板的外包尺寸需满足相连杆件所需的连接尺寸；应尽量使其外形几何规则，减少加工困难；腹杆与节点板边缘的夹角 θ_1 、 θ_2 （图 3-5-14a）应不小于 15° ，以减少应力集中。节点板的厚度主要取决于弦杆的内力差与腹杆内力。当弦杆内力差不大，或节点板沿弦杆的长度足够大时，节点板的厚度由所连接的腹杆内力控制。节点板内应力分布复杂，对用作屋架的节点板厚度，可参考表 3-5-1 选用，但应经强度和稳定性的校核。

表 3-5-1 用于屋盖的双角钢杆件桁架节点板厚度选用表

梯形屋架腹杆最大内力或 三角形屋架弦杆最大内力 (kN)	节点板 的钢号	Q235	≤ 190	200 ~ 310	320 ~ 500	510 ~ 690
		Q345	≤ 250	260 ~ 380	390 ~ 560	570 ~ 750
节点板的厚度 (mm)			6	8	10	12
梯形屋架腹杆最大内力或 三角形屋架弦杆最大内力 (kN)	节点板 的钢号	Q235	700 ~ 940	950 ~ 1190	1200 ~ 1560	1570 ~ 1950
		Q345	760 ~ 1000	1010 ~ 1250	1260 ~ 1630	1640 ~ 2000
节点板的厚度 (mm)			14	16	18	20

节点板强度计算时，假定从杆件与板连接的焊缝端部或第一颗螺栓起，以扩散角 $\theta = 30^\circ$ 的方向进行应力扩散，直至焊缝的另一端或最末一颗螺栓所在位置（图 3-5-16）。此时的扩散宽度称为节点板有效宽度，记为 b_e ；若该处有螺孔时，应扣除孔径尺寸。则节点板强度设计应满足

$$\frac{N}{b_e t} \leq f_d \quad (3-5-5)$$

式中 N ——与节点板相连的杆件的轴力；
 t ——节点板的厚度。

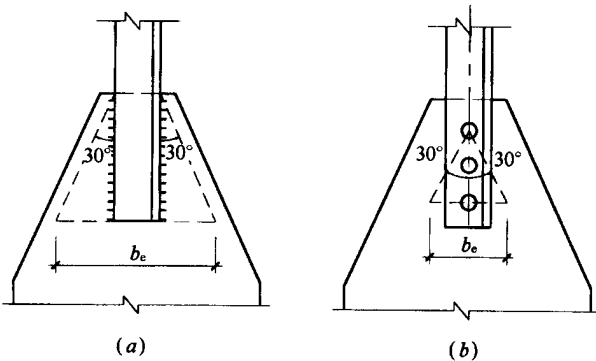


图 3-5-16 双角钢桁架节点板强度计算示意图

关于节点板的稳定性，有实验表明，当节点板的自由边长度与厚度之比大于 $60\sqrt{235/f_y}$ 时，节点板稳定性很差，此时，应沿自由边加劲。此外，当受压斜杆端部中心沿腹杆方向至弦杆的净距 a （图 3-5-17）过大时，板也可能发生失稳。当节点板上连有竖腹杆时，若 $a/t \leq 15\sqrt{235/f_y}$ 可不计算稳定；当节点板上无竖腹杆且 $a/t \leq 10$

$\sqrt{235/f_y}$ 时,可在式(3-5-5)的右端乘以考虑稳定因素的折减系数 0.8。其他 a/t 较大的情况,可根据理论分析,试验结果或设计规范的方法计算节点板的稳定性。

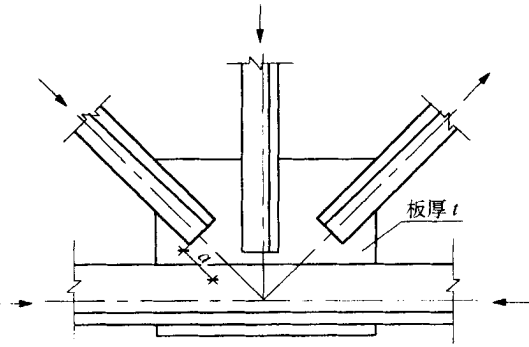


图 3-5-17 双角钢桁架节点板稳定计算几何尺寸示意图

无节点荷载作用时,节点板可凸出弦杆肢背 10~15mm (图 3-5-14c)。焊缝 A_1 , A_2 计算时将弦杆的内力差 $N = N_2 - N_1$ 分配至肢背、肢尖焊缝分别计算。当弦杆内力差很小时,可以考虑用 $0.15 \times \max \{N_1, N_2\}$ 作为节点连接必须传递的内力,分配至弦杆上下两边焊缝进行计算。当有节点荷载时,荷载作用位置处一定有传递荷载的部位(如预制钢筋混凝土屋面板的棱边,钢檩条及其檩托)。此时,可使节点板全部退至角钢肢背以内(图 3-5-14b)或局部退入角钢肢背内。退进去的部分采用塞焊缝。在焊缝计算时,要考虑节点荷载 P 的影响。一种算法是将 P 平均分配至焊缝 A_1 、 A_2 , 内力差 $N_2 - N_1$ 则按肢背肢尖受力分配系数分配,然后按应力的合成进行计算;另一种算法是假定 P 全部由肢背焊缝承受,而内力差 $N_2 - N_1$ 及其由杆件轴线到肢尖产生的偏心力矩则由肢尖焊缝承受。腹杆的内力全部由杆件与节点板的连接焊缝传递。计算时应注意,双角钢截面杆件中,肢背肢尖各有两条连接焊缝。

双角钢截面杆件的连接,也可以采用铆钉或螺栓(包括高强螺栓)的连接。螺栓布置应在杆件轴线上或接近杆轴(图 3-5-15)。此时,杆件截面计算时要考虑因开孔导致的截面削弱。

无论是焊接连接还是螺栓连接,由于连接部位都只有角钢的一肢在传力,构件截面计算时,应考虑第四章提到的净截面效率的问题。

(三) H 型钢截面杆件的连接节点

简单型式的节点连接如图 3-5-18 所示。与双角钢截面杆件节点不同的是,采用两块节点板将构件连接起来,前者称为单壁式节点,而后者因有两块节点板之故,称为双壁式节点。

节点板与杆件的连接方式可以采用角焊缝的焊接或螺栓连接。节点板的尺寸必须满足焊缝或螺栓在强度和构造上的要求。由于 H 型钢杆件只在两翼缘与节点板连接,因

此在计算杆件的传力时也应注意净截面的效率问题。

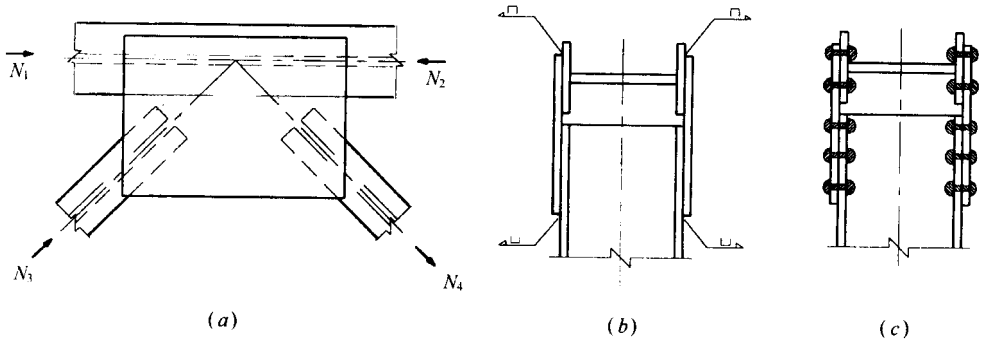


图 3-5-18 H 型钢截面杆件的节点形式

(四) 圆钢管截面杆件的连接节点

钢管截面由于在抗扭刚度、密闭防锈、外观形式等诸方面的优点，也被用于桁架结构中。圆钢管截面可以采用节点板的形式相连（图 3-5-19），但需要在腹杆上剖缝，插入节点板后进行焊接。近年来，随着数控相贯线切割机的应用，直接汇交钢管节点的连接方式在工程上得到越来越多的推广（图 3-5-20）。圆钢管连接中，除了计算焊缝强度以外，还应考虑弦杆管壁强度。特别在直接汇交钢管节点中，杆件轴力的平衡实际上通过弦杆管壁的传递来实现。圆管节点处可以不加劲板，但如无足够的管壁厚度，弦杆会在连接处被直径较小的腹杆压瘪或拉凸，造成很大的塑性变形，以致使焊缝受力不均产生裂纹，甚至引起管壁的撕裂，或者在冲剪力作用下造成管壁破坏，使节点失效。

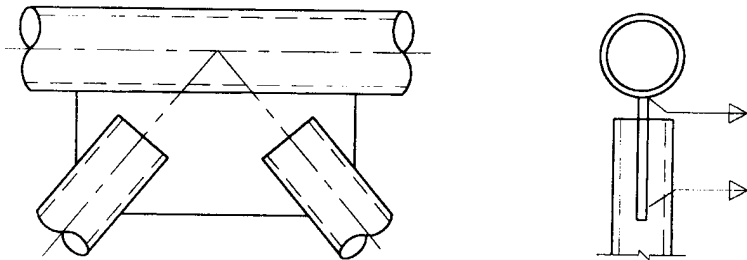


图 3-5-19 圆钢管通过节点板的连接

图 3-5-20 所示称为 K 形节点。平面桁架中，还有 T 形节点，X 形节点等。

(五) 方钢管截面杆件的连接节点

方钢管也可以采用节点板连接或直接交汇连接两种方式。在直接交汇节点中，遇到

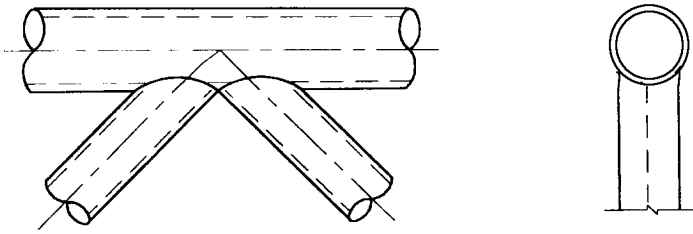


图 3-5-20 圆钢管直接汇交连接

腹杆有重叠的情况，除迭合方式（图 3-5-21a）外，也可在中间插入一块垫板（图 3-5-21b），或拉开两腹杆的距离。当腹杆截面较小而轴力较大时，为防止弦杆的冲剪破坏，可在弦杆上表面加焊钢板，增大弦杆局部板厚（图 3-5-21c）。当腹杆截面较大且轴力也较大时，为防止弦杆中腹板的压屈，可在腹板两侧加焊钢板（图 3-5-21d）。

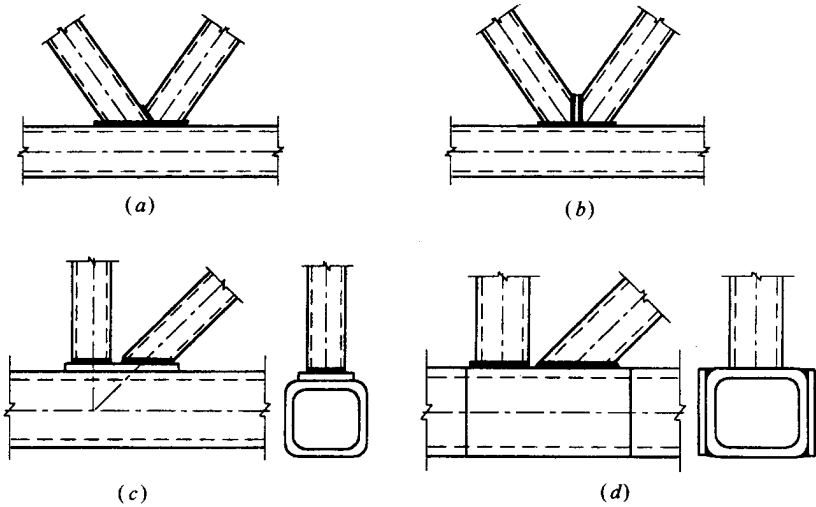


图 3-5-21 方钢管直接汇交连接

第二节 单层刚架

一、刚架的结构型式

在建筑物、构筑物中，广泛使用着框架系统。仅以钢柱—梁构件构成的框架体系称为纯框架或无支撑框架（图 3-5-22a, b, c），在框架平面内设有支撑的称为带支撑框

架（图 3-5-22d, e）。框架的实腹式梁可代之以桁架。

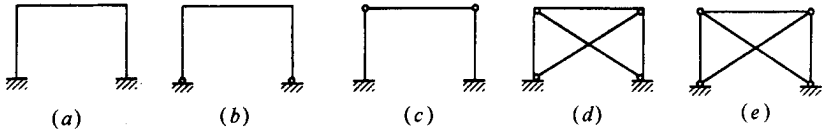


图 3-5-22 平面框架

框架的梁柱构件之间可以采用铰接连接、刚接连接与半刚性连接。在力学模型上，铰接连接完全不能传递弯矩，铰接相连的两杆可以任意相对转动；刚接连接不仅能传递弯矩，相连两杆间不应有相对转动；半刚性连接则介于其中，能起传递弯矩的作用，但相连杆件之间有一定程度的相对转动。实际结构中杆件的连接节点性质总是介于铰接与刚性连接之间，究竟偏向哪一种情况，主要依连接的构造细节而定，依其抵抗相对转动的能力而定。目前，关于铰接连接和刚性连接的计算方法比较明确，关于半刚性连接已有许多研究成果，但确定其计算参数仍必须通过试验，因此，工程上大量使用的主要是接近铰接或接近刚接的连接方式。

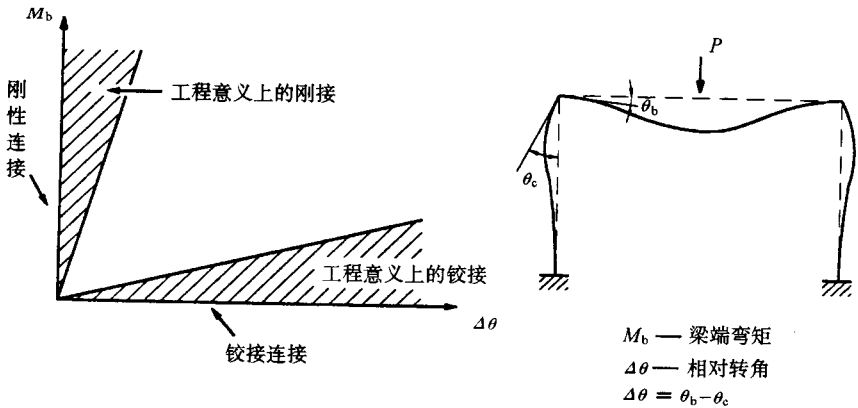


图 3-5-23 框架梁柱的节点性质

横梁两端与柱刚性连接，不论横梁是实腹式或格构式（桁架），也不论柱脚与基础是刚接还是铰接，一般称之为刚架。横梁与柱铰接，包括桁架端部与柱铰接，而柱脚刚接，一般称之为排架。梁柱间及柱脚都采用铰接连接的框架，必须设置支撑构件实现几何不变的构成。

单层刚架虽是最简单的一种框架形式，但跨数及各跨跨度、各跨高度、横梁形式间的不同组合，使得单层刚架有许多形式，图 3-5-24 是其中的一些例子。图 3-5-24e 所示的系统，虽然有一根横梁两端铰接于柱，从整体看，仍可视作刚架。

刚架在平面之外，必须有纵向连系构件使之与各平行的刚架连成一体，形成空间框架。纵向连系构件与相邻两刚架的连接，在无特殊需要时，一般采用铰接连接。为了保

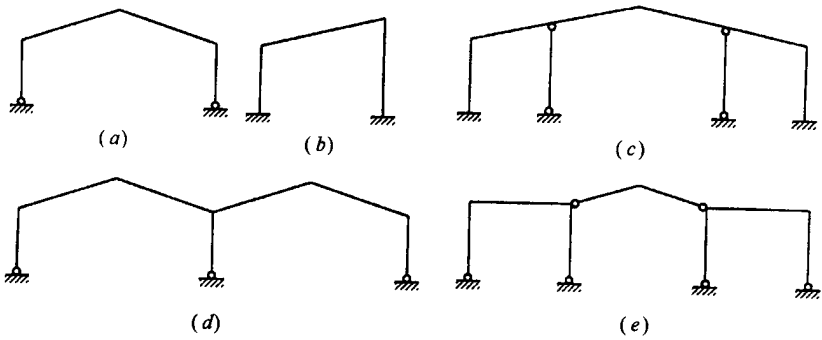


图 3-5-24 单层平面刚架

证结构在纵向几何不变和梁柱构件在刚架平面外的稳定性，还必须设置斜支撑系统。这些支撑杆件与梁柱杆件的交点可以成为梁柱构件平面外的侧向支承点如图 3-5-25 中的 a、b、c、d、e、f、g 点。实腹式梁柱构件可以采用各种型钢截面或焊接组成截面。

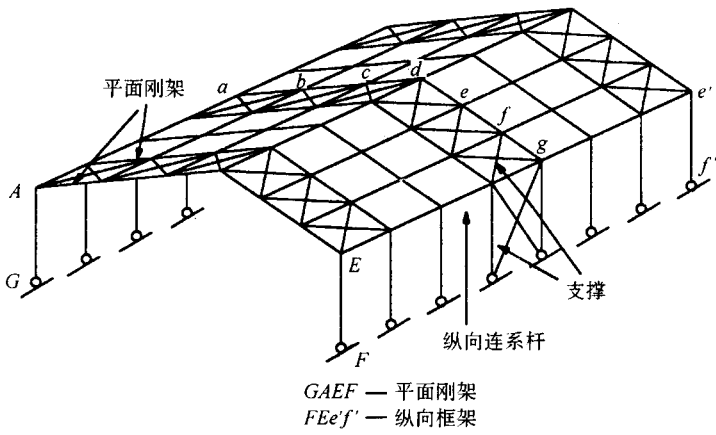


图 3-5-25 平面框架在平面外的支承

二、刚架的构件形式及其计算

刚架的构件有实腹式和格构式之分，也可以按截面是否变化分为等截面构件、阶梯式构件和连续变截面构件。以腹板高度连续变化的 H 形实腹式截面为梁柱构件的单层刚架，在负荷不大的工业和仓储建筑中得到广泛应用。

刚架构件主要有柱、梁、檩条、墙梁等，其设计计算原理和方法详见第 4 章至第 7 章有关内容。

三、刚架的整体稳定

(一) 刚架稳定的整体性概念

刚架中可能含有轴心受力构件、受弯构件和压弯构件（分别如图 3-5-26 中的两端铰接柱、横梁及边柱）。刚架的稳定与单个构件的整体稳定不同，它与整个系统的状况有关。因为，构件的约束条件与相邻构件的连接方式、相邻构件的刚度及受力性质有关，而且，当某一构件临近失稳时，结构体系内还会发生荷载传递路线的改变，构件之间产生依赖与支持作用。如图 3-5-26 中整体刚度较小的 BB' 若有虚线所示的弯曲失稳趋势，两刚性较大的边柱的负载将会增加，边柱失稳的临界力可能低于单独计算时的稳定承载能力。

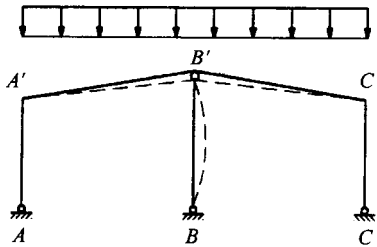


图 3-5-26 平面刚架构件在失稳时的互相支持

(二) 无侧移失稳与有侧移失稳

刚架稳定分析的又一个重要问题是确定刚架的失稳模式，这对于计算刚架的稳定承载力是很重要的。图 3-5-27 (a) 所示单跨对称刚架，受两相同的柱顶集中力作用，假定横梁刚度相对于柱可视为无限刚性，则在图 3-5-27 (b) 的对称失稳模式中，结构柱的稳定承载力为 $4\pi^2 EI/H^2$ ，在图 3-5-27 (c) 的反对称失稳模式中，仅为 $\pi^2 EI/H^2$ 。显然后者远低于前者。这里假定刚架在弹性范围内失稳，且不考虑不对称失稳时柱轴向变形的不同。H 为柱高。

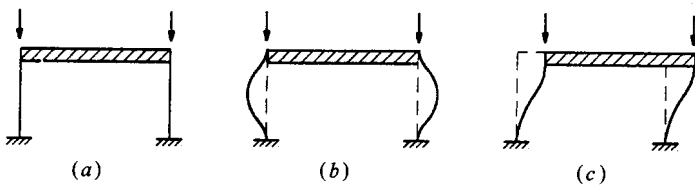


图 3-5-27 平面刚架的失稳模式

刚架柱虽然有一定的抗侧刚度，但这种抗侧刚度较小。对称失稳模式只有在刚架的抗侧刚度很大时可近似实现。很大的抗侧刚度可以由刚架平面内的抗侧墙体（钢板墙、钢筋混凝土墙）支撑等实现（图 3-5-28a、b），这些构件称之为抗侧构件。当抗侧构件所在平面与刚架平行但不重合时，可通过具有足够刚性的屋面或楼面的连接，使得无抗侧构件的刚架也能限制水平位移的发展，起到与抗侧刚度很大的刚架相近的效果。这类刚架称为无侧移刚架。除此以外，发生反对称失稳的刚架称为有侧移刚架。刚架究竟归入哪一类，不仅看刚架是否设有抗侧构件，还与抗侧构件的抗侧刚度有关；虽然有支撑等构件，但水平抗侧刚度较小时，也称为弱支撑刚架，介于无侧移刚架与有侧移刚架之间。

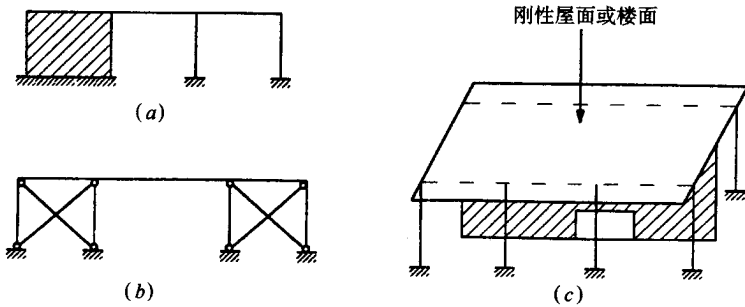


图 3-5-28 无侧移刚架

（三）刚架稳定承载力的计算

经验的方法是将刚架稳定简化为柱的稳定来计算。由于单层刚架只是一般框架的一个特例，所以理论推导是基于多层框架模型的。假定框架中梁柱为等截面构件，相互刚性连接，柱只在最高层柱顶受相同的压力 N 的作用，各柱同时失稳，取以某一柱为中心的子结构出来，无侧移和无侧移框架柱的计算简图示于图 3-5-29 (b) (c)。应用考虑轴向压力作用的转角位移法，可以分别求得如下两个关于框架柱失稳的临界条件公式：

对无侧移框架柱

$$\left[\left(\frac{\pi}{\mu} \right)^2 + 2(K_1 + K_2) - 4K_1K_2 \right] \frac{\pi}{\mu} \sin \frac{\pi}{\mu} - 2 \left[(K_1 + K_2) \left(\frac{\pi}{\mu} \right)^2 + 4K_1K_2 \right] \cos \frac{\pi}{\mu} + 8K_1K_2 = 0 \quad (3-5-6a)$$

对有侧移框架柱

$$\left[36K_1K_2 - \left(\frac{\pi}{\mu} \right)^2 \right] \sin \frac{\pi}{\mu} + 6(K_1 + K_2) \frac{\pi}{\mu} \cos \frac{\pi}{\mu} = 0 \quad (3-5-6b)$$

式中 μ ——无量纲系数，

$$\mu = \frac{\pi}{l} \sqrt{\frac{EI}{N}} \quad (3-5-7)$$

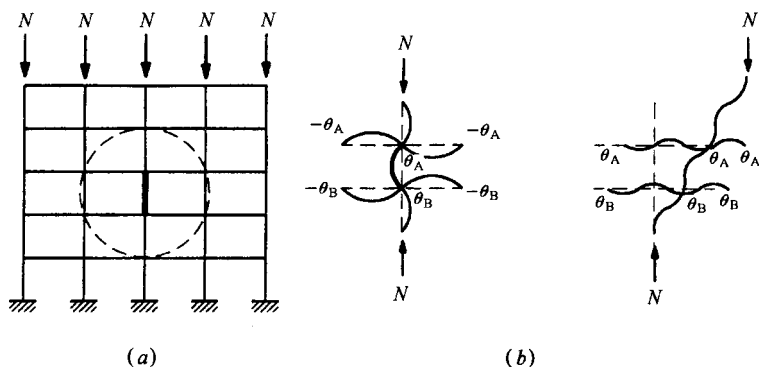


图 3-5-29 框架柱失稳计算简图

K_1, K_2 ——分别为交于柱上下两端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值，

$$K_1 = \frac{\sum i_{b1}}{i_1 + i} \quad (3-5-8a)$$

$$K_2 = \frac{\sum i_{b2}}{i_2 + i} \quad (3-5-8b)$$

i_{b1}, i_{b2} ——分别为交于柱上端或下端的各梁线刚度；某一横梁与所计算的柱铰接时，该梁线刚度取 0；

i_1, i_2 ——分别为所计算柱的上层柱与下层柱的线刚度；

i ——所计算柱的线刚度。

当柱脚与基础刚接时， K_2 视为无穷；柱脚铰接时， K_2 视为零。在单层刚架中， K_1 中的 i 应取为 0。

由于式 (3-5-6) 是假定在柱子失稳时的临界条件，所以，无量纲参数 μ 的定义式中， N 即为失稳时的临界力 N_E ，这样式 (3-5-7) 可写为： $N_E = \frac{\pi^2 EI}{\mu^2 l^2}$ ，也即 μ 为柱子的计算长度系数。由式 (3-5-6) 求出 μ ，就可以确定柱子的计算长度，从而求出柱子的稳定承载力。

从以上过程看出，系数 μ 分别考虑了刚架柱有无侧移、梁端约束的影响、上下柱约束的影响，因而单柱的稳定计算可以在某种程度上反映刚架整体稳定的系统性特点。但同时也可看出，轴力对各层各柱都相同的假定、柱子同时失稳的假定、各梁柱之间都是刚性连接的假定，以及未考虑水平力作用的假定，都与实际框架工作情况有区别，实际应用时，如有必要还可予以修正。

由式 (3-5-6) 求 μ ，要求解超越方程。式 (3-5-9a、b) 也可分别简化为下列近似公式，以直接求取无侧移框架柱和有侧移框架柱的 μ 值。

$$\text{无侧移框架柱：} \mu = \frac{3 + 1.4(K_1 + K_2) + 0.64K_1K_2}{3 + 2(K_1 + K_2) + 1.28K_1K_2} \quad (3-5-9a)$$

有侧移框架柱：

$$\mu = \sqrt{\frac{1.6 + 4(K_1 + K_2) + 7.5K_1K_2}{K_1 + K_2 + 7.5K_1K_2}} \quad (3-5-9b)$$

刚架稳定承载力的比较准确的算法，是直接采用非线性分析的理论，建立起数值计算格式，利用计算机求解。但工程设计一般需计算大量的荷载组合情况，而非线性分析在理论上是不适用迭加原理的，因而完全意义上的非线性分析方法还未普遍为工程设计采用。

用于轻型屋面材料和小吨位吊车的工业厂房建筑的单层刚架中，较多地采用改变截面高度的楔形构件形式，以使截面上的材料分布与弯矩图分布相符，达到充分利用钢材、节约造价的目的。这类变截面柱的整体稳定承载力计算时，不能简单地套用式(3-5-6)、式(3-5-9)的计算长度系数公式。

四、刚架的塑性分析

(一) 塑性设计概念

塑性设计的概念在前面已经提到，对于一个两端固定的工字形梁，承受均布垂直荷载 q 时，由边缘设计准则，梁上最大均布荷载 $q_1 = 12M_{ex}/l^2$ ， M_{ex} 为屈服弯矩， l 为梁跨。根据有限塑性发展的强度准则，荷载可达 $q_2 = 12\gamma_x M_{ex}/l^2 \cong 1.05q_1$ 。若端部截面到达极限弯矩，则荷载可达 $q_3 = 12M_p/l^2 = 12\gamma_{px} M_{ex}/l^2 \cong 1.12q_1$ 。此时，梁端在保持弯矩 M_p 不变的情况下，发生较大的转动，形成所谓“塑性铰”，梁跨内部的弯矩继续增大，直到跨中弯矩达到 M_p 时，梁变成机构而到达承载能力的极限状态。此时，极限荷载 q_u 可达到：

$$q_4 = \frac{16M_p}{l^2} \cong 1.33q_3 \cong 1.50q_1$$

可见，梁极限状态的负载比仅利用两端截面的极限强度要提高 33%，比边缘屈服准则提高 50%。这种以结构在荷载作用下形成机构为极限状态的设计方法即为塑性设计，其宗旨是利用截面完全塑性之后构件内力的塑性重分布。塑性设计与截面的极限弯矩作为强度准则不是等同的概念。

(二) 结构可进行塑性设计的必要条件

(1) 结构在达到内力塑性重分布形成机构之前，不允许发生构件的局部失稳。局部失稳发生后，虽然有些条件下可以利用屈曲后强度，但承载力不能达到截面完全塑性时的强度，且会导致塑性发展过程中承载力的退化。为此，构件的板件宽厚比必须有严格的控制。若板件正好满足这些限制条件，虽然可以说在弹性阶段可能避免局部失稳，但仍不能保证板件在塑性发展过程中不发生失稳。采用塑性设计时对受压的外伸翼缘，宽

厚比应控制在 $9\sqrt{235/f_y}$ 以下,对受弯构件的四边支承板,宽厚比应当控制在 $72\sqrt{235/f_y}$ 以下,也就是截面应符合前面即塑性设计截面的要求。

(2) 结构不能在形成机构前,发生整体失稳。整体失稳将直接导致承载力的下降。

(3) 不采用格构式构件。这类构件在边缘屈服后,截面向腹部发展塑性的余地很小,难以有效地实现整个构件上的内力重分布。

(4) 单个构件(如两柱之间的梁,单个柱)不采用截面沿杆轴连续变化(如楔形杆件)或突然改变(如上下柱截面不等)的所谓变截面柱、阶梯式柱(图 3-5-30a、b、c)。

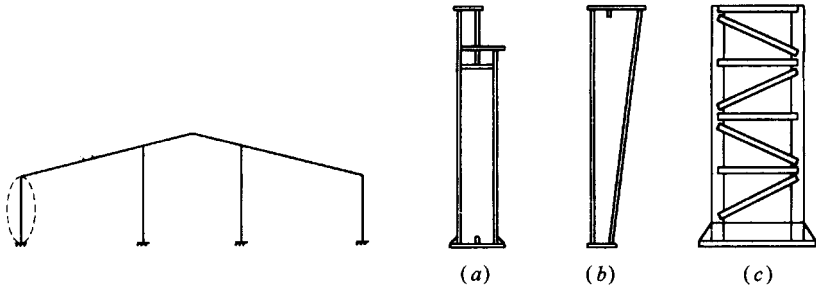


图 3-5-30 不应用于塑性设计中的构件形状示例

(5) 采用塑性设计的刚架不直接承受动力荷载。

(三) 单层刚架塑性设计的一般步骤

对一个给定荷载条件的单层刚架,可按以下步骤进行设计:

(1) 确定控制结构设计的各种荷载组合并计算出组合后的荷载值。在确定荷载数值之后,一般可采用同一组合中的各个荷载(如屋顶均布荷载 q_r , 墙面均布荷载 q_w , 柱顶集中荷载 F_c)之间比例关系的表达方式(如 $q_r = \alpha P/B$, $q_w = \beta P/H$, $F_c = \gamma P$, 这里 B 、 H 分别是梁跨、柱高, α 、 β 、 γ 是定值比例因子, P 是荷载参数),并称为比例加载。由于塑性设计基于钢构件的一部分已进入塑性的状态,结构整体已失去了线弹性力学叠加原理适用范围所限定的条件。因此,不能再采用按单种荷载计算内力后再用组合系数将其叠加起来的方法。

(2) 设定各杆件极限状态时截面承载力(主要是极限弯矩)之间的比例关系。这种比例关系,一般根据经验和以往工程实例设定,并考虑整体稳定和局部稳定的要求,计算后可以进一步调整。需要注意的是,对刚架梁截面极限承载力即是 M_p ,对刚架柱,当轴力较大时则要考虑轴力对极限弯矩的影响,采用 $M_{pc} = M_{pc}(N)$ 的表达式。由于工程设计构件使用的截面,其 $M_{pc}(N)$ 是较复杂的表达式,故常采用简化方法予以处理。对双轴对称工字形截面柱,绕强轴弯曲时,可近似取:

$$\text{当 } \frac{N}{N_p} \leq 0.13 \text{ 时, } M_{pcx} = M_{px} \quad (3-5-10a)$$

$$\text{当 } \frac{N}{N_p} > 0.13 \text{ 时, } M_{pcx} = 1.15M_{px} \left(1 - \frac{N}{N_p} \right) \quad (3-5-10b)$$

绕弱轴弯曲时

$$M_{pey} = 1.19M_{py} \left[1 - \left(\frac{N}{N_p} \right)^2 \right] \quad (3-5-10c)$$

(3) 对刚架进行极限分析。极限分析原理和具体计算方法可以参考有关结构力学或结构塑性分析的教科书。刚架通常用机构法进行分析。由极限分析可以求出结构的内力分布。

(4) 设计和校核。工程设计时,在选择截面形式的同时,也会预先设定截面的尺寸。所以在机构分析中假定出现塑性铰的截面,内力可能并未达到截面的极限承载力。这种情况下,应对截面进行调整后,重新设计。最终选定的杆件截面,应在到达极限强度之前保证整体稳定和局部稳定。

(5) 节点设计。塑性设计利用钢材的塑性发展,使杆件中的内力重分布,同时所有塑性变形应限制在杆件中。为此节点设计时需保证节点弹性范围内的强度高于所连杆件的极限强度。

五、刚架的节点和柱脚构造

(一) 梁—梁节点

由于运输条件的限制,刚架结构中较长的梁需要拼接。拼接处可以采用全焊接(图 3-5-31a)、全螺栓连接(图 3-5-31b)、焊缝与螺栓或高强度螺栓混合连接(图 3-5-31c)的方式。梁与梁的节点也可以采用端板方式,一般用高强度螺栓连接(图 3-5-31d)。在同一个接头处的连接,例如梁翼缘的拼接,若并用螺栓和焊缝(图 3-5-31e),应充分考虑这两者变形性能有较大差别,在受力过程中难以保证同时负荷的特点。

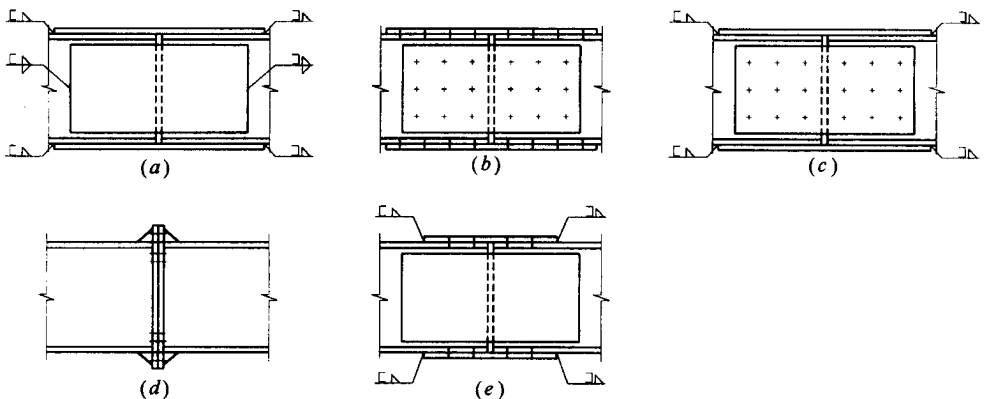


图 3-5-31 梁—梁连接节点

图 3-5-31 (a) ~ (c) 连接接头中各部分的内力分配, 有两种方式:

(1) 翼缘接头负担全部弯矩, 腹板接头负担全部剪力;

(2) 翼缘和腹板接头按梁截面的抗弯刚度比例分配所需负担的弯矩, 腹板接头另负担全部剪力。

梁与梁连接的另一种接头是横向刚架梁与纵向的梁、檩条的连接。连接时的相互位置有顶接和平接(图 3-5-32a、b) 连接的方式, 以铰接为多, 视需要也可以处理成刚接。

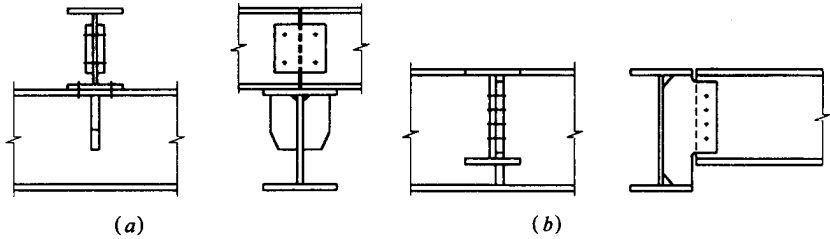


图 3-5-32 轴线垂直的梁的连接节点

连接接头的设计, 可以按“等强度准则”或“等负荷准则”。为了保证节点不先于构件发生失效, 通常还使节点强度比设计准则确定的强度值高出 10% ~ 20%。

(二) 梁 - 柱节点

单层刚架中典型的梁柱节点为刚接和铰接两类(图 3-5-33)

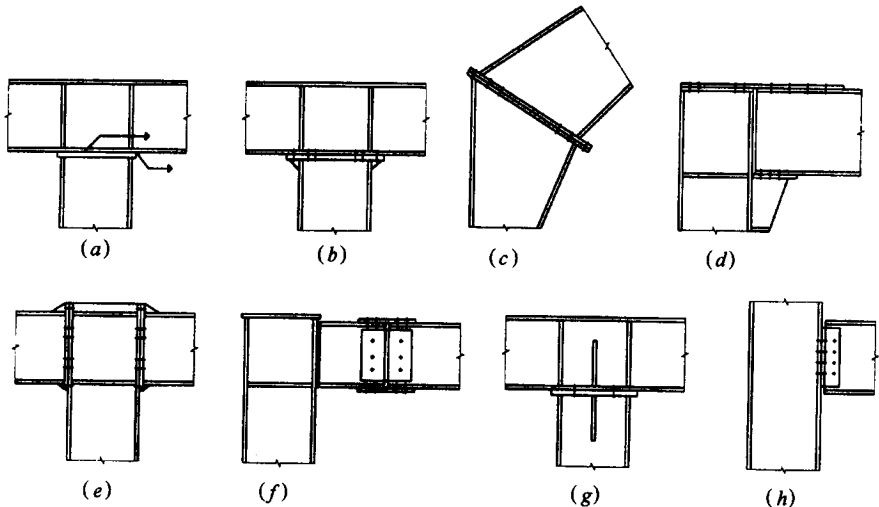


图 3-5-33 梁柱节点

刚接连接必须能够传递弯矩。这不仅指翼缘、腹板上的内力能够通过连接(焊缝或螺栓)得以传递, 而且不同构件的板件要有可靠的传力机制。如图 3-5-33 (a) 中由

于柱的翼缘平面与梁的腹板平面垂直，一般应在梁腹板上设加劲肋，除非柱的反力相对较小，或梁的腹板相对较厚。在梁与柱的测接中，工字形柱腹板上的横向加劲肋也起同样的作用。是否需要设置加劲肋，可以通过计算予以确定。

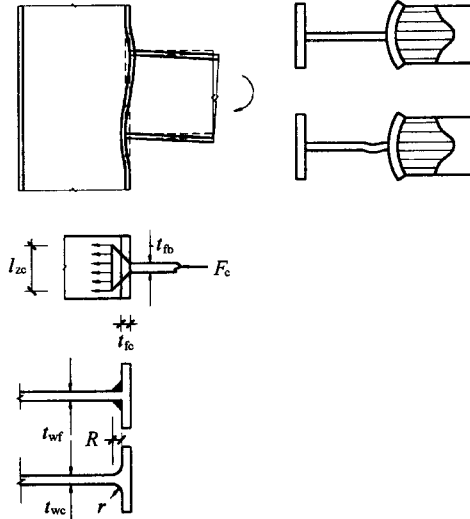


图 3-5-34 梁柱节点处集中力传递机制

设图 3-5-34 所示连接，由弯矩产生的梁翼缘上的合力可视为一集中力，记为 F_c 。对受压力处，可按以下两式计算连接处的承载强度：

$$F_c \leq l_{zc} t_{wc} (1.25 - 0.5 \frac{|\sigma|}{f_d}) \cdot f_d \quad (3-5-11a)$$

$$F_c \leq l_{zc} t_{wc} f_d \quad (3-5-11b)$$

式中 t_{wc} ——柱腹板厚度；

l_{zc} ——集中力在柱腹板上的分布长度；

$$l_{zc} = t_{fb} + 5(t_{fc} + R)$$

t_{fb} ——梁翼缘厚度；

t_{fc} ——柱翼缘厚度；

R ——柱翼缘内表面至腹板弧根的距离，或腹板角焊缝的厚度；

$|\sigma|$ ——柱腹板中的最大轴向应力的绝对值；

f_d ——腹板的强度设计值。

对受拉力处，则应满足

$$F_c \leq 6.25 t_{fc}^2 f_d \quad (3-5-12)$$

当不满足以上条件时，应该设加劲肋。

在工字形柱中，刚性连接的梁柱节点部位要防止节点域钢板的受剪破坏。节点域承受的剪力由梁、柱弯矩引起的翼缘集中力造成，其值可参考图 3-5-35 所示计算。由于梁柱构件的剪力相对而言较小，可以略去，节点域内的平均剪应力可按下式计算

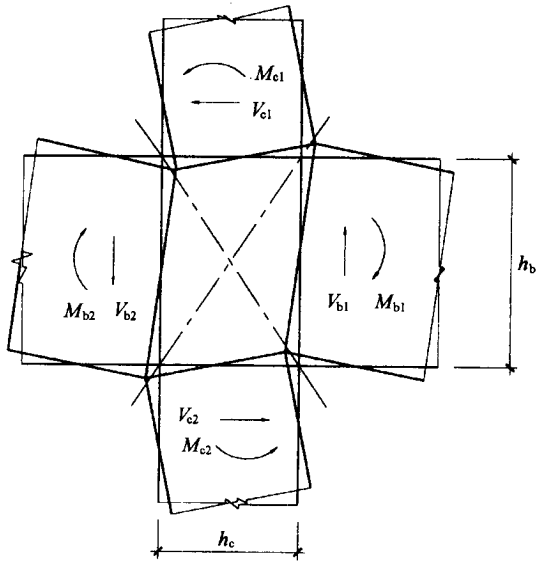


图 3-5-35 节点域剪力

$$\tau = \frac{\sum M_b}{t_w h_c h_b} = \frac{\sum M_c}{t_w h_c h_b} \quad (3-5-13)$$

式中 $\sum M_b$, $\sum M_c$ ——分别为汇交在节点处的梁端弯矩之和或柱端弯矩之和；

t_w , h_c , h_b ——分别为节点域腹板厚度，柱与梁的高度。

当计算剪应力大于材料强度设计值时，应增大节点域板厚，或设置斜向的加劲肋（图 3-5-36）。

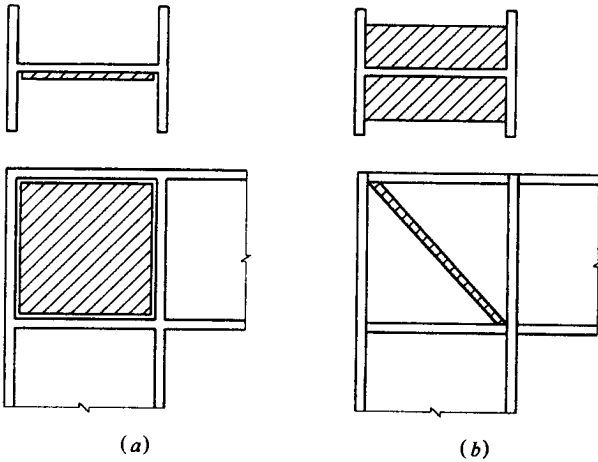


图 3-5-36 节点域的加强

(三) 柱脚

柱脚与基础的连接方式也有刚接连接与铰接连接两种。

刚接注脚与混凝土基础的连接方式有埋入式、外包式和外露式三种。埋入式柱脚插入混凝土基础的杯口，然后用细石混凝土填实（图 3-5-37a）。弯矩可以由柱子和混凝土的接触形成的力矩平衡；剪力可以通过底板摩擦（一般可取摩擦系数为 0.4）、柱身与侧壁混凝土之间的挤压或在柱底下设置剪力键的方式传递。当柱上受压力时，压力通过柱底板接触传力至混凝土基础；当柱子在某些荷载作用下产生上拔力时，可以通过预埋锚栓连接、柱翼缘上设置焊钉等方法传递。外包式的基础有一段高度升起基础平板，为防止较薄的混凝土外包层被压碎，采用竖向钢筋和箍筋加强的方式（图 3-5-37b），其传力机制与埋入式相似。外露式柱脚需在翼缘两外侧设置抗拉的锚栓以传递弯矩（图 3-5-37c、d），剪力的传递靠摩擦力或抗剪键；一般不考虑锚栓参与承剪的作用，但当柱子受拉但拉力不大时，亦可考虑锚栓的承剪。这类柱脚设计时需留意底板的强度和刚度，图 3-5-37c 所示底板中的加劲肋，一方面使板的无加劲区段减小，将板当作有支承且受横向力（基础反力引起的分布压力）的构件来算，区格细分的结果降低了板内弯矩；另一方面使板的抗弯刚度得以提高。图 3-5-37d 的构造方法相当于使底板高度增大，更提高了其刚度。外露式柱脚有时也用素混凝土围起来，出于防止直接碰撞、防潮防锈等考虑。但这种素混凝土起不了大约束作用。

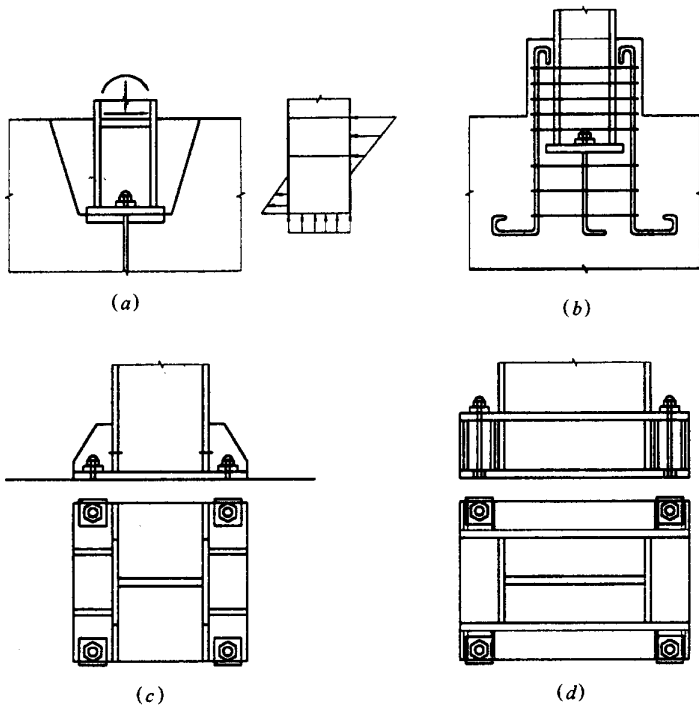


图 3-5-37 刚接柱脚

铰接柱脚一般采用图 3-5-38 的构造方式。锚栓设置在靠柱子截面弯曲轴的近旁。如混凝土能满足承压强度的要求，柱底板可以做得较小。当要加大柱底板面积时，可以采用类似刚接柱脚那样在底板上加设少量肋板的措施。

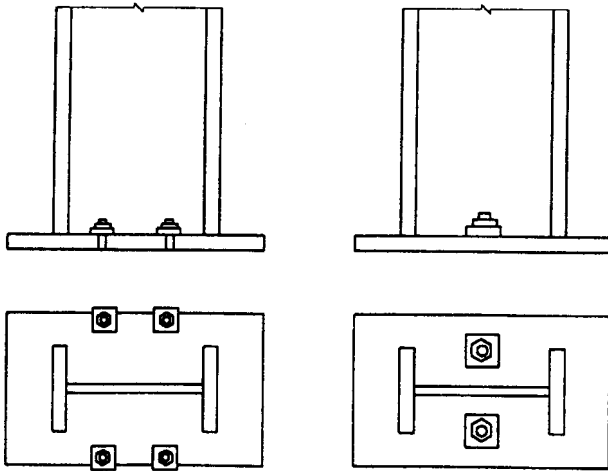


图 3-5-38 铰接柱脚

第三节 拱

一、拱的类型与用途

拱主要用于跨度较大并以承受竖向荷载为主的工程结构，例如桥梁结构以及建筑结构有屋盖、顶棚等。

实腹式钢拱的截面可以采用圆钢管、矩形或方形钢管、工字形型钢或焊接组合截面等形式。拱可以是等截面构件的，也可为变截面的。采用钢管时内部灌入混凝土，有助于提高构件的强度、稳定性和刚度。

两端刚接的拱（图 3-5-39a）能提供较大的结构刚度，对抵抗弯矩较有利，但其超静定次数高，对地基变形和温度作用较敏感。跨度不大的拱，两端支座可处理成铰接，称为两铰拱，两铰拱制作、安装简单（图 3-5-39b）；若中央另有一铰，则是三铰拱（图 3-5-39c）。设计拱结构时，处理支座推力是一个重要问题；有时可以将拱的两端用拉杆连接起来（图 3-5-39d）。拱与拉杆间连以竖杆，构成拱架（图 3-5-39e）。

拱的轴线有圆弧线、抛物线、倒置的悬链线及其他形式。不同轴线形式的拱，受力性能有差别。

除了单跨拱以外，有连续拱（图 3-5-39f）。本章介绍单跨拱的有关知识。

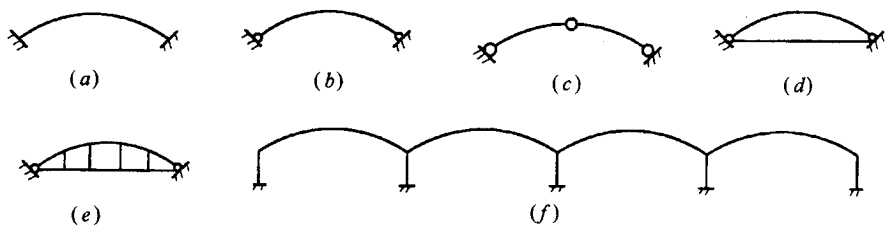


图 3-5-39 拱的外形

二、拱轴平面内的整体稳定

(一) 拱轴平面内失稳的形式与平衡微分方程

受竖向荷载或径向荷载作用的拱，如同理想轴心受压直杆由直线平衡方式突然会变化到弯曲平衡方式那样，也可能从仅有轴向变形的状态变为弯曲状态，如图 3-5-40 所示。图 3-5-40 (a) (b) 为反对称失稳，图 3-5-40 (c) 为对称失稳。

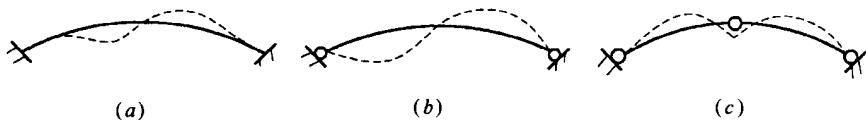


图 3-5-40 拱轴平面内的整体失稳

假设失稳时，拱轴不发生压缩，则在图 3-5-41 所示曲线坐标下，按失稳变形后位置建立的拱在平面内的弹性平衡微分方程为

$$\left[EI_x \left(v'' + \frac{v}{R^2} \right) \right]'' + \left[\frac{EI_x}{R^2} \left(v'' + \frac{u}{R^2} \right) \right]' = \frac{dq_r}{ds} - \frac{q_s}{R} \quad (3-5-14)$$

其中 I_x ——截面惯性矩，绕与拱轴平面垂直的截面主轴；

ds ——拱轴上的微弧；

R ——拱轴上微的弧所对应的曲率半径；

v ——拱轴沿径向的挠度；

q_r, q_s ——沿径向和切向的等效分布荷载，考虑了横向力和轴向力的影响。

式 (3-5-14) 适用于等截面或变截面的拱，适用于单纯受压拱和压弯拱。

(二) 单纯受压拱平面内失稳的临界荷载

以下三种情况将形成单纯受压拱（图 3-5-42）：

(1) 抛物线拱承受沿水平线均匀分布的竖向荷载；

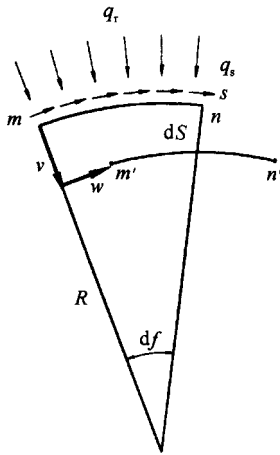


图 3-5-41 拱的曲线坐标

- (2) 悬链线拱承受沿拱轴均匀分布的竖向荷载；
- (3) 圆弧拱承受沿拱轴均匀分布的径向荷载。

单纯受压等截面拱平面内弹性稳定的临界荷载值可表达为：

$$q_{cr} = \alpha_1 \frac{EI_x}{l^3} \quad (3-5-15)$$

其中 α_1 ——拱的平面内整体稳定临界荷载系数，与拱的曲线形式、支座条件及拱的矢跨比 f/l 有关， f 是拱的初始矢高， α_1 的具体数值见表 3-5-2；
 l ——拱的水平跨度。

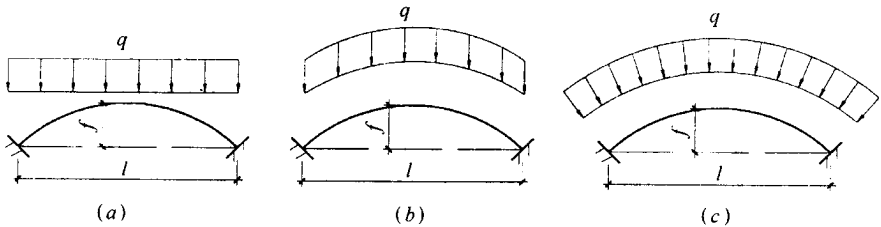


图 3-5-42 三种单纯受压拱

式 (3-5-14) 基于无初始缺陷的理想拱。考虑实际工程构件存在的缺陷，使用表 3-5-2 时，应对拱的平面内整体稳定临界荷载系数予以适当降低。

表 3-5-2 单纯受压拱平面内整体稳定临界荷载系数

拱轴类型	矢跨比 f/l	无铰拱	两铰拱	三铰拱
抛物线	0.1	60.9	29.1	22.5
	0.2	103.1	46.1	39.6

拱轴类型	矢跨比 l/l	无铰拱	两铰拱	三铰拱
	0.3	120.1	49.5	49.5
	0.4	117.5	45.0	45.0
	0.5	105.3	38.2	38.0
悬链线	0.1	60.1	28.7	
	0.2	98.0	43.5	
	0.3	107.4	43.2	
	0.4	97.2	35.3	
	0.5	79.3	26.5	
圆弧线	0.1	58.9	28.4	22.2
	0.2	90.4	39.3	33.5
	0.3	93.4	40.9	34.9
	0.4	90.7	32.8	30.2
	0.5	64.0	24.0	24.0

在前述三种单纯受压拱中，虽然任意截面都仅受轴力作用，但只有圆弧拱的轴压力沿拱轴不变，其余情况下，拱内压力自拱顶向拱趾递增。以距支座四分之一跨度处拱截面的轴力为代表，将平面内弹性失稳时该点的轴力记为名义屈曲临界压力 N_{crx} 。

$$N_{crx} = \frac{\pi^2 EI_x}{K_s^2 S^2} \quad (3-5-16)$$

式中 S ——拱轴长度的一半（图 3-5-43）：

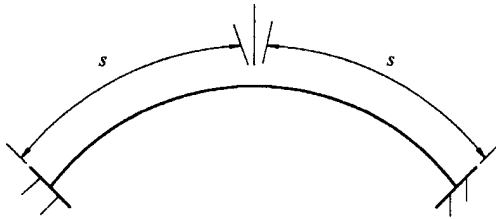


图 3-5-43 拱轴半长示意

K_s ——等效计算长度系数，详见表 3-5-3。

表 3-5-3 单纯受压拱平面内整体稳定名义屈曲临界压力的等效计算长度系数

拱轴类型	矢跨比 l/l	无铰拱	两铰拱	三铰拱
抛物线	0.1	0.70	1.02	1.14
	0.2	0.69	1.04	1.11
	0.3	0.70	1.10	1.10
	0.4	0.71	1.12	1.12

拱轴类型	矢跨比 f/l	无铰拱	两铰拱	三铰拱
	0.5	0.72	1.15	1.15
悬链线	0.1	0.70	1.01	
	0.2	0.69	1.04	
	0.3	0.68	1.10	
	0.4	0.72	1.17	
	0.5	0.73	1.24	
圆弧线	0.1	0.70	1.01	1.14
	0.2	0.70	1.07	1.15
	0.3	0.70	1.06	1.15
	0.4	0.71	1.11	1.15
	0.5	0.71	1.15	1.15

这里对 K_s 值稍加讨论，由图 3-5-40 看出，无铰拱发生反对称失稳时，其屈曲半波长类似于在一端固定他端铰接、长度等于 S 的直杆；两铰拱的屈曲半波长则相当于两端铰接长为 S 的直杆的情况。前者 K_s 值接近于 0.7，后者则稍大于 1.0。由此可见，如若确定拱失稳时的半波长，可以根据轴心压杆的整体稳定系数确定其承载力。

(三) 非纯压拱的稳定性

单纯受压拱只有在少数限定的条件下才能实现；工程结构的几何条件、约束条件和荷载条件中，只要不能同时满足这些条件，就会在拱内造成压力、弯矩和剪力。这样，拱的稳定承载力问题就是第二类稳定问题，即极限承载力问题。

非纯压拱的稳定承载力计算，尚无普遍适用于不同类型拱的公式，一般需要应用数值分析方法。

三、拱轴平面外的整体稳定

(一) 拱轴平面外稳定的平衡微分方程

拱轴平面外失稳具有弯扭失稳的特征，其稳定平衡微分方程表达为

$$- [EI_y (u'' + \frac{\theta}{R})] + [\frac{GI_z}{R} (\theta' + \frac{u'}{R})] [\frac{EI_\omega}{R} (\theta' + \frac{u'}{R})] + N (u'' + \frac{\theta}{R}) q\xi = 0 \quad (3-5-17a)$$

$$[GI_z (\theta' + \frac{u'}{R})] - [EI_\omega (\theta' + \frac{u'}{R})] + \frac{EI_y}{R} (u'' - \frac{\theta}{R}) + m\xi = 0 \quad (3-5-17b)$$

式中 u, θ ——分别为拱轴在平面外的侧移与绕轴线切向的转角；

I_y, I_z, I_ω ——分别为截面绕形心主轴 y （拱轴平面内的截面主轴）的惯性矩、截面相当惯性矩（圣文南系数）与翘曲惯性矩；

$q\xi, m_\xi$ ——沿失稳后截面主轴（指向拱轴平面外）方向的分布荷载和绕拱轴切向的分布弯矩。

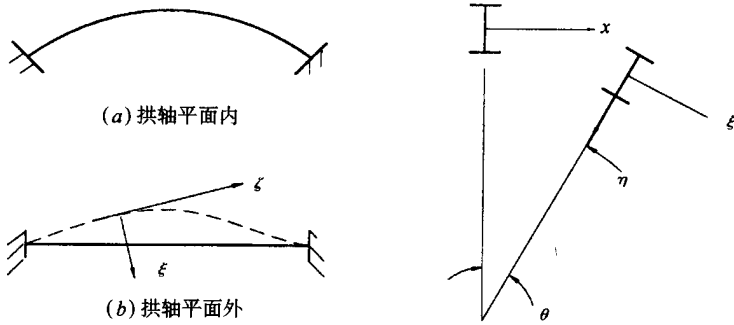


图 3-5-44 拱轴平面外的整体失稳

(二) 平面外稳定的临界压力

对开口薄壁等截面圆弧拱承受径向荷载时的平面外稳定临界压力，方程（3-5-17）有如下近似解

$$N_{\text{crv}} = \frac{\pi^2 EI_y}{K_R^2 R^2} \quad (3-5-18)$$

式中

$$K_R = \sqrt{\frac{\beta^2 [1 + \gamma (\frac{\beta}{\pi})^2]}{\mu [(\frac{\beta}{\pi})^2 + 1/\gamma] + [1 - (\frac{\beta^2}{\pi})^2]}} \quad (3-5-19)$$

β ——圆弧拱所夹圆心角；

$$\mu = \frac{EI_\omega}{GI_z R^2} \quad (3-5-20)$$

$$\gamma = \frac{EI_y}{GI_z} \quad (3-5-21)$$

第六章 平台钢结构设计 计算及实例与图集

第一节 概 述

(1) 平台结构通常由铺板、梁、柱、柱间支撑以及梯子、栏杆等组成，根据使用要求，可分为室内和室外平台，承受静力荷载和动力荷载的平台，生产辅助平台和中、重型操作平台等。

按照支座处理方式的不同，平台结构还可分为：

①直接搁在厂房柱的三角架或牛腿上的平台，如图 3-6-1 所示。图 3-6-1a 为一种安全走道平台；图 3-6-1b 为一种简单的中型操作平台。

②一侧支承于厂房柱或建筑物墙体，另一侧设独立柱的平台（图 3-6-2）。

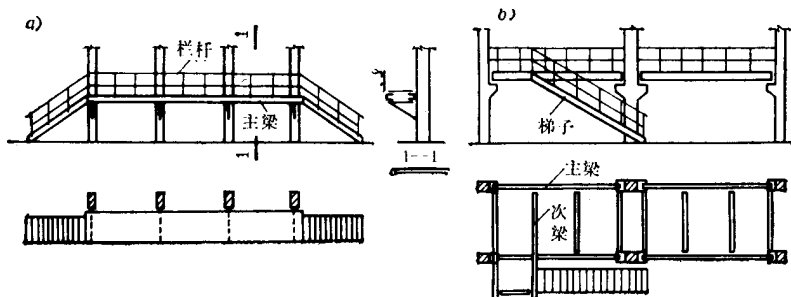


图 3-6-1 直接支承于厂房柱的平台

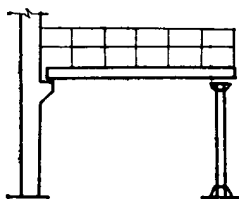


图 3-6-2 一端支于厂房柱的平台

③支承于大型设备上的平台（图 3-6-3）

④全部为独立柱的平台。图 3-6-4 是制药厂提炼车间的操作平台。为了便于安装

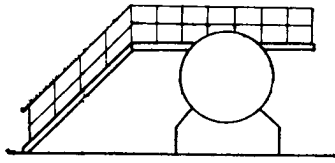


图 3-6-3 支承于罐体设备的平台

或更新设备，采用了与设备和建筑物脱开的独立平台结构。

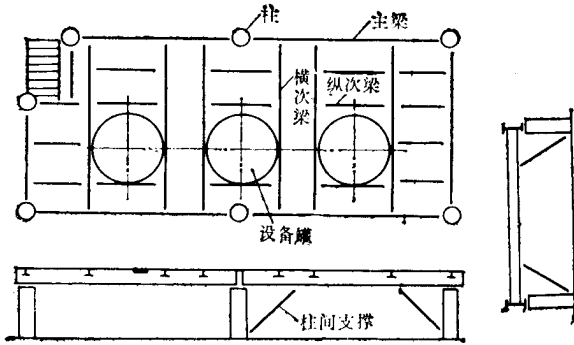


图 3-6-4 制药厂提炼车间的平台

此外，对受有较大动力荷载或有重量很大设备的平台，也宜支承于独立柱上。

(2) 平台结构的布置应符合下列要求：

① 满足工艺生产操作的要求，保证通行和操作的净空。一般通行净空高度不应小于 1.8m，宽度不应小于 0.6m。

② 应充分考虑平台上较大固定设备的位置以及大直径管道等的吊挂位置，应尽量将这些荷载直接作用在平台的梁、柱上，使传力明确、经济合理。

③ 应充分利用铺板的允许跨距，合理布置梁格。平台的梁格有三种类型，即：

A. 单向梁格：仅有一个方向的梁（图 3-6-1a）；

B. 双向梁格：有两种不同体系的梁，即主梁和次梁（图 3-6-1b）；

C. 复式梁格：有三种体系的梁，即主梁、横次梁和纵次梁（图 3-6-4）。

一般应尽量采用较为简单的梁格。

④ 在可能条件下，平台的梁、板应尽量直接支承在厂房柱、大型设备或其它结构上。

(3) 通行平台、单轨吊车的检修平台等轻型平台，其可变荷载的标准值可取为 2.0kN/m^2 。中、重型操作平台的荷载，通常应由工艺设计提供。对重型操作平台上的大面积荷载，应合理分区考虑。

对于设有—般机械动力设备（如小型电动机、通风机、输送机或类似重量和振动不大的设备）的平台结构，计算直接承受动力荷载的构件（铺板、梁等）的强度和稳定性时，动力荷载应乘以动力系数（1.1~1.2）；对于受有较大动力设备、机械车辆等荷载，或有特殊要求的平台结构，必要时应按有关的专门规范或规定进行动力计算。

计算平炉或转炉车间，或其它类似车间的工作平台结构时，由检修材料所产生的荷载，可乘以下列折减系数：

主梁	0.85
柱（包括基础）	0.75

(4) 平台结构的梁和柱应优先选用轧制型钢，并力求构件尺寸统一，以方便制造、运输和安装。

平台结构应满足强度、稳定性和刚度要求。对直接承受动力荷载的平台梁（或桁架）及其连接，尚应满足疲劳强度的要求。

铺板宜尽可能密铺在平台梁受压翼缘上并与其牢固连接，使能阻止梁受压翼缘的侧向位移，保证梁的整体稳定性。

(5) 平台结构的刚度应满足下列要求：

- ① 平台柱及格构柱的缀条，长细比不应超过 $[\lambda] = 150$ 。
- ② 平台梁、平台板的挠度不应超过表 3-6-1 的数值。

(6) 未与厂房柱等承重结构相联系的独立平台、或平台结构的独立部份，应在某些柱列设置柱间支撑，使整个平台结构在竖向成为稳定体系。支撑宜布置在柱列中部（图 3-6-5a、c），如因工艺生产条件限制也可布置在边部（图 3-6-5b）。

柱间支撑通常采用交叉形（图 3-6-5a、b），如交叉形与使用要求有矛盾时，可采用门形（图 3-6-5c）或连续的隅撑（图 3-6-5d），有时也采用横梁与柱刚接的框架形式（图 3-6-5e）。

表 3-6-1 平台梁、板的容许挠度

项次	类 型	容许挠度值 $[\nu]$
1	有轨道的工作平台梁 (1) 有重轨（重量 $\geq 38\text{kg/m}$ ）轨道时 (2) 有轻轨（重量 $\leq 24\text{kg/m}$ ）轨道时	$l/600$ $l/400$
2	一般工作平台梁（第 1 项除外） (1) 主梁（包括设有悬挂起重设备的梁） (2) 次梁（包括楼梯梁） (3) 有抹灰顶棚的梁（仅用可变荷载计算）	$l/400$ $l/250$ $l/360$
3	平 台 板 (1) 压型钢板 (3) 平 钢 板	$l/300$ $l/150$

注： l ——梁或板的跨度（对悬伸梁，为悬伸长度的二倍）。

(7) 受高温作用的平台结构，应根据不同情况采取防护措施，例如：

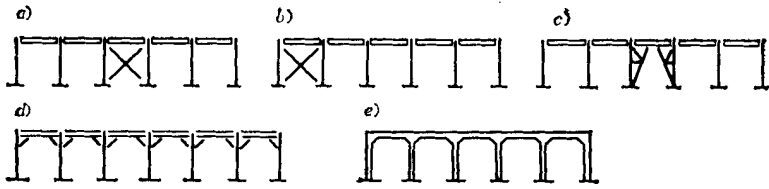


图 3-6-5 平台柱的支撑

①当平台结构可能受到炽热熔化金属的侵害时，应采用砖或耐热材料做成的隔热层加以保护。

②当平台结构的表面长期受幅射热达 150°C 以上，或在短时间内可能受到火焰作用时，应采取有效的防护措施（如加隔热层或水套等）。

第二节 平台结构构件的形式和计算

一、平台铺板的形式和计算

(1) 平台铺板应尽可能采用钢筋混凝土板（图 3-6-6a），尤其当铺板通过连接件与钢梁共同工作（组合梁）最为有利。只有冶金工厂和化工车间的某些平台，根据工艺要求才采用钢铺板。另外悬挑于厂房柱或支承于大型设备上的轻型平台，为了减轻平台自重，也可采用钢铺板。

钢铺板有平钢板（图 3-6-6b）、压型钢板（图 3-6-6c）以及篦条式铺板（图 3-6-6d、e）等。

对人行通道和经常操作的平台，宜采用花纹平钢板；重型平台常采用普通平钢板（上加砖等防护层）。室外平台以及考虑减少积灰和便于观察设备等要求的平台，可采用篦条式。压型钢板系用薄钢板辊压而成，其刚度大、耗钢量小，跨度可达 6m ，尤其在上面浇灌混凝土使成为组合板，更显得优越，可用于一般的平台中。

(2) 采用花纹平钢板或普通平钢板的平台铺板，可分为无肋铺板和有肋铺板两种。有肋铺板的加劲肋可采用扁钢或角钢。扁钢的截面宽度宜为跨度的 $2/12 \sim 2/15$ ，厚度不应小于宽度的 $1/15$ 。角钢加劲肋应将肢尖与平台板焊接。

无肋铺板宜按构造配置加劲肋，其间距可取为铺板短跨度的 $2 \sim 2.5$ 倍。

加劲肋与铺板的连接焊缝以及铺板与梁的连接焊缝，可采用间断焊缝。当铺板计入梁或加劲肋的计算截面时，间断焊缝的净距 $\leq 15t$ ；其它情况的净距 $\leq 30t$ （ t 为较薄焊件厚度）。

(3) 钢铺板的计算应按下列规定采用：

①当平板为四边支承（支承于梁和加劲肋）且长边与短边之比 ≤ 2 时，可近似地按

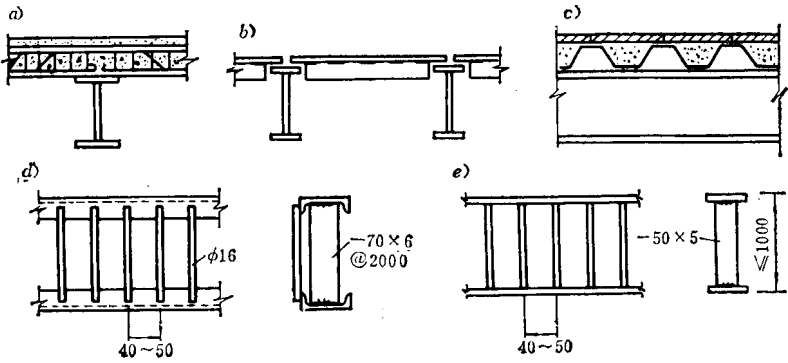


图 3-6-6 平台铺板形式

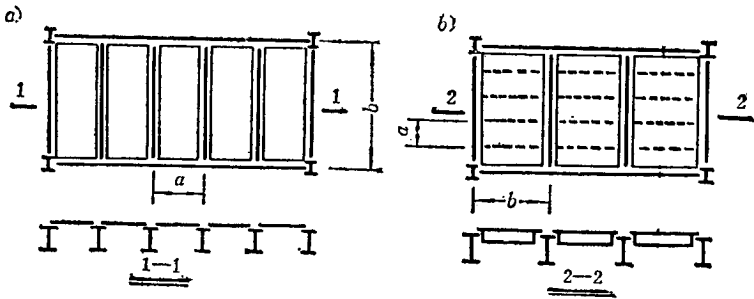


图 3-6-7 无肋铺板和有肋铺板

a—无肋铺板；b—有肋铺板

四边简支板计算其强度和挠度，即：

最大弯矩，

$$M_{\max} = \alpha q a^2 \quad (3-6-1)$$

强度

$$\frac{M_{\max}}{\gamma W} = \frac{6M_{\max}}{\gamma t^2} \leq f \quad (3-6-2)$$

挠度

$$v = \beta \frac{q_k a^4}{Et^3} \leq [v] \quad (3-6-3)$$

式中 q ——单位宽度板上的均布荷载设计值；
 q_k ——单位宽度板上的均布荷载标准值；
 α 、 β ——系数，根据 b/a 值按表 3-6-2 采用；
 a 、 b ——板短边和长边的边长（图 3-6-7）；
 t ——平板的厚度；

γ ——截面塑性发展系数，此处取 $\gamma = 1.2$ 。

表 3-6-2 四边简支板的系数 α 、 β

b/a	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
α	0.065	0.070	0.074	0.079	0.083	0.085	0.0862	0.0908	0.0948	0.0985	0.1017
β	0.0433	0.0530	0.0616	0.0697	0.0770	0.0843	0.0906	0.0964	0.1017	0.1064	0.1106

②当平板为两边支承、或边四边支承但长边之比大于 2 时，仍采用公式 (3-6-1) 至公式 (3-6-3) 进行计算，但系数 α 、 β 值取为：

对单跨简支板或双跨连续板 $\alpha = 0.125$, $\beta = 0.140$ ；

三跨或三跨以上连续板 $\alpha = 0.10$, $\beta = 0.110$ 。

③有肋铺板的加劲肋应按两端简支的 T 形截面（对扁钢加劲肋）或丁字形截面（对角钢加劲肋）梁计算其强度和挠度。截面中包括加劲肋每侧各 15 倍平板厚度在内（图 3-6-8）。

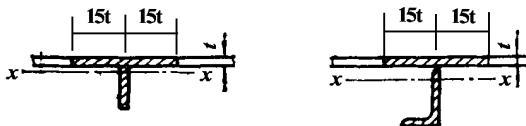


图 3-6-8 加劲肋的计算截面

强度，

$$\frac{M}{\gamma_x W_{nx}} \leq f \quad (3-6-4)$$

挠度，

$$v = \frac{5}{385} \frac{q_k l^4}{EI_x} \leq [v] \quad (3-6-5)$$

作用于加劲肋的荷载应取两加劲肋之间范围的总荷载。塑性发展系数 γ_x ：对 T 形截面，上边缘为 1.05，下边缘为 1.2；对丁字形截面，上、下边缘均为 1.05。

二、平台梁的形式和计算

(1) 平台梁宜尽量采用轧制截面（普通工字钢、H 型钢或槽钢）。当轧制截面尺寸不满足要求时，宜采用三块板焊成的工字形截面；当需要有较大的抗扭刚度时，可采用焊接箱形截面；在特殊情况下（如跨度很大而荷载较小时），可采用桁架式梁（图 3-6-9）。

(2) 单向弯曲（绕 x 轴）的型钢梁应按下列规定进行计算：

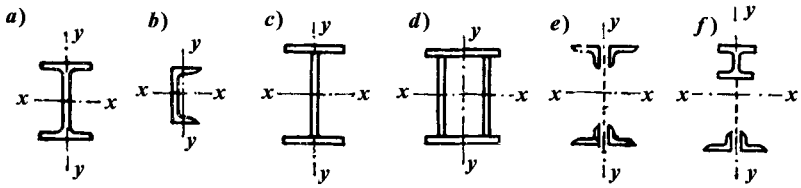


图 3-6-9 平台梁的截面形式

①强度计算：

抗弯强度应按下式计算：

$$\frac{M}{\gamma_x W_{nx}} \leq f \quad (3-6-6)$$

式中 γ_x ——截面塑性发展系数。受静力荷载或间接受动力荷载的梁， $\gamma_x = 1.05$ ；直接受动力荷载的梁， $\gamma_x = 1.0$ 。

型钢梁的腹板较厚，抗剪强度一般均能满足要求，因此只在最大剪力处的截面有较大削弱时，才按下式计算抗剪强度：

$$\tau = \frac{VS}{I_t W} \leq f_v \quad (3-6-7)$$

梁受有固定集中荷载处和支座处，当无支承加劲肋时，应按下式计算局部承压强度（图 3-6-10）：

$$\sigma_c = \frac{F \text{ (或 } R)}{t_w l_z} \leq f \quad (3-6-8)$$

式中 l_z ——集中力在腹板计算高度 (h_0) 边缘的分布长度，按下列公式计算：

在跨中集中荷载处，

$$l_z = a + 2h_y \quad (3-6-9)$$

在支座处，

$$l_z = a + a' + h_y \leq a + 2h_y \quad (3-6-10)$$

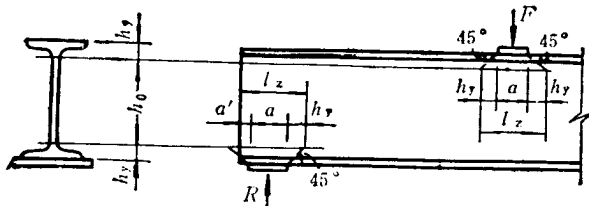


图 3-6-10 梁的局部压应力计算

②当梁的受压翼缘上无密铺连牢的铺板、或工字形截面简支梁受压翼缘侧向支承点间距离 l_1 与其宽度 b_1 之比应按下式计算整体稳定性：

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} \leq f \quad (3-6-11)$$

式中 φ_b ——整体稳定系数。

③ 挠度计算可按下列公式进行：

简支梁：

受均匀荷载

$$v = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k l^4}{EI_x} \leq [v] \quad (3-6-12)$$

跨中一个集中荷载

$$v = \frac{F_k l^3}{48EI_x} \leq [v] \quad (3-6-13)$$

跨间多个集中荷载

$$v = \frac{M_x l^2}{10EI_x} \leq [v] \quad (3-6-14)$$

连续梁：

$$v = \left(\frac{M_x}{10} - \frac{M_1 + M_2}{16} \right) \frac{l^2}{EI_x} \leq [v] \quad (3-6-15)$$

式中 M_x ——梁跨中最大弯矩（标准值）；

M_1 、 M_2 ——与 M_x 同时产生的两端支座负弯矩（标准值），代入公式取正号。

(3) 计算焊接组合工字梁时，可按下列方法确定其截面的初步尺寸：

① 截面高度 h ：

按经济条件，

$$h_s \approx 3W_x^{0.4} \text{ (cm)} \quad (3-6-16)$$

式中 $W_x = \frac{M_x}{\alpha f}$ ——需要的截面抵抗矩（单位 cm^3 ）。无孔眼时，取 $\alpha = 1.05$ ；有孔眼时，

取 $\alpha = 0.95$ 。对直接受动力荷载的梁 α 值应分别取为 1.0 和 0.9。

按刚度条件，梁的最小高度与跨度之比 h_{\min}/l ，可按表 3-6-3 确定。

表 3-6-3 等截面简支梁的最小高跨比

相对容许挠度 $[v]/l$		1/250	1/400	1/600
$\frac{h_{\min}}{l}$	3号钢	1/24	1/15	1/10
	16Mn钢	1/16	1/10	1/6.5
	15MnV钢	1/14.5	1/9	1/6

实际采用的梁截面高度 h ，应大于按刚度条件确定的 h_{\min} ，并大约等于按经济条件确定的 h_s ，并应使不超过建筑净空所允许的尺寸。一般宜使腹板高度 h_w 为 50mm 或 100mm 的倍数。

②梁的腹板厚度 t_w :

按抗剪要求,

$$t_w \geq \frac{1.2V_{\max}}{h_w f_v} \quad (3-6-17)$$

按经验公式,

$$t_w \approx \sqrt{h_w}/3.5 \quad (3-6-18)$$

在公式(3-6-18)中, t_w 和 h_w 的单位均为 mm。实际采用腹板厚度应考虑钢板的现行规格, 并不宜小于 6mm。

③一个翼缘的截面积可按下式计算:

$$A_f = \frac{W_x}{h_w} - \frac{1}{6} t_w h_w \quad (3-6-19)$$

翼缘板厚度 $t = A_f/b_f$, b_f 为翼缘板宽度, 一般可取 $b_f = (0.2 \sim 0.4) h_0$ 。通常 t 不宜小于 8mm。此外, 受压翼缘板外伸宽度与厚度之比不应超过 $15 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 。

(4) 单向弯曲的焊接组合梁, 按上条确定截面的初步尺寸后, 应进行下列计算:

①抗弯强度: 按公式(3-6-6)进行。当受压翼缘板外伸宽度与厚度之比超过 $13 \sqrt{235/f_y}$ (但不得超过 $15 \sqrt{235/f_y}$) 时, 应取 $\gamma_x = 1.0$ 。

剪应力计算: 按公式(3-6-7)进行。

局部压应力计算: 按公式(3-6-8)至公式(3-6-9)进行, 但对焊接梁, 公式(3-6-9)和公式(3-6-10)中的 h_y 应取为翼缘板厚度。

在腹板计算高度(对焊接梁即腹板全高)边缘处, 若同时受有较大正应力 σ 、较大剪应力 τ 和局部压应力 σ_c (如连续梁支座处或梁的翼缘截面改变处等), 应按下式计算折算应力:

$$\sqrt{\sigma^2 + \sigma_c^2 - \sigma\sigma_c + 3\tau^2} \leq \beta_1 f \quad (3-6-20)$$

式中 β_1 ——系数: 当 σ 与 σ_c 异号时, 取 $\beta_1 = 1.2$; 当 σ 与 σ_c 同号或 $\sigma_c = 0$ 时, 取 $\beta_1 = 1.1$ 。 σ 和 σ_c 以拉应力为正值, 压应力为负值。

②当组合梁需要计算整体稳定性时, 则按公式(3-6-11)进行计算。

③组合梁的挠度计算, 按公式(3-6-12)至公式(3-6-15)进行。

(5) 为保证组合梁腹板的局部稳定性, 应根据不同情况设置加劲肋。

对 $\sigma_c = 0$ 梁(一般梁), 应按下列规定配置腹板加劲肋(图 3-6-11):

①当 $h_0/t_w \leq 80 \sqrt{235/f_y}$ 时, 可不配置加劲肋。

②当 $80 \sqrt{235/f_y} < h_0/t_w < 170 \sqrt{235/f_y}$ 时, 应配置横向加劲肋, 其中 $h_0/t_w \leq 100 \sqrt{235/f_y}$ 时, 加劲肋间距 a 按构造确定 ($a \leq 2.5h_0$), 其它情况间距 a 按下列公式计算:

当 $\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\eta\tau} \leq 1500$ 时,

$$a \leq \frac{500h_0}{\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\eta\tau} - 1000} \quad (3-6-21)$$

当 $\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\eta\tau} > 1500$ 时，

$$a \leq \frac{1000h_0}{\frac{h_0}{t_w} \sqrt{\eta\tau} - 500} \quad (3-6-22)$$

式中 η ——考虑 σ 影响的增大系数，按下式计算：

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{1 - \left[\frac{\sigma}{715} \left(\frac{h_0}{100t_w} \right)^2 \right]^2}} \quad (3-6-23)$$

h_0 ——腹板计算高度，对焊接组合梁，取等于腹板高度 h_w ；

τ ——所考虑梁段内最大剪力 V 产生的腹板平均剪应力 (N/mm^2)，应按 $\tau = V / (h_w t_w)$ 计算；

σ ——与 τ 同一截面的腹板计算高度边缘的弯曲压应力 (N/mm^2)，应按 $\sigma = M y_1 / I$ 计算， y_1 为腹板边缘至梁中和轴的距离。

公式 (3-6-21) 或公式 (3-6-22) 右端算得的值为负值或大于 $2h_0$ 时，应取 $a = 2h_0$ 。

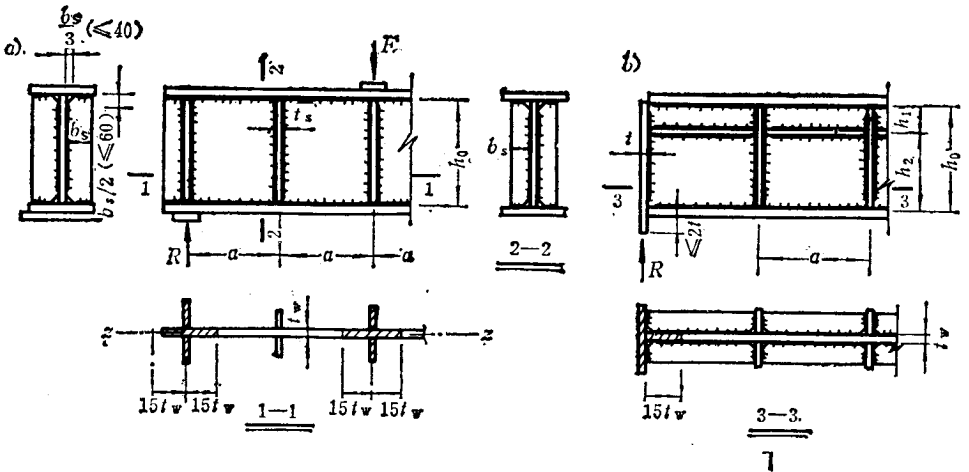


图 3-6-11 组合梁的加劲肋

③ 当 $h_0/t_w > 170 \sqrt{235/f_y}$ 时，除配置横向加劲肋外，尚应配置纵向加劲肋。

纵向加劲肋与腹板受压边缘的距离应在 $h_0/5$ 至 $h_0/4$ 之间，并应满足下式要求：

$$h_1 \leq 1120 t_w \sqrt{\sigma} \quad (3-6-24)$$

式中 σ ——所考虑梁段最大弯矩处腹板计算高度边缘的弯曲压应力 (N/mm^2)。

横向加劲肋的间距 a ，仍按上项确定，但应以 h_2 (图 3-6-11b) 代替 h_0 ，并取 $\eta = 1.0$ 。

(6) 梁的支座处和上翼缘受有较大固定集中荷载处，宜设置支承加劲肋。如果不设支承加劲肋，或梁上翼缘受有移动的集中荷载时，则加劲肋的间距应按有局部压应力 (即 $\sigma_c \neq 0$) 的梁进行计算。

(7) 加劲肋通常采用钢板作成，宜在腹板两侧成对配置，也允许单侧配置。

钢板横向加劲肋的截面尺寸为：

双侧配置时，

$$b_s \geq \frac{h_0}{30} + 40\text{mm}, \quad t_s \geq \frac{b_s}{15} \quad (3-6-25)$$

单侧配置时，

$$b_s \geq 1.2 \left(\frac{h_0}{30} + 40\text{mm} \right), \quad t_s \geq \frac{b_s}{15} \quad (3-6-26)$$

式中 b_s 、 t_s ——加劲肋的外伸宽度和厚度。

当同时用横向加劲肋和纵向加劲肋加强时，加劲肋截面对梁轴线 (双侧加劲肋) 或与腹板相连的腹板边缘线 (单侧加劲肋) 的惯性矩，尚应满足下列要求：

横向加劲肋：

$$I_z \geq 3h_0 t_w^3 \quad (3-6-27)$$

纵向加劲肋：

当 $a/h_0 \leq 0.85$ 时，

$$I_y \geq 1.5h_0 t_w^3 \quad (3-6-28)$$

当 $\frac{a}{h_0} > 0.85$ 时，

$$I_y \geq \left(2.5 - 0.45 \frac{a}{h_0} \right) \left(\frac{a}{h_0} \right)^2 h_0 t_w^3 \quad (3-6-29)$$

用角钢作加劲肋时，应将角钢肢尖焊于腹板，其截面惯性矩不得小于相应钢板加劲肋的惯性矩。

(8) 梁的支承加劲肋应在腹板两侧成对配置，并按承受支座反力 R 或固定集中荷载 F 的轴心受压构件计算其在腹板平面外的稳定性，其计算公式为：

$$\frac{R \text{ (或 } F)}{\varphi A} \leq f \quad (3-6-30)$$

式中 A ——加劲肋和加劲肋每侧各 $15t_w \sqrt{235/f_y}$ 范围内的截面面积 (图 3-6-11)；

φ ——轴心受压构件稳定系数，按 $\lambda = h_0/i_z$ 查得 (b 类截面)。

支承加劲肋的端部一般刨平顶紧于梁的翼缘，并按下式计算其端面承压应力：

$$\sigma_{ce} \frac{R \text{ (或 } F)}{A_{ce}} \leq f_{ce} \quad (3-6-31)$$

式中 A_{ce} ——端面承压面积；

f_{ce} ——钢材承压强度设计值。

(9) 焊接组合工字梁腹板与翼缘的连接焊缝，通常采用连续的双面角焊缝（焊脚尺寸 $h_f \geq 0.5t_w$ 和 6mm），并按下式计算其强度：

$$\frac{1}{2h_e} \sqrt{\left(\frac{VS_1}{I}\right)^2 + \left(\frac{F}{\beta_f l_z}\right)^2} \leq f_f^w \quad (3-6-32)$$

式中 h_e ——角焊缝的有效厚度， $h_e = 0.7h_f$ ；

S_1 ——翼缘毛截面对梁中和轴的面积矩；

β_f ——系数：直接承受动力荷载的梁， $\beta_f = 1.0$ ；其它情况， $\beta_f = 1.22$ 。

当梁上翼缘的固定集中荷载处有顶紧上翼缘的支承加劲肋时，公式（3-6-32）中的 $F = 0$ 。

在平台梁上受有相当于重级工作制吊车的动力荷载时，则上翼缘与腹板的连接焊缝宜采用焊透的对接焊缝。此时，可不必计算其强度。

三、平台柱的形式和计算

(1) 平台柱一般设计为等截面的实腹柱。实腹柱的常用截面为普通工字钢、H型钢、焊接工字形截面，有时也采用方管或圆管截面以及钢板、槽钢、T形钢与工字钢的组合截面。内力很小的柱可用双角钢十字形截面。格构式柱可用于长度较大的平台柱（图 3-6-12）

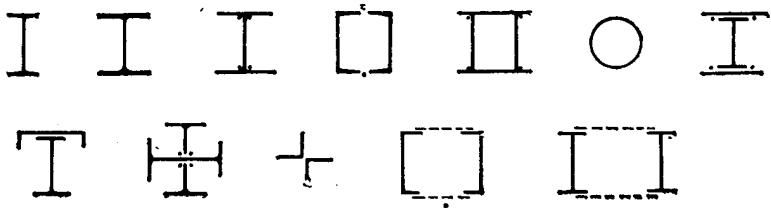


图 3-6-12 平台柱的截面形式

(2) 平台柱的计算长度，应按下列情况确定：

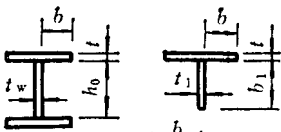
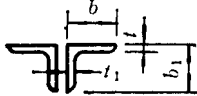
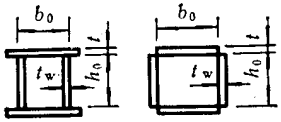
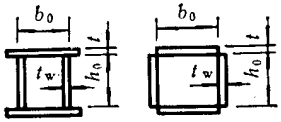

① 当平台上部无侧移（例如上部与刚度大的设备或建筑物相连，或布置有如图 3-6-6a、b、c 的柱间支撑）时，对上、下端设计为铰接的柱，其计算长度取为 $l_0 = H$ 。H 为柱长度方向不动支承点间距离（柱脚底面和梁的支承处均作为不动支承点）。

② 当平台上部有侧移（例如图 3-6-5c 的连续隅撑柱，或图 3-6-5d 的框架结构）时，平台柱的计算长度应按下列公式计算：

$$l_0 = \mu H \quad (3-6-33)$$

表 3-6-4

柱的板件宽厚比

项次	截面简图	轴心受压柱	压弯柱 (弯矩作用在竖直平面)
1		$\frac{b}{t} \leq (10 + 0.1\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$\frac{b}{t} \leq 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
2		$\frac{b_1}{t_1} \leq (10 + 0.1\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	当 $\alpha_0 \leq 1.0$ 时, $\frac{b_1}{t_1} \leq 15 \sqrt{235/f_y}$ 当 $\alpha_0 > 1.0$ 时, $\frac{b_1}{t_1} \leq 18 \sqrt{235/f_y}$
3		$\frac{h_0}{t_w} \leq (25 + 0.5\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	当 $0 \leq \alpha_0 \leq 1.6$ 时, $h_0/t_w \leq (16\alpha_0 + 0.5\lambda + 25) \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 当 $1.5 < \alpha_0 \leq 2.0$ 时, $h_0/t_w \leq (48\alpha_0 + 0.5\lambda - 26.2) \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
4		$\frac{h_0}{t} \left(\text{或} \frac{h_0}{t_w} \right) \leq 40 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$\frac{b_0}{t} \leq 40 \sqrt{235/f_y}$
5			$\frac{h_0}{t_w} \leq$ (按项次 3 右侧乘以 0.8, 但允许不小于 40)
6		$\frac{d}{t} \leq 100 \left(\frac{235}{f_y} \right)$	$\frac{d}{t} \leq 100 \left(\frac{235}{f_y} \right)$
备注		λ 为柱两方向长细比的较大值 当 $\lambda < 30$ 时, 取 $\lambda = 30$ 当 $\lambda > 100$ 时, 取 $\lambda = 100$	1. λ 为柱在弯矩作用平面内的长细比。当 $\lambda < 30$ 时, 取 $\lambda = 30$; 当 $\lambda > 100$ 时, 取 $\lambda = 100$ 2. $\alpha_0 = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) / \sigma_{\max}$ σ_{\max} 和 σ_{\min} 为腹板计算高度边缘的最大压应力和另一边缘的应力。压应力取正值, 拉应力取负值 (计算时不考虑稳定系数)

式中 H——柱高, 对隅撑柱为隅撑以下的柱高;

μ ——计算长度系数。

(3) 柱的板件宽厚比, 应满足表 3-6-4 的要求。

(4) 轴心受压柱的截面选择应按下列规定采用：

① 确定轴心受压柱的截面形式时，应尽量使柱的两个方向的长细比接近相等，对于组合截面的板件，应在满足表 3-6-3 宽厚比的要求下，尽可能薄些。

② 根据上述原则和实际经验初选截面尺寸后，按下式计算长细比和稳定性：

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_{0x}}{i_x} \leq [\lambda] \\ \lambda_y &= \frac{l_{0y}}{i_y} \leq [\lambda] \end{aligned} \right\} \quad (3-6-34)$$

$$\frac{N}{\varphi A} \leq f \quad (3-6-35)$$

轴心受压稳定系数 φ 应由 λ_x 和 λ_y 的较大值查得。对格构柱的虚轴的长细比，应取换算长细比。

③ 当柱有孔洞削弱时，尚应计算其净截面处（面积为 A_n ）的强度：

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq f \quad (3-6-36)$$

(5) 格构式轴心受压柱的缀件（缀条或缀板），应满足下列要求：

① 缀条一般用单角钢作成，与柱的分肢应组成完整的桁架形式（图 3-6-13）。分肢的长细比应满足 $\lambda_1 = l_1/i_1 \leq 0.7\lambda_{\max}$ ， i_1 为分肢截面对弱轴 1-1 的回转半径， λ_{\max} 为柱两方向长细比（对虚轴为换算长细比）的较大者。在满足上述要求的前提下，缀条形式宜采用无横杆的三角式（图 3-6-13a）。

缀板柱是一种多层框架形式（图 3-6-14）。一般缀板沿柱纵向的宽度取 $b \approx 2a/3$ ，厚度 $t \geq a/40$ ，柱端部缀板宜取 $b \approx a$ （ a 为两分肢轴线间的距离）。但同一截面处缀板线刚度之和（ $2 \times \frac{b^3 t}{12a}$ ）不得小于一个分肢线刚度（ I_1/l_1 ）的 6 倍。

缀板柱的分肢长细比 λ_1 应满足 $\lambda_1 = l_1/i_1 \leq 40$ 和 $0.5\lambda_{\max}$ （应 $\lambda_{\max} < 50$ 时，取 $\lambda_{\max} = 50$ ）。

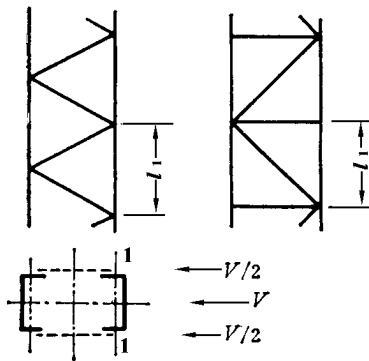


图 3-6-13 缀条柱简图

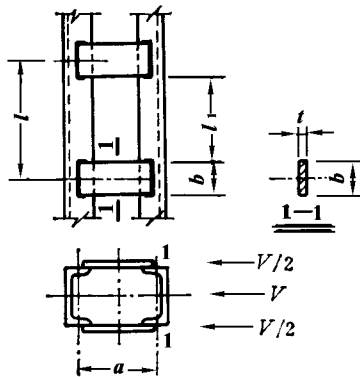


图 3-6-14 缀板柱简图

②格构式轴心受压柱的缀件应能承受下式计算的剪力：

$$V = \frac{Af}{85\sqrt{235}} f_v \quad (3-6-37)$$

剪力 V 值可认为沿柱全长不变，且由两缀件面分担。

③图 3-6-13 的斜缀条内力 N_s 应按下式计算：

$$N_s = \frac{V}{2\cos\alpha} \quad (3-6-38)$$

斜缀条应按轴心受压杆件计算其稳定性，并控制其长细比 ($[\lambda] = 150$)。横缀条可采用与斜缀条相同截面或略小些。只控制其长细比。

④缀板与柱分肢的连接焊缝应考虑下列内力的共同作用 (图 3-6-15)：
剪力，

$$T \frac{Vl}{2a} \quad (3-6-39)$$

弯矩，

$$M \frac{Vl}{4} \quad (3-6-40)$$

连接角焊缝应按下式计算：

$$\sqrt{\left(\frac{T}{h_e l_w}\right)^2 + \left(\frac{6M}{\beta_f h_e l_w^2}\right)^2} \leq f_f^v \quad (3-6-41)$$

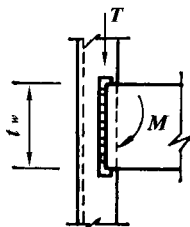


图 3-6-15

(6) 受压受弯柱 (压弯柱) 通常使弯矩绕强轴作用。

缀件的形式和计算方法与第 3-6-24 条相同，但剪力 V 应取柱的实际剪力和公式 (3-6-37) 规定的剪力两者中的较大值。

弯矩绕虚轴作用的压弯柱的缀材，不宜采用缀板。

第三节 平台结构的连接和构造

一、平台铺板的构造

(1) 人行走道平台和经常操作的平台，铺板宜用花纹钢板。当采用普通平钢板时，板的表面宜电焊花纹或加冲泡防滑 (图 3-6-16)；对室外的平钢板宜设漏水孔 (3-6-17)。

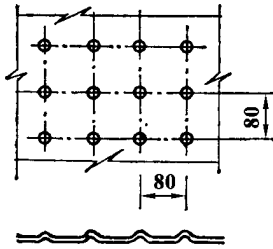


图 3-6-16 平钢板的冲泡

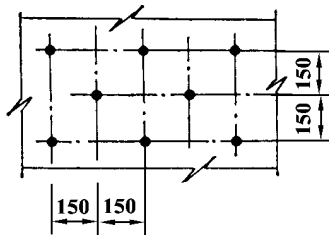


图 3-6-17 漏水孔

(2) 当在铺板局部开设较大孔洞时，应视孔洞尺寸和平台荷载的大小，在孔洞边设置加劲肋或用梁予以加强 (图 3-6-18)。

二、平台梁的构造

(1) 当焊接梁的翼缘板用两层钢板作成时，外层板与内层板的厚度之比宜为 0.5 ~ 1.0。不沿梁通长设置的外层钢板，其理论截断处的外伸长度 l_1 应满足下列要求 (图 3-6-19)：

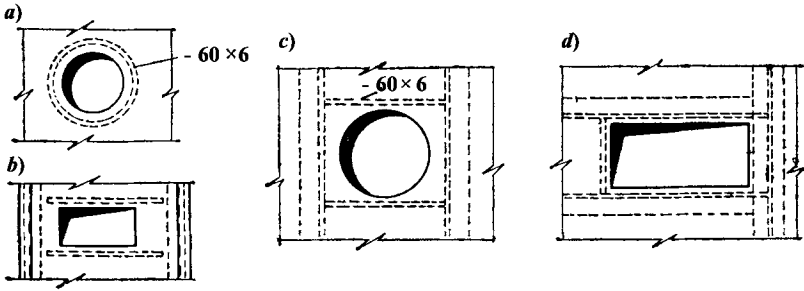


图 3-6-18 铺板上开孔洞时的加强

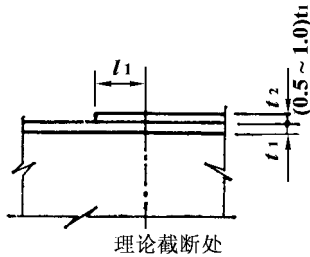


图 3-6-19 外层翼缘板的截断

端部有正面焊缝：

当 $h_f \geq 0.75t_2$ 时， $l_1 \geq b$ ；

当 $h_f < 0.75t_2$ 时， $l_1 \geq 1.5b$ ；

端部无正面焊缝： $l_1 \geq 2b$

b 和 t_2 分别为外层翼缘板的宽度和厚度， h_f 为焊脚尺寸。

(2) 梁需要接长的拼接，对型钢梁宜采用直接对焊（图 3-6-20a），有时也可采用加拼接板的对接（图 3-6-20b）。对焊接组合梁，当为工厂拼接时，翼缘和腹板的对焊拼接位置宜互相错开（图 3-6-20d）；当为工地拼接时，可用基本上在同截面处的对焊，或采用高强度螺栓（图 3-6-20c）。

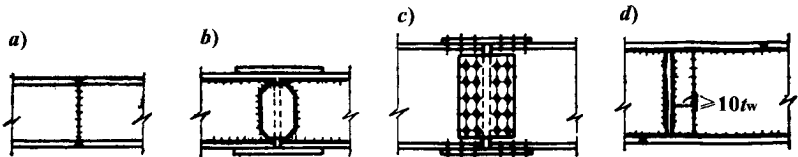


图 3-6-20 梁的拼接

(4) 梁支承于砌体或钢筋混凝土柱上的支座构造如图 3-6-21 所示。支座板与柱（或墙体）的接触面积应按支承材料的承压强度计算。

(5) 次梁与主梁的连接有叠接和平接两种。叠接是将次梁直接放在主梁上（图 3-6-22），所需建筑高度大，所以通常采用次梁与主梁顶面基本相同的平接。

次梁与主梁的连接构造可按下列情况采用：

①次梁与主梁叠接构造如图 3-6-22 所示。

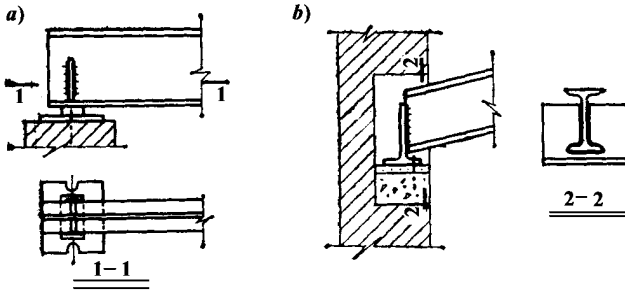


图 3-6-21 梁的支座

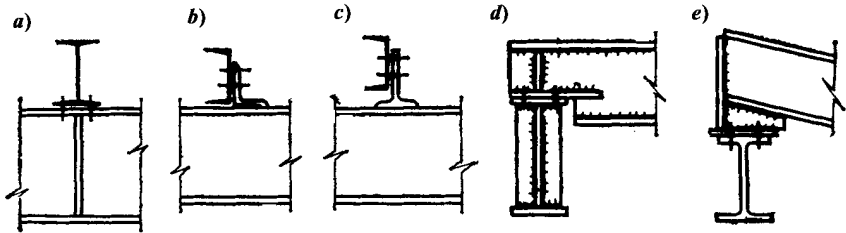


图 3-6-22 次梁与主梁的叠接

②次梁与主梁的平接，通常将次梁连于主梁的加劲肋上（图 3-6-23a），或借短角钢相连接（图 3-6-23b、c、d），这些连接受力均有偏心，可近似地按次梁支座反力的 1.2~1.3 倍来计算螺栓或焊缝。当次梁支座反力较大时，可将次梁支于预先焊在主梁的支托上（图 3-6-23f），支托与主梁腹板的连接焊缝应按剪力 $V = R$ 和弯矩 $M = Re$ 来计算。

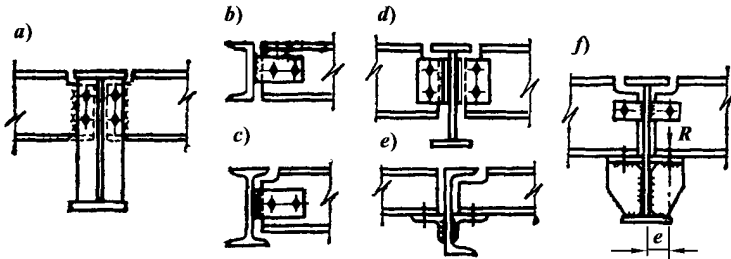


图 3-6-23 次梁与主梁的平接

③整体制作并整体安装的平台部份，梁与梁的连接可采用直接对焊的平接（图 3-6-24）。

④活动平台或轻型平台可采用图 3-6-25 的连接构造。

⑤上述连接构造均认为次梁简支于主梁上。当次梁按连续梁设计且与主梁平接时，则可采用如图 3-6-26 的刚接。图 3-6-26a 中，梁上翼缘连接盖板的截面和焊缝应

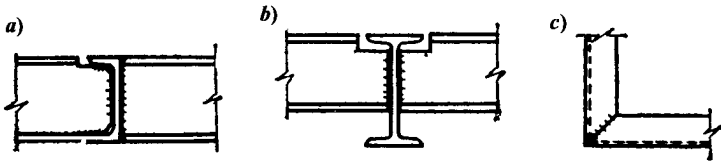


图 3-6-24 直接对焊的平接

按承受水平力 $H = M/h$ 计算 (M 为次梁支座弯矩, h 为次梁高度)。支托顶板与主梁腹板以及与次梁下翼缘的连接焊缝, 亦按承受 H 力来计算。次梁的竖向支座反力则通过支托竖直板传递, 图 3-6-26b 中, H 由对接焊缝传递, R 由连于次梁的竖直板 (或角钢) 的焊缝传递。

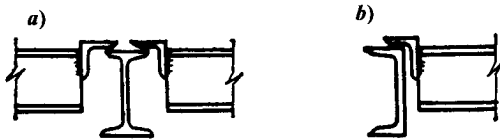


图 3-6-25 活动平台或轻型平台的连接

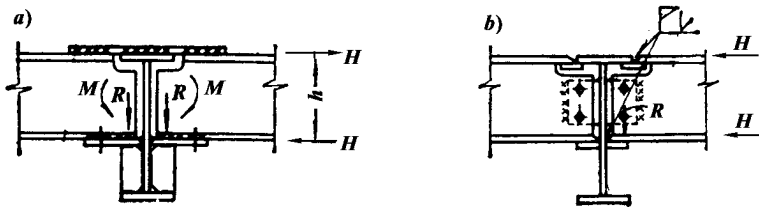


图 3-6-26 次梁与主梁刚接

三、平台柱的构造

(1) 当实腹式柱的腹板计算高度与厚度之比 $h_0/t_w > 80$ 时, 应采用间距不大于 $3h_0$ 的横向加劲肋加强。

格构式柱和组合实腹式柱应设置横隔 (图 3-6-27)。横隔间距不得大于柱截面较大宽度的 9 倍和 8m。在受有较大水平力处和运送单元的端部应设置横隔。

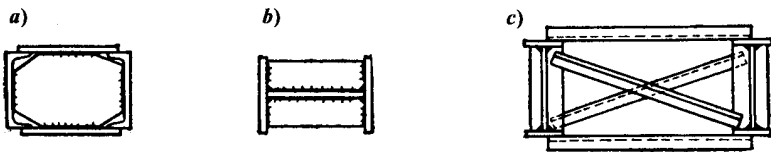


图 3-6-27 柱的横隔

(2) 梁与柱的铰接连接有以下两种类型：

①梁支承在柱顶上：如图 3-6-28 所示，其中图 3-6-28a 用于支座反力不大的小型梁；图 3-6-28b 是将梁支座加劲肋对准柱的加劲肋（柱加劲肋与柱腹板的连接应按梁支座反力计算）；图 3-6-28d、e 的两梁突缘支座板之间加一填板，可避免由于梁长度尺寸误差带来安装的不便；图 3-6-28f 为格构式柱，柱顶除缀板外另加隔板；图 3-6-28g 为梁支于钢管柱的情况。

柱顶板厚度通常取为 20mm。

②梁连于柱的侧面：如图 3-6-29 所示，其中图 3-6-29a、b 的梁为突缘支座，刨平顶紧于预先焊在柱上的厚钢板或角钢切成的支托上，支托与柱的连接焊缝按 1.2 ~ 1.3 倍梁支座反力计算；图 3-6-29c 为梁支于牛腿上，牛腿与柱的连接焊缝应按承受剪力 $V = R$ 和 $M = Re$ 计算。

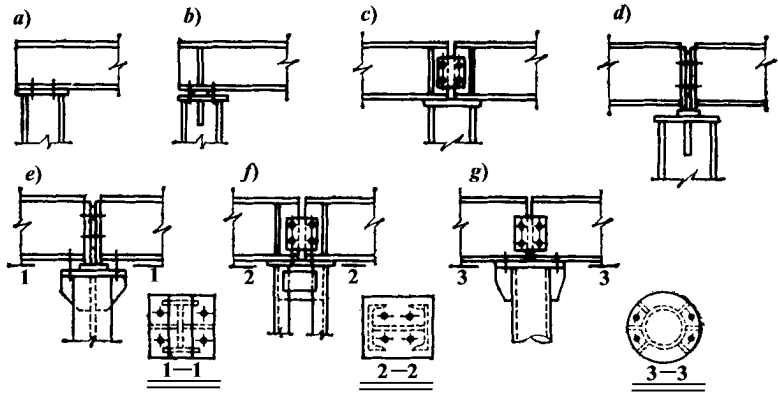


图 3-6-28 梁支于柱顶的铰接连接

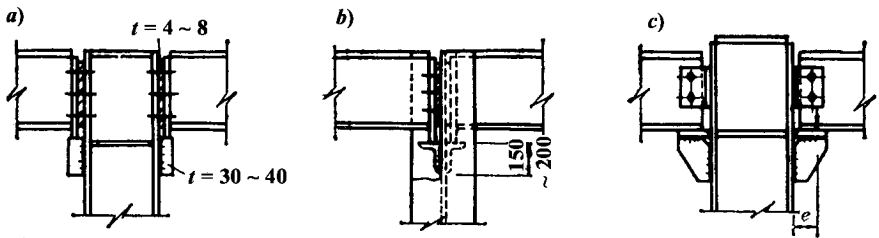


图 3-6-29 梁支于柱侧面的铰接

(3) 梁与柱的刚性连接构造如图 3-6-30 所示，其中图 3-6-30a、b、c 为使用工地焊缝的连接；图 3-6-30d、e 为采用高强度螺栓的连接，后者的柱伸出悬臂与梁连接，连接处的弯矩较小。

梁与柱刚性连接的计算方法与将次梁刚性连接于主梁的情况相类似。

(4) 平台柱的铰接柱脚构造如图 3-6-30 所示，其计算方法可参照本篇第二章有关分离式柱脚的计算进行。底板厚度一般不宜小于 20mm（室内轻型平台可为 16mm）。

平台柱很少采用刚性连接柱脚。当采用刚接柱脚时，其构造和计算方法可按本篇第

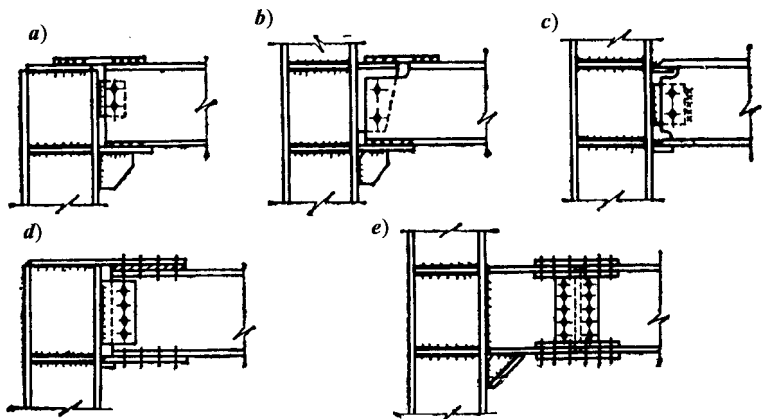


图 3-6-30 梁与柱的刚性连接

二章有关整体式刚接柱脚进行。

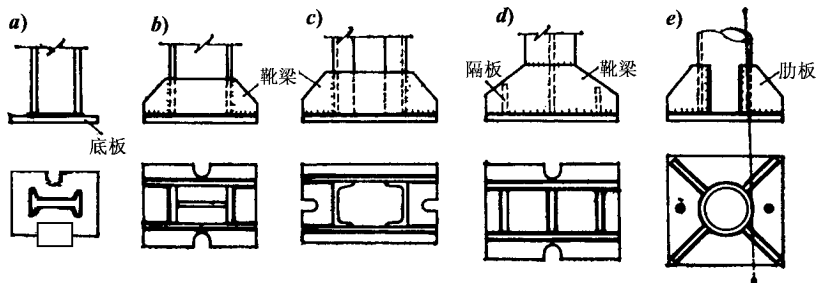


图 3-6-31 铰接柱脚构造

第四节 栏杆和钢梯

一、栏杆

(1) 栏杆的高度一般为 1000mm，对高空及安全要求较高的区域，宜用 1200mm（图 3-6-32）。

栏杆由立杆、顶部扶手、中部纵条以及踢脚板等组成，其主要部件（立杆和顶部扶手）宜用角钢作成（图 3-6-32a）。有限于材料供应困难可采用圆钢（图 3-6-32b）。由于圆钢的承载能力和刚度较差，一般仅用于不经常通行的走道平台和设备防护栏杆，且其高度宜降低为 900mm。

有条件时，栏杆的主要部件也可用钢管或冷弯薄壁型钢来代替角钢。

(2) 栏杆各部件之间宜采用焊缝连接。在有通行或操作特殊需要时，可局部设计成

活动的栏杆 (图 3-6-32c、d)。

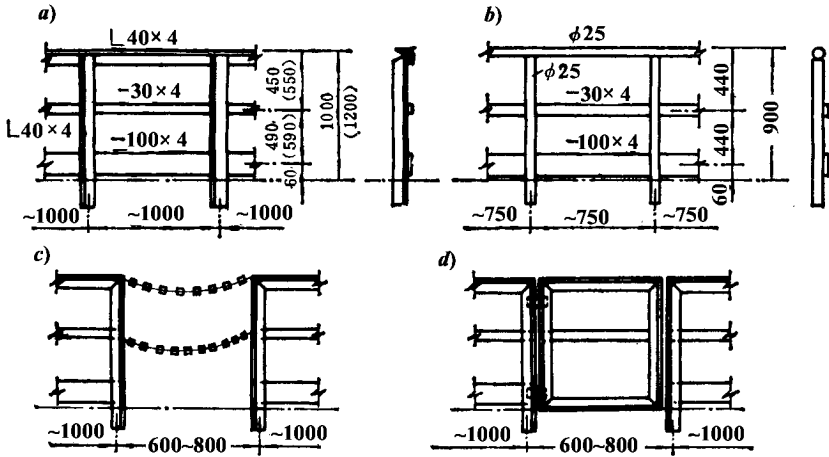


图 3-6-32 栏杆的形式和截面

a—一般栏杆；b—圆钢栏杆；c—链式活动栏杆；d—门式活动栏杆

栏杆可分段整体制作。立杆与平台边梁的连接可采用工地焊缝或螺栓 (图 3-6-33)。

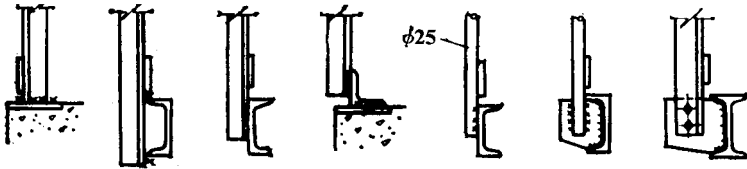


图 3-6-33 栏杆立柱与平台的连接

二、钢 梯

(1) 钢梯有直梯、斜梯和转梯等几种。直梯通常是在不经常上下或因场地限制不能设置斜梯时采用。斜梯是在工业厂房及其构筑物经常采用的钢梯形式。转梯是在布置斜梯有困难或不合理时采用；因其结构复杂，一般仅在筒体结构中采用。

(2) 直梯宽度一般采用 600~700mm。为了保证安全，当直梯高度 H 大于 3m 时，应从高度为 2m 开始设置保护圈 (图 3-6-34)。

直梯的竖向荷载按集中力为 1.5kN 考虑。通常直梯的边立柱采用角钢 $L 75 \times 50 \times 6$ ($H < 4m$ 时) 或 $L 80 \times 50 \times 6$ ($H = 4 \sim 6m$ 时)，踏步采用 $d = 16mm$ 的圆钢。

(3) 经常通行的钢梯宜采用斜梯。斜梯的倾角通常为 $45^\circ \sim 60^\circ$ ，有条件时以选用 45° 为宜。斜梯的宽度一般为 700mm，特殊情况可加宽至 800~1200mm。

斜梯的竖向荷载按实际情况考虑，但不宜小于 $2.0kN/m^2$ (对水平投影面)。

无特殊要求的斜梯 (即荷载为 $2.0kN/m^2$ 的斜梯) 的部件尺寸和构造如下：

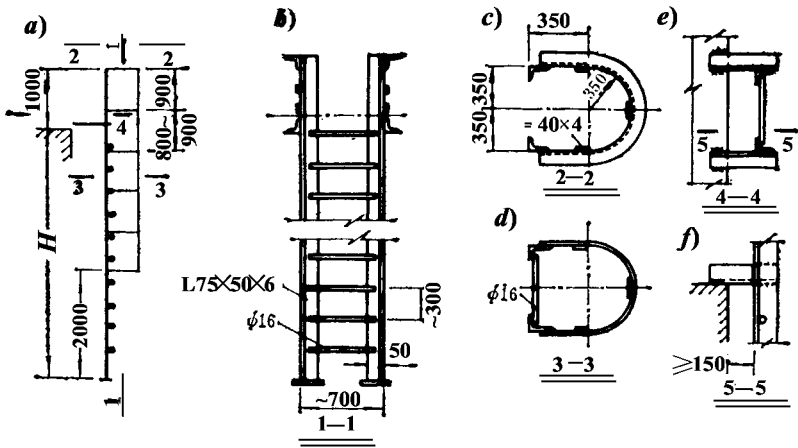


图 3-6-34 直梯的形式和构造

a—直梯简图；b—直梯的形式和截面；c—顶部保护圈；d—中部保护圈；e、f—直梯与平台的连接

① 梯梁用 -160×6 钢板或 $\square 16$ 槽钢 (图 3-36-35)；

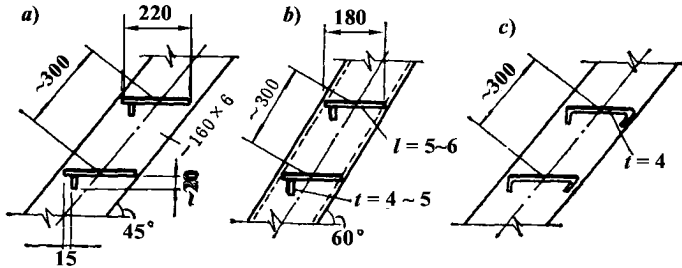


图 3-6-35 斜梯梯梁及踏步

② 踏步的斜距为 300mm 左右，一般采用 $t = 5 \sim 6$ mm 花纹钢板或 $t = 4$ mm 的压弯钢板作成 (图 3-6-35)；

③ 斜梯顶部与平台的连接构造如图 3-6-36 所示；

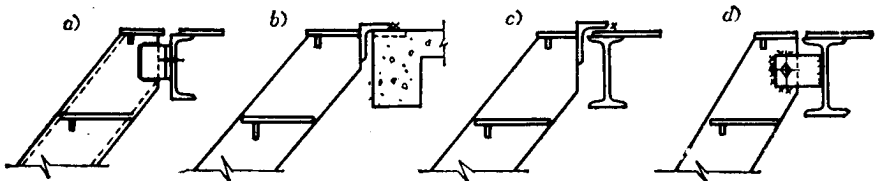


图 3-6-36 斜梯顶部与平台的连接

④ 斜梯的梯脚与基础的连接可采用 $d = 16$ mm 的锚栓或焊于基础的预埋件上 (图 3-6-37a、b)，梯脚与平台的连接一般采用焊接，有时也采用螺栓连接。

(4) 斜梯的栏杆与平台栏杆相同，但可取消踢脚板 (图 3-6-38)

(5) 斜梯高度超过 4m 时，应考虑设置长约 600~800 的休息平台。斜梯与休息平台

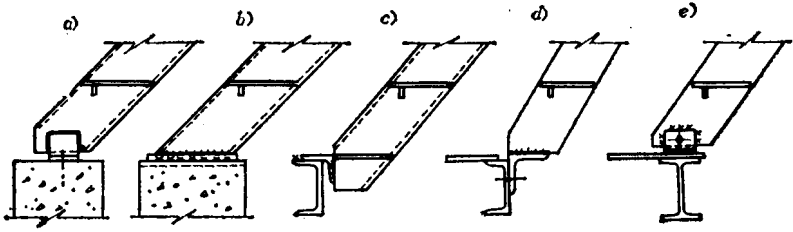


图 3-6-37 斜梯梯脚的构造

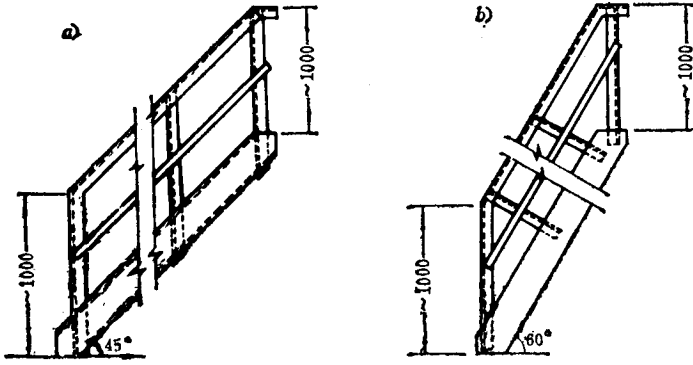


图 3-6-38 斜梯的栏杆

梁可用一根弯折梁。若弯折梁的强度或刚度不足时，应在休息平台下加支柱（图 3-6-39b）或其它支承（如支于设备的三角架等）。

(6) 当斜梯梯梁长度较大而采用钢板作成，侧向刚度较差时，宜在梯梁下部设置平面支撑（图 3-6-39a）。

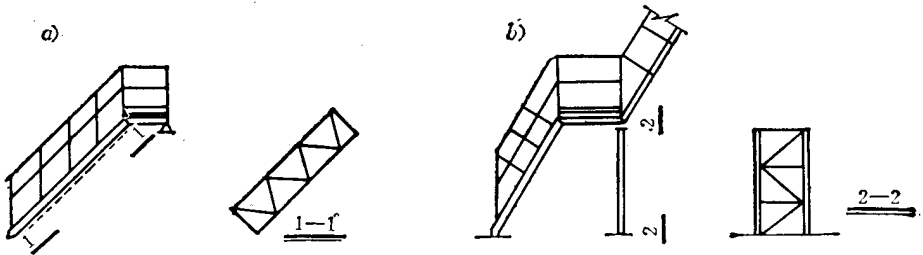


图 3-6-39 有休息平台的斜梯

(7) 转梯的构造与一般斜梯相类似。图 3-6-40 为支于筒壳上的转梯示例，其主要尺寸如下：

转梯斜度

$$\text{tga} = H/l_1 \quad (3-6-42)$$

内梯梁长度

$$L_1 = \sqrt{l_1^2 + H^2} \quad (3-6-43)$$

外梯梁长度

$$L_2 = \sqrt{l_2^2 + H^2} \quad (3-6-44)$$

式中 l_1 、 l_2 ——内、外梯梁的水平投影长度；
H——转梯的高度。

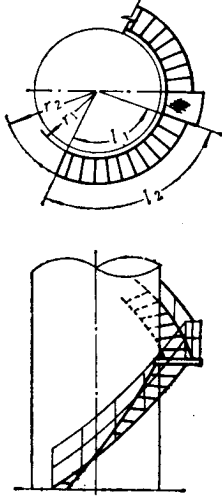


图 3-6-40 转梯简图

转梯的踏步如图 3-6-41 所示。

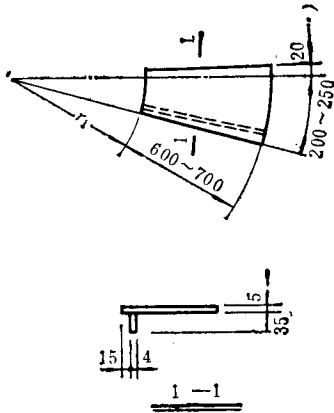


图 3-6-41 转梯踏步

转梯的休息平台应用三角架支承于筒壳上。对保证转梯的强度和侧向刚度，往往在转梯中部也应设置支撑架。

第七章 钢屋盖结构设计 计算实例与图集

钢屋盖结构由屋面、屋架和支撑三部分组成。钢屋盖结构可分为两类：一类为有檩屋盖，是指在屋架上放置檩条、檩条上再铺设石棉瓦、瓦楞铁皮、钢丝网水泥槽形板、压型钢板等轻型屋面材料；另一类称无檩屋盖，是指在屋架上直接放置钢筋混凝土大型屋面板，屋面荷载由大型屋面板直接传给屋架。

有檩屋盖重量轻、用料省、运输安装方便，但构件数量多、构造复杂、吊装次数多，屋盖横向刚度较差。有檩屋盖的屋架间距为檩条跨度，屋架经济间距为4~6m；无檩屋盖，构件数量少、安装简便、施工速度快，易于铺设保暖层，且屋盖横向刚度大、整体性好，但由于自重大使下部结构用料增多，且对抗震不利。无檩屋盖方案的屋架间距为大型屋面板的跨度，一般为6m，或6m的倍数。屋架的跨度和间距需结合柱网布置确定。当柱距较大时，可采用在柱间设置托梁和中间屋架，或采用格构式檩条的布置方案，如图3-7-1示。

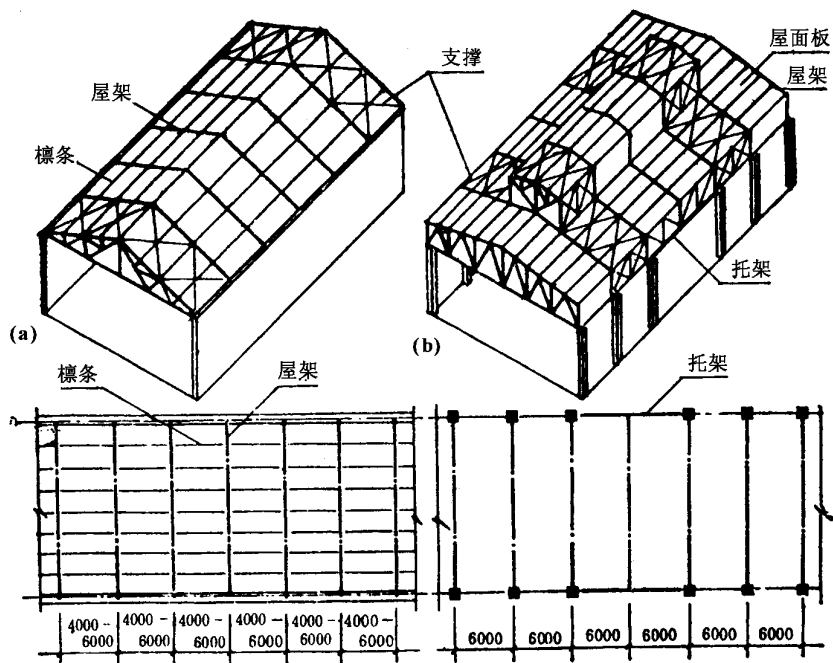


图 3-7-1 屋盖结构组成与柱网布置

屋盖结构设计，通常包括屋盖结构布置，屋架形式的选择，支撑布置，屋盖荷载计算，屋架各杆内力计算，屋架杆件截面选择，檩条、拉条和撑杆的计算，节点设计以及绘制施工图。

第一节 屋架形式和尺寸

屋架是由各种直杆相互连接组成的一种平面桁架；在横向节点荷载作用下，各杆件产生轴心压力或轴心拉力，因而杆件截面应力分布均匀，材料利用充分，具有用钢量小、自重轻、刚度大、便于加工成型和应用广泛的特点。屋架按外形可分为三角形屋架、梯形屋架及平行弦屋架三种形式（图 3-7-2）。屋架的选型应符合以下原则：第一、满足使用要求。主要是排水坡度、建筑净空、天窗、天棚以及悬挂吊车的需要；第二、受力合理。应使屋架的外形与弯矩图相近，杆件受力均匀；短杆受压、长杆受拉；荷载布置在节点上，以减少弦杆局部弯矩，屋架中部有足够高度，以满足刚度要求；第三、便于施工。屋架的杆件和节点宜减少数量和品种、构造简单、尺寸划一夹角在 $30^\circ \sim 60^\circ$ 之间。跨度和高度避免超宽、超高。设计时应全面分析、具体处理，从而确定具体的合理形式。

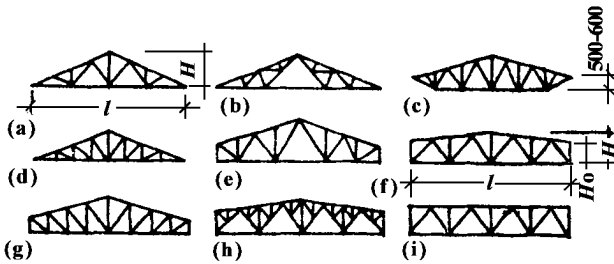


图 3-7-2 屋架的形式

一、屋架的形式

(一) 三角形屋架

三角形屋架适用于屋面坡度较陡的有檩屋盖结构。坡度 $i = 1/2 \sim 1/6$ ；上、下弦交角小，端节点构造复杂；外形与弯矩图差别大，受力不均匀，横向刚度低，只适用于中、小跨度轻屋面结构。

三角形屋架的腹杆布置可有芬克式、单斜式、人字式三种。芬克式屋架受力合理、便于运输，多被采用；单斜式屋架只适用于下弦设置天棚的屋架，较少采用；人字式屋架只适用于跨度小于 18m 的屋架。

(二) 梯形屋架

梯形屋架适用于屋面坡度平缓的无檩屋盖结构。坡度 $i < 1/3$ ，且跨度较大时多采用梯形屋架。梯形屋架外形与弯矩图接近，弦杆受力均匀；腹杆多采用人字式，当端斜杆与弦杆组成的支承点在下弦时称为下承式，多用于刚接支承节点，反之为上承式。梯形屋架上弦节间长度应与屋面板的尺寸配合，使荷载作用于节点上，当上弦节间太长时，应采用再分式腹杆。

(三) 平行弦屋架

当屋架的上、下弦杆相平行时称为平行弦屋架。多用于单坡屋盖和双坡屋盖，或用作托架、支撑体系。腹杆多为人字形或交叉式。平行弦屋架的同类杆使长度一致、节点类型少、符合工业化制造要求，有较好的效果。

二、屋架的主要尺寸

屋架的主要尺寸是指屋架的跨度和高度，对梯形屋架尚有端部高度。

(一) 屋架的跨度

屋架的跨度应根据生产工艺和建筑使用要求确定，同时应考虑结构布置的经济合理。通常为 18m、21m、24m、27m、30m、36m 等，以 3m 为模数。对简支于柱顶的钢屋架，屋架的计算跨度 l_0 为屋架两端支座反力的距离。屋架的标志跨度 l 为柱网横向轴线间的距离。标志跨度应与大型屋面板的宽度 (1.5m ~ 3.0m) 相一致。

根据房屋定位轴线及支座构造的不同，屋架的跨度的取值尚有下列情况：当支座为一般钢筋混凝土柱且柱网为封闭结合时，计算跨度为 $l_0 = l - (300 \sim 400\text{mm})$ ；当柱网采用非封闭结合时，计算跨度为 $l_0 = l$ ，如图 3-7-3 示。

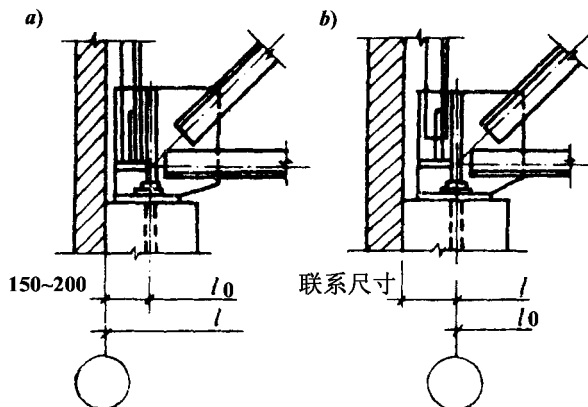


图 3-7-3 屋架的计算跨度

(二) 屋架的高度

屋架的高度取决于建筑要求、屋面坡度、运输界限、刚度条件和经济高度等因素。

屋架的最大高度不能超过运输界限，最小高度应满足屋架容许挠度 $[\omega] = l/500$ 的要求。

三角形屋架的高度 h ，当坡度 $i = 1/2 \sim 1/3$ 时， $h = (1/4 \sim 1/6) l$ ；平行弦屋架和梯形屋架的中部高度主要由经济高度决定，一般为 $h = (1/6 \sim 1/10) l$ ；梯形屋架的端部高度 h_0 ，当屋架与柱刚接时，取 $h_0 = (1/10 \sim 1/16) l$ ；当屋架与柱铰接时，取 $h_0 \geq l/18$ ；陡坡梯形屋架的端部高度，一般取 $h_0 = 0.5 \sim 1.0\text{m}$ ；平坡梯形屋架取 $h_0 = 1.8\text{m} \sim 2.1\text{m}$ ，当跨度较小时取下限，屋架跨度越大， h_0 取值越大。

设计屋架尺寸时，首先根据屋架形式和工程经验确定端部尺寸 h_0 ；然后，根据屋面材料和屋面坡度确定屋架跨中高度；最后综合考虑各种因素，确定屋架的高度。

当屋架的外形和主要尺寸（跨度、高度）确定后，桁架各杆的几何尺寸即可根据三角函数或投影关系求得。一般常用桁架的各杆件的几何长度可查阅有关设计手册或图集。

第二节 屋架杆件的内力计算

一、计算假定

屋架杆件内力计算采用下列假定：

- (1) 各杆件的轴线均居于同一平面内且相交于节点中心；
- (2) 各节点均视为铰接，忽略实际节点产生的次应力；
- (3) 荷载均作用于桁架平面内的节点上，因此各杆只受轴向力作用。对作用于节间处的荷载需按比例分配到相近的左、右节点上，但计算上弦杆时，应考虑局部弯曲影响。

二、节点荷载的计算

(一) 屋架上的荷载

作用于屋架上的荷载可有：永久荷载，包括屋面材料、檩条、屋架、天窗架、支撑以及天棚等结构自重。

屋架和支撑自重可按下列经验公式估算：

$$g_k = \beta l \quad (3-7-1)$$

式中 g_k ——屋架和支撑的自重 (kN/m^2), 按水平投影面积计算;

β ——系数, 当屋面荷载 $Q_k \leq 1kN/m^2$ 时, $\beta = 0.01$; 当 $Q_k = 1 \sim 2.5kN/m^2$ 时, $\beta = 0.012$; 当 $Q_k > 2.5kN/m^2$ 时, $\beta = 0.012/l + 0.011$;

l ——屋架的跨度 (m)

当屋架仅作用有上弦节点荷载时, 将 g_k 全部合并为上弦节点荷载; 当屋架尚有下弦荷载时, g_k 按上、下弦平均分配。

可变荷载, 包括屋面均布使用活荷载、雪荷载、风荷载、积灰荷载以及悬挂吊车和重物等项。当屋面坡度 $\alpha \geq 50^\circ$ 时, 不考虑雪荷载; 当屋面坡度 $\alpha \leq 30^\circ$ 时, 除瓦楞铁等轻型屋面外, 一般可不考虑风荷载; 当 $\alpha > 30^\circ$ 时, 以及对瓦楞铁皮等轻型屋面、开敞式房屋和风荷载大于 $490N/m^2$ 时, 均应计算风荷载的作用; 屋面均布活荷载与雪荷载不同的考虑, 取两者之中较大值。

各种均布荷载汇集 (图 3-7-4) 成节点荷载的计算式为:

$$Q_i = \gamma_{si} q_i S a \quad (3-7-2)$$

式中 q_i ——沿屋面坡向作用的第 i 种荷载标准值。对于沿水平投影面分布的荷载 $q_i^h = q_i / \cos \alpha$;

α ——屋面坡度, 可取上弦杆与下弦杆的夹角;

S ——屋架的间距;

a ——屋架弦杆节间水平长度;

γ_{si} ——第 i 种荷载分项系数。

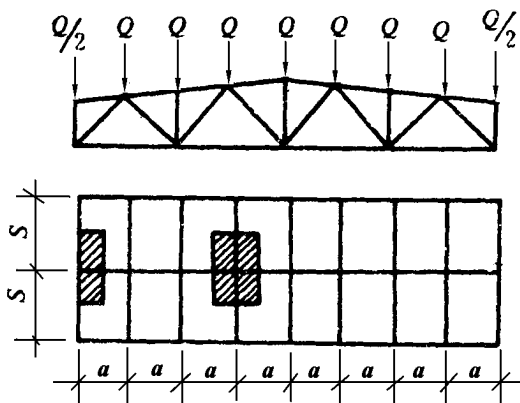


图 3-7-4 节点荷载汇集简图

(二) 荷载的组合

屋面均布活荷载、屋面积灰荷载、雪荷载等可变荷载, 应按全跨和半跨均匀分布两种情况考虑, 因为荷载作用于半跨时对桁架的中间斜腹杆的内力可能产生不利影响。

桁架内力应根据使用和施工过程中可能遇到的同时作用的最不利荷载组合情况进行

计算。不利荷载组合一般考虑下列三种情况：

- (1) 全跨永久荷载 + 全跨可变荷载；
- (2) 全跨永久荷载 + 半跨可变荷载；
- (3) 全跨屋架、支撑和天窗自重 + 半跨屋面板重 + 半跨屋面活荷载。

三、屋架杆件内力计算方法

(一) 节点荷载作用下的杆件内力计算。

节点荷载作用下，铰接桁架杆件的内力计算可采用图解法或数解法（节点法和截面法）、有限元位移计算机法等。所有杆件均受轴心力作用。常用桁架的杆件内力系数可查阅静力计算手册。

(二) 有节间荷载作用时杆件内力计算

当有集中荷载或均为荷载作用于上弦节间时，将使上弦杆节点和跨中节间产生局部弯矩。由于上弦节点板对杆件的约束作用，可减少节间弯矩，屋架上弦杆应视为弹性支座上的连接梁，为简化计算，可采用下列近似法：

对无天窗架的屋架，端节间的跨中正弯矩和节点负弯矩均取 $0.8M_0$ ；其它节间正弯矩和节点负弯矩均取 $0.6M_0$ ； M_0 为跨度等于节间长度的相应节间的简支梁最大弯矩值。

对有天窗架的屋架，所有节间的节点和节间弯矩均取 $0.8M_0$ 。如图 3-7-5 示。

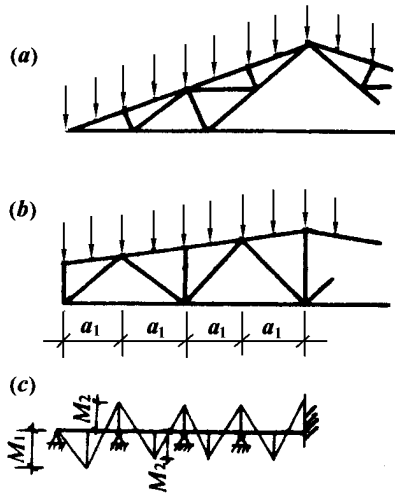


图 3-7-5 上弦杆局部弯矩计算简图

设计钢屋架时，应尽量避免节间荷载布置以免因节间荷载作用产生的弯矩所引起的截面增大。

在计算其它各杆内力时，应将节间荷载化为两个集中荷载作用于两相邻节点上，可按简支梁支座反力分配或按节点所属荷载范围划分的方法取值。然后，按铰接桁架计算各杆轴心力。

第三节 屋架杆件的截面设计

屋架杆件截面设计是在经过屋架选型、确定钢号、荷载计算、内力计算后，决定节点板厚度和尺寸、杆件的计算长度确定、最后可按轴心受力构件，或拉弯、压弯杆件进行截面选择。

一、屋架杆件的计算长度

屋架杆件在轴力作用下可能发生桁架平面内的纵向弯曲，也可能发生桁架平面外的纵向弯曲或斜平面的弯曲图 3-7-6 示。

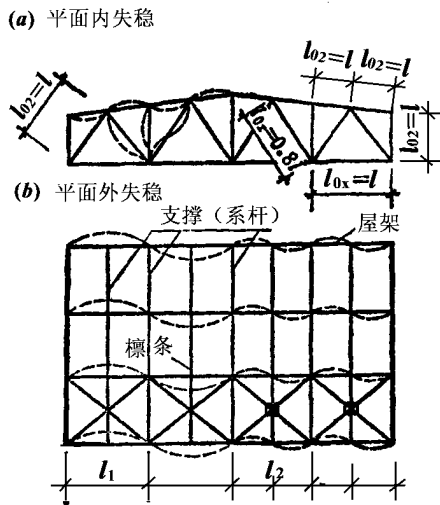


图 3-7-6 屋架杆件计算长度

(一) 在屋架平面内的计算长度

考虑节点本身具有一定刚度，杆件两端属弹性嵌固，当某一杆件的弯曲变形将受到其它杆件的约束作用，其中以受拉杆为甚，杆件的计算长度将有一定程度的减小。对本身线刚度较大，而两端节点嵌固程度较低的杆件，如弦杆、支座斜杆和支座竖杆，可按两端铰接的杆件考虑，取 $l_{0x} = l$ ；对两端或一端嵌固程度较大的杆件，如中间腹杆取 $l_{0x} = 0.8l$ 。

(二) 在屋架平面外的计算长度

弦杆在桁架平面外的计算长度 l_{0y} ，应取侧向支承点之间的距离 l_1 ，即 $l_{0y} = l_1$ 。在有檩屋盖中，取横向支撑点间距离或取与支撑连接的檩条及系杆之间的距离；在无檩屋盖中，当屋面板与屋架三点焊接连接时，可取两块屋面板的宽度，但不大于 3.0m；在天窗范围内取与横向支撑连接的系杆间距离。对下弦杆的计算长度应视有无纵向水平支撑确定，一般取纵向水平支撑节点与系杆或系杆与系杆间的距离。弦杆对腹板在屋架平面外的约束作用很小，故可作为铰支承；腹杆在屋架平面外的计算长度可取其几何长度，即 $l_{0y} = l$ 。

当受压弦杆侧向支承点之间的距离 l_1 为节间长度的两倍，且两节间弦杆的内力 N_1 和 N_2 不等时，设 $N_1 > N_2$ ，若取 N_1 值计算弦杆在屋架平面外的稳定性，宜将计算长度 l_1 适当减小，可取为：

$$l_0 = l_1 (0.75 + 0.25N_2/N_1) \quad (3-7-3)$$

当 $l_0 < 0.5l_1$ 时，取 $l_0 = 0.5l_1$ 。式中 N_1 为较大的压力，取正号； N_2 为较小的压力，取正号； N_2 为拉力时，取负号。

(三) 斜平面的计算长度

单面连接的单角钢腹杆及双角钢组成的十字形截面腹杆，因截面的两主轴均不在屋架平面内，当杆件绕最小主轴失稳时，发生在斜平面内，情形介于屋架平面内和屋架平面外的两者之间，杆件两端的节点具有弱于平面内的嵌固作用；因此，可取腹杆斜平面内的计算长度 $l_0 = 0.9l$ 。

桁架弦杆和单系腹杆的计算长度列于表 3-7-1。

表 3-7-1 桁架弦杆和单系腹杆的计算长度 l_0

项次	弯曲方向	弦杆	腹杆		
			支座斜杆和竖杆	其它腹杆	
				有节点板	无节点板
1	在桁架平面内	l	l	$0.8l$	l
2	在桁架平面外	l_1	l	l	l
3	斜平面内	—	l	$0.9l$	l

二、屋架杆件的截面形式

屋架杆件的截面形式，应根据用料经济、连接构造简单和具有必要的强度、刚度等

要求确定。屋架各杆宜使两主轴方向具有等稳定性, 即 $\lambda_x \approx \lambda_y$, 截面板件应采用肢宽壁薄的形式, 即有较大的回转半径。普通钢屋架中主要采用双等肢和不等肢角钢组成的 T 形截面; 个别截面采用双等肢角钢十字形截面; 支撑和轻型桁架的某些杆件可用单角钢截面。屋架角钢组合杆件形式、近似回转半径比值及各种截面形式具有应用分述如下:

(一) 上弦杆

上弦杆可采用双不等肢角钢短边相并的 T 形截面, 宽大的翼缘有利放置檩条或屋面板; 较大的侧向刚度也有利于运输和吊装的稳定要求。在一般支撑布置下, $l_{0y} = 2l_{0x}$; 为满足 $\lambda_x = \lambda_y$ 应使 $i_y = 2i_x$ 。当有节间荷载时, 为提高杆件截面平面内抗弯能力, 宜采用双等肢角钢或长边相并的两不等肢角钢 T 形截面。

(二) 下弦杆

下弦杆可采用双等肢角钢或两不等肢角钢短肢相并的 T 形截面, 以提高侧向刚度, 利于运输、吊装的刚度要求, 且便于与支撑侧面连接。下弦杆截面主要由强度条件决定, 尚应满容许长细比要求。

(三) 端斜腹杆

端斜腹杆可采用两不等肢角钢长边相并的 T 形截面。其计算长度 $l_{0y} = l_{0x} = l$, $i_y/i_x = 0.9$ 。当杆件短, 或内力小时可采用双等肢角钢 T 形截面。

(四) 其它腹杆

其它腹杆均宜采用双等肢角钢 T 形截面; 竖杆可采用双等肢十字形截面, 以利于与垂直支撑连接和防止吊装时连接面错位。

三、节点板和垫板

(一) 垫板

当采用双肢角钢 T 形或十字形组合截面时, 为保证两个角钢整体受力, 在两角钢间每隔一定距离应放置垫板, 或称填板。十字形截面填板应纵横交替放置。填板宽度一般取 50~80mm, 长度, 对 T 形截面应比角钢肢宽大 20~30mm; 对十字形应从角钢肢尖缩进 10~15mm, 以便于施焊。角钢与填板常用 5mm 侧焊缝或围焊缝连接。填板的厚度同节点板。填板间距 l_d , 对压杆取 $l_d \leq 40i$; 对拉杆取 $l_d \leq 80i$, 对 T 形截面 i 为一个角钢对平行于填板的自身形心轴的回转半径; 对十字形截面, i 为一个角钢的最小回转半径。填板数在压杆的两个侧向固定点间不宜少于两块 (图 3-7-7)。

(二) 节点板

普通钢屋架双角钢截面的杆件, 在节点处以节点板连接。节点板中的应力十分复

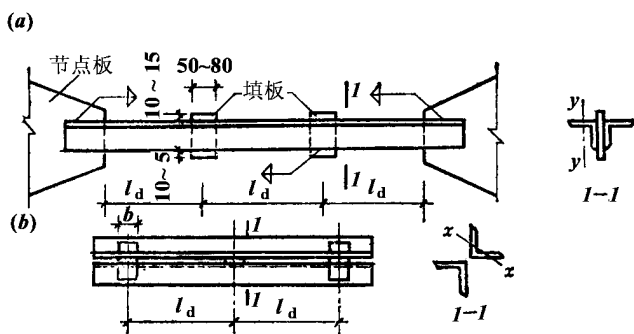


图 3-7-7 屋架杆件中的垫板
(a) T形截面杆; (b) 十字形截面杆

杂，通常不作计算，根据工程经验确定其厚度，金属架节点板厚度取统一值。普通钢屋架节点板厚度可按表 3-7-2 选用。

表 3-7-2 屋架节点板厚度选用参考值

梯形屋架腹杆最大内力 或三角形屋架弦杆最大内力 N_{max} (kN)	节点板 钢号	3号钢	< 150	160 ~ 250	260 ~ 400	410 ~ 550	560 ~ 750	760 ~ 950
		16Mn 钢	≤ 200	210 ~ 300	310 ~ 450	460 ~ 800	610 ~ 600	810 ~ 1000
中间节点板厚度 t (mm)		6	8	10	12	14	16	
支座节点板厚度 t (mm)		8	10	12	14	16	18	

四、屋架杆件的截面选择

(一) 截面选择的一般要求

截面选择时应遵循下列要求：应优先选用肢宽壁薄的角钢，角钢规格不宜小于 $L 45 \times 4$ 或 $L 56 \times 36 \times 4$ ，有螺栓孔的角钢尚应满足角钢上螺栓的最小容许线距的要求；桁架的弦杆一般采用等截面，若采用变截面宜在节点处改变宽度而保持厚度不变，一般只改变一次；同一屋架的角钢规格应尽量统一，不宜超过 5 ~ 6 种，边宽相同的角钢厚度相差至少 2mm，以便识别。

(二) 截面计算

轴心受拉杆件应按强度条件计算杆件需要的净截面面积： $A_n = N/f$ ；

轴心受压杆件应按整体稳定性条件计算杆件需要的毛截面面积： $A = N / (\varphi f)$ ；

压弯或拉弯杆件，当上弦杆或下弦杆受有节间荷载时，杆件同时承受轴心力和局部弯矩作用，应按下弯或拉弯构件计算，通常采用试算法初估截面，然后再验算其强度和刚度，对压弯构件尚应验算弯矩作用平面内和平面外的稳定性。

内力很小或按构造设置的杆件，可按容许长细比选择构件的截面。首先计算截面所需的回转半径， $i_x = l_{0x} / [\lambda]$ ， $i_y = l_{0y} / [\lambda]$ ，或 $i_{\min} = l_0 / [\lambda]$ ，再根据所需的 i_x 、 i_y 、 i_{\min} ，查角钢规格表选择角钢，确定截面。

五、屋架的节点设计

屋架的各杆件汇交于若干交点并由节点板焊接为节点，各杆件的内力、连续杆件两侧的内力差以及节点荷载通过焊缝传递给节点板并得以调节平衡。节点设计应做到构造合理、连接可靠、制造简便、节约钢材。

(一) 节点设计的要求

(1) 杆件的重心线，原则上应与桁架计算简图中的几何轴线重合，以避免杆件偏心受力，但为制作方便，实际焊接桁架中通常把角钢背外表面到重心线的距离取为 5mm 的倍数；当弦杆截面改变时，应使角钢的肢背齐平，以便于拼接和放置屋面构件；当节点板两侧角钢因截面变化引起形心轴线错开时，应取两轴线的中线作为弦杆的共同轴线，以减少偏心影响。如图 3-7-8 示。

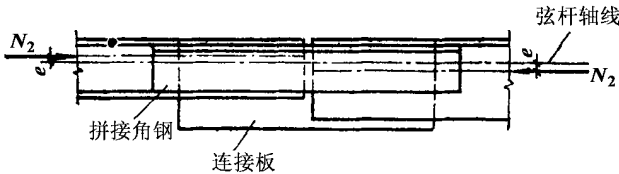


图 3-7-8 弦杆截面改变时的轴线位置

(2) 在节点板处弦杆与腹杆，或腹杆与腹杆之间应留有 $\geq 20\text{mm}$ 的空隙，以利于拼接和施焊，且避免因焊缝过于密集而导致节点板钢材变脆。

(3) 角钢端部的切割一般应与轴线垂直，为了减小节点板尺寸，可将其一肢斜切；但不得采用将一肢完全切割的斜切。如图 3-7-9 示。

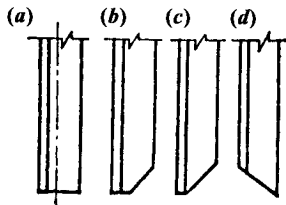


图 3-7-9 角钢的截断

(4) 节点板的形状应力求简单规整，尽量减少切割边数，宜用矩形、有两个直角的梯形或平行四边形。节点板不许有凹角，以防产生严重的应力集中。节点板边缘与杆件轴线间的夹角 α 不宜小于 15° ，且节点板的外形应尽量使连接焊缝中心受力。节点板应伸出上弦杆角钢肢背 $10 \sim 15\text{mm}$ ，以利施焊；也可将节点板缩进弦杆角钢背 $5 \sim 10\text{mm}$ ，称为塞焊缝连接。

(二) 节点的构造和计算

节点设计首先应按各杆件的截面形式确定节点的构造形式，根据腹板内力确定连接焊缝的焊脚尺寸和焊缝长度，然后按所需的焊缝长度和杆件之间的空隙，适当考虑制造装配误差，确定节点板的合理形状和尺寸。最后验算弦杆和节点板的连接焊缝。桁架杆件与节点板间的连接，通常采用角焊缝连接形式，对角钢杆件一般采用角钢背和角钢尖部位的侧焊缝连接；必要时也可采用三面围焊缝或L形围焊缝连接。节点板的尺寸应能保证所需角焊缝的布置要求。下面分别说明各类节点的构造和计算方法。

1. 一般节点

一般节点系指无集中荷载和无弦杆拼接的用角焊缝连接的节点。如屋架下弦中间节点(图 3-7-10)，各杆件通过角焊缝将内力 N_1 、 N_2 、 N_3 、和 $\Delta N = N_5 - N_4$ 传给节点板，并互相平衡。

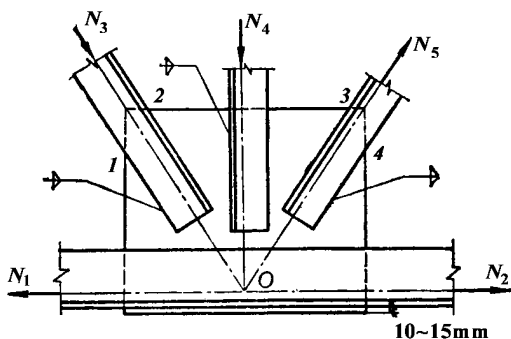


图 3-7-10 下弦中间节点

一般节点的设计可先按比例尺画出各杆件在节点处的轴线；然后，按定位尺寸画出各杆件角钢轮廓线；根据杆件间净距 $C = 20\text{mm}$ 的要求确定杆端到交点的距离 e 值。

节点板夹在各杆两角钢之间，下边伸出肢背 $10 \sim 15\text{mm}$ ，用直角角焊缝与下弦杆焊接，因下弦杆内力差 $\Delta N = N_1 - N_2$ 很小，计算所需焊缝长度较短故一般按构造要求将焊缝沿节点板全长满焊即可。腹杆与节点板连接焊缝长度，可先假定较小的焊脚尺寸 h_f ；肢尖处小于肢厚；肢背处可等于肢厚。再计算出一个角钢肢背焊缝长度 l_{w1} 和肢尖焊缝长度 l_{w2} ：

$$l_{w1} \geq k_1 N_i / (1.4 h_f f_f^v) \quad (3-7-4a)$$

$$l_{w2} \geq k_2 N_i / (1.4 h_f f_f^v) \quad (3-7-4b)$$

式中： N_i ——第 i 根腹杆的轴心力设计值；

h_f ——角焊缝的焊脚尺寸；

k_1 、 k_2 ——角钢肢背与肢尖的焊缝内力分配系数。

各杆需要的焊缝长度确定后，便可框出节点板的轮廓线，并量出它的尺寸。

2. 有集中荷载的节点

有集中荷载的上弦节点，可有两种情况：无檩屋盖的屋架上弦节点和有檩屋盖的屋架上弦节点。

(1) 无檩屋架的上弦节点 (图 3-7-11)。无檩屋架上弦杆一般坡度较小，节点承

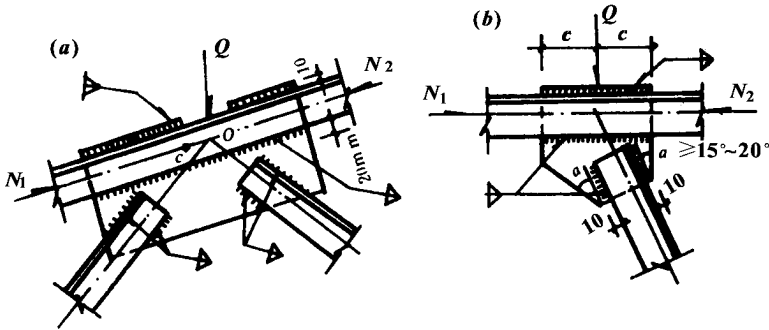


图 3-7-11 无檩屋架上弦节点

(a) 双斜杆节点；(b) 单斜杆节点

受大型屋面板传来的集中荷载 Q 和弦杆的内力差 ΔN 的作用，且与 Q 与 ΔN 接近垂直作用，因一般情况下，焊缝长且偏心小，故 Q 的偏心影响可忽略。节点板伸出弦杆角钢背 10~15mm，此时，弦杆每一角钢的角钢背和角钢尖所需要的焊缝长度可按下式验算：

$$\text{肢背焊缝长度} \quad l_{w1} \geq \sqrt{k_1 \Delta N^2 + (Q/2)^2} / (2 \times 0.7 h_{f1} f_f^w) \quad (3-7-5a)$$

$$\text{肢尖焊缝长度} \quad l_{w2} \geq \sqrt{k_2 \Delta N^2 + (Q/2)^2} / (2 \times 0.7 h_{f2} f_f^w) \quad (3-7-5b)$$

式中符号意义同前。

(2) 有檩屋架的上弦节点 (图 3-7-12) 有檩屋架的上弦一般坡度较大，节点板与弦杆焊缝受有内力差 ΔN ，集中荷载 Q ，且受有偏心弯矩 $M = \Delta N e_1 + Q e_2$ ；为放置檩条，常将节点板缩进弦杆角钢背内约 $0.6t$ ， t 为节点板厚度，这种塞焊缝“ A ”不易施焊，质量难于保证。弦杆角钢尖处仍采用一般侧面角焊缝。焊缝的计算可采用以下近似方法：

塞焊缝可视为两条焊脚尺寸为 $h_{f1} = t/2$ 的角焊缝，且令其仅均匀地承受力 Q 的作用，可按下式计算：

$$\tau_{f1} = \frac{Q}{2 \times 0.7 h_{f1} l_{w1}} \leq f_f^w \quad (3-7-6)$$

由于力较小， τ_{f1} 总能满足要求，实际设计中，将塞焊缝沿节点板全长满焊后，常可不作验算。

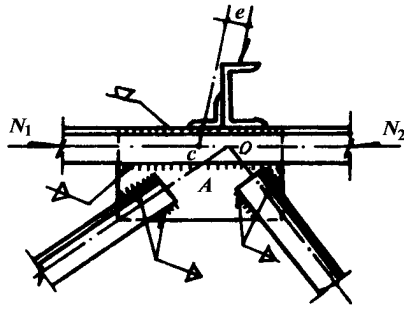


图 3-7-12 有檩屋架上弦节点

角钢尖焊缝“B”承受弦杆内力差 ΔN 和偏心弯矩 $M = \Delta N e_1 + Q e_2$ ，式中 e_1 为弦杆轴线到角钢尖的距离； e_2 为集中荷载 Q 与焊缝“B”的偏心距。 ΔN 在焊缝“B”中产生平均剪应力， M 在焊缝“B”中产生弯曲应力，焊缝两端综合应力值最大，故该焊缝可按下列下式计算：

$$\sqrt{\left(\frac{\Delta N}{2 \times 0.7 h_{f2} l_{w2}}\right)^2 + \left(\frac{6M}{\beta_f \times 2 \times 0.7 h_{f2} l_{w2}^2}\right)^2} \leq f_f^v \quad (3-7-7)$$

3. 弦杆的拼接节点 (图 3-7-13)

屋架弦杆的拼接有工厂拼接和工地拼接两种。工厂拼接节点是在角钢长度不足或截面改变时而设置的杆件接头，接头应设在内力较小的节间，并使接头处保持相同的强度和刚度。工地拼接是在屋架分段制造和运输时的安装接头，通常设在节点处。

弦杆的拼接一般用连接角钢。拼接时通过安装螺栓定位和夹紧所连接的弦杆然后再施焊。连接角钢为便于施焊须铲去角钢背棱角，并采用与被连接件相同的截面，连接角钢的竖肢应切去宽度为 $\Delta = t + h_f + 5\text{mm}$ ， t 为连接角钢的厚度， h_f 为拼接角焊缝厚度， 5mm 为裕量。割棱切肢引起的截面削弱不宜超过原截面的 15%，并由节点板和填板补偿。

钢屋架一般在工厂制成两半，运到工地拼接后再予以安装就位。工厂制造时节点板和中央竖杆属于左半桁架，焊缝在车间施焊；节点板与右方杆件的焊缝为工地施焊，亦称为安装焊缝。拼接角钢为独立零件，左、右两半屋架工地拼接后，再将拼接角钢与左右两半榀屋架的弦杆角焊接。为便于安装就位，节点板与右方腹杆间应设一个安装螺栓连接；拼接角钢应与左、右弦杆间至少设 2 个安装螺栓固定夹紧。屋脊节点处的拼接角钢，一般应采用热弯成型，当屋面坡度较大时，可将竖肢切口后冷弯成型，切口处采用对焊连接。拼接角钢的长度可按所需连接焊缝的长度确定。

(1) 弦杆与连接角钢连接焊缝的计算。

弦杆与连接角钢的连接焊缝的计算按等强度原则，取两侧弦杆内力的较小值，或者偏于安全地取弦杆截面的承载能力 $N = fA$ ，并假定该内力平均分配于拼接角钢肢尖的四条焊缝上，则弦杆拼接焊缝一侧的每条焊缝所需长度为：

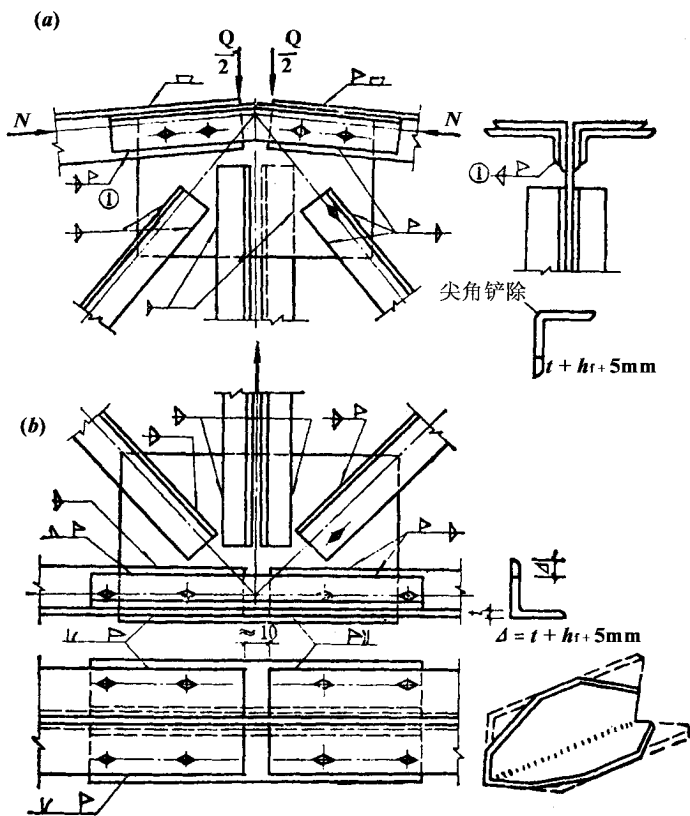


图 3-7-13 屋架弦杆拼接节点

(a) 脊节点 (b) 下弦中央节点

$$l_w = \frac{N}{4 \times 0.7 h_f f_f^w} + 10\text{mm} \quad (3-7-8)$$

(2) 下弦杆与节点板间连接的焊缝计算。

节点板与每侧下弦杆角钢间的焊缝计算，内力较大一侧弦杆与节点板的连接，按节点两侧弦杆内力差 $\Delta N = N_1 - N_2$ 计算；当两侧弦杆内力相等，即 $\Delta N = 0$ 时，按两弦杆较大内力的 15%，即 $0.15N_{\max}$ 计算：

$$\tau_f = \frac{k\Delta N}{2 \times 0.7 h_f l_w} \leq f_f^w \quad (3-7-9a)$$

或

$$\tau_f = \frac{k \times 0.15 N_{\max}}{2 \times 0.7 h_f l_w} \leq f_f^w \quad (3-7-9b)$$

式中 k ——为角钢背或角钢尖内力分配系数 K_1 或 K_2 ，由查表确定。

内力较小一侧弦杆与节点板连接焊缝不受力，应按构造满焊。

(3) 上弦杆与节点板间连接焊缝的计算。

由于上弦杆截面由稳定计算确定，拼接角钢的削弱并不影响它的承载能力。

对一般上弦拼接节点，上弦杆与节点板间的连接焊缝可根据集中力 Q 计算：对于脊节点处，则需承受接头两侧弦杆的竖向分为及节点荷载 Q 的合力，节点处上弦杆与节点板间的连接焊缝共有 8 条焊缝，每条焊缝的长度可按下式计算：

$$l_w = \frac{Q - 2N\sin\alpha}{8 \times 0.7h_f f_f^w} + 10\text{mm} \quad (3-7-10)$$

式中 α ——上弦杆的水平夹角；

Q ——节点集中荷载。

屋脊节点上内力平衡条件可知， $Q - 2N\sin\alpha = D$ ， D 为竖杆中内力，故上式 (3-7-10) 按内力计算更为简便。

上弦杆的水平分力，应由拼接角钢传递。

连接角钢的长度应为 $l = 2l_w + 10\text{mm}$ ，10mm 为空隙尺寸。考虑到拼接节点刚度要求， l 尚不小于 400~600mm。如果连接角钢截面的削弱超过受接下弦截面的 15%，宜采用比受接弦杆厚一级的连接角钢，以免增加节点板的负担。

4. 支座节点 (图 3-7-14)

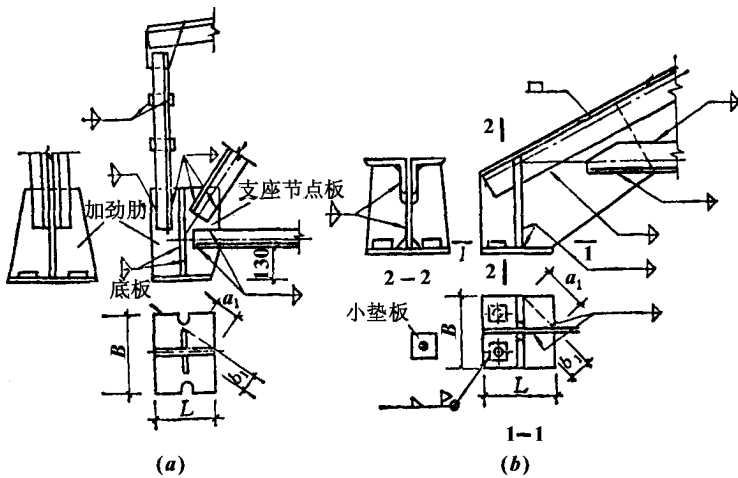


图 3-7-14 屋架支座节点

(a) 梯形屋架支座节点；(b) 三角形屋架支座节点

支座节点包括节点板、加劲肋、支座底板和锚栓等部件。加劲肋设在支座节点中心处，用来加强支座底板刚度，减小底板弯矩，均匀传递支座反力并增强支座节点板的侧向刚度；支座底板的作用是增加支座节点与混凝土柱顶的接触面积，把节点板和加劲肋传来的支座反力均匀地传递到柱顶上；锚栓应预埋于柱顶，一般取直径 $d = 20 \sim 25\text{mm}$ ，为了安装时便于调整屋架支座位置，底板上的锚栓孔直径取锚栓直径的 2.0~2.5 倍，并开成开口的椭圆豁孔，垫板厚度与底板相同，孔径稍大于锚栓直径，屋架安装就位，并经调整正确后，将垫板与底板焊牢。

节点板及与其垂直焊接的加劲肋均焊于底板上，并将底板分隔为四个相同的两邻边

支承的区格。

支座节点的传力路线是：屋架杆件的内力通过连接焊缝传给节点板，然后经节点板和加劲肋又传给底板，底板最后传给柱子。因此，支座节点的计算应包括底板计算、加劲肋及其焊缝计算和底板焊缝计算。

支座底板所需净面积为：

$$A_n = N/f_{cc} \quad (3-7-11)$$

式中 N ——屋架支座反力；

f_{cc} ——混凝土的抗压强度设计值；

A_n ——底板所需净截面积，当锚栓孔实际面积为 ΔA 时，则底板所需的毛截面积为 $A = A_n + \Delta A$ 。

考虑到开锚栓孔的构造需要，底板的短边尺寸不得小于 200mm。

底板的厚度 t 按下式计算：

$$t \geq \sqrt{6M/f} \quad (3-7-12)$$

式中 M ——两边为直角支承板时，单位板宽的最大弯矩为 $M = \beta q a_1^2$ ；

q ——底板单位板宽承受的计算线荷载；

a_1 ——为自由边长度，见图 3-7-14 示。

β ——为系数。

底板不宜过薄，一般不小于 16mm。

支承加劲肋的计算：加劲肋的厚度可取与节点板相同，高度对梯形屋架由节点板尺寸决定，对三角形屋架支座节点加劲肋，应紧靠上弦杆角钢水平肢并焊接。

加劲肋可视为支承于节点板的悬臂梁，每个加劲肋近似按承受 $1/4$ 支座反力考虑，偏心距可近似取支承加劲肋下端 $b/2$ 宽度，则每条加劲肋与节点板的连接焊缝承受的剪力为 $V = R/4$ ，弯矩为 $M = \frac{R}{4} \times \frac{b}{2} = Rb/8$ ，按角焊缝强度条件验算，为下式：

$$\sqrt{\left(\frac{6M}{\beta_f \times 2 \times 0.7h_f l_w}\right)^2 + \left(\frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w}\right)^2} \leq f_f^v \quad (3-7-13)$$

加劲肋的强度验算按悬臂梁，内力为 M 、 V 。

节点板、加劲肋和底板连接的水平焊缝按全部支承反力 R 计算，总焊缝长度应满足下列强度条件：

$$\sigma_f = \frac{R}{\beta_f \times 0.7h_f \sum l_w} \leq f_f^v \quad (3-7-14)$$

式中 $\sum l_w$ ——水平焊缝总长度，应考虑加劲肋切角及每条焊缝从实际长度中减去 10mm。

屋架和钢柱的连接多采用刚接形式，其构造如图 3-7-3 示，刚接连接除传递屋架的支座反力 R 外，还传递弯矩 M ，其计算方法可参加梁与柱的刚性连接计算。

六、钢屋架的施工图

屋架的施工图是钢屋架加工制作和安装的主要依据，必须绘制正确、详尽清楚。一般按运输单元绘制。当屋架对称时，可仅绘制半榀屋架。

（一）施工图的主要内容

图纸的主要图面应绘制屋架的正面详图，上、下弦的平面图，必要的侧视图和零件图。在图纸的左上角绘一整榀屋架的简图，它的左半跨注明屋架几何尺寸，右半跨注明杆件的内力设计值。在图纸的右上角绘制材料表。在屋架施工图的简图中应注明屋架的起拱。跨度较大，如梯形屋架跨度 $L \geq 24\text{m}$ ，三角形屋架 $L \geq 15\text{m}$ 时，由于挠度较大，为防止影响结构使用和外观，制造时一般按屋架跨中采用 $f = l/500$ 起拱。起拱在屋架正面详图中不必表示，但材料表中杆件长度要按起拱后的数值考虑。

施工图中应注明各零件的型号和尺寸，包括加工尺寸、定位尺寸、安装尺寸和孔洞位置。加工尺寸是下料、加工的依据，包括杆件和零件的长度、宽度、切割要求和孔洞位置等；定位尺寸是杆件或零件对屋架几何轴线的相应位置，如角钢肢背到轴线的距离，角钢端部至轴线交汇点的距离，交汇点至节点板边缘的距离，以及其它零件在图纸上的位置，螺栓孔位置要符合型钢线距表和螺栓排列的最大、最小容许距离的要求；安装尺寸主要指屋架和其它构件连接的相互关系，如连接支撑的螺栓孔的位置要和支撑构件配合，屋架支座处锚栓孔要和柱的定位尺寸线配合等内容。对制造和安装的其它要求包括零件切斜角、孔洞直径和焊缝尺寸等都应注明，有些构造焊缝，可不必标注，只在文字说明中统一说明。节点板尺寸和杆件端部至轴线交汇点的距离，用比例尺量得。

在施工图中，各杆件和零件要详细编号。编号的次序按主次、上下、左右顺序逐一进行。完全相同的零件用同一编号。如果组成杆件的两角钢的型号和尺寸相同，仅因孔洞位置或斜切角等原因而成左右手对称时，亦采用同一编号，不过要在材料表中注明正、反字样，以示区别。有些屋架仅在少数部位构造略有不同，如连支撑屋架和不连支撑屋架，仅在螺栓孔上有区别，可在图中螺栓孔处注明所属屋架的编号，可做到一图多用。

施工图材料表应包括各零件的截面、长度、数量（正、反）和质量。材料表主要用于配料和计算用钢指标，以及配备起重运输设备。不规划的节点板重量可按长宽确定面积，不必扣除斜切边，以简化计算，焊缝重量可按屋架总重的 3% 估计。

施工图中的文字说明，应包括用图形不能表达以及为了简化图面而易于用文字集中说明的内容，如采用的钢号、保证项目、焊条型号焊接方法，未注明的焊缝尺寸，螺栓直径，螺孔直径以及防锈处理、运输、安装和制造的要求等内容。

（二）施工图的绘制方法

绘制施工图时，首先应根据图纸内容布置和规划好图面，选好比例：轴线一般用 1

:20 或 1:30 的比例尺, 杆件截面和节点板尺寸用 1:10 或 1:15 的比例尺, 重要节点大样, 比例尺还应加大, 以便清楚地表达节点细部尺寸。

绘制施工图可按下述步骤进行: 按适当比例先画出各杆件的轴线; 其次, 画出杆件的轮廓线, 使杆件截面重心线与屋架杆件几何轴线相重合, 一般取角钢肢背到轴线的距离为 5mm 的倍数; 杆件两端角钢与角钢之间留出 15~20mm 的间隙; 然后, 根据计算所需的焊缝长度, 绘出节点板的尺寸, 节点板伸出弦杆角钢肢背 10~15mm, 上弦节点板若采用塞焊缝时应缩入角钢背深度 $t/2 \sim t$, t 为节点板厚度。绘制钢板或角钢肢的厚度时, 应以两条线表示清楚, 可不按比例。零件间的连接焊缝应注明焊脚尺寸和焊缝长度, 焊缝标注方法应按规定进行。

第四节 钢屋架的支撑

简支于柱顶的钢屋架仅用大型屋面板或檩条连系起来是一种不稳定的几何可变体系, 在荷载作用下或在安装过程中, 屋架可能向侧向倾倒, 屋架上弦侧向支承点间距过大, 也容易侧向失稳破坏, 为使屋架形成稳定的空间结构体系, 则须在相邻两屋架之间设置上弦横向支撑、下弦横向支撑和垂直支撑, 其余屋架则由檩条、大型屋面板和系杆在纵向相连接, 从而构成稳定的几何不变体系。如图 3-7-15 示。

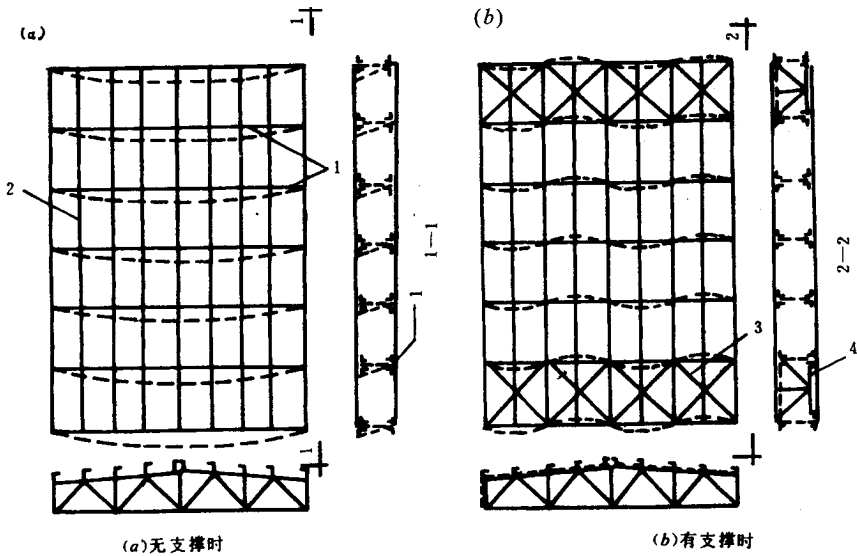


图 3-7-15 屋盖支撑作用示意图

1—屋架; 2—檩条; 3—横向支撑; 4—纵向支撑

一、屋盖支撑的类型和布置

屋盖支撑的主要作用是：承受屋盖在安装和使用过程中可能出现的纵向水平力，如山墙的水平风力、悬挂吊车的纵向水平制动力、安装时可能产生的垂直于屋架平面的水平力，以及纵向地震作用等；作为屋架弦杆的侧向支承点，减少上弦杆在屋架平面外的计算长度，以提高上弦杆的稳定性；防止受拉下弦杆因某些动力设备运转时产生过大的水平振幅；保证屋架安装质量和安全施工；保证屋盖结构的整体性能是屋盖支撑最为重要的性能。

支撑的布置及类型如图 3-7-16 示。

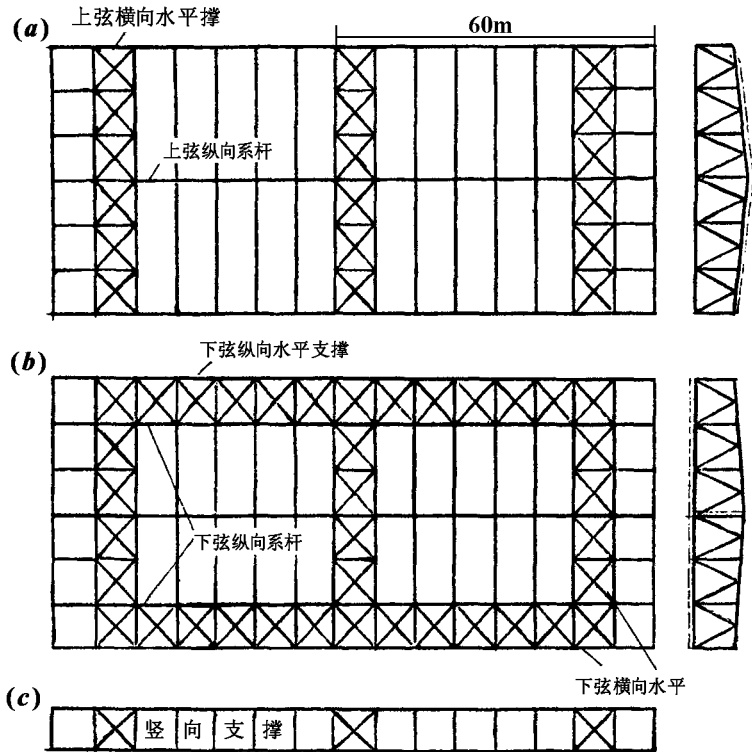


图 3-7-16 屋盖支撑布置示意图

- (a) 上弦横向水平支撑及上弦纵向系杆平面布置；
 (b) 下弦横向和纵向支撑平面布置；(c) 屋架竖向支撑剖面图

(一) 上弦横向支撑

上弦横向水平支撑一般设置在房屋两端或横向温度伸缩缝区段两端的第一或第二个柱间，一般设在第一个柱间，有时为考虑与天窗架支撑配合，可以设在第二个柱间内。

横向支撑的间距不宜大于 60m，所以，当温度区段较长时，在区段中间尚应增设支撑。大型屋面板本应起横向支撑作用，但因工地施焊条件不能保证焊缝质量，故认为只起系杆作用，檩条也作系杆考虑。

（二）下弦横向水平支撑

下弦横向水平支撑一般和上弦横向支撑对应地布置在同一柱间距内，以形成稳定空间体系。它的主要作用是作为山墙抗风柱的上支点，以承受由山墙传来的纵向风荷载。如设在第二柱间时，第一柱间内应设置刚性水平系杆，以传递抗风柱水平风荷载到下弦横向支撑节点上。

（三）下弦纵向水平支撑

下弦纵向水平支撑一般沿纵向设置在屋架下弦两端节间内，和下弦横向水平支撑形成封闭体系，用以加强房屋的整体刚度，将局部荷载分散至相邻框架，如吊车横向制动力。纵向水平支撑一般在设有托架、大吨位吊车、有较大振动设备以及房屋较高、跨度较大时采用，以满足侧向稳定和侧向刚度的要求。

（四）垂直支撑

在相邻两屋架间和天窗架间设置与上、下弦横向水平支撑相对应的垂直支撑，以确保屋盖结构为几何不变体系。垂直支撑一般设置在上、下弦横向支撑的柱间内，在屋架两端及跨中的竖直面内：当梯形屋架跨度 $l \leq 30\text{m}$ 、三角形屋架跨度 $l \leq 24\text{m}$ 时，可在屋架跨中设置一道垂直支撑；当梯形屋架 $l > 30\text{m}$ 、三角形屋架 $l > 24\text{m}$ 时，宜在跨中 1/3 处，或天窗架侧柱处设置两道垂直支撑；对梯形屋架两侧边应各增设一道垂直支撑；天窗架垂直支撑设于两侧，当宽度 $\geq 12\text{m}$ ，还应在中央增设一道垂直支撑。

（五）系杆

对未设置横向支撑的屋架，均应在有垂直支撑的位置，沿房屋纵向通长设置系杆，以保证不设横向支撑的屋架的侧向稳定。系杆有两种：承受压力的截面较大的系杆称刚性系杆，多由双角钢组成；只承受拉力的截面较小的系杆称为柔性系杆，多由单角钢组成。

上弦系杆：对有檩体系，檩条可兼作柔性系杆；对无檩体系，大型屋面板可兼作系杆，仅需在屋脊及屋架两端设置刚性系杆，当无天窗时，应在设置垂直支撑的位置设置通长的柔性系杆。

下弦系杆：在设置垂直支撑的平面内，均应设置通长的柔性系杆；在梯形屋架及三角形屋架的支座处应设置通长的刚性系杆，若为混合结构，与屋架或柱顶拉结的圈梁可代替该系杆；芬克式屋架，当跨度 $\geq 18\text{m}$ 时，宜在主斜杆与下弦连接的节点处设置水平柔性系杆；有弯折下弦的屋架，宜在弯折点处设置通长系杆。

系杆应与横向支撑的节点相连。当横向水平支撑设在温度区段第二柱间时，第一柱

间的所有系杆，包括檩条均应为刚性系杆。

二、支撑的截面选择和连接构造

屋架的横向支撑和纵向支撑均由平行弦桁架组成。其腹杆通常采用十字交叉斜杆；屋架的弦杆兼为横向支撑桁架的弦杆；屋架的下弦杆又可视作纵向支撑桁架的竖杆；斜杆和弦杆的交角宜在 $30^\circ \sim 60^\circ$ 之间，横向支撑节间距为屋架弦杆节间距的 $2 \sim 4$ 倍；纵向水平支撑的宽度取屋架下弦端节间宽度。

屋盖垂直支撑也视为一平行弦桁架，可采用交叉腹杆或 V 形、或 W 形腹杆。

支撑和系杆一般采用角钢，交叉斜杆或柔性系杆可用单角钢，接受拉设计；纵向支撑的弦杆、非交叉斜杆、垂直支撑的弦杆和竖杆、以及刚性系杆，可采用双角钢组成 T 形或十字形截面，按受压设计。

屋盖支撑的受力很小，一般不必计算。截面选择可根据构造要求和容许长细比确定。通常，凡十字交叉斜杆，按单角钢受拉设计，取容许长细比为 400，重级工作制吊车厂房时，取容许长细比为 350；两角钢组成的 T 形截面受压杆件，取容许长细比为 200；十字形或 T 形截面受压刚性系杆，取容许长细比为 200；单角钢受拉柔性系杆，取容许长细比为 400。

当支撑桁架跨度较大、且承受较大的墙面风荷载，或垂直支撑兼作檩条，或纵向水平支撑视为柱的弹性支撑时，支撑杆件除应满足容许长细比要求外，尚应按桁架计算内力选择截面。交叉斜腹杆支撑桁架系超静定体系，在节点荷载作用下，可作为单斜杆桁架体系分析当荷载反向时，两组杆件的受力情况将交替。

角钢支撑通常采用节点板用 M16 ~ M20 普通螺栓与屋架或天窗架连接，每杆两端不得少于两个螺栓。重级工作制吊车或有较大动力设备的房屋，屋架下弦支撑和系杆宜采用高强度螺栓连接，亦可采用双螺帽等防止螺栓松动的措施。

三、檩条、拉条和撑杆

有檩体系屋盖中檩条设置在屋架上弦节点处或沿屋架上弦等距设置，檩条间距由屋面基层材料的规格和容许跨度以及屋架上弦节间长度等因素决定。檩条的截面形式常用槽钢、角钢和 S 形薄壁型钢，角钢檩条适用于跨度和荷载较小的情况；槽钢檩条制造和装运简便，应用普遍，但用钢量较大；S 形薄壁型钢檩条省钢，宜优先采用，但应注意防锈。

檩条应与屋架上的檩托可靠连接，檩托是焊接在屋架上的短角钢制成，檩条与檩托一般用普通螺栓连接，槽钢檩条的槽口宜朝向屋脊以利于安装；角钢和 S 形薄壁型钢檩条的肢尖均应朝向屋脊。

拉条是设置在檩条之间的钢拉杆，拉条可作为檩条的侧向支承点，用以减少檩条平行屋面方向的跨度，防止侧向变形和扭曲。拉杆的设置数量 n ，取决于檩条的跨度 l ：

当 $l = 4 \sim 6\text{m}$ 时, 宜取 $n = 1.0$; 当 $l > 6\text{m}$ 时, 宜取 $n = 2$ 。对有天窗屋盖, 尚应在天窗侧边两檩条间设置斜拉条和刚性撑杆; 对采用 S 形薄壁型钢檩条的屋盖, 需在檐口处增设斜拉条和撑杆; 当无天窗时, 与拉条相连接的两脊檩应在连接处互相联系。总之, 应使拉条与其连接杆件形成一几何不变的稳定体系。拉条可采用 $\phi 8 \sim \phi 12$ 圆钢, 撑杆应采用角钢按容许长细比为 200 选用截面。拉条的位置应靠近檩条的上翼缘为 $30 \sim 40\text{mm}$, 并用腹板两侧的螺帽固定在檩条上; 撑杆则用普通螺栓和焊在檩条上的角钢固定 (图 3-7-17)。

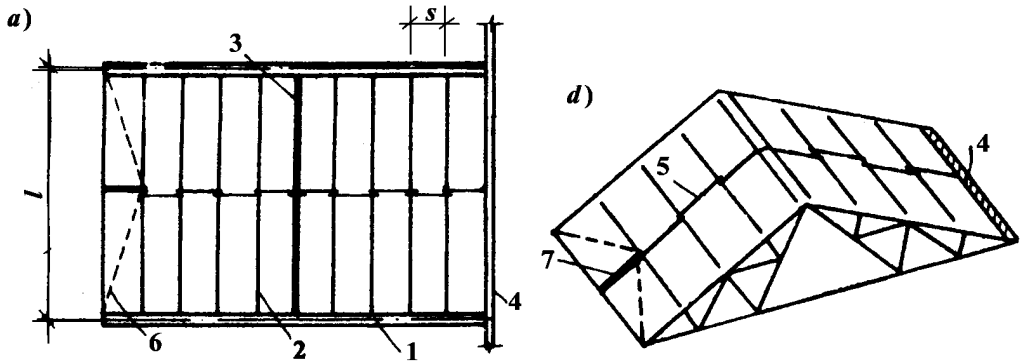


图 3-7-17 屋盖的檩条、拉条和撑杆的布置与构造

在屋面荷载 q 作用下, 檩条截面分别受到 q_x 和 q_y 沿两主轴方向的分力作用, 即檩条截面在两个主平面内产生双向弯曲和扭转, 由于屋面和拉条的约束作用, 可不考虑扭矩的影响, 也不作整体稳定性验算。在檩条的强度计算中抗剪强度和局部承压强度一般也不必验算。檩条的抗弯强度计算应按双向弯曲梁考虑; 其计算已如前述, 即按下式计算:

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \leq f \quad (3-7-15)$$

符号意义同前。

为保证屋面平整, 檩条应有足够的刚度。檩条的刚度计算, 一般只考虑垂直屋面方向的最大挠度 w 不超过容许挠度值 $[w]$, 对单跨简支槽钢檩条:

$$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{vk} l^4}{EI_x} \leq [w] \quad (3-7-16)$$

对单跨简支 S 形薄壁型钢檩条, 近似为:

$$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cos \alpha l^4}{EI_{x1}} \leq [w] \quad (3-7-17)$$

式中 I_{x1} ——截面对垂直于腹板的 x_1 轴的惯性矩;

$[w]$ ——容许挠度;

α ——屋面坡度。

第五节 普通钢屋架设计例题

一、设计资料

北京地区一单跨厂房屋盖，跨度 24m，长度 120m，柱距 6m。屋架采用 24m 芬克式三角形钢屋架，屋架简支在钢筋混凝土柱上，上柱截面为 $400 \times 400\text{mm}^2$ ，混凝土强度等级为 C20 级，柱网采用封闭结合。厂房内设有一台起重量为 $Q = 30\text{t}$ 的中级工作制桥式吊车。钢材为 Q235 钢，并具有机械性能四项，抗拉强度、伸长率、屈服点、 180° 冷弯试验和碳、硫、磷含量的保证；焊条采用 E43xx 型，手工焊。

屋面采用波形石棉水泥瓦，自重为 $0.20\text{kN}/\text{m}^2$ ；木丝板保温层，自重为 $0.25\text{kN}/\text{m}^2$ ，檩条采用槽钢。屋面均布活荷载为 $0.30\text{kN}/\text{m}^2$ ；基本雪荷载为 $0.30\text{kN}/\text{m}^2$ 。

屋架形式及几何尺寸：屋面坡度 $i = 1/2.5$ ，屋面倾角 $\alpha = \arctg(1/2.5) = 21^\circ 48'$ ，屋架计算跨度为 $l_0 = l - 300 = 23700\text{mm}$ ，屋架跨中高度为 $H = 23700/5 = 4740\text{mm}$ ，上弦长度为 $L = l_0(2\cos\alpha) = 23700/(2 \times 0.9285) = 12762\text{mm}$ ，取 6 节间，节间长度为 $s = 12762/6 = 2127\text{mm}$ ，节间水平投影长度为 $\alpha = s \cdot \cos\alpha = 2127 \times 0.9285 = 1975\text{mm}$ (图 3-7-18)。

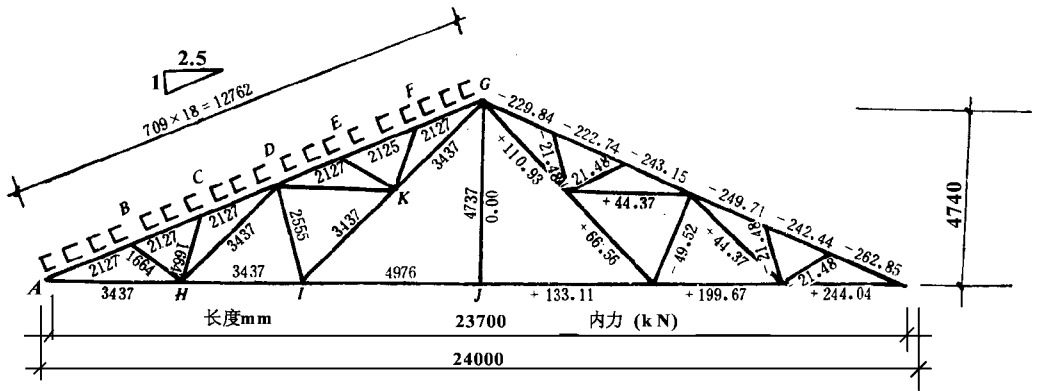


图 3-7-18 屋架几何尺寸及内力

二、支撑布置

根据厂房长度为 $120\text{m} > 60\text{m}$ ，跨度 $l = 24\text{m}$ 和有桥式吊车的情况，在厂房两端第二柱间和厂房中部设置三道上弦横向水平支撑、下弦横向水平支撑及垂直及撑；并在上弦

及下弦各设三道系杆。上弦因有檩条亦可不设系杆。如图 3-7-19 示。

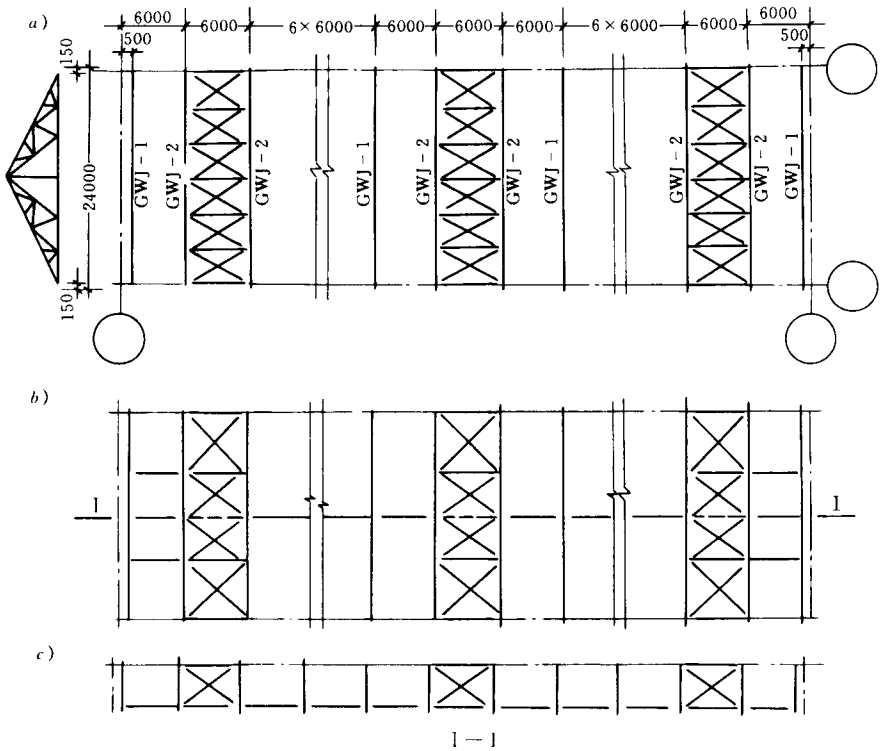


图 3-7-19 屋盖支撑布置

(a) 上弦支撑系统 ;(b) 下弦支撑系统 ;(c) 竖向支撑系统

三、檩条设计

(一) 檩条布置

檩条采用槽钢檩条，每节间放两根，檩距为 $2127/3 = 709\text{mm}$ ，檩条跨中设一根拉条。

(二) 荷载计算

屋面坡度 $\alpha = 21^\circ 48' < 25^\circ$ ，雪荷载按不均匀分布最不利情况考虑，取 $S_k = 1.25 \times 0.3 = 0.375\text{kN/m}^2$ 。雪荷载与活荷载不同时考虑，取较大值，按雪荷载计算。

中波石棉瓦重	$0.2 \times 0.709 = 0.14\text{kN/m}$
木丝板重	$0.24 \times 0.709 = 0.17\text{kN/m}$

檩条和拉条重	= 0.10kN/m
合计	$g_{k1} = 0.41\text{kN/m}$
雪荷载重	$q_{k1} = 0.375 \times 0.709 \times \cos\alpha = 0.24\text{kN/m}$

檩条均布荷载设计值

$$\begin{aligned} (g_1 + q_1) &= 1.2 \times 0.41 + 1.4 \times 0.24 = 0.828\text{kN/m} \\ (g_{1x} + q_{1x}) &= (g_1 + q_1) \cdot \sin\alpha = 0.828 \times 0.3714 = 0.308\text{kN/m} \\ (g_{1y} + q_{1y}) &= (g_1 + q_1) \cdot \cos\alpha = 0.828 \times 0.9285 = 0.769\text{kN/m} \end{aligned}$$

(三) 内力计算

$$\begin{aligned} M_x &= \frac{1}{8} (g_{1y} + q_{1y}) l^2 = \frac{1}{8} \times 0.769 \times 6^2 = 3.461\text{kN}\cdot\text{m} \\ M_y &= \frac{-1}{8} (g_{1x} + q_{1x}) l_1^2 = \frac{-1}{8} \times 0.308 \times 3^2 = -0.347\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(四) 强度验算

试选 8 号槽钢 [8 , 自重 0.08kN/m , $A = 10.24\text{cm}^2$, $h = 80\text{mm}$, $b = 43\text{mm}$, $t_w = 5\text{mm}$, $t = 8\text{mm}$, $W_x = 25.3\text{cm}^3$, $W_{yB} = 5.79\text{cm}^3$, $W_{yA} = 16.6/1.43 = 11.63\text{cm}^3$, $I_x = 101.3\text{cm}^4$, $\gamma_{x1} = 1.05$, $\gamma_{yA} = 1.05$, $\gamma_{yB} = 1.2$ 。截面及受力情况如图 3-7-20 示。

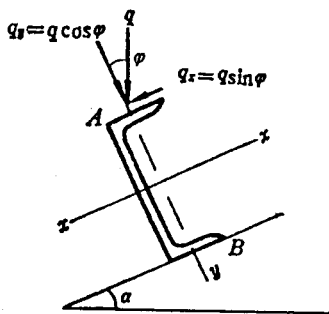


图 3-7-20 檩条受力分析

验算点 A (压)

$$\begin{aligned} \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} &= \frac{3461000}{1.05 \times 25.3 \times 10^3} + \frac{347000}{1.05 \times 11.61 \times 10^3} \\ &= 158.77\text{N/mm}^2 < f = 215\text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

验算点 B (拉)

$$\begin{aligned} \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} + \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} &= \frac{3461000}{1.05 \times 25.3 \times 10^3} + \frac{347000}{1.2 \times 5.79 \times 10^3} \\ &= 180.23\text{N/mm}^2 < f = 215\text{N/mm}^2 \quad \text{满足强度要求。} \end{aligned}$$

(五) 整体稳定性验算

因在檩条跨中设有一道钢拉条，故可不进行该项验算。

(六) 刚度验算

验算与屋面垂直平面的相对挠度，按短期荷载效应组合进行。

荷载标准值 $(g_{kl} + q_{kl}) = 0.41 + 0.24 = 0.65\text{kN/m}$

$$(g_{kly} + q_{kly}) = (g_{kl} + q_{kl}) \cos\alpha = 0.65 \times 0.9285 = 0.604\text{kN/m}$$

$$f/l = \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_{kly} + q_{kly}) l^4}{EI_x \cdot l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.604 \times 6000^3}{2.06 \times 10^5 \times 101.3 \times 10^4} = \frac{1}{123} > \frac{1}{150}$$

檩条刚度不满足要求。选用 [10, $I_x = 198\text{cm}^4$

$$f/l = \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_{kly} + q_{kly}) l^3}{EI_x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.604 \times 6000^3}{2.06 \times 10^5 \times 198 \times 10^4} = \frac{1}{240} < \frac{1}{150}$$

[10 槽钢强度和刚度均满足要求。

四、屋架设计

(一) 荷载计算

因檩条沿节间布置，先将檩条作为屋架集中荷载计算，再按经验公式计算屋架和支撑自重，最后折算为屋架上弦节点荷载。

因为屋面坡度较小，风荷载为吸力，可不考风荷载和积灰荷载影响。

檩条作用在屋架上弦的集中力为：

$$Q = 2 \times (g_1 + q_1) \cdot xl/2 = 2 \times 0.828 \times 6/2 = 4.968\text{kN}$$

屋架和支撑自重，按轻屋盖估算：

$$g_2 = \beta l = 0.01 \times 23.7 = 0.237\text{kN/m}^2$$

节点荷载设计值为：

$$F = 3Q + g_2 \cdot a \cdot 6 = 3 \times 4.968 + 0.237 \times 1.975 \times 6 = 17.748\text{kN}$$

(二) 屋架杆件内力计算

芬克式三有形屋架在半跨雪荷载作用下，腹杆内力不变号，故只需按全跨雪荷载和全跨永久荷载组合计算屋架杆件内力。根据建筑结构静力计算手册，十二节间芬克式屋架， $n = l/h = 5$ 先查得杆件内力系数，再乘以节点荷载 $F = 17.748\text{kN}$ ，即可得出杆件内力（图 3-7-18）。最不利内力组合设计值。见表 3-7-3。

表 3-7-3

屋架杆件内力组合设计值

杆 件		内 力 系 数	内 力 设 计 值 ($F = 17.748\text{kN}$) (kN)	备 注
上 弦 杆	AB	-14.81	-262.85	负为压杆
	BC	-13.66	-242.44	
	CD	-14.07	-249.71	
	DE	-13.70	-243.15	
	EF	-12.55	-222.74	
	FG	-12.95	-229.84	
下 弦 杆	AH	+13.75	+244.04	正为拉杆
	HI	+11.25	+199.67	
	IJ	+7.50	+133.11	
腹 杆	DI	-2.79	-49.52	符号同上
	BH、CH	-1.21	-21.48	
	EK、FK	-1.21	-21.48	
	HD、DK	+2.50	+44.37	
	IK	+3.75	+66.56	
	KG	+6.25	+110.93	
	GJ	0.00	0.00	

上弦杆局部弯矩计算。按两跨连续梁计算，如图 3-7-21 示。

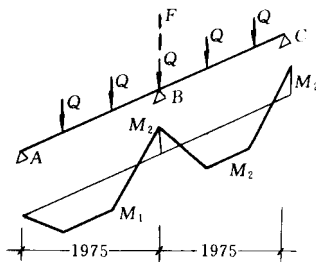


图 3-7-21 节点荷载上弦杆局部弯矩图

$$M_0 = Ql/3 = 4.968 \times 1.975/3 = 3.271\text{kN}\cdot\text{m}$$

端节间： $M_1 = 0.8M_0 = 0.8 \times 3.271 = 2.617\text{kN}\cdot\text{m}$

中间节间及节点： $M_2 = \pm 0.6M_0 = \pm 0.6 \times 3.271 = \pm 1.963\text{kN}\cdot\text{m}$

(三) 杆件截面选择

先将各杆件内力设计值、几何长度、计算长度列入表 3-7-4 内，分别计算各杆件需要的截面及填板，然后，填入表中。

按弦杆最大内力 -262.85kN ，由表 3-7-4 选出中间节点板厚度为 10mm ，支座节点板厚度为 12mm 。

1. 上弦杆

上弦杆内力计有： $N_{AB} = -262.85\text{kN}$ ， $N_{BC} = -242.44\text{kN}$ ， $M_1 = 2.617\text{kN}\cdot\text{m}$ ， $M_2 = -1.963\text{kN}\cdot\text{m}$ ；故该杆应按压弯杆计算。

试验 $2\text{L}100 \times 7$ 组成的 T 形截面（见桁架计算表）： $A = 2 \times 13.8 = 27.6\text{cm}^2$ ， $i_x = 3.09\text{cm}$ ， $i_y = 4.46\text{cm}$ ， $W_{1x} = 2 \times 48.6 = 97.2\text{cm}^3$ ， $W_{2x} = 2 \times 18.1 = 36.2\text{cm}^3$ ， $Z_0 = 2.71\text{cm}$ ； $\gamma_{x1} = 1.05$ ， $\gamma_{x2} = 1.20$

(1) 强度验算：截面强度验算由负弯矩控制。

$$\frac{N}{A_n} + \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} = \frac{262.85 \times 10^3}{27.6 \times 10^2} + \frac{1.963 \times 10^6}{1.2 \times 36.2 \times 10^3} = 140.4\text{N/mm}^2 < f = 215\text{N/mm}^2$$

(2) 弯矩作用平面内的稳定性验算：

$$\lambda_x = l_{0x}/i_x = 212.7/3.09 = 68.8 < 150，按 b 类截面查附表 $\varphi_x = 0.758$$$

$$N_{EX} = \pi^2 EA/\lambda_x^2 = \pi^2 \times 206 \times 10^3 \times 27.6 \times 10^2 / (68.8^2 \times 10^3) = 1185.5\text{kN}$$

按有端弯矩和横向荷载同时作用使弦杆产生反向曲率，故取等效弯矩系数为 $\beta_{mx} = 0.85$ 。

采用正弯矩验算：

$$\begin{aligned} \frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_{x1} W_{1x} (1 - 0.8N/N_{EX})} &= \frac{262.85 \times 10^3}{0.758 \times 27.6 \times 10^2} \\ &+ \frac{0.85 \times 2.617 \times 10^6}{1.05 \times 97.2 \times 10^3 (1 - 0.8 \times 262.85 \times 10^3 / 1185.5 \times 10^3)} \\ &= 125.64 + 26.483 = 152.123\text{N/mm}^2 < f = 215\text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

补充验算：

$$\begin{aligned} \left| \frac{N}{A} - \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_{x2} W_{2x} (1 - 1.25N/N_{EX})} \right| &= \left| \frac{262.85 \times 10^3}{27.6 \times 10^2} \right. \\ &- \frac{0.85 \times 2.617 \times 10^6}{1.2 \times 36.2 \times 10^3 (1 - 1.25 \times 262.85 \times 10^3 / 1185.5 \times 10^3)} \left. \right| \\ &= 195.236 - 70.826 = 124.410\text{N/mm}^2 < f = 215\text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

(3) 弯矩作用平面外的稳定性验算：

由负弯矩控制：

$$l_{0y} = l_1 (0.75 + 0.25N_2/N_1) = 2 \times 212.7 (0.75 + 0.25 \times 242.44/262.85) = 417.142\text{cm}$$

$$\lambda_y = l_{0y}/i_y = 417.142/4.46 = 93.53 < 150 \text{ 查附表 } \varphi_y = 0.598, \varphi_b = 1, (\text{弯矩使翼缘受拉})$$

在计算长度范围内弯矩和曲率多次改变向号，为偏于安全，取 $\beta_{tx} = 0.85$ 。

$$\begin{aligned} \frac{N}{\varphi_y A} + \frac{\beta_{tx} M_x}{\varphi_b W_{1x}} &= \frac{262.85 \times 10^3}{0.598 \times 27.6 \times 10^2} + \frac{0.85 \times 1.963 \times 10^6}{1 \times 36.2 \times 10^3} \\ &= 159.257 + 46.093 = 205.35\text{N/mm}^2 < f = 215\text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

(4) 上弦填板的设置：

一个角钢对于平行于填板的自身形心轴的回转半径 $i_x = 3.09\text{cm}$ ， $40i_x = 40 \times 3.09 = 123.6\text{cm}$ 。

上弦为压杆，节间长度为 212.7cm ，每节间设一块填板，则间距为 $212.7/2 = 106.35\text{cm} < 123.6\text{cm}$ 。

填板尺寸为 $80 \times 10 \times 120\text{mm}^3$ 。

2. 下弦杆

下弦杆均为拉杆，整个下弦采用等截面，按最大内力 $N_{AH} = +244.04\text{kN}$ 计算。屋架平面内计算长度按最大节间 IJ，即 $l_{0x} = 497.6\text{cm}$ ；屋架平面外计算长度因跨中有一道系杆，故 $l_{0y} = 1185\text{cm}$ 。

下弦杆所需截面积为：

$$A_n = N/f = 244.04 \times 10^3 / 215 = 1135\text{mm}^2 = 11.35\text{cm}^2$$

选用 $2L 75 \times 50 \times 5$ ， $A = 2 \times 6.12 = 12.24\text{cm}^2$ ，采用短肢相并， $i_x = 1.44\text{cm}$ ， $i_y = 3.76\text{cm}$ 。

强度验算：

$$N_{AH}/A = 244.04 \times 10^3 / 12.24 \times 10^2 = 199.38\text{N/mm}^2 < f = 215\text{N/mm}^2$$

刚度验算：

$$\lambda_x = l_{0x}/i_x = 497.6/1.44 = 346 < 350$$

$$\lambda_y = l_{0y}/i_y = 1185/3.76 = 315 < 350$$

下弦填板设置：一个角钢对于平行于填板的自身形心轴的回转半径 $i = 2.39\text{cm}$ ，拉杆按 $80i = 80 \times 2.39 = 191.2\text{cm}$

AH、HI 节间各设一块填板： $343.7/2 = 171.35 < 191.2\text{cm}$ 。

IJ 节间设两块填板： $497.2/3 = 165.73 < 191.2\text{cm}$ 。

填板尺寸为 $80 \times 10 \times 70\text{mm}^3$ 。

3. 中间竖腹杆 JG

中间竖腹杆， $N = 0$ ， $l = 474\text{cm}$ 。对连接垂直支撑的屋架，采用 $2L 56 \times 4$ 组成的十字形截面， $i_{0x} = 2.18\text{cm}$ ，单个角钢 $L 56$ ， $i_{\min} = 1.11\text{cm}$ 。按支撑压杆验算容许长细比。

$$l_0 = 0.9 \times l = 0.9 \times 474 = 426.6\text{cm}$$

$$\lambda = l_0/i_{\min} = 426.6/1.11 = 384 < [\lambda] = 200$$

填板设置按压杆考虑： $80i_{\min} = 80 \times 1.11 = 88.8\text{cm}$ ，设置 4 块， $474/5 = 94.8 > 88.8\text{cm}$ ，填板尺寸为： $80 \times 10 \times 100$ 。

4. 主斜腹杆 IK、KG

主斜腹杆 IK、KG 两杆采用相同截面， $l_{0x} = 343.7\text{cm}$ ， $l_{0y} = 2 \times 343.7 = 687.4\text{cm}$ ，内力设计值为 $N = +110.93\text{kN}$

所需净截面面积 $A_n = N/f = 110.93 \times 10^3 / 215 = 515.95\text{mm}^2 = 5.16\text{cm}^2$ ，选用 $2L 45 \times 4A = 2 \times 3.49 = 6.98\text{cm}^2$ ， $i_x = 1.38\text{cm}$ ， $i_y = 2.24\text{cm}$

考虑桁架分为两小椽运输时，主斜腹杆需用螺栓在工地拼装，安装螺栓直径取 16mm，螺孔直径 17.5mm，则实际 $A_n = 6.98 - 2 \times 1.75 \times 0.4 = 5.58\text{cm}^2$ 。

强度验算： $N/A_n = 110.93 \times 10^3 / 5.58 \times 10^2 = 198.8\text{N/mm}^2 < f = 215\text{N/mm}^2$

容许长细比验算： $\lambda_x = l_{0x}/i_x = 343.7/1.38 = 249 < 350$

$$\lambda_y = l_{0y}/i_y = 687.4/2.24 = 306 < 350$$

填板设置 按 $80i_1 = 80 \times 1.38 = 110.4\text{cm}$ ，IK、KG 各设置二块， $343.7/3 = 114.57\text{cm} \approx 110.4\text{cm}$ 。填板尺寸为 $80 \times 10 \times 65\text{mm}^3$ 。

5. 腹杆 DI

$$N_{DI} = -49.52\text{kN} \quad l_{0x} = 0.8l = 0.8 \times 255.5 = 204.4\text{cm}, \quad l_{0y} = l = 255.5\text{cm}$$

选用 $2\text{L} 50 \times 4$ ， $A = 2 \times 3.9 = 7.8\text{cm}^2$ ， $i_x = 1.54\text{cm}$ ， $i_y = 2.43\text{cm}$

或选用 $2\text{L} 45 \times 4$ ， $A = 2 \times 3.486 = 6.972\text{cm}^2$ ， $i_x = i_1 = 1.38\text{cm}$ ， $i_y = 2.16\text{cm}$

若按 $2\text{L} 45 \times 4$ ： $\lambda_x = 204.4/1.38 = 148.1 < 150$

$$\lambda_y = 255.5/2.16 = 118.3 < 150$$

查 b 类截面表得知 $\varphi_x = 0.310$

$$N/\varphi_x A = 49.52 \times 10^3 / (0.31 \times 6.972 \times 10^2) = 229.1 > f = 215\text{N/mm}^2$$

若按 $2\text{L} 50 \times 4$ ：

$$\lambda_x = 204.4/1.54 = 132.7 < [\lambda] = 150, \quad \text{查表得 } \varphi_x = 0.375$$

$$\lambda_y = 255.5/2.43 = 105 < [\lambda] = 150$$

$$N/\varphi_x A = 49.52 \times 10^3 / (0.375 \times 7.8 \times 10^2) = 169.3\text{N/mm}^2 < f = 215\text{N/mm}^2$$

故腹杆 DI 截面选用 $2\text{L} 50 \times 4$

填板按 $40i_1 = 40 \times 1.54 = 61.6\text{cm}$ ，应设 3 块垫板，因腹杆受力不大，且两端焊于节点板上，为减小焊缝起见，采用两块填板。填板尺寸为 $60 \times 10 \times 70\text{mm}^3$ 。

6. 腹杆 BH、CH、EK、FK

4 根杆均为压杆，受力及长度均小于 DI 杆，故可均按 DI 杆选用 $2\text{L} 50 \times 4$ ，只采用一块填板。

7. 腹杆 HD、DK

两者均为拉杆。 $N = +44.37\text{kN}$ ， $l = 343.7\text{cm}$ ，仍选用 $2\text{L} 50 \times 4$ ，验算如下：

$$N/A = 44.37 \times 10^3 / 7.8 \times 10^2 = 56.88\text{N/mm}^2 < f = 215\text{N/mm}^2$$

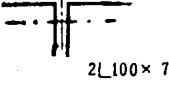
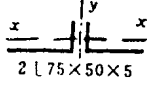
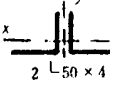
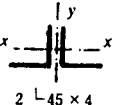
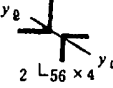
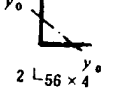
$$\lambda_x = l_{0x}/i_x = 0.9 \times l/i_x = 0.9 \times 343.7/1.54 = 200.86 < 350$$

填板设置。按 $80i_1 = 80 \times 1.54 = 123.2\text{cm}$ ，各设两块，则 $343.7/3 = 114.6 < 123.2\text{cm}$ ，可以。

桁架杆件计算列表，见表 3-7-4。

表 3-7-4

桁架杆件计算

杆件	名称	上弦杆						下弦杆			DI
	编号	AB、	BC、	CD、	DE、	EF、	FG、	AH、	HI、	IJ	
计算内力		-262.85	-242.4	-249.7	-243.5	-222.7	-229.8	+244.04	+199.67	+133.11	-49.52
几何长度 (mm)		2127						3437		4976	2555
截面形式规格		 2L ₁₀₀ ×7						 2L ₇₅ ×50×5			 2L ₅₀ ×4
截面面积 (cm ²)		27.6						12.24		7.8	
计算长度 (cm)	l_{0x}	212.7						497.6		204.4	
	l_{0y}	417						1185		255.5	
四转半径 (cm)	i_x	3.09						1.44		1.54	
	i_y	4.46						3.76		2.43	
长细长	λ_x	68.8						346		132.7	
	λ_y	93.5						315		105	
	$[\lambda]$	150						350		150	
φ_{\min}		0.598								0.375	
$N/\varphi A$		205.35								169.3	
N/A_n		140.4						199.38			
$f(N/mm^2)$		215						215		215	
填板		1-80×10×120						2-80×10×70		2-60×10×70	
端部焊缝 ($h_f - l_w$)	肢背							6-150		4-50	
	肢尖							4-80		4-50	
杆件	腹 杆										
		BH	CH	EK	FK	HD	DK	IK	GK	GJ	
计算内力	- 21.48	- 21.48	- 21.48	- 21.48	+44.37	+44.37	+66.56	+110.93	0.00		
几何长度 (mm)	1664				3437		3437		4740		
截面形式规格	 2L ₄₅ ×4				 2L ₅₆ ×4		 2L ₅₆ ×4				

杆件		腹 杆								
		BH	CH	EK	FK	HD	DK	IK	GK	GJ
截面面积 (cm ²)		7.8			7.8		6.98		8.78 4.39	
计算长度 (cm)	l_{0x}	133.1			309.3		343.7		$l_0 = 426.6$	
	l_{0y}	166.4			343.7		687.4			
回转半径 (cm)	i_x	1.54			1.54		1.38			
	i_y	2.43			2.43		2.24		2.18 1.11	
长细长	λ_x	86.43			200.86		249			
	λ_y	68.48			141.44		306		196 384	
	$[\lambda]$	150			350		350		200 400	
φ_{\min}		0.644								
$N/\varphi A$		42.76								
N/A_n					56.88		198.8			
$f(N/mm^2)$		215			215		215			
填板		1-60×10×70			2-60×10×70		2-80×10×65		4-80×10×100	
端部焊缝 ($h_f - l_w$)	肢背	4-50			5-80		5-80		4-50	
	肢尖	4-50			4-50		4-50		4-50	

(四) 节点设计

1. 下弦中间节点 I

下弦中间节点用作拼接节点。由于屋架跨度为 24m，超过运输界限，故将其分为两榀小屋架。于下弦中间节点 I 处设置工地拼接节点。

拼接角钢设计。拼接角钢采用与下弦杆相同截面，2L 75×50×5，肢背处割棱，竖肢切去 $\Delta = 5 + 5 + 5 = 15\text{mm}$ 。

拼接点一侧每条焊缝长度计算：

拉杆拼接焊缝按等强设计，则

$$N = Af = 12.24 \times 10^2 \times 215 = 263000\text{N}, \text{取 } h_f = 5\text{mm}$$

$$l_w = 263000 / (4 \times 0.7 \times 0.5 \times 160 \times 10^2) + 1 = 12.7\text{cm}$$

拼接角钢长度 $l = 2 \times 12.7 + 1 = 26.4\text{cm}$ ，取 270mm。

下弦杆与节点板焊缝计算：下弦杆轴拉力通过节点板和拼接角钢两种连接件传递，节点板认为仅承受内力 $\Delta N = 15\% N_{AH} = +15\% \times 244.04 = +36.6\text{kN}$ ，节点板连接焊缝受力甚小，故节点板可按构造确定（图 3-7-22）。

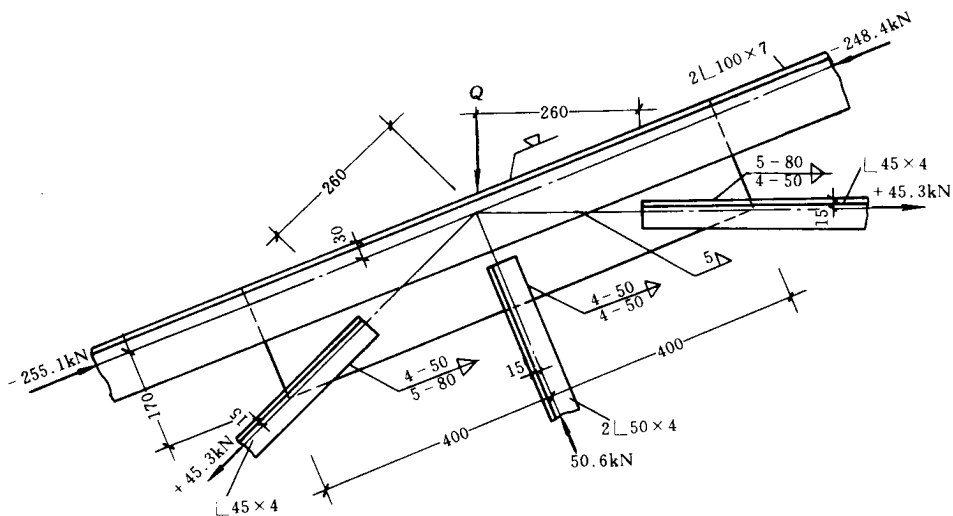


图 3-7-22 下弦拼接节点

2. 脊节点

KG 斜腹杆与节点板的连接焊缝，取肢背和肢的焊腿尺寸为 $h_{f1} = 5\text{mm}$ ， $h_{f2} = 4\text{mm}$ ，则所需的焊缝长度为：

$$\text{肢背} \quad l_{w1} = \frac{0.7 \times 110.93 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 5 \times 106} + 10 = 79.33\text{mm} \quad \text{取 } 80\text{mm}$$

$$\text{肢背} \quad l_{w2} = \frac{0.3 \times 110.93 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 4 \times 160} + 10 = 47.14\text{mm} \quad \text{取 } 50\text{mm}$$

弦杆肢背与节点板的连接焊缝，采用塞焊缝，假定脊节点处檩条传来的力为 $F/3 = 17.748/3 = 5.916\text{kN}$ ，此力甚小，且节点板甚长，可满焊，不必计算。

上弦肢尖与节点板连接焊缝，承担两侧弦杆内力差或 $15\% N_{\max}$ 中较大值及其产生的弯矩。本例中活荷载在全部荷载中所占比例甚小，故由半跨雪载与全部恒载在脊节点两侧上弦杆所产生的内力差甚小，可取 $15\% N_{\max} = 0.15 \times 229.84 = -34.48\text{kN}$ 。

$$M = 34.48 \times e = 34.48 \times (10.0 - 3.0) = 241.36\text{kN} \cdot \text{cm}$$

按绘制的节点图可知

$$l_w = \frac{33}{\cos 21^\circ 48'} - 3 = 32.54\text{cm}, \quad \text{取 } 33\text{cm}, \quad h_f = 4\text{mm}$$

$$\tau_f = \frac{34.48}{2 \times 0.7 \times 0.4 \times 33} = 1.866\text{kN/cm}^2,$$

$$\sigma_{fy} = \frac{241.36 \times 6}{2 \times 0.7 \times 0.4 \times 33^2} = 2.375\text{kN/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \sqrt{\sigma_{fy}^2 + 1.5\tau_f^2} = \sqrt{2.375^2 + 1.5 \times 1.866^2} = 3.296\text{kN/cm}^2 \\ &= 32.96\text{N/mm}^2 < 1.22f_f^y = 1.22 \times 160 = 195.2\text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

拼接角钢设计。拼接角钢采用与上弦杆相同截面的角钢，肢背处割棱，垂直肢去 $\Delta = t + h_f + 5 = 7 + 5 + 5 = 17\text{mm}$ ，取 $\Delta = 20\text{mm}$ ，并将竖肢切口后经热弯成型对焊。拼接角

钢与上弦杆连接焊缝长度, 设 $h_f = 5\text{mm}$, 则

$$l_w = \frac{N}{4 \times 0.7 \times h_f \times f_f^w} = \frac{299.84 \times 10^3}{4 \times 0.7 \times 5 \times 160} = 112.607\text{mm}, \text{取 } 115\text{mm}, \text{拼接角钢总长度为}$$

$$l = 2l_w + 50 = 2 \times 115 + 50 = 280\text{mm}$$

中间竖肢杆与节点板连接焊缝。因 $N = 0$, 按构造取 $h_f = 4\text{mm}$, 实际长度根据绘制施工图确定为 $l_w = 90\text{mm}$ 。脊节点构造如图 3-7-23 示。

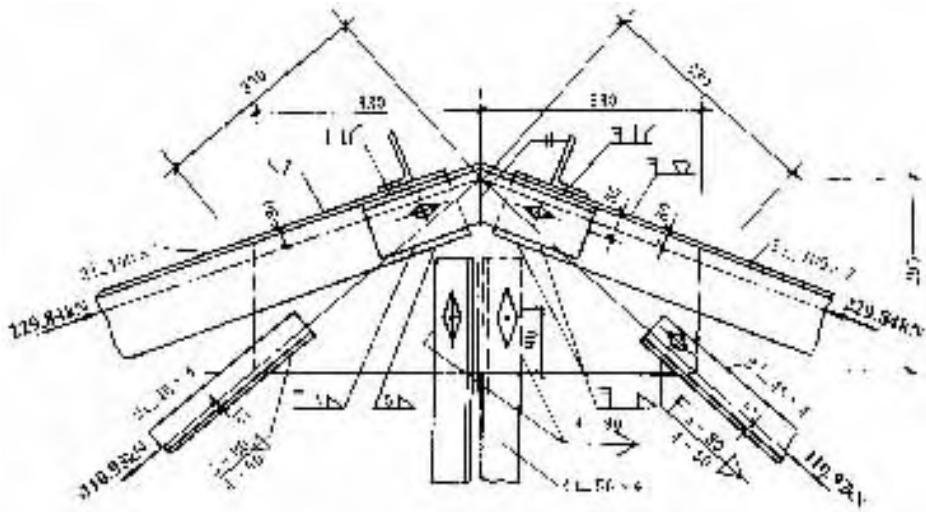


图 3-7-23 脊节点构造

3. 上弦节点 D

腹杆 DI 与节点板焊缝 $N = -49.52\text{kN}$, 取 $h_f = 4\text{mm}$, 则焊缝长度为

$$l_w = \frac{0.7 \times 49.52 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 0.4 \times 160 \times 10^2} + 1 = 4.87\text{cm}, \text{取 } 5\text{cm}$$

取肢尖焊缝 $l_w = 50\text{mm}$ 。

其余两腹杆内力均小于 DI 杆, 故按构造决定肢背 $h_f = 6\text{cm}$, 肢尖 $h_f = 5\text{cm}$ 。

上弦杆与节点板焊缝。节点板尺寸如图 3-7-24 示。节点板缩入深度为 6mm , 肢背塞焊缝按承受集中荷载 Q 进行计算, $h_{f1} = t/2 = 10/2 = 5\text{cm}$, 则

$$\sigma_f = Q/\beta_f (2 \times 0.7 h_{f1} l_{w1}) = 4.968 \times 10^3 / 1.22 \times (2 \times 0.7 \times 5 \times 790)$$

$$= 0.74 < 160\text{N/mm}^2$$

肢尖焊缝承受弦杆的内力差 $\Delta N = 249.71 - 243.15 = 6.15\text{kN}$, 偏心距 $e = 100 - 30 = 70\text{mm}$, 内力较小, 且节点板较长, 故可按构造布置焊缝, 即肢尖满焊, 不必计算。

4. 支座节点 A

层架支承于 $400 \times 400\text{mm}^2$ 钢筋混凝土上柱上, 支座混凝土垫块强度等级为 C20 级, $f_{cc} = 9.5\text{N/mm}^2$ 。支座构造如图 3-7-25 示。为便于施焊, 取底板至下弦中心线距离为 160mm , 下弦截面为 $2\text{L } 75 \times 50 \times 5$, 上弦截面为 $2\text{L } 100 \times 7$ 。

下弦杆与节点板焊缝计算。 $N_{AH} = +244.04\text{kN}$,

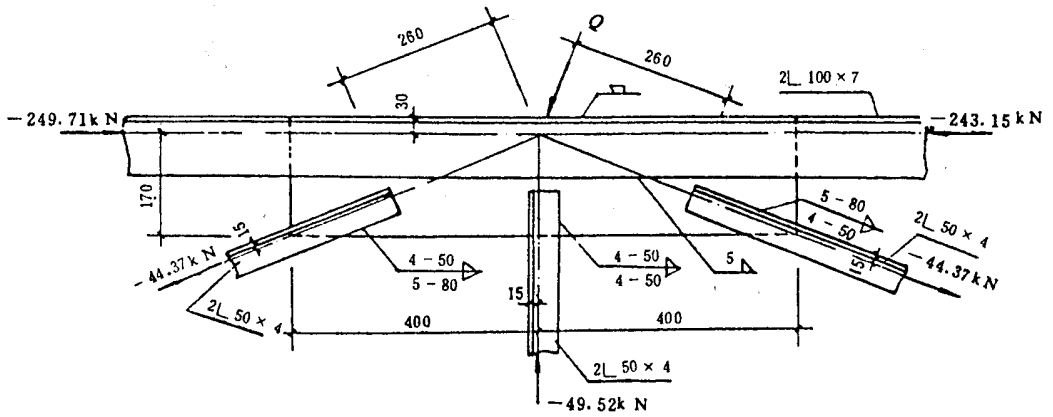


图 3-7-24 上弦节点 D 构造

肢背

$$l_w = \frac{0.7 \times 224.04 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 0.6 \times 160 \times 10^3} + 1 = 13.7 \text{ mm 取 } 150 \text{ mm}$$

肢尖

$$l_w = \frac{0.3 \times 224.04 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 0.4 \times 160 \times 10^2} + 1 = 9.17 \text{ mm 取 } 90 \text{ mm}$$

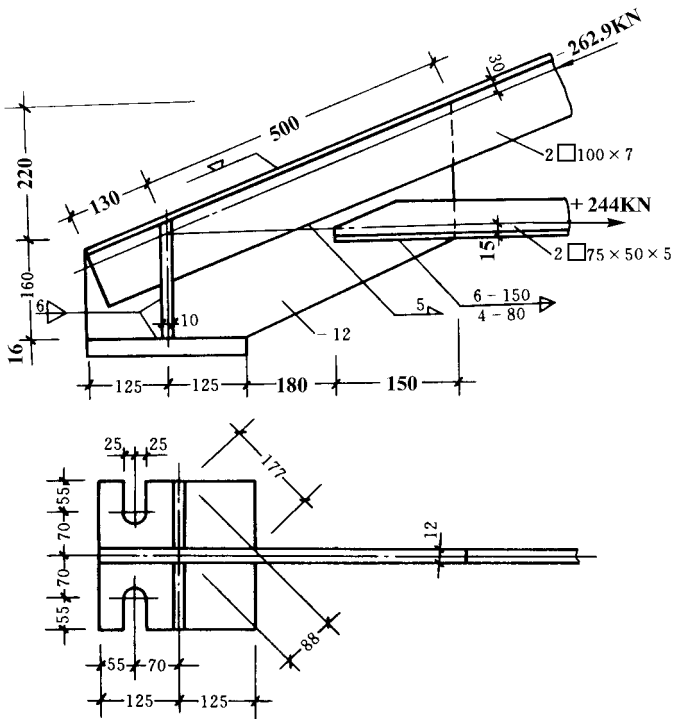


图 3-7-25 支座节点

上弦杆与节点板焊缝计算。 $N_{AB} = -262.85 \text{ kN}$ 。

肢背为塞焊缝，肢背、肢尖均按节点板满焊， $h_f = 5 \text{ mm}$ ，焊缝长度仅考节点中心右

边板长的焊缝长度 $l_w = 45.5 / \cos 21.8^\circ - 1 = 48\text{cm}$ ，承受荷载为

$$\Delta N = -262.85\text{kN},$$

$$M = 262.85 \times (10 - 3) = 1840\text{kN}\cdot\text{cm}, \text{取 } h_f = 5\text{mm}$$

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{1.5 \times \left(\frac{262.85}{2 \times 0.7 \times 0.5 \times 48}\right)^2 + \left(\frac{1840 \times 6}{2 \times 0.7 \times 0.5 \times 48^2}\right)^2} \\ &= 11.77\text{kN/cm}^2 \\ &= 117.7\text{kN/mm}^2 < 1.22f_f^w = 1.22 \times 160 = 195.2\text{N/mm}^2\end{aligned}$$

支座底板计算：

$$\text{支座反力：} R = 6F = 6 \times 17.748 = 106.488\text{kN}$$

支座底板需要的受压净面积：

$$A_n = R/F_{cc} = 106.488 \times 10^3 / 9.5 = 11209\text{mm}^2$$

锚栓直径采用 $d = 24\text{mm}$ ，并用 U 形开口，开孔面积

$$\begin{aligned}A_0 &= 2 \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{\pi d^2}{4} + 5 \times 5 \right) = 2 \times \left(\frac{1}{2} \times \frac{\pi \times 5^2}{4} + 5 \times 5 \right) \\ &= 69.64\text{cm}^2 \approx 70\text{cm}^2\end{aligned}$$

$$\text{则所需面积为 } A = A_n + A_0 = 112.09 + 70 = 182.09\text{cm}^2$$

根据构造要求底板尺寸为 $25 \times 25 - 70 = 555\text{cm}^2 > A = 182\text{cm}^2$

底板所受均布荷载反力为 $q = R/A = 106.488 \times 10^3 / 555 \times 10^2 = 1.92\text{N/mm}^2 < 9.5\text{N/mm}^2$ 。

所需底板厚度 t 的计算：按两邻支承边的板计算 $b_1/a_1 = 88/177 = 0.5$ ，查表得 $\beta = 0.058$ 。

$$M = \beta q a_1^2 = 0.058 \times 1.92 \times 177^2 = 3489\text{N}\cdot\text{mm}$$

$$t = \sqrt{6M/f} = \sqrt{6 \times 3489 / 215} = 9.87\text{mm}, \text{取 } 16\text{mm}$$

底板尺寸为 $25 \times 25 \times 1.6\text{cm}^3$ 。

支座加劲肋设计。

加劲肋厚度取 10mm ，焊脚取 $h_f = 6\text{mm}$ ，焊缝长度仅考虑与支座节点板焊接的焊缝，不考虑与上弦的焊缝， $l_w = 9.0 - 1 = 8\text{cm}$ 。加劲肋承受的内力为：

$$V = \frac{R}{4} = 106.488 / 4 = 26.622\text{kN}$$

$$M = V \cdot e = 26.622 \times 12.5 / 2 = 166.388\text{kN}\cdot\text{cm}$$

$$\begin{aligned}\sigma &= \sqrt{\left(\frac{6M}{\beta_f \times 2 \times 0.7 h_f l_w^2}\right)^2 + \left(\frac{V}{2 \times 0.7 h_f l_w}\right)^2} \\ &= \sqrt{\left(\frac{6 \times 166.388 \times 10^4}{1.22 \times 2 \times 0.7 \times 6 \times 80^2}\right)^2 + \left(\frac{26.622 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 6 \times 80}\right)^2} \\ &= 157.28\text{N/mm}^2 < f_f^w = 160\text{N/mm}^2\end{aligned}$$

节点板、加劲肋与底板的连接焊缝计算。

取加劲肋切口宽度为 15mm ，取 $h_f = 6\text{mm}$ ，6 条焊缝的总计算长度为：

$$\begin{aligned}\Sigma l_w &= 2 \times 250 + 2 \times (250 - 12 - 2 \times 15) - 6 \times 10 = 856\text{mm} \\ \sigma_f &= R / (\beta_f \times 0.7 h_f \Sigma l_w) = 106.488 \times 10^3 / (1.22 \times 0.7 \times 6 \times 856) \\ &= 24.3\text{N/mm}^2 < 160\text{N/mm}^2\end{aligned}$$

其余节点计算从略，构造详见施工图。(图 3-7-26)。

第六节 钢结构飞机库屋盖工程施工实例

一、工程概况

本工程位于某机场飞机维修厂内四号路东侧，西侧为停机坪，南邻喷漆机库、北邻三叉戟机库，由机库、车间及办公楼三部分组成，总建筑面积 53826m²。机库屋盖为巨型钢结构，轴线投影尺寸为 306m 长、90m 宽，另加 5.4m 宽的门廊，高 40m，四个尾库，尺寸为 36m × 12m，高 24m。机库室内 ±0.000 等于海拔标高 32.3m。跨中无任何支柱，可同时容纳 4 架波音 747-B 型飞机的维修或 6 架飞机的停放，是一座技术先进、设备齐全、具有现代化水平的大型维修机库，车间与办公楼为钢筋混凝土结构。

本工程由市五建公司总承包，市机械施工公司承包钢结构的制作、运输和安装。巨型钢屋盖覆盖面积 35993m²，钢结构总重 5513t。

(一) 屋盖结构设计

巨型屋盖三边支承在 24 根钢筋混凝土柱上，大门开口边支承在弹性的钢桥上，沿跨中支承在弹性的中梁上，网架的整体刚度和质量分布极不均匀，由于跨度太大，受力复杂，采用了时程分析法分析了在竖向地震力和水平地震力作用下的网架内力分布规律。

本工程采用三维正交斜放多层抽空四角锥焊接空心球管网架与栓焊钢桥和中梁相结合的空间结构体系，整体刚度大，抗震性能好，节省钢材，本工程网架方案比平面桁架体系每平方米可节省钢材 40kg。

机库平面见图 3-7-27，屋盖结构平面和剖面见图 3-7-28、图 3-7-29。

(1) 屋盖大门栓焊钢桥由双跨 (153m + 153m) 连续悬挑空间梯形桁架组成。分主桁架 WJ1、辅桁架 WJ2 和连接放射形交叉杆 CWJ1 ~ 4，宽 6m，单跨起拱度 250mm，两端及中部设钢筋混凝土柱支承主桁架，其余部分为悬挑。钢桥立面及剖面见图 3-7-30、图 3-7-31。WJ1 高 15m，WJ2 高 6m，由 4 层支撑连接，其整体稳定性得到保证。

桁架均为平行弦桁架，节点间距 6m，考虑到运输方便，每 12m 为一拼接点，杆件均为焊接“H”形断面。根据受力大小，其断面宽度分别为 800mm、500mm 和 300mm，WJ1 跨中支座上弦拉力达 39000kN，H 型钢断面尺寸为 800mm × 800mm × 55mm × 80mm，焊接钢板厚 22 ~ 80mm，单根杆最重达 23t。门廊与主桁架相连，共重 2200t。

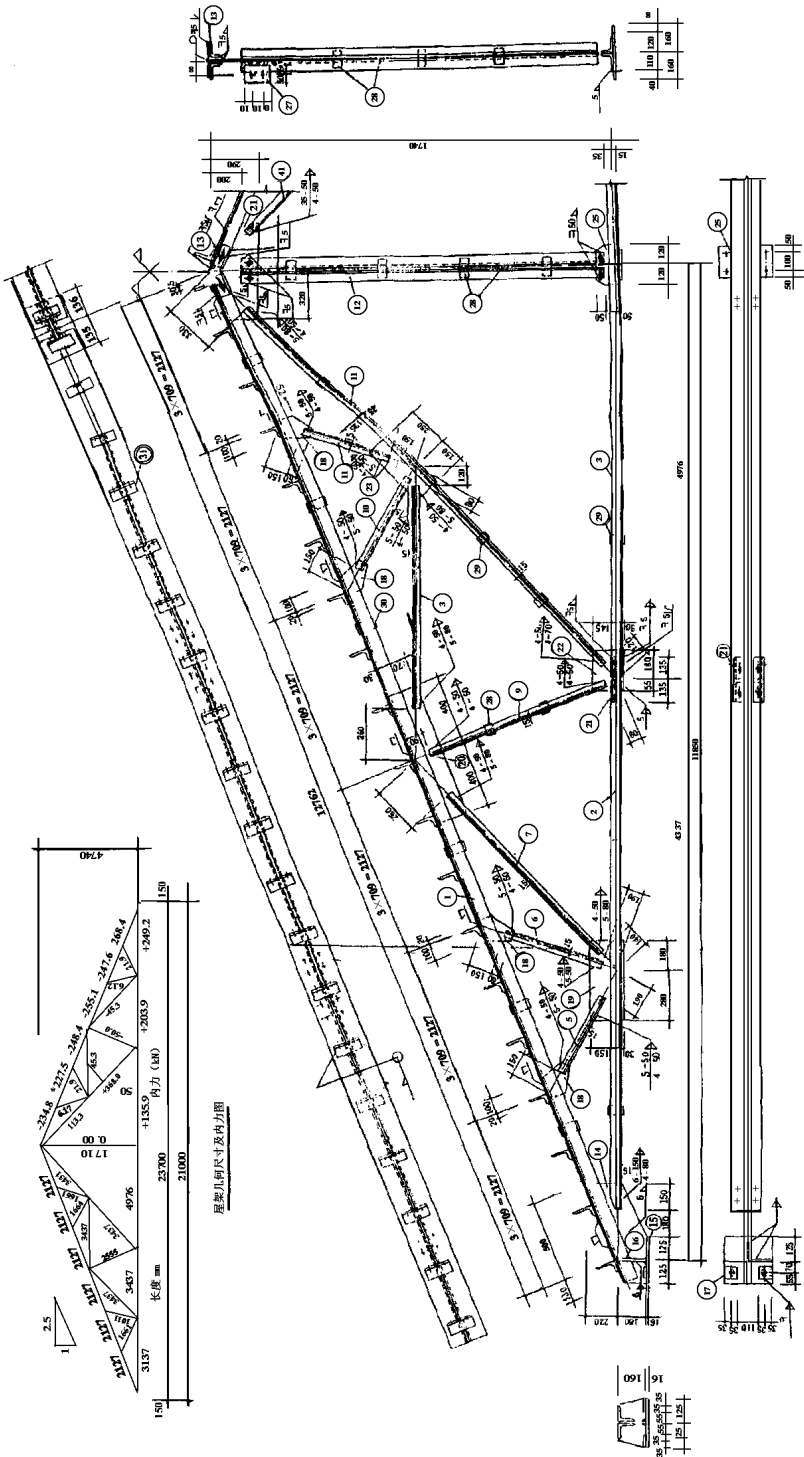


图 3-7-26 24M 钢屋架施工图

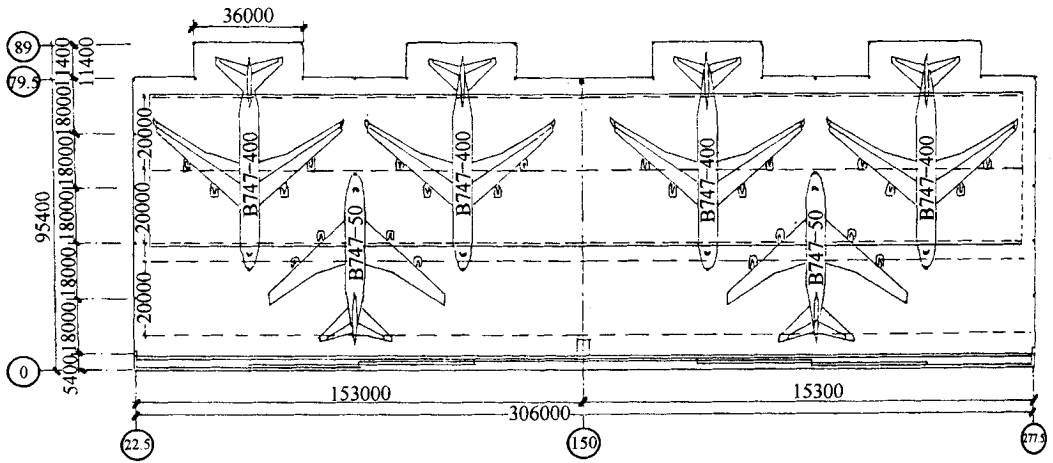


图 3-7-27 飞机库位置平面图

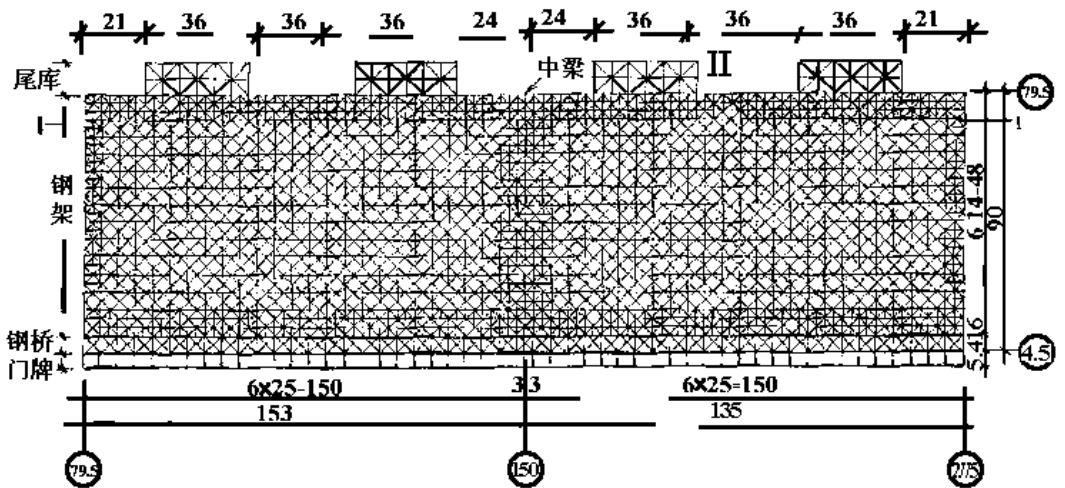


图 3-7-28 飞机库钢屋盖平面图 (单位: m)

(2) $306\text{m} \times 84\text{m}$ 的整个屋盖采用了三维多层正交斜放双层抽空四角锥焊接空心球管网架, 网架高 6m , 上下弦杆斜放网格为 $4.235\text{m} \times 4.235\text{m}$, 中弦杆正交正放网格为 $6\text{m} \times 6\text{m}$, 并设置了周边桁架与各弦杆连成整体, 加强了支座区传力。整个网架以中梁为界分成对称的两块, 钢桥与中梁为网架的弹性支座及三面混凝土柱形成周边多支点支承形式。

网架中部起拱 250mm , 施工图要满足五个不同边界条件, 将网架分成 26 块多面体与曲面, 网架下设 10t 多支点悬挂吊车, 吊车轨 3 道, 156 个支座。网架由超大型球与薄壁管组成, 空心球为空心、加单肋和双肋三种, 规格为 $\phi 500 \times 16\text{mm} \sim \phi 800 \times 32\text{mm}$,

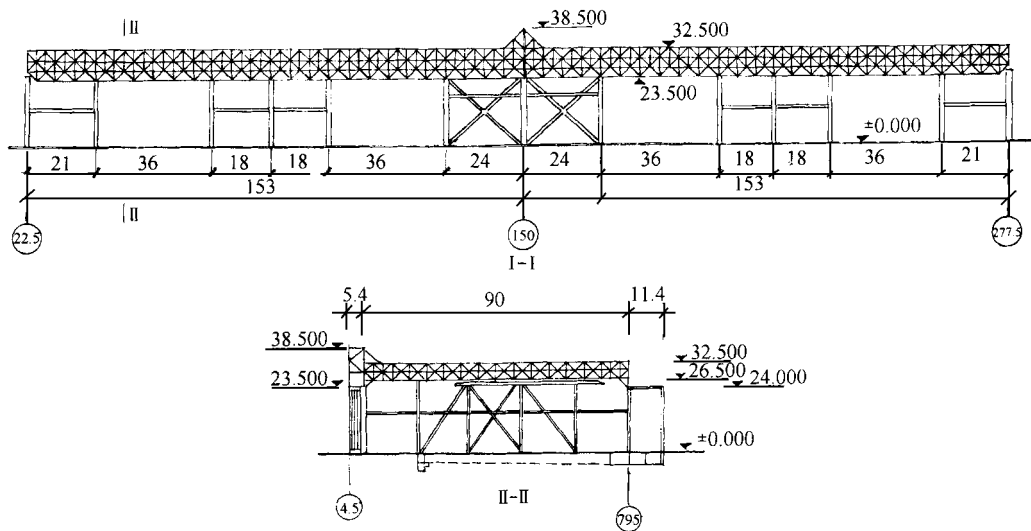


图 3-7-29 屋盖钢结构剖面图 (单位: m)

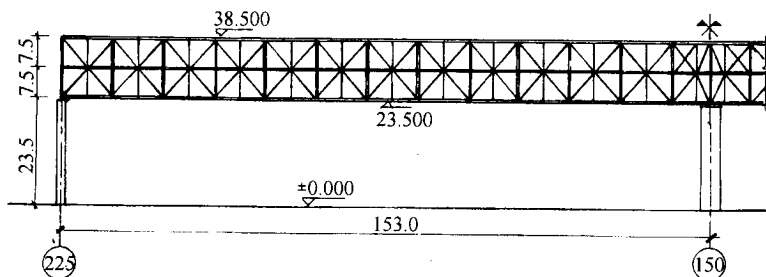


图 3-7-30 钢桥立面图 (单位: m)

共 7 种, 无缝钢管由 $\phi 102 \times 5 \sim \phi 273 \times 16$ 共 8 种规格组成, 其杆件长度因起拱多达 500 多种。采用进口钢管, 材质为 STK490B。网架重约 1600t (图 3-7-32)。

(3) 沿机库网架正中与钢桥相贯通的中柱上设置了中梁平面桁架, 将网架分成 153m \times 84m 相对称的两块, 使网架受力更加合理。中梁长 90m, 高 12m, 中部起拱 150mm, 其杆件由焊接 H 型钢组成, 中梁重约 400t。

(4) 尾库为钢板焊接 H 型钢框架结构。尾库屋面梁一侧由空间网架支承, 另一侧由铰接的钢柱支承。整个尾库的稳定靠网架来保证。

(5) 其他结构: 柱间支撑由焊接 H 型钢组成; 墙架柱、梁、檩条及维修走廊等均采用型钢杆件组成。

(6) 结构起拱点 (杆): 钢桥每跨中 250mm; 中梁跨中 150mm; 网架每跨中 250mm; 中柱提高 50mm, 考虑其荷载较大的沉降量; 四周混凝土柱起拱为 0。

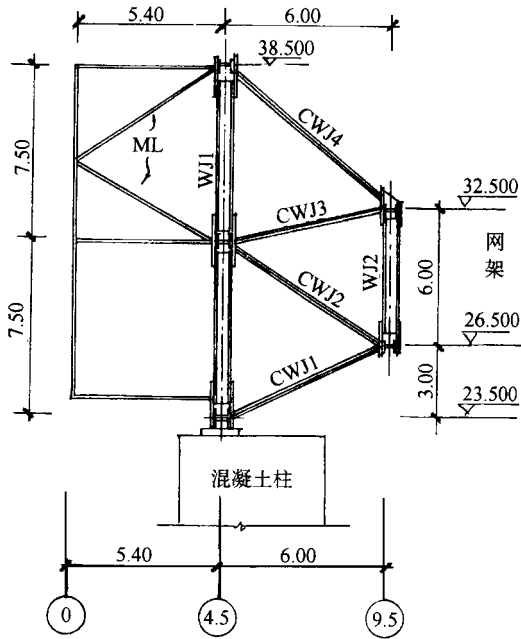


图 3-7-31 钢桥剖面图 (单位: m)

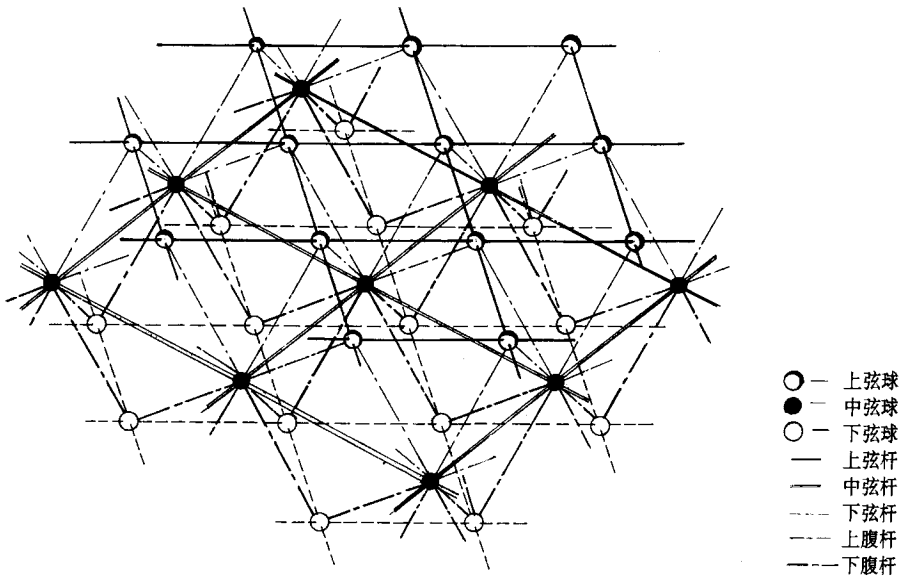


图 3-7-32 网架一单元立体图

(二) 主要工程量

主要工程量见表 3-7-9。

表 3-7-9 主要工程量一览表

序号	名称	结构尺寸 (m) $l \times b \times h$	结构形式	重量 (t)	主要件数
1	钢桥	$306 \times 6 \times (6 \sim 15)$	焊接 H 型钢空间桁架	2046.67	2076
2	门廊	$306 \times 5.4 \times 15$	型钢组成	167.21	2076
3	中梁	$90 \times 0.8 \times 12$	焊接 H 型钢平面桁架	394.914	2076
4	网架	$306 \times 84 \times 6$	焊接球管多层网架	1593.98	球 3870 管 15072
5	尾库 (4 个)	$(36 \times 12 \times 24) \times 4$	焊接 H 型钢框架结构	262.00	
6	柱间支撑	$(90 \times 2 + 306) \times 26.5$	焊接 H 型钢组成	211.67	
7	墙架柱、梁	$90 \times 2 \times 32.5 + 306 \times 8.5$	型钢组成	286.81	
8	支座	混凝土柱顶上	球型支座、柱铰支座	16.59	
9	檩条风机支架	$306 \times 90 + (36 \times 12 \times 14)$	型钢组成	364.15	
10	其他		型钢组成	34.791	
11	高强螺栓			134.00	15000

注：工程量总计：空心球 3870 个；主要杆件 21130 件；总重量为 5512.785t。

(三) 节点连接型式

(1) 梯形悬挑钢桥主、辅桁架及中梁在桁架平面为焊接 H 型钢杆件，大直径 (M30) 摩擦型高强度螺栓节点连接，其节点钢板束最长达 5~7 层，最厚 220mm，中节一个节点达 800 多条高强螺栓，见图 3-7-33。对于受力大、构造复杂的节点，采用现场安装后施焊加强板的栓焊节点 (图 3-7-34)。

(2) 钢桥桁架平面外 4 层支撑为焊接 H 型钢节点，板外焊接放射式花瓣型节点 (图 3-7-35)，最多外伸牛腿 6 条汇交 11 根杆件，采用 M24 摩擦型大六角头螺栓连接。因起拱各节点杆件空间三维坐标均不同，加工中要严格控制工装方位与焊接变形，以确保空间各杆件的安装质量。

(3) 空心球、管多层网架为焊接节点，采用超大型厚壁球与薄壁大曲率无缝钢管焊接而成，均为全熔透焊缝，全部采用超声波探伤及磁粉探伤检测。

(4) 钢桥主桁架及中梁支点为大型球型支座，中柱支座可承受 35000kN 压力，7000kN 水平推力。其余球型支承压力达 7000kN，可承受屋盖因温差造成的变形、疲劳载荷及较大地震力的作用。

网架与钢筋混凝土柱为钢柱铰接支座；网架的弹性支座为与桁架丁字板连接的管板

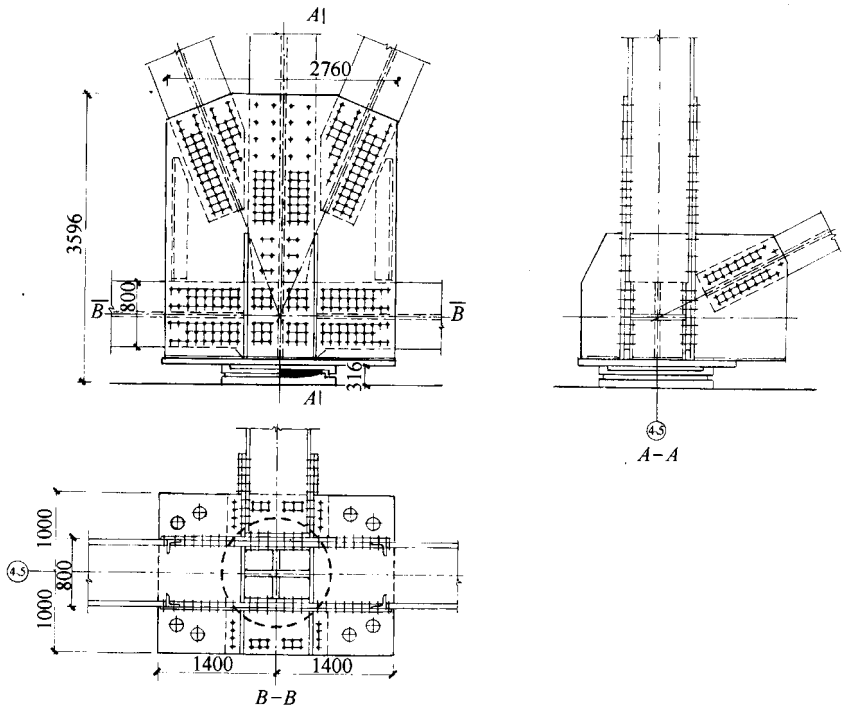


图 3-7-33 高强螺栓中节点与球型支座

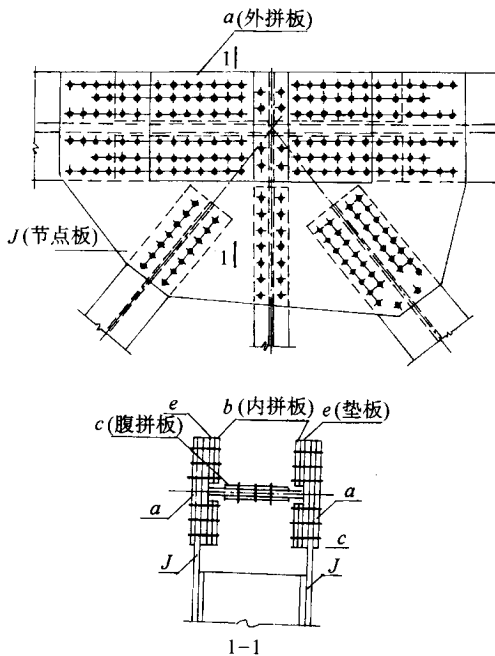


图 3-7-34 弦杆节点示意

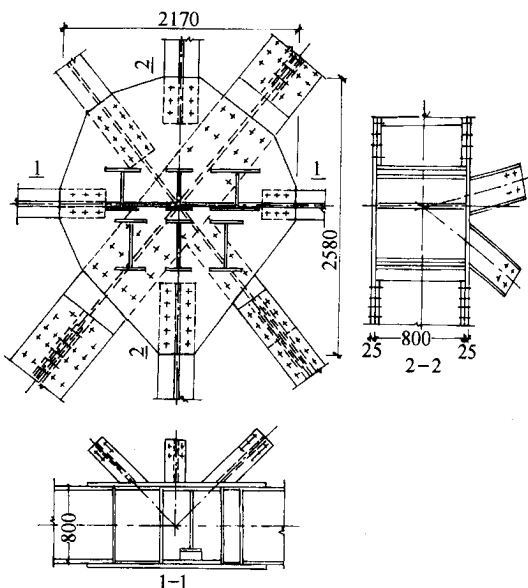


图 3-7-35 花瓣型节点

式插入形节点，管开楔口插入钢板内焊接。

多支点悬挂吊车吊轨支座节点均采用高强度螺栓及焊接连接。

其他构件均采用高强螺栓及焊接形式连接。

二、施工部署

(一) 施工方案选择

(1) 方案一：高空散装方案，用 2 台吊车 ($\geq 300t \cdot m$) 在地面立拼后高空散装重型构件，此方案需支搭大量承重脚手架。

① 钢桥分两次支搭承重支架（长 153m，宽 12m，高 23.5m），南北段二次倒用，并增加第一段支顶 3 点，操作架沿 306m 长设三层二道。

② 中梁承重支架长 84m，宽 12m，高 26.5m，操作架沿 90m 长支搭 3 层。

③ 网架承重支架长 84m，宽 18m，高 26.5~32.5m，以中梁为界每侧倒用 8 次，共 16 次，另加支顶，并考虑总面积 $306m \times 84m$ 、高 26.5m 的操作架。

本方案存在的问题：一是大面积重吨位的承重支架及操作架，需大量钢管脚手架；二是需大量翻倒承重支架及临时加固支顶，延长了施工工期；三是承重支架随累加荷载而压缩变形，难于确保结构精确的起拱度，高空作业安全感差，不易确保工程质量；四是高空散装所需大吨位机械尚不能满足。

(2) 方案二：钢桥、中梁分三段地面组装拉板提升方案，用一部分网架地面组装提

升后，作为滑架平台来完成大面积网架高空分块散装。网架以中梁对称每侧分5组，每组分3块组合，设6道滑轨及3个门架，用第5组网架作高空滑移平台，每组安装完需加支顶后，平台架滑向下一块。提升动力为电控液压千斤顶，提升承重支架用200t·m塔吊标准节。

此方案优点：一是采用塔吊标准节组合的承重支架，安全可靠，节省了大量脚手架，压缩了工期；二是桁架结构地面组拼易保证质量，操作安全；三是网架采用塔吊标准节组合的平台支架，省去了大量脚手架的支搭。

其缺点是：拉板提升效率低；网架高空分块多，不易保证起拱精度；利用率低。

(3) 方案三：将整个结构分7块地面平、立拼装，逐块采用电子计算机控制液压千斤顶群，同步提升与爬升柔性钢绞线先进施工技术，高空合拢(图3-7-36)。

此方案优点：一是占总重量92%的构件在地面平、立拼装成整体，易于控制安装精度、多向起拱度及焊接质量，提高工效，确保安全，节约大量承重及操作脚手架；二是科学合理的7块提爬升设计，仅用一套提升设备，重复使用4~5次，大大降低了设备及设施的投资；三是充分利用200t·m塔吊标准节设计了提升承重支架系统，并多项重复使用，解决了高空诸多荷载平稳转换的临时支顶及悬挑钢桥的稳定问题；四是设计制造的悬臂桅杆群成功地作为网架的爬升承重系统并倒用2~3次，又作为辅桁架的立拼支顶架使用。此方案比第一方案可节约支搭施工用脚手架费用250万~300万元，工期缩短一半；比第二方案工期可提前4~5个月。

(二) 施工部署原则

(1) 因机库作业面积大，地下设备管线多，技术复杂，标准要求高，工期长，故以机库钢结构施工为主线制订安装总计划。

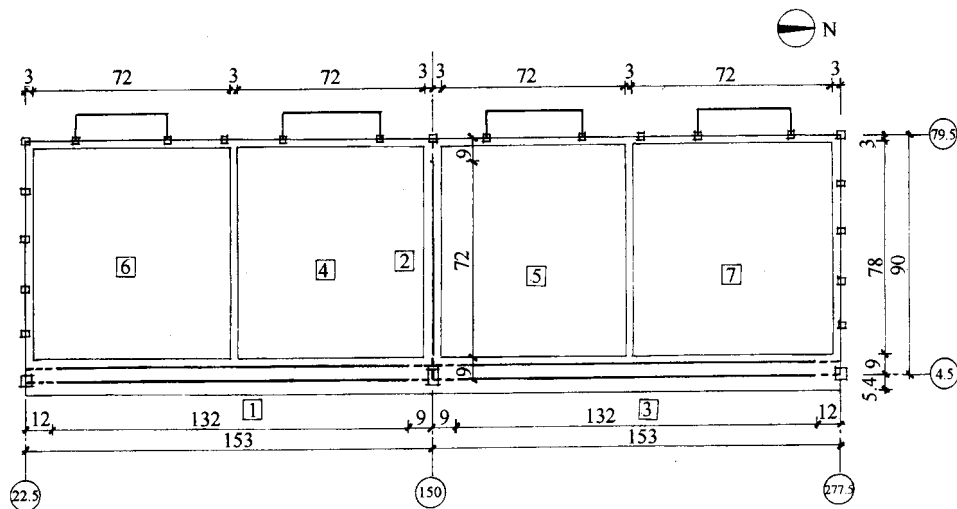


图3-7-36 钢结构分块地面组装尺寸及提爬升顺序(单位:m)

(2) 按先地下后地上的施工原则, 先完成桩基础和地下管沟的施工, 后回填砂砾料至 -0.500 标高处, 以便主体结构施工。

(3) 地上结构首先浇筑机库钢筋混凝土柱, 为屋盖桁架的地面组拼、低空立拼及整体提升创造条件。

(三) 钢结构施工部署

(1) 绘制钢桁架部分施工详图, 进行钢构件加工, 由建筑机械厂完成。

(2) 绘制网架施工详图, 完成构件加工。空心球由工厂加工, 无缝钢管现场下料由市机械施工公司完成。

(3) 钢屋盖系统安装主要分三大项: 钢桥中桁架分两段各 132m 长, 在地面分块平拼后立拼成型, 提升至设计位置混凝土柱上段高空合拢; 中梁分段地面平拼后, 立拼长 72m , 提升后与钢桥、边柱段高空合拢; 球管网架分 4 块地面组拼, 由中间对称向两端安装, 采用桅杆群分块爬升高空合拢。其他钢构件穿插进行安装, 使安装部分尽快形成稳定结构。

(四) 施工顺序

(1) 立塔吊, 履带吊进场, 设备、设施进场。

(2) 桁架构件运至现场, 试组拼。

(3) 柱间支撑构件运输、安装。

(4) 钢桥 WJ1、WJ2 桁架的分块地面平拼→靠放支架安装→钢桥立拼、支撑系统门廊安装→南段承重支架安装、提升设备就位→整体提升→中柱段高空安装合拢→边柱段高空安装合拢。

(5) 中梁分块地面平拼、立拼→承重支架及提升设备安装→中梁提升→高空与钢桥合拢→边柱合拢。

(6) 钢桥南段加支顶、转移承重支架及提升设备至北段→北段钢桥提升→中段合拢→边柱段合拢。

(7) 尾库钢框架支顶与安装。

(8) 网架分 4 块由中间向两端安装, 顺序为: 网架球管加工与运输→网架地面小拼正、倒锥体→网架支墩施工→桅杆群安装→网架中拼成块→网架中间两块爬升→高空合拢→网架加设提升点→爬升桅杆、设备倒至南端块爬升→爬升桅杆设备倒至北端网架爬升→高空合拢。

(9) 墙架柱、梁安装。

(10) 檩条安装与调直。

(11) 整个结构支顶点、提爬升点, 分部位、分级测量回落→拆除全部设施→补杆。

(12) 工程验收。

(五) 流水段划分

本工程以中梁为界左右对称，故钢桥、网架、尾库等构件均以中梁为界分南北两个流水段同时施工。每侧网架又分两块由中间向两端流水。

(六) 施工条件

本工程地处半潮湿暖温带大陆性季风气候区，其特点是：春天干燥多风，夏天炎热多雨，秋天秋高气爽，冬天干燥寒冷。常年平均气温 14℃，最高温度 38.8℃，最低温度 -18.7℃，年最大温差 30.7℃。

钢结构制作、安装需考虑温差、低温对巨型钢结构安装、焊接、喷漆的影响，采取相应的技术措施，保证工程质量。

三、施工进度计划

本工程主体钢结构安装工期为一年，划分三个阶段：第一阶段抓施工详图设计与钢构件加工，第二阶段为钢桥、中梁提升与安装，第三阶段为网架组拼、爬升与合拢，最后工程收尾。钢结构安装进度计划见表 3-7-5。

表 3-7-5 四机位库钢结构安装进度计划

序号	工 程 项 目	工作月数	进 度 (月 数)												
			3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	33		
1	屋盖结构设计	7~8	—	—	—										
2	钢桥、网架详图设计	4			—	—									
3	钢材采购、半成品订货	6			—	—									
4	钢构件加工运入现场	10				—	—	—							
5	施工准备	4					—	—							
6	钢桥运输、安装	6						—	—	—					
7	中梁运输、安装	1.5							—	—					
8	球管网架运输、安装	6								—	—	—			
9	收尾、验收	2												—	

四、施工准备工作

由于本工程从规模、荷载类型、构件尺寸及制造与安装精度均超过现行国家规范与

标准的要求，工程处于边设计施工详图，边进行科研试验，边确定执行的验收标准，边施工的情况下，又加上施工中采用多项新技术、新工艺，增加了施工准备的工作难度。

(一) 总包分工

1. 生产部分

(1) 根据施工总部署安排生产，落实施工总平面布置图，提供暂设用房、用地和构件堆放场地。

(2) 负责现场施工运输道路及消防道路的畅通。提供现场地下、地上障碍位置和结构特点，根据分包提供的附加荷载进行加固，确保施工场地坚实、平整及雨季施工排水。

(3) 施工用电：根据钢结构用电量 1942kW（见表 3-7-6）及总包用电要求布置供电线路，提供一次供电电源。

表 2-7-6 施工用电计划

序号	名称	型号	规格	数量	用电量/台	实用电量	备注
1	塔吊	PEINER-SK280	300t·m	2	120kW	240	
2	塔吊	QT2-200	200t·m	3	95kW	285	
3	直流电焊机	AX1-500	500A	4	26kVA	104	
4	交流电焊机	BX1-500	500A	60	42.5kVA	2550	
5	空气压缩机	V 型 32V	9m ² /min	6	7.4kW	44.4	
6	远红外线烘干箱	ZKN-100	350~500℃	2	6.0kW	12.0	
7	切管机		φ240~320	3+1	12	48	
8	电动台式砂轮	18~30		1	2kW	2	
9	HSB 扳手		M20~30	24	1.15kW	27.6	
10	焊条保温桶	台式、卧式	5kg	60	0.4kVA	24	
11	钢管坡口机	GPK-80 GPK-150 GPK-35 II		各 3	2kW	24	
12	低压变压器		24V、36V	8	0.6kW	4.8	
13	其他小型工具						
14	夜间照明						

(4) 确保施工、消防及生活用水。

(5) 负责起重设备基础、各种临时组拼混凝土支墩及地锚的施工。

(6) 负责钢构件施工中非承重脚手架及安全网的支搭，辅助材料的供应。

- (7) 混凝土柱上预埋支座施工。
- (8) 塔吊路基的铺设及提供夜间照明。
- (9) 现场安全、消防及保卫工作。

2. 技术部分

- (1) 保证技术供应, 提供设计图纸、标准及有关技术文件, 负责设计交底。
- (2) 创造钢结构安装尽早进场的条件, 做好有关技术准备。
- (3) 测量放线, 提供永久定位桩、临时定位桩、永久水准点(要求轴线闭合精度达 $1/20000$)、柱垂直度控制、预埋件埋设、支座定位, 确保钢结构安装的精度。
- (4) 参与钢结构进口钢材的选择。
- (5) 确定经监理确认的钢结构构件委托加工单位及半成品供货单位。
- (6) 提供地下障碍的位置、结构形式、尺寸, 根据分包提供的附加荷载负责加圆。
- (7) 组织钢结构的及时验收。

(二) 分包分工

1. 生产准备工作

- (1) 确定现场施工用地及“三通一平”工作。
- (2) 组织钢结构施工用塔吊、履带吊、汽车吊及各种设备、设施、运输机具的进场。
- (3) 根据施工进度计划安排施工, 负责计划统计、调度工作, 组织有关人员进场。
- (4) 负责钢结构的加工及所用配件、材料的采购进场。有关委托合同的签订。

2. 技术部分

- (1) 根据所提供的图纸、标准和有关技术文件, 编制钢结构工程施工组织设计。
- (2) 根据提供的技术资料进行施工详图的深化设计, 编制分项施工方案。进行吊装方法的施工验算, 确保施工中钢结构构件有足够的强度、刚度和稳定性。
- (3) 参加与各委托加工厂家签订合同中技术协议的编制, 确保半成品的高质量。
- (4) 提前对新材料、新技术、新工艺、新设备的调研和科研试验, 确定工艺参数和验收标准, 并上报质量监督部门确认。
- (5) 负责各种原材料、半成品的质量控制。
- (6) 负责提升承重支架及爬升桅杆群的设计、制造与试验、验收及安全使用。
- (7) 负责钢结构施工各工种的技术培训, 持证上岗。
- (8) 提供钢结构施工中重型设施基础的设计施工图及附加荷载, 交总包施工。必要时与设计单位共同确定。
- (9) 确保工程质量及各种检测制度的实施, 如交、验测量桩位线等。
- (10) 负责钢结构施工用电的计算, 导线的选择及供电线路的布置。
- (11) 负责工程的分项验收、总验收及技术档案资料的整理。报质量监督部门认可。

五、施工总平面布置图

(一) 施工总平面布置的原则

(1) 主要施工顺序及安装方法确定后, 根据钢构件重量、数量, 机械、设备的起重能力, 充分利用可施工场地布置吊车行驶路线、运输道路、构件和材料堆放场地、半成品库、加工厂等, 以减少构件尤其是重型构件的搬运, 提高工效, 确保安全。

(2) 对于复杂工序、巨型结构工程, 在安装总平面确定后, 还需分项目、分阶段进行不同设施的平面布置, 以便指导施工。

施工总平面布置见图 3-7-37, 剖面见图 3-7-38。

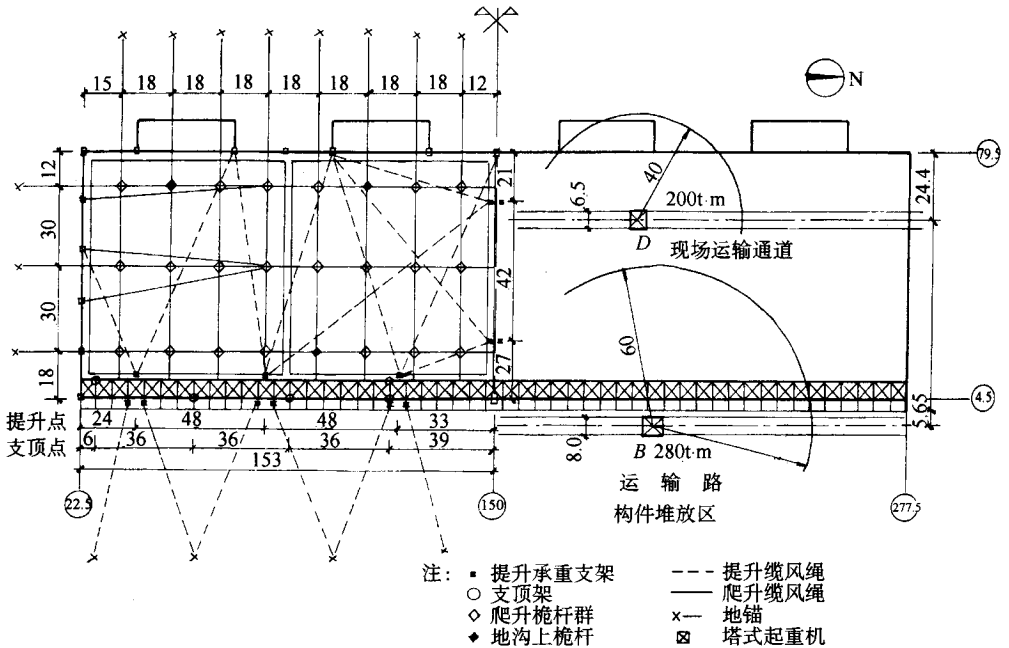


图 3-7-37 钢结构施工平面布置图 (单位: m)

(二) 施工总平面布置说明

(1) 由于钢桥、中梁单根构件过重, 所选 4 台塔吊只能解决地面的分块平拼, 而且采用双机抬吊及高空轻型构件安装, 故 A、B 塔吊采用通轨。选择距钢桥最近的东侧为运输道路与构件堆放区。塔吊为长期使用机械, 负责网架组拼、合拢及尾库的安装。

(2) 7 块构件的安装采用微机控制的液压千斤顶群同步提升与爬升技术。平面图中标出了提、爬升设施布置。

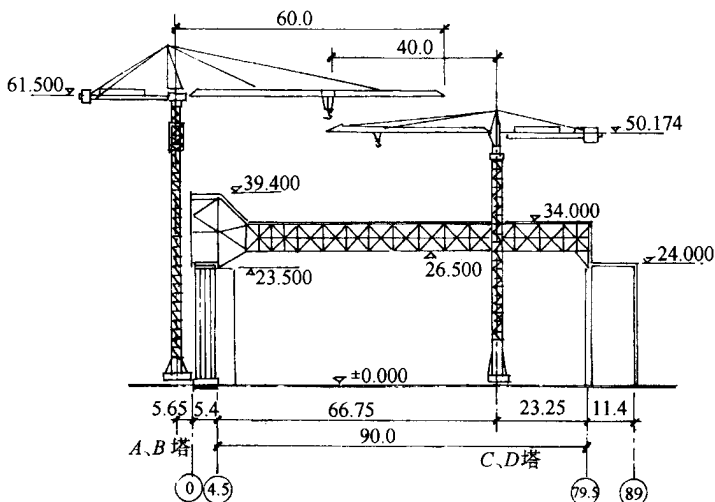


图 3-7-38 施工剖面图 (单位: m)

(3) 钢桥、中梁的立拼采用 300t 履带吊车负责组拼段的翻身立拼。钢桥中节点的高空合拢安装采用 160t 汽车吊与 90t 汽车吊。

(4) 40t 履带吊车负责柱间支撑等小型构件安装。20t 履带吊为辅助机械。

(5) 因机库西侧的车间及办公楼已施工, C、D 塔吊退出后无法合拢边网架, 故采用土法滑移安装。

(6) 配合总平面图指导施工的分项平面布置还有: 测量永久、临时桩点、水准标点、控制轴线网平面图; 提升承重支架及爬升桅杆群编号图; 基础设施布置图; 钢桥、中梁平拼平面布置图; 供电系统平面布置图; 地下障碍平面图; 网架胎模、下料车床、钢材、喷砂、涂装及小拼锥体堆放平面布置图; 脚手架支搭平面布置图; 钢结构千斤顶整体回落平面布置图等。

六、施工机械设备选择

(一) 塔式起重机

根据本工程构件重, 且多集中在桁架部位的特点, 选用塔吊为长期使用的主吊机, 具有足够的起吊高度及回转半径, 又可多机抬吊, 采用通轨, 可充分发挥塔吊优势完成构件卸车、桁架平拼、立拼、高空合拢, 网架小拼、中拼和高空合拢以及附属构件的安装, 提爬升设备、设施的拆立及倒用, 最大限度地提高利用率。选用 2 台 PEINER SK280 同类型塔吊, 便于抬吊, 以及 2 台 QTZ200 自升式塔式起重机, 位置见施工平面图, 机械性能见表 3-7-7。

表 3-7-7

塔吊机械性能

塔 型	臂杆长度 (m)	回转半径 (m)	起重量 (t)	起重绳数	备 注
PEINER SK-280	60.0	21.0	12.5	4	桁架组拼与部分 抬吊网架组拼
		26.0	10.0	4	
		35.0	7.09	4	
		45	5.22	4	
		55	4.04	4	
		60	3.60	4	
QTZ-200	20.0	12.0	20.0	8	桁架组拼与部分抬 吊网架组拼
		15.0	15.0	8	
		20.0	10.0	8	
	40.0	10.0	6.5	4	
		20.0	5.5	4	
		30.0	4.5	4	
		40.0	3.5	4	

(二) 履带式起重机

(1) 利玛 7707 履带式起重机, 臂杆长 $L = 36.6\text{m}$ 。吊车只允许空载行驶在地沟上, 最大空载轮压 $100\text{kN}/\text{m}^2$ 。吊车回转半径在 $13 \sim 15\text{m}$ 时, 均能满足 57.5t 起重量要求。此吊车负责主桁架平拼成块后的立拼, 短期使用。

(2) 辅助履带吊车

① 40t 履带吊 (KH150-2) 1 台, 臂杆长 $22 \sim 46\text{m}$, 起重量 $22.2 \sim 0.8\text{t}$, 回转半径 $5 \sim 30\text{m}$ 。负责柱间支撑安装等, 次要构件的组装及网架小拼。

② 50t 履带吊 (QUT 50) 1 台, 臂杆长 $22 \sim 52\text{m}$, 回转半径 $5 \sim 34\text{m}$, 起重量 $31.1 \sim 0.71\text{t}$ 。负责次要构件的安装。

(三) 汽车式起重机

(1) 利伯海尔 90t 汽车吊 (LTM 1090) 1 台, 臂长 45m , 回转半径 6.0m (拆除 A、B 塔轨), 起吊高度 42m 时起重量 15.5t , 合拢中柱立杆重 14.26t , 与塔吊抬吊下弦梁重 19.34t 。

(2) LITNIR-160t 汽车吊 1 台, 臂长 48.9m , 回转半径 11m , 起吊高度 49.0m , 净起重量 23.5t , 满足中柱上弦横梁 23.17m 的合拢安装。

(四) 提、爬升设备

对提、爬升系统及控制系统进行模块化组合,使一套设备完成6块的提升,中梁提升采用200t千斤顶,少倒用一次。主要提、爬升设备见表3-7-8。

表 3-7-8 主要提、爬升设备选用表

系统	名称	型号	额定荷载 (t)	单位	数量	备注
承重系统	全液压电控千斤顶	LSD40	40	台	50	行程 30cm/次
	全液压电控千斤顶	LSD200	200	台	4	
	钢绞线	6 × φ15.2	左旋 右旋	t	18 18	1860MPa
	锚固笼	OVm15-7G OVm15-18G		个	160 10	LSD-40 用 LSD-200 用
	自动工具锚	OWm15-7G		个	60	LSD-40 用
	球形支座		200 40	个	8 48	
	液压系统	高压油泵	ZB4-500S		台	4
油管		6m		根	400	
高压软管		φ14、18、22		m	7300	
液压泵站		25SCY14-1B		台	4	
电控系统	电子计算机			台	2	
	电气启动柜			台	4	
	高差传感器			套	24	
	油压传感器			套	24	
操作系统	电子控制台			个	4	
	张拉千斤顶	YC20Q		台	4	
指挥系统	无线报话机			台	10	
	有线报话机			套	1	

(五) 提、爬升设施、支墩、支座及测量仪器 (略)

(六) 主要施工机具

主要施工机具见表3-7-9。

表 3-7-9

主要施工机具

序号	名称	规格	单位	数量
1	铁马凳	小	个	150
	铁马凳	大	个	16
2	各类钢丝绳	$\phi 19 \sim 50.1$	m	10000
3	高强螺栓电动扳手	M16 ~ 42	台	22
4	手动定扭矩扳手	1.20	台	10
5	HSB 定扭矩检测扳手	M20 ~ 30	台	4
6	HSB 定扭矩检测扳手	100 ~ 2100N·m	台	4
7	HSB 检测台		套	1
8	慢速卷扬机	3 ~ 5t	台	2
9	切管机	$\phi 250 \sim 350$	台	3
10	钢管坡口机	GPK80 ~ 150	台	4
11	喷砂设备		套	1
12	喷漆设备		套	1
13	十字型铁扁担		个	4
14	井字型铁扁担		个	4
15	直流电焊机	AXY-500	台	4
16	交流电焊机	BXY-500	台	60
17	空气压缩机	$9\text{m}^3/\text{min}$	台	6
18	远红外线烘干箱	350 ~ 500℃	台	2
19	手持切割器		台	12
20	超声波探伤仪	SM90	台	2
21	磁粉探伤仪		台	1
22	金属测厚仪	DM3	台	2
23	非金属测厚仪		台	1 ~ 2

七、工程管理人员与劳动力配备

(一) 工程管理人员

项目经理：2人，总工程师：3人，生产组：2人（计划、统计、调度），技术组：7人，质量组：6人，安全组：2人，保卫消防：1人，材料组：2人，提爬升队：10人（电控、液压技术员），队长、工长：9人，后勤组：3人。共计47人。

(二) 劳动力配备

技术工人257人，包括起重工、电焊工、气焊工、测工、电工、探伤工、材料工、油漆工、各种机械司机。普通工：30人。其他：10人。共297人。配合工种：架子工由总包方提供。

八、主要施工方法

(一) 钢屋盖分块地面组拼提、爬升方法

钢层盖分块根据钢结构的特点，考虑了钢桥及中梁是网架的弹性支座，结构支承在现浇钢筋混凝土柱顶，钢桥安装后待网架合拢后方成为稳定结构，柱子上钢结构为高空合拢段，考虑了分块尺寸、重量、提升及爬升承重支架的位置，提爬升方式、吊点选择、液压千斤顶额定荷载、布局、结构稳定措施、承重支架设计安全度、风载影响、施工荷载、吊点杆件不失稳等因素。同时考虑起重机械选择与布置，施工顺序与流水段划分，设备、设施利用率及提、爬升技术等综合因素，详见图 3-7-36。

钢结构分块提、爬升工艺参数见表 3-7-10。

表 3-7-10 分块提、爬升工艺参数

安装顺序	构件名称	地面组拼			提、爬升工艺参数				地面拼装 占总重 (%)
		尺寸 (m)	重量 (t)	块数	方法	千斤顶荷载 (t/支)	千斤顶数	承重支架	
1、3	钢桥	132 × 11.4	1137	2	提升	40	48	# 16 × 3	92.5
2	中梁	72	410	1	提升	200	4	= 2 × 2	82
4、5、 6、7	网架	72 × 78	640	4	爬升	40	24 24 ...	95.5
小计		5244							92

注：地面组拼重量包括施工荷载。

本工程以中柱为原点控制整体网架与钢桥的位置，提升次序第一、二吊使高空结构形成 L 型稳定体系，利于施工中抵抗风荷载。第三吊完成后，网架的弹性支座安装完毕，以中梁对称爬升第四、五吊网架，同时合拢使中梁两侧同时承受荷载，以防因偏载而发生变形。第六吊为南边网架爬升，需在第四、五吊合拢后倒运爬升设备及桅杆，最后将设备倒至第七吊完成合拢，进行围护结构安装，承重千斤顶回落卸载。

在各网片未组拼前需先完成相应尾库的安装及合拢区边网片的组拼 ($\textcircled{79.5}$ 轴线的网架)，随整体网架爬升至设计标高后，用土法滑移就位合拢。 $\textcircled{79.3}$ 轴的墙架柱、梁随网架合拢后及时安装。塔吊回转半径以外的构件，采用土法安装。

(二) 钢桥、中梁的平立面拼装

钢桁架地面平、立组拼均以 150 轴为中心，南、北段同时组拼，后期加入中梁的组

拼。其顺序均由 4.5 轴与 150 轴为中心向外组装。

1. 平拼工艺

主桁架一段分 13 个单元，地面平拼 11 个单元，两端单元为合拢时高空散装。辅桁架一段分 4 个单元组拼，两端为高空合拢区。

因施工现场地沟已施工，影响钢构件组装及吊车行驶，在主桁架组拼立起后，用原地进行辅桁架的平拼，见图 3-7-39。中梁分 8 个单元平拼，两端为高空散装合拢区。

平拼均用钢马凳支撑、放线、支千斤顶找平，组装前须核对型号、顺序、方位，重构件先定位，轻构件易移动后定位的原则组装。每一单元经自检、验尺合格后方可施拧高强螺栓。高强螺栓经检测合格后方可施焊，凡大型节点必经初拧、终拧及复拧工序，以克服钢板的弹簧效应。

2. 立拼工艺

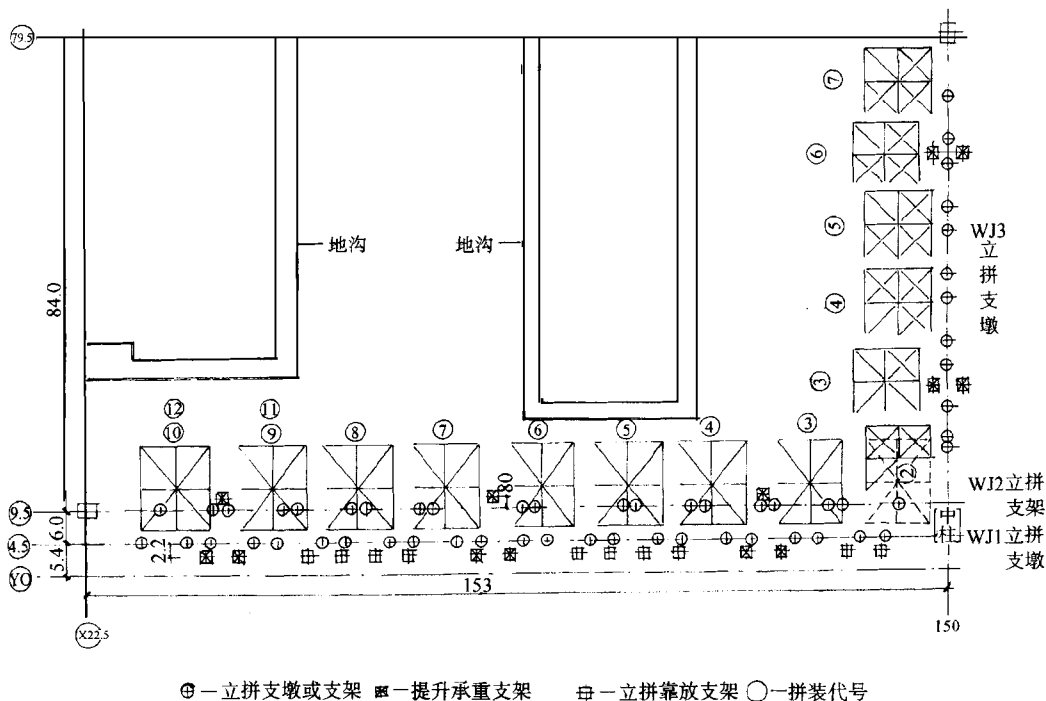


图 3-7-39 钢桥、中梁平立拼位置图（单位：m）

(1) 立拼前检查内容：

①单元平拼按表 3-7-11 验收；杆件、节点板均按图装配齐全；开口杆件进行加固，严防失稳、变形。

②在地面绑扎好高空施工用脚手架与安全网。

③检查立拼靠放支架垂直度、安全度是否合格，校正器及紧固件是否齐全。

④吊车运转良好，路基坚实，吊索具检查合格。

(2) 立拼顺序：

见图 3-7-40。立拼构件全部在设计投影平面位置组装。钢桥立拼因主、辅桁架高度不同而处于不稳定状态。先立主桁架→固定、校正、→后立辅桁架加固定支撑→由下而上安装四层支撑→复校主桁架垂直度、拱度、位置。中梁为平面桁架（略）。

(3) 工艺要求：

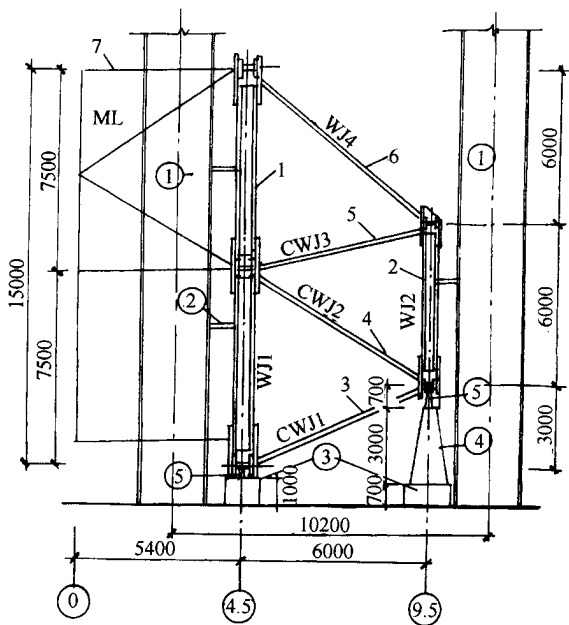


图 3-7-40 钢桥立拼示意图

1~7 拼装顺序；

①—承重（靠放）支架；②—加固、校正器；③—支墩；④—WJ2 支顶；⑤—千斤顶

① 严格按设计投影位置放线并检验。钢构件翻身必须支在钢凳上进行，根据起拱度大小控制钢筋混凝土支墩高度，并用墩中千斤顶进行高度调整。

辅桁架支墩上固定 3.0m 高支架上放千斤顶调整标高。

② 立拼靠放支架主要是考虑钢桥的稳定与垂直度的调整校正，它与支顶架共同完成立拼时钢桥悬挑位置的控制。主桁架用横梁加固，整拼后提升承重支架也是靠放支架组成。

③ 各单元间采用在支墩上设滚杠平稳的滑移法使巨型上、中、下三层节点同时就位。

④ 钢桥测量检查以主桁架为主，包括平面位置、垂直度、标高及拱度、辅桁架的起拱度。

⑤ 辅桁架起吊就位后安装两组支撑，固定于主桁架上，而后陆续安装 4 层支撑，以确保结构稳定。

⑥中梁立拼同上，采用支顶架及缆风进行校正。

⑦各组拼段经监理验收后，方可进行加强板的施焊。

⑧施工中严格执行《高强螺栓施工工艺》。

(4) 试组拼：由于钢桥结构复杂，大量连接牛腿三维坐标安装精度要求高，故将⑤轴 18m 外的两侧 36m 为试组拼段，以预先发现问题及时修正，找出规律，指导整体组拼工作。

钢桥、中梁拼装质量标准见表 3-7-11。

表 3-7-11 钢桥、中梁拼装质量标准

序号	检查项目	允许偏差 (mm)	备注
1	桁架小拼单元长度	±0	
2	桁架小拼单元高度	±1.0	
3	桁架小拼单元平拼水平度	±0	
4	桁架小拼单元平拼对角线	±1.0	
5	桁架总拼长度	±5~10	长 32m、72m
6	桁架总拼起拱高度	+5~10	250mm、150mm
7	桁架总拼侧弯	10	
8	桁架总拼垂直度	±2	预留偏差除外

(三) 高强螺栓安装工艺

采用大六角头高强螺栓，公称直径 M24 及以下采用 20MnTiB 钢，公称直径 M30 采用 35VB 钢，螺母 10H，垫圈 35~45HRC 为 45 号钢，孔径分别为 $\phi 21.5$ 及 $\phi 32$ 。

(1) 安装前做好接头摩擦面的清理，不允许有毛刺、铁屑、油污及焊渣飞溅物，用钢丝刷沿受力垂直方向除去浮锈，对螺栓孔位检测，合格后定扭矩板预紧固。严禁在雨天湿度较大天气施工。

(2) 高强螺栓连接板束接触面间隙的处理：因板厚公差、制造偏差和安装偏差产生的间隙 $d \leq 1\text{mm}$ 时不作处理；当间隙在 $1\text{mm} < d < 3\text{mm}$ 时，厚板磨平 1:10 坡，缓慢过渡安装；当 $d > 3\text{mm}$ 时加垫板，垫板材质应与母材相同，且双面喷砂，确保摩擦系数。

(3) 临时螺栓及冲钉数严格按规范执行。高强螺栓不得代替临时螺栓使用，严禁受剪，一个节点的高强螺栓穿入方向应尽量一致，且正确使用。

(4) 高强螺栓采用扭矩法紧固，一般节点分初拧与终拧，大型节点、板层较厚、板层较多时增加一次复拧。

(5) 高强螺栓的安装顺序

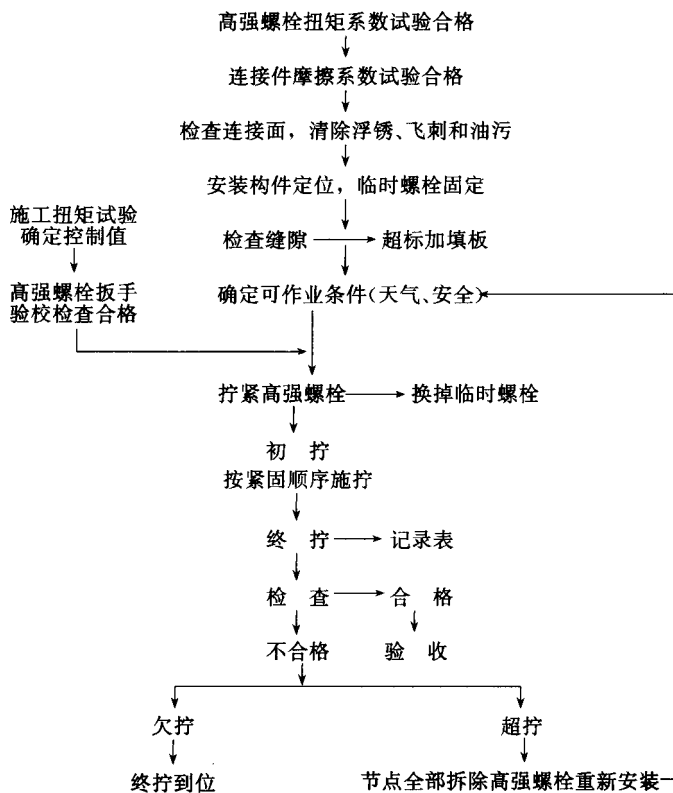
①全部高强螺栓连接节点均应从螺栓中部开始紧固向四周扩展逐个拧紧，每拧一遍，均应用不同颜色的油漆做标记，防止漏拧。

②高强螺栓与焊缝连接的混合节点，按先栓后焊的工艺施工，焊接时必须在第一排

螺栓中心线的后边先焊，以便定位。

③ 高强螺栓安装的质量检测采用转角法及敲击法检测，按规定数量及确定使用工具检验。

高强螺栓安装工艺流程如下：



(四) 球型支座安装

钢桥中支座为可承受竖向荷载 36000kN、水平荷载 6000kN 的大型球型支座，三个边支座为可承受竖向荷载 7000kN，水平荷载 500kN 的中型球型支座。设计转角为 0.010°。

球型支座由下承座、聚四氟乙烯球型板、钢球芯、聚四氟乙烯圆平板，上盖及橡胶密封圈组成。

安装合拢时，要严格控制支座上下层的同心度，施工中应采取措施保证中柱位置正确。边支座涂抹黄油，待拆掉钢桥提升点后产生水平位移，采用加固器确保支座上下层同心及密封位置的正确。

中支座钢桥合拢后即可施焊，边支座待钢架全部合拢 72h 后方可施焊。

(五) 高空合拢

(1) 钢桥与中梁、两段钢桥在中柱的合拢要求安装精度高，结构复杂，T型桁架接头是整个钢屋盖的中心枢纽，其高强螺栓孔间隙仅有 1.5mm，球型支座位移仅允许 3mm。故每段合拢须先组装中节点，后组装边支座。每段提升后调校空间位置，各提升点严禁松弛，必须尽快合拢。凡需转移设备、设施的单元均应进行相应的支顶(图 3-7-41)。

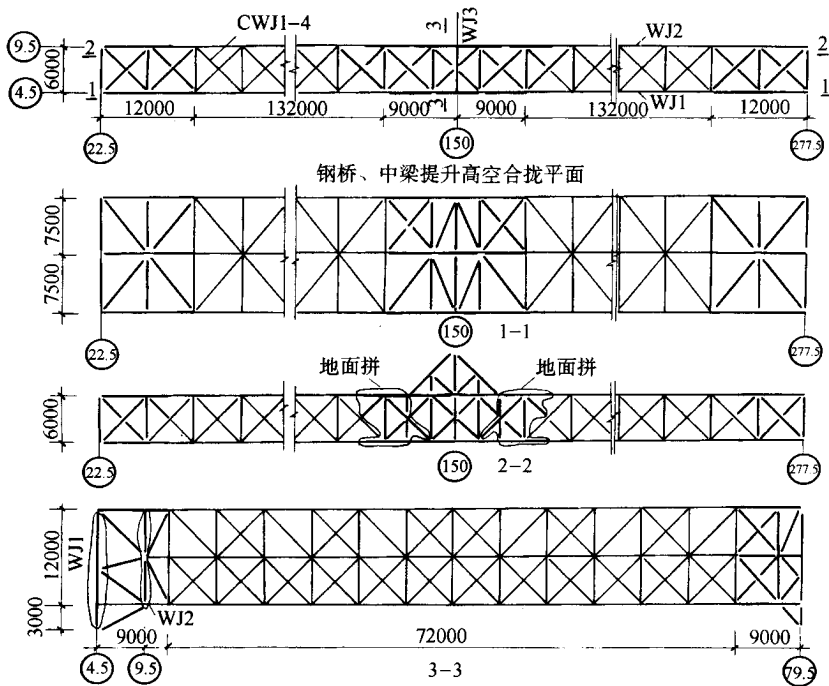


图 3-7-41 钢桥、中梁高空合拢杆件
(图中粗线为高空合拢件)

(2) 钢桥南段提升，中柱结构安装后因日照温差影响使球型支座南北摇摆，经观测后确定北段合拢时间严格控制支座归零位时合拢，以确保中节点安装精度。

(3) 钢桥、中梁安装质量标准见表 3-7-12。

表 3-7-12 钢桥、中梁安装质量标准

序号	检查内容	允许偏差 (mm)	备注
1	球支座位移	± 3	
2	球支座水平度	± 1	
3	球支座标高	0 ~ + 3	

序号	检查内容	允许偏差 (mm)	备注
4	桁架总长度	± 10	WJ1 ~ WJ3
5	桁架起拱值 (钢桥)	0 ~ +10	WJ1 ~ WJ3
6	桁架侧弯	10	WJ1 ~ WJ3
7	桁架垂直度	10	WJ3
8	钢桥预留垂直偏差	10 ~ 15	向东、WJ1

(六) 网架组拼与安装

1. 网架组拼

(1) 标准锥体的小拼：包括下锥体（正锥）、上锥体（倒锥）及网架边沿半标准锥的组拼。

(2) 中拼：下弦球管的分块平拼→下锥体与中弦杆的分块组拼→上锥体与上弦杆、上腹杆的组拼。网架组拼顺序见图 3-7-42。

(3) 网架标准锥的小拼，均在胎具上成型，上四角锥正拼安装时倒置成型，要求严格控制胎具几何尺寸，公差为 0mm，因胎具随球直径大小不同组合需进行调整。应通过选球、配管使组拼公差达到最小。严格控制网格尺寸、格方、锥高及球的水平度。

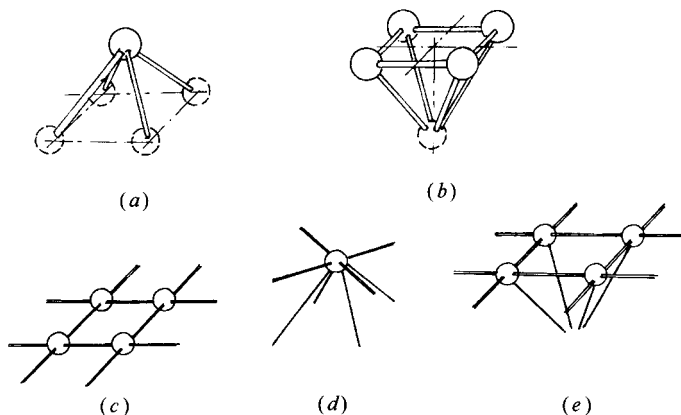


图 3-7-42 网架组拼顺序

(a) 小拼下锥体(3层球、4~3层腹杆) (b) 小拼上锥体(2层球、2层弦杆、2~3层腹杆);
 (c) 中拼 I(4层球、4层弦杆) (d) 中拼 II 下锥体+3层弦杆) (e) 中拼 III 上锥体+2层弦杆)

(4) 中拼时要严格控制球的水平度、球与管的同心度，选用合理的安装、测量、焊接顺序，确保安装精度与施焊质量。

(5) 中拼顺序：每块网架由中心向四周扩展组拼，中间 4 个标准锥与支墩固定，减少收缩变形向一端集中，以每一圈标准锥为一质量控制循环。网架中拼执行 6 边流程，即边组装、边测量球心三锥坐标、边修正管长度、边施焊、边检测、边定位放线，消除

焊接变形影响。在完成下弦球杆平拼后，尽早进入锥体的组装。

(6) 安装中严格按图施工。以下弦球心平面为三维坐标的基础面，作为中、上弦球心测量依据，采用小型卡管坡口机修正管长，调整球心坐标。

(7) 执行严格的质量跟踪检测与安装、测量，焊接三位一体的科学管理模式。每块组拼后经监理复测验收、资料齐全，认可后方可进行下一工序。

网架安装质量标准见表 3-7-13。

表 3-7-13 网架安装质量标准

序号	检查项目	允许偏差 (mm)	备注
1	球心与管中心偏移	1.0	
2	小拼锥体弦杆长、锥高	± 2.0	
3	网格对角线格方偏差	± 3.0	
4	下弦节点中心偏移	± 2.0	
5	分块中拱，拼接边长	± 20	
6	安装后纵横向边长	$L/20000$ 且 ≥ 30	L—网架边长
7	支座中心偏移	$l/3000$ 且 ≥ 30	l—跨度
8	支座高度	$a/800$ 且 ≥ 30	a—相邻支座距离
9	挠度	$\geq 5\%$ 设计值	

2. 网架的爬升与合拢

(1) 网架爬升前工作内容：

- ① 核实网架地面组拼位置，施效爬升控制点。
- ② 边网架地面平拼完并就位在爬升网架处。
- ③ 柱间支撑、柱顶支座安装合格。
- ④ 周边合拢塞杆带牢在爬升网架上，尾库应安装合格。
- ⑤ 雨水管支架等设备安装稳妥。

(2) 网架爬升注意事项：

- ① 网架爬升后未合拢前应严防过大风力造成的水平荷载，应尽快合拢。
- ② 桅杆承载后应保证网架的起拱度，合拢前应多次调平校正，桅杆群体要有足够的稳定性。
- ③ 网架爬升点应同步，合拢后缓慢分级释放自重荷载，防止局部受荷过大。

(3) 边网架施工：

边网架高 9.0m，^(79.5)轴每侧分 3 块，山墙处分 2 块，地面平拼后因^(79.5)轴远离塔式起重机，其边网架需待网架提升至 3.0m 高时挂于网架上同时爬升，到位后由网片上接滑道搭于柱顶，将边网架滑移就位。⁽¹⁵⁰⁾轴无支点，利用中梁边竖杆挂悬挂式可回转桅杆，

将边网架就位。

(4) 网架合拢：

合拢顺序：第 4、5 块网片合拢中梁→合拢钢桥→合拢边网架。第 6、7 块网片与钢桥合拢→网架间合拢→边网架合拢→山墙边网架合拢。

3. 网架焊接：

本工程网架焊缝数量 31462 条，全工程安装焊缝长度 62400m，焊接量大，球管焊缝为Ⅰ级，节点形式为埋入式角焊缝，要求 100% 超声波检测与磁粉探伤检测，因此对节点坡口质量、焊工操作技术、施工科学管理、焊缝检测百分数及评定标准均应提出严格的要求。

(1) 材质经化学力学性能复测合格后，进行焊接材料试验。E50 系列焊条采用 T506 低氢型焊条经复验合格后使用。

焊条应烘干，施焊前预热至 350℃，保温 2h，烘干次数不超过 2 次，待烘箱温度降至 100℃ 方可使用，放置保温桶中。

(2) 焊接工艺参数：本工程网架安装正值冬季低温施焊，为防止冷裂纹的产生，根据试验规定如下：当板厚大于或等于 25mm 时应预热至 80℃，当板厚小于 25mm 时可不预热，但考虑到冬季低温施工，当气温低于 0℃ 时，SM490B (t = 55mm) 预热至 150℃，预热范围应以坡口两侧 150mm 内均达到规定温度为准。

冬施预热温度及可作业环境条件见表 3-7-14、表 3-7-15。

表 3-7-14 冬施预热温度 (手工焊接)

环境温度	材 质	板材厚度 (mm)	预热温度
10℃ ~ 0℃	Q345、SM490B	t < 25	21℃
0℃ ~ -10℃	1Q345、SM490B	t < 25	80℃
0℃ ~ -10℃	Q345、SM490B	t ≥ 25	150℃

表 3-7-15 可作业环境条件

雨	雪	雾	风
停止施焊	停止施焊	预热	> 10m/s
雨后预热 21℃	清除积雪预热	21℃ 以上	停止施焊或挡风

通过对平、横、立、仰不同焊接位置的试件进行力学性能试验，确定的焊接规范见表 3-7-16。

表 3-7-16

焊接规范

焊条牌号	规格	焊接位置	电 流 (A)	电 压 (V)
E50	$\phi 3.2$ $\phi 4.0$	平焊	170 ~ 190	22 ~ 24
		横焊	160 ~ 170	
		立焊	160 ~ 170	
		仰焊	150 ~ 160	

(3) 施焊操作：

合理配备设备，球管焊缝为全位置焊，电流采用调节器控制。焊工须经培训考试合格后持证上岗，并建立焊工工作单制度、交接班制度及质量跟踪检测制度。

①焊接顺序

A. 定位焊：焊前检查坡口间隙情况，点焊长度根据球及管直径确定，一般为 30 ~ 50mm，定位 2 ~ 3 点。焊接前砂轮打磨定位焊两端，使成为坡度至根部。

B. 仰焊部位起弧→平焊部位收弧→打磨收弧点→仰焊部位重新起弧→接头收弧。

②厚壁管采用堆焊技术，运条方法呈月牙形或 N 字形。

第一遍打底焊如发现熔合不良应停止施焊，经打磨后重新施焊，确保全熔透。封面焊要填满焊道，并保持一定的焊脚尺寸，收弧应防止咬肉。

③网架组装焊接顺序：同于网架组拼顺序，以管自由状态下施焊为原则，以减少收缩变形。平拼下弦球管由中间向四周扩展，焊工布置呈梅花形与组拼同步施焊，易于控制修正变形。下四角锥四腹杆后焊，先施焊中弦杆，焊完上弦杆后施焊上腹杆。同一根管避免两端同时施焊，同一个球应先焊主要杆件后焊次要杆件。

七、钢层盖分块电控液压千斤顶群同步提、爬升

(1) 提、爬升千斤顶工作原理：

采用电控液压穿心式千斤顶提升或爬升柔性钢绞线而运动的原理。提升方式见图 3-7-43(a)，千斤顶主缸有穿心式活塞包容钢绞线，上下均装有若干组锚片夹持钢绞线，由各自小液压缸控制夹紧和放松。钢绞线穿过上下锚片固定在构件上。工作时千斤顶固定不动，钢绞线连同构件一起向上提起。提升工作循环如下：

紧下锚→拔上锚→活塞杆空载缩回→紧上锚
 ↑
 活塞杆带荷载提升←拔下锚←

爬升工作原理见图 3-7-43(b)，钢绞线悬挂于上支点不动。千斤顶缸筒与构件连接，工作时千斤顶沿钢绞线向上爬，带动构件爬升，其工作循环过程与提升相似。

(2) 承重支架系统及提、爬升方式的选择与布点：

①钢结构提、爬升承重系统除电控液压千斤顶设备外，尚包括提升的承重支架系统，爬升的悬臂桅杆群，倒用设备的支顶架及承重设施，钢筋混凝土基础、缆风、地锚及专用吊具。承重支架系统又包括支顶架、顶梁、提升梁和可调支座。

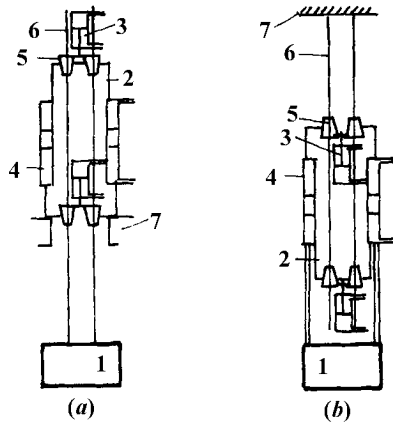


图 3-7-43 千斤顶工作原理

1—构件；2—穿心活塞；3—小液压缸；4—缸筒；5—锚具；6—钢绞线；7—承重支架

② 承重支架系统应根据不同结构的特点、荷载分布、施工荷载、风载、提升点选择以及施工中各阶段累加荷载的影响进行设计和制造，需考虑足够的安全度，以确保万无一失。

③ 钢桥承重支架布置：见图 3-7-44。钢桥刚度大，纵横向荷载分布不均匀，悬挑部位侧向易失稳，整个提升过程要确保水平度、垂直度正确，保证各点起拱值。网架分块累加荷载后，钢桥挠度需归零位，故中部加一提升支架并设有可调支座，见图 3-7-45。根据荷载分布采用三点三角形稳定结构形式。承重梁为人字形，与脚手架将三支架组成稳定结构，提升梁上固定千斤顶，其平面位置与两桁架完全重合。采用悬臂简支梁形式，可使梁截面选择更合理。

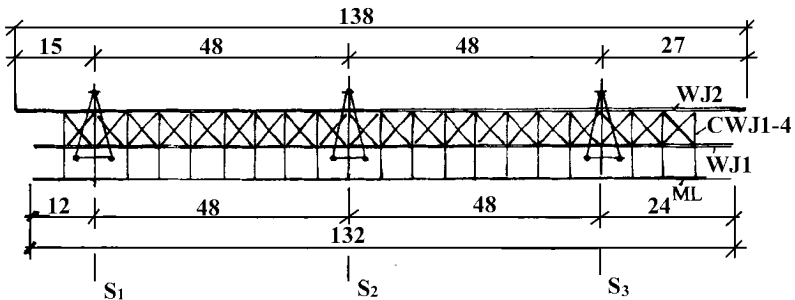


图 3-7-44 钢桥承重支架布置图（单位：m）

钢桥承重支架间距大，结构合理，稳定性良好，千斤顶置于提升梁上可压缩支架高度，易于支搭平台，便于操作，故采用提升方式。

承重支架由现有 200t-m 塔吊标准节作主体，靠近主桁架两支点设在门廊钢筋混凝土基础上，只进行局部加固即可。

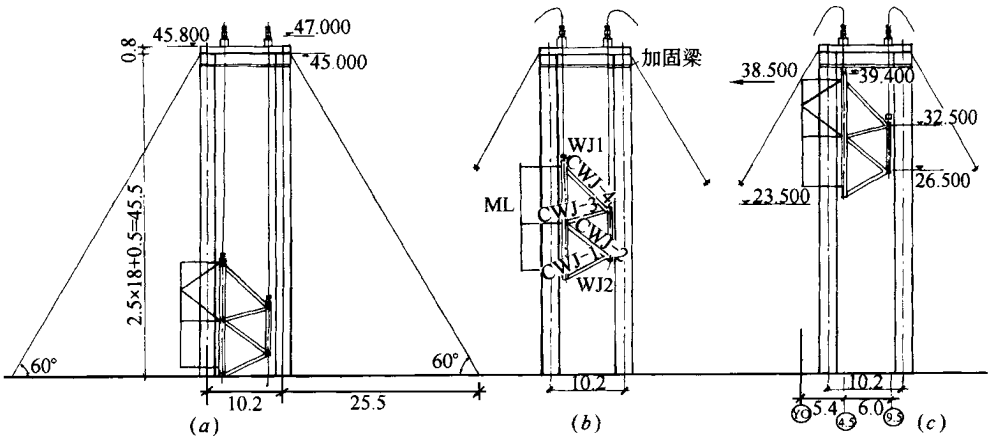


图 3-7-45 钢桥提升示意图 (单位: m)

(a) 提升前; (b) 提升中; (c) 提升就位

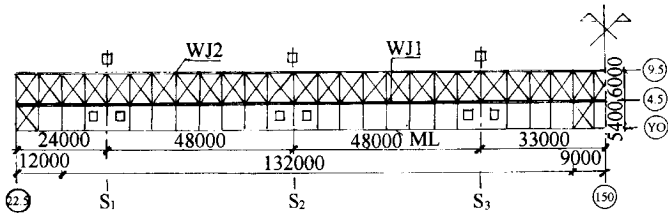
④钢桥千斤顶布置见图 3-7-46, 主桁架设 10 台, 辅桁架设 6 台, 每支点设 16 台, 每提升段共 48 台, 中支点荷载最大。桁架各点杆件承受集中力过大时, 采取相应加固措施, 减小吊点应力。

⑤中梁平面桁架内刚度大, 平面外刚度小, 承重支架设两组平行提升架, 每组两支点, 其距离较近, 以便更多网架杆件安装。图 3-7-47 为中梁提升点位, 图 3-7-48 为中梁提升点千斤顶布置图, 图 3-7-49 为中梁提升支架大样。为了减少一次千斤顶的周转, 中梁中采用 4 台 LSD200 型 200t 额定荷载的千斤顶提升。提升扁担直接将桁架上弦提升。

⑥网架覆盖面积大, 多向起拱, 杆件刚度较小, 各吊点应力不宜过大, 要严格控制变形。又因支座是管板插入式节点, 网架高空合拢位置要求极精确, 故每块网架采用 12 根桅杆群、24 台 40t 千斤顶、48 个吊点的满天星布点法, 见图 3-7-50。网架爬升点分散, 故设计悬臂式桅杆群, 立于抽空网格中 (图 3-2-51), 因其柔度大, 桅杆中间不易拉拽缆风, 顶部不易支搭平台, 故决定采用爬升方法, 千斤顶挂在悬臂下的钢绞线上, 以降低重心, 平台设在网架上, 千斤顶带重物共同运动向上爬。

网架需两块同时爬升与中梁合拢, 故一次需 48 台千斤顶。网架爬升千斤顶布置见图 3-7-52。

⑦提、爬升液压系统有传动和控制两个作用。传动向系统提供液压动力, 使千斤顶和锚具液压缸工作; 控制是与计算机系统联合工作, 控制整个系统按照预定的程序动作, 泵站向提升各千斤顶和上下锚液压缸提供压力油。设主令吊点, 输入信号, 经计算机指挥控制阀令其工作, 同时也经控制阀控制从动吊点工作。各从动吊点的位移与主令吊点比较, 反馈给计算机以调整从动吊点的位移偏差, 达到同步提升目的 (图 3-7-50)。



钢桥提升点位

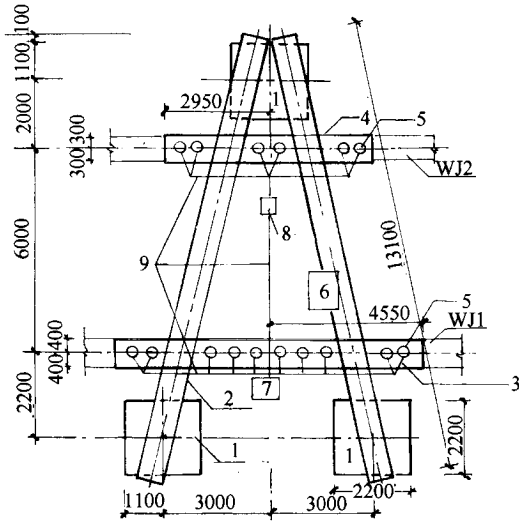


图 3-7-46 钢桥提升千斤顶布置图

1—承重支架；2—顶梁；3—提升梁；4—提升梁 2；5—LSD40 液压千斤顶 16 台；
6—控制室；7—泵站；8—比例阀组；9—高压油管线路

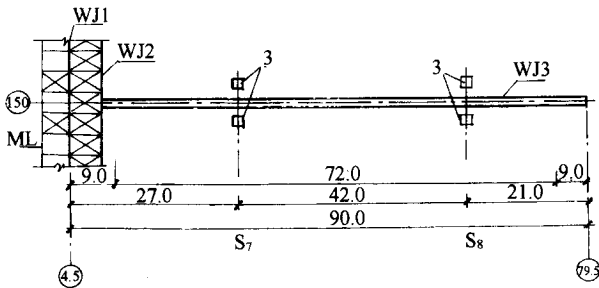


图 3-7-47 中梁提升点位 (单位：m)

⑧电控系统：网架同步控制信号流程见图 3-7-51。主控计算机与分控计算机分别控制各自的 6 个吊点，各自的 1 吊点为主吊点，其余为从动吊点，而从控系统的主令吊点又是主控系统主令吊点的从动吊点，连成一个闭合环路，令 12 个吊点同步爬升。

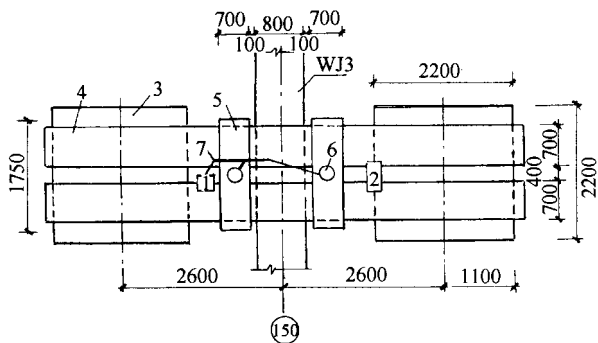


图 3-7-48 中梁提升点千斤顶布置图

1—泵站；2—控制室；3—承重支架；4—顶梁；
5—提升梁；6—LSD200 液压千斤顶 2 台；7—高压油管线路

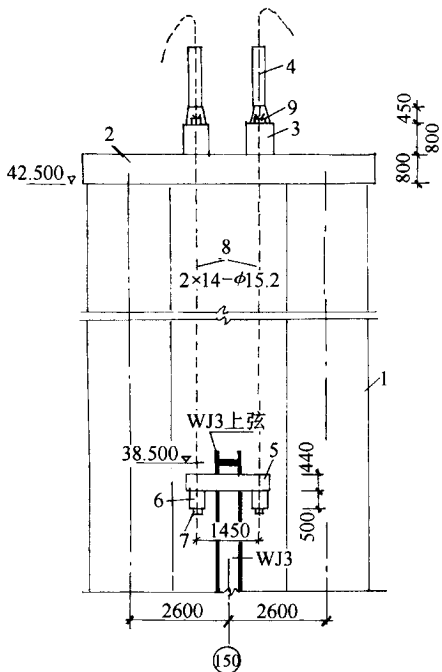


图 3-7-49 中梁提升承重支架大样

1—承重支架；2—顶梁；3—提升梁；4—LSD200 千斤顶（4 台）；5—提升扁担；
6—提升锚梁；7—固定锚；8—钢绞线；9—安全锚

其操作方式有自动、顺控和手动三种。自动控制用于正式提升；顺序操作是单步运行，用于系统调试；手控用于系统安装和拆除及构件的微调。

⑨ 低空试吊及就位调整：

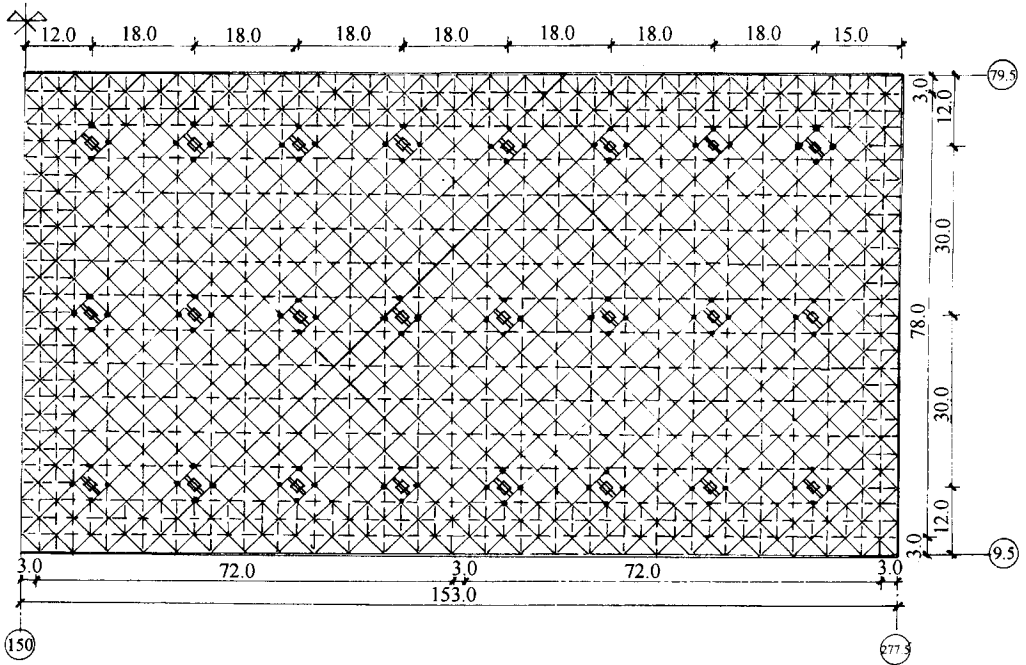


图 3-7-50 网架吊点及桅杆位置 (单位: m)

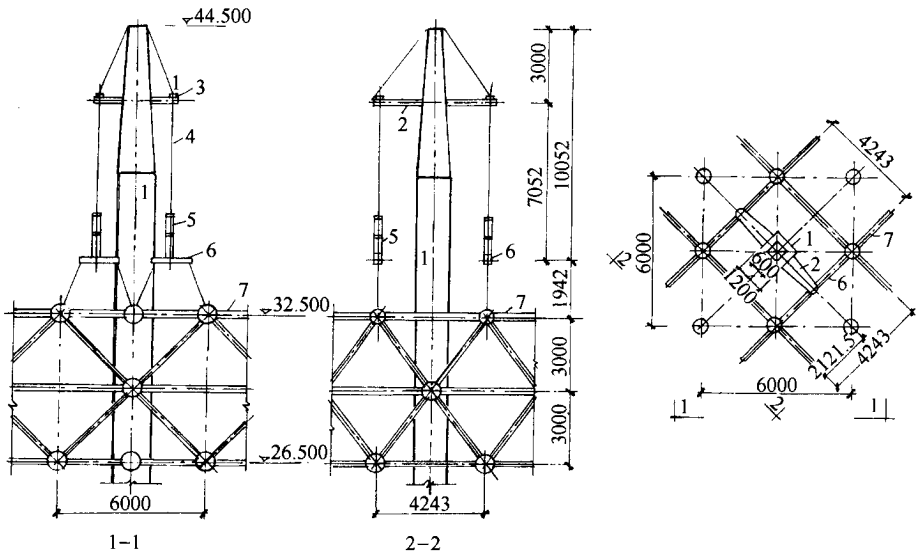


图 3-7-51 网架爬升桅杆大样图

1—桅杆 2—悬臂 3—固定锚 4—钢绞线 5—LSD-40 千斤顶 6—爬升铁扁担 7—网架

A. 试吊: 低空试吊用以调整各千斤顶、检测点与控制点的动态参数; 监测承重支

架或桅杆的垂直度，基础压载后有无变化，缆风拉拽力，地锚受力状况；控制提升构件的水平度、标高及位移。

B. 提升：试提为手动控制状态，各项调整达到正常值后，进行自动同步提升。

C. 就位调整：当构件快提至设计标高时退出同步自动提升状态，进入单控及手动调整。

⑩负载平稳转换与设备、设施转移：每块构件提升就位或部分合拢后，设备、设施需转移。为确保已安装结构不变形并控制其挠度值，应增加支顶架和提升架，其倒用顺序从略。设备与设施均倒用 3~5 次，以节约资金，达到负载准确，安全合拢，设备设施安全转移。

⑪千斤顶回落：钢结构基本合拢后，每一支点千斤顶卸载是确保屋盖结构达到设计状况的最后关键工序。

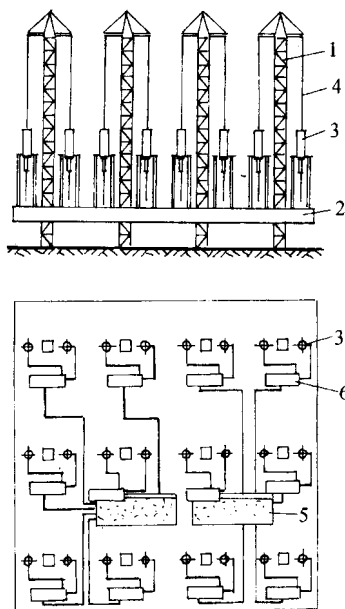


图 3-7-52 网架爬升千斤顶布置

1—桅杆；2—网架；3—千斤顶；4—钢绞线；5—泵站；6—控制阀块

结构因自重下挠产生的内应力必须逐级释放。原则上从中梁对称向两侧回落，结构刚度大的钢桥与柔度大的网架相匹配，以先柔后刚，刚柔交替的原则，统一指挥，每次回落 2cm，每次回落均须观测，无任何问题后，方可继续回落。

(八) 施工测量控制

1. 工作内容

(1) 轴线桩、水准点、主控制轴线以及总包单位的交、验线。

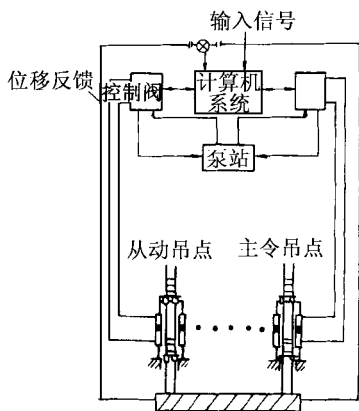


图 3-7-53 液压系统工作原理

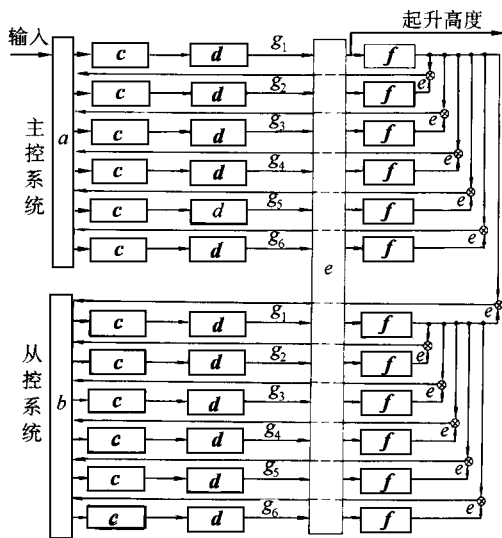


图 3-7-54 同步控制信号流程图

a、b—计算机；c—控制阀；d—千斤顶；e—构件；f—传感器；g—吊点

- (2) 钢筋混凝土结构施放轴线的交验。
- (3) 提供钢结构用轴线、控制网架安装位置线及标高线施放。
- (4) 各工序施工测量、跟踪检测及提、爬升设施全方位监测。
- (5) 分段验收、竣工验收及测检资料整理。
- (6) 质量设计目标的实施，要求网架整体施测精度闭合差达到精度 1/20000。

本工程网架下悬挂吊车支座的安装精度高于钢结构，更高于钢筋混凝土结构，测量工作量大，精度高，测控数据多，跟踪检测紧，工序交接严格是本工程测量工作的特点。

2. 准备工作

(1) 熟习图纸,对测量方案及各工序进行技术交底,明确执行标准,掌握检测方法
及质量计划目标。

(2) 购置 GT 3 - 301 拓普康激光电子全站仪,达到长距离测量不用钢尺。

(3) T形主控轴线及水准点的交验采用转角法、附和水准法验收。

(4) 控制轴线网与柱顶放线:本工程主控轴线 2 条呈“T”型,控制轴线网横向 7
条、纵向 2 条,使每段施工测量中有足够的控制轴线。柱顶放线均采用全站仪,用极坐
标法施放,用直角坐标及测距法复测。水准标高引放 + 500 线控制。

(5) 钢桥、中梁立拼支墩放线,严格控制在设计轴线上,组拼中控制各点起拱值。

3. 施工测量(略)

第八章 单层厂房钢结构设计 计算及实例与图集

第一节 单层厂房钢结构的组成

钢结构单层工业厂房是工业与民用建筑中应用钢结构较多的建筑物。厂房结构是由屋盖(屋面板、檩条、天窗、屋架或梁、托架)、柱、吊车梁(包括制动梁或制动桁架)、墙架、各种支撑和基础等构件组合而成的空间刚性骨架(图3-8-1),承受作用在厂房结构上的各种荷载,是整个建筑物的承重骨干。

在单层厂房钢结构中,通常由许多平行等间距放置的横向平面框架(图3-8-2)作为基本承重结构。横向平面框架由柱和横梁组成。柱在基础处通常做成固定端,横梁与柱的连接可以做成铰接,但为了增加刚度和节约钢材,通常做成刚接,则构成横向平面刚架。横向平面框架基本上承受厂房结构的全部竖向荷载和横向水平荷载,包括全部建筑物重量(屋盖、墙、结构自重等)、屋面雪荷载和其它活荷载,吊车竖向荷载和横向水平制动力、横向风荷载、横向地震作用等(图3-8-2)。横梁通常是桁架式的(即屋架),轻屋面和跨度较小时也可采用实腹式的。

在横向平面框架间设置各种纵向构件,如檩条或屋面板、吊车梁、墙架梁等(图3-8-1),以传递屋盖、吊车和墙的各种竖向和水平荷载于横向平面框架。对屋盖结构还需设置各种屋盖支撑,已在第八章第三节叙述。

上述纵向构件把各个横向平面框架互相联系,起系杆的作用。但是,为了把全部横向平面框架从纵向连成具有整体性和刚性的几何不可变体系,能够把各种不同标高处的纵向水平荷载最终传到柱基础,则还需设置柱间支撑:即对于每一排纵列柱,至少在其中两根柱间设置十字交叉或其它桁架形式的柱间支撑(图3-8-1、图3-8-3)。同一纵列上的全部柱,其间的吊车梁、墙架梁等纵向构件,以及柱间支撑等,共同组成厂房结构的纵向平面框架(图3-8-3)。各纵向平面框架对传递厂房纵向水平荷载起主要作用(吊车纵向水平制动力、纵向风荷载、纵向地震作用等,见图3-8-3)。

厂房中常设置桥式吊车,其竖向和水平荷载由吊车梁承受。吊车梁两端支承于柱的变截面平台或牛腿上(图3-8-1)。在吊车梁上翼缘平面内,通常沿水平方向设置制动梁或制动桁架,以便有效地将吊车的横向水平制动力传递到相邻的柱上。

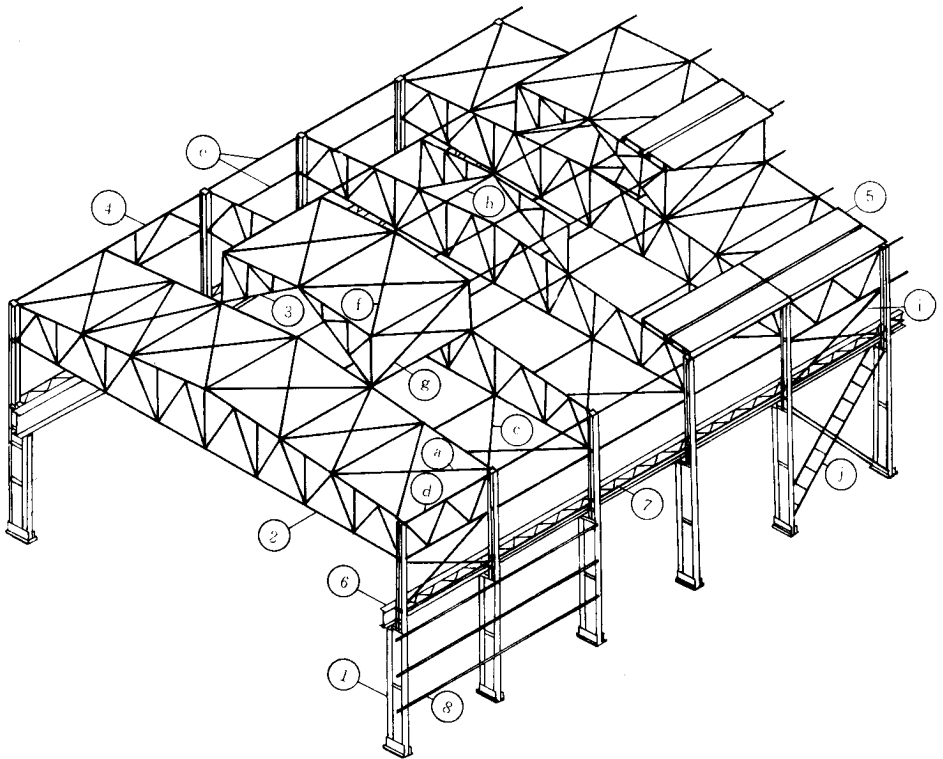


图 3-8-1 单层厂房钢结构骨架的组成

1—柱 2—屋架 3—天窗架 4—托架 5—屋面板 6—吊车梁 7—吊车制动桁架 8—墙架梁。

a~e 屋架支撑(上弦横向、下弦横向、下弦纵向、垂直支撑、系杆)；

f~h 天窗架支撑(上弦横向、垂直支撑、系杆)；i~j 柱间支撑(上柱柱间、下柱柱间)。

(注：下弦横向支撑 b 未示出)

墙架一般由墙架梁和墙架柱(亦称抗风柱)等组成,用以承受墙重和墙面风荷载。当墙为自承重砖墙时只承受墙面风荷载,而全部墙重则传到底部搁置在相邻柱基础的钢筋混凝土基础梁上或专设的墙基础上。对于纵向柱距较小的侧墙,一般只设墙架梁(图 3-8-1)。对山墙和纵向柱距较大的侧墙,则需加设墙架柱作为墙架梁的支承。墙架柱下端设基础,上端连于屋盖上弦或下弦水平支撑的节点上。

厂房钢结构的钢材用量指标和各类构件所占比重大致如表 3-8-1。其中厂房单位面积钢材用量指标是评定设计经济合理性的一项重要指标。

表 3-8-1 单层厂房钢结构的钢材用量指标

车间类型	轻 型		中 型		重 型	
	0~5	10~20	30~50	75~100	125~175	200~350
吊车起重量(t)						

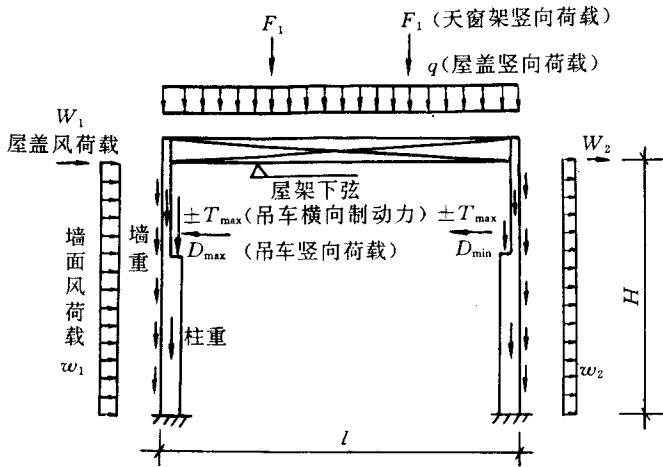


图 3-8-2 横向平面框架计算简图和荷载示意图

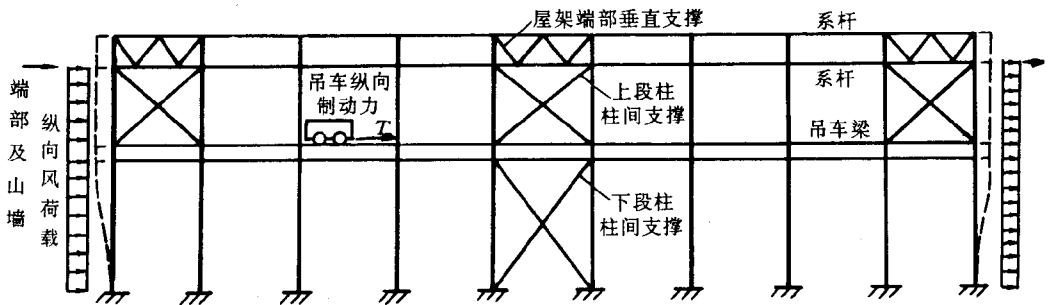


图 3-8-3 纵向平面框架计算简图和荷载示意图

车间类型		轻 型		中 型		重 型	
吊车轨顶标高 (m)		6 ~ 10	8 ~ 16	10 ~ 16	10 ~ 20	10 ~ 20	16 ~ 26
厂房单位面积 钢材用量 (kg/m ²)		35 ~ 50	50 ~ 80	70 ~ 120	90 ~ 200	170 ~ 300	300 ~ 400
各类 构件 所占 比重	屋盖及其支撑	60%		~		20%	
	吊车梁	10%		~		40%	
	柱	15%		~		35%	
	墙架及柱间支撑	15%		~		5%	

为了提高厂房结构设计的技术经济指标，关键是对整个厂房建筑和结构进行合理规划。规划时首先应使厂房满足工艺和使用要求，并能适应今后可能的生产过程变动和发

展。规划的主要内容是确定车间的平面和高度方向的主要尺寸和控制标高，布置柱网，确定变形缝的位置和做法，并选择主要承重结构（横向平面框架、纵向平面框架、屋盖结构、吊车梁结构等）的体系、布置和型式等。

规划时应充分考虑设计标准化、生产工厂化、施工机械化的要求，以提高建筑工业化的水平。这些要求主要通过建筑和结构的模数化、定型化和统一化来逐步实现。模数化是使结构布置的主要尺寸符合相应的模数尺寸；定型化是同类构件和结构及其连接构造尽量采用相同的典型形式；统一化则进一步使构件和连接的某些主要尺寸也统一起来。这样，可以在厂房中更多地利用标准构配件，甚至对同类型厂房做出广泛适用的标准设计。目前，我国已有梯形钢屋架、钢天窗架、钢托架、钢吊车梁（包括制动梁或桁架）等构件和相应支撑体系和连接构造的标准设计图集。

第二节 柱网布置

一、柱网布置的要求

单层厂房中横向框架柱和纵向框架柱形成一个柱网。柱网布置主要是根据工艺、结构与经济的要求确定。此外，还要考虑建筑内其他部分与柱网的协调，如基础、地下管道、烟道、地坑等。

工艺要求柱的位置与车间内机械、起重、运输设备相协调，符合生产流程，还要考虑生产过程的可能变动。例如，一个双跨钢结构制造车间，其生产流程是零件加工。中间仓库，拼焊连接顺着厂房纵向进行，但横向需要连系，在中部要有横向通道，因此中列柱中部柱距较大，见图 3-8-4，部分中列纵向框架有托架，柱距为 12m。结构要求柱间距尽可能相等，通常纵向柱距为 6m，跨度较大的横向框架采用轻钢结构屋面及外墙时，纵向柱距可增大到 7.5m，9m 等。

柱距过大，屋盖结构和吊车梁重量增加；反之柱与基础材料增多，因此要比较分析。但确定柱距时，要符合模数制。对于传统厂房，以 3m 为模数；对于新型的轻钢厂房，模数的限制可适当放宽，1m，1.5m 均可。

二、温度影响的考虑

当厂房平面尺寸很大时，由于温度影响会使构件内产生很大的温度应力，并导致墙和屋面的破坏，因此要设横向和纵向温度缝，见图 3-8-5。

横向温度缝将厂房分成若干互不影响的温度区段，温度缝的最大间距一般为 180~220m，后者为采暖厂房和非采暖地区厂房。若超出上述间距而不设温度缝，则需计算温度应力。

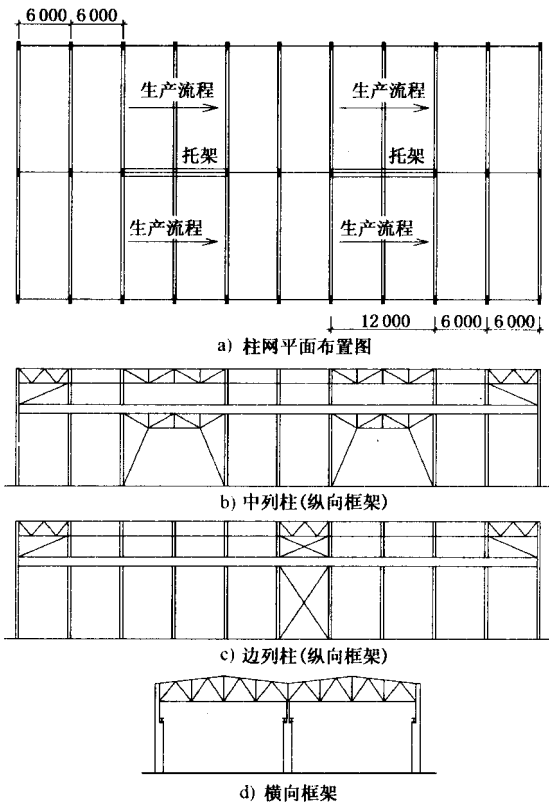


图 3-8-4 双跨钢结构厂房柱网布置

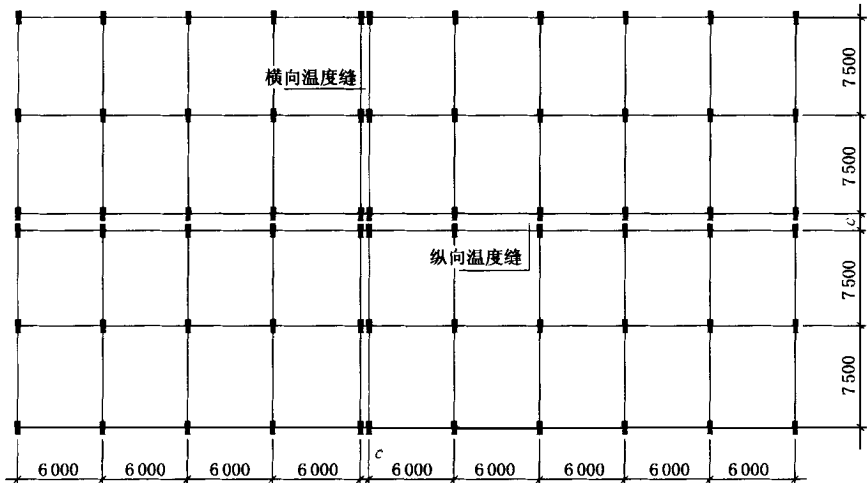


图 3-8-5 横向与纵向温度缝的设置

温度缝是将纵横向框架完全断开，在缝的两边分别设置相互没有连系的框架，缝的间距 $c = 1.0 \sim 2.0\text{m}$ 。这是对传统维护材料的厂房而言的，对于轻钢厂房，往往采用在维护板中消除温度应力的构造措施来解决问题。因而可以减小缝的间距 c 。

温度缝两边的框架间距可以保持原来的模数，此时每设一个温度缝厂房长度将加大 $1 \sim 2\text{m}$ 。同时建筑面积、屋面板类型、吊车梁类型、檩条类型均有所增加。也可以采用温度缝中心线在框架间距模数尺寸内，即温度缝相邻的两框架间距略小于模数，使厂房总长度不变。纵向温度缝与横向温度缝布置相同，整排纵向框架断开，中间设互不连系的温度缝，纵向温度缝间距一般为 $100 \sim 120\text{m}$ ，即多跨厂房横向总宽度较大时需设纵向温度缝。但由于其构造较复杂，有 4 个柱在纵、横向温度缝处相交，因此，可适当加强结构构件而不设置纵向温度缝。在轻型结构屋盖中，常采用可在一定范围内水平滑移的屋面板减小温差效应。

第三节 厂房结构的横向框架

一、横向框架形式和主要尺寸

(一) 横向框架类型

厂房基本承重结构通常采用框架体系。这种体系能够保证必要的刚度，同时它的净空又能满足使用上的要求。

根据横梁与柱连接的不同，框架有铰接与刚接两类，而柱与基础的连接一般采用刚接。

横梁与柱铰接的框架（图 3-8-6b、c）横向刚度较差。所以只用于对厂房横向刚度要求不高的情况。

横梁与柱刚接的框架（图 3-8-6a），横向刚度较大，内力分布较为均匀，柱的用料较为经济。刚接框架对于支座的不均匀沉降和温度作用比较敏感，因此设计时应采取防止不均匀沉降的措施。在多跨等高厂房中，由于跨数多，中间各柱与横梁做成铰接或半铰接，其横向刚度也足够大，这样可简化中间各柱与横梁的连接构造。

(二) 横梁与框架柱的形式

框架横梁有实腹式和桁架式两种。实腹式横梁通常采用组合工字形截面，截面高度约为跨度的 $\frac{1}{15} \sim \frac{1}{25}$ 。其优点是制造简单，运输方便，建筑高度小，但其用钢量大，刚度差，目前较小采用。

桁架式横梁在厂房中应用最广，一般采用平行弦和梯形桁架，它与柱可做成刚接。

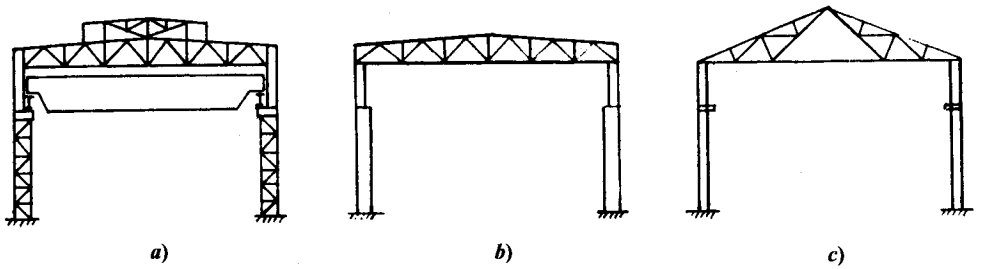


图 3-8-6

而铰接框架则可采用三角形桁架。

厂房的框架柱按其外形可分为等截面柱、阶形柱和分离式柱。

等截面柱（图 3-8-7a）通常做成工字形截面，吊车梁支承在柱的牛腿上。这种柱构造简单，只适用于吊车起重量小于 20t、柱距不大于 12m 的车间。

阶形柱（图 3-8-7b、c）是最常用的一种形式。吊车起重量较大的厂房采用阶形柱比较经济合理，上段柱内力较下段柱小，采用较小的截面高度，而吊车梁支承在柱的截面改变处，构造方便，荷载对柱截面形心的偏心也较小。

分离式柱（图 3-8-7d）是将吊车支柱和组成横向框架的屋盖支柱分离，其间用水平板连系起来。因为水平板在竖向平面内刚度很小，故认为吊车竖向荷载仅传给吊车支柱而不传给屋盖支柱。分离式柱一般较阶形柱费钢，刚度也小，但在吊车起重量较大，且吊车轨顶标高不太高（不大于 10m 左右）的车间中，采用分离式柱可能较经济。

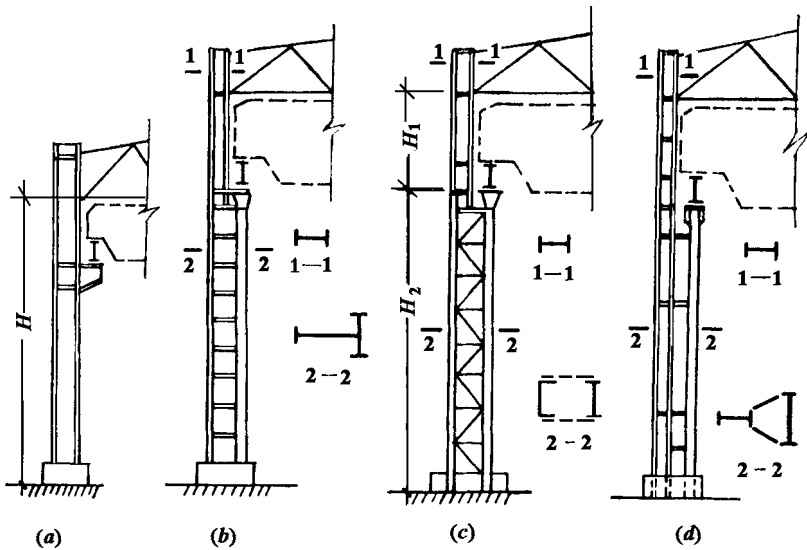


图 3-8-7

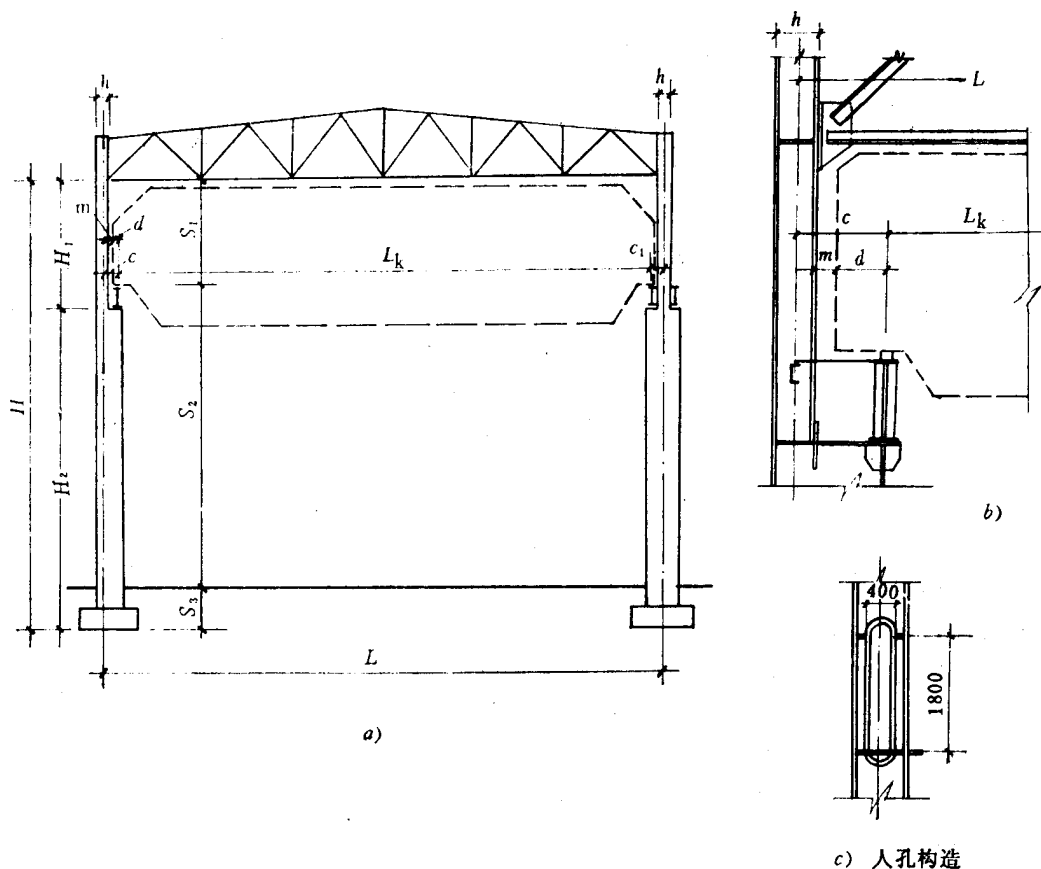


图 3-8-8

厂房柱按柱身构造，可分为实腹柱和格构柱，格构柱在制造上较为费工，但当柱的截面高度 $h > 1.0\text{m}$ 时，一般较实腹柱经济。

(三) 横向框架的主要尺寸

图 3-8-8 表示框架的主要尺寸。

框架的跨度（或称为标志跨度）：

$$L = L_k + C + C' \quad (3-8-1)$$

式中： L_k ——桥式吊车的跨度，可由吊车规格手册中查得；

C ——边列柱上段柱轴线到吊车轨道中心的距离；

C' ——中列柱上段柱轴线到吊车轨道中心的距离。

框架的跨度通常采用 6m 的倍数， C 、 C' 一般取 $0.75\text{m} \sim 1\text{m}$ ，同时必须满足：

$$C = d + m + \frac{h}{2}$$

$$C' = d + m + \frac{h'}{2} \quad (3-8-2)$$

式中：d——吊车桥端部伸出长度。

h、h'——上段柱的截面高度。

m——吊车桥和上段柱之间的空隙，在需要设安全人行过道时，至少应有400mm，如不需要人行过道或把人行过道放在柱宽之内（图3-8-8c），m可减少到75~100mm。

框架柱的高度是由柱底面（即混凝土基础顶面）算到桁架下弦底面（图3-8-8）

$$H = S_1 + S_2 + S_3 \quad (3-8-3)$$

$$S_1 = A + 100 + (150 \sim 200) \text{ mm} \quad (3-8-4)$$

式中：S₁——吊车轨顶至屋架下弦底面的高度，其中A是吊车轨顶至起重小车顶的高度，100mm是为制造、安装可能的误差留出的空隙，150~200mm则是考虑屋架的挠度和下弦水平支撑角钢下伸的高度。

S₂——地面到吊车轨顶的高度，由工艺要求决定，通常是以2m为倍数；

S₃——柱脚的埋置深度，即混凝土基础顶面至室内地面距离，一般轻中型车间为0.6~1.0m，重型车间为1.0~1.5m。

上段柱高是屋架下弦底面到柱变截面处的距离：

$$H_1 = S_1 + \text{吊车梁高} + \text{吊车轨道高度} \quad (3-8-5)$$

吊车梁高可根据吊车梁跨度及吊车起重量参考已有设计资料确定（或由吊车梁标准图集中查得），吊车轨道高度约50~170mm。

下段柱高度是从柱变截面处到柱脚底面的距离：

$$H_2 = S_2 + S_3 - \text{吊车梁高} - \text{吊车轨道高度} \quad (3-8-6)$$

柱截面高度应根据柱的高度和荷载决定。为了保证厂房有足够的横向刚度，使水平变位控制在允许范围内，柱各段截面高度应和柱高保持一定的比例，常用尺寸如表3-8-2所示。如上柱的腹板中设人孔，则其截面高度至少为800mm。

厂房柱下段截面宽度约为截面高度的 $\frac{1}{3} \sim \frac{1}{5}$ ，或下段柱高度的 $\frac{1}{20} \sim \frac{1}{30}$ ，且不宜小于0.3~0.4m。

表3-8-2 柱截面高度

柱 段		柱高或柱段高 (m)	轻中级工作制吊车的厂房	重级工作制吊车的厂房
柱 形 式				
等截面柱		8 < H < 20	(1/15 ~ 1/20) H	
		H > 20	(1/20 ~ 1/30) H	
阶形柱	上 段 柱	H ₁ > 4	(1/10 ~ 1/12) H ₁	(1/5 ~ 1/10) H ₁
	下 段 柱	10 < H < 20	(1/15 ~ 1/20) H	(1/10 ~ 1/15) H
		2c < H < 30	(1/20 ~ 1/25) H	(1/11 ~ 1/14) H

注： H_1 ——阶形柱上段柱高；
 H ——柱的全高。

二、横向框架的计算

(一) 框架计算简图

厂房结构实际是一个空间结构。若按实际体系和工作情况进行结构静力计算是很繁杂的。在不影响设计精确度的前提下，实际结构设计中，通常采用一近似的计算简图或计算方法以减轻计算的工作量。对于一般厂房均以平面框架作为计算的基本单元。对于由桁架式横梁和阶式柱所组成的横向框架是一个混合式体系（图 3-8-9a），它的比较精确的计算简图应如图 3-8-9b 所示，按此简图计算仍很复杂，为了简化起见，将桁架式横梁化成为相当的实腹梁，而柱以直线代替折线如图 3-8-9c 所示。实腹梁的惯性矩可近似地由桁架式横梁（屋架）化算而成。即按下式计算（图 3-8-10）。

$$I_0 = \eta (A_1 Z_1^2 + A_2 Z_2^2) \quad (3-8-7)$$

式中 A_1 和 A_2 ——分别为屋架距中上弦杆和下弦杆的截面积；

Z_1 和 Z_2 ——分别为屋架跨中上弦杆和下弦杆的截面形心至屋架中和轴距离；

η ——考虑屋架高度变化和腹杆变形这两个因素对横梁刚度的影响折减系数，按表 3-8-3 采用。

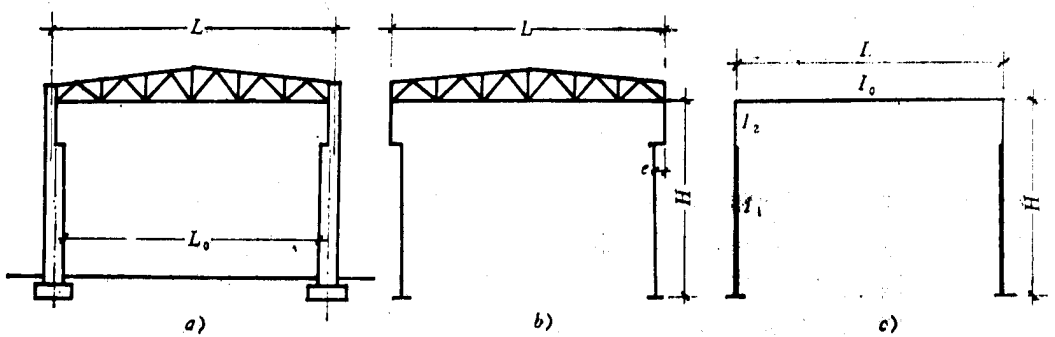


图 3-8-9

在初步计算中桁架式横梁（屋架）的惯性矩 I_0 可先近似地按简支屋架计算：

$$I_0 = \frac{M_{\max} h}{2f} \eta \quad (3-8-8)$$

式中 M_{\max} ——简支屋架跨中的最大弯矩；

h ——屋架距中上下弦杆轴线间的距离（图 3-8-10）；

η ——屋架惯性矩折减系数，按表 3-8-3 采用；

f ——钢材的设计强度。

表 3-8-3

系数 η 值

上弦坡度	1:10	1:15	0
η	0.7	0.8	0.9

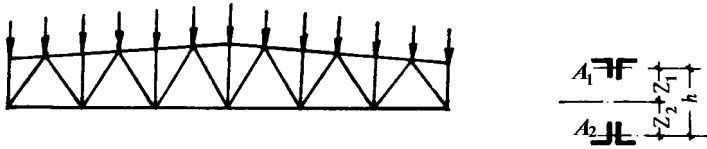


图 3-8-10

格构柱的刚度比截面尺寸相同的实腹柱小，当计算由横梁上的竖向荷载作用下引起的框架内力时，把格构柱当作实腹柱计算惯性矩，误差不会很大，无须进行修正。但是，在一个框架中，若格构柱与实腹柱混用，就应对格构柱的惯性矩进行修正，不然会造成较大的误差。

简化后，框架的跨度等于上段柱轴线间的距离，高度等于柱脚底面至屋架下弦轴线的距离（屋架端斜杆为上升式）（图 3-8-9c）。

按图 3-8-9c 所示的计算简图进行内力分析时，如果横梁的刚度较大，则除直接作用于横梁上的竖向荷载外，在其他荷载作用下，横梁的转角变形很小，因此，当横梁（屋架）与柱下段截面惯性矩比值满足式（3-8-9）时，可以假定横梁是无限刚度，即 $I_0 = \infty$ 。

$$\frac{I_0}{I_1} \geq 4.3 \sim 3.5 \frac{H}{L} \quad (3-8-9)$$

式中 I_0 、 I_1 ——横梁和柱下段的惯性矩；

H 、 L ——框架的计算高度和跨度。当 $H/L > 1.0$ 时，按 $H/L = 1$ 计算。

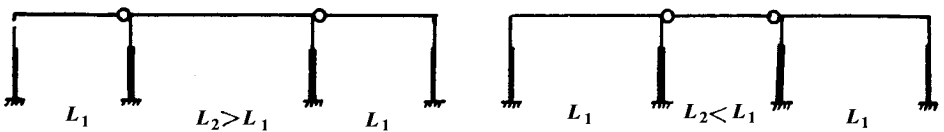


图 3-8-11

在多跨等高厂房中，屋架和柱的连接可以作成部分铰接与部分刚接。如若全作成刚接，中列柱两侧的屋架支座处，在屋盖竖向荷载作用下将产生很大的负弯矩，致使屋架和柱的安装连接很复杂，用钢量也大，因此，为了简化构造和节约钢材，有时将中列柱一侧的屋架和柱做成柔弱连接或称为塑性铰（图 3-8-11）。这种构造方案对于中、轻

级工作制吊车厂房很适合，柔弱（塑性铰）连接的具体做法是将屋架上弦和柱的连接作得弱一些，用薄板（厚度不超过 $10 \sim 12\text{mm}$ ）和螺栓连接，并将螺栓的距离 b 加大，板长 a 减小（图 3-8-12），使薄板在支座负弯矩所引起的拉力作用下，很容易出现塑性变形而形成塑性铰。由于产生塑性铰所需要的负弯矩不大，故可按一般铰接计算。但当外荷载使屋架端部出现正弯矩时，上弦受压，仍能传递压力，于是屋架和柱又可按刚接计算。

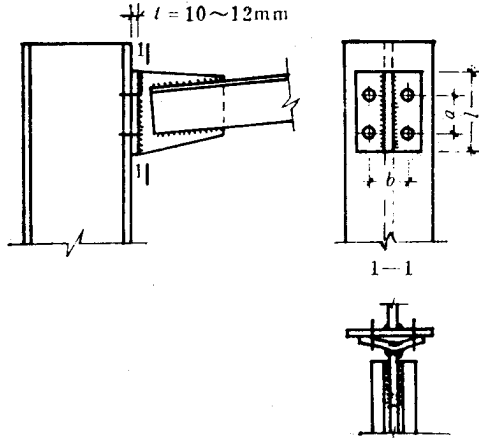


图 3-8-12

在多跨厂房中，当有一部分是重型车间，而另一部分是轻型车间，通常把重型车间处理成较强的门式框架而把轻型车间处理成与它相连接的 Γ 形框架。计算时两部分分开计算，把重型车间当作轻型车间的不动支点如图 3-8-13 所示

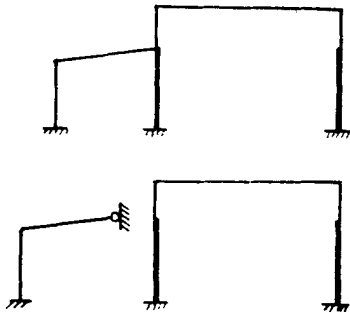


图 3-8-13

横向框架为超静定结构，计算时必须预先估计屋架和柱的惯性矩或其比值，才能进行内力分析。设计时可参考设计手册或现成资料。根据以往的设计经验，柱段惯性矩（图 3-8-14）比值的变化范围大致如表 3-8-4。

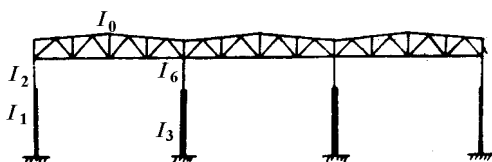


图 3-8-14

表 3-8-4 框架柱各柱段惯性矩的相对比值

柱段惯性矩比	范围	适用条件
$I_1 : I_2$	5 ~ 12	边列柱：一般情况
$I_3 : I_4$	8 ~ 15	中列柱：吊车起重量在 750kN 以内
$I_3 : I_4$	13 ~ 25	中列柱：吊车起重量大于 750kN
$I_3 : I_1$	1.2 ~ 4	中列柱和边列柱间距相等
$I_3 : I_1$	4 ~ 12	中列柱间距等于边列柱间距的二倍
$I_3 : I_1$	8 ~ 17	边列柱截面沿高度不变

在初步计算中所采用的惯性矩比值与设计最后选定截面的惯性矩比值之间相差不应超过 30%，否则应重新计算。

(二) 作用在横向框架上的荷载

作用在横向框架上的荷载有永久荷载和可变荷载。永久荷载有结构自重、屋盖及墙面等重量；可变荷载有屋面均布活荷载，风、雪、积灰和吊车荷载等，在地震区的厂房还有地震荷载。

屋盖自重包括：屋面、屋架、天窗、檩条、支撑和屋面板等自重，这些构件或材料的重量可从荷载规范查得，分析框架时，把这些荷载化为均布荷载来计算。

墙重通过墙架横梁集中地传到框架柱上，这些荷载位于柱的外侧，故对柱有偏心作用（图 3-8-16b）。如是自承重墙，柱不承受墙的重量。

风荷载在荷载规范中详细规定，作用在屋面和天窗上的风荷载，通常只计算水平分力的作用，并把屋顶范围内的风荷载视为作用在框架横梁（屋架）轴线处的集中荷载 W 来考虑（图 3-8-15b）。纵墙上的风力按荷载规范的规定计算。一般作为均布水平荷载作用在横向框架上。当纵墙有墙架柱时，一部分风荷载由墙架柱上端通过屋架纵向支撑传到横向框架上，一部分风荷载由墙架柱下端直接传到基础（图 3-8-15c）。

雪荷载和积灰荷载的计算，应考虑它在屋面上的不均匀分布情况。

作用在横向框架上的吊车荷载有吊车的竖向压力和水平制动力，可以利用吊车梁的支座反力影响线求出作用在横向框架上最大及最小竖向压力和水平力：

$$\text{最大竖向压力 } D_{\max} = \sum F_{\max} \cdot y \quad (3-8-10)$$

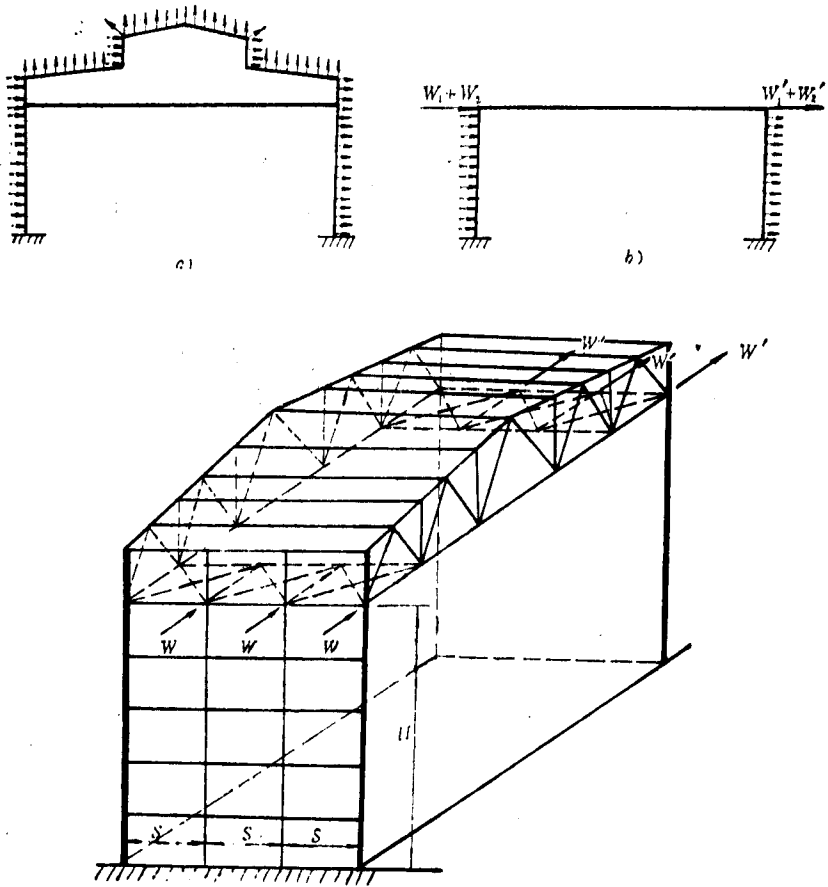


图 3-8-15

$$\text{最小竖向压力 } D_{\max} = \sum F_{\min} \cdot y \quad (3-8-11)$$

$$\text{水平力 } T = \sum T_1 y \quad (3-8-12)$$

式中 F_{\max} 、 F_{\min} ——吊车每个车轮的最大及最小轮压；

T_1 ——吊车每个车轮所传的水平横向制动力；

y ——最不利车轮位置时，各个车轮处的影响线纵坐标（图 3-8-16a）。

吊车竖向荷载和水平力，按荷载规范规定：计竖向荷载时，在车间的每跨中，同一层吊车数不多于两台，在多跨车间中应考虑吊车位置与相邻跨的吊车位于同一线上的可能性。计算作用在一个横向框架上的横向制动力，同时制动的吊车不多于两台，制动力的方向可左可右，按荷载的最不利组合情况来决定。

上述各种荷载作用在横向框架上的情况，见图 3-8-16b、c。

（三）横向框架的静力计算及内力组合

根据横向框架的计算简图，初选截面后即可用结构力学中的力法、位移法、弯矩分

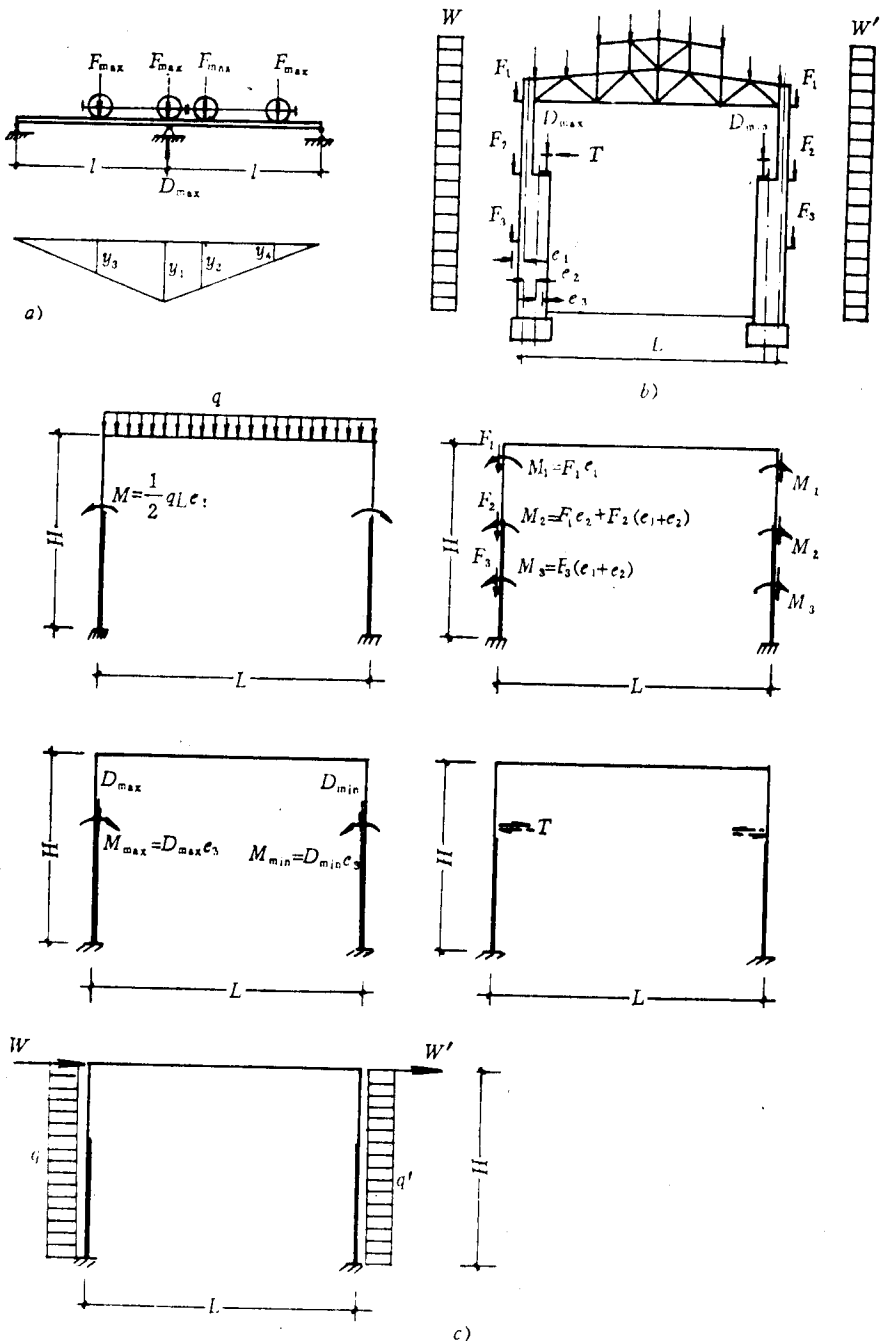


图 3-8-16

配法或其他方法进行框架的静力计算，也可利用现成公式或图表计算。

在框架静力计算时，应对各种荷载分别进行计算，绘出横梁及柱的内力图，然后求出最不利的内力组合。

框架内力组合，就是要求出屋架和柱中各控制截面上可能的最不利内力，作为截面选择及其连接计算的依据。为方便起见，内力组合常用表格方式进行。

1. 框架柱的内力组合

柱的内力组合表中要列出柱顶、上段柱下端、下端柱上端及柱脚四个截面中的弯矩 M 、轴向力 N 和剪力 V 。此外还应组合柱脚锚栓的计算内力。对于柱子，必须组合 $+M_{\max}$ 和相应的 N 、 V ； $-M_{\max}$ 和相应的 N 、 V ； N_{\max} 和相应的 M 、 V ；对于柱脚锚固螺栓，则应组合出可能出现的最大拉力：即 N_{\min} 和相应的 $+M_{\max}$ 、 V ； N_{\min} 和相应的 $-M_{\max}$ 、 V 。

2. 屋架内力组合

屋架杆件内力组合与安装程序有关。通常下面两种可能性都是存在的：一是等到屋面结构安装好以后再将屋架与柱的连接完全固定起来；二是先将屋架与柱固定，然后安装屋面结构。因此计算屋架杆件在屋盖自重作用下的内力时，应先把它看成简支桁架来分析，然后把屋架端弯矩（按刚接框架计算求得）的不利作用考虑到杆件中去。至于其他荷载，屋架和柱的刚接连接已形成，自然按刚接计算。屋架端弯矩对屋架杆件的不利作用一般应考虑二种情况：（1）加大原有内力（不论是拉力或压力）；（2）使原来受拉杆件变成受压。通常对下弦杆的最不利弯矩组合见图 3-8-17a；对斜腹杆的最不利组合见图 3-8-17b 及 c。

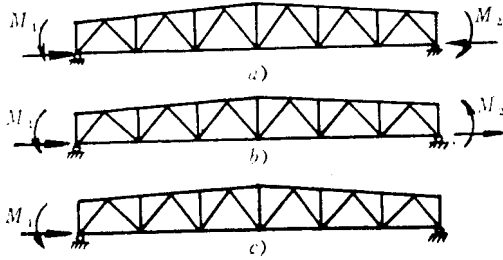


图 3-8-17

第四节 厂房屋盖结构

一、厂房屋盖结构的布置

屋盖结构的钢材用量约占整个厂房钢结构的 20~60%，因此需要妥善地布置和设计。

应用最多的屋盖体系是在等间距布置的横向框架柱上设置屋架，屋架上用无檩或有

檩体系（见第八章第二节）。目前最常采用 6m 柱距，配合放置 6m 跨度大型屋面板或檩条。加大柱距时柱的钢材用量减少，而屋盖、吊车梁、墙梁等的钢材用量增加。经济柱距是使总用钢量或造价最小。屋架跨度愈大和荷载愈轻时，经济柱距将相应增大。因此，当厂房跨度较大时，加大柱距常能更为经济，对使用也较灵活方便。尤其是在有檩体系轻屋面和吊车起重量较小的厂房中，按经济条件确定的柱距可达 9~18m，个别至 24m。

加大柱距后可采用相应加大距度的大型屋面板（一般为 9 或 12m）或檩条（一般 18m 以内）；也可采用托架，托架中点处支承一榀中间屋架，这时屋架间距亦即大型屋面板或檩条距度等于柱距的一半。具体选用哪一种方案可按技术经济比较。当加大柱距只是由于工艺使用或运输通行要求而经济上并不合适时，可仅对某些局部需要处或某排中列柱采用加大柱距。这时只在减少柱的部位采用托架。如某部位连接减少多根柱，则采用跨度较大托架，其上等间距放置多榀中间屋架。

当经济柱距超过 18m（一般均为轻屋面有檩体系情况）而因空间位置限制不便设托架或不经济时，采用 > 18m 大跨度檩条常也有困难。这时可在屋架间放置几道实腹式或桁架式纵梁，纵梁间再设实腹式横梁以支承屋面板；或者在横梁上再放置檩条以支承屋面板。图 2-8-18 示上海宝山钢铁公司无缝钢管厂的这种屋盖布置*（以其中 48m 跨为例，该跨中设 12m 宽的纵向天窗）：屋架 1 跨度 $l = 48\text{m}$ ，间距（等于柱距） $l_1 = 24\text{m}$ ；屋架间在天窗侧腿位置设置两片天窗纵向桁架 2、在两端处设置两片柱间纵向桁架 3，跨度均为 $l_1 = 24\text{m}$ ；两片天窗纵向桁架 2 间每隔 $l_4 = 6\text{m}$ 设置天窗架 4，跨度 $l_2 = 12\text{m}$ ，二者组成天窗笼体一起吊装；天窗两侧屋面处每隔 $l_4 = 6\text{m}$ 设置屋面横梁 5，跨度 $l_3 = 18\text{m}$ ，其一端支承在柱间纵向桁架 3 上，另一端吊挂在天窗纵向桁架 2 之下（图 3-8-18 剖面 2-2）；天窗架 4 间、屋面横梁 5 间再放置槽钢檩条 6，跨度 $l_4 = 6\text{m}$ ，檩距 $l_5 = 3\text{m}$ ；檩条上铺放铝合金压型板屋面板 7，跨度 $l_5 = 3\text{m}$ 。屋盖在屋架上弦平面内设横向和纵向水平支撑 8 和 9；屋架下弦平面内无法设支撑，因而在靠天窗纵向桁架 2 支座附近加设隅撑 10（图 3-8-18 剖面 4-4）作为下弦的侧向支承点；天窗架设上弦横向水平支撑（图略）。

在跨度较大及多跨度等高的宽大厂房中，有时采用横向天窗（图 3-8-19）。这种屋盖一般用有檩体系，相邻开间内实腹式或桁架式檩条或天窗架高低错落布置；而屋架则可用平行弦桁架，使其结构简化；屋面按内排水处理将稍复杂。

二、屋架

（一）端部刚接屋架的设计特点

简支钢屋架的设计和构造已在前面叙述，其原则对端部与柱刚接的屋架仍然适用。

* 参见《工业建筑》1987 年第 2 期。

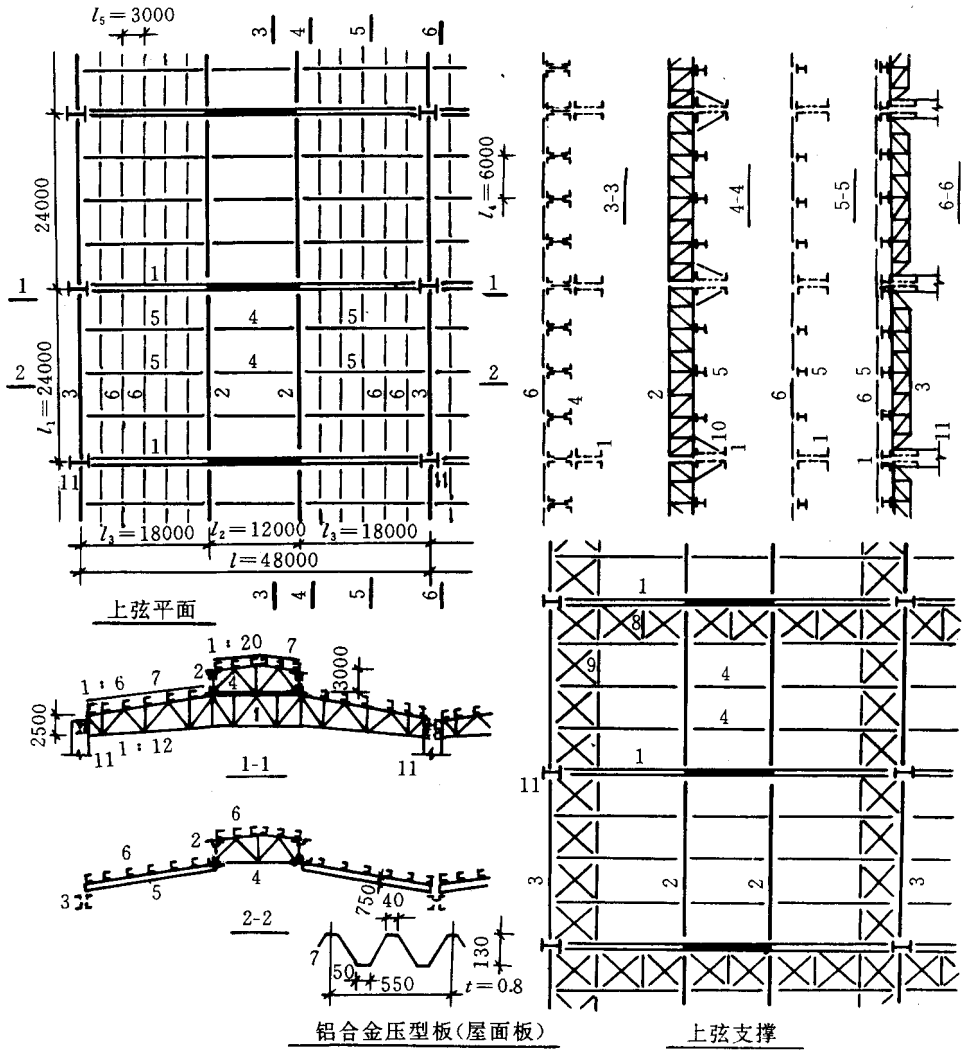


图 3-8-18 上海宝山钢铁公司无缝钢管厂屋盖结构布置

- 1—屋架；2—天窗纵向桁架；3—柱间纵向桁架；4—横向天窗架；5—屋面横梁；
 6—檩条；7—铝合金压型板屋面板；8—上弦横向水平支撑；9—上弦纵向水平支撑；
 10—屋架与天窗架间隅撑；11—柱

在计算与柱刚接屋架的杆件内力时，除按简支屋架计算内力（图 3-8-20a）外，还应叠加上、右支座弯矩 M_1 、 M_2 和横梁轴力 N 的影响。具体计算时，左右支座弯矩通常作用于上下弦的一对力偶 M_1/h_0 或 M_2/h_0 代替（ h_0 为屋架端部高度，见图 3-8-20b、c）。当屋架主要支座节点在下弦时，横梁轴力 N 通常假定由下弦杆传递。单位 M_1 、 M_2 或 $N=1$ 引起的屋架杆件的内力（拉力为正）见图 3-8-20b~d。

在各种不利的支座弯矩和横梁轴力作用下，杆件内力可能比简支时有所增加，某些

拉杆可能变为压杆。由图 3-8-20 分析可知, 计算杆件最大内力时除考虑全跨荷载 (或活荷载仅取半跨) 外, 对上、下弦杆应考虑 $+M_{1\max}$ 、 $+M_{2\max}$ (下弦还有 $+N_{\max}$) 组合, 对左半跨腹杆应考虑 $-M_{1\max}$ 、 $+M_{2\max}$ 组合。下弦端节间有可能变为受压, 应考虑 $-M_{1\max}$ 、 $-M_{2\max}$ 、 $-N_{\max}$ 组合; 左半跨中部腹杆有可能拉压变号, 应考虑 $+M_{1\max}$ 、 $-M_{2\max}$ 组合。

如下弦端节间变为受压而需提高其截面回转半径或稳定性时, 可重新设计全长下弦杆的截面, 但通常仍可仍按拉杆设计的截面而对受压节间局部加焊竖向或水平钢板以加强截面, 或可局部增加附加竖杆 (图 3-8-20a 虚线) 或支撑系杆, 以减小下弦杆端节间在屋架平面内、外的计算长度。

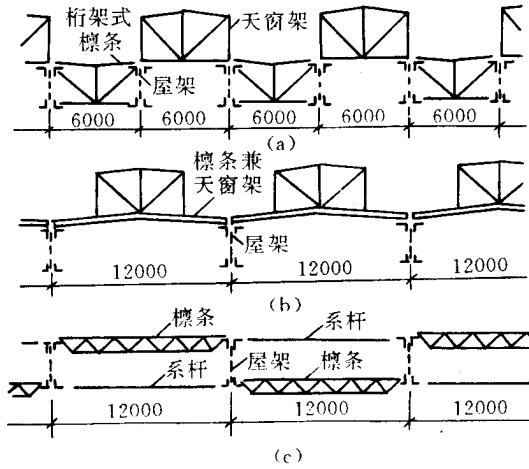


图 3-8-19 采用横向天窗的屋盖结构

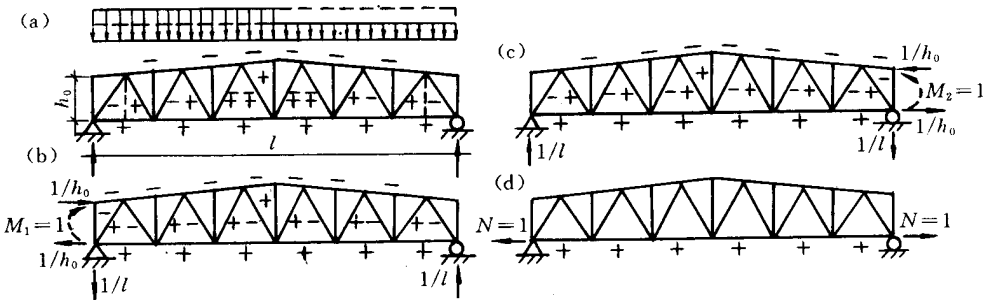


图 3-8-20 屋架杆件内力的不利组合

(二) 屋架与柱的刚性连接

屋架与柱采用刚性连接时, 常用端板和 C 级 (粗制) 螺栓连接。图 3-8-21 是上

倾式支座斜杆时通常采用的连接构造。

在上弦节点中,需要将上弦端节间的内力 N_1 传给柱。 N_1 的水平分力为 $H_1 = M/h_0$ (M 为屋架支座负弯矩,负弯矩取正值, H_1 为拉力)。负弯矩时连接受拉由螺栓承受(不对中布置时应考虑偏心),正弯矩时连接受压由端板承压承受(可不作计算)。竖向分为 $V_1 = H_1 \tan \alpha$ 一般较小,由螺栓受剪承受。

在下弦节点中,需要将下弦端节间和支座斜杆内力的合力传给柱。此合力的水平分力为 $H_2 = N + M/h_0$ (N 、 M 为刚架计算时的横梁轴力和支座弯矩,拉力和正弯矩取正值)。竖向分力为 $V_2 = V - (M/h_0) \tan \alpha$ (V 为刚架计算时的横梁支座反力,后一项为扣除上弦竖向分力所承受的支座反力部分,正弯矩时 M 取正值,当上弦坡度很小时后一项一般可忽略)。 V_2 可由螺栓受剪承受,但通常应避免 C 级螺栓受剪,因而采用端板下伸与柱上承托刨平顶紧承受。 H_2 为负(受压)时由端板承压承受;通常为正值(受拉)时由螺栓受拉承受。由于节点下方空间受限制,螺栓群形心一般偏于节点中心上方,螺栓群受拉时有偏心距 e ,应计算最大受拉螺栓的拉力 $N_{1\max} \leq$ 其抗拉承载力设计值 N_t^b (图 3-8-21a、b):

$$\left. \begin{aligned} \text{当 } e \geq \frac{2 \sum y_i^2}{nc} \text{ 时 (端板上部受压), } N_{1\max} &= \frac{H_2 e' c}{\sum y_i'^2} \leq N_t^b \\ \text{当 } e \leq \frac{2 \sum y_i^2}{nc} \text{ 时 (全部连接受拉), } N_{1\max} &= \frac{H_2}{n} + \frac{H_2 e (c/2)}{\sum y_{2i}} \leq N_t^b \end{aligned} \right\} \quad (3-8-13)$$

上式适用于由承托承受剪力和普通螺栓或承压型高强度螺栓连接承受拉力的情况;如未设置承托,则螺栓群还同时承受竖向剪力。当为摩擦型高强度螺栓连接时,则不分 e 的大小,一律按式(3-8-13)第二式计算,见第四章第九节二的说明。

下弦和上弦端板应有一定的刚度和强度,具常用最小厚度见图 3-8-21a,并应计算其抗弯强度。计算时通常取最大受拉螺栓处的一段端板(其高度 l_1 取该处螺栓端距加螺栓竖向中距之半,见图 3-8-21a。一般宜取不超过螺栓竖向中距,否则可能是第二排螺栓处控制)。考虑端板边缘部分有较大的嵌固作用,通常可按单跨固定端板计算正负弯矩,但不再考虑静力或间接动力荷载时的截面塑性发展系数 $\gamma_x = 1.2$,则端板厚度 t 应满足:

$$t \geq \sqrt{\frac{6M_{\max}}{l_1 f}} = \sqrt{\frac{6 \times 2N_{1\max} b / 8}{l_1 f}} = \sqrt{\frac{1.5N_{1\max} b}{l_1 f}} \quad (3-8-14)$$

承托常用 25~40mm 的厚钢板,有时采用 14~16mm 厚的大号角钢截成(图 3-8-21a、b)。承托与柱的连接焊缝通常按 $1.3V_2$ 计算。

对于有下降式支座斜杆的屋架,其与柱的刚性连接可仿照上述有上升式支座斜杆的屋架,即连接于柱的侧面。也可将屋架的上弦支座节点直接放在柱顶之上(图 3-8-22a),其优点是安装方便与稳固,与柱连接的屋架(图 3-8-22a)可和支承在托架上的中间屋架(图 3-8-22b)统一。

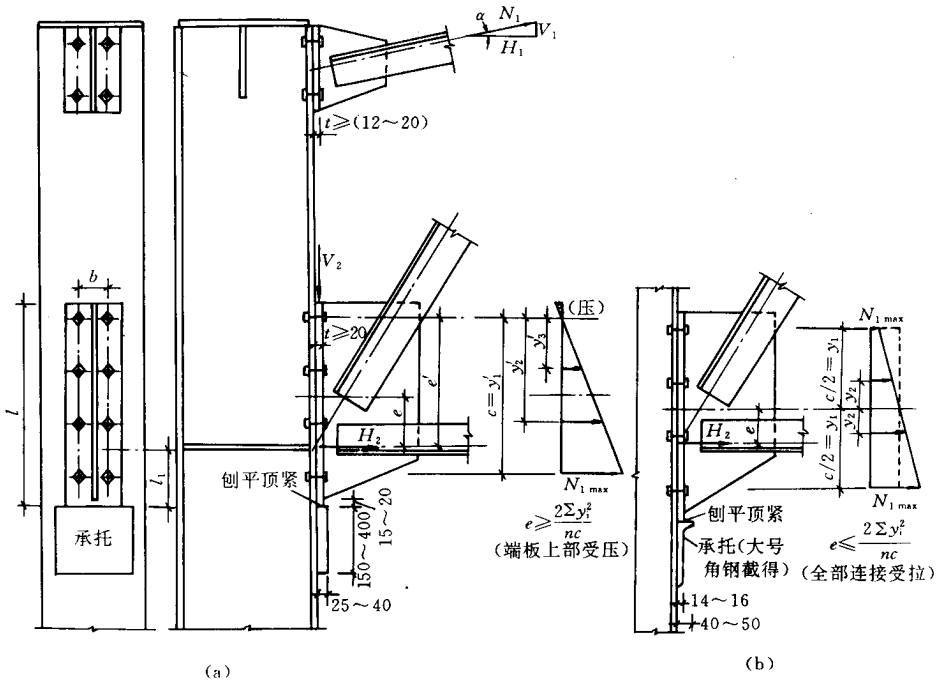


图 3-8-21 屋架与柱用 C 级螺栓和承托的刚性连接

三、天窗结构

为了采光和通风，厂房屋盖常需设置天窗。天窗按布置方向可分为纵向天窗和横向天窗。一般采用纵向天窗，由天窗架（图 3-8-23）、檩条或大型屋面板、窗挡（图 3-8-23c）和支撑系统等组成。

纵向天窗按外形可分为矩形天窗（图 3-8-23a~d）、M 形天窗（图 3-8-23e）、梯形天窗（图 3-8-23f）和三角形天窗等。最常采用外排水的矩形天窗，其上弦坡度和节间划分与屋架一致。为了更好地排风，必要时可在天窗两侧加挡风板（图 3-8-23a、b 虚线，该部分之上无屋面）。挡风板支架可为外端支承式（图 3-8-23a，外端支承于屋架或屋面板）或悬臂式（图 3-8-23b）。

天窗架按其杆件布置和支承方式可分为三铰式（图 3-8-23a）、三支点式（图 3-8-23b、d）和多竖杆式（图 3-8-23c、e、f）等。三铰式天窗架与屋架的连接节点少，运输和组装方便，但荷载集中于两点，因而只用于跨度不大（约 $\leq 9\text{m}$ ）时。三支点式天窗架支承于屋架的三个节点，刚度较大，适用于较大跨度（ $> 9\text{m}$ ）时。多竖杆式天窗架构造简单，受力明确，运输方便，但与屋架的连接节点多，一般需与屋架在现场拼装后再整榀吊装，只用于天窗高度和跨度都不太大和支点多不多的情况。

天窗架的跨度和高度应根据厂房的采光和通风要求确定：跨度一般为屋架跨度的

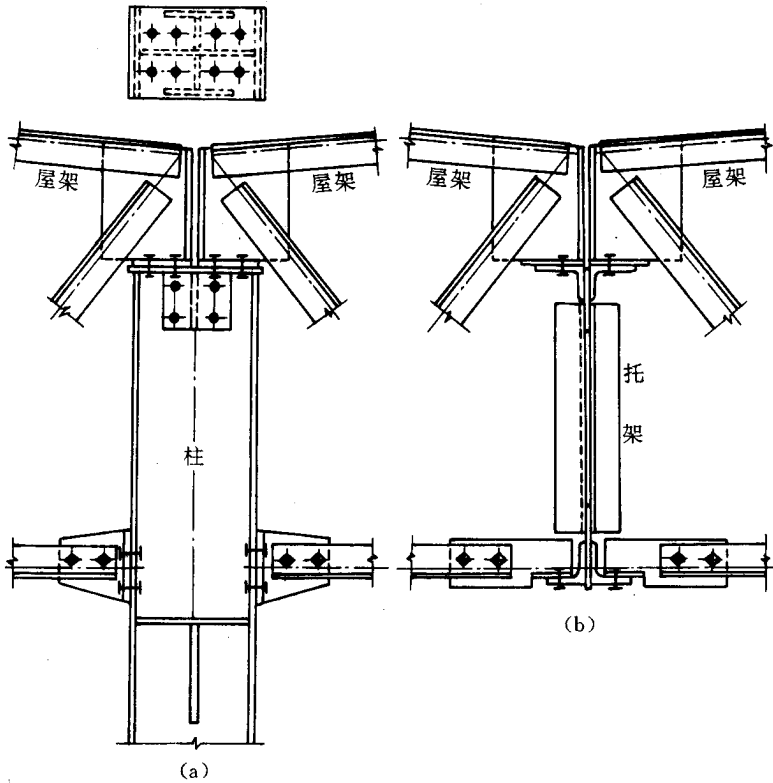


图 3-8-22 下降式支座斜杆的屋架与柱和托架的连接

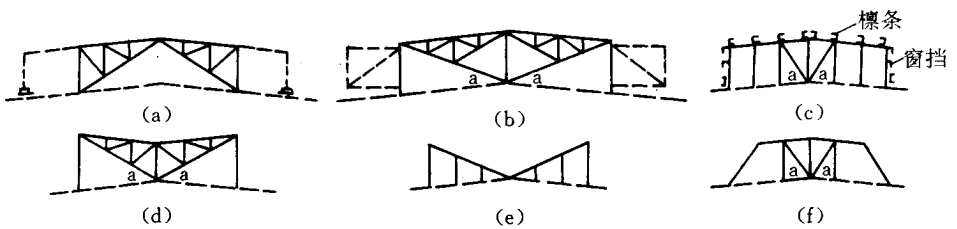


图 3-8-23 纵向天窗架型式

0.3~0.4 倍，高度一般为跨度的 0.25~0.5 倍。

天窗架承受竖向荷载和水平风荷载。内力计算时三铰式天窗架为静定结构。三支点式天窗架的主斜杆 a 和多支点式天窗架的斜杆 a (图 3-8-23) 通常按柔性拉杆设计，受压时认为失稳，不再参予受力，则竖向荷载下斜杆 a 不受力，水平风荷载下只其中受拉的一根受力，从而简化为静定结构。天窗架侧立柱除承受轴力外，并承受风荷载作用下的局部弯矩。

天窗架支承于屋架上弦，通常采用水平底板、安装螺栓然后焊接 (图 3-8-24a)。

当天窗架与屋架先现场拼装后整楹吊装时,也可采用有公共节点板的 C 级螺栓连接(图 3-8-24b,或再焊接),但目前应用较少,主要用于多竖杆式天窗架。

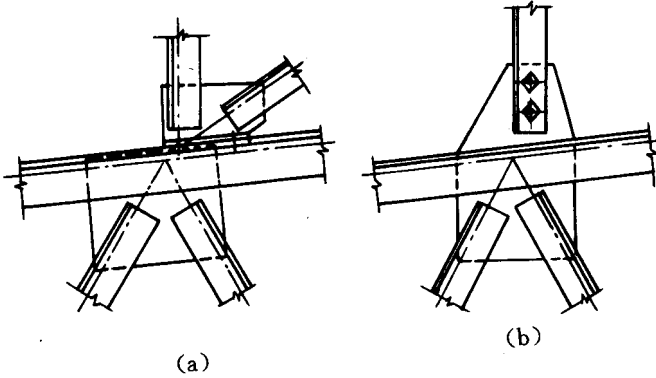


图 3-8-24 天窗架侧立柱与屋架的连接节点

横向天窗的布置见本节一和图 3-8-19。当采用上下错落的檩条和屋面布置时,应注意在某些部位补设系杆(图 3-8-19c),以及设置必要的上、下弦横向水平支撑和垂直支撑等。

在上述几种天窗型式,纵向天窗的构造和布置较简单,应用较多,但其横向受风面积大,使横向框架的柱底弯矩有所增加。另外,当厂房跨度较大时,纵向天窗的采光量常嫌不足,且车间各部分光线常较不均匀。横向天窗比较适用于稍大厂房跨度,但在上承式横向天窗(图 3-8-19a、b)中,天窗架和支撑构件的总长度比纵向天窗情况有所增加,使总用钢量也随之增加,尤其是当屋面较重时。下沉式横向天窗(图 3-8-19c)利用屋架作为天窗,省去了天窗架,但由于屋面挑檐、天沟和支撑增多等原因,总的屋盖用钢量减少不多。

四、托架

当横向框架的纵距较大时,按照通常屋盖结构采用较大跨度屋面板或较大跨度檩条支承屋面板将使构件受力不利,构造复杂或不经济。这时通常有下列两种可供选用的布置方案:

当为轻屋面并全部横向框架都是较大纵距时,通常可在框架横梁(一般为屋架)间放置多个纵向桁架,纵向桁架间放置屋面横梁以支承屋面板,或在屋面横梁上再放置檩条以支承屋面板(如图 3-8-18)。

当为重屋面(例如钢筋混凝土大型屋面板屋面)时,或者只是个别柱列(通常是中列柱)或个别部位(因局部性的工艺或通行要求而取消一根或几根柱)的柱距较大(不论重或轻屋面)时,则通常是在框架柱间设置托架以支承中间屋架。中间屋架采用与作为框架横梁的屋架相同的跨度和型式,并以通常的较小间距布置,这样可在框架横梁屋

架和中间屋架上布置一般的无檩或有檩体系屋面，当需设置纵向天窗架时也很方便。下面主要讲述屋架间距为 6m 的托架情况。托架跨度一般为 12 ~ 36m，跨中支承一榀或多榀中间屋架（图 3-8-25）。通常采用平行弦桁架，按简支设计。一般做在与屋架大致同高度范围内，用支撑联系后空间刚度较好且节省净空，必要时也可做在屋架之下。应采取构造或其它措施防止或减小托架在支承屋架时的偏心或扭转影响，尤其是承受单面或不对称屋架荷载时。计算托架杆件和连接时一般不考虑此影响，但将强度设计值降低 5 ~ 10%。

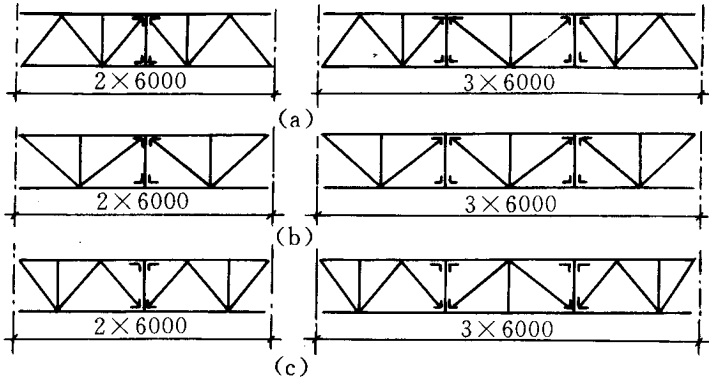


图 3-8-25 托架的型式

托架高度应根据刚度、经济、中间屋架的端部高度和连接构造等要求确定，一般为跨度的 $1/5 \sim 1/12$ 。腹杆体系常采用有附加竖杆的人字式（图 3-8-25），节间划分应与中间屋架的位置配合。

托架在连接屋架处，一般应避免托架与屋架的斜杆都交汇于一个节点，使构造和安装困难。亦即，对上升式支座斜杆的屋架，托架斜杆应交汇于上弦节点（图 3-8-25a、b）；反之，交汇于下弦节点（图 3-8-25c）。

当用钢筋混凝土柱时，屋架和托架都铰支于柱上，通常是二者都用上升式支座斜杆（托架图见图 3-8-25a）。这样主要支座节点都在下弦（离柱顶较近）对受力有利，用下弦支撑联系后水平刚度也较大，支承于钢柱的托架一般采用下降式支座斜杆（图 3-8-25b、c），可使下弦连接节点较为简单且在节点以下所占空间较少，但也可采用上升式支座斜杆。

托架通常连接在柱的腹板上，一般采用端板、承托和 C 级（粗制）螺栓（图 3-8-26），其构造和设计原则和屋架与柱的连接相同。图 3-8-26 是一种常用的连接构造，托架按简支设计，故其下弦与柱仅用两个螺栓较弱连接。

中间屋架连接在托架的竖杆上，一般也用 C 级（粗制）螺栓。图 3-8-27 做法中托架竖杆用双角钢十形截面，托架下弦角钢的竖肢朝下放置，做成承托支承屋架。这种连接构造中，单面或不对称屋架荷载引起的偏心扭矩较小。

有时，为了统一与柱连接的屋架和与托架连接的中间屋架，或当屋架与托架的高度

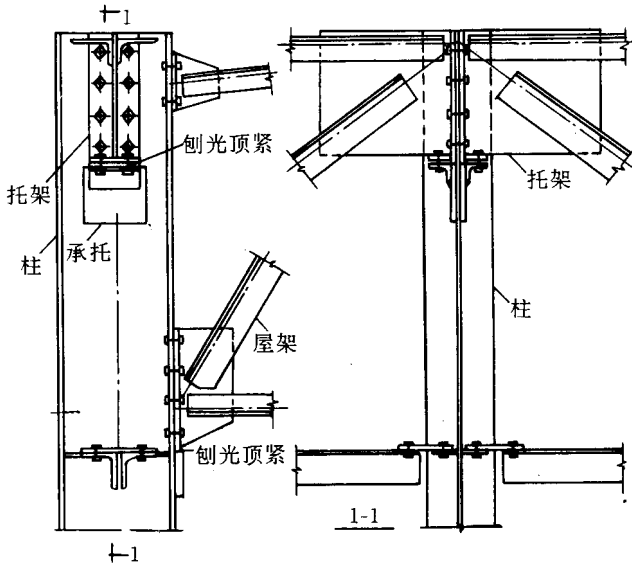


图 3-8-26 托架与柱的连接

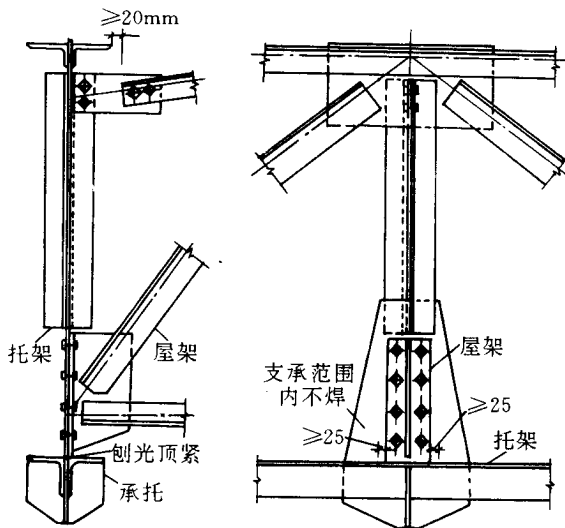


图 3-8-27 屋架与托架的连接 (托架竖杆 + 形截面)

位置配合不合适时,托架竖杆可采用与钢柱截面相同的工形截面(图 3-8-28)。

下降式支座斜杆的屋架从上面支承于柱顶和托架上弦的连接构造,可参见图 3-8-22。

当柱列一侧有较大起重量吊车的吊车梁、而另一侧同标高处无吊车梁时(通常为边列柱,也可为中列柱),通常在无吊车梁一侧柱边缘部位设置与吊车梁等高的辅助桁架。

吊车梁上翼缘与辅助桁架上弦杆间设置钢板或腹杆体系，构成水平制动梁或制动桁架，承受吊车横向制动力。吊车梁与辅助桁架间还设置下弦水平支撑和垂直支撑，以保证吊车梁的横向水平刚度和稳定性。在这种情况下，有时可考虑利用辅助桁架兼任代替托架，即经设计加强辅助桁架并在其上设置短钢柱以支承中间屋架。这种兼代要求施工时先安装吊车梁系统，并调整达到规定精确度，然后安装屋盖系统。以后使用时吊车梁振动将较大影响屋盖结构，当需更换吊车梁时也将影响屋盖结构，故应周密考虑并达成各方一致。

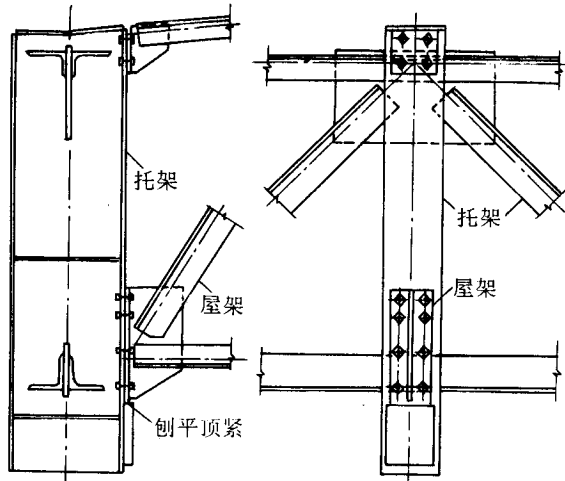


图 3-8-28 屋架与托架的连接（托架竖杆工形截面）

当纵向柱距较大时，为了加强刚度，可把吊车梁和辅助桁架（梁）都做成实腹式，并在二者的上、下翼缘间用钢板联系，亦即把二者做成一个共同的箱形截面梁，并在其靠辅助梁的一侧设置短钢柱以支承中间屋架，从而兼代托架。这种方案也可用于中列柱，这时把两侧的吊车梁做成一个共同的箱形截面吊车梁，并在其宽度中央设置短钢柱以支承中间屋架，从而兼代托架。在上海宝山钢铁公司无缝钢管厂的热区几个高跨部分，跨度 30~42m，基本柱距 24m，局部扩大柱距 36m 和 48m，其中列柱和边列柱就是采用了上述吊车梁-托架体系，所支承的中间屋架间距 12m（上面再放檩条和铝合金压型板屋面），取得较好的经济效果，刚度也较好。

第五节 柱间支撑和墙架

一、支撑体系

(一) 支撑体系的作用

一座没有设置支撑的单跨厂房结构，受力后有以下一些重要问题：

(1) 屋架上弦出平面（垂直屋架平面）的计算长度等于屋架的跨度，实际上无法保证上弦出平面的稳定性。在这里平行铺设的檩条对弦杆不能起侧向固定支撑的作用，因为当所有弦杆同步以半波形式侧向鼓凸时，所有檩条也将随之平移而不起支撑作用。同样，屋架下弦受拉杆件出平面的计算长度也太大，特别当屋架端部刚接、端节间下弦杆受压时，出平面稳定问题就更为严重。

(2) 作用在端墙上的水平风力，一部分将由端墙抗风柱传递至厂房端部屋架的下弦（或上弦）节点。如屋架的弦杆不与相邻屋架的相应的弦杆利用支撑组成水平桁架，则它在风力作用下将发生水平弯曲，这是远非一般屋架的弦杆所能承受的。此外，由于柱沿厂房纵向的刚度很小，且柱与基础的连接在这个方向近似铰接，吊车梁又均简支固定于柱上，因此，由柱及吊车梁等构件组成的纵向框架，在上述风力及吊车的纵向制动力等作用下，将产生很大的纵向变形或振动，甚至有使厂房倾倒的危险。

(3) 当某一横向框架受到水平荷载时（如吊车的横向制动力），由于各个横向框架之间没有用在水平面中具有较大刚度的下弦纵向支撑连系起来，不能将荷载分布到邻近的横向框架上去，因此必须由这个横向框架单独承担。这样，结构的横向刚度将会显得不足，侧移和横向振动较大，影响结构的使用性能和寿命。

(4) 由于托架在横向水平方向的刚度极小，所以支撑在托架上的中间屋架不很稳定，容易沿屋架轴向发生振动，托架也容易发生变形、失稳。

(5) 在横向框架之间的间距较大时，须在框架柱之间设立墙架柱以承担作用在纵（横）向墙上的水平风力，可是若无纵向（横向）水平支撑，墙架柱的上端无法设支撑点。

(6) 在安装过程中，由于屋架的跨度较大，而它的侧向刚度又很小，故很容易倾倒。

(7) 由于各个横向框架之间缺乏连系，因此，除了结构的横向和纵向刚度不足以外，如果厂房受到斜向或水平扭转力时，则在局部或整体结构中将产生较大的歪斜和扭动。

由此可见，支撑体系是厂房结构的重要组成部分。适当而有效地布置支撑体系可将各个平面结构连成空间整体，保证厂房结构具有足够的强度、刚度和空间稳定性来可靠

地承担所有的作用荷载，保证结构的正常使用。

(二) 屋盖支撑

常用的屋盖支撑包括：屋架上弦横向和纵向支撑，屋架下弦横向和纵向支撑。屋架竖向支撑，天窗架支撑以及相应的系杆等。

关于屋盖支撑的作用、形式、布置、计算原则和构造方法等详见其它内容，这里不再重复。

(三) 柱间支撑

柱间支撑分为两个部分：在吊车梁以上的部分称为上层支撑，吊车梁以下的部分称为下层支撑。

1. 柱间支撑沿厂房长度方向的布置

(1) 下层支撑

当采用压型钢板等在厂房纵向有一定变形能力的维护材料时，一般上下层支撑同时布置在厂房两端（或近端跨），如图 3-8-29c。

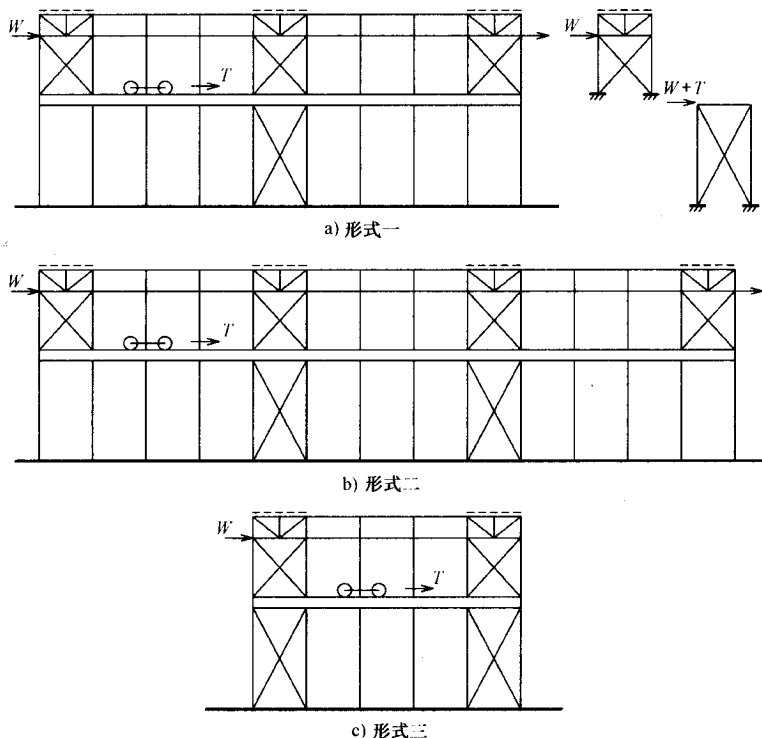


图 3-8-29 柱间支撑的布置

当采用传统的刚度较大的维护材料为墙和屋面时，下层支撑应布置在温度区段的中

部,使厂房结构在温度变化时能较自由地从支撑架向两面伸缩,从而减小纵向构件及支撑架中的温度应力。但此时所有的纵向水平力均需通过吊车梁传递。温度区段长度小于90m的厂房,可以在区段的中央设置一道柱间支撑(图3-8-29a);区段长度超过90m,则应在长度的1/3处各布置一道柱间支撑(图3-8-29b),以免传力路线太长而影响结构的纵向刚度。

在短而高的厂房中,下层支撑也可布置在厂房的两端(图3-8-29c)。

(2) 上层支撑

上层支撑应布置在温度区段的两端以及有下层支撑的开间中(图3-8-29)。为了传递从屋架下弦横向支撑传来的纵向风载,在温度区段的两端设置上层支撑是必要的。由于上段柱的刚度一般都较小,不会引起很大的温度应力,因此,可在温度区段的两端设置单斜杆式的上层支撑。其余上层支撑可采用交叉腹杆体系或其他形式。

2. 柱间支撑形式

(1) 下层支撑

下层支撑以交叉腹杆体系最为经济且刚度较大。在某些车间中,往往由于生产上的要求,不可能采用交叉腹杆体系的下层支撑。在这种情况下,门式支撑(图3-8-30a, b, c)是最常用的一种。这种支撑形式可以利用吊车梁作为门框式支撑的横梁(图3-8-30a, b),也可另设横梁(图3-8-30c)。但是,将支撑直接连在吊车梁上(图3-8-30a)不是一种很好的方案,因为这时支撑构件除了承受纵向水平风载和吊车纵向制动力外,还要承受巨大的吊车竖向荷载,所以很费钢材,而且在构件截面组合和构造方面也存在许多困难。图3-8-30b所示的支撑形式避免了上述不足,但支撑构件的计算长度很大,因此,其中部分杆件可按拉杆设计(图3-8-30b中实线所示),此时图中虚线杆件则退出工作。另外,设横梁的门框式支撑(图3-8-30c)由于能很好地满足刚度以及构造方面的要求,用钢量相对较节约,所以比较常用。

(2) 上层支撑

上层支撑形式有十字交叉形、八字形和人字形等,而以十字交叉形最为构造简单、传力直接和节约材料,因此使用最为普遍。

3. 柱间支撑柱在侧面的位置

柱间支撑在柱截面上的位置按下述原则确定:①等截面柱的上下层柱间支撑以及台阶式柱的上层支撑应布置在柱的轴线上(图3-8-31a, b, c中虚线所示);若有人孔时,则移向两侧布置(图3-8-31d)。②在台阶式边列柱的下层支撑,若外缘有大型板材或墙梁等构件牢固连接时,支撑可只沿柱的内缘布置(图3-8-31a),否则内外缘两侧均需布置。③在中列柱中,柱的两侧均需布置下层支撑(图3-8-31b),且在柱两侧布置的支撑之间需用杆件连系起来(图3-8-31e)。

4. 柱间支撑的计算原则

柱间上层支撑主要承担屋架上、下弦横向支撑传来的纵向风力,有时还承担作用于厂房纵向的其他水平荷载,如固定于厂房上的管道设备的纵向推力等。

柱间下层支撑承受山墙抗风桁架传来的纵向风载和吊车纵向制动力,连于吊车梁上

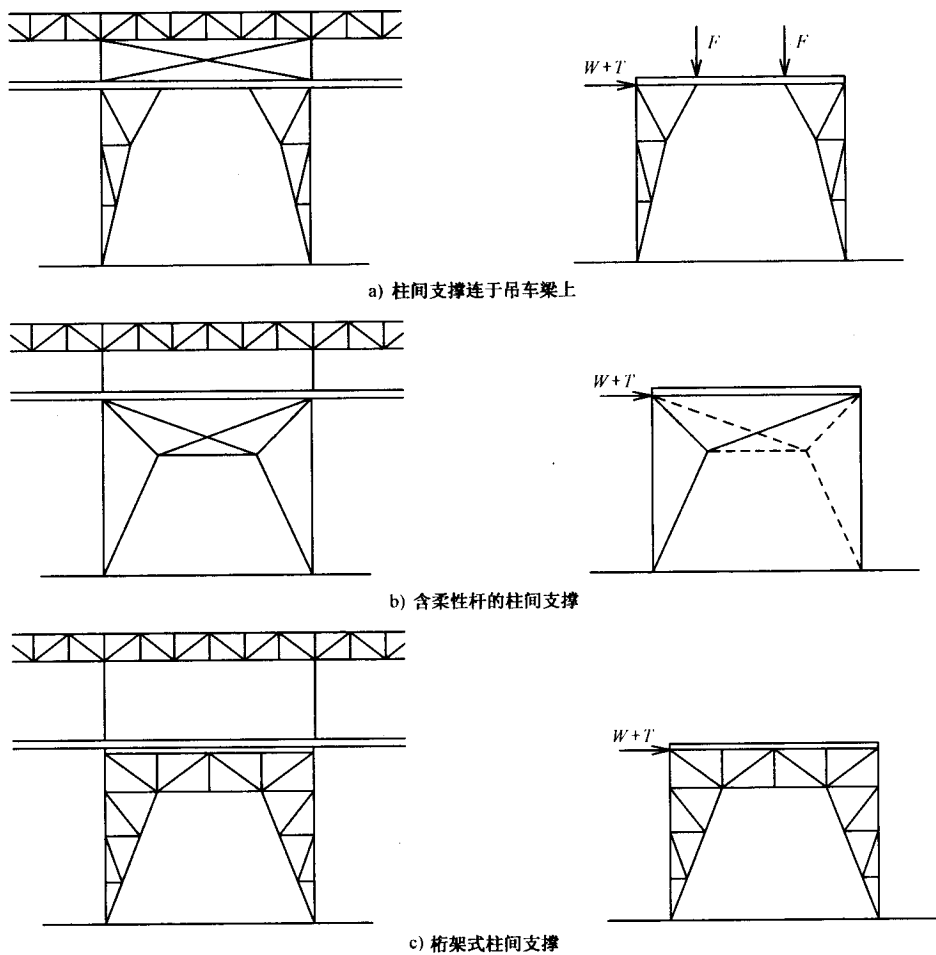


图 3-8-30 门框式柱间支撑

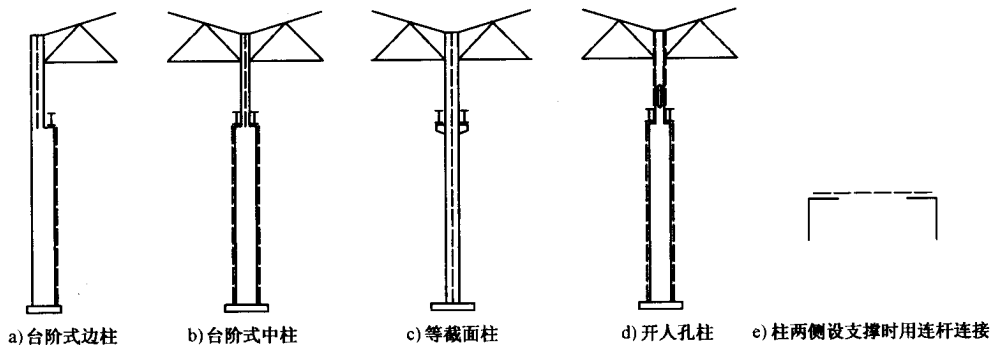


图 3-8-31 柱间支撑在柱子截面中的位置

的门框式支撑（图 3-8-30a）还要承受竖向的吊车荷载。

上层支撑计算时，为避免由于支撑刚度过大而引起较大的温度应力，支撑腹杆按柔性拉杆计算。交叉体系的下层支撑当吊车较小时一般用圆钢，吊车较大时通常采用角钢或槽钢。交叉斜杆常按拉杆设计，但为了提高厂房的纵向刚度，当吊车较大时，应按压杆设计。

5. 柱间支撑的连接

支撑与柱的连接一般采用焊接连接或高强度螺栓连接。当采用焊接时，焊缝厚度不宜小于 6mm，焊缝长度不宜小于 80mm。为了安装方便，在安装节点处的每一支撑杆件的端部设有两个安装螺栓。支撑与柱的连接节点如图 3-8-32 所示。

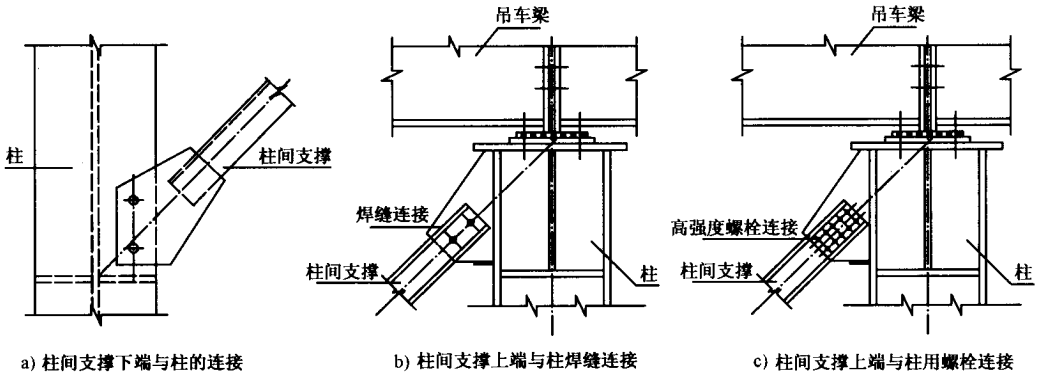


图 3-8-32 柱间支撑与柱的连接

二、墙 架

墙架一般由墙架梁和柱组成。墙架构件除了传递作用在墙面上的风力外，尚需承受墙身的自重，并将荷载传递至墙架柱或主要横向框架柱中，然后再传至基础。

在厂房端墙墙架平面中应布置一些竖向支撑，见图 3-8-33。这种支撑可作为屋架上下弦纵向支撑的加强支承，对提高厂房的横向刚度具有很大作用。

端墙中墙架柱的位置应与门窗和屋架下弦横向支撑的节点相配合（图 3-8-34）；当有困难时，应采取适当的构造措施，如图 3-8-34b, c，使墙架柱的水平反力直接传至支撑节点上。端墙墙架柱不应承受屋架上的竖向荷载，因此，柱上端与屋架应采用只能传递水平力的“板铰”连接（图 3-8-34）。在纵墙上，出于同样理由，墙架柱与托架亦采用相似的连接方式。

当端墙大门的宽度超过墙架柱间距时，被截断的墙架中间柱可支撑在截面特别加强的大门过梁上。

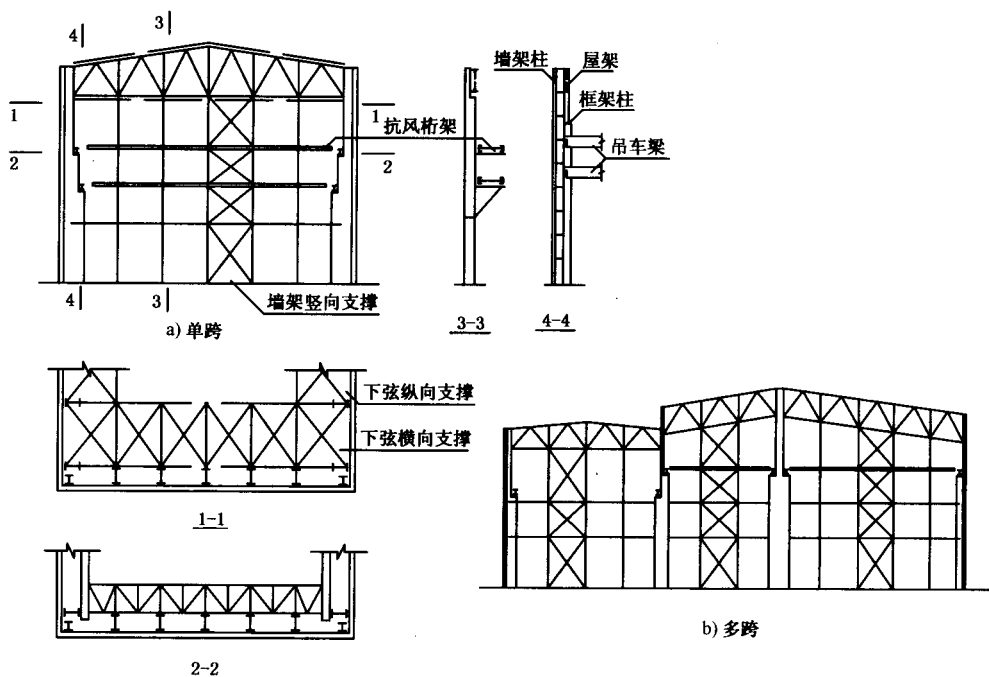


图 3-8-33 端墙墙架布置

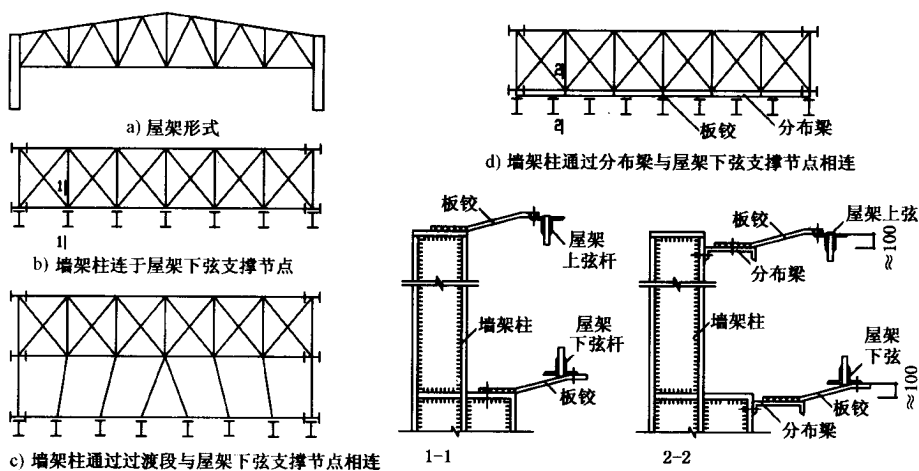


图 3-8-34 端墙墙架柱与屋面支撑的联系

第六节 吊车梁

一、吊车梁的型式

本节叙述厂房中一般桥式吊车的吊车梁（图 3-8-35）。钢吊车梁一般采用简支梁。吊车梁除承受竖向吊车轮压荷载外，其上翼缘还承受吊车横向水平制动力，故通常

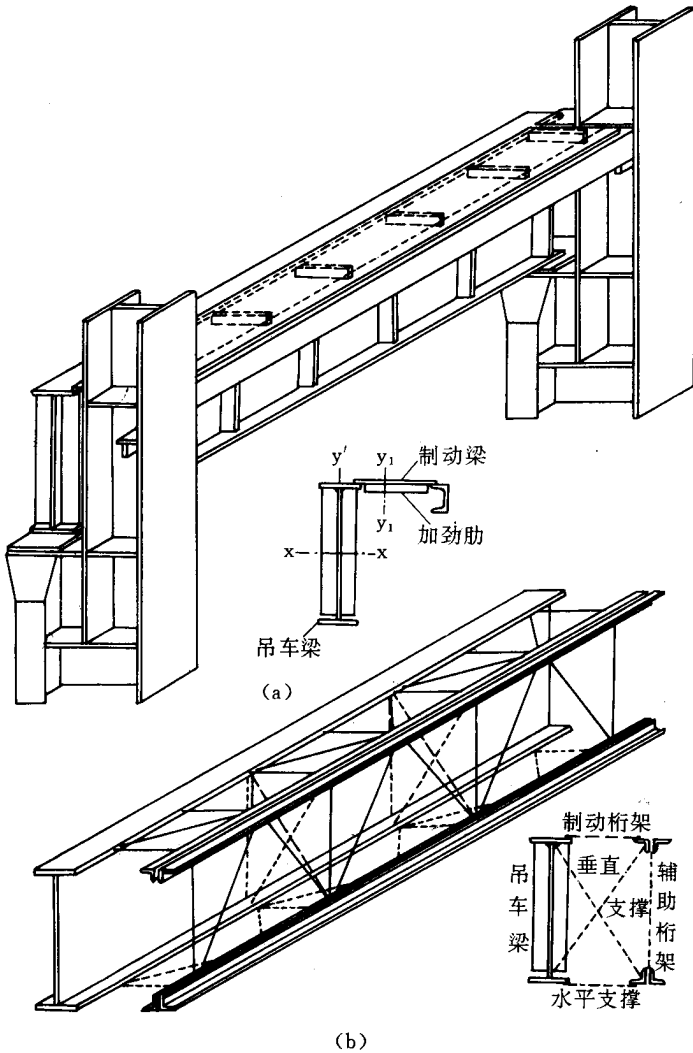


图 3-8-35 吊车梁和制动结构

在吊车梁上翼缘的一侧设置水平制动结构（梁或桁架，见图 3-8-35）。吊车梁跨度和

吊车起重量较小 ($\leq 6\text{m}$ 和 $\leq 30\text{t}$ 轻、中级工作制) 时也可不设水平制动结构而仅将上翼缘沿水平方向适当加强 (图 3-8-36b 和 c 第 1 图)。

吊车梁按结构型式可分为实腹式 (图 3-8-36a~d)、撑杆式 (图 3-8-36e) 和桁架式 (图 3-8-36f)。

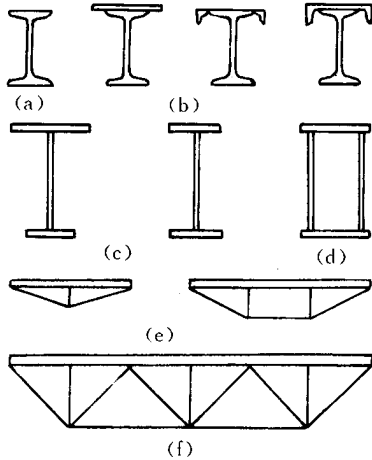


图 3-8-36 吊车梁的型式

(a) ~ (b) 实腹式 (截面形式); (e) 撑杆式; (f) 桁架式

实腹式吊车梁又可分为型钢梁 (包括上翼缘加强者) 和组合梁。型钢梁 (图 3-8-36a、b) 制造简单, 安装方便, 但截面尺寸受型钢规格限制, 一般只适用于跨度 $\leq 6\text{m}$ 和起重量 $\leq 10\text{t}$ 的轻、中级工作制吊车梁。通常情况不再设上翼缘水平制动结构而是将上翼缘沿水平方向加强 (图 3-8-36b)。目前大多为钢筋混凝土吊车梁所代替。

组合吊车梁 (图 3-8-36c、d) 适用于各种尺寸、类型和起重量的吊车梁, 应用最广, 其上翼缘通常用水平制动结构加强。这类吊车梁中, 三块钢板焊成的工形截面梁应用最广, 其上翼缘板通常比下翼缘板略宽略厚, 但也可上下翼缘相同。箱形梁的刚度和抗扭性能较好, 但构造复杂, 只在较大吊车和特殊需要时采用。

撑杆式吊车梁和桁架式吊车梁 (通常称吊车桁架) 构造复杂, 制造费工, 梁高较大, 在动力和反复荷载作用下的工作性能不如实腹梁可靠, 但钢材用量较省。撑杆式吊车梁一般采用单撑式或双撑式 (图 3-8-36e), 刚度较差, 制造时要求确保撑杆中心线垂直于上弦平面。多数情况下只用于跨度 $\leq 6\text{m}$ 、起重量 $\leq 3\text{t}$ 的轻、中级工作制的手动或电动单梁吊车的吊车梁。因跨度较小, 其上翼缘一般不设水平制动结构, 但应保证有足够的侧向刚度。目前大多为钢筋混凝土吊车梁所代替。

吊车桁架通常采用有附加竖杆的人字式腹杆体系的平行弦桁架 (图 3-8-36f), 设水平制动结构, 其连接方式可采用全部焊接的, 或采用焊接刚性上弦与各腹杆以高强度螺栓连接的方式。吊车桁架的焊接连接节点在动力和反复荷载作用下对疲劳较敏感, 因此一般适用于跨度较大而起重量较小的轻、中级工作制吊车梁, 例如跨度 $\geq 18\text{m}$ 、起重量 $\leq 75\text{t}$ 的轻、中级工作制吊车梁, 有时也用于起重量 $5 \sim 15\text{t}$ 的重级工作制吊车梁。

吊车梁应有足够的竖向刚度，钢结构设计规范规定钢吊车梁的容许挠度为：手动吊车、单梁吊车和悬挂吊车 $l/500$ (l 为跨度)，轻级工作制和起重量 $< 50t$ 的中级工作制吊车 $l/600$ ，重级工作制和起重量 $\geq 50t$ 的中级工作制吊车 $l/750$ 。

与此相应，吊车梁应有一定的截面高度。实腹式吊车梁的高度可由第六章第七节的刚度、经济和净空等要求确定。撑杆式和桁架式吊车梁的高度常用 $(1/5 \sim 1/7) l$ ， $l = 24 \sim 36m$ 时用 $(1/8 \sim 1/10) l$ 。

制动结构的宽度应根据吊车起重量、柱宽和刚度要求等条件确定，一般采用 $\geq 0.75m$ 和 $l/20$ 。对特重级工作制吊车的吊车梁、起重量 $\geq 150t$ 重级工作制吊车并跨度 $\geq 12m$ 的吊车梁、以及制动结构宽度 $\leq 1.2m$ 而需设置人行走道时，一般采用制动梁；对其它情况则应优先采用制动桁架。钢结构设计规范并规定在设有重级工作制吊车厂房中跨间每侧的吊车梁制动结构，由一台最大吊车横向制动荷载（标准值）产生的挠度宜 $\leq l/2200$ 。制动结构同时也可作为吊车检修时的平台和走道，其中制动桁架作为平台和走道时需另铺钢板。

对厂房的中列柱，当柱两侧相邻跨的吊车梁上翼缘位于同一水平时，这两个上翼缘分别成为水平制动结构的左右翼缘或弦杆，其间用钢板或腹杆联系作为水平制动结构的腹板或腹杆（图 3-8-37b、c）；通常还设下翼缘水平支撑和垂直支撑，把相邻两吊车梁组成空间整体。垂直支撑应避免跨中吊车梁最大挠度点，一般在离两端 $(1/4 \sim 1/3) l$ 处各设置一道（图 3-8-35b）。对边列柱，由于只有一个吊车梁上翼缘，水平制动结构的另一翼缘或弦杆需在边列柱外侧另行设置：当吊车梁跨度 $\leq 12m$ （轻、中级工作制吊车）或 $6m$ （重级工作制吊车）时可仅用槽钢（图 3-8-35a、3-8-37d），其中跨度为 $12m$ 时一般在离两端 $(1/4 \sim 1/3) l$ 处各设置一道斜撑以支承槽钢（图 3-8-37d）；当吊车梁跨度超过上列规定时以及对吊车桁架，通常在柱外侧设置竖直的辅助桁架，然后设置上翼缘水平制动结构、下翼缘水平支撑和垂直支撑（图 3-8-35b、3-8-37e）。辅助桁架的杆件可用双角钢、单角钢或双槽钢、单槽钢等截面。

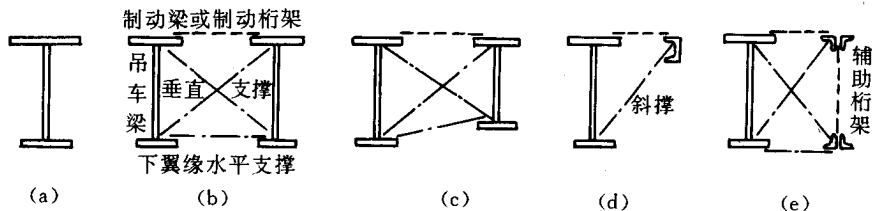


图 3-8-37 吊车梁制动结构的布置

二、吊车梁的荷载

(一) 吊车竖向荷载

吊车梁上作用有吊车轮压。起重量 $Q \leq 50t$ 桥式吊车一般为每侧 $n = 2$ 个轮子（图 3

-8-38); $Q = 75 \sim 160\text{t}$ 桥式吊车一般为每侧 $n = 4$ 个轮子。 $Q = 200 \sim 250\text{t}$ 桥式吊车一般为每侧 $n = 8$ 个轮子。当吊车在跨间靠近一侧吊车梁处 (最小极限距离 a) 吊重 Q 时, 该侧吊车梁承受最大轮压 $F_{\max k}$ (标准值), 另一侧吊车梁承受相应最小轮压 $F_{\min k}$ (标准值)。

$F_{\max k}$ 、 $F_{\min k}$ 和轮距 K 、桥架宽度 B (图 3-8-38) 等可由吊车产品规格表或有关手册、标准查得, 一般是桥架每侧各轮轮压 ($F_{\max k}$ 、 $F_{\min k}$) 均相等或大致均匀。对于非标准吊车, 轮压也可近似按下式计算 (图 3-8-38):

$$\left. \begin{aligned} F_{\max k} &= \frac{1}{n} \left[\frac{G}{2} + \frac{(Q + G_1)(l_c - a)}{l_c} \right] g \\ F_{\min k} &= \frac{1}{n} \left[\frac{G}{2} + \frac{(Q + G_1)a}{l_c} \right] g = \frac{1}{n} (Q + G + G_1)g - F_{\max k} \end{aligned} \right\} (3-8-14)$$

式中 G 为桥架 (不包括横行小车) 重量; G_1 为横行小车重量, 缺少资料时对软钩吊车可取 $G_1 \approx 0.4Q$; g 为重力加速度 9.81m/s^2 ; l_c 为吊车跨度。

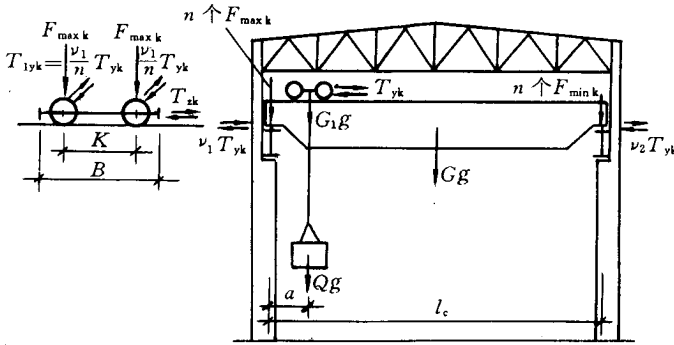


图 3-8-38 吊车荷载

计算吊车梁在竖向荷载下的内力时, 对作用于吊车梁上的轨道、制动结构、支撑和吊车梁自重, 可近似地简化为将轮压 $F_{\max k}$ 乘以荷载增大系数 η 。 η 可取 1.03 (吊车梁跨度 $\leq 6\text{m}$)、1.05 (跨度 12m)、1.07 (跨度 $\geq 18\text{m}$)、1.06 (吊车桁架)。

按承载能力 (不包括疲劳) 计算吊车梁时, 应将最大轮压的标准值 $F_{\max k}$ 乘以动力系数 α 和荷载分项系数 $\gamma_Q = 1.4$, 得最大轮压的设计值 F_{\max} :

$$F_{\max} = \gamma_Q \alpha F_{\max k} \quad (3-8-15)$$

式中动力系数 α 取 1.05 (悬挂吊车、电动葫芦及轻、中级工作制的软钩吊车) 或 1.1 (重级工作制的软钩吊车以及硬钩和其它特种吊车)。

(二) 吊车横向水平荷载

吊车横向水平荷载发生在横行小车制动时, 通常横行小车为四轮, 其中一半为制动

轮，设制动时的摩擦系数为 μ_y ，则吊车横向水平总荷载的标准值（图 3-8-38）为：

$$T_{yk} = \mu_y(Q + G_1)g/2 = \alpha_y(Q + G_1)g \quad (3-8-16)$$

式中 $\alpha_y = \mu_y/2$ 称为吊车梁的横向水平荷载系数或横向制动力系数。 α_y 随吊车型具体情况（制动重量和减速度等）而不同，一般是当吊车起重量 Q 增大时略有减小。根据实测资料的统计分析并考虑 3 倍标准差的概率保证（即 99.9%），建筑结构荷载规范 GBJ 9-87 规定：对软钩吊车取 $\alpha_y = 12\%$ （ $Q \leq 10t$ ）、 10% （ $Q = 15 \sim 50t$ ）、 8% （ $Q \geq 75t$ ）；对硬钩吊车取 $\alpha_y = 20\%$ 。

上述吊车横向水平总荷载 T_{yk} 通过吊车桥架两侧的轮子传给两侧的吊车轨道和吊车梁，方向可以正或反，并认为作用于轨顶标高。 T_{yk} 按厂房两侧柱横向水平刚度的比例 $\nu_1 : \nu_2$ （ $\nu_1 + \nu_2 = 100\%$ ）分配于桥架两侧的各个轮子和吊车梁上（所考虑一侧吊车梁的分配额为 ν_1 或 ν_2 ，后文为简化写作 ν ）。一般情况下两侧柱的横向水平刚度相等或接近时，可近似取 $\nu = \nu_1 = \nu_2 = 0.5$ 。

桥架一侧吊车梁上的横向水平荷载 νT_{yk} 是由该侧各桥架轮子共同传递的，即 $\nu T_{yk} = T_{1yk} + T_{2yk} + \dots = \sum T_{lyk}$ 。通常假定按各轮竖向轮压的比例分配于各轮（则各个轮子横向水平荷载的标准值和设计值（图 3-8-38）分别为：

$$T_{1yk} = \nu T_{yk} F_{\max} / \sum F_{\max} \quad [= \nu T_{yk} / n = \nu \alpha_y (Q + G_1) g / n] \quad (3-8-17)$$

$$T_{1y} = \gamma_Q \beta_y T_{1yk} \quad (3-8-18)$$

上式方括号内表达式适用于桥架每侧为均匀轮压的情况； $\gamma_Q = 1.4$ 是荷载分项系数。 β_y 是对重级工作制吊车梁考虑卡轨力影响的吊车横向水平荷载增大系数，按钢结构设计规范的规定如表 3-8-5。卡轨力是由于吊车桥架歪斜或吊车轨道不直等原因而在吊车桥架运行时产生的比制动力更大的横向水平荷载。对轻、中级工作制吊车，正常的维护和调试可以消除卡轨影响，故取 $\beta_y = 1$ 。

表 3-8-5 吊车横向水平荷载的增大系数 β_y

吊车型别		吊车起重量 (t)	计算吊车梁（或吊车桁架）和制动结构的强度和稳定性	计算吊车梁（或吊车桁架）制动结构和柱相互间的连接强度
轻、中级工作制		—	1.0	1.0
重级工作制	软钩吊车	5~20	2.0	4.0
		30~275	1.5	3.0
		≥300	1.3	2.6
	夹钳或刚性料耙吊车	—	3.0	6.0
其它硬钩吊车		—	1.5	3.0

(三) 吊车纵向水平荷载

吊车纵向水平荷载发生在吊车桥架制动时。荷载规范规定其标准值按作用在一边轨道上所有吊车桥架制动轮的最大轮压之和的 10% 考虑 (即相当于制动时的摩擦系数 $\mu_z = 0.1$), 并认为作用于制动轮与轨道的接触点 (轨顶标高), 顺轨道的正或反方向。

通常吊车桥架每侧的一半轮子为制动轮 (制动轮总轮压 $\sum F'_{\max k}$), 则每侧轨道上的吊车纵向水平总荷载的标准值和设计值分别为:

$$T_{zk} = 0.1 \sum F'_{\max k} [= 0.1 n F_{\max k} / 2] \quad (3-8-19)$$

$$T_z = \gamma_Q T_{zk} \quad (3-8-20)$$

上式方括号内表达式适用于桥架每侧为均匀轮压的情况; $\gamma_Q = 1.4$ 是荷载分项系数。

(四) 吊车梁走道活荷载

走道活荷载一般可取 $2\text{kN} \times 1.4$ 或按工艺资料。对某些车间 (如转炉、平炉车间) 等还应考虑积灰荷载。计算吊车梁时走道荷载可适当等效地并入竖向轮压内。

(五) 吊车的荷载组合和考虑台数

计算吊车梁和制动结构的强度、稳定和连接强度时, 按实际情况, 但 ≤ 2 台吊车荷载的设计值。考虑生产使用的可能发展, 通常按 2 台最大吊车。计算吊车梁的竖向挠度时同上, 但取荷载标准值。

对重级工作制实腹吊车梁和中、重级工作制吊车桁架的应力循环中出现拉应力的部位和连接部分应计算疲劳强度, 按 1 台最大吊车荷载的标准值。对有重级工作制厂房中吊车梁的制动结构应计算水平挠度, 按 1 台最大吊车横向水平荷载的标准值。以上按荷载标准值计算时, 均不考虑荷载分项系数 γ_Q 、动力系数 α 和横向水平荷载 (卡轨影响) 增大系数 β_y 。

三、吊车梁的内力

吊车梁承受吊车产生的三个方向的荷载: 竖向荷载、横向水平荷载和纵向水平荷载。其中纵向水平荷载的方向与吊车梁一致, 通过吊车梁传给柱间支撑, 计算吊车梁截面时可不考虑。

吊车梁在竖向荷载和横向水平荷载下的内力计算要考虑荷载的最不利组合和最不利位置。图 3-8-39a 是吊车梁上作用 2 台每侧 2 个轮子 ($n=2$) 满载吊车时竖向荷载和横向水平荷载 (设计值) 的情况 (示例)。

荷载的最不利位置应按绝对最大弯矩和弯矩、剪力影响线的原理确定。图 3-8-39b~d 示跨中绝对最大弯矩、跨中点弯矩和梁左端剪力的影响线和最不利轮压位置; 图 3-8-39e、f 为吊车梁竖向受弯时各截面的弯矩 M 包络图和剪力 V 包络图。横向水

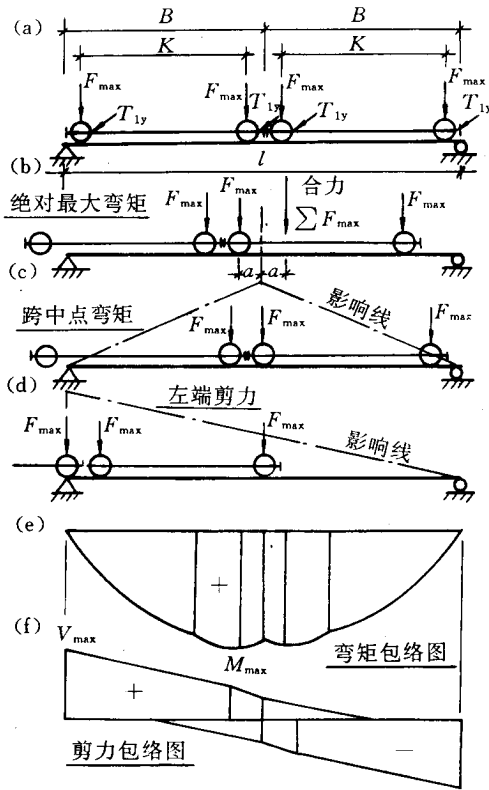


图 3-8-39 吊车梁的内力计算

平荷载下弯矩 M_y 和剪力 V_y 的最不利轮压位置与竖向荷载时相同（根据通常情况假定桥架各个轮子的横向水平荷载按其竖向轮压值的比例分配时）， M_y 和 V_y 可按竖向 M 和 V 乘以比值 T_{1y}/F_{max} 求得。

吊车桁架中应对每根杆件画影响线、求最不利轮压位置和最不利轴力。桁架上弦通常是工形截面或双槽钢等刚度较大的连续杆，轮压不一定在节点处，因而还承受局部弯矩。考虑相邻节间轮压的影响、腹杆偏心交汇的影响以及整个桁架下挠变形的影响等，吊车桁架上弦杆的竖向局部弯矩以及采用水平制动桁架时的水平局部弯矩可近似按下式计算（图 3-8-40， a 和 d 为上弦的竖向和水平节间长度）：

$$M'_x = F_{max} a/3 \quad (3-8-21)$$

$$M'_y = T_{1y} d/3 \quad (3-8-22)$$

四、吊车梁的疲劳强度

吊车梁承受反复动力荷载，可能产生疲劳破坏，尤其是重级工作制吊车梁和中、重级工作制吊车桁架。设计时应从构造和计算上予以重视。

(一) 防止疲劳破坏的构造措施

疲劳破坏总是从应力集中处开始，故吊车梁应避免截面的急剧变化，如槽口、凹角、板厚或板宽突变等。

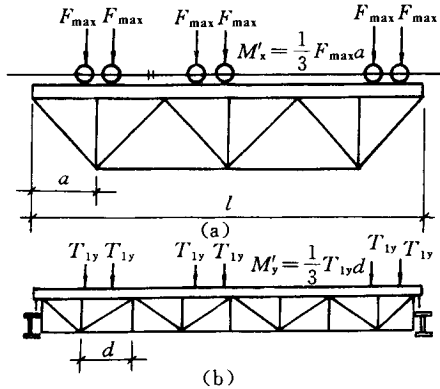


图 3-8-40 弦杆的局部弯矩

钢材的冷作硬化会加速疲劳破坏，故吊车梁应避免剪切、冲孔、冷弯等冷加工。应采用钻孔，凡冲孔应进行扩钻以消除周边硬化区。重级工作制吊车梁受拉翼缘或吊车桁架受拉弦杆的边缘应尽量采用轧制边、切割后刨边或自动精密气割边；中级工作制吊车梁也至少采用自动或半自动气割边（并符合一级质量标准）。

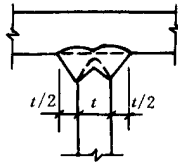


图 3-8-41 焊透的 T 形连接焊缝

焊接对结构疲劳性能有很大的影响，尤其对吊车桁架更为显著。因此，对重级工作制和起重量 $\geq 50t$ 中级工作制吊车梁腹板与上翼缘的连接、以及吊车桁架中节点板与上弦杆的连接，应采用焊透的 T 形对接焊缝（图 3-8-41），焊缝质量不低于二级焊缝标准。强调重视这个焊缝是由于该部位的受力情况比较复杂：同时承受竖向和水平荷载引起的弯曲应力，还有剪应力、轮压引起的局部挤压应力，以及由于水平荷载和轨道偏心、卡轨等引起的扭转应力等。吊车梁的工地拼接宜采用摩擦型高强度螺栓。重级工作制吊车梁上翼缘与制动桁架的连接应采用摩擦型高强度螺栓连接；与制动梁腹板的连接宜采用摩擦型高强度螺栓或双面连续角焊缝的搭接。

疲劳现象在结构的受拉区特别敏感。因此，吊车梁的受拉翼缘或吊车桁架的受拉弦杆除与腹板或桁架节点板焊接外，不应焊接其它任何零件，该处与支撑的连接也不宜用

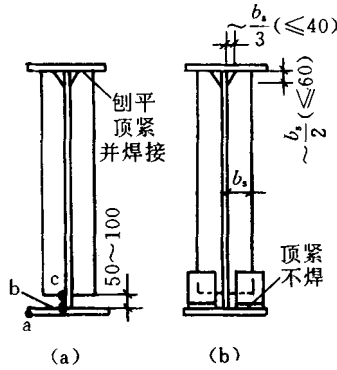


图 3-8-42 吊车梁的横向加劲肋

焊接。另外，中间横向加劲肋的下端不应与受拉翼缘焊接，一般在距受拉翼缘 50 ~ 100mm 处断开（图 3-8-42a），并且焊接时不宜在加劲肋下端起落弧；有时为了提高梁的抗扭刚度，加劲肋下端可另加焊短角钢顶紧受拉翼缘（图 3-8-42b），而变高度梁下翼缘转折处的横向加劲肋则一般都应采用这种加焊短角钢顶紧下翼缘的方案。横向加劲肋上端应与上翼缘刨平顶紧，并予焊接。

焊接吊车桁架应符合下列要求：在桁架节点处，腹杆与弦杆间的间隙 a 不宜 $< 50\text{mm}$ ；节点板的两侧边宜作成 $r \geq 60\text{mm}$ 的圆弧；节点板边缘与腹杆轴线的夹角 θ 应 $\geq 30^\circ$ （图 3-8-43）；节点板与角钢弦杆的连接焊缝，起落弧点应至少缩进 5mm（图 3-8-43）。

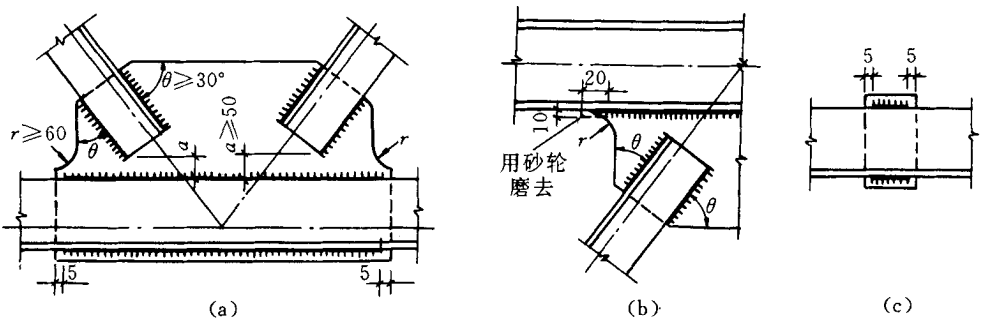


图 3-8-43 吊车桁架节点

节点板与工字钢弦杆的 T 形连接焊缝应予焊透（图 3-8-41），圆弧处不得有起落缺陷，其中重级工作制吊车桁架的圆弧处应予打磨，使之与弦杆平缓过渡（图 3-8-43b）。

杆件的填板当用焊缝连接时，焊缝起落弧点应缩进至少 5mm（图 3-8-43c）；重级工作制吊车桁架杆件的填板应采用摩擦型高强度螺栓连接。

（二）疲劳强度计算

钢结构设计规范 GBJ 18-87 规定，对重级工作制吊车梁和重级、中级工作制吊车

桁架的应力循环中出现拉应力的部位应进行疲劳强度计算。计算时按 1 台吊车荷载的标准值 (不乘分项系数和动力系数), 应力按弹性状态计算。式 (见第二章第四节) 如下:

$$\alpha_f \Delta \sigma \leq [\sigma]_{\times 10^6} \quad (3-8-23)$$

其中中载效应的等效系数 α_f 取 1.0 (重级工作制硬钩吊车)、0.8 (重级工作制软钩吊车) 或 0.5 (中级工作制吊车); $[\Delta \sigma]_{\times 10^6}$ 为循环次数 $n = 2 \times 10^6$ 次的容许应力幅。

对简支实腹吊车梁, 由于不发生应力的正负反复, 故最小应力 σ_{\min} 是恒荷载 (标准值) 应力, 最大应力 σ_{\max} 是恒荷载应力加活荷载 (一台吊车荷载标准值) 应力。因此, 疲劳计算时不必求恒荷载应力 σ_{\min} , 而可直接求活荷载应力即为 $\Delta \sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ 。只需对截面受拉部分特别是受孔洞、切割、焊接等影响部分的主体金属以及连接进行疲劳计算, 主要如下 (参见附录七表 7-1):

(1) 受拉翼缘最大拉应力处主体金属 (图 3-8-42a 的 a 点) —— 受拉翼缘缘无孔洞、截面变化和焊缝等应力集中情况时按类别 1 (两侧为轧制边或刨边) 或 2 (符合一级质量标准的自动或半自动切割边); 高强度螺栓连接处按类别 2、普通螺栓和虚孔处按类别 3; 横向对接焊缝处按类别 2 (焊缝经加工、磨平及无损检验符合一级标准) 或 3 (焊缝经检验、外观尺寸符合一级标准); 厚度或宽度变化处横向对接焊缝附近按类别 2 (厚度或宽度变化斜率 $\leq 1:4$ 及焊缝加工成平滑过渡并经无损检验符合一级标准)。

(2) 受拉翼缘连接焊缝处主体金属 (图 3-8-42a 的 b 点) —— 焊缝质量经无损检验符合二级标准时按类别 2 (自动焊) 或 3 (手工焊)。

(3) 横向加劲肋下端处腹板主体金属 (图 3-8-42a 的 c 点) —— 按类别 4 (肋端不断弧, 即采用回焊) 或 5 (肋端断弧, 一般不宜用)。

(4) 下翼缘角焊缝, 支座加劲肋与腹板的连接角焊缝 —— 按 $\Delta \tau_f$ 计算, 类别 8。

五、焊接实腹吊车梁的截面选择

焊接实腹吊车梁的截面选择方法与一般梁基本相同, 见第六章第七节, 现只按简支吊车梁叙述其特点。吊车梁除在轮压下竖向受弯外, 还在横向制动力作用下水平受弯。初选截面时可只考虑竖向受弯而把强度设计值乘以 0.85 ~ 0.9。

(一) 强度计算

吊车梁上翼缘按下式计算强度 (参见图 9-30):

$$\left. \begin{array}{l} \text{无制动结构时:} \\ \text{设制动梁时:} \\ \text{设制动桁架时:} \end{array} \right\} \sigma = \frac{M_x}{W_{nx}} + \frac{M_y}{W'_{ny}} \leq f \quad (3-8-24)$$

$$\sigma = \frac{M_x}{W_{nx}} + \frac{M'_y}{W'_{ny}} + \frac{N_T}{A'_n} \leq f$$

式中 W'_{ny} 为吊车梁上翼缘截面对其中和轴 Y' 轴的净截面抵抗矩; W_{ny1} 为吊车梁上

翼缘与制动梁组合截面按吊车梁上翼缘确定的对其组合中和轴 Y_1 轴的净截面抵抗矩； A'_n 为吊车梁上翼缘的净截面面积； N_T 为制动桁架弦杆的最大内力（轴心压力）； $M'_y = T_{1y}d/3$ 为制动桁架节间内的吊车梁上翼缘水平局部弯矩（图 3-8-40）；其余符号同一般梁。

下翼缘拉应力 σ 、腹板剪应力 τ ，以及腹板顶端处由于轮压引起的局部压应力 σ_c 仅按竖向荷载计算；还应计算腹板顶端处由 σ 、 σ_c 、 τ 产生的折算应力 σ_{eq} ，均与一般梁相同。

（二）整体稳定计算

有制动结构的吊车梁，不必计算整体稳定。无制动结构的吊车梁，可近似按下式计算：

$$\sigma = \frac{M_x}{\psi_b W_x} + \frac{M_y}{W'_y} \leq f \quad (3-8-25)$$

式中 W_x 、 W'_y 的意义同式（3-8-24）中的 W_{nx} 、 W'_{ny} ，但按毛截面。

（三）疲劳计算

见本节四（二）。

（四）刚度计算

吊车梁的竖向挠度可近似按下式计算（按荷载标准值，不乘分项系数和动力系数）：

$$\frac{\omega}{l} = \frac{M_{x \max} k l}{10EI_x} \leq \left[\frac{\omega}{l} \right] \quad (3-8-26)$$

重级工作吊车梁的制动结构，尚应计算其在 1 台吊车标准荷载下的水平挠度。对制动梁可近似按下式计算：

$$\frac{u}{l} = \frac{M_{y \max} k l}{10EI_{y1}} \leq \left[\frac{u}{l} \right] = \frac{1}{2200} \quad (3-8-27)$$

六、吊车梁、制动梁与柱的连接

吊车梁端部通过垫板支承于柱的吊车平台或牛腿，并用构造 C 级（粗制）螺栓固定位置。支承方式应尽量减小吊车梁压力（支座反力）的纵向偏心，通常用突缘连接，突缘支座板下端刨平顶紧（图 3-8-44a）。如支承肋不下伸，则支承处宜放一中心垫板以减小偏心（图 3-8-44b）。图 3-8-44c、d 的做法偏心较大，只用在吊车荷载较小时。在下段柱柱间支撑节间处，吊车梁与柱的连接应能传递纵向水平力（吊车纵向水平制动力和风荷载等）；图 3-8-44a、d 虚线为构造示例，一般采用高强度螺栓或精制螺栓。

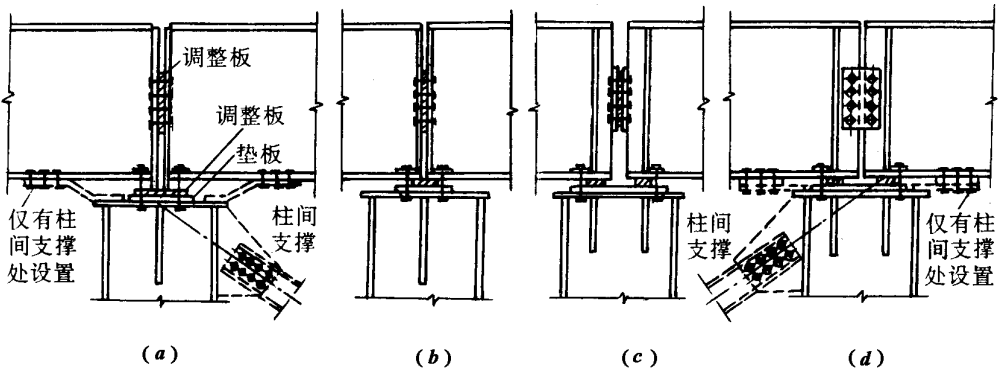


图 3-8-44 吊车梁在柱上的支承

吊车梁支座下与垫板之间可设调整板（图 3-8-44），应根据安装条件和荷载情况确定是否需要设置，当设置时厚度常用 10~16mm。调整板和垫板应按吊车梁支座宽度逐层酌量加宽加长，以便俯焊。

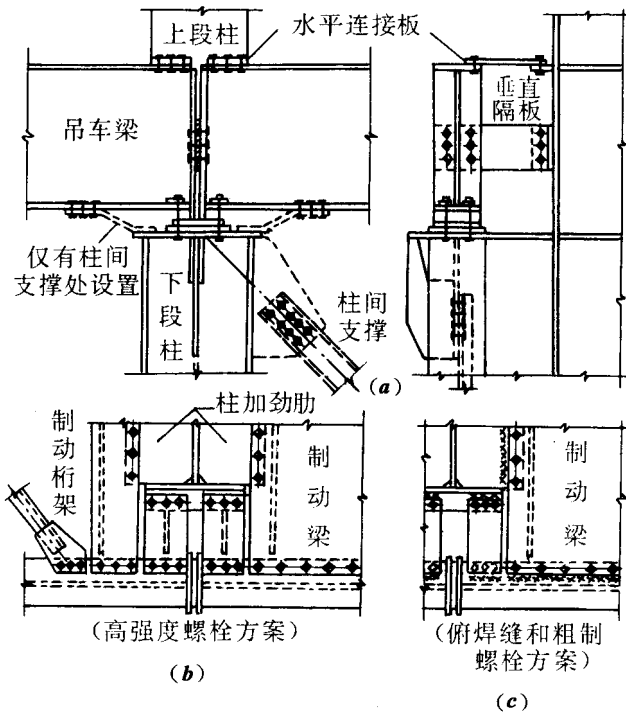


图 3-8-45 吊车梁、制动结构和柱的相互连接

吊车梁端部与柱的连接中，起支承作用的梁底连接是主要部分；此外还对梁顶上翼缘和制动结构部分及腹板部分作连接，以保证梁端的刚度、稳定和整体性，并传递横向水平荷载和防止扭转。设计时应使这些连接具有足够的强度和刚度，但其构造应适应尽

量减少由于吊车梁弯曲变形而在连接处产生附加应力。

吊车梁上翼缘、制动结构和柱的相互连接容易发生局部疲劳损坏，尤其当吊车为重级工作制或硬钩时，设计中应予重视。采用摩擦型高强度螺栓连接能提高其耐疲劳性能。

吊车梁上翼缘与柱的连接一般通过连接板，按全部横向水平反力设计。连接方法可为摩擦型高强度螺栓连接（图 3-8-45a、b）或焊缝连接（图 3-8-45c），有时也可采用铰板连接（图 3-8-46）。高强度螺栓常用 M20~24，耐疲劳性能较好，对重级工作制吊车梁宜优先采用。焊缝连接宜用双面角焊缝的搭接，并可适当设置安装 C 级螺栓；一般用在轻、中级工作制或起重量较小重级工作制的吊车梁。铰板连接也用在轻、中级工作制吊车梁；铰栓直径常用 $\phi 36 \sim 80\text{mm}$ ，按 A、B 级（精制）螺栓要求。

吊车梁腹板与柱间一般可不连接，但相邻吊车梁间应在梁端中部互相连接（图 3-8-44）。对起重量或梁端高度较大的吊车梁以及需要提高梁端抗扭刚度时，则可在梁端下部或中部增设与柱连接的垂直隔板（图 3-8-45a 右图），用高强度螺栓或焊缝连接。

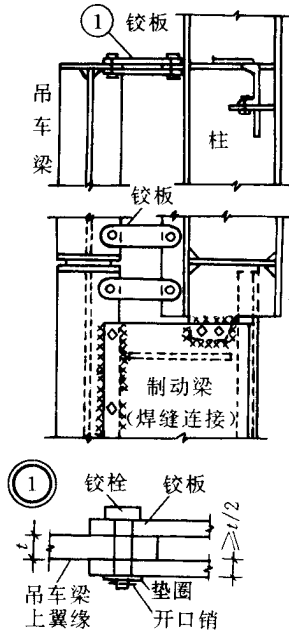


图 3-8-46 吊车梁上翼缘与柱的铰板连接

吊车梁上翼缘与制动结构的连接和与柱的连接相仿，可对应采用摩擦型高强度螺栓或有安装螺栓的焊缝连接（图 3-8-45、3-8-46）。高强度螺栓（图 3-8-45b）常用 M16~22，对制动板因螺栓数目较多而使对孔麻烦，但其耐疲劳性能较好，对重级工作制吊车梁宜优先采用。焊缝连接宜用双面角焊缝搭接：对制动梁常用 $h_f = 6 \sim 8\text{mm}$ ，对制动桁架常用 $6 \sim 10\text{mm}$ ，俯焊部分全长连续焊，仰焊部分在离梁端 $0.5 \sim 1\text{m}$ 起可为断续焊缝（图 3-8-46）；对轻、中级工作制吊车梁的制动梁，也可采用沿全长的俯焊，而

仰焊缝用防松 C 级（粗制）螺栓代替（图 3-8-45c）防松螺栓不用作受剪，故其孔径可酌量放大，便于安装；防松螺栓还可防止吊车梁下挠时单面角焊缝由于板弯折而开裂。

制动梁腹板的端部应与上段柱所焊的伸出水平加劲肋搭接，相应也用高强度螺栓或焊缝相连（图 3-8-45、3-8-46）。当为制动桁架时，其端部可设置端横腹杆或一小段实腹腹板以作连接（图 3-8-46b 左方）。

第七节 普通厂房钢结构设计施工图集

一、钢结构安装准备工作

在钢结构安装准备阶段，需做好以下工作：

（一）编制钢结构工程的施工组织设计

其内容包括：计算钢结构构件和连接的数量；选择起重机械；确定流水程序；确定吊装方法；制定进度计划；确定劳动组织；规划钢构件堆场；确定质量标准、安全措施和特殊施工技术。

选择起重机械是钢结构安装的关键。起重机械的型号和数量必须满足钢构件的吊装要求和工期要求；如工业厂房面积大，宜采用自行式起重机械。对重型钢结构厂房，可选用 CC2000—30t 履带式起重机和 II—II 1495—100t 履带式起重机等。

在确定吊装流水程序时，首先要确定每台起重机械的工作内容和各台起重机械之间的相互配合。其内容深度，要达到关键构件反映到单件，竖向构件反映到柱列，屋面部分反映到节间。对重型钢结构厂房，柱子重量大，要分节吊装。

在确定吊装顺序时，要考虑安装构件方便和满足生产设备安装顺序。

（二）钢柱基础的准备

钢柱基础的顶面通常设计为一平面，通过地脚螺栓将钢柱与基础连成整体。施工时应注意保证基础标高及地脚螺栓位置的准确。

钢结构基础支承面、支座和地脚螺栓的偏差应符合有关规定。

为了保证地脚螺栓位置准确，施工时可用钢做固定架，将地脚螺栓安置在基础模板分开的固定架上，然后浇筑混凝土。为保证地脚螺栓不受损伤，应涂黄油并用套子套住。

为了保证基础顶面标高符合设计要求，可根据柱脚形式和施工条件，采用下面两种方法：

1. 一次浇筑法

将柱脚基础支承面混凝土一次浇筑到设计标高。为了保证支承面标高准确，首先将混凝土浇筑到比设计标高高约 20~30mm 处，然后在设计标高处用角钢或槽钢制导架，测出其标高，再以导架为依据用水泥砂浆精确找平到设计标高。采用一次浇筑法，可免除柱脚二次浇筑的工作，但要求钢柱制作尺寸十分准确，且要保证细石混凝土与下层混凝土的紧密粘接。

2. 二次浇筑法

柱脚支承面混凝土分两次浇筑到设计标高。第一次将混凝土浇筑到比设计标高高约 40~60mm，待混凝土达到一定强度后，放置钢垫板并精确校准钢垫板的标高，然后吊装钢柱。当钢柱校正后，在柱脚底板处浇细石混凝土。二次浇筑法虽然多了一道工序，但钢柱容易校正，故重型钢柱多采用此法。

（三）构件的检查及弹线

钢构件外形和几何尺寸正确，可以保证结构安装顺利进行。为此，在吊装之前应根据《钢结构工程施工及验收规范》中的有关的规定，仔细检验钢构件的外形和几何尺寸，如有超出规定的偏差，在吊装之前应设法消除。此外，为便于校正平面位置和垂直度、桁架和吊车梁的标高等，需在钢柱的底部和上部标出两个方向的轴线，在钢柱底部适当高度标出标高准线，同时要标出绑扎点的位置。

对不易辨别上下、左右的构件，还应在构件上加以注明，以免吊装时搞错。

（四）验算桁架的吊装稳定性

吊装桁架时，如果桁架上、下弦角钢的最小规格满足有关规定，则不论绑扎点在桁架的任何部位，桁架在吊装时都能保证稳定。

如果弦杆角钢的规格不符合有关规定，但通过计算选择适当的吊点（绑扎点）位置，仍然可能保证桁架的吊装稳定性。具体方法可参考有关文献。

二、起重机的选择

起重机的选择是吊装工程的重要问题，因为它关系到构件安装方法、起重机械开行路线与停机位置、构件平面布置等许多问题。

（一）起重机类型选择

结构安装用的起重机类型，主要根据厂房跨度、构件重量、安装高度以及施工现场条件和当地现有起重设备等确定。一般中小型厂房结构采用自行式起重机安装比较合理。当厂房结构的高度和跨度较大时，可选用塔式起重机安装屋盖结构。在缺乏自行式起重机的地方，可采用桅杆式起重机等安装。大跨度的重型工业厂房，往往需要结合设备安装同时考虑结构构件的安装问题，选用的起重机既要安装厂房的承重结构又要能完成设备的安装，所以多选用大型自行式起重机、重型塔式起重机、大型牵缆式桅杆起重

机等。对于重型构件，当一台起重机无法吊装时，也可用两台起重机抬吊。

（二）起重机型号及起重臂长度选择

起重机的类型确定之后，还需要进一步选择起重机的型号及起重臂的长度。所选起重机的三个工作参数：起重量、起重高度、起重半径应满足结构吊装的要求。

（三）起重机数量的确定

所需起重机数量，应根据工程量、工期、及起重机的台班产量定额而定。此外，在决定起重机数量时还应考虑到构件装卸、拼装和排放的工作量。

三、构件的吊装工艺

厂房钢结构构件，包括柱、吊车梁、屋架、天窗架、檩条、支撑及墙架等，构件的形式、尺寸、重量、安装标高都不同，应采用不同的起重机械、吊装方法，以达到经济合理。

（一）钢柱的吊装

1. 钢柱的吊升

工业厂房占地面积较大，通常用自行式起重机或塔式起重机吊装钢柱。钢柱的吊装方法与装配式钢筋混凝土柱子相似，亦为旋转吊装法和滑行吊装法。对重型钢柱可采用双机抬吊的方法进行吊装。起吊时，双机同时将钢柱吊起来，离地一定高度后暂停，使运输钢柱的平板车移去，然后双机同时提升回转刹车，由主机单独吊装，当钢柱吊装回直后，拆除辅机下吊点的绑扎钢丝绳，由主机单独将钢柱插入锚固螺栓固定。初校垂直度，偏差控制在 20mm 以内，方可松钩。

2. 钢柱的校正与固定

钢柱垂直度的偏差用经纬仪检验，如超过允许偏差，用螺旋千斤顶或油压千斤顶进行校正。在校正过程中，随时观察柱底部和标高控制块之间是否脱空，以防校正过程中造成水平标高的误差。

钢柱位置的校正，对于重型钢柱可用螺旋千斤顶加链条套环托座，沿水平方向顶校钢柱。此法在上海宝钢施工中首次采用，效果较理想，校正后的位移精度在 1mm 以内。

校正后为防止钢柱位移，在柱四边用 10mm 厚的钢板定位，并用电焊固定。钢柱复校后，再紧固锚固螺栓，并将承重块上下点焊固定，防止走动。

（二）吊车梁的吊装

在钢柱吊装完成后，即可吊装吊车梁。工业厂房内的吊车梁，根据起重设备的起重能力分为轻、中、重型三种。轻型重量只有几吨，重型的跨度大于 30m，重量可达 1000kN 以上。

钢吊车梁均为简支形式，两端之间留有 10mm 左右的空隙。梁的搁置处与牛腿之间留有空隙，设置钢板。梁与牛腿用螺栓连接，梁与制动架之间用高强度螺栓连接。

1. 吊装前注意事项

注意钢柱吊装后的位移和垂直度的偏差；实测吊车梁搁置处梁高制作的误差；认真做好临时标高垫块工作；严格控制定位轴线。

2. 钢吊车梁的吊装

吊装吊车梁常用自行式起重机，以履带式起重机应用最多。亦可用塔式起重机、桅杆式起重机等进行吊装。对重量很大的吊车，可用双机抬吊，特别巨大者可设置临时支架分段进行吊装。

3. 钢吊车梁的校正与固定

吊车梁的校正主要是标高、垂直度、轴线和跨距的校正。标高的校正可在屋盖吊装前进行，其他项目的校正宜在屋盖吊装完成后进行，因为屋盖的吊装可能引起钢柱变位。

检验吊车梁轴线的方法与钢筋混凝土吊车梁相同，可用通线法或平移轴线法。

吊车梁跨距的检验，用钢皮尺测量，跨度大的车间用弹簧秤拉测（一般为 100 ~ 200N），防止钢尺下垂，必要时对下垂值 Δ 应进行校正计算。

吊车梁标高校正，主要是对梁作竖向的移动，可用千斤顶或起重机等。轴线和跨距校正是对梁作水平方向的移动，可用撬棍、钢楔、花篮螺丝、千斤顶等。

吊车梁校正后，紧固连接螺栓，并将钢垫板用电焊固定。

（三）钢屋架的吊装和校正

钢屋架可用自行式起重机（尤其是履带式起重机）、塔式起重机和桅杆式起重机等进行吊装。由于屋架的跨度、重量和安装高度不同，宜选用不同的起重机械和吊装方法。钢屋架的测向刚度较差，对翻身扶直与吊装作业，必要时应绑扎几道杉杆，作为临时加固措施。屋架多作悬空吊装，为使屋架在吊起后不致发生摇摆，和其他构件碰撞，起吊前在屋架两端应绑扎溜绳，随吊随放松，以此保持其正确位置。屋架临时固定用临时螺栓和冲钉。

钢屋架的侧向稳定性较差，如果起重机械的起重量和起重臂长度允许时，最好经扩大拼装后进行组合吊装，即在地面上将两榀屋架及其上的天窗架、檩条、支撑等拼装成整体，一次进行吊装，这样不但提高吊装效率，也有利于保证其吊装稳定性。

钢屋架要检查校正其垂直度和弦杆的平直度。屋架的垂直度可用垂球检验，弦杆的平直度则可用拉紧的测绳进行检验。

钢屋架的最后固定，用电焊或高强度螺栓。

四、连接与固定

钢结构连接通常有焊接、铆接和螺栓连接。螺栓连接有普通螺栓和高强螺栓之分。

高强螺栓又有大六角头高强螺栓和扭剪型高强螺栓。扭剪型高强螺栓具有施工简单，受力好，可拆换，耐疲劳，能承受动力荷载，可目视判定是否终拧，不易漏拧，安全度高等优点。

（一）高强螺栓连接副

根据国家标准 GB3633—83，钢结构用扭剪型螺栓连接副，包括一个螺栓、一个螺母和一个垫圈。

高强螺栓一般采用 20MnTiB 钢制作，螺母用 15MnVB 或 35 号钢制作，垫圈用 45 号钢制作。

（二）施工工艺

1. 摩擦面处理

高强螺栓连接，必须对构件摩擦面进行加工处理。在制造厂进行处理可用喷砂、喷（抛）丸、酸洗或砂轮打磨。处理好的摩擦面应有保护措施，不得涂油漆或污损。制造厂处理好的摩擦面，安装前应逐组复检摩擦系数，合格后方可安装，摩擦系数应符合设计要求。

2. 连接板安装

连接板不能有挠曲变形，否则应矫正后才能使用。

高强螺栓板面接触应平整，对因被连接构件的厚度不同，或制作和安装偏差等原因造成连接面之间的间隙，应按如下方法进行处理：间隙 $d \leq 1.0\text{mm}$ ，可不作处理； $d = 1.0 \sim 3.0\text{mm}$ ，将厚板一侧磨成 1:10 的缓坡，使间隙小于 1.0mm； $d > 3.0\text{mm}$ ，应加放垫板，垫板上下摩擦面的处理与构件相同。

3. 高强螺栓连接

安装要求

选用的高强螺栓的形式、规格应符合设计要求，高强螺栓连接副的扭矩系数试验或预拉力复验合格。选用螺栓长度应考虑构件的被连接厚度、螺母厚度、垫圈厚度和紧固后要露出三扣螺纹的余长。

高强螺栓在运输、保管和使用过程中，要防止锈蚀、沾污和碰伤螺纹等可能导致扭矩系数变化的情况发生。高强螺栓连接副（即高强螺栓带有配套的螺母和垫圈），应在同一包装箱中配套使用。施工有剩余时，必须按批号分别存放，不得混放混用。

高强螺栓连接面摩擦系数试验结果符合设计要求，构件连接面与试件连接面状态相同。构件连接面表面不得涂油漆、没有油污、氧比铁皮（黑皮）、毛刺和飞边，没有目视明显的凹凸不平和翘曲。组装前用细钢丝刷清除浮锈和灰尘。

安装方法

高强螺栓接头组装时应用冲钉和临时螺栓连接。临时螺栓的数量为接头上螺栓总数的 1/3，并不少于两个，冲钉使用数量不宜超过临时螺栓数量的 30%。

安装冲钉时不得因强行击打而使螺孔变形造成飞边。

严禁使用高强螺栓代替临时螺栓，以防因损伤螺纹造成扭矩系数增大。

对错位的螺栓孔应用铰刀或粗锉刀对其进行处理规整，处理时应先紧固临时螺栓至板叠间无间隙，以防切屑落入。严禁用火焰切割整理栓孔。

结构应在临时螺栓连接状态下进行安装精度校正。

结构安装精度调整达到标准规定后才可安装高强螺栓。首先安装接头中那些未装临时螺栓和冲钉的螺孔，螺栓应能自由垂直穿入螺孔（螺栓不得受剪），穿入方向应该一致。

在这些装上的高强螺栓使用普通扳手充分拧紧后，再逐个用高强螺栓环下冲钉和普通螺栓。

整个安装高强螺栓的操作过程，应保持连接面和螺栓连接副处于干燥状态，不得在雨中作业。连接副的表面如果涂有过多的润滑剂或防锈剂，应使用干净而又牢固的布，轻轻揩拭掉多余的涂脂，防止其安装后流到连接面中，且忌用清洗剂清洗，避免造成扭矩系数变化。

4. 高强螺栓的紧固

为使每个螺栓的预拉力均匀相等，高强螺栓的紧固至少分两次进行。第一次为初拧，第二次为终拧。对大型高强螺栓接头，必要时亦分为初拧、复拧、终拧。

高强螺栓的初拧、复拧、终拧在同一天内完成。螺栓拧紧按一定顺序进行，一般应由螺栓群中央顺序向外拧紧。

5. 高强螺栓连接副的施工质量检验与验收

扭剪型高强螺栓终拧检查，用专用扳手拧紧时，以目测尾部梅花头拧断为合格。对于不能用专用扳手拧紧的高强螺栓，则按大六角头高强螺栓检查方法检查。

如有不符合规定的，应再扩大检查 10%，如仍有不合格者，则整个节点的高强螺栓应重新拧紧。扭矩检查应在终拧 1h 以后、24h 之前完成。

在高空进行高强螺栓的紧固，要遵守登高作业的安全注意事项。拧掉的高强螺栓尾部应随时放入工具袋内，严禁随便抛落。

五、安装工程安全技术

（一）防止起重机倾翻措施

（1）起重机的行驶道路必须平整坚实，地下坑穴和松软土层要进行处理。如土质松软需铺设道木或路基箱。起重机不得停置在斜坡上工作，也不允许起重机两个履带一高一低。当起重机通过墙基或地梁时，应在墙基两侧铺垫道木或石子，以免起重机直接碾压在墙基或地梁上。

（2）应尽量避免超载吊装。但在某些特殊情况下难以避免时，应采取措施，如：在起重机起重臂上拉缆绳或在尾部增加平衡重等。起重机增加平衡重后，卸载或空载时，

起重臂必须落到与水平线夹角 60° 以内。在操作时应缓慢进行。

(3) 禁止斜吊。这里讲的斜吊,是指所要起吊的重物不在起重机起重臂顶的正下方,因而当将捆绑重物的吊索挂上吊钩后,吊钩滑车组不与地面垂直,而与水平线成一个夹角。斜吊会造成超负荷及钢丝绳出槽,甚至发生绳索被拉断。斜吊还会使重物在离开地面后发生快速摆动,可能碰伤人或其他物体。

(4) 应尽量避免满负荷行驶,如需作短距离负荷行驶,只能将构件吊离地面 30cm 左右,且要慢行,并将构件转至起重机的前方,拉好溜绳,控制构件摆动。

(5) 双机抬吊时,要根据起重机的起重能力进行合理的负荷分配,并在操作时要统一指挥,互相密切配合。在整个抬吊过程中,两台起重机的吊钩滑车组均应基本保持垂直状态。

(6) 不吊重量不明的重大的构件设备。

(7) 禁止在六级风的情况下进行吊装作业。

(8) 绑扎构件的吊索需经过计算,绑扎方法应正确牢靠。所有起重工具应定期检查。

(9) 指挥人员应使用统一指挥信号,信号要鲜明、准确。起重机驾驶人员应听从指挥。

(二) 防止高空坠落措施

(1) 操作人员进行高空作业时,必须正确使用安全带。安全带一般应高挂低用,即将安全带绳端的钩环挂于高处,而人在低处操作。

(2) 在高空使用撬杠时,人要立稳,如附近有脚手架或已安装好构件,应一手扶住,一手操作。撬杠插进深度要适宜,如果撬动距离较大,则应逐步撬动,不宜急于求成。

(3) 工人如需在高空作业时,应尽可能搭设临时操作台。操作台为工具式,拆装方便,自重轻,宽度为 $0.8 \sim 1.0\text{m}$,临时以角钢夹板在柱上部,低于安装位置 $1 \sim 1.2\text{m}$,工人在上面进行屋架的校正与焊接工作。

(4) 如需在悬空的屋架上弦行走时,应在其上设置安全栏杆。

(5) 在雨期或冬期里施工时,必须采取防滑措施。如:扫除构件上的冰雪;在屋架上捆绑麻袋,在屋面板上铺垫草袋等。

(6) 登高用的梯子必须牢固,使用时必须用绳子与已固定构件绑牢。梯子与地面的夹角一般以 $65^\circ \sim 70^\circ$ 为宜。

(7) 操作人员在脚手板上通行时,应思想集中,防止踏上挑头板。

(8) 安装有预留孔洞的楼板或屋面板时,应及时用木板盖严。

(9) 高空作业操作人员不得穿硬底皮鞋。

(三) 防止高空落物伤人措施

(1) 地面操作人员必须戴安全帽。

(2) 高空操作人员使用的工具、零配件等,应放在随身佩带的工具袋内,不可随意向下丢掷。

(3) 在高空用气割或电焊切割时,应采用措施,防止火花落下伤人。

(4) 地面操作人员,应尽量避免在高空作业面的正下方停留或通过,也不得在起重机的起重臂或正在吊装的构件下停留或通过。

(5) 构件安装后,必须检查连接质量,只有连接确实安全可靠,才能松钩或拆除临时固定工具。

(6) 吊装现场周围应设置临时栏杆,禁止非工作人员入内。

(四) 防止触电、氧气瓶爆炸措施

(1) 起重机从电线下行驶时,起重机吊杆最高点与电线之间保持的垂直距离应符合有关规定。起重机在电线近旁行驶时,起重机与电线之间应保持的水平距离亦应符合有关规定。

(2) 电焊机的电源线长度不宜超过 5m,并须架高。电焊机手把线的正常电压,在用交流电工作时为 60~80V,要求手把线质量良好,如有破皮情况,必须及时用胶布严密包扎。电焊机的外壳应该接地。

(3) 使用塔式起重机或长起重机(指 15m 以上)等其他类型起重机时,应有避雷防触电设施。

(4) 搬运氧气瓶时,必须采取防震措施,绝不可向地上猛摔。

(5) 氧气瓶不应放在阳光下暴晒,更不可接近火源。冬期如果瓶的阀门发生冻结时,应用干净的抹布将阀门烫热,不可用火熏烤。还要防止机械油落到氧气瓶上。

(6) 乙炔发生器放置地点距火电源应在 10m 以上。如高空有电焊作业时,乙炔发生器不应放在下风向。

(7) 电石桶应存放在干燥的房间,并在桶下加垫,以防桶底锈蚀腐烂,使水分进入电石桶而产生乙炔。打开电石桶时,应使用不会发生火花的工具(如铜凿)。

六、普通厂房钢结构设计施工图集

普通厂房钢结构设计施工图集见图 3-8-47~3-8-112。

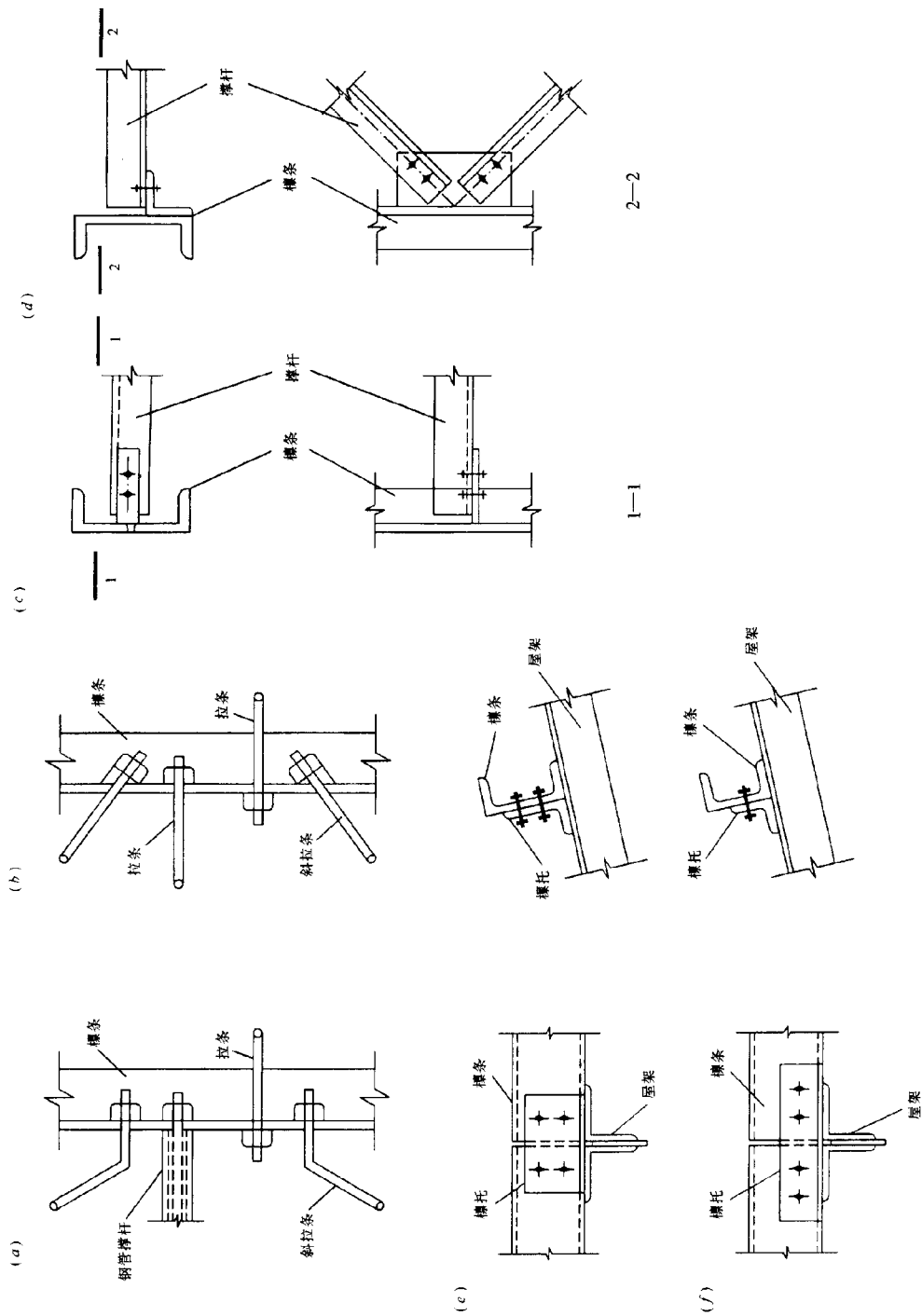
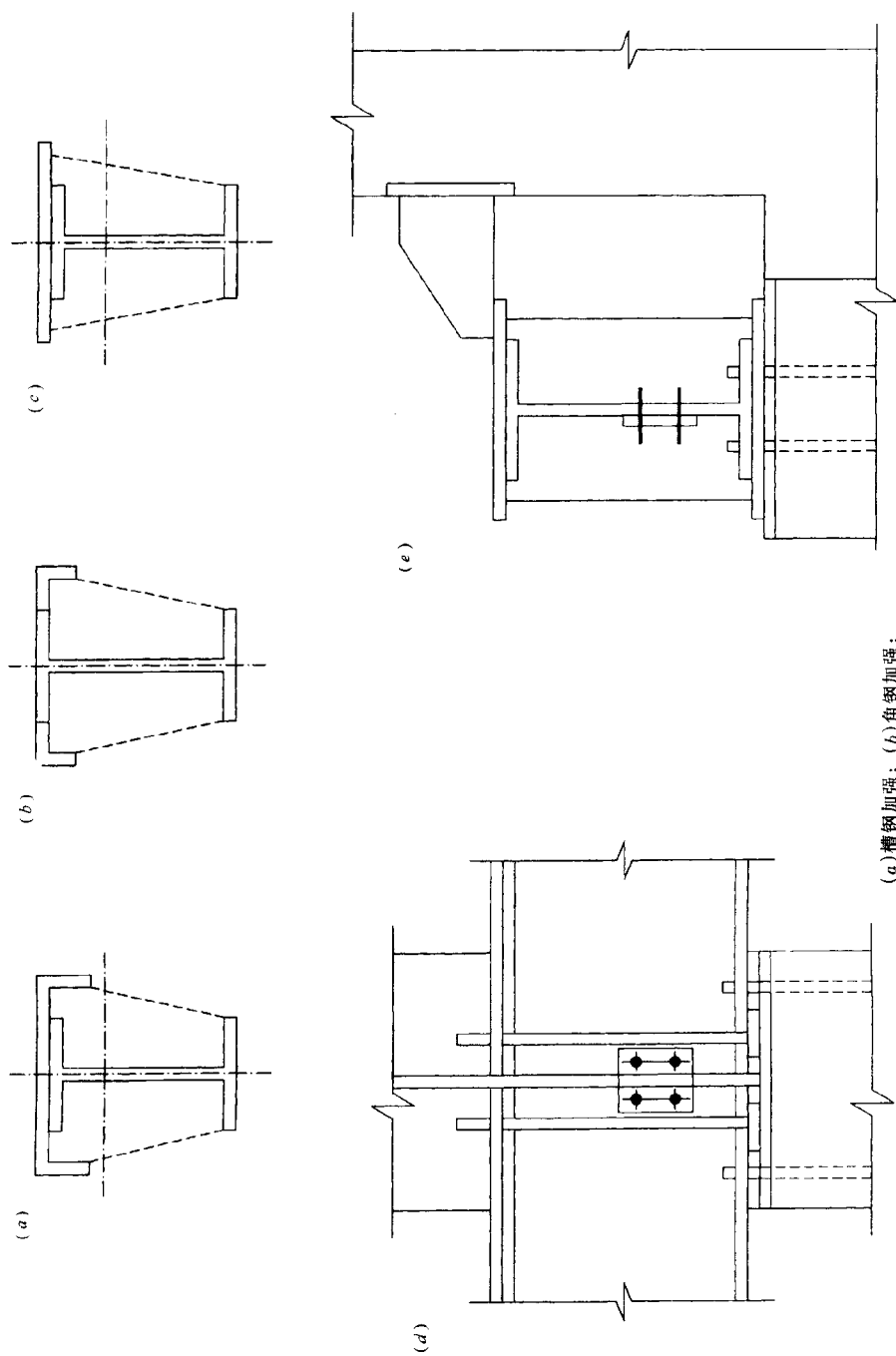


图 3-8-47 檩条与拉条、撑杆、屋架的连接



(a)槽钢加强; (b)角钢加强;

(c)盖板加强;

(d)、(e)型钢吊车梁与柱的连接节点

图 3-8-48 型钢吊车梁

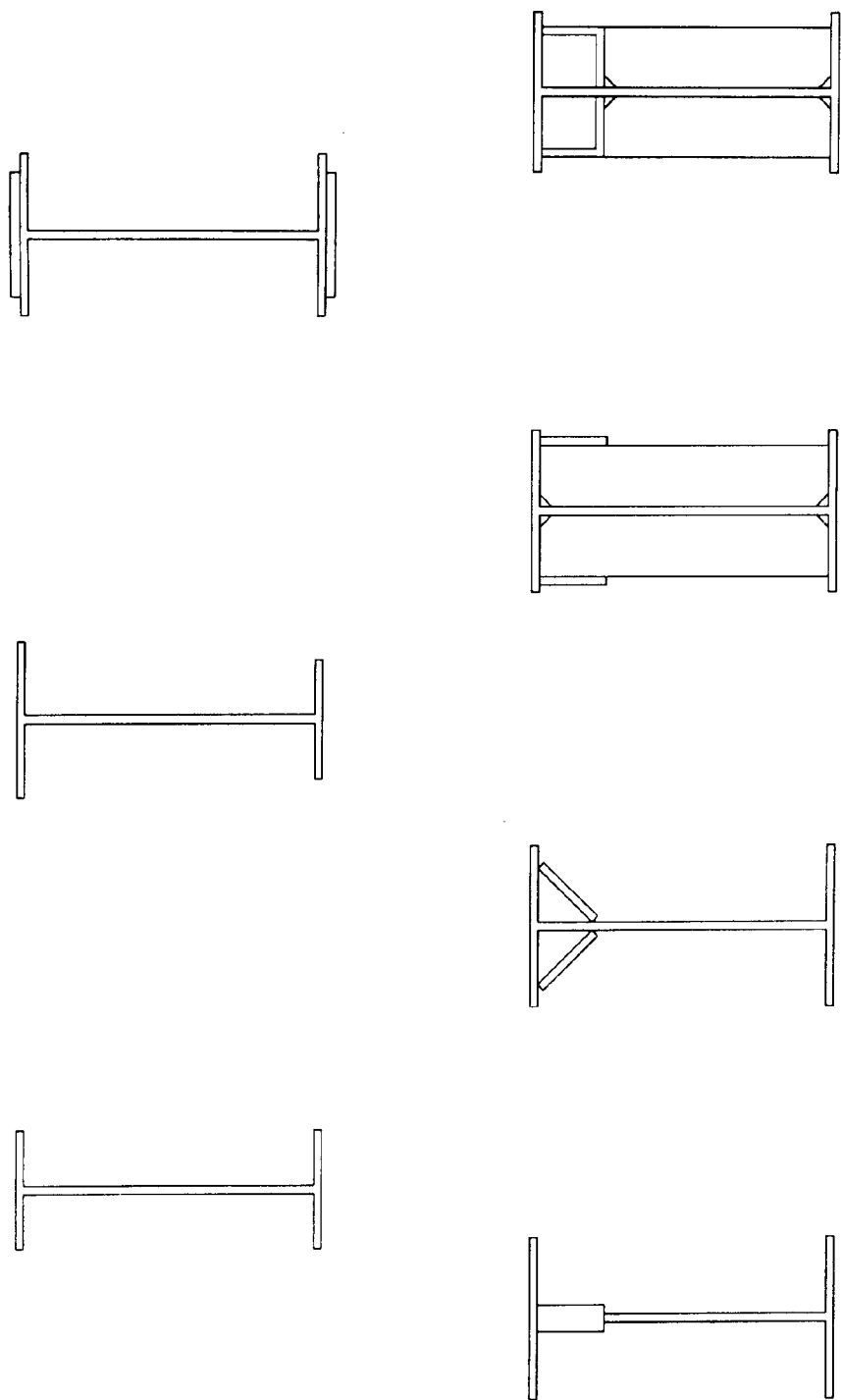


图 3-8-49 焊接工字形吊车梁截面

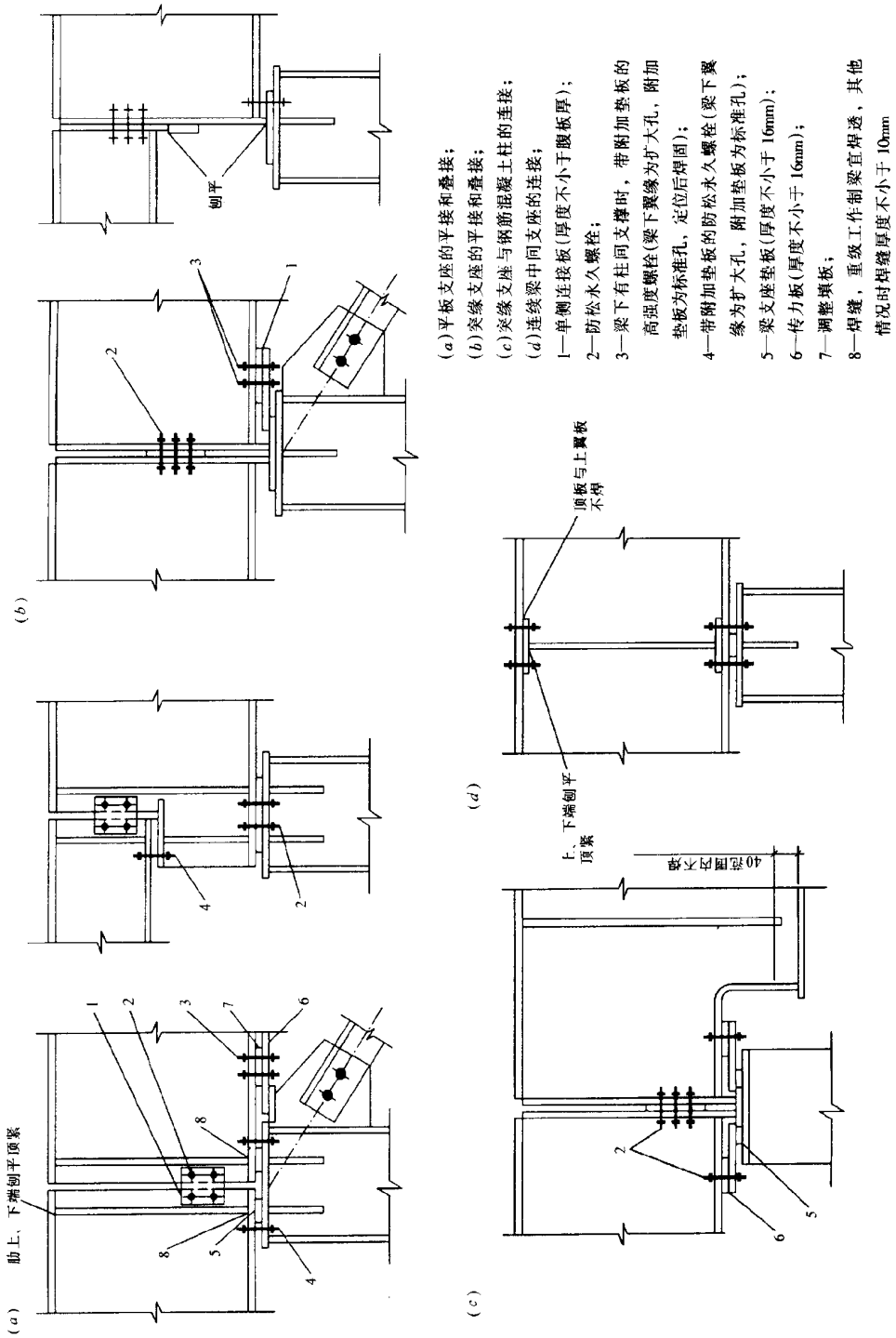
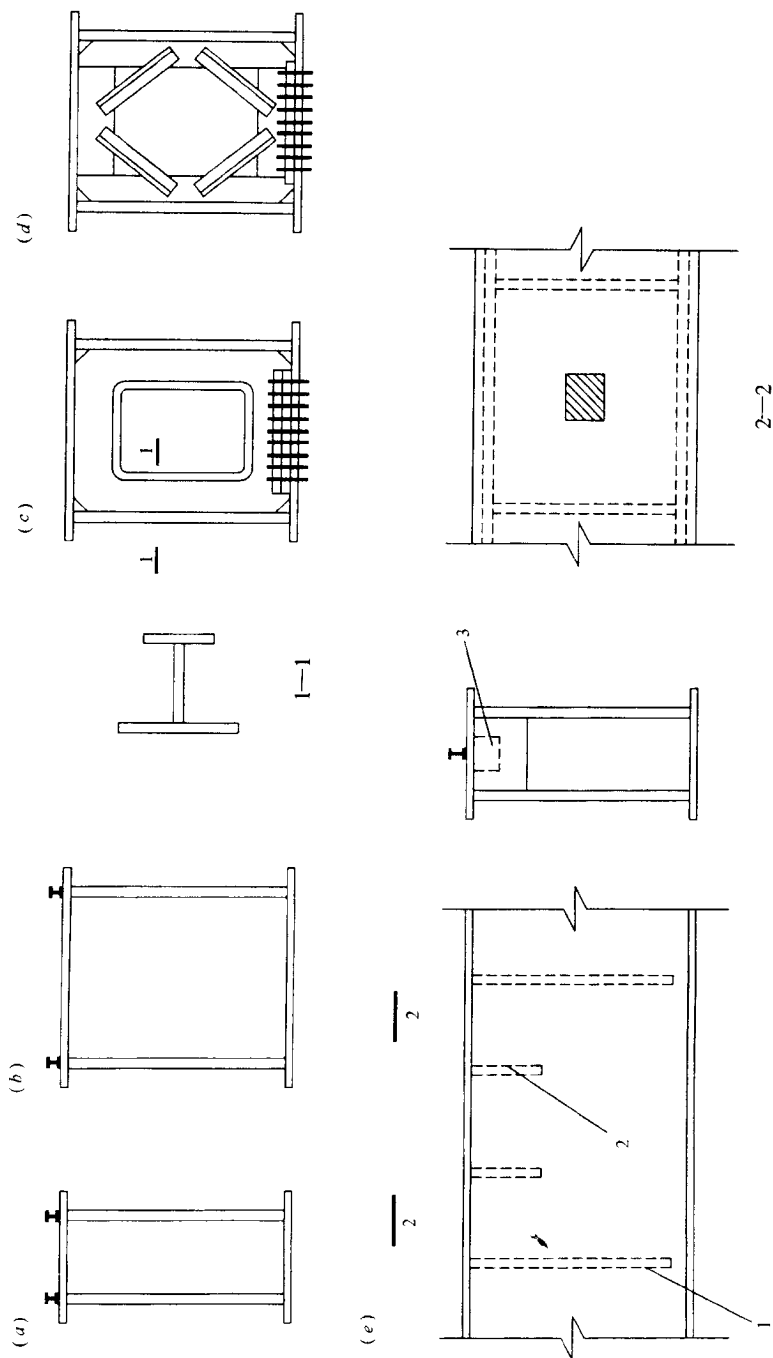
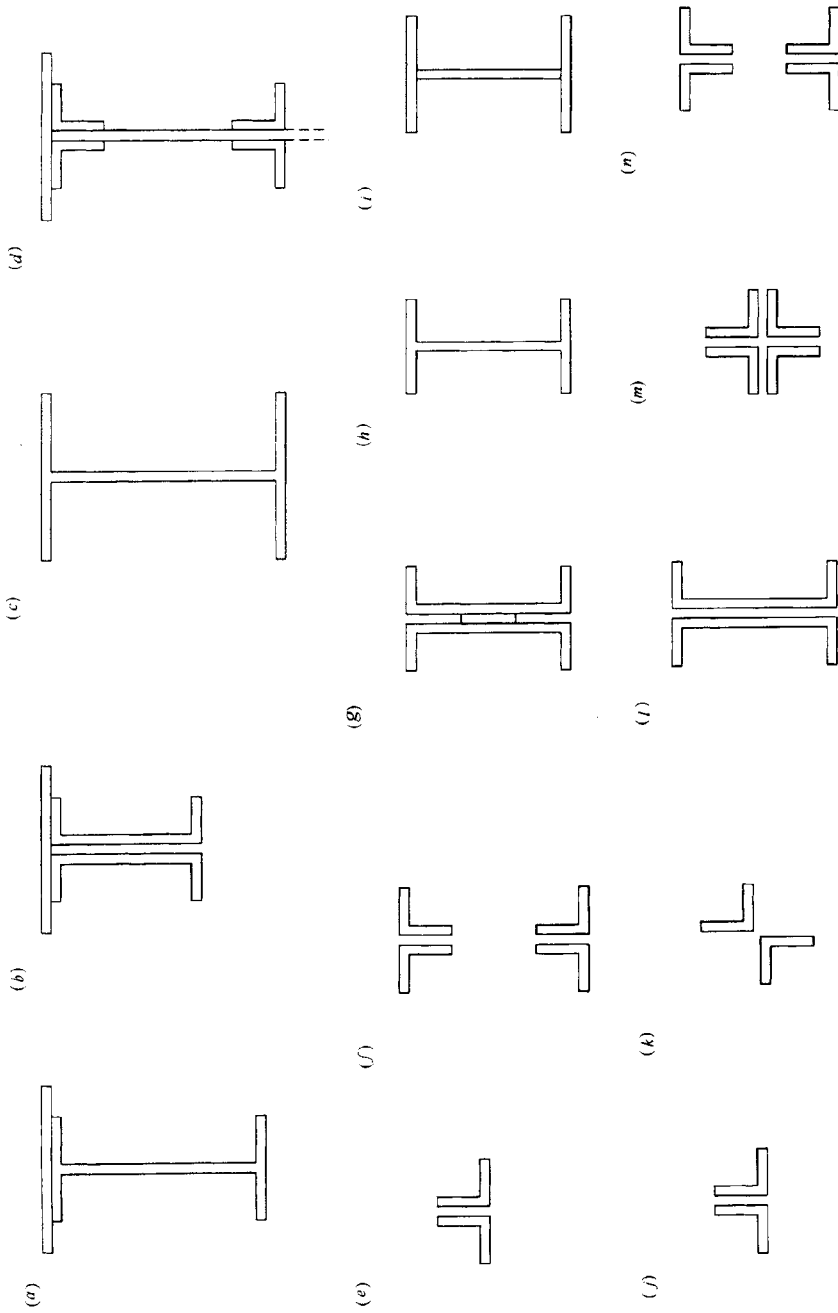


图 3-8-50 焊接工字形吊车梁的连接构造



(a)窄箱形梁; (b)宽箱形梁;
 (c)、(d)刚性横隔; (e)窄箱形梁上盖板构造
 1—横隔板加劲肋; 2—短加劲肋; 3—补强铁板

图 3-8-51 箱形吊车梁



(a)、(b)、(c)、(d)上弦杆的截面形式；
 (e)、(f)、(g)、(h)、(i)下弦杆的截面形式；
 (j)、(k)、(l)、(m)、(n)腹杆的截面形式

图 3-8-52 吊车桁架截面形式

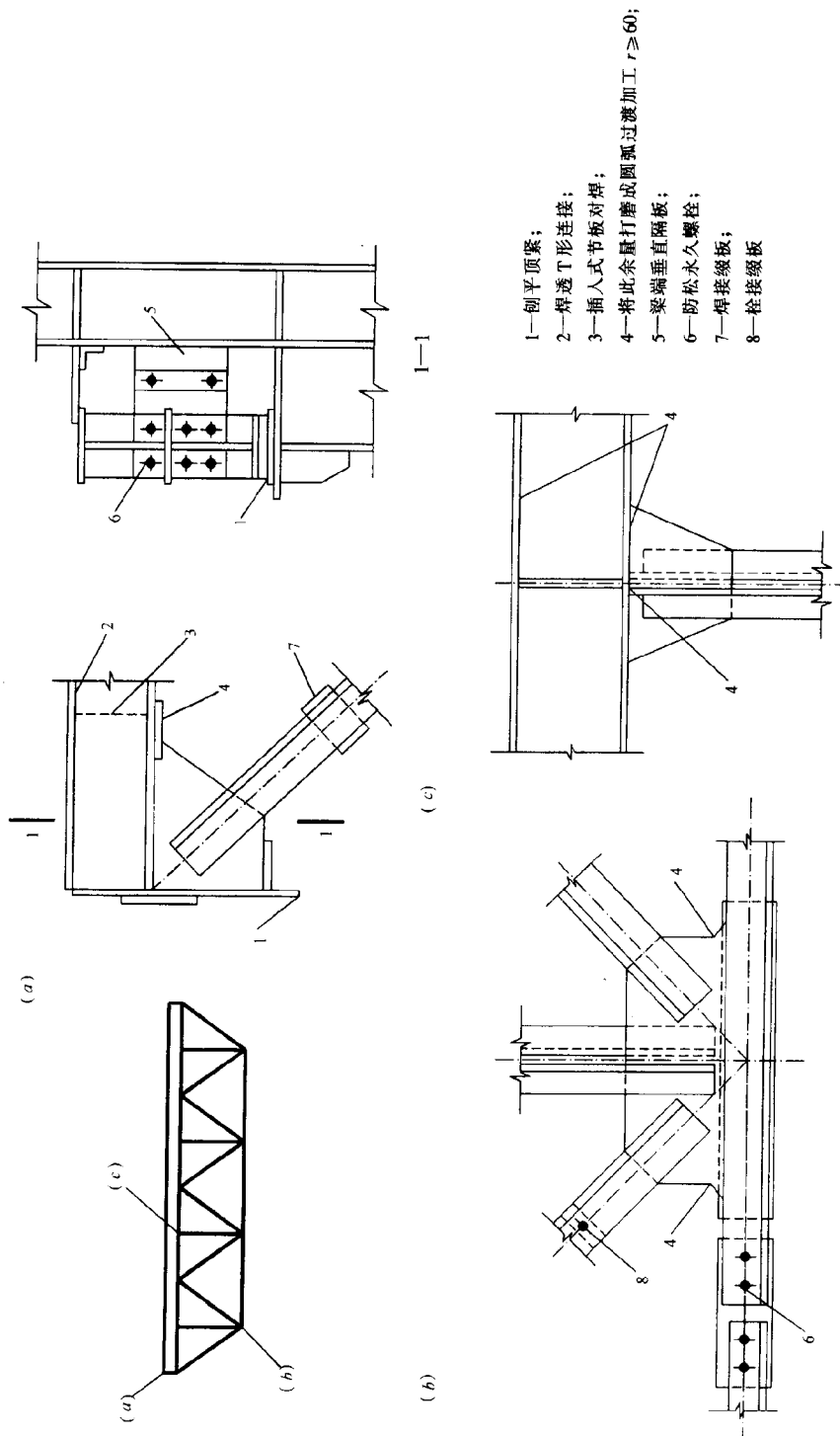


图 3-8-53 焊接吊车桁架的节点构造

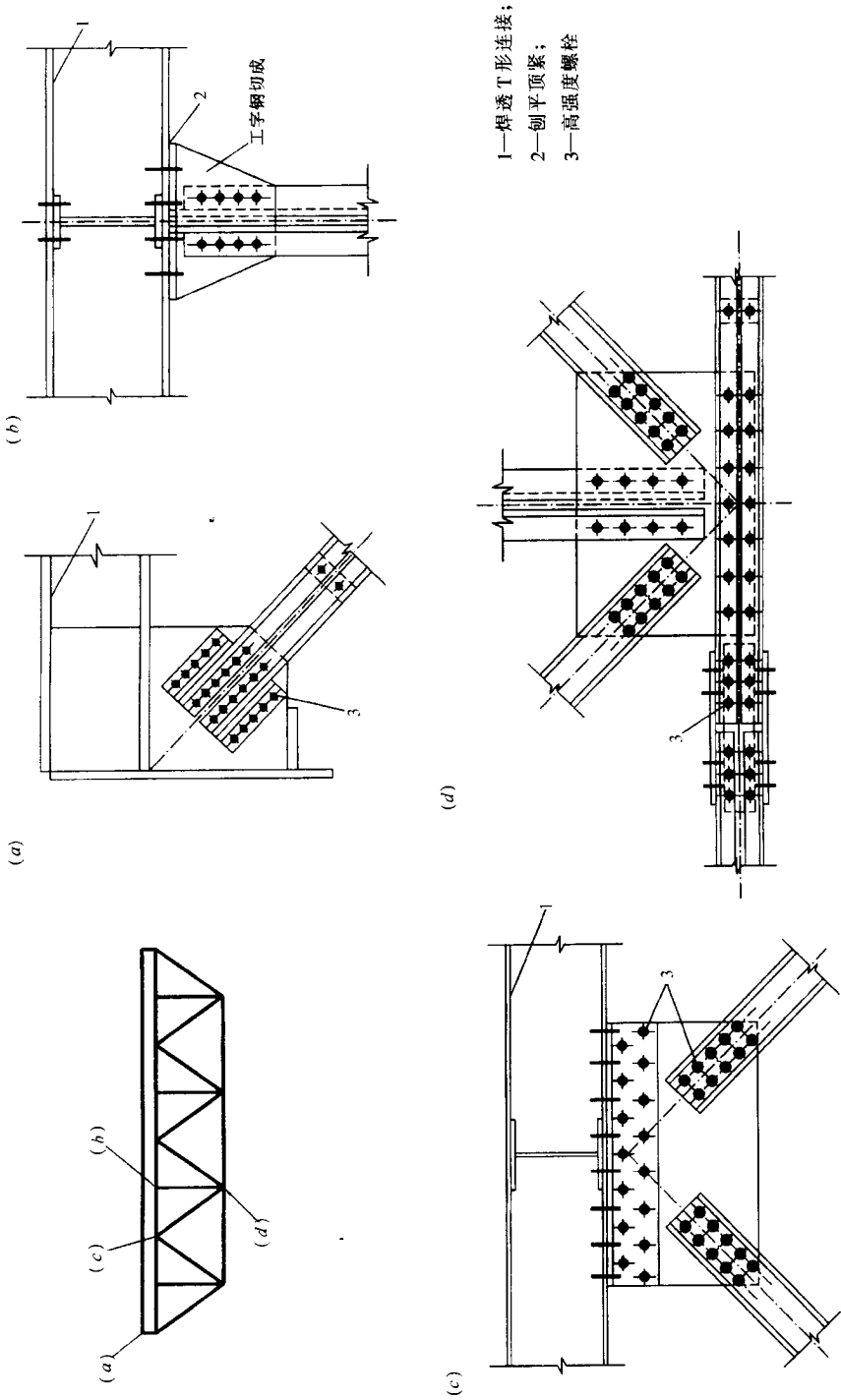
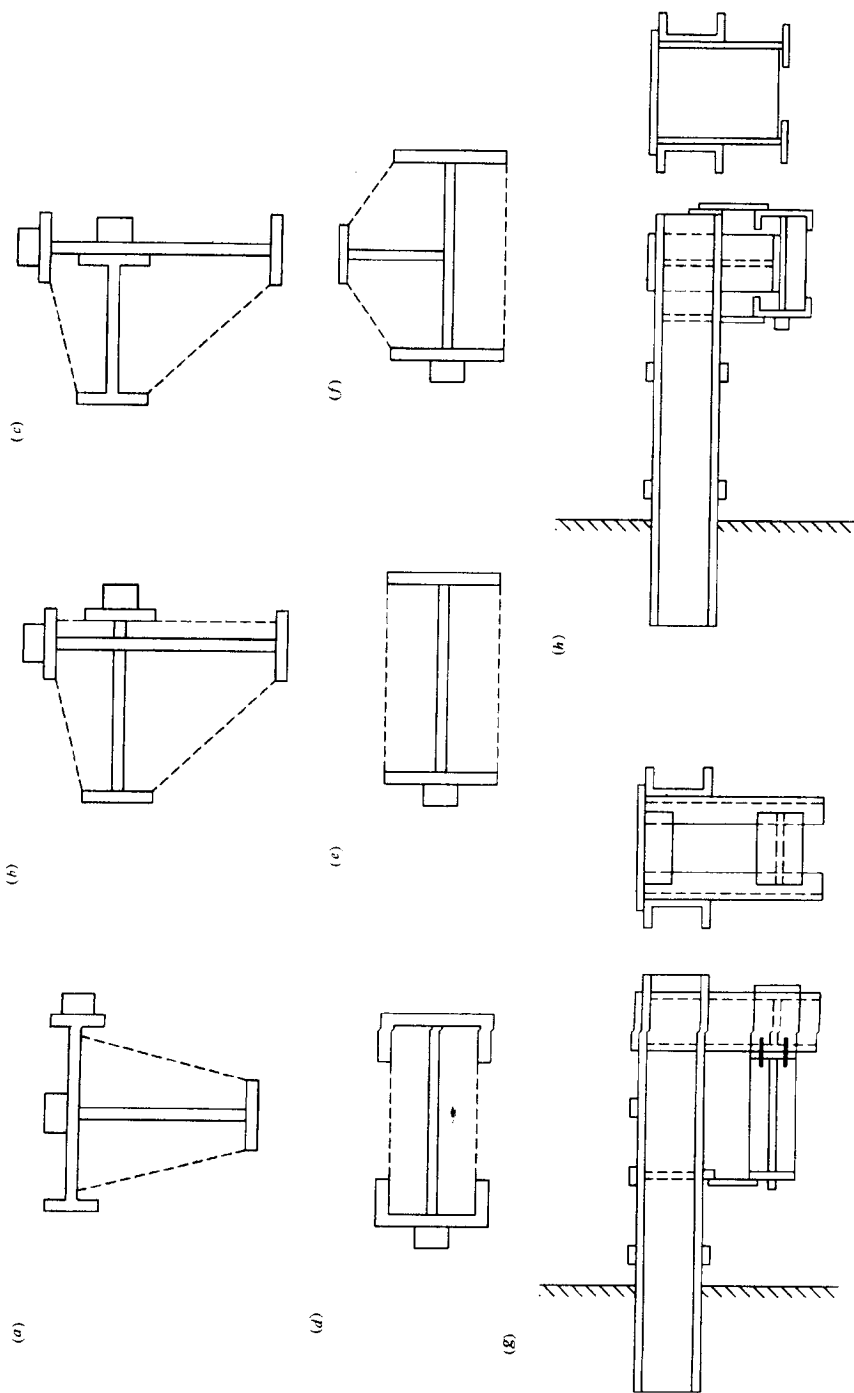
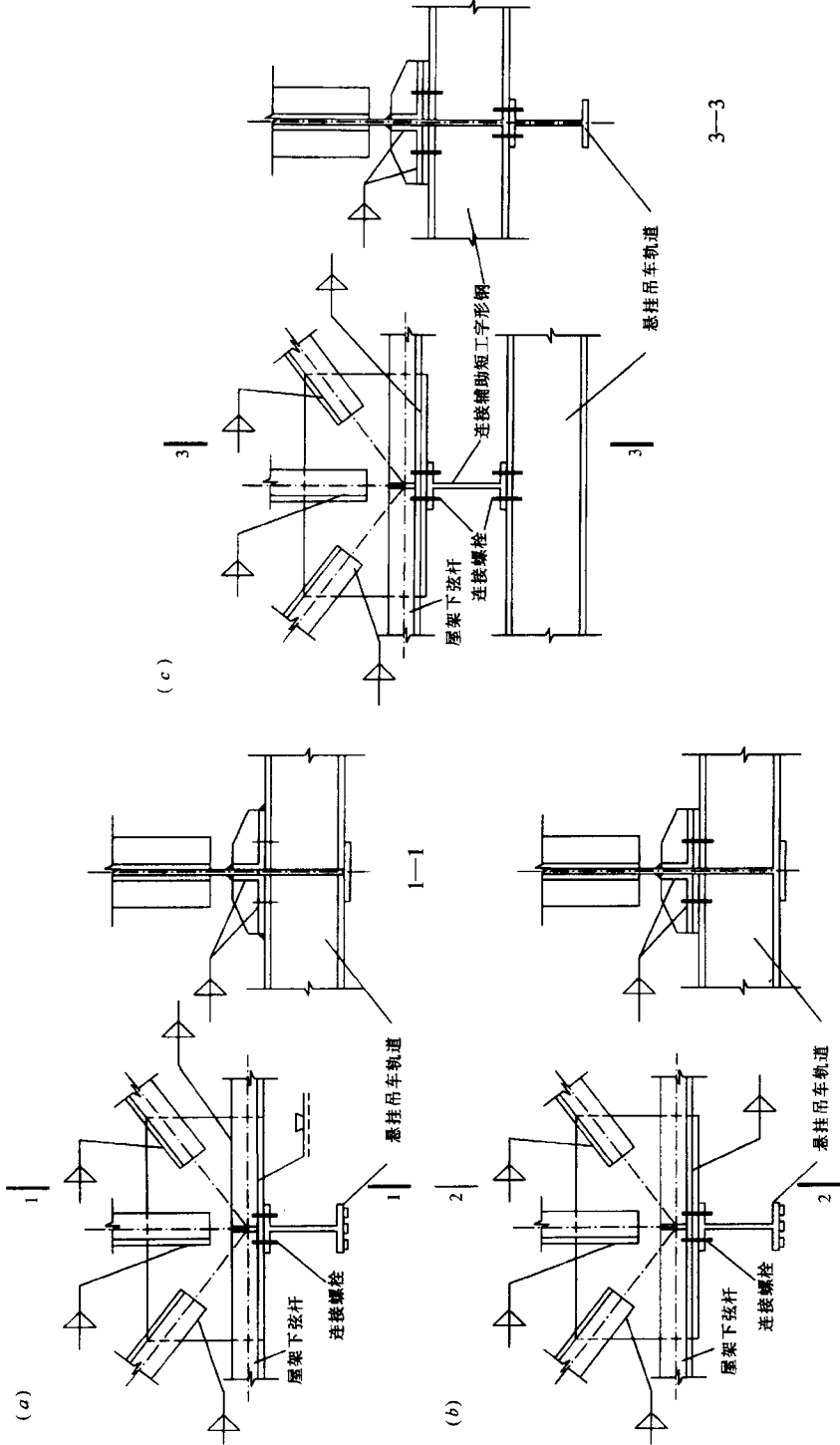


图 3-8-54 高强度螺栓连接吊车桁架的节点构造



(a)、(b)、(c)、(d)、(e)、(f) 壁行吊车梁的截面形式；
(g)、(h) 槽钢刚臂

图 3-8-55 壁行吊车梁



2-2

图 3-8-56 悬挂吊车轨道梁在屋架节点的连接

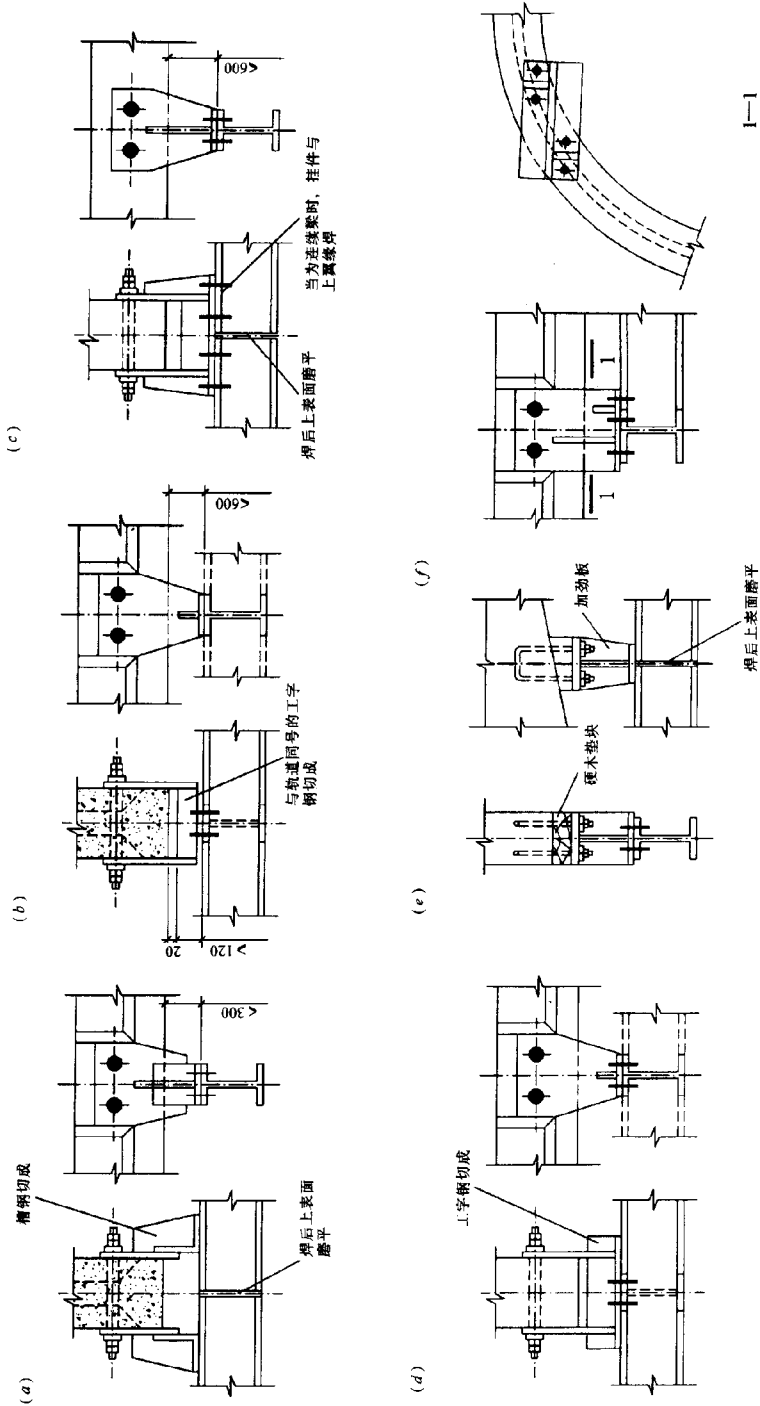


图 3-8-57 悬挂吊车梁与钢筋混凝土的连接

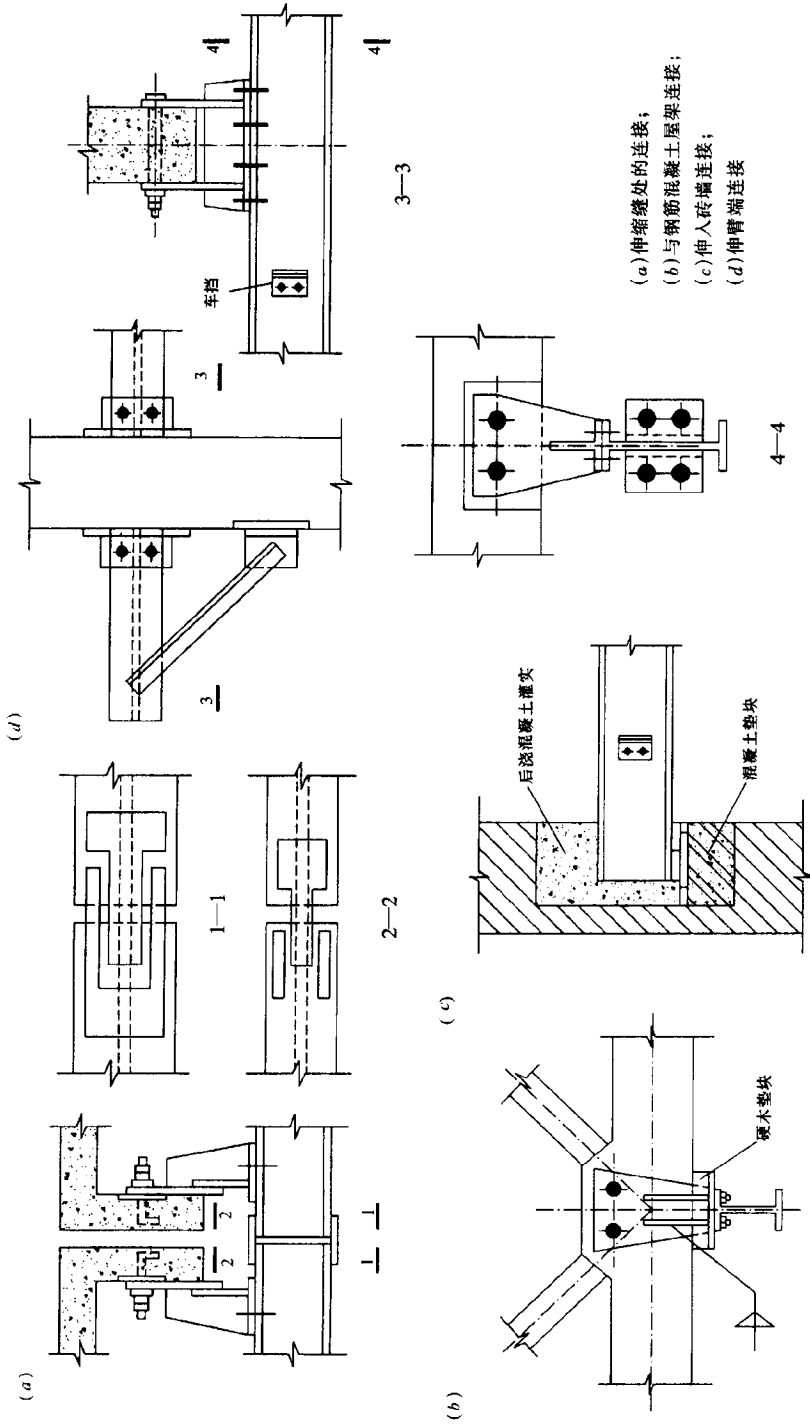
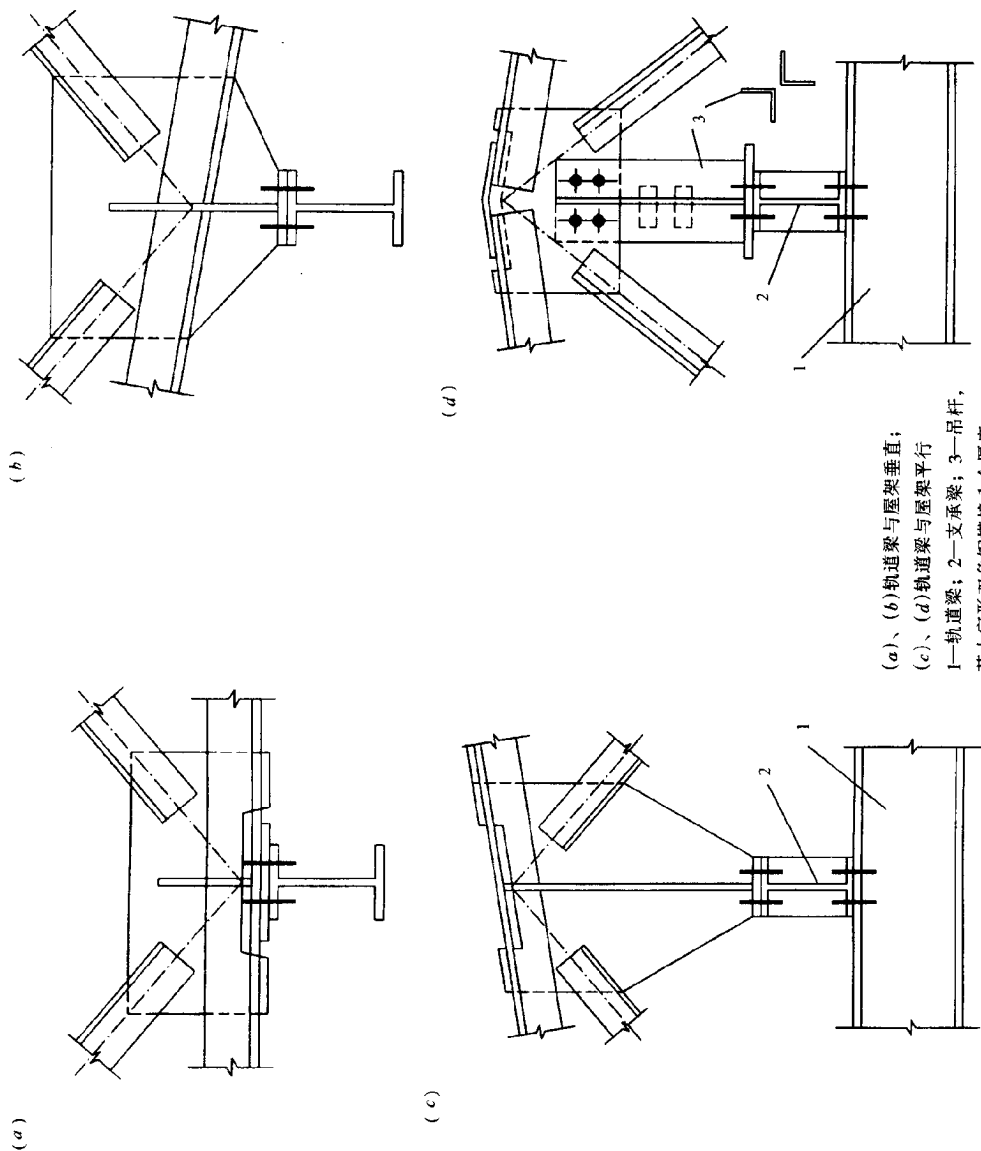
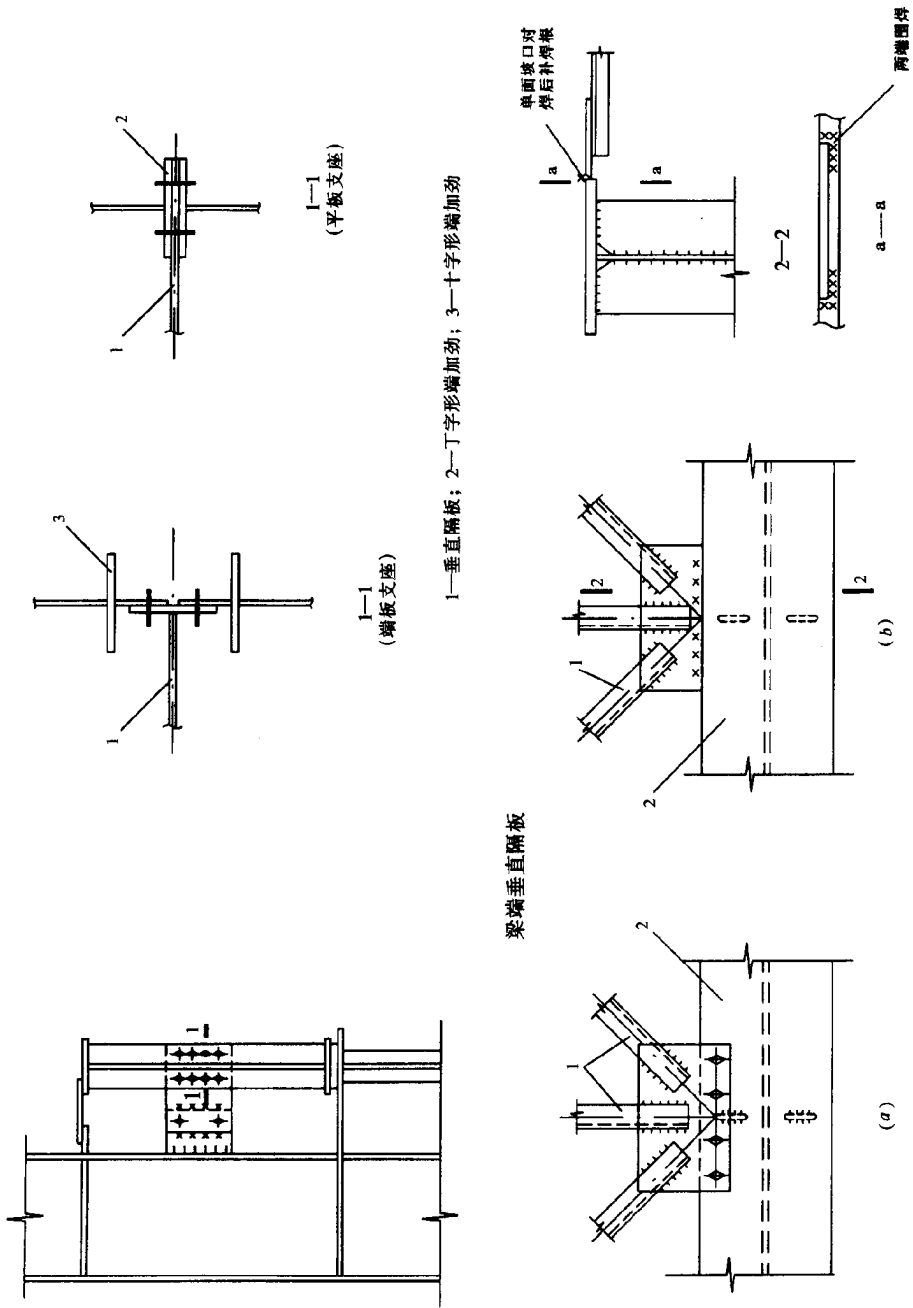


图 3-8-58 单轨吊车梁的连接节点



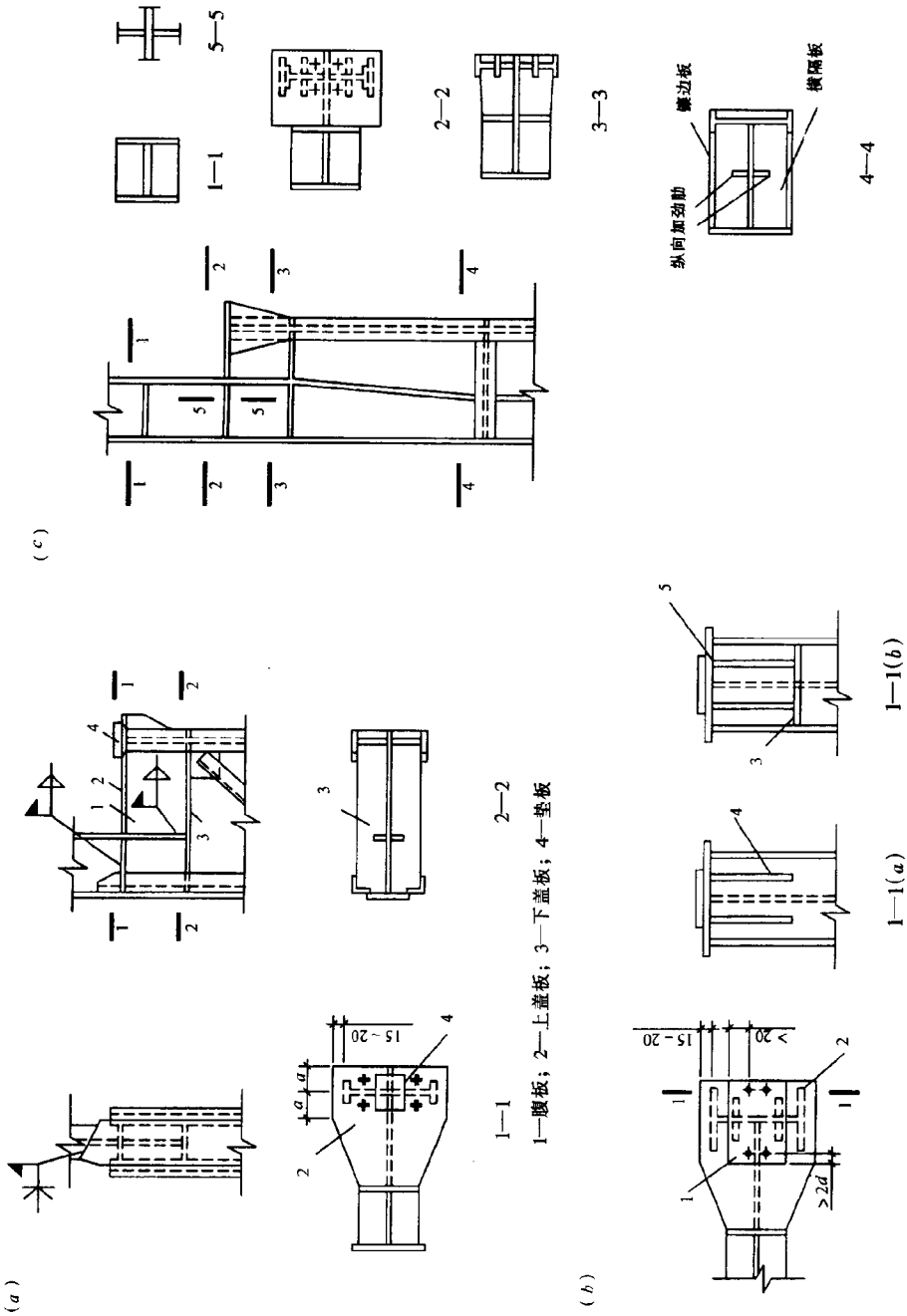
(a)、(b)轨道梁与屋架垂直；
(c)、(d)轨道梁与屋架平行

图 3-8-59 单轨吊车梁与钢屋架的连接



制动桁架与吊车梁上翼缘的连接

图 3-8-60 梁端垂直隔板



注: 1—1(a)适用于一般吊车;
1—1(b)适用于特重级吊车

1—垫板; 2—吊车腹; 3—横向加劲肋; 4—加劲肋; 5—加劲肋端部刨平顶紧处
(a)吊车梁采用架缘支座; (b)吊车梁采用普通支座; (c)吊车梁采用普通支座(上下段柱管为实腹式的阶形柱)

图 3-8-61 单腹壁肩梁

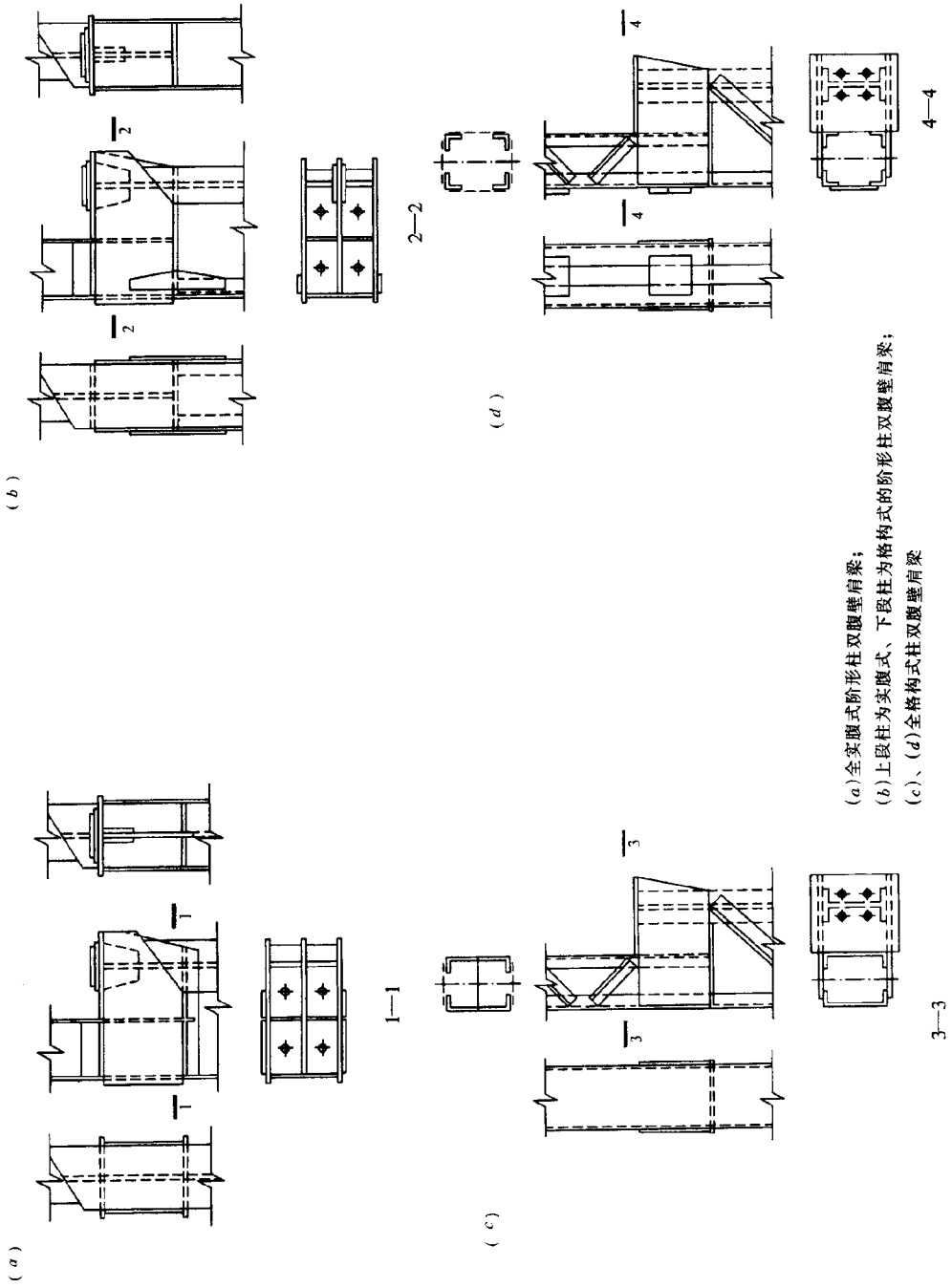


图 3-8-62 双腹壁肩梁

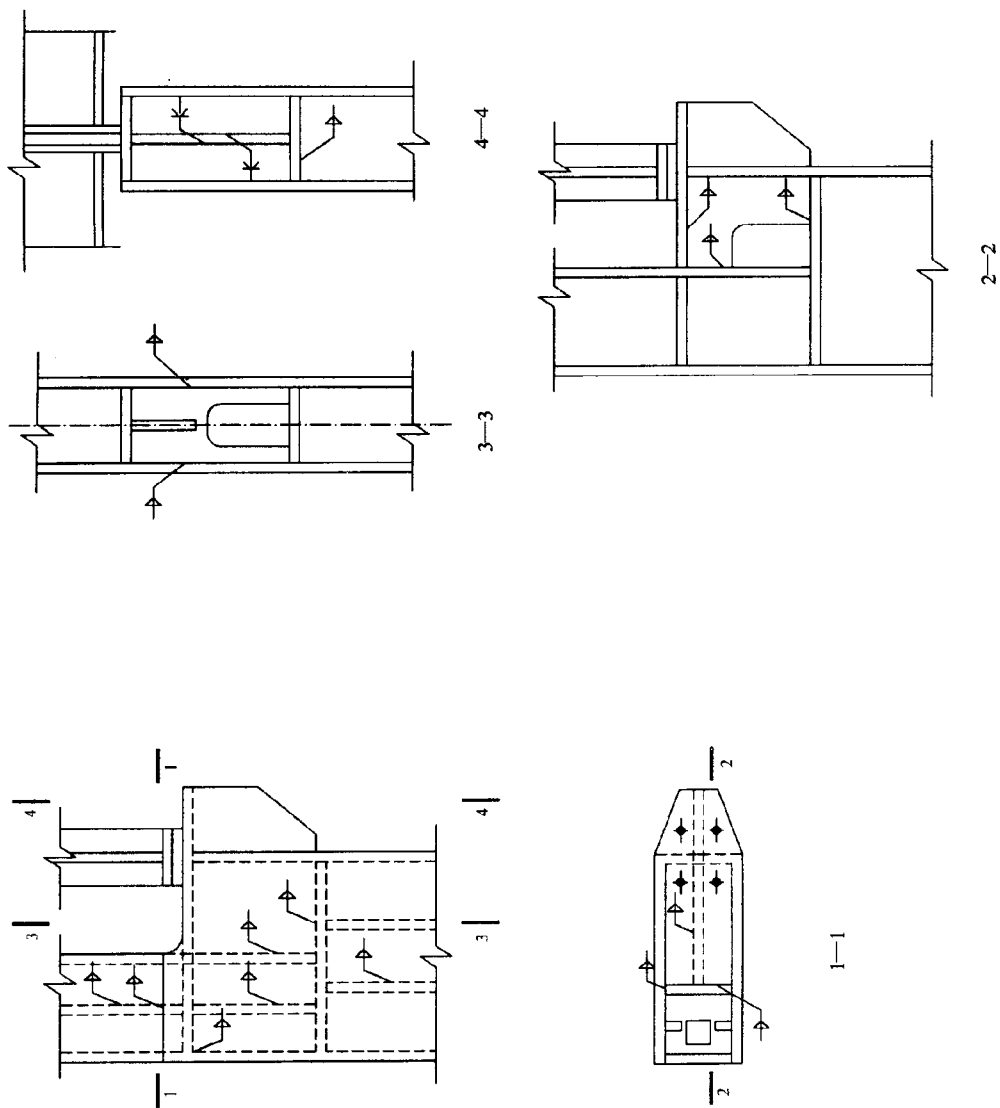


图 3-8-63 箱形柱的肩梁

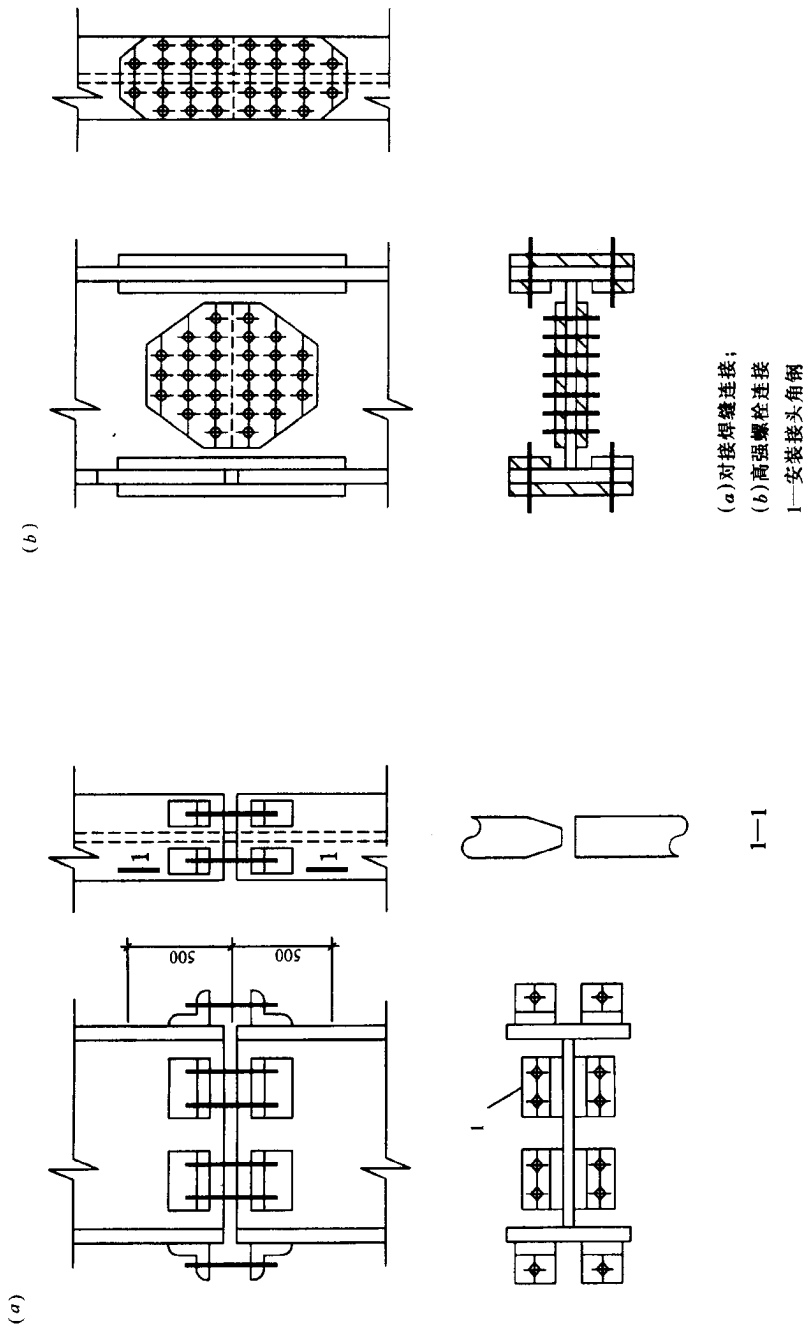


图 3-8-64 等截面柱的工地拼接

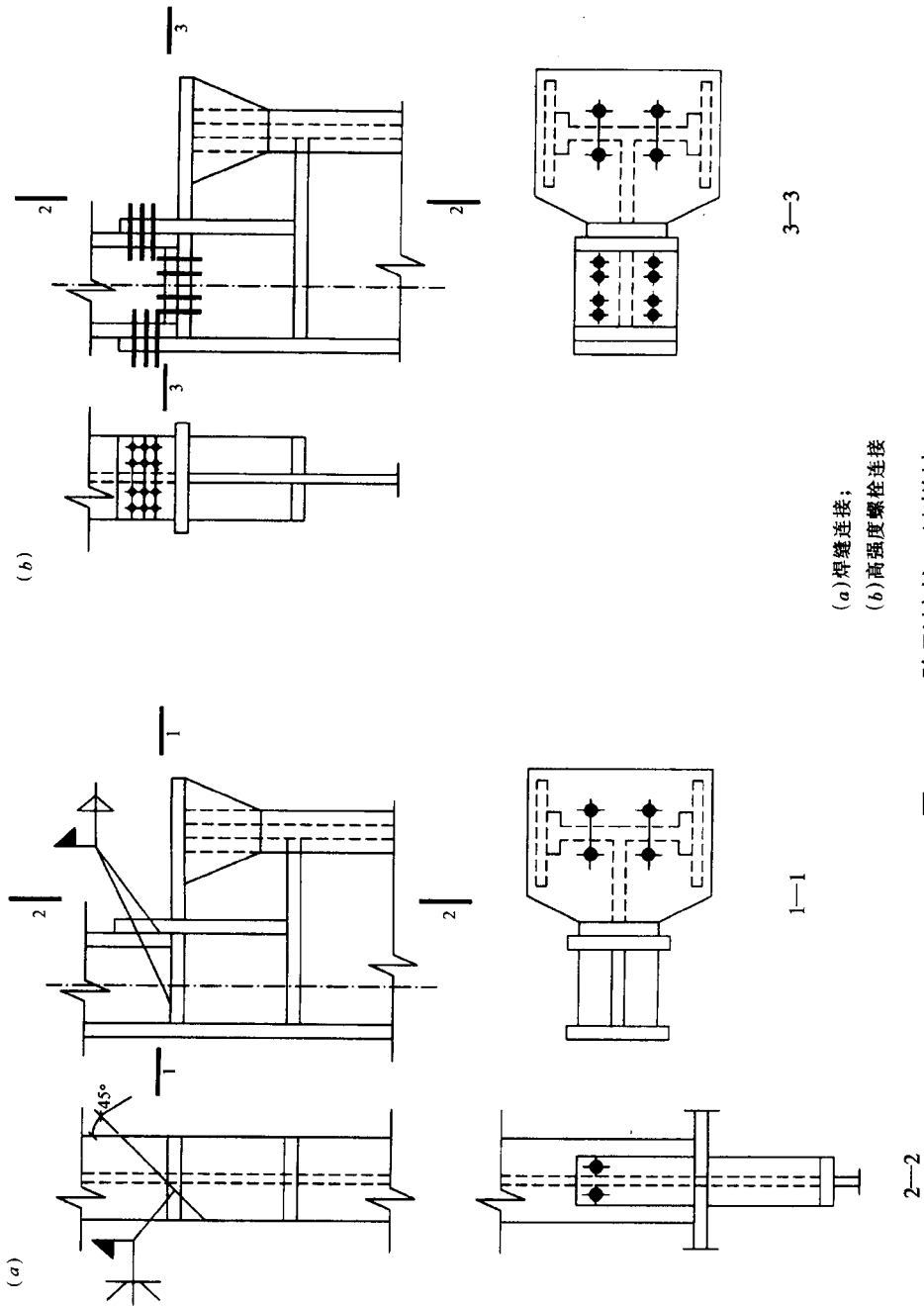
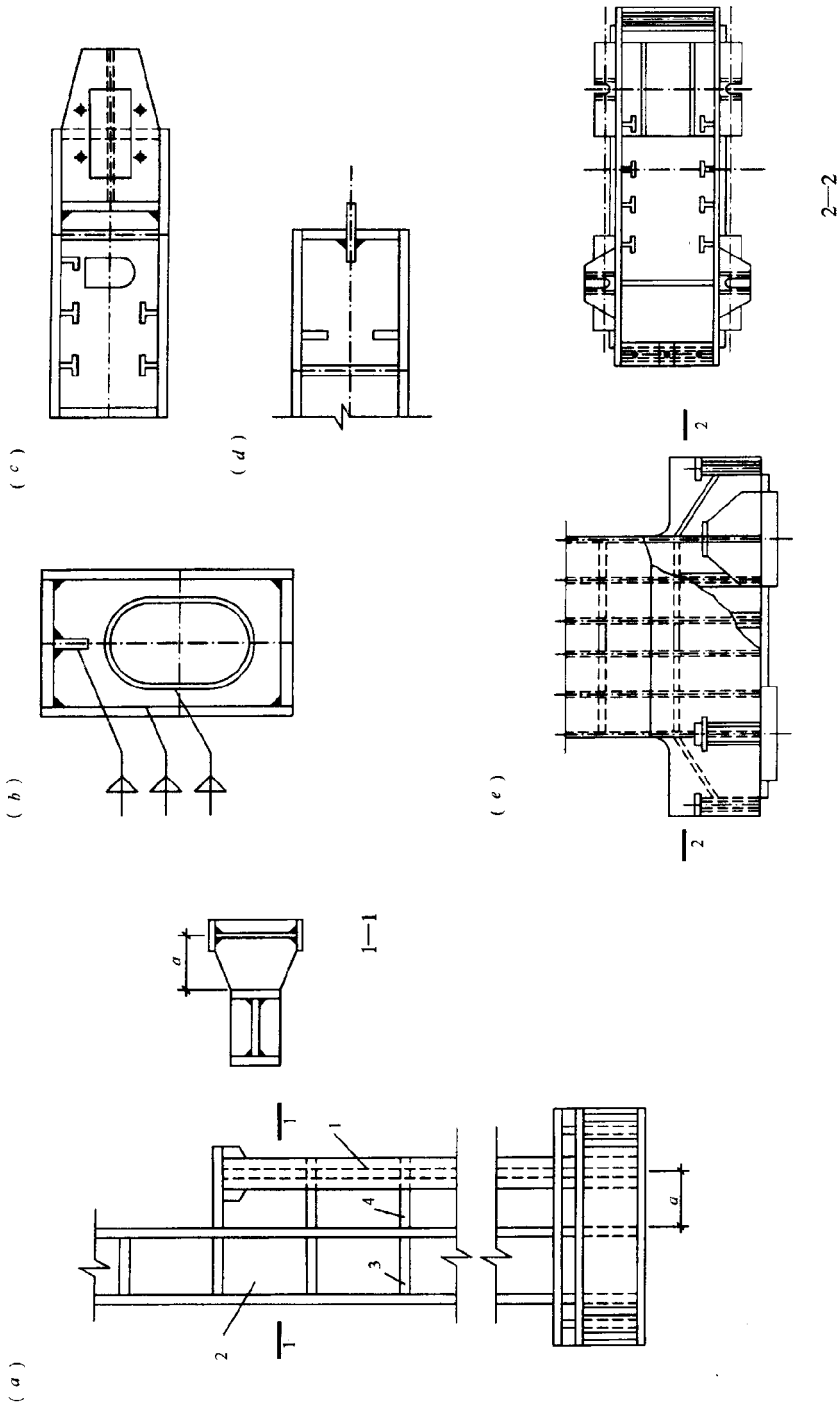


图 3-8-65 阶形柱的工地拼接



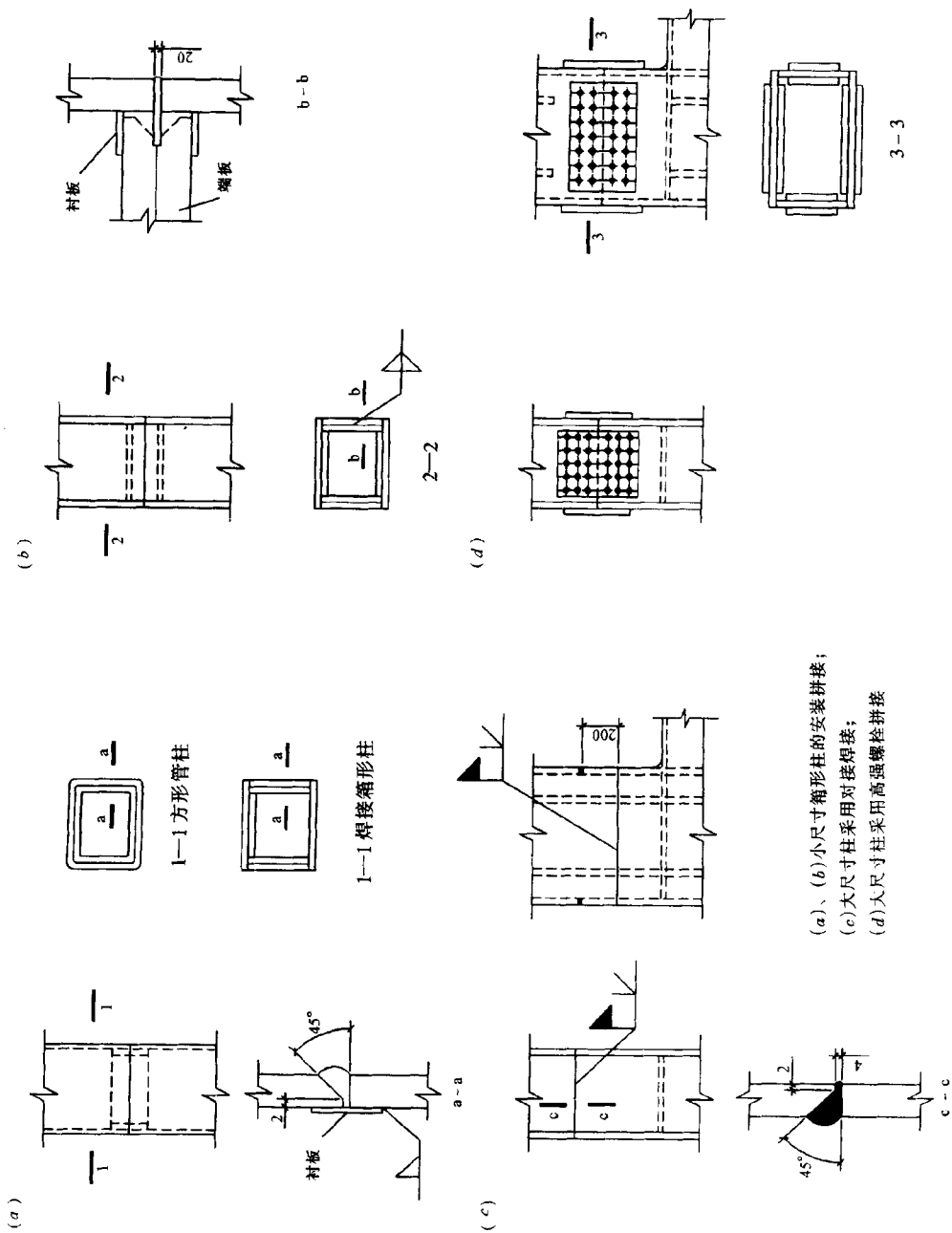
1—吊车肢；2—屋顶盖肢；3—横向加劲肢；4—水平缀板；

(a)分离式柱的构造；

(b)、(c)、(d)箱形柱的剖面；

(e)箱形柱的柱脚

图 3-8-66 分离式柱和箱形柱



(a)、(b)小尺寸箱形柱的安装拼接；
 (c)大尺寸柱采用对接焊接；
 (d)大尺寸柱采用高强螺栓拼接

图 3-8-67 箱形柱的安装拼接

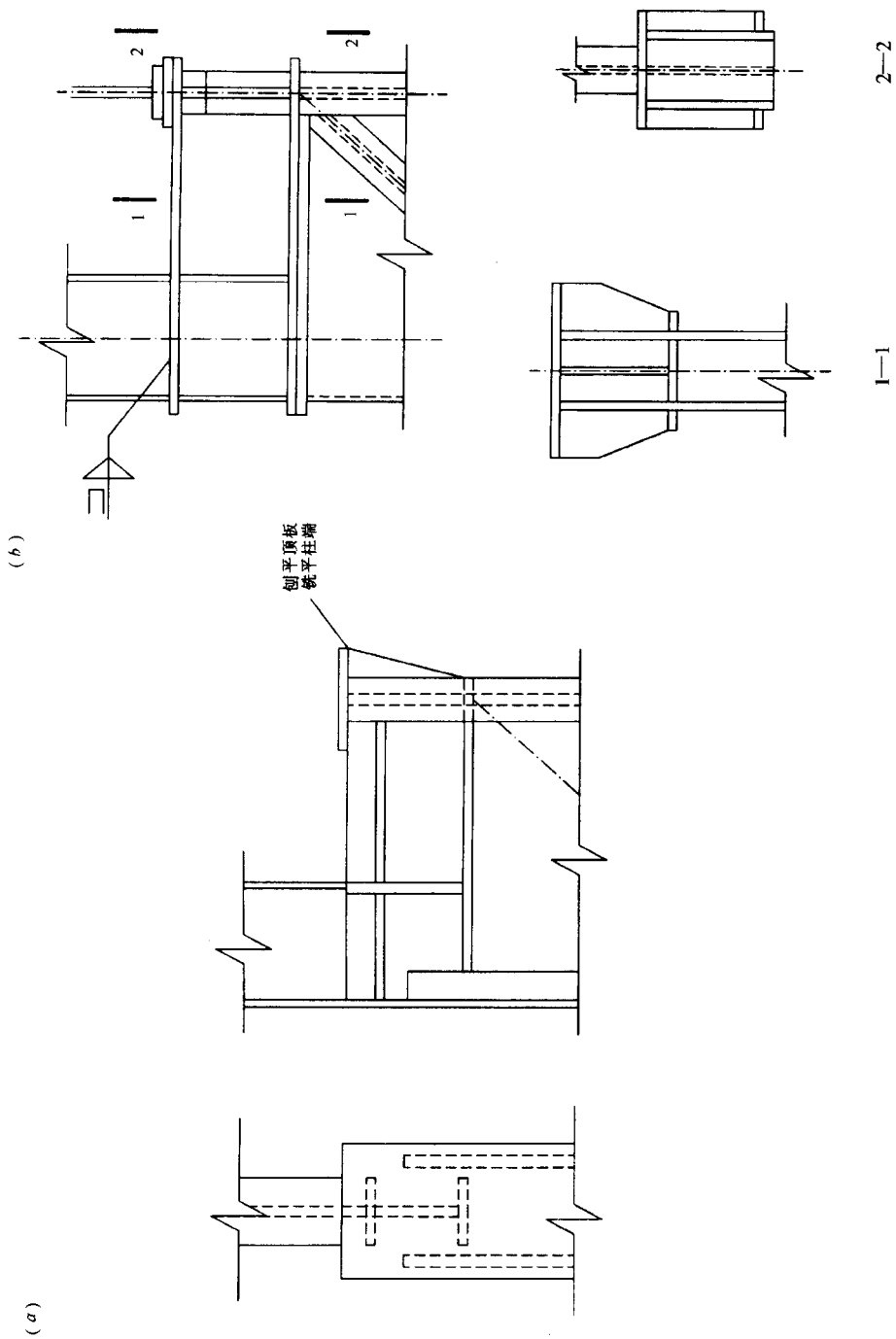


图 3-8-68 上段柱直接对焊在肩梁上

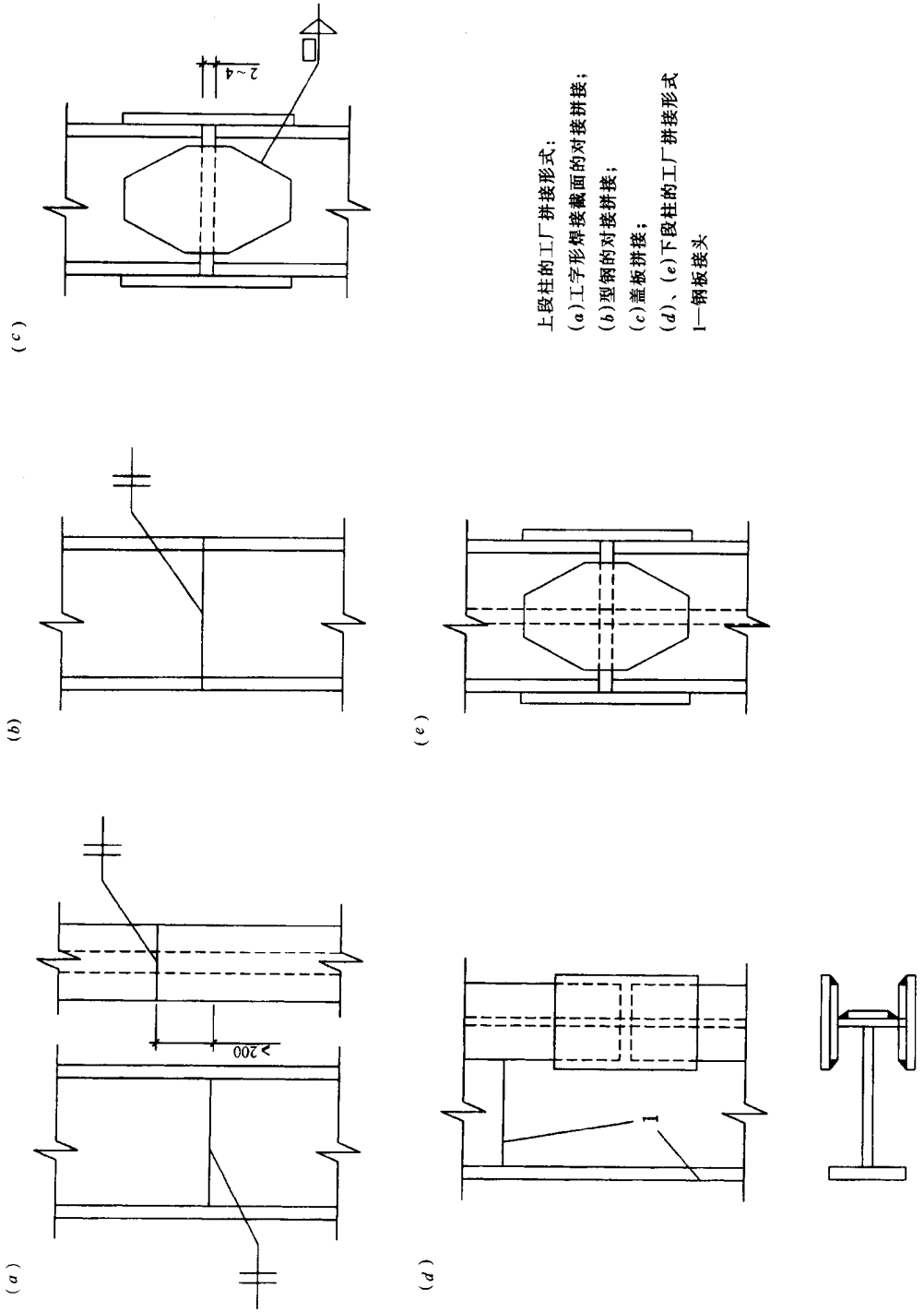


图 3-8-69 上、下段柱的工厂拼接

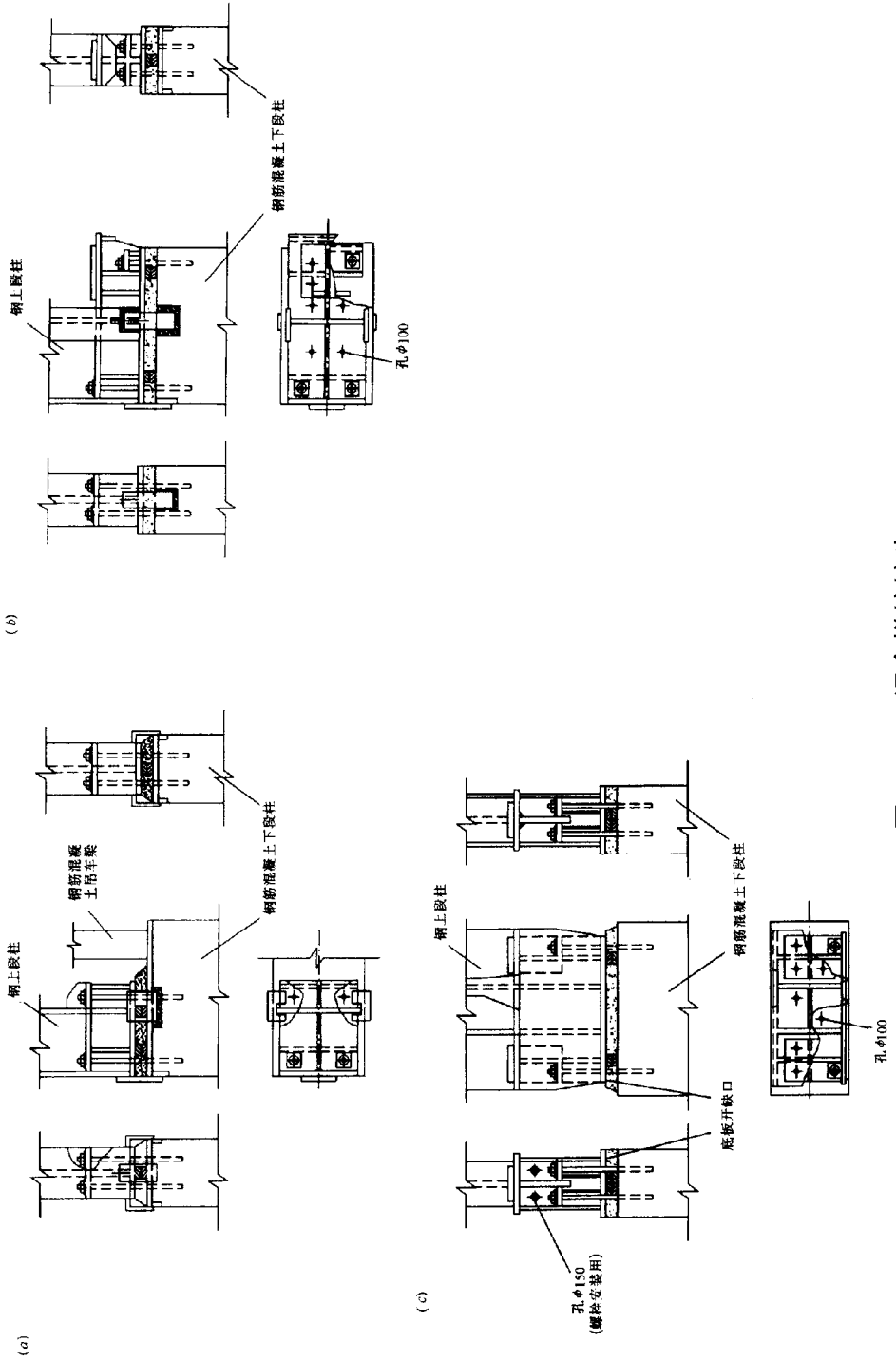


图 3-8-70 混合拼接接头

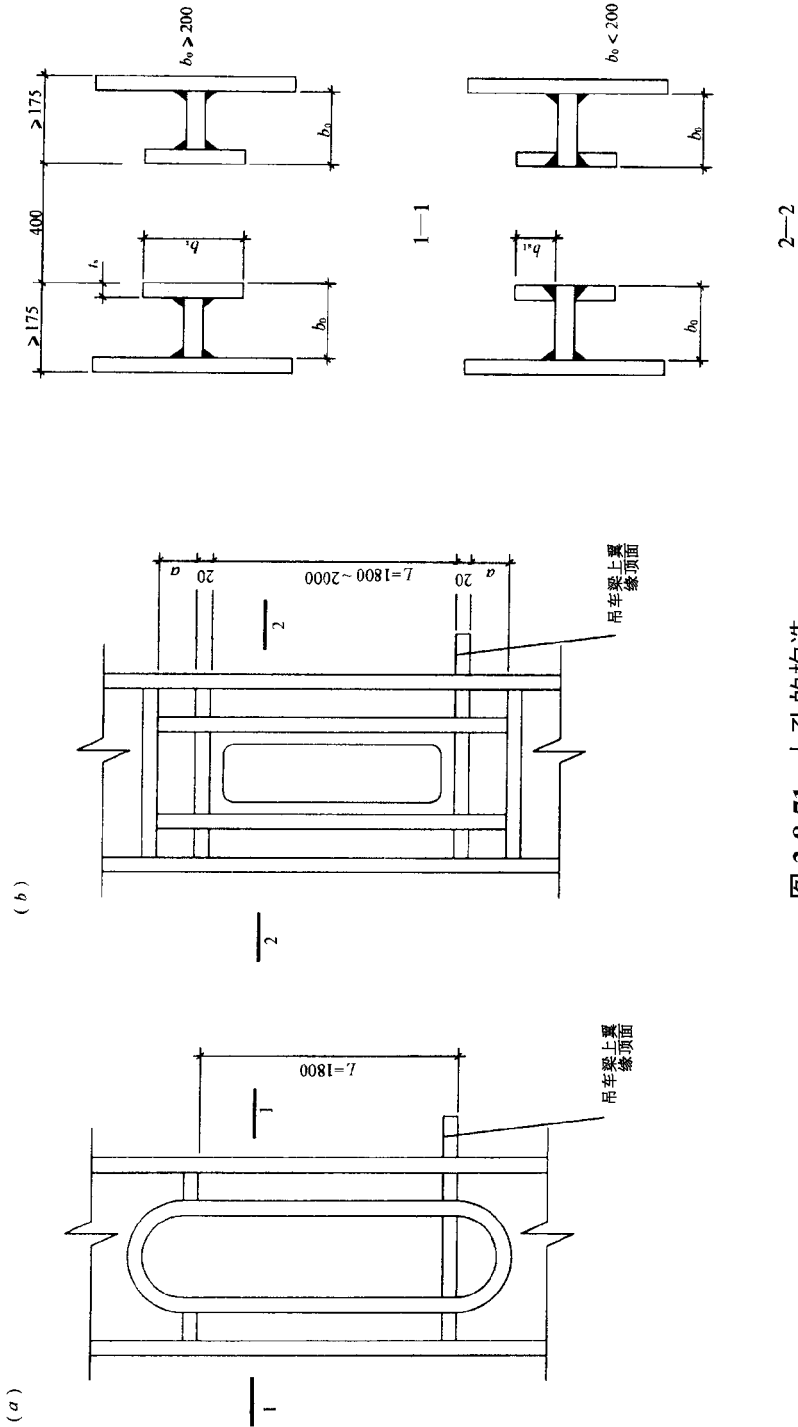
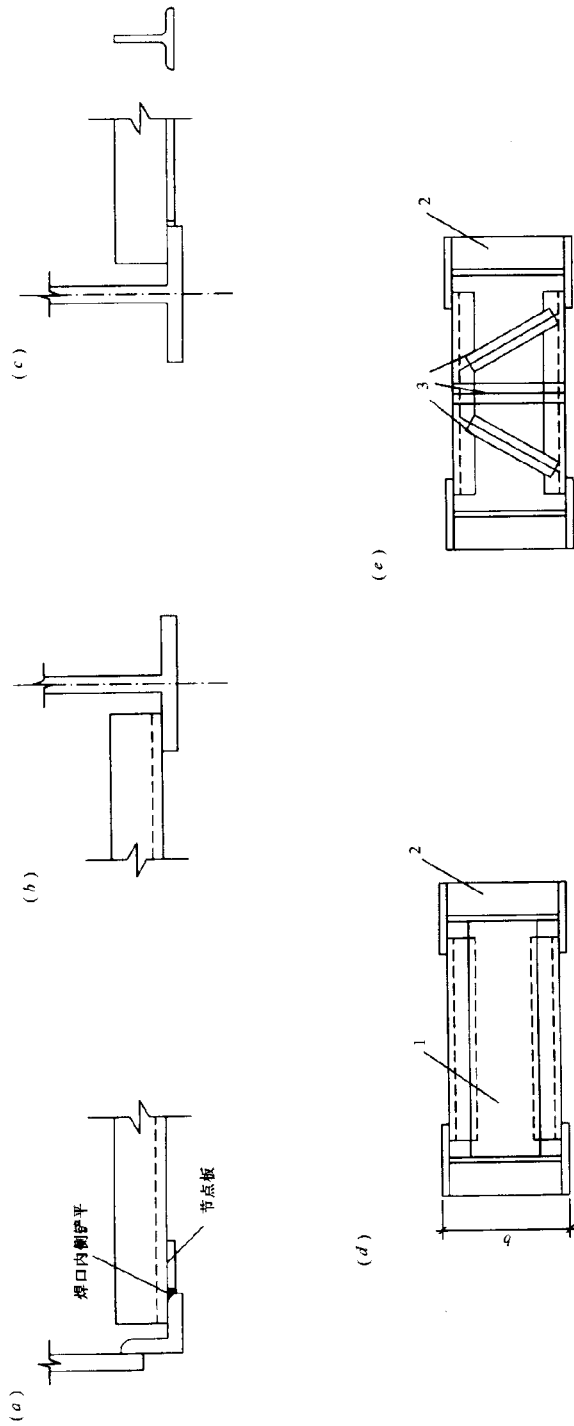


图 3-8-71 人孔的构造



1—横隔板；2—加劲肋；3—横隔梁
(a)、(b)、(c)缀条与柱肢的连接；
(d)、(e)横隔的常用形式

图 3-8-72 横隔的常用形式、缀条与柱肢的连接

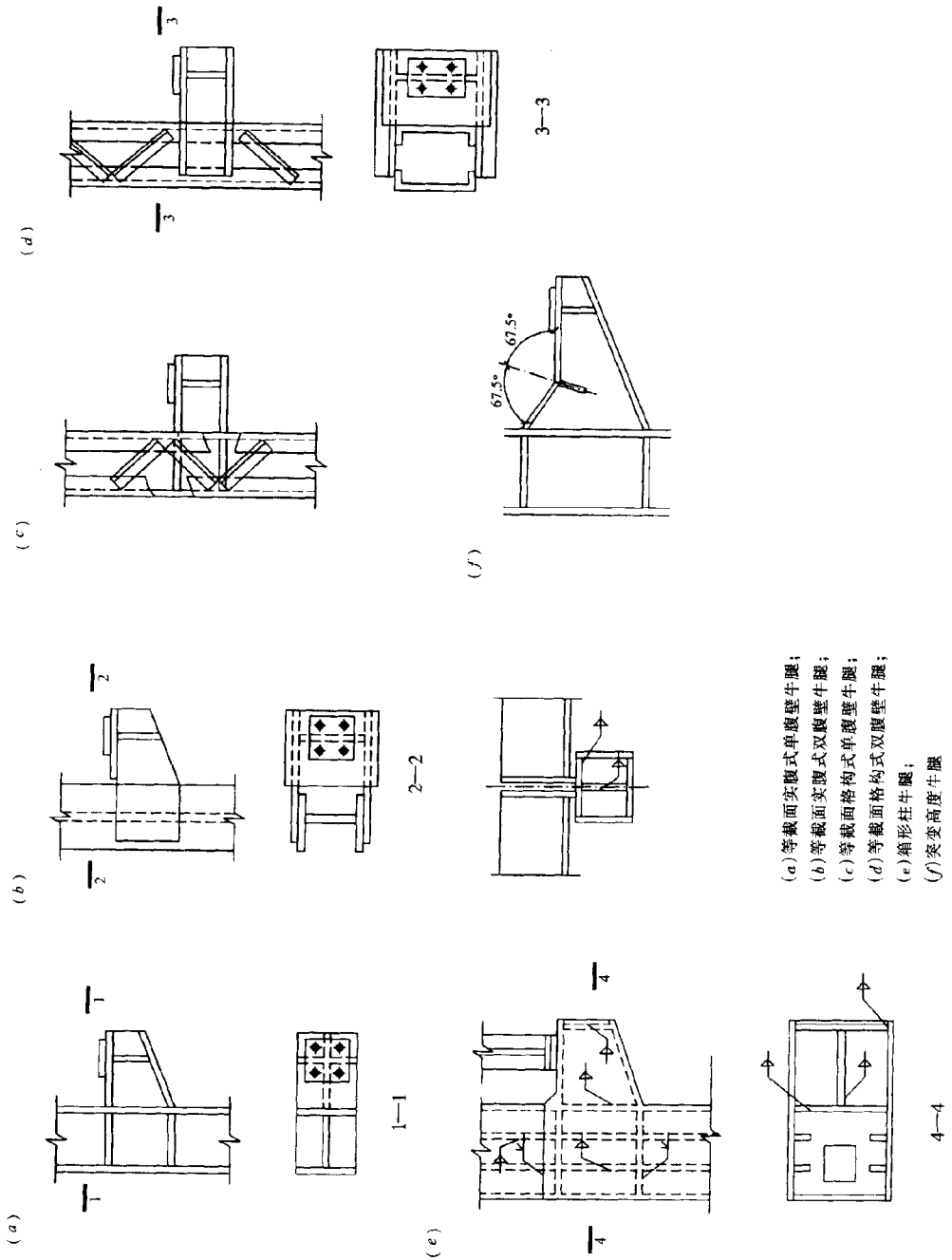


图 3-8-73 牛腿

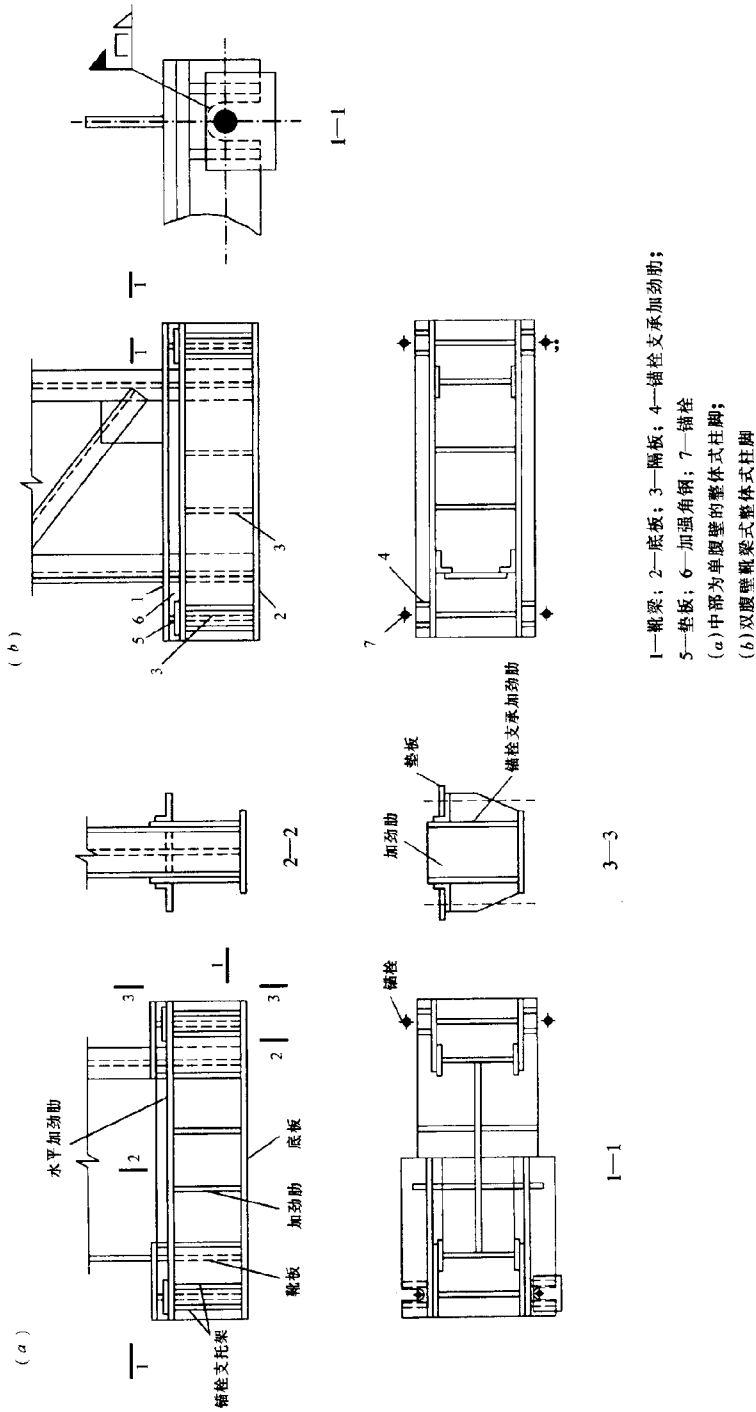
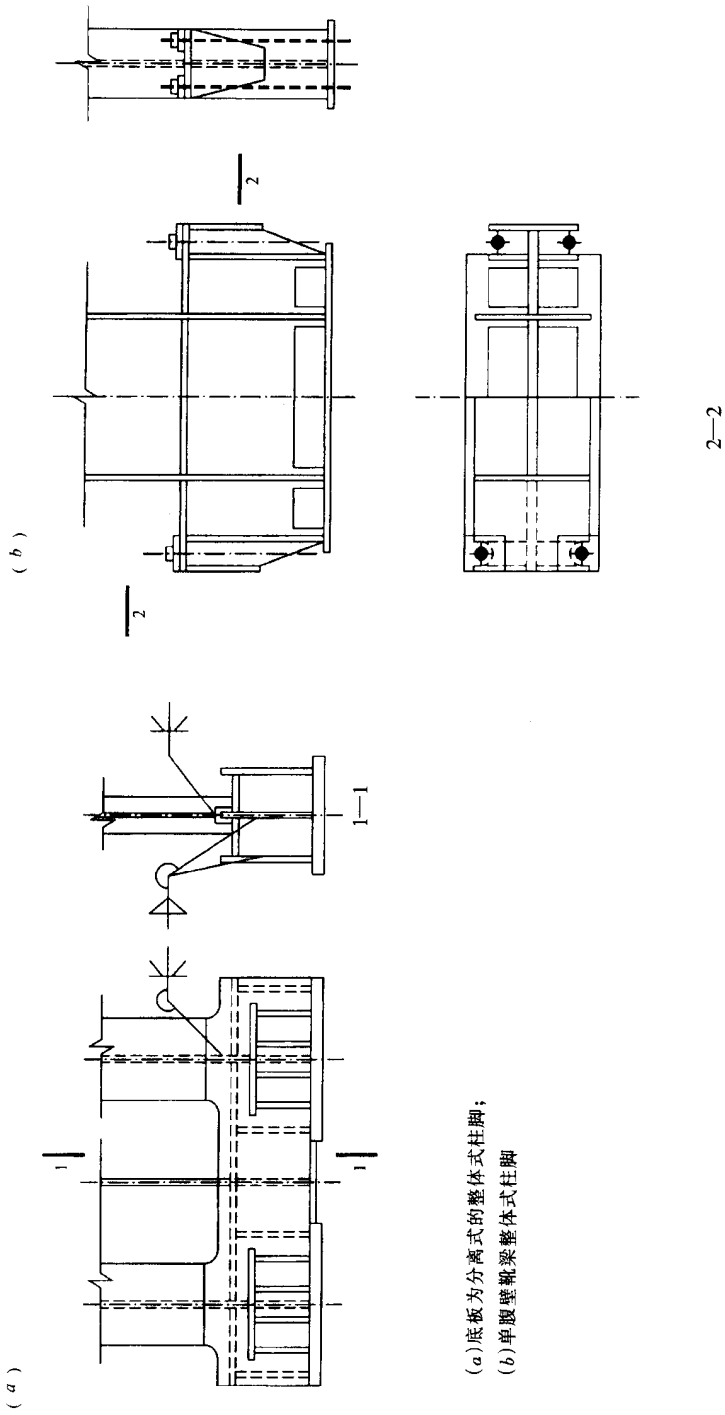


图 3-8-74 整体式柱脚 (一)



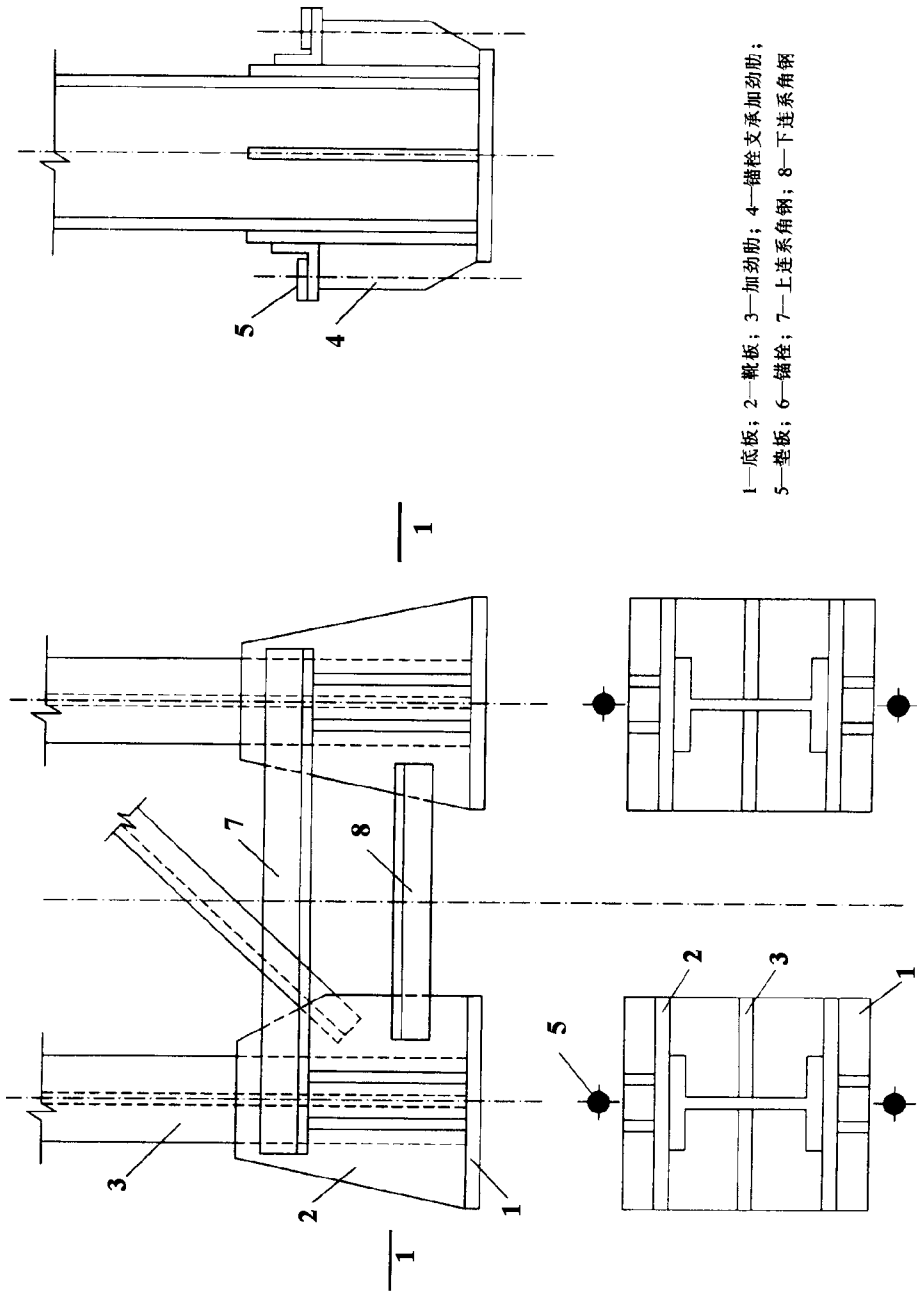
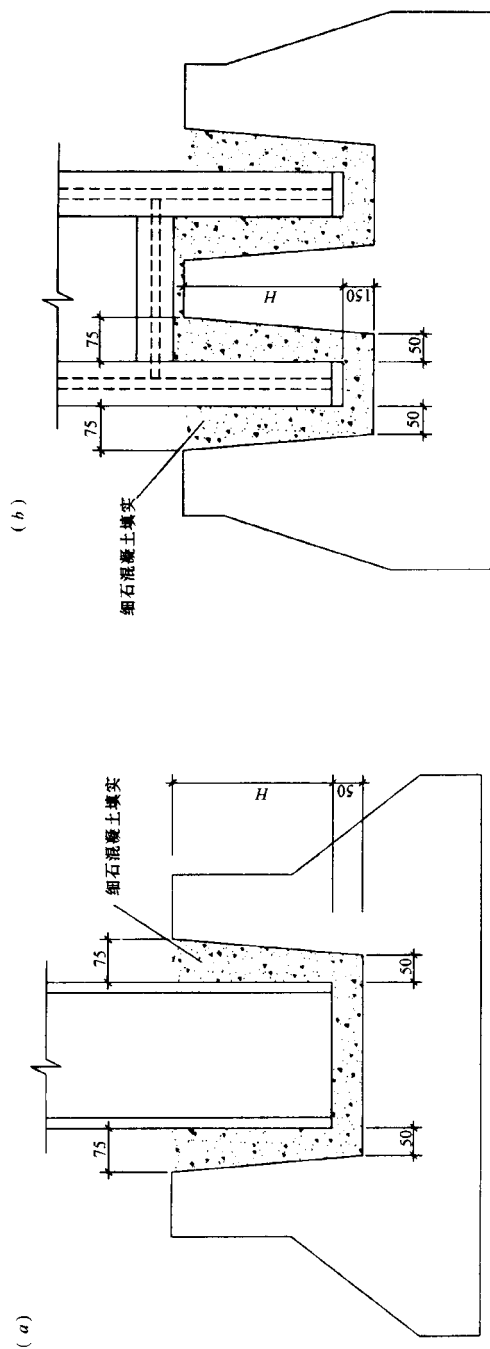


图 3-8-76 分离式柱脚

1-1



(a) 实腹柱; (b) 双肢格构柱
图 3-8-77 插入式柱脚

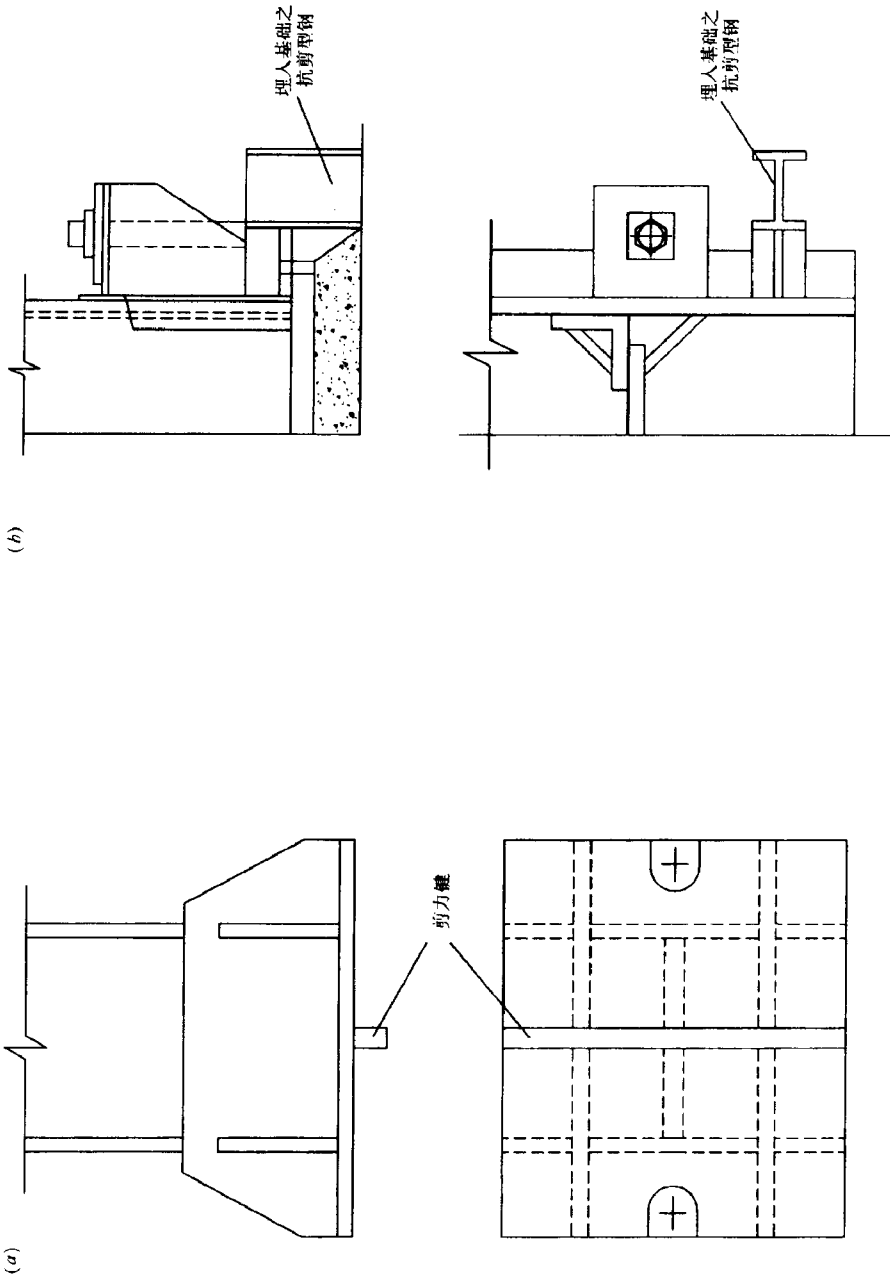
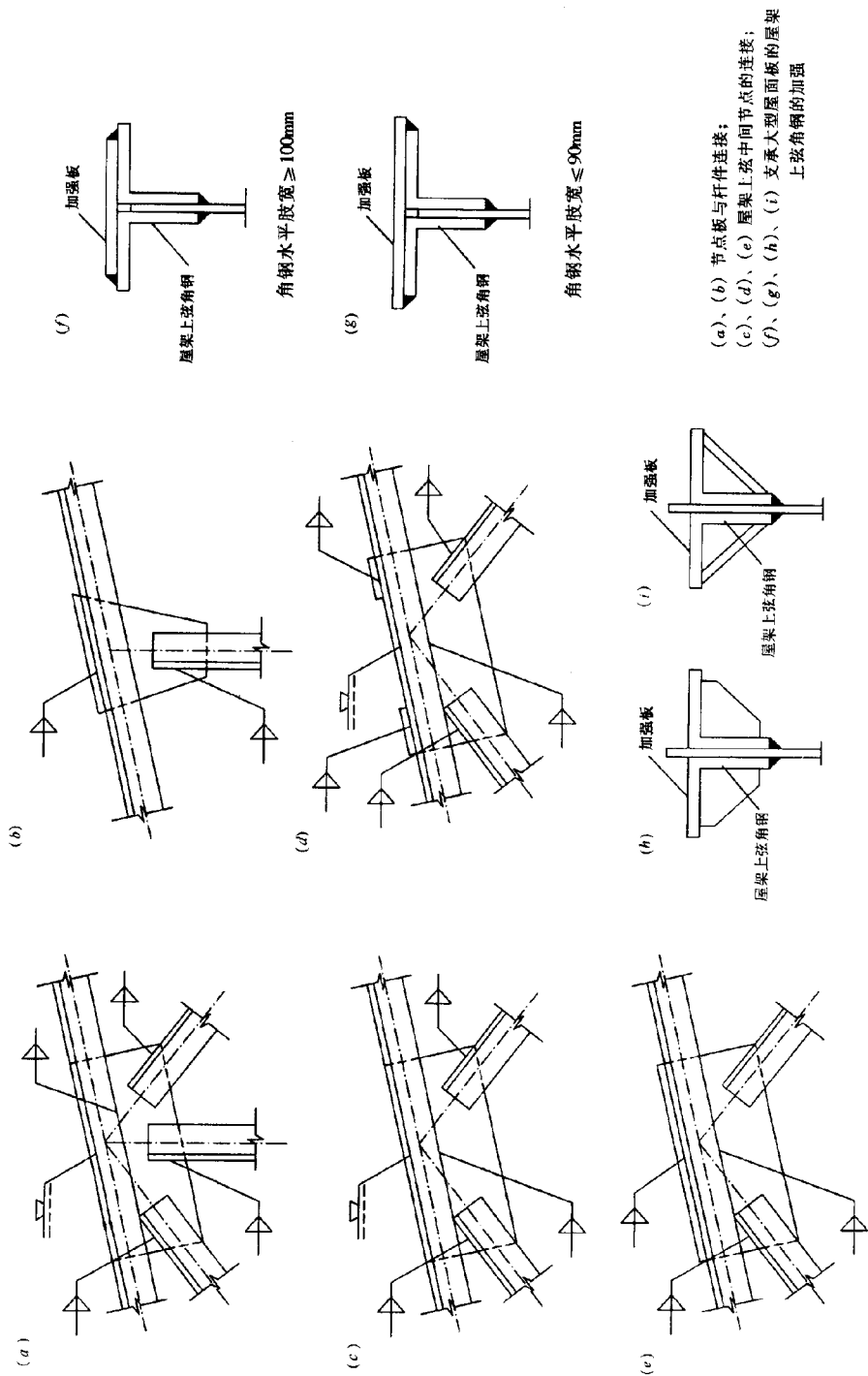
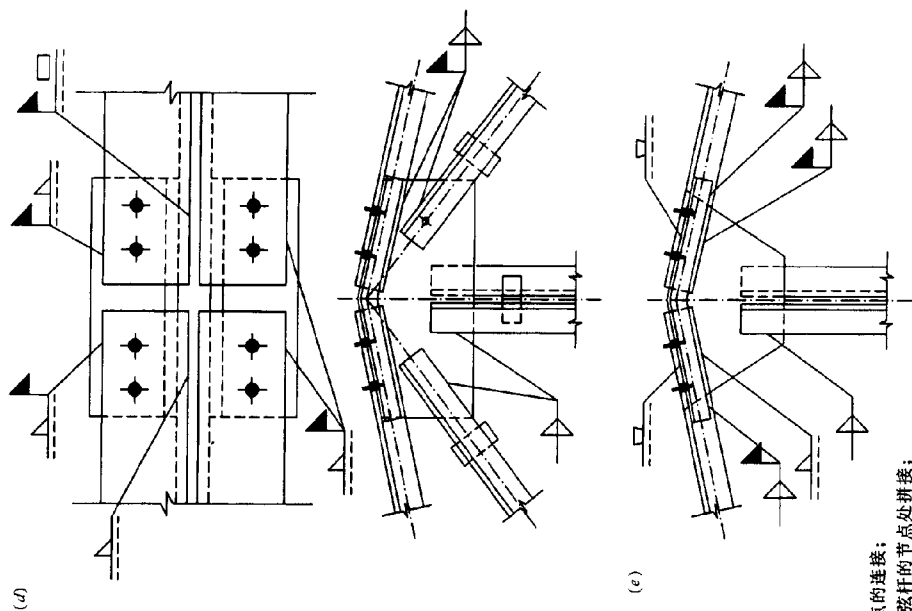


图 3-8-78 柱脚设置的剪力键



不受角钢肢宽限制

图 3-8-79 角钢屋架节点 (一)



(a) 下弦中间节点的连接;
 (b)、(c) 屋架下弦杆的节点处拼接;
 (d)、(e) 屋脊节点的拼接

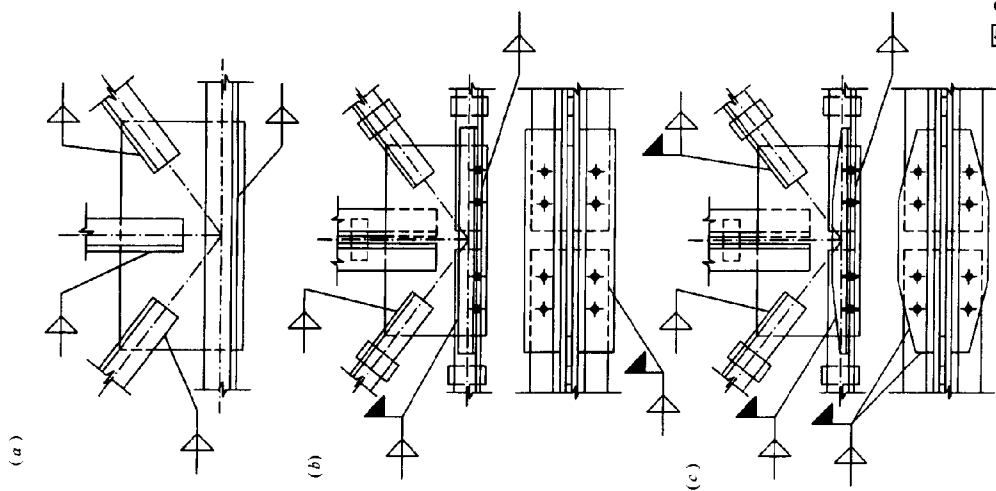


图 3-8-80 角钢屋架节点 (二)

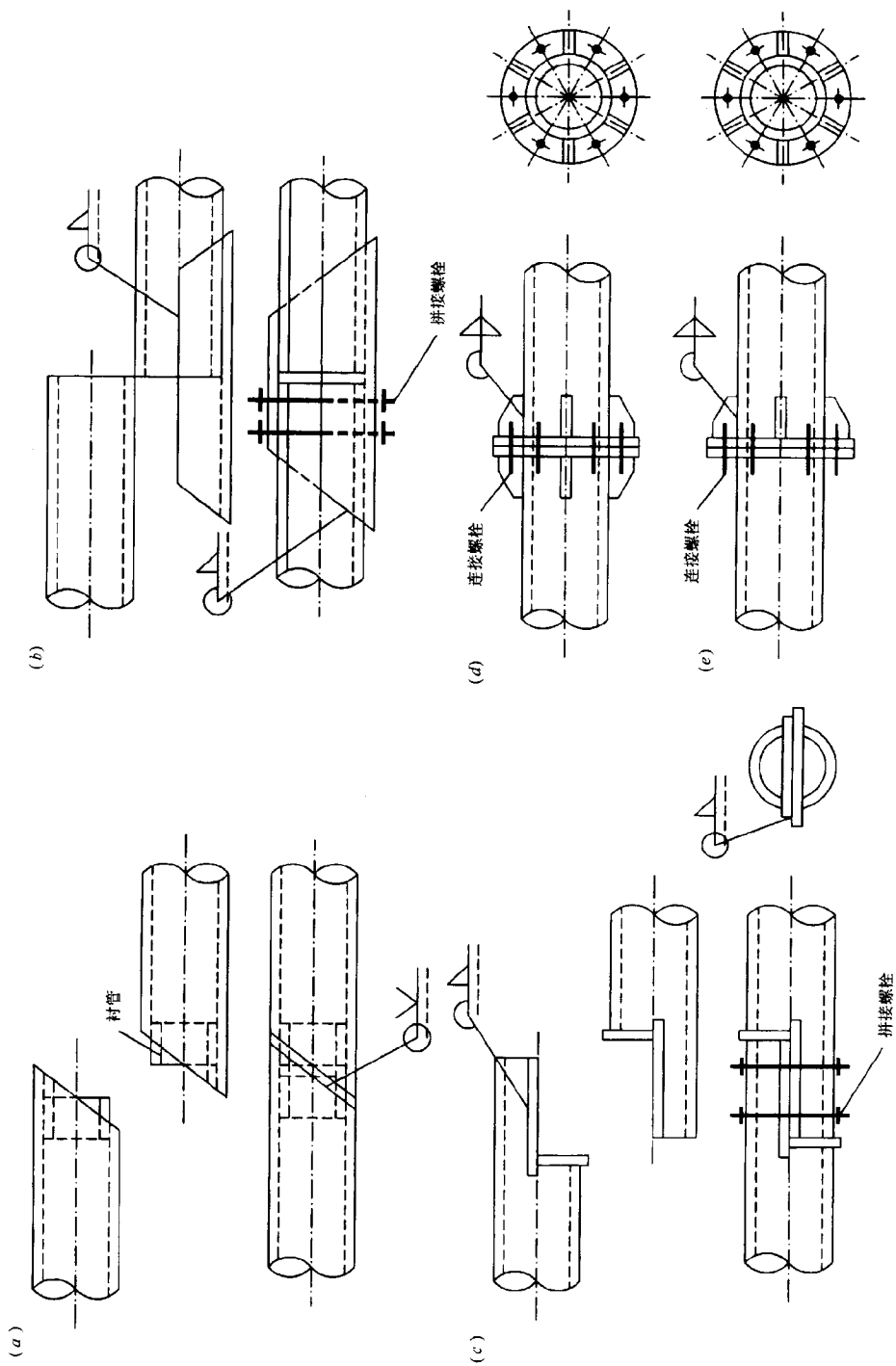


图 3-8-81 圆钢管屋架杆件的现场安装拼接连接

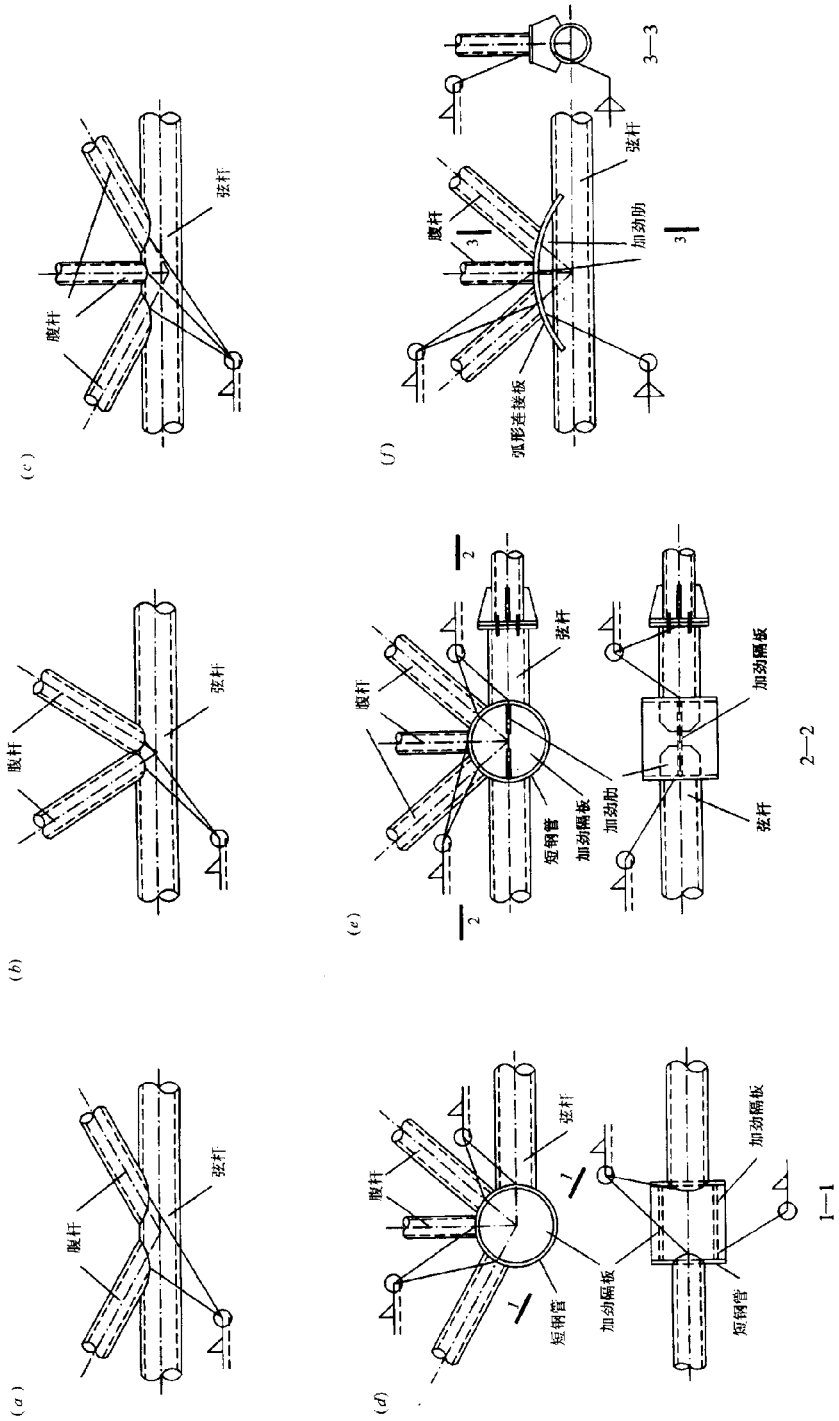


图 3-8-82 圆钢管屋架腹杆与弦杆的连接节点

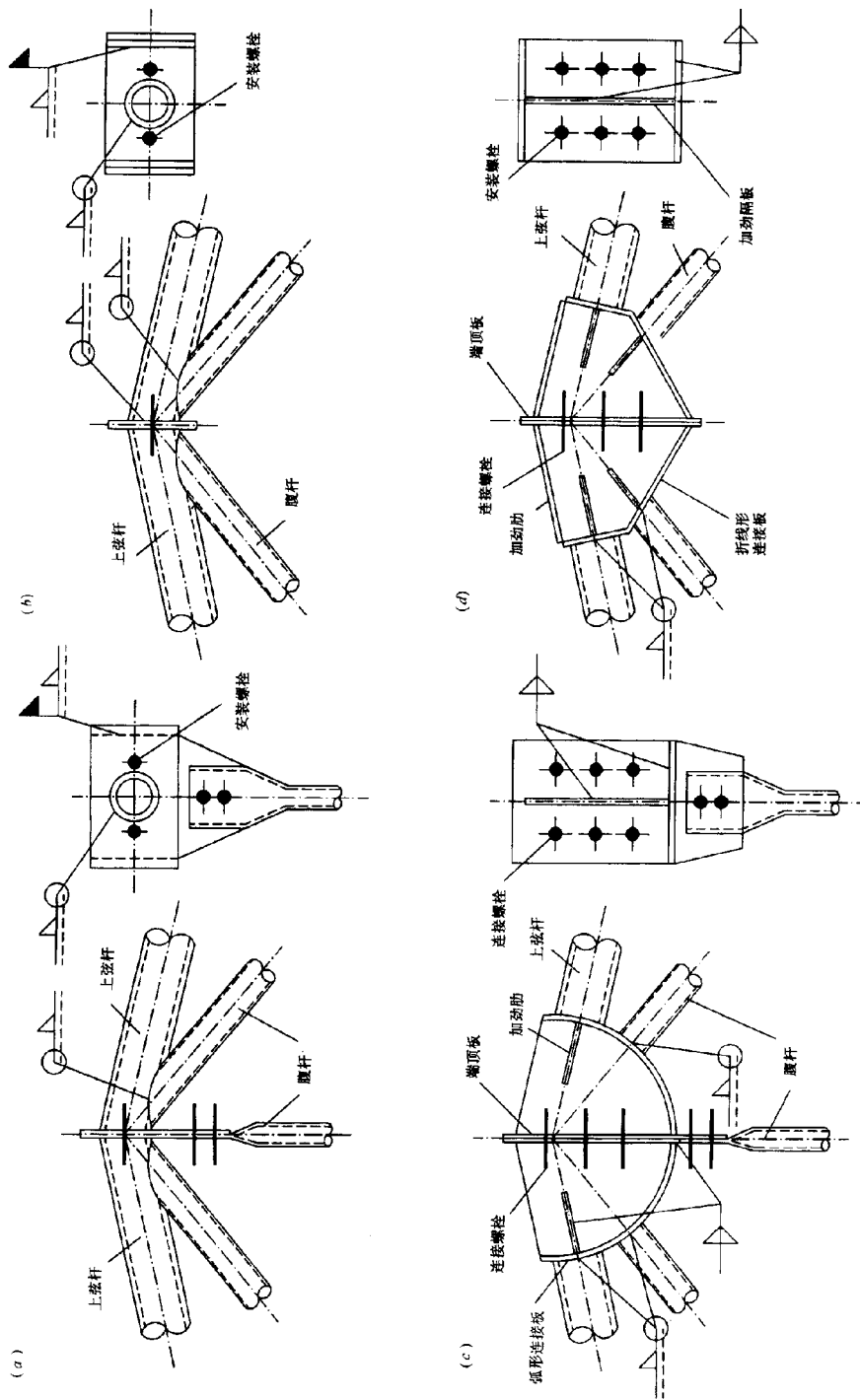
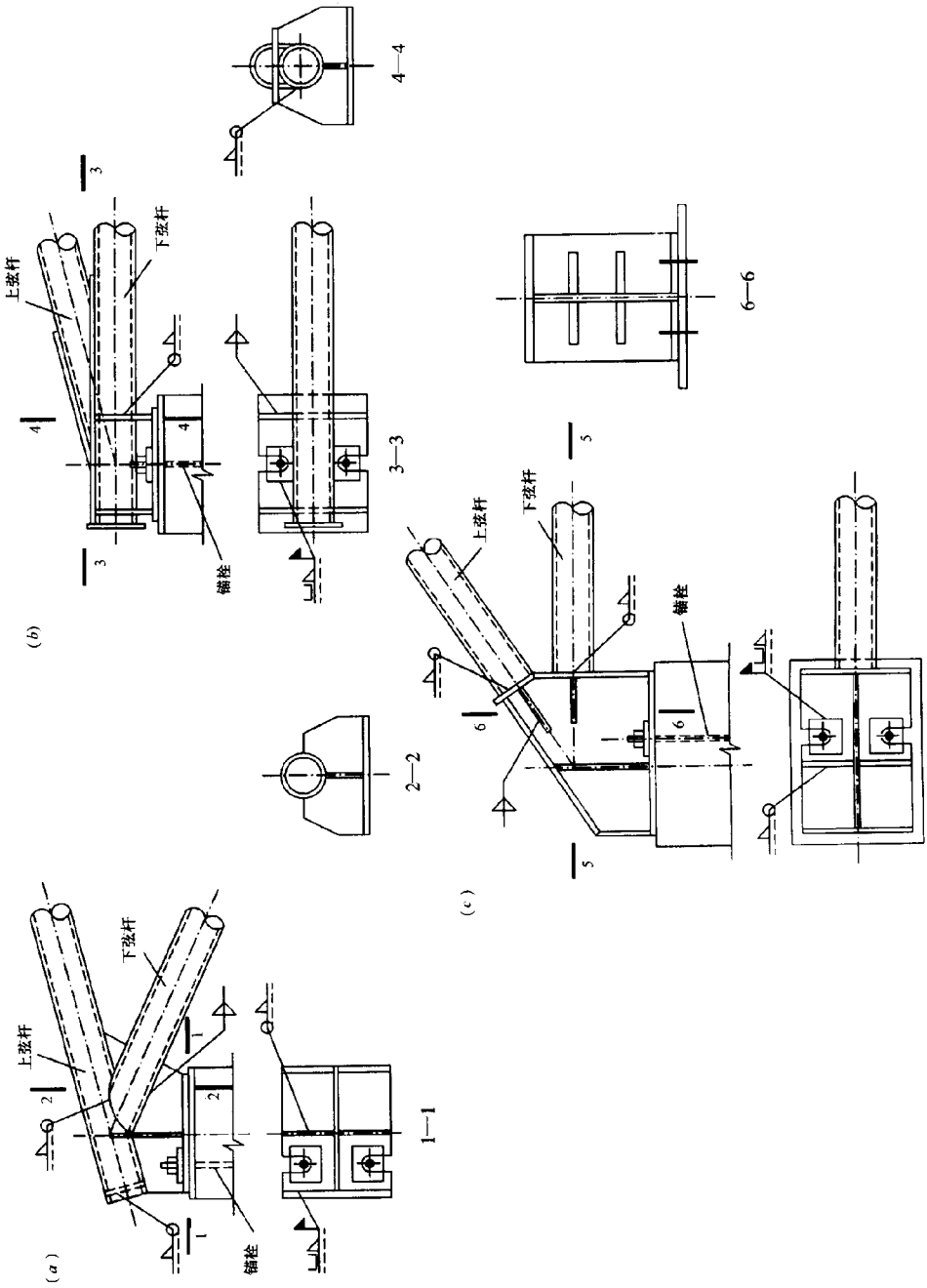
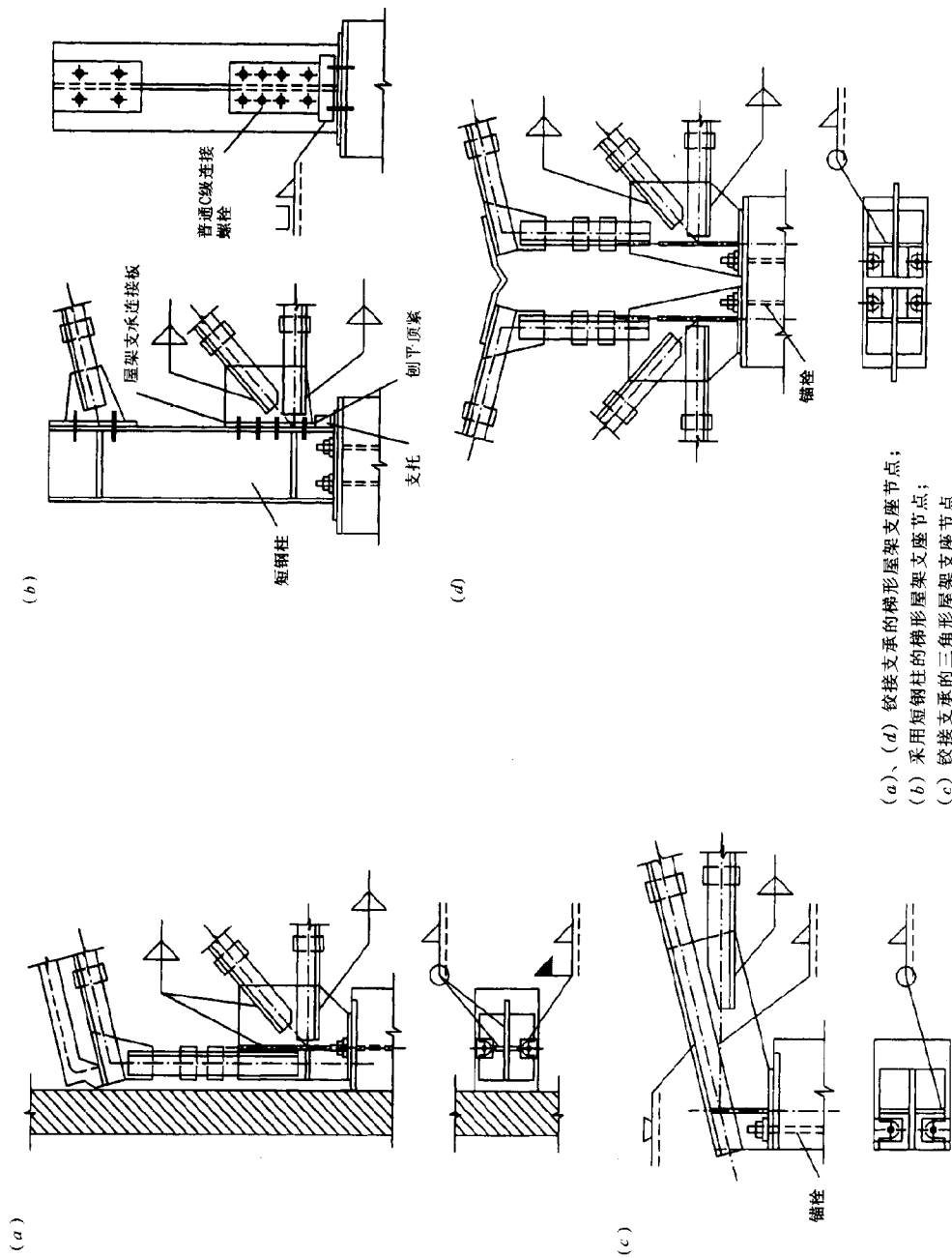


图 3-8-83 圆钢管屋架屋脊节点

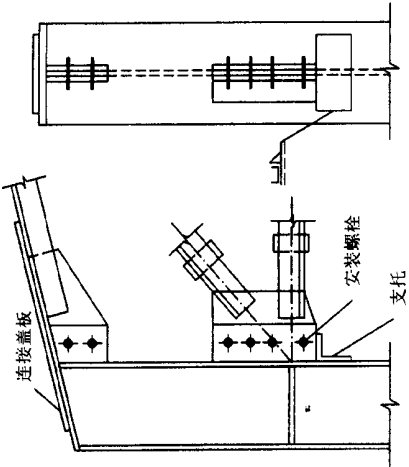


5-5
图 3-8-84 圆钢管屋架支座节点

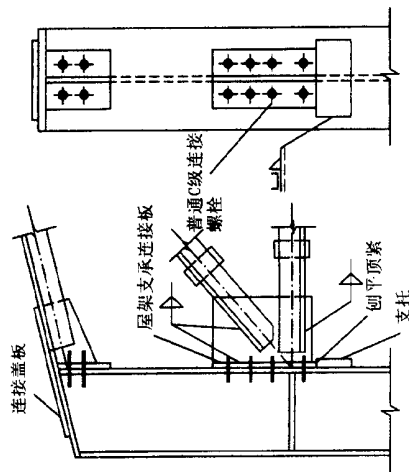


(a)、(d) 铰接支承的梯形屋架支座节点；
 (b) 采用短钢柱的梯形屋架支座节点；
 (c) 铰接支承的三角形屋架支座节点

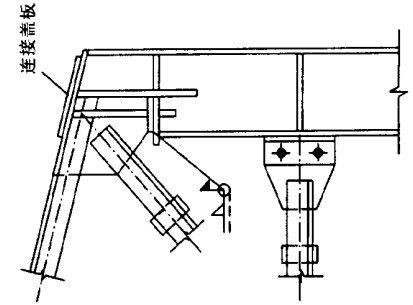
图 3-8-85 铰接支承屋架支座节点



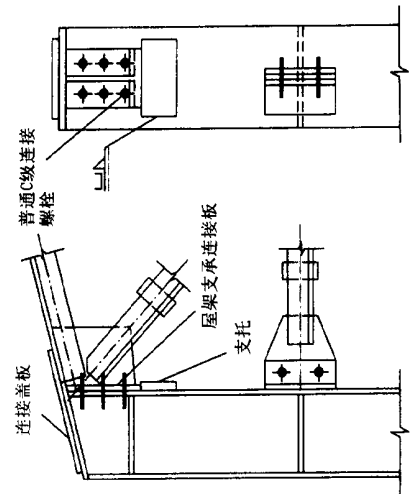
(b)



(a)



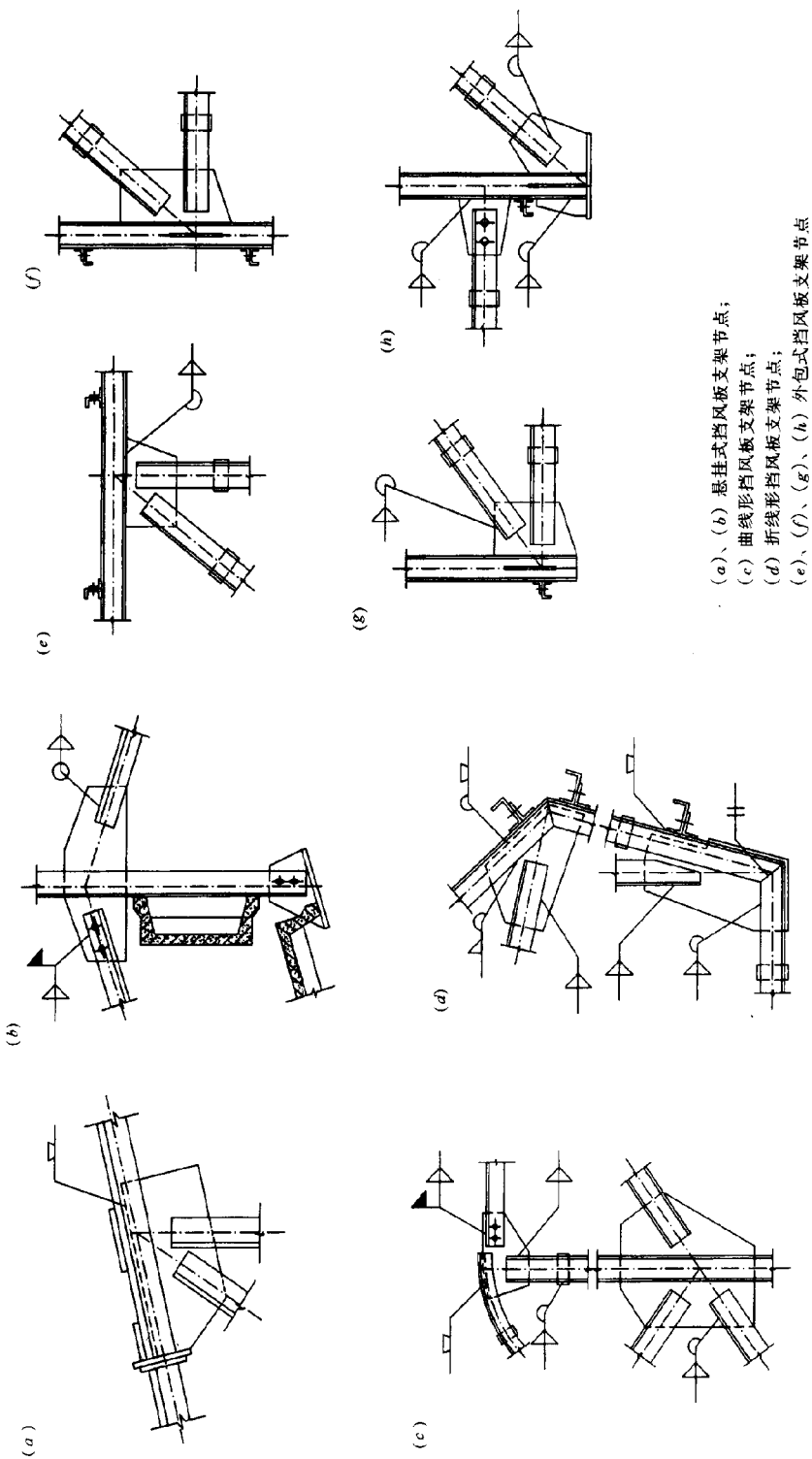
(d)



(c)

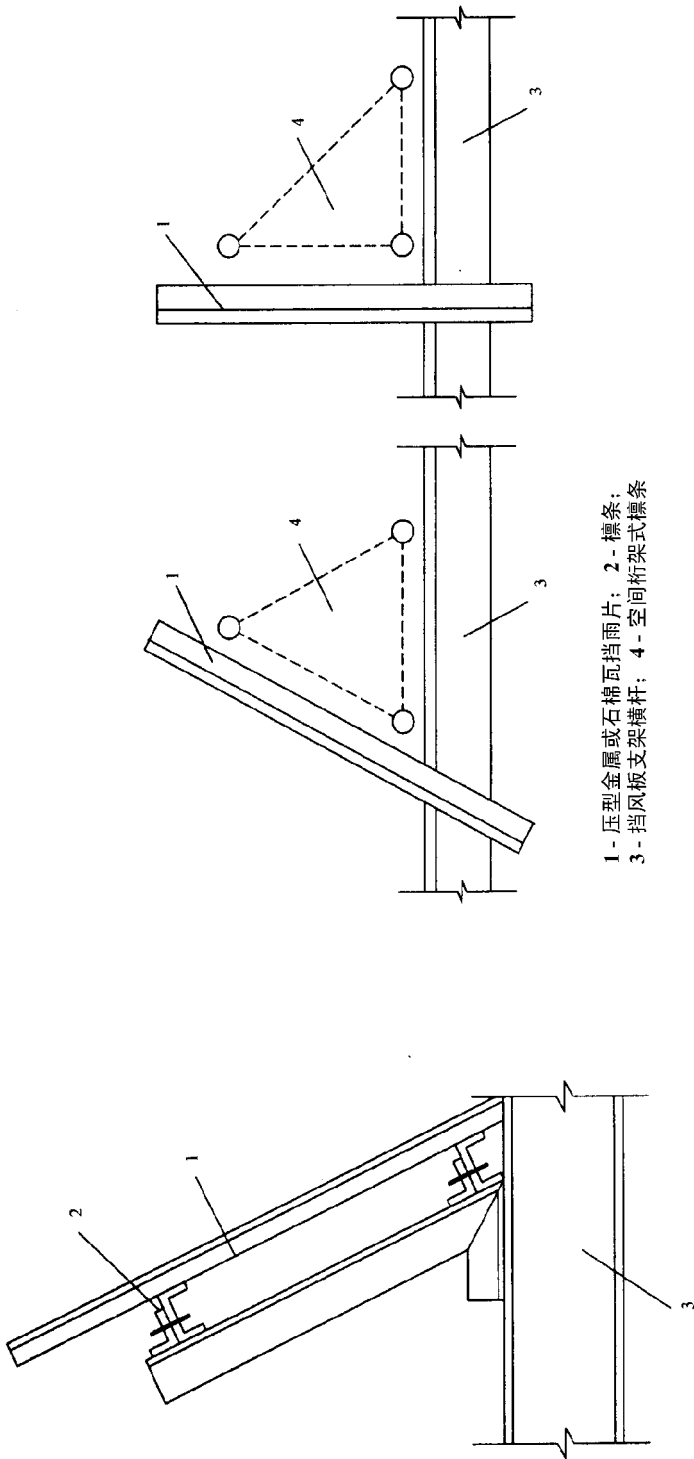
(a)、(b) 支座斜杆为上升式的梯形屋架；
(c)、(d) 支座斜杆为下降式的梯形屋架

图 3-8-86 刚性连接屋架支座节点



(a)、(b) 悬挂式挡风板支架节点；
 (c) 曲线形挡风板支架节点；
 (d) 折线形挡风板支架节点；
 (e)、(f)、(g)、(h) 外包式挡风板支架节点

图 3-8-87 挡风板支架节点



1- 压型金属或石棉瓦挡雨片； 2- 檩条；
3- 挡风板支架横杆； 4- 空间桁架式檩条

图 3-8-88 挡雨板的支承构件

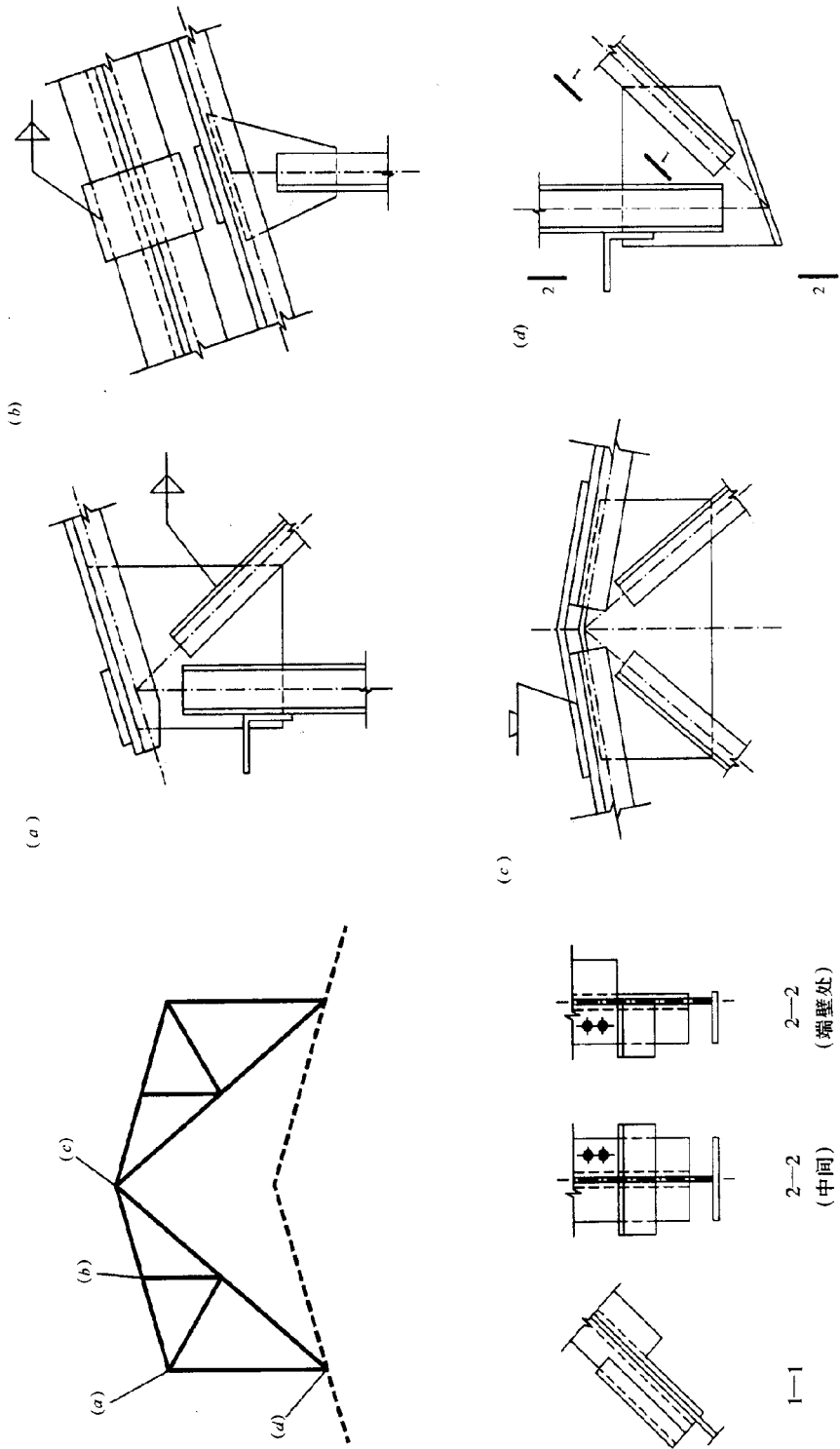


图 3-8-90 三铰拱式天窗架节点

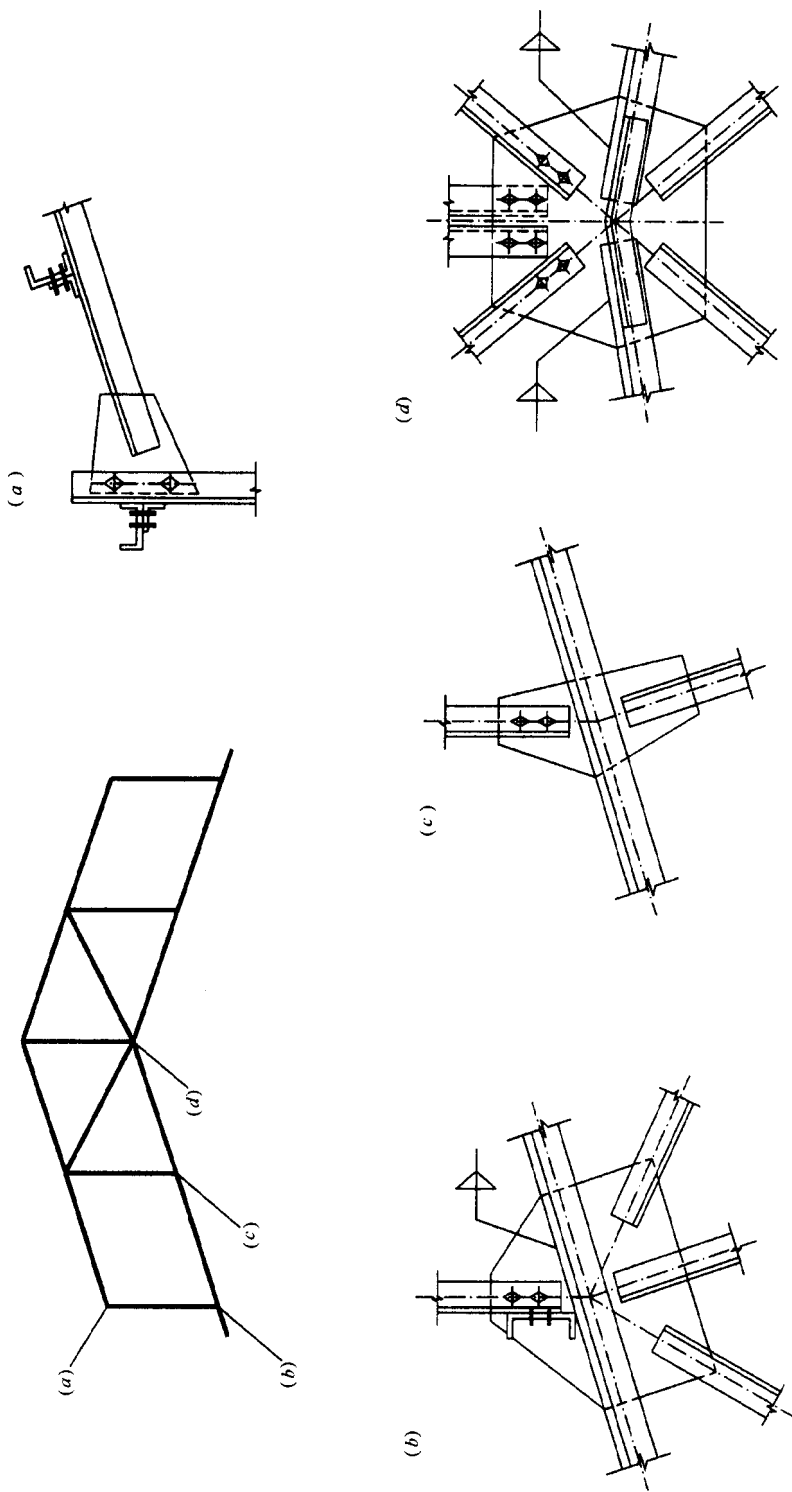


图 3-8-91 多竖杆式天窗架节点

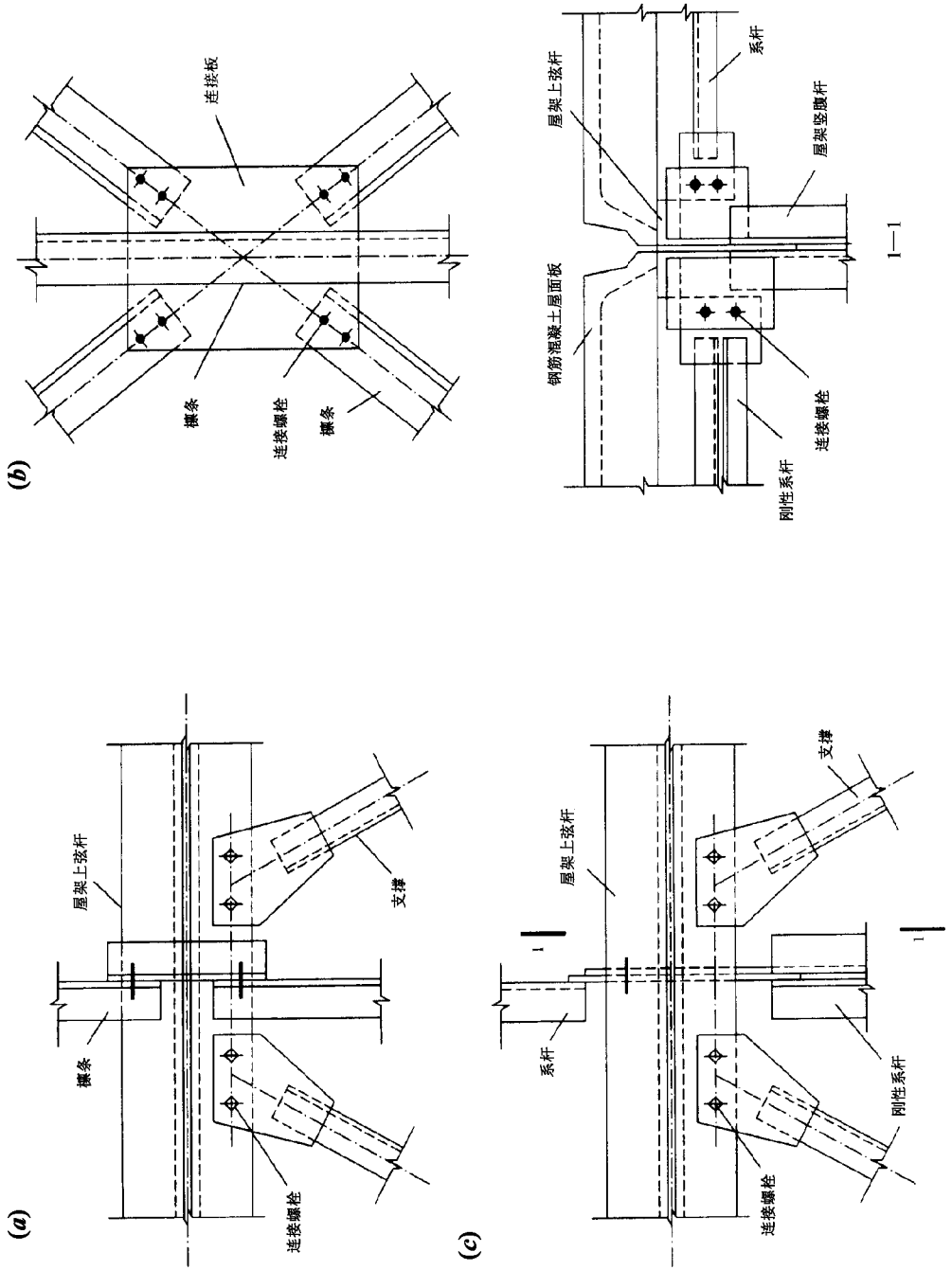


图 3-8-92 屋架上弦横向支撑连接节点

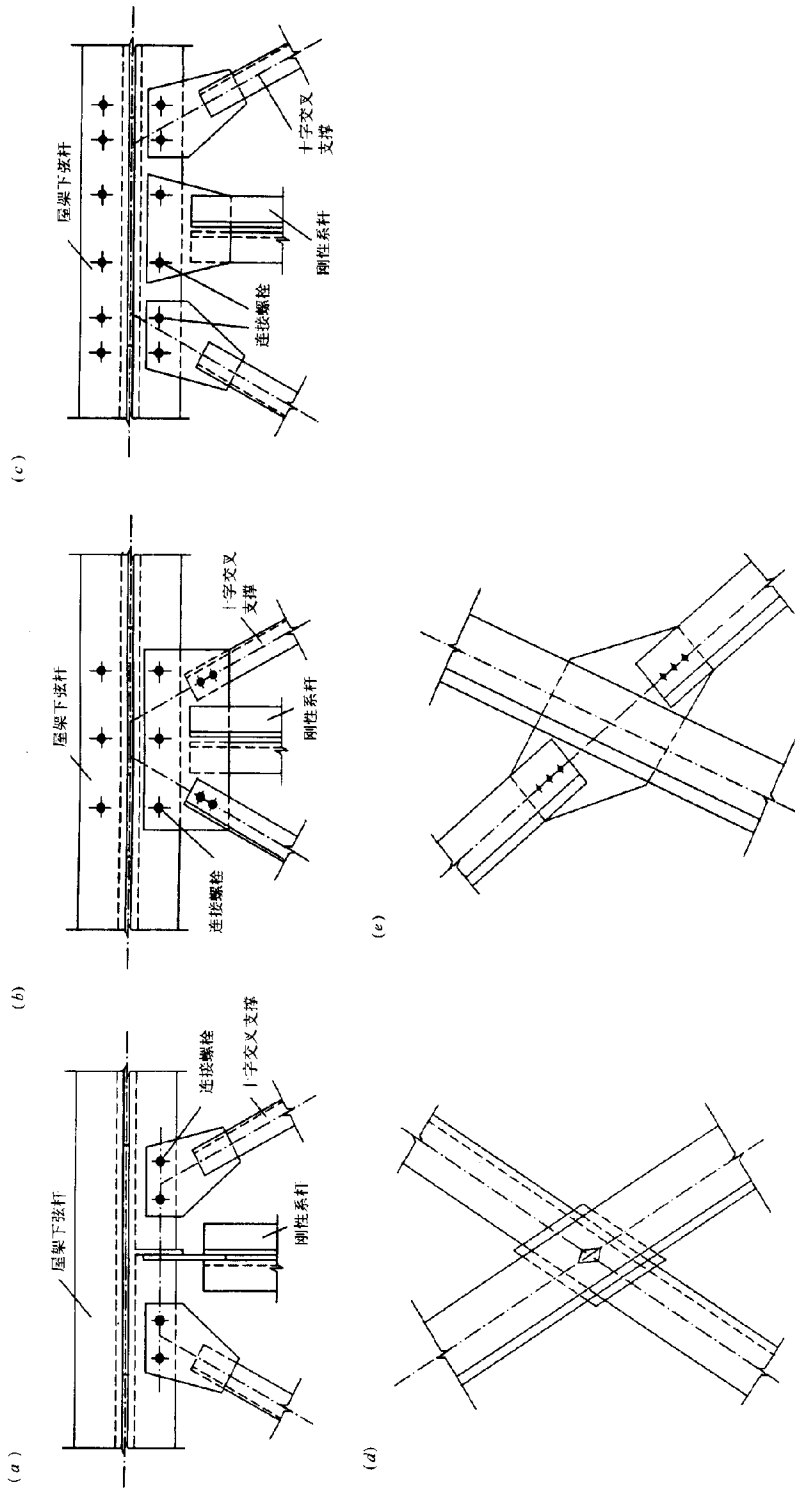


图 3-8-93 屋架下弦横向支撑连接节点

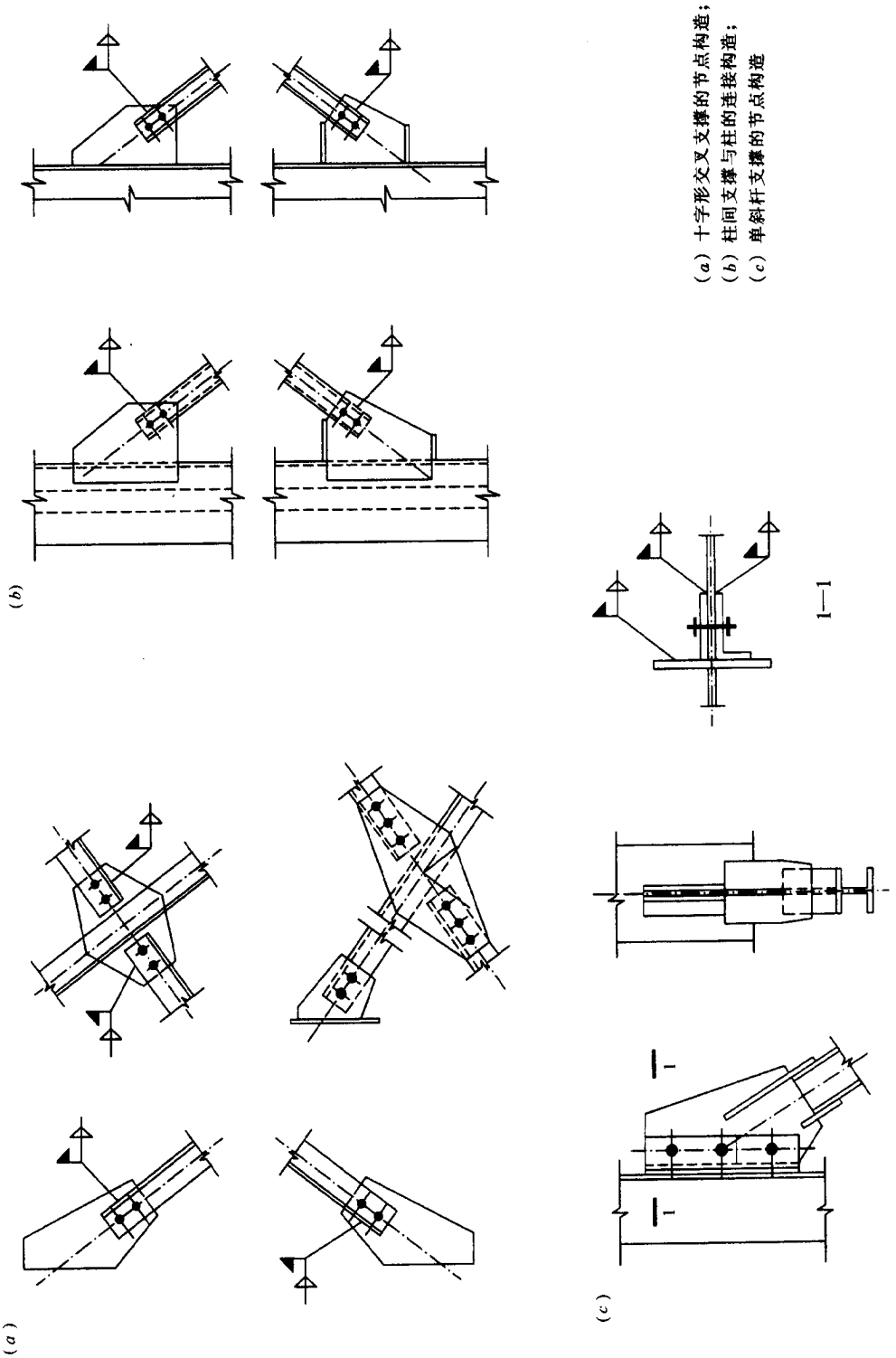
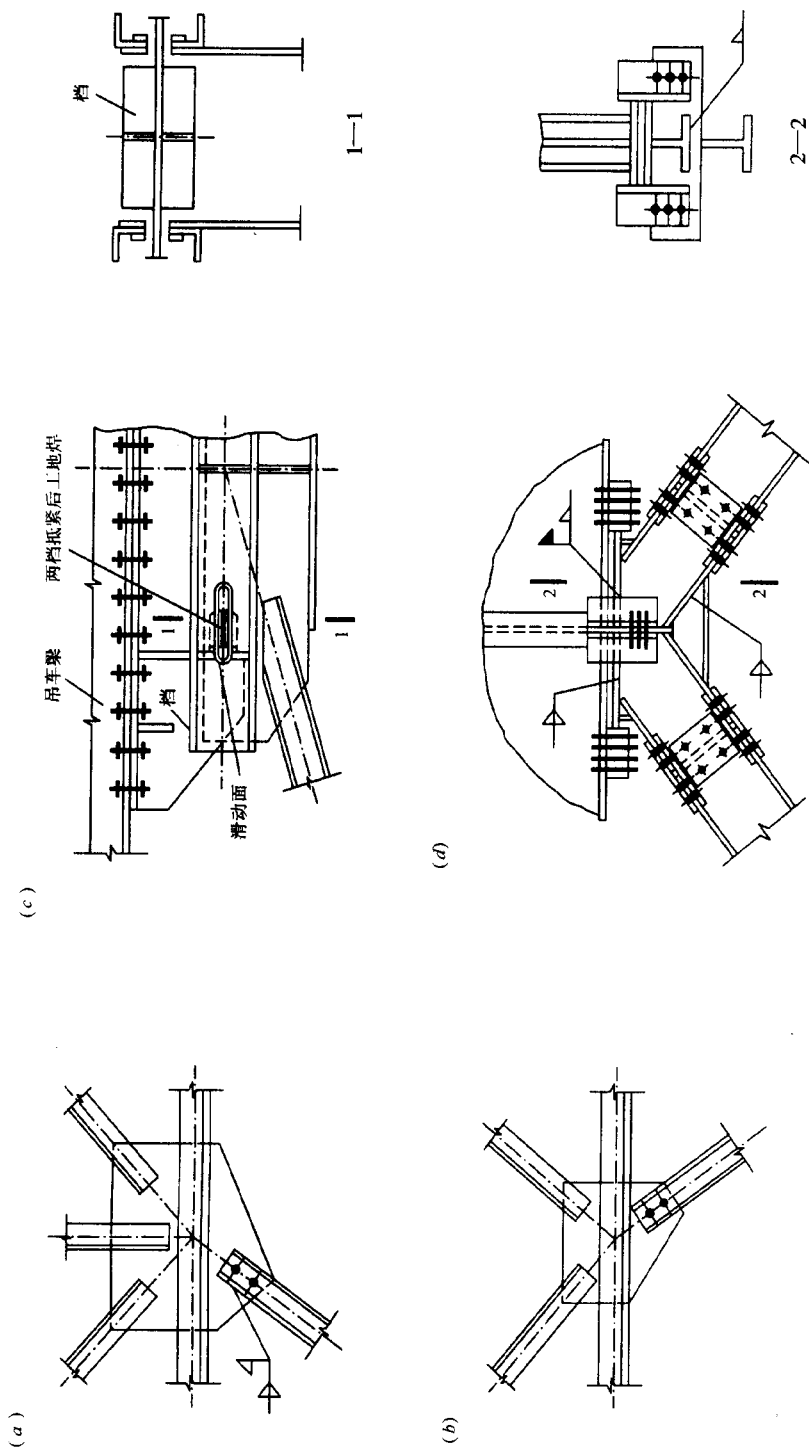


图 3-8-94 柱间支撑的节点构造 (一)



(a)、(b) 八字形支撑的节点构造；
(c)、(d) 人字形下柱支撑节点

图 3-8-95 柱间支撑的节点构造 (二)

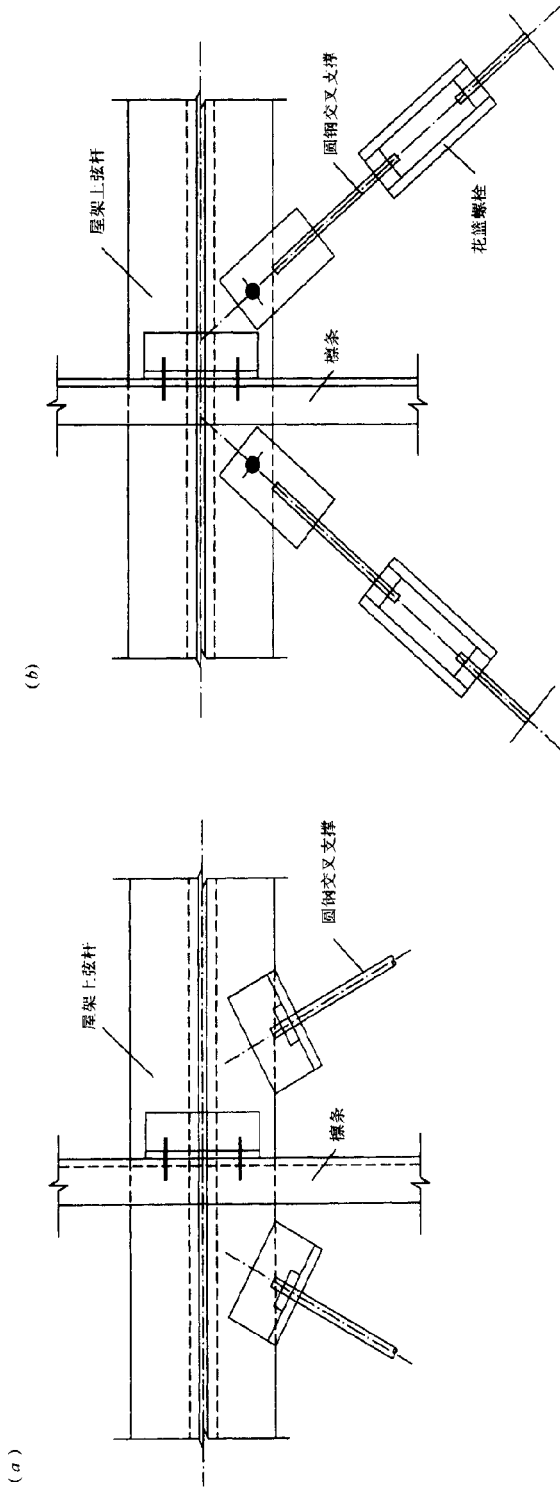
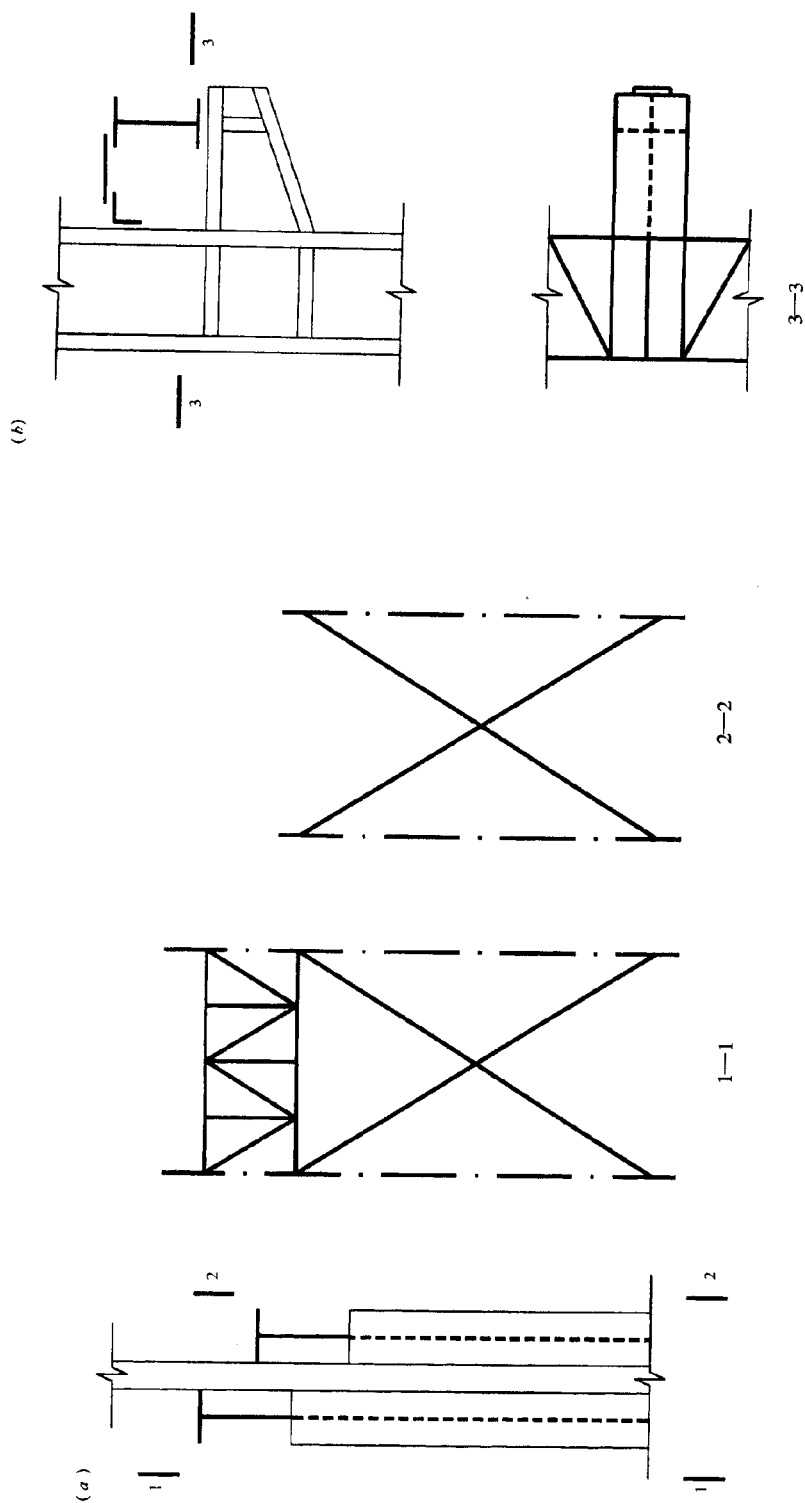
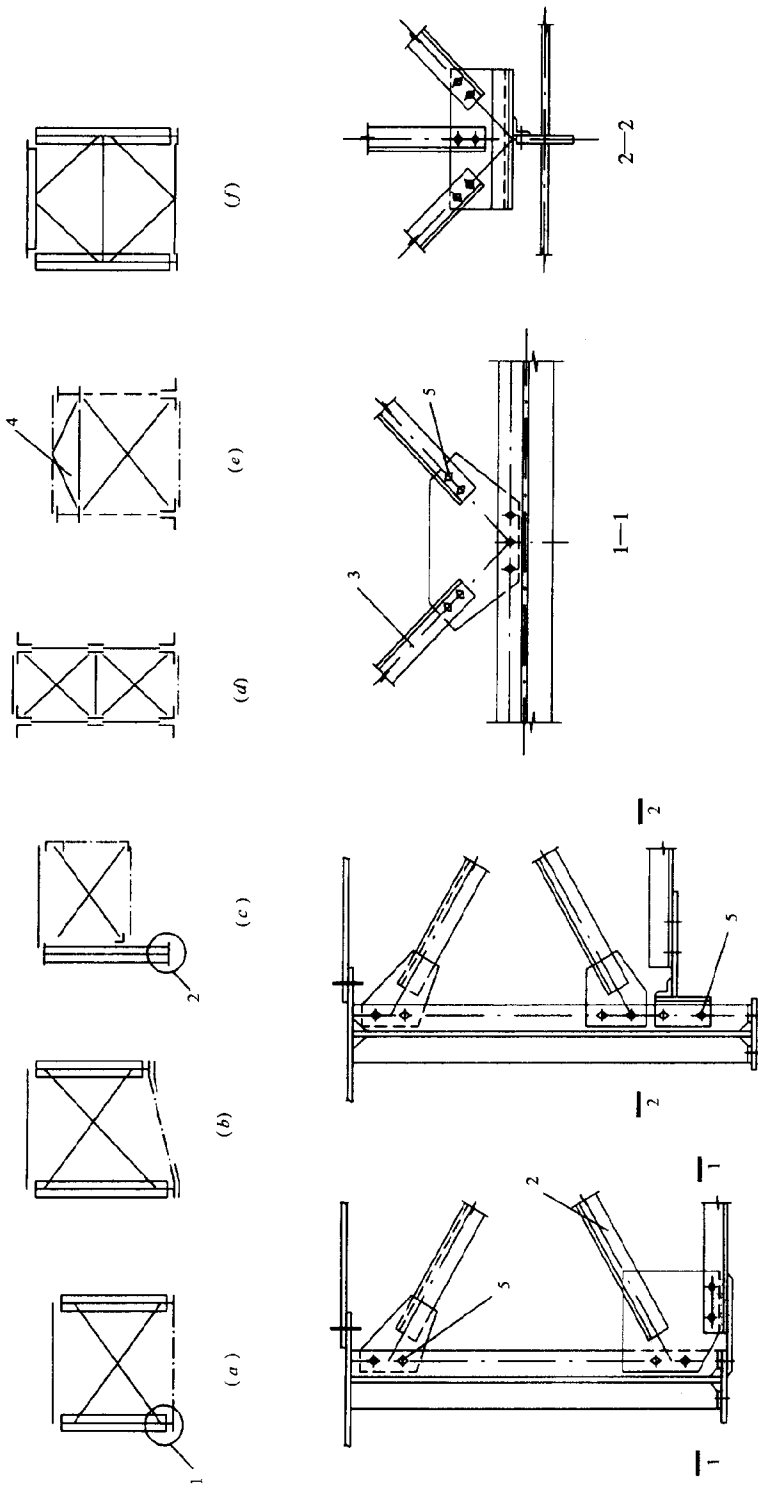


图 3-8-96 圆钢交叉支撑连接节点



(a) 柱间支撑的特殊处理;
(b) 抗扭支撑

图 3-8-97 柱间支撑的特殊处理和抗扭支撑



1—吊车梁；2—垂直支撑；3—下翼缘支撑；
4—吊车桁架防扭支撑；5—防松永久螺栓

图 3-8-98 垂直支撑的常用形式

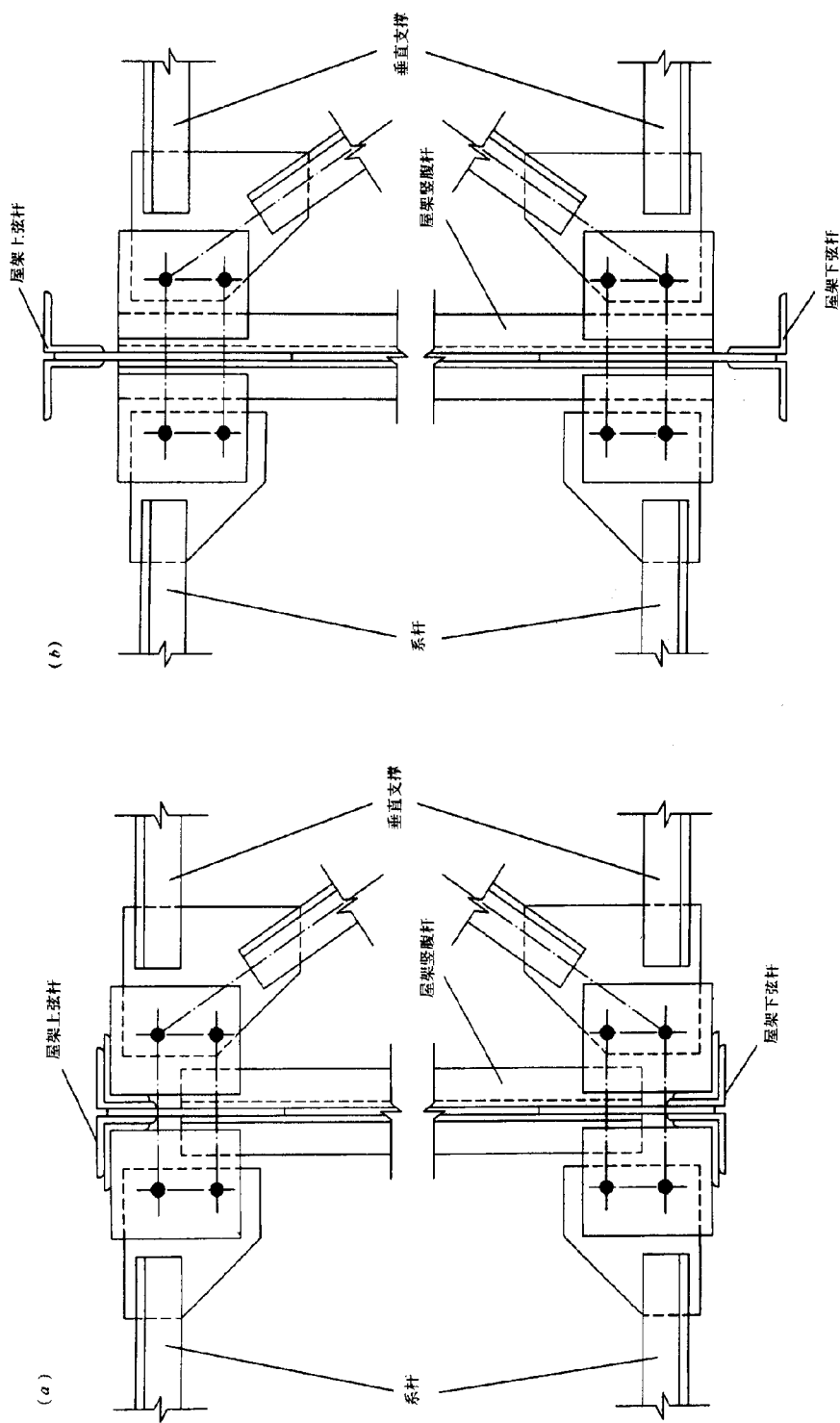


图 3-8-99 垂直支撑连接节点

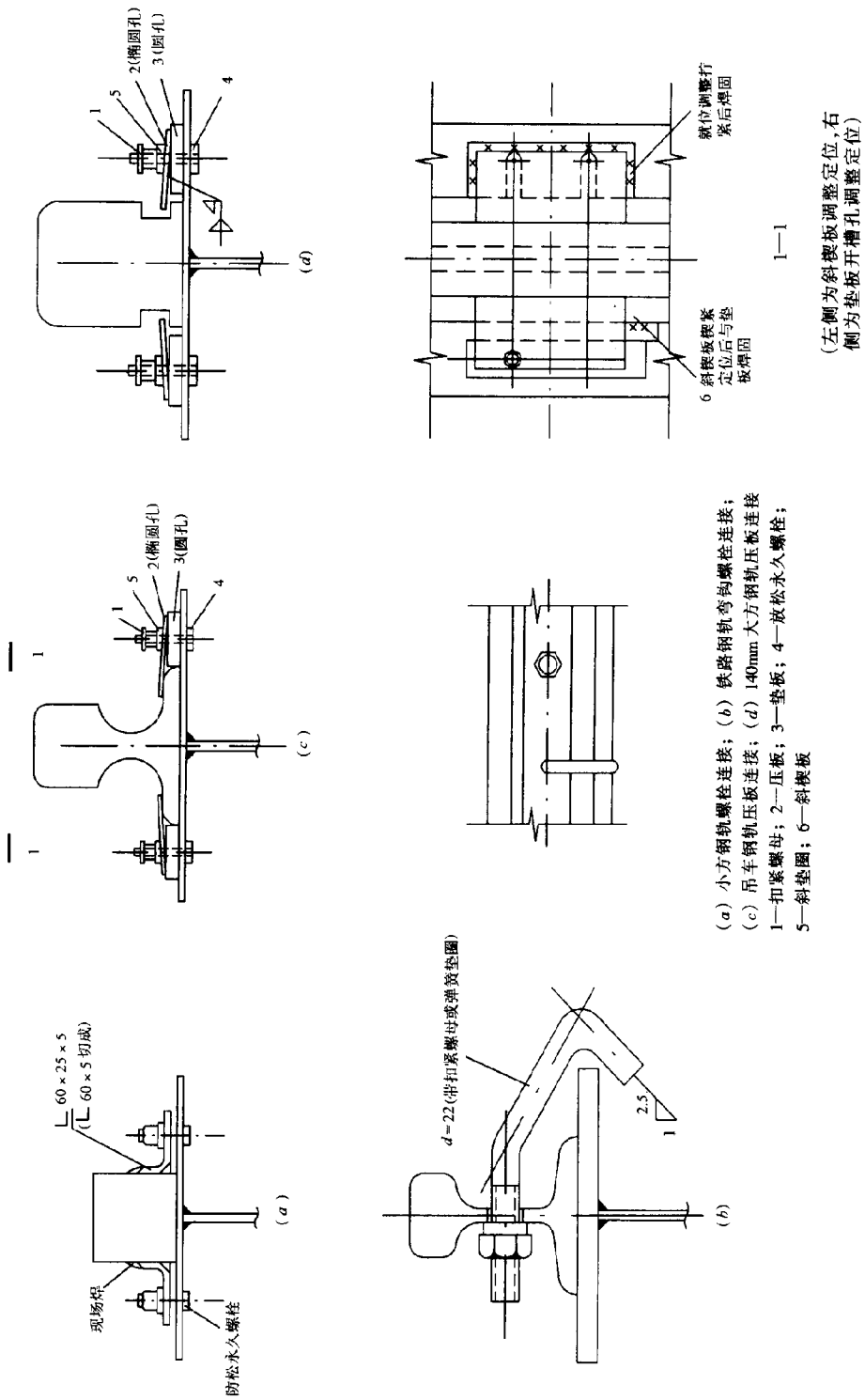
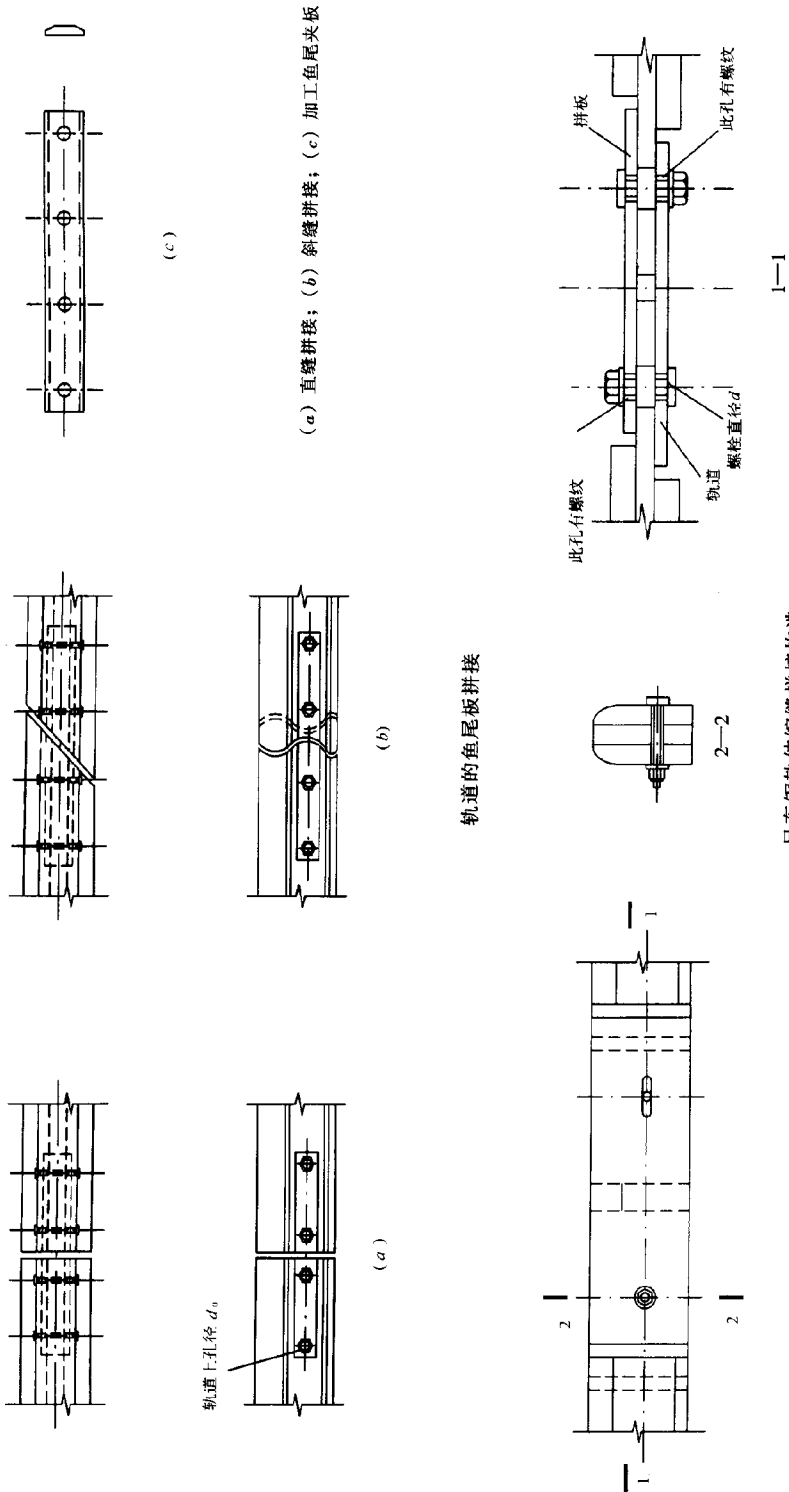


图 3-8-100 常用钢轨连接



吊车钢轨伸缩拼接构造

图 3-8-101 轨道的鱼尾板拼接

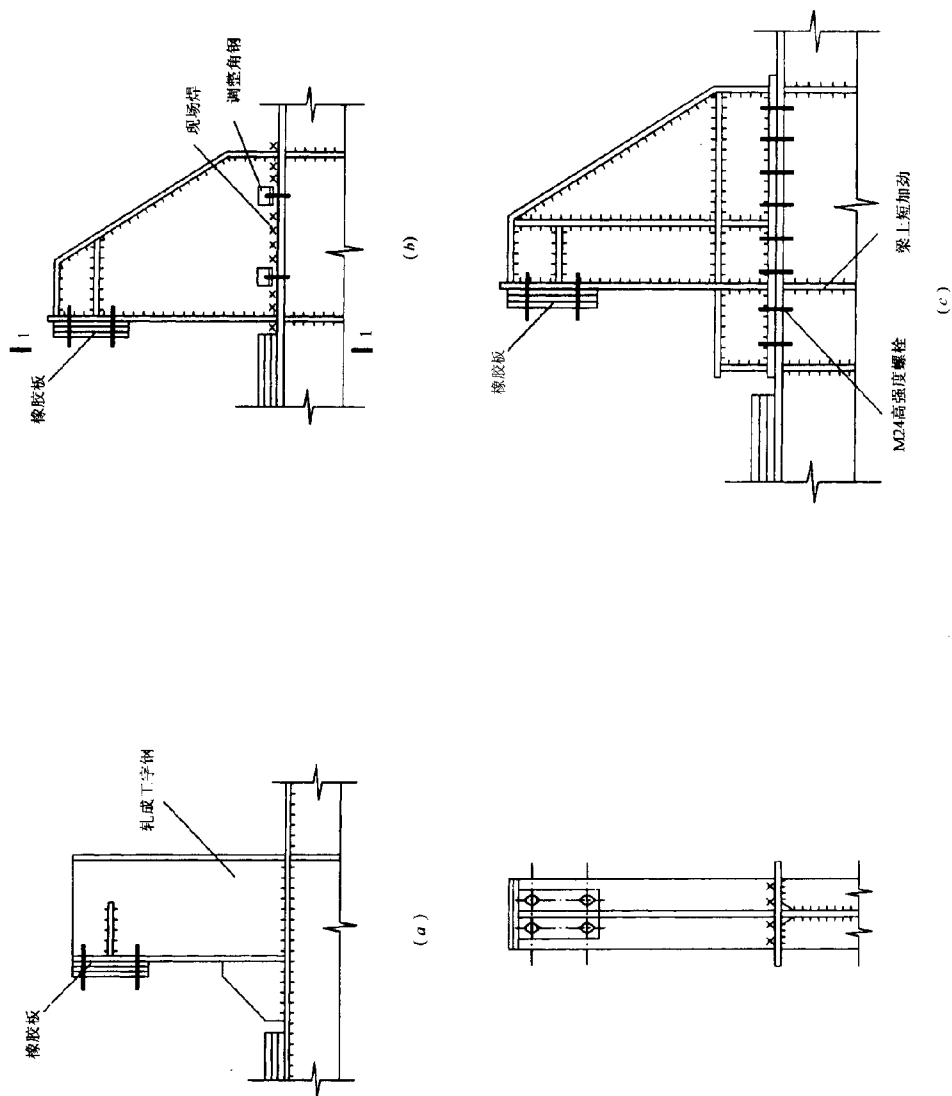
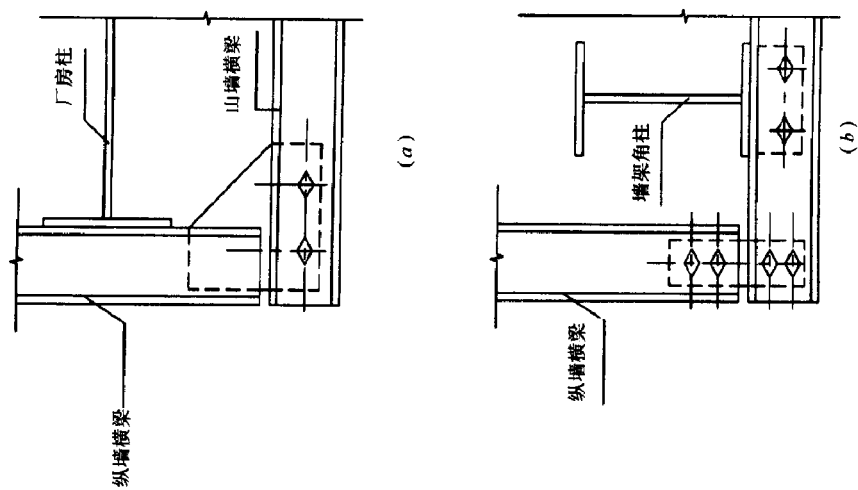
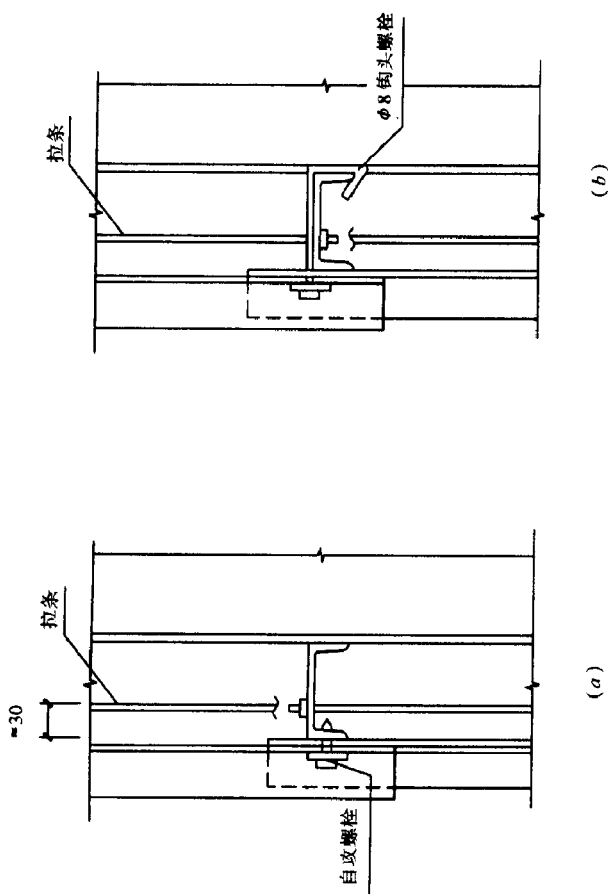


图 3-8-102 车挡构造



端部墙架横梁在墙角处的连接



轻质墙与墙架横梁的连接

图 3-8-103 墙架横梁的连接

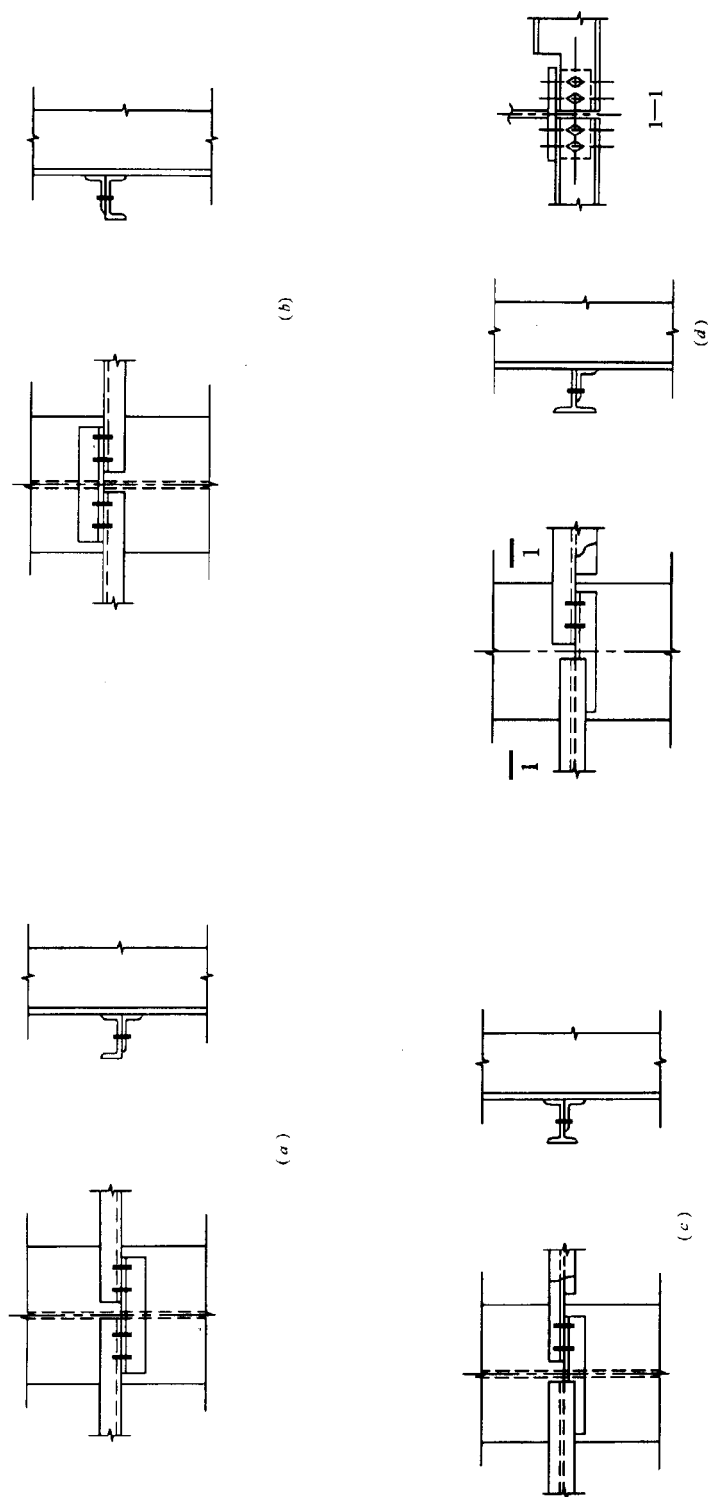


图 3-8-104 墙架横梁与柱的连接 (一)

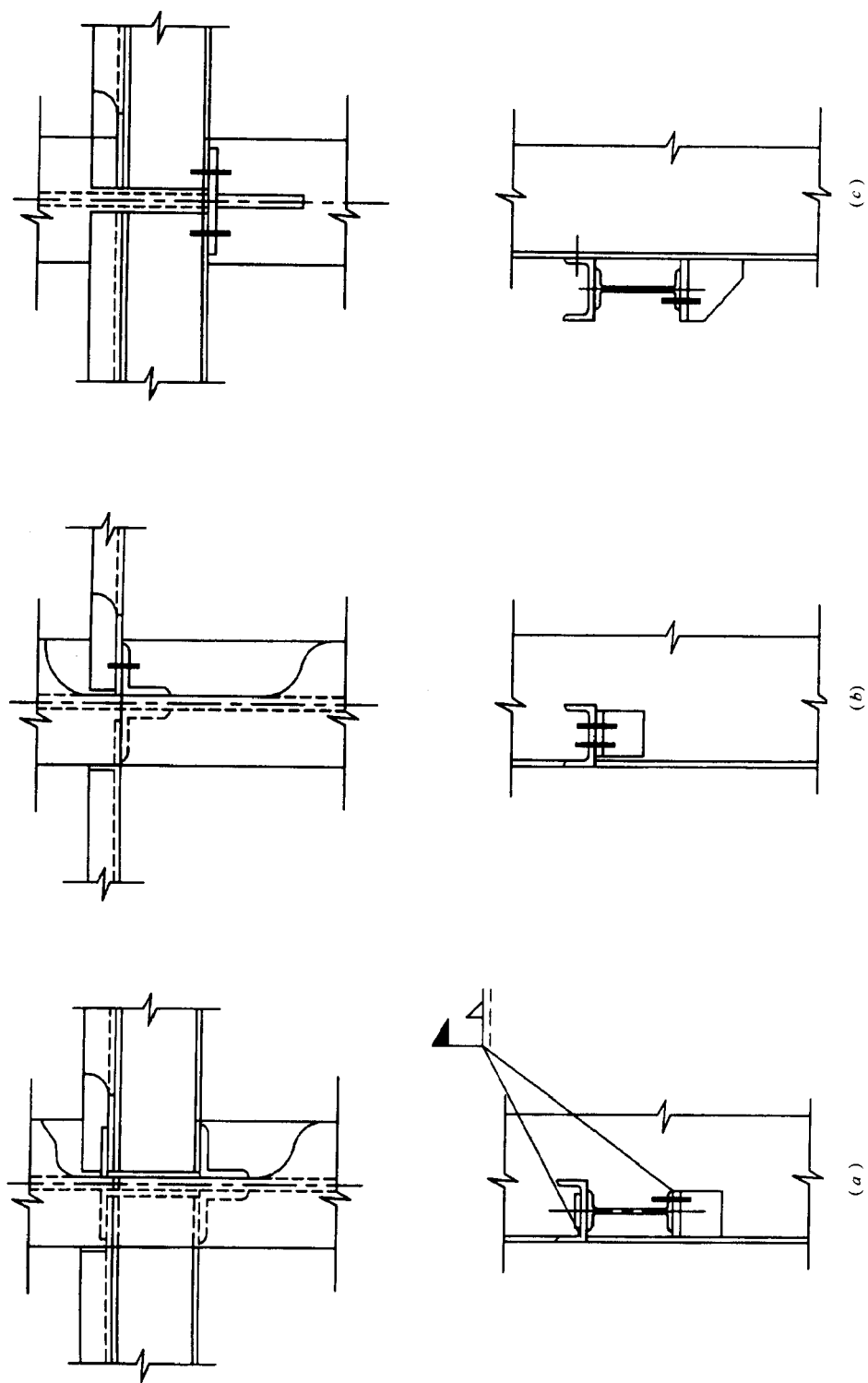
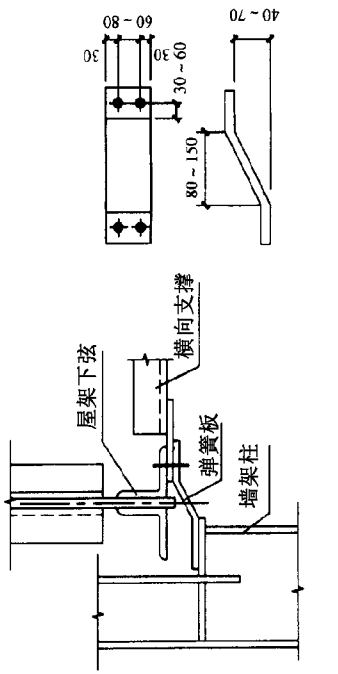
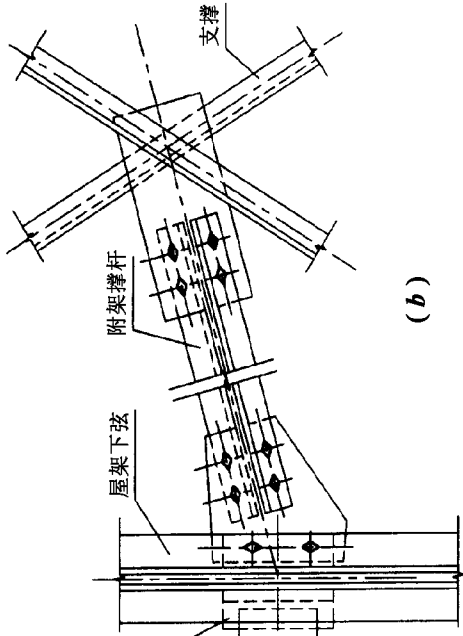


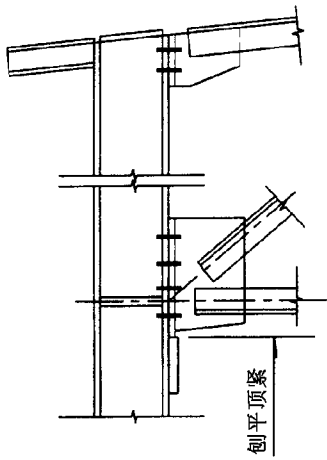
图 3-8-105 墙架横梁与柱的连接 (二)



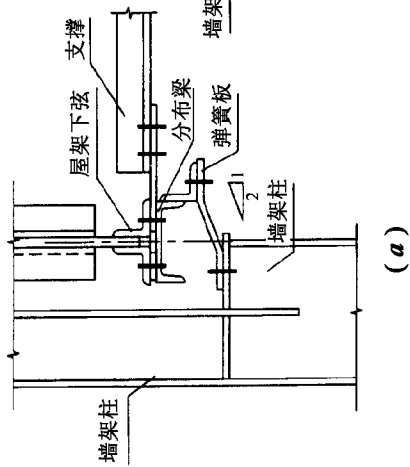
山墙墙架柱与屋架连接



(b)



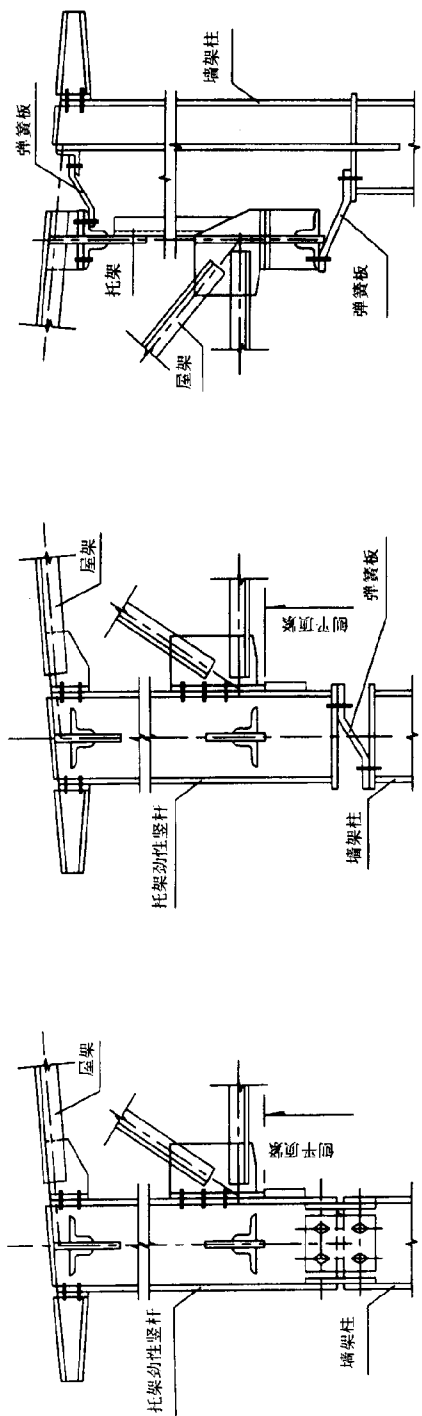
墙架柱支撑屋架连接



(a)

墙架柱不与支撑节点对应时的连接

图 3-8-106 墙架柱的连接 (一)

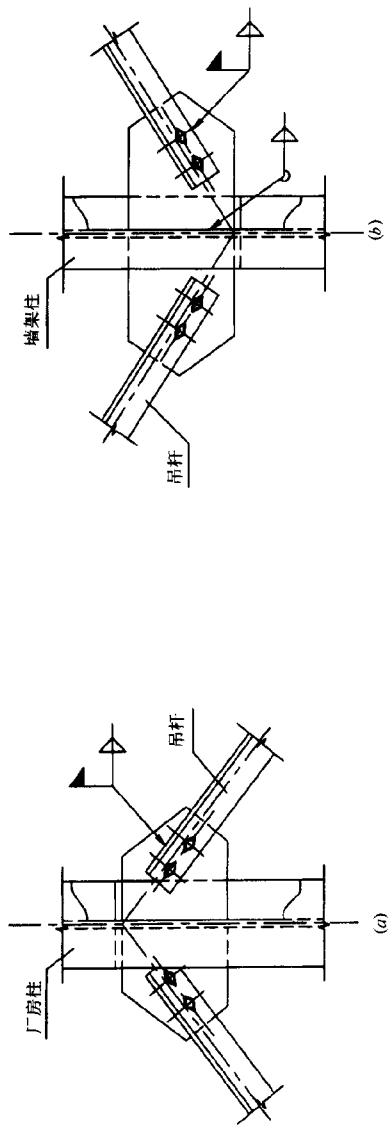


(a) 悬吊支承

(b) 下弦水平支承

(c) 上下弦水平支承

墙架柱顶与托架的连接

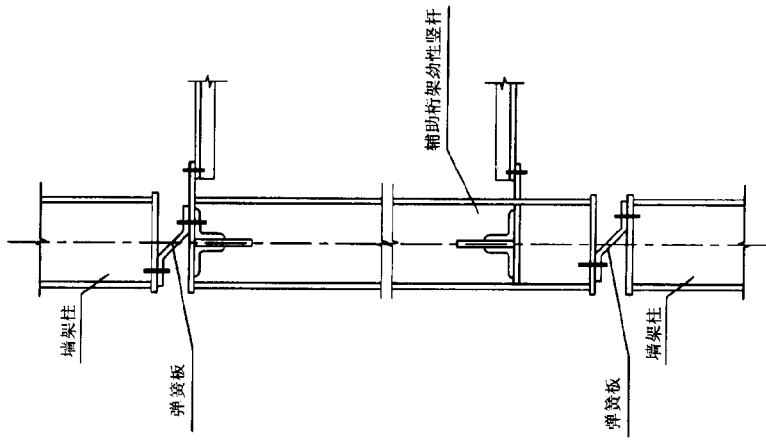
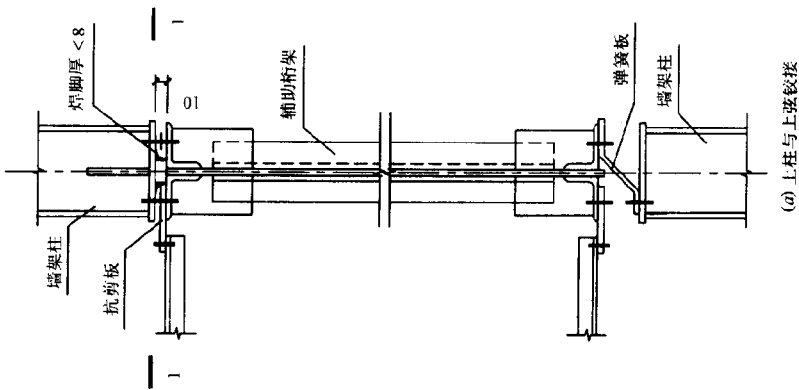


(a)

(b)

墙架柱与厂房柱的吊挂连接

图 3-8-107 墙架柱的连接 (二)



墙架柱与吊车梁辅助桁架的连接

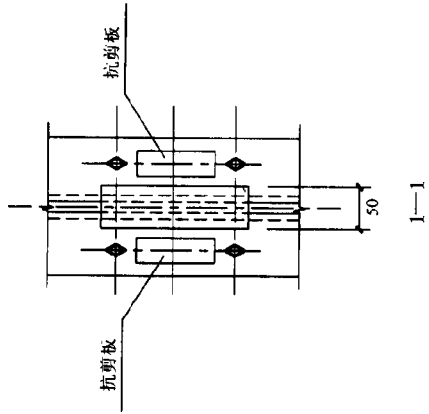
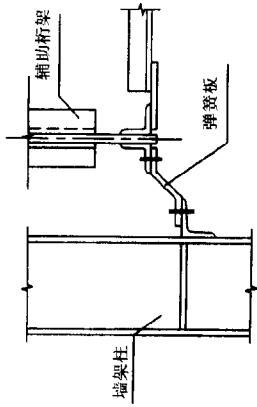
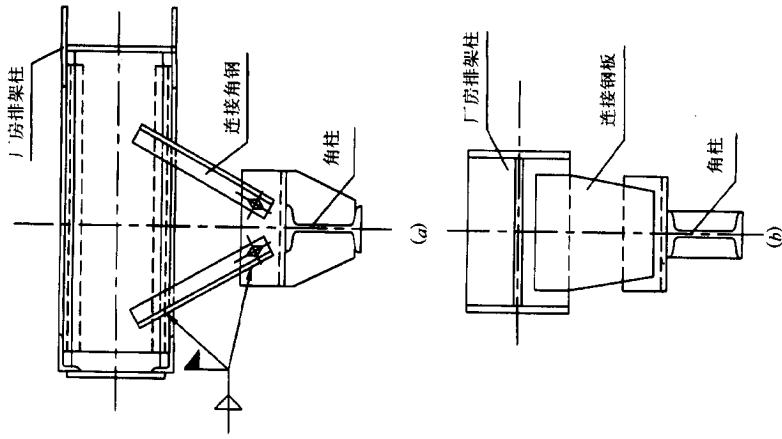
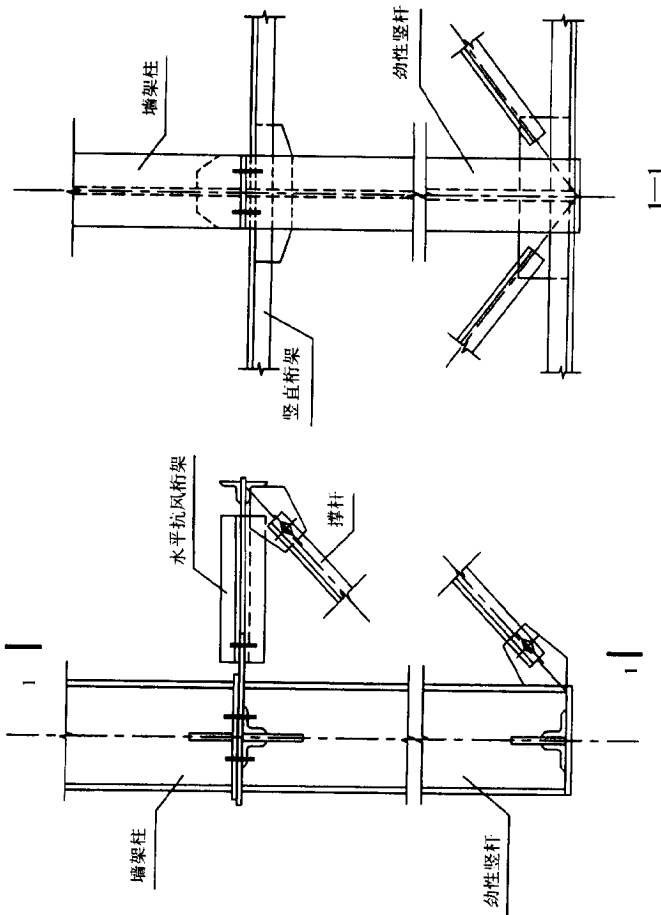


图 3-8-108 墙架柱的连接 (三)



山墙角柱与厂房排架柱的连接



墙架柱与竖直桁架的连接

图 3-8-109 墙架柱的连接 (四)

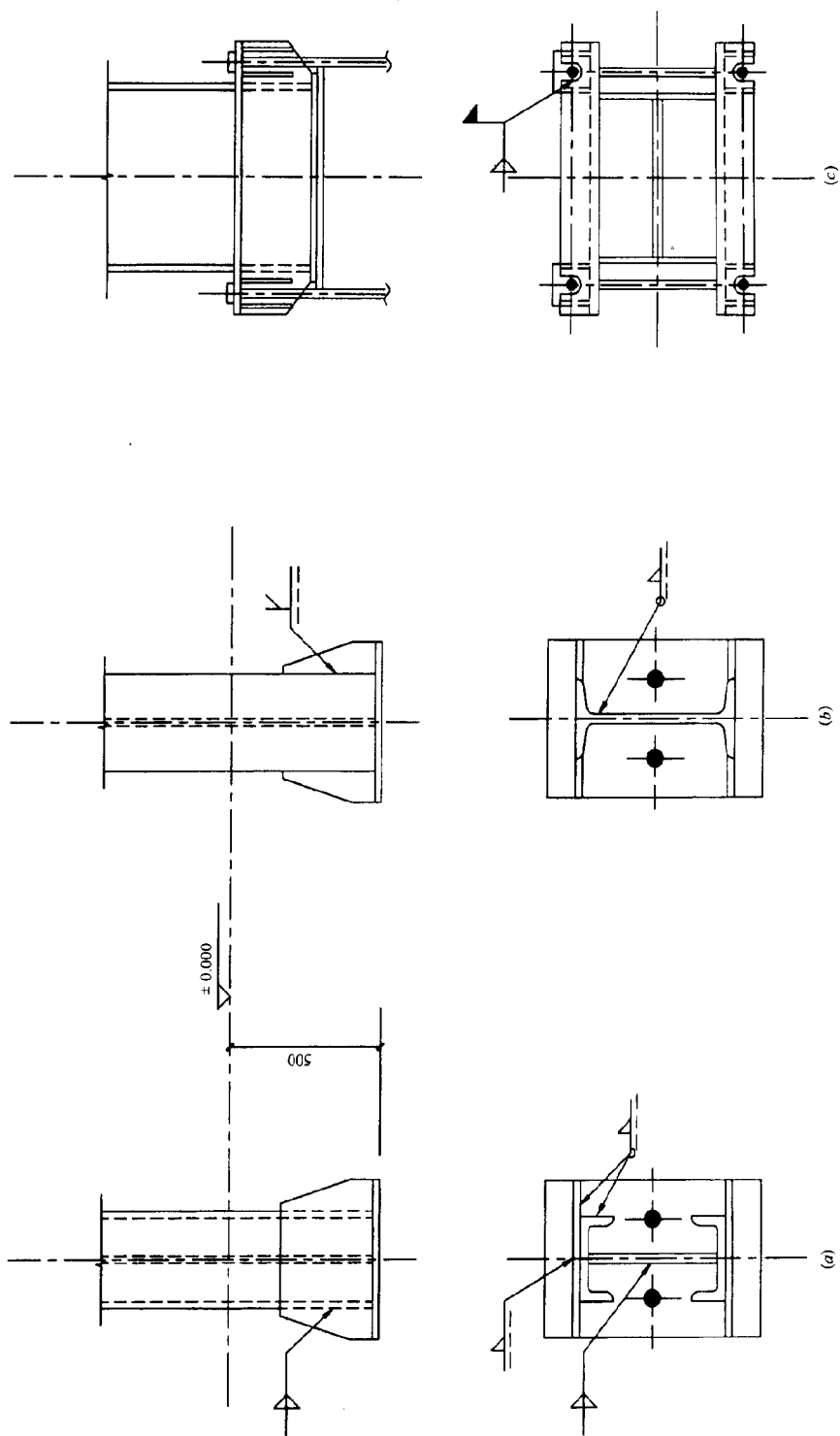
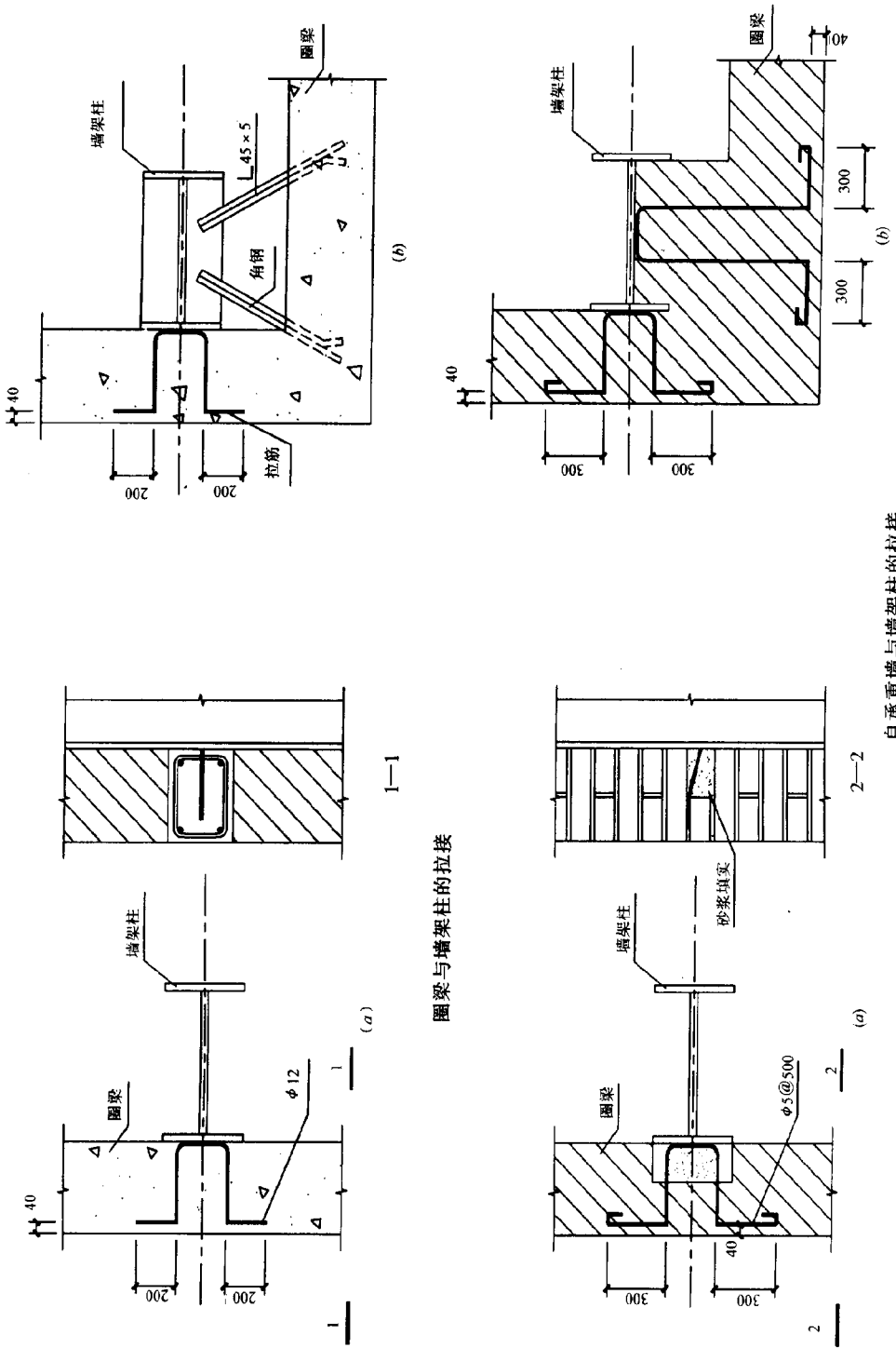


图 3-8-110 墙架柱的柱脚



圈梁与墙架柱的拉接

自承重墙与墙架柱的拉接

图 3-8-111 砌体墙架的构造

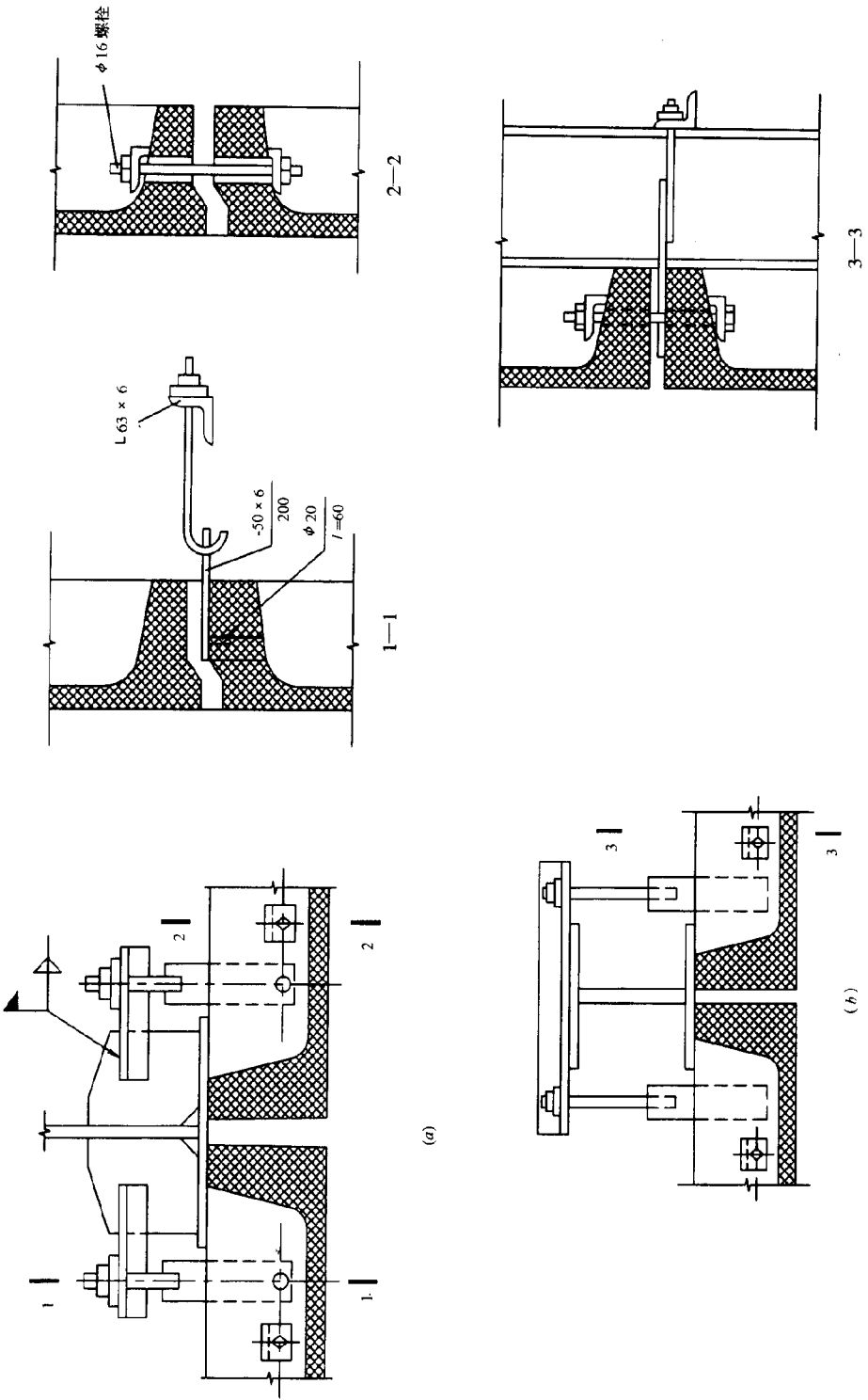


图 3-8-112 墙架与柱的柔性连接

第八节 钢结构单层工业厂房工程设计施工实例

一、工程概况

本工程为某大型钢厂的热轧厂钢结构单层工业厂房，在钢厂纬十一、纬十二路，经十四、经十五路所界定的范围内自东向西布置着热轧、连铸、炼钢、二配电及中央水处理厂等工程。热轧厂全长 995.5m，建筑面积约 13 万 m²，其中主厂房为 9.96 万 m²。工程地处滨海海口地带，属软土地基。

设计分工，外方负责 A 区内主厂房全部设备、工艺、设备基础的技术设计、详图设计；主厂房柱基、设备基础、桩及地坪；辅助生产房屋建筑，包括桩、建筑物及设备基础与上部构筑物；雨排水设施、管道及集水井；地脚螺栓、管道支架、支柱、吊架等。中方由钢铁设计院负责除上列内容外的土建工程设计。

1580mm 热轧原料全部为连铸板坯，年需求量 280 万 t。热轧厂年产量为 279.36 万 t，主要生产厚 1.5~12.7mm，宽 700~1430mm 的带钢，钢卷重量最大为 26.5t。其工艺流程见图 3-8-113。

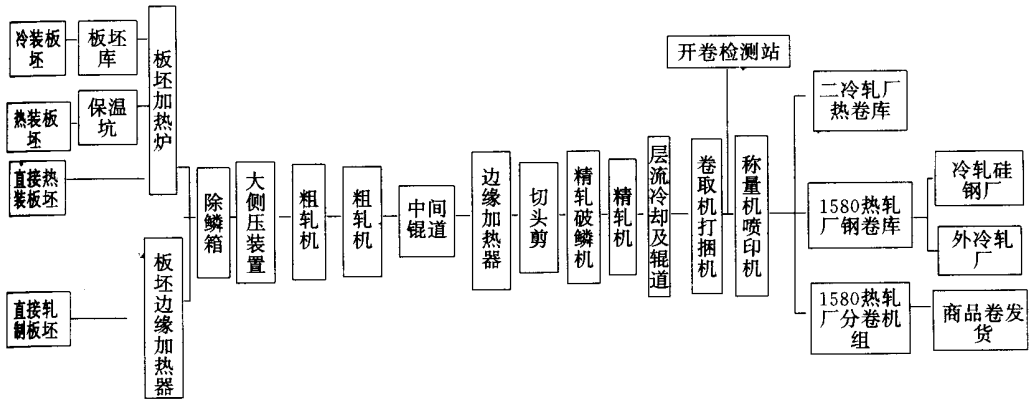


图 3-8-113 1580mm 热轧工艺流程

土建设计为箱基基础，全长 534.7m。箱基由底板和侧墙、顶板组成。包括厂房钢柱柱脖、各机组基础及地下钢结构等。其底板和侧墙混凝土量占总混凝土量的 60% 以上。轧制线箱基顶板是利用在地下钢结构上铺压型钢板（代替模板而不拆除），然后绑扎钢筋浇筑混凝土，保证了质量，缩短了工期。

地下钢结构由外方设计，主厂房钢结构由钢铁设计院设计。柱子全部采用双肢螺旋钢管柱，上柱为焊接 H 型钢，主厂房吊车梁为实腹工字型梁，房架为实腹 H 型梁，它

与上柱专设外伸短梁连接，接头采用混合接法（腹板采用高强螺栓接头）。除主电室不设天窗外，主轧跨、炉子跨均选用纵向天窗，板坯库采用横向天窗。纵向天窗两侧采用空腹式大跨度桁架，其下方是屋面短梁的吊点。各厂房平面布置及其跨度值见图 3-8-114。

本工程具有如下特点：(1) 业主负责制，自筹资金建设，因此资金的使用和管理更科学合理。要求施工企业一要有适应性，二要科学计划性；(2) 工期短，合同工期 35 个月，从基础开工到负荷联动只有 28 个月；(3) 施工难度大，新的箱基施工技术要求跨越开口、闭口施工两个阶段，使结构安装与土建高潮重叠和交叉，增加施工管理的复杂性；(4) 工程量大，桩 10000 套，混凝土 26 万 m³，设备 4.8 万 t，钢结构 2.7 万 t；(5) 合同关系复杂，合同签约不同步，对施工管理带来管理复杂、有时衔接不上的问题；(6) 设备供货周期长，制造厂达数十家，合作制造项目多，对施工产生很大影响。

主要工程量见表 3-8-6。

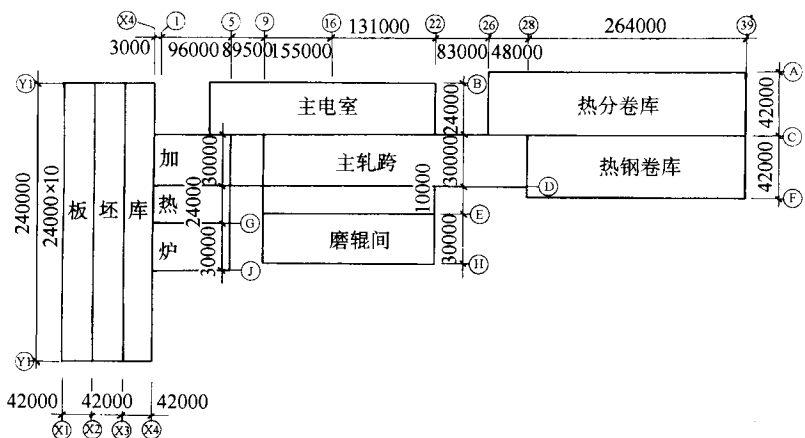


图 3-8-114 1580mm 热轧厂房平面布置图

表 3-8-6

主要项目工程量

序号	工程项目	单位	数量	规格
1	混凝土方桩	套	991	400mm × 400mm × 30000mm
2	预应力混凝土桩	套	3144	φ550mm
3	钢管桩	套	6009	φ406mm 平均 66.5m
4	土方	万 m ³	54	
5	混凝土	万 m ³	4.8	
6	钢筋混凝土	万 m ³	22	

序号	工程项目	单位	数量	规格
7	砌砖	万 m ³	1.5	
8	抹灰	万 m ²	6.4	
9	金属墙面屋面	万 m ²	13.2	U-450, V-115N, 角弛Ⅲ型
10	钢结构	万 t	2.3	
11	地下钢结构	万 t	0.4	
12	安装设备	万 t	4.8	
13	工业管道	万 m	10	
14	油管	万 m	6.0	
15	耐火材料	万 t	0.5	
16	屋面	万 m ²	8.2	
17	门窗	万 m ²	0.83	

本工程推广应用的新技术、新材料、新工艺、新设备有：土建工程采用了（1）箱形基础施工新技术，箱基顶板用压型钢板代替模板；（2）钢管混凝土桩技术，在 6000 套桩中灌入混凝土；（3）降水工程技术，除使用一、二级轻型井点外，还使用了喷射井点和深井泵降水技术；（4）地下连续墙技术，地下连续墙厚 1.2m，深度为 -53m，正 33 边形，分为 12 个槽段；（5）屋面和墙面采用彩色压型板技术；（6）超重超长结构吊装技术。安装工程：（1）采用了四种轧制新工艺，即冷装板坯轧制工艺、热轧板坯轧制工艺、直接热装板坯工艺、直接轧制工艺；（2）偏心轮型步进式加热炉；（3）大侧压量的定宽压力机；（4）转鼓型异周速切头剪；（5）中间带坯边缘加热器；（6）精轧交差（PC）轧机新技术。

二、施工部署

（1）施工组织与管理体系统如图 3-8-115 所示。

（2）施工顺序。主要分成：1）打桩工程从当年 12 月至次年 12 月，含主电室、磨辊间、加热炉、轧制线、板坯库、水处理；2）箱形基础工程①，从次年 6 月至第 3 年 5 月，施工内容为土方底板→墙、柱基、辊道基础→回填土；3）钢结构制作，从次年 7 月至第 3 年 5 月，包括厂房钢结构和地下钢结构；4）厂房钢结构安装工程，从次年 12 月至第 4 年 2 月；5）箱形基础工程②，从第 3 年 1 月至第 4 年 3 月，施工内容为地下钢结构→轧机基础→±0.00 平台；6）机电设备安装工程，从第 3 年 4 月至第 4 年 12 月，

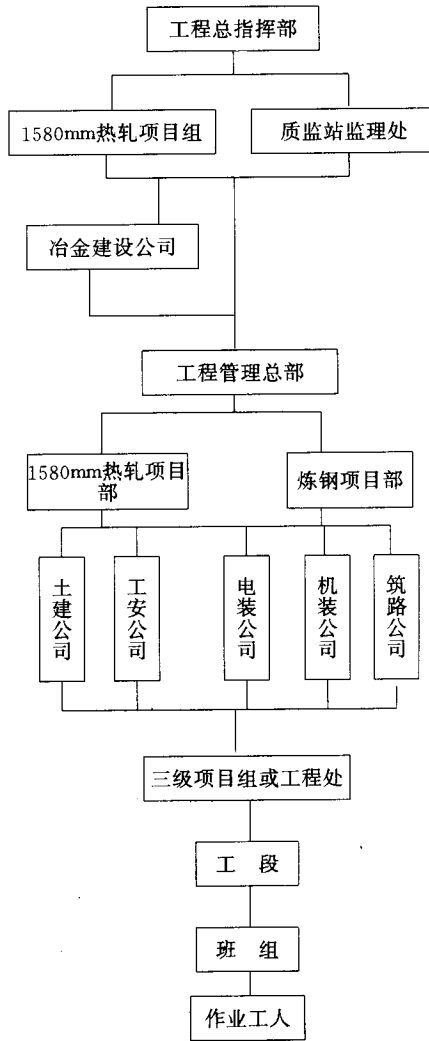


图 3-8-115 施工组织管理体系

安装调试完，轧出第一块钢板。

(3) 箱基施工工艺。传统土建施工工艺是：土方→底板→墙、柱基、辊道基础→回填土→厂房结构安装。由于箱基施工为新工艺，并分成两个阶段施工，故其第一阶段施工工艺同传统土建施工工艺。第二阶段施工工艺为地下钢结构安装（柱、梁、暗梁、廊道、楼梯等）→压型板（模板）→

→顶部混凝土（地坪）→
 →轧机基础、主电机基础→侧墙及顶板（地坪）→压型板墙屋面

(4) 钢结构吊装工艺。从上述箱形基础施工看出，该工艺跨越开口、闭口施工两个

阶段，使结构安装与土建施工高潮重叠交叉，增加了施工管理的复杂性。

①主轧线 C~D 跨 21 线→5 线→21 线→28 线→转移主电室 B~C 跨第一阶段配合安装主轧线 C~D 跨→从 22 线开始屋面安装→B~C 跨安装→吊机转移；

②主轧线、主电室安装结束、主吊机→炉子区安装厂房钢结构→

→安装炉体及烟囱、管道

→主吊机转入板坯库结构安装→磨辊间结构安装

三、施工进度计划

施工进度计划见表 3-8-7。

表 3-8-7 施工进度计划

编号	项目名称	时间(d)	第2年度					第3年度				第4年度			
			4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	打桩工程	279	▨▨▨▨▨												
2	箱基工程(一)	243		▨▨▨▨▨											
3	钢结构制作	305			▨▨▨▨▨										
4	钢结构安装	301				▨▨▨▨▨▨▨▨									
5	箱基工程(二)	317					▨▨▨▨▨▨▨▨								
6	机电设备安装	435						▨▨▨▨▨▨▨▨▨▨							
7	外围工程	609	▨▨▨▨▨▨▨▨▨▨▨▨▨▨												
8	结束														

四、施工总平面布置

施工平面布置见图 3-8-116。

五、施工准备

(1) 现场施工用电。在整个工程范围内建立了三个变电所，总容量为 2630kVA。1 号变电所 $2 \times 500\text{kVA}$ ，低压出线 4 个回路，供主电室、热轧主线用电；2 号变电所 $2 \times 500\text{kVA}$ ，低压出线 3 个回路，主要供磨辊间、加热炉、水处理系统用电；3 号变电所 $2 \times 315\text{kVA}$ ，低压出线 3 个回路，主要供板坯库、旋流池用电。低压架空线采用 $\text{BV}-3 \times 185+1 \times 70$ ，电杆高 12m，杆距 40m。

(2) 施工用水。设置了 $\phi 150$ 水管 1755m、 $\phi 50$ 水管 246m，并在 $\phi 150$ 水管上安置了消防栓及各向供水点。生活用水，在经十四支路及纬十一路五号桥处，各接 $\phi 100$ 管头 1 个，供南侧、北侧各用户用水。

(3) 施工通讯。利用原施工现场总机出线 200 对电缆，沿纬十一路，经十五路、纬

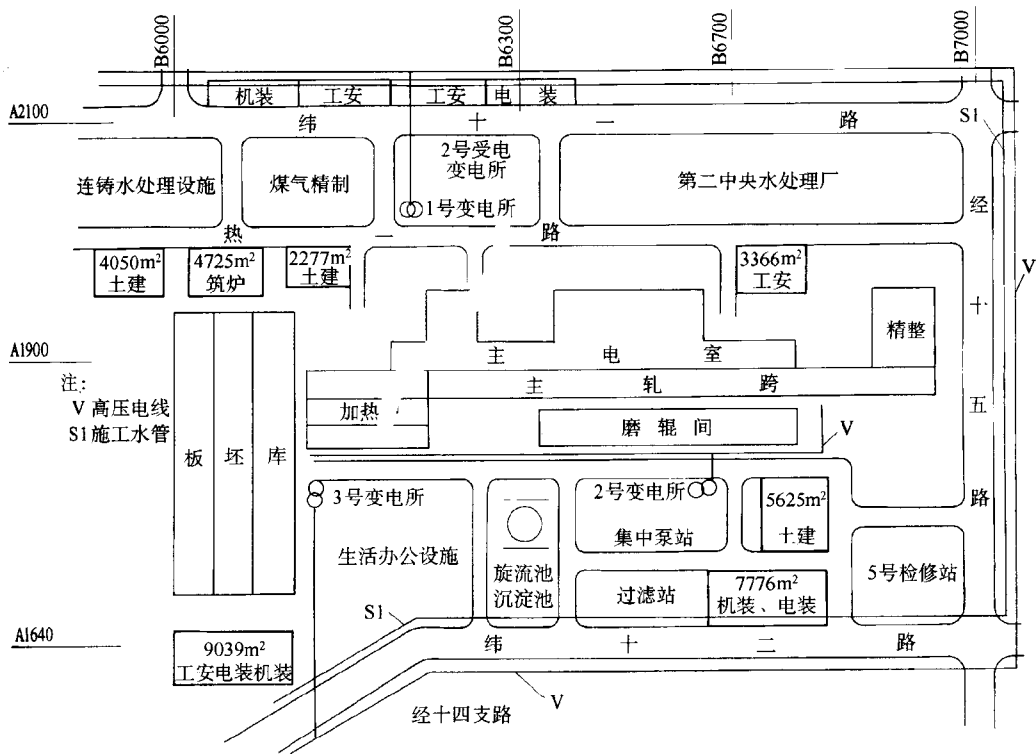


图 3-8-116 1580mm 热轧区总平面布置

十三路、经十四路、纬十二西路布线，其中绝大部分区域有 10kV 高压电杆可以共杆，在高压杆区采用 7m 杆。以后发展新区建成后，用新的 600 门纵横制自动交换机，上述线路还能使用。

(4) 施工道路。一是将正式道路铺上基层作为施工用道路，以后可进行上部施工作为永久道路。二是跨越正式工程，暂时不开工，修筑施工必需的临时道路，以利机械、人员通行，如临一路、临二路、临三路等，路宽为 10m。

(5) 全厂雨水排水。以明排为主，热轧区域以 B6486.5 为中间分界线向东、西排水，东汇入经十五路明沟，西汇入临一路明沟，再由南向北排入纬十一路明沟，经 B6640、B7110 两处 $\phi 600$ 管（管底标高 +1.549m）排入护厂河。排水沟以 B6486.5 处为起点，沟底标高为 +3.6m 向东、西排水，坡度 2‰。

六、主要项目施工方法

(一) 桩基础工程

本工程混凝土方桩、预应力混凝土圆桩使用日本 RPD80 ~ 100cm 的三点支撑式履带

柴油打桩机。主要施工顺序是：桩工设备进场→安装调试→起点桩位处就位（用两台经纬仪监测垂直度）→锤击下沉→接桩→完成。

本工程使用的钢管桩， $\phi 406\text{mm}$ ，平均沉桩深度 66.5m。外方原设计钢管桩为 $\phi 609\text{mm}$ ，经中方修改为 $\phi 406\text{mm}$ ，并在钢管内灌入混凝土。桩顶焊上铁锅式桩盖，周围焊钢筋锚爪与底板混凝土牢固连接成整体。使用日本 RPD80 ~ 100cm 的三点支撑式履带柴油打桩机。主要施工顺序是：桩工设备进场→安装调试→桩机移动定位→吊桩插桩（两台经纬仪监测垂直度）→锤击下沉→停打→等离子切割器地下割桩→基坑开挖→焊桩锚爪桩帽。

本工程桩多，布置变化多。为了确保合同工期，分别采用了单台桩机单流水施工法、两台桩机双流水施工法以及多台桩机三流水施工法。采用了先长桩、后短桩，先打中间桩，逐渐向外围扩展，保证桩机运行路线较短，移动次数较少的方法。为了保证等离子切割器切割桩到位，要求桩内壁不得受混凝土污染，钢管内浇筑的混凝土不得超标高。为此采用了水下浇筑混凝土方法，即用吊车吊长钢管插入钢管桩内，边浇筑混凝土边提升导管到设计标高止。

（二）降水工程

箱基底部标高基本上为 -9.5m 和 -7.2m 二种，南面深、北面浅，基础底部最宽达 83.5m，坡顶总宽约 120m。采用一、二级轻型井点，间距 1.2m，二级采用 12m 长的喷射井点，间距 6m，与轻型井点间隔布置。

旋流池外筒外径为 28.10m，基坑开挖达 -34.90m，外围采用地下连续墙。除在坑内、坑外采用喷射井点外，还采用了深度 68m、口径 406mm 的深井泵 6 台以降低地下水位，消除地下承压水对成槽的危害。深井泵施工顺序是：钻孔（泥浆护壁）→冲洗钻孔→下井管→向钻孔内填粗砂→封黄泥球→井管内活塞冲洗→井管内压缩空气冲洗→安装深井泵→抽排水。

（三）土方与基坑支护工程

本工程土方量大，采用进口反铲与运土汽车。开挖方法一是沟端开挖法。当土方标高较浅时，反铲停于沟端，后退挖土，同时沿一沟侧装车运走。其特点是一次开挖宽度不受机械最大挖掘半径的限制，背杆回转角仅 $45^\circ \sim 90^\circ$ ，可挖到最大深度。当基坑较宽时，采用两台反铲平行沟端开挖法，既保持了沟端开挖法的优点，又提高了挖土速度，效果很好；二是采用了两层接力挖土法。利用两台反铲分别在基坑的不同标高同时挖土，两台反铲位于基坑不同标高的台阶上，下层反铲边挖土边向上传递，到上层由地表反铲挖土带装车，用自卸车运走。此法两层挖土可挖深 10m，避免汽车在坑下装运作业，运输效率高，不必设专门垫道。

轧制线 4 ~ 12 线处深坑土方在 -12.3m ~ -16.3m，此段施工在深坑两边打预制钢筋混凝土板桩，桩长 11m，端面尺寸 300mm × 500mm，呈凹凸状，施工时能扣搭在一起。主要施工流程是：浇灌深坑两侧底板混凝土→打混凝土板桩→三级井点降水→桩顶圈梁

混凝土施工→焊接拉筋→挖土(1~2m)→安第一道支撑→抓斗挖土→安第二、三道支撑→冲沟浇灌混凝土垫层→冲沟底板混凝土→冲沟墙混凝土→冲沟顶板混凝土。当板桩埋入土体深度不足4.5m时,用灌注桩、三重管注浆加固,间距1m。由于两排桩间距仅为4.5m,又是软土,因此在打第二排桩时,应在中间挖一条1000mm×1000mm的沟,防土隆起。

(四) 箱基工程

(1) 模板工程:箱基按“两步成箱”进行。第一步施工内容:底板→墙、柱基、辊道基础→回填土。施工用定型组合钢模板,其宽度有100、150、200、250和300mm五种,长度有450、600、750、900、1200和1500mm六种。墙柱模板支撑用φ48钢管和50mm×70mm的方钢管,对拉螺栓φ10~12成750mm×450mm布置。第二步施工内容:地下钢结构→轧机基础→基础±0.00平台箱形基础顶板混凝土。顶板支模采用压型钢板与现浇钢筋混凝土叠合而成,压型板既是永久性支撑模板,又与现浇混凝土层共同工作,是建筑物的永久组成部分。其施工流程是:钢结构主体验收合格→搭设支撑系统→压型钢板安装焊接→栓钉焊→封板焊接→安装管道电气线路→绑钢筋→浇筑混凝土。

(2) 钢筋工程:本工程考虑吊装机械将行走走在底板上,因此在底板上留置钢筋要少且不长,插筋的位置要求正确垂直,以利采用冷压接头和锥螺纹接头。而底板上纵横向钢筋直径大、长度长、数量多,因此接头采用压接设备施工,以减少钢筋用量。现场设钢筋加工场,大量使用对焊接头,克服对焊过长运输不便的缺点,降低造价。

(3) 混凝土工程:本工程浇筑混凝土量大,使用商品混凝土,由集中搅拌站供应。掺粉煤灰与木钙减水剂,有利泵送。使用日本进口的搅拌车和混凝土泵车,一台泵车配置3~5台搅拌车,浇筑方法以泵车水平管施工为主,间距1.6m,局部采用布料杆施工。混凝土施工时分混凝土下料、找平捣实、水平管拆装等多工种配合工作。

(五) 钢结构吊装工程

本工程钢结构情况见表3-8-8,吊装设备选用见表3-8-9。

表3-8-8 钢结构工程情况表

序号	区域名称	面积 (m ²)	跨度 (m)	吊车梁顶面标高 (mm)	檐口标高 (mm)
1	板坯库	31095	42	+ 12000	+ 22100
2	加热炉区	8789	33 24 30	+ 11000 + 13500	+ 19290 + 21000
3	主轧跨	15195	30	+ 13500	+ 21000
4	主电室	10277	24	+ 11000	+ 17200
5	磨辊间	9268	30	+ 13500	+ 19300

序号	区域名称	面积 (m ²)	跨度 (m)	吊车梁顶面标高 (mm)	檐口标高 (mm)
6	热分卷库	13490	42	+ 10000	+ 17700
7	热钢卷库	11483	42	+ 10000	17700

表 3-8-9

吊装设备选用表

编号	名称	规格	单位	数量	使用期限	使用部位
1	履带吊	DEMAG-CC2000 (300t)	台	2	第 2 年 12 月至第 4 年 2 月	主轧加热炉厂房
2	履带吊	KH700、KH1495 (150t)	台	各 1	第 2 年 12 月至第 4 年 2 月	主电室、加热炉
3	履带吊	KH180-2 (50t)	台	1	第 3 年 1 月至 10 月	主轧地下钢结构
4	轮胎吊	KC-5363 (25t)	台	1	第 3 年 4 月至第 4 年 2 月	主电室地下钢结构
5	汽车吊	加藤 12680	台	2	第 2 年 12 月至第 4 年 2 月	机动、卸车
6	汽车吊	TG425、50.5t	台	各 1	第 2 年 12 月至第 4 年 2 月	机动、卸车

本工程双肢钢管柱采用泵送工艺往钢管柱内浇筑不振捣无收缩 C30 混凝土。所用商品混凝土掺有膨胀剂，坍落度为 $14 \pm 2\text{cm}$ 。在钢管柱上开孔，成 45° 向上插入带止流阀的短钢管，并在外围焊牢，浇筑混凝土出现溢流时结束，控制泵压 5min 打开密封箍，打入止流钢楔，此时可拆除输入管，转移到另一根柱。要求泵送压力不小于 20MPa，同一根钢管柱泵送混凝土时不得间断。

结构吊装主吊机开行线路及吊装立面图见图 3-8-117、图 3-8-118。

钢结构安装方法：

(1) 结构吊装总工艺流程：场地三通一平→构件进场→吊机进场→钢柱安装前准备→钢柱安装→吊车梁系统安装→托架梁安装→屋面梁、天窗架安装→檩条支撑系杆安装→吊车梁天沟安装→屋面墙面安装→涂料隔热工程→收尾拆除施工设施→交工。

(2) 钢柱安装工艺流程：基础复测→列线闭合→行线确定→构件检查→基础坐浆、垫板处理→钢柱安装到位→调整垂直度、纵横向位移标高→钢柱最后固定灌浆。

(3) 吊车梁系统安装工艺流程：钢柱牛腿上表面标高复测处理→吊车梁、辅助梁轨道车档吊装、临时固定→吊车梁校正固定→柱间支撑安装→制动系统安装→轨道调整、压轨器连接、长轨焊接→车档安装→走道平台栏杆安装。

(4) 屋面系统安装工艺流程：准备工作→托梁安装找正固定→屋面大梁安装找正→天窗架支撑安装固定→屋面檩条压杆支撑安装固定→天沟安装→雨排水管道安装固定。

(5) 屋面大梁钢柱连接程序：对接调整→安装螺栓固定→安装高强螺栓→高强螺栓初拧→上下翼缘对口焊接→焊缝检测→高强螺栓终拧→密封。

采用扩大组合吊装法，提高机械效率。采用两台 300t 大型履带式吊车主吊臂可接

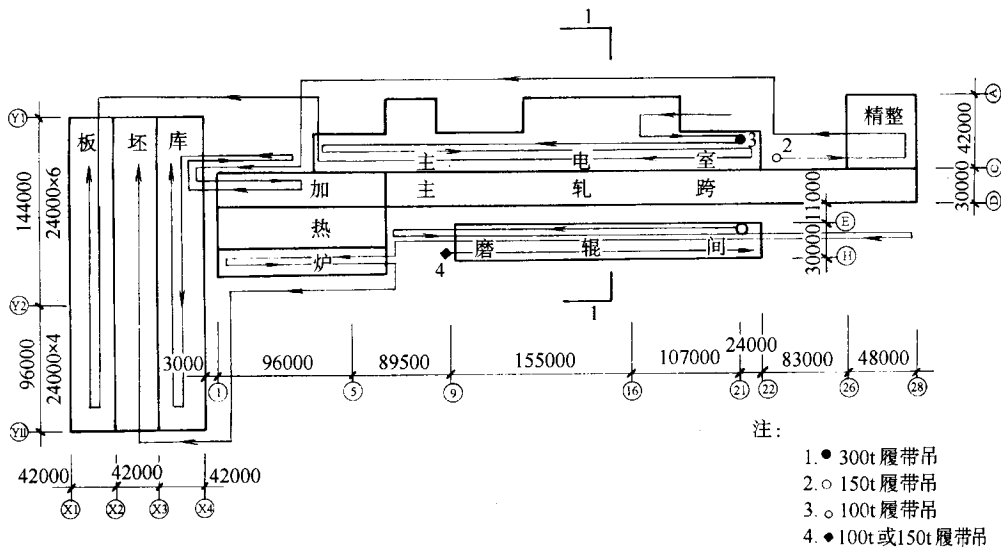


图 3-8-117 1580mm 热轧主吊车转移路线图

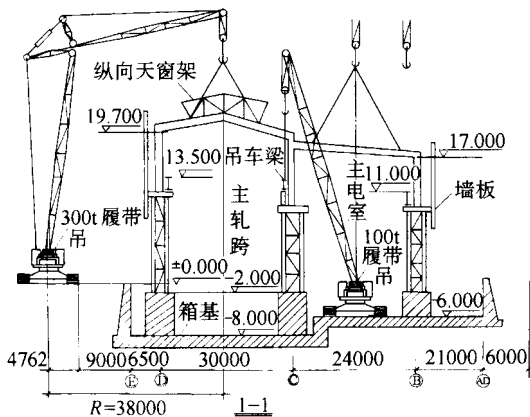


图 3-8-118 主轧跨主电室厂房安装立面图

至 24m，副吊臂可接至 42m。本工程屋架梁、屋面梁、天窗架等在地面进行组合，然后一次吊装到位，减少了大量高空作业。

(六) 彩色压型钢板屋面、墙面施工

彩色压型钢板既可作墙面，也可作单层屋面与保温隔层屋面（上下各一层彩色压型钢板，中间加隔热保温材料），其特点是轻巧美观、施工方便。本工程采用彩色压型钢板，代替过去笨重的钢筋混凝土大型屋面板和大型墙板。采用轻型材料后，屋架形式也可趋向轻巧灵便。

墙板采用长尺彩色压型钢板，板厚为 0.6mm，板型为 V-115N，轧机跨、主电室、精整区高侧窗采用滞燃性 PVC 采光带，板厚为 12mm，板型为 V-115N。天窗墙侧壁及挡风板采用 V-115N 型钢板，挡雨片为滞燃性 PVC 波形板。墙板 V-115N 直接用自攻螺栓与檩条连接，泛水板也采用自攻螺栓连接。墙板固定是先用经纬仪或吊线坠确定安装基准线，由下往上、由左至右安装固定，同时安装包角泛水，每安装 3~5 块检查校正。

轧机跨屋面采用 U-450 型，主电室屋面采用双层角驰 III 型，两层间夹 80mm 厚玻璃棉，精整区采用角驰 III 型。屋面采用有组织排水，坡度为 1/20。U-450 型板通过板夹、自攻螺栓与檩条连接，角驰 III 型板通过焊接固定支架与檩条连接，U-450 型板安装工艺是：确定屋面板安装基准线→固定第一块板的板夹→铺第一块板→固定第二块板的板夹→铺第二块板→循环进行直到完成。角驰 III 型保温屋面板安装工艺是：确定屋面板安装基准线→放固定支架线→焊接固定支架→顺序安装屋面板→用电动锁边机将所有板的搭接处依次顺序锁定→按第一层板的方式安装第二层板→安装第二层板的檐口挡雨板和屋脊堵头板。

(七) 地下连续墙工程

热轧旋流池是双层钢筋混凝土筒体结构，外筒外径 28.10m，内筒外径 7.50m，内外筒体由三层钢筋混凝土平台连接在一起。此结构的支护结构采用地下连续墙方法施工，

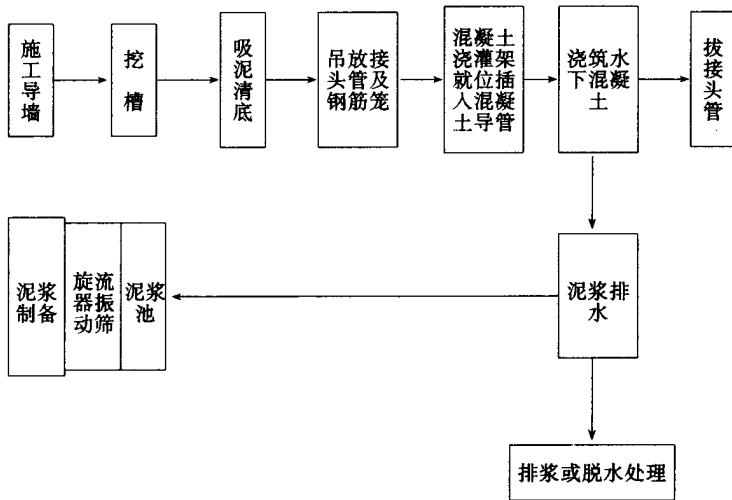


图 3-8-119 地下连续墙施工工艺

地下连续墙厚 1200mm，深度为 -53.0m，由 33 正多边形组成，近似圆形，直径约 30m，共分 12 个槽段，总混凝土量 5600m³，钢筋 700t，V 形钢板 140t，土方 5800m³。成槽机械采用日本 BWN-80120 型多头钻及吸力泵、振动筛等机具设备。连续墙施工工艺见图 3-8-119。旋流池旋工的绝对工期 180d，每幅槽段的工期为成槽清底 4d，钢筋笼安装

2d, 混凝土浇灌 1d。

七、机具设备计划

本工程主要机具设备如表 3-8-10 所示。

表 3-8-10 主要机具设备

序号	名称	规格	数量	用途
1	柴油打桩机	RPD80 ~ 100cm	4	打各种桩
2	反铲	HD—400G、HD—1800G	3	挖土
3	载重汽车	T148S3	10	运土
4	混凝土泵车	DC—S115B 型	4	浇筑混凝土
5	混凝土搅拌车	FV112JML 型	16	运送混凝土
6	多头钻 (墙厚 0.8 ~ 1.2m)	BWN—80120 型	1	地下连续墙成槽用
7	抓斗 (墙厚 0.6 ~ 1.0m)	LHB60100 型	1	地下连续墙成槽用
8	履带吊 (300t)	DEMAG—CC2000	2	吊钢结构
9	履带吊 (150t)	KH—700、KH1495	1 + 1	吊钢结构
10	履带吊 (100t)	KH180—2	1	吊钢结构
11	轮胎吊 (30t)	325CC	1	主电室地下钢结构
12	汽车吊 (20t)	加藤 12680	2	卸车机动用
13	汽车吊 (18t)	多田野 TG452	2	卸车机动用
14	拖车	40t 大板	4	运输钢构件
15	拖车	20t 大板	2	运输钢构件
16	汽车	日产东风	4	运输钢构件
17	电焊机	直流 26 ~ 32kVA	30	结构安装
18	电焊机	交流	20	结构安装
19	CO ₂ 保护焊		6	结构安装
20	经纬仪		10	测量

序号	名称	规格	数量	用途
21	水平仪		10	测量
22	卷扬机	1~5t	10	安装构件

八、劳动组织

本工程按打桩、土建、钢结构安装、机电安装及外围工程，按合同工期要求、施工预算、劳动定额等综合因素考虑，预计用工见表 3-8-11

表 3-8-11 用工计划

序号	项目名称	时间阶段(个月)	每月用工	总用工	百分比(%)	开始日期
1	打桩工程	12	1000	12000	2.1	第1年12月23日
2	土建工程	22	12000	264000	47.3	第2年6月1日
3	结构安装	14	4000	56000	10.0	第2年12月23日
4	机电安装	20	7000	140000	25.1	第3年4月3日
5	外围工程	28	3100	86800	15.5	第2年3月1日
	合计	28	20786	558800	100.0	

劳动力曲线见图 3-8-120。

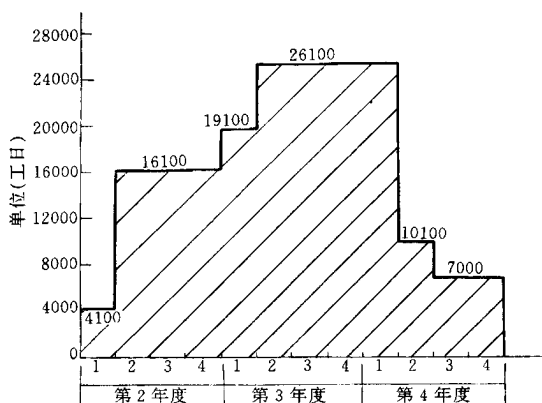


图 3-8-120 劳动力曲线图

九、主要管理、质量、安全措施

(一) 管理措施

- (1) 推进项目管理，落实组织机构，成立项目经理部，建立相对独立的经济核算体系。
- (2) 强化三级（建设公司、工程公司、厂队）责任制，做到人员到位，责任到位，权利到位。
- (3) 夯实基础工作，抓好前期准备工作，加强施工现场的管理工作，做好施工过程的记录、资料积累和整编工作。
- (4) 加强计划管理，编出的计划要切实可行，并在执行过程中检查考核，使计划管理不断完善。
- (5) 树立施工指挥权威，保证施工指令通畅和执行完好。
- (6) 组织施工力量，选好、管好、用好外协队伍，素质差的队伍清退，素质好的队伍优惠。
- (7) 抓好工序管理工作与标准化工地管理工作。
- (8) 落实各种资源，科学地进行统一平衡调度工作，使其发挥最佳效益。
- (9) 树立讲团结协作，识大体保全局的思想，在施工管理工作中坚持“五不方针”即：不等、不靠、不扯、不拖、不怨，积极主动搞好施工。
- (10) 加强现场服务工作，两级机关干部多下现场，工作雷厉风行，事不过天，急事急办。

(二) 质量措施

- (1) 进一步加强质量教育，提高全员质量意识，建立健全质量保证体系。
- (2) 强化质量检查职能，专检员坚持“全天候”检查，坚持检查、监督、把关、服务，坚持质量奖罚分明，当月兑现。
- (3) 健全质量管理制度，严格执行“三检制”（自检、互检、交接检）、监理签证制度，开展好“三工序”活动。
- (4) 搞好项目管理，健全质量管理网络，坚持“谁施工谁负责质量”的原则。
- (5) 加强职工培训，搞好技术攻关，下功夫治理质量通病。
- (6) 组织好设计交底、图纸学习、方案编制与技术交底工作，使施工人员掌握设计意图和图纸技术要求。
- (7) 加强测量的交接复查工作，保护好测量控制桩，避免测量误差。
- (8) 加强质量软件资料的管理工作，保证软件资料与工程实体同步。
- (9) 加强计量工作，严格计量器具的管理，做好砂浆、自拌混凝土的计量工作。
- (10) 认真组织质量月宣传活动，促进质量管理工作登上新台阶。

(三) 安全措施

(1) 进一步加强安全教育, 提高全员安全意识, 落实安全责任制。

(2) 进入现场, 遵守各项安全制度, 做到“三不伤害”(不伤害别人、不伤害自己、不被他人伤害)。

(3) 大于 20cm 的孔洞要加盖, 设防护栏杆, 出入口设防护棚, 高空作业带好安全带。

(4) 土方开挖做好现场地上、地下障碍物的交底和标帜工作, 以免挖坏或产生其它事故。

(5) 机械开挖土方边坡按方案施工, 并密切观察监视, 防止塌坡。

(6) 距基槽边线 2m 以内, 不准机械行驶和停放, 也不准堆物, 防止塌方。

(7) 高空作业周围及下部设安全网, 脚手架外侧设防护栏杆, 定期专人维护脚手架。

(8) 结构吊装严格按方案施工, 做好安全交底工作, 吊装前检查好机具和设备, 专人专机, 专人指挥, 6 级及 6 级风以上不得进行吊装作业。

(9) 做好防洪、防雨、防雷措施, 定期检查电源线路, 防止漏电触电。

(10) 保持现场道路通畅, 消火栓有明显标记, 附近不准堆物, 消防工具不得随意挪用, 明火作业要申请动火证, 并有专人看管。

(四) 节约措施

(1) 将外方设计的 $\phi 609\text{mm}$ 钢管桩, 一律改为 $\phi 406\text{mm}$ 的钢管混凝土桩, 节约钢材。

(2) 钢筋采用冷压接头、锥螺纹接头和现场焊接技术, 降低钢材消耗。

(3) 混凝土采用双掺(掺粉煤灰、木钙减水剂)技术, 节约水泥, 提高混凝土和易性。

(4) 模板采用组合定型钢模板, 加快周转、节约木材。箱基顶板采用压型板作不拆除模板, 可缩短施工时间, 保证合同工期, 创造经济效益。

(5) 钢构件加强编号、堆放、运输的管理, 防止损坏和二次倒运。

(6) 土方挖填合理调配, 减少土方费用。

(7) 尽量利用正式道路、供水、供电、通讯线路, 节约临时设施费用。

第九节 某加工车间设计施工实例

某加工车间设计施工详图见图 3-8-121~3-8-141。

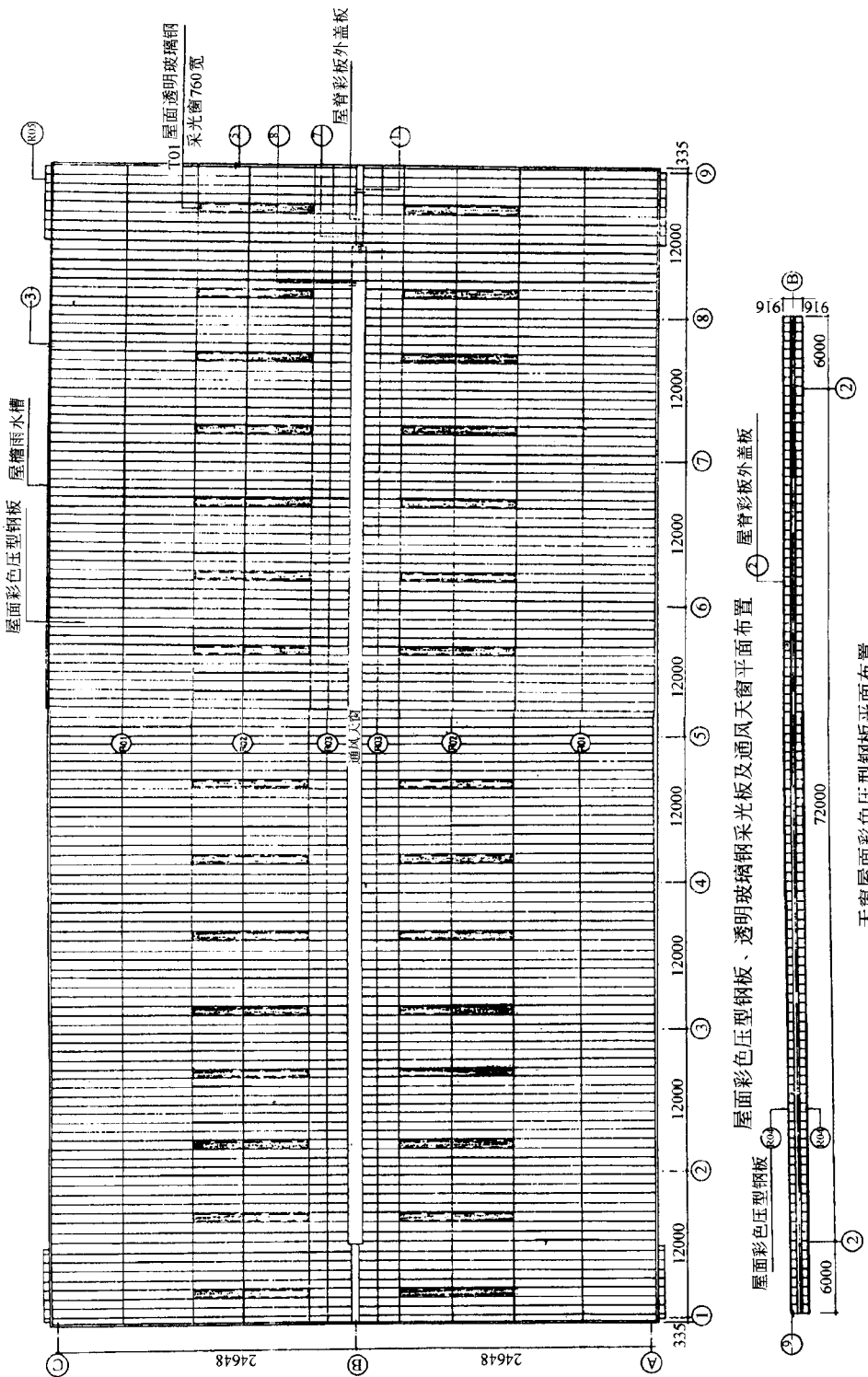


图 3-8-121 屋面彩色压型钢板、透明玻璃采光板及通风天窗平面

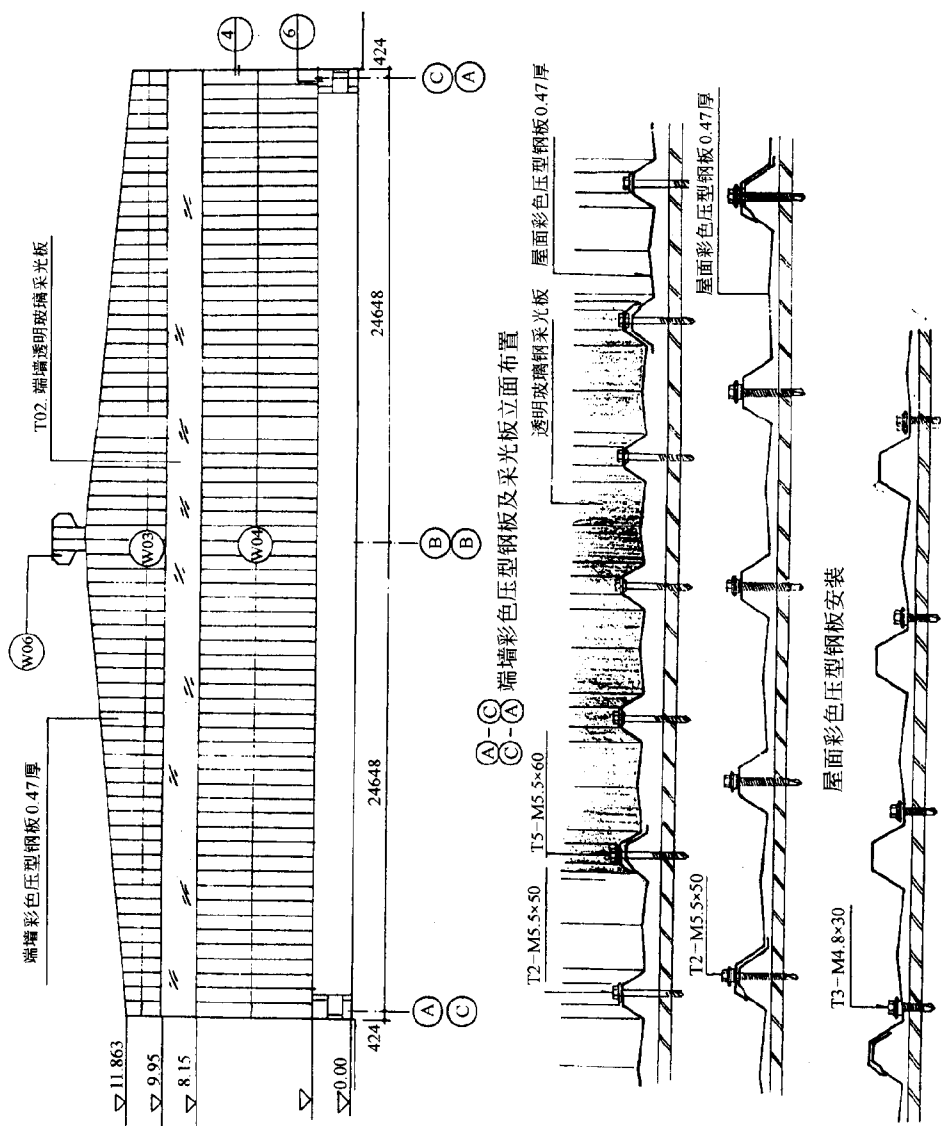


图 3-8-122 端墙彩色压型钢板及采光板立面布置

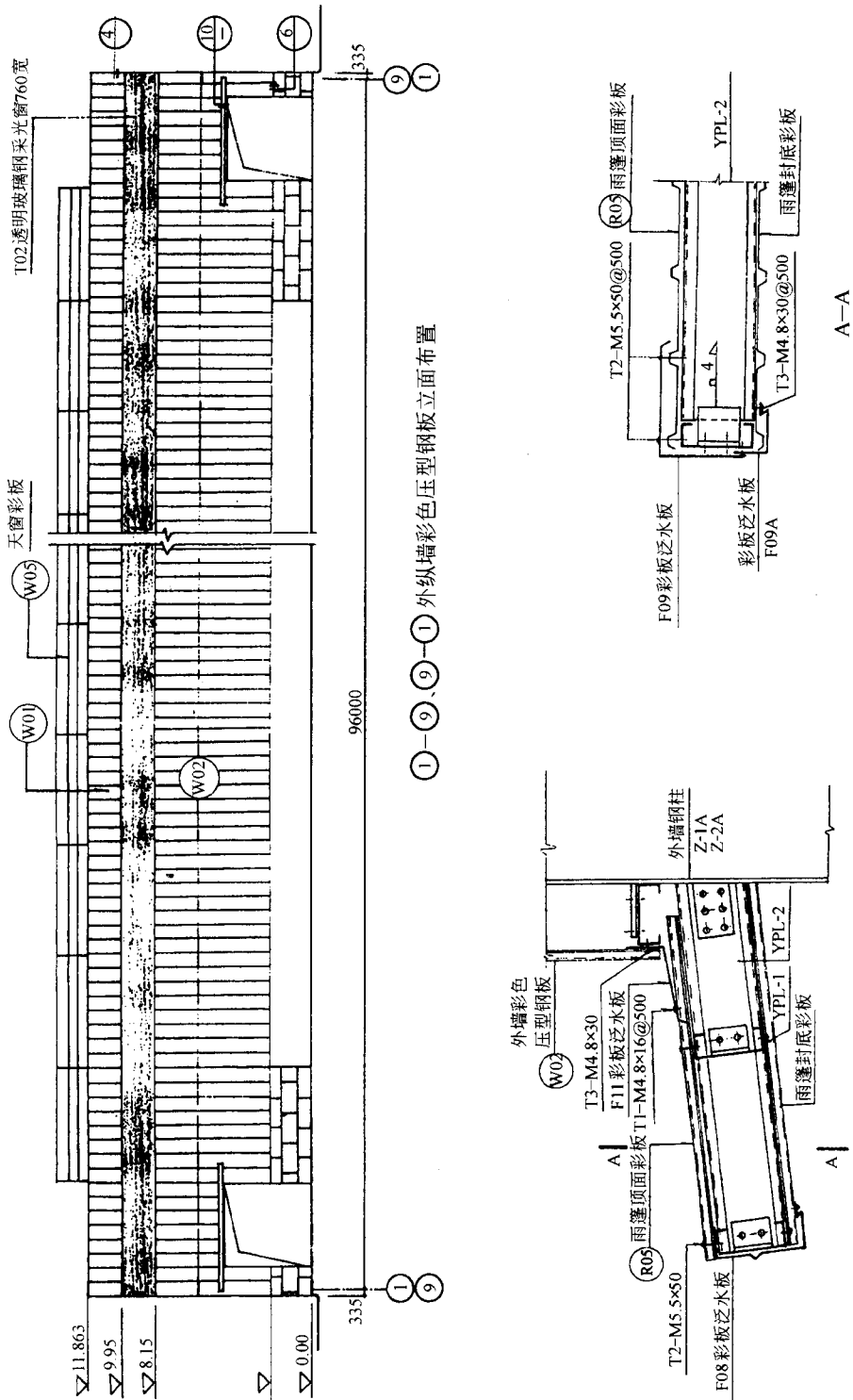


图 3-8-123 外纵墙彩色压型钢板立面布置

⑩ 大门雨篷详图

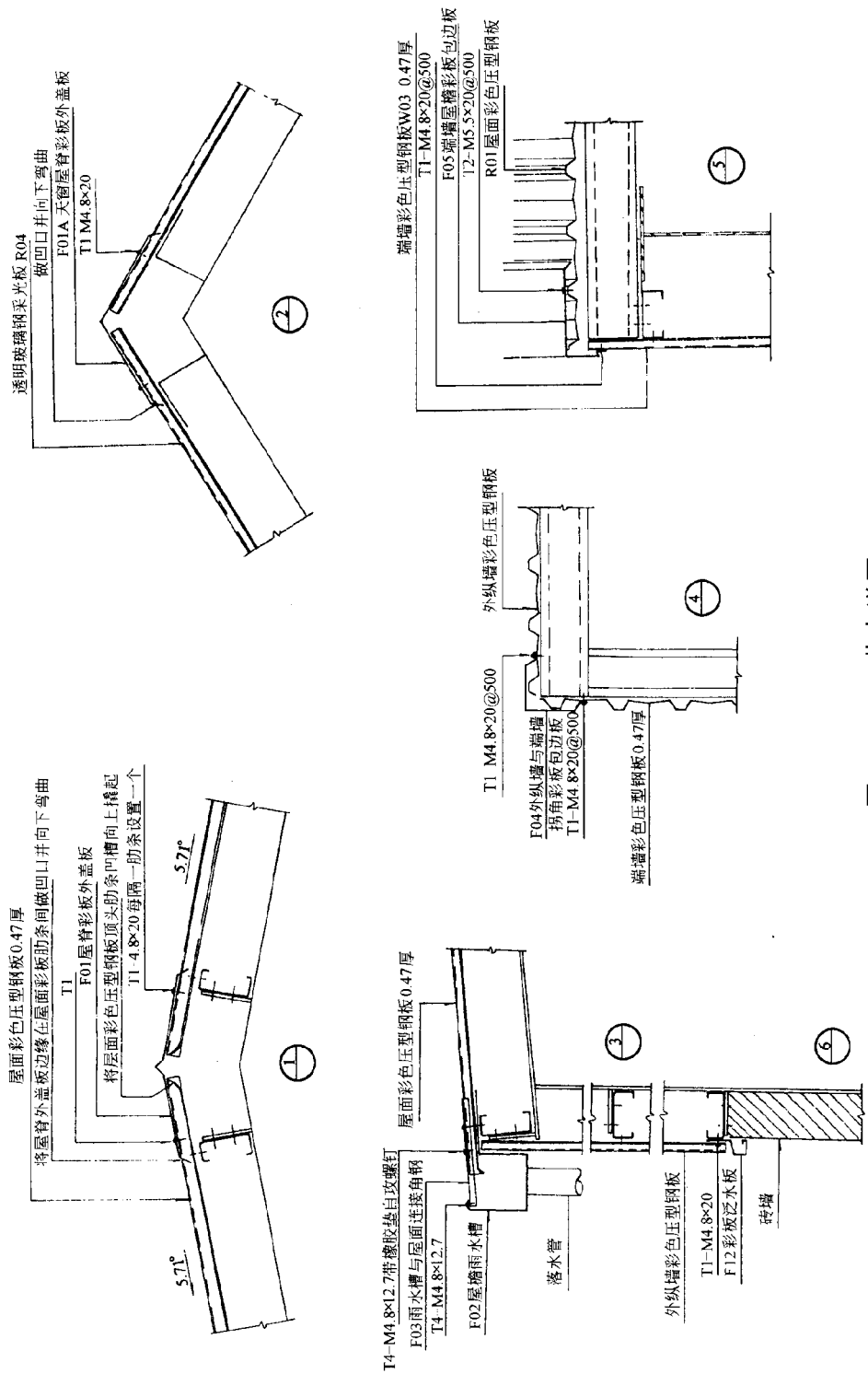


图 3-8-124 节点详图

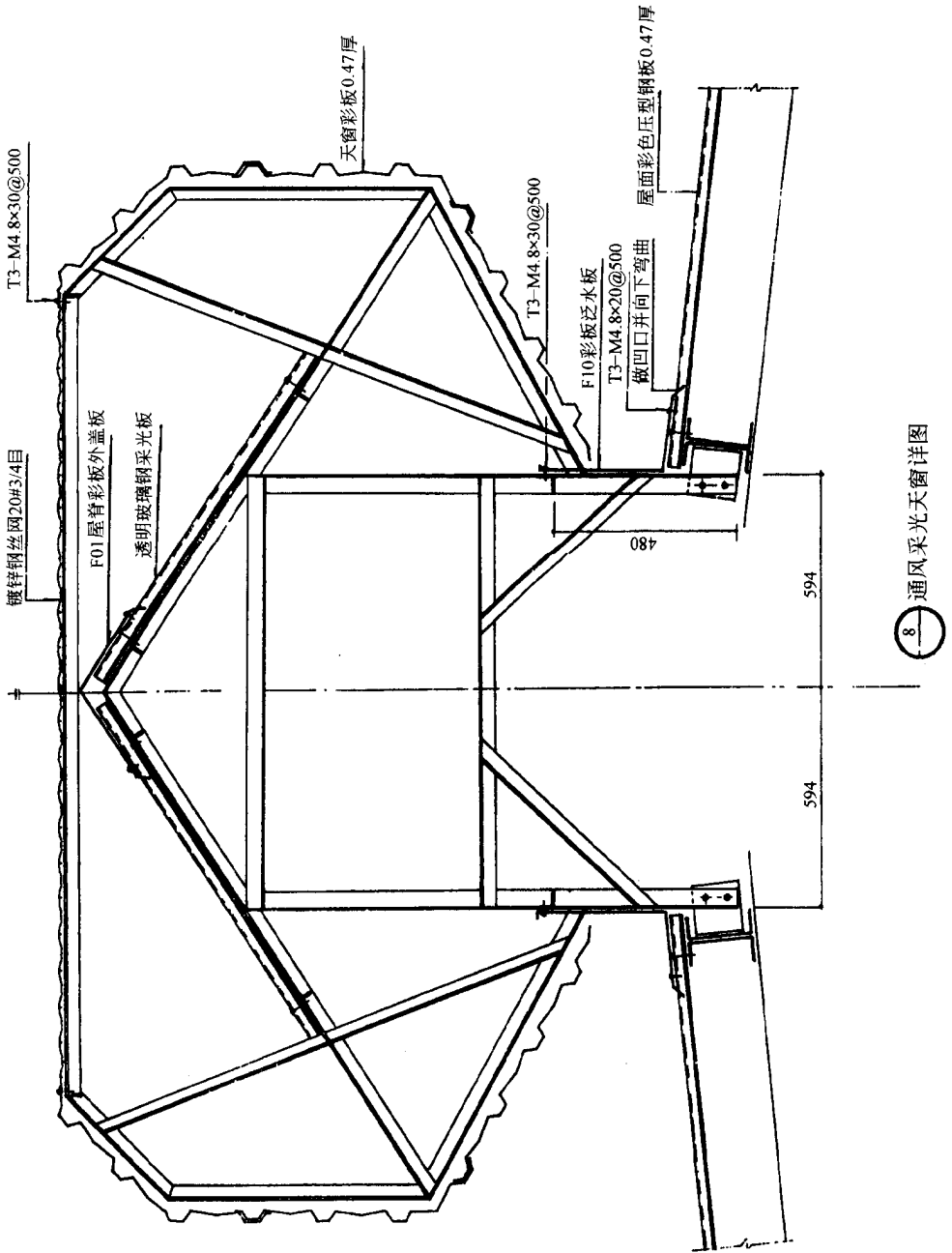


图 3-8-125 通风采光天窗

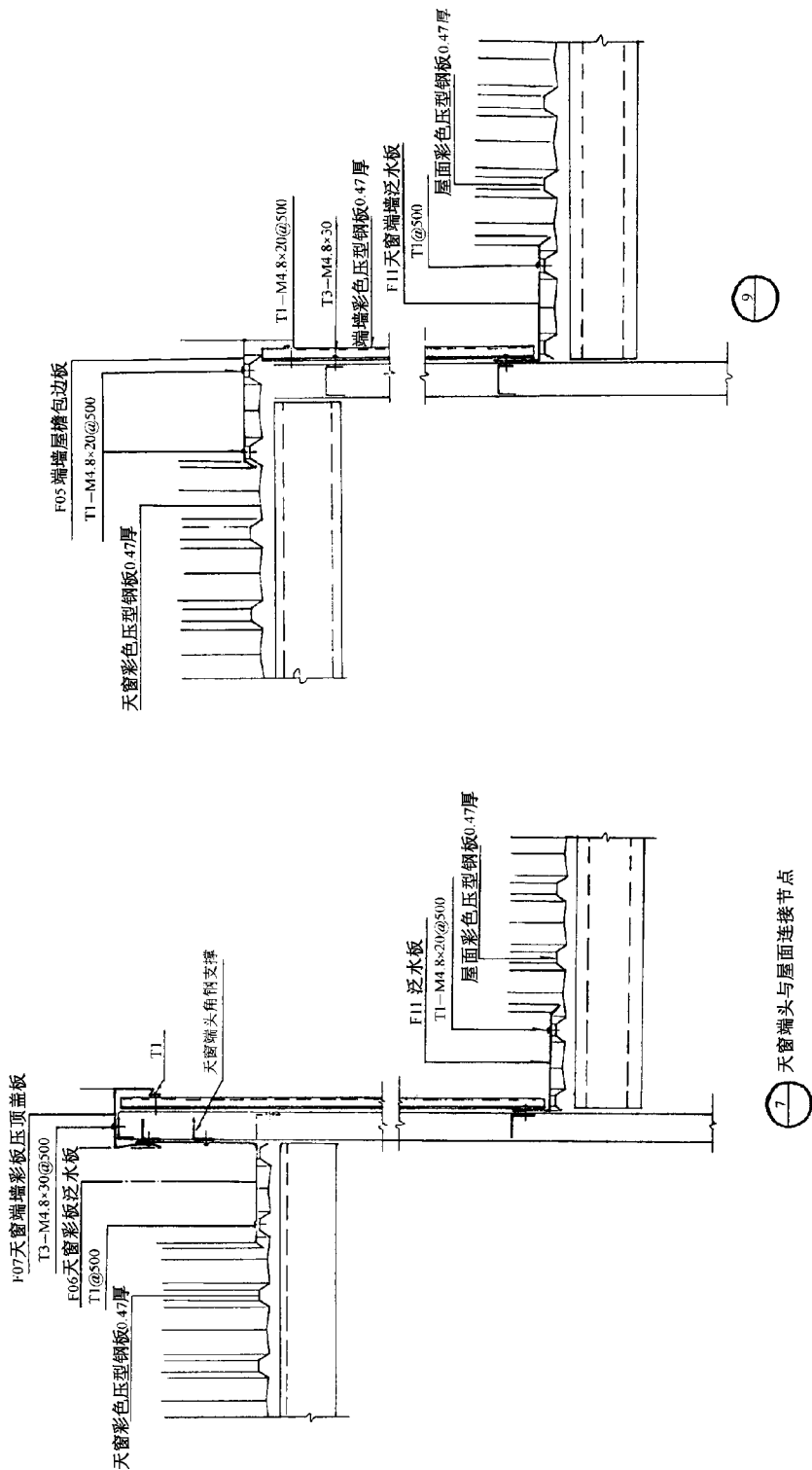


图 3-8-126 天窗端头与屋面连接节点

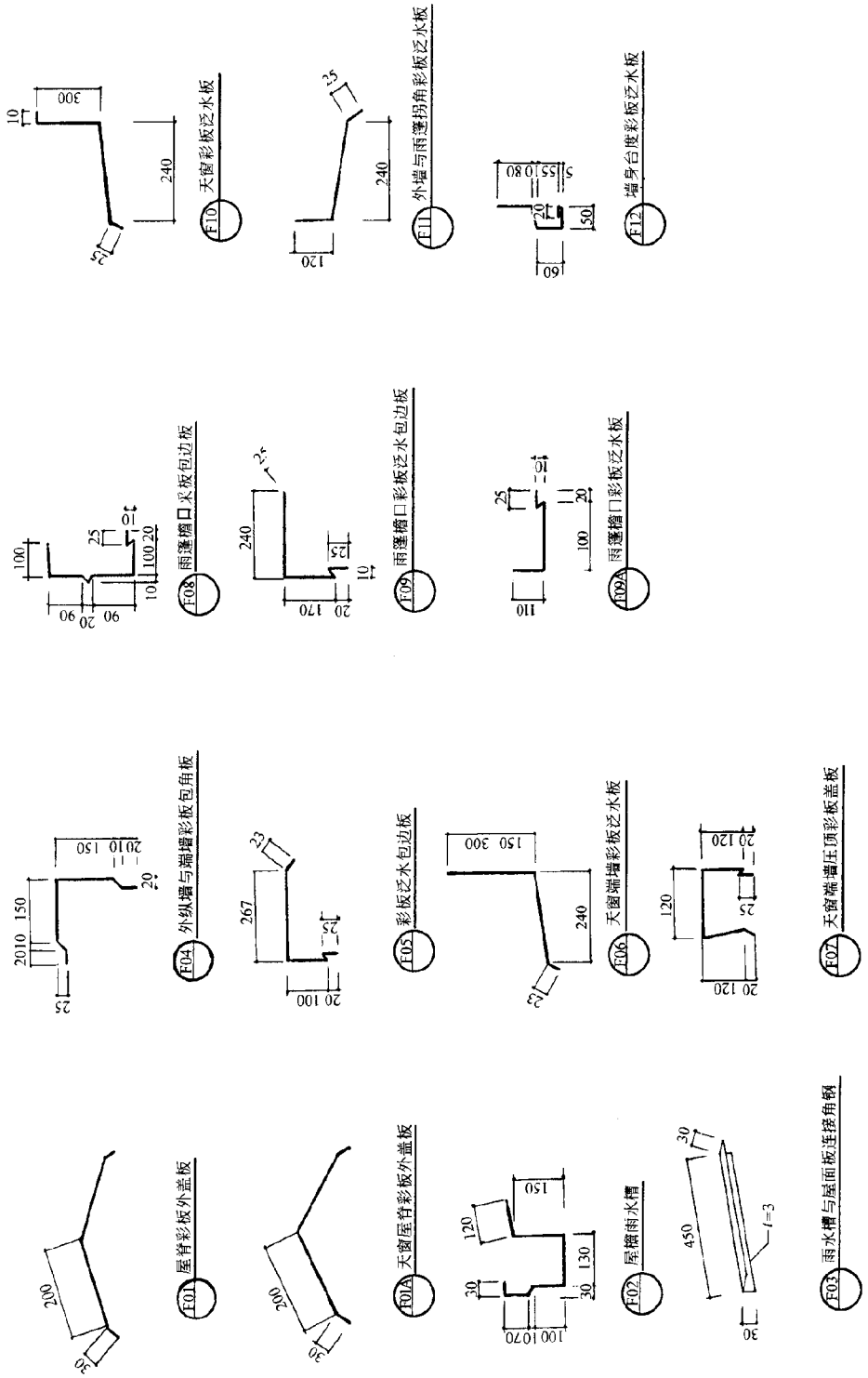


图 3-8-127 彩板配件

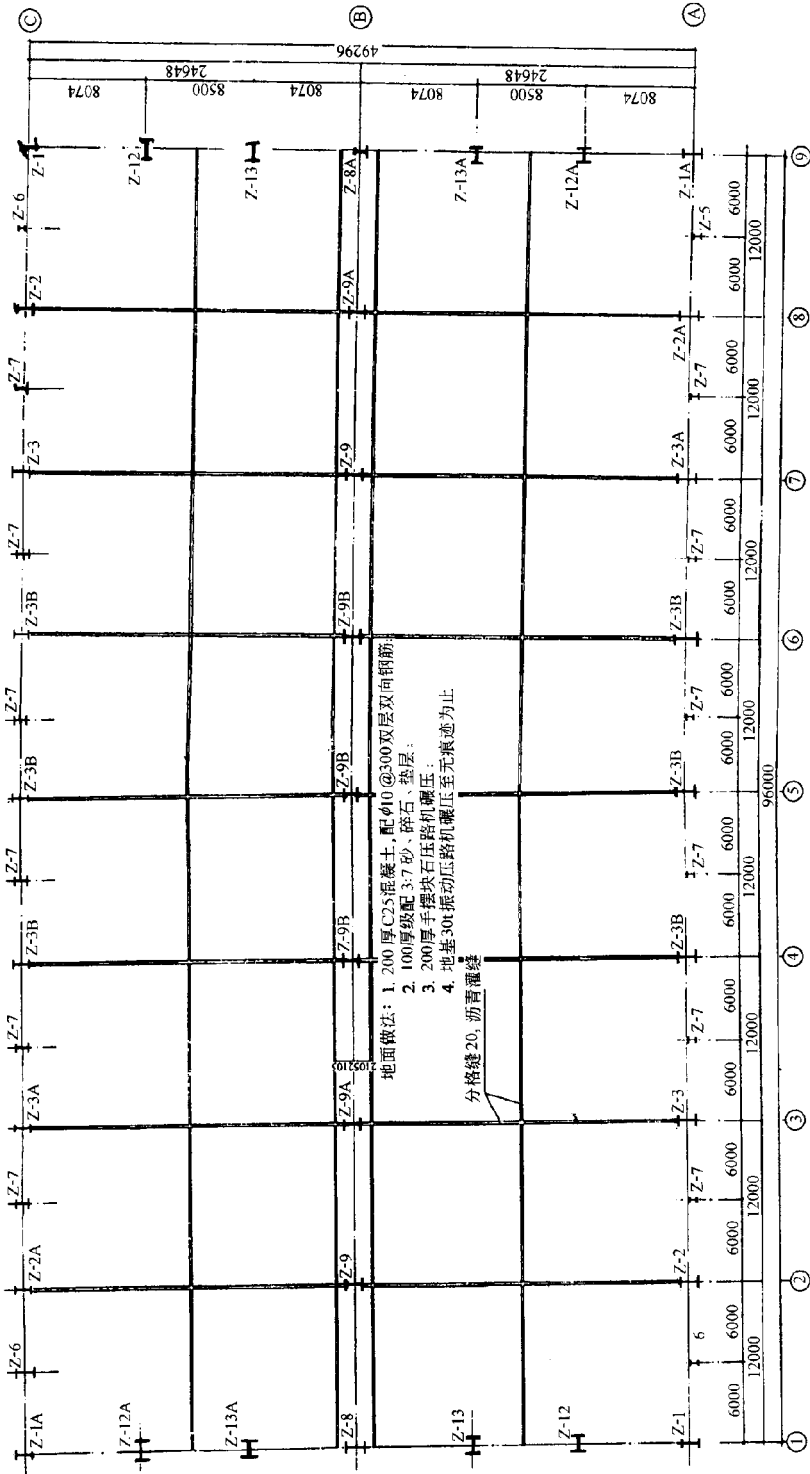


图 3-8-128 钢柱平面布置

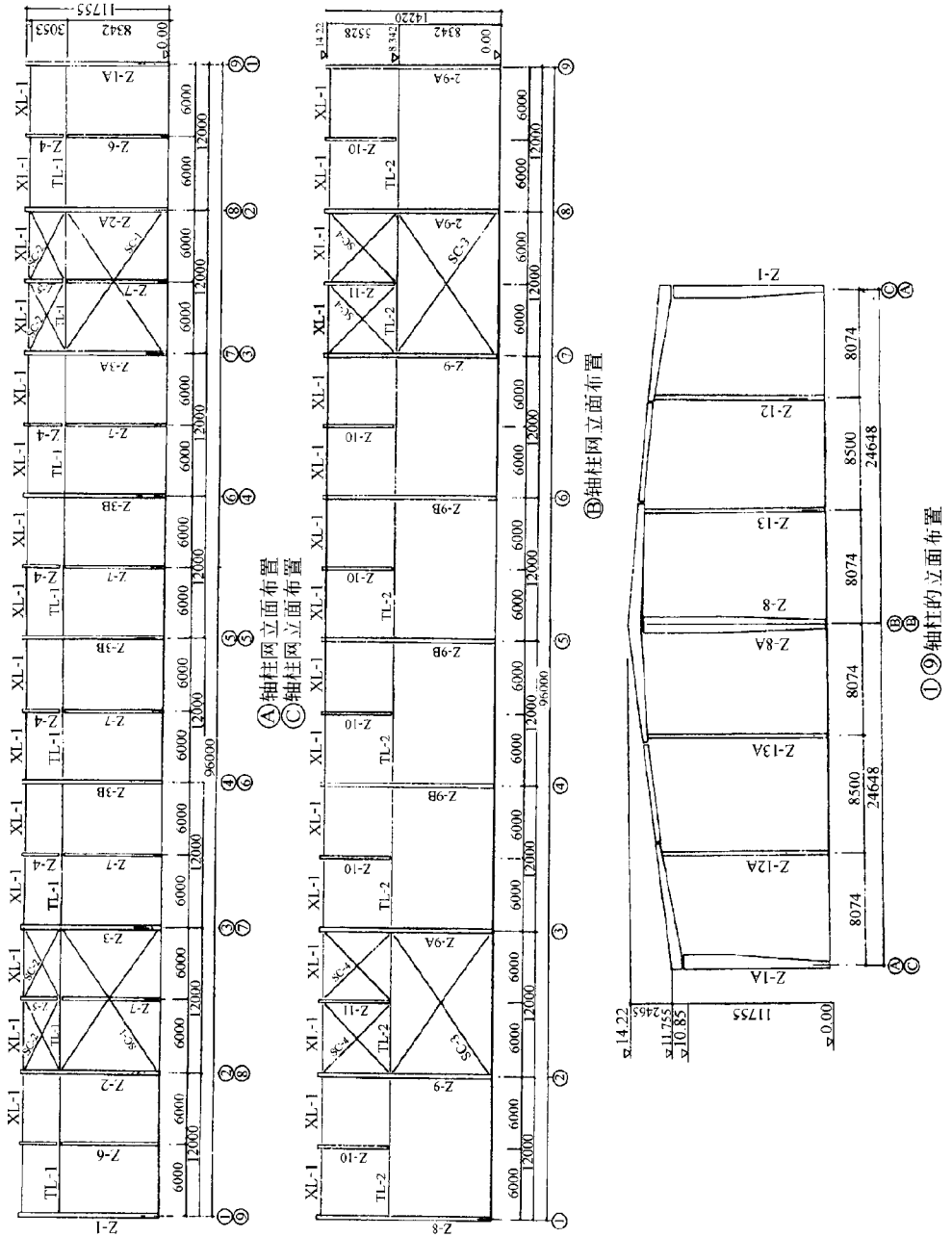
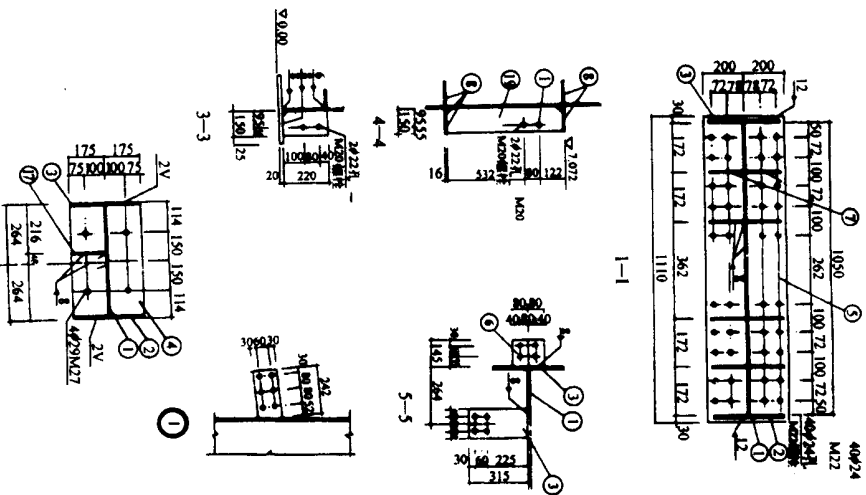
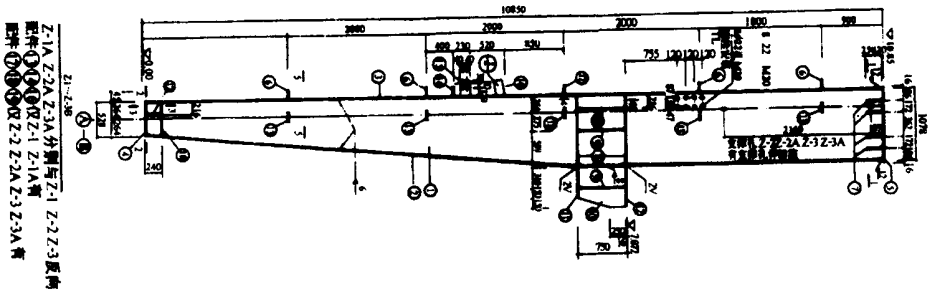


图 3-8-129 钢柱立面布置



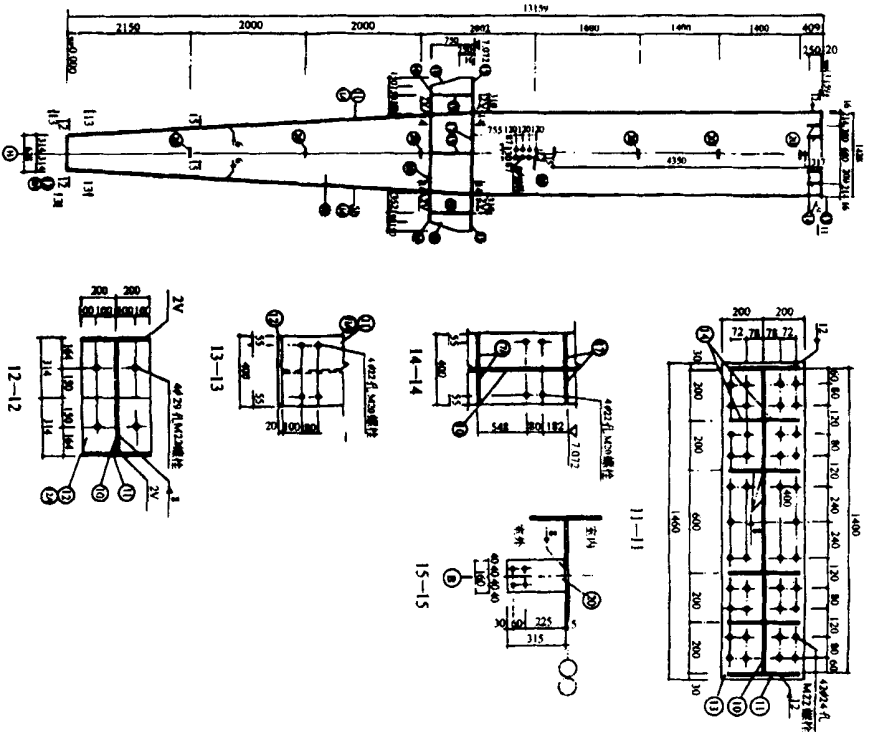
构件材料统计表

配件编号	构件编号	规格型号	长度 (mm)	数量	正	反	单重	总重	总计		
Z-1 (2件)	①	(-500 ~ 1050 × 10)	6322	1			754.5	754.5			
		+ (-1520 × 10)	4488				416.7	416.7			
		-350 × 14	10834	1			415.8	415.8			
		-350 × 14	10810	1			29.8	29.8			
		-350 × 20	525	1			69.7	69.7			
		-400 × 20	1110	1			11	5.6	1928		
		-145 × 6	160	5			2.4	12.0			
		-180 × 8	250	4			1.1	4.4			
		-150 × 16	1050	2			2.8	79.2			
		150 × 12	718	2			10.1	40.4			
		-610 × 10	718	1			34.4	34.4			
		-300 × 16	460	1			17.3	17.3			
		-350 × 16	610	1			26.8	26.8			
		-160 × 6	315	5			2.4	12.0			
		-145 × 6	160	1			1.1	1.1			
		-140 × 6	240	1			1.4	1.4			
		-120 × 8	242	1			1.8	1.8			
		总重 = 2 × 1928 = 3856kg									
		Z-1A (2件)	Z-1A 与 Z-1 反向 总重 = 2 × 1928 = 3856kg								
配件①~⑱与 Z-1 同											
⑱	-140 × 6		240				1.4	1.4	1912		
⑯	-150 × 10		240	1			2.8	2.8	1926		
⑰	-100 × 8		502	1			3.2	3.2			
⑮	-150 × 8		718	1			6.7	6.7			
总重 = 2 × 1926 = 3852kg											
Z-2A (2件)	Z-2A 与 Z-2 反向 总重 = 2 × 1926 = 3852kg										
Z-3 (2件)	与 Z-2 同但无配件⑱ 总重 = 2 × 1925 = 3850kg										
Z-3A (2件)	Z-3A 与 Z-3 反向 总重 = 2 × 1925 = 3850kg										
Z-3B (6件)	配件①~⑱与 Z-1 同 总重 = 2 × 1912 = 11472kg										

图 3-8-130 钢柱制作图(一)(Z-1, Z-1A, Z-2, Z-2A, Z-3, Z-3A, Z-3B)

构件材料统计表

配件编号	构件编号	规格型号	长度 (mm)	数量		重量 (kg)	
				正	反	单重	总重
Z-8 (1件)	⑩	(-500 ~ 1400 × 10) + (1400 × 10)	7036 + 6083	1		1220.8	1220.8
	⑪	-400 × 14	13130	2		577.2	1154.4
Z-9 (2件)	⑫	-400 × 20	628	1		39.4	39.4
	⑬	-400 × 20	1460	1		91.7	91.7
Z-9A (2件)	⑭	180 × 8	250	4	4	2.8	22.4
	⑮	-350 × 16	610	2	2	26.8	53.6
Z-9B (2件)	⑯	-300 × 16	502	2	2	18.9	37.8
	⑰	-150 × 16	1400	1	1	26.4	52.8
Z-8A (1件)	⑱	-150 × 16	1315	1	1	24.8	49.6
	⑲	-625 × 10	718	2	2	36.7	73.4
	⑲	-150 × 8	718	3	3	6.8	40.8
总重 = 7 × 2836 = 19851kg				Z-9A与Z-9同			
配件⑩-⑲与Z-9同				1220.8			
Z-8 (1件)	⑩	与Z-9同				505	1010
	⑪	-350 × 14	13130	1	1	34.5	34.5
Z-8A (1件)	⑱	-350 × 20	628	1	1	2.4	16.8
	⑲	-160 × 6	315	7	7	2.4	16.8
总重 = 2 × 2704 = 5408kg							

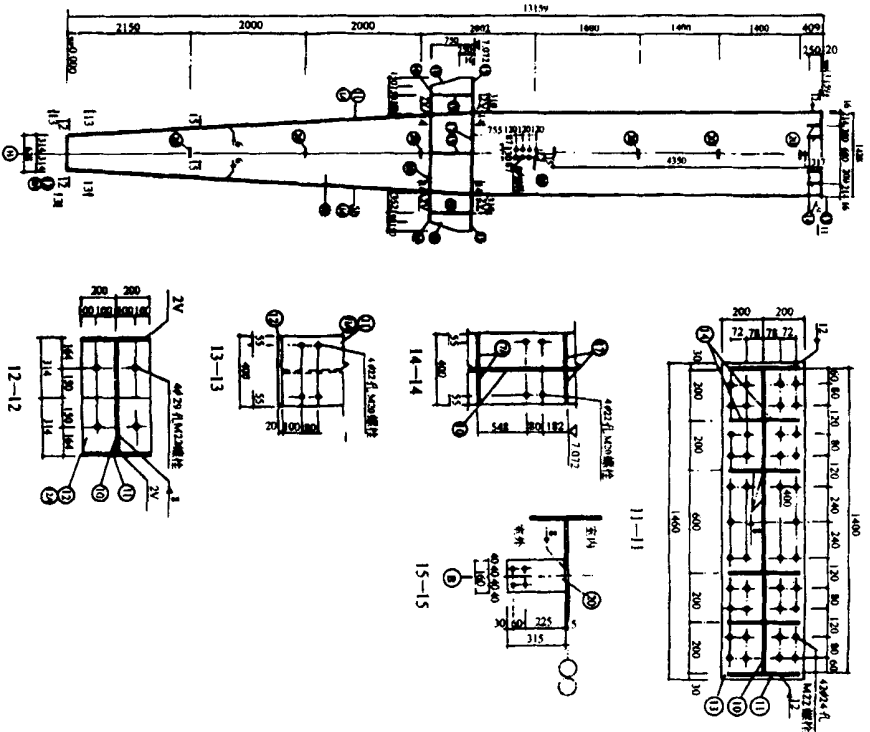


Z-9-Z-9B(Z-8)
Z-9A与Z-9同 配件⑩~⑲

图 3-8-131 钢柱制作图(二)(Z-8,Z-8A,Z-9,Z-9A)

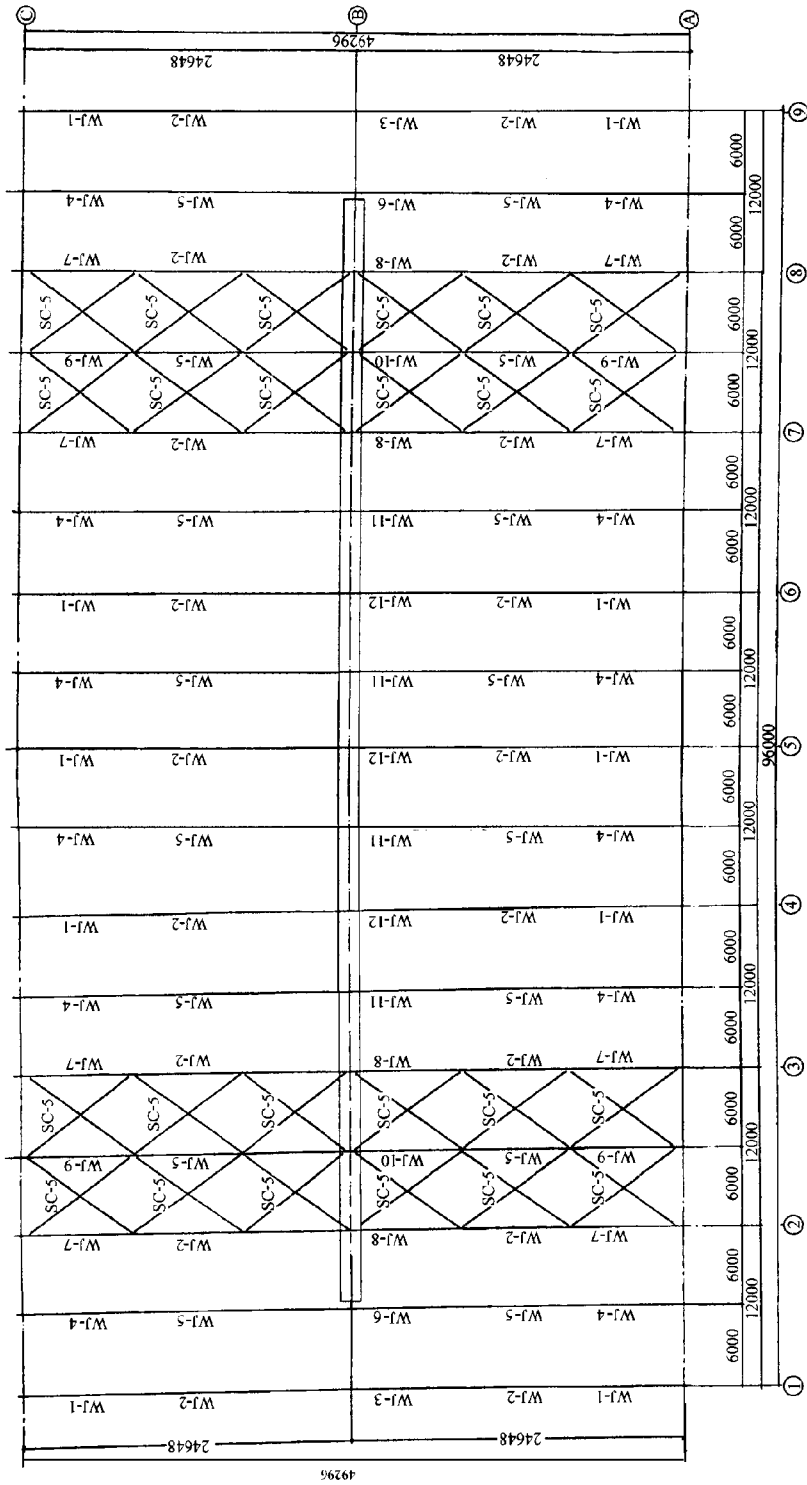
构件材料统计表

配件编号	构件编号	规格型号	长度 (mm)	数量		重量(kg)	
				正	反	单重	总重
Z-8 (1件)	⑩	(-500 ~ 1400 × 10) + (1400 × 10)	7036 + 6083	1		1220.8	1220.8
	⑪	-400 × 14	13130	2		577.2	1154.4
Z-9 (2件)	⑫	-400 × 20	628	1		39.4	39.4
	⑬	-400 × 20	1460	1		91.7	91.7
Z-9A (2件)	⑭	180 × 8	250	4	4	2.8	22.4
	⑮	-350 × 16	610	2	2	26.8	53.6
Z-9B (2件)	⑯	-300 × 16	502	2	2	18.9	37.8
	⑰	-150 × 16	1400	1	1	26.4	52.8
Z-8A (1件)	⑱	-150 × 16	1315	1	1	24.8	49.6
	⑲	-625 × 10	718	2		36.7	73.4
	⑲	-150 × 8	718	3	3	6.8	40.8
总重 = 7 × 2836 = 19853kg				Z-9A与Z-9同			
配件⑩-⑲与Z-9同				1220.8			
Z-8 (1件)	⑩	与Z-9同				505	1010
	⑪	-350 × 14	13130	1	1	34.5	34.5
Z-8A (1件)	⑱	-350 × 20	628	1	1	2.4	16.8
	⑲	-160 × 6	315	7	7		
总重 = 2 × 2704 = 5408kg							



Z-9-Z-9B(Z-8)
Z-9A与Z-9同 配件⑩~⑲Z-8同

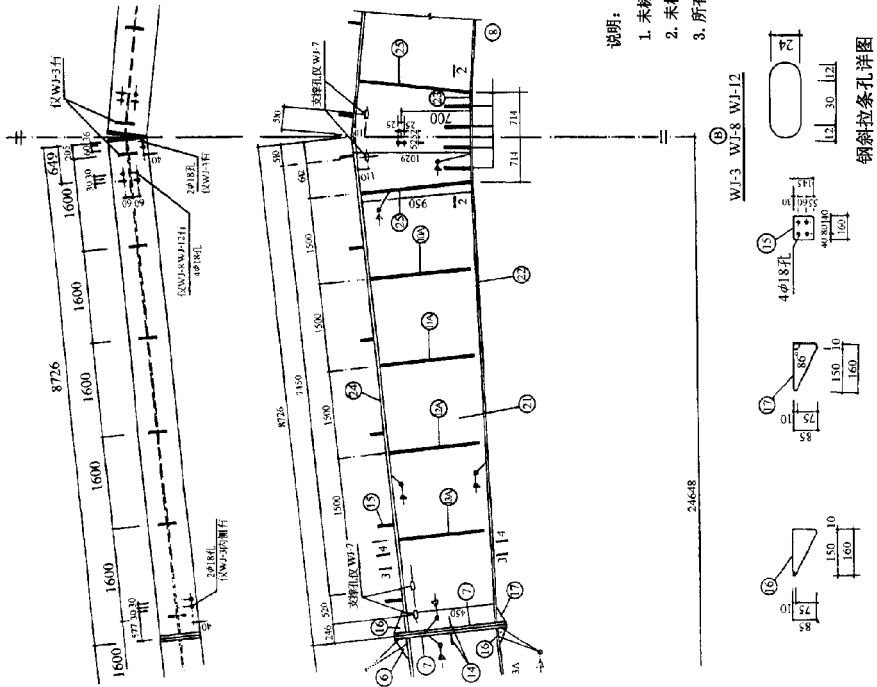
图 3-8-131 钢柱制作图(二)(Z-8,Z-8A,Z-9,Z-9A)



屋面钢梁、斜拉条平面布置
图 3-8-134 屋面钢梁、斜拉条平面布置

构件材料统计表

配件编号	构件编号	规格型号	长度 (mm)		数量	重量 (kg)		
			正	反		单重	总重	
WJ-6 (10件)	①	(-650-950×8)+	8154	1	418.8	418.8	18×1143=20574kg	
	②	(-874-955×8)	1050	1	243.3	243.3		
	③	-300×12	8290	1	243.3	243.3		
	④	-300×20	1110	1	69.7	69.7		
	⑤	-300×12	9450	1	267.1	267.1		
	⑥	-350×14	847	1	32.6	32.6		
	⑦	-170×14	950	1	17.7	35.4		
	⑧	-300×20	300	1	14.1	14.1		
	⑨	-170×8	250	4	2.7	21.6		
	⑩	-120×6	160	1	1	0.9		
	WJ-7 (8件)	⑪	-100×6	814	1	3.8		7.6
		⑫	-100×6	722	1	3.4		6.8
		⑬	-100×6	631	1	3.0		6.0
		⑭	-100×6	540	1	2.5		5.0
		⑮	-140×8	180	1	1.5		3.2
		⑯	-145×8	160	6	1.5		9.0
		⑰	-85×8	180	1	1.0		1.0
⑱		-85×8	180	1	1.0	1.0		
WJ-2 (18件)	⑲	-300×20	300	2	14.1	28.2	18×571=9578kg	
	⑳	-140×8	180	2	1.6	6.4		
	㉑	-145×8	160	4	1.5	6.0		
	㉒	-85×8	180	4	1.0	4.0		
	㉓	-454×6	6960	1	148.8	148.8		
	㉔	-300×10	6960	1	163.9	163.9		
	㉕	-300×10	6960	1	163.9	163.9		
	㉖	-300×20	300	2	14.1	28.2		
	㉗	-170×8	250	4	2.7	21.6		
	㉘	-140×8	180	2	1.6	6.4		
WJ-3 (2件)	㉙	-145×8	160	12	1.5	18.0	9×1995=17955kg	
	㉚	-85×8	180	2	1.0	2.0		
	㉛	-85×8	180	2	1.0	2.0		
	㉜	-100×6	867	2	3.8	14.4		
	㉝	-100×6	711	2	3.3	13.2		
	㉞	-100×6	615	2	2.9	11.6		
	㉟	-100×6	519	2	2.4	9.6		
	㊱	450-1029×8	2×8076	1	765.4	765.4		
	㊲	-300×12	7863	2	221.6	443.2		
	㊳	-400×20	1460	1	91.7	91.7		
	㊴	-300×12	17412	1	492.1	492.1		
	㊵	-180×14	950	2	18.8	75.2		



说明:

1. 未标注的螺栓孔为φ18
2. 未标注的焊缝焊脚尺寸为6mm满焊
3. 所有加肋板加切角25×2.5

图 3-8-135(b) 屋面钢梁制作图 (一) 续 (WJ-3, WJ-8, WJ-12)

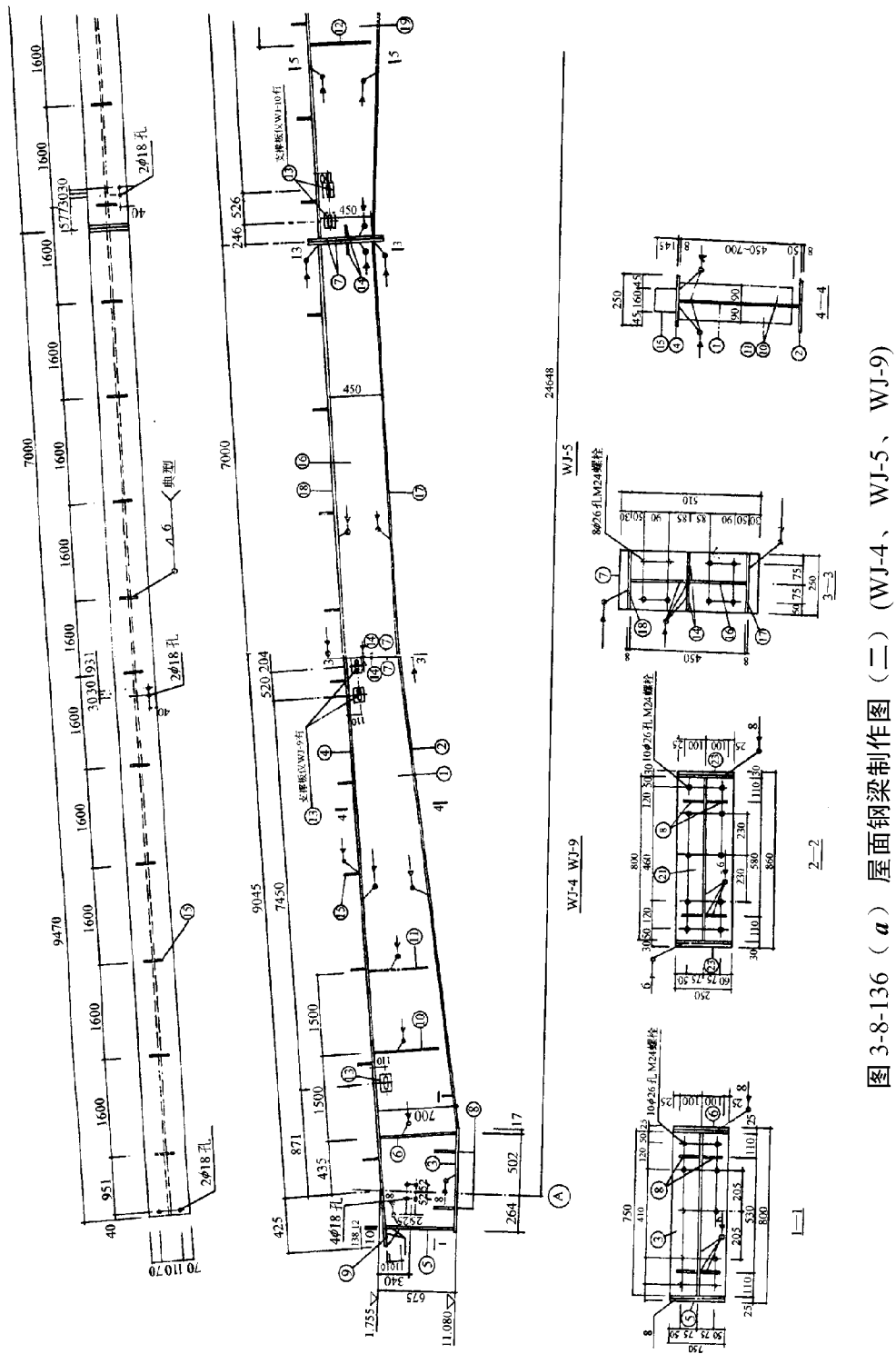
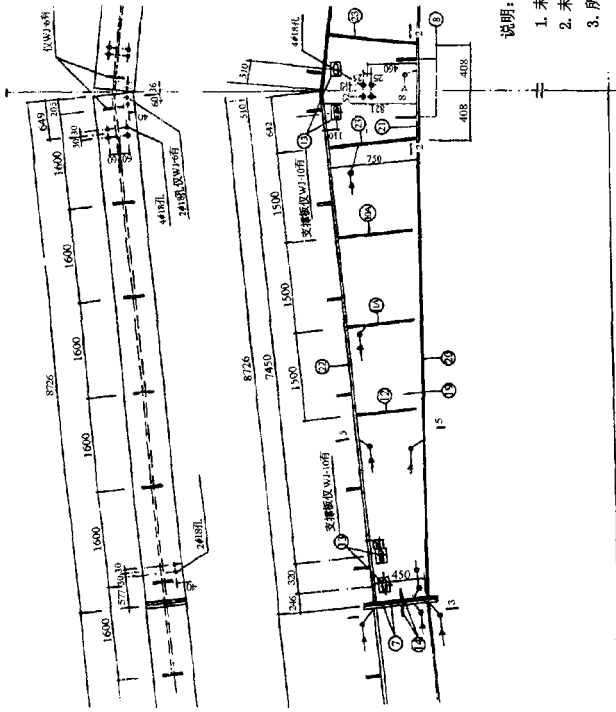


图 3-8-136 (a) 屋面钢梁制作图 (二) (WJ-4、WJ-5、WJ-9)

构件材料统计表

配件 编号	构件 编号	规格型号	长度 (mm)		数量		重量(kg)		
			正	反	正	反	单重	总重	
	①	(-450-700×6) (-633-704×6)	5894		1		256.4	256.4	
	②	-250×8	8577		1		134.7	134.7	
	③	-250×16	800		1		25.1	25.1	
	④	-250×8	9454		1		148.4	148.4	
	⑤	-250×8	633		1		9.9	9.9	
	⑥	-110×8	700		1		4.8	4.8	
	⑦	-250×16	510		1		16.0	16.0	
	⑧	-100×8	150		2		0.9	3.6	
	⑨	-120×6	160		1		0.9	0.9	
	⑩	-90×6	604		1		2.6	5.2	
	⑪	-90×6	558		1		2.4	4.8	
	⑫	-100×8	150		3		0.9	5.4	
	⑬	-100×8	150		1		0.9	1.8	
	⑭	-145×8	160		6		1.5	9	
			总重 = 4 × 631 = 2524kg						
	WJ-4 (12件)		同WJ-9但无配件⑩ 总重 = 12 × 536 = 7512kg						
	⑰	-250×16	510		2		16	32.0	
	⑱	-100×8	150		2		0.9	3.6	
	⑲	-145×8	160		4		1.5	6.0	
	⑳	-450×6	6968		1		147.4	147.4	
	㉑	-250×8	6968		1		100.4	100.4	
	㉒	-250×8	6968		1		109.4	109.4	
			总重 = 16 × 373 = 5968kg						
	㉓	-250×16	510		2		16.0	32.0	
	㉔	-100×8	150		2		0.9	3.6	
	㉕	-100×8	150		2		0.9	3.6	
	㉖	-145×8	160		12		1.5	18.0	
	㉗	-90×6	642		2		2.7	10.8	
	㉘	-90×6	585		2		2.5	10.0	
	㉙	-90×6	527		2		2.2	8.8	
	㉚	-450-821×6	2×8770		1		521.4	521.4	
	㉛	-250×8	8170		2		271.6	443.2	
	㉜	-250×16	846		1		128.3	128.3	
	㉝	-250×8	17420		1		273.5	273.5	
	㉞	-110×8	750		2		5.2	5.2	
			总重 = 6 × 1552 = 9312kg						
	㉟	-100×8	150		6		0.9	10.8	
	WJ-10 (2件)		其余同WJ-6 总重 = 2 × 1563 = 3126kg						1563



- 说明:
1. 未标注的螺栓孔为φ18
 2. 未标注的焊缝焊脚尺寸为6mm满焊
 3. 所有加劲板加切角 25×25

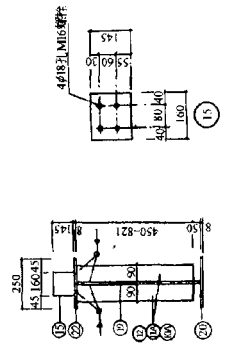
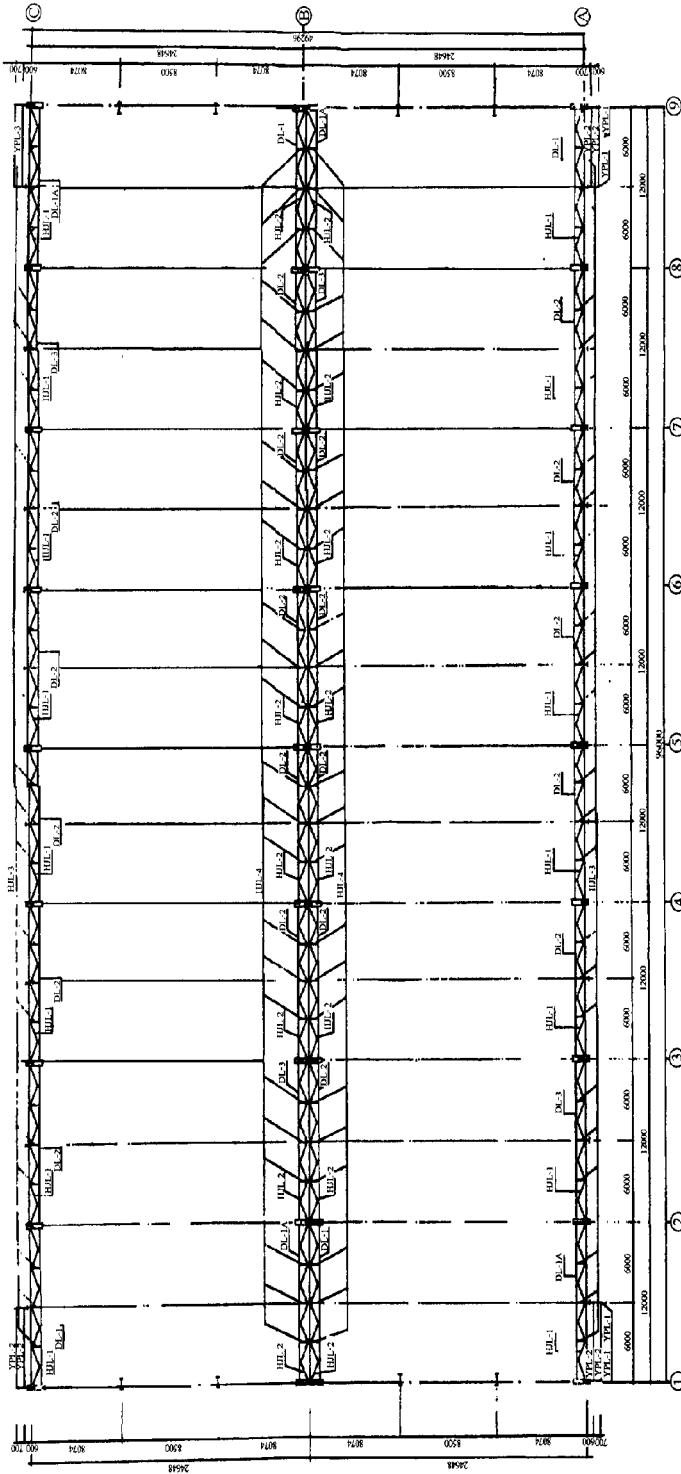
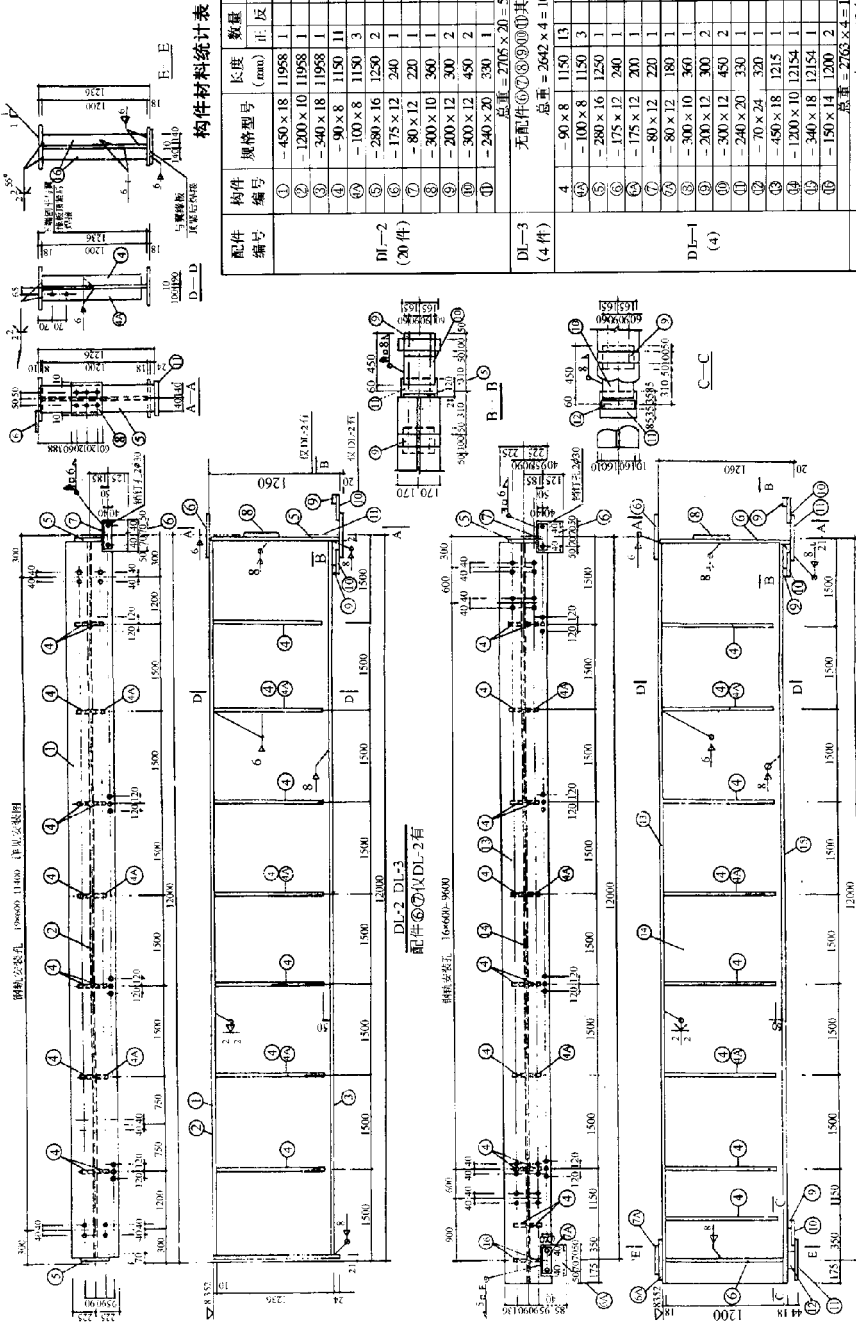


图 3-8-136 (b) 屋面钢梁制作图 (二) (续) (WJ-6, WJ-10, WJ-11)



25t吊车梁及支架平面布置

图 3-8-137 25t吊车梁及支架平面布置
(DL-1,DL-1A,DL-2,DL-3,HJL-1,HJL-2)



构件材料统计表

配件编号	构件编号	规格型号	长度 (mm)	数量		重量 (kg)	
				正	反	单重	总重
①	DL-2 (20件)	450×18	11958	1	760.3	760.3	760.3
②	DL-2 (20件)	1200×10	11958	1	1126.4	1126.4	1126.4
③	DL-2 (20件)	340×18	11958	1	574.5	574.5	574.5
④	DL-2 (20件)	90×8	1150	11	6.5	71.5	71.5
⑤	DL-2 (20件)	100×8	1150	3	7.2	21.6	21.6
⑥	DL-2 (20件)	280×16	1250	2	43.9	87.8	87.8
⑦	DL-2 (20件)	175×12	240	1	1.7	1.7	1.7
⑧	DL-2 (20件)	80×10	360	1	8.5	8.5	8.5
⑨	DL-2 (20件)	200×12	300	2	5.7	11.4	11.4
⑩	DL-2 (20件)	300×12	450	2	12.7	25.4	25.4
⑪	DL-2 (20件)	240×20	330	1	12.4	12.4	12.4
无配件⑫~⑯其余同 DL-2						总重 = 2765 × 20 = 55300kg	
DL-3 (4件)						总重 = 2642 × 4 = 10568kg	
DL-1 (4件)						总重 = 2765 × 4 = 11062kg	
DL-1A (4件)						总重 = 2765 × 4 = 11062kg	

说明：
1. 未标注的螺栓脚尺寸为6mm镀锌 3.所有加劲板加角钢 25x25

图 3-8-138 25t 吊车梁制作图 (DL-1, DL-2, DL-3)

DL-1

DL-1A与DL-1反向

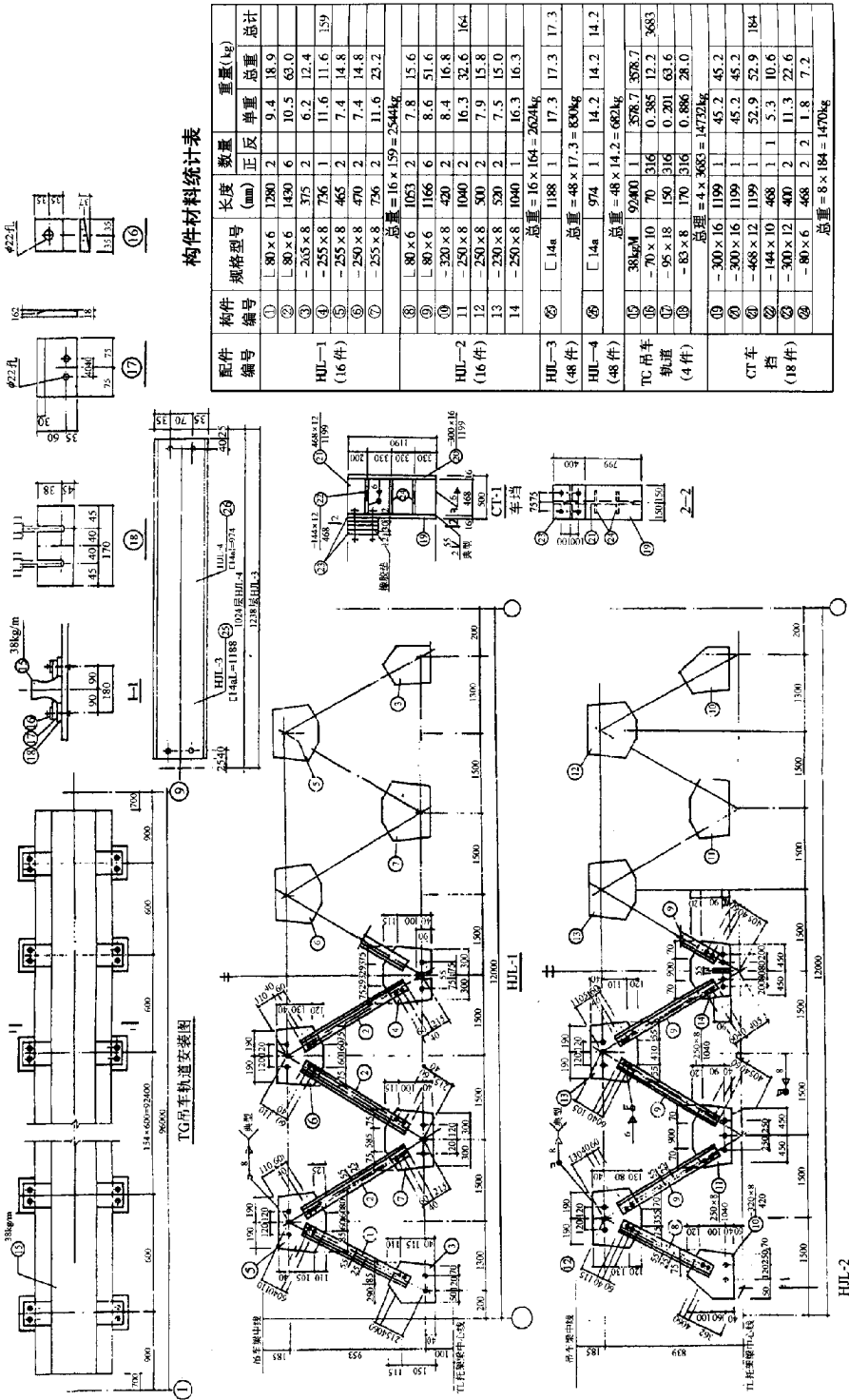
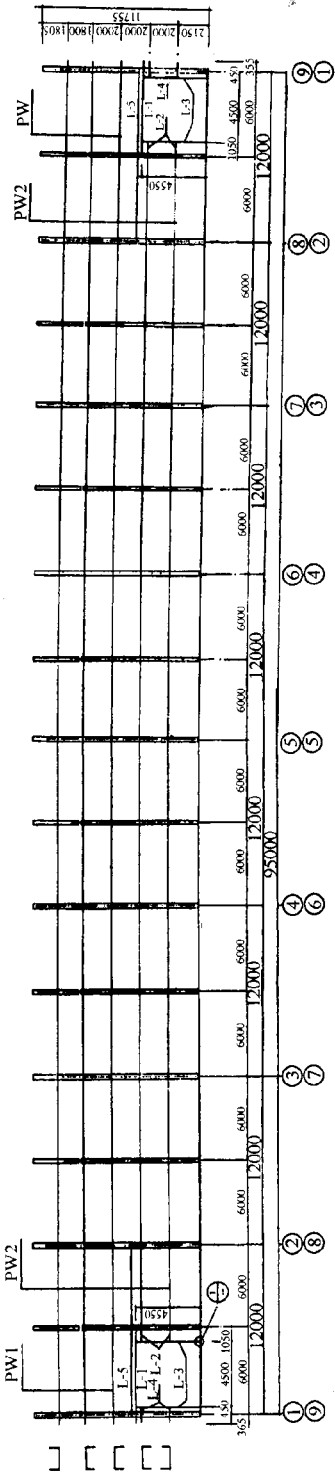
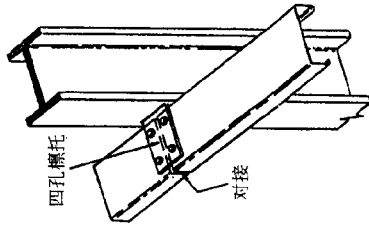


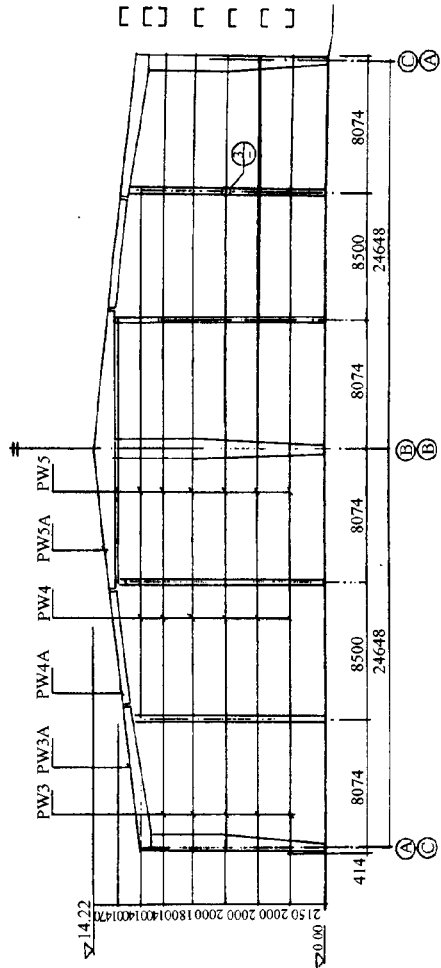
图 3-8-139 吊车梁、支架轨道及车挡 (HJL-1~4, TG, CT)



A 轴外纵墙檩条立面布置
C 轴外纵墙檩条立面布置



C150 檩条安装详图



①⑨轴端墙檩条立面布置

图形 3-8-140 外纵墙及端墙檩条立面布置

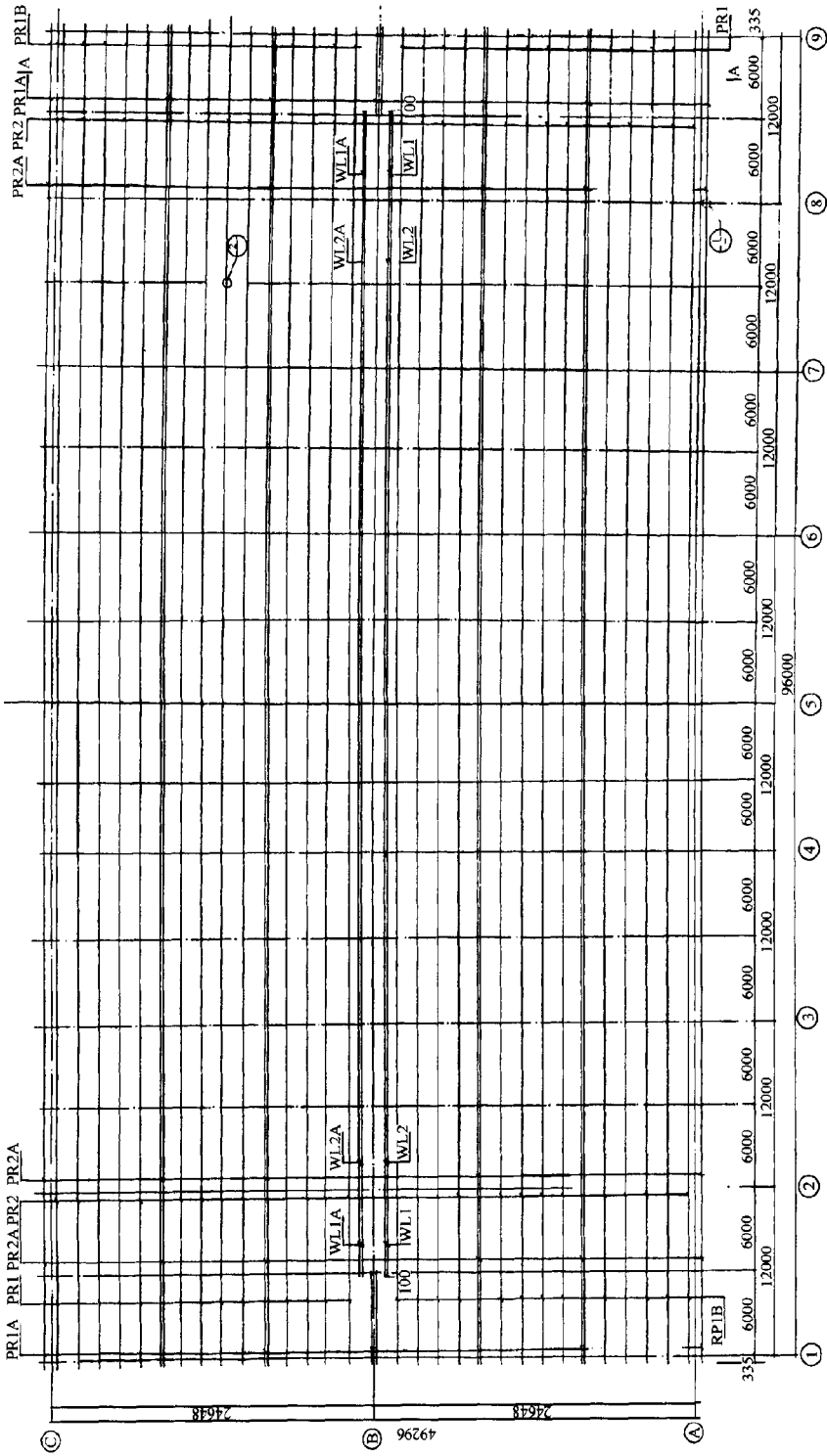
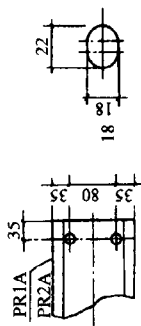
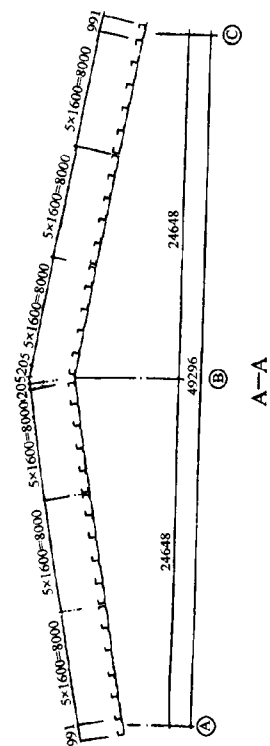
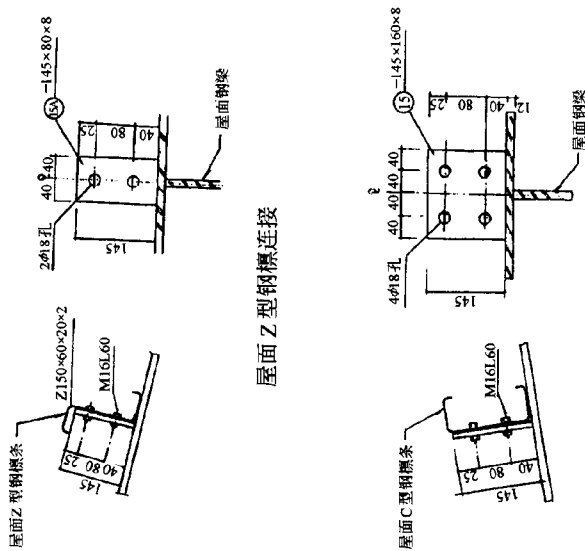


图 3-8-141 屋面檩条平面布置
(PR1、PR1A、PR2、PR2A、WL1、WL1A、WL2)

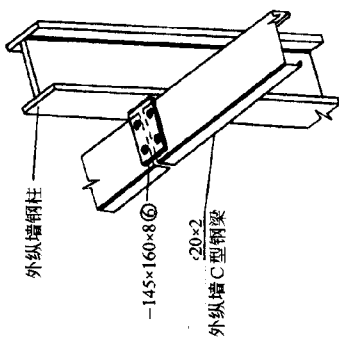


C型钢檩条端孔详图



屋面Z型钢檩条连接

屋面C型钢檩条连接



外墙C型钢檩条安装

图 3-8-142 外墙及屋面檩条连接

屋面C型钢檩条连接

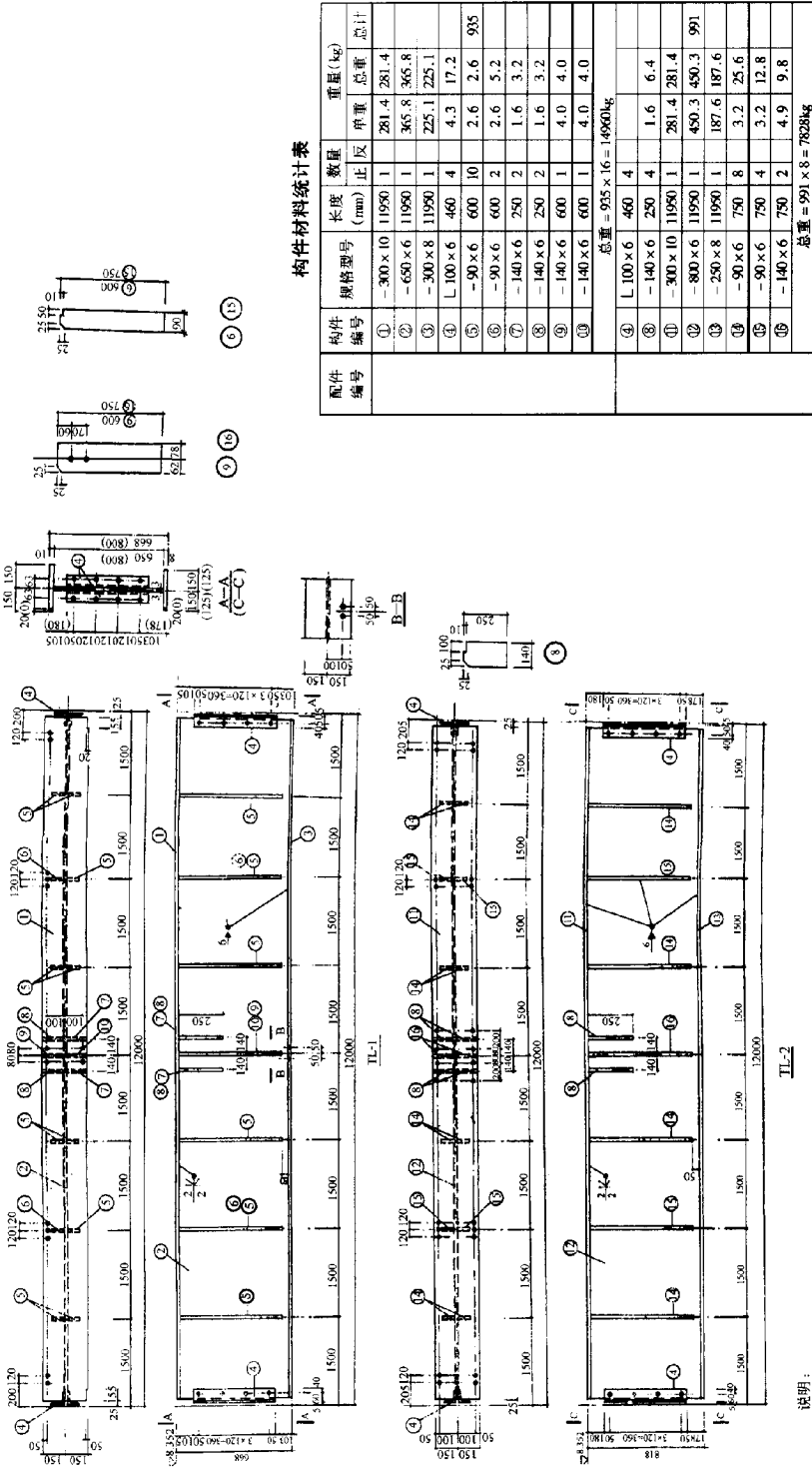


图 3-38-143 托架钢梁制作图 (TL-1 TL-2)

说明:

1. 未标注的螺栓孔为 $\phi 22$ M20
2. 未标注的焊缝焊脚尺寸为6mm满焊
3. 所有加劲板加切角25×25

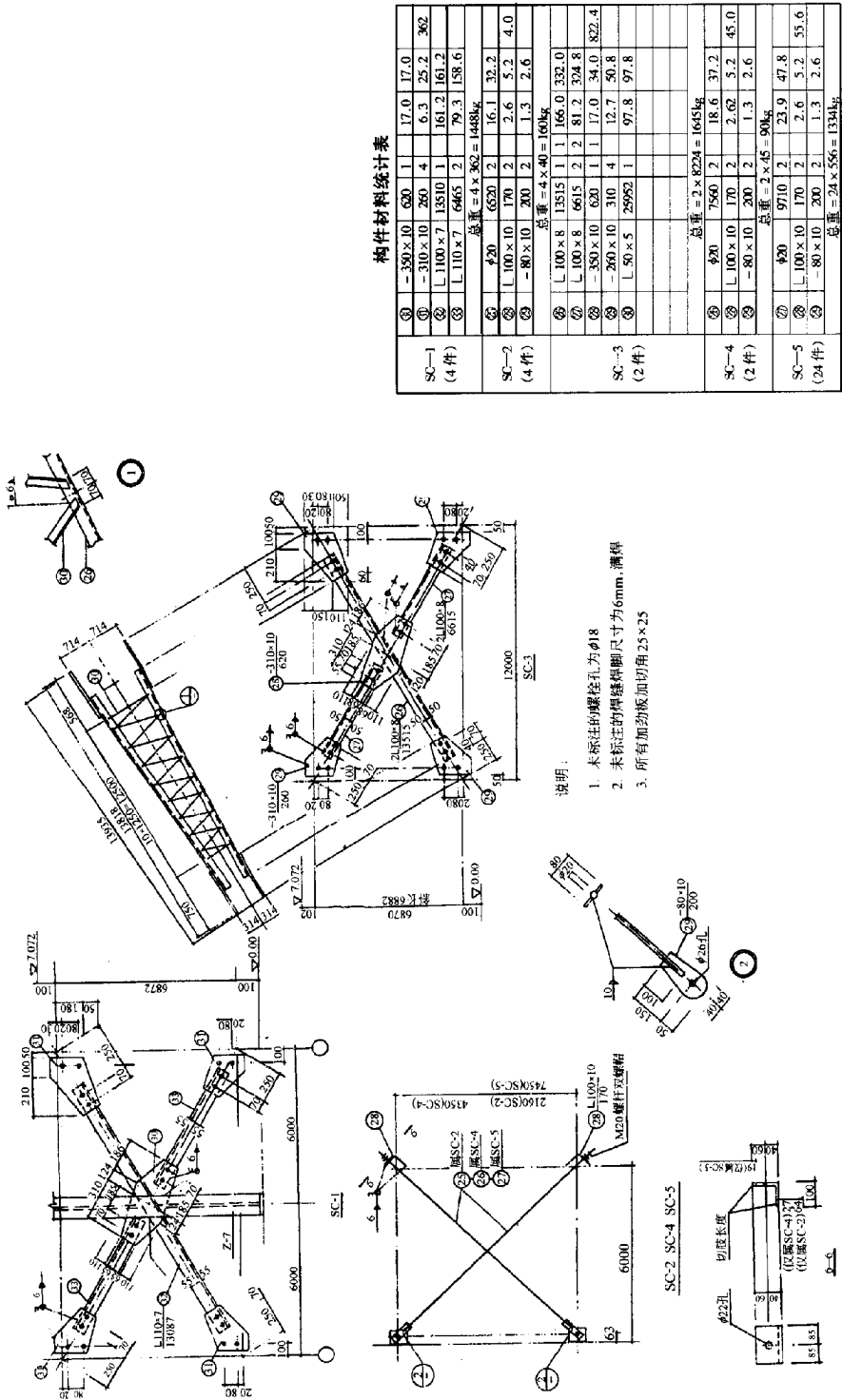


图 3-8-144 柱间斜撑、屋面斜拉条制作图 (SC-1 SC-2 SC-3 SC-4 SC-5)

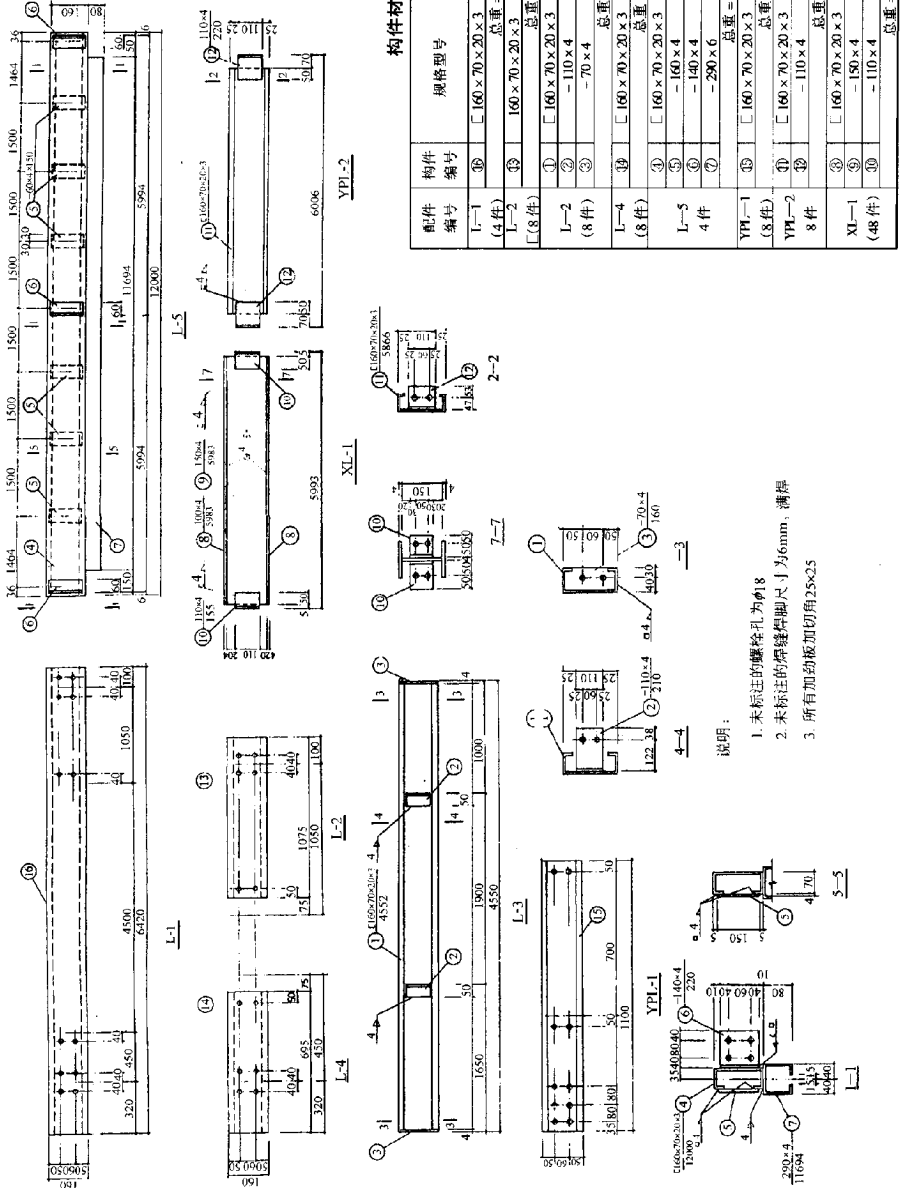


图 3-8-145 大门框制作图 (L-1~L-5, XL-1, YPL-1, YPL-2)

说明:
 1. 未标注的螺栓孔为φ18
 2. 未标注的焊缝脚尺寸为6mm, 满焊
 3. 所有加劲板加切角25x25

构件材料统计表

配件编号	构件编号	规格型号	长度 (mm)	数量		重量 (kg)	
				正	反	单重	总计
内架 (4件)	①	[120 × 60 × 20 × 3	4500	2		23.31	46.62
	②	["	4700	2		24.35	48.70
	③	["	4800	1		20.72	20.72
	④	["	4800	1		24.87	24.87
	⑤	["	1600	4		8.29	33.16
	⑥	["	1800	2		9.33	18.66
	⑦	["	1968	4		1020	40.86
	⑧	- 100 × 4	100	4		0.31	1.24
总重 = 4 × 234.8 = 939kg							

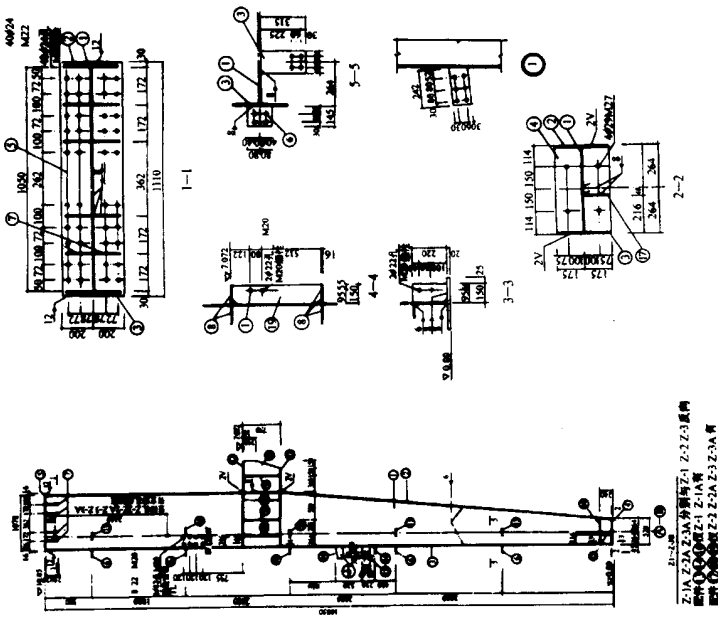
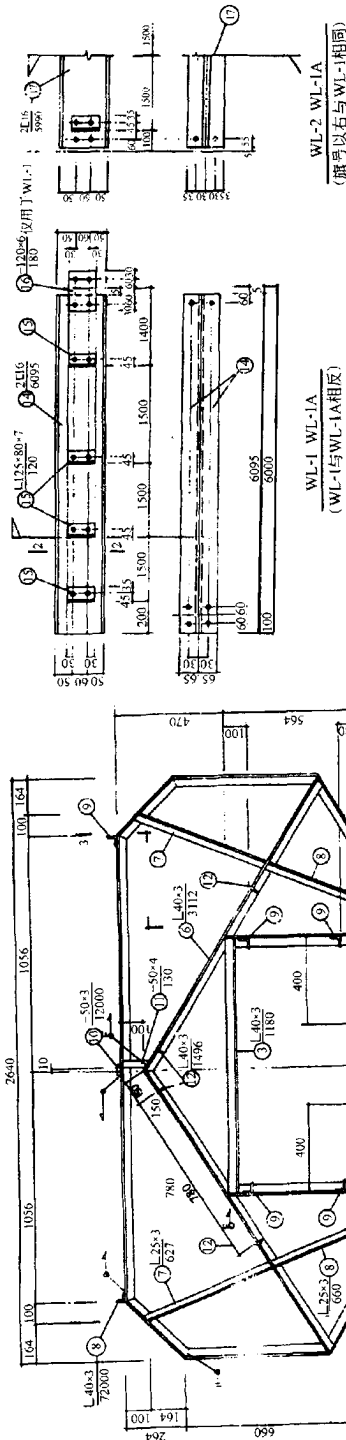


图 3-8-146 大门门扇制作图



构件材料统计表

配件编号	构件编号	规格型号	长度 (mm)		数量		重量 (kg)			
			正	反	正	反	单重	总计		
天窗架 (57件)	①	L56×4	1214	2	4	188	8	576		
	②	L30×3	1180	1	2	35	2	35		
	③	L40×3	1180	1	2	183	2	183		
	④	L25×3	615	2	0	689	1	378		
	⑤	L40×3	5906	1	0	926	10	926		
	⑥	L40×3	3112	1	5	257	5	257		
	⑦	L25×3	627	2	0	702	1	404		
	⑧	L25×3	660	2	0	739	1	478		
	⑨	L40×3	1500	16	2	755	16	65		
	⑩	-50×3	1500	1	1	766	1	766		
	⑪	-50×3	130	1	0	153	0	153		
	⑫	L40×3	1496	4	2	768	11	1072		
			552	2	2	0	756	3	1024	
			总重 = 57 × 68 = 3380kg							
WL-1	⑬	L16	6905	2	120	38	240	76		
WL-1A	⑭	L25×8×7	120	4	1	328	5	34		
WL-1A	⑮	-120×6	180	2	10	7	2	03		
WL-2	⑯	L16	5990	2	11	830	236	6		
WL-2A	⑰									
			总重 = 28 × 2481 = 6946kg							

通风采光天窗支架制作图

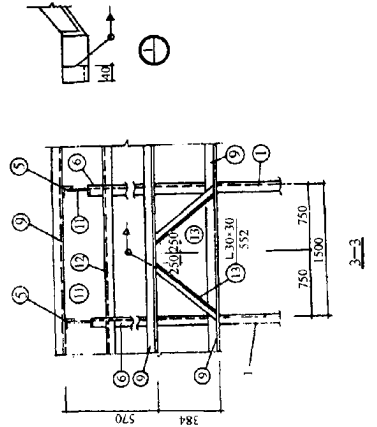
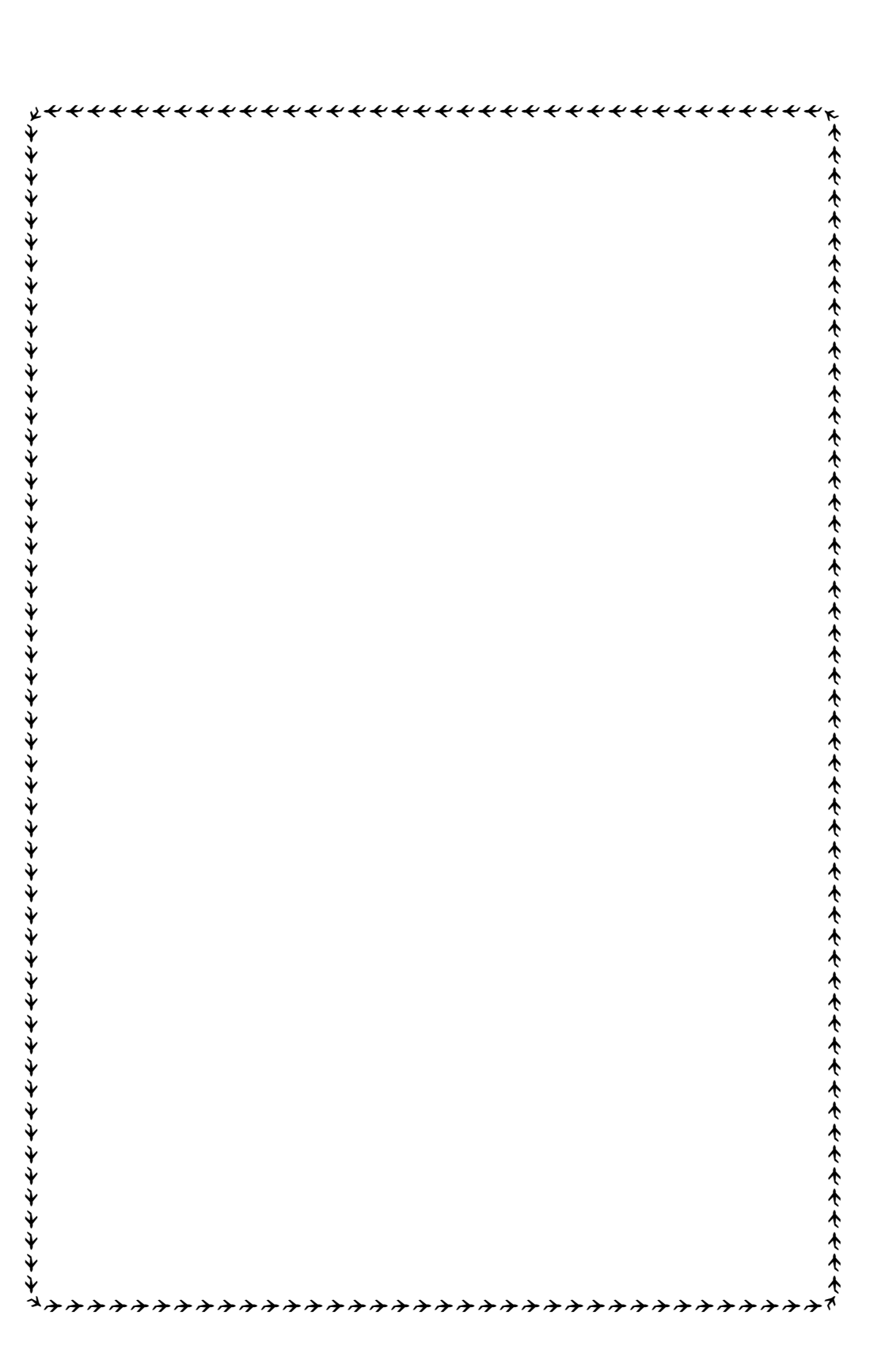


图 3-8-147 通风采光天窗支架制作图



第四篇

钢结构的连接
构造及实例与图集

第一章 钢结构的连接概述

钢结构是由钢板、型钢等组合连接制成基本构件，如梁、柱、桁架等；运到工地后再通过安装连接组成整体结构，如屋盖、厂房、桥梁等。连接在钢结构中占有很重要的地位，将直接影响钢结构的制造安装和经济指标以及使用性能。连接设计应符合安全可靠、节省钢材、构造简单、制造安装方便等原则。

钢结构的连接方法可分为焊缝连接、螺栓连接和铆钉连接等（图 4-1-1）。其中普通螺栓连接使用最早，约从 18 世纪中叶开始，至今仍是安装连接的一种重要方法。19 世纪 20 年代开始使用铆钉连接，此后发展成在钢结构连接中占统治地位。19 世纪下半叶出现焊缝连接，在本世纪 20 年代后逐渐广泛使用并取代铆钉连接成为钢结构的主要连接方法。本世纪中叶又发展使用高强度螺栓连接，现已在一些较大钢结构的安装连接中得到较多的使用。

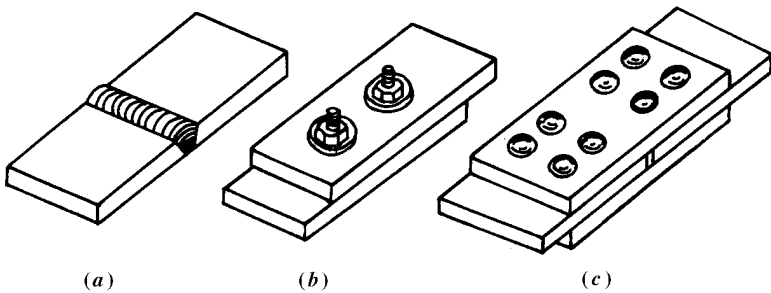


图 4-1-1 钢结构的连接方法
(a) 焊缝连接；(b) 螺栓连接；(c) 铆钉连接。

第一节 焊缝连接

焊缝连接是现代钢结构最主要的连接方法。在钢结构中主要采用电弧焊；较少特殊情况下可采用电渣焊和电阻焊等。

焊缝连接的优点是对钢材从任何方位、角度和形状相交都能方便适用，一般不需要附加连接板、连接角钢等零件，也不需要钢材上开孔，不使截面受削弱；因而构造简

单，节省钢材，制造方便，并易于采用自动化操作，生产效率高。此外，焊缝连接的刚度较大，密封性较好。

焊缝连接的缺点是焊缝附近钢材因焊接的高温作用而形成热影响区，其金相组织和机械性能发生变化，某些部位材质变脆；焊接过程中钢材受到不均匀的高温和冷却，使结构产生焊接残余应力和残余变形，影响结构的承载力、刚度和使用性能；焊缝连接的刚度大和材料连续是优点，但也使局部裂纹一经发生便容易扩展到整体。因此，与高强度螺栓和铆钉连接相比，焊缝连接的塑性和韧性较差，脆性较大，疲劳强度较低。此外，焊缝可能出现气孔、夹渣等缺陷，也是影响焊缝连接质量的不利因素。现场焊接的拼装定位和操作较麻烦，因而构件间的安装连接常尽量采用高强度螺栓连接、或设安装螺栓定位后再焊接。

第二节 螺栓连接

螺栓连接可分为普通螺栓连接和高强度螺栓连接。普通螺栓通常用 Q235 钢（3 号钢）制成，用普通扳手拧紧；高强度螺栓则用高强度钢材制成并经热处理，用特制的、能控制扭矩或螺栓拉力的扳手，拧紧到使螺栓有较高的规定预拉力值，相应把被连接的板件高度夹紧。

普通螺栓和高强度螺栓连接的优点是安装方便，特别适用于工地安装连接；也便于拆卸，适用于需要装拆结构的连接和临时性连接。其缺点是需要板件上开孔和拼装时对孔，增加制造工作量；螺栓孔还使构件截面削弱，且被连接的板件需要互相搭接或另加角钢或拼接板等连接件，因而多费钢材。

一、普通螺栓连接

普通螺栓连接一般采用 C 级螺栓，习称粗制螺栓；较少情况下可采用质量要求较高的 A、B 级螺栓，习称精制螺栓。

（一）C 级螺栓连接

C 级螺栓用未经加工的圆钢制成，杆身表面粗糙，尺寸不很准确；螺栓孔是在单个零件上一次冲成或不用钻模钻成（称为 II 类孔），孔径比螺栓直径大 $1 \sim 2\text{mm}$ 。

C 级螺栓连接的优点是结构的装配和螺栓装拆方便，操作不需复杂的设备，并比较适用于承受拉力；而其受剪性能则较差。因此，它常用于承受拉力的安装螺栓连接（同时有较大剪力时常另加承托承受）、次要结构和可拆卸结构的受剪连接、以及安装时的临时连接。

受剪性能较差是由于孔径大于杆径较多，当连接所受剪力超过被连接板件间的摩擦力（普通螺栓用普通扳手拧紧，拧紧力和摩擦力较小）时，板件间将发生较大的相对滑

移变形，直至螺栓杆与板件孔壁一侧接触；也由于螺栓孔中距不准，致使个别螺栓先与孔壁接触、以及接触面质量较差，使各个螺栓受力较不均匀。

（二）A、B 级螺栓连接

A、B 级螺栓杆身经车床加工制成，表面光滑，尺寸准确；按尺寸规格和加工要求又分为 A、B 两级（直径 $d \leq 24\text{mm}$ 并长度 $l \leq 150\text{mm}$ 和 $10d$ 时用 A 级； $d > 24\text{mm}$ 或 $l > 150\text{mm}$ 或 $10d$ 时用 B 级。A 级的精度要求更高）。螺栓孔在装配好的构件上钻成或扩钻成（相应先在单个零件上钻或冲成较小孔径），或在单个零件或构件上分别用钻模钻成（统称为 I 类孔）。孔壁光滑，对孔准确，孔径与螺栓杆径相等，但分别允许正和负公差，安装时需将螺栓轻击入孔。

A、B 级螺栓连接由于加工精度高、尺寸准确和杆壁接触紧密，可用于承受较大的剪力、拉力的安装连接，受力和抗疲劳性能较好，连接变形较小；但其制造和安装都较费工，价格昂贵，故在钢结构中较少采用，主要用在直接承受较大动力荷载的重要结构的受剪安装螺栓。目前的情况是通常为摩擦型高强度螺栓连接所取代。

二、高强度螺栓连接

高强度螺栓连接是近三、四十年来迅速发展和应用的螺栓连接新形式。螺栓杆内很大的拧紧预拉力把被连接的板件夹得很紧，足以产生很大的摩擦力，因而连接的整体性和刚度较好。

高强度螺栓连接中，当螺栓受拉时，螺栓的预拉力增加不多，外拉力主要靠板件间夹紧力的减小来承受，但板件间始终保持夹紧状态。当受剪力时，按照设计和受力要求的不同，可分为摩擦型和承压型两种：

（一）摩擦型高强度螺栓连接

这种连接在受剪设计时以外剪力达到板件接触面间由螺栓拧紧力（使板件压紧）所提供的可能最大摩擦力为极限状态，亦即应保证连接在整个使用期间外剪力不超过最大摩擦力，能由摩擦力完全承受。这样，板件间不会发生相对滑移变形（螺栓杆和孔壁间始终保持原有空隙量），被连接板件按弹性整体受力。

（二）承压型高强度螺栓连接

对这种连接，受剪设计时只保证在正常使用荷载下，外剪力一般不会超过最大摩擦力，受力性能和摩擦型相同；但如荷载超过标准值（即正常使用情况下的荷载值），则剪力就可能超过最大摩擦力，被连接板件间将发生相对滑移变形，直到螺栓杆与孔壁一侧接触，此后连接就靠螺栓杆身剪切和孔壁承压以及板件接触面间摩擦力共同传力，最后以杆身剪切或孔壁承压破坏，即达到连接的最大承载力，作为连接受剪的极限状态。

高强度螺栓连接保持普通螺栓连接的施工条件好、安装方便、可以拆卸等优点；其

制孔要求大致与 C 级螺栓连接相当，一般采用 II 类钻孔，孔径比螺栓直径大 1.5 ~ 2mm（摩擦型）或 1 ~ 1.5mm（承压型）。摩擦型高强度螺栓连接由于始终保持板件接触面间摩擦力不被克服和不发生相对滑移，因而其整体性和刚度好，变形小，受力可靠，耐疲劳。现已在桥梁和工业与民用建筑钢结构中推广使用，主要用于直接承受动力荷载结构的安装连接、以及构件的现场拼接和高空安装连接的一些部位。承压型高强度螺栓连接由于受剪时利用了摩擦力克服后继续增长的连接承载力，因而其设计承载力高于摩擦型，可节省螺栓用量；但与摩擦型高强度螺栓连接相比，其整体性和刚度差，变形大，动力性能差，其实际强度储备小；只用于承受静力或间接动力荷载结构中允许发生一定滑移变形的连接，我国目前应用还不多。

高强度螺栓连接的缺点是在材料、扳手、制造和安装方面有一些特殊技术要求，价格也较贵。我国目前规定承压型高强度螺栓在材料、制造和安装等方面的全部技术要求都与摩擦型相同；只在螺栓受剪时的设计承载力的计算上有区别。但有些国家规定对承压型高强度螺栓连接可按具体情况适当降低某些技术要求，例如只施加部分预拉力（即螺栓预拉力值低于摩擦型的规定值）等。

第三节 铆钉连接

铆钉连接在受力和设计上与普通螺栓连接相仿。钢结构中一般采用热铆，即把预先制好的一端带有铆钉头的铆钉加热到 1000 ~ 1100℃淡黄色（铆钉枪铆合）或 650 ~ 670℃褐红色（压铆机铆合），插入铆钉孔，然后用压缩空气铆钉枪连续锤击或压铆机挤压铆成另一端的钉头。铆钉孔可用 I 类孔或 II 类孔；当铆钉受剪时用 I 类孔的抗剪和孔壁承压强度约比用 II 类孔高 20%。

铆钉通常以具有良好塑性和顶级性能普通碳素铆螺钢 ML2 或 ML3 制成，以孔径作为铆钉公称直径，预制铆钉杆径比孔径小 1 ~ 1.5mm。铆钉杆烧红铆合时在压力下膨胀，紧紧填满全孔；冷却时杆身缩短，使两端铆钉头压紧被连接钢板，铆钉杆受一定初拉力。因此，铆钉连接的塑性、韧性和整体性好，连接变形小，传力可靠，承受动力荷载时的疲劳性能好，质量也便于检查，特别适用于重型和直接承受动力荷载的结构。

但是，铆钉连接的构造复杂，用钢量大，施工麻烦，打铆时噪音大，劳动条件差。因此，三十年来已逐步减少应用，目前几乎已被车间的焊缝连接和工地的焊缝或高强度螺栓连接所全部代替。

铆钉连接的受力性能、构造排列要求和设计方法原则上与普通螺栓连接完全相同，可完全套用，故本章不再另作叙述。不同点只是对铆钉连接的抗拉、抗剪和孔壁承压强度规定有不同的设计值，以及计算时取杆径等于孔径（不作区分），并且不存在螺纹削弱问题。

第二章 钢结构的焊接及实例应用

第一节 焊缝及其连接的型式

一、焊缝型式

焊缝的型式主要有对接焊缝和角焊缝（图 4-2-1）

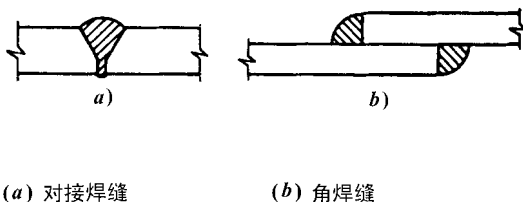


图 4-2-1

（一）对接焊缝

用对接焊缝连接的板件常开成各种型式的坡口，焊缝金属填充在坡口内，坡口型式有 I 形（垂直坡口）、单边 V 形、V 形、U 形、K 形和 X 形等（图 4-2-2），按照保证焊缝质量、便于施焊和减少焊缝截面面积的原则，根据焊件厚度选用坡口的形式。

当焊件厚度很小（手工焊 $t \leq 6\text{mm}$ ）时，可采用垂直坡口，当 $t > 6\text{mm}$ 时就需开坡口。对于一般厚度的焊件可采用有斜坡口的单边 V 形坡口或 V 形坡口，对于较厚的焊件（ $t > 20\text{mm}$ ）则应采用 U 形、K 形和 X 形。其中 V 形和 U 形坡口焊缝的根部需要补焊，使用 K 形和 X 形坡口的焊缝需要从双面施焊。

（二）角焊缝

用角焊缝连接的板件不必开坡口，焊缝直接填充在被连接焊件所形成的角区内如图 4-2-3b 所示。角焊缝可分直角角焊缝（图 4-2-3a、b、c）和斜角角焊缝（图 4-2-

- 3d、e、f) 两类。建筑钢结构连接中，最常用的是直角角焊缝。

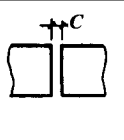
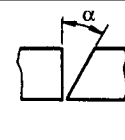
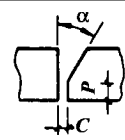
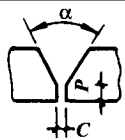
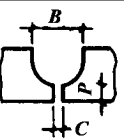
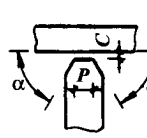
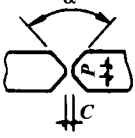
I 形 (垂直坡口)	单边 V 形 不带根	单边 V 形 带根	V 形	U 形
				
α - 坡口坡度 C - 焊缝间隔 P - 钝边长度 B - 顶部宽度			K 形	X 形
				

图 4-2-2

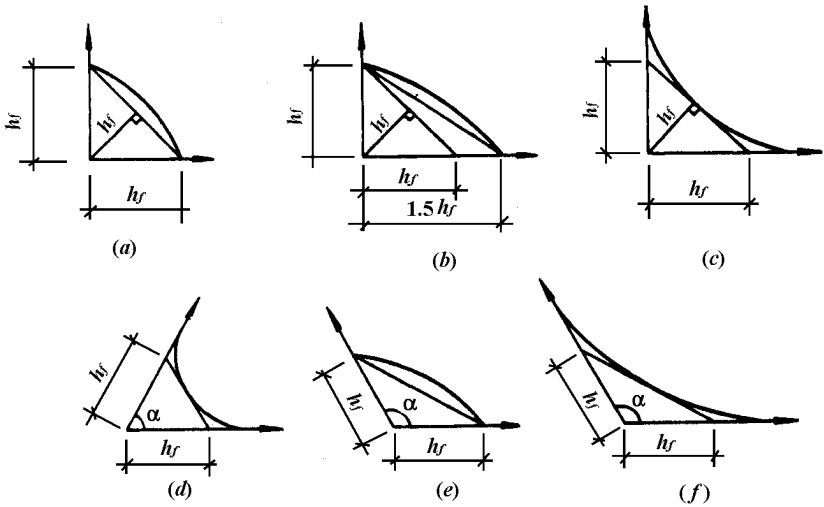


图 4-2-3

二、焊缝的方位

根据施焊时焊工所持焊条与焊件间的相对位置的不同，焊缝可分为平焊、立焊、横焊和仰焊四种方位，如图 4-2-4 所示。

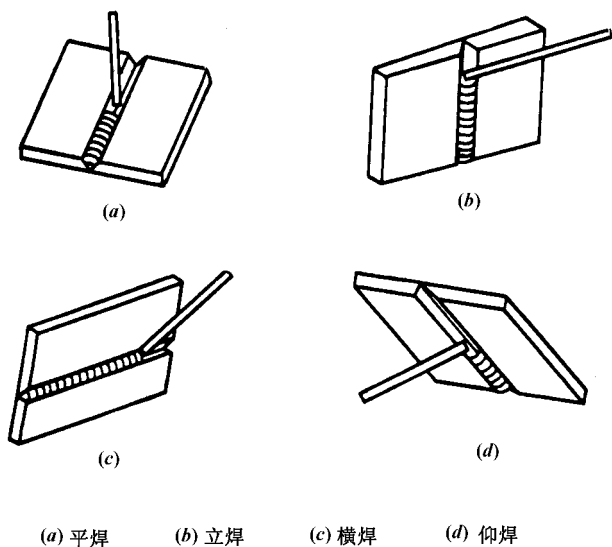


图 4-2-4

平焊又称俯焊（图 4-2-4a），施焊质量最易保证、立焊（图 4-2-4b）和横焊（图 4-2-4c）施焊比平焊困难，质量和生产率比较差。仰焊（图 4-2-4d）是最难操作的施焊位置，焊缝质量不易保证。设计时，设计者应根据实际条件，详细地考虑每条焊缝的方位，特别是工地施焊的焊缝，由于焊件不易翻转，更应注意使主要焊缝大多数属于平焊位置，尽量避免仰焊。

三、焊接连接型式

常用焊接连接按被连构件间的相对位置分为平接、搭接和顶接。

图 4-2-5a 和 b 是平接连接，图 a 是用对接焊缝的平接连接。这种连接的特点是用料经济，传力平顺均匀，没有明显的应力集中，静力强度和疲劳强度都很高，但焊件边缘需要剖口加工，下料长度必须精确，制造费工。图 b 是加双层盖板，用角焊缝连接的平接连接，它的特点是：允许下料尺寸有偏差，制造省工，但用料不经济，多用钢板和焊条，传力要通过盖板，应力集中严重，静力强度和疲劳强度较低。图 4-2-5c 和 d 是用角焊缝的搭接连接，这种连接传力不均匀，材料较费，但构造简单，施工简便，应用较广泛。图 4-2-5e 和 f 为顶接，图 e 是用双面角焊缝连接的顶接，它的特点是构造简单，省工省料；但因截面有突变，应力集中严重，疲劳强度低。图 f 是采用 K 形坡口的对接焊缝，疲劳强度高，故重级工作制吊车梁的上翼缘和腹板的连接都采用这种连接。

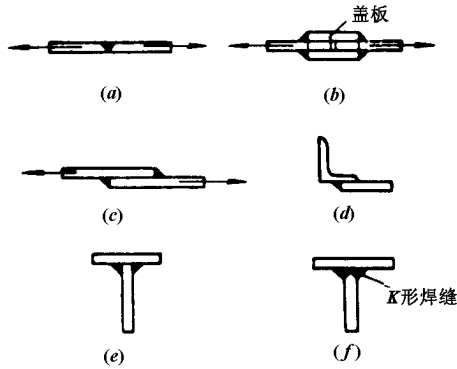


图 4-2-5

第二节 对接焊缝的构造和计算

一、对接焊缝的构造要求

对接焊缝按坡口形式分为工形缝、V形缝、带钝边单边V形缝，带钝边V形缝（也叫Y形缝）、带钝边U形缝、带钝边双单边V形缝和双Y形缝等，后二者过去分别称为K形缝和X形缝（图4-2-6）。

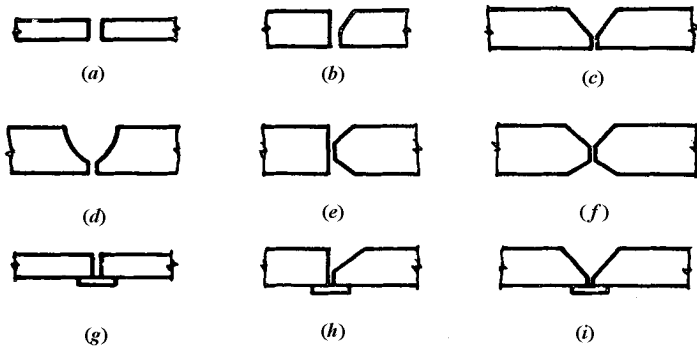


图 4-2-6 对接焊缝坡口形式

(a) 工形缝；(b) 带钝边单边V形缝；(c) Y形缝；(d) 带钝边U形缝；(e) 带钝边双单边V形缝；(f) 双Y形缝；(g) (h) (i) 加垫板的工形、带钝边单边V形和V形缝。

当焊件厚度 t 很小 ($t \leq 10\text{mm}$)，可采用不切坡口的工形缝。对于一般厚度 ($t = 10 \sim 20\text{mm}$) 的焊件，可采用有斜坡口的带钝边单边V形缝或Y形缝，以便斜坡口和焊缝根部共同形成一个焊条能够运转的施焊空间，使焊缝易于焊透。对于较厚的焊件 ($t >$

20mm), 应采用带钝边 U 形缝或带钝边双单边 V 形缝, 或双 Y 形缝。对于 Y 形缝和带钝边 U 形缝的跟部还需要清除焊根并进行补焊。对于没有条件清根和补焊者, 要事先加垫板 (图 4-2-6 中 g、h、i), 以保证焊透。关于坡口的形式与尺寸可参看国家标准《GB 985—88》和《GB 986—88》。

在钢板宽度或厚度有变化的连接中, 为了减少应力集中, 应从板的一侧或两侧作成坡度不大于 1:4 的斜坡 (图 4-2-7), 形成平缓过渡。如板厚相差不大于 4mm 时, 可不作斜坡 (图 4-2-7d)。焊缝的计算厚度取较薄板的厚度。

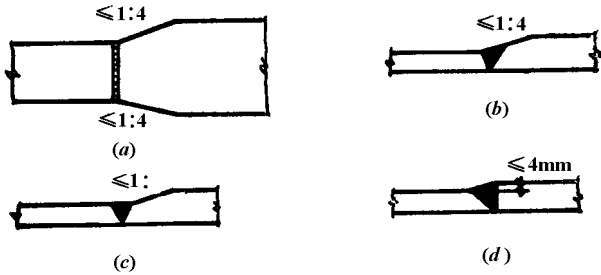


图 4-2-7 不同宽度或厚度的钢板拼接

(a) 钢板宽度不同 (b)(c) 钢板厚度不同 (d) 不做斜坡

对接焊缝的起弧和落弧点, 常因不能熔透而出现焊口, 形成类裂纹和应力集中。为消除焊口影响。焊接时可将焊缝的起点和终点延伸至引弧板 (图 4-2-8) 上, 焊后将引弧板切除。

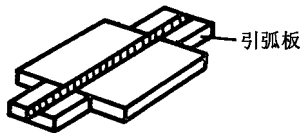


图 4-2-8 引弧板

对于焊透的 T 形连接焊缝, 其构造要求如图 4-2-9 所示。

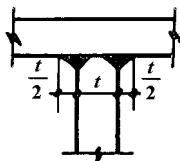


图 4-2-9 焊透的 T 形连接焊缝

钢板的拼接采用对接焊缝时, 纵横两方向的对接焊缝, 可采用十字形交叉或 T 形交叉。当为 T 形交叉时, 交叉点间的距离不得小于 200mm。

二、对接焊缝的计算

对接焊缝的应力分布情况，基本上与焊件原来的情况相同，可用计算焊件的方法进行计算。对于重要的构件，按一、二级标准检验焊缝质量，焊缝和构件等强，不必另行计算。

(1) 轴心受力的对接焊缝(图 4-2-10)应按(4-2-1)式计算

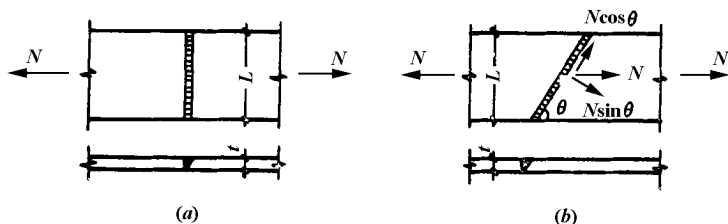


图 4-2-10 轴心力作用下对接焊缝连接
(a) 正缝; (b) 斜缝

$$\sigma = N / l_w t \leq f_t^W \text{ 或 } f_c^W \quad (4-2-1)$$

式中 N ——轴心拉力或压力的设计值。

l_w ——焊缝计算长度，当采用引弧板施焊时，取焊缝实际长度，当未采用引弧板时，每条焊缝取实际长度减去 10mm；

t ——在对接连接中为连接件的较小厚度，不考虑焊缝的余高；在 T 形连接中为腹板厚度；

f_t^W 、 f_c^W ——对接焊缝的抗拉、抗压强度设计值。

当正缝连接的强度低于焊件的强度时，为了提高连接的承载能力，可改用斜缝(图 4-2-10b)，但用斜缝时焊件较费材料。规范规定当斜缝和作用力间夹角 θ 符合 $\text{tg}\theta \leq 1.5$ 时，可不计算焊缝强度。

(2) 受弯受剪的对接焊缝计算：矩形截面的对接焊缝，其正应力与剪应力的分布分别为三角形与抛物线形(图 4-2-11a)，应分别计算正应力和剪应力。

$$\sigma = \frac{M}{W_w} \leq f_t^W \quad (4-2-2)$$

$$\tau = \frac{VS_w}{I_w t} \leq f_v^W \quad (4-2-3)$$

式中 W_w ——焊缝截面的抵抗矩；

I_w ——焊缝截面对其中和轴的惯性矩；

S_w ——焊缝截面在计算剪应力处以上部分对中和轴的面积矩；

f_v^w ——对接焊缝的抗剪强度设计值。

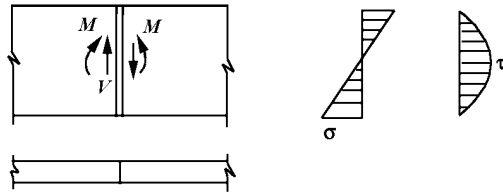


图 4-2-11 受弯受剪的对接连接

三、不焊透的对接焊缝

在钢结构设计中，有时遇到板件较厚，而板件间连接受力较小时，可以采用不焊透的对接焊缝（图 4-2-12），例如当用四块较厚的钢板焊成的箱形截面轴心受压柱时，由于焊缝主要起联系作用，就可以用不焊透的坡口焊缝（图 4-2-12f）。在此情况下，用焊透的坡口焊缝并非必要，而采用角焊缝则外形不能平整，都不如采用未焊透的坡口焊缝为好。

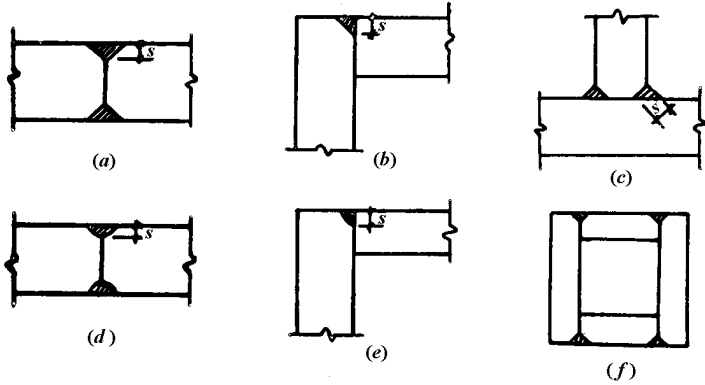


图 4-2-12 不焊透的对接焊缝

(a) (b) (c), V形坡口 ;(d) U形坡口 ;(e) J形坡口 ;
(f) 焊缝只起联系作用的坡口焊缝

当垂直于焊缝长度方向受力时，因未焊透处的应力集中带来不利的影晌，对于直接承受动力荷载的连接不宜采用；但当平行于焊缝长度方向受力时，其影响较小可以采用。

第三节 角焊缝的构造和计算

一、角焊缝的构造

(一) 角焊缝的形式

角焊缝按其长度方向和外力作用方向的不同可分为平行于力作用方向的侧面角焊缝、垂直于力作用方向的正面角焊缝（图 4-2-13）和与力作用方向成斜角的斜向角焊缝。

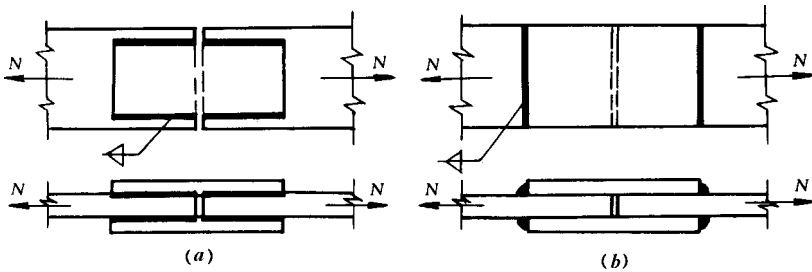


图 4-2-13 角焊缝的形式

(a) 侧面角焊缝 ; (b) 正面角焊缝

角焊缝的截面形式可分为普通型、平坦型和凹面型三种（图 4-2-14）。图中 h_f 称为角焊缝的焊脚尺寸。钢结构一般采用普通型截面，其两焊脚尺寸比例为 1:1，近似于等腰直角三角形，故力线弯折较多，应力集中严重。对直接承受动力荷载的结构，为使传力平缓，正面角焊缝宜采用两焊脚尺寸比例为 1:1.5 的平坦型（长边顺内力方向），侧面角焊缝则宜采用比例为 1:1 的凹面型。

(二) 角焊缝的尺寸要求*

1. 最小焊脚尺寸

角焊缝的焊脚尺寸与焊件的厚度有关，当焊件较厚而焊脚又过小时，焊缝内部将因冷却过快而产生淬硬组织，容易形成裂纹。因此，角焊缝的最小焊脚尺寸 h_{fmin} （mm）应符合下式要求（图 4-2-15a）：

$$h_{fmin} \geq 1.5 \sqrt{t_{max}} \quad (4-2-4)$$

式中 t_{max} ——较厚焊件的厚度（mm）。

* 角焊缝的焊脚尺寸是选用大的好还是小的好，可参阅《疑难释义》节 4.7。

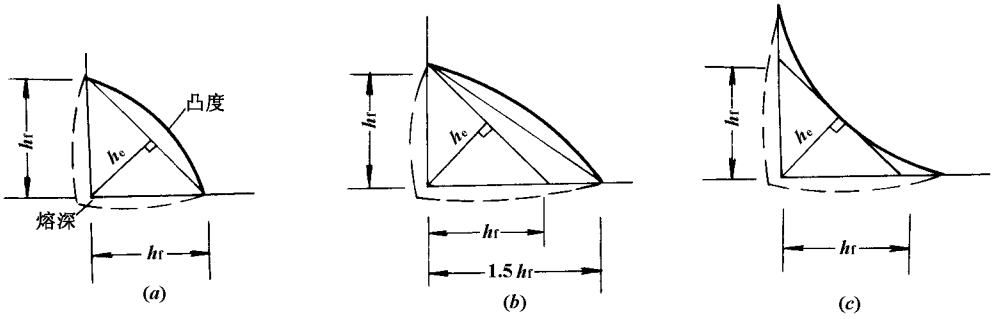


图 4-2-14 直角角焊缝截面形式
(a) 普通型 ; (b) 平坦型 ; (c) 凹面型

在取用上式计算结果时,应偏可靠地将小数点以后数字进为 1mm。自动焊因热量集中,熔深较大, h_{fmin} 可按上式减小 1mm; T 形接头的单面角焊缝的性能较差, h_{fmin} 应按上式增加 1mm; 当焊件厚度等于或小于 4mm 时, h_{fmin} 应与焊件厚度相同。

2. 最大焊脚尺寸

角焊缝的焊脚过大,易使焊件形成烧伤烧穿等“过烧”现象,且使焊件产生较大的焊接残余应力和焊接变形。因此,角焊缝的最大焊脚尺寸 h_{fmax} 应符合下式要求(图 4-2-15a、b):

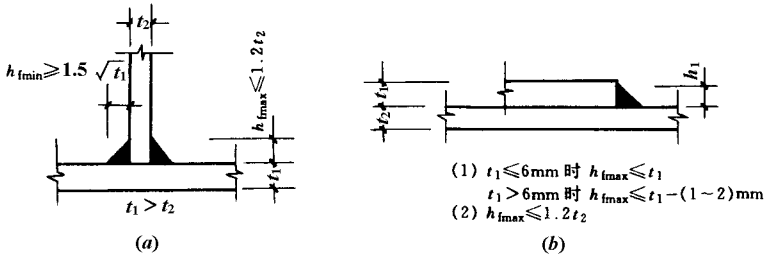


图 4-2-15 角焊缝的最大、最小焊脚尺寸

$$h_{fmax} \leq 1.2t_{min} \quad (4-2-5)$$

式中 t_{min} ——较薄焊件的厚度。

对于位于焊件边缘的角焊缝,为防止施焊时产生“咬边”, h_{fmax} 尚应符合下列要求(图 4-2-15b):

- (1) 当 $t > 6\text{mm}$ 时, $h_{fmax} \leq t - (1 \sim 2)\text{mm}$;
- (2) 当 $t \leq 6\text{mm}$ 时, $h_{fmax} \leq t_0$ 。

第(2)条要求是因薄焊件一般用较细焊条施焊,焊接电流小,操作较易掌握,故 h_{fmax} 可与焊件等厚。

3. 不等焊脚尺寸

当两焊件的厚度相差较大,且采用等焊脚尺寸无法满足最大和最小焊脚尺寸的要求

时,可采用不等焊脚尺寸,即与较薄焊件接触的焊脚边应符合式(4-2-5)的要求,与较厚焊件接触的焊脚边则应符合式(4-2-4)的要求。

4. 最小计算长度

角焊缝焊脚大而长度过小时,将使焊件局部受热严重,且焊缝起落弧的弧坑相距太近,加上可能产生的其它缺陷,也使焊缝不够可靠。因此,角焊缝的计算长度不宜小于 $8h_f$ 和40mm,即其最小实际长度应为 $8h_f + 10\text{mm}$;当 $h_f \leq 5\text{mm}$ 时,则应为50mm。

5. 最大计算长度

侧面角焊缝沿长度方向的剪应力分布很不均匀(参见图4-2-18),两端大,中间小,且随焊缝长度与其焊脚之比值增大而差别愈大。当此比值过大时,焊缝两端将会首先出现裂纹,而此时焊缝中部还未充分发挥其承载能力。在动力荷载作用下这种应力集中现象更为不利。因此,侧面角焊缝的计算长度不宜大于 $60h_f$ (承受静力荷载或间接承受动力荷载时)或 $40h_f$ (承受动力荷载时);当大于上述数值时,其超过部分在计算中不予考虑。若内力沿侧面角焊缝全长分布时,其计算长度不受此限,如工字形截面柱或梁的翼缘与腹板的连接焊缝等。

6. 当板件的端部仅有两侧面角焊缝连接时(图4-2-16),为了避免应力传递过分弯折而使构件中应力过分不均,应使每条侧面角焊缝长度大于它们之间的距离,即 $l_w \geq b$ 。再为了避免焊缝收缩时引起板件的拱曲过大,还宜使 $b \leq 16t$ (当 $t > 12\text{mm}$)或200mm(当 $t \leq 12\text{mm}$), t 为较薄焊件厚度。当不满足此规定时,则应加正面角焊缝。

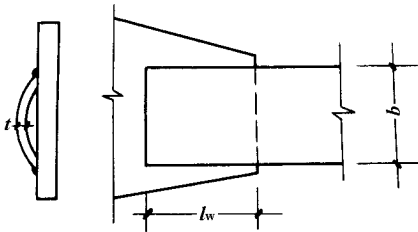


图 4-2-16 侧面角焊缝引起焊件拱曲

7. 在搭接连接中,搭接长度不得小于焊件较小厚度的5倍,并不得小于25mm,以减小因焊缝收缩产生的残余应力及因偏心产生的附加弯矩。

8. 当角焊缝的端部在构件转角处时,为避免起落弧的缺陷发生在此应力集中较大部位,宜作长度为 $2h_f$ 的绕角焊(图4-2-17),且转角处必须连续施焊,不能断弧。

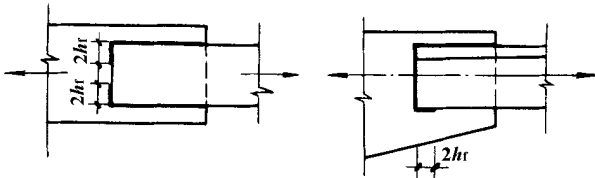


图 4-2-17 角焊缝的绕角焊

二、角焊缝的计算

(一) 角焊缝的应力状态和强度

1. 侧面角焊缝

如图 4-2-18 (a) 所示的轴心力 N 作用下，侧面角焊缝主要承受平行于焊缝长度方向的剪应力 τ_{\parallel} 。由于构件的内力传递集中到侧面，力线产生弯折，故在弹性阶段， τ_{\parallel} 沿焊缝长度方向分布不均匀，两端大，中间小，但侧面角焊缝塑性较好，在长度适当的情况下，应力经重分布可趋于均匀。侧面角焊缝的破坏常由两端开始，在出现裂纹后，通常即沿 45° 喉部截面迅速断裂。

2. 正面角焊缝

在轴心力 N 作用下，正面角焊缝中应力沿焊缝长度方向分布比较均匀，两端比中间略低，但应力状态比侧面角焊缝复杂。两焊脚边均有正应力和剪应力，且分布不均匀（图 4-2-18b），在 45° 喉部截面上则有剪应力 τ_{\perp} 和正应力 σ_{\perp} （图 4-2-18a）。由于在焊缝根部应力集中严重，故裂纹首先在此处产生，随即整条焊缝断裂，破坏面不太规则，除沿 45° 喉部截面外，亦可能沿焊缝的两熔合边破坏。正面角焊缝刚度大、塑性较差，破坏时变形小，但强度较高，其平均破坏强度约为侧面角焊缝的 1.35 ~ 1.55 倍。

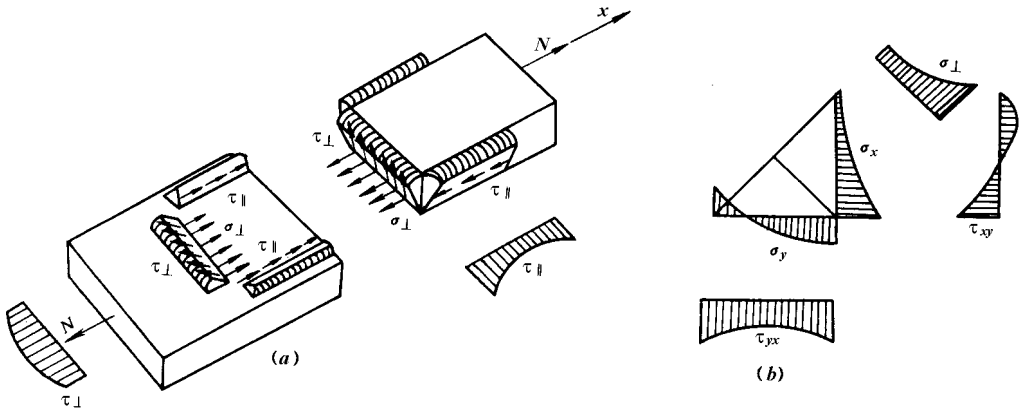


图 4-2-18 角焊缝的应力状态

(二) 角焊缝强度条件的一般表达式

现假定角焊缝的破坏面均位于 45° 喉部截面，但不计熔深和凸度，称为有效截面（参见图 4-2-14）。其宽度 $h_e = h_f \cos 45^\circ = 0.7h_f$ 称为有效厚度， h_f 为较小焊脚尺寸。另外还假定截面上的应力均匀分布。

图 4-2-19 (a) 所示为一受有垂直于焊缝长度方向的轴心力 N_x 和平行于焊缝长度

方向的轴心力 N_y 作用的角焊缝连接。在焊缝有效截面上产生的应力如图 4-2-19 (b) 所示, 其中垂直于焊缝长度方向按焊缝有效截面计算的应力 σ_f 为:

$$\sigma_f = \frac{N_x}{h_e \sum l_w} \quad (4-2-6)$$

式中 $\sum l_w$ ——角焊缝的总计算长度。对每条焊缝取其实际长度减去 10mm (每端 5mm)。

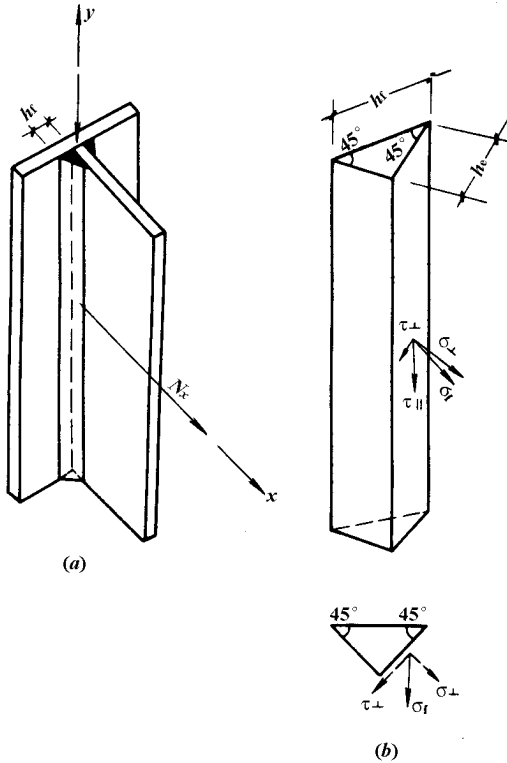


图 4-2-19 角焊缝的应力分析

在此处, σ_f 不是正应力, 也不是剪应力, 故须将其分解为垂直于焊缝有效截面的正应力 σ_{\perp} 和垂直于焊缝长度方向的剪应力 τ_{\perp} , 即

$$\sigma_{\perp} = \frac{\sigma_f}{\sqrt{2}}, \tau_{\perp} = \frac{\sigma_f}{\sqrt{2}}$$

此外, 由 N_y 产生的平行于焊缝长度方向按焊缝有效截面计算的剪应力 $\tau_{//}$ 为:

$$\tau_{//} = \tau_f = \frac{N_y}{h_e \sum l_w} \quad (4-2-7)$$

在 σ_{\perp} 、 τ_{\perp} 和 $\tau_{//}$ 综合作用下, 角焊缝处于复杂应力状态, 故按强度理论其不破坏的强度条件为:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2)} \leq \sqrt{3}f_f^w \quad (4-2-8)$$

式中 f_f^w 为角焊缝的强度设计值。它系按角焊缝受剪确定的，故须乘以 $\sqrt{3}$ 换成抗拉强度设计值。

将前述 σ_{\perp} 、 τ_{\perp} 、和 $\tau_{//}$ 等值代入式 (4-2-8)，得

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\sqrt{2}}\right)^2 + 3\left[\left(\frac{\sigma_f}{\sqrt{2}}\right)^2 + \tau_f^2\right]} \leq \sqrt{3}f_f^w$$

或

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{1.22}\right)^2 + \tau_f^2} \leq f_f^w$$

若令 $\beta_f = 1.22$ ——正面角焊缝的强度设计值增大系数，则上式可改写为：

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} \leq f_f^w \quad (4-2-9)$$

此式即《规范》的角焊缝一般计算式。对承受静力荷载和间接承受动力荷载的结构，取 $\beta_f = 1.22$ ；对直接承受动力荷载的结构，考虑到正面角焊缝强度虽高，但刚度较大，同时应力集中也较严重，故取 $\beta_f = 1.0$ ，即不考虑此强度增大，和侧面角焊缝一样对待。

(三) 轴心力作用时的角焊缝计算

当作用力（拉力、压力、剪力）通过角焊缝群的形心时，可认为焊缝的应力为均匀分布。但由于作用力与焊缝长度方向间关系的不同，故在应用式 (4-2-9) 计算时应分别为：

1. 当作用力垂直于焊缝长度方向时（图 4-2-12b）

此种情况相当于正面角焊缝受力，此时式 (4-2-9) 中 $\tau_f = 0$ ，故得

$$\sigma_f = \frac{N}{h_e \sum l_w} \leq \beta_f f_f^w \quad (4-2-10)$$

2. 当作用力平行于焊缝长度方向时（图 4-2-12a）

此种情况相当于侧面角焊缝受力，此时式 (4-2-9) 中 $\sigma_f = 0$ ，故得

$$\tau_f = \frac{N}{h_e \sum l_w} \leq f_f^w \quad (4-2-11)$$

3. 当两方向力综合作用时

如图 4-2-20 所示三面围焊连接，其水平焊缝受垂直于焊缝长度方向的分力 N_y 和平行于焊缝长度方向的分力 N_x 的综合作用，而垂直焊缝则相反，因此应按式 (4-2-9) 分别计算各焊缝在 σ_f 和 τ_f 共同作用下的强度，即

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{\beta_f}\right)^2 + \tau_f^2} \leq f_f^w \quad (4-2-12)$$

式中 $\sigma_f = \frac{N_x}{h_e \sum l_w}$ 、 $\tau_f = \frac{N_y}{h_e \sum l_w}$ （对垂直焊缝）；

$\sigma_f = \frac{N_y}{h_e \sum l_w}$ 、 $\tau_f = \frac{N_x}{h_e \sum l_w}$ （对水平焊缝）。

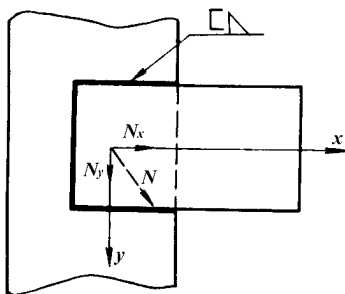


图 4-2-20 受两方向力综合作用的三面围焊

4. 当焊缝方向较复杂时

如图 4-2-21 所示菱形盖板拼接焊缝，为了使计算简化，可不考虑应力方向*，即均按侧面角焊缝对待，偏安全地取 $\beta_f = 1.0$ ，故得

$$\frac{N}{h_e \sum l_w} \leq f_f^w \quad (4-2-13)$$

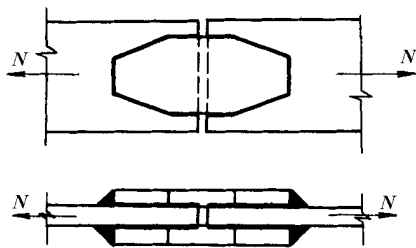


图 4-2-21 菱形盖板拼接

5. 当角钢用角焊缝连接时 (图 4-2-22)

当角钢与连接板用角焊缝连接时，一般宜采用两面侧焊，也可用三面围焊或 L 形围焊。为避免偏心受力，应使焊缝传递的合力作用线与角钢杆件的轴线重合。各种形式的焊缝内力为：

(1) 当采用两面侧焊时 (图 4-2-22a)：设 N_1 、 N_2 分别为角钢肢背和肢尖焊缝分担的内力，由 $\sum M = 0$ 平衡条件，可得

$$N_1 = \frac{b - z_0}{b} N = \eta_1 N \quad (4-2-14)$$

$$N_2 = \frac{z_0}{b} N = \eta_2 N \quad (4-2-15)$$

* 对斜向角焊缝亦可考虑应力方向，采用强度设计值增大系数 β_{ff} 计算、详见《疑难释义》节 4.5。

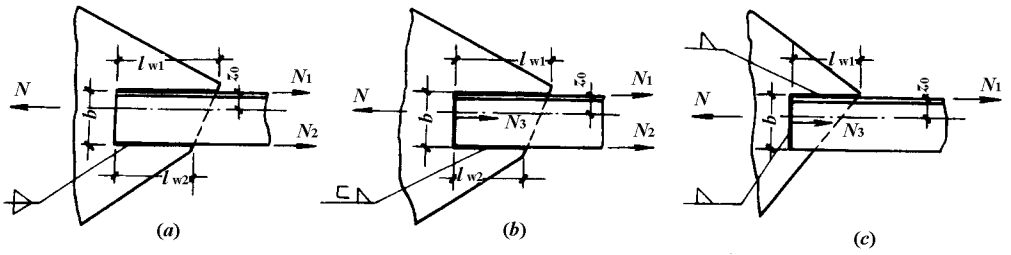


图 4-2-22 角钢与连接板的角焊缝连接
(a) 两面侧焊 ; (b) 三面围焊 ; (c) L 形围焊

式中 b ——角钢肢度 ;

z_0 ——角钢形心距 ;

η_1 、 η_2 ——角钢肢背和肢尖焊缝的内力分配系数，可按表 4-2-1 的近似值取用。

表 4-2-1 角钢两侧角焊缝的内力分配系数

角钢类型		等边	不等边	不等边
连接情况				
分配系数	角钢肢背 η_1	0.70	0.75	0.65
	角钢肢尖 η_2	0.30	0.25	0.35

(2) 当采用三面围焊时 (图 4-2-22b): 可先选取正面角焊缝的焊脚尺寸 h_B , 并计算其所能承受的内力 (设截面为双角钢组成的 T 形截面, 如表 4-2-1 附图)。

$$N_3 = 2 \times 0.7 h_B b \beta_f f_f^v \quad (4-2-16)$$

再由 $\sum M = 0$ 平衡条件, 可得

$$N_1 = \frac{b - z_0}{b} N - \frac{N_3}{2} = \eta_1 N - \frac{N_3}{2} \quad (4-2-17)$$

$$N_2 = \frac{z_0}{b} N - \frac{N_3}{2} = \eta_2 N - \frac{N_3}{2} \quad (4-2-18)$$

(3) 当采用 L 形围焊时 (图 4-2-22c): 不须先假定 h_B , 可令式 (4-2-18) 中 $N_2 = 0$, 即得

$$N_3 = 2\eta_2 N \quad (4-2-19)$$

$$N_1 = N - N_3 \quad (4-2-20)$$

按上述方法求出各条焊缝分担的内力后, 假定角钢肢背和肢尖焊缝的焊脚尺寸 h_{f1}

和 h_{l2} (对三面围焊宜假定 h_{l1} 、 h_{l2} 和 h_{l3} 相等), 即可分别求出其所需的焊缝计算长度:

$$\text{角钢肢背焊缝} \quad l_{w1} = \frac{N_1}{2 \times 0.7 h_{l1} f_f^w} \quad (4-2-21)$$

$$\text{角钢肢尖焊缝} \quad l_{w2} = \frac{N_2}{2 \times 0.7 h_{l2} f_f^w} \quad (4-2-22)$$

对 L 形围焊可按式先求其正面角焊缝的焊脚尺寸 h_{l3} , 然后使 $h_{l1} \approx h_{l3}$, 再由式 (4-2-21) 即可求得 l_{w1} 。

$$h_{l3} = \frac{N_3}{2 \times 0.7 b \beta_f f_f^w} \quad (4-2-23)$$

采用的每条焊缝实际长度应取其计算长度加 10mm, 并取 5mm 的倍数。

【例】试设计一双盖板的角焊缝对接接头 (图 4-2-23)。已知钢板截面为 300mm × 14mm, 承受轴心力设计值 $N = 800\text{kN}$ (静力荷载)。钢材 Q235, 手工焊, 焊条 E43 系列。

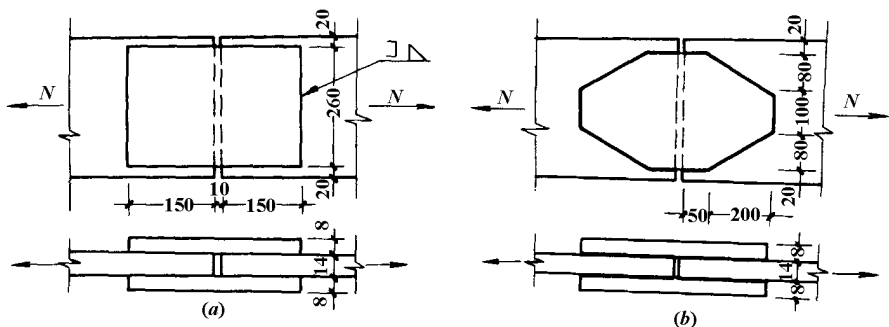


图 4-2-23

【解】根据和母材等强原则, 取 2-260 × 8 盖板, 钢材 Q235, 其截面积为:

$$A = 2 \times 26 \times 0.8 = 41.6\text{cm}^2 \approx 30 \times 1.4 = 42\text{cm}^2$$

取 $h_f = 6\text{mm} < h_{f\max} = t - (1 \sim 2) = 8 - (1 \sim 2) = 6 \sim 7\text{mm}$

$$< h_{f\max} = 1.2t_{\min} = 1.2 \times 8 = 9.6\text{mm}$$

$$> h_{f\min} = 1.5 \sqrt{t_{\max}} = 1.5 \sqrt{14} = 5.6\text{mm}$$

因 $t = 8\text{mm} < 12\text{mm}$, 且 $b = 260\text{mm} > 200\text{mm}$, 为防止因仅用侧面角焊缝引起板件拱曲过大, 故采用三面围焊 (图 4-2-23a)。正面角焊缝能承受的內力为:

$$\begin{aligned} N' &= 2 \times 0.7 h_f l_w' \beta_f f_f^w = 2 \times 0.7 \times 6 \times 260 \times 1.22 \times 160 \\ &= 426000\text{N} = 426\text{kN} \end{aligned}$$

接头一侧需要侧面角焊缝的计算长度为:

$$l_w'' = \frac{N - N'}{4 \times 0.7 h_f f_f^w} = \frac{(800 - 426) \times 10^3}{4 \times 0.7 \times 6 \times 160} = 139\text{mm}$$

盖板总长: $l = 2(139 + 5) + 10 = 298\text{mm}$, 取 310mm (式中 5mm 系考虑三面围焊连续施焊, 故可按一条焊缝仅在侧面焊缝一端减去起落弧缺陷 5mm)。接头布置如图 4-2

- 23 (a) 所示。

为了减少矩形盖板四角处焊缝的应力集中, 现改用如图 4-2-23 (b) 所示的菱形盖板。接头一侧需要焊缝的总计算长度, 按式 (4-2-13), 为:

$$\Sigma l_w = \frac{N}{h_e f_f^w} = \frac{800 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 6 \times 160} = 595 \text{mm}$$

实际焊缝的总计算长度为:

$$\Sigma l_w = 2(50 + \sqrt{200^2 + 80^2}) + 100 - 10 = 621 \text{mm} > 595 \text{mm} \text{ (满足)}$$

改用菱形盖板后长度有所增加, 但焊缝受力情况有较大改善。

【例 4】试设计角钢与连接板的连接角焊缝 (图 4-2-24)。轴心力设计值 $N = 830 \text{kN}$ (静力荷载)。角钢为 2 125 × 80 × 10, 长肢相连, 连接板厚度 $t = 12 \text{mm}$, 钢材 Q235, 手工焊, 焊条 E43 系列。

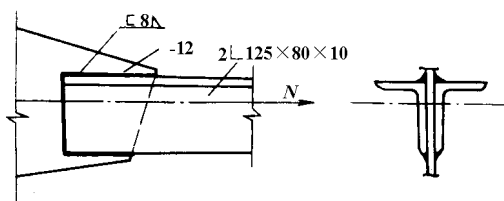


图 4-2-24

【解】取 $h_f = 8 \text{mm} < h_{f\max} = t - (1 \sim 2) = 10 - (1 \sim 2) = 8 \sim 9 \text{mm}$ (角钢肢尖)

$$< h_{f\max} = 1.2t_{\min} = 1.2 \times 10 = 12 \text{mm} \text{ (角钢肢背)}$$

$$> h_{f\min} = 1.5 \sqrt{t_{\max}} = 1.5 \sqrt{12} = 5.2 \text{mm}$$

采用三面围焊。正面角焊缝能承受的内力为:

$$\begin{aligned} N_3 &= 2 \times 0.7 h_f b \beta_f f_f^w = 2 \times 0.7 \times 8 \times 125 \times 1.22 \times 160 \\ &= 273000 \text{N} = 273 \text{kN} \end{aligned}$$

肢背和肢尖焊缝分担的内力, 按式 (4-2-17) 式 (4-2-18), 为:

$$N_1 = \eta_1 N - \frac{N_3}{2} = 0.65 \times 830 - \frac{273}{2} = 403 \text{kN}$$

$$N_2 = \eta_2 N - \frac{N_3}{2} = 0.35 \times 830 - \frac{273}{2} = 154 \text{kN}$$

肢背和肢尖焊缝需要的焊缝实际长度为:

$$l_{w1} = \frac{N_1}{2 \times 0.7 h_f f_f^w} + 5 = \frac{403 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 8 \times 160} + 5 \approx 230 \text{mm}$$

$$l_{w2} = \frac{N_2}{2 \times 0.7 h_f f_f^w} + 5 = \frac{154 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 8 \times 160} + 5 \approx 91 \text{mm}, \text{ 取 } 90 \text{mm}$$

(四) 弯矩、剪力和轴心力共同作用时 T 形接头的角焊缝计算

图 4-2-25 (a) 所示为一受斜向拉力 F 作用的角焊缝连接 T 形接头。将 F 力分解并向角焊缝有效截面的形心简化后, 可与图 4-2-25b 所示的 $M = V_e$ 、 V 和 N 单独作用等效。图中焊缝端点 A 为危险点, 其所受由 M 和 N 产生的垂直于焊缝长度方向的应力为:

$$\sigma_f^M = \frac{M}{W_f^w} = \frac{6M}{2 \times 0.7h_f l_w^2} \quad (4-2-24)$$

和

$$\sigma_f^N = \frac{N}{A_f^w} = \frac{N}{2 \times 0.7h_f l_w} \quad (4-2-25)$$

式中 W_f^w 和 A_f^w 分别为角焊缝有效截面的抵抗矩和面积。

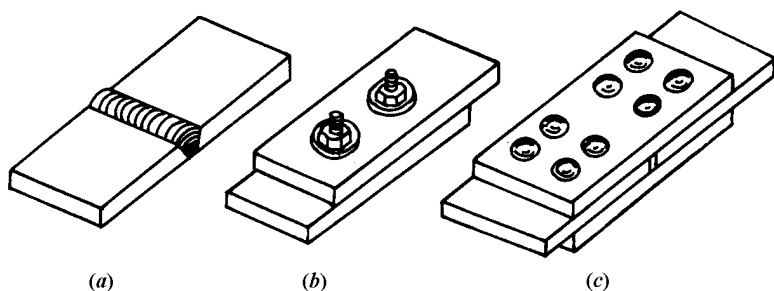


图 4-2-25 弯矩、剪力和轴心力共同作用时 T 形接头的角焊缝

由 V 产生的平行于焊缝长度方向的应力为:

$$\tau_f^V = \frac{V}{A_f^w} = \frac{V}{2 \times 0.7h_f l_w} \quad (4-2-26)$$

根据式 (4-2-9), A 点焊缝应满足:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f^M + \sigma_f^N}{\beta_f}\right)^2 + (\tau_f^V)^2} \leq f_f^w \quad (4-2-27)$$

当仅有弯矩和剪力共同作用, 即上式中 $\sigma_f^N = 0$ 时, 可得

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f^M}{\beta_f}\right)^2 + (\tau_f^V)^2} \leq f_f^w \quad (4-2-28)$$

(五) 扭矩、剪力和轴心力共同作用时搭接接头的角焊缝计算

图 4-2-26 (a) 所示为一受斜向拉力 F 作用的角焊缝连接搭接接头。将 F 力分解并向角焊缝有效截面的形心 O 简化后, 可与图 4-2-26b 所示的 $T = V_e$ 、 V 和 N 单独作用等效。

在计算扭矩 T 作用下焊缝产生的应力时, 一般假定被连接件是绝对刚性体, 而焊缝则是弹性工作。因此, 在扭矩作用下, 被连接件绕焊缝有效截面形心 O 旋转, 焊缝群

上任意一点的应力方向垂直于该点与 O 的连线，而其大小则与连线的距离 r 成正比，故最危险点应在 r 最大处，即图中的 A 或 A' 点。A 点的应力按下式计算：

$$\tau_f^T = \frac{T r}{I_p} \quad (4-2-29)$$

式中 $I_p = I_x + I_y$ ——角焊缝有效截面的极惯性矩。 I_x 、 I_y 分别为角焊缝有效截面对 x 轴和 y 轴的惯性矩。

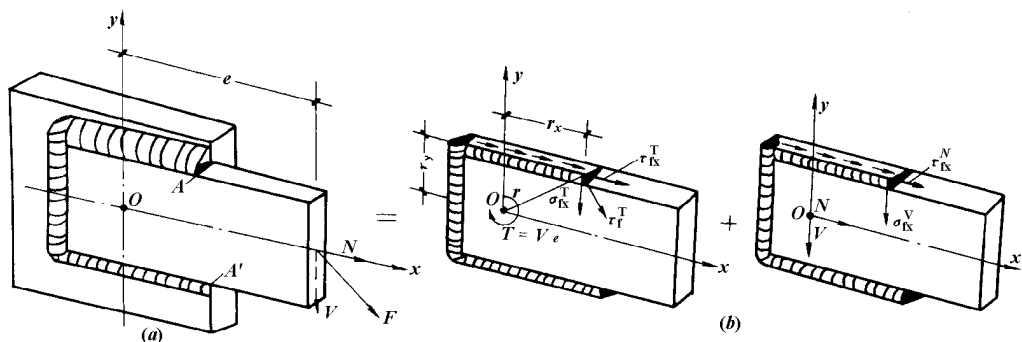


图 4-2-26 扭矩、剪力和轴心力共同作用时搭接接头的角焊缝

τ_f^T 可分解为垂直于水平焊缝长度方向的分应力 σ_{fy}^T 和平行于水平焊缝长度方向的分应力 τ_{fx}^T ；

$$\sigma_{fy}^T = \frac{T r_x}{I_p}, \quad \tau_{fx}^T = \frac{T r_y}{I_p} \quad (4-2-30)$$

式中 r_x 、 r_y —— r 在 x 轴和 y 轴方向的投影长度。

在剪力 V 作用下产生的垂直于水平焊缝长度方向均匀分布的应力为：

$$\sigma_{fy}^V = \frac{V}{h_e \sum l_w} \quad (4-2-31)$$

在轴心力 N 作用下产生的平行于水平焊缝长度方向均匀分布的应力为：

$$\tau_{fx}^N = \frac{N}{h_e \sum l_w} \quad (4-2-32)$$

根据式 (4-2-9)，A 点焊缝应满足

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{fy}^T + \sigma_{fy}^V}{\beta_f}\right)^2 + (\tau_{fx}^T + \tau_{fx}^N)^2} \leq f_f^v \quad (4-2-33)$$

【例】 试设计图 4-2-27 所示厚度为 12mm 的支托板和柱搭接接头的角焊缝。作用力设计值 $F = 100\text{kN}$ (静力荷载)，至柱翼缘边距离为 200mm。钢材 Q235，焊条 E43 系列。

【解】 采用图示的三面围焊。

选 $h_f = 10\text{mm} < h_{f\max} = 1.2t_{\min} = 1.2 \times 12 = 14.4\text{mm}$

$$\leq h_{\max} = t - (1 \sim 2) = 12 - (1 \sim 2) = 10 \sim 11\text{mm}$$

$$> h_{\min} = 1.5 \sqrt{t_{\max}} = 1.5 \sqrt{20} = 6.7\text{mm}$$

1. 焊缝有效截面的几何特性

焊缝有效截面的形心位置

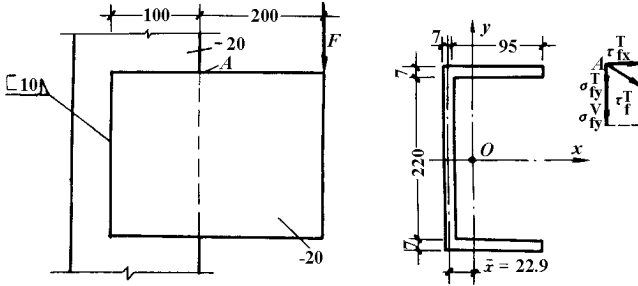


图 4-2-27

$$\bar{x} = \frac{2 \times 0.7 \times 1 \times 9.5 \left(\frac{1}{2} \times 9.5 + 0.35 \right)}{0.7 \times 1 (2 \times 9.5 + 23.4)} = 2.29\text{cm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} \times 0.7 \times 1 \times 23.4^3 + 2 \times 0.7 \times 1 \times 9.5 \times 11.35^2 = 2461\text{cm}^4$$

$$I_y = 0.7 \times 1 \times 23.4 \times 2.29^2 + 2 \left[\frac{1}{12} \times 0.7 \times 1 \times 9.5^3 + 0.7 \times 1 \times 9.5 \left(\frac{9.5}{2} + 0.35 - 2.29 \right)^2 \right] = 291\text{cm}^4$$

$$I_p = 2461 + 291 = 2752\text{cm}^4$$

2. 焊缝强度验算 (A 点)

$$T = 100 (20 + 10 + 0.35 - 2.29) = 2806\text{kN} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma_{fy}^T = \frac{T r_x}{I_p} = \frac{2806 \times 7.56 \times 10^5}{2752 \times 10^4} = 77\text{N/mm}^2$$

$$\tau_{fx}^T = \frac{T r_y}{I_p} = \frac{2806 \times 11.7 \times 10^5}{2752 \times 10^4} = 119\text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{fy}^V = \frac{V}{A_f} = \frac{100 \times 10^3}{0.7 \times 1 (2 \times 9.5 + 23.4) 10^2} = 34\text{N/mm}^2$$

按式 (4-2-33)

$$\begin{aligned} \therefore \sqrt{\left(\frac{\sigma_{fy}^T + \sigma_{fy}^V}{\beta_f} \right)^2 + (\tau_{fx}^T)^2} &= \sqrt{\left(\frac{77 + 34}{1.22} \right)^2 + 119^2} \\ &= 150\text{N/mm}^2 < f_f^w = 160\text{N/mm}^2 \quad (\text{满足}) \end{aligned}$$

第五节 焊接应力和焊接变形

钢结构在焊接过程中，局部区域受到高温作用，引起不均匀的加热和冷却，使构件产生焊接变形。由于在冷却时，焊缝和焊缝附近的钢材不能自由收缩，受到约束而产生焊接应力。焊接变形和焊接应力是焊接结构的主要问题之一，它将影响结构的实际工作。

一、焊接应力的产生原因和对钢结构的影响

焊接应力有纵向应力、横向应力和厚度方向应力。纵向应力指沿焊缝长度方向的应力，横向应力是垂直于焊缝长度方向且平行于构件表面的应力，厚度方向应力则是垂直于焊缝长度方向且垂直于构件表面的应力。这三种应力都是收缩变形引起的。

(一) 纵向焊接应力

在两块钢板上施焊时，钢板上产生不均匀的温度场，焊缝附近温度最高达 1600°C 以上，其邻近区域温度较低，而且下降很快（图 4-2-28）。

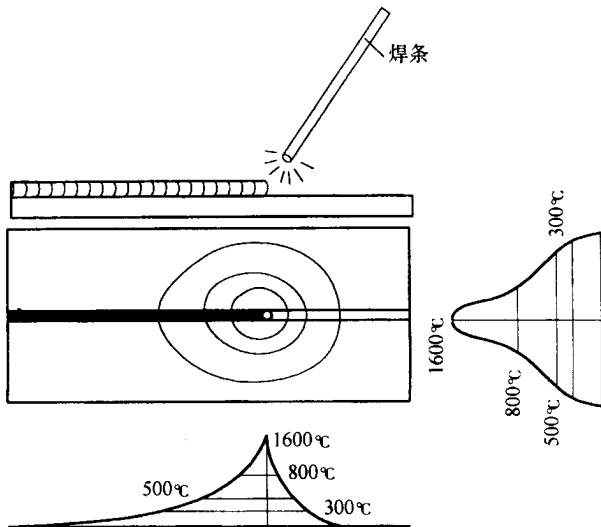


图 4-2-28 焊接时焊缝附近温度场

由于不均匀温度场，产生了不均匀的膨胀。焊缝附近高温处的钢材膨胀最大，稍远区域温度稍低，膨胀较小。膨胀大的区域受到周围膨胀小的区域的限制，产生了热塑性压缩。冷却时钢材收缩，焊缝区受到两侧钢材的限制而产生纵向拉力，两侧因中间焊缝

收缩而产生纵向压力，这就是纵向收缩引起的纵向应力，如图（4-2-29a）所示。

三块钢板拼成的工字钢（图4-2-29b），腹板与翼缘用焊缝顶接，翼缘与腹板连接处因焊缝收缩受到两边钢板的阻碍而产生纵向拉应力，两边因中间收缩而产生压应力，因而形成中部焊缝区受拉而两边钢板受压的纵向应力。腹板纵向应力分布则相反，由于腹板与翼缘焊缝收缩受到腹板中间钢板的阻碍而受拉，腹板中间受压，因而形成中间钢板受压而两边焊缝区受拉的纵向应力。

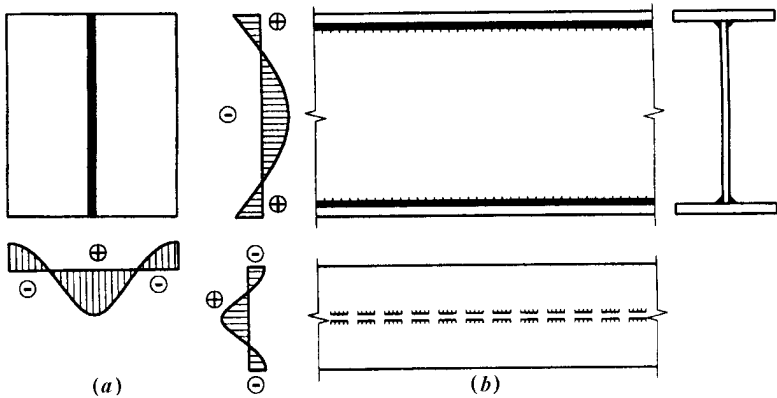


图 4-2-29 焊缝纵向收缩引起纵应力

（二）横向焊接应力

垂直于焊缝的横向焊接应力由两部分组成：一部分是焊缝纵向收缩，使两块钢板趋向于形成反方向的弯曲变形，实际上焊缝将两块板联成整体，在两块板的中间产生横向拉应力，两端则产生压应力（图4-2-30a）；另一部分由于焊缝在施焊过程中冷却时间的不同，先焊的焊缝已经凝固，且具有一定强度，会阻止后焊焊缝在横向自由膨胀，使它发生横向塑性压缩变形。当先焊部分凝固后，中间焊缝部分逐渐冷却，后焊部分开始冷却，这三部分产生杠杆作用，结果后焊部分收缩而受拉，先焊部分因杠杆作用也受拉，中间部分受压（图4-2-30b）。这两种横向应力叠加成最后的横向应力（图4-2-30c）。

横向收缩引起的横向应力与施焊方向和先后次序有关，这是由于焊缝冷却时间不同而产生不同的应力分布（图4-2-31）。

（三）厚度方向焊接应力

焊接厚钢板时，焊缝与钢板接触面和与空气接触面散热较快而先冷却结硬，中间后冷却而收缩受到阻碍，形成中间焊缝受拉，四周受压的状态。因而焊缝除了纵向和横向应力 σ_x 、 σ_y 之外，在厚度方向还出现应力 σ_z （图4-2-32）。当钢板厚度 $< 25\text{mm}$ 时，厚度方向的应力不大，但板厚 $\geq 50\text{mm}$ 时，厚度方向应力可达 $50\text{N}/\text{mm}^2$ 左右。

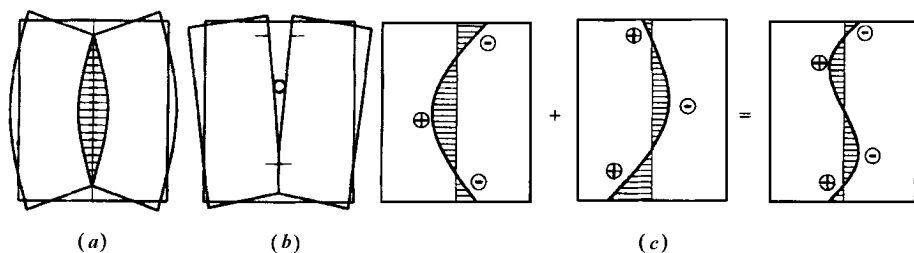


图 4-2-30 焊缝的横向应力

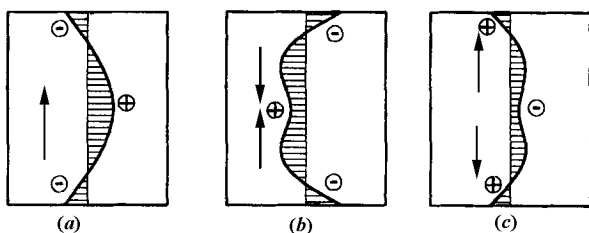


图 4-2-31 不同施焊方向时，横向收缩引起的横向应力

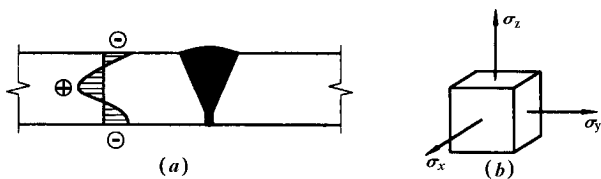


图 4-2-32 厚度方向的焊接应力

(四) 焊接应力的影响

焊接应力对在常温下承受静力荷载结构的承载能力没有影响，因为焊接应力加上外力引起的应力达到屈服点后，应力不再增大，外力由两侧弹性区承担，直到全截面达到屈服点为止。这可用图 4-2-33 作简要说明。

图 4-2-33 (b) 表示一受拉构件中的焊接应力情况， σ_r 为焊接压应力。

当构件无焊接应力时，由图 4-2-33 (a) 可得其承载力值为：

$$N = btf_y \tag{a}$$

当构件有焊接应力时，由图 4-2-33 (b) 可得其承载力值为：

$$N = 2kbt (\sigma_r + f_y) \tag{b}$$

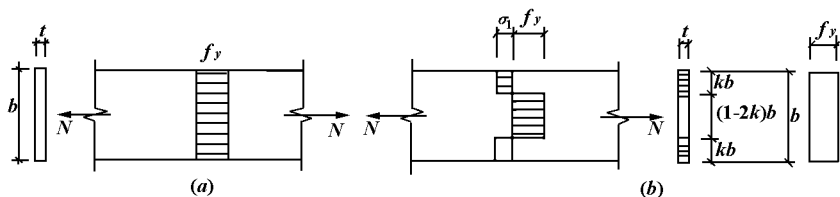


图 4-2-33 有焊接应力截面的强度

由于焊接应力是自平衡应力，故

$$2kbt\sigma_r = (1 - 2k) btf_y$$

解得

$$\sigma_r = \frac{1 - 2k}{2k} f_y$$

将 σ_r 代入式 (b) 得

$$N = 2kbt \left(\frac{1 - 2k}{2k} f_y + f_y \right) = btf_y$$

这与无焊接应力的钢板承载能力相同。

虽然在常温和静载作用下，焊接应力对构件的强度没有什么影响，但对其刚度则有影响。

由于焊缝中存在三向应力（图 4-2-32b），阻碍了塑性变形，使裂缝易发生和发展，因此焊接应力将使疲劳强度降低。此外，焊接应力还会降低压杆稳定性和使构件提前进入塑性工作阶段。

二、焊接变形的产生和防止

焊接变形与焊接应力相伴而生。在焊接过程中，由于焊区的收缩变形，构件总要产生一些局部鼓起、歪曲、弯曲或扭曲等，这是焊接结构的很大缺点。焊接变形包括纵向收缩、横向收缩、弯曲变形、角变形、波浪变形、扭曲变形等（图 4-2-34）。

减少焊接变形和焊接应力的方法有：

(1) 采取适当的焊接次序，例如钢板对接时采用分段焊（图 4-2-35a），厚度方向分层焊（图 4-2-35b），钢板分块拼焊（图 4-2-35c），工字形顶接时采用对角跳焊（图 4-2-35d）。

(2) 尽可能采用对称焊缝，使其变形相反而相互抵消，并在保证安全的前提下，避免焊缝厚度过大。

(3) 施焊前使构件有一个和焊接变形相反的预变形。例如在顶接中将翼缘预弯，焊接后产生焊接变形与预变形抵消（图 4-2-36a）。在平接中使接缝处预变形（图 4-2-36b），焊接后产生焊接变形也与之抵消。这种方法可以减少焊接后的变形量，但不会根除焊接应力。

(4) 对于小尺寸的杆件，可在焊前预热，或焊后回火加热到 600℃ 左右，然后缓慢

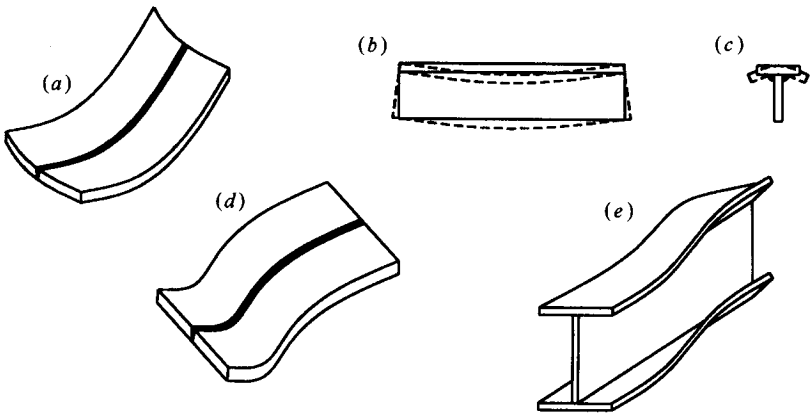


图 4-2-34 焊接变形

(a) 纵向收缩和横向收缩 ;(b) 弯曲变形 ;(c) 角变形 ;(d) 波浪变形 ;(e) 扭曲变形

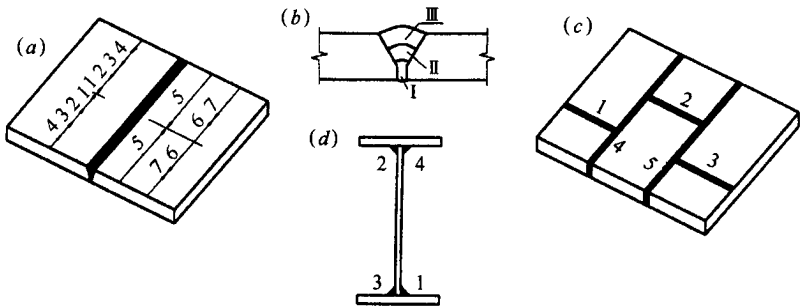


图 4-2-35 合理的焊接次序

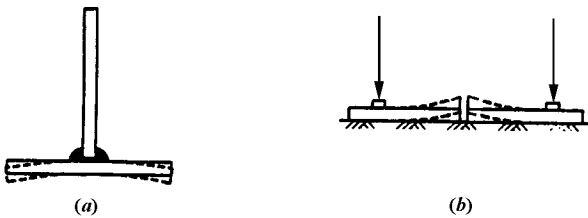


图 4-2-36 减少焊接变形的措施

冷却,可消除焊接应力。焊接后对焊件进行锤击,也可减少焊接应力与焊接变形。此外也可采用机械法校正来消除焊接变形。

第五节 建筑钢结构焊接工程实例

一、工程实例一——中国银行大厦箱形钢桁架的制作焊接

(一) 工程概况

中国银行大厦东、南两方向主入口处各有两榀大跨度承重钢桁架，其上面承载八层钢筋混凝土楼房，总重 1150t。每一榀钢桁架跨度 55.2m，高度 7.7m，宽度 0.68m，自重达 220t（图 4-2-37）。钢桁架采用 A572Gr50 钢材。钢板厚度为 50~75mm。桁架上、下弦杆均为箱型构件（图 4-2-38），箱体内不同位置设有隔板。腹杆为工形结构，整榀桁架制作预留折线拱，最大拱度为 110mm。为方便运输和安装，将每榀桁架的上、下弦杆分为三节在工厂内制作。将腹杆和端部竖杆在工厂内制作成十个十字交叉形运输单元。最长一节弦杆长度 19.6m，重量 40.1t，最轻的一节弦杆长度 15.6m，重量 27t，均为超长超重的大型构件。

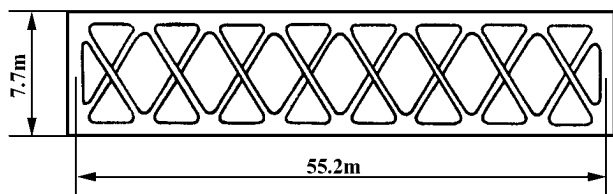


图 4-2-37 钢桁架示意

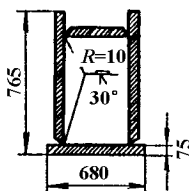


图 4-2-38 弦杆箱形截面简图

(二) 主要技术要求和质量标准

(1) 钢桁架的设计制造执行 AISC《建筑钢结构的设计、制作及安装规范》、ANSI/AWSD1.1《钢结构焊接规范》和如下设计要求：

- ① 箱体截面（任一处）几何尺寸允许偏差 $\pm 2\text{mm}$ ；

- ②每节构件长度允许偏差 $\pm 2\text{mm}$ ，桁架总长度允许偏差 $\pm 6\text{mm}$ ；
- ③桁架高度偏差、拱度偏差 10mm ；
- ④桁架对角线偏差不超过 5mm ；
- ⑤每节构件扭曲小于 3mm 。

(2) 每一榀钢桁架在工厂内分为 16 个运输单元制作，在工地通过 40 个工地接口组焊成整体，为保证工地对接的间隙、错边等几何尺寸，要严格控制每一单元的几何尺寸和变形。

(3) 箱形弦杆、工形腹杆所有焊缝均为全焊透焊缝。钢板对接焊缝须符合一级焊缝质量要求，箱体四道主焊缝和工形腹杆的腹板与翼缘连接焊缝符合二级焊缝质量要求。

(三) 焊接工艺分析和焊接工艺的制定

(1) 对钢材焊接性的评估。本工程所用钢材为舞阳钢铁公司按美国 ASTM 标准生产的 A572Gr50 钢板，正火状态供货。表 4-2-2 和表 4-2-3 为钢材的化学成分和机械性能。

根据 ANSI/AWSD1.1《钢结构焊接规范》规定，用碳当量和冷裂纹敏感指数来评估钢材的焊接性和确定预热温度，经计算 A572Gr50 的碳当量 $CE(IIW) = C + Mn/6 + (Cr + Mo + V)/5 + (Cu + Ni)/15 = 0.48\%$ ，冷裂纹敏感指数 $P_c = P_{cm} + [H]/60 + \delta/600 = 0.52\%$ 。

表 4-2-2 钢材的化学成分 (%)

C	Si	Mn	P	S	V
0.14	0.28	1.16	0.02	0.017	0.064
-0.25	-0.34	-1.35	(max)	(max)	

表 4-2-3 钢板的机械性能

屈服强度 (MPa)	抗拉强度 (MPa)	延伸率 (%)	冷弯试验 d = 2a 180°	冲击功 (J)
≥ 370	≥ 505	≥ 28	合格	178

由此可见，该钢种厚板焊接时淬硬倾向较大，焊接性较差，又时值冬季施工，产生焊接冷裂纹的倾向偏大，根据 P_c 计算和 AWS D1.1 确定焊接预热温度为 $100 \sim 150^\circ\text{C}$ 。

(2) 焊材选用。手工焊采用低氢型焊条 J507；埋弧焊采用 H10Mn2 焊丝和氟碱型高碱度 SJ101 焊剂组合，可使焊缝金属韧性较高，扩散氢含量低，抗冷裂性能良好。并且焊接工艺性能好，电弧燃烧稳定，脱渣性好，尽管坡口较深 (75mm) 但第一、二、三层熔渣易于清除，其余各层可自动脱渣，焊缝成形良好，适宜于大电流、高速度焊接，

经严格的焊接工艺评定达到强度、韧性和工艺要求。焊材化学成分及熔敷金属的机械性能见表 4-2-4 及表 4-2-5。

表 4-2-4 焊材化学成分 (%)

焊材	C	Si	Mn	P	S
SH.J507	≤0.12	≤0.16	≤0.75	≤0.040	≤0.035
H10Mn2	0.11	0.03	1.91	0.019	0.01

表 4-2-5 熔敷金属机械性能

焊材	屈服强度 (MPa)	抗拉强度 (MPa)	延伸率 (%)	冷弯试验 d=2a180°	冲击功 (J) -20℃
SH.J507	≥410	≥490	≥22	合格	60~230
H10Mn2 + SJ101	≥465	≥554	≥30	合格	78

(3) 箱形构件组对。在底板上划出中心线和各隔板的位置线，将经机械加工的隔板拼装成底板上，组对侧板时先焊垫板，垫板边缘与中心线平行，尺寸允许偏差 ±1mm。利用龙门式起吊架工装和千斤顶使底板与侧板下部密贴，并使用侧向夹紧工装使侧板与箱体内隔板贴合，然后进行定位焊，定位焊长度 30~50mm，焊脚高度 3~4mm，间距 300~400mm。手工焊接内隔板与箱体底板和两侧盖板的连接焊缝，检查合格后组装箱体上腹板，焊缝两端设引弧板和引出板。

(4) 钢板预处理、下料、矫平及焊接坡口。在钢板下料前，通过抛丸处理消除一部分钢板自身组织内应力。钢板拼接采用偏 X 型坡口，下料后 50mm 厚钢板用七辊校平机矫平；75mm 厚钢板用压力机矫平。钢板的拼接坡口如图 4-2-39 所示。焊接时先焊大坡口侧，用 φ3.2mm 焊条进行手工打底焊接，再用埋弧自动焊焊至坡口深度的 3/4，翻身将小坡口一侧用碳弧气刨清根，再用埋弧焊焊满，最后翻身将大坡口侧焊满，如此焊后基本无角变形。

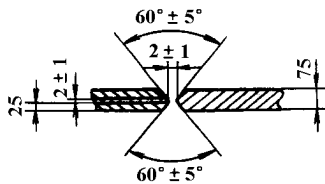


图 4-2-39 拼接焊缝坡口形式与尺寸

(5) 焊接方法。箱体四条主纵焊缝为全焊透 T 形焊缝 (图 4-2-40)，焊接后，选用 φ3.2mm 焊条打底三遍，从第四遍开始用 φ5mm 焊丝进行双头双丝不共熔池的埋弧焊，

采用多层多道焊，严禁焊道增宽大于 10mm，每道焊缝熔敷金属最大厚度 3mm。

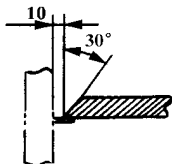


图 4-2-40 T 形全焊透焊缝坡口尺寸

(6) 焊接工艺规范。严格控制预热和层间温度，定位焊和正式焊接前在距焊缝两侧各 100mm 范围内预热到 100~150℃，用点式温度计测量。对于箱体纵向 T 形焊缝，用自制多嘴火焰喷枪加热，对于钢板拼接焊缝采用 200mm 宽电加热履带加热，履带铺设在焊缝下部，履带下部和焊缝上部加热时覆盖岩棉保温毯。焊接层间温度控制在 100~150℃，用热电偶和点式测温计测量，采用小规范、小参数多层多道焊。焊接规范见表 4-2-6 及表 4-2-7。

表 4-2-6 75mm 厚板拼接焊接工艺参数

焊层	焊丝直径 (mm)	焊接电流 (A)	电弧电压 (V)	焊接速度 (cm/min)
1~3	4.8	640~670	31.5	35
4	4.8	640~670	31.5	30
5~10	4.8	600~630	30.8	35~40
11~18	4.8	620~650	30~31	20~30
19~48	4.8	600~640	30~31	20~30

表 4-2-7 T 形焊缝焊接工艺参数

焊层	焊丝直径 (mm)	焊接电流 (A)	电弧电压 (V)	焊接速度 (cm/min)
1~3	3.2			
4	4.8	640~670	31.5	30
5~10	4.8	600~630	30.8	35~40
11~18	4.8	620~650	30~31	20~30
19~48	4.8	600~640	30~31	20~30

(7) 合理的焊接顺序。由于箱形截面上下不对称，焊缝分布对于中性轴上下不对称。还有与 K 形节点处隔板连接的横向 T 形焊缝，该焊缝的焊接加大了构件向盖板方向凸出弯曲的趋势，采用合理的焊接顺序是控制焊接变形的最重要环节。采用的焊接顺序如图 4-2-41 所示，焊接层数见表 4-2-8 所示。

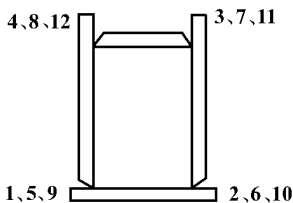


图 4-2-41 焊接顺序示意

表 4-2-8

焊接顺序与道数表

焊接顺序	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
焊接道数	3	3	3	3	16	18	13	13	32	30	35	35

注：1~4 序号全为手弧焊三遍。

在焊接过程中经常用 $\phi 0.5$ 钢丝测量基准线弯曲数值，一经发现基准线弯曲超过 3mm，则及时调整焊接顺序，避免发生严重变形。工地接口两侧各 500mm 范围内，箱体的四条主焊缝不在工厂焊接。待工地对接焊缝焊接完毕再焊满该四条焊缝，以减小工地对接焊时的拘束度。焊接时层间温度控制在 100~200℃，焊接过程中除盖面层外均用风铲敲击焊缝，以减小焊接应力，减小变形量。弦杆箱型纵缝焊接时，K 形节点处两侧盖板之间加临时焊接支撑板防止收缩。箱体经焊接矫正合格后，测量长度并进行二次去头修整。

(8) 焊后加热处理。对接焊缝进行消氢和消除应力热处理，热处理在焊后立即进行，从室温升至 300℃ 开始保温 120min，从 300℃ 升到 620℃ 过程中控制升温速度不大于 90℃/h，保温 150min，然后以不大于 90℃/h 的降温速度冷却至 300℃ 再空冷至室温。

(四) 制作焊接质量

焊缝经外观尺寸检查合格，并经 100% 超声波探伤检查。对接焊缝 II 级评定合格，达到一级焊缝质量要求；箱体四道主焊缝 III 级评定合格，达到二级焊缝质量要求。

单个构件几何尺寸和变形检查结果表明，变形控制良好，合乎标准要求，验收合格。

二、工程实例二——中国工商银行总行营业办公楼 钢结构工程安装焊接

(一) 工程概况

中国工商银行总行营业办公楼的地下部分是 3 层劲性钢筋混凝土结构。地面以上部分是全钢结构。主要楼区由一座 12 层的矩形楼房（东边和西边两个“L”形，中部入口

处由连廊相连,东西方向长 144.4m,南北方向长 125m)和一座 14 层的弧形楼房组成,总高 54.7m。配楼是 4 层的弧形楼,与主楼区的弧形楼房合抱,围成一个直径 100m 的大圆环。

该工程钢结构为偏心支撑抗弯框架体系,在地下一层插入 32 根焊接 H 形和箱形钢柱,做成劲性钢筋混凝土结构。主楼矩形区有 44 根热轧 H 型钢柱和 4 根焊接箱形柱;主楼弧形部分和弧形配楼各有 32 根热轧 H 型钢框架柱。

(二) 焊接技术难点

(1) 钢材。该工程设计要求结构用钢材为美国 A572 (50 级) A36 热轧型钢,翼缘最大板厚 97mm。由于进口型钢的规格不全,采用国产 16Mn 厚钢板和 Q235 钢板组焊代替,国产钢板最大厚度 100mm,增加了焊接的难度。上述钢材的典型化学成分和力学性能见表 4-2-9。

表 4-2-9 钢材化学成分与力学性能

钢材种类及规格	化学成分 (%)					力学性能			
	C	Si	Mn	P	S	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	δ_5 (%)	D = 3a180°
16Mn (50mm, 90mm)	0.15	0.35	1.23	0.04	0.024	320	470	27	完好
16Mn (100mm)	0.155	0.405	1.21	0.013	0.018				
A572, 50 级 W14 × 500 翼缘厚 89mm	0.21	0.23	1.25	0.009	0.026	410	610	25	
A36W24 × 131 翼缘厚 37mm	0.15	0.05	0.95	0.003	0.032	333	451		

(2) 节点形式。

①柱与柱之间的连接为全焊透和部分焊透连接,热轧 H 型钢柱翼缘板厚最大为 97mm,箱形柱最大板厚为 50mm (由国产 16Mn 钢板组焊)。节点坡口形式及尺寸见图 4-2-42。

②各楼层梁柱之间在工地直接连接,钢梁上下翼缘与钢柱之间为全焊透,腹板与钢柱承剪板为高强度螺栓连接。

③梁的交叉连接多、偏心支撑与框架梁的焊接多而且密。

(3) 焊缝无损检测要求。按设计要求和国家标准《钢焊缝手工超声波探伤方法和探伤结果分级》(GB 11345—89)进行超声波探伤,但高于《钢结构工程施工及验收规范》(GB50250—95)的要求,对全焊透和部分焊透的焊缝都实施 B-Ⅱ级检验,100%超声波探伤。对承剪板的贴角焊缝,要进行磁粉探伤检测。

(三) 安装焊接前期技术准备及焊接工艺措施

(1) 对代用的钢材进行化学成分力学性能复验,防止质量超标的钢材混用。

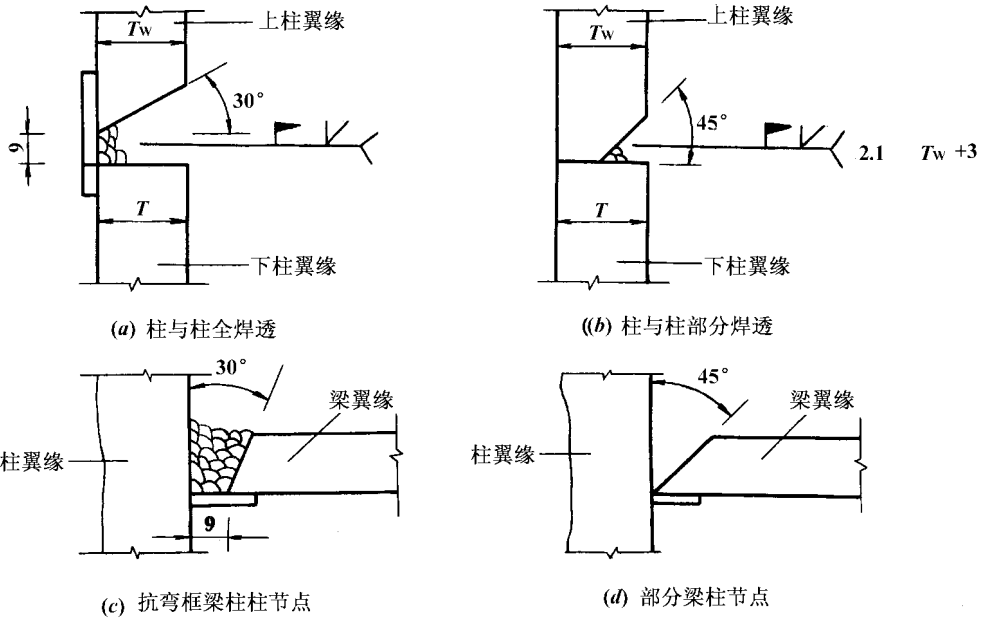


图 4-2-42 工商行钢结构工程现场焊接主要节点示意

注：1. 示意图以 H 型柱为例，现场箱形柱全部为全焊透连接；

2. 上、下柱腹板不等宽时，下柱有柱顶板，上柱与柱顶板采用双面贴角焊缝，焊缝高度 $2.1\sqrt{T}$ ， T 为上柱翼缘宽。

(2) 对焊条进行熔敷金属扩散氢含量测试，选用扩散氢含量较低的（ $2 \sim 3\text{mL}/100\text{g}$ ）焊条。

CO_2 气体保护焊所用的工业纯 CO_2 气体，经过倒置气瓶 24h 后放水再测试其熔敷金属扩散氢含量。其两组试验的 $[\text{H}]$ 平均值为 $4\text{mL}/100\text{g}$ 。符合低氢焊条标准规定的 $[\text{H}]$ 含量水平。

(3) 进行了与工程实际板厚相同的斜 Y 型焊接冷裂纹试验。50mm 厚 16Mn 钢板，预热 100°C ；A572 热轧 H 型钢翼缘板厚 89mm，预热 150°C 。用 CO_2 保护焊及低氢焊条手工电弧焊，焊后均无裂纹发生。为工程焊接时预热温度的选用提供了依据。

(4) 焊接工艺评定。鉴于当时国内高层建筑中极少使用 50mm 以上普通 16Mn 钢组焊 H 形及箱形截面构件，以及已购的 A572 钢的实际含硫量较高，对工程中具有代表性的接头形式进行焊接工艺评定。试验钢材规格包括 A572 热轧 H 型钢（翼缘厚度 89mm），国产 16Mn 钢板（厚 50mm），A36 热轧 H 型钢（翼缘厚 24mm）。焊接位置为柱-柱拼接横焊及柱-梁连接节点中翼缘板的俯焊。焊接坡口及尺寸均与设计图一致。焊接工艺评定使用的焊接参数为：

手工电弧焊——焊条直径： $\phi 4\text{mm}$ ；

电流：170 ~ 180A；

焊速：150mm/min。

CO₂ 气体保护焊——焊丝直径：φ1.2mm；

电流：填充层 280 ~ 320A；盖面层 250 ~ 290A；

电压：29 ~ 34V；

焊速：350 ~ 450mm/min；

焊丝伸出长度：约 20mm；

气体流量：20 ~ 80L/min。

50mm 厚箱形柱板预热 100℃；89mm 厚 H 形柱板预热 150℃；24mm 厚 H 形梁翼板预热 50℃；层间温度范围的下限均为 100 ~ 150℃。

焊后经外观及超声波检测合格后，按 J CJ81—91 规程要求进行力学试验，并增加冲击、硬度试验项目。试验结果：接头抗拉强度高于母材标准下限值；接头各区 -15℃ 冲击功不小于 27J，接头各区硬度（Hv10）均低于 250。证明各项性能达到并超过设计要求和有关规程要求。

此评定结果作为工程安装焊接工艺规程的制订依据。

(5) 对用 100mm 厚 16Mn 钢板组焊的 H 形柱端部进行了超声波探伤，对被检钢柱中共有五根柱端有轧制夹层的部分，用碳弧气刨在 25mm 深内刨除，磨成斜坡状凹槽后，经预热 150℃，用 φ3.2mmE5015 焊条以薄层施焊填满，冷却 48h 后用超声波检测合格，方可准备正式施焊。

(6) 制订了充分的抗冷裂纹焊接工艺措施。对厚板焊接适当提高预热温度，并且在焊后立即用石棉保温材料包扎缓冷。零度以下施工时，除了预热温度增加 50 ~ 100℃ 以外，对厚 40mm 以上的材料施加焊后消氢热处理措施（加热至 200 ~ 250℃，保温时间按每 25mm 板厚 0.5h 计）。预热及后热规定详见表 4-2-10。

表 4-2-10 各种规格的构件预热、后热温度规定

节点类型	钢材	板厚 (mm)	环境温度 0℃ 以上			环境温度 0℃ 以下
			预热 (℃)	焊后保温 缓冷	预热 (℃)	后热 (200 ~ 250℃)
箱形柱 - 柱	16Mn + 16Mn	50	100	√	150	保温 1h 缓冷
		32	80	—	100	—
H 形柱 - 柱	A572 + A572	97、89	150	√	250	保温 2h 缓冷
		77、68	120	√	200	保温 2h 缓冷
		63、53	100	√	150	保温 2h 缓冷
		48、44	80	√	120	保温 1h 缓冷
		27、30、24	50	—	100	—

节点类型	钢材	板厚 (mm)	环境温度 0℃ 以上			环境温度 0℃ 以下
			预热 (℃)	焊后保温 缓冷	预热 (℃)	后热 (200~250℃)
H 形柱 - 柱	A572 + 16Mn	97 (100)	150	√	250	保温 2h 缓冷
柱 - 梁	A572 (梁)	37、33、30	80	—	120	—
		26、33	50	—	100	—

(7) 严格控制焊接坡口的尺寸和表面状况，凡安装间隙超过标准允差规定的构件，或背面垫板焊接处有缺陷的构件均在地面预检后加以修磨、补焊。

(8) 焊接时根据构件断面形式采取相应的对称焊接顺序；柱 - 柱焊接时 H 形柱的两对称翼缘板由两名焊工同时施焊；箱形柱则由两名焊工同时焊接对称的两侧柱面板，焊接 2~4 层后两焊工同时换侧对称焊接另两侧柱面板。柱 - 梁焊接时，由于是 T 形接头，易产生层状撕裂，预热及后热温度均按柱板厚规定。在焊接顺序上采取了按结构体形分区选择东西两根内角柱先焊及每柱侧两根对称梁的接口同时焊接的措施。图 4-2-43 为钢柱焊接顺序图。图 4-2-44 为钢梁焊接顺序图。以上所述焊接顺序既减小了焊接拘束度以防止裂纹产生，同时保证钢柱的垂直度达到规定要求。

(9) 除了按设计要求对焊缝接头进行超声探伤以外，还对柱 - 梁角对接焊缝的柱板一侧进行针对层状撕裂的扫查，作为内控项目。

(10) 建立工程项目焊接质量保证体系，对施工全过程进行监控，见图 4-2-45。通过以上各项技术措施的严格执行，克服了焊接难点，得到了优良的工程质量。

三、工程实例三——上海浦东国际金融大厦高层钢结构工程安装焊接

(一) 工程特点

上海浦东国际金融大厦工程中央核心筒为钢筋混凝土结构及劲性钢筋混凝土结构，外围框架的梁为钢梁，变截面及变截面以上部分为钢柱，通过钢梁与核心筒连接（图 4-2-46 主体结构立面图）。地下一层插入 48 根 H 形钢柱和钢管柱，做成劲性钢筋混凝土结构，通过钢梁与核心筒连接，钢结构总重量 9242t。

(1) 钢材。该工程柱和大梁按设计要求采用日产 SM490A、SM490B、SMK490，小梁采用 SS400。离心铸钢圆管柱壁最厚 45mm，在国内属首次使用，给焊接增加了一定难度。上述钢材的典型化学成分和力学性能，见表 4-2-11。

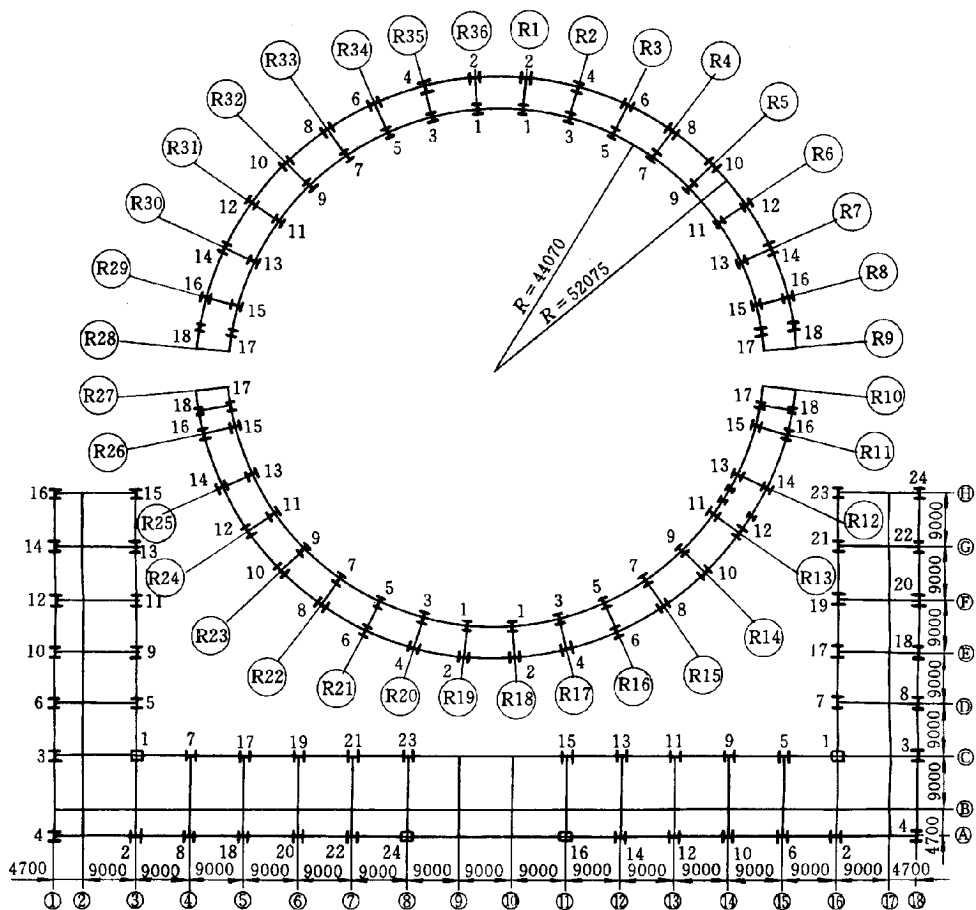


图 4-2-43 钢柱焊接顺序示意

表 4-2-11

钢材化学成分与力学性能

钢材种类 及规格	化学成分 (%)					力学性能			
	C	Si	Mn	P	S	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	δ (%)	D = 3a 180°
SM490A 35mm	0.15	0.18	1.47	0.018	0.004	351	507	27	完好
SM490B 32mm	0.15	0.39	1.55	0.011	0.003	420	537	28	完好
SMK490 45mm	0.16	0.44	1.16	0.021	0.012	383	529	29.7	完好

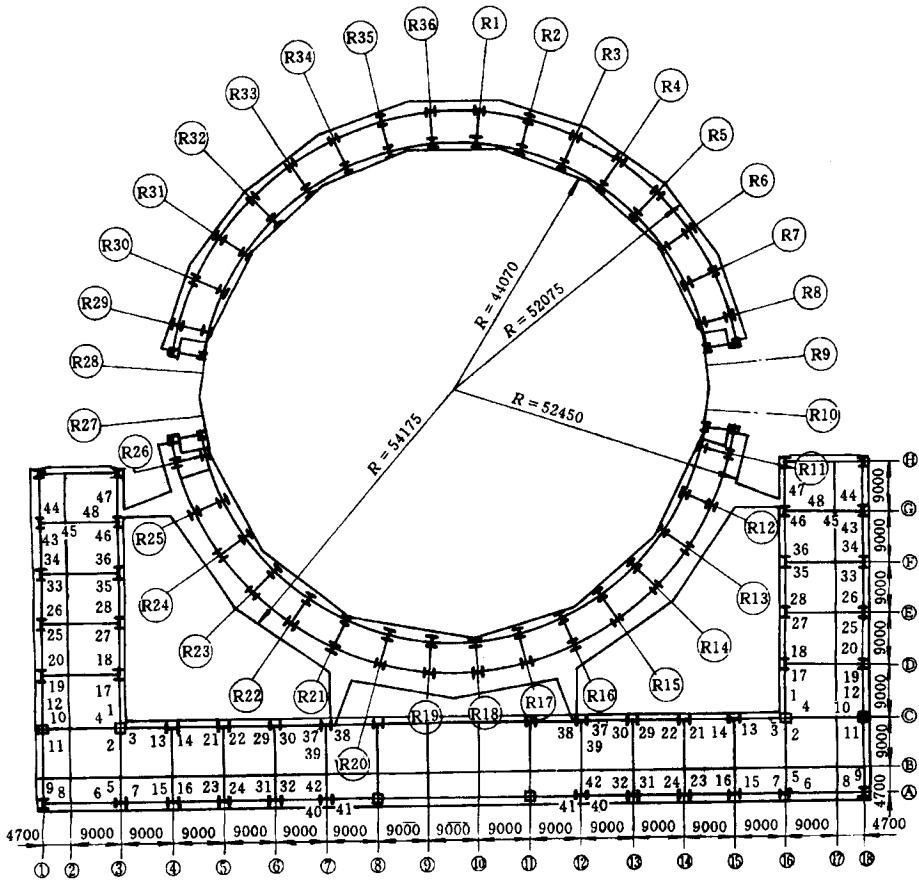


图 4-2-44 钢梁焊接顺序平面示意

(2) 焊接节点。圆管柱最大壁厚 45mm，柱与柱拼接为全焊透焊接，用套环或用垫衬直接焊在圆法兰上（图 4-2-47 圆管柱节点）；钢梁与柱连接为腹板栓接，翼缘板焊接（图 4-2-48 带牛腿钢梁节点）。

（二）焊接技术措施

(1) 对离心铸钢圆管柱两端 100mm 范围内进行超声波探伤检验，如检出超标缺陷，则用碳弧气刨铲除后打磨干净，再按既定的焊接工艺规程补焊复原表面。

(2) 已经培训持有相应施工焊接条件下的压力容器或厚板钢结构合格证的焊工，还须按本工程的实际情况，在业主、监理、设计方的监督下进行附加考试，考试合格后方准上岗正式焊接。

(3) 焊接工艺评定。SMK490 离心铸钢（壁厚 45mm）、SM490A（板厚 25mm）H 形梁（翼缘厚 25mm）。焊接位置为柱-柱横焊、柱-梁平焊、T 形角立焊。焊接方法柱-柱、柱-梁为 CO₂ 气保焊，T 形接头为手工电弧焊，坡口形式及尺寸按设计要求。全部

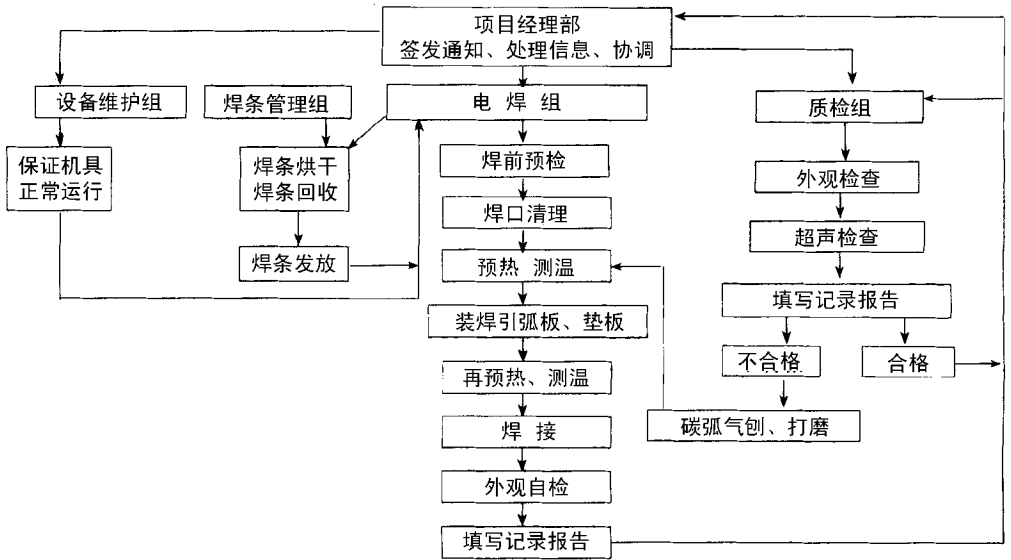


图 4-2-45 焊接质量保证体系

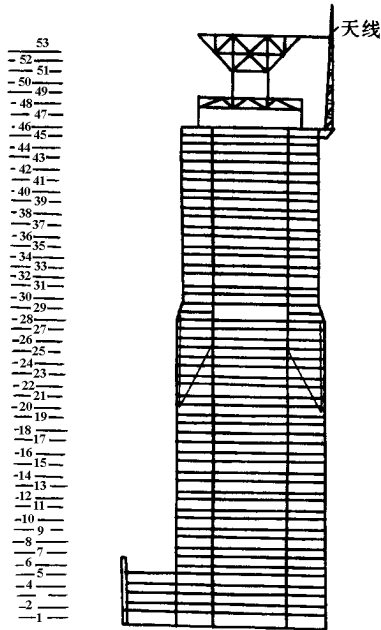


图 4-2-46 主体结构立面图及桅杆天线

试验接头抗拉强度达到母材抗拉强度标准值。接头冷弯 180°、侧弯 (d = 50mm) 面弯、背弯 (d = 3a), 无裂纹。洛氏硬度 (HRB) 均低于 85.5。焊接接头综合性能达到并超过了设计规定要求。

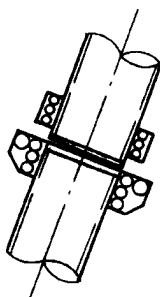
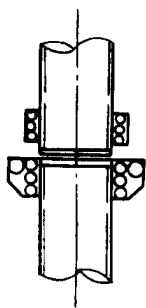


图 4-2-47 圆管柱节点

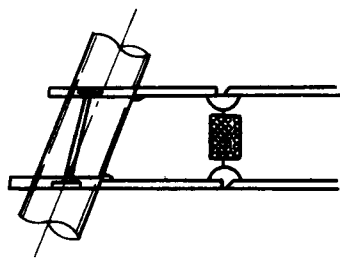
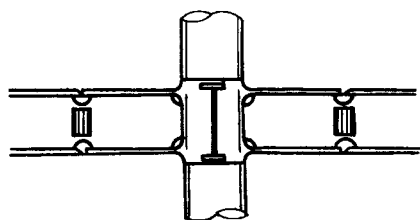


图 4-2-48 带牛腿钢梁节点

(4) 柱有牛腿时用特制吊篮，无牛腿时用专用操作平台进行施工焊接（图 4-2-49 焊接吊篮）（图 4-2-50 焊接平台）。

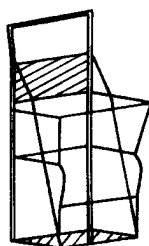


图 4-2-49 焊接吊篮

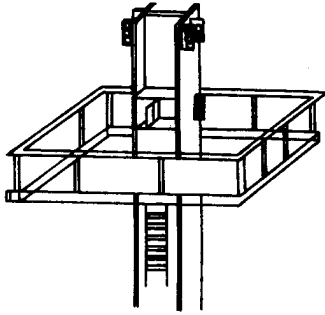


图 4-2-50 焊接平台

(5) 焊接施工顺序。

①根据本工程结构特点，主楼以南北对称轴为界分成东西两个区组织施工（图 4-2-51 焊接分区）。东工区选择 J/8、G/8 为基准柱，首先以此开始向 3、4 段方向焊接；西工区选择 A/10、C/10 柱为基准柱，以此开始向 3、4 段方向焊接。

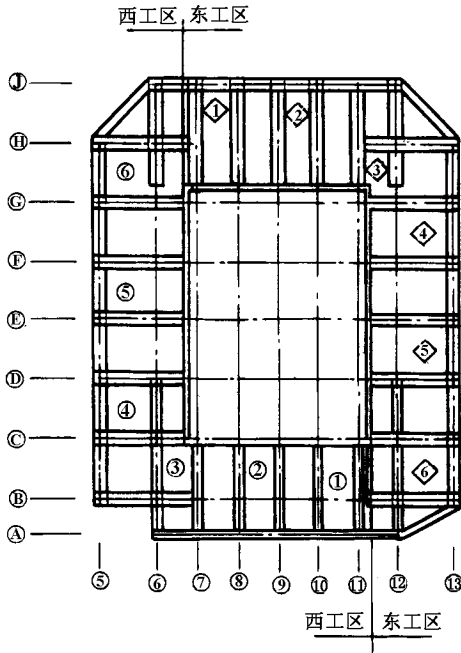


图 4-2-51 焊接分区

- ②单节柱焊接时应先焊上层梁，后焊下层梁。
- ③柱-梁节点上对称的两根梁应同时施焊，而一根梁的两端不得同时施焊作业。
- ④圆管柱-柱节点焊接时，应由两名焊工分两个半圆弧同时焊接。
- ⑤梁的焊接应先焊下翼缘，后焊上翼缘。

(6) 典型节点的焊接顺序和工艺参数。

①直立圆管柱 - 柱焊接。先在上下柱无吊装耳板侧由两名焊工在两个半圆弧对称焊至板厚的 $1/3$ 时，切去吊装耳板。然后在切去耳板后的一侧对称连续焊至坡口填满。焊接工艺参数：手工电弧焊，焊条直径 $\phi 4\text{mm}$ ，电流 $170 \sim 180\text{A}$ ，焊速 $150\text{mm}/\text{min}$ 。CO₂ 气保焊，焊丝直径 $\phi 1.2\text{mm}$ ，电流 $220 \sim 300\text{A}$ ，电压 $29 \sim 36\text{V}$ ，焊速 $150 \sim 500\text{mm}/\text{min}$ ，焊丝伸出长度约 20mm ，气体流量 $20 \sim 80\text{L}/\text{min}$ 。

②倾斜圆管柱焊接工艺。倾斜圆管柱焊接时要求焊接姿势连续地变化，在接头的下面、侧面、上面须改变焊接参数条件，如电流、电压、速度等。由于斜管下倾侧接头坡口为半仰焊位置，下面的焊肉容易下垂，且难以看到坡口内部，因此不易准确地瞄准焊接位置，下面的坡口面容易产生未焊透。斜管上倾侧接头坡口为半俯焊位置，接头上方焊接时，坡口内不易看清，定位困难，上方坡口不易熔透，实际上，由于施工条件所限，焊接姿势不可能做到连续变化，因此，将焊接接头分成四个部分进行施工，见图 4-2-52。并采用如图 4-2-53 所示的坡口形式。

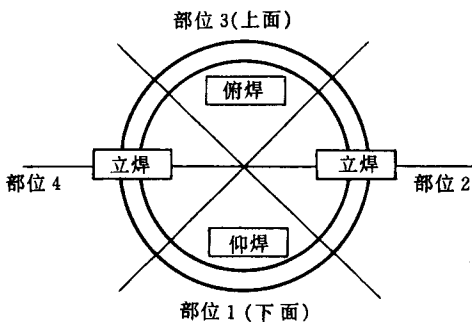


图 4-2-52 圆周焊接顺序分区示意

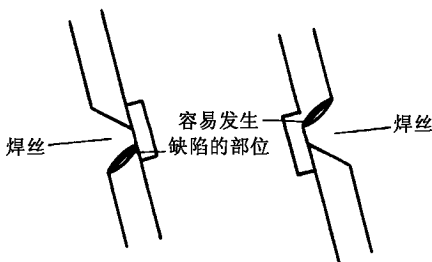


图 4-2-53 斜圆管焊接坡口形式

焊接顺序和工艺参数如下：①先在仰焊位置有 A、B 焊工分别从左、右方向焊接，A 焊工焊接 $1 \rightarrow 2 \rightarrow 3$ 部位；B 焊工焊接 $1 \rightarrow 4 \rightarrow 3$ 部位，焊接时要求基本同步。②A、B 焊工第一次焊接完毕，切去吊装耳板，进行打磨修整后继续焊接。③焊接工艺参数见表 4-2-12 和表 4-2-13。

表 4-2-12

手工电弧焊工艺参数

焊条直径	焊接姿势	焊接参数	
		焊接电流 (A)	电压 (V)
φ3.2mm	仰焊 立焊 俯焊	80 ~ 100	24 ~ 26
		100 ~ 130	24 ~ 26
		120 ~ 150	24 ~ 26
φ4.0mm		110 ~ 130	24 ~ 26
		120 ~ 160	24 ~ 26
		150 ~ 180	24 ~ 26

表 4-2-13

气体保护焊工艺焊参数

焊丝直径	焊接姿势	焊接参数			气体流量 (L/min)
		电流 (A)	电压 (V)	速度 (mm/min)	
φ1.2mm	仰焊	200 ~ 230	24 ~ 30	150 ~ 500	20 ~ 80
	立焊	220 ~ 260	26 ~ 34	150 ~ 500	
	俯焊	280 ~ 340	30 ~ 38	160 ~ 500	

(三) 结论

上海浦东国际金融大厦钢结构工程共施焊 7563 条焊缝，其中 I 级焊缝占 98.16%，II 级焊缝占 1.82%，III 级焊缝占 0.45%，经返修有 32 条达到 I 级焊缝，2 条达到 II 级焊缝。

四、工程实例四——长春光大银行钢结构工程 桁架施工焊接

(一) 工程概况及工程特点

中国光大银行长春分行营业大厦总建筑面积 32745.29m²，地下 2 层，地上 29 层，总高度 111.30m。

(二) 焊接施工中的难点

主体结构 9~11 层、17~19 层和 25~26 层有三道 48m 大桁架，其中第一道为 32m 跨度悬空桁架（见图 4-2-54），这三道桁架是本工程安装和焊接最大难点；大桁架上、下弦梁的翼缘板均为 60mm 超厚钢板，腹板也达 30mm，桁架分节点多且密集，节点都采用全焊接形式（桁架梁翼缘板为双面 60°焊接坡口），所产生的焊接收缩给结构控制及消除结构内应力带来很大难度，其中大梁单节点收缩量平均为 4mm。控制结构偏差、消除焊接应力、保证桁架起拱度、提高焊接质量成为本大厦首要攻克的难题。

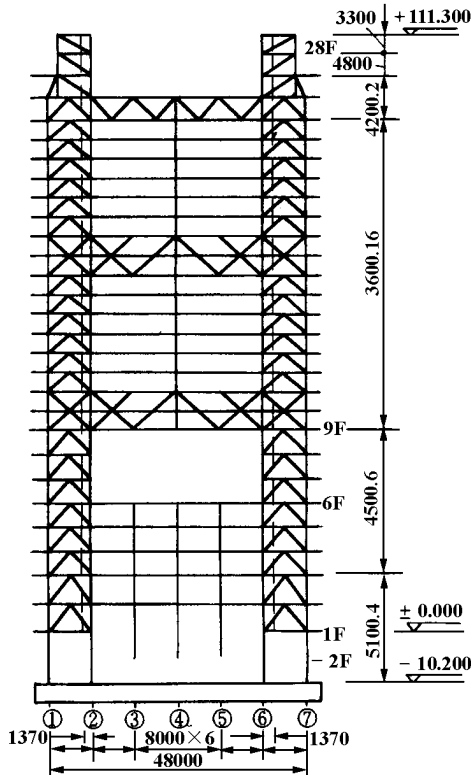


图 4-2-54 钢结构立面

(1) 桁架划分为 6 个区域，校正、高强螺栓终拧后，由两个焊接作业班组从中间向外侧对称焊接（见图 4-2-55）。由于在焊接时桁架始终处于能够自由伸张的状态，并做偏差预留值，能控制焊接收缩时产生的内应力。在焊接过程中，始终对柱头实施跟踪测量，如发现因焊接柱、梁而产生的柱头偏差超标，将立即进行调校，在前一区域焊接完成后，对下一顺序作业区域进行复测或二次调校后，再实施焊接。

(2) 焊接参数的选用。针对钢结构主体焊接节点多、焊接量大的特点，采用了半自动二氧化碳气体保护电弧焊成套技术实施工程焊接；参照钢结构规程和工程工艺评定焊

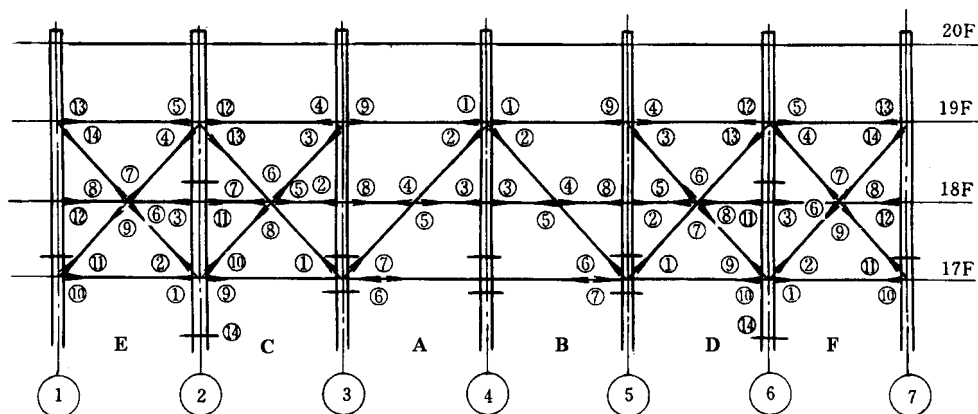


图 4-2-55 桁架焊接顺序

说：1. 17层以上所有柱接头先焊完再按区施焊其他焊接节点，其中3、4、5轴17层梁下柱节点在桁架焊接完后，等设计院通知后再行施焊。

2. 桁架焊接分A、B、C、D、E、F六个区，先同时焊A、B两区，再同时焊C、D两区，最后焊E、F两区。区内的焊接顺序按焊接序号施焊。

3. E、C两轴桁架的焊接同步进行。

接参数，结合现场实际情况，选用适合现场焊接施工的焊接参数，如表4-2-14所示。

表 4-2-14

焊接工艺参数

板厚 (mm)	焊丝 直径 (mm)	接头 形式	装配 间隙 (mm)	焊接 层数	焊接参数				
					焊接 电流 (A)	电弧 电压 (V)	焊接 速度 (m/min)	焊丝外 伸长 (mm)	气体 流量 (L/min)
$t \leq 20$	1.2	平焊 对接	8~10	2~5	200~250 300~350	30~32 35~37	0.35~0.40 0.50~0.60	10~15	20~40
$40 \geq t > 20$	1.2		8~10	6~8	200~250 340~370	30~32 37~40	0.35~0.40 0.50~0.60	10~15	20~40
$t > 40$	1.2		8~10	8层以上	200~250 340~380	30~32 37~40	0.35~0.40 0.50~0.60	10~15	20~40
$t < 20$	1.2	横焊 对接	8~10	2~5	200~250	27~30	0.30~0.40	10~15	20~40
$40 > t \geq 20$	1.2		8~10	5~8以上	200~320	27~35	0.30~0.50	10~15	20~40

(3) 负温条件的焊接施工措施。防护与措施：柱与柱接头搭设可供3至4人同时作业操作平台，防护棚采用防风、防雨效果好的塑料彩条布双层围裹，操作平台密铺层板

用石棉布铺垫,用单面铝箔胶纸使防护棚上部与柱贴合紧密,使棚内焊接环境不受外界低温气流侵扰,达到温室效果。柱间梁、斜支撑接头应设置特制防护架进行防护。桁架的主梁和斜支撑与柱接头做相同的防护措施。

工艺要求:环境温度低于零下 3°C 时严禁焊接施工;在低温施焊时,全过程焊接中的温度控制是关键。必须适当提高预热、后热温度并保证焊接过程中的层间温度,预热、后热范围也应比常温时增大 $1/3$;节点焊接完成后立即做整体后热和保温工作,后热温度与常温相比应提高 $50\sim 100^{\circ}\text{C}$ 使节点温度缓慢降至常温。

(三) 工程质量

主体结构检查依据 GB 50205—95、GB 50221—95 和 JCJ 99—98 规范的规定,对结构观感质量、允许偏差项目和质量保证资料进行了随机抽查与核查,检查项目内容和抽查点数量均满足规范要求,检查结果所含 6 个分部工程全部达到了优良标准。

五、工程实例五——首都机场四机位库屋盖网架施工焊接

(一) 工程概况及焊接技术难点

首都机场四机位库屋盖网架为正交斜放抽空双层四角锥焊接球-管网架。其面积为 $306\text{m}\times 84\text{m}$,矢高 6m 。由中梁分成对称的两部分。共有焊接球 3860 个,规格为 $\phi 500\times 16\sim \phi 800\times 32$,分不带肋球、带单肋球及带双肋球共 7 种形式。无缝钢管 15044 根规格由 $\phi 101.6\times 5.0\sim \phi 273.1\times 16$ 共 8 种,组成球管焊接节点及管板插入式节点。网架总重约为 1700t 。

由于设计要求多向及 5 个不同起拱值,球心坐标的空间位置要求准确,双层锥体的球管焊接工作量大。网架下设悬挂式 10t 吊车 2 台,其三道吊轨之支座安装精度高于网架规范,而且制作、安装焊接质量要求高,全位置焊缝无损检测要求 100% ,合格评定等级为 B II 级,焊接难度大。

主体网架有三层:上、中、下弦球;上、中、下三层弦杆;上、下二层腹杆。中梁处在网架上增加一层球,二层腹杆,混凝土柱支座上增加腹杆及弦杆各一层。见图 4-2-56。

(二) 网架组拼顺序

网架结构施工采用了液压千斤顶群分四大块同步爬升方案, 80% 以上的杆件在地面拼装。

根据设计要求的双向起拱值,地面组拼时将网架分成 26 块不同拱度形式的块体,每一块体都在胎模上组焊成标准尺寸的四角锥,严格控制球心的三维坐标点值。

分块组拼在地面胎具上进行,其组拼顺序为:

(1) 小拼:包括上标准锥(倒锥)、下标准锥(正锥)及半锥体的组拼。见图 4-2

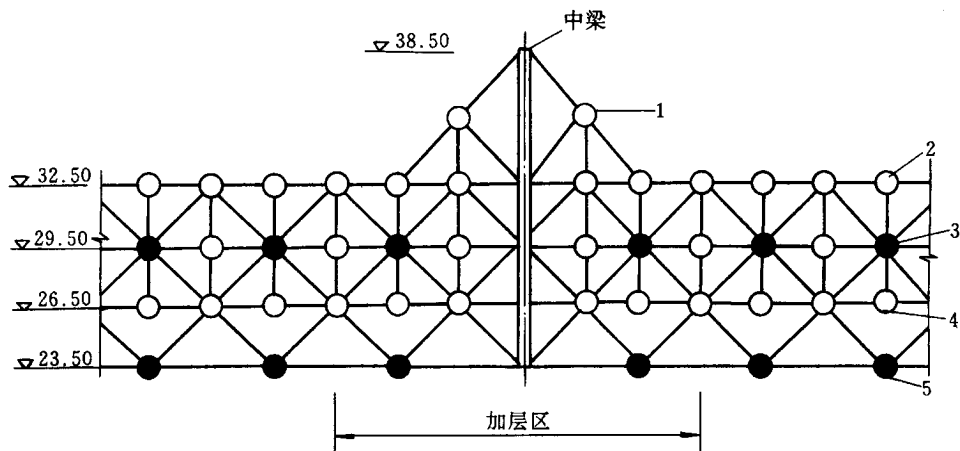


图 3-2-56 网架分层示意

1层 - 中梁加强球、加强上腹杆及下腹杆；2层 - 上弦杆、上弦球；3层 - 中弦杆、中弦球；4层 - 下弦杆、下弦球；2~3层 - 上腹杆；3~4层 - 下腹杆；5层 - 支座球、支座弦杆；4~5层 - 支座腹杆

- 56 中 (a) (b)

(2) 中拼：包括下弦球管的平拼→下锥体与中弦杆的组拼→上锥体与上弦杆、上腹杆的组拼。见图 4-2-57 中 (c) (d) (e)

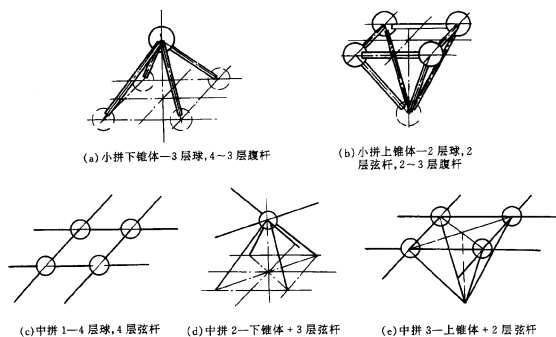


图 4-2-57 网架的组拼顺序

(3) 爬升与合拢：爬升与合拢顺序见图 4-2-58。其中①、②块同时合拢，防止中梁受偏荷载。

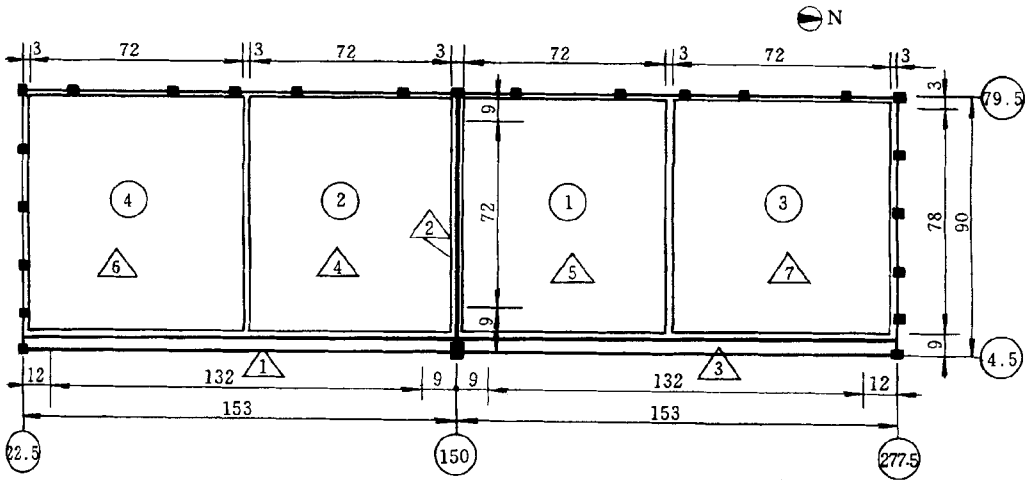


图 4-2-58 网架分块合拢顺序

△ - 表示钢结构提升顺序；○ - 表示网架分块编号

原则上每块网架由中心向四周扩展组拼，中间 4 个标准锥网格与支墩固定，以防止焊接时收缩变形向一端集中。在拼装过程中随时测量球心坐标，根据测量数据的反馈，采用卡管坡口切削机修正管长，施焊后再次检测线，及时控制焊接变形。

(三) 网架焊接技术准备及焊接工艺

(1) 球-管焊接接头优化设计。按照国家现行标准《网架结构设计施工规程》(JGJ 7-91) 的规定，球-管焊接接头采用内衬套管，钢管端为 30° 坡口，间隙为 2~6mm。这种接头形式需加工内衬套管 1.5 万件左右，工作量和工程成本增加，并且插活动套管虽有利于调节管长，却不利于控制变形、球管对中及结构的总体尺寸。为此设计采用了不加衬管、不留间隙的接头形式。当管壁厚 5~7mm 时，坡口角度为 45° ；管壁厚大于、等于 10mm 时采用 60° 和 30° 折线斜坡口，以减小坡口内焊缝填充量。考虑到本工程网架下弦悬挂两台 10t 吊车，要求焊缝表面以 30° 角度向球侧表面形成斜坡状平缓过渡，以提高接头疲劳强度，见图 4-2-59。

(2) 钢材成分及性能。板材厚度 $\geq 22\text{mm}$ 时采用英国进口的 JIS SM490B 抗层状撕裂钢；其他为国产 16Mn 钢及 Q235 钢。

钢管为日本 JIS STK490 无缝管。

板材力学性能复验，无损探伤结果及钢板的 Z 向拉伸实验结果见表 4-2-15。板材的化学成分见表 4-2-16。

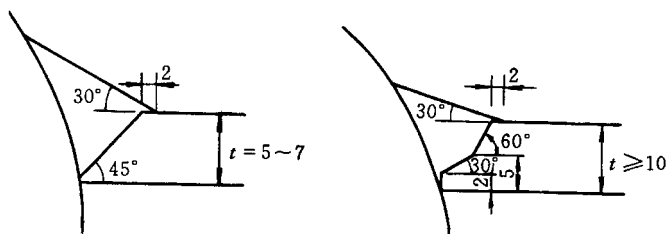


图 4-2-59 球管焊接接头坡口形式和尺寸

表 4-2-15 钢板性能复验结果

钢号	板厚	编号	超声结果	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	δ_s (%)	ϕ (%)	备注
16Mn	16	62	合格	—	590	—	26	Z 向
	20	20	合格	375	475	21	77	Z 向
SM50B	25	—	—	400	505	26	—	
		25	合格	—	550	—	52	Z 向
	32	—	—	405	540	26	—	
		32	合格	380	485	19	77	Z 向

表 4-2-16 钢材化学成分复验结果 (%)

板厚 (mm)	C	Si	Mn	P	S	Cr	Mo	Ni	Al	Cu	Hb	V
32	15	39	1.38	0.019	0.012	0.021	0.003	0.021	0.033	0.005	0.030	0.003
25	0.09	0.43	1.42	0.010	0.004	0.014	0.003	0.020	0.036	0.003	0.030	0.004

焊条扩散氢的测定用甘油法。采用天津大桥牌 J506 经 350℃ 烘干，保温 2h 后试焊，测定结果见表 4-2-17。

表 4-2-17 焊条扩散氢的测定值 (甘油法)

焊条牌号	1 #	2 #	3 #	4 #	平均值	
J506 (φ4) 天津大桥牌	1.56	1.80	2.14	1.60	1.78	

(3) 焊接工艺评定。根据美国《钢结构焊接规范》(ANSI/AWSD—92) 的规定进行仰焊位置焊接试件的力学性能试验，试板尺寸如图 4-2-60。焊接工艺参数见表 4-2-18。工艺评定试样的力学性能试验结果见表 4-2-19。

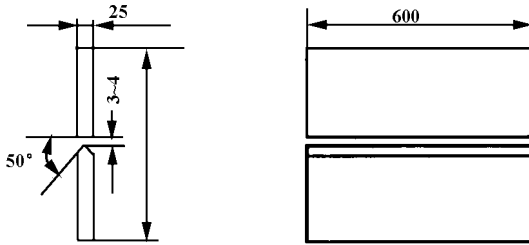


图 4-2-60 焊接工艺评定试板尺寸

表 4-2-18 焊接工艺评定焊接参数

焊接位置	焊 条		φ4mm 焊条焊接规范	
	牌号	规格	电流 (A)	电压 (V)
平焊	天津大桥牌 J506	φ3.2 φ4.0	170 ~ 190	22 ~ 24
横焊			160 ~ 170	
立焊			160 ~ 170	
仰焊			150 ~ 160	

表 4-2-19 焊接工艺评定试样力学性能

钢种	板厚 (mm)	焊接 位置	屈服 强度 (MPa)	抗拉 强度 (MPa)	d = 38mm 弯曲 180°	冲击功 (J)				
						开槽位置	常温	0℃	-10℃	-20℃
16Mn	25	仰焊	—	545 535	合格	焊缝	—	124 ; 120 ; 120 121	—	81 ; 70 ; 59 70
						熔合线	—	37 ; 108 ; 42 62	—	36 ; 31 ; 41 36
						热影响区	—	50 ; 56 ; 68 58	—	33 ; 46 ; 34 37

(4) 球-管节点静载拉、压试验。由于采用了不加垫板，不留间隙的接头坡口形式，在实际施焊中难免有少部分焊缝根部未焊透，为此进行 1:1 模拟节点静载拉、压试验，以验证节点的可靠性。

抗拉试验在 2DMI-4MN 卧式拉力试验机上进行，球体规格为 φ500 × 16；管规格为 φ219 × 30。由于试验机能力限制，只能拉到 3500kN，10 个试件中有 7 个未拉至破坏，拉至破坏的三个试样中有一个断于焊口，但不论断于焊口、钢管或球体屈服，其破断载

荷均大于 JGJ7—91 的要求（试验数据及设计抗拉承载力计算从略）。

抗压试验在 LOS-10MN 立式压力试验机上进行，球体规格为 $\phi 500 \times 16$ ， $\phi 550 \times 25$ ， $\phi 650 \times 25$ ，共 16 个试件，除有 2 个加载偏心未压至破坏以外，其他均压至球体屈服。其屈服破坏载荷与设计计算承压值比较，各种球体有大于 2.8 的安全系数（试验数据及设计承压值计算从略）。

（5）安装焊接工艺。根据以上焊接工艺评定及模拟试验结果，编制了相应的焊接工艺规程，其要点如下：

- ① 焊接工艺参数与工艺评定参数相同；
- ② 焊工需经全位置焊接培训及考核合格；
- ③ 每个焊口 3 处定位焊缝，各 30~50mm 长，在正式施焊前，定位焊缝头尾均需用砂轮磨薄，与未焊坡口处成斜坡过渡，这是坡口根部稳定、均匀焊透的关键；
- ④ 球-管接头焊接顺序为从 6 时位置起弧，经 9（或 3）时位置焊至 12 时位置收弧。打磨收弧、起弧处后，再以上述顺序施焊；
- ⑤ 厚板坡口内填充焊接可用月牙形或锯齿形运条方法，盖面焊要填满焊道并达到要求的加强高；
- ⑥ 平拼下弦球管由中间向四周扩散；下四角锥焊完后焊腹杆再焊中弦杆；上四角锥焊完后焊上弦杆再焊上腹杆；
- ⑦ 一个球的两对称侧钢管同时施焊，并且先焊主杆后焊次要杆件；
- ⑧ 焊后 24h100% 焊缝经超声波探伤和磁粉探伤，并按不同位置分 I 级，II 级评定等级验收。
- ⑨ 组拼焊接单锥体的尺寸允差内控指标为：弦杆长、四角锥高度允差为 $\pm 1.0\text{mm}$ ；对角线长度允差为 $\pm 1.5\text{mm}$ ；下弦节点中心偏移允差为 $\pm 1.0\text{mm}$ 。
- ⑩ 冬季施工预热要求：经低温条件下斜 Y 型铁研抗裂试验，确定预热温度见表 4-2-20。预热范围为坡口两侧各 150mm。

表 4-2-20

冬季低温预热温度

环境温度（℃）	钢材	板厚（mm）	预热温度（℃）
10~0	16Mn, SM490B	< 25	20
0~10	16Mn, SM490B	< 25	80
		≥ 25	150

六、工程实例六——陕西省信息大厦高层劲性混凝土结构钢骨施工焊接

（1）工程概况与焊接技术难点。陕西省信息大厦建筑平面是由两个相同直径的弧

形与两端两个矩形拼合而成，东西方向总长为 54.8m，南北方向长度为 37.6m，见图 4-2-61。建筑总面积为 7 万多 m^2 ，该工程地下 3 层，地上共 51 层，高 189.4m。内筒为钢筋混凝土结构，外筒为钢骨混凝土结构，共有 24 根柱，其中 20 根柱由 2 根热轧 H 型钢及角钢斜支撑组合成格构式钢骨柱，见图 4-2-62。另有 4 根柱由 3 根 H 型钢组合成钢骨柱，均外包钢筋混凝土，此外 1~3 层大厅有 2 根直径 1.5m，壁厚 30mm 的钢管混凝土柱。梁为预应力钢筋混凝土梁。

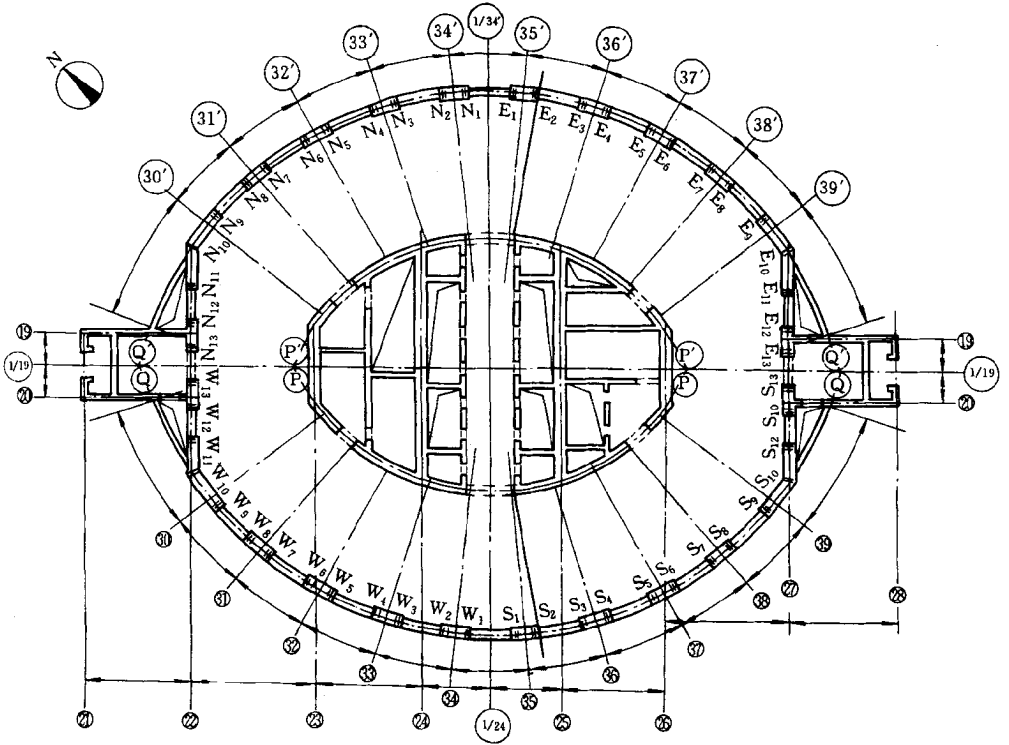


图 4-2-61 钢结构平面示意

安装焊接技术的难点为该结构无径向钢梁与核心筒连接，仅每 5 层间隔设置了外框架环向钢梁，结构整体刚性差。此外，由 2 根或 3 根 H 型钢柱与斜撑组焊成双肢柱对柱的垂偏控制带来一些新的问题。根据现场起重能力，为减少高空焊接作业量，从第 6 节柱开始在地面组焊双肢柱，应对焊接变形的控制提出更高的要求，才能保证高空柱-柱拼接时接口截面错口，使柱的轴心位置和垂直度符合有关规程要求。

(2) 钢材。该工程首次采用了国产大规格热轧 H 型钢，最大规格为 $H400 \times 300 \times 40 \times 40$ 。其外形尺寸偏差较大，增加了柱-柱拼接的难度。板厚 $\geq 40\text{mm}$ 时均选用了 Z15 钢材。表 4-2-21 所示为最大规格热轧型钢的成分和性能。

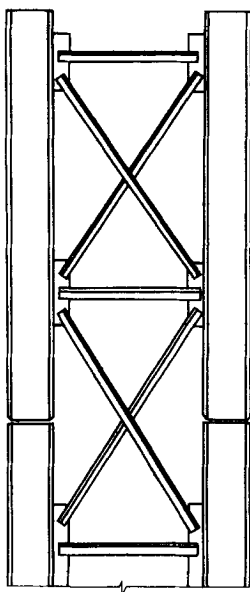


图 4-2-62 双肢格构柱

表 4-2-21

热轧型钢成分和性能

母材钢号	Q345DZ15	规格	H400 × 300 × 40 × 40				热处理状态	热轧	生产厂	鞍山一轧		
化学成分和机械性能												
	C (%)	Mn (%)	S _i (%)	S (%)	P (%)	Ni (%)	σ _s (MPa)	σ _b (MPa)	δ (%)	Ψ (%)	A _{kv} (J)	
标准	0.18	1.00 ~ 1.60	0.55	0.030	0.030		≥ 295	470 ~ 630	22	—	≥ 34	
合格证	0.13	1.48	0.32	0.007	0.020	0.05	340	495	30	—	134	
复验	0.13	1.39	0.35	0.010	0.014	0.068	365	535	28	—	117 ; 137 ; 150	

(3) 安装焊接技术措施。

①热轧型钢柱截面尺寸矫正。为保证柱-柱拼接时轴线偏移，截面错口及柱的垂直度符合钢结构工程施工及验收规范的要求，对国产大规格热轧型钢的截面及外形尺寸进行全面检测和偏差修整，包括翼缘板斜度、腹板中心线偏移、型钢高度偏差、弯曲、扭曲、上下翼板错位六项，修整后偏差值要求符合 GB 50205—95 之规定。构件尺寸精度

的提高为安装焊接精度的保证奠定了基础。

②焊接节点坡口形状的优化及焊接工艺参数。

A. 全焊透焊缝坡口形式优化。H型钢柱 - 柱拼接接头中翼缘采用单边 V 形带垫板坡口，最大限度地减小了焊缝横截面。而腹板厚度 $\geq 30\text{mm}$ 时采用 45° (正面) 及 60° (反面) K 形双面坡口，从正面施焊 2 层后从反面清根再焊，以保证根部焊透。厚度 30mm 以下时则采用与翼缘相同的单面焊坡口，以免除全焊透所要求的清根工序，提高作业效率。图 3-2-63 所示为 H 型钢柱高空拼接接头坡口形式及尺寸。图 4-2-64 则为钢管柱拼接接头坡口及尺寸。图 4-2-65 所示为 H 型钢桁架梁翼缘与柱的栓焊混合节点与坡口形式。此种节点形式比全焊节点更便于安装。

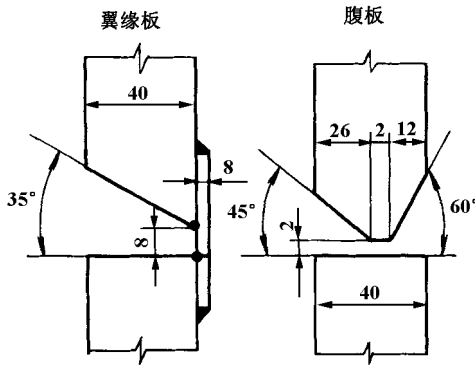


图 4-2-63 H 型钢柱 - 柱安装拼焊坡口形式及尺寸

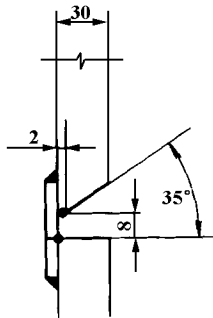


图 4-2-64 钢管柱 - 柱安装拼焊坡口形式及尺寸

B. 焊接工艺参数。焊接方法采用 BX-400 交流焊机、E5016 焊条手工电弧焊，焊前不预热，层间温度为 150°C 左右。焊接工艺参数见表 4-2-22。

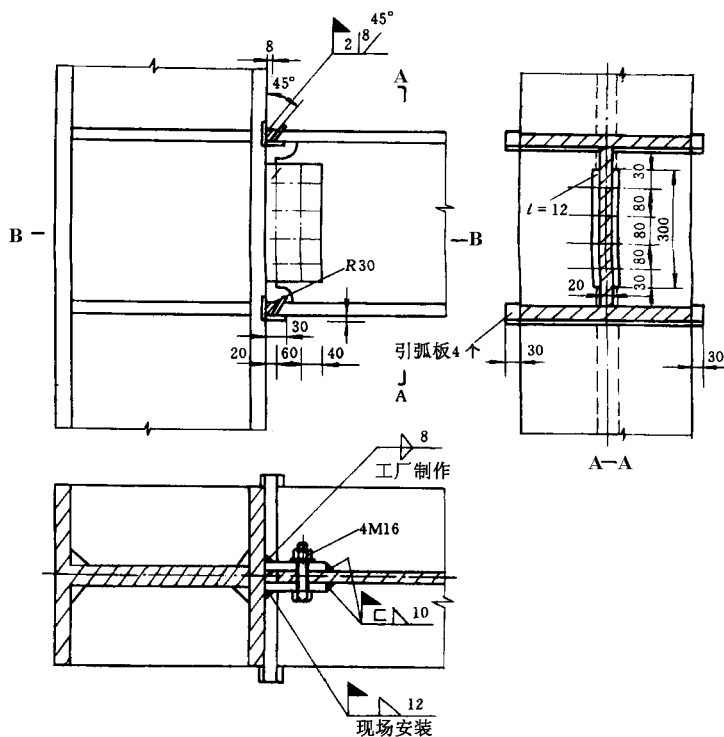


图 4-2-65 H 型钢桁架梁与柱的焊接节点形式及坡口

表 4-2-22

焊接参数

种类	焊条牌号	焊条直径 (mm)	道次	电流 (A)	电压 (A)	焊接位置
柱-柱 焊接	J506 (北京金威)	φ4.0	1~2	150~160	22~24	横焊
		φ5.0	填充	180~200	22~24	横焊
		φ4.0	盖面	150~160	22~24	横焊
柱-梁 焊接	J506 (北京金威)	φ4.0	1~2	180~190	22~24	俯焊
		φ5.0	填充	230~250	22~24	俯焊
		φ4.0	盖面	170~180	22~24	俯焊

③优化柱-柱拼焊顺序。根据双肢柱的特点，柱-柱焊接时先焊一肢钢柱至 1/3 板厚，然后焊另一肢钢柱至焊满，再完成先焊的钢柱拼接，基本上可以控制双肢柱的垂直度符合预期要求。图 4-2-66 所示为双肢柱-柱高空安装时拼焊顺序。

钢管混凝土柱之钢管拼接焊则由 3 名焊工对称采用分段退焊。

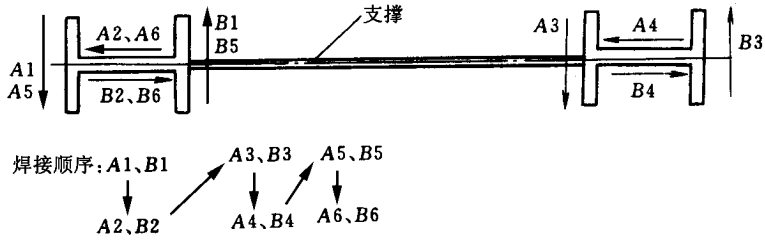


图 4-2-66 双肢柱-柱安装拼接焊接顺序

注: A、B 为焊工代号。

三肢柱的焊接顺序则由 4 名焊工同时焊两 H 型钢柱的各两翼缘, 然后再焊中间 H 型钢柱的两翼缘, 最后焊各 H 型钢柱的腹板。

双肢柱拼接焊完成后, 两柱之间的支撑焊接顺序为先焊上部支撑节点, 后焊下部支撑节点。每一支撑杆之两端不同时施焊, 尽可能减小双肢柱两柱之间由于焊接支撑而引起的不平衡张拉。

④制订双肢柱地面拼装焊接措施。H 型钢在胎架上按设计图规定的间距和弧度定位后, 钢柱与柱间支撑之间焊缝由多名焊工对称焊接。图 4-2-67 所示为双肢柱地面拼装胎架示意。表 4-2-23 所示为双肢柱地面拼装尺寸精度内控指标值。

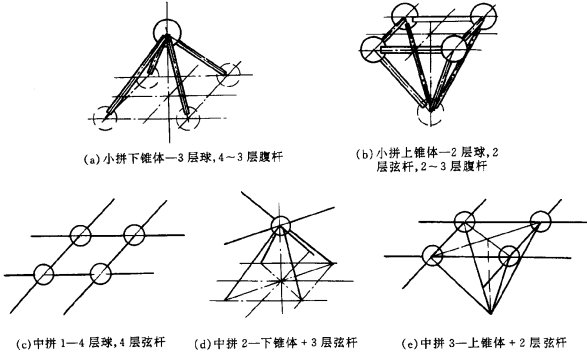


图 4-2-67 双肢格构柱地面拼装胎架示意

1-定位板; 2-H 型钢柱; 3-斜铁; 4-夹紧块; 5-胎架; 6-调整座

表 4-2-23 双臂柱地面拼装焊接尺寸精度内控指标

项目	允差 (mm)
两柱轴线间距	± 1
两柱轴线平行度	2
两柱轴线平面度	2
支撑与柱轴线交汇点	3
层高线高度差	2

⑤采取增加结构刚度，提高安装精度的工艺措施。由于该工程的径向、环向梁及楼板均为钢筋混凝土结构。钢骨结构在安装焊接过程中不能形成稳固的框架，即使通过精细的调校使钢柱达到要求的垂直度，但在下道工序即钢筋混凝土外筒体的施工中，由于钢筋绑扎、模板支搭、混凝土浇筑等工序均对钢柱的垂直度有较大影响。为了减小焊后及钢筋混凝土外筒浇筑后钢柱的偏斜，采取了以下工艺措施：

A. 在设计未设环向桁架的各层，于各双臂柱之间增设环向工艺梁，以增强结构的环向刚度。

B. 用 $\phi 114\text{mm}$ 钢管制成带有正反螺纹可调长度的支顶杆，将钢柱支于钢筋混凝土楼板的预埋锚环上，见图 4-2-68。便于钢柱径向偏斜的校正并大大增强了结构的径向刚度。在东、西两分区安装焊接的合拢处，在弧形未闭合以前刚度较差，因而增大支顶杆的直径给予加强。并且增设环向支顶杆，该支顶杆在混凝土浇筑完成后 24 小时前不得拆除。

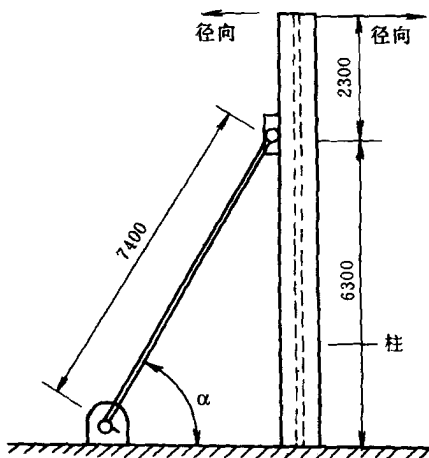


图 4-2-68 钢柱支顶杆简图

C. 改用测量圆弧段柱间弦长的方法控制钢柱的径向偏斜, 并使钢柱向外侧预偏斜 5~10mm, 即取弦长为正偏差, 取得了较好的效果。

⑥ 优化结构平面整体施焊顺序。根据塔吊布置将平面以 ③⑤ 及 ③⑤' 轴的双肢柱为界分为东西两区 (见图 4-2-51)。在每区内先安装调整好柱-柱连接耳板并紧固, 顶紧径向调整支顶杆。同时复校柱的垂直度。达到要求后按以下顺序进行柱的拼焊:

西区直线段施焊→西区曲线段施焊→西区支撑及桁架施焊→东区直线段施焊→东区曲线段施焊→东区支撑及桁架→两区合拢处桁架施焊。

⑦ 采用安全、高效的施工机具。为解决施工焊接悬空作业困难, 设计制作了五种专用于柱-柱及柱-梁节点高空焊接和检验的手动式升降吊篮, 即用钢丝绳把吊篮挂于柱顶吊耳处, 并且分平面内、外两种成对使用。因而大大提高了作业效率和人身安全。

通过以上种种技术措施, 解决了该类型高层混凝土钢骨结构的施工难点。

七、工程实例七——中华世纪坛钢结构施工焊接

(一) 工程概述

主体建筑直径 85m, 高 28m, 由静止的回廊和转动的坛面组成, 其直径 47m, 高 28m, 为斜切圆柱体, 斜面与地面呈 19.4°。上方耸立的时空探针高达 46m。旋转圆坛钢结构见图 4-2-69。设计重量 3200t, 可每 4~12h 转动一圈。钢结构 1000t, 为全焊刚性框架结构, 有全焊透焊缝 476 条。

钢结构坛体中部设置直径 6m、高 15.3m 的由型钢焊接组合而成的中心筒, 下端悬臂, 套装在环形布置的 20 个滚轮 (挡轮) 组成的内切圆形装置里, 控制坛体转动时的中心位移。

整个坛体底面由中心汇交、放射形布置的 32 根主梁, 内外 2 圈环形布置的折梁及支撑系统组成。在直径 13.6m、39m 的内、外环处, 分别设有 32 根不等高的承重钢柱, 柱底与放射梁刚接, 柱顶与框架梁刚接, 形成空间框架体系。框架设有支撑系统, 上层铺设钢板。放射梁、折梁为 H800 焊接 H 型钢, 框架梁、柱为 H700 焊接 H 型钢, 主焊缝均要求全焊透, 材质均为 Q345C。

(二) 工程特点及难点

露天旋转圆坛不同于固定建筑物。为保证平稳、长期、安全运行, 施工及验收标准要求高于国家规范。轨道上面标高允差 $\pm 2\text{mm}$, 顶高允差 $0.5\text{mm}/\text{m}$, 任一截面双轨顶高允差 0.5mm , 半径偏差 $\pm 25\text{mm}$; 台车中心线对定位轴线的偏移允差 5mm , 向心角允差 0.3° , 台车车轮面允差 1mm , 中心定位系统钢圈、滚轮的同心率允差 2mm , 间隙 $2\sim 3\text{mm}$ 。焊缝质量等级依据《钢结构工程施工质量验收规范》(GB 50205—2001) 要求为一级。主要受力节点均为对接全焊透焊缝, 变形量大, 不易准确控制, 焊接变形将直接影响结构的整体平整度, 进而影响驱动系统、中心定位系统的精度。

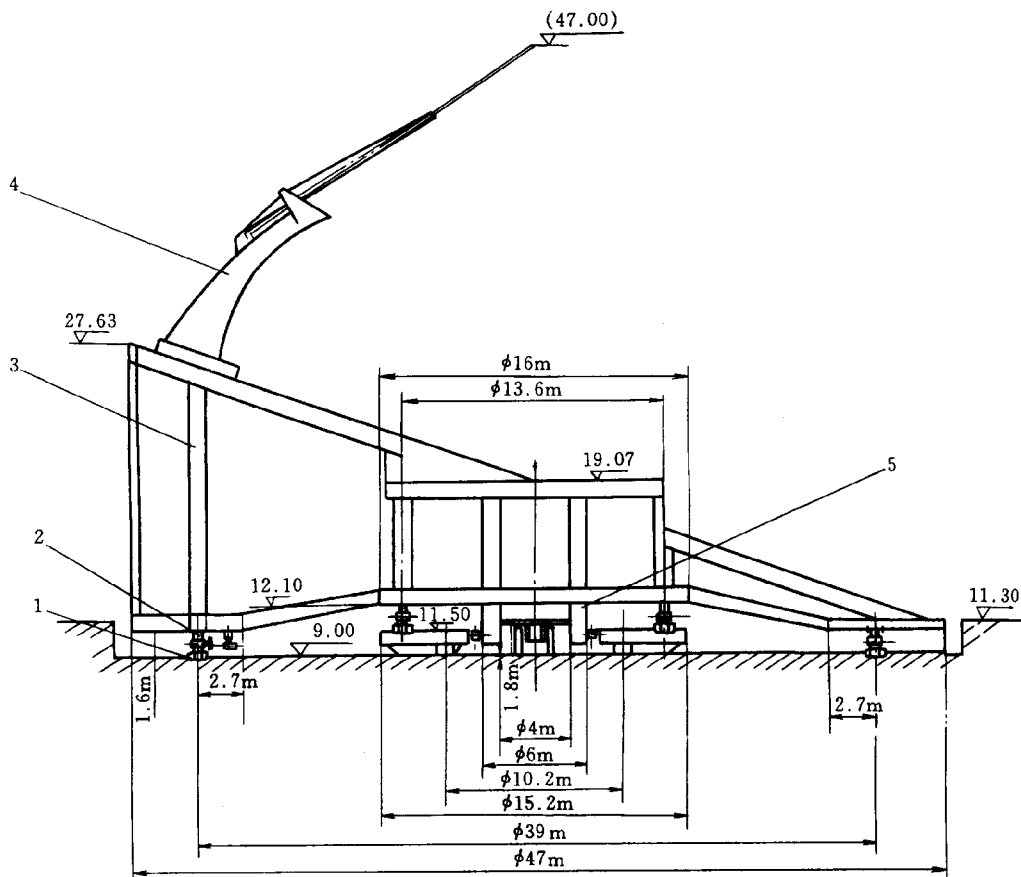


图 4-2-69 旋转体立面图

1- 导轨；2- 车身；3- 坛体；4- 晷针；5- 中心筒

(三) 关键施工技术

(1) 构件单元划分。放射形布置、中心汇交的结构设计，不可避免造成中心部位焊缝集中、平面内拘束度大，为了避免过量变形或应力集中的产生，加大工厂制造单元，分别将放射梁中心汇交部位和中心筒结构制造成直径 7.5m、重 16t 和直径 6m，重 27.5t 的大型组合件。现场安装只进行中心部位放射梁与组合件的对接，控制了焊接的收缩。

(2) 下部中心筒焊接顺序。下部中心筒结构由 $\phi 6000\text{mm}$ 和 $\phi 4400\text{mm}$ 两个圆筒及 16 条纵向加劲板，6 带环板，在两环之间组焊而成。因为下部中心筒起定心的作用，所以质量和精度都要求较高。

焊接方案和顺序：

① 首先完成内外筒的焊接，为保证中心筒焊接后的尺寸精度，从滚圆开始制作样板

进行检验，保证其焊接前的椭圆度、直径符合尺寸。焊接前采用刚性定位办法，使用支撑将圆筒固定，同时，在焊口内侧垂直焊口方向每间隔 500mm 焊接一块加劲板，以阻止焊口的角变形。

②焊接时，将圆筒垂直放置，采用内外双侧同时施焊，减少内应力产生。

③纵向加劲板焊接顺序采用由中心向两端的焊接顺序，且两名焊工分散对称焊接。

(3) 现场施工整体焊接程序。世纪坛旋转体施工顺序见图 4-2-70。下部放射梁和折梁的装配，以东西轴线为界，划分为 2 个对称的半圆体。每个半圆体，分别以南北轴线为起始线，以一组放射梁构成的扇形面为施工单元，同时向两侧依次对称推进装配。这样，可始终保证每个施工单元的外侧为自由端，有效地减少平面内的拘束度，防止平面外变形。

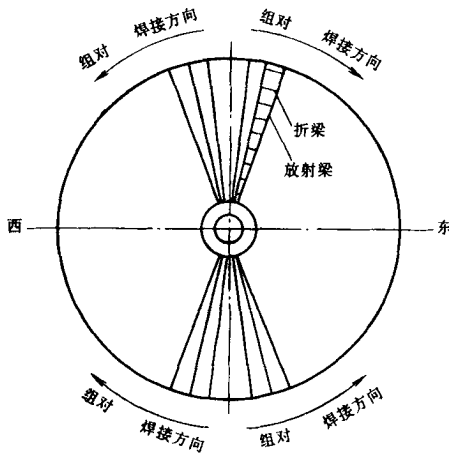


图 4-2-70 旋转体平面施工顺序

各个施工单元的施工，是按照放射梁定位并与中心组合件对接——折梁装配并焊接——次梁装配并焊接的程序进行的。放射梁定位时，放射角度通过测量弦长控制，弦长要预留收缩量，即：

$$L = L_1 + S$$

式中 L ——装配控制弦长；

L_1 ——计算弦长；

S ——焊缝横向收缩量。

$$S = K (A/t)$$

式中 A ——焊缝横截面面积；

t ——焊缝的近似厚度；

K ——焊缝横向收缩系数。

收缩系数 K 经过公式计算和实测验证取 0.1，焊接结束后检查收缩情况，在施工下

一个单元时调整和修正，避免累积误差，确保了整体质量。

旋转圆坛总的焊接顺序是从圆心到圆周、先主件后辅件、小单元逐步推进、总体布局大对称、局部施焊小对称等原则。

(四) 结语

该工程所有焊缝经过自检和第三方复检，一级焊缝一次合格率达到 97%，最终合格率 100%。与焊接关系密切的实体几何尺寸、水平度、平整度、垂直度等技术指标全部达到或高于设计和规范要求。设备试运转正常、平稳，证明该工程采取的施工技术措施施工工艺先进、合理可行。

八、工程实例八——北京植物园展览温室钢管结构 T、K、Y 相贯节点的焊接

(一) 工程概况

北京植物园展览温室主体为钢管桁架结构，按结构形式划分为三个区域（见图 4-2-71）。Ⅰ区为椭圆状结构（花芯部分），由一榀长轴主架和 16 榀短轴主架及环梁，次架、纵杆等组成。Ⅱ区的投影平面由 19 榀镰刀状主架以主轴线上的 O9 点为原点放射分布，与环梁、次架等组成展室的主要部分。Ⅲ区由 6 榀主架以主轴上 O4 点为原点与Ⅱ区反向放射分布。Ⅱ区Ⅲ区结构体系通过行水天沟桁架与Ⅰ区连接为一个整体。钢结构每个节点空间坐标位置均不相同，安装和焊接难度很大。

(二) 节点形式及焊接难点

(1) 类型 A 节点。支管与主管相交，轴线夹角 θ 小于 75° 和大于等于 30° ，管壁厚度 t 大于和等于 6mm（图 4-2-72）的管-管相贯节点为类型 A 节点。重要的受力杆件节点，设计要求在 A、B 区为焊透焊缝，C 区可为贴角焊缝（分区方法见图 4-2-73），焊缝质量等级为二级。

(2) 类型 B 节点。主管与支管相贯，其轴线夹角 θ 等于 90° 或大于等于 75° ，管壁厚度 t 大于等于 6mm（图 4-2-74）的管-管相贯节点为类型 B 节点，为重要的受力节点。设计要求焊缝质量等级为一级。

(3) 类型 C 节点。支管与支管相贯，其轴线夹角 θ 小于 75° 和等于 30° ，管壁厚度 t 小于和等于 6mm 的管-管相贯节点为类型 C 节点，采取贴角焊接形式。

在本工程中，由于 T、K、Y 节点处于三维曲面上，有相当一部分节点的坡口在四个区域中的变化完全不同。在实际工程中，坡口加工误差比理论值有较大的差距。给施工现场的安装焊接带来更大的困难。

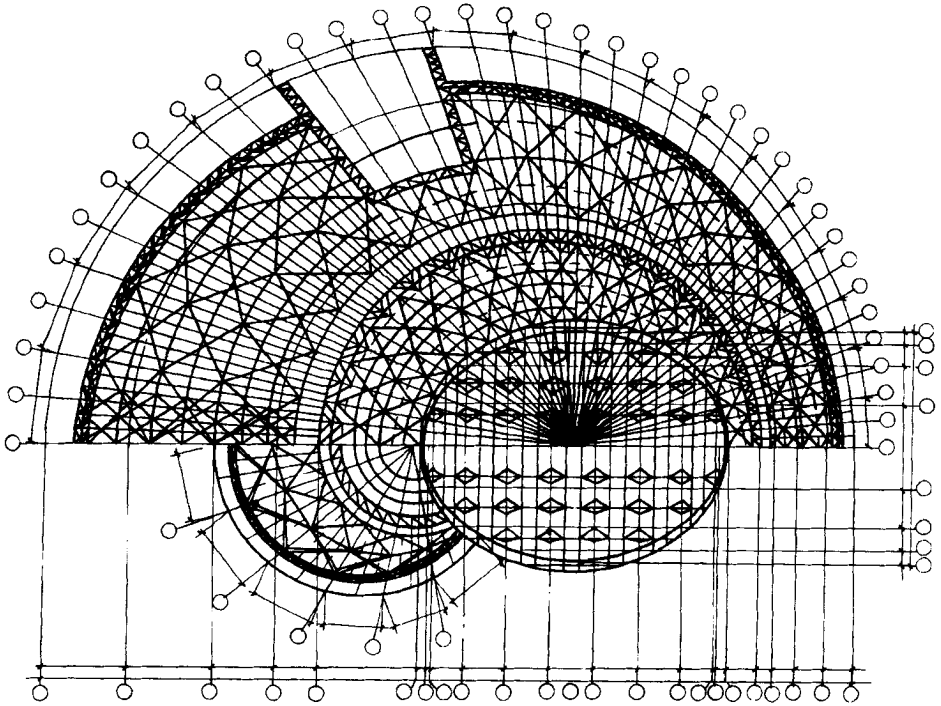


图 4-2-71 屋面拉杆布置示意

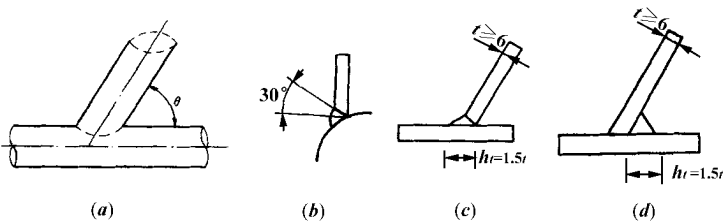


图 4-2-72 类型 A 管节点 ($30^\circ \leq \theta < 75^\circ$)

(三) 技术难点的解决

(1) 根据工程的结构特点, 采用以下 3 种典型形式进行了节点焊接试验 (图 4-2-75)。

试件选用工程中使用的 Q345 无缝钢管和 E5016 焊条, 按每 3 件为一组, 规格见表 4-2-24。焊条规格及电流的匹配见表 4-2-25。

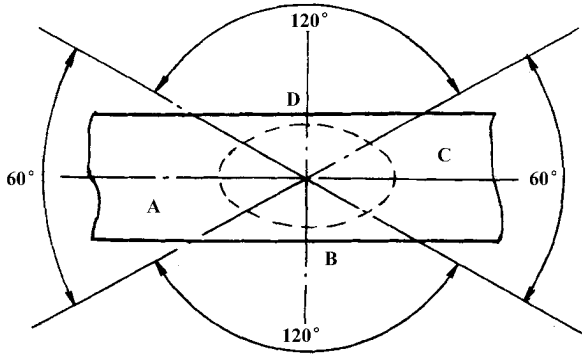


图 4-2-73 相贯节点焊缝的区域划分

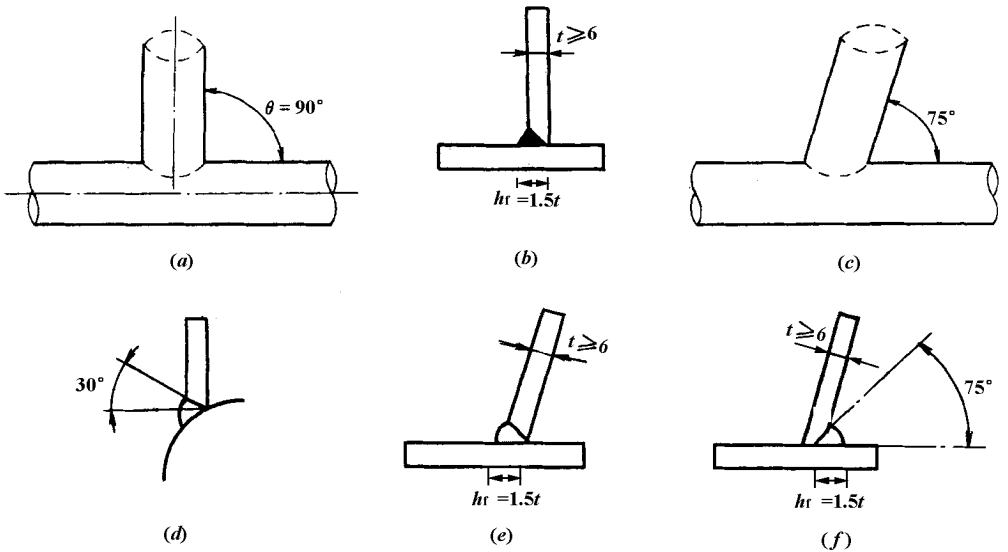


图 4-2-74 类型 B 管节点 ($75^\circ \leq \theta = 90^\circ$)

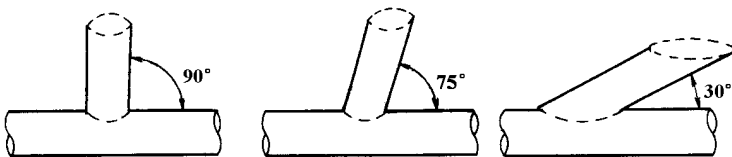


图 4-2-75 试件节点形式

表 4-2-24

试件规格节点形式

试件编号	杆件规格		节点形式
	主管	支管	
T90-1、2、3	245 × 12	180 × 10	T (θ = 90°)
Y75-1、2、3	219 × 12	180 × 8	Y (θ = 75°)
Y30-1、2、3	180 × 8	114 × 6	Y (θ = 30°)

表 4-2-25

焊条规格及焊接电流选配

焊接层次	焊条直径 (mm)	焊接电流 (A)
打底焊	3.2	90 ~ 120
填充焊接	4.0	160 ~ 190

对完成后的试件通过超声波检测后按图 4-2-76 形式，对 72 个试件进行了解剖，解剖结果的完好率达 95%。

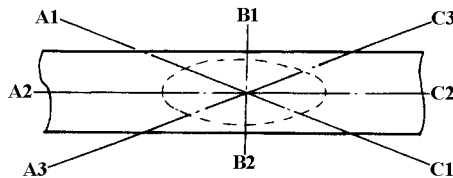


图 4-2-76 试件解剖位置

解剖结果说明：

①T 形节点如果节点坡口制作适当，可以满足焊透要求。

②类型 A 节点的 A 区段坡口加工为 0 ~ 30°即可基本满足焊透要求，焊缝在图 4-2-76 中靠近 C 区的 60°范围内，逐步由焊透、部分焊透到向 C 区的贴角焊过渡。

(2) 制定了施工现场构件安装焊接节点焊缝的质量要求及检验评定标准。对钢管相贯节点焊缝的检验，采用冶金部建筑研究总院通过工程实践编制的《T、K、Y 管接头焊缝超声波探伤方法及质量分级》。支管规格大于 φ114 × 6mm 时要求进行超声波探伤。结构主桁架的对接节点焊缝和 3 号环梁与主桁架相贯的节点焊缝按一级焊缝检验评定验收 (100%UT)，其余相贯节点焊缝按二级焊缝检验评定验收 (类型 B 相贯节点不小于

20% UT)。

(四) 结论

该工程现场安装共检测近 5000 个焊口，在工程初期，检测发现要求全焊透的焊缝中 20% ~ 30% 的焊口存在未焊透。经认真分析，查找原因，改进组装、焊接工艺，狠抓焊接过程质量控制，使返修率降低至 5% 左右（以焊口计）。

第三章 钢结构螺栓连接

第一节 概述

螺栓作为钢结构主要连接紧固件，通常用于钢结构中构件间的连接、固定、定位等，钢结构中使用的连接螺栓一般分普通螺栓和高强度螺栓两种。选用普通螺栓作为连接的紧固件，或选用高强度螺栓但不施加紧固轴力，该连接即为普通螺栓连接，也即通常意义下的螺栓连接；选用高强度螺栓作为连接的紧固件，并通过对螺栓施加紧固轴力而起到连接作用的钢结构连接称高强度螺栓连接。图 4-3-1 为两种螺栓连接工作机理的示意，其中图 4-3-1 (a) 为摩擦型高强度螺栓连接的工作机理，通过对高强度螺栓施加紧固轴力，将被连接的连接钢板夹紧产生摩擦效应，当连接节头受外力作用时，外力靠连接板层接触面间的摩擦来传递，应力流通过接触面平滑传递，无应力集中现象。普通螺栓连接在受外力后，节点连接板即产生滑动，外力通过螺栓杆受剪和连接板孔壁承压来传递，如图 4-3-1 (b)。

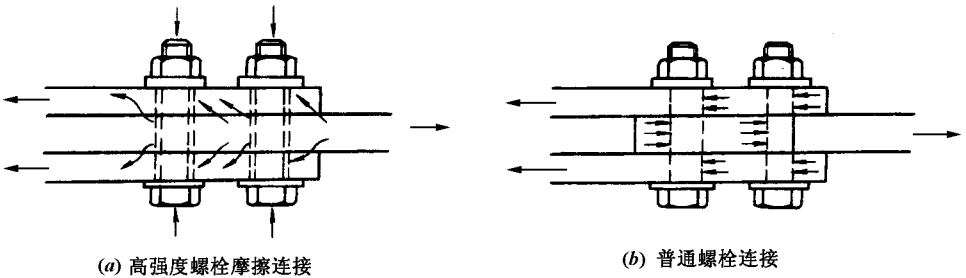


图 4-3-1 螺栓连接工作机理示意

图 4-3-2 为典型螺栓连接拉伸曲线，从曲线上可以把螺栓连接工作过程分为四个阶段：阶段 1 为静摩擦抗滑移阶段，即为摩擦型高强度螺栓连接的工作阶段，对普通螺栓连接，阶段 1 不明显，可忽略不计，连接接头直接进入阶段 2；阶段 2 为荷载克服摩擦阻力，接头产生滑移，螺栓杆与连接板孔壁接触进入承压状态，此阶段为摩擦型高强度螺栓连接的极限破坏状态；阶段 3 为螺栓和连接板处于弹性变形阶段，荷载—变形曲线呈现线性关系；阶段 4 为螺栓和连接板处于弹塑性变形阶段，最后螺栓剪断或连接板

破坏（拉脱、承压和净截面拉断），整个连接接头破坏，曲线的终点即为普通螺栓连接的极限破坏状态；若采用高强度螺栓，则为承压型高强度螺栓连接的极限破坏状态。

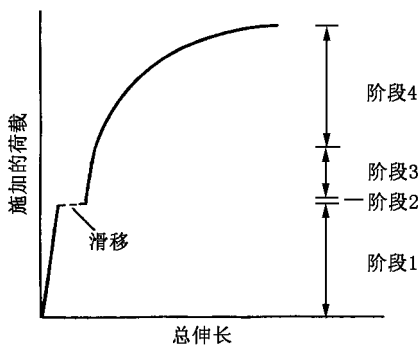


图 4-3-2 螺栓连接的典型拉伸曲线

对于高强度螺栓连接，阶段 3 和阶段 4 中连接板面间的摩擦效应仍然存在，该两阶段通称摩擦—承压型高强度螺栓连接，连接的设计计算应采用变形准则方法进行，即给定一个连接接头变形量（ Δ ），可以通过连接拉伸曲线（ $R = f(\Delta)$ ）得到相应接头承载力，对于允许连接接头有一定变形的结构，可以采用摩擦—承压型高强度螺栓连接，其优点是比摩擦型连接提高了连接的承载力，避免了接头发生极限破坏（承压型连接）。

第二节 普通螺栓连接

钢结构普通螺栓连接即将普通螺栓、螺母、垫圈机械地和连接件连接在一起形成的一种连接形式。从连接的工作机理看，荷载是通过螺栓杆受剪、连接板孔壁承压来传递的，这种连接螺栓和连接板孔壁之间有间隙，接头受力后会产生较大的滑移变形，因此一般受力较大的结构或承受动荷载的结构，当采用普通螺栓连接时，螺栓应采用精制螺栓以减小接头的变形量。精制螺栓连接是一种紧配合连接，即螺栓孔径和螺栓直径差一般在 0.2~0.5mm，有的要求螺栓孔径与螺栓直径相等，施工时需要强行打入。精制螺栓连接加工费用高、施工难度大，工程上已极少使用，逐渐地被高强度螺栓连接所替代。

一、普通螺栓种类

（一）普通螺栓的材性

螺栓按照性能等级分 3.6、4.6、4.8、5.6、5.8、6.8、8.8、9.8、10.9、12.9 等十

个等级，其中 8.8 级以上螺栓材质为低碳合金钢或中碳钢并经热处理（淬火、回火），通称为高强度螺栓，8.8 级以下（不含 8.8 级）通称普通螺栓。

螺栓性能等级标号由两部分数字组成，分别表示螺栓的公称抗拉强度和材质的屈强比。例如性能等级 4.6 级的螺栓其含意为：

第一部分数字（4.6 中的“4”）为螺栓材质公称抗拉强度（ N/mm^2 ）的 1/100；第二部分数字（4.6 中的“6”）为螺栓材质屈服比的 10 倍；两部分数字的乘积（ $4 \times 6 = 24$ ）为螺栓材质公称屈服点（ N/mm^2 ）的 1/10。

普通螺栓各性能等级材性见表 4-3-1。

表 4-3-1 普通螺栓材性表

性能等级		3.6	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8
材 料		低碳钢	低碳钢或中碳钢	低碳钢或中碳钢	低碳钢或中碳钢	低碳钢或中碳钢	低碳钢或中碳钢
化学成分	C	≤ 0.2	≤ 0.55	≤ 0.55	≤ 0.55	≤ 0.55	≤ 0.55
	P	≤ 0.05	≤ 0.05	≤ 0.05	≤ 0.05	≤ 0.05	≤ 0.05
	S	≤ 0.06	≤ 0.06	≤ 0.06	≤ 0.06	≤ 0.06	≤ 0.06
抗拉强度 N/mm^2	公称	300	400	400	500	500	600
	min	330	400	420	500	520	600
维氏硬度 HV30	min	95	115	121	148	154	178
	max	206	206	206	206	206	227

（二）普通螺栓的规格

普通螺栓按照形式可分为六角头螺栓、双头螺栓、沉头螺栓等；按制作精度可分为 A、B、C 级三个等级，A、B 级为精制螺栓，C 级为粗制螺栓，钢结构用连接螺栓，除特殊注明外，一般即为普通粗制 C 级螺栓。

钢结构常用普通螺栓技术规格有：

（1）六角头螺栓—C 级（GB 5780）和六角头螺栓—全螺纹—C 级（GB 5781）的技术规格见表 4-3-2。

表 4-3-2

六角头螺栓技术规格

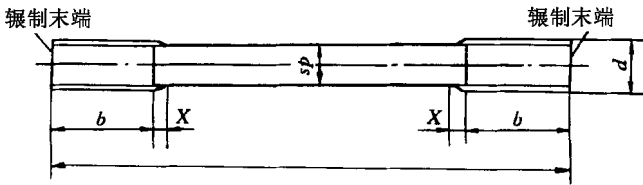
六角头螺栓—C级 (GB 5780—86)										六角头螺栓—全螺纹—C级 (GB 5781—86)									
标记示例： 螺纹规格 $d = M12$ 、公称长度 $l = 80\text{mm}$ 、性能等级为 4.8 级、不经表面处理、C 级的六角头螺栓 螺栓 GB 5780—86 $M12 \times 80$ (mm)																			
螺纹规格 d	M5	M6	M8	M10	M12	M(14)	M16	M(18)	M20	M(22)	M24	M(27)	M30	M36	M42	M48	M56	M64	
s	8	10	13	16	18	21	24	27	30	34	36	47	46	55	65	75	85	95	
k	3.5	4	5.3	6.4	7.5	8.8	10	11.5	12.5	14	15	17	18.7	22.5	26	30	35	40	
r	0.2	0.25	0.4		0.6				0.8	1	0.8	1			1.2	1.6	2		
β	8.6	10.9	14.2	17.6	19.9	22.8	26.2	29.0	33	37.3	39.6	45.2	50.9	60.8	72	82.6	93.6	104.9	
l 范围	$l \leq 125$	16	18	22	26	30	34	38	42	46	50	54	60	66	78				
	$125 < l \leq 200$	—	—	28	32	36	40	44	48	52	56	60	66	72	84	96	108	124	140
	$l > 200$	—	—	—	—	—	53	57	61	65	69	73	79	85	97	109	121	137	153
l 范围	25~50	30~60	35~80	40~100	45~120	60~140	55~160	80~180	65~200	90~220	80~240	100~260	90~300	110~300	160~420	180~480	220~500	260~500	
l 范围 (全螺纹)	10~40	12~50	16~65	20~80	25~100	30~140	35~100	36~180	40~100	45~220	50~100	55~280	60~100	70~100	80~420	100~480	110~500	120~500	
100mm 长的重量 (kg)≈				0.072	0.103	0.141	0.185	0.242	0.304	0.369	0.459	0.609	0.765	1.166	1.680	1.857	2.646	3.561	
l 系列	10, 12, 16, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50 (55), 60 (65), 70, 80, 90, 100, 110, 120, 130, 140, 150, 160, 180, 200, 220, 240, 260, 280, 300, 320, 340, 360, 380, 400, 420, 440, 460, 480, 500																		
技术条件	GB 5780—86		螺纹公差 8g			材料钢			机械性能等级： $d \leq 39$ 时为 4.6、4.8 $d > 39$ 时按协议				表面处理：① 不经处理；② 镀锌钝化						
	GB 5781—86		螺纹公差 6g																

注：1. b 不包括螺尾。

2. M5 ~ M36 为商品规格，为销售贮备的产品最通用的规格。
3. M42 ~ M64 为通用规格，较商品规格低一档，有时买不到要现制造。
4. 带括号的规格表示尽量不采用的规格，尽量不采用的规格还有 M33、M39、M45、M52 和 M60。
5. 本表两标准均代替 GB 5—76。

(2) 等长双头螺柱—C级 (GB 953) 的技术规格见表 4-3-3

表 4-3-3 等长双头螺柱—C级 (GB 953—88) 技术规格



末端按 CB2 规定： $d_s \approx$ 螺纹中径

(mm)

螺纹规格 d			M8	M10	M12	(M14)	M16	(M18)	M20	(M22)
b	标准		22	26	30	34	38	42	46	50
	加长		41	45	49	53	57	61	65	69
x max		1.5P								
l										
公称	min	max								
100	98.25	101.75	通 用 规 格 范 围							
110	108.25	111.75								
120	118.25	121.75								
130	128	132								
140	138	142								
150	146	154								
160	156	164								
170	166	174								
180	176	184								
190	185.4	194.6								
200	195.5	204.6								
220	215.4	224.6								
240	235.4	244.6								
260	254.8	265.2								
280	274.8	285.2								
300	294.8	305.2								

(三) 螺母

钢结构常用的螺母，其公称高度 h 大于或等于 $0.8D$ (D 为与其相匹配的螺栓直径)，螺母强度设计应选用与之相匹配螺栓中最高性能等级的螺栓强度，当螺母拧紧到螺栓保证荷载时，必须不发生螺纹脱扣。

螺母性能等级分 4、5、6、8、9、10、12 等，其中 8 级（含 8 级）以上螺母与高强度螺栓匹配，8 级以下螺母与普通螺栓匹配，表 4-3-4 列出了螺母与螺栓性能等级相匹配的参照表。

表 4-3-4 螺母与螺栓性能等级相匹配参照表

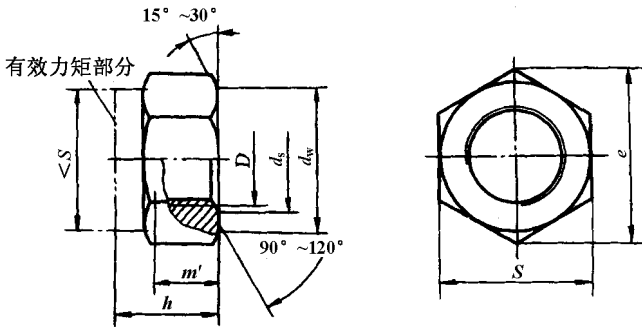
螺母性能等级	相匹配的螺栓性能等级	
	性能等级	直径范围 (mm)
4	3.6、4.6、4.8	> 16
5	3.6、4.6、4.8	≤ 16
	5.6、5.8	所有的直径
6	6.8	所有的直径
8	8.8	所有的直径
9	8.8	> 16 ~ ≤ 39
	9.8	≤ 16
10	10.9	所有的直径
12	12.9	≤ 39

螺母的螺纹应和螺栓相一致，一般应为粗牙螺纹（除非特殊注明用细牙螺纹），螺母的机械性能主要是螺母的保证应力和硬度，其值应符合 GB 3098.2 的规定。

常用六角螺母规格见表 4-3-5。

表 4-3-5

常用六角螺母规格见表 (mm)



螺纹规格 d		M5	M6	M8	M10	M12	(M14)	M16	M20	M24	M30	M36
d_a	max	5.75	6.75	8.75	10.8	13	15.1	17.3	21.6	25.9	32.4	38.9
	min	5	6	8	10	12	14	16	20	24	30	36
d_w	min	6.9	8.9	11.6	14.6	16.6	19.6	22.5	27.7	33.2	42.7	51.1
e	min	8.79	11.05	14.38	17.77	20.03	23.35	26.75	32.95	39.55	50.85	60.79
h	max	5.3	5.9	7.1	9	11.6	13.2	15.2	19	23	26.9	32.5
	min	4.8	5.4	6.44	8.04	10.37	12.1	14.1	16.9	20.2	24.3	29.4
m	min	2.7	3	3.7	4.8	6.7	7.8	9.1	10.9	13	15.7	19
s	max	8	10	13	16	18	21	24	30	36	46	55
	min	7.78	9.78	12.73	15.73	17.73	20.67	23.67	29.16	35	45	53.8

注：尽可能不采用括号内的规格。

(四) 垫圈

常用钢结构螺栓连接的垫圈，按形状及其使用功能可以分成以下几类：

圆平垫圈——一般放置于紧固螺栓头及螺母的支承面下面，用以增加螺栓头及螺母的支承面，同时防止被连接件表面损伤；

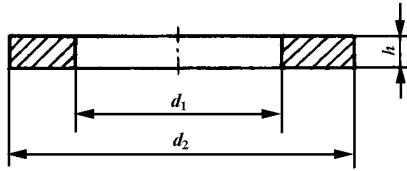
方型垫圈——一般置于地脚螺栓头及螺母支承面下，用以增加支承面及遮盖较大螺栓孔眼；

斜垫圈——主要用于工字钢、槽钢翼缘倾斜面的垫平，使螺母支承面垂直于螺杆，避免紧固时造成螺母支承面和被连接的倾斜面局部接触；

弹簧垫圈——防止螺栓拧紧后在动载作用下的振动和松动，依靠垫圈的弹性功能及斜口摩擦面防止螺栓的松动，一般用于有动荷载（振动）或经常拆卸的结构连接处。

(1) 圆型平垫圈的常用规格见表 4-3-6。

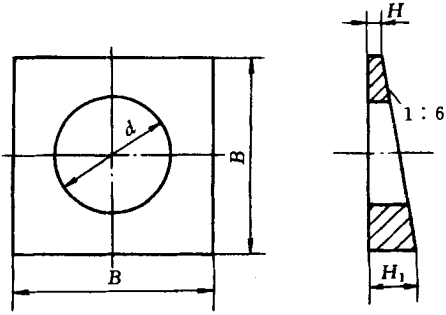
表 4-3-6 圆形平垫圈规格尺寸 (mm)



公称尺寸 (螺纹规格 d)	内径 d_1		外径 d_2		厚度 h		
	公称 (min)	max	公称 max	min	公称	max	min
5	5.5	5.8	10	9.1	1	1.2	0.8
6	6.6	6.96	12	10.9	1.6	1.9	1.3
8	9	9.36	16	14.9	1.6	1.9	1.3
10	11	11.43	20	18.7	2	2.3	1.7
12	13.5	13.93	24	22.7	2.5	2.8	2.2
14	15.5	15.93	28	26.7	2.5	2.8	2.2
16	17.5	17.93	30	28.7	3	3.6	2.4
20	22	22.52	37	35.4	3	3.6	2.4
24	26	26.52	44	42.4	4	4.6	3.4
30	33	33.62	56	54.1	4	4.6	3.4
36	39	40	66	64.1	5	6	4

(2) 工字钢用方斜垫圈的常用规格见表 4-3-7。

表 4-3-7 工字钢用方斜垫圈规格尺寸 (mm)

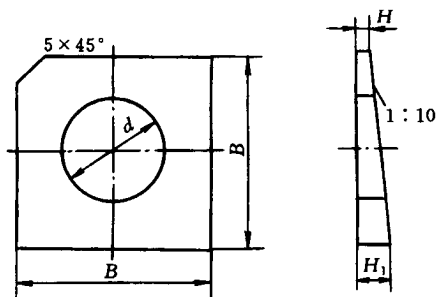


规格 (螺纹规格)	d		B	H	H ₁	
	max	min				
6	6.96	6.6	16	2	4.7	
8	9.36	9	18		5.0	
10	11.43	11	22		5.7	
12	13.93	13.5	28		6.7	
16	17.93	17.5	35		7.8	
(18)	20.52	20	40	3	9.7	
20	22.52	22			9.7	
(22)	24.52	24			9.7	
24	26.52	26	50	3	11.3	
(27)	30.52	30			11.3	
30	33.62	33			60	13.0
36	39.62	39			70	14.7

注：括号内的尺寸，尽可能不采用。

(3) 槽钢用方斜垫圈学用规格见表 4-3-8。

表 4-3-8 槽钢用方斜垫圈规格尺寸 (mm)

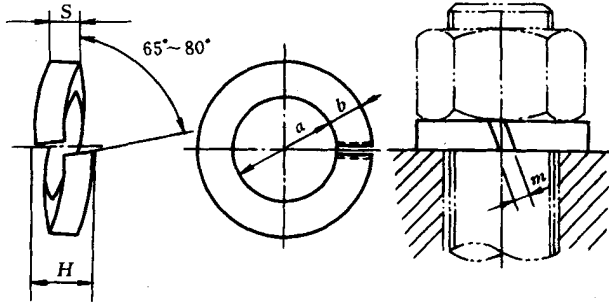


规格 (螺纹规格)	d		B	H	H ₁
	max	min			
6	6.96	6.6	16	2	3.6
8	9.36	9	18		3.8
10	11.43	11	22		4.2
12	13.93	13.5	28		4.8
16	17.93	17.5	35		5.4
(18)	20.52	20	40	3	7
20	22.52	22			
(22)	24.52	24			
24	26.52	26	50		3
(27)	30.52	30			
30	33.62	33	60		9
36	39.62	39	70		10

注：括号内的尺寸，尺可能不采用。

(4) 弹簧垫圈常用规格见表 4-3-9。

表 4-3-9 弹簧垫圈规格尺寸 (mm)



规格 (螺纹大径)	d		S (b)			H		m ≤
	min	max	公称	min	max	min	max	
8	8.1	8.68	2.1	2	2.2	4.2	5.25	1.05
10	10.2	10.9	2.6	2.45	2.75	5.2	6.5	1.3
12	12.2	12.9	3.1	2.95	3.25	6.2	7.75	1.55
(14)	14.2	14.9	3.6	3.4	3.8	7.2	9	1.8
16	16.2	16.9	4.1	3.9	4.3	8.2	10.25	2.05
(18)	18.2	19.04	4.5	4.3	4.7	9	11.25	2.25
20	20.2	21.04	5	4.8	5.2	10	12.5	2.5
(22)	22.5	23.34	5.5	5.3	5.7	11	13.75	2.75
24	24.5	25.5	6	5.8	6.2	12	15	3
(27)	27.5	28.5	6.8	6.5	7.1	13.6	17	3.4
30	30.5	31.5	7.5	7.2	7.8	15	18.75	3.75

二、普通螺栓施工

(一) 一般要求

普通螺栓作为永久性连接螺栓时，应符合下列要求：

(1) 对一般的螺栓连接，螺栓头和螺母下面应放置平垫圈，以增大承压面积。

(2) 螺栓头下面放置的垫圈一般不应多于 2 个，螺母头下的垫圈一般不应多于 1 个。

(3) 对于设计有要求防松动的螺栓、锚固螺栓应采用有防松装置的螺母或弹簧垫圈，或人工方法采取防松措施。

(4) 对于承受动荷载或重要部位的螺栓连接，应按设计要求放置弹簧垫圈，弹簧垫圈必须设置在螺母一侧。

(5) 对于工字钢、槽钢类型钢应尽量使用斜垫圈，使螺母和螺栓头部的支承面垂直于螺杆。

(二) 螺栓直径及长度的选择

(1) 螺栓直径。螺栓直径的确定原则上应由设计人员按等强原则通过计算确定，但对某一个工程来讲，螺栓直径规格应尽可能少，有的还需要适当归类，便于施工和管理；一般情况螺栓直径应与被连接件的厚度相匹配，表 4-3-10 为不同的连接厚度所推荐选用的螺栓直径。

表 4-3-10 不同连接厚度推荐螺栓直径 (mm)

连接件厚度	4~6	5~8	7~11	10~14	13~20
推荐螺栓直径	12	16	20	24	27

(2) 螺栓长度。螺栓的长度通常是指螺栓螺头内侧面到螺杆端头的长度，一般都是从 5mm 进制；从螺栓的标准规格上可以看出，螺纹的长度基本不变，显而易见，影响螺栓长度的因素主要有：被连接件的厚度、螺母高度、垫圈的数量及厚度等，一般可按下列公式计算：

$$L = \delta + H + nh + C \quad (4-3-1)$$

式中 δ ——被连接件总厚度，mm；

H ——螺母高度，mm，一般为 0.8D；

n ——垫圈个数；

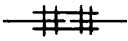
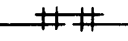
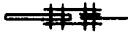
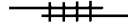
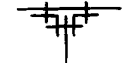


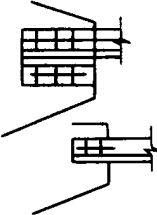


h ——垫圈厚度，mm；

C ——螺纹外露部分长度 (mm) (2~3 扣为宜，一般为 5mm)。

(三) 常用螺栓连接形式

钢板、槽钢、工字钢、角钢等常用螺栓连接形式见表 4-3-11。

表 4-3-11 钢析、槽钢、工字钢、角钢的螺栓连接形式

材料种类	连接形式		说 明
钢板	平接连接		用双面拼接板，力的传递不产生偏心作用
			用单面拼接板，力的传递具有偏心作用，受力后连接部发生弯曲
			板件厚度不同的拼接，须设置填板并将填板伸出拼接板以外；用焊件或螺栓固定
钢板	搭接连接		传力偏心只有在受力不大时采用
	T型连接		
槽钢			应符合等强度原则，拼接板的总面积不能小于被拼接的杆件截面积，且各支面积分布与材料面积大致相等
工字钢			同槽钢
角钢	角钢与钢板		适用角钢与钢板连接受力较大的部位
		适用一般受力的接长或连接	
	角钢与角钢		适用于小角钢等截面连接
			适用大角钢等同面连接

(四) 螺栓的布置

螺栓连接接头中螺栓的排列布置主要有并列和交错排列两种形式，螺栓间的间距确定既要考虑连接效果（连接强度和变形），同时要考虑螺栓的施工，通常情况下螺栓的最大、最小容许距离见表 4-3-12。

表 4-3-12 螺栓的最大、最小容许距离

名称	位置和方向		最大容许距离 (取两者的较小值)	最小容许距离		
中心间距	任意方向	外排	$8d_0$ 或 $12t$	$3d_0$		
		中间排	构件受压力		$12d_0$ 或 $18t$	
	构件受拉力		$16d_0$ 或 $24t$			
中心至 构件边 缘距离	顺内力方向		$4d_0$ 或 $8t$	$2d_0$		
	垂直内 力方向	切害边		$1.5d_0$		
		轧制边		高强度螺栓		$1.2d_0$
				其他螺栓或铆钉		

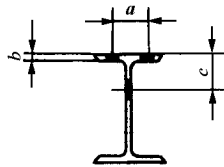
注：1. d_0 为螺栓或铆钉的孔径， t 为外层较薄板件的厚度。

2. 钢板边缘与刚性构件（如角钢、槽钢等）相连的螺栓或铆钉的最大间距，可按中间排的数值采用。

对于常用的工字钢、槽钢及角钢等型钢连接接头中螺栓的间距及最大孔径分别参考表 4-3-13、表 4-3-14、表 4-3-15。

表 4-3-13 工字钢连接螺栓最大开孔直径及间距

型号	翼缘 (mm)			腹板 (mm)	
	a	t	最大开孔直径	c	最大开孔直径
10	—	8	—	30	11
12.6	42	9	11	40	13
14	46	9	13	44	17



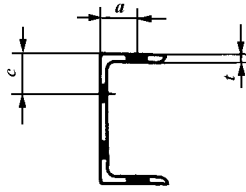
第四篇 钢结构的连接构造及实例与图集

型 号	翼缘 (mm)			腹板 (mm)	
	a	t	最大开孔直径	c	最大开孔直径
16	48	10	15	48	19.5
18	52	10.5	15	52	21.5
20 _b	58	11	17	60	25.5
22 _b	60	12.5	19.5	62	25.5
25 _b	64	13	21.5	64	25.5
25c	66	13	21.5	64	25.5
28 _b	70	14	21.5	66	25.5
28c	72	14	21.5	66	25.5
32a	74	15	21.5	68	25.5
32b	76				
32c	78				
36a	76	16	23.5	70	25.5
36b	78				
36c	80				
40a	82	16	23.5	72	25.5
40b	84				
40c	86				
45a	86	17.5	25.5	74	25.5
45b	88				
45c	90				
50a	92	20	25.5	78	25.5
50b	94				
50c	96				
56a	98	20.5	25.5	80	25.5
56b	100				
56c	102				
63a	104	21	28.5	90	25.5
63b	106				
63c	108				

第三章 钢结构螺栓连接

表 4-3-14

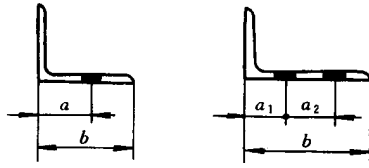
槽钢连接螺栓最大开孔直径及间距



型号	翼缘 (mm)			腹板 (mm)	
	a	t	最大开孔直径	c	最大开孔直径
5	20	7	11	25	7
6.3	25	7.5	11	31.5	11
8	25	8	13	40	15
10	30	8.5	15	35	11
12.6	30	9	17	40	15
14a, 14b	35	9.5	17	45	17
16a, 16b	35	10	19.5	50	17
18a, 18b	40	10.5	21.5	55	21.5
20a	45	11	21.5	60	23.5
22a	45	11.5	23.5	65	25.5
25a, 25b, 25c	45	12	23.5	65	25.5
		12	25.5		
28a, 28b, 28c	50	12.5	25.5	67	25.5
32a, 32b, 32c	50	14	25.5	70	25.5
36a, 36b, 36c	60	16	25.5	74	25.5
40a, 40b, 40c	60	18	25.5	78	25.5

表 4-3-15

角钢连接螺栓最大开孔直径及间距



单行 (mm)			双行交错排列 (mm)				双行并列 (mm)			
肢宽 b	线距 a	最大开孔 直径	肢宽 b	线距 a ₁	线距 a ₂	最大开孔 直径	肢宽 b	线距 a ₁	线距 a ₂	最大开孔 直径
45	25	13	125	55	35	23.5	140	55	60	20.5
50	30	15	40	60	45	26.5	160	60	70	23.5
56	30	15	160	60	65	26.5	180	65	75	26.5
63	35	17					200	80	80	26.5
70	40	21.5								
75	45	21.5								
80	45	21.5								
90	50	23.5								
100	55	23.5								
110	60	26.5								
125	70	26.5								

对于常用的 H 型钢（轧制或焊接），其连接（拼接）螺栓的排列布置及间距参见图 4-3-3、图 4-3-4。其中图 4-3-3 为 M20、M22 连接示意图，图 4-3-4 为 M24 连接示意图。

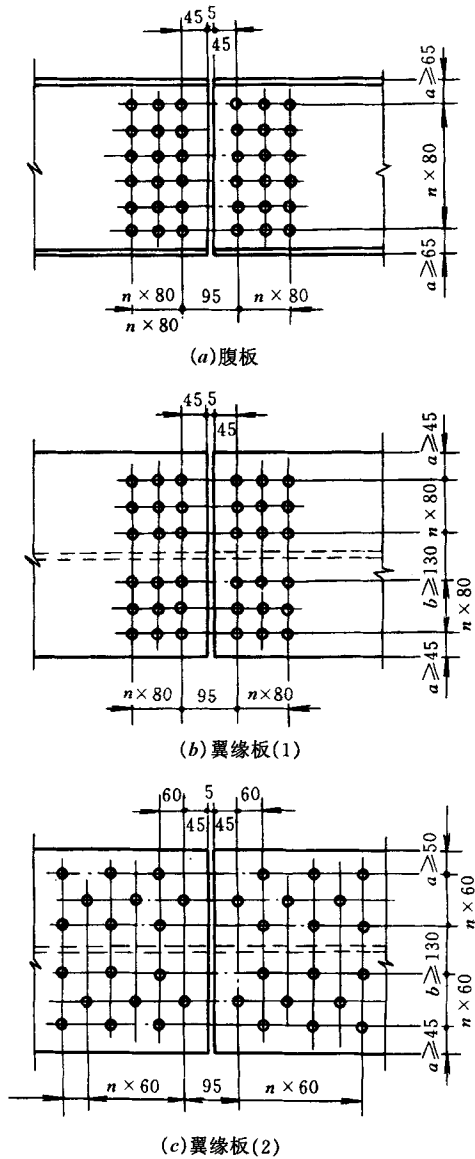


图 4-3-3 实腹梁或柱拼接接头示意
(M20、孔 $\phi 22$ ，M22、孔 $\phi 24$)

(五) 螺栓孔

对于精制螺栓（A、B 级螺栓），螺栓孔必须是 I 类孔，应具有 H12 的精度，孔壁

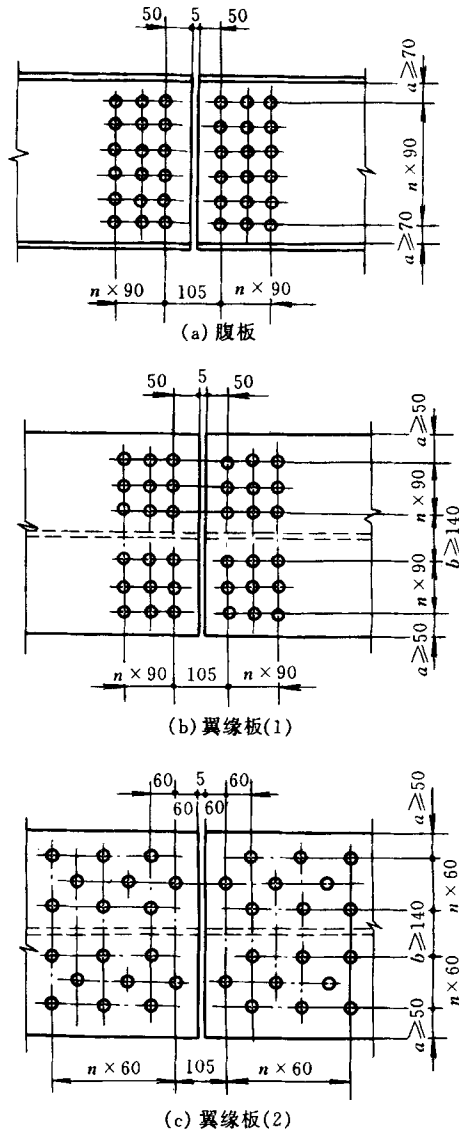


图 4-3-4 实腹梁或柱拼接头示意 (M24、孔 $\phi 26$)

表面粗糙度 R_a 不应大于 $12.5\mu\text{m}$ ，为保证上述精度要求必须钻孔成型。

对于粗制螺栓 (C 级螺栓)，螺栓孔为 II 类孔，孔壁表面粗糙度 R_a 不应大于 $25\mu\text{m}$ 其允许偏差应符合表 4-3-16 的要求。

表 4-3-16

C 级螺栓孔的允许偏差

项目	允许偏差 (mm)
直径	+1.0 0
圆度	2.0
垂直度	0.03t 且不大于 2.0

注：t 为连接板的厚度。

（六）螺栓的紧固及其检验

普通螺栓连接对螺栓紧固轴力没有要求，因此螺栓的紧固施工以操作者的手感及连接接头的外形控制为准，通俗地讲就是一个操作工使用普通扳手靠自己的力量拧紧螺母即可，保证被连接接触面能密贴，无明显的间隙，这种紧固施工方式虽然有很大的差异性，但能满足连接要求。为了使连接接头中螺栓受力均匀，螺栓的紧固次序应从中间开始，对称向两边进行；对大型接头应采用复拧，即两次紧固方法，保证接头内各个螺栓能均匀受力。

普通螺栓连接螺栓紧固检验比较简单，一般采用锤击法，即用 3 公斤小锤，一手扶螺栓（或螺母）头，另一手用锤敲，要求螺栓头（螺母）不偏移、不颤动、不松动，锤声比较干脆，否则说明螺栓紧固质量不好，需要重新紧固施工。

第三节 高强度螺栓连接

高强度螺栓连接已经发展成为与焊接并举的钢结构主要连接形式之一，它具有受力性能好、耐疲劳、抗震性能好、连接刚度高，施工简便等优点，被广泛地应用在建筑钢结构和桥梁钢结构的工地连接中，成为钢结构安装的主要手段之一。

高强度螺栓连接按其受力状况，可分为摩擦型连接、摩擦—承压型连接、承压型连接和张拉型连接等几种类型，其中摩擦型连接是目前广泛采用的基本连接形式。

摩擦型连接：这种连接接头处用高强度螺栓紧固，使连接板层夹紧，利用由此产生于连接板层之间接触面间的摩擦力来传递外荷载。高强度螺栓在连接接头中不受剪，只受拉并由此给连接件之间施加了接触压力，这种连接应力传递圆滑，接头刚性好，通常所指的高强度螺栓连接，就是这种摩擦型连接，其极限破坏状态即为连接接头滑移。

承压型连接：对于高强螺栓连接接头，当外力超过摩擦阻力后，接头发生明显的滑移，高强度螺栓杆与连接板孔壁接触并受力，这时外力靠连接接触面间的摩擦力、螺栓杆剪切及连接板孔壁承压三方共同传递，其极限破坏状态为螺栓剪断或连接板承压破

坏，该种连接承载力高，可以利用螺栓和连接板的极限破坏强度，经济性能好，但连接变形大，可应用在非重要的构件连接中。

摩擦—承压型连接：高强度螺栓连接在摩擦阶段以后到极限破坏状态之前的阶段，可视为摩擦—承压型连接，该连接承载力没有极限状态来界定，不能采用强度准则来设计，只能采用变形准则的方法设计，即根据结构连接接头所允许变形量的大小来确定接头的承载力。这种连接设计承载力介于摩擦型连接和承压型连接之间，适应于允许接头有一定变形量的结构连接中，目前国内规范还没有引入这种连接的设计内容。

张拉型连接：当外力与高强度螺栓轴向一致时，如法兰连接、T型连接等这类高强度螺栓连接称张拉型连接。该连接的特点是，作用的外力和紧固螺栓时产生在连接件间的压力相平衡，在外拉力作用下，螺栓的轴力（拉力）变化很小，仍能使连接件间保持较大的夹紧力，保证接头获得较大的刚度。

一、高强度螺栓种类

高强度螺栓从外形上可分为大六角头和扭剪型两种；按性能等级可分为 8.8 级、10.9 级、12.9 级等，目前我国使用的大六角头高强度螺栓有 8.8 级和 10.9 级两种，扭剪型高强度螺栓只有 10.9 级一种。从世界各国高强度螺栓发展过程来看，过高的螺栓强度会带来螺栓的滞后断裂问题，造成工程隐患，经过试验研究和工程实践，发现强度在 1000MPa 左右的高强度螺栓既能满足使用要求，又可最大限度地控制因强度太高而引起的滞后断裂的发生，表面 4-3-17 列出了主要国家高强度螺栓性能的对比情况。

(1) 大六角头高强度螺栓连接副。大六角头高强度螺栓连接副含一个螺栓、一个螺母、两个垫圈（螺头和螺母两侧各一个垫圈）。螺栓、螺母、垫圈在组成一个连接副时，其性能等级要匹配，表 4-3-18 列出了钢结构用大六角头高强度螺栓连接副匹配组合。

表 4-3-17 各国高强度螺栓性能对比

国家	标准	性能等级	螺栓类别	抗拉强度 (MPa)	延伸率	硬度 HRC
中国	GB 1231	8.8 级、10.9 级	大六角头	830、1040	10	24~31
	GB 3633	10.9 级	扭剪型	1040	12	33~39
美国	A325	8.8 S	大六角头	844	14	23~32
	A490	10.9 S		1055	14	32~38
日本	JLS 1311B6	F8T、F10T	大六角头	800~1000	16	18~31
	JSS II 09	F10T	扭剪型	1000~1200	14	27~38
德国	DIN267	10K	大六角头	1000~1200	8	

第三章 钢结构螺栓连接

表 4-3-18 大六角头高强度螺栓连接副匹配表

螺 栓	螺 母	垫 圈
8.8 级	8H	HRC 35 ~ 45
10.9 级	10H	HRC 35 ~ 45

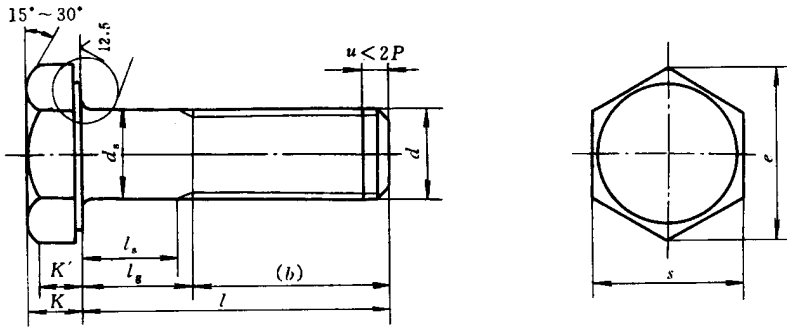
大六角头高强度螺栓连接副推荐材料见表 4-3-19。

表 4-3-19 大六角头高强度螺栓连接副推荐材料

类别	性能等级	推荐材料	材料标准号	适用规格
螺 栓	10.9S	20MnTiB	CB 3077—82	< M24
		40B	CB3077—82*	< M24
		35VB	* *	< M30
	8.8S	45	CB699—65	< M22
		35	CB699—65	< M16
螺 母	10H	45、35	CB 699—65	
		15MnVB	CB 3077—82	
垫 圈	8H	35	CB699—65	
	HRC35 ~ 45	45、35	GB 699—65	

①大六角头高强度螺栓型号及规格见表 4-3-20。

表 4-3-20 大六角头高强螺栓型号及规格表 (mm)

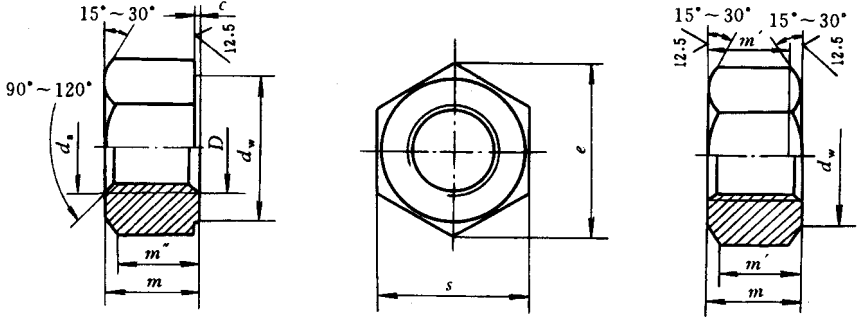


l	螺纹规格 d							螺纹规格 d						
	M12	M16	M20	(M22)	M24	(M27)	M30	M12	M16	M20	(M22)	M24	(M27)	M30
公称尺寸	(b)							每 1000 个钢螺栓的理论质量 (kg)						
35	25	30	35	40	45	50	55	49.4						
40								54.2						
45								57.8	113.0					
50	30	35	40	45	50	55	60	62.5	121.3	207.3				
55								67.3	127.9	220.3	269.3			
60								72.1	136.2	233.3	284.9	357.2		
65	35	40	45	50	55	60	65	76.8	144.5	243.6	300.5	375.7	503.2	
70								81.6	152.8	256.5	313.2	394.2	527.1	658.2
75								86.3	161.2	269.5	328.9	409.1	551.0	607.5
80	40	45	50	55	60	65	70	169.5	282.5	344.5	428.6	570.2	716.8	
85								177.8	295.5	360.1	446.1	594.1	740.3	
90								186.4	308.5	375.8	464.7	617.9	769.6	
95	45	50	55	60	65	70	75	194.4	321.4	391.4	483.2	641.8	799.0	
100								202.8	334.4	407.0	501.7	665.7	828.3	
110								219.4	360.4	438.3	538.8	713.5	886.9	
120	50	55	60	65	70	75	80	236.1	386.3	469.6	575.9	761.3	945.6	
130								252.7	412.3	500.8	612.9	809.1	1004.2	
140									438.3	532.1	650.0	856.9	1062.8	
150	55	60	65	70	75	80	85		464.2	563.4	687.1	904.7	1121.5	
160									490.2	594.6	724.2	952.4	1180.1	
170										625.9	761.2	1000.2	1238.7	
180	60	65	70	75	80	85	90			657.2	798.3	1048.0	1297.4	
190										688.4	835.4	1095.8	1356.0	
200										719.7	872.4	1143.6	1414.7	
220	65	70	75	80	85	90	95			782.2	946.6	1239.2	1531.9	
240											1020.7	1334.7	1649.2	
260												1430.3	1766.5	

注：括号内的规格为第二选择系列。

②大六角头螺母型式及规格见表 4-3-21。

表 4-3-21 大六角头螺母型式及规格表 (mm)



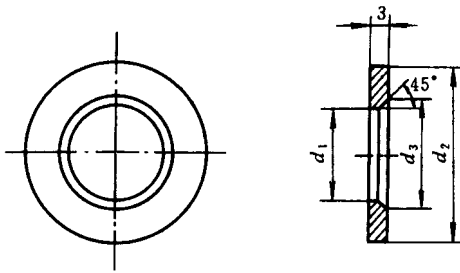
螺纹规格 D		M12	M16	M20	(M22)	M24	(M27)	M30
P		1.75	2	2.5	2.5	3	3	2.5
d_a	max	13	17.3	21.6	23.8	25.9	29.1	32.4
	min	12	16	20	22	24	27	30
d_w	min	19.2	24.9	31.4	33.3	38.0	42.8	46.5
e	min	22.78	29.56	37.29	39.55	45.20	50.85	55.37
m	max	12.3	17.1	20.7	23.6	24.2	27.6	30.7
	min	11.87	16.4	19.4	22.3	22.9	26.3	29.1
m'	min	9.5	13.1	15.5	17.8	18.3	21.0	23.3
m''	min	8.3	11.5	13.6	15.6	16.0	18.4	20.4
c	max	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
	min	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
s	max	21	27	34	36	41	46	50
	min	20.16	26.16	33	35	40	45	49
支承面对螺纹轴线的垂直度公差		0.29	0.38	0.47	0.50	0.57	0.64	0.70
每 1000 个钢螺母的理论质量 (kg)		27.68	61.51	118.77	146.59	202.67	288.51	374.01

注：括号内的规格为第二选择系列。

③大六角头垫圈型式及规格见表 4-3-22。

表 4-3-22

大六角头垫圈型式及规格表 (mm)



规格 (螺纹大径)		12	16	20	(22)	24	(27)	30
d1	min	13	17	21	23	25	28	31
	max	13.43	17.43	21.52	23.52	25.52	28.52	31.62
d2	min	23.7	31.4	38.4	40.4	45.4	50.1	54.1
	max	25	33	40	42	47	52	56
s	公称	3.0	4.0	4.0	5.0	5.0	5.0	5.0
	min	2.5	3.5	3.5	4.5	4.5	4.5	4.5
	max	3.8	4.8	4.8	5.8	5.8	5.8	5.8
d3	min	15.23	19.23	24.32	26.32	28.32	32.84	35.84
	max	16.03	20.03	25.12	27.12	29.12	33.64	36.64
每 1000 个钢垫圈 的理论质量 (kg)		10.47	23.40	33.55	43.34	55.76	66.52	75.42

注：括号内的规格为第二选择系列。

(2) 扭剪型高强度螺栓连接副。扭剪型高强度螺栓连接副含一个螺栓、一个螺母、一个垫圈；目前国内只有 10.9 级一个性能等级。扭剪型高强度螺栓连接副性能等级匹配及推荐材料见表 4-3-23。

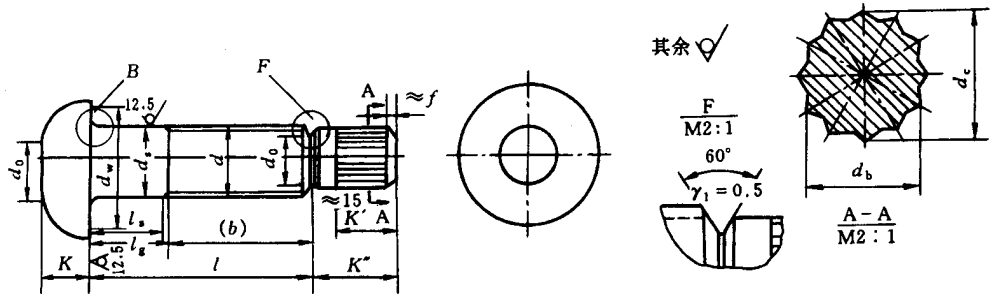
表 4-3-23 扭剪型高强度螺栓连接副性能等级匹配及推荐材料表

类别	性能等级	推荐材料	材料标准
螺栓	10.9 级	20MnTiB	CB/T 3077
螺母	10H	45#、35# 钢	CB/T 699
		15MnVB	GB/T 3077
垫圈	HRC 35 ~ 45	45#、35# 钢	CB/T 699

第三章 钢结构螺栓连接

①扭剪型高强度螺栓型式及规格见表 4-3-24。

表 4-3-24 扭剪型高强度螺栓型式及规格表 (mm)



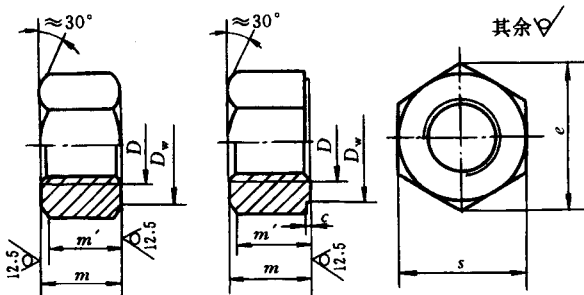
公称			螺栓规格 d								b 参考							
			M16		M20		(M22)		M24						M16	M20	(M22)	M24
			无螺纹杆部长度 l_s 和夹紧长度 l_g															
min	max	l_s min	l_g max	l_s min	l_g max	l_s min	l_g max	l_s min	l_g max									
40	38.75	41.25	4	10														
45	43.75	46.25	9	15	2.5	10												
50	48.75	51.25	14	20	7.5	15	2.5	10										
55	53.5	56.5	14	20	12.5	20	7.5	15	1	10								
60	58.5	61.5	19	25	17.5	25	12.5	20	6	15								
65	63.5	66.5	24	30	17.5	25	17.5	25	11	20								
70	68.5	71.5	29	35	22.5	30	17.5	25	16	25								
75	73.5	76.5	34	40	27.5	35	22.5	30	16	25								
80	78.5	81.5	39	45	32.5	40	27.5	35	21	30								
85	83.25	86.75	44	50	37.5	45	32.5	40	26	35								
90	88.25	91.75	49	55	42.5	50	37.5	45	31	40								
95	93.25	96.75	54	60	47.5	55	42.5	50	36	45								
100	98.25	101.75	59	65	52.5	60	47.5	55	41	50								
110	108.25	111.75	69	75	62.5	70	57.5	65	51	60								
120	118.25	121.75	79	85	72.5	80	67.5	75	61	70								
130	128	132	89	95	82.5	90	77.5	85	71	80								
140	138	142			92.50	100	87.5	95	81	90								
150	148	152			102.5	110	97.55	105	91	100								
160	156	164			112.5	120	107.5	115	101	110								
170	166	174					117.5	125	111	120								
180	176	184					127.5	135	121	130								

注：1. 括号内的规格为第二选择系列，应优先选用第一系列（不带括号）的规格。

2. 当 $l_s < 5\text{mm}$ 时，螺杆允许制成全螺纹。

②扭剪型高强度螺母型式及规格见表 4-3-25。

表 4-3-25 扭剪型高强度螺母型式及规格 (mm)



D		16	20	(22)	24
S	最大	27	34	36	41
	最小	26.16	33	35	40
m	最大	16.4	20.6	22.7	24.7
	最小	15.7	19.5	21.4	23.4
C	最大	0.8	0.8	0.8	0.8
	最小	0.4	0.4	0.4	0.4
e	最小	29.56	37.29	39.55	45.2
m	最小	13.1	15.5	17.8	18.3
m''	最小	11.5	13.6	15.6	16
D _w	最小	24.9	29.5	33.3	38
支承面与螺纹轴线垂直度		0.43	0.51	0.58	0.66
每 1000 个钢螺母重量 (kg)		57.27	92.12	135.96	189.3

注：1. 括号内的规格尽可能不采用。

2. D_w 的最大尺寸等于 S 实际尺寸。

③扭剪型高强度垫圈型式及规格见表 4-3-26

(3) 高强度螺栓连接副的机械性能。

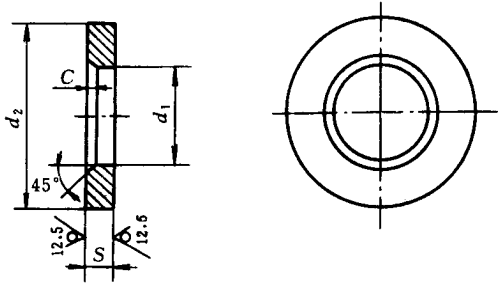
高强度螺栓连接副实物的机械性能主要包括螺栓的抗拉荷载、螺母的保证荷载及实物硬度等。

①高强度螺栓实物硬度和抗拉荷载分别见表 4-3-27、表 4-3-28

②螺母实物的保证荷载和硬度见表 4-3-29

第三章 钢结构螺栓连接

表 4-3-26 扭剪型高强度垫圈形式及规格 (mm)



d		16	20	(22)	24
d ₁	最大	17.7	21.84	23.84	25.84
	最小	17	21	23	25
d ₂	最大	33	40	42	47
	最小	31.4	38.4	40.4	45.4
S	最大	3.3	4.3	5.3	5.3
	最小	2.5	3.5	4.5	4.5
C	最小	1.2	1.6	1.6	1.6
每 1000 个钢垫圈重量 (kg)		18.2	26.6	28.4	36.7

注：括号内的规格尽可能不采用。

表 4-3-27 高强度螺栓实物硬度

性能等级	维氏硬度 HV30		洛氏硬度 HRC	
	min	max	min	max
10.9S	312	367	33	39
8.8S	249	296	24	31

表 4-3-28 高强度螺栓实物机械性能

公称直径 d (mm)		12	16	20	(22)	24	(27)	30	
公称应力截面积 A_s (mm ²)		84.3	157	245	303	353	459	561	
性能等级	10.9S	拉力载荷 (N) (kgf)	87700 ~	163000 ~	255000 ~	315000 ~	367000 ~	477000 ~	583000 ~
			104500	195000	304000	376000	438000	569000	696000
	(8940 ~		(16600 ~	(26000 ~	(32100 ~	(37400 ~	(48600 ~	(59400 ~	
	107000)		19800)	31000)	38300)	44600)	58000)	70900)	
8.8S	70000 ~	130000 ~	203000 ~	251000 ~	293000 ~	381000 ~	466000		
	86800	162000	252000	312000	364000	473000	~ 578000		
	(7140 ~	(13300 ~	(20700 ~	(25600 ~	(29900 ~	(38800 ~	(47500 ~		
		8850)	16500)	25700)	31800)	37000)	48200)	58900)	

表 4-3-29 高强度螺栓螺母机械性能

公称直径 D (mm)		12	16	20	(22)	24	(27)	30
10H	保证载荷 (N) (kgf)	87700 (8940)	163000 (16600)	255000 (26000)	315000 (32100)	367000 (37400)	477000 (48600)	583000 (59400)
	洛氏硬度	HRB98 ~ HRC28						
	维氏硬度	HV30 222 ~ 274						
8H	保证载荷 (N) (kgf)	70000 (7140)	130000 (13300)	203000 (20700)	251000 (25600)	293000 (29900)	381000 (38800)	466000 (47500)
	洛氏硬度	HRB95 ~ HRC22						
	维氏硬度	HV30 206 ~ 237						

③垫圈的实物硬度。对于高强度螺栓连接副，不论是 10.9 级和 8.8 级螺栓，所采用的垫圈是一致的，其硬度要求都是 HV30 329 ~ 436 (HRC35 ~ 45)。

二、高强度螺栓连接施工

(一) 一般规定

(1) 高强度螺栓连接在施工前应对连接副实物和摩擦面进行检验和复验，合格后才

能进入安装施工。

(2) 对每一个连接接头，应先用临时螺栓或冲钉定位，为防止损伤螺纹引起扭矩系数的变化，严禁把高强度螺栓作为临时螺栓使用。对一个接头来说，临时螺栓和冲钉的数量原则上应根据该接头可能承受的荷载计算确定，并应符合下列规定：

- ① 不得少于安装螺栓总数的 1/3；
- ② 不得少于两个临时螺栓；
- ③ 冲钉穿入数量不宜多于临时螺栓的 30%。

(3) 高强度螺栓的穿入，应在结构中心位置调整后进行，其穿入方向应以施工方便为准，力求一致；安装时要注意垫圈的正反面，即：螺母带圆台面的一侧应朝向垫圈有倒角的一侧；对于大六角头高强度螺栓连接副靠近螺头一侧的垫圈，其有倒角的一侧朝向螺柱头。

(4) 高强度螺栓的安装应能自由穿入孔，严禁强行穿入，如不能自由穿入时，该孔应用铰刀进行修整，修整后孔的最大直径应小于 1.2 倍螺栓直径。修孔时，为了防止铁屑落入板迭缝中，铰孔前应将四周螺栓全部拧紧，使板迭密贴后再进行，严禁气割扩孔。

(5) 高强度螺栓连接中连接钢板的孔径略大于螺栓直径，并必须采取钻孔成型方法，钻孔后的钢板表面应平整、孔边无飞边和毛刺，连接板表面应无焊接飞溅物、油污等，螺栓孔径及允许偏差见表 4-3-30。

表 4-3-30 高强度螺栓连接构件制孔允许偏差

名 称		直径及允许偏差 (mm)						
		12	16	20	22	24	27	30
螺栓	直径	12	16	20	22	24	27	30
	允许偏差	± 0.43		± 0.52			± 0.84	
螺栓孔	直径	13.5	17.5	22	(24)	26	(30)	33
	允许偏差	+ 0.43 0		+ 0.52 0			+ 0.84 0	
圆度 (最大和最小直径之差)		1.00		1.50				
中心线倾斜度		应不大于板厚的 3%，且单层板不得大于 2.0mm，多层板迭组合不得大于 3.0mm						

(6) 高强度螺栓连接板螺栓孔的孔距及边距除应符合表 4-3-31 的要求外, 还应考虑专用施工机具的可操作空间, 一般规格的螺栓可操作空间详见图 4-3-5 及表 4-3-32。

表 4-3-31 高强度螺栓的孔距和边距值

名称	位置和方向		最大值 (取两者的较小值)	最小值
中心间距	外排		$8d_0$ 或 $12t$	$3d_0$
	中间排	构件受压力	$12d_0$ 或 $18t$	
		构件受拉力	$16d_0$ 或 $24t$	
中心至构件边缘的距离	顺内力方向		$4d_0$ 或 $8t$	$2d_0$
	垂直内力方向	切割边		$1.5d_0$
		轧制边		$1.5d_0$

注: 1. d_0 为高强度螺栓的孔径; t 为外层较薄板件的厚度。

2. 钢板边缘与刚性构件 (如角钢、槽钢等) 相连的高强度螺栓的最大间距, 可按中间排数值采用。

当表 4-3-31 中数值 a 不满足要求时, 且数值 b 有足够大空间时, 可考虑采用加长套筒施拧, 此时套筒头部直径一般为螺母对角线尺寸加 10mm。

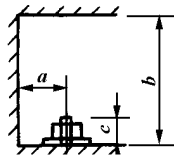


图 4-3-5 施工机具操作空间示意

表 4-3-32 施工机具可操作空间尺寸

扳手种类	最小尺寸 (mm)	
	a	b
手动定扭矩扳手	45	$140 + c$
扭剪型电动扳手	65	$530 + c$
大六角电动扳手	60	

高强度螺栓连接连接板螺栓孔距允许偏差参见表 4-3-33。

表 4-3-33 高强度螺栓连接构件的孔距允许偏差

项次	项目		螺栓孔距 (mm)			
			< 500	500 ~ 1200	1200 ~ 3000	> 3000
1	同一组内任意两孔间	允许	± 1.0	± 1.2	—	—
2	相邻两组的端孔间	偏差	± 1.2	± 1.5	+ 2.0	± 3.0

注：孔的分组规定：

1. 在节点中连接板与一根杆件相连的所有连接孔划为一组。
2. 接头处的孔：通用接头一半个拼接板上的孔为一组；阶梯接头一两接头之间的孔为一组。
3. 在两相邻节点或接头间的连接孔为一组，但不包括（1）、（2）所指的孔。
4. 受弯构件翼缘上，每 1m 长度内的孔为一组。

（7）高强度螺栓在终拧以后，螺栓丝扣外露应为 2 至 3 扣，其中允许有 10% 的螺栓丝扣外露 1 扣或 4 扣。

（二）大六角头高强度螺栓连接施工

（1）大六角头高强度螺栓连接副扭矩系数。对于大六角头高强度螺栓连接副，拧紧螺栓时，加到螺母上的扭矩值 M 和导入螺栓的轴向紧固力（轴力） P 之间存在对应关系：

$$M = K \cdot D \cdot P \quad (4-3-2)$$

式中 D ——螺栓公称直径，mm；

P ——螺栓轴力，kN；

M ——施加于螺母上扭矩值，kN·m；

K ——扭矩系数。

扭矩系数 K 与下列因素有关：

- ① 螺母和垫圈间接触面的平均半径及摩擦系数值；
- ② 螺纹形式、螺距及螺纹接触面间的摩擦系数值；
- ③ 螺栓及螺母中螺纹的表面处理及损伤情况等。

高强度螺栓连接副的扭矩系数 K 是衡量高强度螺栓质量的主要指标，是一个具有一定离散性的综合拆减系数，我国标准 GB/T 1231 规定 10.9 级大六角头高强度螺栓连接副必须按批保证扭矩系数供货，同批连接副的扭矩系数平均值为 0.110 ~ 0.150（10.9 级），其标准偏差应小于或等于 0.010，在安装使用前必须按供应批进行复验。

大六角头高强度螺栓连接副，应按批进行检验和复验，所谓批是指：同一性能等级、材料、炉号、螺纹规格、长度（当螺栓长度 $\leq 100\text{mm}$ 时，长度相差 $\leq 15\text{mm}$ ；螺栓长度 $> 100\text{mm}$ 时，长度相差 $\leq 20\text{mm}$ ，可视为同一长度）、机械加工、热处理工艺、表面

处理工艺的螺栓为同批；同一性能等级、材料、炉号、螺纹规格、机械加工、热处理工艺、表面处理工艺的螺母为同批；同一性能等级、材料、炉号、规格、机械加工、热处理工艺、表面处理工艺的垫圈为同批；分别由同批螺栓、螺母、垫圈组成的连接副为同批连接副。

(2) 扭矩法施工。对大六角头高强度螺栓连接副来说，当扭矩系数 K 确定之后，由于螺栓的轴力（预拉力） P 是由设计规定的，则螺栓应施加的扭矩值 M 就可以容易地计算确定，根据计算确定的施工扭矩值，使用扭矩扳手（手动、电动、风动）按施工扭矩值进行终拧，这就是扭矩法施工的原理。

在确定螺栓的轴力 P 时应根据设计预拉力值，一般考虑螺栓的施工预拉力损失 10%，即螺栓施工预拉力（轴力） P 按 1.1 倍的设计预拉力取值，表 4-3-34 为大六角头高强度螺栓施工预拉力（轴力） P 值。

表 4-3-34 高强度螺栓施工预拉力（kN）

性能等级	螺栓公称直径（mm）						
	M12	M16	M20	M22	M24	M27	M30
8.8 级	45	75	120	150	170	225	275
10.9 级	60	110	170	210	250	320	390

螺栓在储存和使用过程中扭矩系数易发生变化，所以在工地安装前一般都要进行扭矩系数复检，复检合格后根据复验结果确定施工扭矩，并以此安排施工。

扭矩系数试验用的螺栓、螺母、垫圈试样，应从同批螺栓副中随机抽取，按批量大小一般取 5~10 套（由于经过扭矩系数试验的螺栓仍可用于工程，所以如果条件许可，样本多取一些更能反映该批螺栓的扭矩系数），试验状态应与螺栓使用状态相同，试样不允许重复使用。扭矩系数复验应在国家认可的有资质的检测单位进行，试验所用的轴力计和扭矩扳手应经计量认证。

在采用扭矩法终拧前，应首先进行初拧，对螺栓多的大接头，还需进行复拧。初拧的目的就是使连接接触面密贴，螺栓“吃上劲”，一般常用规格螺栓（M20、M22、M24）的初拧扭矩在 200~300N·m，螺栓轴力达到 10~50kN 即可，在实际操作中，可以让一个操作工使用普通扳手用自己的手力拧紧即可。

初拧、复拧及终拧的次序，一般地讲都是从中间向两边或四周对称进行，初拧和终拧的螺栓都应做不同的标记，避免漏拧、超拧等安全隐患，同时也便于检查人员检查紧固质量。

(3) 转角法施工。因扭矩系数的离散性，特别是螺栓制造质量或施工管理不善，扭矩系数超过标准值（平均值和变异系数），在这种情况下采用扭矩法施工，即用扭矩值控制螺栓轴力的方法就会出现较大的误差，欠拧或超拧问题突出。为解决这一问题，引入转角法施工，即利用螺母旋转角度以控制螺杆弹性伸长量来控制螺栓轴向力的方法。

试验结果表明，螺栓在初拧以后，螺母的旋转角度与螺栓轴向力成对应关系，当螺栓受拉处于弹性范围内，两者呈线性关系，因此根据这一线性关系，在确定了螺栓的施工预拉力（一般为 1.1 倍设计预拉力）后，就很容易得到螺母的旋转角度，施工操作人员按照此旋转角度紧固施工，就可以满足设计上对螺栓预拉力的要求，这就是转角法施工的基本原理。

高强度螺栓转角法施工分初拧和终拧两步进行（必要时需增加复拧），初拧的要求比扭矩法施工要严，因为起初连接板间隙的影响，螺母的转角大都消耗于板缝，转角与螺栓轴力关系极不稳定，初拧的目的是为消除板缝影响，给终拧创造一个大体一致的基础。转角法施工在我国已有 30 多年的历史，但对初拧扭矩的大小没有标准，各个工程根据具体情况确定，一般地讲，对于常用螺栓（M20、M22、M24），初拧扭矩定在 200 ~ 300N·m 比较合适，原则上应该使连接板缝密贴为准。终拧是在初拧的基础上，再将螺母拧转一定的角度，使螺栓轴向力达到施工预拉力。图 4-3-6 为转角法施工示意。

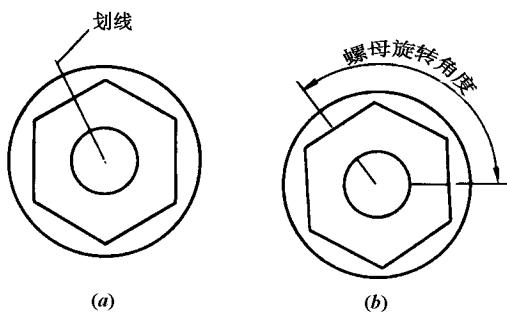


图 4-3-6 转角施工方法

转角法施工次序如下：

初拧：采用定扭扳手，从栓群中心顺序向外拧紧螺栓。

初拧检查：一般采用敲击法，即用小锤逐个检查，目的是防止螺栓漏拧。

划线：初拧后对螺栓逐个进行划线，如图 4-3-6 所示。

终拧：用专用扳手使螺母再旋转一个额定角度，如图 4-3-6 所示，螺栓群紧固的顺序同初拧。

终拧检查：对终拧后的螺栓逐个检查螺母旋转角度是否符合要求，可用量角器检查螺栓与螺母上划线的相对转角。

作标记：对终拧完的螺栓用不同颜色笔作出明显的标记，以防漏拧和重拧，并供质检人员检查。

终拧使用的工具目前有风动扳手、电动扳手、电动定转角扳手及手动扳手等，一般的扳手控制螺母转角大小的方法是将转角角度刻划在套筒上，这样当套筒套在螺母上后，用笔将套筒上的角度起始位置划在钢板上，开机后待套筒角度终点线与钢板上标记重合后，终拧完毕，这时套筒旋转角度即为螺母旋转的角度。当使用定扭角扳手时，螺

母转角由扳手控制，达到规定角度后，扳手自动停机。为保证终拧转角的准确性，施拧时应注意防止螺栓与螺母共转的情况发生，为此螺头一边有人配合卡住螺头最为安全。

螺母的旋转角度应在施工前复验，复验程序同扭矩法施工，即复验用的螺栓、螺母、垫圈试样，应从同批螺栓副中随机抽取，按批量大小一般取 5~10 套，试验状态应与螺栓使用状态相同，试样不允许重复使用。转角复验应在国家认可的有资质的检测单位进行，试验所用的轴力计、扳手及量角器等仪器应经过计量认证。

(三) 扭剪型高强度螺栓连接施工

扭剪型高强度螺栓和大六角头高强度螺栓在材料、性能等级及紧固后连接的工作性能等方面都是相同的，所不同的是外形和紧固方法，扭剪型高强度螺栓是一种自标量型（扭矩系数）的螺栓，其紧固方法采用扭矩法原理，施工扭矩是由螺栓尾部梅花头的切口直径来确定的。

(1) 紧固原理。图 4-3-7 为扭剪型高强度螺栓紧固过程示意。扭剪型高强度螺栓的紧固采用专用电动扳手，扳手的扳头由内外两个套筒组成，内套筒套在梅花头上，外套筒套在螺母上，在紧固过程中，梅花头承受紧固螺母所产生的反扭矩，此扭矩与外套筒施加在螺母上的扭矩大小相等，方向相反，螺栓尾部梅花头切口处承受该纯扭矩作用。当加于螺母的扭矩值增加到梅花头切口扭断力矩时，切口断裂，紧固过程完毕，因此施加螺母的最大扭矩即为梅花头切口的扭断力矩。

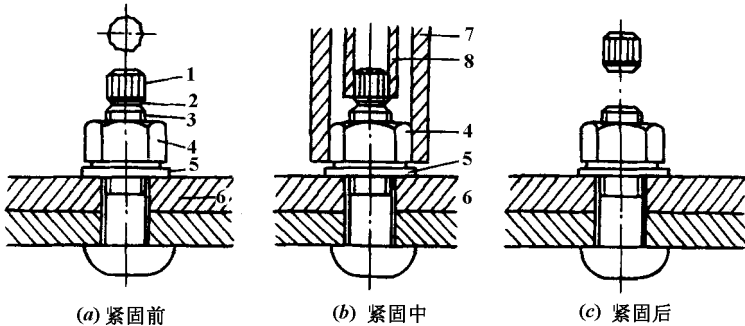


图 4-3-7 扭剪型螺栓紧固过程

- 1—梅花头；2—断裂切口；3—螺栓螺纹部分；4—螺母；
5—垫圈；6—被紧固的构件；7—外套筒；8—内套筒

由材料力学可知，切口的扭断力矩 M_b 与材料及切口直径有关，即：

$$M_b = \frac{\pi}{16} d_0^3 \cdot \tau_b \quad (4-3-3)$$

式中 τ_b ——扭转极限强度，MPa， $\tau_b = 0.77f_u$ ；

d_0 ——切口直径，mm；

f_u ——螺栓材料的抗拉强度，MPa。

施加在螺母上的扭矩值 M_k 应等于切口扭断力矩 M_b ，即：

$$M_k = M_b = K \cdot d \cdot P \cdot = \frac{\pi}{16} d_0^3 \cdot (0.77f_u) \quad (4-3-4)$$

由上式可得：

$$P = \frac{0.15d_0^3 f_u}{K \cdot d} \quad (4-3-5)$$

式中 P—螺栓的紧固轴力；
 f_u —螺栓材料的抗拉强度；
 K——连接副的扭矩系数；
 d—螺栓的公称直径；
 d_0 —梅花头的切口直径。

由上式可知，扭剪型高强度螺栓的紧固轴力 P 不仅与其扭矩系数有关，而且与螺栓材料的抗拉强度及梅花头切口直径直接有关，这就给螺栓制造提出了更高更严的要求，需要同时控制 K、 f_u 、 d_0 三个参量的变化幅度，才能有效地控制螺栓轴力的稳定性，为了便于应用，在扭剪型高强度螺栓的技术标准中，直接规定了螺栓轴力 P 及其离散性，而隐去了与施工无关的扭矩系数 K 等。

(2) 紧固轴力。大六角头高强度螺栓连接副在出厂时，制造商应提供扭矩系数值及变异系数，同样，扭剪型高强度螺栓连接副在出厂时，制造商应提供螺栓的紧固轴力及其变异系数（或标准偏差）。在进入工地安装前，需要对连接副进行紧固轴力的复验，复验用的螺栓、螺母、垫圈必须从同批连接副中随机取样，按批量大小一般取 5~10 套，试验状态应与螺栓使用状态相同。试验应在国家认可的有资质的检测单位进行，试验使用的轴力计应经过计量认证。

扭剪型高强度螺栓的紧固轴力试验，一般取试件数（连接副）紧固轴力的平均值和标准偏差来判定该批螺栓连接副是否合格，根据国标 GB/T 3633 规定，10.9 级扭剪型高强度螺栓连接副紧固轴力的平均值及标准偏差（变异系数）应符合表 4-3-35 的要求，当螺栓长度小于表 4-3-36 中的数值时，由于试验机具等困难，无法进行轴力试验，因此允许不进行轴力复验，但应进行螺栓材料的强度、硬度及螺母、垫圈硬度等试验来旁证该批螺栓的轴力值。当同批螺栓中还有长度较长的螺栓时，也可以用较长螺栓的轴力试验结果旁证该批螺栓的轴力值。

表 4-3-35 扭剪型高强度螺栓连接副紧固轴力 (kN)

螺纹规格		M16	M20	M22	M24
每批紧固轴力的平均值 (kN)	公称	109	170	211	245
	min	99	154	191	222
	max	120	186	231	270
紧固轴力标准偏差 $\sigma \leq$		1.01	1.57	1.95	2.27

表 4-3-36 允许不进行紧固轴力试验螺栓长度限制

螺栓规格	M16	M20	M22	M24
螺栓长度 (mm)	≤60	≤60	≤65	≤70

由同批螺栓、螺母、垫圈组成的连接副为同批连接副，这里批的概念同大六角头高强度螺栓连接副，即：同一材料等级、材料、炉号、螺纹规格、长度（当螺栓长度 $\leq 100\text{mm}$ 时，长度相差 $\leq 15\text{mm}$ ；螺栓长度 $> 100\text{mm}$ 时，长度相差 $\leq 20\text{mm}$ ，可视为同一长度）、机械加工、热处理工艺及表面处理工艺的螺栓为同批；同一材料、炉号、螺纹规格、机械加工、热处理工艺及表面处理工艺的螺母为同批；同一材料、炉号、规格、机械加工、热处理工艺及表面处理工艺的垫圈为同批。

(3) 扭剪型高强度螺栓连接副紧固施工。扭剪型高强度螺栓连接副紧固施工相对于大六角头高强度螺栓连接副紧固施工要简便得多，正常的情况采用专用的电动扳手进行终拧，梅花头拧掉标志着螺栓终拧的结束，对检查人员来说也很直观明了，只要检查梅花头掉没掉就可以了。

为了减少接头中螺栓群间相互影响及消除连接板面间的缝隙，紧固要分初拧和终拧两个步骤进行，对于超大型的接头还要进行复拧。扭剪型高强度螺栓连接副的初拧扭矩可适当加大，一般初拧螺栓轴力可以控制在螺栓终拧轴力值的 $50\% \sim 80\%$ ，对常用规格的高强度螺栓（M20、M22、M24）初拧扭矩可以控制在 $400 \sim 600\text{N}\cdot\text{m}$ ，若用转角法初拧，初拧转角控制在 $45^\circ \sim 75^\circ$ ，一般以 60° 为宜。

由于扭剪型高强度螺栓是利用螺尾梅花头切口的扭断力矩来控制紧固扭矩的，所以用专用扳手进行终拧时，螺母一定要处于转动状态，即在螺母转动一定角度后扭断切口，才能起到控制终拧扭矩的作用。否则由于初拧扭矩达到或超过切口扭断扭矩或出现其他一些不正常情况，终拧时螺母不再转动切口即被拧断，失去了控制作用，螺栓紧固状态成为未知，造成工程安全隐患。

扭剪型高强度螺栓终拧过程如下：

①先将扳手内套筒套入梅花头上，再轻压扳手，再将外套筒套在螺母上。完成本项操作后最好晃动一下扳手，确认内、外套筒均已套好，且调整套筒与连接板面垂直。

②按下扳手开关，外套筒旋转，直至切口拧断。

③切口断裂，扳手开关关闭，将外套筒从螺母上卸下，此时注意拿稳扳手，特别是高空作业。

④启动顶杆开关，将内套筒中已拧掉的梅花头顶出，梅花头应收集在专用容器内，禁止随便丢弃，特别是高空坠落伤人。

图 4-3-8 为扭剪型高强度螺栓连接副终拧示意图。

三、高强度螺栓连接摩擦面

对于高强度螺栓连接，无论是摩擦型、摩擦—承压型，还是承压型连接，连接板接

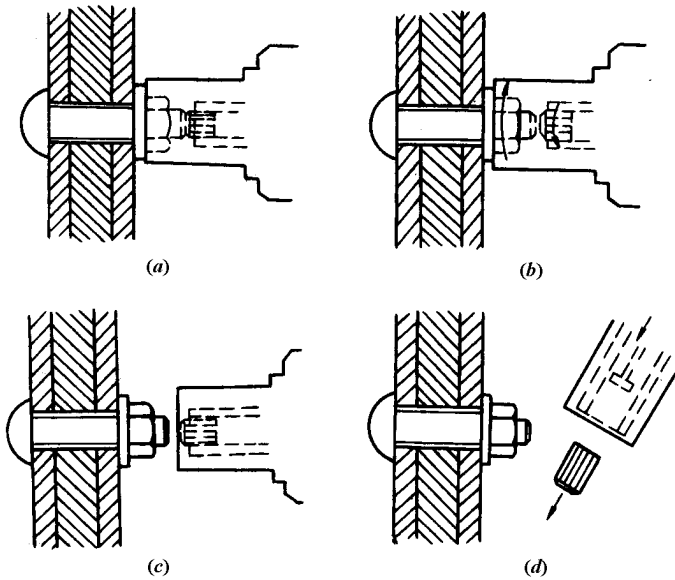


图 4-3-8 扭剪型高强度螺栓连接副终拧示意

摩擦面的抗滑移系数是影响连接承载力的重要因素之一，对某一个特定的连接节点，当其连接螺栓规格与数量确定后，摩擦面的处理方法及抗滑移系数值成为确定摩擦型连接承载力的主要参数，因此对高强度螺栓连接施工，连接板摩擦面处理是非常重要的一环。

(一) 影响摩擦面抗滑移系数值的因素

(1) 摩擦面处理方法及生锈时间。摩擦面处理通常采用喷砂（丸）、酸洗（化学处理）、人工打磨等三种基本方法，三种表面处理方法所得到的表面粗糙度略有不同，其摩擦的抗滑移系数值有所变化；另外摩擦面处理后经生锈的粗糙度普遍高于未经生锈摩擦面的粗糙度，也即生成浮锈后摩擦面抗滑移系数要大于未生锈的值，根据不同的处理方法一般要大 10%~30%。一般最佳生锈时间为 60d，除掉浮锈后进行工地安装效果很好。

(2) 摩擦面状态。连接板摩擦面状态如表面涂防锈漆、面漆、防腐涂层、镀锌等都对摩擦面抗滑移系数有重要影响，一般地讲，对重要的受力节点，在摩擦面处限制或禁止使用涂层，涂层对摩擦面抗滑移系数有降低的影响，同时由于涂层在高压下的蠕变引起螺栓轴向预拉力的损失，从而降低连接承载力。

(3) 连接板母材钢种。从摩擦力的原理来看，两个粗糙面接触时，接触面相互啮合，摩擦力就是所有这些啮合点的切向阻力的总和，由于连接板钢材的强度和硬度不同，克服摩擦力所做的功也不相同。对于高强度螺栓连接，有效抗滑面积（3 倍螺栓直

径)范围内,粗糙面的尖端,在紧固螺栓后发生了相互压入和啮合,同时在相互接触的表面分子有吸力,因此钢种强度和硬度较高的,克服粗糙面所需的抗滑力亦大,就是说摩擦面的抗滑移系数随着连接板母材强度和硬度的增高而增大。对我国目前常用的 Q235 和 Q345 号钢来说, Q345 钢表面抗滑移系数要比 Q235 钢高约 15% ~ 25%。

(4) 连接板厚度。摩擦面抗滑移系数随连接板厚度的增加而趋于减小,比如连接板厚度为 16mm 的值要比 9mm 的值低 10% 左右。

(5) 环境温度。钢结构处在高温情况下的最大弱点是受热而变软,对接头的承载力带来很大的影响,导致抗滑移系数较为明显的降低。试验结果表明,在 200℃ 状态其抗滑移系数值比常温状态降低约 9% ~ 16%,当温度上升到 350℃ 时,则下降 30%;当温度上升到 450℃ 时,抗滑移系数急剧下降,减少 70%,约为常温值的 30%。因此一般要求摩擦型高强度螺栓连接的环境温度不能超过 350℃。

(6) 摩擦面重复使用。试验结果表明,滑移以后的摩擦面栓孔周围的粗糙面变得平滑发亮,其抗滑移系数降低 3% ~ 30%,平均降低 20% 左右。

(二) 摩擦面的处理方法

摩擦面的处理一般结合钢构件表面处理方法一并进行处理,所不同的是摩擦面处理完不用涂防锈底漆。摩擦面的处理方法有近 10 种,其中经常使用的几种方法介绍如下:

(1) 喷砂(丸)法。利用压缩空气为动力,将砂(丸)直接喷射到钢板表面,使钢板表面达到一定的粗糙度,铁锈除掉,经喷砂(丸)后的钢板表面呈铁灰色。压缩空气的压力、砂(丸)的粒径、硬度、喷嘴直径、喷嘴距钢材表面的距离、喷嘴角度、喷射时间等每一个参数的改变,都将直接影响到钢板表面的粗糙度,也即影响摩擦面的抗滑移系数值。这种方法一般效果较好,质量容易达到,目前大型金属结构厂基本上都采用。

从技术上来讲通常要求砂(丸)粒径为 1.2 ~ 1.4mm,喷射时间为 1 ~ 2min,喷射风压为 0.5MPa,表面喷成银灰色,表面粗糙度达到 45 ~ 50 μm 。对于喷丸来说最好是整丸、半丸及残丸级配使用,效果可能更好。对大型项目,一般在处理前进行喷砂(丸)工艺试验,根据工厂的条件确定施工的各种参数,确保摩擦面的抗滑移系数能达到设计要求。

试验结果表明,经过喷砂(丸)处理过的摩擦面,在露天生锈一段时间,安装前除掉浮锈,此方案能够得到比较大的抗滑移系数值,理想的生锈时间为 60 ~ 90d。

有些工程,为了防锈及施工方便,表面喷砂(丸)后全部喷涂无机富锌底漆,一般涂层厚度为 0.6 ~ 0.8 μm ,在这种情况下摩擦面的抗滑移系数值与未经表面处理的值接近,可近似按 0.3 取值。

(2) 化学处理—酸洗法。一般将加工完的构件浸入酸洗槽中,停留一段时间,然后放入石灰槽中,中和及清水清洗,酸洗后钢板表面应无轧制铁皮,呈银灰色。此法的优点是处理简便,省时间,缺点主要是残留酸液极易引起钢板腐蚀,特别是在焊缝及边角处。由于环保等限制,该法已比较少用。

理想的酸洗工艺应该是，将构件放在温度为 100℃、浓度为 20% 的硝酸或盐酸溶液中浸泡，一般 30min 左右，直至洗掉表面的全部氧化层，然后放入清水池中清洗表面酸液，完毕捞出即可。

酸洗后摩擦面的抗滑移系数并不明显提高，一般都是露天生锈一段时间，摩擦面的抗滑移系数会有提高，且离散性比未处理过的大为改善。试验结果表明，酸洗后生锈 60~90d，表面粗糙度可达 45~50 μm 。

(3) 砂轮打磨法。对于小型工程或已有建筑物加固改造工程，常常采用手工方法进行摩擦面处理，砂轮打磨是最直接，最简便的方法。在用砂轮机打磨钢材表面时，砂轮打磨方向垂直于受力方向，打磨范围应为 4 倍螺栓直径。打磨时应注意钢材表面不能有明显的打磨凹坑。一般来说砂轮片使用 40# 为宜。

试验结果表明，砂轮打磨以后，露天生锈 60~90d，摩擦面的粗糙度能达到 50~55 μm 。

(4) 钢丝刷人工除锈。用钢丝刷将摩擦面处的铁磷、浮锈、尘埃、油污等污物刷掉，使钢材表面露出金属光泽，保留原轧制表面，此方法一般用在不重要的结构或受力不大的连接处，试验结果表明，此法处理过的摩擦面抗滑移系数值能达到 0.3 左右。

(三) 摩擦面抗滑移系数检验

摩擦面抗滑移系数检验主要是检验经处理后的摩擦面，其抗滑移系数能否达到设计要求，当检验试验值高于设计值时，说明摩擦处理满足要求，当试验值低于设计值时，摩擦面需重新处理，直至达到设计要求。

(1) 摩擦面的抗滑移系数检验可按下列规定进行：

① 抗滑移系数检验应以钢结构制造批（验收批）为单位，由制造厂和安装单位分别进行，每一批进行三组试件。以单项工程每 2000t 为一制造批，不足 2000t 视作一批，当单项工程的构件摩擦面选用两种及两种以上表面处理工艺时，则每种表面处理工艺均需检验。抗滑移系数检验的最小值必须等于或大于设计规定值。

② 抗滑移系数检验用的试件由制造厂加工，试件与所代表的构件应为同一材质、同一摩擦面处理工艺、同批制作、使用同一性能等级、同一直径的高强度螺栓连接副，并在相同条件下同时发运。

③ 抗滑移系数试件应采用图 4-3-9 所示的标准形式。

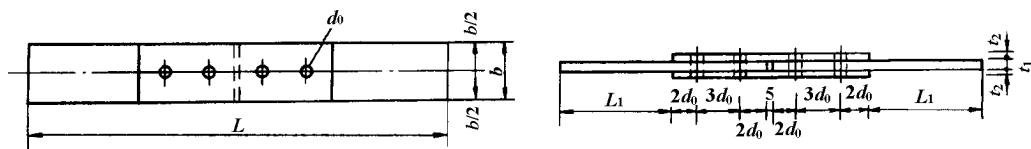


图 4-3-9 抗滑移试件的标准形式

④ 抗滑移系数检验在拉力试验机上进行，并测出其滑移荷载，试验时，试件的轴线

应与试验机夹具中心严格对中。

⑤抗滑移系数试验值按下式计算：

$$\mu = \frac{N}{n \cdot \sum P_i} \quad (4-3-6)$$

式中 N—抗滑移荷载，kN；

n——传力摩擦面数，n=2；

P_i—试件滑移一侧对应的高强度螺栓紧固轴力之和，kN。

⑥试件中高强度螺栓紧固轴力 P_i 的确定应力求精确，通过应变片或压力环（传感器）控制螺栓轴力应为最佳，但很多试验室可能不具备这些条件，因此原则上规定下列要求：

对大六角头高强度螺栓，P_i 应为实测值，此值应准确控制在 (0.95 ~ 1.05) P₀ 范围内，其中 P₀ 为设计预拉力值；对扭剪型高强度螺栓，先抽验 8 套，（与试件螺栓同批），当 8 套螺栓的紧固轴力平均值和变异系数均符合表 4-3-35 的规定时，即以该平均值作为 P_i，应该说此法为近似估算法。对于有条件的试验室不应首先采用此法。

⑦抗滑移试件由制造厂运往工地时，应注意保护，防止变形和碰伤，不得改变摩擦面的出厂状态，在试件组装前，可以用钢丝刷清除表面的浮锈和污物，但不得进行再加工处理。

(2) 根据高强度螺栓连接的设计计算规定，可以计算出不同性能等级、螺栓直径、连接板厚的摩擦系数试件参考尺寸，见表 4-3-37。表中参数含意参见图 4-3-9。

表 4-3-37 抗滑移系数试件参考尺寸 (mm)

性能等级	公称直径	孔径	芯板厚度 t ₁	盖板厚度 t ₂	板宽 b	端距 a ₁	间距 a
8.8S	16	17.5	14	8	75	40	60
	20	22	18	10	90	50	70
	(22)	24	20	12	95	55	80
	24	26	22	12	100	60	90
	(27)	30	24	14	105	65	100
	30	33	24	14	110	70	110
10.9S	16	17.5	14	8	95	40	60
	20	22	18	10	110	50	70
	(22)	24	22	12	115	55	80
	24	26	25	16	120	60	90
	(27)	30	28	18	125	65	100
	30	33	32	20	130	70	110

(四) 连接接头板缝间隙的处理

因板厚公差、制造偏差及安装偏差等原因，接头摩擦面间产生间隙。当摩擦面间有间隙时，有间隙一侧的螺栓紧固力就有一部分以剪力形式通过拼接板传向较厚一侧，结果使有间隙一侧摩擦面间正压力减少，摩擦承载力降低，或者说有间隙的摩擦面其抗滑移系数降低。因此在实际工程中，一般规定高强度螺栓连接接头板缝间隙采用下列方法处理：

(1) 当间隙不大于 1mm 时，可不作处理；

(2) 当间隙在 1~3mm 时，将厚板一侧削成 1:10 缓坡过渡，如图 4-3-10 所示；在这种情况下也可以加填板处理；

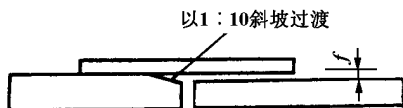


图 4-3-10 接头缓坡处理形式

(3) 当间隙大于 3mm 时应加填板处理，如图 4-3-11 所示，填板材质及摩擦面应与构件作同样级别的处理。



图 4-3-11 接头加填板处理形式

四、高强度螺栓连接施工的主要检验项目

高强度螺栓连接是钢结构工程的主要分项工程之一，其施工质量直接影响着整个结构的安全，是质量过程控制的重要一环。从工程质量验收的角度来讲，高强度螺栓连接施工的主要检验项目有下列几种。

(一) 资料检验

高强度螺栓连接副（螺栓、螺母、垫圈）应配套成箱供货，并附有出厂合格证、质量证明书及质量检验报告，检验人员应逐项与设计要求和现行国家标准进行对照，对不符合的连接副不得使用。

对大六角头高强度螺栓连接副，应重点检验扭矩系数检验报告；对扭剪型高强度螺

栓连接副重点检验紧固轴力检验报告。

(二) 工地复验项目

(1) 大六角头高强度螺栓连接副应进行扭矩系数复验，复验用螺栓连接副应在施工现场待安装的螺栓批中随机抽取，每批应抽取 8 套连接副进行复验。复验使用的计量器具应经过标定，误差不得超过 2%。每套连接副只应做一次试验，不得重复使用。

连接副扭矩系数的复验是将螺栓穿入轴力计，在测出螺栓紧固轴力（预拉力） P 的同时，测出施加于螺母上的施拧扭矩值 T ，并按下式计算扭矩系数 K ：

$$K = \frac{T}{P \cdot d} \quad (4-3-7)$$

式中 T —施拧扭矩， $N \cdot m$ ；

d ——高强度螺栓的公称直径， mm ；

P ——螺栓紧固轴力（预拉力）， kN 。

在进行连接副扭矩系数试验时，螺栓的紧固轴力（预拉力） P 应控制在一定的范围内，表 4-3-38 为各种规格螺栓紧固轴力的试验控制范围

表 4-3-38 螺栓紧固轴力值范围（ kN ）

螺栓规格	M12	M16	M20	M24	M27
紧固轴力 P	49 ~ 59	93 ~ 113	142 ~ 177	206 ~ 250	265 ~ 324

(2) 扭剪型高强度螺栓连接副应进行紧固轴力（预拉力）复验。复验用的螺栓连接副应在施工现场待安装的螺栓批中随机抽取，每批抽取 8 套连接副进行复验。试验用的轴力计、应变仪、扭矩扳手等计量器具应经过标定，其误差不得超过 2%。每套连接副只应做一次试验，不得重复使用，在紧固过程中垫圈发生转动时，应更换连接副，重新试验。

紧固轴力复验一般采用轴力计进行，紧固螺栓分初拧和终拧进行，初拧采用扭矩扳手，初拧值应控制在预拉力（轴力）标准值的 50% 左右，终拧采用专用电动扳手，施拧至端部梅花头拧掉，读出轴力值。

复验螺栓连接副（8 套）的紧固轴力平均值应符合表 4-3-39 的要求，其变异系数应不大于 10%。

表 4-3-39 高强度螺栓连接副紧固轴力（ kN ）

螺栓规格	M16	M20	M22	M24
每批紧固轴力的平均值 \bar{P}	99 ~ 120	154 ~ 186	191 ~ 231	222 ~ 270

变异系数按下式计算：

$$\delta = \frac{\sigma_p}{\bar{P}} \times 100\% \quad (4-3-8)$$

式中 δ ——紧固轴力的变异系数；

σ_p ——紧固轴力的标准差；

\bar{P} ——紧固轴力的平均值。

(3) 高强度螺栓连接摩擦面的抗滑移系数数值应复验。本项要求在制作单位进行了合格试验的基础上，由安装单位进行复验。

试验用的试验机应经过标定，误差控制在 1% 以内；传感器、应变仪等误差控制在 2% 以内。

将组装好的试件置于拉力试验机上，试件轴线应与试验机夹具中心严格对中，试件应在其侧面划出观察滑移的直线，以便确认是否滑移发生。

对试件加荷时，应先施加 10% 的抗滑移设计荷载，停 1min 后，再平稳加荷，加荷速度为 3~5kN/s，直至滑移发生，测得滑移荷载。

当试验发生下列情况之一时，所对应的荷载可视为试件的滑移荷载：

- ① 试验机发生明显的回针现象；
- ② 试件侧面划线发生可见的错动；
- ③ X—Y 记录仪上变形曲线发生突变；
- ④ 试件突然发生“嘣”的响声。

(三) 一般检验项目

(1) 高强度螺栓连接副的安装顺序及初拧、复拧扭矩检验。检验人员应检查扳手标定记录，螺栓施拧标记及螺栓施工记录，有疑义时抽查螺栓的初拧扭矩。

(2) 高强度螺栓的终拧检验。大六角头高强度螺栓连接副在终拧完毕 48h 内应进行终拧扭矩的检验，首先对所有螺栓进行终拧标记的检查，终拧标记包括扭矩法和转角法施工两种标记，除了标记检查外，检查人员最好用小锤对节点的每个螺栓逐一进行敲击，从声音的不同找出漏拧或欠拧的螺栓，以便重新拧紧。对扭剪型高强度螺栓连接副，终拧是以拧掉梅花头为标志，可用肉眼全数检查，非常简便，但扭剪型高强度螺栓连接的工地施工质量重点应放在施工过程的监督检查上，如检查初拧扭矩值及观察螺栓终拧时螺母是否处于转动状态，转动角度是否适宜（以 60° 为理想状态）等。

大六角头高强度螺栓的终拧检验就显得比较复杂，分扭矩法检查和转角法检查两种，应该说对扭矩法施工的螺栓应采用扭矩法检查，同理对转角法施工的螺栓应采用转角法检查。

常用的扭矩法检查方法有如下两种：

① 将螺母退回 60° 左右，用表盘式定扭扳手测定拧回至原来位置时的扭矩值，若测定的扭矩值较施工扭矩值低 10% 以内即为合格。

② 用表盘式定扭扳手继续拧紧螺栓，测定螺母开始转动时的扭矩值，若测定的扭矩值较施工扭矩值大 10% 以内即为合格。

转角法检查终拧扭矩的方法如下：

①检查初拧后在螺母与螺尾端头相对位置所划的终拧起始线和终止线所夹的角度是否在规定的范围内。

②在螺尾端头和螺母相对位置划线，然后完全卸松螺母，再按规定的初拧扭矩和终拧角度重新拧紧螺栓，观察与原划线是否重合，一般角度误差在 $\pm 10^\circ$ 为合格。

(3) 高强度螺栓连接副终拧后应检验螺栓丝扣外露长度，要求螺栓丝扣外露2~3扣为宜，其中允许有10%的螺栓丝扣外露1扣或4扣，对同一个节点，螺栓丝扣外露应力求一致，便于检查。

(4) 其他检验项目。

①高强度螺栓连接摩擦面应保持干燥、整洁，不应有飞边、毛刺、焊接飞溅物、焊疤、氧化铁皮、污垢和不应有的涂料等。

②高强度螺栓应自由穿入螺栓孔、不应气割扩孔，遇到必须扩孔时，最大扩孔量不应超过 $1.2d$ (d 为螺栓公称直径)。

五、高强度螺栓连接副的储运与保管

高强度螺栓不同于普通螺栓，它是一种具备强大紧固能力的紧固件，其储运与保管的要求比较高，根据其紧固原理，要求在出厂后至安装前的各个环节必须保持高强度螺栓连接副的出厂状态，也即保持同批大六角头高强度螺栓连接副的扭矩系数和标准偏差不变；保持扭剪型高强度螺栓连接副的轴力及标准偏差不变。应该说对大六角头螺栓连接副来讲，假如状态发生变化，可以通过调整施工扭矩来补救，但对扭剪型高强度螺栓连接副就没有补救的机会，只有改用扭矩法或转角法施工来解决。

(一) 影响高强度螺栓连接副紧固质量的因素

对于高强度螺栓来讲，当螺栓强度一定时，大六角头螺栓的扭矩系数和扭剪型螺栓的紧固轴力就成为影响施工质量的主要参数，而影响连接副扭矩系数及紧固轴力的主要因素有：

- (1) 连接副表面处理状态；
- (2) 垫圈和螺母支承面间的摩擦状态；
- (3) 螺栓螺纹和螺母螺纹之间的咬合及摩擦状态；
- (4) 扭剪型高强度螺栓的切口直径。

从高强度螺栓紧固原理来讲，不难理解上述四项主要因素。就是说在紧固螺栓时，外加扭矩所作的功除了使螺栓本身伸长，从而产生轴向拉力外，同时要克服垫圈与螺母支承面间的摩擦及螺栓螺纹与螺母螺纹之间的摩擦功，通俗讲就是外加扭矩所作的功分为有用功和无用功两部分。例如螺栓、螺母、垫圈表面处理不好，有生锈、污物或表面润滑状态发生变化，或螺栓螺纹及螺母螺纹损伤等在储运和保管过程中容易发生的问题，就会加大无用功的份额，从而在同样的施工扭矩值下，螺栓的紧固轴力就达不到要

求。

(二) 高强度螺栓连接副的储运与保管要求

(1) 高强度螺栓连接副应由制造厂按批配套供应，每个包装箱内都必须配套装有螺栓、螺母及垫圈，包装箱应能满足储运的要求，并具备防水、密封的功能。包装箱内应带有产品合格证和质量保证书；包装箱外表面应注明批号、规格及数量。

(2) 在运输、保管及使用过程中应轻装轻卸，防止损伤螺纹，发现螺纹损伤严重或雨淋过的螺栓不应使用。

(3) 螺栓连接副应成箱在室内仓库保管，地面应有防潮措施，并按批号、规格分类堆放，保管使用中不得混批。高强度螺栓连接副包装箱码放底层应架空，距地面高度大于 300mm，码高一般不大于 5~6 层。

(4) 使用前尽可能不要开箱，以免破坏包装的密封性。开箱取出部分螺栓后也应原封包装好，以免沾染灰尘和锈蚀。

(5) 高强度螺栓连接副在安装使用时，工地应按当天计划使用的规格和数量领取，当天安装剩余的也应妥善保管，有条件的话应送回仓库保管。

(6) 在安装过程中，应注意保护螺栓，不得沾染泥沙等脏物和碰伤螺纹。使用过程中如发现异常情况，应立即停止施工，经检查确认无误后再行施工。

(7) 高强度螺栓连接副的保管时间不应超过 6 个月。当由于停工、缓建等原因，保管周期超过 6 个月时，若再次使用须按要求进行扭矩系数试验或紧固轴力试验，检验合格后方可使用。

第四章 钢结构铆钉连接

第一节 铆钉连接的一般特性

(1) 铆接连接是将一端带有预制钉头的金属圆杆，插入被连接构件的圆孔中，利用铆钉机或压铆机铆合而成。

(2) 铆钉连接制造有热铆和冷铆两种方法，热铆即是将铆钉用碳加热炉加热后用铆钉机铆合的方法，热铆的加热温度为 $1000 \sim 1100^{\circ}\text{C}$ 。冷铆是在常温下铆合而成，目前在钢构中一般都采用热铆。

(3) 铆钉有半圆头、高头、埋头（沉头）等各种型式。

①半圆头铆钉适用连接钢板厚度等于和小于 5 倍铆钉直径的范围内。

②高头（平锥头）铆钉适用于钢板连接总厚度在 5~7 倍铆钉直径的范围内使用。

③埋头（沉头）铆钉适用于构件表面要求平整的部位，但埋头铆钉不能用于钉件受拉部位。埋头铆钉适用于连接厚度较小的冷铆结构的连接。

(4) 铆钉的排列和螺栓相同，在型钢上布置铆钉和选用铆钉直径时，也要考虑型钢尺寸的限制。

第二节 铆钉的规格

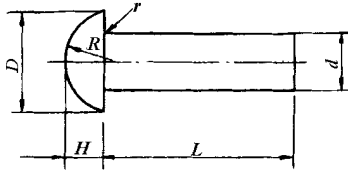
(1) 半圆头铆钉、平锥头铆钉、沉头铆钉和半沉头铆钉的规格分别见表 4-4-1、表 4-4-2、表 4-4-3、表 4-4-4。

①半圆头铆钉（粗制）GB 863.1—86

第四章 钢结构铆钉连接

表 4-4-1

头圆头铆钉（明）尺寸



标记示例：

直径 12mm、长 50mm、材料为 ML2、不经表面处理的半圆头铆钉：

铆钉 12 × 50 GB 863—86

L mm		d mm									
		12	(14)	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36
公称尺寸	允差	每 1000 个钢铆钉的重量 kg≈									
20	± 0.65	33.07									
22		34.85	50.21								
24		36.64	52.54								
26		38.42	54.98	77.37							
28		40.20	57.41	80.54							
30		41.99	59.84	83.72							
32	± 0.80	43.78	62.27	36.89	111.8	143.5					
35		46.45	65.91	91.66	117.8	151.0					
38		49.14	69.56	96.41	123.8	158.4	202.5				
40		50.92	71.99	99.59	127.9	163.3	208.5				
42		52.71	74.42	102.8	131.9	168.3	214.5				
45		55.38	78.07	107.5	137.9	175.7	223.5				
48		58.06	81.71	112.3	143.9	183.1	232.5				
50		59.85	84.14	115.5	147.9	188.1	238.5				

第四篇 钢结构的连接构造及实例与图集

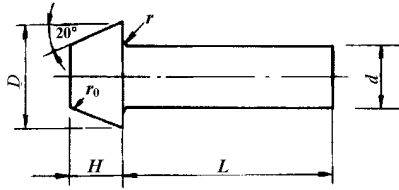
L mm		d mm									
		12	(14)	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36
公称尺寸	公差	每 1000 个钢铆钉的重量 kg≈									
52	± 0.95	61.64	86.57	118.6	152.0	193.1	244.5	315.3			
55		64.31	90.22	123.4	158.0	200.5	253.5	326.0	411.8	526.8	
58		66.99	94.86	128.3	164.0	207.9	262.6	336.8	425.3	543.5	826.5
60		68.78	97.29	131.3	168.0	213.3	268.6	343.9	434.4	554.7	842.6
65		73.24	102.4	139.5	178.1	226.8	283.6	361.7	457.0	582.6	882.8
70		77.71	108.4	147.2	188.1	237.7	298.6	379.5	479.6	610.5	923.0
75		82.17	114.5	155.5	198.2	250.1	313.6	397.4	502.1	638.4	963.1
80		86.63	120.6	163.1	208.2	262.5	328.6	415.2	524.8	666.3	1003
85	± 1.10	91.10	126.7	171.0	218.3	274.9	343.6	433.0	547.4	684.3	1044
90		95.56	132.3	179.0	228.3	287.3	358.6	451.0	570.0	722.1	1084
95			138.4	186.9	238.3	299.7	373.6	468.9	592.6	750.0	1124
100			144.9	194.8	248.4	312.1	388.6	486.7	615.1	777.9	1164
110				210.7	268.5	336.9	418.6	522.4	660.4	833.7	1244
120					288.6	361.7	448.6	553.1	705.6	889.5	1325
130	± 1.30			308.6	386.5	478.6	593.9	750.8	945.3	1405	
140				328.6	411.3	508.6	629.5	796.0	1001	1485	
150				348.6	436.1	538.6	665.1	841.2	1057	1566	
160						568.8	700.7	886.4	1113	1646	
170						598.6	736.3	931.6	1169	1727	
180						628.6	771.9	976.8	1224	1797	
190	± 1.45									1887	
200										1958	

注：括号内的尺寸，尽可能不采用。
 技术条件按 CB 116—76 的规定。

第四章 钢结构铆钉连接

②平锥头铆钉（粗制）CB 864—86 见表 4—4—2

表 4—4—2 平锥头铆钉（粗制）尺寸



标记示例：

直径 12mm、长 50mm、材料为 ML2、不经表面处理的平锥头铆钉：
 铆钉 12 × 50 GB 864—86

L mm		d mm								
		12	(14)	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30
公称尺寸	允差	每 1000 个钢铆钉的重量 kg≈								
20	± 0.65	36.60	56.07							
22		38.38	58.50							
24		40.17	60.93	89.53						
26		41.95	63.37	92.71						
28		43.73	65.80	95.88						
30		45.52	68.23	99.06	131.7	166.5				
32	± 0.80	47.31	70.66	102.3	135.7	171.5				
35		50.00	74.29	107.0	141.7	179.0				
38		52.66	77.85	111.8	147.7	186.3	246.5			
40		54.45	80.38	114.9	151.8	191.3	252.5			
42		56.24	82.81	118.1	155.8	196.3	258.5			
45		58.93	86.44	122.9	161.8	203.8	267.5			
48		61.59	90.10	127.6	167.8	211.1	276.5			
50		63.38	92.53	130.8	171.8	216.1	282.5	336.4		

第四篇 钢结构的连接构造及实例与图集

L mm		d mm										
		12	(14)	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36	
公称尺寸	允差	每 1000 个钢铆钉的重量 kg≈										
52	± 0.95	65.17	94.96	134.0	175.9	221.1	288.5	343.5				
55		67.84	98.61	138.7	181.9	228.5	297.5	354.2				
58		70.52	102.3	143.5	187.9	235.9	306.5	364.9	482.2			
60		72.31	104.7	146.7	191.9	240.9	312.5	372.1	491.3			
65		76.77	110.8	154.6	202.0	253.3	327.6	389.9	513.9	671.8		
70		81.24	116.8	162.5	212.6	265.7	342.5	407.7	536.5	699.7	1133	
75		85.70	122.9	170.5	222.1	278.1	357.6	425.6	559.1	727.6	1173	
80		90.16	128.9	178.3	232.1	290.5	372.6	443.5	581.7	755.5	1213	
85	± 1.10	94.63	135.1	186.3	242.2	302.9	387.6	461.4	604.3	783.4	1253	
90		99.09	141.2	194.3	252.2	315.3	402.6	479.2	626.9	811.3	1293	
95		103.6	147.2	202.2	262.2	327.7	417.6	497.1	649.5	839.2	1333	
100		108.0	153.3	210.1	272.3	340.1	432.6	514.9	672.1	867.1	1374	
110				226.0	292.4	364.9	467.6	550.6	717.3	922.9	1454	
120					312.5	389.7	492.6	586.4	762.5	978.7	1534	
130					332.6	414.5	522.6	622.3	807.7	103.5	1615	
140					352.6	439.3	552.6	657.7	852.9	1090	1695	
150	± 1.30				372.7	464.1	582.6	693.5	898.1	1146	1775	
160							612.6	729.2	943.3	1202	1856	
170							642.6	764.9	988.5	1258	1936	
180							672.6	800.6	1034	1314	2016	
190		± 1.45										2097
200												2177

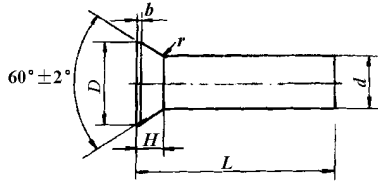
注：括号内的尺寸，尽可能不采用。

技术条件按 CB116—76 的规定。

第四章 钢结构铆钉连接

③沉头铆钉（粗制）按 GB 865—86 见表 4—4—3。

表 4—4—3 沉头铆钉（粗制）尺寸



标记示例：

直径 12mm、长 50mm、材料为 ML2、不经表面处理的沉头铆钉：

铆钉 12 × 50 GB 865—86

L mm		d mm									
		12	(14)	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36
公称尺寸	允差	每 1000 个钢铆钉的重量 kg≈									
20	± 0.65	19.23	27.12								
22		20.63	29.02								
24		22.02	30.92	41.63							
26		23.42	32.82	44.11							
28		24.81	34.72	46.59	68.99						
30		26.20	36.61	49.07	72.98	95.17					
32	± 0.80	27.60	38.51	51.54	76.98	100.1					
35		29.69	41.36	55.26	82.97	107.5					
38		31.78	44.21	58.98	88.96	114.9	143.2				
40		33.18	46.11	61.46	92.96	119.8	149.1				
42		34.57	48.00	63.94	96.95	124.8	155.1				
45		36.66	50.85	67.66	102.9	132.2	164.1				
48		38.76	53.70	71.38	108.9	139.6	173.0				
50		40.15	55.60	73.86	112.9	144.5	179.0	214.9			

第四篇 钢结构的连接构造及实例与图集

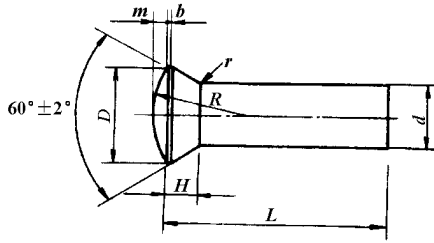
L mm		d mm									
		12	(14)	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36
公称尺寸	允差	每 1000 个钢铆钉的重量 kg≈									
52	± 0.95	41.54	57.49	76.34	116.9	149.4	185.0	222.0			
55		43.64	60.34	80.06	122.9	156.8	193.9	232.7	294.8		
58		45.73	63.19	83.77	128.9	164.2	202.9	243.4	308.3		
60		47.12	65.09	86.25	132.9	169.2	208.8	250.5	317.3	414.1	
65		50.61	69.83	92.45	142.9	181.5	223.7	268.2	339.8	442.8	636.5
70		54.10	74.58	98.65	152.9	193.8	238.7	286.0	362.2	469.6	676.5
75		57.58	79.32	104.8	162.9	206.2	253.6	303.7	384.7	497.3	716.4
80			84.07	111.0	172.9	218.5	268.5	321.5	407.2	525.0	756.4
85	± 1.10		88.81	117.2	182.8	230.8	283.4	339.2	429.7	552.8	796.4
90			93.56	123.4	192.8	243.1	298.3	357.0	452.1	580.5	836.3
95			98.31	129.6	202.8	255.5	313.3	374.8	474.6	608.3	876.3
100			103.1	135.8	212.8	267.8	328.2	392.5	497.1	636.0	916.2
110					232.8	292.5	358.0	428.0	542.0	691.5	996.1
120					252.8	317.1	387.9	463.5	587.0	747.0	1076
130					272.7	341.8	417.7	499.0	631.9	802.5	1156
140	± 1.30				292.7	366.5	447.6	534.6	676.9	858.0	1236
150					312.7	391.1	477.4	570.1	721.8	913.5	1316
160							507.2	605.6	766.8	969.0	1396
170							537.1	641.1	811.7	1024	1476
180							566.9	676.6	856.6	1080	1555
190		± 1.45									1135
200										1191	1715

注：括号内的尺寸，尽可能不采用。
 技术条件按 GB 116—76 的规定。

第四章 钢结构铆钉连接

④半沉头铆钉（粗制）按 GB 866—86 见表 4-4-4

表 4-4-4 半沉头铆钉（粗制）尺寸



标记示例：

直径 12mm、长 50mm、材料为 ML2、不经表面处理的半沉头铆钉：

铆钉 12 × 50 GB 866—86

L mm		d mm									
		12	(14)	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36
公称尺寸	允差	每 1000 个钢铆钉的重量 kg≈									
20	± 0.65	22.44	32.36								
22		23.83	34.26								
24		25.23	36.15	48.34							
26		26.62	38.05	50.82							
28		28.02	39.95	53.30	78.40						
30		29.41	41.85	55.78	82.39	109.1					
32	± 0.80	30.81	43.75	58.26	86.39	114.0					
35		32.90	46.59	61.98	92.38	121.4					
38		34.99	49.44	55.69	98.37	128.8	162.8				
40		36.38	51.34	68.17	102.4	133.7	168.8				
42		37.79	53.24	70.65	106.4	138.7	174.7				
45		39.87	56.09	74.37	112.4	146.1	183.7				
48		41.96	58.93	78.09	118.3	153.5	192.7				
50		43.36	60.83	80.57	122.3	158.4	198.6	240.4			

第四篇 钢结构的连接构造及实例与图集

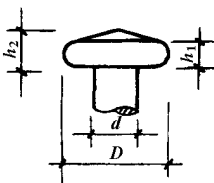
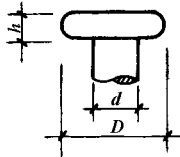
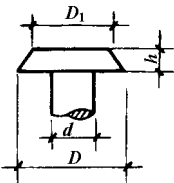
L mm		d mm									
		12	(14)	16	(18)	20	(22)	24	(27)	30	36
公称尺寸	允差	每 1000 个钢铆钉的重量 kg≈									
52	± 0.95	44.75	62.73	83.05	126.3	163.3	204.6	247.5			
55		46.84	65.58	86.77	132.3	170.7	213.5	258.2	326.9		
58		48.93	68.42	90.49	138.3	178.1	222.5	268.8	340.3		
60		50.33	70.32	92.97	142.3	183.1	228.5	275.9	349.3	461.2	
65		53.82	75.07	99.16	152.3	195.4	243.4	293.7	371.8	488.9	710.5
70		57.30	79.81	105.4	162.3	207.7	258.3	311.4	394.3	516.7	750.5
75		60.79	84.56	111.6	172.3	220.1	273.2	329.2	416.8	544.4	790.5
80			89.30	117.8	182.3	232.4	288.1	346.9	439.2	572.2	830.4
85	± 1.10		94.05	124.0	192.3	244.7	303.1	364.7	461.7	599.9	870.4
90			98.79	130.2	202.2	257.0	318.0	382.5	484.2	627.7	910.3
95			103.5	136.4	212.2	269.4	332.9	400.2	506.6	655.4	950.3
100			108.3	142.6	222.2	281.7	347.8	418.0	529.1	683.1	990.2
110					242.2	306.4	377.7	453.5	574.1	738.6	1070
120					262.2	331.0	407.5	489.0	619.0	794.1	1150
130	± 1.30				282.1	355.7	437.3	524.5	664.0	849.6	1230
140					302.1	380.4	467.2	560.0	708.9	905.1	1310
150					322.1	405.0	497.0	595.5	753.8	960.6	1390
160							526.9	631.0	798.8	1016	1470
170							556.7	666.6	843.7	1072	1550
180							586.5	702.1	887.7	1127	1629
190	± 1.45									1183	1709
200										1238	1789

注：括号内的尺寸，尽可能不采用。

技术条件按 CB 116—76 的规定。

⑤冷铆圆锥形、扁平头形的铆钉及其顶头尺寸见表 4-4-5。

表 4-4-5 冷铆圆锥形、扁平形的铆头及其顶头的尺寸表 (mm)

项次	铆杆直径	圆锥形铆头及顶头			扁 平 形 钉 头			
					铆 头		顶 头	
								
d	D	h ₁	h ₂	D	h	D	D ₁	
1	13	19	4	9	19	4.5	22	19.0
2	16	23	5	10	23	5.5	26	24.5
3	19	27	6	12	27	6.5	30	28.0
4	22	31	7	14	31	7.5	35	32.5
5	25	35	8	16	35	8.5	39	36.5

第三节 铆钉的材料及机械性能

铆钉的材料应有良好的塑性，通常采用专用钢材 ML2 和 ML3 普通碳素钢制造，其化学成份及机械性能分别见表 4-4-6、4-4-7。

(1) 铆螺用钢的钢号及化学成分 (GB 715—65)

表 4-4-6 铆钉用钢材化学成分

钢 号	化 学 成 分			
	碳	磷	硫	铜
		不大于		
ML2	0.09~0.15	0.45	0.50	0.25
ML3	0.14~0.22	0.45	0.50	0.25

(2) 铆螺用钢的主要机械性能 (GB 715—65)

表 4-4-7

铆钉用钢材机械性能

钢号	抗拉强度 δ_{tp} (kg/cm ²) / (MPa)	伸长率 (%)		冷顶锻试验 $X = \frac{h_1}{h}$	热顶锻试验	热状态下或冷状态下铆钉头锻平试验
		δ_{10}	δ_5			
ML2	34 ~ 42 3.33 ~ 4.12	26	31	X = 0.4	达 1/3 高度	顶头直径为圆钢直径的 2.5 倍
ML3	38 ~ 47 3.73 ~ 4.16	22	26	X = 0.5	达 1/3 高度	

第四节 铆钉机构造及使用

(1) M22 及 M28 型铆钉机的构造如图 4-4-1 所示, 它由柄体部件、配气部分及冲击机构组成。柄体的作用是控制机器的起动与停止, 在工作时, 工人握住柄体的握把操纵机器, 机器的起动与停止, 是用压柄控制的。压缩空气由接合螺母经过滤网进入起动阀套的外空刀槽中, 当压柄压下, 推杆将起动阀推开, 此时压缩空气经过起动阀套上的小孔及起动阀与起动阀套间的空隙, 流入柄体的曲折孔道, 最后由柄体的环形槽流入上阀柜于是机器便开始动作。如将压柄松开则压缩空气被起动阀所阻止, 铆钉机便停止工作。

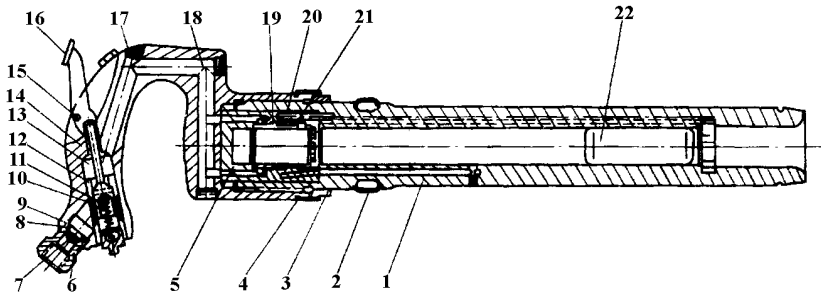


图 4-4-1 铆钉机结构图

1. 气缸 2. 挡圈 3. 止动圈 4. 固定环 5. 上阀柜 6. 接合螺母 7. 滤网 8. 滤网垫
9. 起动阀螺堵 10. 起动阀弹簧 11. 起动阀 12. 起动阀套 13. 推杆 14. 推杆套 15. 圆柱销
16. 压柄 17. 填塞 18. 柄体 19. 阀 20. 圆柱销 21. 下阀柜 22. 锤体

(2) 技术规格见表 4-4-8。

表 4-4-8

M22 和 M28 铆钉机的技术规格

项 目 名 称	规 格	
	M22	M28
铆钉直径 (mm)	22	28
全长 (mm)	500	550
机重 (kg)	9.5	10.5
当工作气压为 0.49MPa (5kg/cm ²) 时:		
1 冲击功 (kg·m/N·m)	2.5/24.52	3.8/37.27
2 冲击数 (bpm)	1100	900
3 耗气量 m ³ /min	0.9	0.9

(3) 拆卸与装配

新购置的铆钉机在使用前须将其拆卸清洗。以除去防锈油层及污物。长期使用的铆钉机也要进行定期拆卸清洗及检修，其拆卸及装配的顺序如下：

①拆卸

A. 用螺丝刀抵住固定环开口的一端，用手按住另一端面，轻轻推动螺丝刀即可使固定环张开，并与柄体脱开。

B. 将止动圈推开，使它的锯齿牙与柄体的牙脱开。

C. 用扳手将柄体拧下。

D. 从缸体中取出阀柜，阀、下阀柜及圆柱销。

E. 拆除柄体部件。

②装配

装配的顺序与拆卸相反，装配注意事项如下：

A. 柄体部件装配后接上供气胶管，按动压柄观查气路开闭情况，在松开压柄时应将气路关闭；此时不应有“丝丝”的漏气声。

B. 将柄体拧到气缸上时应拧紧，不得松动，止动圈的锯齿牙与柄体的锯齿牙应对正，如果二者牙的位置相差较大，应将止动圈退出，转动一个或几个花键齿然后再推上去。

C. 安装固定环时应用手扶住止动圈，将固定环从侧面卡入柄体环槽中，然后用力平稳推送即可安好。

D. 拆卸和装配应在清洁干燥的专门场所进行（工具房、检修站），不得在工作现场拆卸和装配。

E. 装配完成后，将机器倒立，如阀处于后部位置，锤体放入缸中，锤体应很自由的落到上阀柜内，并能听到起阀声。而后往气缸内加少量润滑油，安上输气胶管，开始试车。

(4) 铆钉枪(机)使用注意事项如下:

①工作前注意事项

- A. 检查供气管路气压;气压应在 $0.49 \sim 0.59\text{MPa}$ ($5 \sim 6\text{kg/cm}^2$) 范围内,不宜过高和过低,过高则影响机器使用寿命,过低则降低性能影响铆接质量。
- B. 检查胶管接口及滤网是否清洁,防止堵塞。
- C. 检查气缸与窝头尾部配合间隙,不应过紧和过松。
- D. 由气缸尾部孔中注入少量润滑油。
- E. 锤体放入气缸之前,应擦拭干净。
- F. 将输气胶管内部的脏物吹去以后,再与机器连接。

②工作中注意事项

- A. 铆接过程中应以一定的力量压紧机器,以免锤体飞出发生事故。
- B. 注意窝头发热情况,过热时放入冷水中冷却,装到机器上时应在尾部加注少量润滑油。
- C. 连续工作的铆钉枪(机),每工作班应往机器内加 $3 \sim 4$ 次润滑油。
- D. 注意柄体与气缸连接是否坚固,发现松动应立即调整好。
- E. 发生故障时应送检修部门检修,不得在工作地点拆卸。

③停止工作时注意事项

- A. 短时间停止工作,应将锤体取出或关闭气路阀门,以免误触动压柄使锤体飞出伤人。将机器放在清洁地方,防止污物侵入。
- B. 长期连续使用的铆钉枪(机)每七天应拆卸清洗一次,及时更换已磨损零件。
- C. 如长期停止使用,可将机器浸压油槽中储存,或者涂以防锈油,将外露孔口用木塞堵住,装在木箱中存放。

(5) 铆钉枪(机)的锤体和窝头易磨损和损坏,需备用一定数量供其使用和更换,其锤体和窝头构造及制造要求分别见图 4-4-2 和 4-4-3。

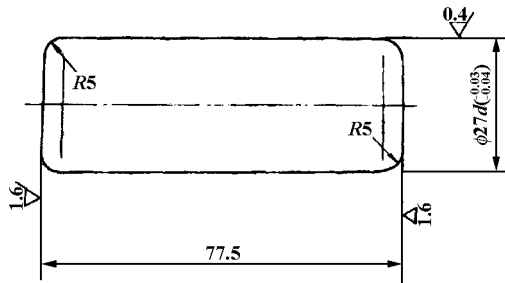
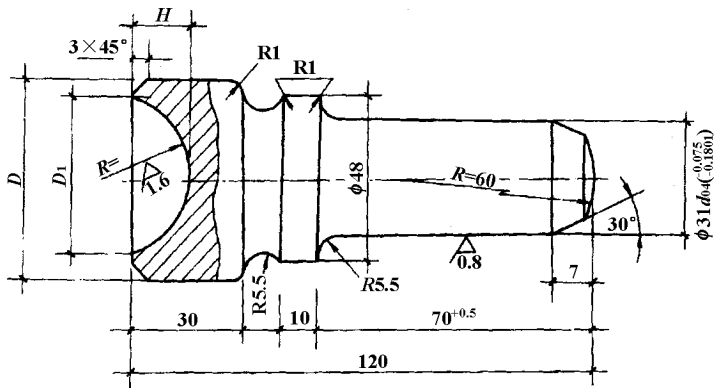


图 4-4-2 锤体制造图

技术要求

1. 材料 T8A
2. 淬火 HRC60 ~ 65
3. $\phi 27$ 尺寸按气缸内孔磨损后尺寸配制,间隙应为 $0.03 \sim 0.06\text{mm}$ 。



技术要求

1—材料 T8A 2—淬火 HRC50 ~ 55
窝头的尺寸

单位：mm

铆钉直径	D	D ₁	H	R≈
16	45	28.5	9.25	15.5
19	45	33.2	11	18
22	50	38.2	13	20.5
25	55	43.1	15	23
28	60	48.8	17	26

图 4-4-3 窝头制造

第五节 铆钉施工

铆钉施工有热铆和冷铆两种方法，钢结构铆接连接一般都采用热铆施工，热铆用铆钉枪（机）施工时将铆钉加热到淡黄色（1000 ~ 1100℃），用铆钉枪（机）铆接时将铆钉加热到褐红色（650℃ ~ 670℃），插入钉孔；背后用气动顶把顶住，然后按下列程序将铆钉铆好：

- (1) 将铆钉枪（机）窝头对准铆钉沿铆钉轴线打下。
- (2) 将铆钉头打成蘑菇头形状，此时铆钉茎充满了钉孔。
- (3) 打成钉头形状。
- (4) 围绕铆钉中心打击，使铆钉头与板密合。
- (5) 将铆钉枪（机）稍许提起，边转边打，使铆钉边缘密合情况更好。

冷铆施工时在常温下进行，用铆钉枪铆接时最大直径不得超过 13mm，用铆钉机铆接时最大直径不应超过 25mm。

第六节 铆钉质量检验

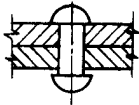
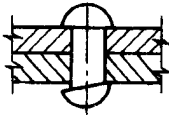
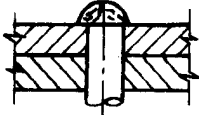
一、铆钉质量检验

铆钉质量检验采用外观检验和敲打两种方法，外观检查主要检验外观疵病，敲击法检验用 0.3kg 的小锤敲打铆钉的头部，用以检验铆钉的铆合情况。铆钉头不得有丝毫跳动，铆钉的钉杆应填满钉孔，钉杆和钉孔的平均直径误差不得超过 0.4mm，其同一截面的直径误差不得超过 0.6mm。

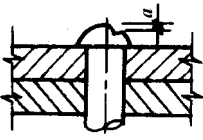
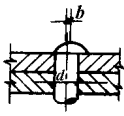
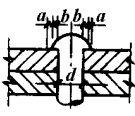
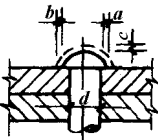
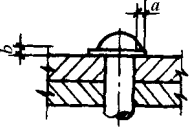
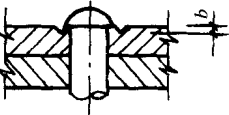
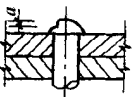
对于有缺陷的铆钉应予以更换，不得采用捻塞、焊补或加热再铆等方法进行修整。

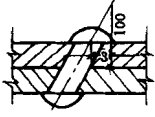
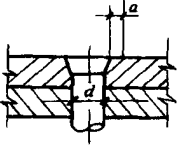
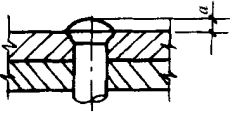
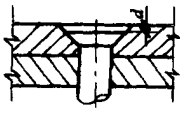
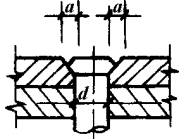
铆成的铆钉和外形的偏差超过表 4-4-9 的规定时，应予作废，进行更换，不得采用捻塞，焊补或加热再铆等方法整修有缺陷的铆钉。

表 4-4-9 铆钉的允许偏差

项次	偏差名称	示意图	允许偏差值	偏差原因	检查方法
1	铆钉头的周围全部与被铆板叠不密贴		不允许	甲、铆钉头和钉杆在连接处有凸起部分 乙、铆钉头未顶紧	甲、外观检查 乙、用厚 0.1mm 的塞尺检查
2	铆钉头的周围部分与被铆板叠不密贴		不允许	顶把位置歪斜	甲、外观检查 乙、用厚 0.1mm 的塞尺检查
3	铆钉头裂纹		不允许	甲、加热过度 乙、铆钉钢材质量不良	外观检查

第四章 钢结构铆钉连接

项次	偏差名称	示意图	允许偏差值	偏差原因	检查方法
4	铆钉头刻伤		$a \leq 2\text{mm}$	铆接不良	外观检查
5	铆钉头偏心		$b \leq \frac{d}{10}$	铆接不良	外观检查
6	铆钉头周围不完整		$a + b \leq \frac{d}{10}$	甲、钉杆长度不够 乙、铆钉头顶压不正	外观检查 并用样板检查
7	铆钉头过小		$a + b \leq \frac{d}{10}$ $c \leq \frac{d}{20}$	铆模过小	外观检查 并用样板检查
8	铆钉头周围有正边		$a \leq 3\text{mm}$ $0.5\text{mm} \leq b \leq 3\text{mm}$	钉杆过长	外观检查
9	铆模刻伤钢材		$b \leq 0.5\text{mm}$	铆接不良	外观检查
10	铆钉头表面不平		$a \leq 0.3\text{mm}$	甲、铆钉钢材质量不良 乙、加热过度	外观检查

项次	偏差名称	示意图	允许偏差值	偏差原因	检查方法
11	铆钉歪斜		板迭厚度的 3% 但不得大于 3mm	扩孔不正确	甲、外观检查 乙、测量相邻铆钉的中心距离
12	埋头不密贴		$a \leq \frac{d}{10}$	甲、划边不准确 乙、钉杆过短	外观检查
13	埋头凸出		$a \leq 0.5\text{mm}$	钉杆过长	外观检查
14	埋头凹进		$a \leq 0.5\text{mm}$	钉杆过短	外观检查
15	埋头钉周围有部分或全部缺边		$a \leq \frac{d}{10}$	甲、钉杆过短 乙、划边不准确	外观检查

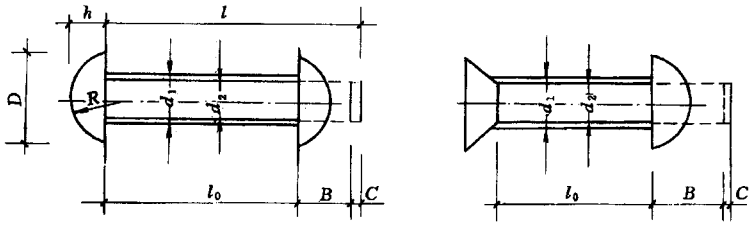
二、铆钉杆长度选择

1. 闭合端为半圆头之铆钉选择见表 4-4-10。

第四章 钢结构铆钉连接

表 4-4-10

闭合端为半圆头铆钉选择表



$$l = A l_0 + B + C$$

$$A = d_1^2 / d_2^2$$

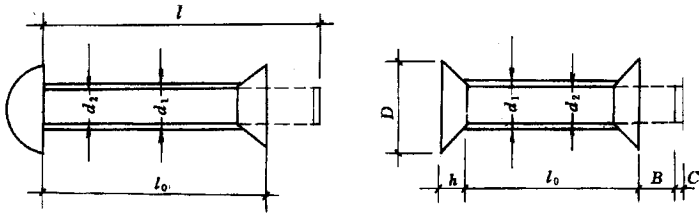
$$B = \frac{4h^2 (3R - h)}{3d_2^2}$$

(单位: mm)

D	24	29	34	39	44	50	55
h	9	10	12	14	16	18	20
R	12.5	15.5	18	20.5	23	26	29
A1	1.16	1.13	1.11	1.10	1.09	1.08	1.07
D	17	18	22	26	29	33	27
C	4~7	5~9	5~10	6~11	6~11	7~12	7~12
d ₁	14	17	20	23	26	29	32
d ₂	13	16	19	22	25	28	31

2. 闭合端为埋头之铆钉长度选择见表 4-4-11

表 4-4-11 闭合端为埋头铆钉选择表



$$l = A l_0 + B + C$$

$$A = d_1^2 / d_2^2$$

$$B = \frac{h (D^2 + D d_1 - 2 d_1^2)}{3 d_1^2}$$

(单位: mm)

D	21.5	24.5	30	35	39.5	44	48
h	5.4	7.5	9.5	11	12.5	14	15.5
A	1.16	1.13	1.11	1.10	1.09	1.08	1.07
B	4	5	6	7.5	8	9	10
C	4~7	5~9	5~10	6~11	6~11	7~12	7~12
d ₁	14	17	20	23	26	29	32
d ₂	13	16	19	22	25	28	31

第五章 多、高层建筑钢结构节点构造图集

说 明

1. 设计依据

- (1)《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ 99-98)
- (2)《钢结构设计规范》(GB 50017)
- (3)《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2001)
- (4)《混凝土结构设计规范》(GB 50010)
- (5)《建筑钢结构焊接规程》(JGJ 81-91)
- (6)《建筑结构制图标准》(GBJ 105-87)

2. 适用范围

本图集适用于多、高层房屋钢结构的非抗震设计及抗震设防烈度为 6.7.8.9 度地区(除甲类建筑以外)的抗震设计。

3. 材料

应采用符合《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ 99-98)中第 2.0.1 条~2.0.9 条所规定的结构钢材、连接材料及其技术要求。

4. 钢或钢—混凝土组合构件的截面形式、焊缝尺寸、螺栓直径和数量、配筋等均由设计者根据具体工程情况计算确定、本图集各节点详图所示尺寸和数量为最低构造要求或表明其一般的作法。

5. 本图集表格、计算公式编号的规定：

为了便于查找，本图集规定：公式或表格所在的页号即为公式号或表格号，以正整数的方式表达，当某页中的图表或公式多于一个时，则再在正整数后面加小数点和序号表示。

6. 本图集零（构）件连接的表示方法：








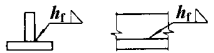

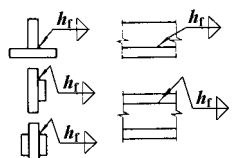

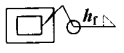
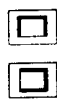


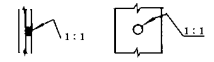

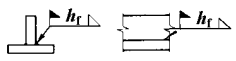

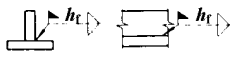
1) 本图集零（构）件用螺栓和角焊缝连接的图例详见表 4-5-1。

2) 本图集零（构）件用对接焊缝的连接，因涉及各种不同的坡口形式，情况比较复杂，因此特采用带有箭头指向连接处的引线 and 一条上、下带有焊缝形式或坡口形式的横线以及一个附有焊接接头的基本型式与尺寸图中索引编号的箭尾三部分组成，如图所

示。

7. 本图集集中的尺寸除注明者外，均以毫米为单位。

表 4-5-1 零（构）件用螺栓和角焊缝连接的图例

序号	名称	型式	图例	说明
1	螺栓孔		 	
2	高强度螺栓		 	
3	安装螺栓		 	
4	单面角焊缝			单面角焊缝焊脚尺寸为 h_f
5	双面角焊缝			双面角焊缝焊脚尺寸为 h_f
6	周围焊缝			周围焊缝焊脚尺寸为 h_f
7	三面围焊缝			三面围焊缝焊脚尺寸为 h_f
8	塞焊缝			
9	单面安装角焊缝			单面安装角焊缝焊脚尺寸为 h_f
10	双面安装角焊缝			双面安装角焊缝焊脚尺寸为 h_f

多、高层民用建筑钢结构节点连接设计的一般规定及其构造要求

一、节点设计的原则：

1. 非抗震设计的多、高层民用建筑钢结构，受风荷载控制，处于弹性受力状态，节点设计时，一般按满足杆件内力设计值的要求即可，但在抗震设计时，应考虑结构要进入弹塑性阶段，节点连接的承载力应高于杆件截面的承载力，其杆件和连接应满足下列表达式：

$$S \leq R / \gamma_{RE} \dots\dots\dots (4.1)$$

式中 S) ——考虑多遇地震作用时，荷载效应和地震作用效应在结构构件中的组合设计值，包括组合的弯矩、轴向力和剪力设计值。

R——结构构件及其连接的承载力设计值。

γ_{RE} ——结构构件及其连接的承载力抗震调整系数，按表 4 选用。

表 4-5-2 结构构件及其连接的承载力抗震调整系数

构件名称	柱	梁	支撑	节点板件	连接螺栓	连接焊缝
γ_{RE}	0.75	0.75	0.80	0.85	0.85	0.90

表注：当仅计算竖向地震作用时，各类结构构件的承载力抗震调整系数均宜采用 1.0。

2. 要求抗震设防的结构，当风荷载起控制作用时，仍应满足抗震设计的构造要求。

二、梁与柱连接构造的一般规定

1. 梁与柱的连接宜采用柱贯通型。

2. 在抗震设防结构中，当柱在两个互相垂直的方向都与梁刚接时，宜采用箱形截面，当仅在一个方向刚接时，宜采用工字形截面，并将柱腹板置于刚接框架平面内。

3. 梁与柱刚性连接时，梁翼缘与柱翼缘间应采用全熔透坡口焊缝，8 度乙类建筑和 9 度时，应检验 V 形切口的冲击韧性，其恰帕冲击韧性在 -20℃时不低于 27J。

4. 框架梁采用悬臂梁段与柱刚性连接时，悬臂梁段与柱应预先采用全焊接连接，梁的现场拼接可采用翼缘焊接腹板螺栓连接或全部螺栓连接。

5. 其他要求详见本标准图有关节点详图中的标注或说明。

三、构件连接节点的设计与验算：

1. 梁与柱的刚性连接

1) 在非抗震设防结构中，梁柱翼缘间的连接宜按等强设计原则进行，即连接所受的轴向力按 $N = A_f f$ 计算 (A_f 为梁翼缘板的截面面积、 f 为梁的钢材抗拉强度设计值)，腹板连接应按承受全部剪力和梁腹板上所受的弯矩 M_w 进行计算， M_w 按下式计算。

$$M_w = I_w M / I \dots\dots\dots (4.2)$$

式中 M ——梁与柱连接处梁截面所受的组合弯矩设计值，或取梁截面的最大抗弯设计值。

I_w 、 I ——分别为梁腹板和梁全截面的惯性矩。

2) 在抗震设防结构中，为了便于与设计非抗震结构时使用设计手册中统一的结构构件或连接件承载力设计值的图表，可将式(4.1)改写为 $\gamma_{RE} S \leq R$ ，即将 γ_{RE} 作为地震作用组合内力设计值的降低系数，为此，梁翼缘的最大轴向力设计值可表示为 $N_f = 0.75 A_f f$ ，翼缘连接焊缝应承受的轴向力设计值为 $N_f^w = 0.9 A_f f$ ，(二者之比 $N_f^w / N_f = 1.2$)，这对于等截面工字梁而言，其翼缘与柱的坡口焊缝是不满足节点连接承载力应高于杆件截面承载力要求的，因此宜采用第 19~20 页所示的加强梁端与柱的连接或削弱梁翼缘的犬骨式连接。

当腹板用高强度螺栓连接时，其螺栓应能承受 $0.85/0.75 = 1.133$ 倍由腹板所能承受的最大抗弯设计值和地震作用效应组合剪力设计值在螺栓中所产生的合成剪力。

当腹板用工地焊缝连接时，其焊缝应能承受 $0.9/0.75 = 1.2$ 倍由腹板所能承受的最大抗弯设计值和地震作用效应组合剪力设计值在角焊缝中所产生的合成剪应力。

除此而外尚应按下式满足梁柱刚性连接处的极限受弯受剪承载力。

$$M_u = 1.2 M_p \dots\dots\dots (4.3)$$

$$V_u \geq 1.3 (2 M_p / l_n) \text{ 且 } V_u \geq 0.58 h_w t_w f_y \dots\dots\dots (4.4)$$

式中 M_u ——梁上下翼缘全熔透坡口焊缝的极限受弯承载力；

V_u ——梁腹板连接的极限受剪承载力，垂直于角焊缝受剪时，可提高 1.22 倍；

M_p ——梁（梁贯通时为柱）的全塑性受弯承载力；

l_n ——梁的净跨（梁贯通时取该楼层柱的净高）；

h_w ， t_w ——梁腹板的高度和厚高；

f_y ——钢材的屈服强度，见表 5 的注。

2. 支撑与框架的连接及支撑拼接承载力的计算，分别见第 34 页和第 41 页中的有关规定。

3. 梁、柱构件的工地拼接

1) 在非抗震设防结构中，当梁柱拼接处的内力较大时，和梁与柱刚性连接时的要求相同，当内力较小时，连接承载力不应低于梁柱截面承载力设计值的 50%。

2) 在抗震设防结构中，梁柱的工地拼接考虑构件运输，对梁而言，通常位于距梁端不远处，大震时将进入塑性区，其对接焊缝的轴向承载力不能满足须大于梁翼缘板的轴向承载力的要求，因此其工地拼接点宜避开塑性区，将拼接点放在距 $1/10$ 跨长或两倍梁高范围之外，将柱的拼接点放在位于框架梁顶面以上 1.3m 附近，此时梁柱的拼接即可按等强的原则来进行设计。

除此之外尚应按下式满足梁柱在拼接处的极限受弯、受剪承载力。

$$V_u \geq 0.58 h_w t_w f_y \dots\dots\dots (5.1)$$

无轴向力时 $M_u \geq 1.2M_p$ (5.2)

有轴向力时 $M_u \geq 1.2M_{pc}$ (5.3)

式中 M_u 、 V_u —分别为构件拼接的极限受弯、受剪承载力；

M_{pc} —构件有轴向力时的全截面受弯承载力；

h_w 、 t_w —拼接构件截面腹板的高度和厚度；

拼接采用螺栓连接时，尚应符合下列要求：

翼缘 $nN_{cu}^b \geq 1.2A_f f_y$ 且 $nN_{vu}^b \geq 1.2A_f f_y$ (5.4)

腹板 $N_{cu}^b \geq \sqrt{(V_u/n)^2 + (N_M^b)^2}$ 且 $N_{vu}^b \geq \sqrt{(V_u/n)^2 + (N_M^b)^2}$ (5.5)

式中 N_{vu}^b 、 N_{cu}^b ——一个高强度螺栓的极限受剪承载力和对应的板件极限承压力；分别按公式(5.12)、(5.13)计算。

A_f —翼缘的有效截面面积； n —翼缘拼接或腹板拼接一侧的螺栓数；

N_M^b —腹板拼接中弯矩引起的一个螺栓的最大剪力。

在公式(5.3)中梁柱构件有轴力时的全截面受弯承载力 M_{pc} ，应按下列公式计算：

工字形截面（绕强轴 I-I ）和箱截面

当 $N/N_y \leq 0.13$ 时 $M_{pc} = M_p$ (5.6)

当 $N/N_y > 0.13$ 时 $M_{pc} = 1.15(1 - N/N_y)M_p$ (5.7)

工字形截面（绕弱轴 II-II ）

当 $N/N_y \leq A_w/A$ 时 $M_{pc} = M_p$ (5.8)

当 $N/N_y > A_w/A$ 时

$$M_{pc} = \{1 - [(N - A_w f_y) / (N_y - A_w f_y)]^2\} M_p \dots\dots\dots (5.9)$$

N_y —构件轴向屈服承载力，取 $N_y = A_n f_y$

3. 焊缝的极限承载力应按下列公式计算：

对接焊缝受拉 $N_u = A_f^w f_u$ (5.10)

角焊缝受剪 $V_u = 0.58A_f^w f_u$ (5.11)

式中 A_f^w —焊缝的有效受力面积； f_u —构件母材的抗拉强度最小值。

4. 高强度螺栓连接的极限承载力应取下列二式计算的较小者

$$N_{vu}^b = 0.58n_f A_e^b f_u^b \dots\dots\dots (5.12)$$

$$N_{cu}^b = d \sum t_{cu}^b \dots\dots\dots (5.13)$$

n_f —螺栓连接的剪切面数量； A_e^b —螺栓螺纹处的有效截面面积；

f_u^b —螺栓钢材的抗拉强度最小值； d —螺栓杆直径；

$\sum t$ —同一受力方向的钢板厚度之和；

f_{cu}^b —螺栓连接板的极限承压强度，取 $1.5f_u$ 。

四、多、高层建筑钢结构框架柱，梁板件宽厚比的构造要求：

1. 抗震设防框架柱和梁的板件宽厚比不应超过表 4-5-3 规定的限值。

表 4-5-3 框架的梁柱板件宽厚比限值

层数	构件名称	板件名称	6 度	7 度	8 度	9 度	
不超过 12 层	柱	工字形柱翼缘外伸部分	同非抗震 见表 6.2 表 6.3	13	12	11	
		箱形柱壁板		40	36	36	
		工字形柱腹板		52	48	44	
	梁	工字形梁和箱形梁翼缘外伸部分		同非抗震 见表 6.1	11	10	9
		箱形梁翼缘在两腹板间的部分			36	32	30
		工字形梁和箱形梁腹板	$\rho < 0.37$		$85 - 120\rho$	$80 - 110\rho$	$72 - 100\rho$
$\rho \geq 0.37$			40		39	35	
超过 12 层	柱	工字形柱翼缘外伸部分	13	11	10	9	
		箱形柱壁板	39	37	35	33	
		工字形柱腹板	43	43	43	43	
	梁	工字形梁和箱形梁翼缘外伸部分		11	10	9	9
		箱形梁翼缘在两腹板间的部分		36	32	30	30
		工字形梁和箱形梁腹板		$85 - 120\rho$	$80 - 110\rho$	$72 - 100\rho$	$72 - 100\rho$

表注：1. 表列数值适用于 Q235 钢，当材料为其他牌号时，应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ ，式中 f_y —钢材的屈服强度：对 Q235 钢，取 $f_y = 235\text{N/mm}^2$ ；
对 Q345 钢，取 $f_y = 345\text{N/mm}^2$ ；
2. $\rho = N_b / Af$ 式中： N_b 为梁的轴向力； A 为梁的截面面积；
 f 为梁的钢材抗拉强度设计值。

2. 非抗震设防框架梁的板件宽厚比不应超过表 4-5-4 规定的限值；非抗震设防框架柱的板件宽厚比不应超过表 4-5-5 和表 4-5-6 规定的限值。

表 4-5-4 非抗震设防受弯构件受压翼缘的板件宽厚比限值

截面形状	受压翼缘的宽厚比限值
工字形	当梁截面计算不考虑塑性发展时 $b/t \leq 15$
	当梁截面计算考虑塑性发展时 $b/t \leq 13$
箱形	$b_o/t \leq 40$

表注：表列 b/t 和 b_o/t 的数值适用于 Q235 钢，当材料为其他牌号时，应乘以 $\sqrt{235/f_y}$

表 4-5-5 非抗震设防轴心受压构件的板件宽厚比限值

截面形状	翼 缘	腹 板
工字形	当 $\lambda \leq 30$ 时 $b/t = 13$ 当 $\lambda \geq 100$ 时 $b/t = 20$ 当 $30 < \lambda < 100$ 时 $b/t \leq (10 + 0.1\lambda)$	当 $\lambda \leq 30$ 时 $h_w/t_w = 40$ 当 $\lambda \geq 100$ 时 $h_w/t_w = 75$ 当 $30 < \lambda < 100$ 时 $h_w/t_w \leq (25 + 0.5\lambda)$
箱形	$b_0/t \leq 40$	$h_w/t_w \leq 40$

表注：1. 表列 b/t ； b_0/t 和 h_w/t_w 的数值适用于 Q235 钢，当材料为其他牌号时，应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ 。
2. λ 为构件两方向长细比的较大值。

表 4-5-6 非抗震设防压弯构件的板件宽厚比限值

截面形状	翼 缘	腹 板		
工字形	$\frac{b}{t} \leq 15$	$\lambda \leq 30$	当 $0 < \alpha_0 < 1.6$ 时 当 $1.6 < \alpha_0 < 2.0$ 时	$h_w/t_w = (16\alpha_0 + 40)$ $h_w/t_w = (48\alpha_0 - 11.2)$
		$\lambda \geq 100$	当 $0 < \alpha_0 < 1.6$ 时 当 $1.6 < \alpha_0 < 2.0$ 时	$h_w/t_w = (16\alpha_0 + 75)$ $h_w/t_w = (48\alpha_0 + 23.8)$
		$30 < \lambda < 100$	当 $0 < \alpha_0 < 1.6$ 时 当 $1.6 < \alpha_0 < 2.0$ 时	$h_w/t_w \leq (16\alpha_0 + 0.5\lambda + 25)$ $h_w/t_w \leq (48\alpha_0 + 0.5\lambda - 26.2)$
箱形	$\frac{b_0}{t} \leq 40$	$\frac{h_w}{t_w} =$ 按工字形截面腹板计算的宽厚比限值乘以 0.8 后的值，且不小于 40		

表注：1. 表列 b/t ； b_0/t 和 h_w/t_w 的数值适用于 Q235 钢，当材料为其他牌号时，应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ 。

2. 表中 $\alpha_0 = (\sigma_{max} - \sigma_{min}) / \sigma_{max}$ ， σ_{max} 为腹板计算高度边缘的最大压应力， σ_{min} 为腹板计算高度另一边缘的相应应力，压应力取正值，拉应力取负值，计算时不考虑构件的稳定系数。

3. λ 为构件在弯矩作用平面内的长细比。

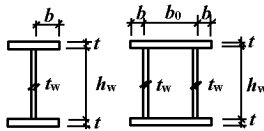


表 4-5-4 ~ 4-5-6 附图

五、梁、柱构件的侧向支承应符合下列要求：

1. 梁柱构件在出现塑性铰的截面处，其上下翼缘均应设置侧向支承。
2. 相邻两支承点之间构件的长细比不应超过表 4-5-7 规定的限值。

表 4-5-7 在框架节点塑性区段内，梁的受压翼缘在侧向支承点间长细比的限值

条 件	弯矩作用平面外的长细比 λ_y
当 $-1 \leq \frac{M_1}{W_{px}f} \leq 0.5$ 时	$(60 - 40 \frac{M_1}{W_{px}f}) \sqrt{235/f_y}$
当 $0.5 < \frac{M_1}{W_{px}f} \leq 1.0$ 时	$(45 - 10 \frac{M_1}{W_{px}f}) \sqrt{235/f_y}$

式中 $\lambda_y = l_1/i_y$ ； l_1 为侧向支承点间的距离； i_y 为截面回转半径；
 M_1 —与塑性铰相距为 l_1 的侧向支承点处的弯矩；
 W_{px} —对 x 轴的毛截面塑性抵抗力矩。

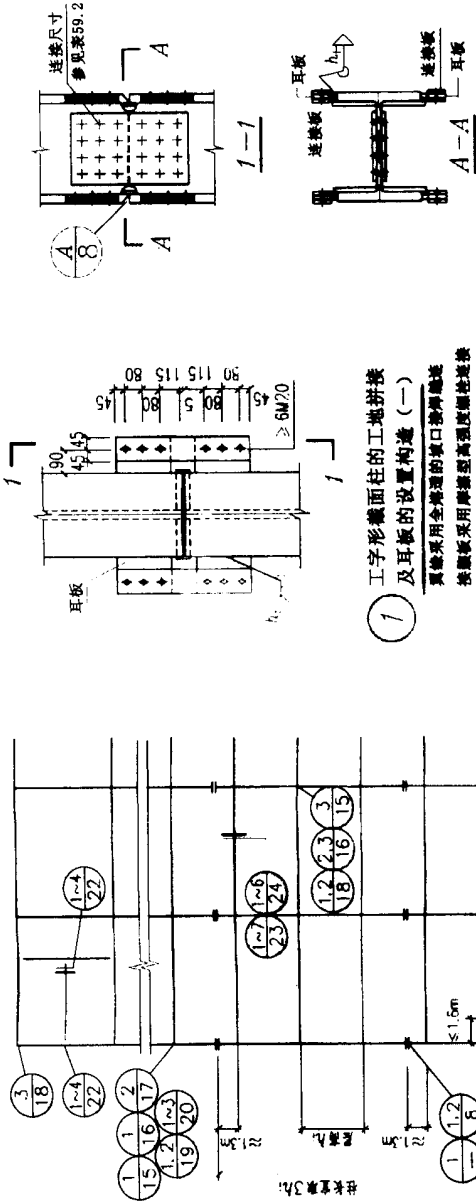
六、框架柱的长细比不应超过表 4-5-8 规定的限值。

表 4-5-8 框架柱的长细比限值

类 别	非抗震设防结构	抗震设防结构			
		6 度	7 度	8 度	9 度
不超过 12 层	150	120	120	120	100
超过 12 层	120	120	80	60	60

表注：表列数值适用于 Q235 钢，当材料其他牌号时，应乘以 $\sqrt{235/f_y}$

七、图 4-5-1 ~ 4-5-59 列出（多、高层）钢结构构造图集



1 工字形截面柱的工地拼接及耳板的设置构造(一)

翼缘采用全熔透的坡口对接焊缝
 连接板采用摩擦型高强度螺栓连接

框架节点构造详图索引



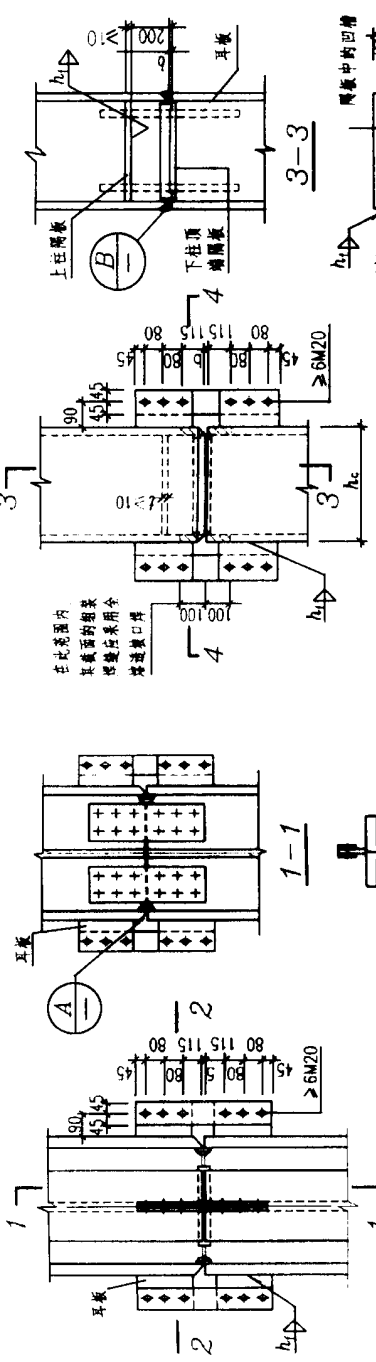
注: 1. 本图为贯通型框架柱在工地的拼接构造, 柱长一般宜三层一根, 其接头宜位于框架梁顶面以上 1.3m 附近。

2. 在节点①中, 当柱的板件厚度较大时, 在工地宜采用全焊接连接 (否则螺栓用量太多)。

3. 耳板厚度应根据阵风和其他施工荷载确定, 在任何情况下不得小于 10mm, 且当连接板为单板时, 其板厚宜取耳板厚度的 1.2~1.4 倍, 当连接板为双板时, 其板厚宜取耳板厚度的 0.7 倍, 柱焊好后, 用火焰将其耳板切除。

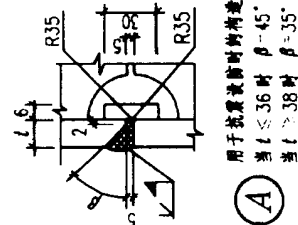
4. 图中角焊缝的焊脚尺寸 b_f (mm) 不得小于 $1.5\sqrt{t}$, t 为较厚焊件厚度 (mm), 且不宜大于较薄焊件厚度的 1.2 倍。

图 4-5-1 框架节点构造详图索引及柱的工地拼接 (一)

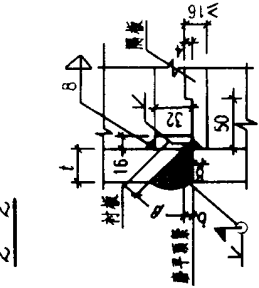


1 十字形截面柱的工地拼接及耳板的设置构造
耳板采用全熔透的坡口对接焊缝连接
接腹板采用腹板型高强度螺栓连接

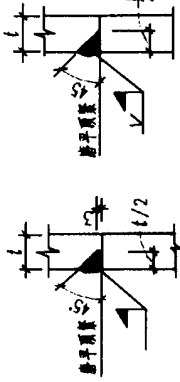
2 箱形截面柱的工地拼接及设置
安装耳板和水平加劲肋的构造
(箱壁采用全熔透的坡口对接焊缝连接)



A 用于抗震设防时的构造
当 $t \leq 36$ 时 $\beta = 45^\circ$
当 $t \geq 38$ 时 $\beta = 35^\circ$



B 用于抗震设防时的构造
当 $t \leq 36$ 时 $\beta = 45^\circ$
当 $t \geq 38$ 时 $\beta = 35^\circ$

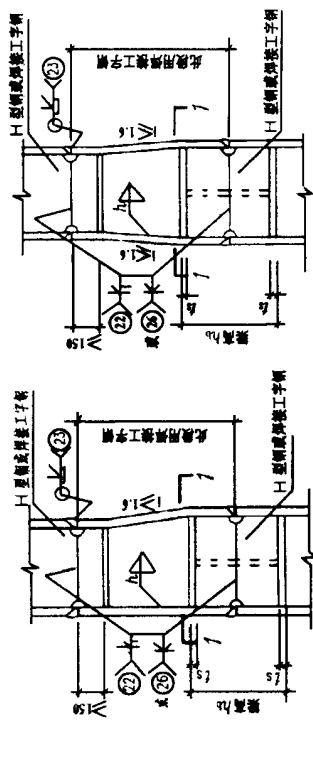
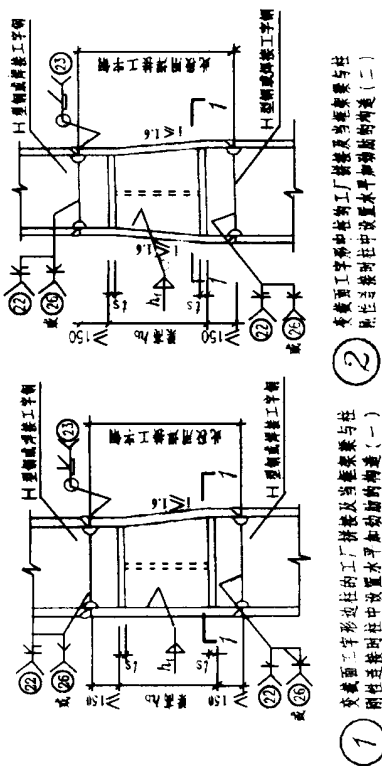
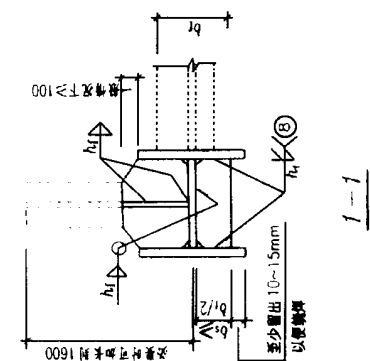


A **B** 在非抗震设防结构中当柱的等
截面且不产生拉力时，柱接
头可采用部分熔透焊缝的构造

注：1. 图中十字形截面柱只适用于钢筋混凝土柱。

图 4-5-2 柱的工地拼接 (二)

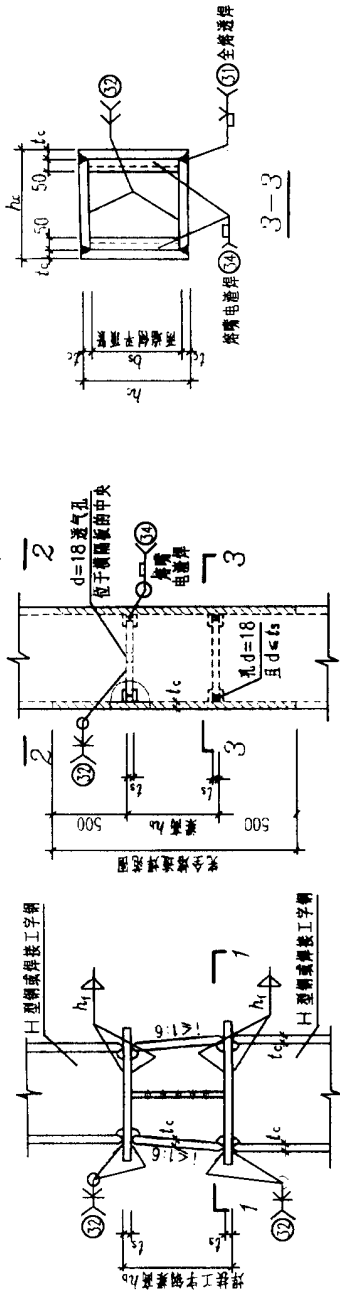
注：1. 当柱全部采用焊接工序钢时，柱在梁翼缘上下各 500mm 的节点范围内，柱翼缘与柱腹板间的连接焊缝，应采用坡口全熔透焊缝。



2. 在节点①~④中对应于框架梁翼缘所在位置设置的水平加劲肋，其中心线应与梁翼缘的中心线对准，且厚度 t_f 和宽厚比 b_f/t_f 应符合下列要求：
 - 在抗震设防的结构中，其厚度应等于梁翼缘厚度中之最大者，宽厚比不应超过表5中工字形梁翼缘外伸部分的限值。
 - 在非抗震设防的结构中，其厚度不得小于最大梁翼缘厚度的二分之一，宽厚比不应超过表6.1规定的限值。
3. 图中角焊缝焊脚尺寸 h_f (mm)。

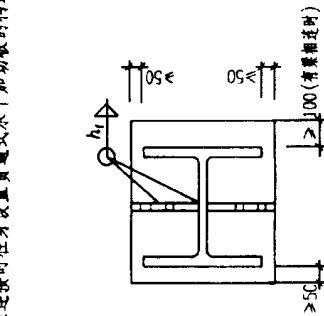
图 4-5-3 工字形截面柱的工厂拼接

注：1. 在节点①中对应于框架梁翼缘所在位置设置的贯通式水平加劲肋厚度应等于梁翼缘中之最厚者，且不小于柱壁板的厚度，当柱全部采用焊接工字钢时，柱

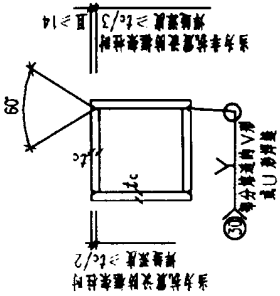


1 变截面工字形中柱的工厂拼接及当基梁梁与柱刚性连接时柱身设置贯通式水平加劲肋的构造

2 箱形截面柱的工厂拼接及当基梁梁与柱刚性连接时柱中设置水平加劲肋的构造



1-1



2-2

- 在梁翼缘上下各 500mm 的节点范围内，柱翼缘与柱腹板间的连接焊缝，应采用坡口全熔透焊缝。
- 在节点②中对应于框架梁翼缘所在位置设置的水平加劲肋，其中心线应与梁翼缘的中心线对准，且厚度 t_c 和宽厚比 b/t_c 应符合下列要求：
 - 在抗震设防的结构中，其厚度应等于梁翼缘厚度中的最大者，宽厚比不应超过表 5 中箱形梁翼缘在两腹板间部分限值。
 - 在非抗震设防的结构中，其厚度不得小于最大梁翼缘厚度的二分之一，宽厚比不应超过表 6.1 规定的限值。
 - 图中角焊缝焊脚尺寸 h_f (mm)。

图 4-5-4 工字形截面柱及箱形截面柱的工厂拼接

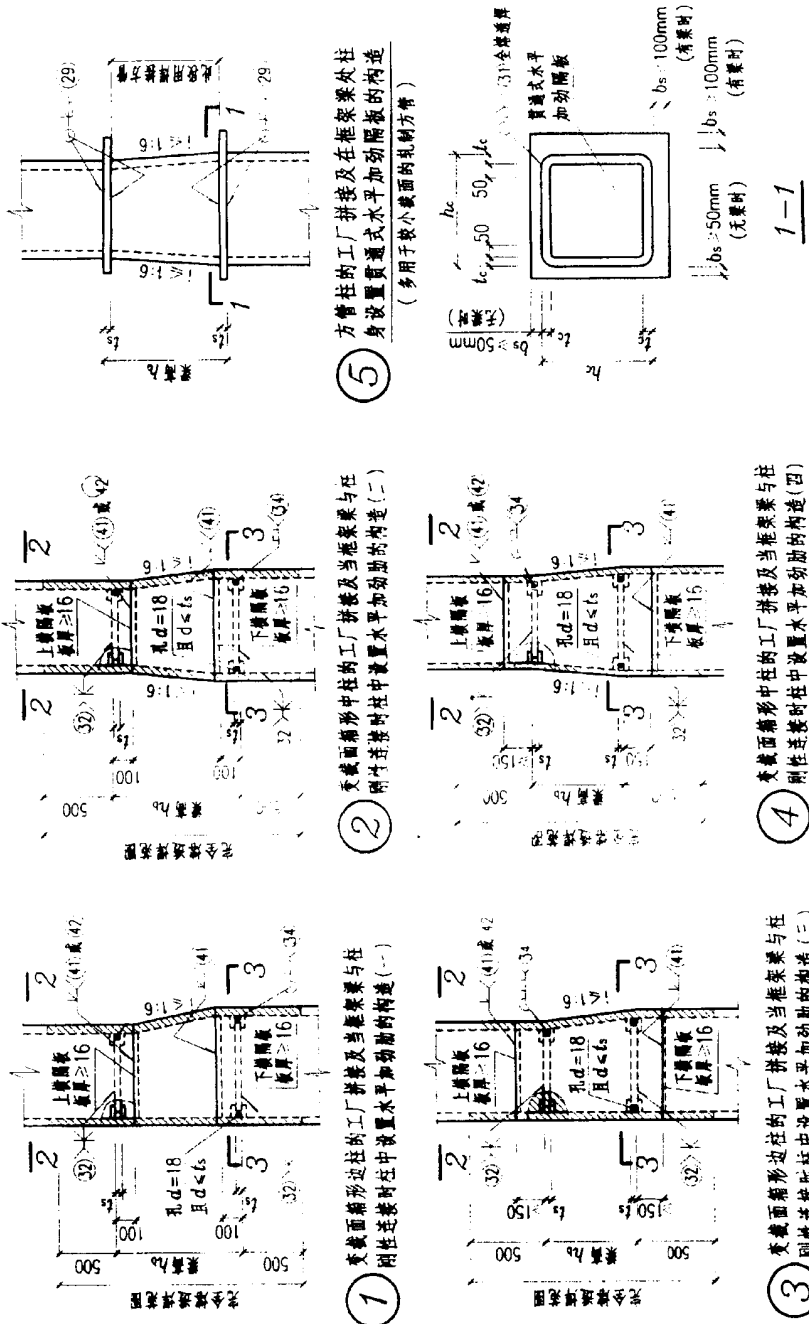
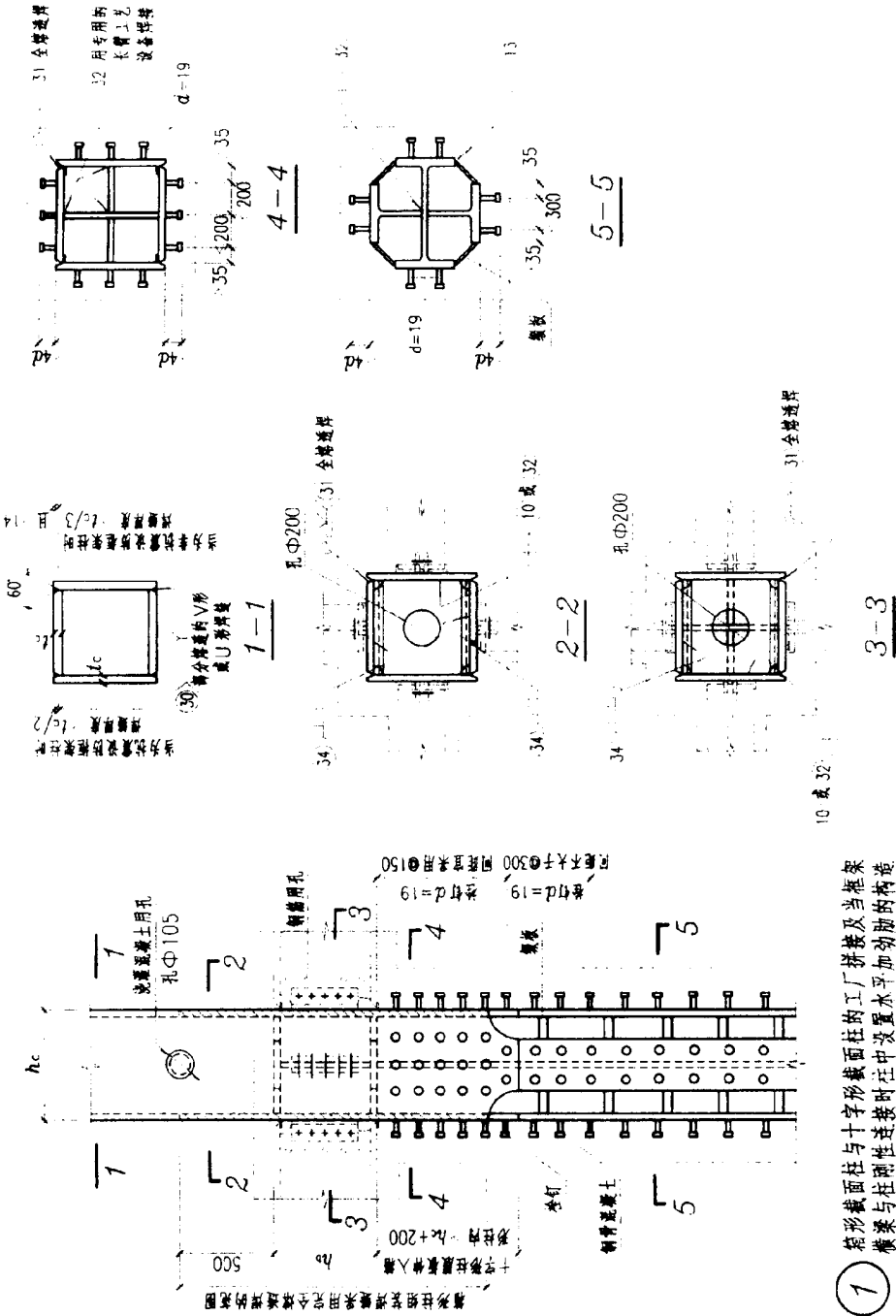


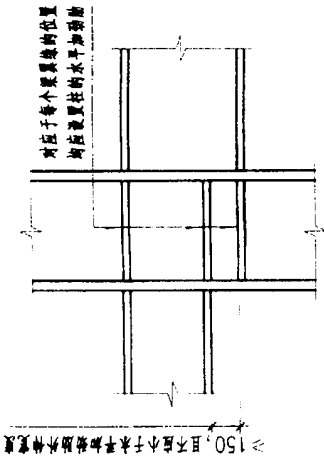
图 4-5-5 箱形截面柱的工厂拼接



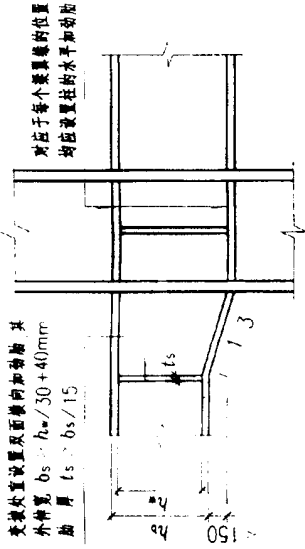
①

箱形截面柱与十字形截面柱的工厂拼装及当框架梁翼缘与柱刚性连接时在柱中设置水平加劲肋的构造

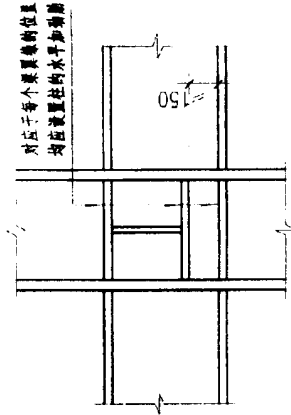
图 4-5-6 箱形截面柱与十字形截面柱在工厂的连接构造



① 不等高梁与柱的刚性连接构造 (一)
(当柱两侧的梁底高差 ≥ 150 且不小于水平加劲肋外伸宽度时的作法)



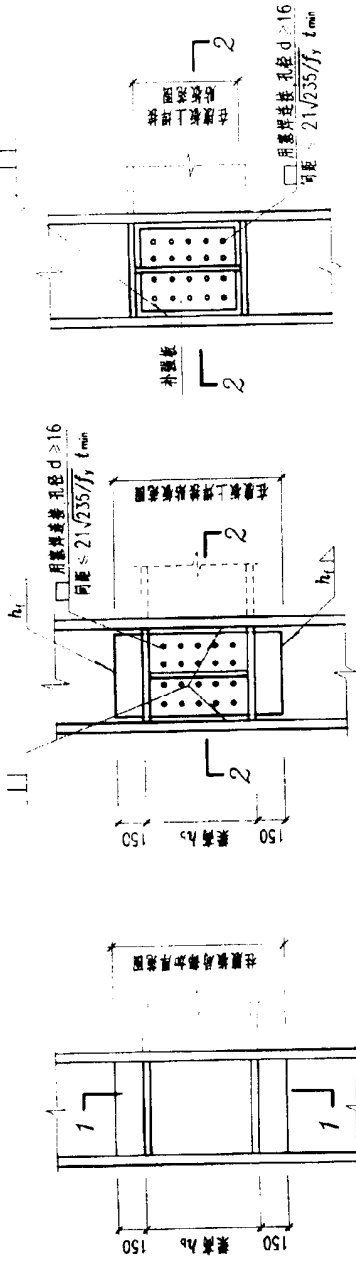
② 不等高梁与柱的刚性连接构造 (二)
(当柱两侧的梁底高差 < 150 时的作法)



③ 不等高梁与柱的刚性连接构造 (三)
(在柱的两个互相垂直的方向的梁底高差 ≥ 150 且不小于水平加劲肋外伸宽度时的作法)

注: 本图中所有水平加劲肋的宽度、厚度及焊缝型式。

图 4-5-7 柱两侧梁高不等时柱内水平加劲肋的设置



① 焊接工字形柱腹板在节点域的补强措施

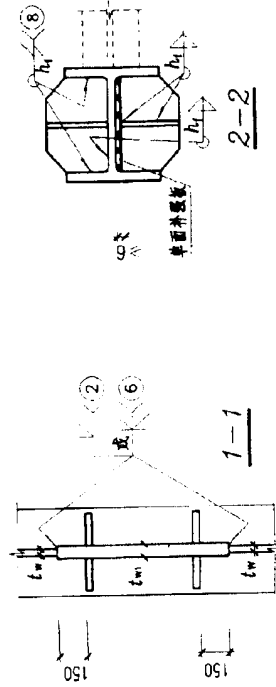
(将柱腹板在节点域局部加厚为 t_w ，并与邻近的柱腹板 t_w 进行工厂焊接)

② H 型钢柱腹板在节点域的补强措施 (一)

(当节点域厚度不足部分小于腹板厚度时，用单面补强。若超过腹板厚度时，用双面补强。补强时，其补强板伸过水平加劲肋，与柱翼缘用角钢对接，与腹板用角焊缝连接，在板域范围内用塞焊连接。)

③ H 型钢柱腹板在节点域的补强措施 (二)

(补强板限制在节点域范围内，补强板与柱翼缘和水平加劲肋均采用塞焊对接，在板域范围内用塞焊连接)



注：在抗震设防的结构中，工字形截面柱和箱形截面柱的腹板在节点域范围的稳定性当不满足下式要求时，应按规范要求计算并按本图所示的几种方法进行加固。

$$t_w \geq (h_{ab} + h_{oc}) / 70 \quad (14)$$

式中 t_w ——柱在节点域的腹板厚度，当为箱形柱时，仍取一块腹板的厚度。
 h_{ab} 、 h_{oc} ——分别为梁腹板和柱腹板的高度。

图 4-5-8 工字形柱腹板在节点域厚度不足时的补强措施

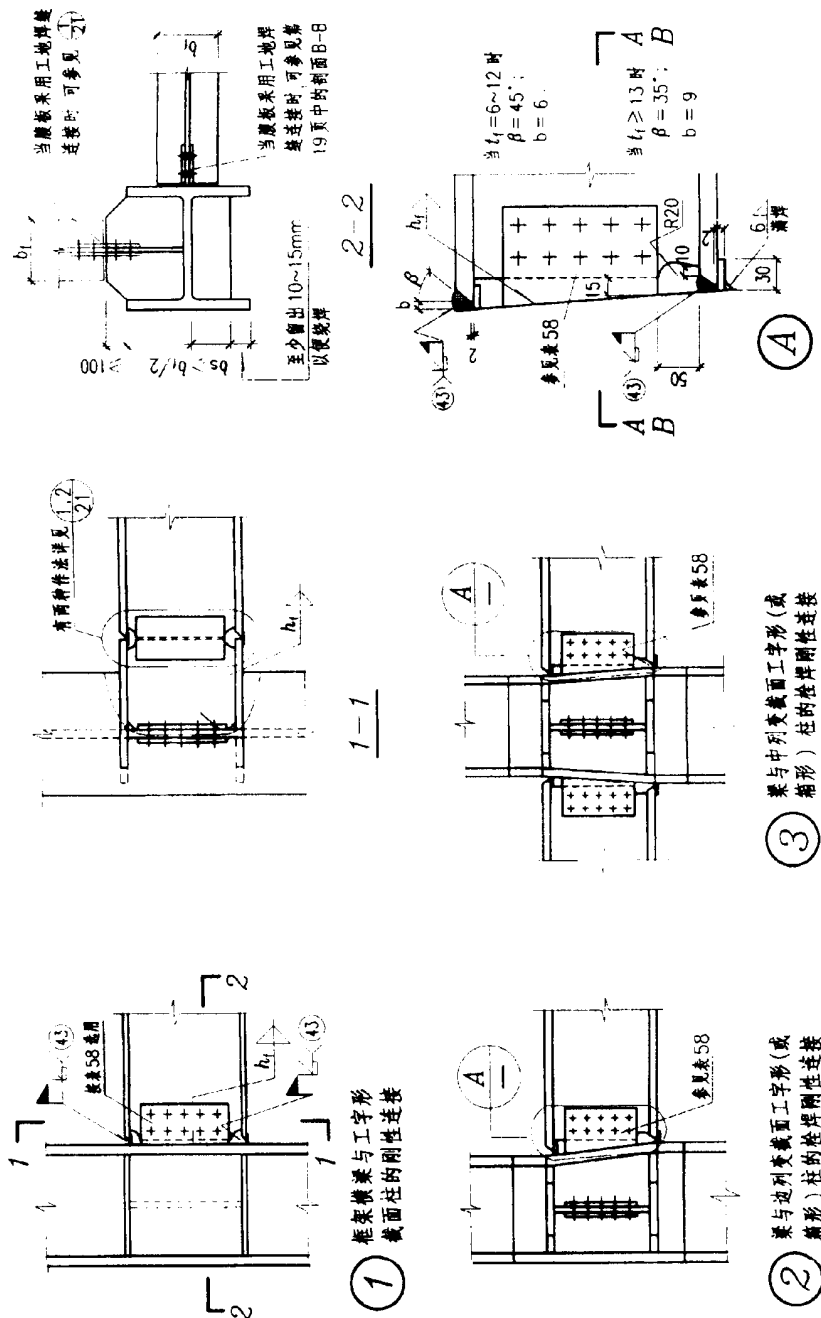
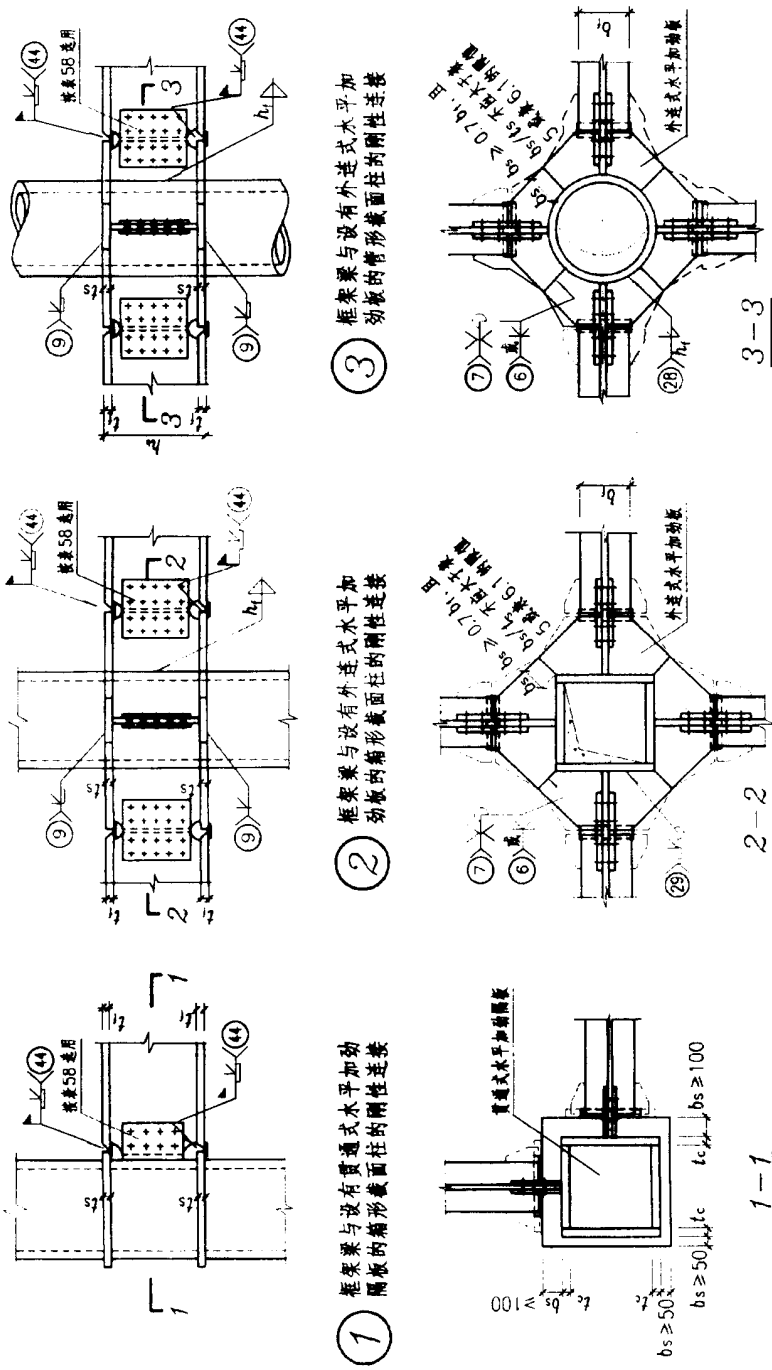
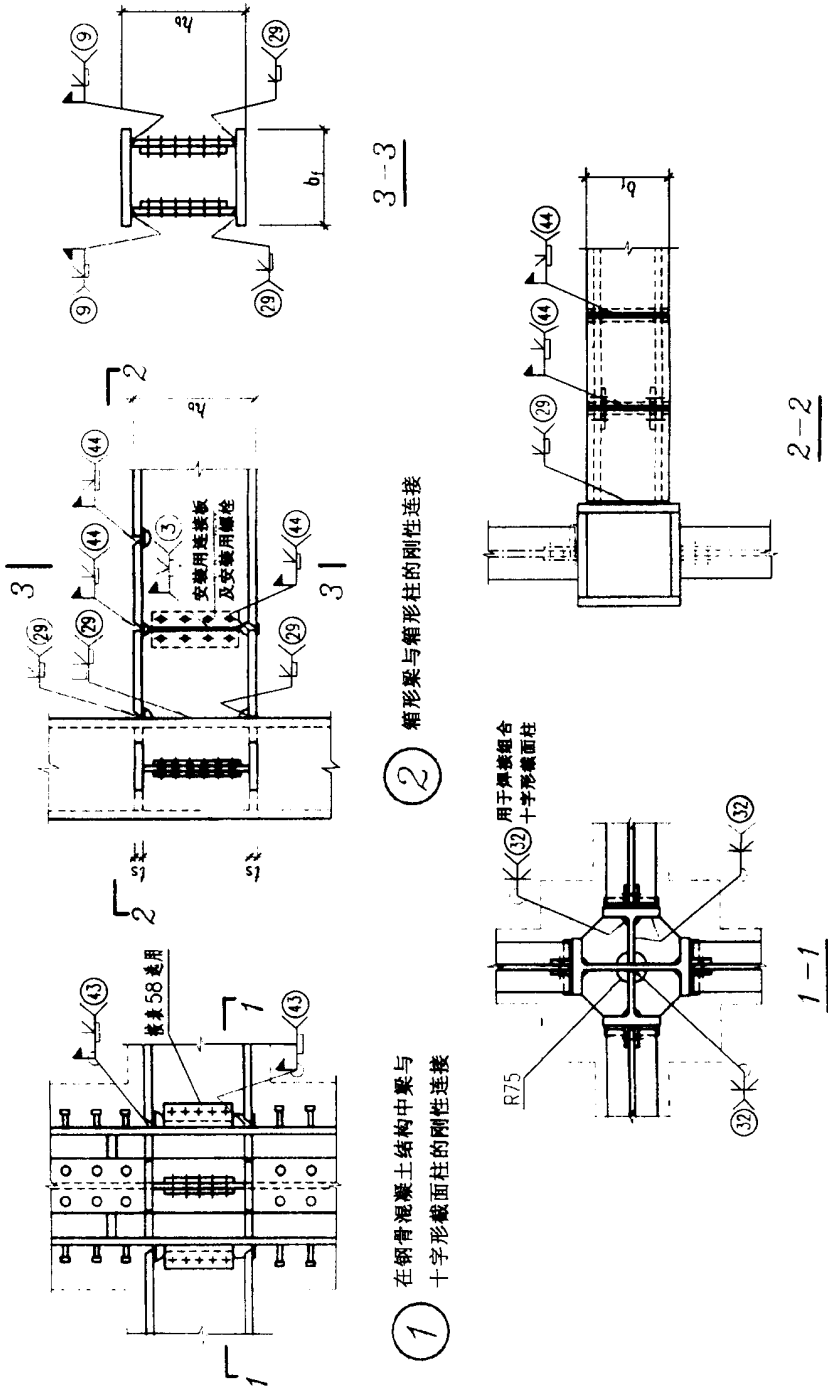


图 4-5-9 梁与框架柱的刚性连接构造 (一)



注：1. 本图节点①应与Ⓔ(i=0)配合使用，节点②应与Ⓕ(去掉横隔板后)配合使用。
 2. 在节点①~③中对应于框架梁翼缘所在位置设置的外连式水平加劲肋厚度应等于梁翼缘中之最厚者，且不小于柱壁板的厚度。
 3. 图中在外连式水平加劲肋和梁端加有虚线的部分，系表示用于抗震设防时加强梁端翼缘的连接构造。

图 4-5-10 梁与框架柱的刚性连接构造 (二)

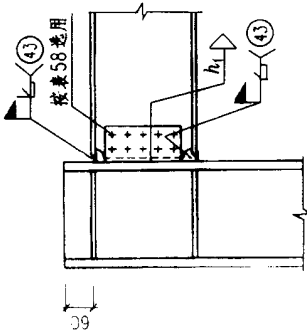


① 在钢筋混凝土结构中聚与十字形截面柱的刚性连接

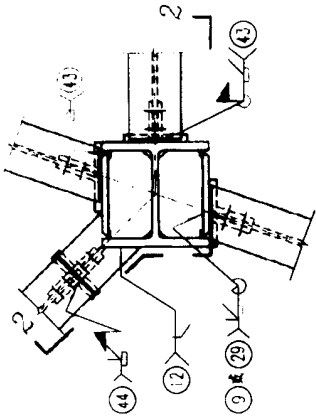
② 箱形梁与箱形柱的刚性连接

注：1. 节点①的柱身应与⊕配合使用。
 2. 节点①只适用于钢筋混凝土结构的连接。

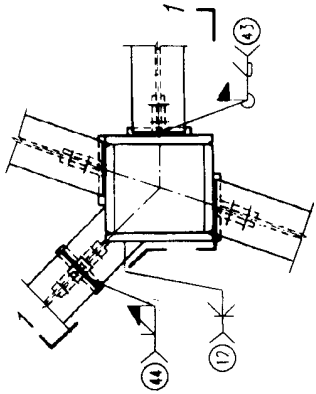
图 4-5-11 梁与框架柱的刚性连接构造 (三)



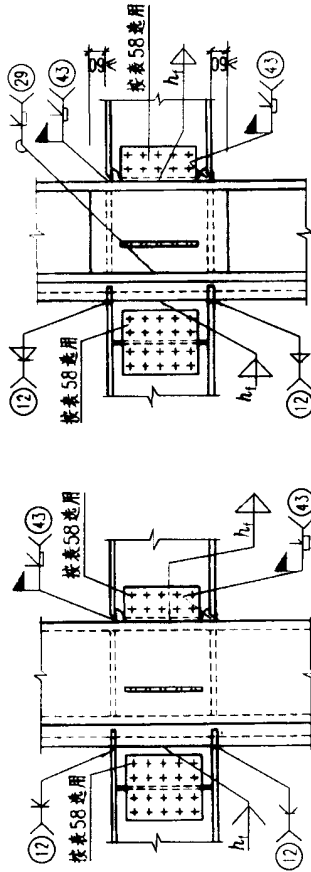
③ 顶层框架梁与矩形截面柱或
与工字形截面柱的刚性连接



② 非正交框架梁与工字
形截面柱的刚性连接



① 非正交框架梁与矩形
截面柱的刚性连接

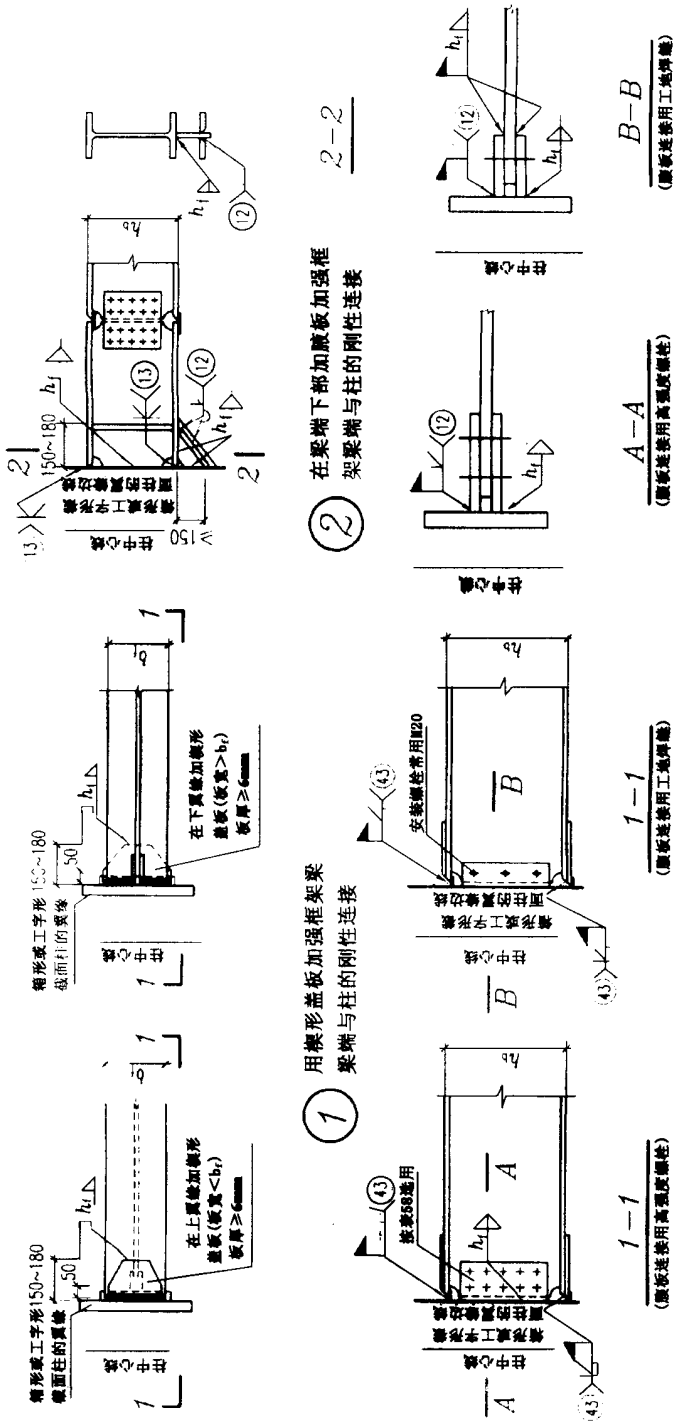


2-2

1-1

注：本图节点①的柱身应与⊕配合使用。节点②的柱身应与⊕和⊕配合使用。

图 4-5-12 梁与框架柱的刚性连接构造 (四)



注：1. 按照常规等截面梁与柱栓焊连接的多高层钢结构，在遭受大震后的实地调查发现，造成破坏者，其破坏部位多在框架梁的下翼缘与柱的工地焊接连接处，致使钢结构所具有的良好延性并没有发挥出来，本图正是为了减轻震害，在梁柱连接中推出几种“强节点弱杆件”的改进措施，可使在大震作用下，梁上出现塑性铰，消耗地震能量，实现大震不倒的抗震设计目标。

2. 本图所列各种改进措施，由于有些作法法和构造尺寸尚未列入规范，故只能作为参考。

图 4-5-13 为减轻震害在梁柱刚性连接中的改进措施 (一)

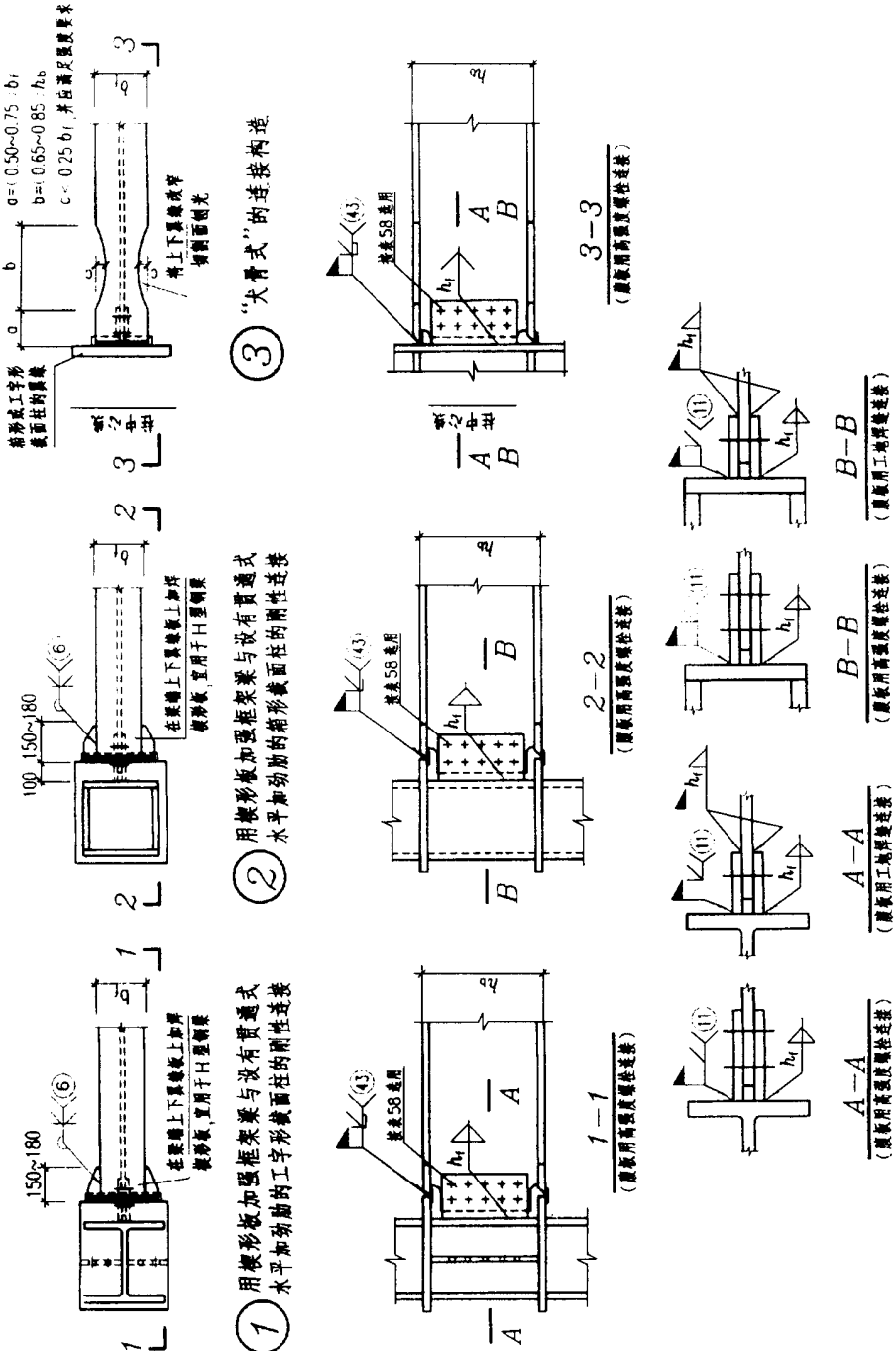
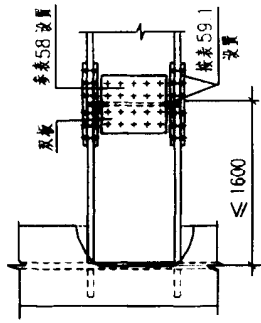
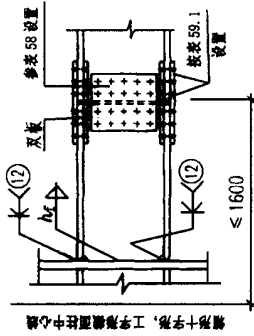


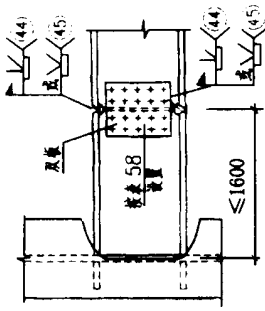
图 4-5-14 为减轻震害在梁柱刚性连接中的改进措施 (二)



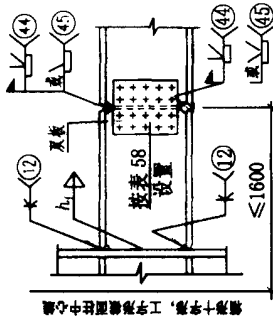
③ 悬臂梁段与柱为全焊连接
与中间梁段为栓连接



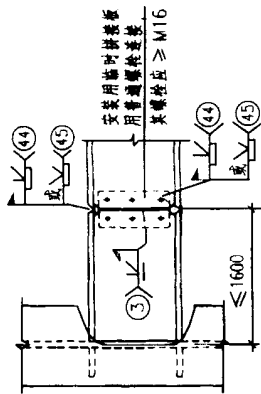
⑥ 悬臂梁段与柱为全焊连接
与中间梁段为栓连接



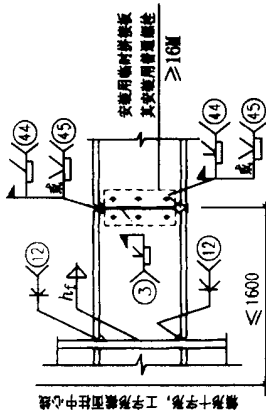
② 悬臂梁段与柱为栓焊连接
与中间梁段为栓焊连接



⑤ 悬臂梁段与柱为全焊连接
与中间梁段为栓焊连接



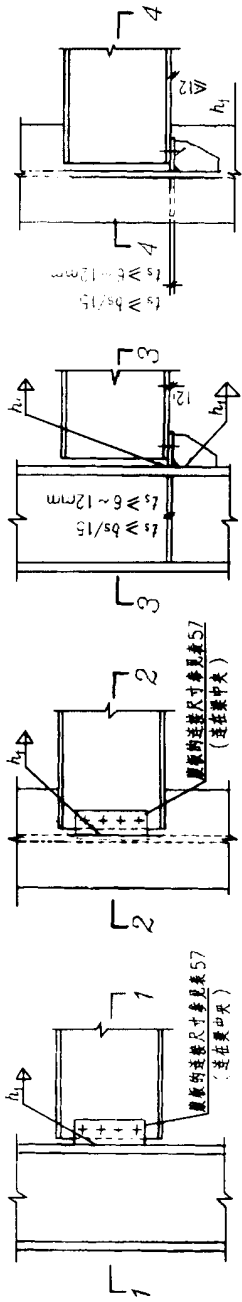
① 悬臂梁段与柱和与中
间梁段均为全焊连接



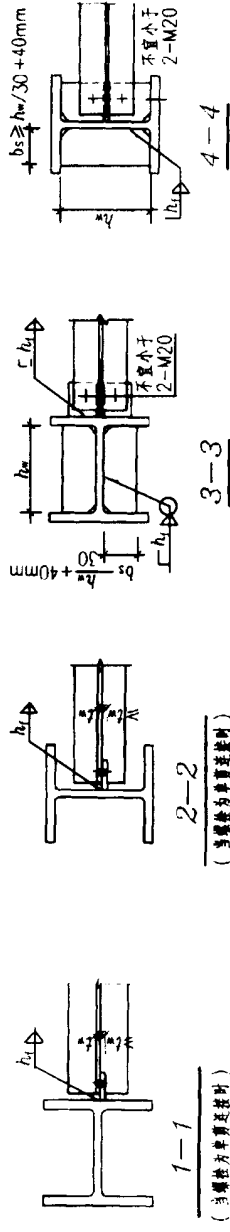
④ 悬臂梁段与柱和与中
间梁段均为全焊连接

注：图中角焊缝的焊脚尺寸 h_f (mm) 不得小于 $1.5\sqrt{t}$ ， t 为较厚焊件厚度 (mm)，且不宜大于较薄焊件厚度的 1.2 倍。

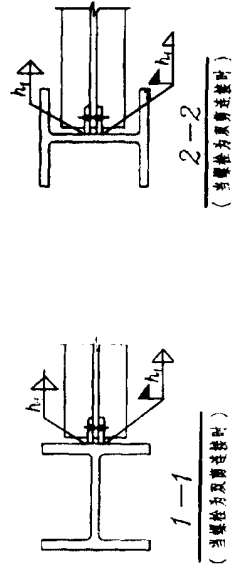
图 4-5-15 悬臂梁段与柱的工厂焊接和与中间梁段的工地拼接构造



- ① 仅将梁腹板与焊于柱翼缘上的连接板用摩擦型(或承压型)高强度螺栓相连
- ② 仅将梁腹板与焊于柱翼缘上的连接板用摩擦型(或承压型)高强度螺栓相连 (连接板中央)
- ③ 将梁端下翼缘用普通螺栓与柱翼缘上的牛腿相连
- ④ 将梁端下翼缘用普通螺栓与柱翼缘上的牛腿相连



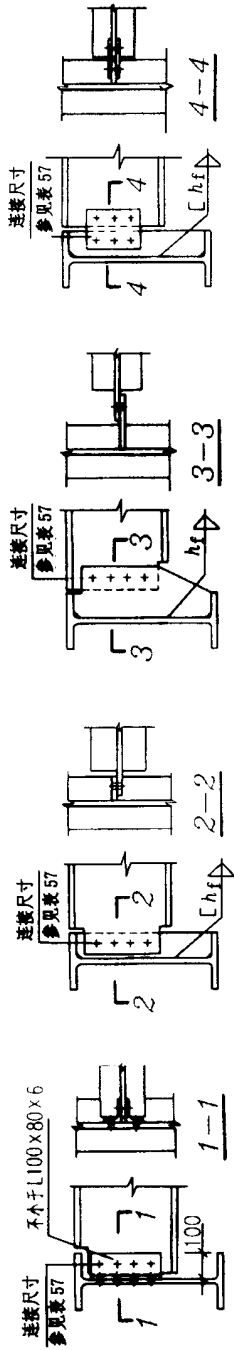
- 1-1 (当梁柱为单剪连接时)
- 2-2 (当梁柱为单剪连接时)
- 3-3 (当梁柱为单剪连接时)
- 4-4 (当梁柱为单剪连接时)



- 1-1 (当梁柱为双剪连接时)
- 2-2 (当梁柱为双剪连接时)

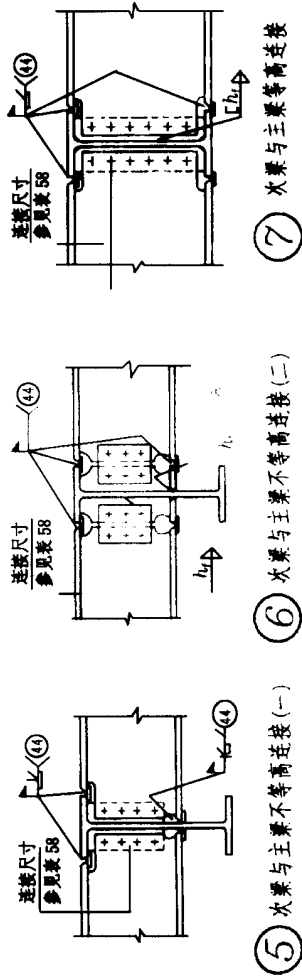
注: 1. 本图所示的梁柱铰接节点构造, 只容许在非框架柱中或虽为框架柱, 但必须在结构体系中设置有抗推力的柱间支撑或剪撑等结构构件时才能使用。
 2. 轴心受压柱的板件宽厚比, 应不大于表 4-5-5 规定的限值。
 3. 轴心受压柱的长细比, 应不大于表 4-5-8 规定的限值。

图 4-5-16 梁与柱的铰接连接构造



- ① 用双角钢与主梁腹板相连
- ② 直接与主梁加劲板单面相连 (一)
- ③ 直接与主梁加劲板单面相连 (二)
(适用于第 45 面 2-2 所述情况)
- ④ 用连接板与主梁加劲板双面相连

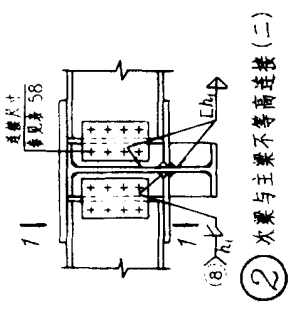
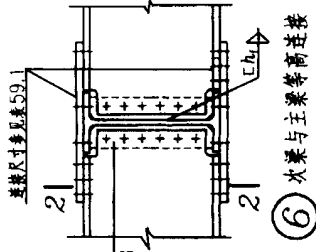
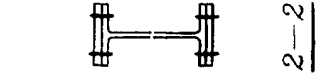
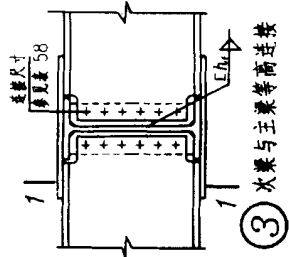
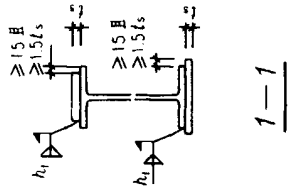
次梁与主梁的筒支连接 ① 至 ④
(连接螺栓应采用摩擦型, 或承压型高强度螺栓, 对于比较次要的构件也可采用普通螺栓连接)



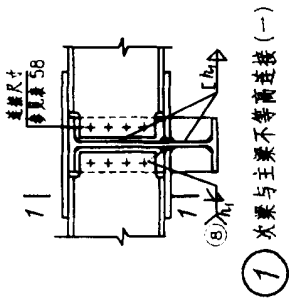
- ⑤ 次梁与主梁不等高连接 (一)
- ⑥ 次梁与主梁不等高连接 (二)
- ⑦ 次梁与主梁等高连接
- ⑧ 次梁与主梁的连续连接 ⑤ 至 ⑦
(翼缘用焊接, 腹板用摩擦型高强度螺栓连接)

注: 1. 次梁与主梁的连接, 一般为次梁简支于主梁, 必要时, 诸如结构中需要用井式梁, 带有悬挑的次梁以及当梁的跨度较大, 为了减小梁的挠度等, 才采用连续连接。
2. 工字形截面次梁受压翼缘延伸部分的宽度比不应大于 $15\sqrt{235/f_y}$ 。

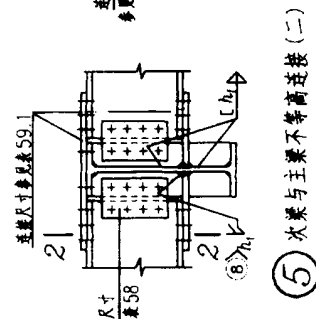
图 4-5-17 次梁与主梁的连接构造 (一)



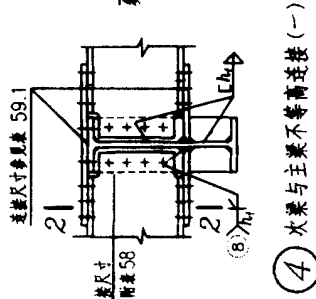
② 次梁与主梁不等高连接 (二)
 (翼缘用焊接, 腹板用摩擦型高强度螺栓连接)



① 次梁与主梁不等高连接 (一)



⑤ 次梁与主梁不等高连接 (二)
 次梁与主梁的连续连接④至⑥
 (翼缘和腹板全部用摩擦型高强度螺栓连接)

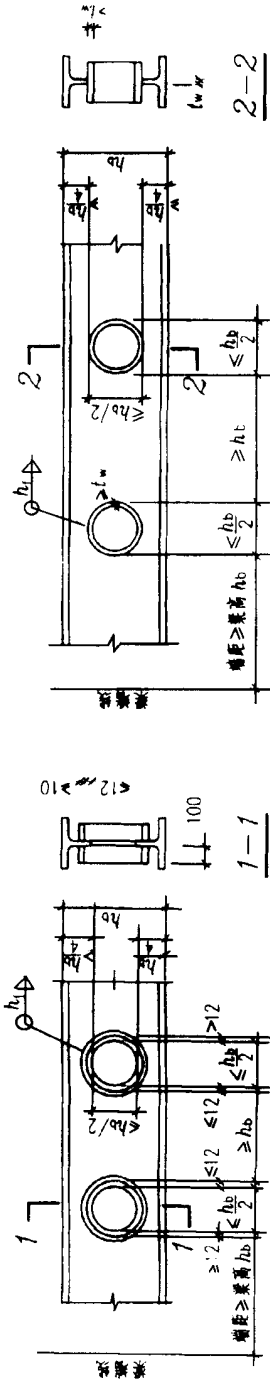


④ 次梁与主梁不等高连接 (一)

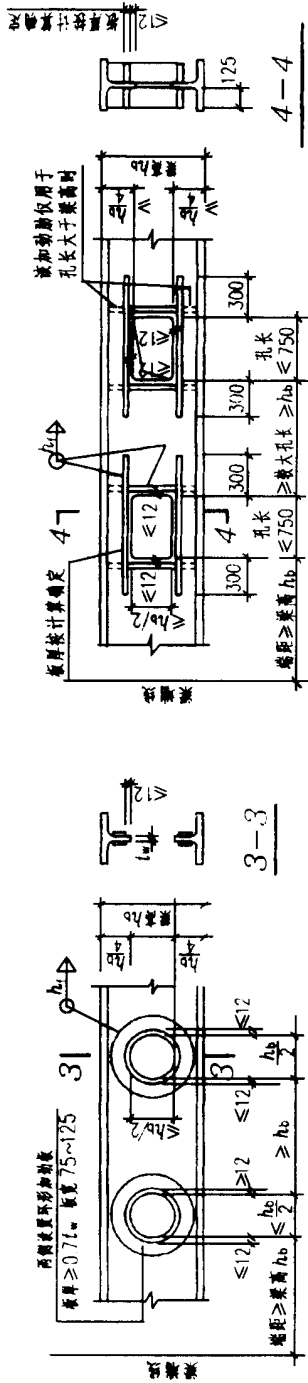
注: 1. 次梁与主梁的连接, 一般为次梁简支于主梁, 必要时, 诸如结构中需要用井式梁, 带有悬挑的次梁以及当梁的跨度较大, 为了减小梁的挠度等, 才采用连续连接。

2. 工字形截面次梁受压翼缘悬伸部分的宽厚比不应大于 $15 \sqrt{235/f_t}$ 。

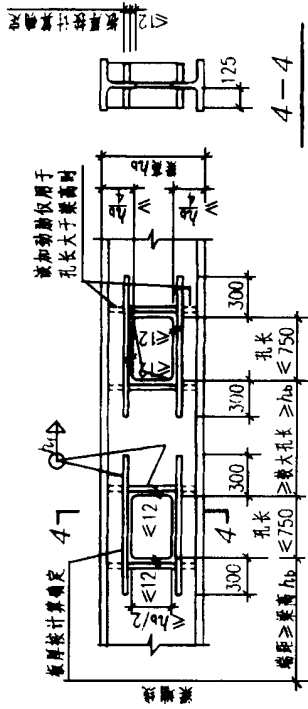
图 4-5-18 次梁与主梁的连接构造 (二)



1 梁腹板圆形孔口的补强措施(一)
(用环形加劲筋补强)



2 梁腹板圆形孔口的补强措施(二)
(用套管补强)



3 梁腹板圆形孔口的补强措施(三)
(用环形板补强)

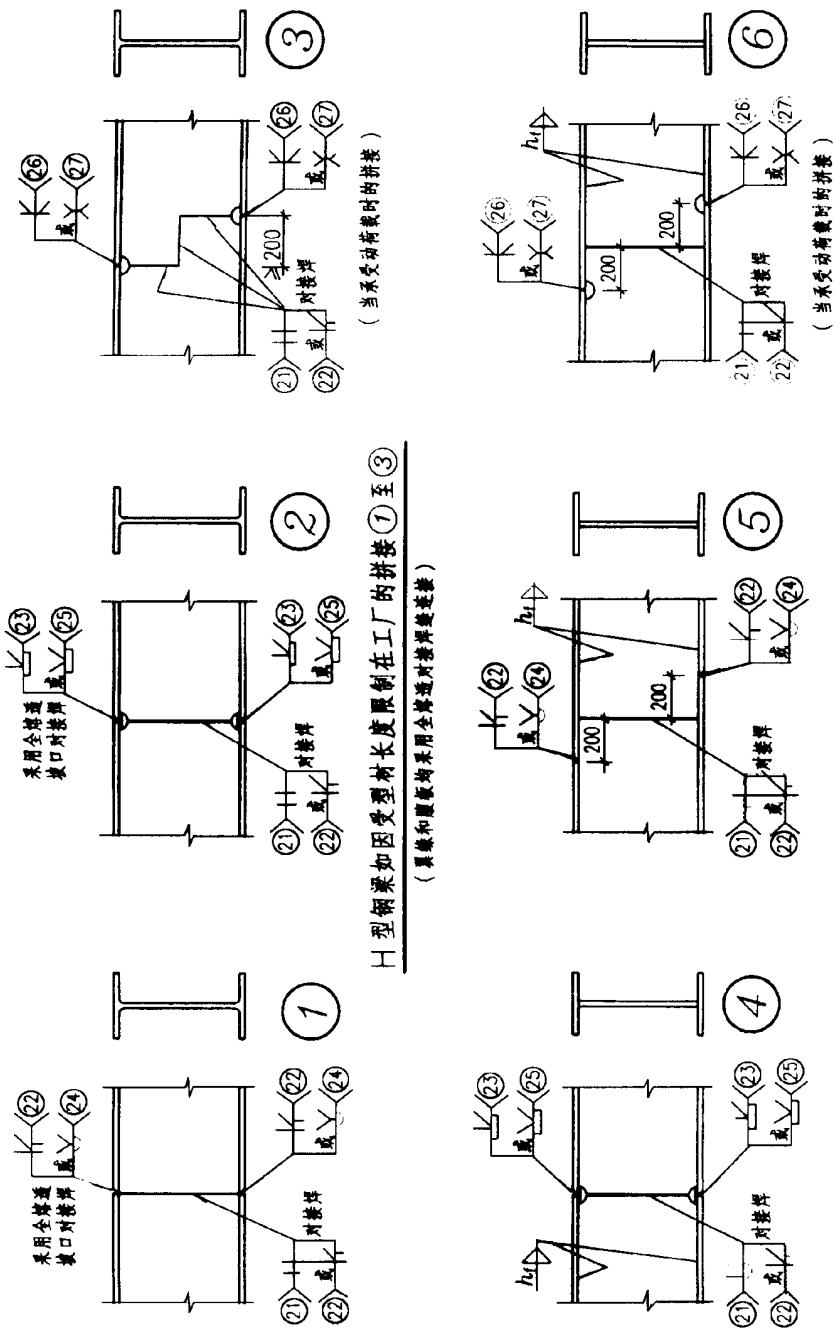
4 梁腹板矩形孔口的补强措施
(用加劲肋补强)

注: 1. 在抗震设防的结构中, 不应在隅撑范围内设孔。

2. 当圆孔直径小于或等于 $h_0/3$ 时, 孔边可不补强, 当圆孔直径大于 $h_0/3$ 时, 可视具体情况选用①至③中任何一种补强方法均可。

3. 补强板件应采用与母材强度等级相同的钢材。

图 4-5-19 梁腹板洞口的补强措施



H 型钢梁如因受型材长度限制在工厂的拼接 ① 至 ③
(翼缘和腹板均采用全熔透对接焊缝连接)

焊接工字钢梁如因受板材长度限制在工厂的拼接 ④ 至 ⑥
(翼缘和腹板均采用全熔透对接焊缝连接)

图 4-5-20 梁的工厂拼接构造

- 注：1. 本图所示柱脚均为外露式铰接柱脚，仅用于传递垂直荷载。
2. 柱底端宜磨平顶紧，其翼缘与底板板及加劲板与底板透的坡口对接焊缝连接，柱腹板及加劲板与底板间宜采用双面角焊缝连接。
3. 基础顶面和柱脚底板之间须二次浇灌 $\geq C40$ 无收缩细石混凝土或铁屑砂浆，施工时应采用压力灌浆。

4. 铰接柱脚的锚栓仅作安装过程的固定之用，其直径应根据钢柱板件厚度和底板厚度相协调的原则确定，一般取 $20 \sim 42\text{mm}$ 。
5. 锚栓应采用 Q235 钢制作，安装时应采用刚强的固定架定位。
6. 柱脚底板上的锚栓孔径宜取锚栓外径的 1.5 倍，锚栓螺母下的垫板孔径取锚栓直径加 2mm ，垫板厚度一般为 $0.4d \sim 0.5d$ (d 为锚栓外径)，但不宜小于 20 。

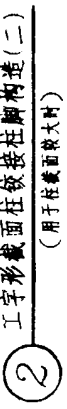
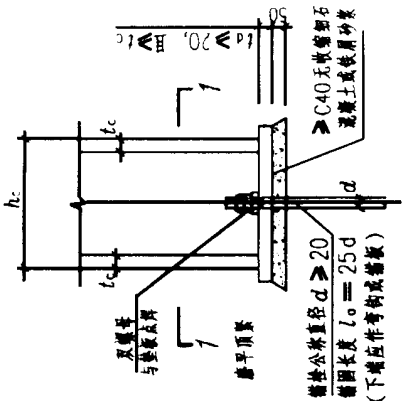
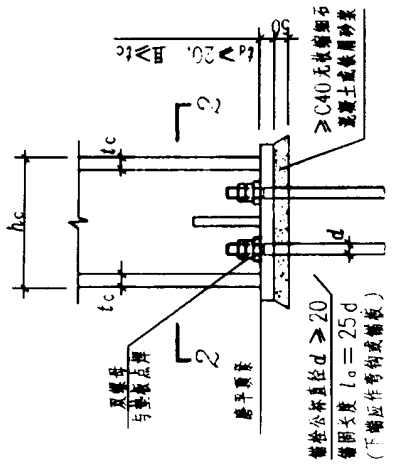
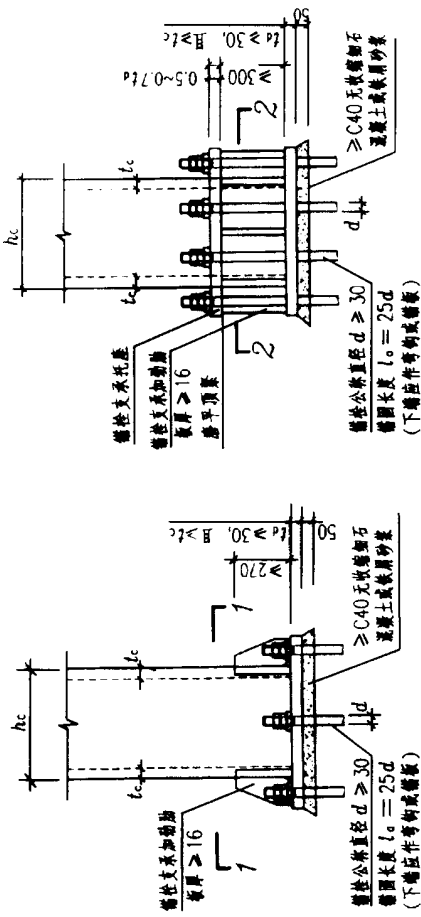
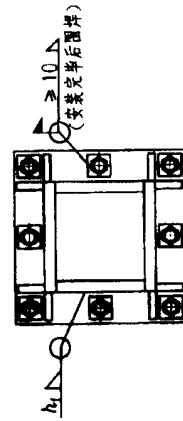


图 4-5-21 外露式工字形截面柱的铰接柱脚构造

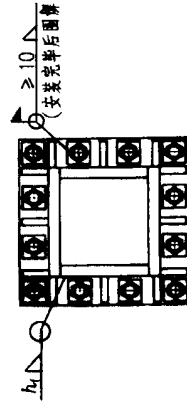


1 箱形截面柱刚性柱脚构造 (一)
(用于柱底端在弯矩和轴力作用下锚栓出现墩小拉力和不出现拉力时)

2 箱形截面柱刚性柱脚构造 (二)
(用于柱底端在弯矩和轴力作用下锚栓出现墩大拉力时)



1-1

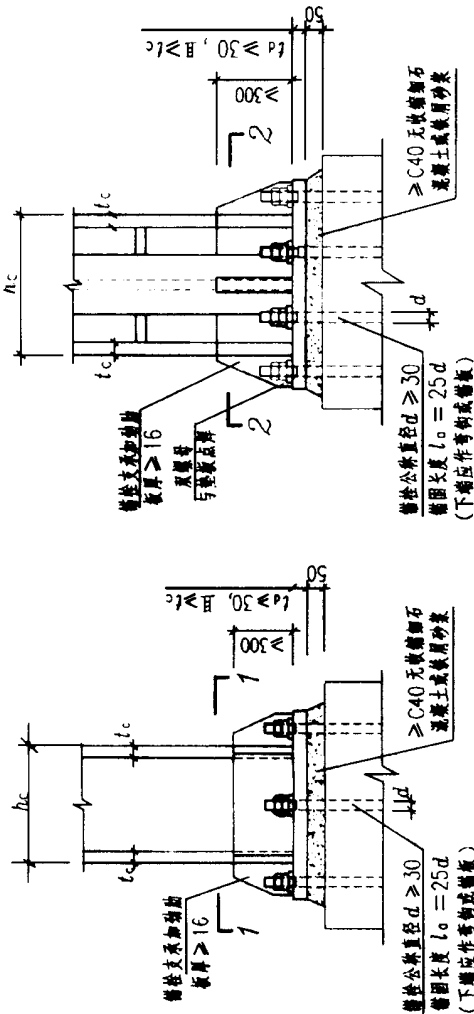


2-2

- 注: 1. 当为抗震设防的结构, 柱底与底板间宜采用完全熔透的坡口对接焊缝连接, 加劲板与底板间采用双面角焊缝连接。当为非抗震设防的结构, 柱底宜磨平顶紧, 并在柱底采用半熔透的坡口对接焊缝连接, 加劲板采用双面角焊缝连接。
2. 基础顶面和柱脚底板之间须二次浇灌混凝土。
3. 刚性柱脚的锚栓在弯矩作用下承受拉力, 同时也作为安装过程的固定之用。其锚栓直径一般在 30~76mm 的范围内使用。柱脚底板和支承托座上的锚栓孔径一般宜取锚栓外径的 1.5 倍。锚栓螺母下的垫板孔径取锚栓直径加 2mm。垫板的厚度一般为 $0.4d \sim 0.5d$ (d 为锚栓外径), 但不宜小于 20mm。
4. 锚栓应采用 Q235 钢制作。以保证柱脚转动时锚栓的变形能力, 安装时应采用刚强的固定架定位。

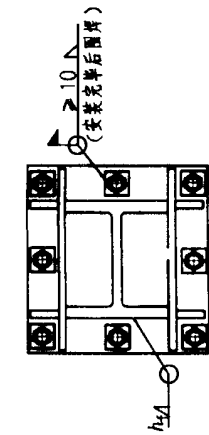
图 4-5-22 外露式箱形截面柱的刚性柱脚构造

- 注：1. 当为抗震设防的结构，柱翼缘与底板间宜采用完全熔透的坡口对接焊缝连接，柱腹板及加劲板与底板间宜采用双面角焊缝连接。当为非抗震设防的结构，柱底宜磨平顶紧，柱翼缘与底板间可采用半熔透的坡口对接焊缝连接。柱腹板及加劲板仍采用双面角焊缝连接。
2. 基础顶面和柱脚底板之间须二次浇灌混凝土。
3. 刚性柱脚的锚栓在弯矩作用下承受拉力，同时也作为安装过程的固定之用。其锚栓直径一般在30~76mm的范围内使用。
4. 锚栓应采用 Q235 钢制作。以保证柱脚转动时锚栓的变形能力。安装时应采用刚强的固定架定位。
5. 柱脚底板和支承托座上的锚栓孔径一般取锚栓外径的 1.5 倍，锚栓螺母下的垫板孔径取锚栓直径加 2mm。厚度一般为 $0.4d \sim 0.5d$ (d 为锚栓外径)，但不宜小于 20mm。

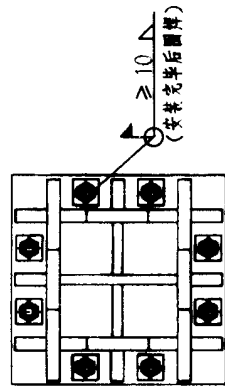


① 工字形截面柱的刚性柱脚构造
(用于柱底端在弯矩和轴力作用下锚栓不出现受拉应力时)

② 十字形截面柱的刚性柱脚构造
注：十字形截面柱只适用于钢骨混凝土柱

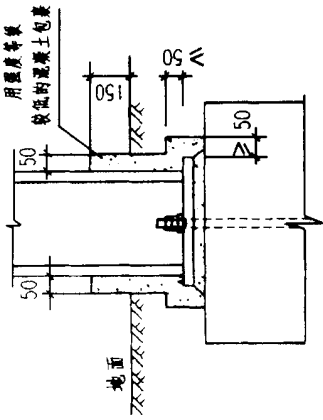


1—1

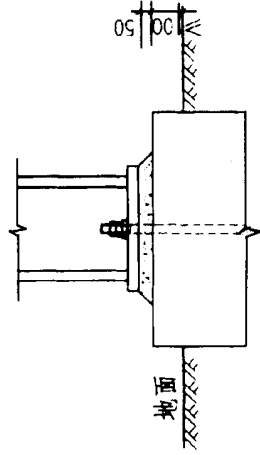


2—2

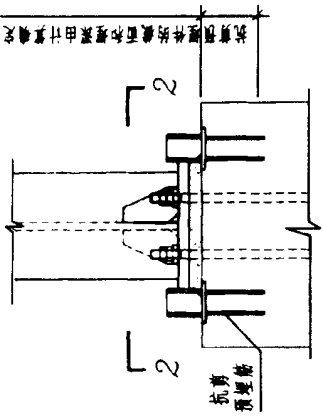
图 4-5-23 外露式工字形截面柱及十字形截面柱的刚性柱脚构造



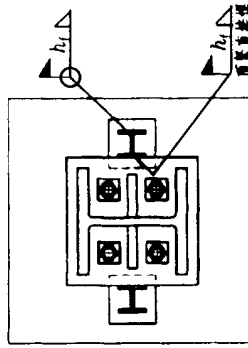
③ 外露式柱脚在地面以下时的防护措施
(包裹的混凝土高出地面 150)



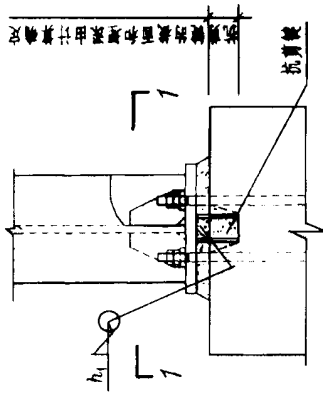
④ 外露式柱脚在地面以上时的防护措施
(注: 高出地面 ≥ 100)



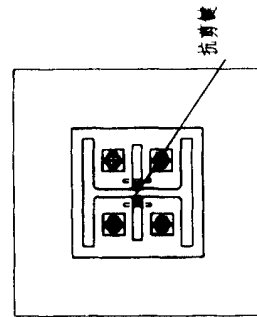
② 外露式柱脚抗剪键的设置(二)
(可用工字形、槽形截面或角钢)



2-2



① 外露式柱脚抗剪键的设置(一)
(可用工字形截面或方钢)



1-1

注: 1. 柱脚底部的水平剪力, 须由柱脚底板与其下部混凝土之间的摩擦力来抵抗 (锚栓不能用来承受底部的剪力), 当其摩擦力不能抵抗其底部剪力时, 必须按如图所示的形式设置抗剪键。

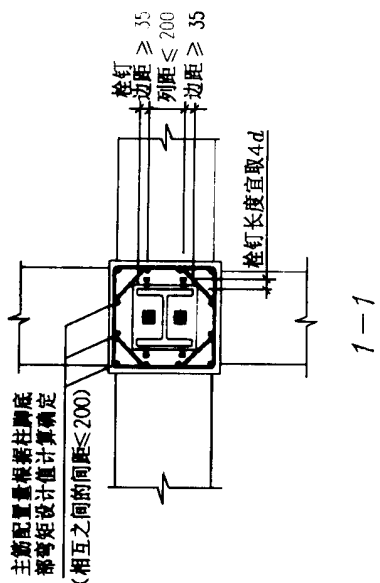
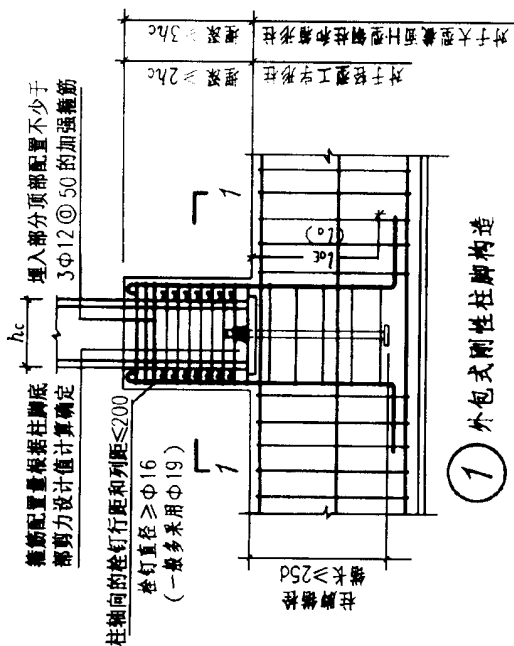
2. 基础顶面和柱脚底板之间须二次浇筑混凝土。

图 4-5-24 外露式柱脚抗剪键的设置及其柱脚的防护措施

表 31 纵向受拉钢筋的最小锚固长度 l_{aE} 及 l_a (mm)

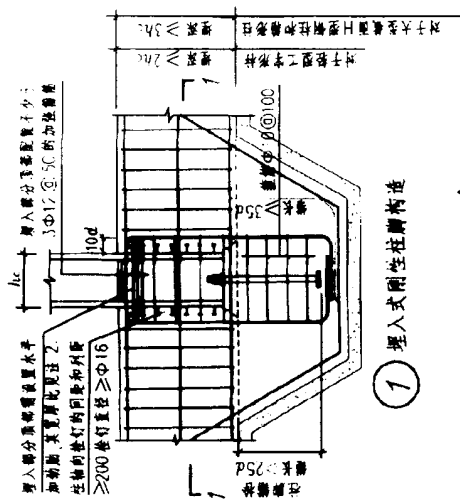
钢筋种类	一、二级抗震时 l_{aE}		三、四级抗震及非抗震时 $l_{aE} = l_a$			
	混凝土强度等级		混凝土强度等级			
I 级钢筋	C20	\geq C30	C15	C20	C25	\geq C30
	35d	30d	40d	30d	25d	20d
II 级钢筋	45d	40d	50d	40d	35d	30d
	50d	45d	55d	45d	40d	35d
III 级钢筋	50d	45d	—	45d	40d	35d
	55d	50d	—	50d	45d	40d

表注：表中 II、III 级钢筋栏中横线以上的数字为钢筋直径 $d \leq 25\text{mm}$ 时的锚固长度，横线以下的数字为 $d > 25\text{mm}$ 时的锚固长度。

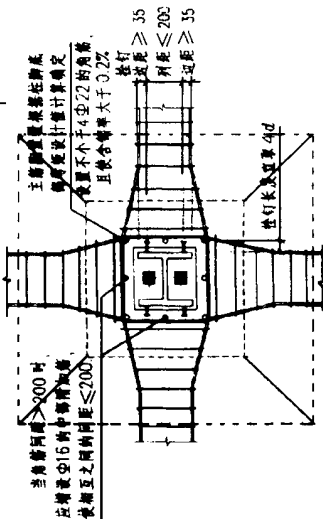


注：当抗震设防烈度为 6.7 度时，可采用本图所示的外包式刚性柱脚。

图 4-5-25 外包式刚性柱脚构造



① 埋入式刚性柱脚构造



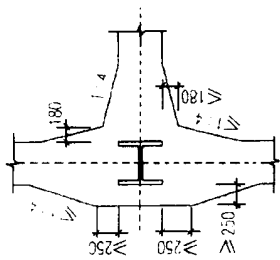
1-1

注: 1. 图中所示的柱脚构造, 同样适用于箱形截面柱、管形截面柱和十字形截面柱。

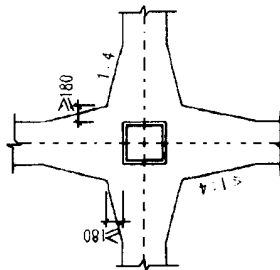
2. 埋入部分顶部需设置水平加劲肋, 其宽厚比应满足下列要求:

对于工字形截面柱, 其水平加劲肋外伸宽度的宽厚比 $\leq 9 \sqrt{235/f_y}$,

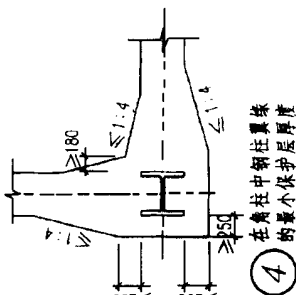
对于箱形截面柱, 其内横隔板的宽厚比 $\leq 30 \sqrt{235/f_y}$,



③ 在中柱中钢柱翼缘的最小保护层厚度

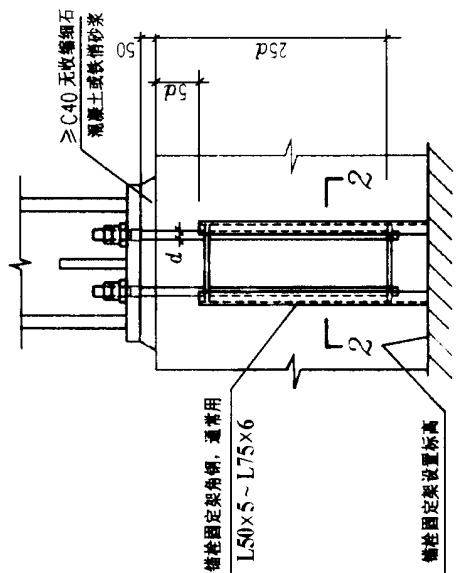


② 在中柱中钢柱翼缘的最小保护层厚度

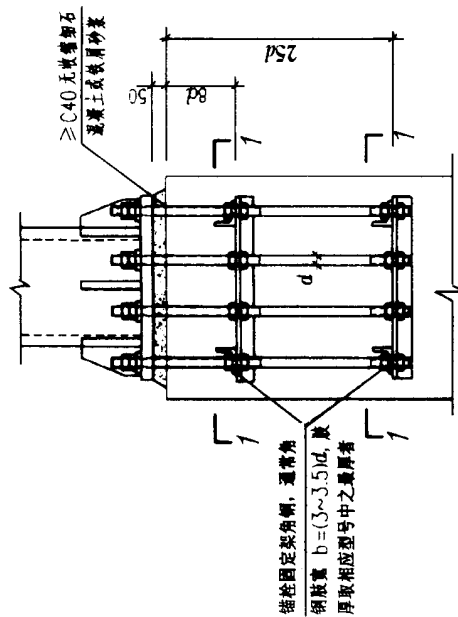


④ 在角柱中钢柱翼缘的最小保护层厚度

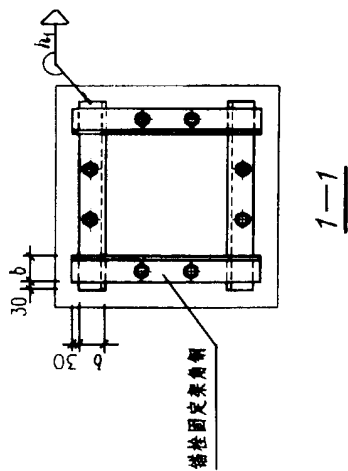
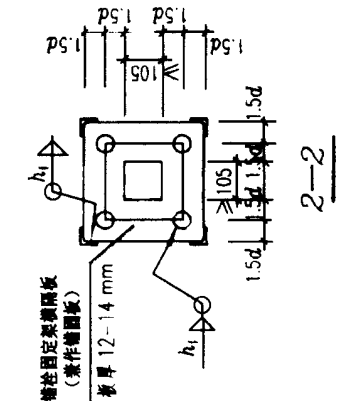
图 4-5-26 埋入式刚性柱脚构造



② 柱脚锚栓固定支架 (二)



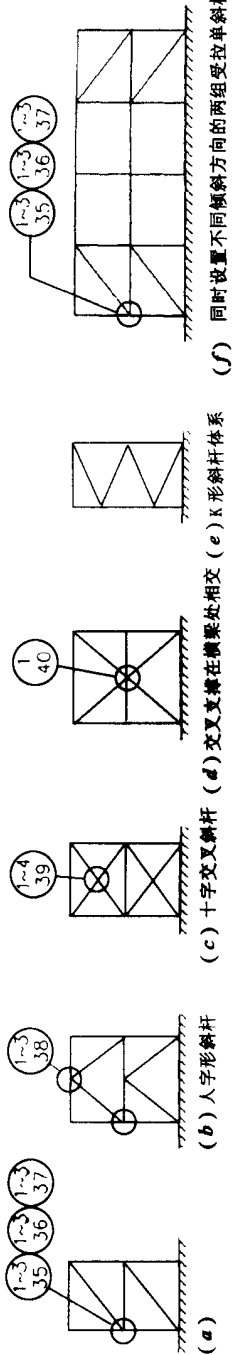
① 柱脚锚栓固定支架 (一)



注: 1. 图中 d 为锚栓直径。

2. 在角钢或横隔板上的孔径取 $d+1.5\text{mm}$ 。

图 4-5-27 柱脚锚栓固定支架



中心支撑的类型及节点构造详图索引

注：中心支撑宜采用图 a、f 的形式，但抗震设防的结构不得采用图 e 的形式，当采用图 f 形式时必须每层中不同倾斜方向的单斜杆的横面积在水平方向的投影面积之差不得大于 10%

中心支撑的构造要求

- 抗震设防时，不超过 12 层的钢结构宜采用中心支撑。中心支撑的轴线应交汇于梁柱构件轴线的交点。确有困难时偏离中心不得超过支撑杆件宽度，并应计入由此产生的附加弯矩。
- 中心支撑杆件的长细比及其板件的宽厚比不应大于表 34 的限值：

表 34 中心支撑杆件的长细比及其板件的宽厚比限值

类别	项目	抗震设防烈度			
		6 度	7 度	8 度	9 度
不超过 12 层	长细比	150	150	120	120
	板件宽厚比	200	200	150	150
超过 12 层	长细比	120	120	90	60
	板件宽厚比	13	11	9	9
	箱形截面腹板	见 6.2	33	30	27
	翼缘外伸部分	6.2	31	28	25
不超过 12 层	长细比	9	8	8	7
	板件宽厚比	25	23	23	21
	箱形截面腹板	见 6.2	23	21	19
超过 12 层	长细比	23	21	21	19
	圆管外径与壁厚比	100	42	40	38

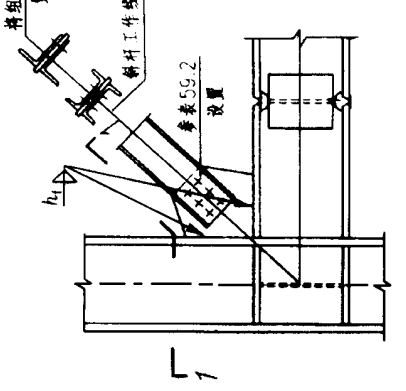
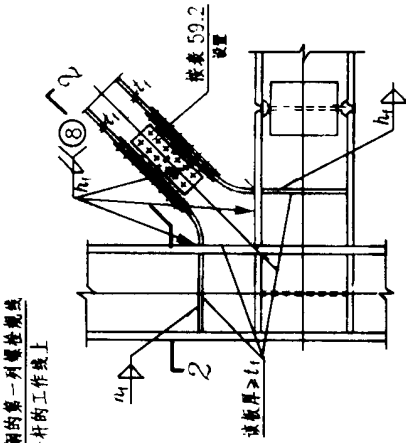
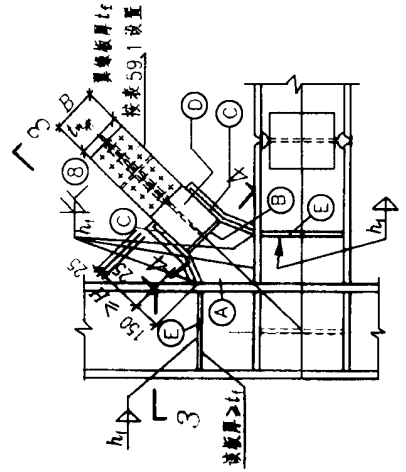
表注：表列数值适用于 Q235 钢。当材料其他牌号时，圆管应乘以 235/f_y。其余应乘以

图 4-5-28 中心支撑的类型及其构造要求

- 在抗震设防的结构中，超过 12 层时，支撑宜采用 H 型钢制作，两端与其框架可采用刚接构造。梁柱与支撑连接处应设置加劲肋。8、9 度采用焊接工字形截面时，其翼缘与腹板的连接宜采用全熔透连续焊缝。支撑与框架连接处，支撑杆端宜做成圆弧形。
- 聚在其与 V 形支撑或人字支撑相交处，应设置侧向支撑。该支撑点与支撑点间的侧向长细比，不应超过表 6.4 的限值。
- 按 7 度及以上抗震设防的结构，当支撑为填板连接的双肢组合构件时，填板间的长细比不应大于构件最大长细比的 1/2，且不应大于 40。
- 在抗震设防的结构中，支撑节点的连接在多次地震效应组合作用下应将人字形和 V 形中心支撑的斜杆内力乘以 1.5 的增大系数后进行弹性设计，并尚应按下式进行极限承载力验算。

$$N_{br} \geq 1.2A_n f_y \quad (34)$$

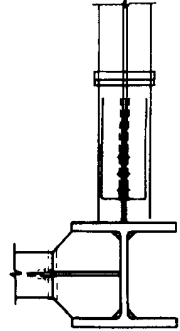
式中 N_{br} —螺栓连接和节点板连接在支撑轴线方向的极限承载力；
 A_n —支撑的净截面面积；
 f_y —支撑钢材的屈服强度，取值见表 5 的注。



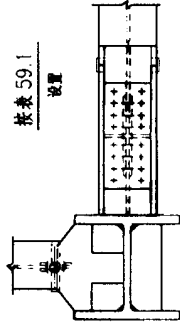
1 斜杆为双槽钢或双角钢组合截面与节点板的连接
(组合角钢只用于非抗震设防结构中按受拉设计的斜杆)

2 斜杆为工字形钢与工字形悬臂杆的连接
(注:斜杆中的面积主筋不得小于 200)

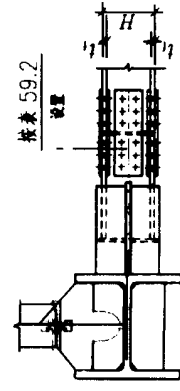
3 斜杆为 H 型钢与工字形悬臂杆的转换连接
板号 A~C 及 E 板厚 $> t_1$
零件号 D 为 H 型钢, 同斜杆截面



1-1

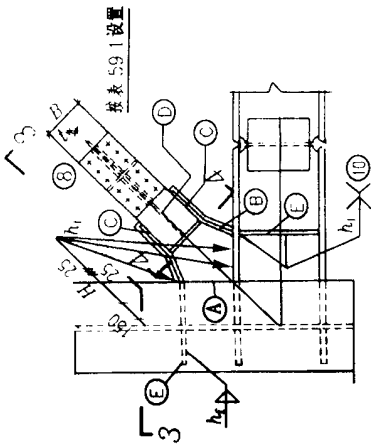


2-2

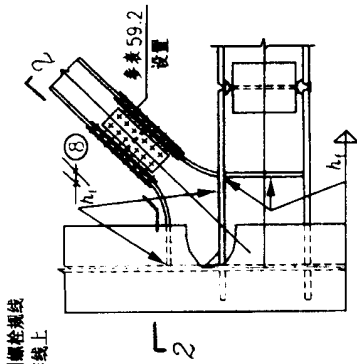


3-3

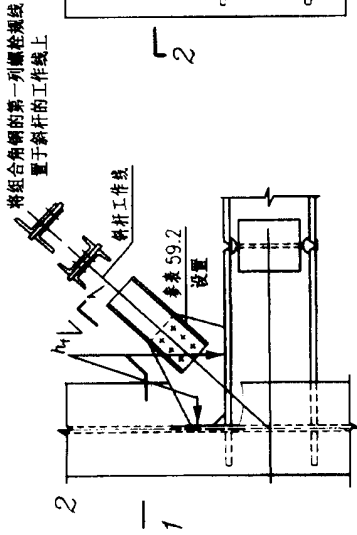
图 4-5-29 支撑斜杆在框架节点处的连接构造 (一)



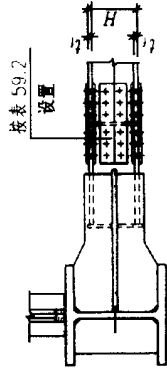
3 斜杆为H型钢与工字形悬臂杆的转接连接
板号 (A)~(C)及(E)板厚 $\geq t_1$
零件号 (D)为H型钢,同斜杆板面



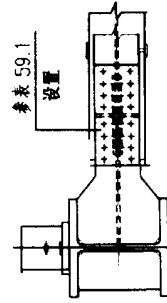
2 斜杆为H型钢与相同截面的悬臂杆连接



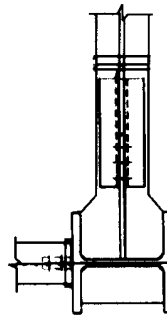
1 斜杆为双槽钢或双角钢组合截面与节点板的连接
(组合角钢只宜用于非抗震设防结构中按受拉设计的斜杆)



3-3

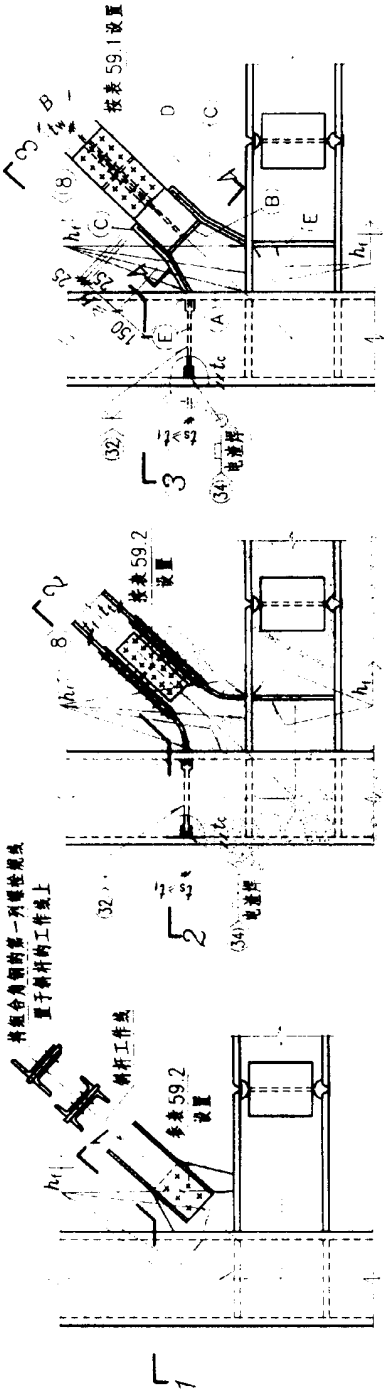


2-2



1-1

图 4-5-30 支撑斜杆在框架节点处的连接构造 (二)

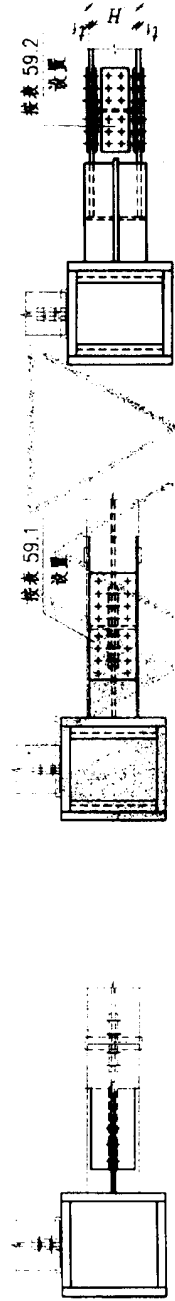


1 斜杆为双槽钢或双角钢组合截面与节点板的连接
(组合角钢只宜用于非抗震设防结构或非受拉设计的斜杆)

2 斜杆为工字形钢与工字形槽钢的连接
(注:斜杆中的圆钢直径不得小于 200)

3 斜杆为 H 型钢与工字形槽钢的连接

编号 (A)~(C) 及 (E) 板厚: t_c
零件号 (D) 为 H 型钢, 同斜杆截面

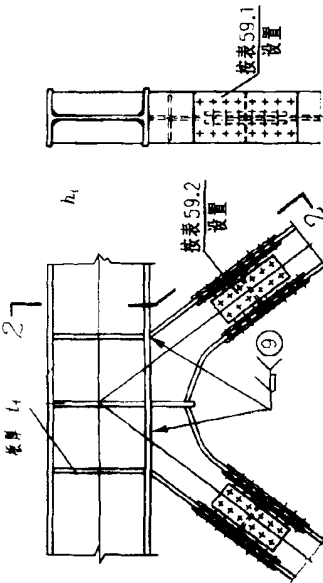


1-1

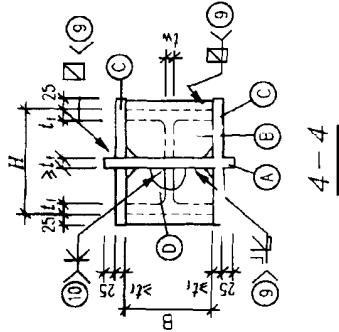
2-2

3-3

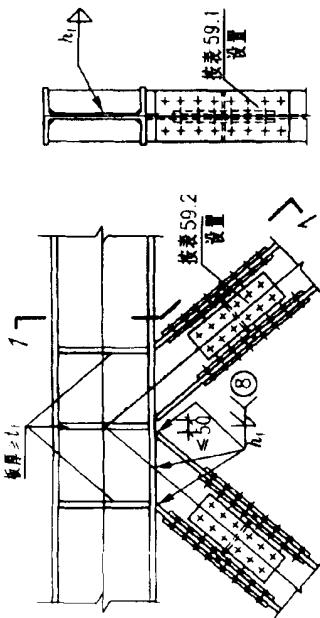
图 4-5-31 支撑斜杆在框架节点处的连接构造 (三)



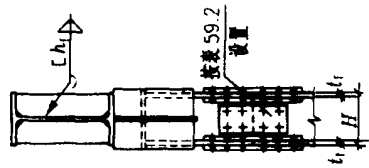
2 斜杆为 H 型钢在梁翼缘上的连接 (二)
(注:斜杆中的圆腹半径不得小于 200)



3 斜杆为 H 型钢与工字形悬臂杆的转换连接
板号 A~C 及 E 板厚 \$\ge t_f\$
零件号 ⑨ 为 H 型钢, 同斜杆截面



1 斜杆为 H 型钢在梁翼缘上的连接 (一)



3-3

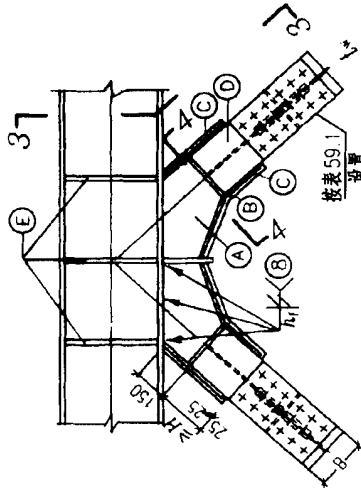
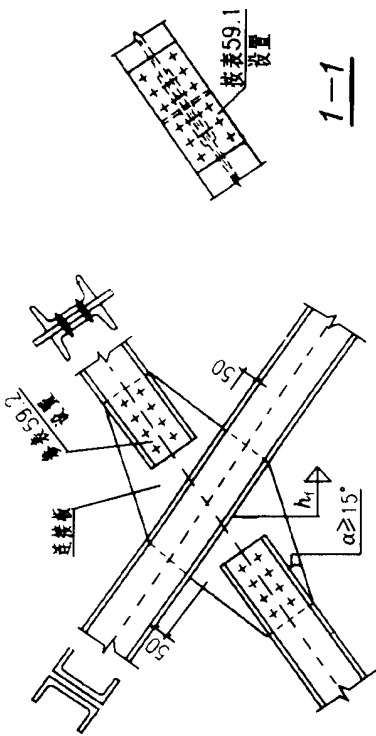
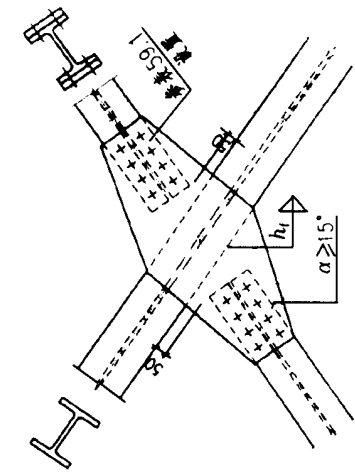


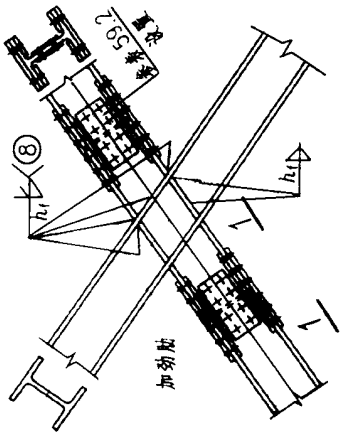
图 4-5-32 人字形支撑与框架横梁的连接节点



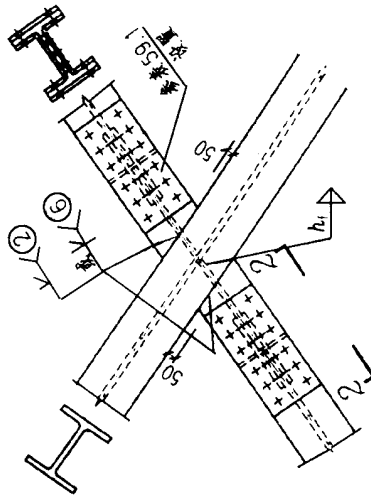
① 支撑斜杆件为双槽钢组合截面与单节点板的连接



③ 支撑斜杆为H型钢与双节点板的连接



② 支撑斜杆为H型钢与相同截面伸臂杆的连接(一)



④ 支撑斜杆为H型钢与相同截面伸臂杆的连接(二)

图 4-5-33 十字形交叉支撑的中间连接节点

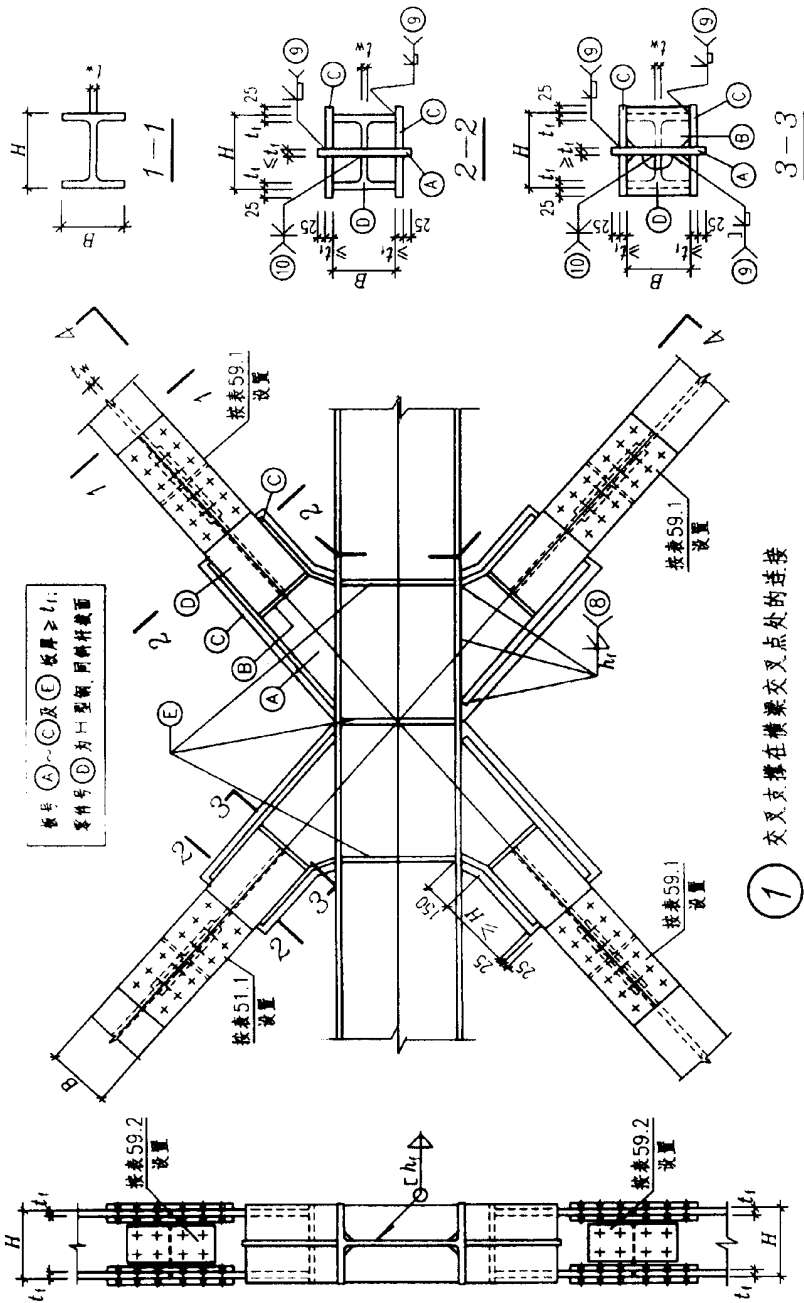
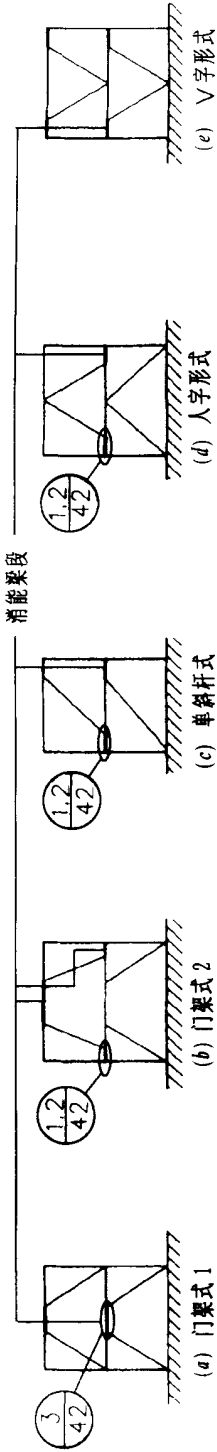


图 4-5-34 交叉支撑在横梁交叉点处的连接



偏心支撑类型 a~e
偏心支撑的构造要求

1. 抗震设防时, 超过 12 层的钢结构房屋, 8、9 度时, 宜采用偏心支撑, 带缝钢筋混凝土抗震墙板、内藏钢支撑钢筋混凝土墙板或其他消能支撑。不超过 12 层的钢结构, 当有条件时, 也可采用偏心支撑等消能支撑。超过 12 层的钢结构采用偏心支撑框架时, 顶层可采用中心支撑。
2. 偏心支撑杆件的长细比及消能梁段和与消能梁段同一跨的非消能梁段, 其板件的宽厚比不应大于表 41 规定的限值。

表 41 偏心支撑斜杆的长细比及其支撑和框梁梁板件的宽厚比限值

项 目	7, 8, 9 度	
支撑斜杆	长细比	120
	板件宽厚比	见表 34
消能梁段的板件宽厚比	翼缘外伸部分	8
	各类腹板	$N/(Af) \leq 0.14$ $N/(Af) > 0.14$

3. 消能梁段钢材的屈服强度不应大于 345MPa。
4. 消能梁段的腹板不得贴焊补强板, 也不得开洞。
5. 偏心支撑的节点连接在多遇地震效应组合作用下, 应将下列各杆件的内力设计值作如下调整后进行弹性设计。
 - 1) 支撑斜杆的轴力设计值, 应与与支撑斜杆相连的消能梁段达到受剪承载力时支撑斜杆轴力与增大系数的乘积, 其值在 8 度及以下时不应小于 1.4, 9 度时不应小于 1.5。
 - 2) 位于消能梁段同一跨的框架梁内力设计值, 应取消能梁段达到受剪承载力时框架梁内

图 4-5 偏心支撑的类型及其构造要求

- 3) 框架柱的内力设计值, 应取消能梁段达到受剪承载力时柱内力与增大系数的乘积, 其值在 8 度及以下时不应小于 1.5, 9 度时不应小于 1.6。
6. 支撑斜杆与消能梁段连接的承载力不得小于支撑的承载力, 若支撑需抵抗弯矩, 支撑与梁的连接应按抗压弯连接设计。
7. 消能梁段与柱的连接应符合下列要求:
 - 1) 消能梁段与柱连接时, 其长度不得大于 $1.6M_{ip}/V_i$, 且其抗剪承载力应满足规范要求。(M_{ip} 为消能梁段的全塑性受弯承载力; $V_i = 0.58A_w f_y$; A_w 为消能梁段腹板的截面积。)
 - 2) 消能梁段翼缘与柱翼缘之间应采用坡口全熔透对接焊缝连接。消能梁段腹板与柱之间应采用角焊缝连接。角焊缝的承载力不得小于消能梁段腹板的轴向承载力、受剪承载力和受弯承载力。
 - 3) 消能梁段与柱腹板连接时, 消能梁段翼缘与连接板间应采用坡口全熔透焊缝, 消能梁段腹板与柱间应采用角焊缝, 角焊缝的承载力不得小于消能梁段腹板的轴向承载力。受剪承载力和受弯承载力。
8. 消能梁段两端上下翼缘应设置侧向支撑, 支撑的轴力设计值不得小于消能梁段翼缘轴向承载力设计值的 6%, 即 $0.06b_1 t f$ 。
9. 偏心支撑框架梁的非消能梁段上下翼缘应设置侧向支撑, 支撑的轴力设计值不得小于翼缘轴向承载力设计值的 2%, 即 $0.02b_1 t f$ 。
10. 框架一偏心支撑结构的框架部分, 当房屋高度不大于 100m 且框架部分承担的地震作用不大于结构底部总地震剪力的 25% 时, 8、9 度的抗震构造措施可按框架结构降低一度的相应要求采用。

注：消能梁段的构造应符合下列要求：

1. 当 $N > 0.16At$ 时，消能梁段的长度 a 应符合下列规定：

当 $\rho (A_w/A) < 0.3$ 时， $a < 1.6M_{ip}/V_i$ (42.1)

当 $\rho (A_w/A) \geq 0.3$ 时， $a \leq [1.15 - 0.5\rho (A_w/A)] 1.6M_{ip}/V_i$ (42.2)

式中 a —消能梁段的长度。
 ρ —消能梁段轴向设计值与剪力设计值之比。 $\rho = N/V$ (42.3)

2. 消能梁段应按下列要求在腹板上配置中间加劲肋：

当 $a \leq 1.6M_{ip}/V_i$ 时，加劲肋间距不宜大于 $(30a_w - h_w/5)$ 。

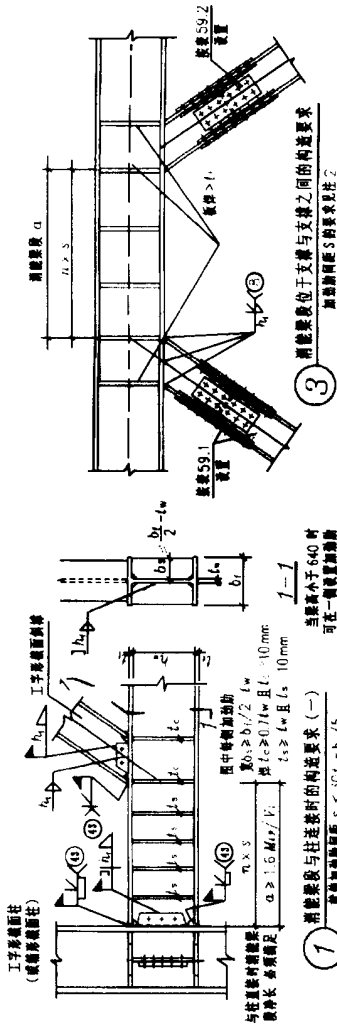
当 $2.6M_{ip}/V_i < a \leq 5M_{ip}/V_i$ 时，应在距消能梁段两端各 $1.5h_w$ 处，配置中间加劲肋，且中间加劲肋间距不应大于 $(52a_w - h_w/5)$ 。

当 $1.6M_{ip}/V_i < a \leq 2.6M_{ip}/V_i$ 时，中间加劲肋的间距宜在上述二者之间线性插入。

当 $a > 5M_{ip}/V_i$ 时，可不配置中间加劲肋。

M_{ip} —消能梁段的塑性受弯承载力。 $M_{ip} = W_p f_y$ (42.4)

V_i —消能梁段的塑性受剪承载力。 $V_i = 0.58f_t h_w t_w$ (42.5)



3 消能梁段位于支撑与支撑之间的构造要求
加劲肋间距 s 的要求同注 2

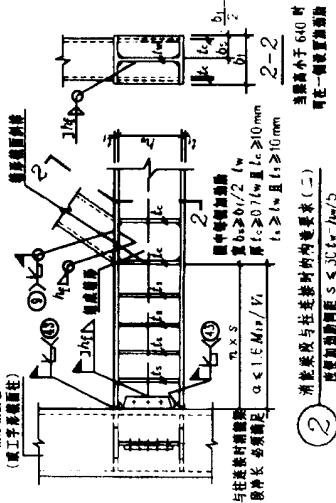
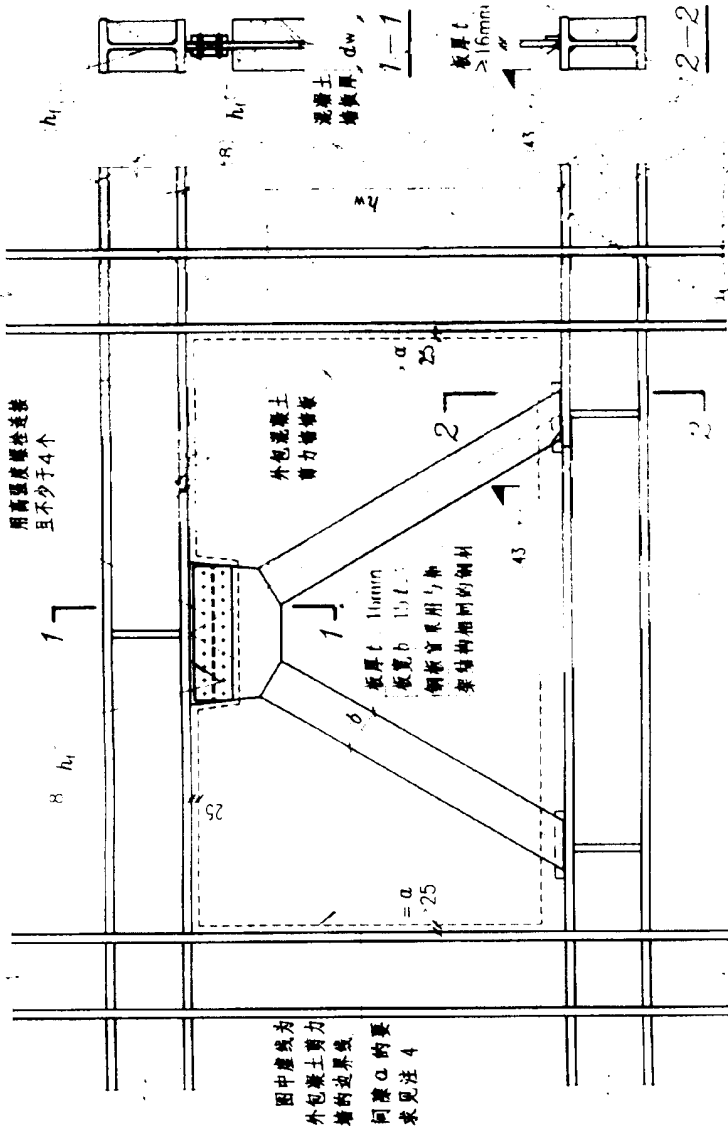


图 4-5-36 偏心支撑的连接构造

注:

- (一) 一般要求及钢板支撑外包混凝土剪力墙的墙板构造。
- (二) 钢板支撑的构造要求:
 1. 端板对支撑端部的侧向约束较小, 为了提高支撑钢板端部的抗屈服能力, 可在支撑端长度等于其宽度的范围内, 沿支撑方向设置构造加劲肋。
 2. 在支撑钢板端部 1.5 倍宽度范围内不得焊接钢筋、钢板或采用任何有利于提高局部粘结力的措施。当平卧浇筑钢筋混凝土墙时, 应避免钢板自重引起支撑的初始弯曲。
 3. 支撑端部的节点构造, 应力求截面变化平缓、传力均匀, 以避免应力集中。
 4. 剪力墙与框架柱的间隙 a 应满足下列要求:
 - 2 $[u] \leq a \leq 4 [u]$
 式中 $[u]$ 一荷载标准值下框架的层间位移容许值。
 5. 内藏钢筋混凝土墙板连接节点的最大承载力, 应满足公式 34 的要求。



① 内藏钢筋混凝土剪力墙内嵌钢板支撑构造

图 4-5-37 内藏钢筋混凝土剪力墙内嵌钢板支撑构造

注：(一) 一般规定：内藏钢支撑剪力端是以钢板为基本支撑，外包钢筋混凝土墙板的预制构件。它只在支撑节点处与钢框架相连，而且混凝土墙板与框架梁柱间留有间隙。其设计原则如下：

1. 内藏钢支撑的基本设计原则可参照普通钢支撑。它与普通钢支撑一样，可以是人字形支撑，交叉支撑或单斜杆支撑。若选用单斜杆支撑宜在相应柱间成对称布置。
2. 内藏钢支撑按其与框架的连接，可做成中心支撑，也可做成偏心支撑。在高烈度地震区，宜采用偏心支撑。
3. 内藏钢支撑的净截面面积，应根据所承受的剪力按强度条件选择，不考虑屈曲。

(二) 外包钢筋混凝土墙板的构造要求

1. 混凝土墙板截面尺寸应满足下式：

$$V \leq 0.1f_c d_w l_w; \quad d_w \geq 140\text{mm};$$

$$d_w \geq h_w/20; \quad d_w \geq 8t.$$

式中 V —设计荷载下端板所承受的剪力；

d_w —墙板厚度； h_w —墙板高度；

l_w —墙板长度； t —支撑钢板厚度。

f_c —墙板的混凝土轴心抗压强度设计值，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB50010) 的规定采用，混凝土的强度等级不应小于 C20。

2. 钢筋网的保护层厚度不应小于 15mm。

3. 图中 l_a 见表 31

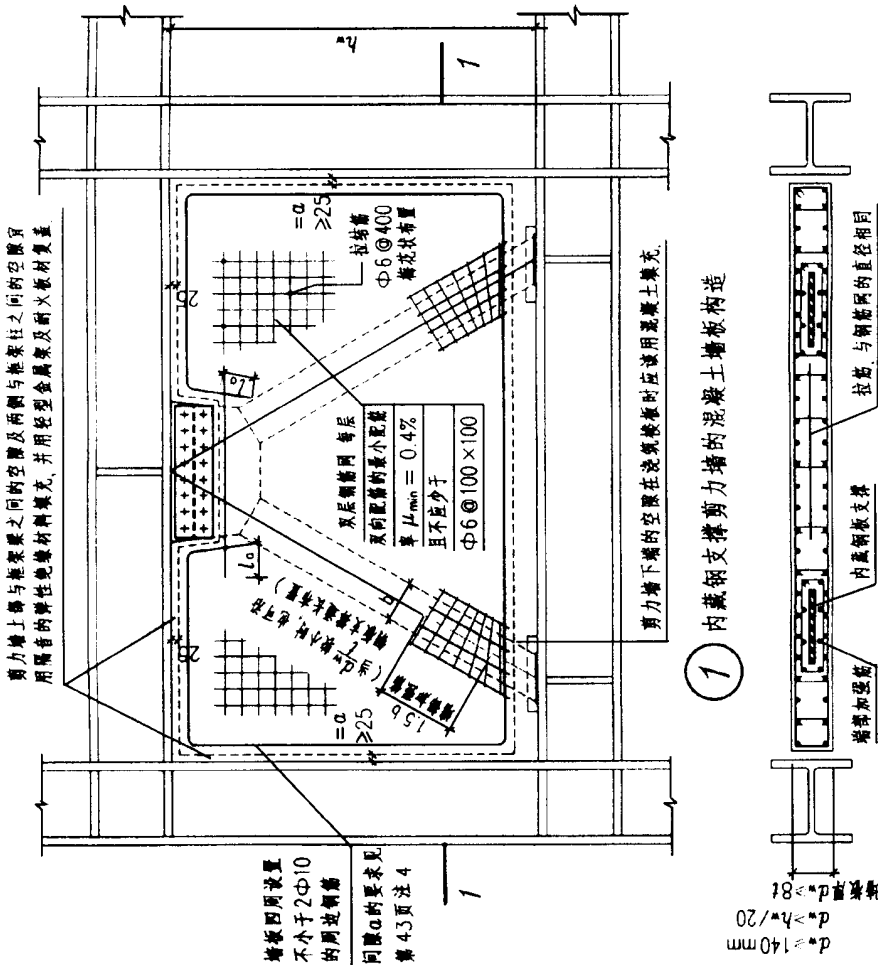
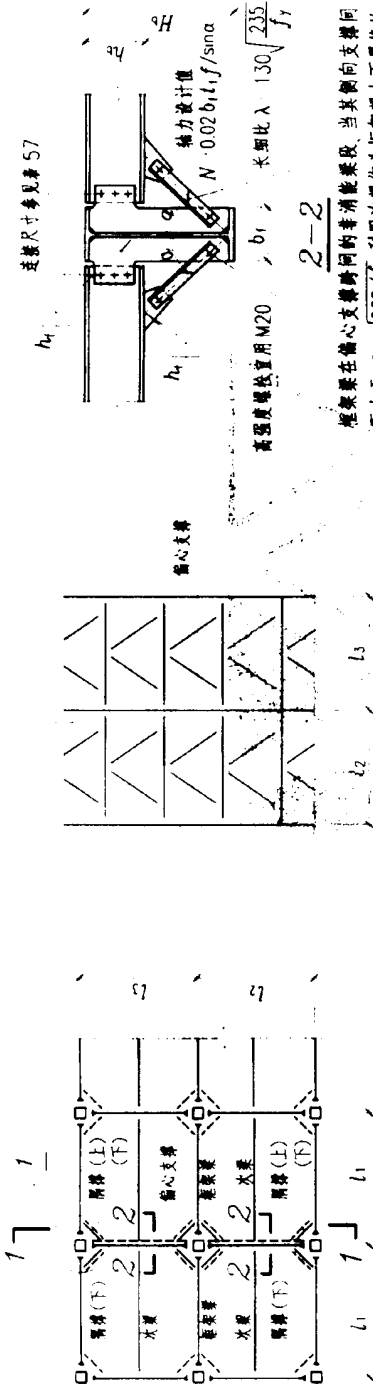
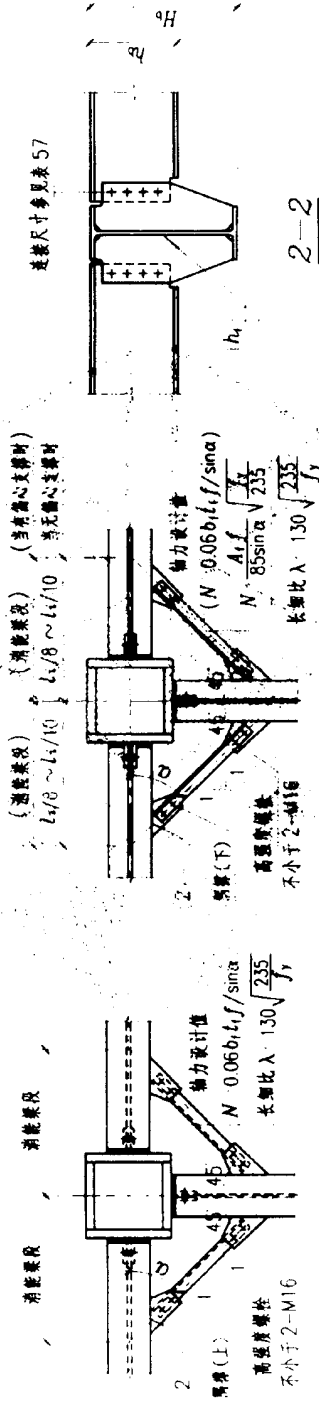


图 4-5-38 内藏钢支撑剪力墙的混凝土墙板构造



结构平面布置示意图



连接尺寸参见表 57

框架在偏心支撑跨间的非消能梁段, 当其侧向支撑间距大于 $13b_1\sqrt{235}/f_y$, 利用次梁作为框架梁上下翼缘的侧向支撑, 且当其 $hb < Hb/2$ 时, 可采用本节点的作法

框架在偏心支撑跨间的非消能梁段, 当其侧向支撑间距大于 $13b_1\sqrt{235}/f_y$, 利用次梁作为框架梁上下翼缘的侧向支撑, 且当其 $hb \geq Hb/2$ 时, 可采用本节点的作法

- 注: 1. 在平面图中, 凡图中梁端带有“▼”符号者, 系表示梁端与柱为刚性连接, 无此符号者, 为铰连接。
2. 图中 A_f 为梁翼缘的截面积; f 为梁翼缘抗压强度设计值; f_y 的取值详见表 5.1 的注。

图 4-5-39 抗震设防时框架梁的侧向支撑连接构造

注：1. 括号内的代号 (l_a) 为非抗震纵筋的锚固长度。
 2. 当墙的水平筋的直锚长度小于 l_{aE} 和 l_a 时，应垂直向上或向下弯锚 $15d$ (见图中打“*”号的位置)。
 3. 在钢筋混凝土结构中，

混凝土的强度等级不宜低于 C25。钢骨的含钢率不应小于 2%，也不宜大于 15%。钢骨板材的厚度不得小于 6mm，钢骨的宽厚比不应大于表 46 的限值。

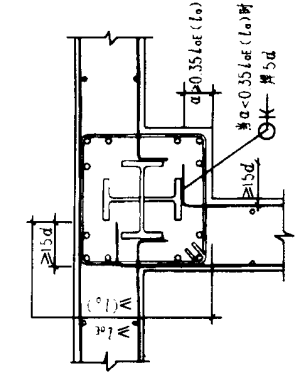
表 46 钢骨的宽厚比的限值

钢号	b/t	h_w/h_e (梁)	h_w/h_e (柱)
Q235	23	107	96
Q345	19	91	81

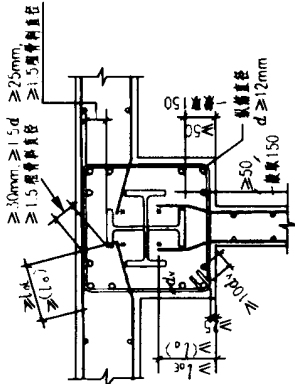
表注：表中的符号详见

节点 ①和 ②

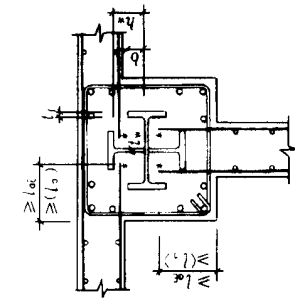
5. 对于十字形钢骨，边长不宜小于 600mm。



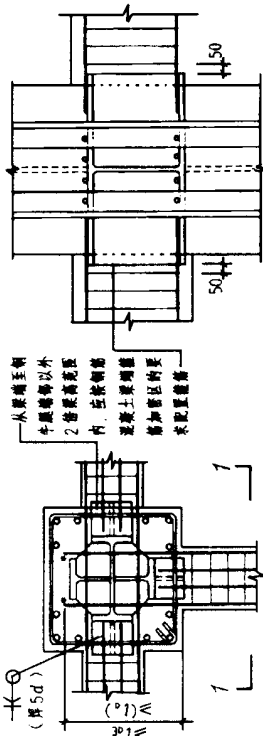
① 钢筋混凝土剪力墙与钢骨混凝土柱的连接构造(一)



② 钢筋混凝土剪力墙与钢骨混凝土柱的连接构造(二)
(图中所有钢骨混凝土柱的截面均按表 4)



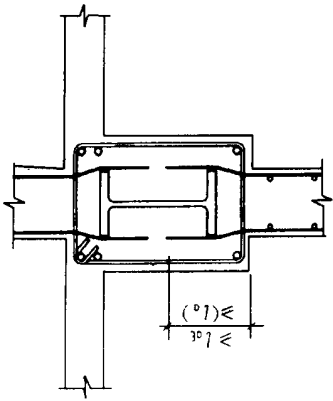
③ 钢筋混凝土剪力墙与钢骨混凝土柱的连接构造(三)



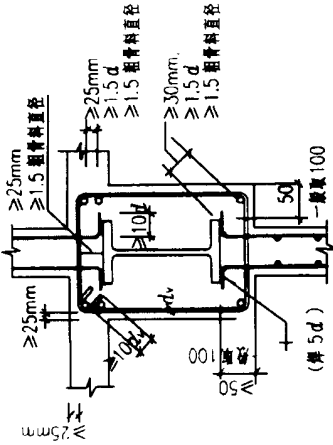
④ 钢筋混凝土梁与钢骨混凝土柱的连接构造

1-1
(柱中的纵筋和箍筋未示出)

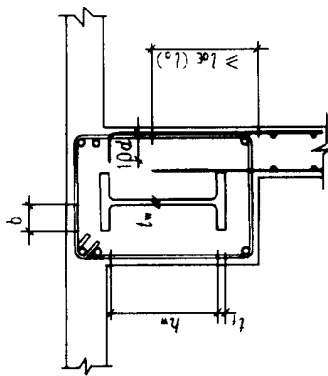
图 4-5-40 钢筋混凝土墙、梁与钢骨混凝土柱的连接构造



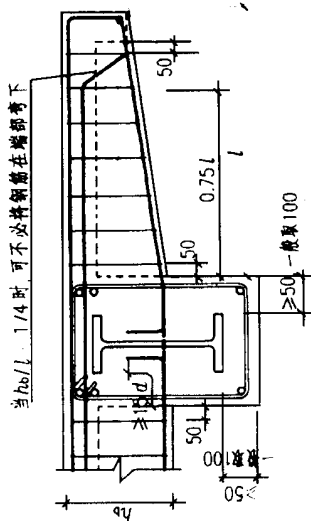
③ 钢筋混凝土剪力墙与钢骨
混凝土梁的连接构造(三)



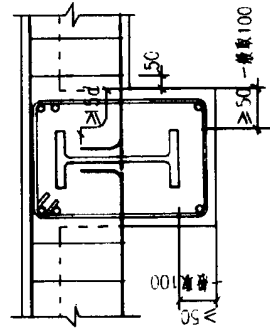
② 钢筋混凝土剪力墙与钢骨
混凝土梁的连接构造(二)
(图中所有钢骨混凝土梁的锚固构造要求)



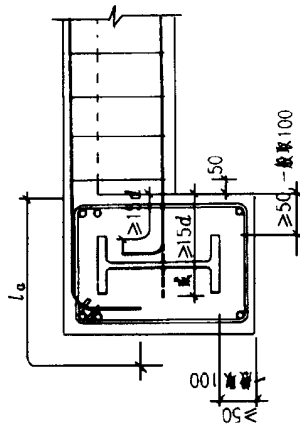
① 钢筋混凝土剪力墙与钢骨
混凝土梁的连接构造(一)
(图中所有梁(6)中的符号)



⑥ 钢筋混凝土悬伸梁的配筋构造
及在钢骨混凝土梁中的锚固



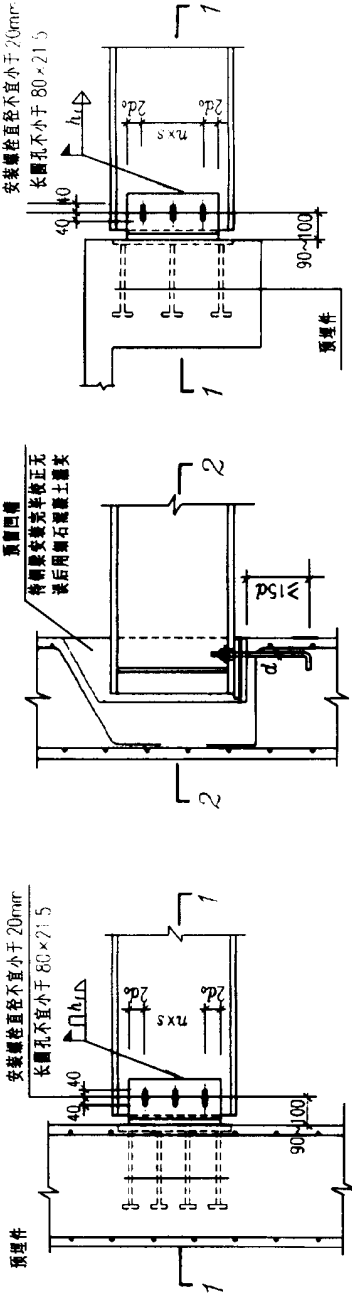
⑤ 钢筋混凝土梁的中间支座与
钢骨混凝土梁的连接构造



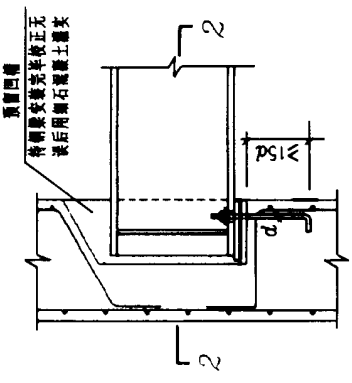
④ 钢筋混凝土梁的边支座与
钢骨混凝土梁的连接构造

- 注: 1. 括号内的代号为非抗震纵筋的锚固长度。
2. l_{aE} 和 l_a 取值见表 31。
3. 在钢骨混凝土结构中, 混凝土的强度等级不宜低于 C25。
4. 混凝土剪力墙的配筋应符合相关的规范要求配置。

图 4-5-41 钢筋混凝土墙、梁与钢骨混凝土梁的连接构造

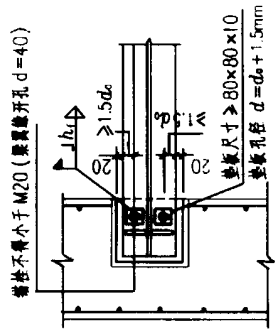
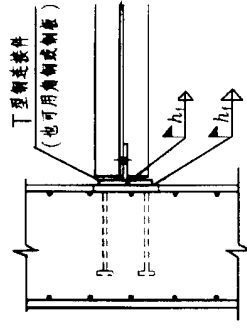


1 钢梁与混凝土柱的铰接连接 (一)



2 钢梁与混凝土墙的铰接连接 (二)

3 钢梁与混凝土梁的铰接连接



1-1

2-2

注：安装螺栓间距 s 宜满足：
 $s > 3d_0$ ，小于 $12d_0$ 和 $18t$ 。
 d_0 为螺栓孔直径；
 t 为较薄板件的厚度。

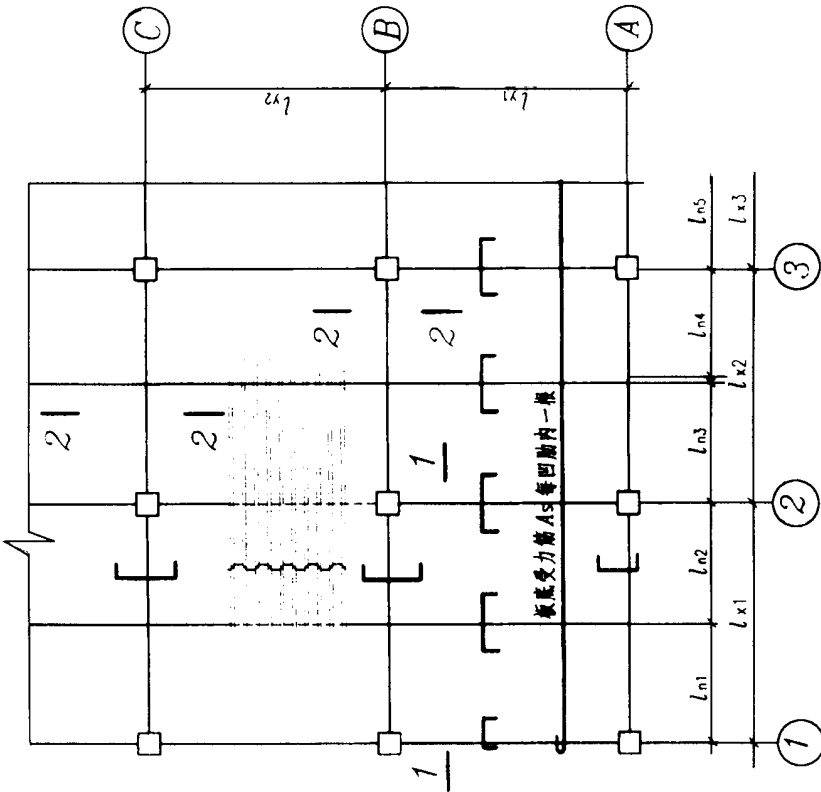
图 4-5-42 钢梁与钢筋混凝土墙和与钢筋混凝土梁的连接构造

表 49 栓钉直径与板跨关系表

板跨 (m)	< 3.0	3.0 ~ 6.0	> 6.0
栓钉直径 (mm)	13 ~ 16	16 ~ 19	19

注:

1. 本图集压型钢板仅作模板用, 可不作防火保护层, 比作组合楼板使用经济。但其钢板厚度不得小于 0.5mm。应采用镀锌钢板。其镀锌层厚度应能满足在使用期间不致锈蚀的要求。
2. 用压型钢板作模板的混凝土楼板, 仅考虑单向受力。其板肋方向即为板跨方向。可按常规的钢筋混凝土密肋板进行设计。
3. 由于框架组合梁存在组合梁负弯矩钢筋的锚固问题目前还没有得到较好解决, 因此本图集不考虑框架梁与混凝土楼板的组合作用, 而只考虑次梁与混凝土楼板通过抗剪栓钉组合成整体和共同受力的组合梁。
4. 当不考虑次梁和框架梁为组合梁时, 在楼板的端部 (包括连续板的各跨端部), 仍应设置构造栓钉。其直径可根据板跨按表 49 选用。但其间距不宜大于 $8h_0$ 。
5. 栓钉应设置在端支座压型钢板的凹肋处, 穿透压形钢板, 并将栓钉和压型钢板焊牢在钢梁上。焊后栓钉高度应大于压型钢板波高加 30mm。
6. 栓钉顶面的混凝土保护层厚度不应小于 15mm。
7. 压型钢板在钢梁上的支承长度不得小于 50mm。



梁、板平面布置图及板的配筋示意图

图 4-5-43 梁、板平面布置图及板的配筋示意图

注：

1. 连续组合次梁在负弯矩区的纵向钢筋应设置在混凝土翼缘板的有效宽度 b_{ce} 内。 b_{ce} 取以下最小值： $b_{ce} = l_0/3$ ； $b_{ce} = b_0 + 12h_c$ ； $b_{ce} = b_0 + b_{d1} + b_{d2}$ 。其中 l_0 为梁的计算跨度； h_c 为压型钢板顶面以上混凝土的厚度； b_{d1} 、 b_{d2} 为相邻钢梁净间距的 $1/2$ 。
2. 在组合梁中，焊于钢梁受拉翼缘的栓钉直径不得大于翼缘板厚度的 1.5 倍。焊于无拉力部位的栓钉直径不得大于翼缘板厚度的 2.5 倍。
3. 在组合梁中，栓钉一般在压型钢板每一个肋凹处设置，其间距和边距应符合本图节点①或②的要求。
4. 栓钉应穿透压型钢板将栓钉、钢板焊牢在钢梁上。其直径不得大于 19mm。焊后栓钉高度应大于压型钢板高加 30mm。
5. 栓钉顶面的混凝土保护层厚度不应小于 15mm。
6. 在图 2 中，中间支座负弯矩区上部纵向钢筋伸过支座边缘的长度 S_1 应伸过反弯点，并留有足够的锚固长度和弯钩。下部纵向钢筋在支座处应连续配置，不得中断。
7. 组合梁的塑性中和轴通过钢梁截面时，钢梁翼缘和腹板的板件宽厚比不应超过表 5 规定的限值。
8. 组合梁负弯矩区段钢梁的受压翼缘在弯矩作用平面外的长细比不应超过表 6.4 规定的限值。

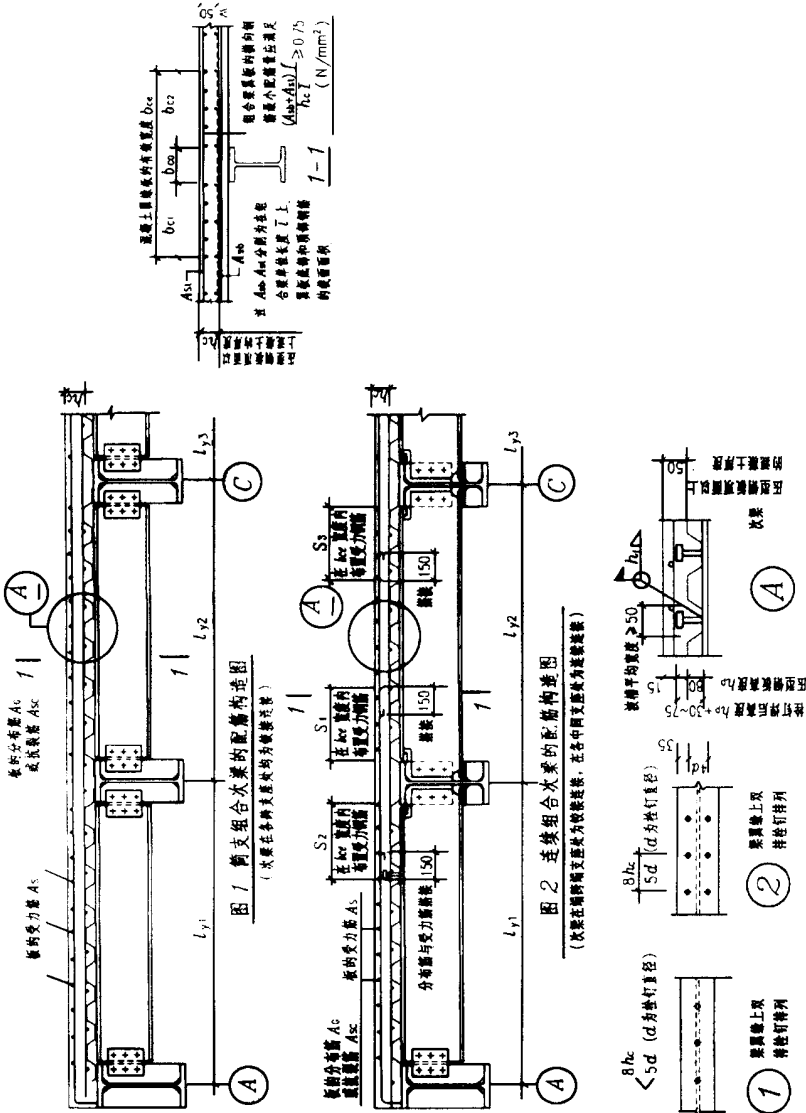
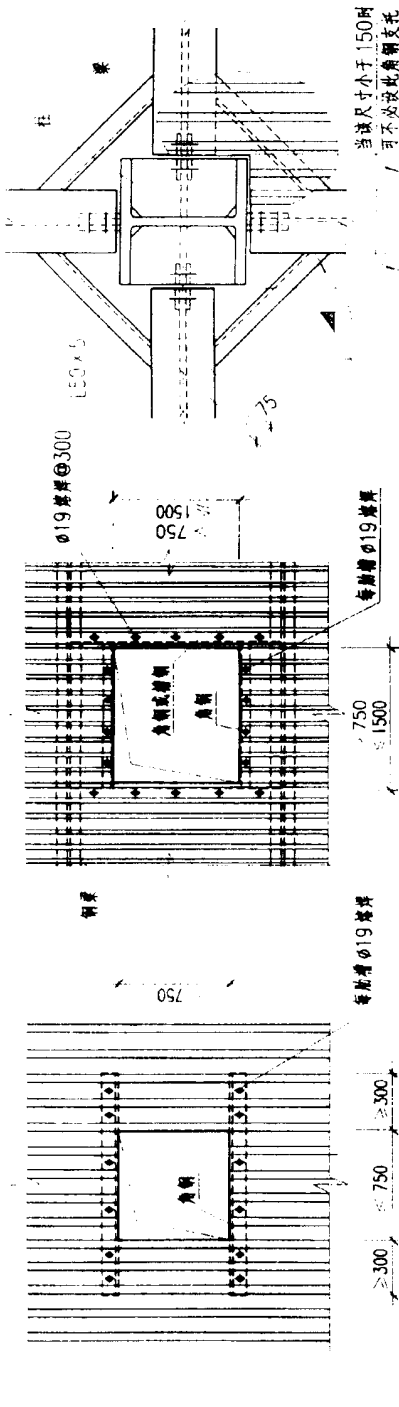


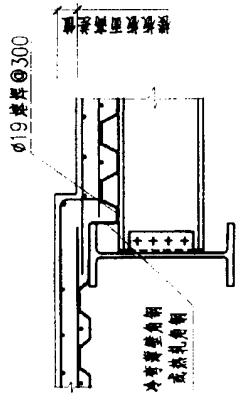
图 4-5-45 简支组合次梁和连续组合次梁的配筋构造



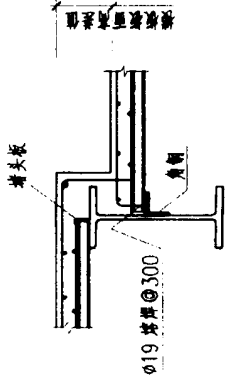
① 压型钢板上开孔 300~750 时的加强措施
压型钢板的宽度不宜小于 50mm，
洞口小于 300mm 者可不加强。

② 压型钢板上开孔 750~1500 时的加强措施

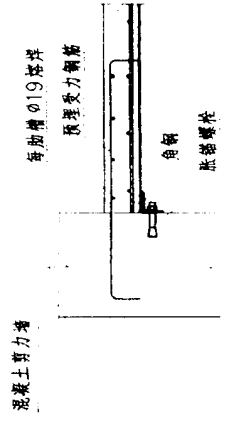
③ 柱与梁交接处的压型钢板支托
当该尺寸小于 150 时
可不设此角钢支托



④ 一般楼面降低标高作法

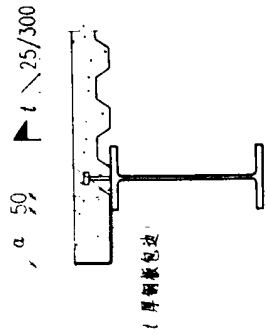


⑤ 一般楼面降低标高作法

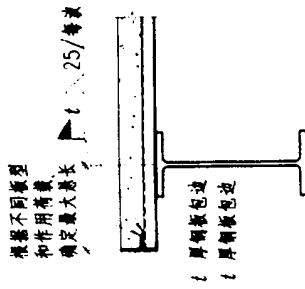


⑥ 柱与剪力墙连接

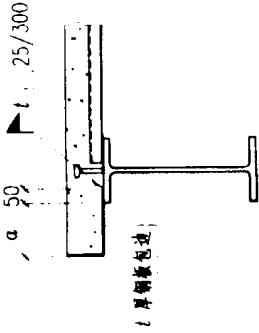
图 4-5-46 压型钢板上开孔时的补强措施及其他



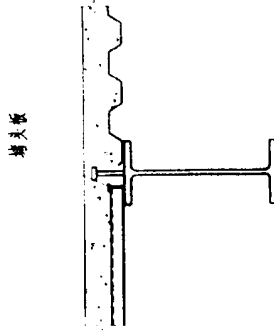
① 板肋与梁平行且悬挑较短时
(不同悬挑长度与板厚的要求详见表53)



③ 板肋与梁垂直且悬挑较长时



② 板肋与梁垂直且悬挑较短时
(不同悬挑长度与板厚的要求详见表53)



④ 在同一梯梁上既有板肋与梁垂直又有板肋与梁平行时

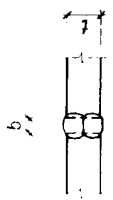
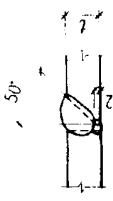
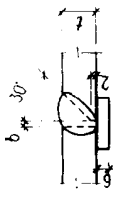
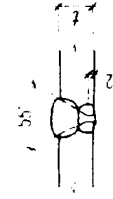
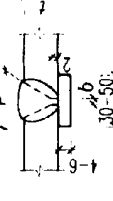
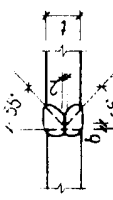
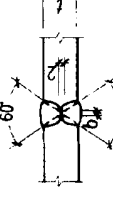

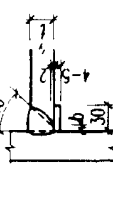
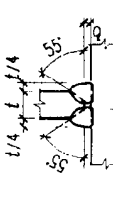
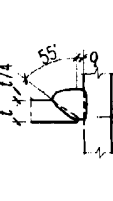
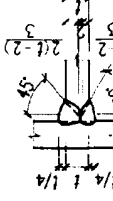
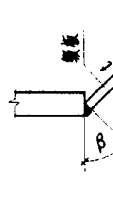
节点①②用表

悬挑长度 a (mm)	包边板厚 t (mm)	悬挑长度 a (mm)	包边板厚 t (mm)	悬挑长度 a (mm)	包边板厚 t (mm)	悬挑长度 a (mm)	包边板厚 t (mm)
0~75	1.2	75~125	1.5	125~180	2.0	180~250	2.6

图 4-5-47 压型钢板的边缘节点

表 53

手工电弧焊接接头的基本型式与尺寸 (mm)

1								
	$l \leq 6$ $b \leq l/2$							
2								
	l b	6-9 10-16	1 2	8 9	16-26			
3								
	l b	6-9 10-15	1 2	8 9	16-26			
4								
	l b	6-9 10-16	1 2	8 9	13-26			
5								
	l b	6-12 45°	6	6	13-26 35°			
6								
	l b	12-30	2					
7								
	l b	16-60	2					
8								
	l b	6-10 11-20	1 2	4 5				
9								
	l b	≥ 12 6-9						
10								
	l b	12-40	2					
11								
	l b p	6-10 11-17 18-30	1 2 3	2 2 2	16			
12								
	l b	16	2					
13								
	l b	≤ 16 45°						

注: 本页标准选自《建筑钢结构焊接规程》(JGJ 81-91), ⑩⑪选自其他资料。

图 4-5-48 手工电弧焊接接头的基本型式与尺寸

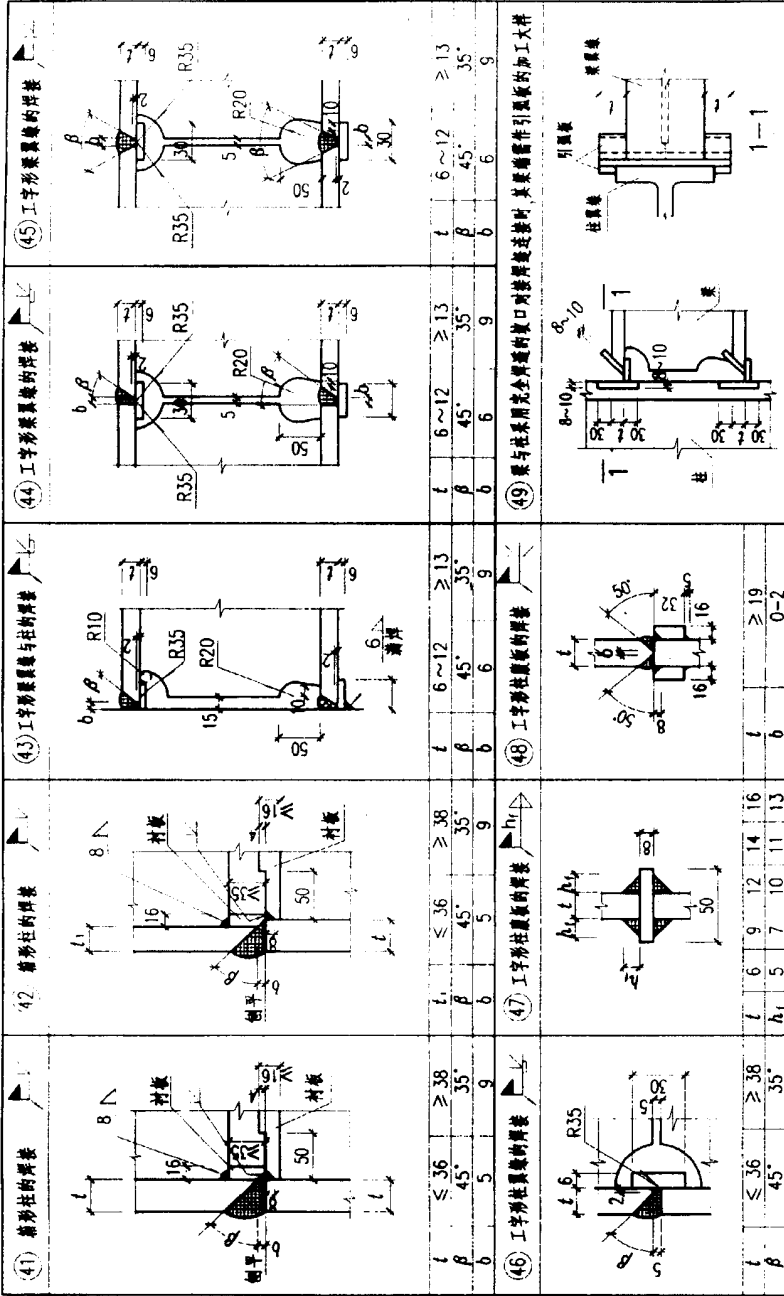
埋弧焊焊接接头的基本型式与尺寸 (mm)

21		$t \leq 12$ $b \geq 0+1$	22		t 10-16 17-20 β 6 7	23		t 10-20 21-30 31-50 β 6 8 10	24		t 10-16 17-24 β 6 8	25		t 16-20 21-30 31-50 β 6 8 10
26		t 20-30 β 55°	27		t 20-40 β 80°	28		t 20	29		t 6-12 β 45° b 6	30		t 30
31		t 20-30 β 55°	32		t 20-40 β 80°	33		t 10-15 16-20 β 4 6	34		t 6-12 β 45° b 6	35		t 6-12 β 35° b 9
		t 20-30 β 55°			t 16-40 β 60°			t 10-15 16-20 β 4 6			t 6-12 β 45° b 6			t 6-12 β 35° b 9
		t 20-30 β 55°			t 16-40 β 60°			t 10-15 16-20 β 4 6			t 6-12 β 45° b 6			t 6-12 β 35° b 9
		t 20-30 β 55°			t 16-40 β 60°			t 10-15 16-20 β 4 6			t 6-12 β 45° b 6			t 6-12 β 35° b 9
		t 20-30 β 55°			t 16-40 β 60°			t 10-15 16-20 β 4 6			t 6-12 β 45° b 6			t 6-12 β 35° b 9
		t 20-30 β 55°			t 16-40 β 60°			t 10-15 16-20 β 4 6			t 6-12 β 45° b 6			t 6-12 β 35° b 9
		t 20-30 β 55°			t 16-40 β 60°			t 10-15 16-20 β 4 6			t 6-12 β 45° b 6			t 6-12 β 35° b 9
		t 20-30 β 55°			t 16-40 β 60°			t 10-15 16-20 β 4 6			t 6-12 β 45° b 6			t 6-12 β 35° b 9
		t 20-30 β 55°			t 16-40 β 60°			t 10-15 16-20 β 4 6			t 6-12 β 45° b 6			t 6-12 β 35° b 9
		t 20-30 β 55°			t 16-40 β 60°			t 10-15 16-20 β 4 6			t 6-12 β 45° b 6			t 6-12 β 35° b 9
		t 20-30 β 55°			t 16-40 β 60°			t 10-15 16-20 β 4 6			t 6-12 β 45° b 6			t 6-12 β 35° b 9
		t 20-30 β 55°			t 16-40 β 60°			t 10-15 16-20 β 4 6			t 6-12 β 45° b 6			t 6-12 β 35° b 9
		t 20-30 β 55°			t 16-40 β 60°			t 10-15 16-20 β 4 6			t 6-12 β 45° b 6			t 6-12 β 35° b 9
		t 20-30 β 55°			t 16-40 β 60°			t 10-15 16-20 β 4 6			t 6-12 β 45° b 6			t 6-12 β 35° b 9

注：本页标准选自《建筑钢结构焊接规程》(JCJ 81-91)，表中②③④⑤选自其他资料。

图 4-5-49 埋弧焊焊接接头的基本型式与尺寸

工地焊接接头的基本型式与尺寸 (mm)



注: 以上标准系根据《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ 99-98) 并参考其他资料而编制的, ④⑦至④⑨选自其他资料。

图 4-5-50 工地焊接接头的基本型式与尺寸

梁与梁和柱采用螺栓铰接连接的参考尺寸 (mm)

梁高 H (mm)	图 1~图 3 的连接螺栓 M20			图 1~图 3 的连接螺栓 M22; (M20)			图 1~图 3 的连接螺栓 M24; (M22); (M20)			梁高 H (mm)		
	a	b	c	d	n x s	a	b	c	d		n x s	
200				65								200
250				90								250
300				80								300
350				105								350
400				95								400
450	55 - 60	45		85								450
500				110								500
* 550				100								* 550
600				90								600
650				115								* 650
700				105								700

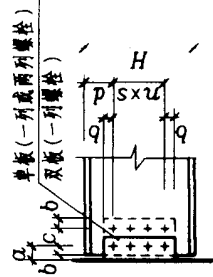


图 1

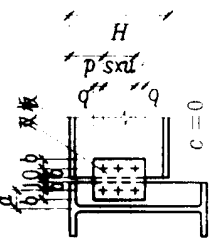


图 2

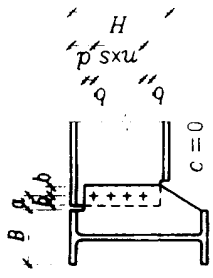


图 3

注: 1. 本表系根据 GB/T11263 - 1998 产品标准的规格而编制的。表中带“*”的尺寸为虚拟的梁高。

2. 所有螺栓孔均为钻孔, 其中用于摩擦型高强度螺栓的孔径应比螺栓公称直径大 2mm; 用于普通螺栓和承压型高强度螺栓的孔径应比螺栓公称直径大 1.5mm。

3. 当连接板为单板时, 其连接板厚不宜小于梁腹板的厚度。

4. 当连接板为双板时, 其连接板厚不宜小于梁腹板厚度的 0.7 倍。且不应小于 S/12 (S 为螺栓间距)。

图 4-5-51 梁与梁和柱采用螺栓铰接连接的参考尺寸

表 58 梁与梁和柱翼缘用坡口对接焊缝，腹板用摩擦型高强度螺栓刚性连接的参考尺寸 (mm)

节点连接的基本型式	图 1 ~ 图 3 的连接螺栓 M20				图 1 ~ 图 3 的连接螺栓 M22; (M20)				图 1 ~ 图 3 的连接螺栓 M24; [M22]; (M20)				梁高 H (mm)			
	a	b	c	d	n × s	a	b	c	d	n × s	a	b		c	d	n × s
节点连接的基本型式	300			105	1 × 70				105	1 × 75				100	1 × 80	300
	350			95	2 × 70				130	1 × 75				125	1 × 80	350
	400			120	2 × 70				115	2 × 75				110	2 × 80	400
	450			110	3 × 70				140	2 × 75				135	2 × 80	450
	500			100	4 × 70				130	3 × 75				120	3 × 80	500
	* 550	60	45	125	4 × 70	60	50		115	4 × 75	图 1			110	4 × 80	* 550
	600			115	5 × 70	(60)	(45)		140	4 × 75	图 2			130	4 × 80	600
	* 650			140	5 × 70				130	5 × 75	c = 75			120	5 × 80	* 650
	700			130	6 × 70				150	5 × 75	c = (70)			140	5 × 80	700
	800			140	7 × 70				130	7 × 75				150	6 × 80	* 800

注: 1. 本表系根据 GB/T1263 - 1998 产品标准的规格而编制的。表中带“*”的尺寸为虚拟的梁高。

2. 所有螺栓孔均为钻孔, 其中用于摩擦型高强度螺栓的孔径应比螺栓公称直径大 2mm; 用于普通螺栓和承压型高强度螺栓的孔径应比螺栓公称直径大 1.5mm。

3. 当连接板为单板时, 其板厚宜取梁腹板厚度的 1.2 ~ 1.4 倍。

4. 当连接板为双板时, 其连接板厚不宜小于梁腹板厚度的 0.7 倍。且不应小于 S/12 (S 为螺栓间距)。

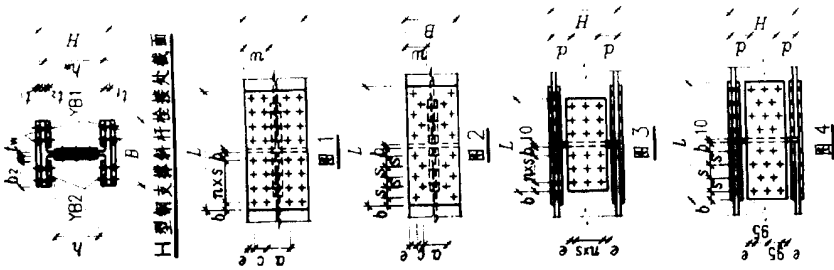
图 4-5-52 梁与梁和柱翼缘用栓焊刚性连接的参考尺寸

表 59.1 H 型钢支撑斜杆翼缘用高强度螺栓连接的参考尺寸 (mm)

图号	H 型钢翼缘宽度 B (mm)	翼缘连接板 YB1 宽度 = $B = a + 2(c + e)$			连接板长 $L = 4b + 2ns + 10$		
		a	c	e	b	n × s	连接螺栓 M20
图 1	220	125	0	37.5	50	n × 70	连接螺栓 M22; (M20)
	250	150	0	50			
图 2	300	140	40	40	(45)	n × 60	n × s
	350	135	70	37.5			
图 1	400	140	90	40	n × 70	n × s	n × 75

表 59.2 H 型钢支撑斜杆腹板用高强度螺栓连接的参考尺寸 (mm)

图号	H 型钢截面高度 H (mm)	连接螺栓 M20			连接螺栓 M22; (M20)		
		沿杆轴方向	垂直杆轴方向	沿杆轴方向	垂直杆轴方向		
图 3	200	b	e	n × c	b	e	n × c
	250	45	40	1 × 70	50	40	1 × 70
图 4	300	45	40	1 × 90	50	40	1 × 90
	350	45	40	2 × 75	50	40	2 × 75
图 3	400	45	40	2 × 95	50	40	2 × 95
	400	45	40	3 × 75	50	40	3 × 75



注: 1. 所有螺栓均为钻孔, 其摩擦型高强度螺栓的孔径应比螺栓公称直径大 2mm。
 2. 每个翼缘板用三块板连接, 腹板用两块板连接。其翼缘连接板 YB1 和 YB2 的板厚 t_1 和 t_2 应分别满足下式计算要求: $t_1 \geq t/2$, 且不宜小于 8mm; $t_2 \geq tB/$
 (4 t_2), 且不宜小于 10mm; 其腹板连接板的板厚 t 应满足 $t \geq h_w/4$ (2 t) 的计算要求, 且不宜小于 6mm。
 3. 本表系根据 GB/T11263 - 1998 产品标准的规格而编制的。

图 4-5-53 H 型钢支撑斜杆腹板用高强度螺栓连接的参考尺寸

屋面 121.650

30	117.450	4.20
29	113.450	4.00
28	109.450	4.00
27	105.450	4.00
26	101.450	4.00
25	97.450	4.00
24	93.450	4.00
23	89.450	4.00
22	85.450	4.00
21	81.450	4.00
20	77.450	4.00
19	73.450	4.00
18	69.450	4.00
17	65.450	4.00
16	61.450	4.00
15	57.450	4.00
14	53.450	4.00
13	49.450	4.00
12	45.450	4.00
11	41.450	4.00
10	37.450	4.00
9	33.450	4.00
8	29.450	4.00
7	25.450	4.00
6	21.450	4.00
5	17.450	4.00
4	13.450	4.00
3	9.450	4.00
2	4.650	4.80
1	-0.150	4.80
-1	-4.950	4.80
-2	-9.750	4.80

钢梁的顶面标高

结构层 高

层号 钢梁顶面 层高 (m)

节点构造详图在工程设计中的选用和表达方式

建筑钢结构工程设计, 一般分为设计图及施工详图两个阶段进行。

第一阶段的钢结构设计图, 应对应于工程规模, 由取得相应设计资质级别的设计单位完成。在该设计图纸中, 其内容应包括:

1. 图纸目录;
2. 设计总说明 (包括设计依据, 自然条件, 材料要求, 制造、运输、安装、防锈、防火要求等);
3. 结构布置图 (包括基础平面图, 各楼层的梁、板平面图、抗侧力体系的竖向结构布置图等);
4. 构件截面表 (有些可直接在平面图中表示);
5. 标准焊缝详图 (应根据工程的具体情况作适当的增删);
6. 构件相互连接的标准节点图 (包括各连接件的规格、数量、连接中各板件焊接接头的基本形式与尺寸要求等), 使之能达到钢结构制造厂根据以上设计图纸就能编制其施工详图的深度。

第二阶段, 一般由具有加工多、高层钢结构能力的制造厂根据第一阶段钢结构设计图的技术要求, 完成其施工详图的设计, 以满足制造、运输和精确安装的要求。

在以上结构设计阶段中, 上述 1~3 项的内容, 与其它结构的表示方法大同小异没有多大差别。

表 60 柱截面选用及其安装单元的划分一览表

各柱号 的柱截面 柱的分段 起止标高	Z1	Z2	Z3	Z4
	110.750—121.650	□400×400×18	□400×400×18	□450×450×18
98.750—110.750	□400×400×18	□400×400×18	□450×450×18	□450×450×18
86.750—98.750	□400×400×18	□400×400×22	□450×450×18	□450×450×22
74.750—86.750	□400×400×22	□400×400×22	□450×450×22	□450×450×22
62.750—74.750	□400×400×22	□400×400×26	□450×450×22	□450×450×26
50.750—62.750	□400×400×26	□400×400×26	□450×450×26	□450×450×26
38.750—50.750	□400×400×26	□400×400×30	□450×450×26	□450×450×30
26.750—38.750	□400×400×30	□400×400×34	□450×450×30	□450×450×34
14.750—26.750	□400×400×34	□400×400×38	□450×450×34	□450×450×38
1.150—14.750	□400×400×38	□400×400×42	□450×450×38	□450×450×42
-9.750—1.150	□400×400×42	□400×400×46	□450×450×42	□450×450×46

注: 表中柱的分段起止标高, 为左图竖线中带有圆点处的标高 (该标高为圆点所在楼层梁的顶面标高分别加 1.3m 而得)

图 4-5-54 柱截面选用及其安装单元的划分示例

柱脚节点及其连接件的选用

在工程设计中，当框架柱的截面尺寸较多柱脚尺寸也较多时。为简化表示，可参照下图和表 61 的方式来表达。

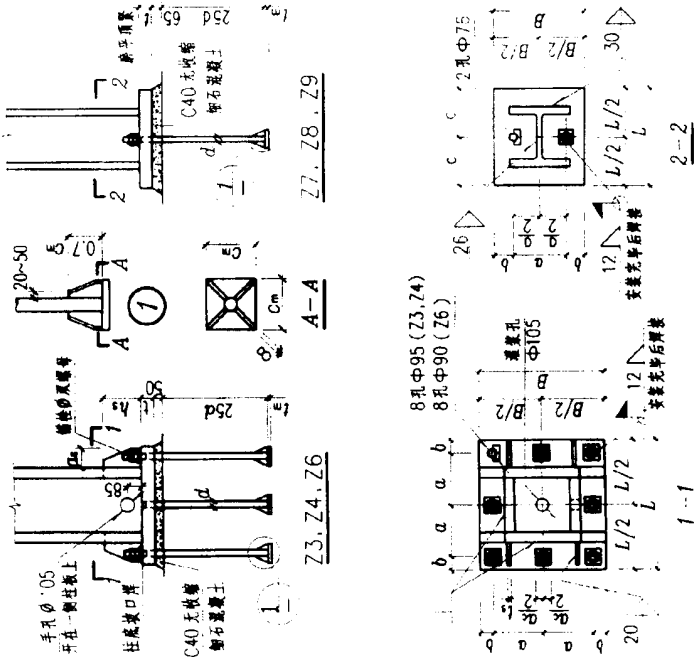


表 61 鋼柱柱脚构造详图一览表

柱编号	Z3	Z4	Z6	Z7	Z8	Z9
柱截面	□850 × 1110	□850 × 95	□650 × 86	H425 × 409 × 33 × 53	H387 × 398 × 21 × 33	H387 × 398 × 21 × 33
L	1800	1500	1300	700	650	650
B	1800	1500	1300	650	600	600
t	144	110	110	80	70	60
a	700	550	470	350	300	300
b	200	200	180	150	150	150
c	/	/	/	350	325	325
h _s	1000	800	600	/	/	/
a _s	475	325	325	/	/	/
t _s	60	50	50	/	/	/
直径	72	72	64	56	56	56
d	72	72	64	56	56	56
M	95	95	90	76	76	76
孔φ	280	280	240	200	200	200
c _m	30	30	25	20	20	20
t _m	220	220	220	170	170	170
a _c	40	40	35	30	30	30
t _c	72.5	72.5	64.5	56.5	56.5	56.5
孔φ	72.5	72.5	64.5	56.5	56.5	56.5

注：1. 本表摘自某工程设计实例，表中未列入 Z1、Z2 及 Z5，系因各自为一柱脚一隅，可直接在图中表达。
 2. 安装柱脚时，应用临时装置固定。使钢柱安装在设计标高位置。待柱脚安装后，再浇灌无收缩细石混凝土。

图 4-5-55 鋼柱柱脚详图示例

框架梁与柱(梁)连接时,其连接节点及其连接件的选用设某工程框架梁与柱的连接采用本图集节点①及其剖面1-1的连接方式。在设有柱间支撑的时间,其悬伸梁段与柱和悬伸梁段与中间梁段的连接采用本图集节点②的连接方式。假定该工程所有横梁的截面经统计共采用了如表62第一栏所示的一些规格。则所有框架梁的连接,可查表58(M24)并参照表62的方式来表达。

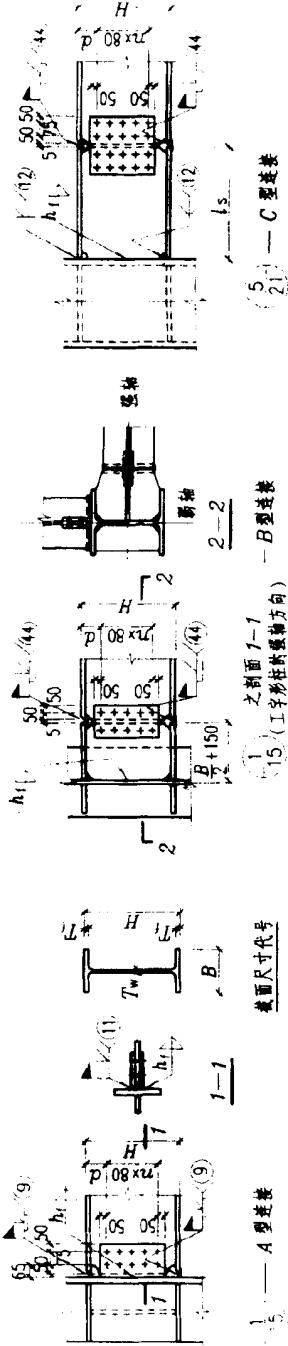


表 62 框架梁与柱(梁)相连时,在节点中连接件的选用一览表

框架梁截面 $H \times B \times T_w \times T_f$	d	在 A 型连接中		在 B 型连接中		在 C 型连接中			
		连接螺栓	支承板尺寸	支承板中的焊脚尺寸 h_f	连接板一侧的连接螺栓	连接板尺寸	拼接点距梁端连接板一侧距离 l_0 (mm)	连接板尺寸	
692 × 300 × 13 × 26	140	12 - M22	2 - 190 × 500 × 8	8	6 - M22	2 - 205 × 500 × 8	1400	12 - M22	2 - 355 × 500 × 8
700 × 300 × 13 × 24	140	12 - M22	2 - 190 × 500 × 8	8	6 - M22	2 - 205 × 500 × 8	1400	12 - M22	2 - 355 × 500 × 8
596 × 199 × 10 × 15	130	10 - M22	2 - 190 × 420 × 8	6	5 - M22	2 - 205 × 420 × 8	1200	10 - M22	2 - 355 × 420 × 8
600 × 200 × 11 × 17	130	10 - M22	2 - 190 × 420 × 8	6	5 - M22	2 - 205 × 420 × 8	1200	10 - M22	2 - 355 × 420 × 8
496 × 199 × 9 × 14	120	8 - M22	2 - 190 × 340 × 6	5	4 - M22	2 - 205 × 340 × 6	1000	8 - M22	2 - 355 × 340 × 6
500 × 200 × 10 × 16	120	8 - M22	2 - 190 × 340 × 8	6	4 - M22	2 - 205 × 340 × 8	1000	8 - M22	2 - 355 × 340 × 8
506 × 201 × 11 × 19	120	8 - M22	2 - 190 × 340 × 8	6	4 - M22	2 - 205 × 340 × 8	1000	8 - M22	2 - 355 × 340 × 8
446 × 199 × 8 × 12	135	6 - M22	2 - 190 × 260 × 6	5	3 - M22	2 - 205 × 260 × 6	—	—	—
450 × 200 × 9 × 14	135	6 - M22	2 - 190 × 260 × 6	5	3 - M22	2 - 205 × 260 × 6	—	—	—

注:本表所示连接件的尺寸,只表明节点连接件的选用表示方法,不能在工程上直接选用。

图 4-5-56 框架梁与柱(梁)相连时其连接件的选用示例

次梁与主梁相连时其连接节点及其连接件的选用。设某工程次梁与主梁的连接在一般跨间采用小图集节点④的连接方式。在没有柱间支撑的跨间，其次梁与主梁的连接采用本图集节点⑤的连接方式。假定该工程所有次梁截面经统计共采用了如表63第一栏所示的一些规格。则所有次梁的连接，可查表57、M22（M20）并参照表63的方式来表达。

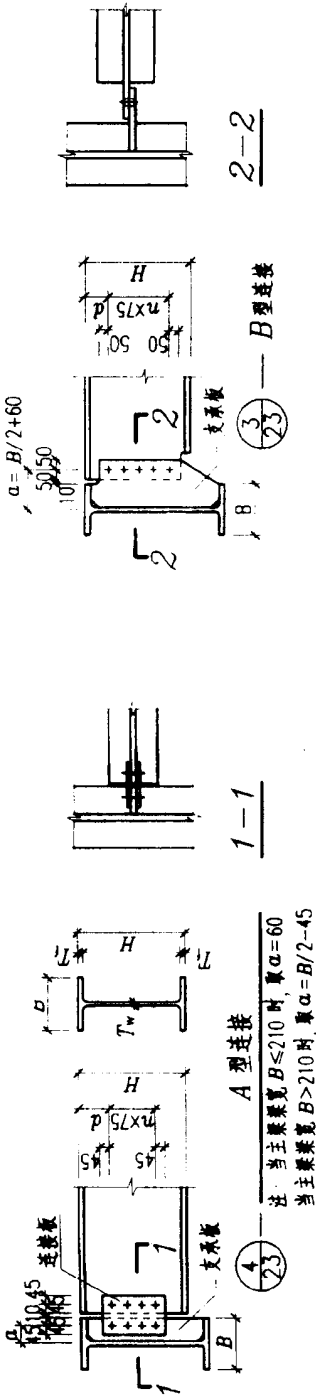
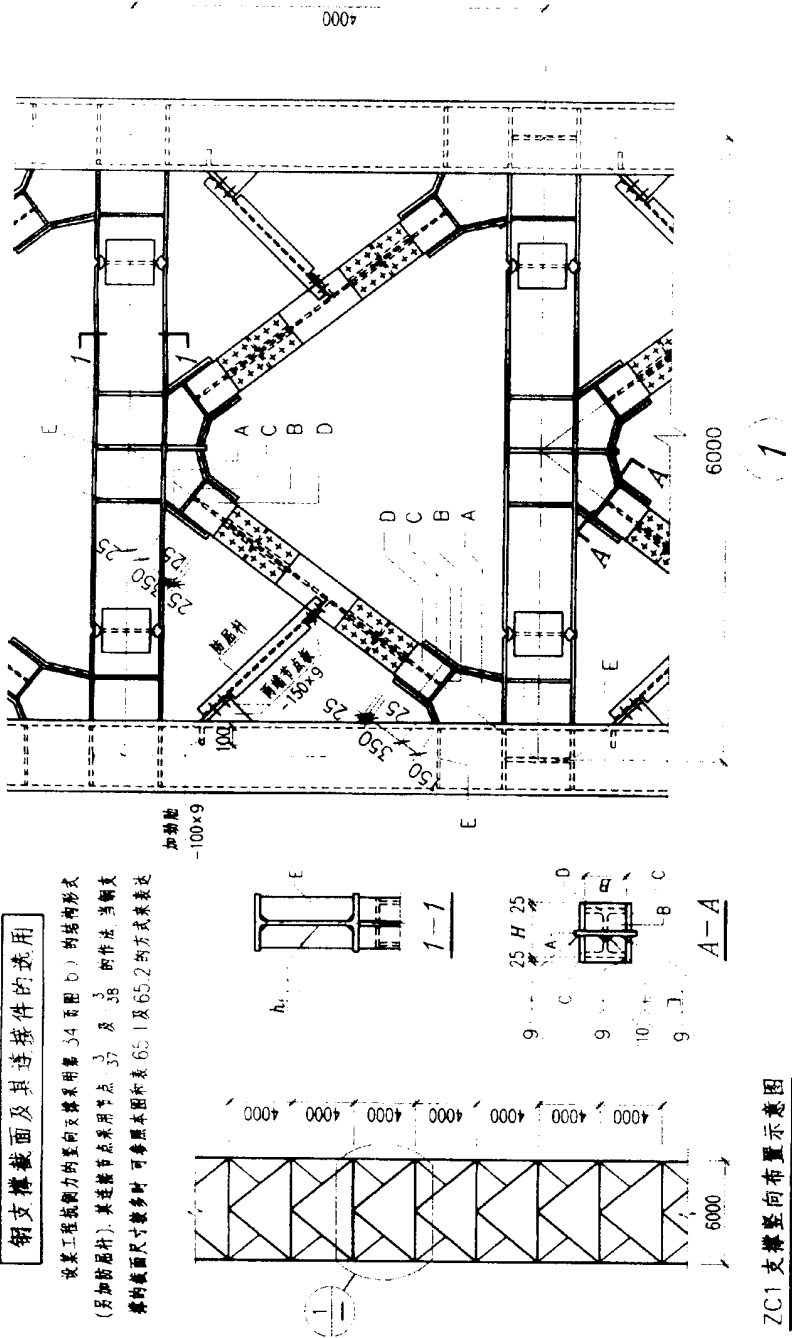


表 63 次梁与主梁相连时，在节点中连接件的选用一览表

序号	次梁截面 $H \times B \times T_w \times T_r$	A 型连接				B 型连接				备 注		
		连接板一侧 的连接螺栓	支承 板厚	角焊缝的 焊脚尺寸	连接板数量及尺寸	备 注	连接螺栓	支承板厚	角焊缝的 焊脚尺寸			
1	596 × 199 × 10 × 15	110	6 - M20	10	2 - 190 × 465 × 6	6	2 - 190 × 465 × 6	112.5	6 - M22	12	8	按表 57 选用
2	600 × 200 × 11 × 17	110	6 - M20	12	2 - 190 × 465 × 8	8	2 - 190 × 465 × 8	112.5	6 - M22	12	8	
3	496 × 199 × 9 × 14	100	5 - M20	10	2 - 190 × 390 × 6	6	2 - 190 × 390 × 6	100	5 - M22	10	6	
4	500 × 200 × 10 × 16	100	5 - M20	10	2 - 190 × 390 × 6	6	2 - 190 × 390 × 6	100	5 - M22	12	8	
5	450 × 200 × 9 × 14	110	4 - M20	10	2 - 190 × 315 × 6	6	2 - 190 × 315 × 6	112.5	4 - M22	10	6	
6	396 × 199 × 7 × 11	85	4 - M20	8	2 - 190 × 315 × 6	6	2 - 190 × 315 × 6	87.5	4 - M22	8	6	
7	400 × 200 × 8 × 13	85	4 - M20	8	2 - 190 × 315 × 6	6	2 - 190 × 315 × 6	87.5	4 - M22	10	6	
8	248 × 124 × 5 × 8	85	2 - M20	6	2 - 190 × 165 × 5	4	2 - 190 × 165 × 5	—	—	—	—	
9	250 × 125 × 6 × 9	85	2 - M20	6	2 - 190 × 165 × 5	4	2 - 190 × 165 × 5	—	—	—	—	

注：本表所示连接件的尺寸，只表明节点连接件的选用表示方法，不能在工程上直接选用。

图 4-5-57 次梁与主梁相连时其连接件的选用示例



注：图中未标注的焊缝分别见节点①及②，其中角焊缝的焊脚尺寸取较薄焊件厚度的 0.8 倍。
图 4-5-58 抗侧力支撑与框架相连时其连接件的选用示例 (一)

表 65.1 ZC1 钢支撑斜杆杆端连接件选用表

梁中轴线上 的起标高	钢支撑斜杆				钢支撑防屈杆		
	截面 $H \times B \times T_w \times T_f$	上、下翼缘连 接板 T_1 分别为	上、下翼缘连 接板一侧的连 接螺栓分别为	腹板连接板	腹板连接板一 侧的连接螺栓	截面 $H \times B \times T_w \times T_f$	每个杆端连接 接螺栓分别为
- 9.75 - 29.15	350 × 350 × 12 × 19	1 - 510 × 350 × 10	2 - 510 × 145 × 12	2 - 450 × 270 × 18	8 - M22	150 × 150 × 17 × 10	2 - M20
29.15 - 57.15	300 × 300 × 10 × 15	1 - 690 × 300 × 8	2 - 690 × 120 × 10	2 - 360 × 290 × 6	10 - M22	125 × 125 × 6.5 × 8	2 - M18
57.15 - 85.15	250 × 250 × 9 × 14	1 - 660 × 250 × 8	2 - 660 × 100 × 10	2 - 360 × 170 × 6	8 - M22	100 × 100 × 6 × 8	2 - M16
85.15 - 121.35	200 × 200 × 8 × 12	1 - 510 × 200 × 8	2 - 510 × 75 × 10	2 - 210 × 145 × 6	6 - M22	100 × 100 × 6 × 8	2 - M16

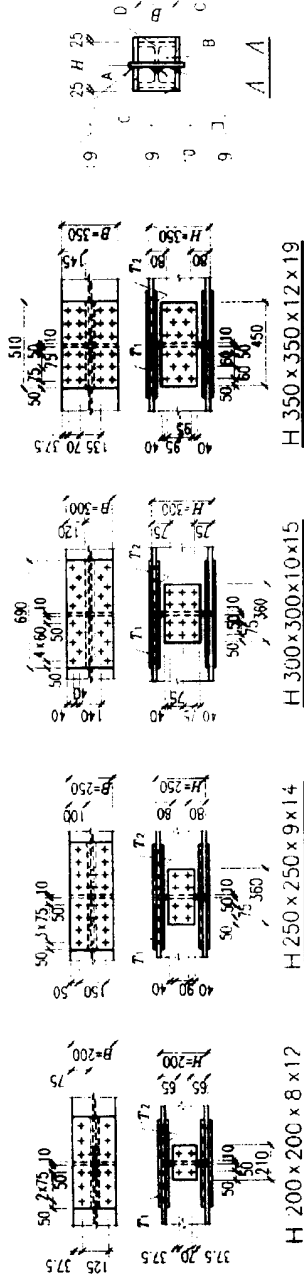


表 65.2 ZC1 钢支撑斜杆杆端节点板选用表

钢支撑斜杆截面 $H \times B \times T_w \times T_f$	杆端节点板板厚 (或截面)			
	A	B	C	D
350 × 350 × 12 × 19	20	20	20	同钢支撑斜杆截面
300 × 300 × 10 × 15	16	16	16	同钢支撑斜杆截面
250 × 250 × 9 × 14	14	14	14	同钢支撑斜杆截面
200 × 200 × 8 × 12	12	12	12	同钢支撑斜杆截面

注：表中所示连接件的尺寸，只表明节点连接件的选用表示方法，不能在工程上直接选用。

图 4-5-59 抗侧力支撑与框架相连时其连接件的选用示例 (二)

附：

建筑钢结构焊接技术规程

JGJ 81 - 2002

1 总 则

1.0.1 为在建筑钢结构焊接中贯彻执行国家的技术经济政策，做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于桁架或网架（壳）结构、多层和高层梁 - 柱框架结构等工业与民用建筑和一般构筑物的钢结构工程中，钢材厚度大于或等于 3mm 的碳素结构钢和低合金高强度结构钢的焊接。适用的焊接方法包括手工电弧焊、气体保护焊、自保护焊、埋弧焊、电渣焊、气电立焊、栓钉焊及相应焊接方法的组合。

1.0.3 钢结构的焊接必须遵守国家现行的安全技术和劳动保护等有关规定。

1.0.4 钢结构的焊接除应执行本规程外，尚应符合国家现行有关强制性标准的规定。

2 基本规定

2.0.1 建筑钢结构工程焊接难度可分为一般、较难和难三种情况。施工单位在承担钢结构焊接工程时应具备与焊接难度相适应的技术条件。建筑钢结构工程的焊接难度可按下表区分。

表 2.0.1 建筑钢结构工程的焊接难度区分原则

焊接难度 影响因素	节点复杂程 度和拘束度	板厚 (mm)	受力状态	钢材碳当量 ^① C_{eq} (%)
一般	简单对接、角接， 焊缝能自由收缩	$t > 30$	一般静载拉、压	< 0.38
较难	复杂节点或已施 加限制收缩变形的 措施	$30 \leq t \leq 80$	静载且板厚方向 受拉或间接动载	$0.38 \sim 0.45$
难	复杂节点或局部 返修条件而使焊缝 不能自由收缩	$t > 80$	直接动载、抗震 设防烈度大于 8 度	> 0.45

注：①按国际焊接学会（IIW）计算公式， $C_{eq} (\%) = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Cu + Ni}{15}$ (%)（适用于非调质钢）

2.0.2 施工图中应标明下列焊接技术要求：

- 1 应明确规定结构构件使用钢材和焊接材料的类型和焊缝质量等级，有特殊要求时，应标明无损探伤的类别和抽查百分比；
- 2 应标明钢材和焊接材料的品种、性能及相应的国家现行标准，并应对焊接方法、焊缝坡口形式和尺寸、焊后热处理要求等作出明确规定。对于重型、大型钢结构，应明确规定工厂制作单元和工地拼装焊接的位置，标注工厂制作或工地安装焊缝符号。

2.0.3 制作与安装单位承担钢结构焊接工程施工图设计时，应具有与工程结构类型相适应的设计资质等级或由原设计单位认可。

2.0.4 钢结构工程焊接制作与安装单位应具备下列条件：

- 1 应具有国家认可的企业资质和焊接质量管理体系；
- 2 应具有 2.0.5 条规定资格的焊接技术责任人员、焊接质检人员、无损探伤人员、焊工、焊接预热和后热处理人员；
- 3 对焊接技术难或较难的大型及重型钢结构、特殊钢结构工程，施工单位的焊接技术责任人员应由中、高级焊接技术人员担任；
- 4 应具备与所承担工程的焊接技术难易程度相适应的焊接方法、焊接设备、检验和试验设备；
- 5 属计量器具的仪器、仪表应在计量检定有效期内；
- 6 应具有与所承担工程的结构类型相适应的企业钢结构焊接规程、焊接作业指导书、焊接工艺评定文件等技术软件；
- 7 特殊结构或采用屈服强度等级超过 390MPa 的钢材、新钢种、特厚材料及焊接新工艺的钢结构工程的焊接制作与安装企业应具备焊接工艺试验室和相应的试验人员。

2.0.5 建筑钢结构焊接有关人员的资格应符合下列规定：

- 1 焊接技术责任人员应接受过专门的焊接技术培训，取得中级以上技术职称并有一年以上焊接生产或施工实践经验；
- 2 焊接质检人员应接受过专门的技术培训，有一定的焊接实践经验和技术水平，并具有质检人员上岗资质证；
- 3 无损探伤人员必须由国家授权的专业考核机构考核合格，其相应等级证书应在有效期内；并按考核合格项目及权限从事焊缝无损检测和审核工作；
- 4 焊工应按本规程第 9 章的规定考试合格并取得资格证书，其施焊范围不得超越资格证书的规定；
- 5 气体火焰加热或切割操作人员应具有气割、气焊操作上岗证；
- 6 焊接预热、后热处理人员应具备相应的专业技术。用电加热设备加热时，其操作人员应经过专业培训。

2.0.6 建筑钢结构焊接有关人员的职责应符合下列规定：

- 1 焊接技术责任人员负责组织进行焊接工艺评定，编制焊接工艺方案及技术措施和焊接作业指导书或焊接工艺卡，处理施工过程中的焊接技术问题；
- 2 焊接质检人员负责对焊接作业进行全过程的检查和控制，根据设计文件要求确

定焊缝检测部位、填报签发检测报告；

3 无损探伤人员应按设计文件或相应规范规定的探伤方法及标准，对受检部位进行探伤，填报签发检测报告；

4 焊工应按焊接作业指导书或工艺卡规定的工艺方法、参数和措施进行焊接，当遇到焊接准备条件、环境条件及焊接技术措施不符合焊接作业指导书要求时，应要求焊接技术责任人员采取相应整改措施，必要时应拒绝施焊；

5 焊接预热、后热处理人员应按焊接作业指导书及相应的操作规程进行作业。

3 材料

3.0.1 建筑钢结构用钢材及焊接填充材料的选用应符合设计图的要求，并应具有钢厂和焊接材料厂出具的质量证明书或检验报告；其化学成分、力学性能和其它质量要求必须符合国家现行标准规定。当采用其它钢材和焊接材料替代设计选用的材料时，必须经原设计单位同意。

3.0.2 钢材的成分、性能复验应符合国家现行有关工程质量验收标准的规定；大型、重型及特殊钢结构的主要焊缝采用的焊接填充材料应按生产批号进行复验。复验应由国家技术质量监督部门认可的质量监督检测机构进行。

3.0.3 钢结构工程中选用的新材料必须经过新产品鉴定。钢材应由生产厂提供焊接性资料、指导性焊接工艺、热加工和热处理工艺参数、相应钢材的焊接接头性能数据等资料；焊接材料应由生产厂提供贮存及焊前烘焙参数规定、熔敷金属成分、性能鉴定资料及指导性施焊参数，经专家论证、评审和焊接工艺评定合格后，方可在工程中采用。

3.0.4 焊接 T 形、十字形、角接接头，当其翼缘板厚度等于或大于 40mm 时，设计宜采用抗层状撕裂的钢板。钢材的厚度方向性能级别应根据工程的结构类型、节点形式及板厚和受力状态的不同情况选择。

钢板厚度方向性能级别 Z15、Z25、Z35 相应的含硫量、断面收缩率应符合附录 A 的规定。

3.0.5 焊条应符合现行国家标准《碳钢焊条》（GB/T 5117）、《低合金钢焊条》（GB/T 5118）的规定。

3.0.6 焊丝应符合现行国家标准《熔化焊用钢丝》（GB/T 14957）、《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》（GB/T 8110）及《碳钢药芯焊丝》（GB/T10045）、《低合金钢药芯焊丝》（GB/T17493）的规定。

3.0.7 埋弧焊用焊丝和焊剂应符合现行国家标准《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》（GB/T 5293）、《低合金钢埋弧焊用焊剂》（GB/T 12470）的规定。

3.0.8 气体保护焊使用的氩气应符合现行国家标准《氩气》（GB/T 4842）的规定，其纯度不应低于 99.95%。

3.0.9 气体保护焊使用的二氧化碳气体应符合国家现行标准《焊接用二氧化碳》（HG/T 2537）的规定，大型、重型及特殊钢结构工程中主要构件的重要焊接节点采用的

二氧化碳气体质量应符合该标准中优等品的要求，即其二氧化碳含量（V/V）不得低于99.9%，水蒸气与乙醇总含量（m/m）不得高于0.005%，并不得检出液态水。

4 焊接节点构造

4.1 一般规定

4.1.1 钢结构焊接节点构造，应符合下列要求：

- 1 尽量减少焊缝的数量和尺寸；
- 2 焊缝的布置对称于构件截面的中和轴；
- 3 便于焊接操作，避免仰焊位置施焊；
- 4 采用刚性较小的节点形式，避免焊缝密集和双向、三向相交；
- 5 焊缝位置避开高应力区；
- 6 根据不同焊接工艺方法合理选用坡口形状和尺寸。

4.1.2 管材可采用 T、K、Y 及 X 形连接接头（图 4.1.2）。

4.1.3 施工图中采用的焊缝符号应符合现行国家标准《焊缝符号表示方法》（GB 324）和《建筑结构制图标准》（GBJ 105）的规定，并应标明工厂车间施焊和工地安装施焊的焊缝及所有焊缝的部位、类型、长度、焊接坡口形式和尺寸、焊脚尺寸、部分焊透接头的焊透深度。

4.2 焊接坡口的形状和尺寸

4.2.1 各种焊接方法及接头坡口形状尺寸代号和标记应符合下列规定：

- 1 焊接方法及焊透种类代号应符合表 4.2.1-1 规定；
- 2 接头形式及坡口形状代号应符合表 4.2.1-2 规定；
- 3 焊接面及垫板种类代号应符合表 4.2.1-3 规定；
- 4 焊接位置代号应符合表 4.2.1-4 规定；
- 5 坡口各部分尺寸代号应符合表 4.2.1-5 规定；

表 4.2.1-1 焊接方法及焊透种类的代号

代号	焊接方法	焊透种类
MC	手工电弧焊接	完全焊透焊接
MP		部分焊透焊接
GC	气体保护电弧焊接自保护电弧焊接	完全焊透焊接
GP		部分焊透焊接
SC	埋弧焊接	完全焊透焊接
SP		部分焊透焊接

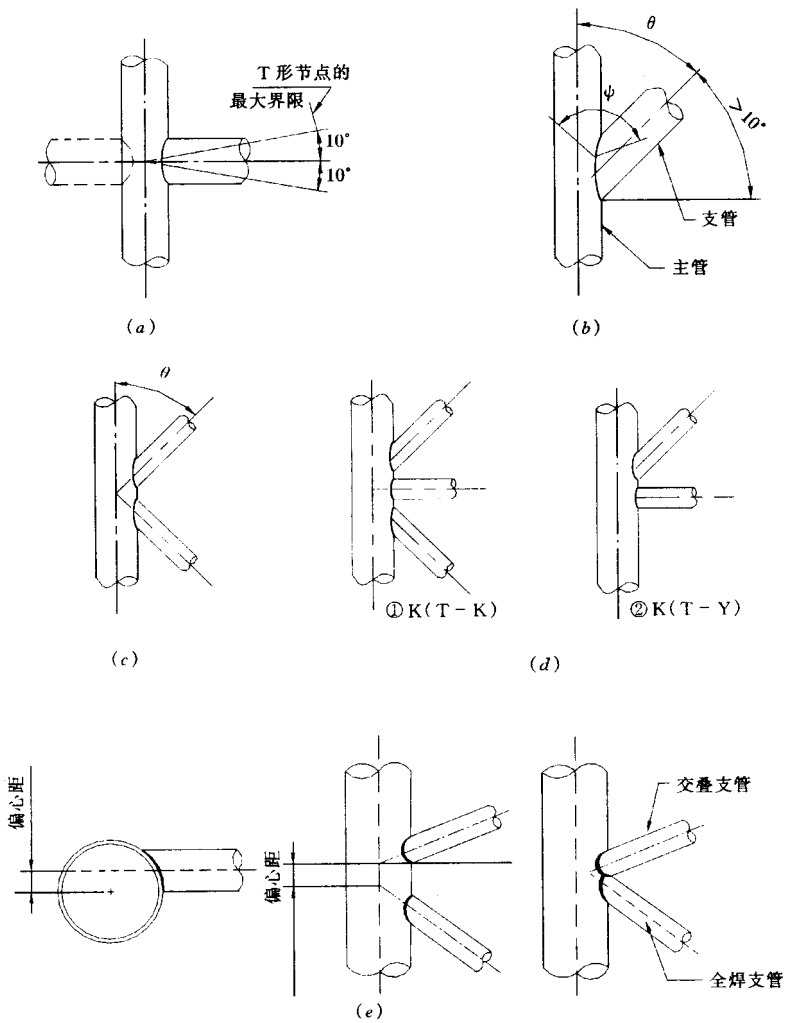


图 4.1.2 管材连续接头形式示意

(a) T(X)形节点 ;(b) Y形节点 ;(c) K形节点 ;(d) K形复合节点 ;(e) 偏离中心的连接

表 4.2.1-2

接头形式及坡口形状的代号

接头形式		坡口形状	
代号	名称	代号	名称
B	对接接头	I	I形坡口
		V	V形坡口
		X	X形坡口

接头形式		坡口形状	
U	U型坡口	L	单边 V 形坡口
		K	K 形坡口
T	T形接头	U ^①	U 形坡口
		J ^①	单边 U 形坡口
C	角接头	注：①—当钢板厚度 $\geq 50\text{mm}$ 时，可采用 U 形或 J 形坡口。	

表 4.2.1-3 焊接面及垫板种类的代号

反面垫板种类		焊接面	
代号	使用材料	代号	焊接面规定
B _s	钢衬垫	1	单面焊接
B _F	其它材料的衬垫	2	双面焊接

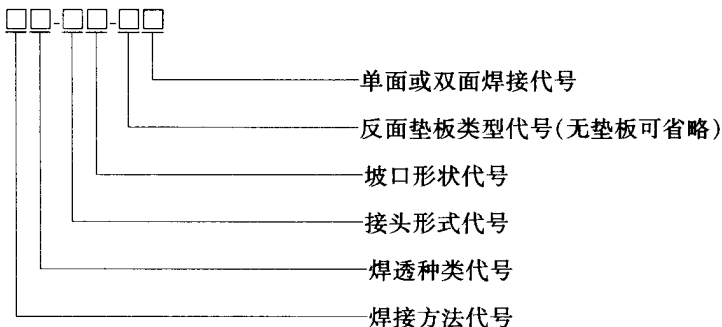
表 4.2.1-4 焊接位置的代号

代号	焊接位置	代号	焊接位置
F	平焊	V	立焊
H	横焊	O	仰焊

表 4.2.1-5 坡口各部分的尺寸代号

代号	坡口各部分的尺寸
t	接缝部位的板厚 (mm)
b	坡口根部间隙或部件间隙 (mm)
H	坡口深度 (mm)
p	坡口钝边 (mm)
a	坡口角度 (°)

6 焊接接头坡口形状和尺寸标记应符合下列规定：



标记示例：

手工电弧焊、完全焊透、对接、I形坡口、背面加钢衬垫的单面焊接接头表示为 MC - BI - B_s1。

4.2.2 焊条手工电弧焊全焊透坡口形状和尺寸宜符合表 4.2.2 的要求。

4.2.3 气体保护焊、自保护焊全焊透坡口形状和尺寸宜符合表 4.2.3 的要求。

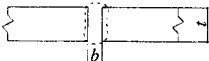
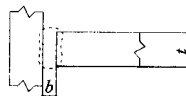
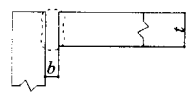
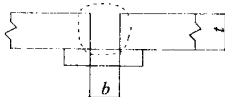
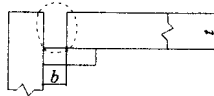
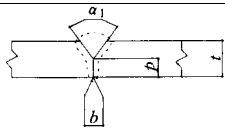
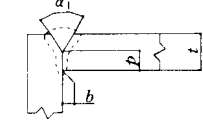
4.2.4 埋弧焊全焊透坡口形状和尺寸宜符合表 4.2.4 的要求。

4.2.5 焊条手工电弧焊部分焊透坡口形状和尺寸宜符合表 4.2.5 的要求。

4.2.6 气体保护焊、自保护焊部分焊透坡口形状和尺寸宜符合表 4.2.6 的要求。

4.2.7 埋弧焊部分焊透坡口形状和尺寸宜符合表 4.2.7 的要求。

表 4.2.2 焊条手工电弧焊全焊透坡口形状和尺寸

序号	标记	坡口形状示意图	板厚 (mm)	焊接 位置	坡口尺寸 (mm)	允许偏差(mm)		备注
						施工图	实际装配	
1	MC - BI - 2		3 ~ 6	F H V O	$b = \frac{t}{2}$	0, +1.5	-3, +1.5	清根
	MC - TI - 2							
	MC - CI - 2							
2	MC - BI - BI		3 ~ 6	F H V O	b = t	0, +1.5	-1.5, +6	
	MC - CI - BI							
3	MC - BV - 2		≥ 6	F H V O	b = 0 ~ 30 p = 0 ~ 3 α ₁ = 60°	0, +1.5	-3, +1.5	清根
	MC - CV - 2					0, +1.5	不限制	
						0°, +10°	-5°, +10°	

第五章 多、高层建筑钢结构节点构造图集

序号	标记	坡口形状示意图	板厚 (mm)	焊接 位置	坡口尺寸 (mm)		允许偏差(mm)		备注			
							施工图	实际装配				
4	MC-BV-B1		≥6	F, H V, O	b	α ₁	b 0, +1.5	-1.5, +6				
					6	45°						
					10	30°						
					13	20°						
		p = 0 ~ 2	0, +1.5	0, +2								
	MC-CV-B1		≥12	F, H V, O	b	α ₁	b 0, +1.5	-1.5, +6				
					6	45°						
					10	30°						
					13	20°						
		p = 0 ~ 2	0, +1.5	0, +2								
5	MC-BL-2		≥6	F H V O	b = 0 ~ 3		0, +1.5	-3, +1.5	清根			
	MC-TL-2				p = 0 ~ 3		0, +1.5	0, +2				
	MC-CL-2				α ₁ = 45°		0°, +10°	-5°, +10°				
6	MC-BL-B1		≥6	F H V O			b 0, +1.5	-1.5, +6				
	MC-TL-B1				F, H V, O	b				α ₁	α ₁ 0°, +10°	-5°, +10°
					(F, V, O)	(10)				(30°)	p 0, +1.5	0, +2
MC-CL-B1		F, H V, O (F, V, O)	p = 0 ~ 2									

第四篇 钢结构的连接构造及实例与图集

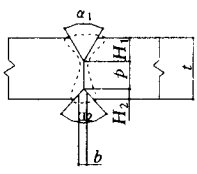
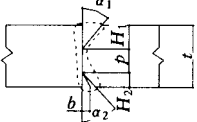
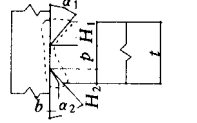
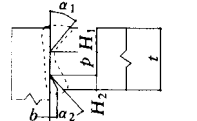
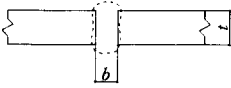

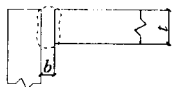
序号	标记	坡口形状示意图	板厚 (mm)	焊接 位置	坡口尺寸 (mm)	允许偏差 (mm)		备注
						施工图	实际装配	
7	MC-BX-2		≥ 16	F H V O	$b = 0 \sim 3$ $H_1 = \frac{2}{3}(t-p)$ $p = 0 \sim 3$ $H_2 = \frac{1}{3}(t-p)$ $\alpha_1 = 60^\circ$ $\alpha_2 = 60^\circ$	$0, +1.5$ $0, +3$ $0, +1.5$ $0, +3$ $0^\circ, +10^\circ$ $0^\circ, +10^\circ$	$-3, +1.5$ $0, +3$ $0, +2$ $0, +3$ $-5^\circ, +10^\circ$ $-5^\circ, +10^\circ$	清根
8	MC-BK-2		≥ 16	F H V O	$b = 0 \sim 3$ $H_1 = \frac{2}{3}(t-p)$ $p = 0 \sim 3$ $H_2 = \frac{1}{3}(t-p)$ $\alpha_1 = 45^\circ$ $\alpha_2 = 60^\circ$	$0, +1.5$ $0, +3$ $0, +1.5$ $0, +3$ $0^\circ, +10^\circ$ $0^\circ, +10^\circ$	$-3, +1.5$ $0, +3$ $0, +2$ $0, +3$ $-5^\circ, +10^\circ$ $-5^\circ, +10^\circ$	
	MC-TK-2							
	MC-CK-2							

表 4.2.3 气体保护焊、自保护焊全焊透坡口形状和尺寸

序号	标记	坡口形状示意图	板厚 (mm)	焊接 位置	坡口尺寸 (mm)	允许偏差 (mm)		备注
						施工图	实际装配	
1	GC-BI-2		3~8	F H V O	b=0~3	0, +1.5	-3, +1.5	清根
	GC-TI-2							
	GC-CI-2							

第五章 多、高层建筑钢结构节点构造图集

序号	标记	坡口形状示意图	板厚 (mm)	焊接 位置	坡口尺寸 (mm)	允许偏差 (mm)		备注	
						施工图	实际装配		
2	GC-BI-BI		6~10	F H V O	b=t	0, +1.5	-1.5, +6		
	GC-CI-BI								
3	GC-BV-2		≥6	F H V O	b=0~3 p=0~3 alpha_1=60°	0, +1.5 0, +1.5 0°, +10°	-3, +1.5 0, +2 -5°, +10°	清根	
	GC-CV-2								
4	GC-BV-BI		≥6	F V O	b	alpha_1	b 0, +1.5 alpha_1 0°, +10° p 0, +1.5	-1.5, +6 -5°, +10° 0, +2	
	GC-CV-BI		≥12		6 10	45° 30°			
5	GC-BL-2		≥6	F H V O	b=0~3	0, +1.5	-3, +1.5	清根	
	GC-TL-2								
	GC-CL-2								

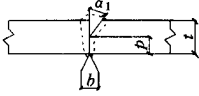
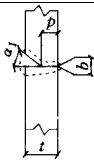
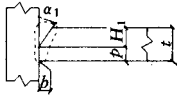
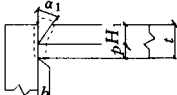
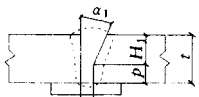
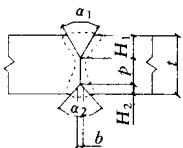
第四篇 钢结构的连接构造及实例与图集

序号	标记	坡口形状示意图	板厚 (mm)	焊接 位置	坡口尺寸 (mm)		允许偏差 (mm)		备注
					b	α_1	施工图	实际装配	
6	GC-BL-B1		≥ 6	F, H V, O	b	α_1	b: 0, +1.5 α_1 : 0°, +10° P: 0, +1.5	-1.5, +6 -5°, +10° 0, +2	
	GC-TL-B1			F	(10)	(30°)			
	CG-CL-B1			$p = 0 \sim 2$					
7	GC-BX-2		≥ 16	F H V O	b = 0 ~ 3 $H_1 = \frac{2}{3}(t - p)$ p = 0 ~ 3 $H_2 = \frac{1}{3}(t - p)$ $\alpha_1 = 60^\circ$ $\alpha_2 = 60^\circ$	0, +1.5 0, +3 0, +1.5 0, +3 0°, +10° 0°, +10°	-3, +1.5 0, +3 0, +2 0, +3 -5°, +10° -5°, +10°	清根	
8	GC-BK-2		≥ 16	F H V O	b = 0 ~ 3 $H_1 = \frac{2}{3}(t - p)$ p = 0 ~ 3 $H_2 = \frac{1}{3}(t - p)$ $\alpha_1 = 45^\circ$ $\alpha_2 = 60^\circ$	0, +1.5 0, +3 0, +1.5 0, +3 0°, +10° 0°, +10°	-3, +1.5 0, +3 0, +2 0, +3 -5°, +10° -5°, +10°	清根	
	GC-TK-2								
	GC-CK-2								

表 4.2.4 埋弧焊全焊透坡口形状和尺寸

序号	标记	坡口形状示意图	板厚 (mm)	焊接 位置	坡口尺寸 (mm)	允许偏差 (mm)		备注
						施工图	实际装配	
1	SC - BI - 2		6 ~ 12	F	b = 0	± 0	0, + 1.5	清根
	SC - TI - 2		6 ~ 10	F				
	SC - CI - 2		6 ~ 10	F				
2	SC - BI - BI		6 ~ 10	F	b = t	0, + 1.5	- 1.5, + 6	
	SC - CI - BI							
3	SC - BV - 2		≥ 12	F	b = 0 H ₁ = t - p p = 6 α ₁ = 60°	± 0 - 3, + 0 0°, + 10°	0, + 1.5 ± 1.5 - 5°, + 10°	清根
	SC - CV - 2		≥ 10	F	b = 0 p = 6 α ₁ = 60°	± 0 - 3, + 0 0°, + 10°	0, + 1.5 ± 1.5 - 5°, + 10°	清根
4	SC - BV - BI		≥ 10	F	b = 8 H ₁ = t - p p = 2 α ₁ = 30°	0, + 1.5 0, + 1.5 0°, + 10°	- 1.5, + 6 ± 1.5 - 5°, + 10°	
	SC - CV - BI							

第四篇 钢结构的连接构造及实例与图集

序号	标记	坡口形状示意图	板厚 (mm)	焊接 位置	坡口尺寸 (mm)	允许偏差 (mm)		备注	
						施工图	实际装配		
5	SC-BL-2		≥ 12	F	$b=0$ $H_1=t-p$ $p=6$ $\alpha_1=55^\circ$	± 0 $-3, +0$ $0^\circ, +10^\circ$	$0, +2$ ± 1.5 $-5^\circ, +10^\circ$	清根	
			≥ 10	H					
	SC-TL-2		≥ 8	F	$b=0$ $H_1=t-p$ $p=6$ $\alpha_1=60^\circ$	0 $-3, +0$ $0^\circ, +10^\circ$	$0, +1.5$ ± 1.5 $-5^\circ, +10^\circ$	清根	
	SC-CL-2		≥ 8	F	$b=0$ $H_1=t-p$ $p=6$ $\alpha_1=55^\circ$	± 0 $-3, +0$ $0^\circ, +10^\circ$	$0, +2$ ± 1.5 $-5^\circ, +10^\circ$		
6	SC-BL-BI		≥ 10	F	b	α_1	$b: 0, +1.5$ $\alpha_1: 0^\circ, +10^\circ$	$-1.5, +6$ $-5^\circ, +10^\circ$	
	SC-TL-BI	6 10			45° 30°				
	SC-CL-BI	$p=2$			$-2, +1$	$-2, +2$			
7	SC-BX-2		≥ 20	F	$b=0$ $H_1=\frac{2}{3}(t-p)$ $p=6$ $H_2=\frac{1}{3}(t-p)$ $\alpha_1=60^\circ$ $\alpha_2=60^\circ$	$0, +1.5$ $0, +6$ $0^\circ, +10^\circ$ $0^\circ, +10^\circ$	$0, +1.5$ $0, +6$ $-5^\circ, +10^\circ$ $-5^\circ, +10^\circ$	清根	

第五章 多、高层建筑钢结构节点构造图集

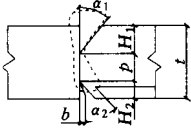
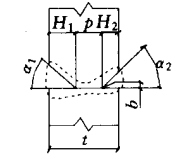
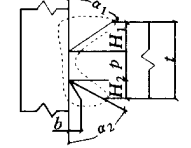
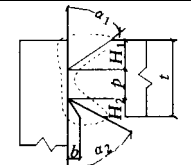
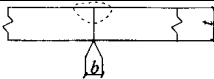
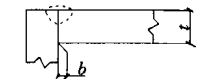
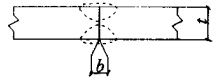
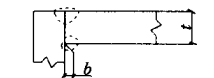
序号	标记	坡口形状示意图	板厚 (mm)	焊接 位置	坡口尺寸 (mm)	允许偏差 (mm)		备注
						施工图	实际装配	
8	SC-BK-2		≥20	F	$b=0$ $H_1 = \frac{2}{3}(t-p)$ $p=5$	±0 -3, +0	0, +1.5 -2, +3	清根
			≥12	H	$H_2 = \frac{1}{3}(t-p)$ $\alpha_1 = 55^\circ$ $\alpha_2 = 60^\circ$	0°, +10° 0°, +10°	-5°, +10° -5°, +10°	
	SC-TK-2		≥20	F	$b=0$ $H_1 = \frac{2}{3}(t-p)$ $p=5$ $H_2 = \frac{1}{3}(t-p)$ $\alpha_1 = 60^\circ$ $\alpha_2 = 60^\circ$	±0 -3, +0	0, +1.5 ±1.5 -5°, +10° -5°, +10°	清根
			≥20	F	$b=0$ $H_1 = \frac{2}{3}(t-p)$ $p=5$ $H_2 = \frac{1}{3}(t-p)$ $\alpha_1 = 55^\circ$ $\alpha_2 = 60^\circ$	±0 -3, +0	0, +1.5 -2, +2 -5°, +10° -5°, +10°	清根

表 4.2.5 焊条手工电弧焊部分焊透坡口形状和尺寸

序号	标记	坡口形状示意图	板厚 (mm)	焊接 位置	坡口尺寸 (mm)	允许偏差 (mm)		备注
						详图	装配	
1	MP-BI-1		3~6	F H V O	b=0	0, +1.5	0, +1.5	
	MP-CI-1							
2	MP-BI-2		3~6	F H V O	b=0	0, +1.5	0, +1.5	
	MP-CI-2		6~10					

第四篇 钢结构的连接构造及实例与图集

序号	标记	坡口形状示意图	板厚 (mm)	焊接 位置	坡口尺寸 (mm)	允许偏差 (mm)		备注
						详图	装配	
3	MP-BV-1		≥6	F H V O	b=0 H ₁ ≥ 2√t p = t - H ₁ α ₁ = 60°	0, +1.5 0, +3 0°, +10°	0, +3 0, +3 -5°, +10°	
	MP-BV-2							
	MP-CV-1							
	MP-CV-2							
4	MP-BL-1		≥6	F H V O	b=0 H ₁ ≥ 2√t p = t - H ₁ α ₁ = 45°	0, +1.5 0, +3 0°, +10°	0, +3 0, +3 -5°, +10°	
	MP-BL-2							
	MP-CL-1							
	MP-CL-2							
5	MP-TL-1		≥10	F H V O	b=0 H ₁ ≥ 2√t p = t - H ₁ α ₁ = 45°	0, +1.5 0, +3 0°, +10°	0, +3 0, +3 -5°, +10°	
	MP-TL-2							
6	MP-BX-2		≥25	F H V O	b=0 H ₁ ≥ 2√t p = t - H ₁ - H ₂ H ₂ ≥ 2√t α ₁ = 60° α ₂ = 60°	0, +1.5 0, +3 0, +3 0°, +10° 0°, +10°	0, +3 0, +3 0, +3 -5°, +10° -5°, +10°	

第五章 多、高层建筑钢结构节点构造图集

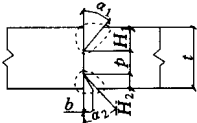
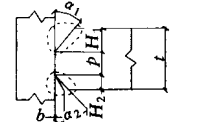
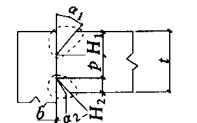
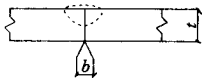
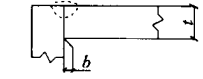
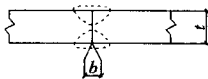
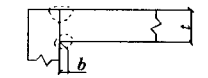
序号	标记	坡口形状示意图	板厚 (mm)	焊接 位置	坡口尺寸 (mm)	允许偏差 (mm)		备注
						详图	装配	
7	MP-BK-2		≥ 25	F H V O	$b = 0$ $H_1 \geq 2\sqrt{t}$ $p = t - H_1 - H_2$ $H_2 \geq 2\sqrt{t}$ $\alpha_1 = 45^\circ$ $\alpha_2 = 45^\circ$	0, +1.5	0, +3	
	MP-TK-2					0, +3	0, +3	
	MP-CK-2					0, +1.5	0, +2	

表 4.2.6 气体保护焊、自保护焊部分焊透坡口形状和尺寸

序号	标记	坡口形状示意图	板厚 (mm)	焊接 位置	坡口尺寸 (mm)	允许偏差 (mm)		备注
						详图	装配	
1	GP-BI-1		3 ~ 10	F H V O	$b = 0$	0, +1.5	0, +1.5	
	GP-CI-1					0, +1.5	0, +1.5	
2	GP-BI-2		3 ~ 10	F H V O	$b = 0$	0, +1.5	0, +1.5	
	GP-CI-2		10 ~ 12					

第四篇 钢结构的连接构造及实例与图集

序号	标记	坡口形状示意图	板厚 (mm)	焊接 位置	坡口尺寸 (mm)	允许偏差 (mm)		备注
						详图	装配	
3	GP-BV-1		≥ 6	F H V O	$b = 0$ $H_1 \geq 2\sqrt{t}$ $p = t - H_1$ $\alpha_1 = 60^\circ$	$0, +1.5$ $0, +3$	$0, +3$ $0, +3$	
	GP-BV-2							
	GP-CV-1							
	GP-CV-2							
4	GP-BL-1		≥ 6	F H V O	$b = 0$ $H_1 \geq 2\sqrt{t}$ $p = t - H_1$ $\alpha_1 = 45^\circ$	$0, +1.5$ $0, +3$	$0, +3$ $0, +3$	
	GP-BL-2							
	GP-TL-1		6 ~ 24					
	GP-CL-2							
5	GP-TL-1		≥ 10	F H V O	$b = 0$ $H_1 \geq 2\sqrt{t}$ $p = t - H_1$ $\alpha_1 = 45^\circ$	$0, +1.5$ $0, +3$	$0, +3$ $0, +3$	
	GP-TL-2							
6	GP-BX-2		≥ 25	F H V O	$b = 0$ $H_1 \geq 2\sqrt{t}$ $p = t - H_1 - H_2$ $H_2 \geq 2\sqrt{t}$ $\alpha_1 = 60^\circ$ $\alpha_2 = 60^\circ$	$0, +1.5$ $0, +3$	$0, +3$ $0, +3$	

第五章 多、高层建筑钢结构节点构造图集

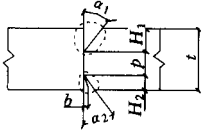
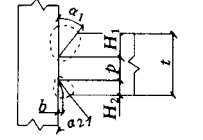
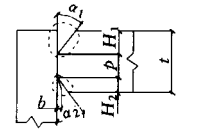
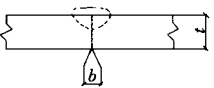
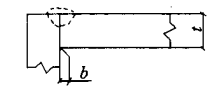
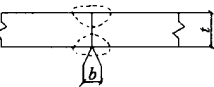
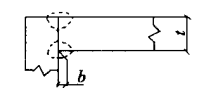
序号	标记	坡口形状示意图	板厚 (mm)	焊接 位置	坡口尺寸 (mm)	允许偏差 (mm)		备注
						详图	装配	
7	GP-BK-2		≥ 25	F H V O	$b=0$ $H_1 \geq 2\sqrt{t}$ $p = t - H_1$ $H_2 \geq 2\sqrt{t}$ $\alpha_1 = 45^\circ$ $\alpha_2 = 45^\circ$	0, +1.5	0, +3	
	GP-TK-2					0, +3	0, +3	
	GP-CL-2					0, +3	0, +3	

表 4.2.7 埋弧焊部分焊透坡口形状和尺寸

序号	标记	坡口形状示意图	板厚 (mm)	焊接 位置	坡口尺寸 (mm)	允许偏差 (mm)		备注
						施工图	安装装配	
1	SP-BI-1		6~12	F	$b=0$	0, +1	0, +1	
	SP-CI-1							
2	SP-BI-2		6~20	F	$b=0$	0, +1	0, +1	
	SP-CI-2							

第四篇 钢结构的连接构造及实例与图集

序号	标记	坡口形状示意图	板厚 (mm)	焊接 位置	坡口尺寸 (mm)	允许偏差 (mm)		备注
						施工图	安装装配	
3	SP - BV - 1		≥ 14	F	$b = 0$ $H_1 \geq 2\sqrt{t}$ $p = t - H_1$ $\alpha_1 = 60^\circ$	$0, +1$ $0, +3$ $0^\circ, +10^\circ$	$0, +1.5$ $0, +3$ $-5^\circ, +10^\circ$	
	SP - BV - 2							
	SP - CV - 1							
	SP - CV - 2							
4	SP - BL - 1		≥ 14	F H	$b = 0$ $H_1 \geq 2\sqrt{t}$ $p = t - H$ $\alpha_1 = 60^\circ$	± 0 $0, +3$ $0^\circ, +10^\circ$	$0, +1.5$ $0, +3$ $-5^\circ, +10^\circ$	
	SP - BL - 2							
	SP - CL - 1							
	SP - CL - 2							
5	SP - TL - 1		≥ 14	F H	$b = 0$ $H_1 \geq 2\sqrt{t}$ $p = t - H_1$ $\alpha_1 = 60^\circ$	$0, +1$ $0, +3$ $0^\circ, +10^\circ$	$0, +1.5$ $0, +3$ $-5^\circ, +10^\circ$	
	SP - TL - 2							

序号	标记	坡口形状示意图	板厚 (mm)	焊接 位置	坡口尺寸 (mm)	允许偏差 (mm)		备注
						施工图	安装装配	
6	SP-BX-2		≥25	F	$b=0$ $H_1 \geq 2\sqrt{t}$ $p = t - H_1 - H_2$ $H_2 \geq 2\sqrt{t}$ $\alpha_1 = 60^\circ$ $\alpha_2 = 60^\circ$	$0, +1$ $0, +3$	$0, +1.5$ $0, +3$	
7	SP-BK-2		≥25	F H	$b=0$ $H_1 \geq 2\sqrt{t}$ $p = t - H_1 - H_2$ $H_2 \geq 2\sqrt{t}$ $\alpha_1 = 60^\circ$ $\alpha_2 = 60^\circ$	$0, +1$ $0, +3$	$0, +1.5$ $0, +3$	
	SP-TK-2					$0, +3$ $0^\circ, +10^\circ$	$0, +3$ $-5^\circ, +10^\circ$	
	SP-CK-2					$0^\circ, +10^\circ$	$-5^\circ, +10^\circ$	

4.3 焊缝的计算厚度

4.3.1 全焊透的对接焊缝及对接与角接组合焊缝，双面焊时反面应清根后焊接，加垫板单面焊当坡口形状、尺寸符合本规程表 4.2.2 ~ 4.2.4 的要求时，可按全焊透计算。其计算厚度 h_e 应为坡口根部至焊缝表面（不计余高）的最短距离。

4.3.2 开坡口的部分焊透对接焊缝及对接与角接组合焊缝，其焊缝计算厚度 h_e （见图 4.3.2）应根据焊接方法、坡口形状及尺寸、焊接位置不同，分别对坡口深度 H 进行折减。各种类型部分焊透焊缝的计算厚度 h_e 应符合表 4.3.2 的规定。

V 形坡口 $\alpha > 60^\circ$ 及 U、J 形坡口，当坡口尺寸符合表 4.2.5 ~ 4.2.7 的规定时，焊缝计算厚度 h_e 应为坡口深度 H 。

表 4.3.2 部分焊透的对接焊缝及对接与角接组合焊缝计算厚度

示意图号	坡口形式	焊接方法	t (mm)	a (°)	b (mm)	p (mm)	焊接 位置	焊缝计算厚 度 h_e (mm)
4.3.2 (a)	I 形坡口 单面焊	手工 电弧焊	3		1 ~ 1.5		全部	$t - 1$

示意图号	坡口形式	焊接方法	t (mm)	a (°)	b (mm)	p (mm)	焊接位置	焊缝计算厚度 h_e (mm)
4.3.2 (b)	I形坡口 单面焊	手工 电弧焊	$>3, \leq 6$		$\frac{t}{2}$		全部	$\frac{t}{2}$
4.3.2 (c)	I形坡口 双面焊	手工 电弧焊	$>3, \leq 6$		$\frac{t}{2}$		全部	$\frac{3}{4}t$
4.3.2 (d)	L形坡口	手工 电弧焊	≥ 6	45°	0	3	全部	H-3
4.3.2 (d)	L形坡口	气 体 保护焊	≥ 6	45°	0	3	F, H	H
							V, O	H-3
4.3.2 (d)	L形坡口	埋弧焊	≥ 12	60°	0	6	F	H
							H	H-3
4.3.2 (e) (f)	K形坡口	手工 电弧焊	≥ 8	45°	0	3	全部	$H_1 + H_2 - 6$
4.3.2 (e) (f)	K形坡口	气 体 保护焊	≥ 12	45°	0	3	F, H	$H_1 + H_2$
							V, O	$H_1 + H_2 - 6$
4.3.2 (e) (f)	K形坡口	埋弧焊	≥ 20	60°	0	6	F	$H_1 + H_2$

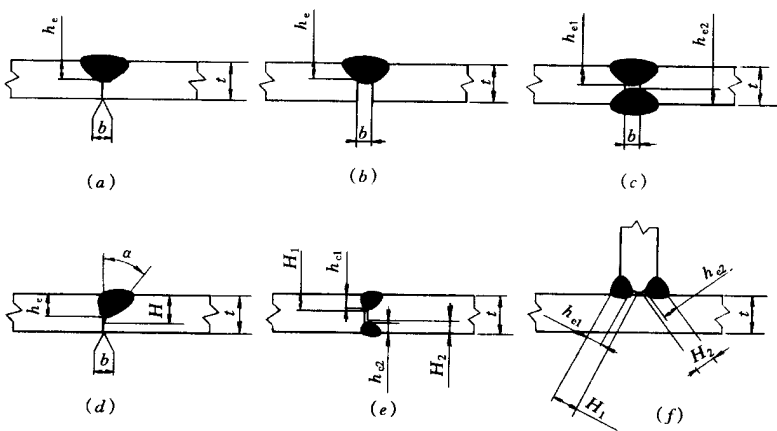


图 4.3.2 部分焊透的对接焊缝及对接与角接组合焊缝计算厚度示意

4.3.3 搭接角焊缝及直角角焊缝的计算厚度 h_e (见图 4.3.3) 应分别按下列公式计

算：

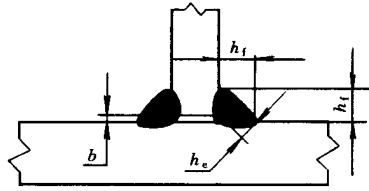


图 4.3.3 直角角焊缝及搭接角焊缝计算厚度示意

1 当间隙 $b \leq 1.5$ 时, $h_e = 0.7h_f$ (4.3.3-1)

2 当间隙 $1.5 < b \leq 5$ 时, $h_e = 0.7(h_f - 6)$ (4.3.3-2)

塞焊和槽焊焊缝的计算厚度可按角焊缝的计算方法确定。

4.3.4 斜角角焊缝的计算厚度 h_e , 应根据两面夹角 ψ 按下列公式计算：

1 $\psi = 60^\circ \sim 135^\circ$ [图 4.3.4 (a) (b) (c)]:

当间隙 $b \leq 1.5$ 时,
$$h_e = \frac{h_f}{2 \sin \frac{\psi}{2}} \quad (4.3.4-1)$$

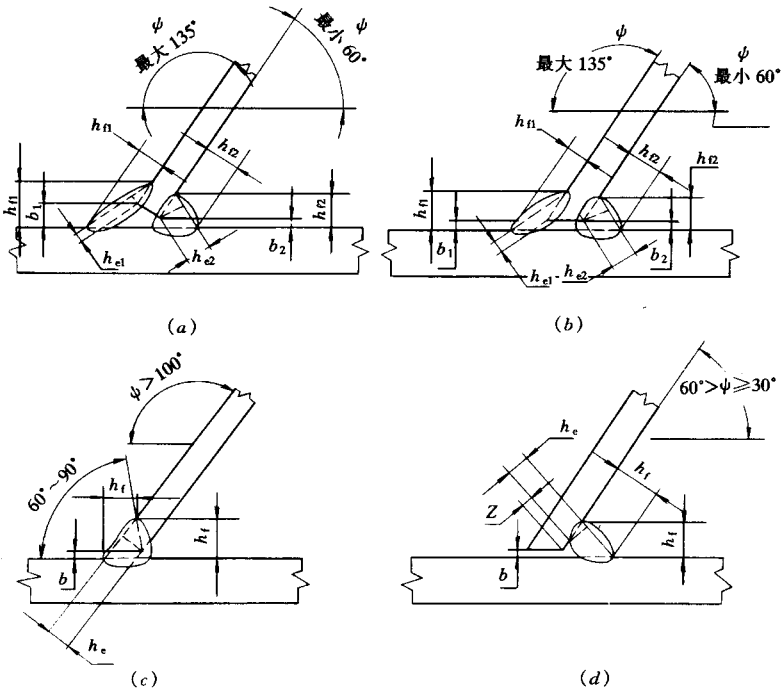


图 4.3.4 斜角角焊缝计算厚度示意

ψ —两面夹角； b —根部间隙； h_f —焊脚尺寸；

h_e —焊缝计算厚度； z —焊缝计算厚度折减值

当间隙 $1.5 < b \leq 5$ 时,
$$h_e = \frac{h_f - b}{2 \sin \frac{\psi}{2}} \quad (4.3.4-2)$$

式中 ψ ——两面夹角 ($^\circ$);

h_f ——焊脚尺寸 (mm);

b ——接头根部间隙 (mm)

2 $30^\circ \leq \psi < 60^\circ$ [图 4.3.4 (d)]: 应将公式 (4.3.4-1) (4.3.4-2) 所计算的焊缝计算厚度 h_e 减去相应的折减值 Z 。不同焊接条件的折减值 Z 应符合表 4.3.4 的规定:

3 $\psi < 30^\circ$: 必须进行焊接工艺评定, 确定焊缝计算厚度。

表 4.3.4 斜角角焊缝 $30^\circ \leq \psi \leq 60^\circ$ 时的焊缝计算厚度折减值

两面夹角 ψ	焊接方法	折减值 Z (mm)	
		焊接位置 V 或 O	焊接位置 F 或 H
$60^\circ \leq \psi \leq 45^\circ$	手工电弧焊	3	3
	药芯焊丝自保护焊	3	0
	药芯焊丝气体保护焊	3	0
	实芯焊丝气体保护焊	—	0
$45^\circ \leq \psi \leq 30^\circ$	手工电弧焊	6	6
	药芯焊丝自保护焊	6	3
	药芯焊丝气体保护焊	10	6
	实芯焊丝气体保护焊	—	6

4.3.5 圆钢与平板、圆钢与圆钢之间的焊缝计算厚度 h_e 应分别按下列公式计算:

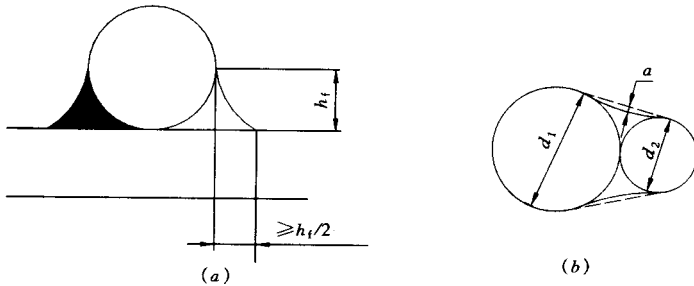


图 4.3.5 圆钢与平板、圆钢与圆钢焊缝计算厚度示意

(a) 圆钢与平板; (b) 圆钢与圆钢连接

1 圆钢与平板连接 (图 4.3.5a):

$$h_e = 0.7h_f \quad (4.3.5-1)$$

2 圆钢与圆钢连接 (图 4.3.5b):

$$h_e = 0.1(d_1 + 2d_2) - a \quad (4.3.5-2)$$

式中 d_1 ——大圆钢直径 (mm);

d_2 ——小圆钢直径 (mm);

a ——焊缝表面至两个圆钢公切线的距离 (mm)

4.3.6 圆管、矩形管 T、Y、K 形相贯接头的焊缝计算厚度应根据局部两面夹角 ψ 的大小,按相贯接头趾部、侧部、跟部各区和局部细节情况分别计算取值。管材相贯接头的焊缝分区示意图 4.3.6-1,局部两面夹角 ψ 和坡口角 α 示意图 4.3.6-2。

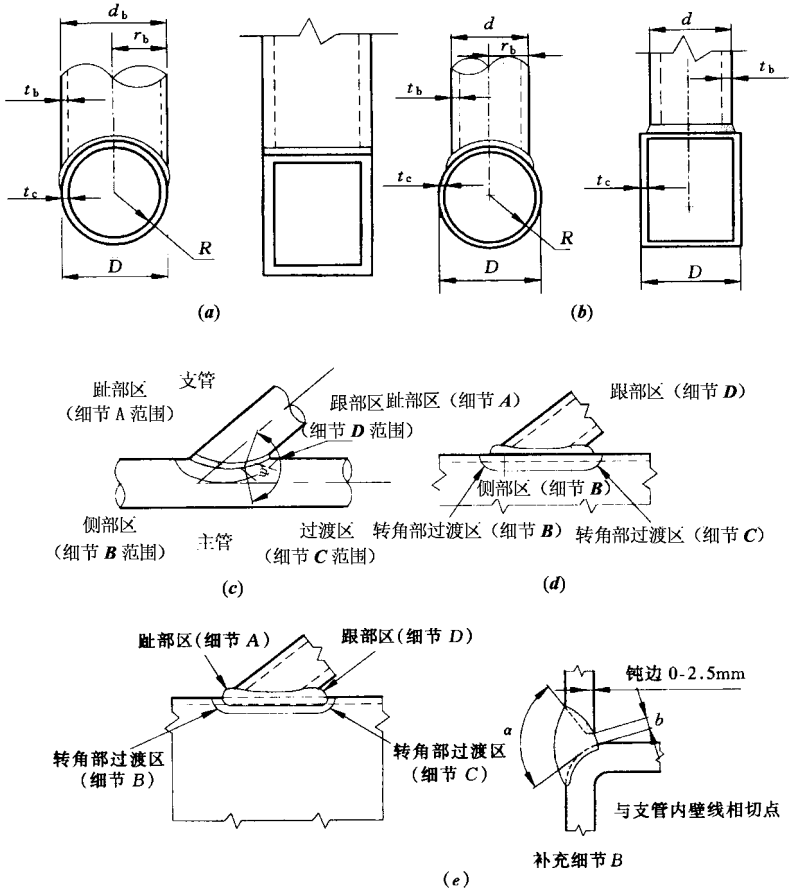


图 4.3.6-1 圆管、矩形管相贯接头焊缝分区形式示意

(a) 圆管及方管的相配连接; (b) 圆管及方管的台阶状连接;

(c) 圆管接头分区; (d) 台阶状矩形管接头分区; (e) 相配的方管接头分区

全焊透焊缝、部分焊透焊缝和角焊缝的计算厚度应分别符合下列规定:

1 全焊透焊缝的计算厚度

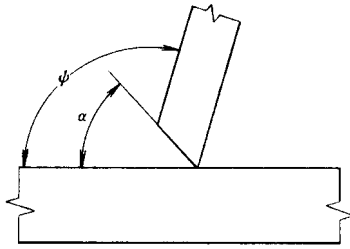


图 4.3.6-2 局部两面夹角 (ψ) 和坡口角 (α) 示意

管材相贯接头全焊透焊缝各区的形状及尺寸细节应符合图 4.3.6-3 要求，焊缝计算厚度应符合表 4.3.6-1 规定。

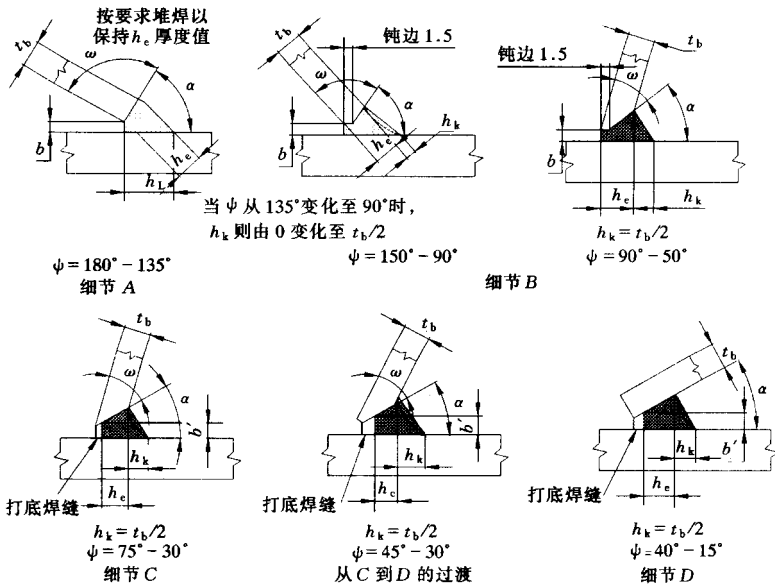


图 4.3.6-3 管材相贯接头完全焊透焊缝的各坡口形状与尺寸示意
(焊缝为标准平直状剖面形状)

- 1—尺寸 h_c 、 h_L 、 b 、 b' 、 ψ 、 ω 、 α 见表 4.3.6-1；2—最小标准平直状焊缝剖面形状如实线所示；3—可采用虚线所示的下凹状剖面形状；4—支管厚度 $t_b < 16\text{mm}$ ；5— h_k ：加强焊脚尺寸

表 4.3.6-1 圆管 T、K、Y 形相贯接头全焊透焊缝坡口尺寸及焊缝计算厚度

坡口尺寸		趾部 $\psi = 180^\circ \sim 135^\circ$	侧部 $\psi = 150^\circ \sim 50^\circ$	过渡部分 $\psi = 75^\circ \sim 30^\circ$	跟部 $\psi = 40^\circ \sim 15^\circ$
坡口角度 α	最大	90°	$\psi = 105^\circ$ 时 60°	40°	
	最小	45°	37.5°； ψ 较小时 $1/2\psi$	ψ 较大时 $1/2\psi$	

坡口尺寸		趾部 $\psi = 180^\circ \sim 135^\circ$	侧部 $\psi = 150^\circ \sim 50^\circ$	过渡部分 $\psi = 75^\circ \sim 30^\circ$	跟部 $\psi = 40^\circ \sim 15^\circ$
支管端部 斜削角度	最大		根据所需的 α 值确定		
	最小		10°或 $\psi > 105^\circ$ 时 45°	10°	
根部间隙 b	最大	四种焊接方法 均为 5mm	气保护焊（短路过渡）药芯焊丝气保护焊： $\alpha > 45^\circ$ 时 6mm； $\alpha \leq 45^\circ$ 时 8mm； 手工电弧焊和药芯焊丝自保护焊时 6mm		
	最小	1.5mm			
打底焊后 坡口底部 宽度 b'	最大			手工电弧焊和药芯焊丝自保护焊： α 为 $25^\circ \sim 40^\circ$ 时 3mm； α 为 $15^\circ \sim 25^\circ$ 时 5mm 气保护焊（短路过渡）和药芯焊丝 气保护焊： α 为 $30^\circ \sim 40^\circ$ 时 3mm； α 为 $25^\circ \sim 30^\circ$ 时 6mm； α 为 $20^\circ \sim 25^\circ$ 时 10mm； α 为 $15^\circ \sim 20^\circ$ 时 13mm	
焊缝计算 厚度	$\geq t_b$	$\psi < 90^\circ$ 时， $\geq t_b$ ； $\psi < 90^\circ$ 时， $\geq \frac{t_b}{\sin\psi}$	$\geq \frac{t_b}{\sin\psi}$ ， 但不超过 $1.75t_b$	$\geq 2t_b$	
h_L	$\geq \frac{t_b}{\sin\psi}$ ， 但不超过 $1.75t_b$		焊缝可堆焊至 满足要求		
注：坡口角度 $\alpha < 30^\circ$ 时应进行工艺评定；由打底焊道保证坡口底部必要的宽度 b'					

2 部分焊透焊缝的计算厚度

管材台阶状相贯接头部分焊透焊缝各区坡口形状与尺寸细节应符合图 4.3.6-4 (a) 要求；矩形管材相配的相贯接头部分焊透焊缝各区坡口形状与尺寸细节应符合图 4.3.6-4 (b) 的要求。焊缝计算厚度的折减值 Z 应符合表 4.3.4 规定。

3 角焊缝的焊缝计算厚度

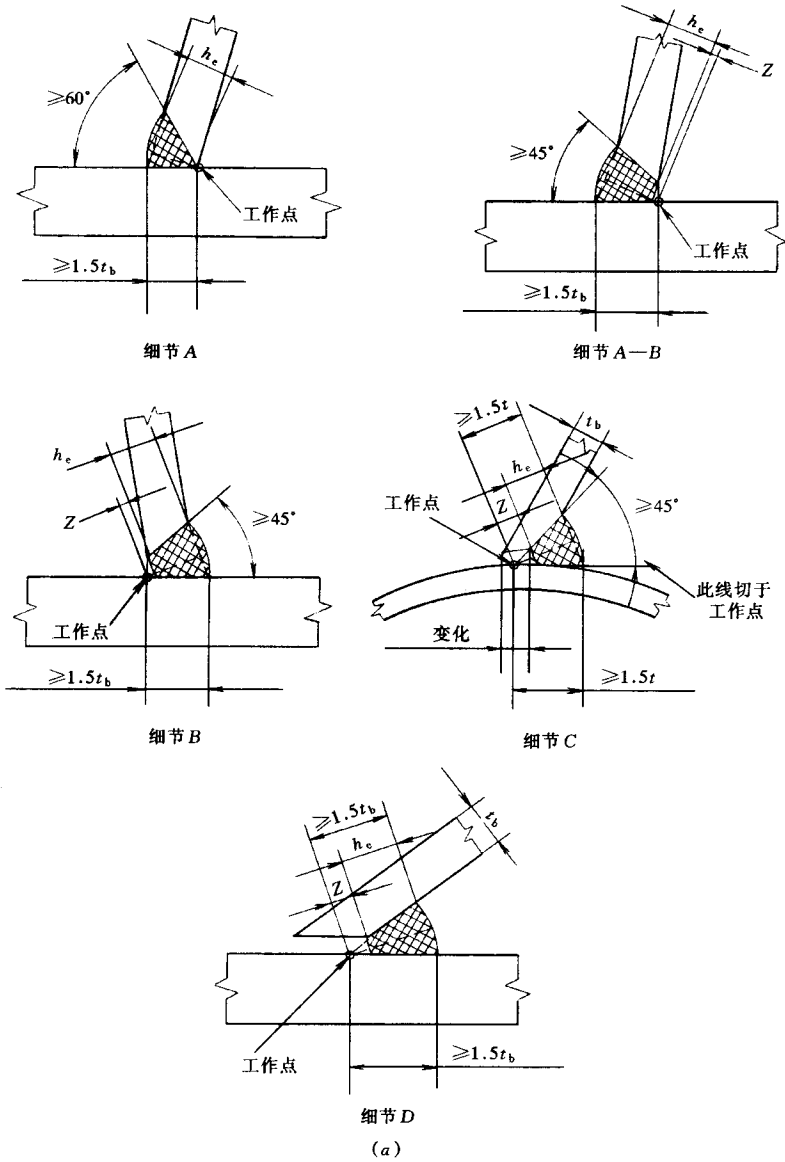


图 4.3.6-4 管材相贯接头部分焊透焊缝各区坡口形状与尺寸示意 (一)

管材相贯接头各区细节应符合图 4.3.6-5 要求。其焊缝计算厚度 h_c 应符合表 4.3.6-2 规定。

表 4.3.6-2 管材 T、Y、K 形相贯接头角焊缝的计算厚度

Ψ	趾部	侧部			跟部	焊缝计算厚度 (h_e)
	$> 120^\circ$	$110^\circ \sim 120^\circ$	$100^\circ \sim 110^\circ$	$\leq 100^\circ$	$< 60^\circ$	
最小 h_f	支管端部切斜 t_b	$1.2t_b$	$1.1t_b$	t_b	$1.5t_b$	$0.7t_b$
	支管端部切斜 $1.4t_b$	$1.8t_b$	$1.6t_b$	$1.4t_b$	$1.5t_b$	t_b
	支管端部整个切斜 $60^\circ \sim 90^\circ$ 坡口	$2.0t_b$	$1.75t_b$	$1.5t_b$	$1.5t_b$ 或 $1.4t_b + Z$ 取较大值	$1.07t_b$

注：1 低碳钢 ($\sigma_s \leq 280\text{MPa}$) 圆管，要求焊缝与管材超强匹配的弹性工作应力设计时 $h_e = 0.7t_b$ ；
要求焊缝与管材等强匹配的极限强度设计时 $h_e = 1.0t_b$ ；
2 其它各种情况 $h_e = t_c$ 或 $h_e = 1.07t_b$ 中较小值 (t_c 为主管壁厚)

4.4 组焊构件焊接节点

4.4.1 塞焊和槽焊焊缝的尺寸、间距、填焊高度应符合下列规定：

- 1 塞焊缝和槽焊缝的有效面积应为贴合面上圆孔或长槽孔的标称面积；
- 2 塞焊焊缝的最小中心间隔应为孔径的 4 倍，槽焊焊缝的纵向最小间距应为槽孔长度的 2 倍，垂直于槽孔长度方向的两排槽孔的最小间距应为槽孔宽度的 4 倍；
- 3 塞焊孔的最小直径不得小于开孔板厚度加 8mm，最大直径应为最小直径值加 3mm，或为开孔件厚度的 2.25 倍，并取两值中较大者。槽孔长度不应超过开孔件厚度的 10 倍，最小及最大槽宽规定与塞焊孔的最小及最大孔径规定相同；
- 4 塞焊和槽焊的填焊高度：当母材厚度等于或小于 16mm 时，应等于母材的厚度；当母材厚度大于 16mm 时，不得小于母材厚度的一半，并不得小于 16mm；
- 5 塞焊焊缝和槽焊焊缝的尺寸应根据贴合面上承受的剪力计算确定。

4.4.2 严禁在调质钢上采用塞焊和槽焊焊缝。

4.4.3 角焊缝的尺寸应符合下列规定：

- 1 角焊缝的最小计算长度应为其焊脚尺寸 (h_f) 的 8 倍，且不得小于 40mm；焊缝计算长度应为焊缝长度扣除引弧、收弧长度；
- 2 角焊缝的有效面积应为焊缝计算长度与计算厚度 (h_e) 的乘积。对任何方向的荷载，角焊缝上的应力应视为作用在这一有效面积上；
- 3 断续角焊缝焊段的最小长度应不小于最小计算长度；
- 4 单层角焊缝最小焊脚尺寸宜按表 4.4.3 取值，同时应符合设计要求；
- 5 当被焊构件较薄板厚度 $\geq 25\text{mm}$ 时，宜采用局部开坡口的角焊缝；
- 6 角焊缝十字接头，不宜将厚板焊接到较薄板上。

4.4.4 搭接接头角焊缝的尺寸及布置应符合下列规定：

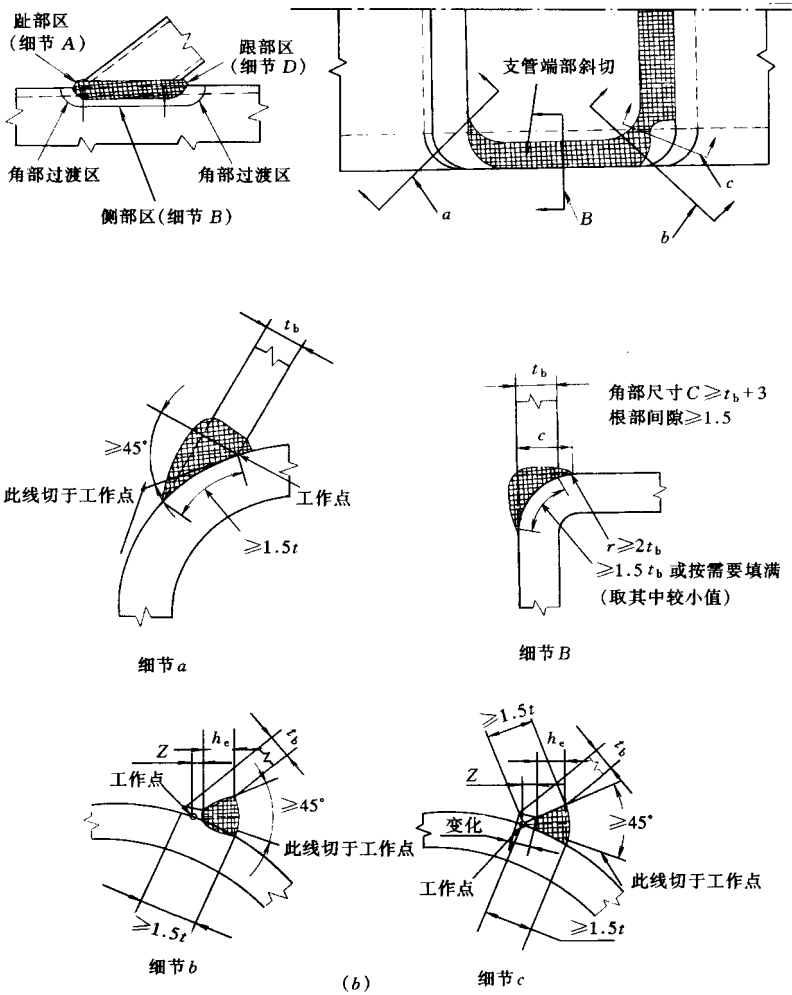


图 4.3.6-4 管材相贯接头部分焊透焊缝各区坡口形状与尺寸示意(二)

(a) 台阶状相贯接头;(b) 矩形管材相配的相贯接头

1— t 为 t_b 、 t_c 中较薄截面厚度;2—除过渡区域或跟部区外,其余部位削斜到边缘;

3—根部间隙 $0 \sim 5\text{mm}$ γ —坡口角度 30° 以下时必须进行工艺评定;

5—焊缝计算厚度 $h_e > t_b$, Z 折减尺寸见表 4.3.4;

6—方管截面角部过渡区的接头应制作成从一细部圆滑过渡到另一细部,焊接的起点与终点都应在方管的平直部位,转角部位应连续焊接,转角处焊缝应饱满

1 传递轴向力的部件,其搭接接头最小搭接长度应为较薄件厚度的 5 倍,但不小于 25mm (图 4.4.4-1)。并应施焊纵向或横向双角焊缝;

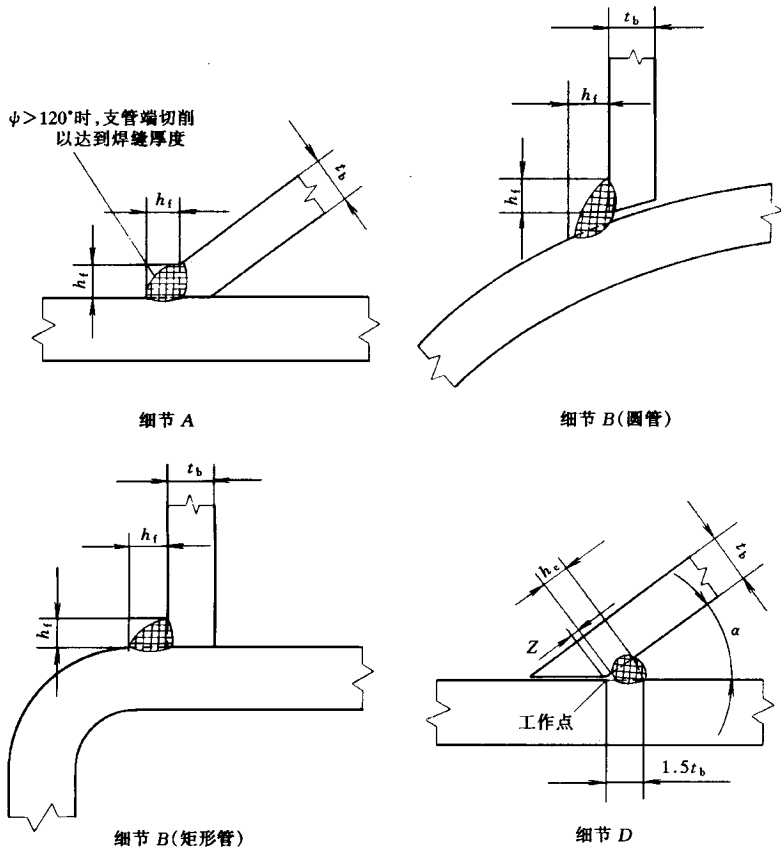


图 4.3.6-5 管材相贯接头角焊缝接头各区形状与尺寸示意

1— t_b 为较薄件厚度；2— h_f 为最小焊脚尺寸；3—根部间隙 $0 \sim 5 \pm 1.5\text{mm}$ ；4— α 最小值为 15° 。当 $\alpha < 30^\circ$ 时，应进行焊接工艺评定； $30^\circ \leq \alpha < 60^\circ$ 时，焊缝计算厚度应采用表 4.3.4 的折减值 Z ；5——对主管直径（宽度） D 与支管直径（宽度） d 之比 d/D 的限定：圆管时 $d/D \leq 1/3$ ，方管时 $d/D \leq 0.8$

表 4.4.3 单层焊角焊缝的最小尺寸（mm）

母材厚度 t	角焊缝的最小焊脚尺寸 h_f	母材厚度 t	角焊缝的最小焊脚尺寸 h_f
≤ 4	3	16、18	6
6、8	4	20~25	7
10、12、14	5		

注：用低氢焊接材料时， t 应取较薄件厚度；非低氢焊接材料时， t 应取较厚件厚度

2 单独用纵向角焊缝连接型钢杆件端部时，型钢杆件的宽度 W 应不大于 200mm

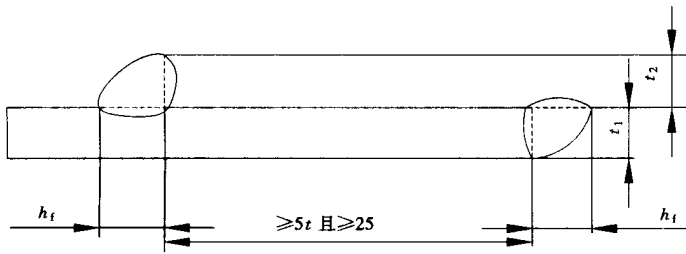


图 4.4.4-1 双角焊缝搭接要求示意

t —— t_1 和 t_2 中较小者； h_f ——焊脚尺寸，按设计要求

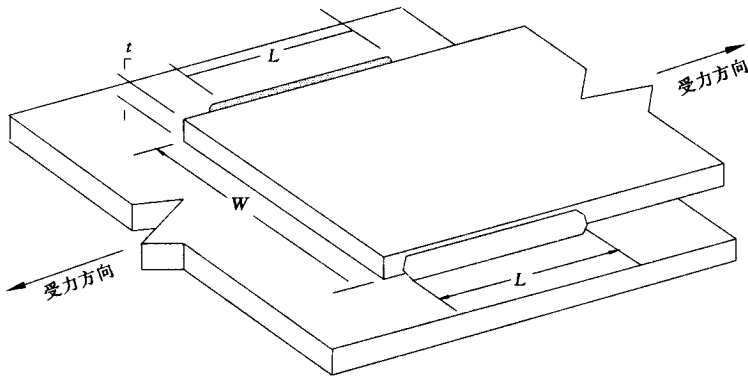


图 4.4.4-2 纵向角焊缝的最小长度示意

(图 4.4.4-2)，当宽度 W 大于 200mm 时，需加横向角焊或中间塞焊。型钢杆件每一侧纵向角焊缝的长度 L 应不小于 W ；

3 型钢杆件搭接接头采用围焊时，在转角处应连续施焊。杆件端部搭接角焊缝作绕焊时，绕焊长度应不小于二倍焊脚尺寸，并连续施焊；

4 搭接焊缝沿材料棱边的最大焊脚尺寸，当板厚小于、等于 6mm 时，应为母材厚度，当板厚大于 6mm 时，应为母材厚度减去 1~2mm (图 4.4.4-3)；

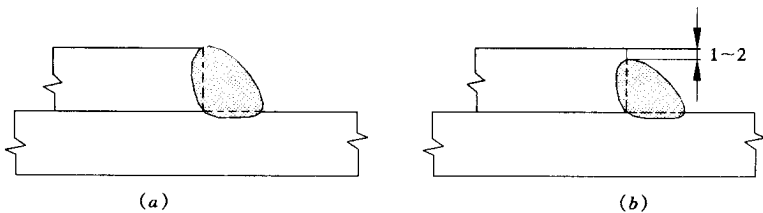


图 4.4.4-3 搭接角焊缝沿母材棱边的最大焊脚尺寸示意

(a) 母材厚度小于、等于 6mm；(b) 母材厚度大于 6mm

5 用搭接焊缝传递荷载的套管接头可以只焊一条角焊缝，其管材搭接长度 L 应不小

于 $5(t_1 + t_2)$ ，且不得小于 25mm。搭接焊缝焊脚尺寸应符合设计要求（图 4.4.4-4）。

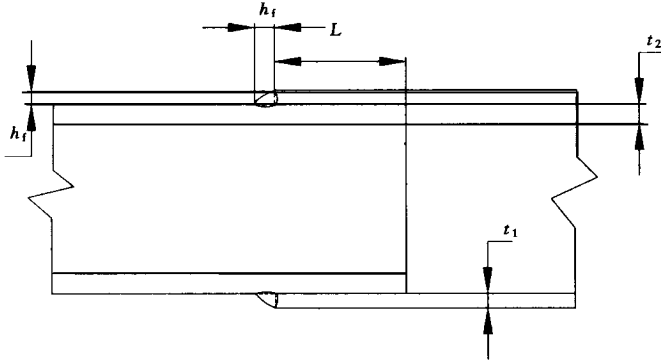


图 4.4.4-4 管材套管连接的搭接焊缝最小长度示意

4.4.5 不同厚度及宽度的材料对接时，应作平缓过渡并符合下列规定：

1 不同厚度的板材或管材对接接头受拉时，其允许厚度差值（ $t_1 - t_2$ ）应符合表 4.4.5 的规定。当超过表 4.4.5 的规定时应将焊缝焊成斜坡状，其坡度最大允许值应为 1:2.5；或将较厚板的一面或两面及管材的内壁或外壁在焊前加工成斜坡，其坡度最大允许值应为 1:2.5（图 4.4.5）；

表 4.4.5 不同厚度钢材对接的允许厚度差（mm）

较薄钢材厚度 t_2	$\geq 5 \sim 9$	10 ~ 12	> 12
允许厚度差 $t_1 - t_2$	2	3	4

2 不同宽度的板材对接时，应根据工厂及工地条件采用热切割、机械加工或砂轮打磨的方法使之平缓过渡，其连接处最大允许坡度值应为 1:2.5（图 4.4.5e）。

4.5 防止板材产生层状撕裂的节点形式

4.5.1 在 T 形、十字形及角接接头中，当翼缘板厚度等于、大于 20mm 时，为防止翼缘板产生层状撕裂，宜采取下列节点构造设计：

- 1 采用较小的焊接坡口角度及间隙（图 4.5.1a），并满足焊透深度要求；
- 2 在角接头中，采用对称坡口或偏向于侧板的坡口（图 4.5.1b）；
- 3 采用对称坡口（图 4.5.1c）；
- 4 在 T 形或角接接头中，板厚方向承受焊接拉应力的板材端头伸出接头焊缝区（图 4.5.1d）；

5 在 T 形、十字形接头中，采用过渡段，以对接接头取代 T 形、十字形接头（图 4.5.1e、f）。

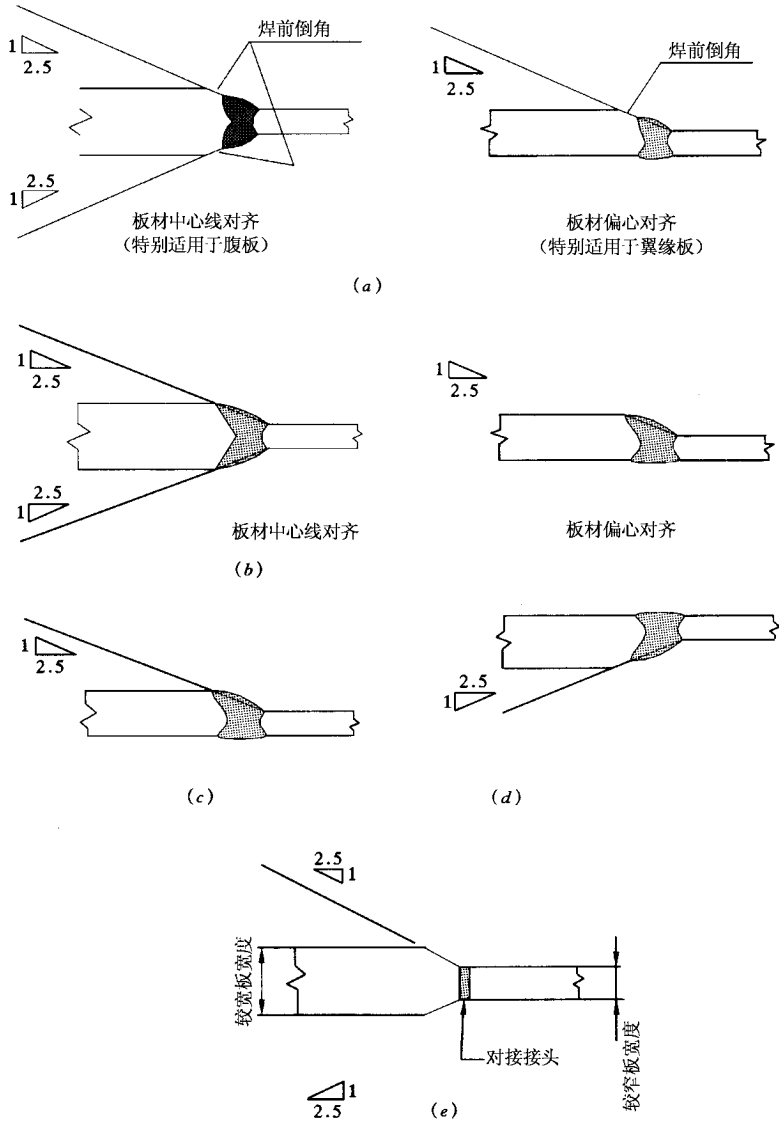


图 4.4.5 对接接头部件厚度、宽度不同时的平缓过渡要求示意

- (a) 板材厚度不同加工成斜坡状；(b) 板材厚度不同焊成斜坡状；
 (c) 管材内径相同壁厚不同；(d) 管材外径相同壁厚不同；(e) 板材宽度不同

4.6 构件制作与工地安装焊接节点形式

4.6.1 构件制作焊接节点形式应符合下列要求：

1 桁架和支撑的杆件与节点板的连接节点宜采用图 4.6.1-1 的形式；当杆件承受拉应力时，焊缝应在搭接杆件节点板的外边缘处提前终止，间距 a 应不小于 h_f ；

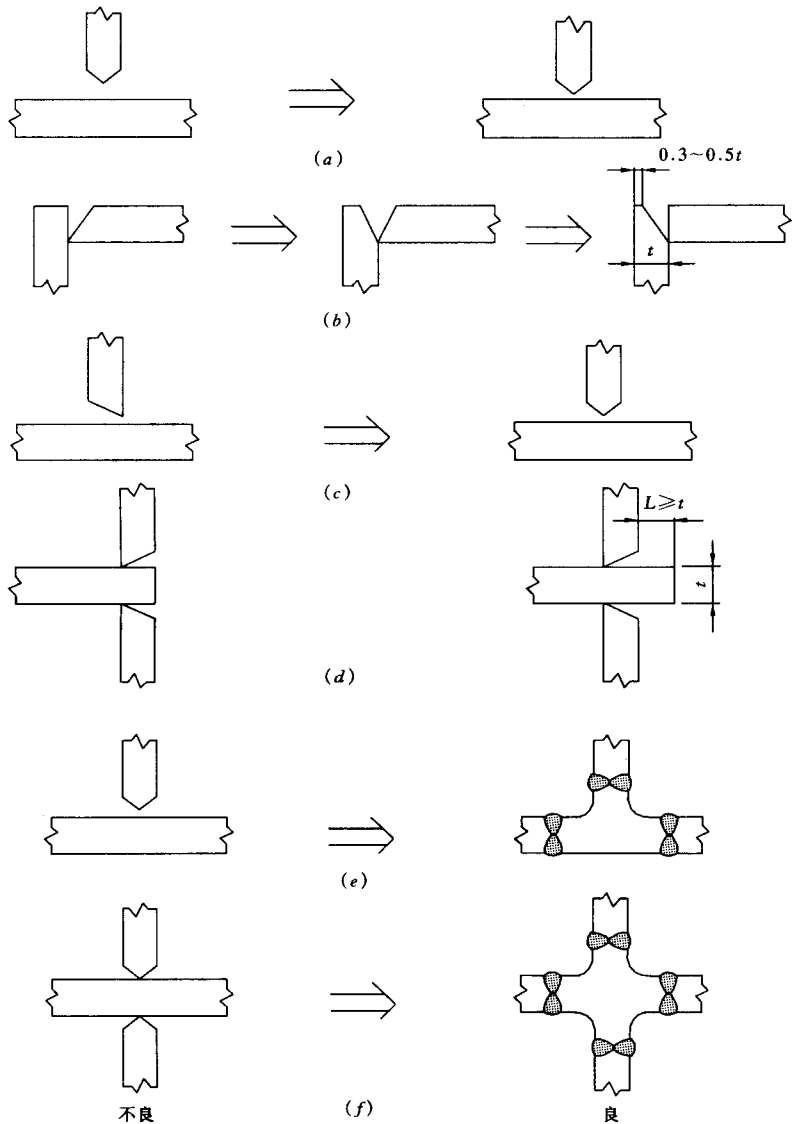


图 4.5.1 T形、十字形、角接接头防止层状撕裂的节点构造设计示意

- 2 型钢与钢板搭接，其搭接位置应符合图 4.6.1-2 的要求；
- 3 搭接接头上的角焊缝应避免在同一搭接接触面上相交（图 4.6.1-3）；
- 4 要求焊缝与母材等强和承受动荷载的对接接头，其纵横两方向的对接焊缝，宜采用 T 形交叉。交叉点的距离宜不小于 200mm，且拼接料的长度和宽度宜不小于 300mm（图 4.6.1-4）。如有特殊要求，施工图应注明焊缝的位置；
- 5 以角焊缝作纵向连接组焊的部件，如在局部荷载作用区采用一定长度的对接与角接组合焊缝来传递载荷，在此长度以外坡口深度应逐步过渡至零，且过渡长度应不小于坡口深度的 4 倍；

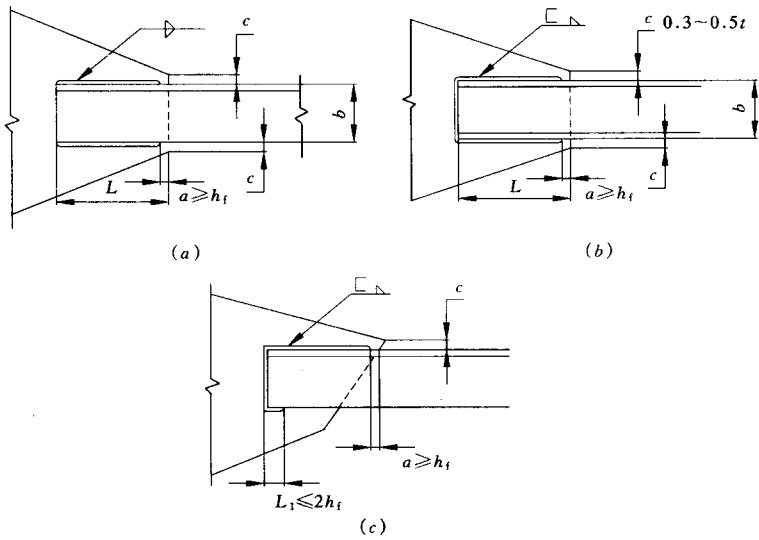


图 4.6.1-1 桁架和支撑杆件与节点板连接节点示意
(a) 两面侧焊 ; (b) 三面围焊 ; (c) L 型围焊

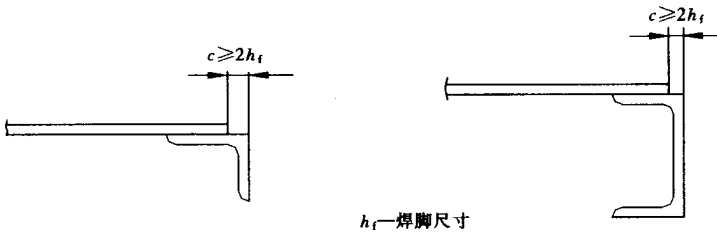


图 4.6.1-2 型钢与钢板搭接节点示意

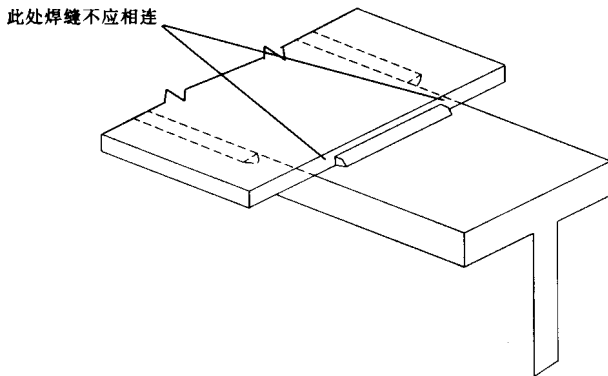


图 4.6.1-3 在搭接接触面上避免相交的角焊缝示意

6 焊接组合箱形梁、柱的纵向角焊缝，宜采用全焊透或部分焊透的对接与角接组

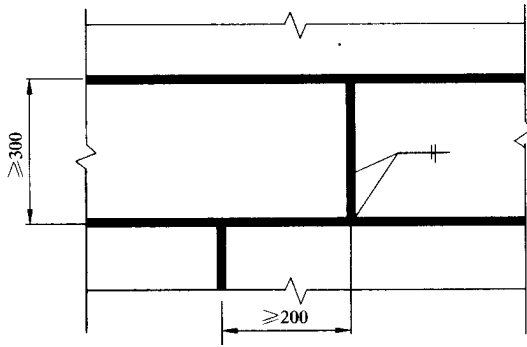


图 4.6.1-4 对接接头 T 形交叉示意

合焊缝 (图 4.6.1-5)。要求全焊透时,应采用垫板单面焊 (图 4.6.1-5b);

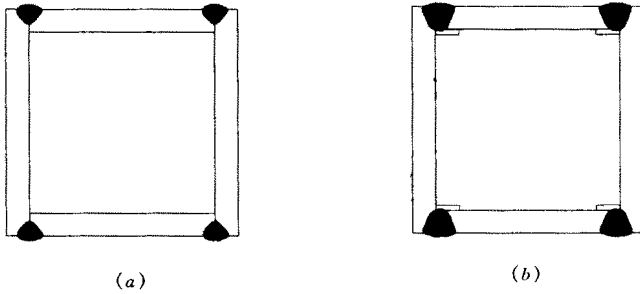


图 4.6.1-5 箱形组合柱的纵向组装角焊缝示意

7 焊接组合 H 形梁、柱的纵向连接角焊缝,当腹板厚度大于 20mm 时,宜采用全焊透或部分焊透对接与角接组合焊缝 (图 4.6.1-6);

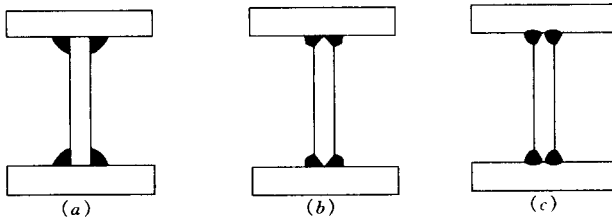


图 4.6.1-6 角焊缝、全焊透及部分焊透对接与角接组合焊缝示意

(a) 角焊缝;(b) 全焊透对接与角接组合焊缝;

(c) 部分焊透对接与角接组合焊缝

8 箱形柱与隔板的焊接,应采用全焊透焊缝 (图 4.6.1-7a);对无法进行手工焊接的焊缝,宜采用熔嘴电渣焊焊接,且焊缝应对称布置 (图 4.6.1-7b);

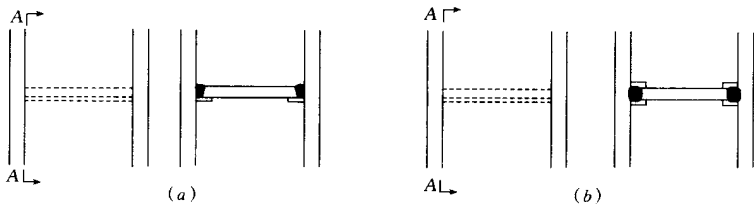


图 4.6.1-7 箱形柱与隔板的焊接接头形式示意

(a) 手工电弧焊；(b) 熔嘴电渣焊

9 焊接钢管混凝土组合柱的纵向和横向焊缝，应采用双面或单面全焊透接头形式（图 4.6.1-8）；

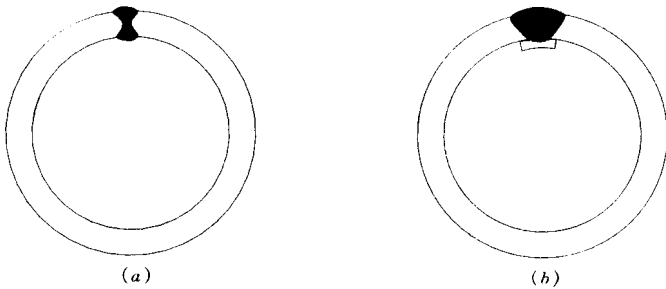


图 4.6.1-8 钢管柱纵缝焊接接头形式示意

(a) 全焊透双面焊；(b) 全焊透单面焊

10 管—球结构中，对由两个半球焊接而成的空心球，其焊接接头可采用不加肋和加肋两种形式（图 4.6.1-9）。

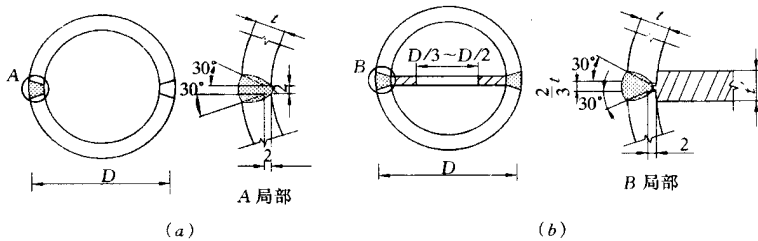


图 4.6.1-9 空心球制作焊接接头形式示意

(a) 不加肋的空心球；(b) 加肋的空心球

4.6.2 工地安装焊接节点形式应符合下列要求：

1 H形框架柱安装拼接接头宜采用螺栓和焊接组合节点或全焊节点（图 4.6.2-1a、b）。采用螺栓和焊接组合节点时，腹板应采用螺栓连接，翼缘板应采用单 V 形坡口

加垫板全焊透焊缝连接(图 4.6.2-1c)。采用全焊节点时,翼缘板应采用单 V 形坡口加垫板全焊透焊缝,腹板宜采用 K 形坡口双面部分焊透焊缝,反面不清根;设计要求腹板全焊透时,如腹板厚度不大于 20mm,宜采用单 V 形坡口加垫板焊接(图 4.6.2-1e),如腹板厚度大于 20mm,宜采用 K 形坡口,反面清根后焊接(图 4.6.2-1d);

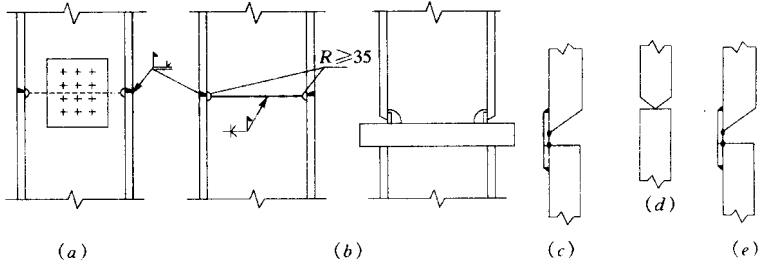


图 4.6.2-1 H 形框架柱安装拼接节点及坡口形式示意

(a)(b) 图中焊缝背面垫板省略

(a) 栓焊组合节点;(b) 全焊节点形式;(c) 翼板焊接坡口;

(d) 腹板 K 形焊接坡口;(e) 腹板单 V 形焊接坡口

2 钢管及箱形框架柱安装拼接应采用全焊接头,并根据设计要求采用全焊透焊缝或部分焊透焊缝。全焊透焊缝坡口形式应采用单 V 形坡口加垫板;

3 桁架或框架梁中,焊接组合 H 形、T 形或箱形钢梁的安装拼接采用全焊连接时,

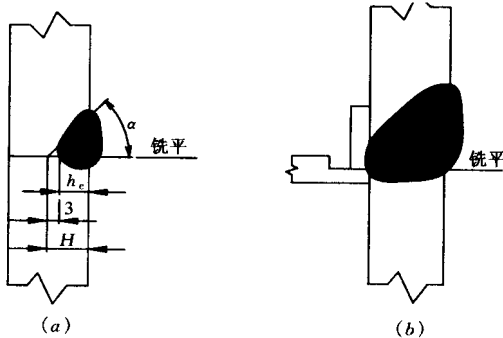


图 4.6.2-2 箱形及钢管框架柱安装拼接接头坡口示意

(a) 部分焊透焊缝;(b) 全焊透焊缝

宜采用翼缘板与腹板拼接截面错位的形式。H 形及 T 形截面组焊型钢错开距离宜不小于 200mm,翼缘板与腹板之间的纵向连接焊缝应留下一段焊缝最后焊接,其与翼缘板对接焊缝的距离应不小于 300mm(图 4.6.2-3)。腹板厚度大于 20mm 时,宜采用 X 形坡口反面清根双面焊;腹板厚度不大于 20mm 时,宜根据焊接位置采用 V 形坡口单面焊并反面清根后封焊,或采用 V 形坡口加垫板单面焊;

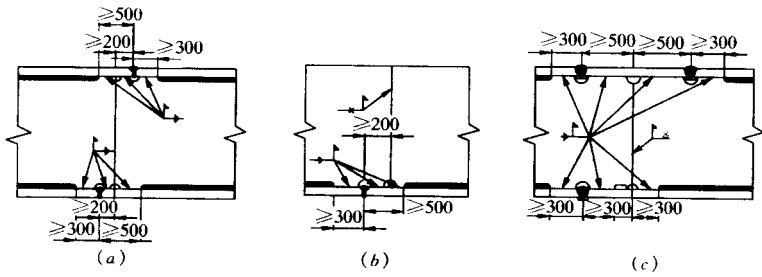


图 4.6.2-3 桁架或框架梁安装焊接节点形式示意

(a) H 形梁 ;(b) T 形梁 ;(c) 箱形梁

箱形截面构件翼缘板与腹板接口错开距离宜大于 500mm，其上、下翼缘板焊接宜采用 V 形坡口加垫板单面焊。其它要求与 H 形截面相同：

4 框架柱与梁刚性连接时，应采用下列连接节点形式：

1) 柱上有悬臂梁时，梁的腹板与悬臂梁腹板宜采用高强螺栓连接。梁翼缘板与悬臂梁翼缘板应用 V 形坡口加垫板单面全焊透焊缝连接 (图 4.6.2-4a)；

2) 柱上无悬臂梁时，梁的腹板与柱上已焊好的承剪板宜用高强螺栓连接，梁翼缘板应直接与柱身用单边 V 形坡口加垫板单面全焊透焊缝连接 (图 4.6.2-4b)；

3) 梁与 H 型柱弱轴方向刚性连接时，梁的腹板与柱的纵筋板宜用高强螺栓连接。梁的翼缘板与柱的横隔板应用 V 形坡口加垫板单面全焊透焊缝连接 (图 4.6.2-4c)。

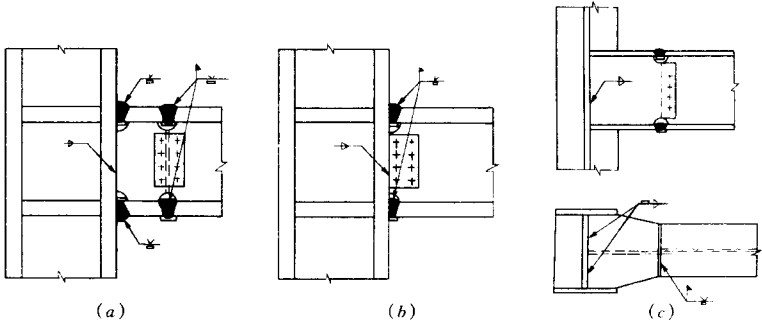


图 4.6.2-4 框架柱与梁刚性连接节点形式示意

5 管材与空心球工地安装焊接节点应采用下列形式：

1) 钢管内壁加套管作为单面焊接坡口的垫板时，坡口角度、间隙及焊缝外形要求应符合图 4.6.2-5b 要求；

2) 钢管内壁不用套管时，宜将管端加工成 $30^{\circ} \sim 60^{\circ}$ 折线形坡口，预装配后根据间隙尺寸要求，进行管端二次加工 (图 4.6.2-5c)。要求全焊透时，应进行专项工艺评定试验和宏观切片检验以确认坡口尺寸和焊接工艺参数。

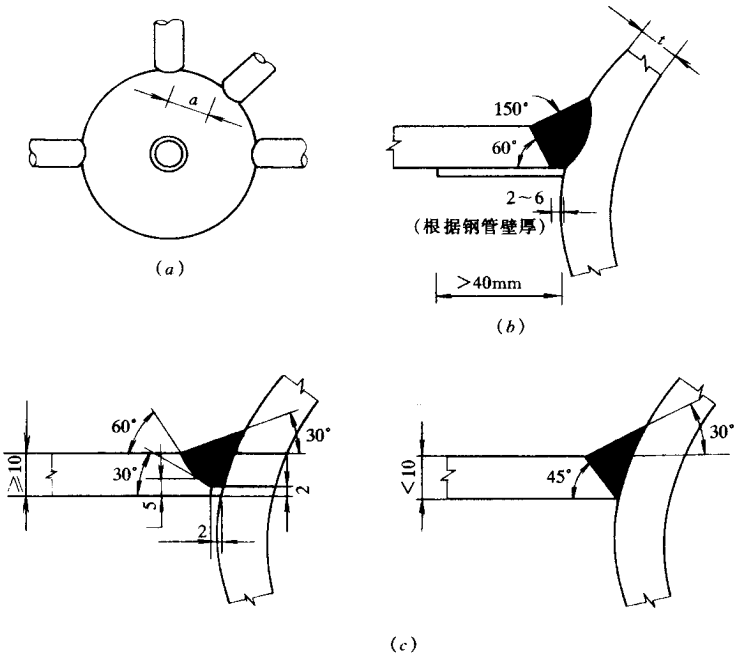


图 4.6.2-5 管-球节点形式及坡口形式与尺寸示意
(a) 空心球节点示意; (b) 加套管连接; (c) 不加套管连接

6 管-管连接的工地安装焊接节点形式应符合下列要求:

1) 管-管对接: 在壁厚不大于 6mm 时, 可用 I 形坡口加垫板单面全焊透焊缝连接 (图 4.6.2-6a); 在壁厚大于 6mm 时, 可用 V 形坡口加垫板单面全焊透焊缝连接 (图 4.6.2-6b);

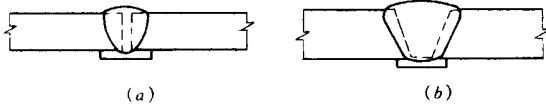


图 4.6.2-6 管-管对接连接节点形式示意
(a) I 形坡口对接; (b) V 形坡口对接

2) 管-管 T、Y、K 形相贯接头: 应按第 4.3.6 条的要求在节点各区分别采用全焊透焊缝和部分焊透焊缝, 其坡口形状及尺寸应符合图 4.3.6-3、图 4.3.6-4 要求; 设计要求采用角焊缝连接时, 其坡口形状及尺寸应符合图 4.3.6-5 的要求。

4.7 承受动载与抗震的焊接节点形式

4.7.1 承受动载时塞焊、槽焊、角焊、对接接头应符合下列规定:

1 承受动载需经疲劳验算的构件上严禁使用塞焊和槽焊;

2 承受动载不需要进行疲劳验算的构件，采用塞焊、槽焊时，孔或槽的边缘到开孔件邻近边垂直于应力方向的净距离应不小于此部件厚度的 5 倍，且应不小于孔或槽宽度的 2 倍；构件端部搭接接头的纵向角焊缝长度应不小于两侧焊缝间的垂直距离 B ，且在无塞焊、槽焊等其它措施时，距离 B 不应超过较薄件厚度 t 的 16 倍（图 4.7.1-1）；

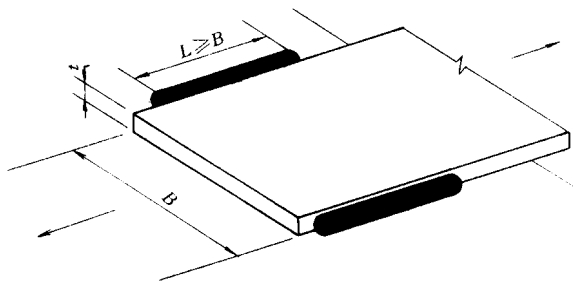


图 4.7.1-1 承受动载不需进行疲劳验算时构件端部纵向角焊缝长度及距离要求示意

B ——应不大于 $16t$ （中间有塞焊焊缝或槽焊焊缝时除外）

- 3 严禁使用焊脚尺寸小于 5mm 的角焊缝；
- 4 严禁使用断续坡口焊缝和断续角焊缝；
- 5 对接与角接组合焊缝和 T 形接头的全焊透坡口焊缝应用角焊缝加强，加强焊脚

尺寸应大于或等于接头较薄件厚度的 $\frac{1}{2}$ ，但可不超过 10mm；

6 承受动载需经疲劳验算的接头，当拉应力与焊缝轴线垂直时，严禁采用部分焊透对接焊缝、背面不清根的非衬垫或未经评定认可的非钢衬垫单面焊缝及角焊缝；

7 除横焊位置以外，不得使用 L 形和 J 形坡口；

8 不同板厚的对接接头承受动载时，不论受拉应力或剪应力、压应力，均应遵守第 4.4.5 条的要求做成斜坡过渡。

4.7.2 承受动载需经疲劳验算时，严禁使用电渣焊和气电立焊接头。

4.7.3 承受动载构件的组焊节点形式应符合下列要求：

1 有对称横截面的部件组合焊接时，应以构件轴线对称布置焊缝，当应力分布不对称时应作相应修正；

2 用多个部件组叠成构件时，应用连续焊缝沿构件纵向将其连接；

3 承受动载荷需经疲劳验算的桁架，其弦杆和腹杆与节点板的搭接焊缝应采用围焊，杆件焊缝之间间隔应不小于 50mm 节点板轮廓及局部尺寸应符合图 4.7.3-1 的要求；

4 实腹吊车梁横向加劲板与翼缘板之间的焊缝应避免与吊车梁纵向主焊缝交叉，其焊接节点构造宜采用图 4.7.3-2 的形式。

4.7.4 抗震结构框架柱与梁的刚性连接节点焊接时，应符合下列要求：

- 1 梁的翼缘板与柱之间的对接与角接组合焊缝的加强焊脚尺寸应大于或等于翼缘

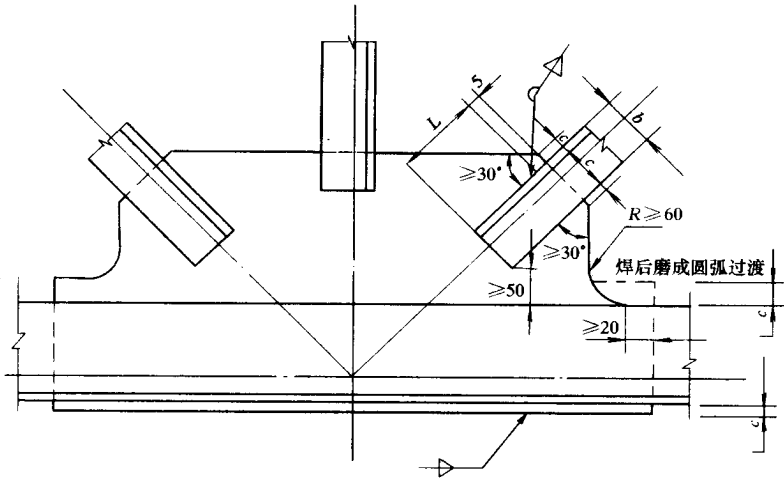


图 4.7.3-1 桁架弦杆、腹杆与节点板连接形式示意

$$L > b > c > 2h_f$$

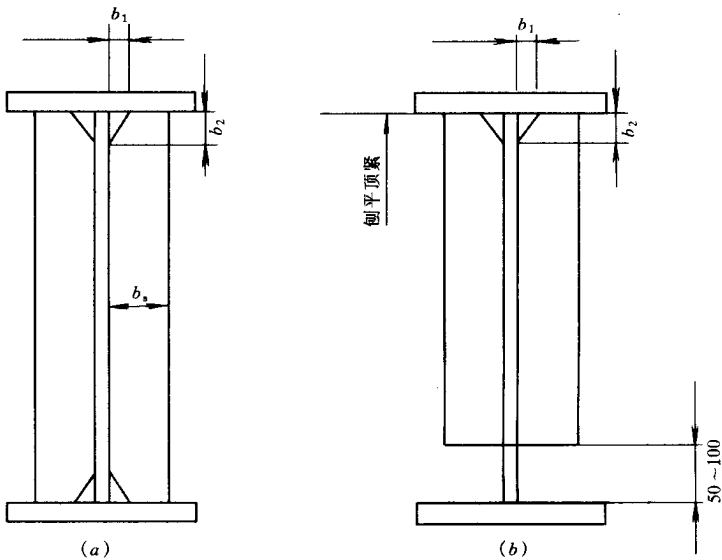


图 4.7.3-2 实腹吊车梁横向加劲肋板连接构造示意

$$b_1 \approx \frac{b_s}{3} \text{ 且 } \leq 40\text{mm}; b_2 \approx \frac{b_s}{2} \text{ 且 } \leq 60\text{mm}。$$

(a) 支座加劲肋; (b) 中间加劲肋

板厚的 $\frac{1}{4}$ ，但可不大于 10mm；

2 梁的下翼缘板与柱之间宜采用 J 形坡口单面全焊透焊缝，并应在反面清根后封

底焊成平缓过渡形状；采用 L 形坡口加垫板单面全焊透焊缝时，焊接完成后应割除全部长度的垫板及引弧板、引出板，打磨清除未熔合或夹渣等缺陷后，再封底焊成平缓过渡形状；

3 引弧板、引出板、垫板割除时，应沿柱 - 梁交接拐角处切割成圆弧过渡，且切割表面不得有深沟、不得伤及母材；

4 引弧板、引出板、垫板的固定焊缝应焊在接头焊接坡口内和垫板上、不应在焊缝以外的母材上焊接定位焊缝（图 4.7.4）。

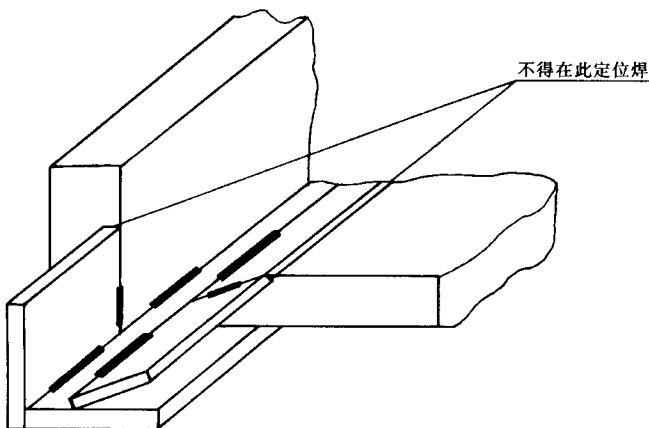


图 4.7.4 引弧板、引出板 and 垫板的固定焊缝位置示意

5 焊接工艺评定

5.1 一般规定

5.1.1 凡符合以下情况之一者，应在钢结构构件制作及安装施工之前进行焊接工艺评定：

- 1 国内首次应用于钢结构工程的钢材（包括钢材牌号与标准相符但微合金强化元素的类别不同和供货状态不同，或国外钢号国内生产）；
- 2 国内首次应用于钢结构工程的焊接材料；
- 3 设计规定的钢材类别、焊接材料、焊接方法、接头形式、焊接位置、焊后热处理制度以及施工单位所采用的焊接工艺参数、预热后热措施等各种参数的组合条件为施工企业首次采用。

5.1.2 焊接工艺评定应由结构制作、安装企业根据所承担钢结构的设计节点形式、钢材类型、规格、采用的焊接方法、焊接位置等，制定焊接工艺评定方案，拟定相应的焊接工艺评定指导书，按本规程的规定施焊试件、切取试样并由具有国家技术质量监督部门认证资质的检测单位进行检测试验。

5.1.3 焊接工艺评定的施焊参数，包括热输入、预热、后热制度等应根据被焊材料的焊接性制订。

5.1.4 焊接工艺评定所用设备、仪表的性能应与实际工程施工焊接相一致并处于正常工作状态。焊接工艺评定所用的钢材、焊钉、焊接材料必须与实际工程所用材料一致并符合相应标准要求，具有生产厂出具的质量证明文件。

5.1.5 焊接工艺评定试件应由该工程施工企业中技能熟练的焊接人员施焊。

5.1.6 焊接工艺评定所用的焊接方法、钢材类别、试件接头形式、施焊位置分类代号应符合表 5.1.6-1 ~ 表 5.1.6-4 及图 5.1.6-1 ~ 图 5.1.6-4 规定。

5.1.7 焊接工艺评定试验完成后，应由评定单位根据检测结果提出焊接工艺评定报告，连同焊接工艺评定指导书、评定记录、评定试样检验结果一起报工程质量监督验收部门和有关单位审查备案。报告及表格可采用附录 B 的格式。

表 5.1.6-1 焊接方法分类

类别号	焊接方法	代号
1	手工电弧焊	SMAW
2-1	半自动实芯焊丝气体保护焊	GMAW
2-2	半自动药芯焊丝气体保护焊	FCAW - G
3	半自动药芯焊丝自保护焊	FCAW - SS
4	非熔化极气体保护焊	GTAW
5-1	单丝自动埋弧焊	SAW
5-2	多丝自动埋弧焊	SAW - D
6-1	熔嘴电渣焊	ESW - MN
6-2	丝极电渣焊	ESW - WE
6-3	板极电渣焊	ESW - BE
7-1	单丝气电立焊	EGW
7-2	多丝气电立焊	EGW - D
8-1	自动实芯焊丝气体保护焊	GMAW - A
8-2	自动药芯焊丝气体保护焊	FCAW - GA
8-3	自动药芯焊丝气体保护焊	FCAW - SA
9-1	穿透栓钉焊	SW - P
9-2	非穿透栓钉焊	SW

表 5.1.6-2 常用钢材分类

类别号	钢材强度级别
I	Q215、Q235
II	Q295、Q345
III	Q390、Q420
IV	Q460

注：国内新材料和国外钢材按其化学成分、力学性能和焊接性能归入相应级别

表 5.1.6-3 接头形式分类

接头形式	代号
对接接头	B
T形接头	T
十字接头	X

表 5.1.6-4 施焊位置分类

焊接位置		代号	焊接位置		代号
板材	平		F	管材	
	横	H	竖立固定横焊		2G
	立	V	水平固定全位置焊		5G
	仰	O	倾斜固定全位置焊		6G
					倾斜固定加挡板全位置焊

5.2 焊接工艺评定规则

5.2.1 不同焊接方法的评定结果不得互相代替。

5.2.2 不同钢材的焊接工艺评定应符合下列规定：

1 不同类别钢材的焊接工艺评定结果不得互相代替；

2 I、II类同类别钢材中当强度和冲击韧性级别发生变化时，高级别钢材的焊接工艺评定结果可代替低级别钢材；III、IV类同类别钢材中的焊接工艺评定结果不得相互代替；不同类别的钢材组合焊接时应重新评定，不得用单类钢材的评定结果代替。

5.2.3 接头形式变化时应重新评定，但十字形接头评定结果可代替 T形接头评定结果，全焊透或部分焊透的 T形或十字形接头对接与角接组合焊缝评定结果可代替角焊缝评定结果。

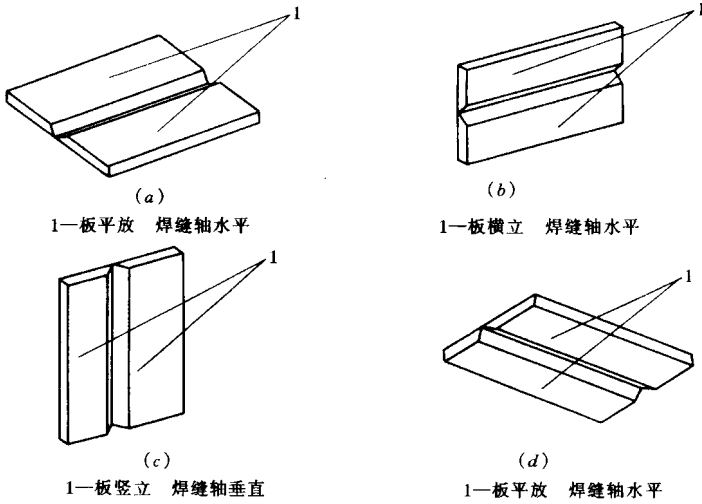


图 5.1.6-1 板材对接接头焊接位置示意

(a) 平焊位置 F; (b) 横焊位置 H; (c) 立焊位置 V; (d) 仰焊位置 O

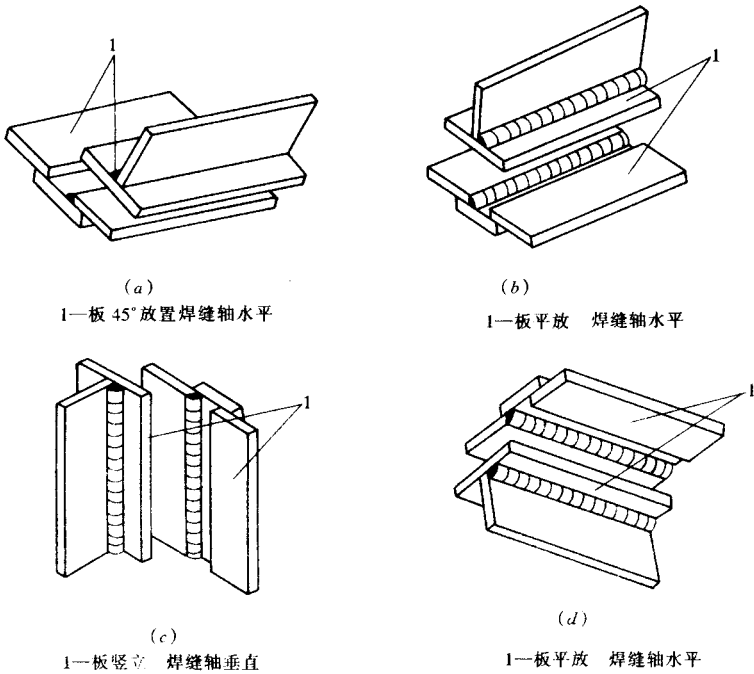


图 5.1.6-2 板材角接接头焊接位置示意

(a) 平焊位置 F; (b) 横焊位置 H; (c) 立焊位置 V; (d) 仰焊位置 O

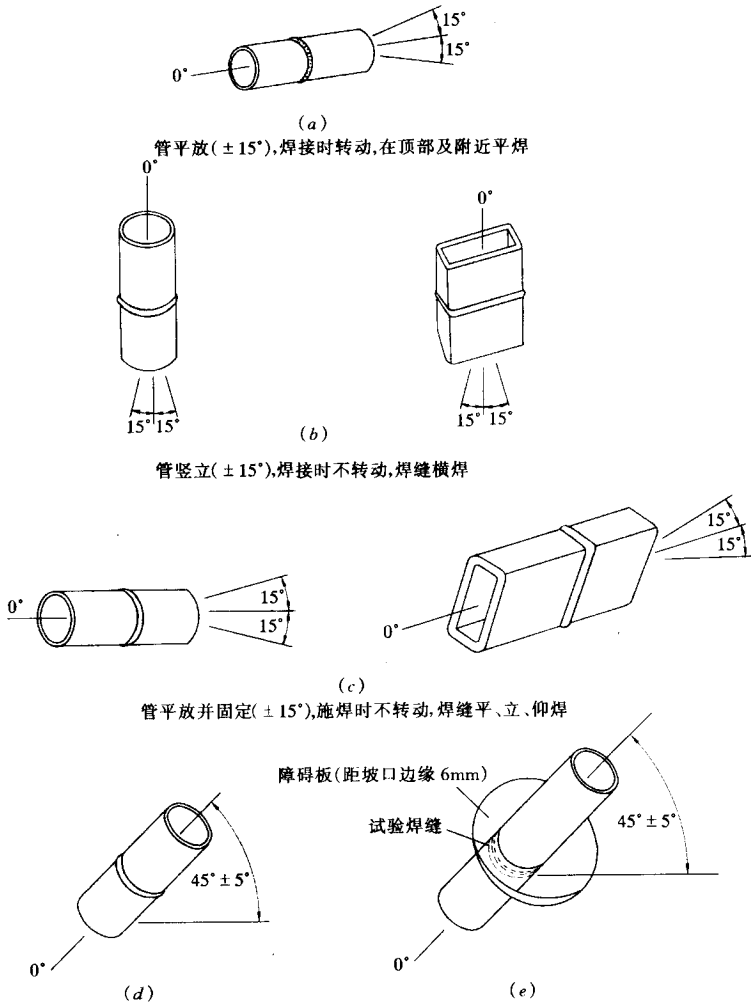


图 5.1.6-3 管材对接接头位置示意

(a) 焊接位置 1G (转动); (b) 焊接位置 2G; (c) 焊接位置 5G;
 (d) 焊接位置 6G; (e) 焊接位置 6GR (T、K 或 Y 形连接)

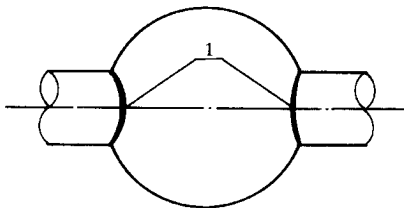


图 5.1.6-4 管—球接头试样示意

1—焊接位置分类按管材对接接头

5.2.4 评定合格的试件厚度在工程中适用的厚度范围应符合表 5.2.4 的规定。

表 5.2.4 评定合格的试件厚度与工程适用厚度范围

焊接方法类别号	评定合格试件厚度 t (mm)	工程适用厚度范围	
		板厚最小值	板厚最大值
1、2、3、4、5、8	≤ 25	0.75t	2t
	> 25	0.75t	1.5t
6、7	不限	0.5t	1.1t
9	≥ 12	0.5t	2t

5.2.5 板材对接的焊接工艺评定结果适用于外径大于 600mm 的管材对接。

5.2.6 评定试件的焊后热处理条件应与钢结构制造、安装焊接中实际采用的焊后热处理条件基本相同。

5.2.7 焊接工艺参数变化不超过 5.3 节规定时，可不需重新进行工艺评定。

5.2.8 焊接工艺评定结果不合格时，应分析原因，制订新的评定方案，按原步骤重新评定，直到合格为止。

5.2.9 施工企业已具有同等条件焊接工艺评定资料时，可不必重新进行相应项目的焊接工艺评定试验。

5.3 重新进行工艺评定的规定

5.3.1 焊条手工电弧焊时，下列条件之一发生变化，应重新进行工艺评定：

- 1 焊条熔敷金属抗拉强度级别变化；
- 2 由低氢型焊条改为非低氢型焊条；
- 3 焊条直径增大 1mm 以上。

5.3.2 熔化极气体保护焊时，下列条件之一发生变化，应重新进行工艺评定：

- 1 实芯焊丝与药芯焊丝的相互变换；药芯焊丝气保护与自保护的变换；
- 2 单一保护气体类别的变化；混合保护气体的混合种类和比例的变化；
- 3 保护气体流量增加 25% 以上或减少 10% 以上的变化；
- 4 焊炬手动与机械行走的变换；
- 5 按焊丝直径规定的电流值、电压值和焊接速度的变化分别超过评定合格值的 10%、7% 和 10%。

5.3.3 非熔化极气体保护焊时，下列条件之一发生变化，应重新进行工艺评定：

- 1 保护气体种类的变换；
- 2 保护气体流量增加 25% 以上或减少 10% 以上的变化；
- 3 添加焊丝或不添加焊丝的变换；冷态送丝和热态送丝的变换；
- 4 焊炬手动与机械行走的变换；
- 5 按电极直径规定的电流值、电压值和焊接速度的变化分别超过评定合格值的 25%、7% 和 10%。

5.3.4 埋弧焊时，下列条件之一发生变化，应重新进行工艺评定：

- 1 焊丝钢号变化；焊剂型号变换；
- 2 多丝焊与单丝焊的变化；
- 3 添加与不添加冷丝的变化；
- 4 电流种类和极性的变换；
- 5 按焊丝直径规定的电流值、电压值和焊接速度变化分别超过评定合格值的 10%、7% 和 15%。

5.3.5 电渣焊时，下列条件之一发生变化，应重新进行工艺评定：

- 1 板极与丝极的变换，有、无熔嘴的变换；
- 2 熔嘴截面积变化大于 30%，熔嘴牌号的变换，焊丝直径的变化，焊剂型号的变换；
- 3 单侧坡口与双侧坡口焊接的变化；
- 4 焊接电流种类和极性变换；
- 5 焊接电源伏安特性为恒压或恒流的变换；
- 6 焊接电流值变化超过 20% 或送丝速度变化超过 40%，垂直行进速度变化超过 20%；
- 7 焊接电压值变化超过 10%；
- 8 偏离垂直位置超过 10° ；
- 9 成形水冷滑块与挡板的变换；
- 10 焊剂装入量变化超过 30%。

5.3.6 气电立焊时，下列条件之一发生变化，应重新进行工艺评定：

- 1 焊丝钢号与直径的变化；
- 2 气保护与自保护药芯焊丝的变换；
- 3 保护气类别或混合比例的变化；
- 4 保护气流量增加 25% 以上或减少 10% 以上的变化；
- 5 焊丝极性的变换；
- 6 焊接电流变化超过 15% 或送丝速度变化超过 30%，焊接电压变化超过 10%；
- 7 偏离垂直位置超过 10° 的变化；
- 8 成形水冷滑块与挡板的变换。

5.3.7 栓钉焊时，下列条件之一发生变化，应重新进行工艺评定：

- 1 焊钉直径或焊钉端头镶嵌（或喷涂）稳弧脱氧剂的变换；
- 2 瓷环材料与规格的变换；
- 3 栓焊机与配套栓焊枪形式、型号与规格的变换；
- 4 被焊钢材种类为 I、II 类以外的变换；
- 5 非穿透焊（被焊钢材上无压型板直接焊接）与穿透焊（被焊钢材上有压型板焊接）的变换；
- 6 穿透焊中被穿透板材厚度、镀层厚度与种类的变换；

7 焊接电流变化超过 10%，焊接时间为 1s 以上时变化超过 0.2s 或 1s 以下时变化超过 0.1s；

8 焊钉伸出长度和提升高度的变化分别超过 1mm；

9 焊钉焊接位置偏离平焊位置 15° 以上的变化或立焊、仰焊位置的变换。

5.3.8 各种焊接方法时，下列条件之一发生变化，应重新进行工艺评定：

1 坡口形状的变化超出规程规定和坡口尺寸变化超出规定允许偏差；

2 板厚变化超过表 5.2.4 规定的适用范围；

3 有衬垫改为无衬垫；清焊根改为不清焊根；

4 规定的最低预热温度下降 15℃ 以上或最高层间温度增高 50℃ 以上；

5 当热输入有限制时，热输入增加值超过 10%；

6 改变施焊位置；

7 焊后热处理的条件发生变化。

5.4 试件和检验试样的制备

5.4.1 试件制备应符合下列要求：

1 选择试件厚度应符合评定试件厚度对工程构件厚度的有效适用范围；

2 母材材质、焊接材料、坡口形状和尺寸应与工程设计图的要求一致；试件的焊接必须符合焊接工艺评定指导书的要求。

3 试件的尺寸应满足所制备试样的取样要求。各种接头形式的试件尺寸、试样取样位置应符合图 5.4.1-1~图 5.4.1-8 的要求。

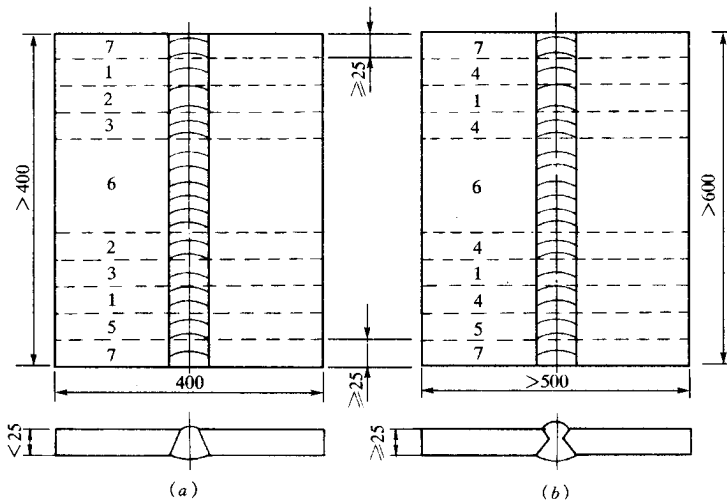


图 5.4.1-1 板材对接接头试件及试样示意

(a) 不取侧弯试样时；(b) 取侧弯试样时

1—拉力试件；2—背弯试件；3—面弯试件；

4—侧弯试件；5—冲击试件；6—备用；7—舍弃

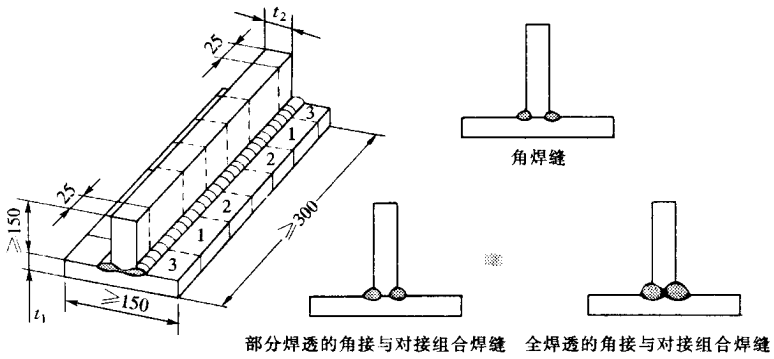


图 5.4.1-2 板材角焊缝和 T 形对接与角接组合
焊缝接头试件及宏观、弯曲试样示意
1—宏观酸蚀试样；2—弯曲试样；3—舍弃

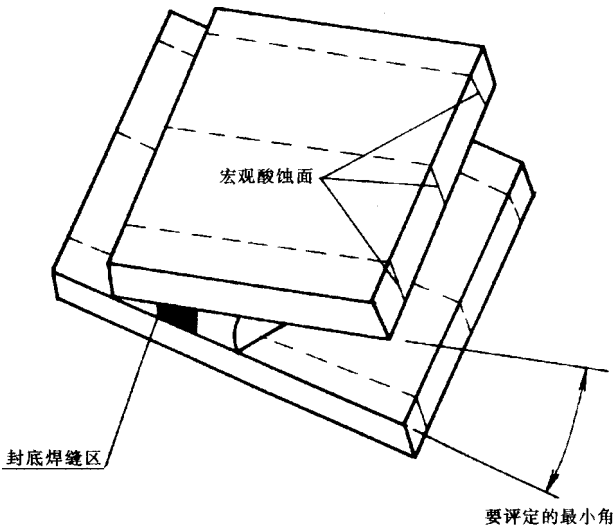
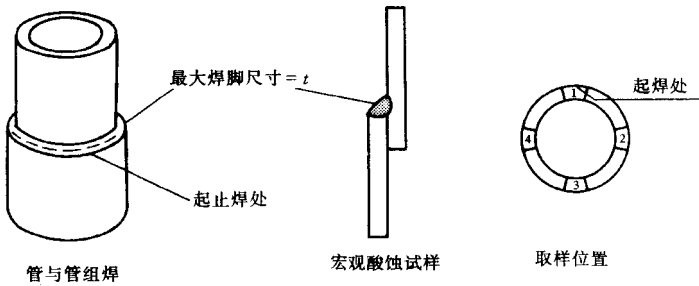


图 5.4.1-3 斜 T 形接头示意 (锐角跟部)



(a)

图 5.4.1-4 管材角焊缝致密性检验取样位置示意 (一)

(a) 圆管套管接头与宏观试样

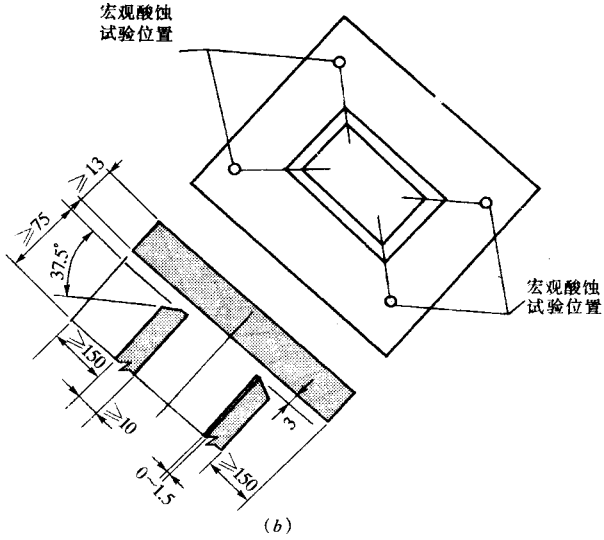


图 5.4.1-4 管材角焊缝致密性检验取样位置示意 (二)
(b) 矩形管 T 形角接和对接与角接组合焊缝接头及宏观试样

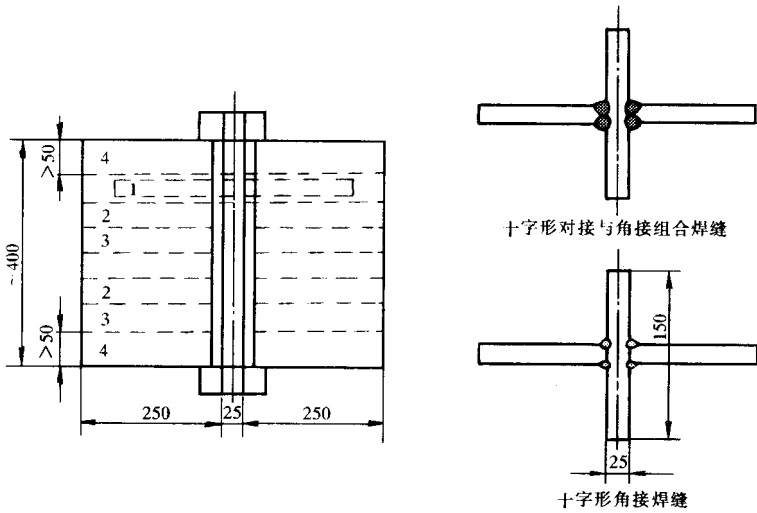


图 5.4.1-5 板材十字形角接 (斜角接) 及对接与角接组合
焊缝接头试件及试样示意

1—宏观酸蚀试样；2—拉伸试样；3—弯曲试样；4—舍弃

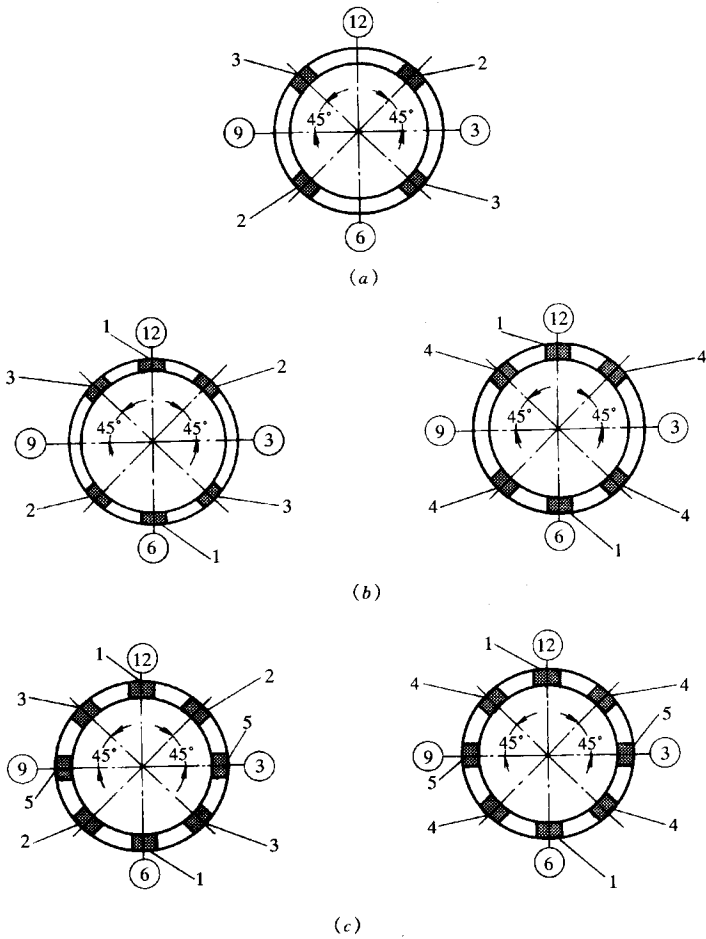


图 5.4.1-6 管材对接接头试件及试样示意

(a) 拉力试样为整管时弯曲试样位置；(b) 不要求冲击试验时；

(c) 要求冲击试验时

③⑥⑨⑫—钟点记号，为水平固定位置焊接时的定位

1—拉伸试样；2—面弯试样；3—背弯试样；4—侧弯试样；5—冲击试样

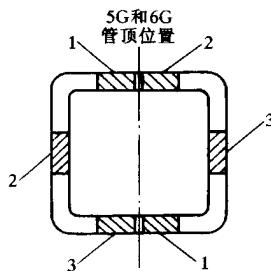


图 5.4.1-7 矩形管材对接接头试样位置示意

1—拉伸试样；2—面弯或侧弯试样；3—背弯或侧弯试样

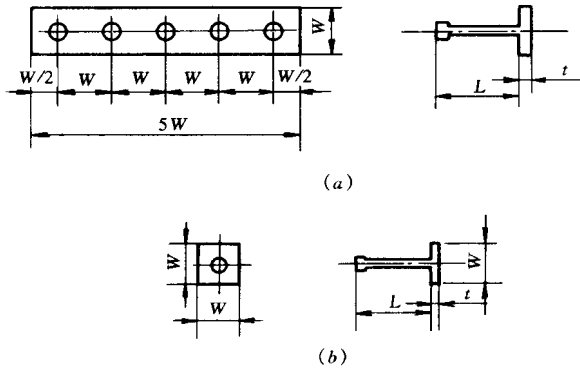


图 5.4.1-8 栓钉焊接试件及试样示意

(a) 栓钉焊接试件 ; (b) 试件的形状及尺寸

L—焊钉长度 ; $t \geq 12\text{mm}$; $W \geq 80\text{mm}$

5.4.2 检验试样种类及加工应符合下列要求 :

- 1 不同焊接接头形式和板厚检验试样的取样种类和数量应符合表 5.4.2 的规定 ;

表 5.4.2 检验类别和试样数量

母材形式	试件形式	试件厚度 (mm)	无损探伤	全断面拉伸	试样数量							宏观酸蚀及硬度 ^{④⑤}	
					拉伸	面弯	背弯	侧弯	T形与十字形接头弯曲	冲击 ^③			
										焊缝	热影响区粗晶区		
板、管	对接接头	< 14	要	管 2 ^①	2	2	2	—	—	3	3	—	
		≥ 14	要	—	2	—	—	4	—	3	3	—	
板、管	板 T 形、斜 T 形和管 T、K、Y 形角接头	任意	—	—	—	—	—	—	板 2	—	—	板 2 ^⑥ 管 4	
板	十字形接头	≥ 25	要	—	2	—	—	—	2	3	3	2	
管-管	十字形接头	任意	要	2 ^②	—	—	—	—	—	—	—	—	4
管-球					—	—	—	—	—	—	—	—	—

母材形式	试件形式	试件厚度 (mm)	无损探伤	全断面拉伸	试样数量							
					拉伸	面弯	背弯	侧弯	T形与十字形接头弯曲	冲击 ^③		宏观酸蚀及硬度 ^{④⑤}
										焊缝	热影响区粗晶区	
板-焊钉	栓钉焊接头	底板 ≥12	—	5	—	—	—	—	5	—	—	—

注：①管材对接全截面拉伸试样适用于外径小于或等于 76mm 的圆管对接试件，当管径超过该规定时，应按图 5.4.1-6 或图 5.4.1-7 截取拉伸试件；
 ②管-管、管-球接头全截面拉伸试样适用的管径和壁厚由试验机的能力决定；
 ③冲击试验温度按设计选用钢材质量等级的要求进行；
 ④硬度试验根据工程实际需要进行；
 ⑤圆管 T、K、Y 形和十字形相贯接头试件的宏观酸蚀试样应在接头的趾部、侧面及跟部各取一件；矩形管接头全焊透 T、K、Y 形接头试件的宏观酸蚀应在接头的角部各取一个，详见图 5.4.1-4；
 ⑥斜 T 形接头（锐角根部）按图 5.4.1-3 进行宏观酸蚀检验

2 对接接头检验试样的加工应符合下列规定：

1) 拉伸试样的加工应符合现行国家标准《焊接接头拉伸试验方法》(GB—2651) 的规定，全截面拉伸试样按试验机的能力和要求加工；

2) 弯曲试样的加工应符合现行国家标准《焊接接头弯曲及压扁试验方法》(GB—2653) 的规定。加工时应用机械方法去除焊缝加强高或垫板至与母材齐平，试样受拉面应保留母材原轧制表面；

3) 冲击试样的加工应符合现行国家标准《焊接接头冲击试验方法》(GB—2650) 的规定。其取样位置应位于焊缝正面并尽量接近母材原表面；

4) 宏观酸蚀试样的加工应符合图 5.4.2-1 的要求。每块试样应取一个面进行检验，任意两检验面不得为同一切口的两侧面。

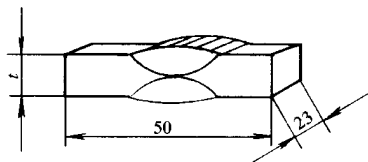


图 5.4.2-1 对接接头宏观酸蚀试样尺寸示意

3 T 形角接接头宏观酸蚀试样的加工应符合图 5.4.2-2 的要求；

4 十字形角接接头检验试样的加工应符合下列要求：

1) 接头拉伸试样的加工应符合图 5.4.2-3 的要求；

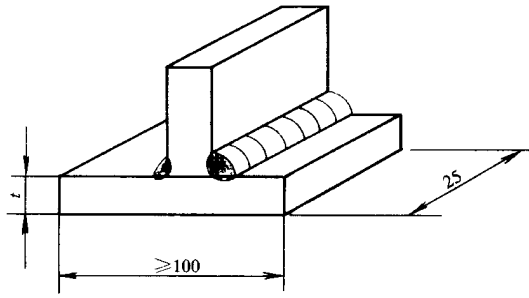


图 5.4.2-2 角接头宏观酸蚀试样示意

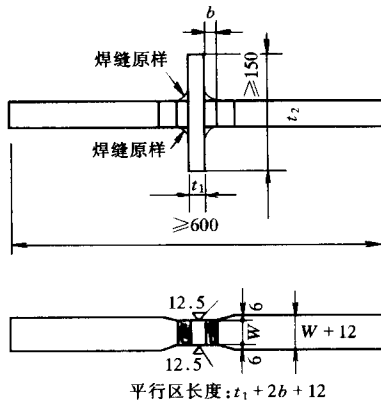


图 5.4.2-3 十字形接头拉伸试样示意

t_2 —试验材料厚度； b —根部间隙； $t_2 < 36\text{mm}$ 时 $W = 35\text{mm}$ ，
 $t_2 \geq 36$ 时 $W = 25\text{mm}$ ；平行区长度： $t_1 + 2b + 12$ 。

2) 接头弯曲试样的加工应符合图 5.4.2-4 的要求；

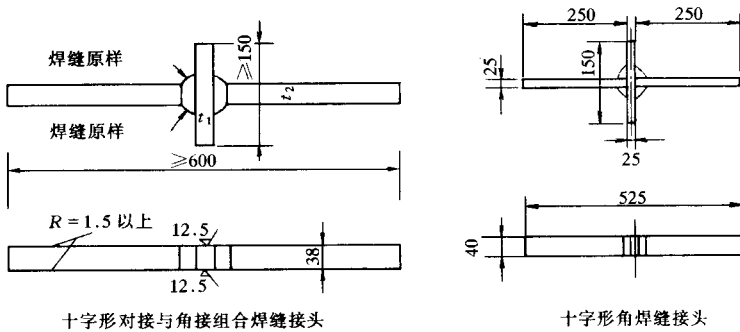


图 5.4.2-4 十字形接头弯曲试样示意

3) 接头冲击试样的加工应符合图 5.4.2-5 的要求；

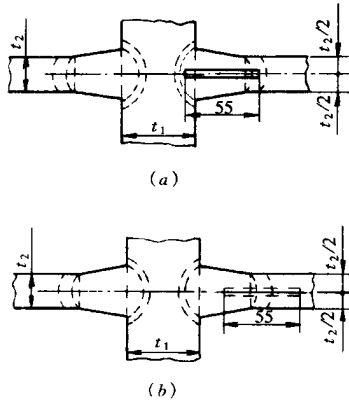


图 5.4.2-5 十字形接头冲击试验的取样位置示意
(a) 焊缝金属区；(b) 热影响区

4) 接头宏观酸蚀试样的加工应符合图 5.4.2-6 的要求，检验面的选取应符合本条第 2 款的要求。

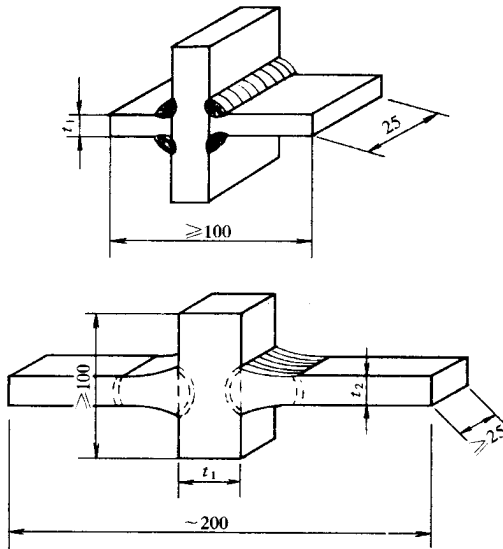


图 5.4.2-6 十字形接头宏观酸蚀试样示意

5 斜 T 形角接头、管-球接头、管-管相贯接头的宏观酸蚀试样的加工宜符合图 5.4.2-2 的要求。检验面的选取应符合本条第 2 款的有关规定。

5.5 试件和试样的试验与检验

5.5.1 试件的外观检验应符合下列要求：

1 对接、角接及 T 形接头；

1) 用不小于 5 倍放大镜检查试件表面，不得有裂纹、未焊透、未熔合、焊瘤、气孔、夹渣等缺陷；

2) 焊缝咬边总长度不得超过焊缝两侧长度的 15%，咬边深度不得超过 0.5mm；

3) 焊缝外形尺寸应符合表 5.5.1-1 的要求。

表 5.5.1-1 对接、角接及 T 形接头焊缝外形尺寸允许偏差 (mm)

焊缝余高偏差			焊缝宽度比坡口每侧增宽	角焊缝焊脚尺寸偏差		焊缝表面凹凸高低差	焊缝表面宽度差
不同宽度 (B) 的对接焊缝	角焊缝	对接与角接组合焊缝		差值	不对称		
B < 15 时为 0~3, 15 ≤ B ≤ 25 时为 0~4, 25 < B 时为 0~5	0~3	0~5	1~3	0~3	0~1+0.1 倍焊脚尺寸	≤ 2.5	在 150mm 焊缝长度内

2 栓钉焊接头外观检验应符合表 5.5.1-2 的要求。当采用手工电弧焊进行焊钉焊接时，其焊缝外观检验应符合第 5.5.1 条中角焊缝的要求。

表 5.5.1-2 栓钉焊接头外观检验合格标准

外观检验项目	合格标准
焊缝外形尺寸	360°范围内：焊缝高 > 1mm；焊缝宽 > 0.5mm
焊缝缺陷	无气孔、无夹渣
焊缝咬肉	咬肉深度 < 0.5mm
焊钉焊后高度	高度允许偏差 ± 2mm

5.5.2 试件的无损检测

试件的无损检测可用射线或超声波方法进行。射线探伤应符合现行国家标准《钢熔化焊对接接头射线照相和质量分级》(GB—3323) 的规定，焊缝质量不低于 II 级；超声波探伤应符合现行国家标准《钢焊缝手工超声波探伤方法和探伤结果分级》(GB—

11345) 的规定, 焊缝质量不低于 BI 级。

5.5.3 试样的力学性能、硬度及宏观酸蚀试验方法应符合下列规定:

1 拉伸试验方法

对接接头拉伸试验应符合现行国家标准《焊接接头拉伸试验方法》(GB—2651) 的规定;

2) 栓钉焊接头拉伸试验应符合图 5.5.3-1 的要求。

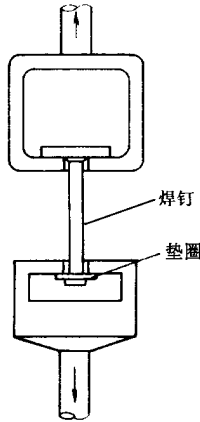


图 5.5.3-1 栓钉焊接头试样拉伸试验方法示意

2 弯曲试验方法

1) 对接接头弯曲试验应符合现行国家标准《焊接接头弯曲及压扁试验方法》(GB—2653) 的规定。弯芯直径和冷弯角度应符合母材标准对冷弯的要求。面弯、背弯时试样厚度应为试件全厚度; 侧弯时试样厚度应为 10mm, 试样宽度应为试件的全厚度, 试件厚度超过 38mm 时应按 20~38mm 分层取样;

2) T 形接头弯曲试验应符合现行国家标准《T 形角焊接头弯曲试验方法》(GB—7032) 的规定, 弯芯直径应为 4 倍试件厚度;

3) 十字形接头弯曲试验应符合图 5.5.3-2 的要求;

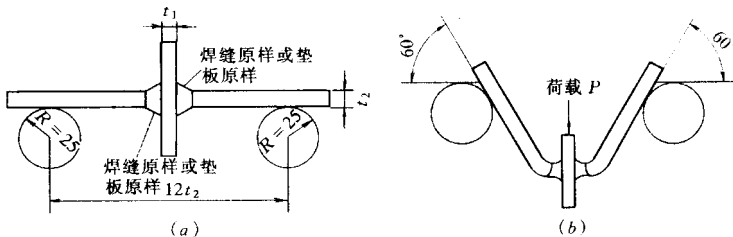


图 5.5.3-2 十字形接头弯曲试验方法示意

(a) 原始弯辊间距及弯辊尺寸; (b) 加载方式及弯曲角度

4) 栓钉焊接头弯曲试验应符合图 5.5.3-3 的要求。

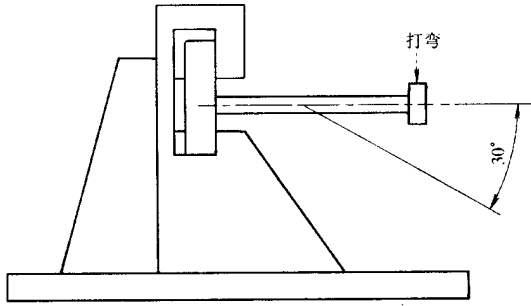


图 5.5.3-3 栓钉焊接头试样弯曲试验方法示意

- 3 冲击试验应符合现行国家标准《焊接接头冲击试验方法》(GB—2650)的规定；
- 4 宏观酸蚀试验应符合现行国家标准《钢的低倍组织及缺陷酸蚀检验法》(GB—226)的规定；
- 5 硬度试验应符合现行国家标准《焊接接头及堆焊金属硬度试验方法》(GB—2654)的规定。

5.5.4 试样检验应符合下列规定：

1 接头拉伸试验

1) 对接接头母材为同钢号时，每个试样的抗拉强度值应不小于该母材标准中相应规格规定的下限值。对接接头母材为两种钢号组合时，每个试样的抗拉强度应不小于两种母材标准相应规定下限值的较低者；

- 2) 十字接头拉伸时，应不断于焊缝；
- 3) 栓钉焊接头拉伸时，应不断于焊缝。

2 接头弯曲试验

1) 对接接头弯曲试验：试样弯至 180° 后应符合下列规定：

- 各试样任何方向裂纹及其它缺陷单个长度不大于 3mm；
- 各试样任何方向不大于 3mm 的裂纹及其它缺陷的总长不大于 7mm；
- 四个试样各种缺陷总长不大于 24mm (边角处非熔渣引起的裂纹不计)；

2) T形及十字形接头弯曲试验：弯至左右侧各 60° 时应无裂纹及明显缺陷；

3) 栓钉焊接头弯曲试验：试样弯曲至 30° 后焊接部位无裂纹。

3 冲击试验

焊缝中心及热影响区粗晶区各三个试样的冲击功平均值应分别达到母材标准规定或设计要求的最低值，并允许一个试样低于以上规定值，但不得低于规定值的 70%。

4 宏观酸蚀试验

试样接头焊缝及热影响区表面不应有肉眼可见的裂纹、未熔合等缺陷。

5 硬度试验

I、II 类钢材焊缝及热影响区最高硬度不宜超过 HV350；III、IV 类钢材焊缝及热影响区硬度应根据工程实际要求进行评定。

6 焊接工艺

6.1 一般规定

6.1.1 钢材除应符合本规程第3章的相应规定外，尚应符合下列要求：

1 清除待焊处表面的水、氧化皮、锈、油污；

2 焊接坡口边缘上钢材的夹层缺陷长度超过 25mm 时，应采用无损探伤检测其深度，如深度不大于 6mm，应用机械方法清除；如深度大于 6mm，应用机械方法清除后焊接填满；若缺陷深度大于 25mm 时，应采用超声波探伤测定其尺寸，当单个缺陷面积 ($a \times d$) 或聚集缺陷的总面积不超过被切割钢材总面积 ($B \times L$) 的 4% 时为合格，否则该板不宜使用；

3 钢材内部的夹层缺陷，其尺寸不超过第 2 款的规定且位置离母材坡口表面距离 (b) 大于或等于 25mm 时不需要修理；如该距离小于 25mm 则应进行修补，其修补方法应符合 6.6 节的规定；

4 夹层缺陷是裂纹时（见图 6.1.1），如裂纹长度 (a) 和深度 (d) 均不大于 50mm，其修补方法应符合第 6.6 节的规定；如裂纹深度超过 50mm 或累计长度超过板宽的 20% 时，该钢板不宜使用。

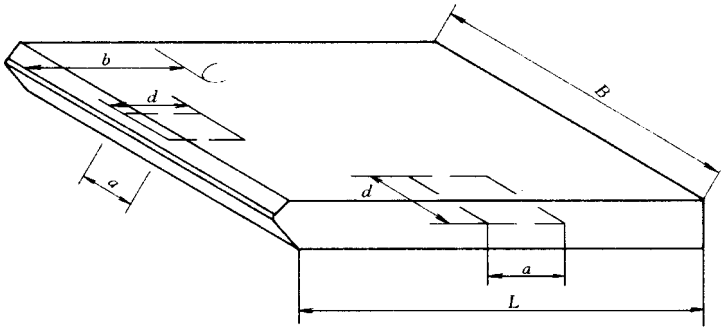


图 6.1.1 夹层缺陷示意

6.1.2 焊接材料除应符合本规程第3章的有关规定外，尚应符合下列规定：

1 焊条、焊丝、焊剂和熔嘴应储存在干燥、通风良好的地方，由专人保管；

2 焊条、熔嘴、焊剂和药芯焊丝在使用前，必须按产品说明书及有关工艺文件的规定进行烘干。

3 低氢型焊条烘干温度应为 350~380℃，保温时间应为 1.5~2h，烘干后应缓冷放置于 110~120℃ 的保温箱中存放、待用；使用时应置于保温筒中；烘干后的低氢型焊条在大气中放置时间超过 4h 应重新烘干；焊条重复烘干次数不宜超过 2 次；受潮的焊条不应使用；

4 实芯焊丝及熔嘴导管应无油污、锈蚀，镀铜层应完好无损；

5 焊钉的外观质量和力学性能及焊接瓷环尺寸应符合现行国家标准《圆柱头焊钉》

(GB 10433) 的规定, 并应由制造厂提供焊钉性能检验及其焊接端的鉴定资料。焊钉保存时应有防潮措施; 焊钉及母材焊接区如有水、氧化皮、锈、漆、油污、水泥灰渣等杂质, 应清除干净方可施焊。受潮的焊接瓷环使用前应经 120℃ 烘干 2h;

6 焊条、焊剂烘干装置及保温装置的加热、测温、控温性能应符合使用要求; 二氧化碳气体保护电弧焊所用的二氧化碳气瓶必须装有预热干燥器。

6.1.3 焊接不同类别钢材时, 焊接材料的匹配应符合设计要求。常用结构钢材采用手工电弧焊、CO₂ 气体保护焊和埋弧焊进行焊接时, 焊接材料可按表 6.1.3-1 ~ 表 6.1.3-3 的规定选配。

表 6.1.3-1 常用结构钢材手工电弧焊接材料的选配

钢 材						手工电弧焊焊条						
牌号	等级	抗拉强度 ^③ δ _b (MPa)	屈服强度 ^③ σ _s (MPa)		冲击功 ^③		型号示例	熔敷金属性能 ^③				
			δ ≤ 16 (mm)	δ > 50 ~ 100 (mm)	T (°C)	AKv (J)		抗拉强度 σ _b (MPa)	屈服强度 σ _s (MPa)	延伸率 δ _s (%)	冲击功 ≥ 27J 时试验温度 (°C)	
Q235	A	375 ~ 460	235	205 ^④	—	—	E4303 ^①	420	330	22	0	
	B				20	27	E4303 ^① 、				0	
	C				0	27	E4328、				-20	
	D				-20	27	E4315、 E4316				-30	
Q295	A	390 ~ 570	295	235	—	—	E4303 ^①	420	330	22	0	
	B				20	34	E4315、 E4316、 E4328				-30	
Q345	A	470 ~ 630	345	275			E5003 ^①	490	390	20	0	
	B				20	34	E5003 ^① 、 E5015、 E5016、 E5018				22	-30
	C				0	34	E5015、					
	D				-20	34	E5016、 E5018					
	E				-40	27	②				②	
Q390	A	490 ~ 650	390	330	—	—	E5015、	490	390	22	-30	
	B				20	34	E5016、					
	C				0	34	E5515-D3、-G、	540	440	17		
	D				-20	34	E5516-D3、-G					
	E				-40	27	②				②	

第四篇 钢结构的连接构造及实例与图集

钢 材						手工电弧焊焊条					
牌号	等级	抗拉强度 ^③ δ_b (MPa)	屈服强度 ^③ σ_s (MPa)		冲击功 ^③		型号示例	熔敷金属性能 ^③			
			$\delta \leq 16$ (mm)	$\delta > 50 \sim 100$ (mm)	T ($^{\circ}\text{C}$)	AKv (J)		抗拉强度 σ_b (MPa)	屈服强度 σ_s (MPa)	延伸率 δ_5 (%)	冲击功 $\geq 27\text{J}$ 时试验温度 ($^{\circ}\text{C}$)
Q420	A	520 ~ 680	420	360	—	—	E5515-D3、-G E5516-D3、-G	540	440	17	-30
	B				20	34					
	C				0	34					
	D				-20	34					
	E				-40	27	②	②			
Q460	C	550 ~ 720	460	400	0	34	E6015-D1、-G、 E5516-D1、-G	590	490	15	-30
	D				-20	34					
	E				-40	27	②	②			

注：①用于一般结构；②由供需双方协议；③表中钢材及焊材熔敷金属力学性能的单值均为最小值；④为板厚 $\delta > 60 \sim 100\text{mm}$ 时的 σ_s 值

表 6.1.3-2 常用结构钢材 CO₂^①气体保护焊实芯焊丝的选配

钢 材		焊丝型号示例	熔敷金属性能 ^①				
牌号	等级		抗拉强度 σ_b (MPa)	屈服强度 σ_s (MPa)	延伸率 δ_5 (%)	冲击功	
						T ($^{\circ}\text{C}$)	Akv (J)
Q235	A	ER49-1 ^②	490	372	20	常温	
	B					47	
	C	ER50-6	500	420	22	-29	27
	D					-18	
Q295	A	ER49-1 ^② ER49-6	490	372	20	常温	
	B	ER50-3 ER50-6	500	420	22	-18	27
Q345	A	ER49-1 ^②	490	372	20	常温	
	B	ER50-3	500	420	22	-20	27
	C	ER50-2	500	420	22	-29	27
	D						
	E	③	③			③	

第五章 多、高层建筑钢结构节点构造图集

钢 材		焊丝型号示例	熔敷金属性能 ^①				
牌号	等级		抗拉强度 σ_b (MPa)	屈服强度 σ_s (MPa)	延伸率 δ_5 (%)	冲击功	
						T (°C)	Ak _v (J)
Q390	A	ER50-3	500	420	22	-18	27
	B						
	C						
	D	ER50-2	500	420	22	-29	27
	E	③	③			③	
Q420	A	ER55-D2	550	470	17	-29	27
	B						
	C						
	D						
	E	③	③			③	
Q460	C	ER55-D2	550	470	17	-29	27
	D						
	E	③	③			③	

注：①含 Ar-CO₂ 混合气体保护焊；
 ②用于一般结构，其它用于重大结构；
 ③按供需协议；
 ④表中焊材熔敷金属力学性能的单值均为最小值

表 6.1.3-3 常用结构钢埋弧焊焊接材料的选配

钢 材		焊剂型号 - 焊丝牌号示例
牌号	等级	
Q235	A、B、C	F4A0-H08A
	D	F4A2-H08A
Q295	A	F5004-H08A ^① 、F5004-H08MnA ^②
	B	F5014-H08A ^① 、F5014-H08MnA ^②
Q345	A	F5004-H08A ^① 、F5004-H08MnA ^② 、F5004-H10Mn2 ^②
	B	F5014-H08A ^① 、F5014-H08MnA ^② 、F5014-H10Mn2 ^②
		F5011-H08A ^① 、F5011-H08MnA ^② 、F5011-H10Mn2 ^②
	C	F5024-H08A ^① 、F5024-H08MnA ^② 、F5024-H10Mn2 ^②
		F5021-H08A ^① 、F5021-H08MnA ^② 、F5021-H10Mn2 ^②
D	F5034-H08A ^① 、F5034-H08MnA ^② 、F5034-H10Mn2 ^② F5031-H08A ^① 、F5031-H08MnA ^② 、F5031-H10Mn2 ^②	
E	F5041 ^③	

钢 材		焊剂型号 - 焊丝牌号示例
牌号	等级	
Q390	A、B	E5011 - H08MnA ^① 、F5011 - H10Mn2 ^② 、F5011 - H08MnMoA ^②
	C	F5021 - H08MnA ^① 、F5021 - H10Mn2 ^② 、F5021 - H08MnMoA ^②
	D	F5031 - H08MnA ^① 、F5031 - H10Mn2 ^② 、F5031 - H08MnMoA ^②
	E	F5041 ^③
Q420	A、B	F6011 - H10Mn2 ^② 、F6011 - H08MnMoA ^②
	C	F6021 - H10Mn2 ^② 、F6021 - H08MnMoA ^②
	D	F6031 - H10Mn2 ^② 、F6031 - H08MnMoA ^②
	E	F6041 ^③
Q460	C	F6021 - H08MnMoA ^②
	D	F6031 - H08Mn2MoVA ^②
	E	F6041 ^③

注：①薄板 I 形坡口对接；②中、厚板坡口对接；③供需双方协议

6.1.4 焊缝坡口表面及组装质量应符合下列要求：

1 焊接坡口可用火焰切割或机械方法加工。当采用火焰切割时，切割面质量应符合国家现行标准《热切割、气割质量和尺寸偏差》（ZBJ - 59002.3）的相应规定。缺棱为 1~3mm 时，应修磨平整；缺棱超过 3mm 时，应用直径不超过 3.2mm 的低氢型焊条补焊，并修磨平整。当采用机械方法加工坡口时，加工表面不应有台阶；

2 施焊前，焊工应检查焊接部位的组装和表面清理的质量，如不符合要求，应修磨补焊合格后方能施焊。各种焊接方法焊接坡口组装允许偏差值应符合表 4.2.2~4.2.7 的规定。坡口组装间隙超过允许偏差规定时，可在坡口单侧或两侧堆焊、修磨使其符合要求，但当坡口组装间隙超过较薄板厚度 2 倍或大于 20mm 时，不应用堆焊方法增加构件长度和减小组装间隙；

3 搭接接头及 T 形角接头组装间隙超过 1mm 或管材 T、K、Y 形接头组装间隙超过 1.5mm 时，施焊的焊脚尺寸应比设计要求值增大并应符合第 4.3 节的规定。但 T 形角接头组装间隙超过 5mm 时，应事先在板端堆焊并修磨平整或在间隙内堆焊填补后施焊；

4 严禁在接头间隙中填塞焊条头、铁块等杂物。

6.1.5 焊接工艺文件应符合下列要求：

1 施工前应由焊接技术责任人员根据焊接工艺评定结果编制焊接工艺文件，并向有关操作人员进行技术交底，施工中应严格遵守工艺文件的规定；

2 焊接工艺文件应包括下列内容：

- 1) 焊接方法或焊接方法的组合；
- 2) 母材的牌号、厚度及其它相关尺寸；
- 3) 焊接材料型号、规格；
- 4) 焊接接头形式、坡口形状及尺寸允许偏差；

- 5) 夹具、定位焊、衬垫的要求；
- 6) 焊接电流、焊接电压、焊接速度、焊接层次、清根要求、焊接顺序等焊接工艺参数规定；
- 7) 预热温度及层间温度范围；
- 8) 后热、焊后消除应力处理工艺；
- 9) 检验方法及合格标准；
- 10) 其它必要的规定。

6.1.6 焊接作业环境应符合以下要求：

- 1 焊接作业区风速当手工电弧焊超过 8m/s 、气体保护电弧焊及药芯焊丝电弧焊超过 2m/s 时，应设防风棚或采取其它防风措施。制作车间内焊接作业区有穿堂风或鼓风机时，也应按以上规定设挡风装置；
- 2 焊接作业区的相对湿度不得大于 90% ；
- 3 当焊件表面潮湿或有冰雪覆盖时，应采取加热去湿除潮措施；
- 4 焊接作业区环境温度低于 0°C 时，应将构件焊接区各方向大于或等于二倍钢板厚度且不小于 100mm 范围内的母材，加热到 20°C 以上后方可施焊，且在焊接过程中均不应低于这一温度。实际加热温度应根据构件构造特点、钢材类别及质量等级和焊接性、焊接材料熔敷金属扩散氢含量、焊接方法和焊接热输入等因素确定，其加热温度应高于常温下的焊接预热温度，并由焊接技术责任人员制订出作业方案经认可后方可实施。作业方案应保证焊工操作技能不受环境低温的影响，同时对构件采取必要的保温措施；
- 5 焊接作业区环境超出本条第 1、4 款规定但必须焊接时，应对焊接作业区设置防护棚并由施工企业制订出具体方案，连同低温焊接工艺参数、措施报监理工程师确认后实施。

6.1.7 引弧板、引出板、垫板应符合下列要求：

- 1 严禁在承受动荷载且需经疲劳验算构件焊缝以外的母材上打火、引弧或装焊夹具；
- 2 不应在焊缝以外的母材上打火、引弧；
- 3 T形接头、十字形接头、角接接头和对接接头主焊缝两端，必须配置引弧板和引出板，其材质应和被焊母材相同，坡口形式应与被焊焊缝相同，禁止使用其它材质的材料充当引弧板和引出板；
- 4 手工电弧焊和气体保护电弧焊焊缝引出长度应大于 25mm 。其引弧板和引出板宽度应大于 50mm ，长度宜为板厚的 1.5 倍且不小于 30mm ，厚度应不小于 6mm ；
非手工电弧焊焊缝引出长度应大于 80mm 。其引弧板和引出板宽度应大于 80mm ，长度宜为板厚的 2 倍且不小于 100mm ，厚度应不小于 10mm ；
- 5 焊接完成后，应用火焰切割去除引弧板和引出板，并修磨平整。不得用锤击落引弧板和引出板。

6.1.8 定位焊必须由持相应合格证的焊工施焊，所用焊接材料应与正式施焊相当。

定位焊缝应与最终焊缝有相同的质量要求。钢衬垫的定位焊宜在接头坡口内焊接，定位焊缝厚度不宜超过设计焊缝厚度的 2/3，定位焊缝长度宜大于 40mm，间距宜为 500~600mm，并应填满弧坑。定位焊预热温度应高于正式施焊预热温度。当定位焊缝上有气孔或裂纹时，必须清除后重焊。

6.1.9 多层焊的施焊应符合下列要求：

1 厚板多层焊时应连续施焊，每一焊道焊接完成后应及时清理焊渣及表面飞溅物，发现影响焊接质量的缺陷时，应清除后方可再焊。在连续焊接过程中应控制焊接区母材温度，使层间温度的上、下限符合工艺文件要求。遇有中断施焊的情况，应采取适当的后热、保温措施，再次焊接时重新预热温度应高于初始预热温度；

2 坡口底层焊道采用焊条手工电弧焊时宜使用不大于 $\phi 4\text{mm}$ 的焊条施焊，底层根部焊道的最小尺寸应适宜，但最大厚度不应超过 6mm。

6.1.10 栓钉焊施焊环境温度低于 0℃ 时，打弯试验的数量应增加 1%；当焊钉采用手工电弧焊和气体保护电弧焊焊接时，其预热温度应符合相应工艺的要求。

6.1.11 塞焊和槽焊可采用手工电弧焊、气体保护电弧焊及自保护电弧焊等焊接方法。平焊时，应分层熔敷焊缝，每层熔渣冷却凝固后，必须清除方可重新焊接；立焊和仰焊时，每道焊缝焊完后，应待熔渣冷却并清除后方可施焊后续焊道。

6.1.12 电渣焊和气电立焊不得用于焊接调质钢。

6.2 焊接预热及后热

6.2.1 除电渣焊、气电立焊外，I、II 类钢材匹配相应强度级别的低氢型焊接材料并采用中等热输入进行焊接时，板厚与最低预热温度要求应符合表 6.2.1 的规定。

表 6.2.1 常用结构钢材最低预热温度要求

钢材牌号	接头最厚部件的板厚 t (mm)				
	t < 25	25 ≤ t ≤ 40	40 < t ≤ 60	60 < t ≤ 80	t > 80
Q235	—	—	60℃	80℃	100℃
Q295、Q345	—	60℃	80℃	100℃	140℃

注：本表适应条件：

- 1 接头形式为坡口对接，根部焊道，一般拘束度；
- 2 热输入约为 15~25kJ/cm；
- 3 采用低氢型焊条，熔敷金属扩散氢含量（甘油法）：
E4315、E4316 不大于 8ml/100g；
E5015、E5016、E5515、E5516 不大于 6ml/100g；
E6015、E6016 不大于 4ml/100g；
- 4 一般拘束度，指一般角焊缝和坡口焊缝的接头未施加限制收缩变形的刚性固定，也未处于结构最终封闭安装或局部返修焊接条件下而具有一定自由度；
- 5 环境温度为常温；
- 6 焊接接头板厚不同时，应按厚板确定预热温度；焊接接头材质不同时，按高强度、高碳当量的钢材确定预热温度

实际工程结构施焊时的预热温度，尚应满足下列规定：

- 1 根据焊接接头的坡口形式和实际尺寸、板厚及构件拘束条件确定预热温度。焊接坡口角度及间隙增大时，应相应提高预热温度；
- 2 根据熔敷金属的扩散氢含量确定预热温度。扩散氢含量高时应适当提高预热温度。当其它条件不变时，使用超低氢型焊条打底预热温度可降低 25 ~ 50℃。二氧化碳气体保护焊当气体含水量符合本规程 3.0.8 条的要求或使用富氩混合气体保护焊时，其熔敷金属扩散氢可视同低氢型焊条；
- 3 根据焊接时热输入的大小确定预热温度。当其它条件不变时，热输入增大 5kJ/cm，预热温度可降低 25 ~ 50℃。电渣焊和气电立焊在环境温度为 0℃ 以上施焊时可不进行预热；
- 4 根据接头热传导条件选择预热温度。在其它条件不变时，T 形接头应比对接接头的预热温度高 25 ~ 50℃。但 T 形接头两侧角焊缝同时施焊时应按对接接头确定预热温度。
- 5 根据施焊环境温度确定预热温度。操作地点环境温度低于常温时（高于 0℃），应提高预热温度 15 ~ 25℃。

6.2.2 预热方法及层间温度控制方法应符合下列规定：

- 1 焊前预热及层间温度的保持宜采用电加热器、火焰加热器等加热，并采用专用的测温仪器测量；
- 2 预热的加热区域应在焊接坡口两侧，宽度应各为焊件施焊处厚度的 1.5 倍以上，且不小于 100mm；预热温度宜在焊件反面测量，测温点应在离电弧经过前的焊接点各方向不小于 75mm 处；当用火焰加热器预热时正面测温应在加热停止后进行。

6.2.3 当要求进行焊后消氢处理时，应符合下列规定：

- 3 消氢处理的加热温度应为 200 ~ 250℃，保温时间应依据工件板厚按每 25mm 板厚不小于 0.5h、且总保温时间不得小于 1h 确定。达到保温时间后应缓冷至常温；
- 4 消氢处理的加热和测温方法按 6.2.2 条的规定执行。

6.2.4 III、IV 类钢材的预热温度、层间温度及后热处理应遵守钢厂提供的指导性参数要求，或 3.0.3 条的规定执行。

6.3 防止层状撕裂的工艺措施

6.3.1 T 形接头、十字接头、角接接头焊接时，宜采用以下防止板材层状撕裂的焊接工艺措施：

- 1 采用双面坡口对称焊接代替单面坡口非对称焊接；
- 2 采用低强度焊条在坡口内母材板面上先堆焊塑性过渡层；
- 3 II 类及 II 类以上钢材箱形柱角接接头当板厚大于、等于 80mm 时，板边火焰切割面宜用机械方法去除淬硬层（见图 6.3.1-3）；
- 4 采用低氢型、超低氢型焊条或气体保护电弧焊施焊；
- 5 提高预热温度施焊。

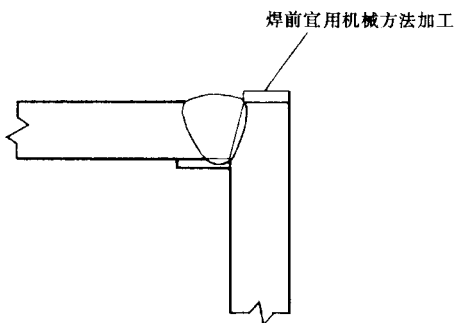


图 6.3.1-3 特厚板角接接头防止层状撕裂的工艺措施示意

6.4 控制焊接变形的工艺措施

6.4.1 宜按下列要求采用合理的焊接顺序控制变形：

1 对于对接接头、T形接头和十字接头坡口焊接，在工件放置条件允许或易于翻身的情况下，宜采用双面坡口对称顺序焊接；对于有对称截面的构件，宜采用对称于构件中和轴的顺序焊接；

2 对双面非对称坡口焊接，宜采用先焊深坡口侧部分焊缝、后焊浅坡口侧、最后焊完深坡口侧焊缝的顺序；

3 对长焊缝宜采用分段退焊法或与多人对称焊接法同时运用；

4 宜采用跳焊法，避免工件局部加热集中。

6.4.2 在节点形式、焊缝布置、焊接顺序确定的情况下，宜采用熔化极气体保护电弧焊或药芯焊丝自保护电弧焊等能量密度相对较高的焊接方法，并采用较小的热输入。

6.4.3 宜采用反变形法控制角变形。

6.4.4 对一般构件可用定位焊固定同时限制变形；对大型、厚板构件宜用刚性固定法增加结构焊接时的刚性。

6.4.5 对于大型结构宜采取分部组装焊接、分别矫正变形后再进行总装焊接或连接的施工方法。

6.5 焊后消除应力处理

6.5.1 设计文件对焊后消除应力有要求时，根据构件的尺寸，工厂制作宜采用加热炉整体退火或电加热器局部退火对焊件消除应力，仅为稳定结构尺寸时可采用振动法消除应力；工地安装焊缝宜采用锤击法消除应力。

6.5.2 焊后热处理应符合现行国家标准《碳钢、低合金钢焊接构件焊后热处理方法》(GB/T—6046)的规定。当采用电加热器对焊接构件进行局部消除应力热处理时，尚应符合下列要求：

1 使用配有温度自动控制仪的加热设备，其加热、测温、控温性能应符合使用要

求；

2 构件焊缝每侧面加热板（带）的宽度至少为钢板厚度的 3 倍，且应不小于 200mm；

3 加热板（带）以外构件两侧尚宜用保温材料适当覆盖。

6.5.3 用锤击法消除中间焊层应力时，应使用圆头手锤或小型振动工具进行，不对根部焊缝、盖面焊缝或焊缝坡口边缘的母材进行锤击。

6.5.4 用振动法消除应力时，应符合国家现行标准《振动时效工艺参数选择及技术要求》（JB/T—5926）的规定。

6.6 熔化焊缝缺陷返修

6.6.1 焊缝表面缺陷超过相应的质量验收标准时，对气孔、夹渣、焊瘤、余高过大等缺陷应用砂轮打磨、铲凿、钻、铣等方法去除，必要时应进行焊补；对焊缝尺寸不足、咬边、弧坑未填满等缺陷应进行焊补。

6.6.2 经无损检测确定焊缝内部存在超标缺陷时应进行返修，返修应符合下列规定：

1 返修前应由施工企业编写返修方案；

2 应根据无损检测确定的缺陷位置、深度，用砂轮打磨或碳弧气刨清除缺陷。缺陷为裂纹时，碳弧气刨前应在裂纹两端钻止裂孔并清除裂纹及其两端各 50mm 长的焊缝或母材；

3 清除缺陷时应将刨槽加工成四侧边斜面角大于 10° 的坡口，并应修整表面、磨除气刨渗碳层，必要时应用渗透探伤或磁粉探伤方法确定裂纹是否彻底清除；

4 焊补时应在坡口内引弧，熄弧时应填满弧坑；多层焊的焊层之间接头应错开，焊缝长度应不小于 100mm；当焊缝长度超过 500mm 时，应采用分段退焊法；

5 返修部位应连续焊成。如中断焊接时，应采取后热、保温措施，防止产生裂纹。再次焊接前宜用磁粉或渗透探伤方法检查，确认无裂纹后方可继续补焊；

6 焊接修补的预热温度应比相同条件下正常焊接的预热温度高，并根据工程节点的实际情况确定是否需用采用超低氢型焊条焊接或进行焊后消氢处理；

7 焊缝正、反面各作为一个部位，同一部位返修不宜超过两次；

8 对两次返修后仍不合格的部位应重新制订返修方案，经工程技术负责人审批并报监理工程师认可后方可执行；

9 返修焊接应填报返修施工记录及返修前后的无损检测报告，作为工程验收及存档资料。

6.6.3 碳弧气刨应符合下列规定：

1 碳弧气刨工必须经过培训合格后方可上岗操作；

2 如发现“夹碳”，应在夹碳边缘 5~10mm 处重新起刨，所刨深度应比夹碳处深 2~3mm；发生“粘渣”时可用砂轮打磨。Q420、Q460 及调质钢在碳弧气刨后，不论有无“夹碳”或“粘渣”，均应用砂轮打磨刨槽表面，去除淬硬层后方可进行焊接。

7 焊接质量检查

7.1 一般规定

7.1.1 质量检查人员应按本规程及施工图纸和技术文件要求，对焊接质量进行监督和检查。

7.1.2 质量检查人员的主要职责应为：

1 对所用钢材及焊接材料的规格、型号、材质以及外观进行检查，均应符合图纸和相关规程、标准的要求；

2 监督检查焊工合格证及认可施焊范围；

3 监督检查焊工是否严格按焊接工艺技术文件要求及操作规程施焊；

4 对焊缝质量按照设计图纸、技术文件及本规程要求进行验收检验。

7.1.3 检查前应根据施工图及说明文件规定的焊缝质量等级要求编制检查方案，由技术负责人批准并报监理工程师备案。检查方案应包括检查批的划分、抽样检查的抽样方法、检查项目、检查方法、检查时机及相应的验收标准等内容。

7.1.4 抽样检查时，应符合下列要求：

1 焊缝处数的计数方法：工厂制作焊缝长度小于等于 1000mm 时，每条焊缝为 1 处；长度大于 1000mm 时，将其划分为每 300mm 为 1 处；现场安装焊缝每条焊缝为 1 处；

2 可按下列方法确定检查批：

1) 按焊接部位或接头形式分别组成批；

2) 工厂制作焊缝可以同一工区（车间）按一定的焊缝数量组成批；多层框架结构可以每节柱的所有构件组成批；

3) 现场安装焊缝可以区段组成批；多层框架结构可以每层（节）的焊缝组成批。

3 批的大小宜为 300~600 处；

4 抽样检查除设计指定焊缝外应采用随机取样方式取样。

7.1.5 抽样检查的焊缝数如不合格率小于 2% 时，该批验收应定为合格；不合格率大于 5% 时，该批验收应定为不合格；不合格率为 2%~5% 时，应加倍抽检，且必须在原不合格部位两侧的焊缝延长线各增加一处，如在所有抽检焊缝中不合格率不大于 3% 时，该批验收应定为合格，大于 3% 时，该批验收应定为不合格。当批量验收不合格时，应对该批余下焊缝的全数进行检查。当检查出一处裂纹缺陷时，应加倍抽查，如在加倍抽检焊缝中未检查出其它裂纹缺陷时，该批验收应定为合格，当检查出多处裂纹缺陷或加倍抽查又发现裂纹缺陷时，应对该批余下焊缝的全数进行检查。

7.1.6 所有查出的不合格焊接部位应按 6.6 节的规定予以补修至检查合格。

7.2 外观检验

7.2.1 所有焊缝应冷却到环境温度后进行外观检查，Ⅱ、Ⅲ类钢材的焊缝应以焊

接完成 24h 后检查结果作为验收依据，Ⅳ类钢应以焊接完成 48h 后的检查结果作为验收依据。

7.2.2 外观检查一般用目测，裂纹的检查应辅以 5 倍放大镜并在合适的光照条件下进行，必要时可采用磁粉探伤或渗透探伤，尺寸的测量应用量具、卡规。

7.2.3 焊缝外观质量应符合下列规定：

1 一级焊缝不得存在未焊满、根部收缩、咬边和接头不良等缺陷，一级焊缝和二级焊缝不得存在表面气孔、夹渣、裂纹和电弧擦伤等缺陷；

2 二级焊缝的外观质量除应符合本条第一款的要求外，尚应满足表 7.2.3 的有关规定；

3 三级焊缝的外观质量应符合表 7.2.3 的有关规定。

7.2.4 焊缝尺寸应符合下列规定：

1 焊缝焊脚尺寸应符合表 7.2.4-1 的规定：

2 焊缝余高及错边应符合表 7.2.4-2 的规定。

表 7.2.3 焊缝外观质量允许偏差

焊缝质量等级 检验项目	二级	三级
	未焊满	$\leq 0.2 + 0.02t$ 且 $\leq 1\text{mm}$ ，每 100mm 长度焊缝内未焊满累积长度 $\leq 25\text{mm}$
根部收缩	$\leq 0.2 + 0.02t$ 且 $\leq 1\text{mm}$ ，长度不限	$\leq 0.2 + 0.04t$ 且 $\leq 2\text{mm}$ ，长度不限
咬边	$\leq 0.05t$ 且 $\leq 0.5\text{mm}$ ，连续长度 $\leq 100\text{mm}$ ，且焊缝两侧咬边总长 $\leq 10\%$ 焊缝全长	$\leq 0.1t$ 且 $\leq 1\text{mm}$ ，长度不限
裂纹	不允许	允许存在长度 $\leq 5\text{mm}$ 的弧坑裂纹
电弧擦伤	不允许	允许存在个别电弧擦伤
接头不良	缺口深度 $\leq 0.05t$ 且 $\leq 0.5\text{mm}$ ，每 1000mm 长度焊缝内不得超过 1 处	缺口深度 $\leq 0.1t$ 且 $\leq 1\text{mm}$ ，每 1000mm 长度焊缝内不得超过 1 处
表面气孔	不允许	每 500mm 长度焊缝内允许存在直径 $< 0.4t$ 且 $\leq 3\text{mm}$ 的气孔 2 个；孔距应 ≥ 6 倍孔径
表面夹渣	不允许	深 $\leq 0.2t$ ，长 $\leq 0.5t$ 且 $\leq 20\text{mm}$

表 7.2.4-1 焊缝焊脚尺寸允许偏差

序号	项目	示意图	允许偏差 (mm)	
1	一般全焊透的角接与对接组合焊缝		$h_f \geq \left(\frac{t}{4}\right)_0^{+4}$ 且 ≤ 10	
2	需经疲劳验算的全焊透角接与对接组合焊缝		$h_f \geq \left(\frac{t}{2}\right)_0^{+4}$ 且 ≤ 10	
3	角焊缝及部分焊透的角接与对接组合焊缝		$h_f \leq 6$ 时 0 ~ 1.5	$h_f > 6$ 时 0 ~ 3.0

注：1 $h_f > 8.0\text{mm}$ 的角焊缝其局部焊脚尺寸允许低于设计要求值 1.0mm，但总长度不得超过焊缝长度的 10%；
2 焊接 H 形梁腹板与翼缘板的焊缝两端在其两倍翼缘板宽度范围内，焊缝的焊脚尺寸不得低于设计要求值

表 7.2.4-2 焊缝余高和错边允许偏差

序号	项目	示意图	允许偏差 (mm)	
			一、二级	三级
1	对接焊缝余高 (C)		B < 20 时, C 为 0 ~ 3 ; B ≥ 20 时, C 为 0 ~ 4	B < 20 时, C 为 0 ~ 3.5 ; B ≥ 20 时, C 为 0 ~ 5
2	对接焊缝错边 (d)		d < 0.1t 且 ≤ 2.0	d < 0.15t 且 ≤ 3.0

序号	项目	示意图	允许偏差 (mm)	
			一、二级	三级
3	角焊缝余高 (C)		$h_f \leq 6$ 时 C 为 0~1.5 ; $h_f > 6$ 时 C 为 0~3.0	

7.2.5 栓钉焊后应进行打弯检查。合格标准：当焊钉打弯至 30° 时，焊缝和热影响区不得有肉眼可见的裂纹，检查数量应不小于焊钉总数的 1%。

7.2.6 电渣焊、气电立焊接头的焊缝外观成形应光滑，不得有未熔合、裂纹等缺陷；当板厚小于 30mm 时，压痕、咬边深度不得大于 0.5mm；板厚大于或等于 30mm 时，压痕、咬边深度不得大于 1.0mm。

7.3 无损检测

7.3.1 无损检测应在外观检查合格后进行。

7.3.2 焊缝无损检测报告签发人员必须持有相应探伤方法的 II 级或 II 级以上资格证书。

7.3.3 设计要求全焊透的焊缝，其内部缺陷的检验应符合下列要求：

- 1 一级焊缝应进行 100% 的检验，其合格等级应为现行国家标准《钢焊缝手工超声波探伤方法及质量分级法》(CB 11345) B 级检验的 II 级及 II 级以上；
- 2 二级焊缝应进行抽检，抽检比例应不小于 20%，其合格等级应为现行国家标准《钢焊缝手工超声波探伤方法及质量分级法》(GB 11345) B 级检验的 III 级及 III 级以上；
- 3 全焊透的三级焊缝可不进行无损检测。

7.3.4 焊接球节点网架焊缝的超声波探伤方法及缺陷分级应符合国家现行标准《焊接球节点网架焊缝超声波探伤及质量分级法》(JG/T3034.1) 的规定。

7.3.5 螺栓球节点网架焊缝的超声波探伤方法及缺陷分级应符合国家现行标准《螺栓球节点网架焊缝超声波探伤及质量分级法》(JG/T3034.2) 的规定。

7.3.6 箱形构件隔板电渣焊焊缝无损检测结果除应符合第 7.3.3 条的有关规定外，还应按附录 C 进行焊缝熔透宽度、焊缝偏移检测。

7.3.7 圆管 T、K、Y 节点焊缝的超声波探伤方法及缺陷分级应符合附录 D 的规定。

7.3.8 设计文件指定进行射线探伤或超声波探伤不能对缺陷性质作出判断时，可采用射线探伤进行检测、验证。

7.3.9 射线探伤应符合现行国家标准《钢熔化焊对接接头射线照相和质量分级》

(GB 3323) 的规定, 射线照相的质量等级应符合 AB 级的要求。一级焊缝评定合格等级应为《钢熔化焊对接接头射线照相和质量分级》(GB 3323) 的 II 级及 II 级以上, 二级焊缝评定合格等级应为《钢熔化焊对接接头射线照相和质量分级》(GB 3323) 的 III 级及 III 级以上。

7.3.10 下列情况之一应进行表面检测:

- 1 外观检查发现裂纹时, 应对该批中同类焊缝进行 100% 的表面检测;
- 2 外观检查怀疑有裂纹时, 应对怀疑的部位进行表面探伤;
- 3 设计图纸规定进行表面探伤时;
- 4 检查员认为有必要时。

7.3.11 铁磁性材料应采用磁粉探伤进行表面缺陷检测。确因结构原因或材料原因不能使用磁粉探伤时, 方可采用渗透探伤。

7.3.12 磁粉探伤应符合国家现行标准《焊缝磁粉检验方法和缺陷磁痕的分级》(JB/T6061) 的规定, 渗透探伤应符合国家现行标准《焊缝渗透检验方法和缺陷迹痕的分级》(JB/T 6062) 的规定。

7.3.13 磁粉探伤和渗透探伤的合格标准应符合本章中外观检验的有关规定。

8 焊接补强与加固

8.0.1 建筑钢结构的补强和加固设计应符合现行有关钢结构加固技术标准的规定。补强与加固的方案应由设计、施工和业主等共同确定。

8.0.2 编制补强或加固设计方案时, 必须具备下列技术资料:

- 1 原结构的设计计算书和竣工图, 当缺少竣工图时, 应测绘结构的现状图;
- 2 原结构的施工技术档案资料, 包括钢材的力学性能、化学成分和有关的焊接性能试验资料, 必要时应在原结构构件上截取试件进行试验;
- 3 原结构的损坏变形和锈蚀检查记录及其原因分析, 并根据损坏及锈蚀情况确定杆件(或零件)的实际有效截面;
- 4 现有结构的实际荷载资料。

8.0.3 钢结构的补强或加固设计, 应考虑时效对钢材塑性的不利影响, 不应考虑时效后钢材屈服强度的提高值。在确认原结构钢材具有良好焊接性能后方可采用焊接方法。

8.0.4 补强与加固宜不影响生产, 尽可能做到施工方便并应满足安全可靠的要求。对于受气相腐蚀介质作用的钢结构构件, 当腐蚀削弱平均量超过构件厚度的 25% 时, 应根据所处腐蚀环境按现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计规范》(GB 50046) 进行分类, 并对钢材的强度设计值乘以下列降低系数:

- | | |
|------|-------|
| 弱腐蚀 | 0.95; |
| 中等腐蚀 | 0.9; |
| 强腐蚀 | 0.85。 |

8.0.5 钢结构的补强或加固, 可采用下列两种方法:

- 1 卸荷补强或加固：在原位置使构件完全卸荷，或将构件拆下进行补强或加固；
- 2 负荷状态下的补强或加固：在原位置上未经卸荷或仅部分卸荷状态下进行补强或加固。

8.0.6 负荷状态下进行补强与加固时，应符合下列规定：

- 1 卸除作用于结构上的活荷载；
- 2 根据加固时的实际荷载（包括必要的施工荷载），对构件和连接进行承载力验算，尽量卸除结构上的荷载。当原有构件中实际有效截面的名义应力与其所用钢材的强度设计值之间的比值 $\beta \leq 0.8$ （对承受静态荷载或间接承受动态荷载的构件），或 $\beta \leq 0.4$ （承受动态荷载的构件）时方可进行补强或加固；
- 3 在受拉构件中，加固焊缝的方向应与构件中拉应力方向基本一致。
- 4 用圆钢、小角钢组成的轻型桁架钢结构不宜在负荷状态下进行焊接补强和加固。
- 5 轻钢结构中的受拉构件严禁在负荷状态下进行焊接补强和加固。

8.0.7 在负荷状态下用焊接方法补强或加固时，必须考虑焊接过程中因瞬时受热造成局部范围内钢材力学性能降低的因素。除结构应尽可能卸荷外，尚应根据具体情况采取下列安全措施：

- 1 做好临时支护；
- 2 采用合理的焊接工艺。

8.0.8 对有缺损的钢构件应按钢结构加固技术标准对其承载能力进行评估，并采取相应措施进行修补。当缺损性质严重、影响结构的安全时，应立即采取卸荷加固措施。对一般缺损，可按下列方法进行焊接修复或补强：

1 当缺损为裂纹时，应精确查明裂纹的起止点，在起止点钻直径为 12 ~ 16mm 的止裂孔，并根据具体情况采用下列方法修补：

1) 补焊法：用碳弧气刨或其它方法清除裂纹并加工成侧边大于 10° 的坡口，当采用碳弧气刨加工坡口时，应磨掉渗碳层。应采用低氢型焊条按全焊透对接焊缝的要求进行补焊。补焊前宜按本规程第 6.2.2 条的规定将焊接处预热至 100 ~ 150℃。对承受动荷载的结构尚应将补焊焊缝的表面磨平；

2) 双面盖板补强法：补强盖板及其连接焊缝应与构件的开裂截面等强，并应采取适当的焊接顺序，以减少焊接残余应力和焊接变形。

2 对孔洞类缺损的修补：应将孔边修整后采用两面加盖板的方法补强；

3 当构件的变形不影响其承载能力或正常使用时，可不进行处理；否则应根据变形的大小采用下列方法处理：

1) 当变形不大时，应先处理构件的其它缺陷，然后在部分卸载的情况下，宜采用冷加工法矫正；若采用热加工矫正时，其加热温度对调质钢应不大于 590℃，对其它钢种应不大于 650℃。钢材的加热温度高于 315℃ 时，应在空气中自然冷却，禁止用浇水等方法加速冷却；

2) 当变形较大，且难以矫正时，应采取加固措施或更换构件。

8.0.9 焊缝的补强与加固应符合下列要求：

1 当焊缝缺陷超出容许值时，应按本规程第 6.6 节的规定进行返修。在处理原有结构的焊缝缺陷时，应根据处理方案对结构安全影响的程度，分别采取卸荷补焊或负荷状态下补焊；

2 角焊缝补强宜采用增加原有焊缝长度（包括增加端焊缝）或增加焊缝计算厚度的方法。

1) 当负荷状态下采用加大焊缝厚度的方法补强时，被补强焊缝的长度应不小于 50mm，同时原有焊缝在加固时的应力应符合下式要求：

$$\sqrt{\sigma_f^2 + \tau_f^2} \leq \eta \cdot f_f^p \quad (8.0.9)$$

式中 σ_f, τ_f ——分别为角焊缝按有效截面 ($h_e \cdot l_w$) 计算垂直于焊缝长度方向的名义应力和沿焊缝长度方向的名义剪应力；

η ——焊缝强度折减系数，可按表 8.0.9 采用；

f_f^p ——角焊缝的抗剪强度设计值。

表 8.0.9 焊缝强度折减系数

被加固焊缝的长度 (mm)	≥600	300	200	100	50
η	1.0	0.9	0.8	0.65	0.25

2) 补强或加固后的焊缝，其长度与厚度均应符合现行国家标准《钢结构设计规范》(GB 50017) 的规定。

8.0.10 用于补强或加固的零件及焊缝宜对称布置。加固焊缝不宜密集、交叉布置，不宜与受力方向垂直。在高应力区和应力集中处，不宜布置加固焊缝。

8.0.11 用焊接方法补强铆接或普通螺栓连接时，补强后接头的全部荷载应由焊缝承担。

8.0.12 高强度螺栓连接的构件用焊接方法加固时，高强度螺栓摩擦型连接的抗滑力可与焊缝共同工作，但两种连接各自的计算承载力的比值应在 1.0~1.5 范围内。

8.0.13 补强与加固施焊前应清除待焊区域两侧各 50mm 范围内的灰尘、铁锈、油漆和其它杂物。

8.0.14 负荷状态下焊接补强或加固施工应符合下列要求。

1 施工工艺的制定原则应符合下列要求：

- 1) 对结构最薄弱的部位或构件应先进行补强或加固；
- 2) 对能立即起到补强或加固作用，且对原结构影响较小的部位或杆件先施焊；
- 3) 加大焊缝厚度时，必须从原焊缝受力较小部位开始施焊。每次熔敷的焊缝厚度不宜大于 2mm；当需要多道施焊时，层间温度应不高于预热温度；
- 4) 应根据结构钢材材质，选择相应的低氢型焊条，焊条直径不宜大于 4.0mm；
- 5) 焊接电流不宜大于 200A；
- 6) 应制订合理的焊接工艺，采取有效控制焊接变形的措施。施焊顺序应尽可能使

输入热量对构件的中和轴平衡。

2 施工单位应对施工荷载进行核算，并应严格控制，实际施工时的荷载值不得超过加固设计时所取的施工荷载值；

3 焊接补强或加固的施工环境温度不宜低于 10℃。

9 焊工考试

9.1 一般规定

9.1.1 凡从事建筑钢结构制作和安装施工的焊工，应进行理论知识考试和操作技能考试，并应符合本章的各项规定。

9.1.2 操作技能考试包括熔化焊手工操作技能基本考试、附加考试、定位焊考试和机械操作技能考试；取得熔化焊手工操作技能基本考试和附加考试资格的焊工，均应认定为具备相应的定位焊操作资格。

9.1.3 进行资格考试的焊工应根据已经评定合格的焊接工艺参数进行焊接。

9.1.4 焊工资格考试的焊接工艺方法分类应符合下列规定：

1 手工操作技能

手工电弧焊；熔化极气体保护焊（包括实芯焊丝及药芯焊丝）；药芯焊丝自保护焊；非熔化极气体保护焊；

2 机械操作技能

埋弧焊；熔化极气体保护焊；电渣焊（包括丝极、板极和熔嘴电渣焊）；气电立焊；栓钉焊。

9.1.5 焊工考试应由施工企业的焊工技术考试委员会组织和管理，其组成及职责应符合下列要求：

1 企业焊工技术考试委员会应由企业主管经理、技术负责人和技术管理、安全、教育、劳资等部门的代表、焊接主管工程师、中高级检验人员、考试监督人员等组成，实际操作技能考试监督人员应由熟练焊工或焊接技师担任。考试委员会可设办事机构主持日常工作；

2 企业焊工技术考试委员会应报经国家主管部门授权的上级管理机构认证、审批；

3 企业焊工技术考试委员会的职责应为：确定报考项目及试题；监督考试过程；评定考试结果；核实免试及延长有效期资格；提供试件焊接工艺；建立健全焊工考试档案管理制度；监督、记录焊工生产合格率并纳入焊工档案管理。

9.1.6 焊工应经理论知识考试合格后方可参加操作技能考试。

9.1.7 除另有要求外，考试用试板在焊前、焊后均不得进行包括热处理、锤击、预热、后热在内的任何处理。试板坡口应光洁平整并清除其表面的水、油污、锈蚀等。

9.1.8 焊前试板应打上焊工代码钢印和考试项目标识。水平固定或 45°固定的管子还应参照时钟位置打上焊接位置的钟点标识。

9.1.9 除机械操作技能考试外，考试试板不得加引弧板、引出板；考试试板必须

按考试规定的位置放置且不应刚性固定。

9.1.10 考试焊工应独立进行各项操作。焊接开始后不得随意更换试板，不得改变焊接方向和焊接位置。

9.1.11 考试用的焊条、焊剂应按规定烘干，随用随取。焊丝必须清除油污、锈蚀等污物。采用手工电弧焊进行定位焊时应使用直径为 3.2mm 的焊条，其它考试项目焊接材料的规格应符合工艺评定的要求。

9.1.12 单面坡口或双面坡口且要求全焊透的焊缝，可清根和清根后打磨。

9.1.13 考试过程中，不得对层间和表面焊缝进行打磨或修补，但焊后应将焊渣、飞溅等清除干净。

9.2 考试内容及分类

9.2.1 焊工资格考试包括理论知识考试和操作技能考试两部分。

9.2.2 理论知识考试应以焊工必须掌握的基础知识及安全知识为主要内容，并按申报焊接方法、类别对应出题，内容范围应符合下列规定：

- 1 焊接安全知识（《焊接与切割安全》GB 9448）；
- 2 焊缝符号识别能力（《焊缝符号表示法》GB 324、《气焊、手工电弧焊及气体保护焊焊缝坡口的基本形式和尺寸》GB 985）；
- 3 焊缝外形尺寸要求（《钢结构外形尺寸》GB 10854）；
- 4 焊接方法表示代号（《金属焊接及钎焊方法在图样上的表示代号》GB 5185）；
- 5 所报考试焊接方法的特点：焊接工艺参数、操作方法、焊接顺序及其对焊接质量的影响；
- 6 焊接质量保证、缺陷分级（《焊接质量保证钢熔化焊接头的要求和缺陷分级》GB/T 12469）；
- 7 建筑钢结构的焊接质量要求。应符合有关钢结构施工验收规程、规范的要求；
- 8 与报考类别相适应的焊接材料型号、牌号及使用、保管要求（《碳钢焊条》GB/T 5117、《低合金钢焊条》GB/T 5118、《熔化焊用钢丝》GB/T 14957、《气体保护焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110、《碳钢药芯焊丝》GB 10045 及《低合金钢药芯焊丝》GB/T 17493、《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》GB/T 5293、《低合金钢埋弧焊用焊剂》GB/T 12470）；
- 9 报考类别的钢材型号、牌号标志和主要合金成分、力学性能及焊接性能；
- 10 焊接设备、装备名称、类别、使用及维护要求。应符合一般常规型号；
- 11 焊接缺陷分类及定义、形成原因及防止措施的一般知识（《金属熔化焊焊缝缺陷分类》GB 6417）；
- 12 焊接热输入与焊接规范参数的换算及热输入对性能影响的一般关系；
- 13 焊接应力、变形产生原因、防止措施及热处理的一般知识。

9.2.3 操作技能考试应以检验焊工的操作技能为原则，以检验焊工遵循工艺指令能力及完成致密焊缝能力为主。其分类及适应认可范围应符合表 9.2.3 规定。

表 9.2.3 操作技能考试分类及适应认可范围

考试分类	焊接方法分类	代号	类别号	认可范围
焊工手工操作技能基本考试	药皮焊条手工电弧焊	SMAW	1	1
焊工手工操作技能附加考试	实芯焊丝气体保护焊	GMAW	2-1	2-1、2-2
焊工手工操作技能附加考试	药芯焊丝气体保护焊	FCAW-G	2-2	2-1
手工操作技能定位焊考试	药芯焊丝自保护焊	FGAW-SS	3	3
	非熔化极气体保护焊	GTAW	4	4
机械操作技能考试	埋弧焊	SAW	5	5
	管状熔嘴电渣焊	ESW-MN	6-1	6-1
	丝极电渣焊	ESW-WE	6-2	6-2
	板极电渣焊	ESW-BE	6-3	6-3
	气电立焊	EGW	7	7
	实芯焊丝气体保护焊	GMAW-A	8-1	8-1、8-2、8-3
	药芯焊丝气体保护焊	FCAW-A	8-2	8-2、8-3
	药芯焊丝自保护焊	FCAW-SA	8-3	8-3
	一般栓钉焊	SW	9-1	9-1、9-2
	穿透栓钉焊	SW-P	9-2	9-2

注：多极焊考试合格可代替单极焊考试，反之不可

9.3 手工操作技能基本考试

9.3.1 考试试件钢材分类及认可范围应符合表 9.3.1 规定。

表 9.3.1 常用试件钢材分类及认可范围

类别代号	试件钢材分类	认可范围
I	碳素结构钢 Q215、Q235	I
II	低合金高强度结构钢 Q295、Q345	I、II
III	低合金高强度结构钢 Q390、Q420	I、II、III
IV	低合金高强度结构钢 Q460	I、II、III、IV

9.3.2 焊接材料分类及认可范围应符合下列规定：

- 1 药皮焊条及认可范围应符合表 9.3.2 的规定；
- 2 专用焊条如打底专用焊条、向下立焊焊条应单独进行考试；
- 3 气体保护焊气体介质及非熔化极气体保护焊钨极种类不作考试分类。

表 9.3.2 焊条分类及认可范围

考试用焊条类别 (代号)	认可范围 (代号)			
	(a)	(b)	(c)	(d)
	E××20 E××22 E××27	E××12 E××13 E××14 E××03 E××01	E××15 E××16 E××28 E××48	E××01 E××11
(a) E××20 类氧化铁型焊条	○	—	—	—
(b) E××12 类钛型焊条	√	○	—	—
(c) E××15 类低氢型焊条	√	√	○	—
(d) E××10 类纤维素型焊条	—	—	—	○
注：○为考试焊条类别；√为认可焊条类型				

9.3.3 考试试件板材厚度、管材外径的分类及认可范围，应符合表 9.3.3-1 和表 9.3.3-2 的规定。

表 9.3.3-1 试件板（壁）厚度与认可范围（mm）

试件板（壁）厚度 t	认可厚度范围
$3 \leq t < 10$	$3 \sim 1.5t$
$10 \leq t < 25$	$3 \sim 3t$
$t \geq 25$	≥ 3

表 9.3.3-2 试件管外径与认可范围（mm）

试件管外径 D	认可外径范围
$D \leq 60$	不限
$D > 60$	$\geq D$

9.3.4 焊缝类型和焊接位置的分类及认可范围应符合表 9.3.4 的规定。

表 9.3.4 焊缝类型和焊接位置认可范围

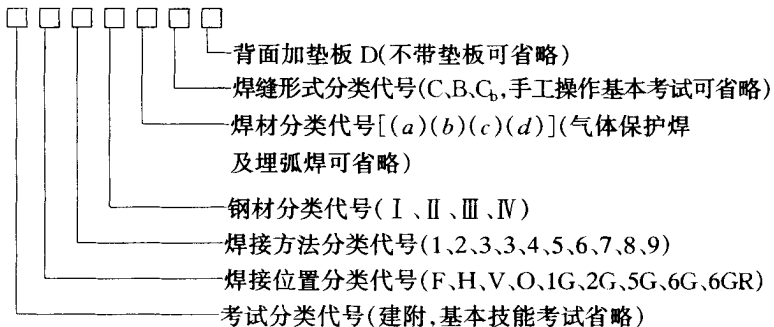
资格考试		认可焊缝类型和焊接位置			
焊缝类型 ^③	板 ^① 或管位置 ^③	板坡口焊缝 ^①	板角焊缝	管坡口焊缝 ^④	管角焊缝
板坡口焊缝	F	F	F	1G ^{⑤⑥}	1G, 2G
	H	F, H	F, H	(1G, 2G) ^{⑤⑥}	1G, 2G
	V	F, H, V	F, H, V	(1G, 2G) ^{⑤⑥}	1G, 2G
	O	F, O	F, O	1G	1G
	V 和 O	所有位置	所有位置	所有位置 ^{⑤⑥} 以及部分焊透圆形、矩形管 T、Y 及 K 形节点	所有位置
管坡口焊缝	1G	F	F, H	1G ^④	1G, 2G
	2G	F, H	F, H	(1G, 2G) ^④	1G, 2G
	5G	F, V, O	F, V, O	(1G, 2G, 5G) ^④	1G, 2G, 5G
	6G	所有位置	所有位置	所有位置 ^④	所有位置
	2G 和 5G 6GR	所有位置 所有位置	所有位置 所有位置	所有位置 ^④ 所有位置 ^⑦ 以及圆形、矩形管 T、Y 及 K 形相贯接头焊缝	所有位置 所有位置

注：①—见图 5.1.7-1；
 ②—见图 5.1.7-2；
 ③—坡口焊缝的考试也可作为相应位置角焊缝的考试；
 ④—全焊透坡口焊缝的考试也认可部分焊透坡口焊缝的考试；
 ⑤—对管材时只作为认可直径大于 600mm 并带有垫板或清根的管坡口焊缝的考试；
 ⑥—不得作为 T、Y 及 K 形节点相贯接头焊缝的认可；
 ⑦—不得作为单面焊而又无垫板对接焊的全焊透接头的认可

9.3.5 各种焊接位置加垫板的试件可用不加垫板的坡口全焊透焊缝考试来代替，但不能反之。背面加垫板的考试试件代号应为 D，不加垫板可省略。

9.3.6 手工操作技能基本考试代号省略，附加考试代号为建附。

9.3.7 手工操作技能基本考试和附加考试试件标记应符合下列规定：



标记示例：管材水平滚动对接、手工电弧焊、Ⅰ类钢材、(a)类焊材、不带垫板的手工操作技能基本考试表示为 1GH(a)

9.3.8 试板试管尺寸及坡口形式应符合下列规定：

1 试板尺寸及坡口形式应符合图 9.3.8-1 和表 9.3.8-1 要求；

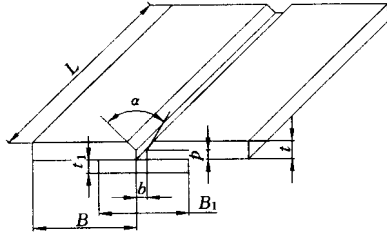


图 9.3.8-1 板材对接试件形式示意

2 试管对接尺寸及坡口形式应符合图 9.3.8-2 和表 9.3.8-2 要求。

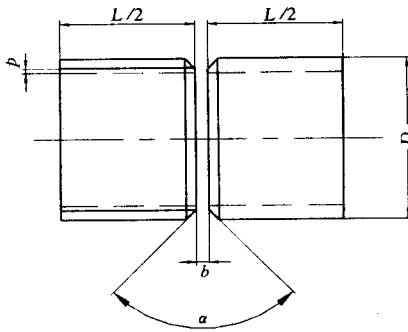


图 9.3.8-2 管材对接试件形式示意

表 9.3.8-1 板材对接试件和坡口尺寸

试件厚度 t (mm)	试件长度 L (mm)	试件宽度 B (mm)	垫板尺寸 $B_1 \times t_1$ (mm)	坡口尺寸					
				角度 α ($^\circ$)		间隙 b (mm)		钝边 p (mm)	
				不带垫板	带垫板	不带垫板	带垫板	不带垫板	带垫板
$8 \leq t < 5$	≥ 200	≥ 110	50 × 6	60 ± 2.5	45 ± 2.5	1 ~ 2	6 ± 1	≤ 2	≤ 1
≥ 25	≥ 250	≥ 120		60 ± 2.5	45 ± 2.5	1 ~ 2	6 ± 1	≤ 2	≤ 1

表 9.3.8-2 管材对接试件和坡口尺寸 (不加垫板单面焊)

管径 D (mm)	壁厚 t (mm)	试件长度 L (mm)	V 形坡口角度 α (°)	间隙 b (mm)	钝边 p (mm)
≤ 60	3~6	≥ 240	≤ 70	2~3	≤ 2
≥ 108	< 10	≥ 240	≤ 70	2~3	≤ 2

9.3.9 取样数量、位置及试样制备应符合下列规定：

1 取样数量应符合表 9.3.9-1 的规定：

表 9.3.9-1 板材、管材考试试件检验项目、试板 (管) 尺寸

考试 焊缝 种类	考试 试件 位置 代号	试板厚度 或试管外径 (t 或 D) (mm)	考试检验项目					试板 (管) 尺寸 长 × 宽 × 块数 (长 × 壁厚 × 段数) (mm)
			外观	面弯	背弯	侧弯	射线或 超声波	
板 材 坡 口 焊 缝	F	$8 \leq t < 25$	要	$t \leq 14$ 1	$t \leq 14$ 1	$t > 14$ 2	要	$8 \leq t < 25$ 时 200 × 110 × 2 $t \geq 25$ 时 250 × 120 × 2
		$t \geq 25$	要	—	—	2	要	
	H	$8 \leq t < 25$	要	$t \leq 14$ 1	$t \leq 14$ 1	$t > 14$ 2	要	
		$t \geq 25$	要	—	—	2	要	
	V	$8 \leq t < 25$	要	$t \leq 14$ 1	$t \leq 14$ 1	$t > 14$ 2	要	
		$t \geq 25$	要	—	—	2	要	
	O	$8 \leq t < 25$	要	$t \leq 14$ 1	$t \leq 14$ 1	$t > 14$ 2	要	
		$t \geq 25$	要	—	—	2	要	
	V + O	$8 \leq t < 25$	要	$t \leq 14$ 1	$t \leq 14$ 1	$t > 14$ 2	要	
		$t \geq 25$	要	—	—	2	要	

考试 焊缝 种类	考试 试件 位置 代号	试板厚度 或试管外径 (t 或 D) (mm)	考试检验项目					试板(管)尺寸 长×宽×块数 (长×壁厚×段数) (mm)
			外观	面弯	背弯	侧弯	射线或 超声波	
管 材 坡 口 焊 缝	1G	$D \leq 60$	要	1	1	—	要	$120 \times (4 \sim 6) \times 2$
		$D \geq 108$	要	1	1	或 2	要	$120 \times (8 \sim 10) \times 2$
	2G	$D \leq 60$	要	1	1	—	要	$120 \times (4 \sim 6) \times 2$
		$D \geq 108$	要	1	1	或 2	要	$120 \times (8 \sim 10) \times 2$
	5G	$D \leq 60$	要	2	2	或 4	要	$120 \times (4 \sim 6) \times 2$
		$D \geq 108$	要	2	2	或 4	要	$120 \times (8 \sim 10) \times 2$
	6G	$D \leq 60$	要	2	2	或 4	要	$120 \times (4 \sim 6) \times 2$
		$D \geq 108$	要	2	2	或 4	要	$120 \times (8 \sim 10) \times 2$
	6GR	$D \leq 60$	要	2	2	或 4	要	$120 \times (4 \sim 6) \times 2$
		$D \geq 108$	要	2	2	或 4	要	$120 \times (8 \sim 10) \times 2$
	2G + 5G	$D \leq 60$	要	2G 为 1 5G 为 2	2G 为 1 5G 为 2	2G 为 2 5G 为 4	要	$120 \times (4 \sim 6) \times 2$
		$D \geq 108$	要	2G 为 1 5G 为 2	2G 为 1 5G 为 1	2G 为 2 5G 为 4	要	$120 \times (8 \sim 10) \times 2$

注：对 $D \leq 60\text{mm}$ 的管试件，可按《焊接接头弯曲及压扁试验法》(GB 2653) 要求进行压扁试验

2 板材试件、管材试件的取样位置应符合图 9.3.9-1、图 9.3.9-2 的要求；

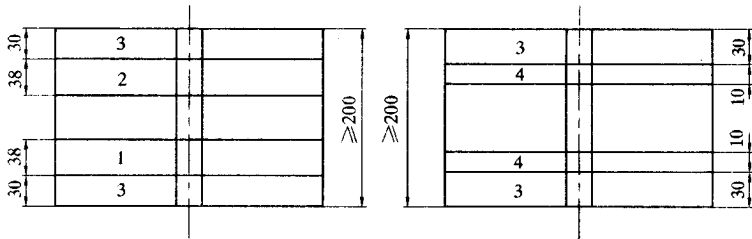


图 9.3.9-1 板材试件取样位置示意

1—面弯；2—背弯；3—舍弃；4—侧弯

3 冷弯试样制备应符合现行国家标准《焊接接头机械性能试验取样法》(GB 2649) 中的有关规定。

9.3.10 检验方法及合格标准

1 焊缝外观检查宜用 5 倍放大镜目测，表面质量合格后方可进行其它项目的检验。

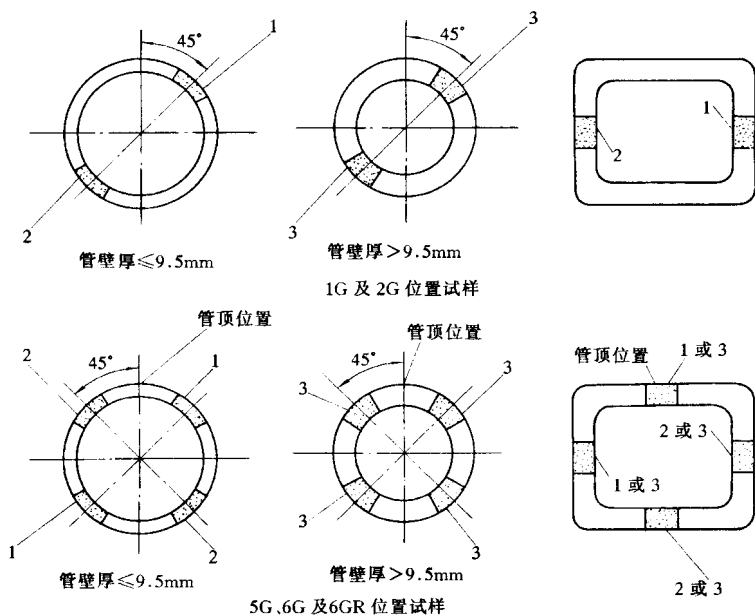


图 9.3.9-2 各种焊接位置管材试样取样位置示意

1—面弯；2—背弯；3—侧弯

其表面质量应符合下列要求：

- 1) 焊缝外观尺寸应符合表 9.3.10 的规定；

表 9.3.10 焊缝外观尺寸要求 (mm)

试件种类	焊缝余高		焊缝高低差①		焊缝宽度	
	F、1G 位置	其它位置	F、1G 位置	其它位置	比坡口增宽	每侧增宽
板材	0~3	0~4	≤2	≤3	2~4	1~2
管材	0~2	0~3	≤1.5	≤2.5	2~3	1~2

注：①在焊缝 25mm 长度范围内

- 2) 焊缝边缘应圆滑平缓过渡到母材；焊缝表面不得有裂纹、夹渣、气孔、未熔合和焊瘤；咬边和表面凹陷深度应不大于 0.5mm。对接焊缝两侧咬边总长应不大于焊缝全长的 10% 且不大于 25mm；

- 3) 焊后试板的角变形 Q 应不大于 3° (图 9.3.10)；

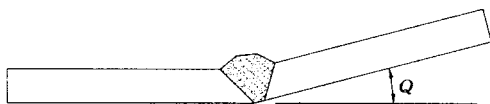


图 9.3.10 试板的角变形示意

4) 焊缝错边量应不大于 10% 板厚且不大于 2mm。

2 射线及超声波探伤：射线探伤应不低于现行国家标准《钢熔化焊对接接头射线照相和质量分级》(GB 3323) 规定的 II 级要求；超声波探伤应符合现行国家标准《钢焊缝手工超声波探伤方法和探伤结果分级》(GB 11345) 规定的 B1 级要求；

3 冷弯检验

1) 弯曲条件：弯芯直径应符合母材标准的弯曲试验要求；

2) 试验方法：应符合现行国家标准《焊接接头弯曲及压扁试验方法》(GB 2653) 的规定；对直径不大于 60mm 的管材试件，可进行压扁试验；

3) 合格标准：试件拉伸面任意方向上不得有长度大于 3mm 的裂纹或其它缺陷，且单个试件裂纹及其它缺陷总长不得大于 7mm。

9.4 手工操作技能附加考试

9.4.1 手工操作技能附加考试应符合下列一般规定：

1 凡从事高层、超高层钢结构及其它大型钢结构构件制作及安装焊接的焊工，应根据钢结构的焊接节点形式、采用的焊接方法和焊工所承担的焊接工作范围及操作位置要求，由工程承包企业决定附加考试类别，并报监理工程师认可；

2 凡申报参加附加考试的焊工必须已取得相应的手工操作基本技能资格证书。

9.4.2 附加考试的焊接方法和内容应符合下列规定：

1 焊接方法分类及考试合格后的认可范围应符合表 9.2.3 的规定；

2 试件形式及尺寸应符合图 9.4.2-1~9.4.2-4 的要求，其认可范围只限于本类；

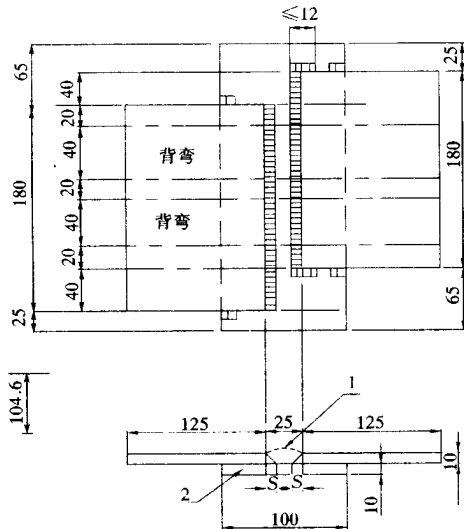


图 9.4.2-1 搭接角焊缝试件形式、尺寸和试样取样位置示意

1—角焊缝中间部分可以任意位置焊接，加工弯曲试样前应将中间焊缝余高用机械方法加工至与母材平齐，垫板应刨去但不得低于母材表面；

2—垫板应与母材完全贴紧；3— $5.5 \leq S \leq 9\text{mm}$

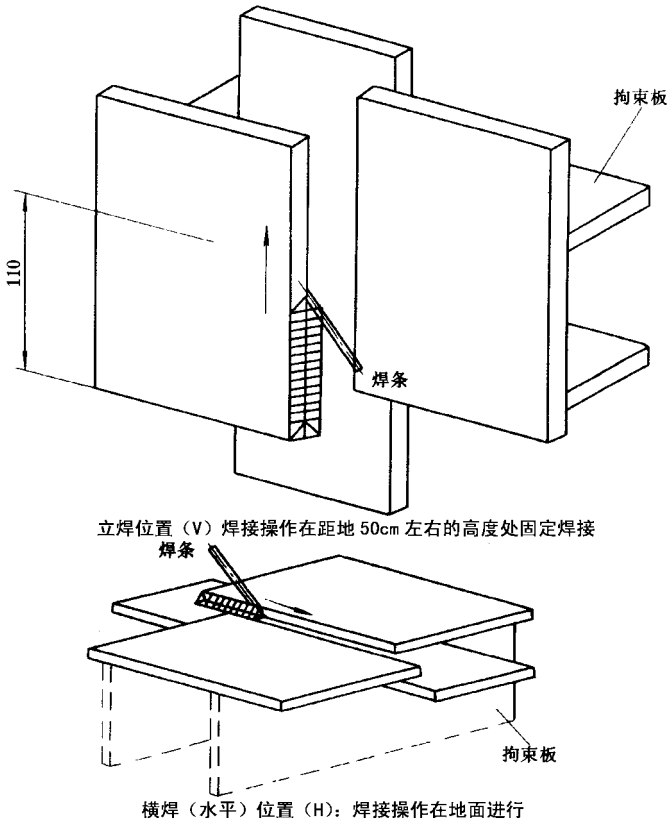


图 9.4.2-2 搭接角焊缝焊接操作位置示意

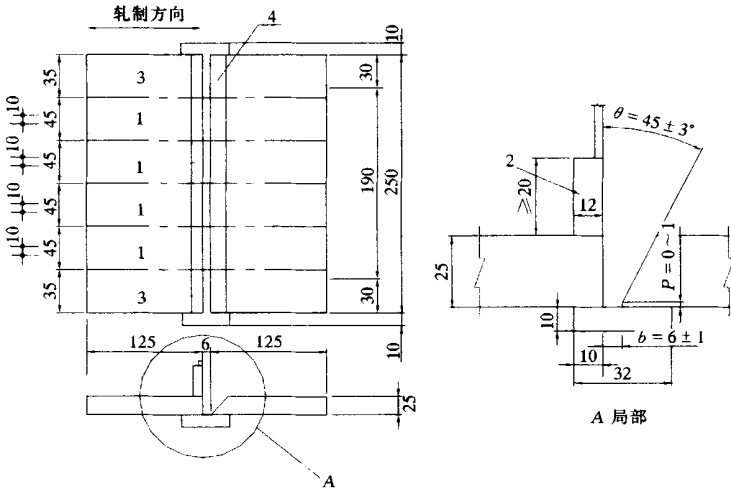


图 9.4.2-3 对接与角接组合焊缝试件形式、尺寸及试样取样位置示意
 1—侧弯试样, 板厚大于 40mm 时应分层取样; 2—加高板, 左侧母材也可用厚度不小于 36mm 的整板代替, 焊前用机械方法加工成凸台状并且在焊后将凸台机械加工至与右侧母材齐平; 3—舍弃; 4—焊接坡口内的定位焊缝焊后磨平

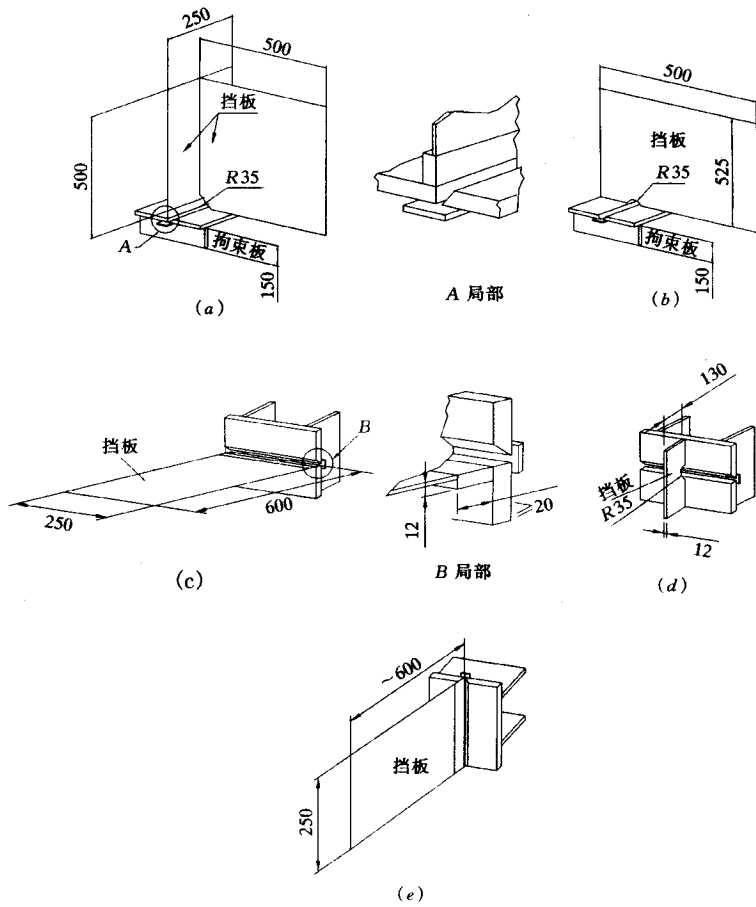


图 9.4.2-4 焊接操作加障碍要求示意(对接焊情况)

- (a) —F 位置情况(适用于工地安装柱—梁翼缘焊接或制造厂中柱—牛腿翼缘焊接);
 (b) —F 位置情况(适用于工地或制造厂中梁—梁翼缘焊接);(c) —H 位置情况
 (适用于工地或制造厂中柱—牛腿翼缘焊接);(d) —H 位置情况(适用于工地
 安装柱—柱焊接);(e) —V 位置情况(适用于制造厂中柱—牛腿翼缘焊接)

3 焊缝形式分类、代号及认可范围应符合表 9.4.2-1 的规定;

表 9.4.2-1 焊缝形式分类

焊缝形式	焊缝形式代号	认可范围
角接	C	C
对接	B	B、C
对接与角接组合焊缝	C _b	C _b 、B、C

4 焊接位置分类、代号及认可范围应符合表 9.4.2-2 的规定；

表 9.4.2-2 焊接位置分类

焊接位置	位置代号	认可范围
平 焊	F	F
横 焊	H	F、H
立 焊	V	F、H、V
仰 焊	O	F、O
立焊和仰焊	V 和 O	F、H、V、O

5 试件用材料分类：钢材及焊条的分类、代号和认可范围应符合表 9.3.1、表 9.3.2 的规定；气体保护焊的焊丝和保护气体不分类，代号省略；

6 各种试件标记应符合第 9.3.7 条的规定。

标记示例：横向焊接位置、手工电弧焊、Ⅱ类钢材、(c)类焊材、对接与角接组合焊缝、加垫板的手工操作技能附加考试表示为建附 H1Ⅱ(c)C₀D。

9.4.3 检验项目、方法及合格标准应符合下列规定：

1 考试试件的检验项目应符合表 9.4.3-1 的规定。

表 9.4.3-1 试件检验项目

试件形式	试件厚度 (mm)	外观检验	无损探伤	侧 弯	背 弯
对接焊	≥25 ^①	要	射线或超声波	4 个	—
搭接角焊	~ 10	要	—	—	2 个

注：①认可板厚不限。

2 检验方法

1) 外观检验：宜用 5 倍放大镜目测；

2) 无损探伤：射线探伤应符合现行国家标准《钢熔化焊对接接头射线照相和质量分级》(GB 3323) 的规定，超声波探伤应符合现行国家标准《钢焊缝手工超声波探伤方法和探伤结果分级》(GB 11345) 的规定；

3) 弯曲试验：对接、角接及对接与角接组合焊缝接头弯曲试验应符合现行国家标准《焊接接头弯曲及压扁试验法》(GB 2653) 的规定；弯曲条件应符合母材标准的规定；试样尺寸应符合图 9.4.2-1 和图 9.4.2-3 要求。

3 焊缝合格标准

1) 焊缝外观应符合下列要求：

- 试件焊缝表面无裂纹、未焊满、未熔合、气孔、夹渣、焊瘤等缺陷；
 焊缝咬边深度不大于 0.5mm，两侧咬边总长不超过焊缝长度的 10%，且不大于 25mm；
 焊缝错边量不大于 10% 板厚，且不大于 2mm。
- 2) 焊缝外形尺寸应符合表 9.4.3-2 要求；

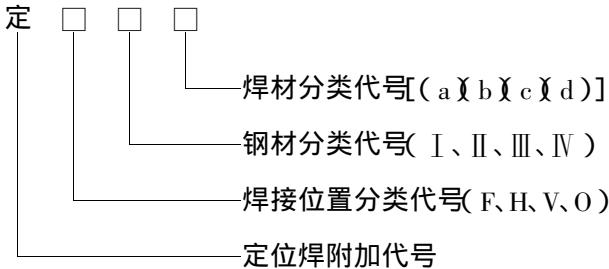
表 9.4.3-2 焊缝外形尺寸合格要求 (mm)

余高偏差		焊缝宽度 比坡口单 侧增宽值	角接焊脚尺寸偏差		25mm 长度 内焊缝表 面凹凸差	150mm 长 度内焊缝表 面宽度差
对接、 角接	对接与 角接组 合焊缝		差值	不 对 称		
0~3	0~5	1~3	0~3	$(0\sim 1) + 0.1 \times$ 焊脚尺寸	≤ 2.5	≤ 3

- 3) 焊缝内部缺陷合格标准：射线探伤应符合 II 级及 II 级以上的规定；超声波探伤应符合 BI 级的规定；
- 4) 冷弯试验合格标准：对接与角接接头每个冷弯试样表面任意方向裂纹及其它缺陷单个长度不得大于 3mm；每个试样中长度不大于 3mm 的缺陷总长不得大于 7mm；4 个试样中所有缺陷总长不得大于 24mm；以上各项检验应全部合格。

9.5 手工操作技能定位焊考试

9.5.1 定位焊只进行手工电弧焊考试，考试分类与认可范围应符合第 9.3 节中的有关规定。试件代号及排列方法应符合下列规定：



标记示例：横焊位置、II 类钢材、(b) 类焊材定位焊考试表示为定 HII (b)

9.5.2 试件形式和考试方法应符合下列规定：

- 1) 试件形式应符合图 9.5.2-1 要求；
- 2) 检验方法应符合图 9.5.2-2 要求，可采用任意的简便方法加载至试件断裂；
- 3) 试验结果合格标准

1) 定位焊焊缝外观检验：表面应均匀，无裂纹、未熔合、气孔、夹渣、焊瘤等缺陷；焊缝咬边深度应不大于 0.5mm，且两侧咬边总长应不超过焊缝长度的 10%；

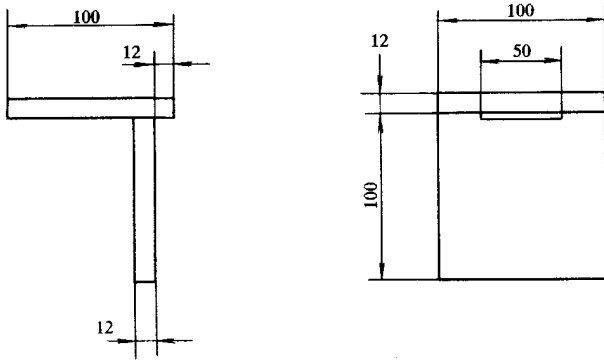


图 9.5.2-1 定位焊考试试件形式示意

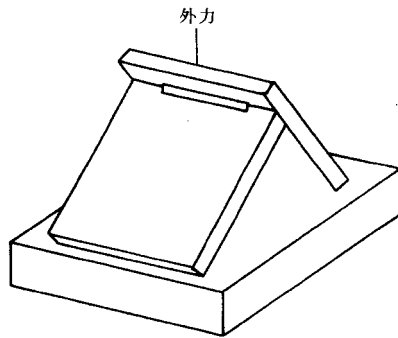


图 9.5.2-2 定位焊考试试件断裂试验方法示意

2) 断面检验：焊缝应焊透至根部，不得有未熔合和直径大于 1mm 的气孔、夹渣。

9.6 机械操作技能考试

9.6.1 考试分类与认可范围应符合下列规定：

- 1 钢材分类代号与认可范围应符合表 9.3.1 的规定；
- 2 焊接材料分类及认可范围：机械操作技能考试所用焊接材料、保护介质应根据被焊钢材种类按焊接工艺文件选配，焊工考试不做规定；
- 3 焊接方法分类及认可范围应符合表 9.2.3 的规定；
- 4 钢材厚度、管材外径的分类及认可范围应符合表 9.6.1-1 和 9.6.1-2 的规定；

表 9.6.1-1 机械操作技能考试试件厚度及认可范围 (mm)

试件厚度 t			认可范围
坡口焊	埋弧焊	$t \geq 25$	厚度不限
	电渣焊气电立焊	$t \geq 38$	厚度不限

试件厚度 t		认可范围
角焊	$t \geq 12$	厚度不限
栓钉焊	$t \geq 12$	厚度不限

表 9.6.1-2 机械操作技能考试管材外径分类及认可范围 (mm)

试件外径 D	认可范围
$D \geq 108$	$D \geq 89$

5 焊缝类型及认可范围应符合表 9.6.1-3 的规定；

表 9.6-1-3 机械操作技能考试焊缝类型分类代号及认可范围

焊缝类型	焊缝类型代号	认可范围 ^①
板材坡口焊	B	B G ^② C
管材坡口焊	G	B G C
板材 角焊	C	C

注：①机械操作工经全焊透坡口焊接考试合格后，同时获得以该方法在考试位置进行部分焊透坡口焊和角焊的资格。
②在平焊或横焊位置经板材全焊透坡口焊接工艺考试合格后，同时也获得在考试位置进行直径大于 600mm 管材坡口焊的资格

6 焊接位置分类代号及认可范围应符合表 9.6.1-4 的规定；

表 9.6.1-4 机械操作工考试位置代号及认可范围

考试位置		位置代号		认可范围	
板材	管材	板材	管材	板材	管材
坡口平焊、船形焊	管子水平滚动	F	1G	F	1G
坡口横焊、平角焊	管子垂直固定焊	H	2G	H	2G
立焊	管子水平固定焊	V	5G	V	5G

注：1. 本规程中自动焊不进行仰焊位置考试。
2. 立焊位置可考电渣焊、气电立焊

7 考试试件标记应符合第 9.3.7 条规定。

标记示例：平焊位置、埋弧焊、Ⅱ类钢材、板材对接、试件背面加垫板试件表示为

F5 II BD。

9.6.2 考试试件尺寸及坡口形式应符合下列规定：

1 埋弧焊及熔化极气体保护焊操作技能考试试件尺寸应符合图 9.6.2-1 要求；对于管径小于 600mm 管材的考试试件尺寸可根据产品形式和焊接工艺指导书要求由考试单位自行确定；

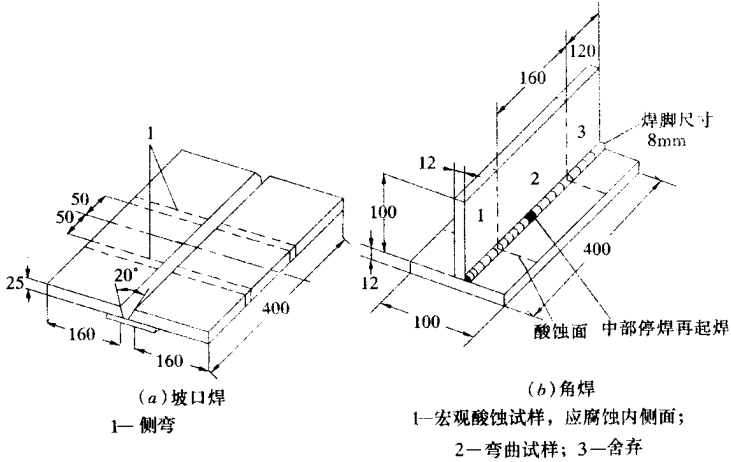


图 9.6.2-1 埋弧焊及熔化极气体保护焊考试试件尺寸及试样取样位置示意

1—如采用射线探伤，探伤区内不得有定位焊缝；2—垫板厚度 10~12mm，当不去掉垫板做射线探伤时，宽度应不小于 80mm，否则为 40mm

2 电渣焊、气电立焊操作技能考试试板尺寸及试样取样位置应符合图 9.6.2-2 要求。焊接试件应根据焊接工艺要求加引弧板、收弧板：

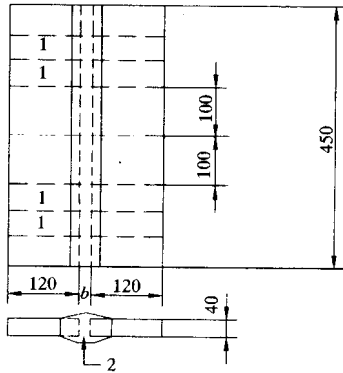


图 9.6.2-2 电渣焊、气电立焊考试试件尺寸及试样取样位置示意

1—侧弯试样；2——间隙 b 根据工艺要求确定

3 栓钉焊考试试件及试样尺寸应符合图 9.6.2-3 要求。

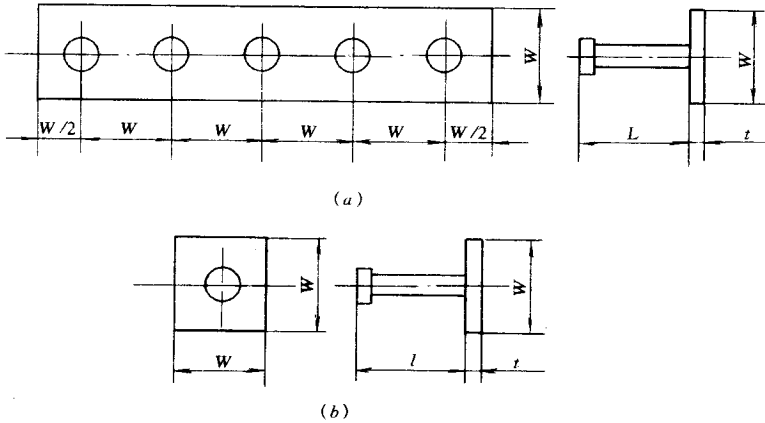


图 9.6.2-3 栓钉焊试件和试样示意
(a) 试件的形状及尺寸；(b) 试样的形状及尺寸

9.6.3 检验项目、方法与合格标准应符合下列规定：

1 考试试板的检验项目应符合表 9.6.3-1 规定；

表 9.6.3-1 机械操作技能考试试件的检验项目及试样数量

试件形式		试件厚度 (管径) (mm)	外观 检验	无损 探伤	试样数量					
					面弯	背弯	侧弯	宏观	打弯	拉伸
板材 对接	埋弧焊	$t \geq 25$	要	射线或 超声波	—	—	2	—	—	—
	电渣焊 气电立焊	$t \geq 38$	要	射线或 超声波	—	—	4	—	—	—
管材对接		管径 $D \geq 108$	要	射线或 超声波	1	1	或 2	—	—	—
板材角接		$t \geq 12$	要	—	1	—	—	1	—	—
栓钉焊		$t \geq 12$	要	—	—	—	—	—	5	5

2 检验方法及合格标准

1) 外观检验

坡口对接焊缝和角接焊缝外形尺寸应符合表 9.6.3-2 的要求，其它外观质量应符合第 9.3.10 条的规定；栓钉焊接头外观与外形尺寸应符合表 9.6.3-3 的要求。

9.6.3-2 焊缝外形尺寸允许偏差 (mm)

对接焊缝余高	焊缝宽度 比坡口宽度每侧增宽值	角接焊缝焊脚尺寸 (h_f)	
		差值	不对称
0~4	1~3	$\Delta h_f \leq 3$	$\leq 1 + 0.1 \times h_f$

表 9.6.3-3 栓钉焊接头外观质量合格标准与外形尺寸允许偏差

外观检验项目	合格标准或允许偏差
焊缝形状	360°范围内, 焊缝高 > 1mm, 焊缝宽 > 0.5mm
焊缝缺陷	无气孔、无夹渣
焊缝咬边	咬边深度 < 0.5mm
焊钉焊后高度	焊后高度允许偏差 ± 2 mm

2) 焊缝内部无损检测: 检测前应将背面垫板用机械方法加工去除。射线探伤应符合现行国家标准《钢熔化焊对接接头射线照相和质量分级》(GB 3323) 中 II 级或 II 级以上的规定, 超声波探伤应符合《钢焊缝手工超声波探伤方法和探伤结果分级》(GB 11345) 中 BI 级的规定。

3) 弯曲、宏观及拉伸试验

对接接头冷弯试样制备应符合图 9.6.2-1(a)、图 9.6.2-2 的要求, 弯曲试验应符合现行国家标准《焊接接头弯曲及压扁试验法》(GB 2653) 的规定, 试样冷弯至规定角度后, 试样表面任意方向的裂纹及其它缺陷单个长度应不大于 3mm, 且单个试样裂纹及其它缺陷总长应不大于 7mm; 角接焊缝弯曲试样的制备应符合图 9.6.2-1(b) 的要求, 弯曲试验可以简便的方法持续加载或重复加载, 使焊缝根部受力, 直至试样断裂或压弯到两板平贴。

宏观试验应符合现行国家标准《钢的低倍组织及缺陷腐蚀试验法》(GB 226) 的规定;

栓钉焊接头弯曲试样、拉伸试样制取应符合图 9.6.2-3(b) 的要求。试样打弯到 30°后, 焊接区应无裂纹(图 9.6.3-1); 试样拉伸至破坏后, 不应在焊缝处断裂(图 9.6.3-2)。

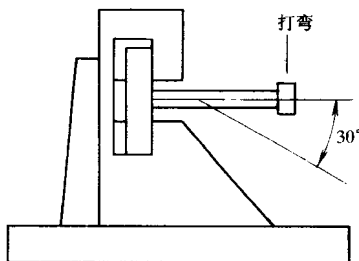


图 9.6.3-1 栓钉焊试样弯曲试验方法示意

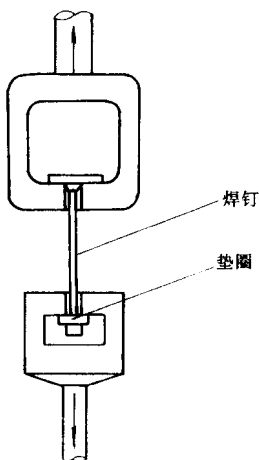


图 9.6.3-2 栓钉焊试样拉伸试验方法示意

9.7 考试记录、复试、补考、重考、免试和证书

9.7.1 焊工考试宜按附录 E-1 记录考试结果。

9.7.2 每一考试项目中仅有一个试样不合格时，可进行复试。复试时，应重新焊接一块试板进行全部试验，试样检验应全部合格该项目方为合格，否则为不合格。同一焊工每次考试复试次数应不超过一次。

9.7.3 按本章规定进行考试的焊工，应由企业焊工技术考试委员会审核其合格项目，并报上级管理机构审批颁发焊工合格证书。焊工合格证有效期为 3 年，样式和内容应符合附录 E-2 的要求。

9.7.4 焊工资格认可的合格证有效期终止前应重新进行考试、换证。重考应符合下列规定：

1 重考应进行理论知识及操作技能考试。应对合格证认可资格科目中最难的科目进行操作技能重新考试；

2 重考合格后应由企业焊工技术考试委员会审核并持原合格证上报，由原发证的上级管理机构核发新的焊工合格证；

3 重考时持有合格证的焊工亦可申请参加比原认可资格更难的资格考试，考试合格后上报、核发新的资格合格证，考试不合格则该焊工必须参加原合格证中最难科目的重考；

4 持续中断焊接操作时间超过半年的原合格焊工重新参加焊接工作时，必须进行原认可资格科目的重新考试。该重考可免去理论知识考试，考试试件可不进行冷弯项目检验。

9.7.5 合格证有效期满后免试应遵守下列规定：

持证焊工在规定的认可范围内工作并在合格证的有效期内，焊接质量一贯优良，探

伤合格率保持在射线探伤不小于 90%、超声波探伤不小于 98% 时，可经焊工所在企业的技术管理、质量检验两个部门的主管签字认可，由企业焊工技术考试委员会核准后报原发证的上级管理机构予以免试，准予免试的焊工资格证书有效期延长不得超过 3 年，且不得连续免试。

9.7.6 合格证注销应符合下列规定：

1 焊工在生产过程中施焊焊缝质量一贯低劣，经质量检查部门提出，由企业焊工技术考试委员会核准可注销其合格证，同时应报上级管理机构备案。被注销合格证的焊工可重新申请参加焊工考试，合格后方可允许在规定的认可范围进行焊接工作；

2 有伪造经历、弄虚作假、涂改合格证或超越合格证认可范围施焊者，企业焊工技术考试委员会可取消其考试资格或注销其资格证书，并应报上级管理机构备案。

附录 A 钢板厚度方向性能级别及其 含硫量、断面收缩率值

级 别	含硫量 ≤ (%)	断面收缩率 (Ψ_2 %)	
		三个试样平均值不小于	单个试样值不小于
Z15	0.01	15	10
Z25	0.007	25	15
Z35	0.005	35	25

附录 B 建筑钢结构焊接工艺评定报告格式

建筑钢结构焊接工艺评定报告

编 号：_____

编 制：_____

焊接责任

技术人员：_____

批 准：_____

单 位：_____

日 期：_____年_____月_____日

表 B-1

焊接工艺评定报告目录

序号	报告名称	报告编号	页数
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			

表 B-2

焊接工艺评定报告

共 页第 页

工程(产品)名称				评定报告编号								
委托单位				工艺指导书编号								
项目负责人				依据标准				《建筑钢结构焊接技术规程》(JGJ 81)				
试样焊接单位				施焊日期								
焊工		资格代号		级别								
母材钢号			规格		供货状态			生产厂				
化 学 成 分 和 力 学 性 能												
	C	Mn	Si	S	P			σ_s	σ_b	δ_5	ψ	A_{kv}
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)			(MPa)	(MPa)	(%)	(%)	(J)
标准												
合格证												
复验												
碳当量							公式					
焊接材料	生产厂	牌号	类型	直径(mm)		烘干制度($^{\circ}\text{C} \times \text{h}$)			备注			
焊条												
焊丝												
焊剂或气体												
焊接方法			焊接位置		接头形式							
焊接工艺参数	见焊接工艺评定指导书			清根工艺								
焊接设备型号				电源及极性								
预热温度($^{\circ}\text{C}$)			层间温度($^{\circ}\text{C}$)		后热温度($^{\circ}\text{C}$)及时间(min)							
焊后热处理												
<p>评定结论：本评定按《建筑钢结构焊接技术规程》(JGJ 81)规定，根据工程情况编制工艺评定指导书、焊接试件、制取并检验试样、测定性能，确认试验记录正确，评定结果为：_____。焊接条件及工艺参数适用范围按本评定指导书规定执行</p>												
评定			年 月 日		评定单位：						(签章)	
审核			年 月 日									
技术负责			年 月 日									
年 月 日												

表 B-3

焊接工艺评定指导书

共 页第 页

工程名称				指导书编号								
母材钢号		规格		供货状态		生产厂						
焊接材料		生产厂		牌号		类型		烘干制度 (°C × h)		备注		
焊条												
焊丝												
焊剂或气体												
焊接方法				焊接位置								
焊接设备型号				电源及极性								
预热温度 (°C)		层间温度				后热温度 (°C) 及时间 (min)						
焊后热处理												
接头及坡口尺寸图				焊接顺序图								
焊接工艺参数	道次	焊接方法		焊条或焊丝		焊剂或保护气	保护气流	电流	电压	焊接速度	热输入	备注
				牌号	φ (mm)		量 (l/min)	(A)	(V)	(cm/min)	(kJ/cm)	
技术措施	焊前清理				层间清理							
	背面清根											
	其它:											
编制			日期	年 月 日		审核			日期	年 月 日		

表 B-4

焊接工艺评定记录表

共 页第 页

工程名称					指导书编号				
焊接方法		焊接位置		设备型号		电源及极性			
母材钢号		类别		生产厂					
母材规格					供货状态				
接头尺寸及施焊道次顺序					焊接材料				
	焊条	牌号				类型			
		生产厂				批号			
		烘干温度(℃)				时间(min)			
	焊丝	牌号				规格(mm)			
		生产厂				批号			
		烘干温度(℃)				时间(min)			
	焊剂或气体	牌号				规格(mm)			
生产厂									
烘干温度(℃)				时间(min)					
施焊工艺参数记录									
道次	焊接方法	焊条(焊丝) 直径(mm)	保护气体流量 (l/min)	电流(A)	电压(V)	焊接速度 (cm/min)	热输入 (kJ/cm)	备注	
施焊环境		室内/室外		环境温度(℃)		相对温度		%	
预热温度(℃)				层间温度(℃)		后热温度		时间(min)	
后热处理									
技术措施	焊前清理			层间清理					
	背面清根								
	其他								
焊工姓名		资格代号		级别		施焊日期		年 月 日	
记录		日期		年 月 日		审核		日期	
								年 月 日	

表 B-5

焊接工艺评定检验结果

共 页第 页

非破坏检验									
试验项目		合格标准		评定结果		报告编号		备注	
外观									
X 光									
超声波									
磁 粉									
拉伸试验		报告编号			弯曲试验		报告编号		
试样编号	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	断口 位置	评定 结果	试样 编号	试验 类型	弯心直径 D (mm)	弯曲 角度	评定 结果
							D = α		
							D = α		
							D = α		
							D = α		
冲击试验		报告编号			宏观金相		报告编号		
试样编号	缺口位置	试验温度(℃)	冲击功 A_k (J)		评定结果：				
					硬度试验		报告编号		
					评定结果：				
其它检验：									
检验		日期	年 月 日	审核		日期	年 月 日		

表 B-6

栓钉焊接工艺评定报告

共 页第 页

工程(产品)名称				评定报告编号			
委托单位				工艺指导书编号			
项目负责人				依据标准			
试样焊接单位				施焊日期			
焊工		资格代号			级别		
施焊材料		牌号	规格	热处理或表面状态		备注	
母材钢号							
穿透焊板材							
焊钉钢号							
瓷环牌号				烘干制度(℃×h)			
焊接方法		焊接位置			接头形式		
焊接工艺参数	见焊接工艺评定指导书						
焊接设备型号		电源及极性					
备 注：							
<p>评定结论：</p> <p>本评定按 规定，根据工程情况编制工艺评定指导书、焊接试件、制取并检验试样、测定性能，确认试验记录正确，评定结果为：</p> <p>焊接条件及工艺参数适用范围应按本评定指导书规定执行</p>							
评定		年 月 日	检测评定单位：				(签章)
审核		年 月 日					
技术负责		年 月 日					年 月 日

表 B-7

栓钉焊焊接工艺评定指导书

共 页第 页

工程名称				指导书编号			
焊接方法				焊接位置			
设备型号				电源及极性			
母材钢号		类别		厚度 (mm)		生产厂	
接头及试件形式	施焊材料						
	穿透焊钢材	牌号					
		生产厂					
		表面镀层					
		规格 (mm)					
	焊钉	牌号		规格 (mm)			
		生产厂					
	瓷环	牌号		规格 (mm)			
		生产厂					
		烘干温度℃及时间 (min)					
焊接工艺参数	序号	电流 (A)	电压 (V)	时间 (s)	伸出长度 (mm)	提升高度 (mm)	备注
技术措施	焊前母材清理						
	其它：						
编制		日期		年 月 日		审核	
日期		年 月 日		日期		年 月 日	

表 B-8

栓钉焊焊接工艺评定记录表

共 页第 页

工程名称					指导书编号								
焊接方法					焊接位置								
设备型号					电源及极性								
母材钢号				类别			厚度 (mm)		生产厂				
接头及试件形式					施焊材料								
					穿透焊钢材	牌号							
						生产厂							
						表面镀层							
						规格 (mm)							
					焊钉	牌号				规格 (mm)			
						生产厂							
					瓷环	牌号				规格 (mm)			
						生产厂							
						烘干温度℃及时间 (min)							
施焊工艺参数记录													
序号	电流 (A)	电压 (V)	时间 (s)	伸出长度 (mm)	提升高度 (mm)	环境温度 (℃)	相对湿度 (%)	备注					
技术措施	焊前母材清理												
	其它：												
焊工姓名				资格代号			级别	施焊日期					
编制				日期	年 月 日		审核	日期					
								年 月 日					

表 B-9

栓钉焊焊接工艺评定试样检验结果

共 页第 页

焊缝外观检查							
检验项目	实测值 (mm)				规定值 (mm)	检验结果	
	0°	90°	180°	270°			
焊缝高					> 1		
焊缝宽					> 0.5		
咬边深度					< 0.5		
气孔					无		
夹渣					无		
拉伸试验	报告编号						
试样编号	抗拉强度 σ_b (MPa)		断口位置	断裂特征	检验结果		
弯曲试验	报告编号						
试样编号	试验类型	弯曲角度	检验结果		备注		
	锤击	30°					
	锤击	30°					
	锤击	30°					
其它检验：							
检验		日期	年 月 日	审核		日期	年 月 日

附录 C 箱形柱（梁）内隔板电渣焊焊缝 焊透宽度的测量

C.0.1 应采用垂直探伤法以使用的最大声程作为探测范围调整时间轴，在被探工件无缺陷的部位将钢板的第一次底面反射回波调至满幅的 80% 高度作为探测灵敏度基准，垂直于焊缝方向从焊缝的终端开始以 100mm 间隔进行扫查，并对两端各 $50 + t_1$ 范围进行全面扫查（图 C.0.1）。

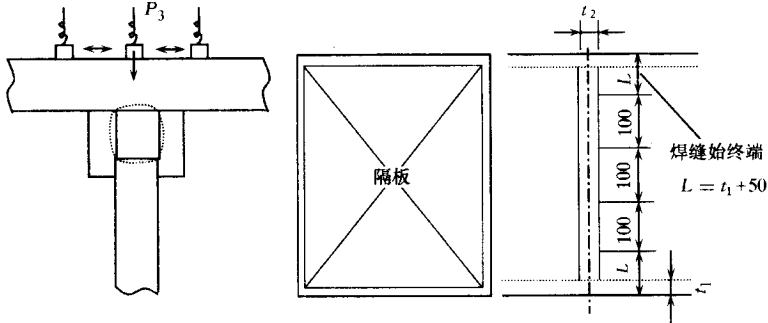


图 C.0.1 扫查方法示意

C.0.2 焊接前必须在面板外侧标记上焊接预定线，探伤时应以该预定线为基准线。

C.0.3 应把探头从焊缝一侧移动至另一侧，底波高度达到 40% 时的探头中心位置作为焊透宽度的边界点，两侧边界点间距即为焊透宽度。

C.0.4 缺陷指示长度的测定应符合下列规定：

1 焊透指示宽度不足

将按第 C.0.3 条规定扫查求出的焊透指示宽度小于隔板尺寸的沿焊缝长度方向的范围作为缺陷指示长度；

2 焊透宽度的边界点错移

将焊透宽度边界点向焊接预定线内侧沿焊缝长度方向错位超过 3mm 的范围作为缺陷指示长度；

3 缺陷在焊缝长度方向的位置以缺陷的起点表示。

附录 D 圆管 T、K、Y 节点焊缝的 超声波探伤方法及缺陷分级

D.0.1 本附录适用于支管管径不小于 150mm、壁厚不小于 6mm、板厚外径之比在 13% 以下的圆钢管分支节点焊缝的超声波探伤。

D.0.2 本附录未述及的内容应符合现行国家标准《钢焊缝手工超声波探伤方法及质量分级》(GB 11345) 的规定。

D.0.3 本附录所用术语应符合下列规定：

(图 D.0.3) 交叉角 θ ——主管和支管相交的角度；

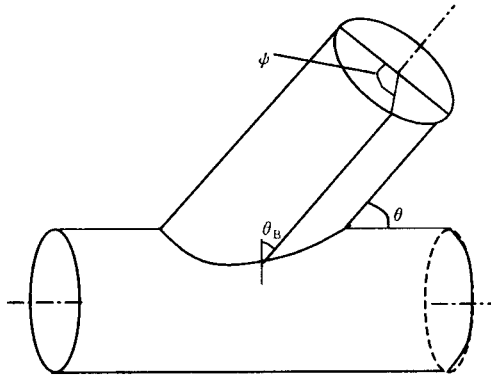


图 D.0.3 管分支节点

相贯角 ψ ——从主管轴与支管轴组成的平面与支管母线形成的沿支管圆周方向的角度；

偏角 θ_B ——支管表面母线和焊缝纵截面的法线或和探伤方向所成的角度。

D.0.4 探头应采选用小芯片（如 6mm × 6mm）短前沿、高频率（5 ~ 6MHz）及尽可能大的折射角（或 K 值），且应能完成 1 跨距范围内整个焊缝截面的检测。

D.0.5 应选用声阻抗较大、粘度较大且易清理的耦合剂，如甘油。

D.0.6 灵敏度修正量的确定应遵守图 D.0.6 的要求，用与探伤所用探头规格相同的两只探头在平面试板上作一跨距一收一发测试，读取增益（或衰减）值 G_1 ，然后在工件表面上沿轴向和实际探伤最大偏角方向分别作一跨距一收一发测试，读取 G_2 、 G_3 。
 $TG = (G_2 + G_3) / 2 - G_1$ ；当 $TG < 2\text{dB}$ 时，可不作修正；当 $|G_2 - G_3| \leq 4\text{dB}$ 时，应按 TG 进行耦合修正；当 $|G_2 - G_3| > 4\text{dB}$ 时，应进一步分区测试，取合适的区间分别进行修正。

D.0.7 探伤面及探伤方法应符合下列规定：

1 T、K、Y 焊缝探伤应以支管表面作为探伤面，扫查时探头应与焊缝垂直；

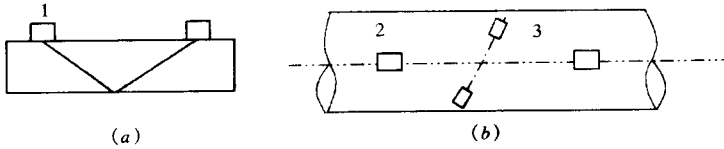


图 D.0.6 灵敏度修正量的确定

(a) 试板与 RB 试块有相同的粗糙度 ;(b) 工件探测面

2 可采用实测或计算机辅助计算求出探伤部位的偏角 θ_B , 并按公式 D.0.7-1 求出该部位探测方向的曲率半径 ρ ;

$$\rho = \frac{D}{2\sin^2\theta_B} \quad (\text{D.0.7-1})$$

3 应按公称折射角 45° 、 60° 、 70° 或 K 值 (K1、K2、K3) 各自能探测的范围, 将焊缝划分为若干检测区, 每一检测区应选用相应折射角 (或 K 值) 的探头。对应于某一曲率半径的可用的最大折射角应按公式 D.0.7-2 计算 ;

$$\beta_{\max} = \sin^{-1}\left(1 - \frac{t}{\rho}\right) \quad (\text{D.0.7-2})$$

4 应按公式 D.0.7-3 计算半跨距声程修正系数 K, 按公式 D.0.7-4 计算水平距离修正系数 m ;

$$k = \left(\frac{\rho}{t} - 1\right) \left[\frac{\sin\left(\beta + \sin^{-1}\left(\frac{\rho}{\rho-t}\sin\beta\right)\right)}{\tan\beta} \right] \quad (\text{D.0.7-3})$$

$$m = \left[\pi - \beta - \sin^{-1}\left(\frac{\rho}{\rho-t}\sin\beta\right) \right] \frac{\rho}{t} \cot\beta \quad (\text{D.0.7-4})$$

式中 β ——探头折射角 ;

t ——管壁厚。

5 缺陷位置的判定方法应符合下列要求 :

1) 半跨距点和 1 跨距点的声程 $W_{0.5}$ 、 $W_{1.0}$ 及探头与焊缝的距离 $Y_{0.5}$ 、 $Y_{1.0}$ 分别按下式计算 :

$$W_{0.5} = (t/\cos\beta) k \quad (\text{D.0.7-5})$$

$$W_{1.0} = 2W_{0.5} \quad (\text{D.0.7-6})$$

$$Y_{0.5} = (t/\tan\beta) m \quad (\text{D.0.7-7})$$

$$Y_{1.0} = 2Y_{0.5} \quad (\text{D.0.7-8})$$

2) 探头与缺陷的距离 Y 及缺陷深度 d 根据读取的声程 W 按比例由下式近似求出 :

当 $W < W_{0.5}$ 时 , $Y = Y_{0.5} \times W/W_{0.5} \quad (\text{D.0.7-9})$

$$d = t \times W/W_{0.5} \quad (\text{D.0.7-10})$$

当 $W_{0.5} < W < W_{1.0}$ 时 , $Y = Y_{0.5} \times W/W_{0.5} \quad (\text{D.0.7-11})$

$$d = 2t - t \times W/W_{0.5} \quad (\text{D.0.7.12})$$

6 缺陷评定与分级应符合下列规定：

对于中上部体积性缺陷，应根据缺陷的指示长度按表 D.0.7-1 予以评定，对于根部缺陷的评定应符合表 D.0.7-2 的规定。

表 D.0.7-1 全焊透焊缝中上部缺陷的评定

级别	允许的最大缺陷指示长度
I	$\leq \frac{1}{3}t$ ，最小为 10mm 的 II 区缺陷
II	$\leq \frac{2}{3}t$ ，最小为 15mm 的 II 区缺陷，点状的 III 区缺陷
III	$\leq t$ ，最小为 20mm 的 II 区缺陷， $\leq 10\text{mm}$ 的 III 区缺陷
IV	超过 III 级者

表 D.0.7-2 全焊透焊缝根部缺陷的评定

极别	允许的最大缺陷指示长度	
	波高为 II 区的缺陷	波高为 III 区的缺陷
I	$\leq \frac{1}{3}t$ ，最小可为 10mm	$\leq 10\text{mm}$
II	$\leq 10\%$ 周长	$\leq \frac{2}{3}t$ ，最小可为 15mm
III	$\leq 20\%$ 周长	$\leq t$ ，最小可为 20mm
IV	超过 III 级者	超过 III 级者

附录 E 工程建设焊工考试 结果登记表、合格证格式

表 E-1

焊工考试结果登记表

姓名		性别		出生日期		技术等级		照片
单位				编号				
理论知识考试	试题来源			课时数				
	审核监考单位			考试负责人				
	考试编号			成绩			日期	
操作技能考试	基本情况	焊接方法		试件型式		位置		
		钢材类别		钢材牌号		厚度(管径)		
		焊接材料		焊丝直径		焊剂(保护气)		
	工艺参数	电流		电压		热输入		
		预热制度		层间温度		后热制度		
		叠道层数		道次		清根(垫板)		
试板检验	外观检查	角变形	错边量	焊缝余高	咬边	表面缺陷	评定结果	
		无损检测方法		执行标准		评定等级		
	破坏检验	冷弯项目		面弯				
				背弯				
				侧弯				
	断面					宏观		
	监考人员				检验			考试负责人
按建筑钢结构焊接技术规程考核,该焊工_____项考试合格。该焊工允许焊接工作范围如下:								
结论	焊接方法		钢材类别		企业焊工技术考试 委员会 (签章) 年 月 日			
	焊材类别		厚度范围					
	焊接位置		构件型式					
	技术负责人 (签字)		焊接工程师 (签字)					

表 E-2

工程建设焊工合格证

封 1

封 2

工程建设焊工合格证

_____焊工技术考试委员会

姓 名：_____

性 别：_____

年 龄：_____

编 号：_____

工作单位：_____

照片左下
侧盖工作
单位钢印

_____焊工技术考试委员会（公章）

焊工钢印号_____

发证日期 ____年__月__日

有效期 ____年__月__日

首页

2 页

理论知识考试

方法类别	考试日期	成 绩	签发人

3 页

操作技能考试

焊接方法	试件代号	厚度管径	日期	结果	签发人

4 页

本证书授予操作范围

焊接方法 _____
接头类别(板对接、角接、管件) _____

钢材类别 _____

焊材类别 _____

厚度管径范围 _____

焊接位置 _____

单(双)面焊 _____

_____ 焊工技术考委会

日常工作质量记录*

年月至年月

产品或工程名称 _____

焊接方法 _____

接头类型 _____

焊接位置 _____

焊材型(牌)号 _____

检验记录档案号 _____

合格率 _____

* 也可由企业另作记载备查,至少每半年记载一次。

5 页

(封底里)

免试证明

该焊工在 _____ 年 _____ 月至 _____ 年 _____ 月期间从事上述认可类别产品或工程的焊接,其施焊质量符合本规程免试条件,准予延长有效期至 _____ 年 _____ 月 _____ 日

_____ 焊工技术考试委员会

注意事项

- 1 本证仅限证明焊工技术能力用。
- 2 此证应妥为保存,不得转借他人。
- 3 此证记载各项,不得私自涂改。
- 4 超过有效期限,本证无效。



第五篇

钢结构地基基础工程 设计施工技术与图集

第一章 地基基础工程设计 施工基础知识

第一节 地 基

一、灰土地基

(1) 灰土的土料宜采用地基槽中挖出的土，不得含有有机杂质并且使用前应过筛，使其粒径不得大于 15mm。

(2) 熟石灰粒径不得大于 5mm，不得夹有生石灰或过多的水分，使用前应过筛。

(3) 灰土的配合比一般为 2:8 或 3:7。

(4) 基坑或基槽在铺灰土前要验槽，如果发现局部软弱土层或孔洞，须挖除后用素土或灰土分层填实。

(5) 灰土施工中应适当控制其含水量，当水分过多或不足时应晾干或洒水湿润。

(6) 灰土每层铺设厚度由夯实机具种类和重量确定，每层灰土夯实遍数则根据设计要求的干密度在现场试验确定。

(7) 灰土分段施工时，不得在墙角、柱基及承重窗间墙下接缝，上下层接缝距离不得小于 500mm。

(8) 在地下水位以下施工时，应采取排水措施，夯实的灰土在 3d 内不得受水浸泡。雨天施工则需采取防雨及排水措施。

(9) 灰土的质量宜用环刀取样测定其干密度的方法，一般控制压实系数在 0.93 ~ 0.95 之间。如用贯入仪检查灰土的质量，应在现场进行试验以确定贯入度的具体要求。

二、砂和砂石地基

(1) 砂和砂石地基所用材料宜为中砂、粗砂、砾砂、碎石、石屑或其他工业废粒料（须试验合格后方可使用），如用细砂，则应按设计要求加入一定量的碎石或卵石。

(2) 砂和砂石中不得含有有机杂质，如用作排水固结地基的材料还应满足含泥量不超过 3% 的要求。

(3) 碎石或卵石的直径不得超过 50mm。

(4) 基坑或基槽在铺筑前要验槽，填实地基范围内的所有孔洞。清除浮土，保证边坡稳定防止塌土。

(5) 砂和砂石地基宜铺在同一标高，如深度不同则基土面挖成踏步或斜坡搭接，施工按先深后浅的顺序进行。

(6) 分段施工时，接头应作成斜坡，每层错开 0.5 ~ 1m，并充分捣实。

(7) 砂和砂石地基的捣实应分层进行，每层的铺筑厚度按不同的捣实方法进行确定。分层厚度可用样桩确定。

(8) 砂和砂石地基的质量检查可用环刀取样测定其干密度的方法或贯入测定方法。贯入度以试验确定具体要求。

三、碎砖三合土地基

(1) 碎砖三合土的配合比一般为 1:2:4 或 1:3:6 (消石灰:砂或粘性土:碎砖)。

(2) 三合土所用的碎砖粒径应为 20 ~ 60mm，不得夹有杂物，砂或粘性土中不得夹有有机杂质。

(3) 基坑或基槽在铺碎砖三合土前要验槽，坑槽内不得有积水和泥浆。

(4) 铺设前在坑槽壁分层标出样桩，铺设厚度第一层为 220mm，其余层为 200mm，每层应分别夯实至 150mm。

(5) 碎砖三合土分层铺设至设计标高后，在最后一遍夯打时宜浇浓灰浆，浓灰浆略为晾干后上铺薄砂土或炉渣再夯平。表面平整度偏差不得大于 20mm。

(6) 夯打完的碎砖三合土如果被雨水或积水破坏，可以在排水后重新浇浆夯打结实。

四、强夯地基

(1) 强夯法适用于砂土、含水量低于 25% 的杂填土地基，粘性土和粉性土也可采用，其余类型的土则要通过试验确定其处理效果。

(2) 当地下水位距地面 2m 以下且表层为非饱和性土时，可以直接进行夯击；当地下水位较高且表层为饱和性土或是农田耕植土时，可铺填 0.5 ~ 2.0m 的松散性材料如中(粗)砂、砂砾或工业废料等。

(3) 施工前必须查明所有施工范围内的地下构筑物和管线，并采取必要隔振措施，以免因强夯施工对它们造成损害。

(4) 强夯施工的机具要求为：

起重机宜选用起重能力在 15t 以上的履带起重机或其他专用设备，起吊高度为 10 ~ 20m，起吊速度为 0.2 ~ 0.4m/s，吊钩下落速度为 1 ~ 3m/s。防止夯击时臂杆后仰。

夯锤宜用圆柱形，锤重 8 ~ 20t，落距不宜小于 6m。

落锤宜采用自动脱钩，自动脱钩要有足够强度，且施工灵活。

(5) 加固区周围应设置排水沟，若加固区边长大于 30m，在中间设置网格形排水沟，最大排水距离为 15m。

(6) 夯击技术参数为：

夯击数一般为 3~10 击，夯击数应符合土的体积竖向压缩最大而侧向移动最小，最后两击沉降量或最后两击沉降量之差小于试夯确定的数值。

夯击遍数一般为 2~5 遍。

两遍之间的间隙时间一般为 1~4 周，如果地下水位较低或地质条件较好则可以连续夯击。

平均夯击能一般砂土取 $50 \sim 100 \text{t} \cdot \text{m}/\text{m}^2$ ，粘性土可取 $150 \sim 300 \text{t} \cdot \text{m}/\text{m}^2$ 。

(7) 强夯施工前要进行试夯，施工中必须按照试验确定的技术参数进行，以夯击数或夯击沉降量作为施工控制数值。

(8) 每夯击完成一遍后，应测量场地平均沉降量，用土将夯坑填平后方可进行下一遍夯击。最后一遍的场地平均沉降量必须符合要求。

(9) 雨天施工应先将积水排除后方可夯击，冬期施工应先将冻土击碎方可施工。

(10) 强夯施工一般可以采用标准贯入、静力触探或轻便触探等方法进行验收。一般每个建筑物地基的检测点数不少于 3 个。检测的位置和深度按设计要求确定。

五、预压地基

(1) 预压法分为堆载预压和真空预压两类，堆载预压适用于淤泥质土、淤泥和冲填土等软土地基，真空预压适用于能在加固区形成（包括采取措施后）稳定负压边界条件的软土地基。

(2) 所处理地基应先通过工程勘察查明土层在水平和竖直方向上的分布和变化、透水层的位置和厚度、颗粒级配及水源补给条件等。

(3) 制作砂井的砂宜用中、粗砂，含泥量不得大于 3%

(4) 砂井的灌砂量应按井孔的体积和砂在中密时的干密度计算，其实际灌砂量不得小于计算值的 95%。

(5) 袋装砂井施工所用的钢管内径宜略大于井径，以减少施工过程对地基土的扰动。

(6) 袋装砂井或塑料排水带施工时，平面井距偏差不大于井径，垂直度偏差宜小于 1.5%。

(7) 塑料排水带需要接长时，应采用滤膜内芯板平搭接的连接方式，搭接长度宜大于 200mm。

(8) 预压之前应按设计要求设置垂直沉降观测点、水平位移观测桩、测斜仪以及孔隙水压力计。

(9) 加载应分级进行，每天沉降控制在 10~15mm，边桩水平位移控制在 4~7mm，

孔隙水压力系数 $u/p \leq 0.6$ 。

(10) 地基预压到规定要求后, 方可分期分级卸载, 且继续观测地基沉降和回弹情况。

六、砂 桩

(1) 砂桩适用于软土、人工填土和松散砂土的挤密加固地基。

(2) 砂桩用砂含泥量不得大于 5%, 含水量应符合下列要求:

在饱和土中施工时采用饱和状态;

在非饱和的并能形成直立的桩孔孔壁的土层中, 用捣实法施工时, 采用 7% ~ 9%。

(3) 砂桩成孔宜采用振动沉管或锤击沉管的方法, 振动沉管时宜用活瓣式桩靴。

(4) 砂桩的施工顺序为:

对砂性地基应由外围或两侧向中间进行, 以挤土为主的砂桩宜间隔成柱;

对淤泥质粘性土地基应由中间向外围或隔排进行施工;

在已有建筑物或构筑物附近施工, 应背离其方向进行施工;

在路堤或岸坡上施工应背离岸坡方向和向坡顶方向进行施工。

(5) 施工时桩位水平偏差不应大于 0.1 倍工具套管外径, 工具套管插入土中垂直偏差不应大于 1%, 成桩直径不应小于设计桩径的 5%, 并不应大于设计桩径的 10%, 成桩长度不应小于设计桩长 100mm。

(6) 桩身和桩间土的质量都可以采用标准贯入或轻便触探进行检验, 也可以用锤击法检查其密实度和均匀性。

七、振冲地基

(1) 振冲适用于松散砂土的挤密加固地基。

(2) 振冲施工机具要求为:

起重机的起重能力一般为 8 ~ 15t;

水泵及供水管道的供水压力宜大于 0.5MPa, 供水量宜大于 20m³/h。

其他设备要符合施工要求。

(3) 施工前通过现场试验确定以下参数: 成孔施工合适的水压、水量、成孔速度、填料方法、达到土体密实时振冲器电机的电流控制值以及需要的加固时间。

(4) 振冲施工的填料最大粒径不宜大于 50mm, 含泥量不宜大于 10%, 且不得含有粘土块。

(5) 振冲造孔的方法可以选用排孔法、跳打法和围幕法。造孔时水压一般保持在 0.3 ~ 0.8MPa, 振冲器的贯入速度一般为 1 ~ 2m/min, 每贯入 0.5 ~ 1.0m, 宜悬留振冲 5 ~ 10s 扩孔, 待孔内泥浆溢出时再继续贯入。当造孔接近加固深度时, 振冲器应在孔底适当停留并减少射水压力。

(6) 振冲施工的孔位偏差应符合下列规定：

施工时振冲器尖端喷水中心与孔径中心的偏差不得大于 50mm；

振冲造孔后，成孔中心与设计定位中心的偏差不得大于 100mm；

完成后的桩顶中心与定位中心的偏差不得大于 $0.2D$ (D 为桩孔直径)。

(7) 振冲造孔的检验可以采用荷载试验、标准贯入、静力触探及土工试验等方法进行检验，砂性土宜在完成后半个月后进行检验，粘性土宜在完成后一个月后进行检验。

八、旋喷地基

(1) 旋喷适用于砂土、粘性土、湿陷性黄土及人工填土地基的加固。

(2) 根据工程情况和机具条件，旋喷地基可以采用单管法、二重管法和三重管法。

(3) 旋喷施工可用射水、锤击或振动等方法直接将旋喷管置入要求深度，也可以先用钻机钻出 100~200mm 的孔，再将旋喷管插入至孔底，由上而下进行旋喷施工。

(4) 喷射的水泥浆其水灰比为 1.0~1.5，并根据需要加入外加剂。

(5) 旋喷施工前应将钻机定位安放平稳，旋喷管的允许倾斜度不得大于 1.5%。

(6) 旋喷管进入预定深度后，应先进行试喷。施工过程中如果遇到问题应立即停止提升旋喷，排除故障后复喷。

(7) 二重管法和三重管法施工中，必须保持高压水泥浆、高压水及压缩空气各管路系统不堵、不漏、不串。

(8) 旋喷体深度、直径、抗压强度和透水性等应符合设计要求，旋喷地基的质量检验可以采用钻机取样、标准贯入、平板荷载试验及开挖检查等方法进行。

第二节 桩基础

一、一般规定

(1) 在打桩地区附近设置至少 2 个水准点，其位置不受打桩影响，桩基和板桩的轴线则从基准线引出。

(2) 桩基和板桩的轴线允许偏差不得超过 20mm，单排桩的轴线允许偏差不得超过 10mm。

(3) 桩基和板桩轴线的控制桩应设在不受打桩影响的地方并妥善保护，施工中对轴线要定期作系统检查，每 10 天不少于 1 次。

(4) 打桩前先进行场地平整及高空和地下障碍物的处理，桩机移动范围内应考虑垂直空间要求和地面承载力要求。

(5) 打桩锤重应根据工程地质条件、桩的类型和结构、桩的密集程度以及施工条件

综合考虑，且宜重锤轻击。

(6) 桩基施工前应作打桩或成孔试验（数量不少于 2 根），以检验设备和工艺是否符合要求。

(7) 当附近有建筑物或构筑物时，宜通过开挖防震沟、打隔离板桩或砂井排水等方法进行隔震。尽量采用预钻取土打桩或钻孔灌注桩。

(8) 在软土地基上施工密集桩群时，应根据具体情况采取砂井排水、井点降水、盲沟排水、预钻取土及控制打桩速度等方法减少桩的变位。

(9) 打桩的控制原则是：

当桩尖位于硬粘土、碎石土、中密以上砂土或岩土等土层时，以贯入度控制（贯入度应由试桩确定）为主，桩尖标高或桩尖进入持力层的深度为辅。

当桩尖位于其他土层时，以桩尖设计标高为主，贯入度控制为辅。

贯入度已经达到而桩尖标高未达到时，应连续锤击三阵，每阵十击的平均贯入度不得大于规定的数值。

打桩时如果控制指标已达到要求，而其他指标与要求相差较大时，则会同有关单位研究解决。

(10) 制定合理的基坑开挖顺序和施工技术，以防止基坑开挖过程造成桩的位移和倾斜。

二、钢筋混凝土预制桩

(1) 钢筋混凝土预制桩应在设计强度达到 70% 时方可起吊，设计强度达到 100% 时方可运输和打桩。钢筋混凝土预制桩如果采用锤击法沉桩时，还需满足龄期不少于 28d 的要求。

(2) 桩在起吊和搬运时吊点要符合设计要求，堆放时垫木位置与吊点位置相同且在同一平面上，重叠层数一般不宜超过 4 层。

(3) 打桩前在桩的侧面或桩架上设置标尺，以确定打桩深度。

(4) 打桩时桩帽或送桩帽与桩的间隙为 5 ~ 10mm，桩锤、桩帽和桩身在同一中心线上，桩或桩管插入时的垂直偏差不得超过 0.5%。

(5) 打桩顺序为：先深后浅；先大后小；先长后短。打桩方向宜由中间向两个方向对称进行或由中间向四周进行或由一侧向单一方向进行。

(6) 水冲法打桩适用于砂土和碎石土，当水冲至最后 1 ~ 2m 时应停止并再锤击至预定标高。

(7) 当在冻土地区打桩有困难时，可以先将冻土挖除或解冻。如用电热法解冻，则须切断电源后才能打桩。

(8) 开始打桩时应取较小的落距，待桩入土一定深度且稳定后落距恢复正常，用落锤或单动汽锤打桩时，落距最大不宜大于 1m，用柴油锤则应使锤跳动正常。

(9) 当遇到贯入度剧变，桩身突然倾斜、移位或严重回弹以及桩顶或桩身出现严重

裂缝或破碎情况时，应暂停打桩，会同有关单位及时处理。

(10) 桩的最后贯入度应在下列条件下测量：

- 锤落距符合规定；
- 桩帽和弹性垫层等正常；
- 锤击没有偏心；
- 桩顶没有破坏或破坏处已凿平。

(11) 如果采用静力压桩（适用于软弱土层）应符合下列规定：

- 压桩机要有配足额定的总重；
- 插桩偏差不得超过 0.5%；
- 桩帽、送桩和桩身在同一中心线上；
- 压同一根桩应连续施工各工序并作好记录。

(12) 初压时桩身发生较大幅度移位或倾斜，桩身压入时发生突然下沉或倾斜，以及桩顶混凝土破坏或压桩阻力剧变时应暂停压桩，及时会同有关单位研究解决。

(13) 如果采用接桩则：焊接接桩和法兰接桩适用于各类土层，硫磺胶泥锚接桩适用于软弱土层。

(14) 当桩贯穿的土层中有较厚的砂土时，在确定单桩分节长度时宜避免在沉桩过程中桩端停留在砂土层中进行接桩。

(15) 焊接接桩时，钢板宜用低碳钢，焊条宜用 E4303；法兰接桩时，钢板和螺栓宜用低碳钢；硫磺胶泥锚接桩时，硫磺胶泥配合比应按试验决定。

(16) 按桩节点处理应符合以下规定：焊接接桩上下桩之间间隙应用铁片填实焊牢，桩间焊缝连续饱满，应采用多层焊，每层焊接接头要错开，焊渣应清除，并采取减少焊接变形。法兰接桩上下桩之间宜用石棉或纸板衬垫，拧紧螺帽后锤击数次再拧紧并焊死。硫磺胶泥锚接桩时节点的平面和锚筋孔内要灌满硫磺胶泥，且灌注时间不得超过 2min。

(17) 接桩上下桩的中心线偏差不得大于 10mm，节点弯曲矢高不得大于 1/1000 桩长。

(18) 每根桩施工完毕后，桩孔要及时填实或覆盖，以保证安全。

三、钢管桩

(1) 制作钢管桩的材料和偏差应符合要求，并有合格证。

(2) 钢管桩的分段可以参考混凝土预制桩的分段要求，一般不宜大于 15m。

(3) 用钢管桩地区的地下水有腐蚀性时，钢管桩应按设计要求进行防腐蚀处理。

(4) 钢管桩焊接除要符合混凝土预制桩焊接的要求外，还应符合下列规定：

- 上下节桩对口的间隙为 2~4mm；
- 焊接定位点和施焊要对称进行；
- 导向圈的焊缝质量要与钢管桩相同；

当气温在 0°C 以下时，应将焊缝上下各 10cm 处预热，当气温低于 -10°C 时不宜焊接。

(5) 接桩焊缝外观的偏差应符合下面的规定：

上下节桩错口，当外径 ≥ 700 时为 3mm ；

当外径 < 700 时为 2mm ；

咬边深度为 5mm ；

加强层高度为 2mm ；

加强层宽度为 3mm 。

(6) 钢管桩打桩时除了要符合混凝土预制桩施工要求中第 4 条、第 5 条以及第 18 条的规定，还需符合下列规定：

插桩、打桩及接桩时应严格控制桩的垂直度，以防桩管变形；

打桩过程中若发现桩顶有变形，应及时修复。

(7) 钢管桩焊接质量除了对每个接头做好外观检查外，还应按接头总数的 5% 做超声波检查，按接头总数的 2% 做 X 射线拍片检查。

(8) 基坑开挖到设计标高后，钢管桩顶应按设计要求切割整修，并焊钢帽盖，直径为 400mm 、 600mm 、 900mm 的桩顶管口标高容许偏差为 $+10 \sim -5\text{mm}$ ，其桩顶平面容许偏差分别为不大于 5mm 、 8mm 和 10mm 。

四、钻孔灌注桩

(1) 施工前应做好场地的平整工作，对不利于施工机械运行的松软场地应进行适当处理。如在雨季施工，必须采取有效的排水措施。

(2) 施工前应复核测量基线、水准点及桩位。桩基轴线的定位点及施工地区附近所设的水准基准点应设置在不受桩基施工影响处。

(3) 施工前必须试成孔，数量不得少于两个，以便核对地质资料，检验所选的设备、施工工艺以及技术要求是否适宜；如出现缩颈、坍孔、回淤、贯入座（或贯入速度）不能满足设计要求时，应拟定补救技术措施，或重新考虑施工工艺。

(4) 在建筑物旧址或杂填土地区施工时，应预先进行钎探，并将探明在桩位处的浅埋旧基础、石块、废铁等障碍物挖除，或采取其他处理措施。

(5) 成孔的控制深度应符合下列要求：

对于摩擦桩，必须保证设计桩长，当采用沉管法成孔时，桩管入土深度的控制以标高为主，并以贯入度（或贯入速度）为辅；

对于端承桩，当采用钻、挖、冲成孔时，必须保证桩孔进入硬土层达到设计要求的深度，并将孔底清理干净；当采用沉管法成孔时，桩管入土深度的控制以贯入度（或贯入速度）为主，与设计持力层标高相对照为辅。

(6) 桩位偏差，轴线和垂直轴线方向均不宜超过 50mm 。垂直度偏差不宜大于 0.5% 。

(7) 钻孔灌注桩桩底沉渣不宜超过 200mm；当用作承重结构时，桩底沉渣按《建筑桩基技术规范》(JGJ 94—94) 要求执行。

(8) 排桩宜采取隔桩施工，并应在灌注混凝土 24h 后进行邻桩成孔施工。

(9) 非均匀配筋排桩的钢筋笼在绑扎、吊装和埋设时，应保证钢筋笼的安放方向与设计方向一致。

(10) 钢筋笼的直径除了要符合设计要求外，还需符合下列规定：

对于沉管成孔，钢筋笼的外径至少比桩管内径小 6cm；

对于用导管灌注水下混凝土的桩，钢筋笼的内径应比导管连接处的外径大 10cm 以上。

(11) 钢筋笼的制作偏差应符合下列规定：

主筋间距 $\pm 10\text{mm}$

箍筋间距 $\pm 20\text{mm}$

钢筋笼直径 $\pm 10\text{mm}$

钢筋笼长度 $\pm 100\text{mm}$

(12) 钢筋笼保护层的偏差应符合下列规定：

水下灌注混凝土的桩 $\pm 20\text{mm}$

非水下灌注混凝土的桩 $\pm 10\text{mm}$

(13) 灌注桩的充盈系数不得小于 1，一般土质为 1.1，软土为 1.2~1.3。

(14) 冠梁施工前，应将支护桩桩顶浮浆凿除清理干净，桩顶以上出露的钢筋长度应达到设计要求。

(15) 混凝土灌注桩质量检测宜按下列规定进行：

采用低应变动测法检测桩身完整性，检测数量不宜少于总桩数的 10%，且不得少于 5 根；

当根据低应变动测法判定的桩身缺陷可能影响桩的水平承载力时，应采用钻芯法补充检测，检测数量不宜少于总桩数的 2%，且不得少于三根。

(16) 当气温在 0℃ 以下灌注混凝土时，应对混凝土采取加热保温措施，在桩顶混凝土强度未达到 5% 设计强度之前不可受冻。在冻胀土、膨胀土地区施工混凝土灌注桩时还需作好防冻胀、防膨胀的处理。

第三节 大体积基础承台施工

(1) 大体积基础承台施工应在采取有效技术措施条件下一次浇注，不设或尽量不设施工缝和后浇带，以增加底板的抗渗性、整体性和便于施工。

(2) 基础承台采用商品混凝土且一次浇注的混凝土量比较大时，应防止因水泥水化热在混凝土内形成不均匀温度分布和降温差以及混凝土收缩产生的裂缝。必要时在混凝土表面增设直径较细、间距较小的构造抗裂钢筋。

(3) 大体积混凝土的配合比应优化, 尽量选用大直径骨料, 严格控制含泥量, 采用双掺技术即掺减水剂和粉煤灰, 确定合理的坍落度(入模时一般为 $12 \pm 2\text{cm}$) 和缓凝时间(一般 6h 以上), 并注意外掺剂和外掺料对混凝土坍落度和可泵性的影响。如 UEA 等膨胀剂在夏季对混凝土坍落度的影响非常显著, 所以在掺入前一定要做试验。

(4) 为了减少单位体积的水泥用量, 混凝土的设计强度可以在有可靠试验依据并征得设计单位的同意的条件下采用混凝土的后期强度。

(5) 基础承台混凝土宜用中、低水化热的水泥拌制, 以减少单位体积的水化热量。

(6) 混凝土的养护应采用保温、保湿及缓慢降温的技术措施, 在厚度大于 3m 时宜设冷却管, 要避免寒潮袭击和剧烈干燥。

(7) 采取温度监测, 以控制混凝土中心与表面的温差或混凝土内部与冷却水的温差在 25°C (经验丰富的施工单位可以放宽到 30°C) 以内。

(8) 对超长、结构复杂的基础承台, 也可以采用分仓浇注, 间隙时间在 15d 以上的施工方法。施工缝应保证有良好的防水措施。

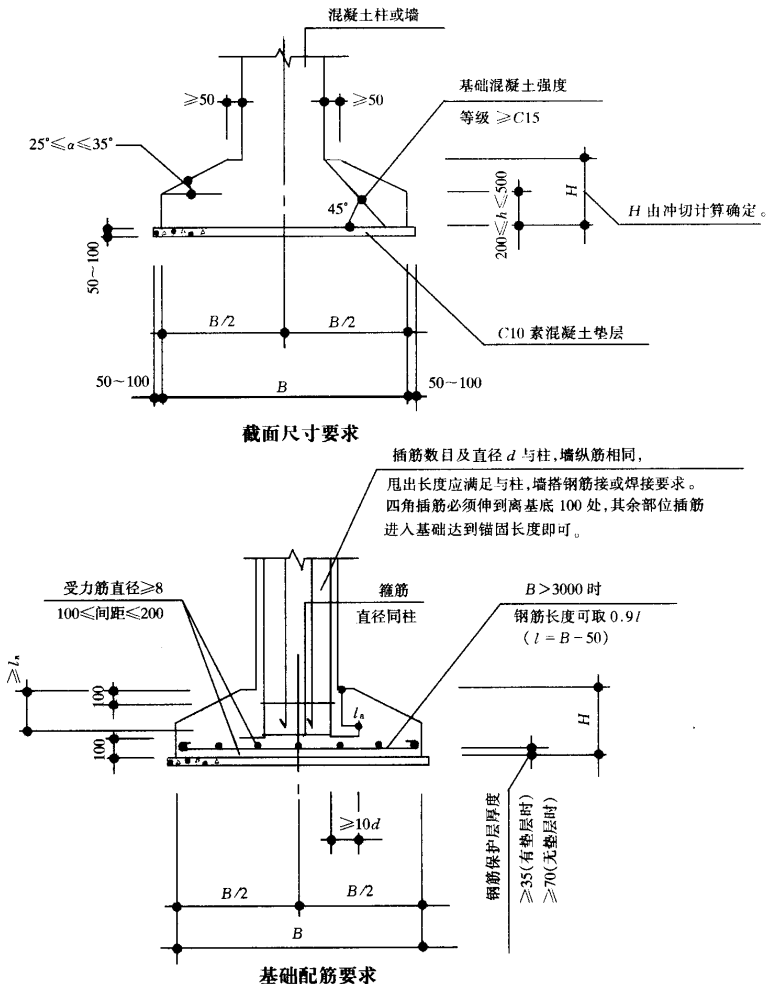
(9) 基础承台混凝土浇注过程中要采取措施, 降低混凝土的入模温度, 控制坍落度的波动, 不得加水, 并要振捣密实。

第二章 地基基础工程设计施工图集

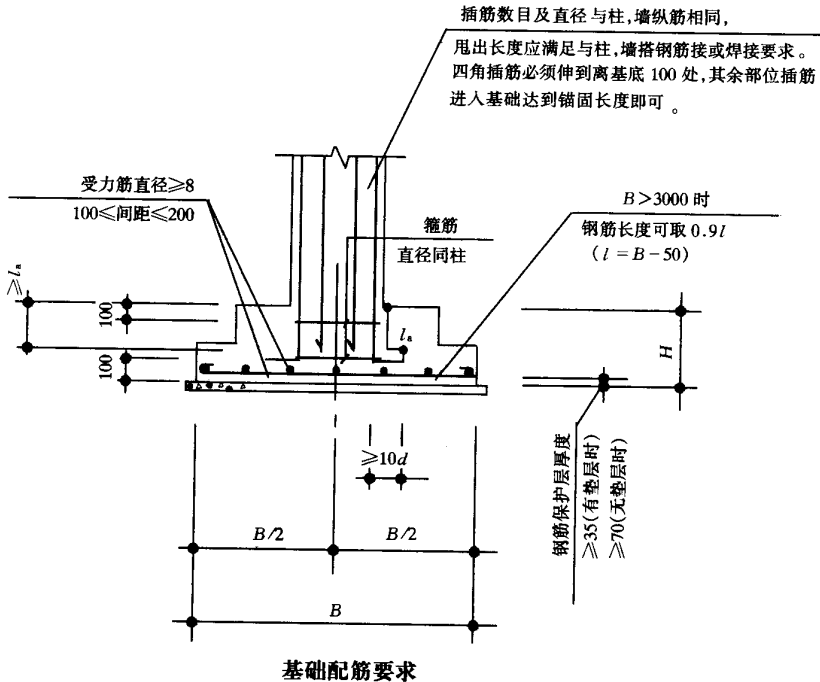
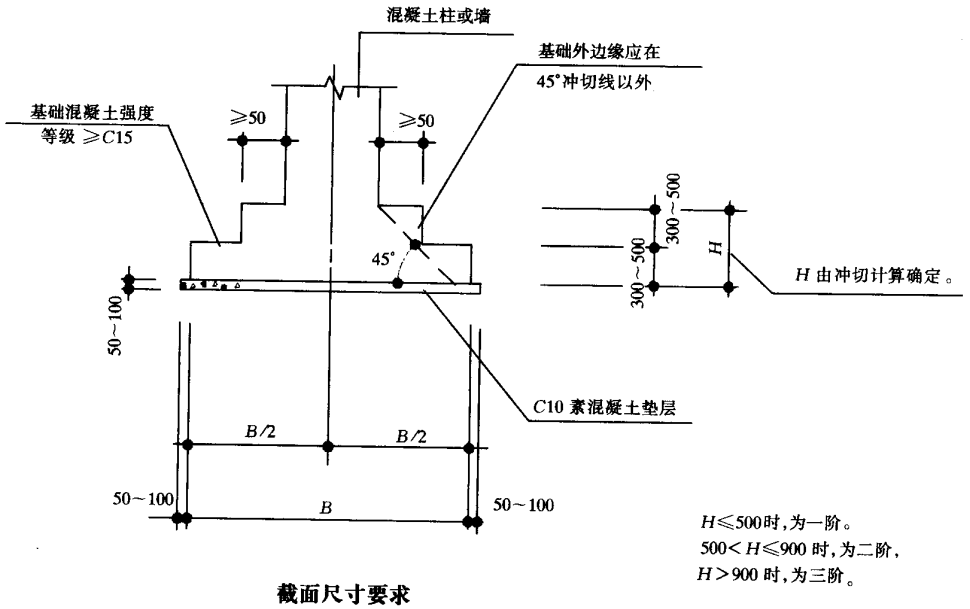
第一节 扩展基础

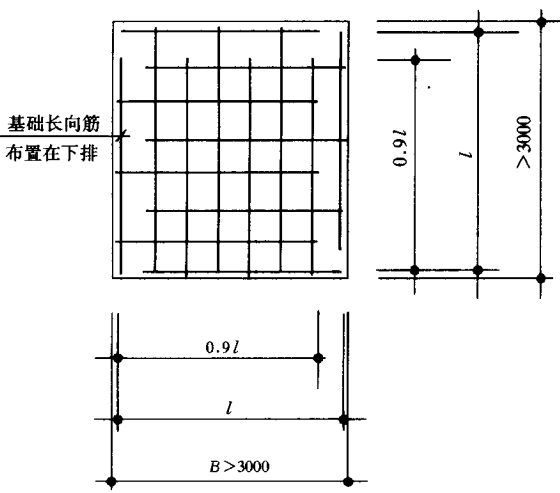
指柱下钢筋混凝土独立基础和墙下钢筋混凝土条形基础。

一、锥形基础

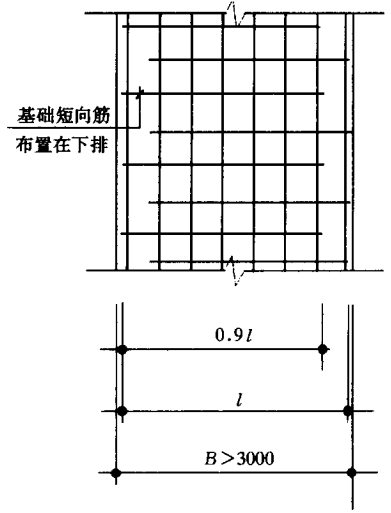


二、阶梯形基础

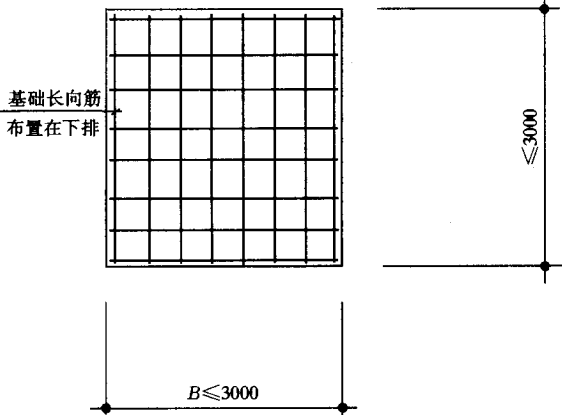




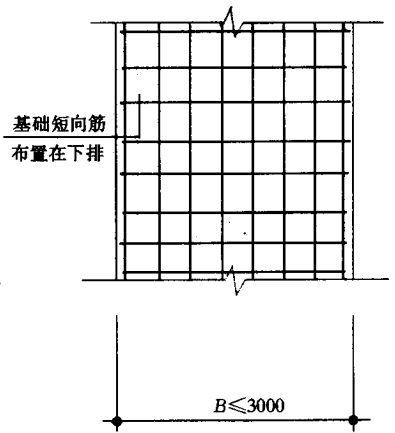
独立基础基底平面配筋
(当 $B > 3000$ 时)



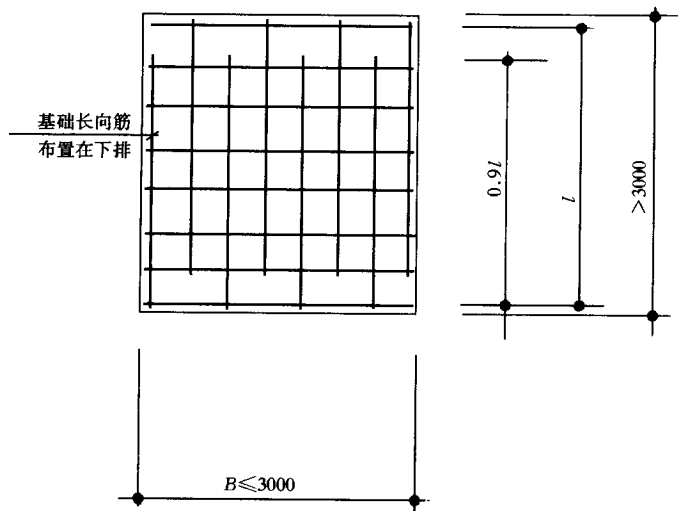
条形基础基底平面配筋
(当 $B > 3000$ 时)



独立基础基底平面配筋
(当 $B \leq 3000$ 时)



条形基础基底平面配筋
(当 $B \leq 3000$ 时)



独立基础基底平面配筋
(当短向 ≥ 3000 长向 > 3000 时)

基础受力钢筋的混凝土保护层厚度

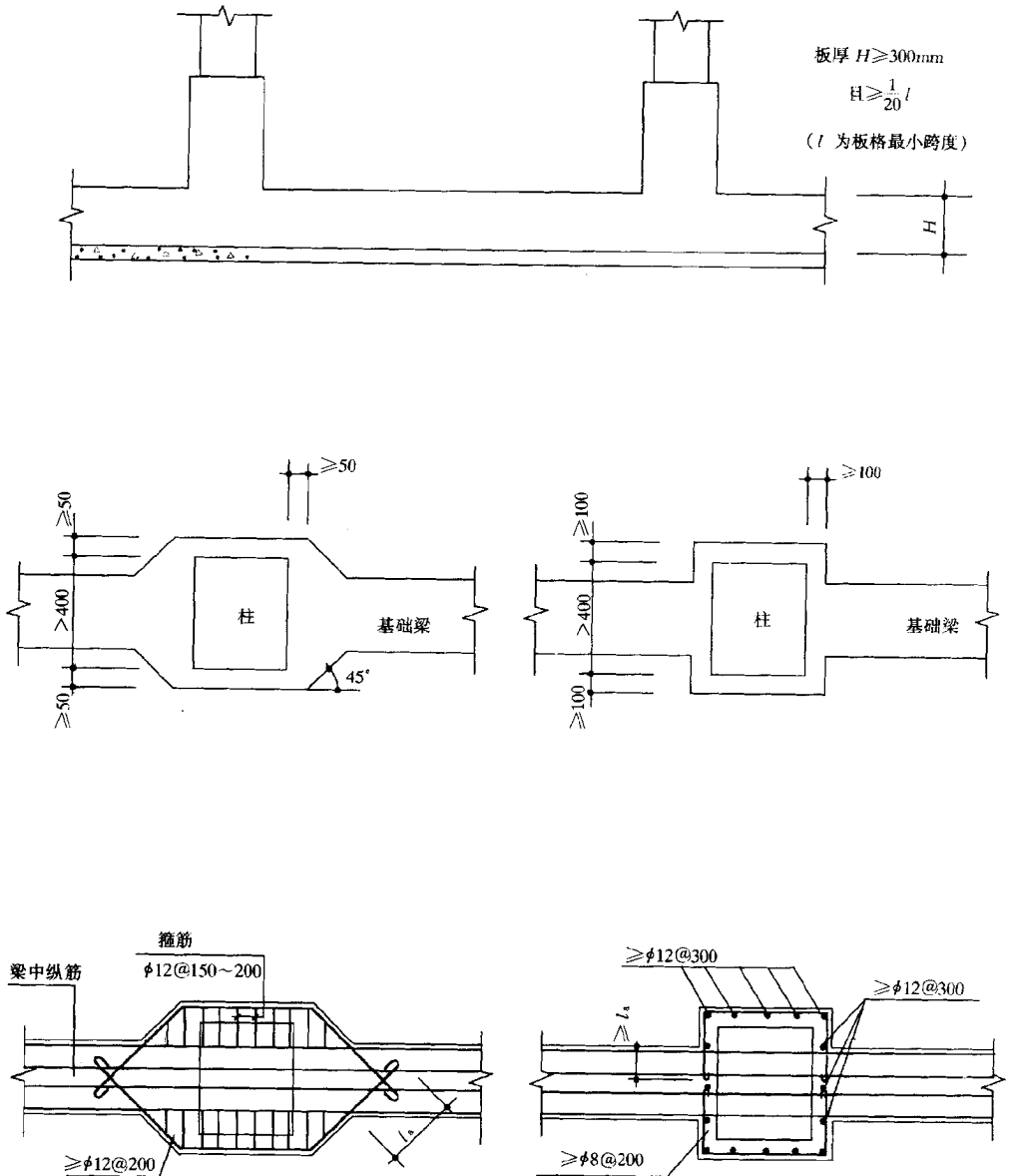
基础情况	保护层厚度
当基础底板有素混凝土垫层时	35mm
当基础底板无素混凝土垫层时	70mm
桩基础受地下水影响时	50mm
桩基础无地下水影响时	35mm
桩基承台下部受力筋	应不小于桩顶嵌入承台底板内的长度

基础的混凝土最低强度等级

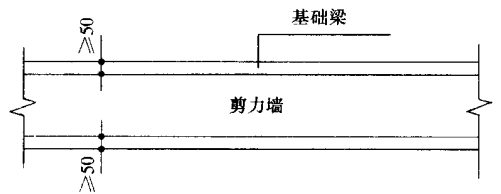
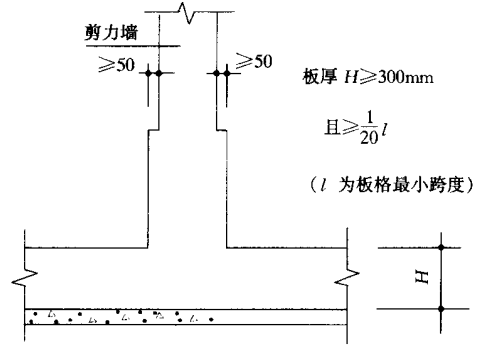
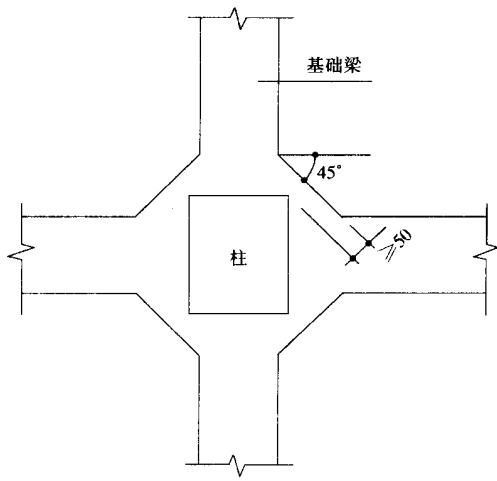
基础类别	混凝土最低强度等级
扩展基础 承台 非水下灌注桩	C15
柱下条形基础 墙下筏板基础 箱形基础 非构筑物的薄壳基础 水下灌注桩	C20
预制桩 构筑物的薄壳基础	C30

第二节 筏形基础

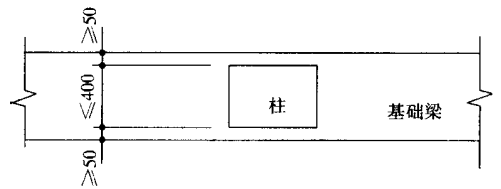
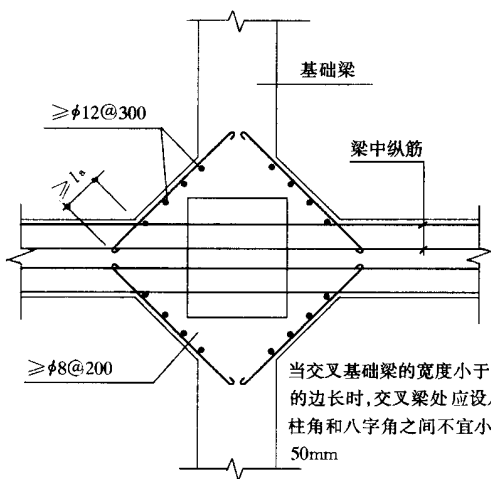
一、梁板式筏基



单向基础梁,当柱截面边长大于400时。

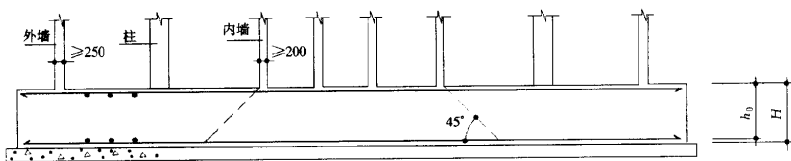
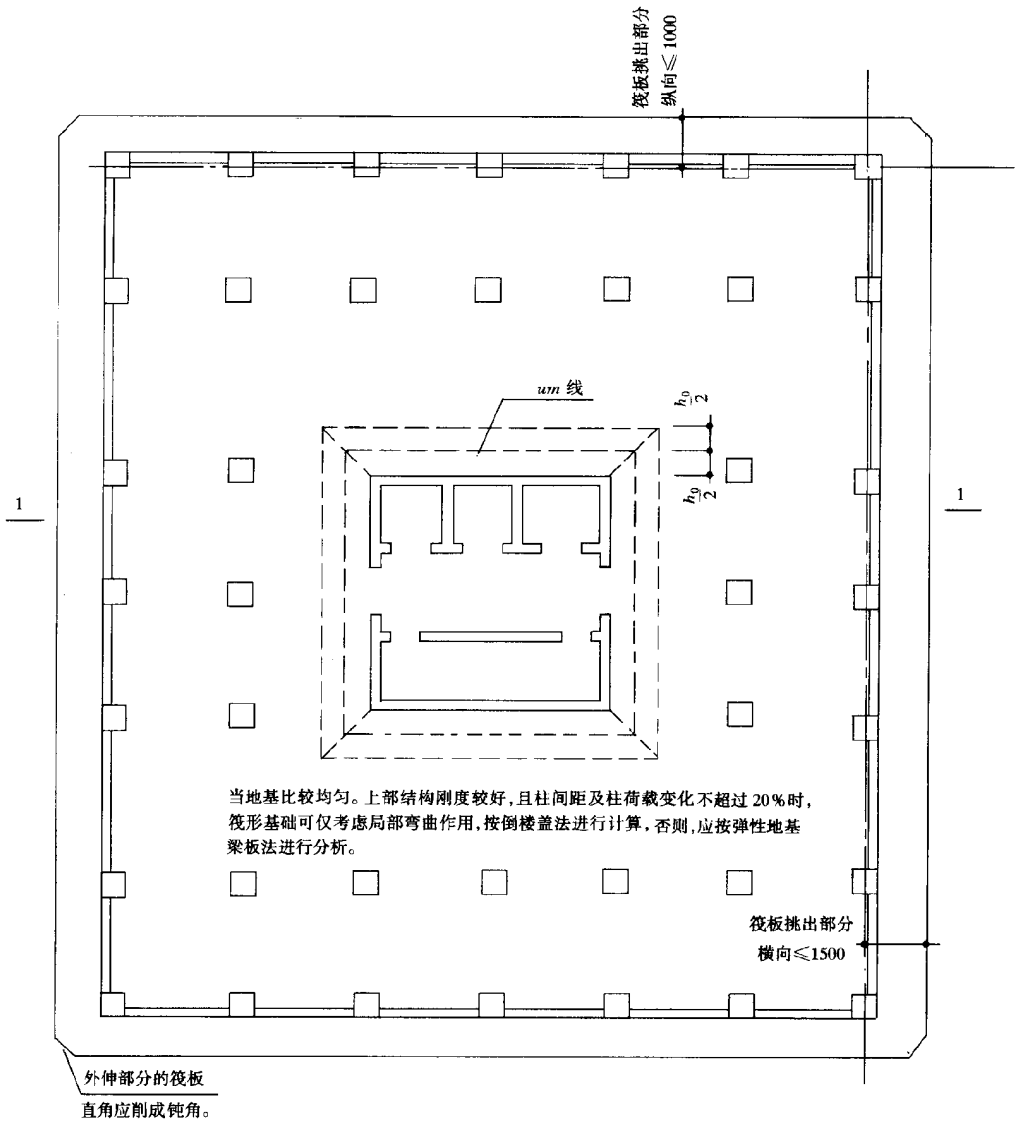


当基础梁与剪力墙相连时,梁边至墙边距离 $\geq 50\text{mm}$



单向基础梁,当柱截面边长小于 400 时。

二、板式筏基



1-1

$$H \geq 400\text{mm}$$

一般应由抗冲切和抗剪计算控制其板厚，当柱或井筒荷载较大，等厚度筏板不能满足要求时，可在柱或井筒部位局部加厚，或增加抗冲切钢筋。

$$\text{抗冲切公式：} F_1 \leq 0.6u_m h_0 f_t$$

计算时还应考虑作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩所产生的附加剪应力，距柱边 $h_0/2$ 处冲切临界截面的最大剪应力公式为：

$$\tau_{max} = \frac{V_s}{U_m h_0} + \alpha_s \frac{M C_{AB}}{I_s}$$

$$\tau_{max} \leq 0.6 f_t \alpha_s = \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1}{c_2}}}$$

式中 F_1 ——柱或井筒所承受的轴力设计值减去筏板冲切破坏锥体内的地基反力设计值，其中地基反力值应扣除板的自重；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值；

u_m ——距柱边 $h_0/2$ 处冲切临界截面的周长；

h_0 ——筏板的有效高度；

V_s ——集中反力设计值，对柱取轴力设计值减去筏板冲切破坏锥体内的地基反力设计值，其中地基反力值应扣除板的自重；

M ——作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩；

C_{AB} ——沿弯矩作用方向，冲切临界截面重心至冲切临界截面最大剪应力点的距离；

I_s ——冲切临界截面对其重心的极惯性矩；

C_1 ——与弯矩作用方向一致的冲切临界截面的边长；

C_2 ——垂直于 C_1 的冲切临界截面的边长；

α_s ——不平衡弯矩传至冲切临界截面周边的剪应力系数。

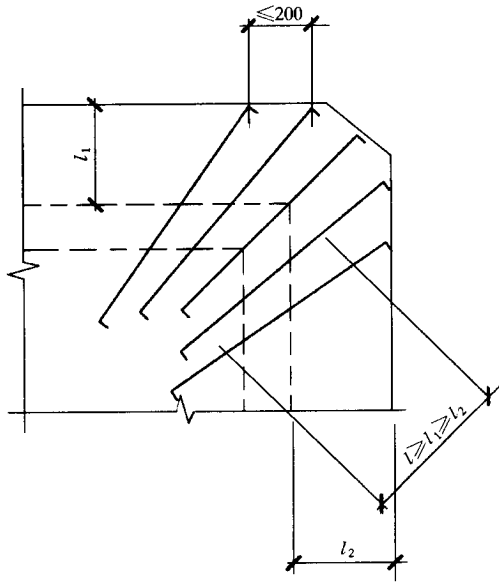
$$\text{抗剪公式：} V_s \leq 0.07 f_c b_w h_0$$

式中 V_s ——扣除底板自重后地基土净反力平均值产生的柱边缘处单位宽度的剪力设计值；

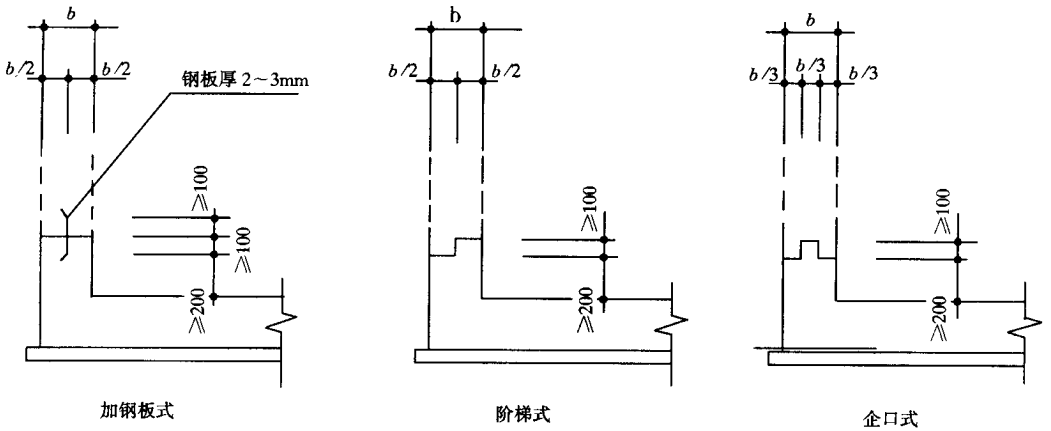
b_w ——取单位宽度；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值。

筏板外伸部分转角处附加钢筋：



板底配置放射形构造钢筋，钢筋直径与边跨
受力钢筋相同，外端间距 ≤ 200

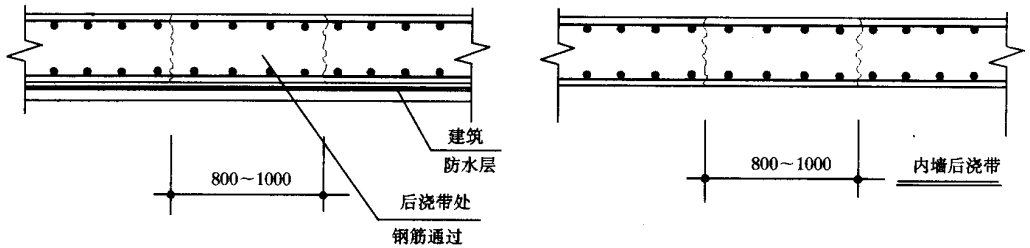


墙体水平施工缝

三、施工缝和后浇带

施工缝的处理：

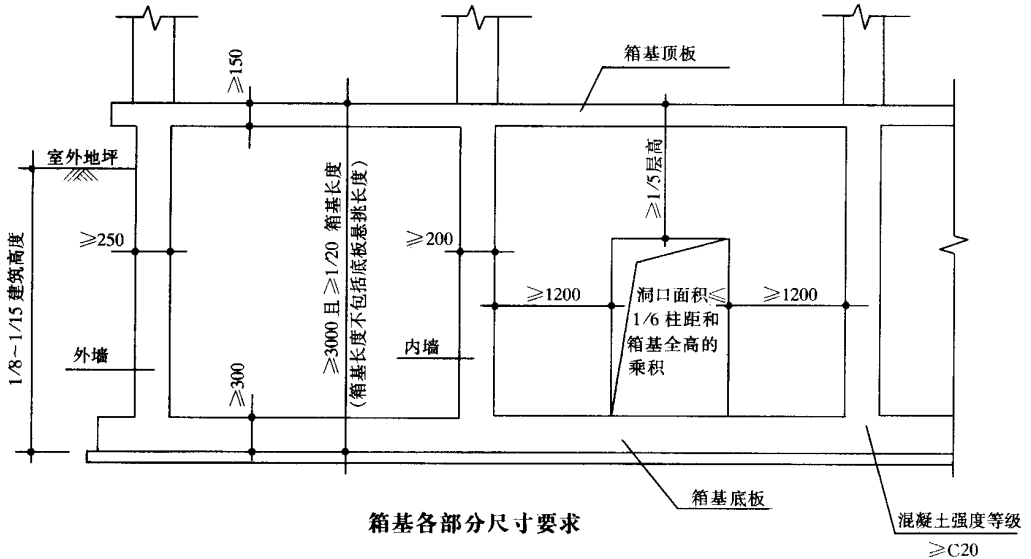
1. 在已硬化的混凝土表面上继续浇筑混凝土前，应清除垃圾同时还应将表面凿毛，用水冲洗干净并充分湿润，一般湿润时间不少于 24h。
2. 钢筋上的油污，水泥浆及浮锈等杂物也应清除。
3. 灌注前，水平施工缝宜先铺上 10~15mm 厚的水泥砂浆一层，其配合比与混凝土内的砂浆相同。



箱基和筏基基础长度超过 40m 时，应设置贯通的后浇带，后浇带在顶板施工完两周后，用高于基础混凝土强度等级一级的混凝土浇筑补齐并养护。

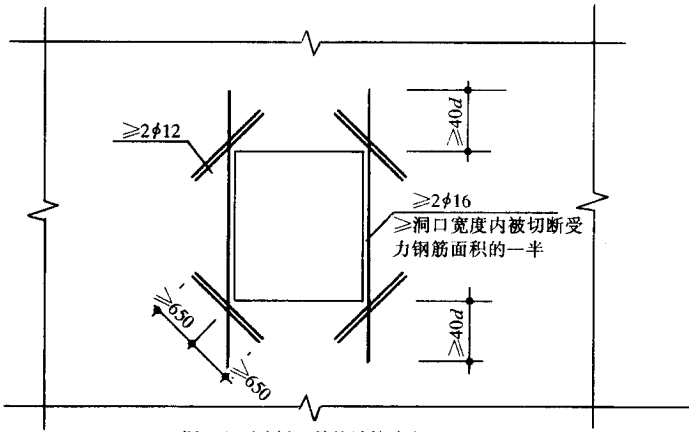
外墙及底板顶板后浇带

第三节 箱形基础



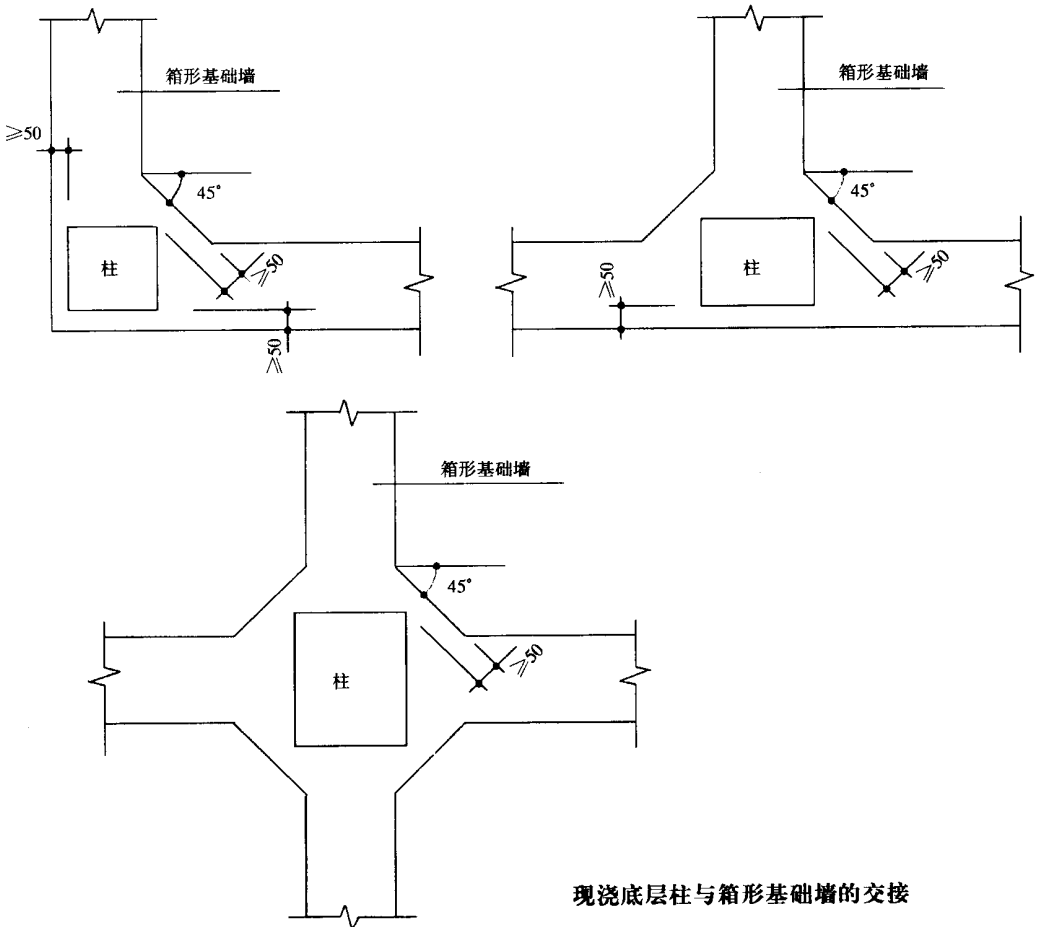
箱基各部分尺寸要求

混凝土强度等级
≥C20



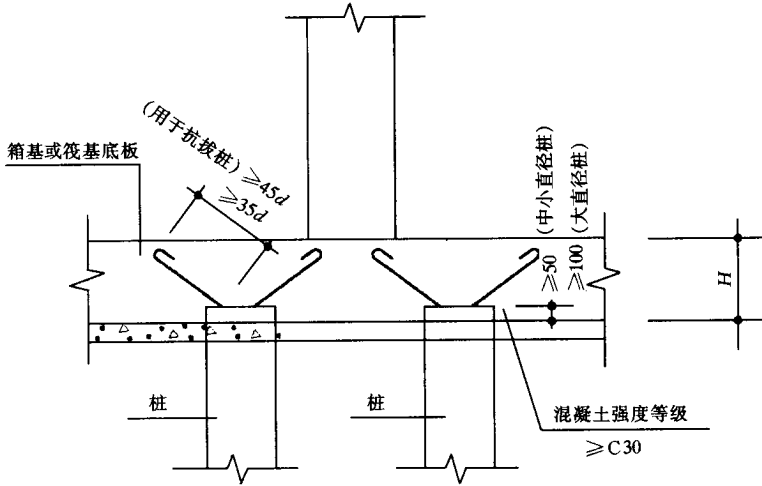
洞口上下连梁配筋按计算确定。

洞口两侧及角部加强钢筋



现浇底层柱与箱形基础墙的连接

第四节 桩箱或桩筏基础



1. 当高层建筑箱形与筏形基础下天然地基承载力或沉降变形不能满足设计要求时,可采用桩加箱形或筏形基础。

2. 当基础下桩的数量较少时,桩宜布置在柱下梁下或墙下。

3. 当桩布置在墙下柱下或梁下时

$H \geq 300$ 且 $H \geq 1/20$ 板跨。

当基础下需要满堂布桩时

H 值需由抗冲切计算确定。

第五节 桩基础

一、各种构造要求表格

桩身混凝土最低强度

桩基种类	混凝土最低强度
预制桩	C30
灌注桩	C15
水下灌注桩	C20

桩身最小配筋率

桩基种类	最小配筋率
预制桩	0.8%
灌注桩承压时	0.2%
灌注桩受弯时	0.4%

桩按直径大小分类

桩的分类	桩 径
小 桩	$d < 250$
中等直径桩	$250 < d < 800$
大直径桩	$d \geq 800$

灌注桩扩底端的最小中心距

成桩方法	最小中心距
钻孔或挖孔灌注桩	$1.5D$ 或 $D + 1m$ (当 $D > 2m$ 时)
沉管夯扩灌注桩	2.0D

注：D——扩大端设计直径。

一般条件下桩端全断面进入持力层深度

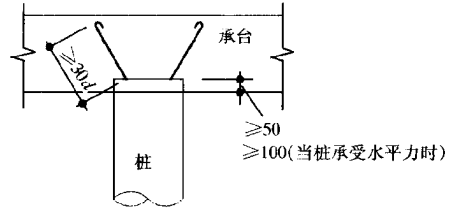
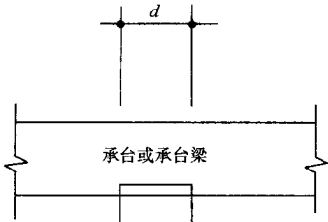
持力层情况	桩端入持力层深度
粘性土及粉土	2d
砂 土	1.5d
碎石类土	1d

桩的最小中心距

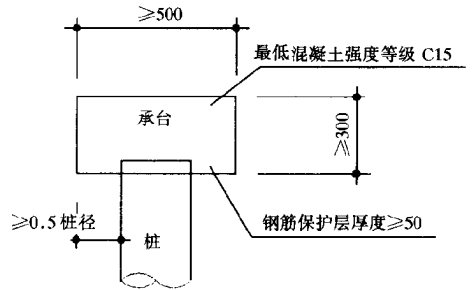
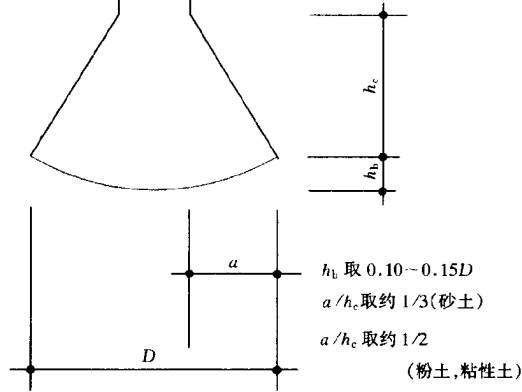
土类或成桩工艺		不少于 3 排且不少于 9 根的摩擦型桩基	其他情况
非挤土和部分挤土灌注桩		3.0d	2.5d
挤土灌注桩	穿越非饱和土	3.5d	3.0d
	穿越饱和软土	4.0d	3.5d
挤土预制桩		3.5d	3.0d
打入式敞口管桩和 H 型钢桩		3.5d	3.0d

注：d——圆桩直径或方桩的边长。

二、扩底灌注桩的构造要求



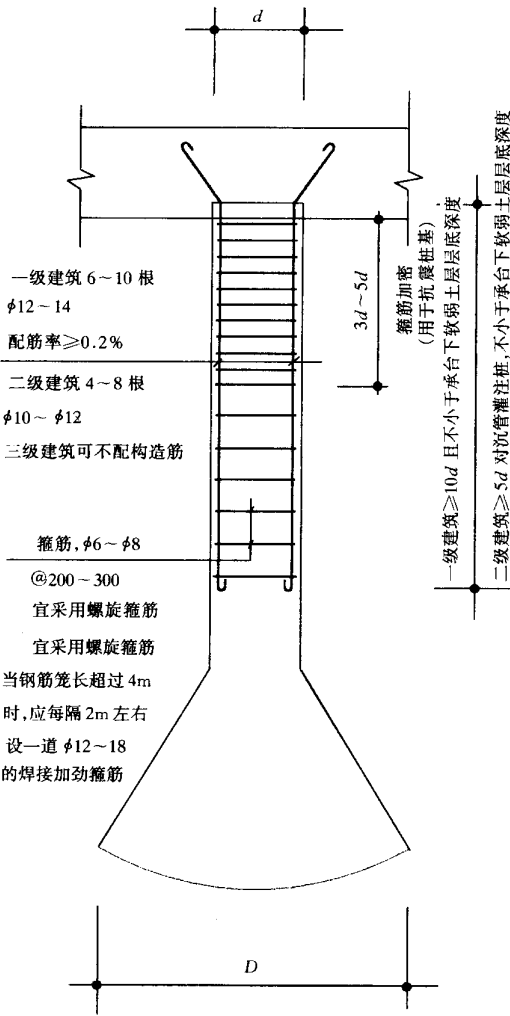
桩与承台的连接构造



承台的构造要求

扩底灌注桩的构造要求

D/d 应根据承载力要求
 及扩底端部侧面和桩端持力
 层土性确定, 最大不超过 3.0。



扩底灌注桩的配筋要求 (一)

当满足如下条件时, 按如图配筋:

$$1. \gamma_0 N \leq f_c A$$

γ_0 ——建筑桩基重要性系数: 一、二、三级安全等级分别取 1.1, 1.0, 0.9。对于柱下单桩按提高一级考虑, 对柱下单桩的一级建筑桩基取 1.2。

当验算桩基受地震作用时, γ_0 取 1.0。

N ——桩顶轴向压力设计值。

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值, 对于作业非挤土灌注桩应乘以基桩施工工艺系数 0.9。

对泥浆护壁和套管扩壁非挤土灌注桩。部分挤土灌注桩。挤土灌注桩, 应乘以基桩施工工艺系数 0.8。

A ——桩身截面面积。

$$2. \gamma_0 H_1 \leq \alpha_h d^2 \left(1 + \frac{0.5N_G}{\gamma_m f_t A} \right) \sqrt[5]{1.5d^2 + 0.5d}$$

H_1 ——桩顶水平力设计值 (kN)。

d ——桩身设计直径。

N_G ——按基本组合计算的桩顶永久荷载产生的轴向力设计值 (kN)。

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值。

γ_m ——桩身截面模量的塑性系数, 圆截面取 2, 矩形截面取 1.75。

A ——桩身截面面积 (m²)。

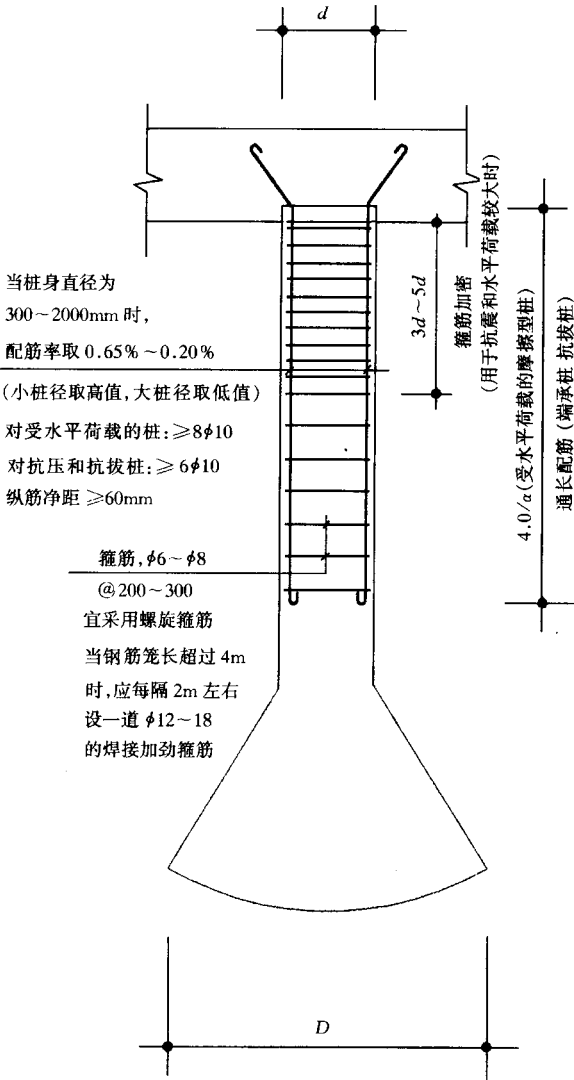
α_h ——综合系数 (kN)。(见表)

α_h ——综合系数 (kN)

类别	上部土层名称性状 [承台下 2(d+1) 米深度范围内]	桩身混凝土强度等级		
		C15	C20	C25
1	淤泥, 淤泥质土, 饱和湿陷性黄土	32 ~ 37	39 ~ 44	46 ~ 52
2	流塑, 软塑状粘性土, 高压缩性粉土松散粉细砂, 松散填土	37 ~ 44	44 ~ 52	52 ~ 62
3	可塑状粘性土, 中压缩性粉土, 稍密砂土, 稍密、中密填土	44 ~ 35	52 ~ 64	62 ~ 76

类别	上部土层名称性状 [承台下2(d+1)米深度范围内]	桩身混凝土强度等级		
		C15	C20	C25
4	硬塑, 坚硬状粘性土, 低压缩性粉土, 中密中、粗砂, 密实老填土	53 ~ 65	64 ~ 79	76 ~ 94
5	中密、密实砾砂, 碎石类土	65 ~ 81	79 ~ 98	94 ~ 116

当桩基受长期或经常出现的水平荷载时, 按表中土层分类顺序降低一类取值, (如3类按2类取值)。



扩底灌注桩的配筋要求 (二)

当不满足前页两条公式时, 应按计算配筋, 一般情况下可按如图配筋:

桩的水平变形系数: α (l/m)

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}}$$

b_0 ——桩身的计算宽度 (m)

圆形桩: 当直径 $d \leq 1\text{m}$ 时, $b_0 = 0.9$ (1.5d + 0.5)

圆形桩: 当直径 $d > 1\text{m}$ 时, $b_0 = 0.9$ (d + 1)

方形桩: 当边宽 $b \leq 1\text{m}$ 时, $b_0 = 1.5b$ + 0.5

方形桩: 当边宽 $b > 1\text{m}$ 时, $b_0 = b + 1$

EI ——桩身抗弯刚度, 对于钢筋混凝土桩:

$$EI = 0.85 E_c I_0$$

其中 I_0 为桩身换算截面惯性矩,

圆形截面 $I_0 = W_0 d / 2$

W_0 ——桩身换算截面受拉边缘的表面模量。

圆形截面

$$W_0 = \frac{\pi d}{32} [d^2 + \chi \alpha_E - 1] \rho_g d_o^2]$$

ρ_g ——桩身配筋率。

d_0 ——扣除保护层的桩直径。

α_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值。

m ——地基土水平抗力系数的比例系数

灌注桩地基土水平抗力系数的比例系数 m

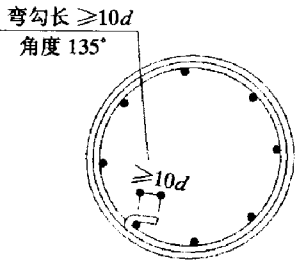
地基土类别	m (MN/m^4)	相应单桩在地面处水平位移 (mm)
淤泥、淤泥质土、饱和湿陷性黄土	2.5 ~ 6	6 ~ 12
流塑、软塑状粘性土。 $e > 0.9$ 粉土，松散粉细砂、松散、稍密填土	6 ~ 14	4 ~ 8
可塑状粘性土。 $e = 0.75 \sim 0.9$ 粉土，湿陷性黄土、中密填土、稍密细砂	14 ~ 35	3 ~ 6
硬塑、坚硬状粘性土、湿陷性黄土。 $e < 0.75$ 粉土、中密的中粗砂、密实老填土	35 ~ 100	2 ~ 5
中密、密实的砾砂、碎石类土	100 ~ 300	1.5 ~ 3

注：1. m 值宜通过单桩水平静载实验确定，当无静载实验资料时，可按本表取值。

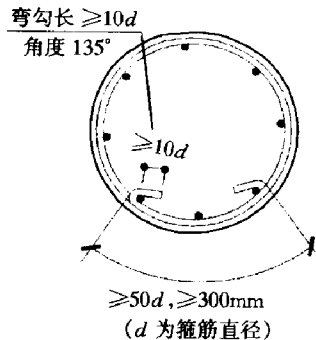
2. 当桩顶水平位移大于表列数值或灌注桩配筋率较高 ($> 0.65\%$) 时， m 值应适当降低。

3. 当水平荷载为长期或经常出现的荷载时，应将表列数值乘以 0.4 降低采用。

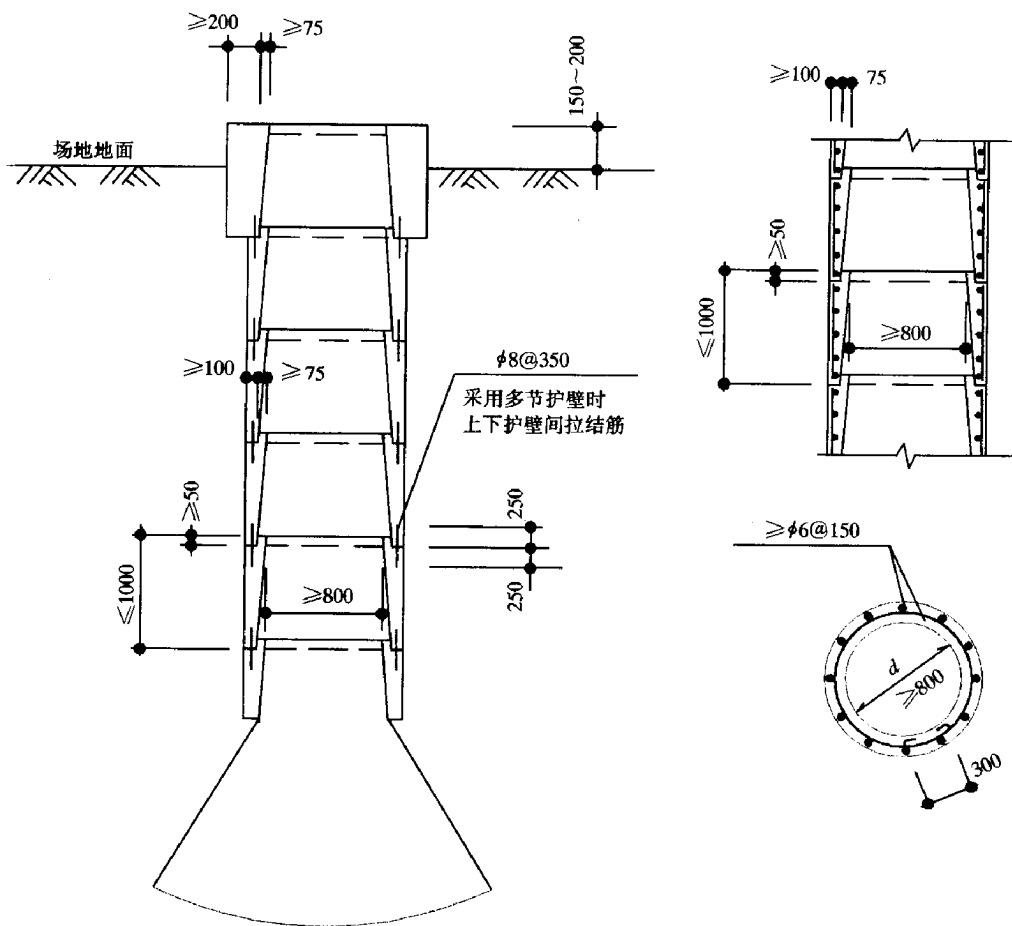
4. 当地基为可液化土层时，应将表列数值乘以相应的折减系数。



抗震设计时螺旋箍筋的端部构造



抗震设计时螺旋箍筋的搭接构造

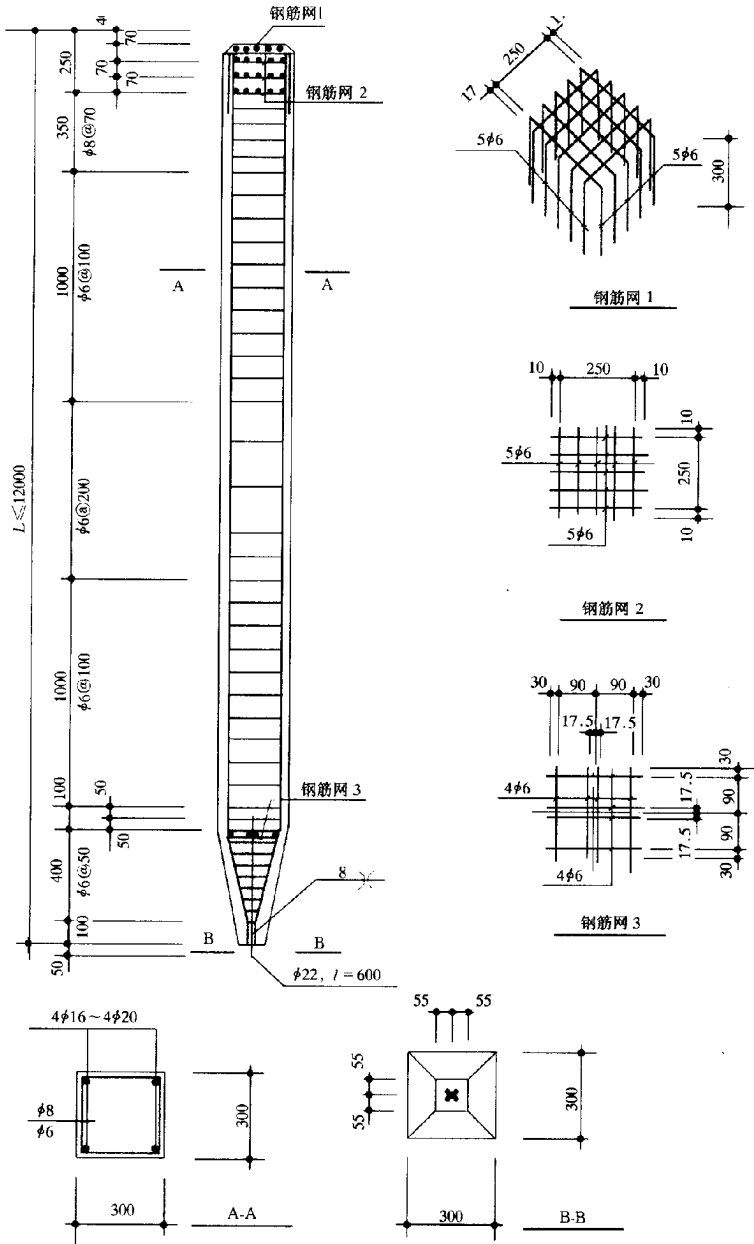


人工挖孔桩的护壁

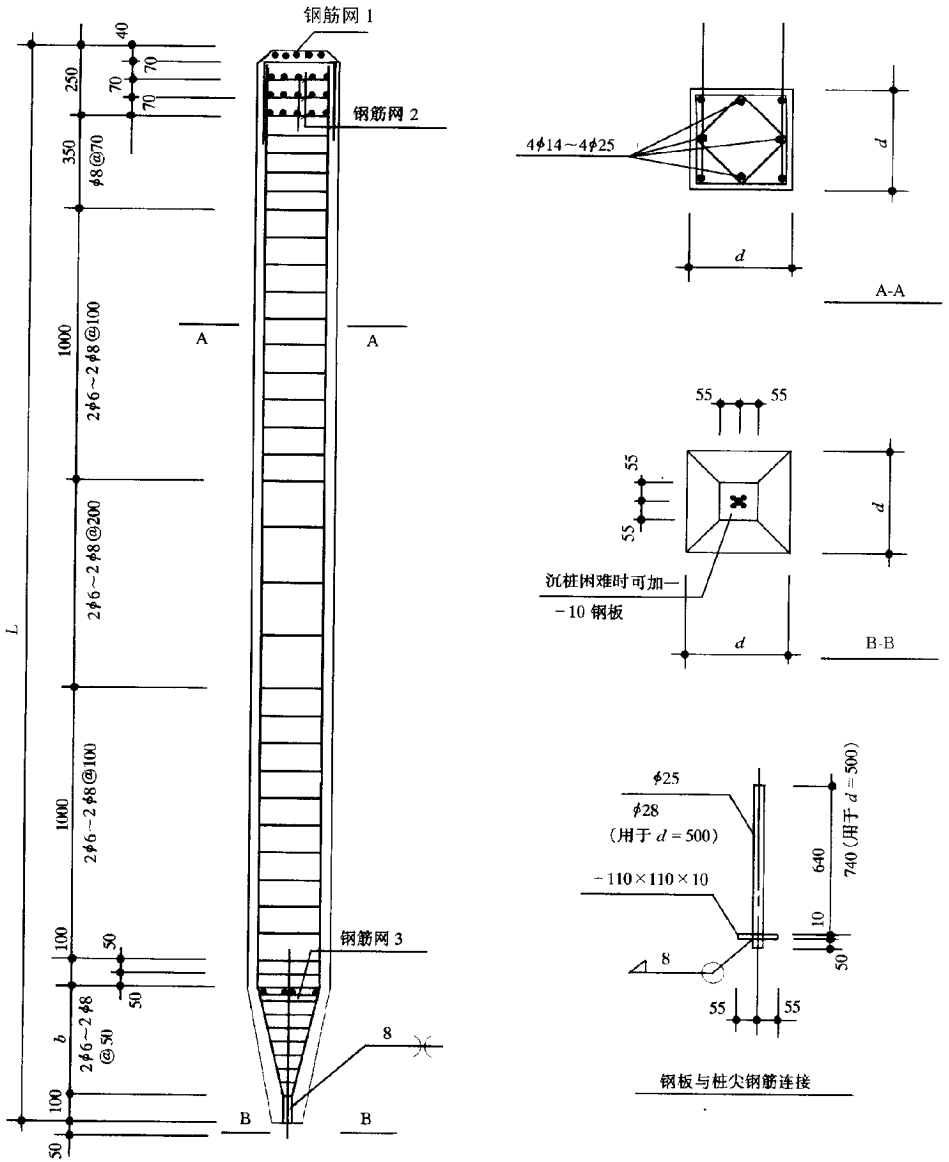
注：

1. 护壁的混凝土强度等级不宜低于 C20，且不得低于桩身混凝土强度等级。
2. 护壁的模板拆除宜在 24h 后进行。
3. 每节护壁均应在当日连续施工完毕。

三、预制桩的构造要求



锤击法施工的预制桩的构造要求（一）
（300×300 桩）

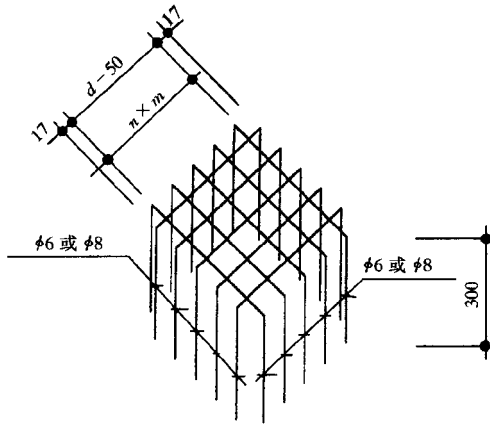


锤击法施工的预制桩的构造要求（二）

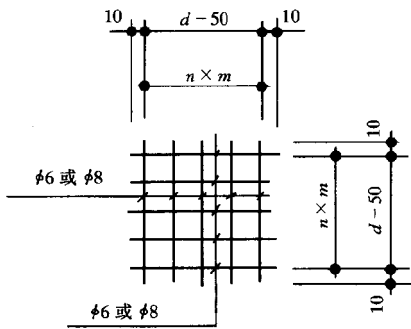
（350 × 350 ~ 500 × 500 桩）

注：

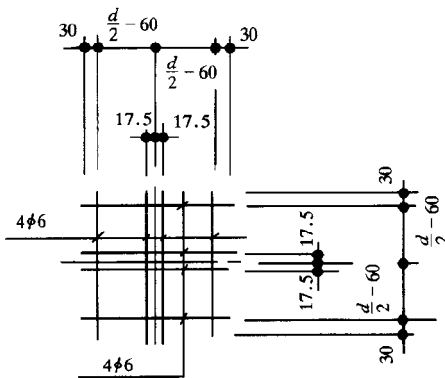
1. 锤击法施工的预制桩混凝土强度等级不宜低于 C30，纵向钢筋的混凝土保护层厚度不宜小于 30mm。
2. 预制桩可以是本图集的整桩，也可以分节接桩，分节长度应根据施工条件及运输条件等确定，接头不宜超过两个。



钢筋网 1



钢筋网 2



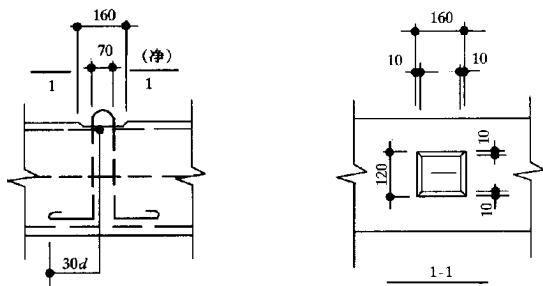
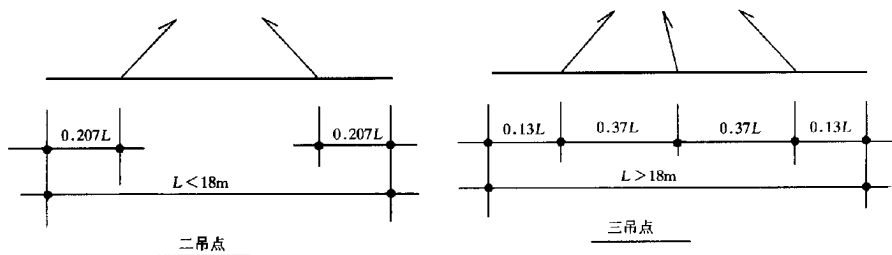
钢筋网 3

钢筋网 1、2 尺寸表

桩截面 $d \times d$ (mm)	钢筋网 1, 2	
	n	m
300 × 300	4	62.5
350 × 350	5	60
400 × 400	6	58.3
450 × 450	7	57.1
500 × 500	8	56.3

桩尖处 b 值尺寸表

桩截面尺寸 (mm)	b (mm)
300 × 300	400
350 × 350	400
400 × 400	500
450 × 450	500
500 × 500	600



预制桩吊环设置图

吊环钢筋选用表

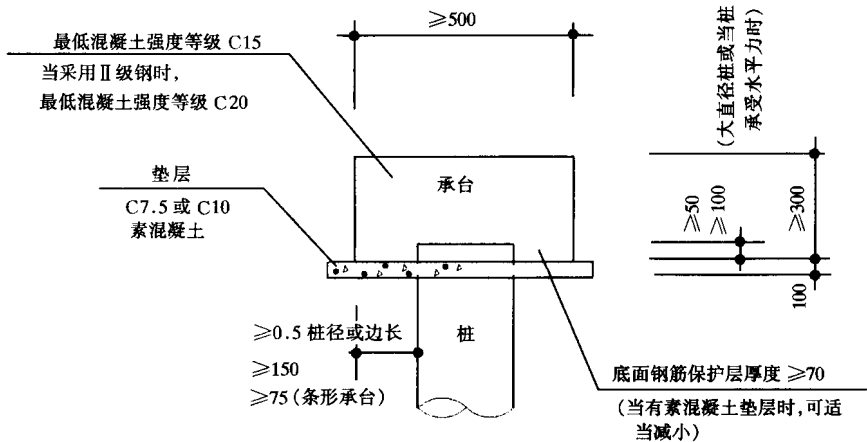
吊点 桩长	三吊点				二吊点	
	30m	27m	24m	21m	18m	12m
桩截面尺寸						
500 × 500	φ28	φ28	φ25	φ25	φ25	
450 × 450		φ25	φ22	φ22	φ22	
400 × 400			φ20	φ20	φ20	
350 × 350					φ18	
300 × 300						φ12

注：重叠法浇筑的桩，被吊环削弱的截面处另加 2φ14，l = 1000。

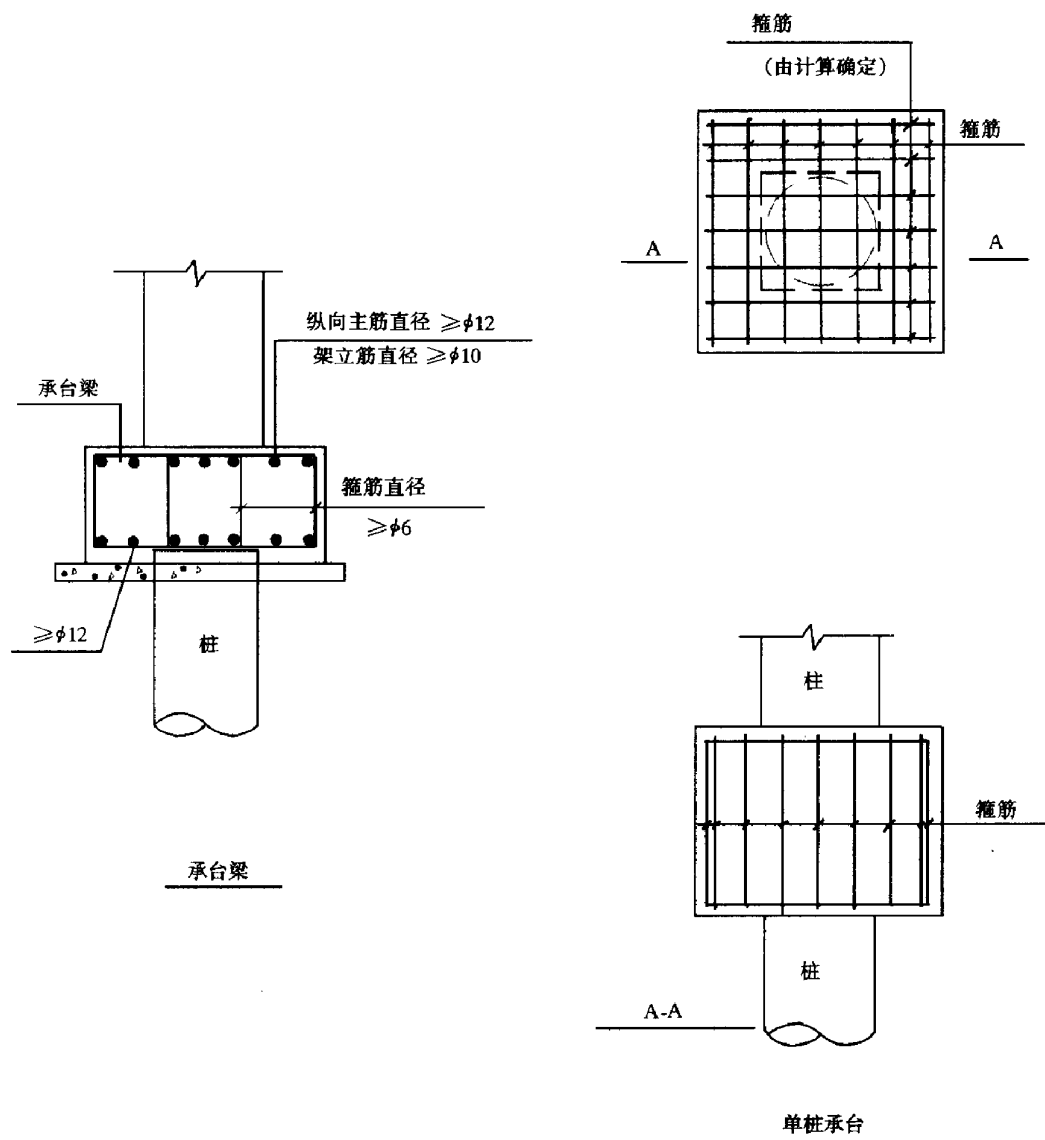
预制方桩常用截面尺寸及桩长

桩截面尺寸 mm	300 × 300	350 × 350	400 × 400	450 × 450	500 × 500
桩长	≤ 12	≤ 18	≤ 24	≤ 27	≤ 30

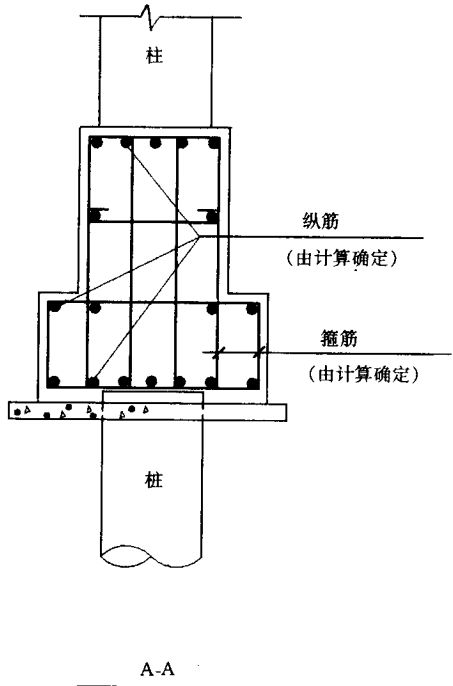
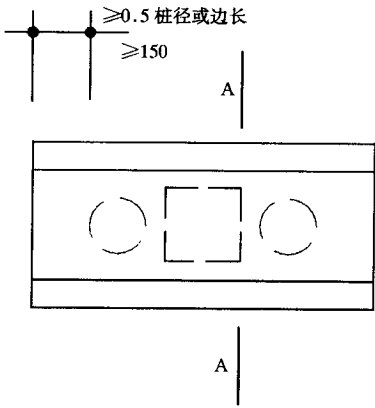
四、各种承台的构造要求



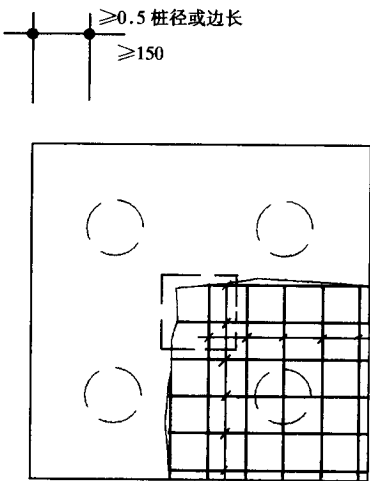
承台的截面尺寸构造要求



承台的配筋构造要求 (一)

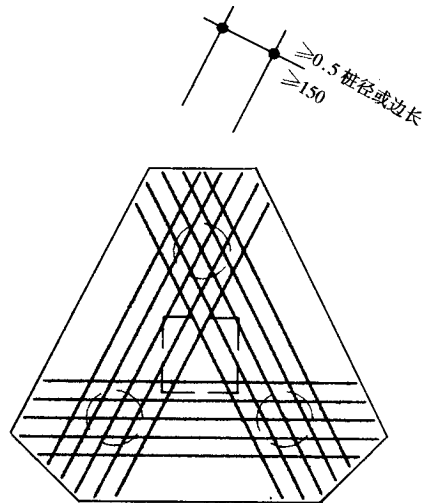


二桩承台



直径 $\ge \phi 10$
间距
100~200

矩形承台

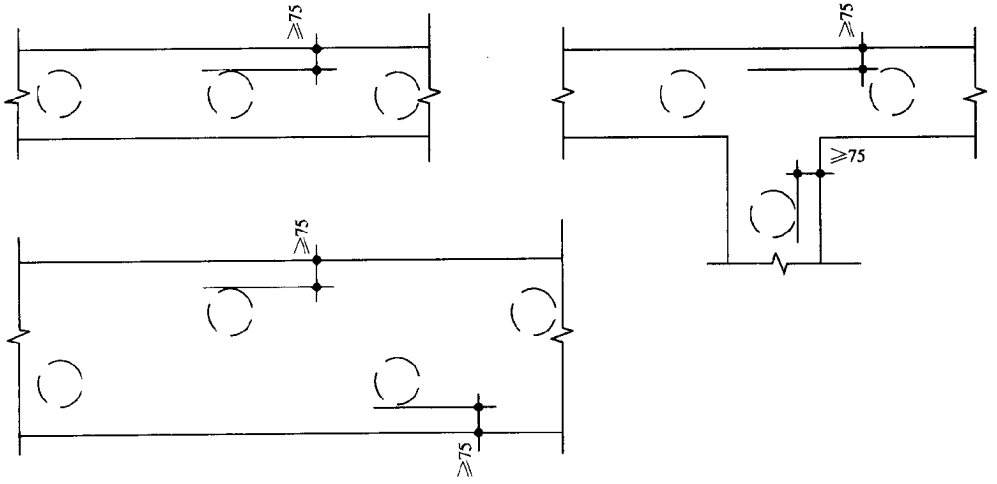


钢筋按三向板带均匀配置,最里面的
三根钢筋相交围成的三角形应位于
柱截面范围以内

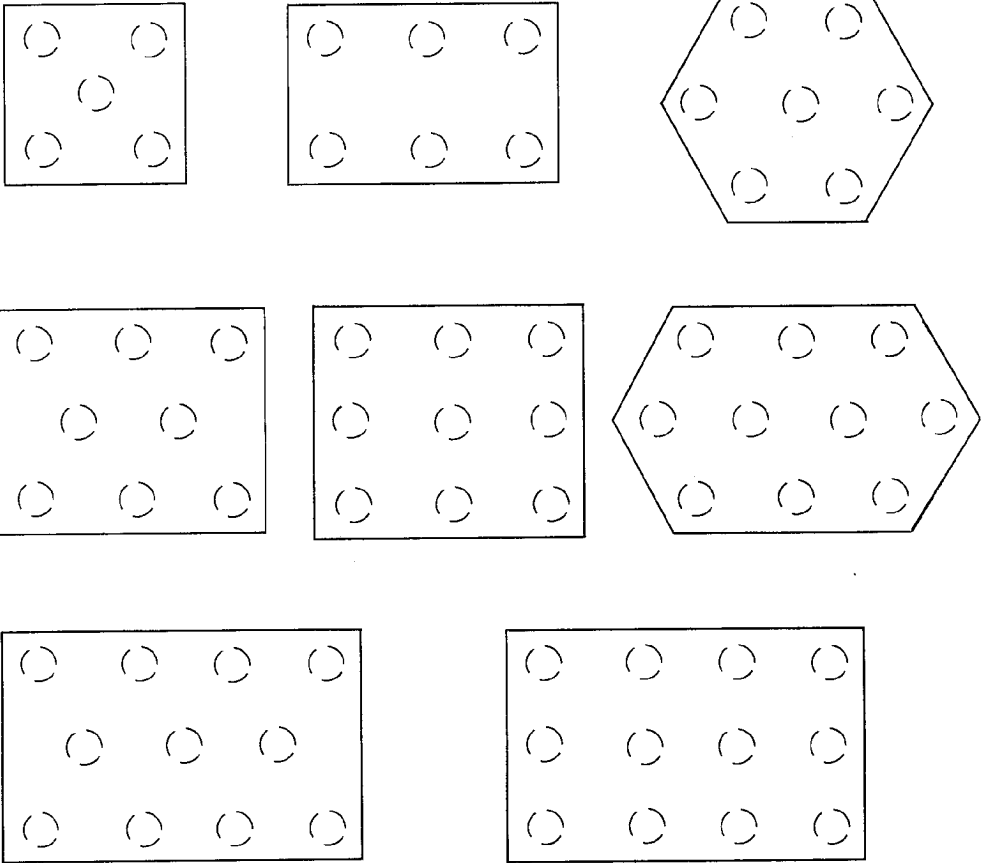
三角形承台

承台的配筋构造要求(二)

条形承台梁下布桩：



多桩承台布置：



第三章 钢结构桩基工程设计 施工实例

金茂大厦地下连续墙设计与施工

金茂大厦位于上海浦东陆家嘴繁华经济开发区，占地总面积约 2.3 万 m^2 ，地上 88 层，总高度为 420.5 m ，地下 3 层，开挖深度为 19.65 m ，采用地下连续墙围护，钢筋混凝土围檩和钢筋混凝土支撑支护。这座大厦的地下连续墙，即为大厦 88 层承重的地下室结构外墙，地下墙总长度 568.4 m ，墙体厚 1 m ，深 36 m ，混凝土强度为 C40，用量 2 万 m^3 ，各种钢筋用量达 2700 t ，是目前国内特大型地下连续墙的首创。

这座大厦建成后，将成为中国乃至远东地区的“王中之王”的国际级超高层建筑大厦，如图 5-3-1。

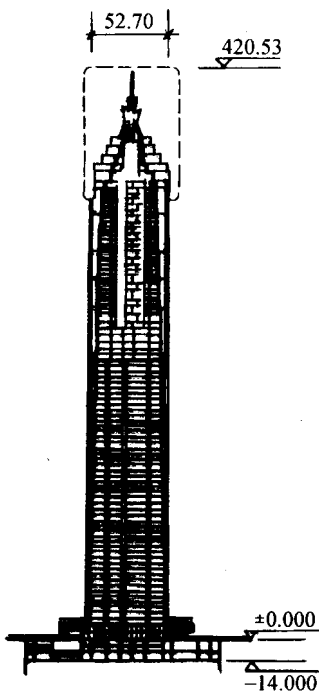


图 5-3-1 上海金茂大厦立面示意

该大厦工程由美国“SOM”设计，上海建工集团总承包，地下墙围护结构由上海特种基础工程设计所设计，上海基础公司施工。

一、地下连续墙的设计

(一) 设计依据和分析

(1) 地质特点：

地质条件、土层和物理指标略。

(2) 金茂大厦围护工程中，美国“SOM”设计方案采用 45° 六道斜拉锚施工方案，如图5-3-2。如此巨大的地下连续墙在上海软土地基上进行六道斜拉锚施工尚有问题，所以，地下连续墙工程必须全部重新设计和验算。

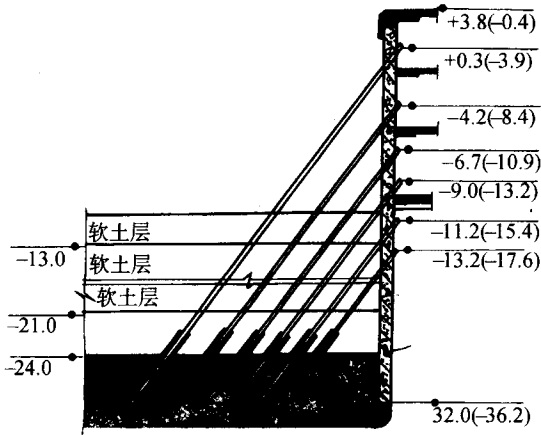


图 5-3-2 斜拉锚方案

根据地质条件和美国“SOM”原设计情况，地下墙厚度仍为1m，深度36m，采用泥浆护壁法施工技术，采用钢筋混凝土围檩和四道钢筋混凝土支撑，以此依据进行地下连续墙系统设计，如图5-3-3。

(3) 地下连续墙的地面荷载为 20kPa 。

(4) 地下连续墙作地下三层外墙本身结构，室内外各种与地下墙之间的关系依据“SOM”设计原图设计在地下墙内。

(5) 地下墙与楼板、梁等连接插筋按等强度要求换算插筋用量预埋在地下各槽段内。

(二) 地下连续墙的总平面设计

1. 地下墙槽段接头型式选择

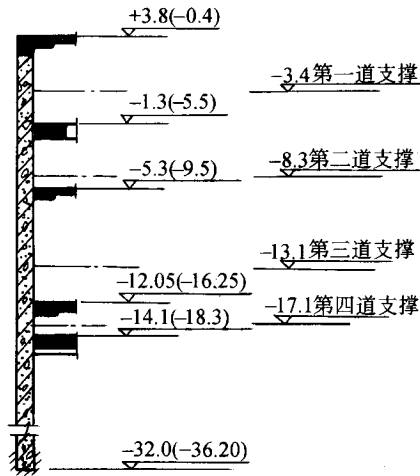


图 5-3-3 地下墙方案

金茂大厦地下连续墙为地下室外墙功能，又不搞内衬，槽段之间施工缝接头型式必须具有严密的防水功能，又要承担使用功能，这就要求设计出适合于这种条件的新型的槽段接头，由此，对目前国内传统接头进行全面分析，取其优点，克服缺点，设计出理想的接头型式。

(1) 国内的几种接头：目前国内所采用的接头型式有十字钢板刚性接头、锁口柔性接头、伸出钢筋的刚性接头、止水措施的柔性接头，如图 5-3-4 (a) (b) (c) (d)。

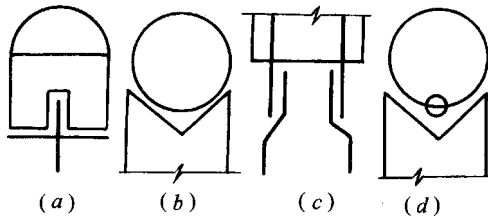


图 5-3-4 接头型式

这些接头型式，各有优缺点，在国内工程中，都起过作用，但还存在不少弊病。

(2) 美国“SOM”的齿槽接头型式：美国“SOM”原设计方案中采用齿槽接头型式，如图 5-3-5。该接头型式虽具有渗水流径长等优点，但施工中比较容易损坏，所以很难控制好完整的齿槽，无法确保止水效果，为此没有选用。

(3) 新型设计接头——凹凸楔槽刚性接头型式：综合国内外槽段接头优缺点，设计了本工程中适用的新型接头，即凹凸楔槽刚性接头，它的优点为：雌雄之间接合面大，渗水流径长，止水密封性能好，齿槽刚度大，抗剪力大，施工中齿槽不易损坏，施工易

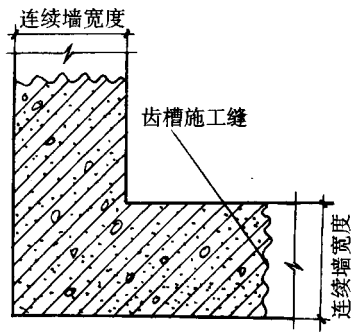


图 5-3-5 齿槽接头

操作，质量好控制。如图 5-3-6。

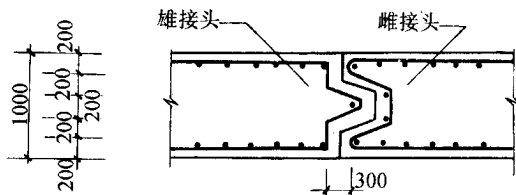


图 5-3-6 凹凸楔槽刚性接头

2. 槽段结构类型的设计

根据地下墙总平面特点、施工机械设备条件和施工技术状况，槽段结构类型的选型为“ A ”、“ B ”、“ C ”、“ D ”槽段，分别表示双雌槽段， $L=5.4\text{m}$ ，双雄槽段， $L=6\text{m}$ ，转角槽段，一雌一雄槽段，其中“ A ”、“ B ”两槽段为标准槽段，如图 5-3-7(a) (b) (c) (d)。

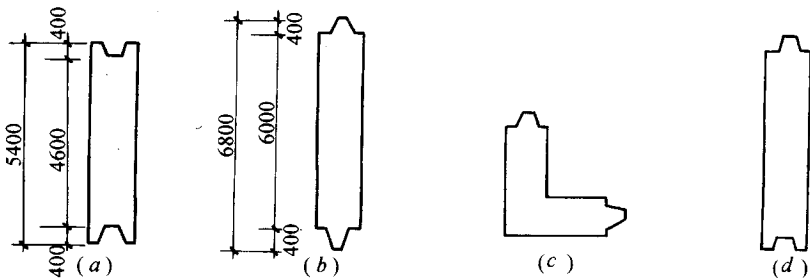


图 5-3-7 槽段结构类型

3. 地下连续墙槽段平面设计

地下连续墙槽段划分设计，根据总延长米、各转角座标点为界的各边长特点、地下墙面上的各梁板及孔洞等关系详细设计，划分出地下连续墙平面图。总槽段数设计为 105 幅，其中标准槽段为 81 幅，即双雌标准槽段 (A1 ~ A42) 为 42 幅，双雄标准槽段

(B1 ~ B39) 为 39 幅, 转角槽段为 9 幅, 一雌一雄槽段 (D1 ~ D4) 为 4 幅, 特殊槽段为 11 幅, 平面图如图 5-3-8。

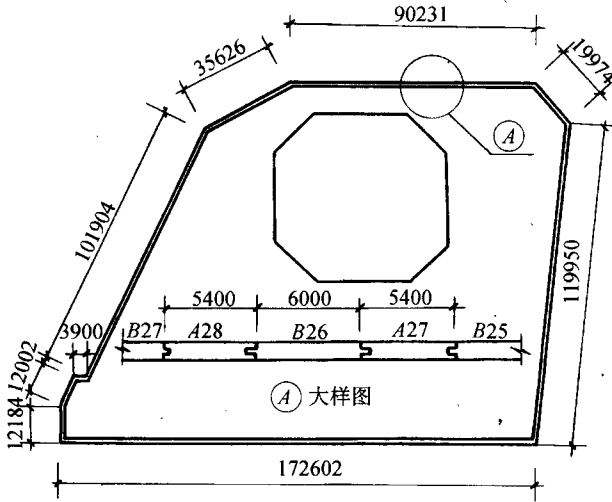


图 5-3-8 地下墙平面图

4. 地下墙建筑立面图设计

地下连续墙本身为地下外墙结构, 一切与此相关的结构均需设计在地下墙各槽段内。选用六幅立面图反映了全部设计内容, 如图 5-3-9。

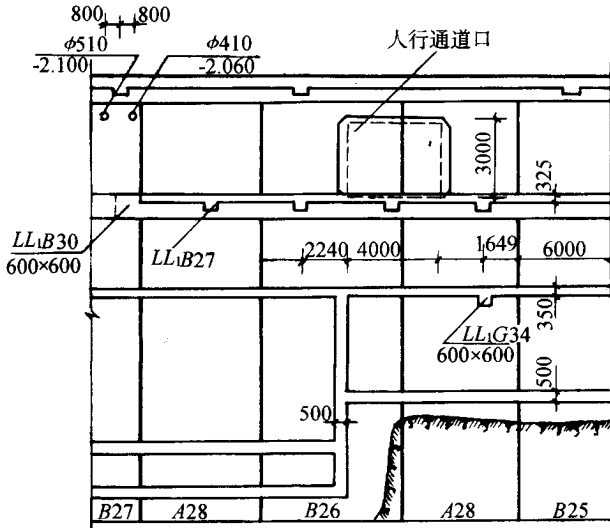


图 5-3-9 局部立面图

- (1) 地下墙各槽段与各轴线间尺寸关系；
- (2) 地下墙与各楼板、底板之间连接关系；

- (3) 地下墙与梁、坡道之间位置尺寸关系；
- (4) 水、电、暖通穿墙管及孔洞关系；
- (5) 地下墙与围檩支撑系统的关系。

二、地下连续墙结构设计

(一) 土压力的计算

地下连续墙采用朗肯公式计算主动土压力， c 和 ϕ 取峰值，因地下墙自身就是地下室外墙结构，故采用水土分算，计算结构如图 5-3-10。

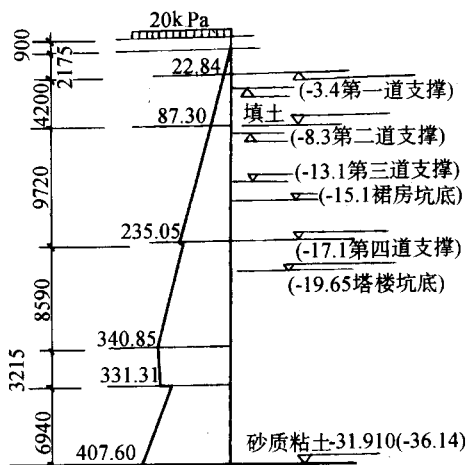


图 5-3-10 土压力图

- (1) 填土层底标高 +2.900 处，土压力为 1.41kPa；
- (2) 粉质粘土层底标高 +0.725 处，土压力为 22.84kPa；
- (3) 淤泥质粉质粘土层底标高 -3.475 处，土压力为 97.21kPa；
- (4) 淤泥质粘土层底标高 -13.195 处，土压力为 235.05kPa；
- (5) 粉质粘土层底标高 -21.785 处，土压力为 340.85kPa；
- (6) 粉质粘土层底标高 -25.00 处，土压力为 331.31kPa；
- (7) 砂质粘土层底标高 -31.94 处，土压力为 407.6kPa；
- (8) 粉细砂层底标高 -60.26 处，土压力为 766.66kPa。

(二) 地下墙的弯矩包络图

根据杆系有限元法计算内力包络图，各工况下的弯矩包络图，如图 5-3-11(a)、(b)。

塔楼的弯矩取值，根据弯矩包络图取地下墙开挖面 $M_{\max} = 1800\text{kN}\cdot\text{m}$ ，背开挖面

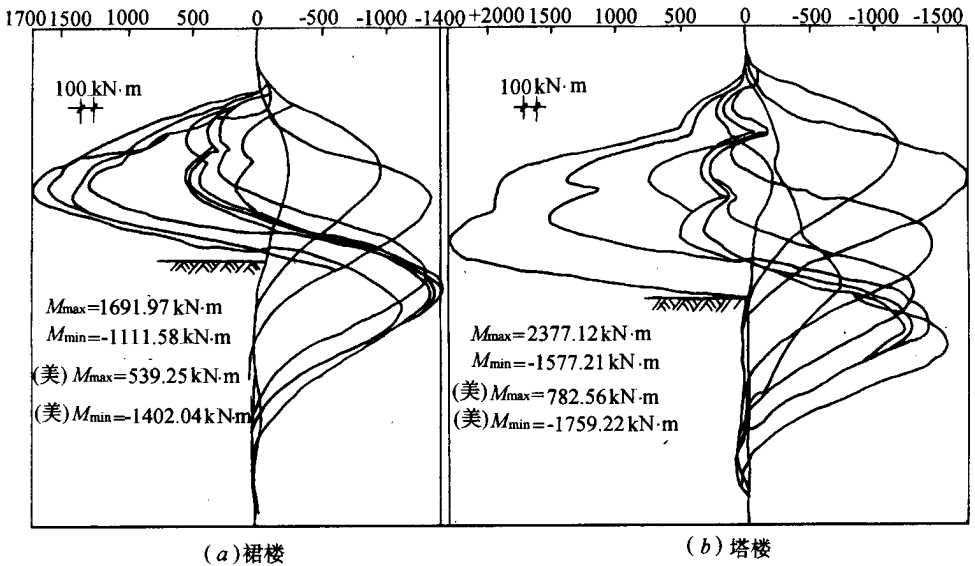


图 5-3-11 弯矩包络图

$M_{\max} = 1500 \text{ kN} \cdot \text{m}$

裙楼的弯矩取值，根据包络图取为：开挖面的弯矩 $M_{\max} = 1400 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ，背开挖面

$M_{\max} = 1100 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(三) 地下连续墙配筋设计

地下连续墙的钢筋材料： Φ 为Ⅱ级刚， ϕ 为Ⅰ级钢，地下墙竖向、横向及孔洞加强筋均为Ⅱ级钢。钢筋笼吊装，可一节吊装，也可分两节吊装，搭接接头位置应 50% 错开，混凝土强度等级为 C40，抗渗强度等级为 P8。

1. 配筋计算

裙楼配筋计算：

挖土面： $M_{\max} = 1400 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ， $H_0 = 91.4 \text{ cm}$ ，C40，340MPa

$A_g = \mu b h_0 = 63.13 \text{ cm}^2$

选用 8 Φ 32 ($A_g = 64.30 \text{ cm}^2$)，即：8 Φ 32@125。

挖土背面： $M_{\max} = 1100 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$A_g = 48.9 \text{ cm}^2$ ，6 Φ 32@250、@500

塔楼配筋计算：

挖土面： $M_{\max} = 1800 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ， $H_0 = 91.4 \text{ cm}$ ，C40，340MPa

$A_g = \mu b h_0 = 82.21 \text{ cm}^2$ 。选用 8 Φ 32 + 4 Φ 25，@250、@500。

背土面： $M_{\max} = 1500 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ， $A_g = 67.7 \text{ cm}^2$ ，选用 8 Φ 32@1250。

2. 塔楼地下墙标准槽段配筋

是依据弯矩包络图计算配筋用量，按槽段总深度 36m，开挖深度 19.65m，分上、中、下三段不同深度弯矩计算分配钢筋用量，如图 5-3-12(a) (b) (c)

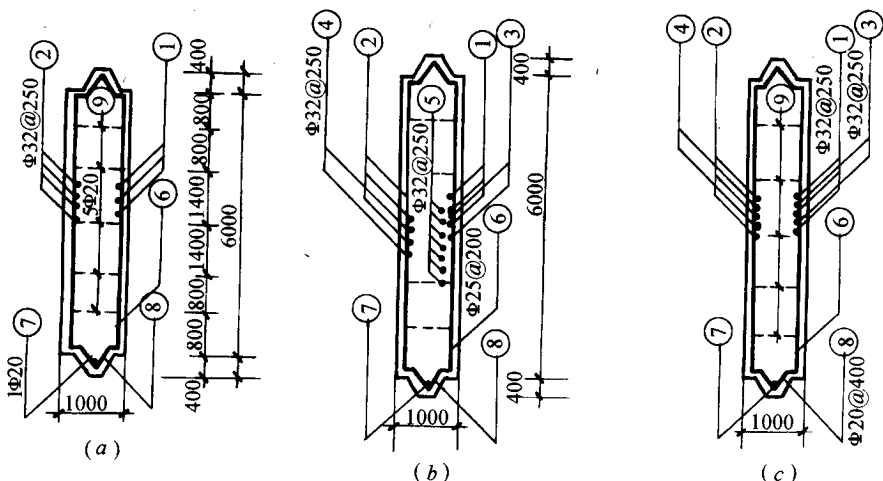


图 5-3-12 塔楼标准槽段配筋图

3. 裙楼地下连续墙标准槽段配筋图

据上弯矩包络图计算配筋用量，按槽段总深度 36m，开挖深度 15.0m，配筋按槽段上、中上、中下、下四段分别分配钢筋用量，如图 5-3-13(a) (b) (c) (d)

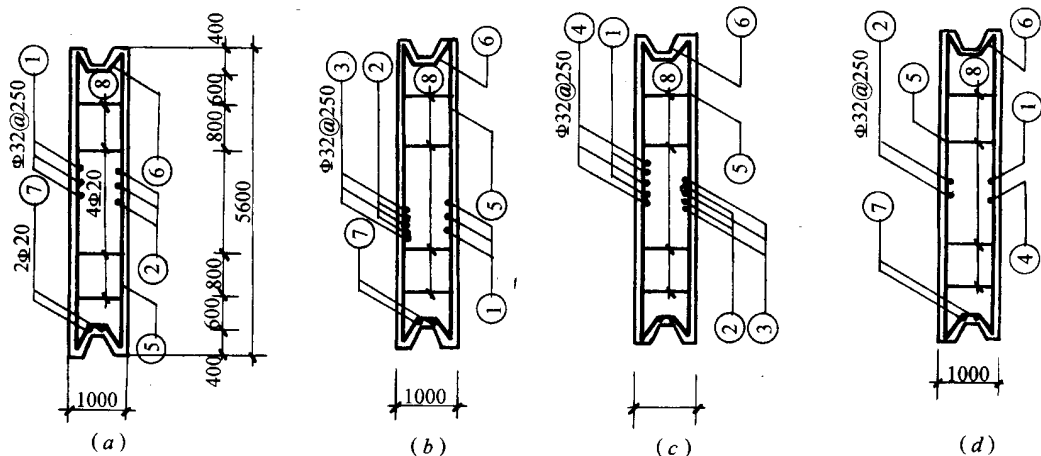


图 5-3-13 裙楼标准槽段配筋图

4. 转角槽段配筋

同样根据弯矩包络图配筋用量，按槽段总深度 36m，开挖深度 15.1m，配筋以槽段上、中上、中下、下四个段分配钢筋用量，如图 5-3-14(a) (b) (c) (d)

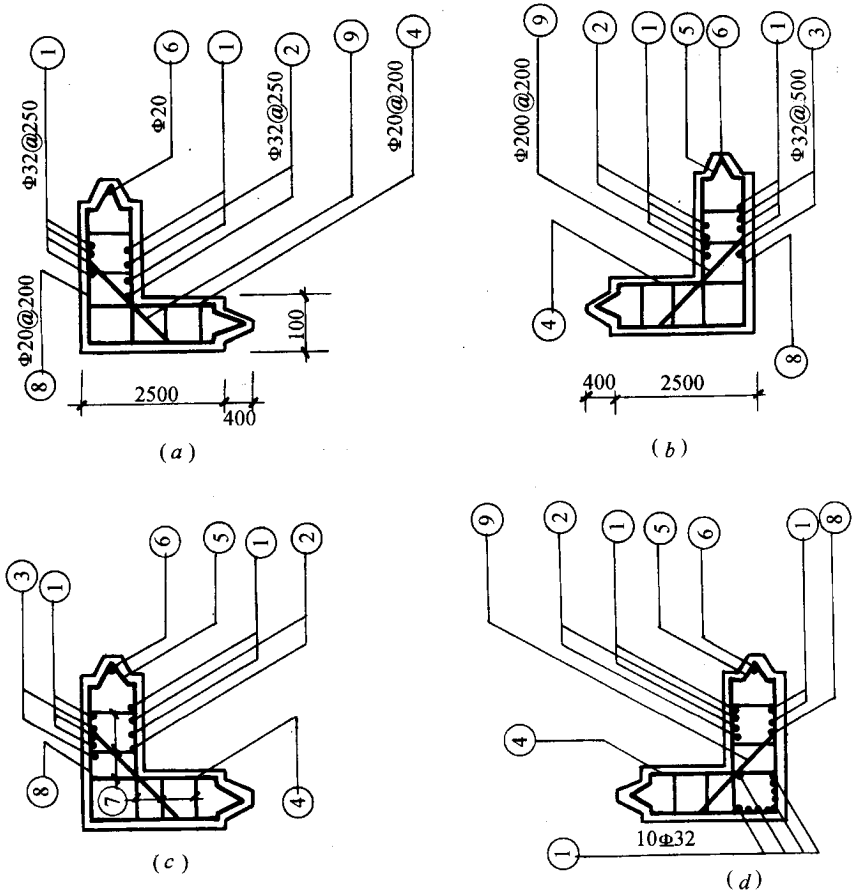


图 5-3-14 转角槽段配筋图

三、地下连续墙与楼板、底板、坡度板梁连接设计

地下连续墙与梁板连接以固结接头型式结合，其插筋等与美国“SOM”设计的相应钢筋级别进行调整，按等强度调整钢筋用量。

地下连续墙自身为地下三层外墙承重结构，地下墙各槽段与地下各层板梁、坡道、穿墙管及孔洞连接形式多样，比较复杂。

(一) 地下连续墙与楼板的固结连接设计

地下墙与各楼板的连接的固结接头采用预埋插筋在地下墙，插筋为 $\phi 16@280$ ，如图 5-3-15，图 5-3-16。

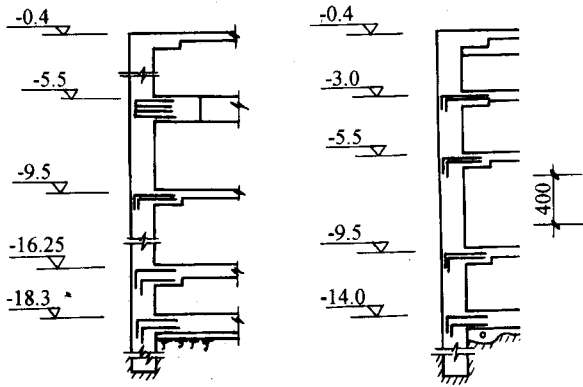


图 5-3-15 地下墙各层楼板插筋图

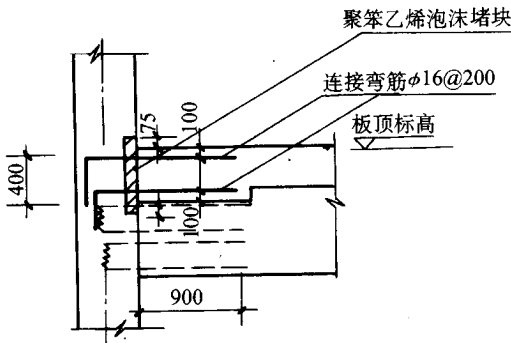


图 5-3-16 楼板插筋图

(二) 地下墙与抗静水压力的楼底板的标准连接

抗静水压力的楼底板与地下墙连接为固结连接，插筋为 $\phi 16@280$ ，如图 5-3-17。

(三) 地下连续墙与钢筋混凝土梁的连接

地下墙与钢筋混凝土梁的连接为固结结构连接，插筋为 $\phi 16@100$ ，如图 5-3-18。

梁高 $H > 400\text{mm}$ ，其插筋两边各加 $1\phi 16$ ； $H = 800\text{mm}$ ，其插筋为梁两边各加 $3\phi 16$ ； $H \geq 150\text{mm}$ ，其插筋在垂直方向插筋间距为 200mm 。

(四) 地下墙与地下内墙的连接

地下墙与地下内墙连接为固结连接，其插筋为 $1\phi 16@280$ （垂直方向间距）。

(五) 两种梁、楼板及地下连续墙四者共交处的连接

两种梁、楼板及地下连续墙四者共交处的接头为固结结构，其配筋按各自受力状况

的配筋进行预埋插筋，接头插筋型式如图 5-3-19。

(六) 地下连续墙与水平支承梁的连接：

水平支承梁和地下连续墙的连接为固结结构，插筋详图如图 5-3-20。

(七) 梁处于槽段施工缝接头位时的插筋设计：

梁位置正好位于地下连续墙施工缝处，要确保固端受力的要求，插筋锚固长度应符合规范要求。此处插筋设计如图 5-3-21 所示。

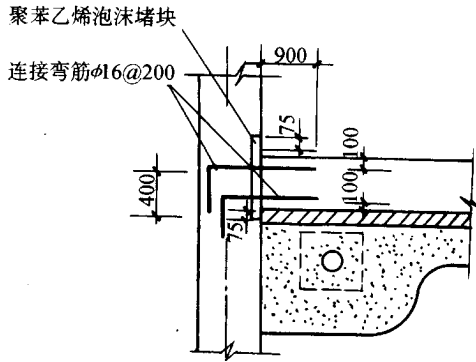


图 5-3-17 底板插筋图

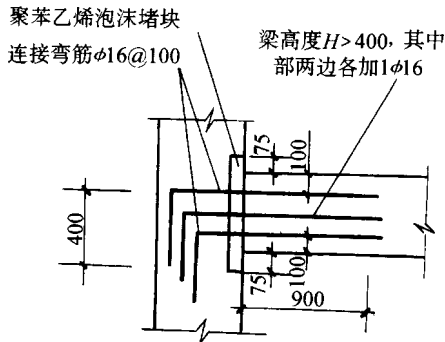


图 5-3-18 混凝土梁与连续墙连接插筋图

(八) 孔洞处的地下连续墙配筋

洞孔 ($\phi 300\text{mm}$ 以上) 周围附加钢筋，设计为洞口缝边附加钢筋数量为被切断钢筋数量的 50% 再加一根，中心距为 75mm，附加钢筋尺寸应与被切断钢筋相配合。

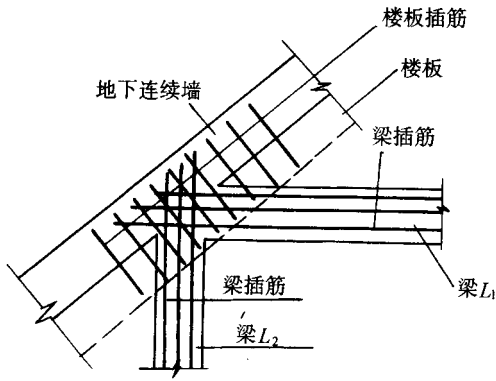


图 5-3-19 四件接头插筋图

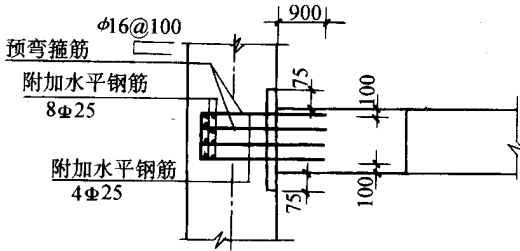


图 5-3-20 标准水平支承梁连接插筋图

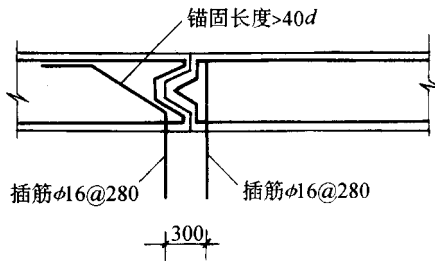


图 5-3-21 梁位于施工缝的插筋详图

四、地下连续墙止水设计

地下连续墙即为地室外墙，室内墙不另加内衬，地下墙本身抗渗为 S8，槽段接缝的结构型式必须防水性能好，本设计将采用最新式的凹凸型接头结构，能够做到双保险，在每个接缝处另外再进行压密注浆。这样设计只要施工质量达到，就能确保止水效果。金茂大厦如此深的开挖面，地下水头压力也是相当大，工程实践效果很好，整个止

水效果都比较理想。

整个地下墙所有孔洞均设计防水构造，长、方形开洞处置防水密封预留凹槽，各种圆孔的套筒外另设密封防水的连续钢圆环。

五、对施工要求和质量控制

(1) 成槽垂直度应不大于 $1/200$ ，并应用测槽仪测其垂直精度及槽的宽度。

(2) 触变泥浆应按规范要求试配，待确定其配比后，应严格按照要求配制，并要检查物理力学指标。

(3) 地下连续墙施工，除特殊要求外，均应按《建筑工程施工质量验收统一标准》(GB 50300—2002)、《建筑地基基础工程施工质量验收规范》(GB 50202—2002)、《建筑地基处理技术规范》(JGJ 79—2002)和《混凝土结构工程施工质量验收规范》(GB 50204—2002)执行。

(4) 地下连续墙应按基础公司地下连续墙工法“GF/PJBL021 JS07—92”和基础公司地下连续墙施工技术规程(试行)“QJ/PJBL037 JS013—93”的要求执行。

六、保证质量技术措施

(1) 选定合适槽段宽度尺寸及成槽设备。

(2) 确保泥浆物理力学指标符合设计要求。

(3) 导墙需座落在已回填好的粘性土中，并防止漏浆。

(4) 钢筋起吊需垂直，平顺放入槽段内。

(5) 成槽时，采用自备测斜仪或经纬仪控制其垂直度。

(6) 钢筋笼需横平、竖直，间距保护层满足规范要求。

(7) 混凝土导管位置离开端部不大于 1.5m 。

(8) 在开挖前接头部位外侧，按设计要求进行帷幕压浆处理。

(9) 锁口管拼装后，满足垂直度要求。

(10) 浇筑 $3.5 \sim 4\text{h}$ 后用顶升架启动，以后每 $15 \sim 20\text{min}$ 启动一次至浇筑完后 3h 拔出。

七、地下连续墙施工技术

被誉为亚洲第一大楼的上海金茂大厦采用了特大型地下连续墙基础，给地下墙施工技术增加了相当的复杂性和难度，是目前国内特大型地下连续墙的施工范例。

(一) 地下墙的施工工艺

(1) 地下墙施工工艺见图 5-3-22。

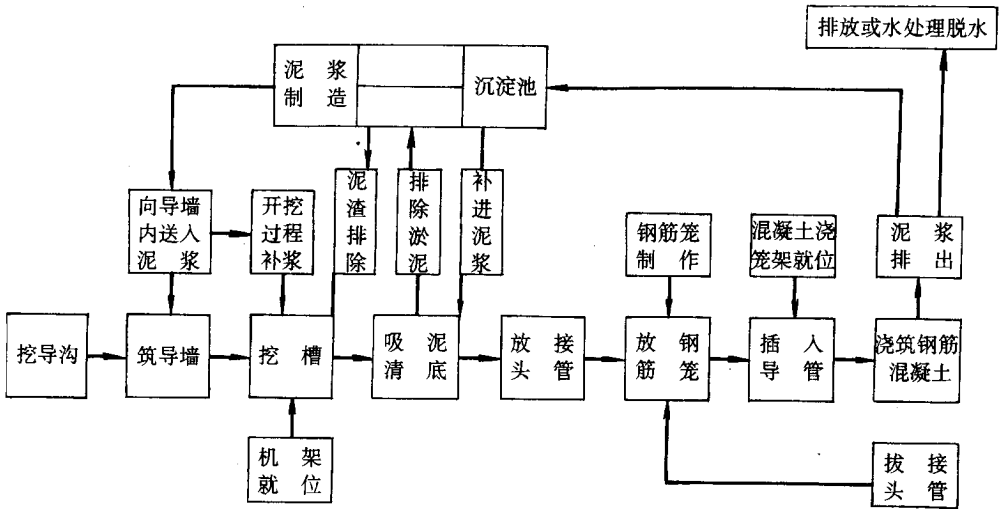


图 5-3-22 地下墙施工工艺图

(2) 单元槽段的施工方式如图 5-3-23。

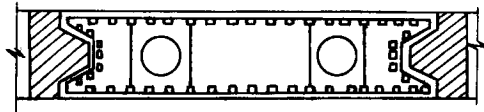


图 5-3-23 单元槽段施工方式

(二) 超深作业施工技术

金茂大厦地下墙的厚度为 1m，深度为 36m，又遇到铁板砂（地下 29m 开始），施工难度是可以想象的，在长达 568.4m 墙体上要成槽 97 幅槽段，针对超深作业这一特点，采取了相应的技术措施。

(1) 采用了相应的设备，满足成槽要求。

①采用意大利进口导杆式液压抓斗成槽，按成槽程序，利用 120t 合斗力挖去地面以下 29m 部分。

②利用绳索式（德国来福尔或日本真砂）液压抓斗的重量，挖掘地面下 29m 以下的铁板砂部分。

③采取二钻一抓工艺，先钻孔取土形成导向和工作面，再用液压抓斗成槽，使成槽机齿深深切入土中。

利用多种设备将 7-1 层、7-2 层粉砂层按设计要求挖至设计标高。

(2) 采取了技术措施，防止槽段坍方。

槽段坍方不只是工程费用增加，更是保证施工质量的大忌。第一是挖槽时的坍方不仅影响槽段的深度造成吊放钢筋笼困难，混凝土表面凹凸不平；第二是浇筑时坍方会产

生槽段混凝土夹泥，严重的会形成泥巴混凝土。

①从控制泥浆物理力学指标来确保槽段稳定：

护壁泥浆是槽段防坍方的关键。在质量验收标准中，专有一项泥浆的配置质量、稳定性和泥浆置换内容。

应根据工程的实际土质、水质，经过试验室配制来确定泥浆配合比，对新拌的泥浆配合比和泥浆性能，规范有推荐内容及表格，就一般工程是适用的，但有些工程却不然，例如常熟路地铁车站地下墙工程，经对土质化验为钠土，水的 pH 值偏高，经试验室重新配制后才免去了坍方。又如虹口区国际商厦地下墙，由于是强液化砂，原配合比失效，后改用钠基膨润土 10%，加重晶石 210kg，CMC3kg、铁铬盐 1kg、工业用淀粉 0.3kg，结果泥皮薄而有韧性，失水量小了，效果很好。

对于金茂大厦地下墙，经过试用，调整采用陶土粉 9%，纯碱 0.5% ~ 0.75%，CMC0.05% ~ 0.75%。

②控制泥浆液面：

在施工过程中，严格控制泥浆液面于导墙下约 30 ~ 50cm，从而保证泥浆液压和地下水压之差值，达到控制槽壁稳定目的。

③为防止暴雨对泥浆影响，要求导墙比地面高出 10cm，同时敷设地面排水沟集水井。

④对每一槽段的泥浆指标，均要求对槽段底标高以上 20cm 处泥浆作检查，满足相对密度小于 1.2 的要求。

⑤控制瞬间侧压力，对重型设备的侧压力采取有效的分散措施，在地下墙施工中，重型设备成槽机、50t 吊机和搅拌机等，其中以成槽机挖土结束退回时，启动对土的推力和搅拌车直泻混凝土熟料时，撑在开挖槽段边缘，由汽车和混凝土熟料重量引起的侧压力对槽壁的威胁。例如耀华地下墙施工时，曾因此而出现严重坍方，后改为活络泵车软皮管下料后，才取得成功。在国贸大厦、锦江变电站、金陵综合楼，以及金茂大厦，在导墙侧铺设分散重力的路基箱或路基钢板，以及铺设少筋混凝土道路确定重型设备行走路线，来控制瞬间侧压力取得了成效。

⑥导墙必须有一定的强度和刚度，并坐落在密实的原状土上，防止导墙地基发生坍塌或受到冲刷和产生漏浆现象而引起槽壁坍方。

(3) 调整吊钩位置，使钢筋笼垂直吊入槽段内。

金茂大厦超重长钢筋笼，笼长 34.8 ~ 35.6m，笼宽 4.8 ~ 7.2m，重量为 26 ~ 35.2t，制作时必须在整平台上，作到上、下平整，纵、横向垂直，吊点位置准确，采用 150t 大型履带吊机双吊一次就位方案，起吊平衡稳重，按主、副钩先后顺序逐渐脱离地面成垂直状，再缓缓入槽，平顺就位，禁止强行入槽。

(4) 对邻近 12 根 A 609 钢管桩部位的特殊处理。

12 根 A 609 钢管桩离地下墙仅有 20cm，为防止土体扰动后在成槽时出现坍方，在 14m 深送桩孔内回填砂进行压密注浆处理，并将送桩孔除地下墙一侧三边 4m 范围内的土体也进行压密注浆处理，保证了土体稳定，成槽顺利进行。

(三) 一墙两用的施工技术要求

金茂大厦地下墙既是深坑开挖时临时挡土、防渗墙，又是结构承重墙，故要求垂直度、平整度、混凝土密实性要好，接头处无渗漏水等。

(1) 采取确保垂直度的技术措施：

①根据金茂地质情况，采取各种侧斜仪和对泥浆扰动小的成槽设备如导杆式液压抓斗、绳索式液压斗及控制导向的二钻一抓成槽工艺。

②成槽机挖掘过程中，用经纬仪控制其导杆或绳索的垂直度，保证其挖掘垂直质量。

③用电脑控制的侧斜仪对每幅槽段的垂直度和坍孔情况进行跟踪测试，并掌握其规律。

④成槽机履带部分力争同槽段平行，使其抓斗尽量同槽段方向一致。

⑤挖掘满足受力均匀，避虚就实，保证垂直。

(2) 防止混凝土熟料在浇筑时绕流，确保接头箱安全拔除的措施：

①确保接头处成槽时垂直度

接头处成槽时垂直度满足要求（不大于 $1/200$ ），则接头箱摆放垂直并靠壁无空隙，防止混凝土熟料绕过去。

②接头箱摆放后，在浇混凝土过程中，严格按控制接头箱上拔时间，使其控制在 100°C 温度小时内就是混凝土可自立但又无强度，使接头箱一直处于动的过程中，防止成为预埋件。

具体为浇筑硅酸盐水泥混凝土 4h，开始用专用顶升架，顶启接头箱（上移微量），然后相隔 $15 \sim 29\text{min}$ 动一次（微升），一直到混凝土浇完后 $6 \sim 8\text{h}$ 将接头箱拔出。

(3) 确保混凝土密实度的措施：

①适当提高混凝土强度，根据规范要求，设计强度为 C40，实际浇筑的强度为 C45。

②现场拌制混凝土施工过程中，严格控制混凝土配合比及搅拌质量，对混凝土坍落度、和易性以及水泥和原材料中的粗细骨料、掺和剂严格把关。

③水下混凝土导管位置严格按施工组织设计要求摆放，导管离开接头箱处要小于 1.5m 。

④导管要密封严格按水下混凝土要求浇筑，第一次初灌量要充足，以后要连续供应混凝土，导管插入混凝土中要大于 2m ，直至混凝土浇筑完毕。

(4) 确保接头处施工质量，防止渗漏水的措施：

①凹凸楔槽刚性接头型式：

单幅槽段接头不佳常是地下墙出现渗漏水的主要原因，地下墙漏水其背后砂土会流入，造成周围地基的失稳和主体结构漏水。本接头型式优点是抗渗性能好，有一定的抗剪切能力，为美国 SOM 设计单位赞同，为了保证接头施工质量，设计加工了新的接头箱以及与之相配套的顶升系统和接头刷。

已浇混凝土接头刷洗要认真，污泥要用接头刷刷洗干净，一般要刷洗 $15 \sim 20\text{min}$ ，

至接头刷无泥巴为止。如图 5-3-24。

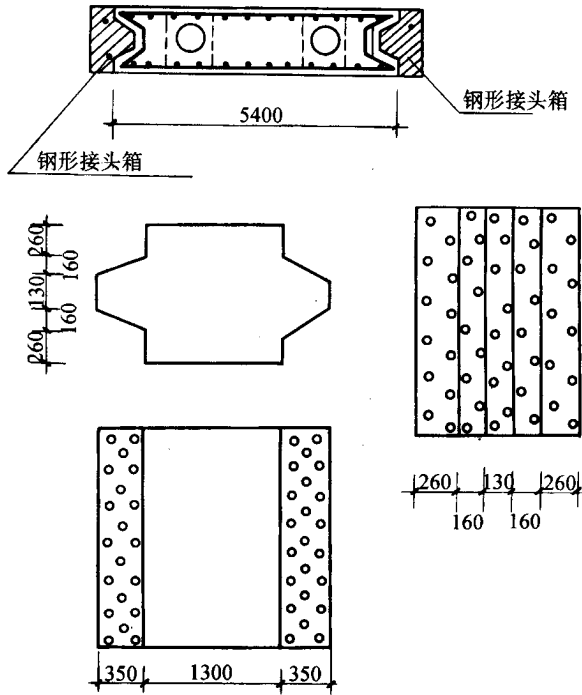


图 5-3-24 接头刷详图

②做好槽段的清基工作，尤其是接头处清基工作：

地下墙是承重墙体，清基好坏对控制地下墙沉降值事关重要，规范规定沉渣厚小于 20cm，金茂大厦设计要求为 10cm，清渣方式要用空气吸泥方式和液压抓斗封闭斗清渣方式，对每幅槽段尤其是接头处清渣更要仔细，因为接头处沉渣在浇筑混凝土时，会在压力作用下，沿已浇混凝土壁向上挤压，逐渐成较坚硬的夹泥。

③按照水下混凝土浇筑施工要求，浇筑好水下混凝土，并保证锁口管安全无恙地拔除。

(四) 工程质量严格科学管理

在地下墙施工中，工地组织了 QC 管理小组，通过 PDCA 循环，不仅使施工管理贯穿于整个施工过程之中，使操作者明了处理各种技术问题方法，而且采用现代化统计原理来预示存在的问题，从而使施工过程中尽量避免失误，达到预想和实际趋于一致的目的。

在施工管理中，对进度采取网络进度控制，对材料采用 A、B、C 控制法，现代管理在施工现场实践，保证了工程质量，加快了工程进度，收到了较高效益。

八、结论

(1) 工程实践结果表明,金茂大厦两墙合一的巨大地下连续墙工程设计和施工技术成功的,这一先进技术是大有发展前途的。它与国内两墙分离的传统技术比较,可为国家节约大量的资金。这一成功,也将为国内同类工程的设计和施工提供实践经验和理论依据。

(2) 金茂大厦地下连续墙槽段施工接头——凹凸楔槽刚性接头型式的设计和施工技术与国内传统的接头型式比较,止水密封效果明显,更具有优越性,值得进一步推广运用。

附录：

建筑地基处理技术规范

JGJ 79—2002

1 总 则

1.0.1 为了在地基处理的设计和施工中贯彻执行国家的技术经济政策，做到安全适用、技术先进、经济合理、确保质量、保护环境，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于建筑工程地基处理的设计、施工和质量检验。

1.0.3 地基处理除应满足工程设计要求外，尚应做到因地制宜、就地取材、保护环境和节约资源等。

1.0.4 建筑工程地基处理除应执行本规范外，尚应符合国家现行的有关强制性标准的规定。经处理后的地基计算时，尚应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的有关规定。

2 术语、符号

2.1 术 语

2.1.1 地基处理 ground treatment

为提高地基承载力，改善其变形性质或渗透性质而采取的人工处理地基的方法。

2.1.2 复合地基 composite subgrade, composite foundation

部分土体被增强或被置换形成增强体，由增强体和周围地基土共同承担荷载的地基。

2.1.3 地基承载力特征值 characteristic value of subgrade bearing capacity

由载荷试验测定的地基土压力变形曲线线性变形段内规定的变形所对应的压力值，其最大值为比例界限值。

2.1.4 换填垫层法 cushion

挖去地表浅层软弱土层或不均匀土层，回填坚硬、较粗粒径的材料，并夯压密实，形成垫层的地基处理方法。

2.1.5 预压法 preloading

对地基进行堆载或真空预压，使地基土固结的地基处理方法。

2.1.6 真空预压法 vacuum preloading

通过对覆盖于竖井地基表面的不透气薄膜内抽真空，而使地基固结的地基处理方法。

2.1.7 强夯法 dynamic compaction, dynamic consolidation

反复将夯锤提到高处使其自由落下，给地基以冲击和振动能量，将地基土夯实的地基处理方法。

2.1.8 强夯置换法 dynamic replacement

将重锤提到高处使其自由落下形成夯坑，并不断夯击坑内回填的砂石、钢渣等硬粒料，使其形成密实的墩体的地基处理方法。

2.1.9 振冲法 vibroflotation, vibro-replacement

在振冲器水平振动和高压水的共同作用下，使松砂土层振密，或在软弱土层中成孔，然后回填碎石等粗粒料形成桩柱，并和原地基土组成复合地基的地基处理方法。

2.1.10 砂石桩法 sand-gravel pile

采用振动、冲击或水冲等方式在地基中成孔后，再将碎石、砂或砂石挤压入已成的孔中，形成砂石所构成的密实桩体，并和原桩周土组成复合地基的地基处理方法。

2.1.11 水泥粉煤灰碎石桩法 cement-flyash-gravel pile

由水泥、粉煤灰、碎石、石屑或砂等混合料加水拌和形成高黏结强度桩，并由桩、桩间土和褥垫层一起组成复合地基的地基处理方法。

2.1.12 夯实水泥土桩法 rammed soil-cement pile

将水泥和土按设计的比例拌和均匀，在孔内夯实至设计要求的密实度而形成的加固体，并与桩间土组成复合地基的地基处理方法。

2.1.13 水泥土搅拌法 cement deep mixing

以水泥作为固化剂的主剂，通过特制的深层搅拌机械，将固化剂和地基土强制搅拌，使软土硬结成具有整体性、水稳定性和一定强度的桩体的地基处理方法。

2.1.14 深层搅拌法 deep mixing

使用水泥浆作为固化剂的水泥土搅拌法。简称湿法。

2.1.15 粉体喷搅法 dry jet mixing

使用干水泥粉作为固化剂的水泥土搅拌法。简称干法。

2.1.16 高压喷射注浆法 jet grouting

用高压水泥浆通过钻杆由水平方向的喷嘴喷出，形成喷射流，以此切割土体并与土拌和形成水泥土加固体的地基处理方法。

2.1.17 石灰桩法 lime pile

由生石灰与粉煤灰等掺合料拌和均匀，在孔内分层夯实形成竖向增强体，并与桩间土组成复合地基的地基处理方法。

2.1.18 灰土挤密桩法 lime soil pile

利用横向挤压成孔设备成孔，使桩间土得以挤密。用灰土填入桩孔内分层夯实形成灰土桩，并与桩间土组成复合地基的地基处理方法。

2.1.19 土挤密桩法 earth pile

利用横向挤压成孔设备成孔，使桩间土得以挤密。用素土填入桩孔内分层夯实形成土桩，并与桩间土组成复合地基的地基处理方法。

2.1.20 柱锤冲扩桩法 piles thrustured-expanded in columnhammer

反复将柱状重锤提到高处使其自由落下冲击成孔，然后分层填料夯实形成扩大桩体，与桩间土组成复合地基的地基处理方法。

2.1.21 单液硅化法 silicification grouting

采用硅酸钠溶液注入地基土层中，使土粒之间及其表面形成硅酸凝胶薄膜，增强了土颗粒间的联结，赋予土耐水性、稳固性和不湿陷性，并提高土的抗压和抗剪强度的地基处理方法。

2.1.22 碱液法 soda solution grouting

将加热后的碱液（即氢氧化钠溶液），以无压自流方式注入土中，使土粒表面溶合胶结形成难溶于水的，具有高强度的钙、铝硅酸盐络合物，从而达到消除黄土湿陷性，提高地基承载力的地基处理方法。

2.2 符号

- A——基础底面积；
- A_e ——一根桩分担的处理地基面积；
- A_p ——桩的截面积；
- b——基础底面宽度；
- D_r ——砂土相对密实度；
- d——桩身直径；
- d_e ——一根桩分担的处理地基面积的等效圆直径、有效排水直径；
- e——孔隙比；
- f_{ak} ——地基承载力特征值；
- f_{pk} ——桩体单位截面积承载力特征值；
- f_{ak} ——桩间土的承载力特征值；
- f_{spk} ——复合地基的承载力特征值；
- I_p ——塑性指数；
- l——基础底面长度、桩长；
- m——面积置换率；
- P_k ——相应于荷载效应标准组合时，基础底面处的平均压力值；
- P_c ——基础底面处土的自重压力值；
- q_p ——桩端地基土的承载力特征值，桩端端阻力特征值；
- q_s ——桩周土的侧阻力特征值；
- R_k ——单桩竖向承载力特征值；
- s——桩间距；
- U——固结度；
- W_{op} ——最优含水量；
- z——基础底面下换填垫层的厚度；

θ ——压力扩散角；

λ_c ——压实系数；

ρ_d ——干密度。

3 基本规定

3.0.1 在选择地基处理方案前，应完成下列工作：

- 1 搜集详细的岩土工程勘察资料、上部结构及基础设计资料等；
- 2 根据工程的要求和采用天然地基存在的主要问题，确定地基处理的目的、处理范围和处理后要求达到的各项技术经济指标等；
- 3 结合工程情况，了解当地地基处理经验和施工条件，对于有特殊要求的工程，尚应了解其他地区相似场地上同类工程的地基处理经验和使用情况等；
- 4 调查邻近建筑、地下工程和有关管线等情况；
- 5 了解建筑场地的环境情况。

3.0.2 在选择地基处理方案时，应考虑上部结构、基础和地基的共同作用，并经过技术经济比较，选用处理地基或加强上部结构和处理地基相结合的方案。

3.0.3 地基处理方法的确定宜按下列步骤进行：

- 1 根据结构类型、荷载大小及使用要求，结合地形地貌、地层结构、土质条件、地下水特征、环境情况和对邻近建筑的影响等因素进行综合分析，初步选出几种可供考虑的地基处理方案，包括选择两种或多种地基处理措施组成的综合处理方案；
- 2 对初步选出的各种地基处理方案，分别从加固原理、适用范围、预期处理效果、耗用材料、施工机械、工期要求和对环境的影响等方面进行技术经济分析和对比，选择最佳的地基处理方法；
- 3 对已选定的地基处理方法，宜按建筑物地基基础设计等级和场地复杂程度，在有代表性的场地上进行相应的现场试验或试验性施工，并进行必要的测试，以检验设计参数和处理效果。如达不到设计要求时，应查明原因，修改设计参数或调整地基处理方法。

3.0.4 经处理后的地基，当按地基承载力确定基础底面积及埋深而需要对本规范确定的地基承载力特征值进行修正时，应符合下列规定：

- 1 基础宽度的地基承载力修正系数应取零；
- 2 基础埋深的地基承载力修正系数应取 1.0。

经处理后的地基，当在受力层范围内仍存在软弱下卧层时，尚应验算下卧层的地基承载力。

对水泥土类桩复合地基尚应根据修正后的复合地基承载力特征值，进行桩身强度验算。

3.0.5 按地基变形设计或应作变形验算且需进行地基处理的建筑物或构筑物，应对处理后的地基进行变形验算。

3.0.6 受较大水平荷载或位于斜坡上的建筑物及构筑物，当建造在处理后的地基上时，应进行地基稳定性验算。

3.0.7 施工技术人员应掌握所承担工程的地基处理目的、加固原理、技术要求和质量标准等。施工中应有专人负责质量控制和监测,并做好施工记录。当出现异常情况时,必须及时会同有关部门妥善解决。施工过程中应进行质量监理。施工结束后必须按国家有关规定进行工程质量检验和验收。

3.0.8 复合地基载荷试验应符合本规范附录 A 的规定。

3.0.9 对于现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 规定需要进行地基变形计算的建筑物或构筑物,经地基处理后,应进行沉降观测,直至沉降达到稳定为止。

4 换填垫层法

4.1 一般规定

4.1.1 换填垫层法适用于浅层软弱地基及不均匀地基的处理。

4.1.2 应根据建筑体型、结构特点、荷载性质、岩土工程条件、施工机械设备及填料性质和来源等进行综合分析,进行换填垫层的设计和选择施工方法。

4.2 设计

4.2.1 垫层的厚度 z 应根据需转换软弱土的深度或下卧土层的承载力确定,并符合下式要求:

$$P_z + P_{cz} \leq f_{az} \quad (4.2.1-1)$$

式中 P_z ——相应于荷载效应标准组合时,垫层底面处的附加压力值(kPa);

P_{cz} ——垫层底面处土的自重压力值(kPa);

f_{az} ——垫层底面处经深度修正后的地基承载力特征值(kPa)。

垫层底面处的附加压力值 P_z 可分别按(4.2.1-2)和(4.2.1-3)式计算:

条形基础

$$P_z = \frac{l(P_k - P_c)}{b + 2z\tan\theta} \quad (4.2.1-2)$$

矩形基础

$$P_z = \frac{bl(P_k - P_c)}{(b + 2z\tan\theta)(l + 2z\tan\theta)} \quad (4.2.1-3)$$

式中 b ——矩形基础或条形基础底面的宽度(m);

l ——矩形基础底面的长度(m);

P_k ——相应于荷载效应标准组合时,基础底面处的平均压力值(kPa);

P_c ——基础底面处土的自重压力值(kPa);

z ——基础底面下垫层的厚度(m);

θ ——垫层的压力扩散角($^\circ$),宜通过试验确定,当无试验资料时,可按表 4.2.1 采用。

表 4.2.1 压力扩散角 θ ($^\circ$)

换填材料 z/b	中砂、粗砂、砾砂、圆砾、角砾、石屑、卵石、碎石、矿渣	粉质粘土、粉煤灰	灰土
0.25	20	6	28
≥ 0.50	30	23	

注： 1 当 $z/b < 0.25$ ，除灰土取 $\theta = 28^\circ$ 外，其余材料均取 $\theta = 0^\circ$ ，必要时，宜由试验确定；
2 当 $0.25 < z/b < 0.5$ 时， θ 值可内插求得。

换填垫层的厚度不宜小于 0.5m，也不宜大于 3m。

4.2.2 垫层底面的宽度应满足基础底面应力扩散的要求，可按下式确定：

$$b' \geq b + 2ztg\theta \quad (4.2.2)$$

式中 b' ——垫层底面宽度 (m)；

θ ——压力扩散角，可按表 4.2.1 采用；当 $z/b < 0.25$ 时，仍按表中 $z/b = 0.25$ 取值。

整片垫层底面的宽度可根据施工的要求适当加宽。

垫层顶面宽度可从垫层底面两侧向上，按基坑开挖期间保持边坡稳定的当地经验放坡确定。垫层顶面每边超出基础底边不宜小于 300mm。

4.2.3 垫层的承载力宜通过现场载荷试验确定，并应进行下卧层承载力的验算。

4.2.4 对于垫层下存在软弱下卧层的建筑，在进行地基变形计算时应考虑邻近基础对软弱下卧层顶面应力叠加的影响。当超出原地面标高的垫层或换填材料的重度高于天然土层重度时，宜早换填，并应考虑其附加的荷载对建筑及邻近建筑的影响。

垫层地基的变形由垫层自身变形和下卧层变形组成。换填垫层在满足本规范第 4.2.1 条、第 4.2.2 条和第 4.2.6 条的条件下，垫层地基的变形可仅考虑其下卧层的变形。对沉降要求严的或垫层厚的建筑，应计算垫层自身的变形。

垫层下卧层的变形量可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定计算。

4.2.5 垫层可选用下列材料：

1 砂石。宜选用碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、粗砂、中砂或石屑（粒径小于 2mm 的部分不应超过总重的 45%），应级配良好，不含植物残体、垃圾等杂质。当使用粉细砂或石粉（粒径小于 0.075mm 的部分不超过总重的 9%）时，应掺入不少于总重 30% 的碎石或卵石。砂石的最大粒径不宜大于 50mm。对湿陷性黄土地基，不得选用砂石等透水材料。

2 粉质粘土。土料中有机质含量不得超过 5%，亦不得含有冻土或膨胀土。当含有碎石时，其粒径不宜大于 50mm。用于湿陷性黄土或膨胀土地基的粉质粘土垫层，土料中不得夹有砖、瓦和石块。

3 灰土。体积配合比宜为 2:8 或 3:7。土料宜用粉质粘土，不宜使用块状粘土和砂质粉土，不得含有松软杂质，并应过筛，其颗粒不得大于 15mm。石灰宜用新鲜的消

石灰，其颗粒不得大于 5mm。

4 粉煤灰。可用于道路、堆场和小型建筑、构筑物等的换填垫层。粉煤灰垫层上宜覆土 0.3~0.5m。粉煤灰垫层中采用掺加剂时，应通过试验确定其性能及适用条件。作为建筑物垫层的粉煤灰应符合有关放射性安全标准的要求。粉煤灰垫层中的金属构件、管网宜采取适当防腐措施。大量填筑粉煤灰时应考虑对地下水和土壤的环境影响。

5 矿渣。垫层使用的矿渣是指高炉重矿渣，可分为分级矿渣、混合矿渣及原状矿渣。矿渣垫层主要用于堆场、道路和地坪，也可用于小型建筑、构筑物地基。选用矿渣的松散重度不小于 11kN/m³，有机质及含泥总量不超过 5%。设计、施工前必须对选用的矿渣进行试验，在确认其性能稳定并符合安全规定后方可使用。作为建筑物垫层的矿渣应符合对放射性安全标准的要求。易受酸、碱影响的基础或地下管网不得采用矿渣垫层。大量填筑矿渣时，应考虑对地下水和土壤的环境影响。

6 其他工业废渣。在有可靠试验结果或成功工程经验时，对质地坚硬、性能稳定、无腐蚀性和放射性危害的工业废渣等均可用于填筑换填垫层。被选用工业废渣的粒径、级配和施工工艺等应通过试验确定。

7 土工合成材料。由分层铺设的土工合成材料与地基土构成加筋垫层。所用土工合成材料的品种与性能及填料的土类应根据工程特性和地基土条件，按照现行国家标准《土工合成材料应用技术规范》GB 50290 的要求，通过设计并进行现场试验后确定。

作为加筋的土工合成材料应采用抗拉强度较高、受力时伸长率不大于 4%~5%、耐久性好、抗腐蚀的土工格栅、土工格室、土工垫或土工织物等土工合成材料；垫层填料宜用碎石、角砾、砾砂、粗砂、中砂或粉质粘土等材料。当工程要求垫层具有排水功能时，垫层材料应具有良好的透水性。

在软土地基上使用加筋垫层时，应保证建筑稳定并满足允许变形的要求。

4.2.6 垫层的压实标准可按表 4.2.6 选用：

表 4.2.6 各种垫层的压实标准

施工方法	换填材料类别	压实系数 λ_c
碾压、振密或夯实	碎石、卵石	0.94~0.97
	砂夹石（其中碎石、卵石占全重的 30%~50%）	
	土夹石（其中碎石、卵石占全重的 30%~50%）	
碾压、振密或夯实	中砂、粗砂、砾砂、角砾、圆砾、石屑	0.94~0.97
	粉质粘土	
	灰土	0.95
	粉煤灰	0.90~0.95

注：1 压实系数 λ_c 为土的控制干密度 ρ_{d1} 与最大干密度 ρ_{dmax} 的比值；土的最大干密度宜采用击实试验确定，碎石或卵石的最大干密度可取 2.0~2.2t/m³；

- 2 当采用轻型击实试验时，压实系数 λ_c 宜取高值，采用重型击实试验时，压实系数 λ_c 可取低值；
- 3 矿渣垫层的压实指标为最后二遍压实的压陷差小于2mm。

4.2.7 对于工程量较大的换填垫层，应按所选用的施工机械、换填材料及场地的土质条件进行现场试验，以确定压实效果。

4.3 施工

4.3.1 垫层施工应根据不同的换填材料选择施工机械。粉质粘土、灰土宜采用平碾、振动碾或羊足碾，中小型工程也可采用蛙式夯、柴油夯。砂石等宜用振动碾。粉煤灰宜采用平碾、振动碾、平板振动器、蛙式夯。矿渣宜采用平板振动器或平碾，也可采用振动碾。

4.3.2 垫层的施工方法、分层铺填厚度、每层压实遍数等宜通过试验确定。除接触下卧软土层的垫层底部应根据施工机械设备及下卧层土质条件确定厚度外，一般情况下，垫层的分层铺填厚度可取200~300mm。

为保证分层压实质量，应控制机械碾压速度。

4.3.3 粉质粘土和灰土垫层土料的施工含水量宜控制在最优含水量 $w_{op} \pm 2\%$ 的范围内，粉煤灰垫层的施工含水量宜控制在 $w_{op} \pm 4\%$ 的范围内。最优含水量可通过击实试验确定，也可按当地经验取用。

4.3.4 当垫层底部存在古井、古墓、洞穴、旧基础、暗塘等软硬不均的部位时，应根据建筑对不均匀沉降的要求予以处理，并经检验合格后，方可铺填垫层。

4.3.5 基坑开挖时应避免坑底土层受扰动，可保留约200mm厚的土层暂不挖去，待铺填垫层前再挖至设计标高。严禁扰动垫层下的软弱土层，防止其被践踏、受冻或受水浸泡。在碎石或卵石垫层底部宜设置150~300mm厚的砂垫层或铺一层土工织物，以防止软弱土层表面的局部破坏，同时必须防止基坑边坡坍土混入垫层。

4.3.6 换填垫层施工应注意基坑排水，除采用水撼法施工砂垫层外，不得在浸水条件下施工，必要时应采用降低地下水位的措施。

4.3.7 垫层底面宜设在同一标高上，如深度不同，基坑底土面应挖成阶梯或斜坡搭接，并按先深后浅的顺序进行垫层施工，搭接处应夯压密实。

粉质粘土及灰土垫层分段施工时，不得在柱基、墙角及承重窗间墙下接缝。上下两层的缝距不得小于500mm。接缝处应夯压密实。灰土应拌合均匀并应当日铺填夯压。灰土夯压密实后3d内不得受水浸泡。粉煤灰垫层铺填后宜当天压实，每层验收后应及时铺填上层或封层，防止干燥后松散起尘污染，同时应禁止车辆碾压通行。

垫层竣工验收合格后，应及时进行基础施工与基坑回填。

4.3.8 铺设土工合成材料时，下铺地基土层顶面应平整，防止土工合成材料被刺穿、顶破。铺设时应把土工合成材料张拉平直、绷紧，严禁有折皱；端头应固定或回折锚固；切忌曝晒或裸露；连结宜用搭接法、缝接法和胶结法，并均应保证主要受力方向

的连结强度不低于所采用材料的抗拉强度。

4.4 质量检验

4.4.1 对粉质粘土、灰土、粉煤灰和砂石垫层的施工质量检验可用环刀法、贯入仪、静力触探、轻型动力触探或标准贯入试验检验；对砂石、矿渣垫层可用重型动力触探检验。并均应通过现场试验以设计压实系数所对应的贯入度为标准检验垫层的施工质量。压实系数也可采用环刀法、灌砂法、灌水法或其他方法检验。

4.4.2 垫层的施工质量检验必须分层进行。应在每层的压实系数符合设计要求后铺填上层土。

4.4.3 采用环刀法检验垫层的施工质量时，取样点应位于每层厚度的 $2/3$ 深度处。检验点数量，对大基坑每 $50 \sim 100\text{m}^2$ 不应少于 1 个检验点；对基槽每 $10 \sim 20\text{m}$ 不应少于 1 个点；每个独立柱基不应少于 1 个点。采用贯入仪或动力触探检验垫层的施工质量时，每分层检验点的间距应小于 4m 。

4.4.4 竣工验收采用载荷试验检验垫层承载力时，每个单体工程不宜少于 3 点；对于大型工程则应按单体工程的数量或工程的面积确定检验点数。

5 预压法

5.1 一般规定

5.1.1 预压法包括堆载预压法和真空预压法。预压法适用于处理淤泥质土、淤泥和冲填土等饱和粘性土地基。

5.1.2 预压法处理地基应预先通过勘察查明土层在水平和竖直方向的分布、层理变化，查明透水层的位置、地下水类型及水源补给情况等。并通过土工试验确定土层的先期固结压力、孔隙比与固结压力的关系、渗透系数、固结系数、三轴试验抗剪强度指标以及原位十字板抗剪强度等。

5.1.3 对重要工程，应在现场选择试验区进行预压试验，在预压过程中应进行地基竖向变形、侧向位移、孔隙水压力、地下水位等项目的监测并进行原位十字板剪切试验和室内土工试验。根据试验区获得的监测资料确定加载速率控制指标、推算土的固结系数、固结度及最终竖向变形等，分析地基处理效果，对原设计进行修正，并指导全场的设计与施工。

5.1.4 对堆载预压工程，预压荷载应分级逐渐施加，确保每级荷载下地基的稳定性，而对真空预压工程，可一次连续抽真空至最大压力。

5.1.5 对主要以变形控制的建筑，当塑料排水带或砂井等排水竖井处理深度范围和竖井底面以下受压土层经预压所完成的变形量和平均固结度符合设计要求时，方可卸载。

对主要以地基承载力或抗滑稳定性控制的建筑，当地基土经预压而增长的强度满足建筑物地基承载力或稳定性要求时，方可卸载。

5.2 设计

(I) 堆载预压法

5.2.1 对深厚软粘土地基,应设置塑料排水带或砂井等排水竖井。当软土层厚度不大或软土层含较多薄粉砂夹层,且固结速率能满足工期要求时,可不设置排水竖井。

5.2.2 堆载预压法处理地基的设计应包括下列内容:

- 1 选择塑料排水带或砂井,确定其断面尺寸、间距、排列方式和深度;
- 2 确定预压区范围、预压荷载大小、荷载分级、加载速率和预压时间;
- 3 计算地基土的固结度、强度增长、抗滑稳定性和变形。

5.2.3 排水竖井分普通砂井、袋装砂井和塑料排水带。普通砂井直径可取 300 ~ 500mm,袋装砂井直径可取 70 ~ 120mm。塑料排水带的当量换算直径可按下式计算:

$$d_p = \frac{2(b + \delta)}{\pi} \quad (5.2.3)$$

式中 d_p ——塑料排水带当量换算直径 (mm);

b ——塑料排水带宽度 (mm);

δ ——塑料排水带厚度 (mm)。

5.2.4 排水竖井的平面布置可采用等边三角形或正方形排列。竖井的有效排水直径 d_e 与间距 l 的关系为:

等边三角形排列 $d_e = 1.05l$

正方形排列 $d_e = 1.13l$

5.2.5 排水竖井的间距可根据地基土的固结特性和预定时间内所要求达到的固结度确定。设计时,竖井的间距可按井径比 n 选用 ($n = d_e/d_w$, d_w 为竖井直径,对塑料排水带可取 $d_w = d_p$)。塑料排水带或袋装砂井的间距可按 $n = 15 \sim 22$ 选用,普通砂井的间距可按 $n = 6 \sim 8$ 选用。

5.2.6 排水竖井的深度应根据建筑物对地基的稳定性、变形要求和工期确定。

对以地基抗滑稳定性控制的工程,竖井深度至少应超过最危险滑动面 2.0m。

对以变形控制的建筑,竖井深度应根据在限定的预压时间内需完成的变形量确定。竖井宜穿透受压土层。

5.2.7 一级或多级等速加载条件下,当固结时间为 t 时,对应总荷载的地基平均固结度可按下式计算:

$$\bar{U}_t = \sum_{i=1}^n \frac{\dot{q}_i}{\sum \Delta P} \left[(T_i - T_{i-1}) - \frac{\alpha}{\beta} e^{-\beta t} (e^{\beta T_i} - e^{\beta T_{i-1}}) \right] \quad (5.2.7)$$

式中 \bar{U}_t —— t 时间地基的平均固结度;

\dot{q}_i ——第 i 级荷载的加载速率 (kPa/d);

$\sum \Delta P$ ——各级荷载的累加值 (kPa);

T_{i-1} , T_i ——分别为第 i 级荷载加载的起始和终止时间 (从零点起算) (d),当计算第 i 级荷载加载过程中某时间 t 的固结度时, T_i 改为 t ;

α, β ——参数，根据地基土排水固结条件按表 5.2.7 采用。对竖井地基，表中所列 β 为不考虑涂抹和井阻影响的参数值。

表 5.2.7 α, β 值

排水固结条件 参数	竖向排水固结 $\bar{U}_z > 30\%$	向内径向排水固结	竖向和向内径向排水固结 (竖井穿透受压土层)	说明
α	$\frac{8}{\pi^2}$	1	$\frac{8}{\pi^2}$	$F_n = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$ c_h —土的径向排水固结系数 (cm ² /s) c_v —土的竖向排水固结系数 (cm ² /s) H —土层竖向排水距离 (cm) \bar{U}_z ——双面排水土层或固结应力均匀分布的单面排水土层平均固结度
β	$\frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$	$\frac{8c_h}{F_n d_e^2}$	$\frac{8c_h}{F_n d_e^2} + \frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$	

5.2.8 当排水竖井采用挤土方式施工时，应考虑涂抹对土体固结的影响。当竖井的纵向通水量 q_w 与天然土层水平向渗透系数 k_h 的比值较小，且长度又较长时，尚应考虑井阻影响。瞬时加载条件下，考虑涂抹和井阻影响时，竖井地基径向排水平均固结度可按下式计算：

$$\bar{U}_r = 1 - e^{-\frac{8c_h t}{F d_e^2}} \quad (5.2.8 - 1)$$

$$F = F_n + F_s + F_r \quad (5.2.8 - 2)$$

$$F_n = \ln(n) - \frac{3}{4} \quad n \geq 15 \quad (5.2.8 - 3)$$

$$F_s = \left[\frac{k_h}{k_s} - 1 \right] \ln s \quad (5.2.8 - 4)$$

$$F_r = \frac{\pi^2 L^2}{4} \frac{k_h}{q_w} \quad (5.2.8 - 5)$$

式中 \bar{U}_r ——固结时间 t 时竖井地基径向排水平均固结度；

k_h ——天然土层水平向渗透系数 (cm/s)；

k_s ——涂抹区土的水平向渗透系数，可取 $k_s = \left(\frac{1}{5} \sim \frac{1}{3} \right) k_h$ (cm/s)；

s ——涂抹区直径 d_s 与竖井直径 d_w 的比值，可取 $s = 2.0 \sim 3.0$ ，对中等灵敏粘性土取低值，对高灵敏粘性土取高值；

L ——竖井深度 (cm)；

q_w ——竖井纵向通水量，为单位水力梯度下单位时间的排水量 (cm^3/s)；

一级或多级等速加荷条件下，考虑涂抹和井阻影响时竖井穿透受压土层地基之平均

固结度可按式 (5.2.7) 计算，其中 $\alpha = \frac{8}{\pi^2}$ ， $\beta = \frac{8c_h}{Fd_c^2} + \frac{\pi^2 c_v}{4H^2}$ 。

5.2.9 对排水竖井未穿透受压土层之地基，应分别计算竖井范围土层的平均固结度和竖井底面以下受压土层的平均固结度，通过预压使该两部分固结度和所完成的变形量满足设计要求。

5.2.10 预压荷载大小应根据设计要求确定。对于沉降有严格限制的建筑物，应采用超载预压法处理，超载量大小应根据预压时间内要求完成的变形量通过计算确定，并宜使预压荷载下受压土层各点的有效竖向应力大于建筑物荷载引起的相应点的附加应力。

预压荷载顶面的范围应等于或大于建筑物基础外缘所包围的范围。

加载速率应根据地基土的强度确定。当天然地基土的强度满足预压荷载下地基的稳定性要求时，可一次性加载，否则应分级逐渐加载，待前期预压荷载下地基土的强度增长满足下一级荷载下地基的稳定性要求时方可加载。

5.2.11 计算预压荷载下饱和粘性土地基中某点的抗剪强度时，应考虑土体原来的固结状态。对正常固结饱和粘性土地基，某点某一时间的抗剪强度可按下式计算：

$$\tau_{ft} = \tau_{f0} + \Delta\sigma_z \cdot U_t \tan\varphi_{cu} \quad (5.2.11)$$

式中 τ_{ft} —— t 时刻，该点土的抗剪强度 (kPa)；

τ_{f0} ——地基土的天然抗剪强度 (kPa)；

$\Delta\sigma_z$ ——预压荷载引起的该点的附加竖向应力 (kPa)；

U_t ——该点土的固结度；

φ_{cu} ——三轴固结不排水压缩试验求得的土的内摩擦角 ($^\circ$)；

5.2.12 预压荷载下地基的最终竖向变形量可按下式计算：

$$s_f = \xi \sum_{i=1}^n \frac{e_{0i} - e_{1i}}{1 + e_{0i}} h_i \quad (5.2.12)$$

式中 s_f ——最终竖向变形量 (m)；

e_{0i} ——第 i 层中点土自重应力所对应的孔隙比，由室内固结试验 $e-p$ 曲线查得；

e_{1i} ——第 i 层中点土自重应力与附加应力之和所对应的孔隙比，由室内固结试验 $e-p$ 曲线查得；

h_i ——第 i 层土层厚度 (m)；

ξ ——经验系数，对正常固结饱和粘性土地基可取 $\xi = 1.1 \sim 1.4$ 。荷载较大、地基土较弱时取较大值，否则取较小值。

变形计算时，可取附加应力与土自重应力的比值为 0.1 的深度作为受压层的计算深度。

5.2.13 预压法处理地基必须在地表铺设与排水竖井相连的砂垫层，砂垫层厚度不应小于 500mm。

砂垫层砂料宜用中粗砂，粘粒含量不宜大于 3%，砂料中可混有少量粒径小于 50mm 的砾石。砂垫层的干密度应大于 $1.5\text{g}/\text{cm}^3$ ，其渗透系数宜大于 $1 \times 10^{-2}\text{cm}/\text{s}$ 。

在预压区边缘应设置排水沟，在预压区内宜设置与砂垫层相连的排水盲沟。

5.2.14 砂井的砂料应选用中粗砂，其粘粒含量不应大于 3%。

(II) 真空预压法

5.2.15 真空预压法处理地基必须设置排水竖井。设计内容包括：竖井断面尺寸、间距、排列方式和深度的选择；预压区面积和分块大小；真空预压工艺；要求达到的真空度和土层的固结度；真空预压和建筑物荷载下地基的变形计算；真空预压后地基土的强度增长计算等。

5.2.16 排水竖井的间距可按本规范第 5.2.5 条选用。

砂井的砂料应选用中粗砂，其渗透系数应大于 $1 \times 10^{-2}\text{cm}/\text{s}$ 。

5.2.17 真空预压区边缘应大于建筑物基础轮廓线，每边增加量不得小于 3.0m。每块预压面积宜尽可能大且呈方形。

5.2.18 真空预压的膜下真空度应稳定地保持在 650mmHg 以上，且应均匀分布，竖井深度范围内土层的平均固结度应大于 90%。

5.2.19 当建筑物的荷载超过真空预压的压力，且建筑物对地基变形有严格要求时，可采用真空—堆载联合预压法，其总压力宜超过建筑物的荷载。

5.2.20 对于表层存在良好的透气层或在处理范围内有充足水源补给的透水层时，应采取有效措施隔断透气层或透水层。

5.2.21 真空预压地基最终竖向变形可按本规范第 5.2.12 条计算，其中 ξ 可取 0.8 ~ 0.9。真空—堆载联合预压法以真空预压为主时， ξ 可取 0.9。

5.2.22 真空预压所需抽真空设备的数量，可按加固面积的大小和形状、土层结构特点，以一套设备可抽真空的面积为 1000 ~ 1500 m^2 确定。

5.3 施 工

(I) 堆载预压法

5.3.1 塑料排水带的性能指标必须符合设计要求。塑料排水带在现场应妥加保护，防止阳光照射、破损或污染，破损或污染的塑料排水带不得在工程中使用。

5.3.2 砂井的灌砂量，应按井孔的体积和砂在中密状态时的干密度计算，其实际灌砂量不得小于计算值的 95%。

灌入砂袋中的砂宜用干砂，并应灌制密实。

5.3.3 塑料排水带和袋装砂井施工时，宜配置能检测其深度的设备。

5.3.4 塑料排水带施工所用套管应保证插入地基中的带子不扭曲。塑料排水带需接长时，应采用滤膜内芯带平搭接的连接方法，搭接长度宜大于 200mm。

袋装砂井施工所用套管内径宜略大于砂井直径。

塑料排水带和袋装砂井施工时，平面井距偏差不应大于井径，垂直度偏差不应大于 1.5%，深度不得小于设计要求。

塑料排水带和袋装砂井砂袋埋入砂垫层中的长度不应小于 500mm。

5.3.5 对堆载预压工程，在加载过程中应进行竖向变形、边桩水平位移及孔隙水压力等项目的监测，且根据监测资料控制加载速率。对竖井地基，最大竖向变形量每天不应超过 15mm，对天然地基，最大竖向变形量每天不应超过 10mm；边桩水平位移每天不应超过 5mm，并且应根据上述观察资料综合分析、判断地基的稳定性。

(II) 真空预压法

5.3.6 真空预压的抽气设备宜采用射流真空泵，空抽时必须达到 95kPa 以上的真空吸力，真空泵的设置应根据预压面积大小和形状、真空泵效率和工程经验确定，但每块预压区至少应设置两台真空泵。

5.3.7 真空管路的连接应严格密封，在真空管路中应设置止回阀和截门。

水平向分布滤水管可采用条状、梳齿状及羽毛状等形式，滤水管布置宜形成回路。滤水管应设在砂垫层中，其上覆盖厚度 100~200mm 的砂层。滤水管可采用钢管或塑料管，外包尼龙纱或土工织物等滤水材料。

5.3.8 密封膜应采用抗老化性能好、韧性好、抗穿刺性能强的不透水材料。密封膜热合时宜采用双热合缝的平搭接，搭接宽度应大于 15mm。

密封膜宜铺设三层，膜周边可采用挖沟埋膜、平铺并用粘土覆盖压边、围埝沟内及膜上覆水等方法进行密封。

5.3.9 采用真空—堆载联合预压时，先进行抽真空，当真空压力达到设计要求并稳定后，再进行堆载，并继续抽气，堆载时需在膜上铺设土工编织布等保护材料。

5.4 质量检验

5.4.1 施工过程质量检验和监测应包括以下内容：

- 1 塑料排水带必须在现场随机抽样送往实验室进行性能指标的测试，其性能指标包括纵向通水量、复合体抗拉强度、滤膜抗拉强度、滤膜渗透系数和等效孔径等。
- 2 对不同来源的砂井和砂垫层砂料，必须取样进行颗粒分析和渗透性试验。
- 3 对于以抗滑稳定控制的重要工程，应在预压区内选择代表性地点预留孔位，在加载不同阶段进行原位十字板剪切试验和取土进行室内土工试验。
- 4 对预压工程，应进行地基竖向变形、侧向位移和孔隙水压力等项目的监测。
- 5 真空预压工程除应进行地基变形、孔隙水压力的监测外，尚应进行膜下真空度和地下水位的量测。

5.4.2 预压法竣工验收检验应符合下列规定：

- 1 排水竖井处理深度范围内和竖井底面以下受压土层，经预压所完成的竖向变形和平均固结度应满足设计要求。
- 2 应对预压的地基土进行原位十字板剪切试验和室内土工试验。必要时，尚应进行现场载荷试验，试验数量不应少于 3 点。

6 强夯法和强夯置换法

6.1 一般规定

6.1.1 强夯法适用于处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土与粘性土、湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基。强夯置换法适用于高饱和度的粉土与软塑~流塑的粘性土等地基上对变形控制要求不严的工程。

6.1.2 强夯置换法在设计前必须通过现场试验确定其适用性和处理效果。

6.1.3 强夯和强夯置换施工前，应在施工现场有代表性的场地上选取一个或几个试验区，进行试夯或试验性施工。试验区数量应根据建筑场地复杂程度、建筑规模及建筑类型确定。

6.2 设计

(I) 强夯法

6.2.1 强夯法的有效加固深度应根据现场试夯或当地经验确定。在缺少试验资料或经验时可按表 6.2.1 预估。

表 6.2.1 强夯法的有效加固深度 (m)

单击夯击能 (kN·m)	碎石土、砂土 等粗颗粒土	粉土、粘性土、湿陷 性黄土等细颗粒土
1000	5.0~6.0	4.0~5.0
2000	6.0~7.0	5.0~6.0
3000	7.0~8.0	6.0~7.0
4000	8.0~9.0	7.0~8.0
5000	9.0~9.5	8.0~8.5
6000	9.5~10.0	8.5~9.0
8000	10.0~10.5	9.0~9.5

注：强夯法的有效加固深度应从最初起夯面算起。

6.2.2 夯点的夯击次数，应按现场试夯得到的夯击次数和夯沉量关系曲线确定，并应同时满足下列条件：

1 最后两击的平均夯沉量不宜大于下列数值：当单击夯击能小于 4000kN·m 时为 50mm；当单击夯击能为 4000~6000kN·m 时为 100mm；当单击夯击能大于 6000kN·m 时为 200mm；

2 夯坑周围地面不应发生过大的隆起；

3 不因夯坑过深而发生提锤困难。

6.2.3 夯击遍数应根据地基土的性质确定，可采用点夯 2~3 遍，对于渗透性较差的细颗粒土，必要时夯击遍数可适当增加。最后再以低能量满夯 2 遍，满夯可采用轻锤或低落距锤多次夯击，锤印搭接。

6.2.4 两遍夯击之间应有一定的时间间隔，间隔时间取决于土中超静孔隙水压力的消散时间。当缺少实测资料时，可根据地基土的渗透性确定，对于渗透性较差的粘性土地基，间隔时间不应少于 3~4 周；对于渗透性好的地基可连续夯击。

6.2.5 夯击点位置可根据基底平面形状，采用等边三角形、等腰三角形或正方形布置。第一遍夯击点间距可取夯锤直径的 2.5~3.5 倍，第二遍夯击点位于第一遍夯击点之间。以后各遍夯击点间距可适当减小。对处理深度较深或单击夯击能较大的工程，第一遍夯击点间距宜适当增大。

6.2.6 强夯处理范围应大于建筑物基础范围，每边超出基础外缘的宽度宜为基底设计处理深度的 1/2 至 2/3，并不宜小于 3m。

6.2.7 根据初步确定的强夯参数，提出强夯试验方案，进行现场试夯。应根据不同土质条件待试夯结束一至数周后，对试夯场地进行检测，并与夯前测试数据进行对比，检验强夯效果，确定工程采用的各项强夯参数。

6.2.8 强夯地基承载力特征值应通过现场载荷试验确定，初步设计时也可根据夯后原位测试和土工试验指标按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 有关规定确定。

6.2.9 强夯地基变形计算应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 有关规定。夯后有效加固深度内土层的压缩模量应通过原位测试或土工试验确定。

(II) 强夯置换法

6.2.10 强夯置换墩的深度由土质条件决定，除厚层饱和粉土外，应穿透软土层，到达较硬土层上。深度不宜超过 7m。

6.2.11 强夯置换法的单击夯击能应根据现场试验确定。

6.2.12 墩体材料可采用级配良好的块石、碎石、矿渣、建筑垃圾等坚硬粗颗粒材料，粒径大于 300mm 的颗粒含量不宜超过全重的 30%。

6.2.13 夯点的夯击次数应通过现场试夯确定，且应同时满足下列条件：

- 1 墩底穿透软弱土层，且达到设计墩长；
- 2 累计夯沉量为设计墩长的 1.5~2.0 倍；
- 3 最后两击的平均夯沉量不大于本规范第 6.2.2 条的规定值。

6.2.14 墩位布置宜采用等边三角形或正方形。对独立基础或条形基础可根据基础形状与宽度相应布置。

6.2.15 墩间距应根据荷载大小和原土的承载力选定，当满堂布置时可取夯锤直径的 2~3 倍。对独立基础或条形基础可取夯锤直径的 1.5~2.0 倍。墩的计算直径可取夯锤直径的 1.1~1.2 倍。

6.2.16 当墩间净距较大时，应适当提高上部结构和基础的刚度。

6.2.17 强夯置换处理范围应按本规范第 6.2.6 条执行。

6.2.18 墩顶应铺设一层厚度不小于 500mm 的压实垫层，垫层材料可与墩体相同，粒径不宜大于 100mm。

6.2.19 强夯置换设计时，应预估地面抬高值，并在试夯时校正。

6.2.20 强夯置换法试验方案的确定，应符合本规范第 6.2.7 条的规定。检测项目除进行现场载荷试验检测承载力和变形模量外，尚应采用超重型或重型动力触探等方法，检查置换墩着底情况及承载力与密度随深度的变化。

6.2.21 确定软粘性土中强夯置换墩地基承载力特征值时，可只考虑墩体，不考虑墩间土的作用，其承载力应通过现场单墩载荷试验确定，对饱和粉土地基可按复合地基考虑，其承载力可通过现场单墩复合地基载荷试验确定。

6.2.22 强夯置换地基的变形计算应符合本规范第 7.2.9 条的规定。

6.3 施工

6.3.1 强夯锤质量可取 10 ~ 40t，其底面形式宜采用圆形或多边形，锤底面积宜按土的性质确定，锤底静接地压力值可取 25 ~ 40kPa，对于细颗粒土锤底静接地压力宜取较小值。锤的底面宜对称设置若干个与其顶面贯通的排气孔，孔径可取 250 ~ 300mm。强夯置换锤底静接地压力值可取 100 ~ 200kPa。

6.3.2 施工机械宜采用带有自动脱钩装置的履带式起重机或其他专用设备。采用履带式起重机时，可在臂杆端部设置辅助门架，或采取其他安全措施，防止落锤时机架倾覆。

6.3.3 当地表土软弱或地下水位较高，夯坑底积水影响施工时，宜采用人工降低地下水位或铺填一定厚度的松散性材料，使地下水位低于坑底面以下 2m。坑内或场地积水应及时排除。

6.3.4 施工前应查明场地范围内的地下构筑物和各种地下管线的位置及标高等，并采取必要的措施，以免因施工而造成损坏。

6.3.5 当强夯施工所产生的振动对邻近建筑物或设备会产生有害的影响时，应设置监测点，并采取挖隔振沟等隔振或防振措施。

6.3.6 强夯施工可按下列步骤进行：

- 1 清理并平整施工场地；
- 2 标出第一遍夯点位置，并测量场地高程；
- 3 起重机就位，夯锤置于夯点位置；
- 4 测量夯前锤顶高程；
- 5 将夯锤起吊到预定高度，开启脱钩装置，待夯锤脱钩自由下落后，放下吊钩，测量锤顶高程，若发现因坑底倾斜而造成夯锤歪斜时，应及时将坑底整平；
- 6 重复步骤 5，按设计规定的夯击次数及控制标准，完成一个夯点的夯击；
- 7 换夯点，重复步骤 3 至 6，完成第一遍全部夯点的夯击；
- 8 用推土机将夯坑填平，并测量场地高程；

9 在规定的间隔时间后,按上述步骤逐次完成全部夯击遍数,最后用低能量满夯,将场地表层松土夯实,并测量夯后场地高程。

6.3.7 强夯置换施工可按下列步骤进行:

1 清理并平整施工场地,当表土松软时可铺设一层厚度为 1.0~2.0m 的砂石施工垫层;

2 标出夯点位置,并测量场地高程;

3 起重机就位,夯锤置于夯点位置;

4 测量夯前锤顶高程;

5 夯击并逐击记录夯坑深度。当夯坑过深而发生起锤困难时停夯,向坑内填料直至与坑顶平,记录填料数量,如此重复直至满足规定的夯击次数及控制标准完成一个墩体的夯击。当夯点周围软土挤出影响施工时,可随时清理并在夯点周围铺垫碎石,继续施工;

6 按由内而外,隔行跳打原则完成全部夯点的施工;

7 推平场地,用低能量满夯,将场地表层松土夯实,并测量夯后场地高程;

8 铺设垫层,并分层碾压密实。

6.3.8 施工过程中应有专人负责下列监测工作:

1 开夯前应检查夯锤质量和落距,以确保单击夯击能量符合设计要求;

2 在每一遍夯击前,应对夯点放线进行复核,夯完后检查夯坑位置,发现偏差或漏夯应及时纠正;

3 按设计要求检查每个夯点的夯击次数和每击的夯沉量。对强夯置换尚应检查置换深度。

6.3.9 施工过程中应对各项参数及情况进行详细记录。

6.4 质量检验

6.4.1 检查施工过程中的各项测试数据和施工记录,不符合设计要求时应补夯或采取其他有效措施。强夯置换施工中可采用超重型或重型圆锥动力触探检查置换墩着底情况。

6.4.2 强夯处理后的地基竣工验收承载力检验,应在施工结束后间隔一定时间方能进行,对于碎石土和砂土地基,其间隔时间可取 7~14d;粉土和粘性土地基可取 14~28d。强夯置换地基间隔时间可取 28d。

6.4.3 强夯处理后的地基竣工验收时,承载力检验应采用原位测试和室内土工试验。强夯置换后的地基竣工验收时,承载力检验除应采用单墩载荷试验检验外,尚应采用动力触探等有效手段查明置换墩着底情况及承载力与密度随深度的变化,对饱和粉土地基允许采用单墩复合地基载荷试验代替单墩载荷试验。

6.4.4 竣工验收承载力检验的数量,应根据场地复杂程度和建筑物的重要性确定,对于简单场地上的一般建筑物,每个建筑地基的载荷试验检验点不应少于 3 点;对于复杂场地或重要建筑地基应增加检验点数。强夯置换地基载荷试验检验和置换墩着底情况

检验数量均不应少于墩点数的 1%，且不应少于 3 点。

7 振冲法

7.1 一般规定

7.1.1 振冲法适用于处理砂土、粉土、粉质粘土、素填土和杂填土等地基。对于处理不排水抗剪强度不小于 20kPa 的饱和粘性土和饱和黄土地基，应在施工前通过现场试验确定其适用性。不加填料振冲加密适用于处理粘粒含量不大于 10% 的中砂、粗砂地基。

7.1.2 对大型的、重要的或场地地层复杂的工程，在正式施工前应通过现场试验确定其处理效果。

7.2 设计

7.2.1 振冲桩处理范围应根据建筑物的重要性和场地条件确定，当用于多层建筑和高层建筑时，宜在基础外缘扩大 1~2 排桩。当要求消除地基液化时，在基础外缘扩大宽度不应小于基底下可液化土层厚度的 1/2。

7.2.2 桩位布置，对大面积满堂处理，宜用等边三角形布置；对单独基础或条形基础，宜用正方形、矩形或等腰三角形布置。

7.2.3 振冲桩的间距应根据上部结构荷载大小和场地土层情况，并结合所采用的振冲器功率大小综合考虑。30kW 振冲器布桩间距可采用 1.3~2.0m；55kW 振冲器布桩间距可采用 1.4~2.5m；75kW 振冲器布桩间距可采用 1.5~3.0m。荷载大或对粘性土宜采用较小的间距，荷载小或对砂土宜采用较大的间距。

7.2.4 桩长的确定：当相对硬层埋深不大时，应按相对硬层埋深确定；当相对硬层埋深较大时，按建筑物地基变形允许值确定；在可液化地基中，桩长应按要求的抗震处理深度确定。桩长不宜小于 4m。

7.2.5 在桩顶和基础之间宜铺设一层 300~500mm 厚的碎石垫层。

7.2.6 桩体材料可用含泥量不大于 5% 的碎石、卵石、矿渣或其他性能稳定的硬质材料，不宜使用风化易碎的石料。常用的填料粒径为：30kW 振冲器 20~80mm；55kW 振冲器 30~100mm；75kW 振冲器 40~150mm。

7.2.7 振冲桩的平均直径可按每根桩所用填料量计算。

7.2.8 振冲桩复合地基承载力特征值应通过现场复合地基载荷试验确定，初步设计时也可用单桩和处理后桩间土承载力特征值按下式估算：

$$f_{spk} = mf_{pk} + (1 - m)f_{sk} \quad (7.2.8 - 1)$$

$$m = d^2/d_e^2 \quad (7.2.8 - 2)$$

式中 f_{spk} ——振冲桩复合地基承载力特征值 (kPa)；

f_{pk} ——桩体承载力特征值 (kPa)，宜通过单桩载荷试验确定；

f_{sk} ——处理后桩间土承载力特征值 (kPa)，宜按当地经验取值，如无经验时，可

取天然地基承载力特征值；

m ——桩土面积置换率；

d ——桩身平均直径（m）；

d_e ——一根桩分担的处理地基面积的等效圆直径；

等边三角形布桩 $d_e = 1.05s$

正方形布桩 $d_e = 1.13s$

矩形布桩 $d_e = 1.13 \sqrt{s_1 s_2}$

s 、 s_1 、 s_2 分别为桩间距、纵向间距和横向间距。

对小型工程的粘性土地基如无现场载荷试验资料，初步设计时复合地基的承载力特征值也可按下式估算：

$$f_{spk} = [1 + m(n - 1)]f_{sk} \quad (7.2.8 - 3)$$

式中 n ——桩土应力比，在无实测资料时，可取 2~4，原土强度低取大值，原土强度高取小值。

7.2.9 振冲处理地基的变形计算应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 有关规定。复合土层的压缩模量可按下式计算：

$$E_{sp} = [1 + m(n - 1)]E_s \quad (7.2.9)$$

式中 E_{sp} ——复合土层压缩模量（MPa）；

E_s ——桩间土压缩模量（MPa），宜按当地经验取值，如无经验时，可取天然地基压缩模量。

公式（7.2.9）中的桩土应力比，在无实测资料时，对粘性土可取 2~4，对粉土和砂土可取 1.5~3，原土强度低取大值，原土强度高取小值。

7.2.10 不加填料振冲加密宜在初步设计阶段进行现场工艺试验，确定不加填料振密的可能性、孔距、振密电流值、振冲水压力、振后砂层的物理力学指标等。

用 30kW 振冲器振密深度不宜超过 7m，75kW 振冲器不宜超过 15m。

7.2.11 不加填料振冲加密孔距可为 2~3m，宜用等边三角形布孔。

7.2.12 不加填料振冲加密地基承载力特征值应通过现场载荷试验确定，初步设计时也可根据加密后原位测试指标按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 有关规定确定。

7.2.13 不加填料振冲加密地基变形计算应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 有关规定。加密深度内土层的压缩模量应通过原位测试确定。

7.3 施工

7.3.1 振冲施工可根据设计荷载的大小、原土强度的高低、设计桩长等条件选用不同功率的振冲器。施工前应在现场进行试验，以确定水压、振密电流和留振时间等各种施工参数。

7.3.2 升降振冲器的机械可用起重机、自行井架式施工平车或其他合适的设备。

施工设备应配有电流、电压和留振时间自动信号仪表。

7.3.3 振冲施工可按下列步骤进行：

- 1 清理平整施工场地，布置桩位；
- 2 施工机具就位，使振冲器对准桩位；
- 3 启动供水泵和振冲器，水压可用 200 ~ 600kPa，水量可用 200 ~ 400L/min，将振冲器徐徐沉入土中，造孔速度宜为 0.5 ~ 2.0m/min，直至达到设计深度。记录振冲器经各深度的水压、电流和留振时间。
- 4 造孔后边提升振冲器边冲水直至孔口，再放至孔底，重复两三次扩大孔径并使孔内泥浆变稀，开始填料制桩。
- 5 大功率振冲器投料可不提出孔口，小功率振冲器下料困难时，可将振冲器提出孔口填料，每次填料厚度不宜大于 50cm。将振冲器沉入填料中进行振密制桩，当电流达到规定的密实电流值和规定的留振时间后，将振冲器提升 30 ~ 50cm。
- 6 重复以上步骤，自下而上逐段制作桩体直至孔口，记录各段深度的填料量、最终电流值和留振时间，并均应符合设计规定。
- 7 关闭振冲器和水泵。

7.3.4 施工现场应事先开设泥水排放系统，或组织好运浆车辆将泥浆运至预先安排的存放地点，应尽可能设置沉淀池重复使用上部清水。

7.3.5 桩体施工完毕后应将顶部预留的松散桩体挖除，如无预留应将松散桩头压实，随后铺设并压实垫层。

7.3.6 不加填料振冲加密宜采用大功率振冲器，为了避免造孔中塌砂将振冲器抱住，下沉速度宜快，造孔速度宜为 8 ~ 10m/min，到达深度后将射水量减至最小，留振至密实电流达到规定时，上提 0.5m，逐段振密直至孔口，一般每米振密时间约 1 分钟。

在粗砂中施工如遇下沉困难，可在振冲器两侧增焊辅助水管，加大造孔水量，但造孔水压宜小。

7.3.7 振密孔施工顺序宜沿直线逐点逐行进行。

7.4 质量检验

7.4.1 检查振冲施工各项施工记录，如有遗漏或不符合规定要求的桩或振冲点，应补做或采取有效的补救措施。

7.4.2 振冲施工结束后，除砂土地基外，应间隔一定时间后方可进行质量检验。对粉质粘土地基间隔时间可取 21 ~ 28d，对粉土地基可取 14 ~ 21d。

7.4.3 振冲桩的施工质量检验可采用单桩载荷试验，检验数量为桩数的 0.5%，且不少于 3 根。对碎石桩体检验可用重型动力触探进行随机检验。对桩间土的检验可在处理深度内用标准贯入、静力触探等进行检验。

7.4.4 振冲处理后的地基竣工验收时，承载力检验应采用复合地基载荷试验。

7.4.5 复合地基载荷试验检验数量不应少于总桩数的 0.5%，且每个单体工程不应少于 3 点。

7.4.6 对不加填料振冲加密处理的砂土地基，竣工验收承载力检验应采用标准贯入、动力触探、载荷试验或其他合适的试验方法。检验点应选择在有代表性或地基土质较差的地段，并位于振冲点围成的单元形心处及振冲点中心处。检验数量可为振冲点数量的1%，总数不应少于5点。

8 砂石桩法

8.1 一般规定

8.1.1 砂石桩法适用于挤密松散砂土、粉土、粘性土、素填土、杂填土等地基。对饱和粘土地基上对变形控制要求不严的工程也可采用砂石桩置换处理。砂石桩法也可用于处理可液化地基。

8.1.2 采用砂石桩处理地基应补充设计、施工所需的有关技术资料。对粘性土地基，应有地基土的不排水抗剪强度指标；对砂土和粉土地基应有地基土的天然孔隙比、相对密度或标准贯入击数、砂石料特性、施工机具及性能等资料。

8.1.3 用砂石桩挤密素填土和杂填土等地基的设计及质量检验，尚应符合本规范第14章中的有关规定。

8.2 设计

8.2.1 砂石桩孔位宜采用等边三角形或正方形布置。

砂石桩直径可采用300~800mm，可根据地基土质情况和成桩设备等因素确定。对饱和粘性土地基宜选用较大的直径。

8.2.2 砂石桩的间距应通过现场试验确定。对粉土和砂土地基，不宜大于砂石桩直径的4.5倍；对粘性土地基不宜大于砂石桩直径的3倍。初步设计时，砂石桩的间距也可按下列公式估算。

1 松散粉土和砂土地基可根据挤密后要求达到的孔隙比 e_1 来确定。

等边三角形布置

$$s = 0.95\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (8.2.2-1)$$

正方形布置

$$s = 0.89\xi d \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (8.2.2-2)$$

$$e_1 = e_{max} - D_{r1}(e_{max} - e_{min}) \quad (8.2.2-3)$$

式中 s ——砂石桩间距(m)；

d ——砂石桩直径(m)；

ξ ——修正系数，当考虑振动下沉密实作用时，可取1.1~1.2；不考虑振动下沉密实作用时，可取1.0；

e_0 ——地基处理前砂土的孔隙比，可按原状土样试验确定，也可根据动力或静力

触探等对比试验确定；

e_1 ——地基挤密后要求达到的孔隙比；

e_{\max} 、 e_{\min} ——砂土的最大、最小孔隙比，可按现行国家标准《土工试验方法标准》GB/T 50123的有关规定确定；

D_{r1} ——地基挤密后要求砂土达到的相对密实度，可取0.70~0.85。

2 粘性土地基：

等边三角形布置

$$s = 1.08 \sqrt{A_e} \quad (8.2.2 - 4)$$

正方形布置

$$s = \sqrt{A_e} \quad (8.2.2 - 5)$$

式中 A_e ——1根砂石桩承担的处理面积 (m^2)；

$$A_e = \frac{A_p}{m} \quad (8.2.2 - 6)$$

式中 A_p ——砂石桩的截面积 (m^2)；

m ——面积置换率。可按本规范(7.2.8-2)式确定。

8.2.3 砂石桩桩长可根据工程要求和工程地质条件通过计算确定：

1 当松软土层厚度不大时，砂石桩桩长宜穿过松软土层；

2 当松软土层厚度较大时，对按稳定性控制的工程，砂石桩桩长应不小于最危险滑动面以下2m的深度；对按变形控制的工程，砂石桩桩长应满足处理后地基变形量不超过建筑物的地基变形允许值并满足软弱下卧层承载力的要求；

3 对可液化的地基，砂石桩桩长应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定采用；

4 桩长不宜小于4m。

8.2.4 砂石桩处理范围应大于基底范围，处理宽度宜在基础外缘扩大1~3排桩。对可液化地基，在基础外缘扩大宽度不应小于可液化土层厚度的1/2，并不应小于5m。

8.2.5 砂石桩桩孔内的填料量应通过现场试验确定，估算时可按设计桩孔体积乘以充盈系数 β 确定， β 可取1.2~1.4。如施工中地面有下沉或隆起现象，则填料数量应根据现场具体情况予以增减。

8.2.6 桩体材料可用碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、粗砂、中砂或石屑等硬质材料，含泥量不得大于5%，最大粒径不宜大于50mm。

8.2.7 砂石桩顶部宜铺设一层厚度为300~500mm的砂石垫层。

8.2.8 砂石桩复合地基的承载力特征值，应通过现场复合地基载荷试验确定，初步设计时，也可通过下列方法估算：

1 对于采用砂石桩处理的复合地基，可按本规范公式(7.2.8-1)或公式(7.2.8-3)估算；

2 对于采用砂桩处理的砂土地基，可根据挤密后砂土的密实状态，按现行国家标

准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定确定。

8.2.9 砂石桩处理地基的变形计算，应按本规范第 7.2.9 条的规定计算；对于砂桩处理的砂土地基，应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定计算。

8.2.10 当砂石桩用于处理堆载地基时，应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 有关规定进行抗滑稳定性验算。

8.3 施工

8.3.1 砂石桩施工可采用振动沉管、锤击沉管或冲击成孔等成桩法。当用于消除粉细砂及粉土液化时，宜用振动沉管成桩法。

8.3.2 施工前应进行成桩工艺和成桩挤密试验。当成桩质量不能满足设计要求时，应在调整设计与施工有关参数后，重新进行试验或改变设计。

8.3.3 振动沉管成桩法施工应根据沉管和挤密情况，控制填砂石量、提升高度和速度、挤压次数和时间、电机的工作电流等。

8.3.4 施工中应选用能顺利出料和有效挤压桩孔内砂石料的桩尖结构。当采用活瓣桩靴时，对砂土和粉土地基宜选用尖锥型；对粘性土地基宜选用平底型；一次性桩尖可采用混凝土锥形桩尖。

8.3.5 锤击沉管成桩法施工可采用单管法或双管法。锤击法挤密应根据锤击的能量，控制分段的填砂石量和成桩的长度。

8.3.6 砂石桩的施工顺序：对砂土地基宜从外围或两侧向中间进行，对粘性土地基宜从中间向外围或隔排施工；在既有建（构）筑物邻近施工时，应背离建（构）筑物方向进行。

8.3.7 施工时桩位水平偏差不应大于 0.3 倍套管外径；套管垂直度偏差不应大于 1%。

8.3.8 砂石桩施工后，应将基底标高下的松散层挖除或夯压密实，随后铺设并压实砂石垫层。

8.4 质量检验

8.4.1 应在施工期间及施工结束后，检查砂石桩的施工记录。对沉管法，尚应检查套管往复挤压振动次数与时间、套管升降幅度和速度、每次填砂石料量等项施工记录。

8.4.2 施工后应间隔一定时间方可进行质量检验。对饱和粘性土地基应待孔隙水压力消散后进行，间隔时间不宜少于 28d；对粉土、砂土和杂填土地基，不宜少于 7d。

8.4.3 砂石桩的施工质量检验可采用单桩载荷试验，对桩体可采用动力触探试验检测，对桩间土可采用标准贯入、静力触探、动力触探或其他原位测试等方法进行检测。桩间土质量的检测位置应在等边三角形或正方形的中心。检测数量不应少于桩孔总数的 2%。

8.4.4 砂石桩地基竣工验收时，承载力检验应采用复合地基载荷试验。

8.4.5 复合地基载荷试验数量不应少于总桩数的 0.5%，且每个单体建筑不应少于 3 点。

9 水泥粉煤灰碎石桩法

9.1 一般规定

9.1.1 水泥粉煤灰碎石桩（CFG 桩）法适用于处理粘性土、粉土、砂土和已自重固结的素填土等地基。对淤泥质土应按地区经验或通过现场试验确定其适用性。

9.1.2 水泥粉煤灰碎石桩应选择承载力相对较高的土层作为桩端持力层。

9.1.3 水泥粉煤灰碎石桩复合地基设计时应进行地基变形验算。

9.2 设计

9.2.1 水泥粉煤灰碎石桩可只在基础范围内布置，桩径宜取 350 ~ 600mm。

9.2.2 桩距应根据设计要求的复合地基承载力、土性、施工工艺等确定，宜取 3 ~ 5 倍桩径。

9.2.3 桩顶和基础之间应设置褥垫层，褥垫层厚度宜取 150 ~ 300mm，当桩径大或桩距大时褥垫层厚度宜取高值。

9.2.4 褥垫层材料宜用中砂、粗砂、级配砂石或碎石等，最大粒径不宜大于 30mm。

9.2.5 水泥粉煤灰碎石桩复合地基承载力特征值，应通过现场复合地基载荷试验确定，初步设计时也可按下式估算：

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta (1 - m) f_{sk} \quad (9.2.5)$$

式中 f_{spk} ——复合地基承载力特征值（kPa）；

m ——面积置换率；

R_a ——单桩竖向承载力特征值（kN）；

A_p ——桩的截面积（ m^2 ）；

β ——桩间土承载力折减系数，宜按地区经验取值，如无经验时可取 0.75 ~ 0.95，天然地基承载力较高时取大值；

f_{sk} ——处理后桩间土承载力特征值（kPa），宜按当地经验取值，如无经验时，可取天然地基承载力特征值。

9.2.6 单桩竖向承载力特征值 R_a 的取值，应符合下列规定：

1 当采用单桩载荷试验时，应将单桩竖向极限承载力除以安全系数 2；

2 当无单桩载荷试验资料时，可按下式估算：

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + q_p A_p \quad (9.2.6)$$

式中 u_p ——桩的周长（m）；

n ——桩长范围内所划分的土层数；

q_{si} 、 q_p ——桩周第 i 层土的侧阻力、桩端端阻力特征值 (kPa)，可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 有关规定确定；

l_i ——第 i 层土的厚度 (m)。

9.2.7 桩体试块抗压强度平均值应满足下式要求：

$$f_{cu} \geq 3 \frac{R_a}{A_p} \quad (9.2.7)$$

式中 f_{cu} ——桩体混合料试块 (边长 150mm 立方体) 标准养护 28d 立方体抗压强度平均值 (kPa)。

9.2.8 地基处理后的变形计算应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定执行。复合土层的分层与天然地基相同，各复合土层的压缩模量等于该层天然地基压缩模量的 ζ 倍， ζ 值可按下式确定：

$$\zeta = \frac{f_{spk}}{f_{ak}} \quad (9.2.8 - 1)$$

式中 f_{ak} ——基础底面下天然地基承载力特征值 (kPa)。

变形计算经验系数 ψ_s 根据当地沉降观测资料及经验确定，也可采用表 9.2.8 数值。

表 9.2.8 变形计算经验系数 ψ_s

\bar{E}_s (MPa)	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
ψ_s	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

注： \bar{E}_s 为变形计算深度范围内压缩模量的当量值，应按下式计算：

$$\bar{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} \quad (9.2.8 - 2)$$

式中 A_i ——第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值；

E_{si} ——基础底面下第 i 层土的压缩模量值 (MPa)，桩长范围内的复合土层按复合土层的压缩模量取值。

9.2.9 地基变形计算深度应大于复合土层的厚度，并符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 中地基变形计算深度的有关规定。

9.3 施工

9.3.1 水泥粉煤灰碎石桩的施工，应根据现场条件选用下列施工工艺：

1 长螺旋钻孔灌注成桩，适用于地下水位以上的粘性土、粉土、素填土、中等密实以上的砂土；

2 长螺旋钻孔、管内泵压混合料灌注成桩，适用于粘性土、粉土、砂土，以及对噪声或泥浆污染要求严格的场地；

3 振动沉管灌注成桩，适用于粉土、粘性土及素填土地基。

9.3.2 长螺旋钻孔、管内泵压混合料灌注成桩施工和振动沉管灌注成桩施工除应执行国家现行有关规定外，尚应符合下列要求：

1 施工前应按设计要求由试验室进行配合比试验，施工时按配合比配制混合料。长螺旋钻孔、管内泵压混合料成桩施工的坍落度宜为 160~200mm，振动沉管灌注成桩施工的坍落度宜为 30~50mm，振动沉管灌注成桩后桩顶浮浆厚度不宜超过 200mm；

2 长螺旋钻孔、管内泵压混合料成桩施工在钻至设计深度后，应准确掌握提拔钻杆时间，混合料泵送量应与拔管速度相配合，遇到饱和砂土或饱和粉土层，不得停泵待料；沉管灌注成桩施工拔管速度应按匀速控制，拔管速度应控制在 1.2~1.5m/min 左右，如遇淤泥或淤泥质土，拔管速度应适当放慢；

3 施工桩顶标高宜高出设计桩顶标高不少于 0.5m；

4 成桩过程中，抽样做混合料试块，每台机械一天应做一组（3 块）试块（边长为 150mm 的立方体），标准养护，测定其立方体抗压强度。

9.3.3 冬期施工时混合料入孔温度不得低于 5°C，对桩头和桩间土应采取保温措施。

9.3.4 清土和截桩时，不得造成桩顶标高以下桩身断裂和扰动桩间土。

9.3.5 褥垫层铺设宜采用静力压实法，当基础底面下桩间土的含水量较小时，也可采用动力夯实法，夯填度（夯实后的褥垫层厚度与虚铺厚度的比值）不得大于 0.9。

9.3.6 施工垂直度偏差不应大于 1%；对满堂布桩基础，桩位偏差不应大于 0.4 倍桩径；对条形基础，桩位偏差不应大于 0.25 倍桩径，对单排布桩桩位偏差不应大于 60mm。

9.4 质量检验

9.4.1 施工质量检验主要应检查施工记录、混合料坍落度、桩数、桩位偏差、褥垫层厚度、夯填度和桩体试块抗压强度等。

9.4.2 水泥粉煤灰碎石桩地基竣工验收时，承载力检验应采用复合地基载荷试验。

9.4.3 水泥粉煤灰碎石桩地基检验应在桩身强度满足试验荷载条件时，并宜在施工结束 28d 后进行。试验数量宜为总桩数的 0.5%~1%，且每个单体工程的试验数量不应少于 3 点。

9.4.4 应抽取不少于总桩数的 10% 的桩进行低应变动力试验，检测桩身完整性。

10 夯实水泥土桩法

10.1 一般规定

10.1.1 夯实水泥土桩法适用于处理地下水位以上的粉土、素填土、杂填土、粘性土等地基。处理深度不宜超过 10m。

10.1.2 岩土工程勘察应查明土层的厚度和组成、土的含水量、有机质含量和地下

水的腐蚀性等。

10.1.3 夯实水泥土桩设计前必须进行配比试验，针对现场地基土的性质，选择合适的水泥品种，为设计提供各种配比的强度参数。夯实水泥土桩体强度宜取 28d 龄期试块的立方体抗压强度平均值。

10.2 设计

10.2.1 夯实水泥土桩处理地基的深度，应根据土质情况、工程要求和成孔设备等因素确定。当采用洛阳铲成孔工艺时，深度不宜超过 6m。

10.2.2 夯实水泥土桩可只在基础范围内布置。桩孔直径宜为 300 ~ 600mm，可根据设计及所选用的成孔方法确定。桩距宜为 2 ~ 4 倍桩径。

10.2.3 桩长的确定：当相对硬层的埋藏深度不大时，应按相对硬层埋藏深度确定；当相对硬层埋藏深度较大时，应按建筑物地基的变形允许值确定。

10.2.4 在桩顶面应铺设 100 ~ 300mm 厚的褥垫层，垫层材料可采用中砂、粗砂或碎石等，最大粒径不宜大于 20mm。

10.2.5 夯实水泥土桩复合地基承载力特征值应按现场复合地基载荷试验确定。初步设计时也可按本规范公式 (9.2.5) 估算，公式中 R_a 为单桩竖向承载力特征值 (kN)，可按本规范第 9.2.6 条规定确定； β 为桩间土的承载力折减系数，可取 0.9 ~ 1.0； f_{sk} 为处理后桩间土承载力特征值 (kPa)，可取天然地基承载力特征值。

10.2.6 桩孔内夯填的混合料配合比应按工程要求、土料性质及采用的水泥品种，由配合比试验确定，并应满足本规范公式 (9.2.7) 要求。

10.2.7 地基处理后的变形计算应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定执行。计算深度必须大于复合土层的深度。复合土层的压缩模量可按本规范第 9.2.8 条确定。

10.3 施工

10.3.1 夯实水泥土桩的施工，应按设计要求选用成孔工艺。挤土成孔可选用沉管、冲击等方法；非挤土成孔可选用洛阳铲、螺旋钻等方法。

10.3.2 夯填桩孔时，宜选用机械夯实。分段夯填时，夯锤的落距和填料厚度应根据现场试验确定，混合料的压实系数 λ_c ，不应小于 0.93。

10.3.3 土料中有机质含量不得超过 5%，不得含有冻土或膨胀土，使用时应过 10 ~ 20mm 筛，混合料含水量应满足土料的最优含水量 w_{op} ，其允许偏差不得大于 $\pm 2\%$ 。土料与水泥应拌和均匀，水泥用量不得少于按配比试验确定的重量。

垫层材料应级配良好，不含植物残体、垃圾等杂质。垫层铺设时应压（夯）密实，夯填度不得大于 0.9。采用的施工方法应严禁使基底土层扰动。

10.3.4 成孔施工应符合下列要求：

1 桩孔中心偏差不应超过桩径设计值的 1/4，对条形基础不应超过桩径设计值的 1/6；

- 2 桩孔垂直度偏差不应大于 1.5%；
- 3 桩孔直径不得小于设计桩径；
- 4 桩孔深度不应小于设计深度。

10.3.5 向孔内填料前孔底必须夯实。桩顶夯填高度应大于设计桩顶标高 200 ~ 300mm，垫层施工时应将多余桩体凿除，桩顶面应水平。

10.3.6 施工过程中，应有专人监测成孔及回填夯实的质量，并作好施工记录。如发现地基地质与勘察资料不符时，应查明情况，采取有效处理措施。

10.3.7 雨期或冬期施工时，应采取防雨、防冻措施，防止土料和水泥受雨水淋湿或冻结。

10.4 质量检验

10.4.1 施工过程中，对夯实水泥土桩的成桩质量，应及时进行抽样检验。抽样检验的数量不应少于总桩数的 2%。

对一般工程，可检查桩的干密度和施工记录。干密度的检验方法可在 24h 内采取土样测定或采用轻型动力触探击数 N_{10} 与现场试验确定的干密度进行对比，以判断桩身质量。

10.4.2 夯实水泥土桩地基竣工验收时，承载力检验应采用单桩复合地基载荷试验。对重要或大型工程，尚应进行多桩复合地基载荷试验。

10.4.3 夯实水泥土桩地基检验数量应为总桩数的 0.5% ~ 1%，且每个单体工程不应少于 3 点。

11 水泥土搅拌法

11.1 一般规定

11.1.1 水泥土搅拌法分为深层搅拌法（以下简称湿法）和粉体喷搅法（以下简称干法）。水泥土搅拌法适用于处理正常固结的淤泥与淤泥质土、粉土、饱和黄土、素填土、粘性土以及无流动地下水的饱和松散砂土等地基。当地基土的天然含水量小于 30%（黄土含水量小于 25%）大于 70% 或地下水的 pH 值小于 4 时不宜采用干法。冬期施工时，应注意负温对处理效果的影响。

11.1.2 水泥土搅拌法用于处理泥炭土、有机质土、塑性指数 I_p 大于 25 的粘土、地下水具有腐蚀性时以及无工程经验的地区，必须通过现场试验确定其适用性。

11.1.3 水泥土搅拌法形成的水泥土加固体，可作为竖向承载的复合地基；基坑工程围护挡墙、被动区加固、防渗帷幕；大体积水泥稳定土等。加固体形状可分为柱状、壁状、格栅状或块状等。

11.1.4 确定处理方案前应搜集拟处理区域内详尽的岩土工程资料。尤其是填土层的厚度和组成；软土层的分布范围、分层情况；地下水位及 pH 值；土的含水量、塑性指数和有机质含量等。

11.1.5 设计前应进行拟处理土的室内配比试验。针对现场拟处理的最弱层软土的性质,选择合适的固化剂、外掺剂及其掺量,为设计提供各种龄期、各种配比的强度参数。

对竖向承载的水泥土强度宜取 90d 龄期试块的立方体抗压强度平均值;对承受水平荷载的水泥土强度宜取 28d 龄期试块的立方体抗压强度平均值。

11.2 设计

11.2.1 固化剂宜选用强度等级为 32.5 级及以上的普通硅酸盐水泥。水泥掺量除块状加固时可用被加固湿土质量的 7%~12% 外,其余宜为 12%~20%。湿法的水泥浆水灰比可选用 0.45~0.55。外掺剂可根据工程需要和土质条件选用具有早强、缓凝、减水以及节省水泥等作用的材料,但应避免污染环境。

11.2.2 水泥土搅拌法的设计,主要是确定搅拌桩的置换率和长度。竖向承载搅拌桩的长度应根据上部结构对承载力和变形的要求确定,并宜穿透软弱土层到达承载力相对较高的土层;为提高抗滑稳定性而设置的搅拌桩,其桩长应超过危险滑弧以下 2m。

湿法的加固深度不宜大于 20m;干法不宜大于 15m。水泥土搅拌桩的桩径不应小于 500mm。

11.2.3 竖向承载水泥土搅拌桩复合地基的承载力特征值应通过现场单桩或多桩复合地基荷载试验确定。初步设计时也可按本规范公式(9.2.5)估算,公式中, f_{sk} 为桩间土承载力特征值(kPa),可取天然地基承载力特征值; β 为桩间土承载力折减系数。当桩端土未经修正的承载力特征值大于桩周土的承载力特征值的平均值时,可取 0.1~0.4,差值大时取低值;当桩端土未经修正的承载力特征值小于或等于桩周土的承载力特征值的平均值时,可取 0.5~0.9,差值大时或设置褥垫层时均取高值。

11.2.4 单桩竖向承载力特征值应通过现场载荷试验确定。初步设计时也可按式(11.2.4-1)估算。并应同时满足式(11.2.4-2)的要求,应使由桩身材料强度确定的单桩承载力大于(或等于)由桩周土和桩端土的抗力所提供的单桩承载力:

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + \alpha q_p A_p \quad (11.2.4-1)$$

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (11.2.4-2)$$

式中 f_{cu} ——与搅拌桩桩身水泥土配比相同的室内加固土试块(边长为 70.7mm 的立方体,也可采用边长为 50mm 的立方体)在标准养护条件下 90d 龄期的立方体抗压强度平均值(kPa);

η ——桩身强度折减系数,干法可取 0.20~0.30;湿法可取 0.25~0.33;

u_p ——桩的周长(m);

n ——桩长范围内所划分的土层数;

q_{si} ——桩周第 i 层土的侧阻力特征值。对淤泥可取 4~7kPa;对淤泥质土可取 6~12kPa;对软塑状态的粘性土可取 10~15kPa;对可塑状态的粘性土可以取 12~18kPa;

l_i ——桩长范围内第 i 层土的厚度 (m);

q_p ——桩端地基土未经修正的承载力特征值 (kPa), 可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定确定;

α ——桩端天然地基土的承载力折减系数, 可取 0.4~0.6, 承载力高时取低值。

11.2.5 竖向承载搅拌桩复合地基应在基础和桩之间设置褥垫层。褥垫层厚度可取 200~300mm。其材料可选用中砂、粗砂、级配砂石等, 最大粒径不宜大于 20mm。

11.2.6 竖向承载搅拌桩复合地基中的桩长超过 10m 时, 可采用变掺量设计。在全桩水泥总掺量不变的前提下, 桩身上部三分之一桩长范围内可适当增加水泥掺量及搅拌次数; 桩身下部三分之一桩长范围内可适当减少水泥掺量;

11.2.7 竖向承载搅拌桩的平面布置可根据上部结构特点及对地基承载力和变形的要求, 采用柱状、壁状、格栅状或块状等加固型式。桩可只在基础平面范围内布置, 独立基础下的桩数不宜少于 3 根。柱状加固可采用正方形、等边三角形等布桩型式。

11.2.8 当搅拌桩处理范围以下存在软弱下卧层时, 应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定进行下卧层承载力验算。

11.2.9 竖向承载搅拌桩复合地基的变形包括搅拌桩复合土层的平均压缩变形 s_1 与桩端下未加固土层的压缩变形 s_2 :

1 搅拌桩复合土层的压缩变形 s_1 可按下列式计算:

$$s_1 = \frac{(P_z - p_{z1})l}{2E_{sp}} \quad (11.2.9-1)$$

$$E_{sp} = mE_p + (1 - m)E_s \quad (11.2.9-2)$$

式中 P_z ——搅拌桩复合土层顶面的附加压力值 (kPa);

p_{z1} ——搅拌桩复合土层底面的附加压力值 (kPa);

E_{sp} ——搅拌桩复合土层的压缩模量 (kPa);

E_p ——搅拌桩的压缩模量, 可取 (100~120) f_{cu} (kPa);

对桩较短或桩身强度较低者可取低值, 反之可取高值;

E_s ——桩间土的压缩模量 (kPa);

2 桩端以下未加固土层的压缩变形 s_2 可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定进行计算。

11.3 施 工

11.3.1 水泥土搅拌法施工现场事先应予以平整, 必须清除地上和地下的障碍物。遇有明浜、池塘及洼地时应抽水和清淤, 回填粘性土料并予以压实, 不得回填杂填土或生活垃圾。

11.3.2 水泥土搅拌桩施工前应根据设计进行工艺性试桩, 数量不得少于 2 根。当桩周为成层土时, 应对相对软弱土层增加搅拌次数或增加水泥掺量。

11.3.3 搅拌头翼片的枚数、宽度、与搅拌轴的垂直夹角、搅拌头的回转数、提升

速度应相互匹配，以确保加固深度范围内土体的任何一点均能经过 20 次以上的搅拌。

11.3.4 竖向承载搅拌桩施工时，停浆（灰）面应高于桩顶设计标高 300 ~ 500mm。在开挖基坑时，应将搅拌桩顶端施工质量较差的桩段用人工挖除。

11.3.5 施工中应保持搅拌桩机底盘的水平和导向架的竖直，搅拌桩的垂直偏差不得超过 1%；桩位的偏差不得大于 50mm；成桩直径和桩长不得小于设计值。

11.3.6 水泥土搅拌法施工步骤由于湿法和干法的施工设备不同而略有差异。其主要步骤应为：

- 1 搅拌机械就位、调平；
- 2 预搅下沉至设计加固深度；
- 3 边喷浆（粉）边搅拌提升直至预定的停浆（灰）面；
- 4 重复搅拌下沉至设计加固深度；
- 5 根据设计要求，喷浆（粉）或仅搅拌提升直至预定的停浆（灰）面；
- 6 关闭搅拌机械；

在预（复）搅下沉时，也可采用喷浆（粉）的施工工艺，但必须确保全桩长上下至少再重复搅拌一次。

（ I ）湿法

11.3.7 施工前应确定灰浆泵输浆量、灰浆经输浆管到达搅拌机喷浆口的时间和起吊设备提升速度等施工参数，并根据设计要求通过工艺性成桩试验确定施工工艺。

11.3.8 所使用的水泥都应过筛，制备好的浆液不得离析，泵送必须连续。拌制水泥浆液的罐数、水泥和外掺剂用量以及泵送浆液的时间等应有专人记录；喷浆量及搅拌深度必须采用经国家计量部门认证的监测仪器进行自动记录。

11.3.9 搅拌机喷浆提升的速度和次数必须符合施工工艺的要求，并应有专人记录。

11.3.10 当水泥浆液到达出浆口后，应喷浆搅拌 30s，在水泥浆与桩端土充分搅拌后，再开始提升搅拌头。

11.3.11 搅拌机预搅下沉时不宜冲水，当遇到硬土层下沉太慢时，方可适量冲水，但应考虑冲水对桩身强度的影响。

11.3.12 施工时如因故停浆，应将搅拌头下沉至停浆点以下 0.5m 处，待恢复供浆时再喷浆搅拌提升。若停机超过三小时，宜先拆卸输浆管路，并妥加清洗。

11.3.13 壁状加固时，相邻桩的施工时间间隔不宜超过 24h。如间隔时间太长，与相邻桩无法搭接时，应采取局部补桩或注浆等补强措施。

（ II ）干法

11.3.14 喷粉施工前应仔细检查搅拌机械、供粉泵、送气（粉）管路、接头和阀门的密封性、可靠性。送气（粉）管路的长度不宜大于 60m。

11.3.15 水泥土搅拌法（干法）喷粉施工机械必须配置经国家计量部门确认的具有能瞬时检测并记录出粉量的粉体计量装置及搅拌深度自动记录仪。

11.3.16 搅拌头每旋转一周，其提升高度不得超过 16mm。

11.3.17 搅拌头的直径应定期复核检查，其磨耗量不得大于 10mm。

11.3.18 当搅拌头到达设计桩底以上 1.5m 时，应即开启喷粉机提前进行喷粉作业。当搅拌头提升至地面下 500mm 时，喷粉机应停止喷粉。

11.3.19 成桩过程中因故停止喷粉，应将搅拌头下沉至停灰面以下 1m 处，待恢复喷粉时再喷粉搅拌提升。

11.3.20 需在地基土天然含水量小于 30% 土层中喷粉成桩时，应采用地面注水搅拌工艺。

11.4 质量检验

11.4.1 水泥石搅拌桩的质量控制应贯穿在施工的全过程，并应坚持全程的施工监理。施工过程中必须随时检查施工记录和计量记录，并对照规定的施工工艺对每根桩进行质量评定。检查重点是：水泥用量、桩长、搅拌头转数和提升速度、复搅次数和复搅深度、停浆处理方法等。

11.4.2 水泥石搅拌桩的施工质量检验可采用以下方法：

1 成桩 7d 后，采用浅部开挖桩头（深度宜超过停浆（灰）面下 0.5m），目测检查搅拌的均匀性，量测成桩直径。检查量为总桩数的 5%。

2 成桩后 3d 内，可用轻型动力触探（ N_{10} ）检查每米桩身的均匀性。检验数量为施工总桩数的 1%，且不少于 3 根。

11.4.3 竖向承载水泥石搅拌桩地基竣工验收时，承载力检验应采用复合地基载荷试验和单桩载荷试验。

11.4.4 载荷试验必须在桩身强度满足试验荷载条件时，并宜在成桩 28d 后进行。检验数量为桩总数的 0.5% ~ 1%，且每项单体工程不应少于 3 点。

经触探和载荷试验检验后对桩身质量有怀疑时，应在成桩 28d 后，用双管单动取样器钻取芯样作抗压强度检验，检验数量为施工总桩数的 0.5%，且不少于 3 根。

11.4.5 对相邻桩搭接要求严格的工程，应在成桩 15d 后，选取数根桩进行开挖，检查搭接情况。

11.4.6 基槽开挖后，应检验桩位、桩数与桩顶质量，如不符合设计要求，应采取有效补强措施。

12 高压喷射注浆法

12.1 一般规定

12.1.1 高压喷射注浆法适用于处理淤泥、淤泥质土、流塑、软塑或可塑粘性土、粉土、砂土、黄土、素填土和碎石土等地基。

当土中含有较多的大粒径块石、大量植物根茎或有较高的有机质时，以及地下水流速过大和已涌水的工程，应根据现场试验结果确定其适用性。

12.1.2 高压喷射注浆法可用于既有建筑和新建建筑地基加固，深基坑、地铁等工

程的土层加固或防水。

12.1.3 高压喷射注浆法分旋喷、定喷和摆喷三种类别。根据工程需要和土质条件，可分别采用单管法、双管法和三管法。加固形状可分为柱状、壁状、条状和块状。

12.1.4 对既有建筑物在制定高压喷射注浆方案时应搜集有关的历史和现状资料、邻近建筑物和地下埋设物等资料。

12.1.5 高压喷射注浆方案确定后，应结合工程情况进行现场试验、试验性施工或根据工程经验确定施工参数及工艺。

12.2 设计

12.2.1 高压喷射注浆形成的加固体强度和范围，应通过现场试验确定。当无现场试验资料时，亦可参照相似土质条件的工程经验。

12.2.2 竖向承载旋喷桩复合地基承载力特征值应通过现场复合地基载荷试验确定。初步设计时，也可按本规范公式(9.2.5)估算，公式中 β 为桩间土承载力折减系数，可根据试验或类似土质条件工程经验确定，当无试验资料或经验时，可取0~0.5，承载力较低时取低值。

12.2.3 单桩竖向承载力特征值可通过现场单桩载荷试验确定。

也可按式(12.2.3-1)和(12.2.3-2)估算，取其中较小值：

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (12.2.3-1)$$

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^n q_{si} l_i + q_p A_p \quad (12.2.3-2)$$

式中 f_{cu} ——与旋喷桩桩身混凝土配比相同的室内加固土试块（边长为70.7mm的立方体）在标准养护条件下28d龄期的立方体抗压强度平均值（kPa）；

η ——桩身强度折减系数，可取0.33；

n ——桩长范围内所划分的土层数；

l_i ——桩周第*i*层土的厚度（m）；

q_{si} ——桩周第*i*层土的侧阻力特征值（kPa），可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007有关规定或地区经验确定。

q_p ——桩端地基土未经修正的承载力特征值（kPa），可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007有关规定或地区经验确定。

12.2.4 当旋喷桩处理范围以下存在软弱下卧层时，应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的有关规定进行下卧层承载力验算。

12.2.5 竖向承载旋喷桩复合地基宜在基础和桩顶之间设置褥垫层。褥垫层厚度可取200~300mm，其材料可选用中砂、粗砂、级配砂石等，最大粒径不宜大于30mm。

12.2.6 竖向承载旋喷桩的平面布置可根据上部结构和基础特点确定。独立基础下的桩数一般不应少于4根。

12.2.7 桩长范围内复合土层以及下卧层地基变形值应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007有关规定计算，其中，复合土层的压缩模量可根据地区经验

确定。

12.2.8 高压喷射注浆法用于深基坑、地铁等工程形成连续体时，相邻桩搭接不宜小于 300mm，并应符合设计要求和国家现行的有关规范的规定。

12.3 施工

12.3.1 施工前应根据现场环境和地下埋设物的位置等情况，复核高压喷射注浆的设计孔位。

12.3.2 高压喷射注浆的施工参数应根据土质条件、加固要求通过试验或根据工程经验确定，并在施工中严格加以控制。单管法及双管法的高压水泥浆和三管法高压水的压力应大于 20MPa。

12.3.3 高压喷射注浆的主要材料为水泥，对于无特殊要求的工程，宜采用强度等级为 32.5 级及以上的普通硅酸盐水泥。根据需要可加入适量的外加剂及掺合料。外加剂和掺合料的用量，应通过试验确定。

12.3.4 水泥浆液的水灰比应按工程要求确定，可取 0.8~1.5，常用 1.0。

12.3.5 高压喷射注浆的施工工序为机具就位、贯入喷射管、喷射注浆、拔管和冲洗等。

12.3.6 喷射孔与高压注浆泵的距离不宜大于 50m。钻孔的位置与设计位置的偏差不得大于 50mm。实际孔位、孔深和每个钻孔内的地下障碍物、洞穴、涌水、漏水及与岩土工程勘察报告不符等情况均应详细记录。

12.3.7 当喷射注浆管贯入土中，喷嘴达到设计标高时，即可喷射注浆。在喷射注浆参数达到规定值后，随即分别按旋喷、定喷或摆喷的工艺要求，提升喷射管，由下而上喷射注浆。喷射管分段提升的搭接长度不得小于 100mm。

12.3.8 对需要局部扩大加固范围或提高强度的部位，可采用复喷措施。

12.3.9 在高压喷射注浆过程中出现压力骤然下降、上升或冒浆异常时，应查明原因并及时采取措施。

12.3.10 高压喷射注浆完毕，应迅速拔出喷射管。为防止浆液凝固收缩影响桩顶高程，必要时可在原孔位采用冒浆回灌或第二次注浆等措施。

12.3.11 当处理既有建筑地基时，应采用速凝浆液或跳孔喷射和冒浆回灌等措施，以防喷射过程中地基产生附加变形和地基与基础间出现脱空现象。同时，应对建筑物进行变形监测。

12.3.12 施工中应做好泥浆处理，及时将泥浆运出或在现场短期堆放后作土方运出。

12.3.13 施工中应严格按照施工参数和材料用量施工，并如实做好各项记录。

12.4 质量检验

12.4.1 高压喷射注浆可根据工程要求和当地经验采用开挖检查、取芯（常规取芯或软取芯）、标准贯入试验、载荷试验或围井注水试验等方法进行检验，并结合工程测

试、观测资料及实际效果综合评价加固效果。

12.4.2 检验点应布置在下列部位：

- 1 有代表性的桩位；
- 2 施工过程中出现异常情况的部位；
- 3 地基情况复杂，可能对高压喷射注浆质量产生影响的部位。

12.4.3 检验点的数量为施工孔数的 1%，并不应少于 3 点。

12.4.4 质量检验宜在高压喷射注浆结束 28d 后进行。

12.4.5 竖向承载旋喷桩地基竣工验收时，承载力检验应采用复合地基载荷试验和单桩载荷试验。

12.4.6 载荷试验必须在桩身强度满足试验条件时，并宜在成桩 28d 后进行。检验数量为桩总数的 0.5% ~ 1%，且每项单体工程不应少于 3 点。

13 石灰桩法

13.1 一般规定

13.1.1 石灰桩法适用于处理饱和粘性土、淤泥、淤泥质土、素填土和杂填土等地基；用于地下水位以上的土层时，宜增加掺合料的含水量并减少生石灰用量，或采取土层浸水等措施。

13.1.2 对重要工程或缺少经验的地区，施工前应进行桩身材料配合比、成桩工艺及复合地基承载力试验。桩身材料配合比试验应在现场地基土中进行。

13.2 设计

13.2.1 石灰桩的主要固化剂为生石灰，掺合料宜优先选用粉煤灰、火山灰、炉渣等工业废料。生石灰与掺合料的配合比应根据地质情况确定，生石灰与掺合料的体积比可选用 1:1 或 1:2，对于淤泥、淤泥质土等软土可适当增加生石灰用量，桩顶附近生石灰用量不宜过大。当掺石膏和水泥时，掺加量为生石灰用量的 3% ~ 10%。

13.2.2 当地基需要排水通道时，可在桩顶以上设 200 ~ 300mm 厚的砂石垫层。

13.2.3 石灰桩宜留 500mm 以上的孔口高度，并用含水量适当的粘性土封口，封口材料必须夯实，封口标高应略高于原地面。石灰桩桩顶施工标高应高出设计桩顶标高 100mm 以上。

13.2.4 石灰桩成孔直径应根据设计要求及所选用的成孔方法确定，常用 300 ~ 400mm，可按等边三角形或矩形布桩，桩中心距可取 2 ~ 3 倍成孔直径。石灰桩可仅布置在基础底面下，当基底土的承载力特征值小于 70kPa 时，宜在基础以外布置 1 ~ 2 排围护桩。

13.2.5 洛阳铲成孔桩长不宜超过 6m；机械成孔管外投料时，桩长不宜超过 8m；螺旋钻成孔及管内投料时可适当加长。

13.2.6 石灰桩桩端宜选在承载力较高的土层中。在深厚的软弱地基中采用“悬浮

桩”时，应减少上部结构重心与基础形心的偏心，必要时宜加强上部结构及基础的刚度。

13.2.7 地基处理的深度应根据岩土工程勘察资料及上部结构设计要求确定。应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 验算下卧层承载力及地基的变形。

13.2.8 石灰桩复合地基承载力特征值不宜超过 160kPa，当土质较好并采取保证桩身强度的措施，经过试验后可以适当提高。

13.2.9 石灰桩复合地基承载力特征值应通过单桩或多桩复合地基载荷试验确定。初步设计时，也可按公式 (7.2.8-1) 估算，公式中 f_{pk} 为石灰桩桩身抗压强度比例界限值，由单桩竖向载荷试验测定，初步设计时可取 350 ~ 500kPa，土质软弱时取低值 (kPa)； f_{sk} 为桩间土承载力特征值，取天然地基承载力特征值的 1.05 ~ 1.20 倍，土质软弱或置换率大时取高值 (kPa)； m 为面积置换率，桩面积按 1.1 ~ 1.2 倍成孔直径计算，土质软弱时宜取高值。

13.2.10 处理后地基变形应按现行的国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 有关规定进行计算。变形经验系数 ψ_s ，可按地区沉降观测资料及经验确定。

石灰桩复合土层的压缩模量宜通过桩身及桩间土压缩试验确定，初步设计时可按下式估算：

$$E_{sp} = \alpha[1 + m(n - 1)]E_s \quad (13.2.10)$$

式中 E_{sp} ——复合土层的压缩模量 (MPa)；

α ——系数，可取 1.1 ~ 1.3，成孔对桩周土挤密效应好或置换率大时取高值；

n ——桩土应力比，可取 3 ~ 4，长桩取大值。

E_s ——天然土的压缩模量 (MPa)；

13.3 施工

13.3.1 石灰材料应选用新鲜生石灰块，有效氧化钙含量不宜低于 70%，粒径不应大于 70mm，含粉量（即消石灰）不宜超过 15%。

13.3.2 掺合料应保持适当的含水量，使用粉煤灰或炉渣时含水量宜控制在 30% 左右。无经验时宜进行成桩工艺试验，确定密实度的施工控制指标。

13.3.3 石灰桩施工可采用洛阳铲或机械成孔。机械成孔分为沉管和螺旋钻成孔。成桩时可采用人工夯实、机械夯实、沉管反插、螺旋反压等工艺。填料时必须分段压（夯）实，人工夯实时每段填料厚度不应大于 400mm。管外投料或人工成孔填料时应采取措施减小地下水渗入孔内的速度，成孔后填料前应排除孔底积水。

13.3.4 施工顺序宜由外围或两侧向中间进行。在软土中宜间隔成桩。

13.3.5 施工前应作好场地排水设施，防止场地积水。

13.3.6 进入场地的生石灰应有防水、防雨、防风、防火措施，宜做到随用随进。

13.3.7 桩位偏差不宜大于 0.5 d_0 。

13.3.8 应建立完整的施工质量和施工安全管理制度，根据不同的施工工艺制定相

应的技术保证措施。及时作好施工记录，监督成桩质量，进行施工阶段的质量检测等。

13.3.9 石灰桩施工时应采取防止冲孔伤人的有效措施，确保施工人员的安全。

13.4 质量检测

13.4.1 石灰桩施工检测宜在施工 7~10d 后进行；竣工验收检测宜在施工 28d 后进行。

13.4.2 施工检测可采用静力触探、动力触探或标准贯入试验。检测部位为桩中心及桩间土，每两点为一组。检测组数不少于总桩数的 1%。

13.4.3 石灰桩地基竣工验收时，承载力检验应采用复合地基载荷试验。

13.4.4 载荷试验数量宜为地基处理面积每 200m² 左右布置一个点，且每一单体工程不应少于 3 点。

14 灰土挤密桩法和土挤密桩法

14.1 一般规定

14.1.1 灰土挤密桩法和土挤密桩法适用于处理地下水位以上的湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基，可处理地基的深度为 5~15m。当以消除地基土的湿陷性为主要目的时，宜选用土挤密桩法。当以提高地基土的承载力或增强其水稳性为主要目的时，宜选用灰土挤密桩法。当地基土的含水量大于 24%、饱和度大于 65% 时，不宜选用灰土挤密桩法或土挤密桩法。

14.1.2 对重要工程或在缺乏经验的地区，施工前应按设计要求，在现场进行试验。如土性基本相同，试验可在一处进行，如土性差异明显，应在不同地段分别进行试验。

14.2 设计

14.2.1 灰土挤密桩和土挤密桩处理地基的面积，应大于基础或建筑物底层平面的面积，并应符合下列规定：

1 当采用局部处理时，超出基础底面的宽度：对非自重湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基，每边不应小于基底宽度的 0.25 倍，并不应小于 0.50m；对自重湿陷性黄土地基，每边不应小于基底宽度的 0.75 倍，并不应小于 1.00m。

2 当采用整片处理时，超出建筑物外墙基础底面外缘的宽度，每边不宜小于处理土层厚度的 1/2，并不应小于 2m。

14.2.2 灰土挤密桩和土挤密桩处理地基的深度，应根据建筑场地的土质情况、工程要求和成孔及夯实设备等综合因素确定。对湿陷性黄土地基，应符合现行国家标准《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025 的有关规定。

14.2.3 桩孔直径宜为 300~450mm，并可根据所选用的成孔设备或成孔方法确定。桩孔宜按等边三角形布置，桩孔之间的中心距离，可为桩孔直径的 2.0~2.5 倍，也可

按下式估算：

$$s = 0.95 d \sqrt{\frac{\bar{\eta}_c \rho_{dmax}}{\bar{\eta}_c \rho_{dmax} - \rho_d}} \quad (14.2.3)$$

式中 s ——桩孔之间的中心距离 (m)；

d ——桩孔直径 (m)；

ρ_{dmax} ——桩间土的最大干密度 (t/m^3)；

$\bar{\rho}_d$ ——地基处理前土的平均干密度 (t/m^3)；

$\bar{\eta}_c$ ——桩间土经成孔挤密后的平均挤密系数，对重要工程不宜小于 0.93，对一般工程不应小于 0.90。

14.2.4 桩间土的平均挤密系数 $\bar{\eta}_c$ ，应按下式计算：

$$\bar{\eta}_c = \frac{\bar{\rho}_{dl}}{\rho_{dmax}} \quad (14.2.4)$$

式中 $\bar{\rho}_{dl}$ ——在成孔挤密深度内，桩间土的平均干密度 (t/m^3)，平均试样数不应少于 6 组。

14.2.5 桩孔的数量可按下式估算：

$$n = \frac{A}{A_e} \quad (14.2.5)$$

式中 n ——桩孔的数量；

A ——拟处理地基的面积 (m^2)；

A_e ——1 根土或灰土挤密桩所承担的处理地基面积 (m^2)，即：

$$A_e = \frac{\pi d_e^2}{4}$$

d_e ——一根桩分担的处理地基面积的等效圆直径 (m)；

桩孔按等边三角形布置 $d_e = 1.05s$ ；

桩孔按正方形布置 $d_e = 1.13s_0$ 。

14.2.6 桩孔内的填料，应根据工程要求或处理地基的目的确定，桩体的夯实质量宜用平均压实系数 $\bar{\lambda}_c$ 控制。

当桩孔内用灰土或素土分层回填、分层夯实时，桩体内的平均压实系数 $\bar{\lambda}_c$ 值，均不应小于 0.96；

消石灰与土的体积配合比，宜为 2:8 或 3:7。

14.2.7 桩顶标高以上应设置 300~500mm 厚的 2:8 灰土垫层，其压实系数不应小于 0.95。

14.2.8 灰土挤密桩和土挤密桩复合地基承载力特征值，应通过现场单桩或多桩复合地基载荷试验确定。初步设计当无试验资料时，可按当地经验确定，但对灰土挤密桩复合地基的承载力特征值，不宜大于处理前的 2.0 倍，并不宜大于 250kPa；对土挤密桩复合地基的承载力特征值，不宜大于处理前的 1.4 倍，并不宜大于 180kPa。

14.2.9 灰土挤密桩和土挤密桩复合地基的变形计算，应符合现行国家标准《建筑

地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定，其中复合土层的压缩模量，可采用载荷试验的变形模量代替。

14.3 施工

14.3.1 成孔应按设计要求、成孔设备、现场土质和周围环境等情况，选用沉管（振动、锤击）或冲击等方法。

14.3.2 桩顶设计标高以上的预留覆盖土层厚度应符合下列要求：

- 1 沉管（锤击、振动）成孔，宜为 0.50~0.70m；
- 2 冲击成孔，宜为 1.20~1.50m。

14.3.3 成孔时，地基土宜接近最优（或塑限）含水量，当土的含水量低于 12% 时，宜对拟处理范围内的土层进行增湿，增湿土的加水量可按下式估算：

$$Q = v\bar{\rho}_d(w_{op} - \bar{w})k \quad (14.3.3)$$

式中 Q ——计算加水量 (m^3)；

v ——拟加固土的总体积 (m^3)；

$\bar{\rho}_d$ ——地基处理前土的平均干密度 (t/m^3)；

w_{op} ——土的最优含水量 (%)，通过室内击实试验求得；

\bar{w} ——地基处理前土的平均含水量 (%)；

k ——损耗系数，可取 1.05~1.10。

应于地基处理前 4~6d，将需增湿的水通过一定数量和一定深度的渗水孔，均匀地浸入拟处理范围内的土层中。

14.3.4 成孔和孔内回填夯实应符合下列要求：

- 1 成孔和孔内回填夯实的施工顺序，当整片处理时，宜从里（或中间）向外间隔 1~2 孔进行，对大型工程，可采取分段施工；当局部处理时，宜从外向里间隔 1~2 孔进行；
- 2 向孔内填料前，孔底应夯实，并应抽样检查桩孔的直径、深度和垂直度；
- 3 桩孔的垂直度偏差不宜大于 1.5%；
- 4 桩孔中心点的偏差不宜超过桩距设计值的 5%；
- 5 经检验合格后，应按设计要求，向孔内分层填入筛好的素土、灰土或其他填料，并应分层夯实至设计标高。

14.3.5 铺设灰土垫层前，应按设计要求将桩顶标高以上的预留松动土层挖除或夯（压）密实。

14.3.6 施工过程中，应有专人监理成孔及回填夯实的质量，并应做好施工记录。如发现地基土质与勘察资料不符，应立即停止施工，待查明情况或采取有效措施处理后，方可继续施工。

14.3.7 雨季或冬季施工，应采取防雨或防冻措施，防止灰土和土料受雨水淋湿或冻结。

14.4 质量检验

14.4.1 成桩后，应及时抽样检验灰土挤密桩或土挤密桩处理地基的质量。对一般工程，主要应检查施工记录、检测全部处理深度内桩体和桩间土的干密度，并将其分别换算为平均压实系数 $\bar{\lambda}_c$ 和平均挤密系数 $\bar{\eta}_c$ 。对重要工程，除检测上述内容外，还应测定全部处理深度内桩间土的压缩性和湿陷性。

14.4.2 抽样检验的数量，对一般工程不应少于桩总数的1%；对重要工程不应少于桩总数的1.5%。

14.4.3 灰土挤密桩和土挤密桩地基竣工验收时，承载力检验应采用复合地基载荷试验。

14.4.4 检验数量不应少于桩总数的0.5%，且每项单体工程不应少于3点。

15 柱锤冲扩桩法

15.1 一般规定

15.1.1 柱锤冲扩桩法适用于处理杂填土、粉土、粘性土、素填土和黄土等地基，对地下水水位以下饱和松软土层，应通过现场试验确定其适用性。地基处理深度不宜超过6m，复合地基承载力特征值不宜超过160kPa。

15.1.2 对大型的、重要的或场地复杂的工程，在正式施工前，应在有代表性的场地上进行试验。

15.2 设计

15.2.1 处理范围应大于基底面积。对一般地基，在基础外缘应扩大1~2排桩，并不应小于基底下处理土层厚度的1/2。对可液化地基，处理范围可按上述要求适当加宽。

15.2.2 桩位布置可采用正方形、矩形、三角形布置。常用桩距为1.5~2.5m，或取桩径的2~3倍。

15.2.3 桩径可取500~800mm，桩孔内填料量应通过现场试验确定。

15.2.4 地基处理深度可根据工程地质情况及设计要求确定。对相对硬层埋藏较浅的土层，应深达相对硬土层；当相对硬层埋藏较深时，应按下卧层地基承载力及建筑物地基的变形允许值确定；对可液化地基，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定确定。

15.2.5 在桩顶部应铺设200~300mm厚砂石垫层。

15.2.6 桩体材料可采用碎砖三合土、级配砂石、矿渣、灰土、水泥混合土等。当采用碎砖三合土时，其配合比（体积比）可采用生石灰：碎砖：粘性土为1:2:4。当采用其他材料时，应经试验确定其适用性和配合比。

15.2.7 柱锤冲扩桩复合地基承载力特征值应通过现场复合地基载荷试验确定，初

步设计时,也可按公式(7.2.8-3)估算,公式中 f_{spk} 为柱锤冲扩桩复合地基承载力特征值(kPa); m 为面积置换率,可取0.2~0.5; n 为桩土应力比,无实测资料时可取2~4,桩间土承载力低时取大值; f_{sk} 为处理后桩间土承载力特征值(kPa),宜按当地经验取值,如无经验时,可取天然地基承载力特征值。

15.2.8 地基处理后变形计算应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的有关规定执行。初步设计时复合土层的压缩模量可按公式(7.2.9)估算,公式中 E_{sp} 为复合土层的压缩模量(MPa); E_s 为加固后桩间土的压缩模量(MPa),可按当地经验取值。

15.2.9 当柱锤冲扩桩处理深度以下存在软弱下卧层时,应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007的有关规定进行下卧层地基承载力验算。

15.3 施工

15.3.1 柱锤冲扩桩法宜用直径300~500mm、长度2~6m、质量1~8t的柱状锤(柱锤)进行施工。

15.3.2 起重机具可用起重机、步履式夯扩桩机或其他专用机具设备。

15.3.3 柱锤冲扩桩法施工可按下列步骤进行:

- 1 清理平整施工场地,布置桩位;
- 2 施工机具就位,使柱锤对准桩位;
- 3 柱锤冲孔:根据土质及地下水情况可分别采用下述三种成孔方式:

1) 冲击成孔:将柱锤提升一定高度,自动脱钩下落冲击土层,如此反复冲击,接近设计成孔深度时,可在孔内填少量粗骨料继续冲击,直到孔底被夯密实。

2) 填料冲击成孔:成孔时出现缩颈或坍孔时,可分次填入碎砖和生石灰块,边冲击边将填料挤入孔壁及孔底,当孔底接近设计成孔深度时,夯入部分碎砖挤密桩端土。

3) 复打成孔:当坍孔严重难以成孔时,可提锤反复冲击至设计孔深,然后分次填入碎砖和生石灰块,待孔内生石灰吸水膨胀、桩间土性质有所改善后,再进行二次冲击复打成孔。

当采用上述方法仍难以成孔时,也可以采用套管成孔,即用柱锤边冲孔边将套管压入土中,直至桩底设计标高。

4) 成桩:用标准料斗或运料车将拌合好的填料分层填入桩孔夯实。当采用套管成孔时,边分层填料夯实,边将套管拔出。锤的质量、锤长、落距、分层填料量、分层夯填度、夯击次数、总填料量等应根据试验或按当地经验确定。每个桩孔应夯填至桩顶设计标高以上至少0.5m,其上部桩孔宜用原槽土夯封。施工中应作好记录,并对发现的问题及时进行处理。

5) 施工机具移位,重复上述步骤进行下一根桩施工。

15.3.4 成孔和填料夯实的施工顺序,宜间隔进行。

15.3.5 基槽开挖后,应进行晾槽拍底或碾压,随后铺设垫层并压实。

15.4 质量检验

15.4.1 施工过程中应随时检查施工记录及现场施工情况，并对照预定的施工工艺标准，对每根桩进行质量评定。对质量有怀疑的工程桩，应用重型动力触探进行自检。

15.4.2 冲扩桩施工结束后 7~14d 内，可对桩身及桩间土进行抽样检验，可采用重型动力触探进行，并对处理后桩身质量及复合地基承载力作出评价。检验点数可按冲扩桩总数的 2% 计。每一单体工程桩身及桩间土总检验点数均不应少于 6 点。

15.4.3 柱锤冲扩桩地基竣工验收时，承载力检验应采用复合地基载荷试验。

15.4.4 检验数量为总桩数的 0.5%，且每一单体工程不应少于 3 点。载荷试验应在成桩 14d 后进行。

15.4.5 基槽开挖后，应检查桩位、桩径、桩数、桩顶密实度及槽底土质情况。如发现漏桩、桩位偏差过大、桩头及槽底土质松软等质量问题，应采取补救措施。

16 单液硅化法和碱液法

16.1 一般规定

16.1.1 单液硅化法和碱液法适用于处理地下水位以上渗透系数为 0.10~2.00m/d 的湿陷性黄土等地基。在自重湿陷性黄土地地，当采用碱液法时，应通过试验确定其适用性。

16.1.2 对于下列建（构）筑物，宜采用单液硅化法或碱液法：

- 1 沉降不均匀的既有建（构）筑物和设备基础；
- 2 地基受水浸湿引起湿陷，需要立即阻止湿陷继续发展的建（构）筑物或设备基础；
- 3 拟建的设备基础和构筑物；

16.1.3 采用单液硅化法或碱液法加固湿陷性黄土地基，应于施工前在拟加固的建（构）筑物附近进行单孔或多孔灌注溶液试验，确定灌注溶液的速度、时间、数量或压力等参数。

灌注溶液试验结束后，隔 7~10d，应在试验范围的加固深度内量测加固土的半径，并取土样进行室内试验，测定加固土的压缩性和湿陷性等指标。必要时，应进行浸水载荷试验或其他原位测试，以确定加固土的承载力和湿陷性。

16.1.4 对酸性土和已渗入沥青、油脂及石油化合物的地基土，不宜采用单液硅化法和碱液法。

16.2 设计

（I）单液硅化法

16.2.1 单液硅化法按其灌注溶液的工艺，可分为压力灌注和溶液自渗两种。

- 1 压力灌注可用于加固自重湿陷性黄土地地上拟建的设备基础和构筑物的地基，

也可用于加固非自重湿陷性黄土场地上的既有建（构）筑物和设备基础的地基。

2 溶液自渗宜用于加固自重湿陷性黄土场地上的既有建（构）筑物和设备基础的地基。

16.2.2 单液硅化法应由浓度为10%~15%的硅酸钠（ $\text{Na}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2$ ）溶液，掺入2.5%氯化钠组成。其相对密度宜为1.13~1.15，并不应小于1.10。

加固湿陷性黄土的溶液用量，可按式估算：

$$Q = \bar{V} n d_{N1} \alpha \quad (16.2.2)$$

式中 Q ——硅酸钠溶液的用量（ m^3 ）；

\bar{V} ——拟加固湿陷性黄土的体积（ m^3 ）；

\bar{n} ——地基加固前，土的平均孔隙率；

d_{N1} ——灌注时，硅酸钠溶液的相对密度；

α ——溶液填充孔隙的系数，可取0.60~0.80。

硅酸钠溶液的模数值宜为2.5~3.3，其杂质含量不应大于2%。

16.2.3 当硅酸钠溶液的浓度大于加固湿陷性黄土所要求的浓度时，应将其加水稀释，加水量可按式估算：

$$Q' = \frac{d_N - d_{N1}}{d_{N1} - 1} \times q \quad (16.2.3)$$

式中 Q' ——拟稀释硅酸钠溶液的加水量（t）；

d_N ——稀释前，硅酸钠溶液的相对密度；

q ——拟稀释硅酸钠溶液的质量（t）。

16.2.4 采用单液硅化法加固湿陷性黄土地基，灌注孔的布置应符合下列要求：

- 1 灌注孔的间距：压力灌注宜为0.80~1.20m；溶液自渗宜为0.40~0.60m；
- 2 加固拟建的设备基础和建（构）筑物的地基，应在基础底面下按等边三角形满堂布置，超出基础底面外缘的宽度，每边不得小于1m；
- 3 加固既有建（构）筑物和设备基础的地基，应沿基础侧向布置，每侧不宜少于2排。

当基础底面宽度大于3m时，除应在基础每侧布置2排灌注孔外，必要时，可在基础两侧布置斜向基础底面中心以下的灌注孔或在其台阶上布置穿透基础的灌注孔，以加固基础底面下的土层。

（II）碱液法

16.2.5 当100g干土中可溶性和交换性钙镁离子含量大于10mg·eq时，可采用单液法，即只灌注氢氧化钠一种溶液加固；否则，应采用双液法，即需采用氢氧化钠溶液与氯化钙溶液轮番灌注加固。

16.2.6 碱液加固地基的深度应根据场地的湿陷类型、地基湿陷等级和湿陷性黄土层厚度，并结合建筑物类别与湿陷事故的严重程度等综合因素确定。加固深度宜为2~5m。

对非自重湿陷性黄土地基，加固深度可为基础宽度的1.5~2.0倍。

对Ⅱ级自重湿陷性黄土地基，加固深度可为基础宽度的2.0~3.0倍。

16.2.7 碱液加固土层的厚度 h ，可按下式估算：

$$h = l + r \quad (16.2.7)$$

式中 l ——灌注孔长度，从注液管底部到灌注孔底部的距离 (m)；

r ——有效加固半径 (m)。

16.2.8 碱液加固地基的半径 r ，宜通过现场试验确定。当碱液浓度和温度符合本规范第16.3.6条和第16.3.8条规定时，有效加固半径与碱液灌注量之间，可按下式估算：

$$r = 0.6\sqrt{\frac{V}{nl \times 10^3}} \quad (16.2.8)$$

式中 V ——每孔碱液灌注量 (L)，试验前可根据加固要求达到的有效加固半径按式(16.2.10)进行估算；

n ——拟加固土的天然孔隙率。

当无试验条件或工程量较小时， r 可取0.40~0.50m。

16.2.9 当采用碱液加固既有建(构)筑物的地基时，灌注孔的平面布置，可沿条形基础两侧或单独基础周边各布置一排。当地基湿陷较严重时，孔距可取0.7~0.9m，当地基湿陷较轻时，孔距可适当加大至1.2~2.5m。

16.2.10 每孔碱液灌注量可按下式估算：

$$V = \alpha\beta\pi r^2(1+r)n \quad (16.2.10)$$

式中 α ——碱液充填系数，可取0.6~0.8；

β ——工作条件系数，考虑碱液流失影响，可取1.1

16.3 施工

(I) 单液硅化法

16.3.1 压力灌注溶液的施工步骤，应符合下列要求：

- 1 向土中打入灌注管和灌注溶液，应自基础底面标高起向下分层进行，达到设计深度后，将管拔出，清洗干净可继续使用；
- 2 加固既有建筑物地基时，在基础侧向应先施工外排，后施工内排。
- 3 灌注溶液的压力值由小逐渐增大，但最大压力不宜超过200kPa。

16.3.2 溶液自渗的施工步骤，应符合下列要求：

- 1 在基础侧向，将设计布置的灌注孔分批或全部打(或钻)至设计深度；
- 2 将配好的硅酸钠溶液注满各灌注孔，溶液面宜高出基础底面标高0.50m，使溶液自行渗入土中；
- 3 在溶液自渗过程中，每隔2~3h，向孔内添加一次溶液，防止孔内溶液渗干。

16.3.3 施工中应经常检查各灌注孔的加固深度、注入土中的溶液量、溶液的浓度和有无沉淀现象。采用压力灌注时，应经常检查在灌注溶液过程中，溶液有无从灌注孔冒出地面，如发现溶液冒出地面，应立即停止灌注，采取有效措施处理后再继续灌注。

16.3.4 计算溶液量全部注入土中后，所有灌注孔宜用 2:8 灰土分层回填夯实。

16.3.5 采用单液硅化法加固既有建（构）筑物或设备基础的地基时，在灌注硅酸钠溶液过程中，应进行沉降观测，当发现建（构）筑物和设备基础的沉降突然增大或出现异常情况时，应立即停止灌注溶液，待查明原因并采取有效措施处理后，再继续灌注。

（Ⅱ）碱液法

16.3.6 灌注孔可用洛阳铲、螺旋钻成孔或用带有尖端的钢管打入土中成孔，孔径为 60~100mm，孔中填入粒径为 20~40mm 的石子，直到注液管下端标高处，再将内径 20mm 的注液管插入孔中，管底以上 300mm 高度内填入粒径为 2~5mm 的小石子，其上用 2:8 灰土填入并夯实。

16.3.7 碱液可用固体烧碱或液体烧碱配制，加固 1m^3 黄土需要 NaOH 量约为干土质量的 3%，即 35~45kg。碱液浓度不应低于 90g/L，常用浓度为 90~100g/L。

双液加固时，氯化钙溶液的浓度为 50~80g/L。

16.3.8 配溶液时，应先放水，而后徐徐放入碱块或浓碱液。溶液加碱量可按下列公式计算：

1 采用固体烧碱配制每 1m^3 浓度为 M 的碱液时，每 1m^3 水中的加碱量为：

$$G_s = \frac{1000M}{P} \quad (16.3.8-1)$$

式中 G_s ——每 1m^3 碱液中投入的固体烧碱量（kg）；
 M ——配制碱液的浓度（g/L），计算时将 g 化为 kg；
 P ——固体烧碱中，NaOH 含量的百分数（%）。

2 采用液体烧碱配制每 1m^3 浓度为 M 的碱液时，投入的液体烧碱量 V_1 为：

$$V_1 = 1000 \frac{M}{d_N N} \quad (16.3.8-2)$$

加水量 V_2 为：

$$V_2 = 1000 \left(1 - \frac{M}{d_N N} \right) \quad (16.3.8-3)$$

式中 V_1 ——液体烧碱体积（L）；
 V_2 ——加水的体积（L）；
 d_N ——液体烧碱的相对密度；
 N ——液体烧碱的质量分数。

16.3.9 应在盛溶液桶中将碱液加热到 90℃ 以上才能进行灌注，灌注过程中桶内溶液温度应保持不低于 80℃。

16.3.10 灌注碱液的速度，宜为 2~5L/min。

16.3.11 碱液加固施工，应合理安排灌注顺序和控制灌注速率。宜间隔 1~2 孔灌注，并分段施工，相邻两孔灌注的间隔时间不宜少于 3d。同时灌注的两孔间距不应小于 $3m_0$ 。

16.3.12 当采用双液加固时，应先灌注氢氧化钠溶液，间隔 8~12h 后，再灌注氯化钙溶液，后者用量为前者的 1/2~1/4。

16.3.13 施工中应防止污染水源，并应安全操作。

16.4 质量检验

(I) 单液硅化法

16.4.1 硅酸钠溶液灌注完毕，应在 7~10d 后，对加固的地基土进行检验。

16.4.2 单液硅化法处理后的地基竣工验收时，承载力及其均匀性应采用动力触探或其他原位测试检验。必要时，尚应在加固土的全部深度内，每隔 1m 取土样进行室内试验，测定其压缩性和湿陷性。

16.4.3 地基加固结束后，尚应对已加固地基的建（构）筑物或设备基础进行沉降观测，直至沉降稳定，观测时间不应少于半年。

(II) 碱液法

16.4.4 碱液加固施工应作好施工记录，检查碱液浓度及每孔注入量是否符合设计要求。施工中每间隔 1~3d，应对既有建筑物的附加沉降进行观测。

16.4.5 碱液加固地基的竣工验收，应在加固施工完毕 28d 后进行。可通过开挖或钻孔取样，对加固土体进行无侧限抗压强度试验和水稳性试验。取样部位应在加固土体中部，试块数不少于 3 个，28d 龄期的无侧限抗压强度平均值不得低于设计值的 90%。将试块浸泡在自来水中，无崩解。当需要查明加固土体的外形和整体性时，可对有代表性加固土体进行开挖，量测其有效加固半径和加固深度。

16.4.6 地基经碱液加固后应继续进行沉降观测，观测时间不得少于半年，按加固前后沉降观测结果或用触探法检测加固前后土中阻力的变化，确定加固质量。

17 其他地基处理方法

17.0.1 注浆法适用于处理砂土、粉土、粘性土和人工填土等地基。

17.0.2 锚杆静压桩法适用于淤泥、淤泥质土、粘性土、粉土和人工填土等地基。

17.0.3 树根桩法适用于淤泥、淤泥质土、粘性土、粉土、砂土、碎石土、黄土和人工填土等地基。

17.0.4 坑式静压桩法适用于淤泥、淤泥质土、粘性土、粉土、人工填土和湿陷性黄土等地基。

17.0.5 注浆法、锚杆静压桩法、树根桩法和坑式静压桩法的设计和施工应按行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ123—2000 有关规定执行。

附录 A 复合地基载荷试验要点

A.0.1 本试验要点适用于单桩复合地基载荷试验和多桩复合地基载荷试验。

A.0.2 复合地基载荷试验用于测定承压板下应力主要影响范围内复合土层的承载力和变形参数。复合地基载荷试验承压板应具有足够刚度。单桩复合地基载荷试验的承压板可用圆形或方形，面积为一根桩承担的处理面积；多桩复合地基载荷试验的承压板可用方形或矩形，其尺寸按实际桩数所承担的处理面积确定。桩的中心（或形心）应与承压板中心保持一致，并与荷载作用点相重合。

A.0.3 承压板底面标高应与桩顶设计标高相适应。承压板底面下宜铺设粗砂或中砂垫层，垫层厚度取 50~150mm，桩身强度高时宜取大值。试验标高处的试坑长度和宽度，应不小于承压板尺寸的 3 倍。基准梁的支点应设在试坑之外。

A.0.4 试验前应采取措施，防止试验场地地基土含水量变化或地基土扰动。以免影响试验结果。

A.0.5 加载等级可分为 8~12 级。最大加载压力不应小于设计要求压力值的 2 倍。

A.0.6 每加一级荷载前后均应各读记承压板沉降量一次，以后每半个小时读记一次。当一小时内沉降量小于 0.1mm 时，即可加下一级荷载。

A.0.7 当出现下列现象之一时可终止试验：

- 1 沉降急剧增大，土被挤出或承压板周围出现明显的隆起；
- 2 承压板的累计沉降量已大于其宽度或直径的 6%；
- 3 当达不到极限荷载，而最大加载压力已大于设计要求压力值的 2 倍。

A.0.8 卸载级数可为加载级数的一半，等量进行，每卸一级，间隔半小时，读记回弹量，待卸完全部荷载后间隔三小时读记总回弹量。

A.0.9 复合地基承载力特征值的确定：

1 当压力—沉降曲线上极限荷载能确定，而其值不小于对应比例界限的 2 倍时，可取比例界限；当其值小于对应比例界限的 2 倍时，可取极限荷载的一半；

2 当压力—沉降曲线是平缓的光滑曲线时，可按相对变形值确定；

1) 对砂石桩、振冲桩复合地基或强夯置换墩：当以粘性土为主的地基，可取 s/b 或 s/d 等于 0.015 所对应的压力（ s 为载荷试验承压板的沉降量； b 和 d 分别为承压板宽度和直径，当其值大于 2m 时，按 2m 计算）；当以粉土或砂土为主的地基，可取 s/b 或 s/d 等于 0.01 所对应的压力。

2) 对土挤密桩、石灰桩或柱锤冲扩桩复合地基，可取 s/b 或 s/d 等于 0.012 所对应的压力。对灰土挤密桩复合地基，可取 s/b 或 s/d 等于 0.008 所对应的压力。

3) 对水泥粉煤灰碎石桩或夯实水泥土桩复合地基，当以卵石、圆砾、密实粗中砂为主的地基，可取 s/b 或 s/d 等于 0.008 所对应的压力；当以粘性土、粉土为主的地基，可取 s/b 或 s/d 等于 0.01 所对应的压力。

4) 对水泥土搅拌桩或旋喷桩复合地基, 可取 s/b 或 s/d 等于 0.006 所对应的压力。

5) 对有经验的地区, 也可按当地经验确定相对变形值。

按相对变形值确定的承载力特征值不应大于最大加载压力的一半。

A.0.10 试验点的数量不应少于 3 点, 当满足其极差不超过平均值的 30% 时, 可取其平均值为复合地基承载力特征值。



第六篇

钢结构工厂化 生产组织设计施工 技术与实例、图集

第一章 概 述

第一节 钢结构及其制造特点

一、概 述

钢结构的含义极为广泛。广义地说，凡以钢铁为基材，经过机械加工组装而成的结构件，均可属钢结构制造的范畴。但是，一般钢结构制造厂所从事的钢结构仅限于工业厂房、高层建筑、塔桅等结构件的制作。这种结构件也称为建筑钢结构。由于钢结构的建筑具有强度高，结构轻巧，施工期短和精度高等特点，再加上操作技术上的不断进步，从最早的铆接发展为焊接，而且在现场安装时采用更方便和灵活的高强度螺栓连接，从而大大提高了生产效率，更适合于大型工业厂房及高层建筑、超高层大楼的建造。因此，钢结构在当今世界上被广泛地采用。

二、钢结构制造特点

钢结构制造的基本元件大多系热轧型材和板材。用这些元件组成薄壁细长构件，外部尺寸小，重量轻，承载能力高。虽然说，钢材的规格和品种有一定的限度，但我们可以把这些元件组成各种各样的几何形状和尺寸的构件，以满足设计者的要求。构件的连接可以用焊接、栓接、铆接、粘接来形成刚接和铰接等多种连接形式，这就现有技术设备和手段来说是非常容易的。

再说，由于建筑技术的发展、建筑标准合理化、预制构件的标准化，可建立标准通用模数，使尺寸协调，适当地限制构件类型及尺寸，以使生产机械化、高效化，节省大量的材料损耗。

完整的钢结构产品，需要通过将基本元件使用机械设备和成熟的工艺方法，进行各种操作处理，达到规定产品的预定要求目标。现代化的钢结构制造厂应具有进行剪、冲、切、折、割、钻、铆、焊、喷、压、滚、弯、卷、刨、铣、磨、锯、涂、抛、热处理、无损检测等加工能力的设备，并辅之以各种专用胎具、模具、夹具、吊具等工艺装备，对所设计的钢结构件，几乎所有形状和尺寸都能毫无困难地按设计达到要求，而且

制造也逐渐趋向于高精度、高水平。以焊接工艺手段为例，目前就有多种方法和使用的设备，如手工电弧焊、CO₂ 气体保护焊、电渣焊、半自动埋弧焊、自动埋弧焊、氩弧焊、重力焊、等离子焊、气焊、激光焊等等，而且上述各种焊接还可发展为其他派生的类型。

当然有了上述这些类型的焊接方法，也都有与这种焊接方法相匹配的各种焊接材料的生产供应。随着焊接方法和焊接强度的研究发展，焊接的接头强度，目前已能够达到使熔敷金属与母材匹配的等强度或超强度的要求；对焊接的变形也正逐步得到控制。

以建筑钢结构来讲，钢结构的部件不外乎柱、梁、支撑等，其间的连接也已由原来的铆接发展为焊接和高强度螺栓连接。目前钢结构件连接，大都为混合式的以焊栓为主；一般在工厂的制作均以焊接速接居多，现场的螺栓速接居多，或者部分相互交叉使用。

三、钢结构的规范和质量

按概率理论为基础的极限状态设计方法编制的《钢结构设计规范》(GBJ 17—88)已颁布使用，按此规范新编的《钢结构设计手册》也已在使用，对工业厂房钢结构已有了较完整的设计依据。钢结构的制作和验收标准也在原 GBJ 205—95 标准的基础上重新修订为 GB 50205—2001，并已颁布执行。

目前对高层建筑钢结构的《高层建筑钢结构设计与施工规程》已完稿送审通，待批准后将正式颁布，作为建筑钢结构的主要标准之一。

由于对外开放，我国钢结构的生 产将有一定数量的部分将与美、日、德等国进行合作，或属设计委托的，这势必要采用 JIS、DIN、AISC、AWS 等标准，故钢结构生产厂在生产、设计中必须符合合同的技术要求，采用相应国家的标准。生产厂制订技术标准也就必须同时以这类标准作为参考，制订企业内控的标准。

对钢结构制造质量的控制，应符合上述设计和制造标准要求。但在实际生产中，钢结构制造、设计、验收质量也决非越高越好。这里既有对产品的适用性，也有对质量控制的要求程度等问题。总的原则是：在达到原设计标准要求的前提下，必须作适用性、技术性、经济性的综合考虑。无疑，有时产品制造精度选择过高，也会在吊装时带来实际的连接困难。

第二节 钢结构制造厂的生产布置

(1) 钢结构制造厂一般来说都属于非定型产品生产。尤其在我国，目前尚未有划分为单一生产某一产品(工业厂房或高层建筑)的钢结构厂的专门程度，大都是在合同范围内以销定产，决非以产定销，所以它的生产布局也难以固定为某一模式。一般大、中型企业(年产 4000~20000t 以上)均以大流水作业生产的工艺流程为主线，布置同类型

构件作批量的流水线（见图 6-1-1）。中小型企业（年产 1200 ~ 4000t）均以作坊式一竿子到底，以某一产品类型组织生产。多数则属混合型居多，即以产品类型作区域性的生产布置，其设备也就据此作相应的固定性配置。

（2）生产场地布置的根据。布置流水作业生产场地时要考虑：产品的品种、特点和批量；工艺流程、方法；产品的进度要求，每班制的工作量和要求的生产面积；现有的生产厂房、设备和起重运输能力。

（3）生产场地布置的原则：

①按流水顺序安排生产场地，尽量减少运输量，避免倒流水。

②根据生产需要合理安排操作面积，以保证安全操作，并要保证材料和零件有必需的堆放场地。

③保证成品能顺利运出，半成品顺利周转。

④便利供电、供气、供水、照明线路的布置。

工艺流程

大流水作业生产的工艺流程如图 6-1-2：

（4）流水生产布置的特点：

①以工艺流程为主导，线条清晰，厂房以长条形为佳。

②操作单一，便于计划控制和生产管理。

③一旦某区域发生故障，不致影响其他区域和工序的正常生产。

④占有厂房场地较大，工艺装备固定。

（5）固定式生产布置。产品固定在区域内基本不流动，一道工序完成，移动配置设备，下道工序继续在原区域内生产直至完成。这是一种传统的、原始的作坊式生产形式，小型企业采用较多。其特点是：

①占有生产场地较小。

②设备可移动，以配合构件生产位置。

③操作者必须具备多种工序操作能力。

④工效低，一旦出现生产障碍，将可能全部停顿。

（6）混合式布置：基本以流水生产（或以固定生产）的布置为基础，再考虑两者生产的交叉，按厂房、设备、人员水平、构件的类型（特殊的或一般的）将两者的生产布置混合使用。这是比较切合实际和调整比较灵活的一种布置形式。当然，也可按规模、设备条件进行有倾向性的安排，是中型企业采用较多的生产布置形式。

无论哪一种生产布置形式，都是以其自身具备的条件，作到在合同期内生产出高质量的构件，并提高劳动生产率，使企业获取最大经济效益为总的目的。如有条件，应向以构件类型划分的专业的全流水生产布置方向发展，以便进而向全自动化流水线的生产迈进。

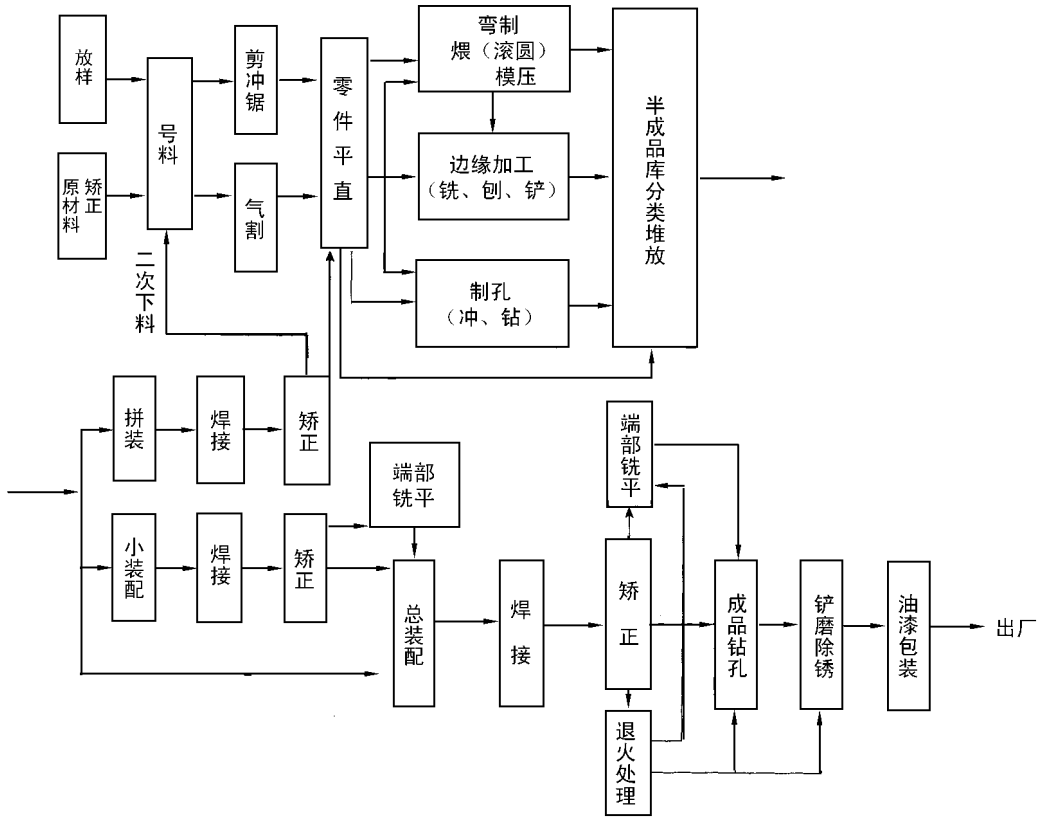


图 6-1-1 大流水作业生产的工艺流程

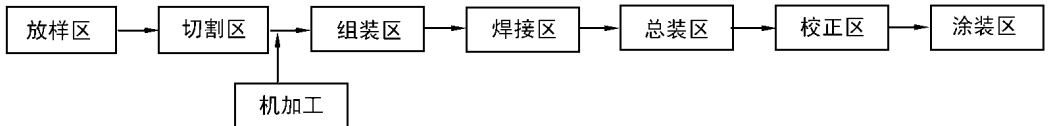


图 6-1-2 流水生产区域划分

第三节 钢结构制作的安全与环境卫生

一、钢结构制作的安全

钢结构生产的现场环境，不管是室内或是室外，往往均处于一个立体的操作空间之下，这对安全生产应极为重视，尤其在室内流水生产布置条件下，生产效率很高，工件

在空间大量、频繁地移动。一般统计，其移动重约为产出量的4~10倍。工件多由行车等起吊在空间作纵横向及上下向的线性运动，其移动几乎遍及生产场所每一角落的上空。

为便于钢结构的制作和操作者的操作活动，构件均宜在一定高度上搁置。无论是堆放的搁置架、装配组装胎架、焊接胎架……等都与地面离开0.4~1.2m。因此，操作者实际上除在安全通道外，随时随地都处于重物包围的空间范围内。

在制作大型钢结构，或高度较大、重心不稳的狭长构件和超大构件时，结构和构件更有倾倒和倾斜的可能性，因此必须十分重视安全事故的防范。除操作者自身应有防护意识外，还需各方位都应加以照看，以避免安全事故的发生。

从钢结构生产的各个工序中，很多都要使用剪、冲、压、锯、钻、磨等机械设备，这是一种人与机械直接接触的操作，被机械损伤的事故时有发生。但机械损伤事故的概率仅次于工件起运中坠落事故，更须作必要的防护和保护。

安全防护包括：

(1) 自身防范：必须按国家规定有关的劳动法规条例，对各类操作人员进行安全学习和安全教育，特别对特殊工种必需持证上岗。对生产场地必须留有安全通道，设备之间的最小间距不得小于各6-1-3所示。进入现场，无论是操作者或生产管理人员，均应穿戴好劳动防护用品，并应注意观察和检查周围的环境。

设备布置的间距规定如图6-1-3。为安全生产，加工设备之间要留有一定的间距作为工作平台和堆放材料、工件等之用。

(2) 他人防范：操作者必须严格遵守各岗位的操作规程，以免损及自身和伤害他人，对危险源应作出相应的标志、信号、警戒等，以免现场人员遭受无意的损害。

(3) 所有构件的堆放、搁置应十分稳固，欠稳定的构件应设支撑或固结定位，超过自身高度构件的并列间距底大于自身高度，(如吊车梁、屋架、桁架等)以避免多米诺骨牌式的连续塌倒。构件安置要求平稳、整齐，堆垛不得超过二层。

(4) 索具、吊具要定时检查，不得超过额定荷载。焊接构件时不得留存、连接起吊索具。被碰甩过的钢绳，一律不得使用。正常磨损股丝应按规定更新。

(5) 所有钢结构制作中半成品和成品胎具的制造和安装，应进行强度验算，切切不可凭经验自行估算。

(6) 钢结构生产过程的每一工序或工步中所使用的乙炔、氧气、丙烷、电源必须有安全防护措施，定期检测泄漏和接地现象。

(7) 起吊构件的移动和翻身，只能听从一人指挥，不得两人并列指挥或多人参与指挥。起重物件移动时，不得有人在本区域投影范围内滞留、停立和通过。

(8) 所有制作场地的安全通道必须畅通。

二、钢结构制作的环境卫生

钢结构制作的环境卫生，归结一点就是，应有效地防止污染源的产生。钢结构件本

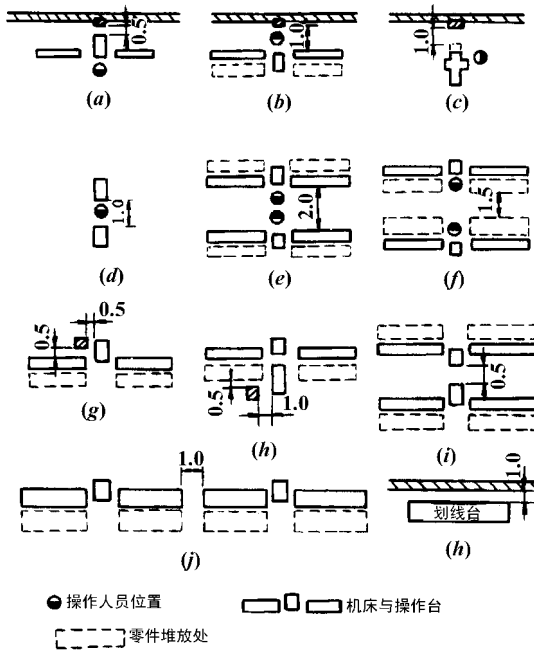


图 6-1-3 设备之间的最小间距 (m)

身并不对环境卫生有直接的影响，而是在生产过程中，由所用机械、动力、检测、设备、辅料等引起的，所以控制污染源的产生和防备才是首要的。

(1) 机械噪音：老厂房内生产过程时，必须限止在 95db 以下，目前对某些机械的噪音源还无法根治和消除情况下，应重点控制并采取相应的个人防护，以免给操作人员带来职业性疾病。

(2) 粉尘：严控在 $10\text{mg}/\text{m}^3$ 卫生标准内，操作时应佩戴有良好和完善的劳动防护用品加以保护。

(3) 油漆细雾：油漆场地应空气流通，通风良好，操作者应有完善的个人防护，尤其是对有机物的毒性散发和有害金属含量的控制，就更应注意。

(4) “RT”检测：在钢结构生产企业中，进行无损检测是无可避免的，其中尤以采用射线检测中的放射源危害为最。这在密集型生产区域一定要有时间限制，一般以夜间拍片为好，并应在检测区域内划定隔离防范警戒线、远距离控制操作。有条件时作铅房隔离最佳。

(5) 污水和污物：只有乙炔发生器使用单位的排污为最，自 1992 年后已进入使用瓶装乙炔，电石污染已基本消除。

对钢结构厂的环境卫生，总的原则和细则，应遵照企业各工种劳动保护条例规定实施，以确保钢结构生产的安全和环境卫生达标。

第二章 施工组织、常用量具与工具

第一节 概述

(1) 在钢结构制造中, 施工组织, 是指导和合理组织施工生产活动的重要的技术措施。本章主要介绍工业和民用建筑钢结构制作技术措施, 即从钢结构准备工作开始至成品交货出厂为止对整个生产过程各有关技术措施文件的编制, 包括审查图纸、备料核对、钢材选择和检验要求, 材料的变更与修改、钢材的合理堆放, 成品检验, 以至装运出厂等有关施工生产技术资料文件的编写和制订, 以及有关常用量具与工具的介绍。

(2) 要做好施工详图的审查及生产技术准备的编制工作, 以保证成品质量, 尽量节约钢材, 并便于组织流水作业生产。

(3) 各项规定系按照国家标准, 《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205—2001) 和《钢结构工程质量检验评定标准》(GB 50221—2001) 等技术要求, 结合具体情况而编制的。

(4) 钢结构制作过程中, 尚须考虑下列条件:

- ①结构的使用情况以及安装运输条件。
- ②保证质量节约钢材并在制造中降低劳动强度。
- ③结构变形后对应力的影响及处理。

第二节 审查图纸

(1) 钢结构制造厂在接到工程图纸后, 应该组织有关工程技术人员对设计图和施工图进行审查。

(2) 关于设计图和施工图, 按规范定义说明如下:

- ①设计图: 由工程设计单位提出的技术设计图, 是作为工程建设依据的图纸。
- ②施工图: 安装单位或工程设计单位依据设计图绘制的施工详图。

(3) 图纸审核的主要内容包括:

①设计文件是否齐全, 设计文件包括设计图、施工图、图纸说明和设计变更通知单等。

- ②构件的几何尺寸是否齐全。
- ③相关构件的尺寸是否正确。
- ④节点是否清楚，是否符合国家标准。
- ⑤标题栏内构件的数量是否符合工程总数。
- ⑥构件之间的连接形式是否合理。
- ⑦加工符号、焊接符号是否齐全。
- ⑧结合本单位的设备和技术条件考虑，能否满足图纸上的技术要求。
- ⑨图纸的标准化是否符合国家规定等。

(4) 审查图纸的目的，是检查图纸设计的深度能否满足施工的要求，核对图纸上构件的数量和安装尺寸，检查构件之间有无矛盾等，同时亦对图纸进行工艺审核，即审查技术上是否合理，制作上是否便于施工，图纸上的技术要求按加工单位的施工水平能否实现等。如果由加工单位自己设计施工详图，制图期间又已经过审查，则审图程序可相应简化。此外，还要合理划分运输单元。

(5) 图纸审查后要做技术交底准备，其内容有：

- ①根据构件尺寸考虑原材料对接方案和接头在构件中的位置。
- ②考虑总体的加工工艺方案及重要工装方案。
- ③对构件的结构不合理处或施工有困难的，要与需方或者设计单位做好变更签证手续。
- ④列出图纸中的关键部位或者有特殊要求的地方加以重点说明。

第三节 备料和核对

(1) 根据施工图纸材料表算出各种材质、规格的材料净用量，再加一定数量的损耗，编制材料预算计划。

提出材料预算时，需根据使用长度合理订货，以减少不必要的拼接和损耗。

对拼接位置有严格要求的吊车梁翼缘和腹板等，配料时要与桁架的连接板搭配使用，即优先考虑翼缘板和腹板，将配下的余料作小块连接板。小块连接板不能采用整块钢板切割，否则计划需用的整块钢板就可能不够应用，而翼缘和腹板割下的余料则没有用处。

(2) 钢材的损耗率，为考核各种钢材实际消耗的平均值，工程预算一般按实际所需加 10% 提出材料需用量。下列表 6-2-1 仅供参考。

表 6-2-1 钢板、角钢、工字钢、槽钢损耗率

编号	材料名称	规格	损耗率%	编号	材料名称	规格	损耗率%
1		1~5mm	2.00	9		14a 以下	3.20

第二章 施工组织、常用量具与工具

编号	材料名称	规格	损耗率%	编号	材料名称	规格	损耗率%
2	钢板	6 ~ 12mm	4.50	10	工字钢	24a 以下	4.50
3		13 ~ 25mm	6.50	11		36a 以下	5.30
4		26 ~ 60mm	11.00	12		60a 以下	6.00
			平均：6.00				平均：4.75
5	角钢	75 × 75 以下	2.20	13	槽 钢	14a 以下	3.00
6		80 × 80 ~ 100 × 100	3.50	14		24a 以下	4.20
7		120 × 120 ~ 150 × 150	4.30	15		36a 以下	4.80
8		180 × 180 ~ 200 × 200	4.80	16		40a 以下	5.20
			平均：3.70				平均：4.30

注：不等边角钢按长边计，其损耗率与等边角钢同。

(3) 为了提高生产率以及确保构件的油漆质量，钢材在下料加工前，应进行预处理。其方法一般为手工除锈或喷砂、喷丸除锈，然后涂上防锈底漆。

大、中型专业化钢结构制造厂应建立钢材预处理——下料流水线。

(4) 钢结构使用的材料主要是钢板和各种型钢，为了确保构件的质量，使用前应对每一批钢材核对质量保证书，必要时应对钢材的化学成分和机械性能进行复验，以保证符合其牌号所规定的各项技术要求，从而达到设计要求。

对建筑钢材各项要求具体内容见第二篇，有关常用钢材标准号和名称见表 6-2-2。

表 6-2-2 常用钢材标准号和名称

标准号	标准名称
GB 709—88	热轧钢板和钢带的尺寸、外形、重量及允许偏差
GB 912—89	碳素结构和低合金结构钢热轧厚钢板及钢带
GB 3274—88	碳素结构钢和低合金结构钢热轧厚钢板及钢带
GB 706—88	热轧工字钢尺寸、外形、重量及允许偏差
CB 707—88	热轧槽钢尺寸、外形、重量及允许偏差
GB 9787—88	热轧等边角钢尺寸、外形、重量及允许偏差
CB 9788—88	热轧不等连角钢尺寸、外形、重量及允许偏差
CB 702—86	热轧圆钢和方钢尺寸、外形、重量及允许偏差
GB 8162—87	结构用无缝钢管尺寸、外形、重量及允许偏差
GB 704—88	热轧扁钢尺寸、外形、重量及允许偏差

标准号	标准名称
GB 3277—82	花纹钢板

(5) 钢材在轧制、运输、堆放过程中,常会产生凹凸不平或者弯曲、扭曲等现象,特别是薄钢板和截面积小的型钢更容易发生变形,凡变形超过技术要求的钢材,在划线下料前,都必须对钢材进行矫正。一般使用机械设备矫正,此外亦可用热矫正方法进行矫正。具体见本篇第八章。

第四节 钢材的代用和变通办法

(1) 由于供应钢材或备料规格不能满足设计要求而需要代用时,应按下列原则进行。

① 钢结构按结构类型不同于对钢材各有要求,选用时根据要求对钢材的强度、塑性、韧性、耐疲劳性能、耐锈性能等全面考虑。对原钢板结构、焊接结构、低温结构和采用含碳量高的钢材制作的,还应重点防止脆性破坏。

② 对结构钢材的选择见表 6-2-3 所列。

表 6-2-3 结构钢材的选择

项次	结构类型		计算温度	选用牌号
1	焊接结构	重级工作制吊车梁或类似结构	-	平炉、顶吹纯氧转炉 Q235 镇静钢或 16 锰钢
2		直接承受动力荷载的结构	等于或低于 -20℃	同 1 项
3			轻、中级工作制吊车梁或类似结构	高于 -20℃
4		承受静力荷载或间接承受动力荷载的结构	等于或低于 -30℃	同 1 项
5	高于 -30℃		同 3 项(当计算温度高于 -15℃ 时,可采用侧吹碱性转炉 Q235 镇静钢)	

项次	结构类型		计算温度	选用牌号	
6	非 焊 接 结 构	直接承受动力荷载的结构	重级工作制吊车梁或类似结构	等于或低于 -20°C	同 1 项
7				高于 -20°C	同 3 项
8			轻、中级工作制吊车梁或类似结构	—	同 3 项
9		承受静力荷载或间接承受动力荷载的结构		—	同 3 项（当计算温度高于 -30°C 时，可采用侧吹碱性转炉沸腾钢）

- 注：1. 冶金工厂的夹钳或刚性料、焊接吊车梁，当计算温度等于或低于 -20°C 时，宜用 16Mn 钢。
2. 低温地区的露天（或类似露天）的焊接结构，用沸腾钢时，板厚不宜过大。
3. 计算温度应按现行《工业企业采暖通风和空气调节设计规范》中的冬季空气调节室外计算温度确定。

③对钢材性能的要求：承重结构的钢材，应保证抗拉强度（ f ）、伸长率（ δ_5 或 δ_{10} ）、屈服（ δ_s ）和硫（S）、磷（P）的极限含量。焊接结构应保证碳（C）的极限含量。必要时还应有冷弯试验的合格证。

对重级工作制和吊车起重量等于或大于 50t（500kN）的中级工作制焊接吊车梁或类似结构的钢材，应有常温冲击韧性的保证。计算温度等于或低于 -20°C 时，Q235 号钢（3 号钢）应有 -20°C 下冲击韧性的保证。16Mn 和 16Mnq 钢应具有 -40°C 下冲击韧性的保证。重级工作制的非焊接吊车梁，必要时其所用钢材也应具有冲击韧性的保证。

（2）钢结构选用钢材的要求应按上述的规定，设计选用钢材的钢号和提出对钢材性能的要求，施工单位不得随意更改或代用。

（3）钢材代用一般须与设计单位共同研究确定，同时应注意下列几点：

①钢号虽然满足设计要求，但生产厂提供的材质保证书中缺少设计部门提出的部分性能要求时，应做补充试验。如 Q235、Q235·B·F 缺少冲击、低温冲击试验的保证条件时，应作补充试验，合格后才能应用。补充试验的试件数量，每炉钢材、每种型号规格一般不宜少于三个。

②钢材性能虽然满足设计要求，但钢号的质量优于设计提出的要求时，应注意节约。不要任意以优代劣，不要使质量差距过大。如采用其他专业用钢代替建筑结构钢时，最好查阅这类钢材生产的技术条件，并与建筑钢材的技术条件（GB 700-79）相对照，以保证钢材代用的安全性和经济合理性。重要的结构代用要有可靠的试验依据。

③如钢材性能满足设计要求，而钢号质量低于设计要求时，一般不允许代用。如结构性能与使用条件允许，在材质相差不大的情况下，经设计单位同意亦可代用，如以 Q235 代 Q235·F 等。

④钢材的钢号和性能都与设计提出的要求不符时，如 Q235 钢代 16Mn 钢，首先应

根据上述规定检查是否合理，然后按钢材的设计强度重新计算，根据计算结果改变结构的截面，焊缝尺寸和节点构造，经设计单位同意亦可代用。

⑤普通碳素钢中的乙类钢，一般不保证机械性能，钢结构工程中不宜采用。特殊情况下，应按照国家标准对不同规格的钢材都要进行机械性能试验后，才准许应用。

⑥采用进口钢材时，应验证其化学成分和机械性能是否满足相应钢号的标准。

⑦钢材的规格尺寸与设计要求不同时，不能随意以大代小，须经计算后征得设计单位同意后才能代用。

⑧如钢材品种供应不全，可根据钢材选择的原则合理调整。建筑结构对材质的要求是：

受拉构件高于受压构件；焊接结构高于螺栓或铆钉连接的结构；厚钢板结构高于薄钢板结构；低温结构高于常温结构；受动力荷载的结构高于受静力荷载的结构。如桁架中上、下弦可用不同的钢材。遇含碳量高或焊接困难的钢材，可改用螺栓连接，但须与设计单位商定。

(4) 钢材代用在取得设计单位的同意认可后，要做好变更钢材签证手续。在此基础上发出材料代用通知单。材料代用通知单一般由工艺部门签发，通知有关部门执行。

第五节 钢材的检验和堆放

一、钢材的检验

钢材检验制度是保证钢结构工程质量的重要环节，应该遵照执行。钢材检验的主要内容是：

(1) 钢材的数量和品种是否与订货单符合。

(2) 钢材的质量保证书是否与钢材上打印的记号符合。每批钢材必须具备生产厂提供的材质证明书，写明钢材的炉号、钢号、化学成分和机构性能。对钢材的各项指标可根据国标（GB 700—79）和（YB 13—69）的规定进行核验。

(3) 核对钢材的规格尺寸。各类钢材尺寸的容许偏差，可参照有关国标或冶标中的规定进行核对。

(4) 钢材表面质量检验。不论扁钢、钢板和型钢，表面均不允许有结疤、裂纹、折叠和分层等缺陷。有上述缺陷者应另行堆放，以便研究处理。钢材表面的锈蚀深度，不得超过其厚度公差。

二、钢材的堆放

(1) 钢材堆放要减少钢材的变形和锈蚀，节约用地，也要使钢材提取方便。

(2) 露天堆放时，堆放场地要高爽，四周有排水沟，雪后易于清扫。堆放时尽量使钢材截面的背面向上或向外，以免积雪，积水如图 6-2-1 所示。

(3) 堆放在有顶棚的仓库内时，可直接堆放在地坪上（下垫楞木），对小钢材亦可堆放在架子上，堆与堆之间应留出走道。如图 6-2-2 所示。堆放时每隔 5~6 层放置楞木，其间距以不引起钢材明显的弯曲变形为宜。楞木要上下对齐，在同一垂直平面内。为增加堆放钢材稳定性，可使钢材互相勾连，或采用其他措施，这样钢材的堆放高度可达所堆宽度的两倍。否则，钢材堆放的高度不应大于宽度。一堆内上下相邻的钢材须前后错开堆放。

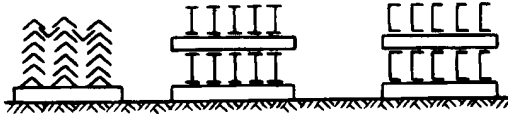


图 6-2-1 钢材露天堆放

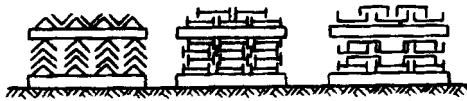


图 6-2-2 钢材在仓库内堆放

(4) 每堆堆放好的钢材，要在其端部固定标牌和编号。标牌应表明钢材的规格、钢号、数量和材质检验证明书号，并在钢材端部根据其钢号涂以不同颜色的油漆，油漆的颜色如表 6-2-4 所示。

表 6-2-4 钢材钢号和色漆对照

钢号	0 号	1 号	2 号	3 号	4 号	5 号	16Mn
油漆颜色	红 + 绿	白 + 黑	黄色	红色	黑色	绿色	白色

钢材的标牌要定期检查，选用钢材时，要顺序寻找，不允许乱翻。

第六节 编制工艺规程

(1) 根据钢结构工程施工及验收规范 (GB 50205—95) 第 1.0.4 条及 1.0.5 条：“钢结构工程施工前，制作和安装单位，应按施工图设计的要求，编制制作工艺和安装施工组织设计”和“钢结构制作和安装，应根据工艺要求和施工组织设计进行”。

工艺规程的内容应包括：

①成品技术要求。

②为保证成品达到规定的标准而制订的措施：

A. 关键零件的精度要求，检查方法和使用的量具、工具。

B. 主要构件的工艺流程，工序质量标准、为保证构件达到工艺标准而采用的工艺措施（如组装次序，焊接方法等）。

C. 采用的加工设备和工艺装备。

(2) 工艺规程是生产经验和理论技术的结晶，也是钢结构制造中主要的和根本性的指导性技术文件，亦是制作中最可靠的质量保证措施。因此，工艺规程一经制订，必须严格执行，不得随意更改。在施工中应通过一定手续才能进行修订。

(3) 编制正确的工艺规程应满足下面三个基本要求：

①工艺方面：在一定的生产规模和条件下编制的工艺规程，不但能保证图纸的技术要求，而且能更可靠、更顺利地实现这些要求。即工艺规程应尽可能依靠工装设备，而不是依靠劳动者技巧来保证获得产品质量和产量的稳定性。

②经济方面：所编制的工艺规程要保证在最佳经济效果下，达到技术条件的要求。因此对于同一产品应考虑不同的工艺方案，互相比较，从中选择最好的方案，力争做到以最少的劳动量、最短的生产周期、最低的材料和能源消耗，生产出质量可靠的产品。

③安全方面：所编制的工艺规程，既要满足工艺、经济条件，又要是安全的施工方法，并要尽量减轻劳动强度，减少流程中的往返性。

(4) 编制工艺规程依据是：

①结构件的总图，部件图和零件图。

②结构件的设计说明和技术条件。

③结构件的批量及单件的重量和外形尺寸。

④车间的作业面积，动力、起重和加工设备的能力。

⑤车间劳动者的数量、工种及技术等级等。

(5) 工艺规程的编制是：根据产品的结构、制造技术条件、生产纲领和生产条件等进行的，其内容为：

①分出单个构件的加工工艺流程单。

②由流程单排出装配、焊接顺序的方案。

③进行工艺、经济的可靠性论证。分析比较得出合理的装配、焊接顺序。

④填写装配、焊接工艺卡片。

⑤提出各工序所需的设备，工艺装备检测工具等的清单和填写专用工艺装备或设备的设计任务书。

⑥填写材料消耗定额表和材料汇总单。

⑦填写各工序工时定额单。

⑧必要时，列出使用钢材排料切割单。

(6) 其他的工艺准备工作内容有：

①从施工图中摘出零件，编制工艺流程表。

②根据来料尺寸和用料要求，统筹安排合理配料，确定拼接位置：

A. 拼装位置应避开安装孔和复杂部位。

B. 双角钢断面的构件，两角钢应在同一处拼接。

C. 一般接头属于等强度连接，其位置一般无严格规定，但应尽量布置在受力较小部位。

D. 各种型钢对接接头标准：见表 6-2-5 至 6-2-8 所示。

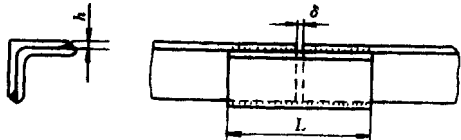
③根据工艺要求准备必要的工艺装备（胎、夹、模具）。因为工艺装备的生产周期较长，应争取先行安排加工。

④确定各工序的精度要求和质量要求，并绘制加工卡片。

⑤根据构件的加工需要，调拨或添置必要的设备和工具，此项工作也应提前做好准备。

表 6-2-5

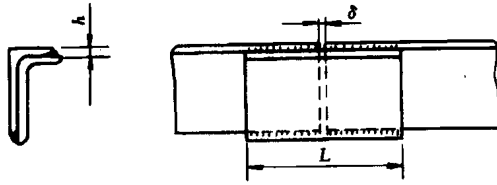
1. 等边角钢对接接头标准



角 钢	对接接头角钢	接头角钢长 (L)	空隙 (δ)	焊缝高 (h)	角 钢	对接接头角钢	接头角钢长 (L)	空隙 (δ)	焊缝高 (h)
50×50×5	50×50×5	210	8	5	100×100×12	100×100×12	520	14	10
50×50×6	50×50×6	220	10	6	120×120×10	120×120×10	540	14	10
60×60×5	60×60×5	230	10	6	120×120×12	120×120×12	640	14	10
60×60×6	60×60×6	250	10	6	130×130×10	130×130×10	570	14	10
65×65×6	65×65×6	300	10	6	130×130×12	130×130×12	680	14	10
65×65×8	65×65×8	330	10	6	150×150×12	150×150×12	640	14	12
75×75×6	75×75×6	330	10	6	150×150×14	150×150×14	750	16	12
75×75×8	75×75×8	440	10	6	150×150×16	150×150×16	850	16	12
80×80×6	80×80×6	370	10	6	180×180×14	180×180×14	770	18	14
80×80×8	80×80×8	370	10	8	180×180×16	180×180×16	890	18	14
90×90×8	90×90×9	410	12	8	200×200×16	200×200×16	970	20	16
90×90×10	90×90×10	500	12	8	200×200×18	200×200×18	970	18	14
100×100×8	100×100×8	450	12	8	200×200×20	200×200×20	1100	20	16
100×100×10	100×100×10	540	12	8	200×200×24	200×200×24	1270	20	16

表 6-2-6

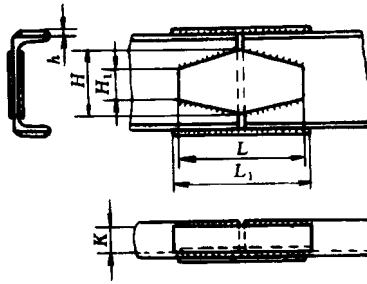
2. 不等边角钢对接接头标准



角 钢	对接接头角钢	接头角钢长 (L)	空隙 (δ)	焊缝高 (h)	角 钢	对接接头角钢	接头角钢长 (L)	空隙 (δ)	焊缝高 (h)
60 × 40 × 5	60 × 40 × 5	240	8	5	130 × 90 × 8	130 × 90 × 8	480	12	8
60 × 40 × 6	60 × 40 × 6	240	10	6	130 × 90 × 10	130 × 90 × 10	580	12	8
75 × 50 × 6	75 × 50 × 6	280	10	6	150 × 100 × 10	150 × 100 × 10	640	12	8
75 × 50 × 8	75 × 50 × 8	360	10	6	150 × 100 × 12	150 × 100 × 12	760	12	8
85 × 55 × 6	85 × 55 × 6	300	10	6	180 × 120 × 12	180 × 120 × 12	750	14	10
85 × 55 × 8	85 × 55 × 8	380	10	6	180 × 120 × 14	180 × 120 × 14	860	14	10
90 × 60 × 8	90 × 60 × 8	340	10	6	200 × 120 × 12	200 × 120 × 12	800	14	10
90 × 60 × 10	90 × 60 × 10	440	10	6	200 × 120 × 14	200 × 120 × 14	900	14	10
100 × 75 × 8	100 × 75 × 8	380	12	8	200 × 120 × 16	200 × 120 × 16	1040	14	10
100 × 75 × 10	100 × 75 × 10	460	12	8	200 × 150 × 12	200 × 150 × 12	870	16	12
120 × 80 × 8	120 × 80 × 8	440	12	8	200 × 150 × 16	200 × 150 × 16	1150	16	12
120 × 80 × 10	120 × 80 × 10	520	12	8					

表 6-2-7

3. 槽钢对接接头标准



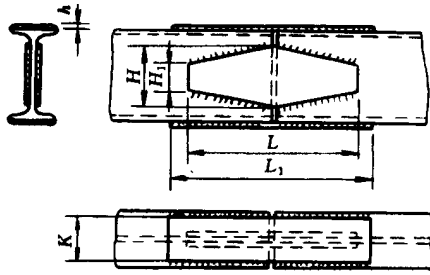
水平盖板

垂直盖板

截面号数	盖板厚	宽度 K	长度 L_1	焊缝高 h	盖板厚	宽度 H	宽度 H_1	长度 L	焊缝高 h
10	12	35	180	6	6	60	40	130	5
12	12	40	210	6	6	80	40	160	5
14	12	45	230	6	8	90	50	160	6
16	14	50	270	6	8	100	50	200	6
18	14	55	230	8	8	120	60	230	6
20	14	60	250	8	8	140	60	250	6
22	14	65	260	8	8	160	70	280	6
24	16	65	280	8	8	180	80	300	6
27	16	70	340	8	8	200	90	300	6
30	18	70	340	8	8	230	100	330	8
33	18	70	380	8	10	250	110	350	8
36	20	75	360	10	10	270	120	410	8
40	24	80	420	10	12	300	130	430	10

表 6-2-8

4. 工字钢对接接头标准



水平盖板					垂直盖板				
截面号数	盖板厚	宽度 K	长度 L_1	焊缝高 h	盖板厚	宽度 H	宽度 H_1	长度 L	焊缝高 h
10	12	55	260	5	6	60	40	120	5
12	12	60	310	5	6	80	40	150	5
14	14	60	320	6	8	90	50	160	6
16	14	65	350	6	8	100	50	190	6
18	14	75	400	6	8	120	60	220	6
20a	16	80	470	6	8	140	60	260	6
22a	16	90	520	6	8	160	70	290	6
24a	16	95	470	8	10	180	80	290	8
27a	18	100	480	8	10	200	90	300	8
30a	18	105	510	8	10	230	100	390	8
33a	18	110	570	8	10	250	110	, 410	8
36a	20	110	500	10	12	270	120	360	10
40a	22	110	540	10	12	300	130	440	10
45a	24	120	600	10	12	350	150	540	10
50a	30	125	620	12	14	380	170	480	12
55a	30	125	630	12	14	480	180	590	12
60a	30	135	710	12	14	480	200	660	12

(7) 钢结构制作的工序，根据金属结构制造厂的设备情况和构件的制造要求而有所不同。对于有特殊加工要求的构件，应在制造前制定专门的加工工序。一般钢结构制造

的工序即流水作业生产工艺流程，如图 6-2-3 所示

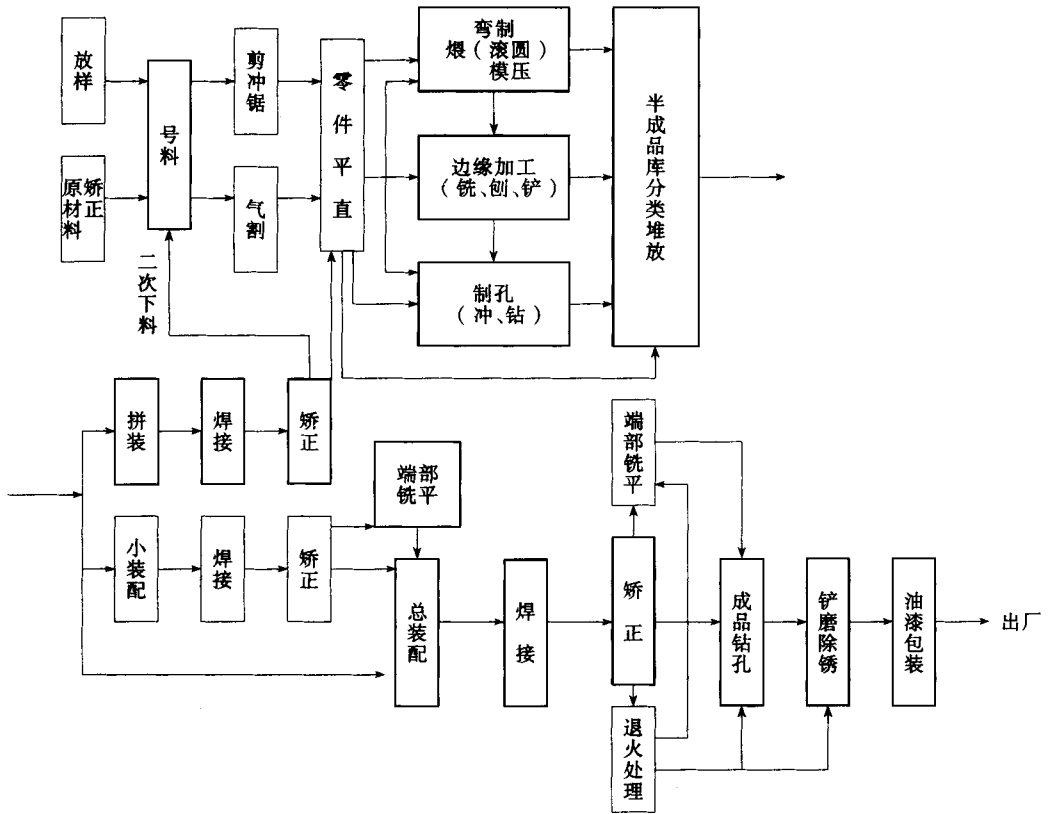


图 6-2-3 流水作业生产的工艺流程

第七节 工艺装备技术

(1) 钢结构加工过程中，工艺装备的制作关系到保证产品质量的重要环节。一般钢结构制作中工装可分为两大类，它们是：

① 原材料加工过程中所需的工艺装备，如剪切用的定位靠山，各种冲切模、压模、切割套模、钻模等。这一类工艺装备主要应能保证构件符合图纸的尺寸要求。

② 拼装焊接所需的工艺装备，如拼装用的定位器、夹紧器、拉紧器、推撑器以及装配焊接用的各种拼装模胎、焊接转胎等。这一类工艺装备主要保证构件的整体几何尺寸和减少变形量。

(2) 对结构工装夹具的要求：

① 使用方便，操作容易，安全可靠。

- ②有可能在最合理、方便的位置按工艺顺序进行焊接各个位置的焊缝。
- ③焊接工件能迅速地散热以减少变形。
- ④容易检查构件尺寸和取放构件。
- ⑤结构要简单、加工方便、经济合理。
- ⑥能减少装配、焊接劳动量，提高生产率。

(3) 结构工装夹具设计的原始资料：

①生产规模：当大批量生产构件时，应设计专用的和快速装拆的夹具，而当为一般的批量生产时，除设计给某种构件或成品的专用夹具外，还可设计一些适合各种构件或成品使用的通用夹具。当单件生产时，应设计简易的具有快速作用的夹具。

②产品结构：结构件在整个成品中的位置、形状、尺寸、重量等是决定夹具方案的重要因素。

③结构件制作工艺：设计工艺装备的夹具前，必须了解结构件的制作工艺过程（包括下料、加工、装配、焊接等），并分析各工序之间的联系及各工序对夹具的要求，从而考虑采用相适应的工装夹具。

④工装夹具的功能：根据工艺要求或者技术要求选用合理的夹具，充分体现工装夹具的功能，如对于要保证孔距尺寸的连接板等可用定位销等定位器具。

⑤厂房结构、起重能力以及有无压缩空气气源也是工装设计的参考条件。

第八节 安排生产计划及生产的组织方式

(1) 根据结构件的特点、工程量的大小和安装施工进度，按整个工程划分成工号（单元），以便分批投料，配套加工，配套组装。

(2) 划分工号后根据其工作量和进度计划，安排作业计划，同时作出劳动力和机具平衡计划。对薄弱环节的关键设备，需要按其工作量具体安排其进度和班次，以免影响整个工程的进度。

(3) 生产组织形式，根据专业化程度和生产规模，目前钢结构的生产组织形式有下列三种：

①专业分工的大流水作业生产：这种生产组织方式的特点是各个工序分工明确，所做的工作相对稳定，定机、定人进行流水作业。这种生产组织方式的生产效率和产品质量都有显著提高，适合于大批量生产标准成品构件的专业工厂和车间。

②一包到底的混合形式：这种生产组织方式的特点是成品构件统由大组包干，除焊工因有合格证制度需专人负责外，其他各工种多数为“一专多能”，如放样工兼做划线和拼搭工作，剪冲工兼做平直、矫正工作等。机具也由大组统一调配使用。这种方式适合于小批量生产标准成品构件的工地生产和生产非标准产品的专业工厂。其优点是，劳动力和设备都容易调配，管理和调度也比较简单。但对工人的技术水平要求较高，工种不能相对稳定。

③多功能型的放样间工作形式：构件加工顺序和加工余量均由放样室确定，其劳动组织类似第2种的混合形式。一般机械厂和建筑公司的结构车间常采用这种生产组织方式。

第九节 组织技术交底

(1) 钢结构工程是一个综合性的加工生产过程；构件或产品的生产从投料到成品，要经过许多道工序和装配连接等一系列的工作。根据构件或产品的特性和技术要求，为确保工程质量，对制作的工艺规程以及装配、焊接等生产技术问题，必须进行组织技术交底的专题讨论，这是施工前为贯彻执行工程项目技术要求，保证质量工作的专业会议。

(2) 技术交底会应有下列部门和人员参加：工程图纸的设计单位，工程建设单位以及制作单位有关部门和有关人员。

(3) 技术交底的主要内容由以下几个方面组成：

- ①工程概况。
- ②工程结构件数量。
- ③图纸中关键部件的说明。
- ④节点情况介绍。
- ⑤原材料对接和堆放的要求。
- ⑥验收标准的说明。
- ⑦交货期限，交货方式的说明。
- ⑧构件包装和运输要求。
- ⑨油漆质量要求。
- ⑩其他需要说明的技术要求。

(4) 技术交底会的目的是对某一项钢结构工程中的技术要求进行全面的交底，确保工程质量。同时亦可对制作中的难题，进行研究讨论，以达到意见统一，解决生产上的问题。

第十节 构件检验、涂刷标号及装运

一、竣工检验

(1) 制成的构件，应在未涂刷前质交检部门作最后检验，如合同有规定时，则须有建设单位的检验人员共同进行检验。

交货时，应具备下列文件备查或供安装单位核对：

- ①最后更改完整的施工详图及安装布置图。

- ②设计单位或建设单位对设计修改表示同意的证件。
- ③出厂构件和安装配件的明细表。
- ④焊接工艺评定报告和焊工技术证书编号表。
- ⑤高强度螺栓摩擦面抗滑移系数试验报告。

(2) 检验合格的构件，技术质量检验部门应在提出的检验证书上签章，并按构件标号注明验收构件的主要尺寸。公差，以及对设计的修改和修改的依据。

(3) 钢结构制造的允许偏差见表 6-2-9 至表 6-2-14 所列：

表 6-2-9 单层钢柱的允许偏差

项次	项 目	允许偏差	示 意 图
1	柱底面到柱端与桁架连接的最上一个安装孔的偏差 (ΔL_1) $L \leq 15m$ $L > 15m$	$\pm L/1500$ $\pm 10mm$ $\pm 15mm$	
2	柱底面到牛腿支承面距离的偏差 (ΔL) $L_1 \leq 10m$ $L_1 > 10m$	$\pm L/2000$ $\pm 5.0mm$ $\pm 8.0mm$	
3	连接同一构件的安装孔，任意两组孔距离的偏差 (ΔL_2)	$\pm 2.0mm$	
4	受力支托板表面到第一个安装孔距离的偏差 (ΔL_a)	$\pm 1.0mm$	
5	牛腿面的翘曲 (Δ)	2.0mm	
6	柱身挠曲矢高	$f = L/1200$ $\leq 8.0mm$	
7	柱身扭曲 牛腿处 其他处	3.0mm 5.0mm	
8	柱截面几何尺寸的偏差 连接处 其他处	$\pm 3.0mm$ $\pm 5.0mm$	
9	翼缘板倾斜度偏差 $b \leq 400mm$ $b > 400mm$ 接合部位	$q \leq b/100$ $q \leq 5.00mm$ 1.5mm	
10	柱脚底板翘曲	3.0mm	
11	柱脚螺栓孔对底板中心轴线的偏差 (Δd)	$\pm 1.5mm$	

表 6-2-10 高层多节钢柱的允许偏差

项次	项 目	允许偏差	示 意 图
1	一节柱长度 L 的偏差 (ΔL); 多节柱全长 _总 L 总的偏差 ($\sum \Delta L$)	$\pm 3.0\text{mm}$ $\pm 5.0\text{mm}$	
2	柱底刨平面到牛腿支承面的距离 L_1 的偏差 (ΔL)	$\pm 2.0\text{mm}$	
4	柱身挠曲矢高 (f)	$f = L/1500$ $\leq 5.0\text{mm}$	
4	牛腿的翘曲或扭曲 (Δ) $L_1 \leq 1000\text{mm}$ $L_2 > 1000\text{mm}$	2.0mm 3.0mm	
5	柱截面 (任一处) 几何尺寸	$\pm 3.0\text{mm}$	
6	翼缘板倾斜度 $b \leq 400\text{mm}$ $b > 400\text{mm}$ 接合部位	$q \leq b/100$ $q \leq 5.00\text{mm}$ 1.5mm	
7	腹板中心线偏移 接合部位 其他部位	$e_1 \leq 2.0\text{mm}$ $e_2 \leq 3.0\text{mm}$	
8	柱腿底板翘曲 柱脚螺栓孔对底板中心轴线的偏移	$\leq 3.0\text{mm}$ $\pm 1.5\text{mm}$	
9	每节柱的柱身扭曲	$\leq 5.0\text{mm}$	

表 6-2-11 屋架、屋架梁及其他桁架允许偏差

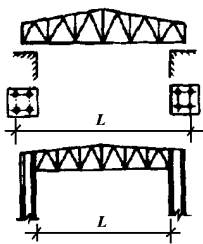
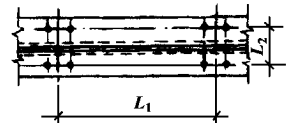
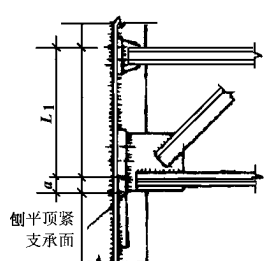
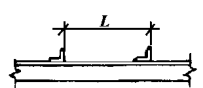
项次	项 目	允许偏差	示 意 图
1	桁架跨度 L 最外端距离的两个孔、或两端支承面最外侧 L 距离的偏差 (ΔL)		
	$L \leq 24\text{m}$	+ 3.0mm - 7.0mm	
	$L > 24\text{m}$	+ 5.0mm - 10.0mm	
2	桁架或天窗中点高度	$\pm 5\text{mm}$	
3	桁架按设计要求起拱	+ 10mm	
	不要求起拱	$\pm L/5000$	
4	固定檩条或其他构件的孔中心距离 L_1 、 L_2 的偏差	纵向 $\Delta L_1 \pm 3.0\text{mm}$	
		横向 $\Delta L_2 \pm 1.5\text{mm}$	
5	在支点处, 固定桁架上下弦杆的安装孔距离 (ΔL_3)	$\pm 2.0\text{mm}$	
6	支承面到第一个安装孔距离 (Δa)	$\pm 1.0\text{mm}$	
7	桁架弦杆在相邻节间不平直度	1/1000 不得大于 5.0mm	
8	檩条间距 (L)	$\pm 5.0\text{mm}$	

表 6-2-12

焊接实腹梁的允许偏差

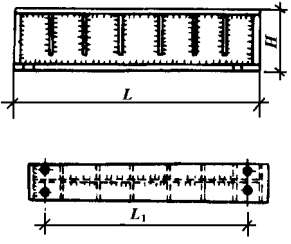
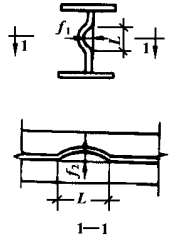
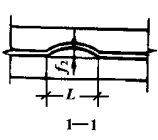
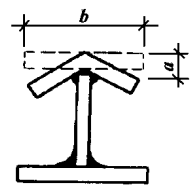
项次	项 目	允许偏差	示 意 图
1	梁跨度 L 的偏差： 端部有凸缘支承板 其他形式	- 5.0mm $\pm L/2500$ $\leq 10\text{mm}$	
2	端部高度 (H) $H \leq 2\text{m}$ $H > 2\text{m}$	$\pm 2.0\text{mm}$ $\pm 3.0\text{mm}$	
3	两端最外侧安装孔距离	$\pm 3.0\text{mm}$	
4	起拱度的偏差 $L \geq 24\text{m}$	$\pm 5.0\text{mm}$ (不得下挠)	
5	侧弯矢高 (Δf_1)	$\leq L/2000$, $\leq 10\text{mm}$	
	扭 曲 (梁高 h)	$h/250$ < 8.0	
6	腹板局部不平直度 $\delta < 14\text{mm}$	$\Delta f_2 \leq 3L/1000$	
	$\delta \geq 14\text{mm}$	$\Delta f_2 \leq 2L/1000$	
7	翼缘板倾斜度 (q)	$\leq 2.0\text{mm}$	
8	吊车梁上翼缘与轨道接触面不平直度	$\leq 1.0\text{mm}$	

表 6-2-13 钢平台和钢梯的允许偏差

项次	项 目	允许偏差	示 意 图
1	平台长度和宽度	$\pm 4.0\text{mm}$	
2	平台两对角线	6.0mm	
3	平台表面不平直度在 1m 范围内	4.0mm	
4	梯子长度	$\pm 5.0\text{mm}$	
5	梯子宽度	$\pm 3.0\text{mm}$	
6	梯子上安装孔距离	$\pm 3.0\text{mm}$	
7	梯子纵向挠曲矢高	$\leq L_T/1000$	
8	梯子踏步间距	$\pm 5.0\text{mm}$	
9	梯子踏步板不平直度	$\leq 1/100$	

表 6-2-14 墙架、支撑系统构件的允许偏差

项次	项 目	允许偏差	示 意 图
1	构件两端最外侧安装孔	$\pm 3.0\text{mm}$	
2	构件两组安装孔距离	$\pm 3.0\text{mm}$	
3	构件弯曲矢高	$L/100, \leq 10\text{mm}$	

二、涂底

(1) 制成的构件，应在质量验收后进行涂底工作，此项工作必须在装车发运前结束，如不能在厂内完成涂底工作，则事先须征得建设单位的同意。

- (2) 结构上的构件编号及其他各种标志，如基础号、预装连接有关的编号等均应以颜色涂于易识别部位。凡有冲打编号处不加涂底，而以鲜明油漆划出一框，加以显示。
- (3) 工地连接（结点）的接触面和在施工详图中注明不涂底的表面，均不涂底。
- (4) 结构件与混凝土接触部分不许涂底，而以水泥浆涂刷。
- (5) 工地焊缝在距焊缝 50 ~ 100mm 处不予涂底。
- (6) 用干性油涂底时应在温度 5℃ ~ 38℃ 和相对湿度不大于 85% 的天气情况下进行。雨天或构件表面结露时，不宜作业。涂后四小时内严防雨淋。

三、成品的堆放和装运

- (1) 制作完成的结构件，不能及时运出或暂时不需安装，而需在厂中堆存时，应以单位工程构件分组堆放，堆放时应考虑到安装运出顺序。
- (2) 成品堆放时，上下层应以方木垫平，方木上下层的中心线，须在同一平面内，以保证构件不发生弯曲变形。
- (3) 屋架和桁架结构严禁高叠平放，应按如图 6-2-4 所示的方法放置。
- (4) 制成的构件，应在涂底干燥后，才从工厂运出。
- (5) 盖板、连接板和其他较小的零件，应放在构件的净空范围内，使在运输时不发生变形和丢失，必要时应装箱运送。
- (6) 用铁路列车或船舶装运结构件时，应依照交通部门的规章办理。
- (7) 成品装车时，尽量考虑构件的吊装方向，以免运抵工地重新翻转。
- (8) 成品装车时应成套，以免遗漏，影响安装进展。
- (9) 装运结构件时，务须使下面的构件不受上面构件重量的影响而发生下垂或弯曲现象。因此下面的构件应垫以足够数量的方木。

说明：

- 1. 枕木垫在屋架两端；
- 2. 屋架与屋架之间利用其安装孔，以螺栓连接。

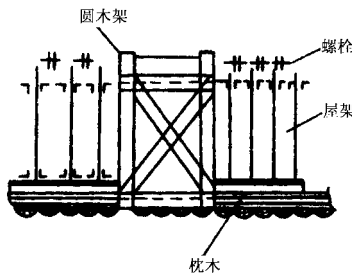


图 6-2-4 屋架与桁架结构的放置方法

第十一节 常用量具与工具

一、量具

量具的种类很多，按其性质可分为直接量具（尺类）和间接量具（卡钳等）。现将钢结构制造中常用的一般量具分述如下：

(1) 木折尺。常用的有两种：图 6-2-5a 为四折木尺，长度 500mm；图 6-2-5b 为八折木板，长度 1000mm。它们都是用经过特殊处理后的木料制成，其正、反两面都有刻度，可直接量出工作物的大小，能折叠，携带方便，一般用于常温下工件尺寸的测量。

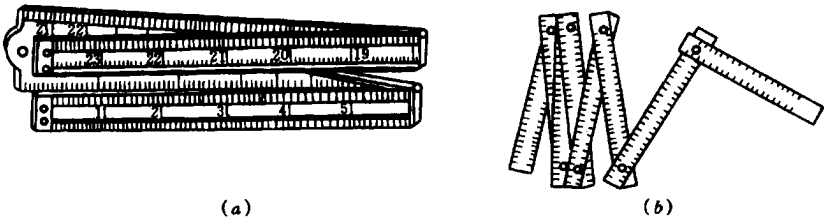


图 6-2-5 木折尺

(2) 钢尺。钢尺一般有公制和英制两种尺寸刻度，常用的长度有 150mm (6in), 300mm (12in), 600mm (24in), 900mm (36in) 等。图 6-2-6 是长度 150mm 的钢尺。

(3) 钢卷尺。它是由一条长而薄的钢（片）带制成，钢（片）带全长都卷入卷筒



图 6-2-6 钢尺

中。钢带表面标有公制刻度，在一端带有小钩。常用的规格：长度 1m、2m (图 6-2-7a)，长尺寸为 5、10、15、20、30m 多种 (如图 6-2-7b)。

用尺测量工件时，应把刻度开始的一端或零线，跟被量的线段或工件的一侧对齐，然后读出工件另一侧所对齐的刻度线 (如图 6-2-8)；尺应放置准确。用钢卷尺能测量的正确度误差为 0.5mm。在读所量的尺寸时，视线应对准钢卷尺，当视线偏斜时，由于钢卷尺有一定的厚度，读出的尺寸就不会正确。

(4) 角尺。它是由长、短两直尺，互成直角制作成“L”形钢尺 (如图 6-2-9a) 一般角尺没有刻度，它主要测量两个平面是否垂直和作划短垂线之用。检查角尺是否正

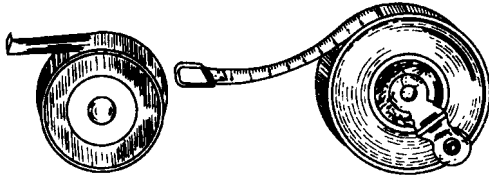


图 6-2-7 钢卷尺

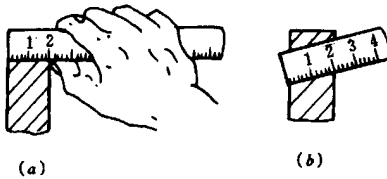


图 6-2-8 用尺量取厚度的示意
(a) 正确的 ;(b) 错误的

确 (90° 直角), 可在平台上预先划一条直线, 将角尺一边对准直线, 沿角尺另一边划一垂线, 然后调转方向, 同样划线, 若两线重合即为正确 (图 6-2-9b), 反之则为不正确 (图 6-2-9c)。

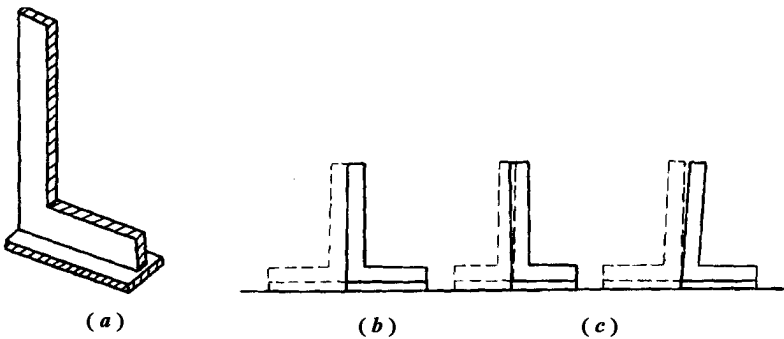


图 6-2-9 角尺

(5) 划线规及地规。划线规 (图 6-2-10a) 主要是在钢板上或在样板上画圆弧之用。制造时, 它的两只尖脚需要淬火, 这样才能保持经久耐用。

地规 (图 6-2-10b) 由两个地规体和一条规杆组成。地规体 (图 6-2-10c) 用钢制成, 其尖端也要淬火, 以保持尖锐。规杆须用坚韧的木材制作, 杆的长方形断面应稍小于地规体的穿杆孔, 以便穿入又免于摆动。地规主要是画大圆弧及开 90° 角尺线之用。

(6) 游标卡尺: 如图 6-2-11a, 它能精确地测量出工件的直径、厚度、孔径和孔的深度等。卡尺上带有刻度的称为主尺, 每一刻度长为 1mm。主尺上有两个固定量足 2

和 3，另外两个活动量足 1 和 4 与框架 6 连战一体，能沿主尺滑动，可用螺钉 5 把它紧固在需要的位置上。量足 1 和 2 用来测量工件的外径、厚度等外表面尺寸、量足 3 和 4

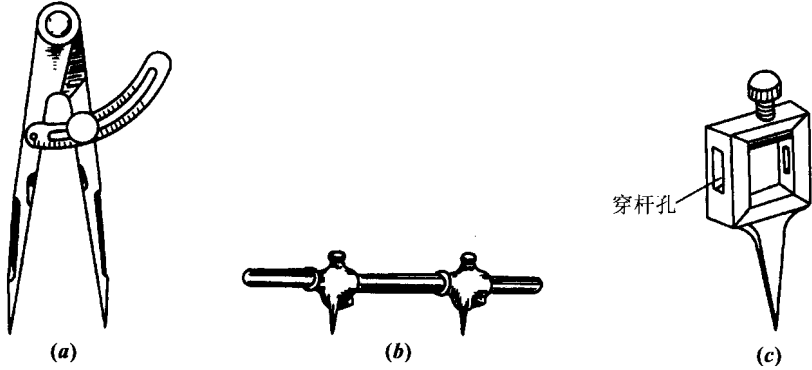


图 6-2-10 划线规和地规
(a) 划线规；(b) 地规；(c) 地规体

用来测量工件的内径等内表面间尺寸。框架 6 的后面与量条 8 可测量工件的深度。框架 6 上有一个游标，游标总长为 9mm，刻有 10 个刻度，因此，它上面的每一刻度与主尺上的每一刻度间的距离差 0.1mm (图 6-2-11b)。测量时从游标上左边第一条刻线在主尺的位置读出工件尺寸的整数值 (设为 35)，然后，向后从游标上找出与主尺上刻线重合的一条刻线 (设刻度线为 5)，根据这条刻线读出工件尺寸的尾数 (即尾数 $5 \times 0.1\text{mm}$)，则主尺上的读数加上游标尺的读数 ($35 + 0.5 = 35.5\text{mm}$)，即为该工件的尺寸大小。

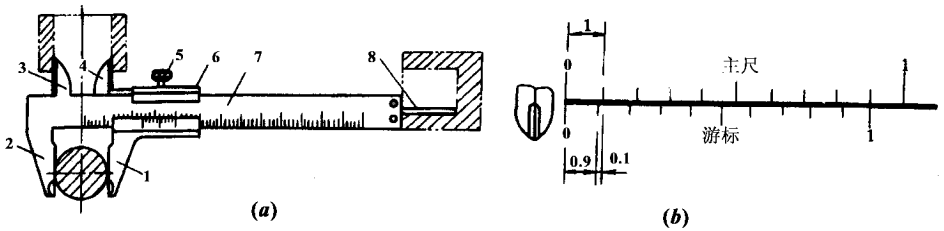


图 6-2-11 游标卡尺

(a) 一量工件示意；(b) 一游标示意

1、4—活动量足；2、3—固定量足；5—螺钉；6—框架；7—主尺；8—量条

量具除了上述几种外，还有内、外卡钳，无刻度直尺 (约一米长) 及铁皮三角尺等。

各种量具的使用寿命在很大程度上取决于保养和使用，如果保养不好，或使用不小心，则容易发生撞、压、磨损等情况，致使量具的表面刻度模糊或本身变形。如果用损坏或刻度不清的量具去度量工件时，就不能得到准确的尺寸，甚至影响制作质量。所

以工作完后，必须将量具揩擦干净再整齐放好。对于暂时不用的量具，要在其表面涂一层机油，以防锈蚀。

二、工具

钢结构制造在目前虽然已大多用机械设备进行，但在机械操作前的准备及矫正变形等工作，仍离不开手工工具。因此熟练地掌握钢结构制造中常用工具的使用方法，仍然是很重要的。

钢结构制造用的工具种类很多，一般常用的有以下几种。

(1) 锤类。它有下列数种：

①木锤。它除用于热加工外，还经常用于冷加工中矫平薄钢板。用木锤敲击薄钢板，能减少局部变形及锤印，在质量和美观上都比用钢锤矫平要好。

②小锤。小锤的重量一般为 $0.2 \sim 0.75\text{kg}$ 之间。它用于矫正小块钢板，进行批铲毛刺，下料时打样冲印和打凿子印等。

③大锤。大锤常用的有 3、4、5、6、8kg 数种。它用于矫正较厚的钢板和型钢，在弯曲加工中都需要用大锤来进行。

④平衬锤。平衬锤不是直接敲击的工具，而是将大锤敲击在平衬锤上，并由它将击力传到工件表面的一种间接的加工工具。一般作为矫正、矫平或修饰工件形状之用。

⑤圆弧衬锤。圆弧衬锤也和平衬锤一样同是一种间接的加工工具。但它的加工面呈圆弧形，一般作为折弯钢板和敲圆钢板等用。

使用各种锤之前，应检查锤头有无飞刺，锤柄有无裂纹和装得是否牢固，如有松动现象，应装好后再用。锤在使用前后要经常浸在水中，以防在使用时松动和脱落。木锤的铁箍应经常箍紧，以免在使用时脱落伤人。各种锤类如图 6-2-12 所示。

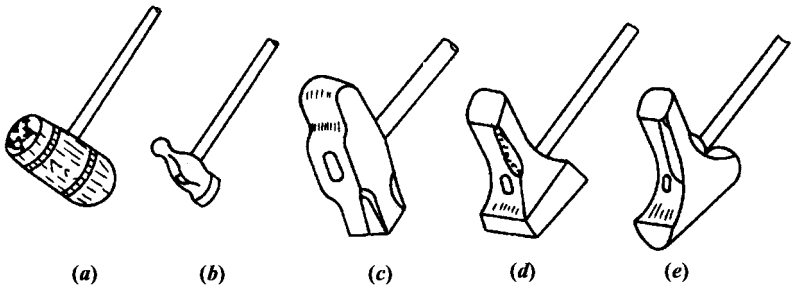


图 6-2-12 锤的种类

(a) 木锤；(b) 小锤；(c) 大锤；(d) 平衬锤；(e) 圆弧衬锤

(2) 样冲。样冲多用高碳钢制成，形状如一根圆钢，其尖端磨成 60° 锐角（图 6-2-13a）并须淬火（平端不应淬火）。样冲可用在钢板上作出记号，如钻孔时为了容易使钻头对正，加工时便于检查，在放样和号料时容易辨认，以及在构件上找出中心线等都

须样冲打出印记。打冲时手的姿势如应图 6-2-13b 所示。

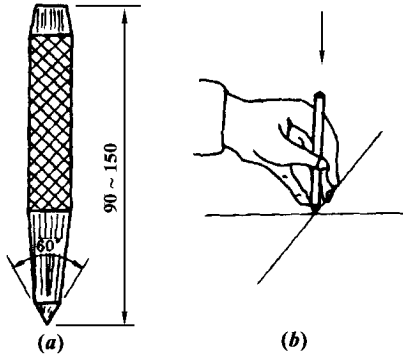


图 6-2-13 样冲与打冲姿势

(3) 凿子。它也是用高碳钢制成的，如图 6-2-14 所示，其刃部经过淬火，主要是划切割线记号用；如角钢和钢板的切割线均须用凿子打出切割印记，这样才能使切割准确地沿凿子打出的印记进行，否则用粉线会很容易被擦掉，以至无法进行切割或切割不准确。



图 6-2-14 凿子

(4) 划针。划针一般用中碳钢锻制成，如图 6-2-15a 所示，号料和放样时用划针代替石笔，精度较高。划点时一般画人字形，“人”字尖端为尺寸的基准点，如图 6-2-15b。划点、线的姿势如图 6-2-15c 所示。

(5) 粉线圈。粉线圈是用韧性好的纤维线缠绕在粉色上划直线用的一种工具。对大型结构放样、号料时可用它来弹出直线。使用粉线时须二人操作，其中一人将线端缠在食指上，另一人左手握持粉线圈，右手上粉，至需要长度时拉紧粉线，用拇指按在尺寸点上，另一手垂直地提起粉线弹线。

(6) 钢结构制造中常用的工具除上述几种外，还有下列几种：

- ① 撬杠。撬动和移动工件用。
- ② 螺栓板。紧松螺栓时夹紧工件用。
- ③ 钳子。夹持工件用。

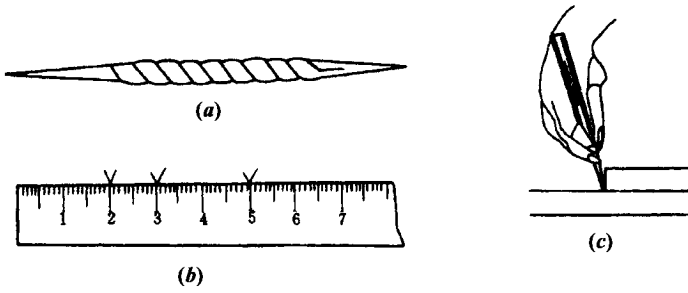


图 6-2-15 划针与划针的应用

- ④弓形夹具。压紧工件用。
- ⑤铁马、铁桩。固定钢板或型钢于平铁砧上用。
- ⑥羊角铁砧。
- ⑦油压千斤顶。
- ⑧螺杆千斤顶。
- ⑨夹头（又称胡羊夹头）。
- ⑩调直器（又称三角螺栓）。
- ⑪花砧子（又称平砧）。

以上所述几种常用工具如图 6-2-16 所示。

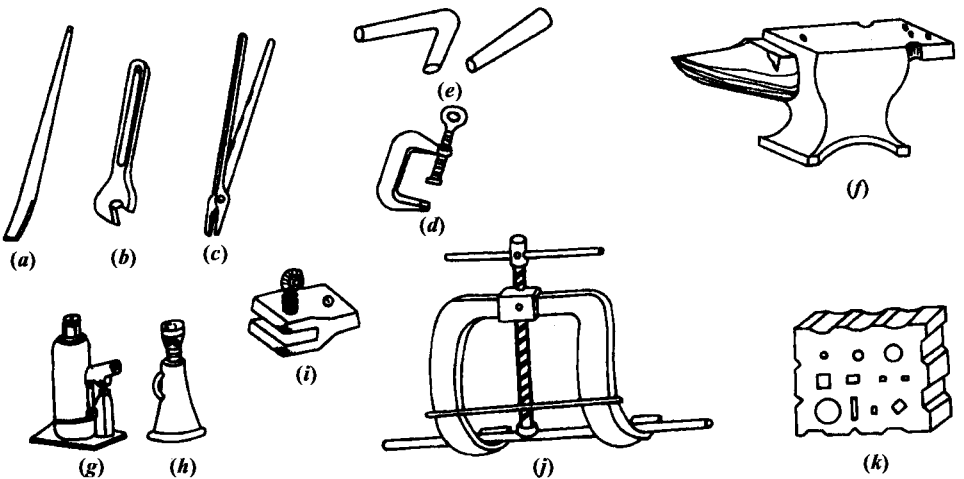


图 6-2-16 常用基本工具

- (a) 撬杠；(b) 螺栓板；(c) 钳子；(d) 弓形夹具；(e) 铁马；铁桩；(f) 羊角铁砧；
- (g) 油压千斤顶；(h) 螺杆千斤顶；(i) 夹头（又称胡羊夹头）；
- (j) 调直器（又称三角螺栓）；(k) 花砧子（又称平砧）

第三章 放样、样板、样杆与切割、划线

第一节 放样、样板和样杆

放样是整个钢结构制作工艺中的第一道工序，也是至关重要的一道工序。

放样工作包括如下内容：核对图纸的安装尺寸和孔距；以 1:1 的大样放出节点；核对各部分的尺寸；制作样板和样杆作为下料、弯制、铣、刨、制孔等加工的依据。

放样号料用的工具及设备有：划针、冲子、手锤、粉线、弯尺、直尺、钢卷尺、大钢卷尺、剪子、小型剪板机、折弯机。钢卷尺必须经过计量部门的校验复核，合格的方能使用。

放样时以 1:1 的比例在样板台上弹出大样。当大样尺寸过大时，可分段弹出。对一些三角形的构件，如果只对其节点有要求，则可以缩小比例弹出样子，但应注意其精度。放样弹出的十字基准线，二线必须垂直。然后据此十字线逐一划出其他各个点及线，并在节点旁注上尺寸，以备复查及检验。

样板一般用 0.50~0.75mm 的铁皮或塑料板制作。样杆一般用钢皮或扁铁制作，当长度较短时可用木尺杆。

用作计量长度依据的钢盘尺，特别注意应经授权的计量单位计量，且附有偏差卡片，使用时按偏差卡片的记录数值校对其误差数。钢结构制作、安装、验收及土建施工用的量具，必须用同一标准进行鉴定，应具有相同的精度等级。

样板、样杆上应注明工号、图号、零件号、数量及加工边、坡口部位、弯折线和弯折方向、孔径和滚圆半径等。

由于生产的需要，通常须制作适应于各种形状和尺寸的样板和样杆。

样板一般分为四种类型：

(1) 号孔样板。是专用于号孔的样板。

(2) 卡型样板。是用于煨曲或检查构件弯曲形状的样板。卡型样板分为内卡型样板和外卡型样板两种。

(3) 成型样板。是用于煨曲或检查弯曲件平面形状的样板。此种样板不仅用于检查各部分的弧度，同时又可以作为端部割豁口的号料样板。

(4) 号料样板。是供号料或号料同时号孔的样板。

对不需要展开的平面形零件的号料样板有如下两种制作方法：

- (1) 画样法。即按零件图的尺寸直接在样板料上作出样板。
- (2) 过样法。这种方法又叫移出法，分为不覆盖过样和覆盖过样两种方法。

不覆盖过样法是通过作垂线或平行线，将实样图中的零件形状过到样板料上；而覆盖过样法，则是把样板料覆盖在实样图上，再根据事前作出的延长线，画出样板。为了保存实样图，一般采用覆盖过样法，而当不需要保存实样图时，则可采用画样法制作样板。

上述样板的制作方法，同样适用于号孔、卡型和成型等样板的制作。当构件较大时，样板的制作可采用板条拼接成花架，以减轻样板的重量，便于使用。

样板和样杆应妥为保存，直至工程结束以后方可销毁。

放样所画的石笔线条粗细不得超过 0.5mm，粉线在弹线时的粗细不得超过 1mm。

剪切后的样板不应有锐口，直线与圆弧剪切时应保持平直和圆顺光滑。

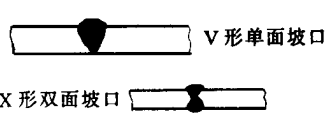
样板的精度要求见表 6-3-1。

表 6-3-1 放样和样板（样杆）的允许偏差

项 目	允许偏差
平行线距离和分段尺寸	± 0.5mm
对角线差	1.0mm
宽度、长度	± 0.5mm
孔距	± 0.5mm
加工样板的角度	± 20'

放样时，铣、刨的工件要考虑加工余量，所有加工边一般要留加工余量 5mm。焊接构件要按工艺要求放出焊接收缩量，可参考表 6-3-2 ~ 表 6-3-6 所给出的预放收缩量数值。

表 6-3-2 各种钢材焊接头的预放收缩量（手工焊或半自动焊）(mm)

名 称	接头式样	预放收缩量（一个接头处）		注 释
		$\delta = 8 \sim 16$	$\delta = 20 \sim 40$	
钢板对接	 <p>V 形单面坡口 X 形双面坡口</p>	1.5 ~ 2	2.5 ~ 3	无坡口对接预放收缩比较小些


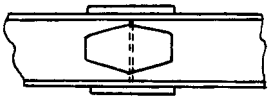
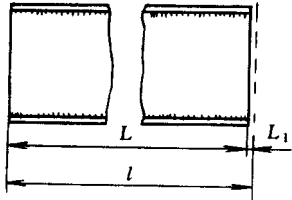
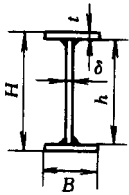
名称	接头式样	预放收缩量 (一个接头处)		注释
		$\delta = 8 \sim 16$	$\delta = 20 \sim 40$	
槽钢对接		1 ~ 1.5		大规格型钢的预放收缩量比较小些
工字钢对接		1 ~ 1.5		

表 6-3-3 自动焊工字型构件 (梁柱为主或其他部件) 的放样预放量

H	δ	B	t	▲	预放量	H	δ	B	t	▲	预放量	H	δ	B	t	▲	预放量
400	8	160	15	6~7	5~6	600	14	600	20	10~11	3.5	1000	12	420	25	10~11	3.5
400	8	200	15	6~7	5~6	600	14	600	25	10~11	3	1000	16	500	25	10~11	3
400	8	300	15	6~7	4~4.5	600	16	600	30	10~11	2.5	1000	18	500	30	10~11	3
400	10	360	15	6~7	3	800	16	600	40	10~11	2	1000	20	600	30	10~11	3
400	12	420	15	8~9	6	800	10	240	15	8~9	3	1000	20	600	40	10~11	2
400	14	420	20	8~9	4	800	10	240	20	8~9	6	1200	14	600	25	10~11	3
400	14	420	20	8~9	3.5	800	10	300	20	8~9	5	1200	16	600	30	10~11	3
400	16	420	30	8~9	2.5	800	10	360	20	8~9	4	1500	14	600	25	10~11	3
400	16	420	40	10~11	3.5	800	12	360	25	8~9	3.5	1500	16	600	30	10~11	2.5
500	8	200	15	6~7	5~6	800	12	420	25	8~9	3	1600	16	600	25	10~11	2
500	8	240	15	6~7	4.5	800	14	500	25	10~11	3.5	1600	18	600	30	10~11	2
600	8	240	15	6~7	4	800	14	600	25	10~11	3	1800	18	600	30	10~11	2
600	8	300	15	6~7	3	1000	12	300	25	8~9	3.5	1800	20	600	40	10~11	1.5
600	12	420	15	8~9	4	1000	12	300	25	8~9	3.5	2000	20	600	30	10~11	1.5
600	12	420	20	8~9	3.5	1000	12	360	25	8~9	3	2000	20	600	40	10~11	1.5
600	12	420	25	8~9	2.5	1000	12	420	25	10~11	3.5	2200	20	600	40	10~11	1.5



t —翼缘板厚度；
 B —翼缘板宽度；
 δ —腹板厚度；
 h —腹板高度；
 ▲—焊缝高度；
 H —工字型高度；
 l —件长；
 L —收缩后的长度；
 L_1 —预放收缩量
 (注 10m 长预放收缩量表)(mm)

第三章 放样、样板、样杆与切割、划线

表 6-3-4 工字型钢构件梁或柱身焊接加劲板时的预放收缩量

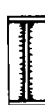
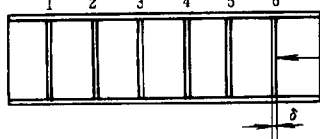
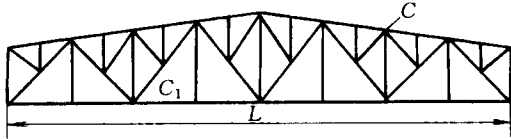
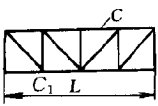
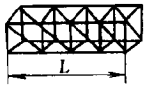
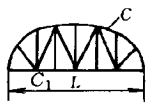
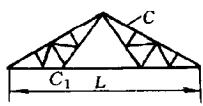
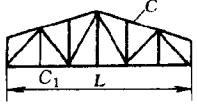
		δ —板厚度	6	8	10	12	16	mm
每对预放收缩量			1	1	0.6	0.17	0.35	
1~6—即表示有 6 对加劲板								

表 6-3-5 焊接屋架、桁架的预放收缩量

	<p>L—构件长； C—上弦杆 } 主件 C_1—下弦杆 }</p>				
平面桁架	立体桁架	弧形屋架	人字屋架	嵌入钢柱屋架	
包括形式					
焊接预放收缩量					
名称	C 及 C_1 主杆的角钢规格	主杆夹的节点板厚	焊缝高度	预放 (在 $L=1m$ 时预放收缩量数值)	
等边角钢	$\angle 36 \times 36 \times 4$	5	4	1.2	
	$\angle 40 \times 40 \times 4$	5	4	1.2	
	$\angle 50 \times 50 \times 5$	6	5	1.1	
	$\angle 63 \times 63 \times 6$	6	5	1.0	
	$\angle 70 \times 70 \times 7$	8	6	0.9	
	$\angle 75 \times 75 \times 8$	8	6	0.9	
	$\angle 90 \times 90 \times 8 \sim 10$	8	6	0.6	
	$\angle 100 \times 100 \times 10$	10	8	0.55	
	$\angle 120 \times 120 \times 12$	12	10	0.5	
	$\angle 130 \times 130 \times 14$	14	10	0.45	
	$\angle 150 \times 150 \times 16$	16	10	0.4	
	$\angle 200 \times 200 \times 14 \sim 24$	16	10	0.2	

不等 边角 钢	└ 75 × 100 × 8	8	6	0.65
	└ 120 × 80 × 8 ~ 10	10	6	0.5
	└ 150 × 100 × 12	12	8	0.4

表 6-3-6 焊接钢板结构如贮液池等预放收缩量 (mm)

	δ—板厚	8 ~ 16	20 ~ 40
	竖直焊缝	1 ~ 1.5	2 ~ 2.5
	球焊缝	1 ~ 1.5	2 ~ 2.5

如果图纸要求桁架起拱，放样时上、下弦应同时起拱，起拱时，一般规定垂直杆的方向仍然垂直于水平线，而不与下弦杆垂直。

图 6-3-1 为上、下弦同时起拱示意图。

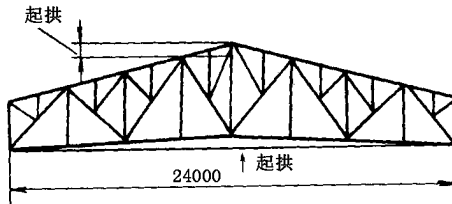


图 6-3-1 起拱示意图

常用的数据和公式较多，通常有以下一些计算公式：

(1) 直角三角形 (见图 6-3-2)：

$$c^2 = a^2 + b^2$$

$$\sin\alpha = \frac{a}{c} = \cos\beta$$

$$\cos\alpha = \frac{b}{c} = \sin\beta$$

$$\tan\alpha = \frac{a}{b} = \cot\beta$$

$$\cot\alpha = \frac{b}{a} = \tan\beta$$

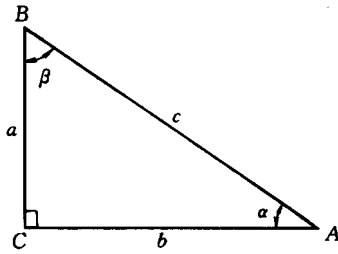


图 6-3-2 直角三角形示意

(2) 任意三角形 (见图 6-3-3):

$$\frac{a}{\sin A} = \frac{b}{\sin B} = \frac{c}{\sin C}$$

$$a^2 = b^2 + c^2 - 2bc \cos A$$

$$b^2 = c^2 + a^2 - 2ca \cos B$$

$$c^2 = a^2 + b^2 - 2ab \cos C$$

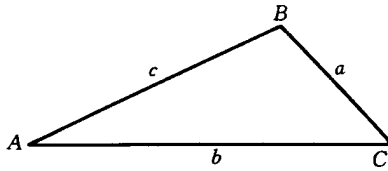


图 6-3-3 任意三角形示意

(3) 圆周长:

$$C = 2R\pi = D\pi$$

式中 C——圆周长;
R——圆半径;
D——圆直径;
 π ——圆周率。

(4) 椭圆周长:

$$C = A \times PI$$

式中 C——椭圆周长;
PI——椭圆周率, PI 值由 B/A 的比值确定, 见表 6-3-7;
A——椭圆长轴;
B——椭圆短轴。

(5) 弧、弦、角度间的计算 (见图 6-3-4):

$$\widehat{L} = \frac{\pi R \theta}{180^\circ}$$

$$\theta = \frac{180^\circ}{\pi R} \quad \widehat{L} = 2 \sin^{-1} \frac{b}{R}$$

$$R = \frac{180^\circ}{\pi \theta} \quad \widehat{L} = \frac{b^2 + h^2}{2h} = \frac{4h^2 + l^2}{8h}$$

$$b = R \sin \frac{\theta}{2} = \sqrt{h(2R - h)}$$

$$h = R - R \cos \frac{\theta}{2} = R - \sqrt{R^2 - b^2}$$

$$l = 2b$$

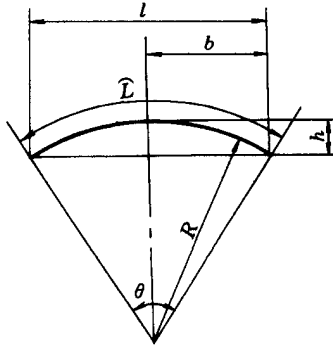


图 6-3-4 圆弧示意

表 6-3-7

椭圆周率表

B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI
0.050	2.0097	0.232	2.1283	0.267	2.1605	0.302	2.1950	0.337	2.2314
0.100	2.0320	0.233	2.1292	0.268	2.1615	0.303	2.1960	0.338	2.2325
0.150	2.0631	0.234	2.1301	0.269	2.1625	0.304	2.1970	0.339	2.2335
0.200	2.1010	0.235	2.1310	0.270	2.1634	0.305	2.1980	0.340	2.2346
0.201	2.1018	0.236	2.1319	0.271	2.1644	0.306	2.1990	0.341	2.2357
0.202	2.1026	0.237	2.1328	0.272	2.1653	0.307	2.2001	0.342	2.2367
0.203	2.1035	0.238	2.1337	0.273	2.1663	0.308	2.2011	0.343	2.2378
0.204	2.1043	0.239	2.1346	0.274	2.1673	0.309	2.2021	0.344	2.2389
0.205	2.1051	0.240	2.1355	0.275	2.1682	0.310	2.2031	0.345	2.2400
0.206	2.1060	0.241	2.1364	0.276	2.1692	0.311	2.2042	0.346	2.2410
0.207	2.1068	0.242	2.1373	0.277	2.1702	0.312	2.2052	0.347	2.2421
0.208	2.1076	0.243	2.1382	0.278	2.1711	0.313	2.2062	0.348	2.2432

第三章 放样、样板、样杆与切割、划线

B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI
0.209	2.1085	0.244	2.1391	0.279	2.1721	0.314	2.2072	0.349	2.2443
0.210	2.1093	0.245	2.1400	0.280	2.1731	0.315	2.2083	0.350	2.2454
0.211	2.1101	0.246	2.1409	0.281	2.1741	0.316	2.2093	0.351	2.2465
0.212	2.1110	0.247	2.1418	0.282	2.1750	0.317	2.2103	0.352	2.2475
0.213	2.1118	0.248	2.1428	0.283	2.1760	0.318	2.2114	0.353	2.2486
0.214	2.1127	0.249	2.1437	0.284	2.1770	0.319	2.2124	0.354	2.2497
0.215	2.1135	0.250	2.1446	0.285	2.1780	0.320	2.2135	0.355	2.2508
0.216	2.1144	0.251	2.1455	0.286	2.1790	0.321	2.2145	0.356	2.2519
0.217	2.1152	0.252	2.1465	0.287	2.1800	0.322	2.2156	0.357	2.2530
0.218	2.1161	0.253	2.1474	0.288	2.1810	0.323	2.2166	0.358	2.2541
0.219	2.1170	0.254	2.1483	0.289	2.1819	0.324	2.2176	0.359	2.2552
0.220	2.1178	0.255	2.1492	0.290	2.1829	0.325	2.2187	0.360	2.2563
0.221	2.1187	0.256	2.1502	0.291	2.1839	0.326	2.2197	0.361	2.2574
0.222	2.1196	0.257	2.1511	0.292	2.1849	0.327	2.2208	0.362	2.2585
0.223	2.1204	0.258	2.1520	0.293	2.1859	0.328	2.2218	0.363	2.2596
0.224	2.1213	0.259	2.1530	0.294	2.1869	0.329	2.2229	0.364	2.2607
0.225	2.1222	0.260	2.1539	0.295	2.1879	0.330	2.2240	0.365	2.2618
0.226	2.1230	0.261	2.1549	0.296	2.1889	0.331	2.2250	0.366	2.2629
0.227	2.1239	0.262	2.1558	0.297	2.1899	0.332	2.2261	0.367	2.2640
0.228	2.1248	0.263	2.1568	0.298	2.1909	0.333	2.2271	0.368	2.2651
0.229	2.1257	0.264	2.1577	0.299	2.1919	0.334	2.2282	0.369	2.2662
0.230	2.1266	0.265	2.1586	0.300	2.1930	0.335	2.2293	0.370	2.2674
0.231	2.1274	0.266	2.1596	0.301	2.1940	0.336	2.2303	0.371	2.2685
0.372	2.2696	0.407	2.3094	0.442	2.3507	0.477	2.3934	0.512	2.4373
0.373	2.2707	0.408	2.3106	0.443	2.3519	0.478	2.3946	0.513	2.4386
0.374	2.2718	0.409	2.3117	0.444	2.3531	0.479	2.3959	0.514	2.4399
0.375	2.2729	0.410	2.3129	0.445	2.3543	0.480	2.3971	0.515	2.4411
0.376	2.2740	0.411	2.3140	0.446	2.3555	0.481	2.3983	0.516	2.4424

第六篇 钢结构工厂化生产组织设计施工技术与实例、图集

B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI
0.377	2.2752	0.412	2.3152	0.447	2.3567	0.482	2.3996	0.517	2.4437
0.378	2.2763	0.413	2.3164	0.448	2.3579	0.483	2.4008	0.518	2.4450
0.379	2.2774	0.414	2.3175	0.449	2.3591	0.484	2.4021	0.519	2.4462
0.380	2.2785	0.415	2.3187	0.450	2.3603	0.485	2.4033	0.520	2.4475
0.381	2.2797	0.416	2.3199	0.451	2.3616	0.486	2.4046	0.521	2.4488
0.382	2.2808	0.417	2.3211	0.452	2.3628	0.487	2.4058	0.522	2.4501
0.383	2.2819	0.418	2.3222	0.453	2.3640	0.488	2.4071	0.523	2.4514
0.384	2.2831	0.419	2.3234	0.454	2.3652	0.489	2.4083	0.524	2.4526
0.385	2.2842	0.420	2.3246	0.455	2.3664	0.490	2.4096	0.525	2.4539
0.386	2.2853	0.421	2.3258	0.456	2.3676	0.491	2.4108	0.526	2.4552
0.387	2.2865	0.422	2.3269	0.457	2.3688	0.492	2.4121	0.527	2.4565
0.388	2.2876	0.423	2.3281	0.458	2.3701	0.493	2.4133	0.528	2.4578
0.389	2.2887	0.424	2.3293	0.459	2.3713	0.494	2.4146	0.529	2.4591
0.390	2.2899	0.425	2.3305	0.460	2.3725	0.495	2.4158	0.530	2.4604
0.391	2.2910	0.426	2.3316	0.461	2.3737	0.496	2.4171	0.531	2.4616
0.392	2.2921	0.427	2.3328	0.462	2.3749	0.497	2.4183	0.532	2.4629
0.393	2.2933	0.428	2.3340	0.463	2.3762	0.498	2.4196	0.533	2.4642
0.394	2.2944	0.429	2.3352	0.464	2.3774	0.499	2.4209	0.534	2.4655
0.395	2.2956	0.430	2.3364	0.465	2.3786	0.500	2.4221	0.535	2.4668
0.396	2.2967	0.431	2.3376	0.466	2.3798	0.501	2.4234	0.536	2.4681
0.397	2.2979	0.432	2.3388	0.467	2.3811	0.502	2.4246	0.537	2.4694
0.398	2.2990	0.433	2.3400	0.468	2.3823	0.503	2.4259	0.538	2.4707
0.399	2.3002	0.434	2.3411	0.469	2.3835	0.504	2.4272	0.539	2.4720
0.400	2.3013	0.435	2.3423	0.470	2.3847	0.505	2.4284	0.540	2.4733
0.401	2.3025	0.436	2.3435	0.471	2.3860	0.506	2.4297	0.541	2.4746
0.402	2.3036	0.437	2.3447	0.472	2.3872	0.507	2.4310	0.542	2.4759
0.403	2.3048	0.438	2.3459	0.473	2.3884	0.508	2.4322	0.543	2.4772

第三章 放样、样板、样杆与切割、划线

B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI
0.404	2.3059	0.439	2.3471	0.474	2.3897	0.509	2.4335	0.544	2.4785
0.405	2.3071	0.440	2.3483	0.475	2.3909	0.510	2.4348	0.545	2.4798
0.406	2.3082	0.441	2.3495	0.476	2.3921	0.511	2.4360	0.546	2.4811
0.547	2.4824	0.582	2.5286	0.617	2.5757	0.652	2.6238	0.687	2.6728
0.548	2.4837	0.583	2.5299	0.618	2.5771	0.653	2.6252	0.688	2.6742
0.549	2.4850	0.584	2.5312	0.619	2.5785	0.654	2.6266	0.689	2.6756
0.550	2.4863	0.585	2.5326	0.620	2.5798	0.655	2.6280	0.690	2.6770
0.551	2.4876	0.586	2.5339	0.621	2.5812	0.656	2.6294	0.691	2.6784
0.552	2.4889	0.587	2.5352	0.622	2.5825	0.657	2.6308	0.692	2.6799
0.553	2.4902	0.588	2.5366	0.623	2.5839	0.658	2.6322	0.693	2.6813
0.554	2.4915	0.589	2.5379	0.624	2.5853	0.659	2.6335	0.694	2.6827
0.555	2.4929	0.590	2.5393	0.625	2.5866	0.660	2.6349	0.695	2.6841
0.556	2.4942	0.591	2.5406	0.626	2.5880	0.661	2.6363	0.696	2.6855
0.557	2.4955	0.592	2.5419	0.627	2.5894	0.662	2.6377	0.697	2.6869
0.558	2.4968	0.593	2.5433	0.628	2.5907	0.663	2.6391	0.698	2.6883
0.559	2.4981	0.594	2.5446	0.629	2.5921	0.664	2.6405	0.699	2.6898
0.560	2.4994	0.595	2.5460	0.630	2.5935	0.665	2.6419	0.700	2.6912
0.561	2.5007	0.596	2.5473	0.631	2.5949	0.666	2.6433	0.701	2.6926
0.562	2.5021	0.597	2.5487	0.632	2.5962	0.667	2.6447	0.702	2.6940
0.563	2.5034	0.598	2.5500	0.633	2.5976	0.668	2.6461	0.703	2.6954
0.564	2.5047	0.599	2.5514	0.634	2.5990	0.669	2.6475	0.704	2.6969
0.565	2.5060	0.600	2.5527	0.635	2.6004	0.670	2.6489	0.705	2.6983
0.566	2.5073	0.601	2.5540	0.636	2.6017	0.671	2.6503	0.706	2.6997
0.567	2.5087	0.602	2.5554	0.637	2.6031	0.672	2.6517	0.707	2.7011
0.568	2.5100	0.603	2.5567	0.638	2.6045	0.673	2.6531	0.708	2.7026
0.569	2.5113	0.604	2.5581	0.639	2.6059	0.674	2.6545	0.709	2.7040
0.570	2.5126	0.605	2.5595	0.610	2.6072	0.675	2.6559	0.710	2.7054
0.571	2.5139	0.606	2.5608	0.641	2.6086	0.676	2.6573	0.711	2.7068

第六篇 钢结构工厂化生产组织设计施工技术与实例、图集

B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI
0.572	2.5153	0.607	2.5622	0.642	2.6100	0.677	2.6587	0.712	2.7083
0.573	2.5166	0.608	2.5635	0.643	2.6114	0.678	2.6601	0.713	2.7097
0.574	2.5179	0.609	2.5649	0.644	2.6128	0.679	2.6615	0.714	2.7111
0.575	2.5192	0.610	2.5662	0.645	2.6141	0.680	2.6629	0.715	2.7125
0.576	2.5206	0.611	2.5676	0.646	2.6155	0.681	2.6643	0.716	2.7140
0.577	2.5219	0.612	2.5689	0.647	2.6169	0.682	2.6657	0.717	2.7154
0.578	2.5232	0.613	2.5703	0.648	2.6183	0.683	2.6671	0.718	2.7168
0.579	2.5246	0.614	2.5717	0.649	2.6197	0.684	2.6686	0.719	2.7183
0.580	2.5259	0.615	2.5730	0.650	2.6211	0.685	2.6700	0.720	2.7197
0.581	2.5272	0.616	2.5744	0.651	2.6224	0.686	2.6714	0.721	2.7211
0.722	2.7226	0.757	2.7731	0.792	2.8244	0.827	2.8763	0.862	2.9288
0.723	2.7240	0.758	2.7746	0.793	2.8258	0.828	2.8778	0.863	2.9304
0.724	2.7254	0.759	2.7760	0.794	2.8273	0.829	2.8793	0.864	2.9319
0.725	2.7269	0.760	2.7775	0.795	2.8288	0.830	2.8808	0.865	2.9334
0.726	2.7283	0.761	2.7789	0.796	2.8303	0.831	2.8823	0.866	2.9349
0.727	2.7297	0.762	2.7804	0.797	2.8317	0.832	2.8838	0.867	2.9364
0.728	2.7312	0.763	2.7818	0.798	2.8332	0.833	2.8852	0.868	2.9379
0.729	2.7326	0.764	2.7833	0.799	2.8347	0.834	2.8867	0.869	2.9394
0.730	2.7341	0.765	2.7848	0.800	2.8362	0.835	2.8882	0.870	2.9409
0.731	2.7355	0.766	2.7862	0.801	2.8376	0.836	2.8897	0.871	2.9425
0.732	2.7369	0.767	2.7877	0.802	2.8391	0.837	2.8912	0.872	2.9440
0.733	2.7384	0.768	2.7891	0.803	2.8406	0.838	2.8927	0.873	2.9455
0.734	2.7398	0.769	2.7906	0.804	2.8421	0.839	2.8942	0.874	2.9470
0.735	2.7412	0.770	2.7921	0.805	2.8436	0.840	2.8957	0.875	2.9485
0.736	2.7427	0.771	2.7935	0.806	2.8450	0.841	2.8972	0.876	2.9500
0.737	2.7441	0.772	2.7950	0.807	2.8465	0.842	2.8987	0.877	2.9516
0.738	2.7456	0.773	2.7964	0.808	2.8480	0.843	2.9002	0.878	2.9531

第三章 放样、样板、样杆与切割、划线

B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI
0.739	2.7470	0.774	2.7979	0.809	2.8495	0.844	2.9017	0.879	2.9546
0.740	2.7485	0.775	2.7994	0.810	2.8510	0.845	2.9032	0.880	2.9561
0.741	2.7499	0.776	2.8008	0.811	2.8525	0.846	2.9047	0.881	2.9576
0.742	2.7514	0.777	2.8023	0.812	2.8539	0.847	2.9062	0.832	2.9591
0.743	2.7528	0.778	2.8038	0.813	2.8554	0.848	2.9077	0.883	2.9607
0.744	2.7542	0.779	2.8052	0.814	2.8569	0.849	2.9092	0.884	2.9622
0.745	2.7557	0.780	2.8067	0.815	2.8584	0.850	2.9108	0.885	2.9637
0.746	2.7571	0.781	2.8082	0.816	2.8599	0.851	2.9123	0.886	2.9652
0.747	2.7586	0.782	2.8096	0.817	2.8614	0.852	2.9138	0.887	2.9668
0.748	2.7600	0.783	2.8111	0.818	2.8629	0.853	2.9153	0.888	2.9683
0.749	2.7615	0.784	2.8126	0.819	2.8644	0.854	2.9168	0.889	2.9698
0.750	2.7629	0.785	2.8141	0.820	2.8658	0.855	2.9183	0.890	2.9713
0.751	2.7644	0.786	2.8155	0.821	2.8673	0.856	2.9198	0.891	2.9728
0.752	2.7658	0.787	2.8170	0.822	2.8688	0.857	2.9213	0.892	2.9744
0.753	2.7673	0.788	2.8185	0.823	2.8703	0.858	2.9228	0.893	2.9759
0.754	2.7687	0.789	2.8199	0.824	2.8718	0.859	2.9243	0.894	2.9774
0.755	2.7702	0.790	2.8214	0.825	2.8733	0.860	2.9258	0.895	2.9789
0.756	2.7716	0.791	2.8229	0.826	2.8748	0.861	2.9273	0.896	2.9805
0.897	2.9820	0.922	3.0203	0.947	3.0589	0.972	3.0978	0.997	3.1369
0.898	2.9835	0.923	3.0219	0.948	3.0605	0.973	3.0993	0.998	3.1385
0.899	2.9851	0.924	3.0234	0.949	3.0620	0.974	3.1009	0.999	3.1400
0.900	2.9866	0.925	3.0249	0.950	3.0636	0.975	3.1024		
0.901	2.9881	0.926	3.0265	0.951	3.0651	0.976	3.1040		
0.902	2.9896	0.927	3.0280	0.952	3.0667	0.977	3.1056		
0.903	2.9912	0.928	3.0296	0.953	3.0682	0.978	3.1071		
0.904	2.9927	0.929	3.0311	0.954	3.0698	0.979	3.1087		
0.905	2.9942	0.930	3.0326	0.955	3.0713	0.980	3.1103		
0.906	2.9958	0.931	3.0342	0.956	3.0729	0.981	3.1118		

B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI	B/A	PI
0.907	2.9973	0.932	3.0357	0.957	3.0744	0.982	3.1134		
0.908	2.9988	0.933	3.0373	0.958	3.0760	0.983	3.1149		
0.909	3.0004	0.934	3.0388	0.959	3.0775	0.984	3.1165		
0.910	3.0019	0.935	3.0403	0.960	3.0791	0.985	3.1181		
0.911	3.0034	0.936	3.0419	0.961	3.0806	0.986	3.1196		
0.912	3.0050	0.937	3.0434	0.962	3.0822	0.987	3.1212		
0.913	3.0065	0.938	3.0450	0.953	3.0837	0.988	3.1228		
0.914	3.0080	0.939	3.0465	0.964	3.0853	0.989	3.1243		
0.915	3.0096	0.940	3.0481	0.965	3.0869	0.990	3.1259		
0.916	3.0111	0.941	3.0496	0.966	3.0884	0.991	3.1275		
0.917	3.0126	0.942	3.0512	0.967	3.0900	0.992	3.1290		
0.918	3.0142	0.943	3.0527	0.968	3.0915	0.993	3.1306		
0.919	3.0157	0.944	3.0543	0.969	3.0931	0.994	3.1322		
0.920	3.0172	0.945	3.0558	0.970	3.0946	0.995	3.1337		
0.921	3.0188	0.946	3.0574	0.971	3.0962	0.996	3.1353		

注：A—长轴，B—短轴，PI—周率，椭圆周长 $L = PI \times$ 长轴。

(6) 圆周等分：

$$S = DK$$

式中 S——圆周上每一等分的弦长；

D——直径；

K——圆周等分系数（见表 6-3-8）。

表 6-3-8 圆周等分系数表

等分数 n	系数 K	等分数 n	系数 K	等分数 n	系数 K	等分数 n	系数 K
3	0.86603	28	0.11197	53	0.059240	78	0.040265
4	0.70711	29	0.10812	54	0.058145	79	0.039757
5	0.53779	30	0.10453	55	0.057090	80	0.039260
6	0.50000	31	0.10117	56	0.056071	81	0.038775
7	0.43388	32	0.098015	57	0.055087	82	0.038302

第三章 放样、样板、样杆与切割、划线

等分数 n	系数 K	等分数 n	系数 K	等分数 n	系数 K	等分数 n	系数 K
8	0.38268	33	0.095056	58	0.054138	83	0.037841
9	0.34202	34	0.092269	59	0.053222	84	0.037391
10	0.30902	35	0.089640	60	0.052336	85	0.036951
11	0.28173	36	0.087156	61	0.051478	86	0.036522
12	0.25882	37	0.084805	62	0.050649	87	0.036102
13	0.23932	38	0.082580	63	0.049845	88	0.035692
14	0.22252	39	0.080466	64	0.049067	89	0.035291
15	0.20791	40	0.078460	65	0.048313	90	0.034899
16	0.19509	41	0.076549	66	0.047581	91	0.034516
17	0.18375	42	0.074731	67	0.046872	92	0.034141
18	0.17365	43	0.072995	68	0.046183	93	0.033774
19	0.16459	44	0.071339	69	0.045514	94	0.033415
20	0.15643	45	0.069756	70	0.014864	95	0.033064
21	0.14904	46	0.068243	71	0.044233	96	0.032719
22	0.14232	47	0.066792	72	0.043619	97	0.032381
23	0.13617	48	0.065403	73	0.043022	98	0.032051
24	0.13053	49	0.064073	74	0.042441	99	0.031728
25	0.12533	50	0.062791	75	0.041875	100	0.031410
26	0.12054	51	0.061560	76	0.041325		
27	0.11609	52	0.060379	77	0.040788		

材料展开时，薄板的板厚影响可以忽略不计；但当板厚 $t > 1.5\text{mm}$ 时，画展开图时必须考虑板厚的影响。在平板弯曲成形过程中，板材外皮受拉伸，里皮受压缩，唯有板厚中间的一层长度等于平板的原有长度。这种不受拉伸又不受压缩的这一层，称为中性层。由此可见，弯曲圆弧件的展开长度应等于中性层的长度。弯板中性层位置的改变与弯曲半径 R 和板料厚度 t 的比值大小有关。若 $\frac{R}{t} > 5$ 时，中性层近于板厚的 $1/2$ 处，即与板料中心层相重合；若 $\frac{R}{t} \leq 5$ 时，中性层位置即向板厚中心内侧一边移动。各种不同情况下的中性层位置移动系数 K 的数值列于表 6-3-9 中。中性层向板厚中心内侧一边移动，它与内弧的距离：

$$s = t \cdot K \quad (6-3-1)$$

表 6-3-9

中性层位移系数

R/t	0.5	0.6	0.8	1	1.5	2	3	4	5	>5
K	0.37	0.38	0.40	0.41	0.44	0.45	0.46	0.47	0.48	0.5

方筒里皮的四角均为直角，这种方筒在折曲过程中，里皮的长度没有变化，但里皮以外的板拉伸变形较大。因此，对于直角的弯曲件可按里皮直线长度展料。

截面为矩形或方形的展开料长度按里皮长度计算，这种方法也适用于其他呈任意角度的折线形截面的零件。折弯件的展开长度以里皮为准。

第二节 划线和切割

一、划线

划线也称号料，即利用样板、样杆或根据图纸，在板料及型钢上画出孔的位置和零件形状的加工界线。号料的一般工作内容包括：检查核对材料；在材料上划出切割、铣、刨、弯曲、钻孔等加工位置；打冲孔；标注出零件的编号等。

号料时应注意以下问题：

(1) 熟悉工作图，检查样板、样杆是否符合图纸要求。根据图纸直接在板料和型钢上号料时，应检查号料尺寸是否正确，以防产生错误，造成废品。

(2) 如材料上有裂缝、夹层及厚度不足等现象时，应及时研究处理。

(3) 钢材如有较大弯曲、凸凹不平等问题时，应先进行矫正。

(4) 号料时，对于较大型钢画线多的面应平放，以防止发生事故。

(5) 根据配料表和样板进行套裁，尽可能节约材料。

(6) 当工艺有规定时，应按规定的方向进行划线取料，以保证零件对材料轧制纹络所提出的要求。

(7) 需要剪切的零件，号料时应考虑剪切线是否合理，避免发生不适于剪切操作的情况。

(8) 不同规格、不同钢号的零件应分别号料，并依据先大后小的原则依次号料。

(9) 尽量使相等宽度或长度的零件放在一起号料。

(10) 需要拼接的同一构件必须同时号料，以利于拼接。

(11) 矩形样板号料，要检查原材料钢板两边是否垂直，如果不垂直则要划好垂直线后再进行号料。

(12) 带圆弧型的零件，不论是剪切还是气割，都不应紧靠在一起进行号料，必须

留有间隙，以利于剪切或气割。

(13) 钢板长度不够需要焊接接长时，在接缝处必须注明坡口形状及大小，在焊接和矫正后再划线。

(14) 钢桁或型钢采用气割切割时，要放出气割的割缝宽度，其宽度可按表 6-3-10 所给出的数值考虑。

表 6-3-10 切割余量表

切割方式	材料厚度 (mm)	割缝宽度留量 (mm)
气割下料	≤10	1~2
	10~20	2.5
	20~40	3.0
	40 以上	4.0

(15) 号料工作完成后，在零件的加工线和接缝线上，以及孔中心位置，应视具体情况打上印记或样冲；同时应根据样板上的加工符号、孔位等，在零件上用白铅油标注清楚，为下道工序提供方便。

为了合理使用和节约原材料，必须最大限度地提高原材料的利用率。一般常用的号料方法有如下几种：

(1) 集中号料法。由于钢材的规格多种多样，为减少原材料的浪费，提高生产效率，应把同厚度的钢板零件和相同规格的型钢零件，集中在一起进行号料，此种方法称为集中号料法。

(2) 套料法。在号料时，要精心安排板料零件的形状位置，把同厚度的各种不同形状的零件和同一形状的零件，进行套料，这种方法称为套料法。

(3) 统计计算法。统计计算法是在型钢下料时采用的一种方法。号料时应将所有同规格型钢零件的长度归纳在一起，先把较长的排出来，再算出余料的长度，然后把和余料长度相同或略短的零件排上，直至整根料被充分利用为止。这种先进行统计安排再号料的方法，称为统计计算法。

(4) 余料统一号料法。将号料后剩下的余料按厚度、规格与形状基本相同的集中在一起，把较小的零件放在余料上进行号料，此法称为余料统一号料法。

号料应有利于切割和保证零件质量。号料所画的石笔线条粗细以及粉线在弹线时的粗细均不得超过 1mm；号料敲凿子印间距，直线为 40~60mm，圆弧为 20~30mm。

表 6-3-11 为号料的允许偏差。

表 6-3-11 号料的允许偏差 (mm)

项 目	允 许 偏 差
零件外形尺寸	± 1.0
孔距	± 0.5

二、切割

钢材下料的方法有气割、机切、冲模落料和锯切等。气割和机械剪切的允许偏差分别见表 6-3-12 和表 6-3-13。

表 6-3-12 气割的允许偏差 (mm)

项 目	允 许 偏 差
零件宽度, 长度	± 3.0
切割面平面度	$0.05t$, 且不大于 2.0
割纹深度	0.3
局部缺口深度	1.0

注: t 为切割面厚度。

表 6-3-13 机械剪切的允许偏差 (mm)

项 目	允 许 偏 差
零件宽度, 长度	± 3.0
边缘缺棱	1.0
型钢端部垂直度	2.0

施工中采用哪一种切割方法比较合适, 应该根据各种切割方法的设备能力、切割精度、切割表面的质量情况, 以及经济性等因素来具体选定。一般情况下, 钢板厚度在 12mm 以下的直线性切割, 常采用剪切下料。气割多数是用于带曲线的零件或厚钢板的切割。各类型钢, 以及钢管等的下料通常采用锯割, 但一些中小型的角钢和圆钢等, 常常也采用剪切或气割的方法。等离子切割主要用于不易氧化的不锈钢材料及有色金属如铜或铝等的切割。

(1) 氧割。高温的钢能在氧气中剧烈地燃烧, 所以钢能以氧气切割, 在切割之前首先将金属加热至燃烧点, 然后用高压的氧气喷射上去, 使其剧烈燃烧, 同时借喷射压力将溶渣吹去, 造成割缝达到切割金属的目的。但熔点高于火焰温度或难于氧化的材料

(如不锈钢), 则不宜采用气割。氧与各种燃料燃烧时的火焰温度, 见表 6-3-14。

表 6-3-14 氧与各种燃料燃烧时的火焰温度

燃料名称	火焰温度 (°C)	燃料名称	火焰温度 (°C)
乙炔气	3100 ~ 3200	甲烷气	2200 ~ 2300
汽油气体	2500 ~ 2600	丙烷气	2000 ~ 2850
煤油气体	2200 ~ 2250	液化石油气	2600 ~ 2800

气割能够切割各种厚度的钢材, 设备灵活, 费用经济, 切割精度也高, 是目前使用最广泛的切割方法。气割按切割设备分类可分为: 手工气割、半自动气割、仿型气割、多头气割、数控气割和光电跟踪气割。

气割时氧气的作用是助燃, 产生高温并使钢燃烧而进行切割。气焊与气割用的工业用氧气的纯度均有一定要求, 其指标见表 6-3-15。

表 6-3-15 工业用气态氧指标

指 标 名 称		指 标		
		I 类	II 类	
			一级	二级
氧含量, 体积 (%) \geq		99.5	99.5	99.2
水分	游离水 (mL/瓶) \leq	—	100	
	露点 (°C) \leq	-43	—	

氧气的纯度对氧气的消耗量、切割速度和质量起决定性的影响。同时, 纯度降低也加大了工作时需要的压力, 其关系见表 6-3-16。

表 6-3-16 氧气纯度与切割速度、氧气压力和消耗量的关系

氧气纯度 (%)	切割速度 (%)	切割时的氧气压力 (%)	氧气消耗量 (%)
99.5	100	100	100
99.0	95	110 ~ 115	110 ~ 115
98.5	91	122 ~ 125	122 ~ 125
98.0	87	138 ~ 140	138 ~ 140
97.5	83	158 ~ 160	158 ~ 160

供气割用的可燃气体种类很多，常用的有乙炔气、丙烷气和液化石油气等，但目前使用最多的还是乙炔气。这是因为乙炔气价廉、方便，而且火焰的燃烧温度也高。乙炔又称为电石，是一种碳氢化合物，其质量标准见表 6-3-17。

表 6-3-17 溶解乙炔

指 标 名 称	指 标
乙炔纯度, % \geq	98.0
磷化氢, 硫化氢	硝酸银试纸不变色或呈淡黄色

按所制取的乙炔的压力不同，乙炔发生器可分为低压式和中压式两种：低压式 $< 0.01\text{N}/\text{mm}^2$ ；中压式 $0.01 \sim 0.15\text{N}/\text{mm}^2$ 。

目前我国成批生产的主要是中压乙炔发生器，有排水式与联合式两种形式。排水式又可分为移动与固定两种类型。排水式由于体积较小，重量较轻，移动方便，因而适用于非固定车间的金属气焊与气割。联合式需固定在专门的乙炔站内集中生产，再通过管道分送到使用地点，适合于乙炔用量较大的工厂使用。

Q_3-1 型移动式中压乙炔发生器是属于排水式类型，它设有小车机构，移动方便，安全可靠。其技术性能如下：生产能力： $1\text{m}^3/\text{h}$ ；压力： $0.045 \sim 0.1\text{N}/\text{mm}^2$ ；安全阀压力： $0.115 \sim 0.15\text{N}/\text{mm}^2$ ；电石装入量： 5kg ；桶体容水量： 63kg ；总质量： 115kg （不包括水和电石重量）。

乙炔是一种具有爆炸性的危险气体。当压力在 $0.15\text{N}/\text{mm}^2$ ，气体温度达到 $580 \sim 600^\circ\text{C}$ 时，乙炔就会自行爆炸。乙炔的含量（按体积计算）在 $2.2\% \sim 81\%$ 范围内与空气形成的混合气体，及在 $2.8\% \sim 93\%$ 范围内与氧气形成的混合气体，只要遇火就会立即爆炸。因此应排出混有空气的乙炔，注意避开明火及火星，严防氧气倒流入乙炔发生器中。

为防止倒流的火焰进入乙炔发生器而引起爆炸，应在乙炔及输送管道安装回火防止器。回火防止器按乙炔压力不同分为低压式（ $0.01\text{N}/\text{mm}^2$ 以下）和中压式（ $0.01 \sim 0.15\text{N}/\text{mm}^2$ ），按原理不同分为水封式和干式，按构造不同分为开启式和闭合式，按装置部位不同分为集中式和岗位式。

低压开启式水封回火防止器的构造简单，使用方便，可以自制，但可靠性差，目前较少使用。中压封闭式水封回火防止器在国内使用较广，使用时必须定期进行清洗，检查水位，冬季使用应采取防冻措施。

$GY-70-1$ 型干式乙炔回火防止器为中压岗位式乙炔回火防止器，它具有阻火性能好，体积小，重量轻，不需加水，不受气候影响等优点。其主要技术性能如下：工作压力： $0.045 \sim 0.15\text{N}/\text{mm}^2$ ；最大气流： $> 7\text{m}^3/\text{h}$ ；泄气阀逸气值： $(0.21 \pm 0.02)\text{N}/\text{mm}^2$ ；泄气阀关闭值： $(0.2 \pm 0.02)\text{N}/\text{mm}^2$ ；总质量： 1kg ；外形尺寸： $\phi 50 \times 188\text{mm}$ 。

回火防止器的流量和压力须与乙炔发生器的乙炔生产率和压力相适应。集中供乙炔的车间，气管接到车间后，应先通过回火防止器再接到焊炬或割炬上，每个回火防止器只允许接出一把焊炬或割炬。

在城市市区一般不允许采用乙炔发生器，已广泛推行瓶装乙炔的使用。

具有一定生产规模的工厂可建立供气站，采取集中供气。集中供气装置是将一定数量的气瓶同时安装在一起，统一地进行汇流、减压，然后以一定的压力转送到每一个用气点。集中供气装置的技术参数见表 6-3-18。

表 6-3-18 集中供气装置技术参数

型号	介质	瓶数	输入压力 (MPa)	输出压力 (MPa)
JZGQ-Q ₂	氧气	5~100	15	<1.25
JZGQ-CO ₂	二氧化碳气	5~100	10	<0.5
JZGQ-CH ₂	乙炔气	5~100	1.6	<0.15
JZGQ-Ar	氩气	5~100	15	<1.25

火焰切割也可使用混合气体，液化石油气和天然气已用于日常生产。

液化石油气是石油工业的副产品，其主要成分是：丙烷、丁烷、丙烯、丁烯等。液化石油气与乙炔气比较，具有如下的优点：①液化石油气价格比乙炔低，虽然用氧量较乙炔大，但在总体上还是降低了生产成本。②液化石油气加 0.8~1.5N/mm² 的压力即变成液态，便于装入瓶中储存和运输，维护管理简单，没有污水废渣，便于携带。③液化石油气在空气中的爆炸范围为 3.5%~16.3%（体积比），比乙炔（2.2%~81%）小得多。同时，其燃点（500℃左右）又高于乙炔（305℃）。因此，使用液化石油气操作不易回火和爆炸，比乙炔安全。④液化石油气与氧气燃烧的火焰温度比乙炔低，乙炔为 3100~3200℃，而液化石油气最高为 2600~2800℃。因此，液化石油气用于气割时，金属的预热时间稍长，切割质量易于保证，割口光洁，不渗碳，质量较好。在切割厚板时其优点更为突出。

鉴于液化石油气具有上述优点，用它来代替乙炔进行金属切割，将会在生产中得到较多的应用。在液化石油气某些不同比例的组分中，按一定比例注入一种特制的促进助剂，此种新配成的气体在氧的帮助下可以改变火焰频率，激活主体介质，加快燃烧速度，致使火焰温度接近氧乙炔火焰温度，从而改变了一般氧—液化石油气火焰的工艺效果。

氧气瓶内的氧气压力为 15MPa，而气割时的工作压力一般为 0.5MPa，乙炔瓶内乙炔气压力为 1.5MPa，而工作压力在 0.05MPa 以下，减压器的作用可将瓶装压力降低到工作压力后输送到割炬使用；同时，当气瓶内的压力随着气体的消耗而逐渐降低时，减压器可起到稳压作用。

减压器的种类很多，有氧气减压器、乙炔减压器、丙烷减压器等。各类减压器的型

号及主要性能见表 6-3-19。

表 6-3-19 减压器的型号及性能

型号 (代号)	名称	最高输入压力 (MPa)	输出压力 调节范围 (MPa)	公称 流量 (m ³ /h)	配套压力表 规格 (MPa)		重量 (kg)	外形 尺寸 (cm)	安装联接尺寸 (mm)		安全阀 泄气压力 (MPa)
					输入	输出			输入	输出	
YQY-1	单级 氧气 减压器	15	0.1~2.5	250	0~25	0~4	3	18.5 ×18.5 ×21	G5/8"	M16×1.5	2.9~3.9
YQY-6		15	0.02~0.25	10	0~25	0~0.4	1.9	17.5 ×19 ×17.5			0.28~0.38
YQY-12		15	0.1~1.6	160	0~25	0~2.5	2	17 ×16.5 ×16.5			1.8~2.4
YQY-11	双级 氧气 减压器	15	0.1~1.6	100	0~25	0~2.5	5.8	27.5× 17.8 ×20.2	夹环 连接 G5/8" 一左	G5/8"	1.8~2.4
YQE-222	单级 乙炔 减压器	3	0.01~0.15	6	0~4	0~0.25	2.6	28× 16.5 ×17		M16× 1.5 一左	1.08~0.24
YQW-2	单级丙 烷减 压器	1.6	0.02~0.06	1.5	0~2.5	0~0.16	2	19× 17.5 ×16.5		M16× 1.5 一左	0.07~0.12

氧气切割时，氧和电石的消耗定额可参见表 6-3-21 和表 6-3-21。

表 6-3-20 各种厚度钢板每切割 10m 长度的消耗定额

项目	单位	12mm	16mm	20mm	25mm	30mm	36mm	40mm	50mm	60mm							
		手工	自动	手工	自动	手工	自动	手工	自动	手工	自动						
氧气	m ³	1.51	1.78	3.0	3.21	4.0	4.28	5.33	5.7	6.62	7.00	7.5	8.03	9.5	10.7	12.5	13.38
电石	kg	1.81	2.14	3.6	3.85	4.8	5.14	6.4	6.84	7.94	8.5	9.0	9.64	11.4	12.2	15.0	16.06

表 6-3-21 各种型钢每割 10 个切口的消耗定额

项目	单位	槽 钢										角 钢		
		10~12	14~16	18a	20a	22a	24a	27a	30a	36a	40a	130	150	200
氧气	m ³	0.46	0.62	0.72	0.83	0.95	1.09	1.2	1.33	1.7	2	0.5	0.8	1.11
电石	kg	0.55	0.74	0.86	1.0	1.14	1.31	1.44	1.60	2.04	2.4	0.6	0.96	1.33
项目	单位	工 字 钢												
		10~12a	14~16a	18a	20a	22a	24a	27a	30a	36a	40a	45a	55a	60a
氧气	m ³	0.67	0.92	1.0	1.2	1.33	1.5	1.62	1.82	2.14	2.4	2.73	3.4	3.8
电石	kg	0.8	1.1	1.2	1.44	1.6	1.8	1.94	2.18	2.57	2.88	3.28	4.08	4.56

氧气切割会引起钢材产生淬硬倾向，对 16 锰材料更显著。淬硬深度约 0.5 ~ 1.0mm，会增加边缘加工的困难。常用的氧割和气割的设备如下：

- ① 手动和自动割枪的性能，见表 6-3-22，表 6-3-23 为射吸式割炬气体消耗量。
- ② 等压式割炬规格及性能见表 6-3-24。

表 6-3-22 射吸式手工割枪性能表

型号	切割厚度（低碳钢） (mm)	氧气压力 (N/mm ²)	乙炔压力 (N/mm ²)	可换割 嘴个数	割嘴孔径范围 (mm)	割枪总长度 (mm)
G01-30	2~30	0.2~0.3		3	0.6~1.0	450
G01-100	10~100	0.2~0.5	0.001~0.1	3	1.0~1.6	550
G01-300	100~300	0.5~1.0		4	1.8~3.0	650

表 6-3-23 射吸式割炬气体消耗量

型号	割嘴号码	割嘴形式	切割范围 (mm)	气体消耗量	
				氧气 (m ³ /h)	乙炔 (L/h)
G01-30	1	环形	2~10	0.8	210
	2		10~20	1.4	240
	3		20~30	2.2	310

型号	割嘴号码	割嘴形式	切割范围 (mm)	气体消耗量	
				氧气 (m ³ /h)	乙炔 (L/h)
G01-100	1	梅花形	10~25	2.2~2.7	350~400
	2		25~50	3.5~4.3	460~500
	3		50~100	5.5~7.3	550~600
G01-300	1	梅花形	100~150	9.0~10.8	530~780
	2		150~200	11~14	800~1100
	3	环形	200~250	14.5~18	1150~1200
	4		150~300	10~26	1250~1600

表 6-3-24 等压式割炬规格及性能

型号 (名称)	割嘴号码	切割氧孔径 (mm)	切割范围 (mm)	气体压力 (N/mm ²)		气体消耗量	
				氧气	乙炔	氧气 (m ³ /h)	乙炔 (L/h)
G02-100 中压式割炬	1	1.0	10~25	0.4	0.05~0.1	0.7~2.2	350~400
	2	1.3	25~50	0.5	0.05~0.1	3.5~4.3	400~500
	3	1.6	50~100	0.6	0.05~0.1	5.5~7.3	500~600
G02-500 中压式割炬	7	3.0	250~300	0.6	0.05~0.1	15~20	1000~1500
	8	3.5	300~400	1.0	0.05~0.1	20~25	1500~2000
	9	4.0	400~500	1.2	0.05~0.1	25~20	1800~2200
G04-12/100 中 压式焊割两用炬	1	1.0	5~20	0.25	>0.05	1.5~2.5	250~400
	2	1.3	20~50	0.35		3.5~4.5	400~500
	3	1.6	50~100	0.5		3.0~3.4	500~600

③CG1-30型半自动切割机,在轨道上直线行走,可坡口切割V型、Y型,可直线和圆切割,亦可作表面淬火、热喷涂、喷焊等多种用途。表6-3-25、表6-3-26分别为CG1-30型半自动切割机性能和切割机使用的割嘴规格。半自动切割机型号很多,表6-3-27给出的是部分气割机型号及其技术数据。

第三章 放样、样板、样杆与切割、划线

表 6-3-25 CG1-30 型半自动切割机性能

气割速度 (mm/min)	气割范围 (mm)	外形尺寸 (长×宽×高) (mm)	质量 (kg)	电机		
				型号	功率(W)	转速(r/min)
50~750 (无级调速)	厚度:5~60 割圆 直径:φ200~2000 直 线气割:无限	470×230×240 导 轨(两支)1800× 280×22	机重:14 割枪:2.7 半径杆:1.45	S261	24	3600~4000

表 6-3-26 CG1-30 型半自动切割机割嘴规格

割嘴号	切割厚度(mm)	氧气压力(N/mm ²)	乙炔压力(N/mm ²)	切割速度(mm/min)
1	5~20	0.25	0.02	500~600
2	20~40	0.25	0.025	400~500
3	40~60	0.3	0.04	300~400

表 6-3-27 半自动气割机型号及技术数据

型号	气割速度 (mm/min)	气割范围 (mm)	外形尺寸 (长×宽×高) (mm)	质量 (kg)	电机		
					型号	功率(W)	转速 (r/min)
CG-7	75~850	厚度:5~50 φ60~1200	480×105×145	4.3	M28-432	3	3000
CG1-18	50~1200	厚度:5~150 φ500~2000	310×200×100	13	Z15/60- 220	15	6000
G1-100	190~550	厚度:10~100 φ540~2700	405×370×540	机重:19.2	S261	22	
G1-100A	60~650	厚度:10~100 φ50~1500	420×440×310	机重:17	S261	24	
CG1 Q2	0~1000	厚度:6~150 φ30~1500	320×340×300	机重:20	S261	24	

④仿型气割机大多是轻便摇臂式仿型自动气割机，适用于大批生产中气割同一种零件。

切割工件的形状，决定于靠模样板。仿型气割机能比较精确地割出各种形状的零件，大批量生产形状曲折的零件时，优越性更为显著。常用仿型气割机的型号及主要技术数据，见表 6-3-28 ~ 表 6-3-30。

表 6-3-28 CG2-150 型仿型气割机性能

气割速度 (mm/min)	气割范围 (mm)	外形尺寸 (长×宽×高) (mm)	质量 (kg)	电机	
				功率 (W)	转速 (r/min)
50 ~ 750 (无级调速)	气割精度：±0.4 正方形：500×500 直线气割：1200 切割厚度：5 ~ 50 割圆：φ600 长方形：400×900 450×750	1190×335×800	平衡重：9 总重：40	24	3600

表 6-3-29 CG2-150 型气割机割嘴规格

割嘴号	切割厚度 (mm)	氧气压力 (N/mm ²)	乙炔压力 (N/mm ²)	切割速度 (mm/min)
1	5 ~ 20	0.25	0.02	500 ~ 600
2	20 ~ 40	0.25	0.025	400 ~ 500
3	40 ~ 60	0.3	0.04	300 ~ 400

表 6-3-30 仿型气割机型号及技术数据

名称		仿型气割机	摇臂仿型气割机	摇臂仿型气割机	大摇臂仿型气割机
型号		G2-1000	G2-900	G2-3000	G2-5000
切割范围 (mm)	厚度	5 ~ 60	10 ~ 100	10 ~ 100	10 ~ 100
	长度	1200			5300
切割范围 (mm)	最大正方形	1060×1060	900×900	1000×1000	2000×2000
	长方形尺寸	750×460		3200×350	5000×600
		900×110 1200×260			
直径	620, 1500	930	1400	20 ~ 2300	
切割速度 (mm/min)		50 ~ 750	100 ~ 660	108 ~ 722	200 ~ 1500
气割精度 (mm)		≤ ±1.75	±0.4	±0.1	±0.4

名称		仿型气割机	摇臂仿型气割机	摇臂仿型气割机	大摇臂仿型气割机
型号		G2 - 1000	G2 - 900	G2 - 3000	G2 - 5000
割嘴号数 (号)		1 [#] 、2 [#] 、3 [#]	1 [#] 、2 [#] 、3 [#]	1 [#] 、2 [#] 、3 [#]	1 [#] 、2 [#] 、3 [#]
电动机	型号	S261	S261	S261	S261
	电压 (V)	110	110	110	110
	功率 (W)	24	24	24	24
电源电压 (V)		220	220	220	220
质量 (kg)	平衡锤重	2.5			
	总质量	38.5	400	200	500
外形尺寸 (长×宽×高) (mm)		1325×325×800	1350×1500×1800	2200×1000×1500	3350×2000×1700

日本 1K - 54D 型便携式仿形切割机。该机操作简便，能准确、高效的仿型，而且可连续工作，强力磁导轮能够精确跟踪各种形状。1K - 54D 型仿形切割机技术参数如下：切割厚度：3 ~ 100mm；切割精度：± 0.5mm；切割圆弧直径：φ30 ~ 700mm，附加部件后能达到 600 ~ 1700mm；矩形切割范围：30 ~ 600mm，附加部件后能达到 500 ~ 1200mm；速度范围：100 ~ 1000mm/min；电源：AC100V 或 200V (50Hz, 60Hz)；喷嘴：102 乙炔或 106 丙烷。在 1K - 54D 型切割机上安装高效割圆附件，最大可以切割 φ400mm，而不需要模板。

⑤ 手工割枪或自动、半自动割机，如加以适当改进，即可发挥更大的作用，如：罐类封头的割齐工作，可用平圆板，(放在罐封头内) 加半自动切割机，利用平板的平面和中心孔作圆心，半自动气割机在板上走了一圈，即将封头切得整齐。或者利用固定的手工割炬，把封头放在水平转胎上，找正中心，当封头随转胎转动一周，割炬进行切割，同样可以达到切得整齐的目的。表 6 - 3 - 31 为封头切割机及其技术参数。

⑥ 随着气割工作量的增加，电子技术的发展，气割机也有许多新的发展。各种轻便型火焰氧气切割机、专用火焰氧气切割机、多头门式切割机、电磁仿形、光电跟踪和数控火焰切割机等在生产中逐步得到推广与应用，各种形状的自动切割、多枪或多件切割正在逐步代替机械剪切和刨边，提高了气割精度和生产效率。

表 6 - 3 - 31 封头切割机技术参数

规格型号	台面直径 (mm)	切割直径 (mm)	电机功率 (kW)	载重 (t)
FQ - 12	φ600	φ200 ~ 1200	0.55	1.5
FQ - 15	φ1200	φ300 ~ 1500	0.75	3

规格型号	台面直径 (mm)	切割直径 (mm)	电机功率 (kW)	载重 (t)
FQ-35	φ1400	φ300 ~ 3500	1.1	4
FQ-55	φ1600	φ300 ~ 5500	2.2	5

数控气割是随着电子计算技术的发展,在制作工艺中使用的一项新技术,这种气割机可省去放样划线等工序而直接切割。生产中应用较广泛的门式气割机是一种高精度切割设备,主要用于切割直线形零件和钢板的边缘加工。门式气割机主要技术数据见表 6-3-32。

表 6-3-32 门式气割机主要技术数据

型号	切割厚度 (mm)	切割范围 (mm)	割炬数 (组)	切割速度 (mm/min)
WKQ 系列	6 ~ 100	12000 × 3000 ~ 7500	3	50 ~ 1200
SQG650-2	6 ~ 150	8000 × 2000	2	10 ~ 6000
SK-CG-2500	5 ~ 100	6000 × 2500	2	100 ~ 1500
SK-CG-9000	5 ~ 100	24000 × 9000	4	50 ~ 2400
CNC-4A	8 ~ 150	16000 × 4000	2	50 ~ 1000

多头直条切割机是一种高效率的板条切割设备,纵向割炬可根据要求配置,一次可同时加工多块板条。图 6-3-5 是锡山市阳通成套焊接设备厂生产的多头直条切割机,其主要技术参数见表 6-3-33。

表 6-3-33 多头直条切割机技术参数

轨距	3000mm	切割宽度	80 ~ 2300mm
		切割速度	0 ~ 1m/min
轨长	15000mm	纵向割炬	9 组
		横向割炬	1 组
有效行程	12500mm		

光电跟踪气割机是用光电平面轮廓仿型,通过自动跟踪系统驱动割嘴进行切割的设

备，在工艺上可以省略实尺下料，只需将被切割的零件画成 1 : 10 的缩小仿型图即可，不仅提高了工效，减轻了劳动强度，而且还可以实现套料切割，提高钢材的利用率。光电跟踪气割机由跟踪机和切割机两部分组成，跟踪方式大多采用脉冲相位法，跟踪机和切割机为分离式，实行遥控，燃气采用氧乙炔（或丙烷）。

表 6 - 3 - 34 为引进的 CM95 型光电跟踪自动切割机的主要技术性能。

表 6 - 3 - 34 CM - 95 型光电跟踪自动切割机性能

切割钢板的长度	16m
切割钢板的宽度	3m
切割最大厚度	160mm
可装割炬数	8 个
切割速度	0 ~ 1000mm/min
切割精度（纵向）	不大于 1mm
切割精度（横向）	不大于 1mm

H 型钢材的使用量正在不断地增加，为了适合 H 型钢的切割下料，高效率、高性能的手提式气体切割机的需求量也在不断地增加。日本便携式 H 型钢自动切割机具有快速精确切割工字钢的能力，切割时不需要移动工件。该机有两个马达，一个是为腹板切割，一个为翼板切割。当腹板切割时，机器沿轨道行走。当翼板切割时，割炬装置沿竖向齿柱上、下移动，不需要转动工字钢。

H 型钢自动切割机技术参数：切割厚度：5 ~ 32mm；切割速度：100 ~ 700mm/min；轨道长度：1100mm；重量：22kg；喷嘴：102 乙炔或 106 丙烷；电源：220V、50Hz。

直切 $A = 150 \sim 600\text{mm}$ （图 6 - 3 - 6）；配附件可以达到 150 ~ 900mm； $B = 150 \sim 400\text{mm}$ ；斜切腹板 35 度角时 400mm 长；斜切翼板 30 度角时最大 400mm 长；坡口切割 35 度。

IK - 72T 便携式全方位自动气体切割机使曲面切割过程可以完全自动完成，切割过程简便、迅速和精确。

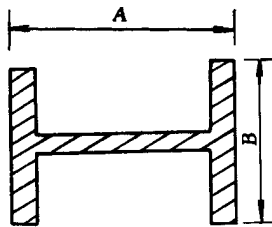


图 6 - 3 - 6 H 型钢截面示意

为了获得高精度的切割，需选用最适合工作需要的轨道。该机配有三种轨道：① 1.5m 长，带有磁铁的铝质直轨道；② 1.0m 长，带有磁铁的橡胶二维弯曲轨道；③ 1.0m 长，带有磁铁的三维弯曲轨道，轨道材质为橡胶。

IK-72T 自动气体切割机技术参数：切割厚度：5~30mm；最小半径：2000mm；切割速度：700mm/min；传动：齿轮传动；坡口角度：0°~45°；导轨：高 30mm，宽 42mm；重量：4.5kg；喷嘴：102 乙炔或 106 丙烷；电源：220V、50Hz。

气割时应该正确选择割嘴型号、氧气压力、气割速度和预热火焰的能率等工艺参数。

根据氧和乙炔的不同比率，氧乙炔焰可以分为中性焰、碳化焰和氧化焰三种，其形状如图 6-3-7 所示。

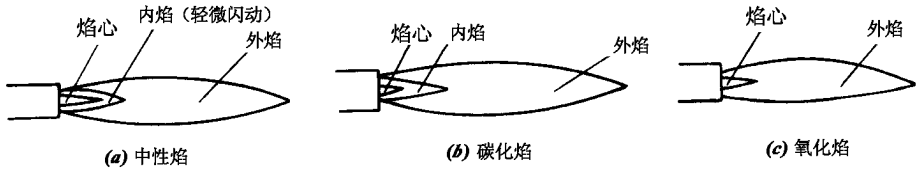


图 6-3-7 氧乙炔火焰

(a) 中性焰。氧与乙炔的混合比为 1.1~1.2。适用于一般低中碳钢、低合金钢、紫铜、青铜。

(b) 碳化焰。氧与乙炔的混合比小于 1.1。适用于高碳钢、铸铁及硬质合金。

(c) 氧化焰。氧与乙炔的混合比大于 1.2。适用于黄铜、锰钢等。

工艺参数的选择主要是根据气割机械的类型和可切割的钢板厚度。表 6-3-35、表 6-3-36 和表 6-3-37 分别为氧、乙炔切割，氧、丙烷切割工艺参数及割嘴倾角与割件厚度的关系。

工艺参数对气割的质量影响很大，常见的气割断面的缺陷与工艺参数的关系见表 6-3-38。

表 6-3-35 氧、乙炔切割工艺参数

切割板厚度 (mm)		< 10	10 ~ 20	20 ~ 30	30 ~ 50	50 ~ 100
切割氧孔直径 (mm)	自动、半自动	0.5 ~ 1.5	0.8 ~ 1.5	1.2 ~ 1.5	1.7 ~ 2.1	2.1 ~ 2.2
	手工	0.6	0.8	1.0	1.3	1.6
割嘴型号	自动、半自动					
	手工	Gol ~ 30	Gol ~ 30	Col ~ 30 Col ~ 100	Gol ~ 100	Gol ~ 100

第三章 放样、样板、样杆与切割、划线

切割板厚度 (mm)		< 10	10 ~ 20	20 ~ 30	30 ~ 50	50 ~ 100	
割嘴 号码	自动、半自动	1	1	2	2、3	3	
	手工	1	2	3、1、2	2	3	
气体 压力 (N/mm ²)	氧 气	自动、半自动	0.1 ~ 0.3	0.15 ~ 0.34	0.19 ~ 0.37	0.16 ~ 0.41	0.16 ~ 0.41
		手工	0.1 ~ 0.49	0.39 ~ 0.59	0.59 ~ 0.69	0.59 ~ 0.69	0.59 ~ 0.78
	乙 炔	自动、半自动	0.02	0.02	0.02	0.02	0.04
		手工		0.001 ~ 0.12			
气 体 流 量	氧 气 (m ³ /h)	自动、半自动	0.5 ~ 3.3	1.8 ~ 4.5	3.7 ~ 4.9	5.2 ~ 7.4	5.2 ~ 10.9
		手工	0.8	1.4	2.2	3.5 ~ 4.3	5.5 ~ 7.3
	乙 炔 (L/h)	自动	0.14 ~ 0.31	0.23 ~ 0.43	0.39 ~ 0.45	0.39 ~ 0.57	0.45 ~ 0.74
		手工	210	240	310	460 ~ 500	550 ~ 600
气割速度 (mm/min)	自动	450 ~ 800	360 ~ 600	350 ~ 480	250 ~ 380	160 ~ 350	
	半自动	500 ~ 600		400 ~ 500		200 ~ 400	

表 6-3-36 氧、丙烷切割工艺参数

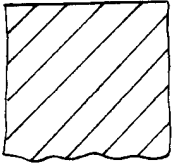
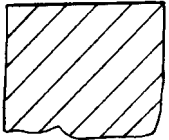
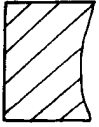
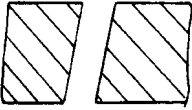

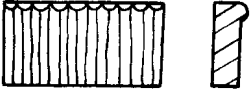
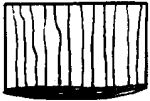
切割板厚度 (mm)		< 10	10 ~ 20	20 ~ 30	30 ~ 40	40 ~ 50	50 ~ 60
气体压力 (N/mm ²)	氧气	0.69 ~ 0.78	0.69 ~ 0.78	0.69 ~ 0.78	0.69 ~ 0.78	0.69 ~ 0.78	0.69 ~ 0.78
	丙烷	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.04	0.04	0.04 ~ 0.05	0.04 ~ 0.05	0.05
切割速度 (mm/min)		400 ~ 500	400 ~ 500	400 ~ 420	350 ~ 400	350 ~ 400	200 ~ 350
割嘴与钢板距离		预热焰 的 3/4	预热焰 的 3/4	预热焰 的 3/4	预热焰 的 3/4	预热焰 的 3/4	预热焰 的 3/4

表 6-3-37 割嘴倾角与割件厚度的关系

割件厚度 (mm)	< 6	6 ~ 30	> 30		
			起割	割穿后	停割
倾角方向	后倾	垂直	前倾	垂直	后倾
倾角度数	25° ~ 45°	0°	5° ~ 10°	0°	5° ~ 10°

表 6-3-38

常见气割断面缺陷及其产生原因

缺陷名称	图示	产生原因
粗 糙		切割氧压力过高； 割嘴选用不当； 切割速度太快； 预热火焰能率过大
缺 口		切割过程中断，重新起割衔接不好； 钢板表面有厚的氧化皮，铁锈等，切割坡口时预热火焰能率不足； 半自动气割机导轨上有脏物
内 凹		切割氧压力过高； 切割速度过快
倾 斜		割炬与板面不垂直； 风线歪斜； 切割氧压力低或嘴号偏小
上缘熔化		预热火焰太强； 切割速度太慢； 割嘴离割件太近
上缘呈珠链状		钢板表面有氧化皮，铁锈； 割嘴到钢板的距离太小，火焰太强
下缘粘渣		切割速度太快或太慢； 割嘴号太小； 切割氧压力太低

气割前，应去除钢材表面的污垢、油脂，并在下面留出一定的空间，以利于熔渣的

吹出。气割时，割炬的移动应保持匀速，割件表面距离焰心尖端以 2~5mm 为宜，距离太近会使切口边沿熔化，太远了热量不足，易使切割中断。气割时，要调节好切割氧气射流（风线）的形状，使其达到并保持轮廓清晰，风线长和射力高。

气割时必须防止回火，回火的实质是：氧乙炔混合气体从割嘴内流出的速度小于混合气体燃烧速度，造成回火的原因有：①皮管太长，接头太多或皮管被重物压住。②割炬连续工作时间过长或割嘴过于靠近钢板，使割嘴温度升高，内部压力增加，影响气体流速，甚至混合气体在割嘴内自燃。③割嘴出口通道被熔渣或杂质阻塞，氧气倒流入乙炔管道。

④皮管或割炬内部管道被杂物堵塞，增加了流动阻力。⑤割嘴的环形孔道间隙太大，当混合气体压力较小时，流速过低也易造成回火。

发生回火时，应及时采取措施，将乙炔皮管折拢并捏紧，同时紧急关闭气源，一般先关闭乙炔阀，再关氧气阀，使回火在割炬内迅速熄灭，稍待片刻，再开启氧气阀，以吹掉割炬内残余的燃气和微粒，然后再点火使用。

在进行气割时需注意以下几点：①气压稳定，不漏气。②压力表、速度计等正常无损。③机体行走平稳，使用轨道时要保证平直和无振动。④割嘴气流畅通，无污损。⑤割炬的角度和位置准确。

为了防止气割变形，在气割操作中应遵循下列程序：①大型工件的切割，应先从短边开始。②在钢板上切割不同尺寸的工件时，应先割小件，后割大件。③在钢板上切割不同形状的工件时，应先割较复杂的，后割较简单的。④窄长条形板的切割，长度两端留出 50mm 不割，待割完长边后再割断，或者采用多割炬的对称气割的方法。

(2) 等离子切割。等离子切割是应用特殊的割炬，在电流、气流及冷却水的作用下，产生高达 20000~30000℃ 的等离子弧熔化金属而进行切割的设备，它的优点是：①能量高度集中，温度高而且具有很高的冲刷力，可以切割任何高熔点金属，有色金属和非金属材料。②由于弧柱被高度压缩，温度高、直径小，冲击力大，所以切口较窄，切割边的质量好，切速高，热影响区小，变形也小，切割厚度可达 150~200mm。③成本较低，特别是采用氮气等廉价的气体，成本更为降低。

等离子弧切割目前主要用于不锈钢、铝、镍、铜及其合金等，还部分地代替氧乙炔焰，切割一般碳钢和低合金钢。另外，由于等离子弧切割具有上述优点，所以在一些尖端技术上也被广泛采用。

等离子切割机有手把式和自动式两种类型，其技术性能数据见表 6-3-39。

表 6-3-39 等离子切割机技术性能

名称	自动等离子弧切割机	手把式等离子弧切割机	手把式等离子弧切割机
型号	LC-400-2	LG3-400	LG3-400-1
额定切割电流(A)	400	400	400
引弧电流(A)	30~50	40	

名称		自动等离子弧切割机	手把式等离子弧切割机	手把式等离子弧切割机	
工作电压 (V)		100 ~ 150	60 ~ 150	70 ~ 150	
额定负载持续率 (%)		60	60	60	
镶钨电极直径 (mm)		5.5	5.5	5.5	
自动切割速度 (m/h)		3 ~ 150			
切割范围 (mm)	厚度	碳钢	80		
		不锈钢	80	40	60
		铝	80	60	
		紫铜	50	40	
	圆形直径	> 120			
电源	型号	ZXG2 - 400	AX8 - 550		
	台数	1	2 ~ 4		
	切割空载电压 (V)	300	120 ~ 300	125 ~ 300	
	电流调节范围 (A)	100 ~ 500	125 ~ 600	140 ~ 400	
	电压 (V)	3 相, 380		3 相, 380	
	控制箱电压 (V)	220	220		
气体耗量	主电弧 (切割) (m ³ /h)	3	1 ~ 3.5	4	
	引弧 (m ³ /h)	0.4	0.7 ~ 1		
氮气纯度 (%)		99.9 以上		99.99	
冷却水消耗量 (L/min)		3	1.5	4	
外形尺寸 (长 × 宽 × 高) (mm)	控制箱	440 × 640 × 980	482 × 663 × 1230	660 × 910 × 1229	
	切割电源				
	自动小车	500 × 730 × 380			
	手把	345 × 150 × 100	φ50 × 100 × 300	φ40 × 53 × 227	
重量 (kg)	控制箱	30	126		
	切割电源				
	自动小车	25			
	手把	1.5	0.65		

等离子切割的回路采用直流正接法, 即工件接正, 钨棒接负, 减少电极的烧损, 以保证等离子弧的稳定燃烧。手工切割时不得在切割线上直接引弧, 切割内圆或内部轮廓

时,应先在板材上预钻出 $\phi 12 \sim \phi 16\text{mm}$ 的孔,切割由孔开始进行。自动切割时,应调节好切割规范和小车行走速度。切割过程中要保持割轮与工件垂直,避免产生熔瘤,保证切割质量。

(3) 机械切割。根据切割原理,机械切割可分为四类:①利用上下两剪刀的相对运动来切断钢材。此类机械剪切速度快,效率高,能剪切厚度小于 30mm 的钢材,其缺点是切口略粗糙,下端有毛刺。剪板机、联合冲剪机和型钢冲剪机等机械属于此类。②利用锯片的切削运动把钢材分离。此类机械切割精度好,主要用于切割角钢、圆钢和各类型钢。弓锯床、带锯床和圆盘锯床等机械属于此类。③利用锯片与工件间的摩擦发热使金属熔化而被切断。此类机械中的摩擦锯床切割速度快,但切口不光洁,噪声大。砂轮切割机能切割不锈钢及各种合金钢等。④利用冲压设备落料、冲孔、冲长圆孔,槽钢和 T 型钢的切断、角钢切肢、圆管压扁亦可采用冲压方法。

冲剪下料:

①剪切力计算(图 6-3-8)。

直剪刀剪断时:

$$P = 1.4F\sigma_b \quad (6-3-2)$$

斜剪刀剪断时:

$$P = 0.55\delta^2\sigma_b/\tan\beta \quad (6-3-3)$$

式中 F ——切断材料的断面积, mm^2 ;

δ ——厚度, mm ;

σ_b ——抗拉强度, N/mm^2 (因为考虑到料的厚度不均、刃口变钝等因素,所以不用抗剪强度而用抗拉强度);

β ——剪刀倾斜角。 β 增大,剪切力降低,但材料变形增加。当 β 超过 14° 时, P_2 的分力会将材料推出,造成剪切困难。因此,对于短剪刀: $\beta = 10^\circ \sim 20^\circ$; 长剪刀: $\beta = 5^\circ \sim 6^\circ$ 为宜。

②剪刀必须锋利,剪刀的材料用碳工具钢和合金工具钢。

③剪刀间隙应根据板厚调整,除薄板应调至 0.3mm 以下,一般为 $0.5 \sim 0.6\text{mm}$ 。

角钢剪断刀片,内圆弧根据角钢的 R 而变化(图 6-3-9),当角钢为 $30 \sim 130$ 时其 R 为 $4 \sim 12$ 。可把刀片的 R 做 $4 \sim 5$ 级,以便使用时随时调换。

④常用剪机的技术性能,见表 6-3-40。

厚钢板剪切会增加平直的困难,一般多用氧气切割。

⑤联合剪冲机技术性能,见表 6-3-41。

⑥型钢冲剪机主要用来剪切中小型的圆钢、方钢、角钢、槽钢和工字钢等。国产型钢冲剪机的型号及技术性能参数见表 6-3-42。

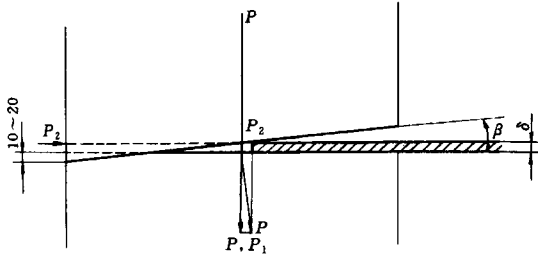


图 6-3-8 剪切力计算图

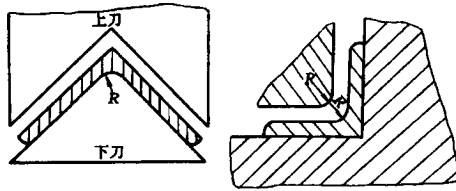


图 6-3-9 剪断刀片的内圆弧与角钢 R 的关系

表 6-3-40

常用剪机技术性能

剪机型号	技术参数				
	剪板尺寸(厚×宽) (mm)	剪切角度	空行程次数 (次/min)	后挡料架调节范围 (mm)	电机功率 (kW)
Q11-3×1200	3×1200	2°25'	56	350	3
Q11-6×2500	6×2500	2°30'	38	460	7.5
Q11-13×2500	13×2500	3°	30	460	15
Q11-20×2500	20×2500	3°24'	18	60~750	30
Q11-25×3800	25×3800	4°7'	10		70

表 6-3-41

联合剪冲机技术性能

型号	技术规格							
	剪板厚度 (mm)	行程次数 (次/min)	可剪最大尺寸(mm)			冲孔直径 (mm)	冲孔板厚 (mm)	电机功率 (kW)
			圆钢	方钢	角钢			
Q34-10	10	40	φ35	28×28	80×8	22	10	2.2
Q34-16	16	27	φ45	40×40	100×12	26	16	5.5
QA34-25	25	25	φ65	55×55	150×18	35	25	7.5
Q35-16(带模)	16	36	φ45	40×40	125×12	28	16	4.0

表 6-3-42 国产型钢冲剪机型号及技术性能

型号	技术参数								电机 功率 (kW)	重量 (t)	外形尺寸 (长×宽×高) (mm)
	可剪切最大尺寸 (mm)					材料强度 (N/mm ²)	剪切 力(N)	行程次数 (次/min)			
	圆钢	方钢	角钢	槽钢	工字钢						
Q41-100	φ60	50×50	120×12	[22#	120#	≤450	100	36	5.5	2.5	1965×1530×1710
Q41-100	φ60	50×50	125×12	[22#	120#	450		36	5.5	2.45	1965×795×1710
Q43-63	φ63	50×50	100×100 ×12	180×70	180×94	≤500		40	13	11	3400×1820×1380

⑦双盘剪切机和冲型剪切机下料，适用于较薄板料和曲线切割。

QA23-4型双盘剪切机的技术性能为：剪切厚度：4mm；剪切直径：300~1000mm；电机功率：2.2kW。

Q21-5A型冲型剪切机的技术性能为：剪切厚度：5mm；冲切厚度：2mm；行程次数：2800，1400次/min；电机功率：1.5kW。

⑧冲压设备技术性能，见表6-3-43。图6-3-10和图6-3-11为模具示例。板材的内部切槽亦可采用此类机型加工。

表 6-3-43 冲压设备技术性能

名称	型号	主要技术规格						电机功率 (kW)
		公称压力 (kN)	滑块行程 (mm)	封闭高度 (mm)	工作台尺寸 (长×宽) (mm)	封闭高度 调节量 (mm)	行程次数 (次/min)	
单柱固定台式	J11-100	1000	可调 20~100	320	600×800	85	65	7.5
开式固定台式	JC21-160A	1600	160	450	1120×710	130	50	13
闭式单点	JA31-630B	6300		700 (装模 高度)	1700×1500		12	55

材料剪切后的弯扭变形，必须进行矫正。材料剪切后，发现断面粗糙或带有毛刺，必须修磨光洁。剪切过程中，坡口附近的金属因受剪力而发生挤压和弯曲，从而引起硬度提高，材料变脆的冷作硬化现象。重要的结构件和焊缝的接口位置，一定要用铣、刨或者砂轮机磨削的方法将硬化表面加工清除。

锯切下料：在钢结构制造厂中，锯割机械的主要用途是切割各类型钢。

①弓锯床仅用于切割中小型的型钢：圆钢和扁钢等。弓锯的工作运动和手锯相似，

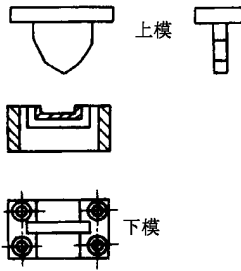


图 6-3-10 槽钢切断冲模示意

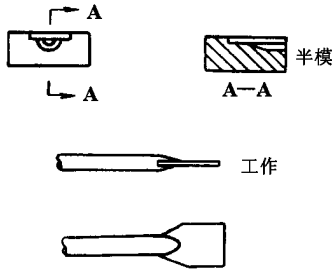


图 6-3-11 圆管压扁工件示意

它的往复运动是由曲柄盘的旋转而产生，锯条行程的长短可以由曲柄调整。

弓锯床的型号及技术性能参数见表 6-3-44。

表 6-3-44 弓锯床型号及技术性能

产品名称	型号	最大锯料直径 (mm)	技术参数									
			加工范围				锯条尺寸 (mm)		锯条行程 (mm)	切削速度 (m/min)	往复速度	
			圆钢 (mm)	方钢 (mm)	槽钢 (号)	工字钢 (号)	长度	厚度			级数	范围 (次/min)
弓锯床	G7025A	250	250	220	22	22	500 450	2	152	22, 33	2	75 ~ 112
弓锯床	G7025	250	250	250	25	25	500	2	152	27 平均	1	91
弓锯床	G7116	160	160	160	16	16	350	1.3 1.4	110 ~ 170	28	1	92
弓锯床	G7125	250	250	250	25	25	450	2	110	27	2	80, 105
弓锯床	G72	220	220	220	22	22	450	2	152	22, 29	2	75, 97

第三章 放样、样板、样杆与切割、划线

②带锯床用于切断型钢、圆钢、方钢等，其效率高，切断面质量较好。国产带锯床机型较小，多用于小型钢的锯下料，其主要技术数据见表 6-3-45，表 6-3-46 为国外产品的性能，表 6-3-47 为带锯机锯切时出现故障的排除方法。

表 6-3-45 国产带锯床主要技术数据

型号	切料范围 (mm)		锯带尺寸 (mm)	切割速度 (m/min)
GZ4032	最大直径 320		1.06 × 31.5 × 4115	18 ~ 120
G5253	0°	530 × 355 (矩)	0.9 × 25 × 4345	42 ~ 84
		φ355 (圆)		
	± 45°	355 × 355 (方)		
		φ355 (圆)		

表 6-3-46 国外带锯机主要技术数据

指标		型 号		
		H-650HD	H-750HD	H-900HD
切断能力	90°	W650 × H400	W750 × H450, W700 × H500	W912 × H600
	45°	W300 × H300	□426	W500 × H300, W400 × H400
锯条速度 (m/min)		27, 40, 50, 60, 70	15 ~ 90, 17 ~ 90, 无级	30, 40, 50, 60, 70
锯条尺寸 (mm)		1.3 × 38 × 5040	1.3 × 38 × 5790	1.6 × 50 × 8000

表 6-3-47 锯切故障和排除方法

切割时 振动	切割 困难	锯条寿 命短	切割呈 弧线	断锯条	故障原因	排除方法
√	√	√	√	√	使用的锯条节距不对	更换正确节距的锯条
√	√	√	√	√	锯条没有很好走合	进行走合操作
√	√	√			锯条速度太快	减小速度
			√	√	锯条速度太慢	增加速度
√		√	√	√	锯条架下降速度太快	减低速度
√		√	√		锯条架下降速度太慢	增加速度
		√	√		锯条未张紧	张紧
		√	√	√	钢丝刷位置不对	改正

切割时 振动	切割 困难	锯条寿 命短	切割呈 弧线	断锯条	故障原因	排除方法
✓		✓	✓		锯条用插销夹紧不合适	改正
✓	✓	✓	✓	✓	用台钳夹紧工件不合适	改正
	✓	✓	✓		材料表面太硬	软化材料表面
		✓	✓	✓	切削率高	减小切削率
	✓	✓			工件未退火	更换合适工件
✓		✓	✓	✓	切削液不足或太稀	增加或更换切削液
✓		✓	✓	✓	附近的机器振动	重安或移去振源
		✓	✓		使用非水溶切削液	更换
✓		✓		✓	支撑滚子断裂	更换
✓	✓	✓	✓	✓	使用的锯条不合适	更换锯条
✓	✓	✓	✓	✓	线路电压波动	稳压
✓		✓	✓		锯条导向器离工件太远	将导向器移近工件
✓		✓	✓	✓	锯条导向器太松	上紧
		✓		✓	切屑呈兰色或紫色	减小切削率
✓		✓		✓	在锯条入口处积有锯屑	清除
	✓				锯条装反了	改正
✓		✓	✓		工件没有捆扎好	重新捆扎
✓		✓		✓	锯条没有贴住轮子凸缘	调整轮子, 使保持一定间隙
✓	✓	✓			工件尺寸不合适	使用适合工件尺寸的机器
	✓	✓	✓		锯齿磨损	更换锯条

③圆盘锯床的锯片呈圆形, 在圆盘的周围制有锯齿。锯切工件时, 电动机带动圆锯片旋转便可进刀锯断各种型钢。

圆盘锯的特点是能够切割大型的 H 型钢, 而且切割精度很高, 因此在钢结构制造厂的加工过程中, 圆盘锯经常被用来进行柱、梁等型钢构件的下料切割。圆盘锯一般有卧式和立式两种。表 6-3-48 为卧式圆盘锯床的型号和技术性能参数。

立式圆盘锯的工作能力比卧式的大, 国产 HN-021 型立式圆盘锯, 其最大锯切宽度为 850mm, 厚度为 250mm。引进的双立柱立式圆盘锯, 锯片直径为 1250mm, 送进速度为 0~23.3mm/s, 可无级调速, 锯切最大宽度为 990mm, 最大厚度达 432mm。

表 6-3-48

圆盘锯床型号及技术性能

产品名称	型号	规格 (mm)	技术参数								
			加工范围				锯片尺寸 (mm)		切削速度 (mm/min)	转速	
			圆钢 (mm)	方钢 (mm)	槽钢 (号)	工字钢 (号)	直径	厚度		级数	范围 (r/min)
卧式圆锯床	G607	710	240	220	40	40	710	6.5	液压无级 25~400	4	4.75, 6.75 9.5, 13.5
卧式圆锯床	G610A	2010	700	650			2010	14.5	液压无级 5.6~17	无级	0.9~2.7

圆盘锯使用的锯片有冷切锯片和镶齿锯片两种，大型圆盘锯一般都采用镶齿锯片，其优点是当个别锯齿损坏时，可以进行局部调换。锯片的型号和规格见表 6-3-49。

表 6-3-49

锯片型号及规格

类别	型号规格 (外径)	内孔 (mm)
冷切锯片	LJ200	φ30
	LJ250	φ30
	LJ300	φ40
	LJ350	φ35
	LJ400	φ30
	LJ450	φ30
	LJ500	φ65
	LJ550	—
	LJ600	—
	LJ650	φ110
	LJ700	φ110
	LJ720	—
	LJ760	—
	LJ800	φ110
LJ850	φ110	
LJ900	φ300	

类别	型号规格 (外径)	内孔 (mm)
镶齿锯片	XJ1010	φ100
	XJ1430	φ150
	XJ1610	φ150
	XJ2000	φ240

国产镶齿锯片，其镶齿与圆盘用铆钉连接，不同直径的锯片所拥有的镶齿块数也不同，表 6-3-50 为不同直径锯片的有关数据。

表 6-3-50 镶齿锯片

锯片外径 D (m)	镶齿锯片数据					
	块数 (块)	厚度 (mm)	齿数			
			3 齿	4 齿	6 齿	8 齿
710	24	6.5	(72)	96	144	192
1010	30	8	(90)	120	180	240
1430	36	10.5	108	(144)	216	288
2000	44	14.5	132	—	—	—

每块镶齿锯片上的齿数也不相同，表中 3 齿的为粗齿，4 齿为普通齿，6 齿为中齿，8 齿为细齿，选用的原则为圆钢、方钢等实体材料，一般选用普通齿的锯片，如果材料强度较高，则选用中齿的锯片为宜；对管材、工字钢和 H 钢等型材，通常选用中齿锯片，如果材料强度较高，则以选用细齿的锯片进行加工为宜。

④摩擦锯主要是利用锯片与工件间的摩擦发热，使工件熔化而切断。工作时，锯片以 100~150m/s 的圆周速度高速旋转，高速度使工件发热熔化。

摩擦锯能够锯割各类型钢，也可以用来切割管子和钢板等。使用摩擦锯切割的优点是锯割的速度快，效率高，切削速度可达 120~140m/s，进刀量 200~500mm/min，缺点是切口不光洁，噪音大，只适于锯切精度要求较低的构件，或者下料时留有加工余量需进行精加工的构件。摩擦锯锯片的周围通常没有锯齿，只有不深的压痕，锯片的规格见表 6-3-51。

表 6-3-51

锯片规格

零件尺寸 (mm)	圆盘直径 (mm)				
	300	500	700	900	1000
锯口厚度	3.5	4.0	6.0	7.0	10
圆盘厚度	1.5	2.0	4.0	5.0	8.0
圆盘圆周压痕间距*	1.0	1.0	2.0	2.0	2.0

注：* 无齿锯锯盘周边有不深的压痕。

无齿摩擦锯是热熔切割，在切割区会有淬硬倾向。淬硬深度对淬火钢材约为 1.5 ~ 2.0mm。

⑤ 砂轮锯是利用砂轮片高速旋转时与工件摩擦，由摩擦生热并使工件熔化而完成切割。砂轮锯适用于锯切薄壁型钢，如方管、圆管、Z 和 C 形断面的薄壁型钢等。切口光滑，毛刺较薄，容易消除。砂轮切断机的技术参数，见表 6-3-52。

表 6-3-52

G228 型砂轮切断机技术参数

型号	加工范围 (mm)		砂轮尺寸 (mm)			砂轮速度 (m/s)	主轴转速 (r/min)	切断进给方式
	管材直径	棒料直径	外径	内径	厚度			
G228	φ80	φ40	φ400	φ32	4	50	2380	干切手动
G228A			φ300		3	50	2860	手动
G228B			φ300		3	80	5100	湿切手动

当材料厚度较薄 (1~3mm) 时，剪切效率很高。当材料厚度超过 4mm 时，效率降低，砂轮片损耗大，经济上不合算。

砂轮锯下料时，工作物常固定在锯片的一侧，另一侧是自由的。因此，由于侧向抗力会使切口倾斜，尤其当手动进给压力较大时，有时倾斜可达 2~3mm。

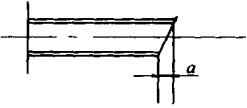
砂轮锯的缺点是噪音大，粉尘也多。

锯割机械施工中应注意以下问题：① 型钢应预先经过校直，方可进行锯切。② 所选用的设备和锯片规格必须满足构件所要求的加工精度。③ 单件锯切的构件，先划出号料线，然后对线锯切。号料时，需留出锯槽宽度，锯槽宽度为锯片厚度加 0.5~1.0mm。成批加工的构件，可预先安装定位挡板进行加工。④ 加工精度要求较高的重要构件，应考虑留出适当的精加工余量，以供锯割后进行端面精铣。

锯切设备的工作精度，主要是指锯割后断面相对轴线的不垂直度的误差值，这与机

床的性能及锯片的刚度有关。各类锯割机床实际能够达到的工作精度列于表 6-3-53。

表 6-3-53 各类割锯机床能达到的精度

图 例	切割断面对轴线的不垂直度 a (mm)			
	弓锯床	带锯床	圆盘锯	砂轮锯
	0.4/100	0.4/100	0.15/100	0.5/100

第四章 成形加工

第一节 概述

一、一般说明

在钢结构制造中，成形加工主要包括弯曲、卷板（滚圆）、边缘加工，折边和模具压制五种加工方法。其中由于弯曲、卷板（滚圆）和模具压制等工序，都涉及到热加工和冷加工方面的知识，故在制作时必须对热加工与冷加工的基本知识有所了解，现作如下简要介绍：

二、热加工的基本知识

（1）热加工的概念：把钢材加热到一定温度后进行的加工方法，通称热加工。在热加工方面，现在常用的有两种加热方法，一种是利用乙炔火焰进行局部加热；这种方法简便，但是加热面积较小。另一种是放在工业炉内加热，它虽然没有前一种方法简便，但是加热面积很大，并且可以根据结构构件的大小来砌筑工业炉。

热加工是一个比较复杂的工种，它的工作内容是成形、弯曲和矫正等工序在常温下所不能达到的。弯曲和成形的结构构件，例如容器的球冠形封头，钢板的双向弯曲（纵横两个方法）等各种构件的成形和矫正等，均在热加工中完成的。

而容器封头的成形，是典型的热加工作，其球冠一般多用拉伸的办法形成；其周围的边缘一般多用收缩的办法成形。但用拉伸办法成形的球冠，会使球冠的中部拉薄，所以下料时，应选择比设计要求较厚的钢板，并在严格控制加热温度下制作。

（2）热加工又称热弯，火曲、煨活等，热加工的工作原理及有关知识略述如下：

①加热温度与钢材之间的关系：温度能够改变钢材的机械性能，能使钢材变硬，也能使它变软。为了掌握热加工操作技术，应该了解加热温度和加热速度与钢材强度之间的变化关系，熟悉辨别加热温度的方法，以及各种热加工方法对加热温度的要求等。

（A）高温中钢材强度的变化：钢材在常温中有较高的抗拉强度，但加热到 500℃ 以上时，随着温度的增加，钢材的抗拉强度急剧下降（参见表 6-4-1），其塑性、延展

性大大增加，钢的机械性能逐渐降低而变软。

表 6-4-1 高温时钢材抗拉强度的变化

抗拉强度 σ_b (MPa)	加热温度							
	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300
常温时 $\sigma_b = 400$ 的钢材	120	85	65	45	30	25	20	15
常温时 $\sigma_b = 600$ 的钢材	250	150	110	75	55	35	25	20

热加工是通过工业炉、地炉以及氧乙炔焰等把钢材加热，使钢材在减少强度，增加塑性的基础上，进行矫正或成形方面的加工。

B. 钢材加热温度的判断：钢材加热的温度可从加热时所呈现的颜色来判断（参见表 6-4-2）

表 6-4-2 钢材不同加热温度时呈现的颜色

颜色	温度 (°C)	颜色	温度 (°C)
黑色	470°C 以下	亮樱红色	800 ~ 830
暗褐色	520 ~ 580	亮红色	830 ~ 880
赤褐色	580 ~ 650	黄赤色	880 ~ 1050
暗樱红色	650 ~ 750	暗黄色	1050 ~ 1150
深樱红色	750 ~ 780	亮黄色	1150 ~ 1250
樱红色	780 ~ 800	黄白色	1250 ~ 1300

上表所列系在室内白天观察的颜色，在日光下颜色相对较暗，在黑暗中颜色相对较亮，严格要求采用热电偶温度计或比色高温计测量数据较为准确。

C. 热加工时所要求的加热温度范围：加热温度对于低碳钢一般都在 100°C ~ 1100°C。热加工终止温度不应低于 700°C，加热温度过高，加热时间过长，都会引起钢材内部组织的变化，破坏原材料材质的机械性能。加热温度在 200°C ~ 300°C 时，钢材产生蓝脆性。在这个温度范围内，严禁锤打和弯曲，否则，容易使钢材断裂。

②型钢在热加工过程中的变形规律：手工热弯型钢的变形与机械冷弯型钢的变形一样，都是通过外力的作用，使型钢沿中性层内侧发生压缩的塑性变形和沿中性层外侧发生拉伸的塑性变形，这样便产生了钢材的弯曲变形。对那些不对称的型材构件，加热后

在自由冷却过程中，由于截面不对称，使表面散热速度不同，散热快的部分先冷却，散热慢的部分在冷却收缩过程中受到先冷却钢材的阻力，收缩的数值也就不同。因此，将出现向表面积较大的一边弯曲的变形。其变形的数值靠经验来判断，制造胎模时，要适当增减胎模半径来抵消变形。

③钢板在热加工过程中的变形规律：在钢结构的构件中，那些具有复杂形状的弯板，完全用冷加工的方法很难加工成形，一般都是先冷加工出一定的形状，再采用热加工的方法弯曲成形。将一张只有单向曲度的弯板加工成双重曲度弯板，是使钢板的纤维重新排列的过程。如果板边的纤维收缩，便成为同向双曲线板；如果板的中间部分纤维收缩，就成为异向双曲板；如果使其一边纤维收缩，另一边纤维伸长，便成为“喇叭口”式的弯板。

三、冷加工的基本知识

（一）冷加工的概念

钢材在常温下进行加工制作，通称冷加工。在钢结构制造中冷加工的项目很多，有剪切、铲、刨、辊、压、冲、钻、撑、敲等工序；这些工序绝大多数是利用机械设备和专用工具进行的。其中敲是一种手工操作方法，它除了用于矫正钢材和构件形状外，还常用来代替机械设备的辊压和切断等加工。

所有冷加工，对钢材性质来说，只有两种基本情况。第一种是作用于钢材单位面积上的外力超过材料的屈服强度而小于其极限强度，不破坏材料的连续性，但使其产生永久变形；如加工中的辊、压、折、轧、矫正等。第二种是作用于钢材单位面积上的外力超过材料的极限强度，促进钢材产生断裂，如冷加工中的剪、冲、刨、铣、钻等，都是利用机械的作用力超过钢材的剪应力强度，使其部分钢材分离主体的。

凡是超过屈服点而产生变形的钢材，其内部都会发生冷硬现象，从而会改变钢材的机械性能，即硬度和脆性增加，而延伸率和塑性则相应地降低。局部变化所产生的冷硬现象，比钢材全部变形情况更为突出。在所有冷加工中都要使钢材中的应力超过屈服点，因此，经过冷加工钢材的机械性能一定会受到各种不同程度的影响，所以某些特殊产品，如锅炉汽包、高压容器等因冷加工后产生的不良影响，要使用热处理方法，使钢材的机械性能恢复正常状态。对于铁路桥梁和重型吊车梁等因剪切钢材边缘和冲孔等而引起冷硬的不良影响，在前者要将边缘刨去 2~4mm，在后者要将冲孔用铰刀扩孔以消除其表面冷硬部分。

（二）冷加工钢材的晶格变化

根据冷加工的要求使钢材产生弯曲和断裂的目的。从微观角度观察钢材产生永久变形是以其内部晶格的滑移形式进行的。当外力作用后，晶格沿着结合力最差的晶结部位滑移，使晶粒与晶面产生弯曲或歪曲，即得弯曲永久变形。如图 6-4-1 所示弯曲后的

晶粒与晶面继续受力，使滑移面继续滑移，在该面上的晶粒破碎成细小或分离的晶粒，以致产生断裂。

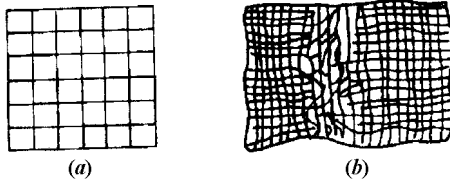


图 6-4-1 平面晶格变化示意图
(a) 受力前的晶格；(b) 受力后的晶格

(三) 冷加工应注意温度

低温中的钢材，其韧性和延伸性均相应减小，极限强度和脆性相应增加，若此时进行冷加工受力易使钢材产生裂纹。因此，应注意低温时不宜进行冷加工。对于普通碳素结构钢，当工作地点温度低于零下 20°C （即 -20°C ）时，或低合金结构钢工作温度低于 -15°C 时，都不得剪切和冲孔；当普通碳素结构钢工作地点温度低于 -16°C 时，低合金结构钢工作地点温度低于 -12°C 时，不得进行冷矫正和冷弯曲加工。

(四) 冷加工的优点

冷加工与热加工比较，冷加工具有较多的优越性。如：使用的设备简单，操作方便，节约材料和燃料；钢材的机械性能改变较小，减薄量甚少等。因此，冷加工容易满足设计和施工的要求，从而提高了工作效率。

第二节 弯 曲

一、概 述

(1) 弯曲加工是根据构件形状的需要，利用加工设备和一定的工、模具把板材或型钢弯制成一定形状的工艺方法。

(2) 在钢结构的制造过程中，弯曲成形的应用相当广泛，用弯曲方法加工的构件种类非常多，由于所用设备和工具的不同，弯曲的方法也就不同，各有特点。具体选用哪一种弯制方法，应根据构件的技术要求和已有的设备条件决定。下面就各种弯制方法和工艺等进行介绍。

二、弯曲分类和用途

(一) 按加工方法分为压弯、滚弯和拉弯

如图 6-4-2 所示。

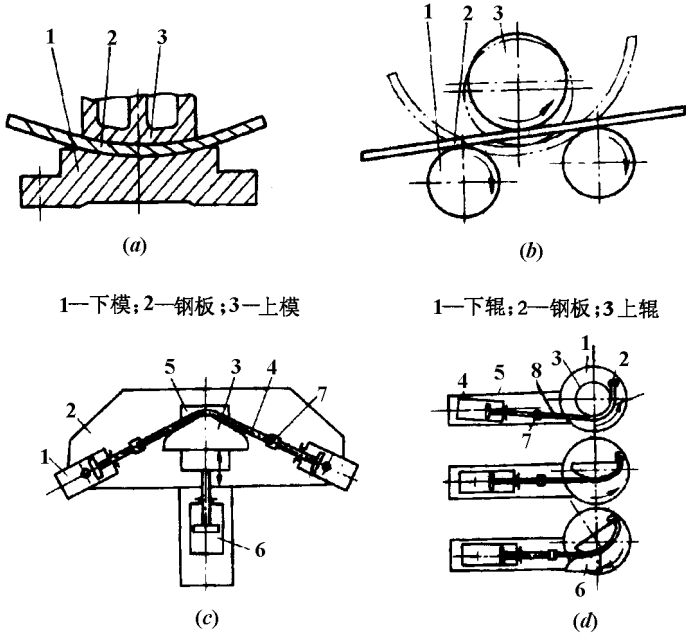


图 6-4-2 弯曲加工方法

(a) 压力机上压弯钢板；(b) 滚圆机上滚弯钢板；

(c) 转臂拉弯机拉弯钢板；(d) 转盘拉弯机，拉弯钢板

1—油缸；2—工作台；3—固定凹模 1—转盘；2—拉弯模；3—固定来头；

4—拉弯模；5—钢板；6—油缸；7—夹头 4—油缸；5—工作台；6—靠模；7—夹头；8—钢板

1. 压弯

如图 6-4-2a 为用压力机压弯钢板，它适用于一般直角弯曲（V 形件）、双直角弯曲（U 形件），以及其他适宜弯曲的构件。

2. 滚弯

如图 6-4-2b 为用滚圆机上滚弯钢板，它适用于滚制圆筒形构件及其他弧形构件。

3. 拉弯

如图 6-4-2c 和 6-4-2d 分别为用转臂拉弯机和转盘拉弯机拉弯钢板，它主要用于将长条板材拉制成不同曲率的弧形构件。

(二) 按加热程度分：冷弯、热弯

1. 冷弯

是在常温下进行弯制加工；它适用于一般薄板、型钢等的加工。

2. 热弯

是将钢材加热至 $950^{\circ}\text{C} \sim 1100^{\circ}\text{C}$ ，在模具上进行弯制加工；它适用于厚板及较复杂形状构件、型钢等的加工。

三、弯曲加工工艺性

(一) 最小弯曲半径

弯曲件的圆角半径不宜过大，也不宜过小；过大时因回弹影响，使构件精度不易保证，过小则容易产生裂纹。根据实践经验，钢板最小弯曲半径，在经退火和不经退火时较合理推荐数值如表 6-4-3 所示。

型钢最小弯曲半径推荐数值如表 6-4-4 所示。

圆钢最小弯曲半径推荐数值见表 6-4-5。

钢管最小弯曲半径推荐数值见表 6-4-6。

表 6-4-3

板材最小弯曲半径

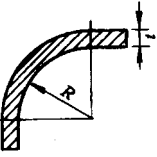
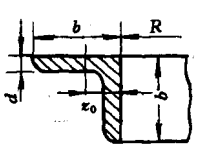
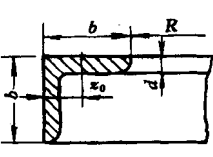
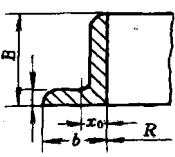
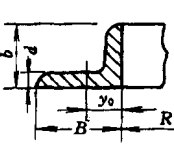
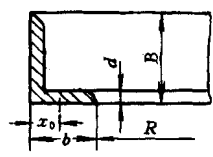
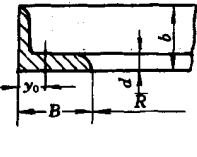
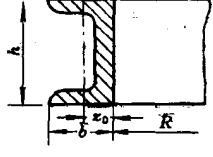
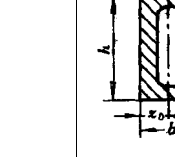
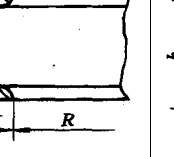
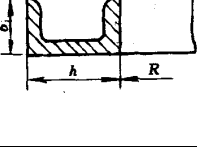
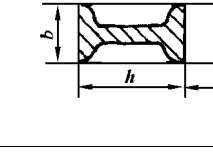
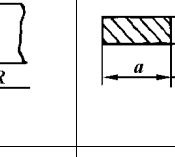
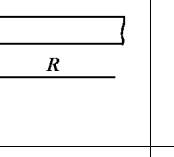
	板 材	弯曲半径 (R)	
		经退火	不经退火
	钢 Q235、15、30	0.5t	t
	钢 A5、35	0.8t	1.5t
	钢 45	t	1.7t
	铜	-	0.8t
	铝	0.2t	0.8t

表 6-4-4

型钢最小弯曲半径

				
$R_{\text{最小}} = \frac{b - z_0}{m} - z_0$	$R_{\text{最小}} = \frac{b - z_0}{m} - b + z_0$	$R_{\text{最小}} = \frac{b - x_0}{m} - x_0$	$R_{\text{最小}} = \frac{B - y_0}{m} - y_0$	$R_{\text{最小}} = \frac{b - x_0}{m} - b + x_0$
				
$R_{\text{最小}} = \frac{B - y_0}{m} - B + y_0$	$R_{\text{最小}} = \frac{b - z_0}{m} - z_0$	$R_{\text{最小}} = \frac{b - z_0}{m} - b + z_0$	$R_{\text{最小}} = \frac{b}{2m} - \frac{b}{2}$	
				
$R_{\text{最小}} = \frac{h}{2m} - \frac{h}{2}$	$R_{\text{最小}} = \frac{h}{2m} - \frac{h}{2}$	热弯: $R_{\text{最小}} = 3a$ 冷弯: $R_{\text{最小}} = 12a$	热弯: $R_{\text{最小}} = a$ 冷弯: $R_{\text{最小}} = 2.5a$	

注：热弯时取 $m = 0.14$ ；冷弯时取 $m = 0.04$ ； z_0 、 y_0 和 x_0 为重心距离

(二) 弯曲线和材料纤维方法的关系

当弯曲线和材料纤维方向垂直时，材料具有较大的抗拉强度，不易发生裂纹；当材料纤维方向和弯曲线平行时，材料的抗拉强度较差，容易发生裂纹，甚至断裂；在双向弯曲时，弯曲线应与材料纤维方向成一定的夹角。如图 6-4-3 所示。

(三) 材料厚度与弯曲角度

一般薄板材料弯曲半径可取较小数值，弯曲半径 $\geq t$ (t 为板厚)；厚板材料弯曲半径应取较大数值，弯曲半径 $= 2t$ (t 为板厚)。

弯曲角度是指弯曲件的两翼夹角，它和弯曲半径不同，也会影响构件材料的抗拉强度；随着弯曲角度的缩小，应考虑将弯曲半径适当增大。一般弯曲件长度自由公差极限偏差和角度的自由公差推荐数值见表 6-4-5 和表 6-4-6。

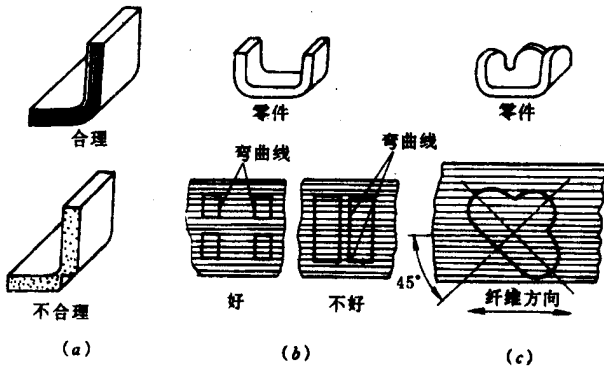


图 6-4-3 材料纤维方向与弯曲线关系

表 6-4-5 弯曲件未注公差的长度尺寸的极限偏差

长度尺寸 (mm)		3~6	>6~18	>18~50	>50~120	>120~260	>260~500
材料厚度 (mm)	<2	±0.3	±0.4	±0.6	±0.8	±1.0	±1.5
	>2~4	±0.4	±0.6	±0.8	±1.2	±1.5	±2.0
	>4	—	±0.8	±1.0	±1.5	±2.0	±2.5

表 6-4-6 弯曲件角度的自由公差

I (mm)		<6	>6~10	>10~18	>18~30	>30~50	>50~80	>80~120	>120~180	>180~260	>260~360
$\Delta\alpha$		±3°	±2°30'	±2°	±1°30'	±1°15'	±1°	±50'	±40'	±30'	±25'

(四) 材料的机械性能

材料塑性越好，其变形稳定性越强，则均匀延伸率越大，弯曲半径就可减小；反之，塑性差，弯曲半径则大，特殊脆性易裂的材料，弯曲前应进行退火处理或加热弯制。

四、弯曲变形的回弹

(1) 弯曲过程是在材料弹性变形后,再达到塑性变形的过程。在塑性变形时,外层受拉伸,内层受压缩,拉伸和压缩使材料内部产生应力,应力的产生,造成材料变形过程中存在一定的弹性变形,在失去外力作用时,材料就产生一定程度的回弹。

(2) 影响回弹大小的因素很多,必须在理论计算下结合实验,采取相应的措施,掌握回弹规律,减少或基本消除回弹,或使回弹后恰能达到设计要求,具体因素主要有:

① 材料的机械性能:屈服强度越高,其回弹就越大。

② 变形程度:弯曲半径(R)和材料厚度(t)之比, $\frac{R}{t}$ 的数值越大,回弹越大。

③ 变形区域:变形区域越大,回弹越大。

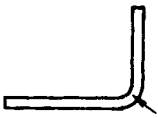
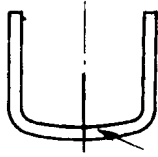
④ 摩擦情况:材料表面和模具表面之间摩擦,直接影响坯料各部分的应力状态,大多数情况下会增大弯曲变形区的拉应力,则回弹减小。

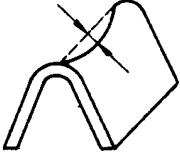
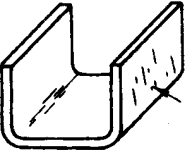

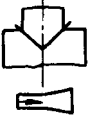
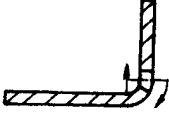
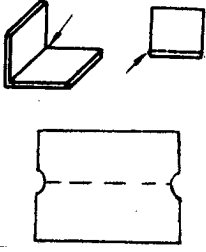
五、弯曲加工常见的质量缺陷

弯曲加工时,由于材料,模具以及工艺操作不合理,就会产生各种质量缺陷。常见的质量缺陷以及消除方法见表 6-4-7 所列。

表 6-4-7

弯曲加工常见质量缺陷

序号	名称	图 例	产生的原因	消除的方法
1	弯裂		上模弯曲半径过小,板料的塑性较低,下料时毛坯硬化层过大	适当增大上模圆角半径,采用经退火或塑性较好的材料
2	底部不平		压弯时板料与上模底部没有靠紧坯料	采用带有压料顶板的模具,对毛坯施加足够的压力

序号	名称	图 例	产生的原因	消除的方法
3	翘曲		由变形区应变状态引起横向应变（沿弯曲线方向），在外侧为压应变，内侧为拉应变，使横向形成翘曲	采用校正弯曲方法，根据预定的弹性变形量，修正上下模
4	擦伤		坯料表面未擦刷清理干净，下模的圆角半径过小或间隙过小	适当增大下模圆角半径，采用合理间隙值，消除坯料表面脏物
5	弹性变形		由于模具设计或材质的关系等原因产生变形	以校正弯曲代替自由弯曲，以预定的弹性回复来修正上下模的角度
6	偏移		坯料受压时两边摩擦阻力不相等，而发生尺寸偏移；这以不对称形状工件的压变尤为显著	采用压料顶板的模具，坯料定位要准确，尽可能采用对称性弯曲
7	孔的变形		孔边距弯曲线太近，内侧受压缩变形，外侧受拉伸变形，导致孔的变化	保证从孔边到弯曲半径 R 中心的距离大于一定值
8	端部鼓起		弯曲时，纵向被压缩而缩短，宽度方向则伸长，使宽度方向边缘出现突起，这以厚板小角度弯曲尤为明显	在弯曲部位两端预先做成圆弧切口，将毛坯毛刺一边放在弯曲内侧

六、弯曲设备

弯曲加工设备种类很多，在一般情况下能和模压设备通用。现介绍下列三种有关常用加工设备的技术参数，见表 6-4-8、表 6-4-9、表 6-4-10 所示。

表 6-4-8 液压弯管机的技术性能

型号	弯管直径×厚度 (mm)		弯曲半径 (mm)		弯曲角度	弯曲方向	电动机功率 (kW)
	最大	最小	最大	最小			
W27-60	60×3	25	300	75	180°	左或右	4
W27-108 (液压)	108×7	38	500	150	180°	左或右	7.5

- 注：1. 太原建筑安装工程公司的液压传动环状和热弯管机，能煨制 $\phi 138 \sim \phi 529$ ($R = 500 \sim 1300$) 的大直径管道；
2. 兰州化学工业公司建设公司的热堆弯头，由于使用牛角形扩径芯子，在煨弯同时扩大了原直径，能避免出现较大的椭圆度，是一种独特的工艺。

表 6-4-9 压力机床的技术性能

名称	型号	公称压力 (kN)	工作台尺寸 (mm)	滑块中心到机身距离 (mm)	滑块行程 (mm)	封闭高度 (mm)	电动机功率 (kW)
开式固定台压力机	JC21-160A	1600	1120×710	380	160	最大 450	13
双盘摩擦压力机	J53-100A	1000	450×500		310	最小 220	7.5

表 6-4-10 单柱万能液压机技术性能

型号	公称压力 (kN)	滑块行程 (mm)	滑块至工作台最大距离 (mm)	工作台尺寸 (mm)	最大工作压力 (N/mm^2)	最大工作速度 (mm/s)	喉口深度 (mm)	电动机功率 (kW)
Y30-2.5	25	125	200	320×200	6.3	38	105	2.2
Y30-4	40	160	250	320×240	10	38	130	3
Y30-6.3	63	200	320	360×380	16	38	170	4
Y30-6.3	63	250	400	360×360	16	20	200	2.2

七、弯曲操作注意事项

(1) 根据工件所需弯曲力, 选择好适当的压力设备。首先固定好上模, 使模具重心与压力头的中心在一条直线上, 再固定下模, 上下模平面必须吻合紧密配合, 间隙均匀, 并检查上模有足够行程。

(2) 开动压力机, 试压, 检查是否有异常情况, 润滑是否良好。难于从模中取出的工件, 可适当加些润滑剂或润滑油, 减小摩擦, 以便容易脱模。

(3) 正式弯曲前, 必须再次检查工件编号、尺寸是否与图纸符合, 料坯是否有影响压制质量的毛刺。对批量较大的工件, 须加装能调整定位的挡块, 发现偏差应及时调整挡块位置。

(4) 弯曲后, 必须对首次压出的件进行检查, 合格后, 再进行连续压制, 工作中应注意中间抽验。每一台班中也必须注意抽验。

(5) 禁止用手直接在模具上取放工件。对于较大工件, 可在模具外部取放; 对于小于模具的工件, 应借助其他器具取放; 安全第一, 防止出现人身事故。

(6) 多人共同操作时, 只能听从一人指挥。

(7) 模具用完后, 要妥善保存, 不能乱放乱扔, 还必须涂漆或涂油防止锈蚀。

第三节 卷板 (滚圆)

一、卷板的分类

(1) 卷圆是滚圆钢板的制作, 实际上就是在外力的作用下, 使钢板的外层纤维伸长, 内层纤维缩短而产生弯曲变形 (中层纤维不变)。当圆筒半径较大时, 可在常温状态下卷圆, 如半径较小和钢板较厚时, 应将钢板加热后卷圆。在常温状态下进行卷圆钢板的方法, 有: 机械滚圆、胎模压制和手工制作三种:

(2) 滚圆是在卷板机 (又叫滚板机、轧圆机) 上进行的, 它主要用于卷圆各种容器、大直径焊接管道、锅炉汽包和高炉等的壁板之用。由于卷板是在卷板机上进行连续三点滚弯的过程, 利用卷板机可将板料弯成单曲率或双曲率的制件, 其分类见表 6-4-11 所列。

(3) 根据卷制时, 板料温度的不同, 分冷卷、热卷与温卷。它是根据板料的厚度和设备条件来选定的。

二、卷板机的种类及其工作原理

(1) 卷板机按轴辊数目和位置可分为三辊卷板机和四辊卷板机两类。三辊卷板机又分为对称式与不对称式两种。

(2) 卷板机的工作原理如图 6-4-4 所示, 图 6-4-4a 为对称式三辊卷板机的轴辊断面图, 轴辊沿轴向具有一定的长度, 以使板料的整个宽度受到弯曲。在两个下辊的中间对称位置上有上辊 1, 上辊在垂直方向调节, 使置于上下轴辊间的板料, 得到不同的弯曲半径。下辊 2 是主动的, 安装在固定的轴承内, 由电动机通过齿轮减速器使其同方向同转速转动, 上辊是被动的, 安装在可作上下移动的轴承内。大型卷板机上辊的调节采用机械或液压进行; 小型卷板机中常为手动调节, 工作时板料置于上下辊间, 压下上辊, 使板料在支承点间发生弯曲, 当两下辊转动由于摩擦力作用使板料移动, 从而使整个板料发生均匀的弯曲。

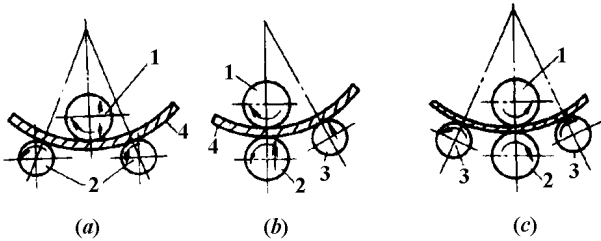


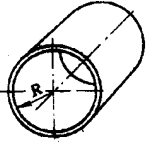
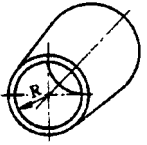
图 6-4-4 卷板机的工作原理

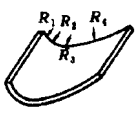
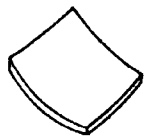
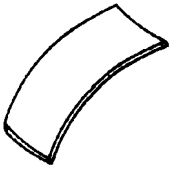
(a) 对称式三辊卷板机; (b) 不对称三辊卷板机; (c) 四辊卷板机

1—上辊; 2—下辊; 3—侧辊; 4—板料

表 6-4-11

卷板曲率的分类

分类	名称	简图	说明
单 曲 率 卷 制	圆柱面		最简便常用
	圆锥面		较简便常用

分类	名称	简 图	说明
单 曲 率 卷 制	任 意 柱 面		用仿形或自动控制可以实现
双 曲 率 卷 制	球 面		当沿卷板机轴线方向的弯曲不大时可以实现
	双 曲 面		

根据上述弯曲原理可知，只有当板料与上辊接触到的部分，才会达到所需要的弯曲半径，因此板料的两端边缘各有一段长度没有接触上辊而不发生弯曲，称为剩余直边，剩余直边长度约为两下辊距离的一半。

图 6-4-4b 是不对称三辊卷板机的卷弯简图，上辊 1 是位于下辊 2 的上面，另一轴辊 3 在侧面，称为侧辊。上下两辊是由同一电动机旋转的。下辊能上下调节，调节的最大距离约等于卷弯钢板的最大厚度，侧辊 3 是被动的，能沿倾斜方向调节。弯曲时将板料 4 送入上下辊，然后调节下辊将板料压紧，产生一定的摩擦力，再调节侧辊的位置，当上下辊由电动机驱动旋转时，使板料发生弯曲。这种不对称三辊卷板机的优点是板的两端边缘也能弯曲。剩余直边的长度比对称式三辊卷板机缩小很多，其值不到板厚的两倍。虽然侧辊与下辊之间板料得不到弯曲，但只要将板料从卷板机上取出后，调头弯曲，就能完成整个弯曲过程。

图 6-4-4 为四辊卷板机，它与不对称三辊卷板机基本相似，只是增加一只侧轴辊 3，板料边缘弯曲由两个侧辊分别担任，这样就克服了板料在不对称三轴辊卷板机上进行调头弯曲的麻烦。

三、卷板机的型式和特点

(1) 卷板机的型式很多，其分类方法和型式如表 6-4-12 所列。

表 6-4-12

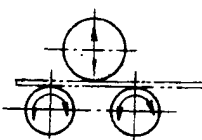
卷板机的分类

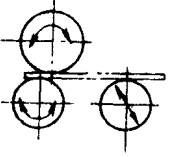
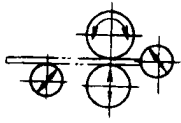
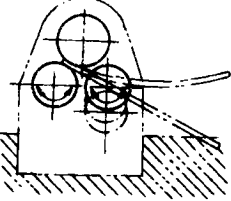
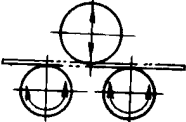
分类方法	卷板机型式与类别	
按辊筒方位	立式	
	卧式	
按上辊受力类型	闭式	(上辊有中部托辊)
	开式	(上辊无中部托辊)
按辊筒数目及布置形式	四辊	
	三辊	对称式
		不对称式
按辊筒位置调节方式	上调式	垂直上调式(机械或液压调节)
		横竖上调式(机械或液压调节)
	下调式	不对称下调式(机械或液压调节)
		对称下调式(液压调节)
		水平下调式(液压调节)

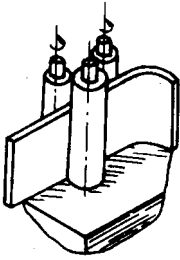
(2) 卷板机的特点和适用范围如表 6-4-13 所列。

表 6-4-13

各种卷板机的特点和应用

型式	简图	主要特点	适用范围与条件
对称三辊		<p>结构简单紧凑、重量轻、易于制造、维修，两侧辊可以作得很近。成形较准确，但剩余直边大。一般对称三辊卷板机减小剩余直边比较麻烦</p>	<p>配预弯设备或不要求弯边的各种卷板工作，用一般对称式；要求弯边的工作可用带弯边垫板的对称式</p>

型式	简图	主要特点	适用范围与条件
不对称三辊		<p>剩余直边小、结构较简单，但板料需调头弯边，操作不方便，辊筒受力较大，弯卷能力较小</p>	<p>卷制薄而短的轻型筒节（一般在32×3000毫米以下）</p>
四辊		<p>板料对中方便，工艺通用性广，可以矫正扭斜、错边等缺陷，可以即位装配点焊；但辊筒多，重量和体积大，结构复杂；上下辊夹持力使工件受氧化皮压伤严重；两侧辊相距较远，对称卷圆曲率不大准确，操作技术不易掌握。容易造成超负荷率操作</p>	<p>重型工件的卷制以及要求自动化水平和技术水平较高的场合，如自控或仿形卷板等</p>
垂直下调式		<p>结构较简单、紧凑、剩余直边小。有时设计成上辊可轴向抽出，装卸料很方便，但弯板时，板料有倾斜动作，对热卷及重型工件不安全，长坯料必须先经初弯，否则会碰地</p>	<p>冷卷中型或轻型工件</p>
水平下调式		<p>较四辊机的结构紧凑、操作简便，剩余直边小，坯料始终维持在同一水平上，进料安全、方便，上辊轴承间距较大，重量较大，坯料对中不如四辊方便</p>	<p>特重型卷板工作，为较理想的机型</p>
横竖上调式		<p>调节辊筒的数目最小，具有各种三辊机的优点，而且剩余直边小，但设计时结构不易处理</p>	<p>中型与重型卷板工作</p>

型式	简图	主要特点	适用范围与条件
立式		<p>消除了氧化皮压伤；矩形板料可保证垂直进入辊筒，防止了扭斜；卷薄壁大直径，长条料等刚性较差的工件时，没有因自重而下塌的现象；样板形状较准；占地面积小。但短工件只能在辊筒下部卷制；辊筒受力不均，易呈锥形；工件下端面与支承面摩擦影响上下曲率的均匀性，卸料及工件放平很不方便，非矩形坯料支持不稳定</p>	<p>表面精度要求高的工件或大直径薄筒、窄而长的板料等有自重下塌的工件的卷制</p>

(3) 立式卷板机的辊筒成垂直布置。其优点是：占地面积小；在热态卷弯曲时，氧化皮不会被卷入辊筒与钢板间；从而可避免压痕；卷制大直径薄壁圆筒时，还可避免钢板因自重而下塌变形。立式卷板机的主要缺点是：钢板在卷制过程中会与地面产生摩擦，因此对于大直径薄壁圆筒就会造成上下两端的曲率不均匀，致使圆度不同；另外，圆筒卷成后，需吊起较高的高度才能卸出，为此要求厂房有较大的高度。

对称式三辊卷板机的剩余直边较长，为克服这个不足，现已研制了可以直接进行预弯工作的三辊卷板机。如图 6-4-5 为横竖上调式三辊卷板机的工作过程；卷板时先将上辊调至左端，卷弯板料的左面部分并滚弯，然后把上辊调至右端，卷弯板料的右面部分并滚弯，最后将上辊移至中间位置进行滚弯。这样卷板的工作效率较高，但结构较复杂。

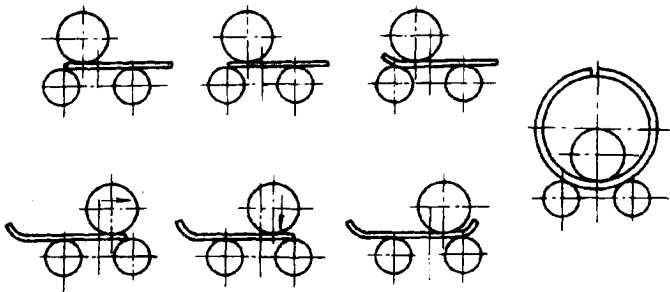


图 6-4-5 能预弯的三辊卷板机

四、卷板机的性能

常用的卷板机按辊数与位置形式分为两类，其技术性能列表如下：

- (1) 三辊卷板机型号见表 6-4-14。
- (2) 四辊卷板机型号见表 6-4-15。

表 6-4-14

三辊卷板机性能表

产品名称	型 号	卷板是大尺寸 (厚度×宽度) (mm)	卷板速度 (m/min)	满载弯卷 (最小直径) (mm)	主电机功率 (kW)	总重量 (t)
三辊卷板机	W ₁₁ -2×1600B	2×1600	11.147	150	3	1.5
	W ₁₁ -6×1500B	6×1500	6.5	450	7.5	2.8
	W ₁₁ -6×2000B	6×2000	6.5	450	7.5	3
	W ₁₁ -8×2500B	8×2500	5.5	600	11	5.5
	W ₁₁ -12×2000B	12×2000	5.5	600	11	6
	W ₁₁ -12×3000A	12×3000	5.5	750	22	9
	W ₁₁ -16×2500A	16×2500	5.5	750	22	8.5
	W ₁₁ -20×2000A	20×2000	5.5	750	22	8.2
	W ₁₁ -20×2500B	20×2500	5	850	30	15.2
	W ₁₁ -25×2000B	25×2000	5	850	30	14.5
	W ₁₁ -30×3000A	30×3000	5	1200	40	32
	W ₁₁ -30×3200A	30×3200	5	1200	40	33
	W ₁₁ -40×3000	40×3000	4	1600	55	63
	W ₁₁ -50×3000	50×3000	4	2000	63	80
W ₁₁ -60×3000	60×3000	4	2400	75	120	

表 6-4-15

四辊卷板机性能表

产品名称	型 号	卷板是大尺寸 (厚度×宽度) (mm)	卷板速度 (m/min)	满载弯卷 (最小直径) (mm)	主电机功率 (kW)	总重量 (t)
四辊卷板机	W ₁₂ -20×2500A	20×2500	5.5	1000	30	38
	W ₁₂ -25×2000A	25×2000	5.5	1000	30	32
	W ₁₂ -35×2000A	35×2000	5	1400	45	50
	W ₁₂ -40×3000A	40×3000	5	1600	60	110
	W ₁₂ -50×3000A	50×3000	4	2000	60	150

五、卷板工艺

(1) 卷板前须熟悉图纸、工艺、精度、材料性能等技术要求，然后选择适当的卷板机，并确定冷卷、温卷还是热卷。

(2) 检查板料的外形尺寸、坡口加工、剩余直边和卡样板的正确与否。

(3) 检查卷板机的运转是否正常，并向注油孔口注油。

(4) 清理工作场地，排除不安全因素。

(5) 卷板前必须对板料进行预弯（压头），由于板料在卷板机上弯曲时，两端边缘总有剩余直边。理论的剩余直边数值与卷板机的型式有关，如表 6-4-16 所列。

表 6-4-16 理论剩余直边的大小

设备类别		卷板机			压力机
		对称弯曲	不对称弯曲		
弯曲方式			三 辊	四 辊	模具压弯
剩余直边	冷弯时	L	1.5 ~ 2t	1 ~ 2t	1.0t
	热弯时	L	1.0 ~ 1.5t	0.75 ~ 1t	0.5t

表中 L 为侧辊中心距之半，t 为板料厚底。实际上剩余直边要比理论值大；一般对称弯曲时为 $6 \sim 20t$ ；不对称弯曲时为对称弯曲时的 $\frac{1}{6} \sim \frac{1}{10}$ 。由于剩余直边在矫圆时难予完全消除，并造成较大的焊缝应力和设备负荷，容易产生质量事故和设备事故，所以一般应对板料进行预弯，使剩余直边弯曲到所需的曲率半径后再卷弯。预弯可在三辊卷板机、四辊卷板机或预弯水压机上进行。现把预弯的方法略述如下：

① 利用三辊卷板机预弯：如图 6-4-6 所示

当预弯板的厚度不超过 24mm 的情况下，可用预先弯好的一块钢板作为弯模，其厚度 t_0 应大于板厚的两倍，长度也应比板略长，将弯模放入轴辊中，板料置于弯模上如图 6-4-6a 所示，压下上辊使弯模来回滚动，直至板料边缘达到所需要弯曲半径为止。

在弯模上加一块楔形垫板的方法如图 6-4-6b 所示也能进行预弯，压下上辊即可使板边弯曲，然后随同弯模一起滚弯。

在无弯模的情况下，可以取一平板，其厚度 t_0 应大于板厚的两倍，在平板上放置一楔形垫块如图 6-4-6c 所示，板边置于垫板上，压下上辊筒，使边缘弯曲。

对于较薄的板可直接在卷板机上用垫板弯曲，如图 6-4-6d 所示。

采用弯模预弯时，必须控制弯曲功率不超过设备能力的 60%，操作时，严格控制上轴辊的压下量，以防过载损坏设备。

② 利用四辊卷板机上预弯时，将板料的边缘置于上、下辊间并压紧如图 6-4-7

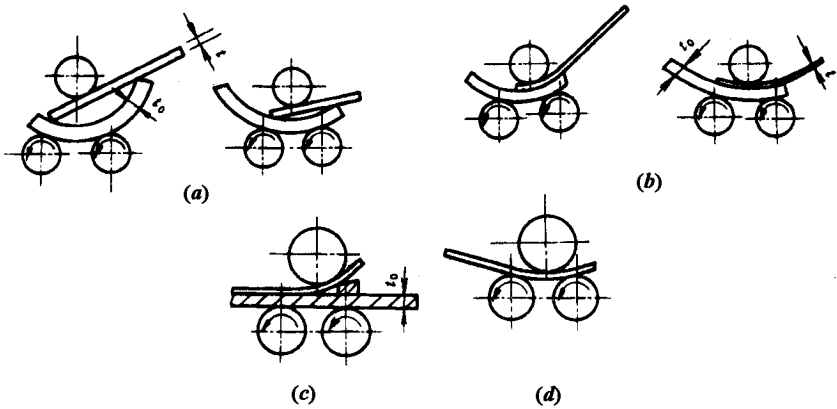


图 6-4-6 用三辊卷板机预弯示意图
 (a) (b) (c) 适于 $t_0 \geq 2t$ 、 $t \geq 24\text{mm}$; (d) 适于薄钢板

所示，然后调节侧辊使板料边缘弯曲。

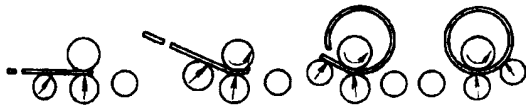


图 6-4-7 在四辊筒卷板机预弯和卷圆

③在水压机上用模具预弯的方法，适用于各种板厚，如图 6-4-8 所示。通常模具的长度都比板料短，因此，预弯必须逐段进行。

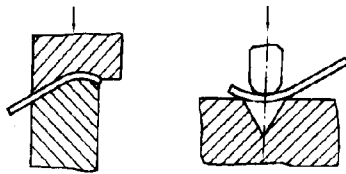


图 6-4-8 用模具预弯

(7) 板料进行对中，为防止产生歪扭，将预弯的板料置于卷板机上滚弯时，应把板料对中，使板料的纵向中心线与轴辊线保持严格的平行，对中的方法如图 6-4-9 所示的四种。在四辊卷板机上对中时，调节侧辊，使板边紧靠侧辊对准如图 6-4-9a 所示，在三辊卷板机上利用挡板，使板边靠挡板也能对中，如图 6-4-9b 所示。也可将板料抬起，使板边靠紧侧辊，然后再放平如图 6-4-9c。把板料对准侧辊的直槽如图 6-4-9d 也能进行对中，此外，也可以从轴辊中间位置用视线来观察上辊的外形与板边是否平行来对中。上辊与侧辊是否平行也可用视线来检验并加以调整。

(8) 圆柱面的卷弯：卷制时根据板料温度的不同分为冷卷、热卷与温卷，现把这三

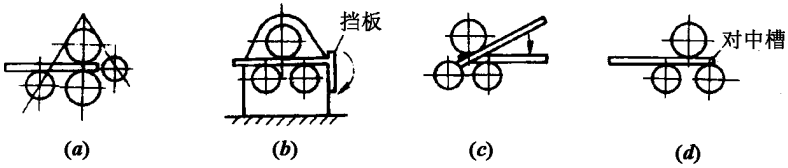


图 6-4-9 对中的方法

种情况略述如下：

①冷卷。板料位置对中后，严格采用快速进给法和多次进给法滚弯，调节上辊（在三辊卷板机上）或侧辊（在四辊卷板机上）的位置，使板料发生初步的弯曲，然后来回滚动而弯曲。当板料移至边缘时，根据板料和所划的线来检验板料的位置正确与否。逐步压下上辊并来回滚动，使板料的曲率半径逐渐减小，直至达到规定的要求。冷卷时，由于钢板的回弹，卷圆时必须施加一定的过卷量，在达到所需的过卷量后，还应来回多卷几次。对于高强度钢板，由于回弹较大，最好在最终卷弯前进行退火处理。卷弯过程中，应不断用样板检验弯板两端的半径。卷弯瓦片片时，应在卸载后测量其曲率。

如果已知对称式三辊卷板机的轴辊半径和相对位置，弯制板料的曲率半径是由上下辊的中心距离确定的。因此，为了得到正确的圆筒直径或曲率半径，在卷圆前首先要计算上下辊的中心距离，并在卷圆过程中逐渐调整。设 R 为所需钢板的曲率半径， h 为上下辊的距离如图 6-4-10 所示，只要知道这两个中的一个数值，则可用下式求出另一个数值：

$$R = \frac{(r_2 + t)^2 - (h - r_1)^2 - a^2}{2[h - (r_1 + r_2 + t)]}$$

$$h = \sqrt{(R + t + r_2)^2 - a^2} - (R - r_1)$$

式中 R ——卷圆板料的弯曲半径；

h ——上辊，侧辊的中心距离，高度距离；

t ——板料的厚度；

r_1 ——上辊半径；

r_2 ——侧辊半径；

a ——两侧辊中心距离之半。

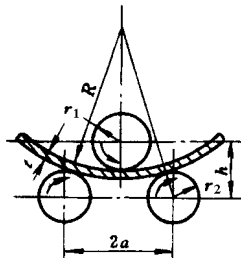


图 6-4-10 三辊卷板机弯曲钢板时曲率半径计算简图

四辊卷板机与三辊卷板机一样，为了获得正确的圆筒半径和曲率半径，在卷圆之前和卷圆过程中要经常调整各轴辊之间的距离。设 R 为所需的板料弯曲半径， h 为侧辊与下辊之间的中心距离如图 6-4-11 所示，已知这两个中的一个数值，则可用下式计算另一个数值。

$$R = \frac{r_2^2 - (r_1 - h)^2 - a^2}{2(r_1 - r_2 - h)}$$

$$h = r_1 - R' - \sqrt{(r_2 + R')^2 - a^2}$$

式中 R ——所需板料的弯曲半径；

h ——下辊与侧辊的中心距离（高度距离）；

$R' = R + t$ ， t 为板料厚度；

a ——侧辊中心距离之半；

r_1 ——下辊半径；

r_2 ——侧辊半径。

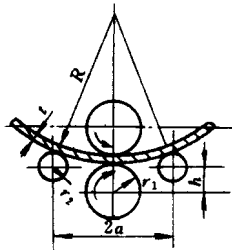


图 6-4-11 四辊卷板机弯曲钢板时曲率半径计算简图

由于钢板的回弹，上述算式中求得 h 、 R 值，可供初滚时参考。

在卷板机上所能卷弯的最小圆筒直径取决于上辊的直径，考虑到圆筒卷弯后的回弹，能卷弯的最小圆筒直径约为上辊直径的 1.1~1.2 倍。

②热卷。由于卷弯过程是板料弯曲塑性变形的过程，冷弯时变形越大，材料所产生的冷加工硬化也越严重，在钢板内产生的应力也越大，这会严重影响制造质量，甚至会产生裂纹而导致报废。所以冷卷时必须控制变形量。一般认为，当碳素钢板的厚度 t 大于或等于内径 D 的四十分之一时 ($t \geq \frac{1}{40}D$)，应该进行热卷。热卷前，通常必须将钢板在室内加热炉均匀加热；加热温度是一般的终锻（终卷）温度，从始锻温度到终锻温度的范围称为锻造温度。锻造（热加工）温度范围视钢材成分而定。常用材料的热加工温度范围，见表 6-4-17 所列：

表 6-4-17

常用材料热加工温度范围

材 料 牌 号	热 加 工 温 度 (°C)	
	加 热	终 止 (不 低 于)
Q235、15、15g、20、20g、22g	900 ~ 1050	700
16Mn、16MnR、15MnV、15MnVR	950 ~ 1050	750
15MnTi、14MnMoV	950 ~ 1050	750
18MnMoNb、15MnVN	950 ~ 1050	750
15MnVNRe	950 ~ 1050	750
Cr5Mo、12CrMo、15CrMo	900 ~ 1000	750
14MnMoVRe	1050 ~ 1100	850
12MnCrNiMoVCu	1050 ~ 1100	850
14MnMoNbB	1000 ~ 1100	750
0Cr13、1Cr13	1000 ~ 1100	850
1Cr18Ni9Ti、12Cr1MoV	950 ~ 1100	850
黄铜 H62、H68	660 ~ 700	460
铝及其合金 L2、LF2、LF21	350 ~ 450	250
钛	420 ~ 560	350
钛合金	600 ~ 840	500

热卷时，由于钢板表面的氧化皮剥落，氧化皮在钢板与轴辊之间滚轧，使筒身内壁形成凹坑和斑点，影响质量。所以，在卷弯过程中和卷弯后，必须清除氧化皮。然后再进行第二次的加热和卷弯。

热卷时必须考虑 5% ~ 6% 的板料减薄量和一定的延伸率，以便严格控制板料厚度的选择和筒身圆周长度的精确性。

③ 温卷。为了避免冷、热卷板时存在的困难，取冷、热卷板中的优点，提出了温卷的新工艺。温卷是将钢板加热至 500°C ~ 600°C 使板料比冷卷时有更好的塑性，同时减少卷板超载的可能，又可减少卷板时氧化皮的危害，操作也比热卷方便。

由于温卷的加热温度通常在金属的再结晶温度以下，因此实质上仍属于冷加工范围。

(9) 矫圆：圆筒卷弯焊接后会变形，所以，必须进行矫圆。矫圆分加载、滚圆、卸载三个步骤，使工件在逐渐减少矫正荷载下进行多次滚卷。

(10) 螺旋卷管：各种筒形结构壁板卷圆后的对接不能连续生产，效率较低，且其纵向焊缝对比母材强度有所降低。如采用螺旋卷管因斜接可与母材等强度计算，又可连续生产，效率较高，这种工艺已逐步得到推广。螺旋卷管的加工工艺过程如图 6-4-

12 所示。加工时将卷板机斜放，其角度根据板料宽度和成型产品的直径进行调整。

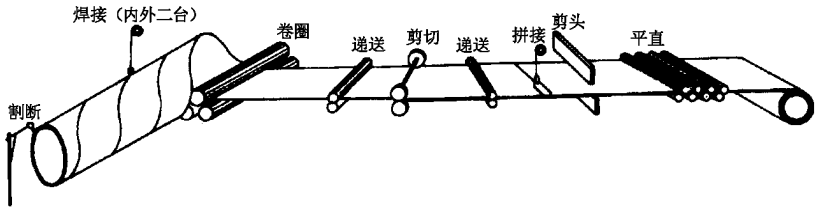


图 6-4-12 螺旋卷管加工工艺示意

六、卷板的常见缺陷和质量标准

(一) 外形缺陷

卷弯圆柱形筒身时，常见的外形缺陷有过弯、锥形、鼓形、束腰，边缘歪斜和棱角等缺陷，如图 6-4-13 所示。其原因为：

- (1) 过弯：轴辊调节过量（图 6-4-13a）；
- (2) 锥形：上下辊的中心线不平行（图 6-4-13b）；
- (3) 鼓形：轴辊发生弯曲变形（图 6-4-13c）；
- (4) 束腰：上下辊压力和顶力太大（图 6-4-13d）；
- (5) 歪斜：板料没有对中（图 6-4-13e）；
- (6) 棱角：预弯过大或过小（图 6-4-13f）。

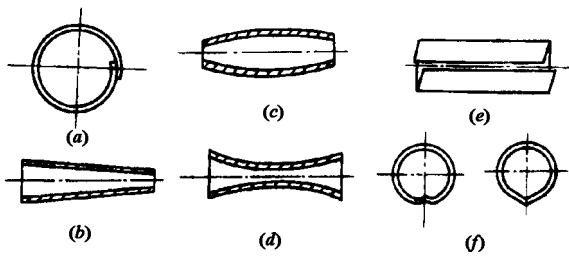


图 6-4-13 几种常见的外形缺陷

(a) 过弯；(b) 锥形；(c) 鼓形；(d) 束腰；(e) 歪斜；(f) 棱角

矫正棱角的方法可采用三辊或四辊卷板机进行，如图 6-4-14 所示。

(二) 表面压伤

卷板时，钢板或轴辊表面的氧化皮及粘附的杂质，会造成板料表面的压伤。尤其在热卷或热矫时，氧化皮与杂质对板料的压伤更为严重。为了防止卷板表面的压伤，应注

意以下几个点：

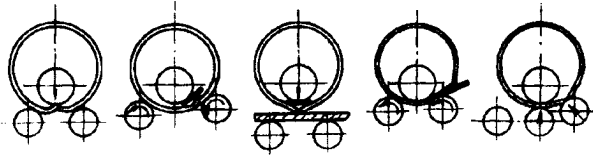


图 6-4-14 矫正棱角的方法

- (1) 在冷卷前必须清除板料表面的氧化皮，并涂上保护涂料。
- (2) 热卷时宜采用中性火焰，缩短高温下板料的停留的时间，并采用防氧涂料等办法，尽量减少氧化皮的产生。
- (3) 卷板设备必须保持干净，轴辊表面不得有锈皮、毛刺、棱角或其他硬性颗粒。
- (4) 卷板时应不断吹扫内外侧剥落的氧化皮，矫圆时应尽量减少反转次数等。
- (5) 非铁金属、不锈钢和精密板料卷制时，最好固定专用设备，并将轴辊磨光，消除棱角和毛刺等，必要时用厚纸板或专用涂料保护工作表面。

(三) 卷裂

板料在卷弯时，由于变形太大、材料的冷作硬化，以及应力集中等因素会使材料的塑性降低而造成裂纹。所以，为了防止卷裂，必须注意以下几点：

- (1) 对变形率大和脆性的板料，需进行正火处理。
- (2) 对缺口敏感性大的钢种，最好将板料预热到 $150^{\circ}\text{C} \sim 200^{\circ}\text{C}$ 后卷制。
- (3) 板料的纤维方向，不宜与弯曲线垂直。
- (4) 对板料的拼接缝必须修磨至光滑平整。

(四) 质量标准

质量检验应着重于对上面所提及的各种缺陷进行逐一验收，具体标准可根据设计制造和使用等要求而制定。

对圆筒和圆锥筒体经卷圆后，为了保证产品质量，应用样板进行检查。检查时允许误差见表 6-4-18 所示。

表 6-4-18

圆筒和圆锥筒体的允许偏差

钢板厚度 (mm)	钢 板 宽 度 (mm)			
	≤ 500	500 ~ 1000	1000 ~ 1500	1500 ~ 2000
	容 许 偏 差 a (mm)			
≤ 8	3.0	4.0	5.0	5.0
9 ~ 12	2.0	3.0	4.0	4.0

钢板厚度 (mm)	钢 板 宽 度 (mm)			
	≤500	500~1000	1000~1500	1500~2000
容 许 偏 差 a (mm)				
13~20	2.0	2.0	3.0	3.0
21~30	2.0	2.0	2.0	2.0

注：钢板纵向直形凹凸不超过 3mm。

钢板环形方向局部不圆的允许偏差 a 如图 6-4-15 所示。

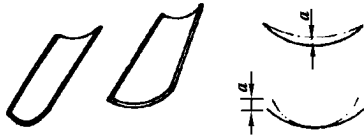


图 6-4-15 圆筒和圆锥筒体局部不圆的允许误差 a 示意

加工弯曲成型的构件，其尺寸的允许偏差见表 6-4-19 所示。

表 6-4-19 弯曲成型零件尺寸的允许偏差

零件弦长 (mm)	样板弦长 (mm)	不接触间隙 (mm)
≤1500	零件弦长	≤2.0
>1500	≥1500	≤2.0

七、操作时注意事项

使用卷板机和压力机操作时，应注意下列事项：

(1) 卷板前，应对设备加注润滑油，开空车检查其传动部分的运转是否正常，并根据需要调整好轴辊之间的距离。

(2) 加工的钢板厚度不能超过机械设备的允许最大厚度。

(3) 卷圆时，如带手套者，手不要靠近轴辊，以免将手卷入轴辊内。

(4) 卷圆直径很大的圆筒时，必须有吊车配合，以防止钢板因自重而使已卷过的圆弧部分回直或被压扁。

(5) 弧形钢板轧至末端时，操作人员应站在两边，不应站在正面，以防钢板下滑发

生事故。

(6) 在卷圆过程中, 应使用内圆样板检查钢板的弯曲度。

(7) 直径大的圆筒体, 轧圆时在接缝处应搭接 100mm 左右, 并用夹具夹好后, 再从卷板机上取下, 以减少圆筒体的变形。

(8) 如室内温度低于 -20°C 时, 应停止辊轧或压制工作, 以免钢板因冷脆而产生开裂。

第四节 边缘加工

一、概述

(1) 在钢结构制造中, 经过剪切或气割过的钢板边缘, 其内部结构会硬化和变态。所以, 如桥梁或重型吊车梁的重型构件, 须将下料后的边缘刨去 2~4mm, 以保证质量。此外, 为了保证焊缝质量和工艺性焊透以及装配的准确性, 前者要将钢板边缘刨成或铲成坡口, 后者要将边缘刨直或铣平。

(2) 一般需要作边缘加工的部位:

① 吊车梁翼缘板、支座支承面等具有工艺性要求的加工面。

② 设计图纸中有技术要求的焊接坡口。

③ 尺寸精度要求严格的加劲板、隔板、腹板及有孔眼的节点板等。

(3) 常用的边缘加工主要方法有: 铲边、刨边、铣边和碳弧气刨边四种。

二、铲边

(1) 对加工质量要求不高, 并且工作量不大的边缘加工, 可以采用铲边。铲边有手工和机械铲边两种。手工铲边的工具有手锤和手铲等。机械铲边的工具有风动铲锤和铲头等。

(2) 风动铲锤是用压缩空气作动力的一种风动工具。风动铲锤和铲头的结构如图 6-4-16 所示, 它是由进气管扳机(开关)、推杆、阀柜和锤体等主要部分组成。使用时, 将输送压缩空气的橡皮管接在进口管 4 上; 接前将风管向空中吹一下, 以防砂粒等杂物进入风锤内磨损机件, 然后按动扳机 2, 即可进行铲削。

(3) 一般手工铲边和机械铲边的构件, 其铲线尺寸与施工图纸尺寸要求不得相差 1mm。铲边后的棱角垂直误差不得超过弦长的 $1/3000$, 且不得大于 2mm。

(4) 风动铲锤的技术性能, 见表 6-4-20 所列。

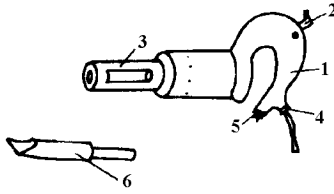


图 6-4-16 铲边风锤及铲头示意

1—手把；2—扳机（开关）；3—推杆；4—风带接头；5—排污孔；6—铲头

表 6-4-20 风动铲锤的规格性能

产品型号	全长 (mm)	缸体直径 (mm)	锤 体			风管内径 (mm)	使用空气压力 (N/mm ²)	冲击次数 次/min	冲击动 (J)	耗气量 (m ³ /min)	重量 (kg)
			直径 (mm)	行程 (mm)	重量 (mm)						
04-5	300	φ28	φ28	61	0.27	φ13	0.5	2400	11	0.5~0.6	5
04-6	377	φ28	φ28	99	0.40	φ13	0.5	1500	16	0.5~0.6	5.6
04-7	447	φ28	φ28	199	0.54	φ13	0.5	1000	25	0.5~0.6	6.5

(5) 铲边注意事项：

- ①空气压缩机开动前，应放出贮风罐内的油、水等混合物。
- ②铲前应检查空气压缩机设备上的螺栓、阀门完整情况，风管是否破裂漏风等。
- ③铲边的对面不许有人和障碍物。高空铲边时，操作者应带好安全带，身体重心不要全部倾向铲力，以防失去平衡，发生坠落事故。
- ④铲边时，为使铲头不致退火起见，铲头要注机油或冷却液。
- ⑤铲边结束应卸掉铲锤妥善保管，冬季工作后铲锤风带应盘好放于室内，以防带内存水冻结。

三、刨边

(1) 刨边主要是用刨边机进行。刨边的构件加工有直边和斜边两种，刨边加工的余量随钢材的厚度，钢板的切割方法而不同，一般刨边加工余量为 2~4mm。

(2) 刨边机的结构如图 6-4-17 所示，它是由主柱、液压压紧装置、横梁、刀架、走刀箱等主要部分组成。其操作方法是将切削的板材固定在作业架台上，然后用安装在可以左右移动的刀架上的刨刀来切削板材的边缘。刀架上可以同时固定两把刨刀，以同方向进刀切削，或一把刨刀在前进时切削，另一把刨刀则在反方向行程时切削。

(3) 较常用的刨边机 B81120A 型的技术性能如表 6-4-21 所列：

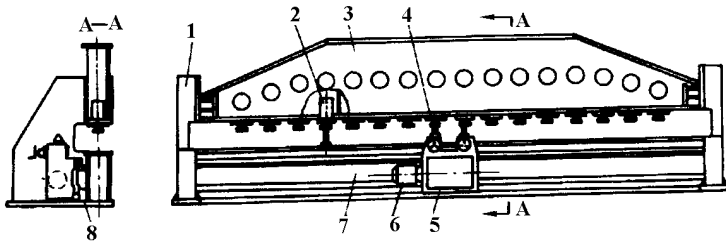


图 6-4-17 刨边机的结构示意图

1—立柱；2—液压压紧装置；3—横梁；4—刀架；5—走刀箱；6—电动机；7—底身；8—导轨

表 6-4-21

刨边机的技术性能

型号	最大刨削尺寸 长×厚 (mm)	最大牵引力 (kW)	刨削行程速度 (m/min)	刀架		电机功率(kW)		外形尺寸 (长×宽×高) (mm)	重量 (kg)
				数量	回转角(°)	主电机	总容量		
81120A	12000×80	60	10.20	2	±25	17	23.18	16582×4095×3075	35000

(4) 刨边机的刨削长度一般为 3~15m。当构件长度大于刨削长度时，可用移动构件的方法进行刨边；构件较小时，则可采用多构件同时刨边。对于侧弯曲较大的条形构件，先要校直。气割加工的构件边缘必须把残渣除净，以便减少切削量和提高刀具寿命。对于条形构件刨边加工后，松开夹紧装置可能会出现弯曲变形，需在以后的拼接或组装中利用夹具进行处理。

(5) 刨边所需要预加工的工艺余量，可参照表 6-4-22 所列数值，并结合具体情况处理。

表 6-4-22

刨边加工的余量

钢板性质	边缘加工形式	钢板厚度 (mm)	最小余量 (mm)
低碳钢	剪切机剪切	≤16	2
低碳钢	气割	>16	3
各种钢材	气割	各种厚度	4
优质低合金钢	气割	各种厚度	>3

(6) 一般刨削的进刀量和走刀速度见表 6-4-23 所列

表 6-4-23 刨削时的进刀量和走刀速度

钢板厚度 (mm)	进刀量 (mm)	切削速度 (m/min)
1~2	2.5	15~25
3~12	2.0	15~25
13~18	1.5	10~15
19~30	1.2	10~15

(7) 边缘加工的质量标准见表 6-4-24 所列。

表 6-4-24 边缘加工的质量标准 (允许偏差)

加工方法	宽度, 长度	直线度	坡度	对角差 (四边加工)
刨边	$\pm 1.0\text{mm}$	$L/3000$, 且不得大于 2.0mm	$\pm 2.5^\circ$	2mm
铣边	$\pm 1.0\text{mm}$	0.30mm		1mm

四、铣边 (端面加工)

(1) 对于有些构件的端部, 可采用铣边 (端面加工) 的方法以代替刨边。铣边是为了保持构件的精度, 如吊车梁、桥梁等接头部分, 钢柱或塔架等的金属抵承部位, 能使其力由承压面直接传至底板支座, 以减少连接焊缝的焊脚尺寸, 这种铣削加工, 一般是在端面铣床或铣边机上进行的。

(2) 端面铣床是一种横式铣床, 其外形如图 6-4-18 所示, 加工时用盘形铣刀, 在高速旋转时, 可以上下左右移动对构件进行铣削加工; 对于大面积的部位也能高效率地进行铣削。

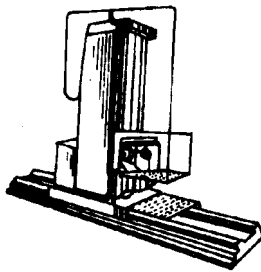


图 6-4-18 端面铣床

(3) 端面铣床常见的四种型号, 其技术性能见表 6-4-25。

(4) 端面铣削亦可在铣边机上进行加工, 铣边机的结构与刨边机相似, 但加工时用

盘形铣刀代替刨边机走刀箱上的刀架和刨刀，其生产效率较高。

表 6-4-25 端面铣床的技术性能

产品名称	型号	工作台面积 宽×长 (mm)	行程 (mm)			主轴转速 (r/min)		工作台进给量 (mm/min)		推荐最大 刀盘直径 (mm)	电机功率 (kW)	
			纵向	横向	垂直向	级数	范围	级数	范围		主电机	总容量
端面铣床	XE755	500×2000	1400	500	600	18	25~1250	无级	14~1250	250	11	14.55
双端面铣床	X364	400×1000	1300	100		6	160~500	18	32~1600	260	5.5	8.9
双端面铣床	X368	800×1600	2000	125		6	40~125	无级	20~1000	547	30	37~495
移动端面铣床	X3810A	3000×1000	3000	200	1000	12	50~630	18	23.8~1180	350	13	16.55

五、碳弧气刨

(1) 碳弧气刨原理。碳弧气刨就是把碳棒作为电极，与被刨削的金属间产生电弧，此电弧具有 6000℃ 左右高温，足以把金属加热到溶化状态，然后用压缩空气的气流把溶化的金属吹掉，达到刨削或切削金属的目的，如图 6-4-19 所示，图中碳棒 1 为电极，刨钳 2 夹住碳棒。通电时，刨钳接正极，构件 4 接负极，在碳棒与构件 4 接近处产生电弧并熔化金属，高压空气的气流 3 随即把熔化金属吹走，完成刨削。图中箭头 I 为表示刨削方向，箭头 II 表示碳棒进给方向。

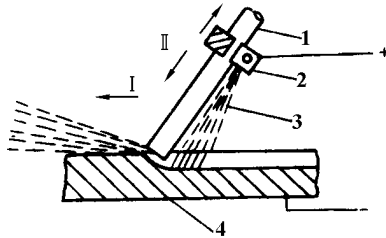


图 6-4-19 碳弧气刨示意图

1—碳棒；2—刨钳；3—高压空气流；4—工件

(2) 碳弧气刨的应用范围：用碳弧气刨挑焊根，比采用风凿生产率高，特别适用于仰位和立位的刨切，噪音比风凿小，并能减轻劳动强度；采用碳弧气刨翻修有焊接缺陷的焊缝时，容易发现焊缝中各种细小的缺陷；碳弧气刨还可以用来开坡口、清除铸件上的毛边和浇冒口，以及铸件中的缺陷等，同时还可以切割金属如铸铁、不锈钢、铜、铝等。但碳弧气刨在刨削过程中会产生一些烟雾，如施工现场通风条件差，对操作者的健康有影响。所以，施工现场必须具备良好的通风条件和措施。

(3) 碳弧气刨的电源设备，工具及碳棒略述如下：

①碳弧气刨的电源设备：碳弧气刨一般采用直流电源。由于碳弧气刨的电流较大，需连续工作时间较长，故应选用功率较大的直流电焊机（如 AXI-500）。

②碳弧气刨的工具：碳弧气刨主要工具是碳弧气刨枪，如图 6-4-20。碳弧气刨枪的要求是，导电性良好，吹出的压缩空气集中且准确，碳棒要夹牢固，又要更换方便，外壳绝缘良好，自重轻、操作方便等。

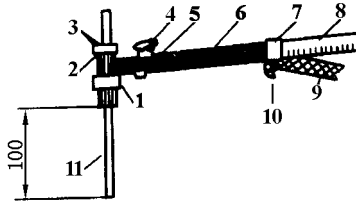


图 6-4-20 碳弧气刨枪

- 1—枪头；2—围钳；3—紧固螺帽；4—空气伐；
5—空气导管；6—绝缘手把；7—导柄套；
8—空气软管；9—导线；10—螺栓；11—碳棒

③碳棒：碳弧气刨主要通过碳棒与构件间的电弧来熔化金属。因此，对碳棒的要求是耐高温、导电性良好，不易断裂，断面组织细致，成本低、灰粉少等。一般采用镀铜实心碳棒，镀铜的目的是提高碳棒的导电性和防止碳棒表面的氧化。碳棒断面形状分为圆形和矩形两种。矩形碳棒刨槽较宽，适用于大面积的刨槽或刨平面。

(4) 碳弧气刨工艺：

①工艺参数及碳棒的影响：碳弧气刨的工艺参数主要指电源极性、电流与碳棒直径，刨削速度和压缩空气的压力等。其工艺参数见表 6-4-26。

表 6-4-26 碳弧气刨的工艺参数（供参考）

碳棒直径 (mm)	电流 (A)	适合板厚 (mm)	风压 (N/mm ²)	碳棒伸出长度 (mm)	角度 (°)	运行速度 (m/h)	刨槽宽度 (mm)	刨槽深度 (mm)
6	180~200	4.5	0.2~0.3	80~120	18~20	55	10	3
7	240~260	10~14	0.4~0.5	80~120	25~30	32	13	5.5
8	300~320	14	0.4~0.5	80~160	25~30	39.5	14	6
10	340~380	16	0.4~0.5	80~160	25~30	25	15	7

②采用碳弧气刨时，各种金属的极性选择，见表 6-4-27。

表 6-4-27

碳刨时各种金属的极性选择

材料	极性	备注	材料	极性	备注
碳钢	反接	正接表面不光	铸铁	正接	反接不如正接
低合金钢	反接	正接表面不光	铜及铜合金	正接	
不锈钢	反接	正接表面不光	铝及铝合金	正接或反接	

(5) 碳弧气刨的操作和安全技术。

①操作技术：采用碳弧气刨时，要检查电源极性，根据碳棒直径调节好电流，同时调整好碳棒伸出的长度。起刨时，应先送风，随后引弧，以免产生夹碳。在垂直位置刨削时，应由上而下移动，以便于流渣流出。当电弧引燃后，开始刨削时速度稍慢一点；当钢板熔化熔渣被压缩空气吹走时，可适当加快刨削速度。刨削中，碳棒不能横向摆动和前后移动，碳棒中心应与刨槽中心重合，并沿刨槽的方向作直线运动。在刨削时，要握稳手把，眼睛看好准线，将碳棒对正刨槽，碳棒与构件倾角大小基本保持不变。用碳弧气刨过程中有被烧损现象需调整时，不要停止送风，以使碳棒能得到很好的冷却。刨削结束后，应先断弧，过几秒钟后才关闭风门，使碳棒冷却。

②安全技术：操作时，应尽可能顺风向操作，防止铁水及熔渣烧坏工作服及烫伤皮肤，并应注意场地防火。在容器或舱室内部操作时，操作部位不能过于狭小，同时要加强抽风及排除烟尘措施。

碳弧气刨时使用的电源较大，应注意防止因焊机过载和长时间连续使用出现发热超标而损坏机器。

第五节 折 边

一、概述

在钢结构制造中，把构件的边缘压弯成倾角或一定形状的操作称为折边。折边广泛用于薄板构件，它有较长的弯曲线和很小的弯曲半径。薄板经折边后可以大大提高结构的强度和刚度。这类工件的弯曲折边，常利用折边机进行。

二、折边设备的结构及其模具

(1) 折边机在结构上具有窄而长的滑块，配合一些狭而长的通用或专用模具和挡料装置，将下模固定在折边机的工作台上，扳料在上、下模之间，利用上模向下时产生的压力，以完成较长的折边加工工作。

(2) 常用的机械或液压板料折弯压力机的技术参数，见表 6-4-28 和表 6-4-29。

(3) 板料折弯压力机用于将板料弯曲成各种形状，一般在上模作一次行程后，便能将板料压成一定的几何形状，如采用不同形状模具或通过几次冲压，还可得较为复杂的各种截面形状。当配备相应的装备时，还可用于剪切和冲孔。

表 6-4-28 机械板料折弯压力机技术参数

产品名称	型号	技术参数				电机功率 (kW)	重量 (t)	外形尺寸 (长×宽×高) (mm)	备注
		折板尺寸 (厚×宽) (mm)	最大厚度 时最小折 曲长度 (mm)	最大厚度时最 小折曲半径 (mm)	上梁 行程 (mm)				
折力机	W621.5×1000	1.5×1000	5	1	80	2.2	1	2100×850×1300	压手动、折机动、 手动， 上梁压紧有 快慢速 上梁压紧、 有快慢速 上梁压紧有 快慢速
	W622×800	2.0×800	5	1	80		0.022	1015×600×460	
	W622.5×1250	2.5×1250	6	(1~1.5)	150	3.0	1.5	2400×850×1300	
	W622.5×1500	2.5×1500	6	(1~1.5)	150	3.0	1.55	2500×850×1300	
	W622.5×1500	2.5×1500	6	3.75	200	1.1/3	1.5	2500×560×1300	
	W622.5×1500	2.5×1500	6	(1~1.5)	150	30	1.55	2500×850×1300	
	W624×2000	4×2000	20	6	200	5.5	4.2	2540×1560×420	
	W626.3×2500	6.3×2500	45	9	315	17	6.5	3675×1970×1700	

表 6-4-29 液压板料折弯压力机技术参数

型号	公称压力 (kN)	工作台 长度 (mm)	主柱间 距离 (mm)	喉口深度 (mm)	滑块行程 (mm)	滑块 调节量 (mm)	最大开启 高度 (mm)	主电机 功率 (kW)	外形尺寸 长×宽×高 (mm)
W67Y-40/2000C	400	2000	1700	200	100	75	360	4	2180×1450×2060
W67Y-63/2500	630	2500	2100	250	100	80	360	5.5	2560×1690×2180
W67Y-100/3200C	1000	3200	2600	320	150	120	450	7.5	3290×1770×2450
W67Y-160/4000C	1600	4000	3300	320	200	160	500	11	4080×1640×2650

板料折弯压力机，有机械传动和液压传动两种。液压传动的折弯压力机是以高压油动力，利用油缸和活塞使模具产生运动的。图 6-4-21 为 W67Y-160 型液压传动的板料折弯压力机。机械传动板料折弯压力机构，都是双曲轴式的，滑块的运动和上下位置的调节是两个独立的传动系统；由主电动机通过皮带轮和齿轮带动传动轴转动，再经传动轴两端的齿轮带动曲轴转动，并通过连杆使滑块上下运动。上模安装在上滑块上，下模则置于工作台上。

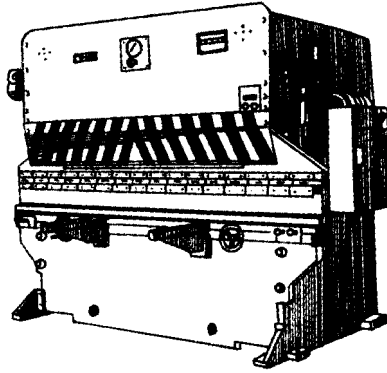


图 6-4-21 W67Y-160 型板料折弯压力机

(4) 板料折弯压力机的模具有通用和专用两种，通用弯曲模的断面形状如图 6-4-22 所示。上模稍带弯曲，端头呈 V 形，并有较小的圆角半径。下端在四个面上分别制出适应于弯制构件的几种固定槽口，槽口的形状，一般呈 V 形的，也有矩形的，都能弯制锐角和钝角的构件，下模的长度一般与工作台面相等。专用模具是根据构件的加工特殊形状和要求而特意设计的模具，它不具备通用性。

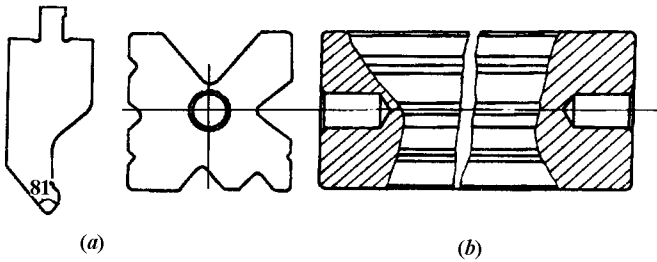


图 6-4-22 通用折边弯曲模

(a) 上模 ; (b) 通用下模

三、折边工艺

在通用弯曲模上，将板料折边成数个弯角时，首先应根据弯角的半径和构件的，形状，调整挡块的位置（或按所划的线）和选择上、下模的形状，折边的合理顺序以及确定构件的折弯应小于或等于滑块的公称压力。现将折边的技术工艺要求略述如下：

- (1) 折边前必须熟悉样板、图纸、工艺规程，并了解技术要求
- (2) 整理好工作场地，准备好需用的工具、胎具、量具、压模、样板等。
- (3) 检查折边机运转是否正常，并向注油孔注油。
- (4) 专用模具应考虑构件加热后的膨胀系数和冷弯材料的回弹率，对易磨损的模

具，应及时更换和修复。

(5) 严格遵守安全操作规程。

(6) 在弯制多角的复杂的构件时，事先要考虑好折弯的顺序。折弯的顺序一般是由外向内依次弯曲，如果折边顺序不合理，将会造成后面的弯角无法折弯。

(7) 在弯制大批量构件时，需加强首件结构件的质量控制。

(8) 钢板进行冷弯加工时，最低室温一般不得低于 0℃；16Mn 钢材不得低于 5℃；各种低合金钢和合金钢根据其性能酌情而定。

(9) 折弯时，要经常检查模具的固定螺栓是否松动，以防止模具移位。如发现移位，应立即停止工作，及时调整固定。

(10) 构件如采用热弯，须加热至 1000℃ ~ 1100℃，低合金钢加热温度为 700℃ - 800℃。

(11) 当热弯工件温度下降至 550℃时，应停止工作。

(12) 折弯时，应避免一次大力加压成形，而逐次渐增度数，最后用样板检查；千万不能折边角度过大，造成往复反折，损伤构件。

(13) 折弯过程中，应注意经常用样板校对构件进行检验。

四、操作注意事项

为了确保安全生产，操作时必须注意以下几点：

(1) 在机器开动前，要清除机械设备周围的障碍物，上、下模具间不准堆放有任何工具等物件，对机械设备应加注润滑油。

(2) 检查设备各部分工作是否正常，发现问题应及时修理。

(3) 开动机器后，待电动机和飞轮的转速正常后，再开始工作。

(4) 不允许超负荷工作，满负荷时，必须把板料放在两立柱中间，使两边负荷均匀。

(5) 保证上、下模之间有间隙，间隙值的大小，按折板的要求决定，但不得小于被折板料的厚度，以免发生“卡住”现象，造成事故。

(6) 折板板件的表面不准有焊疤与毛刺。

(7) 电气绝缘与接地必须良好。

第六节 模具压制

一、概述

(1) 模具是一个跨行业的基础工作，它和工业结构调整与产品结构调整关系非常密

切，现代化的工业产品升级换代，模具必须先行。高质量、高速度的产品生产，只有在优质模具得到保证下方能达到。

(2) 模具压制是在压力设备上利用模具使钢材成形的一种工艺方法；钢材及构件成形的好坏与精度，完全取决于模具的形状尺寸和制造质量。

下面就钢结构加工钢板及型钢的模具压制成形的有关模具分类和用途、压制模具的制作以及其所用设备进行简介。

二、模具分类和用途

(一) 按加工工序

如表 6-4-30 所示，主要有以下几种：

(1) 冲裁模如表 6-4-30 中 a 项在压力机上使板料或型材分离的加工工艺。其主要工序有落料成形、冲切成形等。

(2) 弯曲模如表 6-4-30 中 b 项在压力机上使板料或型材弯曲加工工艺。其主要工序有压弯、卷圆等。

(3) 拉深模如表 6-4-30 中 c 项在压力机上使板料轴对称，非对称或半敞变形拉深加工工艺。其轴对称工序有拉深，变薄拉深等。

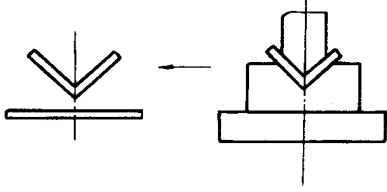
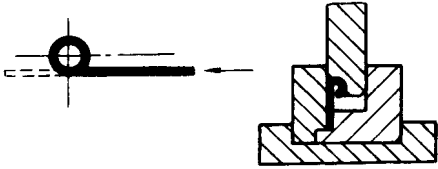
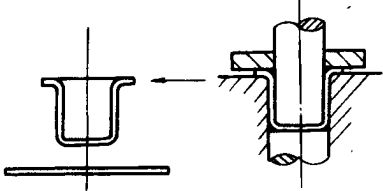
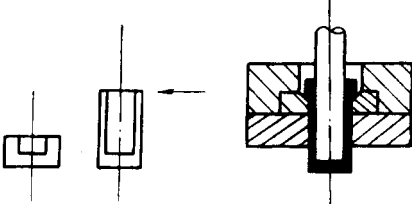
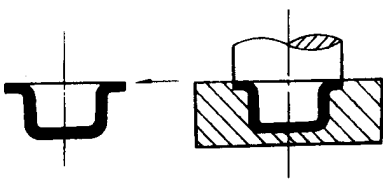
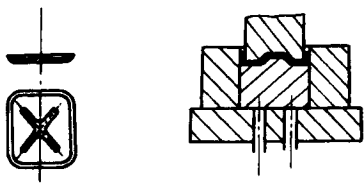
(4) 压延模如表 6-4-30 中 d 项在压力机上对钢材进行冷挤压或温热挤压加工工艺。其主要工序有压延，起伏压延，胀形压延及旋转压延等。

(5) 其他成形模如表 6-4-30 中 e 项在压力机上对板料半成品进行再成形加工工艺。其主要再成形工序如翻边、卷边、扭转、收口、扩口、整形等。

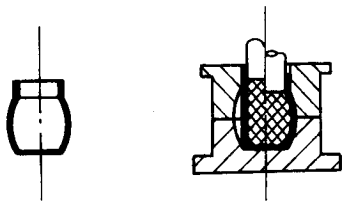
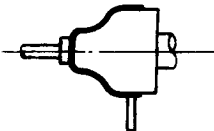
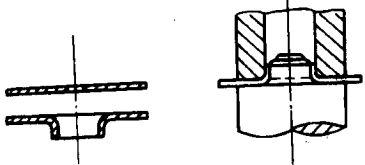
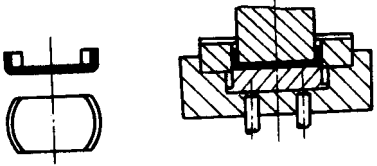
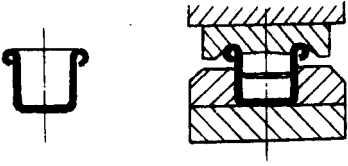
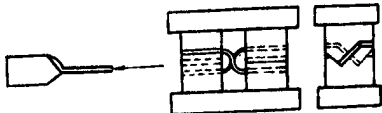
表 6-4-30

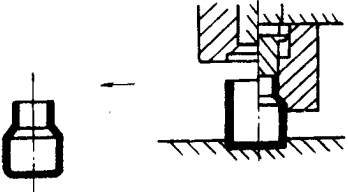
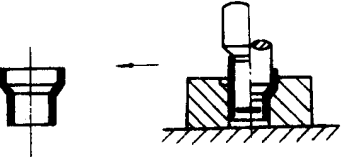
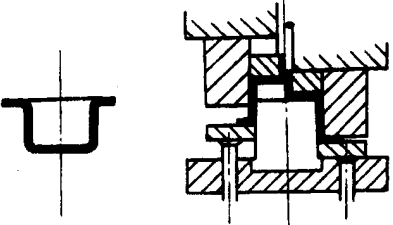
模具分类示意图

编号	工序	图 例	图 解
a	落料		用模具沿封闭线冲切板料，冲下的部分为工件，其余部分为废料
	冲孔		用模具沿封闭线冲切板材，冲下的部分是废料

编号	工序	图 例	图 解
b	压弯		<p>用模具使材料弯曲成一定形状</p>
	卷圆		<p>将板料端部卷圆</p>
c	拉深		<p>将板料压制空心工件，壁厚基本不变</p>
	变薄拉深		<p>用减小直径与壁厚增加工件高度的方法来改变空心件的尺寸，以得到要求的底厚、壁薄的工件</p>
d	压延		<p>将拉深或成形后的半成品边缘部分多余材料切掉； 将一块圆形平板料坯压延成一面开口的圆筒</p>
	起伏		<p>在板料或工件上压出筋条，花纹或文字，在起伏处的整个厚度上都有变薄</p>

第四章 成形加工

编号	工序	图 例	图 解
d	胀形		<p>使空心件（或管料）的一部分沿径向扩张，呈凸肚形</p>
	施压		<p>利用擀棒或滚轮板料毛坯擀压成一定形状（分变薄和不变薄两种）</p>
e	孔的翻边		<p>将板料或工件上有孔的边缘翻成竖立边缘</p>
	外缘翻边		<p>将工件的外缘翻成圆弧或曲线状的竖立边缘</p>
	卷边		<p>将空心件的边缘卷成一定的形状</p>
	扭转		<p>将平板坯料的一部分相对于另一部分扭转一个角度</p>

编号	工序	图 例	图 解
e	收口		将空心件的口部缩小
	其他成形 扩口		将空心件的口部扩大， 常用于管子
	整形		把形状不太准确的工 件矫正成形

(二) 按加工形式分类

(1) 简易模。单件或小批量生产，一般精度时采用。

(2) 连续模。中批或大批量生产，中级精度，加工形状复杂和特殊形状的零件时采用。

(3) 复合模。中批或大批量生产，中级或高级精度、零件几何形状与尺寸受到模具结构与强度的限制时采用。

(三) 按安装位置分类

(1) 上模。也称凸模，由螺栓装置在压力机压柱上的固定横梁上。

(2) 下模。也称凹模，由螺栓固定在压力机的工作台上。

上、下模的安装必须做好上模中心与压柱中心重合，使压柱的作用力均匀地分布在压模上，下模的位置要根据上模来确定，上、下模中心一定相吻合，以保证压制零件形状和精度的准确。图 6-4-23 为上下模安装示意图。

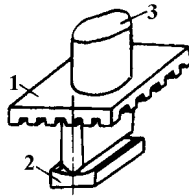


图 6-4-23 上下模装置的示意图
1—上模；2—下模；3—压柱

三、压制模具的制作

各种模具压制的制作方法基本上是相同的，现在以封头压制模具作概要说明：

封头模具包括有上下模，各类型的封头模具主要有精确工件加工多次的压延模和非标准件的一次压延模，这两种模具作用和压延原理基本一致，但就其压延方法和精确度要求是不同的。现就模具设计、工艺、模具尺寸的间隙、压延方法以及常见的缺陷介绍如下：

（一）封头模具设计要点

（1）上下模直径、高度及圆角半径（R）的确定。

（2）压边圈和压边顶杆的形式及位置的考虑，要求顶杆有足够的刚性，以防止受压后弯曲变形影响工件成形和精度。

（3）选择合适的模具材料，以保证达到足够的压延强度。

（4）选用合理的压制设备，了解其技术性能和工作情况。

（二）封头模具的工艺要求

（1）上模中应开通气孔，以便于卸下工件。

（2）下模和压边圈的工作表面要光滑，压延标准精度一般应确定为 $\sqrt[12.5]{}$ 、 $\sqrt[0.8]{}$ 之间，不允许开孔开槽，以防止压延时损坏零件表面的光洁度。

（3）压延时应保证工件与模具的良好润滑，以减少摩擦和模具的磨损，保证工件压制精度。

（4）热压加工应考虑收缩量及卸料装置问题。

（三）封头模具尺寸的间隙考虑

（1）上、下模直径尺寸，应根据封头内外尺寸大小，以满足上、下模凹凸间隙中的成型要求。

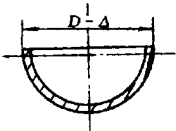
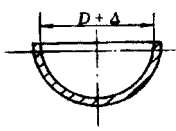
（2）由于板料厚度存在误差，加热时产生氧化皮（ Fe_3O_4 ），以及材料热膨胀和冷收

缩的因素，加上模具本身的制造公差等均应加以考虑。

(3) 尺寸间隙过大，封头容易起皱；尺寸间隙过小，坯料不易移动，从而使封头侧壁和转角处造成过度拉伸变薄，增加压制设备的负荷，使模具磨损增大，也使构件成形困难。

(4) 一般情况下压延间隙应大于压板的厚度，计算压模工作部份的尺寸公式如表 6-4-31 所示；封头压延中，凸凹模间隙采用的数值可参照表 6-4-32。合理设计模具的凹模圆角半径尺寸，是压延工作的重要环节，根据压延实践经验，凹模圆角半径尺寸可按表 6-4-33 确定。

表 6-4-31 压模工作部分尺寸的公式

技术要求	要求外部尺寸准确	要求内部尺寸准确
筒 图		
凹模制造尺寸	$D_M = (D - \Delta) + \delta_M$	$D_M (D + \Delta + 2z) + \delta_M$
凸模制造尺寸	$D_N (D - \Delta - 2z) - \delta_N$	$D_N = (D + \Delta) - \delta_N$

表中公式 D_M ——凹模尺寸 (mm, 下同)；
 D_N ——凸模尺寸；
 δ_M ——凹模的制造公差；
 δ_N ——凸模的制造公差；
 Δ ——压延件公称尺寸的允许偏差；
 z ——凹模与凸模间的单面间隙。

表 6-4-32 凸凹模间隙数值表

材 料	间隙 (z) (mm)	
	第一次压延	各次压延
低 碳 钢	$(1.3 \sim 1.5) t$	$(1.2 \sim 1.3) t$
黄铜、铝合金	$(1.3 \sim 1.4) t$	$(1.15 \sim 1.2) t$

注：1. 表中 t 为压延件材料厚度。
 2. 首次压延取大值，以后各次压延取小值。

表 6-4-33 凹模的圆角半径值 (mm)

材 料	材料厚度 (t)	圆角半径 (r)
钢 材	< 3	(6~10) t
	3~6	(4~6) t
	6~20	(2~4) t
铝、黄铜、紫铜	< 3	(5~8) t
	3~6	(3~5) t
	6~20	(1.5~3) t

注：1. 凸模圆角半径的取法是在凹模圆角半径的基础上，减去压件材料厚度和间隙 (z) 的和 (和即零件半径 R)，就是凸模圆角半径的尺寸。

2. 表内凹模圆角半径，经验值属于首次压延的数值；如果进行多次压延，表内数值可递减。

(5) 压延时，压模的上下模制造公差见表 6-4-34。

表 6-4-34 压模的上下模制造公差

材料厚度 (mm)	压延的公称直径 (mm)					
	10~50		50~200		200~500	
	+ δ_M	- δ_N	+ δ_M	- δ_N	+ δ_M	- δ_N
0.25	0.02	0.01	0.03	0.015	0.03	0.015
0.35	0.03	0.02	0.04	0.02	0.04	0.025
0.5	0.04	0.03	0.05	0.03	0.05	0.035
0.6	0.05	0.035	0.06	0.04	0.06	0.04
0.8	0.07	0.04	0.08	0.05	0.08	0.06
1.0	0.08	0.05	0.09	0.06	0.10	0.07
1.7	0.09	0.06	0.10	0.07	0.12	0.08
1.5	0.11	0.07	0.12	0.08	0.14	0.09
2.0	0.13	0.085	0.15	0.10	0.17	0.12
2.5	0.15	0.10	0.18	0.12	0.20	0.14
3.5	0.16	0.11	0.25	0.135	0.235	0.16

(四) 封头常用的几种压延方法

(1) 薄壁封头压延方法如图 6-4-24 所示, 当坯料直径 D 和封头内径 d 之差值大于板料厚度为 $45t$ 时, 就属于薄壁封头。 t 为板料厚度, 其关系式为: $D - d > 45t$

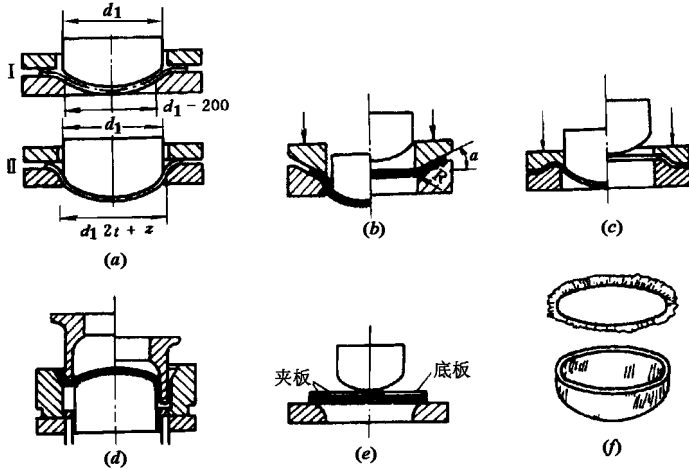


图 6-4-24 薄壁封头的压延方法

① 多次压延法 (图 6-4-24c) 适用于 $d \geq 2000\text{mm}$, $45t < D - d < 100t$ 的情况。其第一次预成形压延, 用比凸模直径小 200mm 左右的下模预压成盆状, 第二次可再次加大尺寸预压, 也可直接用配套的压模压制成为所需要的尺寸。

② 带锥面边圈压延法 (图 6-4-24b) 适用于 $45t < D - d < 60t$, 锥面斜角 $\alpha = 20 \sim 30^\circ$ 的情况。为改善压延时变形情况, 应将上模压边和下模工作面做成圆锥面, 这样可取得较好的锥面边圈。

③ 带槛形筋压延法 (图 6-4-24c) 适用于 $45t < D - d < 160t$ 的情况。在下模边口制出凸缘槛筋, 在上模压边圈上制出与下模相吻合的凹槽, 利用槛形压延筋增大坯料凸缘边的变形阻力和摩擦力, 以增加径向拉应力, 避免边缘起皱, 提高成形质量。

④ 反压延法 (图 6-4-24d) 在 $60t < D - d < 120t$ 时可采用。反压延法就是将上模制成凹模, 下模制成凸模, 这种方法对提高工件质量有保证。

⑤ 夹板压延法 (图 6-4-24e) 适用于 $< 4\text{mm}$ 薄板贵重金属材料, 以及不宜直接与火焰接触的材料。将坯料夹在两块钢板中间, 或将坯料贴附在一块厚钢板上进行加热压延。

⑥ 加大坯料压延法 (图 6-4-24f), 坯料直径按大于工件直径 $10\% \sim 15\%$ 左右简略计算, 适用于 $60t < D - d < 160t$ 的情况。可采用一次或多次压延法加工, 在成形后将凸缘多余部分切割至工件尺寸。

(2) 中、厚壁封头的压延方法, 如图 6-4-25 所示。

① 当 $6t \leq D \leq 45t$ 时为中壁封头, 一般情况下采用加热一次压制成形。

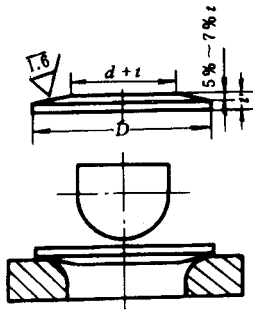


图 6-4-25 中、厚壁封头压延方法

②当 $D - d < 6t$ 时为厚壁封头，一般应适当增大一些模具的间隙，以便封头能顺利通过，最好分二次或多次压制。

③多层封头压延法：(图 6-4-26)，是将几块板料叠在一起压成，或多次重叠压延而成。

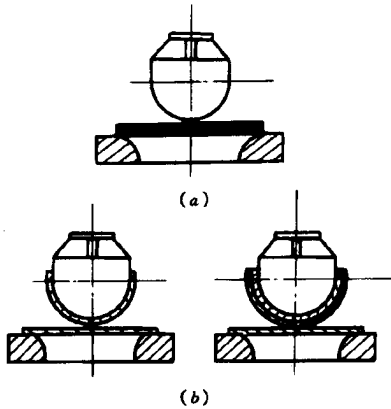


图 6-4-26 多层封头压延方法

a) 重叠压延；b) 多层压延

④带孔封头压延：(图 6-4-27)，为装配或检修容器内部情况，某些封头顶部开有带翻边的人孔，一般情况下人孔翻边和封头压延同时进行。上模开有翻边用孔，下模在压力机工作台上装有顶杆，当上模下压封头成形后，顶杆则对人孔作翻边用，封头和人孔翻边在一次行程中完成。

(五) 压延封头时常见的缺陷

压延封头时，由于加热不均匀，压延力或压边力大小不合理，模具设计和制造时圆角曲率误差及表面光洁度差，脱模温度过高或方法不适当，坯料材质差或选用不合理，润滑剂选用和涂抹不当，以及选用压制设备负荷量不足等各种原因，封头就会产生一系

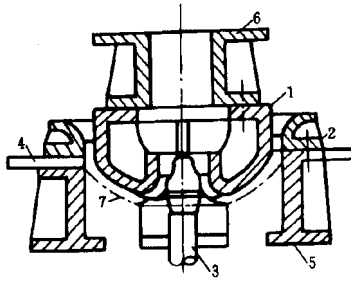


图 6-4-27 带孔封头的压延方法



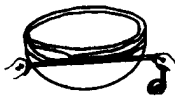
1—空心凸模；2—凹模；3—人孔翻边顶杆；4—卸件插销；
5—凹模底座板；6—凸模拖板；7—人孔封头

列缺陷，甚至成为废品，常见的缺陷情况见表 6-4-35：

表 6-4-35

压制封头常见缺陷

序号	名称	图 例	产生的原因	消除的方法
1	起皱		加热不均匀，压边力太小或不均匀，上下模间隙太大，曲率不均	加热要均匀，压边力大小和模具间隙要合理
2	起包		加热不均匀，材质差，上下模间隙太大，压边力太小，压边圈未起作用	保证坯料材质合格，加热均匀，模具间隙合理
3	直边拉痕 压坑		下模表面粗糙或有拉毛现象，坯料气割后溶渣消除不清	提高下模及压边圈表面光洁度，做好坯料清洁工作
4	表面微细 裂纹		加热不合理，下模圆角太小，坯料尺寸过大，冷却速度太快	提高下模表面光洁度，下模圆角设计和坯料尺寸要合理
5	开裂		加热规范不合理，坯料边缘有损坏痕迹或缺口，材质塑性差或有杂质	保证加热均匀，提高坯料边缘光洁度及表面质量

序号	名称	图 例	产生的原因	消除的方法
6	偏斜		压延间隙大小不均, 定位不准, 压边力不均匀, 润滑剂涂抹不合理	合理加热保证坯料压边力均匀, 润滑剂涂抹均匀
7	椭圆		脱模方法不好, 封头起吊或搬运时温度太高, 模具精度差, 配合误差大	改进脱模方法, 合理降温后再起吊与搬运, 提高模具精度
8	直径大小不均		成形压制时, 脱模温度高低不一, 冷却情况不相同	保证脱模温度合理一致, 冷却方法相同, 且合理

四、封头压制

封头压制时温度的控制：封头一般采用热压。为保证热压质量，必须控制开始压制温度和结束压制温度。开始时压制温度决定于加热温度，其温度高低由材料的成分和板厚决定，对一般厚度（小于 15 ~ 50mm）的低碳钢板为 1100℃ ~ 1050℃；对较薄或较厚的低碳钢板为 1100℃ 左右。加热温度过高，容易使材料烧坏；温度过低，起不到加热作用。一般碳钢加热到 200℃ ~ 300℃ 时，将使强度极限和屈服极限升高，而塑性明显下降，这种现象称为蓝脆性，所以在蓝脆性现象时，应避免再压制。碳钢结束压制时温度一般应为 750℃ ~ 850℃，温度过低使钢板发生冷作硬化，会出现裂纹。为了保证热压工件的表面质量，坯料加热后应清除表面杂质和氧化皮。

五、压制设备

(1) 选择压制设备的基本原则

- ① 压力机应有足够的压力和功率。
- ② 压力机的闭合高度、工作行程以及工作台面尺寸应符合模具安装要求。
- ③ 按压制件的工序要求和特点进行适合的选择。
- ④ 现有设备工作负荷的平衡。

(2) 压制设备的分类：无论是冲裁、弯曲、拉深或压延等工作中，都应选择适合的压制设备，也即压力机，再配制相应的模具，才能达到加工构件的要求。常用压力机分类见表 6-4-36。

表 6-4-36

压力机的分类

分类方法	型式与类别	
按结构机身	闭 式	
	开 式	
按滑块个数	单 头	
	双 头	
	多 头	三 头
		四 头
按驱动机构	摩擦式	
	肘杆式	
	曲柄式	
按驱动力	机械式	
	液压式	水 压
		油 压
	气压式	直压式
		杆杆式

(3) 气压机 气压机又叫风压机，它是以压缩空气为动力的一种压力机械，按其压力的传递方式可分为单缸直压式和多缸杆杆式两种。其构造原理简述如下：

①单缸直压式。单缸直压式气压机的构造如图 6-4-28 所示。气缸内部装有活塞 7 (由皮碗、钢板、螺栓组成) 及弹簧 6。工作时，将下模固定在承压台 4 上，上模安装在压力顶杆 5 上，扳起开关 3，气缸 2 与气管相通，压缩空气经三通开关进入缸内推动活塞，压缩弹簧顶杆伸出产生顶压作用。关闭开关，气缸与大气相通，压缩空气由缸内经三通开关排出，这时活塞受弹簧张力作用，带动顶杆向上升起，恢复原来位置。单缸直压式气压机的压力可按下式计算：

$$P = F \cdot q \cdot K$$

式中 F ——单缸活塞面积 (cm^2)

q ——压缩空气单位压力 (MPa)

K ——系数 (一般取 0.8，考虑弹簧压缩力及摩擦阻力)

②多缸杆杆式。多缸杆杆式气压机其构造如图 6-4-29 所示。它是在单缸直压式基础上利用杠杆原理产生较大的工作压力改进而成。其计算公式：

$$P = \frac{C_2 \cdot F \cdot q}{C_1} K$$

式中 C_1 ——支点至压力杆中心距离 (mm)；

- C_2 ——支点至气缸总压力中心距离 (mm);
 F ——各缸活塞总面积 (cm^2)
 q ——压缩空气单位压力 (MPa);
 K ——系数 (一般取 0.8~0.9)

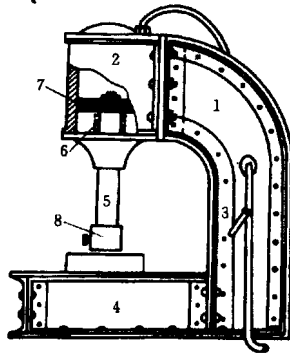


图 6-4-28 单缸直压式气压机

- 1—机体；2—气缸；3—三通开关；4—承压台；
 5—顶杆；6—弹簧；7—活塞；8—压力头。

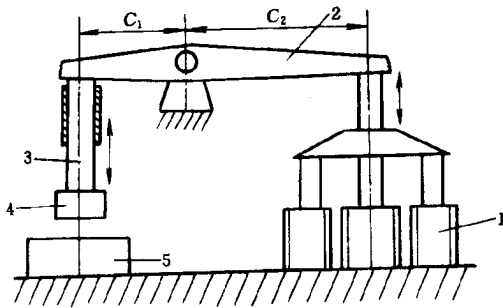


图 6-4-29 多缸杠杆式气压机

- 1—气缸；2—传递杠杆；3—压柱；4—压力头；5—承压台

(4) 气压机压制工作时要注意丝杠顶杆不能转动，如一旦转动，则会使连在一起的压力头和上模转动，从而使上、下模错位，出现废品。气压机的工作压力受压缩空气的压力及活面塞积的限制，适用于中小型工件的压制加工。气压机的保养工作非常重要，要重点注意保持丝杠顶杆的清洁工作和润滑工作，在安装和拆卸模具时不要磕碰丝杠顶杆。

(5) 液压机。其工作原理是用液体作为介质传递功率。按所用介质不同，分油压机和水压机两种。

液压机是利用“密闭容器中的液体各部分压强相等”的原理，而产生巨大的压力。设有大小不等的两液压缸，如图 6-4-30 所示，小液压缸活塞 A_1 的面积为 S_1 ，大液压

缸活塞 A_2 的面积为 S_2 ；两液压缸用导管连通，则两液压缸构成一封闭的容器，液压缸内置有液体（水或油）。

当外力 P_1 作用于小活塞 A_1 上，液体即受到 P_1/S_1 的压强，此压强同时传递到大活塞 A_2 上，使大活塞产生 P_2 的力，根据压强相等的原理，可建立如下等式：

$$\frac{P_1}{S_1} = \frac{P_2}{S_2} \text{ 即 } P_2 = \frac{S_2}{S_1} P_1$$

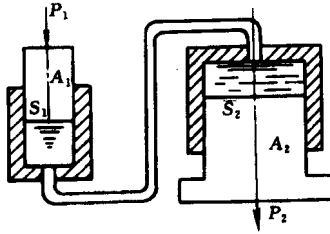


图 6-4-30 液压机工作原理

由上式可知，只要使活塞面积 $S_2 > S_1$ ，则 $P_2 > P_1$ ，因而可以用较小的作用力产生较大的工作压力。

在实际结构中，小液压缸即为水泵或油缸，大液压缸是水压机或油压机的本体部分。除此这外，还有一套控制分配操纵机构和蓄能装置。

(6) 液压机按其结构形式可分为柱式液压机、龙门式液压机和悬臂式液压机等。液压的压力可达千吨、万吨。故可满足各种模压成型的工作要求。使用液压机时，必须注意液体介质的清洁，要定期更换介质。长时间停机时，要关掉水泵或油泵电源，避免介质过度发热和发生气泡，也起节约能源的作用。

液压机的导向钢柱的清洁和保养工作也非常重要，在保持清洁的同时，要经常加注润滑油，不能磕碰和划伤钢柱；一经发现有漏水、漏油现象，必须及时修理。下面介绍两种常见的液压机。

① 柱式水压机（图 6-4-31），是由下面一个坚固的不动横梁 1，通过四根导向钢柱 2，与上横梁 5 相连。钢柱末端有螺纹，并用大螺帽将上横梁固定。工作缸 6 装在上横梁 5 中，缸中的活塞 4 固定在可动横梁 3 中，可动横梁通过两个拉杆 8 与上横梁 10 相连，在上横板上装有活塞 9，其外面是提升缸 7。工作时上模就装在上横梁 3 的下面，下模便装横梁 1 上。当高压水由管路 13 进入工作缸 6 时，活塞 4 推动横梁 3 下降，就将放在上、下模之间的金属压制成形。要提起上模时，就将高压水由管路 12 进入提升缸 7 中，靠活塞 9 的上升将装有上模的横梁 3 升起。为了防止在工作时高压水由工作缸或提升缸漏出，在缸与活塞之间装有密封垫料 11。

② 悬臂式水压机如图 6-4-32 所示，是由本体部分和底座部分组成。本体部分 1 有工作缸 10 和活塞（压柱）9。活塞上装有夹持物 4，以便固定上模，侧面装有压力表 5 和操作器 6 等。底座部分 2 主要有一个工作台 7，以固定安装下模和放置零件。机体

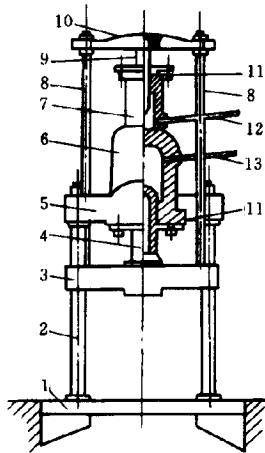


图 6-4-31 柱式水压机

- 1—不动横梁；2—导向钢柱；3—可动横梁；4—活塞；5—上横梁；
6—工作缸；7—提升缸；8—拉杆；9—活塞；10—上横板；
11—密封垫料；12、13—管路

的上面有悬臂吊杆装置 3，便于工作起重。悬臂式水压机工作情况大致与柱式水压机相同。

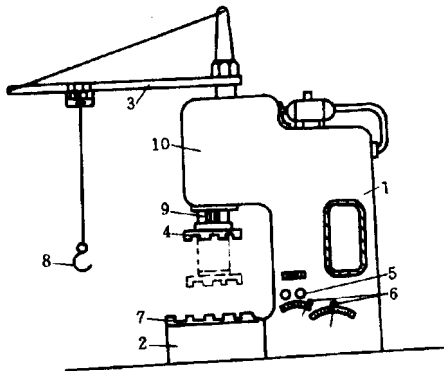


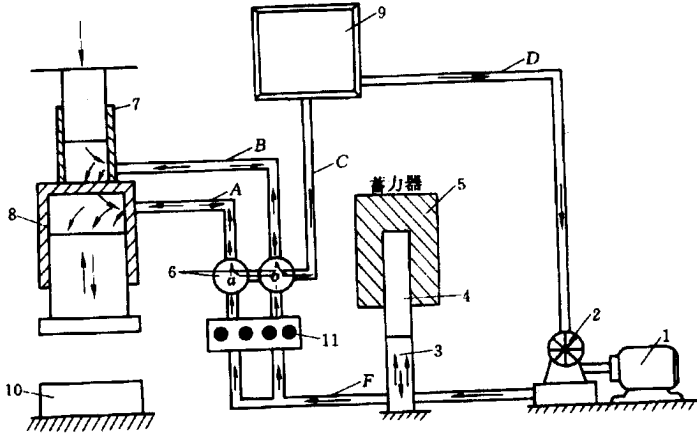
图 6-4-32 悬臂式水压机

- 1—本体部分；2—底座部分；3—悬臂吊杆装置；4—夹持物；5—压力表；
6—操纵台；7—工作台；8—吊钩；9—活塞；10—工作缸

图 6-4-33 所示水压机设备系统简图。高压水由水泵 2 供给，水泵由电动机 2 带动。水由水泵打出后，经管道进入重力蓄力器的水缸 3 中，同时通过活塞 4 带动荷重 5 向上升起，而水泵还在不断工作时，将多余的水积存下来，但当水积蓄到一定限度时，会自动地将水泵的电动机关掉。

水通过蓄力器又由管道进入分水器 6，分水器的开与关是由人力来操纵的。如果需

要向工作缸 8 进水，打开分水器 a，这时水就经管道 F 通过分水器 a 和管道 A 进入工作缸内，致使活塞（压柱）下降而进行冲压。与此同时，从上部提升缸 7 挤出的水，经管道 B 通过分水器 b 和管道 C 回到贮水箱 9，同时又可经管道 D 回到水泵中去。如果需要工作缸向上升起，打开分水器 6（则分水器 a 即停止向工作缸供给高压水），水从工作缸经管道 A，通过分水器 a、b 至管道 C，回到贮水箱 9。与此同时，高压水由管道 F 经分水器 b，通水管道 B 进入提升缸 7 中，迫使可动横梁带动工作缸活塞上升。



6-4-33 水压机设备系统简图

- 1—电动机；2—水泵；3—蓄力器的水缸；4—蓄力器的活塞；5—荷重；
6—分水器；7—提升缸；8—工作缸；9—贮水箱；10—承压台；11—操纵台

(7) 机械压力机：它是通过丝杠、齿轮等机械传动传递功率的一种压力机，具有结构简单，造价低，不易发生超负荷损坏现象等特点。机械压力机的刚度是由床身刚度，传动刚度和导向刚度等主要部分组成。它适用于小批量进行弯曲、成形等工序加工。它有单柱、双柱、四柱、开式、闭式等多种结构形式。

摩擦压力机（又叫丝杆压力机）如图 6-4-34 所示，是常用的一种机械压力机，其床身上面有两块挡支架 8，主要用以支持水平轴 9 和摩擦轮 10、11 等机件，下面有一台面 2，面上有丁字槽，以安装固定下模之用。螺座（螺杆支承座）4 装在横梁 3 内，与螺杆 5 的螺纹相配合，以使螺杆 5 在滑槽内能上下运动。

螺杆 5 的上端与传动轮相连，下端与滑块 6 相连，其主要作用是将传动轮的旋转运动变成滑块的上下运动。滑块两侧有 V 形凹槽，正嵌入床身凸出的导轨中，下端有圆孔，前面有一止动螺钉，以便紧固上模之用。

传动轮 7 位于左右摩擦轮之间，轮缘包有牛皮或橡皮带，以增加摩擦力及减少轮缘的磨损，摩擦轮的作用是带动传动轮 7 作顺方向或反方向的旋转，使螺杆 5 可作向上或向下往复运动。摩擦压力机的操纵原理如图 6-4-35 所示。

其操作方法如下：

- ① 当手柄向下时，经过一系列杠杆系统，使水平轴 9 向右移动，这时左摩擦轮和传

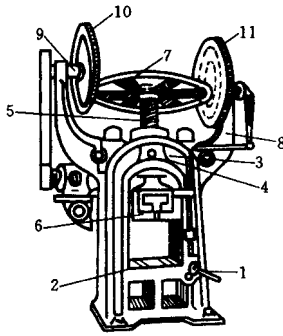


图 6-4-34 摩擦压力机

1—操纵器；2—台面；3—横梁；4—螺座；5—螺杆；6—滑块；
7—传动轮；8—挡支架；9—水平轴；10、11—摩擦轮

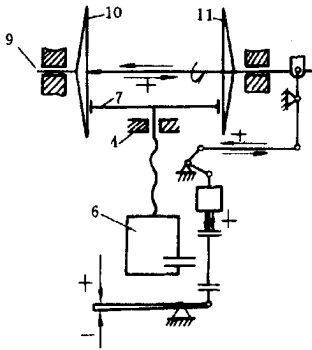


图 6-3-35 摩擦压力机操纵原理图

(图中标注见图 6-4-34)

动轮接触，则传动轮顺时针方向转动，带动螺杆 5 与滑块（上模）一起下降进行冲压工作。

②当手柄向上时，右摩擦轮与传动轮接触，使传动轮带动螺杆 5 向反时针方向旋转，因此滑块带动上模向上升起。

③当手柄在中间水平位置时，则传动轮位于左右摩擦轮之间，互不接触，这时，滑块带动上模停留在某一高度。

由于它的行程是可变的，故在冲压构件校平或校形时，不会因为构件板料厚度的误差而引起设备或模具的超负荷而损坏，而且校平和校形的精度高且稳定；摩擦压力机的行程次数相对于其他压力机的行程次数少，生产率低，不适宜中、大批量的生产，同时，它的操作也不太方便。

六、压力机操作注意事项

压力机操作时应注意事项简要略述如下：

(1) 使用前应检查电气安全，加注润滑油，检查各运转部分是否正常，并根据需要进行合理的调整。

(2) 开动机器压制时，必须再次认真检查：压模是否安装牢靠，上、下模中心与压力机的中心是否对准位置。

(3) 操作时，手不可靠近压模，以免发生手指带入模具内发生工伤事故。

(4) 室温低于 -20°C 时，应停止压力机工作，以免钢板冷脆而发生裂缝。

第五章 钢结构构件制作实例

第一节 钢球制作

在网架中采用管截面、球形节点的焊接网架日益普及。球形节点系一空心焊接钢球，其形式如图 6-5-1 所示，有加肋和不加肋两种，前者用于外径大于 300mm、且杆件内力较大时。

焊接球的制作方法如图 6-5-2 所示。焊接球宜采用钢板热压成半球，球体表面要求光滑，不得有裂纹、折皱。压成的半球经机械加工坡口后焊成圆球。钢球焊好后，经过检测合格，即为成品。焊接球的允许偏差应符合表 6-5-1 的规定。

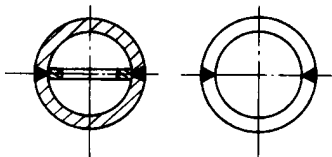


图 6-5-1 焊接钢球



图 6-5-2 焊接钢球制作法

表 6-5-1

焊接球允许偏差

项目	允许偏差 (mm)
直径	$\pm 0.005d$ 且不大于 2.5
圆度	2.5

项目	允许偏差 (mm)
壁厚减薄量	$0.13t$ 且不大于 1.5
两半球对口错边	1.0

注：* 材料轧制时的厚度偏差和压制时的拉伸压缩变形，在图 6-5-3 中所示范围内易形成负差，应注意控制。

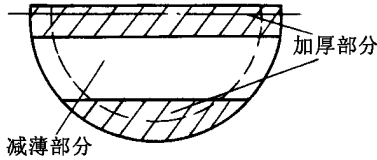


图 6-5-3 球壁厚减薄示意

为保证强度，必须保证两个半球对焊的焊接质量。为此除外观检查以外，尚应用超声波探伤对焊缝内部进行检查。

第二节 高层钢结构加工实例

一、箱型柱的加工

箱型柱是由四块钢板组成的承重构件，在它和梁连接部位还设有加劲隔板，每节柱子顶部要求平整。箱型柱的断面图和制造工艺流程见图 6-5-4 和图 6-5-5。

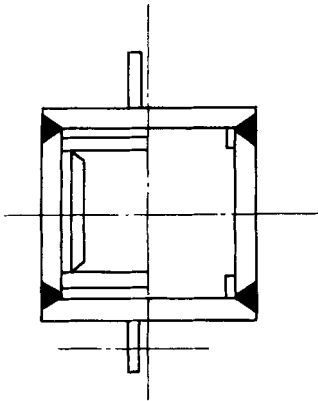


图 6-5-4 箱型柱断面示意

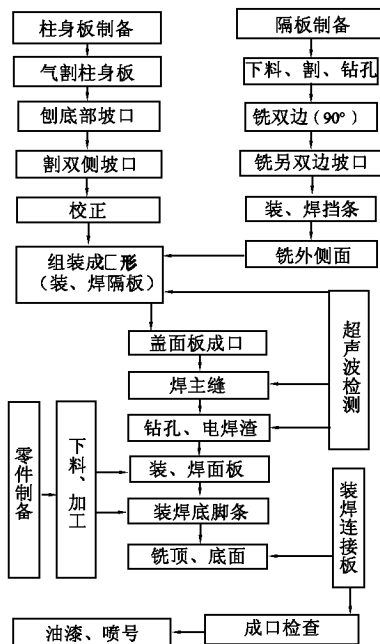


图 6-5-5 箱型柱制造工艺流程

二、 \boxplus 型柱的加工

\boxplus 型柱是由一个工字型截面和两个 T 型截面斜交组成，其坡口和焊缝有角度变化。 \boxplus 字柱的断面图和制造工艺流程见图 6-5-6 和图 6-5-7。

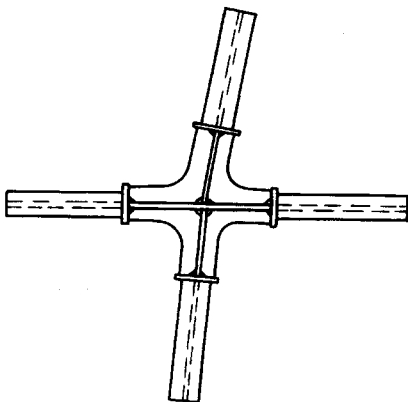


图 6-5-6 \boxplus 字柱断面示意

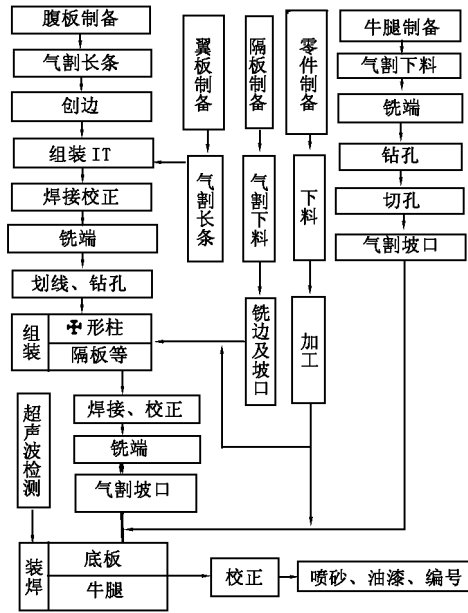


图 6-5-7 十字形柱制造工艺流程

三、梁的加工

在高层建设钢结构中，常遇到一些变截面的梁，如图 6-5-8 所示。这些梁的翼、腹板均采用变截面形式，板厚度亦不同，中部较薄，两端加厚。

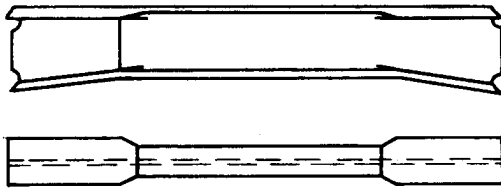


图 6-5-8 变截面梁示意

变截面梁的制造工艺流程图见图 6-5-9。

第三节 焊接 H 型钢生产线

随着钢结构建筑的蓬勃发展，各种专项的钢结构生产线设计制造出来，并投入使用。下面就其中使用最广泛的 H 型钢生产线做一简单的介绍。

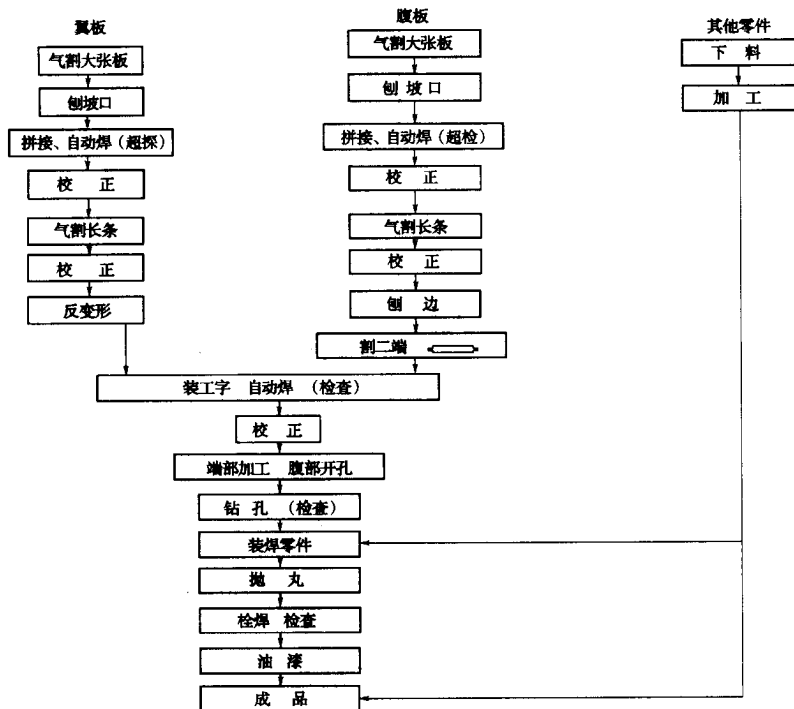


图 6-5-9 梁的制造工艺流程

一、焊接 H 型钢生产线生产工艺流程

焊接 H 型钢生产线生产工艺流程如图 6-5-10 所示。

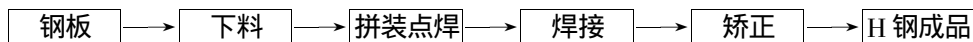


图 6-5-10 焊接 H 型钢生产工艺流程

二、焊接 H 型钢生产线设备及工作过程原理

(1) 下料设备。焊接 H 型钢生产线的下料设备一般配备数控多头切割机或直条多头切割机。此类切割设备是高效率的板条切割设备，纵向割矩可根据要求配置，可一次同时加工多块板条。设备状况及技术性能可参见气割下料的有关部分。

(2) 拼装点焊设备。焊接 H 型钢生产线的拼装点焊设备为 H 型钢自动组立机。此类设备一般都采用 PLC 可编程序控制器，对型钢的夹紧、对中、定位点焊及翻转实行全过程自动控制，速度快、效率高。

表 6-5-2 为江苏阳通集团生产的 H 型钢自动组立机及其主要技术参数。

表 6-5-2 H 型钢自动组立机技术参数

腹板尺寸	高	200 ~ 1200mm
	厚	6 ~ 32mm
	长	4000 ~ 15000mm
翼板尺寸	宽	200 ~ 700mm
	厚	6 ~ 32mm
	长	4000 ~ 15000mm
组立速度	0.5 ~ 6m/min	
装机功率	14kW (不含焊机)	

H 型钢组立机的工作程序分两步：第一步组成 \perp 形，第二步组成 I 形，其工作原理是：①翼缘板放入，由两侧辊道使之对中。②腹板放入，由翻转装置使其立放，由辊道使之对中。③由上下辊使翼板和腹板之间压紧（组对翼板、腹板间留有间隙的 H 型钢时，要采取垫板等特殊措施）。④数控的点焊机头自动在两侧每隔一定间距点焊一定长度，一定焊缝高度的间断焊。

由于辊道行进速度较快，而点焊速度较慢。为解决此问题，一般机上设有自动变速装置，在需点焊的区段自动降速，点焊完此段后自动加速。此种处理办法虽解决了上述问题，但机器的功率消耗增大，有待进一步改进。

(3) 焊接设备。H 型钢生产线配备的焊机一般为埋弧自动焊机，从类型上分，可分为门式焊接机及悬臂式焊接机两种类型。

焊机一般都配备有焊缝自动跟踪系统，焊剂自动输送回收系统，并具有快速返程功能。主机与焊机为一体化联动控制，操作方便，生产效率高。表 6-5-3 为江苏阳通集团生产的 H 型钢生产线上配备的焊机型号及技术参数。


表 6-5-3 H 型钢自动焊接机技术参数


型号	A 型	B 型	悬臂式焊接机
腹板高度 (mm)	200 ~ 1200	280 ~ 1200	200 ~ 1200
翼板高度 (mm)	200 ~ 800	200 ~ 800	200 ~ 1200
H 型钢长度 (mm)	4000 ~ 15000	4000 ~ 15000	4000 ~ 15000
焊机型号	MZ-1-1000 型埋弧焊机	林肯 1000A 双丝埋弧焊机	MZ-1-1000 型埋弧焊机 (1 台)

型号	A 型	B 型	悬臂式焊接机
焊接形式	船型焊	角焊	船型焊
焊接速度 (m/min)	0.1 ~ 1	0.12 ~ 1.2	0.15 ~ 1.5
返程速度 (m/min)	3	—	4.5
轨道宽度 (mm)	4000	—	1200
气源压力 (MPa)	0.6	0.6	0.6
装机功率 (kW)	13 (不含焊机)	6 (不含焊机)	6.5 (不含焊机)

注：A 型、B 型的埋弧焊机均为 2 台。

龙门式双焊机自动焊时，有两种布置方式：

①  在同一工件的两侧同时焊接，采取角接焊形式焊接。

②  两个工件同时进行船形位置焊。由两台焊机在内侧焊接是因为在内侧焊时，可以由一名操作者在中间同时照顾两台焊机。

(4) 翻转机和移钢机。H 型钢生产线上配以链条式翻转机和移钢机，可达到整个焊接、输送、翻转过程的全自动化生产。

在组对、焊接过程中不可避免要翻转工件，在生产线上配有翻转机，则在避免等待行车而大大提高工效。

翻转机应有前后两道，其工作原理是：平时放松，不与工件接触，使用时张紧提起链子，转动链轮，使工件转至需要角度再放下。

(5) H 型钢翼缘矫正机。表 6-5-4 为江苏阳通集团生产的 H 型钢翼缘矫正机及其技术参数。

表 6-5-4 H 型钢翼缘矫正机技术参数

型号	HYJ-800	HYJ-600	H 型钢液压矫正机
翼缘宽度 (mm)	200 ~ 800	150 ~ 600	180 ~ 800
翼板厚度 (mm)	≤40	≤20	≤60
腹板最小高度 (mm)	350	160	350
材质	Q235、Q345	Q235、Q345	Q235、Q345
矫正速度 (m/min)	18	5.7	7.5

型号	HYJ-800	HYJ-600	H 型钢液压矫正机
电机功率 (kW)	22	7.5	29.5
设备外形尺寸 (长×宽×高)(mm)	3500×1500×1700	3600×720×1800	4050×2900×2190
设备总重 (kg)	9000	7000	20000

经过焊接，H 钢的翼缘板必然产生菌状变形，而且翼缘板与腹板的垂直度也有偏差，H 型钢矫正机可以解决这两个问题。其原理如图 6-5-10 所示。导辊布置在图剖面的前后，以校正垂直。从图的校平原理看出，可以是两侧下压，也可以是主动托辊上下，而两侧压辊只作左右调整。这样机构比较合理，但同时由于托辊的上下行动，其前后辊道也需要调整其高度。

(6) H 型钢拼、焊、矫组合机。在 H 型钢的制作过程中，其中 2 块翼缘板和 1 块腹板的拼装、点焊、焊接及焊后翼缘矫正，按常规工艺是由 3 台设备来完成的，而 H 型钢拼、焊、矫组合机将上述三道工序集于一身，具有结构紧凑、占地省、生产效率高等优点。表 6-5-5 为该机主要技术参数。

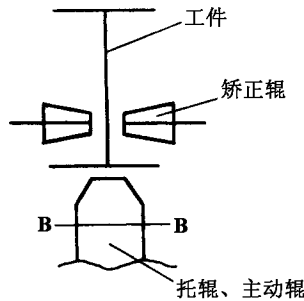


图 6-5-10 H 钢矫正原理

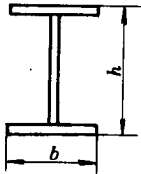
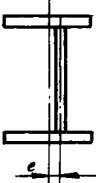
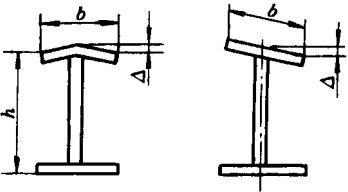
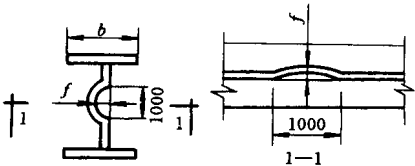
表 6-5-5 H 型钢拼、焊、矫组合机技术参数

名称	参数
适用 H 型钢翼板宽度 (mm)	150 ~ 800
适用 H 型钢翼板厚度 (mm)	6 ~ 25
适用 H 型钢腹板高度 (mm)	200 ~ 1200
适用 H 型钢腹板厚度 (mm)	5 ~ 16
整机总功率 (不含焊机) (kW)	15
系统压力 (MPa)	12

三、焊接 H 型钢的允许偏差

焊接 H 型钢翼缘板和腹板的气割下料公差、拼装 H 型钢的焊缝质量均应符合设计的要求和国家规范的有关规定。焊接 H 型钢的外形尺寸允许偏差见表 6-5-6。

表 6-5-6 焊接 H 型钢的允许偏差

项目		允许偏差 (mm)	图例
截面高度 (h)	$h < 500$	± 2.0	
	$500 \leq h \leq 1000$	± 3.0	
	$h > 1000$	± 4.0	
截面宽度 (b)		± 3.0	
腹板中心偏移		2.0	
翼缘板垂直度 (Δ)		$b/100$ 3.0	
弯曲矢高		$l/1000$ 5.0	
扭曲		$h/250$ 5.0	
腹板局部平面度 (f)	$t < 14$	3.0	
	$t \geq 14$	2.0	

第四节 箱型梁柱焊接生产线

随着钢结构行业的迅速发展，箱型梁柱在钢结构桥梁、建筑等方面的应用也越来越广泛，箱型梁柱焊接生产线被研制开发出来。

图 6-5-11 为箱型梁柱焊接生产线的生产工艺流程图。

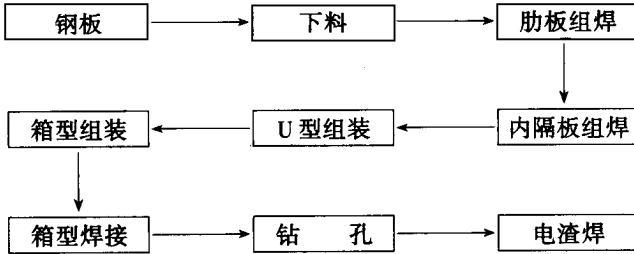


图 6-5-11 箱型梁柱生产工艺流程

箱型梁柱焊接生产线一般由隔板组装变位机、U型组立机、箱型梁柱组立机、箱型梁柱自动焊接机、链条式翻转机、门式电渣焊机、数控钻、端面铣等设备组成。生产线适用范围宽、生产效率高、工艺布局合理，适用于箱型梁柱的批量生产。

附录：

冷弯薄壁型钢结构技术规范

GB 50018—2002

1 总 则

1.0.1 为使冷弯薄壁型钢结构的设计和施工贯彻执行国家的技术经济政策，做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量，特制定本规范。

1.0.2 本规范适用于建筑工程的冷弯薄壁型钢结构的设计与施工。

1.0.3 本规范未考虑直接承受动力荷载的承重结构和受有强烈侵蚀作用的冷弯薄壁型钢结构的特殊要求。

1.0.4 本规范的设计原则是根据现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 制定的。

1.0.5 设计冷弯薄壁型钢结构时，应结合工程实际，合理选用材料、结构方案和构造措施，保证结构在运输、安装和使用过程中满足强度、稳定性和刚度要求，符合防火、防腐要求。

1.0.6 冷弯薄壁型钢结构的设计和施工，除应符合本规范外，尚应符合现行有关国家标准的规定。

2 术语、符号

2.1 术 语

2.1.1 板件 elements

薄壁型钢杆件中相邻两纵边之间的平板部分。

2.1.2 加劲板件 stiffened elements

两纵边均与其他板件相连接的板件。

2.1.3 部分加劲板件 partially stiffened elements

一纵边与其他板件相连接，另一纵边由符合要求的边缘卷边加劲的板件。

2.1.4 非加劲板件 unstiffened elements

一纵边与其他板件相连接，另一纵边为自由的板件。

2.1.5 均匀受压板件 uniformly compressed elements

承受轴心均匀压力作用的板件。

2.1.6 非均匀受压板件 non-uniformly compressed elements

承受线性非均匀分布应力作用的板件。

2.1.7 子板件 sub-elements

一纵边与其他板件相连接，另一纵边与符合要求的中间加劲肋相连接或两纵边均与符合要求的中间加劲肋相连接的板件。

2.1.8 宽厚比 width - to - thickness ratio

板件的宽度与厚度之比。

2.1.9 有效宽厚比 effective width - to - thickness ratio

考虑受压板件利用屈曲后强度时，为了简化计算，将板件的宽度予以折减，折减后板件的计算宽度与板厚之比。

2.1.10 冷弯效应 effect of cold forming

因冷弯引起钢材性能改变的现象。

2.1.11 受力蒙皮作用 stressed skin action

与支承构件可靠连接的压型钢板体系所具有的抵抗板自身平面内剪切变形的能力。

2.1.12 喇叭形焊缝 flare groove welds

连接圆角与圆角或圆角与平板间隙处的焊缝。

2.2 符 号

2.2.1 作用及作用效应

B——双力矩；

F——集中荷载；

M——弯矩；

N——轴心力；

N_t ——一个连接件所承受的拉力；

N_v ——一个连接件所承受的剪力；

P——高强度螺栓的预拉力；

V——剪力。

2.2.2 计算指标

E——钢材的弹性模量；

G——钢材的剪变模量；

N_v^s ——电阻点焊每个焊点的抗剪承载力设计值；

N_t^b ——一个螺栓的抗拉承载力设计值；

N_v^b ——一个螺栓的抗剪承载力设计值；

N_c^b ——一个螺栓的承压承载力设计值；

N_t^f ——一个自攻螺钉或射钉的抗拉承载力设计值；

N_v^f ——一个连接件的抗剪承载力设计值；

f——钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值；

f_{ce} ——钢材的端面承压强度设计值；

f_v ——钢材的抗剪强度设计值；

f_y ——钢材的屈服强度；

f_c^b, f_t^b, f_v^b ——螺栓的承压、抗拉和抗剪强度设计值；

f_c^w, f_t^w, f_v^w ——对接焊缝的抗压、抗拉和抗剪强度设计值；

f_f^w ——角焊缝的抗压、抗拉和抗剪强度设计值；

σ ——正应力；

τ ——剪应力。

2.2.3 几何参数

A ——毛截面面积；

A_n ——净截面面积；

A_e ——有效截面面积；

A_{en} ——有效净截面面积；

H ——柱的高度；

H_0 ——柱的计算高度；

I ——毛截面惯性矩；

I_n ——净截面惯性矩；

I_t ——毛截面抗扭惯性矩；

I_ω ——毛截面扇性惯性矩；

I_{es} ——压型钢板边加劲肋的惯性矩；

I_{is} ——压型钢板中加劲肋的惯性矩；

S ——毛截面面积矩；

W ——毛截面模量；

W_n ——净截面模量；

W_ω ——毛截面扇性模量；

W_e ——有效截面模量；

W_{en} ——有效净截面模量；

a ——卷边的高度；格构式檩条上弦节间长度；连接件的间距；

a_{max} ——连接件的最大容许间距；

b ——截面或板件的宽度；

b_0 ——截面的计算宽度（或高度）；

b_s ——压型钢板中子板件的宽度；

b_e ——板件的有效宽度；

c ——与计算板件邻接的板件的宽度；

d ——直径；

d_0 ——构件中孔洞的直径；

d_e ——螺栓螺纹处的有效直径；

- e ——偏心距；
 e_a ——荷载作用点到弯心的距离；
 e_0 ——截面弯心在对称轴上的坐标（以形心为原点）；
 e_x ——等效偏心距；
 h ——截面或板件的高度；
 h_0 ——腹板的计算高度；
 h_f ——角焊缝的焊脚尺寸；
 i ——回转半径；
 l ——长度或跨度；侧向支承点间的距离；型钢截面中心线长度；
 l_w ——焊缝的计算长度；
 l_0 ——计算长度；
 l_w ——扭转屈曲的计算长度；
 r_i ——截面第 i 个棱角内表面的弯曲半径；
 t ——厚度；
 θ ——夹角；
 λ ——长细比；
 λ_0 ——换算长细比；
 λ_w ——弯扭屈曲的换算长细比。

2.2.4 计算系数

- k ——受压板件的稳定系数；
 k_1 ——板组约束系数；
 n ——连接处的螺栓数；两侧向支承点间的节间总数；
 n_c ——内力为压力的节间数；
 n_v ——每个螺栓的剪切面数；
 n_1 ——同一截面处的连接件数；
 α, β ——构件的约束系数；
 β_m ——等效弯矩系数；
 γ ——钢材抗拉强度与屈服强度的比值；
 γ_R ——抗力分项系数；
 ξ_1, ξ_2 ——计算受弯构件整体稳定系数时采用的系数；
 η ——计算受弯构件整体稳定系数时采用的系数；计算考虑冷弯效应的强度设计值时采用的系数；截面系数；
 ζ ——计算受弯构件整体稳定系数时采用的系数；
 μ ——刚架柱的计算长度系数；
 μ_b ——梁的侧向计算长度系数；

- ρ ——质量密度；受压板件有效宽厚比计算系数；
 φ ——轴心受压构件的稳定系数；
 φ_b, φ'_b ——受弯构件的整体稳定系数；
 ψ ——应力分布不均匀系数。

3 材 料

3.0.1 用于承重结构的冷弯薄壁型钢的带钢或钢板，应采用符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 规定的 Q235 钢和《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 规定的 Q345 钢。当有可靠根据时，可采用其他牌号的钢材，但应符合相应有关国家标准的要求。

3.0.2 用于承重结构的冷弯薄壁型钢的带钢或钢板，应具有抗拉强度、伸长率、屈服强度、冷弯试验和硫、磷含量的合格保证；对焊接结构尚应具有碳含量的合格保证。

3.0.3 在技术经济合理的情况下，可在同一构件中采用不同牌号的钢材。

3.0.4 焊接采用的材料应符合下列要求：

1 手工焊接用的焊条，应符合现行国家标准《碳钢焊条》GB/T 5117 或《低合金钢焊条》GB/T 5118 的规定。选择的焊条型号应与主体金属力学性能相适应。

2 自动焊接或半自动焊接用的焊丝，应符合现行国家标准《熔化焊用钢丝》GB/T 14957 的规定。选择的焊丝和焊剂应与主体金属相适应。

3 二氧化碳气体保护焊接用的焊丝，应符合现行国家标准《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110 的规定。

4 当 Q235 钢和 Q345 钢相焊接时，宜采用与 Q235 钢相适应的焊条或焊丝。

3.0.5 连接件（连接材料）应符合下列要求：

1 普通螺栓应符合现行国家标准《六角头螺栓 C 级》GB/T 5780 的规定，其机械性能应符合现行国家标准《紧固件机械性能、螺栓、螺钉和螺柱》GB/T 3089.1 的规定。

2 高强度螺栓应符合现行国家标准《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈与技术条件》GB/T 1228 ~ 1231 或《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632 ~ 3633 的规定。

3 连接薄钢板或其他金属板采用的自攻螺钉应符合现行国家标准《自钻自攻螺钉》GB/T 15856.1 ~ 4、GB/T 3098.11 或《自攻螺栓》GB/T 5282 ~ 5285 的规定。

3.0.6 在冷弯薄壁型钢结构设计图纸和材料订货文件中，应注明所采用的钢材的牌号和等级、供货条件等以及连接材料的型号（或钢材的牌号）。必要时尚应注明对钢材所要求的机械性能和化学成分的附加保证项目。

4 基本设计规定

4.1 设计原则

4.1.1 本规范采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，以分项系数设计表达式进行计算。

4.1.2 冷弯薄壁型钢承重结构应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计。

4.1.3 设计冷弯薄壁型钢结构时的重要性系数 γ_0 应根据结构的安全等级、设计使用年限确定。

一般工业与民用建筑冷弯薄壁型钢结构的安全等级取为二级，设计使用年限为 50 年时，其重要性系数不应小于 1.0；设计使用年限为 25 年时，其重要性系数不应小于 0.95。特殊建筑冷弯薄壁型钢结构安全等级、设计使用年限另行确定。

4.1.4 按承载能力极限状态设计冷弯薄壁型钢结构，应考虑荷载效应的基本组合，必要时尚应考虑荷载效应的偶然组合，采用荷载设计值和强度设计值进行计算。荷载设计值等于荷载标准值乘以荷载分项系数；强度设计值等于材料强度标准值除以抗力分项系数，冷弯薄壁型钢结构的抗力分项系数 $\gamma_R = 1.165$ 。

4.1.5 按正常使用极限状态设计冷弯薄壁型钢结构，应考虑荷载效应的标准组合，采用荷载标准值和变形限值进行计算。

4.1.6 计算结构构件和连接时，荷载、荷载分项系数、荷载效应组合和荷载组合值系数的取值，应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定。

注：对支承轻屋面的构件或结构（屋架、框架等），当仅承受一个可变荷载，其水平投影面积超过 60m^2 时，屋面均布活荷载标准值宜取 $0.3\text{kN}/\text{m}^2$ 。

4.1.7 设计刚架、屋架、檩条和墙梁时，应考虑由于风吸力作用引起构件内力变化的不利影响，此时永久荷载的荷载分项系数应取 1.0。

4.1.8 结构构件的受拉强度应按净截面计算；受压强度应按有效净截面计算；稳定性应按有效截面计算。

4.1.9 构件的变形和各种稳定系数可按毛截面计算。

4.1.10 当采用不能滑动的连接件连接压型钢板及其支承构件形成屋面和墙面等围护体系时，可在单层房屋的设计中考虑受力蒙皮作用，但应同时满足下列要求：

1 应由试验或可靠的分析方法获得蒙皮组合体的强度和刚度参数，对结构进行整体分析和设计；

2 屋脊、檐口和山墙等关键部位的檩条、墙梁、立柱及其连接等，除了考虑直接作用的荷载产生的内力外，还必须考虑由整体分析算得的附加内力进行承载力验算；

3 必须在建成的建筑物的显眼位置设立永久性标牌，标明在使用和维护过程中，不得随意拆卸压型钢板，只有设置了临时支撑后方可拆换压型钢板，并在设计文件中加以规定。

4.2 设计指标

4.2.1 钢材的强度设计值应按表 4.2.1 采用。

表 4.2.1 钢材的强度设计值 (N/mm²)

钢材牌号	抗拉、抗压和抗弯	抗剪	端面承压 (磨平顶紧)
	f	f_v	f_{ce}
Q235 钢	205	120	310
Q345 钢	300	175	400

4.2.2 计算全截面有效的受拉、受压或受弯构件的强度,可采用按本规范附录 C 确定的考虑冷弯效应的强度设计值。

4.2.3 经退火、焊接和热镀锌等热处理的冷弯薄壁型钢构件不得采用考虑冷弯效应的强度设计值。

4.2.4 焊缝的强度设计值应按表 4.2.4 采用。

表 4.2.4 焊缝的强度设计值 (N/mm²)

构件钢材牌号	对接焊缝			角焊缝
	抗压 f_c^w	抗拉 f_t^w	抗剪 f_v^w	抗压、抗拉和抗剪 f_f^w
Q235 钢	205	175	120	140
Q345 钢	300	255	175	195

注: 1 当 Q235 钢与 Q345 钢对接焊接时, 焊缝的强度设计值应按表 4.2.4 中 Q235 钢栏的数值采用;
2 经 X 射线检查符合一、二级焊缝质量标准的对接焊缝的抗拉强度设计值采用抗压强度设计值。

4.2.5 C 级普通螺栓连接的强度设计值应按表 4.2.5 采用。

表 4.2.5 C 级普通螺栓连接的强度设计值 (N/mm²)

类别	性能等级	构件钢材的牌号	
	4.6 级、4.8 级	Q235 钢	Q345 钢
抗拉 f_t	165	—	—
抗剪 f_v	125	—	—
承压 f_c	—	290	370

4.2.6 电阻点焊每个焊点的抗剪承载力设计值应按表 4.2.6 采用。

表 4.2.6 电阻点焊的抗剪承载力设计值

相焊板件中外层较薄板件的厚度 t (mm)	每个焊点的抗剪承载力设计值 N_v^s (kN)	相焊板件中外层较薄板件的厚度 t (mm)	每个焊点的抗剪承载力设计值 N_v^s (kN)
0.4	0.6	2.0	5.9
0.6	1.1	2.5	8.0
0.8	1.7	3.0	10.2
1.0	2.3	3.5	12.6
1.5	4.0	—	—

4.2.7 计算下列情况的结构构件和连接时，本规范 4.2.1 至 4.2.6 条规定的强度设计值，应乘以下列相应的折减系数。

- 1 平面格构式檩条的端部主要受压腹杆：0.85；
- 2 单面连接的单角钢杆件：
 - 1) 按轴心受力计算强度和连接：0.85；
 - 2) 按轴心受压计算稳定性： $0.6 + 0.0014\lambda$ ；

注：对中间无联系的单角钢压杆， λ 为按最小回转半径计算的杆件长细比。

- 3 无垫板的单面对接焊缝：0.85；
- 4 施工条件较差的高空安装焊缝：0.90；
- 5 两构件的连接采用搭接或其间填有垫板的连接以及单盖板的不对称连接：0.90。

上述几种情况同时存在时，其折减系数应连乘。

4.2.8 钢材的物理性能应符合表 4.2.8 的规定。

表 4.2.8 钢材的物理性能

弹性模量 E (N/mm^2)	剪变模量 G (N/mm^2)	线膨胀系数 α (以每℃计)	质量密度 ρ (kg/m^3)
206×10^3	79×10^3	12×10^{-6}	7850

4.3 构造的一般规定

4.3.1 冷弯薄壁型钢结构构件的壁厚不宜大于 6mm，也不宜小于 1.5mm（压型钢板除外），主要承重结构构件的壁厚不宜小于 2mm。

4.3.2 构件受压部分的壁厚尚应符合下列要求：

- 1 构件中受压板件的最大宽厚比应符合表 4.3.2 的规定。

表 4.3.2 受压板件的宽厚比限值

板件类别	钢材牌号	Q235 钢	Q345 钢
非加劲板件		45	35
部分加劲板件		60	50
加劲板件		250	200

2 圆管截面构件的外径与壁厚之比，对于 Q235 钢，不宜大于 100；对于 Q345 钢，不宜大于 68。

4.3.3 构件的长细比应符合下列要求：

1 受压构件的长细比不宜超过表 4.3.3 中所列数值；

表 4.3.3 受压构件的容许长细比

项次	构件类别	容许长细比
1	主要构件（如主要承重柱、刚架柱、桁架和格构式刚架的弦杆及支座压杆等）	150
2	其他构件及支撑	200

2 受拉构件的长细比不宜超过 350，但张紧的圆钢拉条的长细比不受此限。当受拉构件在永久荷载和风荷载组合作用下受压时，长细比不宜超过 250；在吊车荷载作用下受压时，长细比不宜超过 200。

4.3.4 用缀板或缀条连接的格构式柱宜设置横隔，其间距不宜大于 2~3m，在每个运输单元的两端均应设置横隔。实腹式受弯及压弯构件的两端和较大集中荷载作用处应设置横向加劲肋，当构件腹板高厚比较大时，构造上宜设置横向加劲肋。

5 构件的计算

5.1 轴心受拉构件

5.1.1 轴心受拉构件的强度应按下式计算：

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq f \quad (5.1.1-1)$$

式中 σ ——正应力；

N ——轴心力；

A_n ——净截面面积；

f ——钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值。

高强度螺栓摩擦型连接处的强度应按下列公式计算：

$$\sigma = \left(1 - 0.5 \frac{n_1}{n}\right) \frac{N}{A_n} \leq f \quad (5.1.1-2)$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq f \quad (5.1.1-3)$$

式中 n_1 ——所计算截面（最外列螺栓）处的高强度螺栓数；
 n ——在节点或拼接处，构件一端连接的高强度螺栓数；
 A ——毛截面面积。

5.1.2 计算开口截面的轴心受拉构件的强度时，若轴心力不通过截面弯心（或不通过 Z 形截面的扇性零点），则应考虑双力矩的影响。

注：本条规定也适用于轴心受压、拉弯、压弯构件。

5.2 轴心受压构件

5.2.1 轴心受压构件的强度应按下列公式计算：

$$\sigma = \frac{N}{A_{en}} \leq f \quad (5.2.1)$$

式中 A_{en} ——有效净截面面积。

5.2.2 轴心受压构件的稳定性应按下列公式计算：

$$\frac{N}{\varphi A_e} \leq f \quad (5.2.2)$$

式中 φ ——轴心受压构件的稳定系数，应按本规范表 A.1.1-1 或表 A.1.1-2 采用；
 A_e ——有效截面面积。

5.2.3 计算闭口截面、双轴对称的开口截面和截面全部有效的不卷边的等边角钢轴心受压构件的稳定系数时，其长细比应取按下列公式算得的较大值：

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} \quad (5.2.3-1)$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} \quad (5.2.3-2)$$

式中 λ_x 、 λ_y ——构件对截面主轴 x 轴和 y 轴的长细比；
 l_{0x} 、 l_{0y} ——构件在垂直于截面主轴 x 轴和 y 轴的平面内的计算长度；
 i_x 、 i_y ——构件毛截面对其主轴 x 轴和 y 轴的回转半径。

5.2.4 计算单轴对称开口截面（如图 5.2.4 所示）轴心受压构件的稳定系数时，其长细比应取按公式 5.2.3-2 和下式算得的较大值：

$$\lambda_\omega = \lambda_x \sqrt{\frac{s^2 + i_0^2}{2s^2} + \sqrt{\left(\frac{s^2 + i_0^2}{2s^2}\right)^2 - \frac{i_0^2 - \alpha e_0^2}{s^2}}} \quad (5.2.4-1)$$

$$s^2 = \frac{\lambda_x^2}{A} \left(\frac{I_\omega}{l_\omega^2} + 0.039I_t \right) \quad (5.2.4-2)$$

$$i_0^2 = e_0^2 + i_x^2 + i_y^2 \quad (5.2.4-3)$$

式中 λ_ω ——弯扭屈曲的换算长细比；
 I_ω ——毛截面扇性惯性矩；
 I_t ——毛截面抗扭惯性矩；
 e_0 ——毛截面的弯心在对称轴上的坐标；
 l_ω ——扭转屈曲的计算长度， $l_\omega = \beta \cdot l$ ；
 l ——无缀板时，为构件的几何长度；有缀板时，取两相邻缀板中心线的最大间距；
 α, β ——约束系数，按表 5.2.4 采用。

表 5.2.4 开口截面轴心受压和压弯构件的约束系数

项次	构件两端的支承情况	无缀板		有缀板	
		α	β	α	β
1	两端铰接，端部截面可以自由翘曲	1.00	1.00	—	—
2	两端嵌固，端部截面的翘曲完全受到约束	1.00	0.50	0.80	1.00
3	两端铰接，端部截面的翘曲完全受到约束	0.72	0.50	0.80	1.00

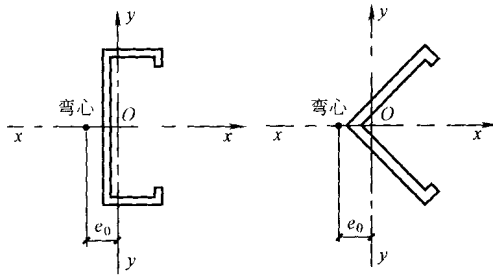


图 5.2.4 单轴对称开口截面示意图

5.2.5 有缀板的单轴对称开口截面轴心受压构件弯扭屈曲的换算长细比 λ_ω 可按公式 5.2.4-1 计算，约束系数 α, β 可按表 5.2.4 采用，但扭转屈曲的计算长度 $l_\omega = \beta \cdot a$ ， a 为缀板中心线的最大间距。

构件两支承点间至少应设置 2 块缀板（不包括构件支承点处的缀板或封头板在内）。

5.2.6 格构式轴心受压构件的稳定性应按公式 5.2.2 计算，其长细比应按下列规定取 λ_{0x} 和 λ_{0y} 中的较大值：

1 缀板连接的双肢格构式构件（如图 5.2.6a 所示）

$$\lambda_{0x} = \lambda_x \quad (5.2.6-1)$$

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_1^2} \quad (5.2.6-2)$$

2 缀条连接的双肢格构式构件 (如图 5.2.6b 所示)

$$\lambda_{0x} = \lambda_x$$

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + 27 \frac{A}{A_1}} \quad (5.2.6-3)$$

3 缀条连接的三肢格构式构件 (如图 5.2.6c 所示)

$$\lambda_{0x} = \sqrt{\lambda_x^2 + \frac{42A}{A_1 (1.5 - \cos^2\theta)}} \quad (5.2.6-4)$$

$$\lambda_{0y} = \sqrt{\lambda_y^2 + \frac{42A}{A_1 \cdot \cos^2\theta}} \quad (5.2.6-5)$$

式中 λ_{0x} 、 λ_{0y} ——格构式构件的换算长细比；
 λ_x ——整个构件对 x 轴的长细比；
 λ_y ——整个构件对虚轴 (y 轴) 的长细比；
 λ_1 ——单肢对其自身主轴 (1 轴) 的长细比，计算长度取缀板间净距；
 A ——所有单肢毛截面的面积之和；
 A_1 ——构件横截面所截各斜缀条毛截面面积之和。

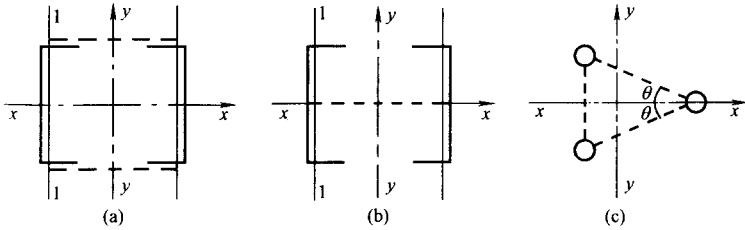


图 5.2.6 格构式构件截面示意图

格构式轴心受压构件，当缀材为缀条时，其分肢的长细比 λ_1 不应大于构件最大长细比 λ_{max} 的 0.7 倍；当缀材为缀板时， λ_1 不应大于 40，且不应大于 λ_{max} 的 0.5 倍 (当 $\lambda_{max} < 50$ 时，取 $\lambda_{max} = 50$)，此时可不计算单肢的强度和稳定性。

斜缀条与构件轴线间的夹角宜不小于 40° ，不大于 70° 。

5.2.7 格构式轴心受压构件的剪力应按下式计算：

$$V = \frac{fA}{80\sqrt{235}} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (5.2.7)$$

式中 V ——剪力；

A ——构件所有单肢毛截面面积之和；

f_y ——钢材的屈服强度，Q235 钢的 $f_y = 235\text{N/mm}^2$ ，Q345 钢的 $f_y = 345\text{N/mm}^2$ 。

剪力 V 值沿构件全长不变，由承受该剪力的有关缀板或缀条分担。

5.3 受弯构件

5.3.1 荷载通过截面弯心并与主轴平行的受弯构件（如图 5.3.1 所示）的强度和稳定性应按下列公式计算：

强度：
$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{\text{enx}}} \leq f \quad (5.3.1-1)$$

$$\tau = \frac{V_{\max} S}{I t} \leq f_v \quad (5.3.1-2)$$

稳定性：
$$\frac{M_{\max}}{\varphi_{\text{bx}} W_{\text{ex}}} \leq f \quad (5.3.1-3)$$

式中 M_{\max} ——跨间对主轴 x 轴的最大弯矩；

V_{\max} ——最大剪力；

W_{enx} ——对主轴 x 轴的较小有效净截面模量；

τ ——剪应力；

S ——计算剪应力处以上截面对中和轴的面积矩；

I ——毛截面惯性矩；

t ——腹板厚度之和；

φ_{bx} ——受弯构件的整体稳定系数，应按本规范附录 A 中 A.2 的规定计算；

W_{ex} ——对截面主轴 x 轴的受压边缘的有效截面模量；

f_v ——钢材抗剪强度设计值。

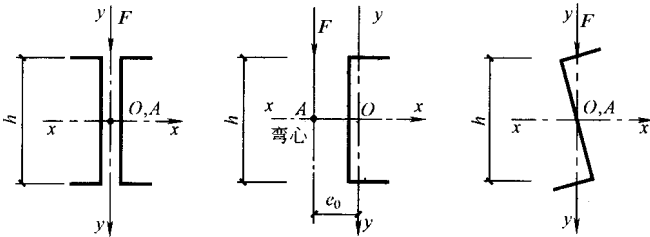


图 5.3.1 荷载通过弯心并与主轴平行的受弯构件截面示意图

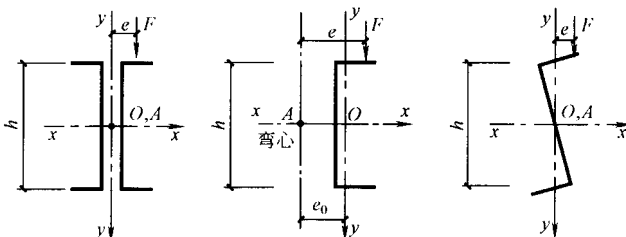


图 5.3.2 荷载偏离弯心但与主轴平行的受弯构件截面示意图

5.3.2 荷载偏离截面弯心但与主轴平行的受弯构件（如图 5.3.2 所示）的强度和稳定性应按下列公式计算：

$$\text{强度：} \quad \sigma = \frac{M}{W_{\text{enx}}} + \frac{B}{W_{\omega}} \leq f \quad (5.3.2-1)$$

$$\text{稳定性：} \quad \frac{M_{\text{max}}}{\varphi_{\text{bx}} W_{\text{ex}}} + \frac{B}{W_{\omega}} \leq f \quad (5.3.2-2)$$

式中 M ——计算弯矩；

B ——与所取弯矩同一截面的双力矩，当受弯构件的受压翼缘上有铺板，且与受压翼缘牢固相连并能阻止受压翼缘侧向变位和扭转时， $B = 0$ ，此时可不验算受弯构件的稳定性。其他情况， B 可按本规范附录 A 中 A.4 的规定计算；

W_{ω} ——与弯矩引起的应力同一验算点处的毛截面扇性模量。

剪应力可按公式 5.3.1-2 验算。

5.3.3 荷载偏离截面弯心且与主轴倾斜的受弯构件（如图 5.3.3 所示），当在构造上能保证整体稳定性时，其强度可按式 5.3.3-1 计算：

$$\sigma = \frac{M_x}{W_{\text{enx}}} + \frac{M_y}{W_{\text{eny}}} + \frac{B}{W_{\omega}} \leq f \quad (5.3.3-1)$$

式中 M_x 、 M_y ——对截面主轴 x 、 y 轴的弯矩（图 5.3.3 所示的截面中， x 轴为强轴， y 轴为弱轴）；

W_{eny} ——对截面主轴 y 轴的有效净截面模量。

x 轴和 y 轴方向的剪应力可分别按公式 5.3.1-2 验算。

上述受弯构件，当不能在构造上保证整体稳定性时，可按公式 5.3.3-2 计算其稳定性：

$$\frac{M_x}{\varphi_{\text{bx}} W_{\text{ex}}} + \frac{M_y}{W_{\text{ey}}} + \frac{B}{W_{\omega}} \leq f \quad (5.3.3-2)$$

式中 W_{ey} ——对截面主轴 y 轴的受压边缘的有效截面模量。

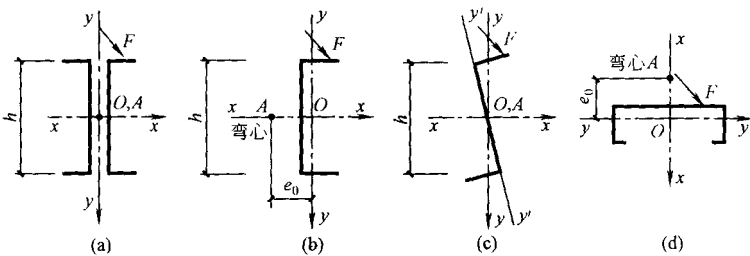


图 5.3.3 荷载偏离弯心且与主轴倾斜的受弯构件截面示意图

5.3.4 受弯构件支座处的腹板，当有加劲肋时应按公式 5.2.2 计算其平面外的稳定性，计算长度取受弯构件截面的高度，截面积取加劲肋截面积及加劲肋两侧各 15t

$\sqrt{235/f_y}$ 宽度范围内的腹板截面积之和 (t 为腹板厚度)。

支座处无加劲肋时, 应按第 7.1.7 条的规定验算局部受压承载力。

5.4 拉弯构件

5.4.1 拉弯构件的强度应按下列式计算:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \pm \frac{M_x}{W_{nx}} \pm \frac{M_y}{W_{ny}} \leq f \quad (5.4.1)$$

式中 W_{nx} 、 W_{ny} ——对截面主轴 x 、 y 轴的净截面模量。

若拉弯构件截面内出现受压区, 且受压板件的宽厚比大于第 5.6.1 条规定的有效宽厚比时, 则在计算其净截面特性时应按图 5.6.5 所示位置扣除受压板件的超出部分。

5.5 压弯构件

5.5.1 压弯构件的强度应按下列式计算:

$$\sigma = \frac{N}{A_{en}} \pm \frac{M_x}{W_{enx}} \pm \frac{M_y}{W_{eny}} \leq f \quad (5.5.1)$$

5.5.2 双轴对称截面的压弯构件, 当弯矩作用于对称平面内时, 应按公式 5.5.2-1 计算弯矩作用平面内的稳定性:

$$\frac{N}{\varphi A_e} + \frac{\beta_m M}{\left(1 - \frac{N}{N'_E}\right) W_e} \leq f \quad (5.5.2-1)$$

式中 M ——计算弯矩, 取构件全长范围内的最大弯矩;

β_m ——等效弯矩系数;

N'_E ——系数, $N'_E = \frac{\pi^2 EA}{1.165\lambda^2}$;

E ——钢材的弹性模量;

λ ——构件在弯矩作用平面内的长细比;

W_e ——对最大受压边缘的有效截面模量。

当弯矩作用在最大刚度平面内时 (如图 5.5.2 所示), 尚应按公式 5.5.2-2 计算弯矩作用平面外的稳定性:

$$\frac{N}{\varphi_y A_e} + \frac{\eta M_x}{\varphi_{bx} W_{ex}} \leq f \quad (5.5.2-2)$$

式中 η ——截面系数, 对闭口截面 $\eta = 0.7$, 对其他截面 $\eta = 1.0$;

φ_y ——对 y 轴的轴心受压构件的稳定系数, 其长细比应按公式 5.2.3-2 计算;

φ_{bx} ——当弯矩作用于最大刚度平面内时, 受弯构件的整体稳定系数, 应按本规范附录 A 中 A.2 的规定计算, 对于闭口截面可取 $\varphi_{bx} = 1.0$ 。

M_x 应取构件计算段的最大弯矩。

5.5.3 压弯构件的等效弯矩系数 β_m 应按下列规定采用:

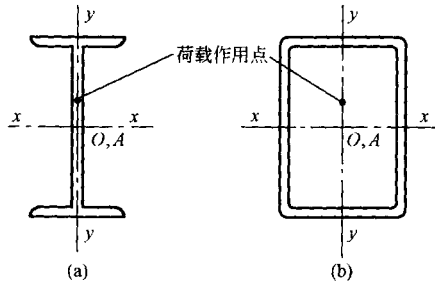


图 5.5.2 双轴对称截面示意图

1 构件端部无侧移且无中间横向荷载时：

$$\beta_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_2}{M_1} \quad (5.5.3)$$

式中 M_1 、 M_2 ——分别为绝对值较大和较小的端弯矩，当构件以单曲率弯曲时 $\frac{M_2}{M_1}$ 取正值，当构件以双曲率弯曲时， $\frac{M_2}{M_1}$ 取负值。

2 构件端部无侧移但有中间横向荷载时：

$$\beta_m = 1.0$$

3 构件端部有侧移时：

$$\beta_m = 1.0$$

5.5.4 单轴对称开口截面（如图 5.2.4 所示）的压弯构件，当弯矩作用于对称平面内时，除应按第 5.5.2 条计算弯矩作用平面内的稳定性外，尚应按公式 5.2.2 计算其弯矩作用平面外的稳定性，此时，公式 5.2.2 中的轴心受压构件稳定系数 φ 应按公式 5.5.4-1 算得的弯扭屈曲的换算长细比 λ_ω 由本规范表 A.1.1-1 或表 A.1.1-2 查得。

$$\lambda_\omega = \lambda_x \sqrt{\frac{s^2 + a^2}{2s^2} + \sqrt{\left(\frac{s^2 + a^2}{2s^2}\right)^2 - \frac{a^2 - \alpha(e_0 - e_x)^2}{s^2}}} \quad (5.5.4-1)$$

$$a^2 = e_0^2 + i_x^2 + i_y^2 + 2e_x \left(\frac{U_y}{2I_y} - e_0 - \xi_2 e_a \right) \quad (5.5.4-2)$$

$$U_y = \int_A x(x^2 + y^2) dA \quad (5.5.4-3)$$

式中 e_x ——等效偏心距， $e_x = \pm \frac{\beta_m M}{N}$ ，当偏心在截面弯心一侧时 e_x 为负，当偏心在与截面弯心相对的另一侧时 e_x 为正。M 取构件计算段的最大弯矩；

ξ_2 ——横向荷载作用位置影响系数，查表 A.2.1；

s——计算系数，按公式 5.2.4-2 计算；

e_a ——横向荷载作用点到弯心的距离：对于偏心压杆或当横向荷载作用在弯心时 $e_a = 0$ ；当荷载不作用在弯心且荷载方向指向弯心时 e_a 为负，而离开弯心

时 e_a 为正。

若 $l_{0x} \leq l_{0y}$ ，当压弯构件采用本规范表 B.1.1-3 或表 B.1.1-4 中所列型钢或当 $e_x + \frac{e_0}{2} \leq 0$ 时，可不计算其弯矩作用平面外的稳定性。

当弯矩作用在对称平面内（如图 5.2.4 所示），且使截面在弯心一侧受压时，尚应按式计算：

$$\left| \frac{N}{A_e} - \frac{\beta_{my} M_y}{\left(1 - \frac{N}{N'_{Ey}}\right) W'_{ey}} \right| \leq f \quad (5.5.4-4)$$

式中 β_{my} ——对 y 轴的等效弯矩系数，应按第 5.5.3 条的规定采用；

W'_{ey} ——截面的较小有效截面模量；

N'_{Ey} ——系数， $N'_{Ey} = \frac{\pi^2 EA}{1.165 \lambda_y^2}$

5.5.5 单轴对称开口截面压弯构件，当弯矩作用于非对称主平面内时（如图 5.5.5 所示），除应按公式 5.5.5-1 计算其弯矩作用平面内的稳定性外，尚应按公式 5.5.5-2 计算其弯矩作用平面外的稳定性。

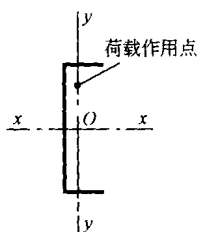


图 5.5.5 单轴对称开口截面绕对称轴弯曲示意图

$$\frac{N}{\varphi_x A_e} + \frac{\beta_m M_x}{\left(1 - \frac{N}{N'_{Ex}} \varphi_x\right) W_{ex}} + \frac{B}{W_\omega} \leq f \quad (5.5.5-1)$$

$$\frac{N}{\varphi_x A_e} + \frac{M_x}{\varphi_{bx} W_{ex}} + \frac{B}{W_\omega} \leq f \quad (5.5.5-2)$$

式中 φ_x ——对 x 轴的轴心受压构件的稳定系数，其长细比应按公式 5.2.4-1 计算；

N'_{Ex} ——系数， $N'_{Ex} = \frac{\pi^2 EA}{1.165 \lambda_x^2}$

5.5.6 双轴对称截面双向压弯构件的稳定性应按下列公式计算：

$$\frac{N}{\varphi_x A_e} + \frac{\beta_m M_x}{\left(1 - \frac{N}{N'_{Ex}} \varphi_x\right) W_{ex}} + \frac{\eta M_y}{\varphi_{by} W_{ey}} \leq f \quad (5.5.6-1)$$

$$\frac{N}{\varphi_y A_e} + \frac{\eta M_x}{\varphi_{bx} W_{ex}} + \frac{\beta_{my} M_y}{\left(1 - \frac{N}{N'_{Ey}} \varphi_y\right) W_{ey}} \leq f \quad (5.5.6-2)$$

式中 φ_{by} ——当弯矩作用于最小刚度平面内时，受弯构件的整体稳定系数，应按本规范附录 A 中 A.2 的规定计算；

β_{mx} ——对 x 轴的等效弯矩系数，应按第 5.5.3 条的规定采用。

5.5.7 格构式压弯构件，除应计算整个构件的强度和稳定性外，尚应计算单肢的强度和稳定性。

计算缀板或缀条内力用的剪力，应取构件的实际剪力和按第 5.2.7 条算得的剪力中的较大值。

5.5.8 格构式压弯构件，当弯矩绕实轴（x 轴）作用时，其弯矩作用平面内和平面外的整体稳定性计算均与实腹式构件相同，但在计算弯矩作用平面外的整体稳定性时，公式 5.5.2-2 中的 φ_y 应按第 5.2.6 条中的换算长细比 λ_{0y} 确定， φ_b 应取 1.0；当弯矩绕虚轴（y 轴）作用时，其弯矩作用平面内的整体稳定性应按下式计算：

$$\frac{N}{\varphi_y A_e} + \frac{\beta_{my} M_y}{\left(1 - \frac{N}{N'_{Ey}} \varphi_y\right) W_{ey}} \leq f \quad (5.5.8)$$

式中 φ_y 、 N'_{Ey} 均应按换算长细比 λ_{0y} 确定，弯矩作用平面外的整体稳定性可不计算，但应计算分肢的稳定性。

5.6 构件中的受压板件

5.6.1 加劲板件、部分加劲板件和非加劲板件的有效宽厚比应按下列公式计算：

当 $\frac{b}{t} \leq 18\alpha\rho$ 时：

$$\frac{b_e}{t} = \frac{b_c}{t} \quad (5.6.1-1)$$

当 $18\alpha\rho < \frac{b}{t} < 38\alpha\rho$ 时：

$$\frac{b_e}{t} = \left[\sqrt{\frac{21.8\alpha\rho}{\frac{b}{t}} - 0.1} \right] \frac{b_c}{t} \quad (5.6.1-2)$$

当 $\frac{b}{t} \geq 38\alpha\rho$ 时：

$$\frac{b_e}{t} = \frac{25\alpha\rho}{\frac{b}{t}} \cdot \frac{b_c}{t} \quad (5.6.1-3)$$

式中 b ——板件宽度；

t ——板件厚度；

b_e ——板件有效宽度；

α ——计算系数 $\alpha = 1.15 - 0.15\psi$ ，当 $\psi < 0$ 时，取 $\alpha = 1.15$ ；

ψ ——压应力分布不均匀系数， $\psi = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$ ；

σ_{\max} ——受压板件边缘的最大压应力 (N/mm²), 取正值;

σ_{\min} ——受压板件另一边缘的应力 (N/mm²), 以压应力为正, 拉应力为负;

b_c ——板件受压区宽度, 当 $\psi \geq 0$ 时, $b_c = b$; 当 $\psi < 0$ 时, $b_c = \frac{b}{1-\psi}$;

ρ ——计算系数, $\rho = \sqrt{\frac{205k_1k}{\sigma_1}}$, 其中 σ_1 按本规范第 5.6.7 条、5.6.8 条的规定确定;

k ——板件受压稳定系数, 按第 5.6.2 条的规定确定;

k_1 ——板组约束系数, 按第 5.6.3 条的规定采用; 若不计相邻板件的约束作用, 可取 $k_1 = 1$ 。

5.6.2 受压板件的稳定系数可按下列公式计算:

1 加劲板件。

当 $1 \geq \psi > 0$ 时:

$$k = 7.8 - 8.15\psi + 4.35\psi^2 \quad (5.6.2-1)$$

当 $0 \geq \psi \geq -1$ 时:

$$k = 7.8 - 6.29\psi + 9.78\psi^2 \quad (5.6.2-2)$$

2 部分加劲板件。

1) 最大压应力作用于支承边 (如图 5.6.2a 所示)。

当 $\psi \geq -1$ 时:

$$k = 5.89 - 11.59\psi + 6.68\psi^2 \quad (5.6.2-3)$$

2) 最大压应力作用于部分加劲边 (如图 5.6.2b 所示)。

当 $\psi \geq -1$ 时:

$$k = 1.15 - 0.22\psi + 0.045\psi^2 \quad (5.6.2-4)$$

3 非加劲板件。

1) 最大压应力作用于支承边 (如图 5.6.2c 所示)。

当 $1 \geq \psi > 0$ 时:

$$k = 1.70 - 3.025\psi + 1.75\psi^2 \quad (5.6.2-5)$$

当 $0 \geq \psi > -0.4$ 时:

$$k = 1.70 - 1.75\psi + 55\psi^2 \quad (5.6.2-6)$$

当 $-0.4 \geq \psi \geq -1$ 时:

$$k = 6.07 - 9.51\psi + 8.33\psi^2 \quad (5.6.2-7)$$

2) 最大压应力作用于自由边 (如图 5.6.2d 所示)。

当 $\psi \geq -1$ 时:

$$k = 0.567 - 0.213\psi + 0.071\psi^2 \quad (5.6.2-8)$$

注: 当 $\psi < -1$ 时, 以上各式的 k 值按 $\psi = -1$ 的值采用。

5.6.3 受压板件的板组约束系数应按下列公式计算:

当 $\xi \leq 1.1$ 时:

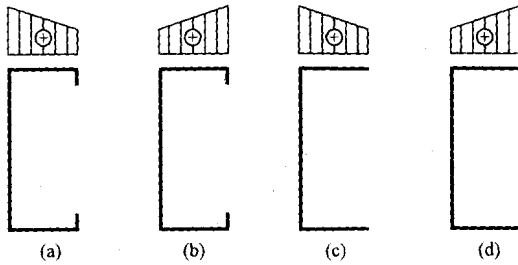


图 5.6.2 部分加劲板件和非加劲板件的应力分布示意图

$$k_1 = \frac{1}{\sqrt{\xi}} \quad (5.6.3-1)$$

当 $\xi > 1.1$ 时：

$$k_1 = 0.11 + \frac{0.93}{(\xi - 0.05)^2} \quad (5.6.3-2)$$

$$\xi = \frac{c}{b} \sqrt{\frac{k}{k_c}} \quad (5.6.3-3)$$

式中 b ——计算板件的宽度；

c ——与计算板件邻接的板件的宽度，如果计算板件两边均有邻接板件时，即计算板件为加劲板件时，取压应力较大一边的邻接板件的宽度；

k ——计算板件的受压稳定系数，由第 5.6.2 条确定；

k_c ——邻接板件的受压稳定系数，由第 5.6.2 条确定。

当 $k_1 > k'_1$ 时，取 $k_1 = k'_1$ ， k'_1 为 k_1 的上限值。对于加劲板件 $k'_1 = 1.7$ ；对于部分加劲板件 $k'_1 = 2.4$ ；对于非加劲板件 $k'_1 = 3.0$ 。

当计算板件只有一边有邻接板件，即计算板件为非加劲板件或部分加劲板件，且邻接板件受拉时，取 $k_1 = k'_1$ 。

5.6.4 部分加劲板件中卷边的高厚比不宜大于 12，卷边的最小高厚比应根据部分加劲板的宽厚比按表 5.6.4 采用。

表 5.6.4 卷边的最小高厚比

$\frac{b}{t}$	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$\frac{a}{t}$	5.4	6.3	7.2	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0	10.5	11.0

注：a——卷边的高度；
 b——带卷边板件的宽度；
 c——板厚。

5.6.5 当受压板件的宽厚比大于第 5.6.1 条规定的有效宽厚比时，受压板件的有

效截面应自截面的受压部分按图 5.6.5 所示位置扣除其超出部分（即图中不带斜线部分）来确定，截面的受拉部分全部有效。

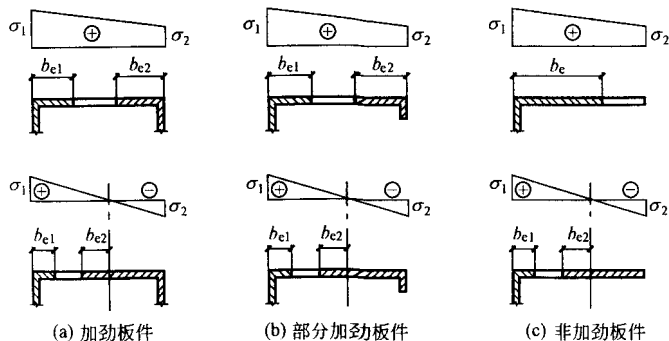


图 5.6.5 受压板件的有效截面图

图 5.6.5 中的 b_{e1} 和 b_{e2} 按下列规定计算：

对于加劲板件：

当 $\psi \geq 0$ 时：

$$b_{e1} = \frac{2b_e}{5 - \psi}, \quad b_{e2} = b_e - b_{e1} \quad (5.6.5-1)$$

当 $\psi < 0$ 时：

$$b_{e1} = 0.4b_e, \quad b_{e2} = 0.6b_e \quad (5.6.5-2)$$

对于部分加劲板件及非加劲板件：

$$b_{e1} = 0.4b_e, \quad b_{e2} = 0.6b_e \quad (5.6.5-3)$$

式中 b_e 按第 5.6.1 条确定。

5.6.6 圆管截面构件的外径与壁厚之比符合第 4.3.2 条的规定时，在计算中可取其截面全部有效。

5.6.7 在轴心受压构件中板件的有效宽厚比应根据由构件最大长细比所确定的轴心受压构件的稳定系数与钢材强度设计值的乘积 (φf) 作为 σ_1 按第 5.6.1 条的规定计算。

5.6.8 在拉弯、压弯和受弯构件中板件的有效宽厚比应按下列规定确定：

1 对于压弯构件，截面上各板件的压应力分布不均匀系数 ψ 应由构件毛截面按强度计算，不考虑双力矩的影响。最大压应力板件的 σ_1 取钢材的强度设计值 f ，其余板件的最大压应力按 ψ 推算。有效宽厚比按第 5.6.1 条的规定计算。

2 对于受弯及拉弯构件，截面上各板件的压应力分布不均匀系数 ψ 及最大压应力应由构件毛截面按强度计算，不考虑双力矩的影响。有效宽厚比按第 5.6.1 条的规定计算。

3 板件的受拉部分全部有效。

6 连接的计算与构造

6.1 连接的计算

6.1.1 对接焊缝和角焊缝的强度应按下列公式计算：

1 对接焊缝轴心受拉。

$$\sigma = \frac{N}{l_w t} \leq f_t^w \quad (6.1.1-1)$$

2 对接焊缝轴心受压。

$$\sigma = \frac{N}{l_w t} \leq f_c^w \quad (6.1.1-2)$$

3 对接焊缝受弯同时受剪。

拉应力：

$$\sigma = \frac{M}{W_f} \leq f_t^w \quad (6.1.1-3)$$

剪应力：

$$\tau = \frac{VS_f}{I_{ft}} \leq f_v^w \quad (6.1.1-4)$$

对接焊缝中剪应力 τ 和正应力 σ 均较大处：

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq 1.1f_t^w \quad (6.1.1-5)$$

4 正面直角角焊缝受剪（作用力垂直于焊缝长度方向）。

$$\sigma_f = \frac{N}{0.7h_f l_w} \leq 1.22f_f^w \quad (6.1.1-6)$$

5 侧面直角角焊缝受剪（作用力平行于焊缝长度方向）。

$$\tau_f = \frac{N}{0.7h_f l_w} \leq f_f^w \quad (6.1.1-7)$$

6 在垂直于角焊缝长度方向的应力 σ_f 和沿角焊缝长度方向的剪应力 τ_f 共同作用处。

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f}{1.22}\right)^2 + \tau_f^2} \leq f_f^w \quad (6.1.1-8)$$

式中 l_w ——焊缝计算长度之和。采用引弧板或引出板施焊的对接焊缝，每条焊缝的计算长度可取其实际长度 l ；不符合上述施焊方法的对接焊缝和所有角焊缝，每条焊缝的计算长度均取实际长度 l 减去 $2h_f$ ；

h_f ——角焊缝的焊脚尺寸；

t ——连接构件中较薄板件的厚度；

W_f ——焊缝截面模量；

S_f ——焊缝截面的最大面积矩；

I_f ——焊缝截面惯性矩；

σ_f ——垂直于焊缝长度方向的应力，按焊缝有效截面 ($0.7h_f l_w$) 计算；

τ_f ——沿焊缝长度方向的剪应力，按焊缝有效截面 ($0.7h_f l_w$) 计算；

f_c^w 、 f_t^w ——对接焊缝的抗压、抗拉强度设计值；

f_v^w ——对接焊缝的抗剪强度设计值；

f_t^w ——角焊缝的抗压、抗拉和抗剪强度设计值。

6.1.2 喇叭形焊缝的强度应按下列公式计算：

1 当连接板件的最小厚度小于或等于 4mm 时，轴力 N 垂直于焊缝轴线方向作用的焊缝（如图 6.1.2-1 所示）的抗剪强度应按下列公式计算：

$$\tau = \frac{N}{l_w t} \leq 0.8f \quad (6.1.2-1)$$

轴力 N 平行于焊缝轴线方向作用的焊缝（如图 6.1.2-2 所示）的抗剪强度应按下列公式计算：

$$\tau = \frac{N}{l_w t} \leq 0.7f \quad (6.1.2-2)$$

式中 t ——连接钢板的最小厚度；

l_w ——焊缝计算长度之和，每条焊缝的计算长度均取实际长度 l 减去 $2h_f$ ， h_f 应按图 6.1.2-3 确定；

f ——连接钢板的抗拉强度设计值。

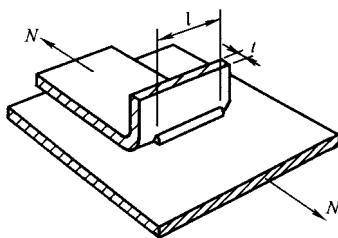


图 6.1.2-1 端缝受剪的单边喇叭形焊缝

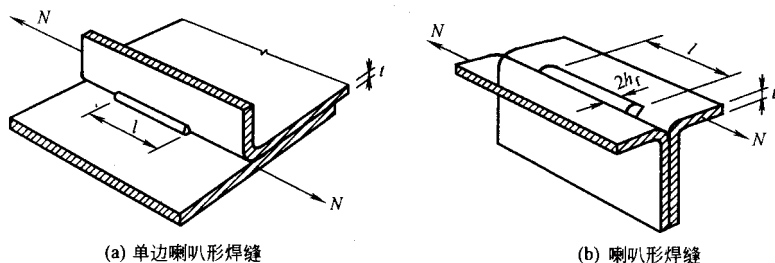


图 6.1.2-2 纵向受剪的喇叭形焊缝

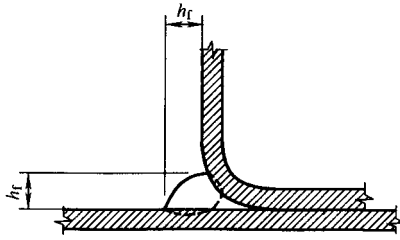


图 6.1.2-3 单边喇叭形焊缝

2 当连接板件的最小厚度大于 4mm 时,纵向受剪的喇叭形焊缝的强度除按公式 6.1.2-2 计算外,尚应按公式 6.1.1-7 做补充验算,但 h_f 应按图 6.1.2-2b 或图 6.1.2-3 确定。

6.1.3 电阻点焊可用于构件的缀合或组合连接,每个焊点所承受的最大剪力不得大于本规范表 4.2.6 中规定的抗剪承载力设计值。

6.1.4 普通螺栓的强度应按下列规定计算:

1 在普通螺栓杆轴方向受拉的连接中,每个螺栓所受的拉力不应大于按下式计算的抗拉承载力设计值 N_t^b 。

$$N_t^b = \frac{\pi d_e^2}{4} f_t^b \quad (6.1.4-1)$$

式中 d_e ——螺栓螺纹处的有效直径;

f_t^b ——螺栓的抗拉强度设计值。

2 在普通螺栓的受剪连接中,每个螺栓所受的剪力不应大于按下列公式计算的抗剪承载力设计值 N_v^b 和承压承载力设计值 N_c^b 的较小者。

抗剪承载力设计值:

$$N_v^b = n_v \frac{\pi d^2}{4} f_v^b \quad (6.1.4-2)$$

承压承载力设计值:

$$N_c^b = d \sum t f_c^b \quad (6.1.4-3)$$

式中 n_v ——剪切面数;

d ——螺杆直径,对于全螺纹螺栓,取 $d = d_e$;

$\sum t$ ——同一受力方向的承压构件的较小总厚度;

f_c^b 、 f_v^b ——螺栓的承压、抗剪强度设计值。

3 同时承受剪力和杆轴方向拉力的普通螺栓连接,应符合下列公式要求:

$$\sqrt{\left(\frac{N_v}{N_v^b}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^b}\right)^2} \leq 1 \quad (6.1.4-4)$$

$$N_v \leq N_c^b \quad (6.1.4-5)$$

式中 N_v 、 N_t ——每个螺栓所承受的剪力和拉力。

6.1.5 高强度螺栓摩擦型连接中，高强度螺栓的强度应按下列公式计算：

1 每个螺栓所受的剪力不应大于按下式计算的抗剪承载力设计值 N_V^b 。

$$N_V^b = \alpha \cdot n_f \cdot \mu \cdot P \quad (6.1.5-1)$$

式中 α ——系数，当最小板厚 $t \leq 6\text{mm}$ 时取 0.8，当最小板厚 $t > 6\text{mm}$ 时取 0.9；

n_f ——传力摩擦面数；

μ ——抗滑移系数，应按表 6.1.5-1 采用；

P ——高强度螺栓的预拉力，应按表 6.1.5-2 采用。

表 6.1.5-1 抗滑移系数 μ 值

连接处构件接触面的处理方法	构件的钢材牌号	
	Q235	Q345
喷砂（丸）	0.40	0.45
热轧钢材轧制表面清除浮锈	0.30	0.35
冷轧钢材轧制表面清除浮锈	0.25	—

注：除锈方向应与受力方向相垂直。

表 6.1.5-2 高强度螺栓的预拉力 P 值（kN）

螺栓的性能等级	螺栓公称直径（mm）		
	M12	M14	M16
8.8 级	45	60	80
10.9 级	55	75	100

2 每个螺栓所受的沿螺栓杆轴方向的拉力不应大于按下式计算的抗拉承载力设计值 N_t^b 。

$$N_t^b = 0.8P \quad (6.1.5-2)$$

3 同时承受摩擦面间的剪力 N_V 和沿螺栓杆轴方向的拉力 N_t 作用的高强度螺栓应符合下列公式要求：

$$N_V \leq N_V^b = \alpha \cdot n_f \cdot \mu \cdot (P - 1.25N_t) \quad (6.1.5-3)$$

$$N_t \leq 0.8P \quad (6.1.5-4)$$

6.1.6 在构件的节点处或拼接接头的一端，当螺栓沿受力方向的连接长度 l_b 大于 $15d_0$ 时，应将螺栓的承载力设计值乘以折减系数 $(1.1 - \frac{l_b}{150d_0})$ ；当 l_b 大于 $60d_0$ 时，折减系数为 0.7， d_0 为孔径。

6.1.7 用于压型钢板之间和压型钢板与冷弯型钢构件之间紧密连接的抽芯铆钉

(拉铆钉)、自攻螺钉和射钉连接的强度可按下列规定计算：

1 在压型钢板与冷弯型钢等支承构件之间的连接件杆轴方向受拉的连接中，每个自攻螺钉或射钉所受的拉力应不大于按下列公式计算的抗拉承载力设计值。

当只受静荷载作用时：

$$N_t^f = 17tf \quad (6.1.7-1)$$

当受含有风荷载的组合荷载作用时：

$$N_t^f = 8.5tf \quad (6.1.7-2)$$

式中 N_t^f ——一个自攻螺钉或射钉的抗拉承载力设计值 (N)；

t ——紧挨钉头侧的压型钢板厚度 (mm)，应满足 $0.5\text{mm} \leq t \leq 1.5\text{mm}$ ；

f ——被连接钢板的抗拉强度设计值 (N/mm^2)。

当连接件位于压型钢板波谷的一个四分点时 (如图 6.1.7b 所示)，其抗拉承载力设计值应乘以折减系数 0.9；当两个四分点均设置连接件时 (如图 6.1.7c 所示) 则应乘以折减系数 0.7。

自攻螺钉在基材中的钻入深度 t_c 应大于 0.9mm ，其所受的拉力应不大于按下式计算的抗拉承载力设计值。

$$N_t^f = 0.75t_cdf \quad (6.1.7-3)$$

式中 d ——自攻螺钉的直径 (mm)；

t_c ——钉杆的圆柱状螺纹部分钻入基材中的深度 (mm)；

f ——基材的抗拉强度设计值 (N/mm^2)。

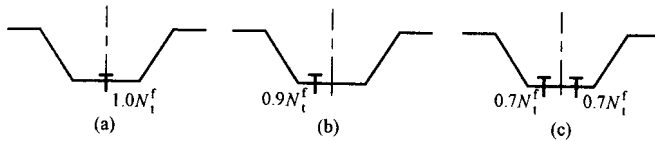


图 6.1.7 压型钢板连接示意图

2 当连接件受剪时，每个连接件所承受的剪力应不大于按下列公式计算的抗剪承载力设计值。

抽芯铆钉和自攻螺钉：

当 $\frac{t_1}{t} = 1$ 时：

$$N_v^f = 3.7 \sqrt{t^3 df} \quad (6.1.7-4)$$

且 $N_v^f \leq 2.4tdf \quad (6.1.7-5)$

当 $\frac{t_1}{t} \geq 2.5$ 时：

$$N_v^f = 2.4tdf \quad (6.1.7-6)$$

当 $\frac{t_1}{t}$ 介于 1 和 2.5 之间时， N_v^f 可由公式 6.1.7-4 和 6.1.7-6 插值得。

式中 N_V^f ——一个连接件的抗剪承载力设计值 (N);
 d ——铆钉或螺钉直径 (mm);
 t ——较薄板 (钉头接触侧的钢板) 的厚度 (mm);
 t_1 ——较厚板 (在现场形成钉头一侧的板或钉尖侧的板) 的厚度 (mm);
 f ——被连接钢板的抗拉强度设计值 (N/mm^2)

射钉:

$$N_V^f = 3.7tdf \quad (6.1.7-7)$$

式中 t ——被固定的单层钢板的厚度 (mm);
 d ——射钉直径 (mm);
 f ——被固定钢板的抗拉强度设计值 (N/mm^2)

当抽芯铆钉或自攻螺钉用于压型钢板端部与支承构件 (如檩条) 的连接时, 其抗剪承载力设计值应乘以折减系数 0.8。

3 同时承受剪力和拉力作用的自攻螺钉和射钉连接, 应符合下式要求:

$$\sqrt{\left(\frac{N_V}{N_V^f}\right)^2 + \left(\frac{N_t}{N_t^f}\right)^2} \leq 1 \quad (6.1.7-8)$$

式中 N_V 、 N_t ——一个连接件所承受的剪力和拉力;
 N_V^f 、 N_t^f ——一个连接件的抗剪和抗拉承载力设计值。

6.1.8 由两槽钢 (或卷边槽钢) 连接而成的组合工形截面 (如图 6.1.8 所示), 其连接件 (如焊缝、点焊、螺栓等) 的最大纵向间距 a_{\max} 应按下列规定采用:

1 对于压弯构件, 应取按下列公式算得之较小者。

$$a_{\max} = \frac{n_1 N_V^f I_y}{V S_y} \quad (6.1.8-1)$$

$$a_{\max} = \frac{l_{i_1}}{2i_y} \quad (6.1.8-2)$$

式中 n_1 ——同一截面处的连接件数;
 N_V^f ——一个连接件的抗剪承载力设计值, 对于电阻点焊可取 $N_V^f = N_V^s$;
 I_y ——组合工形截面对平行于腹板的重心轴 y 的惯性矩;
 V ——剪力, 取实际剪力及按第 5.2.7 条算得的剪力中的较大值;
 S_y ——单个槽钢对 y 轴的面积矩;
 l ——构件支承点间的长度;
 i_{i_1} ——单个槽钢对其自身平行于腹板的重心轴的回转半径;
 i_y ——组合工形截面对 y 轴的回转半径。

2 对于受弯构件:

$$a_{\max} = \frac{2N_t^f h_0}{dq_0} \quad (6.1.8-3)$$

式中 N_t^f ——一个连接件的抗拉承载力设计值, 对电阻点焊可取 $N_t^f = 0.3N_V^s$;

- h_0 ——最靠近上、下翼缘的两排连接件间的垂直距离；
 d ——单个槽钢的腹板中面至其弯心的距离；
 q_0 ——等效荷载集度。

受弯构件的等效荷载集度应按下列规定采用：对于分布荷载应取实际荷载集度的 3 倍；对于集中荷载或反力，应将集中力除以荷载分布长度或连接件的纵向间距，取其中的较大值。

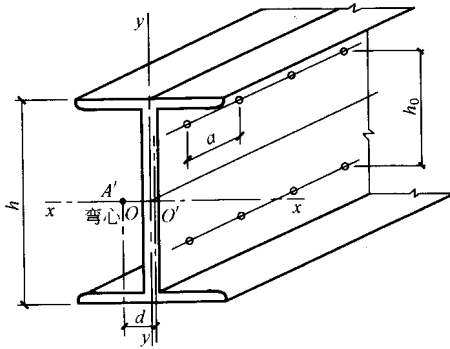


图 6.1.8 组合工形截面示意图

注：A'系单个槽钢的弯心；

O'系单个槽钢腹板中心线与对称轴 x 的交点。

6.2 连接的构造

6.2.1 当被连接板件的厚度 $t \leq 6\text{mm}$ 时，焊缝的计算长度不得小于 30mm ；当 $t > 6\text{mm}$ 时，不得小于 40mm 。角焊缝的焊脚尺寸不宜大于 $1.5t$ (t 为相连板件中较薄板件的厚度)。直接相贯的钢管节点的角焊缝焊脚尺寸可放大到 $2.0t$ 。

6.2.2 当采用喇叭形焊缝时，单边喇叭形焊缝的焊脚尺寸 h_f (如图 6.1.2-3 所示) 不得小于被连接板件的最小厚度的 1.4 倍。

6.2.3 电阻点焊的焊点中距不宜小于 $15\sqrt{t}$ (mm)，焊点边距不宜小于 $10\sqrt{t}$ (mm) (t 系被连接板件中较薄板件的厚度)。

6.2.4 螺栓的中距不得小于螺栓孔径 d_0 的 3 倍，端距不得小于螺栓孔径的 2 倍，边距不得小于螺栓孔径的 1.5 倍 (如图 6.2.4 所示)。在靠近弯角边缘处的螺栓孔边距，尚应满足使用紧固工具的要求。

6.2.5 抽芯铆钉 (拉铆钉) 和自攻螺钉的钉头部分应靠在较薄的板件一侧。连接件的中距和端距不得小于连接件直径的 3 倍，边距不得小于连接件直径的 1.5 倍。受力连接中的连接件数不宜少于 2 个。

6.2.6 抽芯铆钉的适用直径为 $2.6 \sim 6.4\text{mm}$ ，在受力蒙皮结构中宜选用直径不小于 4mm 的抽芯铆钉；自攻螺钉的适用直径为 $3.0 \sim 8.0\text{mm}$ ，在受力蒙皮结构中宜选用直径

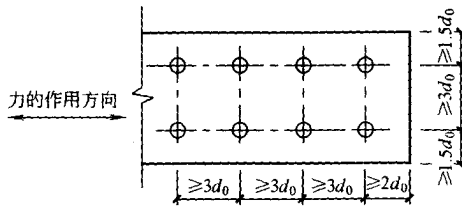


图 6.2.4 螺栓最小间距示意图

不小于 5mm 的自攻螺钉。

6.2.7 自攻螺钉连接的板件上的预制孔径 d_0 应符合下式要求：

$$d_0 = 0.7d + 0.2t_t \quad (6.2.7-1)$$

且 $d_0 \leq 0.9d \quad (6.2.7-2)$

式中 d ——自攻螺钉的公称直径 (mm)；

t_t ——被连接板的总厚度 (mm)。

6.2.8 射钉只用于薄板与支承构件 (即基材如檩条) 的连接。射钉的间距不得小于射钉直径的 4.5 倍, 且其中距不得小于 20mm, 到基材的端部和边缘的距离不得小于 15mm, 射钉的适用直径为 3.7~6.0mm。

射钉的穿透深度 (指射钉尖端到基材表面的深度, 如图 6.2.8 所示) 应不小于 10mm。

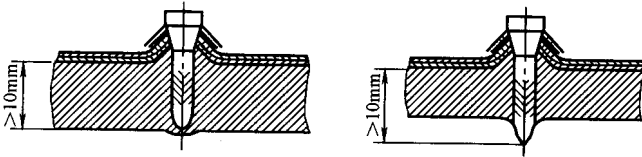


图 6.2.8 射钉的穿透深度

基材的屈服强度应不小于 $150\text{N}/\text{mm}^2$, 被连钢板的最大屈服强度应不大于 $360\text{N}/\text{mm}^2$ 。基材和被连钢板的厚度应满足表 6.2.8-1 和表 6.2.8-2 的要求。

表 6.2.8-1 被连钢板的最大厚度 (mm)

射钉直径 (mm)	≥3.7	≥4.5	≥5.2
单一方向			
单层被固定钢板最大厚度	1.0	2.0	3.0
多层被固定钢板最大厚度	1.4	2.5	3.5


射钉直径 (mm)	≥ 3.7	≥ 4.5	≥ 5.2
相反方向			
所有被固定钢板最大厚度	2.8	5.0	7.0

表 6.2.8-2 基材的最小厚度

射钉直径 (mm)	≥ 3.7	≥ 4.5	≥ 5.2
最小厚度 (mm)	4.0	6.0	8.0

6.2.9 在抗拉连接中，自攻螺钉和射钉的钉头或垫圈直径不得小于 14mm；且应通过试验保证连接件由基材中的拔出强度不小于连接件的抗拉承载力设计值。

7 压型钢板

7.1 压型钢板的计算

7.1.1 本节有关压型钢板计算的规定仅适用于屋面板、墙板和组合效应的压型钢板楼板。

7.1.2 压型钢板（如图 7.1.2 所示）受压翼缘的有效宽厚比应按下列规定采用：

- 1 两纵边均与腹板相连，或一纵边与腹板相连、另一纵边与符合第 7.1.4 条要求的中间加劲肋相连的受压翼缘，可按加劲板件由本规范第 5.6.1 条确定其有效宽厚比；
- 2 有一纵边与符合第 7.1.4 条要求的边加劲肋相连的受压翼缘，可按部分加劲板件由本规范第 5.6.1 条确定其有效宽厚比。

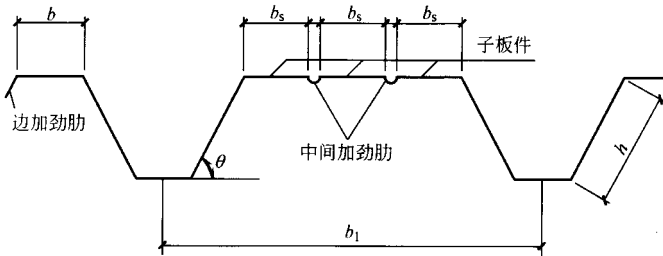


图 7.1.2 压型钢板截面示意图

7.1.3 压型钢板腹板的有效宽厚比应按本规范第 5.6.1 条规定采用。

7.1.4 压型钢板受压翼缘的纵向加劲肋应符合下列规定：
边加劲肋：

$$I_{es} \geq 1.83t^4 \sqrt{\left(\frac{b}{t}\right)^2 - \frac{27100}{f_y}} \quad (7.1.4-1)$$

且 $I_{es} \geq 9t^4$

中间加劲肋：

$$I_{is} \geq 3.66t^4 \sqrt{\left(\frac{b_s}{t}\right)^2 - \frac{27100}{f_y}} \quad (7.1.4-2)$$

且 $I_{is} \geq 18t^4$

式中 I_{es} ——边加劲肋截面对平行于被加劲板件截面之重心轴的惯性矩；

I_{is} ——中间加劲肋截面对平行于被加劲板件截面之重心轴的惯性矩；

b_s ——子板件的宽度；

b ——边加劲板件的宽度；

t ——板件的厚度。

7.1.5 压型钢板的强度可取一个波距或整块压型钢板的的有效截面，按受弯构件计算。

7.1.6 压型钢板腹板的剪应力应符合下列公式的要求：

当 $h/t < 100$ 时：

$$\tau \leq \tau_{cr} = \frac{8550}{(h/t)} \quad (7.1.6-1)$$

$$\tau \leq f_v \quad (7.1.6-2)$$

当 $h/t \geq 100$ 时：

$$\tau \leq \tau_{cr} = \frac{855000}{(h/t)^2} \quad (7.1.6-3)$$

式中 τ ——腹板的平均剪应力 (N/mm^2)；

τ_{cr} ——腹板的剪切屈曲临界剪应力；

h/t ——腹板的高厚比。

7.1.7 压型钢板支座处的腹板，应按下式验算其局部受压承载力：

$$R \leq R_w \quad (7.1.7-1)$$

$$R_w = \alpha^2 \sqrt{fE} (0.5 + \sqrt{0.02l_c/t}) [2.4 + (\theta/90)^2] \quad (7.1.7-2)$$

式中 R ——支座反力；

R_w ——一块腹板的局部受压承载力设计值；

α ——系数，中间支座取 $\alpha = 0.12$ ，端部支座取 $\alpha = 0.06$ ；

t ——腹板厚度 (mm)；

l_c ——支座处的支承长度， $10mm < l_c < 200mm$ ，端部支座可取 $l_c = 10mm$ ；

θ ——腹板倾角 ($45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$)。

7.1.8 压型钢板同时承受弯矩 M 和支座反力 R 的截面，应满足下列要求：

$$M/M_u \leq 1.0 \quad (7.1.8-1)$$

$$R/R_w \leq 1.0 \quad (7.1.8-2)$$

$$M/M_u + R/R_w \leq 1.25 \quad (7.1.8-3)$$

式中 M_u ——截面的弯曲承载力设计值, $M_u = W_{ef}$ 。

7.1.9 压型钢板同时承受弯矩 M 和剪力 V 的截面, 应满足下列要求:

$$\left(\frac{M}{M_u}\right)^2 + \left(\frac{V}{V_u}\right)^2 \leq 1 \quad (7.1.9)$$

式中 V_u ——腹板的抗剪承载力设计值, $V_u = (ht \cdot \sin\theta) \tau_{cr}$, τ_{cr} 按第 7.1.6 条的规定计算。

7.1.10 在压型钢板的一个波距上作用集中荷载 F 时, 可按下式将集中荷载 F 折算成沿板宽方向的均布线荷载 q_{re} , 并按 q_{re} 进行单个波距或整块压型钢板有效截面的弯曲计算。

$$q_{re} = \eta \frac{F}{b_1} \quad (7.1.10)$$

式中 F ——集中荷载;

b_1 ——压型钢板的波距;

η ——折算系数, 由试验确定; 无试验依据时, 可取 $\eta = 0.5$ 。

屋面压型钢板的施工或检修集中荷载按 1.0kN 计算, 当施工荷载超过 1.0kN 时, 则应按实际情况取用。

7.1.11 压型钢板的挠度与跨度之比不宜超过下列限值:

屋面板: 屋面坡度 $< 1/20$ 时 $1/250$, 屋面坡度 $\geq 1/20$ 时 $1/200$;

墙板: $1/150$;

楼板: $1/200$ 。

7.1.12 仅作模板使用的压型钢板上的荷载, 除自重外, 尚应计入湿钢筋混凝土楼板重和可能出现的施工荷载。如施工中采取了必要的措施, 可不考虑浇注混凝土的冲击力, 挠度计算时可不计施工荷载。

7.2 压型钢板的构造

7.2.1 压型钢板腹板与翼缘水平面之间的夹角 θ 不宜小于 45° 。

7.2.2 压型钢板宜采用镀锌钢板、镀铝锌钢板或在其基材上涂有彩色有机涂层的钢板辊压成型。

7.2.3 屋面、墙面压型钢板的基材厚度宜取 $0.4 \sim 1.6\text{mm}$, 用作楼面模板的压型钢板厚度不宜小于 0.5mm 。压型钢板宜采用长尺板材, 以减少板长方向之搭接。

7.2.4 压型钢板长度方向的搭接端必须与支承构件 (如檩条、墙梁等) 有可靠的连接, 搭接部位应设置防水密封胶带, 搭接长度不宜小于下列限值:

波高 $\geq 70\text{mm}$ 的高波屋面压型钢板: 350mm ;

波高 $< 70\text{mm}$ 的低波屋面压型钢板: 屋面坡度 $\leq 1/10$ 时 250mm , 屋面坡度 $> 1/10$ 时 200mm ;

墙面压型钢板：120mm。

7.2.5 屋面压型钢板侧向可采用搭接式、扣合式或咬合式等连接方式。当侧向采用搭接式连接时，一般搭接一波，特殊要求时可搭接两波。搭接处用连接件紧固，连接件应设置在波峰上，连接件应采用带有防水密封胶垫的自攻螺钉。对于高波压型钢板，连接件间距一般为 700~800mm；对于低波压型钢板，连接件间距一般为 300~400mm。

当侧向采用扣合式或咬合式连接时，应在檩条上设置与压型钢板波形相配套的专门固定支座，固定支座与檩条用自攻螺钉或射钉连接，压型钢板搁置在固定支座上。两片压型钢板的侧边应确保在风吸力等因素作用下的扣合或咬合连接可靠。

7.2.6 墙面压型钢板之间的侧向连接宜采用搭接连接，通常搭接一个波峰，板与板的连接件可设在波峰，亦可设在波谷。连接件宜采用带有防水密封胶垫的自攻螺钉。

7.2.7 铺设高波压型钢板屋面时，应在檩条上设置固定支架，檩条上翼缘宽度应比固定支架宽度大 10mm。固定支架用自攻螺钉或射钉与檩条连接，每波设置一个；低波压型钢板可不设固定支架，宜在波峰处采用带有防水密封胶垫的自攻螺钉或射钉与檩条连接，连接件可每波或隔波设置一个，但每块低波压型钢板不得小于 3 个连接件。

7.2.8 用作非组合楼面的压型钢板支承在钢梁上时，其支承长度不得小于 50mm；支承在混凝土、砖石砌体等其他材料上时，支承长度不得小于 75mm。在浇注混凝土前，应将压型钢板上的油脂、污垢等有害物质清理干净。

7.2.9 铺设楼面压型钢板时，应避免过大的施工集中荷载，必要时可设置临时支撑。

8 檩条与墙梁

8.1 檩条的计算

8.1.1 屋面能起阻止檩条侧向失稳和扭转作用的实腹式檩条（如图 8.1.1 所示）的强度可按式计算：

$$\sigma = \frac{M_x}{W_{enx}} + \frac{M_y}{W_{eny}} \leq f \quad (8.1.1-1)$$

屋面不能阻止檩条侧向失稳和扭转的实腹式檩条的稳定性可按式计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_{ex}} + \frac{M_y}{W_{ey}} \leq f \quad (8.1.1-2)$$

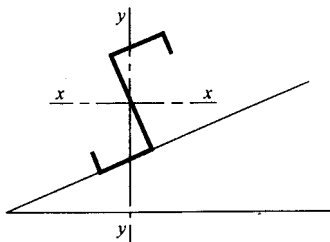


图 8.1.1 实腹式檩条示意图

8.1.2 当风荷载使实腹式檩条下翼缘受压时，其稳定性可按公式 8.1.1-2 计算。

8.1.3 平面格构式檩条上弦的强度按公式 5.5.1 计算，稳定性可按下式计算：

$$\frac{N}{\varphi_{\min} A_e} + \frac{M_x}{W_{ex}} + \frac{M_y}{W_{ey}} \leq f \quad (8.1.3-1)$$

式中 φ_{\min} ——轴心受压构件的稳定系数，根据构件的最大长细比按本规范附录 A 表 A.1.1 采用；

M_x 、 M_y ——对檩条上弦截面主轴 x 和 y 的弯矩， x 轴垂直于屋面。

公式中的弯矩 M_x 和 M_y 可按下列规定采用：

1 计算 M_x 时，拉条可作为侧向支承点。计算强度时，支承点处的 M_x 可按下式计算：

$$M_x = \frac{q_y l_1^2}{10} \quad (8.1.3-2)$$

计算稳定性时， M_x 可取侧向支承点间全长范围内的最大弯矩。

2 节点和跨中处：

$$M_y = \frac{q_x a^2}{10} \quad (8.1.3-3)$$

式中 l_1 ——侧向支承点间的距离；

a ——上弦的节间长度；

q_x ——垂直于屋面方向的均布荷载分量；

q_y ——平行于屋面方向的均布荷载分量。

8.1.4 当风荷载作用下平面格构式檩条下弦受压时，下弦应采用型钢，其强度和稳定性可按下列公式计算：

强度：

$$\sigma = \frac{N}{A_{en}} \leq f \quad (8.1.4-1)$$

稳定性：

$$\frac{N}{\varphi_{\min} A_e} \leq f \quad (8.1.4-2)$$

8.1.5 平面格构式檩条受压弦杆在平面内的计算长度应取节间长度，平面外的计算长度应取侧向支承点间的距离（布置在弦杆处的拉条可作为侧向支承点），腹杆在平面内、外的计算长度均取节点几何长度。

端压腹杆的长细比不得大于 150。

8.1.6 檩条在垂直屋面方向的容许挠度与其跨度之比，可按下列规定采用：

1 瓦楞铁屋面：1/150；

2 压型钢板、钢丝网水泥瓦和其他水泥制品瓦材屋面：1/200。

8.2 檩条的构造

8.2.1 实腹式檩条可采用檩托与屋架、刚架相连接（如图 8.2.1 所示）。

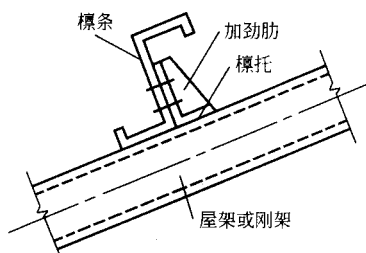


图 8.2.1 实腹式檩条端部连接示意图

8.2.2 平面格构式檩条的高度可取跨度的 $1/12 \sim 1/20$ 。

平面格构式檩条的端压腹杆应采用型钢。

当风荷载使平面格构式檩条下弦受压时，宜在檩条上、下弦杆处均设置拉条和撑杆。

8.2.3 实腹式檩条跨度大于 4m 时，在受压翼缘应设置拉条或撑杆，拉条和撑杆的截面应按计算确定。圆钢拉条直径不宜小于 10mm ，撑杆的长细比不得大于 200 。

当檩条上、下翼缘表面均设置压型钢板，并与檩条牢固连接时可不设拉条和撑杆。

8.2.4 利用檩条作为水平支撑压杆时，檩条长细比不得大于 200 （拉条和撑杆可作为侧向支承点），并按压弯构件验算其强度和稳定性。

8.3 墙梁的计算

8.3.1 简支墙梁（如图 5.3.3d 所示）的强度应按公式 5.3.3-1 和下列公式计算：

$$\tau_x = \frac{3V_{x\max}}{4b_0t} \leq f_v \quad (8.3.1-1)$$

$$\tau_y = \frac{3V_{y\max}}{2h_0t} \leq f_v \quad (8.3.1-2)$$

式中 $V_{x\max}$ 、 $V_{y\max}$ ——竖向荷载设计值（ q_x ）和水平风荷载设计值（ q_y ）所产生的剪力的最大值；

b_0 、 h_0 ——墙梁截面沿截面主轴 x 、 y 方向的计算高度，取相交板件连接处两内弧起点间的距离；

t ——墙梁截面的厚度。

两侧挂墙板的墙梁和一侧挂墙板、另一侧设有可阻止其扭转变形的拉杆的墙梁，可不计弯扭双力矩的影响（即可取 $B=0$ ）。

8.3.2 若构造上不能保证墙梁的整体稳定时，尚需按公式 5.3.3-2 计算其稳定性，但公式中的 φ_{bx} 应按仅作用着 M_x （忽略 M_y 及 B 的影响）的情况由附录 A 中 A.2 的规定计算。

8.3.3 墙梁的容许挠度与其跨度之比，可按下列规定采用：

1 压型钢板、瓦楞铁墙面（水平方向）： $1/150$ ；

2 窗洞顶部的墙梁（水平方向和竖向）：1/200。

且其竖向挠度不得大于 10mm。

8.4 墙梁的构造

8.4.1 墙梁主要承受水平风荷载，宜将其刚度较大主平面置于水平方向。

8.4.2 当墙梁跨度大于 4m 时，宜在跨中设置一道拉条；当墙梁跨度大于 6m 时，可在跨间三分点处各设置一道拉条。拉条承担的墙体自重通过斜拉条传至承重柱或墙架柱，一般每隔 5 道拉条设置一对斜拉条（如图 8.4.2 所示），以分段传递墙体自重。

圆钢拉条直径不宜小于 10mm，所需截面面积应通过计算确定。

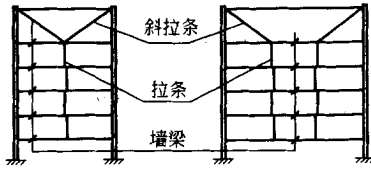


图 8.4.2 拉条布置示意图

9 屋架

9.1 屋架的计算

9.1.1 计算屋架各杆件内力时，假定各节点均为铰接，次应力可不计算，但应考虑在屋面风吸力的作用下，可能导致屋架杆件内力变号的不利影响，并核算屋架支座锚栓的抗拉承载力。

9.1.2 屋架杆件的计算长度（如图 9.1.2 所示）可按下列规定采用：

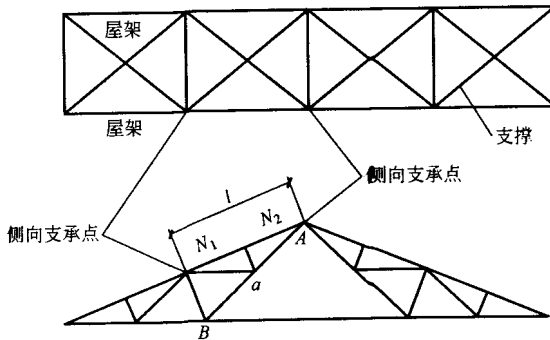


图 9.1.2 屋架杆件计算长度示意图

1 在屋架平面内，各杆件的计算长度可取节点间的距离；

2 在屋架平面外，弦杆应取侧向支承点间的距离；腹杆取节点间的距离（图 9.1.2 中的腹杆 a 应取 AB 间的距离），如等节间的受压弦杆或腹杆之侧向支承点间的距离为

节间长度的 2 倍，且内力不等时，其计算长度应按下列式确定：

$$l_0 = \left(0.75 + 0.25 \frac{N_2}{N_1} \right) l \quad (9.1.2-1)$$

且
$$l_0 \geq 0.5l \quad (9.1.2-2)$$

式中 l_0 ——杆件的计算长度；

l ——杆件的侧向支承点间的距离；

N_1 ——较大的压力，计算时取正值；

N_2 ——较小的压力或拉力，计算时压力取正值，拉力取负值。

侧向不能移动的点（支撑点或节点），可作为屋架的侧向支承点。当檩条、系杆或其他杆件未与水平（或垂直）支撑节点或其他不移动点相连接时，不能作为侧向支承点。

9.2 屋架的构造

9.2.1 两端简支的跨度不小于 15m 的三角形屋架和跨度不小于 24m 的梯形或平行弦屋架，当下弦无曲折时，宜起拱，拱度可取跨度的 1/500。

9.2.2 屋盖应设置支撑体系。当支撑采用圆钢时，必须具有拉紧装置。

9.2.3 屋架杆件宜采用薄壁钢管（方管、矩形管、圆管）。

9.2.4 屋架杆件的接长宜采用焊接或螺栓连接，且须与杆件等强。接长连接应设置在杆件内力较小的节间内。屋架拼装接头的数量及位置应按施工及运输条件确定。

9.2.5 屋架节点的构造应符合下列要求：

- 1 杆件重心轴线宜汇交于节点中心；
- 2 应在薄弱处增设加强板或采取其他措施增强节点的刚度；
- 3 应便于施焊、清除污物和涂刷油漆。

10 刚架

10.1 刚架的计算

10.1.1 刚架梁、柱的强度和稳定性应按下列规定计算：

1 刚架梁在刚架平面内可仅按压弯构件计算其强度；实腹式刚架梁应按压弯构件计算其在刚架平面外的稳定性；

2 实腹式刚架柱应按压弯构件计算其强度和稳定性；

3 格构式刚架柱应按压弯构件计算其强度和弯矩作用平面内的稳定性；

4 格构式刚架梁和柱的弦杆、腹杆以及缀条等应分别按轴心受拉及轴心受压构件计算各单个杆件的强度和稳定性；

5 变截面刚架柱的稳定性可按最大弯矩处的有效截面进行计算，此时，轴心力应取与最大弯矩同一截面处的轴心力。

10.1.2 单跨门式刚架柱，在刚架平面内的计算长度 H_0 应按下列式计算：

$$H_0 = \mu H \quad (10.1.2-1)$$

式中 H ——柱的高度，取基础顶面到柱与梁轴线交点的距离（如图 10.1.2 所示）；
 μ ——刚架柱的计算长度系数，按下列方法确定。

- 1 刚架梁为等截面构件时， μ 可按表 A.3.1 或表 A.3.2 取用；
- 2 刚架梁为变截面构件时， μ 可按下列下式计算：

$$\mu = \sqrt{\frac{24EI_1}{K \cdot H^3}} \quad (10.1.2-2)$$

$$K = \frac{1}{\Delta} \quad (10.1.2-3)$$

式中 K ——刚架在柱顶单位水平荷载作用下的侧移刚度；
 Δ ——刚架按一阶弹性分析得到的在柱顶单位水平荷载作用下的柱顶侧移；
 I_1 ——刚架柱大头截面的惯性矩。

- 3 对于板式柱脚上述刚架柱计算长度系数 μ_r 宜根据柱脚构造情况乘以下列调整系数：

柱脚铰接：0.85
 柱脚刚接：1.2

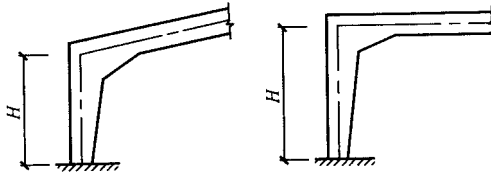


图 10.1.2 刚架柱的高度示意图

10.1.3 多跨门式刚架柱在刚架平面内的计算长度应按公式 10.1.2-1 计算，其计算长度系数可按下列规定确定。

- 1 当中间柱为两端铰接柱（即摇摆柱）时，边柱的计算长度系数 μ_r 可按下列公式计算：

$$\mu_r = \eta \cdot \mu \quad (10.1.3-1)$$

$$\eta = \sqrt{1 + \frac{\sum (N_{li}/H_{li})}{\sum (N_{lj}/H_{lj})}} \quad (10.1.3-2)$$

式中 η ——放大系数；
 μ ——按第 10.1.2 条确定的单跨门式刚架柱的计算长度系数；
 N_{li} ——中间第 i 个摇摆柱的轴向力；
 N_{lj} ——第 j 个边柱的轴向力；
 H_{li} ——中间第 i 个摇摆柱的高度；
 H_{lj} ——第 j 个边柱的高度。

查表 A.3.1 或表 A.3.2 计算 μ 时, 刚架梁的长度应取梁的跨度 (即边柱到相邻中间柱之间的距离) 的 2 倍。

摇摆柱的计算长度系数取 1.0。

2 当中间柱为非摇摆柱时, 各刚架柱的计算长度系数可按下式计算:

$$\mu_i = \sqrt{\frac{1.2N_{Ei}}{K \cdot N_i} \cdot \sum \frac{N_i}{H_i}} \quad (10.1.3-3)$$

$$N_{Ei} = \frac{\pi^2 EI_i}{H_i^2} \quad (10.1.3-4)$$

式中 μ_i ——第 i 根刚架柱的计算长度系数, 宜根据柱脚构造情况按第 10.1.2 条第 3 款乘以相应的调整系数;

N_{Ei} ——第 i 根刚架柱以大头截面为准的欧拉临界力;

H_i 、 N_i ——第 i 根刚架柱的高度、轴压力;

I_i ——第 i 根刚架柱大头截面的惯性矩。

10.1.4 实腹式刚架梁和柱在刚架平面外的计算长度, 应取侧向支承点间的距离, 侧向支承点间可取设置隅撑处及柱间支撑连接点。当梁 (或柱) 两翼缘的侧向支承点间的距离不等时, 应取最大受压翼缘侧向支承点间的距离。

10.1.5 格构式刚架梁和柱的弦杆、腹杆和缀条等单个构件的计算长度 l_0 (如图 10.1.5 所示) 应按下列规定采用:

1 在刚架平面内, 各杆件均取节点间的距离;

2 在刚架平面外, 腹杆和缀条取节点间的距离, 弦杆取侧向支承点间的距离, 若受压弦杆在该长度范围内的内力有变化时, 按下列规定计算:

1) 当内力均为压力时, 可按公式 9.1.2-1、9.1.2-2 计算, 此时式中 N_1 应取最大的压力, N_2 应取最小的压力;

2) 当内力在侧向支承点间的几个节间内为压力, 另几个节间内为拉力时, 可按下式计算, 但不得小于受压节间的总长。

$$l_0 = (1.5 + 0.5 \frac{\bar{N}_t}{\bar{N}_c}) \cdot \frac{n_c}{n} \cdot l \quad (10.1.5-1)$$

$$\text{且} \quad l_0 \leq l \quad (10.1.5-2)$$

式中 l ——侧向支承点间的距离;

\bar{N}_t ——所有拉力的平均值, 计算时取负值;

\bar{N}_c ——所有压力的平均值, 计算时取正值;

n ——两侧向支承点间节间总数;

n_c ——内力为压力的节间数。

10.1.6 刚架梁的竖向挠度与其跨度的比值, 不宜大于表 10.1.6-1 所列限值; 刚架柱在风荷载标准值作用下的柱顶水平位移与柱高度的比值, 不宜大于表 10.1.6-2 所列限值, 以保证刚架有足够的刚度及屋面墙面等的正常使用。

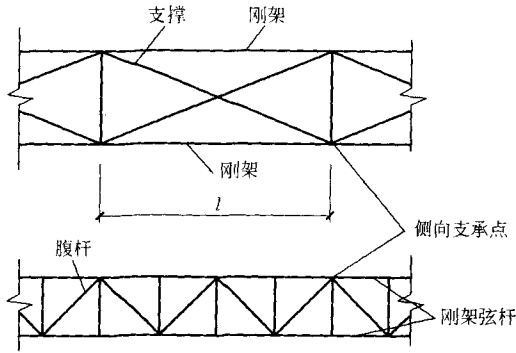


图 10.1.5 格构式刚架弦杆平面外计算长度示意图

表 10.1.6-1 刚架梁的竖向挠度限值

屋盖情况	挠度限值
仅支撑压型钢板屋面和檩条（承受活荷载或雪荷载）	$l/180$
尚有吊顶	$l/240$
有吊顶且抹灰	$l/360$

注：1 对于单跨山形门式刚架， l 系一侧斜梁的坡面长度；对于多跨山形门式刚架， l 指相邻两柱之间斜梁一坡的坡面长度；
2 对于悬臂梁， l 取其悬伸长度的 2 倍。

表 10.1.6-2 刚架柱顶侧移限值

吊车情况	其他情况	柱顶侧移限值
无吊车	采用压型钢板等轻型钢墙板时	$H/75$
	采用砖墙时	$H/100$
有桥式吊车	吊车由驾驶室操作时	$H/400$
	吊车由地面操作时	$H/180$

注：表中 H 为刚架柱高度。

10.2 刚架的构造

10.2.1 用于刚架梁、柱的冷弯薄壁型钢，其壁厚不应小于 2mm。

10.2.2 刚架梁的最小高度与其跨度之比：格构式梁可取 $1/15 \sim 1/25$ ；实腹式梁可取 $1/30 \sim 1/45$ 。

10.2.3 门式刚架房屋应设置支撑体系。在每个温度区段或分期建设的区段，应设置横梁上弦横向水平支撑及柱间支撑；刚架转折处（即边柱柱顶和屋脊）及多跨房屋适当位置的中间柱顶，应沿房屋全长设置刚性系杆。

10.2.4 刚架梁及柱的内翼缘（或内肢）需设置侧向支承点时，可利用作为外翼缘（或外肢）侧向支承点用的檩条或墙梁设置隅撑（如图 10.2.4 所示），隅撑应按压杆计算。

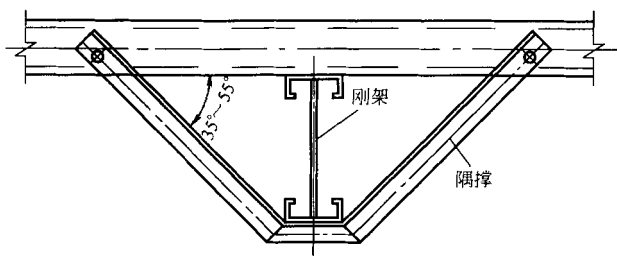


图 10.2.4 刚架梁或柱的隅撑

10.2.5 刚架梁应与檩条或屋盖的其他刚性构件可靠连接。

11 制作、安装和防腐蚀

11.1 制作和安装

11.1.1 构件上应避免刻伤。放样和号料应根据工艺要求预留制作和安装时的焊接收缩余量及切割、刨边和铣平等加工余量。

11.1.2 应保证切割部位准确、切口整齐，切割前应将钢材切割区域表面的铁锈、污物等清理干净，切割后应清除毛刺、熔渣和飞溅物。

11.1.3 钢材和构件的矫正，应符合下列要求：

1 钢材的机械矫正，应在常温下用机械设备进行。冷弯薄壁型钢结构的主要受压构件当采用方管时，其局部变形的纵向量测值（如图 11.1.3 所示）应符合下式要求：

$$\delta \leq 0.01b \quad (11.1.3)$$

式中 δ ——局部变形的纵向量测值；

b ——局部变形的量测标距，取变形所在面的宽度。

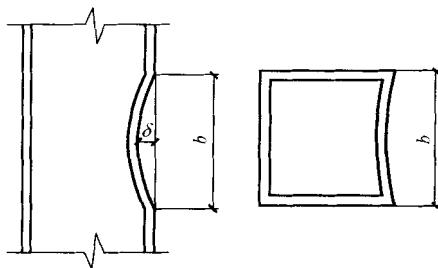


图 11.1.3 局部变形纵向量测示意图

2 碳素结构钢在环境温度低于 -16°C ，低合金结构钢在环境温度低于 -12°C 时，不得进行冷矫正和冷弯曲。

3 碳素结构钢和低合金结构钢，加热温度应根据钢材性能选定，但不得超过 900°C 。低合金结构钢在加热矫正后，应在自然状态下缓慢冷却。

4 构件矫正后，挠曲矢高不应超过构件长度的 $1/1000$ ，且不得大于 10mm 。

11.1.4 构件的制孔应符合下列要求：

1 高强度螺栓孔应采用钻成孔；

2 螺栓孔周边应无毛刺、破裂、喇叭口和凹凸的痕迹，切屑应清除干净。

11.1.5 构件的组装和工地拼装应符合下列要求：

1 构件组装应在合适的工作平台及装配胎模上进行，工作平台及胎模应测平，并加以固定，使构件重心线在同一水平面上，其误差不得大于 3mm 。

2 应按施工图严格控制几何尺寸，结构的工作线与杆件的重心线应交汇于节点中心，两者误差不得大于 3mm 。

3 组装焊接构件时，构件的几何尺寸应依据焊缝等收缩变形情况，预放收缩余量；对有起拱要求的构件，必须在组装前按规定的起拱量做好起拱，起拱偏差应不大于构件长度的 $1/1000$ ，且不大于 6mm 。

4 杆件应防止弯扭，拼装时其表面中心线的偏差不得大于 3mm 。

5 杆件搭接和对接时的错缝或错位不得大于 0.5mm 。

6 构件的定位焊位置应在正式焊缝部位内，不得将钢材烧穿，定位焊采用的焊接材料型号应与正式焊接用的相同。

7 构件之间连接孔中心线位置的误差不得大于 2mm 。

11.1.6 冷弯薄壁型钢结构的焊接应符合下列要求：

1 焊接前应熟悉冷弯薄壁型钢的特点和焊接工艺所规定的焊接方法、焊接程序和技术措施，根据试验确定具体焊接参数，保证焊接质量。

2 焊接前应把焊接部位的铁锈、污垢、积水等清除干净，焊条、焊剂应进行烘干处理。

3 型钢对接焊接或沿截面围焊时，不得在同一位置起弧灭弧，而应盖过起弧处一段距离后方能灭弧，不得在母材的非焊接部位和焊缝端部起弧或灭弧。

4 焊接完毕，应清除焊缝表面的熔渣及两侧飞溅物，并检查焊缝外观质量。

5 构件在焊接前应采取减少焊接变形的措施。

6 对接焊缝施焊时，必须根据具体情况采用适宜的焊接措施（如预留空隙、垫衬板单面焊及双面焊等方法），以保证焊透。

7 电阻点焊的各项工艺参数（如通电时间、焊接电流、电极压力等）的选择应保证焊点抗剪强度试验合格，在施焊过程中，各项参数均应保持相对稳定，焊件接触面应紧密贴合。

8 电阻点焊宜采用圆锥形的电极头，其直径应不小于 $5\sqrt{t}$ （ t 为焊件中外侧较薄板件的厚度），施焊过程中，直径的变动幅度不得大于 $1/5$ 。

11.1.7 冷弯薄壁型钢结构构件应在涂层干燥后进行包装，包装应保护构件涂层不受损伤，且应保证构件在运输、装卸、堆放过程中不变形、不损坏、不散失。

11.1.8 冷弯薄壁型钢结构的安装应符合下列要求：

1 结构安装前应对构件的质量进行检查。构件的变形、缺陷超出允许偏差时，应进行处理。

2 结构吊装时，应采取适当措施，防止产生永久性变形，并应垫好绳扣与构件的接触部位。

3 不得利用已安装就位的冷弯薄壁型钢构件起吊其他重物。不得在主要受力部位加焊其他物件。

4 安装屋面板前，应采取的措施保证拉条拉紧和檩条的位置正确。

5 安装压型钢板屋面时，应采取有效措施将施工荷载分布至较大面积，防止因施工集中荷载造成构件局部压屈。

11.1.9 冷弯薄壁型钢结构制作和安装质量除应符合本规范规定外，尚应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定。当喷涂防火涂料时，应符合现行国家标准《钢结构防火涂料通用技术条件》GB 14907 的规定。

11.2 防腐蚀

11.2.1 冷弯薄壁型钢结构必须采取有效的防腐蚀措施，构造上应考虑便于检查、清刷、油漆及避免积水，闭口截面构件沿全长和端部均应焊接封闭。

11.2.2 冷弯薄壁型钢结构应根据其使用条件和所处环境，选择相应的表面处理方法和防腐措施。

对冷弯薄壁型钢结构的侵蚀作用分类可参见本规范表 D.0.1。

11.2.3 冷弯薄壁型钢结构应按设计要求进行表面处理，除锈方法和除锈等级应符合现行国家标准《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》GB 8923 的规定。

11.2.4 冷弯薄壁型钢结构采用化学除锈方法时，应选用具备除锈、磷化、钝化两个以上功能的处理液，其质量应符合现行国家标准《多功能钢铁表面处理液通用技术条件》GB/T 12612 的规定。

11.2.5 冷弯薄壁型钢结构应根据具体情况选用下列相适应的防腐措施：

1 金属保护层（表面合金化镀锌、镀铝锌等）。

2 防腐涂料：

1) 无侵蚀性或弱侵蚀性条件下，可采用油性漆、酚醛漆或醇酸漆；

2) 中等侵蚀性条件下，宜采用环氧漆、环氧酯漆、过氯乙烯漆、氯化橡胶漆或氯醋漆；

3) 防腐涂料的底漆和面漆应相互配套。

3 复合保护：

1) 用镀锌钢板制作的构件，涂装前应进行除油、磷化、钝化处理（或除油后涂磷化底漆）；

2) 表面合金化镀锌钢板、镀锌钢板(如压型钢板、瓦楞铁等)的表面不宜涂红丹防锈漆,宜涂 H06—2 锌黄环氧酯底漆或其他专用涂料进行防护。

11.2.6 冷弯薄壁型钢采用的涂装材料,应具有出厂质量证明书,并应符合设计要求。涂覆方法除设计规定外,可采用手刷或机械喷涂。

11.2.7 涂料、涂装遍数、涂层厚度均应符合设计要求。当设计对涂装无明确规定时,一般宜涂 4~5 遍,干膜总厚度室外构件应大于 $150\mu\text{m}$,室内构件应大于 $120\mu\text{m}$,允许偏差为 $\pm 25\mu\text{m}$ 。

11.2.8 涂装时的环境温度和相对湿度应符合涂料产品说明书的要求,当产品说明书无要求时,环境温度宜在 $5\sim 38^\circ\text{C}$ 之间,相对湿度不应大于 85%,构件表面有结露时不得涂装,涂装后 4h 内不得淋雨。

11.2.9 冷弯薄壁型钢结构目测涂装质量应均匀、细致、无明显色差、无流挂、失光、起皱、针孔、气泡、裂纹、脱落、脏物粘附、漏涂等,必须附着良好(用划痕法或粘力计检查)。漆膜干透后,应用干膜测厚仪测出干膜厚度,做出记录,不合规定的应补涂。涂装质量不合格的应重新处理。

11.2.10 冷弯薄壁型钢结构的防腐处理应符合下列要求:

- 1 钢材表面处理后 6h 内应及时涂刷防腐涂料,以免再度生锈。
- 2 施工图中注明不涂装的部位不得涂装,安装焊缝处应留出 $30\sim 50\text{mm}$ 暂不涂装。
- 3 冷弯薄壁型钢结构安装就位后,应对在运输、吊装过程中漆膜脱落部位以及安装焊缝两侧未油漆部位补涂油漆,使之不低于相邻部位的防护等级。
- 4 冷弯薄壁型钢结构外包、埋入混凝土的部位可不作涂装。
- 5 易淋雨或积水的构件且不易再次油漆维护的部位,应采取措施密封。

11.2.11 冷弯薄壁型钢结构在使用期间应定期进行检查与维护。维护年限可根据结构的使用条件、表面处理方法、涂料品种及漆膜厚度分别按本规范表 D.0.2 采用。

11.2.12 冷弯薄壁型钢结构重新涂装的质量应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定。

附录 A 计算系数

A.1 轴心受压构件的稳定系数

A.1.1 轴心受压构件的稳定系数可根据钢材的牌号按下列表格查得。

表 A.1.1-1 Q235 钢轴心受压构件的稳定系数 φ

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	0.997	0.995	0.992	0.989	0.987	0.984	0.981	0.979	0.976
10	0.974	0.971	0.968	0.966	0.963	0.960	0.958	0.955	0.952	0.949
20	0.947	0.944	0.941	0.938	0.936	0.933	0.930	0.927	0.924	0.921
30	0.918	0.915	0.912	0.909	0.906	0.903	0.899	0.896	0.893	0.889
40	0.886	0.882	0.879	0.875	0.872	0.868	0.864	0.861	0.858	0.855
50	0.852	0.849	0.846	0.843	0.839	0.836	0.832	0.829	0.825	0.822
60	0.818	0.814	0.810	0.806	0.802	0.797	0.793	0.789	0.784	0.779
70	0.775	0.770	0.765	0.760	0.755	0.750	0.744	0.739	0.733	0.728
80	0.722	0.716	0.710	0.704	0.698	0.692	0.686	0.680	0.673	0.667
90	0.661	0.654	0.648	0.641	0.634	0.626	0.618	0.611	0.603	0.595
100	0.588	0.580	0.573	0.566	0.558	0.551	0.544	0.537	0.530	0.523
110	0.516	0.509	0.502	0.496	0.489	0.483	0.476	0.470	0.464	0.458
120	0.452	0.446	0.440	0.434	0.428	0.423	0.417	0.412	0.406	0.401
130	0.396	0.391	0.386	0.381	0.376	0.371	0.367	0.362	0.357	0.353
140	0.349	0.344	0.340	0.336	0.332	0.328	0.324	0.320	0.316	0.312
150	0.308	0.305	0.301	0.298	0.294	0.291	0.287	0.284	0.281	0.277
160	0.274	0.271	0.268	0.265	0.262	0.259	0.256	0.253	0.251	0.248
170	0.245	0.243	0.240	0.237	0.235	0.232	0.230	0.227	0.225	0.223
180	0.220	0.218	0.216	0.214	0.211	0.209	0.207	0.205	0.203	0.201
190	0.199	0.197	0.195	0.193	0.191	0.189	0.188	0.186	0.184	0.182
200	0.180	0.179	0.177	0.175	0.174	0.172	0.171	0.169	0.167	0.166
210	0.164	0.163	0.161	0.160	0.159	0.157	0.156	0.154	0.153	0.152
220	0.150	0.149	0.148	0.146	0.145	0.144	0.143	0.141	0.140	0.139
230	0.138	0.137	0.136	0.135	0.133	0.132	0.131	0.130	0.129	0.128
240	0.127	0.126	0.125	0.124	0.123	0.122	0.121	0.120	0.119	0.118
250	0.117	—	—	—	—	—	—	—	—	—

表 A.1.1-2 Q345 钢轴心受压构件的稳定系数 φ

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1.000	0.997	0.994	0.991	0.988	0.985	0.982	0.979	0.976	0.973
10	0.971	0.968	0.965	0.962	0.959	0.956	0.952	0.949	0.946	0.943
20	0.940	0.937	0.934	0.930	0.927	0.924	0.920	0.917	0.913	0.909
30	0.906	0.902	0.898	0.894	0.890	0.886	0.882	0.878	0.874	0.870
40	0.867	0.864	0.860	0.857	0.853	0.849	0.845	0.841	0.837	0.833
50	0.829	0.824	0.819	0.815	0.810	0.805	0.800	0.794	0.789	0.783
60	0.777	0.771	0.765	0.759	0.752	0.746	0.739	0.732	0.725	0.718
70	0.710	0.703	0.695	0.688	0.680	0.672	0.664	0.656	0.648	0.640
80	0.632	0.623	0.615	0.607	0.599	0.591	0.583	0.574	0.566	0.558
90	0.550	0.542	0.535	0.527	0.519	0.512	0.504	0.497	0.489	0.482
100	0.475	0.467	0.460	0.452	0.445	0.438	0.431	0.424	0.418	0.411
110	0.405	0.398	0.392	0.386	0.380	0.375	0.369	0.363	0.358	0.352
120	0.347	0.342	0.337	0.332	0.327	0.322	0.318	0.313	0.309	0.304
130	0.300	0.296	0.292	0.288	0.284	0.280	0.276	0.272	0.269	0.265
140	0.261	0.258	0.255	0.251	0.248	0.245	0.242	0.238	0.235	0.232
150	0.229	0.227	0.224	0.221	0.218	0.216	0.213	0.210	0.208	0.205
160	0.203	0.201	0.198	0.196	0.194	0.191	0.189	0.187	0.185	0.183
170	0.181	0.179	0.177	0.175	0.173	0.171	0.169	0.167	0.165	0.163
180	0.162	0.160	0.158	0.157	0.155	0.153	0.152	0.150	0.149	0.147
190	0.146	0.144	0.143	0.141	0.140	0.138	0.137	0.136	0.134	0.133
200	0.132	0.130	0.129	0.128	0.127	0.126	0.124	0.123	0.122	0.121
210	0.120	0.119	0.118	0.116	0.115	0.114	0.113	0.112	0.111	0.110
220	0.109	0.108	0.107	0.106	0.106	0.105	0.104	0.103	0.101	0.101
230	0.100	0.099	0.098	0.098	0.097	0.096	0.095	0.094	0.094	0.093
240	0.092	0.091	0.091	0.090	0.089	0.088	0.088	0.087	0.086	0.086
250	0.085	—	—	—	—	—	—	—	—	—

A.2 受弯构件的整体稳定系数

A.2.1 对于图 5.3.1 所示单轴或双轴对称截面（包括反对称截面）的简支梁，当绕对称轴（ x 轴）弯曲时，其整体稳定系数应按下列式计算：

$$\varphi_{bx} = \frac{4320Ah}{\lambda_y^2 W_x} \xi_1 (\sqrt{\eta^2 + \zeta} + \eta) \cdot \left(\frac{235}{f_y} \right) \quad (A.2.1-1)$$

$$\eta = 2\xi_2 e_a / h \quad (A.2.1-2)$$

$$\zeta = \frac{4I_w}{h^2 I_y} + \frac{0.156 I_l}{I_y} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2 \quad (A.2.1-3)$$

式中 λ_y ——梁在弯矩作用平面外的长细比；

A ——毛截面面积；

h ——截面高度；

l_0 ——梁的侧向计算长度， $l_0 = \mu_b l$ ；

μ_b ——梁的侧向计算长度系数，按表 A.2.1 采用；

l ——梁的跨度；

ξ_1 、 ξ_2 ——系数，按表 A.2.1 采用；

e_a ——横向荷载作用点到弯心的距离：对于偏心压杆或当横向荷载作用在弯心时 $e_a = 0$ ；当荷载不作用在弯心且荷载方向指向弯心时 e_a 为负，而离开弯心时 e_a 为正；

W_x ——对 x 轴的受压边缘毛截面模量；

I_w ——毛截面扇性惯性矩；

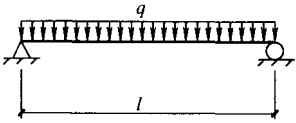
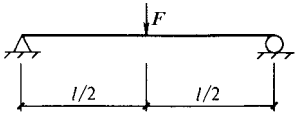
I_y ——对 y 轴的毛截面惯性矩；

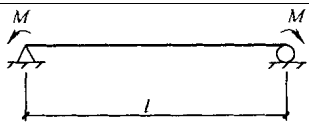
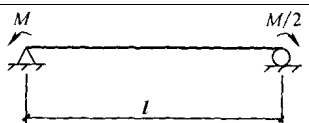
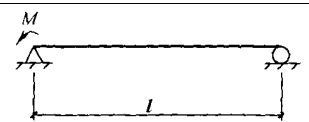
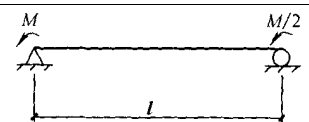
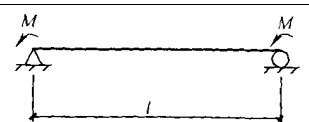
I_t ——扭转惯性矩。

如按上列公式算得的 $\varphi_{bx} > 0.7$ ，则应以 φ'_{bx} 值代替 φ_{bx} ， φ'_{bx} 值应按下式计算：

$$\varphi'_{bx} = 1.091 - \frac{0.274}{\varphi_{bx}} \quad (A.2.1-4)$$

表 A.2.1 两端及跨间侧向均为简支的受弯构件的 ξ_1 、 ξ_2 和 μ_b 值

序号	弯矩作用平面内的荷载及支承情况	跨间无侧向支承		跨中设一道侧向支承		跨间有不少 于两个等距 离布置的 侧向支承	
		$\mu_b = 1.00$		$\mu_b = 0.50$		$\mu_b = 0.33$	
		ξ_1	ξ_2	ξ_1	ξ_2	ξ_1	ξ_2
1		1.13	0.46	1.35	0.14	1.37	0.06
2		1.35	0.55	1.83	0	1.68	0.08

序号	弯矩作用平面内的荷载及支承情况	跨间无侧向支承		跨中设一道侧向支承		跨间有不少于两个等距布置的侧向支承	
		$\mu_b = 1.00$		$\mu_b = 0.50$		$\mu_b = 0.33$	
		ξ_1	ξ_2	ξ_1	ξ_2	ξ_1	ξ_2
3		1.00	0	1.00	0	1.00	0
4		1.32	0	1.31	0	1.31	0
5		1.83	0	1.77	0	1.75	0
6		2.39	0	2.13	0	2.03	0
7		2.24	0	1.89	0	1.77	0

A.2.2 对于图 A.2.2 所示单轴对称截面简支梁， x 轴（强轴）为不对称轴，当绕 x 轴弯曲时，其整体稳定系数仍可按公式 A.2.1-1 计算，但需以下式代替公式 A.2.1-2：

$$\eta = 2(\xi_2 e_a + \beta_y) / h \quad (\text{A.2.2-1})$$

$$\beta_y = \frac{U_x}{2I_x} - e_{0y} \quad (\text{A.2.2-2})$$

$$U_x = \int_A y(x^2 + y^2) dA \quad (\text{A.2.2-3})$$

式中 I_x ——对 x 轴的毛截面惯性矩；
 e_{0y} ——弯心的 y 轴坐标。

A.2.3 对于图 5.3.1 所示单轴或双轴对称截面的简支梁，当绕 y 轴（弱轴）弯曲

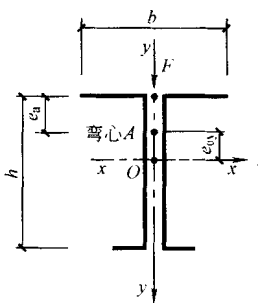


图 A.2.2 单轴对称截面示意图

时 (如图 A.2.3 所示), 如需计算稳定性, 其整体稳定系数 φ_{by} 可按下式计算:

$$\varphi_{by} = \frac{4320Ab}{\lambda_x^2 W_y} \xi_1 (\sqrt{\eta^2 + \zeta} + \eta) \left(\frac{235}{f_y} \right) \quad (\text{A.2.3-1})$$

$$\eta = 2 (\xi_2 e_a + \beta_x) / b \quad (\text{A.2.3-2})$$

$$\zeta = \frac{4I_{\omega}}{b^2 I_x} + \frac{0.156 I_t}{I_x} \left(\frac{l_0}{b} \right)^2 \quad (\text{A.2.3-3})$$

当 y 轴为对称轴时:

$$\beta_x = 0$$

当 y 轴为非对称轴时:

$$\beta_x = \frac{U_y}{2I_y} - e_{0x} \quad (\text{A.2.3-4})$$

$$U_y = \int_A x (x^2 + y^2) dA \quad (\text{A.2.3-5})$$

式中 b ——截面宽度;

λ_x ——弯矩作用平面外的长细比 (对 x 轴);

W_y ——对 y 轴的受压边缘毛截面模量;

e_{0x} ——弯心的 x 轴坐标。

当 $\varphi_{by} > 0.7$ 时, 应以 φ'_{by} 代替 φ_{by} , φ'_{by} 按下式计算:

$$\varphi'_{by} = 0.091 - \frac{0.274}{\varphi_{by}} \quad (\text{A.2.3-6})$$

A.3 刚架柱的计算长度系数

A.3.1 等截面刚架柱的计算长度系数 μ 见表 A.3.1。

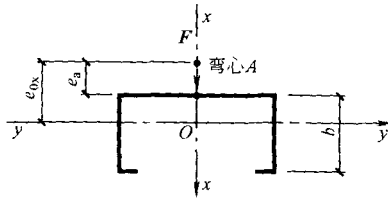


图 A.2.3 单轴对称卷边槽钢

表 A.3.1 等截面刚架柱的计算长度系数 μ

柱与基础的 连接方式	K_2/K_1										
	0	0.2	0.3	0.5	1.0	2.0	3.0	4.0	7.0	≥ 10.0	
钢 接	2.00	1.50	1.40	1.28	1.16	1.08	1.06	1.04	1.02	1.00	
铰 接	∞	3.42	3.00	2.63	2.33	2.17	2.11	2.08	2.05	2.00	

注：1 $K_1 = I_1/H$, $K_2 = I_2/l$;
 2 I_1 系柱顶处的截面惯性矩；
 I_2 系刚架梁的截面惯性矩；
 H 系刚架柱的高度；
 l 系刚架梁的长度，在山形门式刚架中为斜梁沿折线的总长度；
 3 当横梁与柱铰接时，取 $K_2 = 0$ 。

A.3.2 变截面刚架柱的计算长度系数 μ 见表 A.3.2。

表 A.3.2 变截面刚架柱的计算长度系数 μ

柱与基础的 连接方式	I_0/I_1	K_2/K_1								
		0.1	0.2	0.3	0.5	0.75	1.0	2.0	≥ 10.0	
铰接	0.01	5.03	4.33	4.10	3.89	3.77	3.74	3.70	3.65	
	0.05	4.90	3.98	3.65	3.39	3.25	3.19	3.10	3.05	
	0.10	4.66	3.82	3.48	3.19	3.04	2.98	2.94	2.75	
	0.15	4.61	3.75	3.37	3.10	2.93	2.85	2.72	2.65	
	≥ 0.20	4.59	3.67	3.30	3.00	2.84	2.75	2.63	2.55	

注： I_0 系柱脚处的截面惯性矩。

A.4 简支梁的双力矩 B 的计算

A.4.1 简支梁的双力矩 B 可根据荷载情况按表 A.4.1 中所列公式计算。

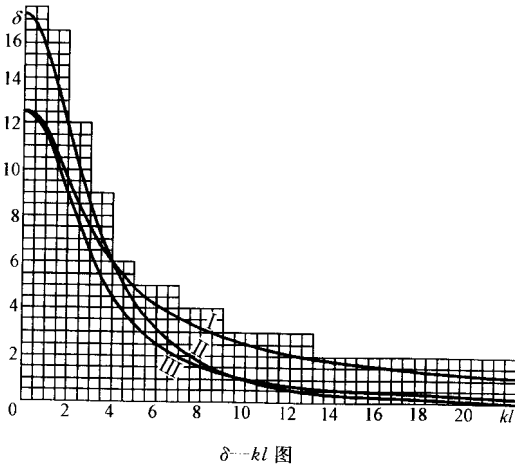
表 A.4.1 简支梁双力矩 B 的计算公式

序号	I	II	III
荷载简图			
B (任意截面处)	$\frac{F \cdot e}{2k} \cdot \frac{\text{sh}kz}{\text{ch} \frac{kl}{2}}$	<p>当 $z = z_1$ 时,</p> $\frac{F \cdot e}{k} \cdot \frac{\text{ch} \frac{kl}{6}}{\text{ch} \frac{kl}{2}} \cdot \text{sh}kz_1$ <p>当 $z = z_2$ 时,</p> $\frac{F \cdot e}{k} \cdot \frac{\text{sh} \frac{kl}{3}}{\text{ch} \frac{kl}{2}} \text{ch}k \left(\frac{l}{2} - z_2 \right)$	$\frac{q \cdot e}{k^2} \left[1 - \frac{\text{ch}k \left(\frac{l}{2} - z \right)}{\text{CH} \frac{kl}{2}} \right]$
B_{\max} (跨中)	$0.02\delta \cdot F \cdot e \cdot l$	$0.02\delta \cdot F \cdot e \cdot l$	$0.01\delta \cdot q \cdot e \cdot l^2$

注：k——弯扭特性系数， $k = \sqrt{GI_t/EI_w}$ ；

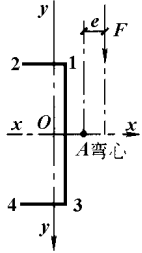
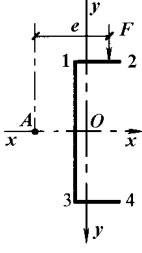
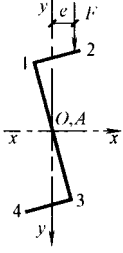
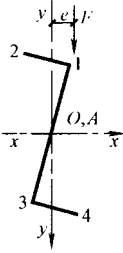
G——钢材的剪变模量， $G = 0.79 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ ；

δ —— B_{\max} 的计算系数，可由下图查得。



A.4.2 由双力矩 B 所产生的正向应力符号按表 A.4.2 采用。

表 A.4.2 由双力矩 B 所引起的正应力符号

荷载与截面简图 截面上的点				
1	-	+	+	-
2	+	-	-	+
3	+	-	+	-
4	-	+	-	+

注：1 表中正应力符号“+”代表压应力，“-”代表拉应力；
 2 表中外荷载 F 绕截面弯心 A 顺时针方向旋转；如外荷载 F 绕截面弯心 A 逆时针方向旋转，则表中所有符号均应反号。

附录 B 截面特性

B.1 常用截面特性表

B.1.1 常用截面特性表见表 B.1.1-1 ~ 表 B.1.1-8。

表 B.1.1-1 方钢管

尺寸 (mm)		截面面积 (cm^2)	每米长质量 (kg/m)	I_x (cm^4)	i_x (cm)	W_x (cm^3)
h	t					
25	1.5	1.31	1.03	1.16	0.94	0.92
30	1.5	1.61	1.27	2.11	1.14	1.40
40	1.5	2.21	1.74	5.33	1.55	2.67
40	2.0	2.87	2.25	6.66	1.52	3.33
50	1.5	2.81	2.21	10.82	1.96	4.33
50	2.0	3.67	2.88	13.71	1.93	5.48
60	2.0	4.47	3.51	24.51	2.34	8.17
60	2.5	5.48	4.30	29.36	2.31	9.79
80	2.0	6.07	4.76	60.58	3.16	15.15
80	2.5	7.48	5.87	73.40	3.13	18.35
100	2.5	9.48	7.44	147.91	3.95	29.58
100	3.0	11.25	8.83	173.12	3.92	34.62
120	2.5	11.48	9.01	260.88	4.77	43.48
120	3.0	13.65	10.72	306.71	4.74	51.12
140	3.0	16.05	12.60	495.68	5.56	70.81
140	3.5	18.58	14.59	568.22	5.53	81.17
140	4.0	21.07	16.44	637.97	5.50	91.14
160	3.0	18.45	14.49	749.64	6.37	93.71
160	3.5	21.38	16.77	861.34	6.35	107.67
160	4.0	24.27	19.05	969.35	6.32	121.17
160	4.5	27.12	21.05	1073.66	6.29	134.21
160	5.0	29.93	23.35	1174.44	6.26	146.81

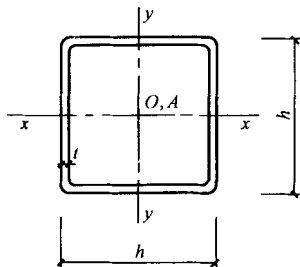


表 B.1.1-2

等边角钢

尺寸 (mm)		截面 面积 (cm ²)	每米长 质量 (kg/m)	y ₀ (cm)	x ₀ - x ₀				x - x		y - y		x ₁ - x ₁ (cm ⁴)	e ₀ (cm)	I _t (cm ⁴)
b	t				I _{y0} (cm ⁴)	i _{y0} (cm)	W _{x0max} (cm ³)	W _{x0min} (cm ³)	I _x (cm ⁴)	i _x (cm)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)			
30	1.5	0.85	0.67	0.828	0.77	0.95	0.93	0.35	1.25	1.21	0.29	0.58	1.35	1.07	0.0064
30	2.0	1.12	0.88	0.855	0.99	0.94	1.16	0.46	1.63	1.21	0.36	0.57	1.81	1.07	0.0149
40	2.0	1.52	1.19	1.105	2.43	1.27	2.20	0.84	3.95	1.61	0.90	0.77	4.28	1.42	0.0203
40	2.5	2.37	1.47	1.132	2.96	1.26	2.62	1.03	4.85	1.61	1.07	0.76	5.36	1.42	0.0390
50	2.5	1.87	1.86	1.381	5.93	1.58	4.29	1.64	9.65	2.02	2.20	0.96	10.44	1.78	0.0494
50	3.0	2.81	2.21	1.408	6.97	1.57	4.95	1.94	11.40	2.01	2.54	0.95	12.55	1.78	0.0843
60	2.5	2.87	2.25	1.630	10.41	1.90	6.38	2.38	16.90	2.43	3.91	1.17	18.03	2.13	0.0598
60	3.0	3.41	2.68	1.657	12.29	1.90	7.42	2.83	20.02	2.42	4.56	1.16	21.66	2.13	0.1023
75	2.5	3.62	2.84	2.005	20.65	2.39	10.30	3.76	33.43	3.04	7.87	1.48	35.20	2.66	0.0755
75	3.0	4.31	3.39	2.031	24.47	2.38	12.05	4.47	39.70	3.03	9.23	1.46	42.26	2.66	0.1293

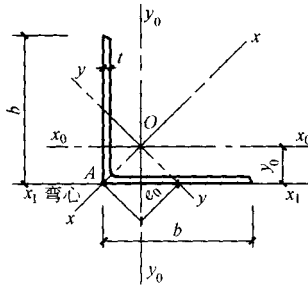


表 B.1.1-3

槽 钢

尺寸 (mm)			截面 面积 (cm ²)	每米长 质量 (kg/m)	x ₀ (cm)	x - x			y - y				y ₁ - y ₁ (cm ⁴)	e ₀ (cm)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁶)	k (cm ⁻¹)	W _{w1} (cm ⁴)	W _{w2} (cm ⁴)
h	b	t				I _x (cm ⁴)	i _x (cm)	W _x (cm ³)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{ymax} (cm ³)	W _{ymin} (cm ³)							
60	30	2.5	2.74	2.15	0.883	14.38	2.31	4.89	2.40	0.94	2.71	1.13	4.53	1.88	0.0571	12.21	0.0425	4.72	2.51
80	40	2.5	3.74	2.94	1.132	36.70	3.13	9.18	5.92	1.26	5.23	2.06	10.71	2.51	0.0779	57.36	0.0229	11.61	6.37
80	40	3.0	4.43	3.48	1.159	42.66	3.10	10.67	6.93	1.25	5.98	2.44	12.87	2.51	0.1328	64.58	0.0282	13.64	7.34
100	40	2.5	4.24	3.33	1.013	62.07	3.83	12.41	6.37	1.23	6.29	2.13	10.72	2.30	0.0884	99.70	0.0185	17.07	8.44
100	40	3.0	5.03	3.95	1.039	72.44	3.80	14.49	7.47	1.22	7.19	2.52	12.89	2.30	0.1508	113.23	0.0227	20.20	9.79
120	40	2.5	4.74	3.72	0.919	95.92	4.50	15.99	6.72	1.19	7.32	2.18	10.73	2.13	0.0988	156.19	0.0156	23.62	10.59
120	40	3.0	5.63	4.42	0.944	112.28	4.47	18.71	7.90	1.19	8.37	2.58	12.91	2.12	0.1688	178.49	0.0191	28.13	12.33
140	50	3.0	6.83	5.36	1.187	191.53	5.30	27.36	15.52	1.51	13.08	4.07	25.13	2.75	0.2048	487.60	0.0128	48.99	22.93
140	50	3.5	7.89	6.20	1.211	218.88	5.27	31.27	17.79	1.50	14.69	4.70	29.37	2.74	0.3223	546.44	0.0151	56.72	26.09
160	60	3.0	8.03	6.30	1.432	300.87	6.12	37.61	26.90	1.83	18.79	5.89	43.35	3.37	0.2408	1119.78	0.0091	78.25	38.21
160	60	3.5	9.29	7.20	1.456	344.94	6.09	43.12	30.92	1.82	21.23	6.81	50.63	3.37	0.3794	1264.16	0.0108	90.71	43.68

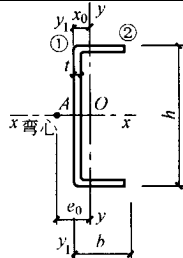
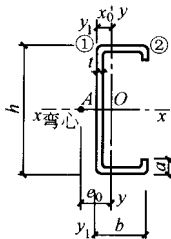


表 B.1.1-4

卷边槽钢

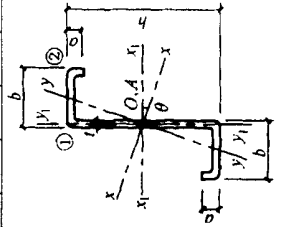
尺寸 (mm)				截面 面积 (cm ²)	每米长 质量 (kg/m)	x ₀ (cm)	x - x			y - y				y ₁ - y ₁ (cm ⁴)	e ₀ (cm)	I _t (cm ⁴)	I _ω (cm ⁶)	k (cm ⁻¹)	W _{ω1} (cm ⁴)	W _{ω2} (cm ⁴)
h	b	a	t				I _x (cm ⁴)	i _x (cm)	W _x (cm ³)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _{ymax} (cm ³)	W _{ymin} (cm ³)							
80	40	15	2.0	3.47	2.72	1.452	34.16	3.14	8.54	7.79	1.50	5.36	3.06	15.10	3.36	0.0462	112.9	0.0126	16.03	15.74
100	50	15	2.5	5.23	4.11	1.706	81.34	3.94	16.27	17.19	1.81	10.08	5.22	32.41	3.94	0.1090	352.8	0.0109	34.47	29.41
120	50	20	2.5	5.98	4.70	1.706	129.40	4.65	21.57	20.96	1.87	12.28	6.36	38.36	4.03	0.1246	660.9	0.0085	51.04	48.36
120	60	20	3.0	7.65	6.01	2.106	170.68	4.72	28.45	37.36	2.21	17.74	9.59	71.31	4.87	0.2296	1153.2	0.0087	75.68	68.84
140	50	20	2.0	5.27	4.14	1.590	154.03	5.41	22.00	18.56	1.88	11.68	5.44	31.86	3.87	0.0703	794.79	0.0058	51.44	52.22
140	50	20	2.2	5.76	4.52	1.590	167.40	5.39	23.91	20.03	1.87	12.62	5.87	34.53	3.84	0.0929	852.46	0.0065	55.98	56.84
140	50	20	2.5	6.48	5.09	1.580	186.78	5.39	26.68	22.11	1.85	13.96	6.47	38.38	3.80	0.1351	931.89	0.0075	62.56	63.56
140	60	20	3.0	8.25	6.48	1.964	245.42	5.45	35.06	39.49	2.19	20.11	9.79	71.33	4.61	0.2476	1589.8	0.0078	92.69	79.00
160	60	20	2.0	6.07	4.76	1.850	236.59	6.24	29.57	29.99	2.22	16.19	7.23	50.83	4.52	0.0809	1596.28	0.0044	76.92	71.30
160	60	20	2.2	6.64	5.21	1.850	257.57	6.23	32.20	32.45	2.21	17.53	7.82	55.19	4.50	0.1071	1717.82	0.0049	83.82	77.55
160	60	20	2.5	7.48	5.87	1.850	288.13	6.21	36.02	35.96	2.19	19.47	8.66	61.49	4.45	0.1559	1887.71	0.0056	93.87	86.63
160	70	20	3.0	9.45	7.42	2.224	373.64	6.29	46.71	60.42	2.53	27.17	12.65	107.20	5.25	0.2836	3070.5	0.0060	135.49	109.92
180	70	20	2.0	6.87	5.39	2.110	343.93	7.08	38.21	45.18	2.57	21.37	9.25	75.87	5.17	0.0916	2934.34	0.0035	109.50	95.22
180	70	20	2.2	7.52	5.90	2.110	374.90	7.06	41.66	48.97	2.55	23.19	10.02	82.49	5.14	0.1213	3165.62	0.0038	119.44	103.58
180	70	20	2.5	8.48	6.66	2.110	420.20	7.04	46.69	54.42	2.53	25.82	11.12	92.08	5.10	0.1767	3492.15	0.0044	133.99	115.73
200	70	20	2.0	7.27	5.71	2.000	440.04	7.78	44.00	46.71	2.54	23.32	9.35	75.88	4.96	0.0969	3672.33	0.0032	126.74	106.15
200	70	20	2.2	7.96	6.25	2.000	479.87	7.77	47.99	50.64	2.52	25.31	10.13	82.49	4.93	0.1284	3963.82	0.0035	138.26	115.74
200	70	20	2.5	8.98	7.05	2.000	538.21	7.74	53.82	56.27	2.50	28.18	11.25	92.09	4.89	0.1871	4376.18	0.0041	155.14	129.75
220	75	20	2.0	7.87	6.18	2.080	574.45	8.54	52.22	56.88	2.69	27.35	10.50	90.93	5.18	0.1049	5313.52	0.0028	158.43	127.32
220	75	20	2.2	8.62	6.77	2.080	626.85	8.53	56.99	61.71	2.68	29.70	11.38	98.91	5.15	0.1391	5742.07	0.0031	172.92	138.93
220	75	20	2.5	9.73	7.64	2.070	703.76	8.50	63.98	68.66	2.66	33.11	12.65	110.51	5.11	0.2028	6351.05	0.0035	194.18	155.94



卷边 Z 形钢

表 B.1.1-5

尺寸 (mm)			截面面积 (cm ²)	每米质量 (kg/m)	θ (°)	$x_1 - x_1$			$y_1 - y_1$			$x - x$			$y - y$			I_{tp} (cm ⁴)	I_t (cm ⁴)	I_w (cm ⁶)	k (cm ⁻¹)	W_{wd} (cm ³)	W_w (cm ³)						
h	b	a				i_{x1} (cm)	I_{x1} (cm ⁴)	W_{x1} (cm ³)	i_{y1} (cm)	I_{y1} (cm ⁴)	W_{y1} (cm ³)	i_x (cm)	I_x (cm ⁴)	W_{x1} (cm ³)	i_y (cm)	I_y (cm ⁴)	W_{y1} (cm ³)							W_{y2} (cm ³)					
100	40	20	2.0	4.07	3.19	24.017	60.04	3.84	12.01	17.02	2.05	4.36	70.70	4.17	84.63	4.12	19.18	14.47	11.94	6.36	1.25	3.36	4.42	23.93	0.0542	325.0	0.0081	49.97	29.16
100	40	20	2.5	4.98	3.91	23.767	72.10	3.80	14.42	20.02	2.00	5.17	84.63	4.12	19.18	14.47	7.49	17.40	11.94	7.49	1.23	4.07	5.28	28.45	0.1038	381.9	0.0102	62.25	35.03
120	50	20	2.0	4.87	3.82	24.080	106.97	4.69	17.83	30.23	2.49	6.17	126.06	5.09	23.55	17.40	11.14	17.40	11.14	11.14	1.51	4.83	5.74	42.77	0.0649	785.2	0.0057	84.05	43.96
120	50	20	2.5	5.98	4.70	23.833	129.39	4.65	21.57	35.91	2.45	7.37	152.05	5.04	28.55	21.21	13.25	21.21	13.25	13.25	1.49	5.89	6.89	51.30	0.1246	930.9	0.0072	104.68	52.94
120	50	20	3.0	7.05	5.54	23.600	150.14	4.61	25.02	40.88	2.41	8.43	175.92	4.99	33.18	24.80	15.11	24.80	15.11	15.11	1.46	6.89	7.92	58.99	0.2116	1068.9	0.0087	125.37	61.22
140	50	20	2.5	6.48	5.09	19.417	186.77	5.37	26.68	35.91	2.35	7.37	209.19	5.67	32.55	26.34	14.48	26.34	14.48	14.48	1.49	6.69	6.78	60.75	0.1350	1289.0	0.0064	137.04	60.03
140	50	20	3.0	7.65	6.01	19.200	217.26	5.33	31.04	40.83	2.31	8.43	241.62	5.62	37.76	30.70	16.52	30.70	16.52	16.52	1.47	7.84	7.81	69.93	0.2296	1468.2	0.0077	164.94	69.51
160	60	20	2.5	7.48	5.87	19.983	288.12	6.21	36.01	58.15	2.79	9.90	323.13	6.57	44.00	34.95	23.14	34.95	23.14	23.14	1.76	9.00	8.71	96.32	0.1559	2634.3	0.0048	205.98	86.28
160	60	20	3.0	8.85	6.95	19.783	336.66	6.17	42.08	66.66	2.74	11.39	376.76	6.52	51.48	41.08	26.56	41.08	26.56	26.56	1.73	10.58	10.07	111.51	0.2656	3019.4	0.0058	247.41	100.15
160	70	20	2.5	7.98	6.27	23.767	319.13	6.32	39.89	87.74	3.32	12.76	374.76	6.85	52.35	38.23	32.11	38.23	32.11	32.11	2.01	10.53	10.86	126.37	0.1663	3793.3	0.0041	238.87	106.91
160	70	20	3.0	9.45	7.42	23.567	373.64	6.29	46.71	101.10	3.27	14.76	437.72	6.80	61.33	45.01	37.03	45.01	37.03	37.03	1.98	12.39	12.58	146.86	0.2836	4365.0	0.0050	285.78	124.26
180	70	20	2.5	8.48	6.66	20.367	420.18	7.04	46.69	87.74	3.22	12.76	473.34	7.47	57.27	44.88	34.58	44.88	34.58	34.58	2.02	11.66	10.86	143.18	0.1767	4907.9	0.0037	294.53	119.41
180	70	20	3.0	10.05	7.89	20.183	492.61	7.00	54.73	101.11	3.17	14.76	553.83	7.42	67.22	52.89	39.89	52.89	39.89	39.89	1.99	13.72	12.59	166.47	0.3016	5652.2	0.0045	353.32	138.92



斜卷边 Z 形钢

表 B.1.1-6

尺寸(mm)		截面面积 (cm ²)	每米长 质量 (kg/m)	θ (°)	x ₁ - x ₁		y ₁ - y ₁		x - x				y - y				I _ω (cm ⁶)	k (cm ⁻¹)	W _{ωd} (cm ⁶)	W _ω (cm ⁶)						
h	b				a	t	I _{x1} (cm ⁴)	i _{x1} (cm)	W _{x1} (cm ³)	I _{y1} (cm ⁴)	i _{y1} (cm)	W _{y1} (cm ³)	I _x (cm ⁴)	i _x (cm)	W _x (cm ³)	W _{x2} (cm ³)					I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	W _y (cm ³)	W _{y2} (cm ³)	I _{xy} (cm ⁴)	I _ω (cm ⁶)
140	50	20	2.0	5.392	4.233	21.986	162.065	5.482	23.152	39.363	2.702	6.234	185.962	5.872	30.371	22.470	15.466	6.107	8.067	59.189	0.0719	1298.62	0.0046	118.28	59.185	
140	50	20	2.2	5.909	4.638	21.998	176.813	5.470	25.259	42.928	2.695	6.809	202.926	5.860	33.352	24.544	16.814	1.687	6.659	8.823	64.638	0.0953	1407.37	0.0051	130.014	64.382
140	50	20	2.5	6.676	5.240	22.018	198.446	5.452	28.349	48.154	2.686	7.657	227.828	5.842	37.792	27.598	18.771	1.667	7.468	9.941	72.659	0.1391	1563.53	0.0058	147.538	71.926
160	60	20	2.0	6.192	4.861	22.104	246.831	6.313	30.854	60.271	3.120	8.240	283.680	6.768	40.271	29.603	23.422	1.945	8.018	9.554	90.733	0.0826	2559.06	0.0035	175.94	82.223
160	60	20	2.2	6.789	5.329	22.113	269.392	6.302	33.699	65.802	3.113	9.009	309.891	6.756	44.225	32.367	25.503	1.938	8.753	10.450	99.179	0.1095	2779.75	0.0039	193.430	89.569
160	60	20	2.5	7.676	6.025	22.128	303.090	6.284	37.886	73.935	3.104	10.143	348.487	6.738	50.132	36.445	28.537	1.928	9.834	11.775	111.645	0.1599	3308.40	0.0044	219.605	100.26
180	70	20	2.0	6.992	5.489	22.185	336.620	7.141	39.624	87.417	3.536	10.514	410.315	7.660	51.502	37.679	33.722	2.196	10.191	11.289	131.674	0.0932	4663.94	0.0028	249.609	111.10
180	70	20	2.2	7.669	6.020	22.193	389.835	7.130	43.315	95.518	3.529	11.502	448.592	7.648	56.570	41.226	36.761	2.189	11.136	12.351	144.034	0.1237	5302.78	0.0031	274.455	121.13
180	70	20	2.5	8.676	6.810	22.205	438.835	7.112	48.759	107.460	3.519	12.964	505.087	7.630	64.143	46.471	41.208	2.179	12.528	13.923	162.307	0.1807	6594.15	0.0035	311.661	135.81
200	70	20	2.0	7.392	5.803	19.305	455.430	7.849	45.543	87.418	3.439	10.514	506.903	8.281	56.094	43.435	35.944	2.205	11.109	11.339	146.944	0.0986	3882.24	0.0025	302.430	123.44
200	70	20	2.2	8.109	6.365	19.309	498.023	7.837	49.802	95.520	3.432	11.503	554.346	8.268	61.618	47.533	39.197	2.200	12.138	12.419	160.754	0.1308	4603.06	0.0028	332.826	134.66
200	70	20	2.5	9.176	7.203	19.314	560.921	7.819	56.092	107.463	3.422	12.964	624.421	8.249	69.876	53.596	43.962	2.189	13.654	14.021	181.182	0.1912	7160.11	0.0032	378.452	151.08
220	75	20	2.0	7.992	6.274	18.300	492.787	8.612	53.890	103.580	3.600	11.751	652.866	9.038	65.085	51.328	43.500	2.333	12.829	12.343	181.661	0.1066	4863.84	0.0022	383.110	148.38
220	75	20	2.2	8.769	6.884	18.302	548.520	8.600	58.956	113.220	3.593	12.860	714.276	9.025	71.501	56.190	47.465	2.327	14.023	13.524	198.803	0.1415	5942.13	0.0024	421.750	161.95
220	75	20	2.5	9.926	7.792	18.305	700.928	8.581	66.448	127.443	3.583	14.500	805.086	9.006	81.096	63.392	53.283	2.317	15.783	15.278	224.175	0.2068	8347.65	0.0028	479.804	181.87
250	75	20	2.0	8.592	6.745	15.389	799.640	9.647	63.791	103.580	3.472	11.752	856.680	9.985	71.976	61.841	46.532	2.327	14.553	12.090	207.280	0.1146	1128.50	0.0020	485.919	169.98
250	75	20	2.2	9.429	7.402	15.387	875.145	9.634	70.012	113.223	3.465	12.860	937.579	9.972	78.870	67.773	50.789	2.321	15.946	14.211	226.864	0.1521	12314.34	0.0022	535.491	184.53
250	75	20	2.5	10.676	8.380	15.385	986.898	9.615	78.952	127.447	3.455	14.500	1057.30	9.952	89.108	76.584	57.044	2.312	18.014	16.169	255.870	0.2224	13797.03	0.0025	610.188	207.38

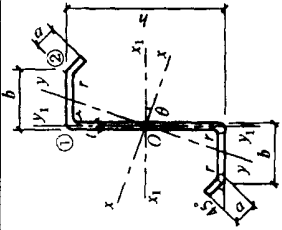


表 B.1.1-7

卷边等边角钢

尺寸 (mm)			截面 面积 (cm ²)	每米长 质量 (kg/m)	y ₀ (cm)	x ₀ - x ₀				x - x		y - y		x ₁ - x ₁	e ₀ (cm)	I _t (cm ⁴)	I _ω (cm ⁶)
b	a	t				I _{x₀} (cm ⁴)	i _{x₀} (cm)	W _{x₀max} (cm ³)	W _{x₀min} (cm ³)	I _x (cm ⁴)	i _x (cm)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	I _{xt} (cm ⁴)			
40	15	2.0	1.95	1.53	1.404	3.93	1.42	2.80	1.51	5.74	1.72	2.12	1.04	7.78	2.37	0.0260	3.88
60	20	2.0	2.95	2.32	2.026	13.83	2.17	6.83	3.48	20.56	2.64	7.11	1.55	25.94	3.38	0.0394	22.64
75	20	2.0	3.55	2.79	2.396	25.60	2.69	10.68	5.02	39.01	3.31	12.19	1.85	45.99	3.82	0.0473	36.55
75	20	2.5	4.36	3.42	2.401	30.76	2.66	12.81	6.03	46.91	3.28	14.60	11.83	55.90	3.80	0.0909	43.33

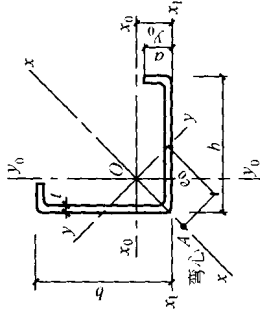


表 B.1.1-8

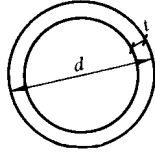
焊接薄壁圆钢管

尺寸 (mm)		截面面积 (cm ²)	每米长质量 (kg/m)	I (cm ⁴)	i (cm)	W (cm ³) ^①
d	t					
25	1.5	1.11	0.87	0.77	0.83	0.61
30	1.5	1.34	1.05	1.37	1.01	0.91
30	2.0	1.76	1.38	1.73	0.99	1.16
40	1.5	1.81	1.42	3.37	1.36	1.68
40	2.0	2.39	1.88	4.32	1.35	2.16
51	2.0	3.08	2.42	9.26	1.73	3.63
57	2.0	3.46	2.71	13.08	1.95	4.59
60	2.0	3.64	2.86	15.34	2.05	5.10
70	2.0	4.27	3.35	24.72	2.41	7.06
76	2.0	4.65	3.65	31.85	2.62	8.38
83	2.0	5.09	4.00	41.76	2.87	10.06
83	2.5	6.32	4.96	51.26	2.85	12.35
89	2.0	5.47	4.29	51.74	3.08	11.63
89	2.5	6.79	5.33	63.59	3.06	14.29
95	2.0	5.84	4.59	63.20	3.29	13.31
95	2.5	7.26	5.70	77.76	3.27	16.37
102	2.0	6.28	4.93	78.55	3.54	15.40
102	2.5	7.81	6.14	96.76	3.52	18.97
102	3.0	9.33	7.33	114.40	3.50	22.43

第五章 钢结构构件制作实例

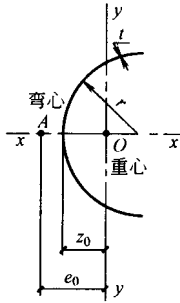
尺寸 (mm)		截面面积 (cm ²)	每米长质量 (kg/m)	I (cm ⁴)	i (cm)	W (cm ³) ^①
d	t					
108	2.0	6.66	5.23	93.60	3.75	17.33
108	2.5	8.29	6.51	115.40	3.73	21.37
108	3.0	9.90	7.77	136.50	3.72	25.28
114	2.0	7.04	5.52	110.40	3.96	19.37
114	2.5	8.76	6.87	136.20	3.94	23.89
114	3.0	10.46	8.21	161.30	3.93	28.30
121	2.0	7.48	5.87	132.40	4.21	21.88
121	2.5	9.31	7.31	163.50	4.19	27.02
121	3.0	11.12	8.73	193.70	4.17	32.02
127	2.0	7.85	6.17	153.40	4.42	24.16
127	2.5	9.78	7.68	189.50	4.40	29.84
127	3.0	11.69	9.18	224.70	4.39	35.39
133	2.5	10.25	8.05	218.20	4.62	32.81
133	3.0	12.25	9.62	259.00	4.60	38.95
133	3.5	14.24	11.18	298.70	4.58	44.92
140	2.5	10.80	8.48	255.30	4.86	36.47
140	3.0	12.91	10.13	303.10	4.85	43.29
140	3.5	15.01	11.78	349.80	4.83	49.97
152	3.0	14.04	11.02	389.90	5.27	51.30
152	3.5	16.33	12.82	450.30	5.25	59.25
152	4.0	18.60	14.60	509.60	5.24	67.05
159	3.0	14.70	11.54	447.40	5.52	56.27
159	3.5	17.10	13.42	517.00	5.50	65.02
159	4.0	19.48	15.29	585.30	5.48	73.62
168	3.0	15.55	12.21	529.40	5.84	63.02
168	3.5	18.09	14.20	612.10	5.82	72.87
168	4.0	20.61	16.18	693.30	5.80	82.53
180	3.0	16.68	13.09	653.50	6.26	72.61
180	3.5	19.41	15.24	756.00	6.24	84.00
180	4.0	22.12	17.36	856.80	6.22	95.20
194	3.0	18.00	14.13	821.10	6.75	84.64
194	3.5	20.95	16.45	950.50	6.74	97.99
194	4.0	23.88	18.75	1078.00	6.72	111.10
203	3.0	18.85	15.00	943.00	7.07	92.87
203	3.5	21.94	17.22	1092.00	7.06	107.55
203	4.0	25.01	19.63	1238.00	7.04	122.01
219	3.0	20.36	15.98	1187.00	7.64	108.44
219	3.5	23.70	18.61	1376.00	7.62	125.65
219	4.0	27.02	21.81	1562.00	7.60	142.62
245	3.0	22.81	17.91	1670.00	8.56	136.30

尺寸 (mm)		截面面积 (cm ²)	每米长质量 (kg/m)	I (cm ⁴)	i (cm)	W (cm ³)
d	t					
245	3.5	26.55	20.84	1936.00	8.54	158.10
245	4.0	30.28	23.77	2199.00	8.52	179.50



B.2 截面特性的近似计算公式

下列近似计算公式均按截面中心线进行计算。



x 轴向右为正, y 轴向上为正。

B.2.1 半圆钢管。

$$A = \pi r t$$

$$z_0 = 0.363 r$$

$$I_x = 1.571 r^3 t$$

$$I_y = 0.298 r^3 t$$

$$I_t = 1.047 r^3$$

$$I_w = 0.0374 r^5 t$$

$$e_0 = 0.636 r$$

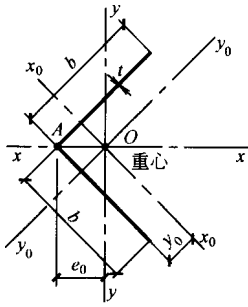
B.2.2 等边角钢。

$$A = 2 b t$$

$$e_0 = \frac{b}{2\sqrt{2}}$$

$$I_x = \frac{1}{3} b^3 t$$

$$I_y = \frac{1}{12} b^3 t$$



$$I_t = \frac{3}{2} b t^3$$

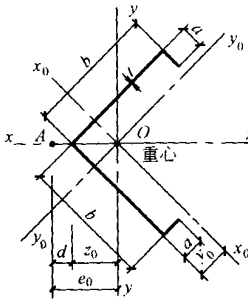
$$I_w = 0$$

$$I_{x_0} = I_{y_0} = \frac{5}{24} b^3 t$$

$$y_0 = \frac{b}{4}$$

$$U_y = \frac{b^4 t}{12 \sqrt{2}}$$

B.2.3 卷边等边角钢。



$$A = 2 (b + a) t$$

$$z_0 = \frac{b + a}{2 \sqrt{2}}$$

$$I_x = \frac{1}{3} (b^3 + a^3) t + b a (b - a) t$$

$$I_y = \frac{1}{12} (b + a)^3 t$$

$$I_t = \frac{2}{3} (b + a) t^3$$

$$I_w = d^2 b^2 \left(\frac{b}{3} + \frac{a}{4} \right) t + \frac{2}{3} a \left[\frac{d}{\sqrt{2} \left(\frac{3}{2} b - a \right) - b a} \right]^2 t$$

$$d = \frac{b a^2 (3b - 2a)}{3 \sqrt{2} \cdot I_x} \cdot t$$

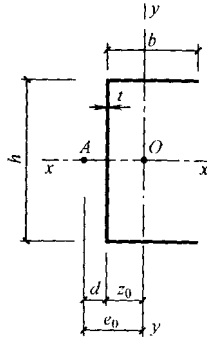
$$e_0 = d + z_0$$

$$y_0 = \frac{a+b}{4}$$

$$I_{x_0} = I_{y_0} = \frac{5}{24} (a-b)^2 t + \frac{a^2 b t}{4} + \frac{5}{12} b^3 t$$

$$U_y = \frac{t}{12\sqrt{2}} (b^4 + 4b^3 a - 6b^2 a^2 + a^4)$$

B.2.4 槽钢。



$$A = (2b + h) t$$

$$z_0 = \frac{b^2}{2b + h}$$

$$I_x = \frac{1}{12} h^3 t + \frac{1}{2} b h^2 t$$

$$I_y = h z_0^2 t + \frac{1}{6} b^3 t + 2b \cdot \left(\frac{b}{2} - z_0 \right)^2 t$$

$$I_t = \frac{1}{3} (2b + h) t^3$$

$$I_w = \frac{b^3 h^2 t}{12} \cdot \frac{2h + 3b}{6b + h}$$

$$e_0 = d + z_0$$

$$d = \frac{3b^2}{6b + h}$$

$$U_y = \frac{1}{2} (b - z_0)^4 t - \frac{1}{2} z_0^4 t - z_0^3 h t + \frac{1}{4} (b - z_0)^2 h^2 t - \frac{1}{4} z_0^2 h^2 t - \frac{1}{12} z_0 h^3 t$$

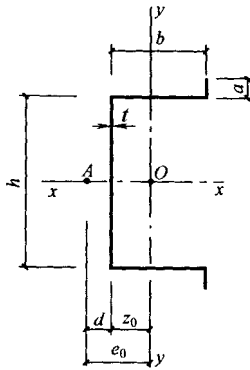
B.2.5 向外卷边槽钢。

$$A = (h + 2b + 2a) t$$

$$z_0 = \frac{b(b + 2a)}{h + 2b + 2a}$$

$$I_x = \frac{1}{12} h^3 t + \frac{1}{2} b h^2 t + \frac{1}{6} a^3 t + \frac{1}{2} a (h + a)^2 t$$

$$I_y = h z_0^2 t + \frac{1}{6} b^3 t + 2b \cdot \left(\frac{b}{2} - z_0 \right)^2 t + 2a (b - z_0)^2 t$$



$$I_t = \frac{1}{3} (h + 2b + 2a) t^3$$

$$I_\omega = \frac{d^2 h^3 t}{12} + \frac{h^2}{6} [d^3 + (b-d)^3] t + \frac{a}{6} [3h^2 (d-b)^2 + 6ha (d^2 - b^2) + 4a^2 (d+b)^2]$$

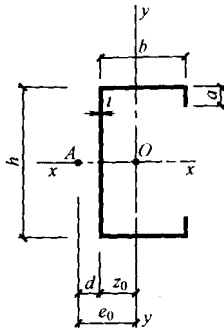
t

$$d = \frac{b}{I_x} \left(\frac{1}{4} b h^2 + \frac{1}{2} a h^2 - \frac{2}{3} a^3 \right) t$$

$$e_0 = d + z_0$$

$$U_y = t \left[\frac{(b-z_0)^4}{2} - \frac{z_0^4}{2} - z_0^3 h + \frac{(b-z_0)^2 h^2}{4} - \frac{z_0^2 h^2}{4} - \frac{z_0 h^3}{12} + 2a (b-z_0)^3 + 2 (b-z_0) \left(\frac{a^3}{3} + \frac{a^2 h}{2} + \frac{a h^2}{4} \right) \right]$$

B.2.6 向内卷边槽钢。



$$A = (h + 2b + 2a) t$$

$$z_0 = \frac{b (b + 2a)}{h + 2b + 2a}$$

$$I_x = \frac{1}{12} h^3 t + \frac{1}{2} b h^2 t + \frac{1}{6} a^3 t + \frac{1}{2} a (h - a)^2 t$$

$$I_y = h z_0^2 t + \frac{1}{6} b^3 t + 2b \cdot \left(\frac{b}{2} - z_0 \right)^2 t + 2a (b - z_0)^2 t$$

$$I_t = \frac{1}{3} (h + 2b + 2a) t^3$$

$$I_w = \frac{d^2 h^3 t}{12} + \frac{h^2}{6} [d^3 + (b-d)^3] t + \frac{a}{6} [3h^2 (d-b)^2 - 6ha (d^2 - b^2) + 4a^2 (d+b)^2]$$

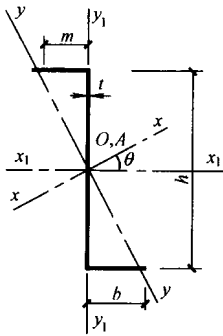
t

$$d = \frac{b}{I_x} \left(\frac{1}{4} bh^2 + \frac{1}{2} ah^2 - \frac{2}{3} a^3 \right) t$$

$$e_0 = d + z_0$$

$$U_y = t \left[\frac{(b-z_0)^4}{2} - \frac{z_0^4}{2} - z_0^3 h + \frac{(b-z_0)^2 h^2}{4} - \frac{z_0^2 h^2}{4} - \frac{z_0 h^3}{12} + 2a(b-z_0)^3 + 2(b-z_0) \left(\frac{a^3}{3} - \frac{a^2 h}{2} + \frac{ah^2}{4} \right) \right]$$

B.2.7 Z形钢。



$$A = (h + 2b) t$$

$$I_{x1} = \frac{1}{12} h^3 t + \frac{1}{2} bh^2 t$$

$$I_{y1} = \frac{2}{3} b^3 t$$

$$I_t = \frac{1}{3} (h + 2b) t^3$$

$$I_{x1y1} = -\frac{1}{2} b^2 ht$$

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2I_{x1y1}}{I_{y1} - I_{x1}}$$

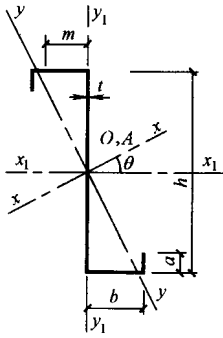
$$I_x = I_{x1} \cos^2 \theta + I_{y1} \sin^2 \theta - 2I_{x1y1} \sin \theta \cos \theta$$

$$I_y = I_{x1} \sin^2 \theta + I_{y1} \cos^2 \theta + 2I_{x1y1} \sin \theta \cos \theta$$

$$I_w = \frac{b^3 h^2 t}{12} \cdot \frac{b+2h}{h+2b}$$

$$m = \frac{b^2}{h+2b}$$

B.2.8 卷边 Z 形钢。



$$A = (h + 2b + 2a) t$$

$$I_{x1} = \frac{1}{12} h^3 t + \frac{1}{2} b h^2 t + \frac{1}{6} a^3 t + \frac{1}{2} a t (h - a)^2$$

$$I_{y1} = b^2 t \left(\frac{2}{3} b + 2a \right)$$

$$I_{x1y1} = -\frac{1}{2} b t [b h + 2a (h - a)]$$

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2I_{x1y1}}{I_{y1} - I_{x1}}$$

$$I_x = I_{x1} \cos^2 \theta + I_{y1} \sin^2 \theta - 2I_{x1y1} \sin \theta \cos \theta$$

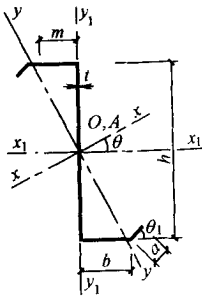
$$I_y = I_{x1} \sin^2 \theta + I_{y1} \cos^2 \theta + 2I_{x1y1} \sin \theta \cos \theta$$

$$I_t = \frac{1}{3} (h + 2b + 2a) t^3$$

$$I_w = \frac{b^2 t}{12 (h + 2b + 2a)} [h^2 b (2h + b) + 2ah (3h^2 + 6ah + 4a^2) + 4abh (h + 3a) + 4a^3 (4b + a)]$$

$$m = \frac{2ab (h + a) + b^2 h}{(h + 2b + 2a) h}$$

B.2.9 斜卷边 Z 形钢。



$$A = (h + 2b + 2a) t$$

$$I_{x1} = \frac{1}{12} h^3 t + \frac{1}{2} h^2 t (a + b) - a^2 h t \sin \theta_1 + \frac{2}{3} a^3 t \sin^2 \theta_1$$

$$I_{yI} = \frac{2}{3} b^3 t + 2ab^2 t + 2a^2 bt \cos\theta_1 + \frac{2}{3} a^3 t \cos^2\theta_1$$

$$I_{xIyI} = -\frac{1}{2} hb^2 t - habt + a^2 bt \sin\theta_1 - \frac{1}{2} ha^2 t \cos\theta_1 + \frac{2}{3} a^3 t \sin\theta_1 \cos\theta_1$$

$$\operatorname{tg}2\theta = \frac{2I_{xIyI}}{I_{yI} - I_{xI}}$$

$$I_x = I_{xI} \cos^2\theta + I_{yI} \sin^2\theta - 2I_{xIyI} \sin\theta \cos\theta$$

$$I_y = I_{xI} \sin^2\theta + I_{yI} \cos^2\theta + 2I_{xIyI} \sin\theta \cos\theta$$

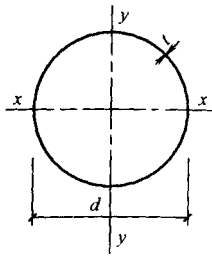
$$I_t = \frac{1}{3} (h + 2b + 2a) t^3$$

$$I_w = \frac{t}{12} [2h^2 m^3 + 3h^3 m^2 + 2h^2 (b - m)^3 + 6ah^2 (b - m)^2 + 6a^2 h (b - m) n + 2a^3 n^2]$$

$$m = \frac{bh(b + 2a) + a^2 n}{(h + 2b + 2a) h}$$

$$n = 2b \sin\theta_1 + h \cos\theta_1$$

B.2.10 圆钢管。



$$A = \pi dt$$

$$I_x = I_y = \frac{1}{8} \pi t d^3$$

$$i_x = \frac{d}{2\sqrt{2}}$$

附录 C 考虑冷弯效应的强度设计值的计算方法

C.0.1 考虑冷弯效应的强度设计值 f' 可按下式计算：

$$f' = \left[1 + \frac{\eta(12\gamma - 10)t}{l} \sum_{i=1}^n \frac{\theta_i}{2\pi} \right] f \quad (\text{C.0.1-1})$$

式中 η ——成型方式系数，对于冷弯高频焊（圆变）方、矩形管，取 $\eta = 1.7$ ；对于圆管和其他方式成型的方、矩形管及开口型钢，取 $\eta = 1.0$ ；

γ ——钢材的抗拉强度与屈服强度的比值，对于 Q235 钢可取 $\gamma = 1.58$ ，对于 Q345 钢可取 $\gamma = 1.48$ ；

n ——型钢截面所含棱角数目；

θ ——型钢截面上第 i 个棱角所对应的圆周角（如图 C.0.1 所示），以弧度为单位；

l ——型钢截面中心线的长度，可取型钢截面积与其厚度的比值。

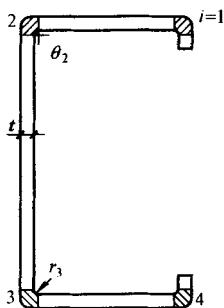


图 C.0.1 冷弯薄壁型钢截面示意图

型钢截面中心线的长度 l ，亦可按下式计算：

$$l = l' + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \theta_i (2r_i + t) \quad (\text{C.0.1-1})$$

式中 l' ——型钢平板部分宽度之和；

r_i ——型钢截面上第 i 个棱角内表面的弯曲半径；

t ——型钢厚度。

附录 D 侵蚀作用分类和防腐涂料底、面漆配套及维护年限

D.0.1 外界条件对冷弯薄壁型钢结构的侵蚀作用分类可按表 D.0.1 采用。

表 D.0.1 外界条件对冷弯薄壁型钢结构的侵蚀作用分类

序号	地区	相对湿度 (%)	对结构的侵蚀作用分类		
			室内 (采暖房屋)	室内 (非采暖房屋)	露天
1	农村、一般城市的商业区及住宅	干燥, < 60	无侵蚀性	无侵蚀性	弱侵蚀性
2		普通, 60 ~ 75	无侵蚀性	弱侵蚀性	中等侵蚀性
3		潮湿, > 75	弱侵蚀性	弱侵蚀性	中等侵蚀性
4	工业区、沿海地区	干燥, < 60	弱侵蚀性	中等侵蚀性	中等侵蚀性
5		普通, 60 ~ 75	弱侵蚀性	中等侵蚀性	中等侵蚀性
6		潮湿, > 75	中等侵蚀性	中等侵蚀性	中等侵蚀性

注: 1 表中的相对湿度系指当地的年平均相对湿度, 对于恒温恒湿或有相对湿度指标的建筑物, 则按室内相对湿度采用;
 2 一般城市的商业区及住宅区泛指无侵蚀性介质的地区, 工业区是包括受侵蚀介质影响及散发轻微侵蚀性介质的地区。

D.0.2 常用防腐涂料底、面漆配套及维护年限可按表 D.0.2 采用。

表 D.0.2 常用防腐涂料底、面漆配套及维护年限

侵蚀作用类别		表面处理	涂料年限	底面漆配套涂料					维护年限 (年)	
				底漆	道数	膜厚 (μ)	面漆	道数膜厚 (μ)		
室内	无侵蚀性	喷砂 (丸) 除锈, 酸洗除锈, 手工或半机械化除锈	第一类	Y53—31 红丹油性防锈漆	2	60	C04—2 各色醇酸磁漆	2	60	15 ~ 20
	弱侵蚀性			Y53—32 铁红油性防锈漆	2	60				
				F53—31 红丹酚醛防锈漆	2	60				
				F53—33 铁红酚醛防锈漆	2	60				
				C53—31 红丹醇酸防锈漆	2	60				
				C06—1 铁红醇酸底漆	2	60				
				F53—40 云铁醇酸防锈漆	2	60				
室外	弱侵蚀性	第二类	C04—45 灰醇酸磁漆	2	60	C04—5 灰云铁醇酸磁漆	2	60	10 ~ 15	

第五章 钢结构构件制作实例

侵蚀作用类别		表面处理	涂料 年限	底面漆配套涂料						维护 年限 (年)
				底 漆		面 漆		道数膜厚 (μ)		
室内 室外	中等侵蚀性	酸洗磷化 处理, 喷 砂 (丸) 除锈	第 二 类	H06—2 铁红环氧树脂底漆	2	60	灰醇酸改性过氯乙烯磁漆	2	60	10~15
				铁红环氧氧化改性 M 树脂底漆	2	60	醇酸改性氯化橡胶磁漆	2	60	
H53—30 云铁环氧树脂底漆				2	60	醇酸改性氯醋磁漆	2	60	5~7	
						聚氨酯改性氯醋磁漆	2	60		
氯磺化聚乙烯防腐底漆				2	60	氯磺化聚乙烯防腐面漆	2	60	5~7	

注：表中所列第一类或第二类中任何一种底漆（氯磺化聚乙烯防腐底漆除外）可和同一类别中的任一种面漆配套使用。



第七篇

钢结构工地安装 设计施工实例与图集

第一章 钢结构构件安装

第一节 钢结构构件组装的规定

一、钢结构构件应遵照施工图组装

钢结构构件的组装是遵照施工图的要求，把已加工完成的各零件或半成品构件，用装配的手段组合成为独立的成品，这种装配的方法通常称为组装。组装根据装构件的特性以及组装程度，可分为部件组装、组装、预总装。

(1) 部件组装是装配的最小单元的组合，它由二个或二个以上零件按施工图的要求装配成为半成品的结构部件。

(2) 组装是把零件或半成品按施工图的要求装配成为独立的成品构件。

(3) 预总装是根据施工总图把相关的两个以上成品构件，在工厂制作场地上，按其各构件空间位置总装起来。其目的是直观地反映出各构件装配节点，保证构件安装质量。目前已广泛使用在采用高强度螺栓连接的钢结构构件制造中。

二、钢结构构件的组装一般规定

(1) 组装前，施工人员必须熟悉构件施工图及有关的技术要求。并且根据施工图要求复核其需组装零件质量。

(2) 由于原材料的尺寸不够，或技术要求需拼接的零件，一般必须在组装前拼接完成。

(3) 在采用胎模装配时必须遵照下列规定：

①选择的场地必须平整，而且，还具有足够的刚度。

②布置装配胎模时必须根据其钢结构构件特点考虑预放焊接收缩余量及其他各种加工余量。

③组装出首批构件后，必须由质量检查部门进行全面检查，经合格认可后方可进行继续组装。

④构件在组装过程中必须严格按工艺规定装配，当有隐蔽焊缝时，必须先行预施

焊，并经检验合格方可覆盖。当有复杂装配部件不易施焊时，亦可采用边装配边施焊的方法来完成其装配工作。

⑤为了减少变形和装配顺序，尽量可采取先组装焊接成小件，并进行矫正，使尽可能消除施焊产生的内应力，再将小件组装成整体构件。

⑥高层建筑钢结构件和框架钢结构件均必须在工厂进行预拼装。

第二节 钢结构构件组装的方法

(1) 钢结构构件组装方法的选择，必须根据构件的结构特性和技术要求，结合制造厂的加工能力、机械设备等情况，选择能有效控制组装的精度、耗工少、效益高的方法进行。

(2) 组装的通常使用方法（见表 7-1-1）。

表 7-1-1 钢结构件组装方法

名称	装配方法	适用范围
地样法	用比例 1:1 在装配平台上放有构件实样。然后根据零件在实样上的位置，分别组装起来成为构件	桁架、柜架等少量结构组装
仿形复制装配法	先用地样法组装成单面（单片）的结构，并且必须定位点焊，然后翻身作为复制胎模，在上装配另一单面的结构、往返 2 次组装。	横断面互为对称的桁架结构。
立装	根据构件的特点，及其零件的稳定位置，选择自上而下或自下而上的装配。	用于放置平稳，高度不大的结构或大直径圆筒。
卧装	构件放置卧的位置的装配	用于断面不大，但长度较大的细长构件。
胎模装配法	把构件的零件用胎模定位在其装配位置上的组装。	用于制造构件批量大精度高的产品。

① 在布置拼装胎模时必须注意各种加工余量。

第三节 组装的常用夹具

组装用于零件夹紧定位的夹具有夹紧器、拉紧器。

(1) 卡兰或铁楔条夹具（见图 7-1-1），利用螺栓压紧或铁楔条塞紧的作用把两个零件夹紧在一起，起定位作用。

(2) 槽钢夹紧器 (见图 7-1-2), 可用于装配钢结构构件对接接头的定位。

(3) 钢结构件组装接头矫正夹具, 用于装配钢板结构 (见图 7-1-3); 用于拉紧两零件之间的缝隙的拉紧器 (见图 7-1-4)。

(4) 正反丝扣推撑器 (见图 7-1-5), 用于装配圆筒体钢结构件时, 调整接头间隙和矫正筒体圆度时用。

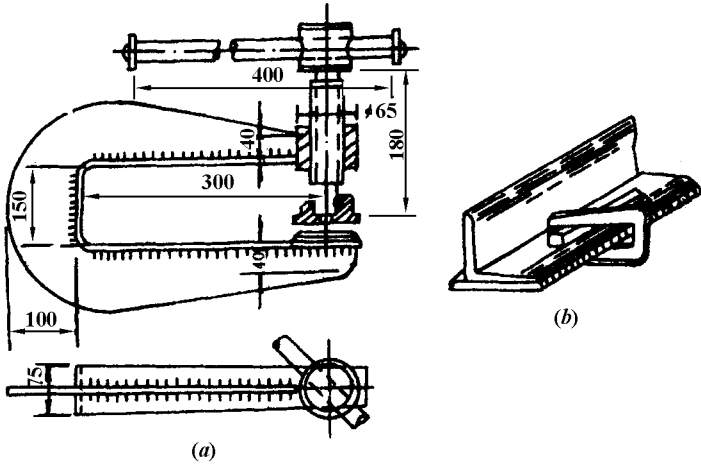


图 7-1-1 夹紧器

(a) 螺栓夹紧器; (b) 铁楔子夹具

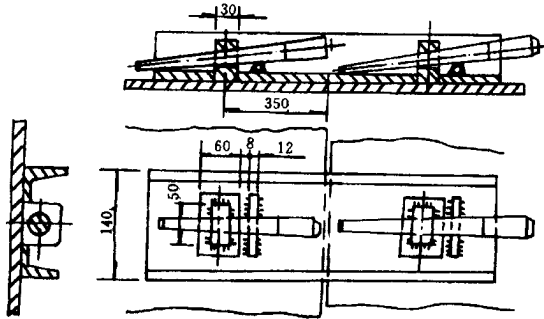


图 7-1-2 槽钢夹紧器示意

第四节 组 装

(1) 组装前的准备。

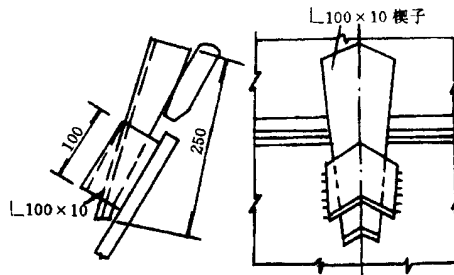


图 7-1-3 矫正夹具

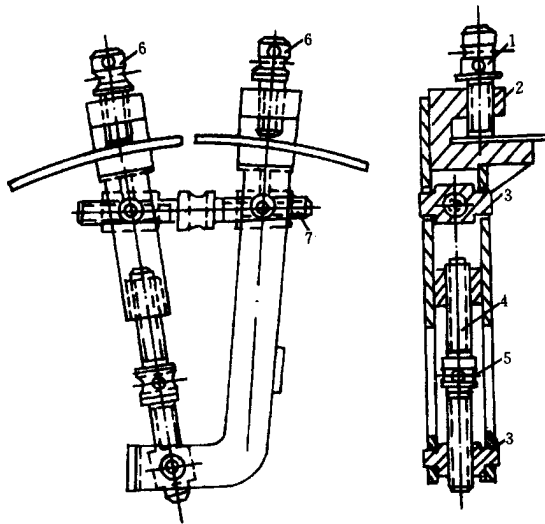


图 7-1-4 杠杆螺旋拉紧器

1、5—撬杠；2—U形铁；3—螺母；4、7—丝杠；6—螺栓

①零件复核：按施工图要求复核其前道加工质量，并按要求归类堆放。

②以基准面的选择，来作为装配的定位基准。一般按下列规律选择：

A. 构件的外形有平面也有曲面时，应以平面作为装配基准面。

B. 在零件上有若干个平面的情况下，应选择较大的平面作为装配基准面。

C. 根据构件的用途，选择最重要的面作为装配基准面。例如，冷作件中某些技术要求较高的面经过机械加工，一般就以该加工面为装配基准面。

D. 选择的装配基准面要使装配过程中最便于对零件定位和夹紧。

(2) 划线法组装是组装中最简便的装配方法。它是根据图纸划出各组装零件装配定位基准线，来进行零件相互之间的装配。其适用于少批量零件的部件组装。地样法就是划线法的典型。

(3) 胎模装配法组装是用胎模把各零件固定其装配的位置上，用焊接定位，使组装一

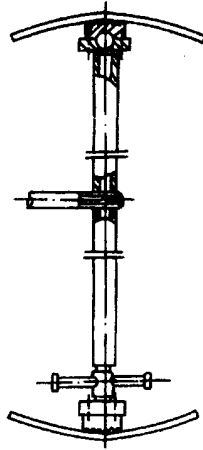


图 7-1-5 正反丝扣推撑器

次成形。其特点，装配质量高、工效快。是目前制作大批构件组装中普遍采用方法之一。

(4) 制作组装胎模一般规定

①胎模必须根据施工图的构件 1:1 实样制造，其各零件定位靠模加工精度与构件精度符合或高于构件精度。

②胎模必须是一个完整的，不变形的整体结构。

③胎模应在离地 800mm 左右架设或是人们操作的最佳位置。

(5) 组装用的典型胎模

①H 型钢结构组装水平胎模

胎模由 1. 下部工字钢组成横梁平台，2. 侧向翼板定位靠板，3. 翼缘板搁置牛腿，4. 纵向腹板定位工字梁，5. 翼缘板夹紧工具组成的（图 7-1-6）。

其工作原理是利用翼缘板与腹板本身重力，使各零件分别放置在其工作位置上，然后用 5 夹具夹紧一块翼缘板作为定位基准面，从另一个方向增加一个水平推力，亦可用铁楔或千斤顶等工具横向施加水平推力至翼腹板三板紧密接触，最后，用电焊定位三板翼缘点牢，H 型钢结构即组装完工。

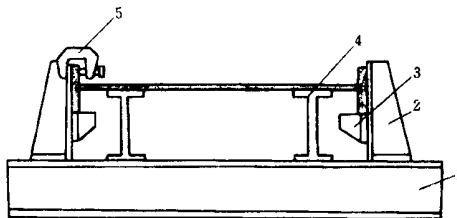


图 7-1-6 H 型水平组装胎模

其胎模特点：适用于大批量 H 钢结构组装；组装 H 钢结构装配质量高、速度快等

优点，但装配的场地占用较大。

② H 钢结构竖向组装胎模

竖向组装胎模结构由：1. 工字钢平台横梁，2. 胎模角钢立柱，3. 腹板定位靠模，4. 上翼缘板定位限位，5. 顶紧用的千斤顶等组成（图 7-1-7）。

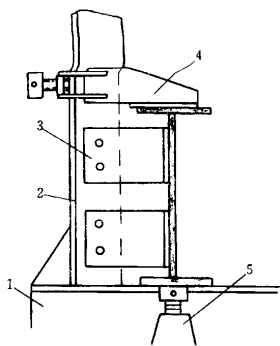


图 7-1-7 H 型竖向组装胎模

其工作原理：利用各定位限值使 H 结构翼腹板初步到位，然后用千斤顶产生向上顶力，使腹翼板顶紧，最后用电焊定位组装 H 钢结构。

它的使用方法：把下翼缘放置在工字钢横梁上，吊上腹板先进行腹板与下翼缘组装定位点焊好，吊出胎模备用。在 I 字钢横梁上铺设好上翼缘，然后，把装配好 \perp 形结构翻为 T 结构装在胎模上夹紧，用千斤顶顶紧上翼缘与腹板间隙，并且用电焊定位，H 结构即形成了。

竖向组装胎具特点：占场地少、胎模结构简单，组装效率较高，其缺点是组装 H 钢需二次成型，先加工或为 \perp 型结构，然后再组合成 H 型结构。

③ 箱型组装胎模

它的组成由 1. 工字钢平台横梁，2. 腹板活动定位靠模，3. 活动定位靠模夹头，4. 活动模臂腹板定位夹具，5. 腹板固定靠模，6. 活动装配千斤顶等附件组成（见图 7-1-8）。

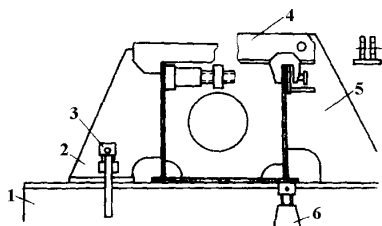


图 7-1-8 箱型结构组装胎模 (1)

它的工作原理是利用 2.4. 腹板活动定位靠模与活动横臂腹板定位夹具的作用固定

腹板，然后，用 6. 活动装配千斤顶顶紧腹板与底板接缝并且用电焊定位好。

图 7-1-9 是箱型结构组装胎模另一种形式。

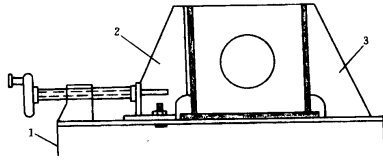


图 7-1-9 箱型结构组装胎模 (2)

其工作原理利用 2 活动腹板定位靠模产生的横向推力，来使腹板紧贴接触其内部肋板；利用腹板重力，使腹板紧贴下翼板；最后分别用焊接定位，组装成为箱型结构。

④特殊的装配胎模 (图 7-1-10)，它是根据结构各零件的特性与技术要求，由胎模各定位靠模把零件固定起来，达到整体组装的目的。

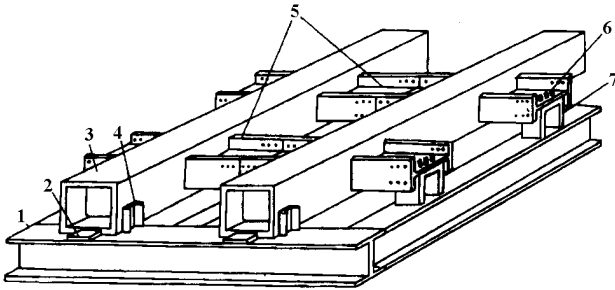


图 7-1-10

1—装配平台；2—纵向定位板；3—箱型物件；
4—横向定位靠模；5—H 型构件；6—定位孔销轴；7—定位孔模胎

桁架结构组装胎模 (图 7-1-11)，它也是由定值靠模把零件组装起来的整体结构。

(6) 钢结构组装必须严格按照工艺要求进行，其顺序在通常情况下，先组装主要结构的零件，从内向外或从里向表的装配方法。在其装配组装全过程不允许采用强制的方法来组装构件；避免产生各种内应力，减少其装配变形。

(7) 预总装的一般规定

- ①所有需预总装构件必须是经过质量检验部门验证合格的钢结构成品。
- ②预总装工作场地应配备适当的吊装机械和装配空间。
- ③预总装胎模按工艺要求铺设，其刚度应保证。
- ④构件预总装时，必须在自然状态下进行，使其正确地装配在相关构件安装位置

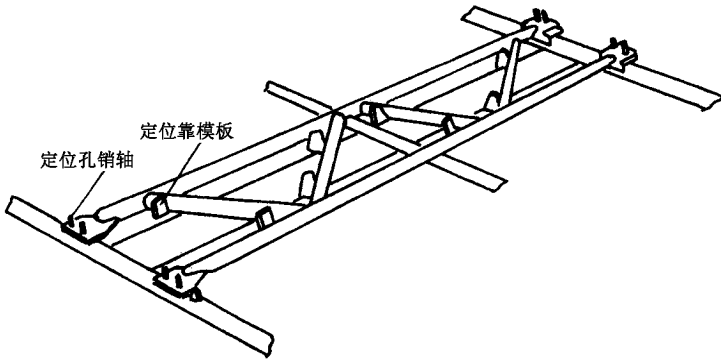


图 7-1-11 桁架结构组装胎模

上。

⑤需在预总装时制孔的构件，必须在所有构件全部预总装完工后，又要通过整体检查，确认无误后，亦可进行预总装制孔。

⑥预总装完毕后，拆除全部的定位夹具后，方可拆装配的构件，来防止其吊卸产生的变形。

(8) 预总装常见缺陷及修正

①预装尺寸偏差是由于构件预总装部位以及胎模铺设不正确造成的。修正的办法一般对不到位的构件采用顶、拉手段来使其到位；胎模铺设不正确，则采用重新修正方法。

②节点部位孔偏差是由于构件制孔不正确造成的。一般处理方法是：孔偏差 $\leq 3\text{mm}$ 时，用扩孔方法解决；孔偏差 $> 3\text{mm}$ 时，用电焊补孔打磨平整、重新钻孔方式解决；当补孔工作量大的时候，则采用换节点连接板方法解决。

第五节 典型结构组装

(1) 实腹式 H 结构组装，用水平组装。

①实腹式 H 结构是由上、下翼缘板与中腹板组成 H 型焊接结构。

②组装前翼缘板与腹板等零件的复验，主要使具平直度及弯曲保证小于 $1/1000$ 的公差且不大于 5mm 的公差内，方可进入下道组装准备阶段。

③组装前准备工作

A. 翼、腹板装配区域用砂轮打磨去除其氧化层，区域范围是装配接缝两侧 $30 \sim 50\text{mm}$ 内。

B. H 胎模调整，根据 H 断面尺寸分别调整其纵向腹板定位工字钢水平高差，使其符合施工图要求尺寸。

C. 在翼板上分别标志出腹板定位基准线，便于组装时核查。

④H 钢组装方法，先把腹板平放在胎模上，然后，分别把翼缘竖放在靠模架上，先用夹具固定好一块翼缘板，再从另一块翼缘板的水平方向，增加从外向里的推力，直至翼腹板紧密贴紧为止（见图 7-1-10），最后用 90°角尺测其二板组合垂直度，当符合标准即用电焊定位（图 7-1-12a）。一般装配顺序从中心向二面组装或由一端向另一端组装，这种装配顺序是减少其装配产生内应力最佳方法之一。当 H 结构断面高度 > 800 时或大型 H 结构在组装时应增加其工艺撑杆，来防止其角变形产生（图 7-1-12b）。

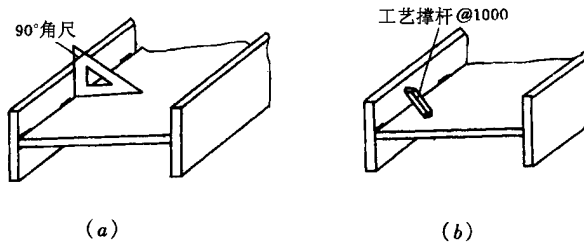


图 7-1-12 H 组装法中的角度检查与加撑

(2) 箱型结构组装

箱型结构是由上、下盖板，隔板，两侧腹板组成的焊接结构（图 7-1-13）。

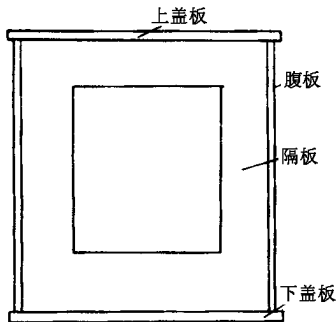


图 7-1-13 箱形结构

组装顺序及方法

(1) 以上盖板作为组装基准。在盖板与腹板、隔板的组装面上，按施工图的要求分别放上各板组装线（图 7-1-14），并且用样冲标志出来。

(2) 上盖板与隔板组装，在胎模上进行（见图 7-1-15）。装配好以后，必须施焊完毕后，方可进行下道组装。

(3) H 型组装（见图 7-1-9）。但在腹板装配前必须检查腹板的弯曲是否同步。反之必须矫正后方可组装。装配方法通常采用一个方向装配，先定位中部隔板，后定位腹板（见图 7-1-16）。

(4) 箱体结构整体组装是在 H 结构全部完工后进行，先将 H 型结构腹板边缘矫正

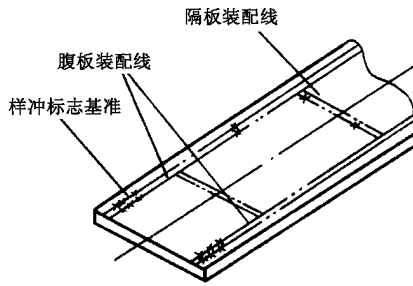


图 7-1-14 各板与上盖板装配基准

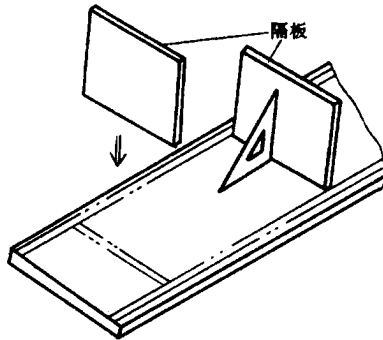


图 7-1-15 上盖板与隔板装配

好，使其不平度 $< 1/1000$ ，然后在下盖板上放上与腹板装配线定位线，翻过面与 H 结构组装，组装方法通常采用一个方向装配，定位点焊采用对称方法，这样可以减少装配应力，防止结构变形。

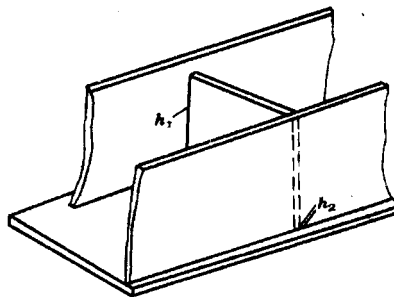


图 7-1-16 电焊定位要求示意图

第六节 钢结构安装程序

钢结构安装程序见图 7-1-17~7-1-18。

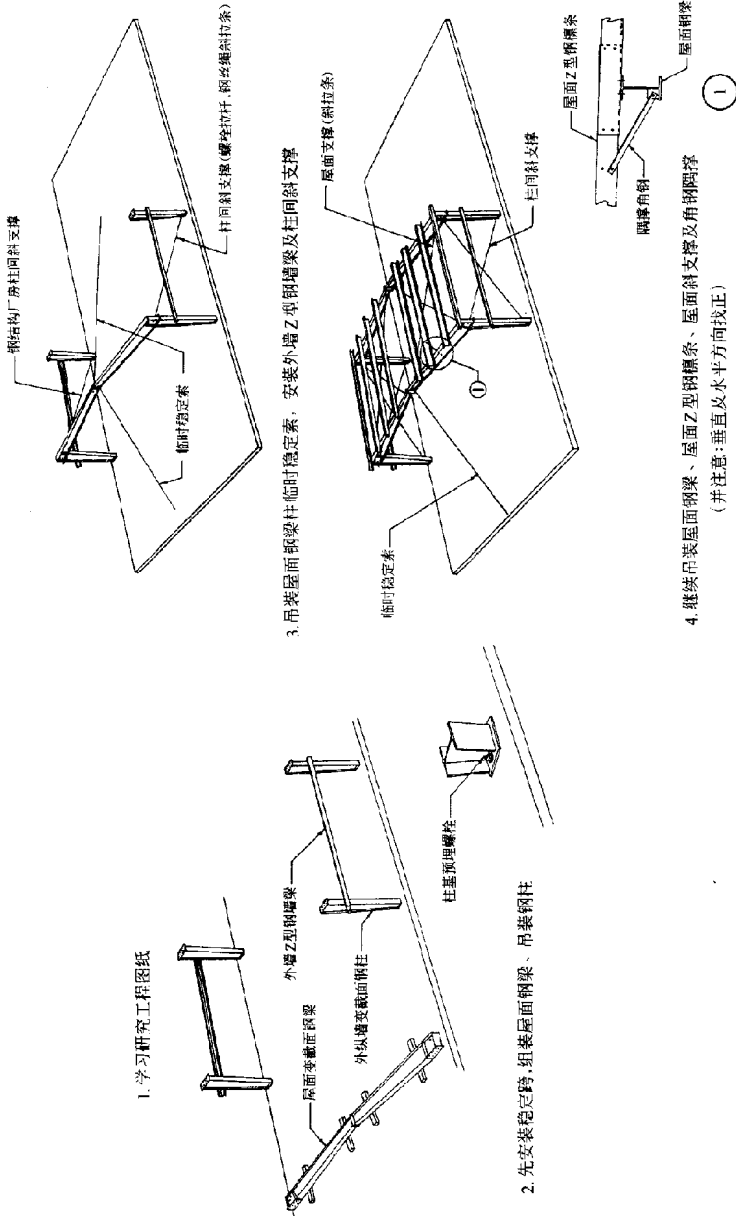
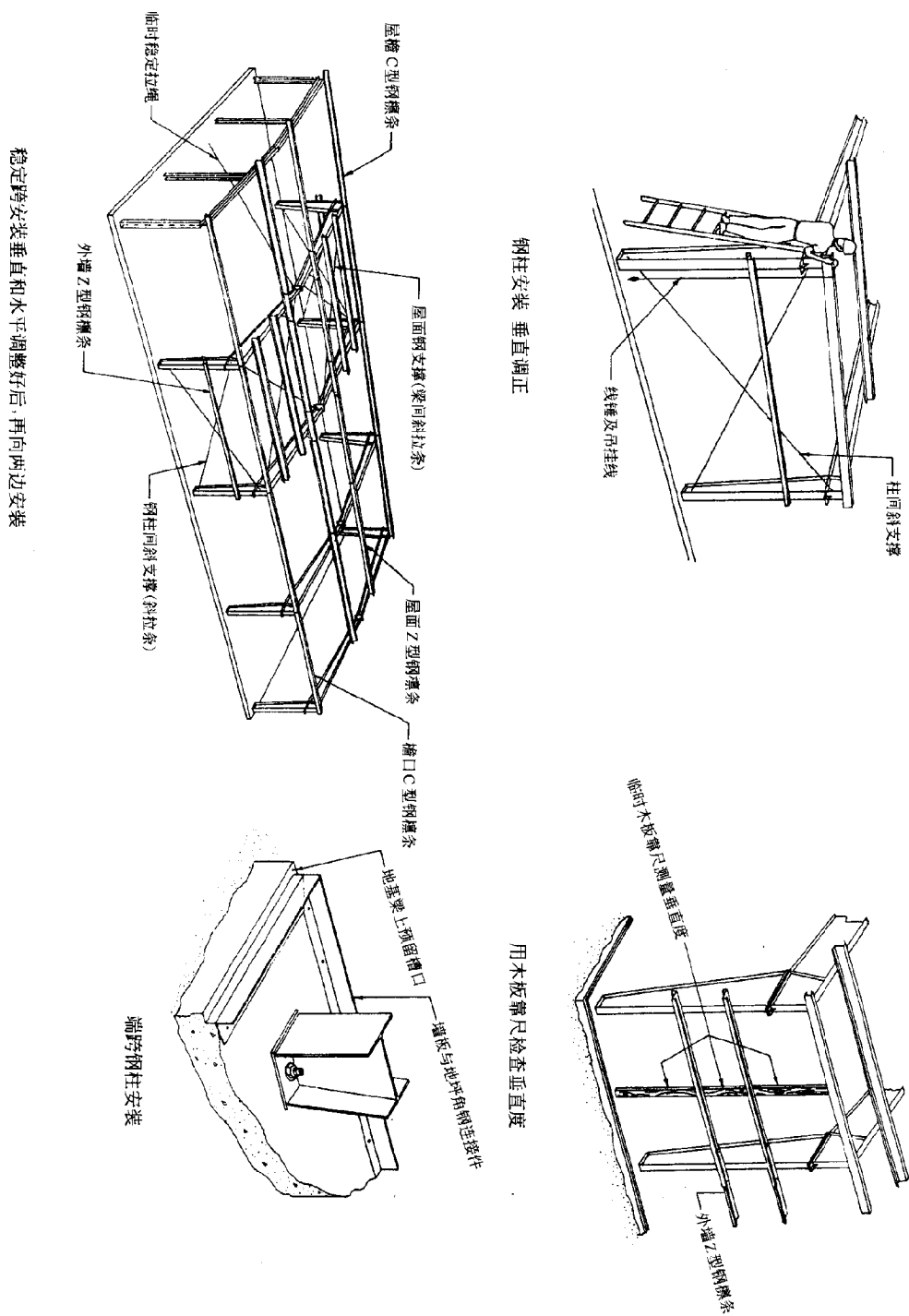


图 7-1-17 钢结构安装程序(一)



稳定跨安装垂直和水平调整好后再向两边安装

钢柱安装 垂直调整

用木板靠尺检查垂直度

图 7-1-18 钢结构安装程序(二)

第二章 钢结构工地安装

第一节 起重机械、机具及吊索具

一、起重机械的基本参数

(一) 额定起重量 Q

起重机在正常工作时允许起吊的物品重量和可以从起重机上取下的取物装置重量之和称为额定起重量。臂架式起重机的额定起重量对于不同幅度是可以不同的。当提升高度大于 50m 时,提升钢丝绳的重量应计入额定起重量中。

额定起重量常用的单位是 t。

(二) 提升高度 H

提升高度是指起重机运行轨道顶面或地面到取物装置上极限位置的高度(如为吊钩,算到吊钩钩环中心);当取物装置可以放到地面或轨道顶面以下时,其下放距离称为下放深度。提升高度和下放深度之和称为总提升高度。

提升高度常用的单位是 m。

(三) 幅度 R

旋转臂架式起重机的幅度是指旋转中心与取物装置铅垂线之间的距离。

幅度常用的单位是 m。

(四) 轨距 l

地面有轨运行臂架式起重机的运行轨道中心之间的距离称为该起重机的轨距。

轨距常用的单位是 m。

(五) 额定工作速度 v

额定提升速度是指提升机构的动力装置在额定转速下取物装置的上升速度。常用的

单位是 m/min 。

额定运行速度是指运行机构的动力装置在额定转速下起重机或小车的运行速度，常用的单位是 m/min ，无轨运行起重机的运行速度常用 km/h 表示。

额定旋转速度是指旋转机构的动力装置在额定转速下起重机绕其旋转中心的旋转速度，常用的单位是 r/min 。

变幅速度是指臂架式的取物装置从最大幅度到最小幅度的平均线速度，常用的单位是 m/min 。

（六）外形尺寸

外形尺寸是指起重机整体或某个部分的长度、宽度和高度三个方向的尺寸。对于经常流动的起重机来说，外形尺寸在一定程度上反映了它的经济性能和通过性能。

（七）工作级别

按照起重机的荷载状态和利用等级，起重机的工作级别分为 A1 ~ A8 八级。安装用起重机的工作级别通常是 A2 ~ A4。

二、常用起重机械的种类

（一）履带式起重机

履带式起重机由回转台和履带行驶机构两部分组成。在回转台上装有起重臂、动力装置、绞车和操纵室，尾部装有平衡重，回转台能作 360° 回转。履带式起重机可以作负载行驶，可在一般平整坚实的路面上工作与行驶。履带式起重机的起重量一般较大，行驶速度慢，自重大，对路面有破坏性。履带式起重机是目前结构安装工程中的主要起重机械。

W25 型履带式起重机最大起重量为 25t，其工作性能见表 7-2-1。

W2001 型履带式起重机最大起重量为 50t，其工作性能见表 7-2-2。

（二）塔式起重机

塔式起重机有行走式、固定式、附着式与内爬式几种类型。塔式起重机由提升、行走、变幅、回转等机构及金属结构两大部分组成，其中金属结构部分的重量占起重机总重量的很大比例。塔式起重机提升高度高，工作半径大，动作平稳，但起重量一般都不大，转移、安装和拆除都比较麻烦，对于行走式还需铺设轨道。塔式起重机主要用于高耸建筑物的结构安装工程中。

TQ60/80 塔式起重机为有轨行走式，最大起重量为 10t，工作性能见表 7-2-3。

88HC 塔式起重机可作有轨运行式、固定式、附着式及内爬式几种使用，其最大起重量为 6t，工作性能见表 7-2-4。

(三) 汽车式起重机

汽车式起重机的起重机构和回转台安装在载重汽车底盘或专用的汽车底盘上，底盘两侧设有四个支腿，以增加起重机的稳定性。箱形结构做成的可伸缩吊臂，能迅速方便地调节臂架长度。汽车式起重机机动性能好，运行速度高，可与汽车编队行驶，但不能负荷行驶，对工作场地的要求较高。

TG-452 汽车式起重机最大起重量为 45t，其工作性能见表 7-2-5 和表 7-2-6，工作范围见图 7-2-1。

NK-800 汽车式起重机最大起重量为 80t，其工作性能见表 7-2-7 和表 7-2-8，工作范围见图 7-2-2。

表 7-2-1 W25 履带式起重机工作性能

起重臂长度 l (m)	主要性能	起重臂仰角 θ ($^{\circ}$)				
		76	69	61	45	30
13	起重量 Q (t)	25	16	10	6.5	5
	幅度 R (m)	4.5	5.7	7.8	10.5	12.5
	提升高度 H (m)	11.5	11	10	8.1	5.4
16	起重量 Q (t)	19	13	8	5	3.4
	幅度 R (m)	5.3	6.8	9.3	12.5	15.1
	提升高度 H (m)	14.4	13.9	12.7	10.2	6.9
20	起重量 Q (t)	15	9.4	6	3.2	2.2
	幅度 R (m)	6.3	8.1	11.3	15.4	18.6
	提升高度 H (m)	18.3	17.6	16.2	13	8.9
28	起重量 Q (t)	9	5	2.3	1	
	幅度 R (m)	8.1	10.6	15.3	21.1	
	提升高度 H (m)	26	25.2	23.2	18.7	

表 7-2-2 W2001 履带式起重机工作性能

起重臂长度 l (m)	主要性能	起重臂仰角 θ ($^{\circ}$)						
		78	75	70	65	60	55	50
15	起重量 Q (t)	(79 $^{\circ}$) 50	36.3	26.6	21.1	17.3	14.6	12.7
	幅度 R (m)	4.5	5.48	6.73	7.94	9.1	10.2	11.25
	提升高度 H (m)	11.8	11.6	11.2	10.7	10	9.4	8.6

起重臂长度 l (m)	主要性能	起重臂仰角 θ ($^{\circ}$)						
		78	75	70	65	60	55	50
20	起重量 Q (t)	33	26	19	14.8	12	10.3	8.8
	幅度 R (m)	5.77	6.78	8.44	10	11.6	13	14.46
	提升高度 H (m)	16.7	16.4	15.9	15.2	14.4	13.5	12.4
25	起重量 Q (t)	25.7	20	14.3	11.2	9	7.5	6.4
	幅度 R (m)	6.8	8.07	10.15	12.15	14.1	15.95	17.7
	提升高度 H (m)	21.5	21.2	20.5	19.7	18.7	17.6	16.2
30	起重量 Q (t)	20	15.8	11.5	8.7	6.9	5.7	4.8
	幅度 R (m)	8	9.35	11.85	14.3	16.6	18.8	20.9
	提升高度 H (m)	28	27.6	26.8	25.8	24.6	23.2	21.6
35	起重量 Q (t)	16.4	12.7	8.8	6.6	5.2	4.2	3.45
	幅度 R (m)	8.9	10.65	13.6	16.4	19.1	21.7	24.1
	提升高度 H (m)	32.9	32.4	31.5	30.3	28.9	27.3	25.4
40	起重量 Q (t)	8	6.7	5.1	3.9	3	2.3	1.9
	幅度 R (m)	10	12	15.3	18.5	21.6	24.6	27.3
	提升高度 H (m)	37.7	37.2	36.2	34.8	33.2	31.4	29.4

表 7-2-3

TQ60/80 塔式起重机工作性能

起重臂长度 l (m)	起重臂仰角 θ 塔型	10°12' ~ 20°42'			28°12' ~ 34°22'			39° ~ 48°12'			52°42' ~ 62°42'			62°42'		
		高塔	中塔	低塔	高塔	中塔	低塔	高塔	中塔	低塔	高塔	中塔	低塔	高塔	中塔	低塔
30	起重量 Q (t)	2.0			2.2			2.5			3.2			4.1		
	幅度 R (m)	30			27.3			24			18.7			14.6		
	提升高度 H (m)	48	38	28	57	47	37	61	51	41	66	56	46	68	58	48
25	起重量 Q (t)	2.4	2.8	3.2	2.6	3.0	3.5	3.0	3.6	4.0	3.8	4.5	5.0	4.9	5.7	6.6
	幅度 R (m)	25			23.1			20			15.8					
	提升高度 H (m)	47	37	27	53	43	33	58	48	38	62	52	42	64	54	44
20	起重量 Q (t)	3	3.5	4.0	3.3	3.8	4.4	3.8	4.4	5.0	4.7	5.5	6.3	6.0	7.0	8.0
	幅度 R (m)	20			18.2			15.8			12.8			10.0		
	提升高度 H (m)	46	36	26	52	42	32	55	45	35	58	48	38	60	50	40

第二章 钢结构工地安装

起重臂长度 l (m)	起重臂仰角 θ	10°12' ~ 20°42'			28°12' ~ 34°22'			39° ~ 48°12'			52°42' ~ 62°42'			62°42'		
	塔型	高塔	中塔	低塔	高塔	中塔	低塔	高塔	中塔	低塔	高塔	中塔	低塔	高塔	中塔	低塔
15	起重量 Q (t)	4	4.7	5.4	4.3	5.0	5.8	4.9	5.8	6.6	6.2	7.2	8.2	7.8	9.1	10.3
	幅度 R (m)	15			14			12.3			9.7			7.7		
	提升高度 H (m)	45	35	25	50	40	30	52	42	32	53	43	33	55	45	35

表 7-2-4 88HC 塔式起重机工作性能

起重臂长度 l (m)	最大起重量为 6t 时的幅度值 (m)	幅度 (m)															
		19.0	20.0	22.5	25.0	27.5	30.0	32.5	35.5	37.5	40.0	42.5	45.0				
		起重量 (t)															
45	2.15 ~ 17.3	5.4	5.09	4.44	3.93	3.50	3.15	2.85	2.60	2.38	2.19	2.02	1.90				
40	2.15 ~ 18.0	5.65	5.34	4.65	4.11	3.67	3.31	3.00	2.74	2.51	2.30						
35	2.15 ~ 18.7	5.87	5.54	4.84	4.29	3.83	3.45	3.14	2.90								
30	2.15 ~ 19.5	6.0	5.81	5.08	4.50	4.03	3.65										
25	2.15 ~ 19.8	6.0	5.90	5.16	4.60												

注：提升高度——固定式 40.1m，行走式 44.4m。

TG-452 汽车式起重机主副臂工作性能

表 7-2-5 主臂工作性能

幅 度 (m)	主臂长度 (m)			
	10.4	17.6	24.8	32.0
	起重量 (t)			
3.0	45			
4.0	36	25	18	
6.0	25	21	18	12
8.0	16.3	15.2	13.6	11.3
10.0		10.2	10.3	9.2

幅度 (m)	主臂长度 (m)			
	10.4	17.6	24.8	32.0
	起重重量 (t)			
12.0		7.2	7.5	7.6
14.0		5.4	5.6	6.0
18.0			3.2	3.7
20.0			2.5	2.9
24.0				1.8
28.0				0.9
30				0.6

注：表列起重重量包括吊钩重：45t 吊钩重 0.4t，20t 吊钩重 0.28t。

表 7-2-6 副臂工作性能

主臂 仰角 (°)	副臂长度 (m)	
	8.7	14.2
	起重重量 (t)	
80	4.0	2.5
75	3.6	2.2
70	3.0	1.85
65	2.5	1.6
60	2.1	1.4
55	1.6	1.2
50	1.1	0.8
45	0.7	0.5
40	0.3	

注：表列起重重量包括吊钩重，如带有主钩工作，应同时减去主副钩重量，5t 副钩重 0.20t。

TG-452 汽车式起重机工作范围，见图 7-2-1。

NK-800 汽车式起重机主副臂工作性能

第二章 钢结构工地安装

表 7-2-7

主臂工作性能

幅度 (m)	主臂长度 (m)						
	12	18	24	30	36	40	44
	起重量 (t)						
3.5	80	45	35				
4.0	70	45	35	27			
5.0	56	40	32	27			
6.0	45	34.3	27.2	25	22		
7.0	35.6	29.1	23.7	21.5	20.3	18.0	
8.0	27.8	25.4	21.0	18.0	17.7	15.7	12.0
10.0	19.2	19.2	17.0	15.0	13.8	12.6	11.4
12.0		14.2	14.2	12.4	11.2	10.4	9.5
15.0		9.4	9.4	9.4	8.7	8.2	7.6
17.8			6.2	6.2	6.2	6.8	6.3
20.0			4.5	4.5	4.5	5.1	5.6
23.0				3.0	3.0	3.5	3.9
26.0					1.7	2.2	2.6
28.0						1.6	1.9
31.0							1.1

注：表列起重量包括吊钩重：80t 吊钩重 1t，26t 吊钩重 0.5t。

表 7-2-8

副臂工作性能

起重臂 仰角 (°)	44m 主臂 + 9.5m 副臂 (二者轴线夹角 5°)		44m 主臂 + 15m 副臂 (二者轴线夹角 5°)	
	幅度 (m)	起重量 (t)	幅度 (m)	起重量 (t)
80.4	11.0	6.0	12.6	4.0
78.6	13.0	5.2	14.6	3.75
75.2	16.0	4.4	18.2	3.05
70.8	20.0	3.6	22.5	2.55
66.0	24.0	3.0	27.2	2.1
63.8	26.0	2.75	29.1	2.05
58.0	30.3	1.5	34.0	1.2
55.4	32.0	1.2		

注：表列起重量包括吊钩重，6t 吊钩重 0.25t。

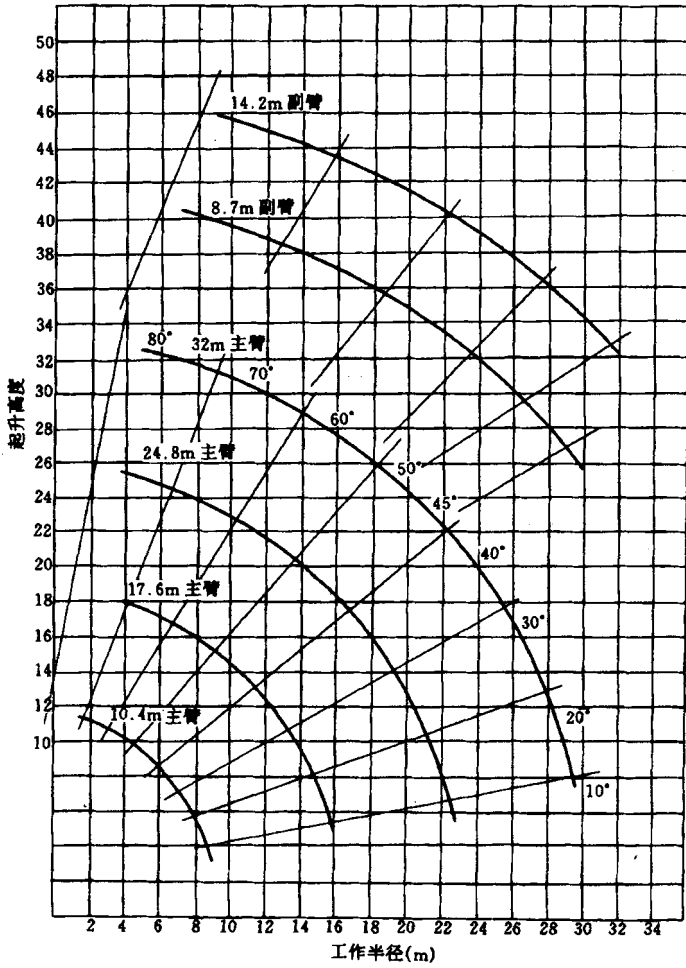


图 7-2-1 TG-452 汽车式起重机工作范围

NK-800 汽车式起重机工作范围，见图 7-2-2

三、常用起重机具

(一) 电动卷扬机

1. 常用 10~200kN 电动卷扬机主要技术规格

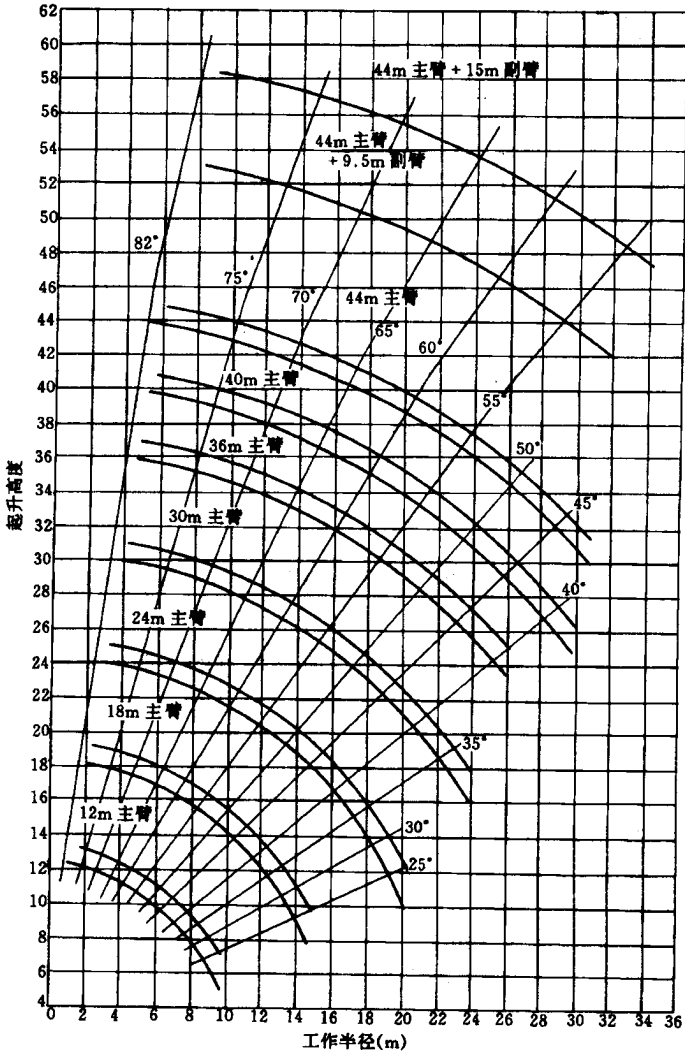


图 7-2-2 NK-800 汽车式起重机工作范围

表 7-2-9

10~200kN 电动卷扬机技术规格

种类	型号	钢丝绳 额定拉力 (kN)	钢丝绳 额定速度 (m/min)	卷筒 容量 (m)	钢丝绳直径 d (不小于) (mm)	卷筒的节径 D (不小于) (mm)	电动机 功率 (kW)	整机重量 G (不大于) (t)
快速单卷筒	JK1	10	30~50	100~200	9.3	19d	7.5	0.51
	JK2	20	30~45	150~250	13		15	1.02
	JK3.2	32	30~40	250~350	17		22	1.96
	JK5	50	30~40	250~350	21.5		45	3.06
快速双卷筒	2JK2	20	30~45	150~250	13	19d	15	1.84
	2JK3.2	32	30~40	250~350	17		22	2.94
	2JK5	50	30~40	250~350	21.5		37	4.59
慢速单卷筒	JM3.2	32	9~12	150	17	19d	7.5	1.14
	JM5	50	9~12	250	21.5		11	1.79
	JM8	80	9~12	400	26		22	2.86
	JM12	12	8~11	600	32.5		28	7.34
	JM20	200	8~11	700	430		55	12.24

注：1. 整机重量不包括钢丝绳重量。

2. 钢丝绳应符合 GB 1102—74《圆股钢丝绳》中表 13、14、24 和 25 的规定，其安全系数不小于 5。
3. 卷筒边缘外周至最外层钢丝绳的距离应不小于钢丝绳直径的 1.5 倍。

2. 钢丝绳允许偏角

对于卷筒上有螺旋槽时，钢丝绳绕进或绕出卷筒时钢丝绳偏离螺旋槽两侧的角度推荐不大于 3.5°。

对于光卷筒和多层绕卷筒，钢丝绳偏离与卷筒轴垂直的平面的角度推荐不大于 2°。

3. 卷扬机的固定

卷扬机多采用地锚固定，地锚的构造如图 7-2-3。

(1) 地锚的验算

设 Q 为卷扬机钢丝绳的水平拉力，则

$$\text{地锚的合力} \quad P_x = \frac{Q}{\cos \alpha}$$

$$\text{地锚的垂直分力} \quad P_v = P_x \cdot \sin \alpha$$

$$\text{地锚的水平分力} \quad P_H = P_x \cdot \cos \alpha = Q$$

① 10~32kN 地锚验算

设土的垂直压力和水平抗力分别为 V_p 和 H_p ，则

$$V_p = \frac{\frac{1}{2} (A + B) HLY + f_1 H_p}{K_1} \leq P_v$$

$$H_p = CL [\sigma_p] \varphi \geq P_H$$

②50 ~ 100kN 地锚验算

$$V_p = \frac{BHLY + f_1 H_p}{K_1} \geq P_V$$

$$H_p = CL [\sigma_p] \varphi \geq P_H$$

③120 ~ 200kN 地锚验算

$$V_p = \frac{BHLY + f_2 H_p}{K_2} \geq P_V$$

$$H_p = CL [\sigma_p] \varphi \geq P_H$$

以上各式中

α ——钢丝绳与地平面的夹角；

γ ——土的密度 (1.2 ~ 1.5t/m³)；

$[\sigma_p]$ ——土的耐压强度 (20 ~ 25N/cm²)；

φ ——土的折减系数 0.25；

f_1 ——土与木料的摩擦系数 0.5；

f_2 ——木料与木料的摩擦系数 0.4；

K_1 ——10 ~ 100kN 地锚的安全系数 4；

K_2 ——120 ~ 200kN 地锚的安全系数 2。

(2) 埋设

地锚的沟槽要按计算尺寸进行挖掘，锚件要绑扎牢固，牵引钢丝绳与地面的夹角应符合计算角度，回填土要分层夯实。

(3) 抗拉试验

地锚埋设后应作抗拉试验，试验时应采用环链手拉葫芦，通过拉力表按钢丝绳牵引力的 1.5 倍的安全系数进行试验。经过检查后无裂痕现象后，方可按计算荷载使用。

(二) 千斤顶

1. 常用 LQ 型螺旋千斤顶技术规格，见表 7-2-10

表 7-2-10 LQ 型螺旋千斤顶技术规格

型号	起重量 (t)	试验 负荷 (t)	最低 高度 (mm)	提升 高度 (mm)	手柄 长度 (mm)	手柄 操作力 (N)	操作 人数 (人)	底座 尺寸 (mm)	重量 (kg)
LQ-5	5	7.5	250	130	600	130	1	φ127	7.5
LQ-10	10	15	280	150	600	320	1	φ137	11

型号	起重量 (t)	试验 负荷 (t)	最低 高度 (mm)	提升 高度 (mm)	手柄 长度 (mm)	手柄 操作力 (N)	操作 人数 (人)	底座 尺寸 (mm)	重量 (kg)
LQ-15	15	22.5	320	180	700	430	1~2	φ155	15
LQ-30	30	39	395	200	1000	850	2	φ180	27
LQ-50	50		700	400	1385	1260	3	φ317	109

注：LQ-50型具有自落能力（需3t以上的荷载），可通过制动螺丝经调速齿轮来控制自落速度。当重物升高以后，需要停止时，另设有制动装置，能保证自锁作用。

2. 常用 QY 型油压千斤顶技术规格，见表 7-2-11

表 7-2-11 QY 型油压千斤顶技术规格

型号	起重量 (t)	提升 高度 (mm)	最低 高度 (mm)	调整 高度 (mm)	手柄 长度 (mm)	手柄 操作力 (N)	底座 尺寸 (mm)	净重 (kg)
QY1.5	1.5	90	165	60	450	314	105×88	2.5
QY3	3	130	200	80	550		115×98	3.5
QY5G	5	160	235	100	620		120×108	5.0
QY5D	5	125	200	80	620		120×108	4.5
QY8	8	160	240	100	700		130×120	6.5
QY10	10	160	250	100	700		135×125	7.5
QY16	16	160	250	100	850		160×152	11
QY20	20	180	285		1000		172×129	18
QY32	32	180	290		1000		200×160	24
QY50	50	180	305		1000		230×188	40
QY100	100	180	350		1000		320×260	97

注：1. 表中 G 表示高式，D 表示低式。

2. 净重不包括手柄重量，但包括油的重量。

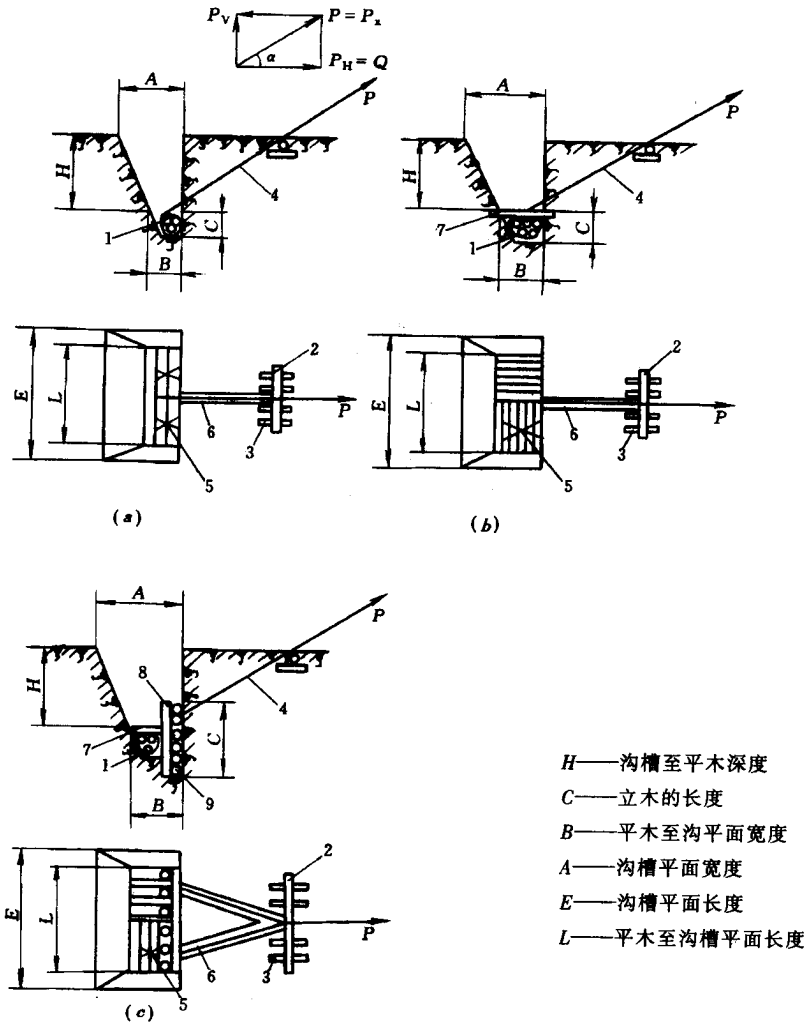


图 7-2-3

1. 横木; 2. 枕木; 3. 垫木; 4. 钢丝绳; 5. 铅丝;
 6. U型钢垫板; 7. 平木; 8. 立木; 9. 排木

(三) 滑轮及滑轮组

1. 滑轮的类型见图 7-2-4
2. 滑轮与滑轮组的绳索张力见表 7-2-12

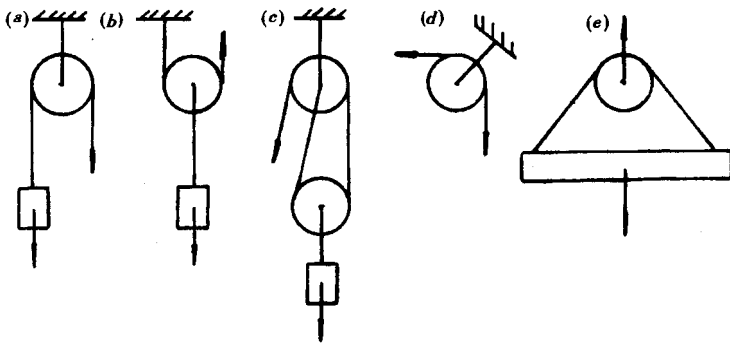


图 7-2-4 滑轮的类型

(a) 定滑轮 (b) 动滑轮 (c) 滑轮组
(d) 导向滑轮 (e) 平衡滑轮

表 7-2-12

滑轮与滑轮组的绳索张力

类型	简图	张力	效率
定滑轮		$S = \frac{Q}{\eta}$	当滑轮采用滚动轴承时 $\eta = 0.98$ 当滑轮采用青铜衬套时 $\eta = 0.96$
动滑轮		$S_1 = \frac{Q}{1 + \eta}$ $S_2 = \eta S_1$	对于滑轮组 $\eta_{组} = \frac{1 - \eta^m}{m(1 - \eta)}$ 式中 m ——倍率
滑轮组		当绳索从定滑轮绕出时 $S_{max} = \frac{Q}{\eta_{组}}$ 当绳索从动滑轮绕出时 $S_{max} = \frac{Q}{m\eta_{组}\eta}$	当滑轮采用滚动轴承时 $\eta = 0.98$ 当滑轮采用青铜衬套时 $\eta = 0.96$ 对于滑轮组 $\eta_{组} = \frac{1 - \eta^m}{m(1 - \eta)}$ 式中 m ——倍率

3. 滑轮组的绳索穿绕方法

(1) 顺穿法，见图 7-2-5

① 单跑头顺穿法——用于门数较少（通常在五门以下）的滑轮组，每个绳索分支的

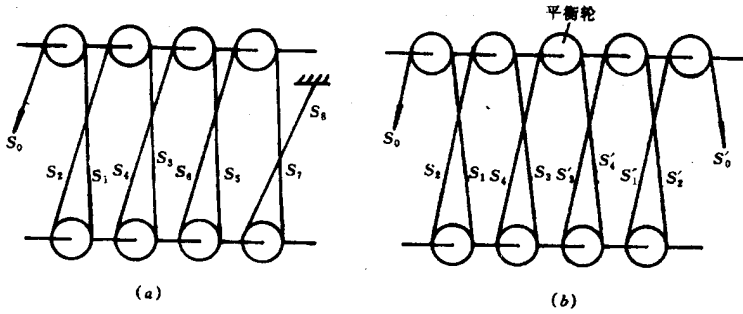


图 7-2-5 滑轮顺穿法示意图

受力不等，即 $S_0 > S_1 > S_2 > S_3 > S_4 > S_5 > S_6 > S_7 > S_8$ 。滑轮架常出现偏斜现象。

②双跑头顺穿法——一般定滑轮为奇数个，并以中间的转轮为平衡轮。对应的绳索分支受力相同，即 $S_0 = S'_0$ ， $S_1 = S'_1$ ， $S_2 = S'_2$ ， $S_3 = S'_3$ ， $S_4 = S'_4$ 。滑轮架不会出现偏斜现象，但要求两端跑绳速度一致。

(2) 花穿法见图 7-2-6。

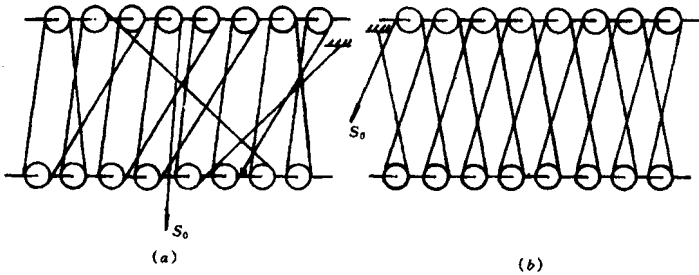


图 7-2-6 滑轮花穿法示意图

花穿法滑轮组受力比较均匀，工作时较平稳。按图 7-2-6 (a) 的穿法，相邻两个滑轮的旋转方向相同，按图 7-2-6 (b) 的穿法，相邻两个滑轮的旋转方向相反。花穿法的动、定滑轮之间要求的最小距离比顺穿法大，以防钢丝绳在轮槽内的偏角过大。

4. 钢丝绳进出滑轮时的允许偏角

钢丝绳绕进或绕出滑轮槽时偏斜的最大角度（即钢线绳中心线与滑轮轴相垂直的平面之间的角度）推荐不大于 5° 。

5. 常用 H 系列通用起重滑车 (JB1204—71) 见表 7-2-13。

表 7-2-13

通用系列通用起重滑车数据

轮槽底径 (mm)	起重量 (t)														适用钢丝绳直径 (mm)	
	0.5	1	2	3	5	8	10	16	20	32	50	80	100	140	适用	最大
	滑轮数															
70	—	二													5.7	7.7
85		—	二	三											7.7	11
115			—	二	三	四									11	14
135				—	二	三	四								12.5	15.5
165					—	二	三	四	五						15.5	18.5
185						—	二	三	四	六					17	20
210									三	五					20	23.5
245							—	二		四	六				23.5	25
280									二	三	五	七			26.5	28
320								—			四	六	八		30.5	32.5
360									—	二	三	五	六	八	32.5	35

四、钢丝绳及绳具

(一) 钢丝绳

1. 常用钢丝绳的分类、特点及用途见表 7-2-14。

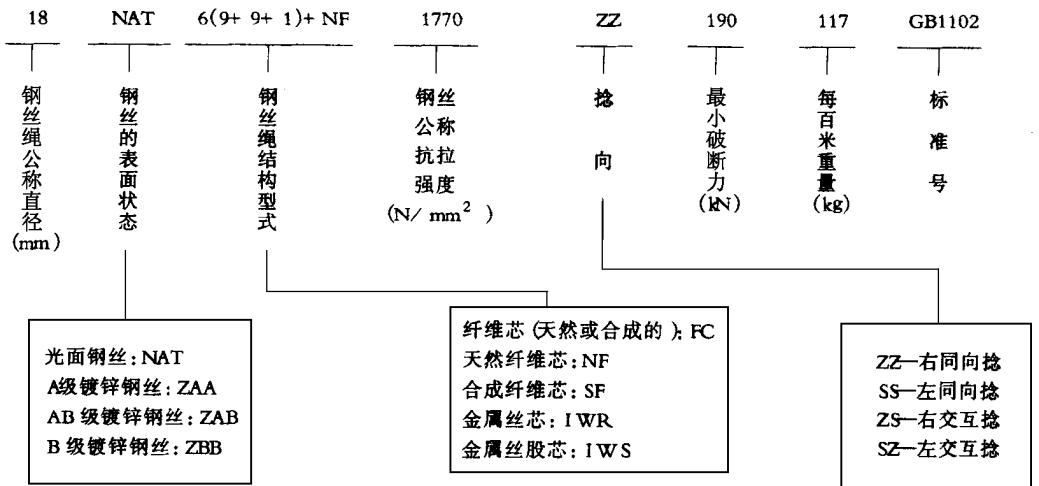
表 7-2-14

钢丝绳分类

分 类	特 点	用 途
按钢丝绳绕制方法分	<p>同向捻</p> <p>钢丝绳绕成股的方向和股捻成绳的方向相同。如绳股右捻称为右同向捻；绳股左捻称左同向捻</p> <p>这种钢丝绳中钢丝之间接触好，表面比较光滑，挠性好，磨损小，使用寿命长，但易松散和扭转</p>	在自由悬吊的起重机中不宜使用。在不怕松散的情况下有导轨时可以采用
	<p>交互捻</p> <p>钢丝绳绕成股的方向和股捻成绳的方向相反。如绳右捻，股左捻，称右交互捻；绳左捻，股右捻，称左交互捻</p> <p>这种钢丝绳的缺点是僵性较大，使用寿命较低，但不易松散和扭转</p>	在起重机中广泛应用
	<p>混合捻</p> <p>钢丝绳绕成股的方向和股捻成绳的方向一部分相同，一部分相反</p> <p>混合捻具有同向捻和交互捻的特点，但制造困难</p>	应用较少

分 类	特 点	用 途
按钢丝绳中丝与丝的接触状态分	<p>这是普通钢丝绳，股内钢丝直径相等，各层之间钢丝与钢丝相互交叉，呈点状接触</p> <p>钢丝间接触应力很高，使用寿命较低</p>	一般应用
	<p>由不同直径钢丝捻制而成，股内各层之间钢丝全长上下平行捻制，每层钢丝螺距相等，钢丝之间呈线接触</p> <p>这种钢丝绳消除了点状接触的二次弯曲应力，能降低工作时总的弯曲应力，耐疲劳性能好，结构紧密，金属断面利用系数高，使用寿命长</p>	广泛应用
	<p>股内钢丝形状特殊，呈面状接触，密封式面接触钢丝绳表面光滑，抗蚀性能和耐磨性能皆好，能承受大的横向力</p>	用作索道的承载索

2. 钢丝绳标记代号〔5〕



结构式式中 6(12+6+1)、6(18+12+6+1)和 6(24+18+12+6+1)等可简写成 6×19、6×37和 6×61。常用的 6×19、6×37和 6×61 钢丝绳主要数据见表 7-2-24。

3. 钢丝绳直径的选择

按钢丝绳所要求的安全系数选择钢丝绳直径，所选钢丝绳的破断拉力应满足

$$S_p \geq S_{\max} \cdot n$$

式中 S_p ——整根钢丝绳的破断拉力，kN；

S_{\max} ——钢丝绳最大静拉力，kN；

n ——钢丝绳最小安全系数，见表 7-2-15。

表 7-2-15

钢丝绳最小安全系数

类型	特性和使用范围		最小安全系数
臂架式起重机	机构的工作级别	$M_1 \sim M_3$	4
		M_4	4.5
		M_5	5
各种用途的钢丝绳	拖拉绳（缆风绳）		4
	捆绑构件		8~9
	绳索（千斤绳）		6~8

4. 钢丝绳的报废标准及合用程度

钢丝绳报废标准，以一个节距内断丝数计算，见表 7-2-16

表 7-2-16

钢丝绳报废标准

安全系数	钢丝绳种类					
	6×19		6×37		6×61	
	交互捻	同向捻	交互捻	同向捻	交互捻	同向捻
<6	12	6	22	11	36	18
6~7	14	7	26	13	38	19
>7	16	8	30	15	40	20

从表 7-2-16 可以看出钢丝绳断丝根数的报废标准为：交互捻时约为钢丝总数的 10%，同向捻时约为 5%。

此外，钢丝绳中有一整股折断时，应立即报废。当整根钢丝绳纤维芯被挤出时，也应于报废。当钢丝绳表面磨损或受腐蚀时，应按表 7-2-17 判断报废与否。当钢丝绳受到损坏后，应按表 7-2-18 判断其合用程度。

表 7-2-17

钢丝绳报废标准的降低率

钢丝绳表面腐蚀或磨损程度（以钢丝绳每根钢丝直径计）%	在一个节距内断丝数按表 7-2-16 所列标准乘以下列数值
10	0.85
15	0.75
20	0.70
25	0.60
30	0.50
40	报废

表 7-2-18

钢丝绳合用程度判断

类别	钢丝绳表面现象	合用程度	使用场合
1	各股钢丝位置未动, 磨损轻微, 无绳股凸出现象	100%	重要场合
2	1. 各股钢丝已有变位、压扁及凸出现象, 但未露出绳芯 2. 个别部分有轻微锈痕 3. 有断头钢丝, 每米钢丝绳长度内断头数目不多于钢丝总数的 3%	75%	重要场合
3	1. 每米钢丝绳长度内断头数目超过钢丝总数的 3%, 但少于 10% 2. 有明显锈痕	50%	次要场合
4	1. 绳股有明显的扭曲、凸出现象 2. 钢丝绳全部均有锈痕, 将锈痕刮去后钢丝上留有凹痕 3. 每米钢丝绳长度内断头数超过 10%, 但少于 25%	40%	不重要场所 或辅助工作

(二) 绳具

1. 钢丝绳夹见图 7-2-7

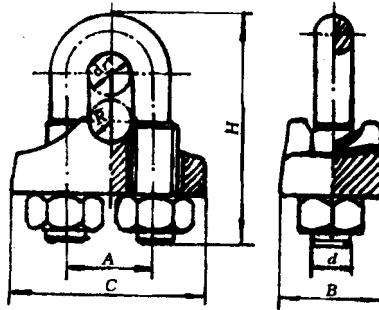


图 7-2-7 钢丝绳夹

钢丝绳夹是一种连接力最强的标准钢丝绳夹。使用时, 应把绳夹的夹座扣在钢丝绳的工作段上, U 型螺栓扣在钢丝绳的尾段上。钢丝绳夹不得在钢丝绳上交替布置。每一连接处所需钢丝绳夹的最少数量, 推荐如表 7-2-19。钢丝绳夹之间的距离 A 等于 6~7 倍钢丝绳直径, 如 7-2-8 所示。紧固绳夹时须考虑每个绳夹的合理受力, 离套环最近处的绳夹 (第一个绳夹) 应尽可能地靠紧套环, 但仍须保证绳夹的正确拧紧, 不得损坏钢丝绳的外层钢丝。离套环最远处的绳夹不得首先单独紧固。

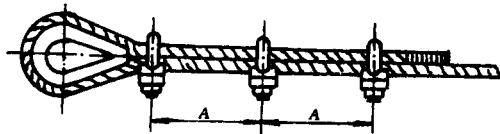


图 7-2-8 钢丝绳夹的正确布置方法

表 7-2-19

一连接处所需绳夹数量

钢丝绳公称直径 (mm)	钢丝绳夹的最少数量 (组)
≤ 19	3
> 19 ~ 32	4
> 32 ~ 38	5
> 38 ~ 44	6
> 44 ~ 60	7

表 7-2-20

钢丝绳夹的规格 (GB 5976-86)

绳夹公称尺寸 (钢丝绳公称直径 d_r) (mm)	尺寸 (mm)					螺母 d	单组重量 (kg)
	A	B	C	R	H		
6	13.0	14	27	3.5	31	M6	0.034
8	17.0	19	36	4.5	41	M8	0.073
10	21.0	23	44	5.5	51	M10	0.140
12	25.0	28	53	6.5	62	M12	0.243
14	29.0	32	61	7.5	72	M14	0.372
16	31.0	32	63	8.5	77	M14	0.402
18	35.0	37	72	9.5	87	M16	0.601
20	37.0	37	74	10.5	92	M16	0.624
22	43.0	46	89	12.5	108	M20	1.122
24	45.5	46	91	13.0	113	M20	1.205
26	47.5	46	93	14.0	117	M20	1.244
28	51.5	51	102	15.0	127	M20	1.605
32	55.5	51	106	17.0	136	M22	1.727
36	61.5	55	116	19.5	151	M24	2.286
40	69.0	62	131	21.5	168	M27	3.133
44	73.0	62	135	23.5	178	M27	3.470
48	80.0	69	149	25.5	196	M30	4.701
52	84.5	69	153	28.0	205	M30	4.897
56	88.5	69	157	30.0	214	M30	5.075
60	98.5	83	181	32.0	237	M36	7.921

2. 索具卸扣 (沪 Q/JB44—66) 见图 7-2-9 规格见表 7-2-21

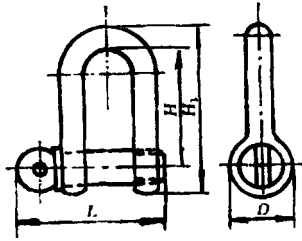


图 7-2-9 索具卸扣

表 7-2-21

索具卸扣规格

卸扣号码	最大钢索直径 (mm)	许用负荷 (N)	尺寸 (mm)				理论重量 (kg)
			D	H ₁	H	L	
0.2	4.7	2000	15	49	35	35	0.039
0.3	6.5	3300	19	63	45	44	0.089
0.5	8.5	5000	23	72	50	55	0.162
0.9	9.5	9300	29	87	60	65	0.304
1.4	13	14500	38	115	80	86	0.661
2.1	15	21000	46	133	90	101	1.145
2.7	17.5	27000	48	146	100	111	1.560
3.3	19.5	33000	58	163	110	123	2.210
4.1	22	41000	66	180	120	137	3.115
4.9	26	49000	72	196	130	153	4.050
6.8	28	68000	77	225	150	176	6.270
9.0	31	90000	87	256	170	197	9.280
10.7	34	107000	97	284	190	218	12.400
16.0	43.5	160000	117	346	235	262	20.900

3. 螺旋扣 (花篮螺丝) 见图 7-2-10

表 7-2-22

CO 型螺旋扣 (沪 Q/JB43—66)

螺旋扣号码	许用负荷 (kN)	最大钢索直径 (mm)	左右螺纹外径	L (mm)	L ₁ (mm)	L ₂ (mm)	重量 (kg)
0.07	0.7	2.2	M6	100	175	250	0.113
0.1	1.7	3.3	M8	125	210	304	0.248

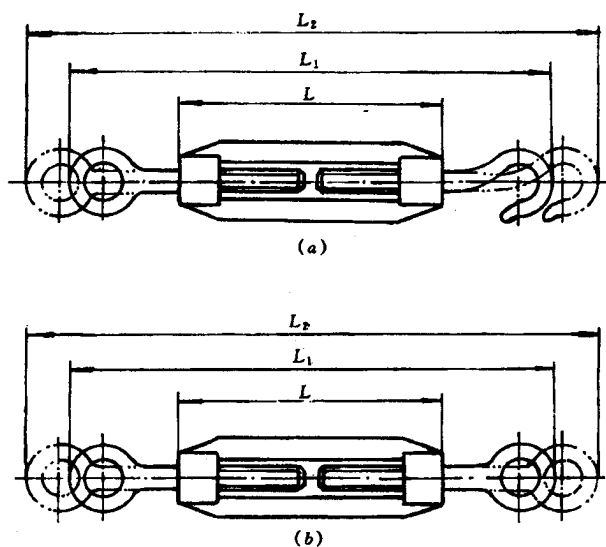


图 7-2-10 螺旋扣

(a) CO 型 (b) OO 型

螺旋扣号码	许用负荷 (kN)	最大钢索直径 (mm)	左右螺纹外径	L (mm)	L ₁ (mm)	L ₂ (mm)	重量 (kg)
0.2	2.3	4.5	M10	150	260	370	0.386
0.3	3.2	5.5	M12	200	320	468	0.766
0.6	6.3	8.5	M16	250	420	610	1.489
0.9	9.8	9.5	M20	300	500	720	2.520

其规格见表 7-2-23 和表 7-2-24

表 7-2-23

OO 型螺旋扣 (沪 Q/JB43—66)

螺旋扣号码	许用负荷 (kN)	最大钢索直径 (mm)	左右螺纹外径	L (mm)	L ₁ (mm)	L ₂ (mm)	重量 (kg)
0.1	1	6.5	M6	100	164	242	0.115
0.2	2	8	M8	125	199	291	0.242
0.3	3	9.5	M10	150	250	318	0.377
0.4	4.3	11.5	M12	200	310	416	0.737
0.8	8	15	M16	250	390	582	1.373
1.3	13	19	M20	300	470	690	2.330

第二章 钢结构工地安装

螺旋扣号码	许用负荷 (kN)	最大钢索直径 (mm)	左右螺纹外径	L (mm)	L ₁ (mm)	L ₂ (mm)	重量 (kg)
1.7	17	21.5	M22	350	540	806	3.420
1.9	19	22.5	M24	400	610	923	4.760
2.4	24	28	M27	450	680	1035	7.23
3.0	30	31	M30	450	700	1055	8.096
3.8	33	34	M33	500	770	1158	11.11
4.5	45	37	M36	550	840	1270	14.67

表 7-2-24 6×19 钢丝绳主要数据〔6〕

直径 (mm)		钢丝绳总面积 (mm ²)	参考重量 (kg/100m)	钢丝绳公称抗拉强度 (N/mm ²)				
				1400	1550	1700	1850	2000
钢绳丝	钢丝			钢丝绳破断拉力总和 $\sum S$ (N) \geq				
6.2	0.4	14.32	13.53	20000	22100	24300	26400	28600
7.7	0.5	22.37	21.14	31300	34600	38000	41300	44700
9.3	0.6	32.22	30.45	45100	49900	54700	59600	64400
11.0	0.7	43.85	41.44	61300	67900	74500	81100	87700
12.5	0.8	57.27	54.12	80100	88700	97300	105500	114500
14.0	0.9	72.49	68.50	101000	112000	123000	134000	144500
15.5	1.0	89.49	84.57	125000	138500	152000	165500	178500
17.0	1.1	108.28	102.3	151500	167500	184000	200000	216500
18.5	1.2	128.87	121.8	180000	199500	219000	238000	257500
20.0	1.3	151.24	142.9	211500	234000	257000	279500	302000
21.5	1.4	175.40	165.8	245500	271500	298000	324000	350500
23.0	1.5	201.35	190.3	281500	312000	342000	372000	402500
24.5	1.6	229.09	216.5	320500	355000	389000	423500	458000
26.0	1.7	258.63	224.4	362000	400500	439500	478000	517000
28.0	1.8	289.95	274.0	405500	449000	492500	536000	579500
31.0	2.0	357.96	338.3	501000	554500	608500	662000	715500
34.0	2.2	433.13	409.3	606000	671000	736000	801000	
37.0	2.4	515.46	487.1	721500	798500	876000	953500	
40.0	2.6	604.95	571.7	846500	937500	1025000	1115000	

第七篇 钢结构工地安装设计施工实例与图集

直径 (mm)		钢丝绳总面积 (mm ²)	参考重量 (kg/100m)	钢丝绳公称抗拉强度 (N/mm ²)				
钢丝绳	钢丝			1400	1550	1700	1850	2000
		钢丝绳破断拉力总和 $\sum S$ (N) \geq						
43.0	2.8	701.60	663.0	982000	1085000	1190000	1295000	
46.0	3.0	805.41	761.1	1125000	1245000	1365000	1490000	
6 × 37 钢丝绳主要数据								
直径 (mm)		钢丝绳总面积 (mm ²)	参考重量 (kg/100m)	钢丝绳公称抗拉强度 (N/mm ²)				
钢丝绳	钢丝			1400	1550	1700	1850	2000
		钢丝绳破断拉力总和 $\sum S$ (N) \geq						
8.7	0.4	27.88	26.21	39000	43200	47300	51500	55700
11.0	0.5	43.57	40.96	60900	67500	74000	80600	87100
13.0	0.6	62.74	58.98	87800	97200	106500	116000	125000
15.0	0.7	85.39	80.27	119500	132000	145000	157500	170500
17.5	0.8	111.53	104.8	156000	172500	189500	206000	223000
19.5	0.9	141.16	132.7	197500	218500	239500	261000	282000
21.5	1.0	174.27	163.8	243500	270000	296000	322000	348500
24.0	1.1	210.87	198.2	295000	326500	358000	390000	421500
26.0	1.2	250.95	235.9	351000	388500	426500	464000	501500
28.0	1.3	294.52	276.8	412000	456500	500500	544500	589000
30.0	1.4	341.57	321.1	478000	529000	580500	631500	683000
32.5	1.5	392.11	368.6	548500	607500	666500	725000	784000
34.5	1.6	446.13	419.4	624500	691500	758000	825000	892000
36.5	1.7	503.64	473.4	705000	780500	856000	931500	1005000
39.0	1.8	564.63	530.8	790000	875000	959500	1040000	1125000
43.0	2.0	697.08	655.3	975500	1080000	1185000	1285000	1390000
47.5	2.2	843.47	792.9	1180000	1305000	1430000	1560000	
52.0	2.4	1003.80	943.6	1405000	1555000	1705000	1855000	
56.0	2.6	1178.07	1107.4	1645000	1825000	2000000	2175000	
60.0	2.8	1366.28	1284.3	1910000	2115000	2320000	2525000	
65.0	3.0	1568.43	1474.3	2195000	2430000	2665000	2900000	
6 × 61 钢丝绳主要数据								

第二章 钢结构工地安装

直径 (mm)		钢丝绳总面积 (mm ²)	参考重量 (kg/100m)	钢丝绳公称抗拉强度 (kgf/mm ²)				
				1400	1550	1700	1850	2000
钢绳丝	钢丝			钢丝绳破断拉力总和 $\sum S (N) \geq$				
11.0	0.4	45.97	43.21	64300	71200	78100	85000	91900
14.0	0.5	71.83	67.52	100500	111000	122000	132500	143500
16.0	0.6	103.43	97.22	144500	160000	175500	191000	206500
19.5	0.7	140.78	132.3	197000	218000	239000	260000	281500
22.0	0.8	183.88	172.8	257000	285000	312500	340000	367500
25.0	0.9	232.72	218.8	325500	360500	395500	430500	465000
27.5	1.0	287.31	270.1	402000	445000	488000	531500	574500
30.5	1.1	347.65	326.8	486500	538500	591000	643000	695000
33.5	1.2	413.73	388.9	579000	641000	703000	765000	827000
36.0	1.3	485.55	456.4	679500	752500	825000	898000	971000
38.5	1.4	563.13	529.3	788000	872500	957000	1040000	1125000
41.5	1.5	646.45	607.7	905000	1000000	1095000	1195000	1290000
44.0	1.6	735.51	691.4	1025000	1140000	1250000	1360000	1470000
47.0	1.7	830.33	780.5	1160000	1285000	1410000	1535000	1660000
50.0	1.8	930.88	875.0	1300000	1440000	1580000	1720000	1860000
55.0	2.0	1149.24	1080.3	1605000	1780000	1950000	2125000	2295000
61.0	2.2	1390.58	1307.1	1945000	2155000	2360000	2510000	
66.5	2.4	1654.91	1555.6	2315000	2565000	2810000	3060000	
72.0	2.6	1942.22	1825.7	2715000	3010000	3300000	3590000	
77.5	2.8	2252.51	2117.4	3150000	3490000	3825000	4165000	
83.0	3.0	2585.79	2430.6	3620000	4005000	4395000	4780000	

注： $\varphi = 0.85$ ， $S_p = \varphi \cdot \sum S_0$

注： $\varphi = 0.82$ ， $S_p = \varphi \cdot \sum S_0$

注： $\varphi = 0.80$ ； $S_p = \varphi \cdot \sum S_0$

4. 吊索（千斤绳）见图 7-2-11

对于封闭式吊索，采用编结固接时，编结长度不小于钢丝绳直径的 30 倍。

对于开口式吊索，采用编结固接时，编结长度不小于钢丝绳直径的 25 倍。

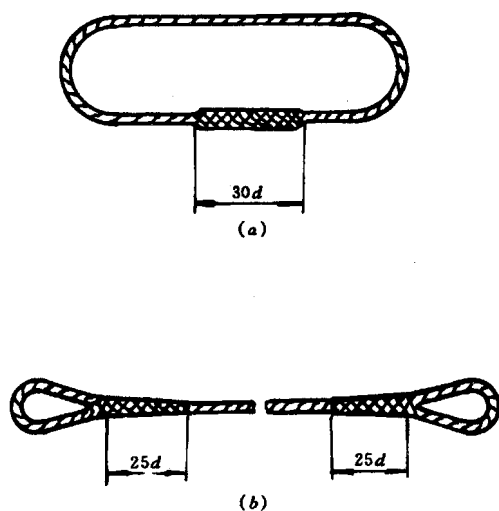


图 7-2-11 吊索
(a) 封闭式 (b) 开口式

第二节 施工准备

一、施工准备

施工准备是建设施工创造必须的条件。认真、细致、深入地做好施工准备工作，对充分发挥人的积极因素，合理组织人力物力，加快工程进度，提高施工质量，节约国家基本建设投资和原材料，多快好省地完成基本建设任务是起着重要的作用。

施工准备工作是施工前期的必要工作，必须配备具有一定技术素质的工程技术人员，按照施工图纸做好图纸汇审和交底工作，做好施工与设计的结合，做好钢结构吊装与土建施工、钢结构加工和混凝土构件预制的结合。

施工准备是一项技术、计划、经济、质量、安全、现场施工管理理性强的综合工作。对于一般工程，须认真编制好施工组织设计；对于大型和特大型工程须认真编制施工大纲，施工组织设计和实施细则工作。施工大纲是施工组织设计的框架，实施细则是施工组织设计的进一步深化。对于投标工程，应编制投标施工方案。

二、施工组织设计及内容

(一) 施工组织设计重要性和可行性

施工组织设计是用于指导施工的文件，是一个科学管理的方法。其在内容上必须突

出重点，抓住主要技术难点；在编制方法上必须贯彻群众路线；在贯彻执行上必须紧密结合本单位的施工条件和施工现场的实际，才能起到它应有的指导施工作用。在编制和贯彻施工组织设计过程中应做到“三结合”，进行广泛深入的调查研究，向施工人员交底，做到人人把关。

(二) 施工组织设计内容

(1) 工程概况，主要描述工程概貌；主要内容包括：工程名称、工程地址，建设单位、设计单位、总包单位、分包单位，工程性质及结构情况，有关结构参数（轴线、跨度、间距、间数、跨数、层数、屋脊标高、主要构件标高、自然地坪标高、建筑面积、主要构件重量等），机械选用概况和其他概况。

(2) 工程量一览表，反映整个工程所承担的安装物件的全貌。主要内容包括：构件名称及编号，构件截面尺寸、长度、重量、数量、构件吊点位置及备注等。

(3) 构件平面布置图，是施工组织设计的一项重要综合部分。主要内容包括：柱网和跨度的布置，钢构件的现场堆放位置，吊装的主要施工流水，施工机械进出场路线、停机位置及开行路线，现场施工场地和道路位置，施工便道的处理要求、现场临时设施布置位置和面积，水电用量及布置，现场排水等。

(4) 施工机械，是说明施工的手段，可分为主要和辅助施工机械。主要内容包括：机械种类和型号，数量，起重臂选用长度、角度、起重半径、起吊的有效高度及相对应的起重量，机械的用途等。

(5) 吊装的主要施工顺序，叙述主要的施工方法。主要内容包括：总体施工顺序，主要和重要构件的吊装顺序和流水，次要构件的吊装顺序的搭接，框架形成的条件和方法。对于高层钢结构施工的内爬式塔式起重机，还须考虑爬升区框架的合理选择和形成刚架的位置。

(6) 施工的主要技术措施，它是整个施工组织设计的技术关键，根据单位工程的特点，运用先进的技术和成熟的施工经验，制定行之有效的技术措施。主要内容包括：构件吊装时的吊点位置，构件的重心计算，日照、焊接温差和施工过程中对构件垂直度影响的措施，控制物件的轴线位移和标高的措施，构件扩大地面组装的方法，专用吊装工具索具的设计等；对于高层钢结构施工，须认真选择和制定校正标准柱、标准框架、内爬式塔式起重机爬升区的特殊措施。

(7) 工程质量标准，是衡量工程质量的水平。主要内容包括：设计对工程质量标准的要求、有关国标和地方的施工验收标准。

(8) 安全施工注意事项，是保证有关劳动保护条例的实施。其主要内容：垂直和水平通道，立体交叉施工的安全隔离，防火、防毒、防爆、防污染措施，易倾倒构件的临时稳定措施，工索具和施工机械的安全使用，安全用电，防风、防台、防汛和冬夏施工的特殊安全措施，高空通讯和指挥手段等。

(9) 工程材料和设备申请计划表，是完成施工的物质保证。主要内容包括：工具和设备（交直流电焊机、栓钉螺栓焊机、隔离变压器、碳弧气刨机、送丝机、焊缝探伤仪

器、焊条烘箱、高强度螺栓初终拧电动工具、焊条保温筒、电焊用的防风棚和防雨罩、高空设备平台、特殊构件的工夹具等);料具和易耗材料(千斤、卸扣、铁扁担、焊条或焊丝、氧气、乙炔、引弧板、垫板、衬板、临时安装螺栓和高强度螺栓、碳棒、油漆、测温计和测温笔等);安全防护设施(登高爬梯,水平通道板,操作平台、安全网、扶手杆或扶手绳、漏电保护开关、现场照明等)。

(10) 劳动力申请计划表,是劳动力和工种的综合申请文件之一。主要内容包括:工种配备,工程数量。

(11) 工程进度及成本计划表,是集中体现施工组织设计的经济指标。主要内容包括:项目内容、劳动组织、劳动定额、用工数、机械台班数、工程进度计划等。

(三) 编制施工组织设计一般应注意事项

(1) 确保施工质量。

(2) 确保施工安全。

(3) 合理安排施工顺序,缩短工期,加快进度。

(4) 努力提高机械化施工程度和装配程度,尽可能减少高空作业,采用流水施工组织方法,提高劳动生产率,降低工程成本。

(5) 减少现场临时性设施,减少构件的就位和运输,合理安排施工平面图,节约现场施工用地。

(6) 比较均衡地投入劳动力,尽量避免劳动力使用量出现突变的高峰和低谷。

三、施工前的检查

(一) 钢构件验收

钢构件制作完后,检查和监理部分应按施工图的要求和钢结构工程施工及验收规范(国标 GB 50205-2001)的规定,对成品进行检查验收。外形的几何尺寸的允许偏差应符合 GB 50205-2001.3.9.1-1~3.9.1-6 的规定。

钢构件成品出厂时,制造单位应提交产品、质量证明书和下列技术文件:

(1) 设计更改文件、钢结构施工图,并在图中注明修改部位。

(2) 制作中对问题处理的协议文件。

(3) 所用钢材和其他材料的质量证明书和试验报告。

(4) 高强度螺栓摩擦系数的实测资料。

(5) 发运构件的清单。

钢构件进入施工现场后,除了检查构件规格、型号、数量外,还需对运输过程中易产生变形的构件和易损部位进行专门检查,发现问题应及时通知有关单位做好签证手续以便备案,对已变形构件应予矫正,并重新检验。

(二) 测量仪器及丈量器具使用

测量仪器和丈量器具是保证钢结构安装精度的检验工具，土建、钢结构制作、结构安装和监理单位均应按规范要求，统一它的标准。

(1) 经纬仪。一般钢结构工程采用精度为 $2s$ 级的光学经纬仪，对于高层钢结构工程宜采用激光经纬仪，其精度宜在 $1/200000$ 之内。

(2) 水准仪。按国家三、四等水准测量及工程水准测量用途要求，其精度为 $\pm 3\text{mm}/\text{km}$ 。

(3) 钢卷尺。参与同一单位工程施工的各有关单位，须使用同一牌号、同一规格的钢卷尺，并应通过标准计量校准钢尺。一般钢卷尺长度为 30m 和 50m 二种，使用钢卷尺应注意以下几点：

① 标准温度：我国标准使用温度为 20°C （英国的标准温度为 15°C ），在实际使用时，应以实际温度与标准温度进行温差换算，其换算公式：温度改正数 = $0.000011(t - t_0)L$ （式中： L ——测量长度， t ——测量时温度 $^\circ\text{C}$ ， t_0 ——标定长度时的温度 20°C ）；

② 标准拉力：我国一般使用的标准拉力为 5kg 和 10kg 二种，但使用前还应注意钢卷尺制造厂的拉力标准，检测空间距离超过 10m 以上者，应使用夹具和拉力计数器配合钢卷尺使用；

③ 尺的垂度改正：用钢卷尺量测距离时，尺的中央产生垂度，从而影响测距的精度，因此根据测量的读数减去垂度改正数，则是实测的距离。尺的中央垂度改正数 = $\frac{W^2L^3}{24T^2}$ （式中： W ——钢卷尺每米重量（ kg ）， L ——钢卷尺长度（ m ）， T ——量距时的拉力（ kg ）；

④ 钢卷尺的数量。钢结构安装单位应备钢卷尺 2 合，一合放在施工现场，另一合放在钢结构中转堆场。

(三) 基础复测

(1) 基础施工单位至少在吊装前七天提供基础验收的合格资料。

(2) 基础施工单位应提供轴线、标高的轴线基准点和标高水准点。

(3) 基础施工单位在基础上应划出有关轴线和记号。

(4) 支座和地脚螺栓的允许偏差，应按 GB50205 - 2001 规范中表 4.2 - 2 要求执行。支座和地脚螺栓的检查应分二次进行，即首次在基础混凝土浇灌前与基础施工单位一起对地脚螺栓位置和固定措施进行检查，第二次在钢结构安装前作最终验收。

(5) 提供基础复测报告，对复测中出现的问题应通知有关单位，提出修改措施。

(6) 为防止地脚螺栓在安装前或安装中螺纹受到损伤，宜采用锥形防护套将螺纹进行保护。

(四) 构件预检

(1) 检查构件型号、数量。

- (2) 检查构件有无变形，发生变形应予矫正和修复。
- (3) 检查构件外形和安装孔间的相关尺寸，划出构件的轴线的准线。
- (4) 检查连接板、夹板、安装螺栓、高强度螺栓是否齐备，检查摩擦面是否生锈。
- (5) 不对称的主要构件（柱、梁、门架等）应标出其重心位置。
- (6) 清除构件上污垢、积灰、泥土等，油漆损坏处应及时补漆。

（五）构件运输

1. 构件场外运输：

- (1) 装卸、运输过程中均不得损坏构件和防止构件变形；
- (2) 运输的构件应按吊装的要求程序进行，并考虑配套供应；
- (3) 对大型和异形构件，应结合运输的客观条件（装卸车设备、起重量、运输道路宽度及转弯半径，通过市区交通的许可情况——桥梁、低空架线、隧道、立交桥等）制定运输方案；
- (4) 构件应对称放置在运输车辆上，装卸车应注意对称操作，确保车身和车上构件的稳定；
- (5) 使用活络平板挂车运输长构件时，应在主车上设有转向装置；
- (6) 构件运输过程中，堆放应用垫木，用紧绳器固定。防止构件在运输过程中松动和滑移，对于重心不稳的构件，还应采用支架稳定。

2. 构件场内运输

除了构件场外运输的要求外，对场内运输要求：

- (1) 运输便道路面应平整，路基坚实，并有排水要求，道路的转弯半径应适合场内运输构件的需要，并应设置回车道。单行便道宽度：汽车为 3.5m，平板车为 4.5m；双行便道宽度：汽车 6~6.5m，平板车 9m；
- (2) 对于扩大拼装的运输构件，应验算构件的刚度，必要时应增加搁置点和支架数量。

（六）构件堆放

(1) 构件应分规格和型号分类堆放。

(2) 构件堆放应使用垫木，垫木必须上下对齐。每堆构件堆放高度应视构件情况分别掌握。一般和次要构件（支撑、桁条、连系梁等），不宜超过 2m；重型和大型构件（柱、行车梁等），一般为单层堆放；平面刚度差的构件（屋架、桁架等），一般宜竖直堆放，每堆一般为五榀组合，每榀间用角钢夹住，每堆桁架的外侧应用支架（或支撑）支撑稳定；螺栓、高强度螺栓和栓钉应堆放在室内，其底层应架空防潮；对于金属压型板应以箱装堆放为主。

(3) 每堆构件与构件处，应留有一定距离（一般为 2m），供构件预检及装卸操作作用；每隔一定堆数，还应留出装卸机械翻堆用的空地。

(4) 构件编号宜放置在构件二端醒目处。

(七) 构件堆场

(堆场可分为场外集中堆场及现场临时堆场)。

1. 堆场要求。

(1) 场地平整, 设置有通道网, 便于运输;

(2) 场址选择应靠近施工现场, 给排水、供电较为方便, 避免设在化学腐蚀较强的地区;

(3) 堆场内应设置装卸机械开行道路、运输道路(考虑回车道)、防火设施和器具、零星材料的仓库、办公用房和构件矫正维修用的车间和照明等;

(4) 对易爆、易燃的物品应设置危险品仓库, 其设置的位置应符合防爆、防燃的要求;

(5) 堆场选址在空旷的地区时, 应设置避雷装置;

(6) 堆场选址在河岸地区, 应特别考虑防汛和排水的要求;

(7) 合理抉择堆场面积极为重要, 既要保证施工现场吊装进度, 又能留有一定的储备量; 即须考虑构件堆放, 又须保证必要的构件配套、预检和拼装场地的空间。按经验, 堆场的面积申请为 $6 \sim 10\text{m}^2/\text{t}$ 之间, 可按不同类型的工程结构状况来取值。例如: 日本为 $6\text{m}^2/\text{t}$, 冶金建筑 $7\text{m}^2/\text{t}$, 宝钢炼钢主厂房 $8.44\text{m}^2/\text{t}$, 上海“七二八”工程 $10\text{m}^2/\text{t}$, 上海锦江分馆和希尔顿饭店 $6\text{m}^2/\text{t}$ 。

2. 堆场的装卸施工机械(根据宝钢炼钢主厂房堆场使用情况分析)

(1) 龙门式起重起: 装卸方便, 便于水平带载就位, 吊车开行路线占地面积小(占4%左右), 运输道路占地面积小(占19%), 堆场面积可利用率达61%左右。一般适用于场外集中堆放场的各种构件装卸;

(2) 塔式起重机: 装卸方便, 便于水平带载就位, 但受到起重半径限制, 吊车开行路线占地面积小(占4%左右)、运输道路占地面积较小(占27%), 堆场面积可利用率达40%左右。一般适用于场外集中堆场、现场临时堆场的装卸中、小型构件;

(3) 履带式起重机: 起重量大, 构件装卸受起重半径限制, 水平带载就位不及龙门式和塔式起重机方便, 吊车开行路线占地面积大(占13%左右), 运输道路占地面积大(占44%左右), 堆场面积利用率只达38%左右。一般适用于重型构件的堆放场;

(4) 汽车式起重机: 装卸构件时, 吊车无法进行水平带载就位, 但空车转移方便、灵活, 一般作为临时性的增加起重设备用;

(5) 叉车: 起重量的小, 适用堆场仓库内的小件货物的装卸。

上述几种堆场使用机械, 应根据构件装卸要求、单位现有的起重设备和堆场的具体条件结合起来统一考虑, 在一般情况下, 首先应选用龙门式和塔式起重机, 同时配合叉车结合使用为佳。

3. 堆场管理

(1) 对运进和运出的构件应做好台帐;

(2) 对堆场的构件应绘制实际的构件堆放平面布置图, 分别编好相应区、块、堆、

层，便于日常寻找；

(3) 根据吊装流水需要，至少提前二天做好构件配套供应计划和有关工作；

(4) 对运输过程中已发生变形、失落的构件和其他零星小件，应及时矫正和联系。对于编号不清的构件，应重新描清，构件的编号宜设置在构件的两端，以便于查找；

(5) 做好堆场的防汛、防台、防火、防爆、防腐蚀工作，合理安排堆场的供水、排水、供电和夜间照明。

第三节 吊 装

一、构件吊装方法

(一) 钢柱的吊装与校正

1. 单层钢结构框架

(1) 基础标高调整。

基础标高的调整必须建立在对应钢柱的预检工作上，根据钢柱的长度、钢牛腿和柱脚距离来决定基础标高的调整数值。基础标高调整时，双肢柱设二个点，单肢柱设一个点，其调整方法有二：

① 钢楔调整法：这种方法我国在 50 年代至 70 年代中期采用较为普遍。其主要操作方法是根据标高调整数值用相对一组钢楔进行调整，见示意图 7-2-12 所示。

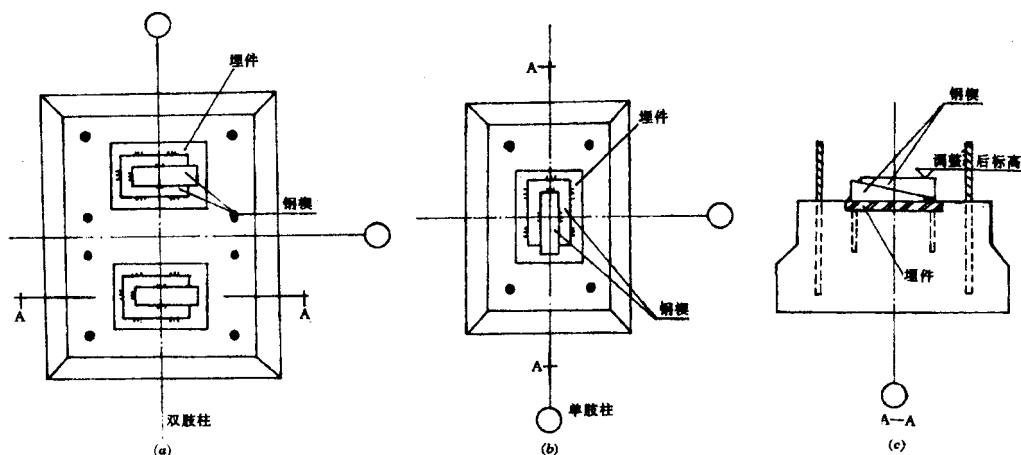


图 7-2-12 钢楔调整示意图

采用钢楔调整法，钢楔和基础预埋件的用钢量大，钢楔加工精度要求较高，标高调

整的精度稍差，但交付吊装的进度较快。

②无收缩水泥砂浆块调整法：此方法我国在 70 年代后期开始引进使用，79 年首次在宝钢工程采用。其主要操作方法是根据标高调整数值，用压缩强度为 55MPa 的无收缩水泥砂浆制成无收缩水泥砂浆标高控制块（以下简称砂浆标高控制块），进行调整，见示意图 7-2-13 所示。

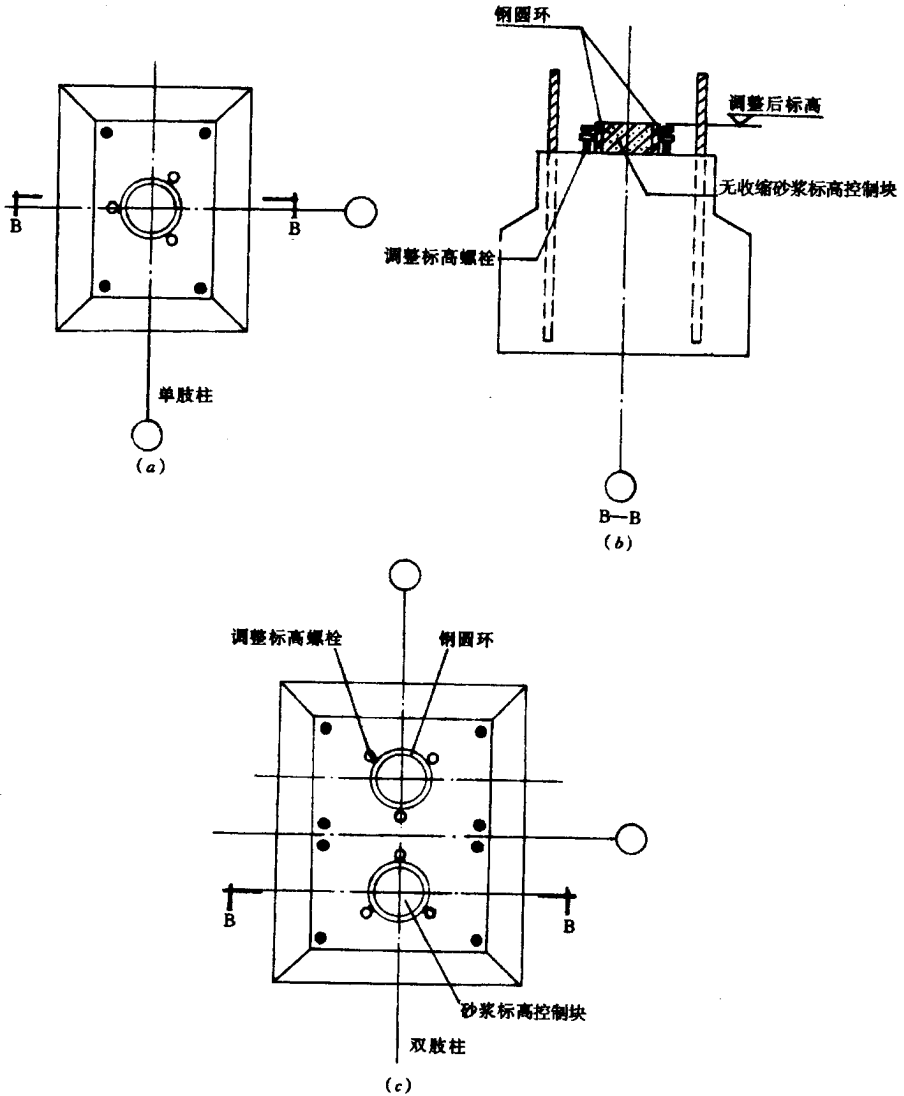


图 7-2-13 无收缩砂浆标高控制块调整示意图

用砂浆标高控制块进行调整，标高调整的精度较高（可达 $\pm 1\text{mm}$ 之内），砂浆强度发展快，用钢量少，但操作要求比较高。

(2) 钢柱吊装

①钢柱吊装前，应对基础的地脚螺栓用锥形防护套进行保护，防止螺纹损伤，见示意图 7-2-14 所示。

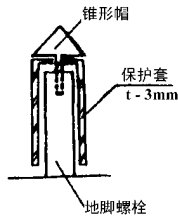


图 7-2-14 地脚螺栓保护套

②为了防止柱子根部在起吊过程中变形，钢柱吊装一般采用二种方法：一种是利用双机抬吊，主机吊在柱子上部，辅机吊在柱子根部，待柱子根部离地一定距离（约 2m 左右）后，辅机停止起钩，主机继续起钩和回转，直至把柱子吊直后，将辅机松钩。另一种方法是把柱子根部用垫木填高，用一台起重机吊装。在起吊过程中，起重机边起钩，边回转起重臂，直至把柱子吊直为止。

③为了保证吊装时索具安全，吊装钢柱时，应设置吊耳，吊耳应基本通过柱子重心的铅垂线。吊耳设置有二种方法：一种是可装拆的工具式吊耳，其优点是可以反复使用，用钢量少，费用省。另一种是永久性吊耳，其缺点是钢材消耗量大，不可反复使用，柱子吊装完毕后，如影响建筑物使用，尚须用气割割除。见示意图 7-2-15 所示。

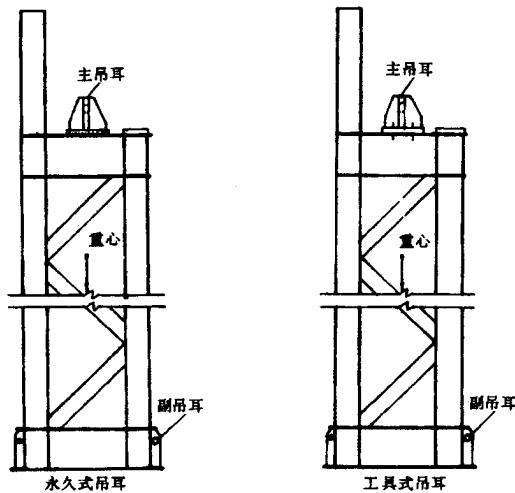


图 7-2-15 吊耳的设置

④钢柱吊装前应设置登高挂梯和柱顶操作台夹箍。

(3) 钢柱校正

①吊到位置后，利用起重机起重臂回转进行初校，一般钢柱垂直度控制在 20mm 之

内，拧紧柱底地脚螺栓，起重机方可松钩。

②对钢柱底部的位移校正可采用螺旋千斤顶加链索、套环和托座，按水平方向顶校钢柱，其效果比较理想，校正后的位移精度为 1mm 之内，见示意图 7-2-16。

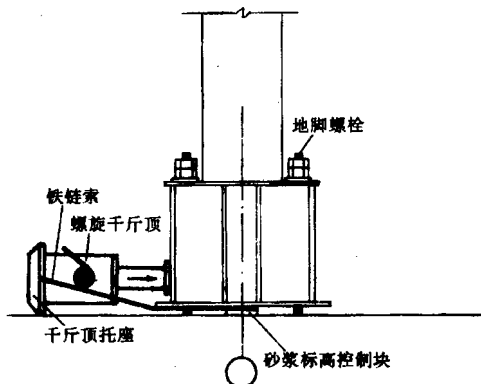


图 7-2-16 用螺旋千斤顶按水平方向位置校正

③采用螺旋千斤顶或油压千斤顶对柱子垂直度进行校正时，在校正过程中须不断观察柱底和砂浆标高控制块之间是否有间隙，以防校正过程中顶升过度造成水平标高产生误差。一待垂直度校正完毕，再度紧固地脚螺栓，并塞紧柱子底部四周的承重校正块（每擦不得多于三块），并用电焊点焊固定，见示意图 7-2-17。

为了防止钢柱在垂直度校正过程中产生轴线位移，应在位移校正后在柱子底脚四周用 4~6 块 10mm 厚钢板作定位靠模，并用电焊与基础面埋件焊接固定，防止移动。

④在吊装竖向构件或屋架时，还须对钢柱进行复核，此时，一般采用链条葫芦拉钢丝绳缆索进行校正，待竖向构件（特别是柱间支撑）或屋架安装完后，方可松开缆索。

⑤柱子垂直度校正要做到“四校、五测、三记录”，以保证柱子在组成排架或框架后的安装质量。

所谓四校，是：1. 初校；2. 基础灌浆后复校；3. 安装吊车梁时校正；4. 安装屋盖时校正。复校最好在早上或阴天进行，以减少阳光温度的影响而造成的误差。

所谓五测，是：1. 初校为一测；2. 灌浆后进行二测；3. 安装吊车梁或连系梁时调校为三测；4. 安装屋架时调校为四测；5. 屋面吊好后进行五测。

所谓三记录，是：1. 初校灌浆后复核作好记录；2. 安装吊车梁或连系梁时作好记录；3. 安装屋盖后作好记录。

2. 多层钢结构框架

(1) 对于多层框架多节柱的吊装和校正，其底层钢柱的吊装和校正方法与单层框架的钢柱吊装和校正类同，这里不再赘述。

(2) 第二节和以上数节的钢柱的吊装和校正的精度取决于下层钢柱的安装和校正质量。下节钢柱的柱顶垂直度偏差就是上节钢柱的底部轴线位移量。换言之，下节钢柱的柱顶垂直度偏差应严格控制在上节钢柱底部轴线允许位移量之内。

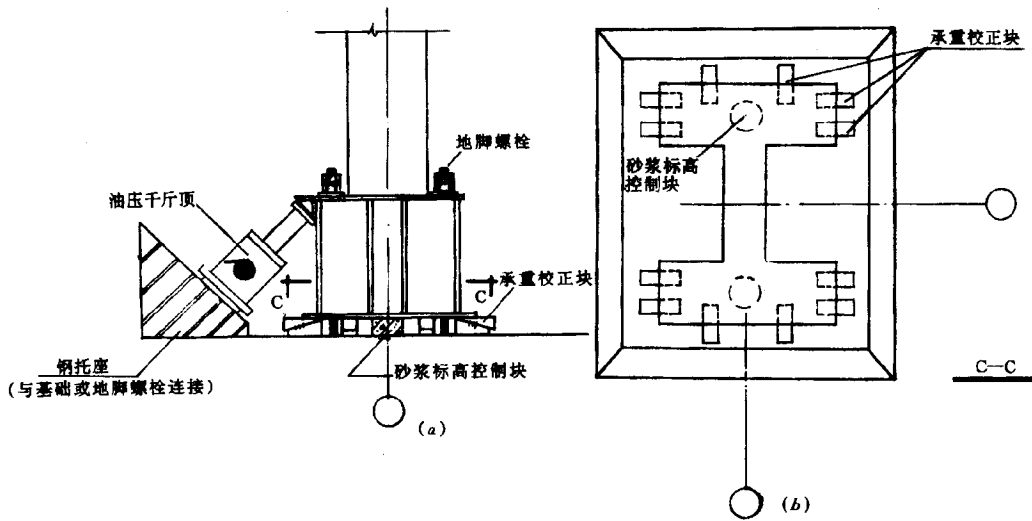


图 7-2-17 用千斤顶校正垂直度

(3) 安装一节钢柱后,应对钢柱顶面进行一次标高测定,其标高误差值应控制在允许值范围之内,若超过允许值范围,则必须对柱子进行调整,采用填塞一定厚度的低碳钢板进行,但又必须注意不宜一次调整过大,以免影响整个多层框架的标高。

3. 高层钢结构框架

(1) 基础标高调整:一般采用压缩强度 55MPa 的无收缩水泥砂浆制成的标高调整控制块进行,其允许标高偏差为 $\pm 1\text{mm}$ 。

(2) 其他节框架钢柱的标高调整:其他节框架的钢柱标高误差主要取决于构件制作的精度。除此之外,由于钢柱与钢柱在电焊焊接时的钢柱钢板熔渗,以及整个框架基础随着结构荷载增加而产生沉降量,而使框架柱顶标高发生负偏差的情况。

按上海“锦江分馆”和“静安希尔顿饭店”的施工经验,标高负偏差值在 $\leq 6\text{mm}$ 时,柱顶不作调整,超过 6mm 则必须对柱顶标高作调整。调整方法是采用填塞一定厚度的低碳钢板进行,但须注意不宜一次调整过大。因为过大的调整会带来其他构件节点联结的复杂化和安装难度。对柱子牛腿面和梁面的标高偏差也有一定的要求,即应 $\leq 3.2\text{mm}$,否则同样应进行处理。

(3) 框架钢柱的吊装:

① 基本与单层钢结构框架钢柱的吊装类同。钢柱的吊耳可利用钢柱柱节连接的连接板,见图 7-2-18 所示:

② 柱与柱连接处的四周侧面应对齐,不应有转角产生。

③ 柱与柱连接之间的间隙应 $\leq 1.5\text{mm}$,如间隙在 1.5~6.0mm 之间必须用一般低碳钢板垫填牢固。

④ 待柱子初校结束,用夹板把上、下节柱的连接板用安装螺栓拧紧后,方可松开起重吊钩。

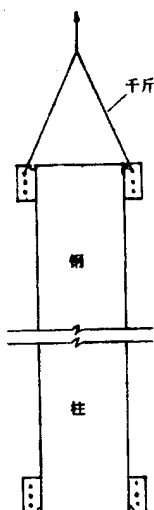


图 7-2-18 框架钢柱吊装的吊耳

⑤上节柱吊装前，对下节框架必须满足下述要求：1 塔式起重机爬升区的柱与柱和柱与梁连接处的高强度螺栓应完成终拧，柱与柱以及顶层相隔一层的梁与柱的电焊必须结束。2 除塔式起重机爬升区外“柱与柱”的高强度螺栓必须终拧。3 内筒区的剪力板和剪力支撑的高强度螺栓必须全部初拧。4 本节框架的顶层大梁与柱连接处的高强度螺栓必须全部终拧。5 用作临时加固爬升区框架刚度的顶层水平支撑安装和电焊必须完成。6 塔式起重机的爬升必须完成。7 有关高空放置施工设备用的设备平台、应重新就位；有关电气设备的接电工作也应完成。

(4) 底层框架钢柱的位移校正：其允许位移偏差 $\leq 1\text{mm}$ 。

(5) 框架钢柱的垂直度校正有二种方法：其一与单层钢结构框架的钢柱校正法类同；其二是采用框架整体垂直度校正的方法。本处着重介绍框架整体垂直度校正方法，即将本节框架内的柱和梁先行安装、然后再行校正标准柱和其他柱：

①选择标准柱：标准柱的选择要求必须满足：1 符合和反映建筑物平面的特点；2 便于流水段的流水；3 几根标准柱能组成闭合图形；4 便于其他柱的校正。

②标准柱的垂直度校正：

A. 在标准柱的基础轴线上向 x 和 y 轴方向引出等距离为“ e ”的补偿线，二根补偿线的交点即该标准柱的基准点，见示意图（7-2-19）。

B. 在待校正的标准柱顶部设置半透明的校正靶标（上有靶心和靶环），靶标供垂直激光仪光点投射用，靶心的位置与基础的基准点设置要求相同，见示意图 7-2-20 所示：

C. 将精度为 $1/200,000$ 的垂直激光经纬仪安置在底层第一节标准柱的操作平台上；使垂直激光经纬仪与基础基准点保持同一铅垂线上，然后把垂直激光经纬仪向上投射到柱顶靶标上。

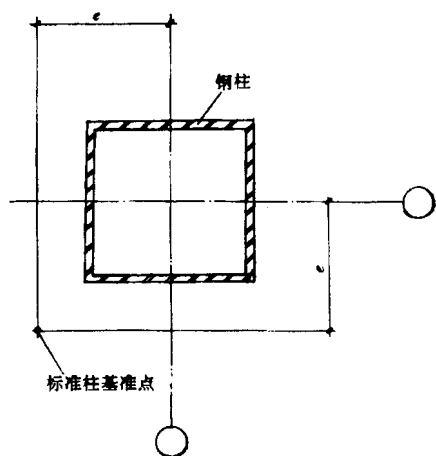


图 7-2-19 标准柱垂直度的校正

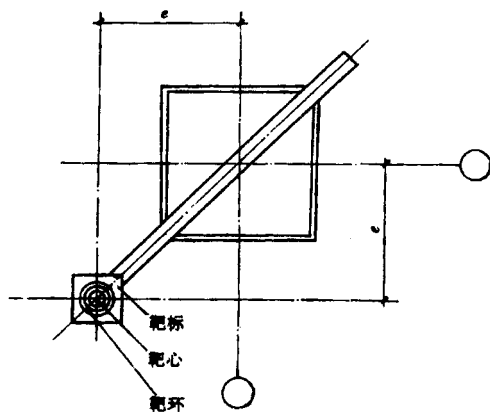


图 7-2-20 校正标准柱时靶标的设置

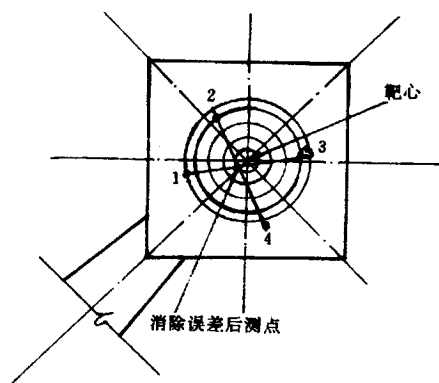


图 7-2-21 靶标上消除误差后的测点

为了消除仪器和操作等因素造成的误差，应依次把垂直激光经纬仪旋转 90° ，并在靶标上分别测出四个光点，连接四点得出它的交点，该交点即为消除误差后的测点，见示意图（7-2-21）。把垂直激光经纬仪光束调整到消除误差的测点位置，接着即可校正标准柱，使柱顶的靶心与测点吻合，则此根标准柱校正即告完成。

D. 标准柱的垂直度校正一般可采用钢丝绳缆索（只适宜向跨内柱）、千斤顶、钢楔和手拉葫芦进行，具体见示意图 7-2-22a, b, c 所示。

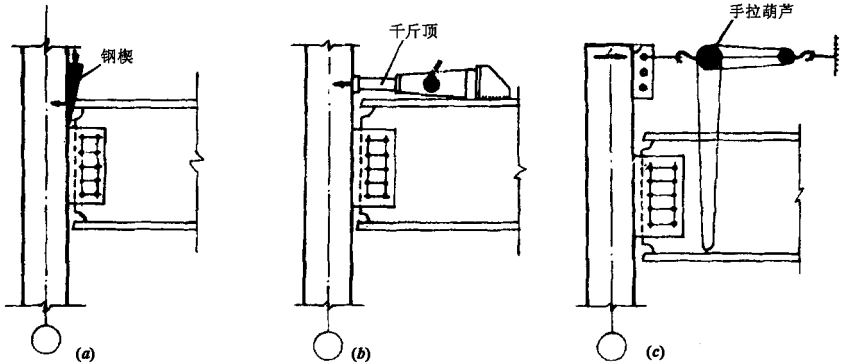


图 7-2-22 标准垂直度的校正

③其他框架柱的校正：待标准柱校正完毕后，即可对其他柱进行校正。①在已校正完毕的标准柱柱顶距“ e ”值处拉紧直么为 $\phi 1.6\text{mm}$ （高强度钢丝，小于 $\phi 1.6\text{mm}$ 则更佳）的钢丝矩形框。钢丝框与基础轴线的距离亦为“ e ”值；②用标准尺在本节框架的顶层梁面上逐个丈量其他柱子与钢丝框 x 和 y 二个方向的距离，使之校正到与设计轴线尺寸的误差控制在允许范围之内，见示意图 7-2-23；③待所有其他柱丈量和校正完毕后，还须再用垂直激光仪对标准柱进行复测，如复测的结果在控制值之内，则本节框架的柱子垂直度校正已告完毕，并及时做好校正记录和终柱与柱和柱与梁之间的高强度螺栓。

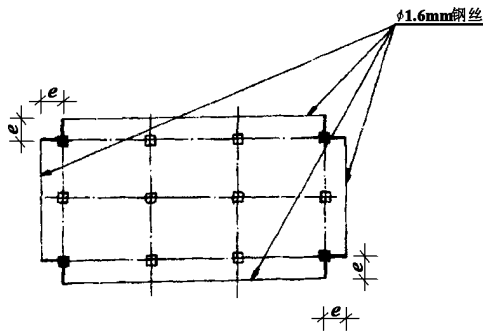


图 7-2-23 拉紧钢丝矩形框，以校正其他柱的轴线尺寸

(二) 钢行车梁的吊装与校正

1. 搁置钢行车梁牛腿面的水平标高调整

(1) 先用水准仪(精度为 $\pm 3\text{mm/km}$)测出每根钢柱上原先弹出的 ± 0.00 基准线在柱子校正后的实际变化值。一般实测钢柱横向近牛腿处的两侧,同时做好实测标记。

(2) 根据各钢柱搁置行车梁牛腿面的实测标高值,定出全部钢柱搁置行车梁牛腿面的统一标高值,以统一标高值为基准,得出各搁置行车梁牛腿面的标高差值。根据各个标高差值和行车梁的实际高差来加工不同厚度的钢垫板(一般应由刨床作精加工制作)。

(3) 同一搁置行车梁牛腿面上的钢垫板一般应分成二块加工,以利于两根行车梁端头高度值不同的调整。在吊装行车梁前,应先将精加工过的垫板点焊在牛腿面上。

2. 行车梁纵横轴线的复测和调整

(1) 钢柱的校正应把有柱间支撑的作为标准排架认真对待,从而控制其他柱子纵向的垂直偏差和竖向构件吊装时的累计误差;

(2) 在已吊装完的柱间支撑和竖向构件的钢柱上复测行车梁的纵横轴线,并应进行调整。

3. 行车梁的吊装

(1) 行车梁的吊装方法,一般分下列几种:

① 千斤捆扎法:此法简便。但在千斤与钢行车梁的棱角处,须采用护角器作保护以防止千斤割伤。见示意图 7-2-24;

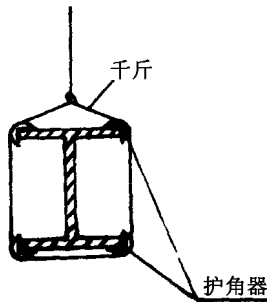


图 7-2-24 利用千斤捆扎吊装

② 工具式吊耳吊装:此法劳动强度低,装拆方便,能提高工效,减少料索具的磨损,见示意图 7-2-25;

③ 固定式吊耳吊装:对于偏心较大的行车梁,吊装时可采用电焊吊耳的方法,但此法目前一般很少使用。吊装时严禁在吊车梁的下翼缘和腹板上焊接有悬挂物和卡具。

(2) 行车梁与牛腿连接采用螺栓紧固,行车梁下翼缘一端开正圆孔,另一端则应开椭圆孔;

(3) 在复测好的柱子行车梁纵横轴线上即可对行车梁进行吊装。

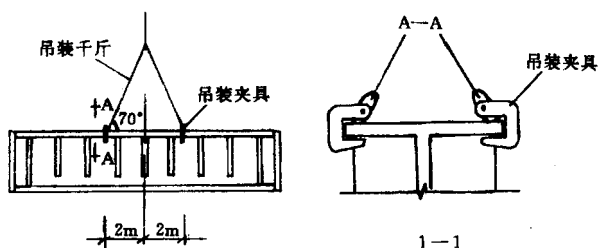


图 7-2-25 利用工具式吊耳吊装

4. 行车梁的校正

(1) 校正顺序：

① 行车梁吊装前必须注意：

- A. 严格控制定位轴线；
- B. 认真做好钢柱底部临时标高垫块的设备工作；
- C. 密切注意钢柱吊装后的位移和垂直度偏差数值；
- D. 实测行车梁搁置端部梁高的制作误差值。

② 行车梁吊装后必须注意：

- A. 先进行行车梁表面的标高测定；
- B. 进行行车梁的中心线放线工作；
- C. 对照行车梁中心线，对行车梁垂直度、位移、蛇形差、标高等进行校正；
- D. 安装行车梁端部斜撑或中部剪刀支撑（即制动系统），使行车梁基本固定不变；
- E. 最后复测行车梁的有关质量数据，达到标准后，进行制动系统的安装和紧固。

(2) 行车梁的校正时间控制：

① 标高校正应在屋盖吊装前进行；

② 其他项目校正宜安排在屋盖吊装完成后进行，因为屋盖安装可能会引起钢柱在跨度方向有微小的变动，从而影响校正质量。

(3) 校正方法：

行车梁校正，主要是对行车梁高低和水平方向进行移动使之符合设计要求和行车要求。

① 高低方向校正：

主要是对梁的端部标高进行校正。可用起重机吊空、特殊工具抬空、油压千斤顶顶空，然后在梁底填设垫块。

② 水平方向移动校正：

常用撬棒、钢楔、花篮螺栓、链条葫芦和油压千斤顶进行。一般重型行车梁用油压千斤顶和链条葫芦解决水平方向移动较为方便。

(三) 钢桁架的吊装与校正

1. 钢屋架的吊装与校正。

(1) 钢屋架的吊装：

① 钢屋架吊装时，须对柱子横向进行复测和复校。

② 钢屋架吊装时应验算屋架平面外刚度，如刚度不足时，采取增加吊点的位置或采用加铁扁担的施工方法。

③ 屋架的吊点选择，除应保证屋架的平面刚度外，尚须考虑：A. 屋架的重心位于内吊点的连线之下，否则应采取防止屋架倾倒的措施（即在屋架屋脊处多增加一个保险吊点和吊索）。B. 对外吊点的选择应使屋架下弦处于受拉状态。

④ 屋架吊装一般采用千斤捆扎法（应用麻袋或橡皮包角），吊装千斤的安全系数应取 $K=10$ ；另一个是采用插片吊耳法，此法施工方便、安全，见示意图 7-2-26：

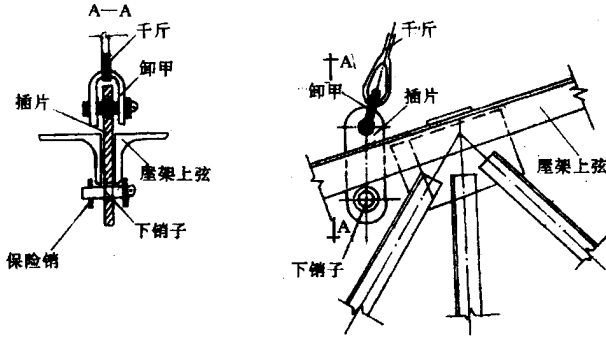


图 7-2-26 利用插片吊耳吊装屋架

⑤ 屋架吊装前，应在屋架上下弦绑扎扶手栏杆。屋架跨中平面应搭设上下登高用爬梯。

(2) 钢屋架校正：

① 钢屋架吊装到位后，第一榀和第二榀屋架应拉设屋架缆索固定，此时采用松紧缆索对屋架进行垂直度校正；第三榀及以后的屋架采用屋架临时固定支撑来进行校正，它的垂直度，见示意图 7-2-27：屋架临时固定支撑主要放置在屋脊和檐沟处，一般跨度在 18m 之内的屋架，设三道临时固定支撑；18m~30m 的设五道临时固定支撑。

② 钢屋架校正方法有二种：一种是在下弦两端拉线与上弦中央挂重锤的方法；另一种方法是用经纬仪校正屋架上弦垂直度。当在屋架上弦二端和中央夹三把标尺，待三把标尺的定长刻度在同一直线上，则屋架垂直度校正完毕。

③ 钢屋架校正完毕，拧紧屋架临时固定支撑二端螺杆和屋架二端搁置处的螺栓，随即安装屋架永久支撑系统。

④ 焊接屋架二端搁置处的连接，待电焊结束，起重机吊钩才可松钩。

2. 钢托架和辅助桁架的吊装与校正

(1) 钢托架和辅助桁架的吊装：

① 吊装时，须对柱子的纵向垂直度进行复测和复校。

② 与屋架的吊装方法相同。

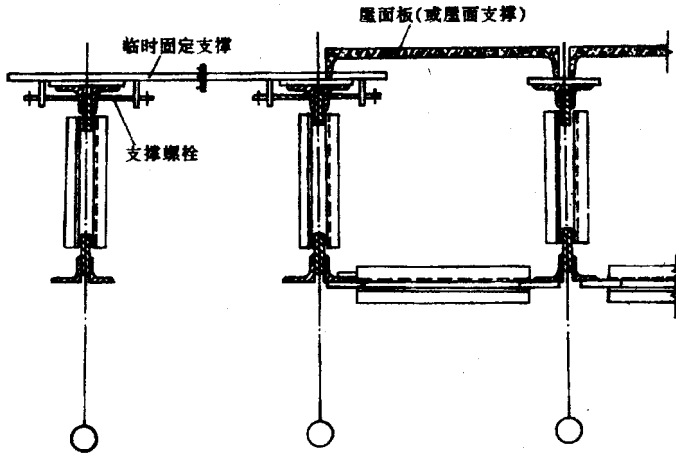


图 7-2-27 屋架垂直度的校正

(2) 钢托架和辅助桁架的校正：

钢托架和辅助桁架的垂直度主要依附柱子的垂直度。

3. 钢制动架的吊装。

钢制动架的吊装，待钢行车梁最终校正完毕后，即可进行。其安装方法有二种：

(1) 高空散装法：将一根一根制动架构件分别进行安装。安装时若发生螺栓孔错位，一般应处理制动架的螺栓孔，而不应处理行车梁和辅助桁架的螺栓孔。

(2) 地面整拼装：与钢行车梁、辅助桁架和制动架在地面整体拼装后整体一次吊装。地面拼装时，应严格控制相关的轴线尺寸、标高，待复核无误后，方可进行拼装件的最终连接。为了便于整体吊装的拼装件进档，建议对进档过程中有妨碍的单件构件可在地面暂时不拼装，待整体吊装到位后，再在高空进行个别的单件安装。1981年到1982年在宝钢炼钢厂区的第一、第二脱整模车间的施工时，对跨度为40m的重达123.5t的立体桁架（即行车梁桁架、辅助桁架、制动架组成的立体桁架），采用了在地面整体拼装和吊装的施工方法，该方法减少了高空施工作业，施工安全，施工进度较快。

(四) 钢支撑的安装

1. 柱间支撑的安装

柱间支撑安装前，复核和复校钢柱的垂直度，待达到验收标准后，随即安装和固定柱间支撑，使其形成刚性排架，减少竖向构件安装过程中的累计误差。焊接柱间支撑时，应严密观察和校正柱子的垂直度变化情况，防止柱子发生永久性的超验收标准的误差出现。

2. 屋面系统支撑的安装

(1) 屋架上、下弦的水平支撑安装一般采取整体安装方法，如发现螺孔有错位现象，一般处理支撑系统，并应观察屋架的垂直度情况的变化；

(2) 垂直支撑的安装基本与桁架安装方法类同。

(五) 金属压型板的安装

1. 围护结构的压型板安装

采取由下往上的顺序安装。采用工具式的外挂操作脚手，由人工进行安装。安装时应注意水平和垂直方向的操作偏差，保证横平竖直。

2. 屋面的压型板安装

采取由屋面檐口处向屋脊方向顺序安装。采用屋面可移动的操作平台进行人工安装，在屋架下弦向张设安全网，安装时须注意压型板的横平竖直。

3. 楼层的压型板安装

楼层的压型板一般用于高层钢结构建筑，它是一种高强度的镀锌压型钢板，在钢筋混凝土楼板中，它既可充当永久性模板，又是刚性的拉力钢筋。在主体结构交叉施工时，它又可以作为安全隔离层（锦江公馆采用厚度 0.8 ~ 1.2mm、宽度 390 ~ 630mm、最大长度 2000mm、自重 $18.7\text{kg}/\text{m}^2$ 的 N 型金属压型板）。

由于压型板自重轻，一般施工是把整箱压型板由起重机垂直运输至须铺设的楼面，然后由人工逐张铺设。压型板与梁的搁置长度应满足设计的要求，压型板与相邻压型板须进行一定的搭接（按设计要求，一般是边缘处相互重叠），按设计要求用电焊进行点焊焊接；压型板与楼层梁和压型板与压型板的连接处必须随时点焊，防止在高空刮风产生负压，把铺好未焊的压型板掀起吹走。

二、高层钢框架结构安装方法及注意事项

(一) 起重机选择

1. 起重机必备的性能

高层钢结构使用的塔式起重机除要能满足实际最大起重力矩的需要外，更应考虑高空使用的抗风性能、起重卷扬机滚筒对钢丝绳的容绳量、吊钩的升降速度等因素。具体要求是：

(1) 起重力矩不应低于 $2000\text{kN}\cdot\text{m}$ （自升附着塔式起重机还应考虑更大一些）。适中为 $3000 \sim 4000\text{kN}\cdot\text{m}$ ，当然总的要视具体结构和施工企业现有机械的情况而定。

(2) 抗风性能应不低于 $15\text{m}/\text{sec}$ 。

(3) 起重高度不应低于 $150\text{m} \sim 200\text{m}$ 。

(4) 吊钩升钩速度不低于 $12\text{m}/\text{min}$ （吊钩滑轮组钢丝绳穿足）和 $25\text{m}/\text{min}$ （吊钩滑轮组钢丝绳穿 $1/2$ ）；吊钩松钩速度不低于 $25\text{m}/\text{min}$ （钢丝绳穿足）和 $50\text{m}/\text{min}$ （钢丝绳穿 $1/2$ ）。

2. 起重机数量

起重机设置的数量应视现场施工条件、建筑物的平面布局、施工进度要求和现有的

起重机起重力矩性能而定，一般宜以选用二台塔式起重机施工为佳。当采用二台或多台塔式起重机施工时，应注意：

(1) 二台或多台塔式起重机高度要有高低之分，起重臂要有长短之别，即高塔用长臂，低塔用短臂。

(2) 防止二台或多台塔式起重机的起重半径范围外有死角存在。

(3) 高塔的起重力矩宜大于低塔的起重力矩，但最低限度应等于低塔的起重力矩。

3. 塔式起重机类型选择

高层钢结构的吊装高度一般超过 100m，所以国内外在选用吊装施工机械主机时，几乎全部采用自升式塔式起重机，自升式塔式起重机可分为内爬式和外附着式塔式起重机二种。

(1) 内爬式塔式起重机。

内爬式塔式起重机可分为水平起重臂小车变幅和后支座压杆起重臂二种。对于水平起重臂小车变幅塔式起重机，我国目前用的较为普遍；日本和有些西欧国家几乎大部分是采用后支座压杆式起重臂塔式起重机，因为此类塔式起重机作业回转时可以不受邻近高层建筑的限制，避免了水平起重臂小车变幅塔式起重机的不足。

(2) 外附着式塔式起重机。

外附着式塔式起重机一般均为水平起重臂小车变幅塔式起重机。它与内爬式塔式起重机相比存在以下问题：

① 必须配备相当数量的标准塔身，现场要有一个存贮标准塔身的堆放场。

② 所需起重臂比内爬式塔式起重机长，起重力矩大，塔式起重机的规格大，显然经济性较差。

③ 除了塔身与钢结构框架要有附着构造外，对塔式起重机底部的地基必须进行技术处理。

④ 拆除塔式起重机时，由高塔逐次降到标准塔，塔式起重机的起重臂和平衡臂会受到周围建筑物的限制。

4. 自升式塔式起重机对高层钢结构框架的要求

(1) 内爬式塔式起重机。

由于塔式起重机安设在钢结构框架上，框架大梁须增设搁置爬升架用的牛腿，对钢结构框架而言，由于增设了塔式起重机的荷载（自重荷载、施工荷载、风荷载等），应对相应处的框架（单根框架梁和整体框架）进行强度和稳定的验算，由此采取必要的补强措施，并征得建筑设计单位的许可，在施工阶段，对塔式爬升区框架的施工流水和工艺，应优先确保形成刚架。

(2) 外附着式塔式起重机。

由于塔式起重机的水平荷载主要传递到钢结构框架上，所以对附着处的相应楼层除了要增设附着构造外，同样要对塔式起重机的施工荷载和风荷载进行强度和稳定的验算。在施工阶段，同样对附着式框架的施工流水和工艺应优先确保承载框架形成刚架。

5. 自升式塔式起重机布置要求

- (1) 便于现场组织施工，对下道工序影响最少的部位；
- (2) 钢结构框架刚度容易得到保证的部位；
- (3) 吊装构件最为有利的位置；
- (4) 兼顾二台或多台塔式起重机的操作面；
- (5) 装拆塔式起重机最为方便和可行之处。

6. 自升式塔式起重机的爬升对钢结构框架的要求

- (1) 本节框架必须校正完毕，顶层的全部大梁与柱连接处的高强度螺栓须全部终拧；
- (2) 塔式爬升区内的各层所有构件连接处的高强度螺栓必须全部终拧；
- (3) 塔式爬升区内柱与柱连接处的焊接必须完成，并须经超声波探伤合格；
- (4) 塔式爬升区顶层和相隔一层的大梁与柱连接处的焊接必须完成，并须经超声波探伤合格；
- (5) 用于临时加固塔式爬升区框架刚度的顶层水平支撑的安装和焊接完毕；
- (6) 上述几点完成后，须经现场施工技术负责人检查无误后，方可进行塔式起重机爬升。

(七) 人货两用电梯选择

1. 规格

- (1) 采用一柱二笼式，笼的安全荷载为 10kN (载 12 人)；
- (2) 使用高度基本与钢结构框架等高度 (随着框架吊装高度增高而随之增高)。

2. 数量

根据使用要求，一般配置一柱二笼式一台。

3. 布置要求

- (1) 尽量避免布置在建筑上有特殊要求的位置 (如观光电梯部位等)；
- (2) 地面的进出通道较为方便，并在通道上方搭设安全防护棚；
- (3) 楼层楼面能最早提高进度的位置；
- (4) 尽量避开施工现场构件临时堆放区域。

(八) 框架吊装顺序及注意事项

(1) 高层钢结构框架，由于制作和吊装的需要，对整个框架从高度方向须划分若干节的框架，它既具有总体设计的各项结构上的要求，又有其固有的单体特征。在吊装框架时，除须保证单节框架本身的刚度外，还须保证自升式塔式起重机 (特别是内爬式塔式起重机) 在爬升过程中的框架稳定。这些被分成若干节的框架，就是将现场施工划分流水段的主要依据。

划分流水段必须注意下列条件：

① 塔式起重机的起重性能 (起重量、起重半径、起吊高度) 能满足流水段内的最重物件的吊装要求；

②塔式起重机爬升高度能满足下一节流水段的构件起吊高度；

③每一节流水段内柱的长度应能满足构件制造厂的制作条件和运输堆放条件。

(2) 高层钢结构框架在高度上已进行了各节流水段的划分，为了缩短主要部位（抗剪筒体、塔式起重机爬升区）的吊装进度，尽可能快地交付施工作业面，使合理的施工力量充分发挥作用，以期达到多工种、多工序的主体交叉施工和提前交付进度的目的，对每节流水段（每节框架）内还得在平面上划分流水区。

划分流水区须注意下列条件：

①尽量把抗剪筒体和塔式起重机爬升区划分为一个主要流水区（简称 A 区），作为每节框架流水的主要矛盾所在；

②余下部分的区域，划分为次要流水区（简称 B 区），在相对条件下，它不会影响框架的稳定和塔式起重机的爬升，其进度必须服从 A 区的进度而展开。

③如有一台以上的塔式起重机施工时，还须按其不同的起重半径，根据上述要求划分各自的 A、B 区。

(3) 每节流水段的作业主要流程。

流水段的作业流程见图 7-2-28。

此流水段作业流程的特点是为了克服框架在安装阶段时高空的风荷载、塔式起重机的动荷载、安装误差、日照温差、焊接对框架整体稳定和垂直度的影响，为此一定要把柱、梁支撑等主要构件先组成框架，然后对框架进行整体校正。这种施工方法明显地优于一般钢结构框架中对单体柱、梁、桁架进行校正的传统施工习惯，是减少日照温差和焊接变形对框架垂直度影响的有效措施。

（九）标准节框架和特殊节框架的划分

(1) 高层钢结构框架，在总体上可划分为若干节框架（一般以三~四层为一节），在这些若干节框架中，存在着多数节框架具有结构类型大致相同的情况，把这类节框架归纳为标准节框架。对标准节框架进行分析和研究，并为之制定相应的施工技术方案的实施细则，即能达到事半功倍的效果。只有抓住标准节框架的施工，也就基本上取得高层钢结构框架施工的主动权。

(2) 特殊节框架，是指不同于标准节框架的框架。由于其建筑和结构上的要求特殊，其施工有其不同的要求，如底层大厅（大厅网架）、旋转餐厅层、旋转平台、曲梁、结构的水平加强层、屋顶花园层、观光电梯框架等，为此应制定特殊构件吊装的施工方案，方能全面完成高层钢结构框架的安装。

（十）标准节框架的吊装

(1) 每节框架吊装时，必须先组成整体框架，即安装阶段基本暂不校正柱子垂直度、间距偏差，只以能满足楼层梁安装螺栓能进孔为限，（当然对明显偏差大的情况还得进行校正处理），尽理避免单柱长时间处于悬臂状态，使框架尽早形成并增加吊装阶段的稳定度。

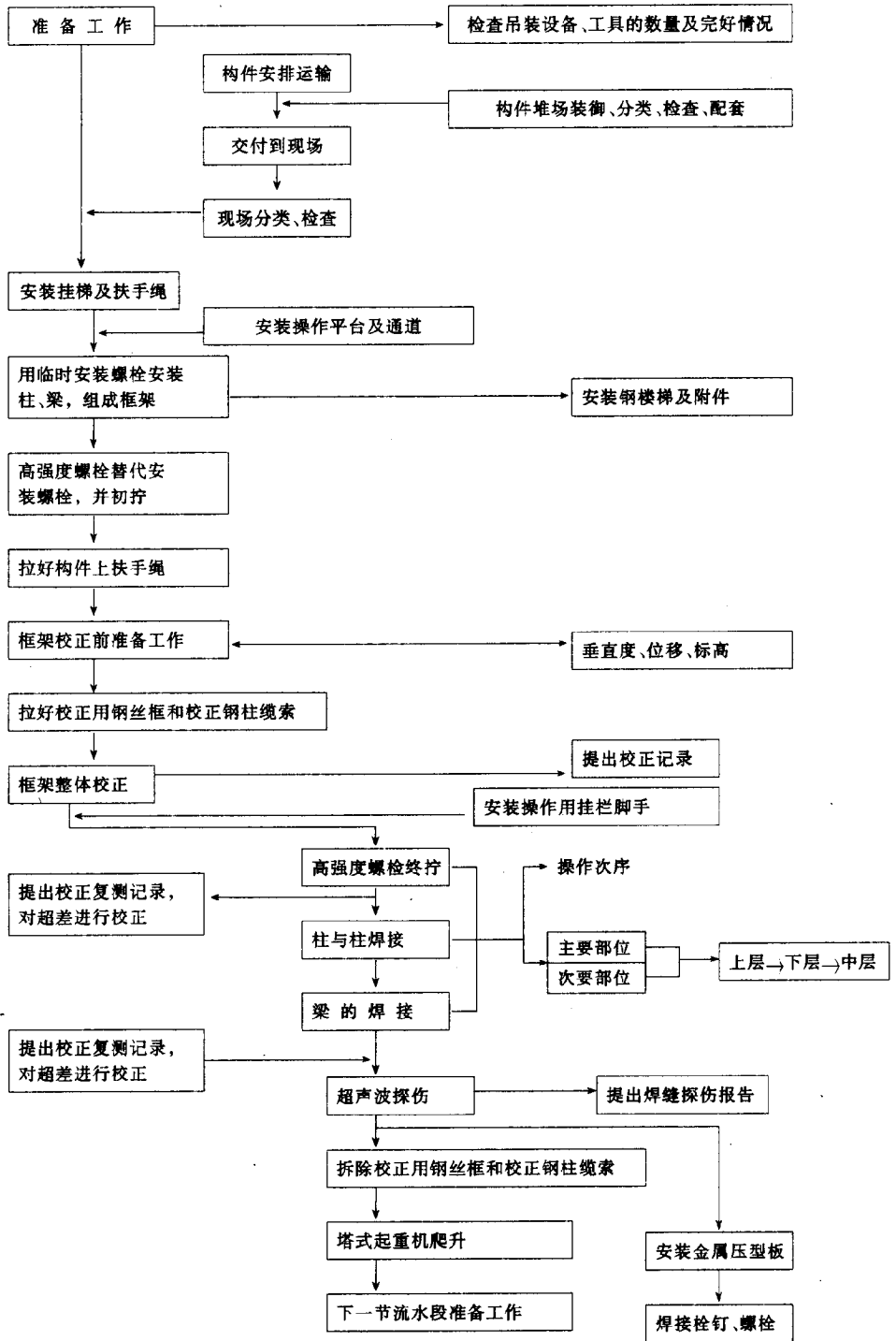


图 7-2-28 每节框架流水段业流程图

(2) 总的吊装顺序应先吊 A 区, 后吊 B 区; 先吊框架柱, 后吊框架梁与支撑; 先吊主要构件, 后吊次要构件。

(3) 每节框架在高强度螺栓和电焊施工时, 必须严格执行先顶层梁, 其次底层梁, 最后为中间层梁的操作顺序, 使框架的安装质量得以能相对的控制。每节框架焊接时, 应先分析框架柱子的垂直度偏差情况, 有目的地选择偏差较大的柱子部位的梁先进行焊接, 以使焊接后产生的收缩变形, 有助于减少柱子的垂直度偏差。

(4) 每节框架内的钢楼梯及金属压型板, 应及时随框架吊装进展而进行安装, 这样既可解决局部垂直登高和水平通道问题, 又可起到安全隔离层的作用, 对施工现场操作带来许多方便, 这是不容忽视的。

(十一) 特殊节框架的吊装

由于各个工程的具体结构情况不同, 本文不作重点展开, 只对其中有关类型的框架, 稍加说明。

1. 水平加强层

它基本上与标准节框架相同, 只增加了柱与柱间垂直支撑系统, 所以其构件的吊装和制作精度要求相对较高, 吊装时也比较占工期。

2. 旋转餐厅层

除了抗剪筒体与标准节相同外, 在抗剪筒体外区有旋转平台几道则由几段曲梁组合成的环梁。对于曲梁的吊装, 宜采用地面拼装、高空组装的施工方法。高空组装曲梁的原则是:

(1) 先里圈、后外圈, 以增加抗剪筒体外区的刚度;

(2) 左右对称组装, 以减少组装时的圆周积累误差。

由于旋转餐厅层曲梁的圆心位置、圆弧和水平标高的要求甚高, 故吊装难度也就最甚。

3. 观光电梯框架

它附着于钢结构主框架外面, 单件构件特点是细长比大, 所以吊装和校正时极易变形, 为此应在地面对单件构件进行组合拼装后再行吊装为宜。一待校正结束, 主框架的每层楼面应用临时水平支撑加以固定, 以防观光电梯框架在吊装过程中产生和发展变形。

4. 大厅网架

由于大厅网架的施工高度不高, 一般采取搭满堂脚手架在高空拼装的施工方法。网架的拼装应由中间向两旁进行, 以减少拼装过程中的积累误差。

(十二) 高层钢结构的质量参考标准

下面以上海锦江分馆和上海静安希尔顿饭店的安装质量标准供参考。

(1) 上海锦江分馆采用美国 AISC (1978 年) 规范设计。钢板采用 ASTM A572—50 或 A36, 地脚螺栓采用 ASTM A307, 焊条采用日本 (神户) LB52。

①地脚螺栓的质量验收标准：

- A. 每组螺栓中任何两只螺栓的中心允许偏差 $\leq 1\text{mm}$ ；
- B. 相邻两组螺栓中心允许偏差 $\leq 3\text{mm}$ ；
- C. 每组地脚螺栓的中心与柱子基础轴线之间的允许偏差 $\leq 3\text{mm}$ ；
- D. 沿轴线方向地脚螺栓各组间的累计误差，轴线长度在 30m 之内为 3mm ，但总长度累计不得超过 12mm 。

②钢构件安装质量标准：

- A. 柱子垂直偏差为 $1/1000$ ，但不得超过 12mm ；
- B. 轴线位移偏差为 $1/1000$ （间距），但不得超过 6mm ；
- C. 构件水平标高 $\leq 6\text{mm}$ ；
- D. 螺栓孔或焊接件之间的距离为 $\pm 1\text{mm}$ ；
- E. 柱与柱连接之间的间隙应 $\leq 1.5\text{mm}$ ；如间隙在 $1.5 \sim 6\text{mm}$ 之间，必须用一般低碳钢材质的垫片垫实。

③手工焊焊接质量标准：

- A. 焊缝外观检查，按美国 AWS D 1.1—9.25（QUALITY OF WELDS）要求执行；
- B. 焊接无损探伤检查（即超声波探伤）按美国 AWS D1.1—8.15.3（QUALITY OF WELDS）要求执行。柱与柱对接焊缝及主梁与柱连接的上翼缘受拉焊缝，其探伤面：地下室至第 15 层为 100% 、第 16 层至第 30 层为 50% 、第 31 层上为 25% 。对所有受压和受剪焊缝，则根据焊缝总量的 10% 进行探伤检测。

（2）上海静安希尔顿饭店采用英国 BS449 规范设计，主要钢构件材质 BS4360 GRADE50^B，少量非主要构件材质 BS4360 GRADE40A 或 40C，焊条采用日本（神户）LB52。

①地脚螺栓的质量验收标准：

同上海锦江分馆的标准。

②钢构件安装质量标准：

- A. 每节柱子位移 $\pm 5\text{mm}$ ；
- B. 沿轴线位移尺寸：
 - 8m 以内 $\pm 10\text{mm}$
 - 8 ~ 15m 以内 $\pm 15\text{mm}$
 - 15 ~ 25m $\pm 20\text{mm}$
 - 大于 25m $\pm 25\text{mm}$
- C. 30m 高度以内的柱子垂直度 $\pm 15\text{mm}$ ；
- D. 每一节柱子基础标高 $\pm 5\text{mm}$ ；
- E. 梁与柱连接处的标高（从水准点引出的标高） $\pm 15\text{mm}$ ；
- F. 梁与柱连接处的标高（从有梁的楼层处引出的标高） $\pm 10\text{mm}$ ；
- G. 二根或二根以上梁与柱子连接处梁与梁、上翼缘或下翼缘面的标高差 $\pm 5\text{mm}$ ；
- H. 梁的二端标高差：

梁的长度 $l \leq 8\text{m}$ $\pm 5\text{mm}$

$8\text{m} < l \leq 15\text{m}$ $\pm 10\text{mm}$

$15\text{m} < l \leq 25\text{m}$ $\pm 15\text{mm}$

$l > 25\text{m}$ $\pm 20\text{mm}$

③手工焊接质量标准：

- A. 焊缝外观质量按 AWS D1.1—9.25 (QUALITY OF WELDS) 和 BS5289 要求执行；
- B. 焊缝剖面按 AWS D1.1—3.6 (QUALITY OF WELDS) 要求执行；
- C. 超声波探伤按 AWS D1.1—8.15 6.24.3 和 BS3923 第一章要求执行。对最初焊缝的 10% 进行探伤检查。工程师认为必要可任意抽检。

三、一般单层钢结构框架吊装顺序及注意事项

(一) 工程总体吊装顺序及注意事项

1. 并列高低跨的屋盖吊装

遇到并列的高低跨施工时，考虑到屋盖施工时由于屋架下弦伸长后柱子垂直度会发生向二侧跨外偏移的特点，必须先进行高跨的屋盖结构吊装，然后进行低跨的屋盖吊装，这样既可确保高跨柱子垂直度，也可确保低跨的柱子垂直度。当然在吊装屋盖前，高跨的二列柱垂直度向跨内适当预错一定数值（在垂直度允许偏差的范围内），低跨的另一列柱（低柱）更应向跨内适当多预错一定的数值（因为高跨屋盖已成框架。低跨的屋架下弦伸长绝大部分会影响一侧的低列柱）。

2. 并列大跨度与小跨度屋盖吊装

若遇到并列大跨度与小跨度的屋盖吊装施工，必须先吊装大跨度的屋盖，后吊装小跨度的屋盖，其原理与并列高低跨屋盖吊装施工相同。

3. 并列间数多的与间数少的屋盖吊装

若遇并列的同跨度、同高度但间数不同的屋盖吊装施工时，一般应先吊装间数多的一跨屋盖，后吊装间数少的一跨屋盖，因为对间数少的一跨另一侧列柱垂直度须预错的根数就较少些。

4. 并列的有屋盖跨与露天跨的吊装

若遇本条情况，必须先吊装有屋盖跨的屋面，然后再校正露天跨行车梁的跨距（即 LK）。

(二) 构件吊装顺序及注意事项

构件的吊装可分为竖向构件吊装（柱、连系梁、柱间支撑、行车梁、托架、副桁架等）和平面构件吊装（屋架、屋盖支撑、桁条、屋面压型板、制动架、挡风桁架等）两大类。在大部分施工情况下是应先吊装竖向构件，后吊装平面构件，这样施工的目的是减少建筑物的纵向长度安装累计误差，以保证工程质量。

(三) 标准柱和标准节间的选择

(1) 一般单层钢结构框架吊装,特别是柱子长度长、跨度大、间数多的钢结构框架吊装,对于竖向构件的纵向安装累计误差很敏感。为了减少安装的积累误差,一般应选择标准柱和标准节间。标准柱和标准节间必须选择有柱间支撑的位置,因为它的纵向最早形成框架,柱子的纵向垂直度变化最小。

(2) 标准柱的校正。

标准柱的校正(特别是垂直度)应特别重视和细心,一般标准柱的垂直度校正是放在清晨或阴天时日照温差最小的时候进行,把影响垂直度的因素控制到最小的范围之内,从而提高标准柱的垂直度精度。随即进行柱间支撑的安装和螺栓紧固,最终进行焊接固定。在安装和焊接柱间支撑时,必须对标准柱的纵向垂直度进行密切的观察,发现偏差大时应立即对标准柱进行校正。

(3) 标准节间。

纵列的标准柱和柱间支撑组成的标准节间,具有刚性好、变形小的特点;安装纵列的竖向构件时,就可以分解成数段,从而大大减少了日照、安装和焊接产生的纵向积累误差。通过宝钢等大型钢结构厂房的施工证明,标准节间是行之有效的施工方法。

第四节 工地连接

一、连接形式

(一) 焊接连接

工地上单件构件间的连接最普通的形式是采用焊接连接,使单件构件间组成刚架。

1. 工地焊缝形式的采用

(1) 单层和多层钢结构工程极大多数采用的焊缝为角焊缝。

(2) 高层钢结构工程除采用角焊缝外,也大量采用对接焊缝(如柱与柱、柱与梁、梁与梁等节点),有些部位也采用 T 型焊缝(如剪力墙板与柱、斜撑与柱等节点)。

2. 构件材质与焊条

一般情况下,焊条的机械性能应高于构件母材的性能,其金属化学成分应适用于母材的焊接。

目前钢结构工程用的材料,一般是用 Q235 和 16Mn 二种钢材,其选用的焊条:

(1) 母材为 Q235 钢,焊条选用 E4303(即原 T422);

(2) 母材为 16Mn 钢,焊条选用 E5016(即原 T506)。

3. 工地焊缝的施焊方法

(1) 一般普通的单层和多层钢结构工程，基本是采用手工方法进行施焊；

(2) 对于多层和高层钢结构的中厚板焊接，一般采用手工方法进行施焊，由于手工施焊工效低，操作工人的技术素质要求高，近年来也开始采用半自动焊的施焊方法。

(二) 螺栓连接

螺栓连接是工地构件间的另一种连接方法。

1. 普通螺栓

(1) 临时性安装螺栓。用于焊接、精制螺栓或高强度螺栓固定（施焊或螺栓紧固）前构件间临时连接用。临时安装螺栓的个数，须注意在有荷载情况下，应由计算确定；

(2) 永久性安装螺栓。用于结构上永久性使用的安装螺栓，每个螺栓不得垫两个以上垫圈，或用大螺母代替垫圈。螺栓拧紧后，外露丝扣应不少于 2~3 扣，并应防止螺母松动。任何安装孔均不得随意用气割扩孔。螺栓按其制作精度状况，可分为以下二种：

①粗制螺栓（C 级）。孔径比杆径大 1~2mm，使用的面很广，是普通螺栓连接最常用的一种。

②精制螺栓（A 级，B 级）。一般用于行车梁和制动桁架系统。由于其螺孔直径应与螺栓杆公称直径相等（孔径允许偏差见 GB 50205—95 的有关条款规定），所以构件在安装过程中，一是：先按精确要求制孔，发生有超允许偏差的孔错位时，应用电焊先补孔，然后再重新铰孔；二是：可在构件制孔时先切出小于螺栓的直径的孔，然后在安装过程中进行扩孔。扩孔后的精制螺栓孔不得再使用冲钉。二种方法各有利弊，但一般是采用第一种办法较为妥当。

2. 高强度螺栓

①这是一种可取代铆接和焊接的新的构件连接方法。它主要通过给螺栓施加轴向拉力及构件连接面处的摩擦力（摩擦系数应符合设计要求）共同作用产生的紧固轴力，以达到与构件等强度的效果；

②高强度螺栓孔的直径应比螺杆公称直径大 1.0~3.0mm（孔的允许偏差见 GB 50205—95 的有关条款规定）。

3. 剪力栓钉

剪力栓钉目前一般用于多层和高层的钢结构建筑工程。它是用剪力栓钉专用焊机把剪力栓钉焊在钢梁的上翼缘面上，与现浇的混凝土楼面一起共同承受楼面水平荷载的。剪力栓钉由栓钉螺栓和药座组成。

二、工地焊接

(一) 焊接的工艺流程

（以高层钢结构工程为例），有关焊接工艺流程见图 7-2-29）

(二) 焊接设备和材料

1. 焊接设备

(1) 交流电弧焊机，一般选用焊机规格为 300A ~ 500A。500A 焊机用于坡口焊缝。焊机数量视焊接量和现场供电量而定；

(2) 感应自动调压器，用于稳定焊机的焊接电源电压。一般一台稳压器可带三台电焊机；

(3) 交流碳弧气刨机，一般规格选用 1000A，用于修整焊缝和坡口用。其电源由弧焊整流器提供，气源由空气压缩机（ $0.6\text{m}^3/\text{min}$ ，700kpa）提供；

(4) 焊条烘箱，用于烘焙焊条和粉芯焊丝；

(5) 便携式超声波探伤仪，用于检查焊缝质量；

(6) 钳型电流表（500A），用于检测焊接电流；

(7) 测时计（ $0^\circ \sim 500^\circ\text{C}$ ）用于检查中厚板的预热温度。

2. 焊接材料

(1) 焊条（焊丝）

①首次采用的钢种和焊接材料，必须进行焊接工艺性能和力学性能试验，符合要求，方可采用。

②焊条和粉芯焊丝使用前，必须按照质量证明书的规定进行烘焙。如低氢型焊条使用前应在 $300 \sim 350^\circ\text{C}$ 温度下烘焙 1h，然后在 100°C 温度中保温存放，用焊条保温筒带至现场作业地点，随用随取。

③当天未用完的焊条（焊丝），应存放在烘箱内。

④焊条和粉芯焊丝应防潮保管，不可使用涂料剥落、脏污、变质、吸潮及生锈的焊接材料。

(2) 电弧引入、引出板，钢垫板

①其材质采用低碳钢。

②钢垫板厚度取 $6 \sim 8\text{mm}$ ，长度应满足引弧板所需的长度，引弧板厚度与对接坡口母材等厚度。

(3) 碳精棒（碳弧气刨用）

棒径取 $\phi 3.2\text{mm}$ 、 $\phi 4\text{mm}$ 、 $\phi 5\text{mm}$ 和 $\phi 6\text{mm}$ 。

(4) 氧气和乙炔气

(三) 焊接坡口外形和焊接区安装质量检查

(1) 对焊接坡口组装的检查应根据施工图纸和 GB 50205—95 的有关要求进行。

(2) 对表面状况开裂，装配质量不良及其他造成焊接质是不好的现象，应予修补，并作好记录。

(3) 对组装坡口面进行焊前清理，去除影响焊接质量的水分、垃圾、铁锈、油污等。

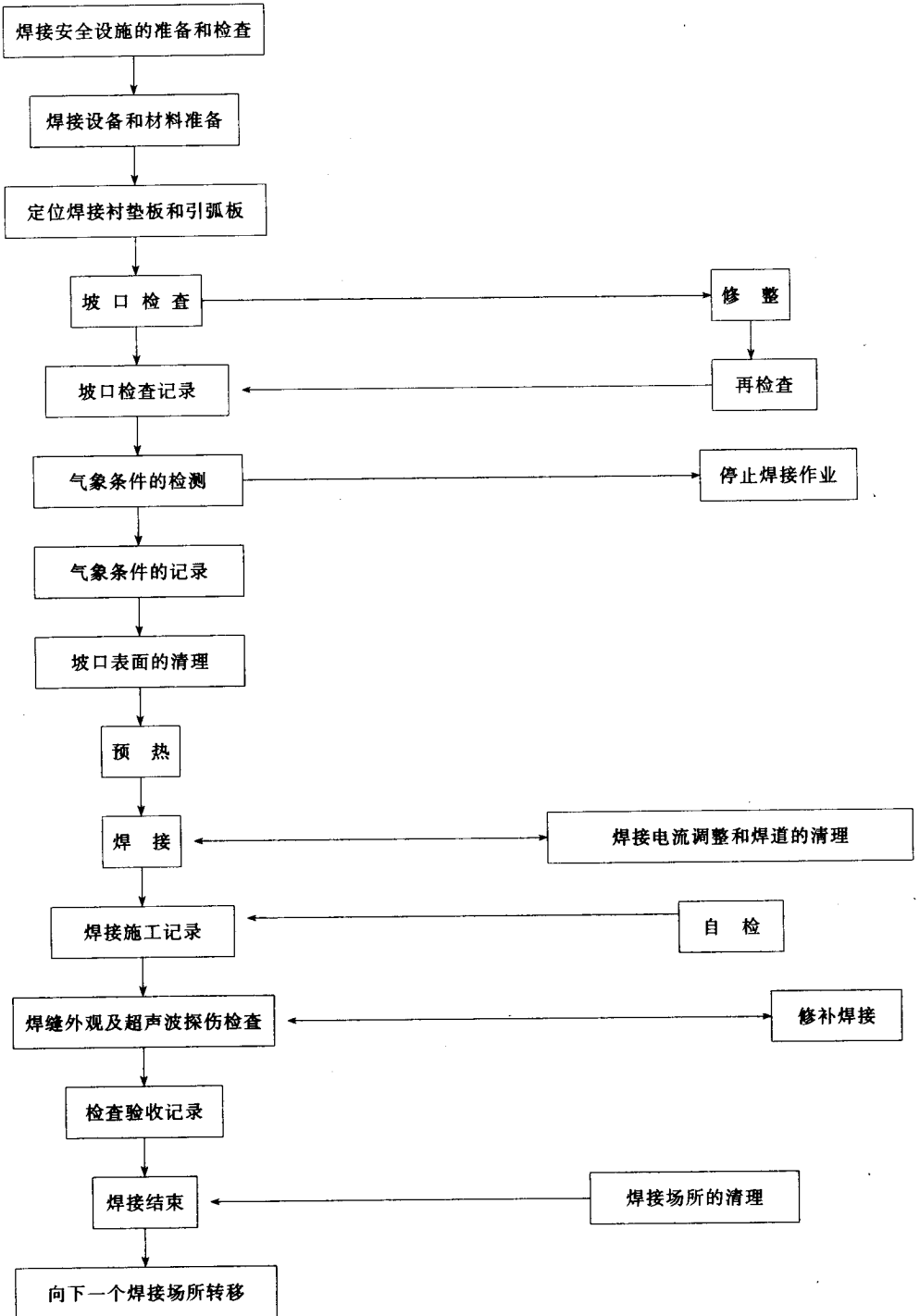


图 7-2-29 焊接工艺流程图

（四）焊接的电源管理

（1）焊接设备及配线不合适，不仅会引起电压下降，不能得到必要的焊接电流，且易导致事故的发生。

（2）焊接设备的电源，要求专线供给，配有总开关箱。主要设备应配有专用自动调压器，确保焊接的必要电压。

（3）每台电焊设备根据其容量配备电源进线及单独使用开关。

（4）现场须有专门电工负责现场电源设施管理及焊接设备的检查和维修。

（5）现场焊接设备应停放稳妥，并需有防护措施（设置漏电开关），确保施工安全。

（五）焊工的资格

（1）焊工应经过相应的有关技术考试并取得合格证后方可上岗施工。

（2）合格证书应注明焊工的技术水平及所能担任的焊接工作。

（3）如停焊时间超过半年以上者，应重新考核。

（六）焊接气象条件（特别是低氢型焊条和焊丝施焊时）

（1）直接受雨雪影响时，原则上停止作业，如工地搭设遮雨棚，也可进行作业。在雨雪后焊接时应去除残留水分，用烘枪烘干。

（2）当工地焊接部位附近风速超过 10m/s 时，原则上不进行焊接，只有搭设防风罩且确认对焊接作业无妨碍时可进行焊接。

（3）对焊接作业时的气象条件应作出记录。

（七）中厚板焊接的预热

（1）普通碳素钢厚度大于 34mm 和普通低合金钢厚度大于或等于 30mm ，工作地点温度不低於 0°C 时，应进行预热。

（2）中厚板采用烘枪进行预热，预热温度及层间温度宜控制在 $100\sim 150^{\circ}\text{C}$ 之间。预热区应包括在焊接坡口两侧各 $80\sim 100\text{mm}$ 范围内。

（3）预热温度用测温斗或测量笔进行测温，并做好记录。

（4）当工作温度低於 0°C 时的中厚板预热，其预热温度应按试验来确定。

（八）手工电弧焊施工

（1）柱与柱对接焊接时应由二人同时对称焊接，以减少焊接变形和残余应力。

（2）柱与梁的焊缝，应在柱的两侧同时对称焊接，以减少焊接变形和残余应力。

（3）对厚板进行坡口焊接时，焊缝的中间层焊缝视情况可用 $\phi 5\text{mm}$ 或 $\phi 6\text{mm}$ 焊条焊接。各种接头型式的焊接要求可参考表 7-2-25。

（4）低氢型焊条横焊打底时的运条方式宜采用锯齿形。

（5）高层钢结构工程在柱与梁焊接时，应先焊顶层柱与梁节点，次焊底部柱与梁节

点，后焊中间部分的柱与梁节点。在焊接顶层柱与梁节点时，应先焊接柱顶垂直偏差较大的部位，以利用焊接后收缩变形来达到减少柱顶垂直偏差之目的。

表 7-2-25 各种焊缝型式的焊接要求

焊缝型式	选用焊条直径	焊接电流范围	备注
柱与柱 横坡口焊缝	打底层 $\phi 4\text{mm}$	150A (110 ~ 180A)	保证根部焊透咬合
	中间层 $\phi 5\text{mm}$	190A (150 ~ 240A)	
	盖面层 $\phi 5\text{mm}$	185A (150 ~ 230A)	
柱与梁 平坡口焊缝	打底层 $\phi 4\text{mm}$	150A (110 ~ 180A)	保证根部焊透咬合
	中间层 $\phi_{6\text{mm}}^{5\text{mm}}$	210A (150 ~ 240A) 280A (250 ~ 310A)	
	盖面层 $\phi 5\text{mm}$	210A (150 ~ 240A)	

注：现场焊接施工时，在确保焊接质量前提下，根据实际情况可以适当调整焊接电流，提高工程的质量和进度。

(6) 每道焊在缝焊接后，必须将焊渣及飞溅物清理干净。

(7) 柱与柱，柱与梁等对接坡口焊，应使用与接头等厚度的引弧板，焊前进行定位点焊固定，然后才可焊接。在接头焊缝焊完后，将引弧板割去，并将割疤磨光。

(8) 定位焊采用与正常焊接相同牌号的焊条进行，需承受荷载的焊点、高度和长度应由计算确定；不承受荷载的点焊长度不得小于设计焊缝长度的 10%，并不小于 50mm；在某些会引起强度上及工作上问题的部位，不得进行定位焊。在坡口面内不准用定位点焊固定；引弧板的焊接采用连接焊缝，钢垫板的焊接采用分段焊。

(9) 工地焊工应进行编号，每名焊工在重要焊缝焊接结束后，在焊缝位置附近应敲上钢印，作好各自的施工记录。

(九) 焊缝的最终检查

(1) 首先由工地焊工进行焊缝外观检查，并作好记录。

(2) 在自检的基础上由质量检验人员进行专检。

(3) 焊缝的外观检查质量标准及焊缝外形尺寸允许偏差（角焊缝、对接焊缝、T 型接头焊缝）详见 GB50 205—2001 的有关要求执行。

(4) 焊缝质量检验级别、检验项目、检验数量和检查方法按设计要求、对照 GB50 205—2001 的有关规定执行。

(5) 当有下列情况时应对焊缝进行修补和再次检验。

- ① 坡口组装不准；
- ② 焊缝外观质量不合格；
- ③ 焊缝内部缺陷不合格；

三、工地剪力栓钉焊接

(一) 焊接设备和材料

1. 焊接设备

栓钉螺栓专用焊机（以下以日本 MATSUSHITA 工业设备股份有限公司制造的焊接电源装置和焊机为例，介绍有关性能）

(1) 焊接电源装置（型号 YD-2000LS 型）

使用率；15%（10s 周期）

交流输入	[相位数：三相
		频率：50/60Hz 兼用
		电压：200V、220V
		输入 kVA：208kVA
直流输出	[电流：600A
		输出电压：60V
		输出电流：500 ~ 2000A

无负载电压：125V

(2) 焊枪（型号 YS-223G 型）

适用栓钉直径： $\phi 13\text{mm}$ 、 $\phi 16\text{mm}$ 、 $\phi 19\text{mm}$ 、 $\phi 22\text{mm}$

适用栓钉长度：30 ~ 150mm（标准）

使用率：10%

(3) 现场无栓钉螺栓专用焊机时，也可用 300A 交流焊机和低氢焊条进行手工电焊，但工效很低。

2. 焊接材料

(1) 栓钉（以锦江分馆和静安希尔顿饭店工程上用的由日本提供的栓钉为例）

① 化学成分

C：0.16% ~ 0.2%，

Si：0.15% ~ 0.35%，

Mn：0.6% ~ 0.9%，

P：0.035%，S：0.04%

② 机械性能（以 $\phi 19$ 栓钉为例）

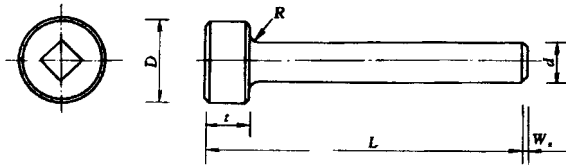
抗拉强度 $\geq 500\text{MPa}$ ；

抗弯强度 $\geq 400\text{MPa}$ ；

③ 外形尺寸：见表 7-2-26

表 7-2-26

栓钉尺寸



额定直径 ϕ (mm)	轴向直径 d (mm)	栓头直径 D (mm)	栓头厚度 t (mm)	制作长度 L (mm)	R mm	焊接渗透厚度 W_z (mm)
16	16 ± 0.3	29 ± 0.4	11 ± 1.0	$50 \sim 100 (\pm 0.5)$	3	4
19	19 ± 0.4	32 ± 0.4	11 ± 1.0	$50 \sim 180 (\pm 0.5)$	3	4

(2) 药座 (电弧保护套圈)

①禁止使用不干燥的焊接药座。

②禁止使用已经破裂或有缺损的焊接药座。

③烘干潮湿的焊接药座时，必须在高于 150°C 的温度中干燥机上进行 1h 以上，方可使用。

(二) 焊接

1. 焊接条件

见表 7-2-27

表 7-2-27

焊接条件

	栓钉直径	普通	穿透覆盖物
焊接电流 焊接时间 膨径	16mm	1100 ~ 1300A 0.7 ~ 0.9s 2.0 ~ 3.0mm	1110 ~ 1500A 0.6 ~ 1.1s 6 ~ 10mm
焊接电流 焊接时间 膨径	19mm	1350 ~ 1600A 0.9 ~ 1.1s 2.0 ~ 3.0mm	1350 ~ 1750A 0.8 ~ 1.4A 6 ~ 10mm
极性		正向	正向

2. 焊接顺序

(1) 将焊枪与焊接电源连接起来，把栓钉和药座套在焊枪上，按在被焊母材上；

(2) 按动焊枪开关，电流就熔断焊接药座上的药座帽并开始发生弧光；

(3) 将定时器定在适当的时间上, 经过一定时间的弧光后, 栓钉以预定的速度顶紧母材, 开始使电流短路。放掉焊枪开关, 栓钉的焊接操作就告完成;

(4) 用小铁锤等小工具轻轻敲掉药座, 栓钉的焊接操作就全部完成。

3. 焊接方法

(1) 如在同一电源上接出二个或更多的焊枪使用时, 必须将导线连接起来, 以保证同一时间内只能有一个焊枪在工作, 并须保证焊接电源在完成每次焊接后, 能恢复到准备状态, 再开始另一次焊接;

(2) 当焊枪在焊接时, 应保持其正确的姿势不动, 直至焊接金属凝固;

(3) 栓钉应保持无锈, 无油或其他材料上的损坏, 否则将对焊接操作带来有害影响;

(4) 在焊接前, 不应在栓钉底脚油漆或电镀;

(5) 构件上需焊接栓钉处, 要用砂轮处理, 做到无杂屑、无锈蚀或其他材料损坏, 以保证焊接取得满意效果;

(6) 当作为焊接基础的金属温度低于 -18°C 或遭受雨雪淋湿时, 均不得进行焊接。

(三) 工地检验

1. 焊前的试验

在正式焊接操作前, 首先在每块试验板上焊二个栓钉, 待其冷却后, 用手锤敲击栓钉, 使其从原来座标轴弯曲 45° , 以检验焊接栓钉的抗弯强度。如果在二个栓钉中的任何一个在焊接部位出现损裂, 就需调整焊接工艺, 重新将二个栓钉焊接, 并再做检验。如果第二次的二个栓钉又有损裂, 就要在另外的板上继续试验焊接, 直到在连续二次检验均获得合格后, 方可将其他栓钉焊接在构件上。每次焊接工艺有改变时, 均需进行上述检验。如发现焊层有不够强的现象, 应作出记号并告知有关人员, 查明原因并调整焊接工艺后, 再行焊接其他栓钉。

2. 外观检查

(1) 焊接完毕后, 用尖头手锤轻轻敲击每个栓钉的焊接处, 进行焊层外观检查, 看栓钉根部四周是否均有焊层。

(2) 如发生 1) 焊层不完善; 2) 手锤敲击发生空隙回声; 3) 焊接后的栓钉长度超过规定值 1.5mm 以上, 均需用手锤敲击使具从原来的座标轴弯曲 15° 。如被检验栓钉没有出现裂缝或断裂, 则已焊栓钉被认为合格。(将焊层不完善的栓钉弯曲 15° , 其弯曲方向应使焊层不完善处受到最大的拉力)

3. 验收

(1) 在完成每天焊接工作后, 以 $1/500$ 的比例随意抽出若干只栓钉, 用手锤敲击, 使其从原来的座标轴弯曲 15° , 检验方法同上;

(2) 如果被检栓钉的焊接部位出现裂缝或断裂, 其相邻的二只栓钉, 需用上述方法再进行检验。

（四）补焊

1. 经弯曲检验后无损裂的栓钉可以使其保持弯曲而合格使用，但如果出现达不到要求的情况，在贴近每个不合格的栓钉地方，都要焊上新的栓钉。在焊接栓钉前，应用砂轮将要焊接区域打磨平滑光亮。

2. 如果焊层表面发现有砂眼，需用低氢焊条进行电弧焊接，将其填实，从而使焊层饱满光滑。

（五）操作注意事项

1. 焊接时不能产生电弧，按下列各条检查：

(1) 电源开关是否闭合？

(2) 扳动焊枪开关时微动开关是否发生“咔嚓”声？

(3) 焊接药座和母材间是否紧合？是否有绝缘物等杂质？

2. 如发生焊接电缆和操作装置紧拉时，禁止拖拉焊枪。

3. 潮湿区域的焊接：

(1) 翼缘上的潮湿或油污处不可进行焊接；

(2) 雨天不可进行焊接。

4. 焊接装置的遮盖：

(1) 每次焊接施工结束后，应将焊接装置盖好；

(2) 当要预热焊机时应将遮盖物全部揭去。

5. 连接电缆的延伸

在焊接时不允许电缆打圈、缠结，否则电流值将被降低，影响焊接质量。

6. 焊接时需检验的项目

见表 7-2-8

表 7-2-28





焊接检验项目

需检项目和要求	检验时间
电流、焊接时间	每次焊接前和更换装置时
膨径尺寸	同上及焊层不正常时
焊枪筒的移动：要平滑	随时
焊接药座支架的位置：同心	随时
焊枪夹头：稳固性	随时
焊接药座支架的固定：稳定性	随时
焊接区域的清理：无锈、无油水	焊接前

7. 焊层外形

(当电流和焊接时间均为适宜时), 外形缺陷见表 7-2-29

表 7-2-29 焊层外形缺陷及原因

图例				
焊层情况	双层、过厚	薄少	凹陷	正常
操作原因	在焊接金属凝固前, 焊枪被移动	下落不够平滑, 膨径太小	当栓钉脱落时, 焊枪向右移动	正常

8. 进行栓钉焊接时, 要稳妥地执拿焊枪, 严格注意焊接情况, 防止水分进入电弧区。

9. 必须按照焊接的规范和标准进行检验。

(六) 施工组织及工效

(1) 施工组织: 一个班组 3 人(划线、定位: 1 人; 安放栓钉、药座: 1 人; 焊接操作: 1 人)。

(2) 工效: 按栓钉专用焊机焊接, 一个班组每个台班可焊 600~800 套。

(3) 其他: 为了操作便利, 安全施工, 确保质量, 一定要落定现场操作的安全设施。

四、工地高强度螺栓施工

(一) 安装临时螺栓

(1) 安装临时螺栓或冲钉对孔时, 应注意柱子垂直度的变化, 如错孔情况较大, 应认真分析原因, 酌情处理, 严禁擅自扩孔。

(2) 安装临时螺栓投入数为每个节点螺栓数的 $1/3$, 但至少保持 2 只。当构件在未投入高强度螺栓前, 发生有使用荷载的情况时, 应验算临时螺栓的投入数是否安全。

(3) 临时螺栓投入后, 用扳手紧固后方可拔出冲钉, 冲钉的穿入数量不宜多于临时螺栓的 30%。

(二) 高强度螺栓工地紧固(初、终拧)注意事项:

- (1) 在高层钢结构工程中,每节柱和梁的高强度螺栓紧固顺序是:先顶层,然后底层,最后为中间层次。
- (2) 同一连接面上的螺栓紧固,应由接缝中间向两端交叉进行。
- (3) 两个连接构件的紧固顺序:先主要构件,后次要构件。
- (4) 工字型构件的紧固顺序是:先上翼缘,次下翼缘,后腹板处。

(三) 安全

- (1) 安装、紧固的操作的登高及操作设施应安全、方便、可靠。
- (2) 高强度螺栓连接铁板大而重时,应提请设计单位和制作厂,改成铰链式构造,并把它直接焊在构件的连接处,减少高空操作时的劳动强度。
- (3) 高空人员操作时,应着胶底鞋,携带工具袋(桶),工具应放入工具袋(桶)内。
- (4) 在高空紧固操作时,应有必要的安全保护措施,防止工具、螺栓等物体坠落。对于扭剪型高强度螺栓在紧固后被拧下的尾部,应随时放入工具袋(桶)内,不应随地堆放,严禁随便向下抛落。

(四) 施工组织及工效

- (1) 施工组织:一个班组6人(螺栓安装:3人,初拧:1人,终拧:2人)。
- (2) 工效:用电动扳手紧固,一个班组每个台班可紧固600套左右。

第三章 轻型钢结构设计施工实例与图集

第一节 轻型钢结构的范畴与种类

一、结构范畴

(一) 范畴

轻型钢结构与普通钢结构并无明确的分界线和设计上的差异。早在 70 年代我国钢结构设计规范首次将圆钢、小角钢的轻型钢结构列为专门一章，对推广轻型钢结构起了很大作用。但人们易片面地认为轻型钢结构只是指“跨度不超过 18m 且起重量不大于 5t 的轻、中级工作制桥式吊车的房屋中采用有圆钢或小角钢（小于 $L 45 \times 4$ 或 $L 56 \times 36 \times 4$ ）的钢结构”，而忽视了大量应用的其他截面尺寸较小、壁厚较薄的轻型钢结构。因此轻型钢结构的范畴应包括所有轻型屋面下采用的钢结构。本书着重介绍压型钢板和太空板为主的轻型屋面下的轻型刚架、屋架和网架的设计。

(二) 应用场合和特点

根据轻型钢结构的发展，其应用范围将不局限于具有小跨度、小吊车的房屋，而且已逐渐扩展，可以取代部分普通钢结构的应用。

轻型屋面的应用和屋面荷载的大幅度降低，使钢屋盖结构的截面尺寸和重量比按传统混凝土重屋面设计的大幅度降低，不仅节约钢材用量，加快建设速度，更引人触目的是它本身具有较强的抗震能力而且能提高整个房屋的综合抗震性能。但由于轻型钢结构的截面尺寸相对较小，在制作、运输、安装以及防护、隔热等方面必须引起足够的注意。

二、结构种类

单层轻型房屋一般采用门式刚架、屋架和网架为主要承重结构。其上设檩条、屋面

板(或板檩合为一体的太空轻质大型屋面板),其下设柱(对刚架则梁柱合一)基础,柱外侧有轻质墙架,柱的内侧可设吊车梁。轻型钢结构房屋的具体布置见图7-3-1~图7-3-3。

(一) 门式刚架

国内外单层轻型房屋大量采用门式刚架结构。我国《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》(CECS102:98)的颁布,为我国轻型钢结构的推广应用起了促进和更加规范化的作用。门式刚架结构的形式、构造及设计见图7-3-1及第五章。

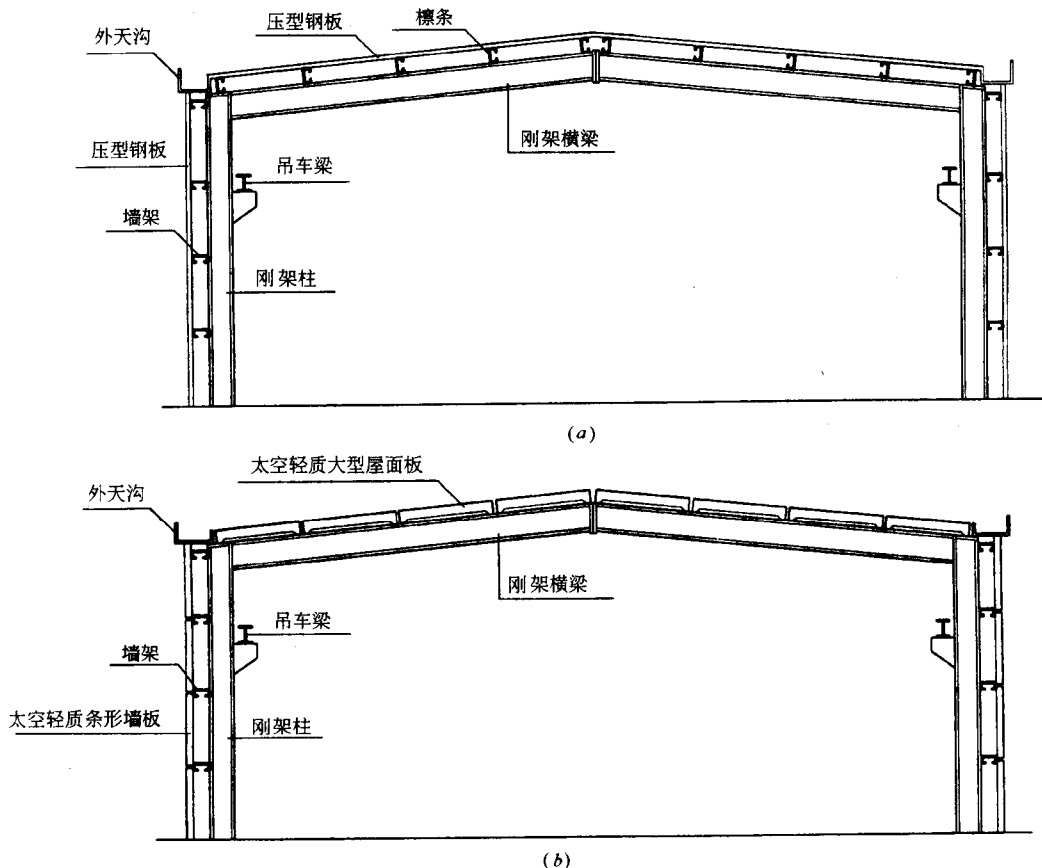


图 7-3-1 门式刚架
(a) 有檩体系 ;(b) 无檩体系

(二) 屋架

目前大量应用的压型钢板有檩体系和太空轻质大型屋面板无檩体系多采用平坡的轻型梯形钢屋架。当房屋跨度较大、高度较高或承重柱采用混凝土构件时宜采用屋架结构。屋架结构的形式、构造及设计见图7-3-2。图7-3-2、7-3-3示出了设有天窗

架的屋架结构。

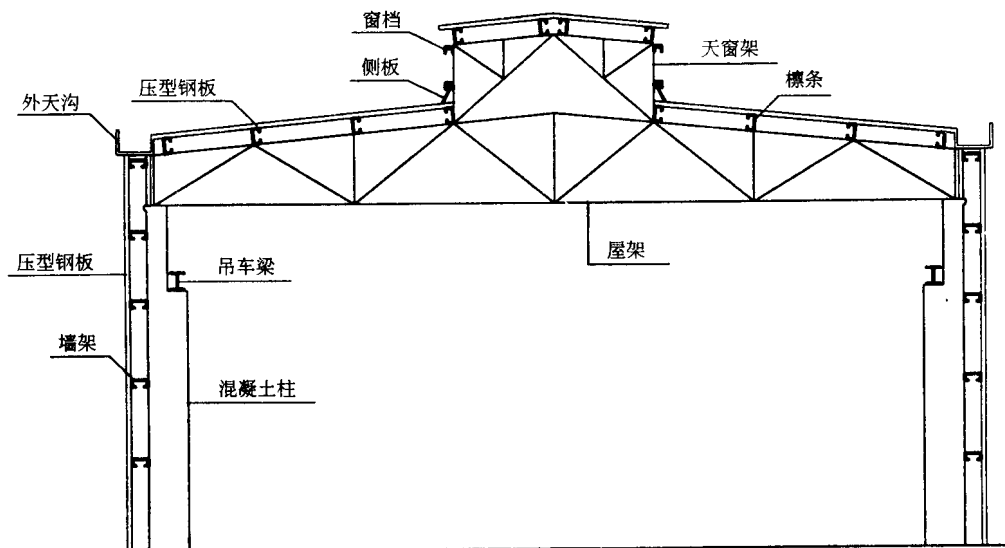


图 7-3-2 屋架（一）有檩体系

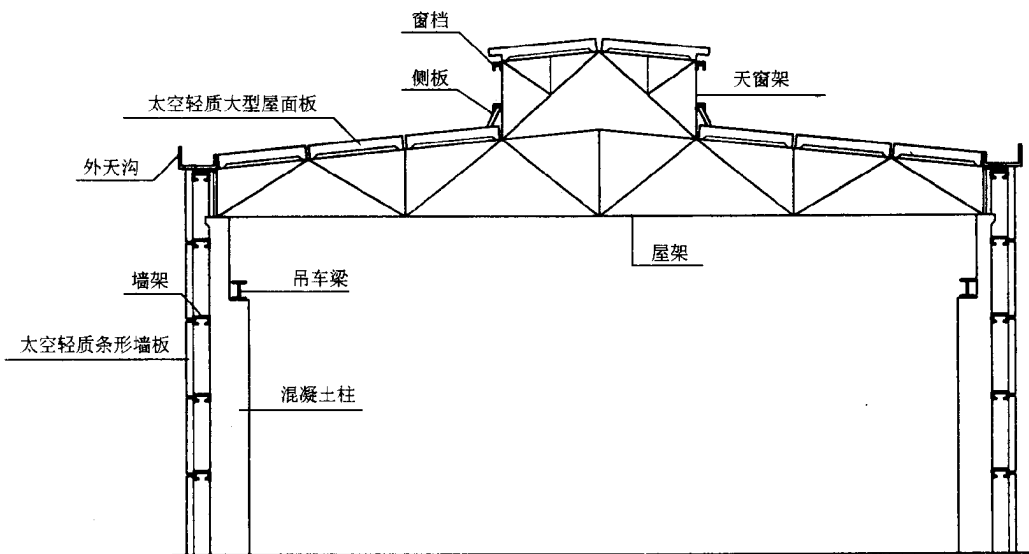
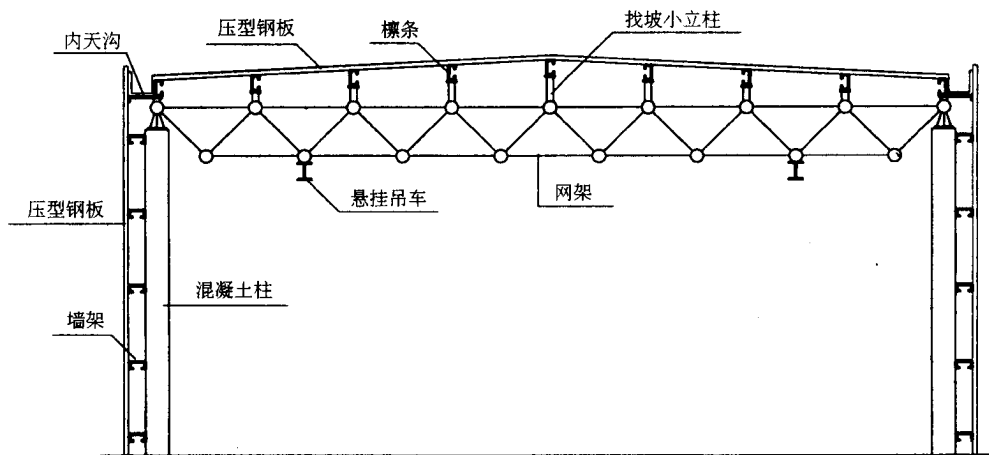


图 7-3-3 屋架（二）无檩体系

门式刚架和屋架均为平面结构体系，为保证结构的整体性、稳定性及空间刚度，在每榀刚架或屋架间应由纵向构件或支撑系统连接。

(三) 网架

当房屋跨度较大，其平面尺寸长短边之比接近于 1 或不超过 2 时，宜采用网架结构。网架结构可提供较大的房屋平面及净空，外形美观。网架结构的形式、构造及设计见图 7-3-4。网架为空间结构体系，不像刚架和屋架需另设支撑。



(a)

图 7-3-4 网架 (一)

(a) 有檩体系

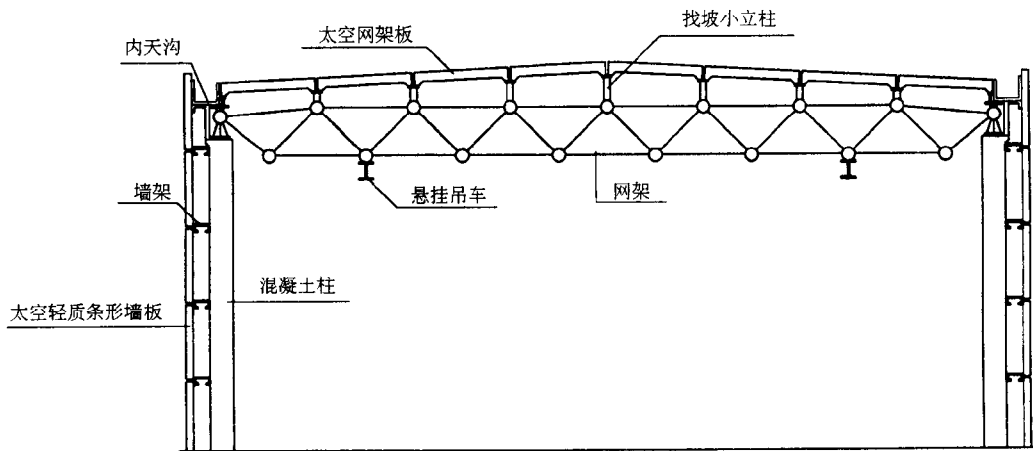


图 7-3-4 网架 (二)

(b) 无檩体系

第二节 轻型钢结构的施工概述

一、轻型钢结构的制造

轻型钢结构的制造工艺与普通钢结构并无很大的区别。轻型钢结构的材料规格小，杆件细而薄，而且材料的调直、下料、弯曲成型、加工拼装、构件的翻身搬运容易，不需要大型的专用设备，故特别适合在中、小型工厂加工制造。

圆钢、小角钢的轻型钢结构杆件较细，容易成型，这是加工制造的有利条件。但在加工过程中也容易造成杆件弯曲和损伤等情况，这种弯曲和损伤对结构承载力的影响较大，加工制造时应加以注意。

采用冷弯薄壁型钢结构比采用普通钢结构一般多一道酸洗除锈或酸洗磷化处理工艺。当采用两个槽钢拼焊成方管时焊接量较大。由于杆件连接多为顶接，故下料的精确度要求较高。过去人们曾担心，冷弯薄壁型钢构件的壁厚较薄，材料的调直不太容易，但实践证明，其调直工艺比普通钢结构还易掌握。通常采用撑直机撑直和在平台上用锤子锤打两种方法；前者凹凸现象易于调整，且能保证质量。

对于桁架式檩条，三铰拱屋架或梭形屋架，其连续弯曲的蛇形圆钢腹杆多在胎具上用手工完成，直径较小时采用冷弯，直径较大时需利用氧气乙炔局部加热进行弯曲。冷弯和热弯的直径界限随各制造单位的具体情况而不同，其弯曲半径为圆钢直径的 2.5 倍。由于蛇形圆钢在弯曲后有回弹现象，成型后的误差比较大，所以胎具的定位器应比腹杆轴线间的夹角要小一些，并在成型后用样板校核。

钢材的切断应尽可能在剪切机或锯床上进行，特别是对于薄壁型钢屋架，因下料要求准确，最好采用电动锯割法，不仅工效高，而且断面光滑平整，质量好，长度误差可控制在 $\pm 1\text{mm}$ 以内。如无设备时，也可采用气割。为了提高气割质量，宜采用小口径喷嘴，并在切割后用锤子轻轻敲打，使切口平整，以清除熔渣，保证焊接质量。

焊接是轻型钢结构的主要连接方法，因杆件截面一般较小，厚度较薄，容易产生焊接变形和烧穿，因此在焊接时必须注意选择适当的焊接工艺和焊接参数，如焊条直径、焊接电流的大小和焊接程序等。焊接参数的选择应根据不同的焊件厚度和操作技术水平确定。一般常用的焊条直径为 $\phi 3.2 \sim 4\text{mm}$ ，当焊接厚度 $\leq 2\text{mm}$ 时，可用 $\phi 2.5\text{mm}$ 的焊条。同时注意选择合适的焊接电流，电流过大，容易烧穿，过小又易产生焊缝夹渣。根据不同的焊条直径，焊接电流可在 $80 \sim 200\text{A}$ 范围内变动，焊接技术好的，电流可适当加大。焊接时应根据不同的节点形式、空间位置和焊接件厚薄，正确地掌握焊条角度、施焊方法、焊接速度以及焊件中的温度分布，以确保焊接质量。

应尽可能采用平焊和船形焊，如需立焊或横焊时，应由技术熟练的焊工焊接。此外，应注意采用有效措施防止焊接变形。当几部焊机同时焊接一个构件时，焊点要分

散，使热量在整个构件上均匀分布；长焊缝应采用逆向分段焊接法。焊缝以一次焊成为宜，如必须分两次焊接时，应在第一道焊缝冷却后再焊第二道，不宜在一条短焊缝上连续重复烧焊，以防烧伤金属。对焊工的技术水平应有一定要求，不熟练的焊工容易出现咬肉、气孔、夹渣、裂纹、未焊满的陷槽等缺陷。轻型钢结构的杆件较多，焊点分散，尤应注意检查有无漏焊和错位等现象。

二、轻钢结构安装准备工作

轻钢结构安装准备工作的内容和要求与普通钢结构安装工程相同。钢柱基础施工时，应做好地脚螺栓定位和保护工作，控制基础和地脚螺栓顶面标高。基础施工后应按以下内容进行检查验收：

- (1) 各行列轴线位置是否正确；
- (2) 各跨跨距是否符合设计要求；
- (3) 基础顶标高是否符合设计要求；
- (4) 地脚螺栓的位置及标高是否符合设计及规范要求。

构件在吊装前应根据《钢结构工程施工及验收规范》中的有关规定，检验构件的外形和截面几何尺寸，其偏差不允许超出规范规定值之外；构件应依据设计图纸要求进行编号，弹出安装中心标记。钢柱应弹出两个方向的中心标记和标高标记；标出绑扎点位置；丈量柱长，其长度误差应详细记录，并用油笔写在柱子下部中心标记旁的平面上，以备在基础顶面标高二次灌浆层中调整。

构件进入施工现场，须有质量保证书及详细的验收记录；应按构件的种类、型号及安装顺序在指定区域堆放。构件地层垫木要有足够的支撑面以防止支点下沉；相同型号的构件叠层时，每层构件的支点要在同一直线上；对变形的构件应及时矫正，检查合格后方可安装。

三、轻钢结构安装机械选择

轻钢结构的构件相对自重轻，安装高度不大，因而构件安装所选择的起重机械多以行走灵活的自行式（履带式）起重机和塔式起重机为主。所选择的塔式起重机的臂杆长度应具有足够的覆盖面，要有足够的起重能力，能满足不同部位构件起吊要求。多机工作时，臂杆要有足够的高度，有能不碰撞的安全转运空间。

对有些重量比较轻的小型构件，如檩条、彩钢板等，也可以直接由人力吊升安装。起重机的数量，可根据工程规模、安装工程大小及工期要求合理确定。

四、轻钢结构安装

(一) 结构安装方法

轻钢结构安装可采用综合吊装法或分件吊装法。采用综合吊装法,是先吊装一个单元(一般为一个柱间)的钢柱(4~6根),立即校正固定后吊装屋面梁、屋面檩条等。当一个单元构件吊装、校正、固定结束后,依次进行下一单元。屋面彩钢板可在轻钢结构框架全部或部分安装完成后进行。

分件吊装法是将全部的钢柱吊装完毕后,再安装屋面梁、屋面(墙面)檩条和彩钢板。分件吊装法的缺点是行机路线较长。

(二) 构件的吊装工艺

1. 钢柱的吊装

钢柱起吊前应塔好上柱顶的直爬梯;钢柱可采用单点绑扎吊装,扎点宜选择在距柱顶 $1/3$ 柱长处,绑扎点处应设软垫,以免吊装时损伤钢柱表面。当柱长比较大时,也可采用双点绑扎吊装。

钢柱宜采用旋转法吊升,吊升时宜在柱脚底部栓好拉绳并垫以垫木,防止钢柱起吊时,柱脚拖地和碰坏地脚螺栓。

钢柱对位时,一定要使柱子中心线对准基础顶面安装中心线,并使地脚螺栓对孔,注意钢柱垂直度,在基本达到要求后,方可落下就位。经过初校,待垂直度偏差控制在20mm以内,拧上四角地脚螺栓临时固定后,方可使起重机脱钩。钢柱标高及平面位置已在基面设垫板及柱吊装对位过程完成,柱就位后主要是校正钢柱的垂直度。用两台经纬仪在两个方向对准钢柱两个面上的中心标记,同时检查钢柱的垂直度,如有偏差,可用千斤顶、斜顶杆等方法校正。

钢柱校正后,应将地脚螺栓紧固,并将垫板与预埋板及柱脚底板焊接固定。

2. 屋面梁的吊装

屋面梁在地面拼装并用高强度螺栓连接紧固。屋面梁宜采用两点对称绑扎吊装,绑扎点亦设软垫,以免损伤构件表面。屋面梁吊装前设好完全绳,以方便施工人员高空操作;屋面梁吊升宜缓慢进行,吊升过柱顶后由操作工人扶正对位,用螺栓穿过连接板与钢柱临时固定,并进行校正。屋面梁的校正主要是垂直度检查,屋面梁跨中垂直度偏差不大于 $H/250$ (H 为屋面梁高),并不得大于20mm。屋架校正后应及时进行高强度螺栓紧固,做好永久固定。

高强度螺栓紧固、检验应按规范进行。

3. 屋面檩条、墙面梁的安装

薄壁轻钢檩条,由于重量轻,安装时可用起重机或人力吊升。当安装完一个单元的钢柱、屋面梁后,即可进行屋面檩条和墙梁的安装。墙梁也可在整个钢框架安装完毕后

进行。檩条和墙梁安装比较简单，直接用螺栓连接在檩条挡板或墙梁托板上。檩条的安装误差应在 $\pm 5\text{mm}$ 之内，弯曲偏差应在 $L/750$ (L 为檩条跨度)，且不得大于 20mm 。墙梁安装后应用拉杆螺栓调整平直度，顺序应由上而下逐根进行。

4. 屋面和墙面彩钢板安装

屋面檩条、墙梁安装完毕，就可进行屋面、墙面彩钢板的安装。一般是先安装墙面彩钢板，后安装屋面彩钢板，以便于檐口部位的连接。

彩钢板安装有隐藏式连接和自攻螺丝连接两种。隐藏式连接通过支架将彩钢板固定在檩条上，彩钢板横向之间用咬口机将相邻彩钢板搭接接口咬接，或用防水粘接胶粘接（这种做法仅适用于屋面）。自攻螺丝连接是将彩钢板直接通过自攻螺丝固定在屋面檩条或墙梁上，在螺丝处涂防水胶封口，这种方法可用于屋面或墙面彩钢板连接。

彩钢板在纵向需要接长时，其搭接长度不应小于 100mm ，并用自攻螺丝连接，防水胶封口。

彩钢板安装中，应注意几个关键部位的构造做法：山墙檐口处，用檐口包角板连接屋面和墙面彩钢板；屋脊处，在屋脊处盖上屋背盖板，可根据屋面的坡度大小，分屋面坡度大于或等于 10° 和小于 10° 两种不同的做法；门窗位置，依窗的宽度，在窗两侧设立窗边立柱，立柱与墙梁连接固定，在窗顶、窗台处设墙梁，安装彩钢板墙面时，在窗顶、窗台、窗侧分别用不同规格的连接板包角处理；墙而转角处，用包角板连接外墙转角处的接口彩钢板；天沟安装，天沟多采用不锈钢制品，用不锈钢支撑固定在檐口的边梁（檩条）上，支撑架的间距约 500mm ，用螺栓连接。

对于保温屋面，彩钢板应安装在保温棉上。施工时，在屋面檩条上拉通长钢丝网，钢丝网间格为 $250 \sim 400\text{mm}$ 的方格。在钢丝网上保温棉顺着排水方向垂直铺向屋脊，在保温棉上再安装彩钢板。铺保温板与安装彩钢板依次交替进行，从房屋的一端施工向另一端，施工中应注意保温材料每幅宽度间的搭接，搭接的长度宜控制在 50mm 左右。同时当天铺设的保温棉上，应立即安装好彩钢板，以防雨水淋湿。

轻钢结构安装完工后，需进行节点补漆和最后一遍涂装，涂装所用材料同基层上的涂层材料。

由于轻钢结构构件比较单薄，安装时构件稳定性差，需采用必要的措施，防止吊装变形。

五、轻钢结构的防腐蚀

（一）轻钢结构防腐蚀的重要性和措施

轻钢结构因壁薄杆细，一经腐蚀会严重降低结构的承载力，特别是薄壁型钢结构的防腐蚀问题更为突出。因此，在设计轻钢结构时，除在结构选型、截面组成以及钢材材质上予以注意外，尚应根据结构所处的环境及其重要程度，提出相应的防腐措施。

钢结构的锈蚀与建筑物周围的环境，空气的有害成分（如酸、盐等），建筑物内的

湿度、温度和通风情况有关。轻钢结构不宜用于高湿、高温及强烈腐蚀介质的环境中。

人们在不断总结经验的基础上，逐步认识到一些轻钢结构的腐蚀与防腐蚀的规律。只要采取积极的防腐蚀措施，排除产生腐蚀的根源，轻钢结构的防腐蚀，并不比普通钢结构特殊和困难。其防腐蚀的设计原则如下：

(1) 全面考虑结构的整体布置，隔离有腐蚀介质区域或限制腐蚀介质的来源（即改进工艺设备和生产过程），部分或全部消除有害因素。采用有利于自然通风的结构布置方案，以降低有害物的含量。

(2) 尽可能选用含有适量合金元素的耐腐蚀性较高的低合金钢材（如 09MnCuPTi、15MnVCu、15MnTiCu），其耐腐蚀性比 Q235 钢约提高 50% ~ 70%。含 Cu 钢普遍显示出它的良好耐腐蚀性能。

(3) 从结构上采取措施，选用不易受腐蚀的合理方案，节点结构要简单，尽量避免有难于检查、清理、涂漆以及易积留湿气和灰尘的死角和凹槽。

(4) 尽可能采用表面面积最小的圆管和方管的管形截面。根据调查结果表明，封闭的方管即使有的有小气孔，但其内壁也不会锈蚀，故管内壁一般可不涂刷油漆。

(5) 将构件彻底除锈，并选用防锈性能良好的涂料。

(6) 在加工制造中要保证焊接质量。焊缝内的夹渣，易引起腐蚀。对于薄壁闭口截面，要求节点处焊接密封，以免水气侵入。

(7) 尽量避免或减少涂刷后进行焊接，以防止破坏漆膜的完整性，对施工中破坏的漆膜，应及时补涂油漆。

(8) 对原材料和加工好的构件要加强管理，妥善堆放，避免生锈。

(二) 除锈方法

钢材的除锈好坏，是关系到涂料能否获得防护效果的关键之一，但这点往往被施工单位所忽视。如果除锈不彻底，将严重影响涂料的附着力，并能使漆膜下的金属表面继续生锈扩展，使涂层破坏失效，达不到预期的保护效果，造成经济上的浪费和生产上的损失。因此彻底清除金属表面的铁锈、油污和灰尘等，使金属表面露出灰白色，以增加漆膜与构件表面的粘结力。目前除锈的方法有四种：

(1) 手工除锈：工效低，除锈不彻底，影响油漆的附着力，使结构容易透锈。限于条件，圆钢、小角钢的轻钢结构多采用这种除锈方法。但在手工除锈施工过程中，应尽量做到认真细致，使露出金属表面为止。

(2) 喷砂、喷丸除锈：将钢材或构件通过喷砂机将其表面的铁锈清除干净，露出金属的本色。较好的喷砂机能将喷出的石英砂、铁砂或铁丸的细粉自动筛去，防止粉末飞扬，减少对工人健康的影响。这种除锈方法比较彻底，效率亦高，在较发达的国家普遍采用，是一种先进的除锈方法。

(3) 酸洗除锈：将构件放入酸洗槽内，除去油污和铁锈。采用这一方法时应使其表面全部呈铁灰色，酸洗后必须清洗干净，保证钢材表面无残余酸液存在。为防止构件酸洗后再度生锈，可采用压缩空气吹干后立即涂一层硼钡底漆。

(4) 酸洗磷化处理：构件酸洗后，再用 2% 左右的磷酸作磷化处理，处理后的钢材表面有一层磷化膜，可防止钢材表面过早返锈，同时能与防腐涂料紧密结合，提高涂料的附着力，从而提高其防腐蚀性能。

酸洗磷化处理的工艺并不复杂，酸洗槽的设置也比较简单，其工艺过程如下：

去油→酸洗→清洗→中和→清洗→磷化→热水清洗→涂油漆

综合来看，以酸洗磷化处理最好，喷砂除锈、酸洗除锈次之，人工除锈最差。薄壁型钢结构最好优先采用酸洗磷化处理方法，以延长其维修年限和使用寿命。

(三) 防锈涂料的选择

涂料（习惯称油漆）是一种含油或不含油的胶体溶液，将它涂敷在构件表面上，可以结成一层薄膜来保护钢结构。防腐涂料一般由底漆和面漆组成。底漆主要起防锈作用，故称防锈底漆，它的漆膜粗糙，与钢材表面附着力强，并与面漆结合好。面漆主要是保护下面的底漆，故对大气和湿气有抗气候性和不透水性，它的漆膜光泽，增加建筑物的美观，又有一定的防锈性能，并增强对紫外线的防护。

钢结构的防腐蚀，除要求彻底除锈外，选择使用防锈性能好的涂料，对于保证结构的使用年限和减少维护费用，也起很重要的作用。选择涂料的原则应以货源广、成本低为前提。涂料的品种多，性能和用途各异，在选用时要注意下列问题：

(1) 根据结构所处的环境，选用合适的涂料。即根据室内、室外的温度和湿度、侵蚀性介质的种类和浓度，选用涂料的品种。对于酸性介质，可采用耐酸性较好的酚醛树脂漆，而对于碱性介质，则应采用耐碱性能较好的环氧树脂漆。

(2) 注意涂料的正确配套，使底漆和面漆之间有良好的粘接力。例如，过氧乙烯漆对钢材表面的附着力差，与磷化底漆或铁红醇酸底漆配套使用，才能得到良好的效果。而不能与油性底漆（例如油性红丹漆）配套使用，因为过氧乙烯中含有强溶剂，会咬起这种底漆的漆膜。

(3) 根据结构构件的重要性（是主要承重构件还是次要承重构件）分别选用不同品种的涂料，或用相同品种的涂料，调整涂复层数。

(4) 考虑施工条件的可能性，有的宜涂刷。在一般情况下，宜选用干燥快，便于喷涂的冷固型涂料。

(5) 选择涂料时，除考虑结构使用性能、经济性和耐久性外，尚应考虑施工过程中的稳定性，毒性以及需要的温度条件等。此外，对涂料的色泽也应予以注意。

(四) 油漆的施工与维护

油漆是钢结构加工制造的最后一道工序，不得与结构的焊、铆、拼接等工序交叉进行。

正确的涂装设计必须有严格的施工来保证，不仅施工技术人员应当掌握涂料的施工技术，而且涂装技术工人也应对涂料施工有一定的基本知识和熟练的操作技能。同时还应有一套严格施工管理制度，才有可能很好地完成设计规定的指标和要求。

油漆涂料的保护性能随涂层厚度的增加而提高。漆膜是涂料固化后生成的膜,在使用过程中,由于漆膜内的有机物老化或受腐蚀等多种因素作用,漆膜会受损伤。因此要有足够的漆膜厚度,以免造成钢定,目前国内在这方面还没有统一的漆膜厚度选用标准。根据有关资料按钢结构使用要求,钢结构涂层的总厚度(包括底漆和面漆),一般室内钢结构要求涂层厚度 $100 \sim 150\mu\text{m}$,室外钢结构 $150 \sim 200\mu\text{m}$ 。

油漆的操作方法分刷涂和喷涂两种。对于油性基漆,如红丹防锈漆等,它的干性慢,但渗透性大,流平性好,以涂刷为宜。对于过氯乙烯漆、环氧树脂类漆,因干燥迅速,为使漆膜均匀平整,避免针孔,可采用喷涂。喷涂虽然工效高,但涂料利用率低,浪费大,因此,喷涂在一般钢结构涂装中并不常采用。

由于各种涂料性能不同,要求施工环境的温、湿也不尽相同。温度可根据有关涂料的产品说明书或涂装规程的规定进行控制,一般为 $10 \sim 30^{\circ}\text{C}$;湿度一般控制在相对湿度不大于 80% 。南方地区相对湿度小于 80% 的天气较少,可采用钢材表面温度高于露点 3°C 的方法来控制,此法较为合理也较实用。此外,在雨、雾、雪和有较大量灰尘条件下,应禁止在户外施工。

底漆的施工在制造厂进行,面漆的施工一般应在结构安装完成并固定后进行。在运输和安装过程中底漆被损坏的部分应予补涂,然后再涂面漆。

油漆防护工程一般的使用期应以具有十年以上的目标为好。但由于漆膜在使用过程中,受紫外线、温度、湿度、干湿交替、温度变化等作用 and 腐蚀介质的腐蚀作用后会受到破坏,有时还会发生机械损伤,因此需要对涂层进行经常性的维修。涂层的维修工作与新建时候不同,第一,基层条件不同,如涂层有的已被腐蚀,有的表面积灰、积油等;第二,施工条件不同,维修时条件往往比新建时的施工条件差,特别是在不停产条件下的维修。由于这些原因,不少维修工作往往只是在旧构件表面上罩上一道新涂料,就算是作了维修,因而继续使用时间很短,有的不到一年,长的两三年还要修,形成一两年涂一次漆,给生产带来不利影响。因此,不到使用年限的小修是可以局部地修补或表面加涂涂层,而使用到不能再用时的大修,则应彻底重作保护涂层解决。

第三节 轻型钢结构设计实例与图集

一、檩条

檩条详图见图 7-3-5 ~ 图 7-3-10。

二、刚架

刚架详图见图 7-3-11 ~ 图 7-3-8。

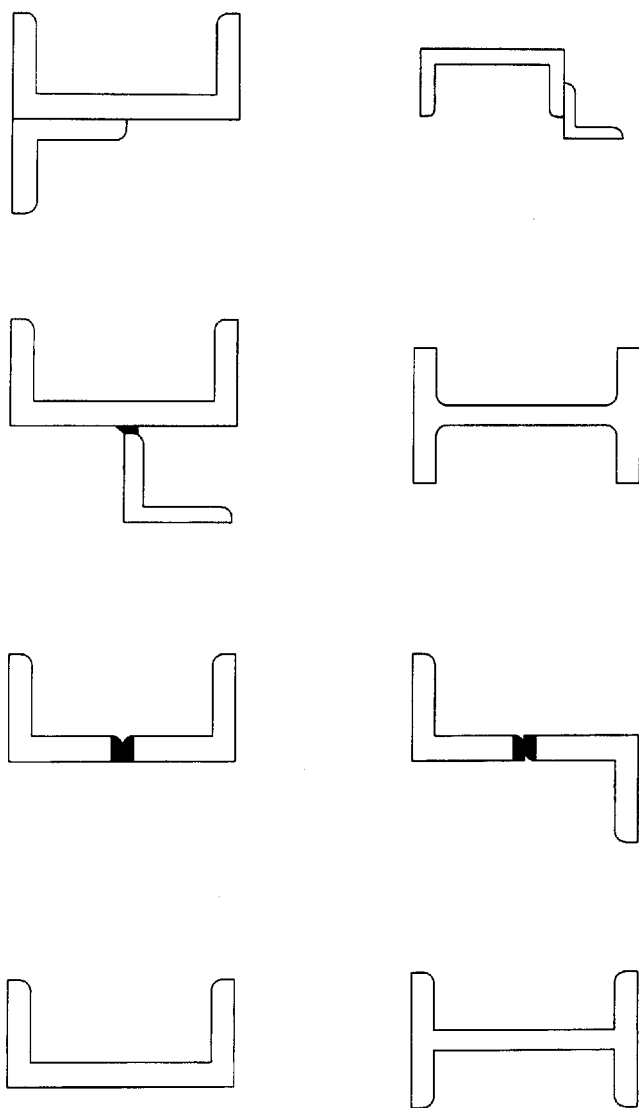
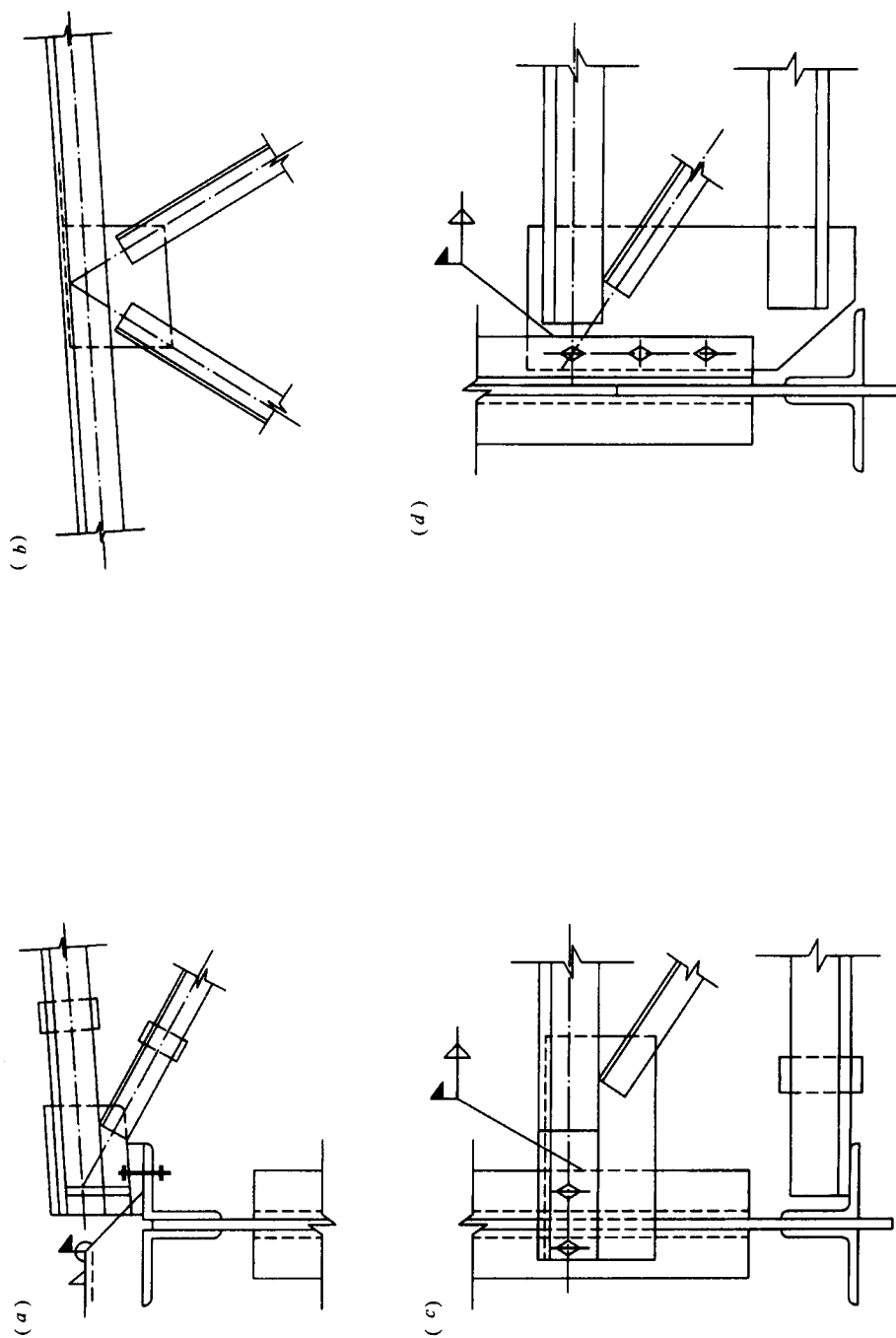
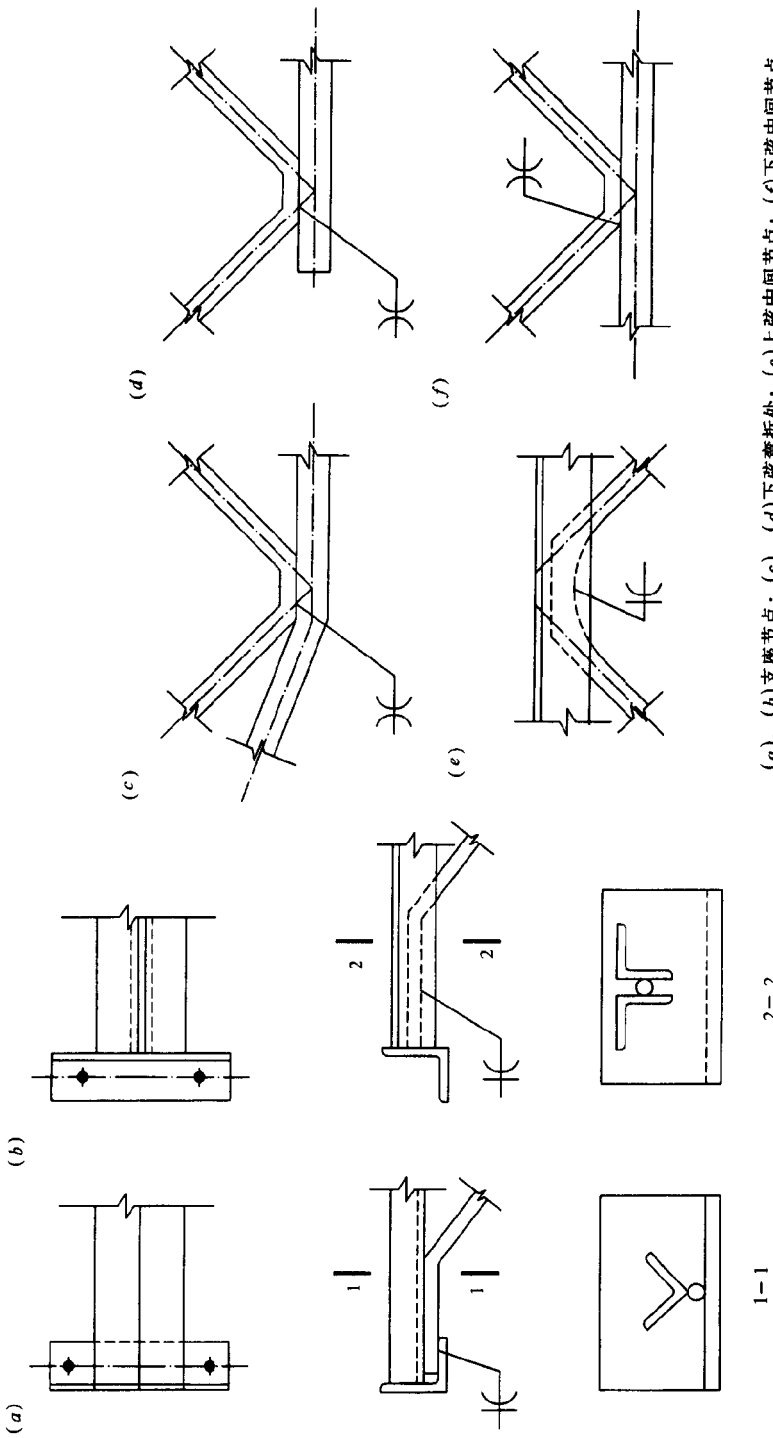


图 7-3-5 型钢檩条截面形式



(a) 支座节点; (b) 中间节点; (c)、(d) 井式天窗屋盖檩条与屋架下弦的连接

图 7 - 3 - 6 图钢杆件的平面桁架式檩条

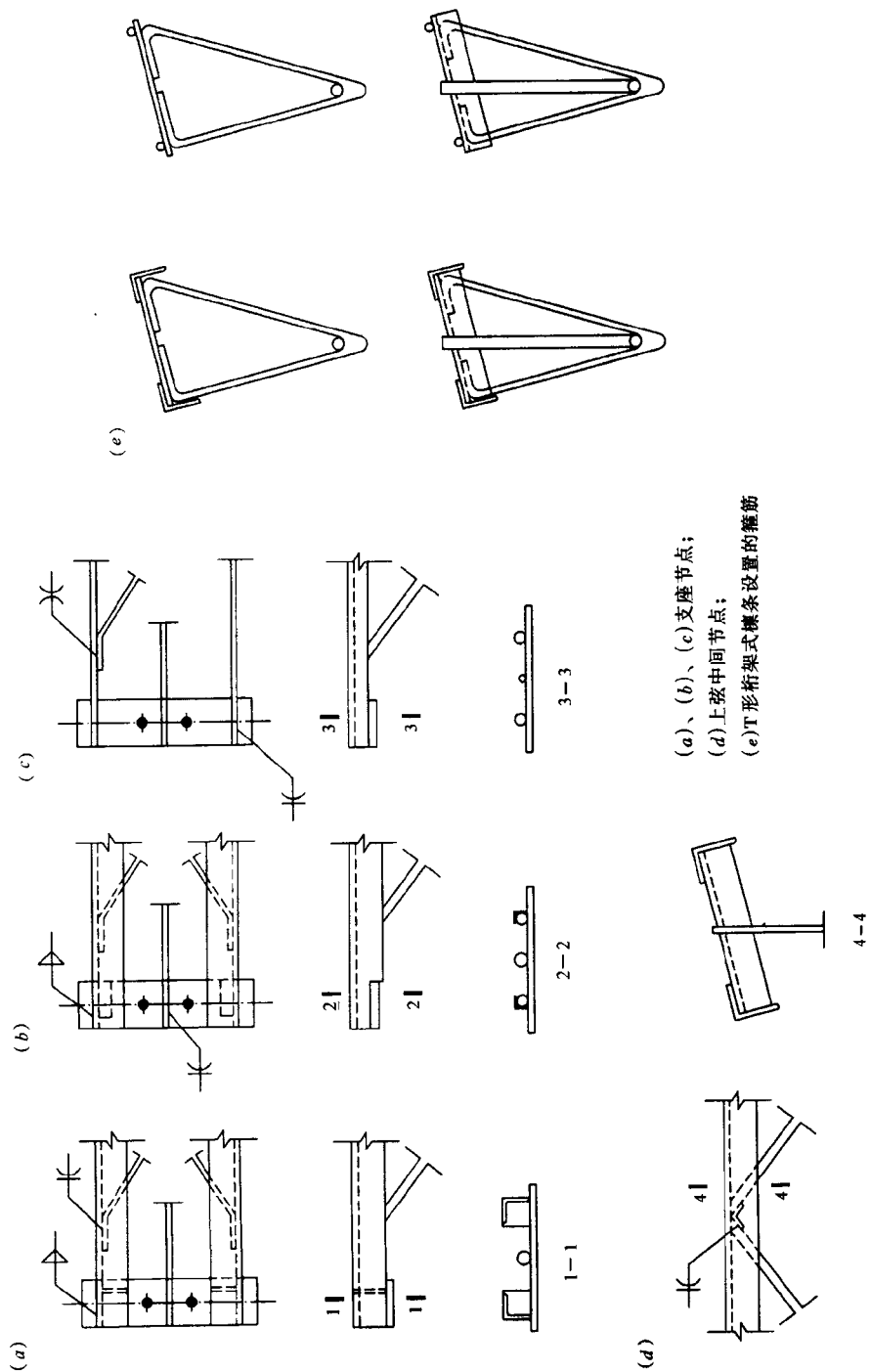


(a)、(b)支座节点；(c)、(d)下弦弯折处；(e)上弦中间节点；(f)下弦中间节点

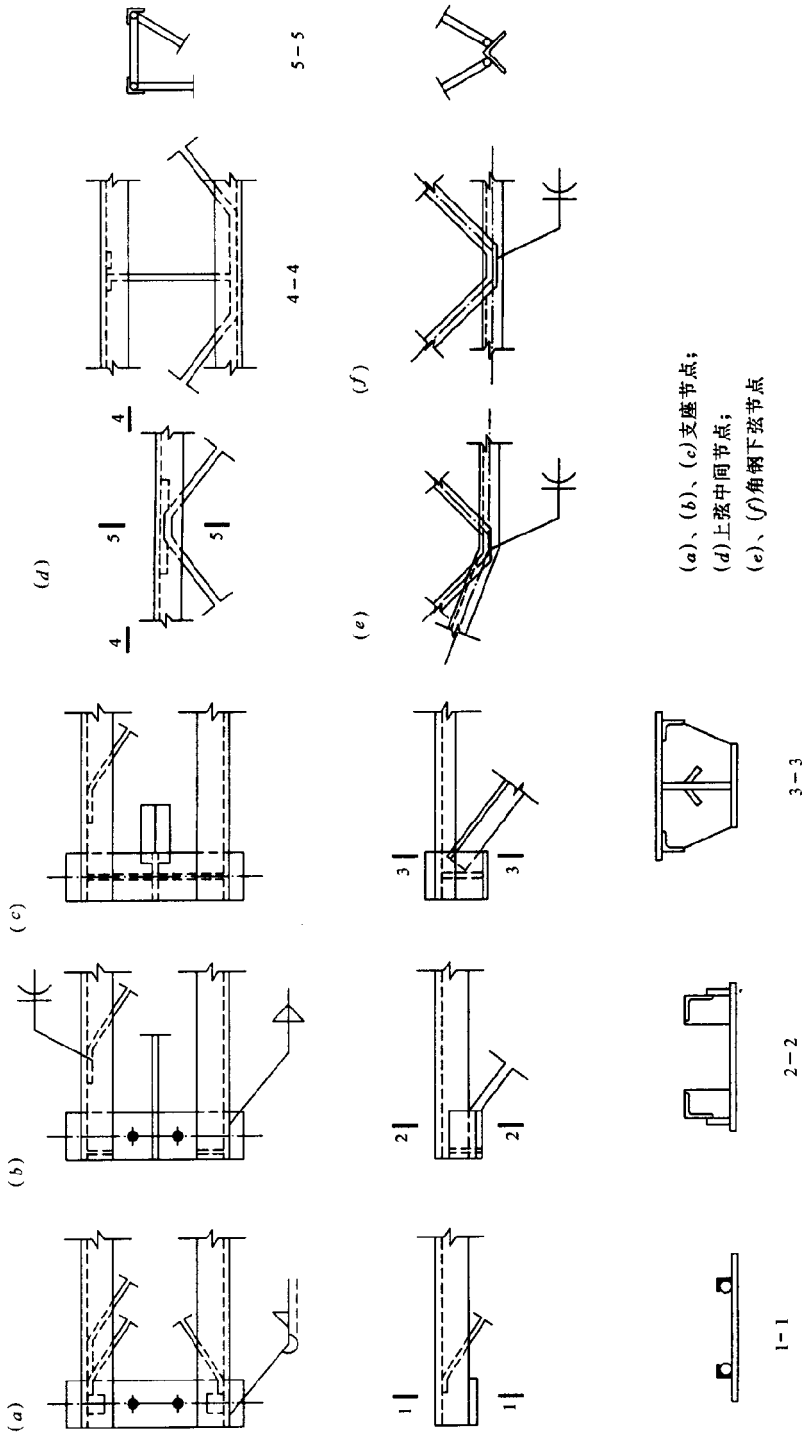
2-2

1-1

图 7 - 3 - 7 轻型钢结构的平面桁架式檩条



图书馆 7 - 3 - 8 T 形桁架式檩条



图形 7 - 3 - 9 空间桁架式檩条节点

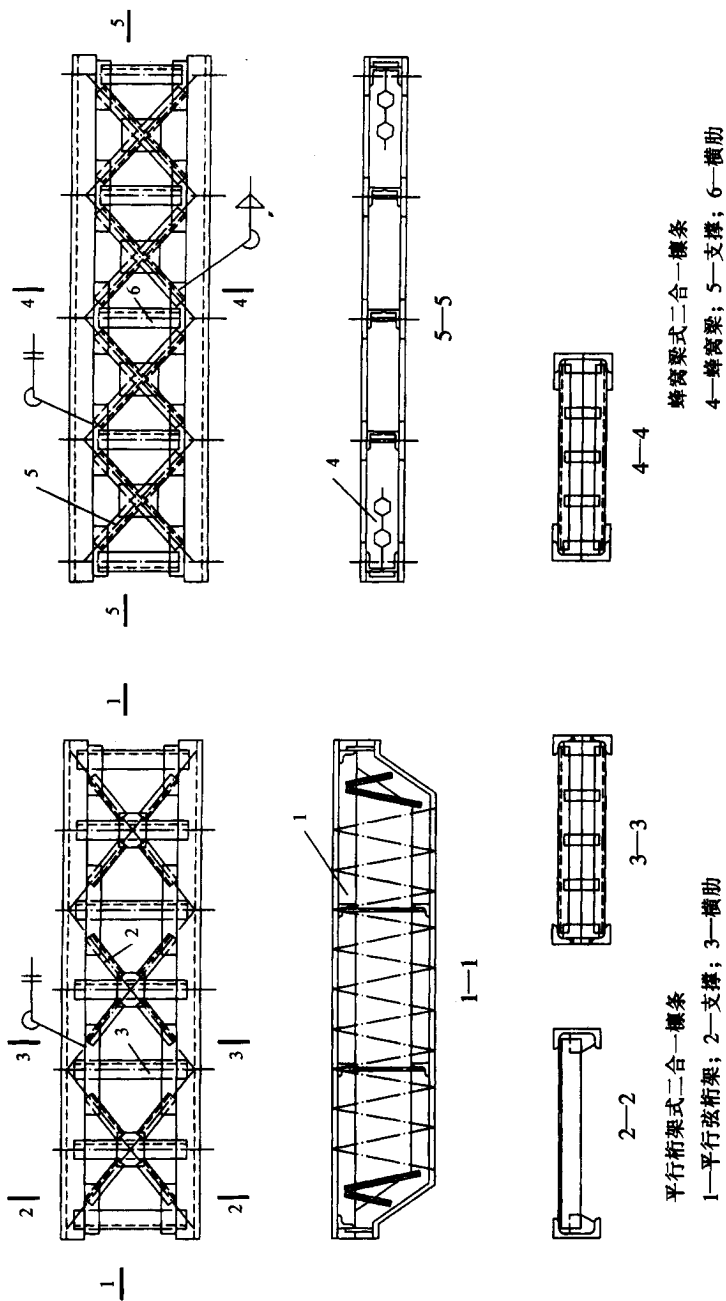
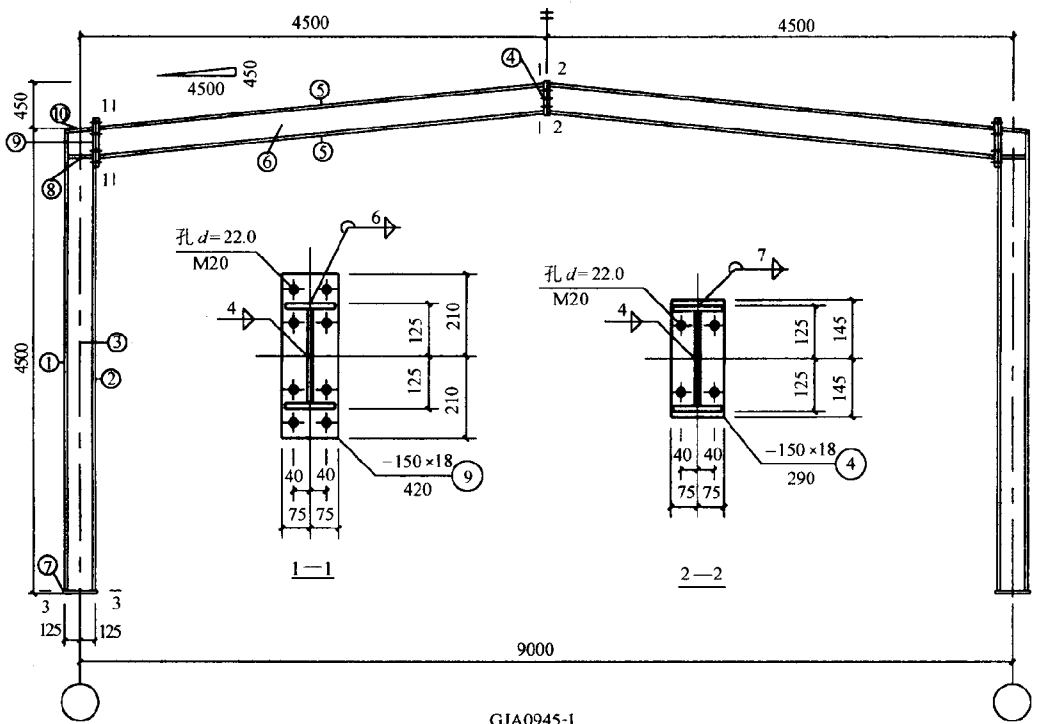


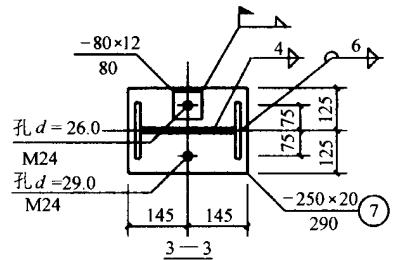
图 7 - 3 - 10 二合一檩条



GJA0945-1

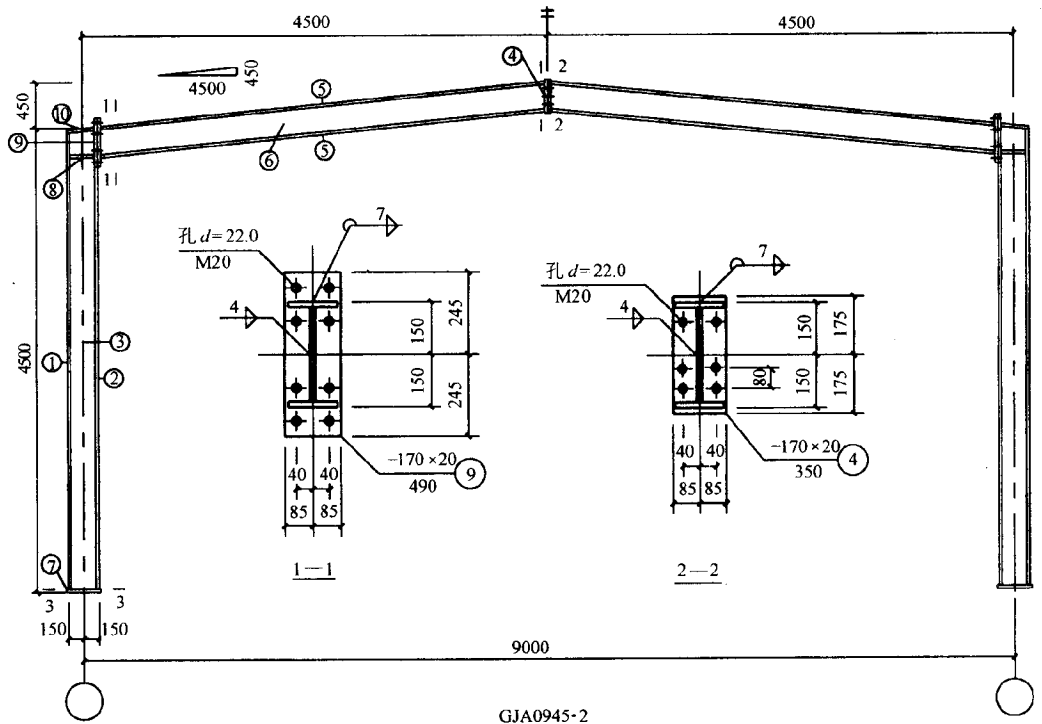
钢材明细表

构件 编号	零件 编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量(kg)			注
					单重	共重	总重	
GJA0945-1	1	-150×6	4461	2	31.5	63.0	469.7	
	2	-150×6	4159	2	29.4	58.8		
	3	-238×4.5	4485	2	37.5	75.0		
	4	-150×18	290	2	6.1	12.3		
	5	-150×6	4348	4	30.8	123.2		
	6	-238×4.5	4372	2	36.6	73.2		
	7	-250×20	290	2	11.1	22.2		
	8	-73×6	238	4	0.8	3.3		
	9	-150×18	420	4	8.8	35.2		
	10	-150×6	245	2	1.7	3.5		
高强度螺栓为 8.8 级								



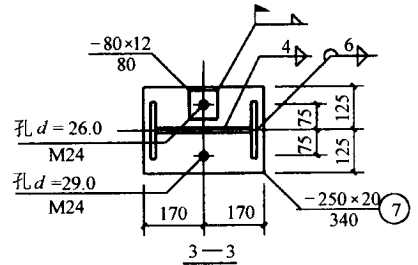
本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型H型钢

图 7-3-11



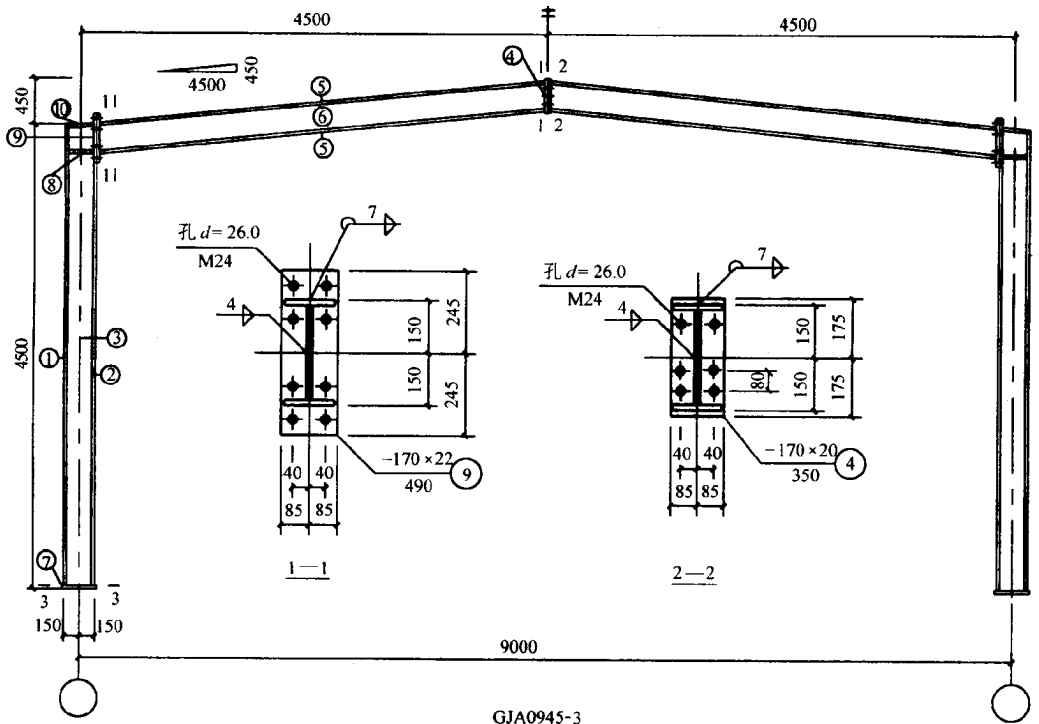
GJA0945-2

钢材明细表							注	
构件 编号	零件 编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量(kg)			
					单重	共重		总重
GJA0945-2	1	-150×6	4460	2	31.4	62.8	525.2	
	2	-150×6	4102	2	28.8	57.6		
	3	-288×4.5	4488	2	45.1	90.2		
	4	-170×20	350	2	9.3	18.6		
	5	-150×6	4317	4	30.5	122.		
	6	-288×4.5	4347	2	44.0	88.0		
	7	-250×20	340	2	13.0	26.0		
	8	-73×6	288	4	0.9	3.6		
	9	-170×20	490	4	13.0	52.0		
	10	-150×6	295	2	2.2	4.4		
高强度螺栓为 8.8 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

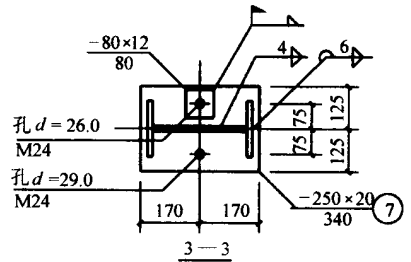
图 7-3-12



GJA0945-3

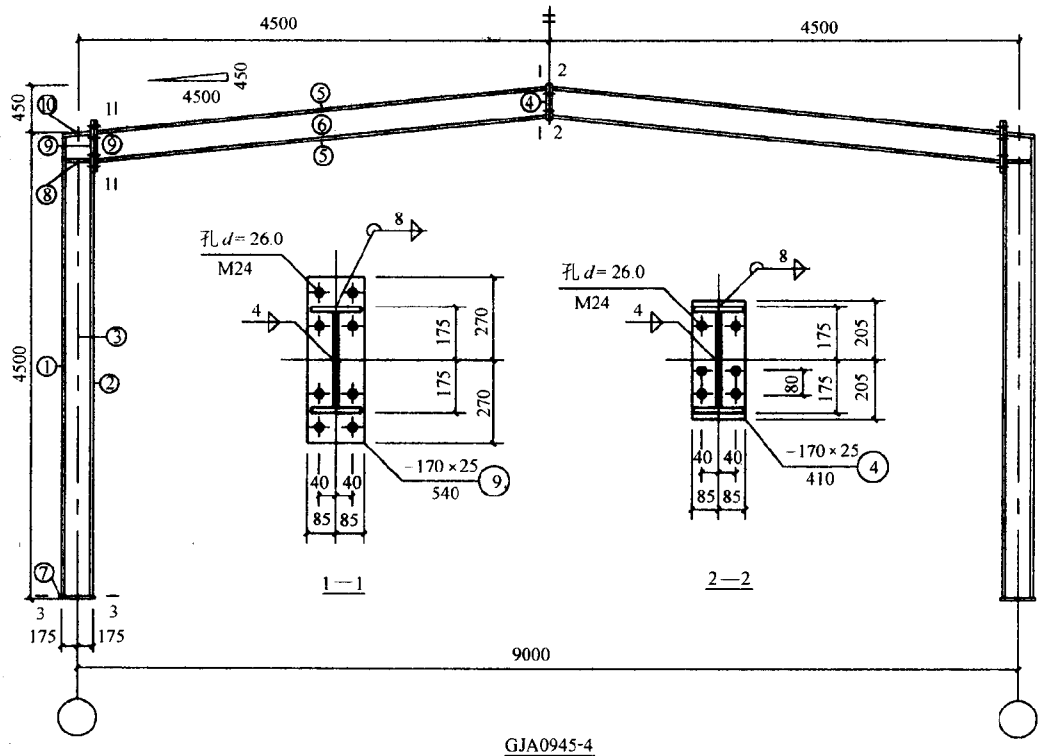
钢材明细表

构件 编号	零件 编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量(kg)			注
					单重	共重	总重	
GJA0945-3	1	-150×8	4460	2	42.0	84.0	604.0	
	2	-150×8	4102	2	38.6	77.2		
	3	-284×4.5	4484	2	43.0	86.0		
	4	-170×20	350	2	9.0	17.9		
	5	-150×8	4315	4	40.4	161.6		
	6	-284×4.5	4343	2	43.3	86.6		
	7	-250×20	340	2	13.0	26.0		
	8	-78×6	284	4	1.0	4.2		
	9	-170×22	490	4	14.0	55.9		
	10	-150×8	295	2	2.3	4.6		
高强度螺栓为 8.8 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

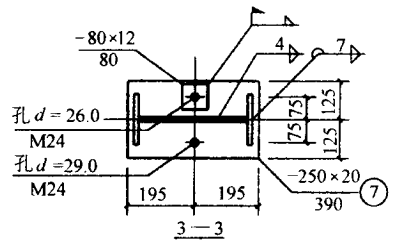
图 7-3-13



GJA0945-4

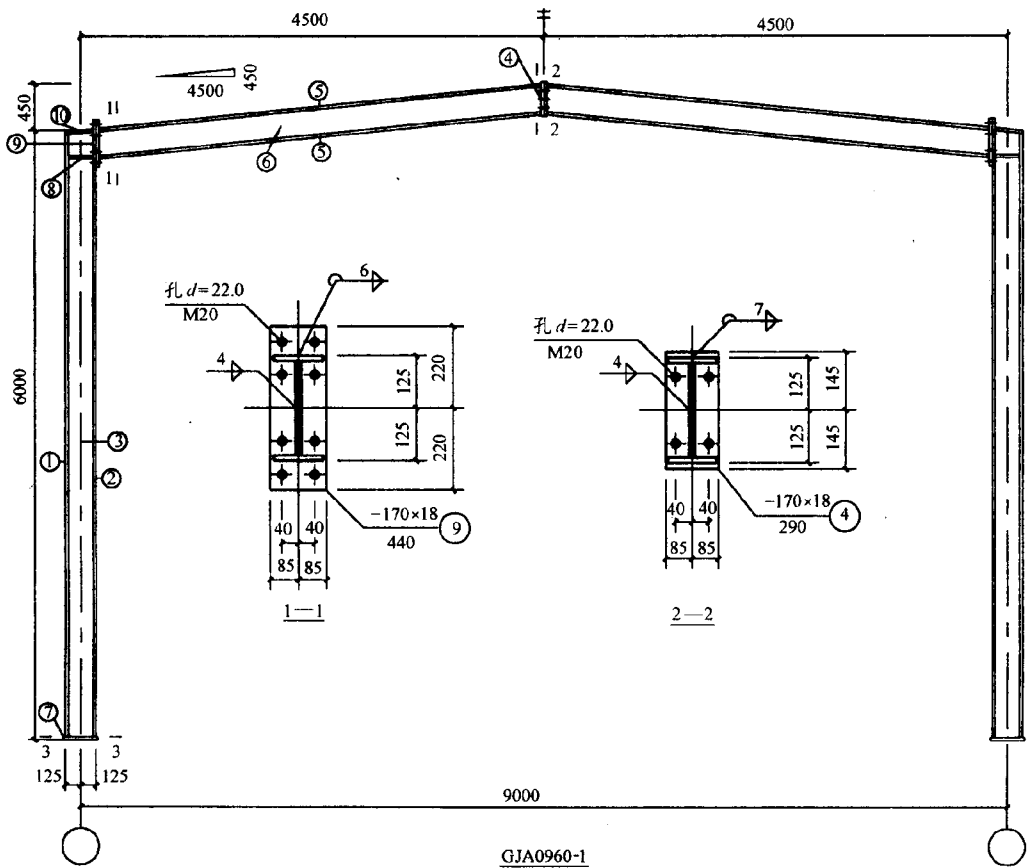
钢材明细表

构件 编号	零件 编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量(kg)			注
					单重	共重	总重	
GJA0945-4	1	-150×8	4454	2	42.0	84.0	670.0	
	2	-150×8	4056	2	38.2	76.4		
	3	-334×4.5	4489	2	53.0	106.0		
	4	-170×25	410	2	13.1	26.3		
	5	-150×8	4279	4	40.4	161.6		
	6	-334×4.5	4312	2	50.4	100.8		
	7	-250×20	390	2	14.9	29.9		
	8	-78×8	334	4	1.6	6.5		
	9	-170×25	540	4	17.9	71.6		
	10	-150×8	344	2	3.5	7.0		
高强度螺栓为 10.9 级								

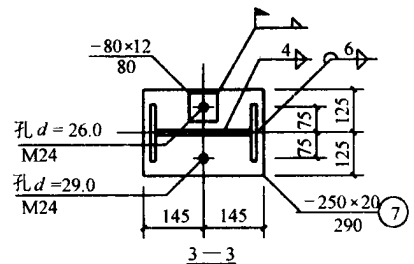


本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-14

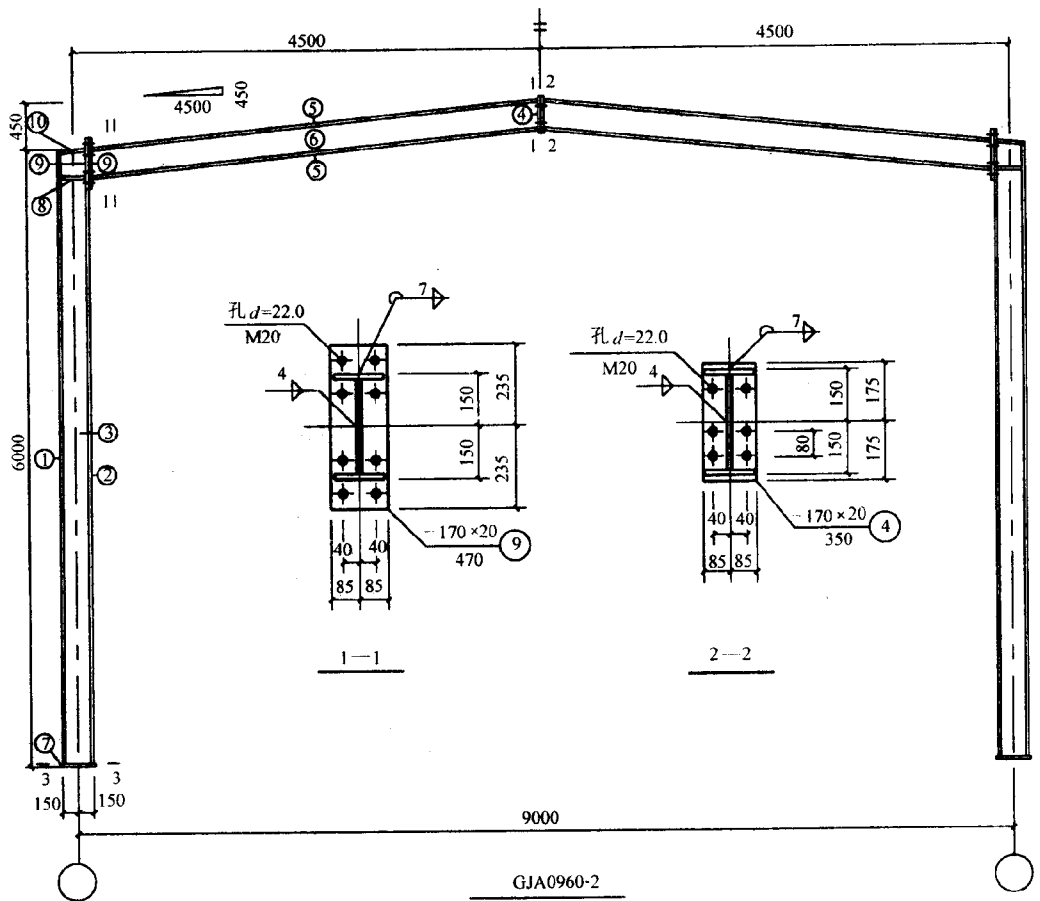


钢材明细表							注	
构件编号	零件编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量 (kg)			
					单重	共重		总重
GJA0960-1	1	-150×6	5961	2	42.1	84.2	539.3	
	2	-150×6	5649	2	39.9	79.8		
	3	-238×4.5	5985	2	50.0	100.0		
	4	-170×18	290	2	6.8	13.5		
	5	-150×6	4348	4	30.8	123.2		
	6	-238×4.5	4372	2	36.6	73.2		
	7	-250×20	290	2	11.1	22.2		
	8	-73×6	238	4	0.8	3.3		
	9	-170×18	440	4	9.1	36.5		
	10	-150×6	244	2	1.7	3.4		
高强度螺栓为 8.8 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

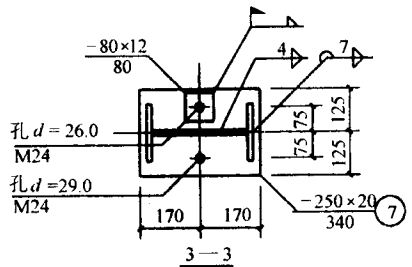
图 7-3-15



GJA0960-2

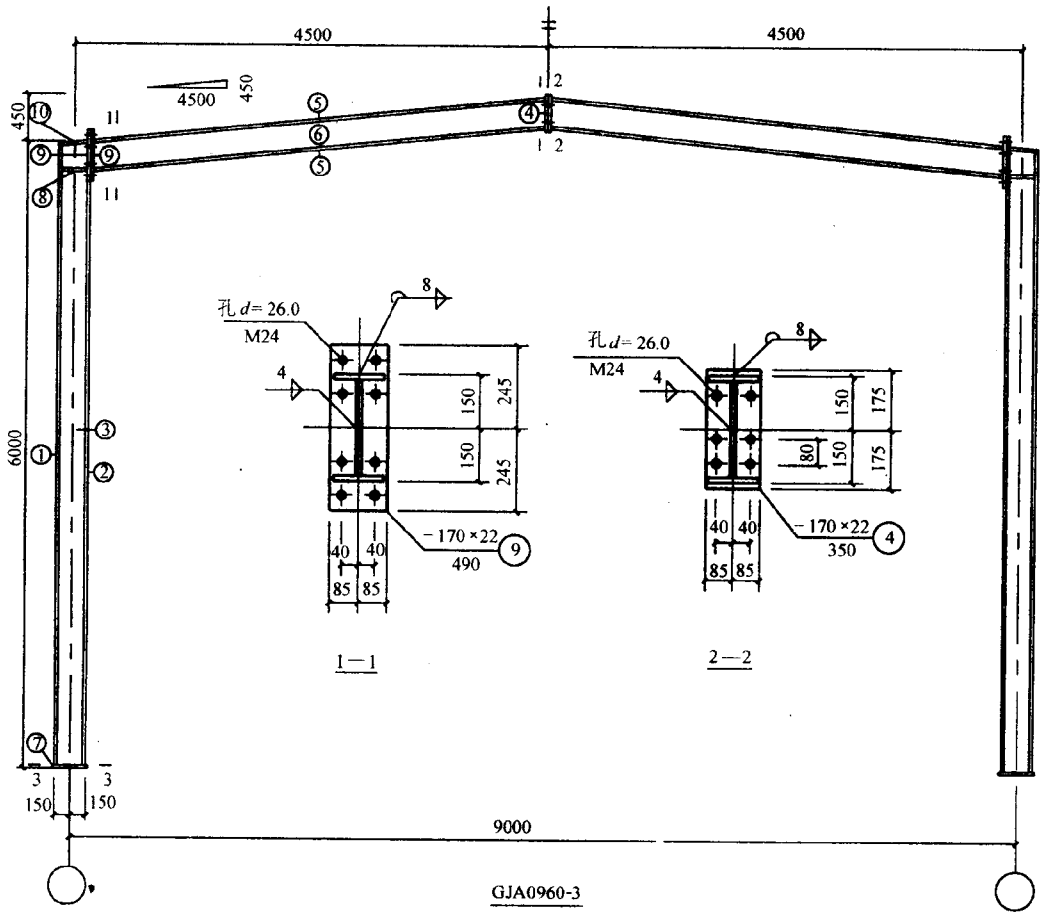
钢材明细表

构件 编号	零件 编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量(kg)			注
					单重	共重	总重	
GJA0960-2	1	-150×6	5959	2	42.1	84.2	593	
	2	-150×6	5603	2	39.6	79.2		
	3	-288×4.5	5988	2	58.8	117.6		
	4	-170×20	350	2	8.4	16.8		
	5	-150×6	4317	4	30.5	122.0		
	6	-288×4.5	4347	2	44.0	88.0		
	7	-250×20	340	2	13.0	26.0		
	8	-73×6	288	4	0.9	3.7		
	9	-170×20	470	4	12.5	50.0		
	10	-150×6	295	2	2.0	4.0		
高强度螺栓为 8.8 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

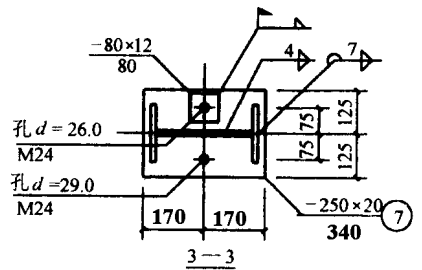
图 7-3-16



GJA0960-3

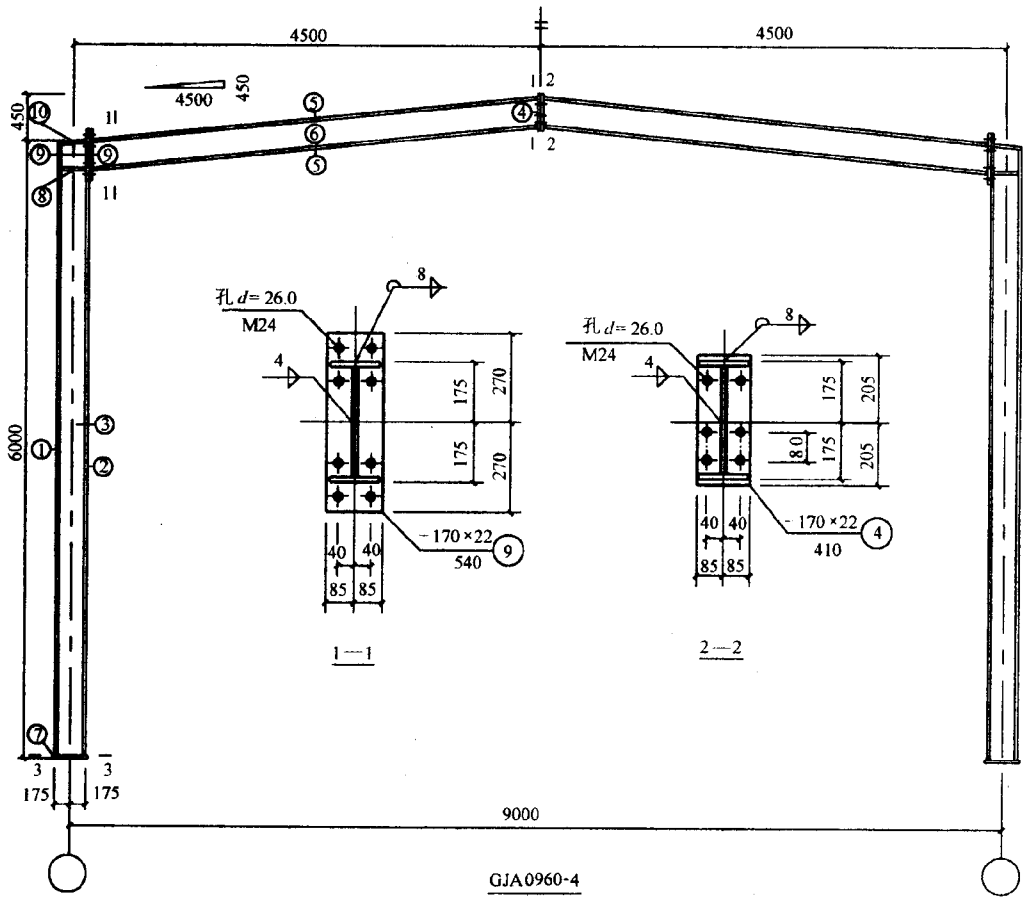
钢材明细表

构件 编号	零件 编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量(kg)			注
					单重	共重	总重	
GJA0960-3	1	-150×8	5957	2	56.2	112.4	698.0	
	2	-150×8	5602	2	52.8	105.6		
	3	-284×4.5	5986	2	57.9	115.8		
	4	-170×22	350	2	10.2	20.4		
	5	-150×8	4313	4	40.6	162.4		
	6	-284×4.5	4341	2	43.2	86.4		
	7	-250×20	340	2	13.0	26.0		
	8	-78×8	284	4	1.4	5.6		
	9	-170×22	490	4	14.4	57.6		
	10	-150×8	293	2	2.9	5.8		
高强度螺栓为 10.9 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-17



GJA0960-4

钢材明细表

构件 编号	零件 编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量(kg)			注
					单重	共重	总重	
GJA0960-4	1	-150×8	5955	2	56.1	112.2	744.2	
	2	-150×8	5555	2	52.3	104.6		
	3	-334×4.5	5988	2	68.0	136.0		
	4	-170×22	410	2	11.4	22.8		
	5	-150×8	4288	4	40.4	162.4		
	6	-334×4.5	4322	2	50.6	101.2		
	7	-250×20	390	2	14.9	29.9		
	8	-78×8	334	4	1.6	6.5		
	9	-170×22	540	4	15.4	61.6		
	10	-150×8	344	2	3.5	7.0		
高强度螺栓为 10.9 级								

本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

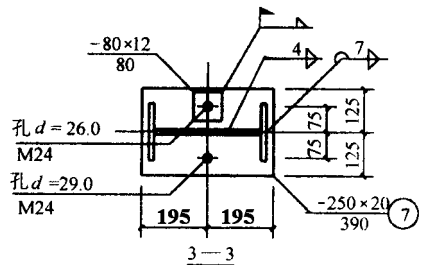
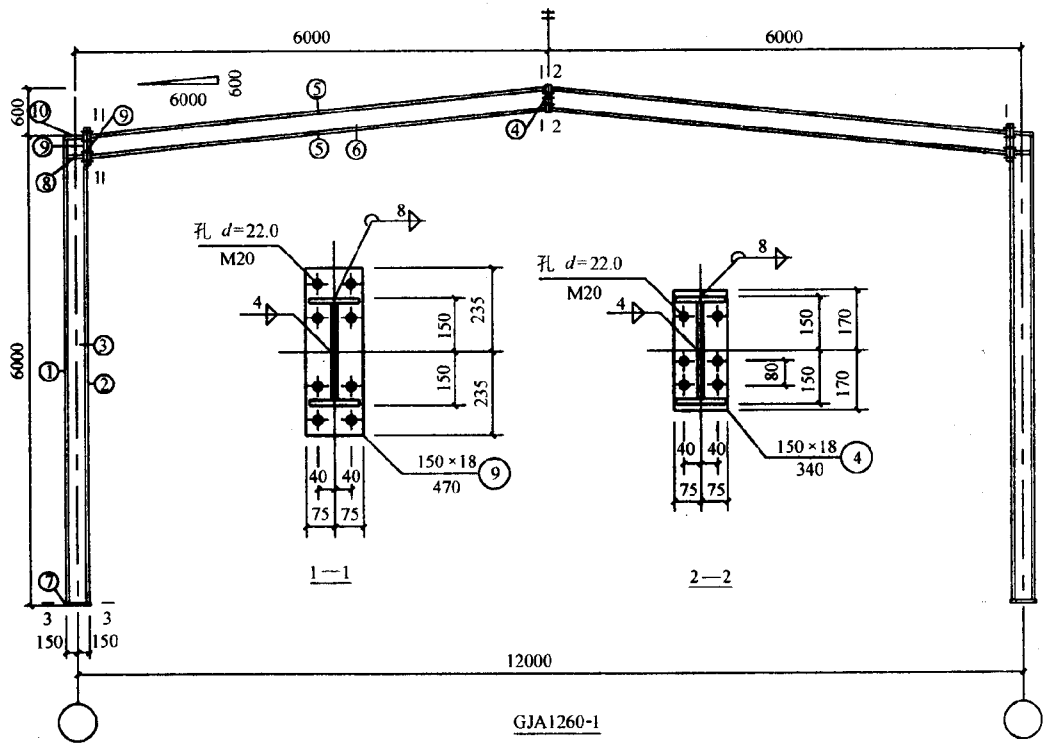
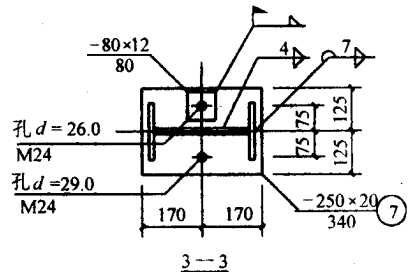


图 7-3-18



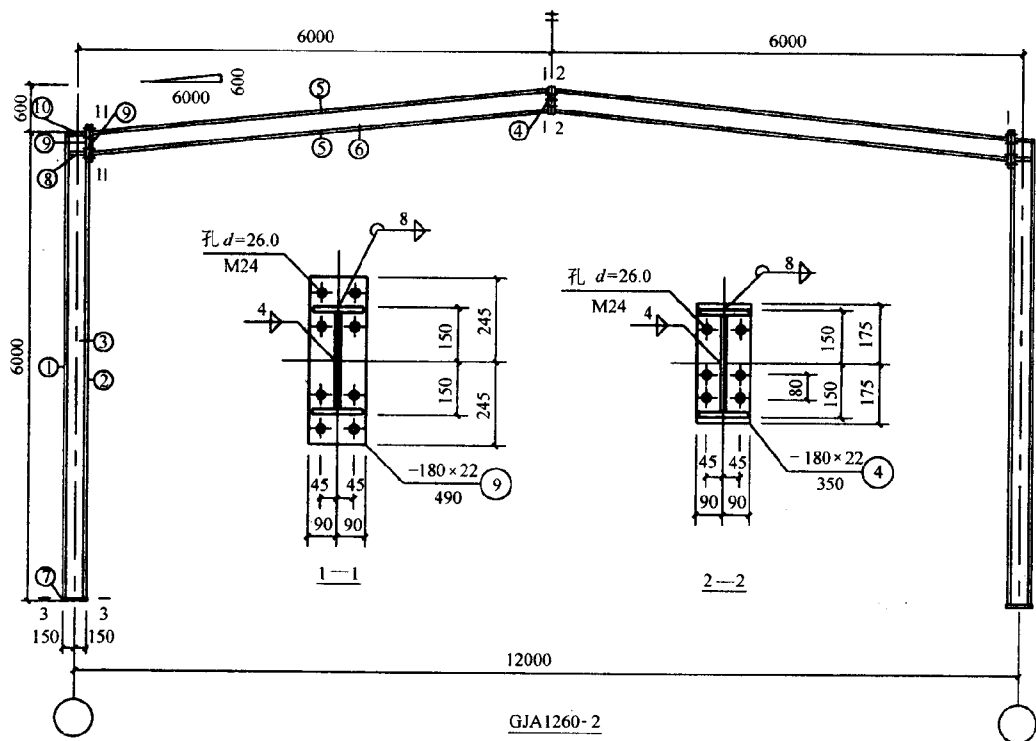
GJA1260-1

钢材明细表							注	
构件 编号	零件 编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量(kg)			
					单重	共重		总重
GJA1260-1	1	-150×6	5959	2	42.1	84.2	655.9	
	2	-150×6	5613	2	39.7	79.3		
	3	-288×4.5	5988	2	60.5	121.0		
	4	-150×18	340	2	7.2	14.4		
	5	-150×6	5831	4	41.2	164.8		
	6	-288×4.5	5860	2	59.2	118.4		
	7	-250×20	340	2	13.0	26.0		
	8	-73×6	288	4	1.0	4.0		
	9	-150×18	470	4	9.9	39.6		
	10	-150×6	295	2	2.1	4.2		
高强度螺栓为 8.8 级								



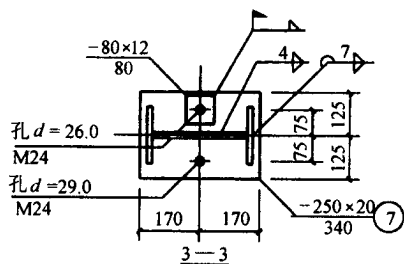
本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-19



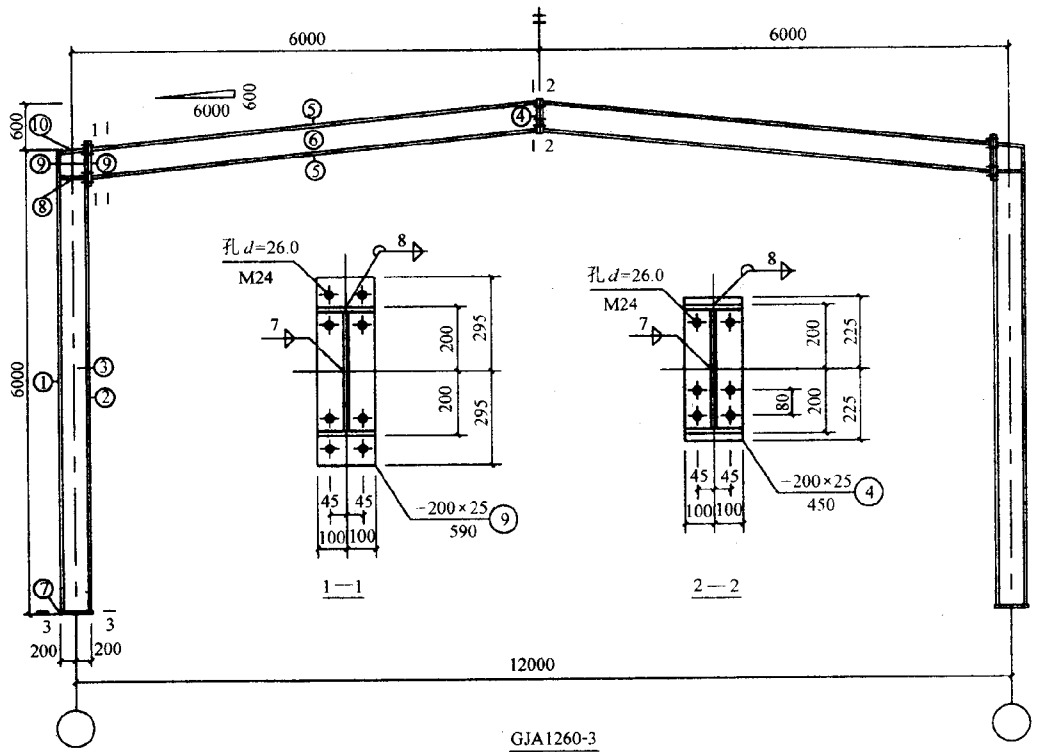
GJA1260-2

钢材明细表							注	
构件 编号	零件 编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量(kg)			
					单重	共重		总重
GJA1260-2	1	-175×8	5957	2	65.1	130.2	942.6	
	2	-175×8	5603	2	61.2	122.4		
	3	-284×6	5986	2	79.6	159.2		
	4	-180×22	350	2	10.8	21.6		
	5	-175×8	5822	4	63.6	254.4		
	6	-284×6	5850	2	77.8	155.6		
	7	-250×20	340	2	13.0	26.0		
	8	-85×8	284	4	1.6	6.3		
	9	-180×22	490	4	15.1	60.3		
	10	-175×8	293	2	3.3	6.6		
高强度螺栓为 10.9 级								



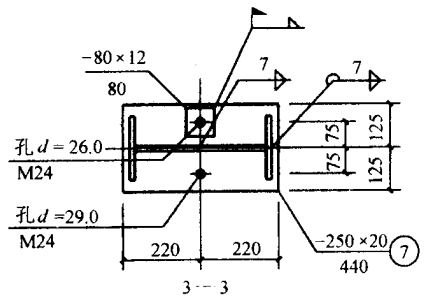
本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-20



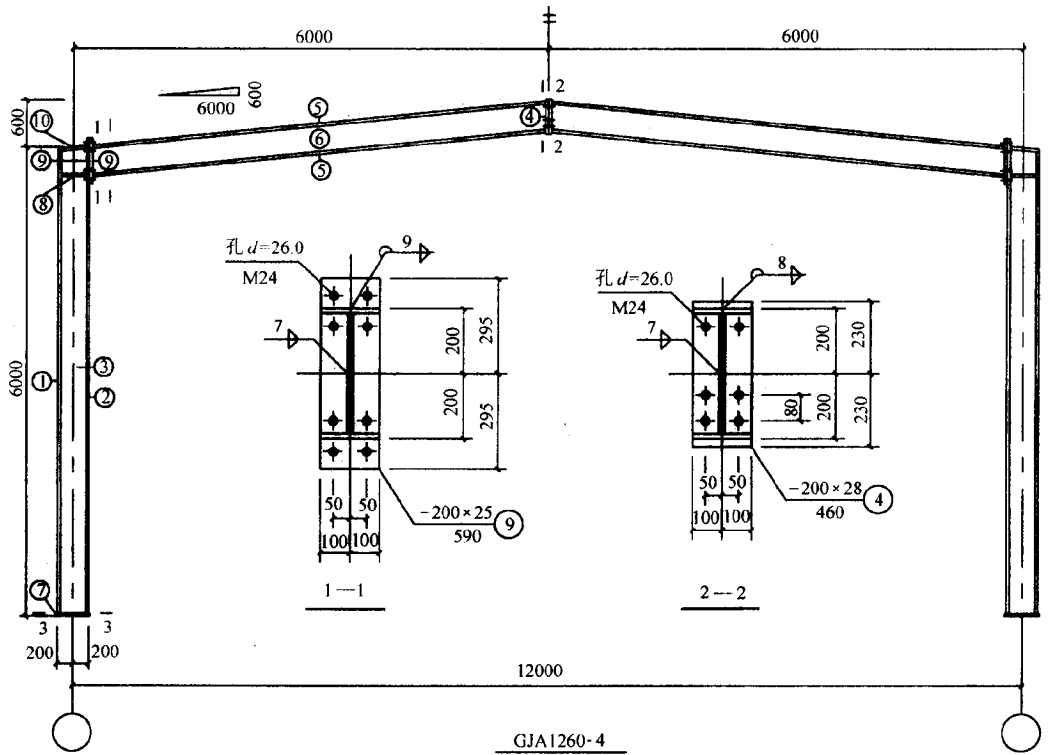
GJA1260-3

钢材明细表							注	
构件编号	零件编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量 (kg)			
					单重	共重		总重
GJA1260-3	1	-200×8	5952	2	74.3	148.6	1168.8	
	2	-200×8	5508	2	68.7	137.4		
	3	-384×6	5990	2	103.6	207.2		
	4	-200×25	450	2	17.6	35.2		
	5	-200×8	5762	4	71.9	287.6		
	6	-384×6	5801	2	104.3	208.6		
	7	-250×20	440	2	17.0	34.0		
	8	-97×8	384	4	2.1	8.4		
	9	-200×25	590	4	23.0	92.0		
	10	-200×8	394	2	4.9	9.8		
高强度螺栓为 10.9 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-21



GJA1260-4

钢材明细表							注	
构件编号	零件编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量 (kg)			
					单重	共重		总重
GJA1260-4	1	-200×10	5950	2	93.4	186.8	1335.7	
	2	-200×10	5508	2	86.5	172.9		
	3	-380×6	5988	2	102.5	205.1		
	4	-200×28	460	2	20.2	40.4		
	5	-200×10	5754	4	90.5	362.0		
	6	-380×6	5792	2	103.1	206.2		
	7	-250×20	440	2	17.0	34.0		
	8	-97×10	380	4	2.9	11.6		
	9	-200×28	590	4	26.1	104.4		
	10	-200×10	392	2	6.2	12.3		
高强度螺栓为 10.9 级								

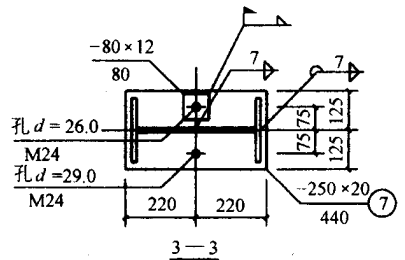
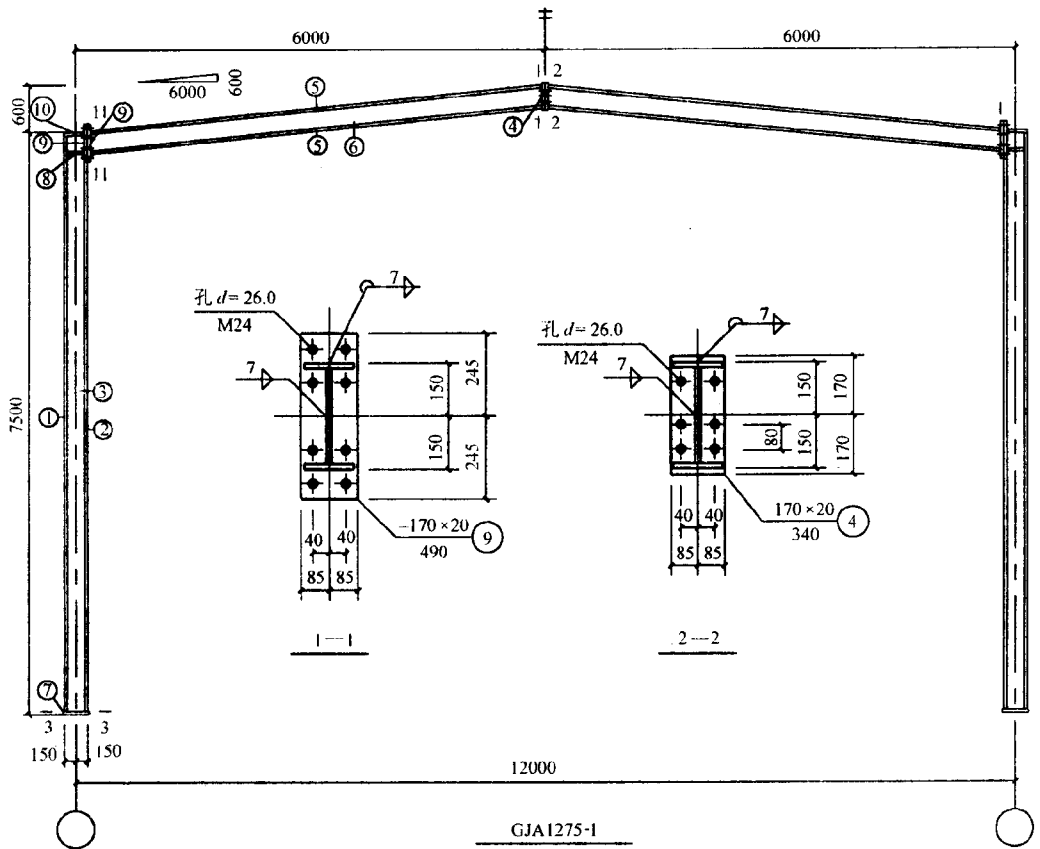
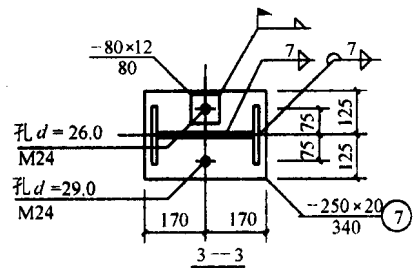


图 7-3-22

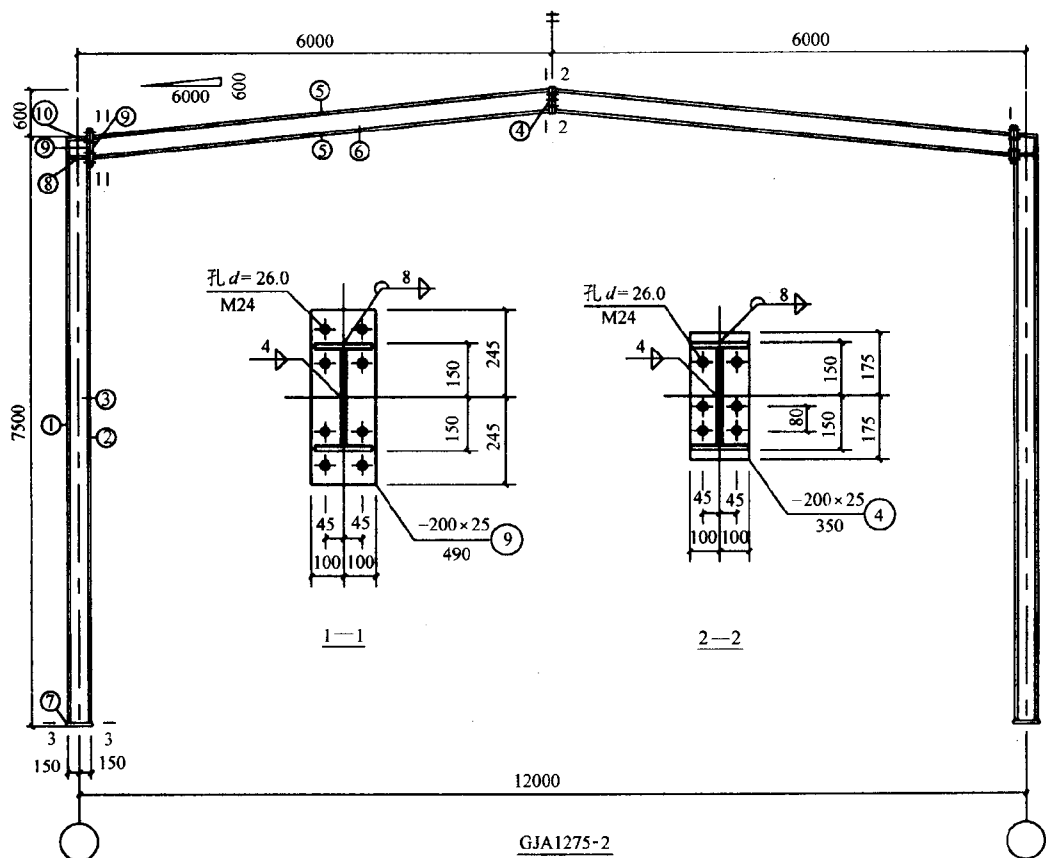


钢材明细表							注
构件编号	零件编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量 (kg)		
					单重	共重	
GJA1275-1	1	-150×8	7457	2	70.2	140.5	947.6
	2	-150×8	7102	2	66.9	133.8	
	3	-284×6	7485	2	96.0	192.0	
	4	-170×20	340	2	8.7	17.4	
	5	-150×8	5827	4	54.9	219.6	
	6	-284×6	5857	2	78.0	156.0	
	7	-250×20	340	2	13.1	26.3	
	8	-72×8	284	4	1.3	5.1	
	9	-170×20	490	4	12.7	50.8	
	10	-165×8	293	2	3.0	6.0	
高强度螺栓为 8.8 级							

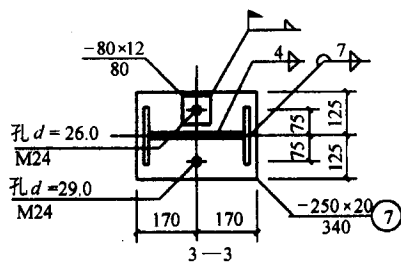


本刚架的梁柱可直接采用上海大钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-23

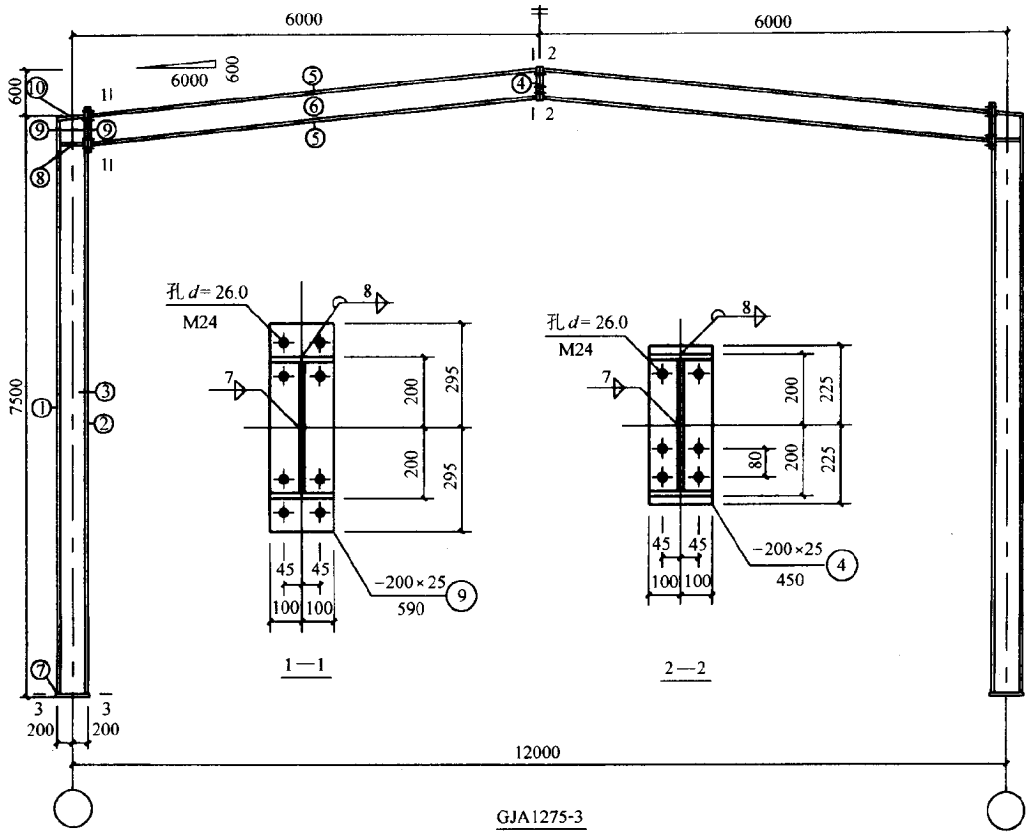


钢材明细表							注	
构件 编号	零件 编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量(kg)			
					单重	共重		总重
GJA1275-2	1	-200×8	7457	2	93.1	186.2	1151.	
	2	-200×8	7103	2	88.6	177.2		
	3	-284×6	7486	2	99.5	199.0		
	4	-200×25	350	2	13.7	27.4		
	5	-200×8	5813	4	72.5	290.0		
	6	-284×6	5841	2	77.6	155.2		
	7	-250×20	340	2	13.0	26.0		
	8	-93×8	284	4	1.6	6.3		
	9	-200×25	490	4	19.1	76.4		
	10	-200×8	293	2	3.7	7.4		
高强度螺栓为 10.9 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

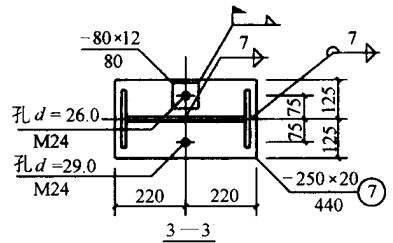
图 7-3-24



GJA1275-3

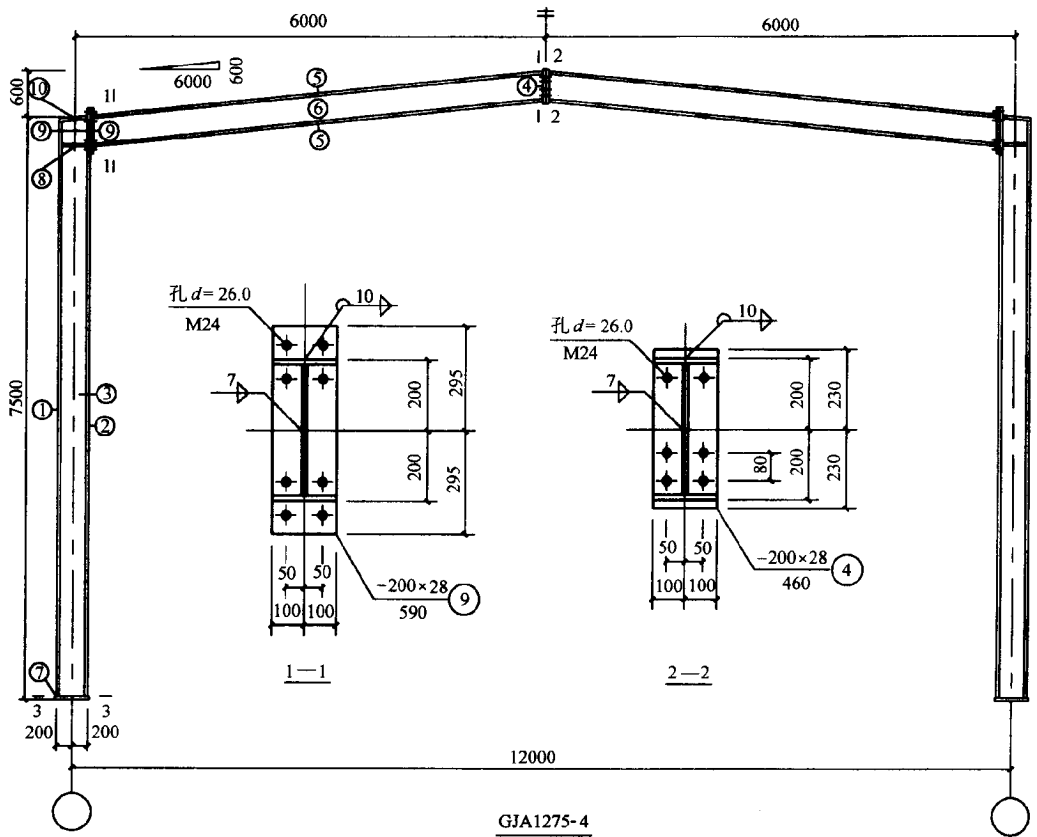
钢材明细表

构件 编号	零件 编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量(kg)			注
					单重	共重	总重	
GJA1275-3	1	-200×8	7452	2	93.0	186.0	1305.8	
	2	-200×8	7008	2	87.5	175.0		
	3	-384×6	7490	2	134.6	269.2		
	4	-200×25	450	2	17.6	35.2		
	5	-200×8	5762	4	71.9	287.6		
	6	-384×6	5801	2	104.3	208.6		
	7	-250×20	440	2	17.0	34.0		
	8	-93×8	384	4	2.1	8.4		
	9	-200×25	590	4	23.0	92.0		
	10	-200×8	394	2	4.9	9.8		
高强度螺栓为 10.9 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型H型钢

图 7-3-25



GJA1275-4

钢材明细表

构件 编号	零件 编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量(kg)			注
					单重	共重	总重	
GJA1275-4	1	-200×10	7450	2	117.0	233.9	1483.8	
	2	-200×10	7008	2	110.0	220.0		
	3	-380×6	7488	2	129.4	258.8		
	4	-200×28	460	2	20.2	40.4		
	5	-200×10	5754	4	90.5	362.0		
	6	-380×6	5792	2	103.2	206.4		
	7	-250×20	440	2	17.0	34.0		
	8	-97×10	380	4	2.9	11.6		
	9	-200×28	590	4	26.1	104.4		
	10	-200×10	392	2	6.2	12.3		
高强度螺栓为 10.9 级								

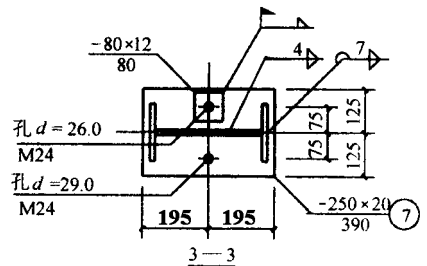
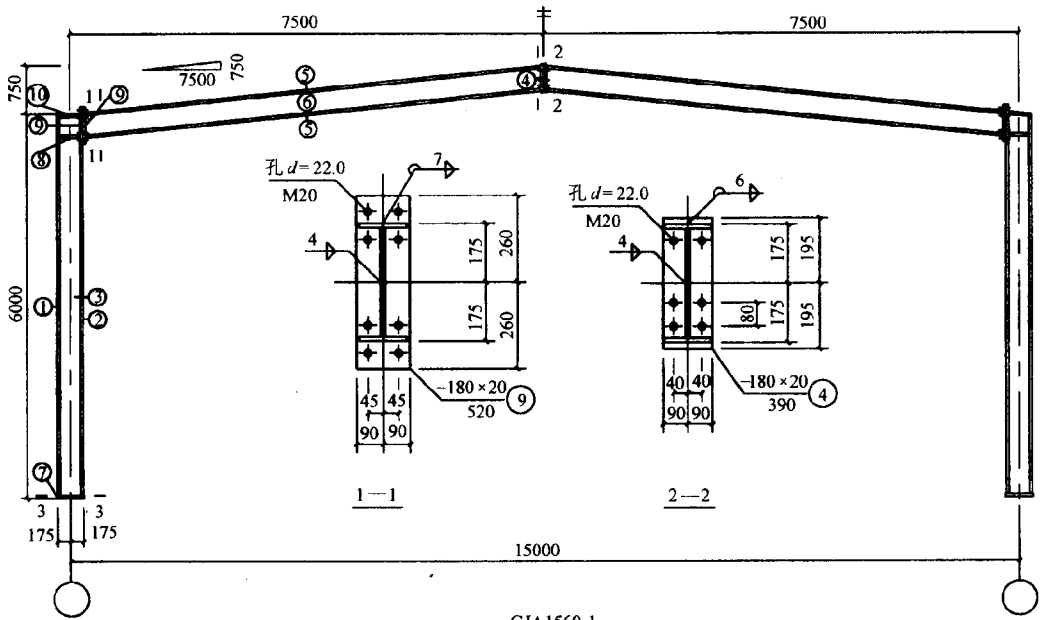
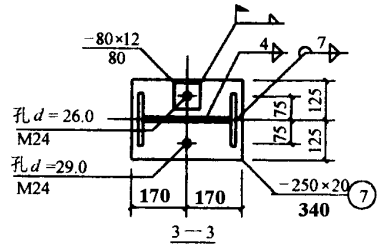


图 7-3-26



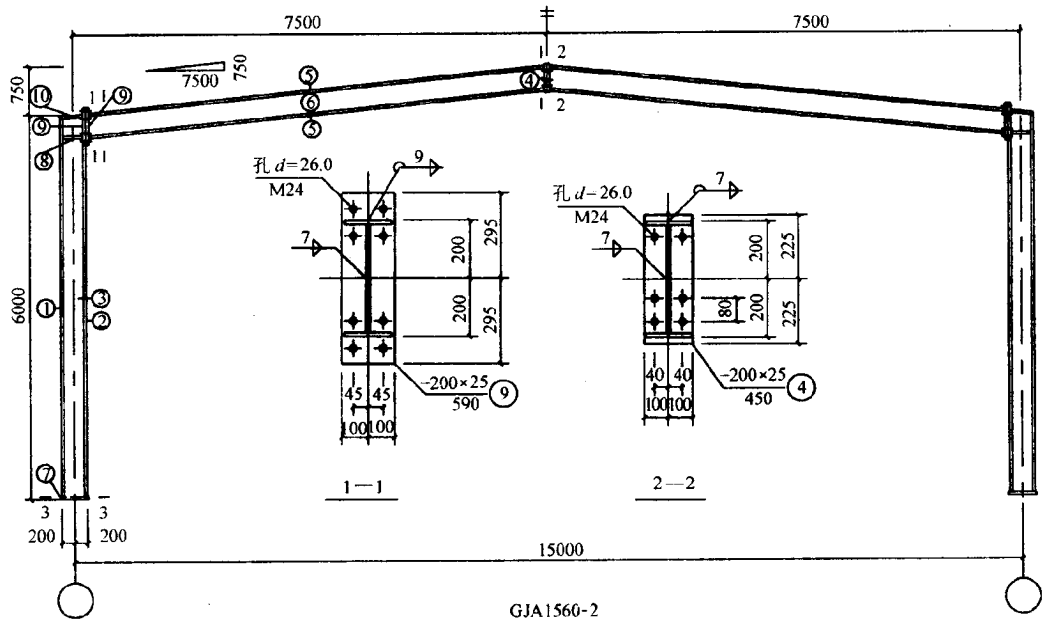
GJA1560-1

钢材明细表							注	
构件 编号	零件 编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量(kg)			
					单重	共重		总重
GJA1560-1	1	-175×8	5956	2	65.0	130.0	1007	
	2	-175×8	5566	2	60.8	121.6		
	3	-334×4.5	5990	2	70.7	141.4		
	4	-180×20	390	2	11.0	22.0		
	5	-175×8	7309	4	80.3	321.2		
	6	-334×4.5	7343	2	86.1	172.2		
	7	-250×20	390	2	14.9	29.9		
	8	-86×6	338	4	1.4	5.4		
	9	-180×20	520	4	14.3	57.1		
	10	-175×6	346	2	2.8	5.7		
高强度螺栓为 8.8 级								

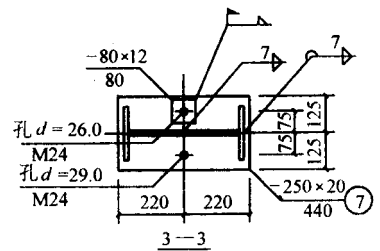


本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-27

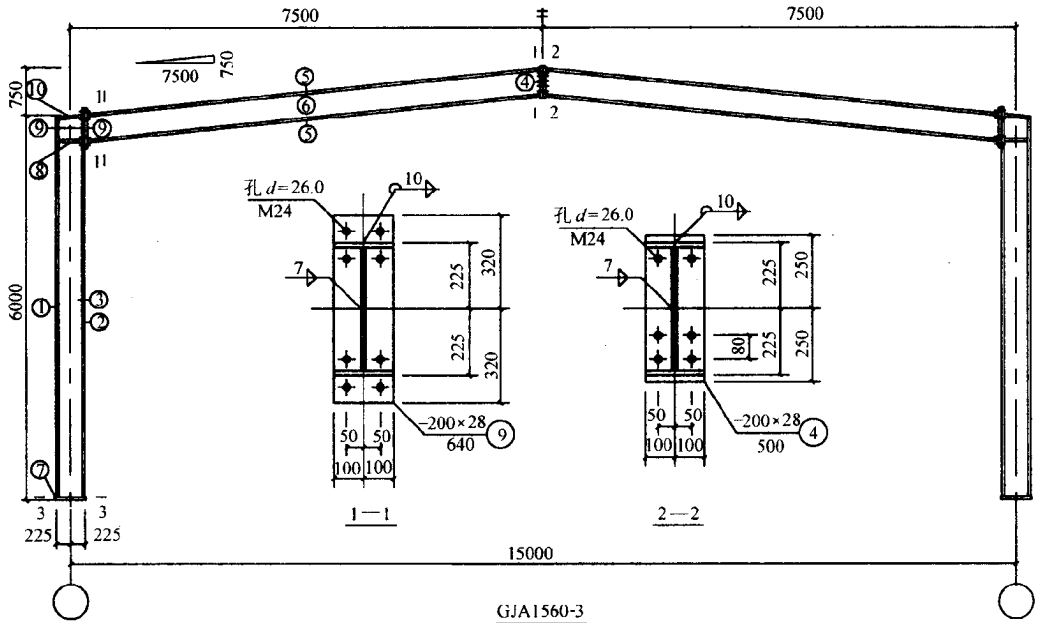


钢材明细表								
构件编号	零件编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量 (kg)			注
					单重	共重	总重	
GJA1560-2	1	-200×8	5952	2	74.3	158.6	1317.8	
	2	-200×8	5508	2	68.7	137.4		
	3	-384×6	5990	2	107.6	215.2		
	4	-200×25	450	2	17.6	35.2		
	5	-200×8	7269	4	90.8	363.2		
	6	-384×6	7307	2	131.6	263.2		
	7	-250×20	440	2	17.0	34.0		
	8	-97×8	384	4	2.3	9.2		
	9	-200×25	590	4	23.0	92.0		
	10	-200×8	394	2	4.9	9.8		
高强度螺栓为 8.8 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-28



GJA1560-3

钢材明细表								
构件 编号	零件 编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量(kg)			注
					单重	共重	总重	
GJA1560-3	1	-200×10	5949	2	93.4	186.7	1558.5	
	2	-200×10	5461	2	85.7	171.5		
	3	-430×6	5992	2	115.5	231.0		
	4	-200×28	500	2	21.8	43.6		
	5	-200×10	7241	4	113.7	454.8		
	6	-430×6	7284	2	146.7	293.4		
	7	-250×20	490	2	18.9	37.8		
	8	-97×10	430	4	3.3	13.1		
	9	-200×28	640	4	28.1	112.5		
	10	-200×10	442	2	6.9	13.9		
高强度螺栓为 10.9 级								

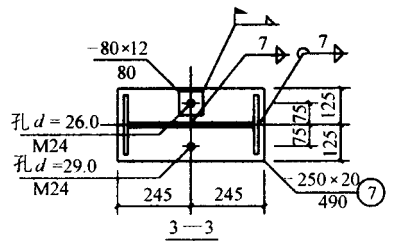
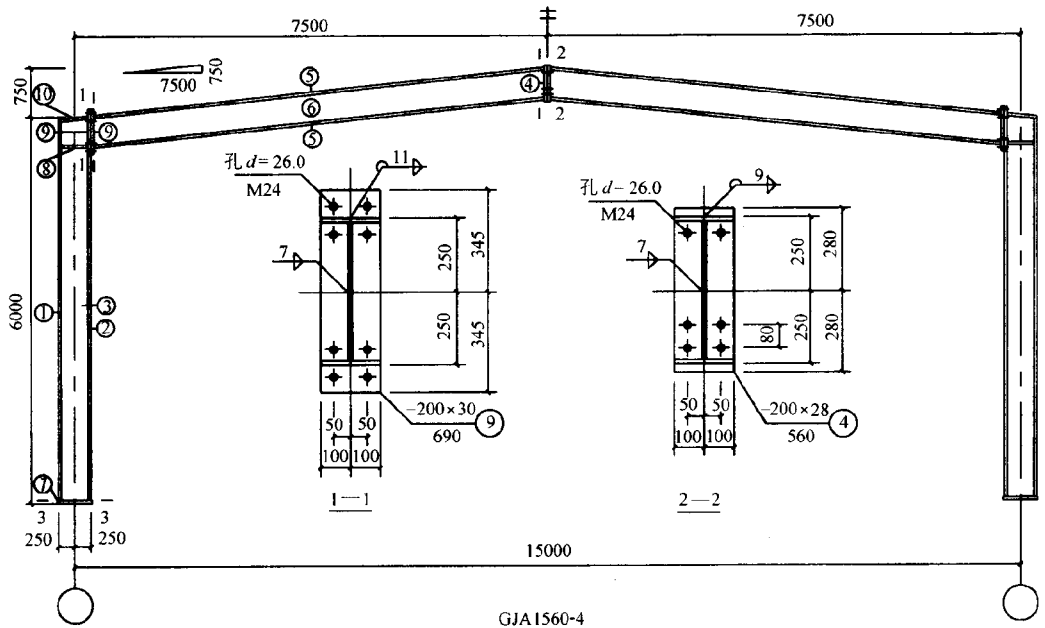


图 7-3-29



GJA1560-4

钢材 明细表								
构件 编号	零件 编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量(kg)			注
					单重	共重	总重	
GJA1560-4	1	-200×12	5943	2	112.0	223.9	1806.0	
	2	-200×12	5413	2	102.0	204.0		
	3	-476×6	5990	2	127.3	254.6		
	4	-200×28	560	2	24.6	49.2		
	5	-200×12	7209	4	135.9	543.6		
	6	-476×6	7257	2	161.7	323.4		
	7	-250×20	540	2	20.9	41.7		
	8	-97×12	476	4	4.3	17.4		
	9	-200×30	690	4	32.5	130.0		
	10	-200×12	490	2	9.2	18.5		
高强度螺栓为 10.9 级								

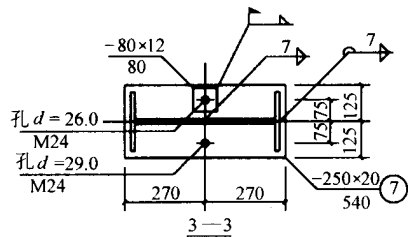
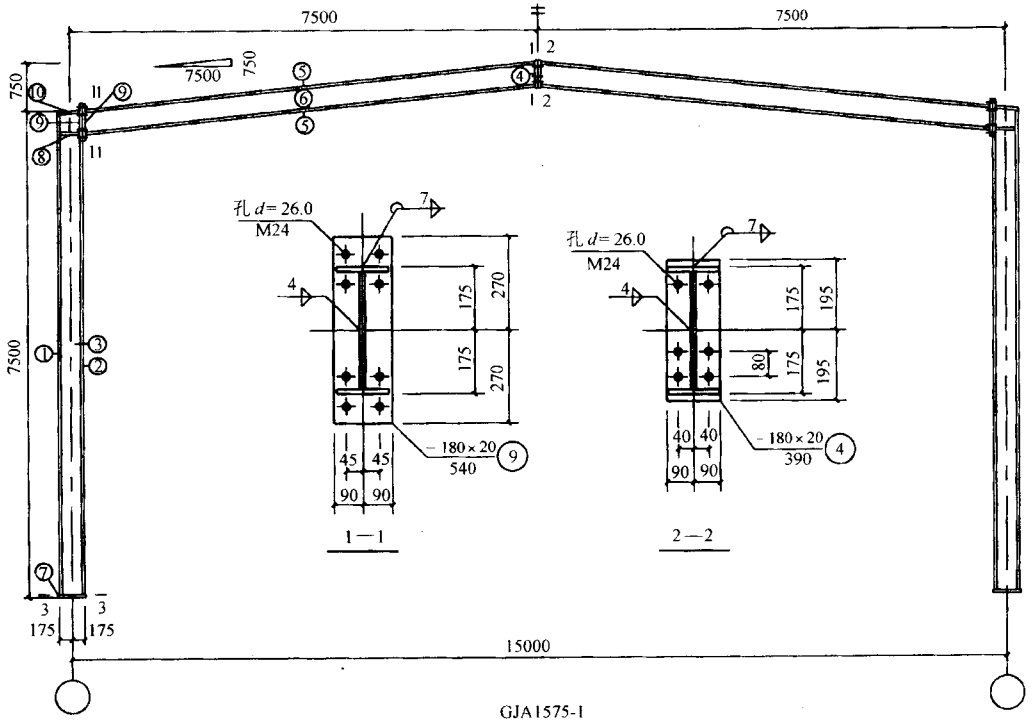


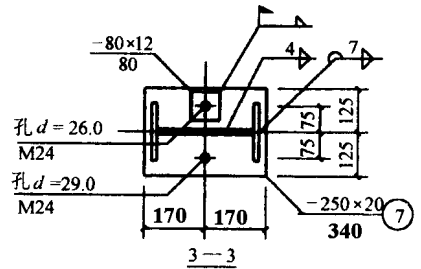
图 7-3-30



GJA1575-1

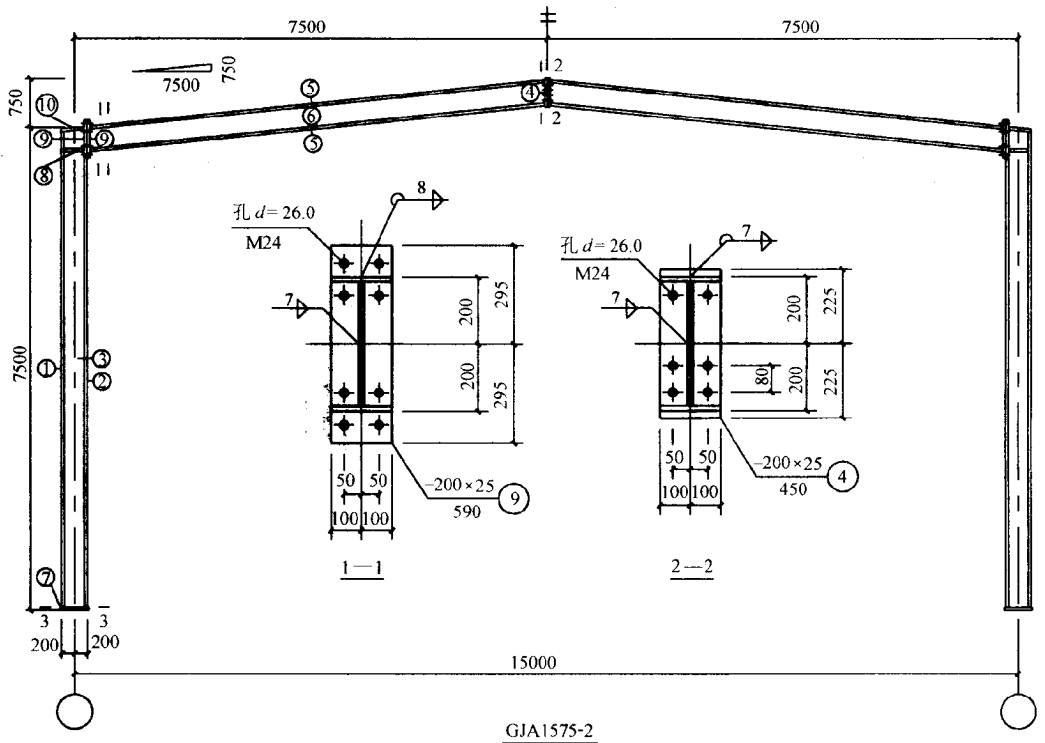
钢材明细表

构件 编号	零件 编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量(kg)			注
					单重	共重	总重	
GJA1575-1	1	-175×8	7456	2	81.5	162.9	1109	
	2	-175×8	7056	2	77.5	155.0		
	3	-334×4.5	7490	2	88.4	176.8		
	4	-180×20	390	2	11.0	22.0		
	5	-175×8	7307	4	79.8	319.2		
	6	-334×4.5	7343	2	86.6	173.2		
	7	-250×20	390	2	14.9	29.9		
	8	-86×6	338	4	1.4	5.4		
	9	-180×20	540	4	14.8	59.3		
	10	-175×6	346	2	2.8	5.7		
高强度螺栓为 8.8 级								



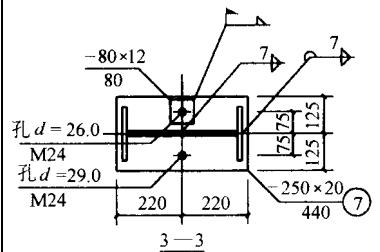
本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-31



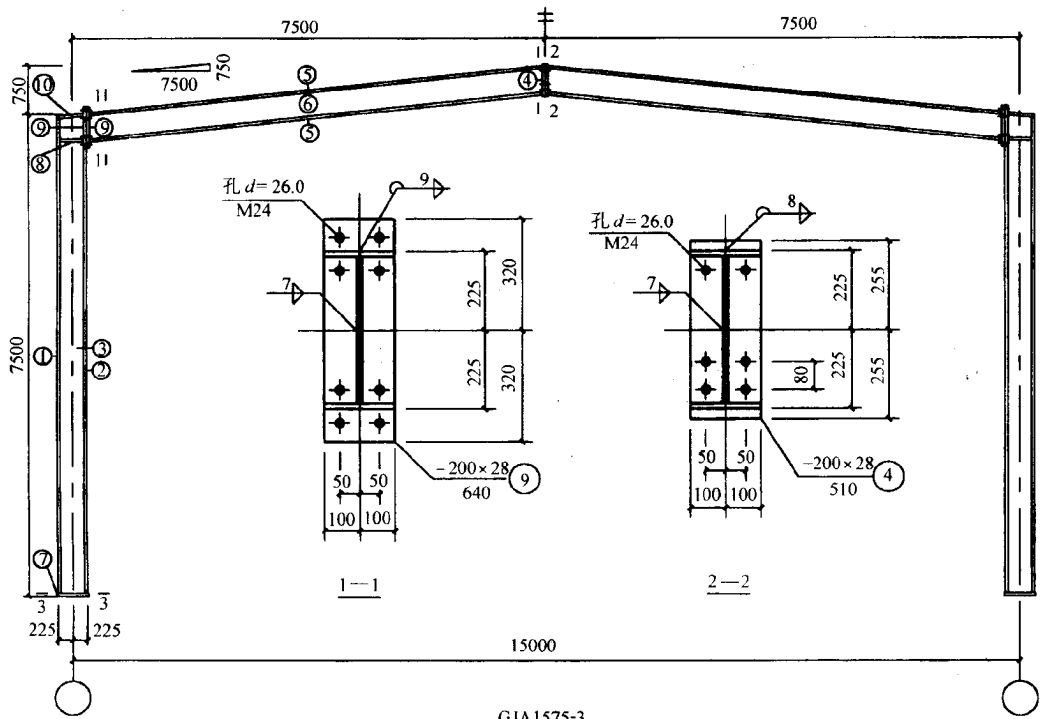
钢 材 明 细 表

构 编	件 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
						单 重	共 重	总 重	
GJA1575-2	1		-200×8	7452	2	93.0	186.0	1428.6	
	2		-200×8	7008	2	87.4	174.8		
	3		-384×6	7490	2	130.8	261.6		
	4		-200×25	450	2	17.6	35.2		
	5		-200×8	7270	4	90.7	362.8		
	6		-384×6	7308	2	131.6	263.2		
	7		-250×20	440	2	17.0	34.0		
	8		-97×8	384	4	2.3	9.2		
	9		-200×25	590	4	23.0	92.0		
	10		-200×8	394	2	4.9	9.8		
高强度螺栓为 8.8 级									



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型H型钢

图 7-3-32



GJA1575-3

钢 材 明 细 表								
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJA1575-3	1	-200×10	7448	2	116.9	233.8	1714.1	
	2	-200×10	6961	2	109.3	218.6		
	3	-430×6	7490	2	145.9	291.8		
	4	-200×28	510	2	22.4	44.8		
	5	-200×10	7238	4	113.6	454.4		
	6	-430×6	7281	2	146.6	293.2		
	7	-250×20	490	2	18.9	37.8		
	8	-97×10	430	4	3.3	13.1		
	9	-200×28	640	4	28.1	112.5		
	10	-200×10	442	2	6.9	13.9		
高强度螺栓为 10.9 级								

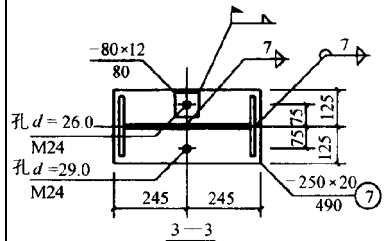
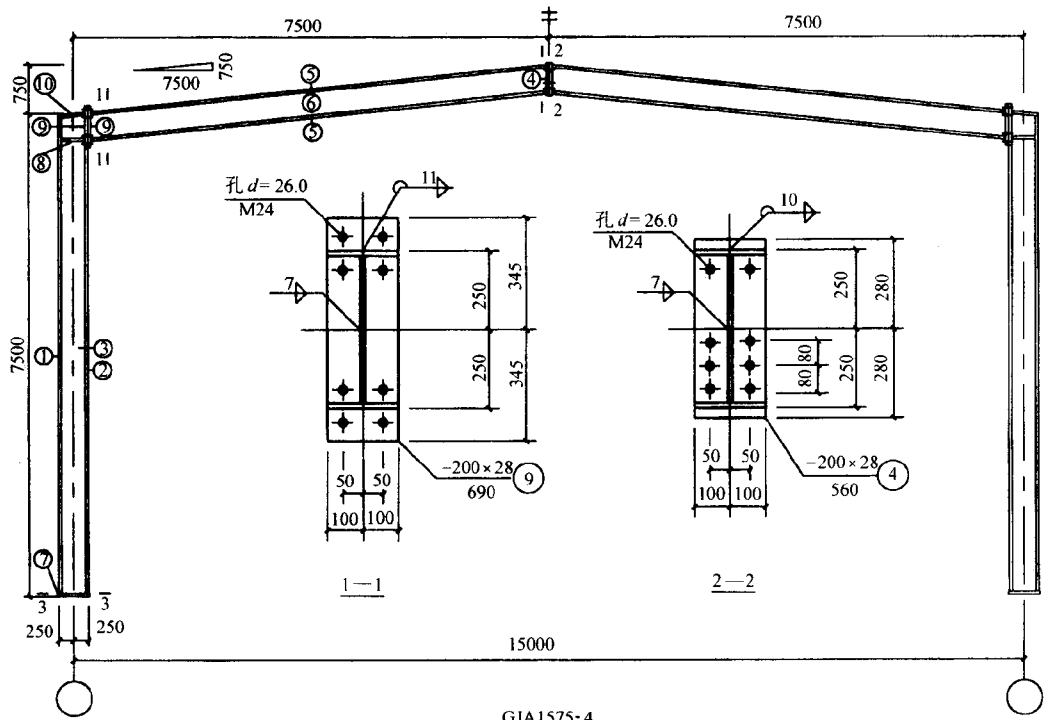


图 7-3-33



GJA1575-4

钢 材 明 细 表								
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJA1575-4	1	-200×12	7443	2	140.2	280.4	1978.1	
	2	-200×12	6913	2	130.2	260.5		
	3	-476×6	7490	2	160.9	321.8		
	4	-200×28	560	2	24.6	49.2		
	5	-200×12	7215	4	135.9	543.6		
	6	-476×6	7263	2	161.8	323.6		
	7	-250×20	540	2	20.9	41.7		
	8	-97×12	476	4	4.3	17.4		
	9	-200×28	690	4	30.3	121.3		
	10	-200×12	490	2	9.2	18.5		
高强度螺栓为 10.9 级								

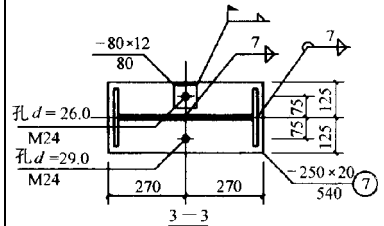
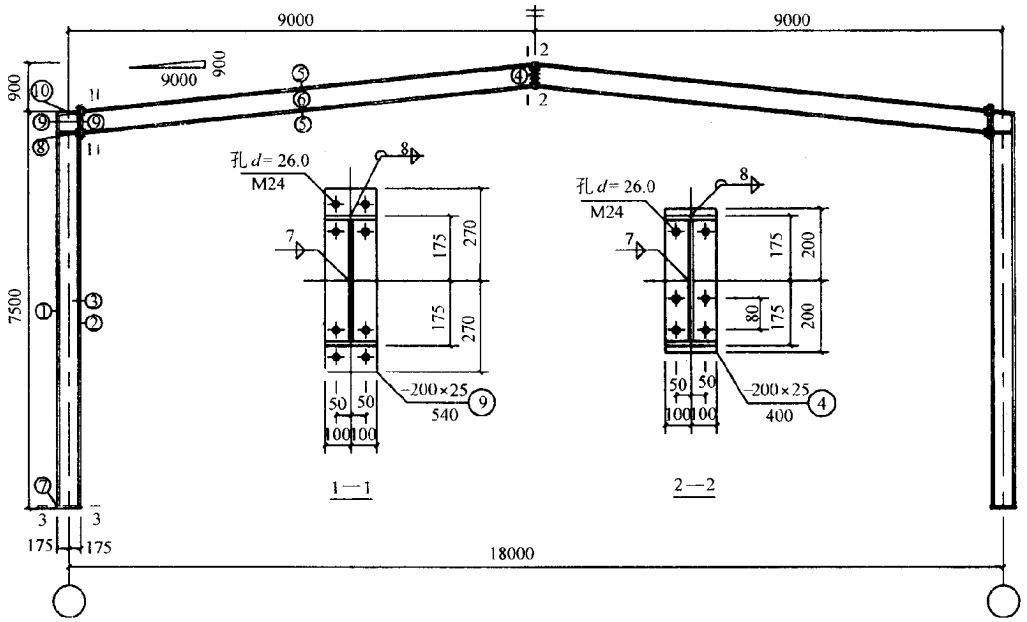
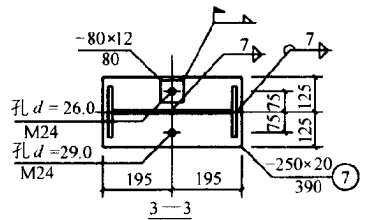


图 7-3-34



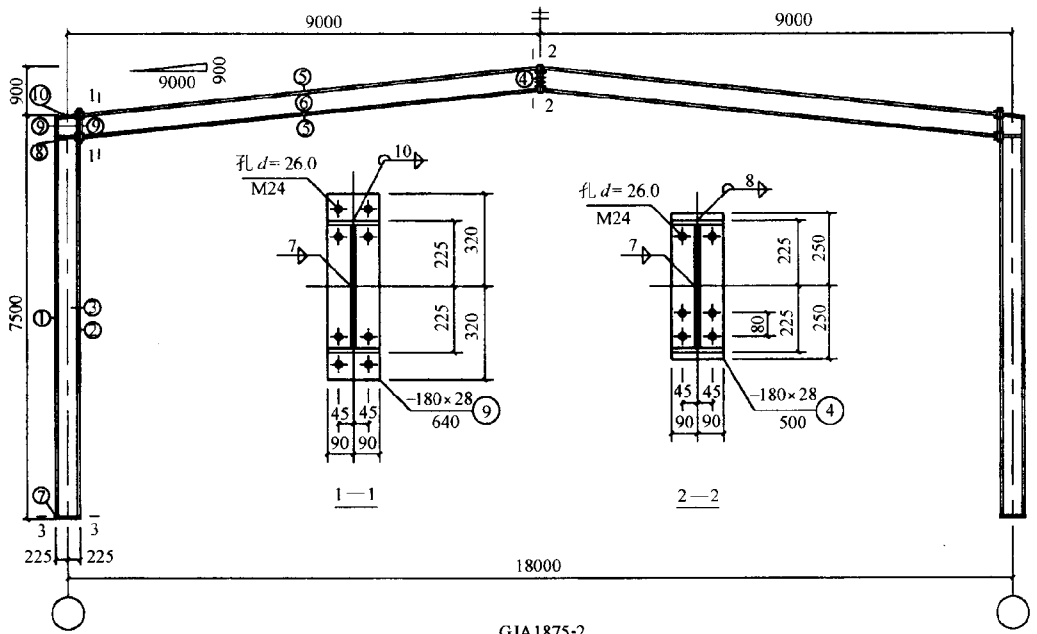
GJA1875-1

钢 材 明 细 表								
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJA1875-1	1	-200×8	7454	2	93.6	187.3	1474.7	
	2	-200×8	7055	2	88.6	177.2		
	3	-334×6	7488	2	114.1	228.2		
	4	-200×25	400	2	15.6	31.2		
	5	-200×8	8812	4	110.7	442.8		
	6	-334×6	8845	2	138.6	277.2		
	7	-250×20	390	2	15.1	30.1		
	8	-97×8	334	4	2.0	8.1		
	9	-200×25	540	4	21.0	84.0		
	10	-200×8	334	2	4.3	8.6		
高强度螺栓为 8.8 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-35



GJA1875-2

钢 材 明 细 表								
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJA1875-2	1	-180×10	7447	2	105.2	210.5	1751.3	
	2	-180×10	6961	2	98.4	196.7		
	3	-430×6	7490	2	154.9	291.8		
	4	-180×28	500	2	19.7	39.4		
	5	-180×10	8751	4	123.7	494.8		
	6	-430×6	8794	2	177.2	354.8		
	7	-250×20	490	2	18.9	37.8		
	8	-87×10	430	4	2.9	11.7		
	9	-180×28	640	4	25.3	101.3		
	10	-180×10	442	2	6.2	12.5		
高强度螺栓为 8.8 级								

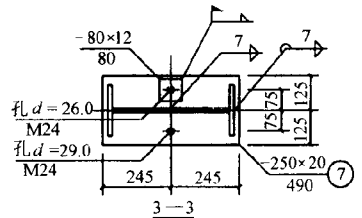
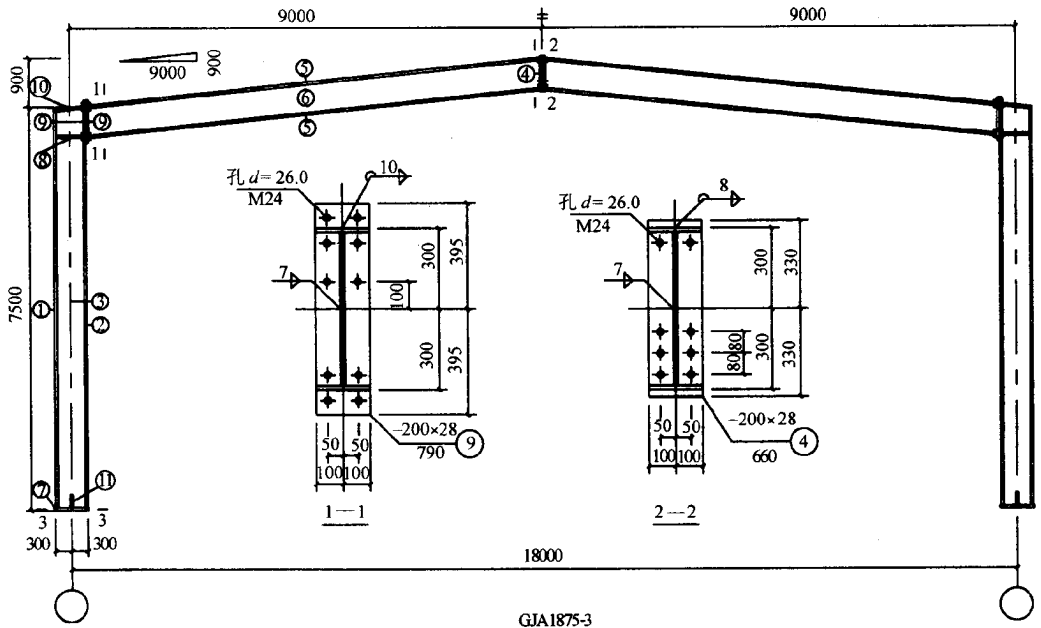


图 7-3-36



GJA1875-3

钢 材 明 细 表								
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJA1875-3	1	-200×10	7440	2	116.8	233.6	2143.6	
	2	-200×10	6818	2	107.0	214.1		
	3	-580×6	7498	2	194.8	389.6		
	4	-200×28	660	2	29.0	58.0		
	5	-200×10	8670	4	136.1	544.4		
	6	-580×6	8728	2	236.8	473.6		
	7	-250×20	640	2	24.7	49.4		
	8	-97×10	580	4	4.4	17.7		
	9	-200×28	790	4	34.7	138.9		
	10	-200×10	593	2	9.3	18.6		
	11	-120×8	250	4	1.4	5.7		
高强度螺栓为 10.9 级								

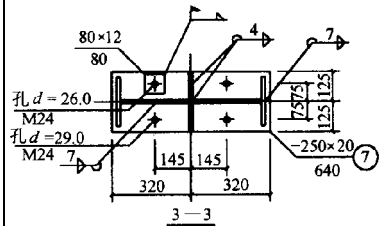
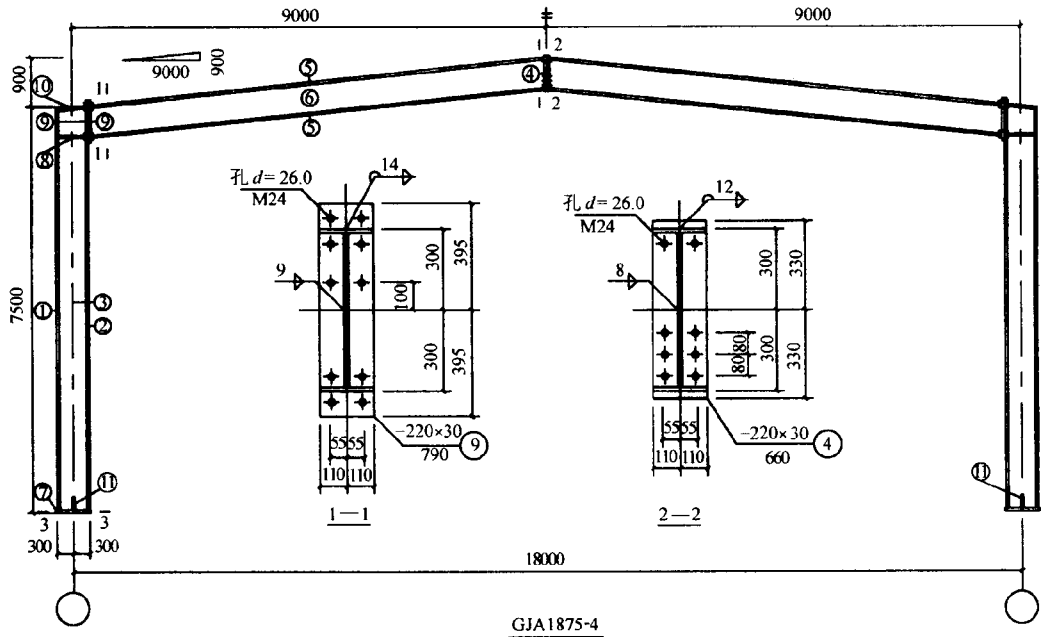


图 7-3-37



GJA1875-4

钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJA1875-4	1	-220×12	7436	2	153.1	306.2	2809.5	
	2	-220×12	6820	2	140.4	280.8		
	3	-576×8	7495	2	269.4	538.8		
	4	-220×30	660	2	31.9	63.8		
	5	-220×12	8665	4	178.5	714.0		
	6	-576×8	8723	2	313.6	627.2		
	7	-260×20	640	2	26.1	52.2		
	8	-106×14	572	4	6.7	26.7		
	9	-220×30	790	4	40.9	163.7		
	10	-220×14	589	2	14.2	28.5		
	11	-120×8	250	4	1.9	7.6		
高强度螺栓为 10.9 级								

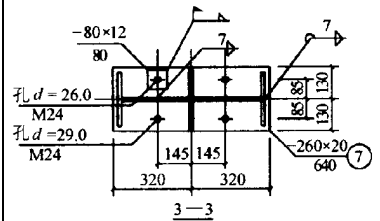
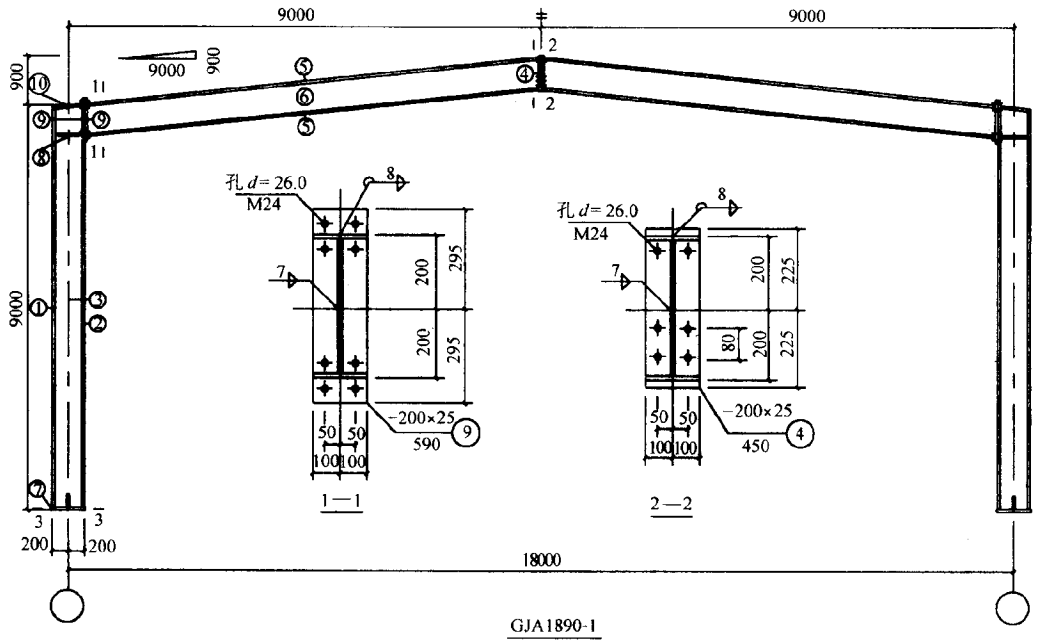


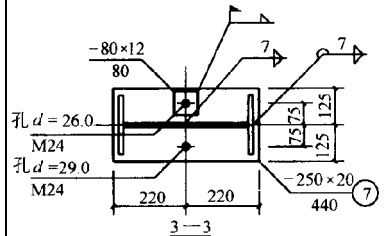
图 7-3-38



GJA1890-1

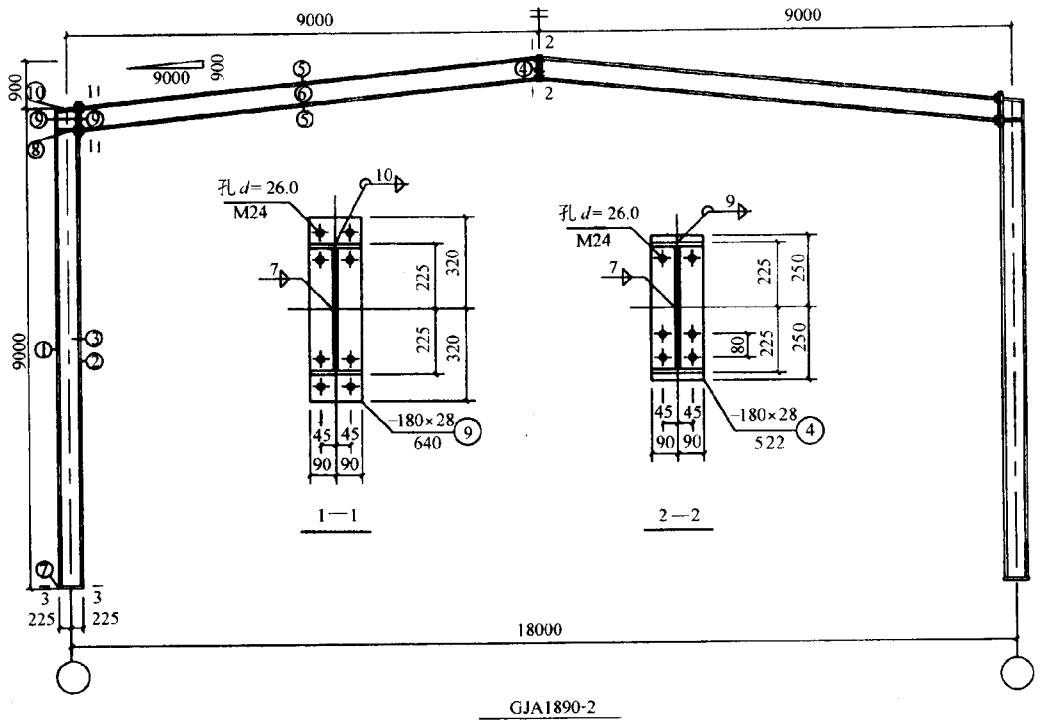
钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJA1890-1	1	-200×8	8952	2	111.7	223.4	1686.7	
	2	-200×8	8508	2	106.2	212.4		
	3	-384×6	8990	2	157.9	315.8		
	4	-200×25	450	2	17.5	35.0		
	5	-200×8	8786	4	109.7	438.8		
	6	-384×6	8824	2	159.0	318.0		
	7	-250×20	440	2	17.0	34.0		
	8	-97×8	384	4	2.1	8.4		
	9	-200×25	590	4	23.0	92		
	10	-200×8	394	2	4.5	8.9		
高强度螺栓为 8.8 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-39



GJA1890-2

钢 材 明 细 表								
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJA1890-2	1	-180×10	8947	2	126.4	252.9	1896.4	
	2	-180×10	8461	2	119.6	239.1		
	3	-430×6	8990	2	176.3	352.6		
	4	-180×28	500	2	19.7	39.4		
	5	-180×10	8745	4	123.6	494.4		
	6	-430×6	8788	2	177.2	354.4		
	7	-250×20	490	2	18.9	37.8		
	8	-87×10	430	4	2.9	11.7		
	9	-180×28	640	4	25.3	101.3		
	10	-180×10	442	2	6.2	12.5		
高强度螺栓为 10.9 级								

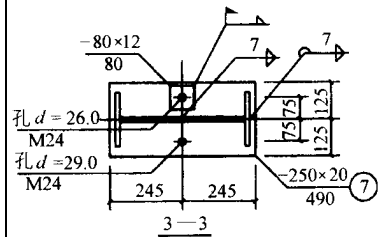
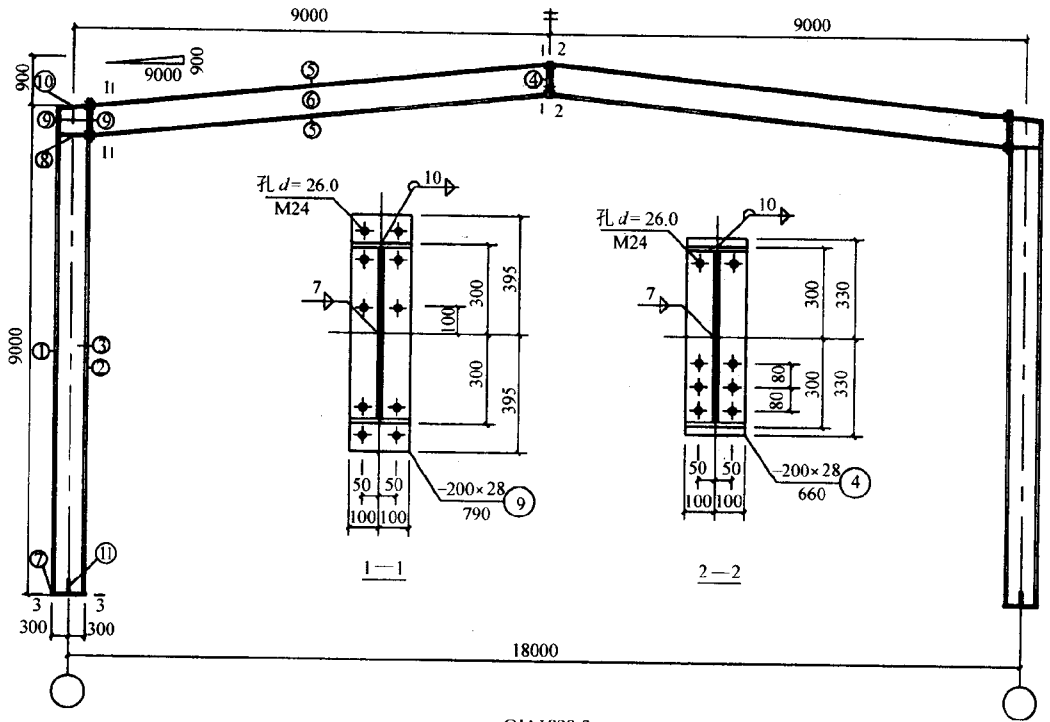


图 7-3-40



GJA1890-3

钢 材 明 细 表								
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJA1890-3	1	-200×10	8940	2	140.4	280.7	2319.8	
	2	-200×10	8318	2	130.6	261.2		
	3	-580×6	8998	2	235.7	471.4		
	4	-200×28	660	2	29.0	58.0		
	5	-200×10	8670	4	136.1	544.4		
	6	-580×6	8728	2	236.8	473.6		
	7	-250×20	640	2	24.7	49.4		
	8	-97×10	580	4	4.4	17.7		
	9	-200×28	790	4	34.7	138.9		
	10	-200×10	593	2	9.3	18.6		
	11	-120×6	250	4	1.4	5.7		
高强度螺栓为 10.9 级								

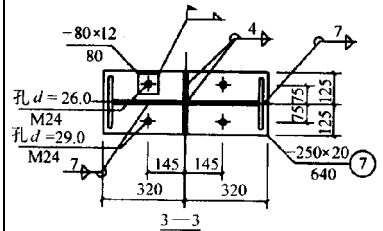
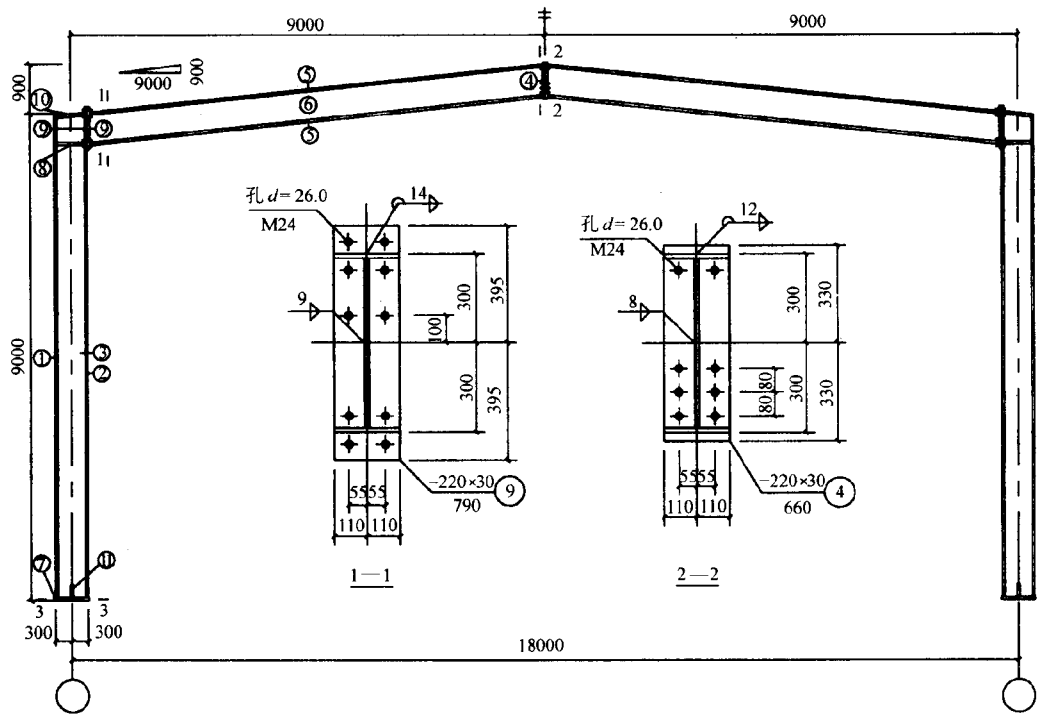


图 7-3-41



GJA1890-4

钢 材 明 细 表								
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJA1890-4	1	-220×12	8936	2	184.0	368.0	3040.9	
	2	-220×12	8320	2	171.3	342.6		
	3	-576×8	8995	2	323.3	646.6		
	4	-220×30	660	2	31.9	63.8		
	5	-220×12	8665	4	178.5	714.0		
	6	-576×8	8723	2	313.6	627.2		
	7	-260×20	640	2	26.1	52.2		
	8	-106×14	572	4	6.7	26.7		
	9	-220×30	790	4	40.9	163.7		
	10	-220×14	589	2	14.2	28.5		
	11	-120×8	250	4	1.9	7.6		
高强度螺栓为 10.9 级								

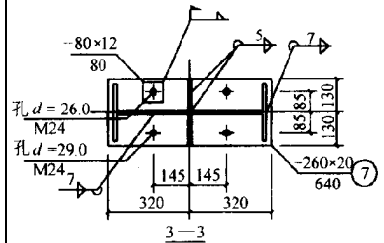
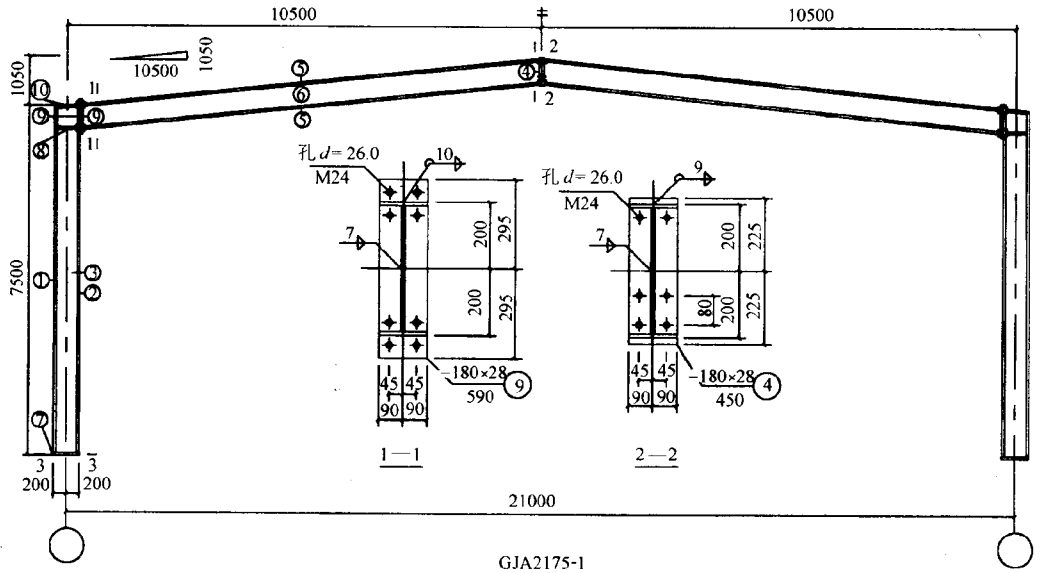


图 7-3-42



GJA2175-1

钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJA2175-1	1	-175×10	7450	2	102.3	204.7	1763.1	
	2	-175×10	7010	2	96.3	192.6		
	3	-380×6	7489	2	129.4	258.8		
	4	-180×28	450	2	17.8	35.2		
	5	-175×10	10280	4	141.3	565.2		
	6	-380×6	10318	2	184.1	368.2		
	7	-250×20	440	2	17.0	34.0		
	8	-85×10	380	4	2.5	10.1		
	9	-180×28	590	4	22.7	90.8		
	10	-175×10	392	2	5.4	10.8		
高强度螺栓为 8.8 级								

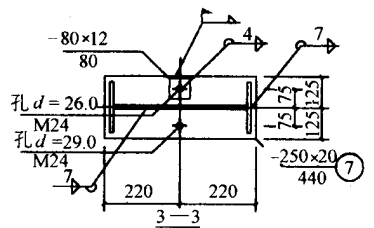
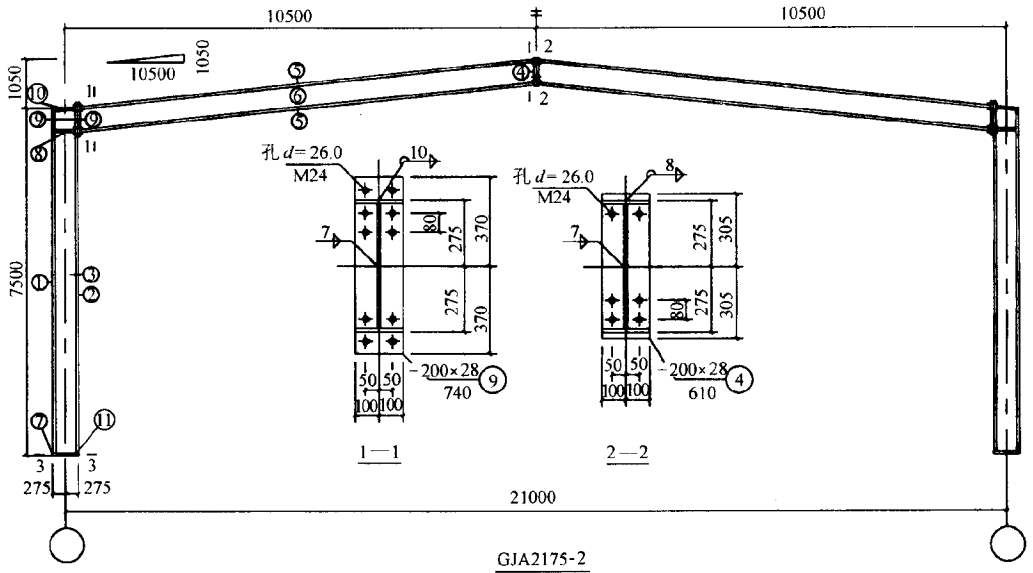


图 7-3-43



GJA2175-2

钢 材 明 细 表								
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJA2175-2	1	-200×10	7442	2	116.8	233.7	1224.9	
	2	-200×10	6866	2	107.8	215.6		
	3	-530×6	7495	2	178.6	257.2		
	4	-200×28	610	2	26.8	53.6		
	5	-200×10	10206	4	160.2	640.8		
	6	-530×6	10259	2	254.8	509.6		
	7	-250×20	590	2	22.8	45.6		
	8	-97×10	530	4	4.0	16.1		
	9	-200×28	740	4	32.5	130.1		
	10	-200×10	543	2	8.5	17.0		
	11	-120×6	250	4	1.4	5.7		
高强度螺栓为 10.9 级								

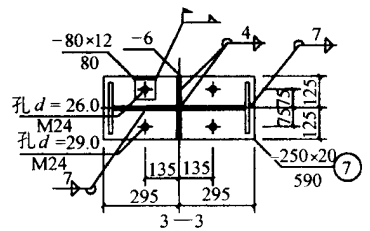
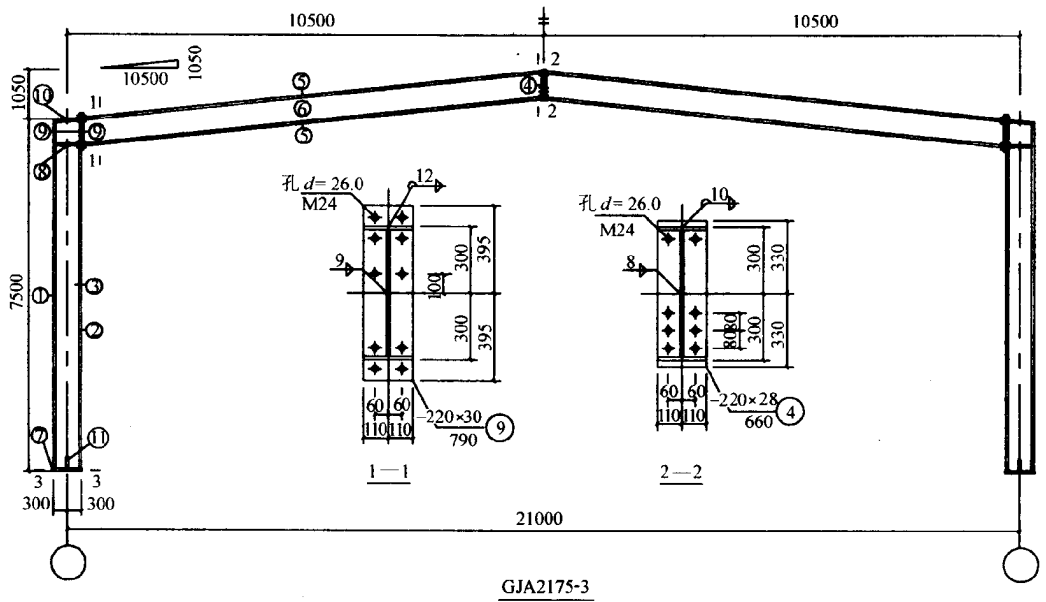


图 7-3-44



GJA2175-3

钢 材 明 细 表								
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJA2175-3	1	-220×14	7436	2	179.8	359.6	3570.0	
	2	-220×14	6818	2	164.8	329.7		
	3	-572×10	7493	2	320.0	640.0		
	4	-220×28	660	2	31.9	63.8		
	5	-220×14	10178	4	246.1	984.4		
	6	-572×10	10235	2	457.0	914.0		
	7	-260×20	640	2	26.1	52.2		
	8	-105×14	572	4	6.6	26.4		
	9	-220×30	790	4	40.9	163.7		
	10	-220×14	589	2	14.2	28.5		
	11	-125×8	250	4	2.0	7.8		
高强度螺栓为 10.9 级								

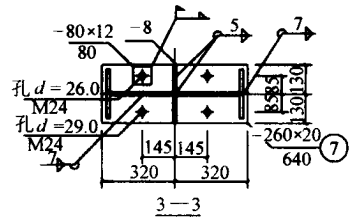
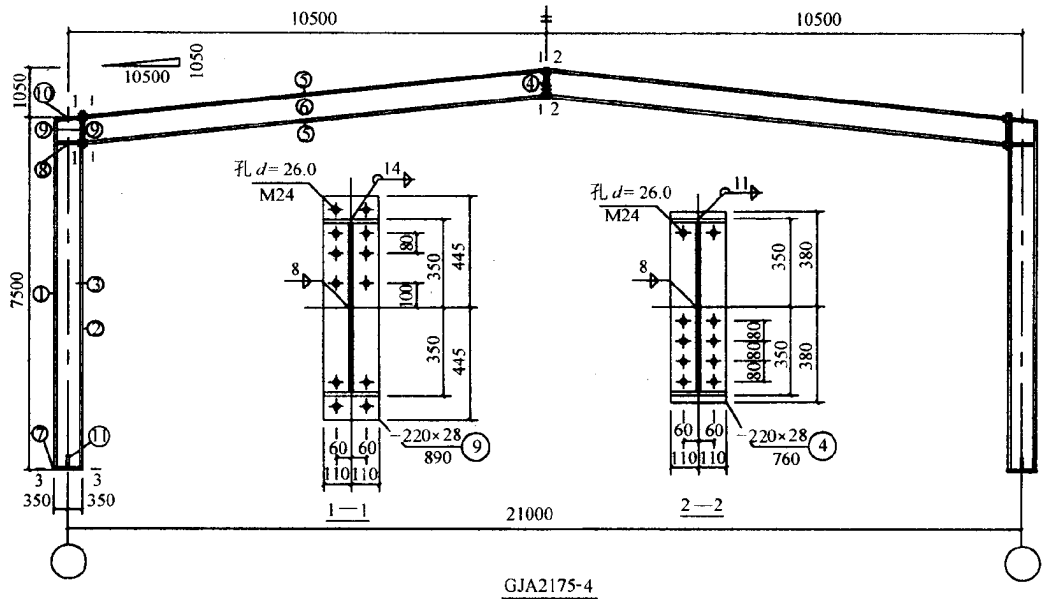


图 7-3-45



GJA2175-4

钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJA2175-4	1	-220×14	7431	2	179.7	359.3	3857.9	
	2	-220×14	6722	2	162.5	325.1		
	3	-672×10	7498	2	373.3	746.6		
	4	-220×28	760	2	36.8	73.5		
	5	-220×14	10131	4	245.0	980.0		
	6	-672×10	10199	2	534.5	1069.0		
	7	-260×20	740	2	30.2	60.4		
	8	-105×14	672	4	7.8	31.0		
	9	-220×28	890	4	43.0	172.1		
	10	-220×14	689	2	16.7	33.3		
	11	-125×8	250	4	2.0	7.8		
高强度螺栓为 10.9 级								

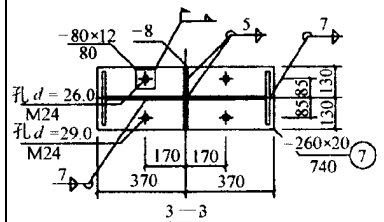
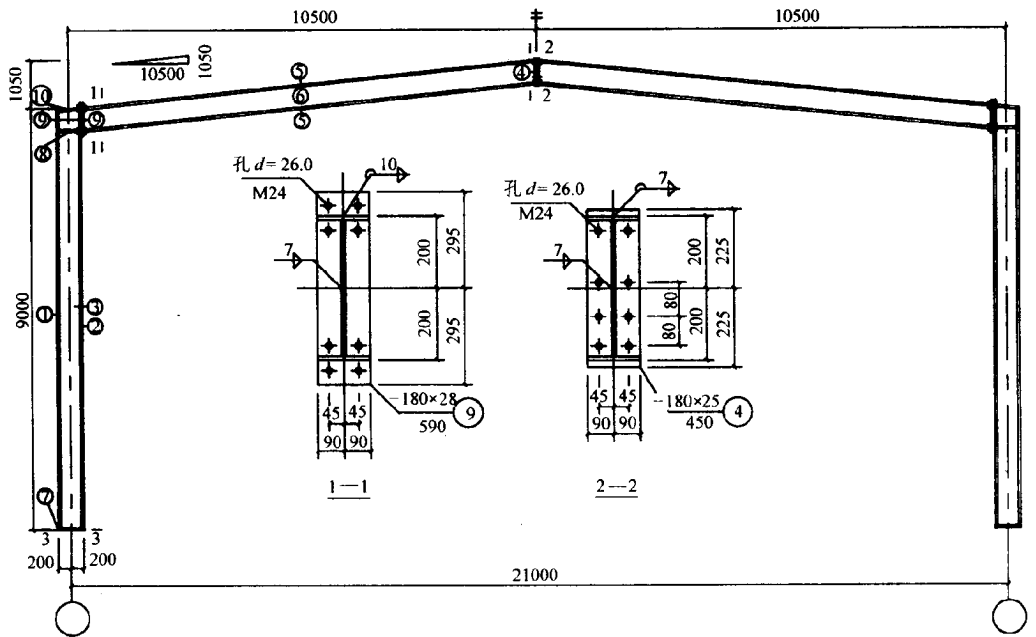


图 7-3-46



GJA2190-1

钢 材 明 细 表								
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJA2190-1	1	-175×10	8951	2	123.0	246.0	1900.7	
	2	-175×10	8505	2	116.8	233.7		
	3	-380×6	8989	2	156.2	312.4		
	4	-180×25	450	2	15.7	31.3		
	5	-175×10	10280	4	141.0	282.1		
	6	-380×6	10318	2	183.8	367.6		
	7	-246×20	440	2	17.0	34.0		
	8	-85×10	380	4	2.5	10.1		
	9	-180×28	590	4	22.7	90.8		
	10	-175×10	391	2	5.4	10.8		
高强度螺栓为 8.8 级								

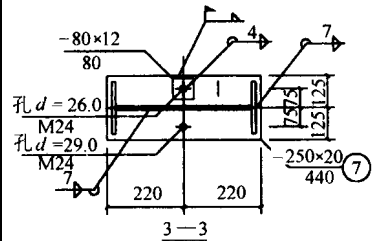
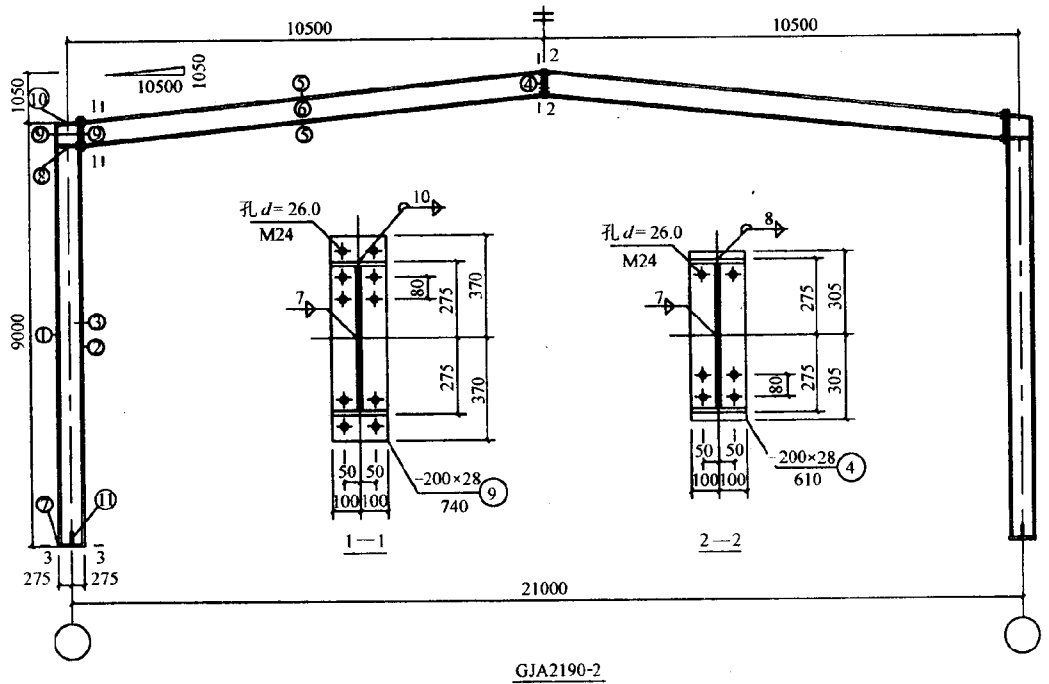


图 7-3-47



GJA2190-2

钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJA2190-2	1	-200×10	8942	2	140.4	280.8	2393.7	
	2	-200×10	8366	2	131.3	262.7		
	3	-530×6	8995	2	216.0	432.0		
	4	-200×28	610	2	26.8	53.6		
	5	-200×10	10203	4	160.2	640.8		
	6	-530×6	10256	2	254.7	509.4		
	7	-246×20	590	2	22.8	45.6		
	8	-97×10	530	4	4.0	16.1		
	9	-200×28	740	4	32.5	130.1		
	10	-200×10	543	2	8.5	17.0		
	11	-120×6	250	4	1.4	5.7		
高强度螺栓为 10.9 级								

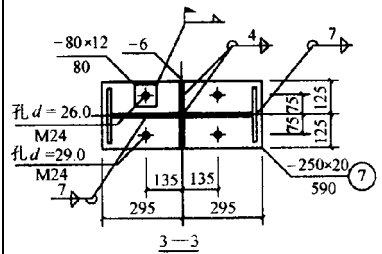
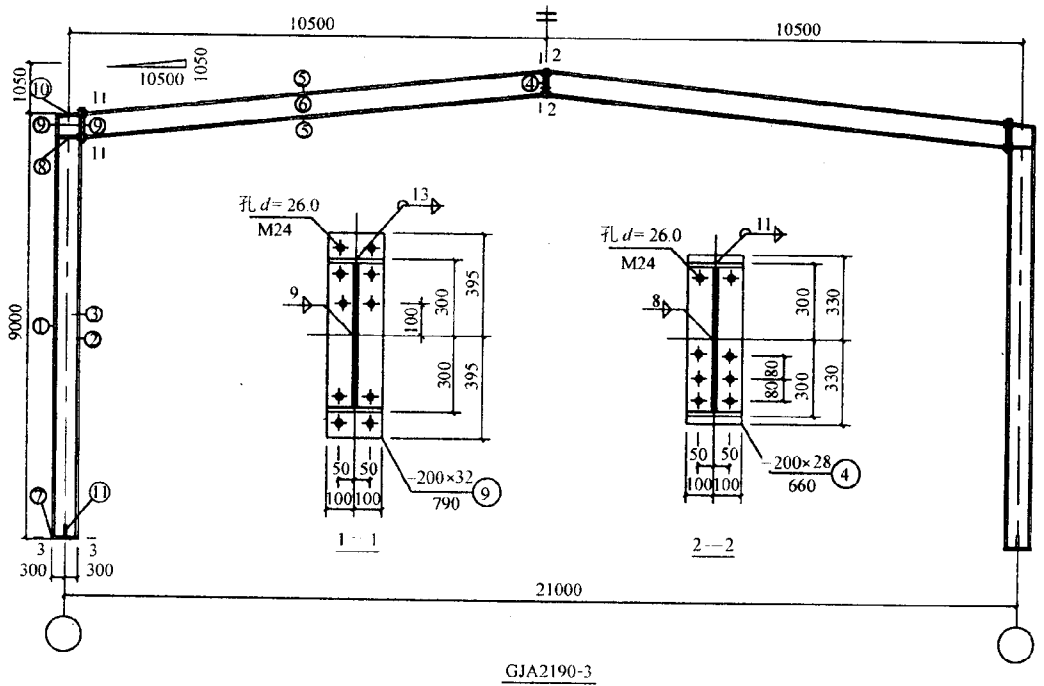


图 7-3-48



钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJA2190-3	1	-200×14	8936	2	196.4	392.8	3665.6	
	2	-200×14	8318	2	182.8	365.7		
	3	-572×10	8993	2	387.4	774.8		
	4	-200×28	660	2	29.0	58.0		
	5	-200×14	10174	4	223.6	894.4		
	6	-572×10	10231	2	456.8	913.6		
	7	-250×20	640	2	25.1	50.2		
	8	-95×14	572	4	6.0	23.9		
	9	-200×32	790	4	39.7	158.8		
	10	-200×14	589	2	12.9	25.9		
	11	-120×8	250	4	1.9	7.5		
高强度螺栓为 10.9 级								

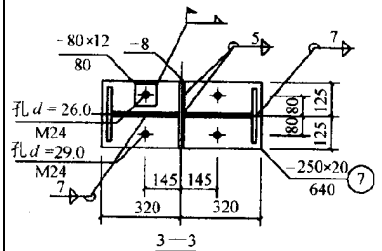
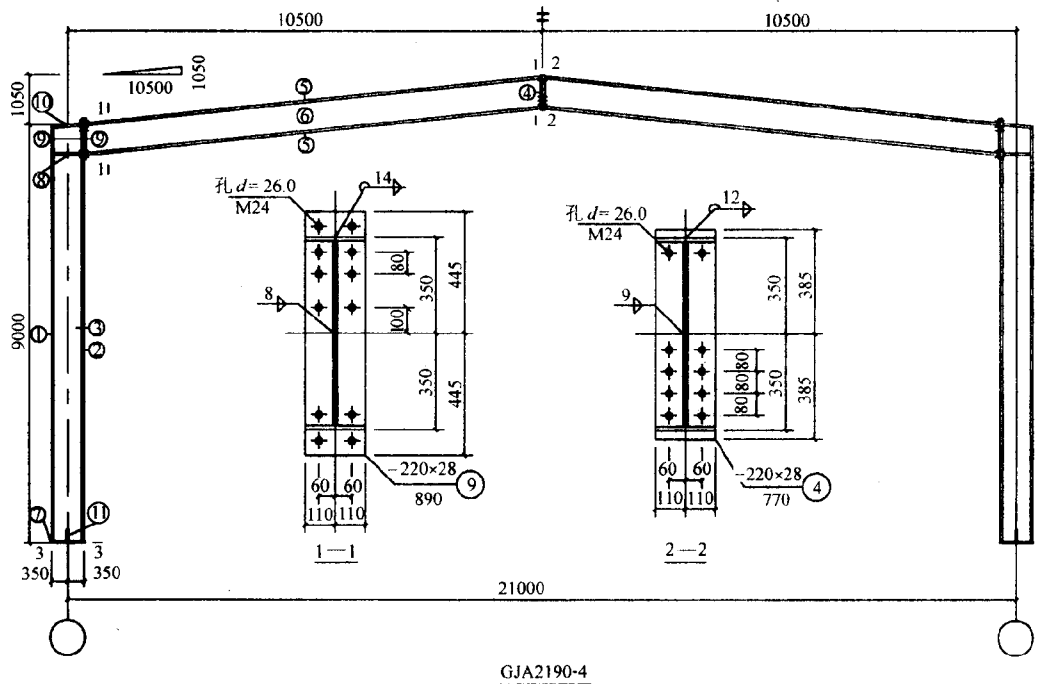


图 7-3-49



GJA2190-4

钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJA2190-4	1	-220×14	8931	2	215.9	431.9	4166.6	
	2	-220×14	8222	2	198.8	397.6		
	3	-672×10	8998	2	452.5	905.0		
	4	-220×28	770	2	39.7	79.4		
	5	-220×14	10130	4	244.9	979.6		
	6	-672×10	10197	2	534.4	1068.8		
	7	-260×20	740	2	30.2	60.4		
	8	-105×14	672	4	7.8	31.0		
	9	-220×28	890	4	43.0	172.1		
	10	-220×14	689	2	16.7	33.3		
	11	-125×8	250	4	2.0	7.8		
高强度螺栓为 10.9 级								

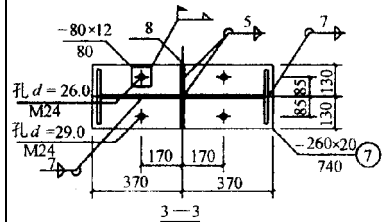
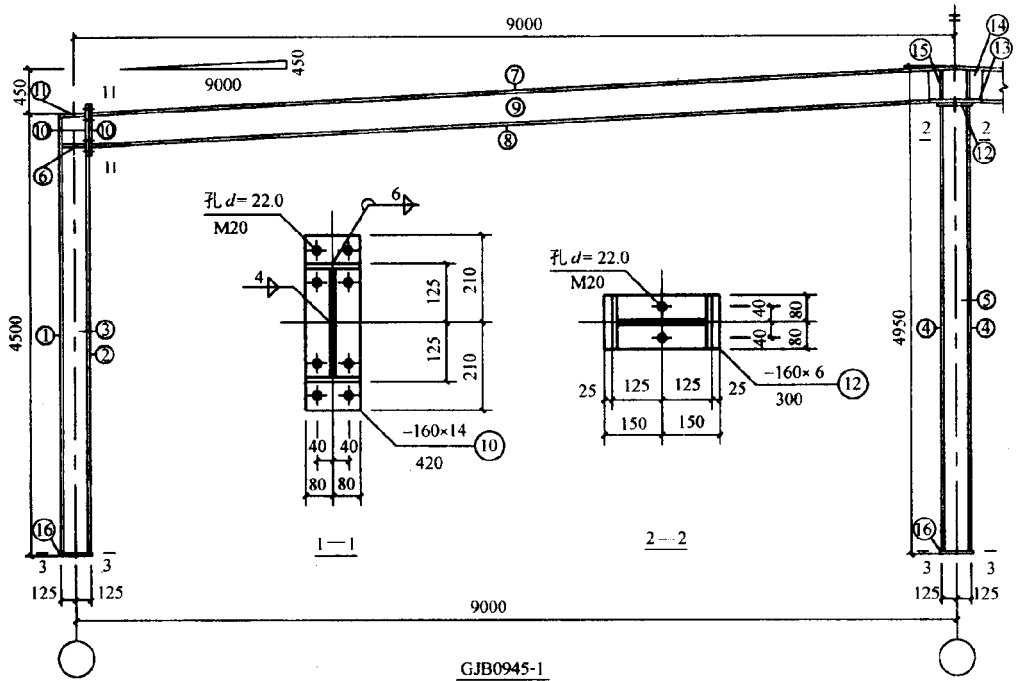
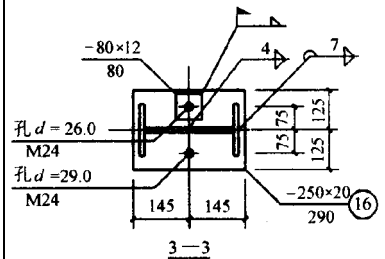


图 7-3-50



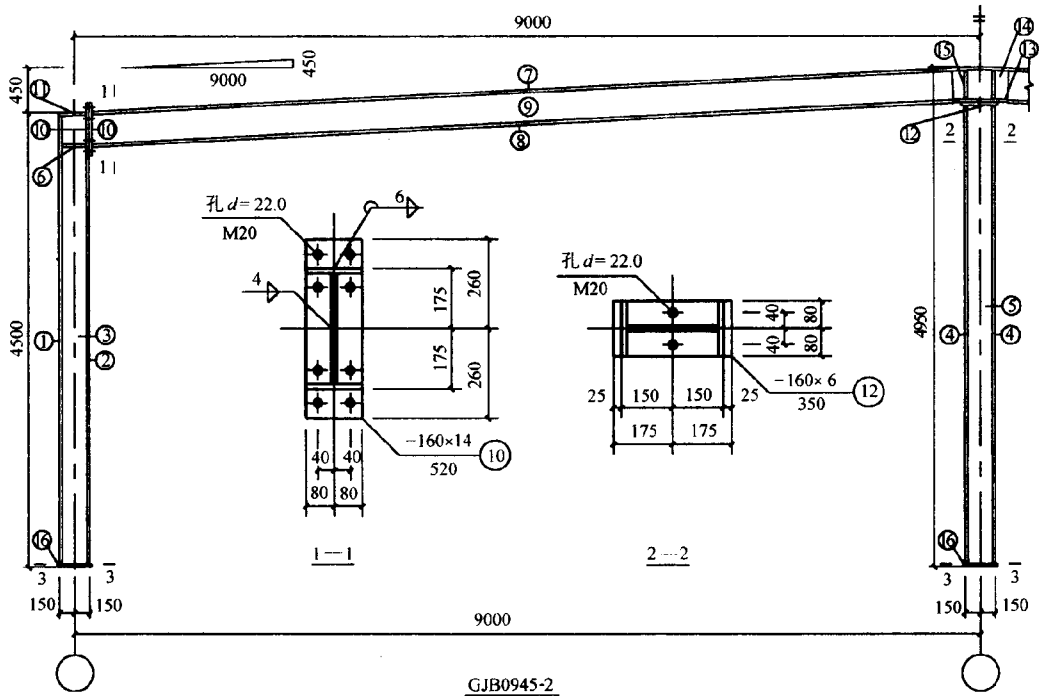
钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB0945-1	1	-150×6	4468	2	31.6	63.1	778.0	
	2	-150×6	4152	2	29.3	58.7		
	3	-238×4.5	4480	2	37.5	75.0		
	4	-150×6	4658	2	33.1	66.1		
	5	-238×4.5	4658	1	38.9	38.9		
	6	-73×6	238	4	0.8	3.3		
	7	-150×6	8864	2	62.6	125.2		
	8	-150×6	8639	2	61.6	123.2		
	9	-238×4.5	8651	2	72.2	144.4		
	10	-160×14	420	4	6.9	27.7		
	11	-160×6	244	2	1.7	3.5		
	12	-160×8	300	1	2.8	2.8		
	13	-160×8	450	1	4.2	4.2		
	14	-250×4.5	474	1	4.2	4.2		
	15	-73×8	238	4	1.1	4.4		
	16	-250×20	290	3	11.1	33.3		
高强度螺栓为 8.8 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

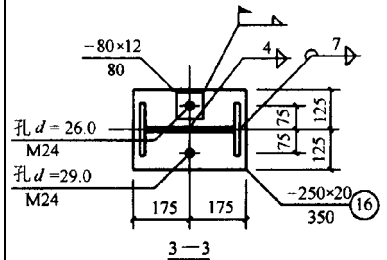
图 7-3-51



GJB0945-2

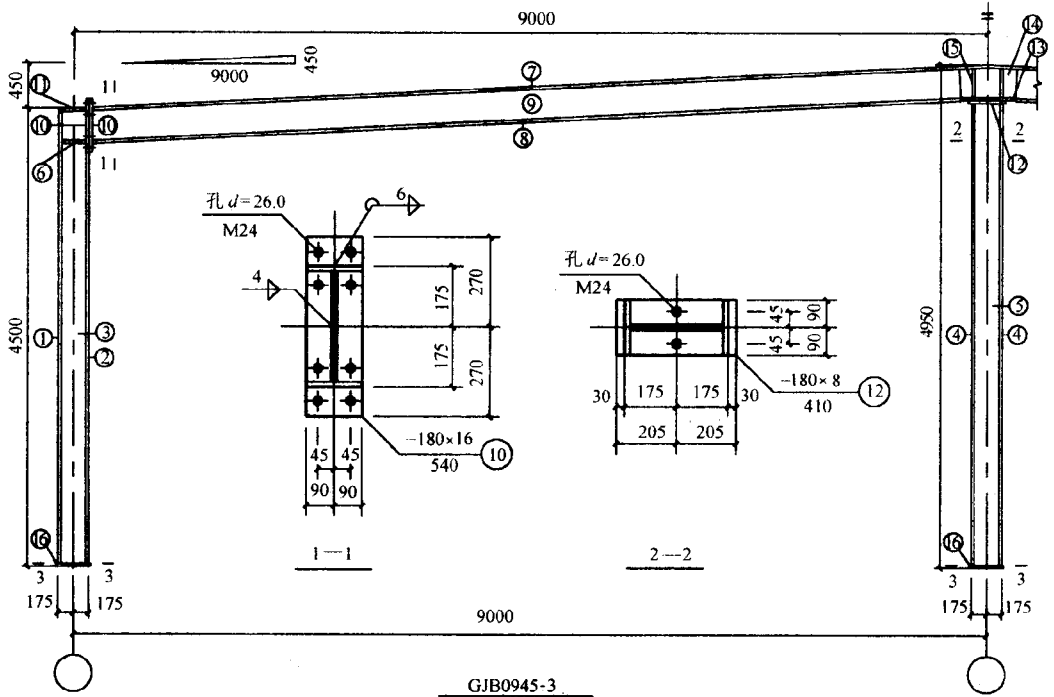
钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB0945-2	1	-150×6	4466	2	31.6	63.2	959.7	
	2	-150×6	4053	2	28.6	57.2		
	3	-288×4.5	4480	2	43.3	86.6		
	4	-150×6	4559	2	32.4	64.8		
	5	-288×4.5	4559	1	46.6	46.6		
	6	-78×6	288	4	1.1	4.2		
	7	-150×8	8839	2	83.2	166.4		
	8	-150×8	8589	2	81.6	163.2		
	9	-334×4.5	8606	2	103.2	206.4		
	10	-160×14	520	4	9.1	36.6		
	11	-160×6	294	2	2.2	4.4		
	12	-160×8	350	1	3.5	3.5		
	13	-160×8	500	1	5.0	5.0		
	14	-347×4.5	534	1	6.5	6.5		
	15	-70×8	334	4	1.5	6.0		
	16	-250×20	350	3	13.0	39.1		
高强度螺栓为 8.8 级								

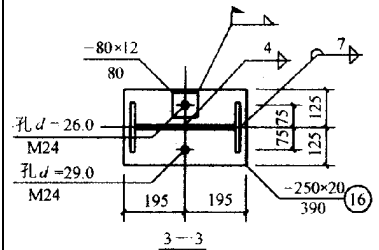


本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-52

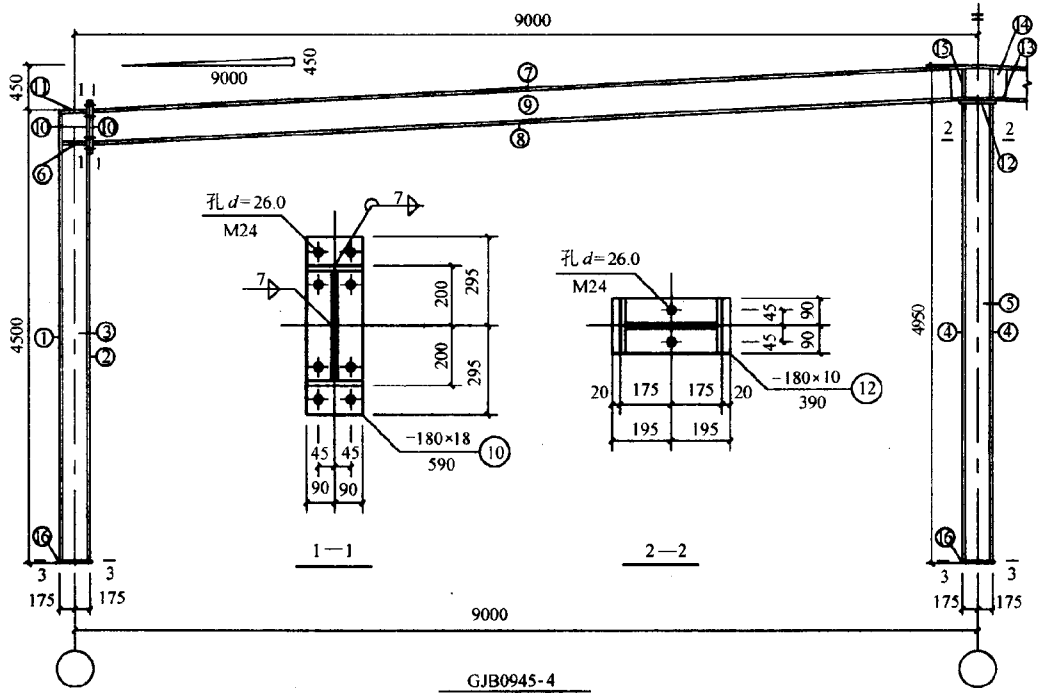


钢 材 明 细 表								
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB0945-3	1	-150×8	4463	2	42.0	84.0	1116.2	
	2	-150×8	4044	2	38.2	76.4		
	3	-334×4.5	4480	2	50.2	100.4		
	4	-150×8	4557	2	43.1	86.2		
	5	-334×4.5	4557	1	54.0	54.01		
	6	-78×8	334	4	1.6	6.5		
	7	-175×8	8812	2	96.8	193.6		
	8	-175×8	8532	2	94.7	189.4		
	9	-334×4.5	8549	2	100.2	200.4		
	10	-180×16	540	4	12.1	48.5		
	11	-180×8	342	2	3.9	7.8		
	12	-180×8	410	1	4.5	4.5		
	13	-180×8	560	1	6.3	6.3		
	14	-349×4.5	594	1	7.3	7.3		
	15	-70×8	334	4	1.5	6.0		
	16	-250×20	390	3	14.9	44.8		
高强度螺栓为 8.8 级								

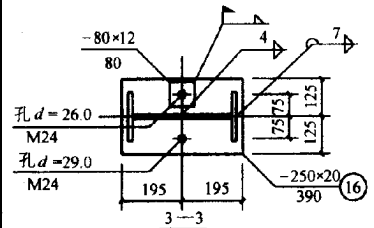


本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-53

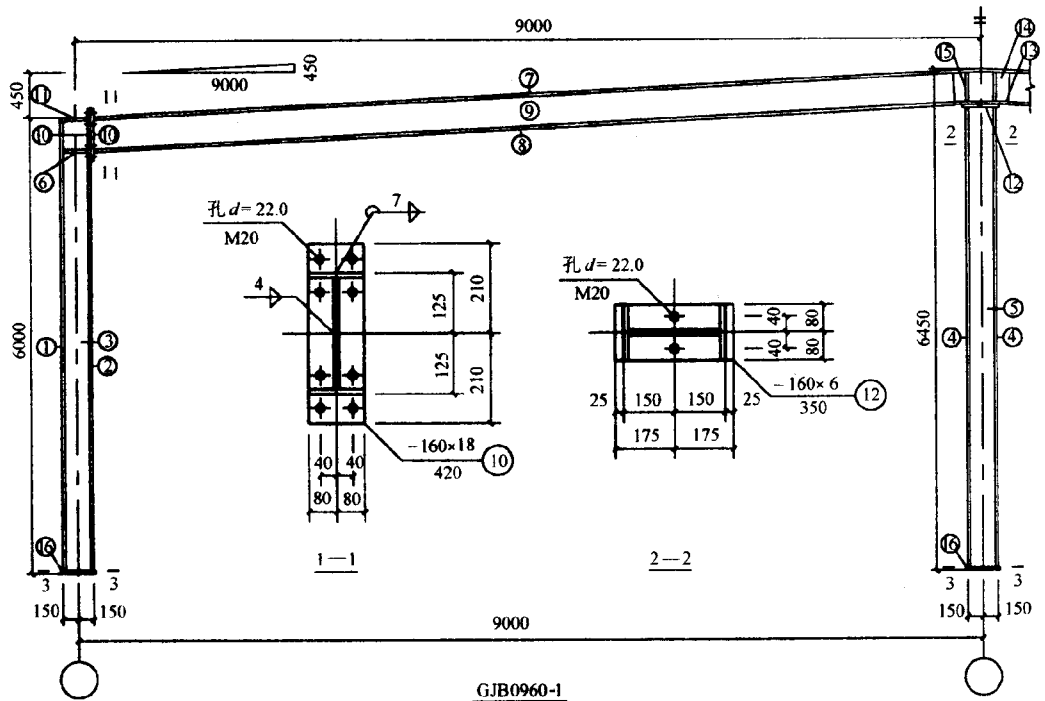


钢 材 明 细 表							注	
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			
					单 重	共 重		总 重
GJB0945-4	1	-175×8	4461	2	49.0	98.0	1395.2	
	2	-175×8	3995	2	43.9	87.8		
	3	-334×4.5	4478	2	52.3	104.6		
	4	-175×8	4506	2	49.6	99.2		
	5	-334×4.5	4506	1	53.2	53.2		
	6	-88×10	334	4	2.3	9.2		
	7	-180×10	8808	2	124.5	248.9		
	8	-180×10	8538	2	119.9	239.8		
	9	-380×6	8557	2	153.1	306.2		
	10	-180×18	590	4	14.9	59.6		
	11	-180×10	342	2	4.8	9.7		
	12	-180×10	390	1	5.5	5.5		
	13	-180×10	540	1	7.6	7.6		
	14	-394×6	578	1	10.7	10.7		
	15	-87×10	380	4	2.6	10.4		
	16	-250×20	390	3	14.9	44.8		
高强度螺栓为 8.8 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

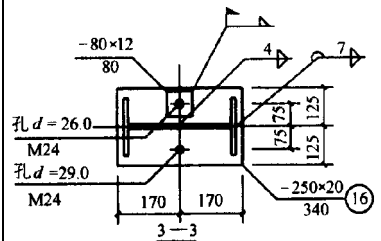
图 7-3-54



GJB0960-1

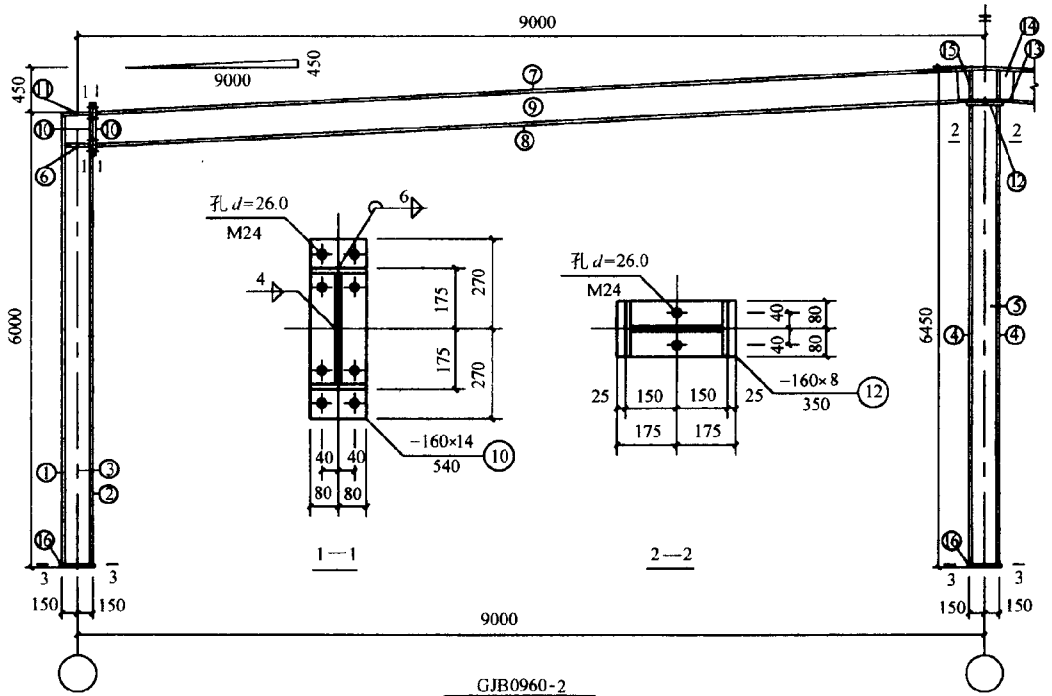
钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB0960-1	1	-150×6	5966	2	42.2	84.3	927.6	
	2	-150×6	5654	2	39.9	79.9		
	3	-288×4.5	5980	2	60.7	121.4		
	4	-150×6	6158	2	43.6	87.3		
	5	-288×4.5	6158	1	62.6	62.6		
	6	-73×6	288	4	1.0	4.0		
	7	-150×6	8831	2	62.4	124.8		
	8	-150×6	8581	2	61.2	122.4		
	9	-238×4.5	8593	2	72.3	144.6		
	10	-160×18	420	4	8.9	35.6		
	11	-160×6	294	2	2.1	4.2		
	12	-160×8	350	1	3.5	3.5		
	13	-160×8	500	1	5.0	5.0		
	14	-250×4.5	524	1	4.5	4.5		
	15	-73×8	238	4	1.1	4.4		
	16	-250×20	340	3	13.0	39.1		
高强度螺栓为 8.8 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

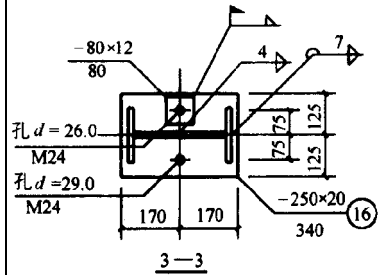
图 7-3-55



GJB0960-2

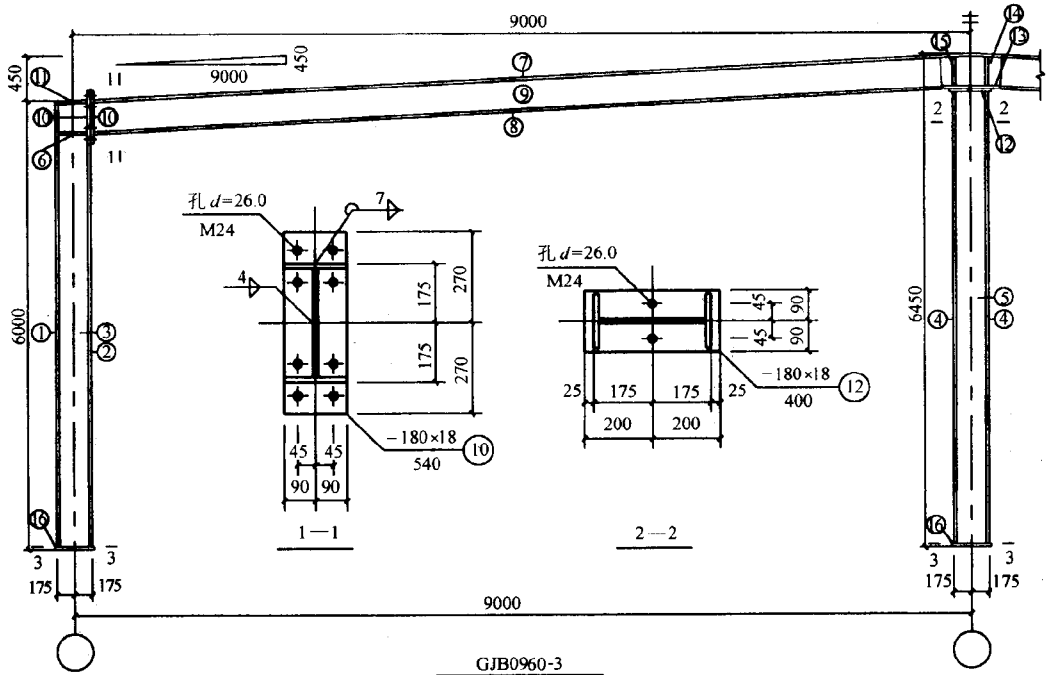
钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB0960-2	1	-150×6	5966	2	42.2	84.4	1071.7	
	2	-150×6	5543	2	39.2	78.4		
	3	-288×4.5	5980	2	58.6	117.2		
	4	-150×6	6059	2	42.9	85.8		
	5	-288×4.5	6059	1	61.9	61.9		
	6	-78×6	288	4	1.1	4.2		
	7	-150×8	8839	2	83.3	166.6		
	8	-150×8	8589	2	81.6	163.2		
	9	-334×4.5	8606	2	103.2	206.4		
	10	-160×14	540	4	9.7	38.9		
	11	-160×6	294	2	2.3	4.6		
	12	-160×8	350	1	3.5	3.5		
	13	-160×8	500	1	5.0	5.0		
	14	-347×4.5	534	1	6.5	6.5		
	15	-73×8	334	4	1.5	6.0		
	16	-250×20	340	3	13.0	39.1		
高强度螺栓为 8.8 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

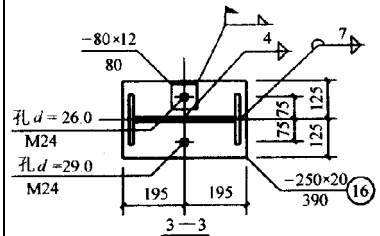
图 7-3-56



GJB0960-3

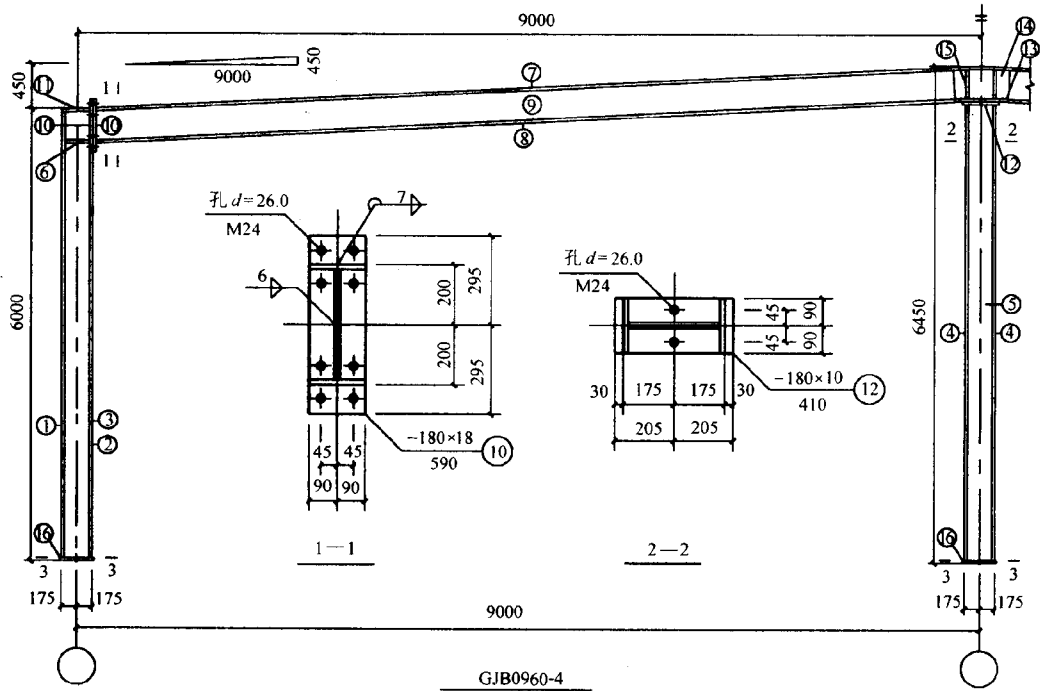
钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB0960-3	1	-150×8	5963	2	56.2	112.4	1259.2	
	2	-150×8	5545	2	52.2	104.4		
	3	-334×4.5	5980	2	68.0	136.0		
	4	-150×8	6058	2	57.3	114.6		
	5	-334×4.5	6058	1	71.7	71.7		
	6	-73×8	334	4	1.6	6.5		
	7	-175×8	8808	2	96.8	193.6		
	8	-175×8	8533	2	93.8	187.6		
	9	-334×4.5	8550	2	100.2	200.4		
	10	-180×18	540	4	13.6	54.5		
	11	-180×8	342	2	3.9	7.8		
	12	-180×8	400	1	4.4	4.4		
	13	-180×10	550	1	6.1	6.1		
	14	-348×4.5	583	1	7.2	7.2		
	15	-85×8	334	4	1.8	7.2		
	16	-250×20	390	3	14.9	44.8		
高强度螺栓为 8.8 级								

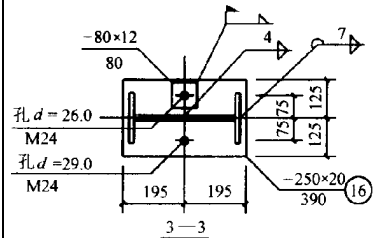


本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-57

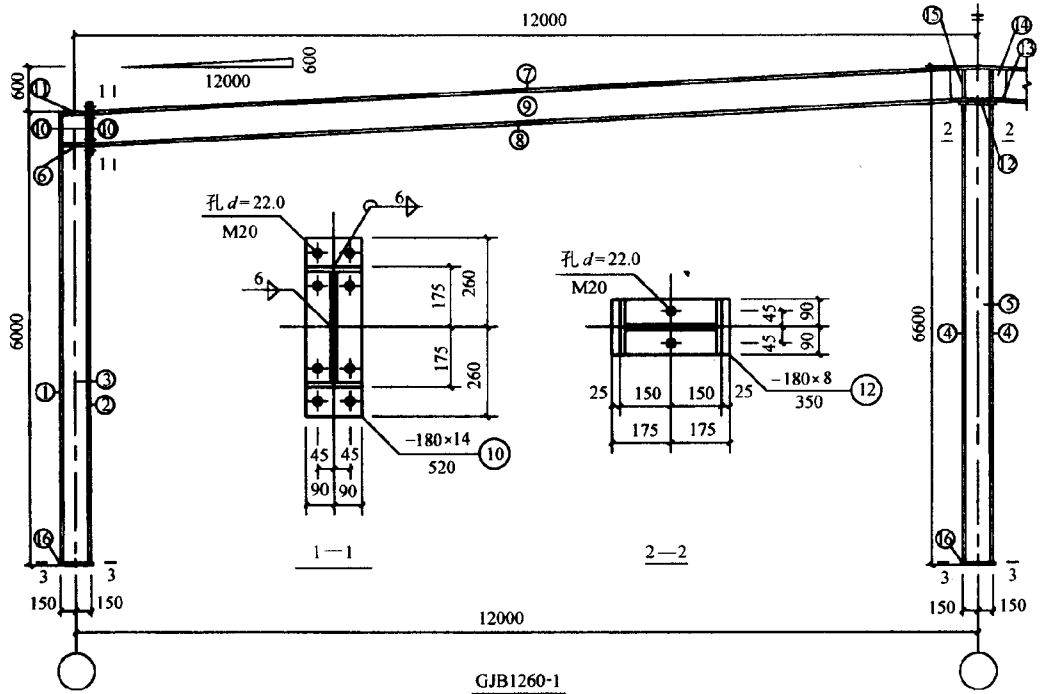


构件编号	零件编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量 (kg)			注
					单重	共重	总重	
GJB0960-4	1	-175×8	5961	2	65.5	131.0	1542.9	
	2	-175×8	5494	2	60.4	120.8		
	3	-334×4.5	5978	2	67.6	135.2		
	4	-175×8	6006	2	66.3	132.6		
	5	-334×4.5	6006	1	71.1	71.1		
	6	-85×10	334	4	2.3	9.2		
	7	-180×10	8812	2	124.5	249.0		
	8	-180×10	8532	2	120.6	241.2		
	9	-380×6	8551	2	153.0	306.0		
	10	-180×18	590	4	15.0	60.0		
	11	-180×10	342	2	4.8	9.7		
	12	-180×10	410	1	5.5	5.5		
	13	-180×10	560	1	7.5	7.5		
	14	-394×6	598	1	11.1	11.1		
	15	-87×8	380	4	2.1	8.4		
	16	-250×20	390	3	14.9	44.8		
高强度螺栓为 8.8 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

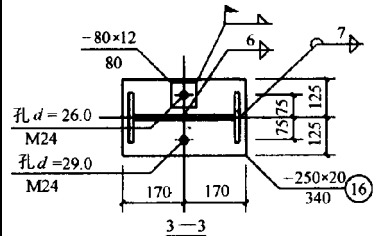
图 7-3-58



GJB1260-1

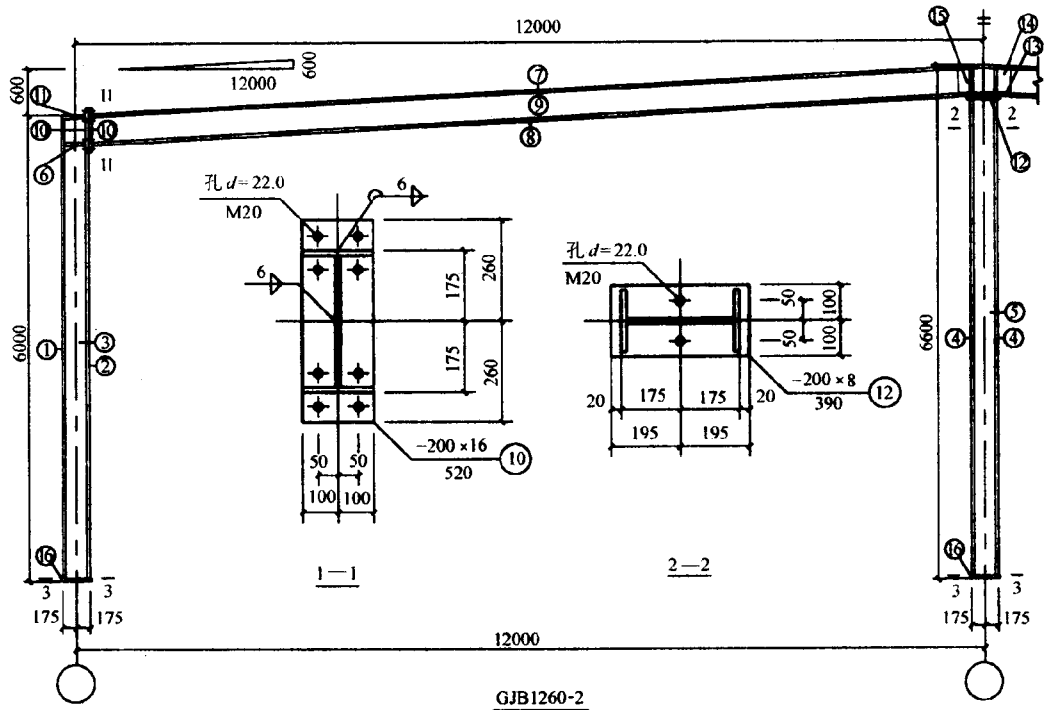
钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1260-1	1	-150×6	5964	2	42.1	84.3	1340.2	
	2	-150×6	5546	2	39.2	78.5		
	3	-288×4.5	5979	2	60.8	121.6		
	4	-150×6	6209	2	44.0	88.0		
	5	-288×4.5	6209	1	63.1	63.1		
	6	-73×8	288	4	1.3	5.3		
	7	-175×8	11842	2	130.2	260.3		
	8	-175×8	11597	2	128.3	256.6		
	9	-334×4.5	11614	2	137.1	274.2		
	10	-180×14	520	4	10.0	40.0		
	11	-180×8	294	2	3.2	6.4		
	12	-180×8	350	1	3.7	3.7		
	13	-180×8	490	1	5.5	5.5		
	14	-347×4.5	524	1	6.4	6.4		
	15	-85×8	334	4	1.8	7.2		
	16	-250×20	340	3	13.0	39.1		
高强度螺栓为 8.8 级								



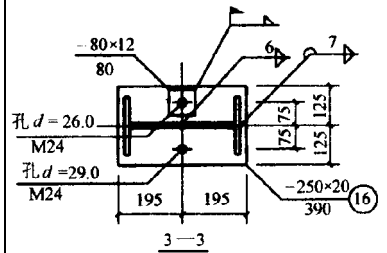
本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-59



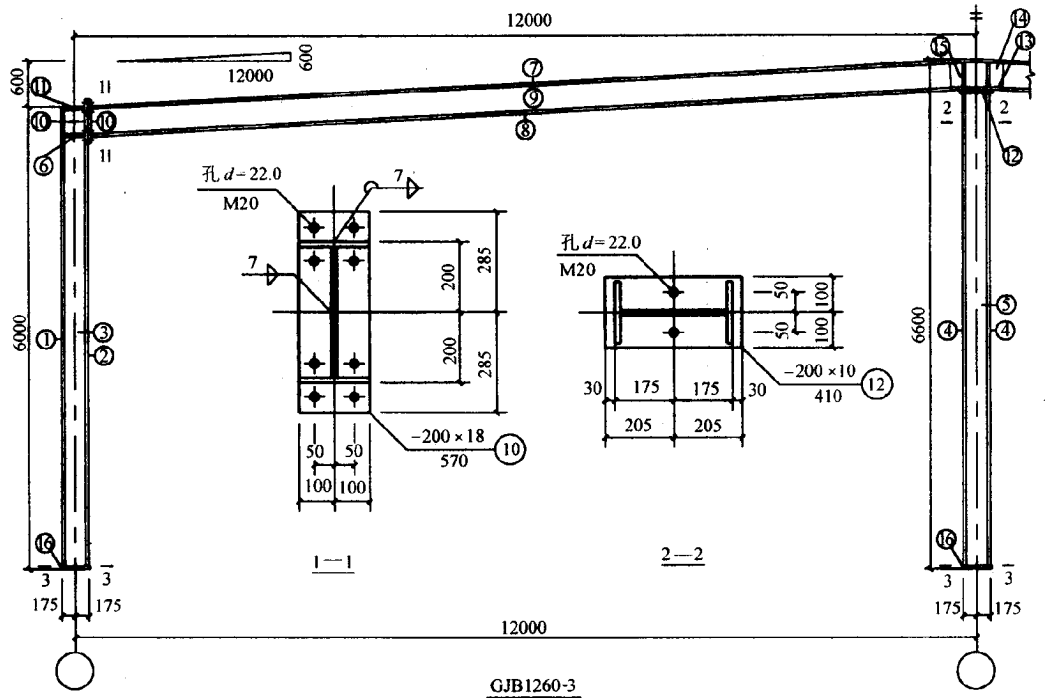
钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1260-2	1	-150×8	5963	2	56.2	112.3	1640.6	
	2	-150×8	5555	2	52.3	104.7		
	3	-334×4.5	5980	2	70.0	140.0		
	4	-150×8	6208	2	58.5	117.0		
	5	-334×4.5	6208	1	72.8	72.8		
	6	-73×8	334	4	1.5	6.1		
	7	-200×8	11815	2	148.4	296.8		
	8	-200×8	11545	2	145.0	290.0		
	9	-334×6	11562	2	183.0	366.0		
	10	-200×16	520	4	13.1	52.2		
	11	-200×8	342	2	4.3	8.6		
	12	-200×8	390	1	4.9	4.9		
	13	-200×8	540	1	6.8	6.8		
	14	-348×6	574	1	9.4	9.4		
	15	-97×8	334	4	2.0	8.0		
	16	-250×20	390	3	15.0	45.0		
高强度螺栓为 8.8 级								

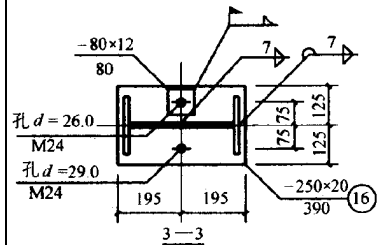


本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-60

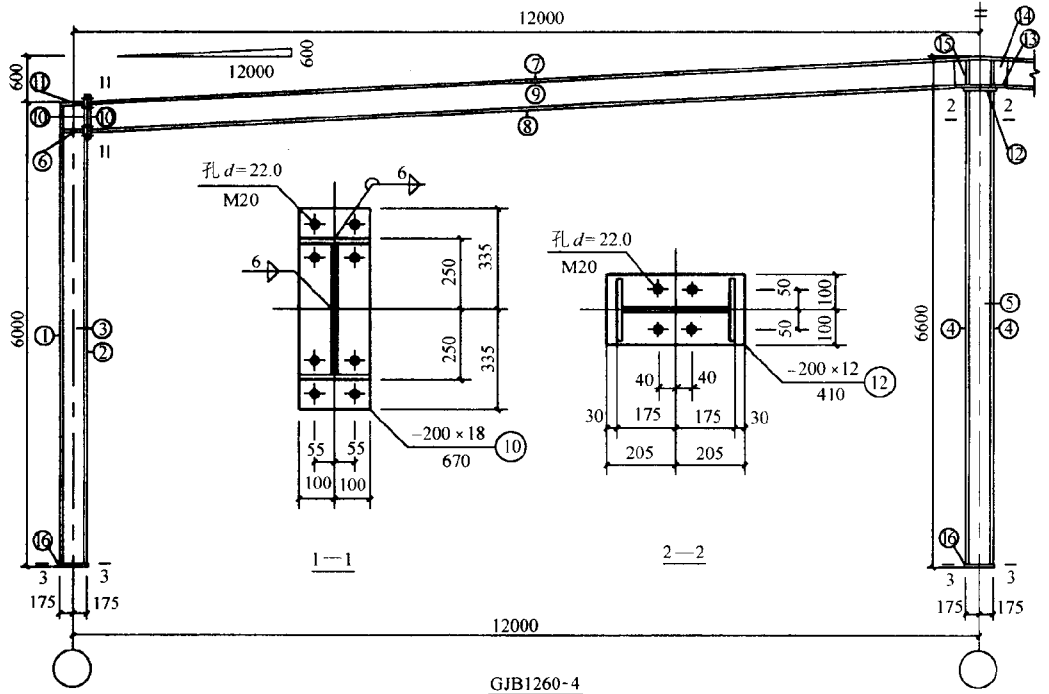


钢 材 明 细 表								
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1260-3	1	-175×8	5961	2	65.5	131.0	2078.5	
	2	-175×8	5505	2	60.5	121.0		
	3	-334×6	5978	2	90.2	180.4		
	4	-175×8	6156	2	67.9	135.8		
	5	-334×6	6156	1	97.2	97.2		
	6	-85×10	334	4	2.2	8.9		
	7	-200×10	11811	2	185.4	370.9		
	8	-200×10	11531	2	181.4	362.8		
	9	-380×6	11550	2	207.7	515.4		
	10	-200×18	570	4	16.1	64.4		
	11	-200×10	342	2	5.4	10.8		
	12	-200×10	410	1	6.1	6.1		
	13	-200×10	560	1	8.3	8.3		
	14	-394×6	598	1	11.1	11.1		
	15	-97×8	380	4	2.3	9.2		
	16	-250×20	390	3	15.1	45.2		
高强度螺栓为 8.8 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

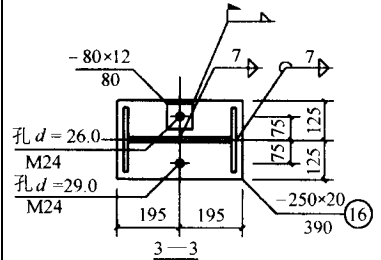
图 7-3-61



GJB1260-4

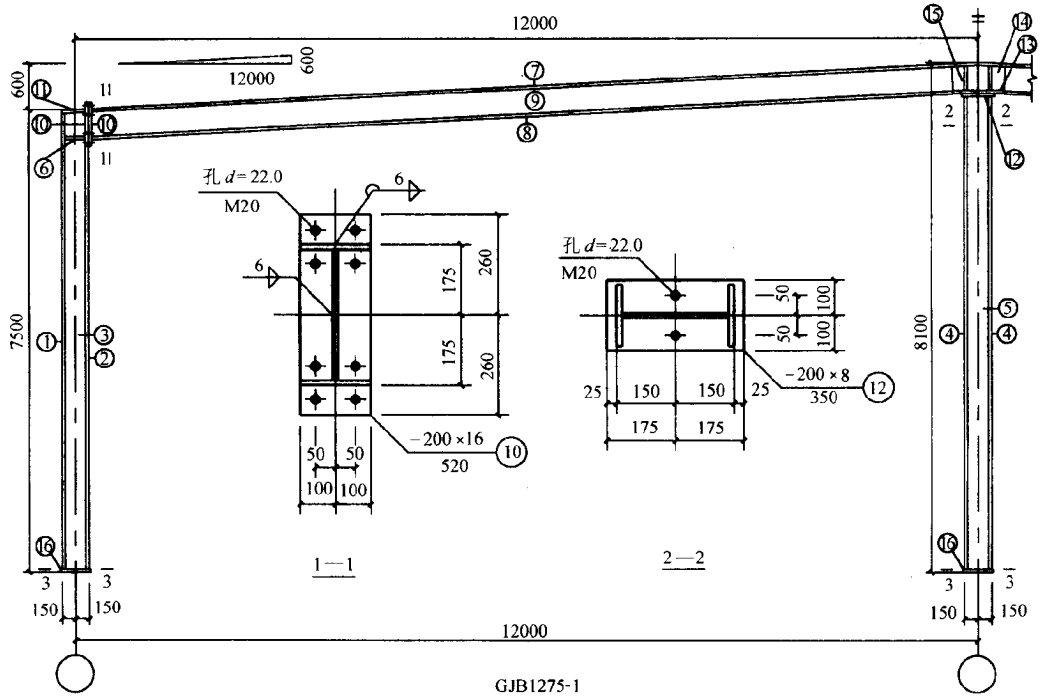
钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1260-4	1	-200×8	5959	2	74.8	149.7	2481.2	
	2	-200×8	5405	2	67.9	135.8		
	3	-334×6	5976	2	89.4	178.8		
	4	-200×8	6054	2	76.4	152.8		
	5	-334×6	6054	1	95.7	95.7		
	6	-97×12	334	4	3.1	12.2		
	7	-200×12	11811	2	222.6	445.2		
	8	-200×12	11531	2	217.9	435.9		
	9	-476×8	11555	2	347.3	694.6		
	10	-200×18	670	4	18.9	75.6		
	11	-200×12	342	2	6.5	12.9		
	12	-200×12	410	1	7.3	7.3		
	13	-200×12	560	1	10.0	10.0		
	14	-490×8	608	1	18.7	18.7		
	15	-96×8	476	4	2.7	10.8		
	16	-250×20	390	3	15.1	45.2		
高强度螺栓为 8.8 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

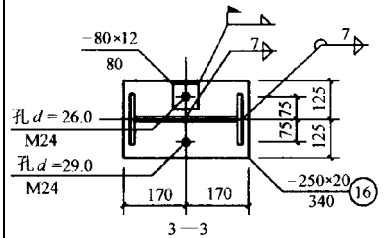
图 7-3-62



GJB1275-1

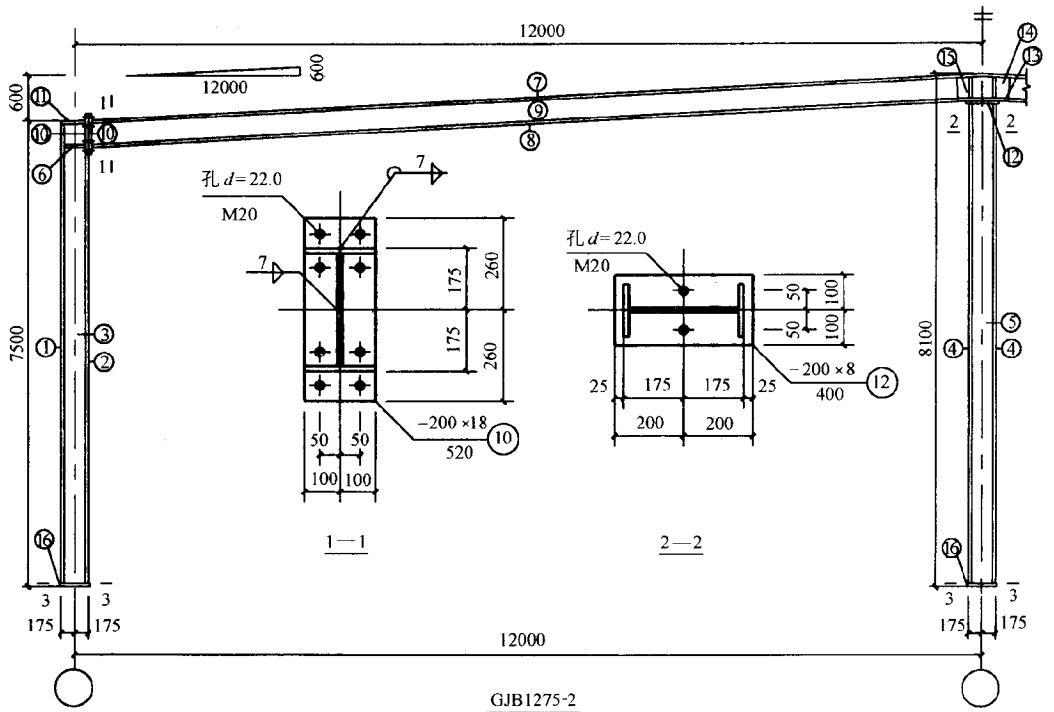
钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1275-1	1	-200×8	7464	2	93.8	187.5	1777.4	
	2	-200×8	7054	2	88.6	177.2		
	3	-284×6	7479	2	97.1	194.2		
	4	-200×8	7709	2	97.1	194.2		
	5	-284×6	7709	1	103.4	103.4		
	6	-97×8	284	4	1.7	6.9		
	7	-175×8	11840	2	130.1	260.3		
	8	-175×8	11590	2	128.3	256.5		
	9	-334×4.5	11607	2	137.1	274.2		
	10	-200×16	520	4	13.1	52.2		
	11	-200×8	292	2	3.7	7.3		
	12	-200×8	350	1	4.4	4.4		
	13	-200×8	500	1	6.3	6.3		
	14	-347×4.5	534	1	6.5	6.5		
	15	-85×8	334	4	1.8	7.2		
	16	-250×20	340	3	13.1	39.4		
高强度螺栓为 8.8 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

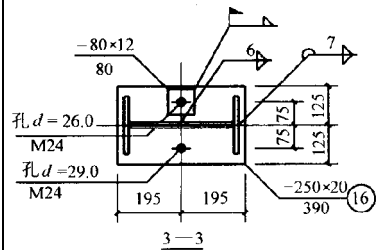
图 7-3-63



GJB1275-2

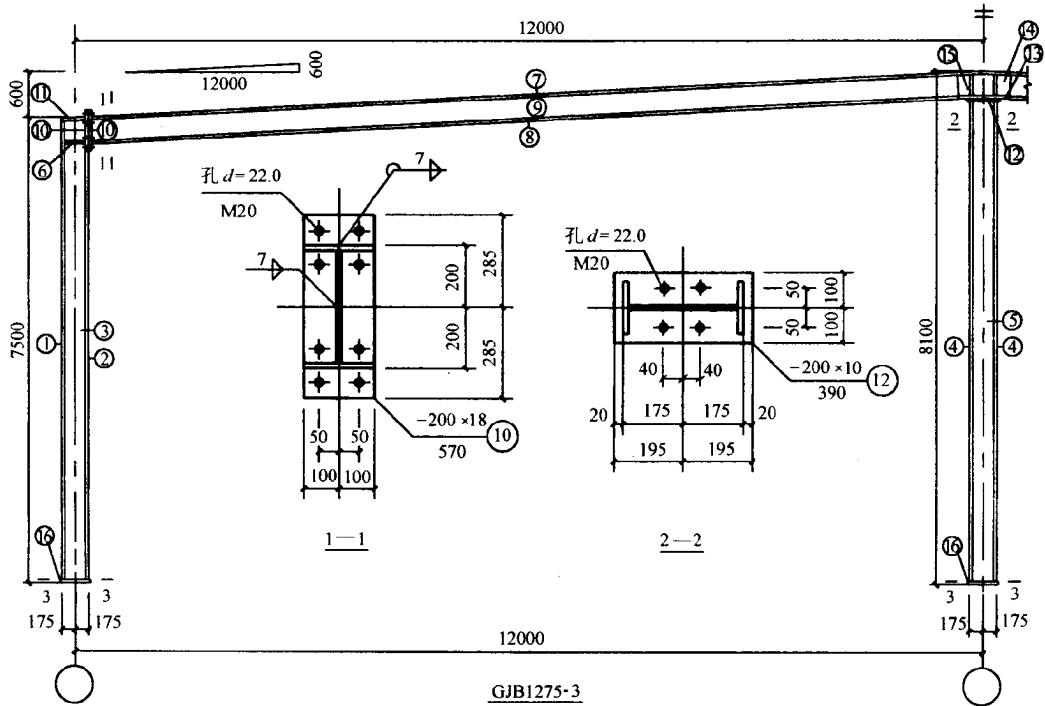
钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1275-2	1	-150×8	7463	2	70.3	140.6	1800.4	
	2	-150×8	7055	2	66.5	132.9		
	3	-334×4.5	7480	2	95.2	190.4		
	4	-150×8	7708	2	72.8	145.6		
	5	-334×4.5	7708	1	90.9	90.9		
	6	-73×8	334	4	1.5	6.1		
	7	-200×8	11811	2	148.4	296.7		
	8	-200×8	11536	2	144.9	289.8		
	9	-334×6	11553	2	182.3	364.6		
	10	-200×18	520	4	14.7	58.8		
	11	-200×8	342	2	4.3	8.6		
	12	-200×8	400	1	4.9	4.9		
	13	-200×8	550	1	6.7	6.7		
	14	-348×8	584	1	12.8	12.8		
	15	-97×6	334	4	1.5	6.0		
	16	-250×20	390	3	15.0	45.0		
高强度螺栓为 8.8 级								

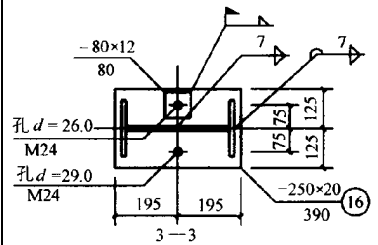


本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-64

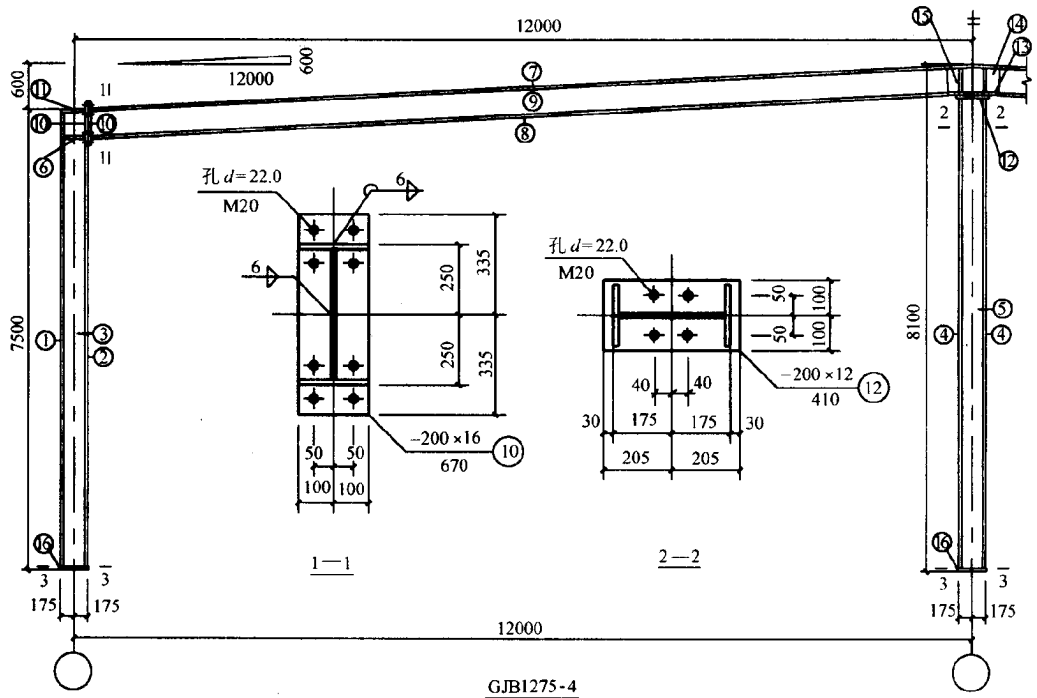


钢 材 明 细 表								
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1275-3	1	-175×8	7461	2	82.0	164.0	2145.8	
	2	-175×8	7005	2	77.0	154.0		
	3	-334×6	7478	2	113.8	227.6		
	4	-175×8	7656	2	84.2	168.4		
	5	-334×6	7656	1	120.5	120.5		
	6	-85×10	334	4	2.2	8.9		
	7	-200×10	11811	2	185.4	370.9		
	8	-200×10	11541	2	181.4	362.8		
	9	-380×6	11560	2	206.9	413.8		
	10	-200×18	570	4	16.1	64.4		
	11	-200×10	342	2	5.4	10.8		
	12	-200×10	390	1	6.1	6.1		
	13	-200×10	540	1	8.5	8.5		
	14	-394×6	578	1	10.7	10.7		
	15	-97×8	380	4	2.3	9.2		
	16	-250×20	390	3	15.1	45.2		
高强度螺栓为 8.8 级								

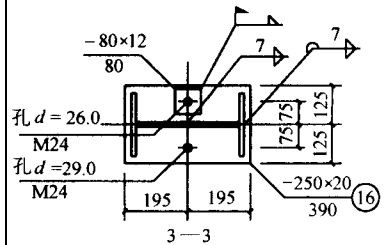


本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-65

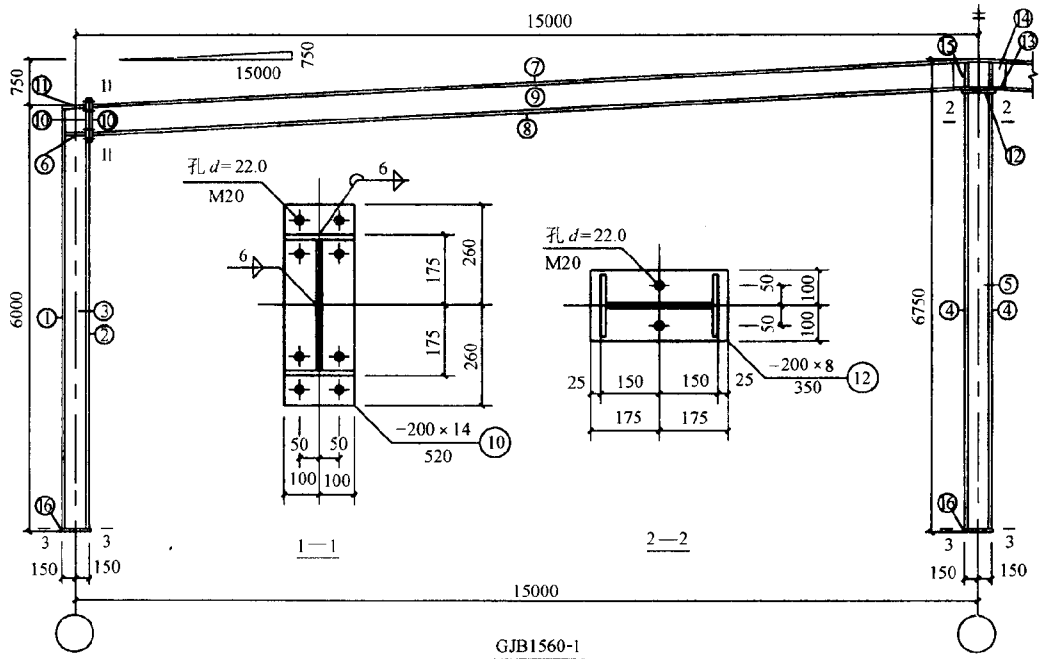


钢 材 明 细 表								
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1275-4	1	-200×8	7459	2	93.7	187.4	2653.0	
	2	-200×8	6905	2	86.7	173.4		
	3	-334×6	7476	2	113.0	226.0		
	4	-200×8	7554	2	95.2	190.5		
	5	-334×6	7554	1	119.3	119.3		
	6	-97×12	334	4	3.1	12.2		
	7	-200×12	11815	2	222.6	445.2		
	8	-200×12	11535	2	217.5	435.0		
	9	-476×8	11559	2	345.5	691.0		
	10	-200×16	670	4	16.8	67.3		
	11	-200×12	342	2	6.5	12.9		
	12	-200×12	410	1	7.3	7.3		
	13	-200×12	560	1	10.0	10.0		
	14	-490×8	608	1	18.7	18.7		
	15	-96×8	476	4	2.9	11.6		
	16	-250×20	390	3	15.1	45.2		
高强度螺栓为 8.8 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

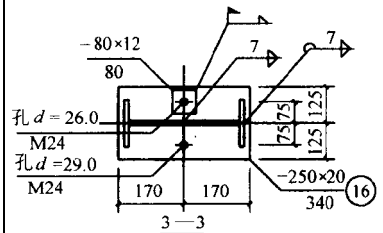
图 7-3-66



GJB1560-1

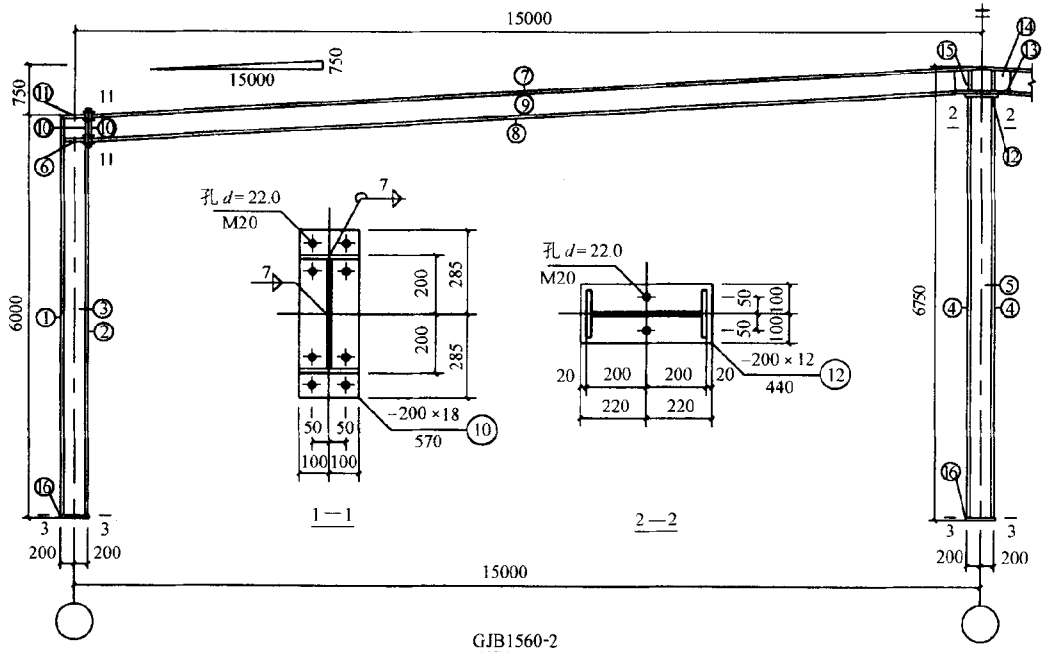
钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1560-1	1	-150×8	5964	2	56.2	112.4	1890.9	
	2	-150×8	5554	2	52.3	104.6		
	3	-284×6	5979	2	77.0	144.0		
	4	-150×8	6359	2	60.1	120.2		
	5	-284×6	6359	1	85.3	85.3		
	6	-72×8	284	4	1.3	5.1		
	7	-200×12	14848	2	186.5	373.0		
	8	-200×12	14598	2	183.4	366.7		
	9	-334×6	14615	2	230.0	460.0		
	10	-200×14	520	4	11.4	45.7		
	11	-200×8	292	2	3.7	7.4		
	12	-200×8	350	1	4.3	4.3		
	13	-200×8	500	1	6.1	6.1		
	14	-347×6	534	1	8.7	8.7		
	15	-97×8	334	4	2.0	8.0		
	16	-250×20	340	3	13.1	39.4		
高强度螺栓为 8.8 级								



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-67



GJB1560-2

钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1560-2	1	-160×8	5958	2	59.9	119.7	2666.7	
	2	-160×8	5506	2	55.3	110.7		
	3	-384×6	5978	2	103.7	207.4		
	4	-160×8	6303	2	63.4	126.7		
	5	-384×6	6303	1	114.1	114.1		
	6	-77×12	384	4	2.8	11.1		
	7	-200×12	14790	2	278.7	557.3		
	8	-200×12	14495	2	273.5	547.0		
	9	-376×8	14514	2	345.2	690.4		
	10	-200×18	570	4	16.1	64.4		
	11	-200×12	392	2	7.4	14.8		
	12	-200×12	440	1	8.3	8.3		
	13	-200×12	590	1	11.2	11.2		
	14	-391×8	628	1	15.4	15.4		
	15	-96×12	376	4	4.3	17.2		
	16	-250×20	440	3	17.0	51.0		
高强度螺栓为 8.8 级								

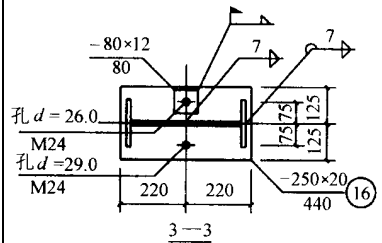
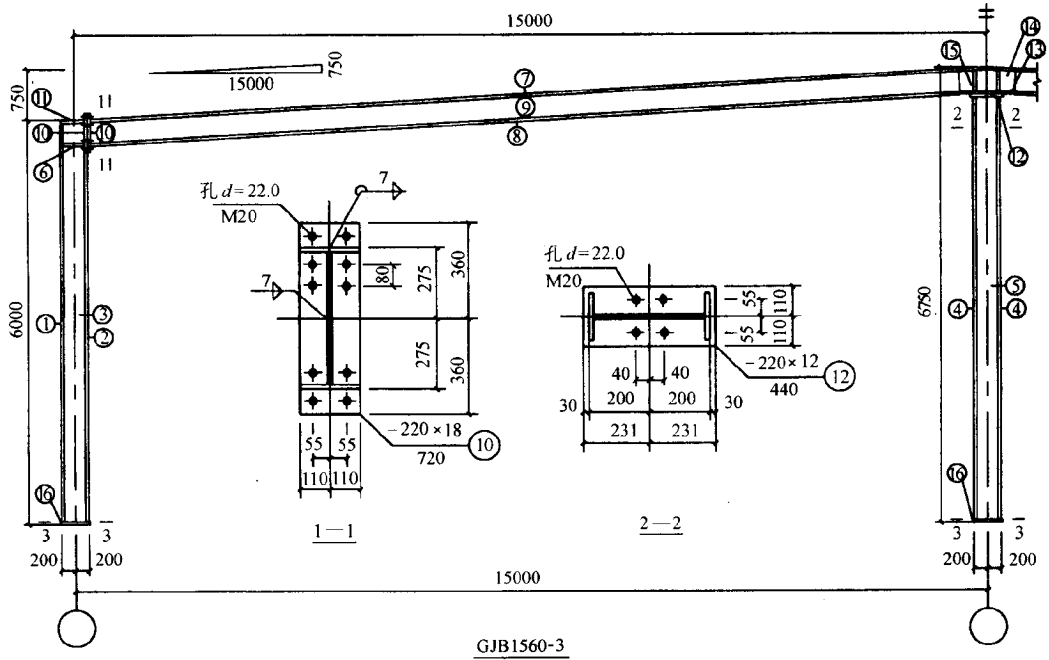


图 7-3-68



GJB1560-3

钢材明细表

构件编号	零件编号	规格 (mm)	长度 (mm)	数量	重量 (kg)			注
					单重	共重	总重	
GJB1560-3	1	-200×10	5958	2	93.5	187.1	3343.7	
	2	-200×10	5356	2	84.1	168.2		
	3	-380×8	5978	2	135.0	270.0		
	4	-200×10	6153	2	97.0	194.1		
	5	-380×8	6153	1	147.5	147.5		
	6	-96×12	380	4	3.4	13.7		
	7	-220×12	14792	2	306.6	613.1		
	8	-220×12	14497	2	301.0	602.0		
	9	-526×8	14523	2	483.0	966.0		
	10	-220×18	720	4	22.4	89.5		
	11	-220×12	390	2	8.1	16.2		
	12	-220×12	440	1	9.1	9.1		
	13	-220×12	590	1	12.2	12.2		
	14	-541×8	643	1	21.9	21.9		
	15	-106×12	526	4	5.2	20.8		
	16	-250×20	440	3	17.1	51.4		
高强度螺栓为 8.8 级								

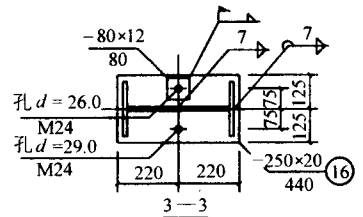
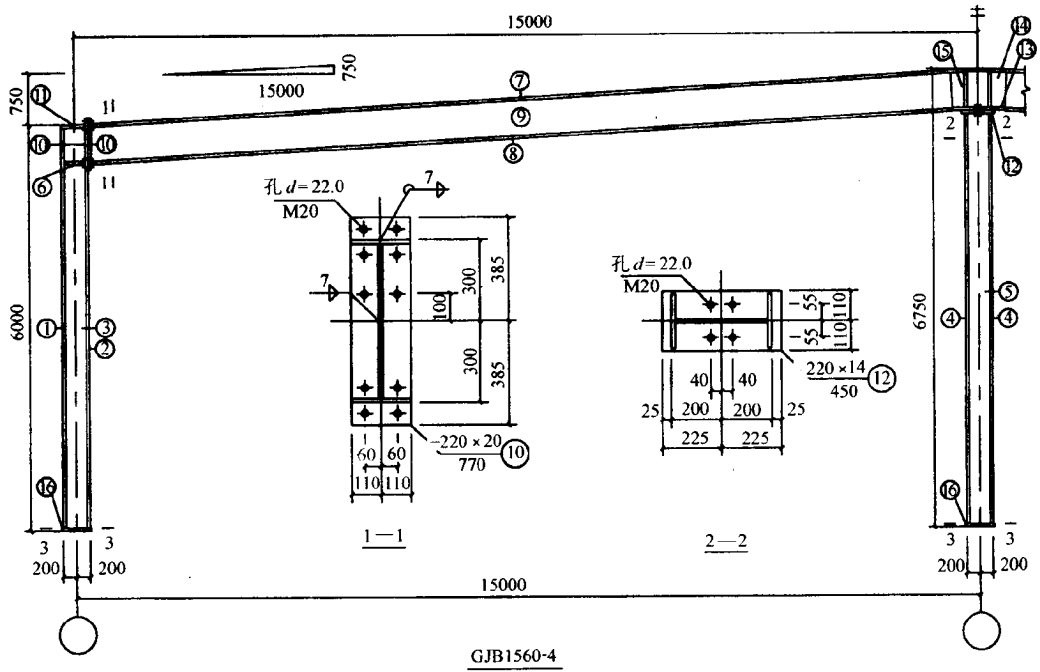


图 7-3-69



GJB1560-4

钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1560-4	1	-200×12	5956	2	112.2	224.4	4074.8	
	2	-200×12	5306	2	100.0	200.0		
	3	-376×8	5975	2	133.0	266.0		
	4	-200×12	6100	2	115.5	231.1		
	5	-376×8	6100	1	144.8	144.8		
	6	-96×14	376	4	4.0	15.9		
	7	-220×14	14790	2	357.6	715.2		
	8	-220×14	14489	2	351.3	702.6		
	9	-572×10	14519	2	658.0	316.0		
	10	-220×20	770	4	26.6	106.4		
	11	-220×14	388	2	9.4	18.8		
	12	-220×14	450	1	10.6	10.6		
	13	-220×14	600	1	14.0	14.0		
	14	-588×10	658	1	31.2	31.2		
	15	-105×14	572	4	6.6	26.4		
	16	-250×20	440	3	17.1	51.4		
高强度螺栓为 8.8 级								

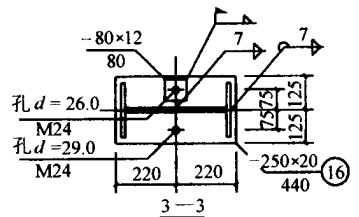
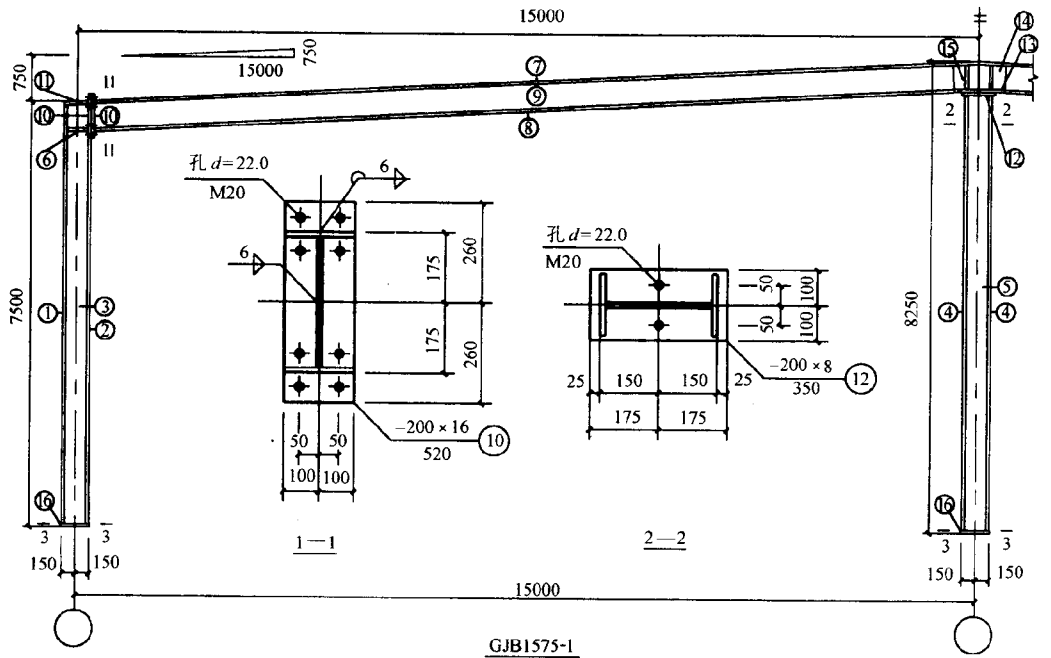


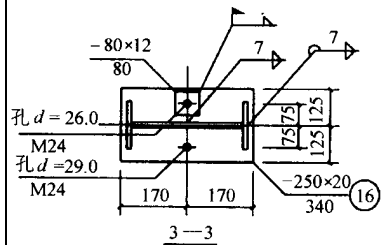
图 7-3-70



GJB1575-1

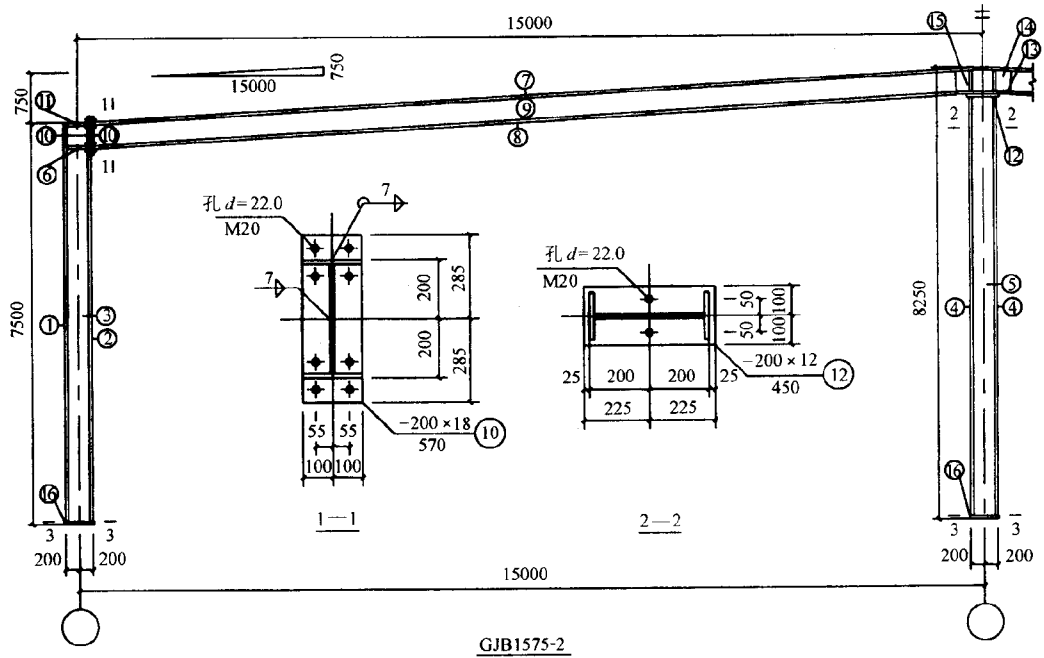
钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量		重 量 (kg)			注
				正	反	单 重	共 重	总 重	
GJB1575-1	1	-150×8	7464	2		70.3	140.6	2039.2	
	2	-150×8	7053	2		66.4	132.9		
	3	-284×6	7479	2		97.1	184.2		
	4	-150×8	7859	2		74.2	148.4		
	5	-284×6	7859	1		105.4	105.4		
	6	-72×8	284	4		1.3	5.1		
	7	-200×8	14844	2		186.4	372.9		
	8	-200×8	14599	2		183.3	366.6		
	9	-334×6	14616	2		230.2	460.2		
	10	-200×16	520	4		13.1	52.2		
	11	-200×8	292	1		3.7	3.7		
	12	-200×8	340	1		4.3	4.3		
	13	-200×8	490	1		6.1	6.1		
	14	-347×6	524	1		8.6	8.6		
	15	-97×8	334	1		2.0	8.0		
	16	-250×20	340	3		13.1	39.4		
高强度螺栓为 8.8 级									



本刚架的梁柱可直接采用上海大通钢结构公司生产的高频焊接轻型 H 型钢

图 7-3-71



GJB1575-2

钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1575-2	1	-160×8	7458	2	74.9	149.9	2836.1	
	2	-160×8	7006	2	70.4	140.8		
	3	-384×6	7478	2	130.8	261.6		
	4	-160×8	7803	2	78.7	157.4		
	5	-384×6	7803	1	141.6	141.6		
	6	-77×12	384	4	2.8	11.1		
	7	-200×12	14790	2	278.7	557.3		
	8	-200×12	14490	2	273.5	547.0		
	9	-376×8	14509	2	345.2	690.4		
	10	-200×18	570	4	16.1	64.4		
	11	-200×12	392	2	7.4	14.8		
	12	-200×12	450	1	8.3	8.3		
	13	-200×12	600	1	11.0	11.0		
	14	-403×8	638	1	15.9	15.9		
	15	-96×12	376	4	3.4	13.6		
	16	-250×20	440	3	17.0	51.0		
高强度螺栓为 8.8 级								

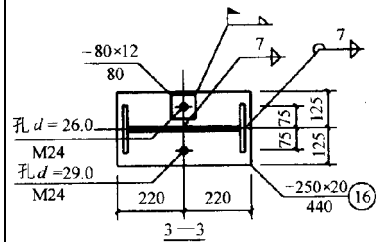
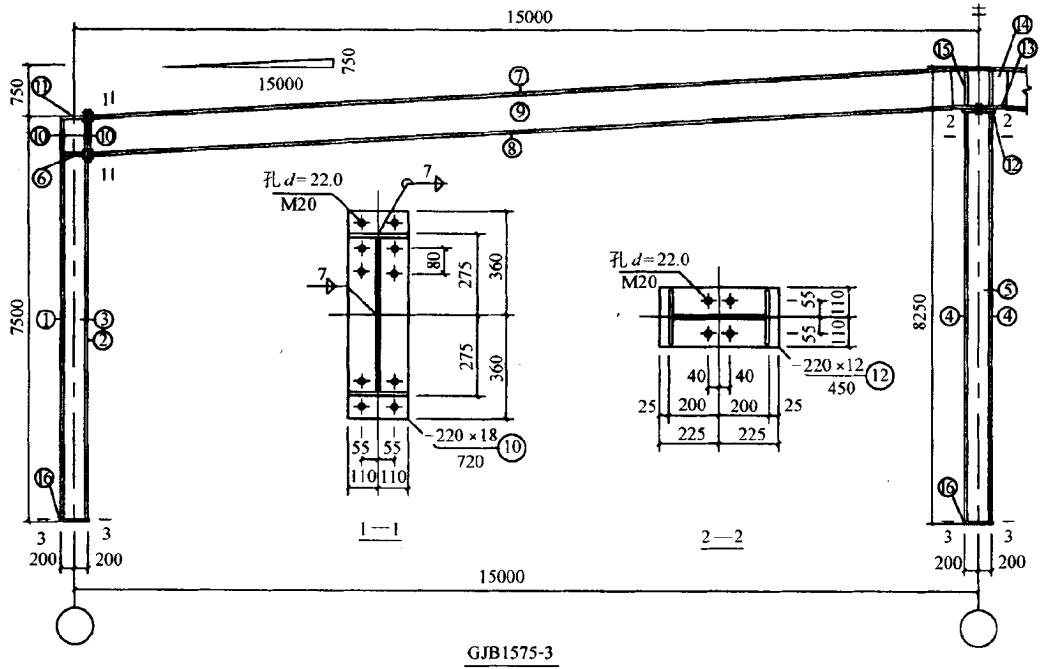


图 7-3-72



GJB1575-3

钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1575-3	1	-200×10	7458	2	117.1	234.2	3631.9	
	2	-200×10	6856	2	107.6	215.3		
	3	-380×8	7478	2	170.8	341.6		
	4	-200×10	7653	2	120.6	241.2		
	5	-380×8	7653	1	183.3	183.3		
	6	-96×12	380	4	3.4	13.7		
	7	-220×12	14792	2	306.6	613.1		
	8	-220×12	14492	2	301.1	602.2		
	9	-526×8	14518	2	483.0	966.0		
	10	-220×18	720	4	22.4	89.5		
	11	-220×12	390	2	8.1	16.2		
	12	-220×12	450	1	9.0	9.0		
	13	-220×12	600	1	12.0	12.0		
	14	-541×8	654	1	22.4	22.4		
	15	-106×12	526	4	5.2	20.8		
	16	-250×20	440	3	17.1	51.4		
高强度螺栓为 8.8 级								

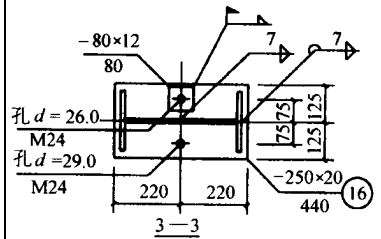
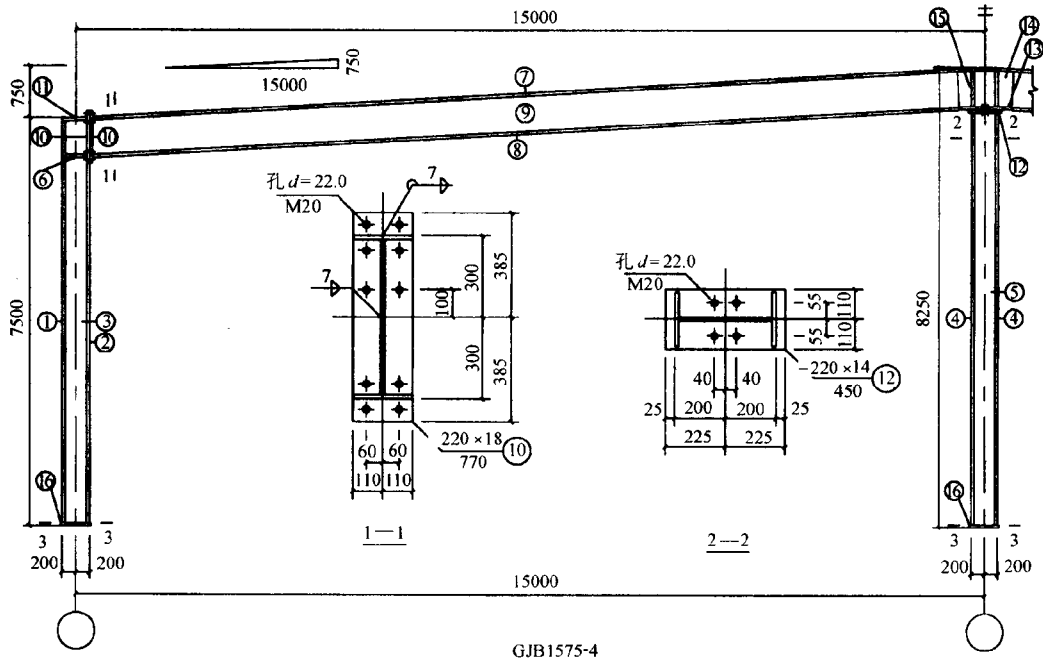


图 7-3-73



GJB1575-4

钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1575-4	1	-200×12	7456	2	140.5	280.9	4329.7	
	2	-200×12	6806	2	128.2	256.5		
	3	-376×8	7475	2	168.4	336.8		
	4	-200×12	7601	2	143.3	286.5		
	5	-376×8	7601	1	179.6	179.6		
	6	-96×14	376	4	4.0	15.9		
	7	-220×14	14794	2	357.7	715.4		
	8	-220×14	14494	2	351.5	703.0		
	9	-572×10	14523	2	657.4	1314.7		
	10	-220×18	770	4	23.9	95.7		
	11	-220×14	388	2	9.4	18.8		
	12	-220×14	450	1	10.5	10.5		
	13	-220×14	600	1	14.6	14.6		
	14	-587×10	658	1	30.6	30.6		
	15	-105×10	572	4	4.7	18.8		
	16	-250×20	460	3	17.1	51.4		
高强度螺栓为 8.8 级								

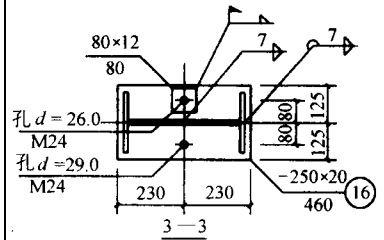
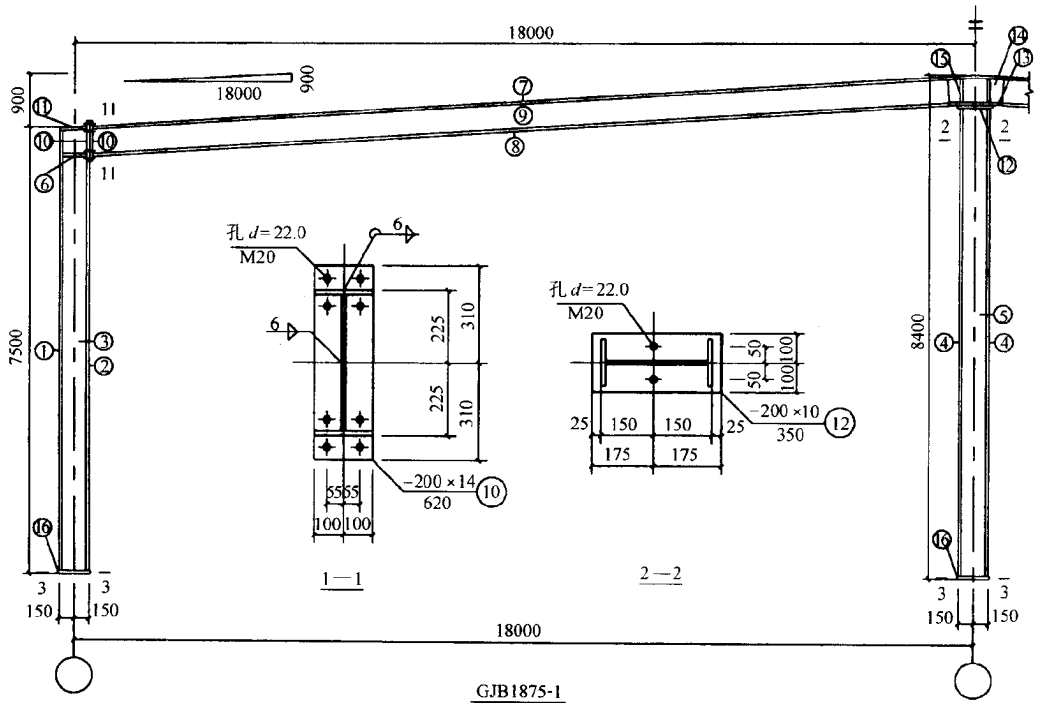


图 7-3-74



GJB1875-1

钢 材 明 细 表								
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1875-1	1	-200×8	7463	2	93.7	187.5	2838.4	
	2	-200×8	6952	2	87.3	174.7		
	3	-284×6	7477	2	96.4	192.8		
	4	-200×8	7907	2	99.6	199.2		
	5	-284×6	7907	1	106.1	106.1		
	6	-97×10	284	4	2.2	8.7		
	7	-200×10	17852	2	280.3	560.6		
	8	-200×10	17602	2	276.6	553.2		
	9	-430×6	17624	2	358.3	716.6		
	10	-200×14	620	4	13.6	54.5		
	11	-200×10	292	2	4.6	9.2		
	12	-200×10	350	1	5.3	5.3		
	13	-200×10	500	1	7.6	7.6		
	14	-443×6	543	1	11.3	11.3		
	15	-97×10	430	4	3.3	13.2		
	16	-250×20	340	3	13.1	39.4		
高强度螺栓为 8.8 级								

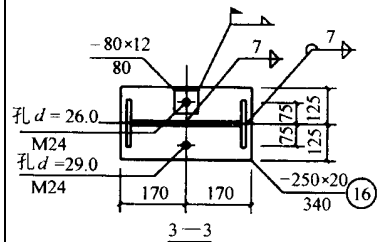
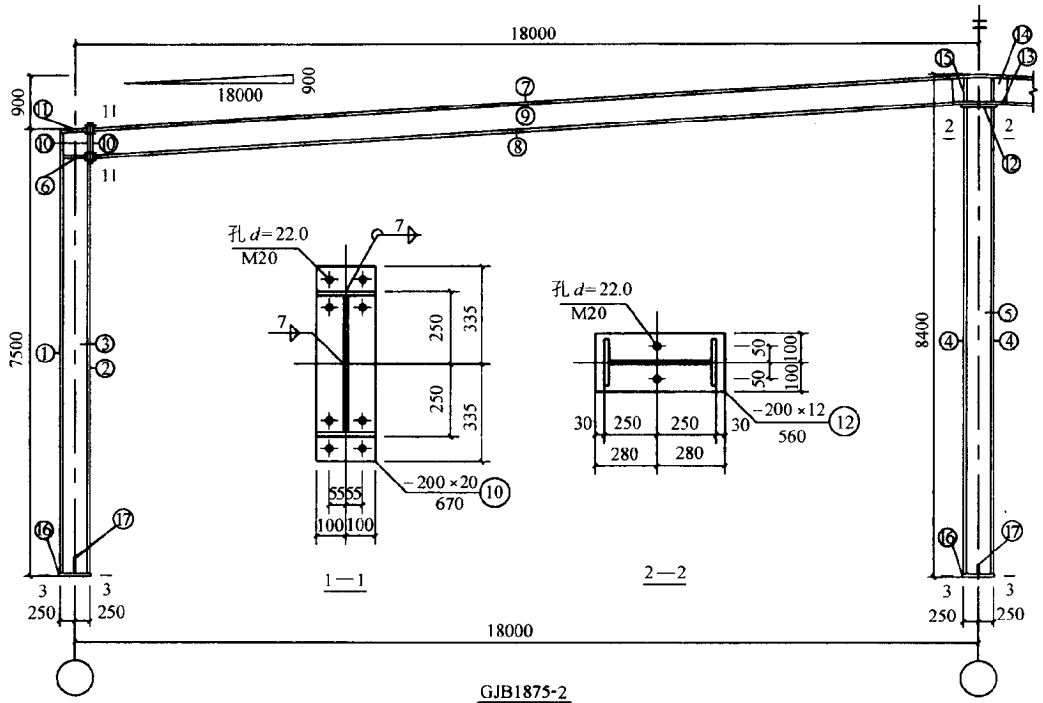


图 7-3-75



钢 材 明 细 表								
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1875-2	1	-160×8	7455	2	74.9	149.8	3578.8	
	2	-160×8	6909	2	69.4	138.8		
	3	-484×6	7480	2	163.7	327.4		
	4	-160×8	7850	2	79.2	158.3		
	5	-484×6	7850	1	179.6	179.6		
	6	-77×12	484	4	3.5	14.0		
	7	-200×12	17740	2	334.2	668.4		
	8	-200×12	17385	2	328.1	656.3		
	9	-476×8	17409	2	524.0	1048.0		
	10	-200×20	670	4	21.0	84.2		
	11	-200×12	493	2	9.3	18.6		
	12	-200×12	560	1	10.2	10.2		
	13	-200×12	710	1	13.4	13.4		
	14	-494×8	758	1	23.5	23.5		
	15	-96×12	476	4	4.3	17.2		
	16	-250×20	540	3	20.9	62.6		
	17	-120×6	250	6	1.4	8.5		
高强度螺栓为 8.8 级								

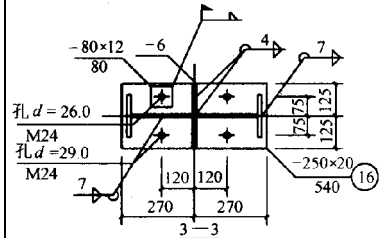
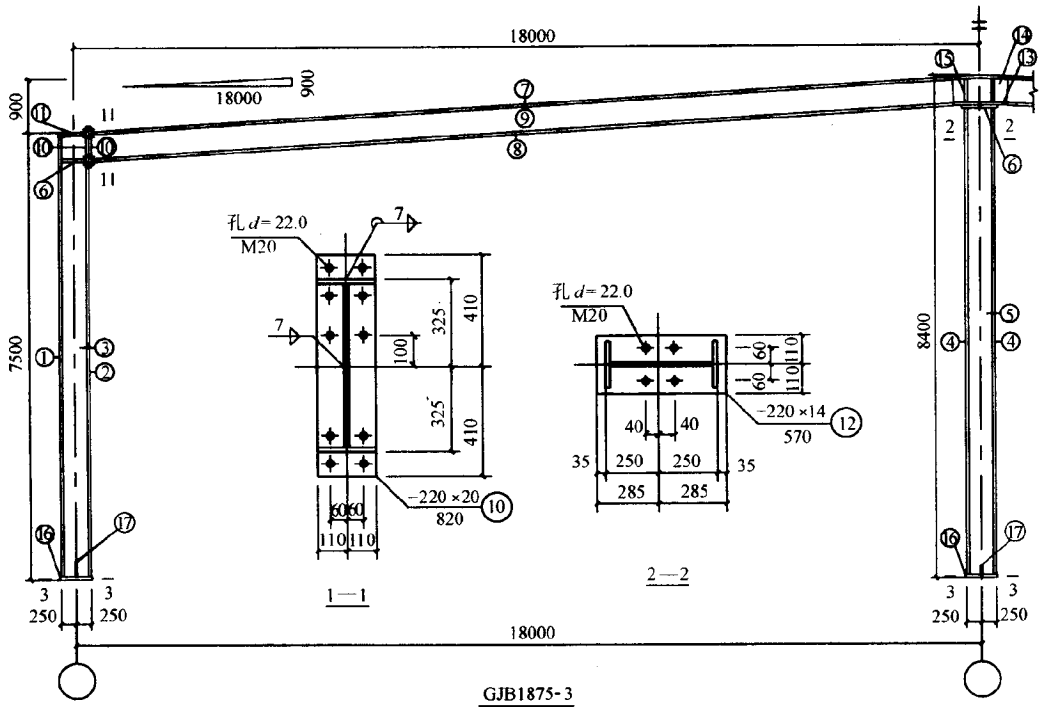


图 7-3-76



GJB1875-3

钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1875-3	1	-200×10	7453	2	117.0	234.0	5096.5	
	2	-200×10	6759	2	106.1	212.2		
	3	-480×8	7478	2	214.2	428.4		
	4	-200×10	7698	2	121.4	242.7		
	5	-480×8	7698	1	233.0	233.0		
	6	-96×14	480	4	5.1	20.3		
	7	-220×14	17742	2	429.0	857.9		
	8	-220×14	17382	2	421.4	842.8		
	9	-622×10	17413	2	857.2	1714.4		
	10	-220×20	820	4	28.3	113.3		
	11	-220×14	491	2	11.9	23.8		
	12	-220×14	570	1	13.8	13.8		
	13	-220×14	720	1	17.4	17.4		
	14	-640×10	782	1	39.3	39.3		
	15	-105×14	622	4	7.2	28.8		
	16	-250×20	540	3	21.0	63.1		
	17	-120×8	250	6	1.9	11.3		
高强度螺栓为 8.8 级								

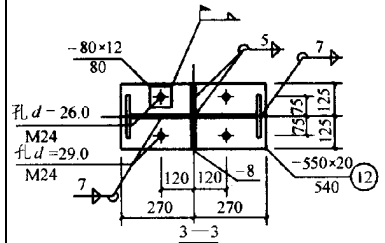
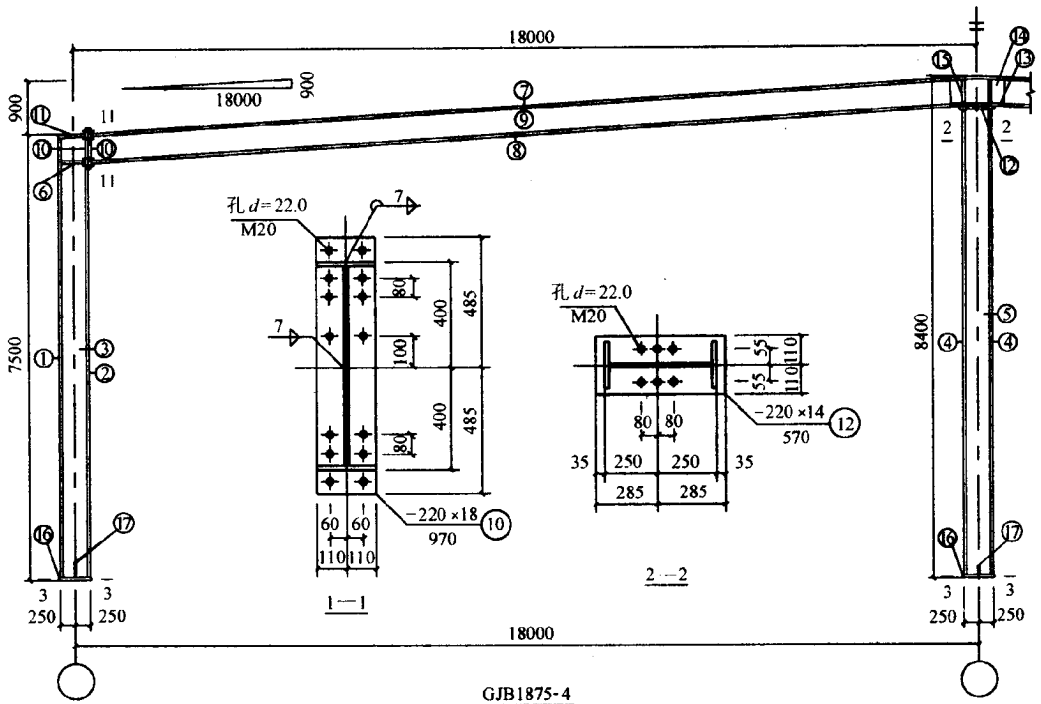


图 7-3-77



GJB1875-4

钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1875-4	1	-200×12	7453	2	140.4	280.8	5644.0	
	2	-200×12	6608	2	124.5	249.0		
	3	-476×8	7478	2	210.2	420.4		
	4	-200×12	7548	2	142.8	285.6		
	5	-476×8	7548	1	226.6	226.6		
	6	-96×14	476	4	5.0	20.1		
	7	-220×14	17748	2	429.1	858.2		
	8	-220×14	17388	2	420.6	841.2		
	9	-772×10	17427	2	1064.0	2128.0		
	10	-220×18	970	4	30.2	120.6		
	11	-220×14	489	2	11.8	23.6		
	12	-220×14	570	1	13.1	13.1		
	13	-220×14	720	1	17.4	17.4		
	14	-790×10	797	1	49.4	49.4		
	15	-105×14	772	4	8.9	35.6		
	16	-250×20	540	3	21.0	63.1		
	17	-120×8	250	6	1.9	11.3		
高强度螺栓为 8.8 级								

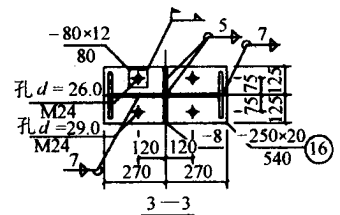
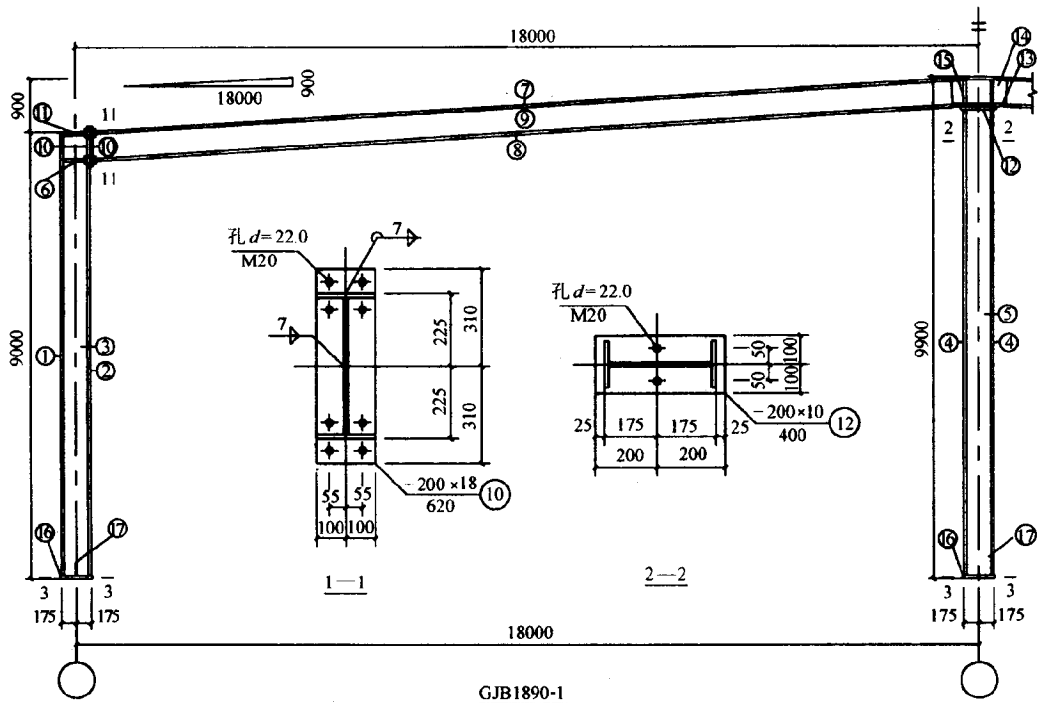


图 7-3-78



GJB1890-1

钢 材 明 细 表								
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1890-1	1	-200×8	8962	2	112.6	225.1	3100.0	
	2	-200×8	8455	2	106.2	212.4		
	3	-334×6	8979	2	137.0	274.0		
	4	-200×8	9406	2	118.2	236.4		
	5	-334×6	9406	1	148.0	148.0		
	6	-97×10	334	4	2.5	10.2		
	7	-200×10	17819	2	279.8	559.5		
	8	-200×10	17544	2	276.7	553.4		
	9	-430×6	17566	2	357.4	714.8		
	10	-200×18	620	4	17.5	70.1		
	11	-200×10	342	2	5.4	10.8		
	12	-200×10	400	1	6.1	6.1		
	13	-200×10	550	1	8.4	8.4		
	14	-444×6	593	1	12.4	12.4		
	15	-97×10	430	4	3.3	13.2		
	16	-250×20	390	3	15.1	45.2		
高强度螺栓为 8.8 级								

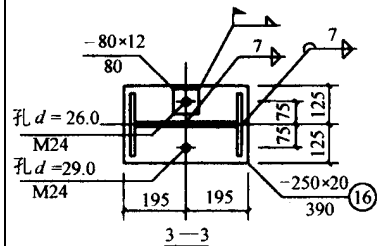
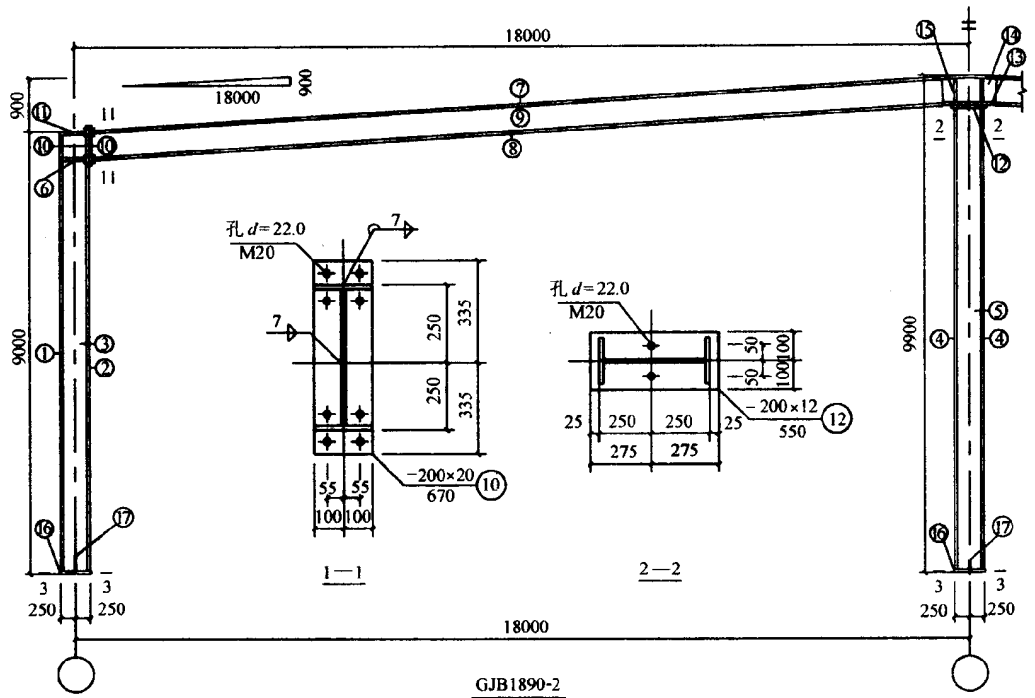


图 7-3-79



钢 材 明 细 表								
构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1890-2	1	-160×8	8955	2	90.0	180.0	3769.5	
	2	-160×8	8409	2	84.5	169.0		
	3	-484×6	8980	2	197.9	395.8		
	4	-160×8	9350	2	94.2	188.5		
	5	-484×6	9350	1	213.8	213.8		
	6	-77×12	484	4	3.5	14.0		
	7	-200×12	17740	2	334.2	668.4		
	8	-200×12	17390	2	327.1	654.3		
	9	-476×8	17414	2	524.0	1048.0		
	10	-200×20	670	4	21.0	84.2		
	11	-200×12	493	2	9.3	18.6		
	12	-200×12	550	1	10.1	10.1		
	13	-200×12	700	1	12.8	12.8		
	14	-494×8	748	1	23.4	23.4		
	15	-96×20	476	4	4.3	17.2		
	16	-250×20	540	3	20.9	62.6		
	17	-120×6	250	6	1.4	8.5		
高强度螺栓为 8.8 级								

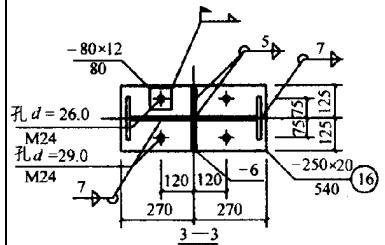
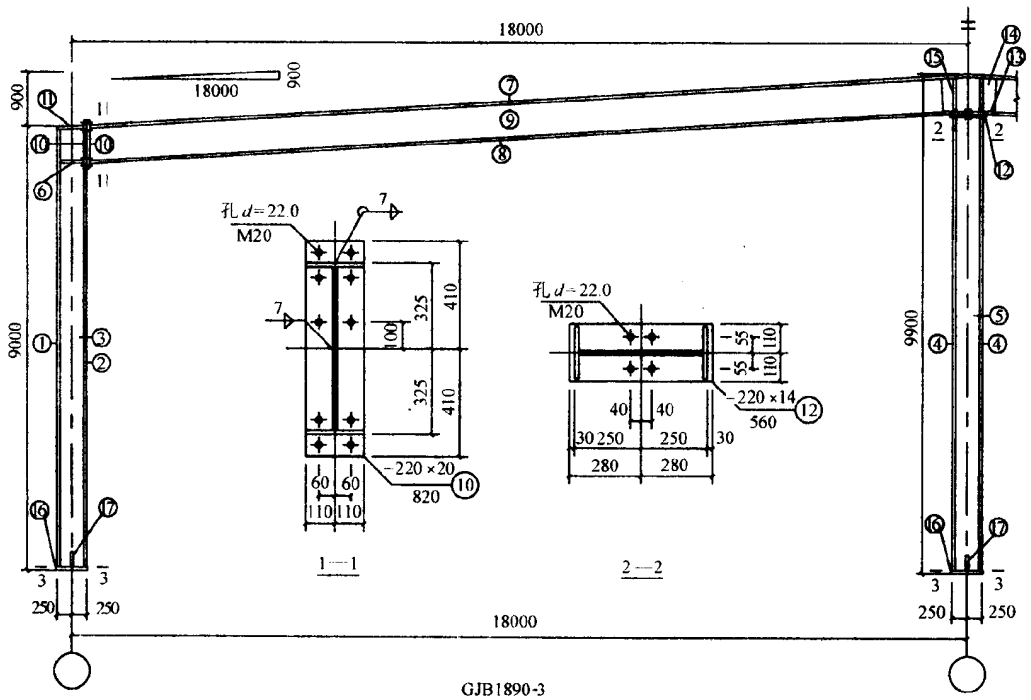


图 7-3-80



GJB1890-3

钢 材 明 细 表

构 件 编 号	零 件 编 号	规 格 (mm)	长 度 (mm)	数 量	重 量 (kg)			注
					单 重	共 重	总 重	
GJB1890-3	1	-200×10	8953	2	140.6	281.1	5371.0	
	2	-200×10	8259	2	129.7	259.3		
	3	-480×8	8978	2	259.4	518.8		
	4	-200×10	9198	2	144.5	288.9		
	5	-480×8	9198	1	277.4	277.4		
	6	-96×14	480	4	5.1	20.3		
	7	-220×14	17742	2	429.0	857.9		
	8	-220×14	17387	2	421.4	842.9		
	9	-622×10	17418	2	857.5	1715.0		
	10	-220×20	820	4	28.3	113.3		
	11	-220×14	491	2	11.9	23.8		
	12	-220×14	560	1	13.1	13.1		
	13	-220×14	710	1	17.2	17.2		
	14	-640×10	772	1	38.8	38.8		
	15	-105×14	622	4	7.2	28.8		
	16	-250×20	540	3	21.0	63.1		
	17	-120×8	250	6	1.9	11.3		
高强度螺栓为 8.8 级								

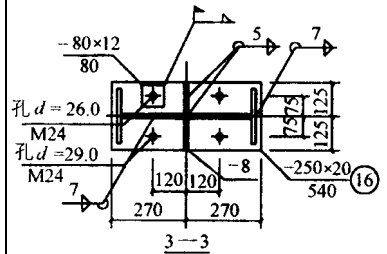


图 7-3-81

三、屋架杆件选用表及屋架设计施工详图

屋架杆件选用表见表 7-3-1。表中下弦截面括号内的尺寸为恒荷载与风荷载组合下弦杆出现压力，为满足 $\lambda \leq 250$ 要求而不采用加密系杆的方案。

表 7-3-1 屋架构件选用表

序号	编 号	跨度 L (m)	跨中 高度 h (m)	跨高比 L/h	上弦杆截面 稳定应力比 $\frac{\sigma}{\varphi f}$	下弦杆截面 应力比 $\frac{\sigma}{f}$ 或 $\frac{\sigma}{\varphi f}$	端腹杆截面 稳定应力比 $\frac{\sigma}{\varphi f}$	用钢量 kg/ (kg/m ²)	图 号
1	GWJA15-1	15	2.25	6.67	Γ 75×50×5 0.519	\perp L75×50×5 0.262	2 \angle 50×5 0.692	627 (6.99)	图 7-3-82
2	GWJA15-2	15	2.25	6.67	Γ 75×50×5 0.802	\perp L75×50×5 0.404	2 \angle 56×5 0.791	631 (7.00)	图 7-3-82
3	GWJA15-3	15	2.25	6.67	Γ 90×56×5 0.866	\perp L75×50×5 0.582	2 \angle 63×5 0.849	667 (7.40)	图 7-3-82
4	GWJA15-4	15	2.25	6.67	Γ 90×56×6 0.964	\perp L75×50×5 0.764	2 \angle 70×5 0.881	708 (7.87)	图 7-3-82
5	GWJA18-1	18	2.4	7.50	Γ 75×50×5 0.699	\perp L75×50×5 -0.422	2 \angle 50×5 0.852	754 (6.98)	图 7-3-83
6	GWJA18-2	18	2.4	7.50	Γ 90×56×5 0.808	\perp L75×50×5 0.569	2 \angle 63×5 0.732	775 (7.18)	图 7-3-83
7	GWJA18-3	18	2.4	7.50	Γ 90×56×6 0.984	\perp L75×50×5 0.816	2 \angle 70×5 0.812	839 (7.77)	图 7-3-83
8	GWJA18-4	18	2.4	7.50	Γ 100×63×6 1.018	\perp L75×50×6 0.905	2 \angle 75×5 0.919	912 (8.44)	图 7-3-83
9	GWJA21-1	21	2.55	7.92	Γ 75×50×5 0.926	\perp L75×50×5 0.476 Γ 90×56×5	2 \angle 56×5 0.744	931 (7.39)	图 7-3-84
10	GWJA21-2	21	2.55	7.92	Γ 90×56×6 0.906	\perp L75×50×5 0.738	2 \angle 63×5 0.858	1020 (8.10)	图 7-3-84

第三章 轻型钢结构设计施工实例与图集

序号	编 号	跨度 L (m)	跨中 高度 h (m)	跨高比 L/h	上弦杆截面 稳定应力比 $\frac{\sigma}{\varphi f}$	下弦杆截面 应力比 $\frac{\sigma}{f}$ 或 $\frac{\sigma}{\varphi f}$	端腹杆截面 稳定应力比 $\frac{\sigma}{\varphi f}$	用钢量 kg/ (kg/m ²)	图 号
11	GWJA21-3	21	2.55	7.92	Γ 100×80×6 0.781	\perp L90×56×5 0.902	2 \angle 75×5 0.837	1160 (9.21)	图 7-3-84
12	GWJA21-4	21	2.55	7.92	Γ 100×80×7 0.887	\perp L90×56×6 1.000	2 \angle 75×6 0.927	1260 (10.0)	图 7-3-84
13	GWJA24-1	24	2.7	8.89	Γ 90×56×5 0.977	\perp L75×50×5 0.595 (\perp L100×63×6)	2 \angle 56×5 0.862	1088 (7.56)	图 7-3-85
14	GWJA24-2	24	2.7	8.89	Γ 110×70×6 0.855	\perp L75×50×5 0.921	2 \angle 70×5 0.844	1287 (8.94)	图 7-3-85
15	GWJA24-3	24	2.7	8.89	Γ 125×80×7 0.818	\perp L90×56×6 0.951	2 \angle 80×5 0.820	1521 (10.56)	图 7-3-85
16	GWJA24-4	24	2.7	8.89	Γ 125×80×8 0.947	\perp L100×63×7 0.966	2 \angle 80×6 0.949	17.22 (11.96)	图 7-3-85
17	GWJA27-1	27	2.85	9.47	Γ 100×63×6 0.826	\perp L100×63×6 0.478 Γ 125×80×7	2 \angle 63×5 0.751	1636 (10.10)	图 7-3-86
18	GWJA27-2	27	2.85	9.47	Γ 110×70×7 0.897	\perp L100×63×6 0.89	2 \angle 70×5 0.892	1724 (10.64)	图 7-3-86
19	GWJA27-3	27	2.85	9.47	Γ 125×80×8 0.902	\perp L100×80×6 0.942	2 \angle 75×6 0.824	1923 (11.87)	图 7-3-86
20	GWJA27-4	27	2.85	9.47	Γ 140×90×8 0.981	\perp L100×80×8 0.938	2 \angle 90×6 0.865	2263 (13.97)	图 7-3-86
21	GWJA30-1	30	3.0	10	Γ 100×80×6 0.913	\perp L90×56×5 0.746 Γ 125×80×7	2 \angle 63×5 0.828	1935 (10.75)	图 7-3-87
22	GWJA30-2	30	3.0	10	Γ 125×80×7 0.846	\perp L100×63×6 0.869	2 \angle 70×6 0.733	2228 (12.38)	图 7-3-87

第七篇 钢结构工地安装设计施工实例与图集

序号	编 号	跨度 L (m)	跨中 高度 h (m)	跨高比 L/h	上弦杆截面 稳定应力比 $\frac{\sigma}{\varphi f}$	下弦杆截面 应力比 $\frac{\sigma}{f}$ 或 $\frac{\sigma}{\varphi f}$	端腹杆截面 稳定应力比 $\frac{\sigma}{\varphi f}$	用钢量 kg/ (kg/m ²)	图 号
23	GWJA30-3	30	3.0	10	Γ 140×90×8 0.887	\perp 125×80×7 0.853	2 \angle 80×6 0.825	2593 (14.41)	图 7-3-87
24	GWJA30-4	30	3.0	10	Γ 140×90×10 0.924	\perp 110×70×10 0.924	2 \angle 100×6 0.825	3127 (17.37)	图 7-3-87
25	GWJB15-1	15	2.25	6.67	\square 80×2.5 0.631	\square 80×2.5 -0.879	\square 60×2 0.745	273/3.04	图 7-3-88
26	GWJB15-2	15	2.25	6.67	\square 100×2.5 0.681	\square 80×2.5 0.665	\square 80×2 0.751	281/3.12	图 7-3-88
27	GWJB15-3	15	2.25	6.67	\square 120×2.5 0.842	\square 80×2.5 0.984	\square 80×2.5 0.909	318/3.54	图 7-3-88
28	GWJB15-4	15	2.25	6.67	\square 120×3 -0.888	\square 100×3 0.875	\square 100×3 0.756	408/4.53	图 7-3-88
29	GWJB18-1	18	2.4	7.50	\square 80×2.5 0.915	\square 100×2.5 -0.892	\square 80×2.5 0.891	389/3.60	图 7-3-89
30	GWJB18-2	18	2.4	7.50	\square 100×3 0.829	\square 100×2.5 0.716	\square 100×2.5 0.890	431/3.99	图 7-3-89
31	GWJB18-3	18	2.4	7.50	\square 120×3 0.983	\square 100×3 0.893	\square 120×3 0.842	525/4.86	图 7-3-89
32	GWJB18-4	18	2.4	7.50	\square 140×3.5 0.927	\square 120×3 0.982	\square 140×3 0.935	658/6.09	图 7-3-89
33	GWJB21-1	21	2.55	7.92	\square 100×2.5 0.768	\square 100×2.5 -0.626 (\square 120×2.5)	\square 80×2 0.675	428/3.40	图 7-3-90
34	GWJB21-2	21	2.55	7.92	\square 120×3 0.823	\square 100×2.5 0.956 (\square 120×2.5)	\square 80×2 0.896	518/4.11	图 7-3-90

第三章 轻型钢结构设计施工实例与图集

序号	编 号	跨度 L (m)	跨中 高度 h (m)	跨高比 L/h	上弦杆截面 稳定应力比 $\frac{\sigma}{\varphi f}$	下弦杆截面 应力比 $\frac{\sigma}{f}$ 或 $\frac{\sigma}{\varphi f}$	端腹杆截面 稳定应力比 $\frac{\sigma}{\varphi f}$	用钢量 kg/ (kg/m ²)	图 号
35	GWJB21-3	21	2.55	7.92	□140×3.5 0.882	□120×3 0.983	□100×3 0.824	749/5.95	图 7-3-90
36	GWJB21-4	21	2.55	7.92	□160×4 0.882	□140×3.5 0.966	□120×3 0.926	920/7.30	图 7-3-90
37	GWJB24-1	24	2.7	8.89	□100×2.5 0.944	□100×2.5 0.756 (□140×3)	□100×2.5 0.777	501/4.64	图 7-3-91
38	GWJB24-2	24	2.7	8.89	□140×3 0.873	□120×2.5 0.996	□120×3 0.783	685/6.35	图 7-3-91
39	GWJB24-3	24	2.7	8.89	□160×3.5 0.973	□140×3.5 0.912	□140×3.5 0.828	1011/ 9.36	图 7-3-91
40	GWJB24-4	24	2.7	8.89	□160×4.5 0.934	□160×4 0.936	□160×4 0.800	1276/ 11.81	图 7-3-91
41	GWJB27-1	27	2.85	9.47	□120×3 0.809	□120×3 -0.977 (□160×3.5)	□80×2.5 0.761	678/6.27	图 7-3-92
42	GWJB27-2	27	2.85	9.47	□140×3.5 0.957	□120×3 0.977	□100×2.5 0.925	947/8.77	图 7-3-92
43	GWJB27-3	27	2.85	9.47	□160×4.5 -0.901	□160×3.5 0.918	□120×3 0.923	1249/ 11.57	图 7-3-92
44	GWJB30-1	30	3.0	10	□140×3 0.840	□100×3 0.910 (□160×3.5)	□100×3 0.911	883/8.18	图 7-3-93
45	GWJB30-2	30	3.0	10	□160×3.5 -0.863	□140×3 0.844 (□160×3.5)	□140×3 0.901	1202/ 11.13	图 7-3-93

第七篇 钢结构工地安装设计施工实例与图集

序号	编号	跨度 L (m)	跨中 高度 h (m)	跨高比 L/h	上弦杆截面 稳定应力比 $\frac{\sigma}{\varphi f}$	下弦杆截面 应力比 $\frac{\sigma}{f}$ 或 $\frac{\sigma}{\varphi f}$	端腹杆截面 稳定应力比 $\frac{\sigma}{\varphi f}$	用钢量 kg/ (kg/m ²)	图号
46	GWJB30-3	30	3.0	10	□160×5 0.925	□160×4 0.954	□160×4.5 0.783	1615/ 14.95	图7-3-93
47	GWJC15-1	15	2.25	6.67	φ83×2.5 0.841	φ95×2.5 -0.980	φ70×2 0.759	246/2.73	图7-3-88
48	GWJC15-2	15	2.25	6.67	φ102×2.5 0.890	φ89×2.5 0.732	φ83×2 0.937	267/2.96	图7-3-88
49	GWJC15-3	15	2.25	6.67	φ127×2.5 0.928	φ102×2.5 0.942	φ102×2.5 0.834	314/3.49	图7-3-88
50	GWJC15-4	15	2.25	6.67	φ133×3 0.972	φ108×3 0.994	φ121×3 0.902	395/4.39	图7-3-88
51	GWJC18-1	18	2.4	7.50	φ95×2.5 0.902	φ114×2.5 -0.919	φ95×2.5 0.865	346/3.20	图7-3-89
52	GWJC18-2	18	2.4	7.50	φ108×3 0.976	φ114×2.5 0.775	φ121×2.5 0.870	398/3.69	图7-3-89
53	GWJC18-3	18	2.4	7.50	φ133×3.5 0.902	φ114×3 0.960	φ133×3 0.820	496/4.60	图7-3-89
54	GWJC18-4	18	2.4	7.50	φ152×4 0.877	φ133×3.5 0.942	φ152×3.5 0.880	642/5.95	图7-3-89
55	GWJC21-1	21	2.55	7.92	φ108×2.5 0.910	φ114×2.5 -0.877 (φ127×3)	φ83×2 0.767	392/3.11	图7-3-90
56	GWJC21-2	21	2.55	7.92	φ133×3 0.892	φ121×2.5 0.973 (φ127×3)	φ95×2.5 0.832	506/4.01	图7-3-90
57	GWJC21-3	21	2.55	7.92	φ152×3.5 0.951	φ133×3.5 0.942	φ108×3 0.887	679/5.59	图7-3-90

第三章 轻型钢结构设计施工实例与图集

序号	编 号	跨度 L (m)	跨中 高度 h (m)	跨高比 L/h	上弦杆截面 稳定应力比 $\frac{\sigma}{\varphi f}$	下弦杆截面 应力比 $\frac{\sigma}{f}$ 或 $\frac{\sigma}{\varphi f}$	端腹杆截面 稳定应力比 $\frac{\sigma}{\varphi f}$	用钢量 kg/ (kg/m ²)	图 号
58	GWJC21-4	21	2.55	7.92	$\phi 180 \times 4$ 0.918	$\phi 159 \times 4$ 0.922	$\phi 133 \times 3$ 0.886	927/7.36	图 7-3-90
59	GWJC24-1	24	2.7	8.89	$\phi 121 \times 2.5$ 0.909	$\phi 114 \times 2.5$ 0.806 ($\phi 133 \times 3$)	$\phi 102 \times 3$ 0.885	500/4.63	图 7-3-91
60	GWJC24-2	24	2.7	8.89	$\phi 133 \times 3.5$ 0.968	$\phi 127 \times 3$ 0.978 ($\phi 133 \times 3$)	$\phi 127 \times 3$ 0.950	681/6.31	图 7-3-91
61	GWJC24-3	24	2.7	8.89	$\phi 168 \times 4$ 0.932	$\phi 152 \times 4$ 0.911	$\phi 152 \times 3.5$ 0.934	970/8.98	图 7-3-91
62	GWJC24-4	24	2.7	8.89	$\phi 219 \times 4$ 0.909	$\phi 194 \times 4$ 0.952	$\phi 180 \times 4$ 0.882	1287/ 11.92	图 7-3-91
63	GWJC27-1	27	2.85	9.47	$\phi 127 \times 3$ 0.946	$\phi 114 \times 2.5$ 0.936 ($\phi 152 \times 3.5$)	$\phi 89 \times 2.5$ 0.846	616/5.70	图 7-3-92
64	GWJC27-2	27	2.85	9.47	$\phi 152 \times 4$ 0.905	$\phi 133 \times 3.5$ 0.936	$\phi 102 \times 3$ 0.917	919/8.51	图 7-3-92
65	GWJC27-3	27	2.85	9.47	$\phi 203 \times 4$ 0.957	$\phi 168 \times 4$ 0.952	$\phi 133 \times 3$ 0.873	1230/ 11.39	图 7-3-92
66	GWJC30-1	30	3.0	10	$\phi 133 \times 3.5$ 0.933	$\phi 121 \times 3$ 0.920 ($\phi 168 \times 3$)	$\phi 114 \times 3$ 0.931	828/7.67	图 7-3-93
67	GWJC30-2	30	3.0	10	$\phi 168 \times 4$ 0.932	$\phi 152 \times 3.5$ 0.961 ($\phi 168 \times 3$)	$\phi 140 \times 3.5$ 0.886	1147/ 10.62	图 7-3-93
68	GWJC30-3	30	3.0	10	$\phi 219 \times 4$ 0.975	$\phi 203 \times 4$ 0.930	$\phi 168 \times 4$ 0.896	1644/ 15.23	图 7-3-93

注：下弦杆括号内截面为将图中虚线所示系杆改在跨中，即仅在下弦跨中设一根系杆。

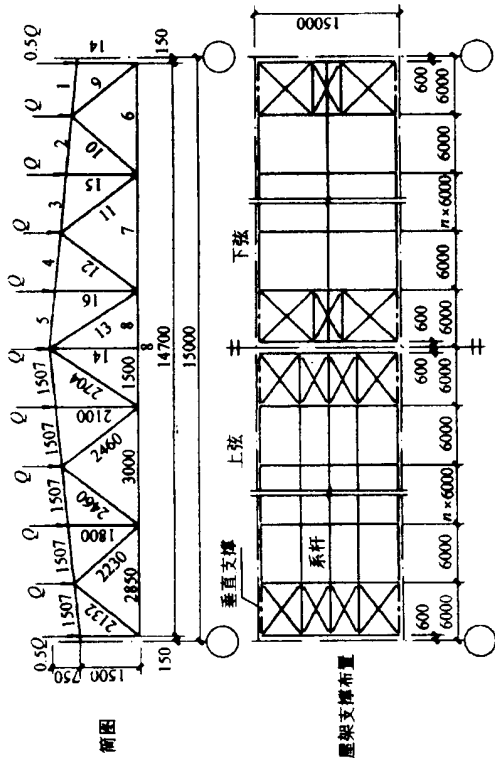


图 7-3-82 GWJA15 外形及支撑布置
GWJA15 杆件内力及截面

表 7-3-2

屋架编号	外荷载 标准值 (kN/m ²)	外荷载 设计值 q (kN/m ²)	杆件编号及内力														
			上弦杆			下弦杆				腹杆							竖杆
		Q (kN)	1	2, 3	4, 5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
GWJA15-1	0.6	0.78 7.02	0	-54.1	-71.1	31.3/-6.8	66.2/-11.7	69.1/-8.9	-49.6	34.4/-5.4	-22.6	11.8/-4.8	8.3/-7.2	-4.1	-8.0	-8.0	0
GWJA15-2	1.0	1.3 11.7	0	-83.3	-109.6	48.4	102.0	106.3	-76.6	52.9	-35.1	18.3/-5.6	13.3/-9.3	-6.6	-12.7	-12.7	0
GWJA15-3	1.5	1.95 17.6	0	-120.2	-157.9	69.9	147.2	153.3	-110.6	76.1	-50.3	26.0/-8.4	18.8/-11.0	-9.4	-18.4	-18.4	0
GWJA15-4	2.0	2.6 23.4	0	-157.8	-207.2	91.8	193.3	201.3	-145.3	99.9	-66.7	35.0	25.9/-14.4	-12.3	-24.5	-24.5	0

注：连接板厚 6mm，支座处 8mm。

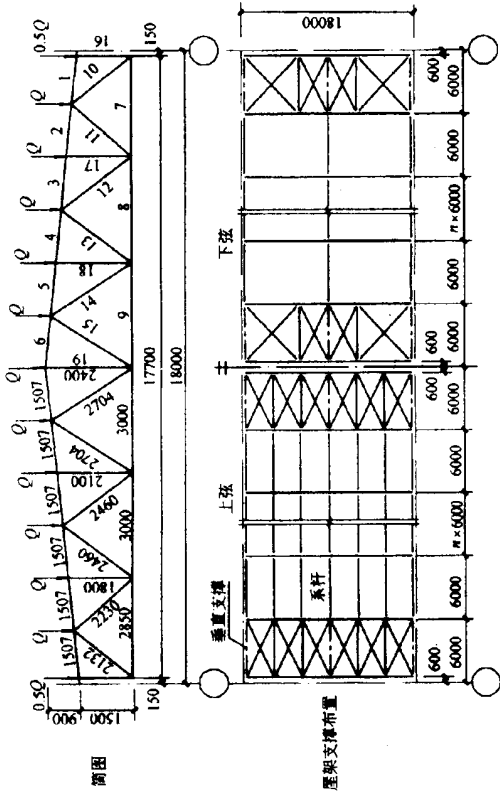


图 7-3-83 GWJA18 外形及支撑布置
GWJA18 杆件内力及截面

表 7-3-3

屋架编号	外荷载 标准值 (kN/m ²)	外荷载 设计值 Q (kN/m ²)	杆 件 编 号 及 内 力																		
			上 弦 杆					下 弦 杆					腹 杆					竖 杆			
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
GWJA18-1	0.6	0.78	0	-68.3	-95.8	-94.8	38.5/-8.5	85.8/-16.0	97.4/-15.1	-61.1	44.4/-7.0	-31.7	19.4/-4.4	17.3/-15.1	-11.0	-4.1	-8.0	-8.0	13.4/-2.3	-50×5	-56×5
GWJA18-2	1.0	1.3	0	-104.9	-147.3	-145.6	59.2	131.9	149.8	-94.2	68.2	-49.0	29.9/-3.3	-16.1	-17.6	-6.6	-12.7	-12.7	20.4/-1.6	-50×5	-56×5
GWJA18-3	1.5	1.95	0	-150.8	-211.4	-208.8	85.1	189.2	241.8	-135.2	97.4	-70.1	42.4	-22.6	-25.1	-9.5	-18.5	18.5	28.7	-50×5	-56×5
GWJA18-4	2.0	2.6	0	-198.2	-277.8	-274.6	111.9	248.9	282.6	-178.0	128.4	-92.7	56.6	-31.3	-34.2	-12.4	-24.5	-24.5	38.1	-50×5	-56×5
	23.4	23.4																			

注：1~3 型连接板厚 6mm，支座处 8mm；4 型连接板厚 8mm，支座处 10mm。

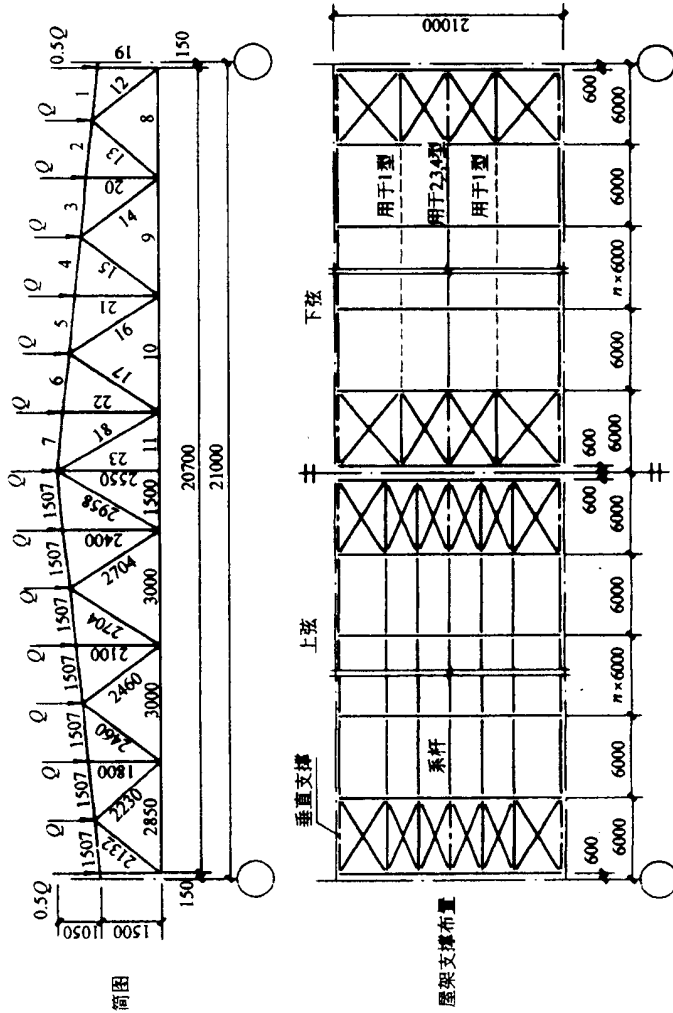


图 7-3-84 GWJA21 外形及支撑布置

GWJA21 杆件内力及截面

屋架编号	外荷载 标准值 (kN/m ²)	外荷载 设计值 g (kN/m ²) Q (kN)	杆件编号及内力														
			上弦杆						下弦杆						腹杆		
			1	2, 3	4, 5	6, 7	8	9	10	11	12						
GWJA21-1	0.6	0.78 7.02	-81.7	-119.7	-126.8	45.2/-9.6	104.6/-19.1	125.4/-19.7	121.2/-14.7	∟75×50×5 (∟90×56×6)						∟56×5	
GWJA21-2	1.0	1.3 11.7	-126.5	-185.3	-196.0	70.4	162.2	194.3	187.4	∟90×56×6						∟63×5	
GWJA21-3	1.5	1.95 17.6	-182.4	-267.0	-282.3	101.5	233.8	279.8	269.8	∟100×80×6						∟75×5	
GWJA21-4	2.0	2.6 23.4	-240.0	-351.2	-371.2	133.4	307.4	367.8	354.6	∟100×80×7						∟75×6	
屋架编号	外荷载 标准值 (kN/m ²)	外荷载 设计值 g (kN/m ²) Q (kN)	杆件编号及内力														
			腹杆						竖杆								
			13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23				
GWJA21-1	0.6	0.78 7.02	-40.7	-63.2	∟50×5	27.0/-4.0	41.9/-1.1	∟50×5	-17.3	9.7/-8.2	∟56×5	-4.3	-8.0	∟50×5	-8.0	-8.0	∟56×5
GWJA21-2	1.0	1.3 11.7	-40.7	-63.2	∟50×5	27.0/-4.0	41.9/-1.1	∟50×5	-17.3	9.7/-8.2	∟56×5	-4.3	-8.0	∟50×5	-8.0	-8.0	∟56×5
GWJA21-3	1.5	1.95 17.6	-40.7	-63.2	∟50×5	27.0/-4.0	41.9/-1.1	∟50×5	-17.3	9.7/-8.2	∟56×5	-4.3	-8.0	∟50×5	-8.0	-8.0	∟56×5
GWJA21-4	2.0	2.6 23.4	-40.7	-63.2	∟50×5	27.0/-4.0	41.9/-1.1	∟50×5	-17.3	9.7/-8.2	∟56×5	-4.3	-8.0	∟50×5	-8.0	-8.0	∟56×5

注: 1、2型连接板厚6mm, 支座处8mm, 3、4型连接板厚8mm, 支座处10mm。

GWJA24 杆件内力及截面

表 7-3-5

屋架编号	外荷载 标准值 (kN/m ²)	外荷载 设计值 q ₁ (kN/m ²) Q (kN)	杆件编号及内力													
			上弦杆						下弦杆						腹杆	
			1	2, 3	4, 5	6, 7	8	9	10	11	12	13	14			
GWJA24-1	0.6	0.78 7.02	-95.7	-144.4	-159.3	-151.4	52.6/-10.8	124.4/-22.6	154.3/-24.9	156.8/-21.2	-83.5	64.0/-10.9	-150x5	-150x5		
GWJA24-2	1.0	1.3 11.7	-148.3	-223.7	-246.6	-234.4	81.7	193.0	239.1	242.7	-129.6	99.1	-170x5	-170x5		
GWJA24-3	1.5	1.95 17.6	-214.0	-322.5	-355.4	-337.7	118.0	278.3	344.7	349.9	-187.2	142.7	-180x5	-180x5		
GWJA24-4	2.0	2.6 23.4	-282.5	-425.6	-468.8	-445.6	156.1	367.7	454.9	461.7	-246.9	188.4	-180x6	-180x6		
屋架编号	外荷载 标准值 (kN/m ²)	外荷载 设计值 q ₁ (kN/m ²) Q (kN)	杆件编号及内力													
GWJA24-1	0.6	0.78 7.02	34.8/-3.8	-24.5	14.4/-7.8	11.3/-10.4	-17.9	-4.2	-8.0	-8.0	-8.0	-8.0	-8.0	-8.0	-8.0	
GWJA24-2	1.0	1.3 11.7	54.0	-38.4	22.7/-10.2	18.2/-14.1	-28.3	-6.6	-12.8	-12.8	-12.8	-12.8	-12.8	-12.8	-12.8	
GWJA24-3	1.5	1.95 17.6	77.3	-54.9	32.1/-11.6	25.6/-17.4	-40.4	-9.5	-18.6	-18.6	-18.6	-18.6	-18.6	-18.6	-18.6	
GWJA24-4	2.0	2.6 23.4	102.7	-73.6	43.9/-15.7	35.8/-23.1	-54.7	-12.4	-24.7	-24.7	-24.7	-24.7	-24.7	-24.7	-24.7	

注: 1、2 型连接板厚 6mm, 支座处 8mm; 3、4 型连接板厚 8mm, 支座处 10mm。

GWJA27 杆件内力及截面

表 7-3-6

屋架编号	外荷载 标准值 (kN/m ²)	外荷载 设计值 q (kN/m ²)	杆件编号及内力																			
			上弦杆								下弦杆								腹杆			
			1	2, 3	4	5, 6	7	8, 9	10	11	12	13	14	15	16	17						
GWJA27-1	0.6	0.78 7.02	0	-113.1	-174.5	-180.7	-200.3	-205.5	61.9/-10.5	149.0/-22.2	197.5/-24.1	188.3/-15.9	-97.8	76.5/-10.6	-61.1	44.2/-3.5	-50×5					
GWJA27-2	1.0	1.3 11.7	0	-171.7	-264.6	-274.1	-302.9	-310.7	93.7	225.7	298.4	284.0	-148.7	115.8	-92.8	66.9	-50×5					
GWJA27-3	1.5	1.95 17.6	0	-247.8	-381.8	-395.7	-436.8	-448.2	135.7	326.0	430.9	410.0	-214.7	166.9	-133.8	96.1	-50×5					
GWJA27-4	2.0	2.6 23.4	0	-324.1	-498.8	-517.0	-570.2	-584.9	177.6	426.2	562.4	534.9	-281.1	218.4	-175.0	125.8	-50×5					
GWJA27-1	0.6	0.78 7.02	杆件编号及内力																			
GWJA27-2	1.0	1.3 11.7	杆件编号及内力																			
GWJA27-3	1.5	1.95 17.6	杆件编号及内力																			
GWJA27-4	2.0	2.6 23.4	杆件编号及内力																			

注: 1、2型连接板厚 6mm, 支座处 8mm; 3、4 型连接板厚 8mm, 支座处 10mm。

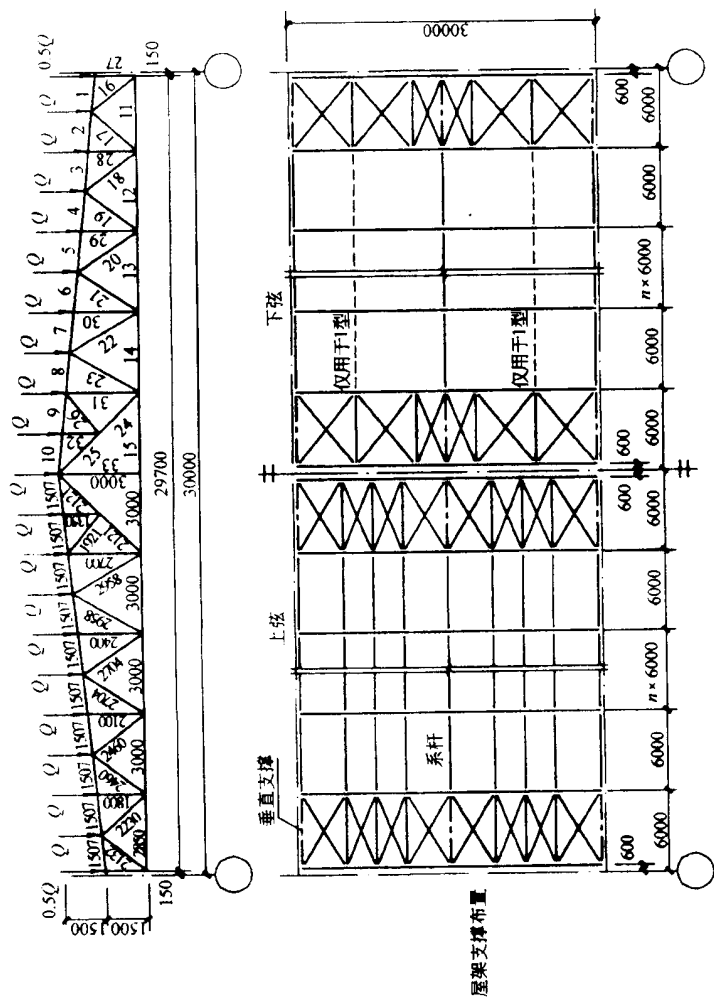


图 7-3-87 GWJA30 外形及支撑布置

GWJA30 杆件内力及截面

表 7-3-7

屋架编号	外荷载 标准值 (kN/m ²)	外荷载 设计值 q (kN/m ²) Q (kN)	杆件编号及内力																														
			上弦杆									下弦杆									腹杆												
			1	2, 3	4, 5	6, 7	8, 9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
GWJA30-1	0.6	0.78 7.02	┐100×80×6									┐90×56×5 (┐125×80×7)									┐63×5												
GWJA30-2	1.0	1.3 11.7	0 - 195.3 - 305.5 - 353.6 - 360.6 - 367.8 105.6 257.9 333.5 359.1 336.3 - 167.5 132.2 - 108.0									┐125×80×7									┐70×6												
GWJA30-3	1.5	1.95 17.6	0 - 281.1 - 439.6 - 508.8 - 518.6 - 529.2 152.9 372.2 480.7 517.3 484.4 - 214.9 190.2 - 155.3									┐100×63×6									┐80×6												
GWJA30-4	2.0	2.6 23.4	0 - 376.2 - 583.1 - 672.6 - 689.7 - 699.9 198.8 488.8 634.1 682.3 637.9 - 320.3 251.5 - 206.2									┐140×90×8									┐70×5												
			┐140×90×10									┐110×70×10									┐100×6												
屋架编号	外荷载 标准值 (kN/m ²)	外荷载 设计值 q (kN/m ²) Q (kN)	杆件编号及内力																														
			腹杆									竖杆																					
			19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
GWJA30-1	0.6	0.78 7.02	51.2/-5.6	-39.9	27.5/-6.7	-18.4	12.3/-11.6	28.4/-14.0	35.1/-14.9	6.2/-1.5	-4.3	-8.2	-8.2	-8.2	-8.1	0	┐50×5	┐56×5	┐63×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐56×5
GWJA30-2	1.0	1.3 11.7	79.6	-62.2	43.0/-5.7	-29.2	-17.5	45.0/-14.1	55.4/-13.6	9.5	-6.7	-12.9	-12.9	-12.9	-12.8	0	┐50×5	┐56×5	┐63×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐56×5
GWJA30-3	1.5	1.95 17.6	114.1	-89.0	61.2/-2.4	-41.3	-24.7	64.2/-12.1	79.2/-9.4	13.7	-9.5	-18.8	-18.8	-18.8	-18.8	0	┐50×5	┐63×5	┐63×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐56×5
GWJA30-4	2.0	2.6 23.4	151.6	-119.5	83.3/-1.7	-57.8	-33.8	84.9/-15.7	104.5/-11.7	17.9	-12.3	-24.6	-24.6	-24.6	-24.6	0	┐50×5	┐70×5	┐70×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐50×5	┐56×5

注：1型连接板厚6mm，支座处8mm；2、3型连接板厚8mm，支座处10mm；4型连接板厚10mm，支座处12mm。

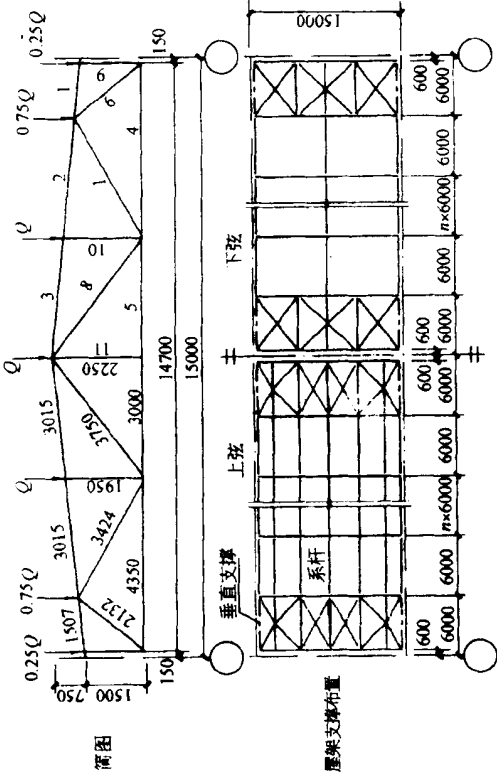


图 7-3-88 GWJB15、GWJC15 外形及支撑布置

表 7-3-8

GWJB15、GWJC15 杆件内力及截面

屋架编号	外荷载 标准值 (kN/m ²)	外荷载 设计值 q (kN/m ²)	杆件编号及内力										
			上弦杆			下弦杆			腹杆			竖杆	
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
GWJB15-1	0.6	0.78 14.04	0	-59.9 □80×2.5	-59.9	28.3/-11.6 □80×2.5	62.0/-18.7	-44.52 □60×2	37.5/-10.8 □60×2	-10.6 □80×2	-3.78 □40×2	14.9 □40×2	0 □50×2
GWJC15-1			0	-98.5 □100×2.5	-98.5	46.5/-4.6 φ83×2.5	102/-3.2 φ89×2.5	-73.6 □80×2	61.6/-2.0 φ83×2	-16.9 □80×2	-6.3 □40×2	-24.8 φ51×2	0 □50×2
GWJB15-2	1.0	1.3 23.4	0	-145.6 □120×2.5	-145.6	68.8 φ83×2.5	150.9 φ102×2.5	-108.99 □80×2.5	90.93 φ83×2	-24.4 □80×2	-9.35 □40×2	-36.96 φ50×2	0 □57×2
GWJC15-3	1.5	1.95 35.1	0	-194.8 □133×3	-194.8	92.5 φ108×3	201.7 φ108×3	-146.0 □100×3	121.9 φ89×2.5	-33.9 □80×2	-12.4 □40×2	-49.6 φ60×2	0 □60×2
GWJB15-4	2.0	2.6 46.8	0	-133×3	-133×3	108×3	108×3	121×3	89×2.5	89×2.5	40×2	40×2	70×2

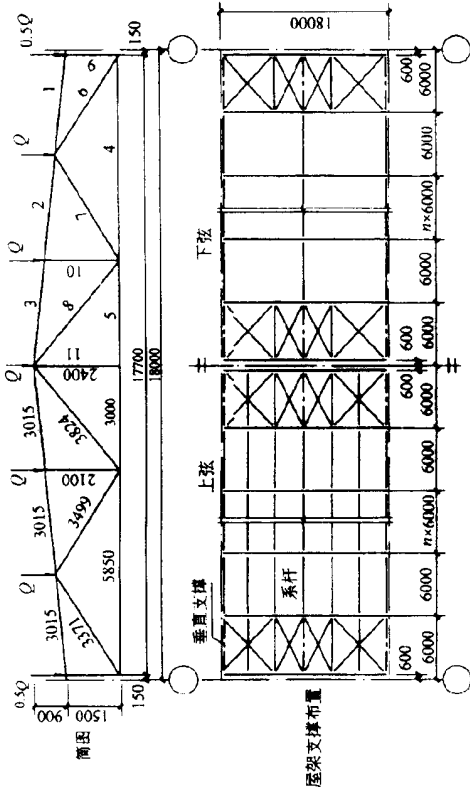


图 7-3-89 GWJB18、GWJC18 外形及支撑布置

表 7-3-9

GWJB18、GWJC18 杆件内力及截面

屋架编号	外荷载 标准值 (kN/m ²)	外荷载 设计值 Q (kN/m ²)	杆件编号及内力										
			上弦杆		下弦杆		腹杆			竖杆			
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
GWJB18-1	0.6	0.78 14.04	0	-86.8	-86.8	61.3/-22.7	85.3/-24.3	-72.8	33.1/-9.1	-12.4	-7.7	-15.1	0
GWJC18-1													
GWJB18-2	1.0	1.3 23.4	0	-142.0	-142.0	100.5/-7.6	139.1/-3.6	-119.2	53.7/-4.4	17.8/-17.0	-12.5	25.0	0
GWJC18-2													
GWJB18-3	1.5	1.95 35.1	0	-209.8	-209.8	148.7	205.9	-176.4	78.8	24.3/-21.6	-18.6	-37.1	0
GWJC18-3													
GWJB18-4	2.0	2.6 46.8	0	-280.1	-280.1	198.7	274.9	-235.6	106.0	34.6/-28.9	-24.9	-49.7	0
GWJC18-4													

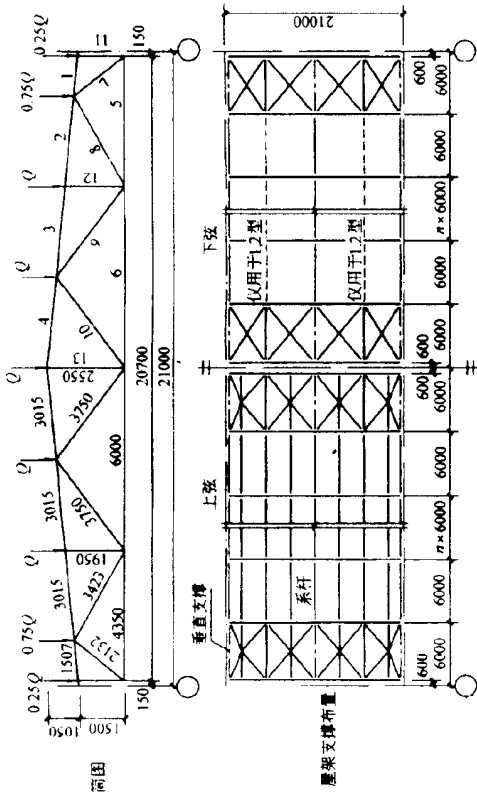


图 7-3-90 GWJB21、GWJC21 外形及支撑布置

表 7-3-10

GWJB21、GWJC21 杆件内力及截面

屋架编号	外荷载 标准值 (kN/m ²)	外荷载 设计值 Q (kN/m ²)	杆件编号及内力												
			上弦杆			下弦杆			腹杆				竖杆		
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
GWJB21-1	0.6	0.78 14.04	0	-96.6	-96.6	111.0	41.7/-16.2	114.2/-36.7	-66.2	63.4/-19.4	-29.2	-13.8	-3.8	-15.2	11.6/-5.0
GWJC21-1					□100×2.5			□100×2.5 (□120×2.5)	□80×2	□80×2.5	□80×2	□80×2	□40×2	□40×2	□50×2
GWJB21-2	1.0	1.3 23.4	0	-156.7	-156.7	-171.7	67.7/-6.1	185.8/-9.1	-107.4	102.9/-4.6	-47.9	-22.8	-6.3	-25.0	18.7/-6.2
GWJC21-2					□133×3			□100×2.5 (□120×2.5)	□80×2	□80×2.5	□80×2.5	□80×2.5	□40×2	□40×2	□50×2
GWJB21-3	1.5	1.95 35.1	0	-231.8	-231.8	-266.7	100.3	275.0	-199.0	152.0	-70.4	-32.9	-9.4	-37.2	26.9/-6.5
GWJC21-3					□140×3.5			□120×3	□100×3	□100×3	□100×3	□100×3	□40×2	□40×2	□60×2
GWJB21-4	2.0	2.6 46.8	0	-310.4	-310.4	-357	134.4	368.1	-212.8	203.8	-95.5	-45.8	-12.5	-50.0	36.9/-8.7
GWJC21-4					□160×4			□140×3.5	□120×3	□100×3	□100×3	□100×3	□40×2	□40×2	□60×2
					□180×4			φ159×4	φ133×3	φ114×3	φ114×3	φ114×3	φ40×2	φ40×2	φ70×2

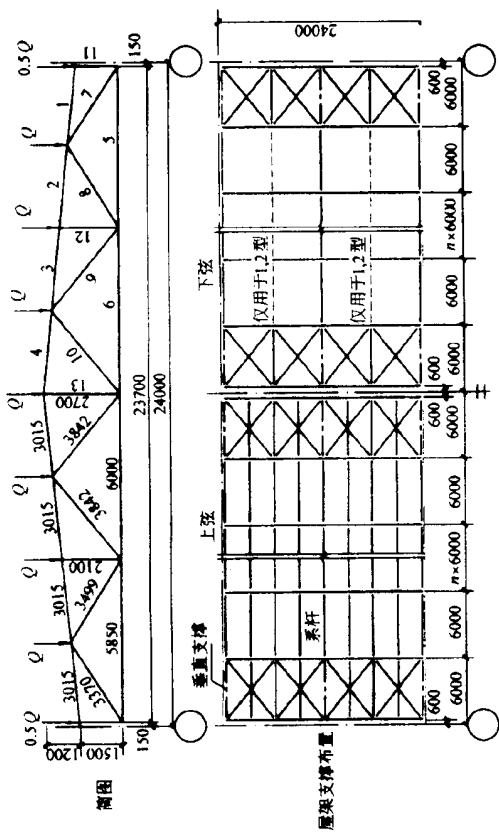


图 7-3-91 GWJB24、GWJC24 外形及支撑布置

表 7-3-11

GWJB24、GWJC24 杆件内力及截面

屋架编号	外荷载 标准值 (kN/m ²)	外荷载 设计值 q (kN/m ²)	杆 件 编 号 及 内 力												
			上弦杆			下弦杆			腹杆						
		Q (kN)	1	2, 3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
GWJB24-1	0.6	0.78 14.04	0	-132.9	-132.9	87.5/-30.9	144.8/-44.2	-104.1	55.3/-14.4	-25.1	-17.9	-7.7	-15.3	16.8/-5.8	
GWJC24-1			□100x2.5	□100x2.5	□100x2.5 (□140x3)	□100x2.5	□100x2.5	□100x2.5	□80x2	□80x2	□80x2	□40x2	□40x2	□50x2	
GWJB24-2	1.0	1.3 23.4	0	-215.0	-224.7	141.7/-10.0	234.5/-9.7	-168.4	89.5/-2.1	-41.4	-29.5	-12.6	-25.1	27.0/-5.5	
GWJC24-2			□140x3	□140x3	□120x2.5	□120x2.5	□120x2.5	□120x2.5	□80x2	□80x2	□80x2	□40x2	□40x2	□50x2	
GWJB24-3	1.5	1.95 35.1	0	-319.4	-333.4	209.8	347.6	-250.1	132.2	-60.2	-42.8	-18.8	-37.4	39.3/-3.5	
GWJC24-3			□160x3.5	□160x3.5	□140x3.5	□140x3.5	□140x3.5	□140x3.5	□80x2.5	□80x2.5	□80x2.5	□40x2	□40x2	□50x2	
GWJB24-4	2.0	2.6 46.8	0	-427.4	-446.3	281.5	465.9	-334.7	177.7	-82.5	-59.2	-25.0	-50.0	53.6/-4.0	
GWJC24-4			□160x4.5	□160x4.5	□160x4	□160x4	□160x4	□160x4	□100x2.5	□100x2.5	□100x2.5	□40x2	□40x2	□60x2	
			φ219x4	φ219x4	φ194x4	φ194x4	φ180x4	φ180x4	φ102x3	φ102x3	φ102x3	φ57x2	φ57x2	φ57x2	

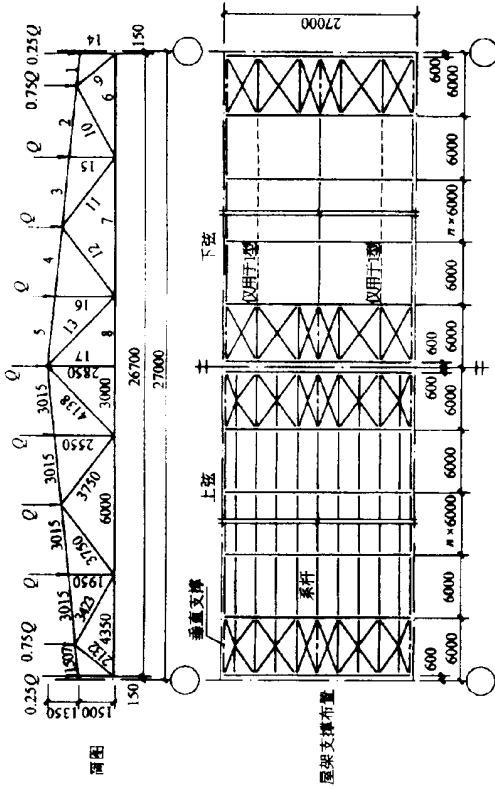


图 7-3-92 GWJB27、GWJC27 外形及支撑布置

表 7-3-12

GWJB27、GWJC27 杆件内力及截面

屋架编号	外荷载 标准值 (kN/m ²)	外荷载 设计值 g (kN/m ²) Q (kN)	杆件编号及内力																			
			上弦杆					下弦杆					腹杆				竖杆					
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17			
GWJB27-1	0.6	0.78 14.04	0	-134.3	-177.5	57.4	-19.9	168.1	-54.4	166.3	-44.6	-91.3	-89.0	-28.7	-49.3	21.2	-13.9	23.6	-17.0	-3.8	-15.1	0
GWJC27-1				□120×3		□120×3		□120×3	φ114×2.5 (□160×3.5)		□80×2.5	□60×2.5	□180×2.5	□80×2.5	□80×2.5	□80×2.5	□40×2	□50×2	□50×2	□50×2	□50×2	□50×2
			0	-217.1	-298.3	89.6	273.3	271.0	-142.8	146.2	-5.8	-81.7	34.8	-16.7	38.4	-18.7	-7.0	-25.6	-25.6	0	0	0
GWJB27-2	1.0	1.3 23.4		□140×3.5		□120×3		□120×3	□100×2.5	□80×2.5	□100×2.5	□80×2.5	□80×2.5	□80×2.5	□80×2.5	□40×2	□50×2	□50×2	□50×2	□50×2	□50×2	□50×2
GWJC27-2				φ152×4		φ133×3.5		φ133×3.5	φ102×3.0	φ95×2.5	φ102×3	φ102×3	φ102×3	φ102×3	φ76×2	φ76×2	φ76×2	φ76×2	φ76×2	φ76×2	φ76×2	φ76×2
GWJB27-3	1.5	1.95 35.1		□160×4.5		128.0	402.2	398.6	-212.1	217.9	-120.8	50.4	-18.4	54.9	-18.6	-9.4	-37.6	-37.6	0	0	0	0
GWJC27-3				□160×4.5		□160×3.5		□160×3.5	□120×3	□120×3	□120×3	□100×2.5	□100×2.5	□100×2.5	□100×2.5	□50×2	□50×2	□50×2	□50×2	□50×2	□50×2	□50×2
				φ203×4		φ168×4		φ168×4	φ133×3	φ114×3	φ108×3	φ76×2	φ76×2	φ76×2	φ76×2	φ76×2	φ76×2	φ76×2	φ76×2	φ76×2	φ76×2	φ76×2

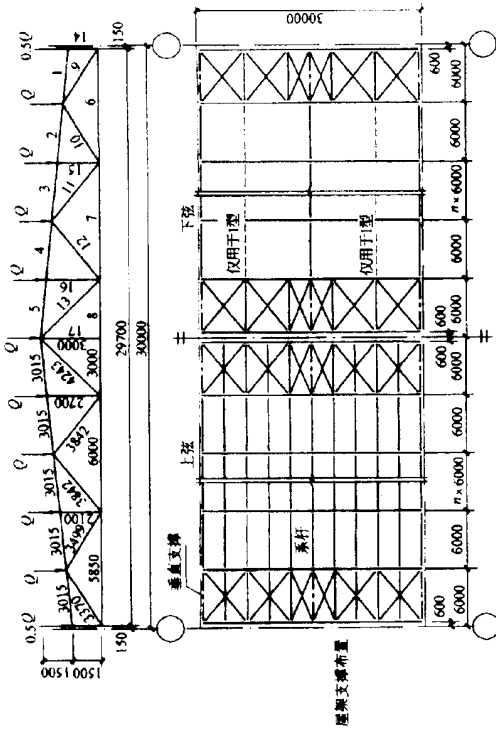
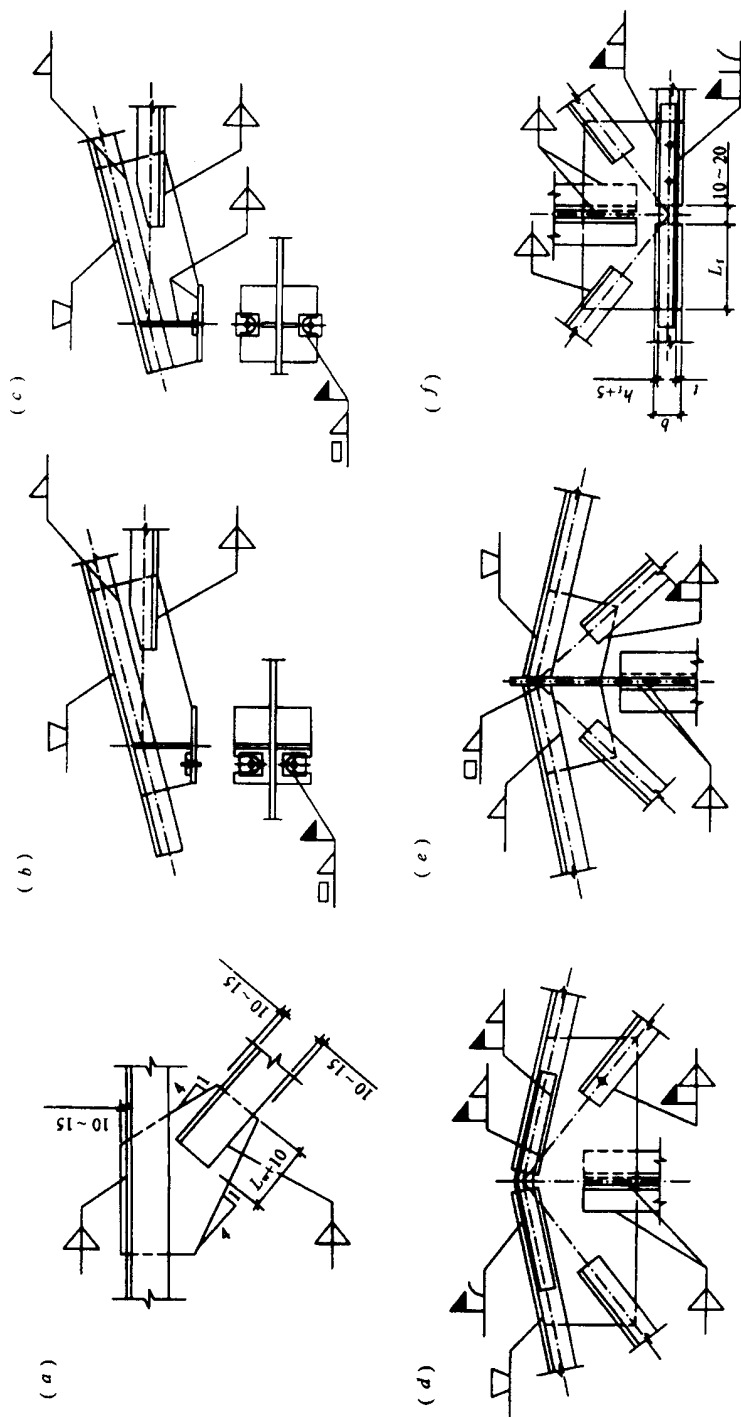


图 7-3-93 GWJB30、GWJC30 外形及支撑布置

表 7-3-13

GWJB30、GWJC30 杆件内力及截面

屋架编号	外荷载 标准值 (kN/m ²)	外荷载 设计值 g (kN/m ²) Q (kN)	杆件编号及内力														
			上弦杆					下弦杆					腹杆				竖杆
			1	2, 3	4, 5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
GWJB30-1	0.6	0.78 14.04	0	-191.7	-227.3	120.2/-32.3	220.2/-50.2	-211.9/-37.4	-143.9	848/-16.4	-46.8	19.5/-14.1	29.2/-17.3	-8.0	-15.8	-15.8	0
GWJC30-1				□140×3	□140×3	□100×3	□100×3 (φ168×3)	□160×3.5	□100×3	□80×2	□80×2	□80×2	□80×2	□40×2	□40×2	□50×2	□50×2
GWJB30-2	1.0	1.3 23.4	0	-293.9	-346.6	186.5/-9.7	337.7/-9.8	323.5	-221.8	128.4/-1.8	-71.6	29.7/-20.5	45.6/-18.5	-12.6	-25.5	-25.5	0
GWJC30-2				□160×3.5	□168×4	□140×3.5	□140×3 (φ168×3)	□160×3.5	□140×3	φ114×3	φ83×2.5	φ83×2.5	φ89×2	φ89×2	φ89×2	φ51×2	φ51×2
GWJB30-3	1.5	1.95 35.1	0	-433.8	-511.4	275.8	498.7	477.3	-327.6	188.9	-104.7	41.8/-25.7	66.2/-17.1	-18.8	-37.6	-37.6	0
GWJC30-3				□160×5	□219×4	□160×4	φ203×4	□100×2.5	□100×2.5	□100×2.5	φ102×2.5	φ102×2.5	φ89×2	φ89×2	φ80×2	φ60×2	φ51×2
				φ219×4	φ203×4	φ168×4	φ108×3	φ108×3	φ168×4	φ108×3	φ108×3	φ89×2	φ89×2	φ89×2	φ70×2	φ70×2	φ51×2



(a)单相腹板节点; (b)、(c)支座节点; (d)、(e)屋脊节点; (f)下弦拼接节点

图 7-3-94 三角形角钢屋架节点

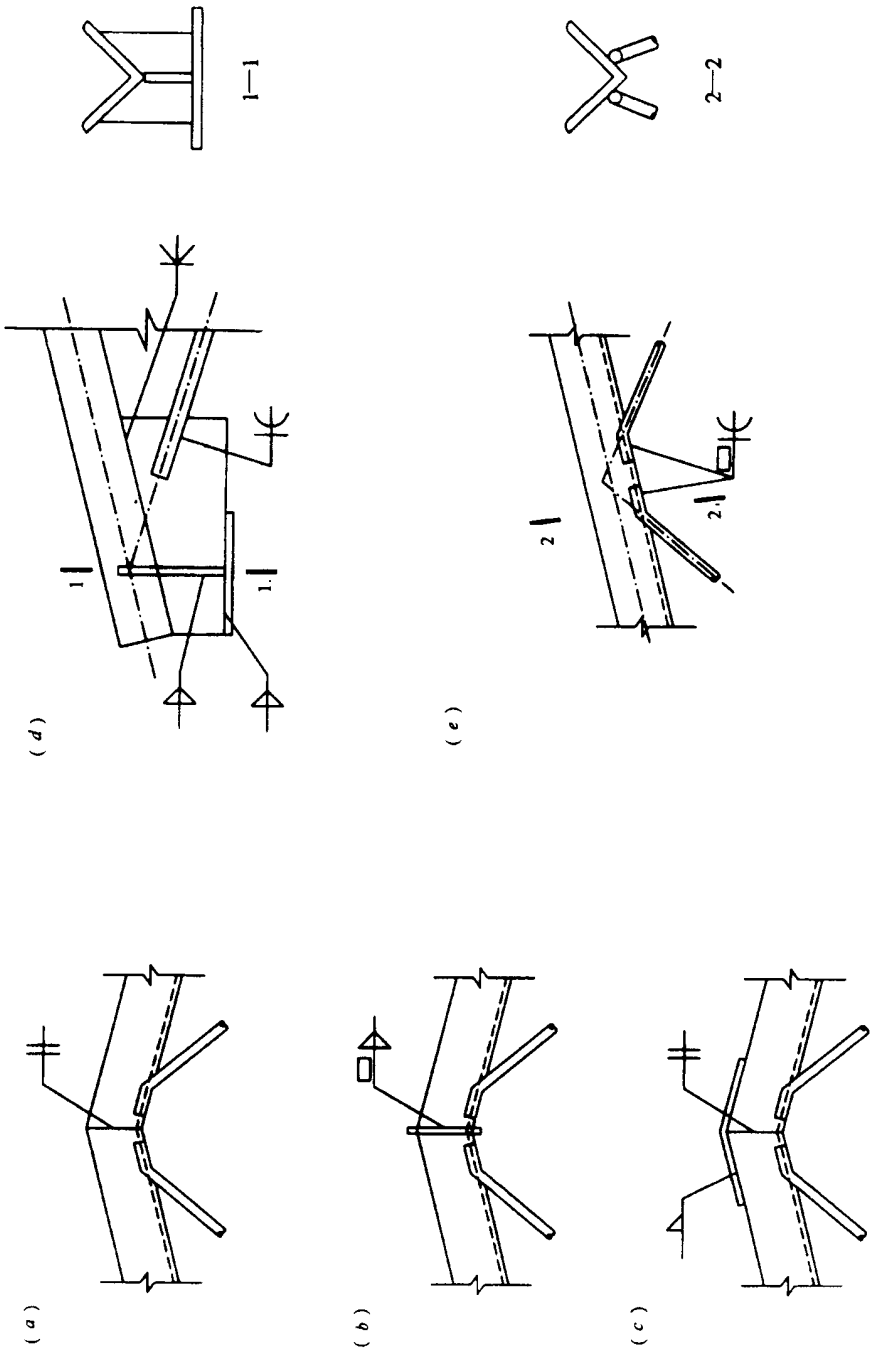


图 7-3-95 梯形屋架节点 (A 型)

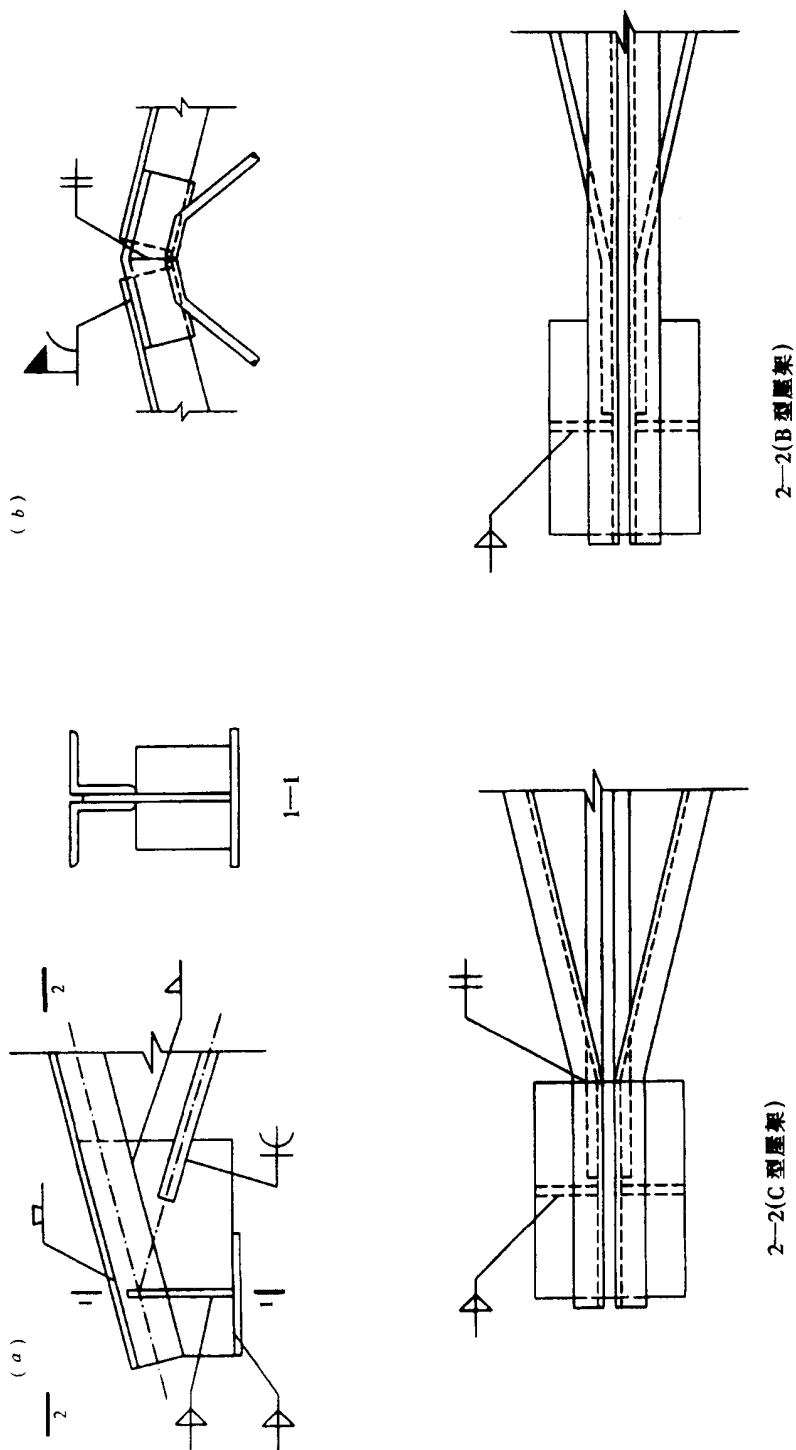
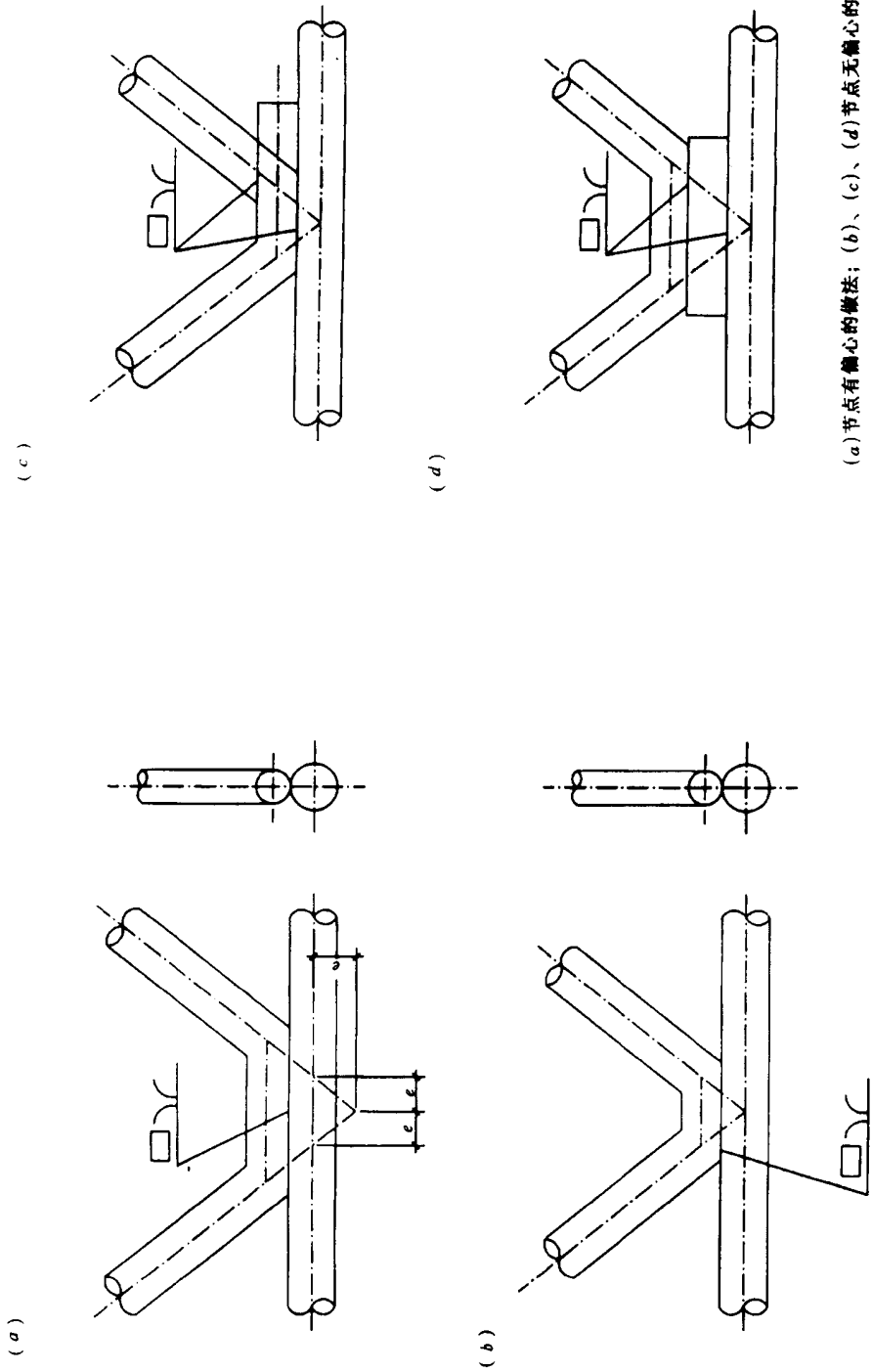


图 7-3-96 梭形屋架节点 (B、C型)



(a) 节点有偏心的做法; (b)、(c)、(d) 节点无偏心的做法

图 7-3-97 三角拱屋架节点做法

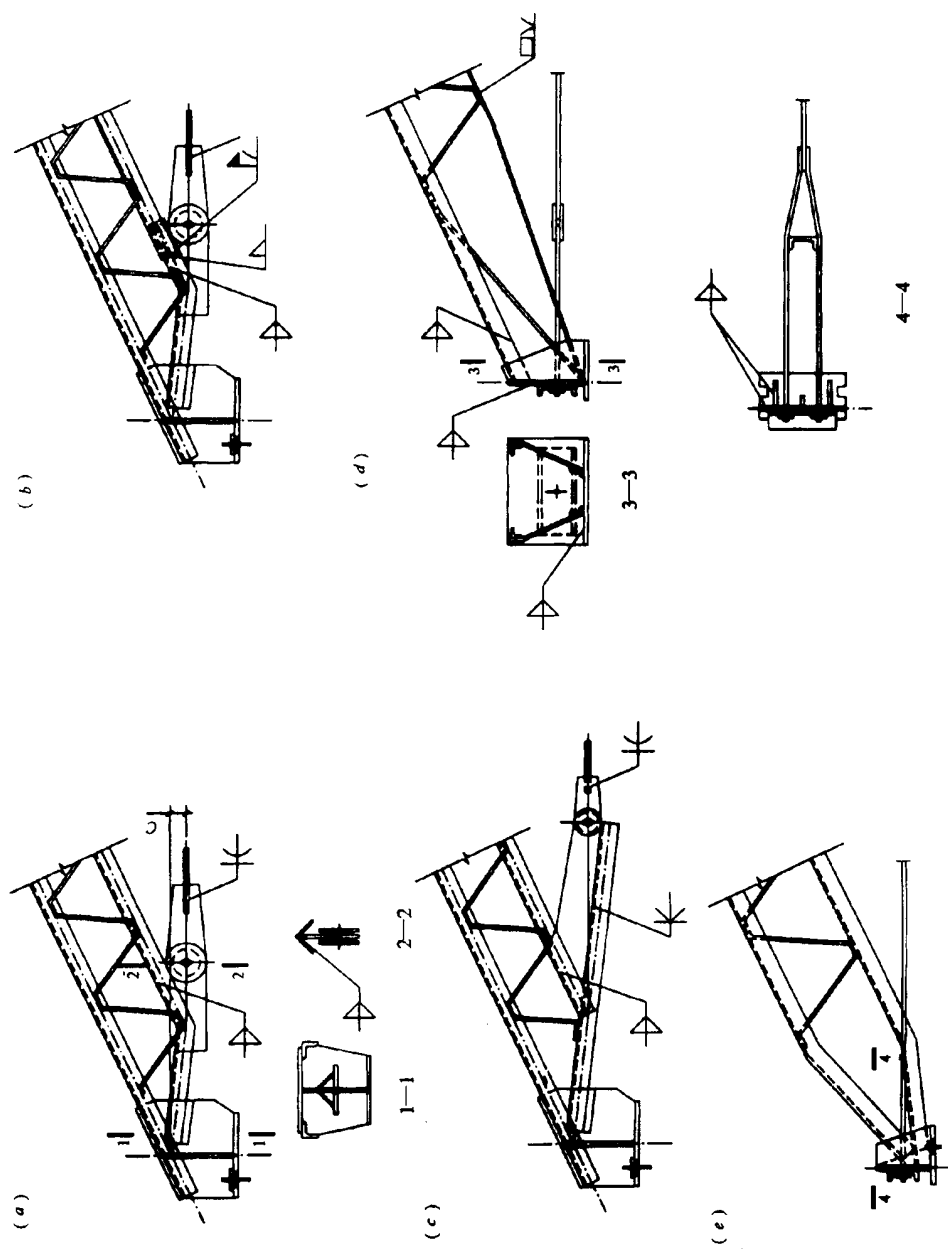


图 7-3-98 三角拱屋架支座节点做法

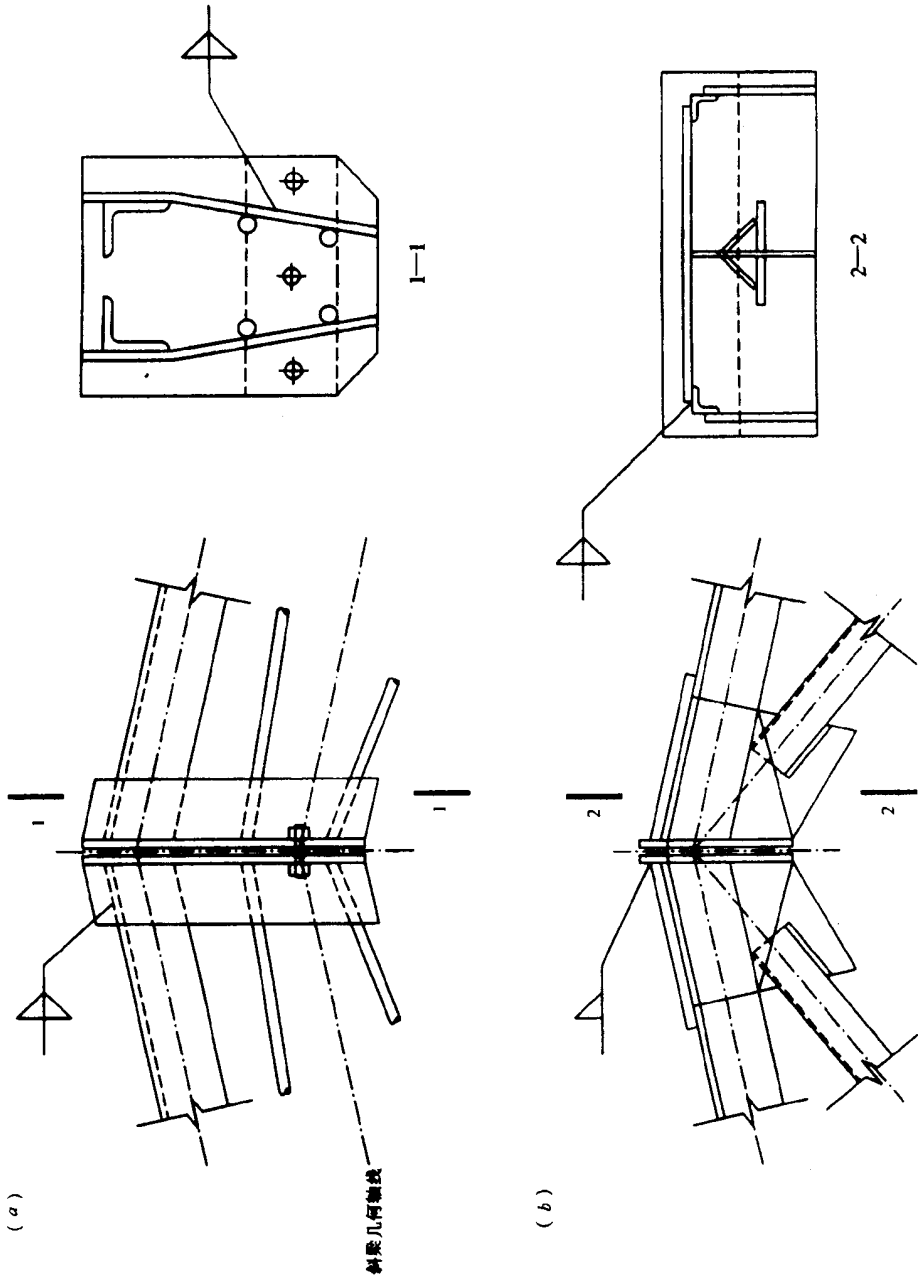


图 7-3-99 三角拱屋架的屋脊节点做法

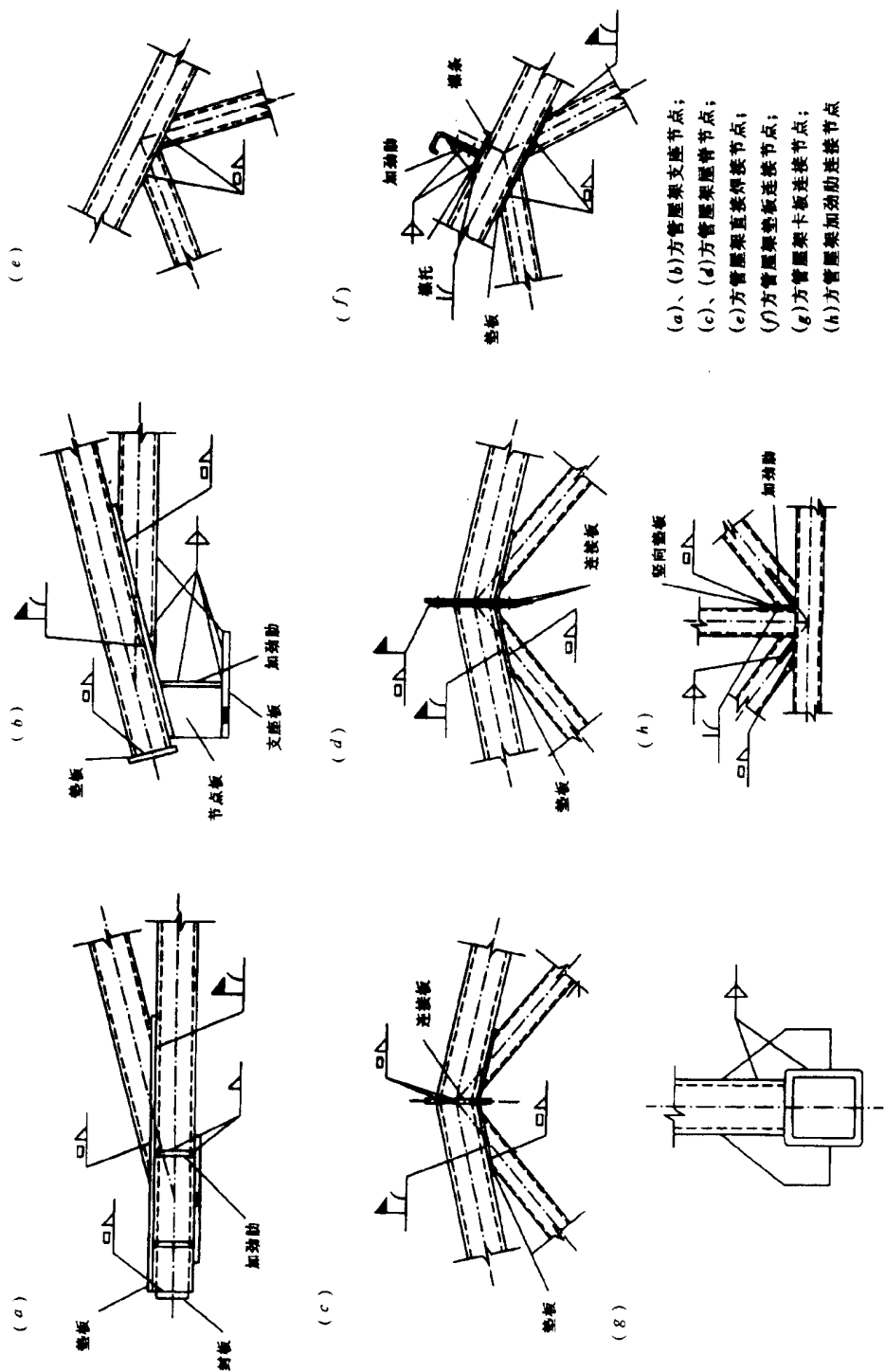
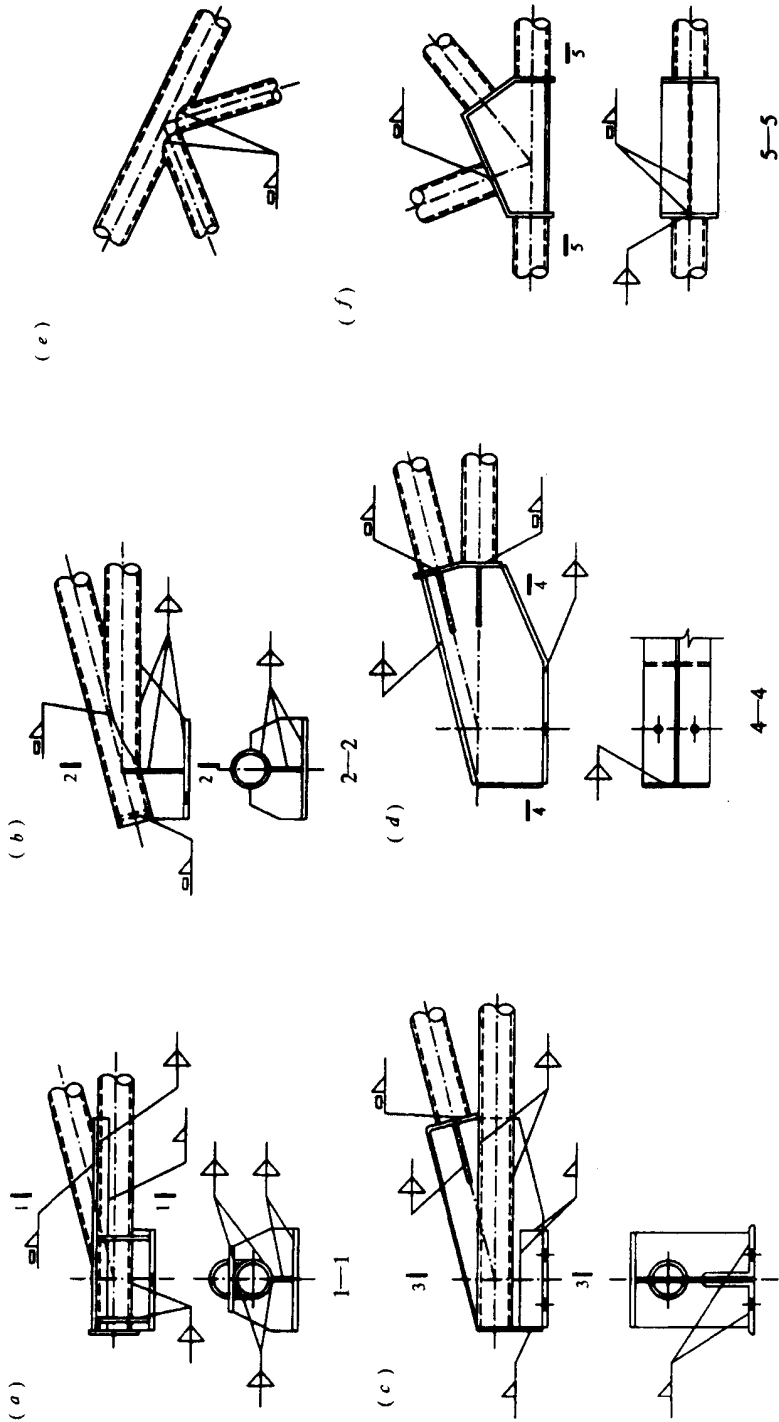
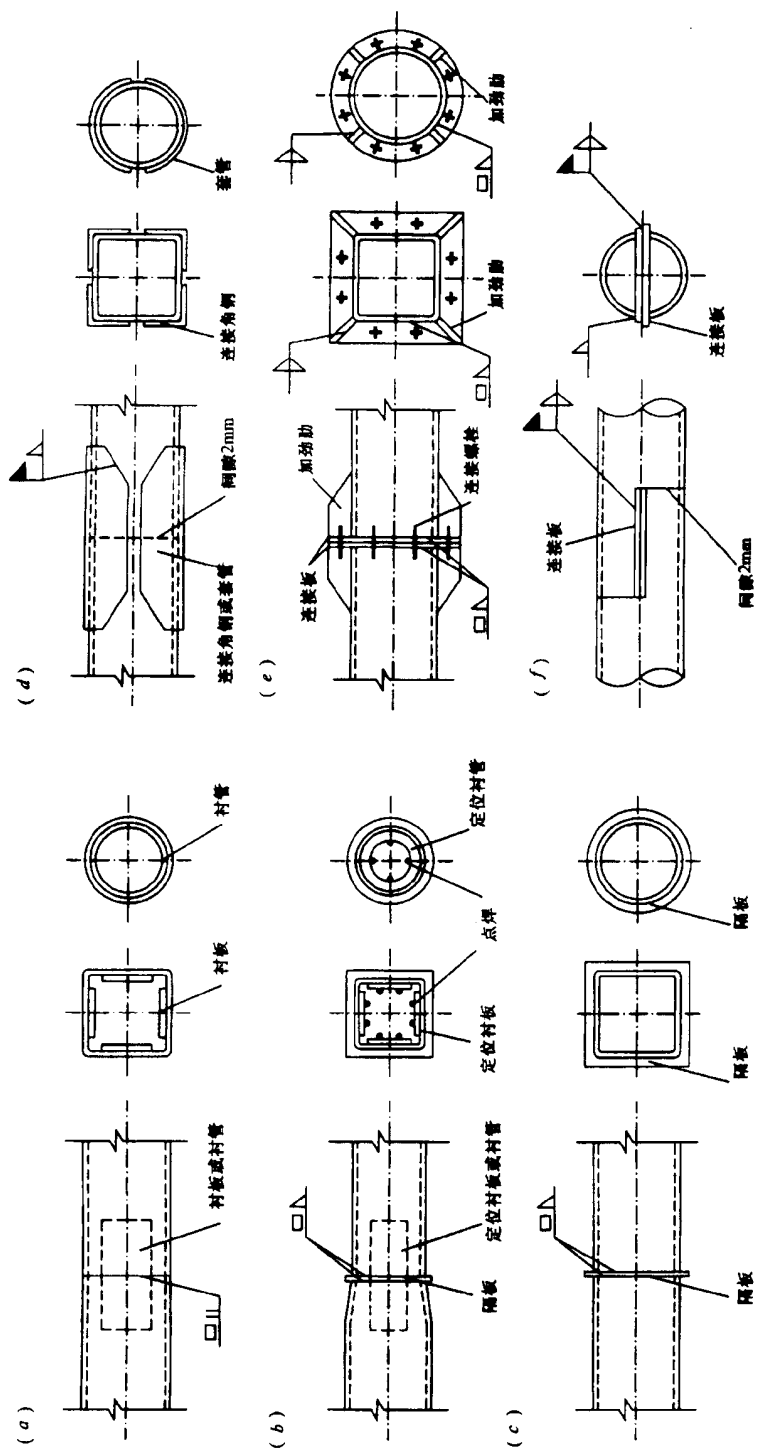


图 7-3-100 方管屋架节点



(a)、(b)、(c)、(d)圆管屋架支座节点；
 (e)圆管屋架直接焊接节点；
 (f)圆管屋架檩板连接节点

图 7-3-101 圆管屋架节点

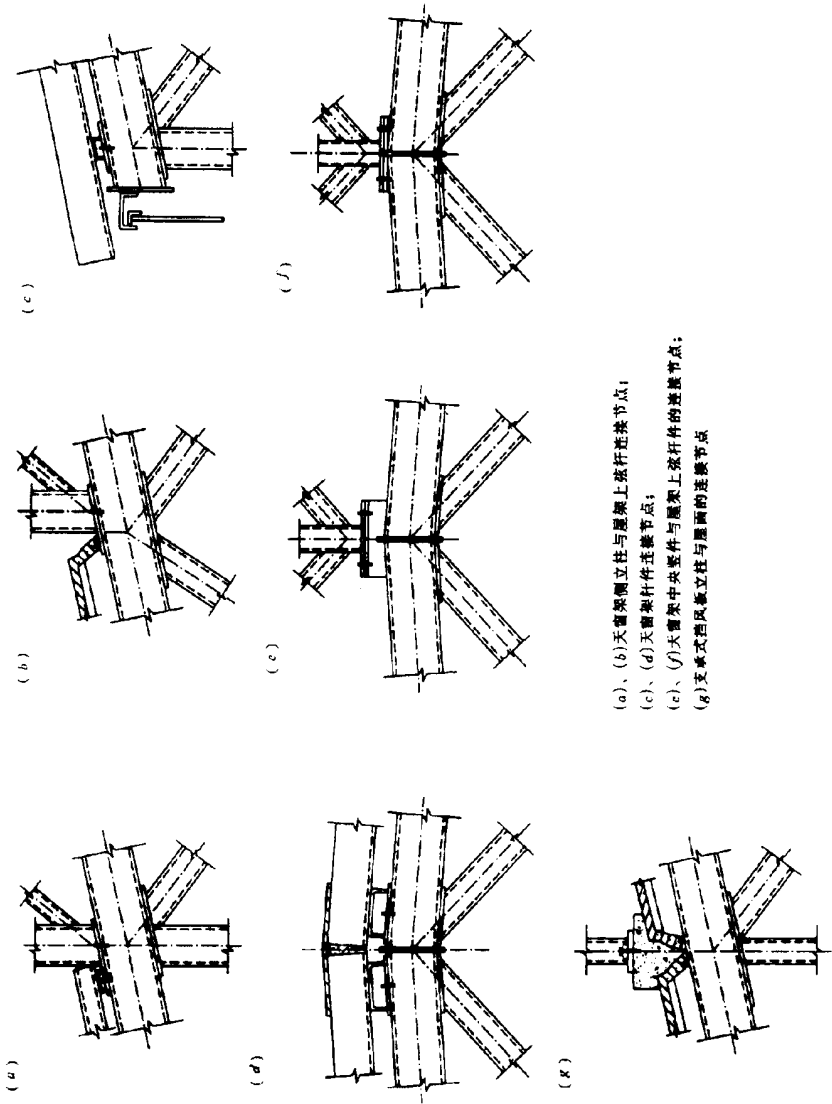


(a)、(b)有衬板的单面焊接接头；(c)隔板焊接接头；(d)、(e)、(f)焊接和螺栓拼接接头

图 7-3-102 方管、圆管式屋架的接头

四、天窗架

天窗架详图见图 7-3-103。



(a)、(b)天窗架侧立柱与屋架上弦杆连接节点；
 (c)、(d)天窗架斜杆连接节点；
 (e)、(f)天窗架中央竖杆与屋架上弦杆的连接节点；
 (g)泛水式防风侧立柱与屋面的连接节点

图 7-3-103 天窗结构的构造

五、支撑

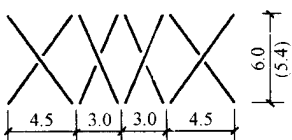
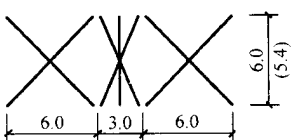
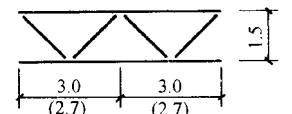
(1) 表 7-3-14 支撑重量：对水平支撑指一个开间内的重量；对垂直支撑指一根的重量；对水平系杆指一根的重量。分母数值为考虑檩条或大型屋面板和圈梁兼作支撑开间节点处刚性系杆（图中未示）和一般开间内刚性系杆（具体由各工程确定）后的重量。

(2) 根据屋架跨度和柱距，支撑截面可按表 7-3-14 选用。表 7-3-14 中杆件重量及用钢量是按轴线间杆件长度计算，如考虑实际杆长和节点板后，可将表中数值增大 5%~10%。括号内的尺寸和重量为柱距 5.4m 的数值。

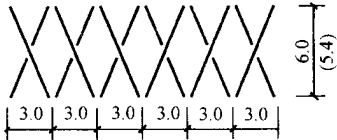
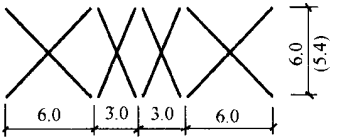
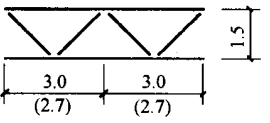
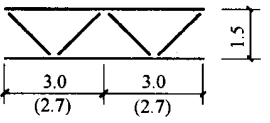
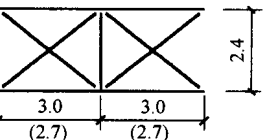
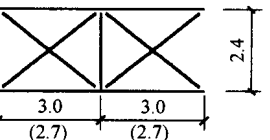
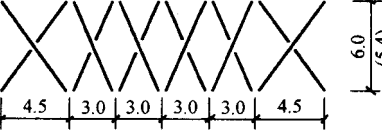
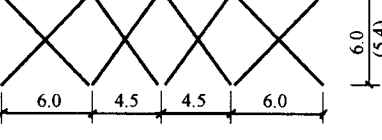
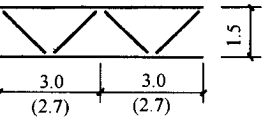
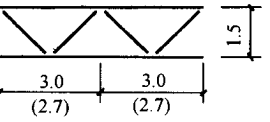
(3) 表 7-3-14 中支撑杆件截面尺寸和重量适用于一般房屋，在设有重级工作制吊车房屋中的支撑杆件截面：

- ① 应将交叉斜腹杆 $\angle 63 \times 5$ 改为 $\angle 70 \times 5$ ， $\angle 70 \times 5$ 改为 $\angle 75 \times 5$ ；
- ② 应将柔性系杆 $\angle 70 \times 5$ 改为 $\angle 80 \times 5$ 。

表 7-3-14 支撑构件选用表

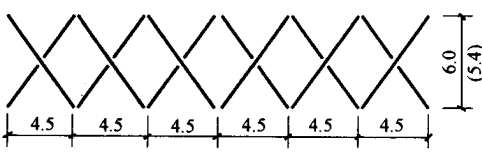
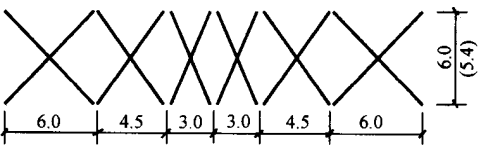
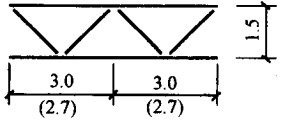
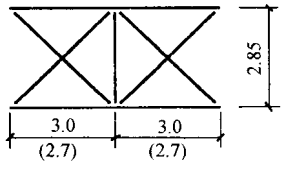
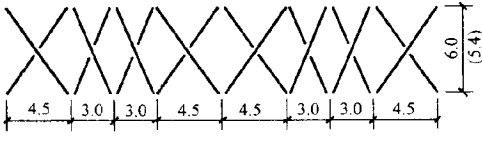
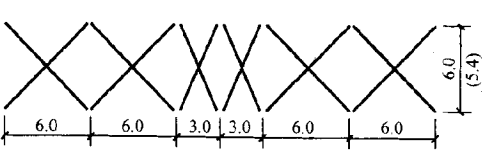
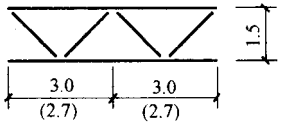
屋架 跨度 L (m)	支撑名称		形式 (单位：m)	截面选用 (mm)	重量 (kg)	用钢量 (kg/m ²)
15	水平 支撑	上弦		$\angle 63 \times 5$	274.0 (254.7)	有支撑 开间 $\frac{12.9}{11.4}$ ($\frac{13.1}{11.7}$)
		下弦		斜杆 $\angle 70 \times 5$ 竖杆 $\angle 75 \times 5$	319.0 (299.0)	
	垂直 支撑	端部		弦杆 $\angle 63 \times 5$ 腹杆 $\angle 56 \times 5$	151.8 (138.5)	无支撑 开间 $\frac{4.7}{0.4}$
		跨中	无	—	—	
	系杆 根数	刚性	3, 3, 2, 2	$\angle 70 \times 5$	64.8 (58.3)	
系杆 根数	柔性	2, 1	$\angle 70 \times 5$	32.4		

第三章 轻型钢结构设计施工实例与图集

屋架 跨度 L (m)	支撑名称	形 式 (单位: m)	截面选用 (mm)	重 量 (kg)	用钢量 (kg/m ²)	
18	水平 支撑	上弦 	$\angle 63 \times 5$	388.2 (357.4)	有支撑 开间 $\frac{13.1}{11.0}$ ($\frac{13.4}{11.3}$)	
		下弦 	$\angle 70 \times 5$	328.0 (307.6)		
	垂直 支撑	端部		弦杆 $\Gamma 63 \times 5$		151.8 (138.5)
				腹杆 $\angle 56 \times 5$		
		跨中		弦杆 $\Gamma 63 \times 5$		201.5 (186.0)
		腹杆 $\angle 56 \times 5$				
竖杆 $\Gamma \angle 56 \times 5$						
系杆 根数	刚性	4, 3, 2, 2	$\Gamma 70 \times 5$	64.8 (58.3)		
	柔性	4, 1	$\angle 70 \times 5$	32.4		
21	水平 支撑	上弦 	$\angle 63 \times 5$	403.4 (373.9)	有支撑 开间 $\frac{14.9}{12.5}$ ($\frac{15.2}{12.8}$)	
		下弦 	$\angle 70 \times 5$	345.1 (326.0)		
	垂直 支撑	端部		弦杆 $\Gamma 63 \times 5$	151.8 (138.5)	无支撑 开间 $\frac{3.8}{0.3}$
	腹杆 $\angle 56 \times 5$					

屋架 跨度 L (m)	支撑名称		形式 (单位: m)	截面选用 (mm)		重量 (kg)	用钢量 (kg/m ²)
21	垂直 支撑	跨中		弦杆	┐┌63×5	204.4 (189.0)	有支撑 开间 $\frac{13.1}{11.0}$ ($\frac{13.4}{11.3}$)
				腹杆	∠56×5		
				竖杆	└┘56×5		
	系杆 根数	刚性	4, 3, 2, 2	┐┌70×5	64.8 (58.3)	无支撑 开间 $\frac{3.8}{0.3}$	
柔性		4, 1	∠70×5	32.4			
24	水平 支撑	上弦		∠63×5		418.7 (390.3)	有支撑 开间 $\frac{11.7}{9.9}$ ($\frac{12.0}{10.2}$) 无支撑 开间 $\frac{3.4}{0.3}$
		下弦		∠70×5		366.3 (348.5)	
	垂直 支撑	端部		弦杆	┐┌63×5	151.8 (138.5)	
				腹杆	∠56×5		
		跨中		弦杆	┐┌63×5	207.3 (192.0)	
	腹杆			∠56×5			
	竖杆			└┘∠56×5			
	系杆 根数	刚性	4, 3, 2, 2	┐┌70×5	64.8 (58.3)		
柔性		4, 1	∠70×5	32.4			

第三章 轻型钢结构设计施工实例与图集

屋架 跨度 L (m)	支撑名称	形 式 (单位: m)	截面选用 (mm)	重 量 (kg)	用钢量 (kg/m ²)	
27	水平 支撑	上弦		$\angle 63 \times 5$	434.0 (406.7)	有支撑 开间 $\frac{12.1}{10.5}$ ($\frac{12.4}{10.8}$)
		下弦		$\angle 70 \times 5$	489.9 (459.3)	
	垂直 支撑	端部		弦杆 $\Gamma \Gamma 63 \times 5$	151.8 (138.5)	
			腹杆 $\angle 56 \times 5$			
		跨中		弦杆 $\Gamma \Gamma 63 \times 5$	210.3 (195.1)	
	腹杆 $\angle 56 \times 5$					
竖杆 $\Gamma \Gamma \angle 56 \times 5$						
系杆 根数	刚性	4, 3, 4, 2	$\Gamma \Gamma 70 \times 5$	64.8 (58.3)		
	柔性	4, 1	$\angle 70 \times 5$	32.4		
30	水平 支撑	上弦		$\angle 63 \times 5$	548.1 (509.4)	有支撑 开间 $\frac{12.4}{10.2}$ ($\frac{12.6}{10.5}$) 无支撑 开间 $\frac{3.1}{0.2}$
		下弦		$\angle 70 \times 5$	511.2 (481.9)	
	垂直 支撑	端部		弦杆 $\Gamma \Gamma 63 \times 5$	151.8 (138.5)	
腹杆 $\angle 56 \times 5$						

屋架 跨度 L (m)	支撑名称		形式 (单位: m)	截面选用 (mm)		重量 (kg)	用钢量 (kg/m ²)
30	垂直 支撑	端部		弦杆	┐┐63×5	151.8 (138.5)	有支撑 开间 $\frac{12.4}{10.2}$ ($\frac{12.6}{10.5}$)
				腹杆	∠56×5		
		跨中		弦杆	┐┐63×5	213.4 (198.3)	
				腹杆	∠56×5		
	系杆 根数	刚性	6, 3, 4, 2	┐┐70×5	64.8 (58.3)	无支撑 开间 $\frac{3.1}{0.2}$	
		柔性	6, 1	∠70×5	32.4		

- 注: 1. 刚性系杆中的根数依次为上弦支撑开间、上弦一般开间、下弦支撑开间和下弦一般开间;
 2. 柔性系杆中的根数依次为上下弦的一般开间。下弦柔性系杆根数只指跨中设1根时的一般情况。
 3. 当屋架端部上、下弦的侧墙处没有现浇圈梁或其它刚性撑杆时可省去表中此处的刚性系杆。

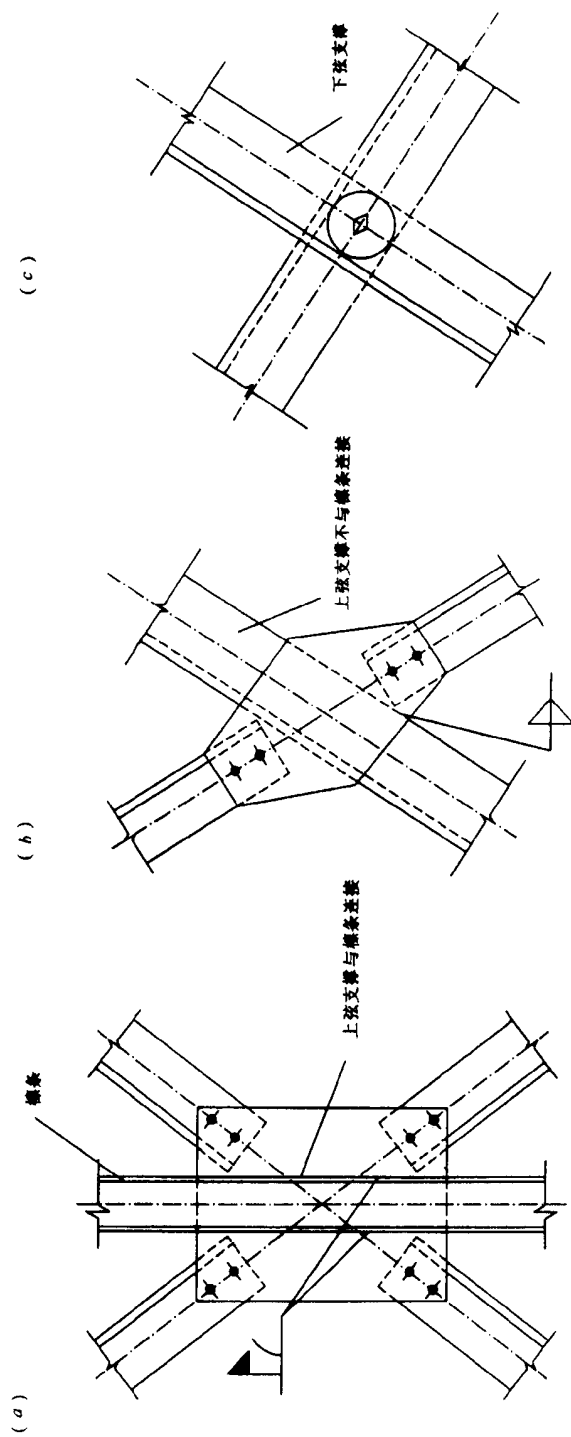


图 7-3-104 上、下弦支撑交叉点构造

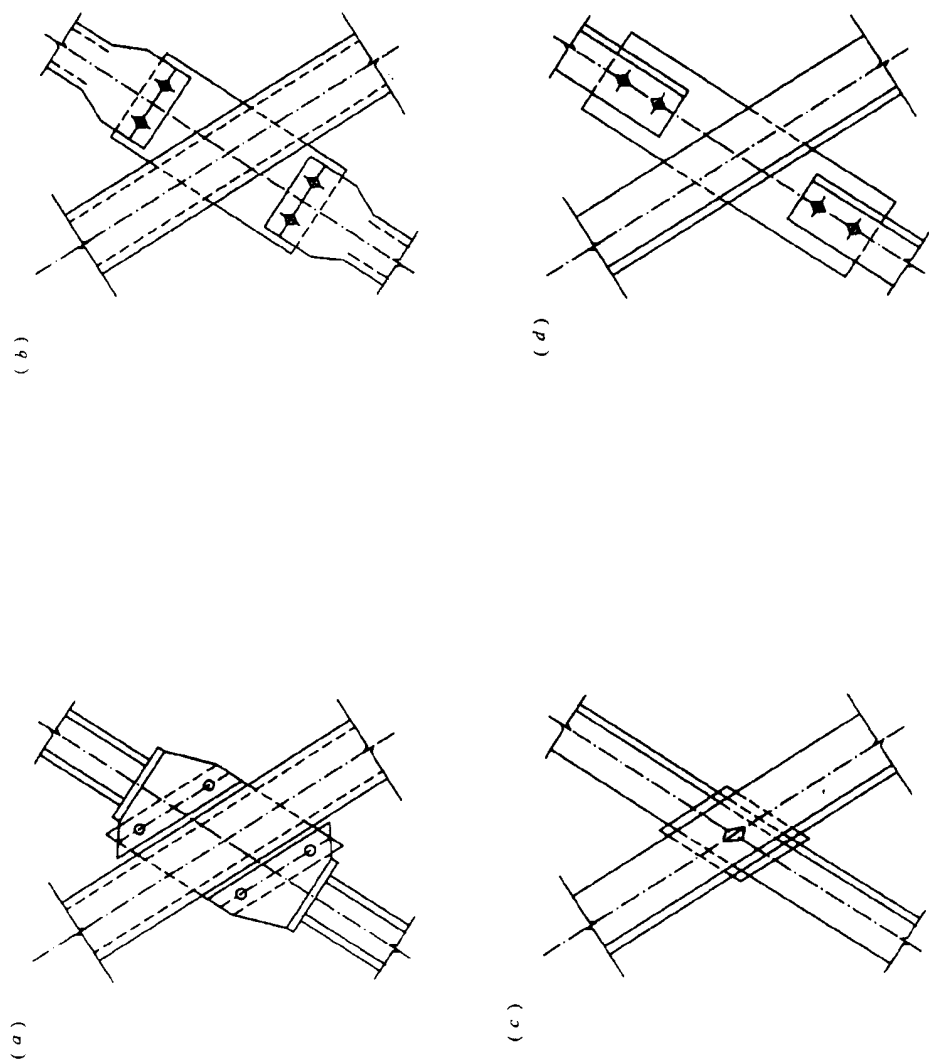


图 7-3-105 屋架支撑交叉杆件交叉节点

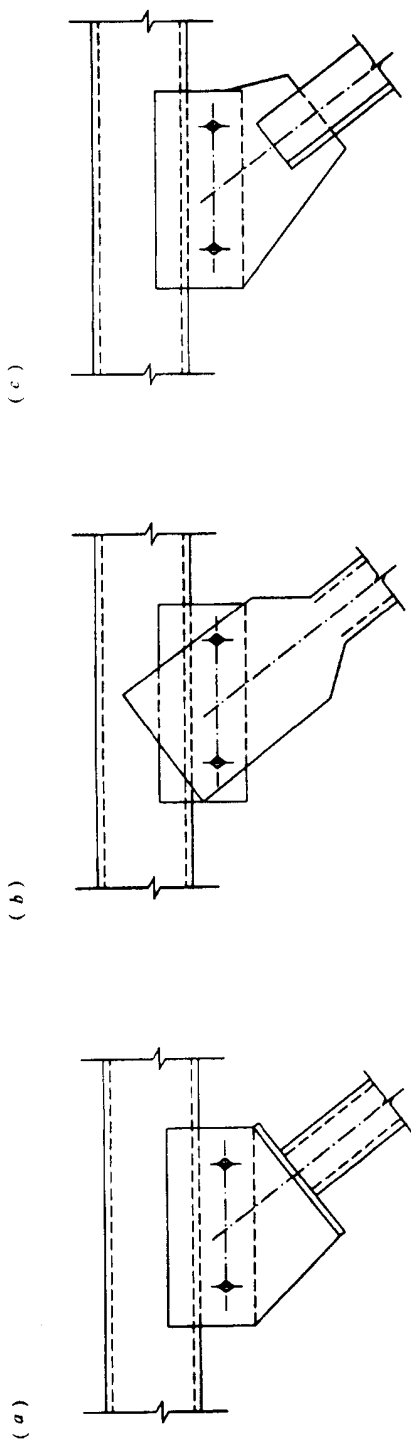


图 7-3-106 屋架弦杆与交叉支撑杆件连接

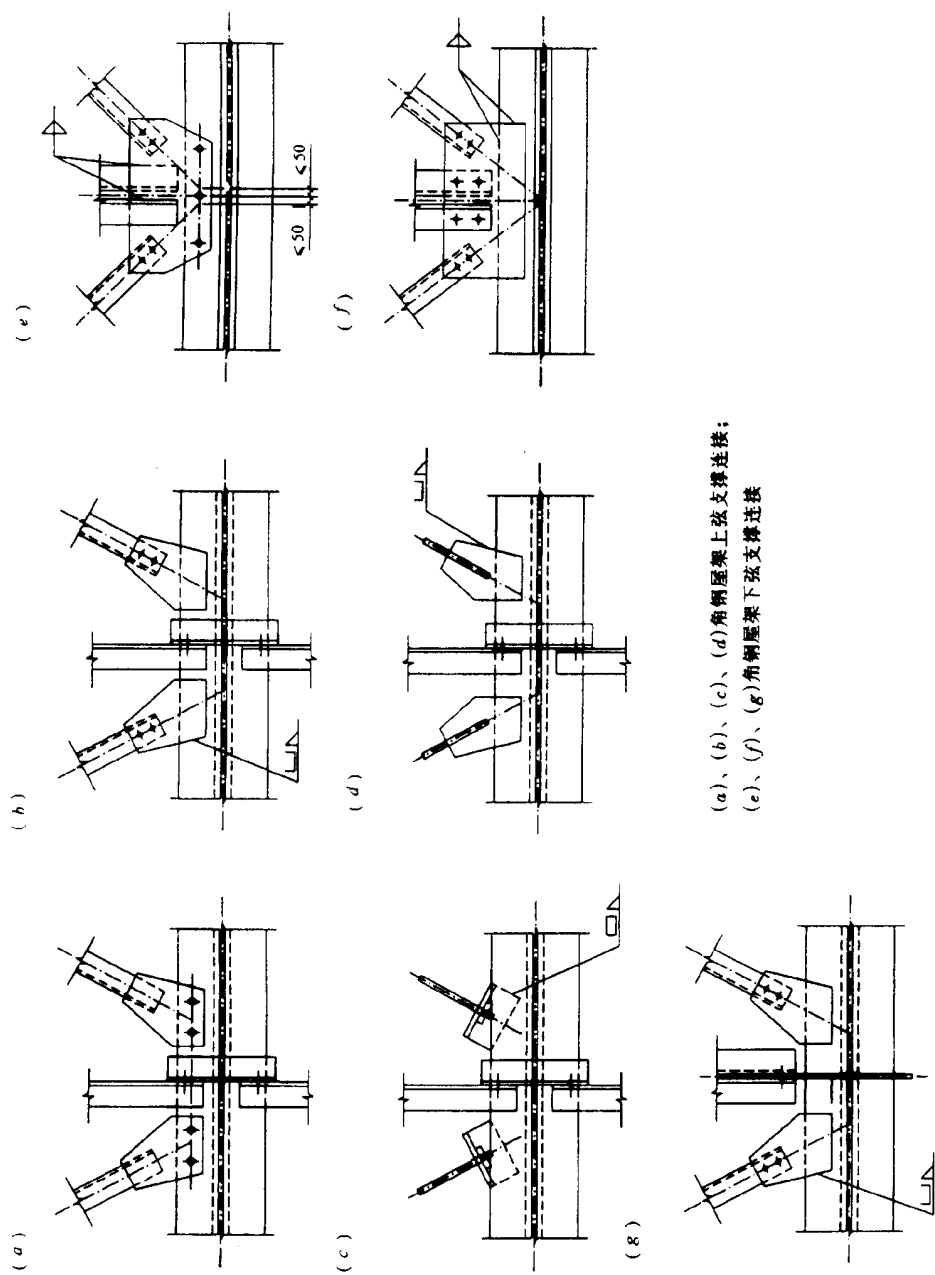
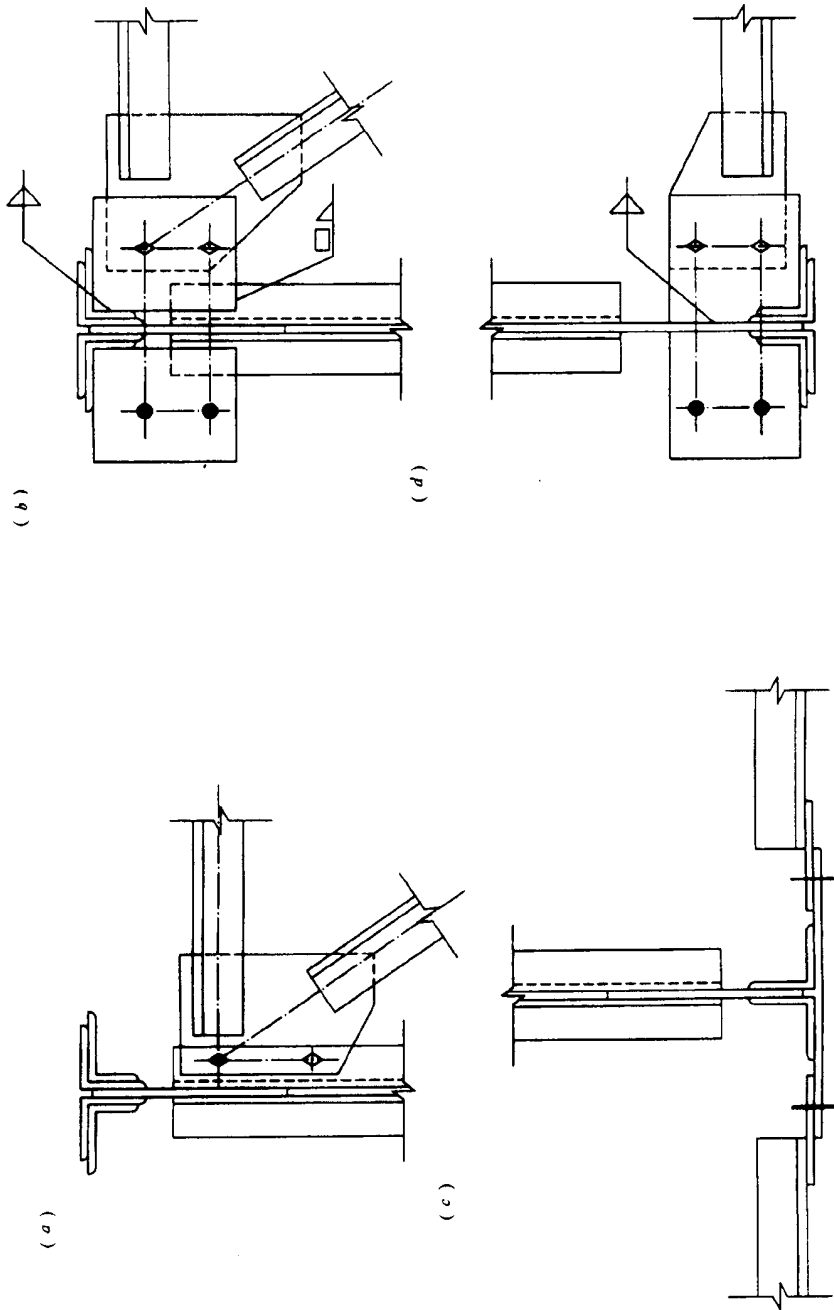


图 7-3-107 角钢屋架上、下弦支撑连接



(a)、(b)角钢屋架垂直支撑与上弦的连接；
(c)、(d)角钢屋架垂直支撑与下弦的连接

图 7-3-108 角钢屋架垂直支撑与上、下弦的连接

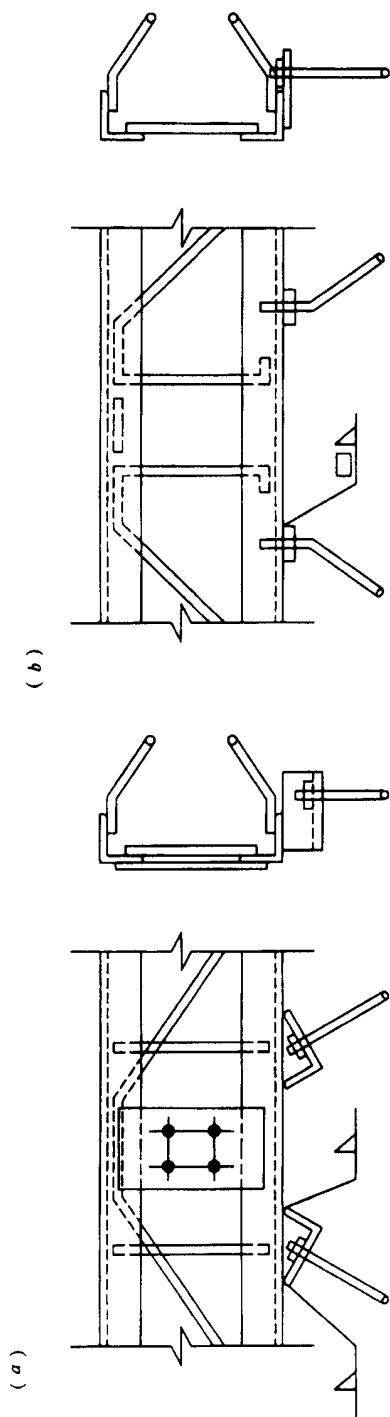


图 7-3-109 三角拱屋架支撑连接

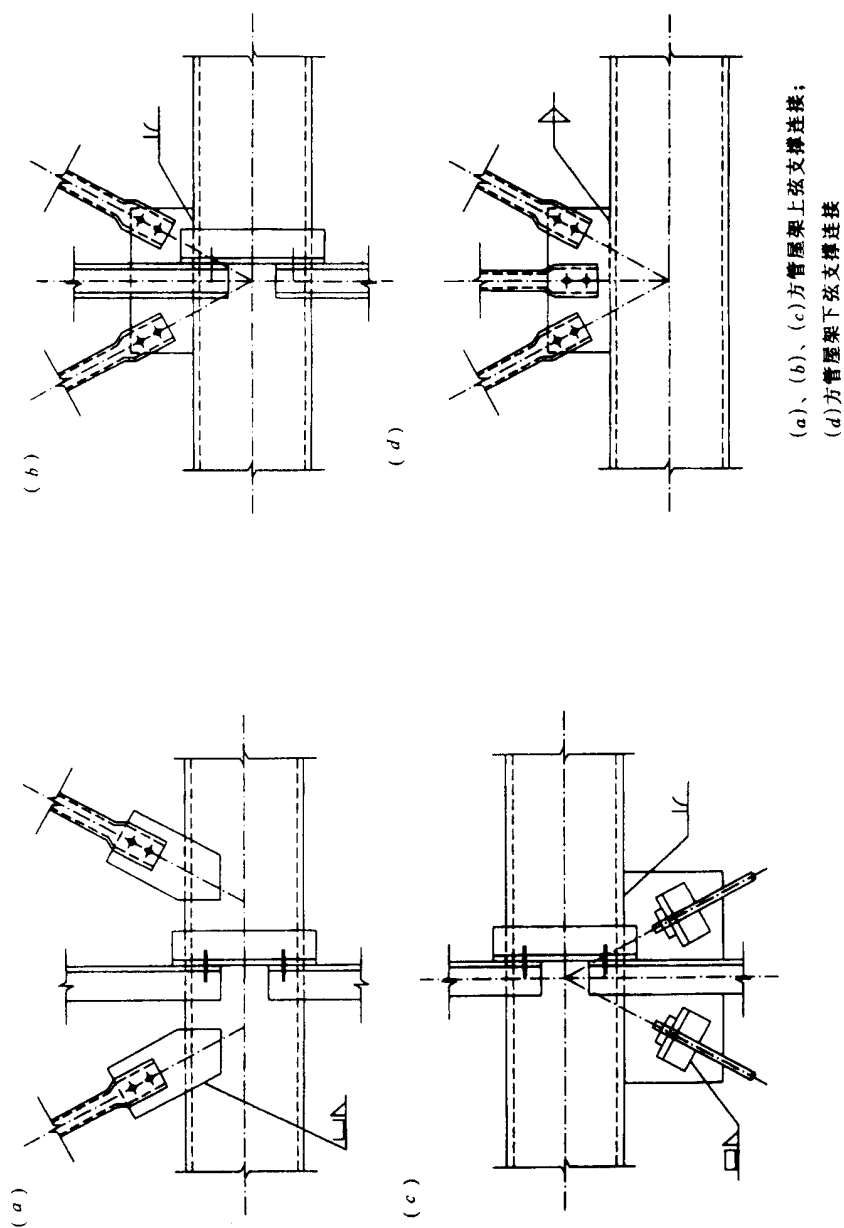


图 7-3-110 方管屋架上、下弦支撑连接

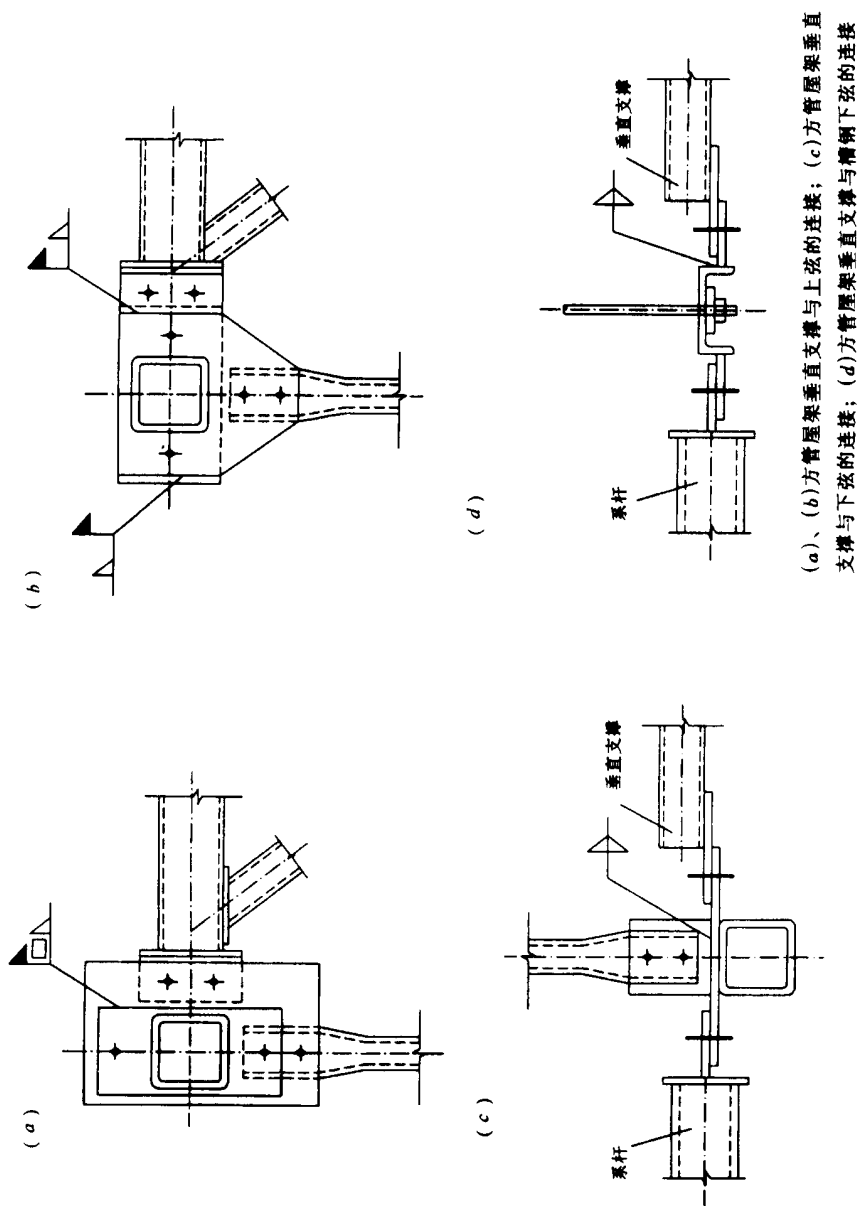


图 7-3-111 方管屋架垂直支撑与上、下弦的连接

第四节 轻型钢结构设计施工实例应用

一、门式刚架轻钢结构建筑物

见图 7-3-112 ~ 7-3-168。

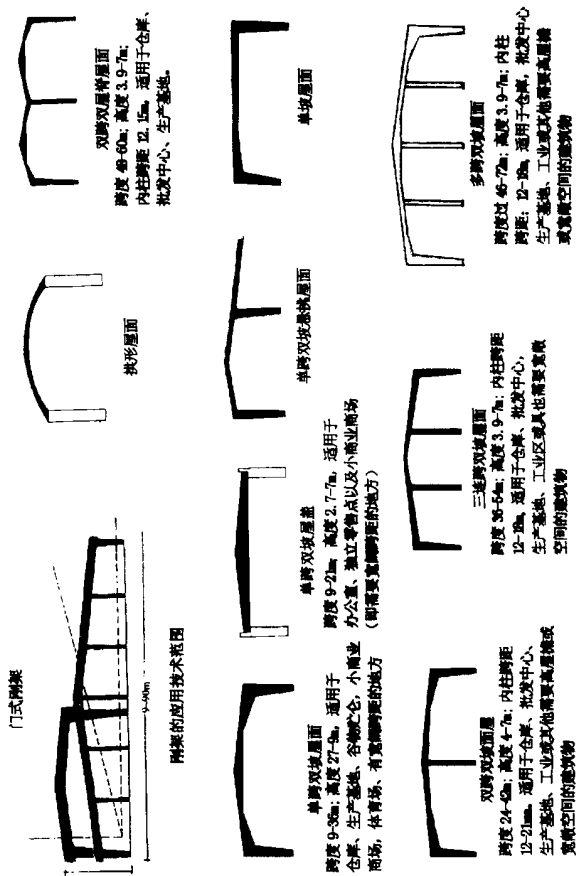
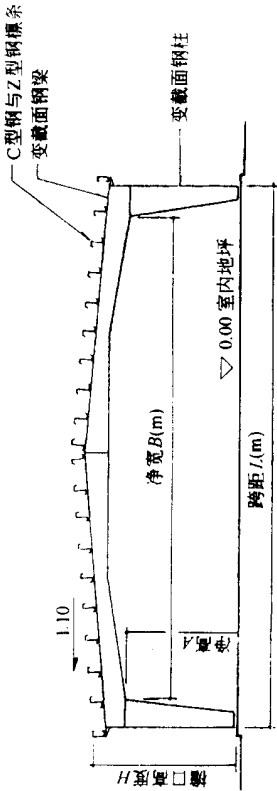


图 7-3-112 门式刚架设计、制作、安装技术范围

1. 变截面钢柱，变截面钢梁，C型和Z型钢檩条，屋面彩色压型钢板。
 跨度：12~42m 檐高：4.8~9m
 柱距：6~7.5m

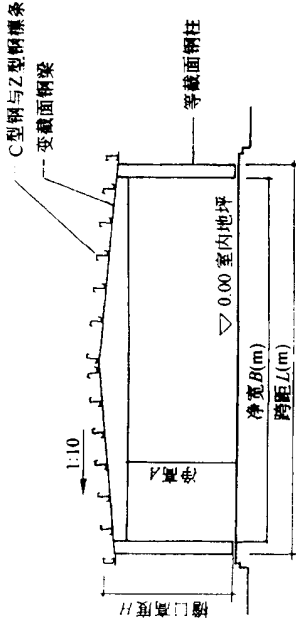


定型尺寸 跨距 L (m)	檐高 H (m)	相应尺寸 (m)											
		荷载 0.6kN/m ²			荷载 1kN/m ²			荷载 1.5kN/m ²			荷载 2kN/m ²		
		B	A	净宽B	B	A	净宽B	B	A	净宽B	B	A	净宽B
12	4.8	10.8	4.19	10.18	4.09	10.5	4.04	10.5	4.04	10.35	3.99	10.35	3.99
12	6.0	10.8	5.14	10.8	5.29	10.5	5.24	10.5	5.24	10.35	5.08	10.35	5.08
15	4.8	13.55	4.06	13.25	3.93	13.15	3.88	13.15	3.88	13.10	3.88	13.10	3.88
15	6.0	13.55	5.26	13.25	5.13	13.15	5.08	13.10	5.08	13.10	5.08	13.10	5.08
18	4.8	16.52	4.06	16.15	3.88	15.97	3.81	15.76	3.71	15.76	3.71	15.76	3.71
18	6.0	16.52	5.26	16.15	5.08	15.97	5.01	15.76	4.91	15.76	4.91	15.76	4.91
21	4.8	19.15	3.88	18.92	3.78	18.71	3.68	18.51	3.60	18.51	3.60	18.51	3.60
21	6.0	19.15	5.08	18.92	4.98	18.71	4.88	18.51	4.80	18.51	4.80	18.51	4.80
21	7.2	19.15	6.28	18.92	6.18	18.71	6.08	18.51	6.00	18.51	6.00	18.51	6.00
24	4.8	22.02	3.83	21.71	3.70	21.51	3.60	21.31	3.50	21.31	3.50	21.31	3.50
24	6.0	22.02	5.03	21.71	4.88	21.51	4.80	21.31	4.70	21.31	4.70	21.31	4.70
24	7.2	22.02	6.23	21.71	6.08	21.51	6.00	21.31	5.90	21.31	5.90	21.31	5.90
30	4.8	27.81	3.65	27.41	3.55	27.2	3.45	26.9	3.32	26.9	3.32	26.9	3.32
30	6.0	27.81	4.85	27.41	4.75	27.2	4.65	26.9	4.50	26.9	4.50	26.9	4.50
30	7.2	27.81	6.05	27.41	5.95	27.2	5.85	26.9	5.72	26.9	5.72	26.9	5.72
36	4.8	33.2	3.45	33.15	3.42	32.9	3.32	32.59	3.17	32.59	3.17	32.59	3.17
36	6.0	33.2	4.65	33.15	4.62	32.9	4.52	32.59	4.37	32.59	4.37	32.59	4.37
36	7.2	33.2	5.85	33.15	5.83	32.9	5.72	32.59	5.57	32.59	5.57	32.59	5.57
36	9.0	33.2	7.65	33.15	7.63	32.9	7.52	32.59	7.37	32.59	7.37	32.59	7.37
42	6.0	38.95	4.68	38.9	4.50	38.62	4.40	38.62	4.40	38.62	4.40	38.62	4.40
42	7.2	38.95	5.78	38.9	5.70	38.62	5.60	38.62	5.60	38.62	5.60	38.62	5.60
42	9.0	38.95	7.58	38.9	7.50	38.62	7.40	38.62	7.40	38.62	7.40	38.62	7.40

注：檐高 = H + 彩色压型钢板肋高，H为梁檐高度。

2. 等截面钢柱，变截面钢梁，C型和Z型钢檩条，屋面彩色压型钢板。

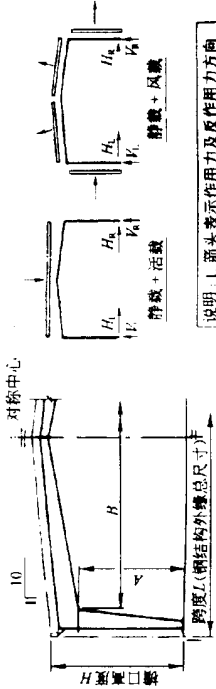
跨度：12~24m
 柱距：3.6~7.2m
 柱距：6~7.5m



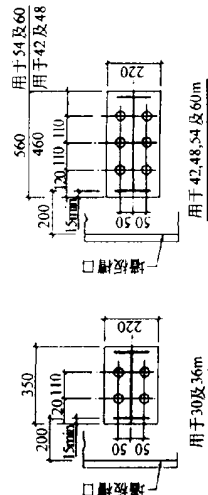
定型尺寸 跨距 L (m)	檐高 H (m)	相应尺寸 (m)											
		荷载 0.6kN/m ²			荷载 1kN/m ²			荷载 1.5kN/m ²			荷载 2kN/m ²		
		B	A	净宽B	B	A	净宽B	B	A	净宽B	B	A	净宽B
12	3.6	11.5	3.1	11.5	3.0	11.5	2.95	11.5	2.9	11.5	2.9	11.5	2.9
12	4.8	11.5	4.3	11.5	4.2	11.5	4.15	11.5	4.1	11.5	4.1	11.5	4.1
12	6.0	11.5	5.6	11.5	5.5	11.5	5.4	11.5	5.3	11.5	5.3	11.5	5.3
15	4.8	14.5	3.66	14.5	3.6	14.5	3.5	14.5	3.45	14.5	3.45	14.5	3.45
15	6.0	14.5	4.25	14.5	4.2	14.5	4.15	14.5	4.1	14.5	4.1	14.5	4.1
18	4.8	17.5	3.6	17.5	3.55	17.5	3.5	17.5	3.4	17.5	3.4	17.5	3.4
18	6.0	17.5	4.2	17.5	4.15	17.5	4.1	17.5	4.0	17.5	4.0	17.5	4.0
18	7.2	17.5	5.4	17.5	5.35	17.5	5.3	17.5	5.2	17.5	5.2	17.5	5.2
21	4.8	20.5	4.1	20.5	4.05	20.5	4.0	20.5	3.95	20.5	3.95	20.5	3.95
21	6.0	20.5	5.3	20.5	5.25	20.5	5.2	20.5	5.15	20.5	5.15	20.5	5.15
21	7.2	20.5	6.5	20.5	6.4	20.5	6.3	20.5	6.2	20.5	6.2	20.5	6.2
24	4.8	23.5	4.06	23.5	4.0	23.4	3.95	23.3	3.85	23.3	3.85	23.3	3.85
24	6.0	23.5	5.25	23.5	5.2	23.4	5.15	23.3	5.05	23.3	5.05	23.3	5.05
24	7.2	23.5	6.45	23.5	6.4	23.4	6.35	23.3	6.25	23.3	6.25	23.3	6.25

注：檐高 = H + 彩色压型钢板肋高。

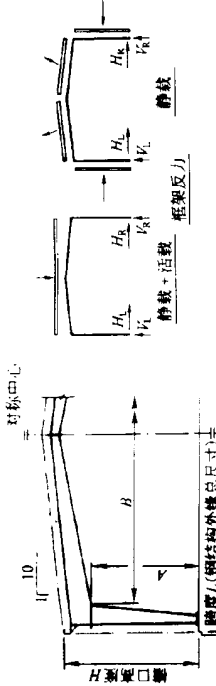
图 7-3-113 门式刚架定型设计建筑物参数



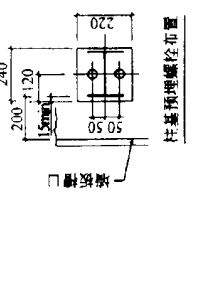
说明: 1. 箭头表示作用力及反作用力方向
2. 柱距6m时作用力为图示的0.8倍
3. 柱距9m时作用力为图示的1.25倍



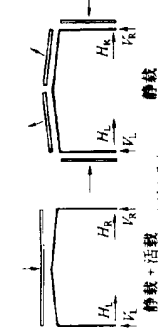
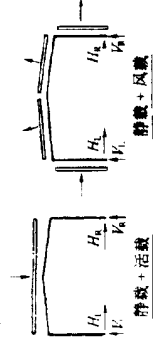
柱距=7.5m
静载=0.10kN/m²
活载=0.57kN/m²
风速=130km/h



说明: 1. 箭头表示作用力及反作用力方向
2. 柱距6m时作用力为图示的0.8倍
3. 柱距9m时作用力为图示的1.25倍



柱距=7.5m
静载=0.10kN/m²
活载=0.57kN/m²
风速=130km/h



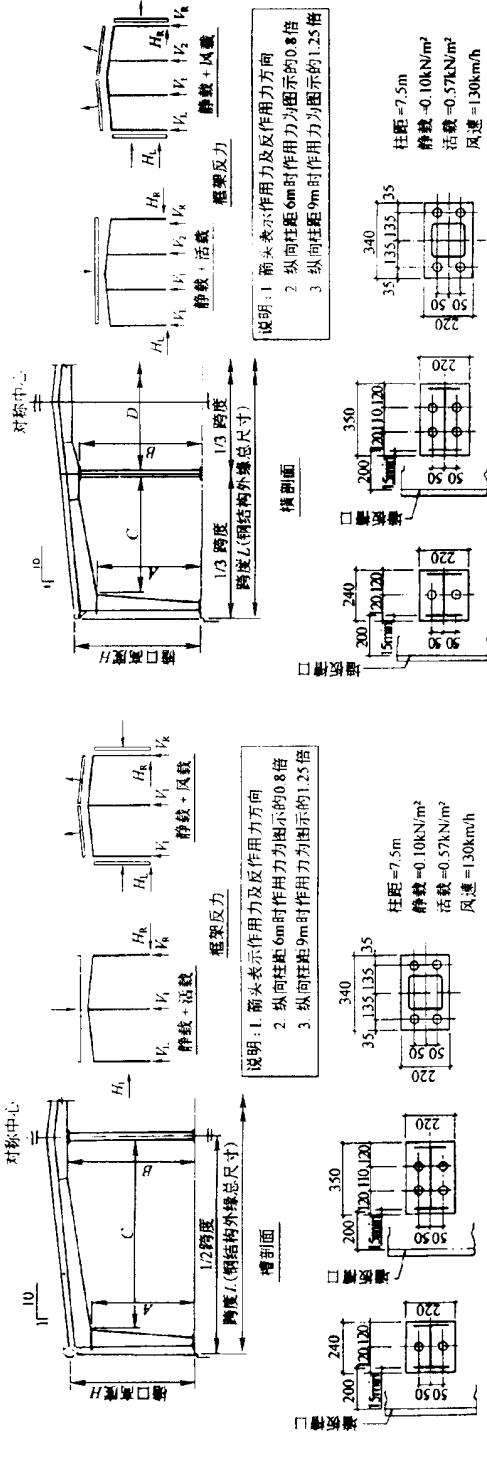
跨 度 L (mm)	反 力 (kN)		反 力 (kN)		反 力 (kN)	
	静载+活载	H _k (-)	H _k (-)	H _k (-)	静载+风载	H _k
V _L = V _R	(+)	(-)	(-)	(-)	V _L	H _k
35	15	20	15	15	45	30
35	35	25	15	10	55	30
35	35	10	20	10	55	30
40	40	25	20	15	60	35
45	45	15	30	20	65	40
45	50	10	35	20	65	45
50	50	35	30	25	70	45
50	50	25	35	20	70	50
50	4000	6718	39134	44930	145	200
60	60	55	40	25	155	55
60	60	30	40	25	155	55
70	70	25	45	30	165	60
70	70	35	40	25	165	60
70	70	50	35	30	185	55
70	70	35	50	30	190	60

跨 度 L (mm)	檐 高 H (mm)	净 高 A (mm)	净 宽 B (mm)
3000	4000	3080	27934
36000	6000	4992	27734
	8000	6990	10540
	6000	4893	33530
	8000	6893	33530
	6000	4780	39134
42000	8000	6718	39134
48000	6000	4621	44930
	8000	6624	44930
	6000	4511	51126
54000	8000	6530	50726
	6000	4385	56330
60000	8000	6385	56326

跨 度 L (mm)	反 力 (kN)		反 力 (kN)		反 力 (kN)	
	静载+活载	H _k (-)	H _k (-)	H _k (-)	静载+风载	H _k
V _L = V _R	(+)	(-)	(-)	(-)	V _L	H _k
35	15	20	15	15	45	30
35	35	25	15	10	55	30
35	35	10	20	10	55	30
40	40	25	20	15	60	35
45	45	15	30	20	65	40
45	50	10	35	20	65	45
50	50	35	30	25	70	45
50	50	25	35	20	70	50
50	4000	6718	39134	44930	145	200
60	60	55	40	25	155	55
60	60	30	40	25	155	55
70	70	25	45	30	165	60
70	70	35	40	25	165	60
70	70	50	35	30	185	55
70	70	35	50	30	190	60

跨 度 L (mm)	檐 高 H (mm)	净 高 A (mm)	净 宽 B (mm)
1200	4000	3541	10940
	6000	5541	10940
	8000	7539	10540
15000	4000	3350	13740
	6000	5350	13740
	8000	7360	13540
18000	4000	3338	16538
	6000	5338	16538
	8000	7358	16538
21000	6000	3267	19338
	8000	5267	19338
24000	4000	3177	22138
	6000	5177	22138
	8000	7177	22138

图 7-3-114 变截面单跨刚架钢结构荷载、受力及柱基预埋螺栓



柱基预埋螺栓布置

柱基预埋螺栓布置

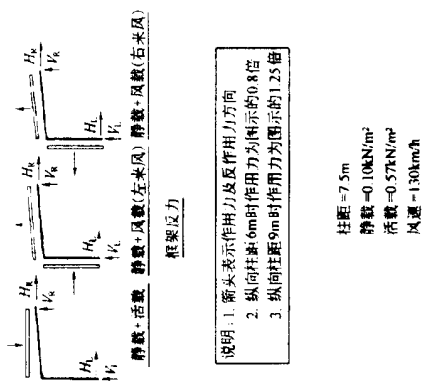
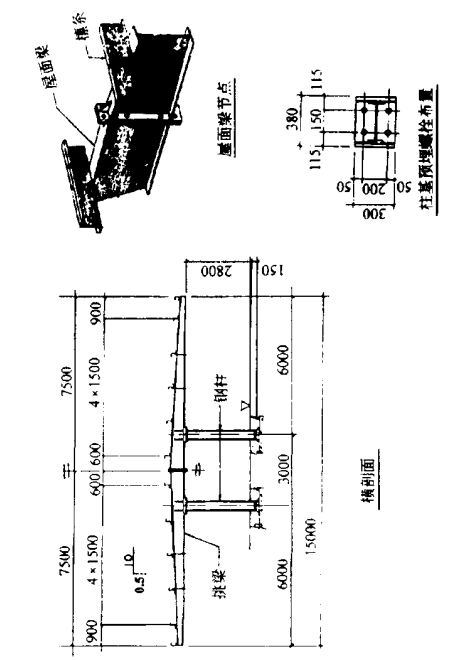
静载+活载		反力 (kN)						静载+风载					
$V_1 = V_R H_1 = H_R$		V_1	H_L	V_1	H_L	V_1	V_2	V_1	H_L	V_1	V_2	V_R	H_R
35	15	70	-20	-15	-45	-25	-15	-5	-10	-10	-25	-15	-5
30	10	70	-25	-15	-45	-35	-15	-10	-10	-20	-45	-40	-15
45	30	80	-30	-20	-50	-30	-20	-10	-15	-20	-55	-50	-20
40	20	85	-30	-30	-60	-35	-30	-20	-15	-20	-60	-55	-25
40	15	85	-35	-30	-65	-40	-35	-20	-20	-20	-65	-60	-30
50	20	105	-40	-35	-75	-40	-35	-20	-20	-20	-70	-65	-35
60	35	115	-40	-40	-80	-45	-40	-25	-25	-25	-75	-70	-40
70	40	135	-45	-45	-90	-50	-45	-30	-30	-30	-80	-75	-45
70	25	140	-50	-50	-100	-50	-50	-30	-30	-30	-90	-80	-50

跨度 L	檐高 H	净宽			净宽 D
		A	B	C	
4000	3540	4633	11370	11800	
6000	5540	6633	11370	11800	
8000	7539	8633	11170	11800	
4000	3359	4782	14170	14800	
6000	5359	6782	14170	14800	
8000	7359	8782	14170	14800	
54000	6000	5358	6940	17169	
8000	7460	8940	17169	17800	
6000	5867	7276	20069	20800	
63000	8000	7267	8276	20069	
72000	6000	5365	8572	23069	
8000	7867	9272	23069	23800	

静载+活载		反力 (kN)						静载+风载					
$V_1 = V_R H_1 = H_R$		V_1	H_L	V_1	H_L	V_1	V_2	V_1	H_L	V_1	V_2	V_R	H_R
30	10	80	-20	-10	-40	-10	-10	-5	-10	-10	-40	-10	-5
30	5	80	-25	-15	-45	-10	-10	-10	-10	-10	-45	-10	-10
30	5	80	-30	-20	-50	-15	-10	-10	-10	-10	-50	-15	-10
35	15	95	-25	-15	-45	-15	-15	-5	-15	-15	-45	-15	-5
35	10	100	-30	-20	-50	-15	-15	-10	-15	-15	-50	-15	-10
40	10	100	-35	-20	-55	-20	-15	-15	-15	-15	-55	-15	-15
45	20	110	-35	-20	-60	-20	-20	-15	-20	-20	-60	-20	-15
45	10	110	-40	-20	-60	-20	-20	-15	-20	-20	-60	-20	-15
55	25	130	-40	-20	-70	-20	-20	-15	-20	-20	-70	-20	-15
65	15	140	-45	-25	-80	-20	-20	-10	-20	-20	-80	-20	-10
65	45	140	-45	-30	-70	-25	-15	-10	-20	-20	-70	-25	-15
65	30	145	-50	-30	-80	-20	-20	-10	-20	-20	-80	-20	-10

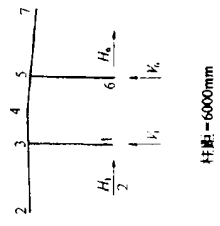
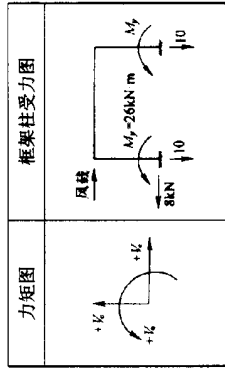
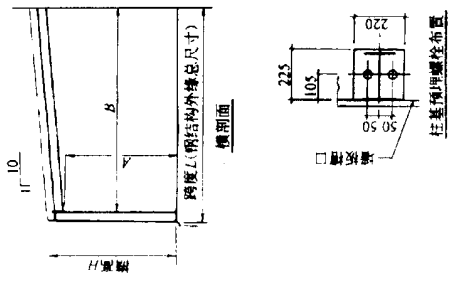
跨度 L	檐高 H	净宽			净宽 C
		A	B	B	
4000	3540	4384	11370	11800	
2400	6000	6384	11370	11800	
8000	7539	8384	11170	11800	
4000	3359	4682	14370	14800	
6000	5340	6682	14170	14800	
8000	7359	8684	14170	14800	
36000	6000	5359	6881	17170	
8000	7539	8981	17170	17800	
42000	6000	5359	7079	20169	
8000	7539	9079	20170	20800	
48000	6000	5177	7575	22969	
8000	7177	9375	22969	23800	

图 7-3-115 变截面多跨刚架钢结构荷载、受力及柱基预埋螺旋



说明: 1. 箭头表示作用力及反作用力方向
2. 纵向柱距6m时作用力为图示的0.8倍
3. 纵向柱距9m时作用力为图示的1.25倍

柱距=7.5m
静载=0.10kN/m²
活载=0.57kN/m²
风速=130km/h



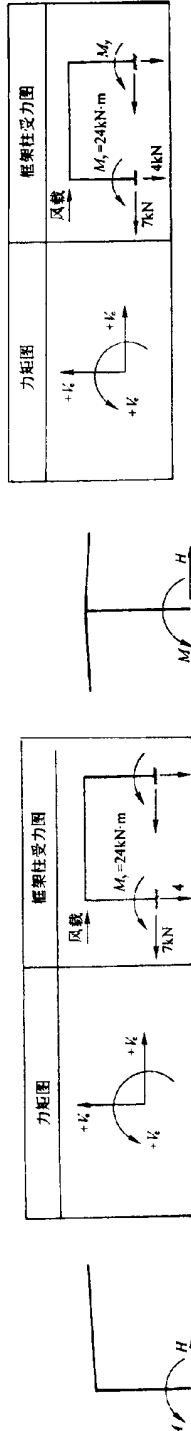
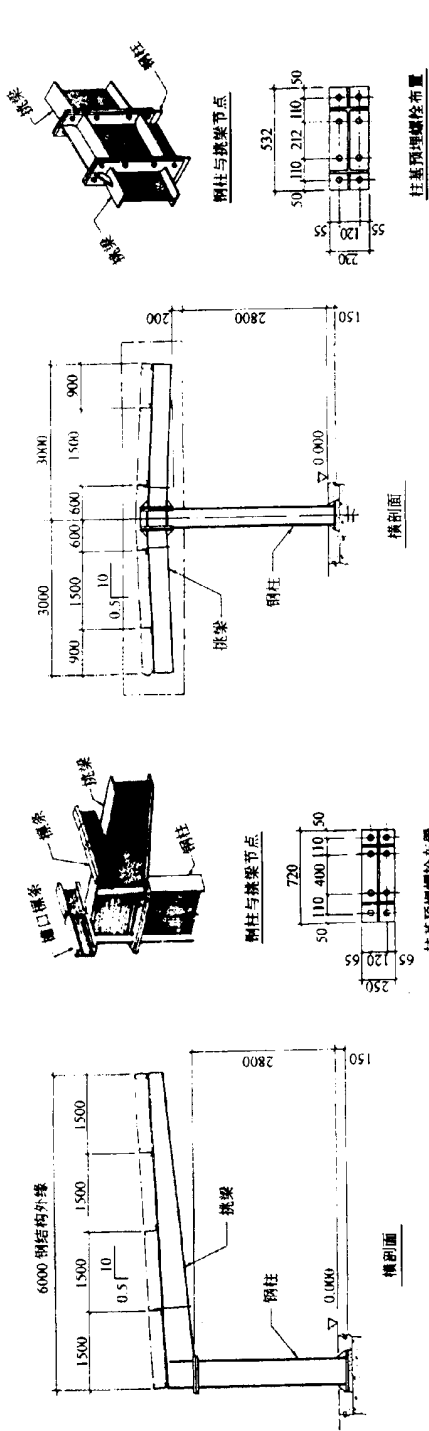
跨数 L (mm)	静载 + 活载		反力 (kN)				静载 + 风载 (左来风)				静载 + 风载 (右来风)			
	V _L	H _L = H _R	V _L	H _L	V _R	H _R	V _L	H _L	V _R	H _R	V _L	H _L	V _R	H _R
20	0	0	-10	-4	-15	2	-6	6	-6	6	-6	6	-6	6
20	0	0	-15	-4	-15	-2	-8	8	-8	8	-8	8	-8	8
20	0	0	-20	-4	-20	2	-10	6	-10	6	-10	6	-10	6
25	0	0	-20	-4	-20	2	-10	6	-10	6	-10	6	-10	6
25	0	0	-25	-4	-25	4	-15	6	-15	6	-15	6	-15	6
35	0	0	-25	-4	-25	4	-15	6	-15	6	-15	6	-15	6
35	0	0	-25	-4	-25	4	-15	6	-15	6	-15	6	-15	6
45	0	0	-25	-4	-30	6	-15	6	-15	6	-15	6	-15	6
45	0	0	-30	-4	-30	6	-20	6	-20	6	-20	6	-20	6
50	0	0	-30	-4	-30	8	-20	6	-20	6	-20	6	-20	6
55	0	0	-35	-4	-35	6	-20	6	-20	6	-20	6	-20	6
55	0	0	-35	-4	-35	6	-20	6	-20	6	-20	6	-20	6

跨数 L (mm)	净高 H	净高 A	净宽 B
6000	4000	3487	5800
6000	5000	4487	5800
6000	6000	5487	5800
9000	4000	3487	8800
9000	5000	4487	8800
9000	6000	5487	8800
12000	4000	3486	11800
12000	5000	4486	11800
12000	6000	5486	11800
15000	4000	3386	14800
15000	5000	4386	14800
15000	6000	5386	14800
18000	4000	3185	17800
18000	5000	4185	17800
18000	6000	5185	17800

反力组合	反力 (kN)			在轴上		
	V _L	H _L	H _R	V _L	H _L	H _R
静载 + 活载	40	-15	40	15	全部	全部
只有静载	10	-5	10	5	全部	全部
静载 + 活载 (1/2 静载)	15	-10	15	10	全部	全部
静载 + 2/3 活载 (左风)	20	-5	10	5	全部	全部
静载 + 活载 (右风)	20	-5	10	5	全部	全部
静载 + 风载 (左来风)	-25	-5	5	-10	全部	全部
静载 + 风载 (右来风)	-25	-5	5	-10	全部	全部

柱距=6000mm
静载=0.10kN/m²
活载=0.57kN/m²
风速=130km/h

图 7-3-117 单柱和双柱挑梁刚架钢结构荷载、受力及柱基预埋螺栓



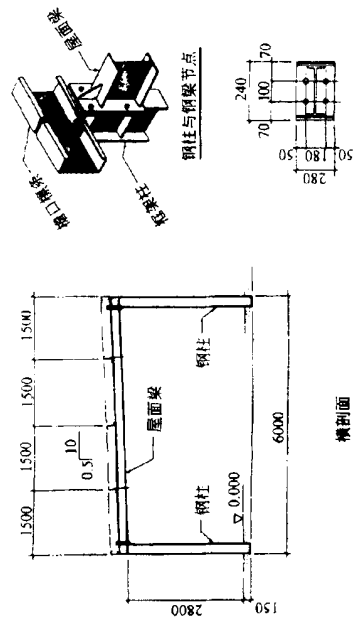
反作用力组合	反作用力(kN)kN·m			框架受力的轴上
	V	H	M	
静载 + 活载(整个跨距)	35	0	0	全部
静载 + 活载(1/2跨距)	25	0	16	全部
静载 + 2LN(在边缘)	15	0	6	全部
静载 + 风载(框架 I)	-5	-10	33	全部
静载 + 风载(框架 II)	5	-10	41	全部
只有静载	15	0	0	全部

柱距 = 6000mm
 静载 = 0.10kN/m²
 活载 = 0.57kN/m²
 风速 = 130km/h

反作用力组合	反作用力(kN)kN·m			框架受力的轴上
	V	H	M	
静载 + 活载	35	0	86	全部
静载 + 2LN(在边缘)	15	0	29	全部
静载 + 风载(右来风)	-5	15	-52	全部
静载 + 风载(左来风)	-5	-10	17	全部
只有静载	15	0	29	全部

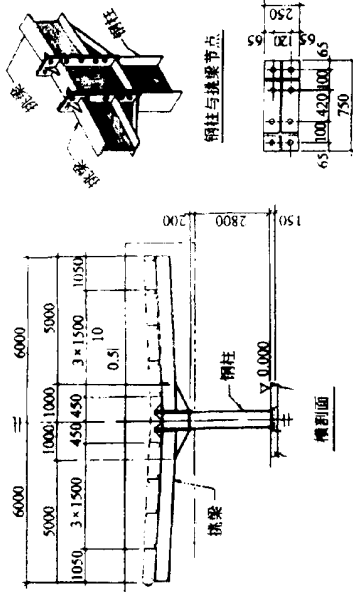
柱距 = 6000mm
 静载 = 0.10kN/m²
 活载 = 0.57kN/m²
 风速 = 130km/h

图 7-3-118 单柱单挑梁和双挑梁刚架钢结构荷载、受力及柱基预埋螺栓



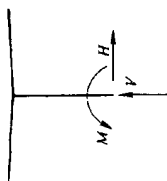
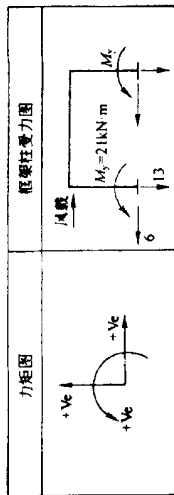
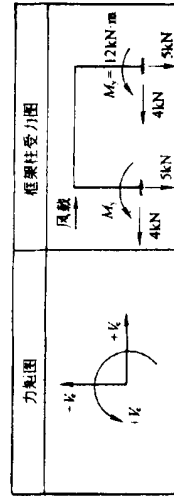
柱基预埋螺栓布置

横剖面



柱基预埋螺栓布置

横剖面



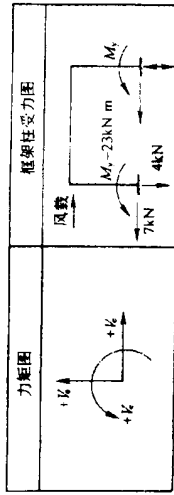
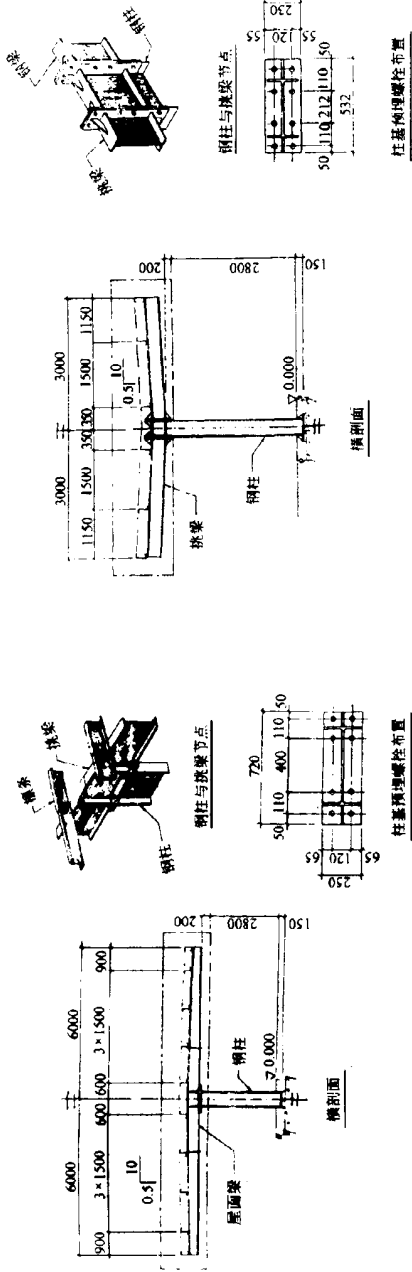
受力组合	反力(kN)			框架受力	
	V ₁	H ₁	V ₂	H ₂	在轴上
静载 + 活载	20	5	20	-5	全部
静载 + 风载(左来风)	-10	-10	10	-5	全部
静载 + 风载(右来风)	10	10	-10	10	全部
只有静载	10	5	10	-5	全部

柱距 = 6000mm
 静载 = 0.10kN/m²
 活载 = 0.57kN/m²
 风速 = 130km/h

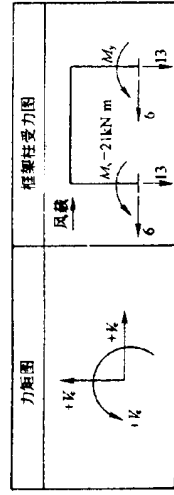
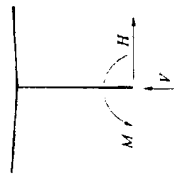
受力组合	反作用力(kN)			框架内力(kN·m)		框架受力	
	V	H	M	M	M	在轴上	
静载 + 活载(整个跨距)	65	0	0	0	0	全部	
静载 + 活载(1/2跨距)	45	0	62	0	62	全部	
静载 + 2kN(在边缘)	25	0	12	0	12	全部	
静载 + 风载(框架 I)	-10	-10	41	-10	41	全部	
静载 + 风载(框架 II)	-5	-15	77	-5	77	全部	
只有静载	25	0	0	0	0	全部	

柱距 = 6000mm
 静载 = 0.10kN/m²
 活载 = 0.57kN/m²
 风速 = 130km/h

图 7-3-119 单柱双挑梁和单坡单跨钢结构荷载、受力及柱基预埋螺栓



受力组合	反作用力		框架受力 在轴上
	V(kN)	H(kN)	
静载 + 活载(整个跨距)	35	0	全部
静载 + 活载(1/2跨距)	25	0	全部
静载 + 2kN(在边缘)	15	0	全部
静载 + 风载(框架 I)	-5	-10	全部
静载 + 风载(框架 II)	5	-15	全部



受力组合	反作用力(kN)		框架受力 在轴上
	V	H	
静载 + 活载(整个跨距)	60	0	全部
静载 + 活载(1/2跨距)	40	0	全部
静载 + 2kN(在边缘)	25	0	全部
静载 + 风载(框架 I)	-15	-10	全部
静载 + 风载(框架 II)	-10	-10	全部
只有静载	20	0	全部

柱距 = 6000mm
静载 = 0.10kN/m²
活载 = 0.57kN/m²
风速 = 130km/h

图 7-3-120 单柱双挑梁刚架钢结构荷载、受力及柱基预埋螺栓

二、轻钢结构外纵墙、端墙及屋面结构

见图 7-3-121~7-3-133。

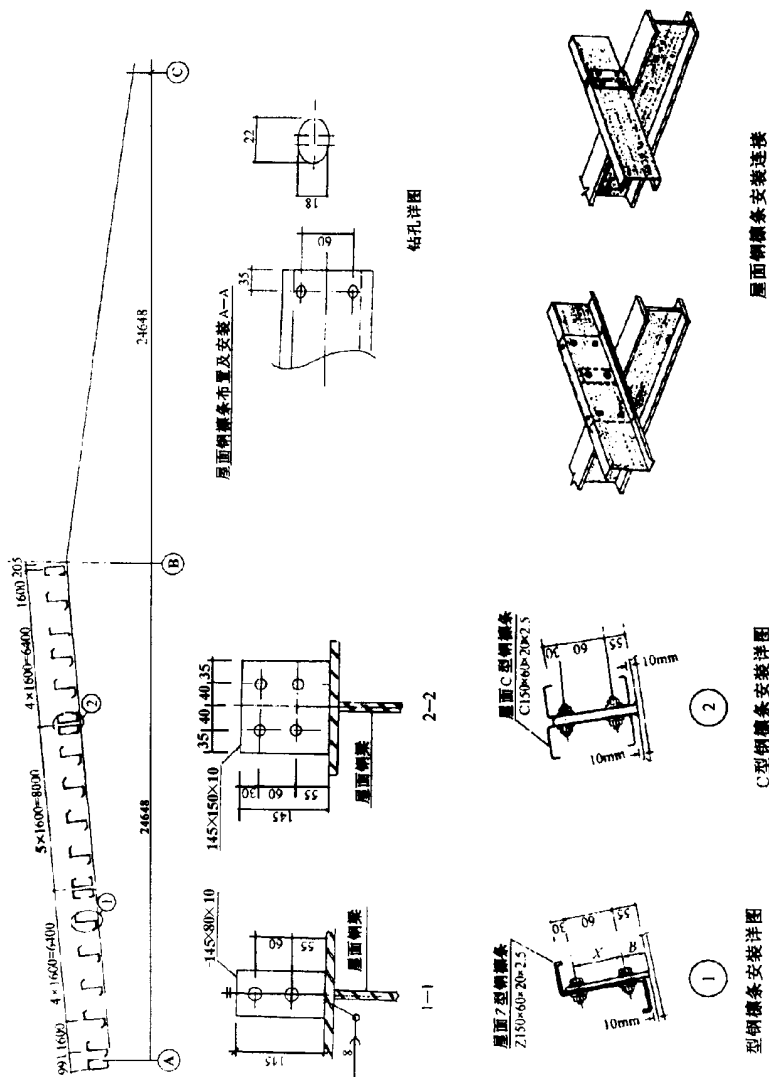


图 7-3-121 屋面钢檩条布置及安装

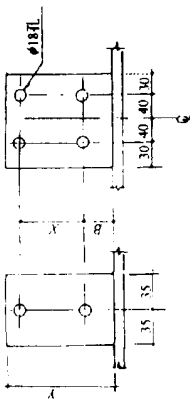
C型钢一尺寸和特性

产品 型号	尺寸			截面 面积 (mm ²)	重量 (kg/m)	截面惯性矩			回转半径			形状 系数	柱子轴心 J (mm ²)	L _c (10P)			
	D (mm)	B (mm)	t (mm)			I _x (10 ⁴ mm ⁴)	I _y (10 ⁴ mm ⁴)	Z _x (10 ³ mm ³)	Z _y (10 ³ mm ³)	r _x (mm)	r _y (mm)				r ₀ (mm)		
C100/6	102	51	1.4	1.6	17.0	344	2.76	0.570	0.120	11.18	3.52	40.7	18.7	132.1	0.940	293	264
C100/10	102	51	1.5	2.0	17.3	410	3.44	0.704	0.150	13.81	4.44	40.5	18.7	131.6	0.981	5.73	335
● C150/2	152	64	1.5	1.2	19.0	354	3.86	1.291	0.189	16.99	4.20	60.4	23.1	181.9	0.970	170	807
C150/6	152	64	1.6	1.6	19.3	472	3.79	1.708	0.253	22.48	5.65	62.2	23.1	181.8	0.986	437	1479
C150/10	152	64	1.7	2.0	19.6	590	4.72	2.119	0.316	27.09	7.11	59.9	23.1	181.3	0.771	707	1479
C200/2	152	64	1.5	2.0	20.0	778	5.88	2.619	0.396	34.46	9.01	59.6	23.2	181.3	0.823	1336	1807
C200/6	203	76	1.6	1.6	20.8	592	4.75	3.751	0.423	38.98	7.66	79.6	26.7	256.6	0.980	303	2364
C200/10	203	76	1.9	2.0	21.8	790	6.00	4.755	0.558	46.65	10.31	79.5	27.3	253.8	0.669	500	4575
C200/5	203	76	2.1	2.5	22.3	938	7.47	5.873	0.700	57.85	13.05	79.1	27.3	253.8	0.737	933	3009

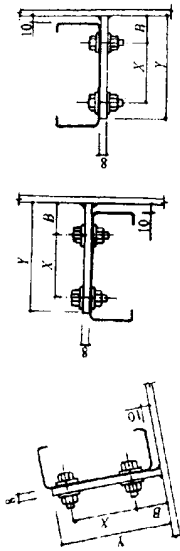
● 非标准尺寸按要各另作图。

檩条截面 标准高度 (mm)	尺寸 (mm)		
	B	X	Y
100	40	40	105
150	55	60	145
200	55	110	195
250	55	160	245

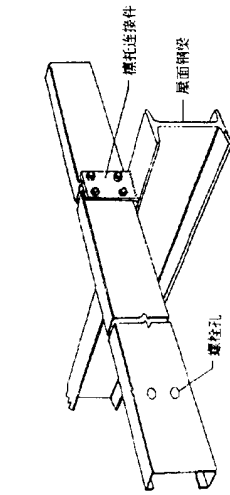
说明：
建议采用的檩托厚度为 8mm。



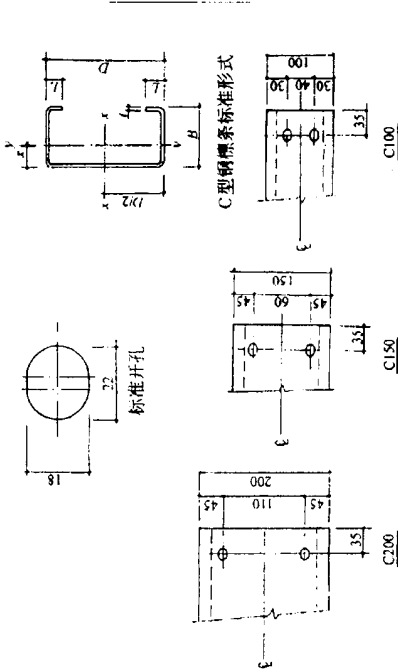
檩托
(开孔详图)



檩条与檩托的固定

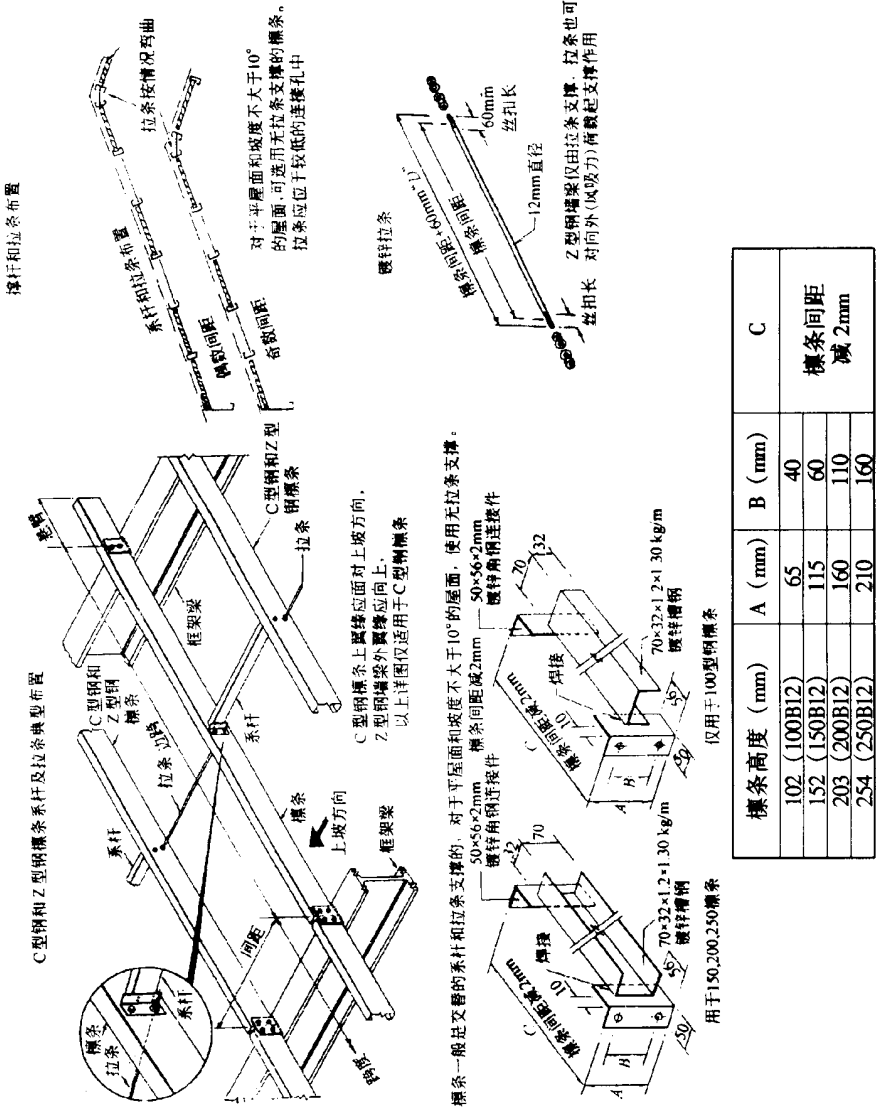


槽口C型钢檩条安装连接节点



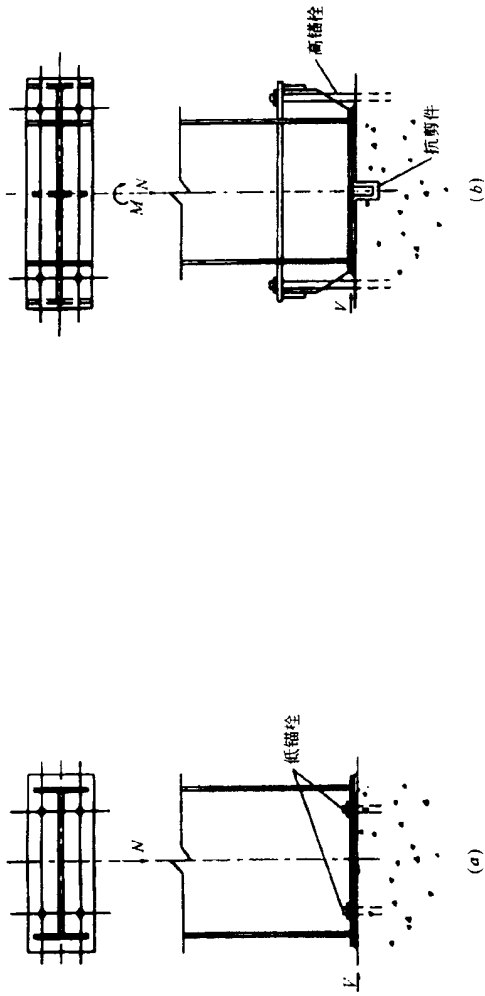
开槽详图及尺寸C型钢

图 7-3-122 C型钢各种规格型号檩条的制作及安装



檩条高度 (mm)	A (mm)	B (mm)	C
102 (100B12)	65	40	檩条间距 减 2mm
152 (150B12)	115	60	
203 (200B12)	160	110	
254 (250B12)	210	160	

注: 括号内为国外产品型号。
图 7-3-123 檩条的系杆及拉索



柱脚构造

(a) 铰接柱脚; (b) 刚接柱脚

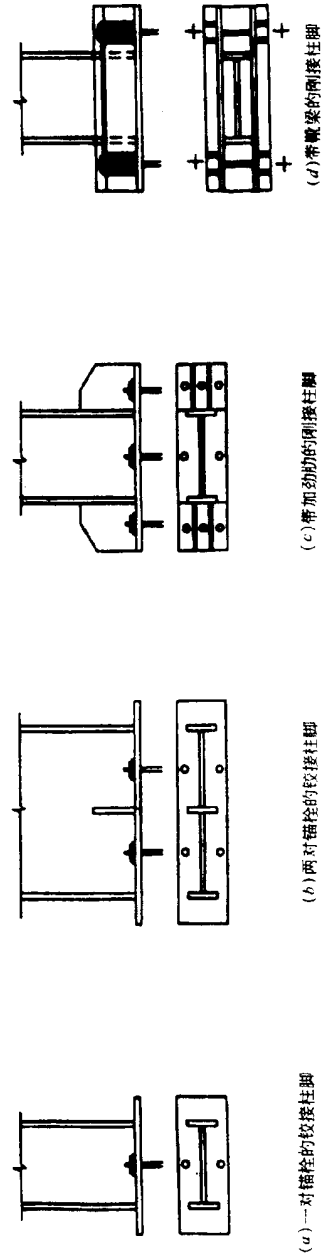
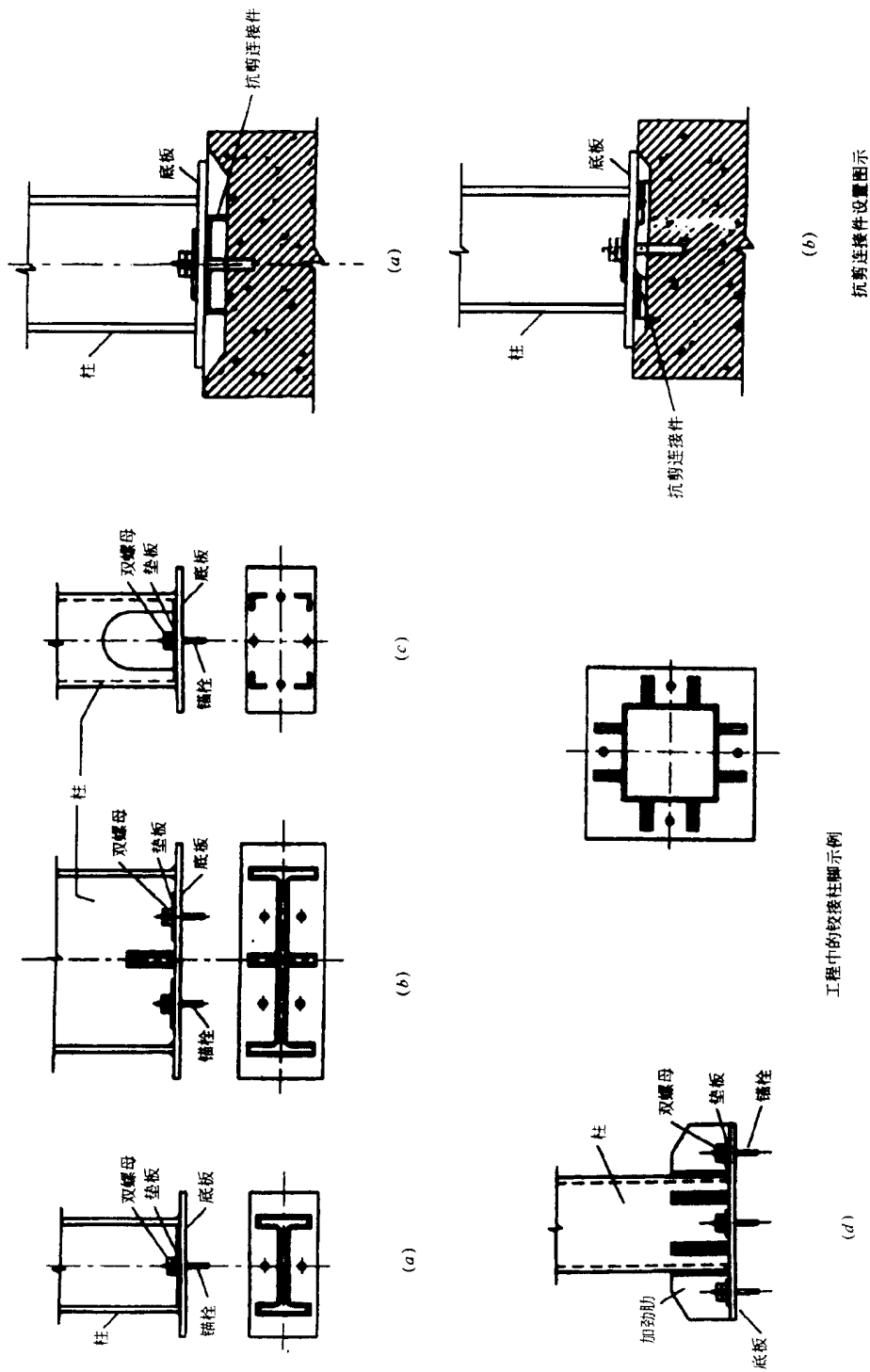


图 7-3-124 门式刚架结构柱脚构造 (一)



工程中的铰接柱脚示例

图 7-3-125 门式刚架钢结构柱脚构造 (二)

抗剪连接件设置图示

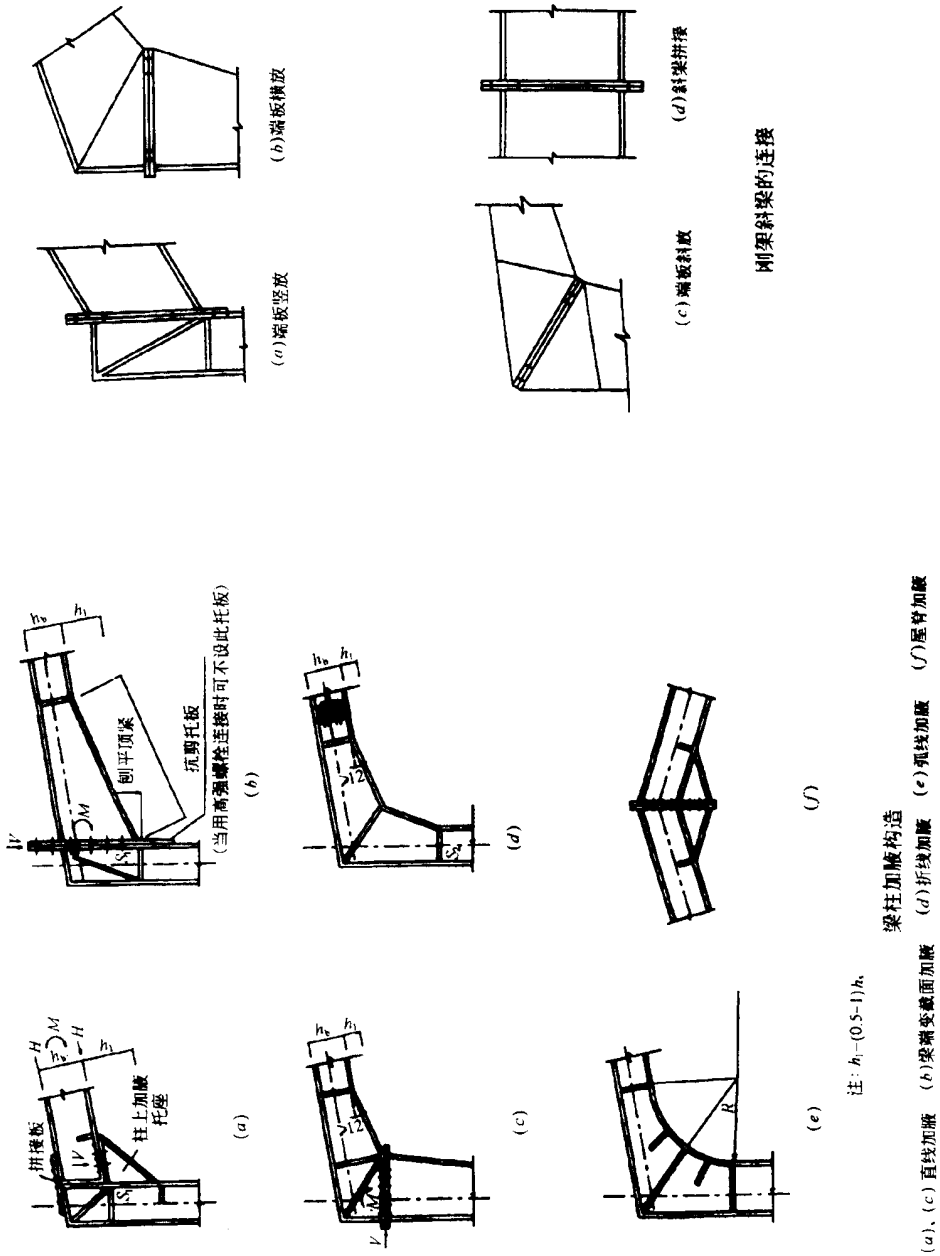
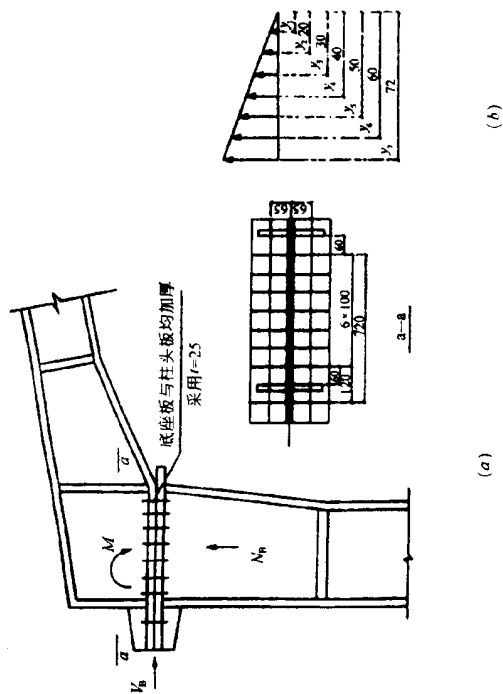
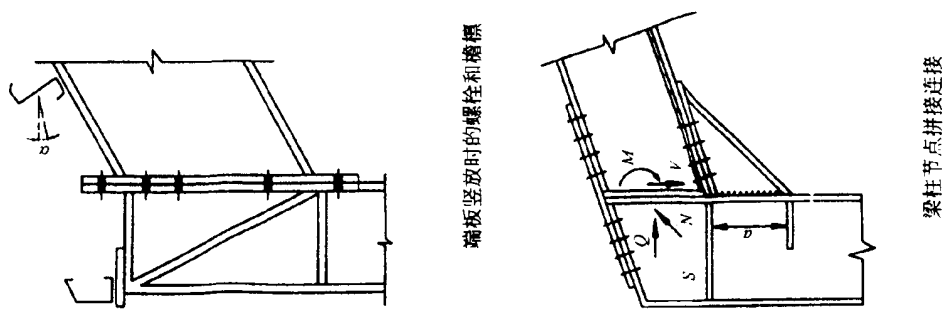


图 7-3-126 门式刚架钢梁柱连接 (一)



节点连接简图

(a)节点连接简图; (b)螺栓水平距图

图 7-3-127 门式刚架梁柱连接 (二)

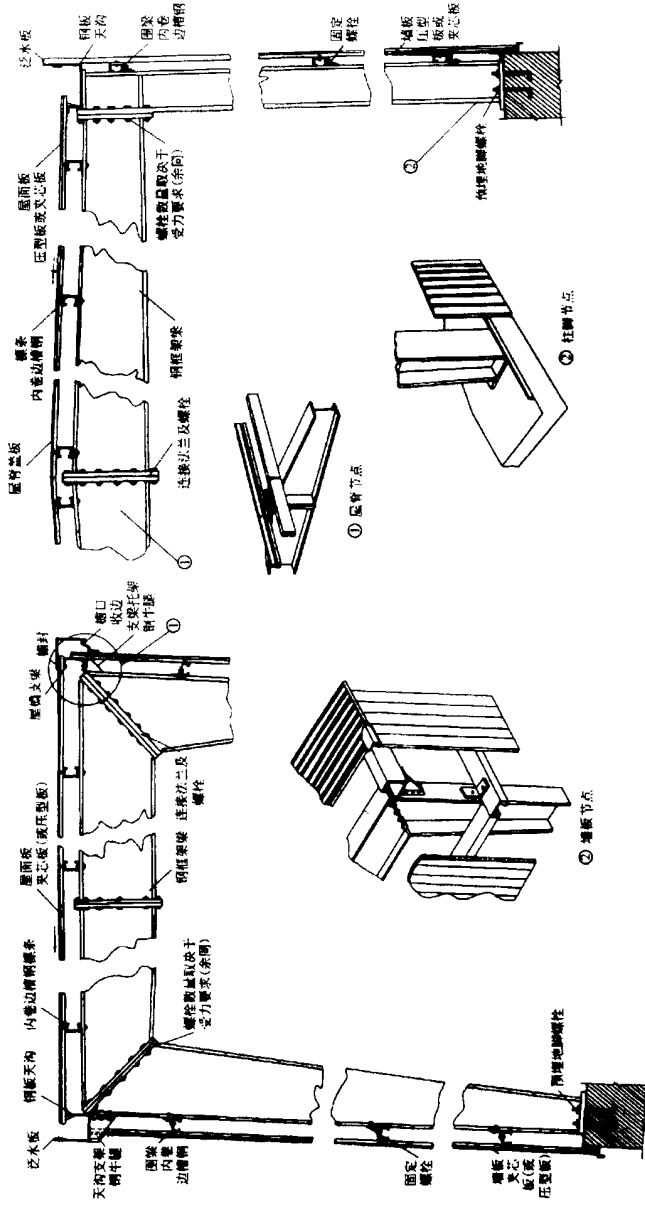
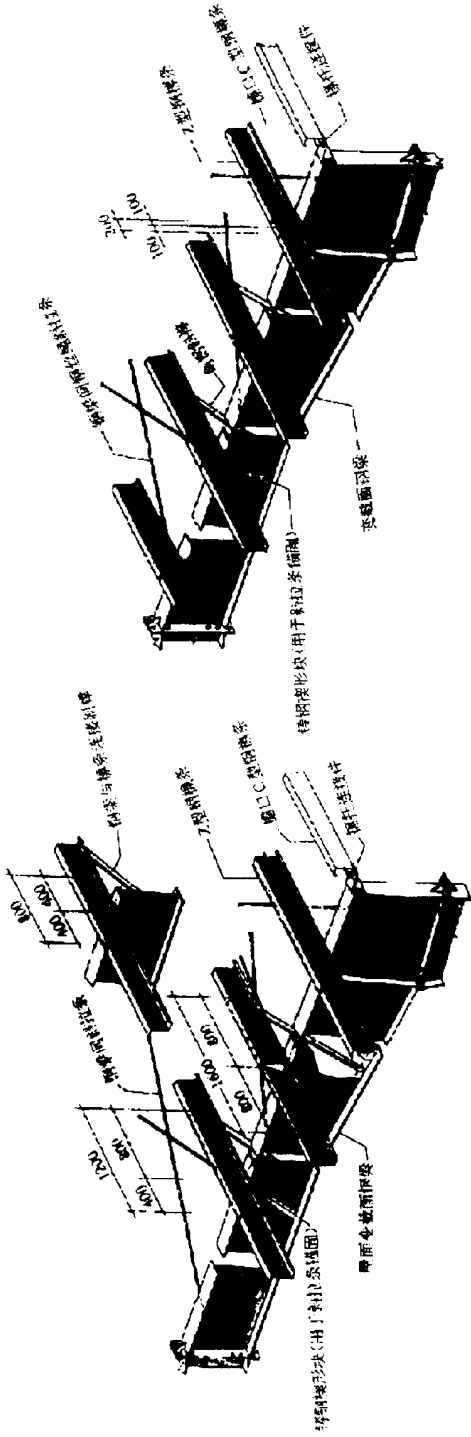


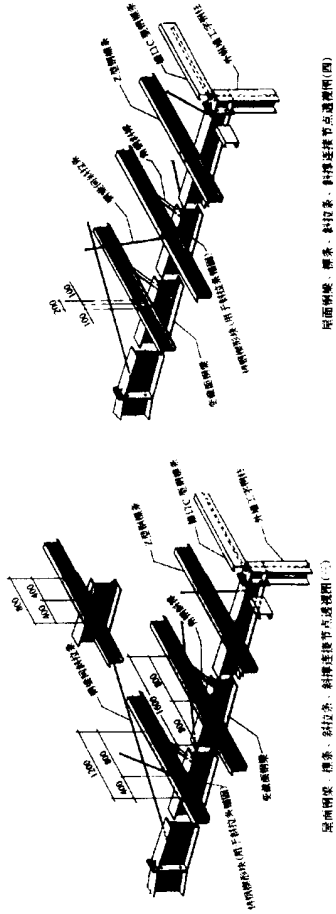
图 7-3-128 门式刚架钢结构系统节点



屋面脊梁、檩条、支撑(斜拉条)、斜撑连接节点透视图(一)

屋面脊梁、檩条、支撑(斜拉条)、斜撑连接节点透视图(二)

图 7-3-129 屋面钢结构连接节点(一)



屋面脊梁、檩条、斜拉条、斜撑连接节点透视图(三)

屋面脊梁、檩条、斜拉条、斜撑连接节点透视图(四)

图 7-3-130 屋面钢结构连接节点(二)

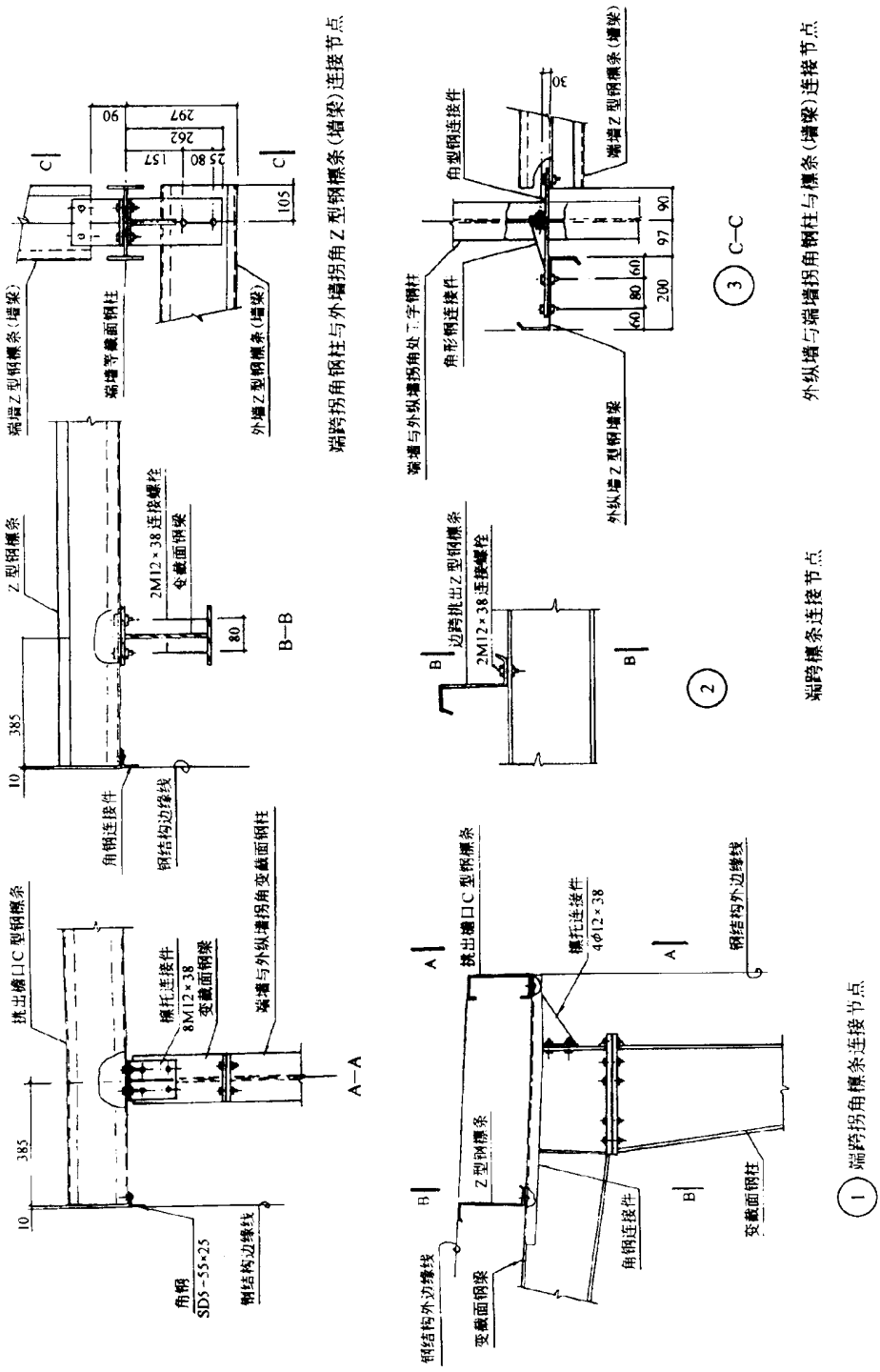
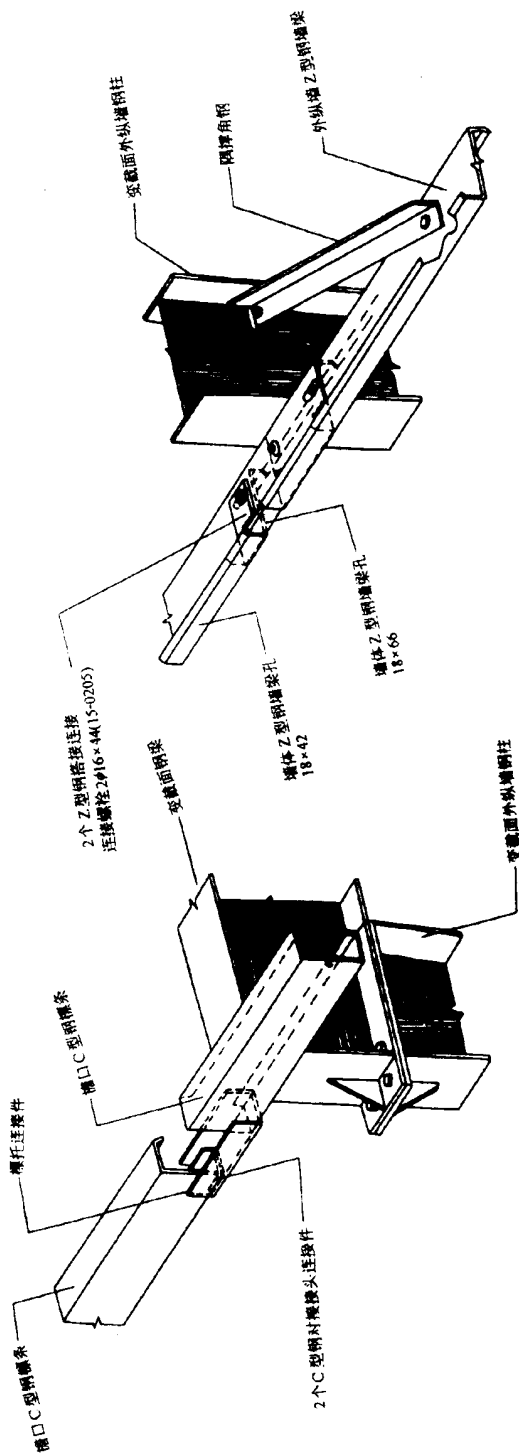


图 7-3-131 屋面钢檩条安装连接节点



外纵墙Z型钢檩条安装

图 7-3-132 外纵墙檩条及墙梁安装接点

外纵墙槽口C型钢檩条安装

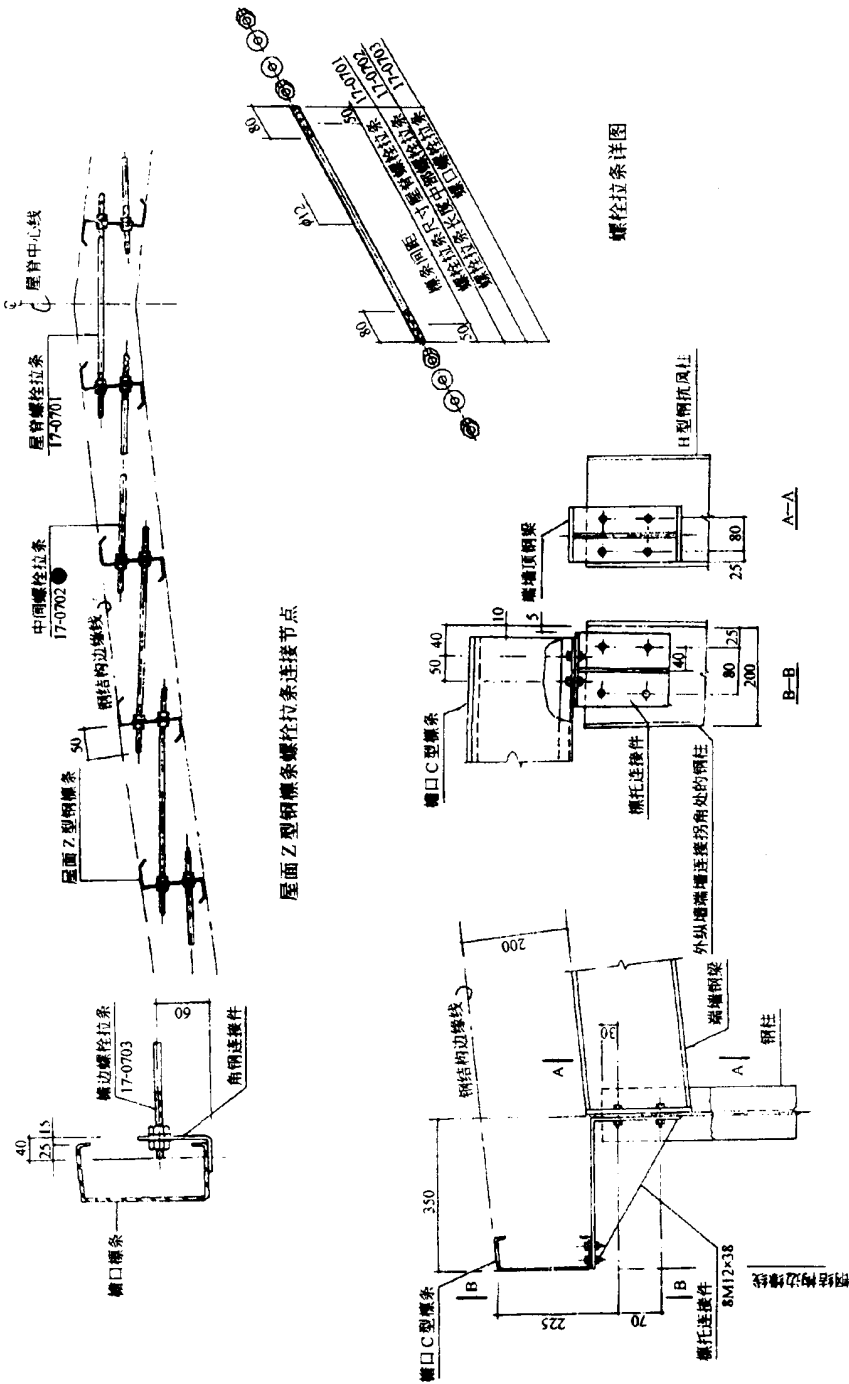
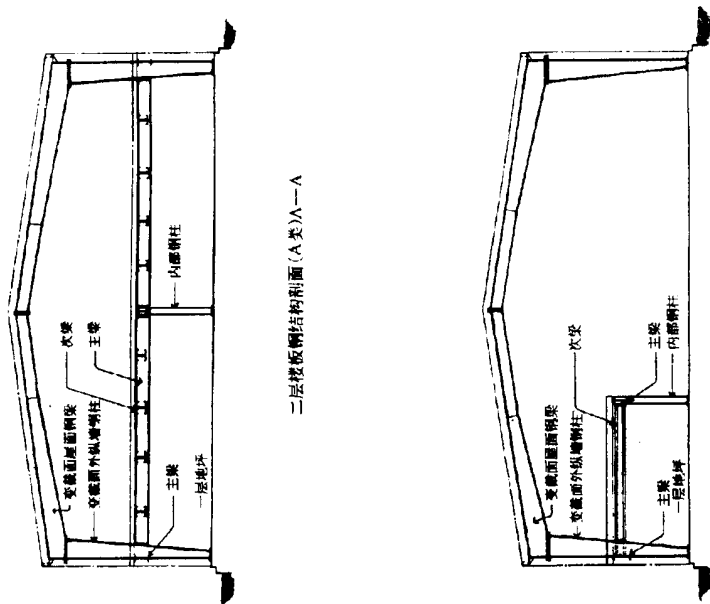


图 7-3-133 屋面钢檩条螺栓钢拉条连接节点

● 此为原工程图上的构件编号, 部分照片中有注明, 故保留供参考, 以下同。

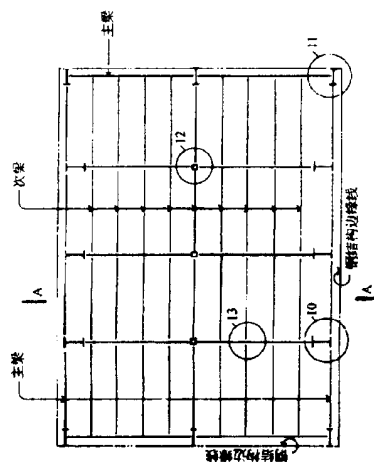
三、轻型钢结构内隔墙、楼层、吊车梁

见图 7-3-134 ~ 7-3-143

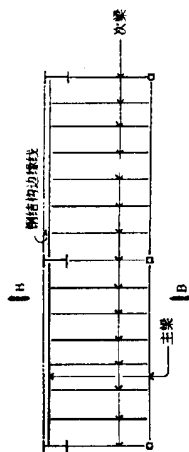


二层楼钢板结构剖面(A类)A—A

二层楼钢板结构剖面(B类)B—B

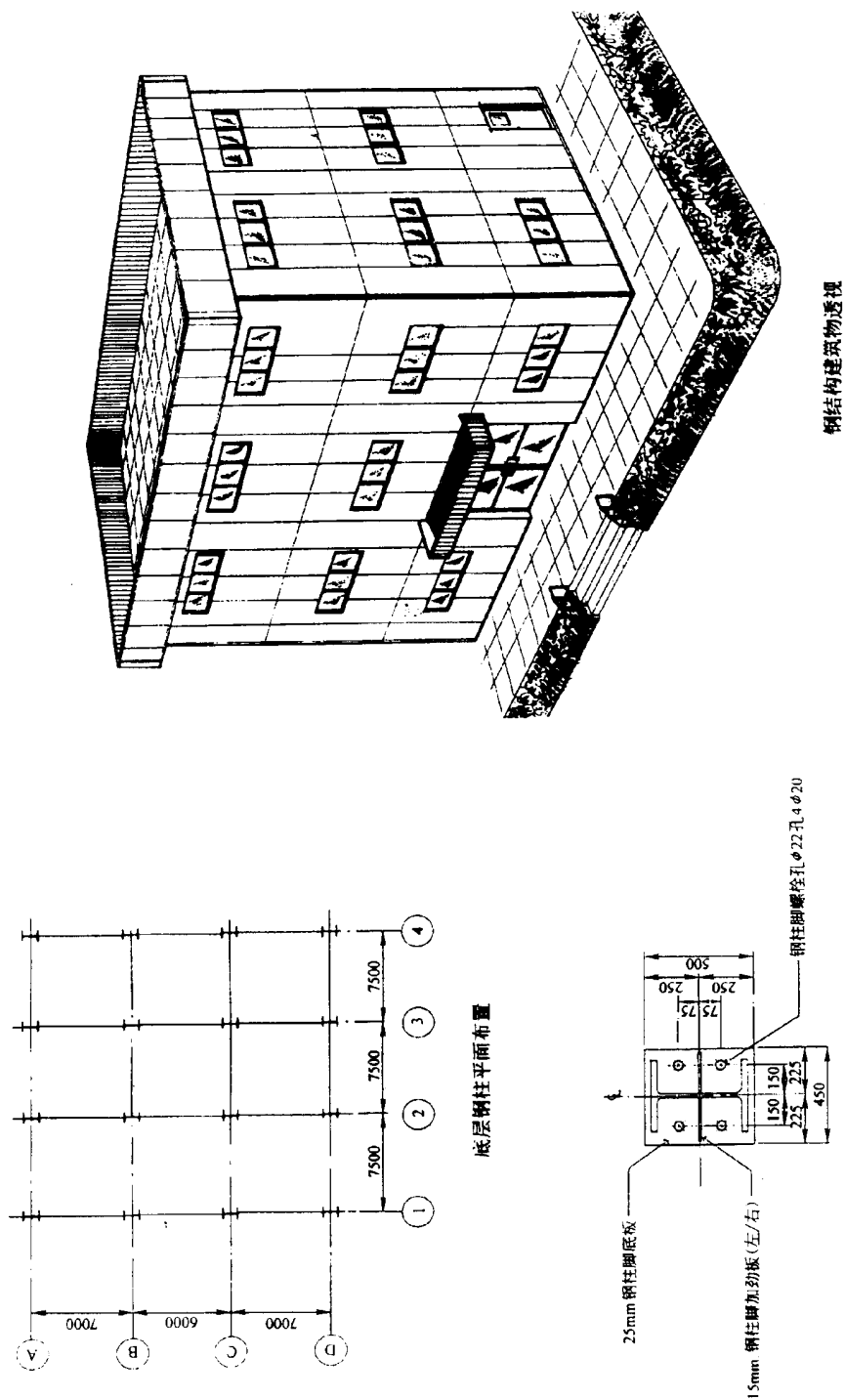


二层楼钢板结构平面布置(A类)



二层楼钢板结构平面布置(B类)

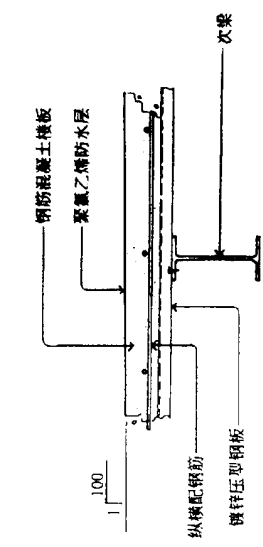
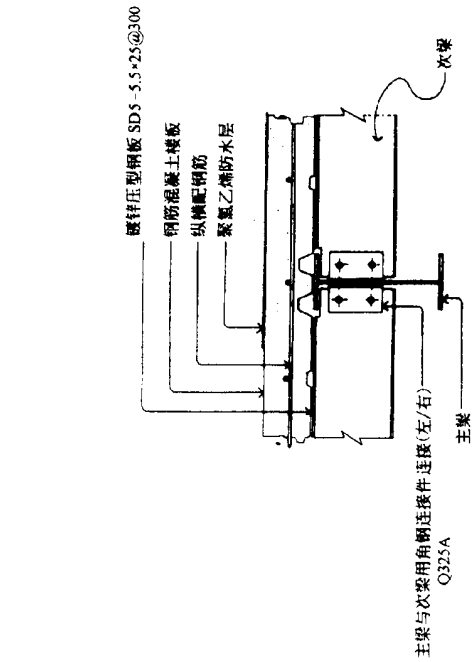
图 7-3-134 钢厂房内设楼层、剖面及楼层平面



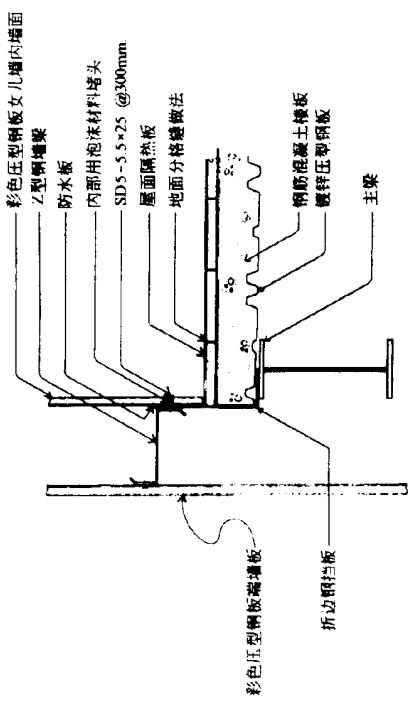
钢结构建筑物透视

图 7-3-135 钢结构建筑物透视图及底层平面

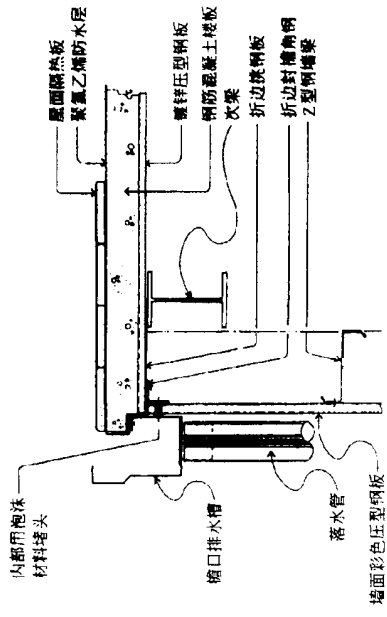
钢柱脚构造详图



屋面主梁、次梁连接及屋面板结构

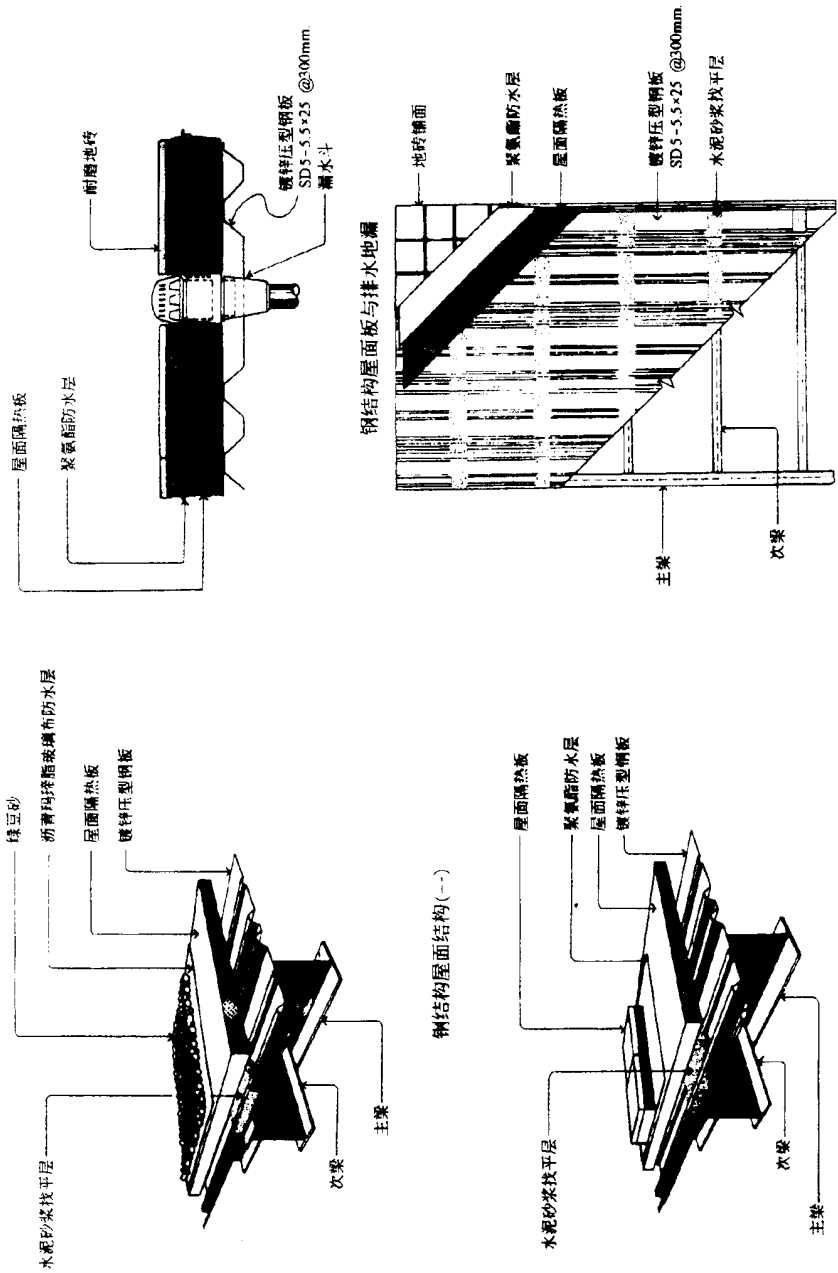


屋面端墙带女儿墙节点



屋面檐口排水槽节点

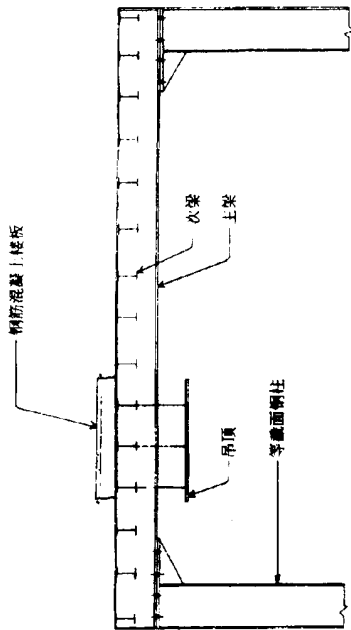
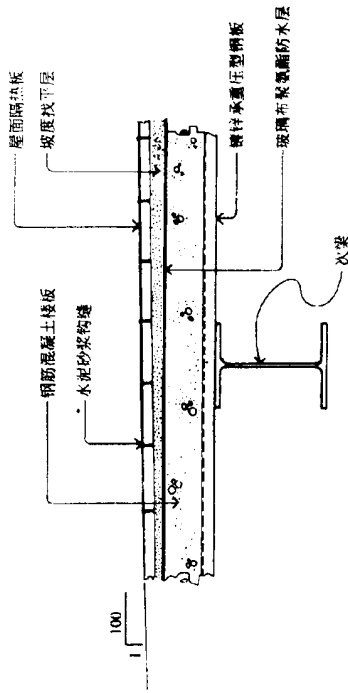
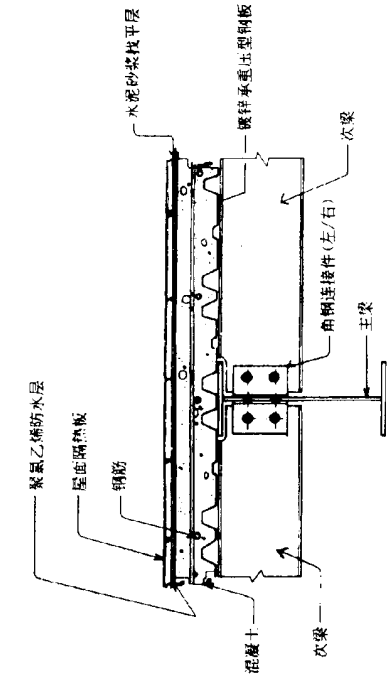
图 7-3-136 钢结构平屋面及屋面排水构造



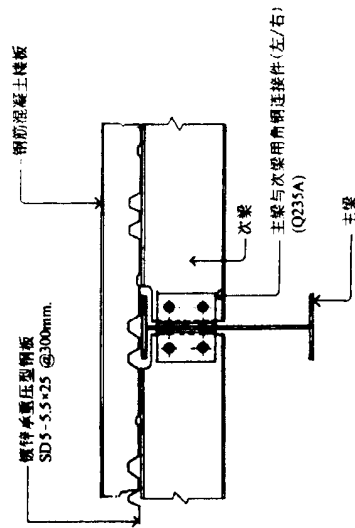
钢结构屋面结构(三)

图 7-3-137 钢结构屋面构造及其地漏

钢结构屋面结构(二)



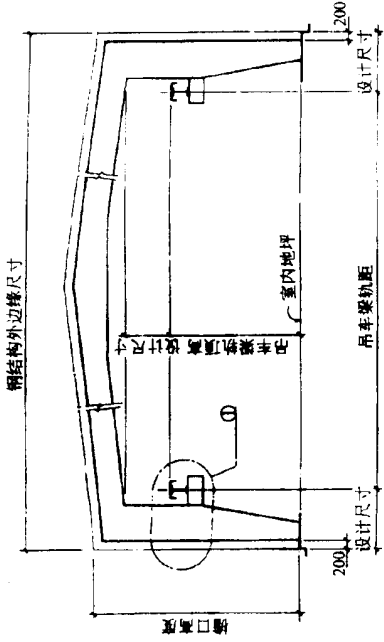
钢结构平屋顶剖面



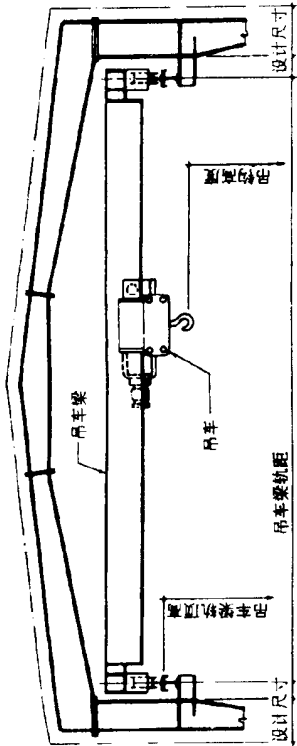
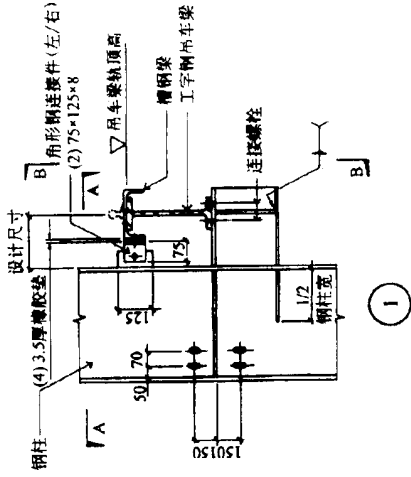
主梁、次梁连接及屋面板结构之二

主梁、次梁连接及屋面板结构之一

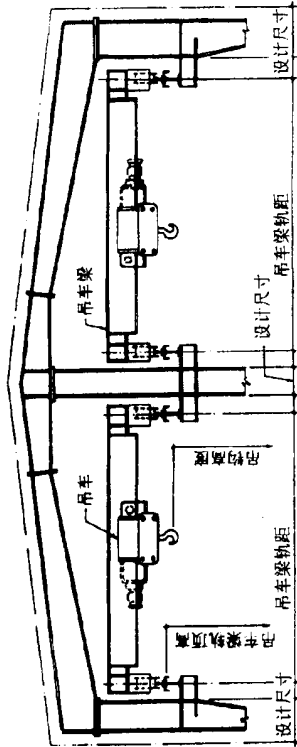
图 7-3-138 钢结构平屋顶构造



桥式吊车设置剖面

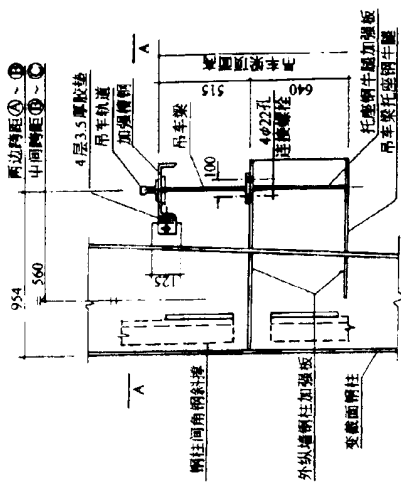
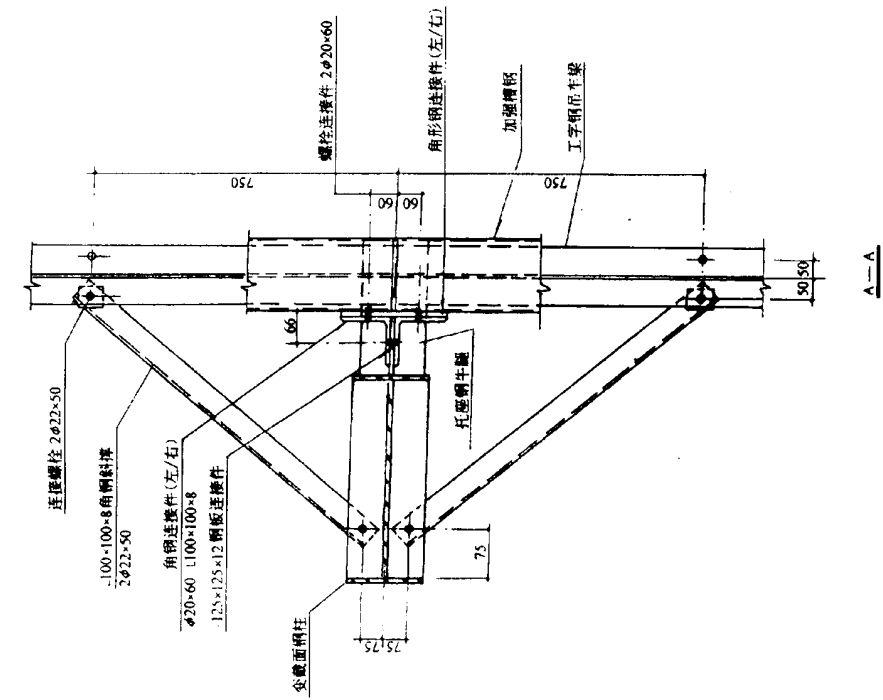


桥式吊车设置

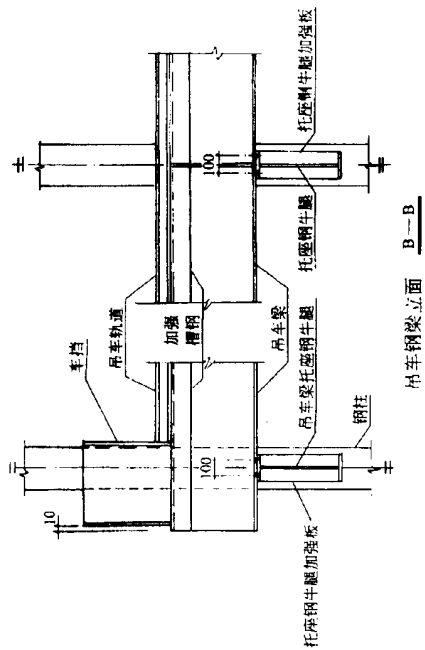


桥式吊车设置剖面

图 7-3-139 桥式吊车梁设置

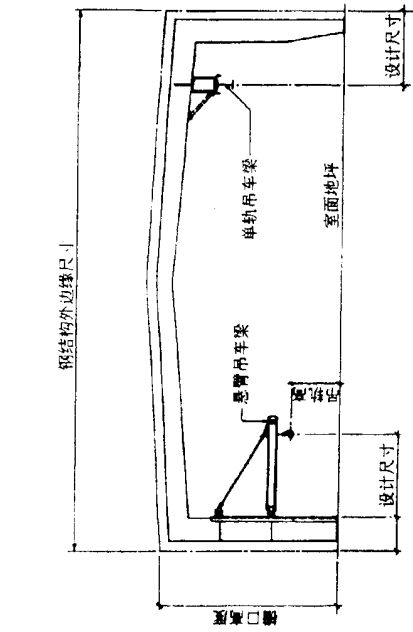


外纵墙钢柱挑出钢牛腿及吊车梁安装

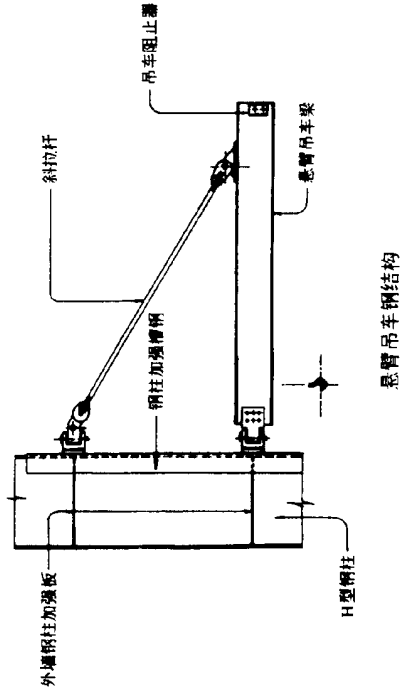


吊车钢梁立面 B—B

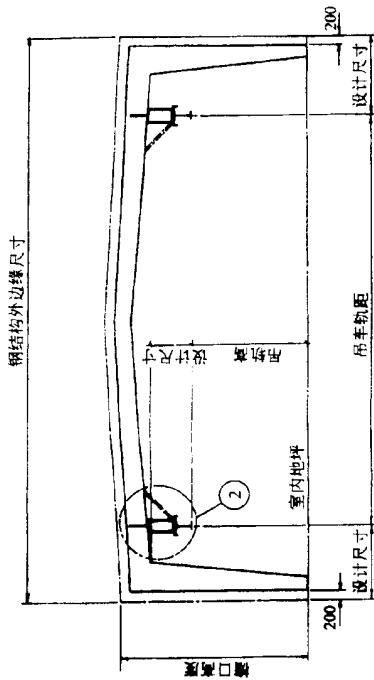
图 7-3-140 桥式吊车轨道钢梁安装



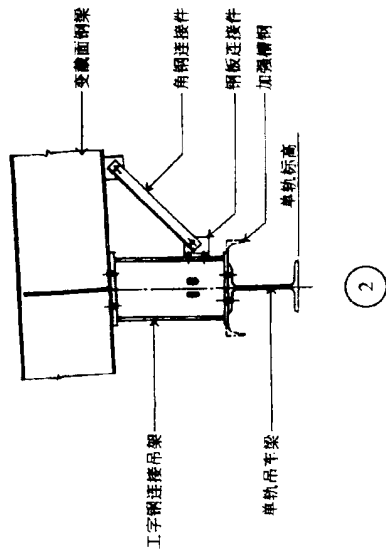
悬臂吊车钢梁设置剖面



悬臂吊车钢结构



单轨吊车钢梁设置剖面



单轨悬臂吊车梁

图 7-3-141 单轨悬臂吊车梁

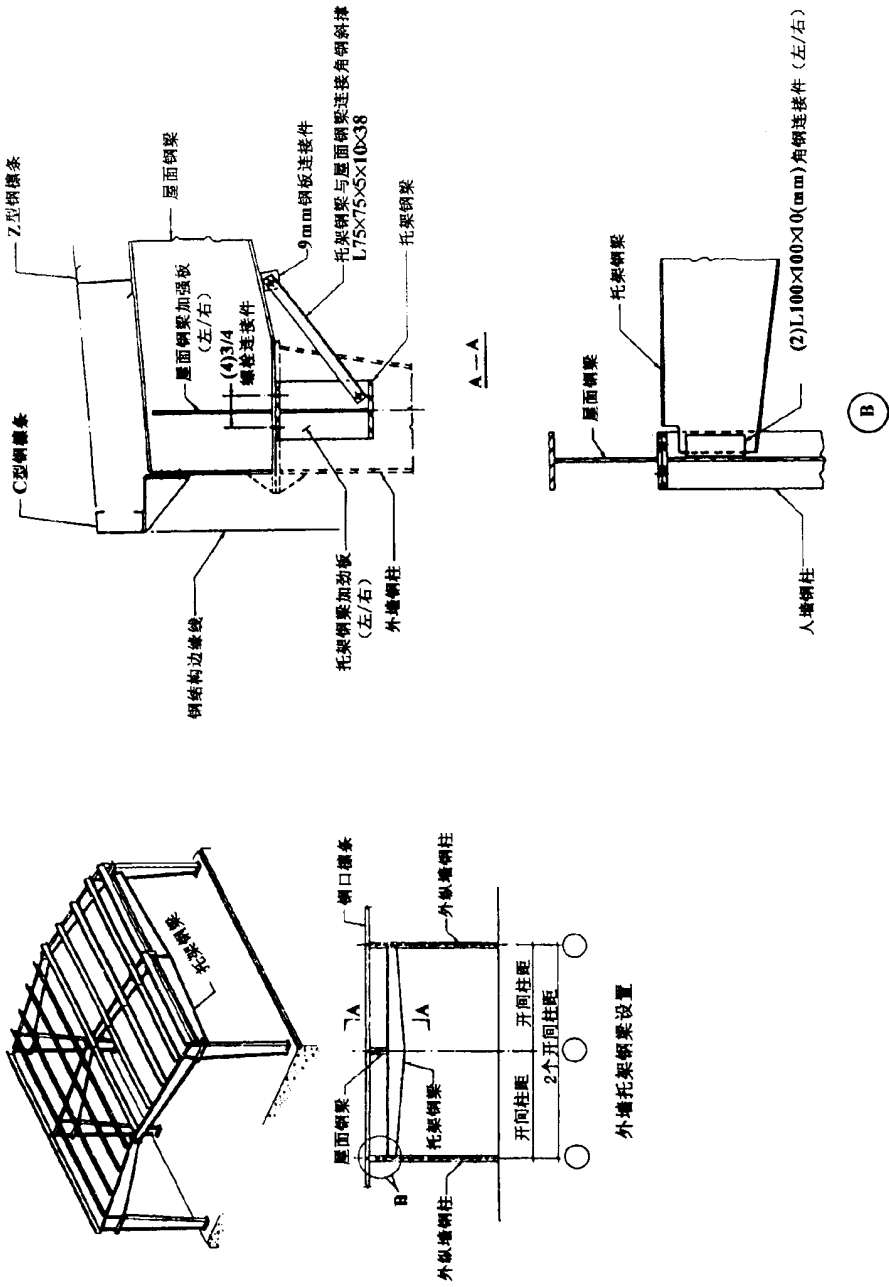


图 7-3-142 外纵墙托架钢梁

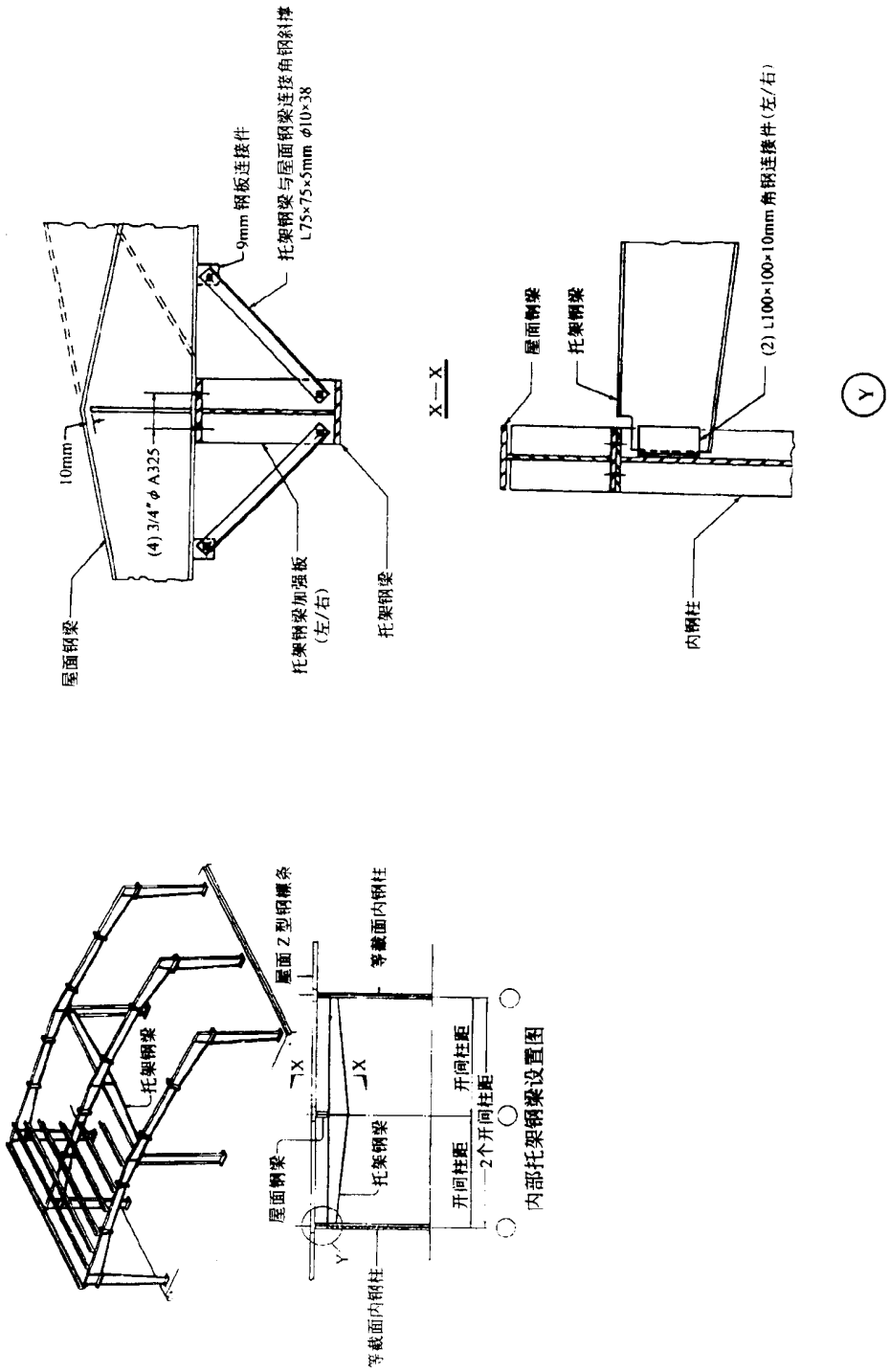


图 7-3-143 内部托架钢梁

四、钢楼梯

见图 7-3-144 ~ 图 7-3-146。

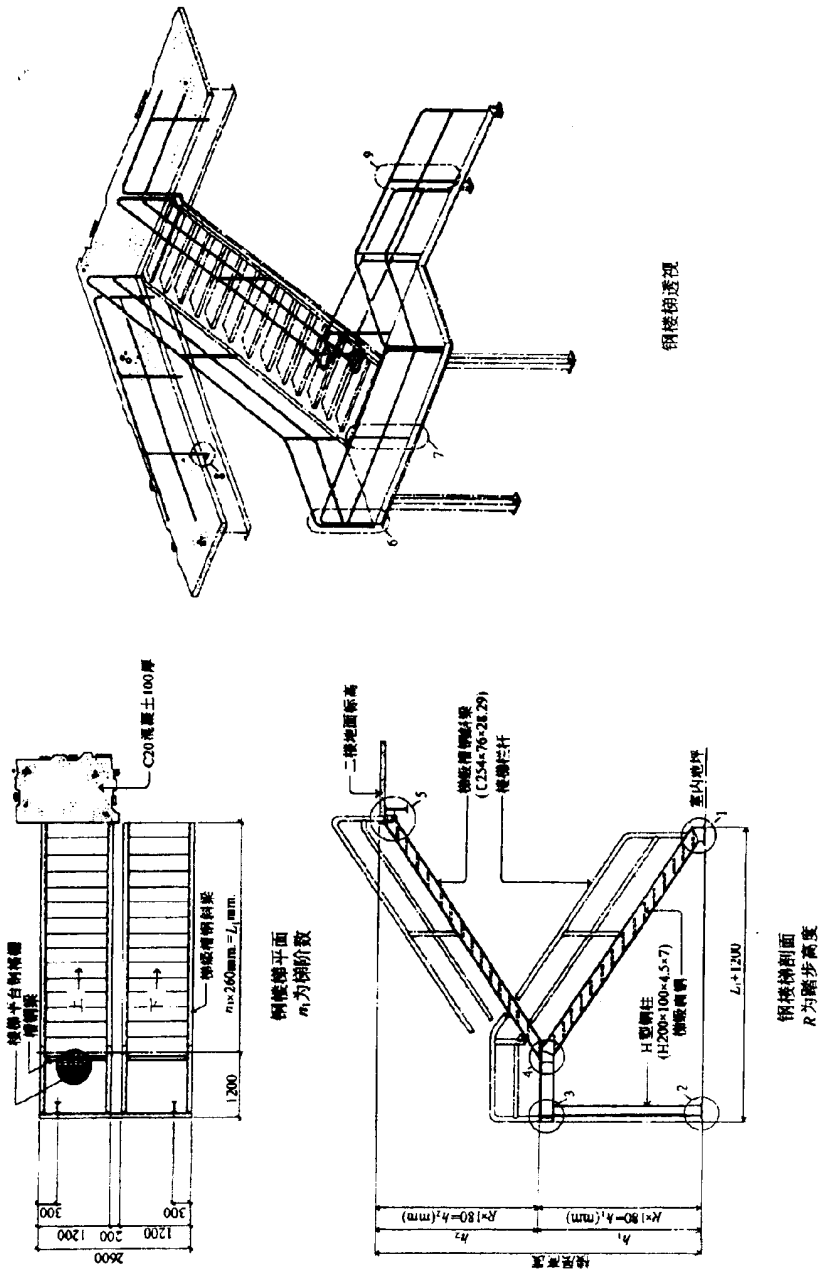


图 7-3-144 钢楼梯平面、剖面及透视

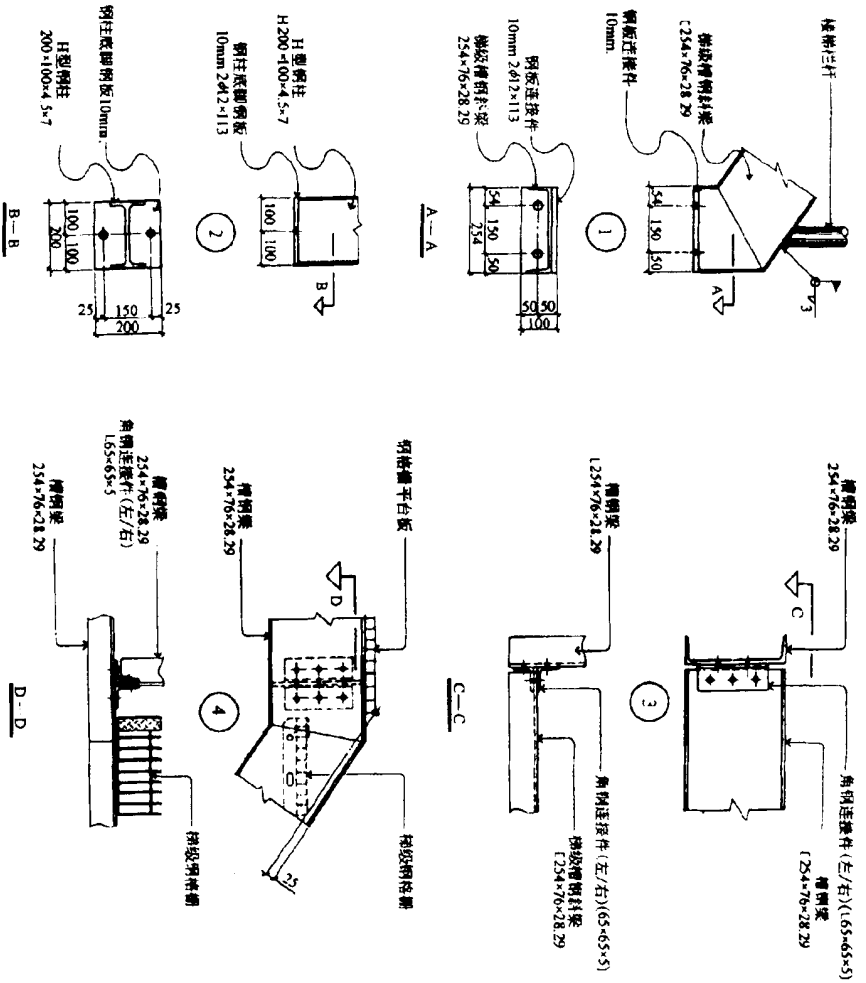


图 7-3-145 楼梯钢柱、钢梁及梯级连接节点

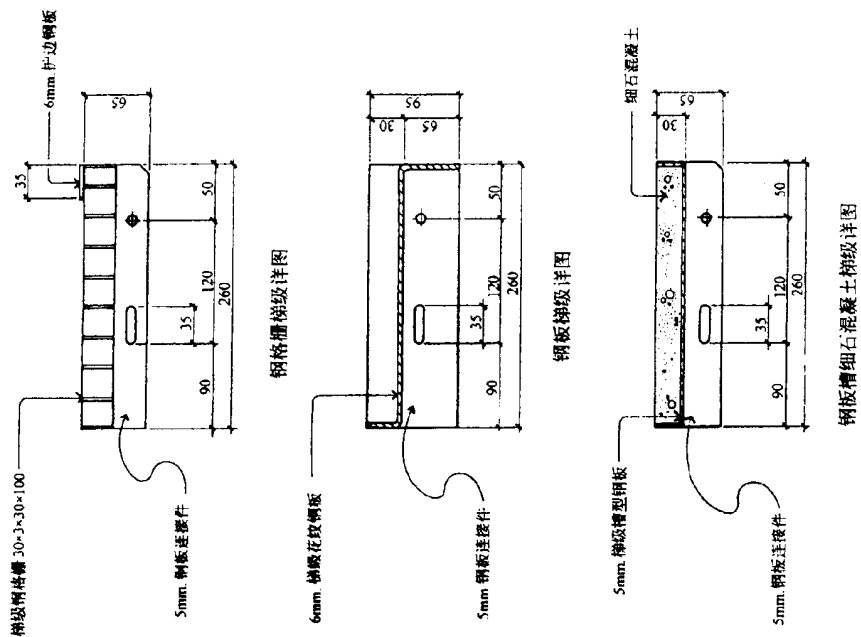
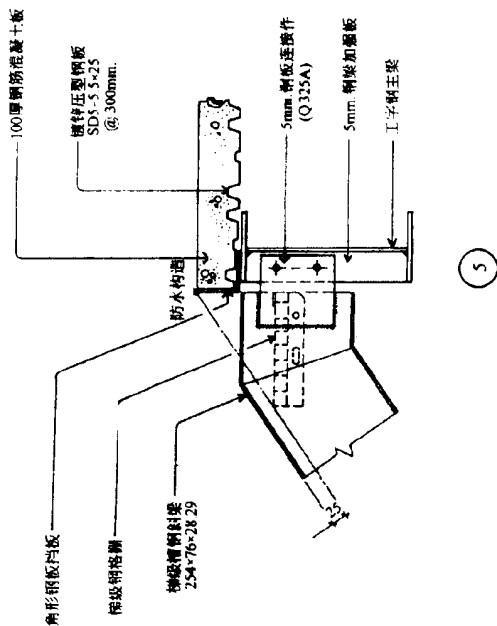


图 7-3-146 钢楼梯梯级详图



五、墙身开洞、开门及开窗

见图 7-3-147 ~ 图 7-3-156。

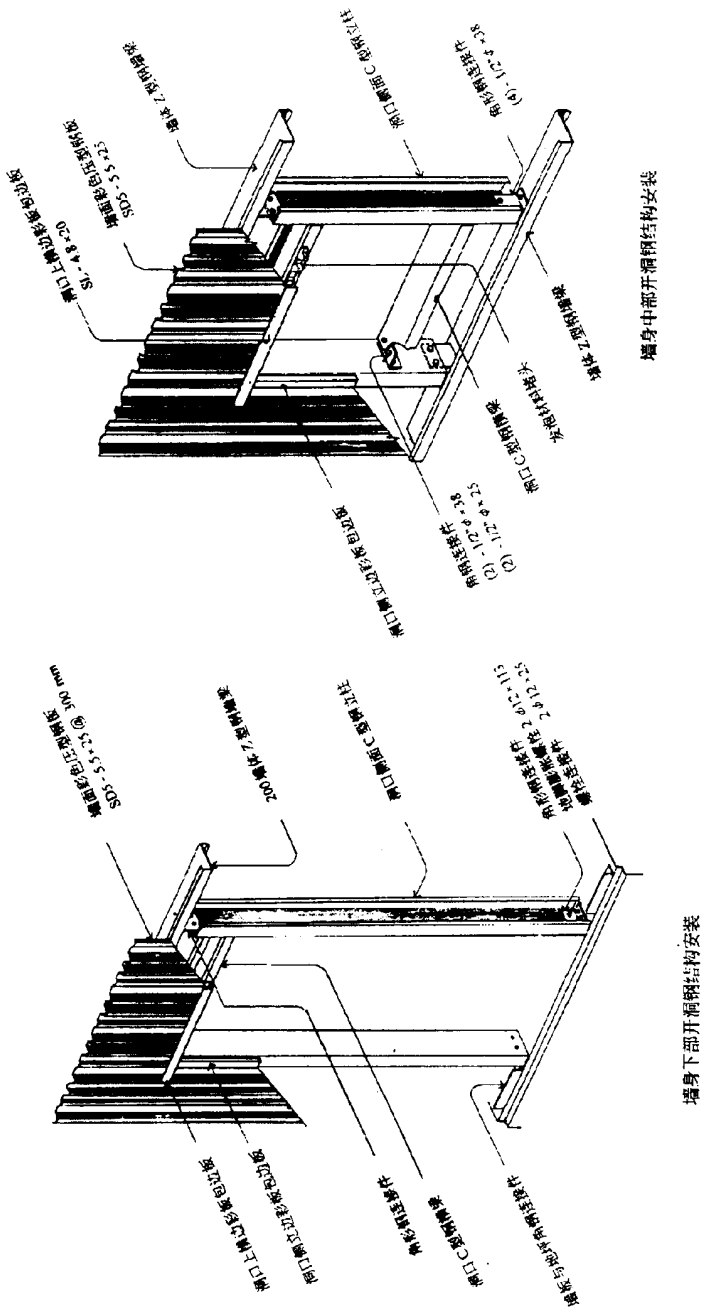


图 7-3-147 墙身开洞钢结构安装透视

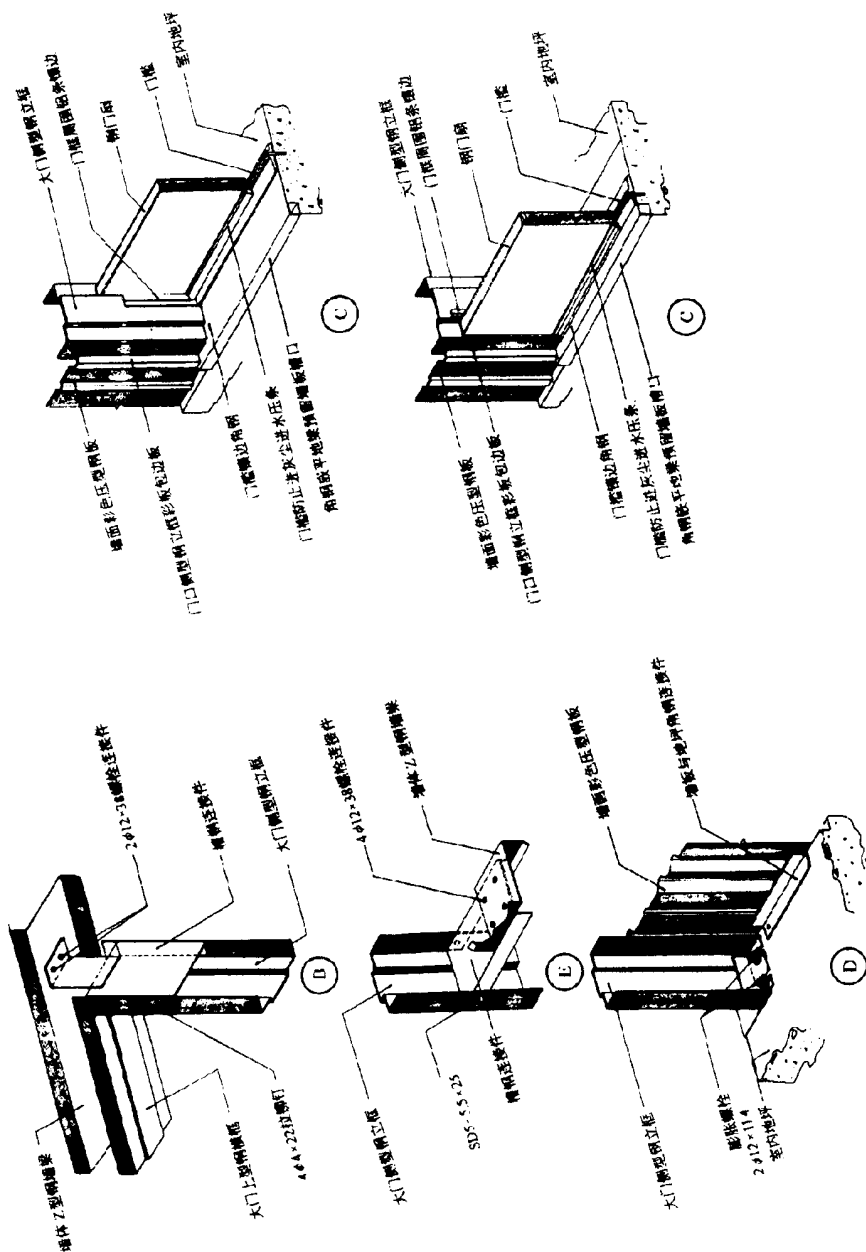
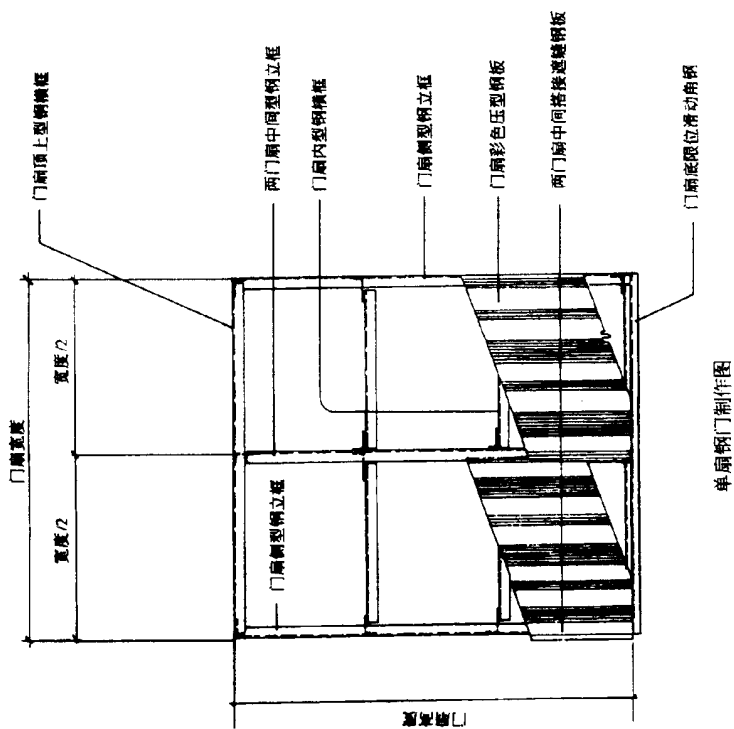
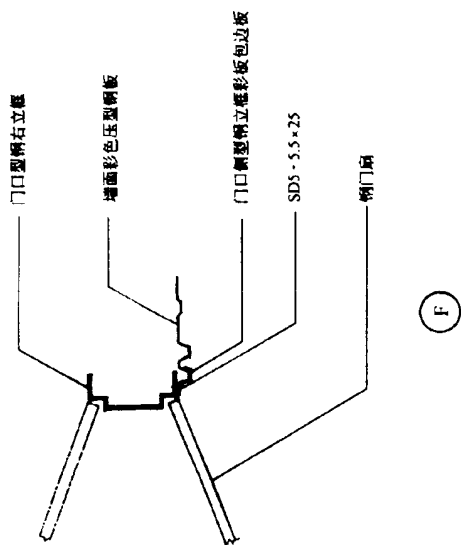


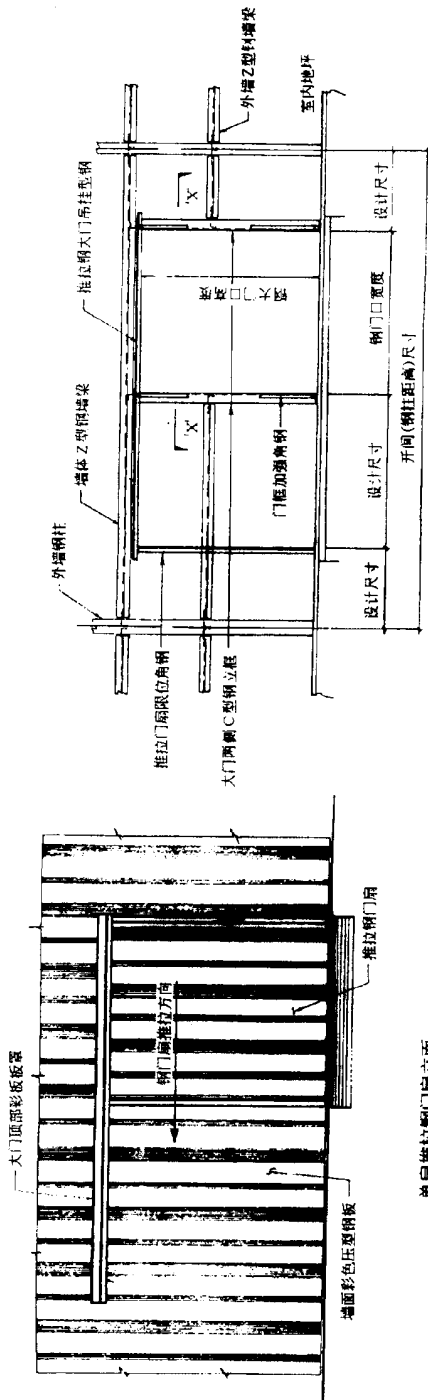
图 7-3-148 门框安装连接



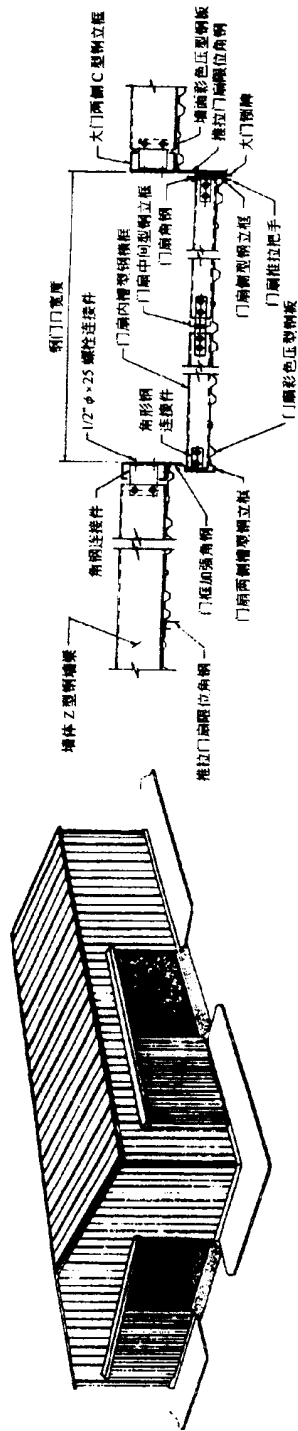
单扇钢门制作图

图 7-3-149 门侧立框与单扇钢门



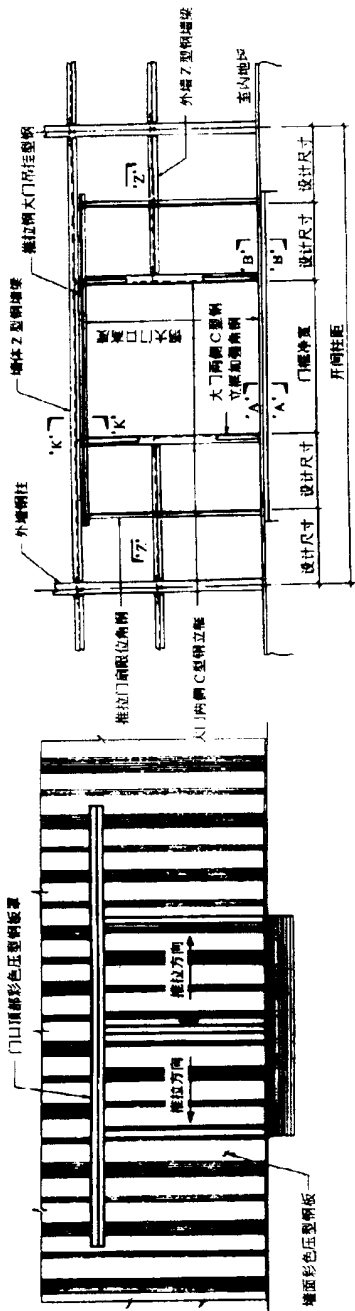


单扇推拉钢门扇门框立面安装连接



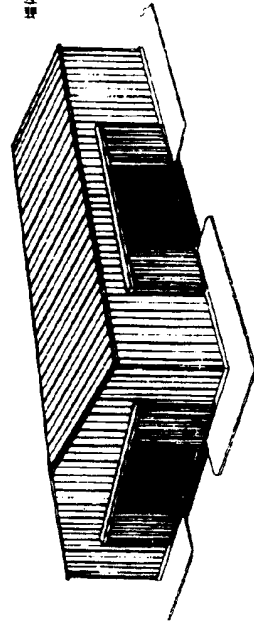
单扇推拉钢门扇门框平面安装连接 X-X

图 7-3-150 单扇推拉钢门扇立面、透视图及其安装连接

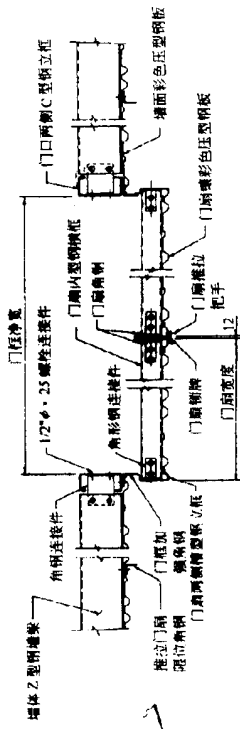


双扇推拉钢大门立面

双扇推拉钢大门钢结构立面安装连接



双扇推拉钢大门透视



双扇推拉钢大门钢结构安装连接7-7

图 7-3-151 双扇推拉钢大门立面、透视及其安装连接

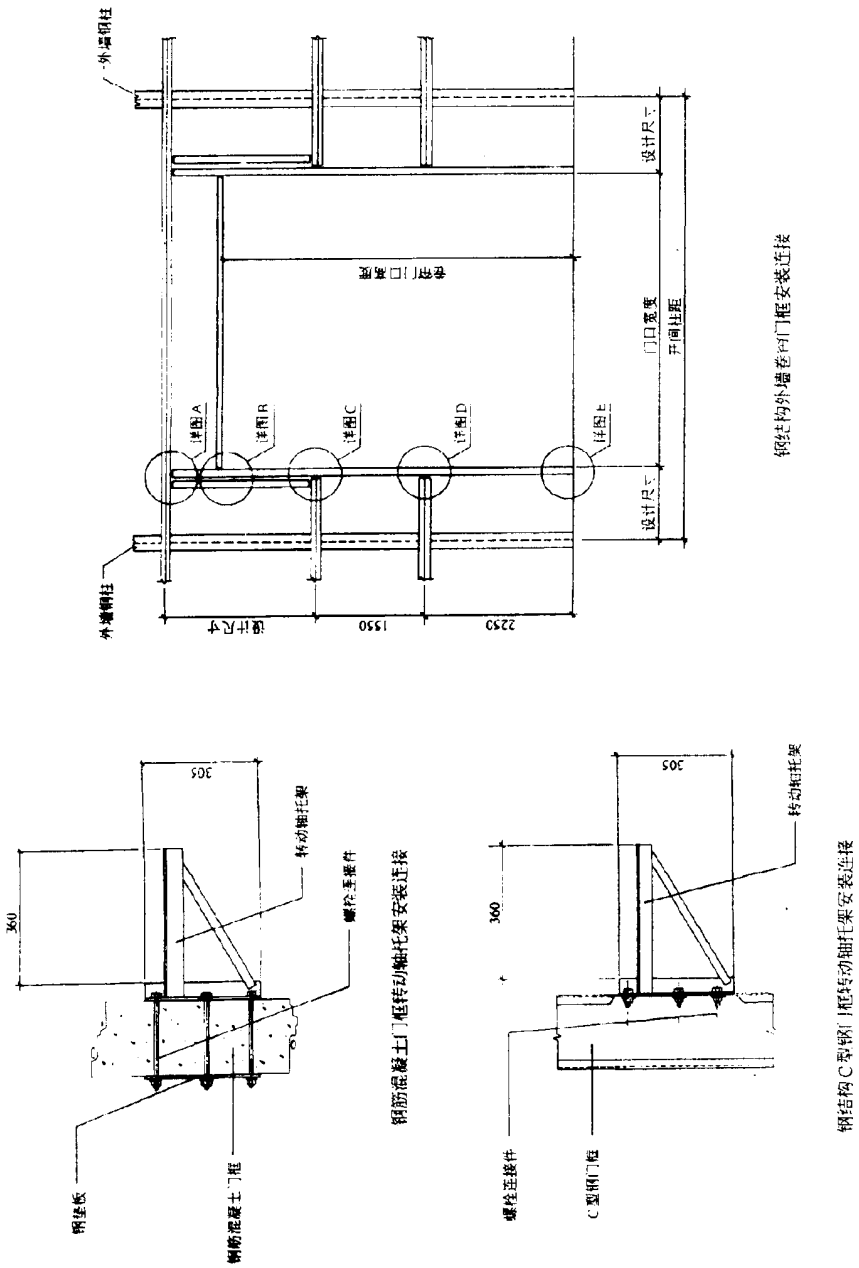


图 7-3-153 外墙卷帘门框安装连接

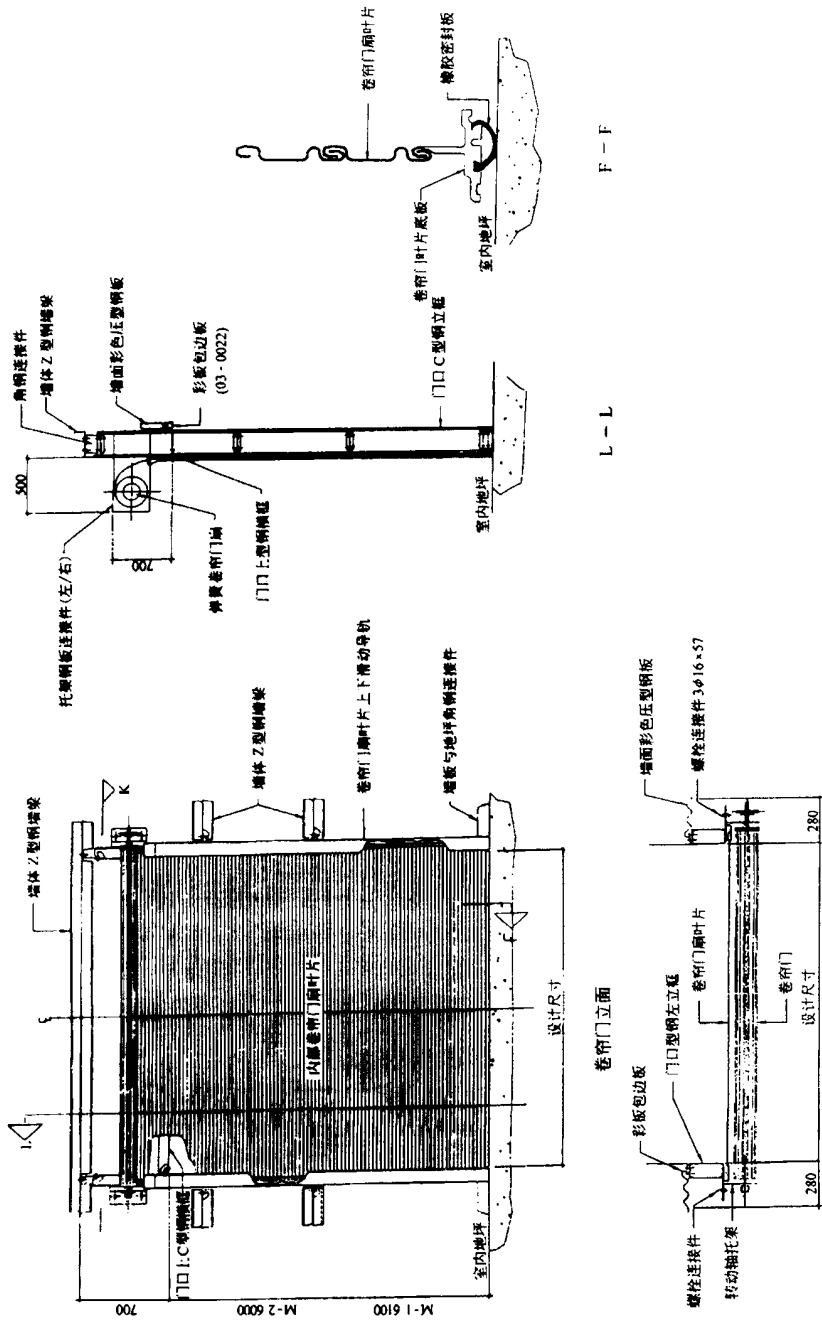


图 7-3-154 卷帘门安装

K-K

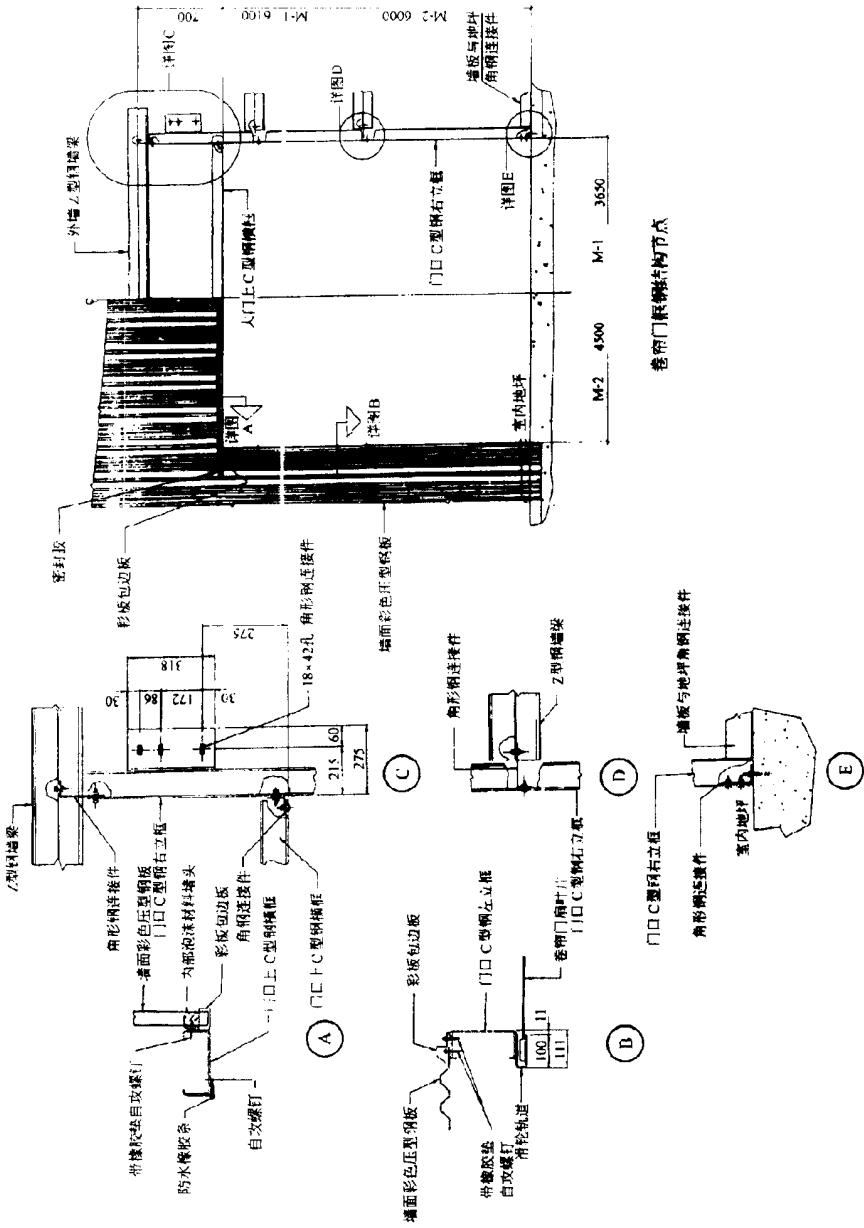


图 7-3-155 卷帘门 C 型钢门框安装连接

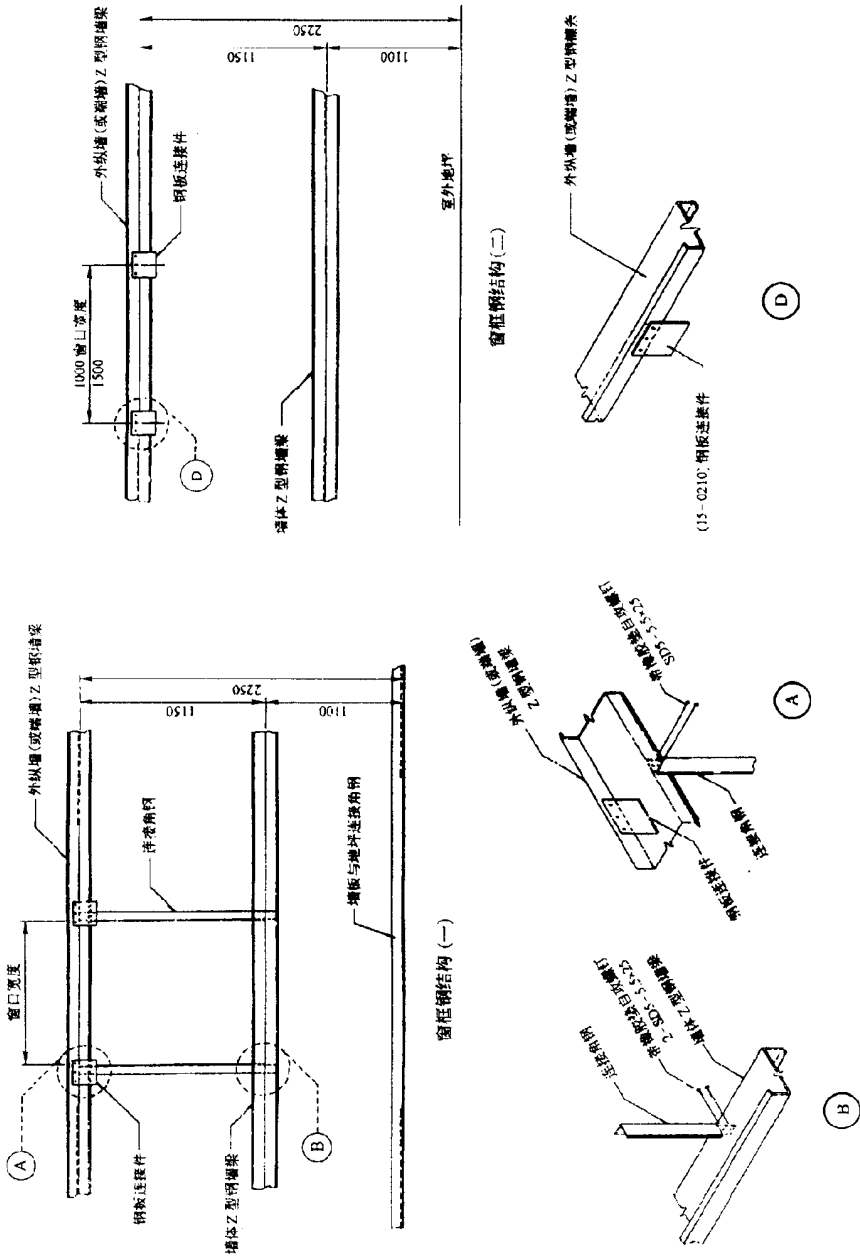


图 7-3-156 窗框钢结构安装构造

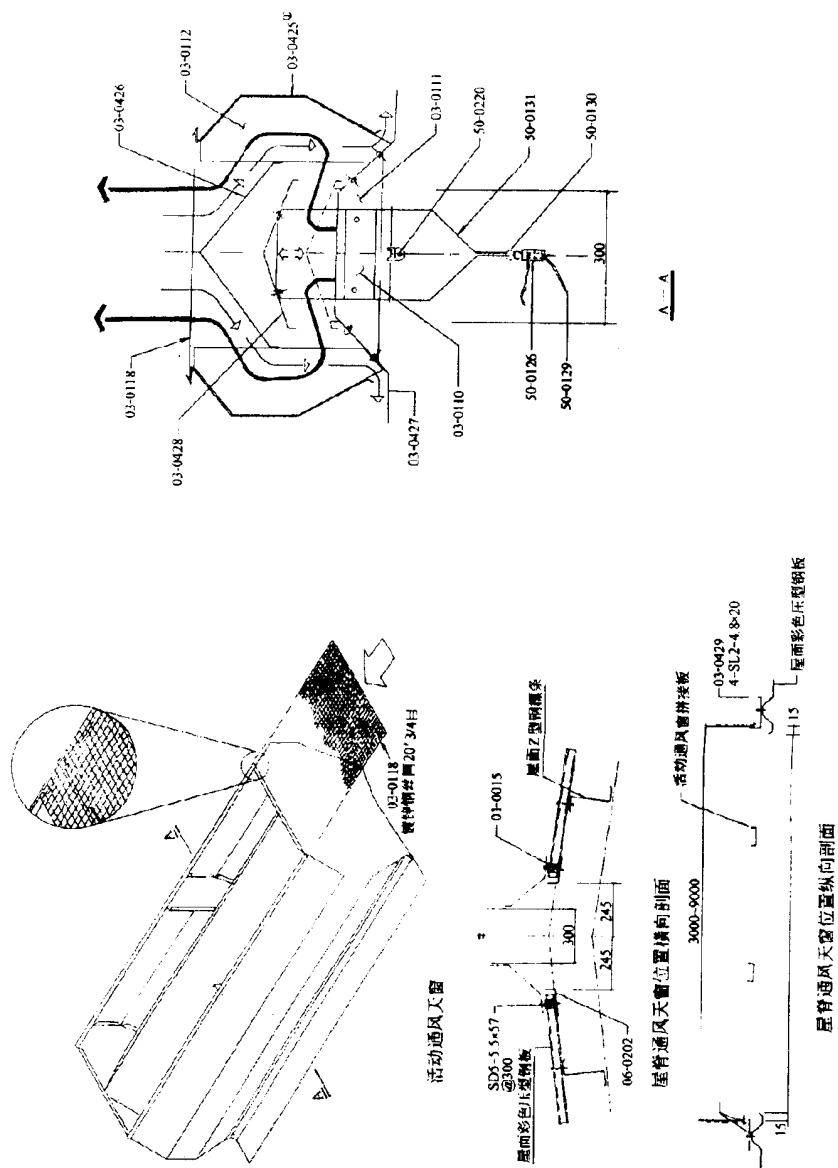
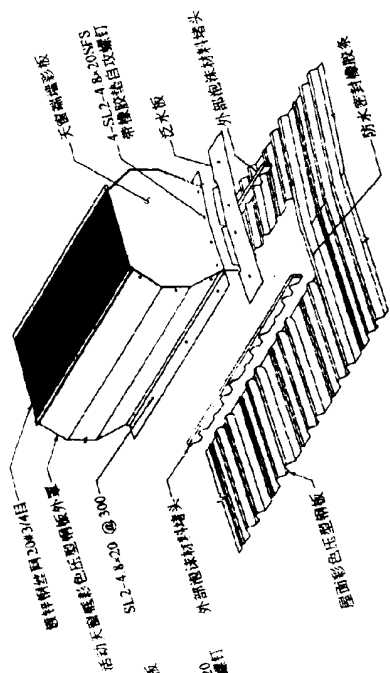
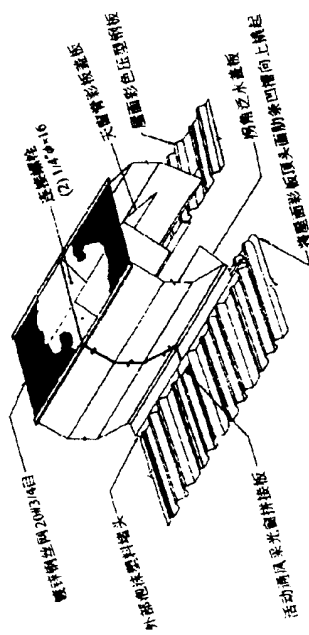


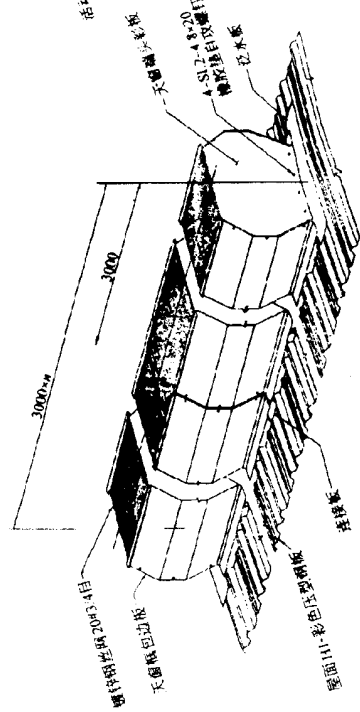
图 7-3-162 活动通风天窗配件及组装



活动通风天窗安装(一)

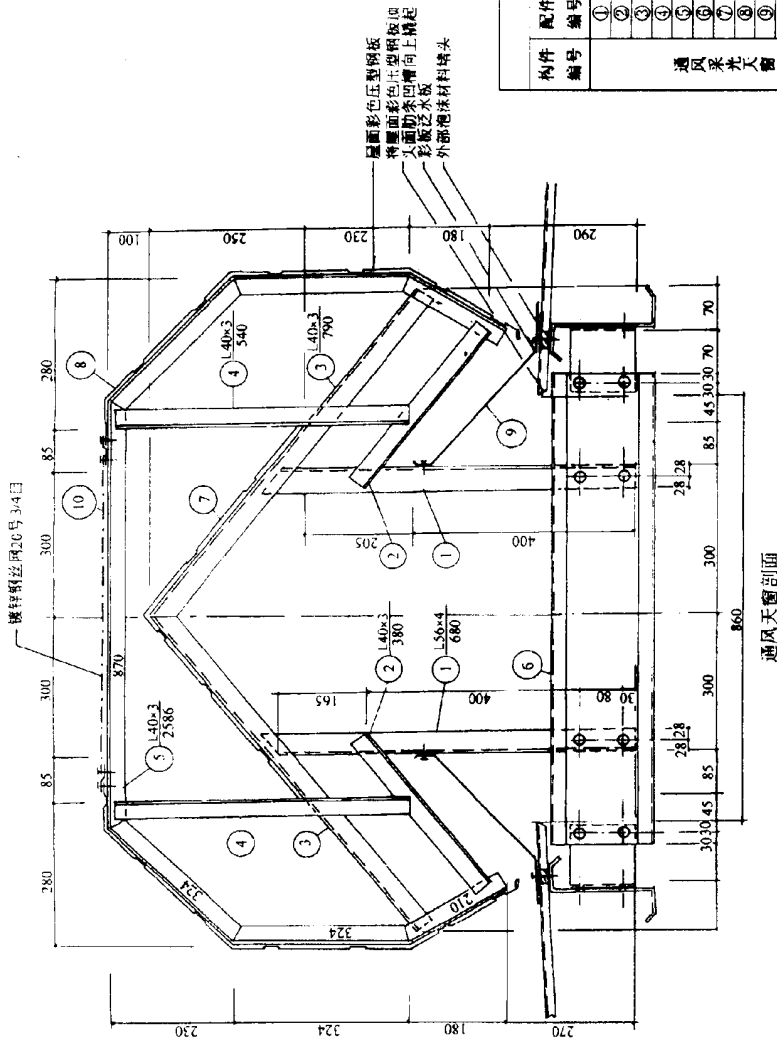


活动通风天窗安装(二)



活动通风天窗上面透视图

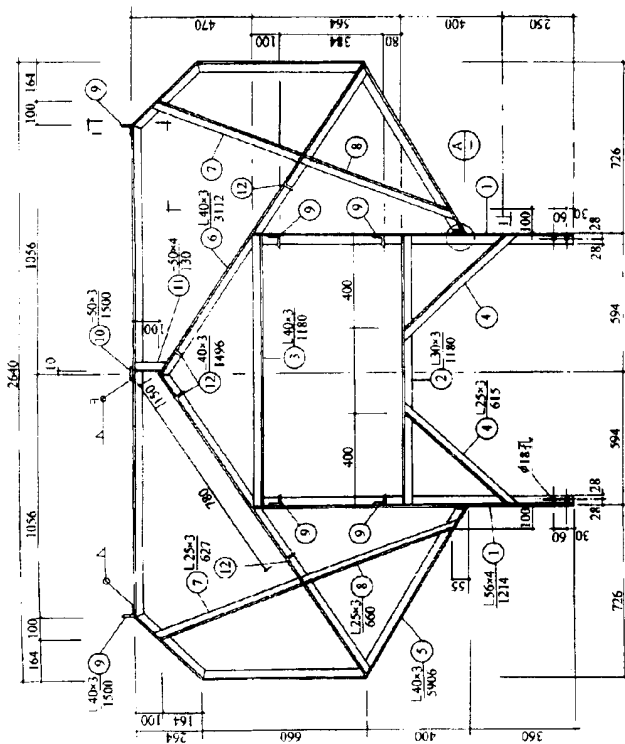
图 7-3-164 活动通风天窗透视图



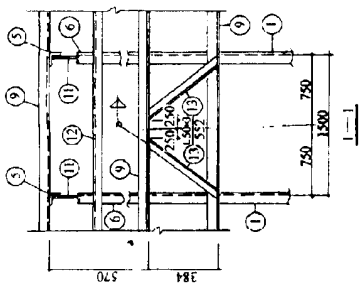
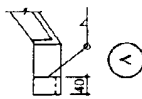
构件材料统计表

构件编号	配件编号	规格型号	长度 (mm)	数量		重量 (kg)	
				正	反	单重	总计
①	①	L56×4	680	1	1	2.343	4.686
②	②	L40×4	380	1	1	0.703	1.407
③	③	L40×3	790	1	1	1.463	2.926
④	④	L40×3	540	1	1	1.000	2.000
⑤	⑤	L40×3	2586	1	1	5.289	5.289
⑥	⑥	C 200×70	900	1	1		
⑦	⑦	透明采光板					
⑧	⑧	彩色压型钢板					
⑨	⑨	彩色压型钢板泛水					
⑩	⑩	镀锌钢丝网 20 # 3/4 目					

图 7-3-166 天窗架及透明玻璃钢采光板安装

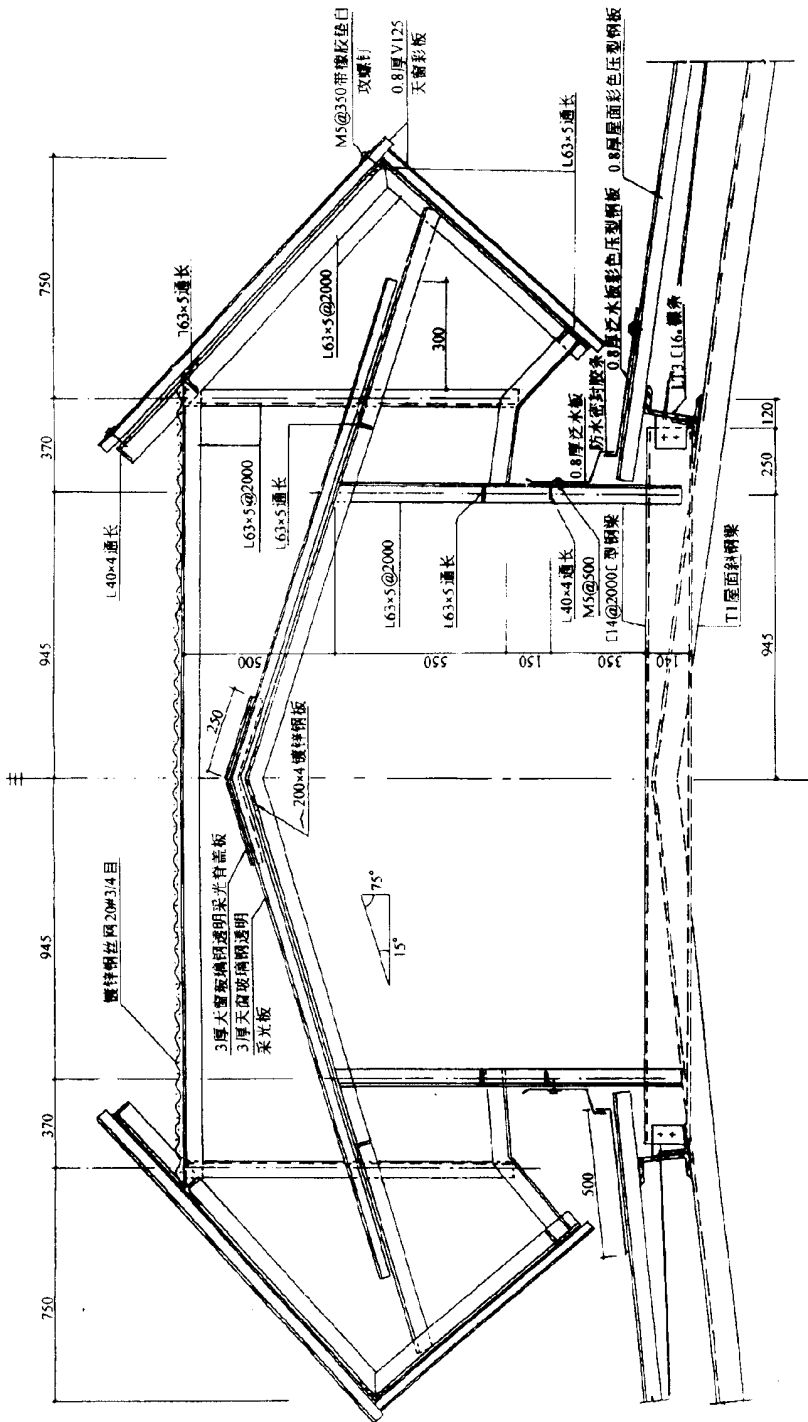


通风采光天窗钢结构支架连接



配件编号	构件编号	规格型号	长度 mm	数量		重量(kg)	
				正	反	单重	总重
①	①	L 56 × 4	1214	2	4	4.189	8.378
②	②	L 30 × 3	1180	1	2	2.55	2.55
③	③	L 40 × 3	1180	1	2	1.83	2.183
④	④	L 25 × 3	615	2	0	0.690	1.378
⑤	⑤	L 40 × 3	5906	1	0	10.924	10.924
⑥	⑥	L 40 × 3	3112	1	2	5.257	5.257
⑦	⑦	L 25 × 3	627	2	0	0.823	1.646
⑧	⑧	L 25 × 3	660	2	0	0.729	1.458
⑨	⑨	L 40 × 3	1500	6	2	2.755	16.53
⑩	⑩	-50 × 3	1500	1	1	1.766	1.766
⑪	⑪	-50 × 3	150	1	1	1.551	1.551
⑫	⑫	L 40 × 3	1496	4	2	2.768	11.072
⑬	⑬	L 30 × 3	552	2	2	0.756	3.024
⑭	⑭						
⑮	⑮						
通风采光天窗支架制作						总重 68.095	

图 7-3-167 屋面通风采光天窗钢架制作



通风采光天窗支架钢结构

图 7-3-168 通风采光天窗安装

第四章 网架钢结构设计 施工实例与图集

第一节 网架的制作、安装与检验

一、一般规定

钢网架的制作、安装与检验除应遵照《网架结构设计施工检验》JGJ7-91和《网架结构工程质量检验评定标准》JGJ78-91或行业标准《钢网架螺栓球节点》JGJ75.1-91、《钢网架焊接球节点》JGJ75.2-91、《钢网架检验及验收标准》JGJ75.3-91等有关网架规程标准外，还应遵守国家标准《建筑工程质量检验评定标准》GBJ301-88、现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》GB50205-2001和《螺栓球节点钢网架焊缝超声波探伤及质量分级法》JG/T 3034.2-1996、《焊接球节点钢网架焊缝超声波探伤及质量分级法》JG/T 3034.1-1996，以及其他有关钢材等国家规定的规定进行。

(一) 材料

钢网架所用的材料，根据其在钢架中所处的位置不同而不同，如杆件、封板、锥头、套筒和焊接空心球均为 Q235 钢或 16Mn 钢；实心螺栓球为 45 号钢；螺栓、销子或螺钉均为 40Cr、40B、20MnTiB；8.8S 的高强度螺栓可采用 45 号钢等。

制作所用的材料必须符合设计要求，如无出厂合格证或有疑问时，必须按现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》GBJ50205-95 的规定对其进行机械性能试验和化学分析，证明符合标准和设计要求后方可使用。

(二) 质量评价

在现阶段网架工程的制作和安装过程有两种形式，第一种是网架的制作和安装均由有生产和安装资质的生产厂家完成；第二种是网架的部件由专业产品制造厂提供，由具有安装能力的施工队伍安装。由于网架本身的特点，目前绝大部分网架工程都由生产厂家来生产和安装。

网架工程是单项建筑工程的结构分部工程的一部分，如果网架工程是采用上述第二

种形式来完成的，则在制作过程中应对节点、杆件及各种配件按《钢网架螺栓球节点》JGJ75.1—91 或《钢网架焊接球节点》JGJ75.2—91 及《钢网架检验及验收标准》JGJ75.3—91 进行检验，检验结果不参加主体部分的质量评定。如果网架工程采用上述第一种形式来完成，则在制作、安装过程中应对各分项工程（节点制作、杆件制作、安装、油漆、防腐、防火）按《网架结构工程质量检验评定标准》JGJ78—91 进行检验，检验结果都参与主体分部工程的质量检验评定。

如果网架工程所含分项工程的质量全部合格，就可将网架结构的整体质量评定为合格。如果网架工程所含分项工程的质量全部合格，且其中 50% 及以上为优良，就可将网架结构工程的整体质量评定为优良。

按《建筑工程质量检验评定标准》GBJ301—88 的要求，分项工程的质量等级评定应按下列规则进行：

合格：

- (1) 保证项目必须符合相应质量检验评定标准的规定；
- (2) 基本项目抽检处（件）应符合相应质量检验评定标准合格栏的规定；
- (3) 允许偏差项目抽检的点数中，有 70% 及其以上的实测值应在相应质量检验评定标准的允许偏差范围内。

优良：

- (1) 保证项目必须符合相应质量检验评定标准的规定；
- (2) 基本项目每项抽检处（件）应符合相应质量检验评定标准合格栏的规定，其中 50% 及以上合格者的处（件）符合优良规定，该项目即为优良。优良项数应占检验项数的 50% 及其以上；
- (3) 允许偏差项目抽检的点数中，有 90% 及其以上的实测值应在相应质量检验评定标准的允许偏差范围内。

二、制作与检验

（一）钢网架焊接球节点的制作与检验

（1）焊接球节点的制作与检验

焊接球节点的制作：

焊接球的加工有热轧和冷轧两种方法，目前生产的球多为热轧。具体步骤如下：圆板下料；热轧半球；机械加工；装配焊接。用热轧方法生产的球容易产生壁厚不均匀、“长瘤”和“荷叶边”等情况，网架规程对壁厚不均匀程度进行了限制。球体不允许“长瘤”，“荷叶边”应在切边时切除。

由于轧制模具的磨损和冷却收缩率考虑不足等原因，经常出现成品球直径偏小的情况，这种情况容易造成网架总拼尺寸偏小。因此，网架规程对球的直径偏差也有明确的限制。

球的圆度（即最小直径与最大直径之差），不仅影响拼装尺寸，而且又会造成节点偏心，故应控制在一定范围之内。

焊接球是由两个热轧的半球经车床加工后焊接而成，如果两个半球对得不准或大小不一，则在接缝处会产生“错边”，《网架结构工程质量检验评定标准》JGJ78—91对“错边”程度进行了限制。

焊接球的检验

《网架结构工程质量检验评定标准》JGJ78—91对焊接球的质量按照保证项目、基本项目和允许偏差项目分类进行了控制。

（2）焊接球的杆件制作和检验

杆件的制作：

网架结构中的杆件有钢管和角钢两种，钢管的下料应使用机床，以确保其长度和坡口的准确度，而角钢的下料宜用剪床、砂轮切割或气割。

不管是钢管还是角钢都应考虑其焊接收缩量。影响焊接收缩量的因素较多，如焊缝的长度、环境温度、电流强度、焊接方法等。焊接收缩量的大小可根据各自以往的经验，再结合现场和网架的具体情况通过试验来确定。

杆件的检验：

《网架结构工程质量检验评定标准》JGJ78—91规定了焊接网架杆件质量保证项目和允许偏差项目的控制。

（二）钢网架螺栓球的制作与检验

（1）螺栓球节点的制作和检验

螺栓球的制作：

螺栓球的毛坯加工方法有两种，一为铸造，一为模锻。铸造球容易产生裂缝、砂眼；模锻球质量好、工效高、成本低。

为确保螺栓球的精度，应预先加工一个高精度的分度夹具；用分度夹具生产工件成品的精度，为分度夹具本身精度的 $1/3$ 。

球在车床上加工时，先加工平面螺栓孔，再用分度夹具加工斜孔，各螺栓孔螺纹和螺纹公差、螺孔角度、螺孔端面距球心尺寸的偏差详见《网架结构工程质量检验评定标准》JGJ78—91的规定。

螺栓球的检验：

《网架结构工程质量检验评定标准》JGJ78—91规定了螺栓球节点质量检验保证项目和允许偏差项目的控制。

（2）螺栓球的杆件制作和检验

杆件的制作：

在焊接球网架中杆件与球体直接焊接，而在螺栓球网架中杆件是通过螺栓与球体连接，杆件除本身的钢管之外，还包括组成杆件的封板、锥头、套筒和高强度螺栓。因此，在考虑杆件的焊接收缩量时，杆件应作为整体来考虑，其允许偏差值是指组合偏

差。

杆件的检验：

《网架结构工程质量检验评定标准》JGJ78—91 对杆件本身及组成杆件的部件的质量检验标准，分别按保证项目和允许偏差项目进行了控制。

（三）焊接钢板节点的制作与检验

焊接钢板节点通常由十字节点板和盖板组成，适用于连接焊接型钢杆件。制作钢板节点的材料应与所连接杆件的材料相同。按《网架结构工程质量检验评定标准》JGJ78—91 的规定，对焊接钢板节点质量检验保证项目和允许偏差项目进行控制。

三、安装与检验

（一）安装方法与适用范围

1. 高空散装法

高空散装法是指将小拼单元或散件（单根杆件及单个节点）直接在设计位置进行总拼的方法。

高空散装法有全支架（即满堂脚手架）法和悬挑法两种。全支架法多用于散件拼装，而悬挑法则多用于小拼单元在高空总拼情况。

由于散件在高空拼装，无需用大型的起重设备，但由于搭设大规模的拼装支架，需用大量的脚手材料。

全支架法适用各种类型的螺栓球节点网架的安装，尤其是起重困难的情况。

施工的重点是确定合理的拼装顺序，控制好标高和轴线的位置。

2. 分条或分块安装法

分条或分块安装法是指将网架分成条状或块状单元分别由起重设备吊装至高空设计位置就位搁置，然后再成整体的安装方法。

条状是指沿网架长跨方向分割成几段，每段的宽度可以是一个网格至三个网格，其长度为网架短跨的跨度。块状是指沿网架纵横方向分割后的单元形状为矩形或正方形。每个单元的重量以现场现有起重设备的起重能力为准。

在分条或分块安装法中大部分的焊接和拼装工作在地面进行，有利于提高工程质量，并可节省大部分拼装支架。由于分割单于时已考虑现场现有起重设备能力，可充分利用工地现有设备，减少起重设备的租赁费和大型设备进出场费，有利于降低成本。

分条或分块安装法适用于分割后的单元具有足够刚度并保证自身的几何不变性，否则应采取临时加固措施。

施工重点是条、块的正确划分以及条、块吊装过程中的安全保证。

3. 高空滑移法

高空滑移法是指将分条的网架单元在事先设置的滑轨上单条（或逐条）滑移到设计

位置拼接成整体的安装方法。

由于高空滑移法中的网架是架空作业，对建筑物内部施工没有影响，网架安装与下部其他施工可平行立体作业，加快施工进度，缩短施工周期，无需大型设备和牵引设备。

高空滑移法适用于正放四角锥、正放抽空四角锥、两向正交正放网架等能够分割成几何不变体系的滑移单元网架。尤其适用于采用上述网架而进行的跨越工程和需要进行立体交叉施工的情况。

施工重点是滑移单元同步滑移的控制。

4. 整体吊装法

整体吊装法是指网架在地面上总拼后，用起重设备将其吊装就位的施工方法。

整个网架的焊接和拼接全部在地面上进行，容易保证施工的质量。由于整个网架的就位全靠起重设备来实现，所以起重设备的能力和起重移动的控制尤为重要。

整体吊装法适用于在场地和起重设备允许的情况下各种类型的网架。

施工重点是网架同步上升的控制，以及网架在空中位移的控制。

5. 整体提升法

整体提升法是指在结构柱上安装提升设备，将在地面上总拼好的网架提升就位的施工方法。

网架整体提升法使用的提升设备一般都比较小，如升板机、液压滑模千斤顶等，利用小机群安装大网架，起重设备小，成本低。

提升阶段网架的支承情况与使用阶段相同，不需要考虑提升阶段而增设加固措施，较整体吊装法经济。

提升设备的提升能力有较大幅度选择，可将网架的屋面板、防水层、天棚、采暖通风等全部在地面及最有利的高度进行施工，从而大大节约施工费用。网架整体提升法只能在设计坐标垂直上升，不能将网架移动或转动。

网架整体提升法适用于周边支承及多点支承网架。

施工重点是同步提升的控制以及网架空中位移的控制。

6. 整体顶升法

整体顶升法是指在设计位置的地面将网架拼装成整体，然后用千斤顶将网架顶升到设计高度的施工方法。

顶升法与提升法具有相同的特点，只是提升法的提升设备安置在网架的上面，而顶升法的顶升设备安置在网架的下面。

顶升法适用于点支承网架。

施工重点是网架顶升的同步控制和垂直度的控制。

(二) 网架结构安装的检验

不论是什么类型的网架结构，采用何种安装方法，《网架结构工程质量检验评定标准》JGJ78—91 将其质量检验的标准分别按保证项目、基本项目和允许偏差项目加以控

制。

四、其他分项工程

钢网架结构除本身制造安装过程中必不可少的节点制作、杆件制作和结构安装分项工程外，还必须包括油漆、防腐和防火涂层等分项工程。

油漆分项工程包括除锈和涂底，该项工作是在生产厂完成。根据不同的使用要求可采取不同的除锈方法，当需要金属表面露出金属光泽时，宜采用喷砂、抛丸或酸洗的除锈方法；当只需要一般的除锈而允许钢材表面存在不能再清除的轧制表皮时，就可采用一般工具（钢铲、钢刷）除锈。生产厂生产网架部件经除锈和涂底后，才能进行拼接和安装。对于焊接球网架，安装焊缝处应留出 30 ~ 50mm 宽的范围暂时不涂，待焊接完成后补涂。涂料的种类和涂层厚度应按设计文件及规程的要求选用。

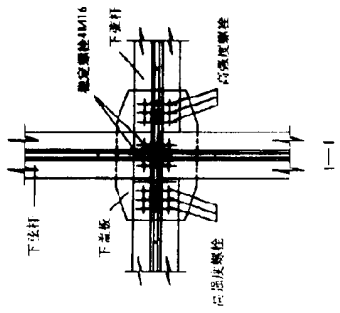
在一般情况下，用于体育馆、公共建筑等的钢网架，其工作环境没有较强的腐蚀介质，因此只需对钢网架进行油漆防锈处理，而不必进行防腐处理。如果钢网架处于有侵蚀性的气体环境中，就应对其进行必要的防腐处理。钢网架的防腐处理，通常采用涂刷防腐涂料的方法，防腐涂料的种类和涂层厚度应按设计文件及规程的要求选择和执行。

由于钢结构本身的特点，还必须对钢结构的所有部件进行防火处理。根据建筑物本身的重要程度，防火规范规定了不同的防火级别，不同的防火级别对应不同的耐火极限，耐火极限决定防火涂料的厚度，防火涂料的种类和涂层厚度应严格按照设计文件和有关规范执行，并进行逐项检查。尤其重要的是检查合格后，还要请当地消防主管部门对钢结构防火进行现场检查，检查合格后才能投入使用。

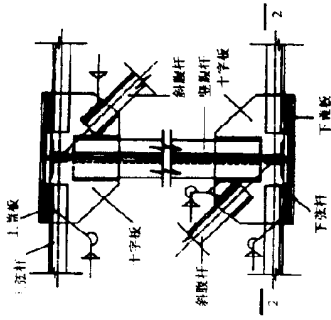
第二节 网架钢结构设计常用图集



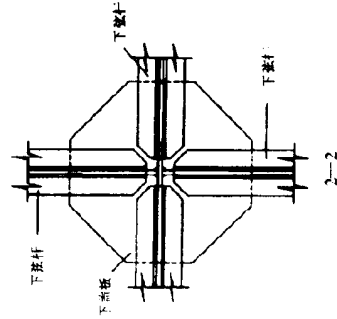
(a) 焊接和高强度螺栓混合连接



1-1

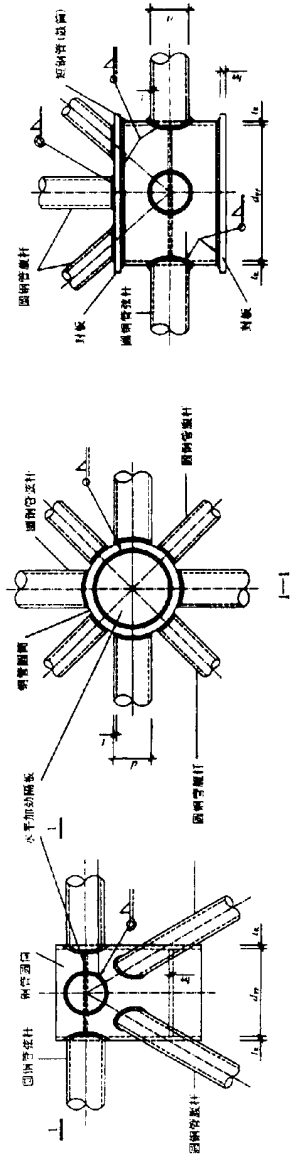


(b) 全焊接连接



2-2

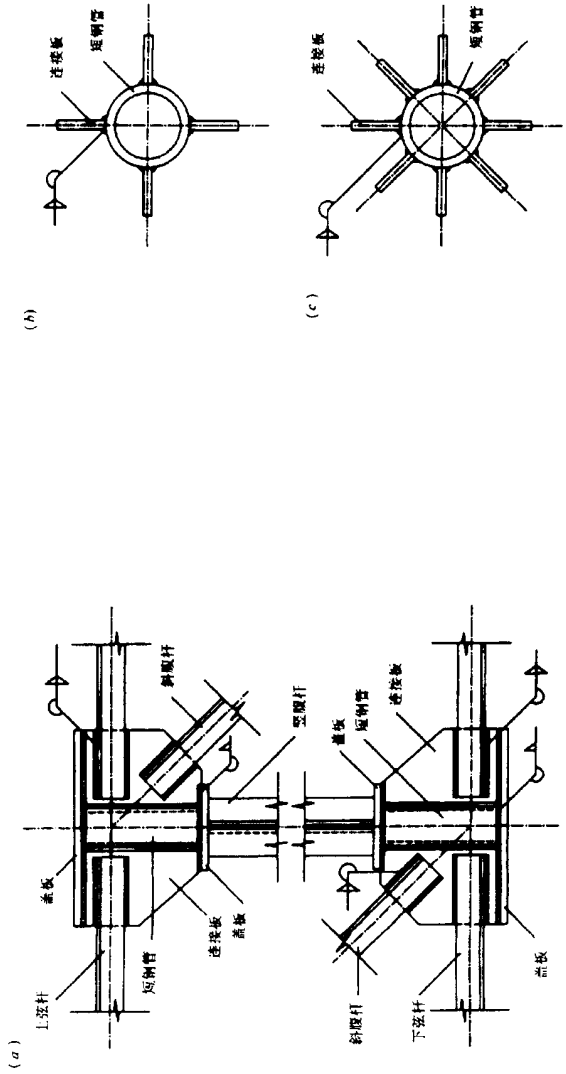
图 7-4-1 十字形板节点



(a) 钢管圆筒连接节点

(c) 钢管圆筒连接节点

图 7-4-2 钢管圆、鼓筒连接节点

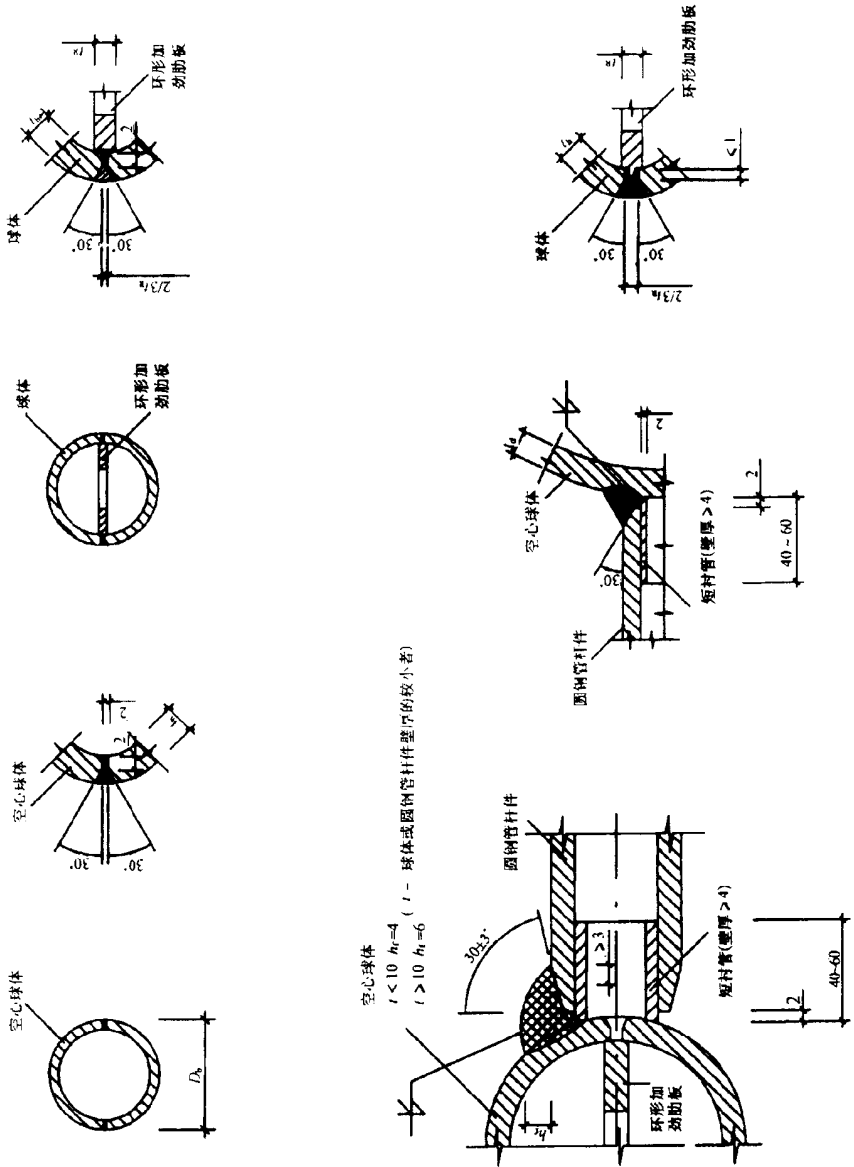


(a)

(b)

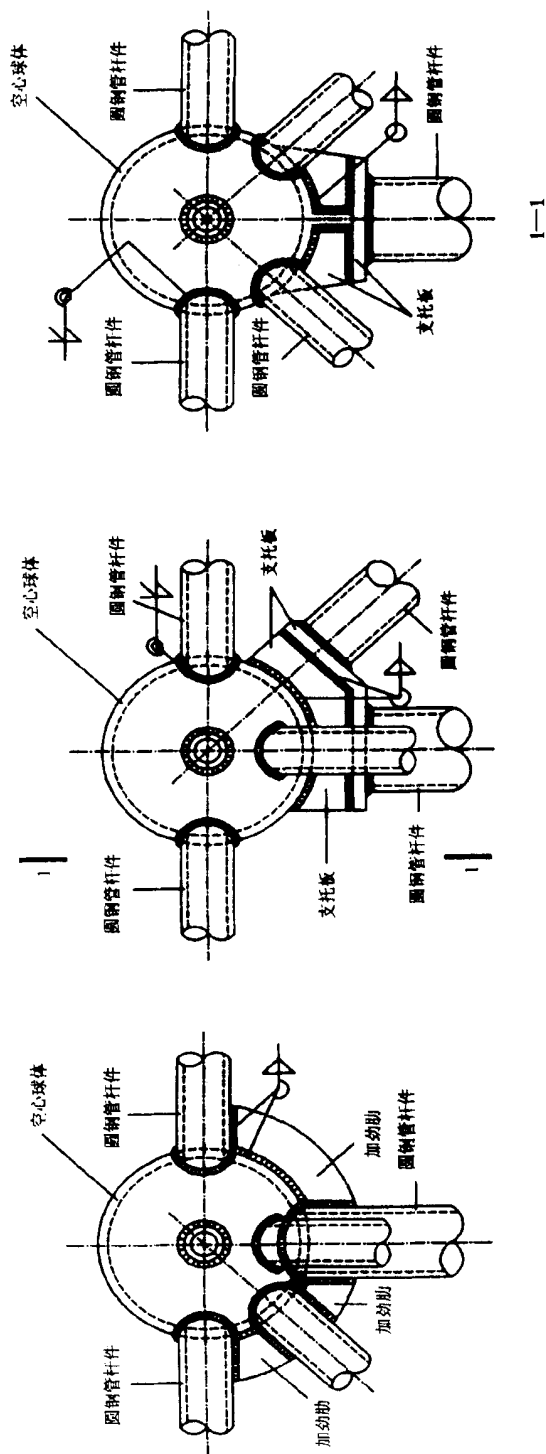
(c)

图 7-4-3 管筒形节点 (一)



空心球体
 $t < 10$ $h_1 = 4$
 $t > 10$ $h_1 = 6$
 (t - 球体或圆钢管杆件壁厚的较小者)

图 7-4-4 管筒形节点 (二)



(a) 局部增设加劲肋的连接节点

(b) 增设支托板的连接节点

图 7-4-5 管筒形板节点 (三)

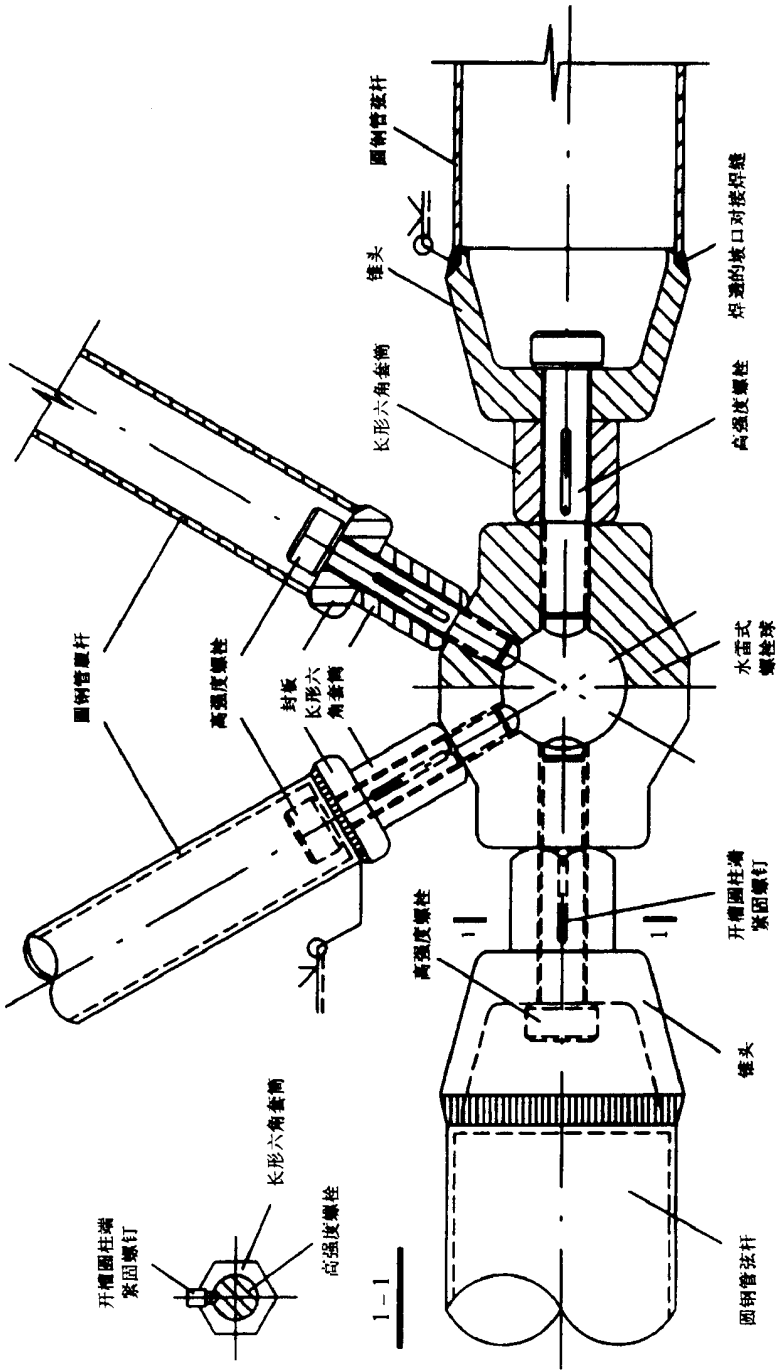


图 7-4-6 水雷式螺栓球连接节点

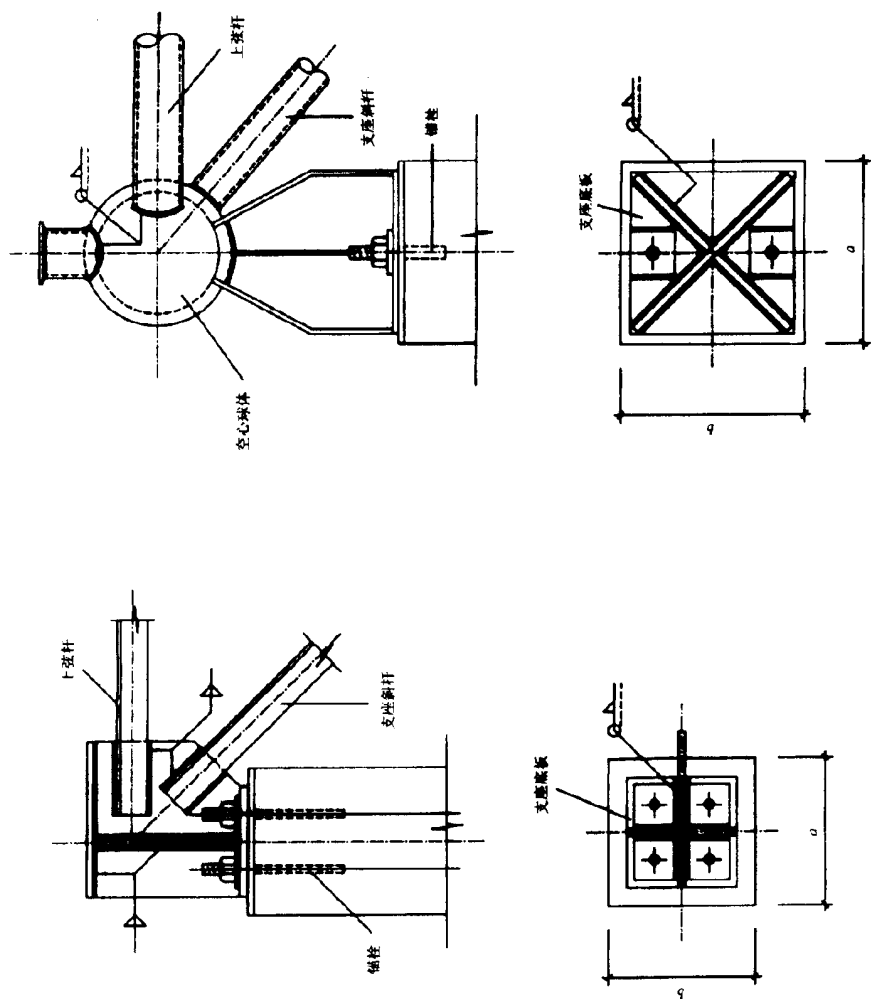
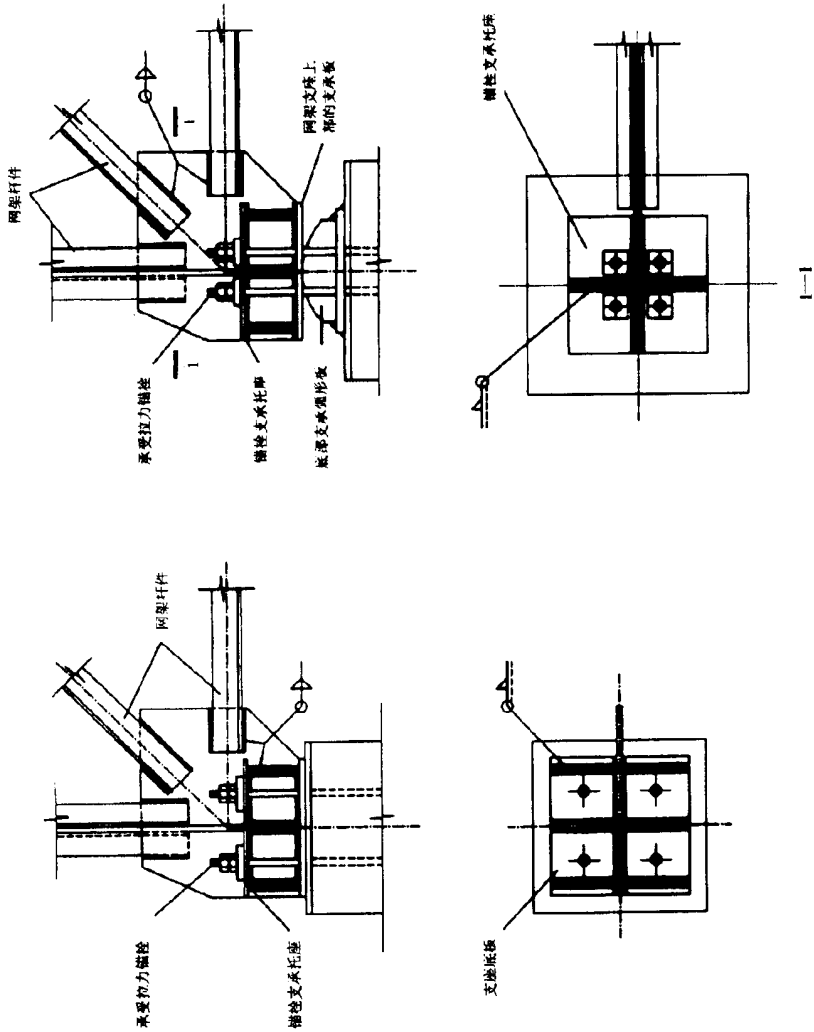


图 7-4-7 平板压力支座节点



(a) 平板拉力支撑节点

(b) 单面弧形拉力支撑节点

图 7-4-8 平板、单面弧形拉力支撑节点

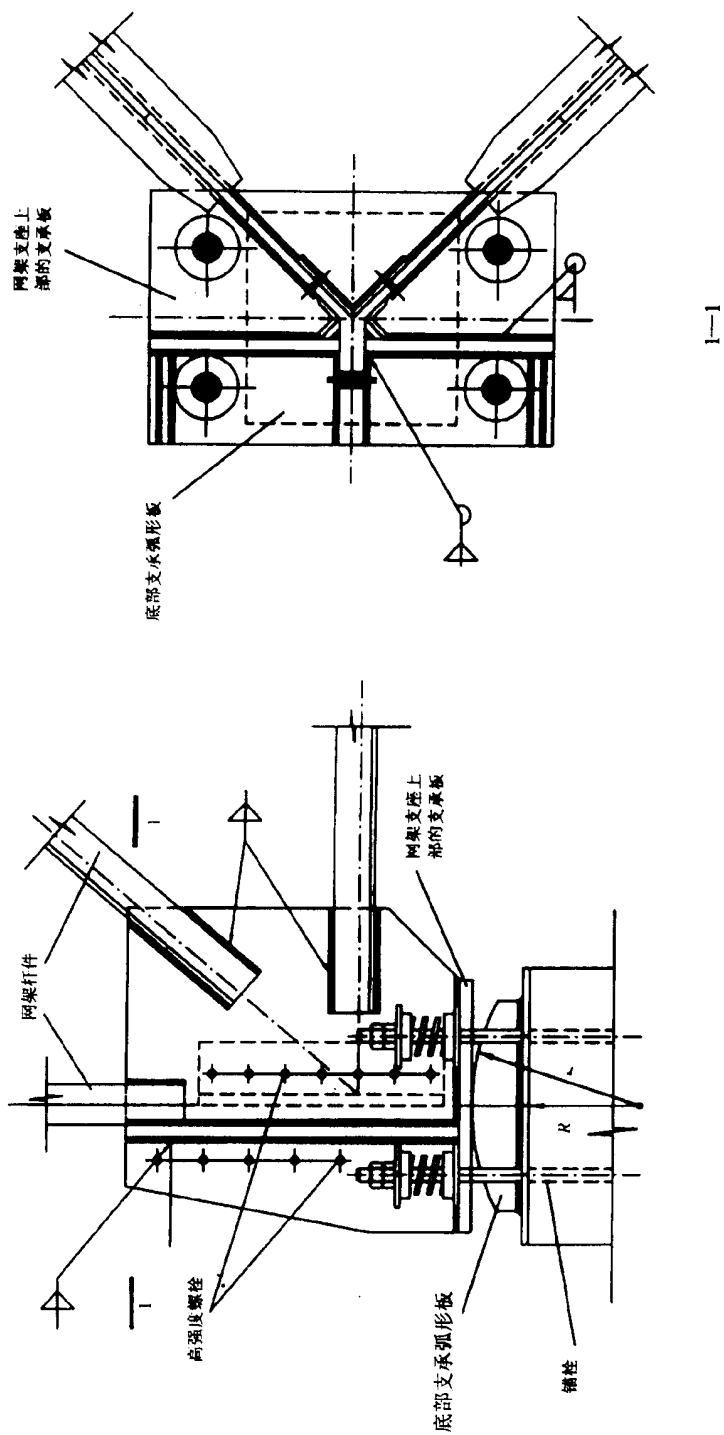


图 7-4-9 单面弧形压力支座节点 (一)

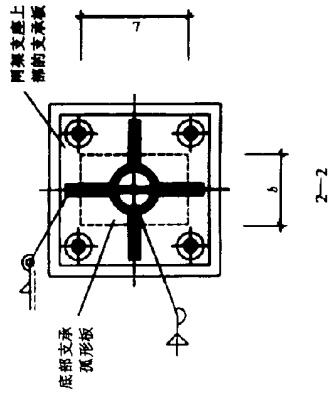
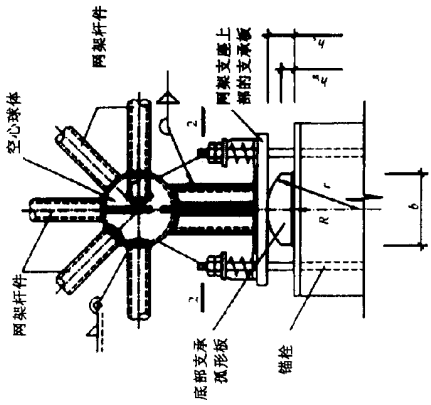
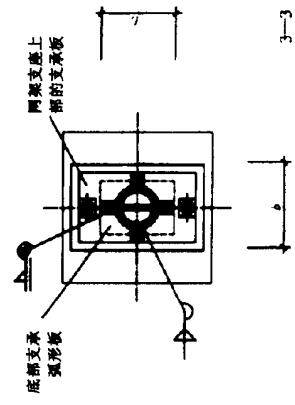
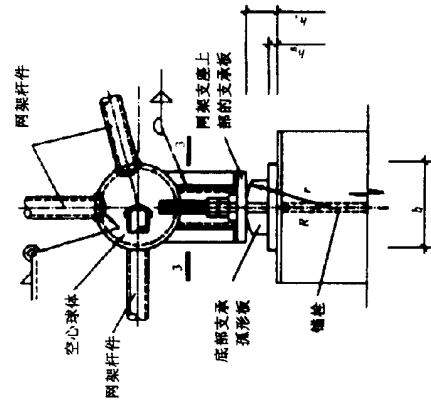
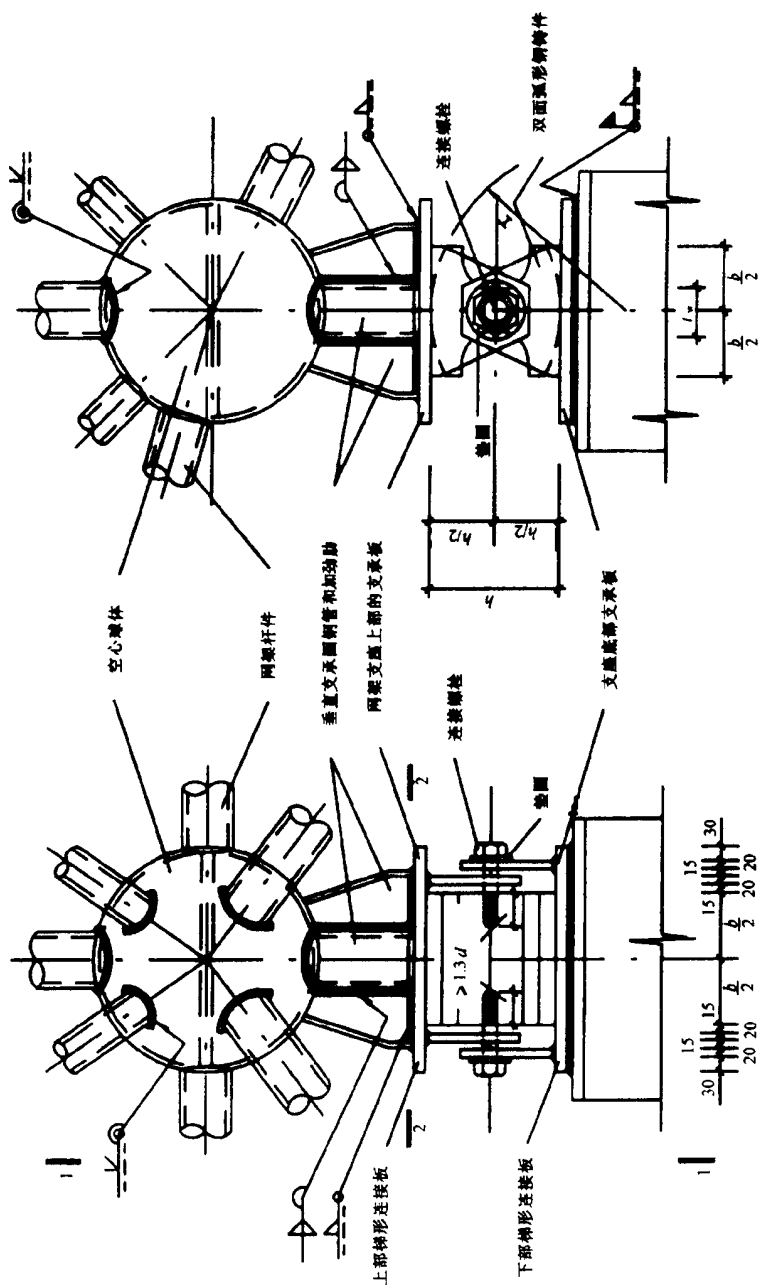
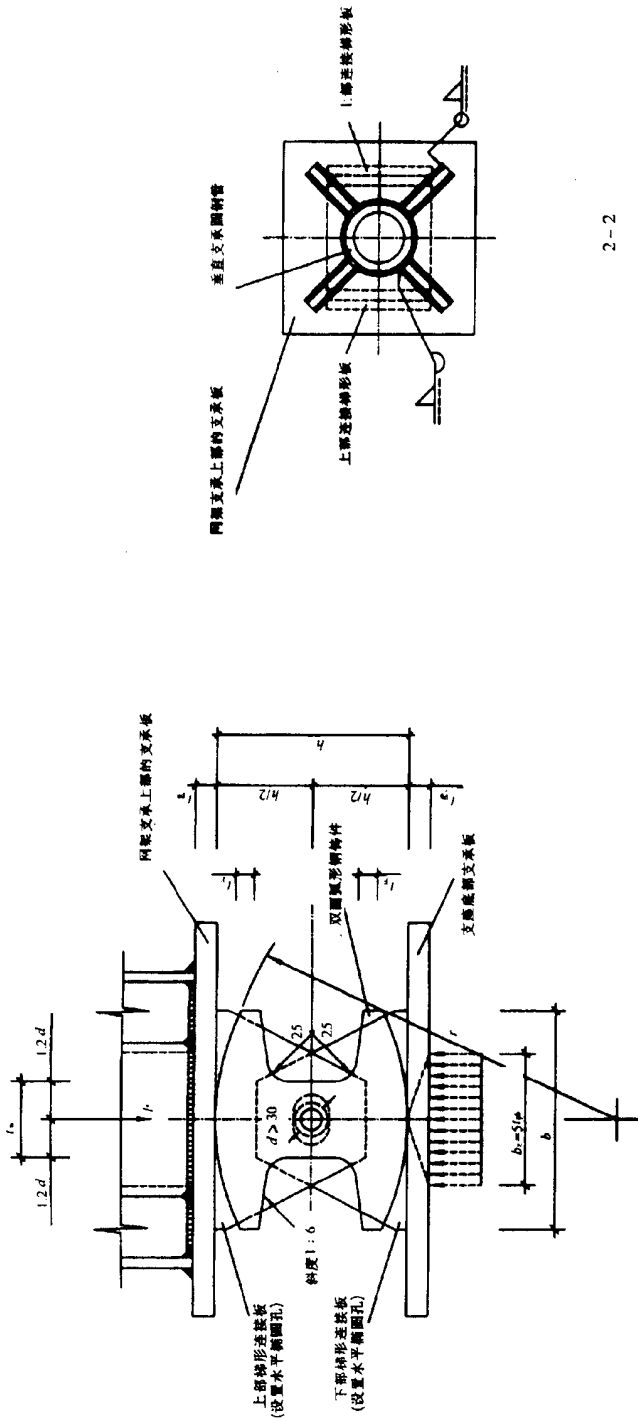


图 7-4-10 单面弧形压力支座节点 (二)



1-1

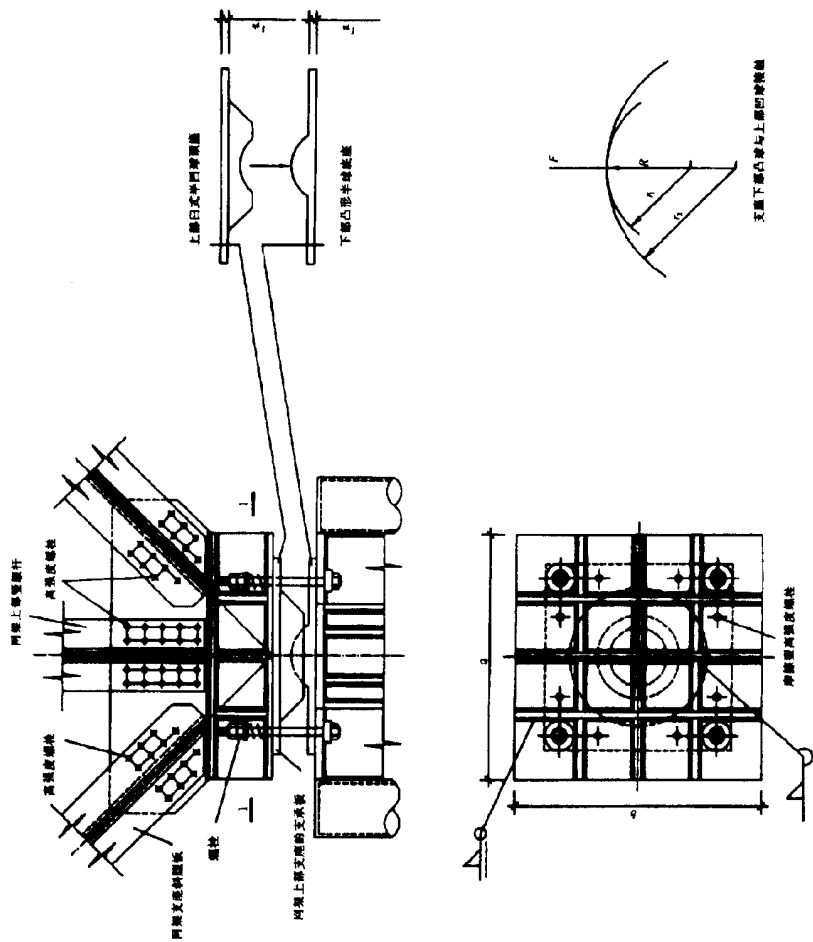
图 7-4-11 双面弧形压力支座节点 (一)



2-2

图 7-4-12 双面弧形压力支座节点 (二)

双面弧形钢细部



1-1

图 7-4-13 球铰压力支座节点

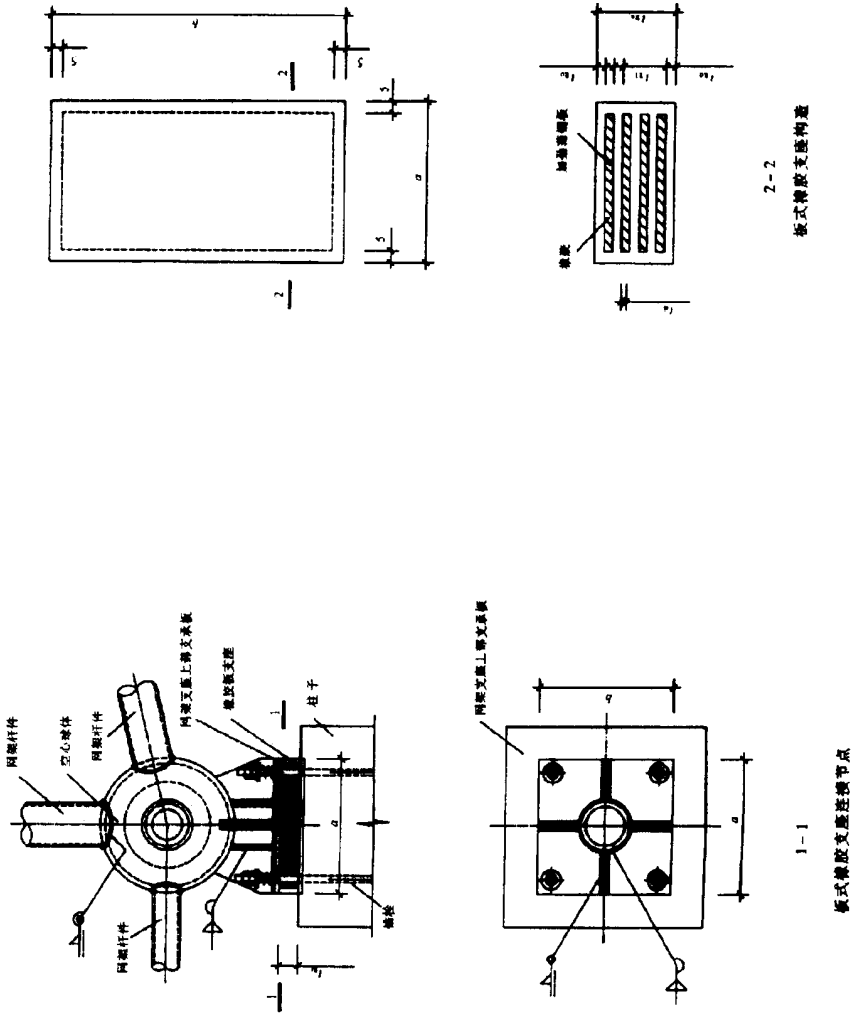
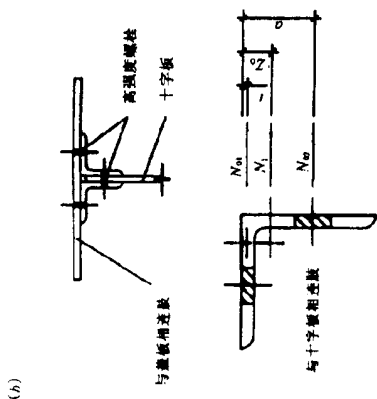
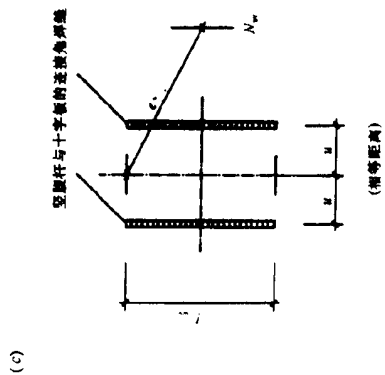


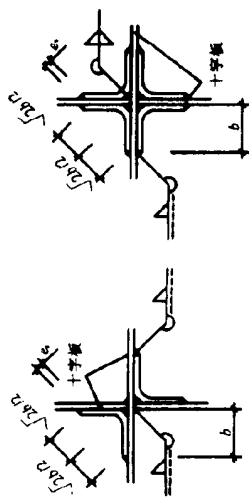
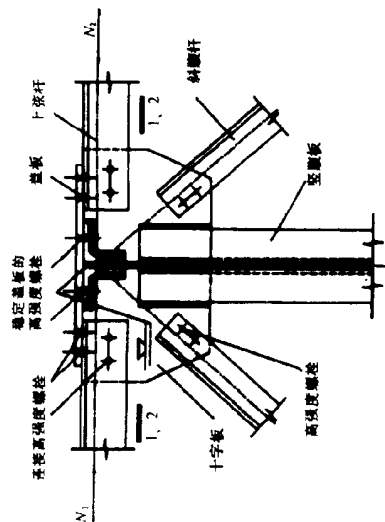
图 7-4-14 板式橡胶支座连接节点



(b)



(c)



(两个角钢组成的空腹杆)

1-1

(四个角钢组成的空腹杆)

2-2

图 7-4-15 焊接和高强度螺栓混合连接

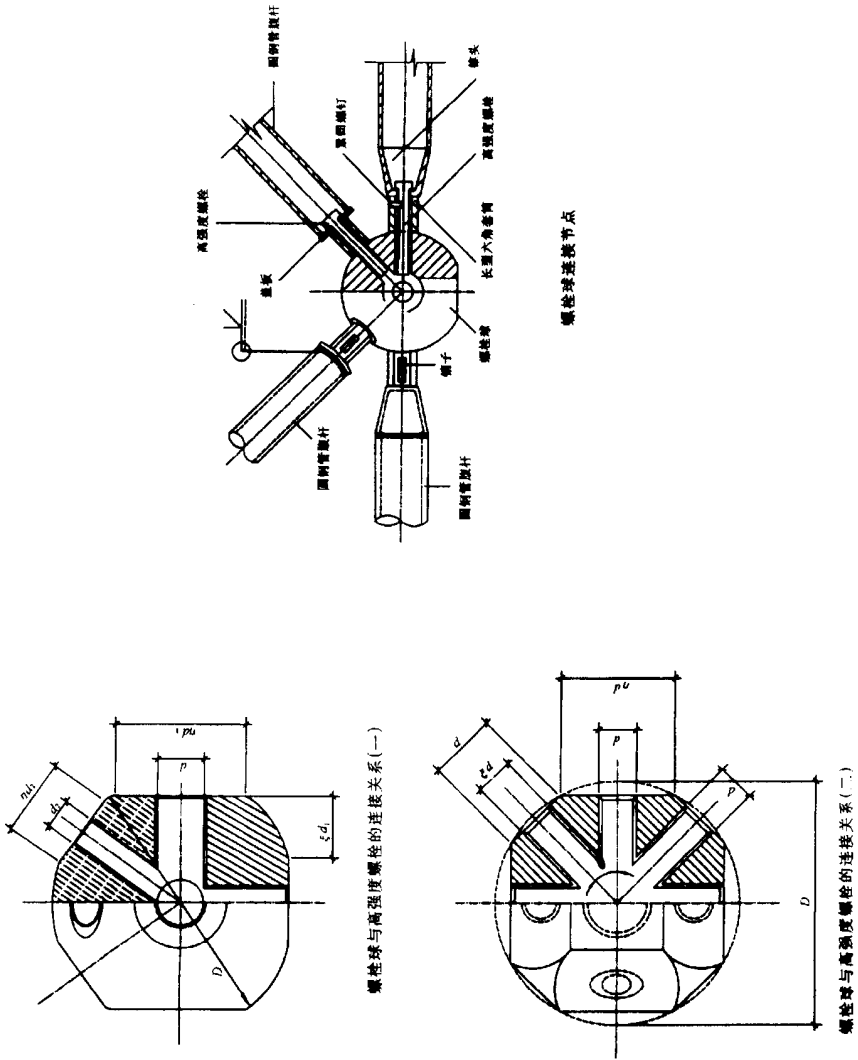
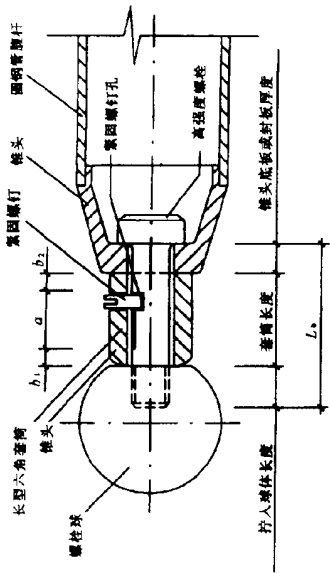
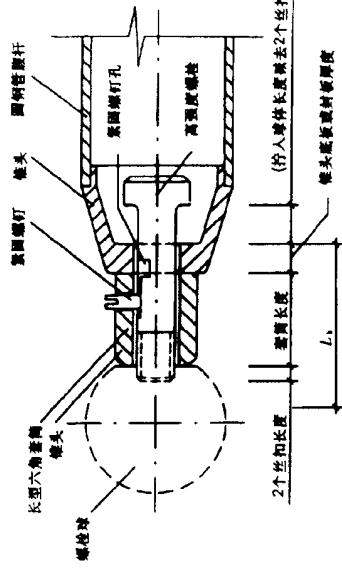


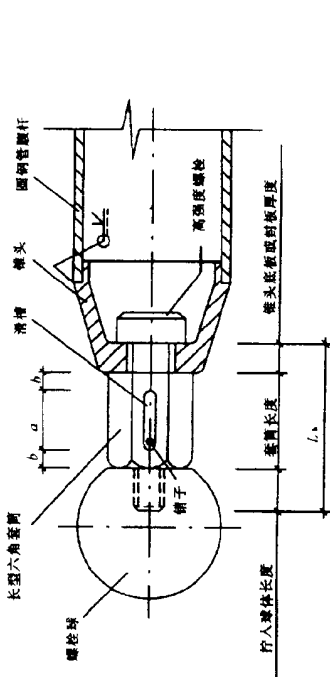
图 7-4-16 螺栓球节点及与高强度螺栓的连接



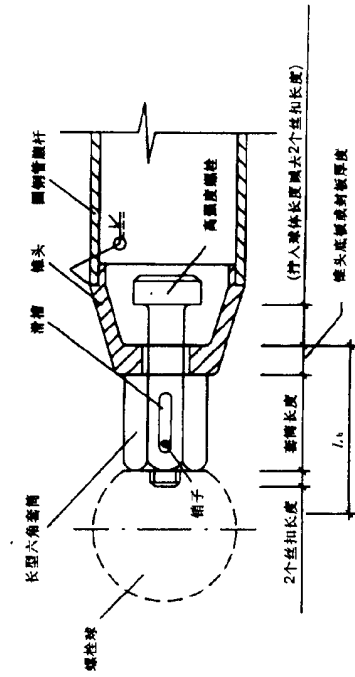
(c) 高强度螺栓与螺母焊接时杆原长的状态



(d) 高强度螺栓未与螺母焊接的状态

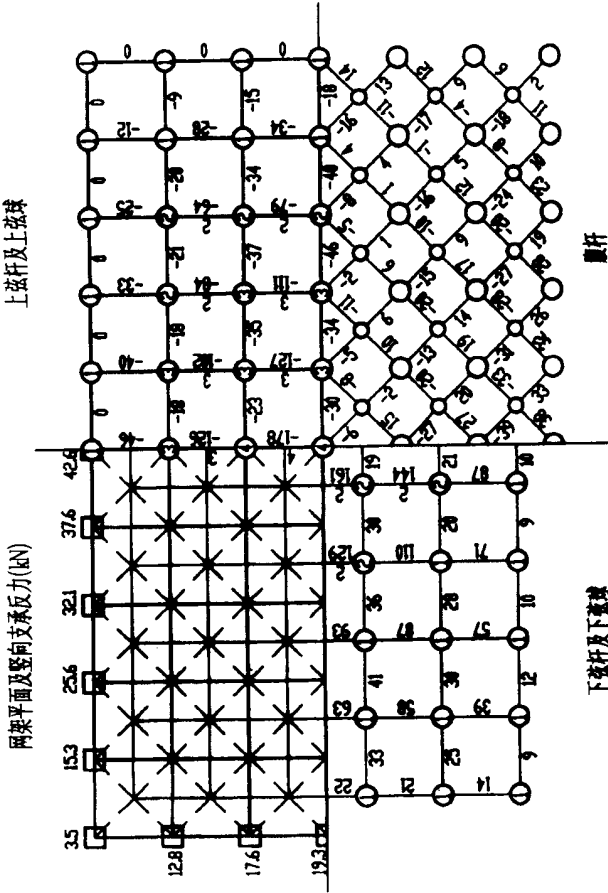


(a) 高强度螺栓与螺母焊接后的状态



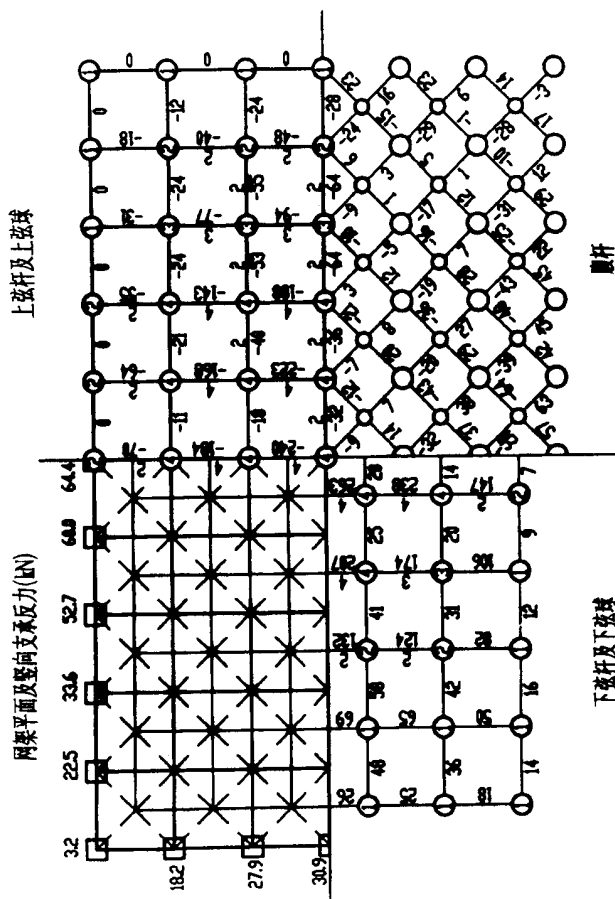
(b) 高强度螺栓未与螺母焊接的状态

图 7-4-17 高强度螺栓与螺栓球和圆钢管杆件的连接



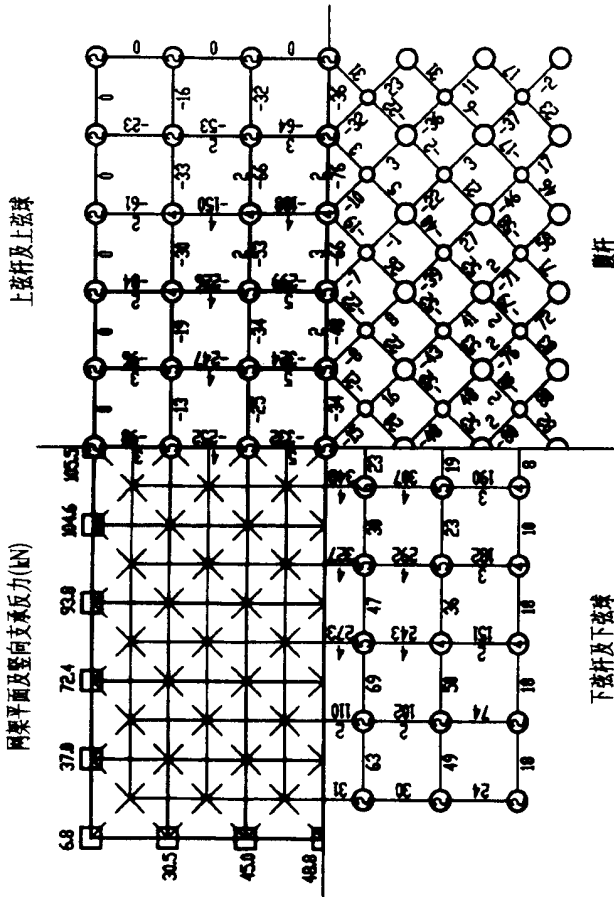
网架编号	TZW-1830-1		荷载级别	1	
网架形式	正放四角锥	平面尺寸	18m × 30m	最大挠度	37mm
网格尺寸	3m × 3m	网架高度	1.2m	网架自重	12.8kg/m ²

图 7-4-18



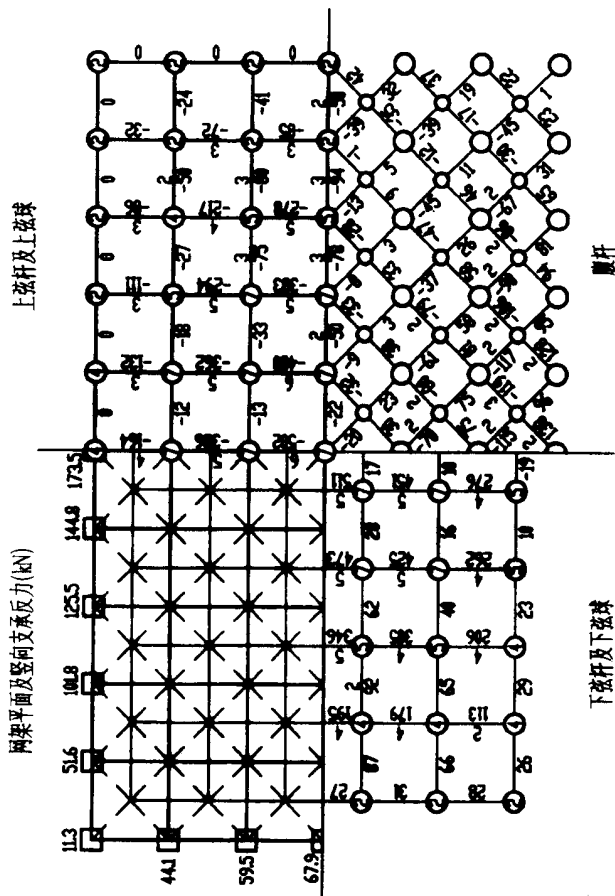
网架编号	TZW-1830-2	荷载级别	2
网架形式	正放四角锥	平面尺寸	18m × 30m
网架尺寸	3m × 3m	网架高度	1.2m
		最大挠度	38mm
		网架自重	14.6kg/m ²

图 7-4-19



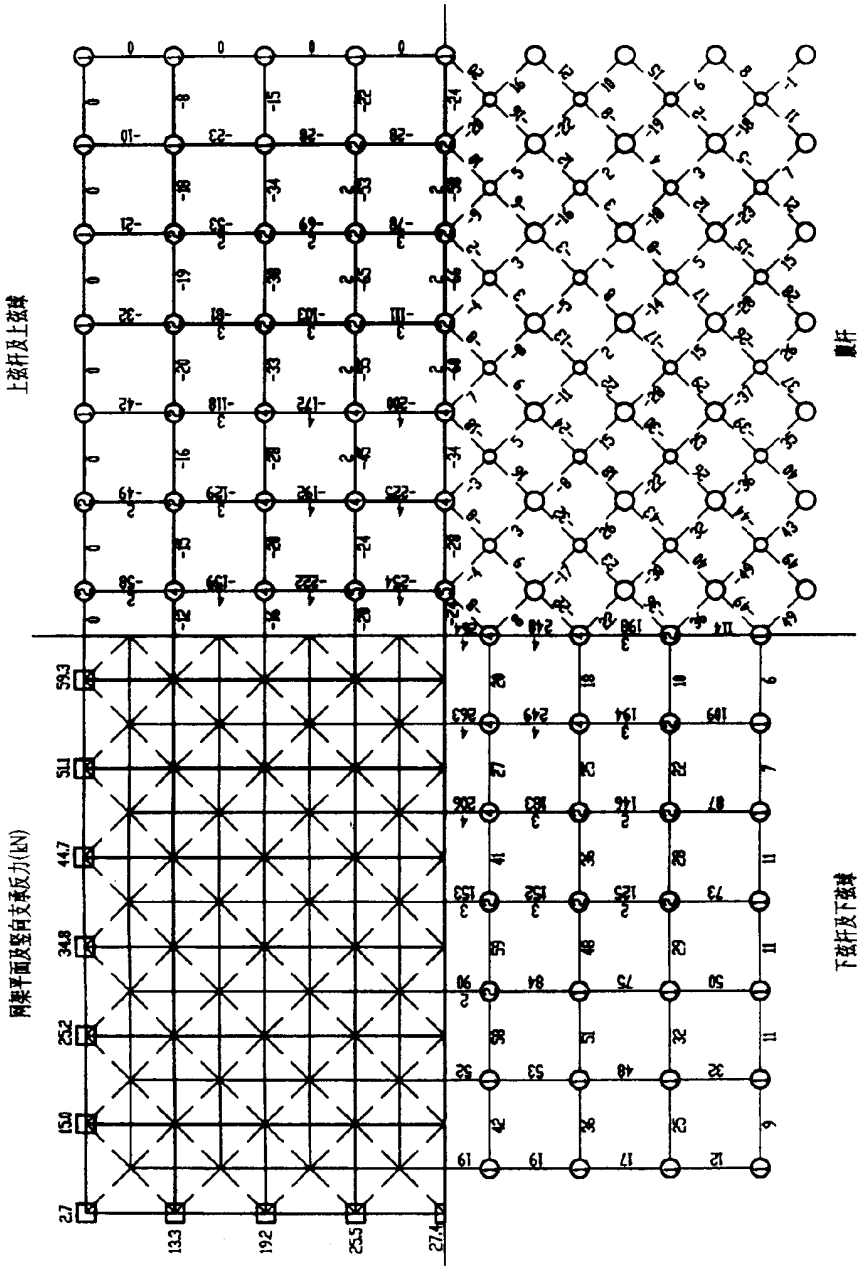
网架编号	TZW-1830-3		荷载级别	3	
网架形式	正放四角锥	平面尺寸	18m × 30m	最大挠度	40mm
网格尺寸	3m × 3m	网架高度	1.4m	网架自重	16.9kg/m ²

图 7-4-20



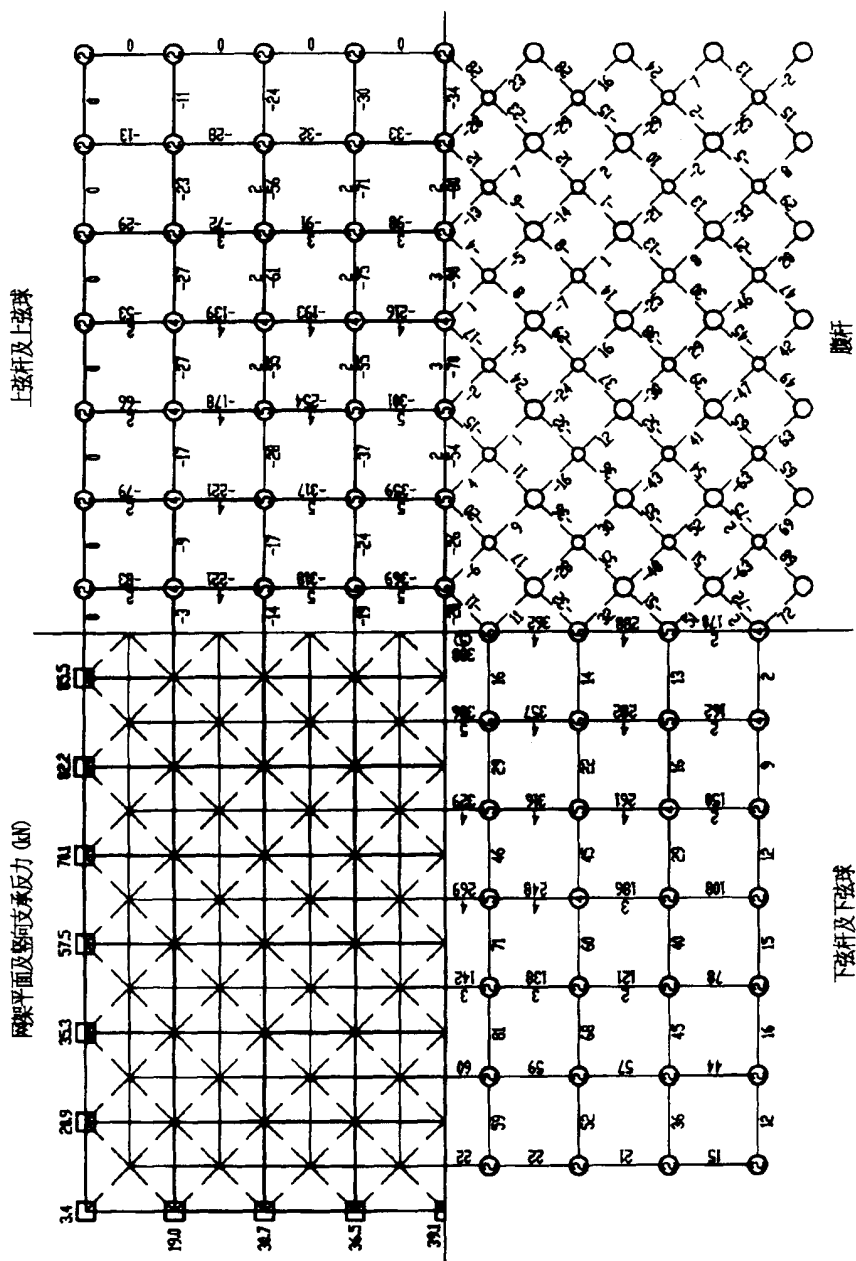
网架编号	TZW-1830-4	荷载级别	4
网架形式	正放四角锥	平面尺寸	18m × 30m
网架尺寸	3m × 3m	网架高度	1.4m
		最大挠度	40mm
		网架自重	20.9kg/m ²

图 7-4-21



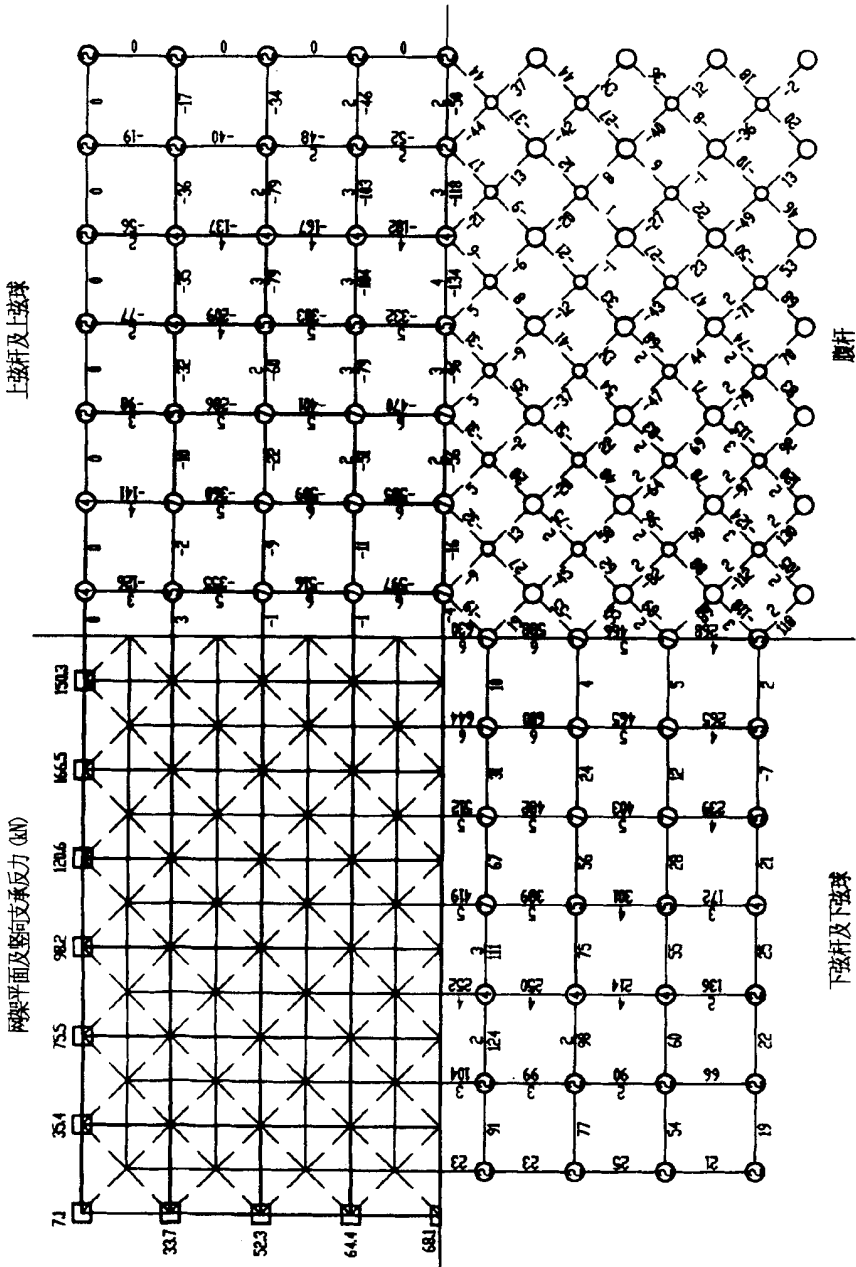
网架编号	TZW-2439-1		荷载级别	1	
网架形式	正放四角锥	平面尺寸	24m × 39m	最大挠度	56mm
网架尺寸	3m × 3m	网架高度	1.4m	网架自重	14.4kg/m ²

图 7-4-22



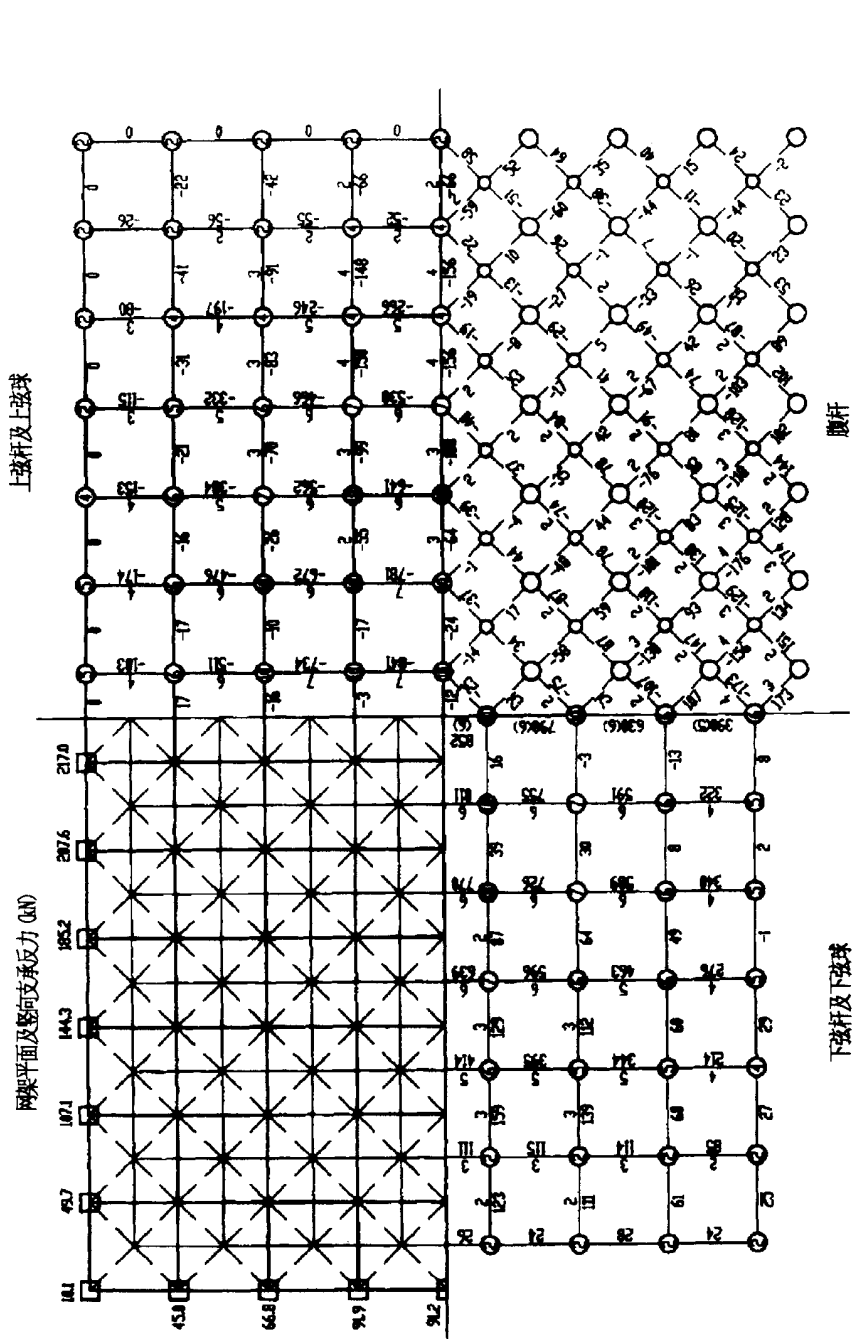
网架编号	TZW-2439-2	荷载级别	2
网架形式	正放四角锥	平面尺寸	21m × 39m
网架尺寸	3m × 3m	网架高度	1.4m
		网架自重	16.7kg/m ²
		最大挠度	62mm

图 7-4-23



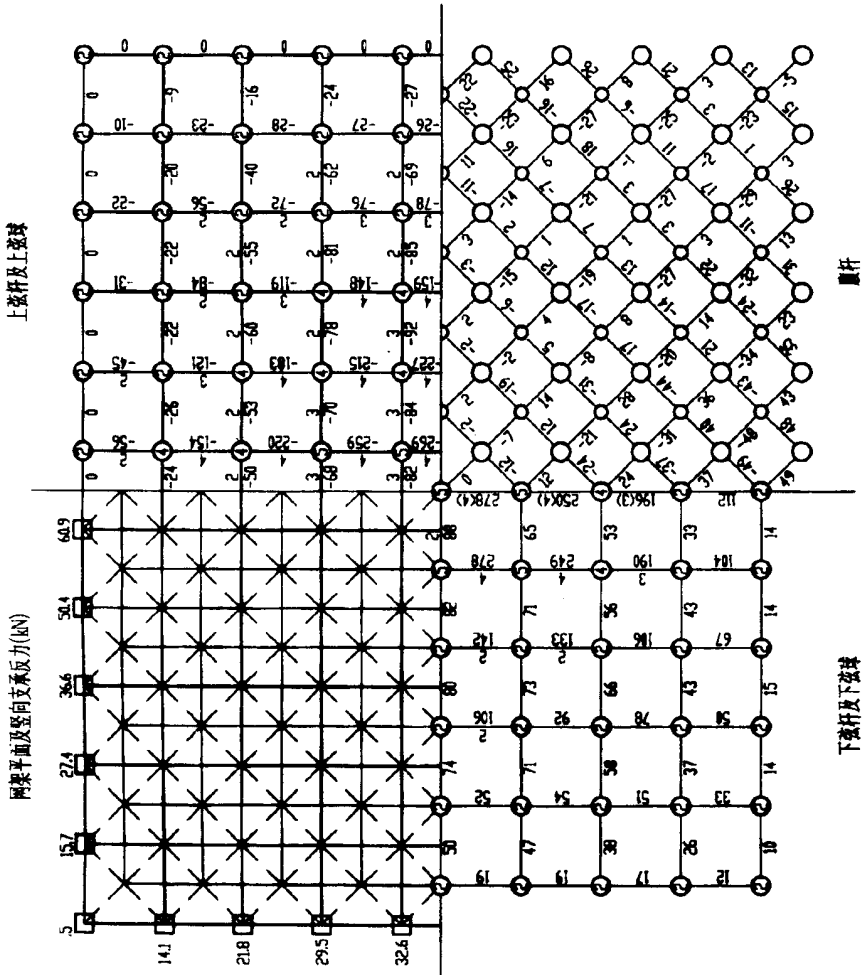
网架编号	TZW-2439-3	荷载级别	3
网架形式	正放四角锥	平面尺寸	24m × 39m
网架尺寸	3m × 3m	网架高度	1.6m
		网架自重	22.3kg/m ²

图 7-4-24



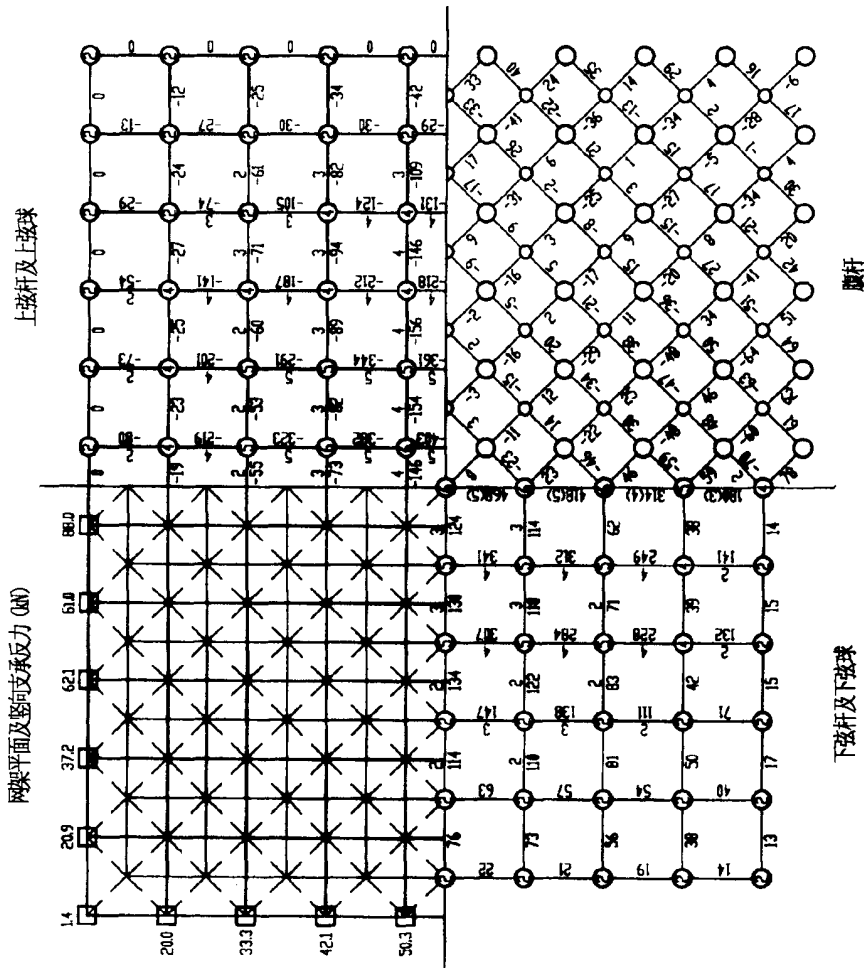
网架编号	TZW-2439-4	荷载级别	4
网架形式	正放四角锥	平面尺寸	24m × 39m
网架尺寸	3m × 3m	网架高度	1.6m
		网架自重	27.6kg/m ²
		最大挠度	63mm

图 7-4-25



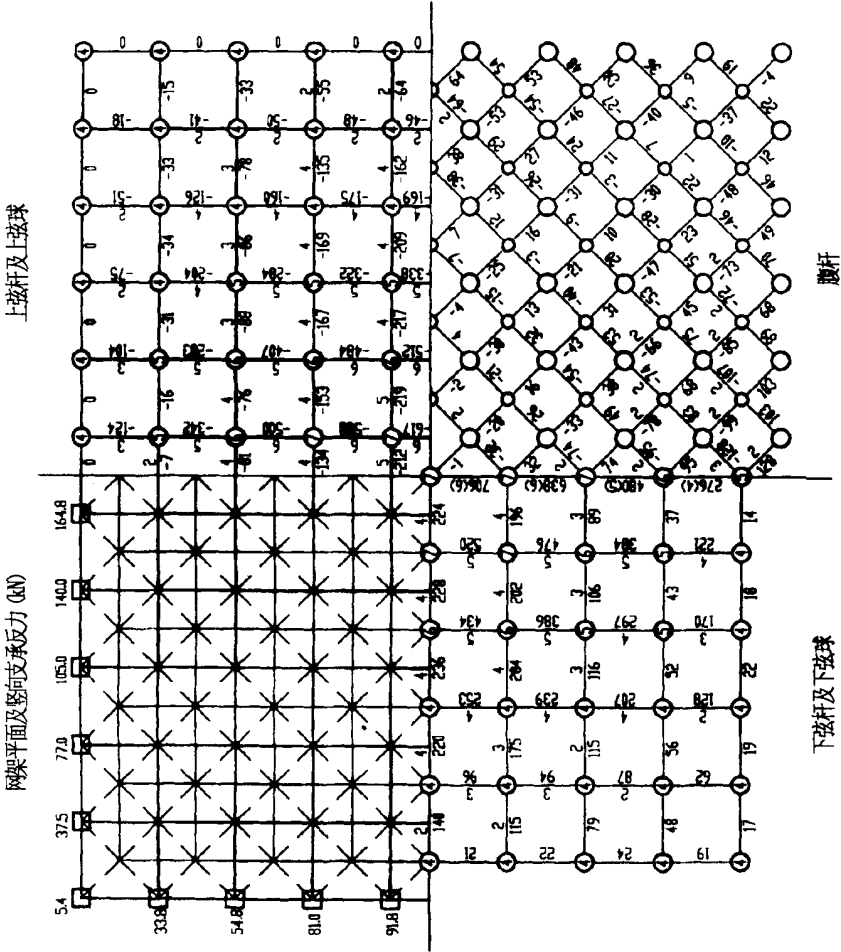
网架编号	TZW-2733-1	荷载级别	I
网架形式	正放四角锥	平面尺寸	27m × 33m
网架尺寸	3m × 3m	网架高度	1.5m
		网架自重	15.0kg/m ²
		最大挠度	67mm

图 7-4-26



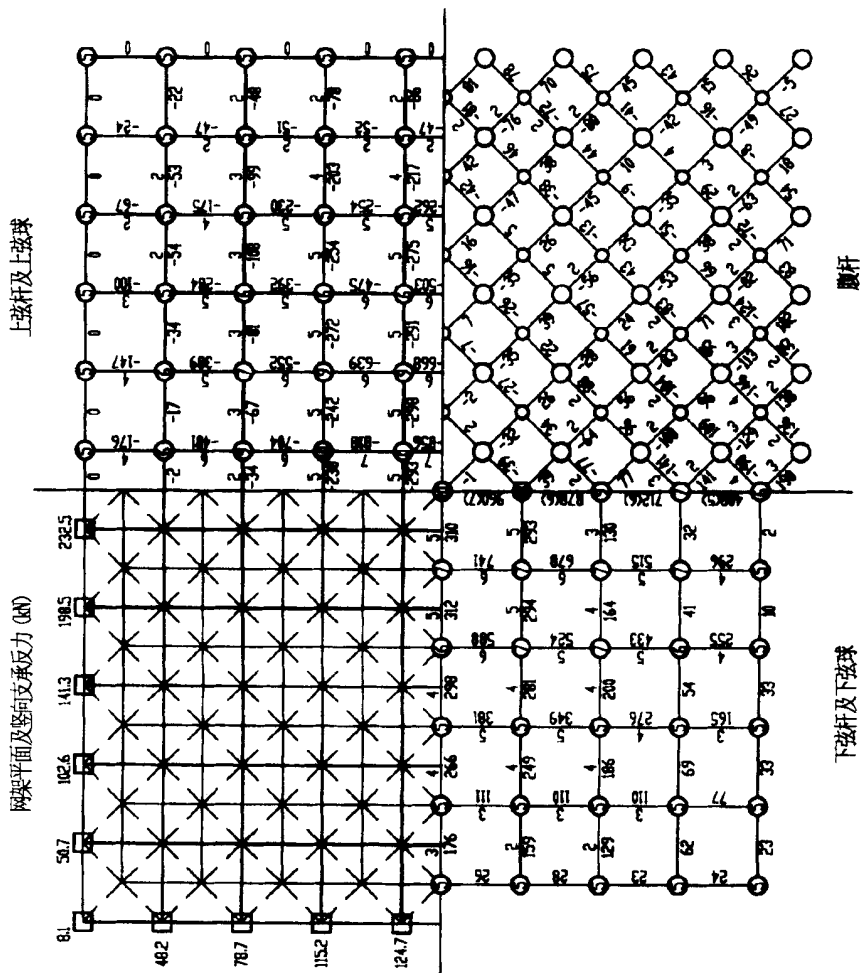
网架编号	TZW-2733-2	荷载级别	2
网架形式	正放四角锥	平面尺寸	27m × 33m
网架尺寸	3m × 3m	网架高度	1.5m
		最大挠度	73mm
		网架自重	17.7kg/m ²

图 7-4-27



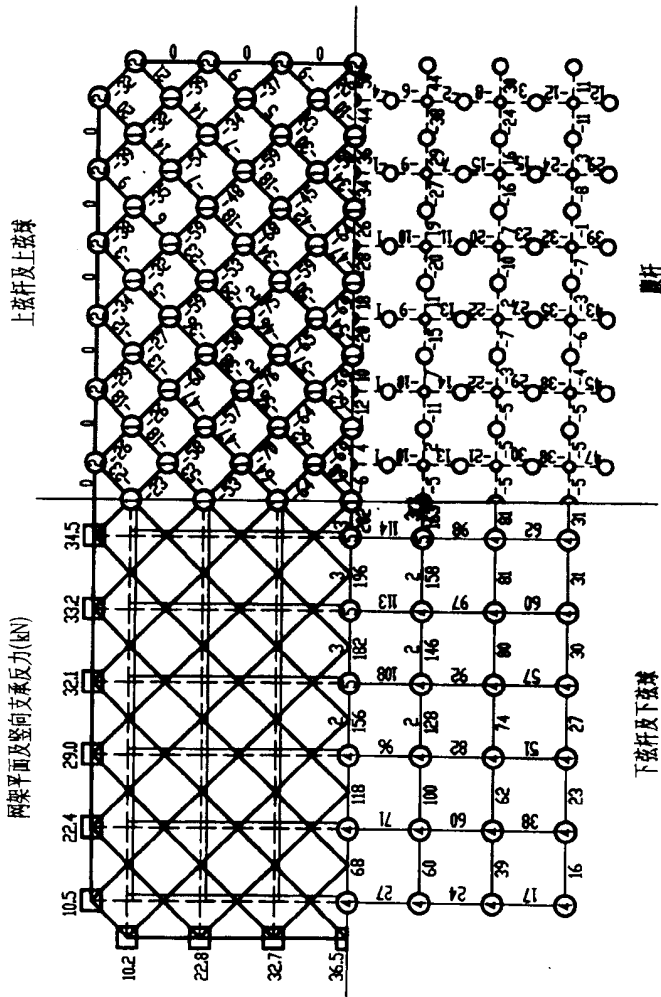
网架编号	TZW-2733-3	荷载级别	3
网架形式	正放四角锥	平面尺寸	27m × 33m
网架尺寸	3m × 3m	网架高度	1.8m
		网架自重	23.3kg/m ²

图 7-4-28



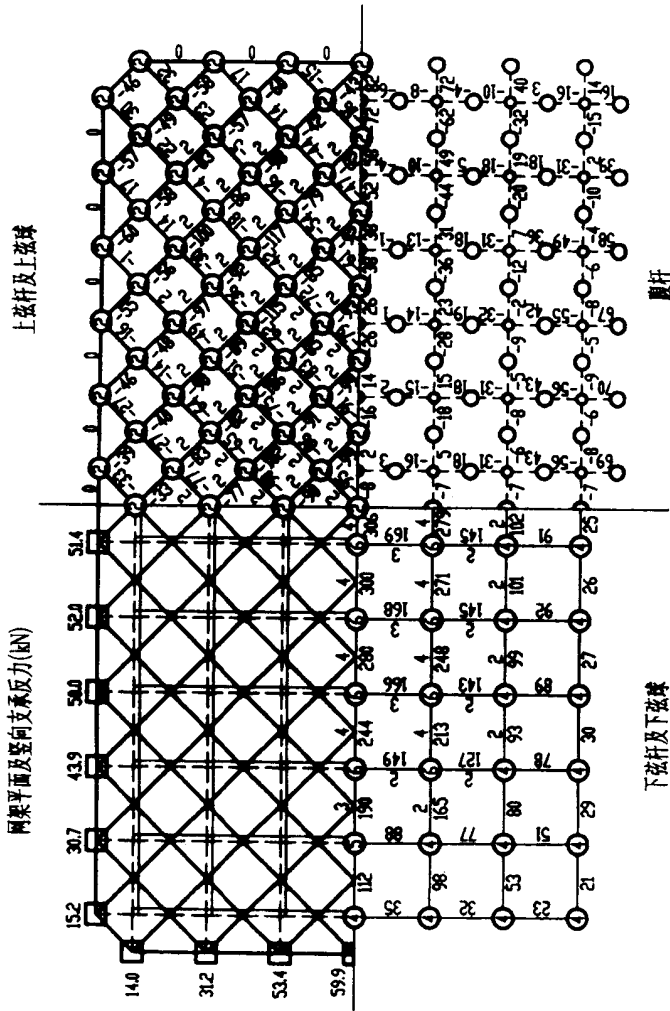
网架形式	正放四角锥	网架编号	TZW-2733-4	荷载级别	4
网架尺寸	3m × 3m	平面尺寸	27m × 33m	最大挠度	72mm
		网架高度	1.8m	网架自重	29.0kg/m ²

图 7-4-29



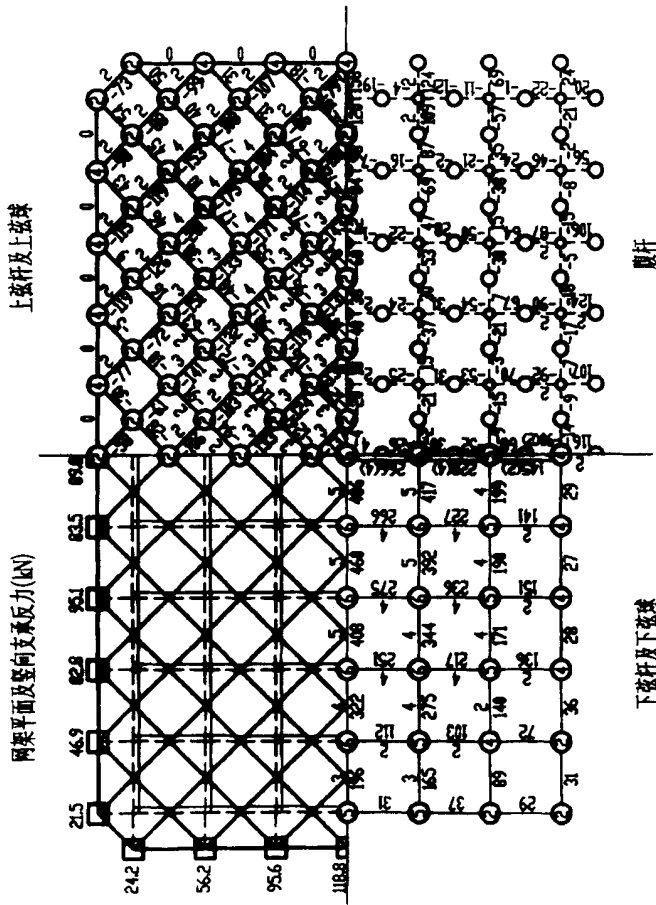
网架编号	TXW-2136-1	荷载级别	I
网架形式	斜放四角锥	平面尺寸	21m × 36m
网架尺寸	3m × 3m	网架高度	1.4m
		网架自重	13.7kg/m ²

图 7-4-30



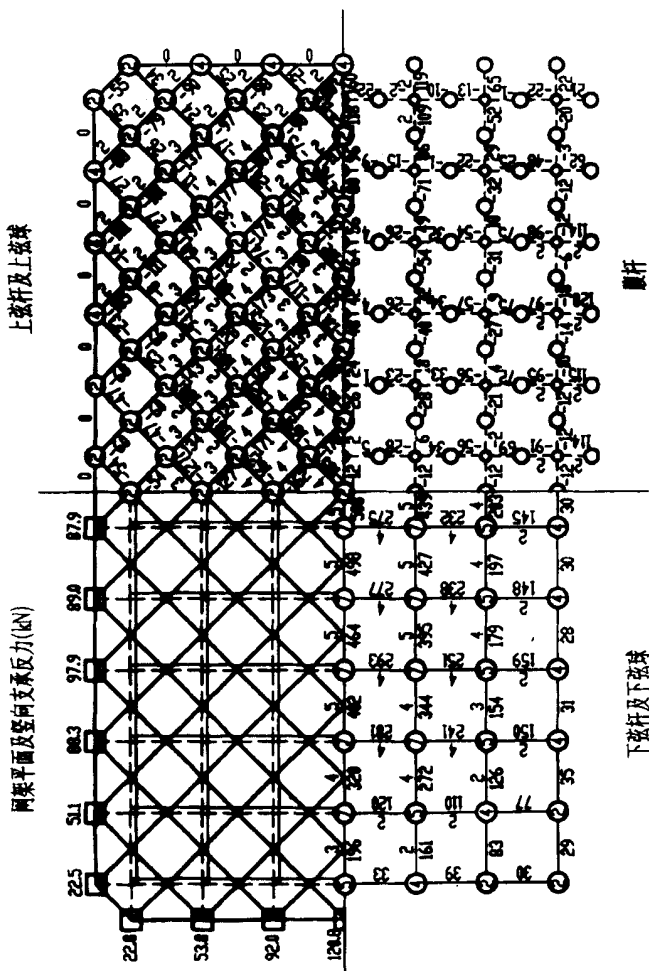
网架编号	TXW-2136-2	荷载级别	2
网架形式	斜放四角锥	平面尺寸	21m × 36m
网架尺寸	3m × 3m	网架高度	1.4m
		网架自重	15.9kg/m ²

图 7-4-31



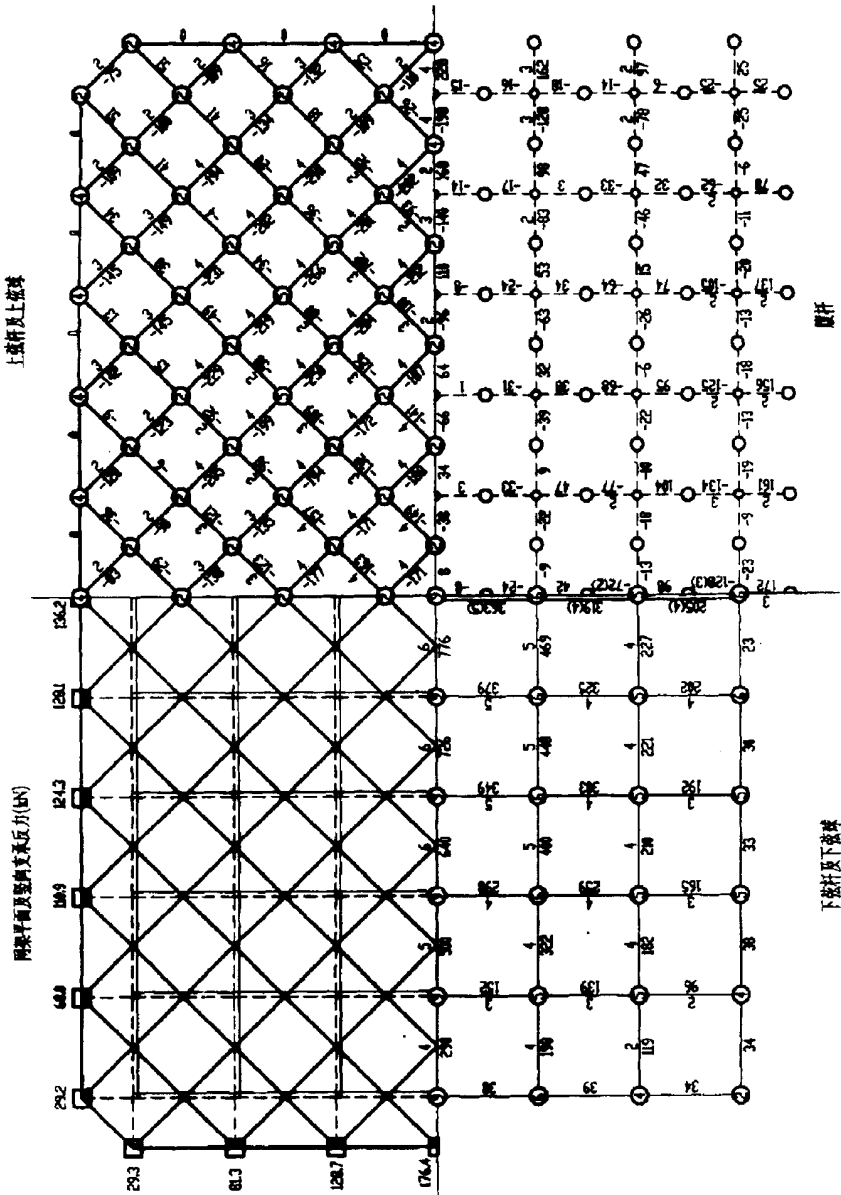
网架编号	TXW-2133-3	荷载级别	3
网架形式	斜放四角锥	平面尺寸	21m × 33m
网架形式	斜放四角锥	最大挠度	64mm
网格尺寸	3m × 3m	网架高度	1.5m
网格尺寸	3m × 3m	网架自重	19.9kg/m ²

图 7-4-32



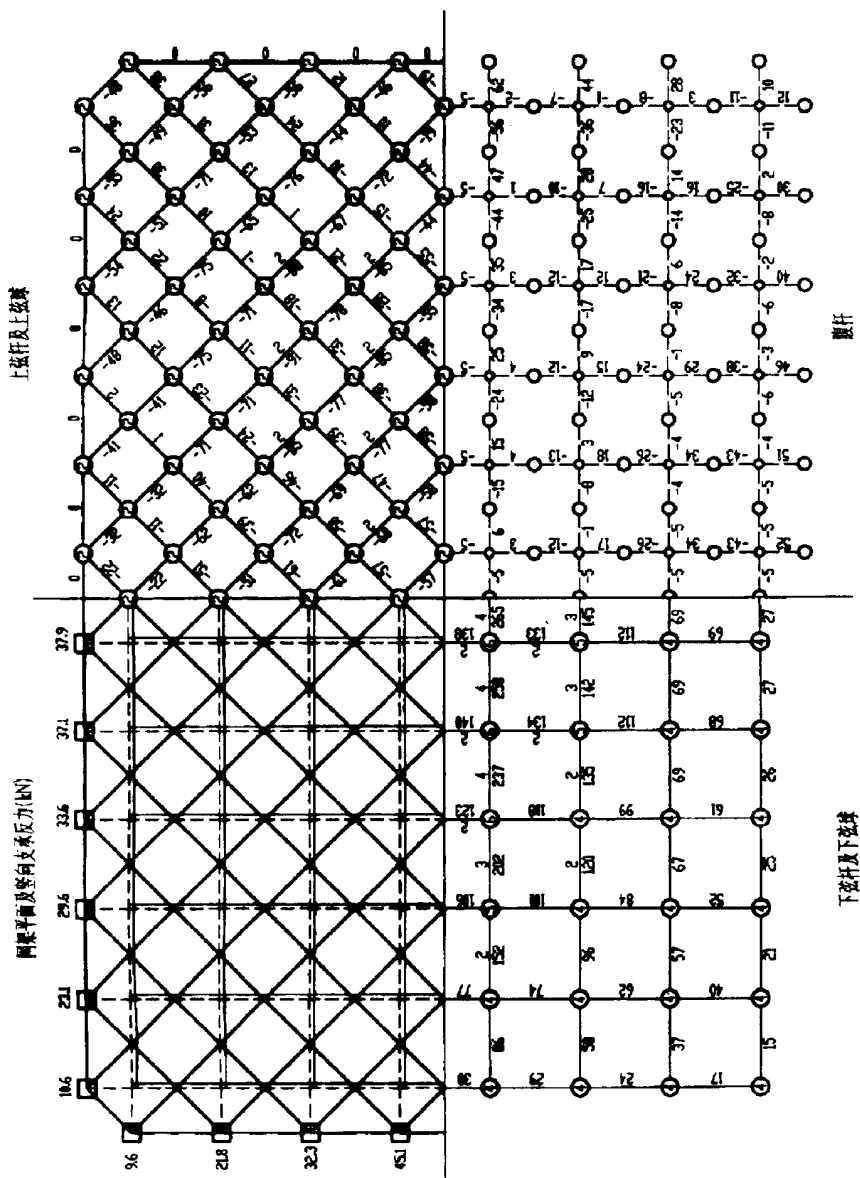
网架编号	TXW-2136-3	荷载级别	3
网架形式	斜放四角锥	平面尺寸	21m × 36m
网架尺寸	3m × 3m	网架高度	1.5m
		最大挠度	66mm
		网架自重	21.1kg/m ²

图 7-4-33



网架编号	TXW-2133-4	荷载级别	4
网架形式	斜放四角锥	平面尺寸	21m × 33m
网架形式	斜放四角锥	最大挠度	61mm
网格尺寸	3m × 3m	网架高度	1.6m
		网架自重	24.4kg/m ²

图 7-4-34



网架编号	TXW-2436-1	荷载级别 I
网架形式	斜放四角锥	最大挠度 71mm
网架尺寸	3m × 3m	网架自重 13.3kg/m ²
	平面尺寸 24m × 36m	
	网架高度 1.4m	

图 7-4-35

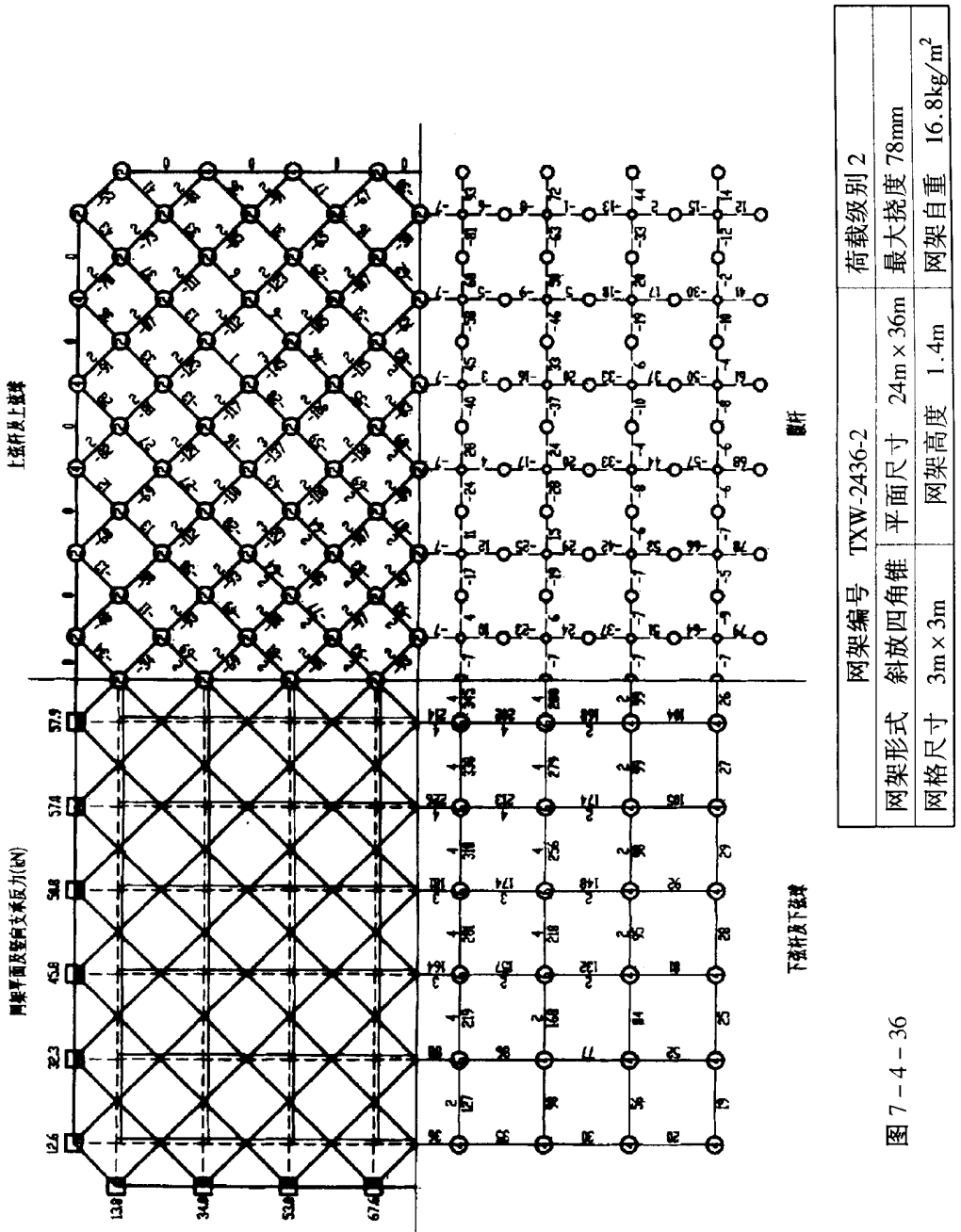
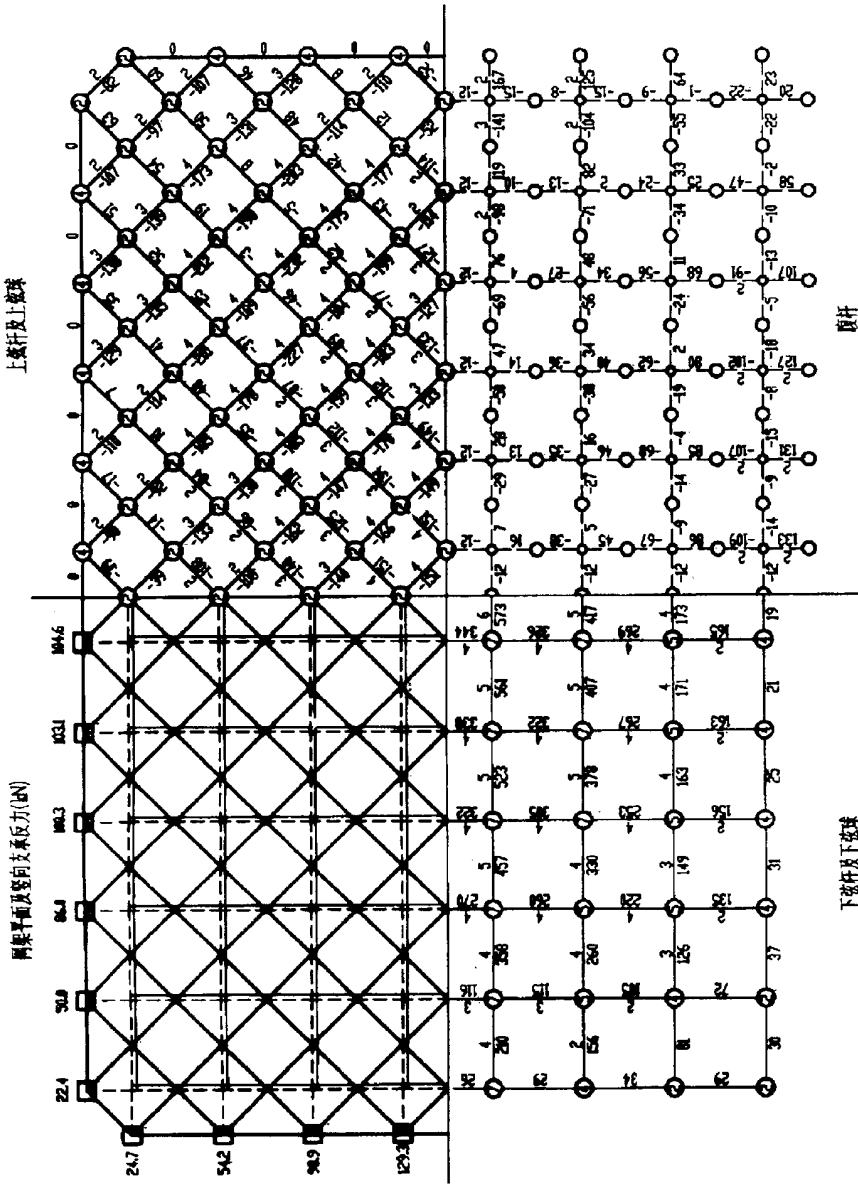
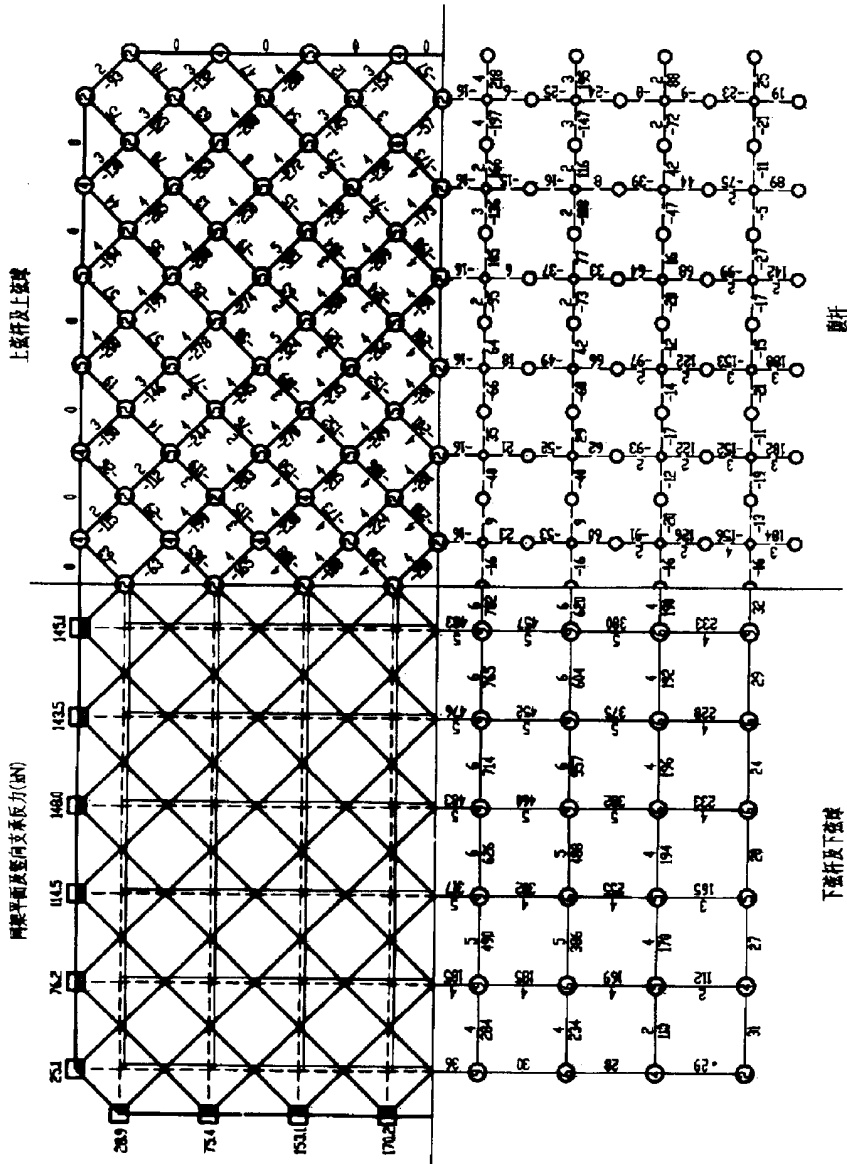


图 7-4-36



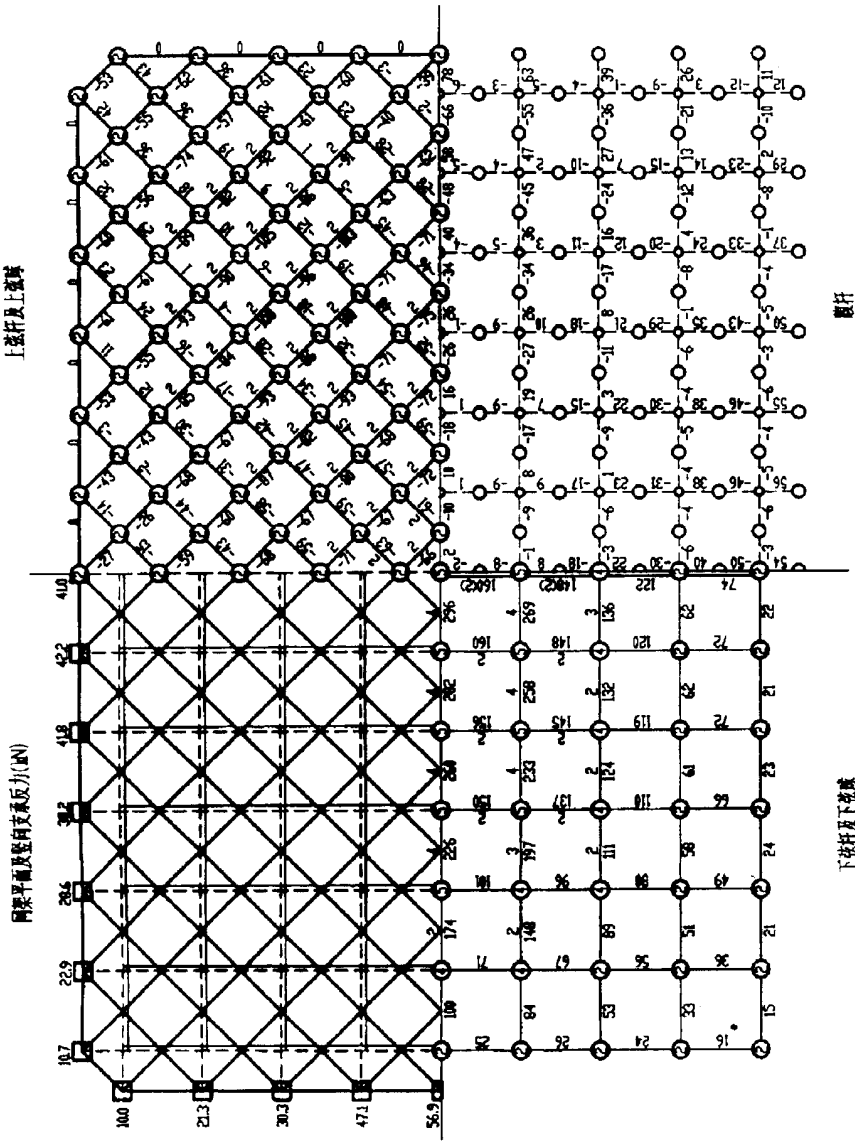
网架编号	TXW-2436-3	荷载级别	3
网架形式	斜放四角锥	平面尺寸	24m × 36m
网架形式	斜放四角锥	网架高度	1.6m
网架形式	斜放四角锥	最大挠度	76mm
网架形式	斜放四角锥	网架自重	22.4kg/m ²

图 7-4-37



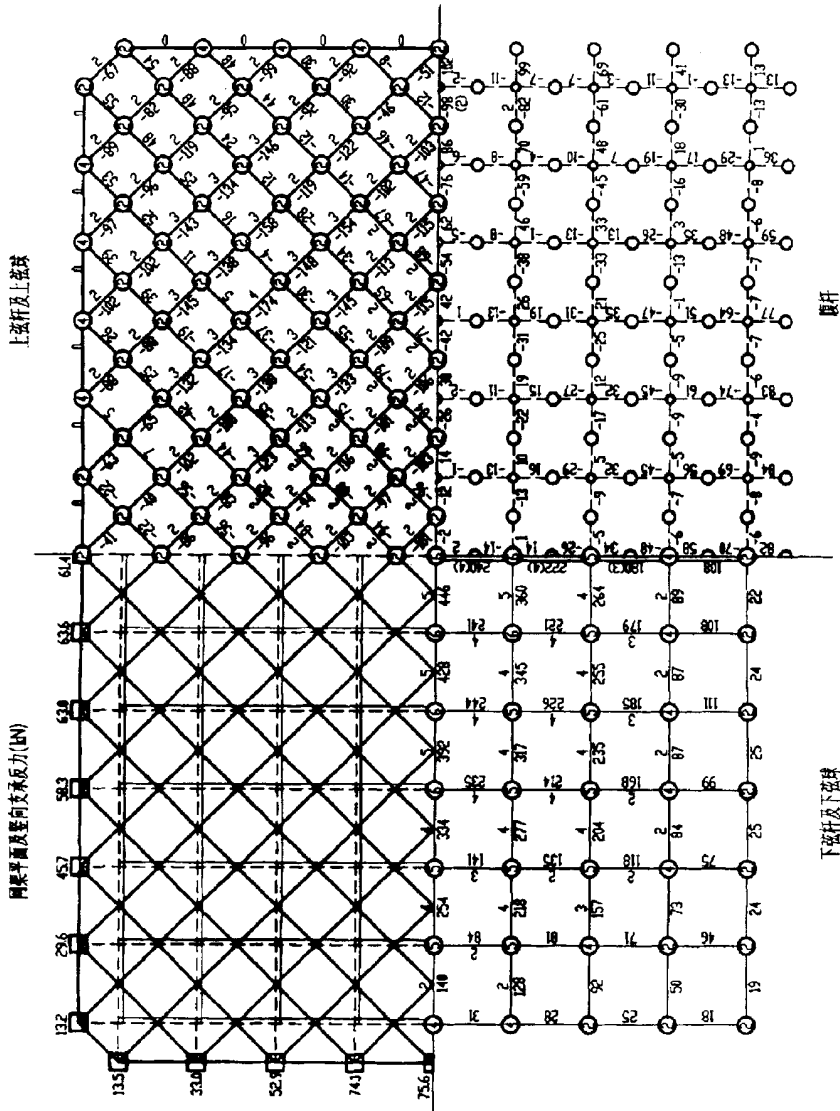
网架编号	TXW-2436-4	荷载级别	4
网架形式	斜放四角锥	平面尺寸	24m × 36m
网架尺寸	3m × 3m	网架高度	1.6m
		网架自重	29.3kg/m ²
		最大挠度	77mm

图 7-4-38



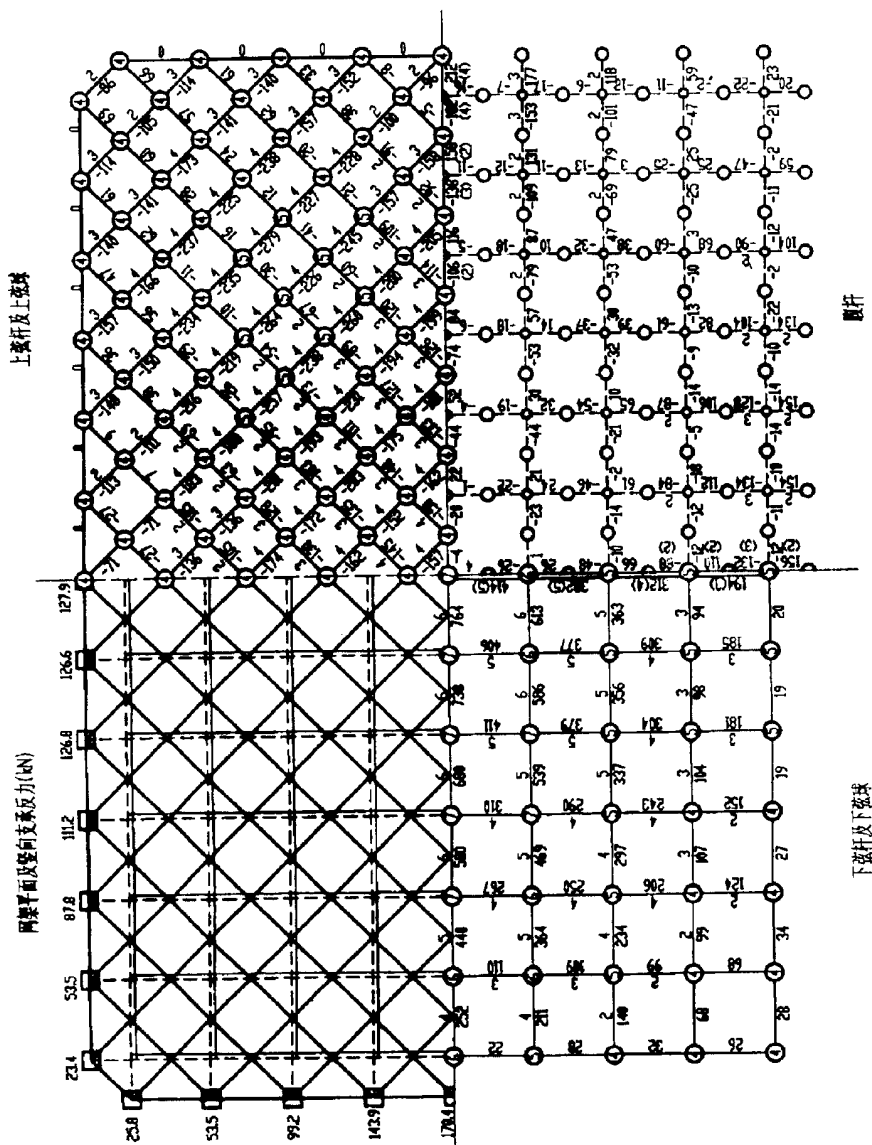
网架编号	TXW-2739-1	荷载级别 I
网架形式	斜放四角锥	平面尺寸 24m × 39m
网架尺寸	3m × 3m	网架高度 1.5m
		最大挠度 82mm
		网架自重 14.9kg/m ²

图 7-4-39



网架编号	TXW-2739-2	荷载级别	2
网架形式	斜放四角锥	平面尺寸	27m × 39m
网架尺寸	3m × 3m	网架高度	1.5m
		网架自重	17.8kg/m ²

图 7-4-40

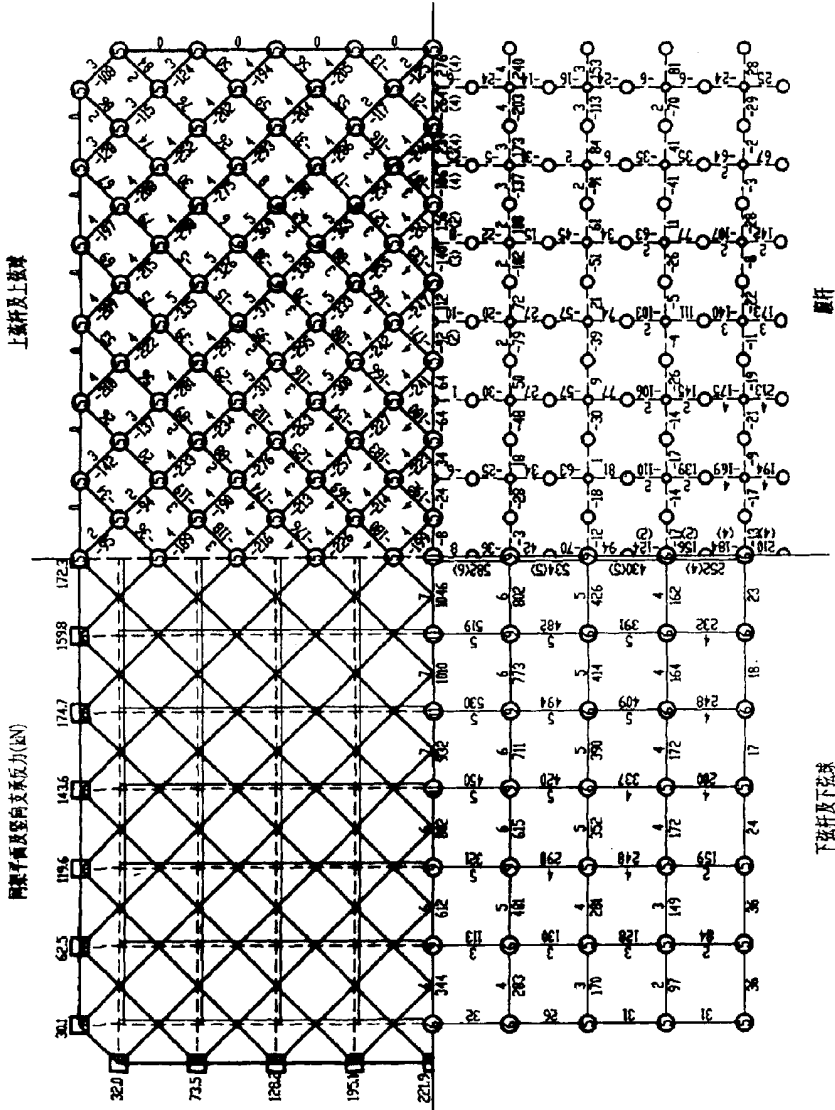


腹杆

下弦杆及下弦球

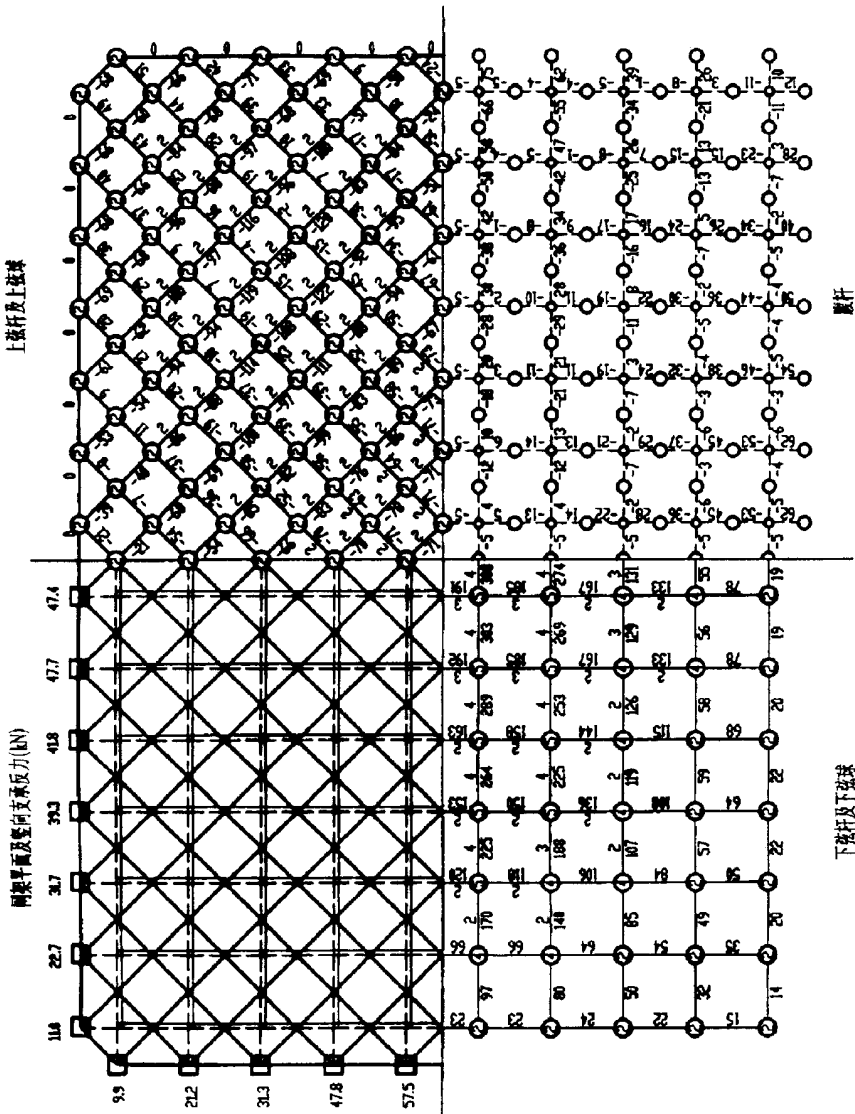
网架编号	TXW-2739-3	荷载级别	3
网架形式	斜放四角锥	平面尺寸	27m × 39m
网架尺寸	3m × 3m	网架高度	1.8m
		最大挠度	80mm
		网架自重	24.9kg/m ²

图 7-4-41



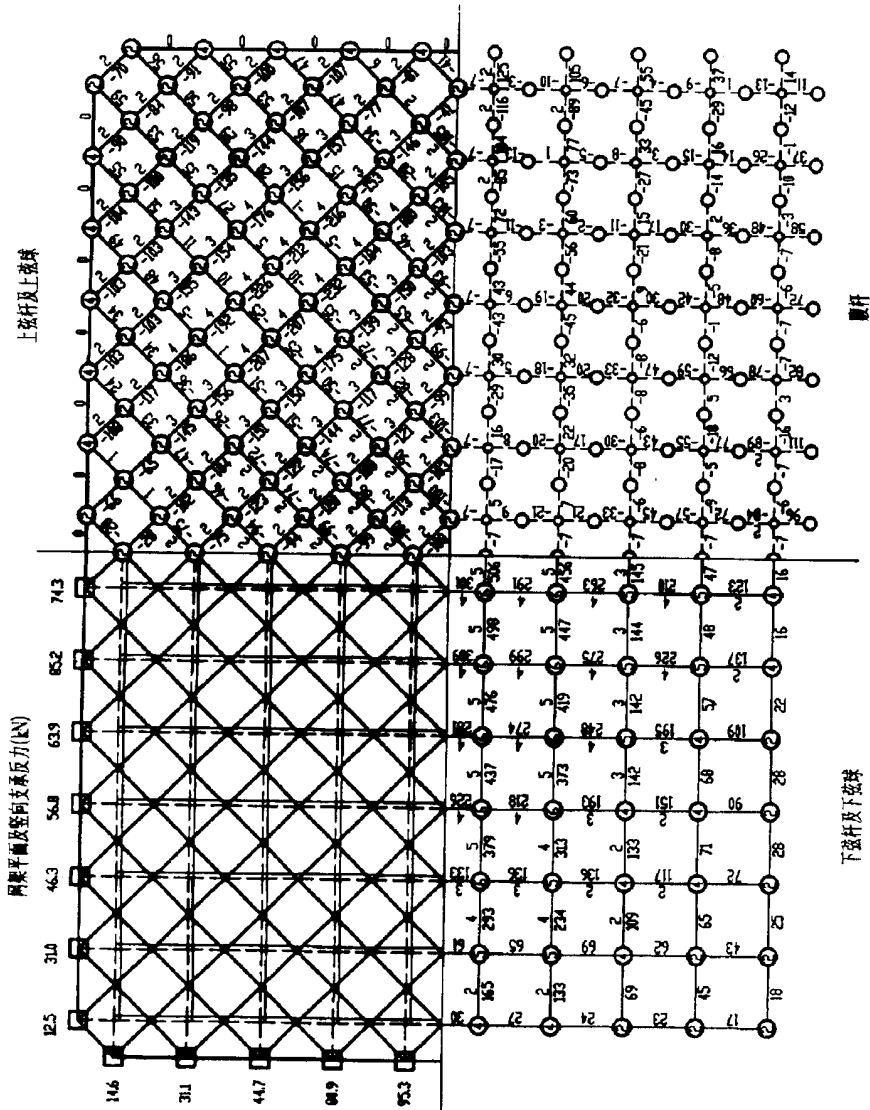
网架编号	TXW-2739-4	荷载级别	4
网架形式	斜放四角锥	平面尺寸	27m × 39m
网架尺寸	3m × 3m	网架高度	1.8m
		最大挠度	87mm
		网架自重	31.1kg/m ²

图 7-4-42



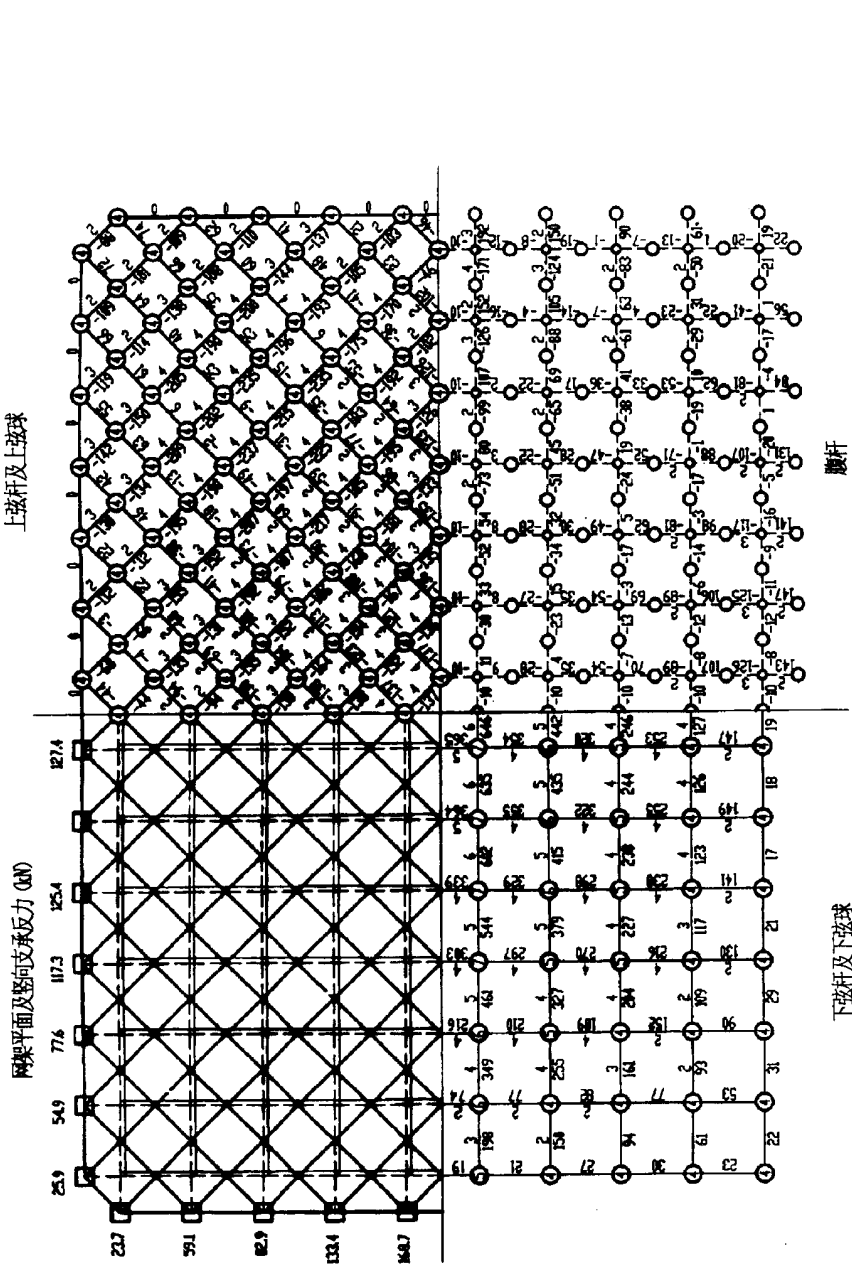
网架编号	TXW-3042-1	荷载级别	1
网架形式	斜放四角锥	平面尺寸	30m × 42m
网架形式	斜放四角锥	最大挠度	95mm
网架形式	斜放四角锥	网架自重	15.6kg/m ²
网架形式	斜放四角锥	网架高度	1.6m
网架形式	斜放四角锥	网架形式	斜放四角锥

图 7-4-43



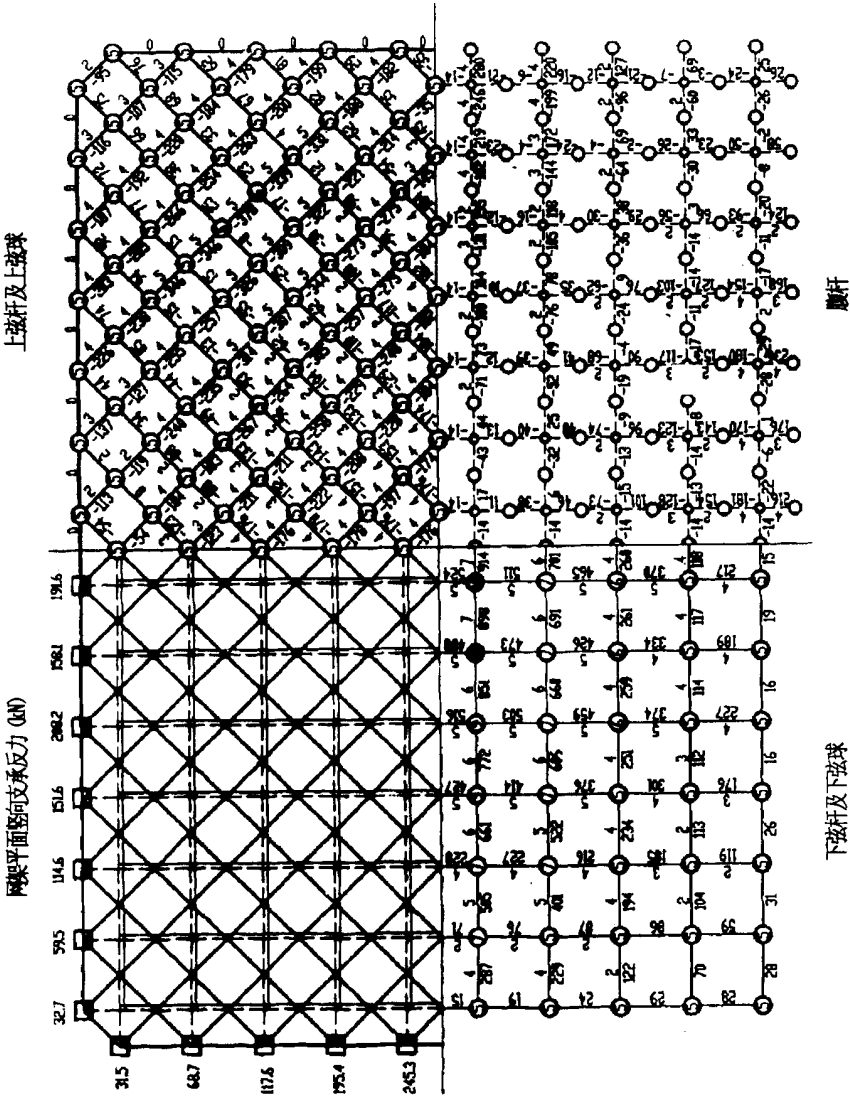
网架编号	TXW-3042-2	荷载级别	2
网架形式	斜放四角锥	平面尺寸	30m × 42m
网架尺寸	3m × 3m	网架高度	1.6m
		最大挠度	104mm
		网架自重	19.1kg/m ²

图 7-4-44



网架编号	TXW-3042-3	荷载级别	3
网架形式	斜放四角锥	平面尺寸	30m × 42m
网架形式	斜放四角锥	最大挠度	80mm
网架形式	斜放四角锥	网架高度	2.3m
网架形式	斜放四角锥	网架自重	24.0kg/m ²

图 7-4-45



网架编号	TXW-3042-4	荷载级别	4
网架形式	斜放四角锥	平面尺寸	30m × 42m
网架形式	斜放四角锥	网架高度	2.3m
网架形式	斜放四角锥	最大挠度	83mm
网架形式	斜放四角锥	网架自重	31.1kg/m ²

图 7-4-46

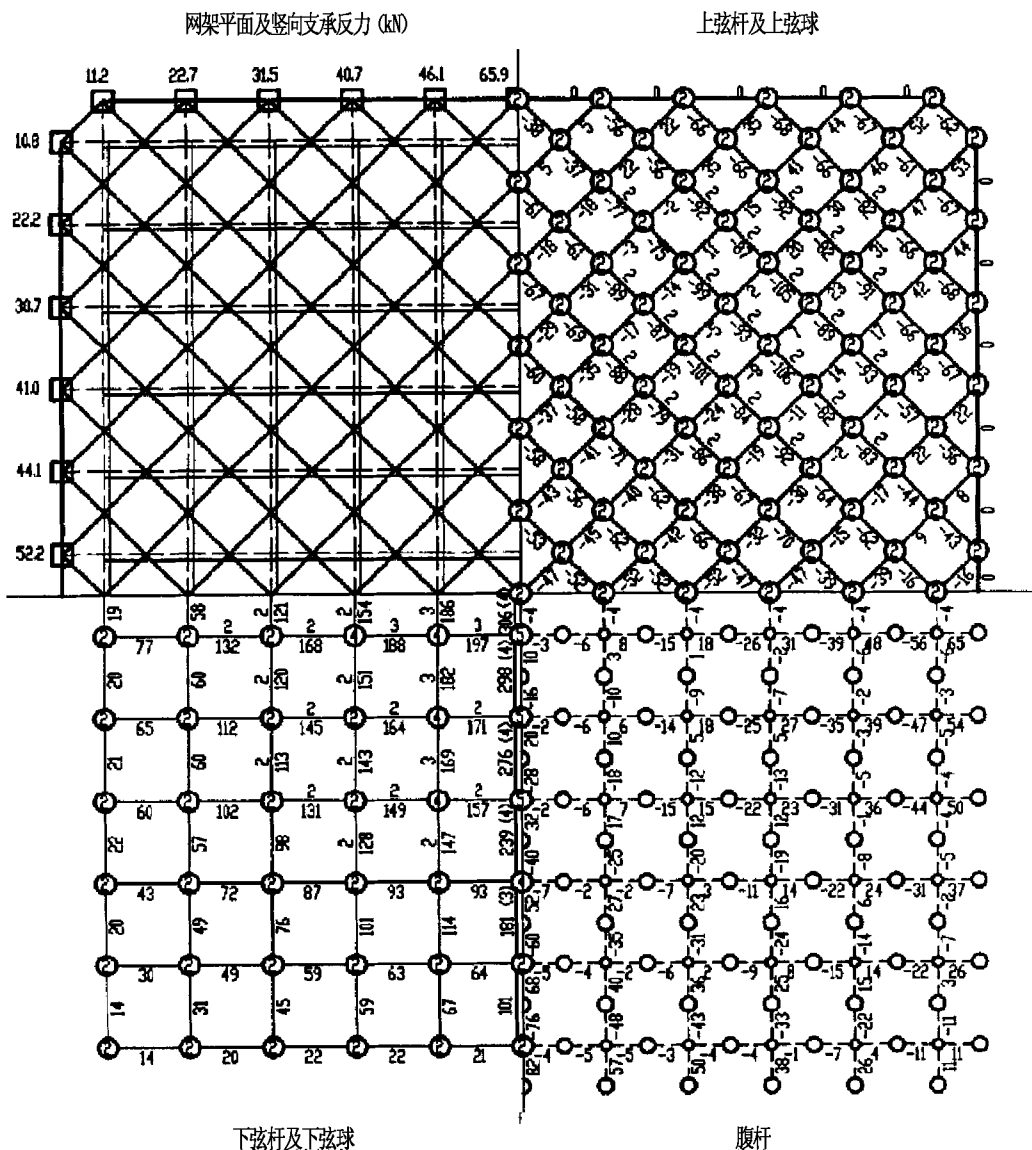
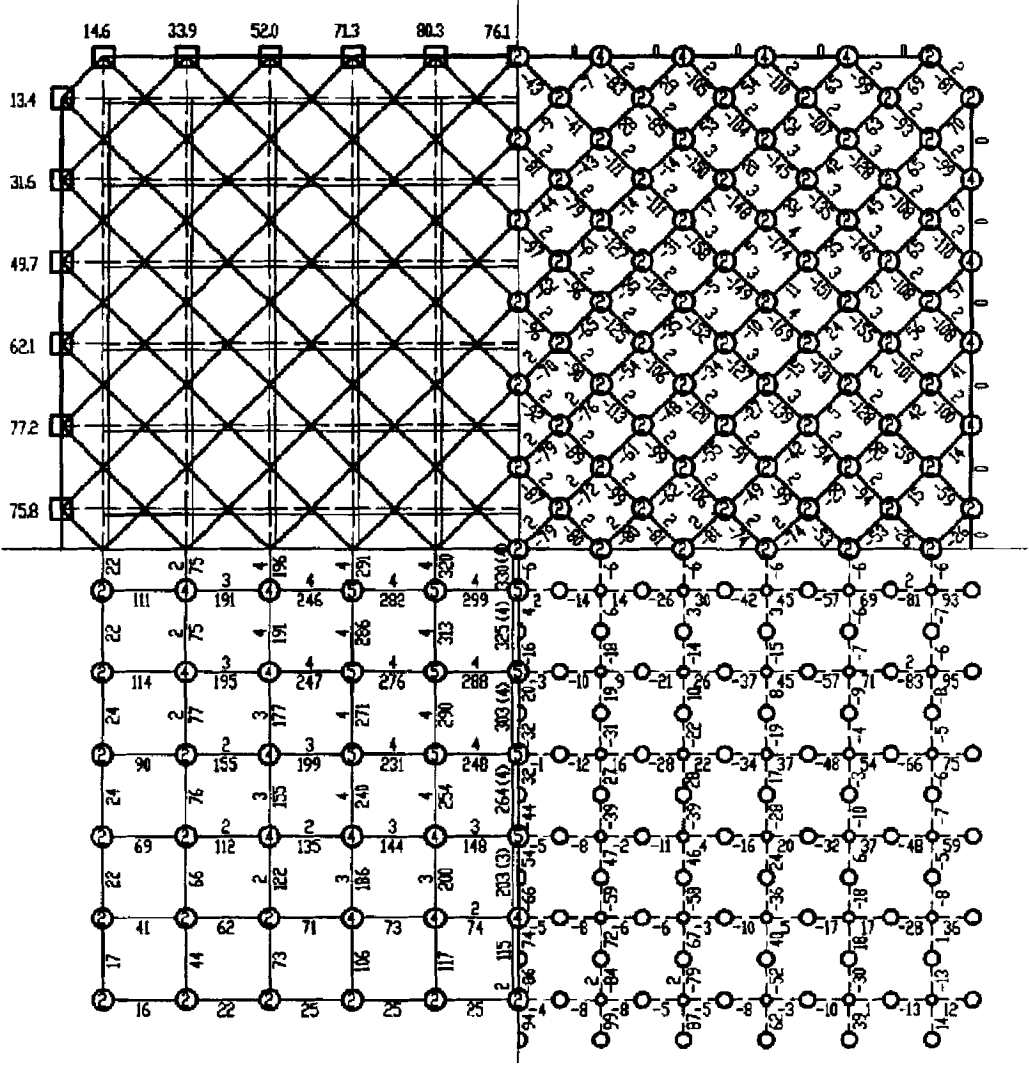


图 7-4-47

网架编号 TXW-3336-1		荷载级别 1
网架形式 斜放四角锥	平面尺寸 33m × 36m	最大挠度 85mm
网架尺寸 3m × 3m	网架高度 1.8m	网架自重 14.8kg/m ²

网架平面及竖向支承反力 (kN)

上弦杆及上弦球



下弦及下弦球

腹杆

图 7-4-48

网架编号	TXW-3336-2	荷载级别	2
网架形式	斜放四角锥	平面尺寸	33m × 36m
网架形式	斜放四角锥	最大挠度	92mm
网格尺寸	3m × 3m	网架高度	1.8m
		网架自重	17.6kg/m ²

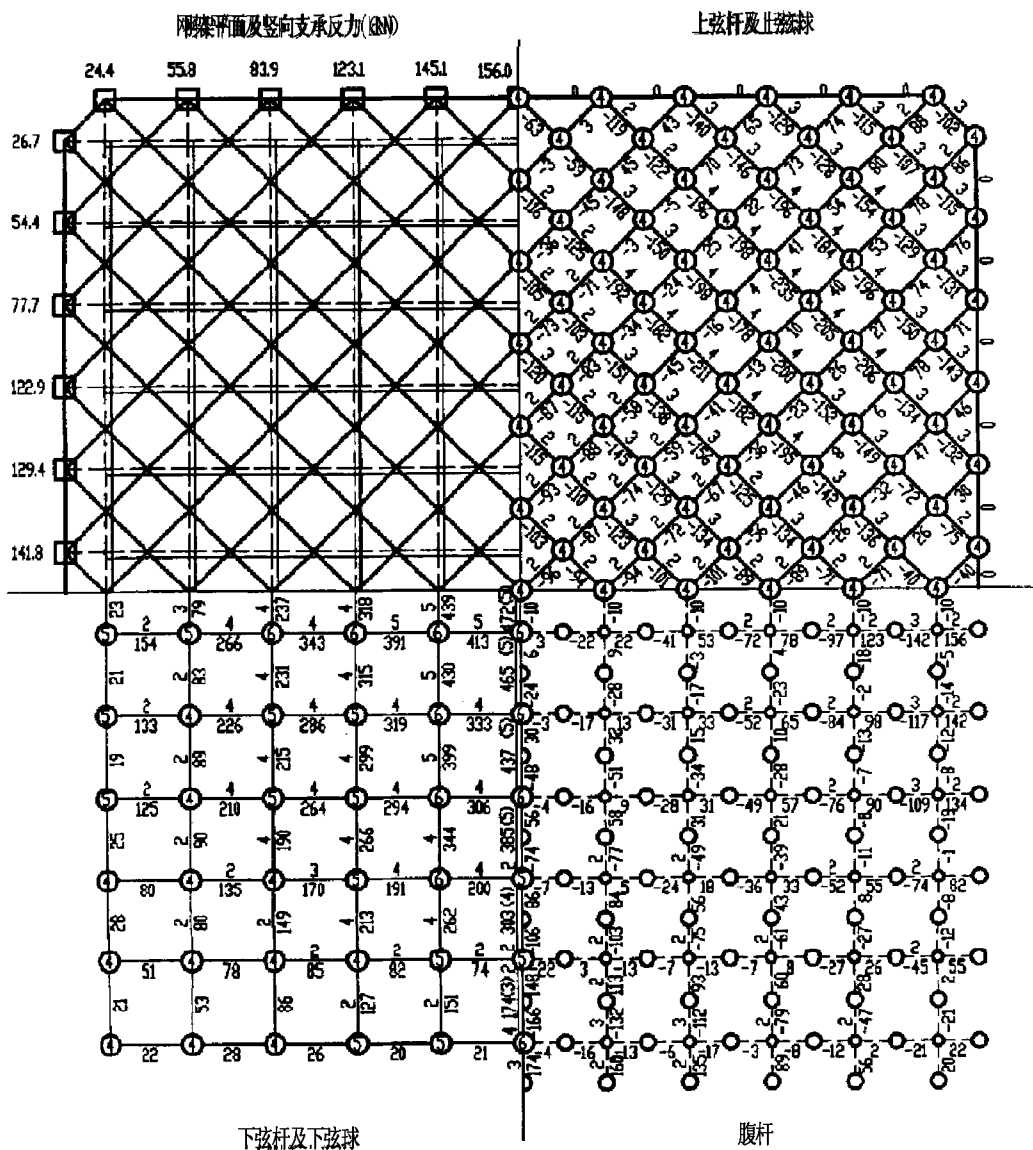
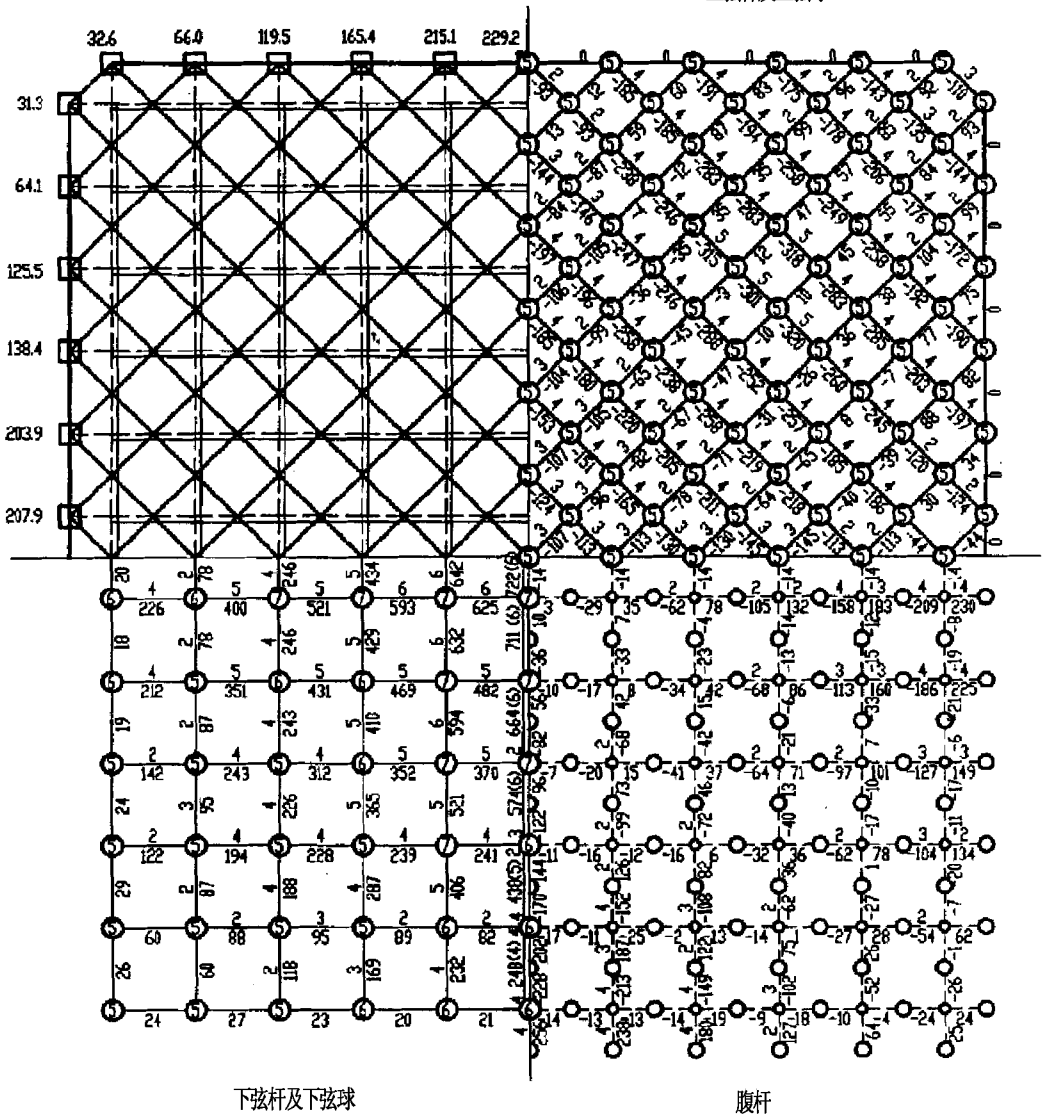


图 7-4-49

网架编号	TXW-3336-3	荷载级别	3
网架形式	斜放四角锥	平面尺寸	33m × 36m
网架自重	22.7kg/m ²	网架高度	2.5m
网格尺寸	3m × 3m	最大挠度	72mm

网架平面及竖向支承反力 (kN)

上弦杆及上弦球



下弦杆及下弦球

腹杆

图 7-4-50

网架编号	TXW-3336-4	荷载级别 4
网架形式 斜放四角锥	平面尺寸 33m × 36m	最大挠度 73mm
网架尺寸 3m × 3m	网架高度 2.5m	网架自重 29.1kg/m ²

第二节 网架钢结构设计施工实例图案

一、上海八万人体育场屋面安装工程

(一) 工程概况与施工基本情况

1. 工程概况

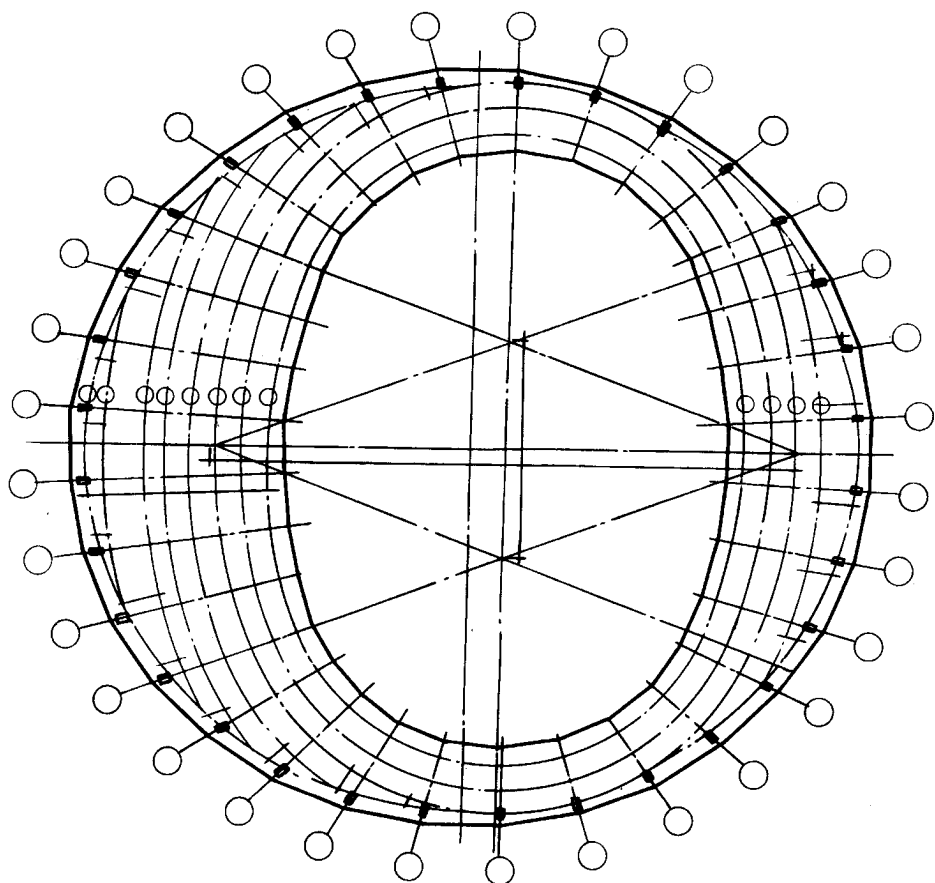


图 7-4-51 上海八万人体育场屋面平面示意图

上海八万人体育场是一座建筑造型新颖的大型综合体育设施，平面投影近似直径 300m 的圆形，屋面形体呈马鞍形。观众席上部建有遮雨、避阳的受拉膜结构屋面，可容纳八万名观众，集体育比赛、文体表演、健身娱乐、住宿餐饮、商务办公和购物展览

为一体。总占地面积为 $1.9 \times 10^5 \text{m}^2$ ，总建筑面积为 $1.5 \times 10^5 \text{m}^2$ 。宏大的规模、先进的设备、完备的功能，使它成为国内目前规模最大、具有国际水准的体育场。

体育场屋盖特大悬挑钢结构体系气势恢宏，空间尺寸复杂多变。屋盖主体结构由不同规格的钢管通过相贯节点、板式节点和球节点连接组成的 32 榀悬挑双幅式桁架及 64 榀内、外环梁和 27 榀中环梁构成，主体结构总重量为 4000t。屋盖面层选用 SHEER-FILL 建筑膜；屋面排水系统采用不锈钢天沟，总长为 3km；内外环梁的屋面及墙面围护均采用彩色压型钢板，面积约 $2.5 \times 10^4 \text{m}^2$ ，主体钢结构与彩色压型钢板之间的过渡结构层为钢结构，重 1200t。

图 7-4-51 为屋面平面示意图，图 7-4-52 为结构剖面图。

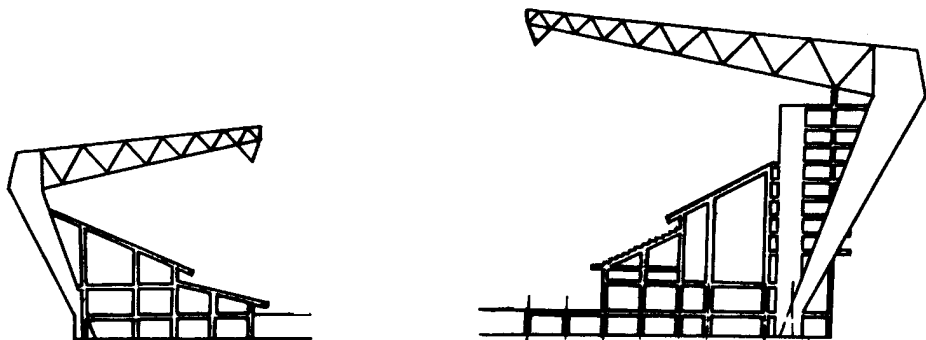


图 7-4-52 上海八万人体育场结构剖面示意图

2. 工程主要特点

(1) 工程结构新颖、构件体量大：八万人体育场跨径东西长 288.4m，南北宽 274.4m，整个空间结构东低西高，南北对称，高低起伏，呈马鞍状。最大外环梁长 27.89m，宽 9.76m，高 10.78m，重 46.65t；最大悬挑桁架长度达 73.5m，重量达 80t，安装高度达 70.6m，为世界同类建筑之最。

(2) 施工难度大，质量要求高：八万人体育场平面轴线以多中心呈辐射状发散布置，每榀悬挑桁架安装标高各不相同，测量定位要求高；须在看台结构完工后施工，施工机械只能在跨外开行，大大增加了吊装难度；整个结构呈环状封闭，累积误差难以调整；构件分工厂和现场制作，现场制作又分场内和场外，大部分构件无法进行预拼装，增加了高空对接拼装难度；管材节点全位置焊接要求高。

(3) 工序复杂，工期短：由于边设计边施工，加上工艺复杂，工序繁多，施工组织难度极大。从柱帽、外环梁到悬挑桁架、内环梁、中环梁主体结构吊装工期为 6 个月；从过渡层、彩色压型板等、天沟排水系统的制作、安装到模面结构的安装工期只有 4 个月；整个屋面安装工程工期仅为 10 个月，因而工期十分紧迫。

3. 建筑所在位置及地貌特征

上海八万人体育场座落在上海西南部，交通要脉地铁和内环线的交汇处，与万体馆和游泳馆成倚角之势，成为上海体育的中心。毗邻繁华的徐家汇商业区，西临漕河泾科

技开发区，北接虹桥经济开发区，巨大的人流，信息流在此汇聚。

4. 施工组织情况及施工工期

根据承建该工程钢结构、膜面安装和屋面工程设计、制作、安装的特点，为了既有利于对外联系协调，又有利于对内加强施工组织管理，主承包单位上海市机械施工公司设置了工程现场指挥组，并调集公司有关部门和基层单位的骨干力量，组成项目经理部，实施现场施工组织管理，以保证工程顺利进行。

总承包单位上海建工集团总公司总承包部在现场成立项目管理班子，协调土建、吊装、安装方面的工作，全面检查和监督工程施工工期、质量、安全及文明施工。

建设单位聘请上海建筑科学研究院监理工程师作为业主代表常驻现场，担任工程建设监理。

该工程分两大部分施工。一部分内容为主体钢结构，另一部分为屋面工程即膜面结构系统安装、检修走道系统、彩板围护系统（包括过渡层）、排水系统、柱顶装饰（大刀片）的设计、制作及安装。总工期 10 个月（1996 年 4 月 1 日～1997 年 1 月 31 日）。

（二）施工技术及工艺

1. 主体钢结构

上海八万人体育场屋盖安装工程主体钢结构分为 32 个节间，环状布置，屋面呈马鞍形高低起伏，西侧檐口最高（+70.6m），南北两侧最低，落差近 40m，主体构件由竖向构件（预埋钢管、钢柱帽）、径向构件（悬挑桁架）、环向构件（外环梁、中环梁、内环梁）组成。除预埋钢管为散件安装外，其余均在地面制成单元整体吊装。为了保证施工阶段结构的稳定和安全，在预埋钢管安装完毕后，柱帽与外环梁先行流水吊装，悬挑桁架与中、内环梁按节间综合吊装。主体结构的吊装的主要流程如下：

预埋钢管 → 柱帽、外环梁 → 悬挑桁架、中、内环梁

（1）竖向构件：

①预埋钢管：预埋钢管安装在混凝土大斜柱内，是钢结构在混凝土柱中的延伸，随混凝土大斜柱倾斜，其内侧倾斜 71° ，外侧倾斜 64° 。F1、F2、F3 为组合件，G2、F3、F4、F6、F7、F8 为单根钢管。单件最大重量 4.5t，最大长度为 8m，如图 7-4-53 所示。

A. 预埋钢管采用组合件和单件相结合的方式进行的吊装，吊装时与土建安装劲性构架、扎筋、浇捣混凝土穿插进行。吊装使用的机械为环 N 轴线的 TQ-60 塔吊，部分使用 80 吨米爬塔。

B. 预埋钢管安装定位主要控制三个四方架 F1、F2、F3 的位置，在制作时，斜杆和四方架 F1、F2、F3 预拼装，并在四方架上预先做好斜杆的定位块。因而只要四方架的位置正确，斜杆校到定位块上即可。

C. 预埋钢管定位校正完毕后，与土建劲性构架电焊连接固定。预埋钢管斜管与四方架连接为板管焊接，钢管与节点板之间为全熔透角焊缝。

②钢柱帽：钢柱帽是钢屋盖结构中最关键的构件之一，为双帽式四边形结构。其下

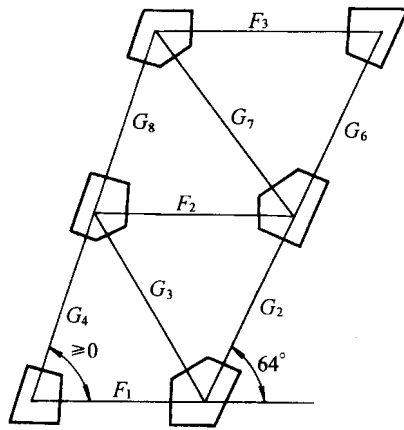


图 7-4-53 斜柱内预埋钢管结构示意图

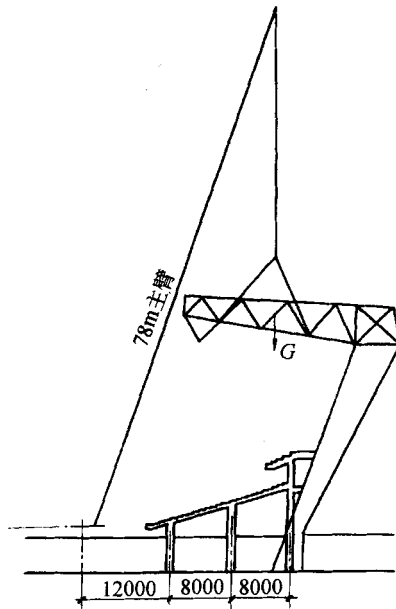


图 7-4-54 悬挑桁架单机吊装示意图

部与预埋钢管连接，径向与悬挑桁架连接，环向与外环梁连接，最大尺寸为 $8\text{m} \times 10\text{m}$ ，最大重量为 20t。

A. 钢柱帽使用 300t 吊机安装，南、北、东采用 72m 扒件，西区采用 66m 主臂 + 30m 副臂。

B. 钢柱帽定位主要控制底部标高、径向位置、环向位置及面向场内的立杆的垂直度。其中底部标高、径向位置、环向位置三项定位方法同预埋钢管的 F3 定位。立杆垂

直度可用 2 台经纬仪测得。钢柱帽的校正采用“边吊边校正”，就是在吊钩不松的情况下，校正钢柱帽的标高、位移和垂直度，待校正固定完毕后，再卸去吊钩。

C. 钢柱帽与预埋钢管的电焊为板管节点，要求全熔透焊接。焊接时为保证柱帽的垂直度不发生变动，焊接时采取对称焊接。

(2) 径向构件：

①悬挑桁架：悬挑桁架共有 32 品，为双幅式平面桁架。其弦杆为 $\phi 450\text{mm}$ 钢管，腹杆亦为钢管，采用相贯节点焊接连接，在场内就地制作，组成整榀。最大悬挑桁架长 73.5m，重达 80t。由于悬挑桁架的安装是在混凝土看台结构完成之后，最大吊装半径达 50m，最大起重高度 70m，给安装到位带来极大困难，因此，安装过程中采取多机空中过渡的方法来实现悬挑桁架的高空就位。

A. 32 品悬挑桁架视其安装重量和高度，及 300t 吊机的起重能力，总体分三种工况。17、20、23、26、29、32、35、38、41 轴及其对称轴为单机吊装。吊装工况如图 7-4-54 所示。

B. 11、14、44、47 轴及其对称轴为双机抬吊。抬吊时，1 台 300t 吊机在场内，将桁架斜吊到看台板上，场外 300t 吊机接副臂，将副臂伸入场内，将桁架的根部吊起，完成吊点的空中转换，再将桁架安装到位，如图 7-4-55 所示。

C. 2、5、8 轴及其对称轴的悬挑桁架为 1 台在场内的 300t 吊机与 1 台在西区宾馆屋顶 k 轴上的门式起重机双机抬吊到位。其过程为：

a. 300t 吊机将悬挑桁架吊到看台板上方，在桁架根部系好门式起重机吊索，在梢部由 100t 吊机承吊，然后 300t 吊机松钩，卸去吊索具，形成门式起重机与 100t 吊机抬吊状态；

b. 300t 吊机吊点移至梢部，卸去 100t 吊机吊钩，形成 300t 吊机和门式起重机抬吊的状态；

c. 300t 吊机和门式起重机起钩，使悬挑桁架高于西区混凝土结构屋面，门式起重机和 300t 吊机同时变幅，使悬挑桁架临时搁置在 G 轴柱子上；

d. 门式起重机吊点向梢部再移动一个节距，双机再同时变幅使得桁架在门式起重机腹中通过，与柱帽连接，如图 7-4-56 所示。

D. 抬吊悬挑桁架的门式起重机是由二根扒杆组成“门”字形，其根部安装在 K 轴大梁面上，头部变幅缆风绳固定在钢柱帽顶上，可前后起扒杆；2 根扒杆之间的中心距离为 4m，使得桁架能从其中间穿过。门式起重机的最大起重半径为 25m，其时起重量为 41t。

E. 为了控制悬挑桁架在安装时的挠度和整体结构没有环通前的稳定性，每榀悬挑桁架需临时垂直支撑，如图 7-4-57 所示。

临时垂直支撑使用 580mm \times 12mm 钢管，最长为 38m，根据设计要求，每根临时垂直支撑需承受 30t 的压力和 20t 的拉力。为了安装方便，临时垂直支撑上下节点采用销接形式，上节点与托梁连接，同时下节点有可调整 50cm 长度的活络端，便于支撑调节长度。

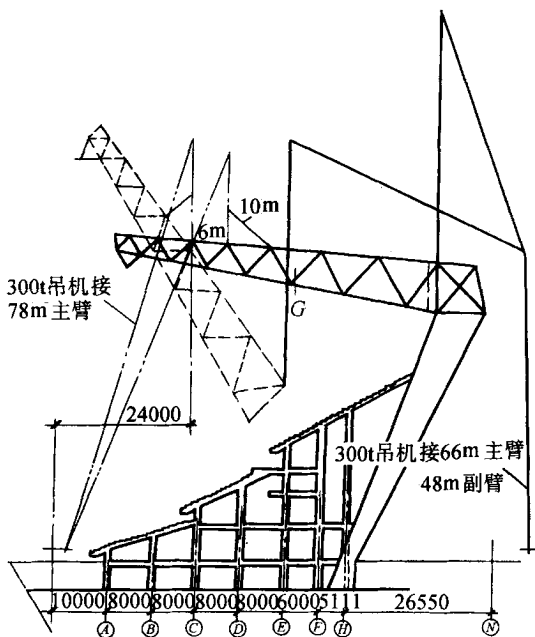


图 7-4-55 悬挑桁双机抬吊示意图

F. 悬挑桁架根部的定位只需槽口插入柱帽节点板，桁架的上下弦杆与柱帽的上下弦杆对接和顺即可。为了根部定位方便，在桁架安装前预先在柱帽下节点板上焊接标高定位块，以控制焊接下弦杆的底标高。悬挑桁架梢部需控制标高、环向位移和垂直度。标高可用全站仪测得并用垂直支撑校正。控制环向位移可用定点在径向轴线上的经纬仪或全站仪测得，并用环向的水平缆风校正固定。水平浪风需待环向构件安装固定后才能拆除。

G. 悬挑桁架平卧在制作台上制作，在安装前需起扳和临时搁置。对于 50m 以上的悬挑桁架需用 300t 吊机四点起扳，辅以 100t 和 80t 吊机配合。

H. 悬挑桁架与钢柱帽的连接除板管连接外还需管管对接，是最重要的连接节点，并需 100% 超声波探伤。在安装时，为保证质量、安全和进度，经设计同意，在规定焊缝厚度条件下每条板管焊缝长度不小于 20cm 时吊机可以卸钩，卸钩后再精心焊接其余板管焊缝和管管焊缝。

L. 环向构件：环向构件有外环梁、中环梁、内环梁。外环梁是镶嵌在两楹柱帽中间的构件；中环梁在悬挑桁架的中间部位，连接相邻悬挑桁架；内环梁是连接各悬挑桁架梢部的构件。

① 外环梁：外环梁是空间桁架结构，中间有 8 只球节点，两端与柱帽相贯连接，外环梁最大外形尺寸为 25.22m × 9.759m × 10.782m，根据不同的安装高度和半径，选 300t 吊机用主臂或主臂 + 副臂在场外安装。外环梁与柱帽流水安装，以尽快形成环闭状态，保证结构的稳定。

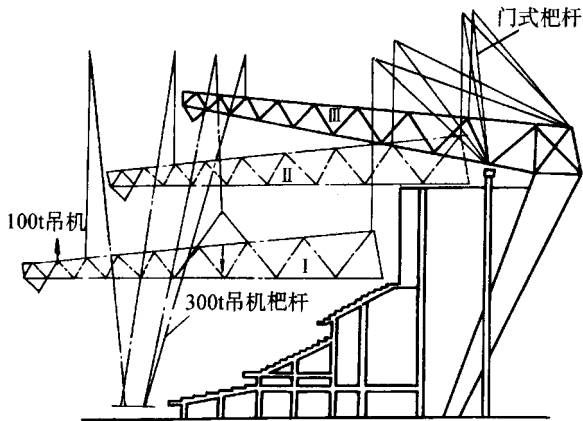


图 7-4-56 悬挑桁架多机抬吊示意图

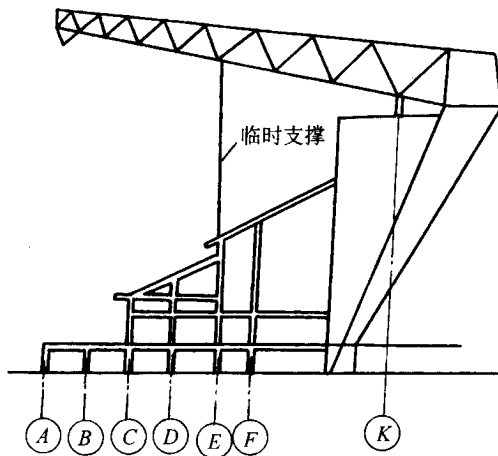


图 7-4-57 临时垂直支撑设置示意图

A. 外环梁制作时，要求与柱帽进行预拼装，以保证杆件尺寸准确。

B. 为加快外环梁的制作速度和便于预拼装，外环梁在场外制作平台上集中制作。这就涉及到外环梁的场外驳运，为运输这庞然大物，改装 60t 特种平板车，并用 50t 和 100t 吊机配合上车，300t 吊机卸车。

C. 因为外环梁和柱帽是经过预拼装的，所以在外环梁和柱帽的临时固定上。采用了“碗托”的形式，即在预拼装时，在柱帽与外环梁的节点位置上，焊接一个与外环梁弦杆半径、壁厚都相同的长 20cm 左右的半圆管（碗托）在柱帽上。在外环梁弦杆上，预先装上内衬管（壁厚 10mm），并用电焊焊牢。在安装时，只要将外环梁的内衬管搁在托座上，焊上少量电焊，即可松钩。松钩后由装配工和电焊工修割相贯线，完成设计所要求的节点其余部分。

D. 外环梁形体比较特殊,且两端高差较大,要求吊装时环向和径向的高差跟实际搁置状态基本相符才能进档。因此要求外环梁的吊装索具配置能满足2个方向调节的索具备,可满足这一条件。使用平衡滑轮调节外环梁短方向的高低偏差,使用单门滑轮调节外环梁长方向的高低偏差,调节都使用神仙葫芦手工操作。

E. 为保证外环梁的焊接质量,所有外环梁的对接焊缝和相贯焊缝需作超声波检测,外套管角焊缝需作磁粉损伤检测。

②中环梁:中环梁总共有27榀,呈三角形断面,最重13.76t,与悬挑桁架相连,选用300t吊机用78~90m主臂在场内进行安装,部分中环梁在场外安装。

A. 中环梁与悬挑桁架没有进行预拼装,因此要求节点能承受较大的制作误差,不能象外环梁一样使用“碗托”的形式。在节点处理上,采用了“十字板”的形式。具体做法为:在制作时,弦杆两端各缩短30cm,将十字板置于中环梁的弦杆内,十字板的断面略小于弦杆的内径,使得十字板可以在弦杆内随意移动。在中环梁吊装到位后,将十字板从弦杆内拉出,与悬挑桁架焊接牢固即可松钩。待松钩后再用钢管将十字板精心覆盖,用电焊焊接。此节点既能承受较大的制作误差,又满足了施工进度,而且十字板本身对节点有永久加强作用。

B. 中环梁安装索具,使用20t单门滑轮调节环向支撑的环向高差,神仙葫芦调节环向高差。

③内环梁:内环梁安装在悬挑桁架头部,断面呈五边形,最大重量14t。同一内环梁的两端最大高差达7m。32榀内环梁全部在内场制作,由300t吊机在场内安装。

A. 内环梁制作时,不与悬挑桁架预拼装,在节点处理上也应考虑能承受较大的误差,因而同中环梁一样使用十字板形式。

B. 为了便于内环梁定位,内环梁安装前,上弦需先安装临时搁模,搁模搁在悬挑桁架的弦杆上,并对准内环梁与悬挑桁架的节点,内环梁即安装到位。

C. 内环梁装配质量要求是,两端十字板伸出长度基本相同,管子对接和顺,对位准确。电焊要求外观美观,饱满无溢瘤、咬边等现象,超声波检测合格。

2. 膜结构

上海八万人体育场屋面覆盖材料采用新颖、轻质的SHEERFILL建筑膜,它是由玻璃纤维布涂覆合成树脂构成,色白,呈半透明状。大型体育设施采用这种膜结构在国内尚属首例。

膜结构由膜结构支架、飞索飞杆和膜面组成,以节间为单元设置整张膜面,并根据节间的长度设置1~3组飞索飞杆。通过液压千斤顶顶升飞杆,从而张紧膜面,形成一个个锥状伞面,既利排水,又美观别致。

整个体育场共分32个单元,计有32张大小不等膜面。最大尺寸达28m×70m,重2t;飞索飞杆每组重约3t,飞杆长约9~11m。由于飞索、飞杆和膜面均为凌空安装,所以给施工带来不少新的难题。

(1)膜结构支架:膜结构支架是由英钢50D钢管($\phi 323.9\text{mm} \times 10\text{mm}$)制成的不规则四边形框架,沿悬挑桁架,外环梁和内环梁周边布置,每一节间为单元,距主体结构

上沿 1.128m。它是屋顶面层与主体结构联接固定的过渡性结构。

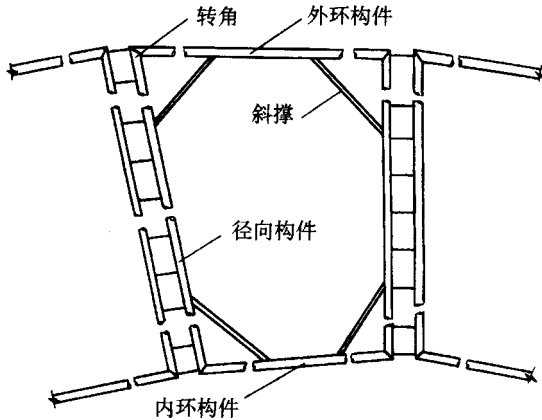


图 7-4-58 膜结构支架分段示意图

①膜结构支架平面尺寸大，刚度较小，且安装精度高，为便于运输和高空安装，将整跨支架分为径向构件、环向构件、转角、斜撑等分别安装。其中径向构件因长度相差悬殊（25~70m），以 30m 为限，分段制作安装，单件重量控制在 8t 以内，如图 7-4-58 所示。

②由于主体结构完成后再进行膜结构支架的安装，而屋面的跨度大、高度高，给安装就位带来一定困难，因此选用 300t 吊机接 54m 主臂、54m 副臂在场外进行安装，西侧局部膜结构支架在场内安装。

③为了保护膜面不受伤害，须对膜结构支架上侧面和所有已完成的焊缝都作打光磨平的处理。

(2) 飞索、飞杆：飞索、飞杆是连接膜结构支架与膜面的支承物，同时可通过顶升飞杆来调节膜面的松紧。飞杆由钢管（ $\phi 273\text{mm} \times 10\text{mm}$ ）制成，并配有套筒式支座，每根飞杆由上下各四根飞索固定，飞索为有塑套保护的钢丝绳，上侧四根直径为 25mm，下侧 4 根直径为 39mm，通过销子与飞杆和膜结构支架相连，如图 7-4-59 所示。

①飞索、飞杆的安装分两个阶段：吊装就位和顶升固定。

②飞索、飞杆尽管重量不大，每组（1 根飞杆，8 根飞索）重约 3t，飞杆的长度也在 9~11m，但由于悬在半空，高空操作十分不便，因此考虑飞索、飞杆成组安装，用 300t 吊机接 54m 副臂吊装。

③为了便于膜面的铺设，飞杆在吊装就位阶段其上端要求低于膜结构支架 1m 以上，故在吊装前须将飞杆和支座预固定，先由下侧 4 根飞索受力，并预先设置好提升的索具。

④膜面铺设完成周边固定后，飞杆开始提升，提升至顶升支座安装后，改由液压千斤顶顶升，顶升的压力值由设计提供。每一单元有多组飞索、飞杆的，要求同步逐级加载顶升，直至达到要求为止。

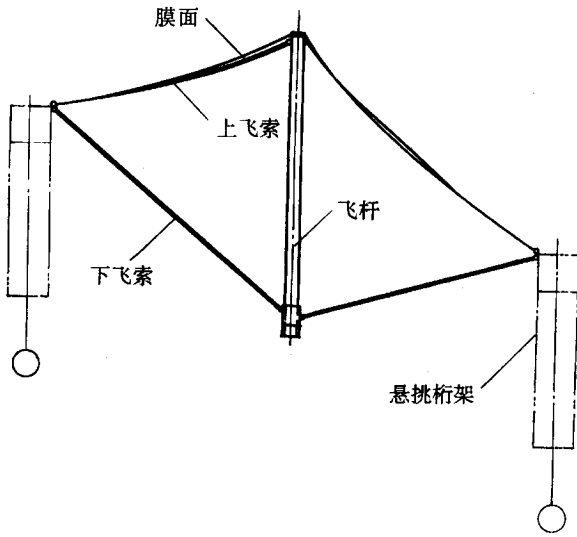


图 7-4-59 飞索、飞杆及膜面设置示意图

⑤顶升到位后，飞杆和套筒支座用 4 根长螺杆螺母固定，再撤除千斤顶及附属装置。

⑥为了进行飞杆的顶升，操作人员必须悬空作业。特别设计制作了专用挂篮，以卷扬机为动力，设置钢丝绳索道，挂篮可在其上滑行和固定，供操作人员（2~3 人）使用。

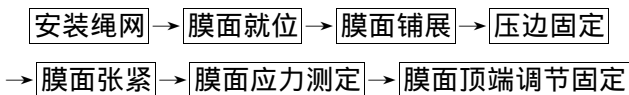
（3）膜面：膜面是一种半透明的轻质高强耐腐蚀的新型建筑面材，产品为本白色，随太阳较长时间照射转为白色，阻燃、可粘贴、抗老化，使用寿命 30 年。

用膜面作为屋面覆盖物，不仅质轻，而且可构筑曲线流畅多变的各种建筑造型。由于可透部分光线，夜间灯光投射在膜面上，还可使整个屋面色彩斑斓，色调可人。膜面由制造商制成单块成品，根据工程安装流程和工艺要求专门折叠装箱，运抵现场。

①膜面与膜结构支架的连接，是通过 M10 不锈钢螺栓和铝合金压条，固定在支架钳制板上，螺栓间距 0.2m，膜面周边有圆形嵌条加强。

②膜面尖顶与飞杆上端的连接，是通过飞杆上端的可升缩调节装置用调节螺杆固定，并有局部张紧功能，其上设避雷针。

③膜面安装顺序：



④由于屋盖主体钢结构主要是悬臂很长的悬挑结构，在安装主体结构时，每一悬挑桁架设一临时垂直支撑以控制挠度，一旦拆除，主体结构将产生较大竖向变位。为保证膜面正常安装，临时支撑待膜面安装完毕后再行拆除。

3. 彩板围护系统

沿整个屋盖内、外两周，即内、外环梁的顶面和外侧面，采用英钢 HP200 彩色钢板制成的 TD360 压型钢板作围护面层，总面积 24900m^2 （其中含各类收边板、饰盖板约 4000m^2 ）。

由于内、外环梁的顶面和外侧面多为翘曲面，且设计要求彩板围护系统的荷载须传至环梁的节点处，因此在该部位设置钢结构的组合墙板和屋面板（下称过渡层），一方面将翘曲面调整为平面，另一方面与内、外环梁球节点和板节点相连，符合荷载传递要求。

过渡层外用 L 型支座固定次龙骨，次龙骨外再置彩色压型钢板。

为了解决两根外环梁之间的平面扭转角问题，使建筑立面自然过渡，在每一柱帽上设置装饰性辅助钢结构（下称大刀片）。其外用钢丝网覆面后粉刷砂浆，并喷以砂膏作为饰面，如图 7-4-60 所示。

（1）过渡层：作为过渡层的组合墙板和屋面板在内、外环梁处每节间各三块，最大尺寸 $8\text{m} \times 10\text{m}$ ，重约 3t 。

①过渡层用大规格槽钢组拼，屋面板上还设有环向天沟的底架和调整屋面标高的架空层。防锈采用喷砂和涂刷水基富锌底漆。

②过渡层的制作，由工厂根据钢结构深化图落料，喷砂、油漆后，运至现场，其中内环梁的过渡层体量较小（ $3\text{m} \times 6\text{m}$ ），为加快进度由工厂组拼完成后运抵现场。

③过渡层的吊装，根据安装高度和半径的不同，分别选用 300t 吊机和 80t 吊机进行，吊装前先在环梁处焊接支座或在过渡层上设临时定位支架，吊装到位后，校正平面的平整度，再焊接连接支座。

④为了减少高空脚手架的搭设，屋面板带环向天沟先行安装，以形成水平通道，待墙板安装完毕，在节点处补搭挂脚手，满足操作要求。

（2）次龙骨：次龙骨采用稀土耐候钢制成的冷弯卷边 Z 型材（ $120\text{mm} \times 50\text{mm} \times 20\text{mm} \times 2.75\text{mm}$ ），总重 118t 。支座为带长腰孔的角钢（ $120\text{mm} \times 60\text{mm} \times 6\text{mm}$ ），长 120mm 。对型材和支座均选用铁红环氧树脂底漆（H06-2）和丙稀酸聚氨酯瓷漆作防湿热、盐腐和霉菌处理。

由于墙面为不规则四边形，为考虑装饰效果，次龙骨的布置上下两边平行于收边的外边线，中间按实际尺寸等分，间距不大于 1m 。

（3）彩板：屋面和墙面围护装饰材料采用 HP200 彩色压型钢板。压型钢板通过带有密封垫圈的自钻钻孔螺钉固定于次龙骨上。鉴于平面形体的特殊性，墙面压型板的槽纹按垂直于地面布置；屋面压型板槽纹平行于两侧，至中间用梯形板调整。

压型板的接缝，采用旁向重迭设计，搭接长度 200mm 。压型板在屋面与墙面相交处、沿天沟处及墙面转角处，均用专用设计的各类收边板、饰盖板和披水板作收边处理，并采用硅酮密封胶 DC780 封闭。

4. 其他附属结构

（1）排水系统：由于体育场整个屋面呈高低起伏的马鞍状，排水系统的设计也较特殊，由布置在内、外环梁上的两圈环向天沟和在悬挑桁架上的 32 条轴向天沟构成。雨

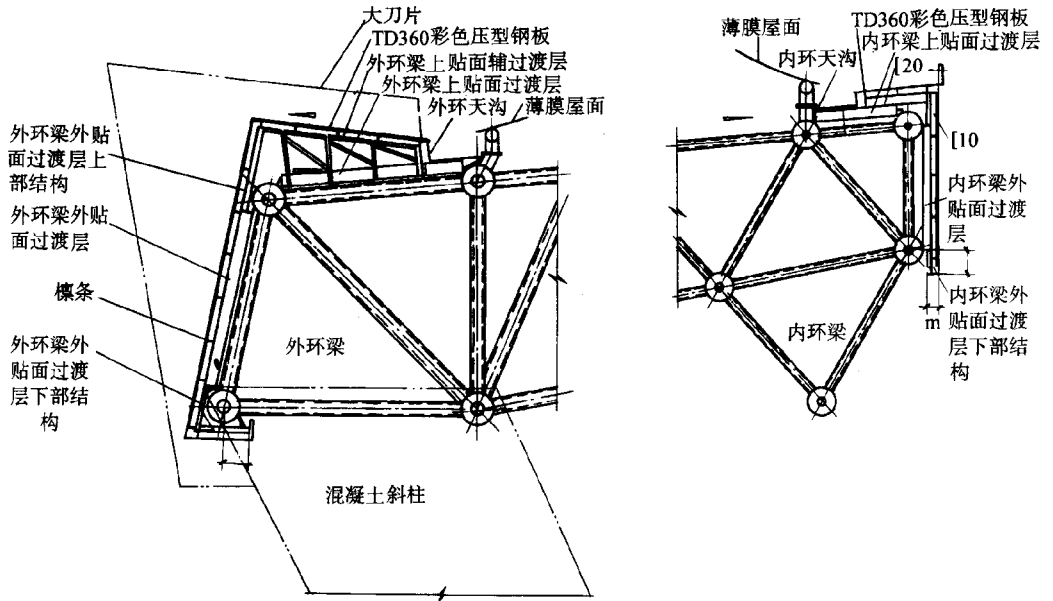


图 7-4-60 彩板围护系统结构示意图

水总体流向为：内天沟→轴向天沟→外天沟→落水管。天沟根据受水面积和降水参数确定过水断面。为了能使高低落差极大的环向天沟及时分流，在与轴向天沟相交处，均设有拦水板，具有截水和溢水功能。

天沟采用日本 304 不锈钢板，厚 3mm，工厂加工成 6m 定尺长，在现场电焊塔接连接，并通过角钢固定在天沟底架和侧向支架上。天沟总长约 2760m。

(2) 检修走道系统：为了便于照明、音响设备的检修和屋面维护，在内环梁和悬挑桁架下弦设置一圈环向走道和 32 条轴向走道。由西区（宾馆区）框架顶面 8 轴、89 轴设两个梯段作出入检修走道之用，另在 8、35、62、89 轴处分别设有屋面上人孔和梯段，通过轴向走道登上屋面。

检修走道宽 800mm，由走道板、支座和扶手组成。走道板用薄壁槽钢 20mm × 40mm × 2.5mm 和厚 4mm、网格为 29mm × 80mm 的钢板网片预制成片，分段安装。扶手用 36.4mm × 2.3mm 钢管分段预制，现场装配。所有部件均热浸锌处理。

轴向检修走道和环向检修走道均在地面安装于主结构上，随主结构一起高空就位，然后在高空将各段补缺连接，这样既解决安装的安全，又可兼作施工用通道。

5. 工程测量与校正

(1) 结构的轴线布置和特点：

本工程整个平面轴线以多中心呈辐射状发散布置，由 8 根环向轴线和 96 根径向轴线组成。其中 H 轴为环向轴线的主轴，是以 O_2 为圆心的封闭圆，其余各环向轴线均为圆弧或椭圆。径向 41 ~ 56 轴中各段圆弧以 O_3 为圆心，14 ~ 38 轴、83 ~ 59 轴、11 ~ 86

轴则分别以 O_5 、 O_6 、 O_4 为圆心，平面形式复杂。钢结构吊装是在 32 根径向主轴线混凝土斜柱上进行，主斜柱布置在 H 轴上，内角为 71° ，外角为 64° 。每根轴线处，斜柱的高度都不相等，随其高度变化，平面坐标也在不断变动。

测量定位的总体思路是先整体后局部，首先建立平面施工控制网和高程控制网，对观测结果进行平差，以消除其误差，然后进行细部放样。

(2) 建立测量控制网：

①平面测量控制网：32 条径向主轴线分别位于四个圆心点 O_3 、 O_4 、 O_5 、 O_6 的半径延长线上，为此，只需放样 4 圆心点及 32 条径向轴线和某条环向轴线的交点即可得到所需的放射轴线，通过对现场实际情况分析，环向轴线 A 轴位于第一层看台板上，通视条件良好，便于架设仪器，只要首先定出 A 轴与 32 根径向轴线的交点 A_2 、 A_5 ... A_{95} ，则所需放射轴线均可通过相应圆心与 A 轴各点的连线测定。当放射轴线测定后，再各自延长至按设计坐标反算出的设计距离，即可测得不同标高处各观测点。

为了保证各控制点相对位置的正确，确保最后环闭，建立平面测量控制网，如图 7-4-61 所示。

首先，放样出 4 个圆心点 O_3 、 O_4 、 O_5 、 O_6 ，圆心点的连线延长线分别与 A 轴线交出 4 点 A_{11} 、 A_{86} 、E、F，其中 2 条圆心连线正好通过两径向轴线 11 轴和 86 轴，此 4 个交点将 A 轴划分为 4 段两两对称的圆弧，其中南北两段圆弧 $A_{11}E$ 、 $A_{86}F$ 以通过 O_3 、 O_4 连线的直线相对称，东西段以通过 O_5 、 O_6 连线的直线相对称。

以 4 个圆心点和如图的 4 个交点组成平面测量控制网，精确观测，严密平差，将其作为施工测量的首级控制网，然后在控制网的基础上，放样出 32 条径向轴线和 A 轴的各交点 A_i 点，将测量误差分别消除在各自分块内，以保证最后闭合精度。各块内的 A_i 点的放样方法是：将全站仪架设在圆心点上，利用已知角度和距离采用极坐标法进行放样，放样好后，再分别量测出相邻两个交点 A_i 和 A_{i+3} 点的间距，同已知弦长进行校核，经调整后作为下一部施工依据。

②高程控制测量：由于吊装的高程控制是随土建混凝土结构的沉降进行的，因此选择在 28 轴和 68 轴混凝土结构上 -10cm 附近埋设两个水准标志点，分别设为 E、F 点，并以场内原 O_2 点和 E、F 点共三点组成本工程高程控制网，进行附和水准测量，精密观测，以此三点作为高程控制点。

(3) 主体结构吊装过程中的测量控制：

①预埋钢管吊装测量定位：预埋钢管分别插入劲性构架内，单根校正视线受阻，测量较困难，且不易保证各钢管内相对尺寸的正确，在每节预埋钢管的顶部有一四方架 F_1 ，只要校正四方架的空间位置，再将各根钢管对准四方架上预先划好的定位线，即可达到校正预埋钢管的目的。四方架标高定位方法如下：先确定其空间三维坐标 (x , y , z) 的 z 坐标，即测出四方架的设计标高，在视线通视的任一设计标高附近的劲性构架上，固定一呈直角的特制的夹具，在夹具上安放接收棱镜，精确整平，利用全站仪（本工程采用的全站仪型号为 TC2002，瑞士制造，测角精度为 $1''$ ，测距精度为 $1\text{mm} + 1\text{ppm}$ ）三角高程法正倒镜精确测量棱镜的实际高程，同设计高程比较，并调整至设计值，再使

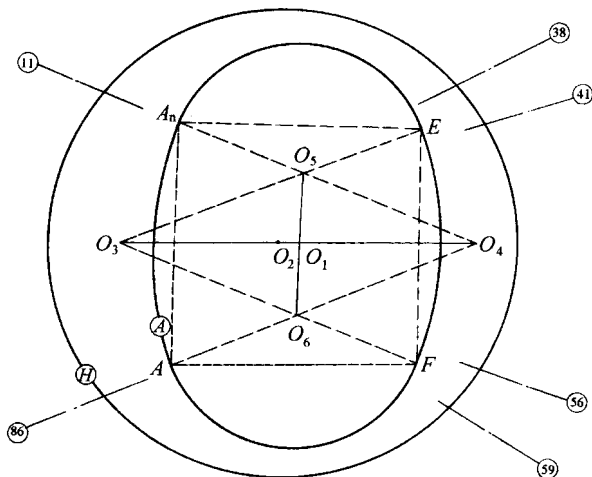


图 7-4-61 平面测量控制网示意图

用水准管将放样出的设计标高引至四方架的四角，并用电焊在劲性构架上焊接标高限位块。四方架的平面定位通过平面测量控制网中相应圆心和 A_i 点用全站仪进行。

② 钢柱帽吊装测量定位

钢柱帽吊装测量定位分两部分，即钢柱帽底部控制点三维坐标的确定以及立面环向、径向垂直度控制。底部的测量控制同四方框测量定位方法基本一致。在底部吊装就位完成后，再使用两台经纬仪，在平面位置大致呈 90° 的方向上校正钢柱帽靠近场内的两根立柱，使之成垂直状态。

由于钢柱帽的定位误差即为悬挑桁架根部的安装误差，因此在钢柱帽吊装好之后，必须在与悬挑桁架的连接部位弹出控制基准线，引测高程，作为悬挑桁架与钢柱帽连接的位移和标高的控制线，并做好数据记录，作为悬挑桁架测量定位的依据。

③ 悬挑桁架吊装测量定位：悬挑桁架吊装的根部精度主要取决于钢柱帽的定位精度，测量定位在钢柱帽施工中已完成，吊装时只要对准控制基准线即可。梢部的测量定位方法为，将接收棱镜安放在梢部 LG 钢管中心 C 点，铅垂线通过钢管圆截面中心，将全站仪架设在 O_n 点，后视 A_i ，观测并调整其环向位移，用三角高程法观测并调整其标高位移，粗差由吊车配合调整，在大致定位后，环向误差由两侧缆风精确调整至设计位置，标高由临时支撑精确调整至设计标高。因悬挑桁架梢部在空中通视条件良好，在测量定位完成后，可用空中前方交会法校核其精度。

6. 高空作业安全设施

由于八万人体育场面积大，安装高度高，且均为凌空作业，常规脚手架体系不能满足施工要求，根据结构特点和安装顺序因地制宜地对高空作业的安全设施作系统设计，不仅满足施工安全和安全设施搭拆方便，而且考虑降低施工措施费用，形成了沿斜柱用钢管脚手搭设垂直登高爬梯，利用结构永久检修走道作水平通道，并研制设计了搭拆方

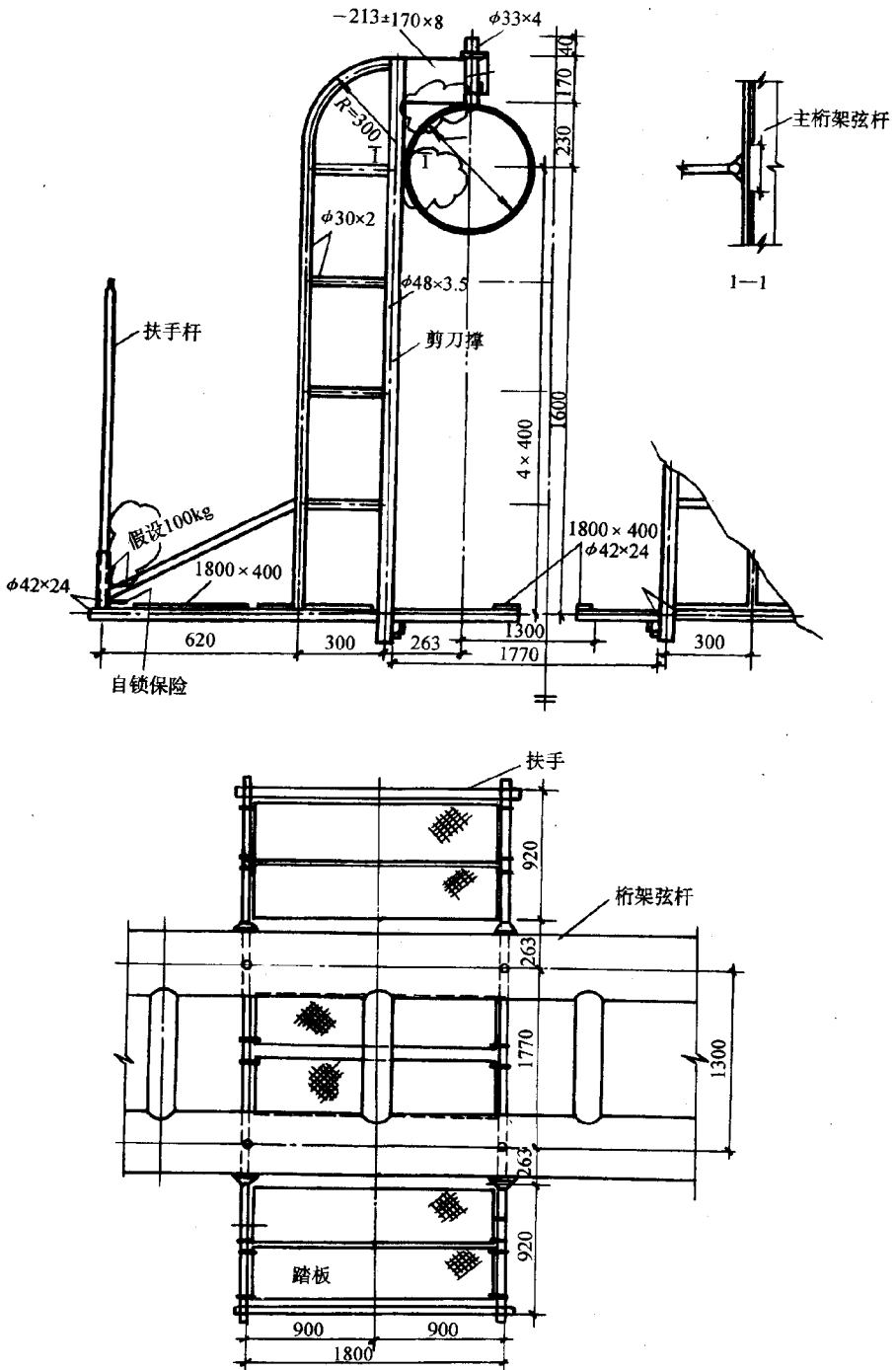


图 7-4-62 悬挂脚手示意图

便使用安全的专用悬挂脚手，解决了施工的一大难题。悬挂脚手如图 2-4-62 所示。

二、东航双机位维修机库钢屋盖安装工程

(一) 工程概况与施工基本情况

1. 工程概况

中国东方航空公司在虹桥机场内建造的“东方航空公司 40 号维修机库”又称“东航双机位维修机库”，建成后可以同时在内安置两架大型飞机和一架中型飞机。本机库大门处的跨度 150m，纵向深度 90m，整体提升钢屋盖投影面积 13500m²，提升空间达 160000m³，提升重量 3200t，提升高度 23m。维修机库主要由钢筋混凝土柱子和钢屋盖两大部分组成。除大门处的门柱截面 4m×2m、壁厚为 40cm 的箱型柱外，其余均为四肢组合柱。四肢组合柱有两种形式：一种截面长 2.3m，宽 1.8m，单肢截面为 50cm 边长正方形；另一种截面边长为 1.8m 正方形，单肢截面为 40cm 正方形。单肢间由混凝土连梁进行连接，中心间隔一般为 3m，机库大门处 A、B 柱的柱顶标高为 22.5m，其余柱顶标高均为 25.9m。钢屋盖为超大跨度网架结构，采用平面桁架和空间桁架立体组合结构：150m 跨度处主桁架矢高 18m，上、下弦杆截面为 65cm 边长的正方形，用厚度达 36mm 的钢板焊接而成。A、B 轴处两榀主桁架之间为空间立体桁架，从而组合成一根跨度为 150m 的巨型钢梁；一端与 B 轴主桁架垂直相接的 4 榀副桁架矢高 12m，为 H 型钢和角钢组合而成，并将 150m 跨度钢屋盖平分为 5 个 30m 的条形状，副桁架另一端搁在北面 J 轴的柱顶上，副桁架是仅次于主桁架的主要受力构件；其余一般桁架矢高均为 6m，将钢屋盖分隔成 6m 见方的平面桁架体系。钢屋盖采用了型钢板节点，杆件数量五千余件，使用了 21 万套高强度螺栓进行联结。高强度螺栓按其直径为 M30、M24、M22 三种，其中 M30 为大六角高强度螺栓，M24、M22 为扭剪型高强度螺栓。由于节点处联结钢板有的多达 5 至 6 块，高强度螺栓如按长度计算，共有 50 多种。主桁架焊接方管连接处的封口盖板采用坡口全溶透焊接，为一级焊缝要求；屋面及围护采用保温彩色压型钢板。

2. 工程主要特点

(1) 跨度大：支撑钢屋盖的 32 根混凝土柱子呈凹字形三面布置，大门开口处跨度为 150m，中间没有一根柱子。

(2) 面积大：地面组装、整体提升的钢屋盖面积为 13500m²。

(3) 重量大：整体提升的钢屋盖重量达 3200t。

(4) 拼装难度大：运到现场的钢构件均为单根型钢散件，共有万余件构件，要用 21 万套高强度螺栓进行连接，由于极大部分构件出厂前无法进行预拼装，使拼装的难度增加，特别是 A、B 主桁架及 J4、7、10、13 副桁架提升节点处的焊接拼装相当于现场制作。

3. 建筑所在位置及地貌特征

东航双机位维修机库位于上海虹桥机场东北部，其西侧为已建东航“七〇七”维修机库。

4. 施工组织情况及施工工期

屋盖钢结构地面拼装、整体提升、补缺安装等施工均由上海市机械施工公司承担，上海市金属结构厂、上海市第八建筑工程公司现场进行配合，由华东金属结构工程建设监理公司进行施工监理。东航双机位机库由北京航空工业规划设计院进行设计，上海江南船厂、太仓船厂进行深化设计；钢结构制作由上海市金属结构厂负责，部分再分包给其他厂家。

1995年11月20日开始进行地面钢屋盖预拼装、单元拼装、地面组装。由于组装面积和组装空间大，同时采用了21万套高强度螺栓进行联结，特别是A、B主桁架间形成跨度150m、高18m、宽6m的巨型空间式网架结构，一是采用的是大六角高强度螺栓联结，同一节点由于连接板多达6块，使用螺栓的长度各不相同，给高强度螺栓的施工增加了相当大难度；二是由于设计、制作、施工拼装的正常误差给高精度的空间结构拼装又增添了难度；再加上施工中气候等不利因素的影响，使整体提升钢网架地面组装直至1996年6月8日才完成。整体提升于1996年6月24日起，历时4d，共计32h，钢网架顺利地提升到位。

5. 施工总平面布置

见图7-4-63。

6. 结构工程主要实物量

钢结构	3200t
高强度螺栓	210000套
压型钢板	25000m ²
电焊条	焊缝高度按6mm计焊缝长度4900m

(二) 施工技术 with 质量

1. 采用的施工工艺及其特点

(1) 施工工艺：东航双机位机库钢网架采取地面组装、整体提升的方法，利用使用阶段永久柱作为提升阶段承重柱，采用“钢绞线悬挂承重、计算机同步控制、液压提升千斤顶集群整体提升”施工工艺，并在实施中有爬升和上拔两种方式，本机库采用的是上拔式，即将液压千斤顶设置在永久柱上，悬挂钢绞线的上端与液压千斤顶固定，下端与提升钢屋盖用锚具连在一起，似井内提水那样，液压千斤顶夹着钢绞线往上提，从而将钢层盖提升到安装高度。

(2) 特点：

①充分利用使用阶段永久柱作为钢屋盖整体提升阶段的承重柱，使施工阶段和使用阶段受力基本一致，从而最大限度减少为整体提升而进行的结构加固量，避免了常规施工中设置辅助柱以及为此而进行的地基加固。

②钢绞线悬挂承重不仅是最经济的承重方式，而且解决了长距离连续提升的施工难题。

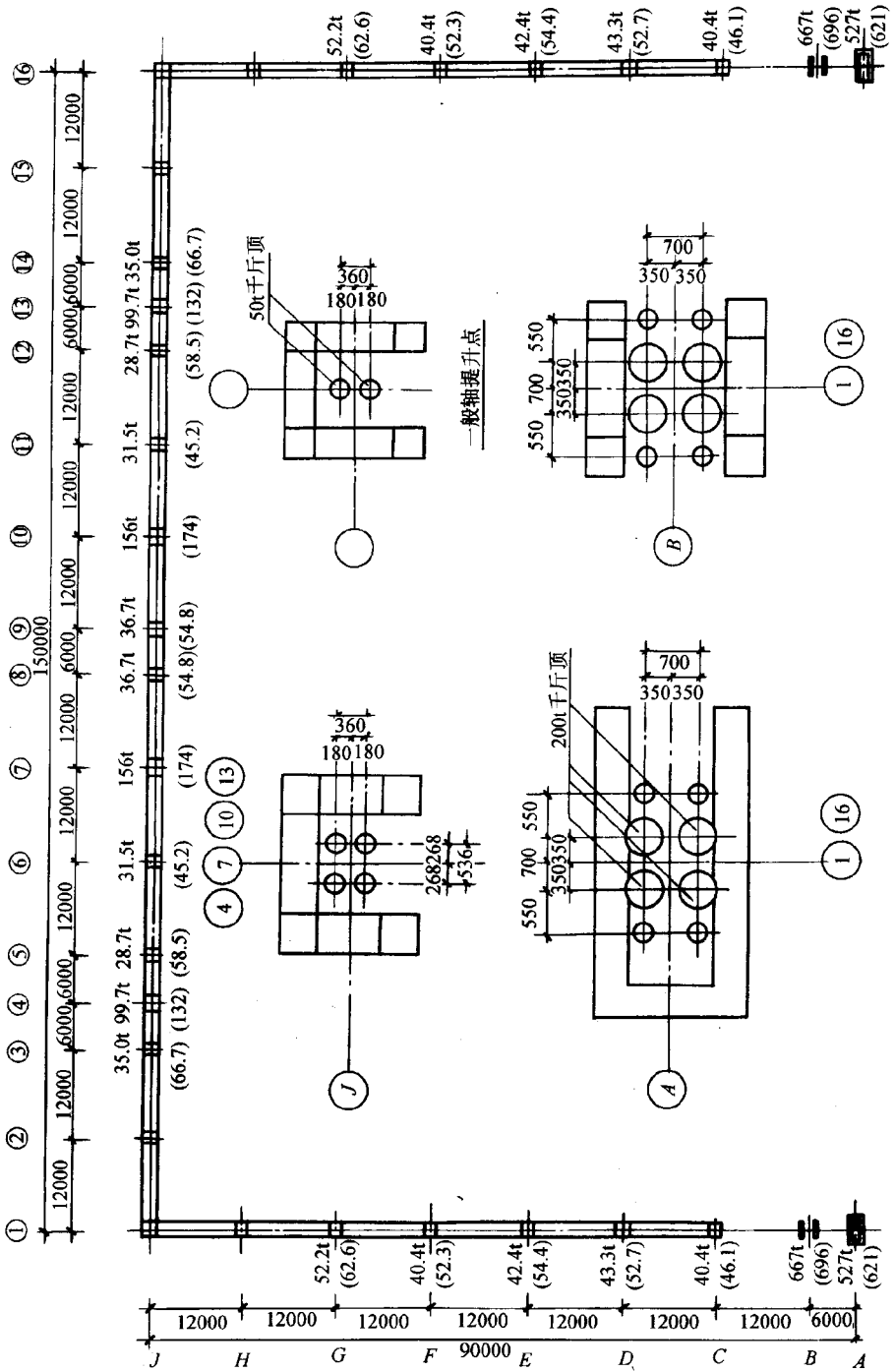


图 7-4-63 提升点千斤顶施工总平面布置图

③液压千斤顶集群提升借助于计算机的控制，使提升能力可按需要任意组合配置。应用成熟的预应力锚具技术，使提升或悬停都非常可靠。

④计算机同步控制可高精度控制提升点间升差，同时不受提升点设置多少和提升点间荷载差异悬殊的影响。

2. 钢屋盖预拼装与地面组装

(1) 拼装总流程，见图 7-4-64。

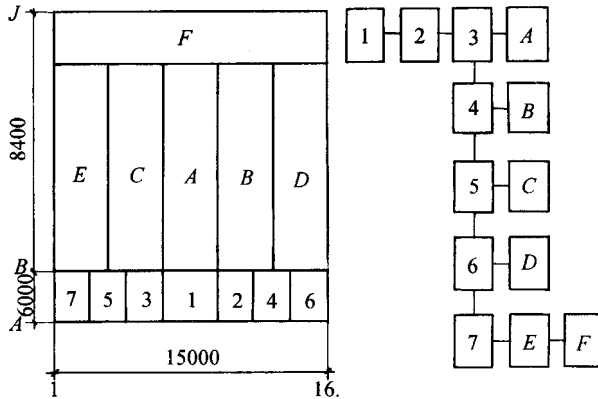


图 7-4-64 拼装总流程

总拼装顺序：以 B 轴线作为总拼装横向控制基准轴线，由 B 轴分别向 A 轴、J 轴分块扩展拼装，以 150m 跨中主桁架 WJ-2 拼装搁置点标高作为总拼装标高控制点，8、9 轴线中作为总拼装纵向控制基准轴线，分别向两侧对称延伸拼装。

(2) 单元组合拼装：由于运到工地现场均为单个构件（节点连接件）或单根型钢散件，杆件型号一千多种，数量五千余件，三百多种节点形式，制作厂又无法在厂内进行预拼装，为了保证拼装质量，现场必须进行预拼装。

①A、B 主桁架单元拼装：高 18m、长 150m 的 A、B 轴两榀主桁架是整个网架主要受力构件，承受着整个网架三分之二的重量，是整个网架拼装的关键所在，因此在地面总拼组架前按施工组织设计要求搭设两座大拼装台，每座拼装台长 150m、宽 20m，东西向平行于主桁架组装轴线，然后在拼装台上按设计要求进行预拼装。长 150m 的主桁架共分为 $18\text{m} \times 3 + 24\text{m} \times 4$ 七个单元，拼装经验收合格后，按单元进行高强度螺栓的紧固工作，单元间的连接紧固工作在总拼组架时进行。

②纵、横向桁架单元拼装：由于进入现场的构件均为散件，构件数量近万件，因此必须在现场搭设拼装台进行单元拼装，以加快施工进度和保证拼装质量。纵向 J4、J7、J10、J13 拼装单元长和高均为 12m、横向桁架拼装单元长 30m、高 6m，其余小桁架均拼为 $6\text{m} \times 6\text{m}$ 的小单元。和主桁架一样，拼装质量经验收合格后再进行高强度螺栓的紧固工作，单元间连接处除外。

(3) 支墩设置：由于要就地总拼组架屋盖钢网架，因此必须设置总拼时单元桁架搁

置用的临时支墩，临时支墩的数量、高低及和地面接触面积的大小、位置等应根据支墩受力大小、地耐力大小、设计的要求等综合考虑，有钢支墩和混凝土支墩两种类型。

(4) 稳定措施：为保证网架总拼时的稳定，拼装阶段采用刚性立式稳定支架和柔性浪风钢丝绳进行校正和固定。

(5) 地面总拼：

① A、B 主桁架单元总拼：A、B 主桁架按总拼顺序进行单元安装，并采用平面移位至拼装轴线处，然后进行起扳回直安装到位，总拼时须控制拼装位置和标高，满足设计对网架拼装起拱度的要求。由于采用大六角高强度螺栓连接，且同一节点螺栓长度规格较多，因此应严格按有关操作规程进行高强度螺栓的紧固工作。

② 纵向桁架与横向桁架单元总拼：A、B 主桁架单元拼装、并组合成一定整体后，方能进行纵向桁架与横向桁架的组装，最后进行横向桁架间小桁架的安装。

3. 钢屋盖整体提升施工工艺

(1) 提升点的确定和提升设备的设置：

① 提升点的确定：合理确定提升点的数量和位置，是整体提升施工中相当重要的工作，它直接关系到提升阶段结构的稳定、施工的安全和工程的造价。

根据整体提升网架的形式，原提升点的数量为 30 个（除两根角柱外），但按 30 个提升点的施工工况计算后，发现 H1、H16、J2、J15 提升点的受力很小，再通过分析计算，按 26 个提升点进行提升，完全可以满足本机库网架的整体提升要求，因此就减少了 4 个提升点。

② 提升设备的设置：网架整体提升按 26 个提升吊点进行受力计算，并按施工中各种不利工况进行考虑，以各提升点的最大受力作为提升阶段的荷载值；最后根据荷载值大小将各种规格的液压千斤顶进行合理组合设置，并确保单根钢绞线的安全系数 $K > 3$ 。

本机库提升点处提升设备的设置共有三种形式：A、B 轴处每个提升点设置 200t 和 50t 级液压千斤顶各 4 台，提升能力为 10000kN；J4、J7、J10、J13 处各设置了 4 台 50t 级液压千斤顶，提升能力为 2000kN；其余提升点处各设置了两台 50t 级液压千斤顶，提升能力为 1000kN。

(2) 整体提升的范围和形式：

① 范围：整体提升网架范围的确定必须同时考虑提升阶段结构的稳定和满足土建施工的基本要求，因此必须事先与设计、土建施工单位以及业主进行协商，以求取得统一意见。

本机库施工中，经有关各方研究后统一：为确保提升阶段柱子的稳定，柱子间 + 9.5m 和 + 20m 处两道混凝土走道板应在网架提升前与柱子形成整体；混凝土四肢组合柱四周的混凝土连梁，其中三面混凝土连梁提升前与四肢连成整体，内侧向网架处的混凝土连梁后施工，以便让提升点处桁架伸入四肢柱内。因此，整体提升网架的范围限制在周边轴线之内，周边轴线处的杆件及与之有关的杆件均不在整体提升网架范围之内。

② 形式：整体提升网架的形式应根据提升的具体结构情况而定，本机库网架的主桁架高度为 18m，如按一般的施工方法，施工阶段的工作柱长度必须超过 18m，加上结构

本身柱子的高度，工作柱顶高度为 40m 以上，这样除了增加施工用钢外，如何保证提升阶段柱子的稳定，是一个很难克服的难题。

本机库施工中，为减小提升工作柱的长度，将提升点处的桁架改为切斜角形式，提升点设在网架的下弦，这样既可将提升工作柱长度控制在 6m 之内，减少了施工用钢，同时又保证了提升阶段柱子的稳定，确保了提升的安全。

(3) 液压提升系统的组成及安装方法：

①组成：每个提升点处均有一套液压提升系统（广义的），每套液压提升系统由工作柱、工作台、承重梁、液压千斤顶、钢绞线、专用吊具、专用锚具、钢绞线导向架、控制阀组、液压泵站等组成，其中液压泵站根据施工需要进行总体考虑，一座液压泵站可同时控制一个或多个提升点处的液压千斤顶（见图 7-4-65）。

工作柱、工作台和承重梁是为提升施工专门设计制作的，它是每个提升点设置液压千斤顶的承重支架；液压千斤顶是主要的提升设备，本工程选用的穿心式液压千斤顶提升能力分别为 2000kN 和 500kN。千斤顶内分别穿有 19 根和 6 根钢绞线；钢绞线为直径 15.24mm 的高强度低松弛钢绞线，破断拉力 260kN。

②安装：液压提升系统安装顺序：工作柱→工作台→承重梁→液压千斤顶→专用吊具→钢绞线→导向架→专用锚具→液压泵站→控制阀组。

工作柱须对应安置在各提升点承重柱的柱顶上；工作台应与工作柱配套安装；液压千斤顶与承重梁连接后安置在工作台上；专用吊具与提升网架下弦节点采用销子连接；钢绞线上端由液压千斤顶锚具夹住悬挂下来，下端与专用吊具进行固定。

由于本工程共有 16 台 200t 级和 68 台 50t 级液压千斤顶，千斤顶内共穿有 712 根 32m 长的钢绞线，如按常规进行高空逐根穿钢绞线，将耗费大量的人力和时间，因此决定在地面穿钢绞线，把承重梁、千斤顶和专用吊具连在一起后，利用现场起重设备进行组合安装，因而减少了高空作业，方便了现场施工，加快了施工进度。

(4) 计算机控制系统的组成及高差控制要求：

计算机控制系统的组成：屋盖钢网架整体提升共设置了 26 个提升点，为了保证在提升过程中 26 套液压提升器同步运行，使网架能够水平地平稳提升，并把升差控制在 5mm 之内，我公司综合机械、电子、液压技术，自行研制了计算机控制液压集群提升系统，同时还开发了辅助系统设计、调试和工程实施的计算机控制软件和计算机分析模拟软件（见图 7-4-66）。

4. 提升阶段结构稳定验算与措施

提升阶段结构稳定验算是整体提升方案编制过程中不可缺少的重要部分，它是成功进行整体提升的安全保证，只有通过验算，才能找出结构中的薄弱部分，以便在提升前采取相应的加强措施，确保提升阶段结构的稳定。

(1) 单柱和群柱稳定验算与措施：对各混凝土柱子在垂直于房屋周边方向进行整体稳定验算时，都认为柱的下端为固定，上端为自由，采用计算长度系数 2.0（按升板规范 GBJ130—90 确定），各柱在沿房屋周边方向的计算长度则视柱间支撑、走道板和柱肢间混凝土水平小梁的作用而定。各柱提升时的最大压力由提升计算确定，网架的支承节

点在提升时穿越柱子重心线，由于钢绞线可能产生的倾斜，各柱作用于柱顶水平力以百分之一的轴向力作为计算值，设抗风滑道处还应考虑五级风时水平风力的传递。现对本工程 4 种类型混凝土柱子分别进行验算和讨论。

① A1、A16 柱：柱子承受最大压力 $N = 5500\text{kN}$ ， $H_x = 147\text{kN}$ ， $H_y = 217\text{kN}$ ，按弹性开口薄壁杆理论进行验算。全柱作为独立悬臂柱计算，得出的弯扭失稳临界力为 14000kN ，因此该柱的稳定是足够安全的。

② B1、B16 柱：柱子承受的压力 $N = 6000\text{kN}$ ，水平力 $H_x = H_y = 60\text{kN}$ ，在垂直于墙面平面方向是两片悬臂双肢柱，其长细比为 93，全柱承载力为 12000kN ，在水平力作用下，柱底最大压应力为 $1\text{kN}/\text{cm}^2$ 。由于 B1、B16 都是分为两片柱，在沿墙面方向分别与 A 柱和 C 柱通过支撑和走道板形成 A~B 和 B~C 两个不侧移的刚架，因此柱的计算长度采用无侧移刚架的稳定理论，得出全柱的承载力为 17070kN 。沿墙面的水平力由增设的施工柱间支撑来承担。

③ J4、J7、J10、J13 柱：柱子承受的最大压力 1800kN ，最大水平力 18kN ，垂直于墙面方向失稳的临界力与 B1、B16 柱相同，远高于最大可能承受的最大压力。沿墙面方向外侧是一片双肢柱，其内侧为两根单柱，单柱的最大压力应为 450kN ，单柱的欧拉承载力为 2260kN ，混凝土规范中取三分之一为混凝土柱的承载力为 753.5kN ，因此单柱承载力足够。但单肢长细比为 200，超过设计规范为 100 左右的要求，为此用开口桥上弦杆稳定性的理论进行了论证，并确认此支承形式是安全的。

④ 其他柱：柱子承受的最大压力为 700kN ， $H_x = H_y = 7\text{kN}$ 。这类柱在垂直于墙面方向的长细比为 84.4，混凝土柱的承载力为 7880kN ，远高于实际可能发生的压力。沿墙面方向失稳的承载力仍按单肢承载力计算，单脚承载力为 420kN ，而每肢最大压力为 175kN ，因此也是安全的。

⑤ 群柱稳定：

机库群柱稳定性计算按“钢筋混凝土升板技术规范 GBJ130—90”，得到群柱稳定安全性系数为 10 以上。

尽管根据计算柱子在提升阶段结构是稳定的，但是对关键 A、B 轴承重柱必须进行加强措施，即在 A、B、C 柱之间增设施工柱间支撑，从地面一直加到工作柱顶部，将 A、B 柱，B、C 柱连成整体；对于设置抗风滑道处也从下至上设置柱间支撑，从而确保提升阶段的群柱稳定。

(2) 钢屋盖系统提升验算与措施：东航机库网架是 $90\text{m} \times 150\text{m}$ 的正交网架，采用国际著名的三维线性静动态结构分析通用程序 SAP90，实施网架整体提升工况的全模型内力分析，按提升点升差要求、风载限制等各种工况进行验算。网架杆件受力当以轴向力为主，按通常惯例均采用杆单元，但在整体提升时考虑到提升的需要，增设了一些附加支撑，由于这些支撑的设置导致了支座处的杆件产生了较大的附加弯矩，对这些杆件，作为空间梁单元考虑，以便同时计算轴力和弯矩等综合效应。根据复核计算，从内力来分析只要个别杆件作适当调整，总体来说原设计网架在提升时是足够安全的，但计算中发现风力对支座的水平变位影响较大，为控制支座变位控制在 5cm ，必须将工作状

态风力限制在四级风以下。

5. 整体提升计算机控制系统

(1) 控制方案：计算机控制系统的任务是控制液压执行系统进行提升作业。计算机控制系统的主要功能是千斤顶集群动作控制、提升高差控制、提升力均衡控制、操作台实时监控、安全性可靠性保障等。

①千斤顶集群动作控制：整体提升的关键是要实现液压千斤顶集群的同步协调动作，包括集群联动、局部联动、单点单动等，使之能够按施工工艺规定的作业流程进行连续提升施工，并能自动或半自动地根据不同工况修正作业流程。由于液压千斤顶的基本动作是上下锚具的紧与松，油缸的伸与缩，因此，控制系统要不断检测锚具状态和油缸位置，信号输入计算机后，经判断与决策，再由计算机发出控制信号，开关锚具和油缸的电磁阀，实现集群控制。所以，控制系统中要有一个位置反馈的闭环开关控制子系统，负责千斤顶集群运动控制。

②提升高差控制：根据施工工艺要求，在 26 个吊点中确定一个关键吊点为基准点，控制其他吊点与基准点的高度偏差不得超过设计允许的范围，始终保持网架的平稳姿态；当高差到达警戒线时必须预警，超过边界线时必须报警并向系统控制中心发出停升信号。因此，控制系统要不断检测各吊点的提升高度，信号输入计算机后，经计算与决策，再由计算机发出控制信号，改变各吊点电液比例阀的开度，通过调节流量来改变提升速度，从而缩小吊点提升高差，力图使之趋向零。所以，控制系统中要有一个位移反馈的闭环控制子系统，用以控制吊点提升高差。

③提升力均衡控制：由于 26 个吊点分布不均匀，吊点负载差异很大，液压系统采用多规格不同组合配置，导致各吊点的额定动力载何比（液压提升器额定提升力与提升载荷的比）最小的 1.3，最大的 3.5，相差 2.8 倍，因此，必须控制提升过程中各吊点的实际动力载荷比，使之保持均衡。为此，要不断检测各提升器的油压，信号输入计算机后，经计算与决策，再由计算机发出控制信号，调整各吊点的动力载荷比。由于吊点载荷变化相对较慢，对油压的采样周期可以延长不少，检测精度要求也不高，同时本工程又以高差控制为主，而液压系统本身也有负载均衡措施，因此为了降低成本，决定采用人工观察压力表的方式代替传感器自动检测。所以，这是一个开环控制子系统。

④操作台实时监控：实时监控的功能主要是：系统的启动、停止、紧急停车；系统操作方式切换；系统工作时各类状态、参数、数据等实时信息监视；吊点偏差超限时报警，并决定采取停升、单吊点微调等措施；控制策略转换或修正；系统设定值和控制参数修正；各类图表打印；自动存储各类重要数据；历史数据查阅、分析等。

实时监控的画面：控制系统和执行系统状态图、吊点高度直方图、系统控制量直方图、偏差与控制量对比直方图、吊点平面布置图及偏差指示、偏差-时间曲线图、各吊点数据表、系统工作数据表、PID 响应曲线图、总体载荷分布图、整体平衡度分析图等。

⑤安全性、可靠性措施：

A. 防止误操作措施：

- a. 电气系统设置了各种安全闭锁，防止手动误操作。
- b. 系统启动、停止、操作方式转换等均用主控台的硬旋钮，不用监控微机的键盘和鼠标，防止误触键、碰撞等引致的误动作。
- c. 软件具有各种检验算法，防止操作者修改系统参数时误操作。

B. 断点保护措施：

a. 系统控制逻辑中设置了各种互锁算法，确保在任何情况下以任何方式中断系统运行都不会引发系统紊乱。

b. 系统的断点保护功能，确保系统不会因停电或其他硬件故障引起的中断而丢失数据。恢复供电后系统自动恢复断点现场，并能自动检测系统状态，决定从何处恢复运行。

C. 抗干扰措施：

a. 在易受干扰的物理层面上采用抗干扰性能好的可编程控制器。

b. 信号线采取屏蔽措施。

c. 采取电源抗干扰措施。

d. 采取软件抗干扰措施。

D. 系统对重要数据自动作在线的镜像备份，数据损坏时自动提示，便于操作者及时发现问题，并恢复正确数据。

E. 系统的安装连接严格按有关规范进行，并采用各种接插件，做到简捷可靠。

F. 高度传感器设置露天抗风雨措施。

G. 为确保万无一失，在实际提升时采用与计算机控制系统完全独立的辅助检测手段，防止传感器和控制系统的意外故障。

(2) 控制方式：控制系统设置了自动作业、单周作业、单步作业、单点调整和手动控制等 5 种控制方式。

① 自动作业：这是系统的主要控制方式。操作者只要按下启动按钮，提升作业就全自动地进行，直到提升到预定高度或者操作者按下停止按钮为止。

② 单周作业：操作者按一下启动按钮，系统就自动完成一个提升行程（周期），然后等待操作者再按启动按钮，才进行下一个提升行程。

③ 单步作业：一个提升行程有若干步动作。在单步提升方式时，操作者按一下启动按钮，系统只做一个单步动作，并提示下一步动作内容，等操作者再按启动按钮，才做下一步动作。

④ 单点调整：由操作者设定一个或几个吊点进行升降。各点的升降高度由操作者通过键盘分别指定，然后按一下启动按钮，指定点就升降到指定高度。

⑤ 手动控制：由操作者使用吊点控制柜，进行单点的升降。手动控制时，计算机控制系统退出对作业的控制，但仍然通过各种传感器来监视提升作业。

(3) 试运行：

控制系统在投入工程实施之前，应当进行试运行。

① 试运行情况：为了使试运行的工况接近于实际提升工况，专设试验场，并搭建了

模拟试验架。试验架高 14m，长、宽各 8m，提升件重 100t，有效提升高度 10m。在试验架上设置了 4 个吊点。液压执行系统按 3 种情况配置：即 4 台泵站驱动 8 台不同型号千斤顶作 4 吊点试验，1 台泵站驱动 8 台不同型号千斤顶作 4 吊点试验，以及 1 台泵站驱动 4 点 50t 级千斤顶，作提升能力与负载的比率（2:1）与实际提升工况接近的 4 吊点试验。

试运行先后做了手动控制试验、控制系统开环试验、闭环试验，以及单点、单步、单周、自动作业试验，取得完全成功。通过试运行，验证了总体技术方案的正确性，改进了施工工艺和提升设备，取得了一系列重要技术数据和经验。

② 试运行数据分析：由于试运行是冬季在只有 4 个吊点的试验架上进行的，与将在夏季实施的 26 个吊点的工况有很大差异，因此在试运行中得出的控制数据，不能直接在工程实施时搬用，需要进行修正。为此，运用自行开发的计算机分析软件，对试运行进行统计分析，进而推算了夏季、26 个吊点、不同液压特性等各种工况下的控制参数，并模拟演示提升过程，对关键处以多种工况、多种策略、多种算法，反复模拟，反复对比，从而有效地改进了控制方案和控制参数。计算机分析与模拟的成果，在工程实施中一次试用成功，控制参数几乎不用调整就可进行正式提升作业，从而使现场带载试升的时间缩短到计划的 42%。

（4）工地安装调试：

① 系统安装：控制系统进入工地后，严格按有关规范要求做好安装工作。

② 检查与试车：系统安装后，必须认真检查系统各部分连接的正确性、可靠性，检查软硬件设备的技术状况，做好试车工作，确保其可直接投入正常运行。

③ 传感器标定：由于工地情况与试验场情况有较大不同，因此传感器安装后需进行标定和参数微调工作。

④ 空载联机调试：由控制系统和液压执行系统组成的超大型网架提升系统，全体联机启动，进行空载联调，先后完成各吊点独立动作和 26 个吊点的联合动作。通过调试，检查了控制系统各部分的运行状况，预演了提升施工时的指挥、操作、记录、维护工作，落实了各项辅助、后备、应急措施，使系统进入临战前的最佳状态。

（5）提升施工：提升施工分为逐步加载试升和正式提升两个阶段。

① 逐步加载试升：逐步加载试升的负载按额定负载的 50%、75%、100% 逐次递增。试升时，将单点、单步、单周、自动等控制方式和几种偏差控制算法全部试过，并且严密监察控制系统、液压系统和承重机构的工作情况，以及网架变形情况。

② 网架正式提升：试升结构后，经检查与复测，证实偏差很小、情况良好，因而不停顿地转入正式提升阶段。正式提升时，控制系统始终按自动作业方式运行。液压系统排故时，大多用控制系统的单点调整功能，做单点动作或部分吊点联动，基本未用手动控制，自动化程度很高。

③ 施工情况评价：

A. 提升过程中的各吊点高差始终小于 5mm，主要承载柱的变形小于 2mm，网架到顶后的定位偏差小于设计限定值，施工质量良好。

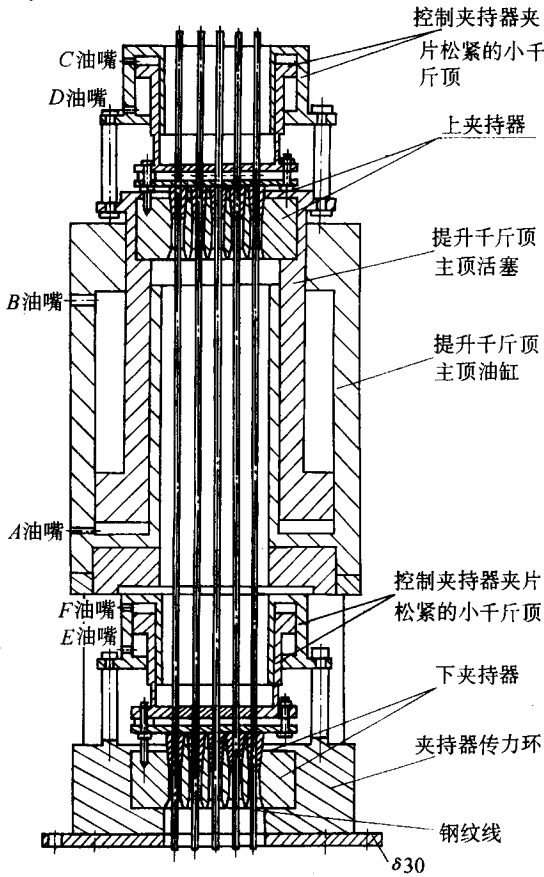


图 7-4-65 LSD200 提升千斤顶工作原理

B. 控制系统在现场施工过程中，经受了恶劣环境、电磁干扰、电网波动、雨中施工、连续作业等各种考验，显示了很高的运行可靠性和很强的现场适应性。

6. 整体提升液压执行系统

(1) 提升千斤顶

提升千斤顶选用了广西柳州建筑机械总厂生产的 LSD200 型（提升能力 2000kN）及 LSD40（提升能力 400kN，实际可达 500kN），行程 300mm。千斤顶的中间部分为提升油缸，上下各有一套锚具油缸及锚具装置。上锚具固定在提升油缸的活塞杆顶部，下锚具则与提升油缸的缸筒固定在一起。千斤顶的芯部为空心，钢绞线可以从中间穿过。提升时钢绞线被上锚夹紧，随提升活塞杆一起向上运动，行程完毕后，下锚将钢绞线夹紧，然后上锚松开，载荷由上锚转移至下锚，提升活塞杆则可空载缩回。如此循环，随着钢绞线的不断上升，固定在钢绞线下端的重物亦随之上升。提升时，上下锚具互锁，保证不会同时松开。

LSD200 提升千斤顶工作原理见图 7-4-65。

为了保证同一吊点上的各千斤顶之间的负载均衡以及保证各吊点之间在提升过程中的同步误差控制在规定的范围内，千斤顶集群必须采用负载均衡措施，即在每台千斤顶部安装了行程传感器，当所有的千斤顶中只要有任何一台的提升油缸活塞杆的行程首先到达规定的位置而停止动作时，余下的其他千斤顶也随之同时停止伸缸动作，而不管其活塞杆的行程位置如何。

(2) 液压回路：液压系统中的同步回路采用了电液比例调速阀，同时用四个单向阀组成液桥（图 7-4-66），使千斤顶在进油（带载上升）及回油（带载下降）时都能进行调速。另外，由于在带载下降时，调速阀能起到平衡阀的作用，防止在重力作用下载荷加速下降。每个吊点都装有一台电液比例调速阀，同时装有高差传感装置，将吊点的高差信号进行反馈，整个控制系统形成一闭环，从而实现计算机自动控制。在提升过程中，计算机根据吊点的高差值调节输入到调速阀上的比例电磁铁中的电流大小，从而控制阀芯的开度大小，这样油流的流量就得到了控制，即千斤顶提升油缸的伸缩速度得到控制。

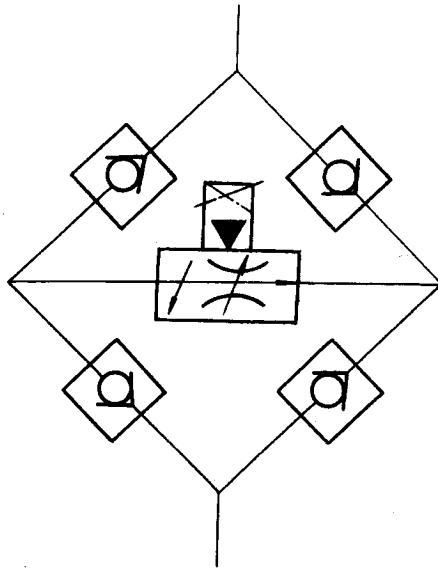


图 7-4-66 电液比例阀与单向阀组成的液桥

(3) 液压泵站：

由于提升吊点多达 26 个，各吊点之间相距又较远，故一共设置了 12 台液压泵站向各个千斤顶供油。根据各吊点上的千斤顶数目和规格以及供油距离的远近来决定每台泵站的供油范围，有 1 台泵站向 1 个吊点供油，1 台泵站向 3 个吊点供油以及 1 台泵站向 5 个吊点供油共 3 种方式。

泵站的液压泵为变量泵，可以根据供油范围调定所需的流量，不至于有较多的油流从溢流阀直接回油箱，以提高系统效率，减少发热。泵站还有流阀，用来调定系统的压

力。

(4) 提升运行：

由于各吊点的实际载荷与计算载荷的不一，为安全保险起见，提升时，吊点阀组的压力按计算载荷压力的 50%、75%、100% 分三次调定，使钢绞线逐步受力，待载荷全部离地悬空以后，再按实际载荷对泵站及阀组上的溢流阀作再次的调定，使系统进入正式的工作状态。

为防止意外，保证安全，提升时各个吊点上都安排了观察员，对承重、液压、电气、高差传感装置等设备的工作情况进行观察监视。

7. 质量与安全

(1) 对全体施工人员除进行正常施工技术与安全交底工作外，还组织进行学习、培训，请有关专家上课，掌握正确的高强度螺栓施工方法、整体提升仪器与设备的正确使用等，同时进行考试合格后方能上岗。

(2) 现场设置高强度螺栓试验室，对工程中使用的 21 万套高强度螺栓质量进行严格把关，同时为现场高强度螺栓施工提供可靠的技术参数。

(3) 网架整体提升前，对网架的拼装、提升承重系统的安装、控制系统的安装调试、提升通道的畅通等作全面的检查，实行签发吊装令制度。

(4) 网架整体提升阶段在现场设置气象监测点，请专业气象人员进行现场风速监测，确保网架提升的顺利进行。

(三) 施工进度

1995 年 11 月 20 日开始进行地面钢屋盖桁架预拼装、单元拼装；1996 年 2 月开始地面整体总拼装，并于 1996 年 6 月 8 日完成提升网架的总拼装；1996 年 6 月 18 日提升网架验收结束；1996 年 6 月 19 日进行提升带载调试工作；整体提升于 1996 年 6 月 24 日开始，至 1996 年 6 月 28 日钢网架提升到位。

(四) 几点体会

(1) 航机库网架整体提升的成功，充分体现了科学是第一生产力，是科学为生产服务的成功范例。

(2) 不设辅助柱进行网架整体提升的设想是切实可行的，即利用使用阶段永久柱作为提升阶段承重柱，不设一根辅助柱，使两个阶段的承重模式一致，从而最大限度减少提升阶段结构加固量，免除了地基加固量。

(3) 大面积（ 15000m^2 ）、多吊点（26 个吊点）、吊点荷载差异极大（达 20 倍）是本机库网架整体提升的特点，提升方案中采用“钢绞线悬挂承重、计算机同步控制、液压千斤顶集群整体提升”施工工艺，将大吨位、多规格液压千斤顶不同组合，提升时吊点升差始终控制在 5mm 以内，从而进一步发展了整体提升工艺。

(4) 本工程网架的整体提升施工方法，不局限于机库网架的施工，可以广泛应用于市政、建筑施工以及设备安装等领域，其推广前景广阔，经济效益和社会效益显著。

三、长春综合体育馆钢结构网壳吊装

(一) 工程简介

长春综合体育馆钢结构网壳为贝壳造型,是目前亚洲最大跨度的方钢管钢结构屋面。该钢结构网架纵向水平跨度 191.682m,横向水平跨度 146.000m,钢结构网壳总高度为 49.557m,网壳落地矢高为 42.097m,径向拱架上下弦中心距离为 2.854m。总建筑球面积为 39135m²,水平投影面积为 22016m²,网壳总质量为 2065t,其中含大小支撑、屋面梁、檩条 565t。

(二) 吊装特点

(1) 由于外围拱脚至中心跑道之间有 5m 宽的马道,四周最高处为 30.380m 高的围墙,8m 宽走廊,以及 31.500m 宽、19.820m 高的看台等土建构筑物,占据了体育馆外围近 16800m² 的面积和大量空间,使施工时不能通视,起重吊装机具的吊装能力受到较大的限制。

(2) 中心区吊装到安装高度后,其三维坐标的调整、找平、找正和中间区的安装完成,将 5 座桅杆持续吊重 30~40d 时间。

(3) 中间区安装时不可能使对称受力的拱架同步到位,先拼装的径向拱架会对中心区产生向下压力和水平推力,使已找平找正的中心区平衡破坏。

(4) 中心区吊装的全过程正处于长春市大风期,应充分考虑风载对吊装桅杆造成的不稳定因素。

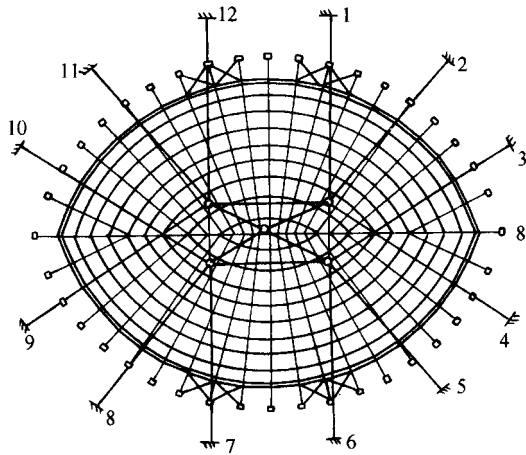
(5) 经过计算,中间区吊装最不利时将会对中心产生一个 1194kN 的压力。

(三) 吊装区域界定

(1) 根据体育馆内跑道范围,确定在 H7 节点向外延伸 0.8m 椭圆周边中心区,中心区长轴 85.6m,短轴 46.3m,其球面积为 3800m²,水平投影面积为 3113m²,中心区网壳加上绳索、机具质量接近 300t。

(2) 外围区的外端直接安装于拱脚基础上,内侧临时支于围墙的混凝土立柱上,并向内延伸 5.8m 左右,以保证拱段节点完整为前提。该区的总质量为 680t,投影面积为 7837m²,单件最大长度为 48.598m,最大质量为 217.98t。

(3) 中间区为中心区和外围区的安装剩余部分,其总质量为 520t,投影面积为 11066m²,单件最大长度为 38.800m,最大质量为 9.98t,见图 7-4-67。



说明“○”为桅杆位置，5座桅杆
“·”为吊装绑扎点，20个绑扎点
“”为缆风绳位置，12根缆风绳

图 7-4-67 中心区吊装平面布置图

(四) 方案选择

在众多的施工方案中，多次进行技术论证和经济分析，决定采用分区安装法（详见表 7-4-1）。

表 7-4-1 各种吊装方法比较

方案名称	钢材用量 (t)	主材人工单价 (元/t)	承台桅杆工期 (d)	吊车费用 (万元)	起重机索具费用 (万元)	计划工期 (d)	合计费用 (万元)
高空散装法	700	3750	150	204		240	466.50
中心编织法	390	3750	120	146	205 ^①	215	497.25
分区安装法	150	3750	50	301	49	155	406.25

注：①含外围区吊装费用 36 万元。

(五) 中心区吊装

为了保证工期、质量和安全，中心区吊装是分区安装法的关键。

1. 桅杆设置

中心区设置 D1200×16、高 57m，单根偏正受压承载能力 1800kN 管式桅杆 5 座，利用 120t 吊车竖立，共设 12 根缆风绳（见图 7-4-68）。

中间区拼接时 40 个径向拱架，经过计算有 1194kN 的重力通过 H7 节点处法兰加在

中心区 5 座桅杆上。每座桅杆设 4 套 H32 × 4D 滑轮组，并配有平衡滑轮，分别通过 4 台 8t 卷扬机牵引，桅杆自重 370kN。

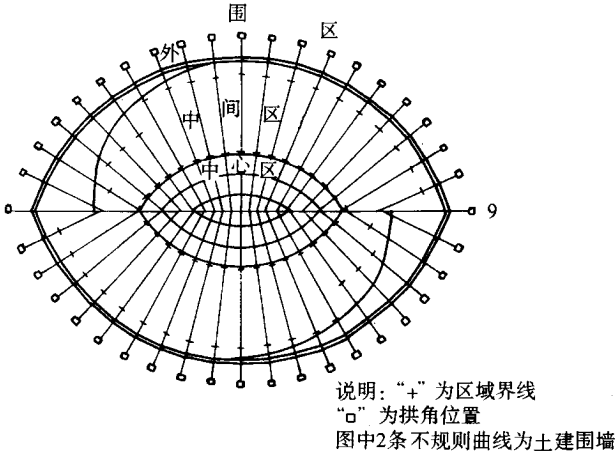


图 7-4-68 网壳吊装区域平面图

2. 载荷计算

$$F = K_1 \cdot K_2 \cdot (Q_1 + Q_2 + q) = 1.2 \times 1.3 \times (3000 + 1194 + 180) = 6832 \text{ kN}$$

式中 Q_1 ——吊装总质量， $Q_1 = 300 \text{ t}$ ；

Q_2 ——中间区附加质量，以最不利因素计， $Q_2 = 119.4 \text{ t}$ ；

q ——机索具质量， $q = 18 \text{ t}$ ；

K_1 ——动载系数，取 1.2；

K_2 ——不均衡系数，取 1.3。

3. 一座桅杆受力

$$F_1 = \frac{F}{5 \cos r} = \frac{6823}{5 \times 0.9962} = 1370 \text{ kN}$$

式中 r ——实际与理论铅垂夹角， $r = 5^\circ$

4. 每套滑车组卷扬机构牵引力

$$S = \frac{F_1}{4 \cos \beta} \cdot \alpha = \frac{1370}{4 \times 0.9659} \times 0.134 = 47.52 \text{ kN}$$

式中 α ——滑车组荷载系数，取 0.134；

β ——滑车组绳索与桅杆夹角， $\beta = 15^\circ$ 。

选择钢丝绳直径 23mm，抗拉强度为 1700MPa

5. 滑车组上部吊具受力

$$F_d = \sqrt{F_1^2 + (M \cdot S)^2} + 2F_1 \cdot M \cdot S \cdot \cos \beta = 1462 \text{ kN}$$

式中 M ——滑车组数

6. 主缆风绳受力 F_z

$$F_z = \frac{(F_d + F_1) \cdot \sin\beta}{3\cos\theta} = 282\text{kN}$$

式中 θ ——缆风绳与地面最大夹角, 30°

选择 $d = 30\text{mm}$ 直径钢丝绳双根, 抗拉强度 1700MPa 。

$$7. \text{侧缆风受力 } F_c = \frac{F_z}{3\cos\theta} = 108\text{kN}$$

8. 桅杆核算 (选用欧拉公式)

根据桅杆钢管断面积 $A = 595\text{cm}^2$; 惯性矩 $J = 1042543\text{cm}^4$ 断面系数 $W = 13206\text{cm}^3$; 惯性半径 $r = 42\text{cm}$

求得细长比 $\lambda = H/r = 136 > 100$,

$$\text{单位面积承载能力 } \Sigma K = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = 111.94\text{MPa}$$

$$\text{计算吊装能力 } [P] = \frac{A \cdot \Sigma K}{K} = 2664\text{kN}$$

9. 桅杆总受力 $F_{\text{总}}$

$$F_{\text{总}} = F_d + F_z + G_1 = 1462 + 282 + 370 = 2114\text{kN}$$

式中 G_1 为每根桅杆自重 370kN , 故 $F_{\text{总}} < [F]$, 是安全的。

(六) 外围区与中间区吊装简介

(1) 外围区 G_1 、 G_{11} 、 G_{1a} 、 G_{2a} 、 G_{3a} 、 G_{4a} 、 G_{5a} 各两榀, 用 90t 和 45t 两台吊车单榀抬吊安装, 其余 26 榀为单台 45t 吊车单榀安装。

(2) 中间区虽然单件吊重吨位较轻, 但是吊车扒杆幅度和起升高度均很不利, 需要一台 45t 吊车扶正配合。视情况可用 120t 或 160t 吊车单台单榀吊装就位。

(七) 经验总结

(1) 此方法可以 100% 地面预制、大范围拼装, 可以多机多人同时施工, 并有较大作业面, 能有效地保证施工进度。

(2) 由于施工操作高度的降低, 便于质量措施的贯彻和质量控制点的复查、检测, 能有效的控制施工质量。

(3) 因为制作、拼装高度的降低, 吊装次数减少, 对安全生产极为有利。

(4) 中心区吊装选用 5 台桅杆 20 个绑扎点, 受力点较为合理、对称, 桅杆受力状态好, 相对稳定性强。

(5) 吊装方案便于找平找正, 有利于三维坐标网的建立。

建议今后同类工程应先施工网壳, 后施工看台和围墙, 可以使工程成本大幅度降低, 并有利缩短施工周期。

四、深圳赛格广场高层钢结构安装综合技术

(一) 工程概况

(1) 深圳赛格广场, 总高度 291.6m, 是迄今为止世界上已建和在建的采用钢管混凝土结构的最高建筑物, 建成后在世界超高层建筑物中按高度位列第 26 位。

(2) 赛格广场采用了目前世界上先进的结构体系和结构选型——框筒结构体系、钢管混凝土柱、钢梁组合结构, 建筑物以钢结构为主。塔楼采用 $43.2\text{m} \times 43.2\text{m}$ 的正方形切角的八边形平面, 基本柱网尺寸为 $12\text{m} \times 12\text{m}$ 。平面对称八角形的塔楼周边布置了 16 根 DN1600 的钢管外柱, 中央则布置了 $20\text{m} \times 22\text{m}$ 的四方形核心筒, 核心筒周边布置了 28 根 DN1100、DN800 的钢管柱, 与核心筒内的 4 根组合柱、20 根工字钢柱以及型钢暗梁形成密框筒结构。大厦从立面上可以分成地下室、裙房、塔楼标准层、避难层以及 64~72 层特殊结构层以及钢塔 6 个部分; 平面上可以分为裙房、塔楼外筒、核心筒 3 大部分。

(二) 工程施工的特点与难点

1. 结构新颖独特, 技术要求高

赛格广场钢结构的最大特点是以薄壁圆形钢管柱(厚度均未超过 28mm)为主, 因而具有刚性小、弹性大的特点, 安装、焊接过程中容易产生变形, 且变形的方向难于掌握和控制。与深圳地王、上海金贸等高层钢结构建筑物不同, 赛格广场地下室逆做法施工过程中核心筒的土方是一次开挖到底, 安装过程中钢结构不但要先于土建独立形成一个整体框架体系, 而且在总体安装顺序上要“先外后里”, 没有混凝土核心筒作为钢结构安装的依托, 因而在赛格广场钢结构的吊装、测量、校正、焊接四大工艺上必须进行新的探索。为了保证大厦的施工质量业主提出了单节柱垂直度最大不超过 10mm、位移不超过 7mm 的双控指标, 提高了质量技术要求。

2. 工期紧、工程量大、施工难度大

业主提出裙房 1999 年 9 月 18 日营业的目标, 采用传统的施工方法, 无法满足业主要求; 同时赛格广场施工现场场地狭小, 地下室土方施工无法采用大面积开挖施工, 只有采用全逆做法施工, 向下开挖的同时进行 ± 0.00 以上钢结构的安装, 给地下室钢结构的安装造成了极大的困难。

赛格广场大厦的钢结构由于钢板厚度小(最厚 32mm), 总计钢结构总件数达到 16543 件, 重 22590t, 安装、校正量大, 焊缝数量多。在钢结构主体施工的同时, 楼面上的压型钢板、栓钉以及土建的混凝土浇注和塔吊的提升作业均交叉同步进行, 为此必须进行详细的施工组织和安排, 顺畅、有效实施流水作业。

3. 危险性大、安全防护困难

赛格广场属于超高层钢结构安装, 施工现场一面临街, 三面为正在使用的大厦。且

由于结构本身的特殊性，塔楼为不等边八角形，观光电梯、幕墙挑檐等临边安装作业相当多，安全防护相当困难。稍有不慎就有可能发生高空坠落事故，后果严重。

(三) 施工技术

1. 吊装技术

全部构件的吊装按其部位和总体施工顺序，可分成三个施工阶段：即标高 ± 0.000 以下地下室阶段；标高 $\pm 0.000 \sim + 50\text{m}$ 的裙房及主楼阶段；标高 $50\text{m} \sim 291.6\text{m}$ 的塔楼阶段。

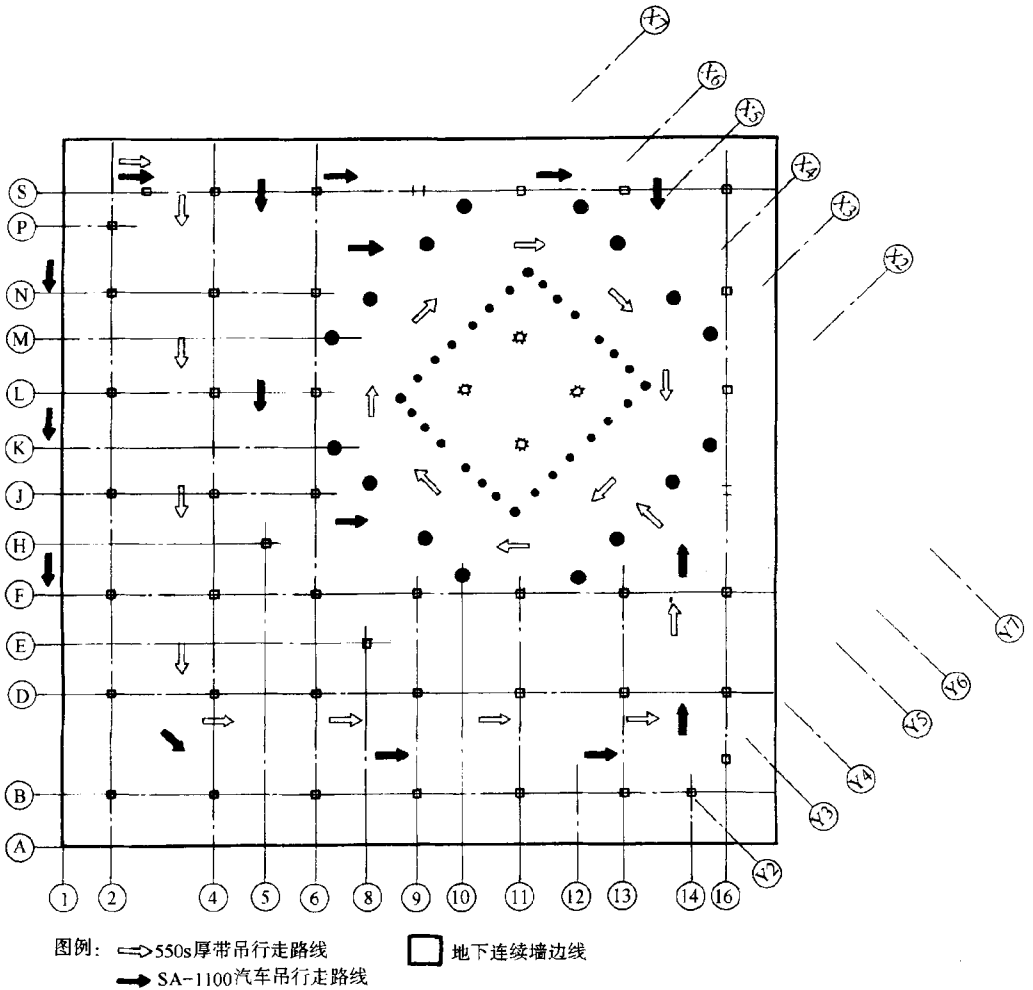


图 7-4-69 地下室钢管柱吊装及吊车行走路线

(1) 第一施工阶段 (± 0.000 以下)

为顺利实现地下室的全逆做法施工作业，我们采用地面组对、双机抬吊（110t 的

SA—1100 汽车吊和 50t 的 550—S 履带吊) 技术解决了地下室超长钢管柱 (24m) 一次吊装就位难题; 通过间断焊、对称焊、刚性固定和预制反变形等技术措施有效控制了 ± 0.000 首层钢梁的焊接变形, 确保了 86 根钢管柱的精确定位, 为全逆做法施工奠定了良好的基础。在地下室土方开挖过程中, 克服无法采用大型设备和机械进行地下室钢梁安装的困难, 利用卷扬机和滑轮组、采用“飞放”钢梁、三角桅杆 (“独角炮”) 等工艺措施办法, 优质快速完成了地下室 1497 件钢梁的安装。吊车的布置和在桩孔间的行走路线和站位见图 7-4-69、图 7-4-70。

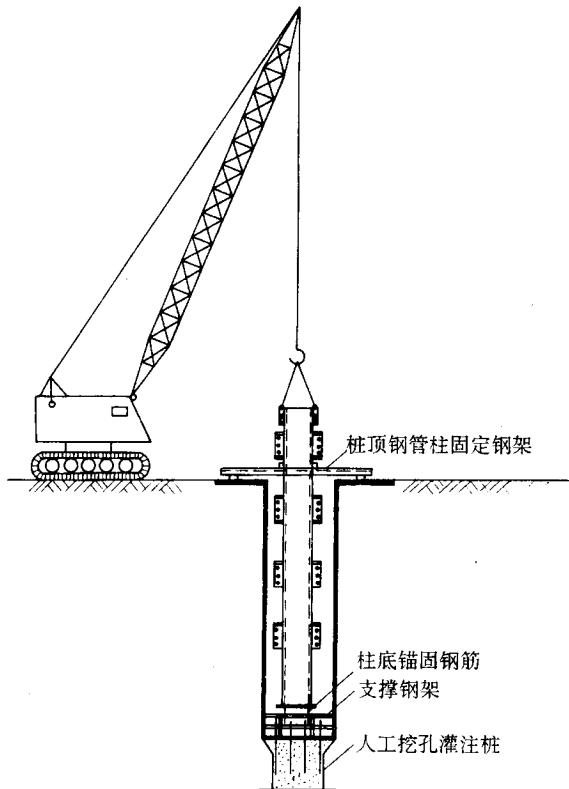


图 7-4-70 地下室钢管柱吊装吊机站位示意图

(2) 第二施工阶段 ($\pm 0.000 \sim 50\text{m}$ 以下)

这一阶段关键问题是主吊机械的选择与布置。对塔吊最不利点起重能力测算, 第二施工阶段选择二台塔吊如图 4-3 所示布置。其中主楼一台为 C7022 ($320\text{t}\cdot\text{m}$) 型布置在核心筒中心, 裙楼一台为 36B ($240\text{t}\cdot\text{m}$) 布置在西南角。C7022 塔吊是由四川建机厂生产的 36B 塔吊的增强型, 该机在 19.6m 的回转范围内的最大起重量为 16t, 比 36B 大 4t, 能够满足裙房阶段每二层一节管柱及塔楼每三层一节管柱的起重要求。

在核心筒尚未形成的情况下, 为保证整体结构稳定及柱网的校正而合理地划分施工流水作业区, 是确定施工方案的第二个难题。我们将主楼主体与裙楼分开, 以主楼为控

制的重点,以每排核心筒加密柱及与之对应的四根主楼大柱构成一个施工作业区。这种在建筑平面上将全部构件吊装分成了四个作业区,使构件吊装、构件校正、高强螺栓紧固及焊接四个主要工序组织成相互联系的立体交叉流水施工。如附图 7-4-71 所示。

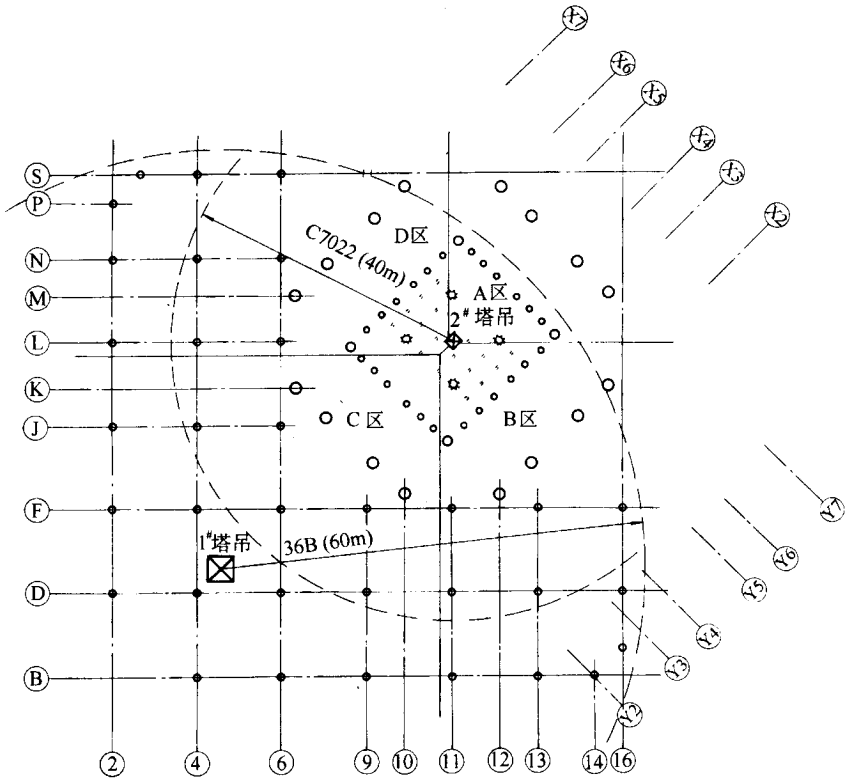


图 7-4-71 第二施工阶段塔吊平面布置示意图

(3) 第三施工阶段 (+50m ~ +291.6m)

第二施工阶段接近完成时,业主决定在裙楼施工阶段完成后,连续向上进行塔楼施工。我们加大了施工机械投入,增加一台内爬式 M440D (600t·m) 塔吊,原 C7022 吊机改装后挪位,两台塔吊全部在钢结构框架上爬升(图 7-4-72、图 7-4-73),满足了钢结构外框先于内筒的施工程序。随着楼层不断升高,为缩短楼层梁等较轻构件吊升时间,提高塔吊利用率,我们在业主监理及设计院配合下,开发了梁两端腹板设置吊装孔的方法布置吊点,加快了构件搬倒、翻身捆扎的速度并且实现了一机多钩吊装,主楼以平均 3d 一层的速度向上崛起。

2. 测理技术

赛格广场钢结构安装测量中的最大难点,就是钢管圆柱的测量,临边的 16 根钢管柱的测控难度非常大,为了科学、准确地完成赛格广场圆形钢管柱的测量工作,确保钢管柱可靠的控制精度,我们做了大量的研究和实践,总结出了一套行之有效的测量技术。

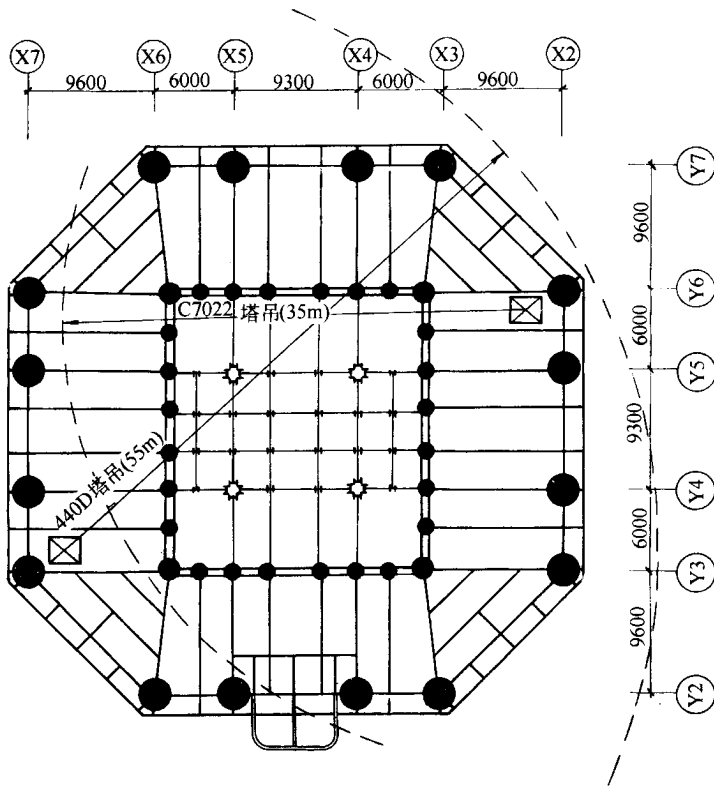


图 7-4-72 塔楼钢结构吊装主吊机械布置示意图

(1) 测量控制网布设、投递技术

我们采用直角坐标法、使用高精度日本产 SET—2B 型全站仪 [精度 $50.8\text{mm} \pm (3 + 2\text{PPM} \times D)$]，在首层 (± 0.000) 设置两套控制网：裙房 Q1—Q4 为一个矩形网，塔楼 T1—T8 为一个双向相交矩形控制网，解决钢柱密集数量多、裙房及塔楼截面尺寸及位置相差大、塔楼自身平面形状复杂的难点。控制网网点的竖向传递采用内控法、选择最适合于高层钢结构安装的仪器—WILD—ZL 激光天顶仪。为了保证平面轴线控制网的投测精度，我们将投点全部放在凌晨 4 时至 8 时进行，同时投测时塔吊、电梯必须停止运转，风速超过 10m/s 时停止投测，避免相关施工和日照等环境因素对投点造成不利影响，在操作上则采用“一点四投，连接取中”的方式降低操作误差。

通过以上措施，我们基本消除了外界因素对测量精度的影响，考虑到设备精度、仪器置中、点位标定等因素我们对控制网点接力传递误差累积进行了计算， ± 0.000 控制网上的单个控制点经过 4 次接力传递、最终到达 291.6m 柱顶的点位中误差值为 $\pm 3.79\text{mm}$ ，因而最终我们测量的赛格广场大厦的整体垂直度误差修正值为 $7 \pm 4\text{mm}$ 。

(2) 平面测量控制

钢结构安装每节柱顶平面的放线精度直接影响到整体建筑物的竖向精度控制，为此

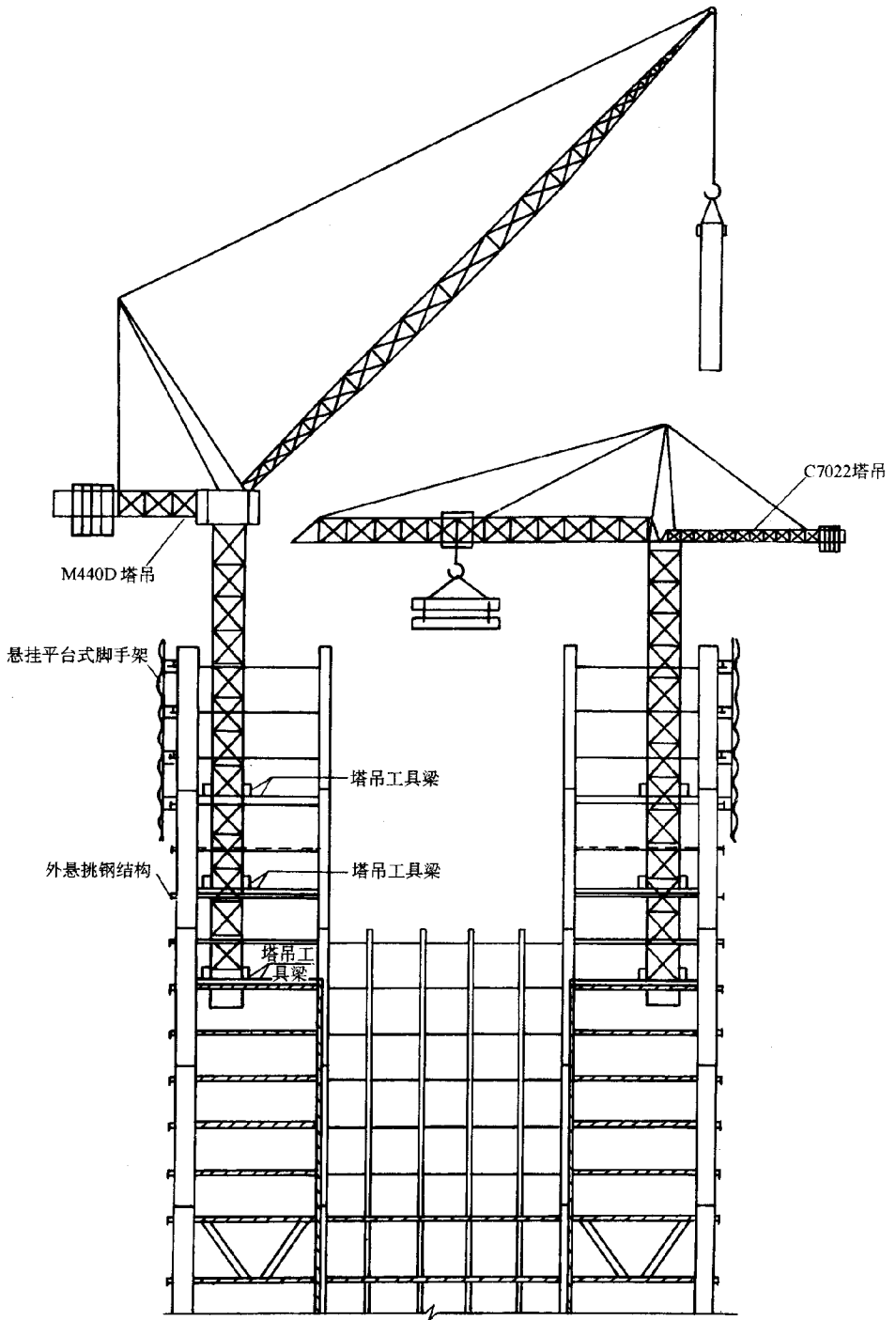


图 7-4-73 塔楼主吊机械立面布置示意图

我们不仅通过“近角布点、平台接点”解决钢结构施工层八点网线闭合、柱顶排尺放线的难点，按照钢结构安装施工流水作业区域的划分，我们开发了“同步传递、整投分控”测量技术，即“分区流水、八点投递、闭合检查、分区定线、吊后复核”，其示意图 7-4-74。

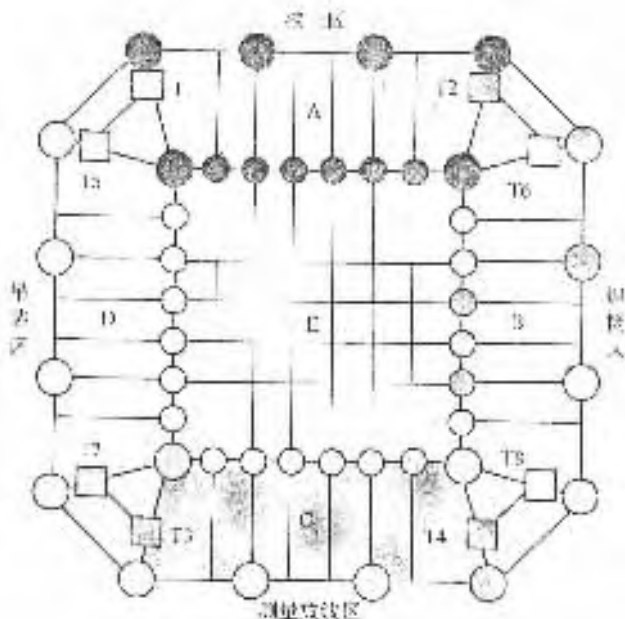


图 7-4-74 “同步传递、整投分控”示意图

■ 测量用钢制平台 T1~T8: 测量控制网点

3. 校正技术

(1) 外筒校正

在赛格钢管混凝土结构的施工中，不管是钢结构的安装，还是土建的施工，它们的难点都在于钢柱使用了圆形截面形式，这给施工带来一定困难。经过综合分析，构件的校正难点是构件方向复杂、制作偏差不易控制、空间框架尺寸易变动。

为有效解决以上三个施工难点，解决塔楼施工现场狭小、交叉作业多的困难，实现立体流水交叉作业，我们对塔楼按柱段和平面划分吊装、校正、焊接、报验（柱芯混凝土浇筑）4大流水作业区域，并将核心筒作为施工调整的第5区。同时针对本工程梁柱分布较多，空间整体性强的结构特点，开发了“中心单元”校正技术。所谓“中心单元校正”，就是在由两排钢管柱构成的流水区段内，由中间向两侧进行组合校正。校正的顺序是从各区中心向两侧进行（图 7-4-75）。以 C 区为例：首先对 Z160—3、4 和 Z80—20、21、22、23 组成的核心框架进行校正，并将高强螺栓终拧，形成一个固定的刚性小框架，然后依次进行两侧钢柱的校正。校正工艺实施“三校”，即“一校柱口、梁口；二校柱顶位移、垂直度，复校高强螺栓终拧后的框架尺寸并确定特殊焊接顺序。”

为避免同一方向旋转施工造成应力分布不均和偏差累积，我们在施工过程中每施工

20层将钢结构安装的流水作业方向逆向旋转一次。

(2) 核心筒校正

核心筒内钢柱与梁连接点全部采用焊接连接，因此焊接变形比外筒大的多，为此必须采取一定的措施来控制变形。我们的做法是对每个柱预留反变形，从芯筒中心向外依次预留 3mm、6mm、9mm 与 DN800 柱相连接处作为焊接应力释放活口。

4. 避难层校正

避难层的框架形式与标准层不同，外筒各柱之间相连接采用桁架，外部钢柱与内部密柱之间采用 V 箱形梁连接，连接节点均为焊接，最大厚度 30mm。由此可见避难层的焊接量很大，很难控制钢臂的焊接变形。因此我们采用“单片钢臂校正法”，重点对单榀桁架上的钢管柱进行大量值的反变形、单片钢臂形成框架后按照预定顺序进行焊接。

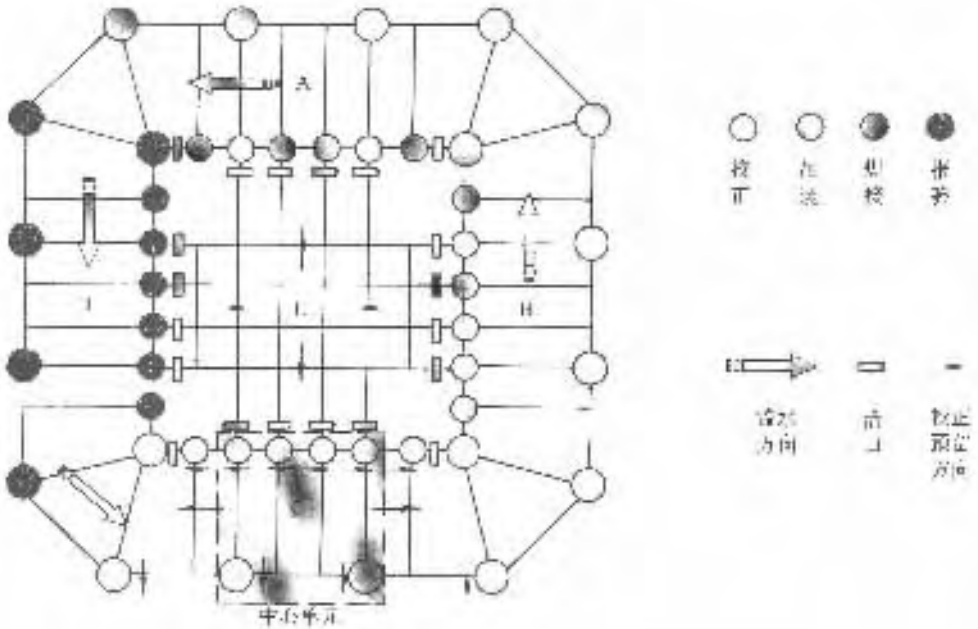


图 7-4-75 校正、焊接活口设置示意图

5. 焊接技术

赛格广场尽管焊接构件的钢板厚度小，但是焊缝的数量多，每个标准层上平均达到了 227 个接头，焊接收缩变形和残余应力很大。因此除了保证焊缝的质量外，我们将技术突破点放在焊接变形的控制上。合理安排焊接顺序、采取“间隔跳焊”、“刚性固定”、“预留收缩量”、“多层多道焊”工艺，同时研究编制了“活口设置”和“焊接纠缠”新工艺。

(1) 焊接顺序

根据一段钢管柱上有三层梁的结构形式，我们制定了“上层梁→中层梁→下层梁→柱口”的立面焊接顺序；平面上结合流水作业区域的划分以及“中心单元校正技术”的预留，确定分区焊接、各区“中心→四周→活口”的焊接顺序；每个梁口先焊下翼缘，

后焊上翼缘。对于核心筒先焊连接板后焊翼缘板。

(2) 活口设置

由于各个区域的整体性较强,为了防止焊接变形和应力的累加,我们将部分焊缝设置成为能够自由收缩的“活口”,即在钢梁上下翼缘焊接钢板,限制钢梁上下串动,腹板不上连接板或穿装单侧螺栓,钢梁可以在长度方向上自由收缩。“活口”的设置使得焊接过程中各区的焊接应力能得到有效释放。

“活口”位置主要集中在在核心筒与外筒 DN800 钢柱连接处、以及区与区连接处。核心筒“活口”待核心筒焊接完成、且该楼层楼面混凝土浇注完成、具有一定强度后焊接。目的在于令核心筒焊接应力可以自由释放、加强外筒框架刚性(抗收缩能力)、避免 DN800 钢柱向内漂移。区域间“活口”是在相临两个区的焊缝全部完成后填满。

(3) 焊接纠偏

通常采取特殊的焊接顺序、利用焊接变形来纠正钢管柱在某个方向上垂直度偏差也是我们在赛格广场开发的一项具有创新意义的技术,原理是在钢梁焊接之后对整体框架进行复测、对于柱顶位移或垂直度超差或已经位于规范标准值边缘的钢管柱,在单个或多个柱口焊接时编制特殊的焊接顺序并借助外力进行纠偏,我们称之为单柱或多柱的“非对称焊接纠偏工艺”。

6. 安全防护技术

在高层钢结构安装过程中,安全防护是一个重要课题。我们设计、制作并使用了“多功能钢悬挂平台式防护架”,与安全网、焊接操作平台、上下钢梯等常规防护体系一同组成了赛格广场超高层钢结构安装安全防护体系,有效地控制了周边高空坠落事故的发生,大厦施工至今,未发生一起重大安全事故。

(四) 总体实施效果

赛格广场钢结构安装从 1997 年 1 月 12 日开工,到 1999 年 4 月 8 日封顶,历时 820d,总计安装钢结构 16543 件,总重量 22591t;完成焊缝 60000m,铺设压型钢板 104303m²,焊接栓钉 565275 只,安装扭剪型高强螺栓 239350 套。安装质量优良,焊缝探伤一次合格率 98.85%;交验合格率 100%。采用的 10.9 级扭剪型高强螺栓高强螺栓安装前,总计进行 8 组摩擦面抗滑移系数试验,抗滑移系数平均 0.41,满足不低于 0.35 的设计要求,进行了 80 组高强螺栓轴力复检试验,全部符合规范要求,安装检查合格率 100%;钢管柱安装的垂直度、位移检查合格率 100%。

在赛格广场施工过程中由监理、业主、施工单位联合组织,分别在 27 层、42 层、57 层、72 层柱顶位置进行了竖向垂直度偏差的检测,全部符合规范要求。1999 年 4 月 22 日,在赛格广场塔楼封顶后,检测标高 291.6m 处 72 层柱顶的垂直度偏差,最大值只有 7mm。1999 年 9 月 9 日,中国建筑工程总公司和深圳市科技局组织专家对赛格广场超高层钢管混凝土结构综合施工技术项目进行了成果鉴定,结论认为“赛格广场工程综合施工技术属国内首创,达到国际先进水平,可推广应用。”

五、体育场馆大型钢结构安装工程施工方案

(一) 工程概况

本工程为一综合体育设施,占地面积 40 万 m^2 ,东西宽 400m,南北长 1050m,地上工程大小共 17 项,其中钢结构安装工程有综合体育场的大型钢结构挑棚和综合体育馆的大型钢结构网架(图 7-4-76)。

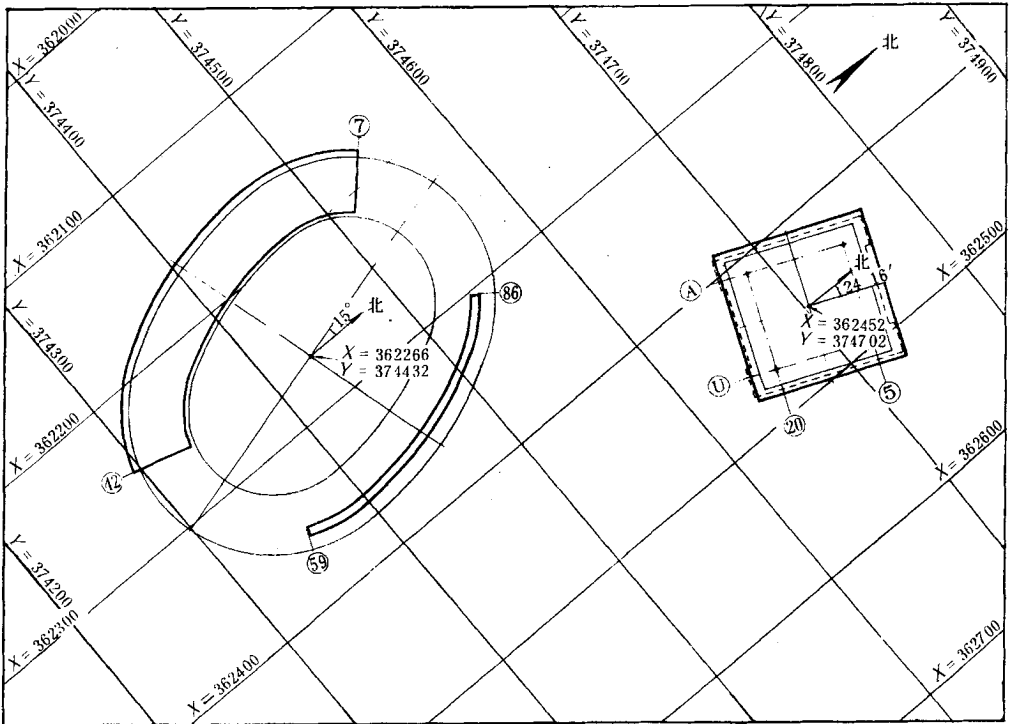


图 7-4-76 综合体育场、综合体育馆平面位置图

本工程要求二年半完成全部工程任务,钢结构安装工程在土建完成主体钢筋混凝土结构后进行,工期 6 个月(体育场挑棚 3 个月,体育馆网架 3 个月),钢结构工程作为土建工程的一个工序,纳入土建工程工序中,平行流水,交叉施工,不占用总工期。

钢构件在构件厂制作时,只做成单肢杆件,用拖车运到工地的构件堆放场,按设计图在工地拼成钢构件,供安装使用。

(1) 综合体育场的建筑面积为 5.09 万 m^2 ,60000 个座位,平面近似椭圆形,长轴长 276m,短轴长 205.318m,由半径为 95m、105m、243.818m 的八段圆弧构成,分 A、B、C、D、F5 个椭圆圈,整个平面分 96 个柱距、24 个区,每个区 4 个柱距。体育场的

观众席有三分之一设在轴线⑦~⑫轴范围内，此部分设有钢结构悬挑桁架构成的大型钢结构挑棚（图 7-4-77），覆盖面积 11300m²，共有桁架柱 36 个，每根柱重 3.59t。挑棚桁架 36 榀，桁架全长 42m，悬挑 31m，每榀桁架重 18.5t，尾部用大型钢拉杆拉住，拉杆长 25.43m，重 6.5t。桁架柱、桁架和拉杆等构件本身均为焊接结构，桁架柱和桁架的连接用高强螺栓，桁架与拉杆上部用钢门栓连接。挑棚桁架柱安装在标高 16.52m 观众席的⑬轴部位，柱顶标高 20.91m，挑棚桁架上弦有 1/40 的斜度，前部标高 26.52m，后部标高 25.65m。

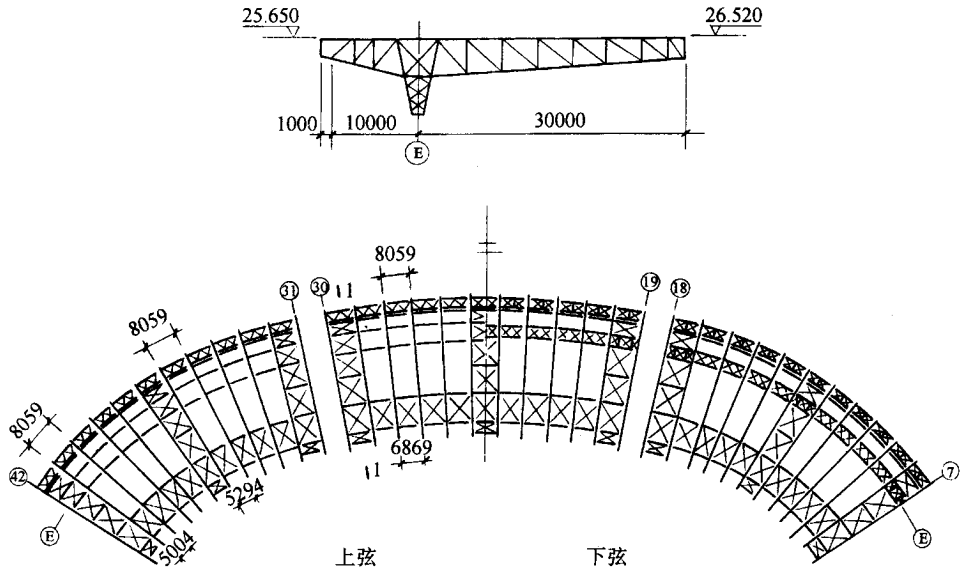


图 7-4-77 综合体育场挑棚钢结构平面图

挑棚钢结构的材料为 Q235 钢。挑棚上弦有钢檩条、椽子结构，下弦有吊顶结构。屋面和吊顶钢结构用普通螺栓与桁架连接。整个挑棚钢构件共 4664 件，计 1512.78t。共用高强螺栓 12000 套，普通螺栓 15000 套。

(2) 综合体育馆平面近似正方形，建筑面积 2.12 万 m²，8000 个座位，建筑物平面尺寸为 100.65m × 94.5m，钢筋混凝土柱距 5.8m，屋面平面为 100.8m × 100.8m，大型钢结构平板网架见图 7-4-78。网架为四柱支点，正交正方形钢高强螺栓结构。钢柱间距 67.2m，网架外伸 16.8m，网架自身高 5.5m，网格间距 4.2m，网架覆盖面积 10161m²。整个网架由 624 榀单元桁架构成，单元桁架为焊接结构，分 I 联、II 联、III 联三大类，其中 I 联桁架 14 种 96 件，II 联桁架 92 种 480 件，III 联桁架 19 种 48 件，最重的单元桁架为 III-5，重 4.105t，其余各件均在 2.31t 以内。单元桁架间用高强螺栓连接。网架上弦设有由薄壁型钢构成的屋面结构，由立柱、檩条和椽子组成。檩条长 4.2m，最重的为 118kg。网架下弦设有由薄壁型钢和普通型钢构成的吊顶结构，吊顶由吊杆、大龙骨和中龙骨等构件组成，最重的大龙骨重 116kg。

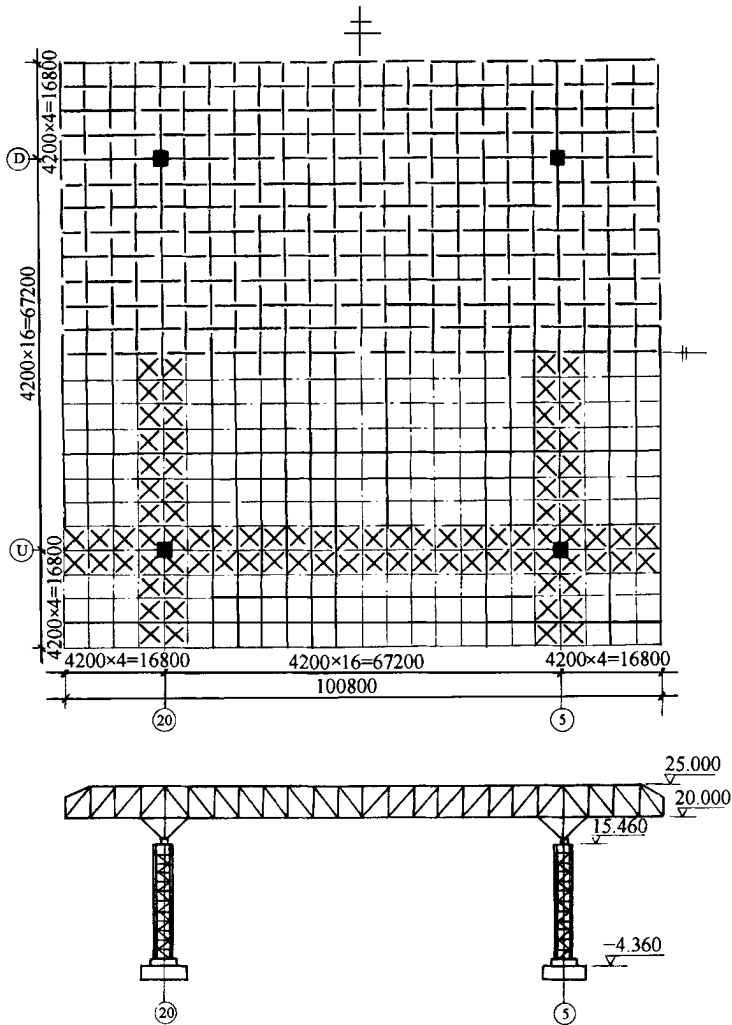


图 7-4-78 综合体育馆网架钢结构平面图

整个网架放置在 4 个由钢管制成的钢柱上，网架通过柱帽用球铰连接。钢柱外包尺寸为 $2.6\text{m} \times 2.6\text{m}$ ，钢管外径 530mm ，壁厚 14mm 。钢柱长 19.82m ，单根柱子重 33.05t ，柱顶标高 15.46m ，网架下弦标高 20.00m ，上弦标高 25.50m 。

网架钢结构和钢柱材质为 Q345 钢，屋面结构和吊顶结构材质为 Q235 钢。整个网架钢构件共 6157 件，计 1066.76t ，共用高强螺栓 35000 套，普通螺栓 30000 套。

钢结构的制作和安装均应按照国家标准《钢结构工程施工及验收规范》（GB 50205—95）及《网架结构设计与施工规程》（JGJ 7—91）的要求进行检查验收。网架部分的安装允许偏差因规范尚无规定，安装时应提出补充要求，以保证网架的安装质量。

(二) 施工准备工作

1. 钢结构设计、制造、安装及土建单位的分工

(1) 详图设计单位

- ①按照施工单位提出的机械设备能力，确定单元结构构件的划分；
- ②对制造、安装单位进行钢结构设计图的技术交底工作；
- ③对钢结构设计图纸的技术变更提出书面资料；
- ④绘制钢结构竣工图。

(2) 钢结构制造厂

- ①根据施工详图及技术要求，把钢材制成运输、安装单元构件，检查合格后签发构件合格证；
- ②负责修理由制造原因造成的钢构件缺陷；
- ③提供由制造厂负责的钢结构施工图附件。

(3) 钢结构安装单位

- ①根据钢结构工程的要求，提出机械、设备、工具、材料计划，并在现场做好检查验收工作；
- ②准备钢结构安装用的专用工具；
- ③提出需要土建单位配合的工作及辅助劳动力计划；
- ④在现场验收构件制造厂的钢构件及紧固件、连接件，并负责现场保管工作；
- ⑤检查验收钢结构的定位轴线、标高，并做好钢结构安装用的辅助线放线工作；
- ⑥对参加安装钢结构的全体工作人员进行技术安全交底工作；
- ⑦负责钢结构安装运输起吊、定位、校正、紧固螺栓、焊接安装等工作；
- ⑧提出钢结构安装的各项技术资料，参加钢结构安装的竣工验收工作；
- ⑨清理钢结构安装现场。

(4) 土建施工单位

- ①根据钢结构安装工程施工总平面图的要求，做好场地清理压实工作，使钢构件堆放场、拼装场、机械行驶道路的路基、现场交通道路平整密实，排水良好；
- ②提供钢结构安装用的电源、水源、脚手架用料及现场消防设备等；
- ③向钢结构安装单位提供定位轴线及水准标点，并进行交底；
- ④负责组织土建施工和钢结构安装之间的协调工作；
- ⑤提供钢结构安装用的大型临时设施，如材料仓库、工具间、临时办公室等；
- ⑥负责组织钢结构安装工程的竣工验收工作。

2. 安装方法和主要安装机械选择

(1) 体育场的挑棚结构采用节间安装的方法，根据挑棚桁架的单榀重量、安装高度和钢结构的平面尺寸，选用2台12t塔式起重机，双机抬吊桁架，小构件由2台塔式起重机分别安装。塔式起重机设在⑦~⑫轴线范围，1台立在场内，其轨道中心离Ⓐ轴5m；另1台立在场外，离Ⓐ轴8m。由于建筑物轴线呈弧形，因此塔式起重机的轨道亦

为弧形，其曲率与建筑物轴线的曲率一致。塔式起重机的水平臂杆长度选用 30m，垂直高度 1 台用 35m，1 台用 40m，两台塔式起重机塔身高差 5m，除满足安装高度外，还可使两台塔式起重机的大臂在安装中互不干扰（图 7-4-79、图 7-4-80）。

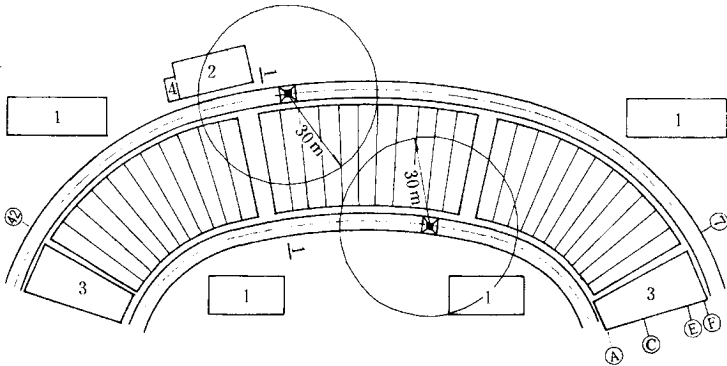


图 7-4-79 挑棚钢结构安装阶段平面布置图（1-1 剖面详见图 7-4-80）

- 1—钢构件堆放场；2—挑棚桁架总拼台、喷砂场；
- 3—挑棚桁架拼装台；4—电焊机棚

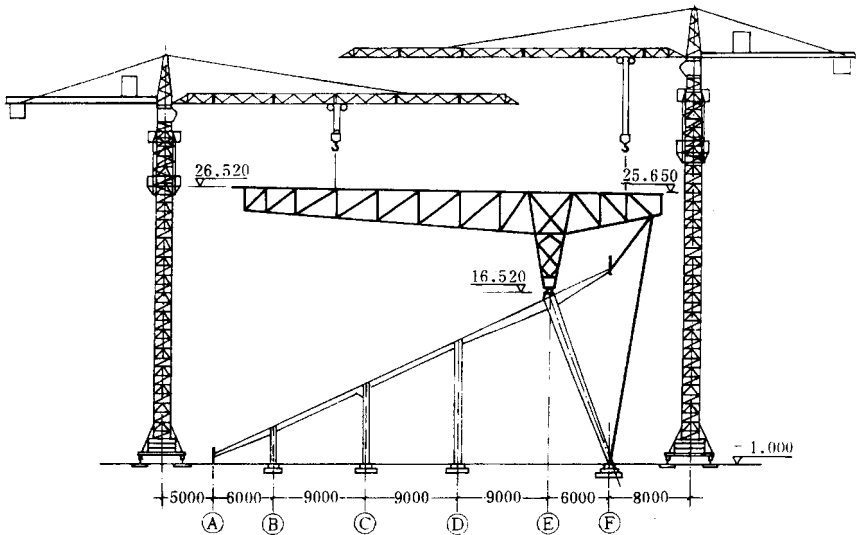


图 7-4-80 挑棚钢结构安装阶段塔吊位置图

（2）体育馆网架采用高空散装工艺，根据网架单元件的平面位置及单位重量，选用 2 台塔吊安装网架结构构件。其位置 1 台离①轴 19.60m，一台离①轴 20.30m，两台塔吊起重臂的水平臂杆长度为 50m，塔身高度分别为 40m 和 45m（图 7-4-81、图 7-4-82）。

体育场和体育馆的塔式起重机在土建施工阶段先由土建单位使用，完成钢筋混凝土

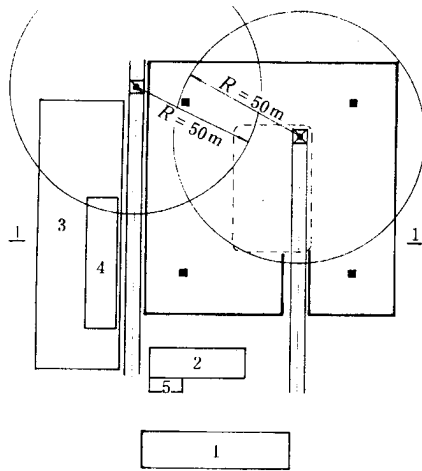


图 7-4-81 网架钢结构安装阶段平面布置图

(1-1 剖面详见图 7-4-80)

1—钢构件堆放场；2—钢网架单元件拼装场；3—钢网架单元件堆放场；
4—网架盖板及单元件喷砂场；5—电焊机棚

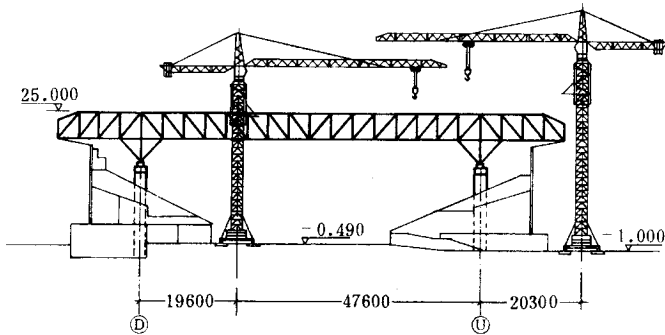


图 7-4-82 网架钢结构安装阶段塔吊位置图

框架结构后交钢结构安装单位使用。钢结构安装完成后仍交回土建单位使用。

(3) 钢结构的地面拼装工作用轮胎式起重机进行。采用 40t 和 20t 轮胎式起重机各 1 台。

(4) 高强螺栓节点摩擦面用现场喷砂处理，采用移动式轻便喷砂机，砂子为直径 0.5~3mm 的天然河砂，石英颗粒含量在 50% 以上。

(5) 电焊机采用容量为 30kVA 交流电焊机 8 台。

本工程采用的机械、设备、工具、材料见表 7-4-2。

第四章 网架钢结构设计施工实例与图集

表 7-4-2 钢结构安装用主要机械设备工具材料表

名 称	规 格	单 位	数 量	名 称	规 格	单 位	数 量
塔式起重机	12t	台	2	烟袋扳子	M12	把	12
轮胎式起重机	40t	台	1	高强螺栓扳子	900N·m	把	15
轮胎式起重机	20t	台	1	螺孔冲头	M22	个	80
电 焊 机	交流 30kVA	台	8	螺孔冲头	M18	个	50
电 焊 机	直流 30kVA	台	2	螺孔冲头	M16	个	50
气割设备		套	2	螺孔冲头	M12	个	30
经 纬 仪		台	2	撬 棍	1.2m	根	10
水 平 仪		台	2	撬 棍	0.6m	根	30
钢 尺	50m	盘	2	铁 锤	12 磅	个	4
钢 尺	20m	盘	6	铁 锤	8 磅	个	12
钢 尺	2m	盘	60	铁 锤	2 磅	个	30
弹簧秤	10kg	个	2	卡 兰		个	30
塞 尺	小号	把	2	钢丝绳	D 型 φ35	m	100
千斤顶	丝杠 30t	个	40	钢丝绳	D 型 φ17	m	300
千斤顶	丝杠 10t	个	10	钢丝绳	D 型 φ11	m	500
氧气瓶		个	30	板 钩	1t	个	40
乙炔气瓶		个	10	卡 环	M42	个	8
电 钻		台	2	卡 环	M36	个	40
活扳子	450mm	把	2	卡 环	M24	个	50
活扳子	300mm	把	50	卡 环	M20	个	50
活扳子	200mm	把	50	花篮螺丝	3t	个	30
活扳子	100mm	把	30	花篮螺丝	1t	个	40
烟袋扳子	M22	把	20	高空作业吊篮		个	4
烟袋扳子	M18	把	20	烤 箱	5kW	台	2
烟袋扳子	M16	把	20	话 筒	手握式	个	6
钎子棍		根	50	焊 条	E5003, φ3.2	t	0.2

名 称	规 格	单 位	数 量	名 称	规 格	单 位	数 量
指挥旗	红绿两色	副	20	焊 条	E5003, $\phi 4$	t	1
白棕绳	20mm	m	500	乙炔气		瓶	200
尼龙绳	15mm	m	3000	氧 气		瓶	600
安全带		副	50	钢 板	厚 1mm	m ²	2
安全帽		个	100	钢 板	厚 3mm	m ²	2
工具袋		个	150	钢 板	厚 5mm	m ²	2
电焊手套		副	60	方木	长 5m	根	3000
8号铅丝		t	5	(7cm × 10cm)			
小 线		kg	2	砂 罐		个	2
焊 条	E4303, $\phi 3.2$	t	0.2	石英砂		t	150
焊 条	E4303, $\phi 4$	t	1	喷砂防护服		套	4

(三) 安装工艺

1. 安装顺序

(1) 挑棚钢结构的安装顺序

挑棚平面以伸缩缝分界，分为三段。安装时均从每段中间有满堂支撑的一间开始，往两边顺序安装。这样做有两个优点，一是两樯桁架用满堂支撑连接后，可使结构很快形成稳定的整体，二是可使安装积累偏差减少到最小程度，保证了较高的安装质量（图 7-4-83）。

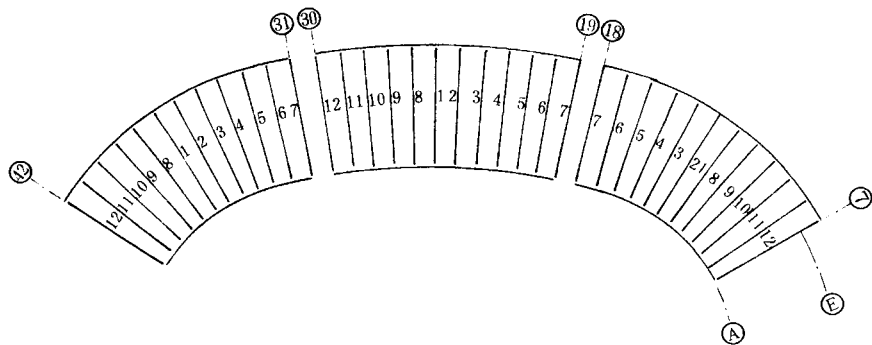


图 7-4-83 挑棚钢结构安装顺序图

(2) 网架钢结构的安装顺序

先安装⑤轴和⑤轴两侧的主桁架构件，并与柱连接成一个稳定的整体，然后从①轴和①轴中间开始往两端顺序安装。这样使网架结构的校正工作变得十分简单，安装偏差可以减到最小（图 7-4-84）。

2. 脚手架及吊篮

(1) 安装挑棚钢结构用的脚手架及吊梯

在挑棚桁架悬挑端第 4 根立杆下方搭设一条宽 4m 的通长脚手架，脚手架的材料为 $\phi 48 \times 3.5\text{mm}$ 钢管玛钢卡口，脚手架上表面离桁架下弦 1.2m，在桁架节点下方设支承点，作为安装桁架时调整标高及校正用的操作平台。桁架柱支座处搭设一个操作平台。安装檩条、龙骨时采用钢吊梯。

(2) 安装网架钢结构用的脚手架、吊篮及吊梯

在⑤轴、①轴、①轴和网架中间搭设 4 条宽 4m、长 71.4m 的通长脚手架，其中⑤轴的脚手架在此部位的网架构件安装完后即可拆除。其余三条脚手架内设置网架的临时支承点（图 7-4-85）。

在没有脚手架的部位，采用吊篮安装网架单元件，安装吊顶结构用吊梯进行。

(3) 临时支承点施工

体育场的挑棚悬挑端的临时支承点在通长脚手架内设 10 根脚手架钢管，从脚手架底部起每隔 1.2m 设一根横杆与脚手架相接，顶面、底部都设脚手架底座。12 个桁架为一单元（以伸缩缝为界），这一单元构件安装完后，检查合格，用同步下降法拆除临时支承点。

体育馆网架在没有成整体以前，不能承受包括自重在内的荷载，必须设置临时支承点，根据网架的重量和安装顺序，共设置临时支承点 35 个。支承点在通长脚手架内设 8 根脚手架钢管，做法与体育场的临时支点相同。临时支承点的荷载用 300kN，用 30t 的丝杆千斤顶，设在看台踏步上的支承点，其下方用枕木进行加固。支承点的位置设在网架节点正下方，搭设时用线坠校正，其垂直偏差不大于 50mm。

在桁架节点和网架节点下方设置临时支承点时，都必须进行计算，支承点必须具备足够的强度和刚度（由计算确定），同时必须保证钢结构的安全，特别是因加了临时支点，结构焊件由拉杆变为压杆时，要采取加强刚度的措施。

由于网架的支承点要支承较大的重量，在安装过程中应经常检查，发现有下陷现象，要用千斤顶调整到设计标高。

拆除支承点是网架安装的重要工序，必须高度重视。拆除前必须做好下列各项工作：

- (1) 网架支点各下弦节点的标高已检查完并做好记录；
- (2) 高强度螺栓终拧的紧固工作已检查合格；
- (3) 支撑、盖板上的全部普通螺栓已检查合格；
- (4) 临时支承点上已设置好带有刻度的标尺，标尺零位已对准弦架下弦角钢的下皮；
- (5) 千斤顶行程已根据设计挠度值定好，并调整到向下压是下降的位置。

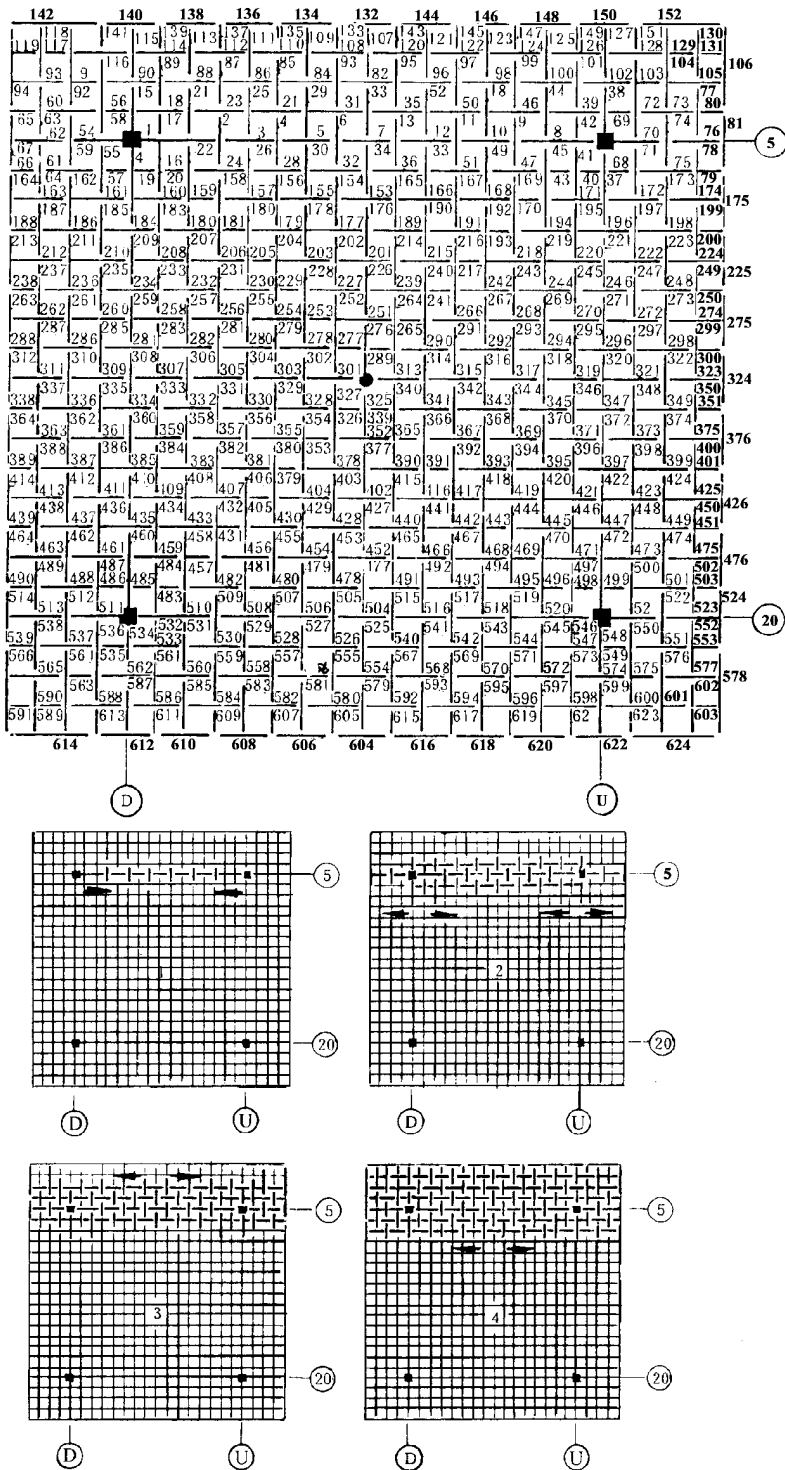


图 7-4-84 网架钢结构安装顺序图

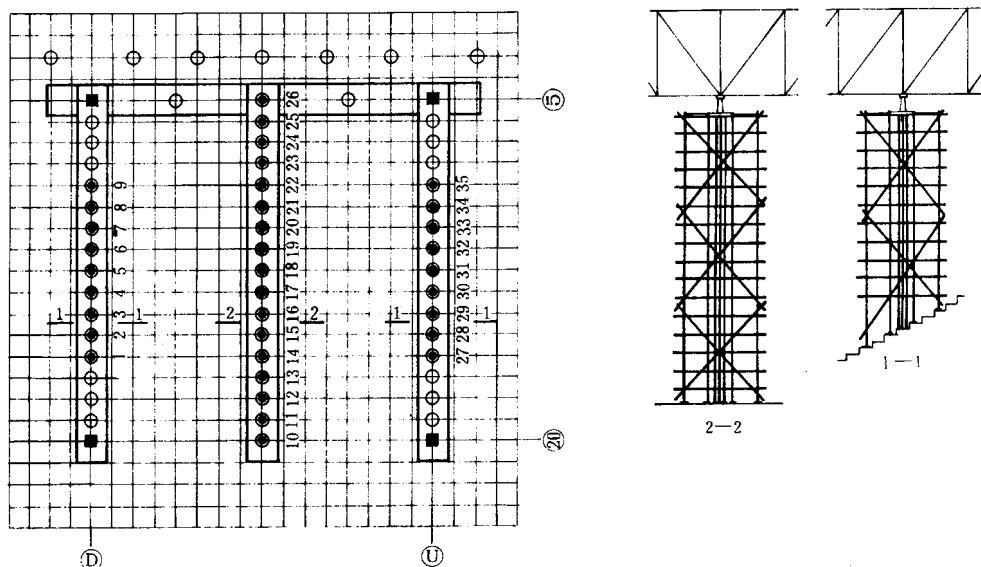


图 7-4-85 网架钢结构脚手架及临时支承点平面图

做好以上工作后，应对参加降落工作的全体人员进行技术交底，把按计划降落的次数和该点的设计挠度值告诉每个操作人员，然后用每步 10mm 的同步下降法降落千斤顶。

3. 测量校正工作

测量工作开始前，先要核对钢尺。土建单位、构件制造厂和安装单位三方必须使用经同一标准核对过的钢尺，并规定钢尺的拉力。经纬仪、水平仪和其他测量工具都必须核对准确。

(1) 体育场挑棚钢结构的测量工作

①根据设计图纸核对八心圆的八个圆心和长轴、短轴的方位，计算出钢结构各定位轴线的角度和各个弦长的精确位置，并编成测量用表（表 7-4-3）。

②按照测量用表各数值，检查钢结构的定位轴线，精度要达到 1/15000 以内。

③放出钢结构安装位置线及辅助线，精确到 0.5mm，用色泽鲜艳、牢固的颜色标在永久性的钢筋混凝土结构上。由于挑棚的支点在标高 16.52m 的钢筋混凝土看台上，可以用测量角度（圆心角及圆内接多边形夹角）及计算弦长的方法找出桁架轴线的精确位置。

④安装挑棚桁架时，先校正下弦的标高和轴线位置，再校正上弦的位置。校正工具除经纬仪和水准仪外，再用一丝钢丝绳、倒链、花篮螺丝和卡环等，把桁架的位置校正到 ± 0.00 。挑棚桁架布置在圆的半径上，呈放射形，支撑布置在圆的弦线上，因此校正工作必须做得很仔细，才能保证取得良好的安装质量。

(2) 体育馆网架钢结构的测量工作

①网架系正交正放 4.2m × 4.2m 网格，在网格四周的钢筋混凝土结构上放好网格的

位置线，放线时用通长钢尺，约 50N 拉力，并用经纬仪控制方位，四边的位置线用经纬仪检查直角的准确度，轴线位置的精度要求在 1/15000 以内。

②网架安装时，每装一个单元桁架，都要校正，先校正标高，后校正下弦，再校正上弦，每个单元件都必须校正准确。决不能因为螺孔能穿入螺栓而随意安装，否则会造成不能按原设计孔距继续安装的局面。校正网架的工具和体育场挑棚校正用的工具相同。

③在体育场和体育馆钢结构的测量放线工作中，都必须做好详细书面记录。钢结构工程完工后要全面检查定位轴线、标高、垂直偏差，要测量桁架、网架各节点在自重阶段的挠度值和满载阶段的挠度值，为科研、设计、安装积累有价值的资料。

表 7-4-3

体育场钢结构安装测量用表

部 位			圆心角	半径和弦的夹角				弦长 (m)	
设计半径	夹角	轴线		位置 (m)	度数	位置 (m)	度数	E 轴	临时支承节点
R95m	13°24'18"22"	7—8 42—41	4°51'37.8"	7, 42	87°34'11"	8, 41	87°34'11"	7.5447	5.7663
		8—9 41—40	4°51'37.8"	8, 41	87°34'11"	9, 40	87°34'11"	7.5447	5.7663
		9—a 40—E	3°41'02.8"	9, 40	87°35'00"			7.5595	5.8197
R105m	30°00'00"	a—10 E—39	1°03'51.6"			10, 39	87°40'05"	7.5966	5.9859
		10—11 39—38	4°23'51.3"	10, 39	87°48'04"	11, 38	87°48'04"		
		11—12 38—37	4°23'51.3"	11, 38	87°48'04"	12, 37	87°48'04"	7.5966	5.9852
		12—13 37—36	4°23'51.3"	12, 37	87°48'04"	13, 36	87°48'04"	7.5966	5.9852
		13—14 36—35	4°23'51.3"	13, 36	87°48'04"	14, 35	87°48'04"	7.5966	5.9852
		14—15 35—34	4°23'51.3"	14, 35	87°48'04"	15, 34	87°48'04"	7.5966	5.9852
		15—16 34—33	4°23'51.3"	15, 34	87°48'04"	16, 33	87°48'04"	7.5966	5.9852
		16—b 33—D	2°33'00.7"	16, 33	88°01'19"			7.7075	6.4814
b—17 D—32	0°47'44"			17, 32	88°37'56"				
R234.818m	30°00'00"	17—18 32—31	1°53'37.7"	17, 32	89°03'11"	18, 31	89°03'11"	7.8603	7.1662
		18—19 31—30	1°53'37.7"	18, 31	89°03'11"	19, 30	89°03'11"	7.8603	7.1662
		19—20 30—29	1°53'37.7"	19, 30	89°03'11"	20, 29	89°03'11"	7.8603	7.1662
		20—21 29—28	1°53'37.7"	20, 29	89°03'11"	21, 28	89°03'11"	7.8603	7.1662
		21—22 28—27	1°53'37.7"	21, 28	89°03'11"	22, 27	89°03'11"	7.8603	7.1662
		22—23 27—26	1°53'37.7"	22, 27	89°03'11"	23, 26	89°03'11"	7.8603	7.1662
		23—24 26—25	1°53'37.7"	23, 26	89°03'11"	24, 25	89°03'11"	7.8603	7.1662
		24—25	1°53'42.8"	24, 25	89°03'08"			7.8662	17.1716

（四）连接工艺

综合体育设施钢结构工程采用电焊连接和螺栓连接两种方法，单个构件各杆件间用电焊连接，构件和构件间用螺栓连接。

1. 电焊连接

钢结构材料挑棚为 Q235 钢，网架采用 Q345 钢，因此焊条材料分别为 E4303 及 E5003。E5003 焊条在焊接前应按工艺要求烘干后方能使用。

焊接工作应编出焊接工艺卡，采取保证焊缝质量要求，且使产生的内应力和整个钢结构变形最小的焊接措施。

所有焊缝均采用三级检验，并做好检查记录。

2. 螺栓连接

挑棚和网架采用普通螺栓和高强螺栓两种连接方法。

螺栓的直径、长度必须根据施工详图进行详细统计，按照图纸统计出的螺栓长度要以 10mm 长归类，使用时不能用错，拧紧螺帽后，露出的丝扣不得少于 3 扣。

本工程使用的高强螺栓材质为 40B，螺帽、垫圈为 45 号钢，螺栓公称直径为 22mm。高强螺栓在使用前要进行检查，开箱时纸盒完整，螺栓油膜良好者，可以直接使用，如包装有损，沾上尘土的，要用煤油清洗，并在螺帽旋转面上抹少许黄油后再使用。

拧紧高强螺栓的工具采用灯示测力扳子，用 $750\text{N}\cdot\text{m}$ 扭矩，先用普通扳手初拧，再用测力扳子终拧，每个高强螺栓采用拧两遍查一遍的方法。拧紧高强螺栓的顺序是从接缝中往两边逐个拧紧。为防止漏拧，拧紧的高强螺栓要用颜色漆做好明显的标记。高强螺栓扳子在使用过程中要随时进行校核，保证准确的扭矩值。

高强节点处构件的摩擦面，采用现场喷砂方法处理，使用 $30\sim 40\text{N}/\text{cm}^2$ 的风压将直径为 $0.5\sim 0.3\text{cm}$ 的天然石英砂喷到构件摩擦面处，使钢材表面成为浅灰色的毛糙面。砂子必须烘干。喷砂用轻便移动式砂罐。构件终拼完毕后，即在拼装场进行喷砂。网架单元单设一个喷砂台，台高 80cm。喷砂时双肢角钢的构件用硬木楔撑开，以保证喷砂的质量。

摩擦面喷砂后，让其自然生锈，安装时如有浮锈，可用软布擦掉，切忌用钢丝刷刷生锈的摩擦面。

高强螺栓节点安装完毕后，经复查合格方能进行下一道工序。

（五）安装验算

钢构件在安装时，与原设计受力状态往往有很大的差异，为保证安全施工，必须按吊装时的受力状态对构件进行验算，检查其强度和刚度。本工程的验算内容较多，如体育场挑棚桁架吊装、挑棚后尾拉杆吊装、挑棚悬臂端临时支承点荷载、挑棚安装阶段风力的影响，体育馆大钢柱吊装和网架临时支承点荷载等，都须进行必要的验算。体育场挑棚桁架吊装验算举例如下：

体育场的挑棚桁架，原设计为悬挑结构，安装时用 2 台塔式起重机抬吊（图 7-4-80），改变了桁架的某些杆件的受力状态，因此进行吊装验算如下：

(1) 计算重心位置：桁架总重 18.50t。把桁架每个杆件、每块节点板对设在桁架左

端的 y 轴取矩并累加，再除构件总重，得 $x = \frac{\sum_{i=1}^n Q_n x_n}{Q} = 24.54$ (m)

(2) 确定吊点荷载：根据起重机的起重能力，选择 A 点为场外塔式起重机吊点，B 点为场内塔式起重机吊点，根据重心位置，算出吊点 A 荷载约为 101kN，吊点 B 荷载约为 84kN。

(3) 把网架自重化为上弦节点荷载，用图解法求得各杆件的内力（图 7-4-86）。

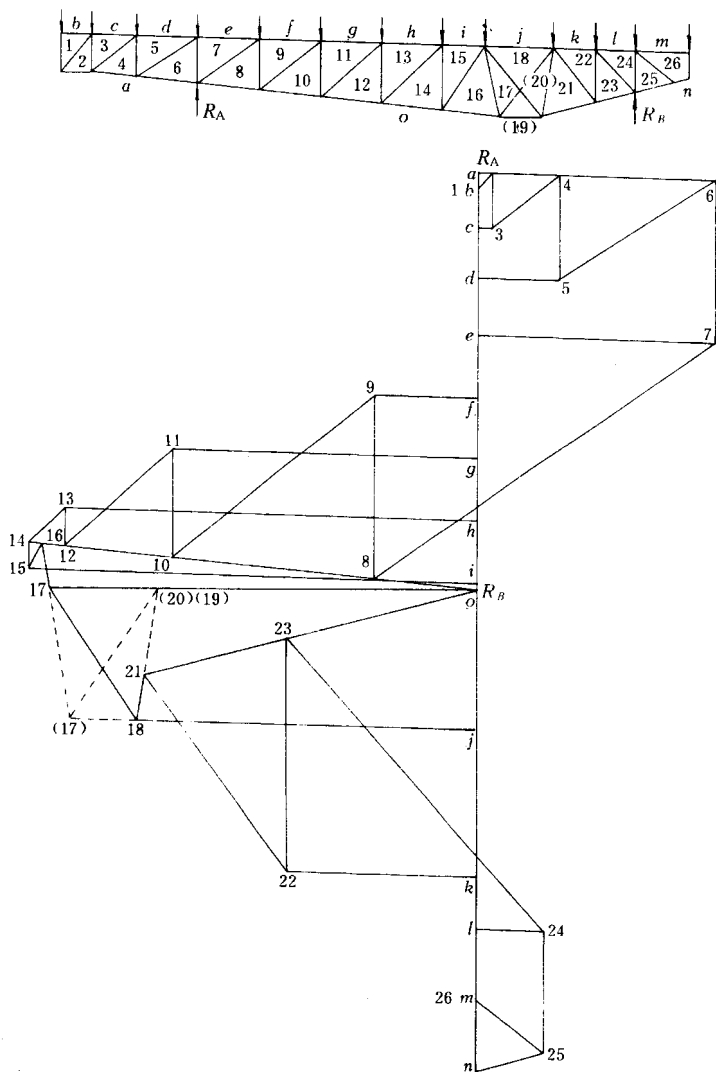


图 7-4-86 挑棚桁架吊装时各杆件内力图解

(4) 根据施工详图查得各杆件长度断面形状及断面积, 算出 I_x 、 I_y 、 r_x 、 r_y 、 λ_x 、 λ_y , 查表得 φ_x 、 φ_y 。

(5) 根据以上数据, 算出 σ_x 、 σ_y 。

(6) 计算结果列表(略)。

把全部计算数据列成总表后看出, 桁架在吊装时, 各杆件由自重产生的内力都很小, 只有 7~8, 9~10, 11~12, 13~14, 15~16 这 5 根杆件其 λ_x 值超过了 $[\lambda] = 150$ 。根据《钢结构设计规范》规定, 桁架杆件其实际内力小于杆件承载能力的 50% 时, 其 $[\lambda] = 200$ 。吊装时杆件产生的内力远小于杆件实际承载力的 50%, 而且时间短暂, 因此体育馆的挑棚桁架在吊装时, 不需采取加固措施。

(六) 施工总平面图

钢结构安装阶段的总平面布置图必须与土建施工的总平面布置图统筹安排。现场平面布置应尽可能集中, 以节约机械台班, 节省劳动力, 加快安装速度, 使施工有条不紊。

钢构件运到现场放在构件堆放场。堆放场应尽量靠近安装区域, 使构件的安装、拼装都在吊装机的工作范围内, 不产生现场构件的小搬运。本工程中体育场的钢构件和体育馆的钢构件从拼装、喷砂、堆放到安装都在吊装机的工作范围内, 所以不需要现场小搬运的机械。

钢结构原材料堆放场、拼装场、喷砂场、成品构件堆放场和电焊机房等的布置见图(7-4-79、图7-4-81)。

(七) 劳动组织

钢结构工程专业性强, 劳动强度大, 施工时间短(和整个工程比), 要求参加施工的技术工种有较好的技术素质, 一些技术性不强、时间很短、劳动强度较大的工作, 不可能都配备人员, 因此要求参加钢结构安装的施工人员, 除完成本专业、本工种的任务外, 还要完成其他工种的工作。劳动力要做到现场统一调动, 一专多能, 充分发挥作用, 创造更好的经济效益。

综合体育设施根据钢结构安装工程量和工艺特点配备劳动组织(表7-4-4)。

表 7-4-4 综合体育设施钢结构安装工程劳动力计划表

序号	工作项目	工种	人数	序号	工作项目	工种	人数
1	钢结构安装	起重工	30	7	现场施工管理	技术干部	4
2	电焊工作	电焊工	8	8	钢构件拼接(电焊)	拼装电焊工	12
3	测量工作	测工	4	9	搭设脚手架	架子工	12
4	塔式起重机	司机	6	10	节点喷砂	喷砂工	6

序号	工作项目	工种	人数	序号	工作项目	工种	人数
5	轮胎式起重机	司机	4	11	配合工作	辅助工	12
6	机械维修	修理工	2				

(八) 施工进度计划

体育场和体育馆的钢结构安装在土建钢筋混凝土结构完工后进行,根据工程总进度计划要求,钢结构工程与土建各分项工程平行流水、交叉施工,不占用工程总工期,只占用流水工期(配合工期)。钢结构安装进度计划见表7-4-5。

表7-4-5 综合体育设施钢结构安装工程进度计划表

项目	序号	工作内容	第1年度												第2年度												
			6月			7月			8月			9月			10月			11月			12月			1月			
			10	20	31	10	20	31	10	20	30	10	20	31	10	20	30	10	20	31	10	20	31	10	20	28	
体育场挑棚	1	准备工作																									
	2	挑棚桁架拼装																									
	3	搭设脚手架																									
	4	高强节点喷砂																									
	5	安装桁架、支撑																									
	6	安装屋面结构																									
	7	安装吊顶结构																									
	8	节点焊接																									
	9	拆除脚手架																									
	10	清理安装现场																									
体育馆网架	1	准备工作																									
	2	拼装网架单元件																									
	3	搭设脚手架																									
	4	高强节点喷砂																									
	5	安装网架、支撑																									
	6	安装屋面结构																									
	7	节点焊接																									
	8	拆除脚手架																									
	9	搭设吊顶脚手架																									
	10	拆除网架工作杆																									
	11	安装吊顶结构																									
	12	吊顶节点电焊																									
	13	拆除吊顶脚手架																									
	14	清理安装现场																									

（九）机械设备、工具、材料计划

钢结构工程使用的大型机械及设备根据钢结构工程总量、施工工艺和工期要求，结合现场施工条件确定。辅助材料、手用工具、劳动防护用品和测量记录用品等根据实际情况配置（表 7-4-2），表中仅列出了主要部分。

（十）质量保证措施

（1）本工程的钢结构安装质量，应按照国家验收规范执行。

（2）钢构件要按分类、型号、安装顺序进行堆放，一个型号放一个地点，以方便取用，上下重叠堆放构件时，垫木要结实，并垫在同一垂线上，防止因堆放不当而引起构件变形。

（3）钢构件在安装前必须对编号、外形尺寸、焊缝质量、螺孔位置等进行全面检查，完全符合设计要求后才能进行安装。

（4）钢构件在运输过程中发生的变形应予修复，不能修复的杆件，应该更换。

（5）钢结构的定位轴线要精心测量，支座放线时要用整根钢尺丈量，防止因分尺丈量产生积累误差。

（6）钢构件要严格按照安装顺序进行，不能任意变更，校正时必须校到 ± 0.00 。每一个构件都进行精心校正，这一点是可以做到的。

（7）喷砂后的摩擦面要认真检查，不能漏喷，喷过的摩擦面不得沾上污垢脏物。高强螺栓的扭矩要保证达到 $750N \cdot m$ ，不得欠拧和超拧。拧完后要做好记录。

（8）安装焊缝应按图纸要求施焊，主要构件的焊缝焊完后，应打上焊工代号，并做好书面记录。

（9）钢结构安装完工后，要整理出全部质量记录的技术资料，作为竣工验收的主要文件。

（十一）施工安全措施

（1）参加钢结构安装的全体人员，都要熟悉并严格执行本工种的安全操作规程，按照钢结构安装工艺的要求，精心操作。

（2）钢结构安装前，应对全体安装人员进行详细的安全交底，参加安装的人员要明确分工，利用班前会、小结会并结合现场具体情况，提出保证安全施工的要求。

（3）参加安装的各专业工种，必须服从现场统一指挥，技术负责人在发现违章作业时，要及时劝阻，对不听劝阻继续违章操作者，应立即停止其工作。

（4）高空作业人员要系好完全带，地面作业人员要戴安全帽。高空作业人员的手用工具要放在工具袋内，在高空传递时不得扔掷。

（5）雨后风后对立放的构件要进行检查，必须保证垫木、支撑有足够的稳固程度。

（6）构件起吊时，吊索必须绑扎牢固，绳扣必须在吊钩内锁牢。严禁用板钩钩挂构件，构件在高空稳定前不准上人。

(7) 脚手架必须搭设牢固, 钢结构临时支承点下方必须设置在夯实地面或有足够强度的钢筋混凝土结构上, 支承点用的千斤顶, 要稳固并垂直放置, 施工中要定期检查脚手架的稳固情况。

(8) 吊篮必须牢固地连接在钢结构上。

(9) 电器用具要放在通风、干燥的棚内, 外壳要接地, 接地电阻值不大于 4Ω 。

(10) 现场气割、电焊要有专人管理, 并设专用消防用具。

六、网架结构体育馆工程施工组织设计

(一) 工程概况

某体育馆第一期工程包括比赛馆、运动员宿舍、食堂及配套动力设施, 总建筑面积 24500m^2 , 占地面积近 6hm^2 。

比赛馆建筑面积 16100m^2 , 为一幢 8000 座位的大型体育馆 (图 7-4-87)。比赛馆大厅平面呈长八角形, 长轴 90m, 短轴 66m。整体造型为两端高、中间低的折线马鞍形, 大厅底层基座为矩形平面, 西面有台阶直通二层观众休息厅, 建筑物檐高 28m。

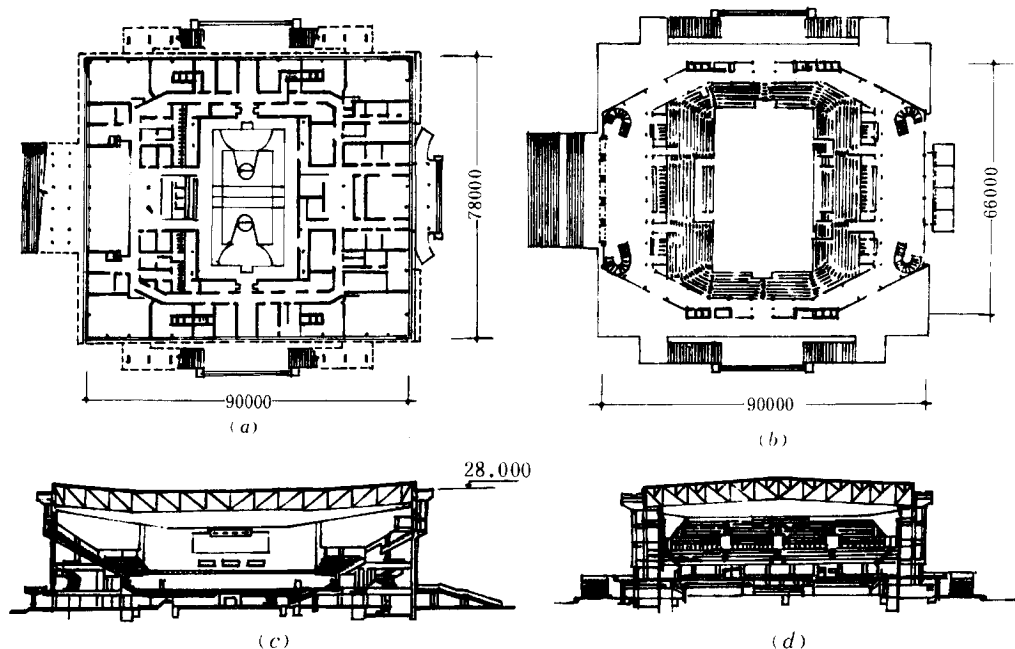


图 7-4-87 建筑平面与剖面

(a) 首层平面; (b) 二层平面; (c) 剖面 1; (d) 剖面 2

比赛馆基础采用方形预制钢筋混凝土桩, 桩长分为 9m 和 13.5m 两种, 桩截面

400mm×400mm。桩上设杯形钢筋混凝土现浇承台。承重结构为预制钢筋混凝土柱梁，柱与柱、柱与梁接头采用预留钢筋坡口焊接，早强浇筑水泥后浇接头。梁上铺6m长、240mm高预应力空心大板。看台部分采用预应力L型预制板，四角不规则部分现浇混凝土。屋盖采用正交正放钢管空心球节点焊接网架，网架平面为八角形，平面尺寸66m×90m。基本网格6m×6m，上下弦中心距4.9m，网架由44个半球形支座支承在承重柱顶的支承梁上。

外墙面为淡黄色大方锦砖饰面，观众休息厅为大面积蓝色吸热玻璃落地钢窗。西门入口为花岗岩二段式大踏步台阶直通二层平台，大理石门套，铝合金大门。室内为大面积彩色水磨石地面，穿孔五夹板吸声平顶。比赛大厅内墙为穿孔石棉板吸声墙面，顶棚为钢板网上铺50mm厚超细玻璃棉吸声平顶，地面为双层硬木条形地板，屋面采用木基层上铺二毡三油防水层，上盖12m长镀锌铁皮大瓦。

比赛大厅采用集中空调双喷口送风系统。照明采用埋入式碘钨灯，吊顶中央设一悬吊大灯盘，上设声柱及音箱。馆内设有全套电视转播设施、通讯设施及自动记时记分设施。

本工程预制桩1407根，承台钢筋混凝土1932m³，预制及现浇梁、板、柱钢筋混凝土7200m³，土方工程53900m³，砌体4372m³，钢网架及钢檩条共重304t，屋面施工面积6690m²。

(二) 施工部署

1. 总体施工顺序

体育馆工程是一项大型综合性公共建筑，围绕着比赛馆还有一系列配套工程及各种管道、电缆、道路、停车场等设施。比赛馆本身又是一项结构复杂、各种功能齐全、体量庞大的建筑物，其建筑装饰装修和设备安装要求很高。因此，在安排施工部署时必须分阶段确立重点项目，以保证综合均衡、配套施工。在施工部署中前期以基础打桩、承台施工及运动员和职工住宅为主，中期则投入主要施工力量进行比赛馆主体工程的柱、梁、板预制吊装。网架预制运输、就地拼装以及整体提升工作，在网架拼装提升期间土建施工力量应集中进行动力配套设施中的锅炉房、冷冻机房、变配电室及水池水塔工程施工，网架提升完毕立即抢做屋面工程，为室内外大面积看台、平台施工和装饰以及设备安装创造条件。后期以比赛馆内外装修及设备安装为主，同时配套施工动力设施、管网电缆等工程。最后完成道路、广场、停车场及绿化工程，以确保竣工开馆。

由于体育馆工程综合性强，各专业施工技术要求高，故在施工中应特别注意安排好土建工程总包与各专业分包工程的配合和交叉流水作业，特别要安排好机械化打桩、吊装、网架拼装提升，各种管道、电力、通风及冷冻和各类弱电工程的交叉配合，从而加快施工进度，缩短工期，减少窝工和返工损失。

在施工总控制进度中，体育馆工程各项目中的主线是比赛馆工程的总工期，其他配套工程均应在比赛馆的总工期内完成。其中冷冻机房、锅炉房、配电室由于后期设备安装量较大，所以土建工程必须提前安排在结构吊装和网架拼装提升之间约8个月空隙进

行,为设备安装创造条件。在比赛馆施工中,工期最长的是后期装修及设备安装,因此必须将主体工期尽量压缩,在整个3年左右的工期中主体工期只占约1年,而在主体工期中占用时间最长的又是结构吊装和网架拼装提升,共占8个月时间,所以土建施工的关键是为吊装和网架提升做好准备,故在施工安排上应以吊装和网架施工作为重点,后期则以土建装修和安装工程交叉施工作为管理重点,互相创造条件,互相促进,这样才能保证工程如期完工。

2. 比赛馆工程施工顺序

平整场地、清理障碍物→引入城市坐标和水准点→打预制桩→开挖承台基坑→截桩头、压力电渣焊接长锚固钢筋→钢筋混凝土承台施工→承台回填土→预制钢筋混凝土梁板柱→梁板柱吊装浇筑接头→室内回填土→网架拼装支墩施工→网架就位拼装焊接(包括钢檩条、钢丝网安装)→网架整体提升→屋面施工→看台梁板柱吊装及现浇→室内±0.00以下地沟、地墙、基础梁施工→室外平台楼梯吊装施工→屋面檐口吊装施工→主体砌体封闭→比赛大厅平顶施工→室内外回填土→室内外装饰工程→安装工程与土建工程交叉施工。

由于体育馆工程地下沟道复杂,吊装工程又必须分几次进入馆内施工,因此施工安排不可能做到先地下后地上,地下管沟施工必须在主体结构吊装、网架提升以及室内看台吊装完和吊车退场后才能进行。

体育馆室内工程复杂,工序多,工期长,因此网架提升完毕应立即进行屋面工程施工,为室内外主体施工和装饰工程及设备安装工程创造条件。

为缩短工期,吊装完毕后必须立即组织各工种进行立体交叉流水施工,安装工程也必须紧密配合交叉进行。

由于室内外地沟底标高最深—3.35m,承台底标高最深达—7.00m,本工程又处于低洼地带,自然地面标高为—3.00m,故主体工程施工时室外暂不填土,以利于承台施工和室内外地沟道施工,且可大量减少土方挖填。

(三) 施工进度计划(比赛馆部分)

表7-4-6为比赛馆工程施工控制进度表。

表7-4-7为比赛馆基础主体工程施工进度表。

表 7-4-6 体育馆工程施工控制进度表

施工准备	施 工												第 4 年																																																				
	第 1 年			第 2 年			第 3 年			第 4 年																																																							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42																								
施工准备																																																																	
承台工程			44根柱吊装			网架拼装提升			预制框架吊装			现浇构件配合			地下工程			屋面工程			填充			室外工程																																									
44根柱埋件制作			44根柱			网架拼装提升			地下工程			封闭工程			比赛厅顶棚施工																																																		
预制钢筋混凝土构件生产												比赛厅顶棚材料加工制作																																																					
网架试制、制作、运输												白铁屋面大瓦制作																																																					
水电暖卫等配合																																																																	
												比赛厅顶棚施工																																																					
												装修材料加工																																																					
												装修工程施工																																																					
												水暖电卫工程配合及安装																																																					
												电视、电话、广播配合及安装																																																					
												体育工艺配合及安装																																																					
												机械设备配合及安装																																																					
												调试																																																					

表 7-4-7

竞赛场馆基础、主体工程施工进度表

序号	项目名称	单位	主要实物量	定额总用工数 (工日)	每日平均 用工数 (工日)	出勤 人数	延续 工作天	施工进度																								
								年																								
								第 1 年												第 2 年												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24									
1	承台施工	土方工程	m ³	3289.53	7835	124	64																									
			混凝土/钢筋混凝土工程	m ³				1146/ 1932.29																								
2	44根网架支承柱	预制	m ³	916.42	2256	45	51																									
			吊装	m ³				916.42																								
3	网架拼装提升		1	300																												
4	看台框架预制构件 吊装及现浇构件配合	预制构件吊装	m ³	1794.20	6712	66	102																									
			现浇结构浇筑	m ³				1714.41																								
5	地下工程	人防工程	m ³	360	6413	84	77																									
			地下室	m ³				750.30																								
			地沟																													
6	比赛厅顶棚施工	基础梁	m ³	550.69																												
						51																										
7	檐口屋面工程		1203/ 5487	1460	39	38																										
8	室内外大面积填土		m ³	33650	1067	42	25.5																									
			1号、2号楼梯	m ³				31.92/ 511.55																								
9	室外工程	伞形雨篷	m ³	4.66/ 50.89	1912	75	25.5																									
				m ³				3277.35	3131	49	64																					
10	封闭工程																															

注:1. 各项目的施工必须严格按照施工方案中的施工顺序、流水层和流水段进行,为下道工序开辟工作面。

2. 室内外大面积回填土要穿插进行,为其他工序创造施工条件。

3. 劳动力借助辅助工程平衡。

(四) 施工平面布置

图 7-4-88 为施工总平面图。

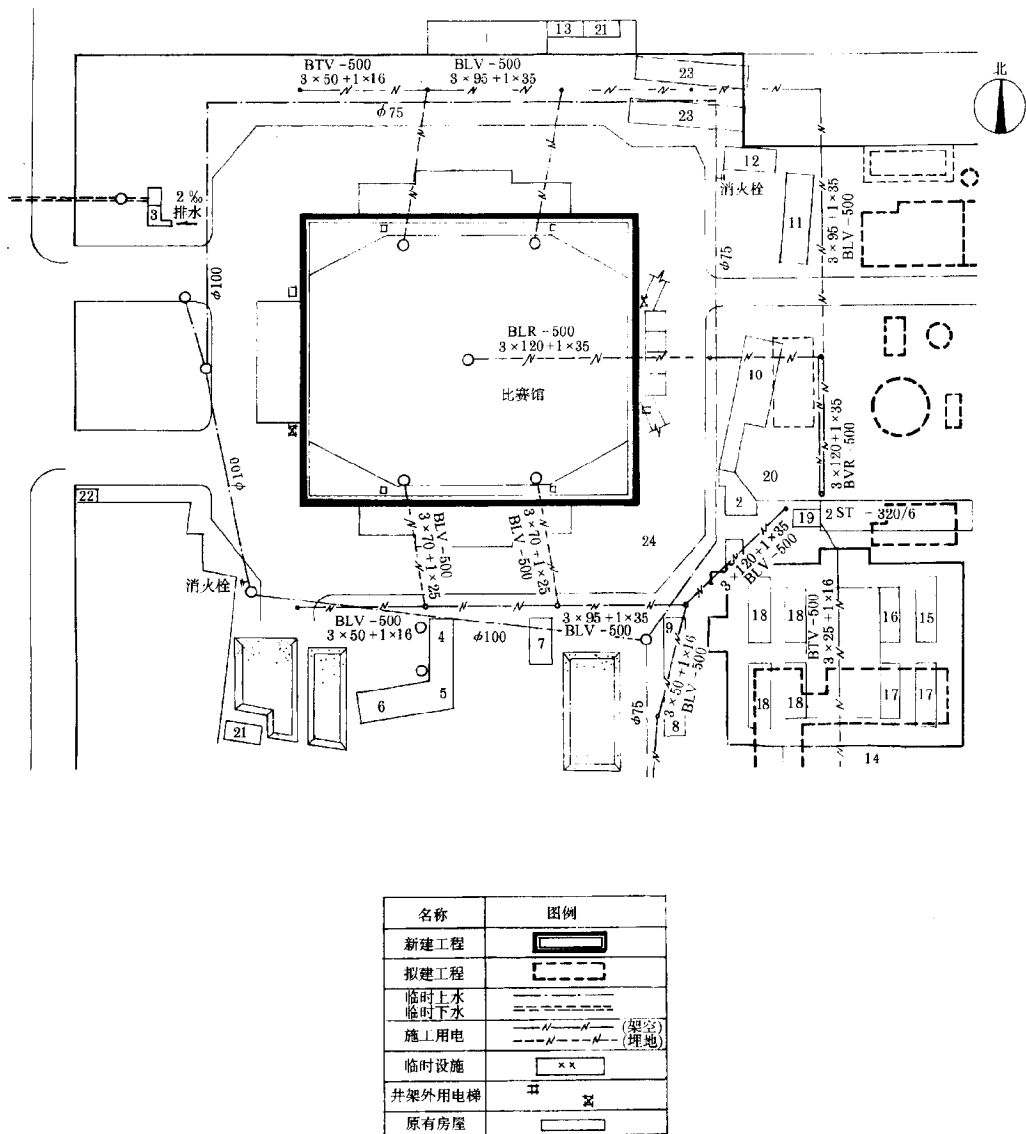


图 7-4-88 施工平面图

- 1—工具库；2—修理车间；3—沉淀灰灰池；4—混凝土搅拌站；5—水泥库；6—试验室；
 7—砂浆搅拌站；8—烘炉电焊；9—翻斗车；10—钢筋车间；11—木工车间；12—架子车修理；
 13—架子工料具库；14—通风车间；15—水电队宿舍办公；16—水电队工具房；17—水电队仓库；
 18—土建队材料库；19—临时配电室；20—水电材料场；21—厕所；22—土建队传达室；
 23—建设单位家属宿舍；24—吊装路线

由于施工场地狭小,承台、网架柱现浇混凝土采用商品混凝土,使用混凝土泵车直接浇筑;零星混凝土在现场设小型搅拌站,机动翻斗车水平运输浇筑。预制钢筋混凝土构件除重量大的网架支承柱(单块最重达30t)在现场就地预制外,其他柱、梁、板均在场外专业构件厂生产。金属网架在金属结构厂预拼成12m长块体运至现场组装。施工总平面分两期布置:主体结构施工期室内外自然地面标高-3.00m;装修收尾施工期室外地面自然地面标高-0.80m。施工道路前期采用碎石临时路面,沿比赛馆一周设环形道路;后期室外地面回填到-0.80m标高后利用永久道路垫层作为施工路面。场地排水前期环绕比赛馆一周在道路边设明沟排水,进入馆内通道处铺设部分水泥暗管。场地排水在引入城市雨水下水井前设两个沉淀池,以防止堵塞。由于已按设计对场地进行了回填,故后期采用自然排水。水电临时设施亦按两期布置。由于主体结构吊装时吊车出入频繁,先将地下电缆接入馆内,再在四个斜角处每层设置集中配电箱。禁止设置穿越环行道的架空线路。吊装完毕吊车退场以后,由于要进行室内地下沟道施工,因而再将电缆拆除,改用架空线路。供水采用围绕比赛馆的环形供水管网。结构主框架吊装完后立即在南北两面标高25.00m层各设置2个10t铁水箱增压。室内看台结构吊装完以前,在西南和东北两角预留吊车进出通道,该处+25.00m以下横梁先不吊装,采用型钢梁作临时加固,以保证结构稳定。

(五) 施工准备工作

(1) 比赛馆工程结构复杂,装修和安装工程量大,工期长,施工准备工作也应分阶段进行。本工程需分阶段编制下列施工方案:

①预制桩打桩工程;②网架承重柱预制;③外框架吊装;④网架拼装焊接整体提升;⑤看台及观众厅;⑥地下管沟及设施;⑦装饰工程;⑧设备安装;⑨比赛大厅平顶;⑩室外竖向工程;⑪地面、墙面、顶棚。

(2) 落实预制构件生产供应运输计划,主要应落实吊装配套的柱梁板构件及钢构件的生产及配套供应计划,钢网架预拼块体配套生产及供应计划,钢檩条、钢挑檐、钢平顶配套生产及供应计划,钢木门窗及装修材料的配套供应计划,以确保工程按计划顺利完成。

(3) 施工场地用水量计算

①施工用水量 q_1 :为简化计算,主要考虑用水量大的比赛馆混凝土工程用水和同时施工的附属工程砌砖用水。混凝土按班产 120m^3 、砌砖按班产 60m^3 计算:

$$q_1 = K_1 \frac{\sum Q_1 N_1 K_2}{8 \times 3600} = 1.15 \times \frac{120(250+300) \times 1.5 + 600 + 60(250+100) \times 1.5}{8 \times 3600} \\ = 5.24 \text{ (L/s)}$$

②施工现场生活用水 q_2 :施工现场高峰用水人数为800人,每天按一班半安排:

$$q_2 = \frac{P_1 N_2 K_3}{t \times 8 \times 3600} = \frac{800 \times 50 \times 1.5}{1.5 \times 8 \times 3600} = 1.39 \text{ (L/s)}$$

③施工生活区用水量 q_3 :生活区住宿人数为400人:

$$q_3 = \frac{P_2 N_2 K_4}{24 \times 3600} = \frac{400 \times 100 \times 2}{24 \times 3600} = 0.93 \text{ (L/s)}$$

④消防用水 q_4 ：施工区面积约 6m^2 ，按 25hm^2 消防用水量的下限考虑：

$$q_4 = 10\text{L/s}$$

⑤供水量选择及供水管径计算：

$q_1 + q_2 + q_3 = 7.56\text{L/s} < q_4$ ，由于施工场地面积较小，供水管径可按消防用水选择：

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot v \cdot 1000}} = \sqrt{\frac{4 \times 10}{3.1416 \times 1.5 \times 1000}} = 0.092 \text{ (m)}$$

因此供水管径可采用 $\phi 100$ 铸铁上水管。

(4) 施工场地供电计算

施工现场按网架焊接拼装用电系统和土建施工用电系统两部分供电，前者用电缆埋地穿越比赛馆环形道路送入馆内，后者沿比赛馆环道外侧设架空线路。

①网架焊接拼装用电计算：由于网架拼装由中间对称向四周同时展开，共需用电焊机 40 台。其中交流电弧焊机（50~450A）30 台，直流电弧焊机（45~375A）10 台，其功率分别为 21kVA 和 10kW。按交流焊机 12 台，直流焊机 4 台同时使用计算。

$$S_1 = 1.10 \times \frac{K_0 \cdot \sum P_{\text{机}}}{\eta \cos \varphi} = 1.10 \times \frac{0.5 (12 \times 21 \times 0.75 + 4 \times 10)}{0.86 \times 0.75} = 195.27 \text{ (kVA)}$$

$$I_1 = \frac{P_{\text{机}}}{\sqrt{3} \cdot U \cdot \eta \cos \varphi} = \frac{195.27 \times 1000 \times 0.75}{\sqrt{3} \times 380 \times 0.86 \times 0.75} = 345 \text{ (A)}$$

选用 1 台 SJ-320/6 变压器。

供电电缆为橡皮绝缘外包铝皮电力电缆，铜芯单芯导线截面积为 120mm^2 ，规格 BVR-500（3×120+1×35）。

②土建施工用电计算：土建施工用电设备有以下几类：

350L 单卧轴混凝土搅拌机 2 台	自动配料机 1 台	$2 \times 22 = 44\text{kW}$
1t 卷扬机 4 台		$4 \times 7.5 = 30\text{kW}$
外用电梯 2 台		$2 \times 25 = 50\text{kW}$
交流电弧焊机 5 台		$5 \times 21\text{kVA} = 105\text{kVA}$
钢筋切断机 2 台		$2 \times 7.5 = 15\text{kW}$
钢筋弯曲机 1 台		$1 \times 2.2 = 2.2\text{kW}$
100 型对焊机 1 台		100kVA
木工机具 4 套		$4 \times (4.5 + 2.8 + 4.5 + 2.5) = 57.2\text{kW}$
插入式振动器 5 台		$5 \times 2.2 = 11\text{kW}$

$$P = 1.10 \left(\frac{0.6 \times 209.4}{0.75} + 0.6 \times 205 \right) = 290.52 \text{ (kW)}$$

选用 1 台 SJ-320/6 变压器。

$$I_2 = \frac{P_{\text{机}}}{\sqrt{3} \cdot U \cdot \eta \cdot \cos \varphi} = \frac{0.5 \times 309.66 \times 1000 \times 0.75}{\sqrt{3} \times 380 \times 0.86 \times 0.75} = 273.9 \text{ (A)}$$

选用橡皮绝缘铝芯导线，截面积 120mm^2 ，架空导线采用三相五线制敷设于水泥电杆的绝缘支架上，规格为 $\text{BLV}-5.00(3 \times 120 + 1 \times 35)$ 。

(六) 劳动组织配备

劳动力组织采用混合队作业，统一指挥调度。土建工程施工劳动力按两阶段配备：

基础主体阶段：配备木工 3 组 45 人，钢筋工 2 组 30 人，混凝土工 2 组 30 人，瓦抹工 1 组 15 人，架子工 1 组 15 人，普工 4 组 80 人，水电机焊 2 组 30 人，共计 245 人。

装饰收尾阶段：配备木工 6 组 120 人，瓦工 2 组 30 人，抹灰工 8 组 120 人，架子工 1 组 15 人，普工 8 组 160 人，混凝土工 2 组 30 人，钢筋工 1 组 10 人，油工 4 组 80 人，水电机焊 3 组 50 人，共计 615 人。

主要工程量及用工量见表 7-4-8。

表 7-4-8 主要工程量、主要工种用工量

序号	分项工程名称	工 程 量	总用工量	主 要 工 种								
				木 工	钢 筋 工	混 凝 土 工	瓦 工	抹 灰 工	架 子 工	油 毡 工	普 通 工	
1	承台施工	人力挖土 3300m^3 ，钢筋混凝土 1932m^3	5835	966	683	1930		120				2136
2	网架支承柱	钢筋混凝土 976m^3	2256	550	550	900	126			130		
3	看台框架施工	预制混凝土 1794m^3 ，现浇混凝土 1714m^3	6712	2350	857	1190				815		1500
4	地下沟道工程	混 凝 土 1570m^3 ，砖 墙 1090m^3 ，土方 9800m^3	6512	1836	832	1115	533	170	110			1916
5	钢挑檐安装	檐口平顶 1203m^2	1460	1145						315		
6	屋面工程	木基层、二毡三油、白铁大瓦 6975m^2	1436	756							680	
7	顶棚工程	钢丝网、石棉板、五夹板等 13460m^2	8414	6730						1684		
8	墙面封闭	砌体工程 4688m^3	6641				5860			781		
9	外墙装饰	大方锦砖贴面 7413m^2	5560					4942		618		

序号	分项工程名称	工程量	总用工量	主要工种									
				木工	钢筋工	混凝土工	瓦工	抹灰工	架子工	油毡工	普通工		
10	内墙装饰	石棉板吸音墙面等	8203m ²	13781	7842					4685	1254		
11	地面工程	木地板	2551m ² 、水磨石	7389	2531					4858			
	合计			65996	24706	2922	5135	6519	14775	5707	680	5552	

(七) 机具设备计划

主要机械设备计划见表 7-4-9。

表 7-4-9 主要机械设备

序号	机械名称	单位	数量	规格	序号	机械名称	单位	数量	规格
1	混凝土搅拌机	台	2	350L	9	砂浆搅拌机	台	10	
2	自动计量装置	台	2		10	电焊机	台	10	交直流各半
3	装载机	台	2	250L	11	钢筋加工设备	套	1	切断、弯曲、冷拉、对焊等
4	自卸汽车	台	3	3.50t	12	木工机械	套	8	电锯、电刨、压刨、电钻
5	机动翻斗车	台	10	1.00t	13	履带吊车	台	1	W ₁ -100
6	压力电渣焊机	台	1	双头	14	插入式振捣器	台	10	软管式 φ50
7	卷扬机	台	8	1.00t	15	电动升板机	台	28	
8	外用电梯	台	2	客货两用,双笼 40m	16	打夯机	台	10	

(八) 主要项目施工方法

1. 水平和垂直运输

(1) 现场内混凝土、砂浆水平运输用 1t 翻斗车, 其他用双轮手推车运输。

(2) 由于比赛馆体量大, 工期长, 一般不宜采用塔吊施工, 本工程垂直运输采用 2 台外用电梯和 6 台井架吊篮, 长大构件采用 1 台 W₁-100 型履带吊车 (吊装工程另计)。

2. 打桩工程和承台施工

(1) 打桩工程: 用 3t 柴油打桩机打桩, 打桩期间室外自然地面标高 -3.00m (本工程原自然地面标高), 在此标高处大部分桩顶仍在地面以下, 使用钢制送桩器将桩打入到设计标高处。保证打桩工程质量的关键是控制桩位偏差和桩的倾斜偏差及桩的贯入

度。

(2) 砍桩：由于地质情况复杂，本工程打桩由贯入度控制，预计将有一定数量的桩达不到设计标高，只要贯入度满足试桩要求即可停打。因此承台施工时有的桩要截桩，切断时可用电锤钻水平孔，放置小型炸药管爆破截桩，也可采用人工截桩。

(3) 破桩头：由于设计按抗 8 度地震烈度设防，所有桩头均要求凿开露出主筋，用压力电渣焊将主筋接长，并将钢筋锚入承台。施工时要求桩头用人工开凿，不得爆破，以防主筋损伤。

(4) 承台施工：承台混凝土采用原槽浇灌，必须严格控制挖土尺寸精度，若有塌方，须用砖砌槽壁。承台杯型基础施工要精确控制轴线位置及杯口底标高，杯口底应预留 5cm 找平层空隙，以备柱吊装时找平。地下水水位以下承台施工采用 2 台 100mm 潜水泵在基坑内排水。承台施工时坑深在 1.5m 以上者均应设临时挡土板支撑。

3. 网架支承柱预制

(1) 网架支承柱共 44 根，因其重量较大，故要求就位预制。由于柱两面有挑牛腿，另两面还有钢牛腿和预埋粗钢筋，因此预制时只能单层布置。预制采用砖胎模、水泥砂浆抹面。侧模采用定型组合钢模，牛腿和预埋粗钢筋部位采用木模，8mm 以下预埋插筋先弯曲 90°并紧贴侧模，混凝土浇完后及早拆模，及时将预埋筋剔出。胎模与预制构件隔离采用双层塑料薄膜。

(2) 单肢柱按起重量分为三段，双肢柱分成两段，要求下部最重一段重量控制在 30t 以内。单肢柱下段接头为榫接头，上段与中段为钢靴接头。双肢柱接头为榫接头，为预留主筋坡口焊接。为使柱接头钢筋位置准确，柱主筋通长配制，混凝土浇筑后吊装前再用氧气切割并加工坡口，接头处混凝土采用钢板隔离。

(3) 由于柱子结构复杂，牛腿、预埋铁件和预埋钢筋较多，预制前必须翻样绘制柱四面埋件及留孔图，施工时必须设专人留置，并经工长和质量检查员、监理单位共同检查和办理隐检手续后方可浇筑。

(4) 拌制混凝土的砂子应过筛，石子必须清洗，混凝土搅拌采用自动计量装置，要严格控制配合比。混凝土浇筑后要注意养护，应与构件同条件留置试块，以确定构件翻身强度。

4. 网架支承柱框架吊装

(1) 采用 2 台 W_1-200 型履带吊车双机抬吊，第一节柱吊完后立即用硬木楔（或钢楔）打紧杯口。校正后杯口内细石混凝土先浇灌三分之二高度。吊第二节时先用缆风绳在四周临时固定，同时立即校正并焊接四角主筋，四角主筋焊完后吊车方可脱钩，然后焊完全部主筋。第三节柱在接长吊臂后吊装。

(2) 由于单肢柱外侧在不同标高处有 4~5 根长 2m 以上的牛腿，所以柱在吊装后重心向外偏移。为防止柱外倾，必须设置型钢临时支撑，待屋面网架提升完毕和室内看台吊装完毕方可拆除。临时支撑应有可靠基础，防止下沉。

(3) 网架柱接头采用早强浇筑水泥。接头模板作成喇叭口，浇灌时细石混凝土应高出接口上表面 5cm 以上，以防止混凝土收缩下沉产生缝隙。拆模后凿去多余混凝土。

(4) 梁柱接头为配合吊装进度,一般均设置安装型钢牛腿,梁就位后简单点焊即可脱钩进行下一步吊装,随后焊接坡口钢筋并支模浇灌接头混凝土。

(5) 网架支承柱吊装必须严格控制轴线尺寸及柱垂直度。柱的垂直度测量应在每天早晨 10 时以前进行,以防日照对柱子误差的影响。

5. 网架拼装及整体提升

(1) 网架块体拼装必须先设置固定拼装支墩,支墩的轴线及标高必须准确。支墩用砖砌筑,上部设混凝土墩帽并预埋钢板。支墩基础必须牢固,以免雨天积水下沉。网架钢球节点中心线用经纬仪准确投放到支墩顶部预埋钢板上,并用十字线标明,中心线误差要求控制 $1/10000$ 。支墩预埋钢板顶标高误差控制在 10mm 以内,拼装时再用钢板支垫找准。

(2) 网架块体拼装用 2 台 W_1-100 型吊车,由中间 $7/8$ 和 $8/9$ 轴线同时向两端两侧拼装、对称进行,以减少累积误差。拼装时钢管与钢球间隙控制在 $4 \sim 5\text{mm}$,最大不得超过 10mm。网架下弦中间节点标高偏差为 $\pm 3\text{mm}$,块体垂直度偏差 $\pm 3\text{mm}$ 。拼装时下弦节点中心线应超过网架支墩中心线约 4mm,以抵消焊接后的收缩量。

(3) 网架块体焊接:焊工必须事先进行培训考试,未取得合格证的焊工不准施焊。焊接按拼装进度随拼随焊,由中间向四周开展。块体吊拼好后,应先将所有管球节点用点焊定位,然后再施焊,以防因焊接收缩变形引起网架节点位置偏差过大。焊好的节点焊缝必须进行超声探伤和 X 射线检查,受拉节点全部检验,受压节点检查 50%。如发现夹渣或气孔,用电弧气刨方法吹去,焊缝重新补焊。检查及修补均需做记录存档。

(4) 整体提升:网架拼装完毕后,采用 26 台电动螺杆式升板机整体提升(升板机安装位置见图 7-4-89)。升板机安装在型钢工具梁的中部,该梁架设在柱顶的高 2m 的工具式短钢柱上。提升机与网架支座用 14 节工具吊杆连接,每根吊杆长 1.80m,最下一根吊杆长 84cm,每提升一次拆除 1 根吊杆,直至升到设计位置为止(升板机安装与网架连接示意图 7-4-90)。提升机设计负荷能力 300kN。在提升差异为 0 的情况下,提升机单台最大负荷为 177kN,最小负荷为 97kN。提升机必须同步工作,以防升差过大而产生超负荷和防止网架因升差过大产生变形或产生过大的次应力。为保证同步,首先应进行预提,即将整个网架先预提 1.80m 行程,测出各提升机的升差,再将网架降到原位,此时可逐台提升 2cm,拉紧各点的吊具,以消除安装间隙。然后调整提升架梁标高,使该梁上表面离第一个吊杆接头的挂盘底面距离相等,使每一个吊点的临时搁置梁上表面至网架支座底部的距离相等,这样每次拆换吊杆时网架各支座的相对标高与提升前的一样。要求在提升时各吊点的升差小于 1.50cm,因此在提升时必须做好每个吊点的升高测量,可在每个吊点挂钢尺测量。根据升板机的功能和测量的要求,每天可提升 2~3 根吊杆的高度,预计 6d 可提升完毕。因此提升前必须与气象台联系,保证在提升过程中不会遇到大风天及雨天。

(5) 网架支座反力的调整:网架提升到设计位置后,将预先吊置于柱顶钢牛腿上的网架支承梁用手动倒链平移到设计位置,然后将网架放在梁上,网架的整体提升工作就完成了。但由于网架支承梁安装时的标高有误差以及网架在提升过程中产生变形,使网

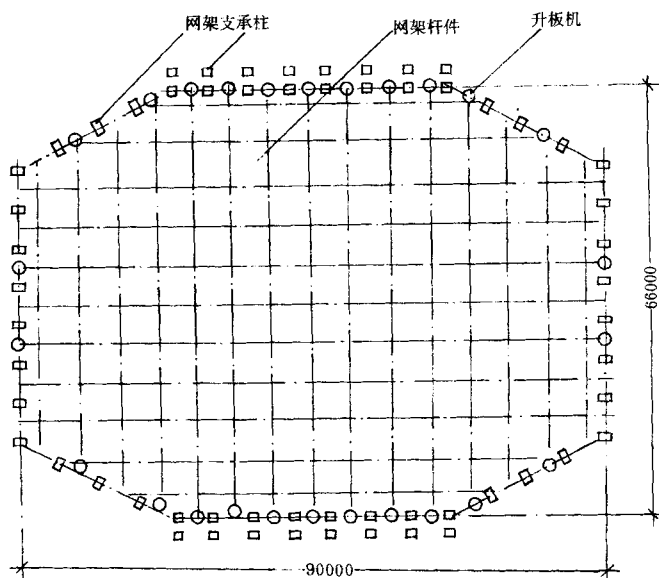


图 7-4-89 升板机布置图

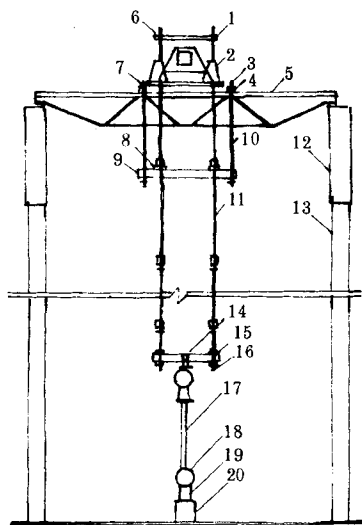


图 7-4-90 升板机安装图

- 1—丝杆固定件；2—升板机；3—提升架丝杆；4—吊架垫座；5—提升工具梁；
 6—提升丝杆；7—升板机垫梁；8—U形卡板；9—提升架梁；10—吊杆接头；
 11—吊杆；12—临时小钢柱；13—承重柱；14—提升吊梁插销；15—提升吊梁；
 16—网架上弦球支座；17—网架钢管；18—网架下弦球；19—网架拼装支座钢管；
 20—网架拼装砖墩

架在支承梁上的 44 个支承点的实际反力与设计计算反力有差别。为了保证网架各杆件内力与计算内力一致,因此必须调整各支点反力。调整的方法是,采用 2 台千斤顶抬住 1 个支点,并在支点下加适当的钢垫板,以调整支座标高。千斤顶与网架支承梁之间设置传感器,通过电阻应变仪测出千斤顶所承担的荷载(即支点反力)。由于网架系空间结构,每一个支点的调整都会影响相邻支座的反力,因此需要对各支点反力进行反复调整,直至所有支点反力与设计反力值相当接近为止。一般需反复调整 3~4 次才能获得满意结果。

(6) 网架提升时,应尽可能连同屋面材料一起提升,以减少以后的高空作业量。但考虑到提升机的提升能力有限,本工程仅将屋面钢檩条和搁置屋面保温玻璃棉包的冷拔钢丝网安装完后一次提升,木基层、油毡和屋面白铁大瓦及吊顶龙骨、马道等均在以后施工。

6. 屋面工程

(1) 屋面构造为冷拔钢丝网上铺超细玻璃棉保温包,木椽子,密铺屋面板,二毡三油防水层,上铺屋面大瓦,油漆防锈。由于屋面面积大,保温玻璃棉毡又不能淋雨受潮,因此施工时分区进行。先施工东西两端翘起部分,后施工中间部分。为防止雨淋,施工前应密切注意天气预报,安排的施工面积必须做到当天铺完保温玻璃棉包,当天安好木椽子及屋面木基层,并做好一层油毡防水,此外还必须事先准备一些防雨布或油毡,以备突然下雨时覆盖用。

(2) 镀锌铁皮大瓦最大尺寸为 $1.80\text{m} \times 12.06\text{m}$,共计 302 块。铺设前,瓦底面应先做好三道防锈漆,顶面先做两道防锈漆,最后一道面漆待整个屋面铺完后再刷。大瓦水平运输采用运送长钢筋的手推双轮车,垂直运输用履带吊。大瓦安装时严禁碰撞敲击,安装人员不得穿硬底或带钉的鞋,以保证安全生产和防止破坏油漆面层。

(3) 严格控制屋面木基层含水率,檩条含水率应小于 25%,屋面板应小于 18%,并应事先进行防腐处理。

7. 吊顶施工

(1) 比赛大厅吊顶施工:大厅吊顶结构为槽钢龙骨吊顶梁上铺钢板网,网上铺塑料窗纱,上面安放玻璃丝布包超细玻璃棉吸声包。吊顶净标高为 $19.00 \sim 23.55\text{m}$,面积 4892m^2 ,总重量 218t。施工前应先按顶棚设计分格分块预制钢板网,然后按标高要求安装吊杆、吊顶梁、龙骨等,安装时应起拱 $1/1000$ 。由于顶棚分格为连续布置,同时每块钢板网连接处均有盖缝条,不宜采用大块预拼装吊装方案。为利于灯光和音响设备的安装并节省钢管,采用井架式悬挑平台满堂脚手架施工。

(2) 吸声板、胶合板、石棉板顶棚:各种顶棚种类及规格型号均较复杂,施工前应详细翻样,斜角及弯曲部位必须放实样,必要时在吊杆龙骨安装完毕后再按实物尺寸下料安装。

8. 看台施工

比赛馆看台设计为大部分预制吊装,四角异形部分为现浇钢筋混凝土结构。由于构件相互穿插承托,空间标高又很复杂,其中预制构件 1124 件,现浇构件 504 件,合计

混凝土量 2378m^3 。吊装工作和现浇工作必须紧密结合，在预制和现浇连接部位，当现浇构件工期赶不上时，可采用钢管架临时支托，使构件吊装就位，在支承部分的混凝土强度达到 70% 以后再拆除支撑。预制看台板凡能吊装的均应吊装完，因现浇不能及时吊装的部分可将看台板放在已吊完毕的看台板上，待现浇部位完成后再移动就位，使吊车早日退出大厅，以完成四角混凝土浇筑。现浇混凝土看台使用商品混凝土，用混凝土泵车布料杆直接浇筑。看台结构比较复杂，必须先详细翻样，以免失误。观众休息厅四部螺旋梯要按图及实际层高尺寸放出实样，然后再支模。

9. 地下工程施工

比赛馆地下沟道标高等层次比较复杂，应采用先下后上的顺序施工。四角空调机房地面标高为 -4.05m ，要求先行施工，设计要求作 S6 抗渗混凝土底壁，施工中要特别注意处理好施工缝和接头，以防渗漏。地下沟道施工时应特别注意标高、排水坡度、上下层沟道交叉、本层沟道交叉及各种功能沟道的分离与连接。只有待本层标高的沟道施工完毕，应该埋入的管道设备等做完并做好测试试验及隐检手续后方可填土进行上一层沟道的施工。地下管沟施工的关键是要组织好总分包工程，如电缆、上下水、通风、制冷、设备和弱电等工程的交叉配合，否则会延误整个工期。

10. 比赛大厅内墙穿孔石棉板施工

内墙穿孔石棉板数量多、钻孔量大，应使用专用的多头钻床，多块叠合一次钻孔，并应及早安排加工。钻孔尺寸必须准确，保证安装后拼缝整齐一致，孔纹横竖成行，石棉板墙面的构造为：2cm 水泥砂浆找平，刷热沥青两度，钉木搁栅，板内置 5cm 玻璃丝布包超细玻璃棉吸声包。要求所有木搁栅及木砖均事先涂好防腐剂，木搁栅表面必须平整，间距准确，施工面板时板缝必须整齐划一，不得缺角少楞，要求拉线施工。

11. 外墙面大方锦砖施工

外墙面设计采用淡黄色 $40\text{mm} \times 40\text{mm} \times 5\text{mm}$ 大方锦砖，装饰效果要求较高。

(1) 预选锦砖：事先将颜色不匀、规格不好及变形翘曲的锦砖剔除。颜色不匀者可进行分类，在不同部位及不同立面上使用。

(2) 按锦砖规格事先在墙面上弹线排砖，防止出现半块砖的毛病，有误差应在刮糙打底时通过调整粉刷厚度解决。

(3) 严格控制铺贴时的拨缝擦缝工序，擦缝水泥浆色调必须一致。整个工程应事先一次配齐用料，施工完毕一次将锦砖表面擦洗干净。

12. 冬、雨期施工注意事项

(1) 冬期施工混凝土采用综合蓄热法施工，梁柱接头浇灌采用塑料薄膜包裹，再用电热毯包裹电热养护。

(2) 雨期施工要做好现场排水，明沟必须经常疏通。局部施工部位用塑料薄膜搭棚遮盖。

(3) 外用电梯及井架要设避雷装置。

七、国家奥林匹克中心体育馆斜拉双坡形曲面网壳屋盖结构

(一) 屋盖结构简介

国家奥林匹克中心体育馆，是 1990 年在北京召开的第十一届亚运会较大的主馆之一，总建筑面积 2.5 万 m^2 ，整个屋盖的平面尺寸为 $80\text{m} \times 112\text{m}$ ，最大空间平面尺寸为 $70\text{m} \times 83\text{m}$ ，屋盖采用斜拉双坡形曲面网壳结构。

屋盖结构由三部分组成，一为双坡曲面网架；二为中间屋脊部位的立体桁架；三为斜拉索。双坡曲面网架采用斜放四角锥，下弦网格为 $6.6\text{m} \times 6.6\text{m}$ ，网架厚度为 3.3m ，网架最高点标高为 22.5m ，最低点的下弦标高为 8.75m ，屋面曲率半径为 17m 。为减小中间桁架的杆件内力，利用建筑造型需要的两侧 60m 高的混凝土塔筒，在立体桁架两侧各设 8 根斜拉索，将桁架荷载由拉索传到塔筒，形成一种特殊的组合结构体系，使屋盖结构体系布置合理。屋盖结构体系的平面布置见图 7-4-91；屋盖结构的支座节点见图 7-4-92；网架局部透视见图 7-4-93。本工程曾获国家级科技进步二等奖，北京市科技进步一等奖。

(二) 屋盖结构设计

1. 计算简图

屋盖结构通过斜拉索把立体桁架吊在塔筒上部，立体桁架两端筒支支承在塔筒中部，如图 7-5-94 所示。立体桁架相似于一个多支点、弹性支承的连续桁架。为减小曲面网架对外柱的推力，外侧采用了滑动支座，屋面采用复合压型钢板，起到保温及承重双重作用。

斜拉索与立体桁架的受力特性如图 7-4-95 所示。当斜拉索作用时，桁架中间部位上下弦杆都受拉力，上大、下小。在外荷载作用下，桁架中间部位上弦受压、下弦受拉，正好与斜拉索作用时的部分内力相抵消，因此斜拉索内力的大小，直接影响立体桁架的内力。

斜拉索拉力作用下，立体桁架的受力情况如图 7-4-96 所示。当斜拉索拉力增大时，桁架纵向中间部位上下弦拉力增大，两端压力增大，中部下弦出现反拱，此时靠近桁架的网架上下弦内力将减小，网架部分的荷载一部分通过网架传至四周的边柱上，一部分由桁架通过拉索传至塔筒上，塔筒负荷增大。当屋面荷载增加时，桁架上下弦内力因反号而部分抵消。

2. 静力分析

静力分析时，理论上应考虑斜拉索与桁架、网架及塔筒四者之间的协同作用，应将桁架、网架及塔筒分别离散为空间杆单元及空间梁单元，将斜拉索等代为弹性模量随张力大小而变化的二力杆，应考虑拉索的小应变、大变位即几何非线性的影响。实际工程

的设计时,为了简化计算,分别考虑斜拉索与桁架,斜拉索与塔筒之间的作用,把斜拉索的内力做为荷载分别加在桁架节点及塔筒上进行计算,同时考虑拉索变形的影响。网架,拉索内力的大小受桁架垂直位移的影响,垂直位移越小则拉索的拉力越大,塔筒的变形,内力也越大,所以应选择适当的索拉力,以减小桁架杆件断面,并使塔筒水平位移不至过大。

网架、桁架的静力计算采用矩阵位移法,建立如下方程组:

$$[K] \cdot [U] = [X] \quad (7-4-1)$$

式中 $[K]$ ——总刚度矩阵;

$[U]$ ——节点位移矩阵;

$[X]$ ——节点荷载矩阵。

计算时把斜拉索内力作为桁架的节点荷载放入 $[X]$ 内进行计算,用不同的拉索荷载进行多次计算,最后得出比较合适的一组作为斜拉索内力。

3. 动力分析

此结构体系的动力分析是非常复杂的。由于塔筒、拉索、网架的材料、形状各异,各自的振动特性有很大区别,我们在设计中借助于模型试验进行分析判断。关于动力方面的理论分析详我院研究所为本工程提出的试验报告。塔筒与拉索振动时,索永远是受拉的,一般不会出现压力,而拉索内力的突然增大是最不利的,我们在设计中采取了两项措施以确保安全可靠,一是提高索的安全度,二是加强索上下端的锚具。

塔筒振型不同时,拉索对屋盖的影响主要是中间桁架的竖向振动,对网架部分的影响较小,设计时参照斜拉桥结构体系的竖向振动特性(见图 7-4-97)仅对桁架的上下弦杆进行适当加强。

4. 网架的内力组合

(1) 斜拉索温度变形对网架体系的影响,温度按 40°C 考虑。

(2) 风荷载的影响,由风洞试验得知,风荷载在顶部影响最大。

(3) 塔筒在拉索长期作用下,考虑拉索松弛混凝土徐变、桁架中间部位下垂对网架的影响。

(4) 拉索对称布置,由于施工或制作等原因,每根索产生对称差值,按索拉力的 10% 验算对网架内力的影响。

(5) 考虑拉索长期外露,若干年后索需要更换的可能性,按逐根断索,验算换索对网架内力的影响。

实际工程取以上几种情况的最不利组合进行杆件设计。

5. 塔筒设计

塔筒除按静力分析外,还按 10 个质点的竖向悬臂构件进行动力分析,为了防止塔筒出现裂缝,在外侧附加了预应力钢筋,见图 7-4-98。

(三) 斜拉索及节点的设计

1. 斜拉索设计

斜拉索受力的大小与索的变位有关，索的变形考虑以下几个方面的因素：

(1) 索由于垂度引起的伸长 Δ_{i1}

$$\Delta_{i1} = S_i \left(\frac{8}{3} P_i^2 - \frac{32}{5} P_i^4 \right) \quad (7-4-2)$$

$$P_i = \frac{q \cdot S_i}{8 \cdot N_i} \quad (7-4-3)$$

式中 S_i ——索的直线长度 (m)；

q_i ——索每延长米的重力荷载 (kN/m)；

N_i ——索的张拉力 (kN)。

(2) 索的弹性伸长 Δ_{i2}

$$\Delta_{i2} = \frac{S \cdot N_i}{E \cdot A_i} \quad (7-4-4)$$

式中 A_i ——第 i 根索的总面积；

E ——钢丝的弹性模量 2.0×10^5 MPa。

(3) 温度变化对索长的影响

计算简图如图 7-4-99 所示。

斜拉索与悬索不一样，它不直接承受竖向荷载，仅承受拉力，索拉力的大小影响立体桁架的内力。本工程经过试算比较，斜拉索采用的张拉力数值如表 7-4-10 所示。

表 7-4-10

斜 索 号	第一次张拉值 (kN)	第二次张拉值 (kN)
X ₁	500	700
X ₂	300	430
X ₃	300	430
X ₄	300	380

张拉顺序是从上到下，两边同时对称加力进行张拉。第一次张拉时，考虑张拉 X₂ 时对 X₁ 产生的损失，所以对 X₁ 超张拉 25%；张拉 X₃ 时，X₁ 及 X₂ 会产生损失，所以对 X₂ 超张拉 20%；如此依次循环张拉。第二次张拉时，实际上是在索内力已知的情况下，再进行一次索内力调整，一直张拉到设计要求。斜拉索张拉完后，桁架中间反拱 12mm，计算结果为 40mm，而塔筒顶点水平位移为 11mm，计算理论值为 30mm，完全满足设计要求。

斜拉索采用 $\phi 5$ 高强钢丝，拉力极限强度为 1600MPa，X₁ 索采用 120 $\phi 5$ ，其余索均为 75 $\phi 5$ 。锚头采用冷铸锚头。

2. 锚头节点设计

如何把斜拉索力传到立体桁架的节点上,是个关键的问题,经过多次研究,我们提出一种新型节点称为“空间板式四球体组合节点”如图 7-4-100 所示。其优点,一是把空间的力通过钢板分散开,二是通过钢板上的四个球体与立体桁的节点相连接,把力传到立体桁架的上下节点上;三是节点本身构造简单,传力明确。

通过试验,此种节点的安全系数在 3 以上,安全可靠。节点钢板尺寸为 $1000\text{mm} \times 1000\text{mm} \times 70\text{mm}$,四个球体直径为 500mm ,球体壁厚为 18mm 。

锚头的设计参照斜拉桥锚头的做法,主要由四部分组成,一为外套筒,二为锚板,三为延长的封口圆筒,四为外圈锚环。套筒内部其中间部分采用环氧辉碌岩粉浇筑,剩余部分采用环氧铁砂浇筑,锚头全部采用 45 # 铜制成。在使用这种锚头时,外圈锚环处,还应另加三角铁垫,三角铁垫是用钢板焊成,内填 C30 混凝土。加三角铁垫的目的是扩大集中力的承压面,还可以避免承压板产生弯曲应力,同时便于张拉斜索时放置承压力架。

在设计锚头承压板时,要注意接触面传力均匀分布,同时承压板上的集中力直接传至球体,通过球体直接传到桁架的节点,即把集中力转换为节点力,本工程采用的节点,具有承压板兼作球体加肋板的作用。

(四) 基础设计

由于屋盖结构形式特殊,塔筒与支承网架的混凝土框架间有不均匀沉降,这将屋盖结构的内力产生较大影响。为减少沉降差异,塔筒采用桩基。桩采用 $300\text{mm} \times 300\text{mm}$ 的预制钢筋混凝土桩,桩位的布置见图 7-4-101。

(五) 网架的制作拼装

网架的所有杆件均采用 3 号钢无缝钢管,钢管的管径最小为 $\phi 108$,最大为 $\phi 216$,其中大部分为 $\phi 113$ 、 $\phi 140$ 、 $\phi 168$;壁厚大部分为 $6 \sim 10\text{mm}$,少量为 12 、 16mm 。球体直径均为 500mm ,厚度为 16 、 18 、 20mm 三种,大部分为单向加肋,少量采用双向加肋。

施工方法采用高空拼装,端头搭局部满堂拼装平台,先拼出两个开间,再滑行,空出原位,接着继续再拼出两个节间,依次类推,此方法称为累积滑移法。滑杆采用三支点,四滑道。共滑移五次即将整个网架拼装完工。此方法施工避免了架设满堂脚手架,从而节约了成本,缩短了工期。

球节点采用等强对接,管壁厚度大于 10mm 者,剖 U 形口焊接,其它均剖斜坡口,全部连接未采用衬管。

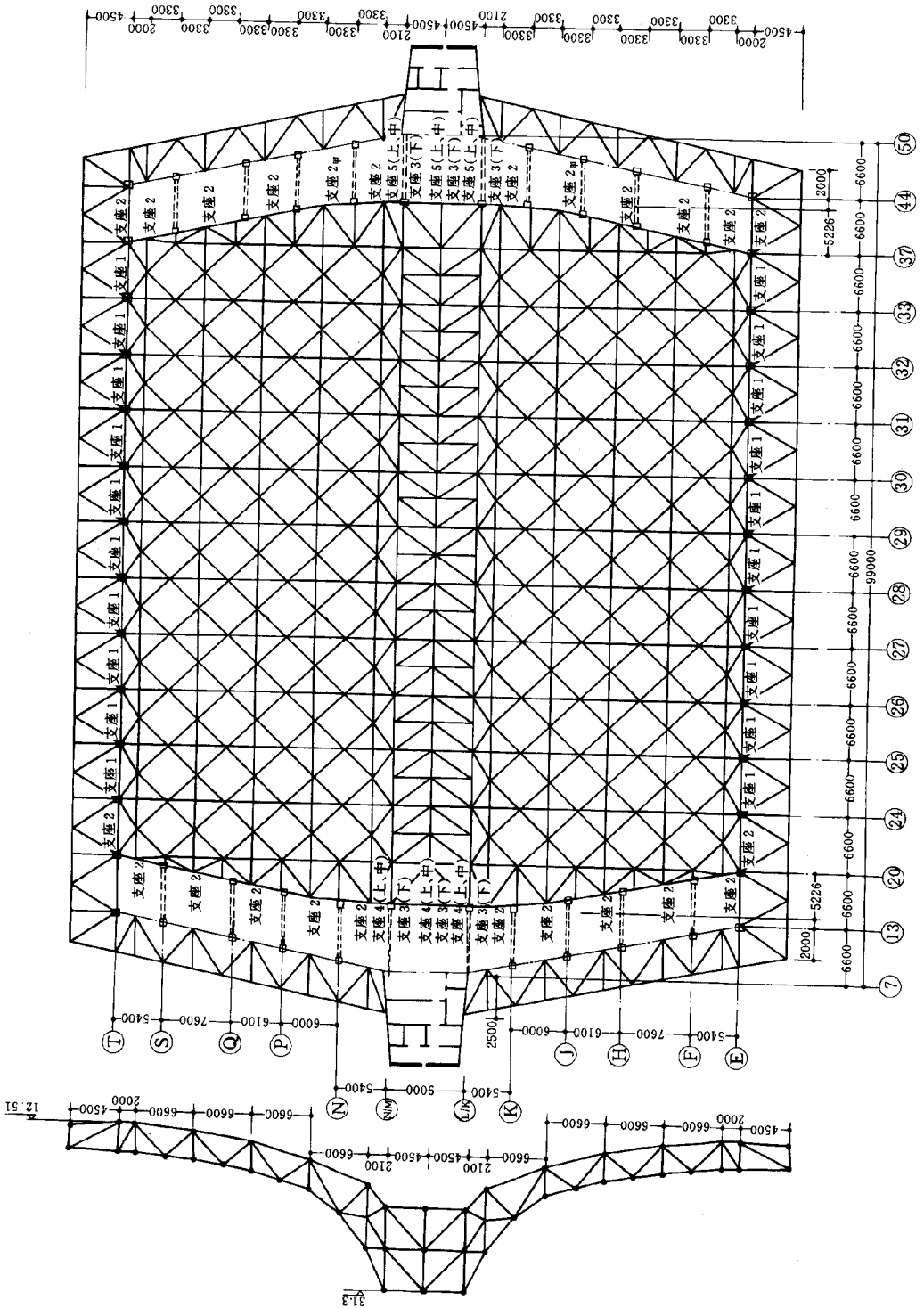


图 7-4-91 屋盖结构体系平面图

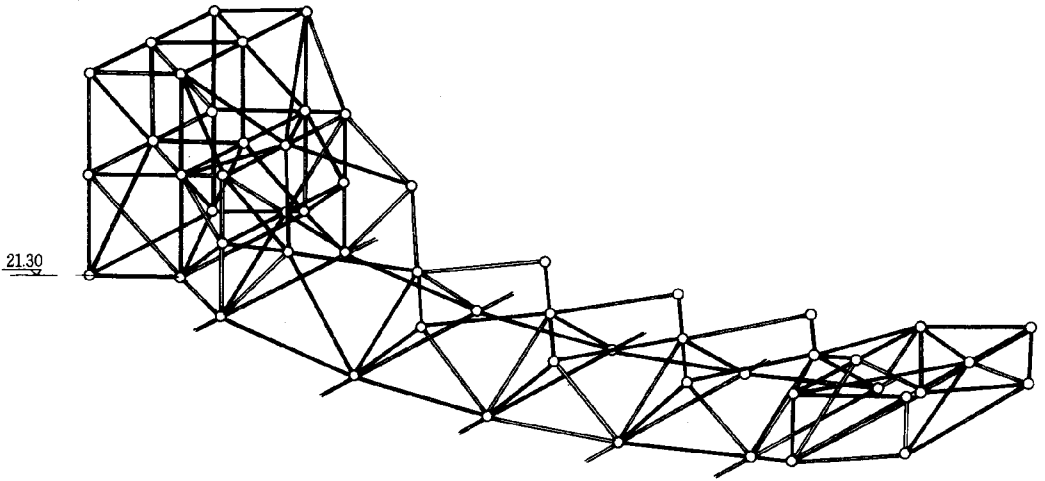


图 7-4-93 网架局部透视图

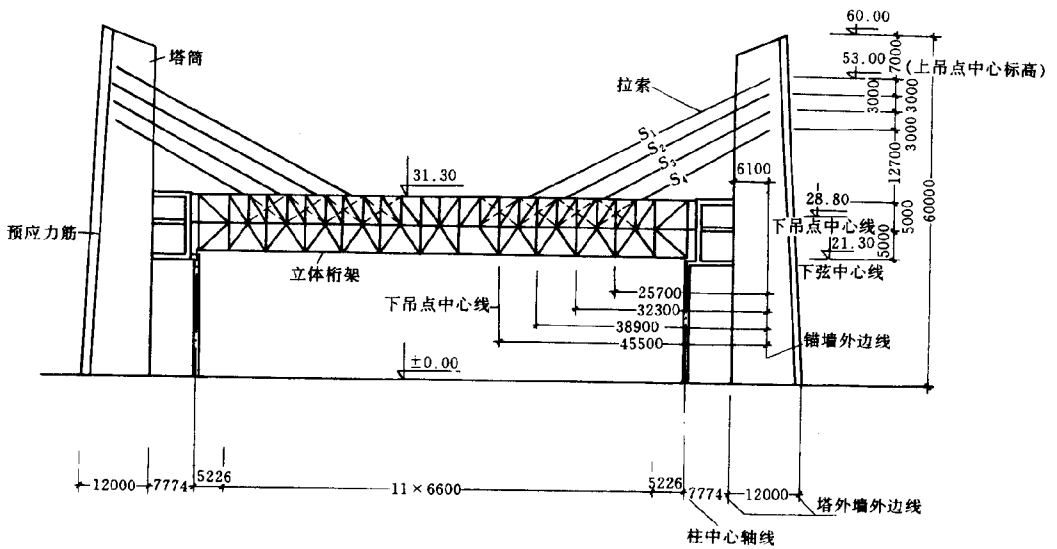


图 7-4-94 桁架悬吊示意图

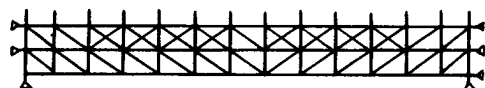
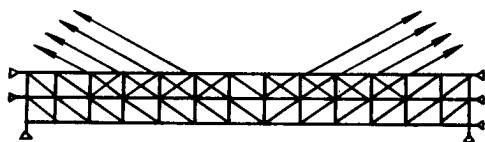


图 7-4-95 斜拉索与立体桁架受力示意图

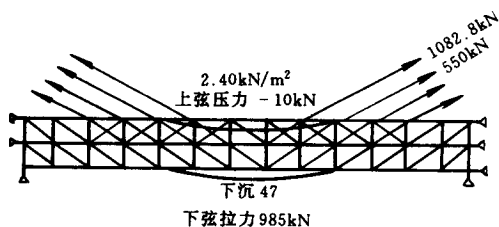
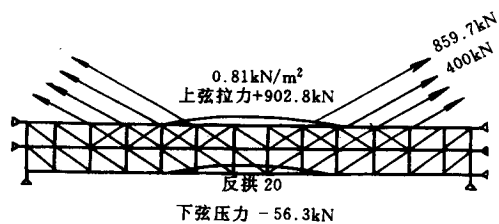


图 7-4-96 斜拉索拉力作用下立体桁架受力情况



图 7-4-97 中间桁架的竖向振动振型

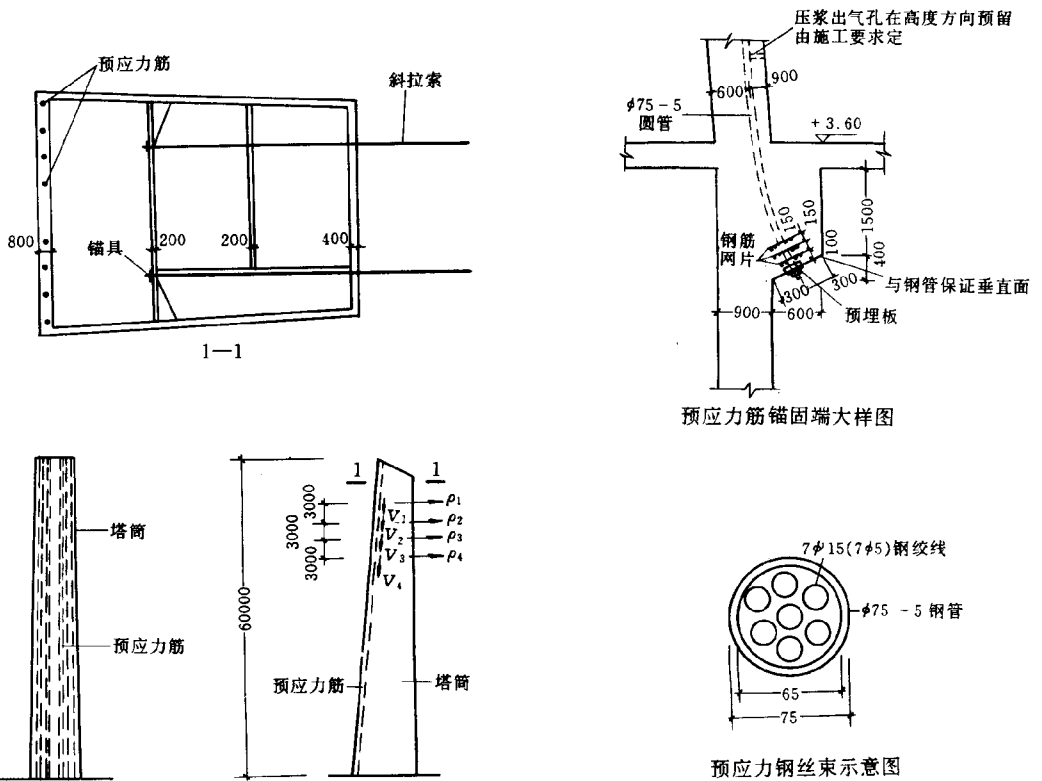


图 7-4-98 塔筒外侧附加预应力筋示意图

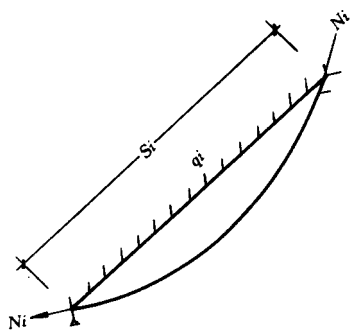


图 7-4-99 斜拉索计算简图

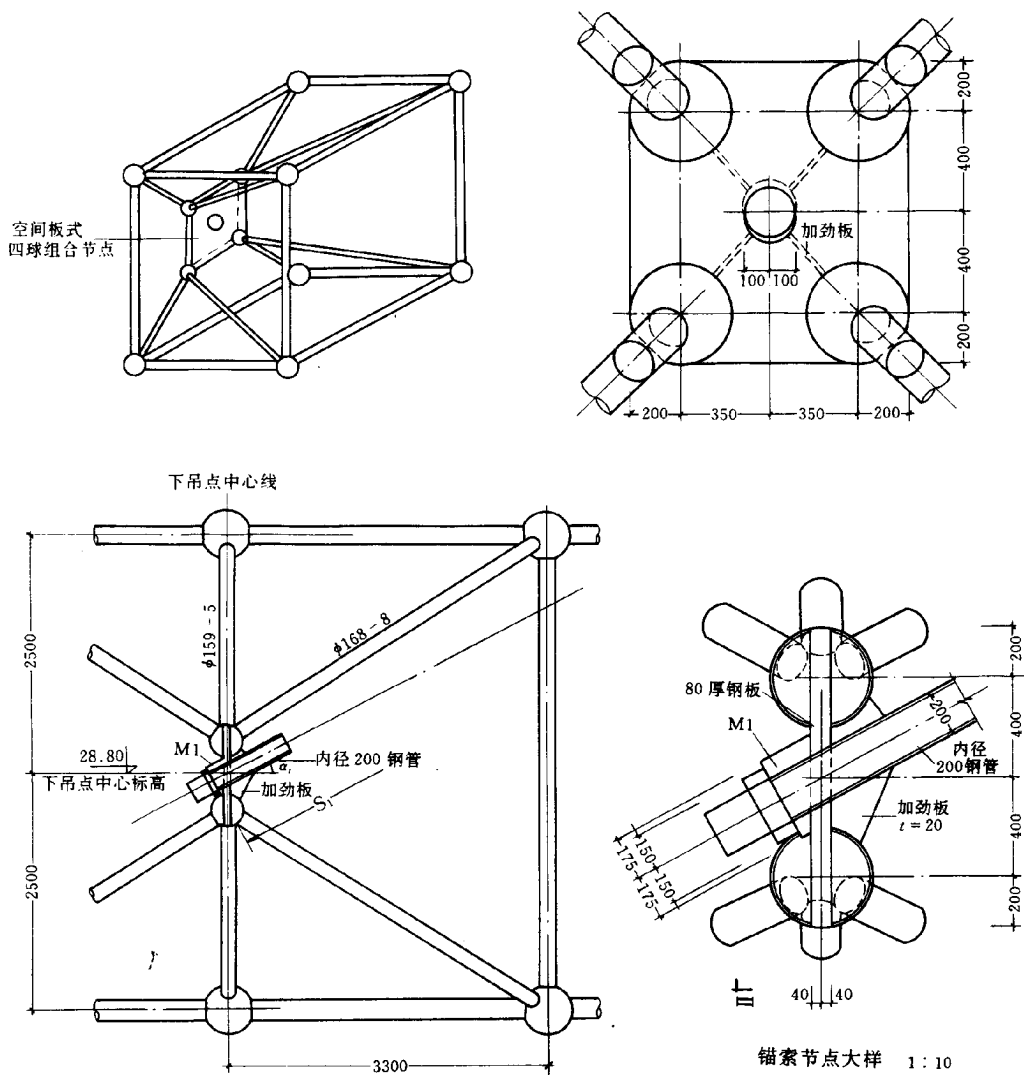


图 7-4-100 空间板式四球组合节点

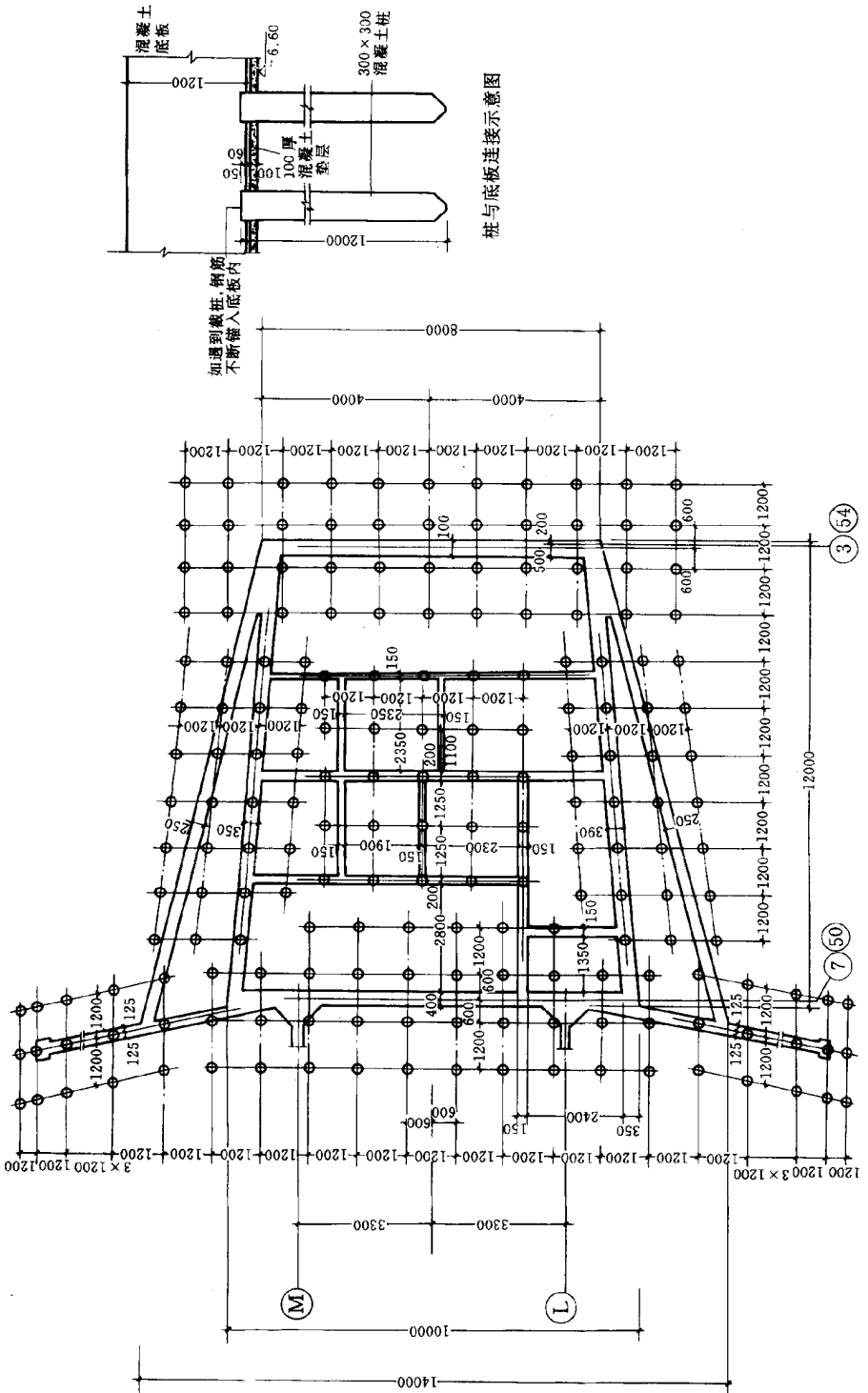


图 7-4-101 钢筋混凝土塔筒桩基平面图

八、正放四角锥网架 (WJ-1)

(一) 设计资料

平面尺寸为 $27\text{m} \times 27\text{m}$ 的正放四角锥网架，周边支承。屋面板为压型钢板，檩条采用卷边槽形冷弯型钢 $100 \times 50 \times 15 \times 2.5$ ，两面坡排水，屋面坡度 4% 。杆件采用钢管，节点为螺栓球节点，钢材采用 Q235，高强度螺栓性能等级为 10.9S。

(二) 几何尺寸

网格数： $n = 9 \times 9$ ；

网格尺寸： $a = 3\text{m} \times 3\text{m}$ ；

网架高度： $h = 2.121\text{m}$ ，跨高比 $L_2/h = 12.73$ 。

网架平面布置见图 7-4-102。

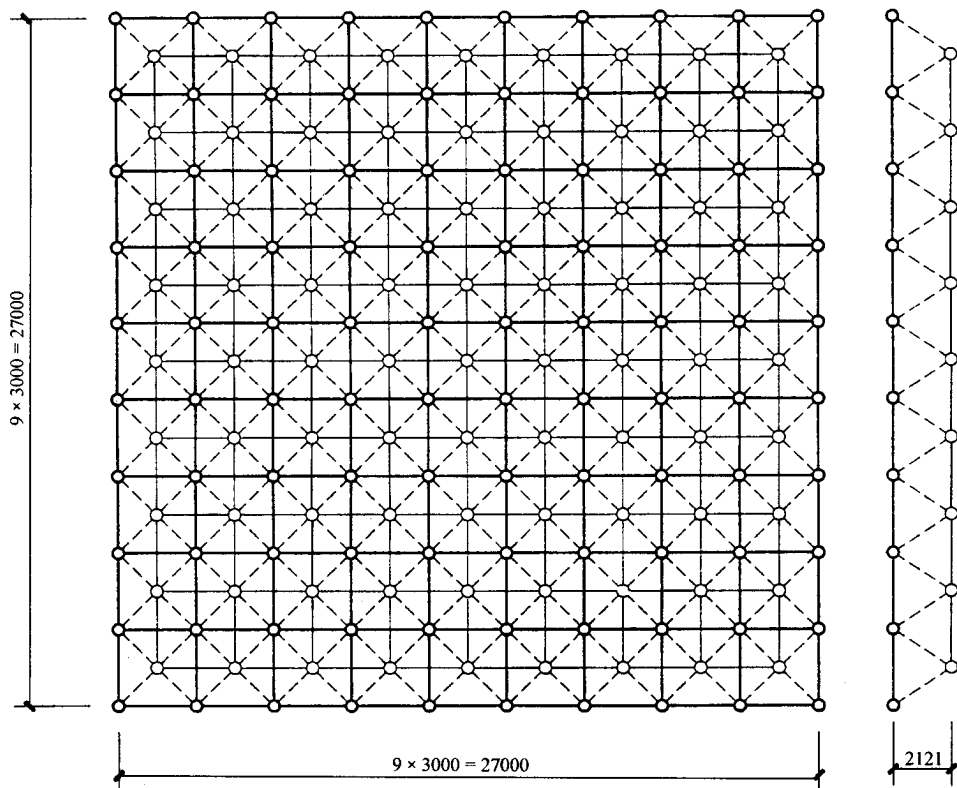


图 7-4-102 WJ-1 平面布置图

(三) 荷载

1. 永久荷载标准值 (对水平投影面)

板及保温层	0.30
檩条	0.05
悬挂设备	0.10

0.45kN/m²

结构分析时, 悬挂设备荷载均考虑作用在下弦节点上。

2. 可变荷载标准值

屋面均布活荷载为 0.30kN/m², 雪荷载为 0.25kN/m², 计算时取两者的较大值 0.30kN/m²。

(四) 杆件内力

杆件内力设计值见图 7-4-103。

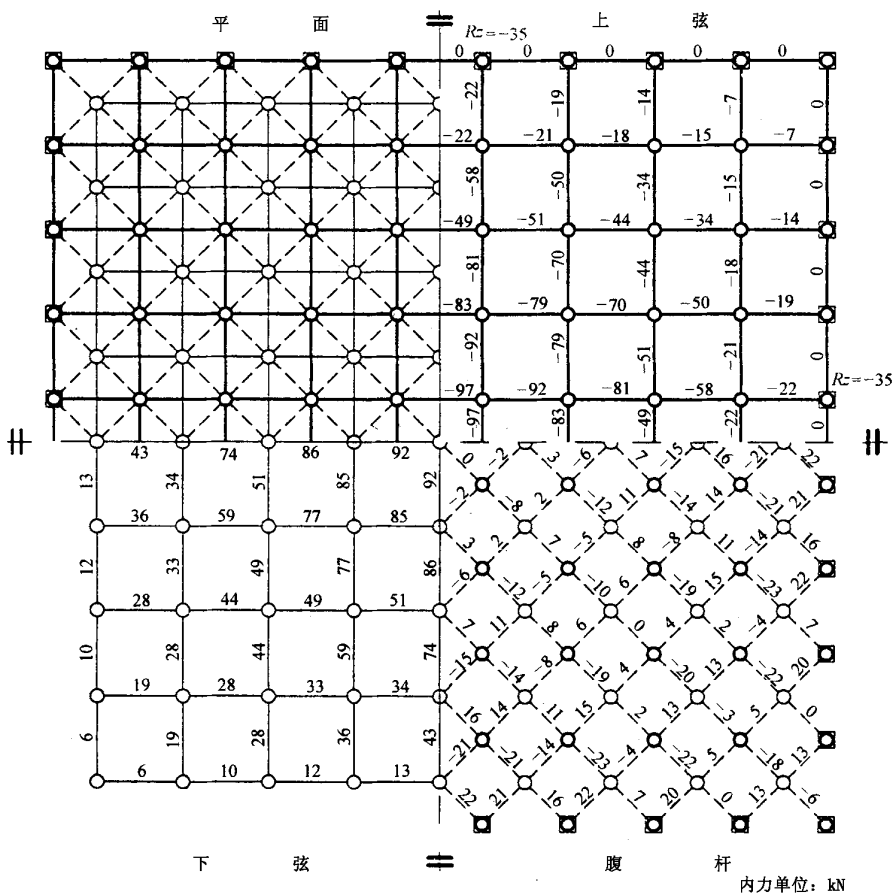


图 7-4-103 WJ-1 杆件内力图

(五) 杆件和节点截面选择

图 7-4-104 列出杆件和节点的编号, 表 7-4-11 列出了相应的截面规格。

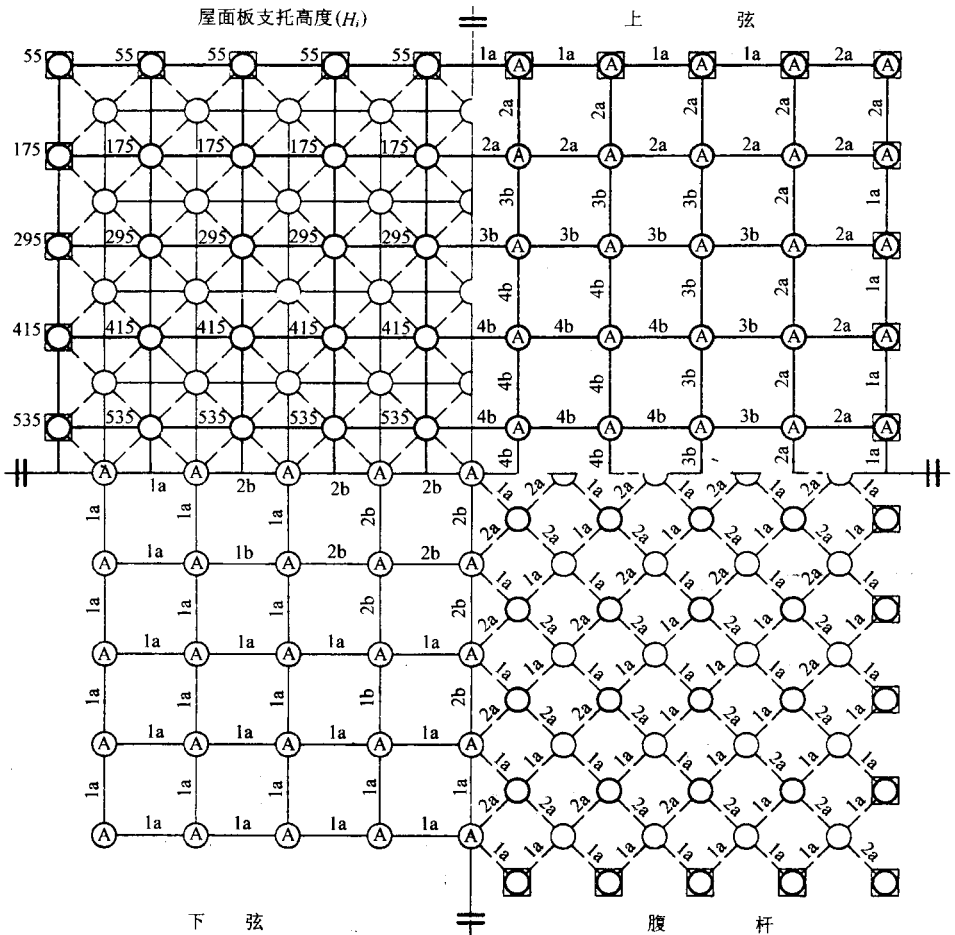


图 7-4-104 WJ-1 杆件和节点编号图

表 7-4-11

WJ-1 材料表														
1. 杆件					3. 封板, 锥头									
序号	杆件规格 (mm)	数量 (个)	下料长度总计 (m)	合重 (kg)	封板序号	外长 × 厚度 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)	锥头序号	外径 × 长度 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)
1	φ48 × 2.5	332	938.8	2634	1	48 × 14	664	0.25	166.0	1	76 × 60	88	1.50	132.0
2	φ60 × 3	232	655.8	2766	2	60 × 14	464	0.36	167.0	2	89 × 70	80	2.20	176.0

WJ-1 材料表

WJ-1 材料表																
3	φ76×3.5	44	119.9	751												
4	φ89×4	40	108.2	908												
				7057							333					308
2. 螺栓，螺母										4. 螺栓球						
编号	螺栓	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)	螺 母 (对边/孔径) (mm)	长度 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)	编 号	直径 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)		
a	M16	1056	0.10	105.6	27/17	30	1056	0.15	157.0	A	100	181	4.11	743.9		
b	M20	240	0.25	60.0	32/21	35	240	0.24	58.5					744		
				106					216	用钢量：12.10kg/m ²						

说明：1. 杆件和节点编号图中杆件编号中第一个数字表示截面尺寸，第二个英文字母表示配合的高强螺栓编号；

2. 螺栓球编号仅表示球直径。

(六) 挠度

根据计算结果，理论挠度值为 $42.3\text{mm} < L_2/250 = 108\text{mm}$ 。

九、正放抽空四角锥网架 (WJ-2)

设计资料、几何尺寸及荷载均与前相同。网架平面布置见图 7-4-105。

(一) 杆件内力

杆件内力设计值见图 7-4-106。

(二) 杆件和节点截面选择

图 7-4-107 列出杆件和节点的编号，表 7-4-12 列出了相应的截面规格。

(三) 挠度

根据计算结果，理论挠度值为 $47.0\text{mm} < L_2/250 = 108\text{mm}$ 。

与正放四角锥网架相比，在其他条件相同的情况下，正放抽空四角锥网架的用钢量可减少 10% 左右，但整体刚度降低。

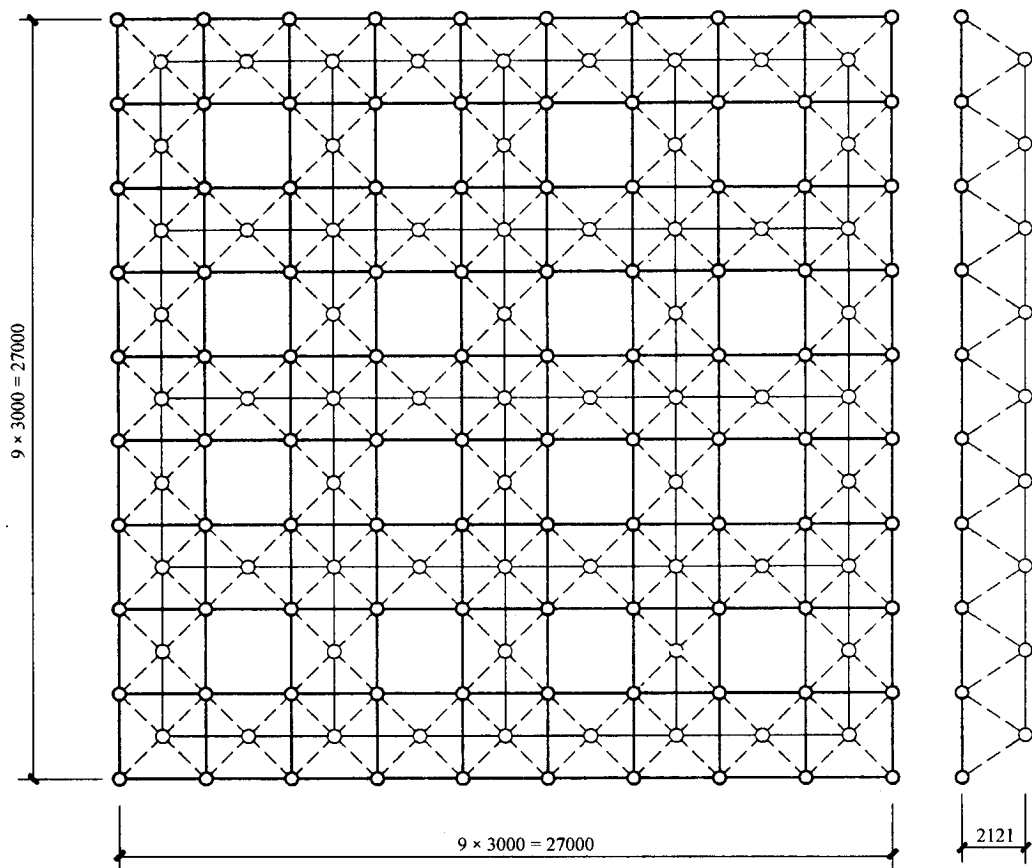


图 7-4-105 WJ-2 平面布置图

第四章 网架钢结构设计施工实例与图集

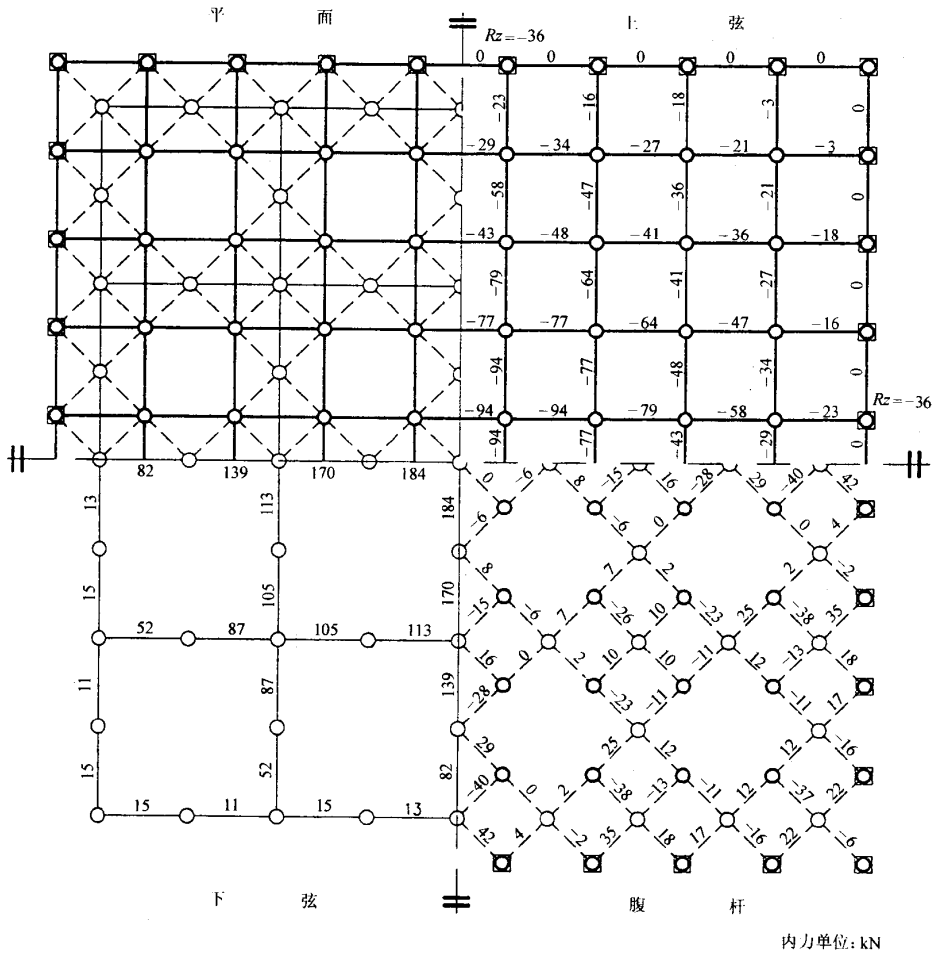


图 7-4-106 WJ-2 杆件内力图

表 7-4-12

WJ-2 材料表														
1. 杆件					2. 螺栓, 螺母									
序号	杆件规格 (mm)	数量 (个)	下料长度总计 (m)	合重 (kg)	编号	螺栓	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)	螺母 (对边/孔径) (mm)	长度 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)
1	φ48 × 2.5	192	543.0	1523	a	M16	728	0.10	72.8	27/17	30	728	0.15	108.3
2	φ60 × 3	184	520.2	2194	b	M20	272	0.25	68.0	32/21	35	272	0.24	66.3
3	φ76 × 3.5	104	283.8	1776	c	M22	16	0.30	4.8	36/23	35	16	0.31	4.9
4	φ89 × 4	40	108.1	907	d	M27	24	0.56	13.4	45/28	42	24	0.58	13.9

WJ-2 材 料 表																
					6400						159					
3. 封板, 锥头										4. 螺栓球						
封板 序号	外径×厚度 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)	锥头 序号	外径×长度 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)	编 号	直径 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)		
1	48×14	384	0.25	96.0	1	76×60	200	1.50	300.0	A	100	165	4.11	678.2		
2	60×14	368	0.36	132.5	2	89×70	80	2.20	176.0					678		
3	76×16	8	0.57	4.6												
					233						用钢量: 11.16kg/m ²					

- 说明: 1. 杆件和节点编号图中杆件编号中第一个数字表示截面尺寸, 第二个英文字母表示配合的高强螺栓编号;
2. 杆件 $\phi 70 \times 3.5$, 当配合螺栓为 M22 时采用封板, 其余采用锥头;
3. 螺栓球编号仅表示球直径。

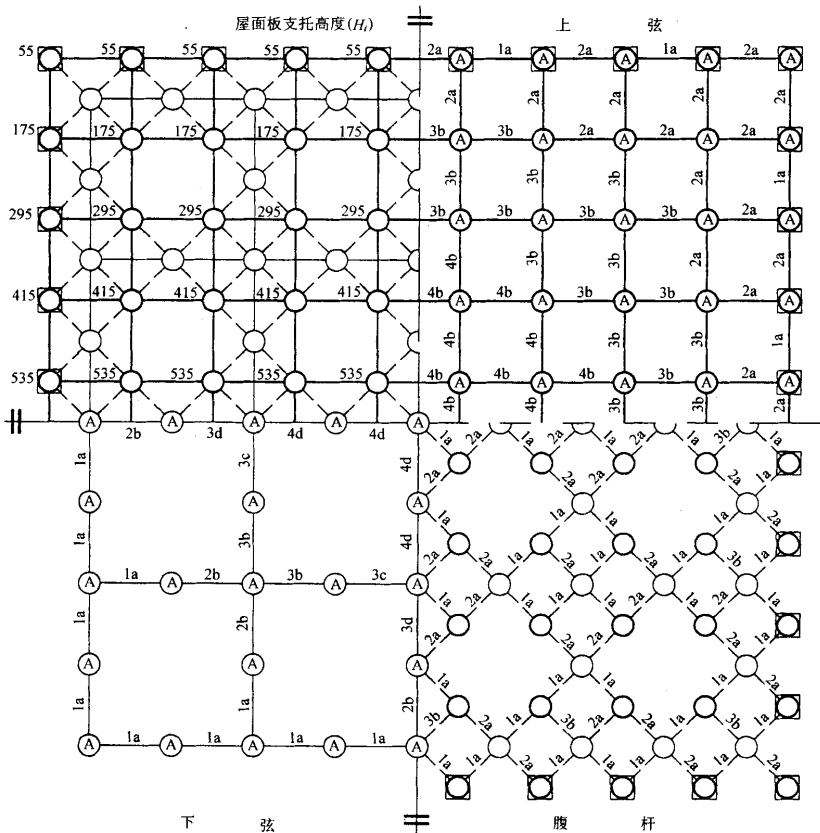


图 7-4-107 WJ-2 杆件和节点编号图

十、斜放四角锥网架 (WJ-3)

(一) 设计资料

平面尺寸为 $24\text{m} \times 30\text{m}$ 的斜放四角锥网架，周边支承。屋面板为太空网架板，两面坡排水，屋面坡度 3% 。杆件采用钢管，节点为螺栓球节点，钢材采用 Q235，高强度螺栓性能等级为 10.9S。

(二) 几何尺寸

网格数： $n = 8 \times 10$ ；

网格尺寸：下弦网格 $a = 3\text{m} \times 3\text{m}$

上弦网格 $a = 2.121\text{m} \times 2.121\text{m}$

网架高度： $h = 2.0\text{m}$ ，跨高比 $L_2/h = 12$ 。

网架平面布置见图 7-4-108。

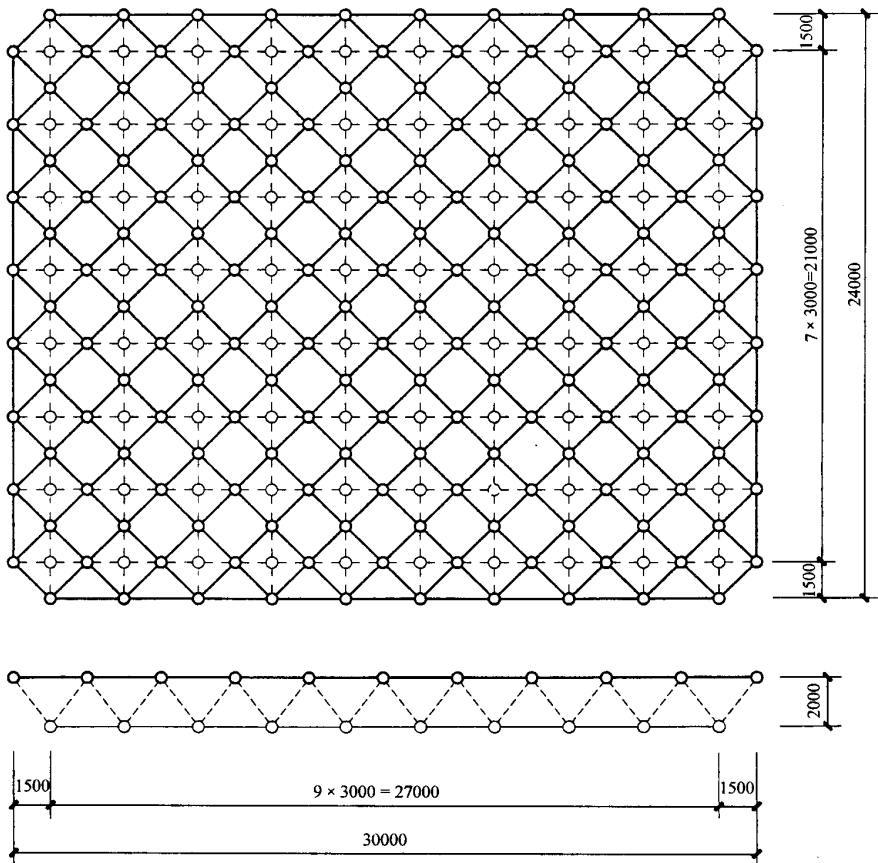


图 7-4-108 WJ-3 平面布置图

(三) 荷载

1. 永久荷载标准值 (对水平投影面)

板及板缝	0.65
防水层	0.10
悬挂设备	0.10
0.85kN/m ²	

2. 可变荷载标准值

屋面均布活荷载为 0.50kN/m²，雪荷载为 0.30kN/m²，计算时取两者的较大值 0.50kN/m²。

(四) 杆件内力

杆件内力设计值见图 7-4-109。

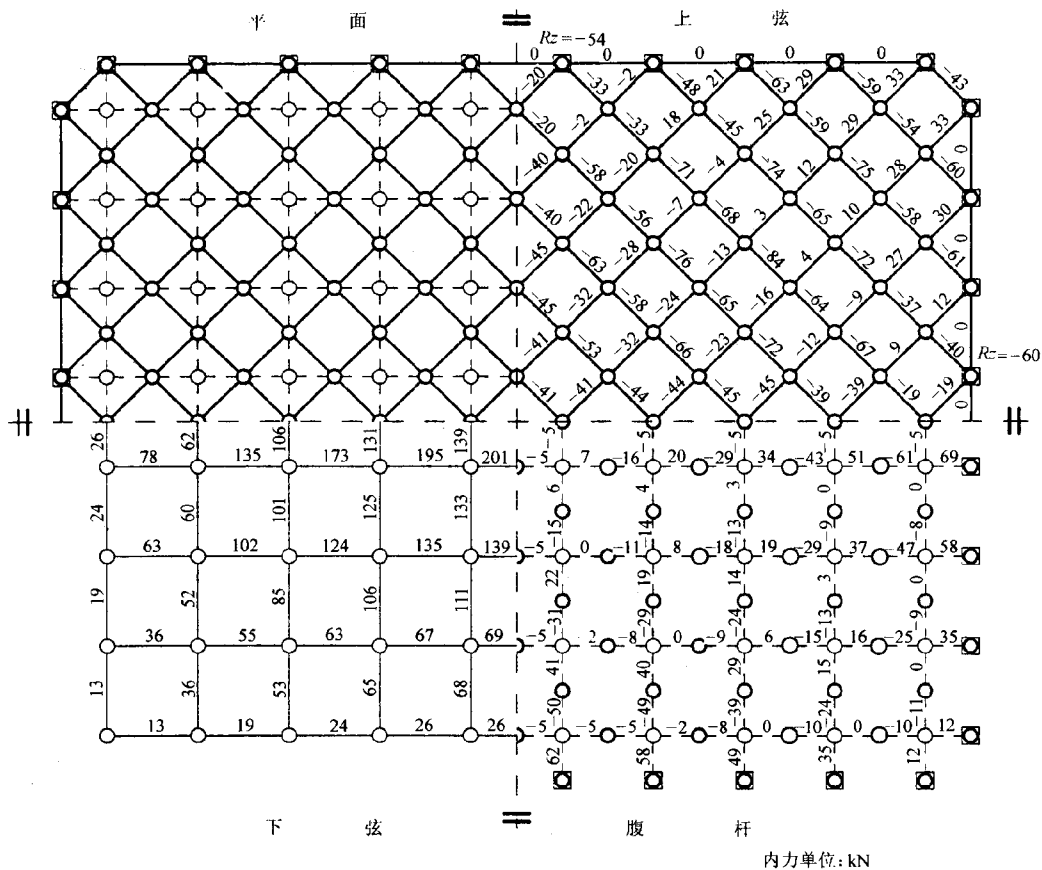


图 7-4-109 WJ-3 杆件内力图

(五) 杆件和节点截面选择

图 7-4-110 列出杆件和节点的编号, 表 7-4-13 列出了相应的截面规格。

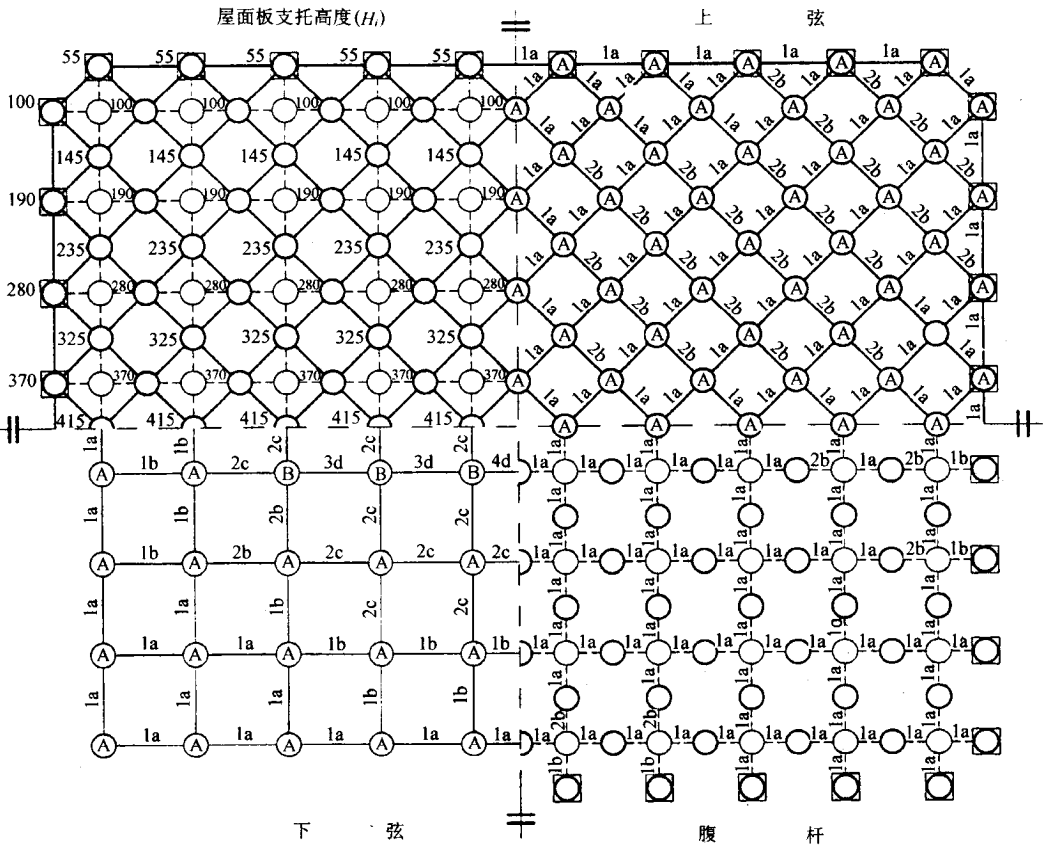


图 7-4-110 WJ-3 杆件和节点编号图

(六) 挠度

根据计算结果, 理论挠度值为 $46.4\text{mm} < L_2/250 = 96\text{mm}$ 。

表 7-4-13

WJ-3 材料表														
1. 杆件					3. 封板, 锥头									
序号	杆件规格 (mm)	数量 (个)	下料长度总计 (m)	合重 (kg)	封板 序号	外长×厚度 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)	锥头 序号	外径×长度 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)
1	φ60×3	640	1465.8	6182	1	60×14	1280	0.36	460.8	1	76×60	328	1.50	492.0
2	φ76×3.5	164	348.5	2181						2	89×70	16	2.20	35.2

WJ-3 材料表

WJ-3 材料表														
3	φ89×4	8	21.4	180						3	102×70	4	3.20	12.8
4	φ102×4	2	5.4	52					461					540
				8595										
2. 螺栓, 螺母										4. 螺栓球				
编号	螺栓	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)	螺 母 (对边/孔径) (mm)	长度 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)	编号	直径 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)
a	M16	1176	0.10	117.6	27/17	30	1176	0.15	174.9	A	100	246	4.11	1011.1
b	M20	360	0.25	90.0	32/21	35	360	0.24	87.7	B	110	12	5.47	65.6
c	M24	72	0.40	28.8	38/25	42	72	0.41	29.7					1077
d	M30	20	0.75	15.0	48/31	45	20	0.71	14.1					用钢量: 15.69kg/m ²
				251					306					

说明: 1. 杆件和节点编号图中杆件编号中第一个数字表示截面尺寸, 第二个英文字母表示配合的高强螺栓编号;

2. 螺栓球编号仅表示球直径。

十一、棋盘形四角锥网架 (WJ-4)

(一) 设计资料

平面尺寸为 21m×27m 的棋盘形四角锥网架, 周边支承。屋面板为太空网架板, 两面坡排水, 屋面坡度 3%。杆件采用钢管, 节点为螺栓球节点, 钢材采用 Q235, 高强度螺栓性能等级为 10.9S。

(二) 几何尺寸

网格数: $n = 7 \times 9$;

网格尺寸: $a = 3\text{m} \times 3\text{m}$;

网架高度: $h = 1.9\text{m}$, 跨高比 $L_2/h = 11.05$ 。

网架平面布置见图 7-4-111。

(三) 荷载

1. 永久荷载标准值 (对水平投影面)

板及板缝 0.65

防水层 0.10

悬挂设备 0.10

0.85kN/m²

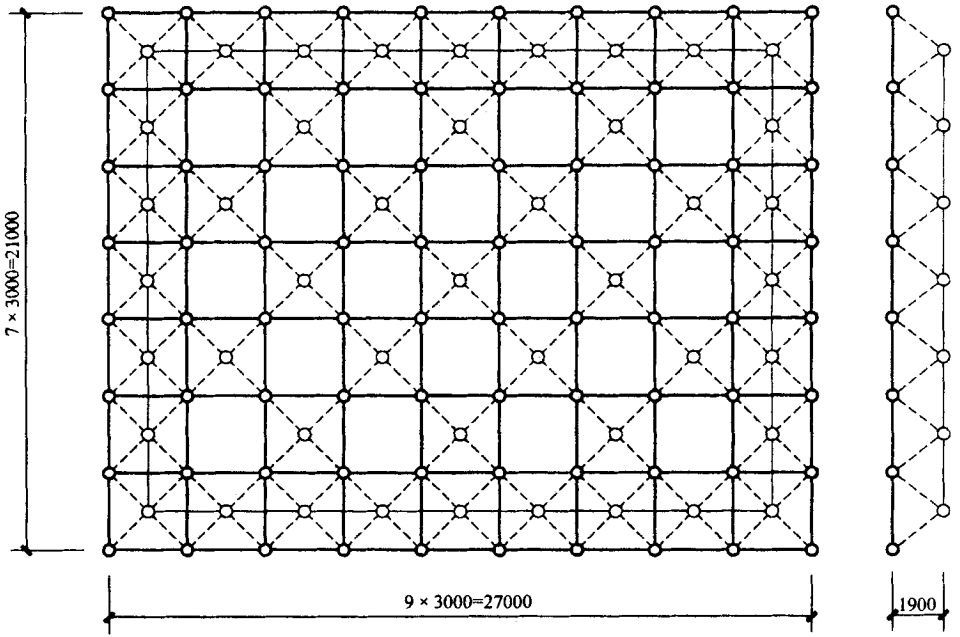


图 7-4-111 WJ-4 平面布置图

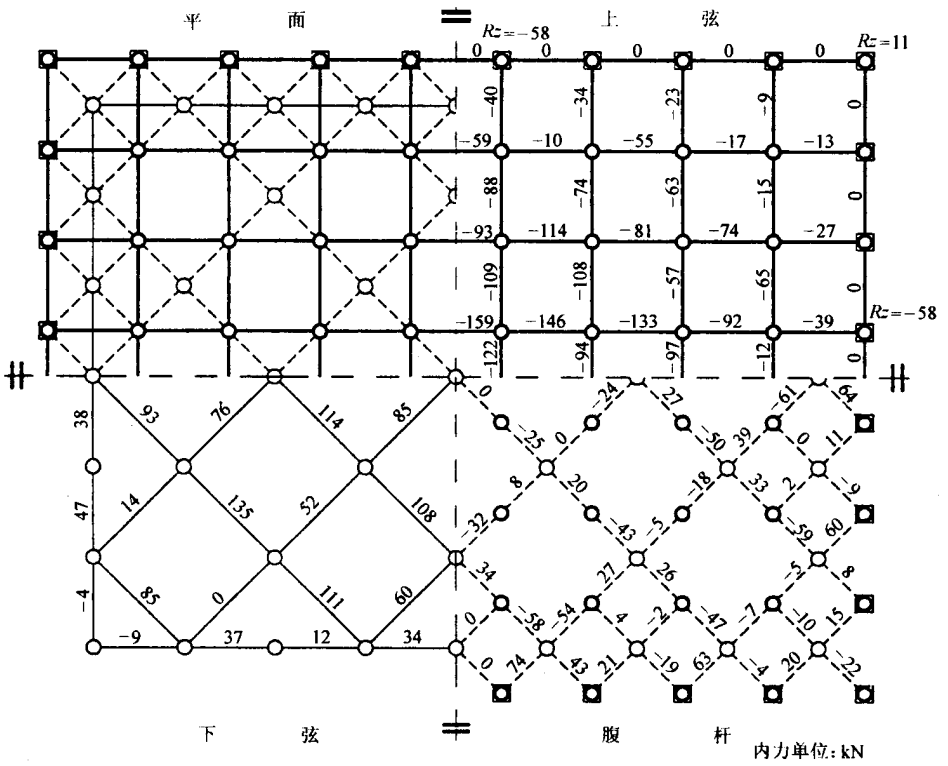


图 7-4-112 WJ-4 杆件内力图

2. 可变荷载标准值

屋面均布活荷载为 0.50kN/m^2 ，雪荷载为 0.30kN/m^2 ，计算时取两者的较大值 0.50kN/m^2 。

(四) 杆件内力

杆件内力设计值见图 7-4-112。

(五) 杆件和节点截面选择

图 7-4-113 列出杆件和节点的编号，表 7-4-14 列出了相应的截面规格。

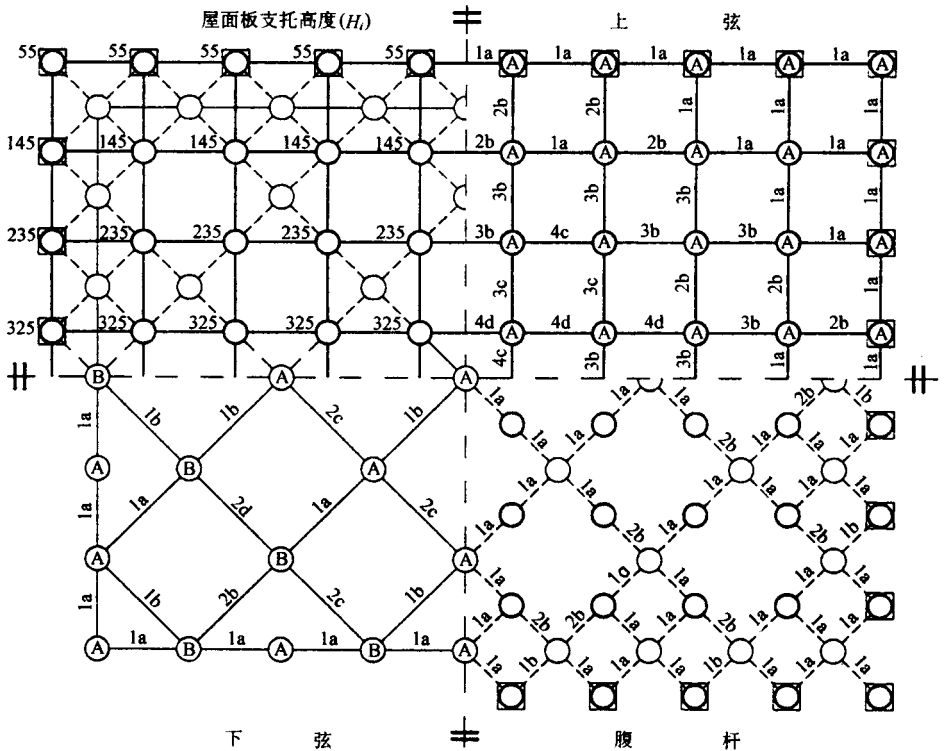


图 7-4-113 WJ-4 杆件和节点编号图

表 7-4-14

WJ-4 材料表														
1. 杆件					3. 封板, 锥头									
序号	杆件规格 (mm)	数量 (个)	下料长度总计 (m)	合重 (kg)	封板 序号	外长×厚度 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)	锥头 序号	外径×长度 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)
1	φ60×3	270	774.1	3265	1	60×14	540	0.36	194.4	1	76×60	140	1.50	210.0

WJ-4 材料表

WJ-4 材料表														
2	φ76×3.5	74	222.2	1391	2	76×16	8	0.57	4.6	2	89×70	76	2.20	167.2
3	φ89×4	38	102.8	862						3	102×70	320	3.20	102.4
4	φ102×4.5	16	43.2	467					199					480
				5985										
2. 螺栓, 螺母										4. 螺栓球				
编号	螺栓	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)	螺 母 (对边/孔径) (mm)	长度 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)	编号	直径 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)
a	M16	468	0.10	46.8	27/17	30	468	0.15	69.6	A	100	107	4.11	439.8
b	M20	248	0.25	62.0	32/21	35	248	0.24	60.4	B	120	18	7.10	127.8
c	M22	52	0.30	15.6	36/23	35	52	0.31	16.0					568
d	M27	28	0.56	15.7	45/28	42	28	0.58	16.2					
				140					162	用钢量: 13.29kg/m ²				

- 注: 1. 杆件和节点编号图中杆件编号中第一个数字表示截面尺寸, 第二个英文字母表示配合的高强螺栓编号;
 2. 杆件 φ76×3.5, 当配合螺栓为 M27 时采用封板, 其余采用锥头;
 3. 螺栓球编号仅表示球直径。

(六) 挠度

根据计算结果, 理论挠度值为 $41.6\text{mm} < L_2/250 = 84\text{mm}$ 。

十二、正放四角锥网架 (有吊车) (WJ-5)

(一) 设计资料

平面尺寸为 $24\text{m} \times 36\text{m}$ 的正放四角锥网架, 周边支承。设有一台 3t 悬挂吊车, 跨度 15m。屋面板为太空网架板, 两面坡排水, 屋面坡度 3%。杆件采用钢管, 节点为螺栓球节点, 钢材采用 Q235, 高强度螺栓性能等级为 10.9S。

(二) 几何尺寸

网格数: $n = 8 \times 12$;

网格尺寸: $a = 3\text{m} \times 3\text{m}$;

网架高度: $h = 2.121\text{m}$, 跨高比 $L_2/h = 11.32$ 。

网架平面布置见图 7-4-114。

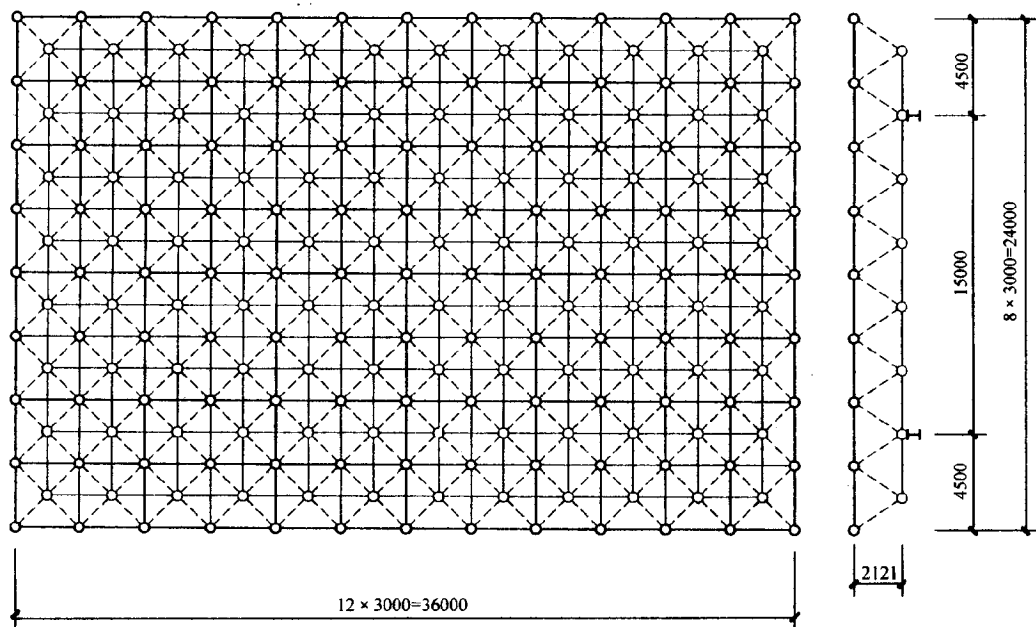


图 7-4-114 WJ-5 平面布置图

(三) 荷载

1. 永久荷载标准值 (对水平投影面)

板及板缝	0.55
防水层	0.10
悬挂设备	0.10
	0.75kN/m ²

2. 可变荷载标准值

屋面均布活荷载为 0.50kN/m^2 ，雪荷载为 0.40kN/m^2 ，计算时取两者的较大值 0.50kN/m^2 。

吊车最大轮压 $P_{k\max} = 21.74\text{kN}$ ，最小轮压 $P_{k\min} = 5.24\text{kN}$ ，其中包括纵向轨道自重。

(四) 杆件内力

杆件内力设计值见图 7-4-115。

(五) 杆件和节点截面选择

图 7-4-116 列出杆件和节点的编号，表 7-4-15 列出了相应的截面规格。

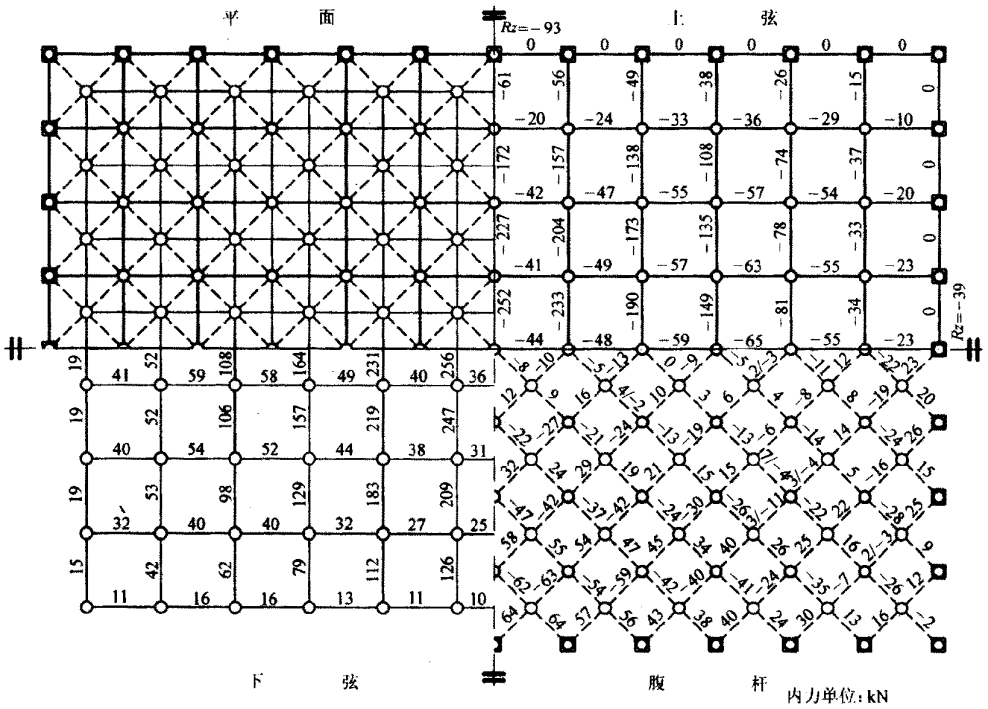


图 7-4-115 WJ-5 杆件内力图

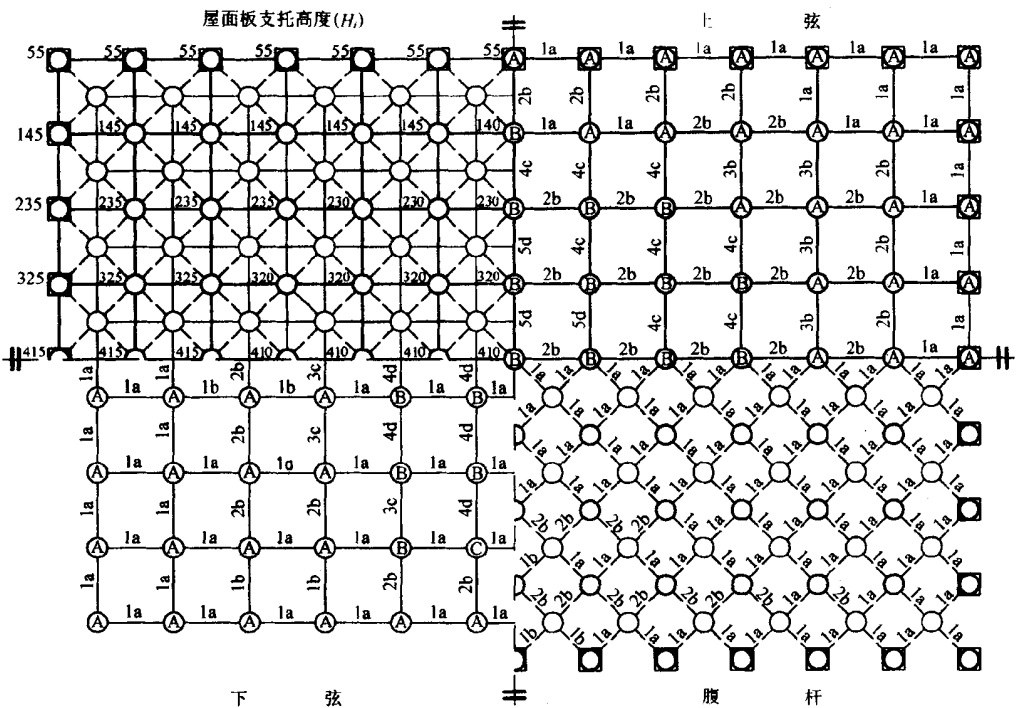


图 7-4-116 WJ-5 杆件和节点编号图

(六) 疲劳计算

吊车荷载作用下的应力幅值较小，经计算满足《钢结构设计规范》的要求。

(七) 挠度

根据计算结果，理论挠度值为 $41.3\text{mm} < I_2/250 = 96\text{mm}$ 。

表 7-4-15

WJ-5 材料表														
1. 杆件					3. 封板, 锥头									
序号	杆件规格 (mm)	数量 (个)	下料长度总计 (m)	合重 (kg)	封板 序号	外长×厚度 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)	锥头 序号	外径×长度 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)
1	φ60×3	534	1509.2	6369	1	60×14	1068	0.36	384.5	1	76×60	308	1.50	462.0
2	φ76×3.5	154	419.4	2625						2	89×70	52	2.20	114.4
3	φ89×4	26	70.1	587						3	114×70	92	3.20	294.4
4	φ114×4.5	46	123.5	1501						4	133×90	16	5.00	80.0
5	φ133×5	8	21.1	333										
				11415					384					951
2. 螺栓, 螺母										4. 螺栓球				
编号	螺栓	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)	螺 母 (对边/孔径) (mm)	长度 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)	编 号	直径 (mm)	数量 (个)	单重 (kg)	合重 (kg)
a	M16	1012	0.10	101.2	27/17	30	1012	0.15	151.8	A	100	156	4.11	641.2
b	M22	396	0.30	118.8	36/23	35	396	0.31	122.8	B	110	53	5.47	289.9
c	M27	80	0.56	44.8	45/28	42	80	0.58	46.4	B	120	4	7.10	28.4
d	M33	48	0.98	47.0	52/34	47	48	0.86	41.3				960	
				312					362	用钢量: 16.65kgm ²				

说明: 1. 杆件和节点编号图中杆件编号中第一个数字表示截面尺寸, 第二个英文字母表示配合的高强螺栓编号;

2. 螺栓球编号仅表示球直径。

十三、福井太阳穹顶

(一) 设计思想及结构特点

太阳穹顶是 1995 年世界体操锦标赛福井县靖江会场和世界杯排球赛的主会场, 比赛后可以作为市民举行活动的多功能设施。建筑物的所在地是日本屈指可数的多雪地

域。此穹顶在严峻的自然条件中，既要适合地域特点，又要尽可能设计出鲜明的造型。

1. 基于堆雪型的网壳穹顶方案，追求其合理性及优美的造型

大量积雪从穹顶滑落是非常危险的，并且在建筑物周围预留积雪空间对建筑方案设计也有很多不利的因素。因此福井太阳穹顶设计成堆雪型的屋盖，它能把落在穹顶上的积雪完全保留住。在与结构体系相一致的前提下，对立体形式进行建筑方案设计，在建筑家与结构家紧密配合下，设计出了适合“雪国”特点的建筑造型。

2. 适合内部空间设计的铸钢节点的开发

设计连接下弦杆的铸钢节点，在确保传递穹顶应力的同时，也考虑到满足内部空间装饰的需要。

3. 利用攀达穹顶结构方法进行建造

考虑到施工安全性，工期，经济性等方面的优势，采用攀达穹顶结构方法。

4. 不产生温度应力，并且能合理地抵抗风荷载及地震力

采用攀达穹顶结构方法，在柱头柱脚设置铰节点，温度应力变为零。

5. 不使用 2 次杆件

根据蒙皮结构理论开发了漏斗型屋面板，利用了屋顶堆雪部分屋面板的立体特性，把这部分做成预制的蒙皮结构。

福井太阳穹顶由支持网壳的外围结构，网壳外周部分和中央排气孔三个部分构成。外周结构部分由支持屋顶结构体的 64 根柱子和 32 组、64 根支撑及拉环构成。在大跨度结构体上避免温度应力，而没有约束由温度变化产生的变形，结构体系具有能够“呼吸”的细节是一大要点。

福井太阳穹顶中，由于柱头和柱脚均为铰接，穹顶在射线方向上用滚轴支承，因此，由于消除了对温度变形的约束，结构不会受有害的影响，而且这些铰还是此建筑物采用的攀达穹顶结构法的重要组成部分。

由于其它外部原因产生的水平推力能由攀达穹顶和支承顺利圆滑地传递到下部结构。

拉环是处理穹顶推力的最重要的构件，在本结构中还兼有支持穹顶外周结构的大梁的作用，这是它的一个特征。穹顶外周部分由空间网壳构成。网格构成以四面体为基础，二组斜杆分别沿铅垂面和水平面配置，屋面板沿着这些斜杆和上弦杆而设置。

网格的下弦杆是钢管，上弦杆和斜杆使用日型钢，下弦节点采用铸钢节点。中央排气孔部分主要用于设备空间。在排气孔的最外周配置了压力环。在中央排气孔部分，上、下弦杆和大部分斜杆由 H 型钢构成，斜杆的一部分使用了由高强度钢制成的构件。

（二）结构细部

攀达穹顶结构法的 3 组铰线是福井太阳穹顶的特征之一。其中第一铰线设置在压力环附近，第二铰线设置在拉环附近，第三铰线设置在柱脚。在建设时使用攀达穹顶结构法，保留了能自由转动的三条铰线上的铰节点，不仅避免了使用中的温度应力，也成为结构体系的一种发展。

另一个细部特征是使用了较多的铸钢节点。一般的，铸钢节点可产生普通钢结构所没有的形状任意性，较多地使用在许多杆件交汇于一点的情况下，从而顺利地进行力的传递，在这个建筑物上，更进一步，铸钢节点成为表现内部空间设计的要素。从这一意图出发，为充分体现天花板表面的装饰功能，经过多方案比较后决定在下弦采用铸钢节点。

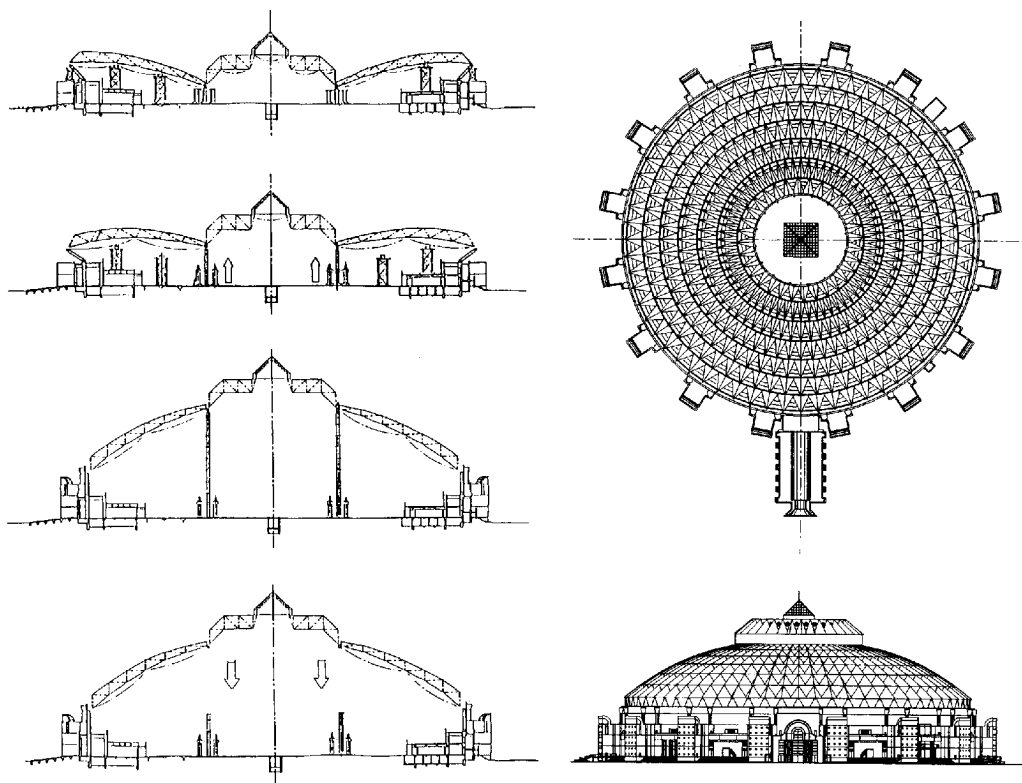


图 7-4-117 施工过程图解

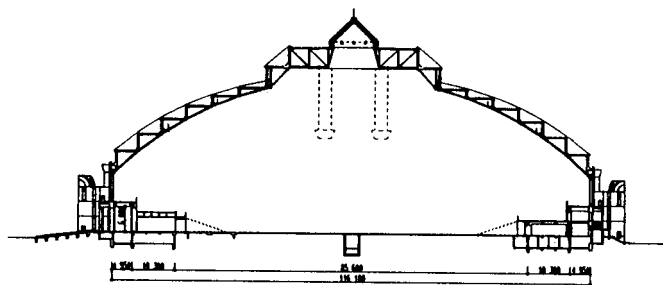


图 7-4-118 结构平、立、剖面

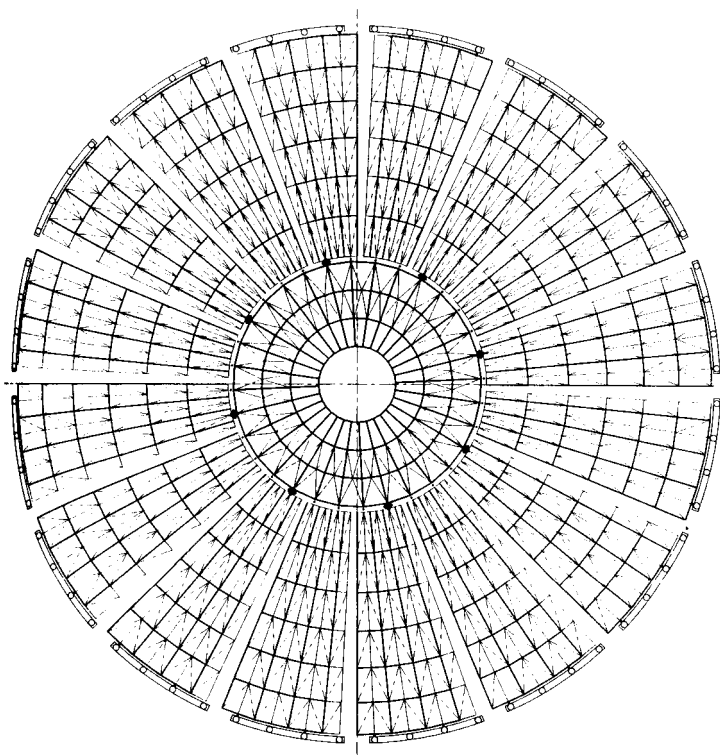


图 7-4-119 屋顶平面

十四、北九州麦笛亚竞技场

(一) 建筑概要

1948 年在北九州市小仓赛车场举行了日本首次自行车赛车，因此北九州市被誉为日本自行车赛车的发祥地。为了重建小仓赛车场，北九州市于 1994 年提出了一个多功能竞技场的建设方案。其建设目的以赛车为主又可进行多种体育活动，市民游览活动和工商业展览等。该方案要求采用影像和信息通讯等现代化多媒体系统。由日本菊竹清训建筑设计事务所为代表，不动建设株式会社，前田建设工业株式会社，NTT DATA，株式会社电通，松下电器为主体的组合体中标主持了该工程的设计与施工。

这个多媒体多功能竞技场（Kitakyusyu Media Dome，本文称之为麦笛亚竞技场）位于日本北九州市小仓车站南 2 公里处。总建筑面积为 91686m^2 ，总建筑费用为 300 亿日元。建筑平面成椭圆形，其长轴为 208m、短轴为 145m。大空间屋顶为扁平网壳，相对于长轴的高跨比为 0.12，相对于短轴的高跨比只有 0.08，建筑物的总高度为 53.805m。竞技场内有固定观众席 7870 席位，可动观众席 5130 席位，最大客容量为 2 万人。流线

形的大空间屋顶使人联想起自行车赛车头盔，具有速度感，又象征着北九州市的前进和发展。

一层地面为多功能场地，赛车跑道设于二层。这样，二层的自行车训练和一层的多功能场地可独立使用，互不干扰。在一层竞技场周边设有可动式看台，其中有 8 台为气垫式移动看台。二层赛车跑道周边也设有 8 台气垫式移动看台。这些可动式看台可根据使用要求移动到指定位置或隐藏于主体结构之中。竞技场内设有多媒体情报通讯设备，现代化的游艺设备和健身活动场所等，为市民们提供了一个多功能的游览和聚众活动场所。

自行车赛车跑道周长为 400m，弯道处的最大倾斜角度约为 34 度，是目前世界上最大的室内自行车赛车场。设计最大赛车速度为 15.1m/s。

（二）屋顶结构

屋顶结构由屋顶主体网壳和周边网架结构组成。屋顶网壳的形状是由铅锤方向的椭圆筒曲面切割圆球面而成。其球面半径为 214.5m，椭圆的长轴为 205.6m，短轴为 142.6m。

如图 7-4-122 所示屋顶网壳由上下两层网格及连接其两者间的垂直和斜向杆件组成。上下层网格均为近似正方形的菱形，上层网格边长 4.5m，下层网格边长 6m，两者间距为 3m。上下网格均采用工字钢（参见表 7-4-16），上层网格杆件沿长短主轴方向布置，以传递轴力为主。下层网壳和上层网格交叉布置（成 45 度角），使整个网壳的内力得以分散传递。环网壳周边设有三角形的边界结构，其长边的边长约为 5.3m，用来抵抗和约束网壳传来的推力。从而，整个屋顶的主体结构具有独立性，自成一体。这种自成一体又以传递轴力为主的结构体系是由菊竹清训和已故松井源吾博士提出的，被称为轴力网壳体系。

三角形边界结构的下部有 128 个支点和 256 根斜向钢管支柱。斜向支柱的上下两端采用钢板接点，以此吸收节点的旋转和水平变位。这种技术被称为 Plate hinge（本文称之为钢板铰）。两端带有钢板铰的支柱实现了屋顶的铰支座，这种技术被称为 pin column（本文称之为钢板铰支柱）。钢板铰支柱可以吸收温度变形，更重要的是可以大幅度地减小屋顶传至下部结构的风振和地震引起的水平荷载，从而减小了下部结构的断面尺寸。

钢板铰支柱的直径为 457mm。钢板铰为高性能钢板（容许强度 590N/mm²），厚度为 22mm，其连接均为焊接。

（三）下部结构

如图 7-4-124 所示，下部主体结构支承着屋顶结构同时又承载着看台等整个建筑。沿圆周方向设有 64 排柱子，各射线方向设有 2 列高层柱列和 1~2 列低层柱列。为了在确保结构刚性和强度的情况下减轻结构的自重，主体结构的柱子均采用钢管混凝土（CFT），其中一部分无防火涂层，显示出钢柱的质感和修长美感。由钢梁和看台结构连接于柱子之间，从而形成了一个刚性较大的框架结构体系。

各层楼板为现浇混凝土楼板，看台部分采用了预制混凝土构件。基础为现浇钢筋混凝土桩，桩深为 10~25m，桩的直径为 1.2~2.0m 不等。基础梁为劲性混凝土梁（SRC）和部分预应力钢筋混凝土梁。

（四）结构分析与设计概要

屋顶与主体结构的主要用材如表 7-4-16 所示。首先，用判定长细比的方法选用屋顶的结构型材。而后，对结构进行了多种载荷类型的静载和动载分析（包括非线性结构分析），将各部应力和位移控制在允许范围内。结构分析采用了整体结构的分析模型，其中，屋顶结构为弹性，下部结构为弹塑性分析模型。静载分析时的主要屋顶荷载如表 7-4-17 所示。

对整体结构进行了固有值分析，1 阶振型为屋顶的对称型上下振动，其自振周期为 0.71 秒。同时，对整体结构进行了上下和水平振动的地震反应分析，输入地震波分别为 ELCENTRO, TAFT, HACHINOHE，振动持续时间为 10~15 秒，衰减系数为刚度比例型（基频时为 0.02）。

根据设计和使用年数要求，地震分析分两个水平进行。水平一指在使用年数中可抵抗数次（中度）地震，水平二指的是在使用年数中可能遭遇到的（一次）强烈地震。两个水平的输入强度、指标和分析结果如表 7-4-18 所示。地震反应分析的各项指标均满足了设计要求和日本建筑基准法的要求。

（五）施工简介

1. 施工条件简介

该建筑的施工环境十分不利，而工期只有 27 个月，十分紧张。整个建筑用地如图 7-4-125 所示，建筑物几乎占满了整个用地。用地附近为民居、商业用地和河道，别无其他空地可供施工使用。建筑用地的下方埋设着九州电力公司的 6.6 万伏特高压电缆，在施工过程中不可使电缆受到任何损伤。几乎在建筑物中心部位的地下数米深处，存在着赛车场的原有地下污水处理厂（包括泵房、水道，沉淀池和动力设备等），在施工过程中该污水处理设备仍然进行正常工作，为施工作业带来了很大的不便。

在严重的施工场地不足和施工工期紧张的情况下，采取了尽量使用预制构件和工业成品，装修和主体结构工程协调并进等措施。

2. 钢管混凝土（CFT）的施工

下部主体结构采用了 238 根钢管混凝土柱。采用高流动性混凝土，在现场高压注入定位的钢管内。大部分柱子采用了压力泵注入法，即从一层底部将混凝土压送至 30 多米高的钢管柱内。泵的最大输出压力为 $82.6\text{kg}/\text{cm}^2$ ，压送速度为 $30\text{m}^3/\text{h}$ ，标准施工进度为 80m^3 （约 6 根柱）/天。为了满足建筑和外装修的要求，一部分柱子采用了柱顶浇灌混凝土的方法，即将混凝土通过输送管道从柱的顶部灌入钢管。

（3）屋顶网壳的施工

屋顶结构的施工过程如图 7-4-126 所示。先组合三角形边界结构，屋顶网壳分为

46 个块体在地面焊接组装，而后再将块体吊装组合于屋顶。每一个施工阶段和施工过程的细部都进行了严格的结构分析。同时，使用最不利的施工过程中的形态，对暴风 and 地震时的结构性能进行了分析。其中，输入地震荷载的最大加速度为 80gal。

为了把握施工过程的每一个阶段的实际性能，在组装过程中采用了 3 维的自动测量和控制系统。对屋顶支承千斤顶的撤去过程，包括节点的变位和结构的内力变化进行了严密的预测分析和实际测量。施工过程中采用了 60 台油压千斤顶和 11 组压力控制系统。千斤顶完全撤除后，屋顶顶部的实测竖向变位为 19.7cm，而预测分析值为 20.1cm，表明了分析的准确性和施工的精度。

表 7-4-16 主要结构用材一览表

部位	型材	材料
屋顶上下弦网格	H-250×250~H-344×348	SM490A
三角形边界结构	φ609.6×16~φ812.8×32	STK490
钢板铰支柱	φ457.2×16~φ457.2×27	STK490
铰接钢板	t=22.0mm	SA440B (590N/mm ²)
下部主体结构柱	φ863.6×19	STK490
混凝土		Fc=27~48MPa

注：材料标记符号为日本建筑结构用钢通用符号

表 7-4-17 屋顶设计用荷载

荷载种类		荷载	备考
屋面固定荷载	屋面装修	40kg/m ²	荷重值由计算机自动算出
	屋面次梁等	18kg/m ²	
	屋顶主体结构	150kg/m ²	
屋面荷载	速度压	307kg/m ²	依照日本建筑基准法
	风力系数	—	采用风洞试验的测定值
屋面活载		20kg/m ²	地震分析时采用 10kg/m ²
屋面雪载		60kg/m ²	积雪深度 30cm

表 7-4-18 地震分析参数

水平标准	可能遭遇的地震	设计目标	最大加速度	屋顶结构要求	下部结构要求
水平一	使用年数中数次遭遇的(中度)地震	维持建筑物的使用功能	200cm/sec ²	各部应力均在设计强度范围之内	层间位移 < 1/200 塑性率 < 1.0

第四章 网架钢结构设计施工实例与图集

水平标准	可能遭遇的地震	设计目标	最大加速度	屋顶结构要求	下部结构要求
水平二	使用年数中可能遭遇到的(一次)强烈地震	破坏时能使生命安全得以保障	400cm/sec ²	各部应力可达设计强度的1.1倍,但最大值小于破坏强度	层间位移 < 1/100 塑性率 < 2.0

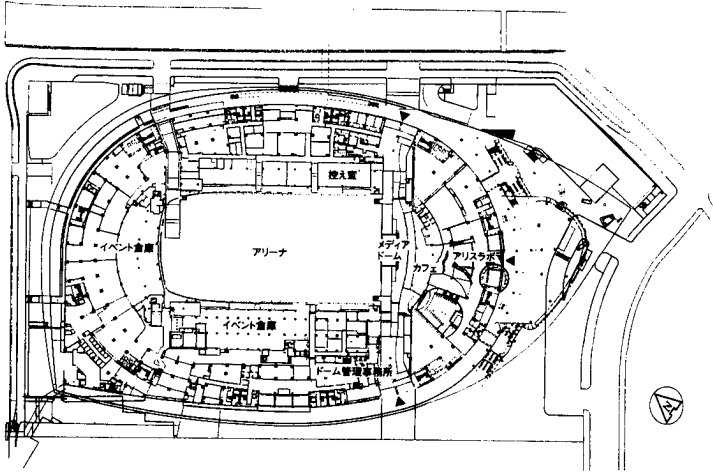


图 7-4-120 一层平面图

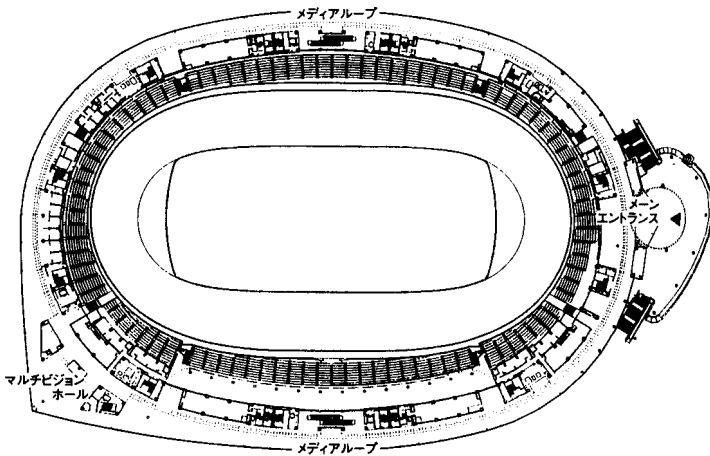


图 7-4-121 四层平面图

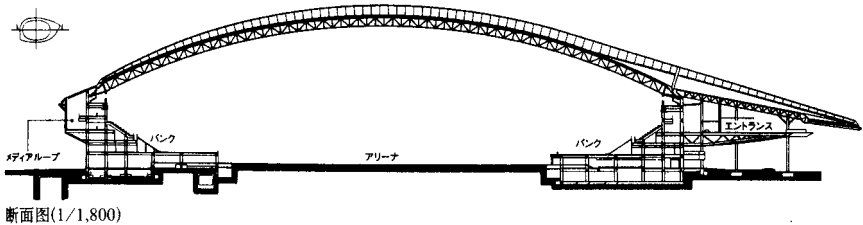


图 7-4-122 长轴剖面图

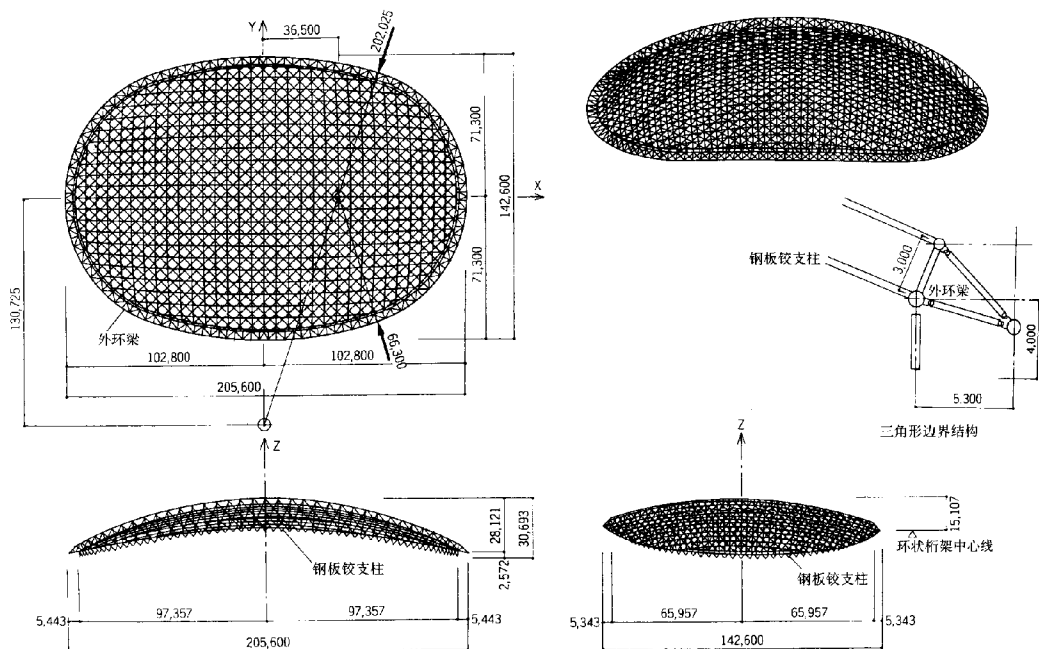


图 7-4-123 屋顶结构

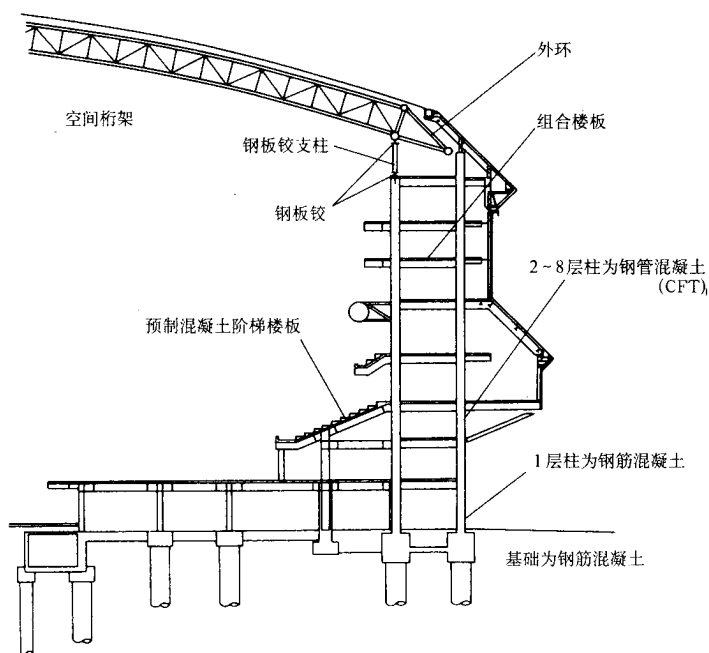


图 7-4-124 下部主体结构示意

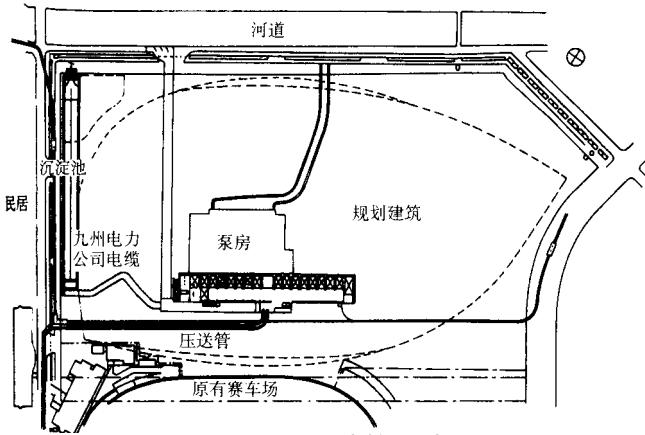


图 7-4-125 建筑用地平面

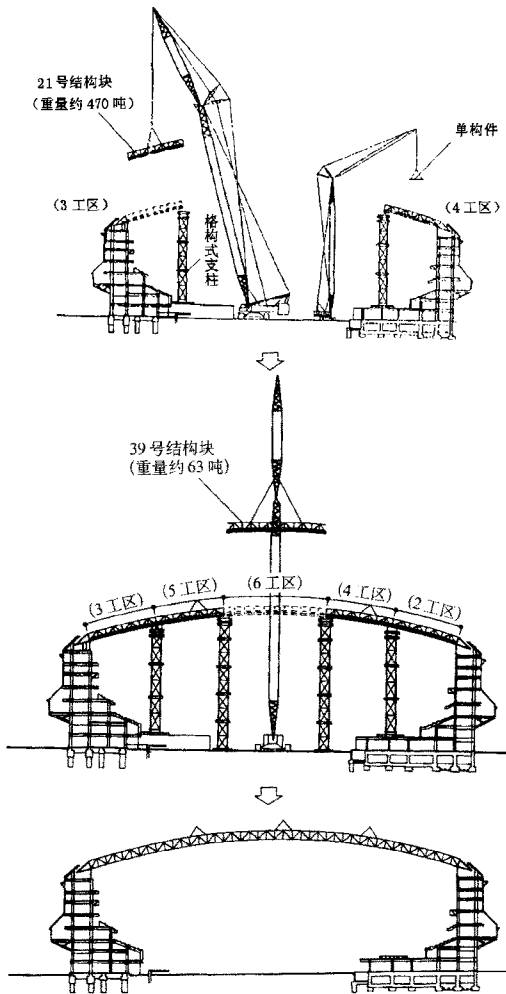


图 7-4-126 屋顶组装方法

十五、大分县体育公园主体育馆

(一) 设计意图

本设施是基于《大分县体育公园基本构想》，围绕 2000 年世界杯、第二次全国运动会的召开，为了实现终身体育与田径运动的振兴而以体育公园为中心设施所计划的。本设施与高尾山公园的相连山岭、遥相对应的丰后水道的优美景观、动植物生态系统和周围地区与城市共存。一方面本设施与历史、文化协调，另一方面考虑到是面向下世纪的设施，因此提议建成作为与县民关系密切的体育、艺术、文化交流及通信设施。体育馆的主体几何为球体的一部分，根据纯粹几何学完成的造形，是由功能型的移动屋顶系统形成的简单建筑，无论屋顶开启或关闭，都形成不变的有整体感的立体造形。看台部分大约有一半埋在地下，能减少噪音。球体与地面连接的部分用绿色覆盖，地平线处没有以前体育馆的压迫感，这是考虑到其对周围环境影响而采用的形式。顶部椭圆形的大开口让草坪受到最大限度的日照，田径场的结构轻快而有韵律感，创造出令人兴奋的空间，可以给选手以速度感。单纯化与抽象化的外形与自然平稳的起伏这具有戏剧性的共存给人以日本式的美感，而作为其媒体的技术也给人们一种戏剧性的预感。

(二) 结构特征

这个体育馆的一大特征是配备了开闭式屋顶，与屋顶行走路线相配的混合交叉拱形结构作为主要结构。拱形结构是能在连接节点直接传递荷载的抗震性能优越的结构。交叉拱形结构使用倒三角形的钢桁架，以确保此大跨度结构的刚度，同时，此结构能够用轴力方式传递内力。拱形结构上方的固定屋顶为三角形钢结构桁架，在支承屋顶装饰材料荷载的同时，还可以提供水平方向的面内刚度和承受水平方向的荷载。移动屋顶分为两部分，均为由 25 台移动台车铰接支承的三角形网格的网壳结构。考虑到屋顶开关时伴随的移动屋顶的变形以及为了减少地震反应，在移动屋顶与行走台车之间配置了滑动支承、水平弹簧和气闸。对于拱形结构特有的侧向压力，将一楼环状的地板作为拉力环来承受。屋顶采用横向开关方式，以便于维护管理。此外，移动屋顶采用新开发的保持 25% 透光率的单层特氟隆薄膜。

(三) 屋顶结构平面图和主要构件截面

(参见图 7-4-128、图 7-4-129)

(四) 场地状况与地基结构

该结构场地是丘陵地带，挖土部分根据持力层状况采用直接基础或地基加密桩；填土部分，有的地方采用混凝土预制桩或现场灌注桩。图 7-4-130 为 8 轴剖面图，显示了拱形结构和基础结构。

（五）施工方法

屋盖结构施工时，先安装固定屋顶，再安装开口部的拱形结构，以后，同时安装移动屋顶与行走台车。施工各阶段如图 7-4-131 所示。

（六）分析模型

根据移动屋顶的开闭方案，建立图 7-4-132 所示的全开状态与全闭状态两个模型。在每种模型中采用考虑全部构件的立体模型静力分析，计算构件应力以确定截面尺寸，同时将拱架结构和压力环替换成等价杆件后进行三维地震反应分析。动力分析模型的下部结构中，一楼地板的压力环、建筑物的地下部分和地基的水平刚度用弹簧等代。静力分析模型中，由于用弹簧模拟下部结构和将其完全固定的分析结果差别很小，将下部结构固定后进行分析。可动屋顶和拱形结构的约束条件如图 7-5-134 所示，在与行走台车位置相对应的拱形结构的节点上，将向心方向为刚，导轨方向为柔的弹簧与和导轨垂直相交方向安装台车的弹簧合成组合模型。地震反应分析的输入地震波采用了 EL CENTRO 1940 NS，TAFT 1952 EW 以及该场地近郊的断层模拟地震波共 3 波，将得到的最大加速度反应值转为等效静力分析时抗震设计用荷载。

（七）结构钢材

钢材种类：SM490，STK490，SS400，STK400，板厚超过 40mm 的钢管是 TMCP 钢；
钢索直径 75 IWRC 6 WS (41)；
与启动装置相连部位的主要钢材为 S25CN，S35CN，S45CN，SCM435，SCM445；
拱形结构的基础与看台顶部为 FR 钢（耐火钢）。

（八）钢结构接头

钢管连接接头应能消除构件制作误差与施工误差。拱形结构的上下弦杆和屋顶的三角形网格都应满足此要求。不采用预先内置钢垫板的方式，而采用割成与实际安装间隔相同的四分之一圆的金属环从外侧插入的形式进行安装。图 8 显示了其要点。

（九）荷载条件

(1) 长期荷载：恒荷载 + 活荷载（悬挂荷载）+ 温度荷载（ $\pm 20^{\circ}\text{C}$ ）的组合。

钢结构自重 + 装饰材料自重 = $1.1\text{kN}/\text{m}^2$ （可动屋顶）， $1.55\text{kN}/\text{m}^2$ （固定屋顶）

(2) 地震荷载：地面运动速度 $22.5\text{cm}/\text{sec}$ （假定结构使用期间内遇到几次）
 $45.0\text{cm}/\text{sec}$ （假定结构使用期间内遇到一次或不遇到）

(3) 风荷载：建筑物顶部的平均风速为 $42.1\text{m}/\text{sec}$ （该地区重现期为 100 年）， $48.9\text{cm}/\text{sec}$ （该地区重现期为 500 年）

薄膜材料设计风载为 $1.63\text{kN}/\text{m}^2$ （风压力）， $1.88\text{kN}/\text{m}^2$ （风吸力）

因为建筑物形状特殊，上述数值为进行风洞实验后的计算结果。

(4) 温度荷载：考虑与钢结构竣工时的温度差 $\pm 20^{\circ}\text{C}$ ，考虑钢结构外露部分盛夏的灼热状态 $+60^{\circ}\text{C}$ 。

(十) 开闭屋顶

可动屋顶分为东西两部分，各由 25 台行走台车支承的可动屋顶沿着东西方向 7 根拱架的行走导轨沿球体移动。启动方向为横向，如图 7-4-137 所示，由启动机械室的卷扬机拉动卷动缆绳，或者送出，屋顶开启与关闭时间大约为 20 分钟。在全开状态时，下部的制动器支承屋顶荷载，在全关状态下，由于东西屋顶相连，缆绳张力较低。可动屋顶是膜结构，使用透光率 25% 的透光性薄膜材料，提高全关闭时的照度。屋顶开启时，由于可动屋顶的变形受限制，产生较大的侧向压力，在可动屋顶与行走台车之间设置滑动支承，减低侧向压力。同时，还设置水平弹簧以控制压力。此外行走台车设置了液压减震器，以减小地震反应。

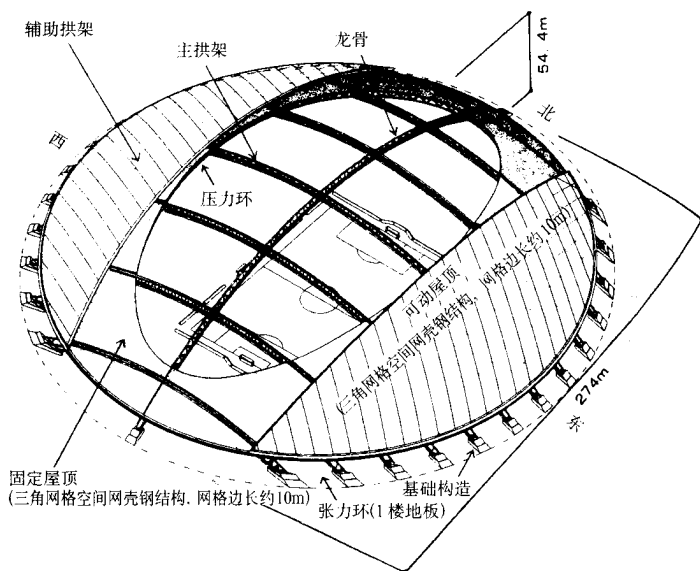


图 7-4-127 结构说明图

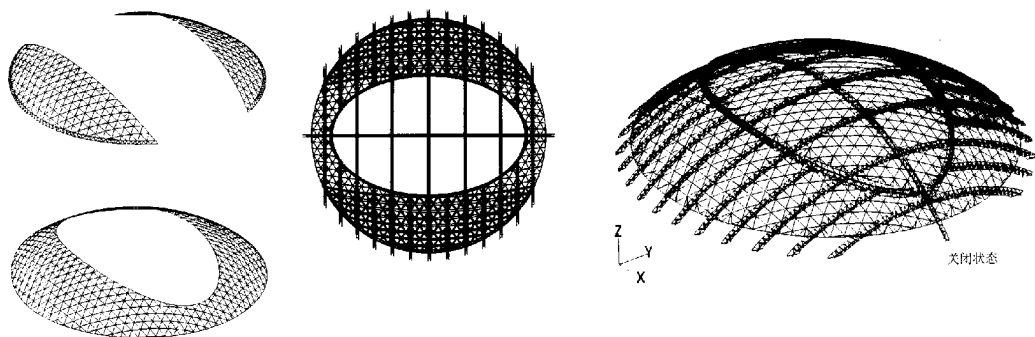


图 7-4-128 开启状态平面图

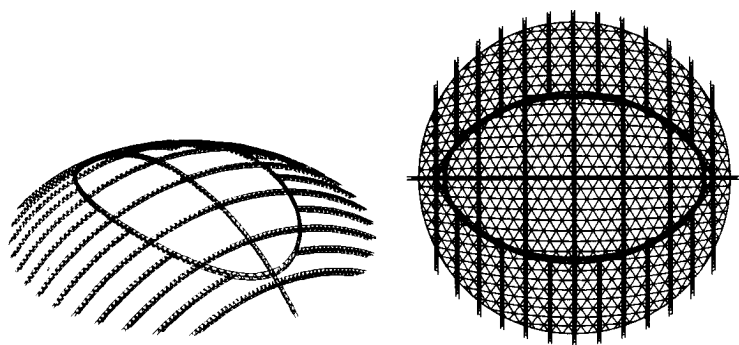


图 7-4-129 关闭状态平面图

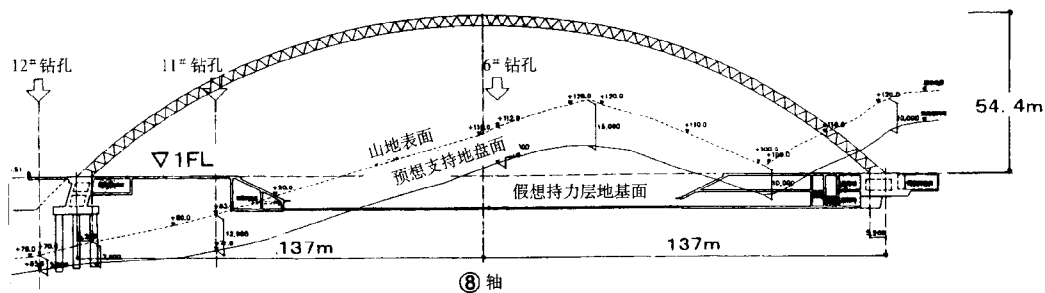
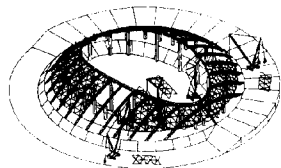
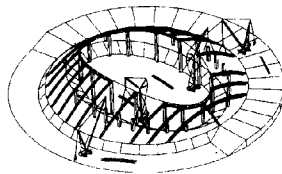
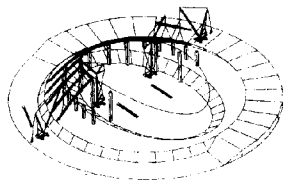


图 7-4-130 8 轴拱架结构剖面图

STEP-1 拱架安装(南侧)
自前向后顺装

STEP-2 拱架安装(北侧)

STEP-3 固定屋顶安装
(南、北两边均衡地安装小拼装构件)



STEP-4 主要桁架中央部钢结构安装

STEP-5 可动屋顶安装
(钢结构小拼装件移动中)

STEP-6 可动屋顶安装(分区架设)

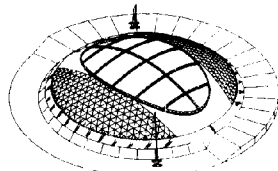
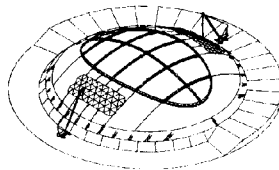
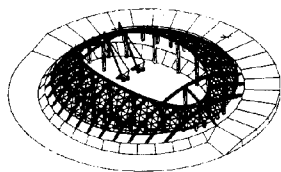


图 7-4-131 钢结构施工流程图

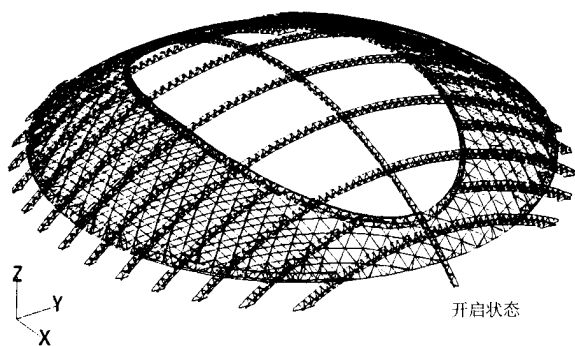


图 7-4-132 立体分析模型

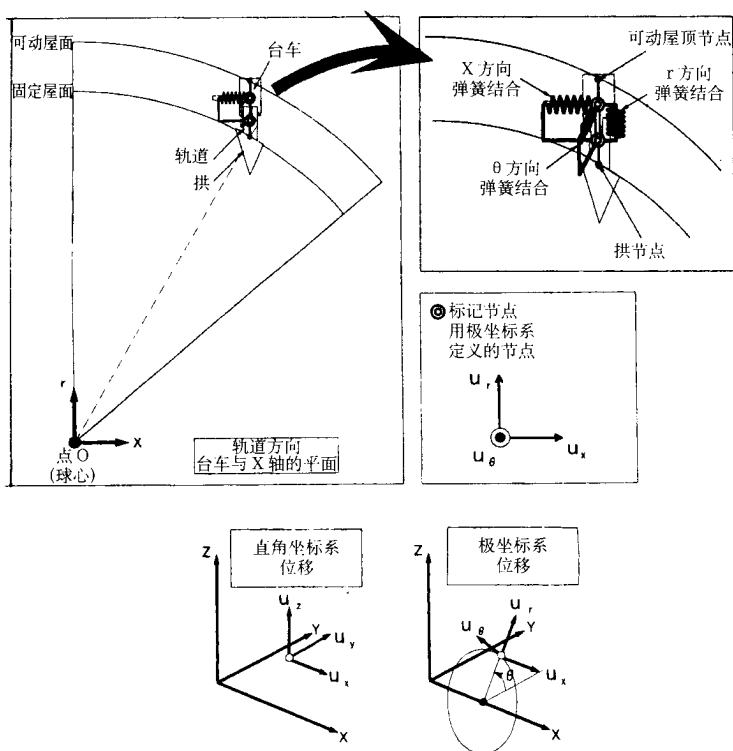


图 7-4-133 可动屋顶的约束条件

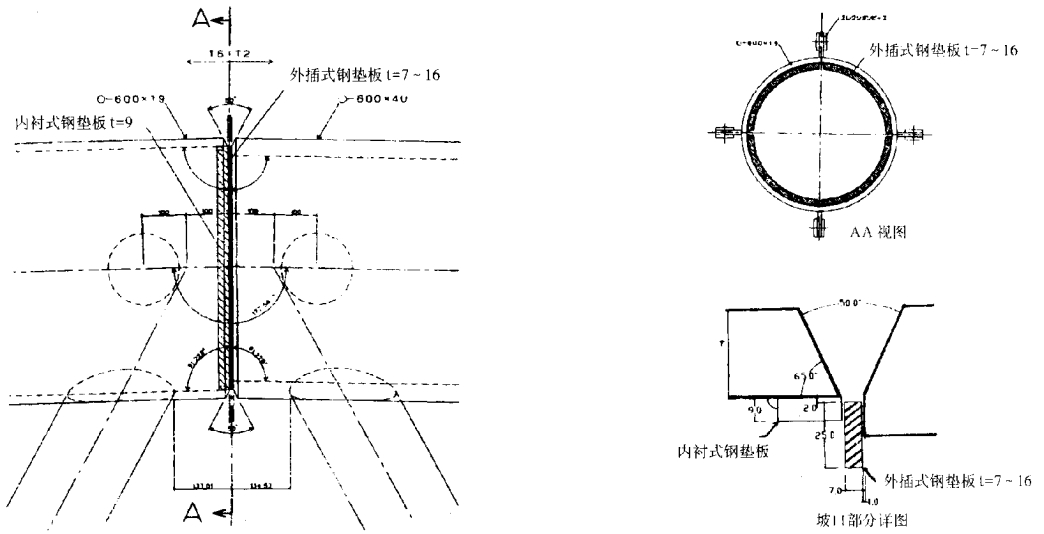


图 7-4-134 钢结构接合部细节 (拱形框架结构)

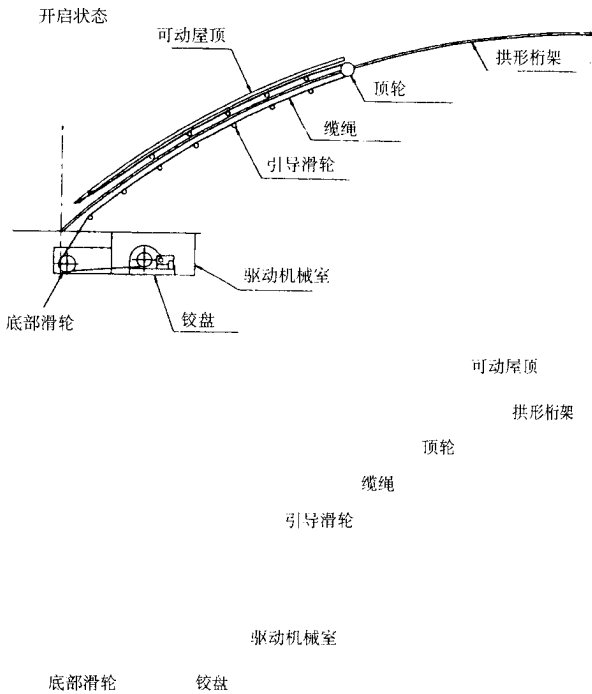


图 7-4-135 屋顶开关模式图

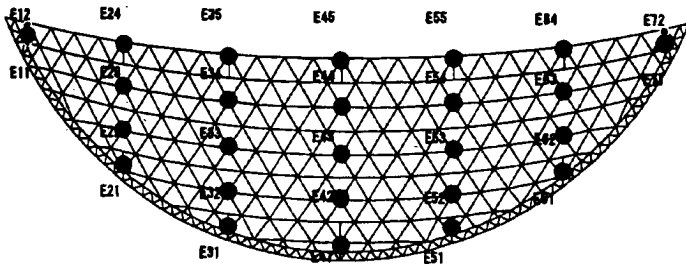


图 7-4-136 行走台车配置

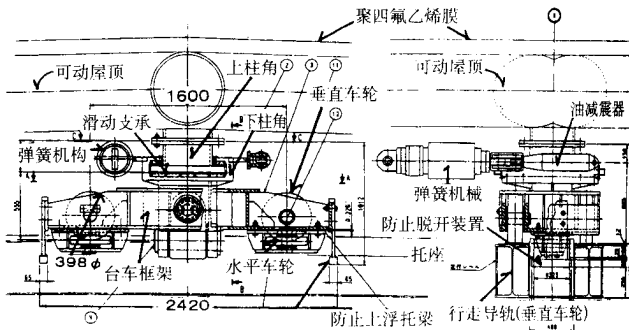


图 7-4-137 台车详细图

十六、四季滑雪馆

(一) 前言

LALAPORT 滑雪馆“SSAWS”是世界上首次采用室内人工降雪系统的，也是世界最大规模的室内人工滑雪场。

为了建造世界无与伦比的巨大空间的这座建筑，采用了包括制振技术“结构缝减震器”在内的许多技术。

所谓“SSAWS”就是把春（SPRING）夏（SUMMER）秋（AUTUMN）冬（WINTER）还有雪（SNOW）的首位字母相连，意指“一年四季皆可滑雪”。

(二) 建筑设计概要

该建筑全长 490m，宽约 70m 到 100m，长度方向两端高差约 80m，体积约为 56 万 m³ 的滑雪场整体用隔热材料覆盖，从而使内部温度能一直冷却为 -2 ~ -6 摄氏度。斜面最大坡度 20 度适应于高难度滑雪的区段，最大坡度 15 度适应中难度滑雪的区段，以及从斜面中部开始是坡度平缓的区段，这样不管是滑雪高手还是初学者，都可以在巨大的

层面上享受滑雪之乐。另外，既设有到顶部仅需 2 分钟的 4 人高速电梯 2 部，也有通向上部的人行路，以从斜面中部开始也可以滑雪。

斜面的地板使防水防湿层与隔热层相叠，在混凝土层之上铺塑料地席，再在上面堆积大约 50cm 厚的雪。墙壁和天棚都是在防湿，隔热层上再装饰以有十字花纹的草色格板。具有特征的是斜面的顶棚隔 18m 设一道多功能桁架。这种桁架既设有冷却通风道，造雪系统，照明器具等设备，而且本身也作为检修通道。除此之外，别无他物突出顶棚，内部装饰简洁明快。

（三）结构方案

图 7-4-138 表现的是结构剖面图。表 7-4-19 列出了结构种类与使用的材料。作为世界无与伦比的超长型建筑“SSAWS”在结构方案上有如下目的与特征。

(1) 建筑宽为 70m~100m。为了能在滑雪过程中可以从顶部看到麓部，把屋顶设计成拱形结构。

(2) 考虑到周围环境，要尽力压低建筑的高度，为此把拱高压低，为防止风作用下变形过大，在高层部的中央设计了一个柱子。由于这里正好把低、中难度与高难度的滑坡分开，即使设计了柱子也无损使用功能。

(3) 建筑全长 497m，既大又有坡度（高度从 18m 到 98m）。正因为如此考虑到温度及地震时发生的扭转与应力集中，把整个建筑用结构缝分成 6 个区段。

(4) 支持滑雪斜面的下部结构，在考虑了建筑规划，构件应力及成本后，较低的部分使用填土或三合土混凝土，较高部分采用钢筋混凝土结构，高架部分则是钢结构。

(5) 为了防止大变形与倾覆拉力及出于对温度应力的考虑，采用了中央集约的棱锥四面体形支撑构造。

(6) 使用大尺寸截面构件的同时，采用柱数少及防止柱屈曲的构件也少的大框架结构，减少钢结构制作与安装的工作量。

(7) 由于结构构件外露，建筑的外围支柱使用大口径钢管轴压柱的同时，在中央的支撑结构内配置了空调机械室，使设计整洁简朴。

(8) 正由于建筑的分割使个别区段可能有很大位移，于是在滑雪斜面下的结构缝部位采取了新开发的钢制结构缝减震器。这样既能吸收振动的能量又可以有效地降低区段间的相对位移，防止滑雪面的开裂与隔热材料的破损。

（四）结构设计概要

1. 抗震设计

设计层剪力系数通过空间振动分析模型由预备反应分析求得，使用这一设计剪力由静力分析计算构件截面。

然后采用选定的地震波进行弹塑性地震反应分析，以确认结构的抗震安全性。采用的地震波如表 7-4-20 所示之 4 波。地震的最大速度为 25cm/s，50cm/s，对应于 25cm/s 时的设计层剪力系数如表 7-4-20 所示。

2. 抗风设计

根据由建筑模型进行的风洞实验求出的风力系数以及风压系数、还有由日本建筑学会的“建筑荷载指针”得到的风压，进行建筑受风荷载作用时的安全性计算。

3. 主要框架的设计

设计内力的组合与抗震，抗风设计的标准如表 7-4-21、7-4-22 所示。进行设计时考虑了温度拉力。另外，也考虑了对屋顶桁架及上层结构柱上下地震动的作用。

(五) 制振技术

因为建筑宽 70~100m，长 490m，高 18~98m，高差很大，作为整体结构，地震时伴随扭转会产生复杂的振动，特别是高层部位会有很大的变形。另外，建筑由结构缝分割，各区段会有不同的大位移，以至相互冲击。为了解决这种问题，采用了结构缝减震器技术。

“制振”是使建筑有控制地震引起的振动的积极的措施，是比以往“抗震”更深一层的进步。结构缝减震器是由小堀铎二研究所与鹿岛共同开发的一种制振设施。它的原理很简单，就是通过结构缝减震器把振动特性不同的建筑区段相连接，以吸收振动能量，降低建筑的摇晃。该建筑在高层部钢结构的 4 个区段设置了鼓形减震器。其机构概念图如图 7-4-140 示。

减震器在一个结构缝的滑雪面下有 4 处，共 12 处。每 1 处有上下 2 个组合，共用 24 个。为增加阻尼效果，把碳素钢锻成实心的鼓形。这种形状可以对 360 度所有方向的外力都发生作用。为了尽量不使由区段间上下方向的位移差形成轴力，把水平方向两端分别通过铰接的接杆与相邻区段相接。减震器本身不产生扭转。

1. 使用结构缝减震器的“SSAWS”的振动分析模型

图 7-4-141、7-4-142 表示了建筑形状与振动分析模型。对于高层 4 个区段，设定为 1 层地板位置（地震动输入位置）为固定的立体振动模型。把支持滑雪面的下部结构分别用等效剪切弹簧置换并采用刚性楼板假定。设各区段下部结构的重量大部分集中在滑雪面高度作为 1 质点，上部屋顶拱部分置换为梁单元设为 5 质点共计 6 质点的集中质量。然后，把配置在相邻的区段间滑雪面水平的结构缝减震器置换成非线性弹簧，形成 24 质点的模型。

下部结构用剪切弹簧，上部结构用梁单元，均采取线性假定，这是因为设计地震速度达 50cm/s 时，上述结构构件要保持在非线性范围。对减震器，对最大速度为 25cm/s、50cm/s 的地震作用，设定为非线性的，取瑞利阻尼，阻尼系数 0.02。减震器单向滞回特性，采用三线模型，根据缩尺静力试验的荷载-变形曲线确定，将这种单向的滞回特性，按多点剪切弹簧的方向，扩展到双向的滞回特性之中。

2. 结构缝减震器的效果

由于采用抗震结构缝减震器，结构形成一个整体，与各个区段相互分离，与独立时相比，可以把地震时各区段的相对位移和剪力反应值降低 1/2 到 1/5（图 7-4-143）。

(六) 地基与抗液化对策

地基为桩基，GL-33m 深 N 值 50 以上的洪积砂层定为持力层，采用现浇扩底桩。

地基上层的冲积砂层在地震时有液化的可能，所以根据积砂层下部的粘性土层（不透水层）的层厚采用了两种施工法以考虑抗液休对策（图 7-4-138，图 7-4-144）。因为邻近有住宅，不能采用有振动、噪音产生的砂桩加固地基施工法，就要考虑一种在较大范围内抗液化的对策，能够抵抗对高层建筑最大速度为 50cm/s 的地震作用、且经济的施工方法。

1. 永久性降低地下水位施工法

对厚度较大的不透水层部位打入钢制的挡水板，把建筑的四周给包起来，在不使地基下沉的范围内排干内部地下水并使水位保持在不致引起液化的高度。假设有少量地下水渗入挡水板内部，或存在雨水浸透，为了维持挡水板内的低水位，另外设置抽水井，扬水泵，监视器等设备。

2. 采用水泥搅拌法进行地基改良

因为接近上部的不透水层比较薄，难以可靠地阻止地下水，所以不能采用前述方法。对此，通过采用水泥固化料，以水泥浆深层混合处理施工法，把地基下桩周围及地基梁连接成格子状的水泥稳定土墙壁（厚约 1.8m）。这样地震时的水平力便可通过这个墙壁传递到液化层下部的稳定的地基上。这种地基改良一直要做到没有液化发生可能的 GL-15m 附近 N 值为 30 的洪积砂层为止。

为了减缩工期，使水泥浆与土均匀混杂且可能在地下搅拌，新开发 2 轴式机械，并事先在此地区进行施工试验，确认达到预期的质量后再进入正式施工阶段。

表 7-4-19

结构类别与主要材料

结构类型	高层部	上部结构	钢结构	支撑加框架结构	
		下部结构	钢结构	支撑加框架结构	
	低层部	上部结构	钢结构	支撑加框架结构	
		下部结构	钢筋混凝土结构	带支撑剪力墙 平板剪力墙	
使用材料	钢结构	下部结构	柱	钢管	3300kg/cm ²
				组合箱形截面	3300kg/cm ²
		上部结构	支撑	钢管	3300kg/cm ²
				钢板	3300kg/cm ²
	柱		H 型钢、组合 H 型截面	2400、3300kg/cm ²	
		滑雪面桁架	H 型钢、CT 型钢	2400、3300kg/cm ²	
		屋架	H 型钢、角钢	2400、3300kg/cm ²	
	飞梁	H 型钢	2400kg/cm ²		

	屋面支撑	钢管	2400kg/cm ²
	墙面支撑	钢管	3300kg/cm ²
钢筋	地基、钢筋混凝土结构部		3000 ~ 4000kg/cm ²
混凝土	地基、钢筋混凝土结构部		240kg/cm ²

表 7-4-20 设计地震波与设计层剪力系数

设计地震波		EL CENTRO	1940 NS		
		TAFT	1952EW		
		TOR YO101	1956NS		
		SENDAI TH038	1978EW		
区段		I	II	III	IV
长边方向	上部结构	1.12	0.88	0.51	0.43
	下部结构	0.46	0.20	0.16	0.12
短边方向	上部结构	1.06	0.70	0.43	0.28
	下部结构	0.66	0.21	0.21	0.141

表 7-4-21 设计内力的组合

荷载状态	组合
常 时	G + P + T
地震时	G + P + T + K
暴风时	G + P + T + W
积雪时	G + P + T + S

G - 恒载：结构、装修、滑行面堆雪

P - 活载：人，设备

T - 温度：结构温差 ±15 ~ 30 度

K - 设计地震：底部剪力系数 0.12 ~ 0.66

W - 风荷载：由风洞试验确定风压系数，由“建筑荷载指针”确定速度压力

S - 雪荷载：屋顶最大积雪量 30cm，比重 0.2

表 7-4-22 抗震及抗风设计的标准

地震时				暴风时
	设计地震力	地震反应分析 最大速度 25cm/s	地震反应分析 最大速度 50cm/s	
地上结构	容许应力以内 相对位移 1/200 以内	容许应力以内 相对位移 1/200 以内	弹性限以内 相对位移 1/100 以内	容许应力以内 相对位移 1/100 以内

地震时				暴风时
设计地震力	地震反应分析 最大速度 25cm/s	地震反应分析 最大速度 50cm/s	地震反应分析 最大速度 50cm/s	
地基结构	容许应力以内	容许应力以内	极限强度以内	容许应力以内

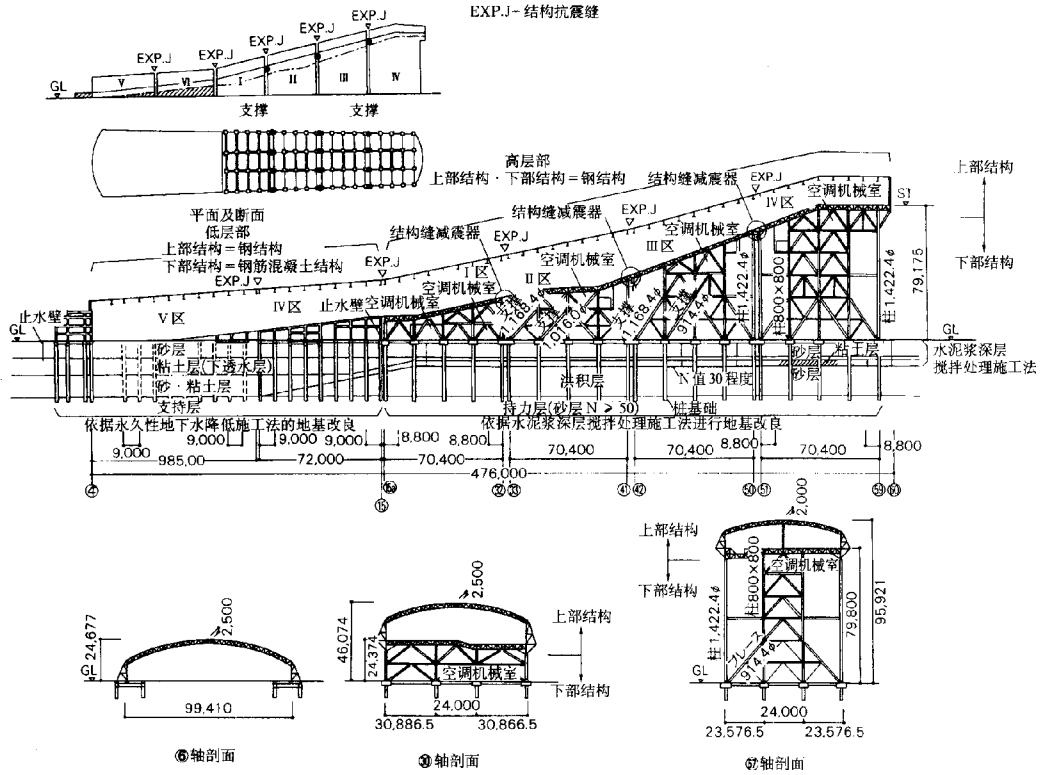


图 7-4-138 结构概念剖面图

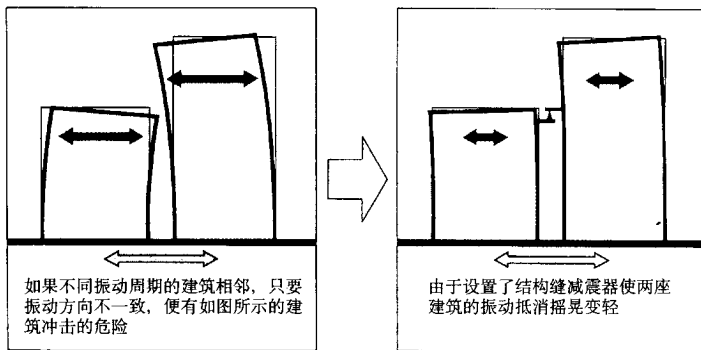


图 7-4-139 结构缝减震器的原理

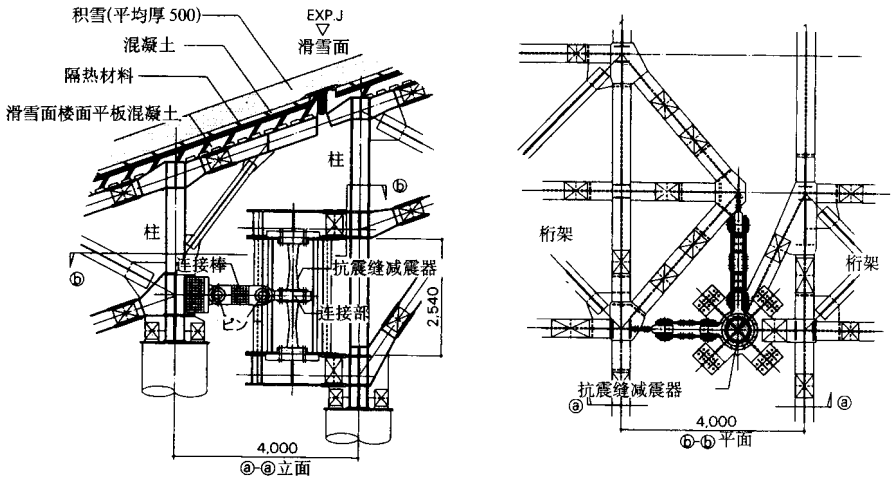


图 7-4-140 结构缝减震器机构概念

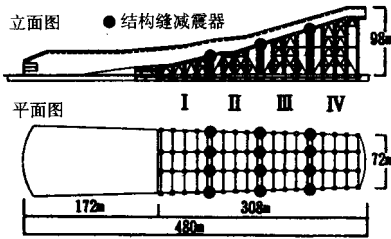


图 7-4-141 建筑形状与减震器布置图

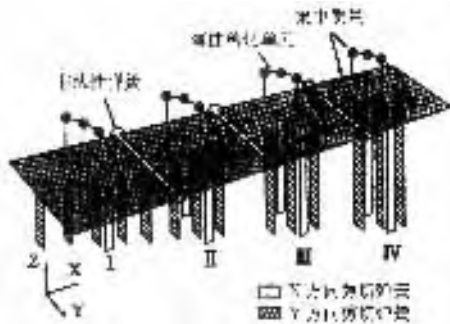


图 7-4-142 分析模型

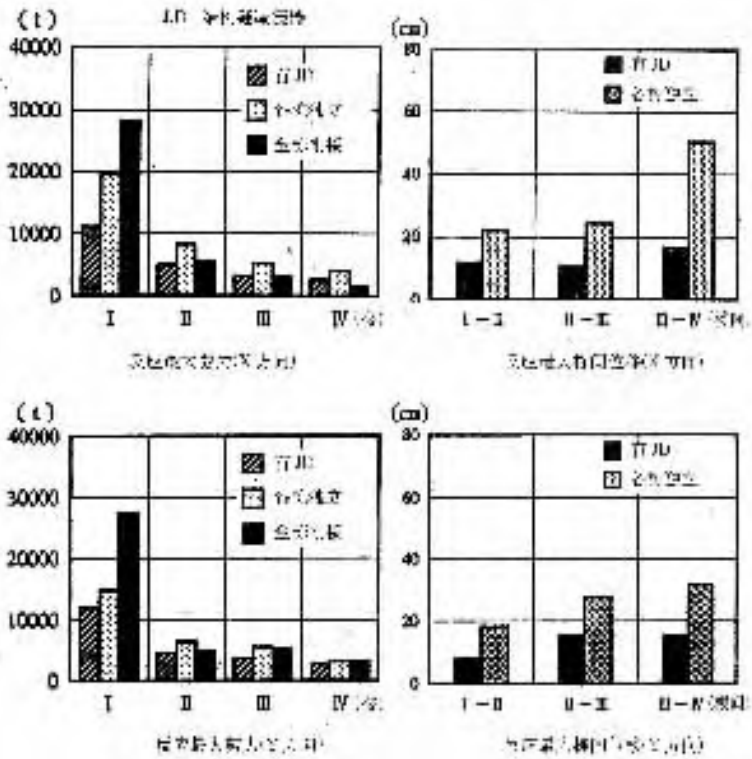


图 7-4-143 反应最大剪力与反应最大楼间位移

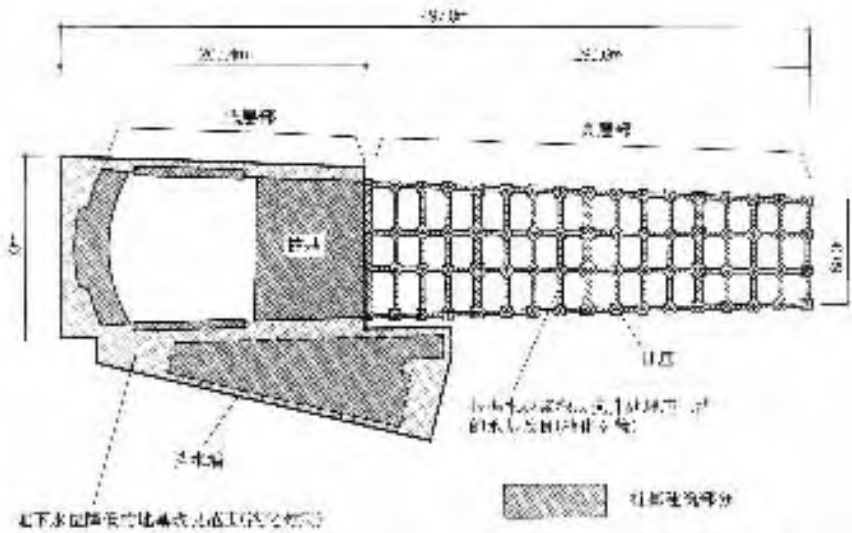


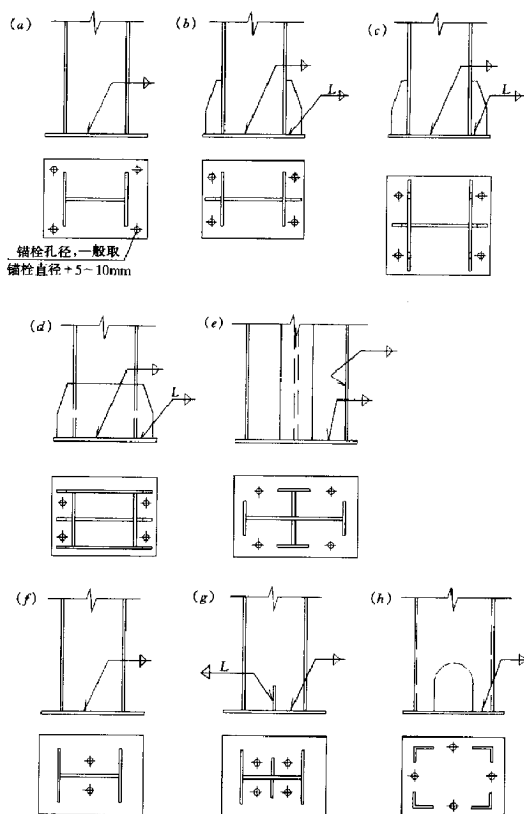
图 7-4-144 地基改良概要平面图

第五章 多层及高层钢结构设计施工实例与图集

第一节 多层及高层钢结构基本图集

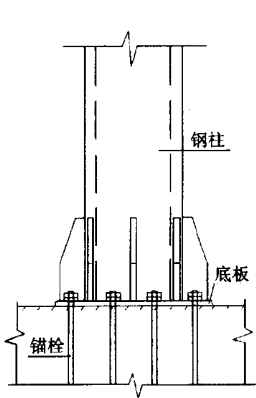
一、钢柱脚

(一) 几种常见的柱脚形式 (一)

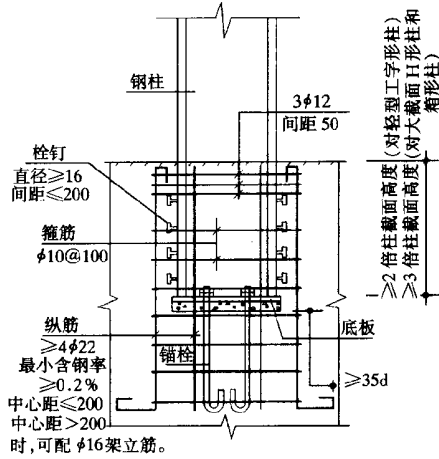


图中, a, b, c, d, e 可作为刚接柱脚。f, g, h 可作为铰接柱脚。

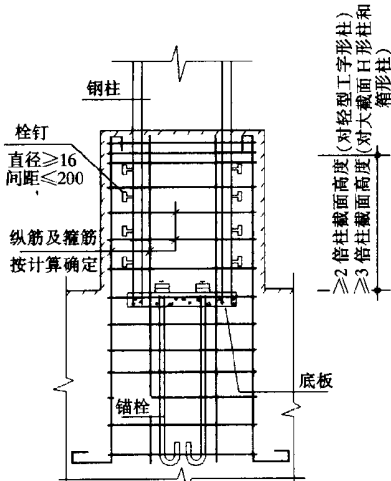
(二) 几种常见的柱脚形式 (二)



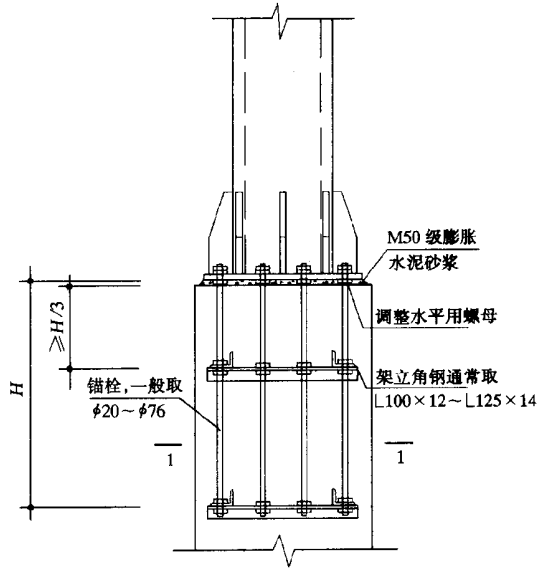
露出式柱脚



埋入式柱脚

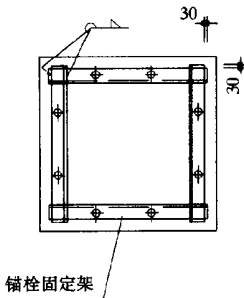


包脚式柱脚



锚栓固定架设置示意图

(本图所示为角钢,也可用槽钢等制作锚栓固定架)

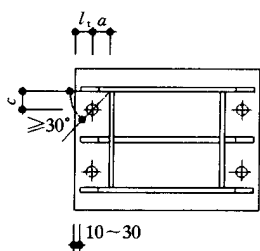


锚栓固定架

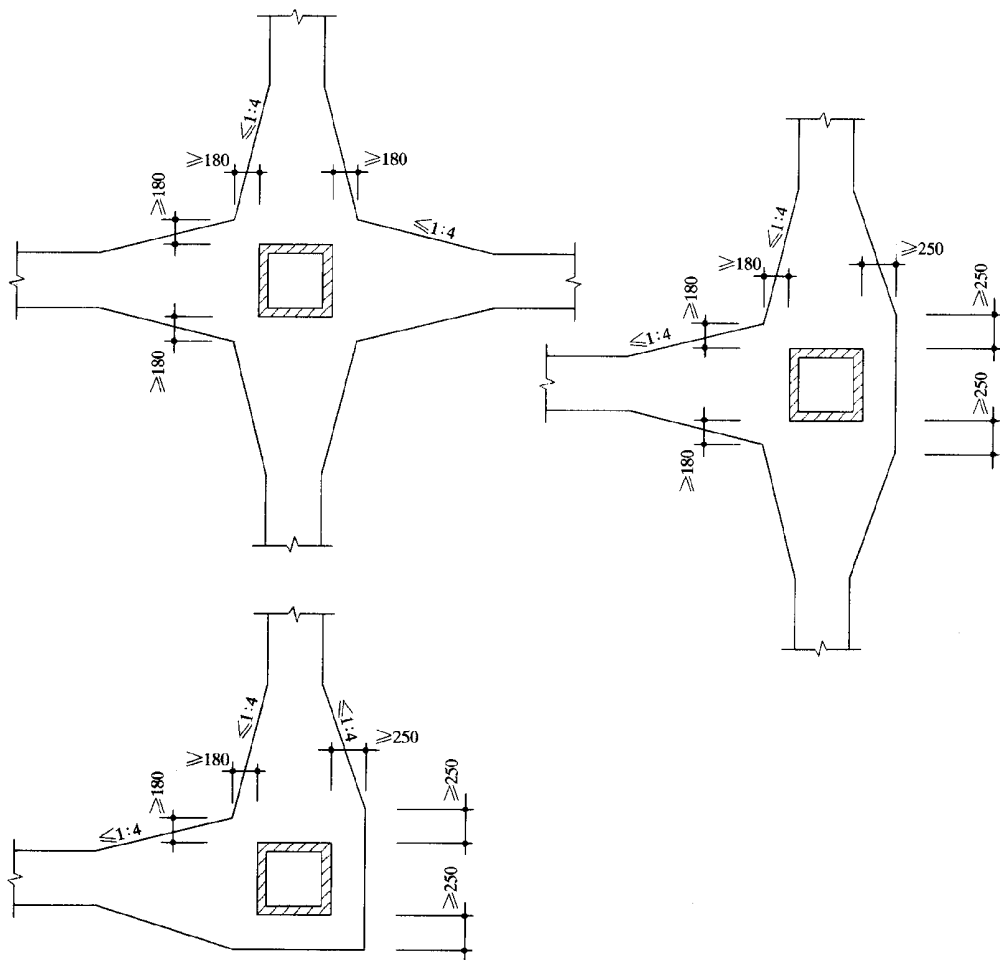
(三) 柱脚底板部分尺寸参考值

柱脚底板部分尺寸参考值

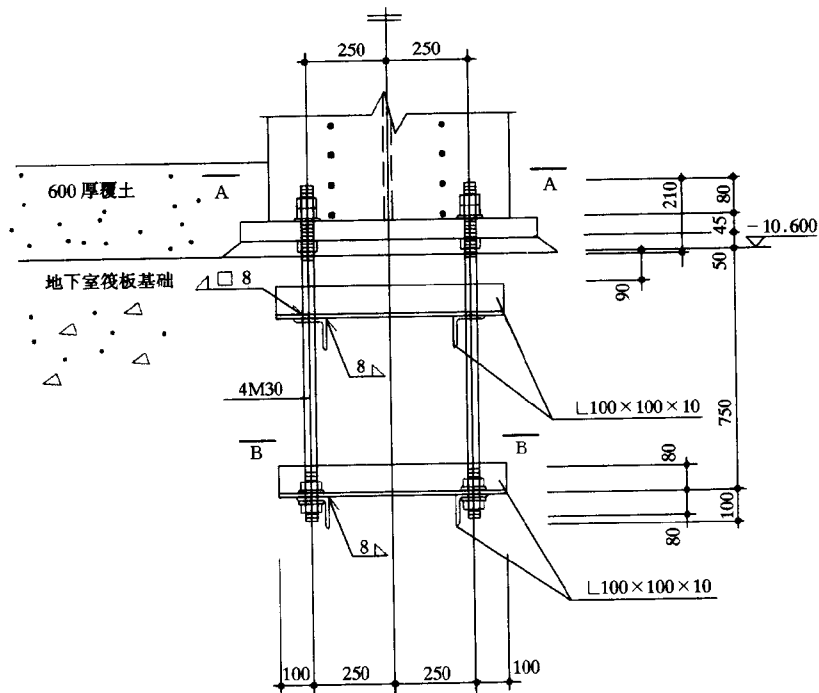
锚栓直径	a	l_1	c	锚栓直径	a	l_1	c
20	60	40	50	45	90	90	110
22	65	45	55	48	90	95	120
24	70	50	60	52	100	105	130
27	70	55	70	56	105	110	140
30	75	60	75	60	110	120	150
33	75	65	85	64	120	130	160
36	80	70	90	68	130	135	170
39	85	80	100	72	140	145	180
42	85	85	105	76	150	150	190



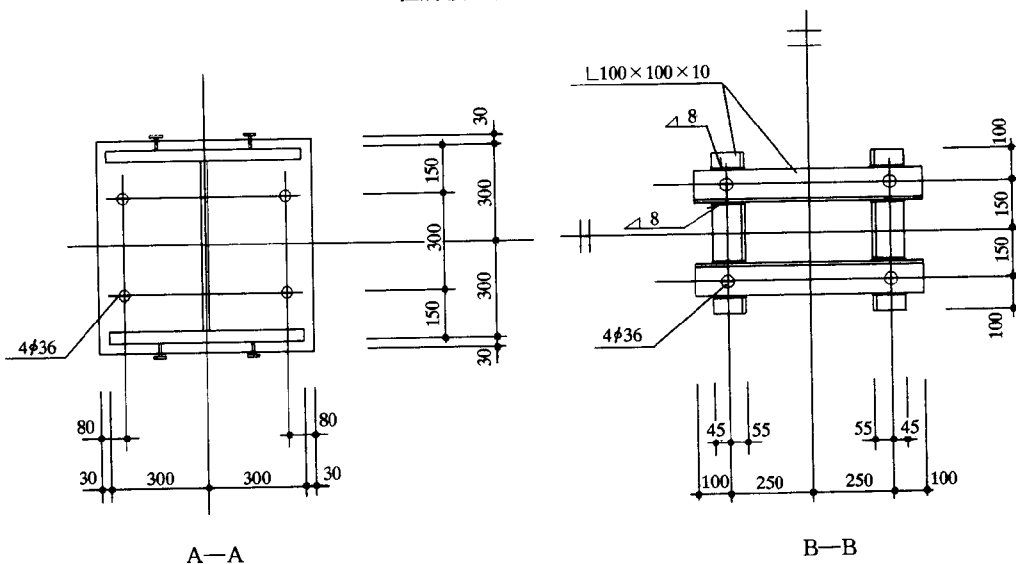
(四) 埋入式柱脚保护层厚度



(五) 工程中的柱脚实例

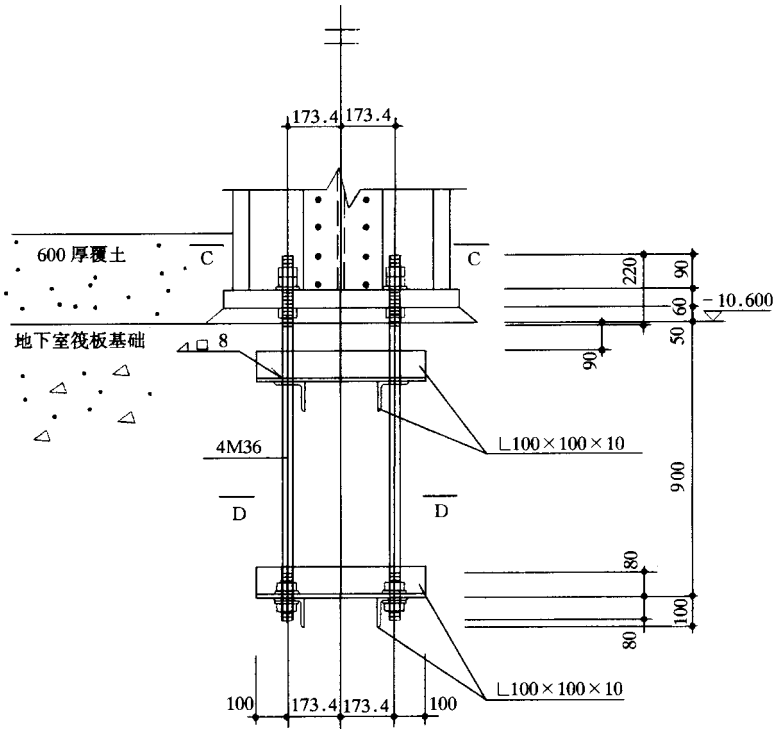


C2 柱脚预埋锚栓详图

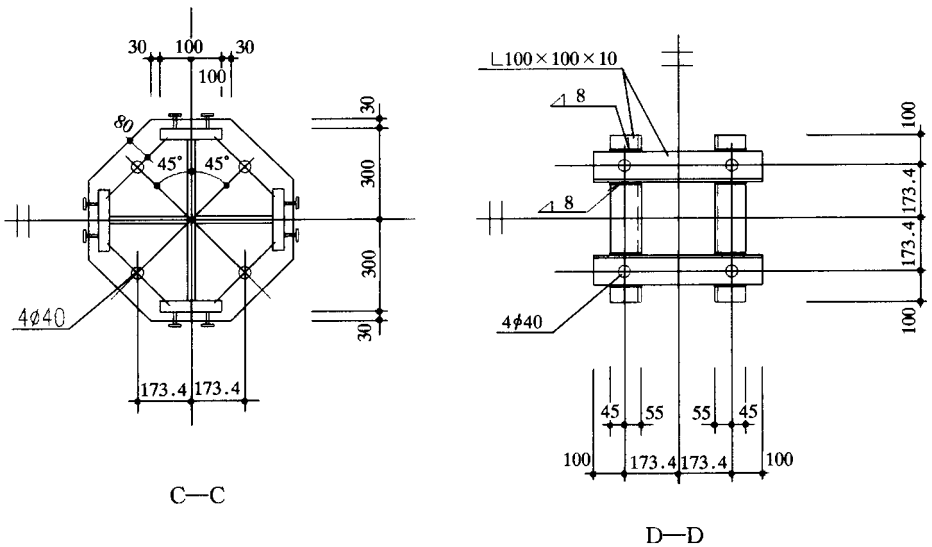


附注：1. 地脚螺栓和角钢采用 Q235A。焊条采用 E4315，E4316。

2. 施工中角钢框架应与基础中主筋牢固连接成稳定整体，并保证地脚螺栓的埋设精度。



C3 柱脚预埋锚栓详图

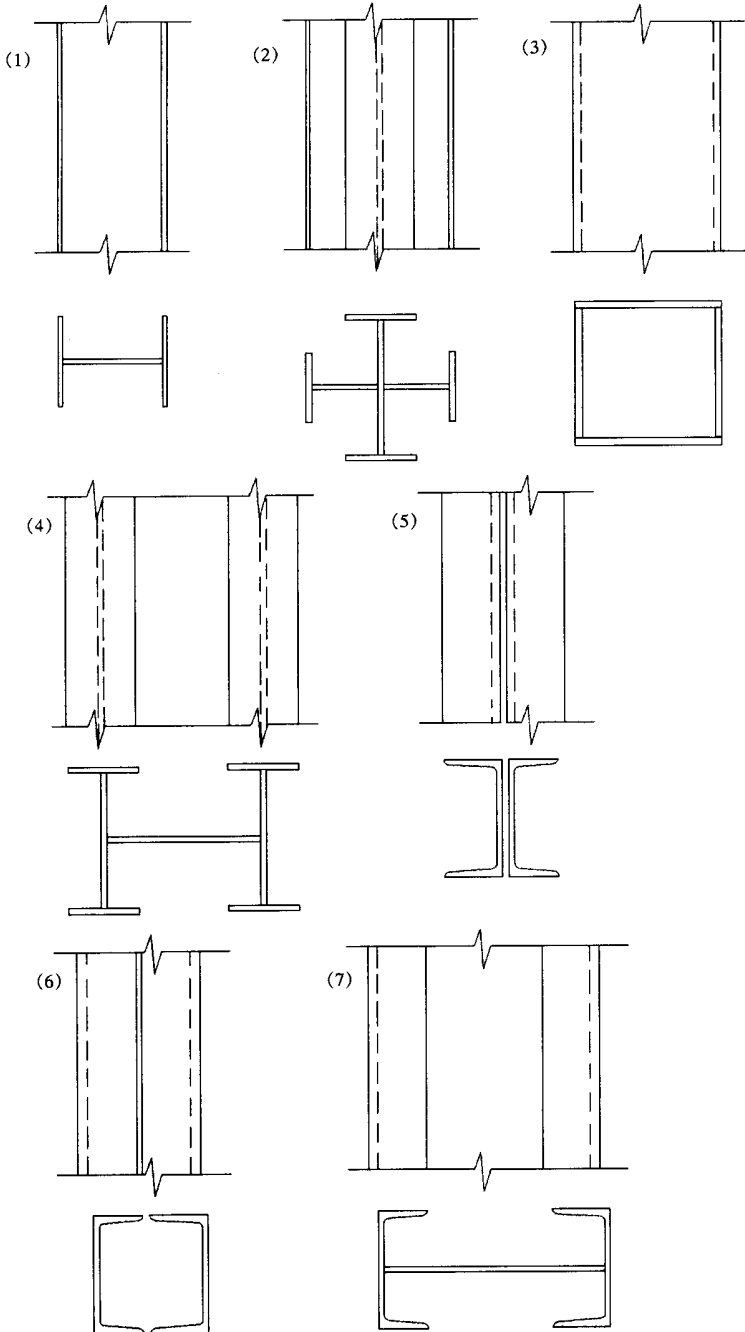


附注：1. 地脚螺栓和角钢采用 Q235A。焊条采用 E4315，E4316。

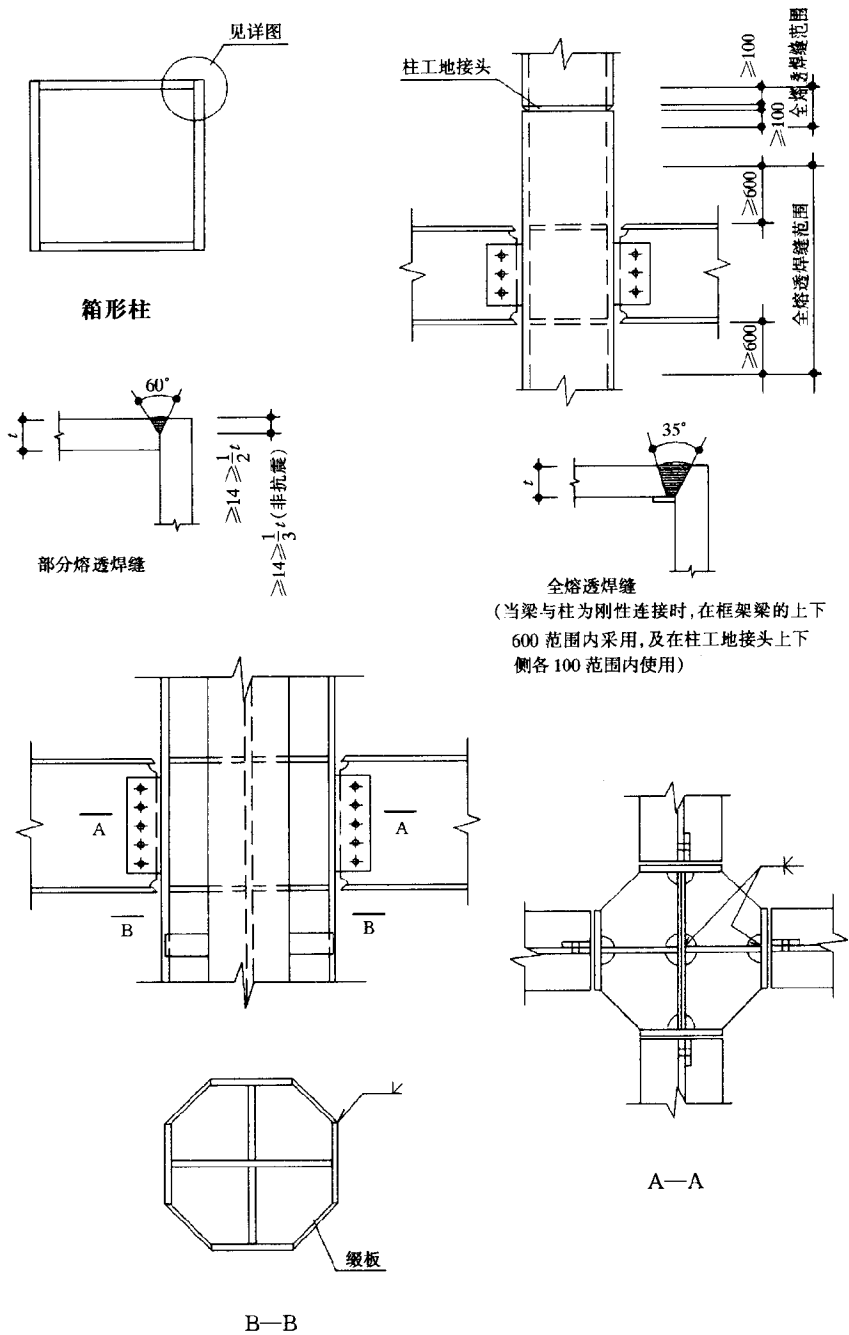
2. 施工中角钢框架应与基础中主筋牢固连接成稳定整体，并保证地脚螺栓的埋设精度。

二、钢柱

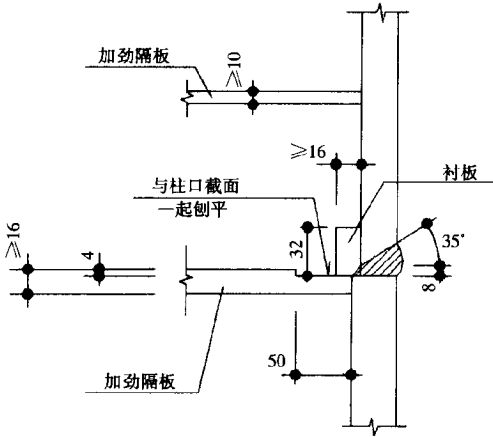
(一) 几种常见的钢柱形式



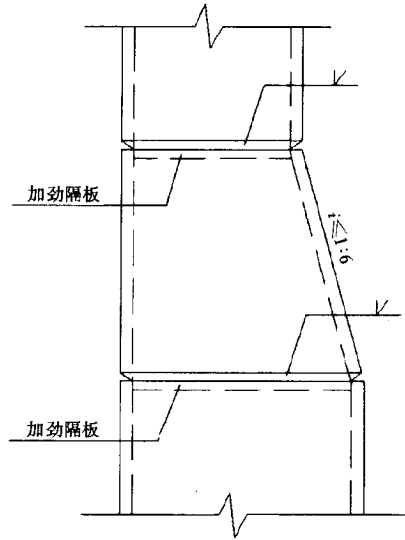
(二) 柱的连接



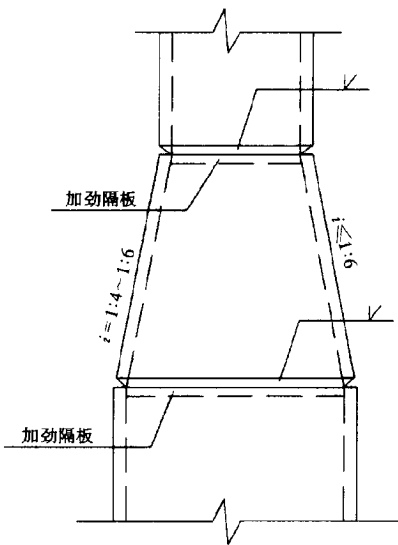
(三) 箱形柱的连接



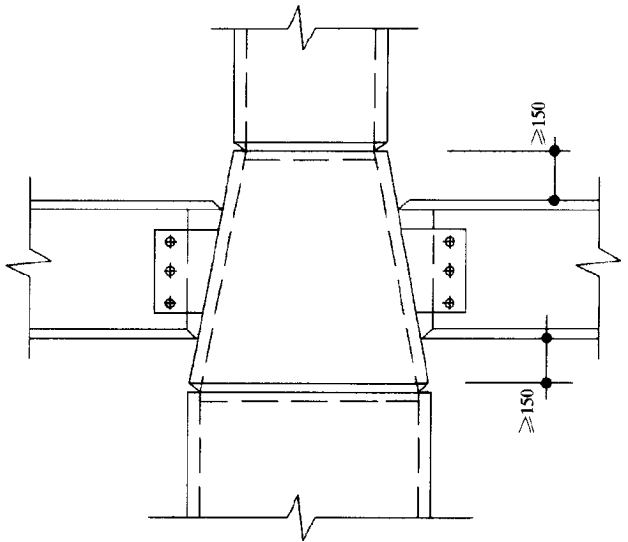
箱形柱的工地焊接



边柱变截面的连接

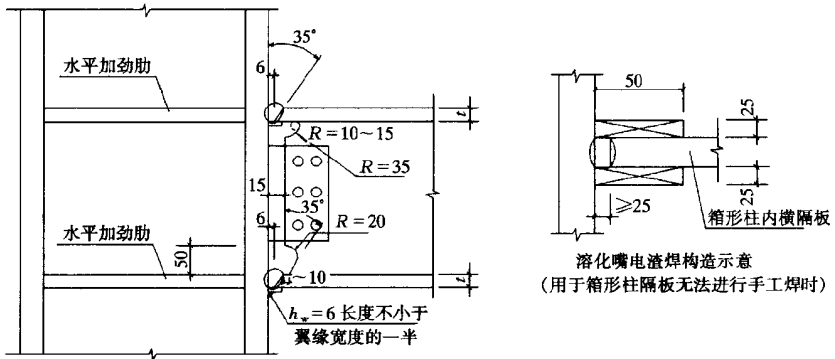


中柱变截面的连接(一)



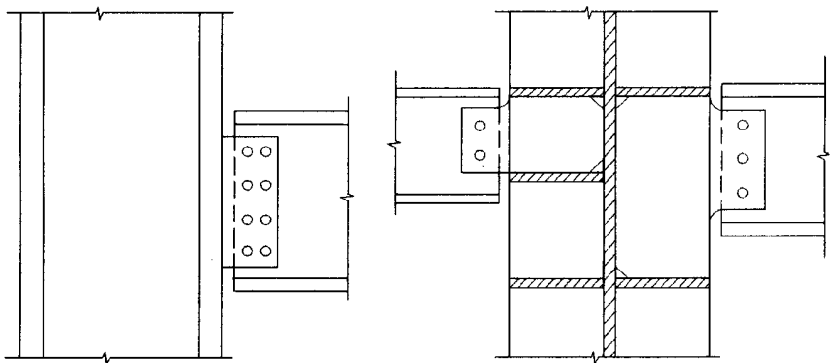
中柱变截面的连接(二)
(与梁的关系)

(四) 梁与柱的连接



溶化嘴电渣焊构造示意
(用于箱形柱隔板无法进行手工焊时)

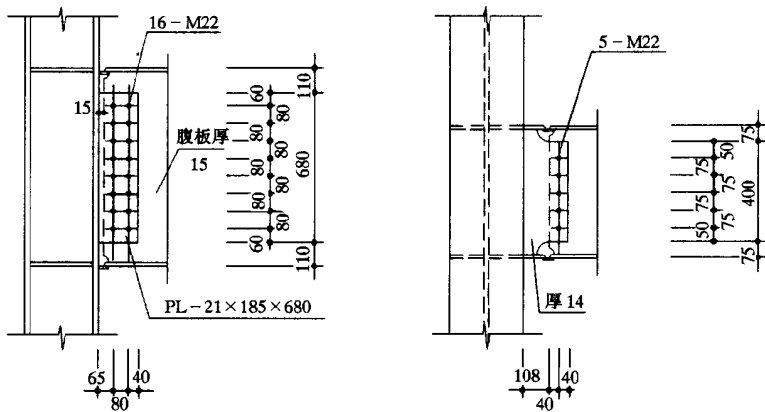
柱与梁刚性连接



与柱强轴连接

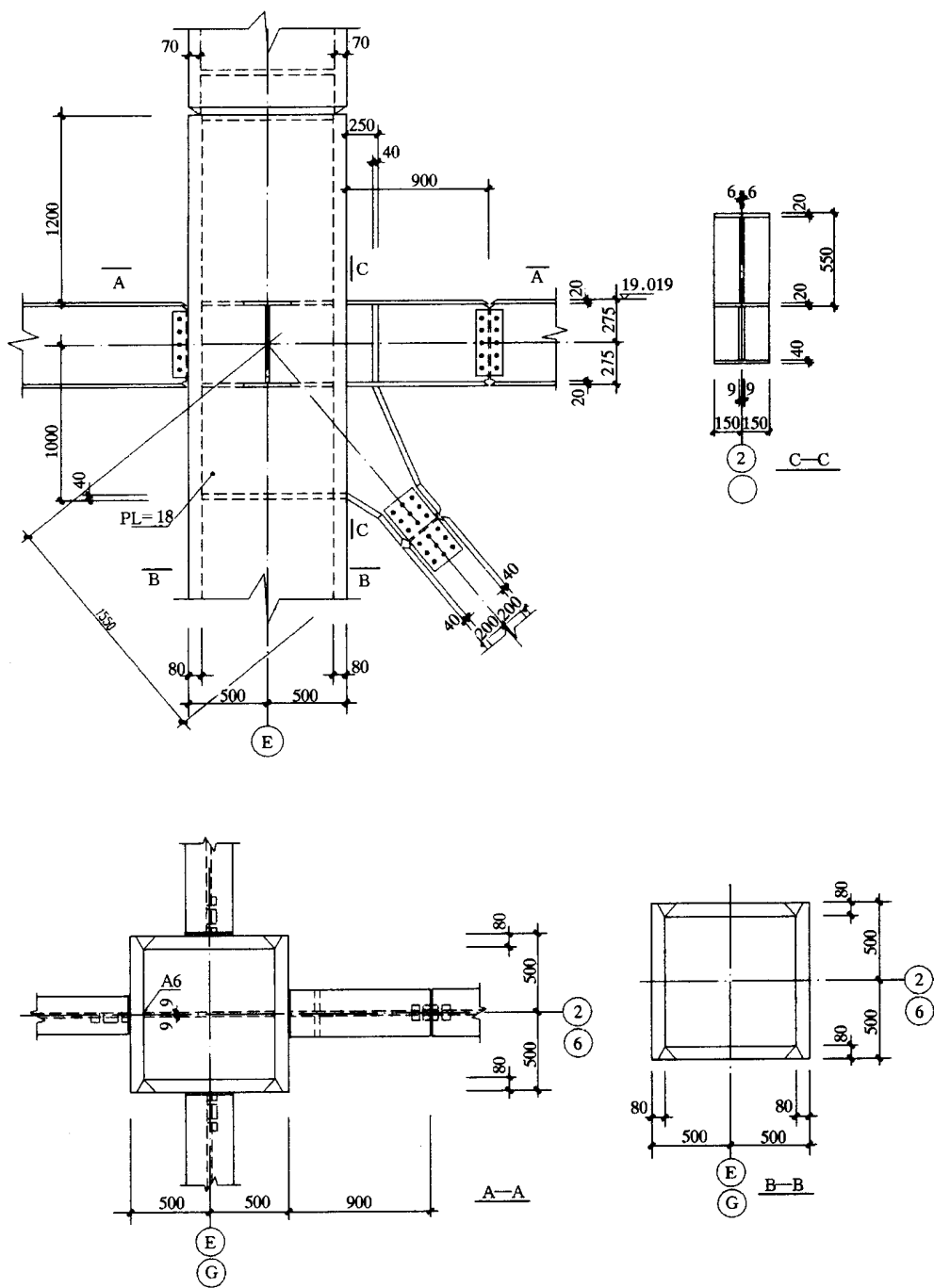
与柱弱轴连接

柱与梁铰接

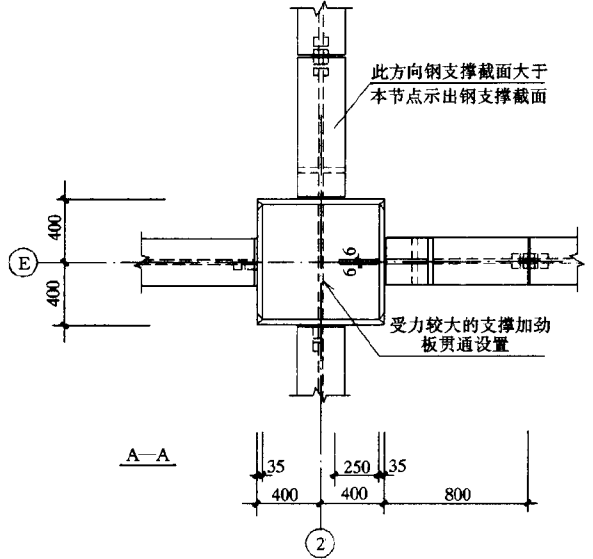
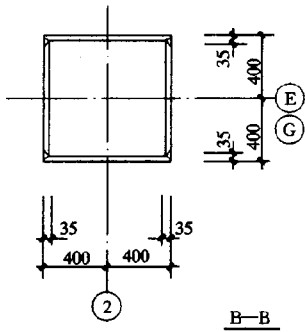
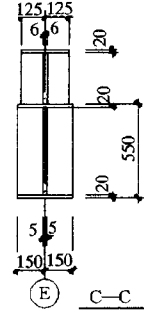
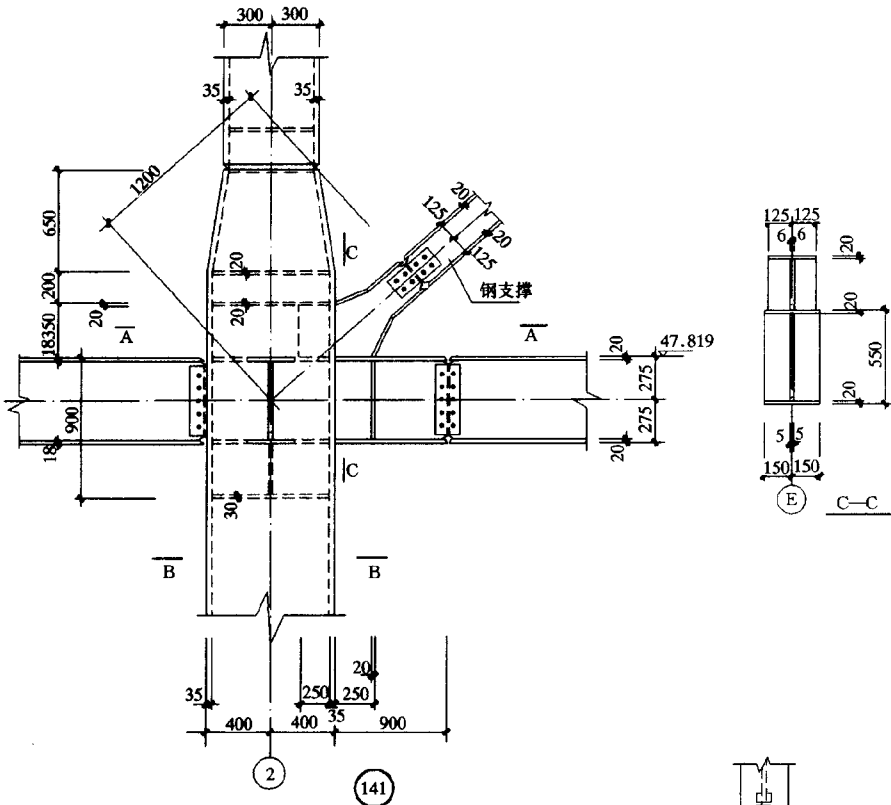


某工程梁柱刚性连接实例

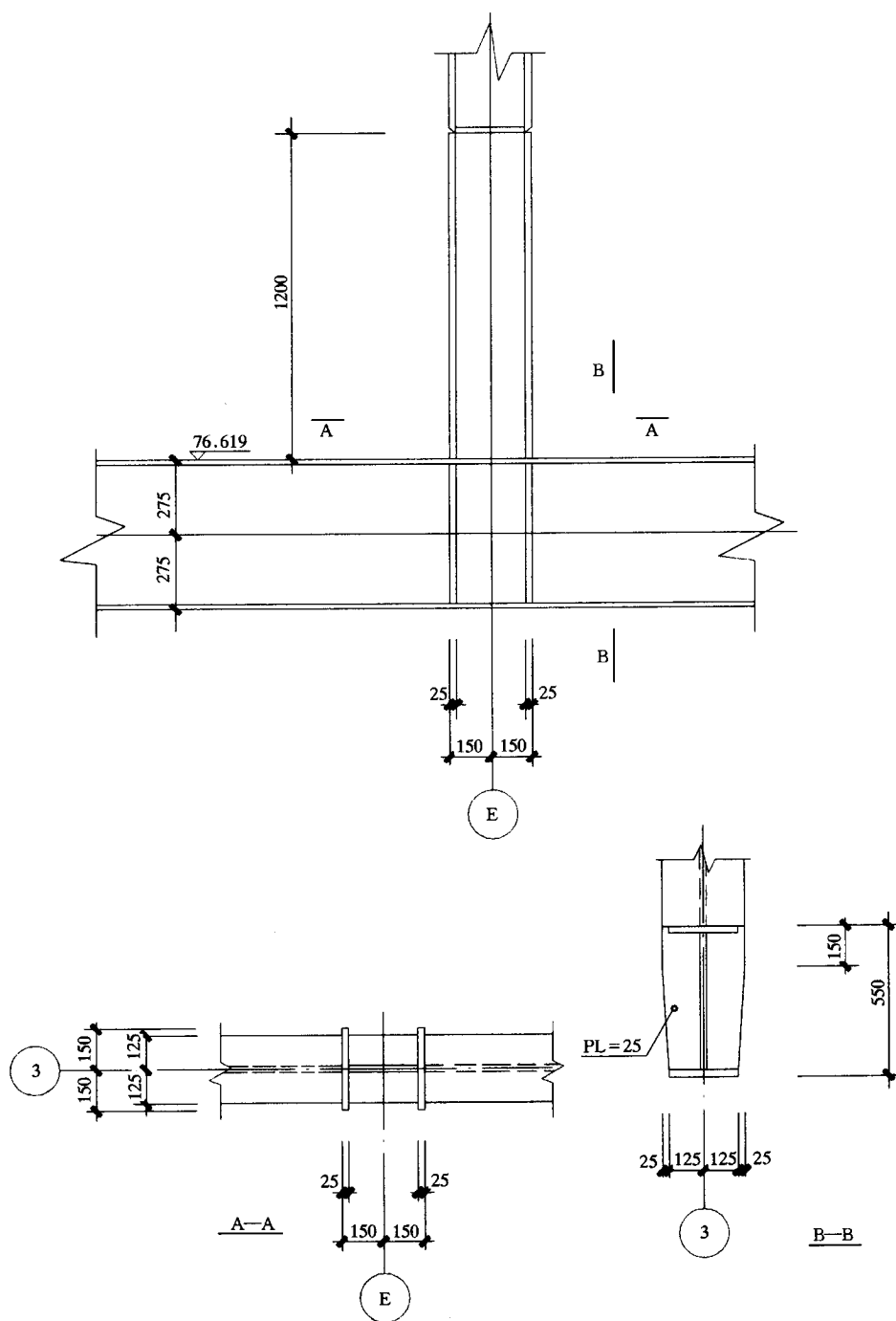
(五) 工程中柱连接实例



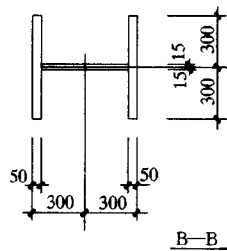
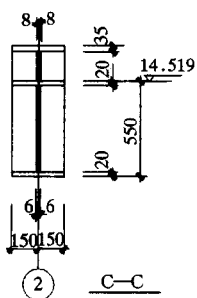
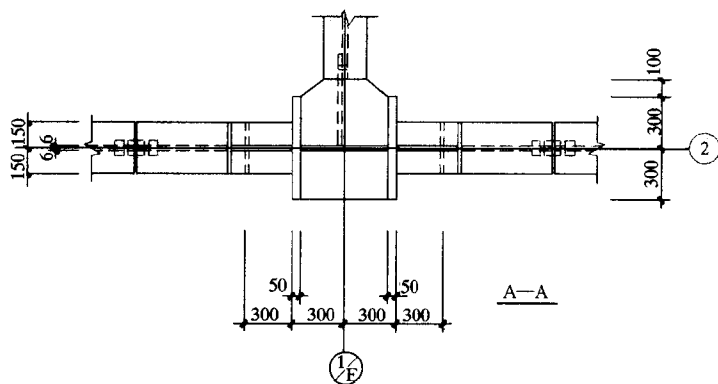
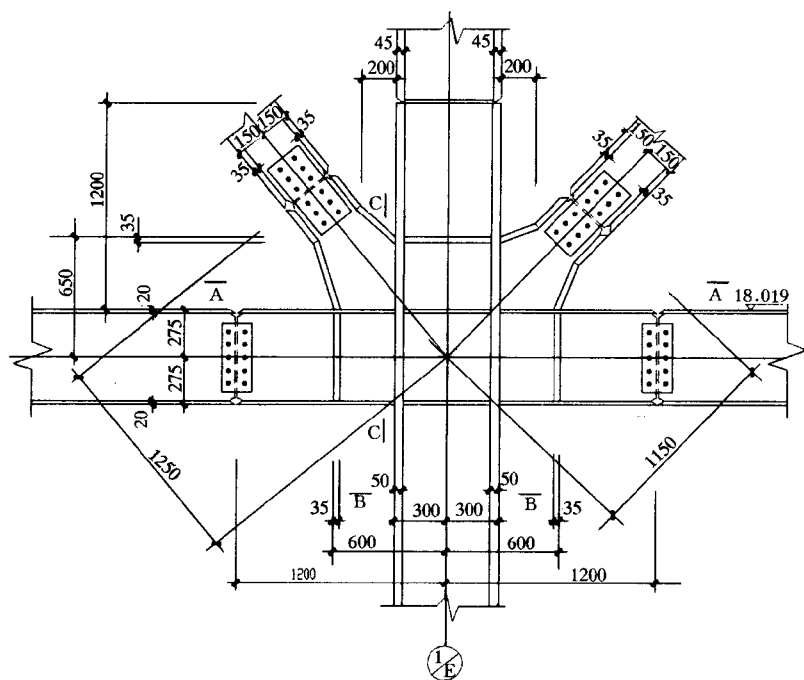
某工程节点连接实例(一)



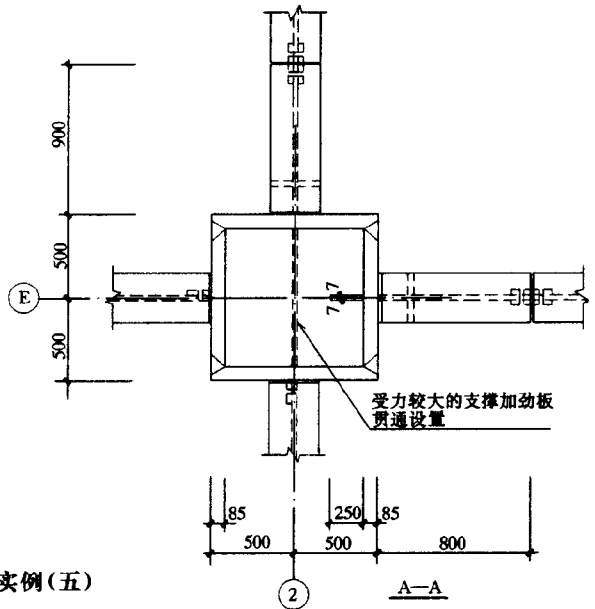
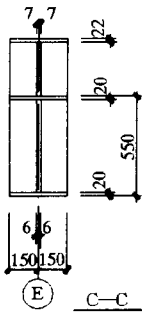
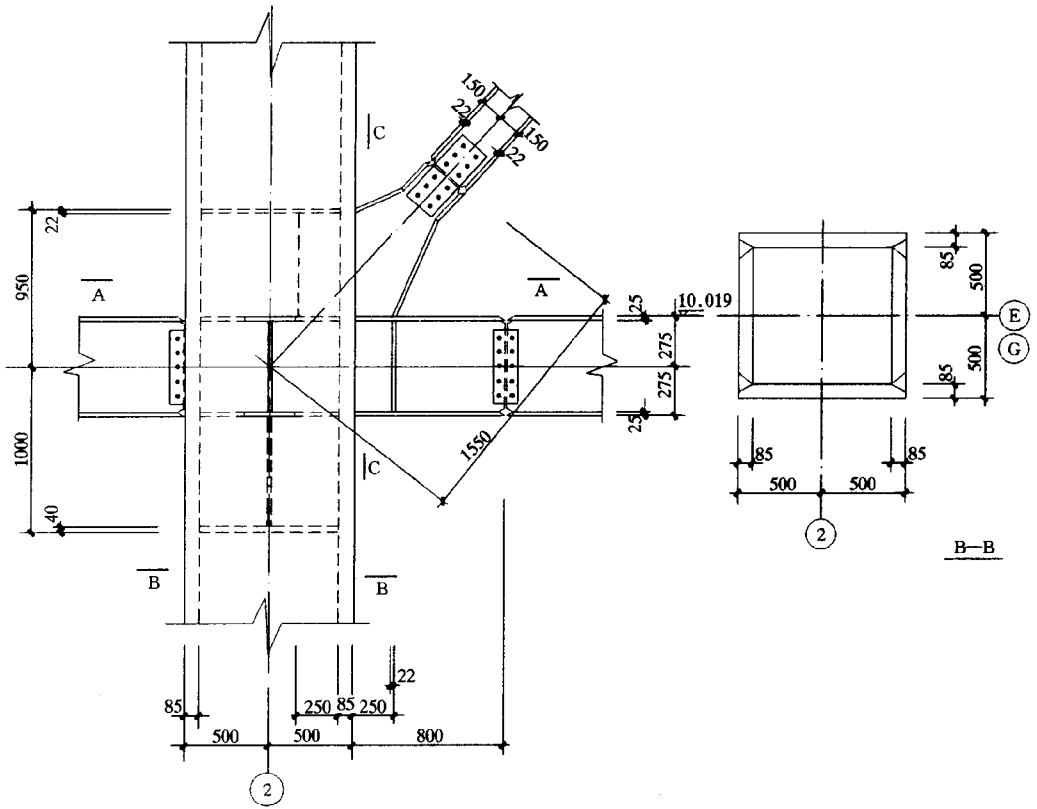
某工程节点连接实例(二)



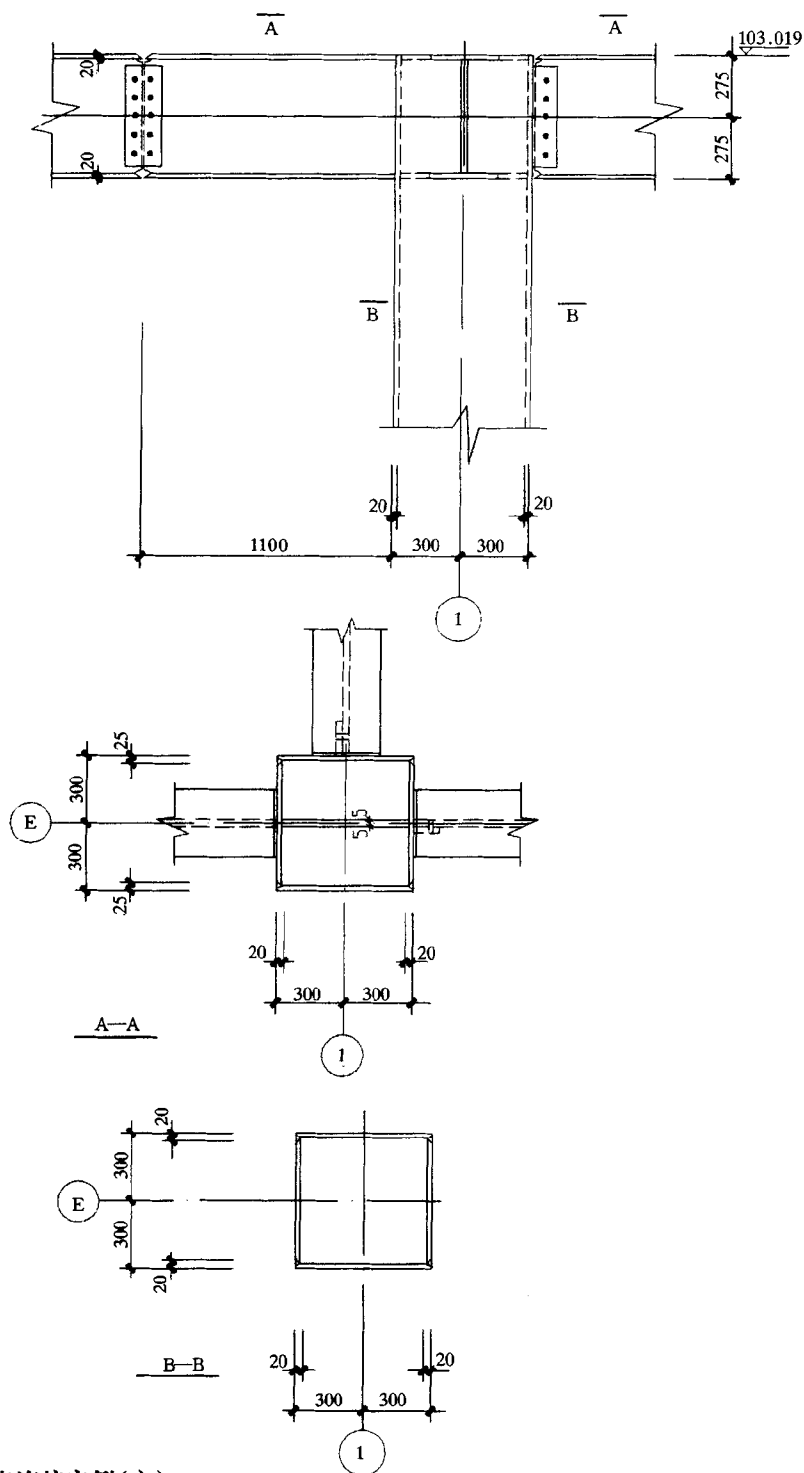
某工程节点连接实例(三)



某工程节点连接实例(四)



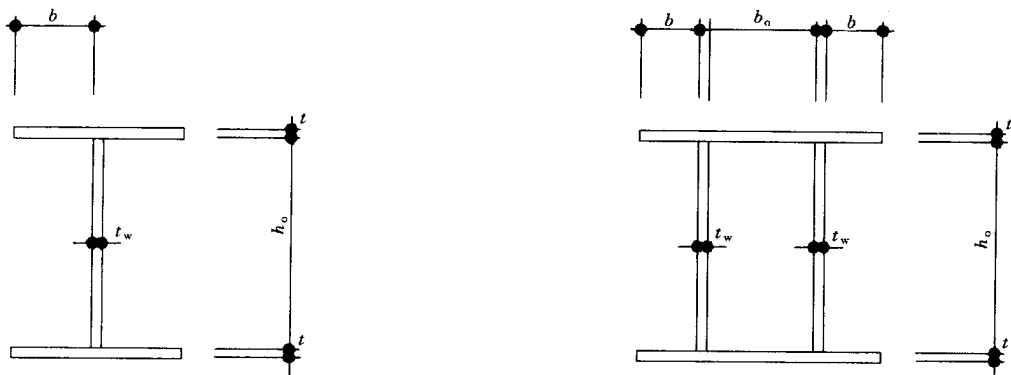
某工程节点连接实例(五)



某工程节点连接实例(六)

三、钢梁

(一) 常用钢梁的截面要求

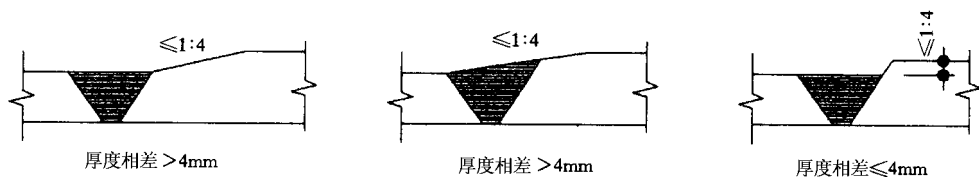


框架梁板件宽厚比限值

板 件	7 度及以上	6 度及非抗震
工字形梁和箱形梁翼缘悬伸部分 b/t	9	11
工字形梁和箱形梁腹板 h_0/t_w	$72 - 100 \frac{N}{Af}$	$85 - 120 \frac{N}{Af}$
箱形梁翼缘在两腹板之间的部分 b_0/t	30	36

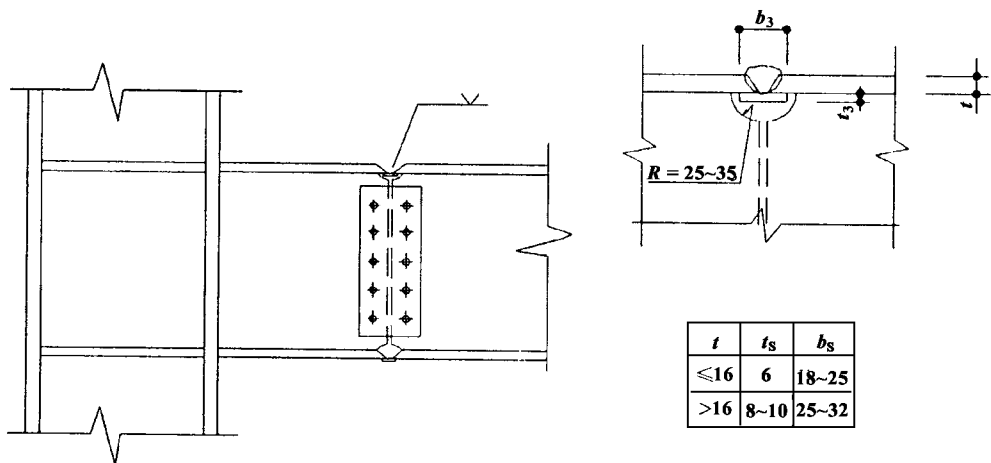
注：1. 表中， N 为梁的轴向力， A 为梁的截面面积， f 为梁的钢材强度设计值：

2. 表列值适用于 $f_y = 235\text{N/mm}^2$ 的 Q235 钢，当钢材为其他牌号时应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ 。



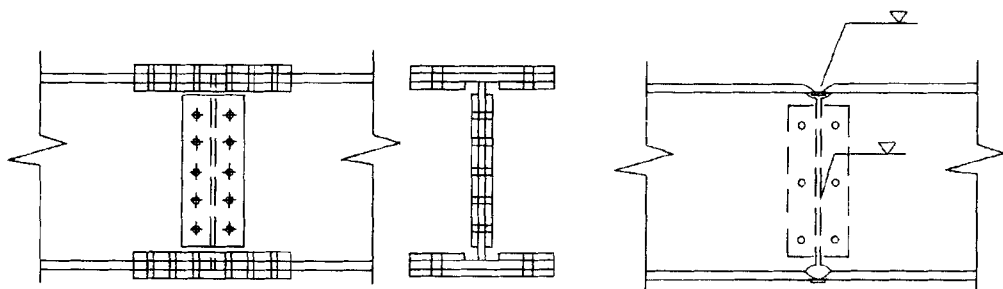
不同厚度钢板的对接拼接要求

(二) 主梁与主梁的连接



翼缘为全熔透连接，腹板为高强螺栓连接

翼缘栓焊透剖口对接焊细部尺寸



翼缘和腹板均用高强螺栓连接

翼缘和腹板均全熔透焊连接

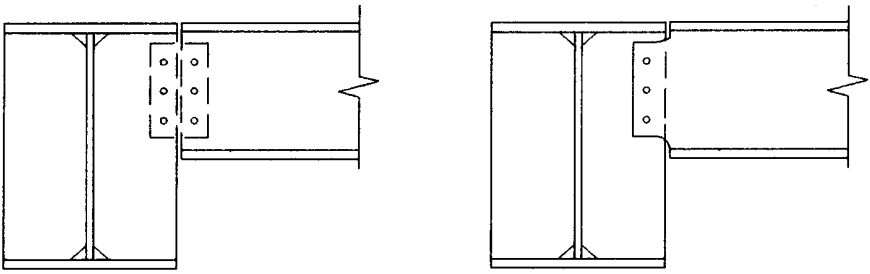
螺栓的最大，最小容许距离

名称	位置和方向		最大容许距离 (取两者的较小值)	最小容许距离			
中心间距	任意方向	外排	$8d_0$ 或 $12t$	$3d_0$			
		中间排	构件受压力		$12d_0$ 或 $18t$		
			构件受拉力		$16d_0$ 或 $24t$		
中心至构件边缘距离	垂直内力方向	顺内力方向		$2d_0$			
		轧制边	切割边		$4d_0$ 或 $8t$		
			高强度螺栓			$1.5d_0$	
				普通螺栓			

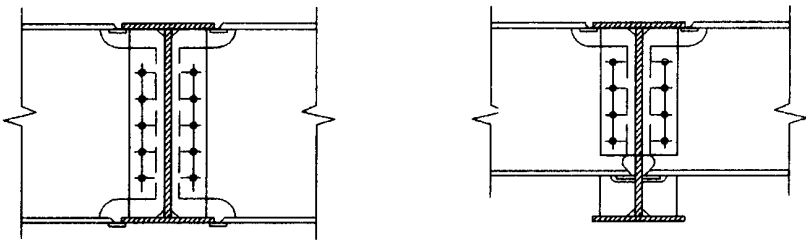
注：1. d_0 为螺栓的孔径， t 为外层较薄板件的厚度。

2. 钢板边缘与刚性构件（如角钢、槽钢等）相连的螺栓的最大间距，可按中间排的数值采用。

(三) 次梁与主梁的连接

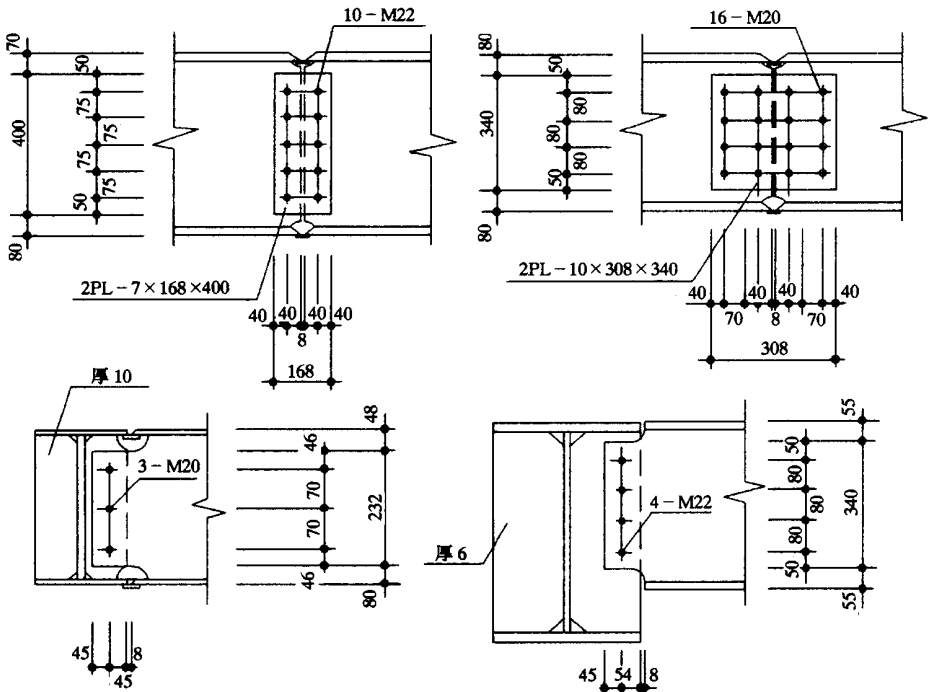


次梁与主梁简支连接



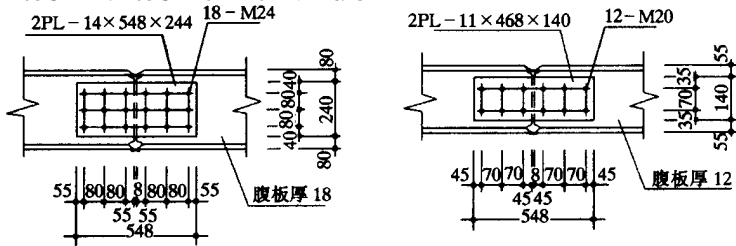
次梁与主梁刚性连接

(四) 某工程部分梁的连接实例

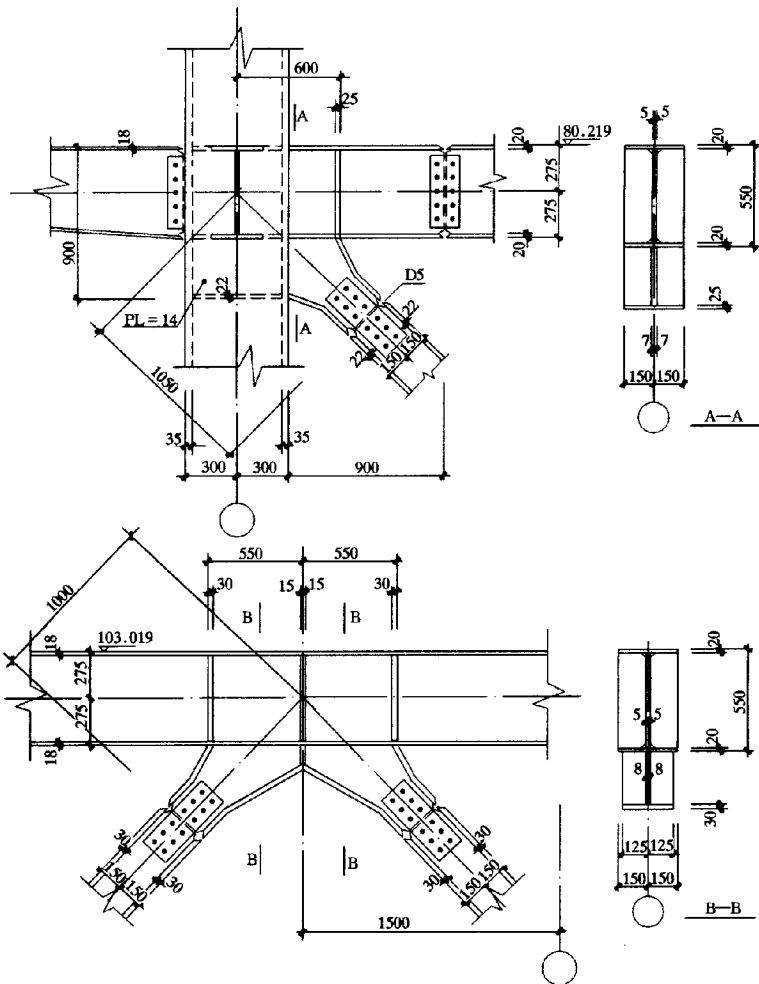


四、钢支撑

(一) 支撑与支撑的连接实例

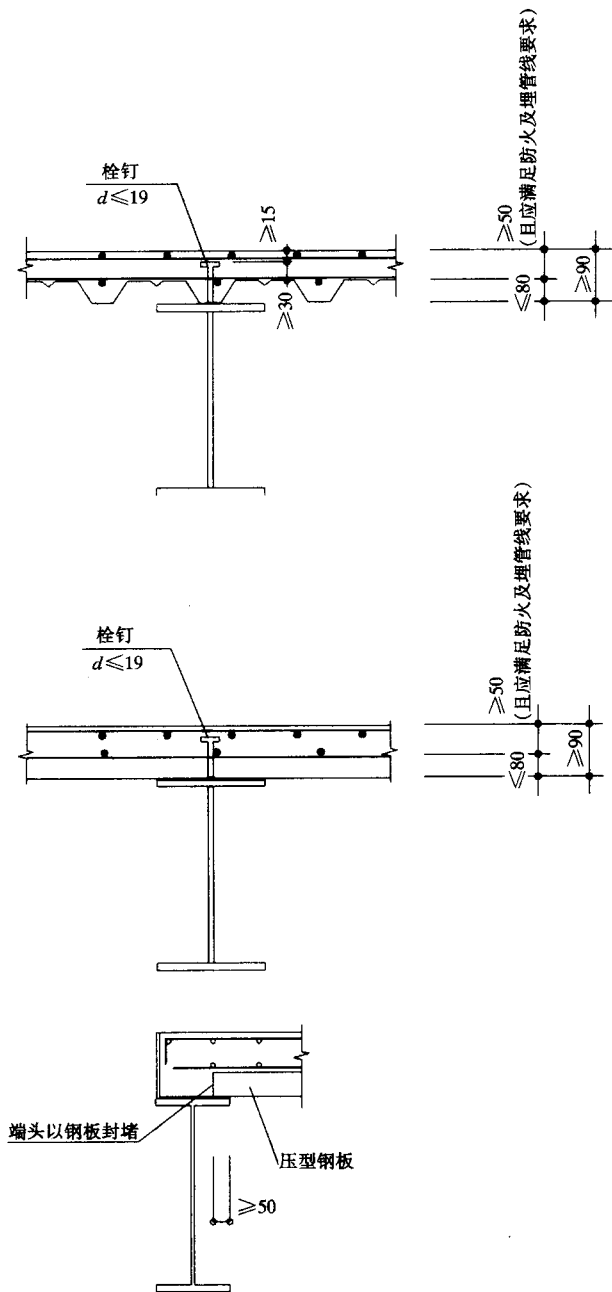


(二) 支撑与梁柱的连接实例



五、组合楼板

常用组合楼板的构造要求



组合楼板栓钉的直径要求

板的跨度	栓钉直径
≤ 3m	13mm 或 16mm
3 ~ 6m	16mm 或 19mm
> 6m	19mm

当栓钉焊于钢梁受拉翼缘时, $d \leq 1.5t$
 当栓钉焊于无拉应力部位时, $d \leq 2.5t$
 (d 为栓钉直径, t 为梁翼缘板厚度)

组合楼板栓钉的间距要求:

一般应在压型钢板端部每一个凹肋处设置栓钉, 栓钉间距还应满足下表要求

布置方向	栓钉间距
沿梁轴线方向布置	$\geq 5d$ (d 为栓钉直径)
垂直于轴线方向布置	$\geq 4d$ (d 为栓钉直径)
距钢梁翼缘边的边距	$\geq 35\text{mm}$

压型钢板的厚度要求

压型钢板的作用	钢板的净厚度
用于组合楼板	$\geq 0.75\text{mm}$
用于仅作模板	$\geq 0.50\text{mm}$

六、常用手工电弧焊接接头的基本型式与尺寸

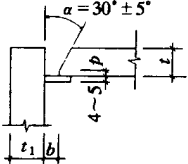
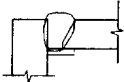
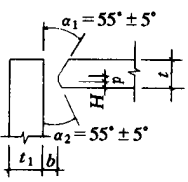
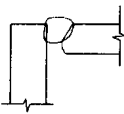
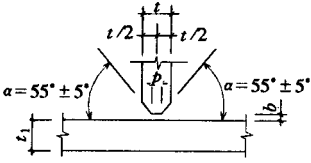
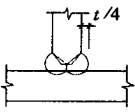
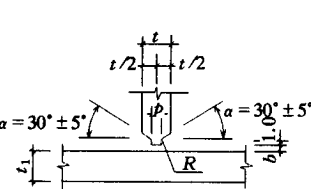
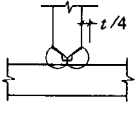
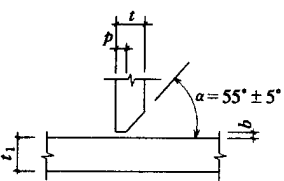
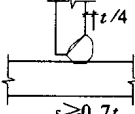
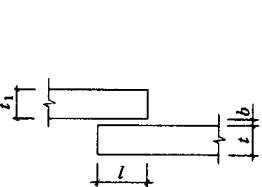
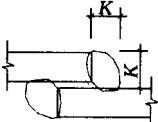
(一)

适用厚度	基本型式	焊缝型式	基本尺寸			
			t			
6~16			t	6~9	>9~16	
			b	1±1	2±1	
			p	2±1	2±1	
6~26			t	6~9	>9~15	>15~26
			b	6±1	8±1	9±1
			p	2±1	2±1	2±1
6~16			t	6~9	>9~16	
			b	1±1	2±1	
			p	1 ⁺¹ ₀	2±1	
6~26			t	6~12	>12~26	
			b	6±1	9±1	
			p	2±1	2±1	
			alpha	45°±5°	35°±5°	
12~30			t	12~30		
			b	2±1		
			p	2±1		
16~60			t	16~60		
			b	2±1		
			p	2±1		

注：1. 两侧钢板厚度不同时，t取较大值，t≥t₁₀。

2. s > 0.7t 为非全熔透焊缝的熔透深度。

(二)

适用厚度	基本型式	焊缝型式	基本尺寸					
≥ 12			t	≥ 12				
			b	6 ~ 9				
			p	2 ± 1				
20 ~ 40			t	20 ~ 40				
			b	2 ± 1				
			p	2 ± 1				
12 ~ 40			t	12 ~ 40				
			b	2 ± 1				
			p	2 ± 1				
30 ~ 60			t	30 ~ 60				
			b	2 ± 1				
			p	2 ± 1				
			R	8 ~ 10				
6 ~ 30			t	6 ~ 10	> 10 ~ 17	> 17 ~ 30		
			b	1 ± 1	2 ± 1	3 ± 1		
			p	1 ± 1	2 ± 1	2 ± 1		
2 ~ 30			t	2 ~ 5	> 5 ~ 30			
			b	0 + 1	0 + 1			
			l	≥ 2(t1 + t) 或 ≤ 5t				
			K	K _{min} = t + b				

注：1. $t \geq t_1$

2. $s > 0.7t$ 为非全熔透焊缝的熔透深度。

七、常用埋弧焊焊接接头的基本型式与尺寸

(一)

适用厚度	基本型式	焊缝型式	基本尺寸			
			t	b	p	
≤ 12			t	3~5	> 5~9	> 9~12
			b	2±1	3±1	4±1
≤ 12			t	3~5	> 5~9	> 9~12
			b	3±1	4±1	6±1
10~24			t	10~16	> 16~24	
			b	0 ⁺¹		
			p	6±1	8±1	
			α	70°±5°	90°±5°	
16~50			t	16~20	> 20~30	> 30~50
			b	6±1	8±1	10±1
			p	2±1		
20~40			t	20~40		
			b	0 ⁺¹		
			p	6±1		
40~160			t	400~100	> 100~160	
			α ₁	10°±2°	6°±2°	
			b	0 ⁺¹		
			p	8±1		
			R	6±1		

注：两侧钢板厚度不同时，t取较大值，t≥t₁。

(二)

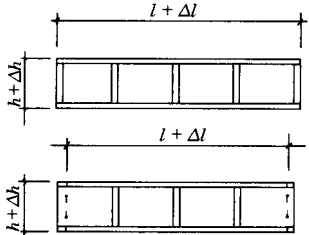
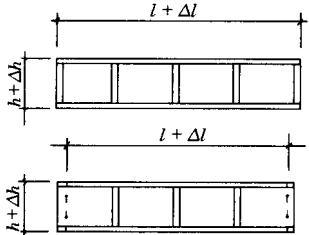
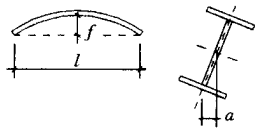
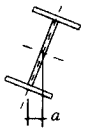
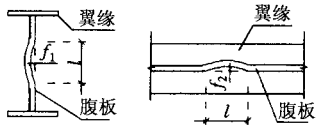
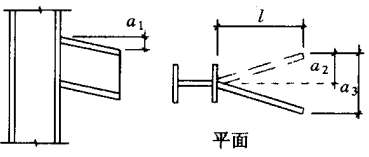
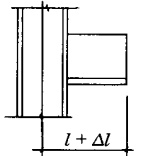
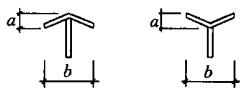
适用厚度	基本型式	焊缝型式	基本尺寸			
			t	其他尺寸		
6 ~ 14			t	6 ~ 8	9 ~ 14	
			b	0 ⁺¹		
			K _{min}	4	5	
10 ~ 20			t	10 ~ 15	> 15 ~ 20	
			b	0 ⁺¹		
			p	5 ± 1		
			K _{min}	4	6	
20 ~ 50			t	20 ~ 50		
			b	0 ⁺¹		
			p	5 ± 1		
			H	8 ± 1		
			K _{min}	6		
10 ~ 24			t	10 ~ 15	> 15 ~ 20	> 20 ~ 24
			b	0 ⁺¹		
			p	4 ± 1		
			K _{min}	6	8	10
16 ~ 40			t	16 ~ 40		
			b	0 ⁺¹		
			p	4 ± 1		
30 ~ 60			t	30 ~ 60		
			b	0 ⁺¹		
			p	6 ± 1		
			R	10 ± 1		

注 t ≥ t₁。

八、高层多节柱的允许偏差

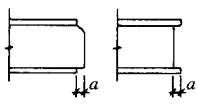
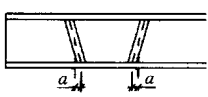
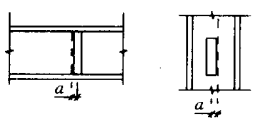
项 目		允许偏差 (mm)	图 例
一节柱长度的偏差 Δl		$-3.0 < \Delta l < 3.0$	
柱底刨平面到牛腿支承面距离的偏差 Δl_1		$-2.0 < \Delta l_1 < 2.0$	
楼层间距离的偏差 Δl_2 、 Δl_3		$-3.0 < \Delta l_2 < 3.0$ $-3.0 < \Delta l_3 < 3.0$	
牛腿的翘曲或扭曲 a	$l_4 \leq 600$ 时	$a \leq 2.0$	
	$l_4 > 600$ 时	$a \leq 3.0$	
柱身挠曲矢高 a		$a \leq l/1000$ 且 $a \leq 5.0$	
翼缘板倾斜度 a	$b \leq 400$	$a \leq 3.0$	
	$b > 400$	$a \leq 5.0$	
腹板中心线偏移 a	接合部位	$a \leq b/100$ 且 $a \leq 1.5$	
	接合部位	$a \leq 1.5$	
	其他部位	$a \leq 3.0$	
柱截面尺寸偏差 Δh	$h \leq 400$	$-2.0 \leq \Delta h \leq 2.0$	
	$400 < h < 800$	$-h/200 \leq \Delta h \leq h/200$	
	$h \geq 800$	$-4.0 \leq \Delta h \leq 4.0$	
每节柱的柱身扭曲 a		$a \leq 6h/1000$ 且 $a \leq 5.0$	
柱脚底板翘曲和弯折 a		$a \leq 3.0$	
柱脚螺栓孔对底板中心线的偏移 Δa		$\Delta a \leq 1.5$	
柱端连接处的倾斜度 a		$a \leq 1.5H/1000$	

九、梁的允许偏差

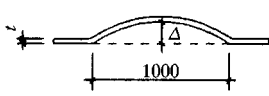
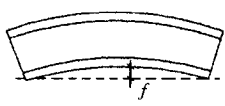
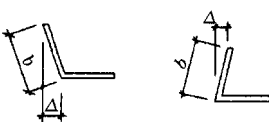
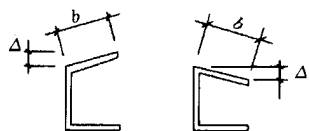
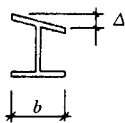
项 目		允许偏差 (mm)	图 例
梁长度的偏差 Δl		$\Delta l \leq l/2500$ 且 $\Delta l \leq 5.0$	
焊接梁端部高度偏差 Δh	$h \leq 800$	$-2.0 \leq \Delta h \leq 2.0$	
	$h > 800$	$-3.0 \leq \Delta h \leq 3.0$	
两端最外侧孔间距偏差 Δl		$-3.0 \leq \Delta l \leq 3.0$	
梁的弯曲矢高 f		$f \leq l/1000$ 且 $f \leq 10$	
扭曲 (梁高 h) a		$a \leq h/200$ 且 $a \leq 8$	
腹板局部不平直 f_1, f_2	$t < 14$	$f_1, f_2 \leq 3l/1000$	
	$t \geq 14$	$f_1, f_2 \leq 2l/1000$	
悬臂梁端部偏差	竖向偏差 a_1	$a_1, a_2 \leq l/300$	
	水平偏差 a_2	且 $a_1, a_2 \leq 3.0$	
	水平偏差 a_3	$a_3 \leq 4.0$	
悬臂梁段的长度偏差 Δl		$-3.0 \leq \Delta l \leq 3.0$	
梁翼缘的弯曲偏差 a		$a \leq 2.0$	

十、钢构件组装的允许偏差

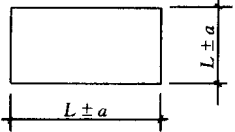
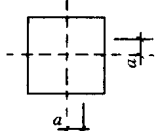

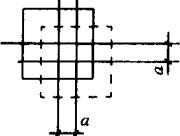
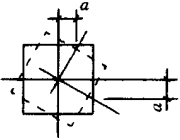
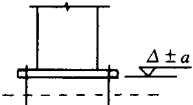
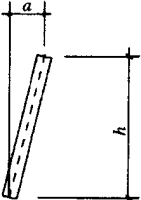
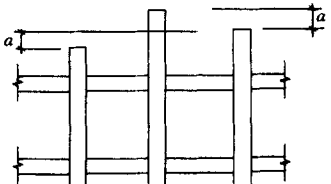
项 目	图 例	允许偏差 (mm)
T型连接的间隙		$t < 16$ 时 $a \leq 1.0$ $t \geq 16$ 时 $a \leq 2.0$
搭接长度偏差 ΔL 搭接间隙 a		ΔL — ± 5.0 $a \leq 1.0$
对接接头底板错位 a		$t \leq 16$ 时 $a \leq 1.5$ $16 < t < 30$ $a \leq t/10$ $t \geq 30$ $a \leq 3.0$ t 取薄板的厚度
对接接头间隙偏差 Δa		手工电弧焊 $0 \leq \Delta a \leq 4.0$ 埋弧自动焊 气体保护焊 $0 \leq \Delta a \leq 1.0$
对接接头直线度偏差 a		$\Delta a \leq 2.0$
根部开口间隙偏差 (背部 加垫板) Δa		$-2 \leq \Delta a \leq +2$
水平隔板电渣焊间隙偏差 Δa		$-2 \leq \Delta a \leq +2$
隔板与梁翼缘的错位差 a		当 $t_1 \geq t_2$ 且 $t_1 \leq 20$ 时 $a \leq t_2/2$ 当 $t_1 \geq t_2$ 且 $t_1 > 20$ 时 $a \leq 4.0$ 当 $t_1 < t_2$ 且 $t_1 \leq 20$ 时 $a \leq t_1/4$ 当 $t_1 < t_2$ 且 $t_1 > 20$ 时 $a \leq 5.0$

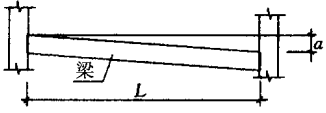
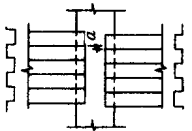
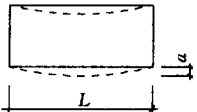
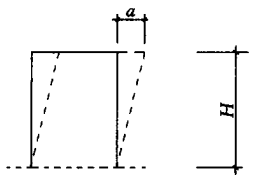
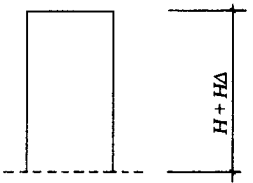
项 目	图 例	允许偏差 (mm)
焊接组装构件端部偏差 a		$a \leq 3.0$
加劲板或隔板倾斜偏差 a		$a \leq 2.0$
连接板加劲间距或位置偏差 a		$a \leq 2.0$

十一、钢材矫正后的允许偏差

项 目	图 例	允许偏差 (mm)
钢板的局部平面度 (Δ)		(在 1m 范围内) $t \leq 14 \quad \Delta \leq 1.5$ $t > 14 \quad \Delta \leq 1.0$
型钢弯曲矢高 (f)		$f \leq 1/1000$ $f \leq 5.0$
角钢肢垂直度 (Δ)		$\Delta \leq b/100$ 双肢栓接角钢的角度不得大于 90°
槽钢翼缘的倾斜度 (Δ)		$\Delta \leq b/80$
工字钢, H 型钢翼缘的倾斜度 (Δ)		$\Delta \leq b/1000$ $\Delta \leq 2.0$

十二、高层钢结构安装的允许偏差

项 目	允许偏差 (mm)	图 例
钢结构定位轴线	$a \leq L/20000$	
柱子定位轴线	$a \leq 1$	
地脚螺栓位移量	$a \leq 2$	
柱底座位移	$a \leq 3$	
上柱和下柱的扭转	$a \leq 3$	
柱底标高	$-2.0 \leq a \leq 2.0$	
单节柱的垂直度	$a \leq h/1000$	
同一层柱的柱顶标高	$-5.0 \leq a \leq 5.0$	

项 目		允许偏差 (mm)	图 例
同一根梁两端水平度		$a \leq L/1000 + 3$ 且 $a \leq 10$	
压型钢板在钢梁上的排列错位		$a \leq 15$	
建筑物的平面弯曲		$a \leq L/2500$	
建筑物的整体垂直度		$a \leq H/2500 + 10$ 且 $a \leq 50$	
建筑物的总高度	按相对标高安装	$\Delta H \leq \sum_{i=1}^n (a_{h_i} + a_{w_i})$ a_{h_i} ——柱的制造长度允许误差； a_{w_i} ——柱经荷载压缩后的缩短值； n ——柱子节数。	
	按设计标高安装	$-30 \leq \Delta H \leq 30$	

第二节 高层钢结构建筑设计实例

高层钢结构建筑设计实例(图7-5-1~图7-5-49),例举了大量高层钢结构设计图例,建筑设计应与结构的形式与体型、建筑防火、建筑材料选择及截面形式等结合起来,使建筑形式与结构形式相互对应、相互结合,以取得最好的建筑形式,最佳的经济效益。本节的实例都具有一定的特点,可以在今后的设计中供借鉴与学习。

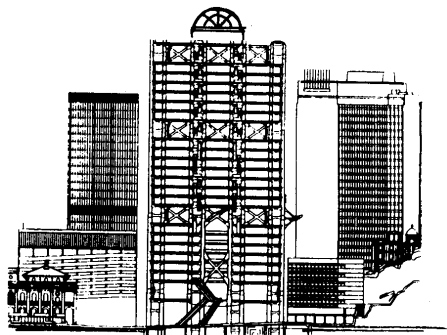


图7-5-1 香港某办公大楼群

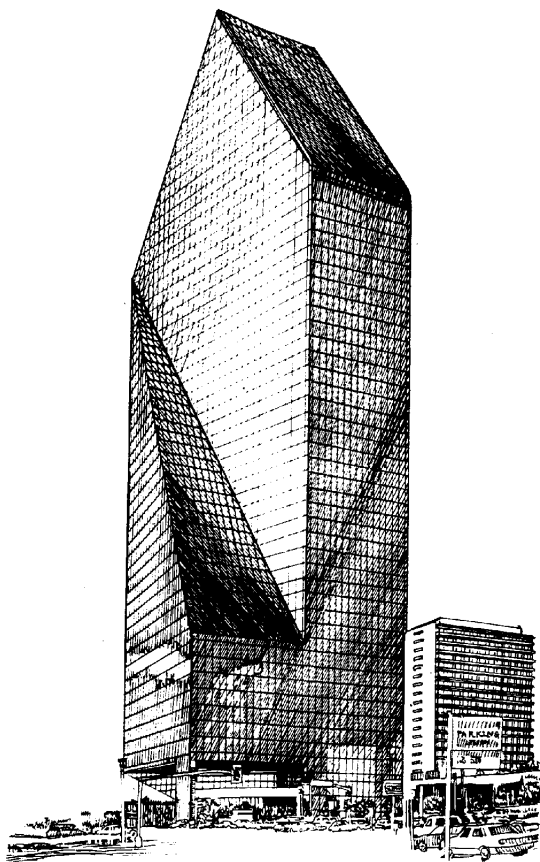


图7-5-2 美国达拉斯联盟银行大厦

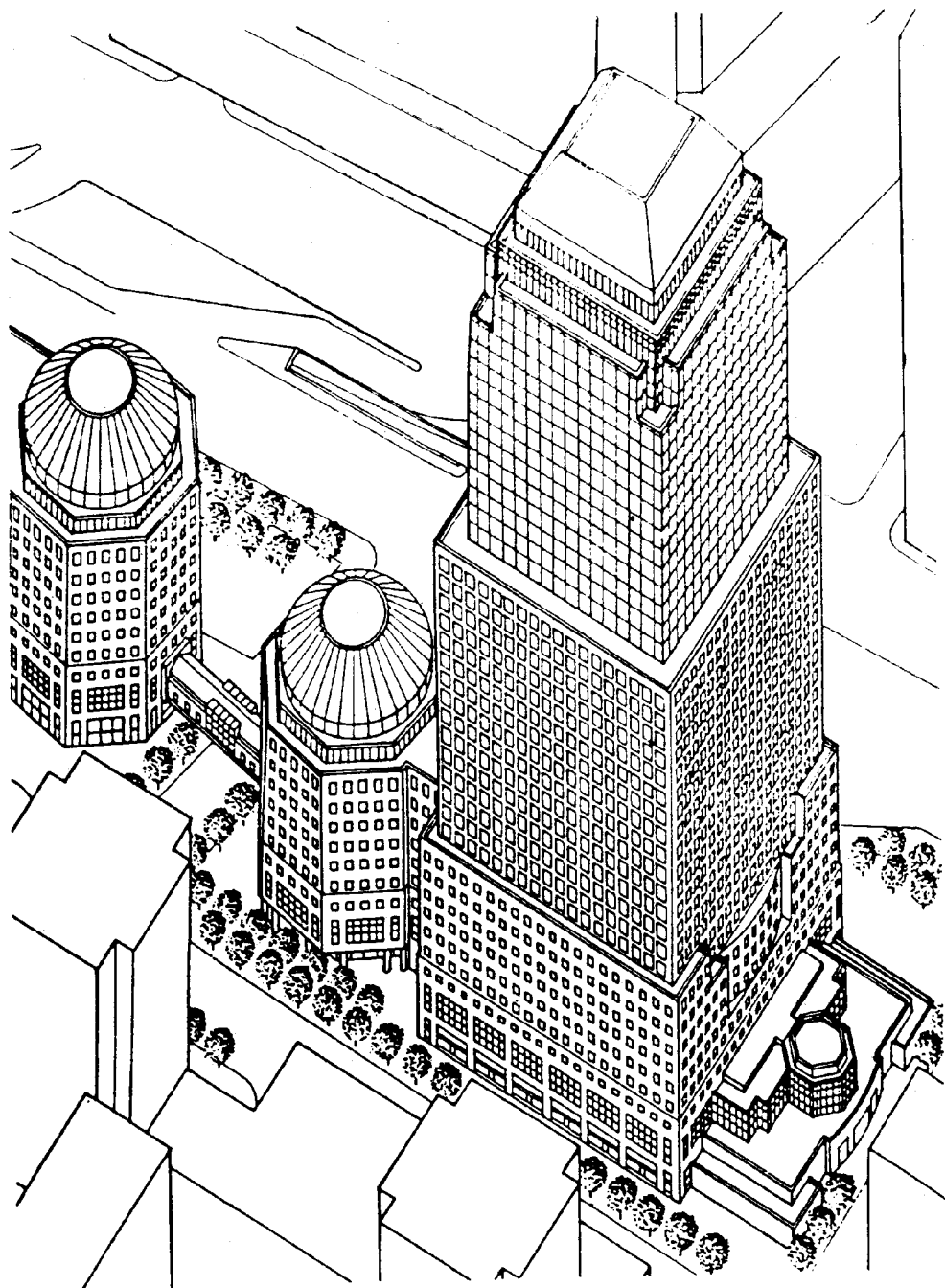


图 7-5-3 美国某公司大楼

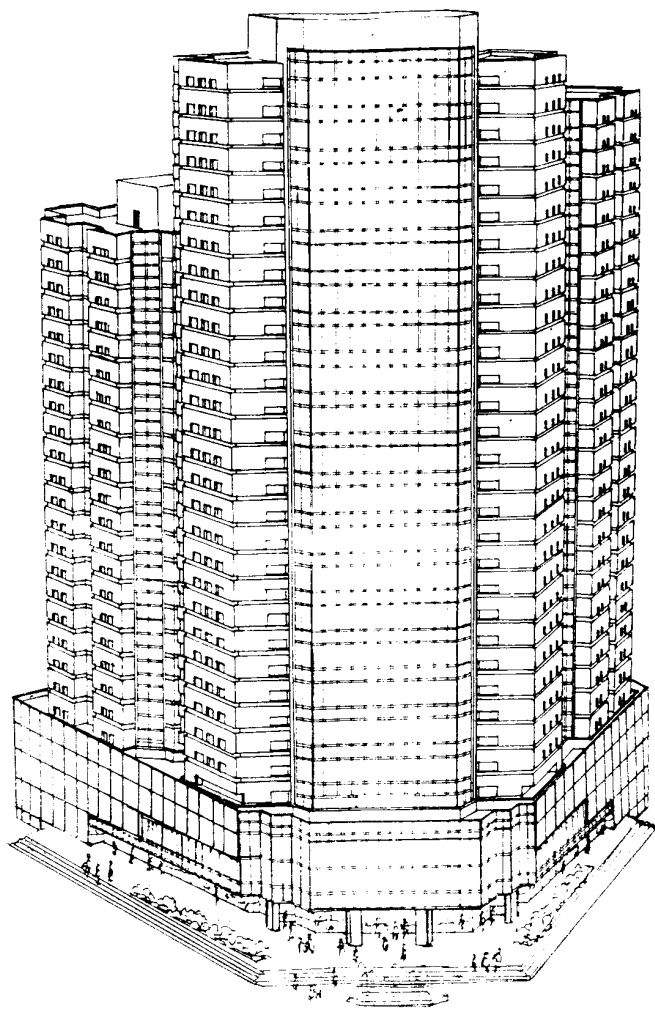


图 7-5-4 新加坡某办公大楼

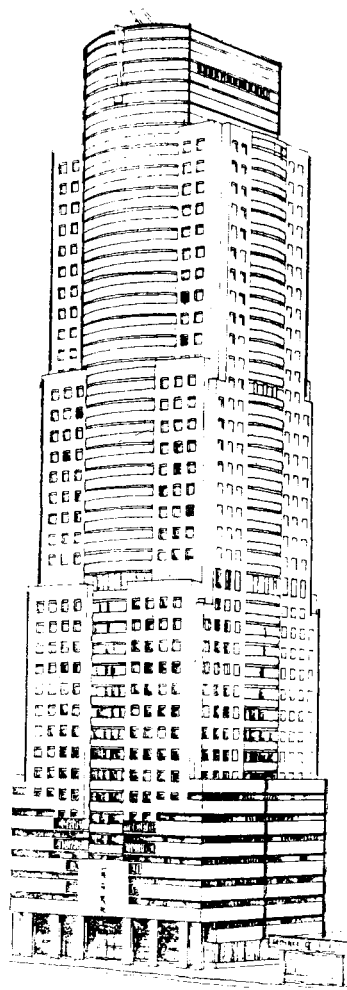


图 7-5-5 中国台北
某大楼

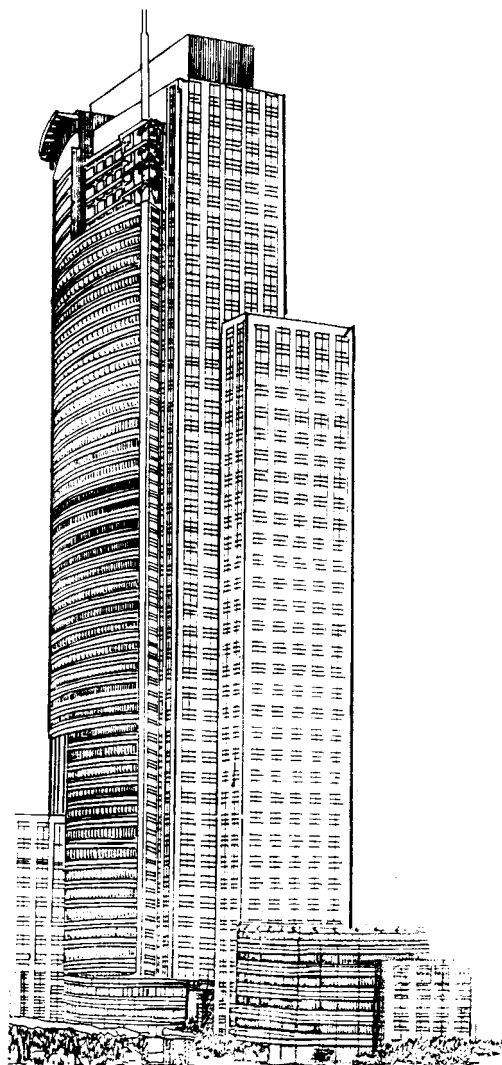


图 7-5-6 德国法兰克福办公大厦

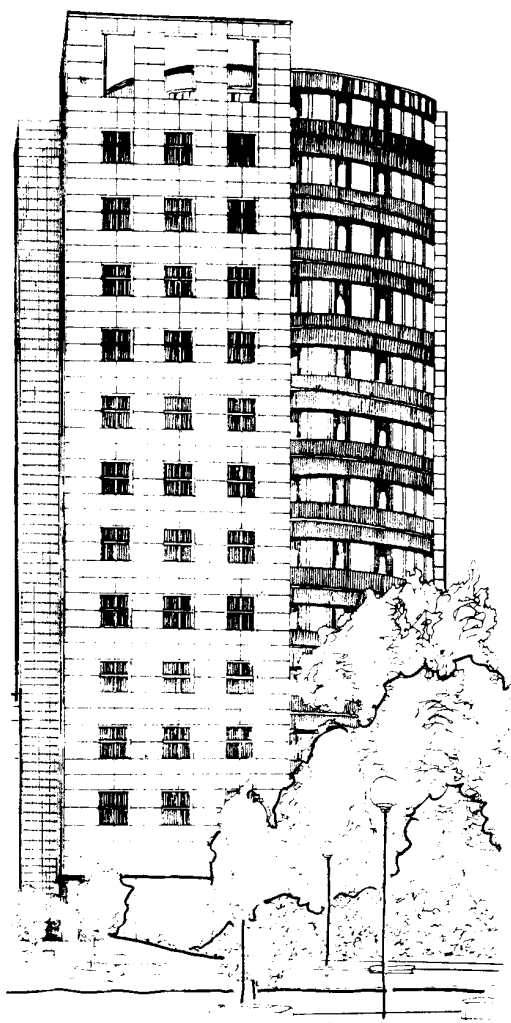


图 7-5-7 英国伦敦某大厦

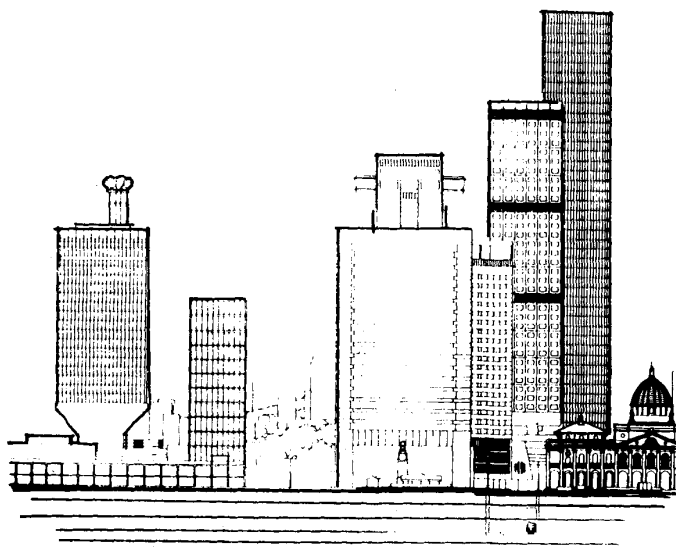


图 7-5-8 香港中环的高层建筑群

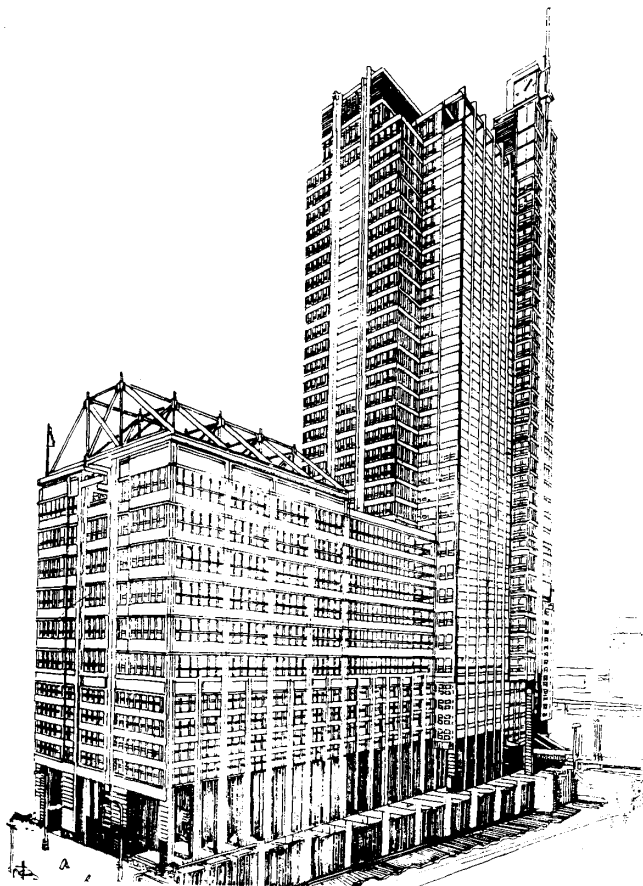


图 7-5-9 美国芝加哥某大厦

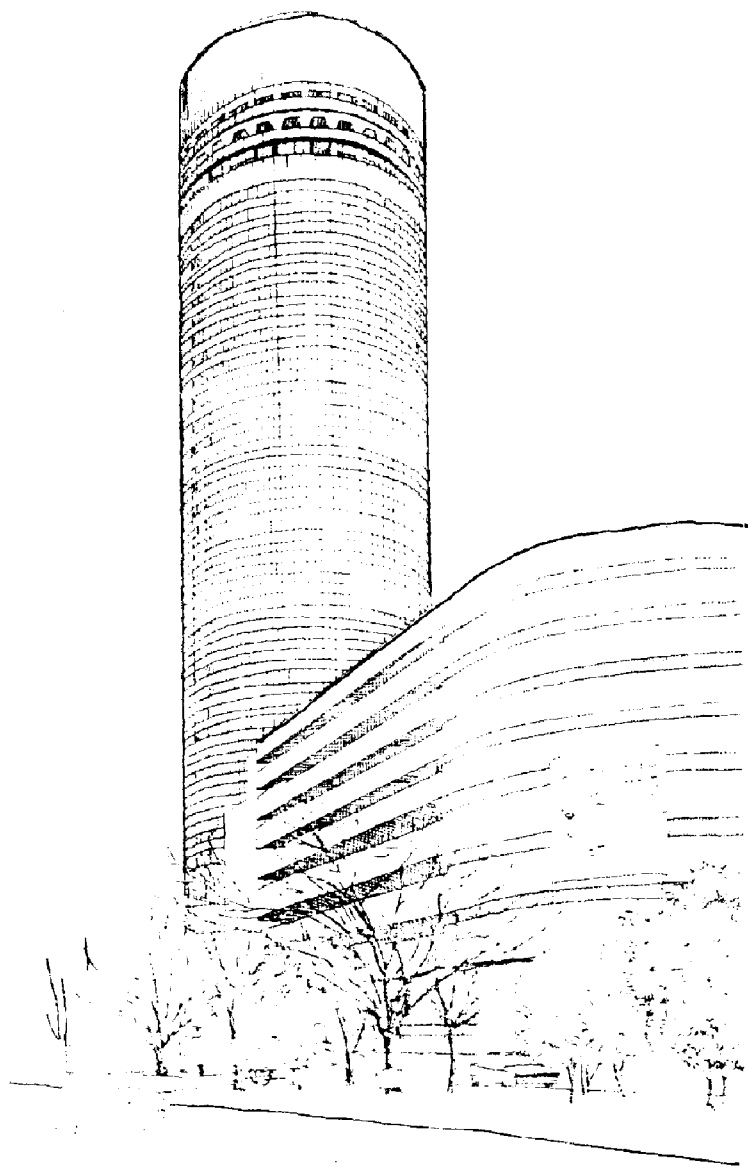


图 7-5-10 德国法兰在福办公大楼

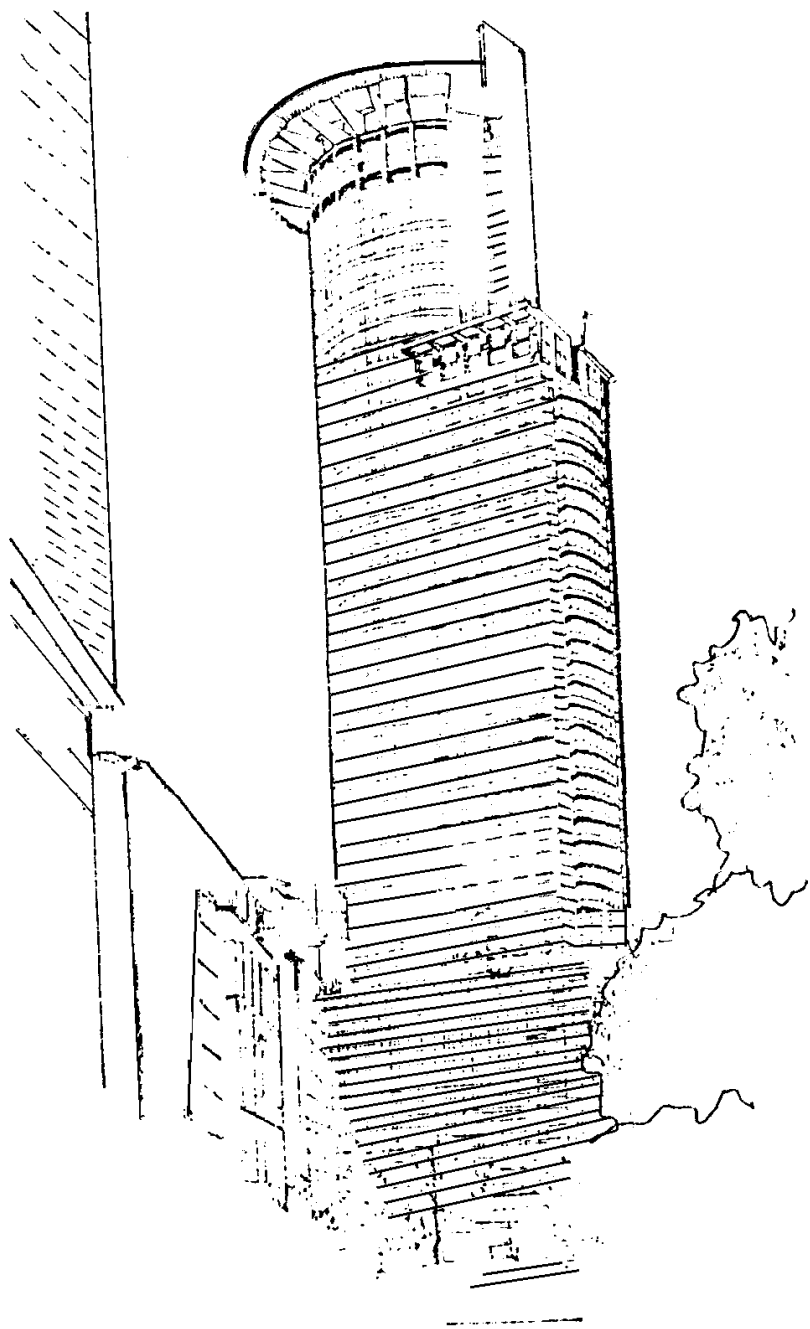


图 7-5-11 日本新横滨五子饭店

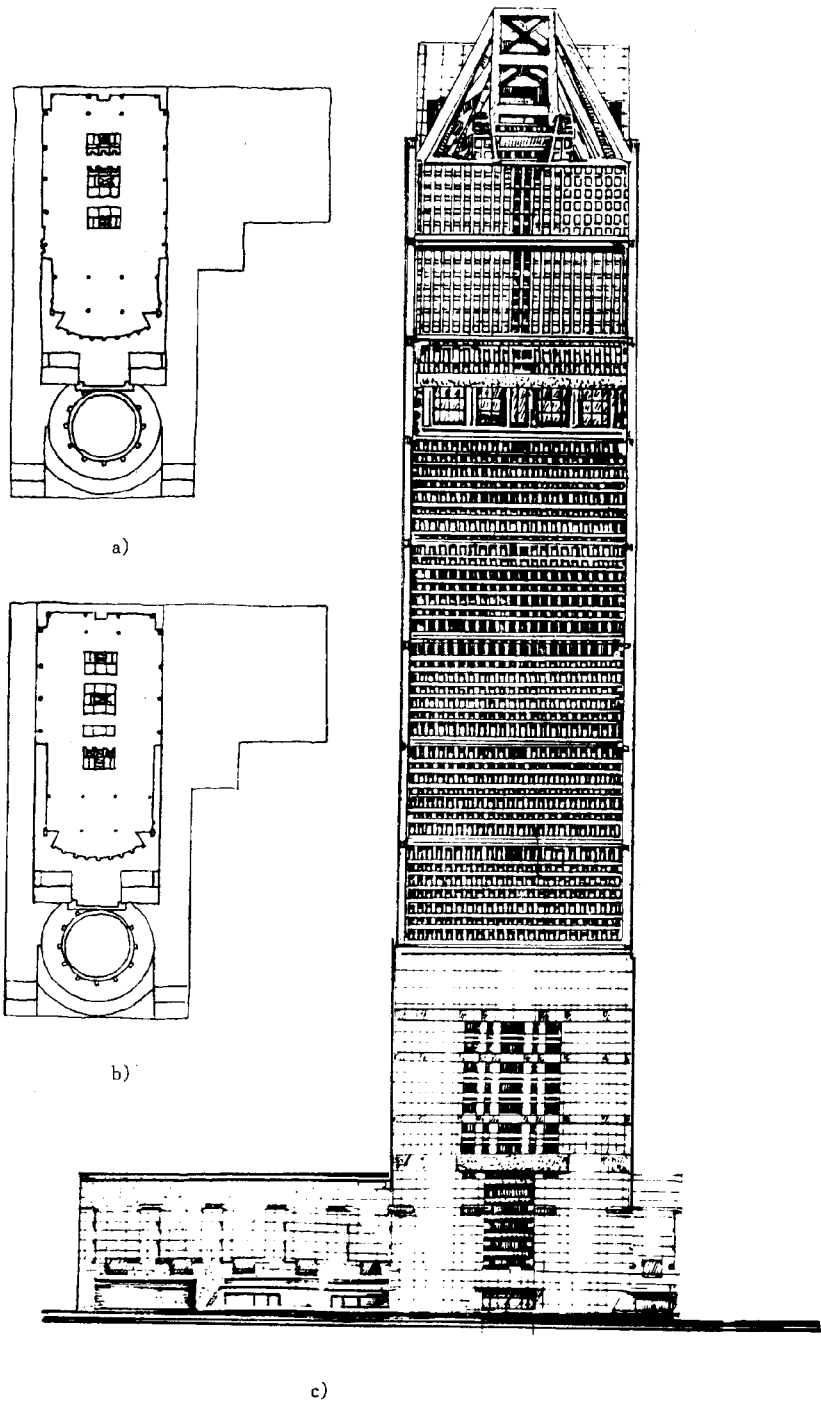
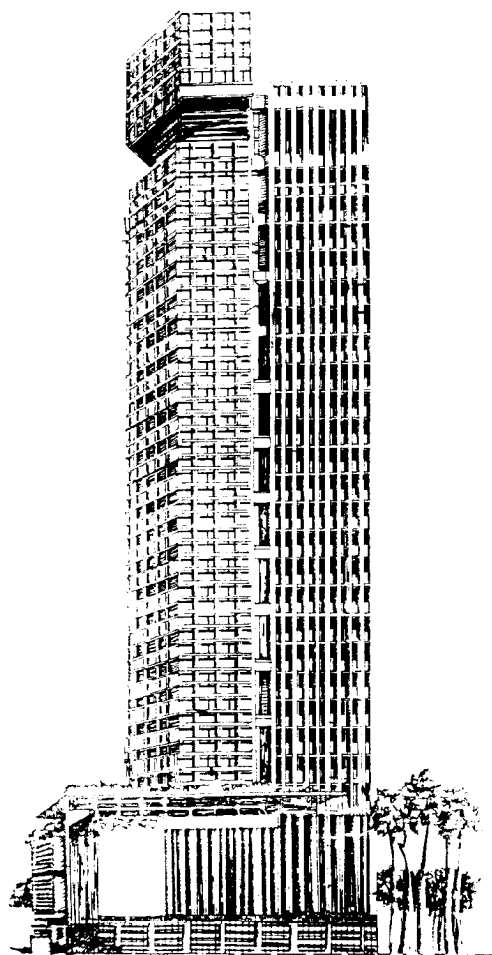
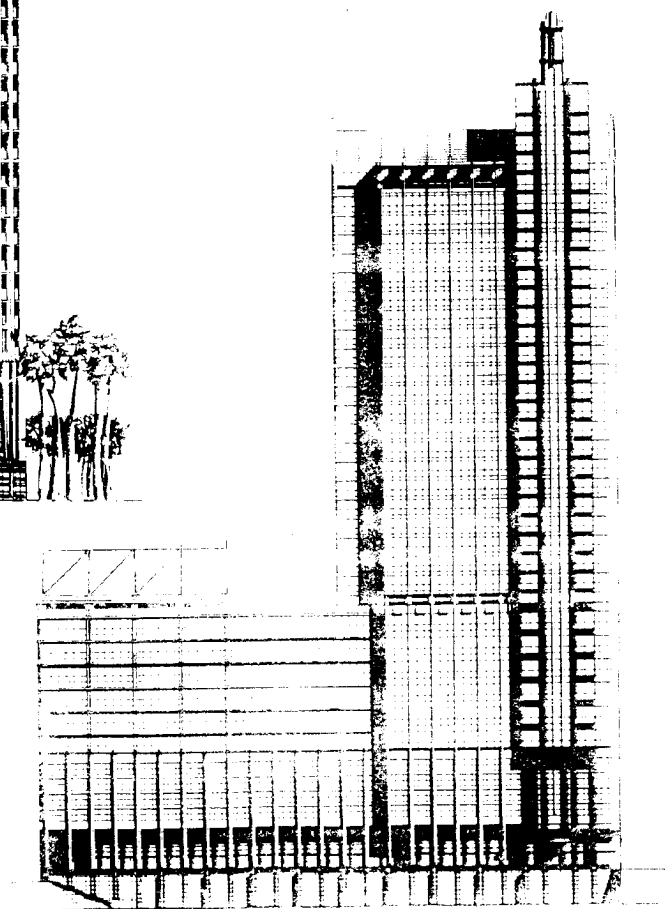


图 7-5-12 美国俄亥俄州辛辛那提喷泉大厦
a) 20~35 层平面图 b) 16~19 层平面图 c) 主楼外观图



(a)



(b)

图 7-5-13 美国二幢办公大楼实例

a) 实例一 b) 实例二

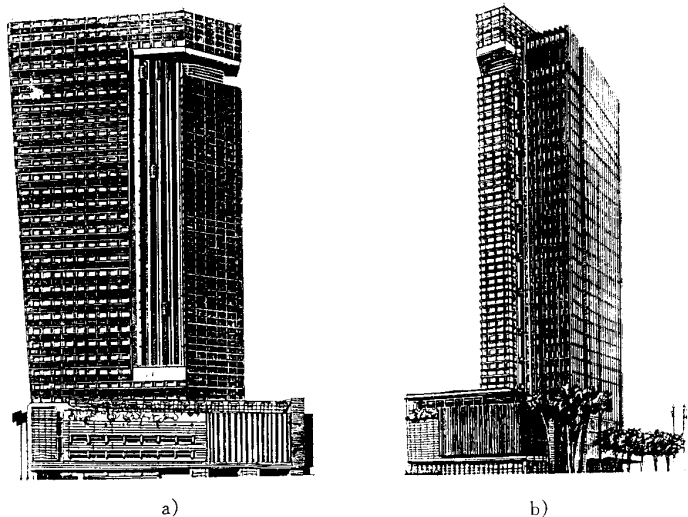


图 7-5-14 美国夏威夷第一中心大厦



图 7-5-15 广州某办公大厦

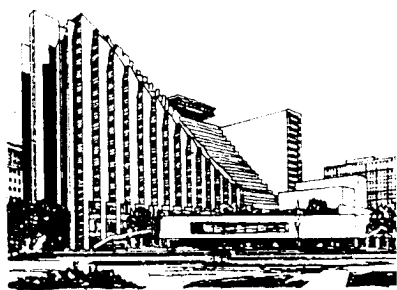


图 7-5-16 美国洛杉矶旅馆大楼

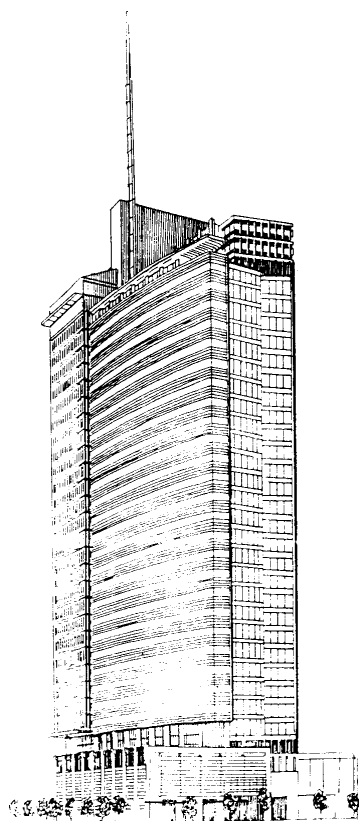


图 7-5-18 美国旧金山
某办公大楼

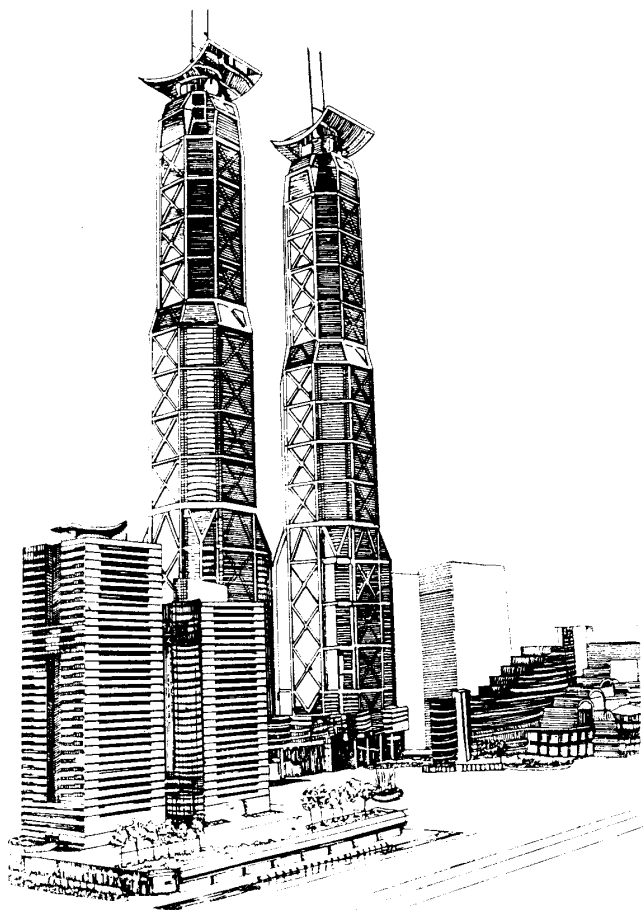


图 7-5-17 广州某超高层大楼方案

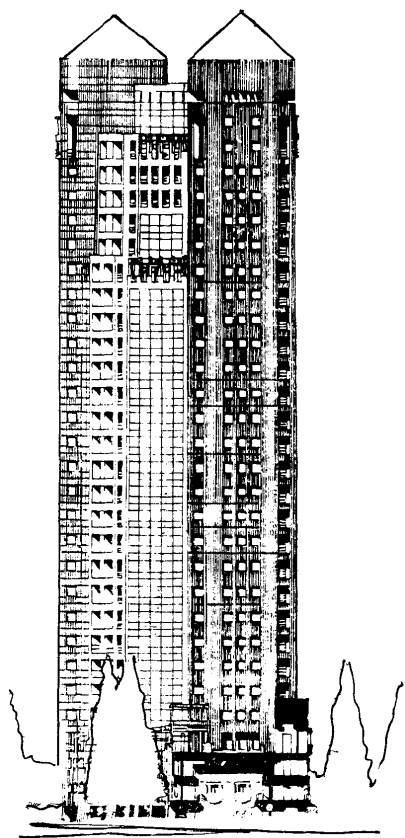


图 7-5-19 美国纽约办公大楼

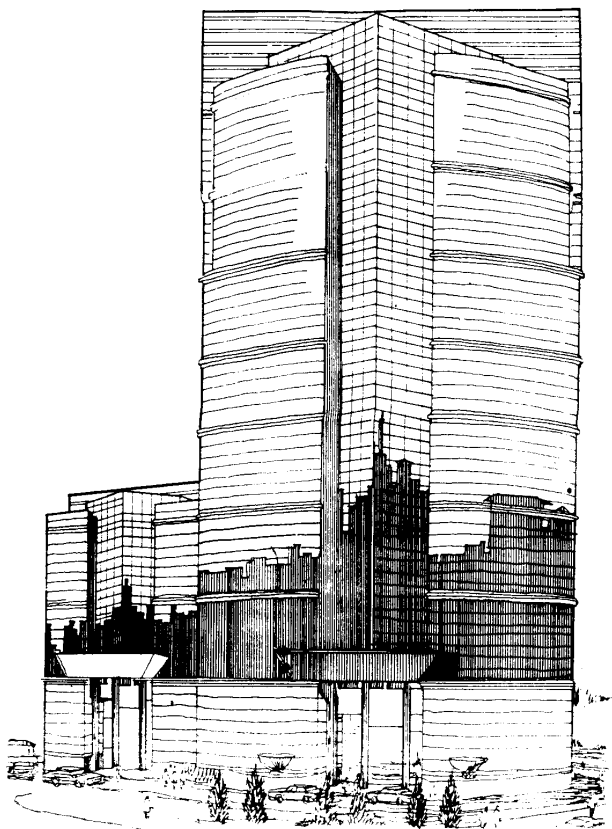


图 7-5-20 马来西亚某办公大楼

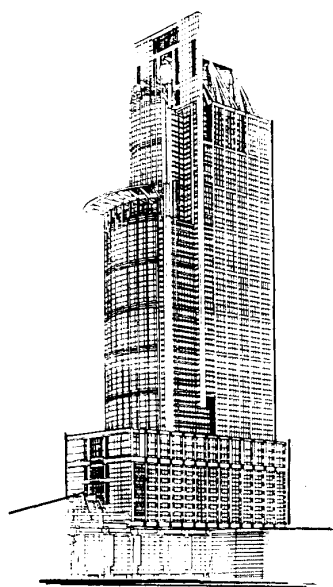


图 7-5-21 美国某大楼

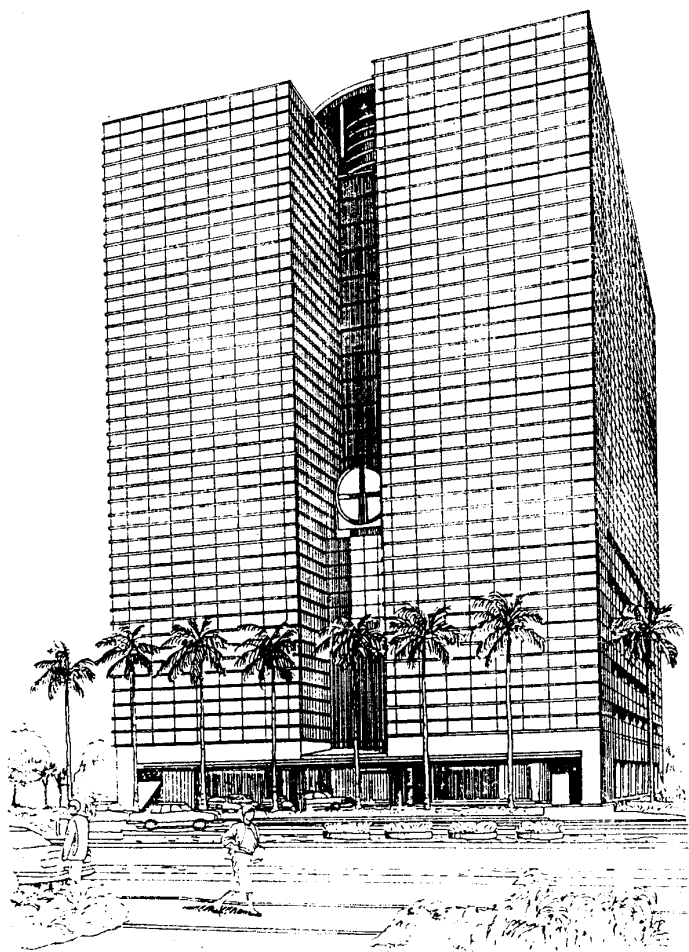


图 7-5-22 韩国汉城某办公大楼

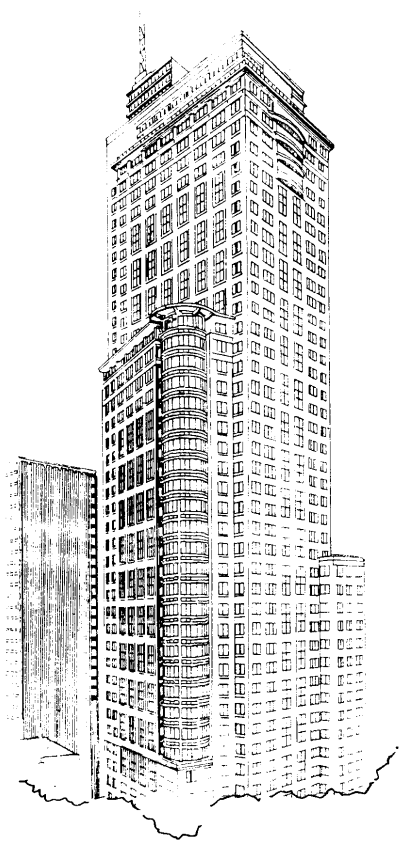


图 7-5-23 澳大利亚某大厦

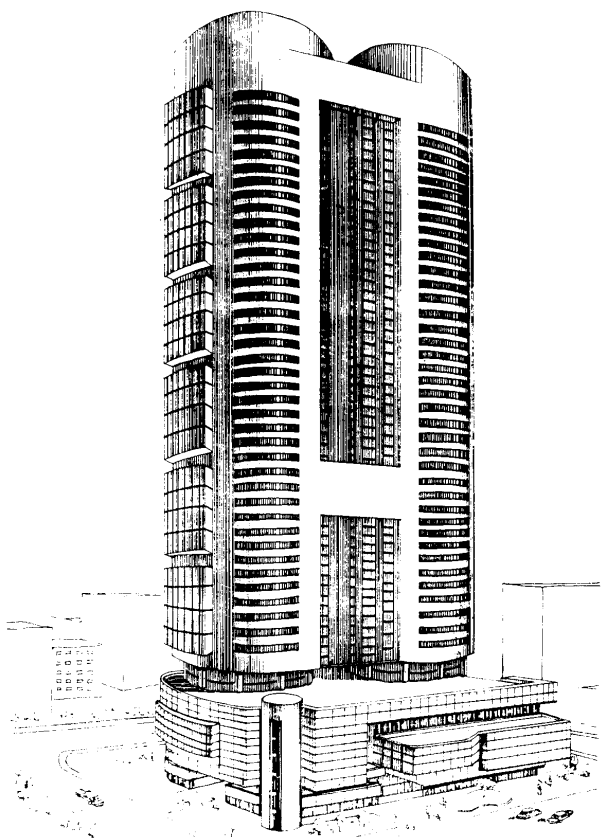


图 7-5-24 深圳智能商业大厦

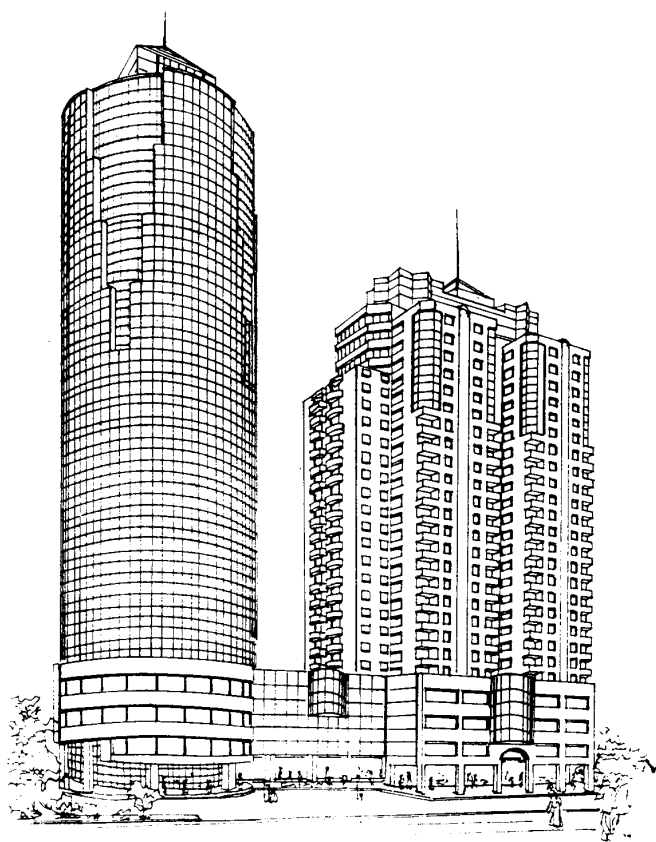


图 7-5-25 法国巴黎某办公大厦

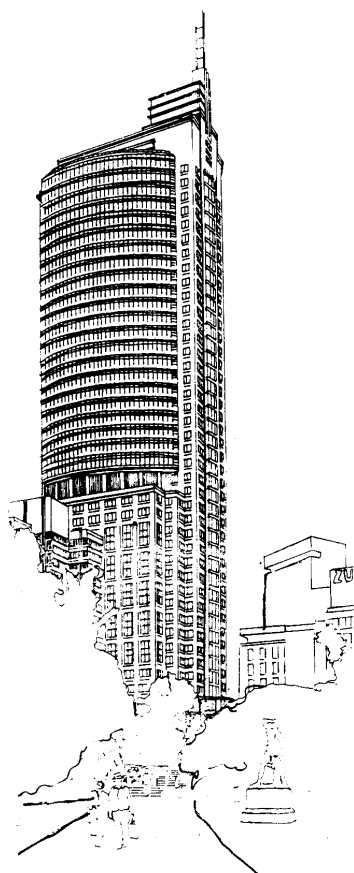


图 7-5-26 悉尼谢夫
雷大厦

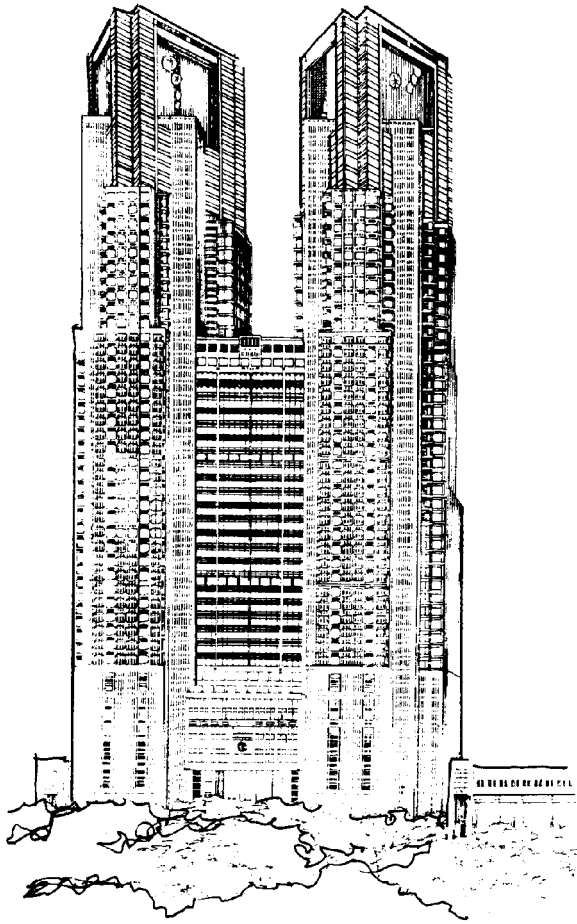


图 7-5-27 日本东京新市政厅大厦

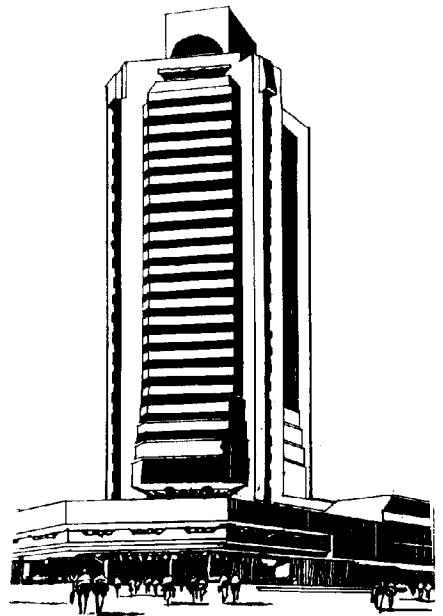


图 7-5-28 日本某办公大厦

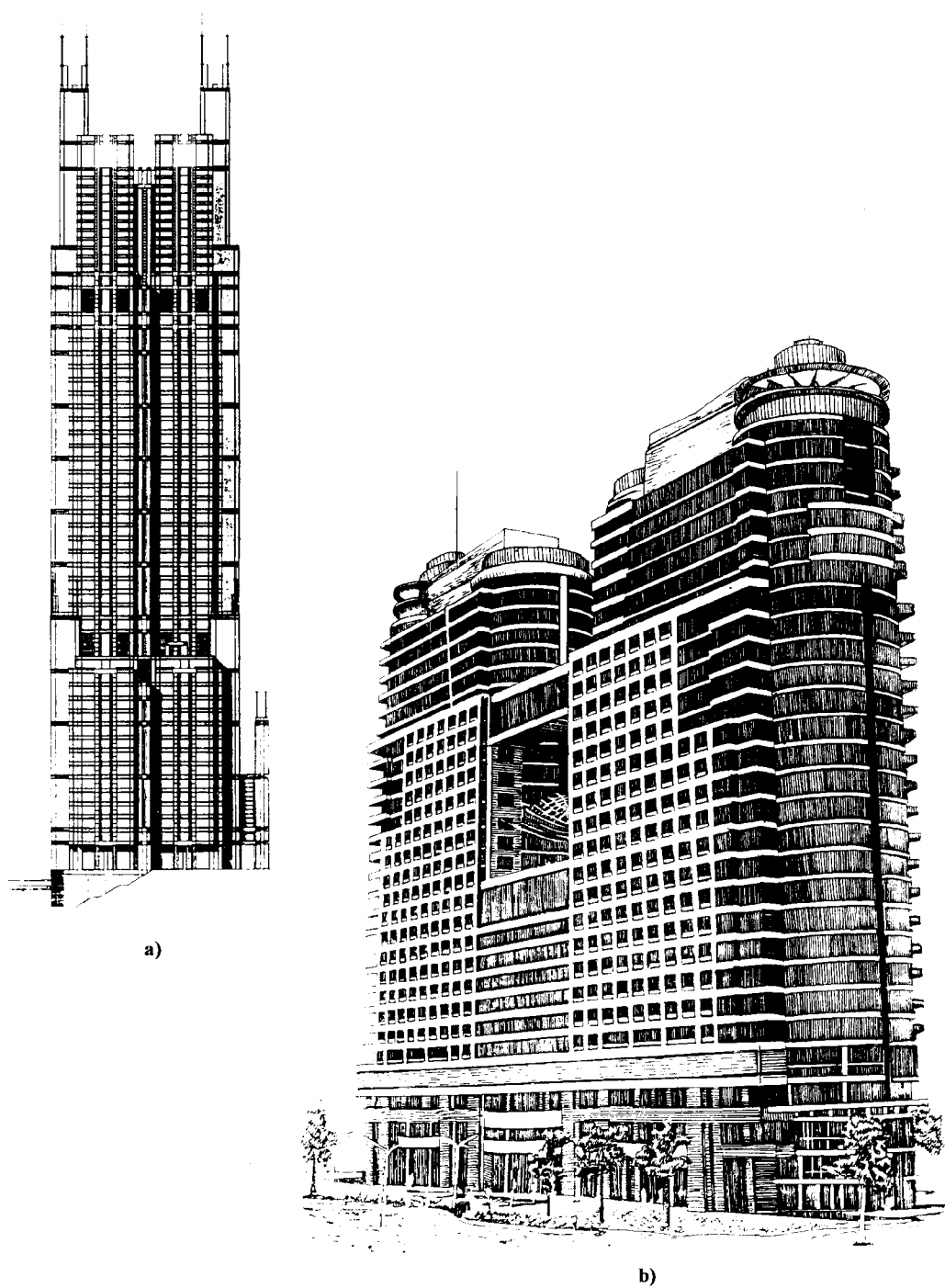
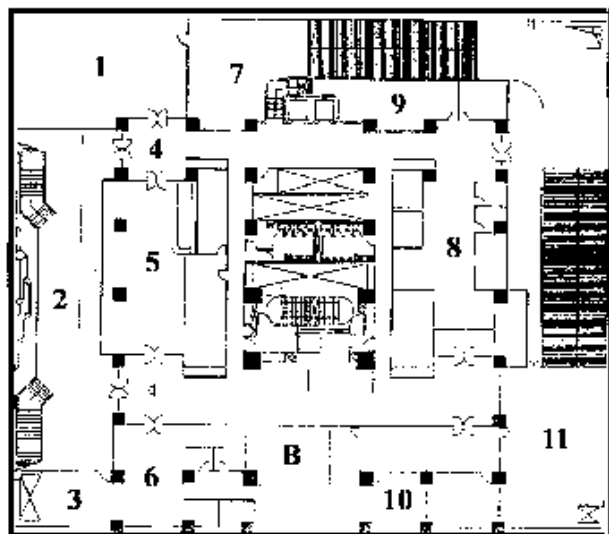
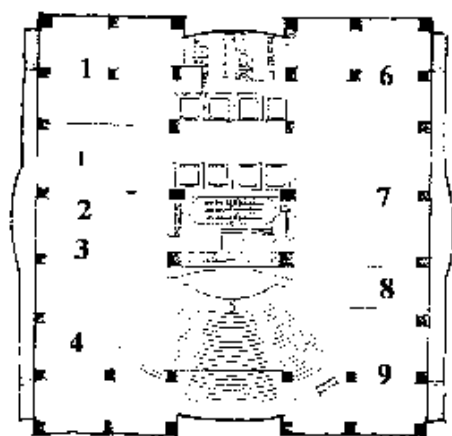


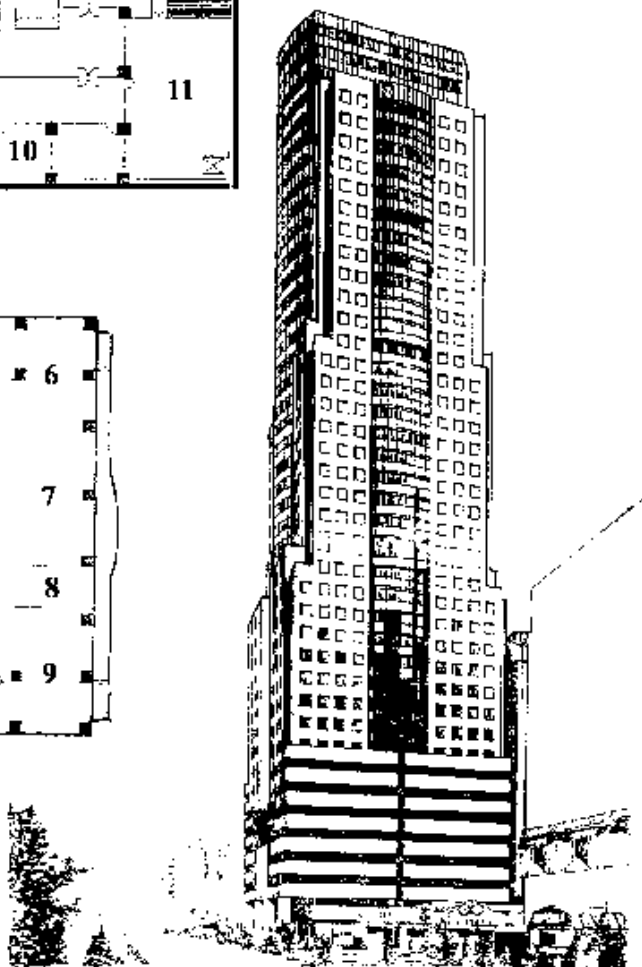
图 7-5-29 美国某综合大楼



a)



b)



c)

图 7-5-30 中国台湾省亚太财经广场大厦

a) 一层平面 b) 标准层平面

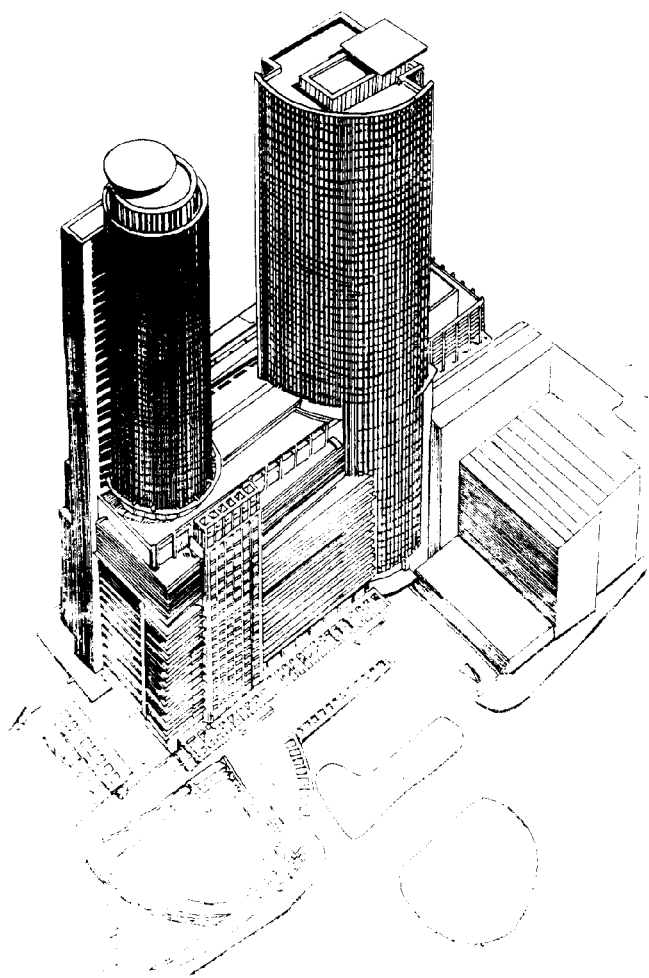


图 7-5-31 美国某办公大厦

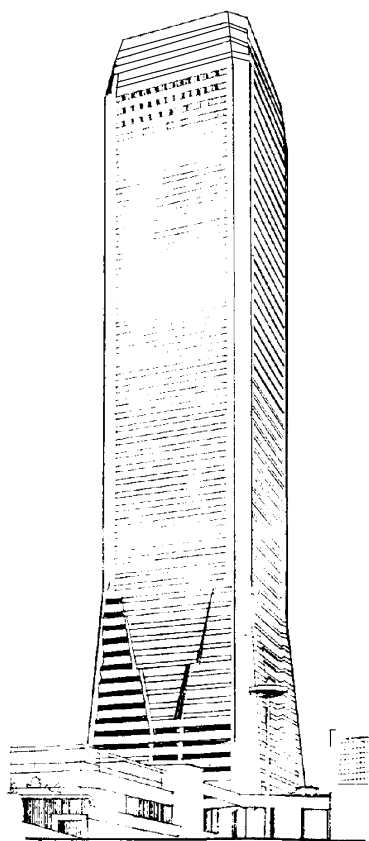


图 7-5-32 广州国际大厦

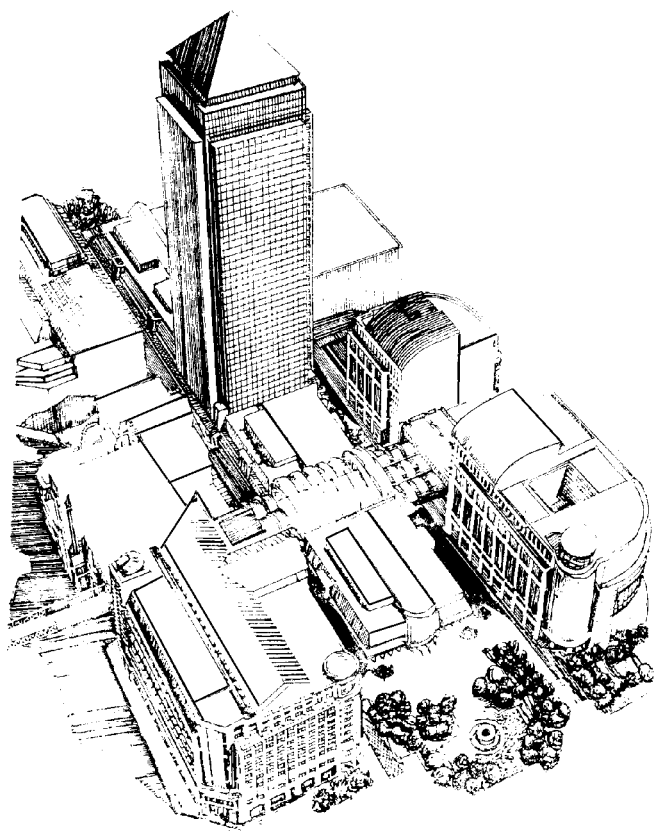


图 7-5-33 日本某办公大厦

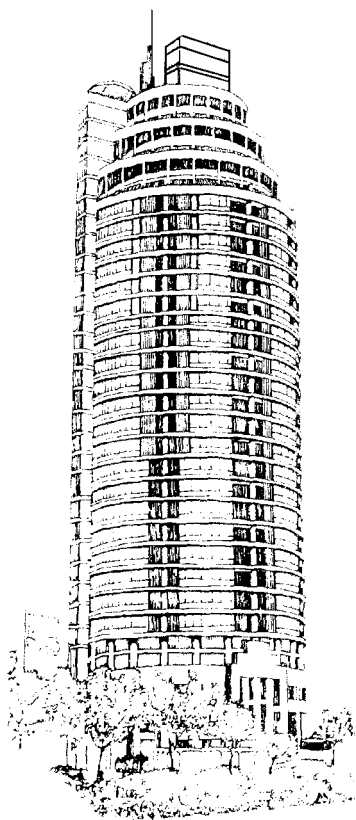


图 7-5-34 上海金桥大厦

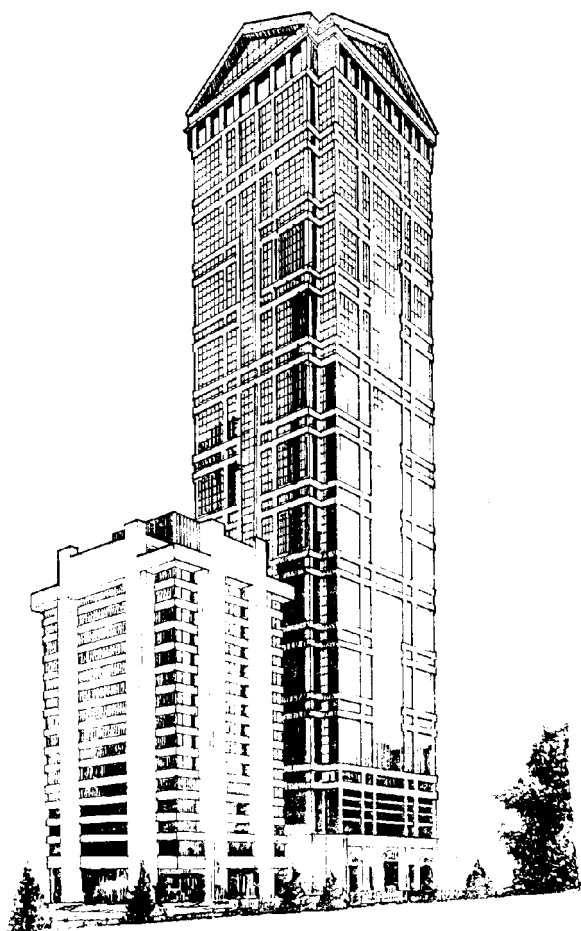


图 7-5-35 美国芝加哥多纳利大厦

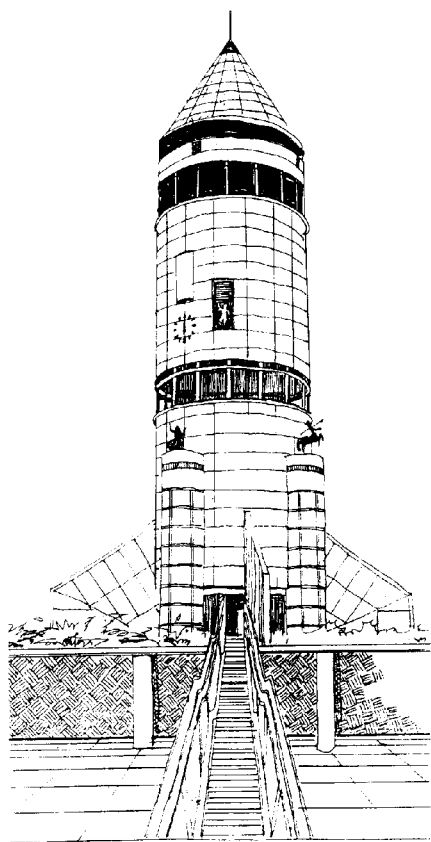


图 7-5-36 日本某圆形大厦

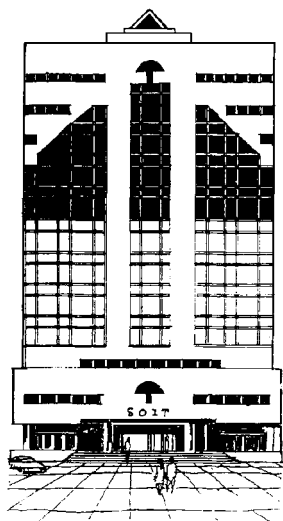


图 7-5-37 香港赛马会大楼

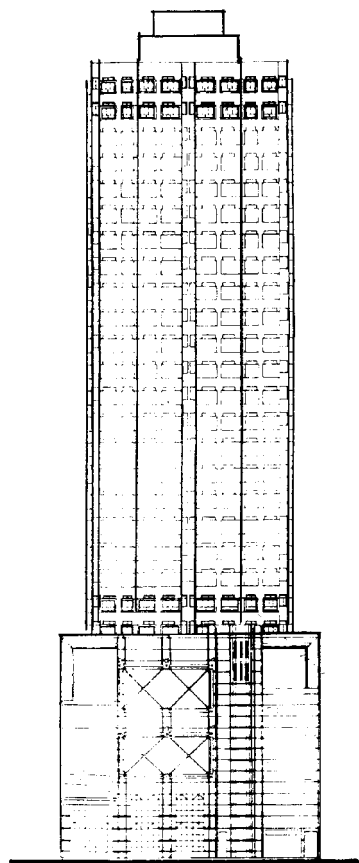


图 7-5-39 日本华歌
尔大楼

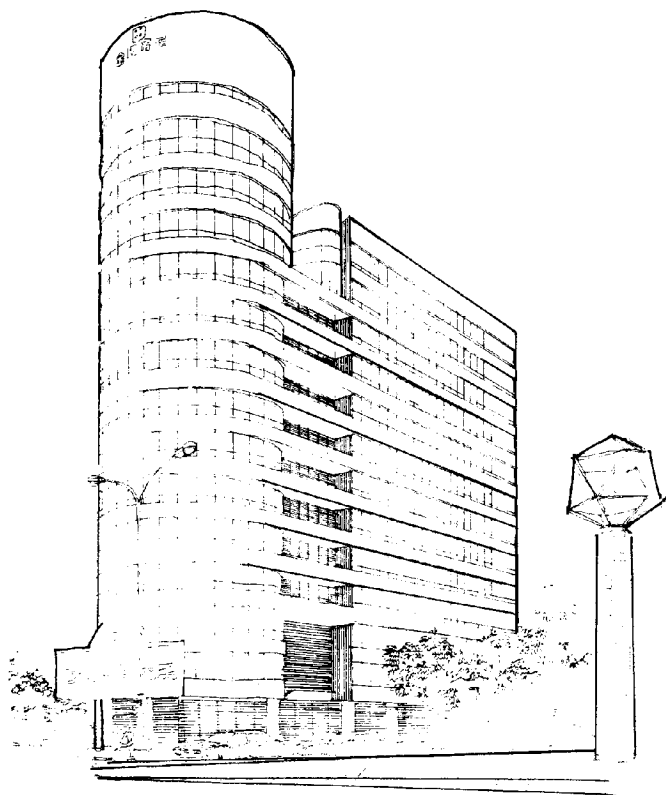


图 7-5-38 中国台湾高雄中乳大厦

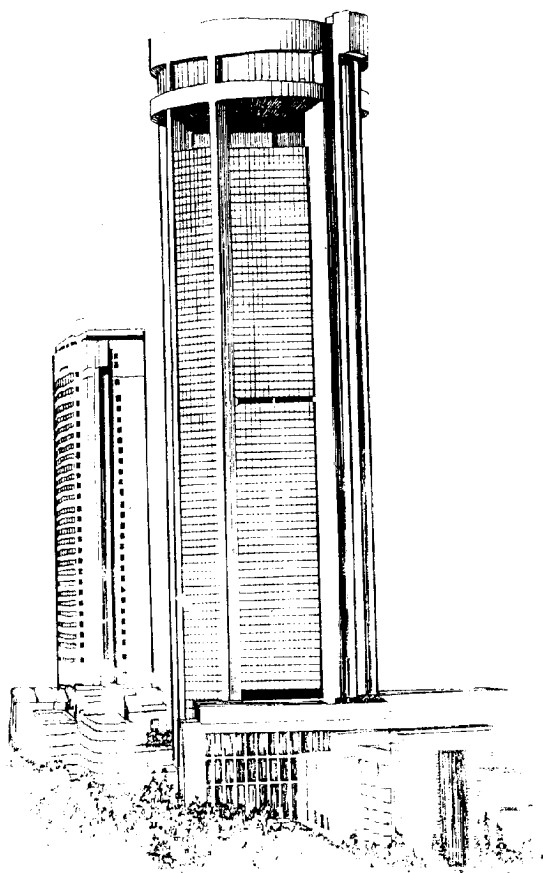


图 7-5-40 上海新锦江大厦

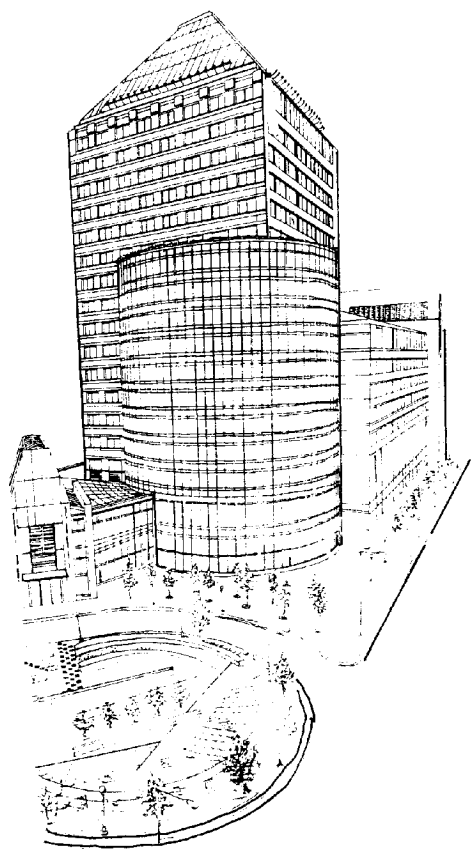


图 7-5-41 美国明瓦苏达州保罗总部大厦

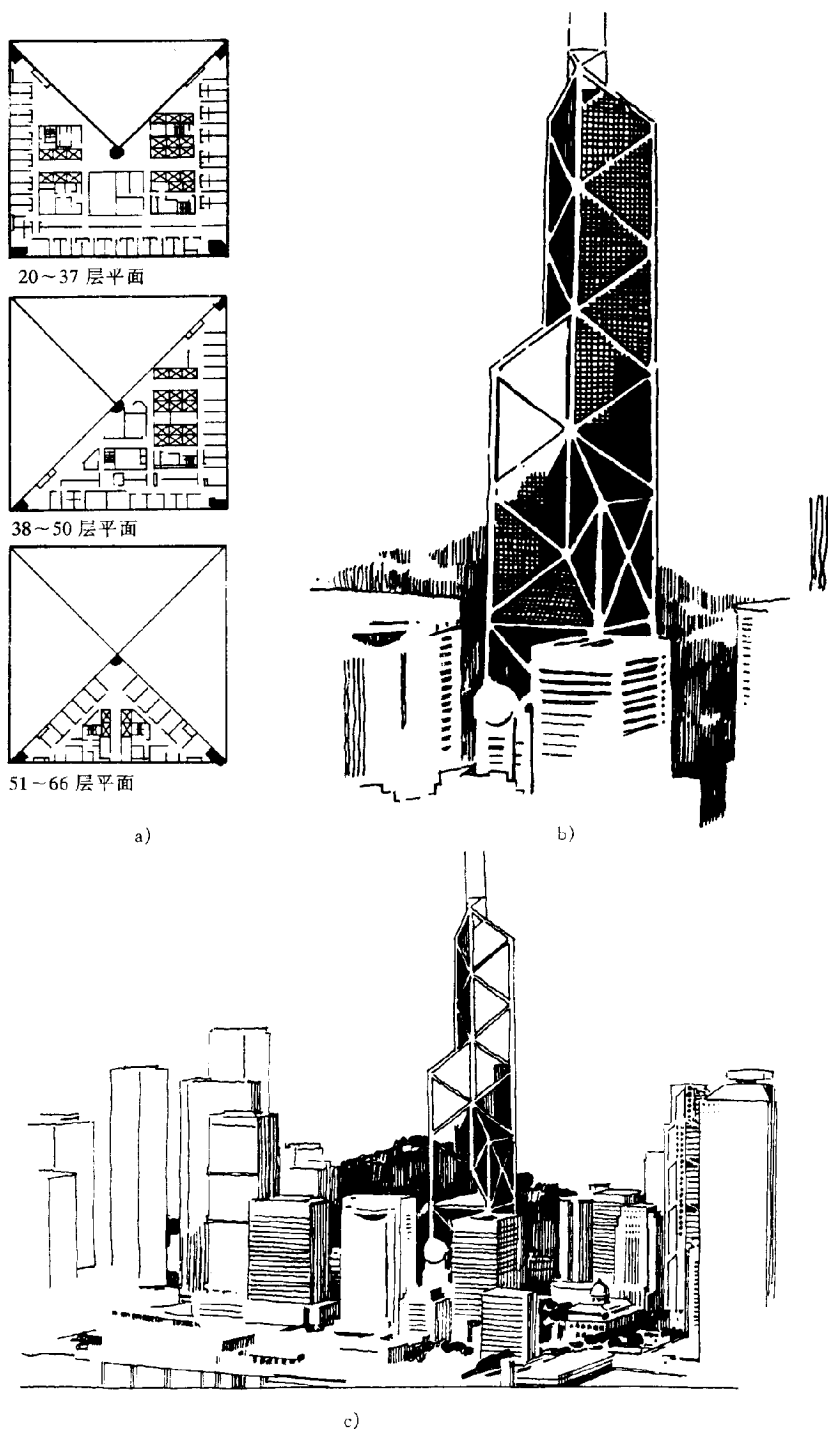


图 7-5-42 中国香港中国银行大厦

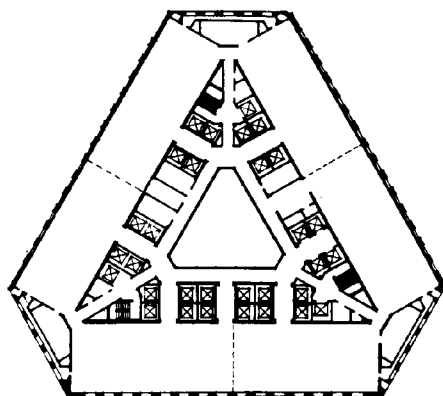
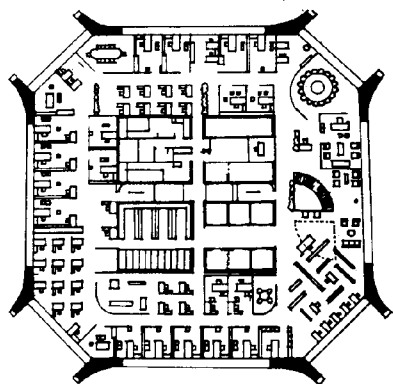
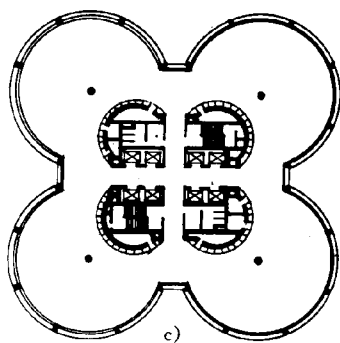
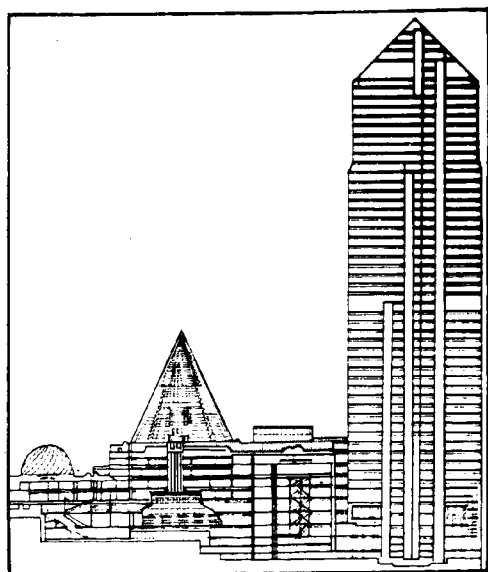
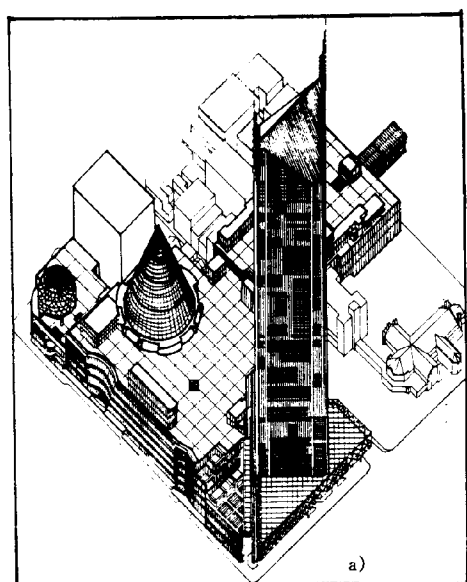
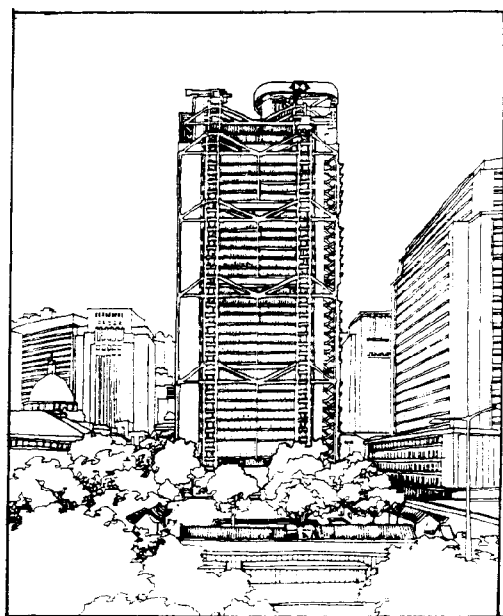
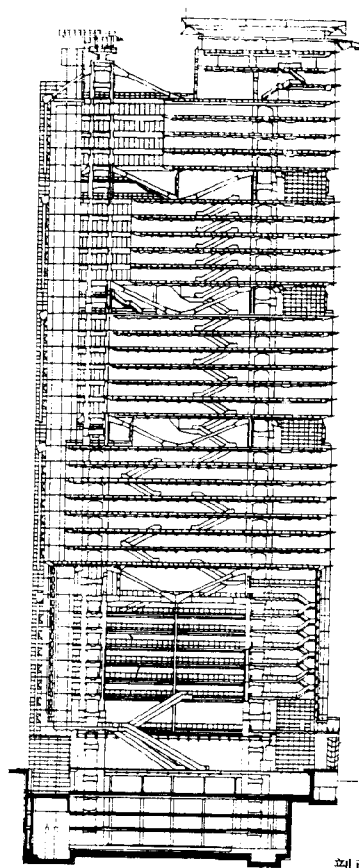


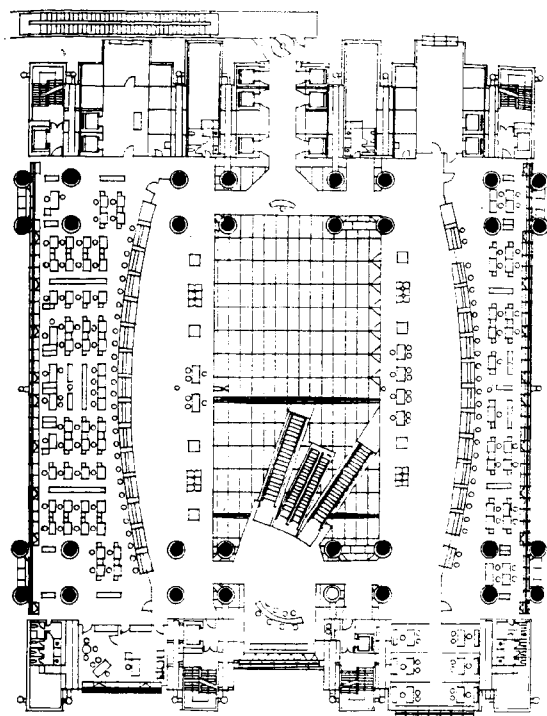
图 7-5-43 澳大利亚墨尔本中心



a)



c)



银行大厅平面

b)

图 7-5-44 香港汇丰银行大厦

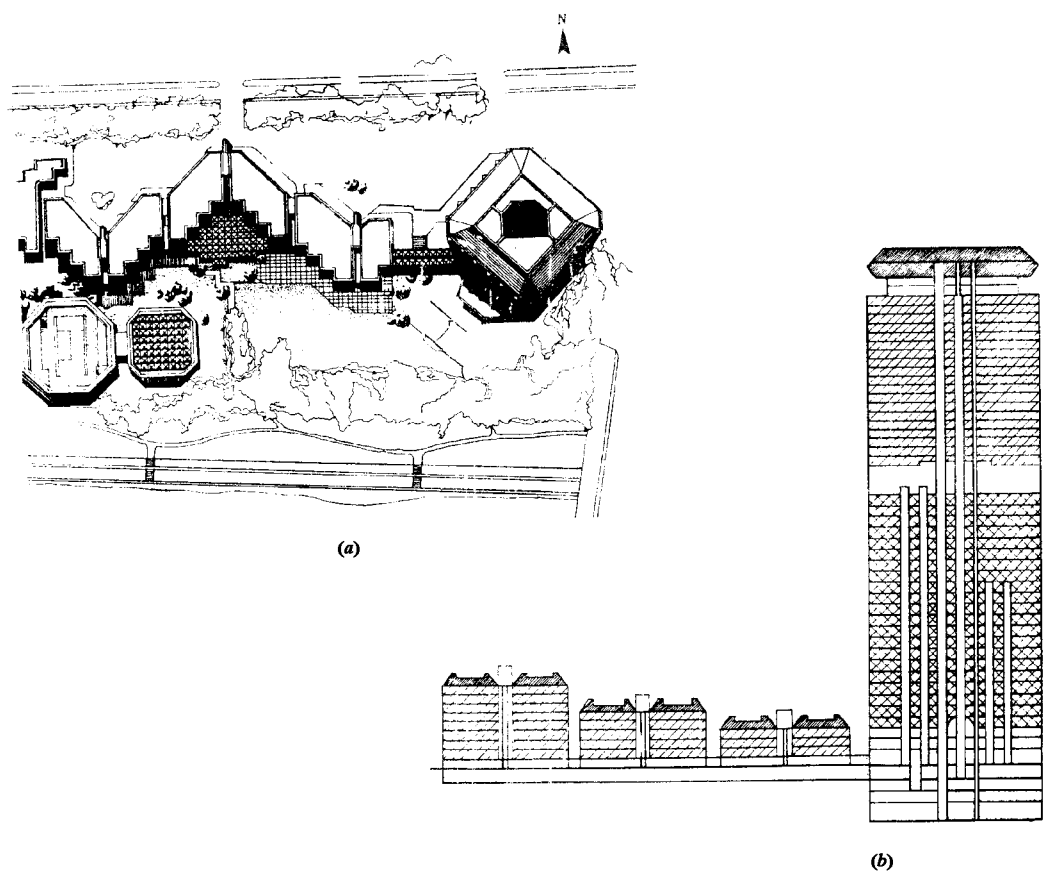


图 7-5-45 北京京城大厦

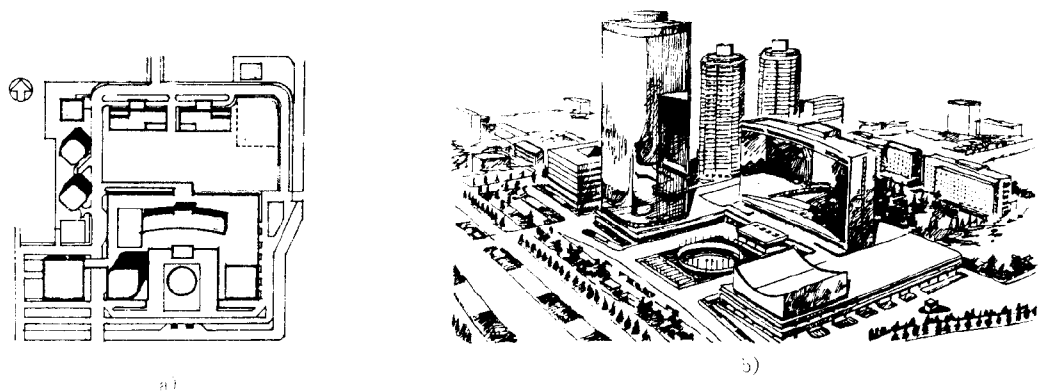


图 7-5-46 北京国际贸易中心大厦

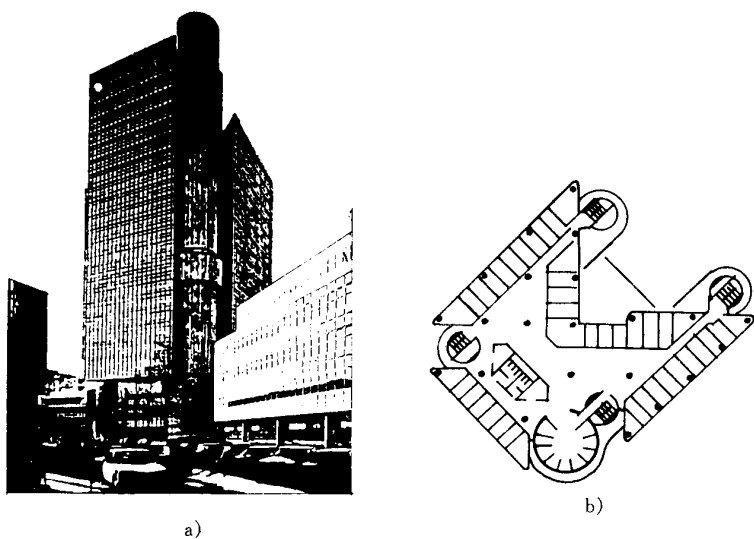


图 7-5-47 德国慕尼黑市海波大楼

a) 大楼外观 b) 标准层平面图

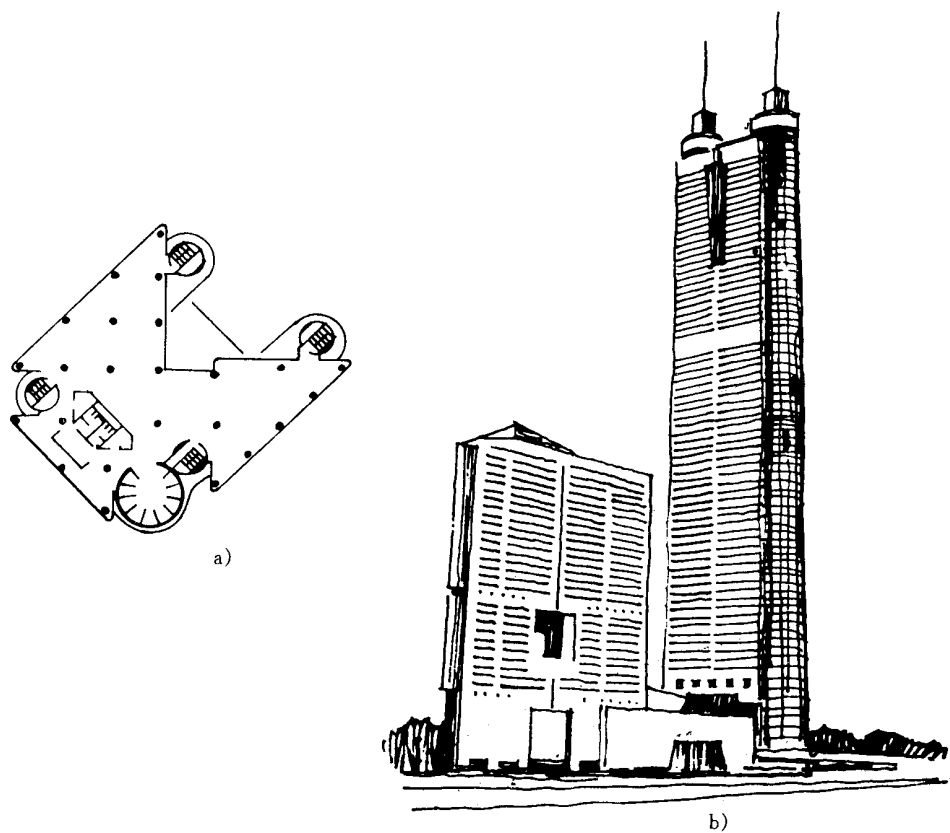


图 7-5-48 深圳地王大厦

a) 底层平面图 b) 大厦外观图

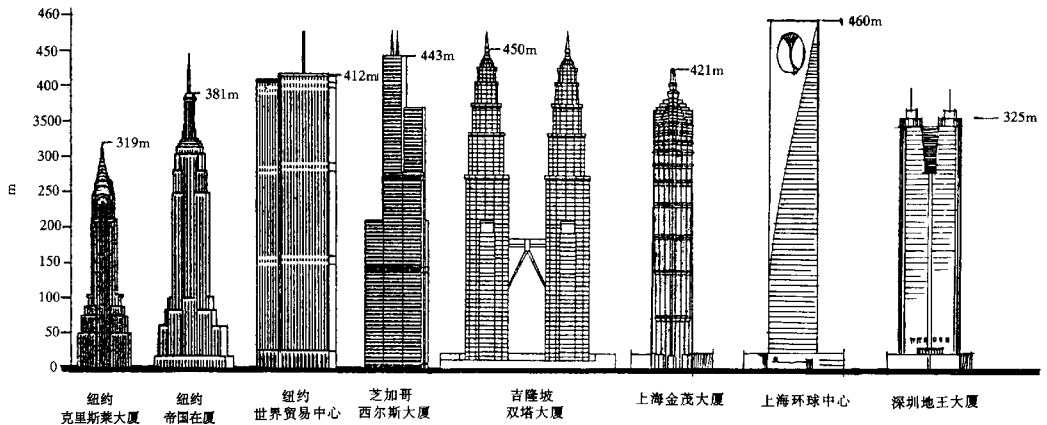


图 7-5-49 已建与在建的超高层钢结构建筑

第三节 多屋及高层钢结构设计施工实例

一、上海证券大厦钢结构安装工程

(一) 工程概貌与施工基本情况

1. 工程概况

上海证券大厦是一幢现代化的金融大厦，它位于浦东陆家嘴金融贸易区，方圆 500m 内重要财经机构林立。大厦占地面积 11870m^2 ，总建筑面积达 $1.0 \times 10^5\text{m}^2$ 。大厦地下 3 层，地上 27 层，建筑标高 120.9m，算上高耸的桅塔，最高达 180.15m。

设计师根据上海证券大厦的功能需求特点，采用与周围建筑物全然不同的外形设计：巨大的门式对称体形，从主立面看为净跨 63m 的天桥，整体设计别具创意，气势不凡。

从结构上分析，上海证券大厦由 4 大部分组成（图 7-5-50）。第一部分为 27 层（另加设备层）的南北两座塔楼，它是由钢筋混凝土核心筒体与钢结构框架组成的框筒结构，两座塔楼的轴线尺寸均为 $36\text{m} \times 21\text{m}$ 。第二部分为 63m 长、31m 高（共八层）的钢结构天桥，它的位置在两座塔楼之间的 19~27 层处。第三部分为 9 层（局部十层）的钢结构裙房，它的位置在两座塔楼之间的地面层到 10 层处，其内包括有一个 3620m^2 的无柱交易大厅。第四部分为高耸的桅塔（也称天线杆），它位于两座塔楼之间，起始于裙房的 10 层屋面，穿过 19~28 层的天桥，直指 180m 的高空，雄伟壮观，极富未来感。桅塔为全钢结构。

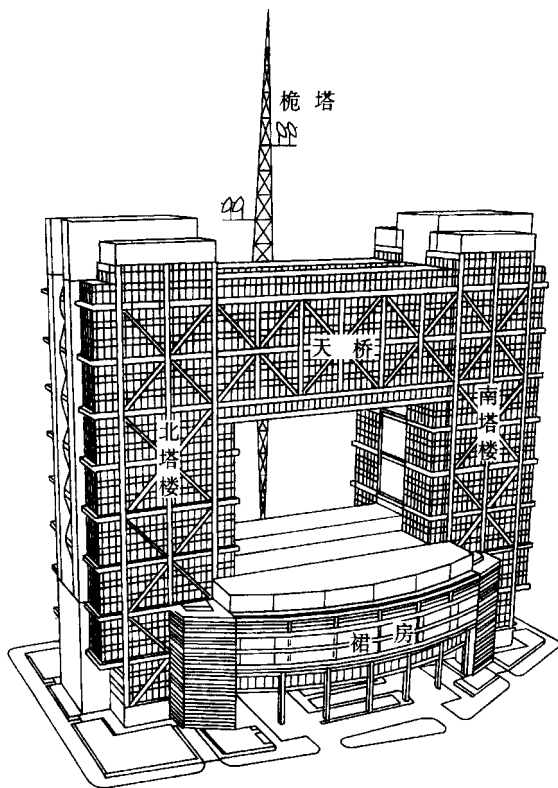


图 7-5-50 上海证券大厦钢结构安装 4 大部分示意图

2. 工程主要特点

就大厦的高度而言，在众多的超高层钢结构建筑中，它是不起眼的。但是这幢大厦的建筑造型和施工难度是与其他超高层钢结构不能相比的。该工程具有以下特点：

(1) 大厦建筑属结构暴露形。这类建筑在国内不多见，它对安装的要求相当高。因为大厦上主要的杆件，包括杆件间的连接节点都暴露在建筑物的外面，安装时产生的变形与错位，是很难处理的。

(2) 大厦的中间部位是 63m 的大跨度结构，在单层工业厂房施工时，碰上这样的大跨度也属高难度项目，而在证券大厦，这样的大跨度在 40m 标高与 105m 标高上各有一个，超高空加大跨度，在国内属首创，在国际上也罕见。

(3) 与 63m 跨度的钢天桥相连的南北塔楼，是由钢筋混凝土核芯筒体与钢框架两种材料组成。在钢天桥自重约 1500t 荷载作用下，如何控制与调整由二种材料组成的塔楼的变形，使之与天桥的连接符合施工规范要求，是不可忽视的难题之一。

3. 建筑物所在位置及现场特征

上海证券大厦建造在浦东陆家嘴金融贸易区 D3-2 地块，东面沿浦东南路，南面紧接浦东发展银行大厦（在建），北面毗邻建设大厦，西面靠近上海信息枢纽大楼（在

建)。现场施工场地狭小,仅有一条环绕证券大厦三面的施工通道,宽约 10m。因此现场无钢构件的堆场。浦东南路又是陆家嘴金融开发区的交通要道,车辆来往频繁,对于钢构件的运输有一定的难度。

4. 施工组织情况和施工工期:本工程业主是上海浦利房地产发展有限公司。由上海浦利房地产发展有限公司和上海证券交易所组成的上海证券大厦筹建处全面负责上海证券大厦的筹建工作。本项目采用 CM (Construction Management/Agency) 非授权发包型模式进行管理,CM 班子负责人为项目主任。由加拿大 WZMH (The Webb Zerafa Menkes Housden Partnership, Architects & Planners) 设计事务所设计,上海建筑设计研究院为设计顾问。钢结构工程(包括钢结构细部设计、钢结构安装、钢结构防火喷涂)由上海市机械施工公司施工。钢材由业主负责供应。钢构件制作由业主委托沪东造船厂,并委托上海市机械施工公司代理业主管理钢结构制作。

施工日期:

南北塔楼自 1995 年 8 月开始正常安装,至 1995 年 12 月 26 日安装到 26 层。钢天桥自 1995 年 11 月 14 日至 1995 年 12 月 28 日进行地面组装,1996 年 1 月 15 日提升到位。营业厅、裙房及设备层钢结构于 1996 年 5 月 30 日安装完毕,到 1996 年 7 月 2 日天线塔上部整体起扳完成。

5. 施工总平面布置(图 7-5-51)。

6. 钢结构工程主要实物量:本工程钢构件为 7712 件,重量约 9120t,高强螺栓 6.75 万套,剪力栓钉 14.3 万枚,压型钢板铺设面积达 $7.34 \times 10^4 \text{m}^2$,耗用电焊条 27.6t。

(二) 施工技术及质量

1. 施工工艺体系

上海证券大厦的南北塔楼是由钢筋混凝土核芯筒与钢框架组成的框筒结构体系,为满足核芯筒和钢结构的平行交叉施工要求,核芯筒采用滑框倒模的现浇工艺,钢结构为预制吊装。

钢天桥的施工采用地面组装,然后利用南北塔楼作支架,整体提升到位,与南北塔楼对接的工艺体系。

桅塔的施工工艺为:132m 以下用爬塔顺装,以上的 48m 采用整体起扳到位的工艺体系。

2. 吊装机械选择

由于上海证券大厦工程有南北两座塔楼,且两座塔楼间的净距达 63m,因此在二塔楼核芯筒体内各设一台爬塔,南塔楼上用 600t-m 塔吊,接 60m 扒杆;北塔楼上用 450t-m 塔吊,接 50m 扒杆。

另外,由于天桥组装与裙房吊装的需要,在大厦的东侧设了 1 台 CC-2000 履带式起重机,在西侧设了 1 台 KH-300 履带式起重机。

钢天桥的提升,采用钢绞线承重,液压提升装置集群提升的新工艺。共用了 8 台 CYT-200 型钢索式液压提升装置,每台的额定荷载为 2000kN。

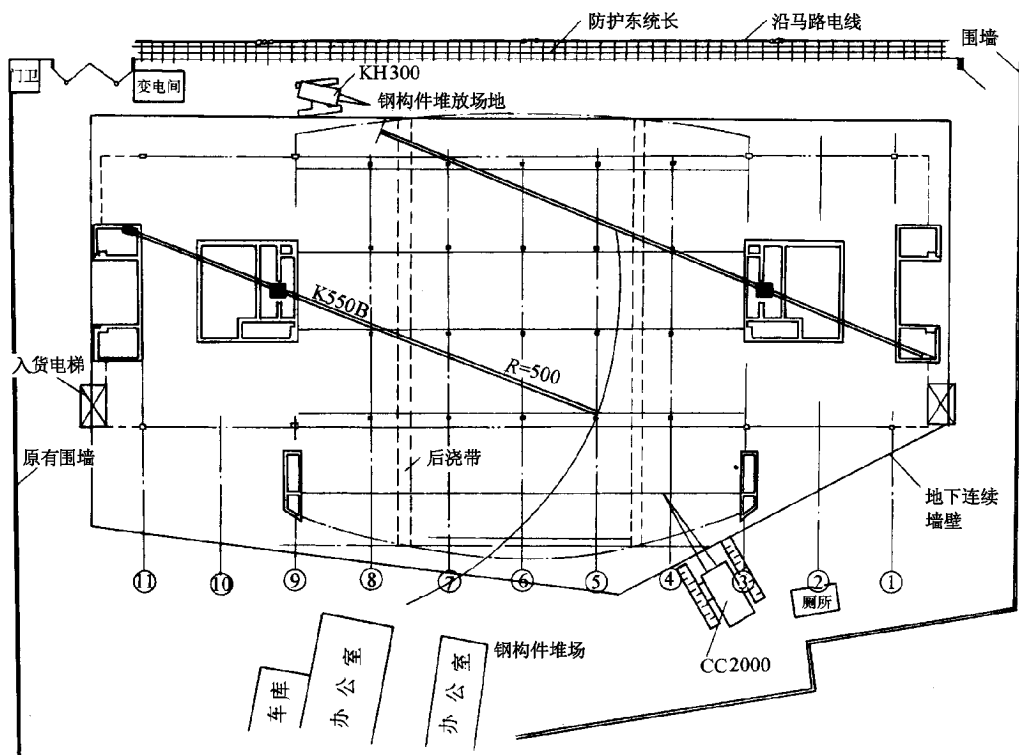


图 7-5-51 施工总平面布置图

3. 吊装前主要准备工作

(1) 物质设备的准备：除了有关机械设备（详见表 7-5-1~表 7-5-3）外，还有吊装索具、吊装消耗材料（如焊条、氧气、乙炔、高强螺栓、安装螺栓等）以及设备平台、安全通道、电缆、电箱、照明器具、脚手架、操作台、工具箱等。

表 7-5-1 工程所需主要起重机械及其性能

序号	型号	名称	扒杆长度	性能选用			
				R_{\min} (m)	R_{\max} (m)	Q_{\max} (t)	Q_{\min} (t)
1	K-550	爬升塔式起重机	60m 大臂	5.9	60	Q_{\max} (t)	20
						Q_{\min} (t)	9
2	K5/50B	爬升塔式起重机	50m 大臂	3.9	50	Q_{\max} (t)	20
						Q_{\min} (t)	7.9
3	CC2000	300t 履带起重机	78m 大臂	10	70	Q_{\max} (t)	76.2
						Q_{\min} (t)	4.2

序号	型号	名称	扒杆长度	性能选用			
				R_{\min} (m)	6.5	Q_{\max} (t)	38.25
4	KH300	80t 履带起重机	28m 大臂	R_{\max} (m)	25.7	Q_{\min} (t)	5.55

表 7-5-2 测量仪器

仪器名称	产地	数量	精度	用途
激光经纬仪	瑞士	2	1/200000	大型钢柱垂直度
T2 经纬仪	瑞士	2	2in	与天桥、大桁架连接的钢柱垂直度
J2 经纬仪	中国	4	2in	一般柱垂直度
水准仪 (NA-2)	瑞士	1	0.5mm	标高
水准仪	瑞士	2		标高
测距仪				距离

表 7-5-3 工程所需焊接设备、仪表

序	名称	型号、规格	数量	备注
1	交流弧焊机	BX-330	7	塔楼、营业厅
2	直流弧焊机	AX-320	15	桁架接点焊接
3	弧焊整流机	ZX-400	5	接柱、柱-梁、梁-梁
4	直流弧焊机	AG-300	6	
5	弧焊整流机	ZX-800	2	碳弧气刨电源
6	空气压缩机	0.6m ³	2	碳弧气刨电源
7	电热干燥箱		3	焊条干燥
8	超声波探伤仪		2	焊缝质量检查
9	电流表		2	检测焊接电流
10	测温计		2	检测预热温度
11	美国林肯焊机	DC-600	8	
12	美国林肯送丝机	LN-9	8	
13	射吸式割炬	2		
14	烘枪 (多头单头)		6	
15	手提焊条保温筒		26	
16	碳弧气刨枪		4	
17	探伤仪附件	探头试块等		

(2) 钢结构的深化设计, 由冶金部建筑研究总院承担。

(3) 钢构件的制作、堆放、运输及验收: 钢材进口后, 直接运至制作工厂——沪东船厂, 制作好的构件在厂内堆放整齐, 根据现场安装施工进度, 运到现场, 制作工厂在构件运到现场时, 提供发运清单, 并附有材料证明、试验报告与质检报告及一切有关资料。安装单位对进场的构件进行验收, 不符合质量标准的, 经提出后由工厂派人进行修

正，直至合格为止。

钢结构构件制作质量的优劣，直接关系到安装质量与速度，构件在制作过程中，除了制作工厂必须进行自检外，安装单位也派员会同工程施工监理单位驻厂进行出厂前检测，发现质量问题即在工厂内返修，从而使构件在出厂前能将质量上存在的问题，减少到最低限度。

4. 吊装顺序

上海证券大厦的主楼与裙房下均有地下室3层，在这3层地下结构中，除部分钢柱需吊装外，其余均为现浇结构。

地下3层完成后，首先进行南、北塔楼的吊装工作，此时可利用裙房位置的地下室顶板，作为塔楼构件的堆放场地。

当塔楼施工至20层附近，钢天桥开始组装。

当塔楼施工至27层时，钢天桥整体提升，且与南北塔楼对接。

此后2台爬塔继续塔楼的吊装，并进行钢天桥补缺构件吊装，与此同时，2台履带吊进行9层裙房的吊装。

当裙房与天桥基本吊装结束后，马上进行桅塔的安装施工。

5. 吊装工艺

(1) 塔楼吊装：

上海证券大厦的塔楼有南北二座，二塔楼之间相距63m，二塔楼的外形尺寸、占地面积基本相同，呈对称布置。塔楼高120.9m，共27层，另加3层设备层，基本楼层高度为3.95m，基本柱距为12m×10.5m，南北塔楼的近中心位置，均有一个约13m见方的钢筋混凝土核芯筒体，从地下室底板开始一直到设备3层顶。

塔楼的基本构件有钢柱、钢梁与压型钢板。

塔楼吊装选用2台爬塔，K5/50B(450t-m)爬吊安装在北塔楼核芯筒体内，接50m大臂；K550(600t-m)爬塔安装在南核芯筒体内，接60m大臂。

为了防止2台爬塔在吊装时大臂与平衡臂相碰，我们采用了南、北塔楼错位施工的办法，即北塔楼吊装始终高于南塔楼3层。

根据塔楼钢构件的吊装重量、爬塔的起重能力以及受爬距的限制，塔楼钢柱基本上为3层一节。

(2) 钢天桥的吊装：

① 吊装方案的确定：

根据天桥的形状、重量以及它的吊装位置和施工现场的实际情况，我们的吊装方案是：

在吊装南北塔楼的同时，在裙房的位置上组装钢天桥。等塔楼施工到27层，利用二塔楼作为天桥整体提升的支架，采用钢索式液压提升新工艺，将组装在地面的自重达1240t的巨型钢天桥整体提升到101.15m的高空，与二侧的塔楼进行对接（见图7-5-52和图7-5-53）。

上述的施工方案有许多优点。例如：减少了高空作业工作量，增加了施工安全度，

施工质量也便于控制等等。但是必须对塔楼与天桥组装件的结构进行计算与分析,对使用的提升设备的适应性、安全可靠性的研究,还必须对天桥与塔楼的连接节点进行研究设计,做到既方便施工,与施工新工艺相匹配,又能满足设计要求,得到设计的认可。

计算的内容有以下 3 方面:

- 提升过程中塔楼的变形及主要构件与部位的应力,包括钢框架和混凝土核心筒体。
- 提升吊点部位变形量与应力(指 26 层处)。
- 被提升天桥的受力分析,特别是天桥吊点处。

计算的结果是:无论是塔楼还是天桥,只需要作极少量的加固,就能满足整体提升的需要。

提升设备的选用:

组装后的天桥,每件重 620t,共二件。每件的体积为 $63\text{m} \times 13.6\text{m} \times 28\text{m}$ (长 \times 宽 \times 高),提升距离 77m (参见图 7-5-52 和图 7-5-53)。

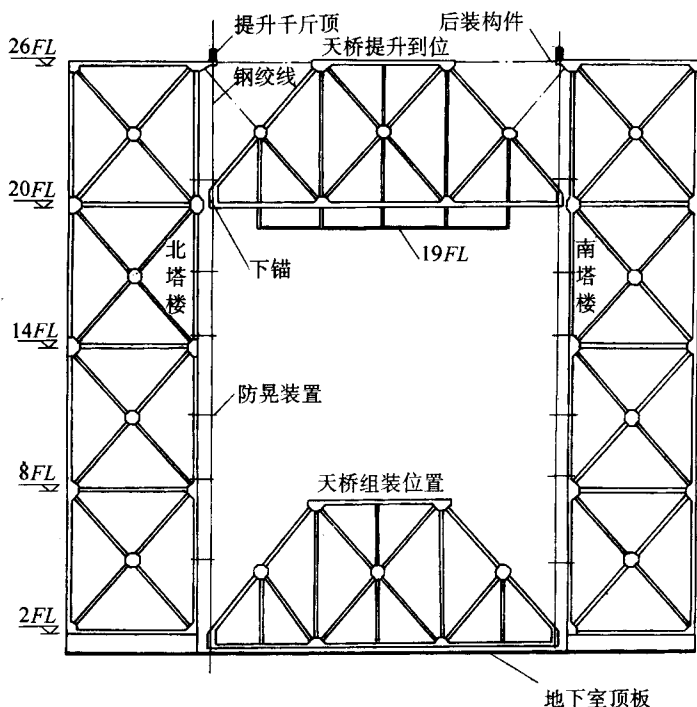


图 7-5-52 钢天桥施工立面示意图

这种长距离、大吨位、大体积的钢天桥提升,若采用传统工艺卷扬机滑轮组施工,不仅显得十分勉强,而且安全度很差。

“东方明珠”——上海广播电视塔钢桅杆的整体提升成功,为我们提供了新的思路。

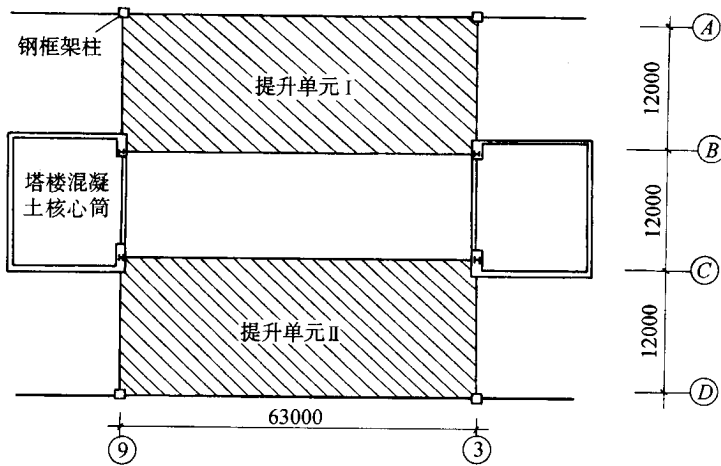


图 7-5-53 钢天桥施工平面示意图

说明：1. 本图打斜线部分，分别为液压提升的两个单元；2. 每个单元荷重 620t。

钢索式液压提升新工艺有效地解决了采用卷扬机滑轮组施工的难题，是天桥提升的理想设备。

这套设备具有以下功能：

- 单台额定荷载（提升或下降）为 2000kN。
 - 活塞工作行程最大为 20cm，升降速度 4~6m/h。
 - 具有带载上升和下降的功能，并能随时转换或停止。
 - 提升形式，千斤顶固定在某一标高上，拔钢绞线上升或下降。
 - 安全装置齐全，一旦系统遇到故障或突发情况（如停电、天气突变等），卡紧机构能及时闭锁，荷载随即悬停。
 - 能带载换卡爪，更换方便，符合长距离提升特点。
 - 提升时吊点的高差可以控制在 50mm 以内，提升到位时，微调精度能在 5mm 以内。
- 上述的功能，满足了天桥整体提升的要求，为方案的顺利通过奠定了基础。

②钢天桥的组装：钢天桥总重约 1500t（指钢结构部分）。如果将天桥全部在地面组装，那么用 8 台 200t 千斤顶提升，其安全度太低。考虑到整体提升时的不均匀系数与动载系数等，我们取了 0.8 的系数，即提升重量（包括提升时天桥重量、天桥临时加固重量、安全设施与钢绞线的重量）在 1240t。

如图 7-5-52 所示，在地面组装的钢天桥呈梯形状。这是因为考虑到以下两方面的原因：

- 尽可能降低被提升天桥的重心。
- 方便补缺构件的安装，降低补缺构件吊装时的危险性。

天桥与塔楼需空中对接，组装时的定位非常重要，特别是 20 层上的 8 个对接点，填充段仅 40cm 长，万一在对接时发生 5mm 以上的位移偏差或扭转现象，那么对对接的

质量造成严重威胁。

为了防止出现大的位移，我们用高精度的经纬仪，将南北塔楼 20 层上悬挑段的平面位置垂直投影到地下室顶板上，然后再放线组装。

③提升过程中的同步控制：GYC-200 型钢索式液压提升装置，为四台一组，由一个控制柜控制。每完成 1 个行程（即提升 20cm），最多会产生 5mm 的高差。为了把最大高差控制在 50mm 以内，我们规定：每做 10 个行程（即提升 2m），就调平一次高差，那时的高差最大也只有 50mm（忽略设备本身的调平功能）。观察的方法是：63m 方向用 2 台经纬仪从二侧观察天桥立柱的垂直度；而在 13.6m 方向，用透明的软管（内径 10mm）内装红色水，把软管的二端分别挂在二侧的立柱上，利用连通器原理观察升差。

④提升时的防晃措施：

提升时产生晃动的直接原因来自风。经计算，在六级风力下，在 80~100m 的高空，如果风从天桥的正面吹来，天桥将受到 11t 左右的风荷载。而天桥是通过钢铰线挂在空中，刚起吊时上下锚的距离有 100m 以上，提升到位时也有约 24m 的距离，因此产生晃动是必然的。

对于高重心组装件的提升，晃动是设备本身不允许的，因为会影响卡爪与钢铰线的正常吻合。而在提升到位后，晃动更是不可以，因为那会影响天桥与塔楼的电焊对接。

防晃的措施主要有下面 3 方面：

a. 与气象台联系，帮助选择一周内风力小于五级的好天气。

b. 利用塔楼靠天桥一侧的四根钢柱，用 $\phi 48\text{mm} \times 3.5\text{mm}$ 的脚手钢管，把 12 根为一束的钢铰线圈在脚手钢管围成的方框内，并把方框固定在塔楼钢柱上，使钢铰线能在方框内上下自由通过，但限制了钢铰线的前后左右摆动。要求每隔 3 层（约 12m）设一道，以此来缩短摆长，达到减少摆幅的目的。

c. 提升过程中，若遇地面六级风以上的风力，要求停止提升，并用钢丝绳将悬空的天桥抛锚在塔楼立杆上。提升到位后，也必须用浪风绳作临时固定。在对接的部位用事先准备好的耳板与夹板，将填充段连接到天桥与塔楼的相应位置。

⑤提升过程中的监测：

尽管在提升前进行了大量的计算工作，方案与主要节点的设计修改也通过了专家的论证与设计的认可。但是把 1240t 重的庞然大物，要提到 100 多米的高空，这毕竟是一项高难度的施工项目，因此掌握提升时结构的变化情况，做到用数据讲话，使整个提升过程处于受控状态，这是至关重要的。为此我们请了专业测试队伍，到现场对提升过程中各关键部位进行应力应变监测。

另外在提升开始时，要求设备逐级加载，并用经纬仪与水平仪逐级监测塔楼框架与混凝土核芯筒的顶部位移，以及天桥下弦的挠度变化，每加载一次报一次数据，核实无误后再加载，直到天桥离地，确保万无一失。

⑥实施情况：

天桥组装用了 50d，提升另时 6d，但累计提升的实际时间约 20h，其中提升 4.5m 后，天桥悬停 2d，安装悬挂在天桥下面的 19 层。这主要是从安全施工考虑，因为 19 层

的构件如果在高空悬挂安装，那是非常困难与危险的。

提升过程中，天桥的晃动很小，最大约 50mm 左右，主要原因是提升的那几天风力比较小，不大于四级，另外计算时以单摆形式，实践上天桥提升时有四组吊点，成长方形布置，长边 63m，短边 13.6m，与单摆的计算模式差异比较大。

从监测到的资料看，提升时应力很小，基本上都小于计算上值。用经纬仪观察塔楼的垂直度偏差与计算相差不多，框架柱顶的最大位移是 21mm，而计算是 24mm；混凝土核芯筒顶的位移最大是 5mm，计算是 7mm。天桥组装置提升时下弦的挠度，计算值是 10mm，而实际小于 3mm。

⑦ 钢天桥与塔楼的对接：

天桥与塔楼的对接无牛腿搁置，是通过填充段（最短 40cm）在空中把塔楼与天桥连接。这就要求天桥提升到位时与塔楼对接部位的标高误差必须很小，要求是小于 5mm。为此我们针对所用设备的特点，制定了提升到位进入微调阶段的实施细则，其中包括何时开始进入微调、微调步骤、注意事项以及微调结束后如何防止油压泄漏而造成下滑的措施。由于方案考虑比较周到，具体实施时又严格按方案微调，因此提升到位后，水平与垂直位移都达到了目标值，即最大不超过 5mm。

对接采用剖口焊形式。因为天桥提升时，南北塔楼与天桥都会变形，造成填充段的长度很难控制。为此采用一端放余量，到现场根据实际尺寸切割剖口的办法。

钢天桥与塔楼是通过填充段而连接的，填充段的焊接质量是至关重要的。为了保证焊接质量，我们请教了“焊神”曾乐，帮助我们制定了焊接工艺，其中包括：余量切割要求，填充段临时固定措施、焊条的品种、焊条与被焊构件的预热温度与时间、焊接程序与要求，以及焊接后的应力释放措施与焊缝的探伤要求等等。

（3）裙房营业厅桁架吊装：

营业厅桁架的位置在南北塔楼之间的 8~10 层，它是二塔楼的连接体，共五榀。桁架的长度达 63m，高度有 4.6m 和 8.6m 两种，安装底标高 + 30.05m，顶标高约 39m，每榀桁架的重量在 150~180t 之间。

营业厅桁架系上海证券大厦的主要结构之一，其设计、制定、安装难度很大，特别是安装上，由于桁架跨度大，而桁架的高度仅 4.6m，高跨比达 13.7，整榀吊装时，设计要求吊点不少于五点，且每点的受力要均匀，避免出现过大的水平力。鉴于上述的起吊要求，我们决定先安装钢天桥，再利用有 24m 高的钢天桥桁架的下弦节点（共有七个节点）整榀提升营业厅桁架（图 7-5-54），经计算上述方案是可行的。

如图 7-5-54 所示，吊装采用压铁作悬挂配重，二端配以卷扬机滑轮组提升的工艺，采用这种提升方法好处是：

- ① 减小了卷扬机的起重能力；
- ② 保证各吊点的受力均匀；
- ③ 节约投资。

为了保证营业厅桁架的安装质量，必须对分段制作的桁架在出厂前进行预组装，验收合格方可出厂。其次该桁架的安装质量对与其连接的塔楼框架的安装质量提出了很高

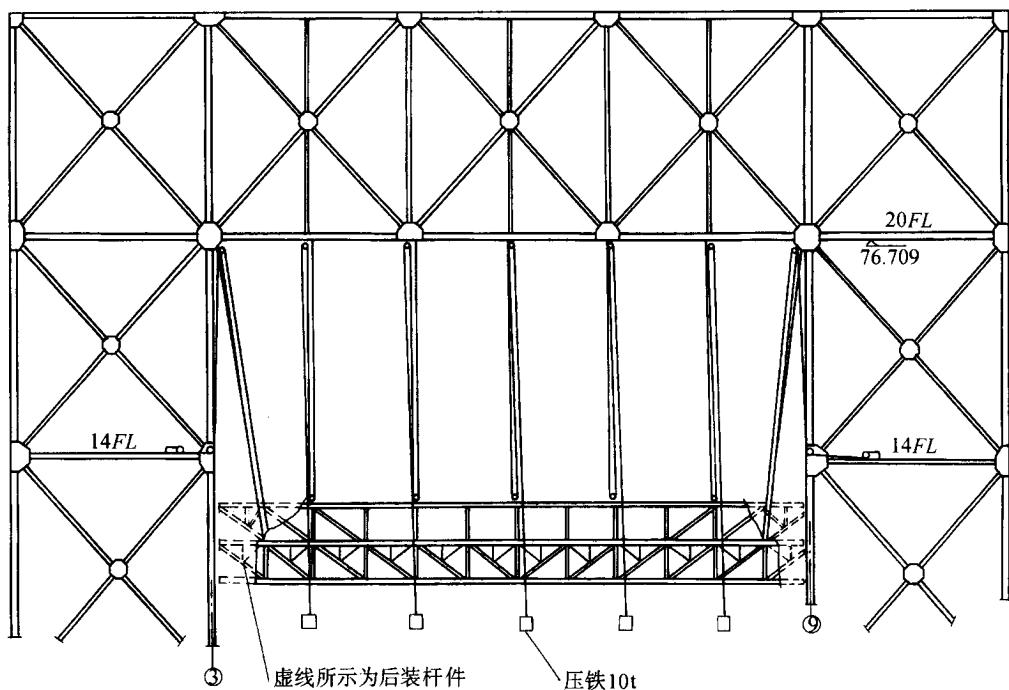


图 7-5-54 营业厅桁架整榀提升示意图

的要求，为此我们对南北塔楼的第 7~10 层间的安装质量提出了高要求，要求标高误差控制在 2mm 以内（规范要求不大于 6mm），而在轴线与垂直度的控制上，按规范要求翻倍执行，从而为安装 63m 桁架创造有利的条件。

A、B、C、D、E 轴五榀大桁架，在地下室顶板上拼装成整榀，先同时提升 B、C 两榀，到位于南北塔楼连接时，用两台爬塔吊装 BC 轴线内的连接钢梁与次桁架，两端可靠连接后，拆除吊点，再同时提升 A、D 轴桁架，到位用两侧的辅助吊机吊装 AB 与 CD 轴线内的钢梁与次桁架，同样在两端可靠连接后再拆除吊点。E 轴的桁架采用两台 CC2000 吊机双机抬吊安装。

由于桁架的组装基本上不占工期，提升工艺比较简单容易操作，且安全可靠，因此在营业厅桁架安装时，受到了各方面的赞扬。

（4）天线杆的安装：

天线杆竖立于天桥桥廊的 B、C 轴中间的 7 轴线上，其根部坐在裙房屋面上，但天线杆的垂直荷载并非由该支座承担，该支座仅部分约束天线杆的水平位移，而整根天线杆的固接点分别在天桥 20 层和 26 层的柱梁节点上。天线杆全长是 139.403m，安装总重达 140t，顶端耸于 +177.628m 标高。

整根天线杆呈两端尖，中间大的锥形体，横断面呈等边三角形，与天桥连接处的最大横断面边长为 4m。

天线杆上不论是横杆、竖杆还是斜杆均由钢管组成，钢管规格为 $\phi 402\text{mm}$ 、 $\phi 325\text{mm}$ 与 $\phi 219\text{mm}$ ，壁厚 13~11mm 不等。

天线杆的安装是上海证券大厦钢结构工程的最后一项目，其安装的塔楼、天桥与裙房的结构均已完成，且北塔楼上的爬塔也已拆除，仅留南塔楼上一台爬塔，该爬塔的吊装高度只有 137m。

天线杆的总体安装方案是：用 K550 爬塔从裙房 10 层屋面开始，逐段向上安装，一直到 132m 标高，并把天线杆与天桥的固接点全部按设计要求完成。132m 到 177.628m 的天线杆采用横装，用滑轮组、卷扬机在高空起扳到位的方案（图 7-5-55）。

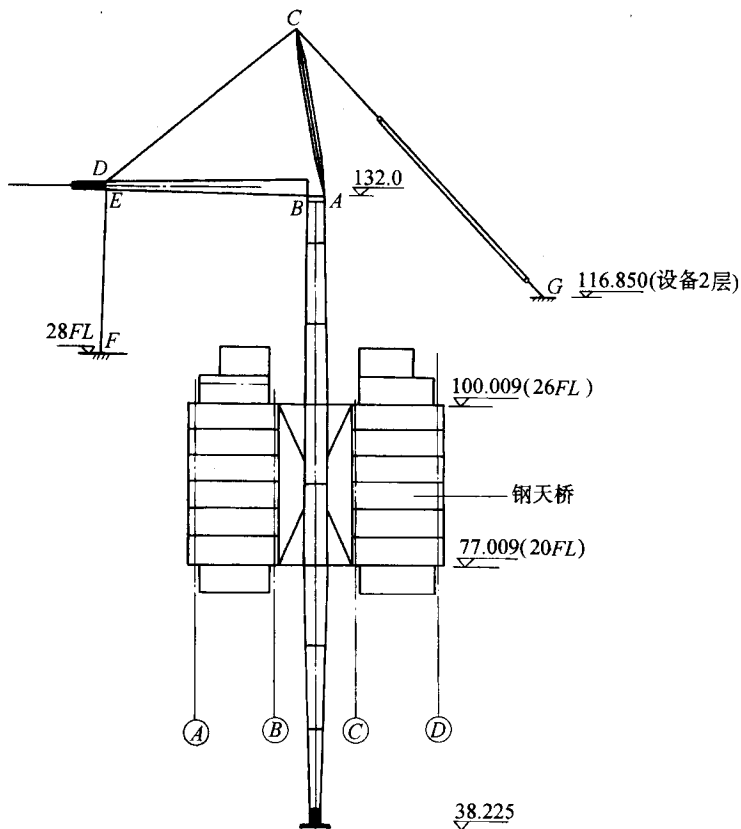


图 7-5-55 天线杆上部高空起扳施工示意图

要实施上述方案，必须对下面的各个关键部位进行计算：

- ① 132m 以下的天线杆（已安装），能够承受起扳时各阶段的荷载；
- ② 45.628m 的被扳天线杆的受力计算；
- ③ 辅助撑杆的设计与计算；
- ④ 各个锚固点与铰支座的设计与计算；
- ④ 卷扬机、滑轮组的配置以及位置安排。

经过计算,高空起扳的施工方方案完全成立,且不需要花费大的投资,其中辅助撑杆(受力达40多吨),我们用现有的W1001吊机扒杆省去了不少钱。

准备工作做好后,进行高空扳吊(包括临时固定)。仅用了40min时间,整个施工过程安全可靠,安全质量也达到了设计要求。

6. 爬塔的装拆

上海证券大厦工程的南北塔楼各有一台大吨位的爬塔,爬塔的安装是用CC-2000吊机一次安装到位,无多大难度。但是爬塔的拆除却比较难。因为在100多米的高空,常规机械是无法吊到的,更何况大型爬塔拆除时,其单件重量也要在12t左右。

上海证券大厦北塔楼的爬塔先拆,它是用南塔楼上的爬塔(K550)帮助拆50m大臂与平衡臂,而塔身的拆除用了1台TQ-(60-80)塔吊(国产),立于北爬塔的一侧来拆的。而TQ-(60-80)塔吊又用K550(爬塔)拆,这也不难。

最难的是K550(南爬塔)的拆除了,由于核芯筒施工的需要,K550爬塔拆除时已爬到了核芯筒的最高点,且拆除时已无法下降,这样TQ-(60-80)塔吊也无法达到拆除它的要求。为此我公司用旧的已报废的吊机改装成一台有240t·m起重能力的屋面吊机(代号WMD210)。将它立于核芯筒的一个角上,来拆K550爬塔,另外再设计制造了一台32t·m的屋面吊机(QW6屋面吊)来拆WMD210吊机。最后QW6屋面吊可拆成小而轻的单件(一般在500kg以内由施工电梯或土扒杆吊至地面)。

用WMD210屋面吊可拆K550爬塔的平衡臂、塔身等。但是60m长的扒杆,单靠这台屋面吊是不能胜任的。K550爬塔扒杆重32t,就算先拆除一部分部件,但最终还得有21.63t重量必须与扒杆整体吊至屋面,而WMD210屋面吊的最大起重量仅15t,为此我们不得不寻找其他途径来拆60t扒杆。

已安装好的钢天线桅杆是比较理想的吊点种根点,扒杆面标高约140m,而天线杆顶高约180m。如果在天线杆150m以上的某部位设一副外挑1.5m的三角架,在三角架的外端设一吊点与WMD210屋面吊一起抬吊60m扒杆至28层屋面,这一方案既省钱又安全方便。经计算天线杆完全能承受抬吊扒杆所需要的荷载。最终,在业主与设计单位的认可下,我们就是采用上述方案拆除了K550爬塔的扒杆,顺利地解决了上海证券大厦钢结构安装工程中的最后一大难题。

7. 施工测量控制

(1) 测量依据:

以业主提供的坐标点 M_{11} 、 M_{12} 、 M_{13} 、 M_{14} 作为定位依据,使用T2经纬仪建立轴线控制网。根据设计轴线交点坐标,计算出控制点坐标。

水准点由业主提供的 ABM_1 高程控制点,绝对高程为4.338m, ± 0.00 相当于绝对标高。

(2) 塔楼垂直度控制和标高控制:

当地下室顶板施工结束,即将塔楼定位控制线用T2经纬仪引测到顶板上。南北塔楼各以4根箱型框架角柱作为控制柱,利用T2经纬仪和WILD₂₁准直仪逐层往上引测,从而完成塔楼的竖向传递。

施工过程中，由于负荷的逐渐增加，充分考虑到钢柱的压缩变形。根据细部设计图的计算，使柱顶标高控制在允许误差范围内，保持设计中心线和设计标高。

(3) 钢天桥整体提升的测量、校正：钢天桥是证券大厦的主要结构，在整体提升钢天桥的施工过程中，必须抓住测量、校正这一重要措施，只有在钢天桥的最终提升到位，空中对接成功，才能确保钢结构安装的质量要求。

①随塔楼电梯并筒混凝土施工，安装筒壁内连接钢天桥的钢柱：A、B、C、D轴的3、9轴的钢柱，在+77.450、+101.150mm处（第20层、26层）均有伸出混凝土筒体的连接端，以此与钢天桥的箱型上、下弦以过渡的形式全熔透对接，精度要求很高。使用WILD20002全站仪进行精确的跨度轴线测量，以及标高测量，钢柱的垂直度控制在H/1000之内。

②钢天桥的地面镶拼组装：钢天桥镶拼在地下室的顶板上，首先就是把A、B、C、D轴线按实放在顶板上，即作为镶拼组装钢天桥的定位轴线，其次把第20层、第26层连接端的实测高差，作为天桥箱型上、下弦杆的高差。3~9轴各轴线相应连接端的实测长度。作为天桥长向的长度控制。下弦杆的标高、起拱度随组装通过测量和校正，用千斤顶调整到设计要求。

③整体提升过程的测量：

钢天桥提升过程中的测量，主要是测量钢天桥的倾斜，以保证钢绞线提升时的铅垂，避免受力不均匀。因此在天桥上设置了连通器，内灌红色液体，以此来观察提升过程中的倾斜。在液压提升控制上，每提升10个行程（即2000mm），测一次各角点标高，作一次调平，反复循环，始终将天桥的各点高差控制在50mm以内。

提升即将到位时，在最后50mm提升高度中，每提升10~20mm即测定一次标高，进行调平，来完成提升对接。

④提升到位的钢天桥过渡对接校正：

提升到标高的钢天桥，以中心线6轴线作定位测量，神仙葫芦水平微调，使钢天桥调整到轴线质量标准范围内。实测天桥上弦、下弦、斜杆与连接端的距离，按对接全熔透焊接的要求，安装过渡段。

对整个钢天桥经现场测量，纵横轴线、上下弦形心标高、钢柱垂直度位移，实际测量值均优于设计值的质量要求。

8. 现场焊接

证券大厦钢结构的焊接施工数钢天桥最为复杂，它可以分为地面镶拼组装和高空镶补两个阶段。天桥桁架由上下弦杆、立柱和斜杆组成，构件均为箱型截面。组装后成大型立体桁架，致使许多接头处于约束状态下。钢天桥构件的板厚20~55mm，且焊接位置复杂，有平焊、横焊、立焊和仰焊。我们制定了相应的焊接施工工艺，以保证钢天桥的焊接质量。

(1) 地面镶拼焊接：钢天桥组装形成稳定节间，并在高强螺栓紧固之后，开始焊接。焊接基本按照先中间后边口，先下后上顺序，并对称焊接。

①焊接顺序：下弦杆→立柱→斜撑→上弦杆。

②焊前准备：

- a. 检查坡口表面状况，并做好坡口角度、间隙、错边记录；
- b. 清除焊缝两侧的铁锈、油污及杂质，清洁衬板和坡口表面；
- c. 焊条 300℃烘焙 2h，100℃保温 1h，放于保温筒中带至焊接现场，随用随取。
- d. 焊前对接头区两边进行预热。

③焊接施工：

- a. 采用 J507RH 焊条、 $\phi 3.2\text{mm}$ 或 $\phi 4\text{mm}$ 打底， $\phi 5\text{mm}$ 中间层， $\phi 4\text{mm}$ 盖面；
- b. 焊接采用多层多道焊，道道清渣，并检查焊缝质量；
- c. 控制层间温度不低于 110℃；
- d. 打底层焊缝厚度不小于 6mm，填充层焊缝不大于 4mm；
- e. 同一构件不得两端同时施焊；
- f. 焊接时，尽量使构件处于较自由状态，减小约束度；
- g. 焊接上、下弦杆和斜撑时，先进行仰焊，焊至三分之一板厚时，两人对面同时进行立焊，尽量保持焊速一致，待剩下盖面时，再移至仰焊、平焊，直至整个接头结束。

④焊后处理：

- a. 清除焊缝及焊缝两侧钢柱上的熔渣和飞溅物，修整焊缝表面缺陷；
- b. 立即对接头进行后热处理，后热温度 200℃左右，然后用石棉布包裹，使其缓冷。

(2) 钢天桥高空镶补安装：

①焊接顺序：下弦杆→下斜撑→上斜撑→立柱→上弦杆。

②焊接施工：钢天桥提升到位，丈量好与塔楼的间距，将过渡段按丈量好的尺寸，切割成型后，再将过渡段安装镶嵌到位后，进行焊接。为了减小约束应力，焊接下弦节点时留有一个焊口，作为活口后焊。焊接顺序如下（图 7-5-56）：

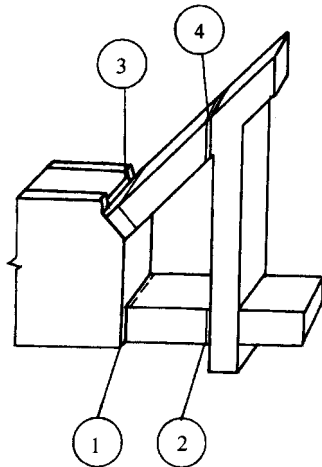


图 7-5-56 过渡段焊接顺序示意图

1号节点→2号节点→3号节点→4号节点。

a. 下弦杆、上弦杆的焊接，先焊仰焊缝，焊至三分之一板厚时，两人相对同时进行立焊，尽量保持焊速一致，待焊到剩下盖面层时，再将仰焊缝焊完，平焊缝焊完，补完立焊盖面；

b. 斜撑的焊接，亦是先焊仰焊位置焊缝，再焊立焊缝，最后焊接平焊缝；

c. 焊后处理方法同前。

(3) 焊后质量检验：

① 焊后进行焊缝外观检查。检查标准按 AWS D1.1 - 922.6 节进行，经检查 100% 合格。

② 焊后 24h，对焊缝进行无损探伤。

a. 对表面用磁粉探伤法，查验焊缝有无裂纹，经检查焊缝合格；

b. 对焊缝内在质量用超声波探伤检查，一般接头按 AWS D1.1 - 928.15 节要求进行；下弦杆和受拉焊缝按 AWS D1.1 - 929.25 节标准进行。

③ 经超声波检查所有焊缝均 100% 合格。

9. 保证质量与安全措施

(1) 选择合理的施工流程，优化施工方案：

上海证券大厦的吊装方案主要是围绕着钢天桥的吊装而展开的。而钢天桥的吊装不外乎二种：高空散装与整体提升。

如果天桥采用高空散装方案，那么施工流程应该是这样：

先安装南北塔楼与中间的裙房，随后安装天桥，而天桥安装需一段接一段的悬臂式吊装。

采用这种方案施工有其优点。首先由于塔楼间的 9 层裙房已安装，因此天桥吊装时对南北塔楼造成的弯曲变形影响要小；其次裙房可以提前交付安装设备等。

但是天桥的高空散装会带来以下各种困难与危险：

① 为了确保施工安全，在 70m 以上的高空必须解决施工脚手，无论是悬挑、悬挂或者是落地脚手，由于没有可靠的支承或悬挂点，脚手相当难处理。

② 由于受塔吊起重能力限制，只能进行单个构件或单个节点安装，在安装过程中，受构件自重、施工荷载以及风荷载的影响，造成构件的定位比较困难。特别是天桥有 1500t 钢构件，少说也需二个月的吊装工期，在这样长的一段时间里，难保不出现八级以上的大风天气，那时天桥如果未合拢，那么又如何抵抗侧向风力呢？

③ 在 70m 以上的高空，因风速大，势必给大量的焊接和安装工作带来困难，施工质量肯定不如地面施工，同时也给质检工作带来困难。

④ 从裙房顶到天桥底约有 40m 的空间距离。天桥的吊装对裙房的施工是一个严重的威胁。这里不仅仅是一个产品保护的问题，同时也是对裙房施工人员如何采取保护措施的问题。

如果天桥采用整体提升，即现在采用的施工方案，就有效地克服了散装方案带来的一系列困难与危险。首先它把 1200t 左右的高空作业量放到地面上做，减少了高空作业

危险性，又提高了施工质量；其次天桥提升完全可以避开大风天气，增加了安全性；再次，组装提升到位的天桥完全可以做到与裙房施工之间的空间隔离。因此采用整体提升施工方案对保证施工质量与安全起到了积极的作用。

另外钢天桥吊装的先行，也为下面的营业厅桁架的吊装打开了方便之门。

营业厅桁架位于天桥的正下方，每榀自重 150 ~ 180t，共 4 榀。吊装高度达 40m 左右。由于裙房下有地下室，顶板上跑大型起重吊机会对施工安全带来威胁，对地下室顶板也会造成损坏，利用已吊装的天桥下弦挂上滑轮组，就可以非常安全地把组装在顶板上的营业厅大桁架提升到位。

由此可见，施工方案的优化，施工流程的合理是保证质量与安全的关键。

(2) 采用可靠的、成熟的施工工艺：

钢天桥的整体提升，可以采用传统的卷扬机滑轮组施工工艺。但是对长距离、大吨位的钢天桥，选用卷扬机滑轮组就不太合适了，最大的问题就是卷扬机的容绳量，由于容量不足，势必天桥在提升过程中要设搁置点或悬挂点，不能连续提升，施工安全问题相当突出。采用钢索式液压提升装置这类问题就容易解决了。首先它是钢绞线承重的，它不怕高，不要说证券大厦钢天桥提升高空为 100m 左右，就是 1000m，工厂也能制成整根的，因此这就保证了连续提升，就算装置在提升过程中发生问题，这套装置也能承载在任何提升高度上悬停几天甚至几个月，因为它有自锁功能，这样施工安全度大大地提高了。

63m 跨度的营业厅桁架，设计要求起吊时吊点不少于 5 点，最长达 7 点，且要求各节点的受力保持均匀，否则由于该桁架的侧向刚度差，而造成起吊过程中桁架的变形或损坏。为此我们采用了平衡法吊装工艺，即位于中间各吊点挂上相等重量的压铁，桁架的二端各设 1 台卷扬机。这样就很轻松安全地将 4 榀大桁架安装到位，同时也满足了设计的要求，保证了桁架的安装质量。

① 建立完整的质量检验与监督保证体系：

施工前：做好测量工具与仪器的预检与管理；做好对上道工序的预检（包括土建部分与钢构件的检查），尽量使上道工序的质量疵点消失在吊装之前。

每吊装完一个施工节后，立即用测量仪器进行检测，其误差提交制作工厂，在下一个施工节构件制作时修正。

落实责任，强化管理，把质量管理贯彻到班组的每一个人，明确其在工作中所承担的具体任务和职责。公司、分公司和现场项经部经常组织不定期检查，督促质保措施的落实，发现问题除及时整改外，还要查明原因，杜绝问题重复发生。

② 建立以项目经理为首的项目安全生产管理班子，并设专职安全员跟班检查督促（每一个吊装区域设一名），发现违章或不安全苗子，立即限时整改或报告有关部门处理，做好安全上岗记录并定时抽查。

③ 对于重大的、高难度的或采用新工艺施工的环节，或者说是一个单项，开吊前必须实行吊装令制度。

用液压提升新工艺，长距离提升大体积、大吨位的钢天桥，在国内是首创，在国际

上也不多见，为了确保万无一失，必须对涉及吊装的有关条件实行监控，对吊装前的各项准备工作的检查是相当重要的，为了加强对吊装准备工作的检查管理，工地实行填写和签发吊装令制度。

涉及吊装前必须检查落实的项目可分为 10 大类、52 个项目。我们把它们汇编进检查项目表。每一项都设有检查内容及要求、检查结果与检查人等。吊装令检查人这一项，涉及到的单位与部门达 12 个。吊装令实行分公司与公司二级签发。吊装前组织一次会议，由各分项检查人汇报检查情况，汇总各项准备工作均达到要求后，再由主管经理和总工程师签发同意开吊，然后可以吊装。吊装令制度的实行，为天桥提升顺利完成奠定了基础。

在桅杆开吊前，也同样实行了吊装令制度。

（三）几点体会

（1）上海证券大厦工程是我国第一个按国际建筑管理模式由国内施工企业总承包的超高层钢结构工程，它开创了国内企业在超高层钢结构总承包国际招标中夺标的先例。在此之前，国内建筑企业长期处于专业分包的“打工”地位。这次我公司作为该工程的钢结构总承包，承担了除钢材采购以外的所有钢结构项目，包括图纸深化、钢结构加工制作、安装以及防火喷涂等项目。因此上海证券大厦钢结构安装工程的胜利竣工，它表明了我国的超高层钢结构施工能力又前进了一大步，打破了在这一施工领域中由国外施工企业垄断的局面。

（2）该工程现场几乎没有施工场地，故采用裙房后吊，利用裙房位置作为南北塔楼与天桥构件的堆放场地与组装场地的方案是十分明智的。上述方案有效地解决了六千多吨（占总量的 60%）钢构件的现场堆放和组装难题，同时也解决了核芯筒混凝土施工所必需的施工用地。否则现场必然显得非常混乱，从而影响施工进度。

（3）在上海证券大厦工程中，我们几乎采用了目前能采用的各种施工工艺，其中有不少新技术、新工艺。例如采用钢索式液压提升新工艺整体提升巨型钢天桥；营业厅桁架采用多吊点配重式的吊装，以及桅杆超高空整体起扳等。这一方面体现了上海证券大厦钢结构工程的技术难度大，同时也说明了施工技术必须不断地提高、不断地发展，必须因地制宜地运用到不同的地方，必须充分发扬技术民主，运用群众的集体智慧，克服技术上的各种难题，只有这样才能适应现代化建设的需要。

（4）充分利用大厦的固定结构来完成高、重、大构件的吊装，是该工程钢结构施工中的一大特色。例如 1240t 重的钢天桥，利用南北塔楼作支架整体提升；利用先行安装的钢天桥吊装下面的 150t 左右一榀的营业厅钢桁架；利用已安装好的桅杆协助拆除爬塔扒杆（长 60m、重 32t）等等。如果不利用原有结构的话，那么要完成上述的吊装，势必将花费大量的人力和物力。

二、超高层多功能楼钢结构综合安装工程施工方案

(一) 工程概况

本工程为一多功能超高层钢结构建筑,建筑面积 134987m^2 ,标准层建筑面积 2150.56m^2 ,84个节间。地下4层,为劲性钢筋混凝土剪力墙结构;地上50层,为钢框架剪力墙体系;屋顶2层,是钢框架坡屋顶。地下层深为 -23.76m ;地上标准层高 3.75m 及 3.1m 两种,总高度 183.5m ,钢结构全高 202.95m ,建筑物全高 207.26m (图 7-5-57)。

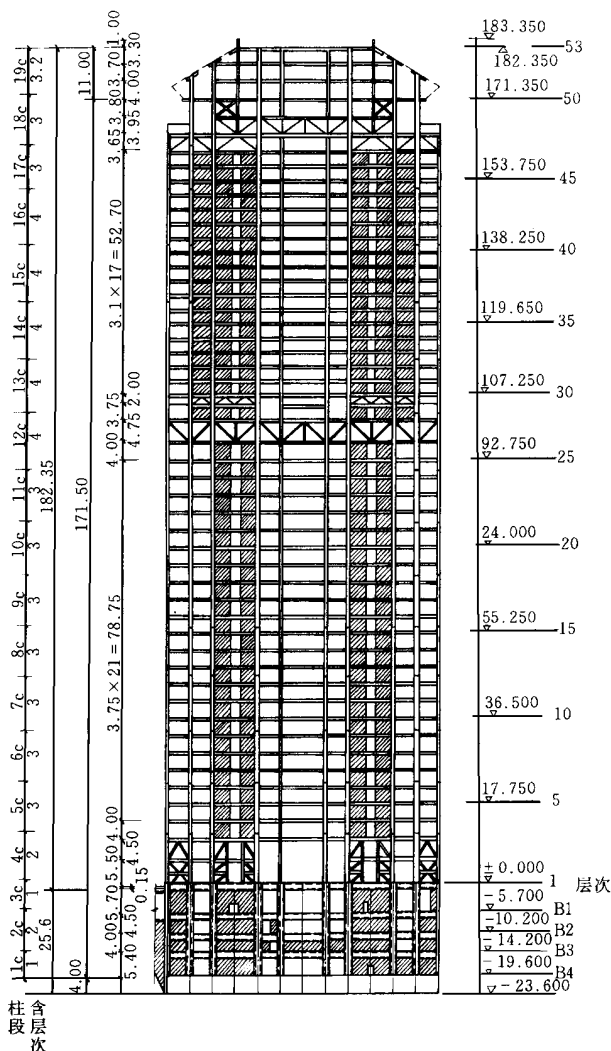


图 7-5-57 超高层多功能楼钢结构剖面图(单位:m)

1. 设计特点

(1) 深基础及地下 4 层结构

基底持力层是砂卵石层，长期荷载作用下的承载力为 $1000\text{kN}/\text{m}^2$ ，临时荷载下的承载力可为 $1400\text{kN}/\text{m}^2$ 。采用梁板式钢筋混凝土片筏式基础。底板厚 85cm ，箱形梁高达 4.0m ，有足够的整体刚度以抵消不均匀沉降。地下层高 19.45m ，采用劲性钢筋混凝土框架加现浇剪力墙及楼板结构，刚度大，起到了固定端的作用，增加了建筑物底部的整体刚度、延性和承载能力。

(2) 主体结构

主体结构柱网 $4.8\text{m} \times 4.8\text{m}$ 及 $9.6\text{m} \times 9.6\text{m}$ 两种。地下呈矩形 $57.6\text{m} \times 76.8\text{m}$ ；地上为多角正菱形 $57.6\text{m} \times 57.6\text{m}$ ；28 层以上结构中部设有中厅，共 50 层。地下层结构平面见图 7-5-58，地上 28 层以下结构平面见图 7-5-59，地上 28 层以上结构平面见图 7-5-60。采用框架剪力墙结构，地震区按 8 度设防，在框架结构最佳位置中部（第 26 至 28 层）设置了井字形的带状桁架；顶部（第 47 至 49 层）布置了帽状桁架（图 7-5-61）。利用 2~3 层的楼盖将外侧钢柱连成整体，使钢框架获得足够的附加刚度与设在电梯井、楼梯间的剪力墙组成抗侧主体。在出地面层和第 49 层设有强劲的钢支撑，以增加固端刚度及避免顶端过大的位移变形，地上钢支撑、桁架系统与内设人字钢板撑的预制钢筋混凝土剪力墙连续，梁间设防弯杆件与组合楼盖共同工作。

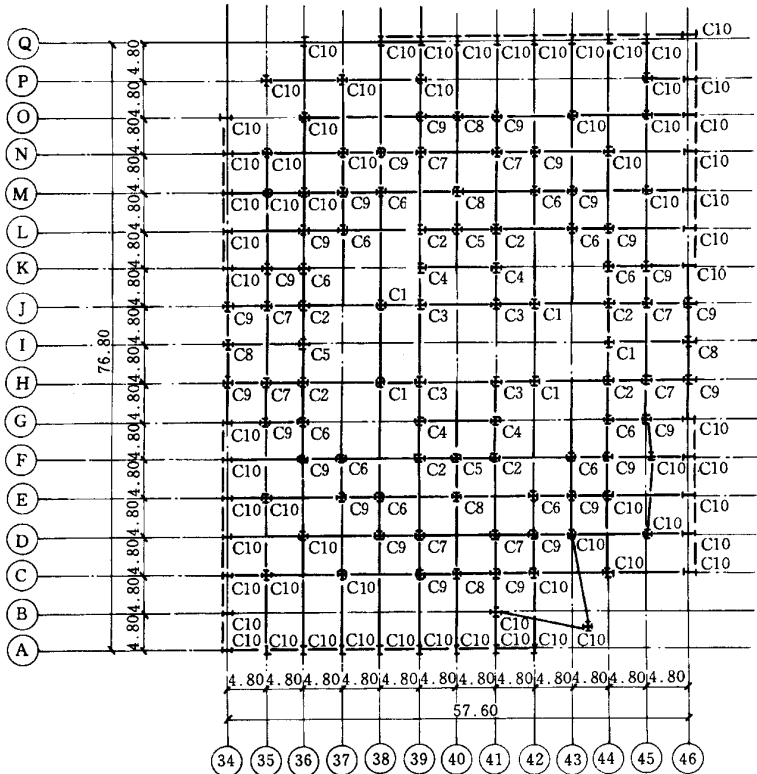


图 7-5-58 地下结构平面图（单位：m）

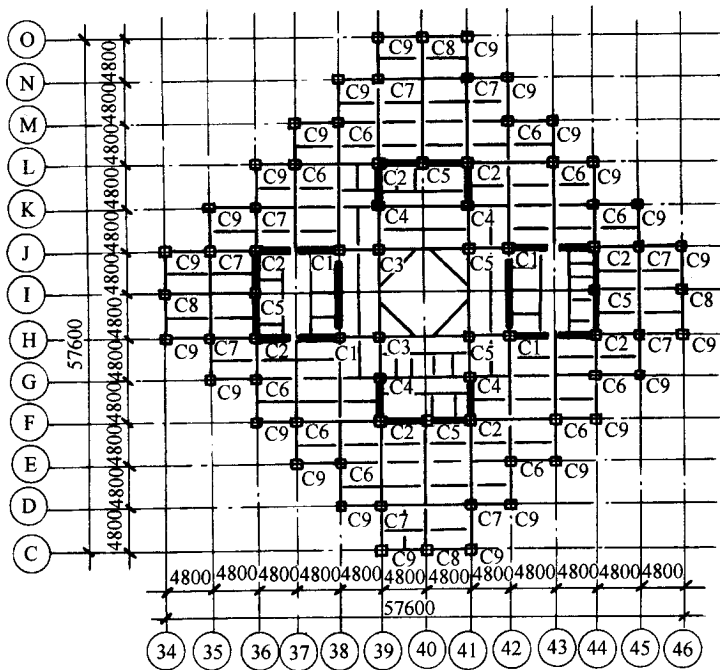
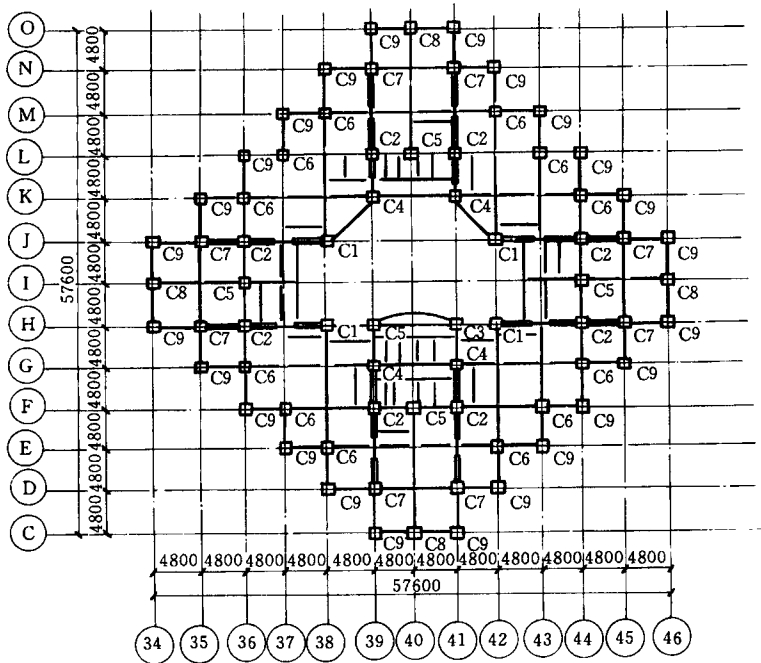


图 7-5-59 28 层以下标准层平面图



—— 为劲性钢筋混凝土剪力墙

图 7-5-60 28 层以上标准层平面图

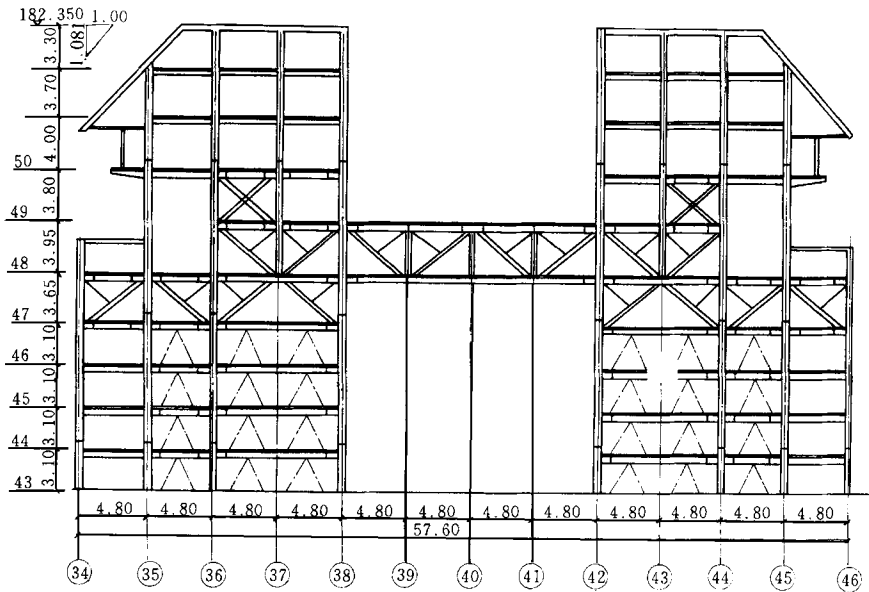


图 7-5-61 帽状桁架立面图 (单位: m)

钢框架结构平面布置均匀、对称,以垂直交叉的原则绕电梯井、楼梯间组成抗侧中心,使水平荷载合力作用线与结构刚度中心线基本重合,避免了较大的扭矩产生;结构立面以钢支撑、剪力墙和桁架组成抗侧主体,布置合理,竖向支撑系统连续,控制了主楼的整体挠曲、变形。超高层钢结构设计不只是考虑在竖向荷载作用下结构要有足够的强度和稳定性,而更重要的是要有足够的抗侧刚度,用以抵消风力及地震力水平荷载引起的内力而产生较大的侧移。

(3) 楼盖系统

对于超高层结构,楼盖除承受竖向荷载外,更重要的是起着传递水平荷载的横隔作用,因而对平面内刚度和抗剪能力有较高要求。本工程地下层为现浇钢筋混凝土楼板,地上 28 层以下及 48 层以上为压型钢板与现浇钢筋混凝土的组合楼盖,其余层次为半预制预应力钢筋混凝土与现浇钢筋混凝土的叠合楼盖。劲性钢筋混凝土结构柱及叠合楼盖钢梁上焊有剪力连接件(栓钉)与混凝土浇筑成整体。

(4) 围护结构

建筑立面外侧围护结构是以钛面砖为饰面的预制钢筋混凝土外墙板,悬挂于主体钢结构上,其板缝间设有擦窗机轨道槽,在设有桁架的 28 层和 48 层设有包柱板与包梁板。中厅内围护由涂饰面的预制钢筋混凝土中厅板组成包梁、包柱。墙板构造复杂,板形多达 327 种,制作、安装精度要求很高。

主体结构标准层内设有销轴悬挂式的分户板,作为房间的隔断。

(5) 层面结构

二层坡屋顶纯钢框架结构,层间是组合楼盖,屋顶是大坡度的不锈钢金色屋面,造

型美观大方。

2. 钢结构连接形式及材料选用

钢构件连接的好坏及材料质量的优劣是保证结构安全的关键。

(1) 钢结构连接形式

本工程高层钢构件柱与柱、柱与主梁、主梁之间及剪力墙板的主要节点均为刚性连接；地下层柱、层间柱、主梁与次梁、钢桁架、钢支撑、次梁与贯通梁之间均为铰接连接。采用了高强螺栓连接、焊接连接以及高强螺栓与焊缝共同工作的混合节点连接三种形式。

① 高强螺栓连接：在钢结构连接节点中，采用高强螺栓连接除受力好、不松动、安全可靠、耐疲劳荷载及施工简便外，更重要的是在安装中能及时定位，确保安装精度。本工程基本上采用了扭剪型高强螺栓，易安装，易检查，可拆换，适应钢结构快速施工的需要。用于全部钢构件的螺栓连接部位的铰接节点与混合连接中。

② 焊接连接：焊接连接的节点构造简单，刚度大而加工量小，广泛应用于刚性连接的高层钢结构，是保证柱、梁接头刚度的主要手段，它节省钢材，尤其是在厚板连接中更为有效。本工程安装焊接主要柱与柱连接多采用坡口横焊；柱与梁及梁与梁间用坡口平焊。

③ 混合节点连接：混合节点连接是刚性连接的一种，是柱与梁、梁与梁间连接的主要形式，即工型梁腹板由连接板（或柱上耳板）用高强螺栓连接，梁翼缘用双坡口对接横焊或与柱面板单坡口横焊。栓接起到传递剪力的作用，焊接起到传递弯矩的作用。

④ 主要节点：本工程钢结构连接节点共 130 多种，主要节点如下：

A. 钢柱与基础混凝土采用预埋地脚螺栓的铰接（图 7-5-62）。

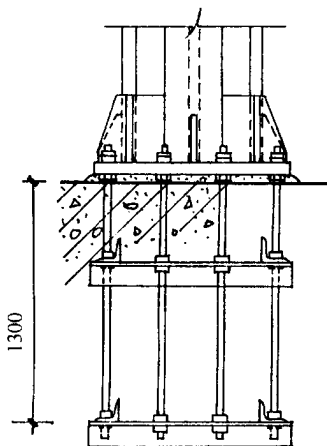


图 7-5-62 钢柱地脚螺栓示意图

B. 地下组合箱形柱脚形式为钢柱外包浇筑钢筋混凝土（图 7-5-63）。

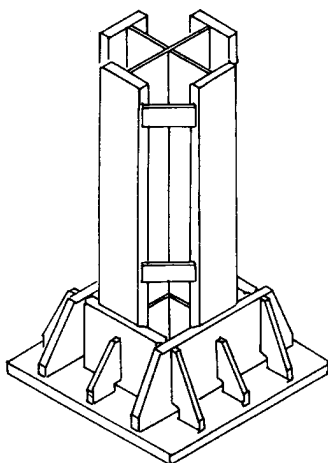


图 7-5-63 地下组合箱形柱柱脚示意

C. 地下组合箱形柱连接形式有：地下组合箱形柱连接（图 7-5-64），组合箱形柱刚性节点（图 7-5-65），组合箱形柱铰接节点（图 7-5-66）仅用于地下层钢柱。

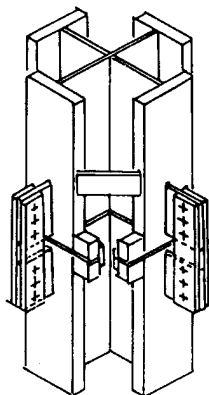


图 7-5-64 地下组合箱形柱连接示意

D. 地下组合箱形柱与地上箱形柱连接（图 7-5-67）。

E. 地上柱连接有：地上箱形柱连接（图 7-5-68）及圆形柱外隔板连接节点（图 7-5-69）。

F. 梁的连接有：柱与主梁刚性连接节点（图 7-5-70），主梁与主梁刚性连接节点（图 7-5-71），主梁与次梁铰接节点（图 7-5-72）。

G. 其他构件连接有：钢支撑或钢桁架与主梁连接节点（图 7-5-73），劲性钢筋混凝土剪力墙节点（图 7-5-74），分户板安装节点——销轴悬挂节点等。

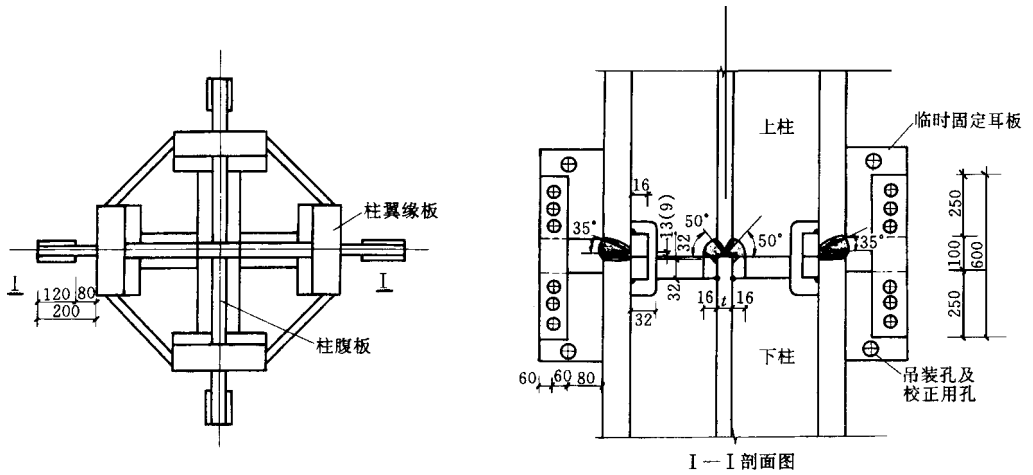


图 7-5-65 地下组合箱形柱刚性节点

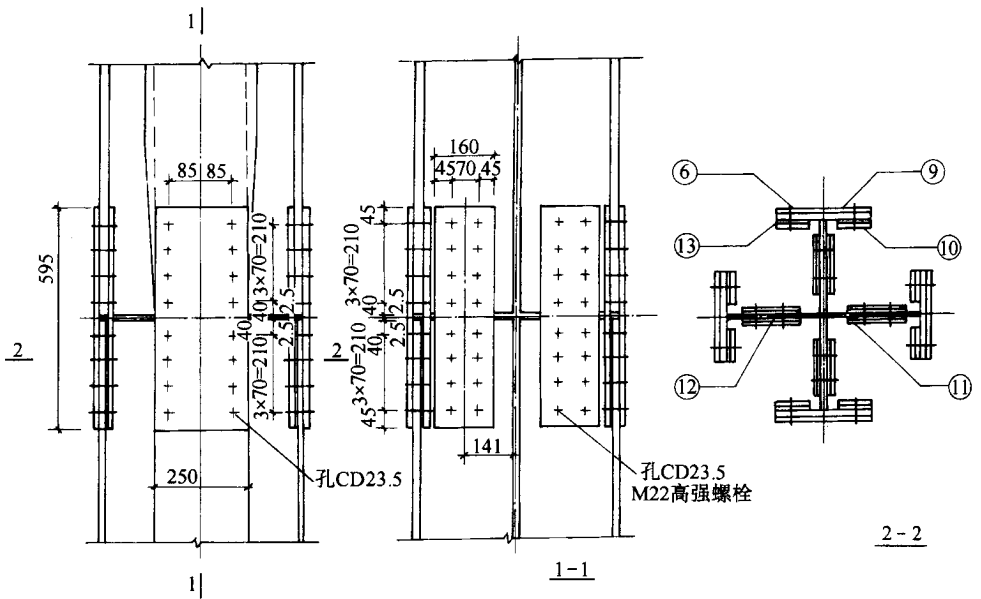


图 7-5-66 地下组合箱形柱铰接节点

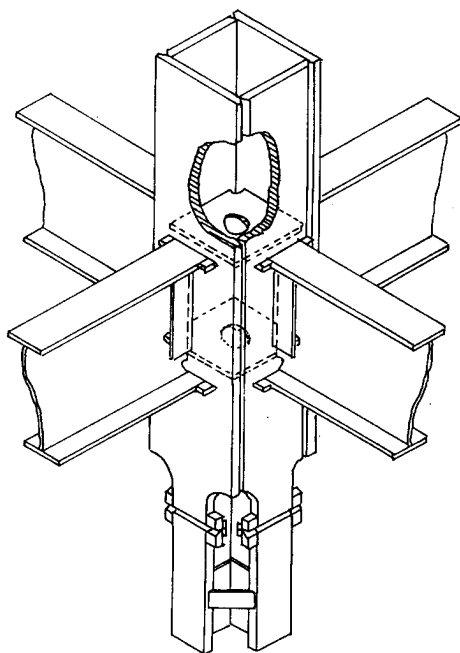


图 7-5-67 地下柱与地上柱连接示意

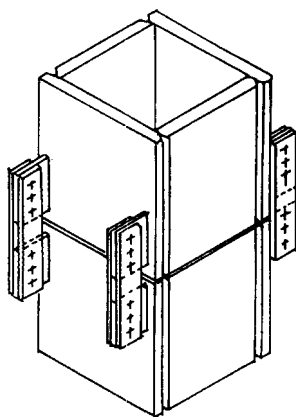


图 7-5-68 地上箱形柱连接示意

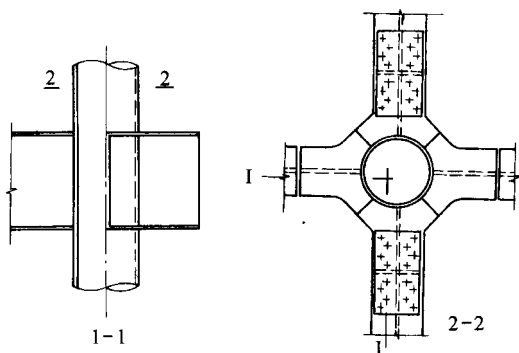


图 7-5-69 圆形柱外隔板连接节点

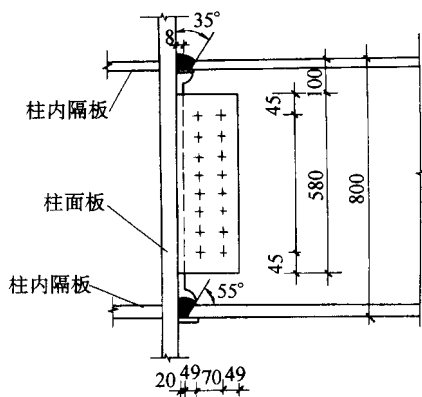


图 7-5-70 柱与主梁刚性连接节点

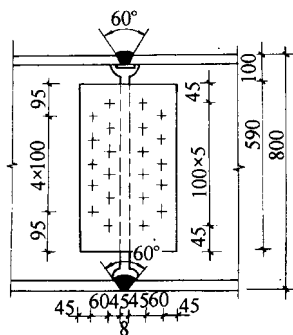


图 7-5-71 主梁与主梁刚性连接节点

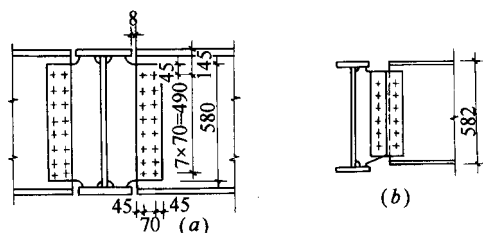


图 7-5-72 主梁与次梁铰接连接节点
(a) 单剪切型 ; (b) 双剪切型

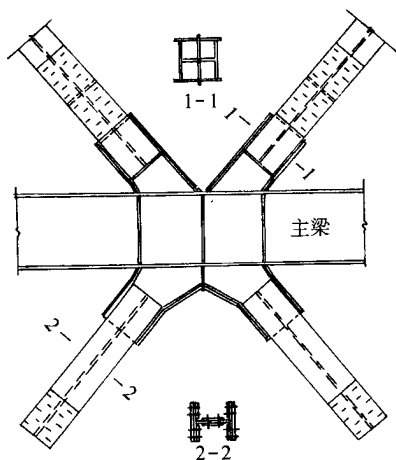


图 7-5-73 钢支撑或钢桁架与主梁连接节点

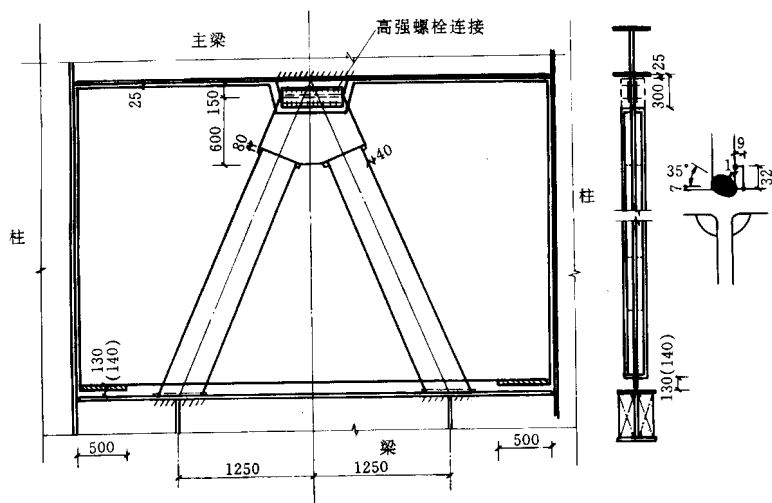


图 7-5-74 劲性钢筋混凝土剪力墙节点

(2) 钢结构材料选择

本工程主要构件均由厚板焊接成型，次要构件采用各种型钢，钢材及高强螺栓主要

由日本进口，详见表 7-5-4。钢板最大厚度 70mm。

表 7-5-4 钢结构材料表

构件名称	材料产地	型 号	构 造 形 式
钢 柱	日 本	SM490A SM490B SM519B	钢板焊接组合箱形柱、箱形柱 工字形柱、圆形柱 H 型钢层间柱
层 间 柱	日 本	STK - 402 STK - 500	层间柱普通结构用碳钢管
主梁桁架	日 本	SM490A	钢板焊接工字形钢梁 钢板焊接工字形钢梁及轧制型钢
支撑、次梁、楼梯	日 本	SS402 SM402	钢板焊接或轧制型钢
扭剪型高强度螺栓	日 本	S10T	摩擦式扭剪型高强度螺栓
	中 国	F10T	摩擦式扭剪型高强度螺栓
焊 丝	日 本	MG490	用于 CO ₂ 气体保护半自动焊接
		MIX - 490	用于气保护自动焊接
焊 条	日 本	LB—52 LB—52A	用于高强钢材焊接的低氢型焊条 用于高强钢材焊接的超低氢型焊条
		中 国	YT506A YT506AH
栓 钉	中 国		DL 钢
压型钢板	日 本	SS402	双面镀锌板压制开口式及封闭式
	中 国	Q235	双面镀锌板厚 0.8 ~ 1.2mm

3. 工程主要承担单位

施工详图设计、钢结构施工详图设计、施工总包、钢结构综合运输安装、混凝土墙板加工和钢构件加工，分别由 6 家设计、施工和生产单位承担。

(二) 超高层钢结构综合施工特点

(1) 本工程结构复杂，由于节点构造要求，必须在钢结构安装中穿插进行劲性钢筋混凝土剪力墙、分户板与钢梁的组拼。同时要完成围护结构中包柱板、包梁板及塔吊锚固处墙板的提前安装，外墙板、中厅板的安装及压型钢板与预制预应力钢筋混凝土楼板

的安装,大型设备的就位,因此具有综合安装施工的特点,安装精度要求高。

(2) 安装工程量大。地上结构除组合楼盖混凝土浇筑为湿作业外,其余均为预制构件安装。钢结构总重为 18968t,安装高强螺栓 34.5 万套,焊接工程量按标准焊缝达 34 万 m 长,栓钉焊接 35.450 万枚。预制钢筋混凝土构件 8531m³。详见表 7-5-5。构件规格型号多,尺寸各异,仅钢结构安装节点类型达 130 多种,墙板规格 327 种,其节点构件 39 种。

(3) 安装标准高,施工难度大,技术复杂,标准高。一是钢结构总体安装垂直度要控制在 50mm 以内;二是设计要求外墙板擦窗机轨道槽除垂直度外,安装错位允许偏差仅 2mm。因此从构件加工到安装必须坚持以高精度控制低精度的原则,确保设备安装的使用功能。

表 7-5-5 钢结构综合安装构件表

项目	构件名称	种类	一层件数		所在层次	合计数量	合计工程量
			地上	地下			
钢结构	钢柱	5	70~72	140	B3~53	1562 件	18968t
	钢梁、桁架	2	246	281	B3~53	12340 件	
	高强螺栓	22	5800		B3~53	334950 套	
	焊接量		6050m		B3~53	338850m	
	其他构件						
组合楼盖	压型钢板	58	683		2~28 48~52	21245 件 (48885m ²)	
	栓钉焊接	3	6400		B3~52	350450 枚	
钢筋混凝土构件	劲性钢筋混凝土剪力墙	39	22~24		28~46 3~25	938 件	1534.8 m ³
	分户板	35	23		30~47	414 件	420.25 m ³
	预应力叠合楼板	33	114		30~47	2025 件	1202.5 m ³
围护结构	外墙板	146	52		1~48	2642 件	4722.8 m ³
	中厅板	181	27		28~52	659 件	610.5 m ³
混凝土构件合计						6705 件	8531 m ³

注:①钢结构主要构件 16000 件,配件 63000 件。

②表中一层件数为参考值,因各层次不等。

根据本工程结构平面双向尺寸等长,钢板厚,构件组合形式复杂,刚性节点约束度

大，厚板焊接线性收缩变形大的特点，采用自动横焊、 CO_2 气体保护半自动焊、手工电弧焊和栓焊焊接四种焊接方法，以及先进的预留预控测量工艺和施焊顺序，以控制焊接变形。

（三）施工部署

1. 施工原则

以超高层钢结构安装为主线，穿插相应钢筋混凝土预制构件的组拼与安装，确保结构稳定，贯彻先地下后地上，紧密安排综合构件的安装和塔吊的综合利用，采用平面分区段立体流水交叉作业的原则，达到压缩总工期的目的。

2. 流水段划分

地下层水三段流水，先中间后两侧。考虑钢结构安装中的整体稳定性，尽早浇筑中部框剪结构混凝土。地上分两个塔区对称安装，见图 7-5-75。

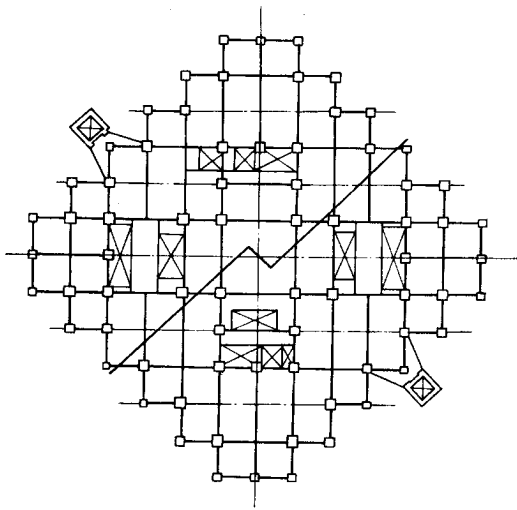


图 7-5-75 地上部分流水段划分

3. 设置中转仓库储存构件

钢构件由外地加工经火车运至本市堆放于中转库备用，除围护结构的预制墙板直接运入现场以减少搬运损坏外，其他预制钢筋混凝土构件均在中转仓库存放。并按设计平面布置图顺序及时供现场安装使用。

（四）机械选择

1. 钢构件分段

钢柱共分 19 节，各节所含层次不等，一般是 3~4 层。分段原则是根据建筑层高、安装起重机的起重能力、运输及堆放条件、允许的长度以及尽量简化安装工序和提高工效而综合考虑确定。柱接头高度选在梁上皮 85cm 处。柱断面一层内不等，每节柱随层

高加大而荷载减轻,柱断面尺寸及钢板厚度均在变化。柱最大截面为 750mm × 750mm × 70mm 的箱形柱,柱长控制在 12.5m 以内,最重 18.125t。梁最大截面为 1000mm × 500mm × 16mm × 36mm 的工字形梁,最长 18.572m,最重 4.291t,节点与柱面板对接或断在外伸牛腿 1m 处。

2. 主吊机械选择

根据本工程特点、构件重量、塔吊所在位置、回转半径、所需高度及同时作业不碰撞以及锚固要求等,选购两台德国 PEINERSK506 - 5D 塔式起重机,有关参数见表 7 - 5 - 6。超高层施工经比较选用了外附着固定形式,表中低塔采用非标准臂杆,安装高度、幅度及起重量均能满足要求。

表 7 - 5 - 6 塔式起重机性能参数

塔吊型号	塔吊位置	塔基形式	锚固次数	塔身高度 (m)	标准节 基础节	最大幅度 (m)		最大回转半径 时起重量 (t)		吊钩最大高度 (m)	备注
						4 绳	2 绳	4 绳	2 绳		
PEINER	东塔	固定式	6	230.56	37/1	62.4	63.4	7.0	7.7	227.06	R = 27m Q = 18.94t
SK560 - 5D	西塔		4	218.76	35/1	46.0	47.0	12.52	10.0	215.26	R = 30m Q = 20.0t

地下层深基础护坡钢板桩大开挖施工时,塔吊立于边坡上负责箱形基础的施工。钢结构安装时转立在箱形基础上,塔吊位置见现场施工平面布置图(7 - 5 - 76)。塔吊随钢结构的增高而顶升、锚固以满足安装要求。结构安装塔吊顶升、锚固顺序见图 7 - 5 - 77。

选择塔吊要考虑立塔最佳位置时的回转半径、起重能量及起吊高度,同时考虑其长远使用的条件。超高层钢结构安装要考虑起重卷扬机有足够的钢丝绳容量。多机作业相邻塔吊采用水平臂杆时要有一定安全距离,顶升、锚固时塔身要有一定高差,以利于提高工效及安全生产。塔吊基础、锚固点对建筑物产生的附加荷载均需进行验算,锚固点位置应与结构允许锚固位置相对应,有足够的强度、刚度和稳定性,否则应进行加固。

3. 主要机具设备

主要辅助机械与设备见表 7 - 5 - 7,本工程安装用电量为 1420kVA。

表 7 - 5 - 7 主要辅助机械与设备

名称	型号	数量	性能	功能	用途
汽车吊	神户 9125	1	$Q_{\max} = 125t, l = 33.56m, R = 16m, Q = 5.1t$	125t	立拆塔吊
汽车吊	神户 NK - 450	2	$l = 31m, Q_{\max} = 9.6t$	45t	立杆浇筑
塔吊	QT4 - 10	1	$H = 30m, l = 30m, R = 17m, Q = 10t$	10t	中转仓库装卸构件

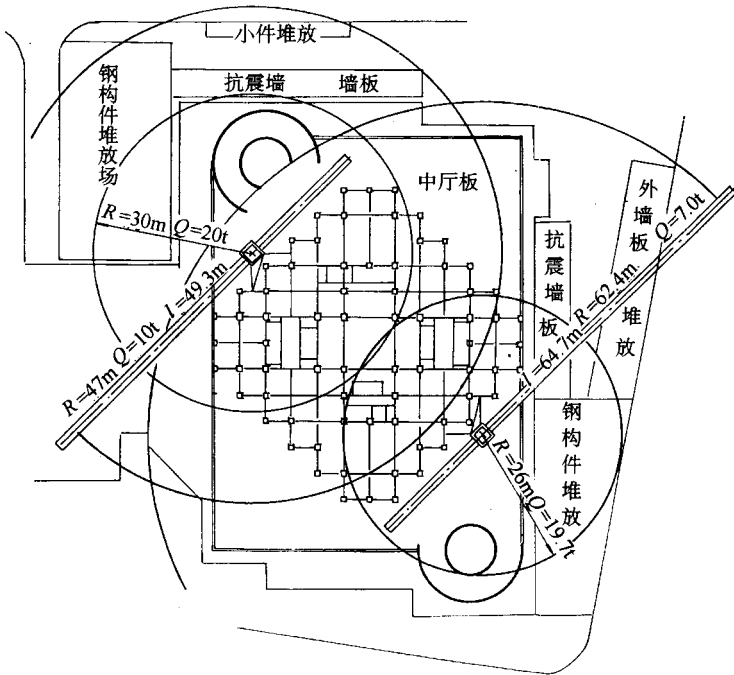


图 7-5-76 现场施工平面布置图

名称	型号	数量	性能	功能	用途
激光仪	SLT20	2	线 100m		测量投点
经纬仪	TMIA	4			测量
水平仪	DS1	2		1/10mm	测量
自动焊机	MAG	2	横焊机	30kVA	焊接
CO ₂ 半自动焊机	DANA ALTO	16	焊丝 $\phi 1.2$ 和 $\phi 1.6$	23kVA	焊接加长送丝
手工弧焊机	XMARK III - 500	47	500A	43kVA	焊接
栓焊机	OTC YK505FL3	2	2000A	$\phi 19$ $\phi 16$	栓灯焊接
超声波探伤仪	PANA - STUD	4			检查焊缝
空气压缩机	SM - 90	8			清渣碳弧气刨
自动调压器	9m ³ /min	4	200kVA	10 ~ 20V	稳定电流
直流碳弧气刨机	TNSTA	4	400 ~ 1000A		碳刨
气割设备	2XG - 1000 - 1	4			修构件
钻床	ZJA3725 × 8/1	1	$\phi_{\max} = 25\text{mm}$		修构件
汽车吊		1		25t	中转库装卸构件
汽车		2		40t	运输构件
汽车		8		20t	运输构件
汽车		6		10t	运输构件
外用电梯	SC 型	3 ~ 4	25 人	2.5t	人员上下及上料

塔吊标准节	塔吊锚固层次、位置						顶升顺序、节数		说明
	西塔			东塔			西塔	东塔	
	层次	道数	位置	层次	道数	位置			
37									1. 塔身高(m): $9.9 + n \times 5.9 + 2.38$; 2. 塔身标高(m): 塔身高 - 21.635; 3. 钩下标高(m): 塔身高 - 3.5; 4. 可安装高度(m): 钩下标高 - 10; 5. ○表示锚固道数; 6. ↑表示顶升节数; 7. 西塔锚4次, 东塔锚6次; 8. 锚固点为标准节顶 值,由顶向上为"+", 向下为"-".
36									
35									
34							2	2	
33									
32								5	
31							5	5	
30				48 47	6	29 + 1.8			
29									
28								4	
27	43 42	4	27 - 1.8				4	4	
26				40 39	5	25 + 0.9	4	5	
25									
24								4	
23									
22							4		
21	32 31	3	22 21	32 31	4	22 21	3	4	
20								3	
19									
18							5		
17				24 23	3	17 - 1.8		3	
16									
15	21 20	2	15 - 0.9				2	2	
14								5	
13				18 17	2	13 - 0.9		2	
12							6		
11								1	
10									
9							1	3	
8	9 8	1	7 + 0.9	9 8	1	7 + 0.9	1	1	
7							3	3	
6									
5									
4							立塔高	立塔高	
3									
2									
基础节									
1									

图 7-5-77 钢结构安装塔吊顶升、锚固顺序

(五) 施工进度及劳动力配备

1. 施工进度

工程总工期 42 个月，钢结构综合安装总工期占用 23 个月，其中地下层钢结构施工 9 个月（包括劲性钢筋混凝土穿插施工），地上钢结构综合安装 16 个月，采用分级网络计划管理。墙板安装后延长 2 个月。因各柱段工程量、结构形式有差异，工期不等，平均每月安装 4.5 层，高峰安装标准层 6 层。

2. 劳动力配备

综合安装是多工种联合作业和上下立体交叉施工，故劳动力需统一调配，一专多能。本工程主要工种 105 人（包括起重工、电焊工、测量工），次要工种 100 人（包括塔吊司机、汽车司机、材料、供气、打磨工、电工、吊篮安全网支搭、检验工等）。

施工管理干部 34 人，包括项目经理、总工程师、生产、技术质量、材料、科研、后勤人员等。

(六) 钢结构综合安装施工方法

1. 钢结构安装

(1) 安装、焊接顺序

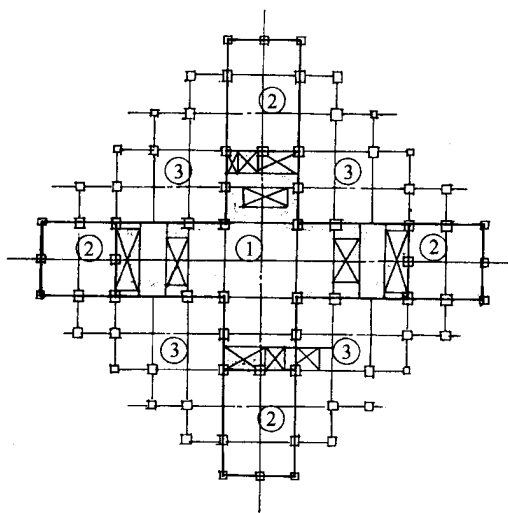


图 7-5-78 钢结构综合安装焊接顺序图

①—先焊中心十字框架；②—再安装焊接大十字框架；③—最后为四周柱

根据本工程平面结构对称的特点，选择全方位对称及局部对称的安装、焊接顺序，见图 7-5-78。从中部刚度大的柱子为基准组成中心十字框体，确定安装中心精度，然后将十字框架延伸至端部，其余部分由中间向外扩展安装。此顺序有利于消除制作、安装及焊接变形的累积误差。立面安装顺序是每单元柱安装，主梁由下向上层安装组成

稳定结构后再分层安装次要构件（次梁、楼梯等）。主梁按上层、下层、中层次序焊接，最后焊接柱子，使先形成铰接以利于消除梁焊接变形，减小焊接应力，保证钢柱的垂直度。钢结构一单元综合安装流水顺序见图 7-5-79。根据上述原则绘制各层钢构件编号图及安装顺序编号表、节点配料表。图中应标明塔区、安装顺序、焊接部位、构件数量；表中应注明安装序号构件型号、节点型号，连接件规格、数量，高强螺栓规格数量，栓焊型式、数量、规格及焊接量、焊接型式。从编号预检、结构配件、配料运输、限额领料到安装、焊接、探伤及施工技术管理、质量检查均用此图表，以简化复杂的钢结构安装技术管理，科学指导施工。

（2）安装工艺

①柱地脚螺栓的埋设：超高层钢结构中钢筋混凝土基础中，柱地脚螺栓埋设精度必须达到钢结构验收规范的要求，这是保证钢结构安装精度的关键，宜采用二次浇灌与二次调校方法（略）。

②钢柱采用自动卡环一点正吊（图 7-5-80）。

③钢主梁翼缘打孔，两孔平吊，采用专用卡具（图 7-5-81）；次梁采用三层串吊（图 7-5-82）以提高工效。

④尽量采用地面组拼工艺，以确保安装精度，增加高空作业安全感，提高安装效率。地面组拼后安装的构件是：

A. 主梁与劲性钢筋混凝土剪力墙板的立拼（图 7-5-83）。

B. 主梁与分户板的立拼及中厅主梁与包梁板的组拼。

C. 为提高工效在地面组拼的构件有：柱与钢支撑；层间柱与梁、钢支撑；屋面梁间组拼；弧形梁的组拼；梁与防弯杆件组拼；带（帽）状桁架的组拼（图 7-5-84）。以上构件大部分为平拼，凡立拼构件，需支搭立放拼装支架组装，根据形状尺寸，分别采用三至四点或加一点用倒链找重心平衡安装。凡组拼构件应计算重量及吊点位置，严防超载及损坏构件。

D. 采用双塔高空对接组装工艺时，预应力钢筋混凝土楼板应加设临时支顶，3 块叠吊至每单元最高楼层平台，再分块 4 点斜吊入层内，通过滑车改成平吊，采用带滑动配重的铁扁担就位安装。包柱板吊装时加倒链吊点斜吊塞入钢梁下，中厅板采用走线滑子安装。

各层柱梁校正采用层高线相对标高控制法测定。柱子垂直度除标准柱外逐个用 2 台经纬仪在相垂直的两面观测，采用缆风绳、倒链及千斤顶拉、拽校正。焊接梁后测得柱垂直度为最终值（24h 后），复校时上下柱应考虑预留偏差值、预留方向及焊接收缩纠偏，使累积偏差为最小。

（3）测量

测量是超高层钢结构综合安装中控制工程质量的首要工序。

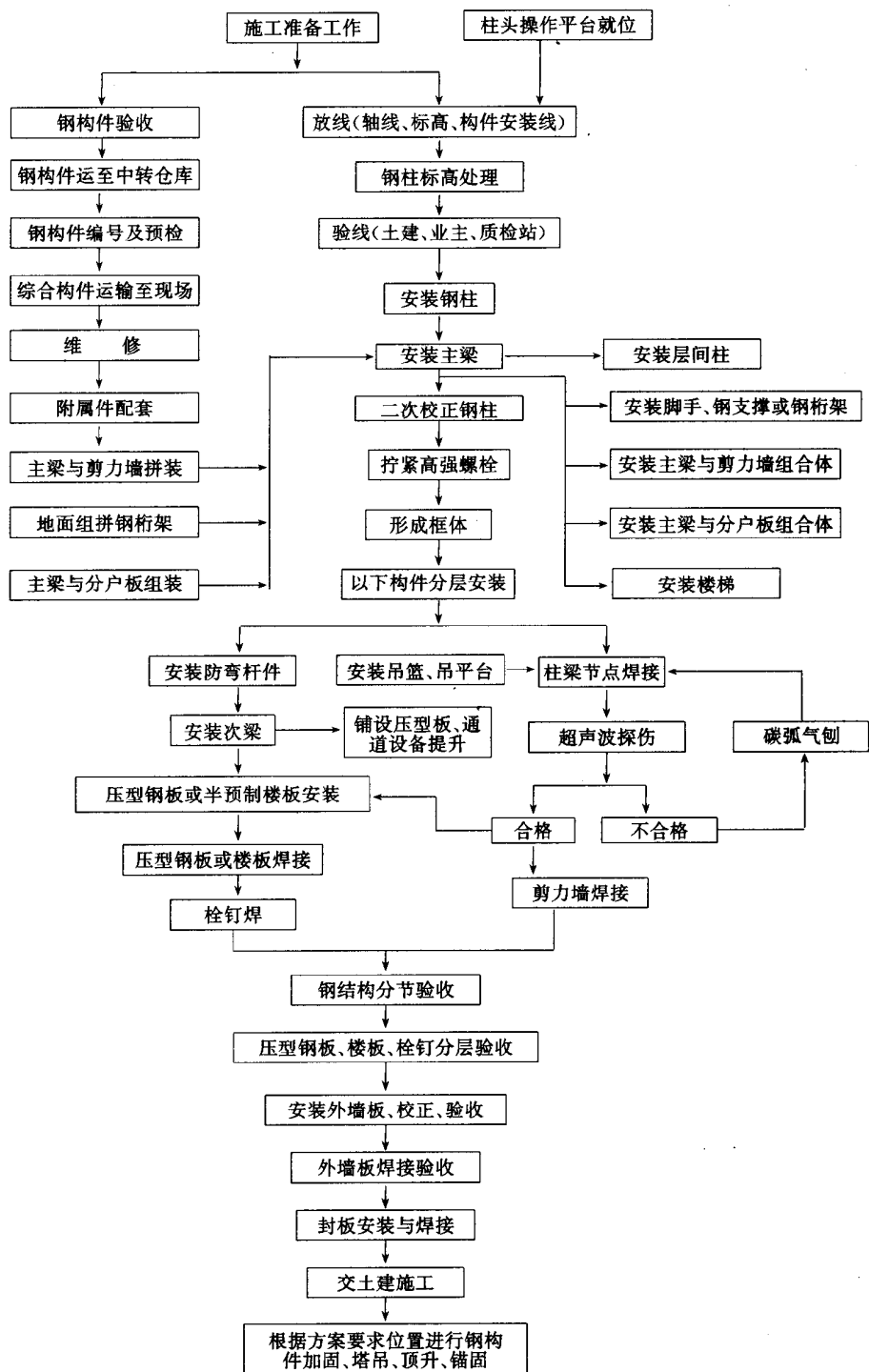


图 7-5-79 一单元综合安装流水顺序

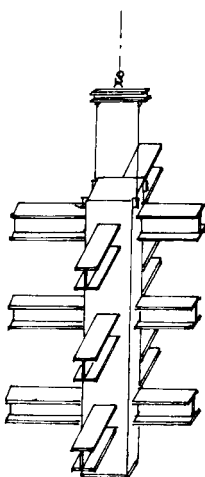


图 7-5-80 钢柱自动卡环吊装示意

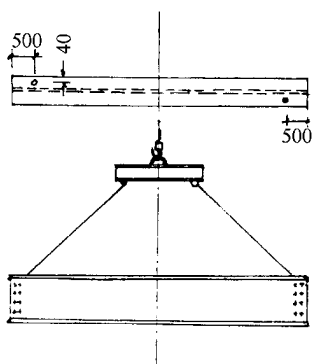


图 7-5-81 主梁安装示意图

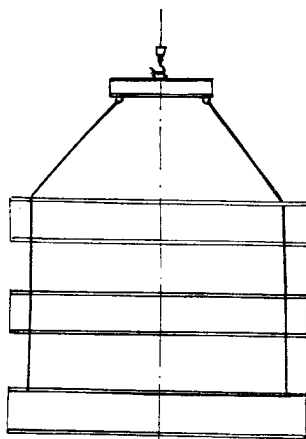


图 7-5-82 次梁串吊示意图

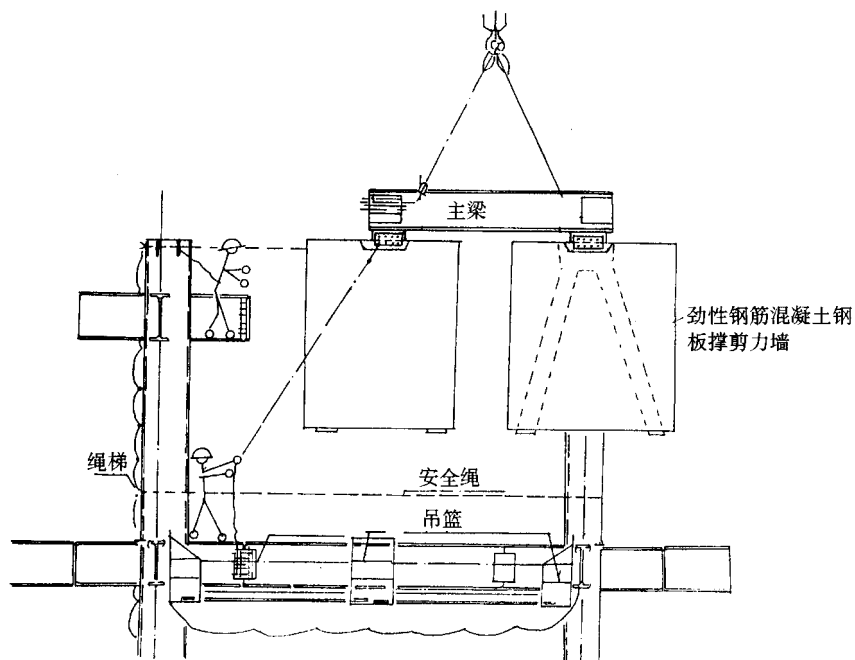


图 7-5-83 钢主梁与劲性钢筋混凝土剪力墙组拼安装示意图

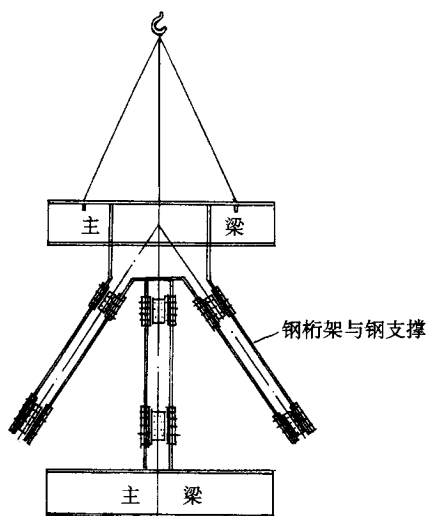


图 7-5-84 带状桁架吊装示意图

①施工测量准备：了解设计意图，熟习图纸，掌握验收标准和检测方法，编制测量方案，校验测量仪器，确保施测精度。制定测工工作准则，明确测量程序，审校原始记录，坚持三检制和交验手续。对钢构件进行加工跟踪预检，掌握制作误差及存在问题，

反馈至施工现场，将误差消灭在安装之前。

②控制网投测的选择：

A. 地下层控制网，选用呈“井”字形外控网，在基坑上设 8 个控制桩，进行检测达到全闭合后，以此点、线引测整个轴线网或桩点，作为整个建筑物平面位置的依据。

B. 在建筑物外侧和中厅柱基上设高程控制点。

C. 地上部分设 8 个内控桩点于 8 个标准钢柱上，成为 4 条控制网。

③地下部分外控方格网测设：将经纬仪置于基坑边桩点上，发挥居高临下通视的优势，放出纵横 2 条基线，其余用仪器交会点法得出，避免拉尺受阻出现误差。在基坑四周定出方格网各桩点。方格轴线与结构轴线重合成 90° 。用 2 台经纬仪采用正倒镜交会法，将网格轴线测定在地下层预埋铁板上（放线用），用锋钢划针定点，经复查合格后使用。

④地上部分内控点测量：地下层轴线、桩位、标高全面复查合格后（轴线闭合差 $\leq 1\text{mm}$ ，柱顶标高控制在同一水平面上，相邻柱调整值 $\leq 2\text{mm}$ ），引测地上 8 个控制点，将钢板平台架按方位焊接在出地面层柱角上，作为固定激光架，逐节柱顶部设置激光接收靶定点（图 7-5-85）。竖向激光线投递应在夜间进行，以减小日照温差引起的柱顶位移及安装时塔吊回转引起钢柱晃动的影响。使用激光仪与经纬仪双重定位法进行校测。操作程序为：激光仪在钢平台上严格对中整平，将望远镜调向铅直方向对零，发射激光至接收靶。当消除仪器自身误差采用三点、三角形垂线法定点，作为柱顶放线的依据。

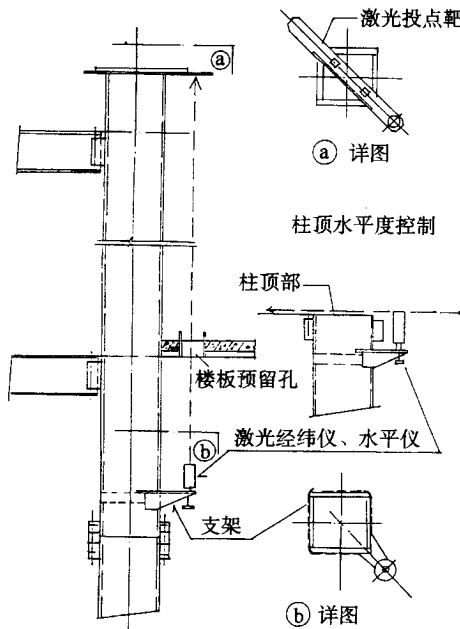


图 7-5-85 钢柱竖向投点法及水平度量测

⑤ 竖向导点的激光天顶接力法：当钢结构安装到 100 多 m 高程时，因激光斑点发散将影响施测精度，故需在 28 层加设激光接力点，并经完全闭合后再向上投递。

柱顶放线可把经纬仪架设在激光控制点上，后视相应点，用复测法测定柱顶四面轴线，排尺量距，符合柱顶偏差值，作为本节柱记录。

采用激光天顶法施测，可消减轴线多次传递累计误差，能及时发现柱子是否扭转。激光仪与钢柱成一体，可保证对点不发生水平位移，提高放线精度。

⑥ 高程控制测量：本工程采用相对标高点控制高程，因地下层较深，考虑开挖后地基回弹，地下层预留回弹量，并重新确定标高值以控制超高层钢结构的安装。采用精密水准仪、钢尺用三丝读数往返测量测定，作为各层楼面标高控制的依据。

⑦ 钢柱预控法校正：高层钢结构施工中主要控制垂直度和水平标高，测量是安装的关键工序，以测量为主，指导安装、焊接，做到五化：轴线定位标准化；观测工艺程序化；钢柱安装校正、预检、预控、预留规律化；质量保证体系群体化；复测三检验收制度化。预检钢柱、梁的制作偏差；预控安装偏差，焊接变形，日照温差影响，柱强制校正后的反弹值，本节柱顶放线偏差和方向位置。综合上述因素考虑预留偏差值，使焊接后柱子垂直度为零。影响柱垂直度的首要因素是梁的焊接，其次是柱的焊接。当可预留值大于下节柱累积偏差时，只预留累积值，反之则只预留可预留值。其方向与偏差方向相反。图 7-5-86 为钢结构安装测量预控程序。

钢结构安装、焊接中要进行必要的观测。因柱梁设计尺寸、钢板厚度、焊接熔敷量均在变化，施工季节不同，均影响预留值。要跟踪检测不断总结，得出数据，指导施工。

预控重点为中心标准柱、电梯井及边缘柱的垂直度。凡在带（帽）状桁架的前一节柱，应进行安装精度的调整，防止产生扭转，以确保桁架的顺利安装。

⑧ 沉降观测：采用精密水准仪在建筑物四周设沉降观测点，每安装 3~4 层钢结构，作一次观测，做好记录，绘制沉降量、荷载与延续时间曲线图，计算平均沉降量。其中 2 个最大偏差 18mm。钢结构地上层高 183.5m。钢结构全高 202.76m。安装优质。

（4）高强螺栓施工

高强螺栓摩擦型连接是借助螺栓紧固产生的强大轴力夹紧钢板束，靠接触面间产生的抗剪摩擦力传递同螺栓轴力相垂直方向的应力，因此螺栓只受拉不受剪。本工程采用合金钢制成的扭剪型高强螺栓，其机械性能见表 7-5-8，轴力见表 7-5-9。

表 7-5-8

高强螺栓机械性能

标准名称	屈服强度 (N/mm ²)	抗拉强度 (N/mm ²)	延伸率 (%)	收缩率 (%)	硬度 (洛氏)
JIS86-79	>900	1000~1200	>14	>40	27~33

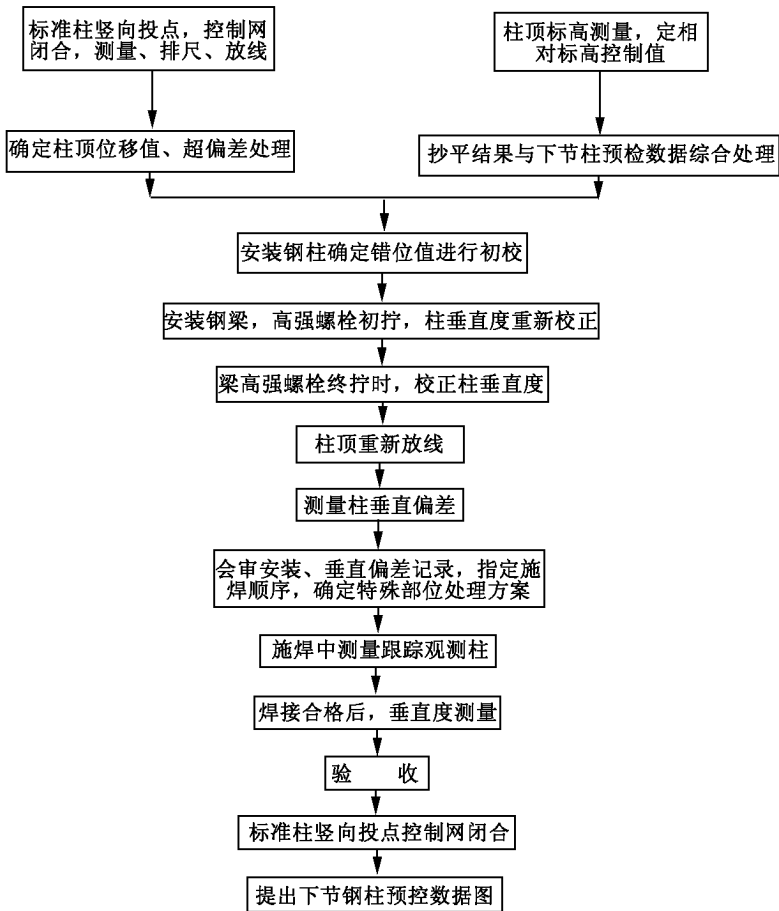


图 7-5-86 钢结构安装测量预控程序

表 7-5-9

扭剪型高强螺栓轴力

螺栓设计轴力 (kN)				螺栓标准轴力 (kN)			
M16	M20	M22	M24	M16	M20	M22	M24
103.9	161.8	200.9	233.3	114.7	178.4	221.6	256.8

扭剪型高强螺栓施加螺母上的紧固扭矩是由螺栓本身环形切口的扭断力矩来控制的。

① 扭矩系数：扭矩系数是螺栓、螺母、垫圈组成一个连接件后的重要标志，它表示加于螺母上的紧固扭矩 M_K 与导入螺栓中轴向拉力 P 之间的关系，用公式表示：

$$M_K = K \cdot D \cdot P$$

式中 K ——扭矩系数；

D ——螺栓公称直径 (mm)；

P ——导入螺栓中的轴向力 (kN)。

螺栓的扭矩系数是通过给螺母施加紧固扭矩来控制导入螺栓轴力的参数。螺栓轴力 P 为定值时, M_K 与扭矩系数 K 成正比。施工中标准轴力是紧固的目标值, 它比设计轴力增加 10%, 考虑紧固轴力的偏差、钢材的松弛、蠕变等原因, 施工中轴力的允许误差应不大于标准轴力的 $\pm 10\%$ 。扭矩系数主要与螺栓与螺母螺纹间的摩擦系数、螺母与垫圈支承面间的摩擦系数有关。扭剪型高强螺栓扭矩为定值, 特别要防止扭矩系数发生变化, 以保证安装质量。

②摩擦面处理: 连接节点钢板束之间的抗剪摩擦力, 是构件接触面的压力和摩擦系数的乘积。摩擦面的摩擦系数大小, 对滑动承载力影响很大, 其极限滑动承载力 N 由下式表示:

$$N = n \cdot m \cdot f \cdot P$$

式中 N ——滑动极限承载力 (kN);

n ——传递 N 力的螺栓数;

m ——摩擦面数;

f ——摩擦系数;

P ——螺栓预拉力 (kN)。

由上式可知, 摩擦连接的极限承载力与摩擦系数成正比。

本工程钢结构摩擦系数要求达到 ≥ 0.45 , 采用喷丸处理后, 用钢丝刷除去浮锈, 每两节柱作一次摩擦系数、轴力试验。

③高强螺栓施工要点: 图 7-5-87 为高强螺栓安装工艺流程。

A. 扭剪型高强螺栓的附加长度:

扭剪型高强螺栓的长度为螺头下支承面至切口的距离, 它等于钢板束厚度加一个螺垫及螺母的厚度, 以紧固后外露 3 扣螺纹为准, 其长度取 5mm 的倍数。

B. 摩擦面清理: 摩擦面的清理关系到扭矩系数的变化。吊装前要消除板面、孔边的毛刺、卷边和切割瘤, 用钢丝刷清除浮锈时其方向应与受力方向相垂直。凡油漆、油污均应严格消除。

C. 钢板束间隙处理: 当节点两侧钢板厚度不相等时, 其间隙为 1mm 时不作处理; 间隙在 3mm 以内时, 厚板一侧做成 1:5 坡度缓慢过渡; 间隙大于 3mm 时, 加入垫板, 垫板要求同节点板。

D. 高强螺栓穿孔, 组装时用钢钎、冲子校正孔位, 用安装螺栓紧固后, 再穿入高强螺栓, 初拧后换下高强螺栓。不得用高强螺栓代替安装螺栓, 高强螺栓在孔内不得受剪, 且一个节点的穿入方向应相同。

E. 安装顺序: 高强螺栓紧固顺序由刚度大的部位, 由内向外对称拧紧, 后拧刚度小的部位, 高强螺栓分初拧与终拧, 补拧值为终拧值的 50%, 板厚时其值加大。本工程采用电动扭剪型扳手用控制箱读数法控制初拧值, 其值由试验确定。扳手分内外套筒, 分别套在梅花头与螺母上, 使螺栓切口承受纯扭转。当扭矩增加到切口扭断力矩时, 梅花头拧断, 为终拧。

④高强螺栓的检查: 高强螺栓出厂应有合格证, 要确保使用性能满足各有关参数,

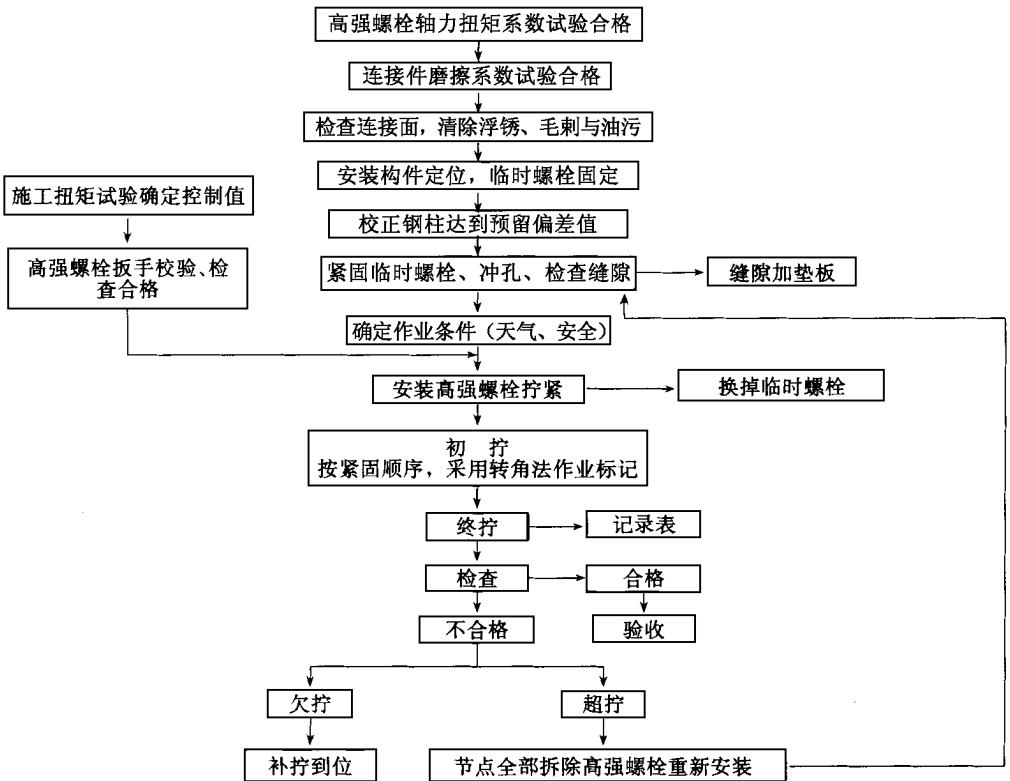


图 7-5-87 高强螺栓安装工艺流程

使用、运输、保管合理，规格、长度满足安装要求。螺垫安装方向应正确，同一节点穿入方向应一致。用轴力计检查施加扭矩值（转角法）须达到设计要求为合格。

本工程采用日本 QLE 型轴力计，型号 10000LE；扭矩范围 0.1~1kN·m，精度 5N·m。

高强螺栓由厂家配套装箱，未使用前严禁开箱，储存、运输中应防雨防潮，螺栓开箱后随用随取，防泥沙、油污沾染螺栓。

高强螺栓组拼质量要求见表 7-5-10。

表 7-5-10 高强螺栓组拼质量要求

程 序	名 称	允许偏差 (mm)
1	孔中心偏移 ΔL	$-1 \leq \Delta L \leq +1$
2	孔间距偏移 Δp	$-1 \leq \Delta p_1 \leq +1$ $-2 \leq \Delta p_2 \leq +2$
3	孔错位 b	$b \leq 1$
4	高强螺栓节点接触面的缝隙 e	$e \leq 1$

(5) 焊接工艺

① 高层钢结构安装焊接的特点：

A. 高层钢结构多采用高强度低合金钢的中、厚板组合成刚性节点，结构焊缝受多向应力作用。首先各节点的焊接设计应合理及有可施焊性，焊缝既要有足够的强度，又要有较小的收缩变形。

B. 钢结构焊后的收缩变形直接影响结构的安装精度，主要是柱与梁焊后的横向收缩影响结构的垂直度，钢柱焊后的纵向收缩影响结构的水平标高。减小收缩变形主要取决于减小熔敷金属量及热影响区，防止高约束板局部应力集中造成层裂现象。工程钢材有较大的焊接淬硬性，即有产生冷裂纹（延迟裂纹）的可能性。节点要有良好的塑性、韧性及抗脆断能力。要严格控制构件加工精度、施焊顺序及焊接工艺。

C. 制造与安装的焊接环境差异较大，要考虑天气变化和地区差异对施焊质量的影响，确认可作业环境。如北方施工要考虑低温焊接与防风措施。南方则要考虑雨季湿度影响等。

焊缝施焊的不连续性（焊接缺陷）是不可避免的，对焊缝的质量检测具有重要意义。应处理好接头质量问题。

D. 选用材料按日本工业标准 JIS 进行验收，柱子钢板最厚 70mm，钢梁板最厚 36mm。

②施焊方法：本工程焊接采用手工电弧焊和 CO_2 气体保护半自动焊，并使用 MAG 横焊机进行自动焊。根据工程设计技术要求和现场施工条件，需进行一系列手工电弧焊与 CO_2 气体保护半自动焊的工艺试验。主要有：焊接材料工艺确认试验，柱—柱接头焊接工艺确认试验，梁—梁接头焊接工艺试验，柱—梁接头焊接模拟试验，柱—柱接头焊接模拟试验，以及根据气候条件进行的低温焊接试验，在此基础上确定钢结构焊接施工工艺。

③ CO_2 气体保护半自动焊：目前国产 CO_2 气体含水量高，产品不稳定，为防止冷裂纹发生，经试验确定用 LB52A 或 YT60AH 超低氢型焊条手工电弧焊打底 2~3 层后，用 CO_2 气体保护半自动焊，焊后进行后热处理，使熔敷金属组织中的氢有充裕时间逸出，结成密实的晶体。 CO_2 气体保护焊抗风能力较弱，在高空施焊要求风速超过 2m/s 以上时就须加防风措施。即使把气体流量加大到 100L/min，最大风速也不能超过 5m/s。

④施焊顺序：因工程施工面积大，构件复杂，施焊量大，施焊顺序十分重要，否则影响钢柱垂直度。施工时应采用结构对称、节点对称的全方位对称焊接法（图 7-5-88），并制订出标准顺序，使焊接变形及残余应力控制在最小范围内。

A. 钢结构立面施焊顺序：每节柱先施焊上层梁→焊最下层梁→钢柱焊接→中层梁焊接。

B. 组合箱形柱施焊顺序：先焊十字腹板，由 2 名焊工对称焊，背面用碳弧气刨清根后继续焊接，焊工在两块翼板窄小的空间操作，困难较大（图 7-5-88）。十字翼板施焊工艺是：清理坡口，安装端头引、甩弧板，预热；用手工焊超低氢型焊条打底 1~3 道；采用 CO_2 气体保护焊（或手工焊）多层焊接；表面装饰焊后切除引、甩弧板，磨光；后热处理 0.5~1h，温度 200~250℃，用石棉布包好，保温 2h。

C. 箱形柱焊接顺序：先将柱相对两面 A、B 面预热→A、B 面焊至板厚 1/3 时预热

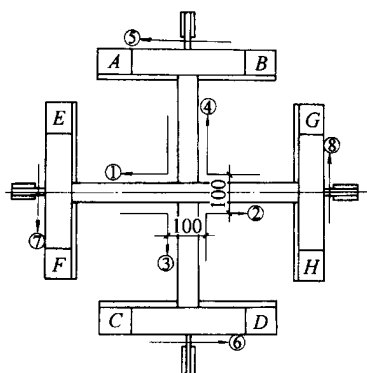


图 7-5-88 组合箱形柱焊接顺序

另外两面 C、D 面→切除 A、B 面上夹具→C、D 面焊至板厚 1/3→四面以一层为单位交替焊接直至焊完后热处理。

D. 圆形钢柱焊接时由 2 名焊工同时转焊。

E. 钢梁施焊时，上下翼缘同时预热→安装垫板及引、甩弧板→上翼缘板焊至板厚→下翼缘板焊完→侧 1/2 板厚→下翼缘另一侧焊完→回焊余下的 1/2 板厚。

⑤ 工艺要求：常温及低温下的焊接工艺及顶热温度见表 7-5-11、表 7-5-12。

表 7-5-11 常温下的焊接工艺及预热温度

接头形式	材 质	厚度 (mm)	焊接工艺	预热温度℃
梁—梁	SM490A	22 ~ 32	手工电弧焊	60 ~ 80
			手工焊打底半自动焊	80 ~ 100
		≤ 22	手工电弧焊	不预热
			半自动焊	不预热
柱—柱	SM490A	40 ~ 70	手工焊打底半自动焊	100 ~ 120
		22 ~ 40	手工焊打底半自动焊	80 ~ 100
		22 ~ 32	手工焊	60 ~ 80
		≤ 22	手工焊	不预热
半自动焊				
柱—柱	(SM520A) SM520B	50 ~ 70	手工焊打底半自动焊	120 ~ 150
柱—柱 (腹板)	SM490B	40 ~ 55	手工电弧焊打底半自动焊	120 ~ 150

注：表中所列预热温度是指环境温度大于 0℃ 时。

表 7-5-12 低温下的焊接工艺及预热温度

板 材	厚度 (mm)	焊接工艺	环境温度 (°C)	预热温度 (°C)	后热温度 (°C)
SM490A	32	手工电弧焊	0 ~ - 10	150	200 ~ 250 保温 2h
SM490B	> 32			180	
SM520B				200	
SM520B	50 ~ 70	CO ₂ 半自动焊	- 10 ~ - 15	180	200 ~ 250 保温 2h
SM490A	> 32	MG50 ; 1.2		250	
SM490A	32	手工电弧焊		180	
SM490B	> 32		200		
SM520B			250		
SM520B	50 ~ 70	CO ₂ 半自动焊	- 10 ~ - 15	200	200 ~ 250 保温 2h
SM490A	> 32	MG50 ; 1.2		200	

层间温度控制在 100 ~ 120°C，低于 100°C 时重新加热。后热处理是确保焊缝中扩散氢有足够时间逸出，以杜绝或延迟裂纹发生。

所有焊工必须经培训合格后，持证上岗，严格执行焊工作业细则（表 7-5-13），进行跟踪管理。

⑥ 超声波无损检测：钢结构焊缝为全熔透焊和部分熔透焊，其焊缝检验全面应用超声波无损检测技术。

A. 检测方法：全熔透焊缝是主要检测对象。通过对结构焊缝性质及焊接特点的分析，确定具体检测方法：检测时间、检测数量和重点监控目标，见表 7-5-14。

表 7-5-14 焊缝检测对象及监控要点

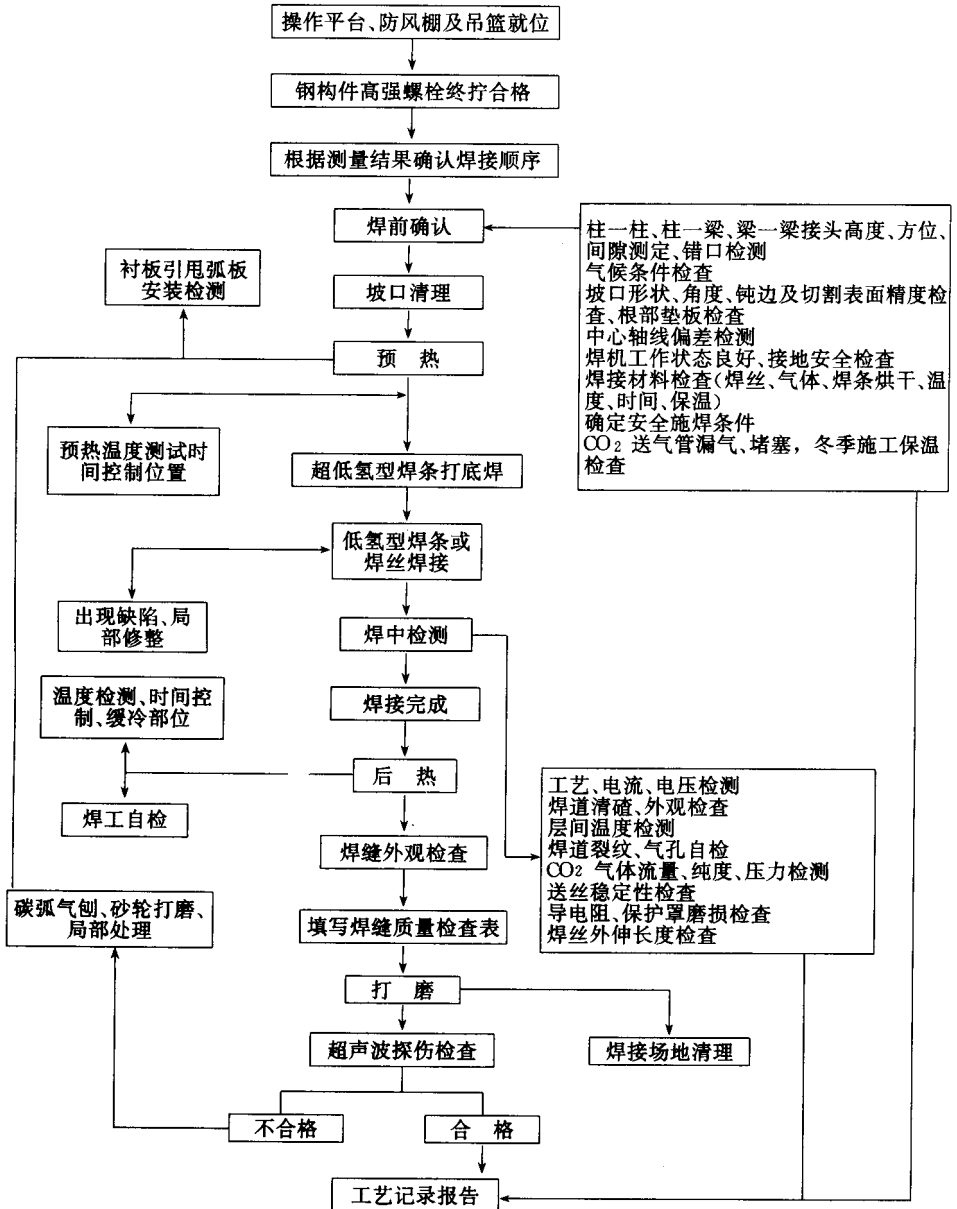
监控要点	检测内容	检测方法	检测数量	要 求	检测时间
构件验收	与现场焊接相关的钢构件焊缝	外观	100%	无妨碍现场焊接缺陷	现场安装前
		MT、PT	抽检		
	钢构件上预制坡口及坡口衬板焊缝	外观	100%		
		MT、PT	抽检		
焊接工艺验证	2FG 梁焊缝	外观	100%	无冷裂现象	现场初次探伤合格后 240h
		UT	100%		
	2 ~ 3C 柱焊缝	外观	100%		
		PT	100%		
全熔透焊缝	钢结构中全部全熔透焊缝	UT	100%	符号验收标准中的具体规定	焊缝结束 24h 以后

注：表中 MT 为磁粉探伤，PT 为渗透探伤，UT 为超声波探伤。

B. 相关焊缝的检测：包括箱形柱上、下平面端的组装焊焊缝、封板焊缝和坡口端的永久衬板焊缝。其中表面裂纹缺陷有可能影响安装焊缝质量，对其安装焊缝根部质量的评定起关键作用。MT（磁粉探伤）可检测到表面和近表面缺陷，对垂直于磁化场的裂纹尤为敏感；PT（渗透探伤）对检测表面开口缺陷也非常有效。

表 7 - 5 - 13

焊工作业细则



(6) 栓钉焊接

栓钉焊接是将特制的栓钉用栓焊机在极短的时间内(0.8~1.2s),通过大电流(1800~2000A)把栓钉直接全面积地焊在钢梁或钢柱上,作为组合楼板或劲性钢筋混凝土结构的剪力件。本工程采用两种规格栓钉,两种焊接形式(穿透焊和非穿透焊)。穿透焊是先穿透压型钢板后与钢梁焊接,用焙烧法去除锌层。非穿透焊是直接焊在钢构件上。两种焊接形式所用瓷环不同,本工程采用栓钉加引弧剂式。栓钉施焊前应进行工艺试验,合格后方可施焊。栓钉焊接工艺流程为:栓钉试验合格→检查现场栓钉、瓷环(受潮烘干)→清理现场、放线→栓焊机进场、检测性能良好→焊枪检查→确定焊接参数→力学性能试验合格→穿透焊除锌措施→焊前试件试验合格→施焊栓钉(焊中检查)→外观检查、弯曲试验(自检)→专检验收。

(7) 压型钢板安装

本工程组合楼盖中的压型钢板既是永久性模板又与现浇混凝土中的钢筋共同工作。其基板厚0.8~1.2mm,两面镀锌,轧制成开口式压型钢板与封闭式压型钢板两大类,由于它具有质轻、高强的特点,在未正式安装前可先作为临时脚手使用,以减小安装高差,有利于立体交叉作业,是组合楼盖中的最佳方案。压型钢板安装工艺流程见图7-5-89,组合楼板施工见图7-5-90。

(8) 墙板安装

本工程墙板分外墙板与中厅板,外墙板是反打工艺生产的钛面砖饰板的块式墙板,其中28层及48层为条式包柱、包梁板;中厅板为涂料饰面的条形板、包柱、包梁板,顶层为块式墙板。外墙板缝内设有铝合金擦窗机轨道,供其滚动上下移动,允许偏差(183.5m高)仅2mm。端板安装精度要求高,规格、型号、节点多面复杂。墙板悬挂于钢结构上的连接形式有三种:板与柱连接;板与梁连接;板与板连接。节点考虑了在地震力作用下墙板与钢结构产生水平位移,而设有上滑移节点、承重节点,调标高的支顶节点及弹簧钢板节点共计39种,一块板有6~10个节点。见图7-5-91、7-5-92,安装墙板共3301块,一般重5.68t,最重10.76t。

①安装顺序:钢结构按柱段安装焊接及验收,经两节荷载压实稳定后,对称安装外墙板,根据塔吊位置分两个区同时安装。凡塔吊顶升、锚固处的外墙板及包柱、包梁板,需与钢结构紧密穿插安装的墙板,均按施工顺序提前加工安装。

②安装机械:外墙板及部分中厅板均采用塔式起重机安装,因中厅包柱、梁板不易就位,考虑提高塔吊利用率,板甩入28层中厅后采用走线滑子安装。

块式墙板采用平放三层运输,条式板因形状各异采用单块平运。堆放场地要压实、铺砂、排水,支点要垂直,方木加橡胶垫支垫,平、立吊设专用卡具,严防压伤面砖。立放墙板插放架及靠放架要有足够的强度、刚度和稳定性,严防空腔受力压碎。条形墙板单层堆放。

③构件预检与放线:构件进场后进行二次预检,合格后安装。墙板安装精度高于钢结构,故要求甚严。根据层高线放出钢柱水平线,反出支托高度调整支顶螺栓高度;以轴线与安装螺栓中心位置为依据,施放板纵横位置于支托上;确定各种板面砖至安装孔

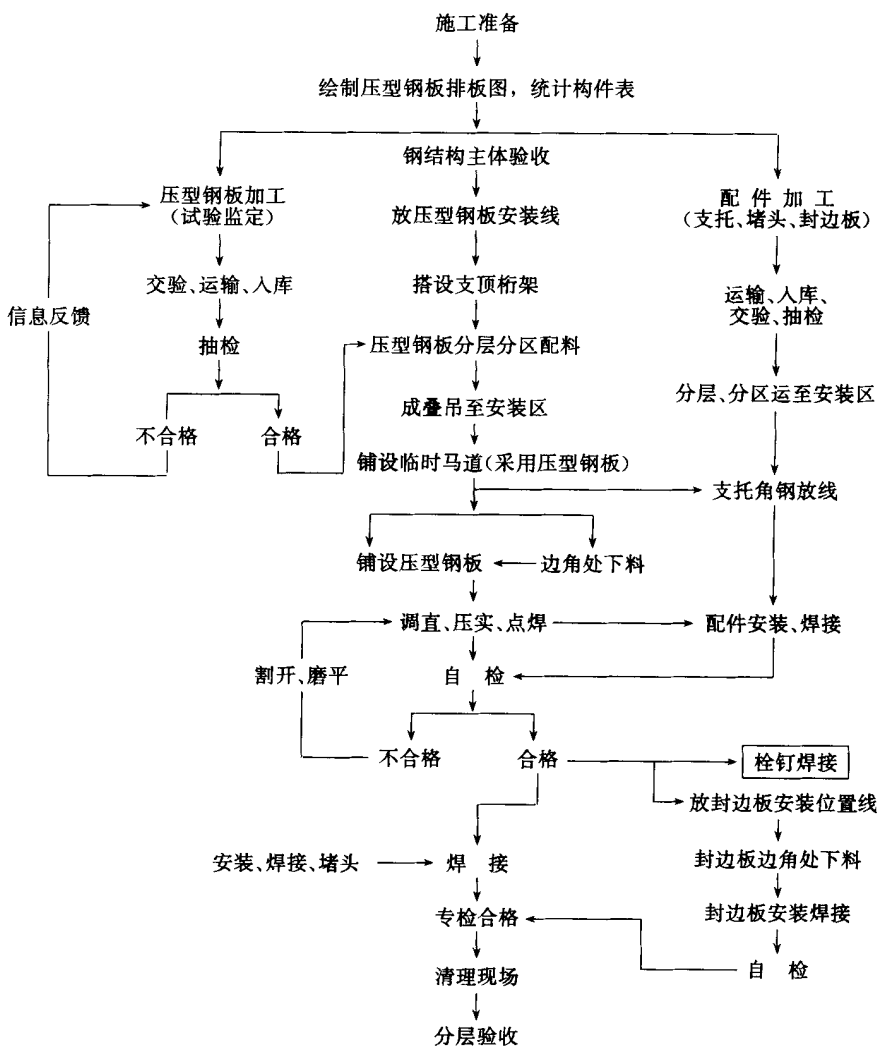


图 7-5-89 压型钢板安装工艺流程

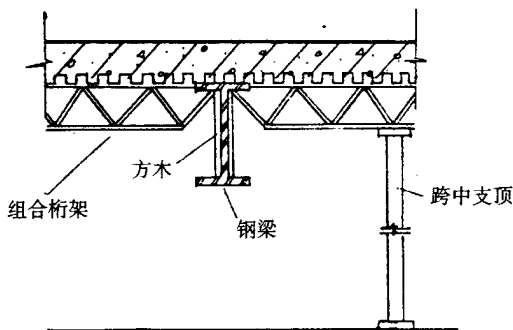


图 7-5-90 组合楼板施工示意

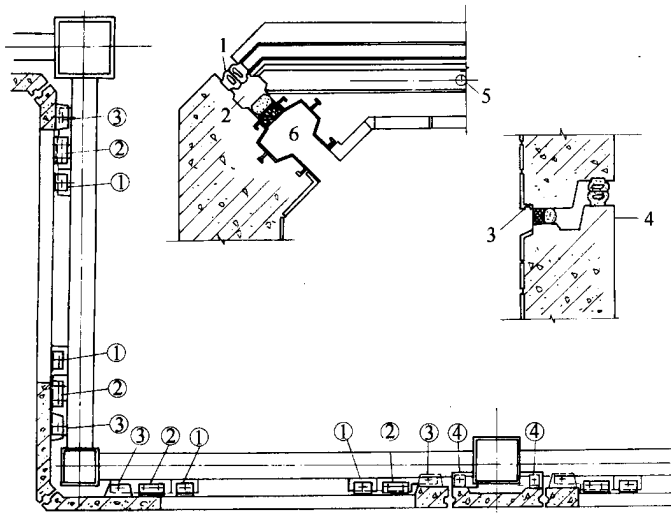


图 7-5-91 外墙板安装节点平面

- ①—上滑移节点；②—下铰接节点；③—调标高节点；④—柱板上滑移节点
 1—氯丁二烯海绵胶条；2—减压空腔；3—避水线；
 4—挡水台；5—聚乙烯带水管；6—铝合金擦窗机轨道

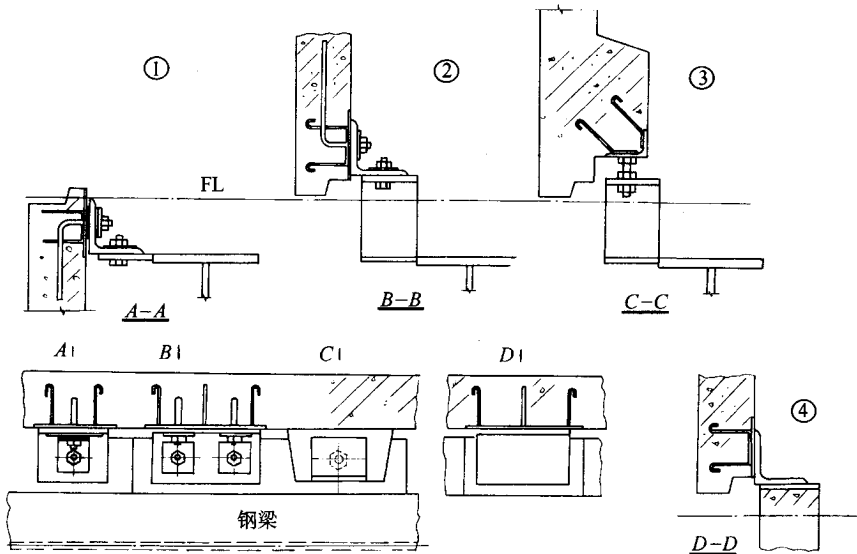


图 7-5-92 外墙板连接节点

- ①—上滑移节点；②—下铰接节点；③—调标高节点；④—下固定承重节点

中距离加以控制。

④安装工艺：收回钢结构安装层的外挑安全网；找好本层墙板调整螺栓调高并固

定；采用 2 点（或加一倒链调重心）立吊。包柱、梁板要空中斜吊加倒链塞入梁下安装。安装中要加强墙板成品保护，确保使用功能的完整。

⑤ 墙板校正：顺序为调标高→板上下对线，滑移节点安装合格→初步固定→以层为单位校正滑道尺寸→拧紧螺栓或点焊→经纬仪校验垂直度、模拟擦窗机滚轮试滑合格（7 个轮子）→验收（初验）→焊接固定→正式验收。

⑥ 验收：墙板分层验收。经初验后采用抽检法测量，凡不合格者修正至合格为止。墙板安完由上至下，逐道板缝经滚动试滑合格才能交验。

2. 彩色不锈钢屋面无脚手架安装

本工程不锈钢屋面由屋顶上钢筋混凝土女儿墙与钢结构坡顶支承组成，屋檐呈八面坡与斗拱相连，坡高 9.01m，坡面长 13.174m，夹角为 45°及 48°两种。彩色屋面覆盖面积 1445m²，铺设面积为 2046m²，坡顶高 183.34m，檐口高 174.33m。

彩色不锈钢屋面面积大、高度高、坡度陡，设计新颖，在钢结构坡屋面梁上设置桁条，桁条上铺屋面。屋面由不锈钢波型板、帽型镀锌压条、水泥木丝板，毛油毡和金色不锈钢条瓦用不同规格的自攻螺栓和扣件连接而成，总厚度 68mm。

（1）施工特点

① 屋面面积大、高度高、坡度陡，施工作业危险。图 7-5-93 为彩色不锈钢屋面平面图，图 7-5-94 为无脚手架坡屋顶施工图。

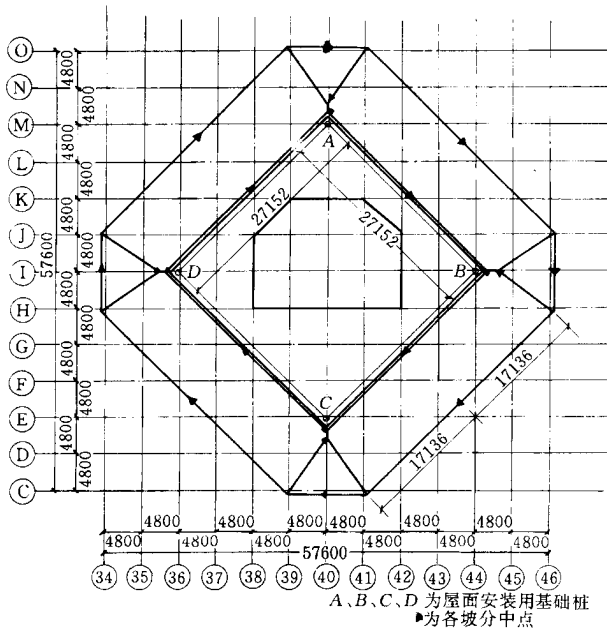


图 7-5-93 彩色不锈钢屋面平面图

② 验收精度高：屋面八面坡，坡面要平；12 条斜脊及 4 条顶脊要直；檐口和顶脊要水平；总共 24 条檐口、坡脊线相交要合拢。安装尺寸要精确，而且屋面金属材料均

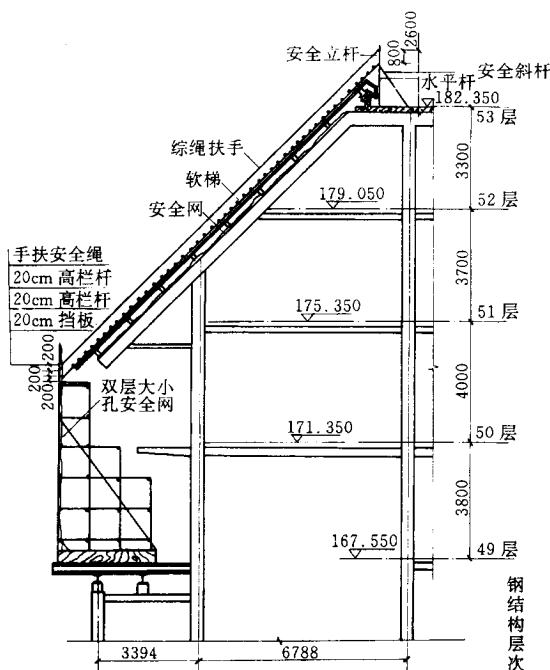


图 7-5-94 无脚手架坡屋面施工示意

为模压成型，构件用螺栓扣件连接要求密封性能良好，不渗漏。

③成品保护严格：彩色不锈钢条瓦厚 0.4mm，长 6.678m，设有塑料保护膜，易折怕踩。

④施工放线难：八坡十六脊均为空间角度组合，不易放控制线。

⑤工期紧图纸不详：施工需在等着拆塔的情况下，凭模拟件编制高空散装方案。制定质量标准。每道工序先做样板，经检验合格后再大面积施工。

(2) 安装工艺流程

①调整坡屋顶钢结构的上桁条位置。

②波形不锈钢板下料安装：除波形钢板外，安装帽形压条、檐口起始器等，沿坡面横向流水。

③金色不锈钢瓦安装：包括木丝板、油毡、条瓦的安装，接缝密封，挂脊瓦。沿坡面纵向由下往上流水。

④封女儿墙屋脊线：女儿墙上单桁条的安装，三面坡合拢，封斜脊。

⑤檐口封闭安装：安装支托角钢，封檐板，加固支撑。

⑥清理屋面揭去保护膜：板、瓦间用不干胶带封闭，脊瓦及檐口处用丁基橡胶密封。

(3) 施工技术

①测量：引测基准桩并反至檐口，控制线，修正钢桁条位置。每坡定三根准标桁

条，拉通线。女儿墙单桁条采取二种仪器四种工具配合测量。三角坡放线在角顶支搭仪器平台，投点引测。屋面安装采用定点分中法控制。

②下料：均在地面集中下料，按施工详图尺寸施工。

③安装：由波中向两侧安装，贴不干胶带，用调整固定器校正定位，打入自攻螺栓；用反控点法安装支托角钢；修正波形板，安装帽形压条（定位），安装檐口起始器，第二流水线铺木丝板，固定 T 形挡板，铺油毡；用瓦车将瓦滑至安装位置；安扣件及盖缝瓦；收尾。

（4）安全防护措施

①原 48 层钢结构用悬挑平台搭至檐口，封双层立网，平台上加踢脚板。

②坡面钢梁上铺双层（大孔、小孔）安全网封死。

③混凝土屋顶加设预埋件焊接安全杆作为软梯、安全绳及瓦车的栏杆。

④设软梯卧在波形钢板槽中，可随时移动，支搭三角区悬空平台，系安全绳与爬梯。

⑤设置吊棍供铺设木丝板用，设吊杠安装条瓦，可随坡上、下。

⑥悬挑架平台喷防火涂料。凡檐口平台封石棉布防火及封闭。

冬期施工气温低时安装逆风坡，反之安装顺风坡。

三、大庆市广播电视中心电视塔

（一）工程简介

大庆市广播电视中心是一个集电视、广播、制作、编辑、发射为一体的综合工程。工程位于大庆市萨尔图区城建规划的重要位置。电视塔是整个建筑群的制高点，总高度为 260m，其中塔身高 159m，天线高度 101m，是我国目前最高的自立式全钢结构广播电视综合塔。

该塔塔身为正六边形六脚踏实的空间桁架结构，底部外接圆直径为 60m，顶部外接圆直径为 8m。塔柱上部为直线，下部为折线，整个塔身呈曲线形。在塔身高度 37m 处设有实况转播平台，在 100m 处设有气象观测平台，在 125m 和 131m 处设微波天线平台。在 147~163m 间设有外接圆直径 20.6m 的六边形塔楼。塔楼共四层；第一层为技术层；第二层为分米波发射机房；第三层为节目控制、气象、消防、环保和游览等综合利用层；第四层为电梯机房和检修平台。

为解决塔楼建筑的竖向交通问题，在塔架的中央设外接圆直径为 4.3m 的六边形电梯井，在其中有 14 人高速电梯一部，爬梯一部，信号馈管、电缆及上下水管均设置其中。电梯井用铝板内贴保温材料封闭成圆形，在塔楼及各层平台标高处设停靠站。

天线按工艺要求分为四段，天线第一段长度 12.5m，安装三套分米波发射天线；第二段长度 14.5m，安装九频道米波发射天线；第三段长度 27.6m，安装三套调频发射天线；第四段长度 34.2m，安装四频道米波发射天线。天线结构是截面分别为 0.7

$\times 0.7, 1.3 \times 1.3, 2.2 \times 2.2, 3 \times 3\text{m}$ 的四边形空间桁架结构。各段之间设有检修平台和结构变截面过渡段。在 260m 处设有航空警戒灯。为减小馈线功率的损耗，两层的发射机房设在塔脚下的正中央，平面为正三角形。该工程已于 1989 年 8 月竣工，交付使用。

(二) 选型和造型

电视塔除满足广播电视等功能的要求和结构本身的安全经济合理外，它的建成能美化城市建设，形成新的旅游景观。因此，塔体的造型优美、挺拔壮观，与周围环境谐调是电视塔选型的又一重要原则。

另一方面，电视塔结构的选型还受到自然条件、施工条件、使用要求的制约。该电视塔建于我国东北边陲的淞辽平原，气候干燥寒冷。年最低气温在 -40°C 以下，最大冻土深度 2.3m，每年十月开始冻结，来年五月方能解冻。加上风季、雨季的影响，施工期极短。我院通过多方案比较和大量的调研，最后决定采用自立式全钢结构。施工和使用条件为：在常温下制作、安装，自然条件下使用。选用钢塔的另一优点是结构自重轻，基础易处理；地震作用小，具有较大的抗震潜力。

综上所述，该电视塔采用了六边形六脚落地方案，塔架下半部采用折线型，上半部为直线型，K 形腹杆。在 0.61 倍塔总高处设钢结构综合应用塔楼，塔楼以上为四边形天线，如图 1 所示。天线与塔架比例协调，六边形塔楼高度位置恰当，挑出适中，与塔下的三角形平面的发射机房配合，使整个电视塔协调挺拔。

(三) 结构计算

1. 计算方法

钢结构电视塔是一沿竖向很高的空间结构，在外荷载作用下结构具有明显的整体性。该电视塔的计算采用我院编制的矩阵位移精确解法，在 TQ16 机上进行。由于计算机容量的限制，计算分天线和塔架两部分进行，然后再计算天线和塔架的结合部分，以考虑分开计算对局部产生的影响。对风的动力计算和地震作用的计算则是整体进行的。另外，对塔架在垂直荷载和静风荷载作用下的杆件内力以手算进行复核。

2. 计算内容

风荷载作用：由于当地的气象记录年代不多，我们收集了邻近地区连续 36 年的气象资料，采用数理统计的方法分别计算了不同重现期的基本风压值，如表 7-5-15。

表 7-5-15 不同重现期最大风速和基本风压值

重现期 (年)	30	50	100	150
风速、风压				
最大风速 (m/s)	28.16	29.54	31.44	32.41
基本风压 (kN/m^2)	0.496	0.545	0.618	0.657

结合当地地形和气象记录,采用了一般空旷地区距地 10m,重现期 50 年的 10 分钟平均最大风速为标准的基本风压,其值为 0.545kN/m^2 。根据该塔自身刚度,采用 Davenport、Harris 和我院提出的风振计算方法,对该塔的动力反应分进行了计算,风振系数的取值如表 7-5-16。风压高度变化系数采用指数型曲线变化;体型系数按荷载规范规定值采用。计算表明风荷载产生的内力占整个控制组合的一半以上,而且风振产生的内力占有相当比例,可见风荷载是电视塔设计的主要荷载。选择风阻相对较小的电视塔外形和各杆件的截面形式,尽量减少风荷载是塔架设计中应重视的问题之一。

表 7-5-16 风振系数

高度 Z (m)	25	37	49	60	81	100	131	150	155	159	205	233	247	260
风振系数 (β)	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	1.89	2.05	2.375	2.925	3.200

地震作用:根据 78 年的全国地震烈度分布图,该市抗震设防基本烈度为 6 度,结合该电视塔工程的重要性,报有关部门批准按 7 度进行抗震设防。对整个电视塔按振型分解反应谱法分别采用三个振型、五个振型、七个振型计算水平地震作用;对各振型的作用效应采用平方和开方的方法进行组合。另外还对竖向地震作用进行了计算分析。在水平地震作用下,除天线顶部由于高振型(考虑五~七个振型)产生的鞭梢效应使部分杆件内力较大外,其余各部分的内力均小于风荷载作用下产生的内力。在设计中还应注意调整塔楼高度,使其在第二、三振型下的动力反应尽量减小。

自重和重力二次效应:电视塔除自重外,所有平台和塔楼活荷载均采用 3kN/m^2 。重力二次效应产生的附加内力。其值在该塔架的下部约占风荷载的 10% 左右,且与风荷载产生的最大内力同时出现、方向一致。这部分内力特别是在有塔楼的电视塔设计中是不容忽视的。

温度作用:该地年最高温度 37.4°C ,最低温度 -40°C 。钢塔在常温(假定 20°C)制作安装,因此该塔楼的计算温度为升温 20°C 和降温 60°C ;另外,该地向阳面和背阳面的最大日照温差为 15°C ,据此计算日照温差产生的内力和转角。

裹冰荷载:该市气象记录年代较短,没有裹冰记录。考虑该电视塔使用寿命较长,不可预见因素较多,因此该电视塔所有杆件仍考虑了 30mm 裹冰的影响。在与风荷载组合时天线部分按未裹冰的迎风面积的两倍计算迎风面积。塔架按裹冰计算迎风面积。此时风压取 $1/4$ 基本风压。

3. 电梯井的影响

设于塔架中心的六边形电梯井也是一个空间桁架结构,我们对它参与塔架共同工作

的情况进行了一些计算分析。结果表明考虑电梯井的共同作用,可使各周期减少 22%~10%,位移也相应地有所减小。在塔楼附近由于电梯井与井架共同工作作用明显,塔柱内力比不考虑电梯井共同作用时减少 20.8%~13.3%,在塔架中部减小 8%~5%。在塔架下部由于两者刚度相差较大,考虑共同工作与否对塔柱内力影响较小。

(四) 材料、构造、安装、防锈

圆管形截面杆件具有最小的风阻体型系数,同时有较大的刚度,外形美观,是塔架杆件的理想截面。电视塔杆件为:直径 $\leq 500\text{mm}$ 者选用无缝钢管;直径 $> 500\text{mm}$ 则采用直缝焊接钢管。由于该塔地处低温寒冷地区,使用条件十分恶劣。为保证电视塔在低温下的正常使用,确保结构安全,防止低温冷脆断裂,对钢材的材质提出了较高要求。不仅机械力学性能要满足要求,而且化学成分特别是碳、磷、硫等元素的含量也要严格控制;同时还针对不同部位构件分别提出了 -40°C 和 -20°C 低温冲击韧性的要求;而且对天线与塔楼过渡段主杆等受力复杂的杆件要求脆性转变温度应低于 -40°C 。因此,设计初步选用国产带低温冲击韧性值附加条件的 C3 钢。后来因备料较难,同时也为利用甲方已有库存钢材,用日产 SPV24 钢板、德国产碳素钢 ST45 无缝钢管、日产碳素钢 STS42 钢管等进行了代换。对代换材料均按批号或炉号进行各项性能检测,并对部分钢管进行了热处理,以提高其冲击韧性值。同时对代用钢材的焊接性能和工艺进行试验,对焊接接头进行拉伸、冲击和弯曲试验,筛选出 CHJ507GR 高韧性焊条(手工焊)、H10Mn2 焊丝、250G 焊剂或 H08A 焊丝、431 焊剂(自动埋弧焊)作为焊接连接材料。

电视塔的接头构造是以扭剪型高强螺栓连接。塔柱接头设在水平横隔节点的上、下,采用插接接头,利用下段钢管内环作临时支承,待钢耳上的安装螺栓调整好位置并临时固定后,用夹板和扭剪型高强螺栓连接,然后用环形焊缝封闭钢管接头处缝隙,水平杆、腹杆等在节点处用十字板接头,由夹板和扭剪型高强螺栓连接。这一塔柱接头形式改变了传统的法兰盘连接,克服了法兰盘平整度要求高,不易紧密接触,受力偏心、局部应力大以及法兰盘积水锈蚀等缺点,使接头受力均匀合理,对位迅速准确、施工快捷。扭剪型高强螺栓紧固力矩稳定,其值由螺栓沟槽的直径和材料的强度确定,用小型电动工具扭断螺栓头即满足扭矩值,施工简单方便。扭剪型高强螺栓采用含碳量较低的 20MnTiB 钢。螺栓连接板采用喷砂处理,设计要求摩擦系数 $f\geq 0.45$ 。试件测试结果表明,摩擦系数均大于 0.5。

在施工过程中对不同部位的焊缝分别采取了超声探伤、X 光片和外观检查等不同的质检措施。对扭剪型高强螺栓均进行了磁粉探伤和外观检查,对 3% 的螺母进行了抽样磁粉探伤检查。

安装方法直接影响结构设计,与建设单位、施工单位共同确定了正装、倒装、提升、顶升相结合的组装方案;在塔架下部吊车能及高度内,采用吊车正装塔架杆件和倒

装电梯井桁架，然后利用位于塔架中心高出 20 多米的可提升的电梯井作为吊装支架，组装外周塔架，再提升倒装电梯井；以此反复进行，直至塔架、塔楼安装完毕；然后拆下电梯井，倒装提升天线段，再利用电梯井顶升天线段到达设计标高。在施工图设计阶段对塔架、天线、电梯井的设计计算，杆件单元长度的划分、连接方式均考虑安装的影响和方便，天线、电梯井架、水平横膈处的刚性环均考虑滑升空间和细部设计。由于设计合理，加工精确，并采取了分段预装措施，6 万多套螺栓近 19 万个螺孔全部准确对位，实际组装时间仅用了短短的 9 个月。实践证明该组装方案工装少，费用低，保证质量，安全可靠，取得了较好的经济效益。

电视塔塔架、天线、平台等外露钢结构采用了锌铝复合涂层的防锈处理，利用锌的阴极保护作用和铝氧化膜的屏蔽保护作用，有效地防止电化学腐蚀，延长工程使用寿命。大庆塔为我国首次在塔桅结构上大面积（2 万多 m^2 ）采用锌铝复合涂层，具作法为：先对构件进行喷砂除锈处理，然后喷锌 54μ 打底，再喷铝 120μ ；外层喷涂氯磺聚乙稀，再涂乙稀铝粉漆作为面漆，使电视塔通体呈银灰色。

（五）基础设计

地质资料显示该电视塔地质情况简单，土层从上至下分别为轻亚粘土、细砂、轻亚粘土、细砂、粘土，土层分布均匀，其上部的轻亚粘土、细砂层相对较薄，不宜作为电视塔这类高大结构的基础持力层，粘土层厚 30 米左右，压缩系数 0.034，是电视塔较好的持力层。

在风的水平荷载作用下，塔脚产生很大的整体弯矩，为了抵消拉力对基础的作用，除电视塔结构自重外，我们将电视发射机房布置在塔架的基础上。这样既使信号馈线到天线的距离最短，又利用机房自重抵消了塔柱拉力对基础的影响，满足塔架稳定设计的要求。本工程基础采用桩基，桩采用 $\phi 600\text{mm}$ 开口钢管桩，设计桩长 36m，桩为摩擦型桩。单桩承载力由现场试桩确定，试桩入土深度 30m，单桩承载力极限值为 2400kN，安全系数取 2.5，则单桩容许承载力为 960kN，单桩容许水平力为 350kN。该电视塔每根柱脚处的最大压力 7210kN，最大拉力 960kN，承台及上部覆土重 4610kN，每根柱脚下用 13 根桩。单桩实际承受的水平荷载为 35kN。该电视塔基础的最大沉降量 96.19mm，基础的整体倾斜值 0.00104，均较好地满足了使用要求。另外钢管桩的壁厚除满足受力的需要外，还考虑在使用期内的锈蚀影响，参照有关统计资料增加了 2mm。

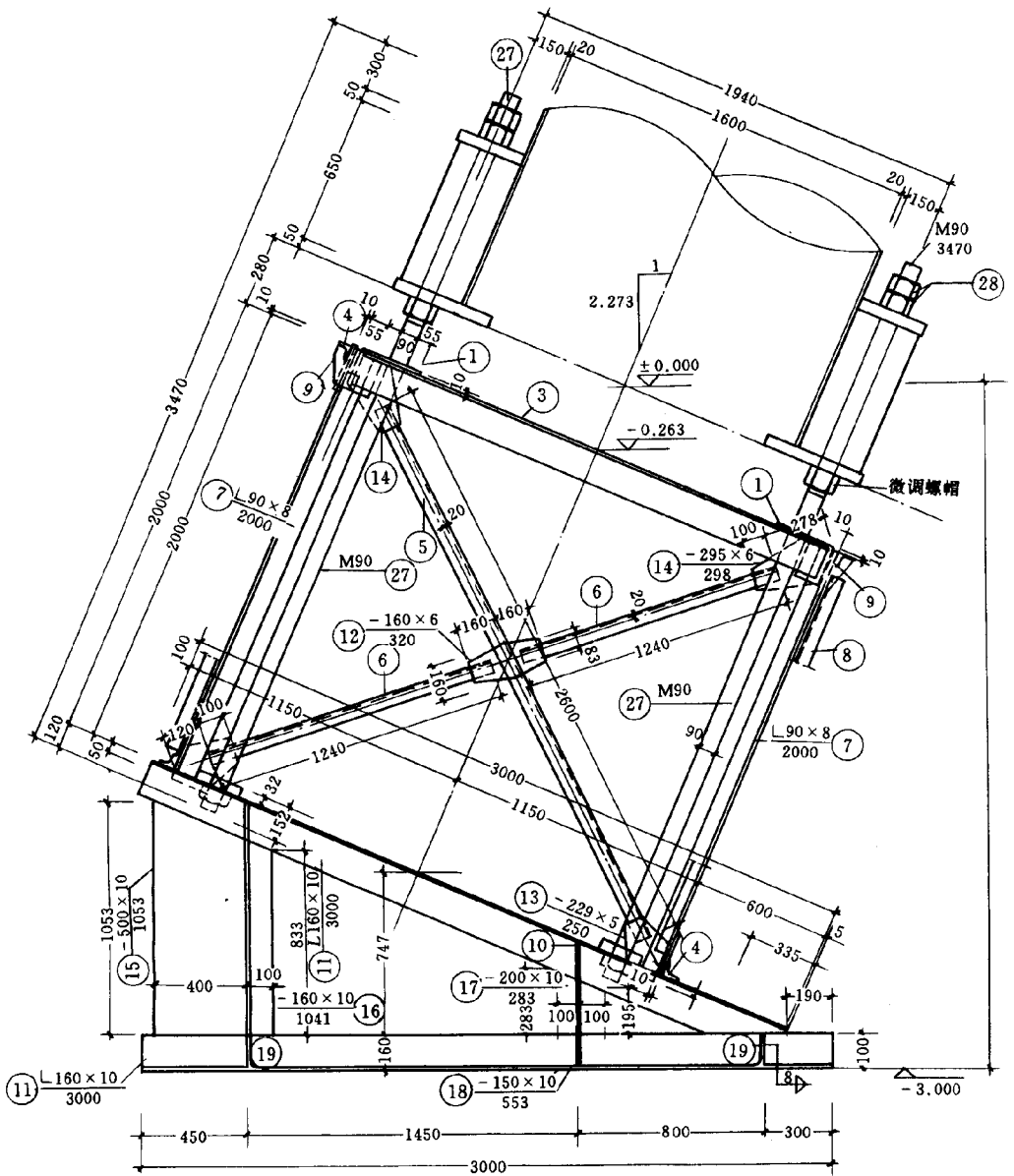


图 7-5-95 承台内钢架构造

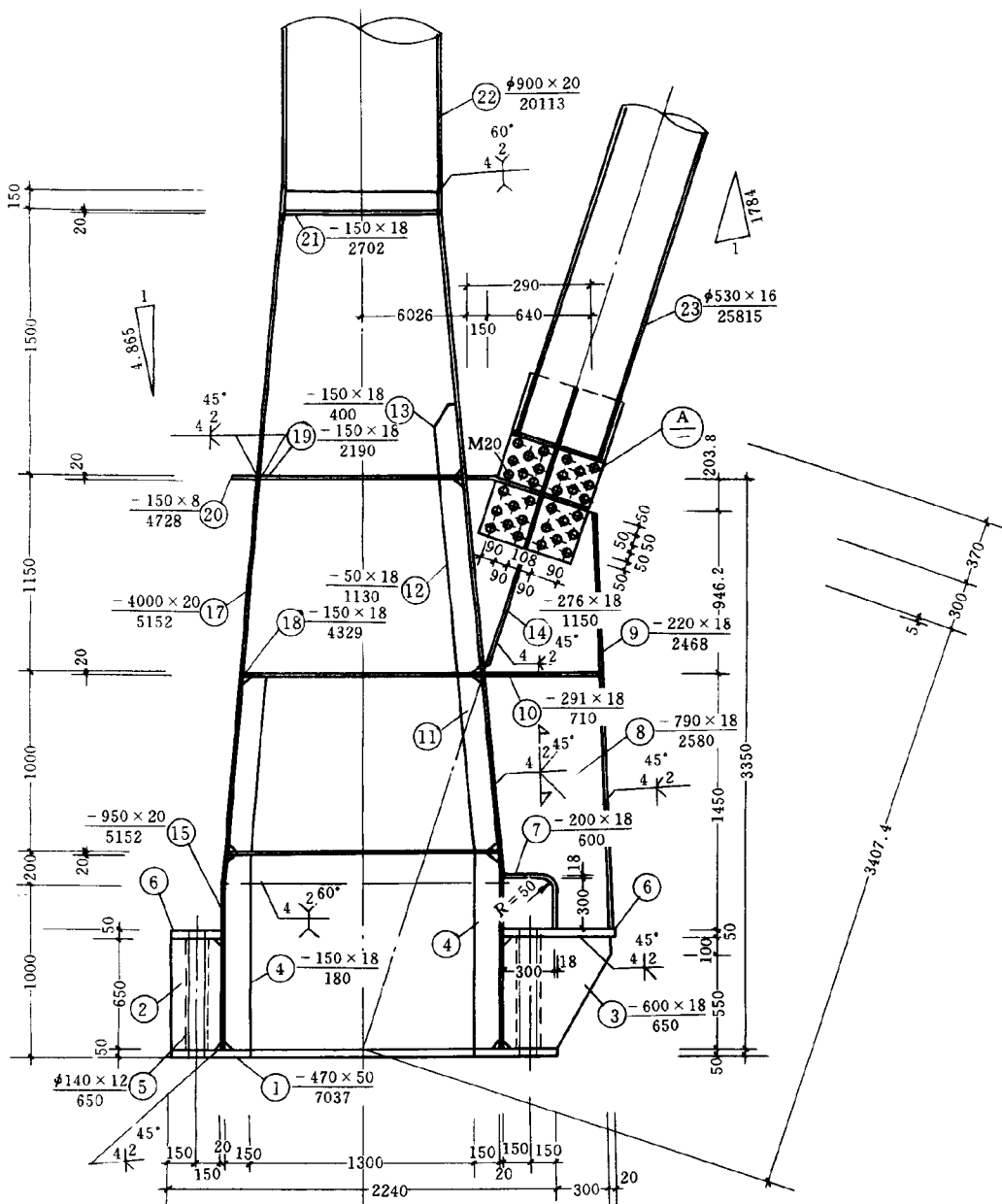
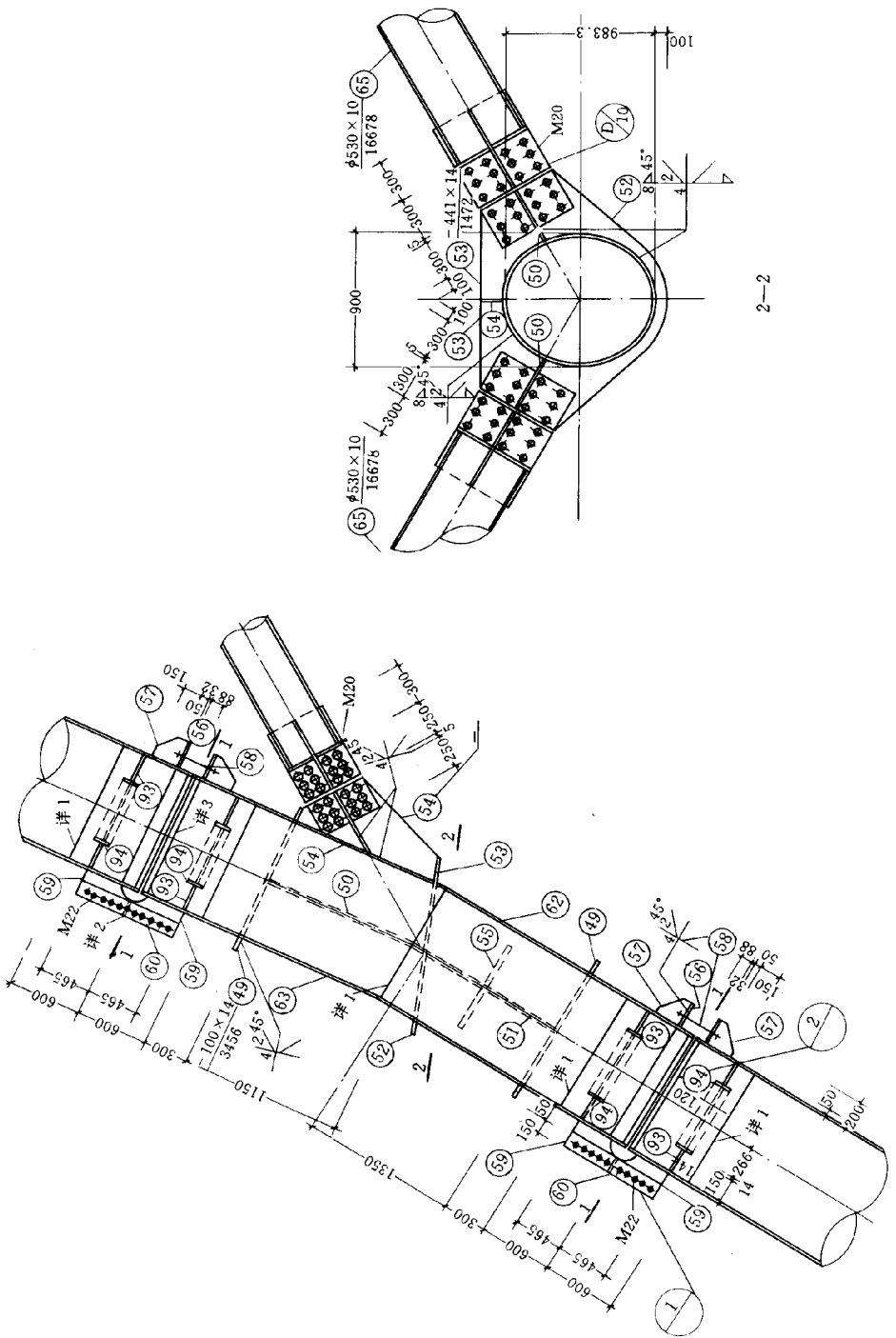


图 7-5-96 柱脚节点大样



2-2

图 7-5-97 塔柱节点大样

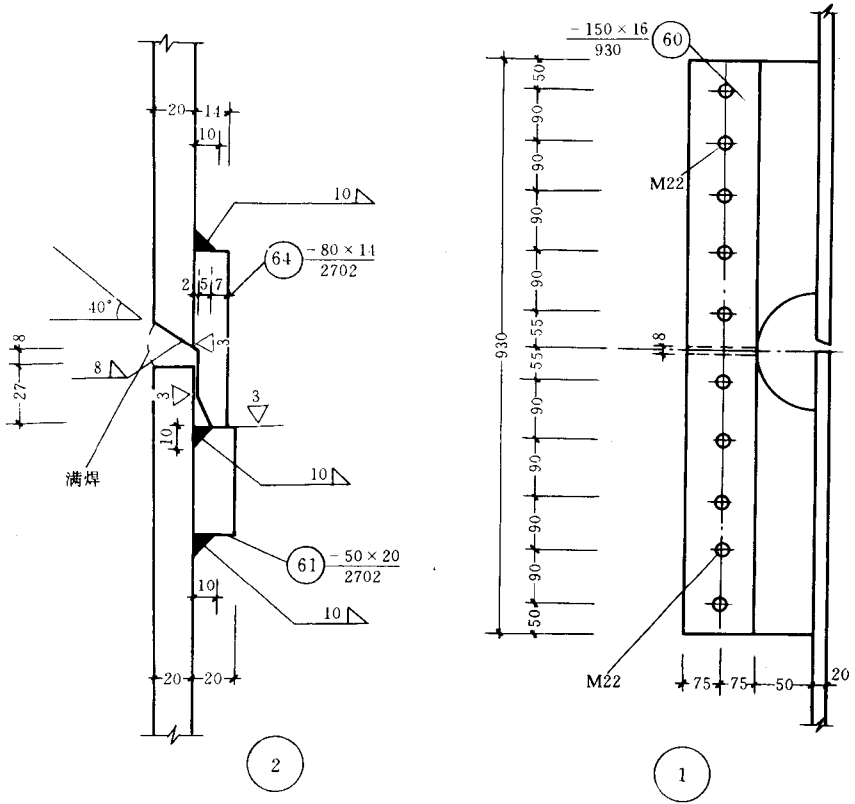


图 7-5-98 连接大样

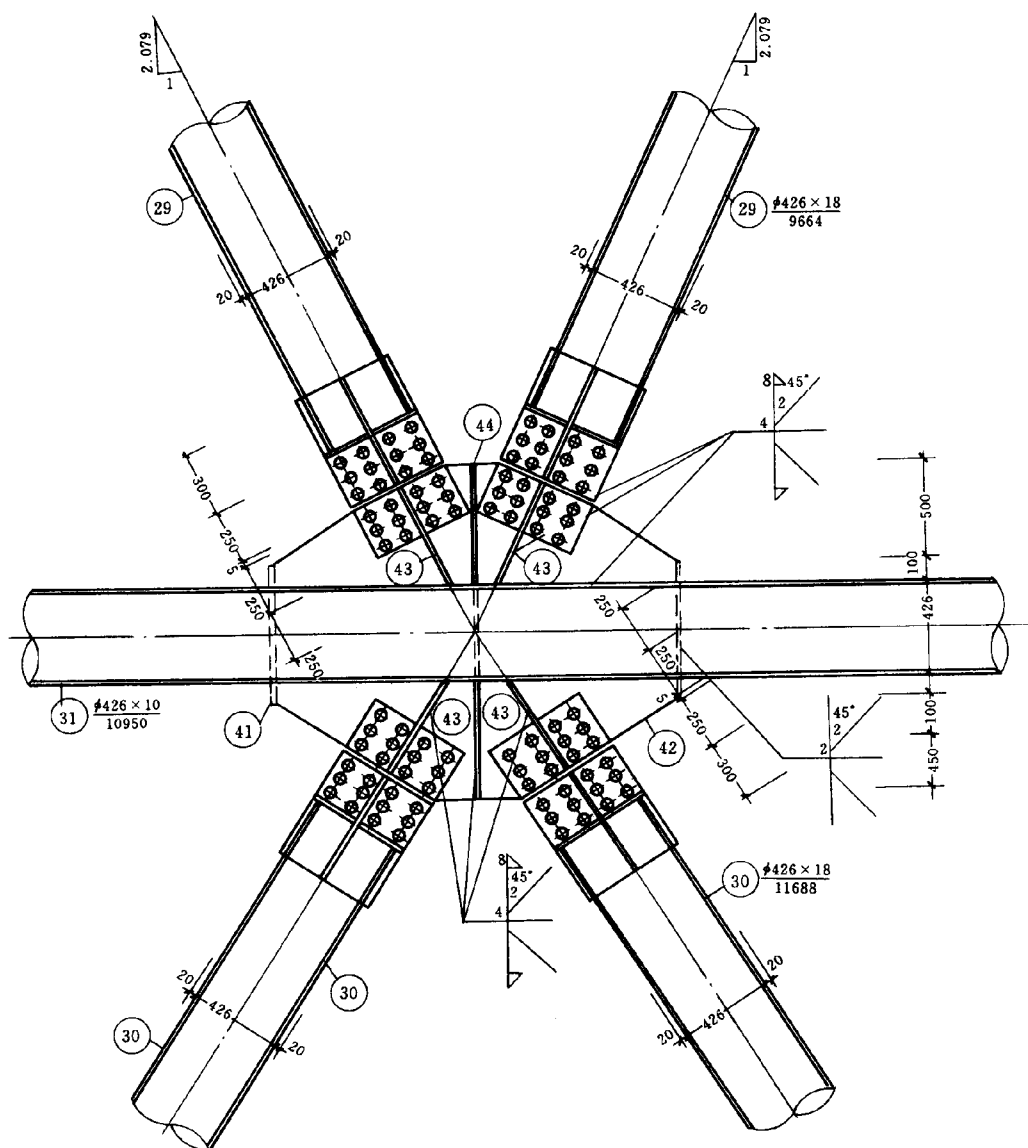


图 7-5-99 K形腹杆节点大样

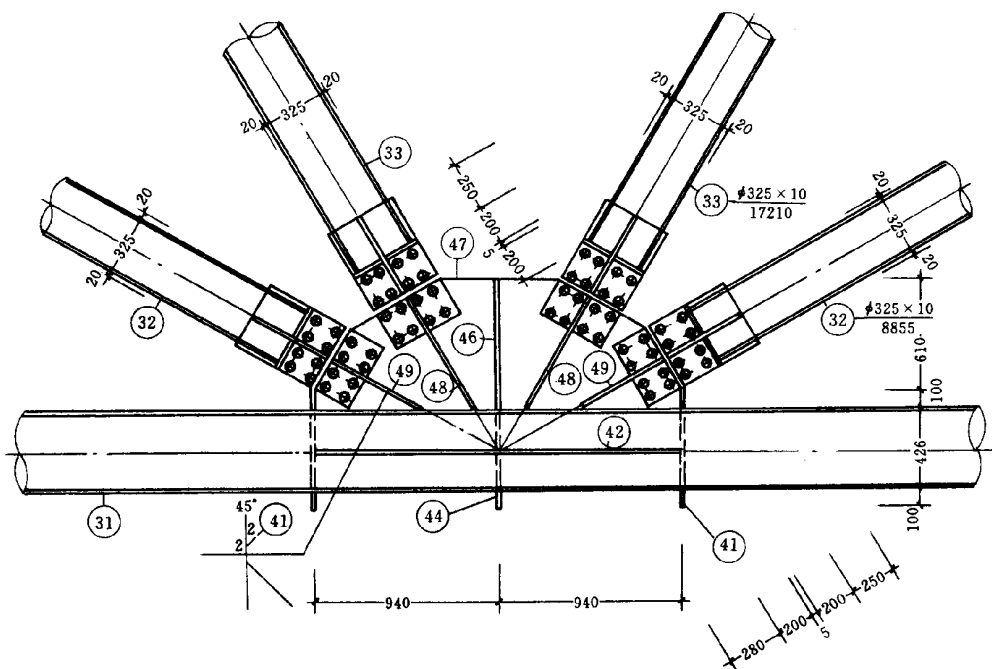


图 7-5-100 塔架水平杆连接节点

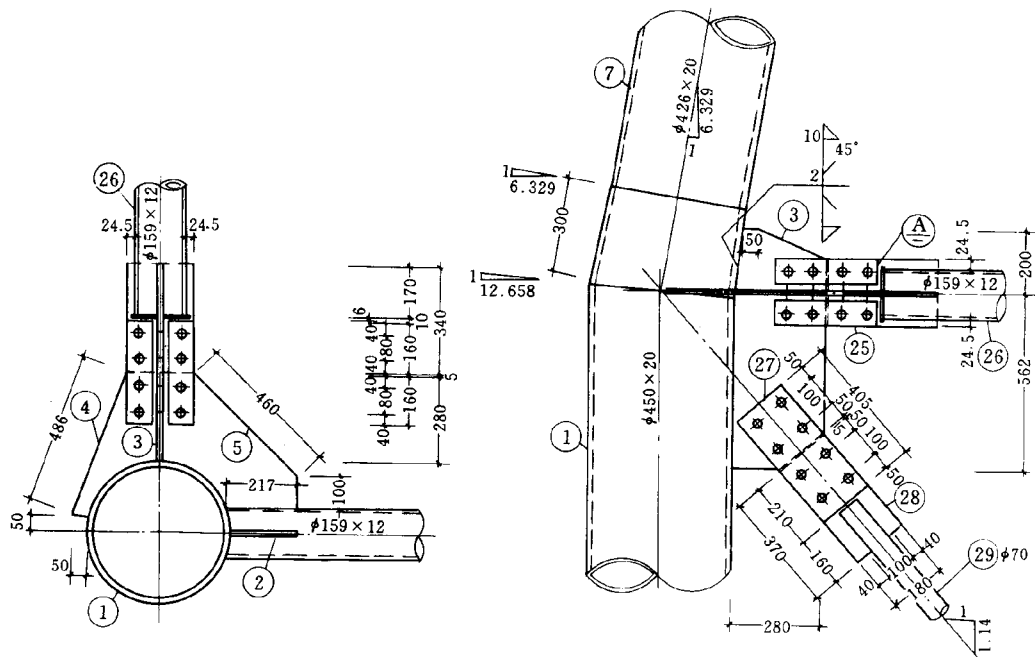


图 7-5-101 天线节点大样 (一)

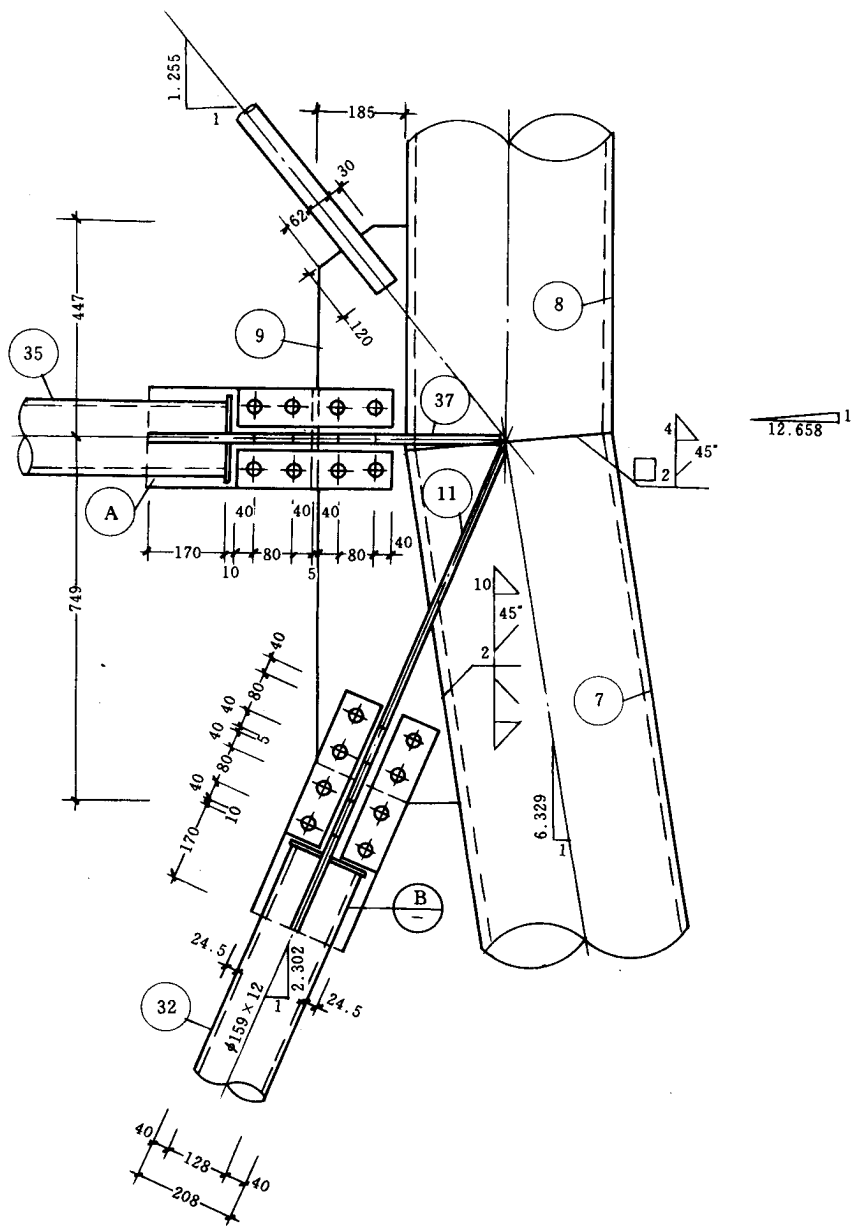


图 7-5-102 天线节点大样 (二)

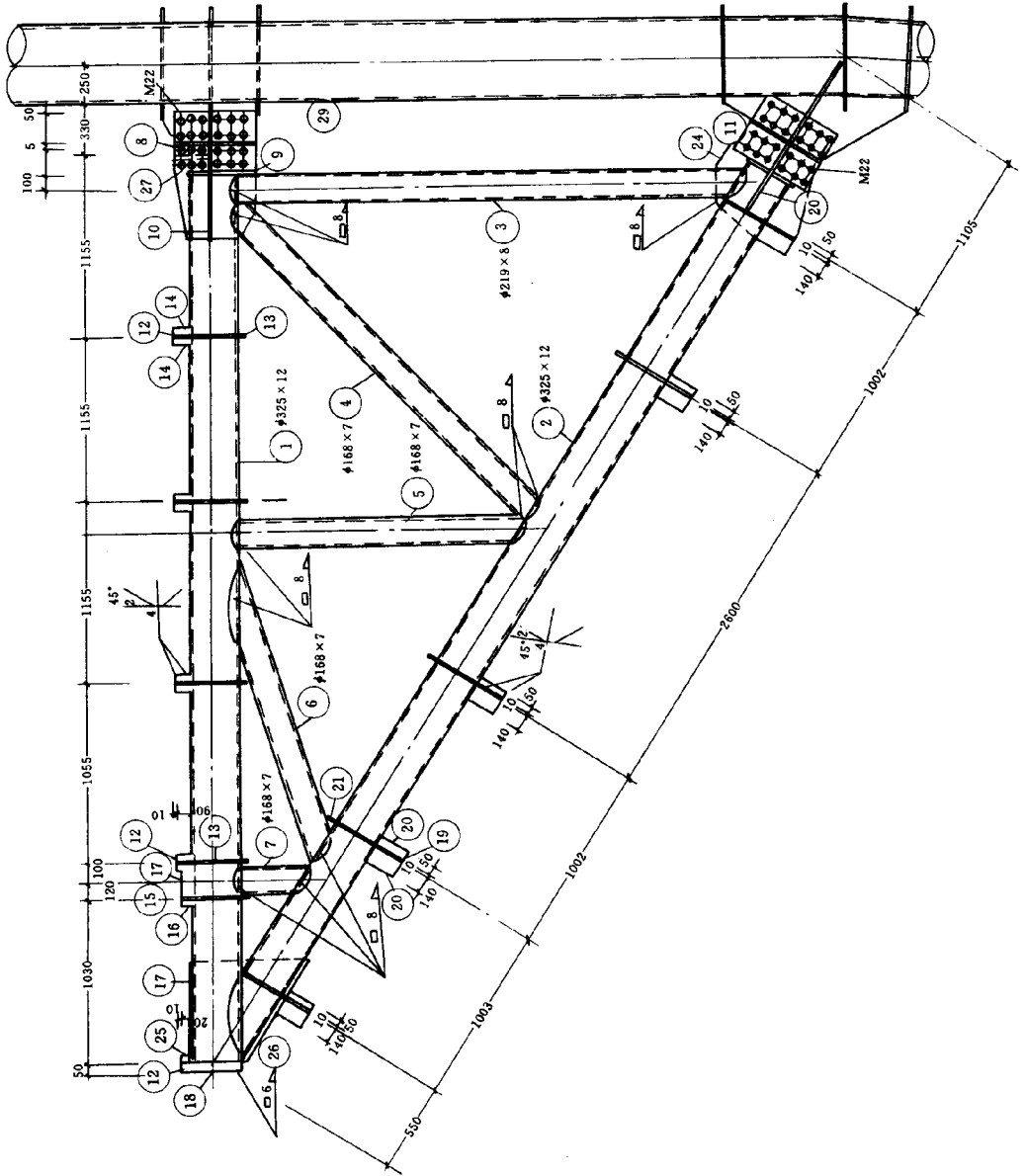


图 7-5-103 塔楼悬挑桁架

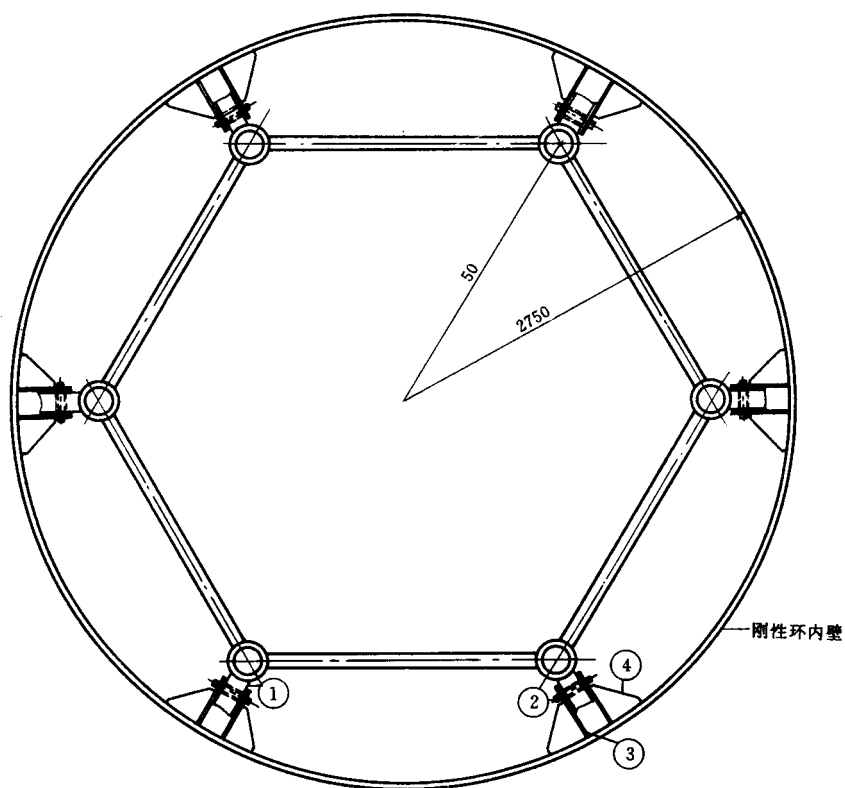


图 7-5-104 电梯井在刚性环的滑升构造

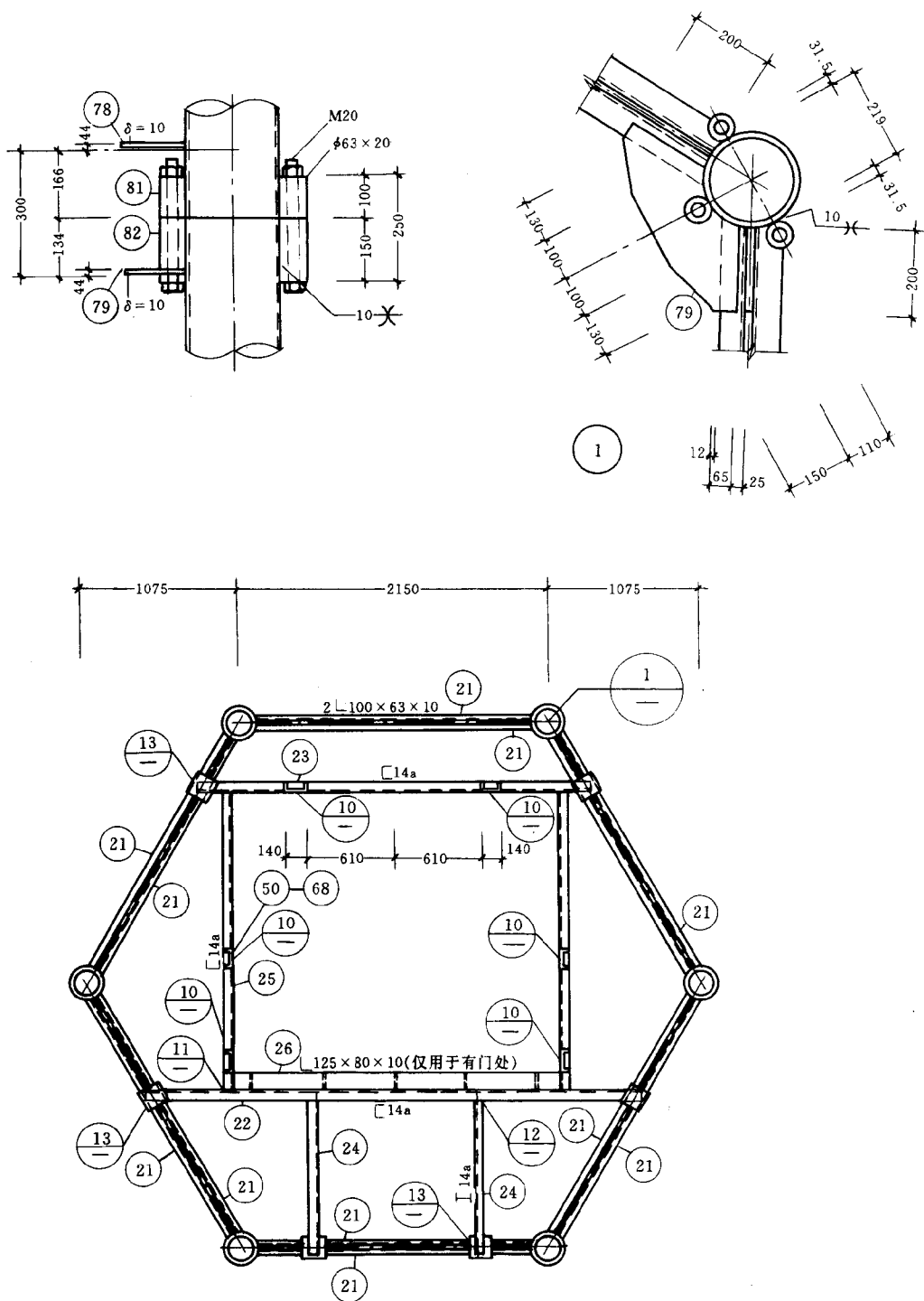


图 7-5-105 电梯井平面及连结节点

四、日本电器总公司大楼

(一) 前言

日本电器总社大楼与常见的盒子型大楼不同，立面上分3段逐渐收进、呈比较特别的形状，形成从远处看也很醒目的轮廓。较大的立面收缩式和设在中部的“风穴”，把大楼局域风对周边的影响减低到最小限度。

一般来说，减小大楼局域风的办法主要有：

- (1) 加宽高楼的低层部，以遮断高层部往下吹的风，保护步行者。
- (2) 减除高层外凸的拐角。
- (3) 建造防风墙或栽培高大树林。
- (4) 在高层侧面设置风穴，形成风的通道，缓和高层侧面的强风。

为了研究各种方法的应用效果，进行了8个模型的预备风洞实验。结果发现减小局域风最有效的是圆柱形大楼（模型H），影响最大的是盒子形大楼（模型A），另外，在建筑物上设风穴，局域风的影响区域少；风穴越集中，效果越明显。

根据预备实验的结果，考虑总公司大楼的功能性，以效果较好的E、F方案为基础，最终形成航天器状的建筑形式。

(二) 结构计划概要

1. 高层框架

将高层建筑建成3段收缩式，在最下段即低层部顶面，设宽44m，高16m的风穴。寻找这种超高层大楼有效抵抗竖向荷载和水平荷载的结构形式，是结构设计的目标。

考虑结构合理性和用钢量，采用了巨型框架结构。巨型框架是指采用巨型柱和巨型梁形成的大型框架结构。每根巨型柱或巨型梁由几根普通柱或普通梁通过斜撑连成一体。本大楼每11层设一道巨型梁，与大楼两侧的巨型柱一起形成巨型框架，成为承受结构自重和抵抗地震的一体化结构。

X方向由4榀框架（I、J、K、L轴）构成目字型平面，保证16层以上每10层的楼面的竖向荷载由桁架式大梁传递到巨型柱，也能够保证地震作用下较大的水平刚度。

Y方向巨型框架是东西核心部配置的4榀框架（4、6、12、14轴），同样形成目字型平面。在13~15层设置倾角为45度的过渡结构，形成伸臂式桁架。

巨型柱的柱距在X方向是11.2m，Y方向是10.8m，各柱肢通过斜杆相连。斜杆布置成K型，只承受剪力而不承受轴力。巨型柱斜杆在较低的楼层中，一部分为偏心K型布置，以安排该层的出入口。在这个巨型框架结构的两方向交叉处设置的16根柱，承受建筑物中高层部重量的大部分，建造时是在日本首次使用100mm的极厚钢板焊接结构。

桁架梁是由上下弦杆和腹杆构成的，沿X方向中，每隔7.2m安放副框架柱作为撑

杆。

巨型框架结构之间及周边的框架称为副框架，它们都是纯框架结构。

中高层部的副框架柱主要将各层楼板重量传至巨型框架结构的桁架梁中。因此，为了明确竖向荷载的传递路线，第 26 层及第 37 层的副框架柱在楼板混凝土浇筑完毕后再设置。

2. 高层栋的地下结构

为使地上钢结构部分和钢筋混凝土基础间的应力能平滑的传递、将地下结构设计为型钢混凝土结构。并且设置型钢混凝土桁架，使之跨越地下 1 层至 3 层，成为巨型框架结构的基础梁。

3. 基础结构

高层下为板式基础，计划以 GL - 24m 深的硬土层作为持力层，高层基础底面的平均压力是 $380\text{kN}/\text{m}^2$ ，作为巨型框架的特征，巨型柱下方为荷载集中处，压力最大为 $720\text{kN}/\text{m}^2$ 。

停车场的基礎深度较浅，所以采用现浇混凝土桩，以 GL - 22m 附近的东京砾层及以下的各层为持力层。

(三) 构件设计

1. 巨型框架结构

巨型框架结构所采用的钢构件的截面设计为巨型柱的单肢柱 $1000\text{mm} \times 1000\text{mm}$ ，巨型柱的斜杆 $500\text{mm} \times 500\text{mm}$ ，桁架梁的弦杆，斜腹杆 $1000\text{mm} \times (900 - 600)\text{mm}$ ，使之成为 SM50 级大型焊接 H 型截面，在水平 2 地震 ($60\text{cm}/\text{s}$) 作用下也不会达到构件的极限强度。

由于构件体积较大，构件的长细比必然减小，巨型柱单肢柱与桁架梁的连接节点的详细情况如图 7-5-111 所示，图的左右方向为 X 方向，用点线表示 Y 方向的构件。

由于巨型框架结构的构件较大，构件的形状，尺寸决定着作为构件集合部的节点的传力效率，有时甚至决定安全性。

巨型框架结构中，X 方向跨度为 45m 的桁架梁长期承受巨大的竖向荷载，将很大的弯矩、剪力传到巨型柱，在这个连接节点中，柱和桁架梁弦杆、斜腹杆为焊接 H 型截面构件，强轴在构架平面内。连接节点能使构件内力在翼缘面得以流畅传递。另外 H 型截面为开口截面，这使厚板的焊接工作容易进行，并能使焊接位置避开构件应力集中的地方。

翼缘交点处都是主要力的集中处，通过有限元法分析，决定采用能缓和应力集中的板的形状。

2. 副框架构件设计

副框架构件中，低层部采用 $600\text{mm} \times 600\text{mm}$ 、厚 22mm 的焊接箱形截面，中高层部采用 500 系列翼缘厚 30mm 的热轧 H 型钢材。

(四) 钢材的规格和钢结构工程的施工管理

1. 极厚钢材的材质规格和质量管埋

所使用的钢材根据板厚改变规格,具体如下所示:

板厚 $t \leq 36\text{mm}$ 的钢材 JIS 规格 SM50A

$40 \leq t \leq 70\text{mm}$ 的钢材 JIS 规格 SM50A

$80 \leq t \leq 100\text{mm}$ 的钢材 JIS 规格 SM50B 并且确保 WES3008—1981 规格的 Z25

制作比较容易的 H 型断面使用板厚 100mm 的钢材在 JIS 规格的范围以内,90mm 以下的钢材在日本有施工实绩,在海外也有日本加工构件的应用记录,因此决定采用 SM50B 钢材,为确保 T 型对接焊的性能,80mm 以上的钢板除了 SM50B 规格外,还需有具备抵抗层状撕裂特性的 WES 规格的 Z25,由于通常认为连铸法厚板制造界限为 100mm 左右,铸锭采用分段压铸,一般,厚钢板的强度和韧性等特性板厚方向较差。可以在热轧后水冷,再加热后退火,通过这种方法改善 Z 方向的特性。

2. 构件连接节点的试制作和实验

在着手进行钢结构工程以前,用实际使用的钢材进行以下测试,在确定详细的施工方法的同时,还确认力学性能上的安全性。由极厚钢板性能委员会(委员长加藤勉教授)制作测试计划并作结果评价。

(1)极厚钢板基本性能的测试:拉伸测试、弯曲测试、冲击测试、化学成分测试。

(2)十字型、斜十字型对接焊性能测试:目视检查、拉伸测试、冲击测试、硬度测试、超声波探伤测试。

(3)巨型框架结构连接接头试制作测试:焊接的收缩量、各部分高度及翼缘的偏折、预热温度确认、制作后的残余应力、焊接节点质量。

(4)柱梁焊接节点的测试:极厚钢材焊接部位的极限强度及变形形状的确认。

(5)超声波测试:确定厚板钢材的超声波探伤测试法。

(五) 钢结构安装管理

(1)在进行桁架梁的安装时,测定了水平面误差。下段桁架梁中测定了 13 层柱的连接节点的水平面,中段桁架梁中测定了 23 层柱的连接节点的水平面,上段桁架梁中测定了 33 层柱的连接节点的水平面,测定累计误差,调整下一节柱的水平面,进行框架的安装。

(2)由于下段桁架梁的下方为中庭,设置临时支承进行安装。

(3)中下段框架的安装、焊接、紧固高强螺栓完成后,上部 10 层副框架楼板荷载的作用会使垂直方向产生较大变形,因此须一边测定框架的垂直变形一边施工,直到这几层的楼板混凝土浇筑完成。

(4)中段桁架梁须在与其下方柱临时连接后实施安装,但为了控制框架应力,可在框架的焊接、高强螺栓连接完成后拆除临时连接,将下层支柱的边缘切断。在框架梁上部 10 层的楼板混凝土浇筑后与主体连接。

由于实行了以上的管理方法,尽管使用极厚钢板,仍然确保工厂制作的良好和现场焊接合格率达 98% 的高水平,另外也确保现场中单肢柱的垂直精度达到了约 10mm 以内。

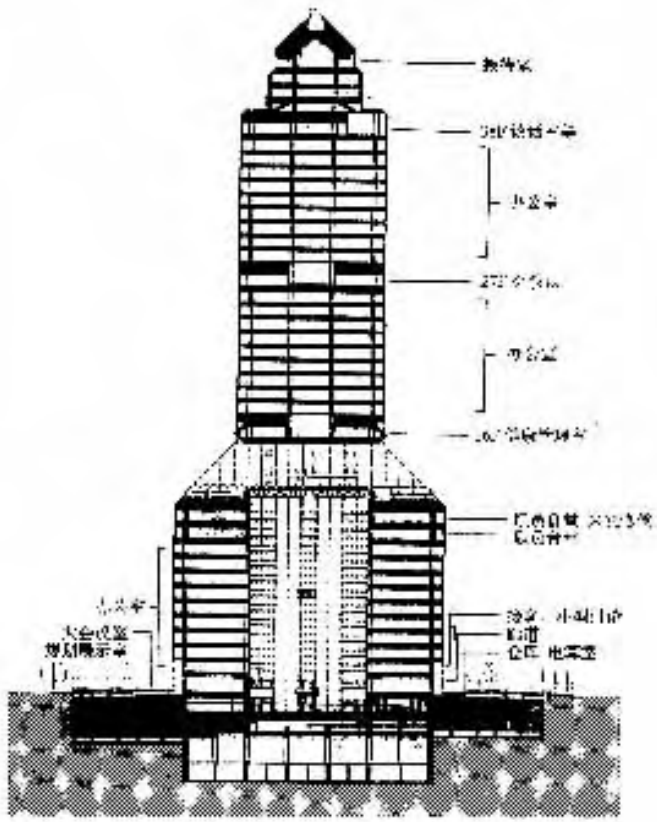


图 7-5-106 剖面图

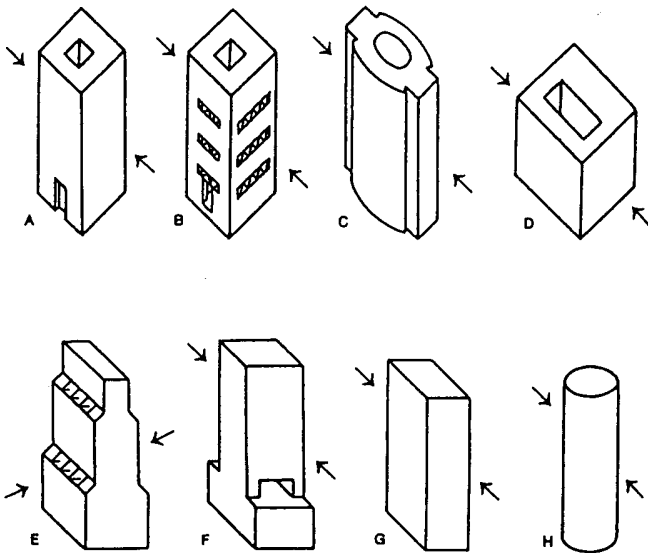


图 7-5-107 预备风洞实验模型

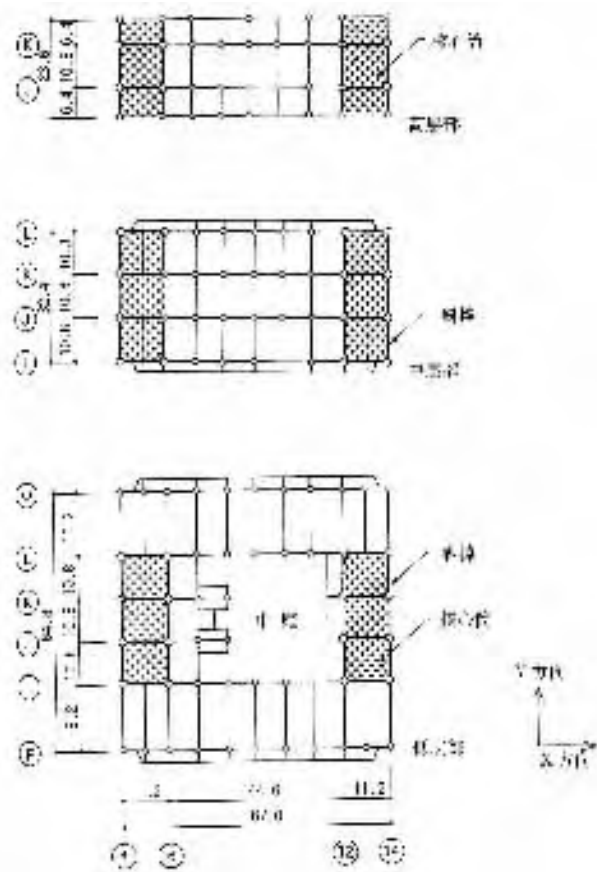


图 7-5-108 标准层平面

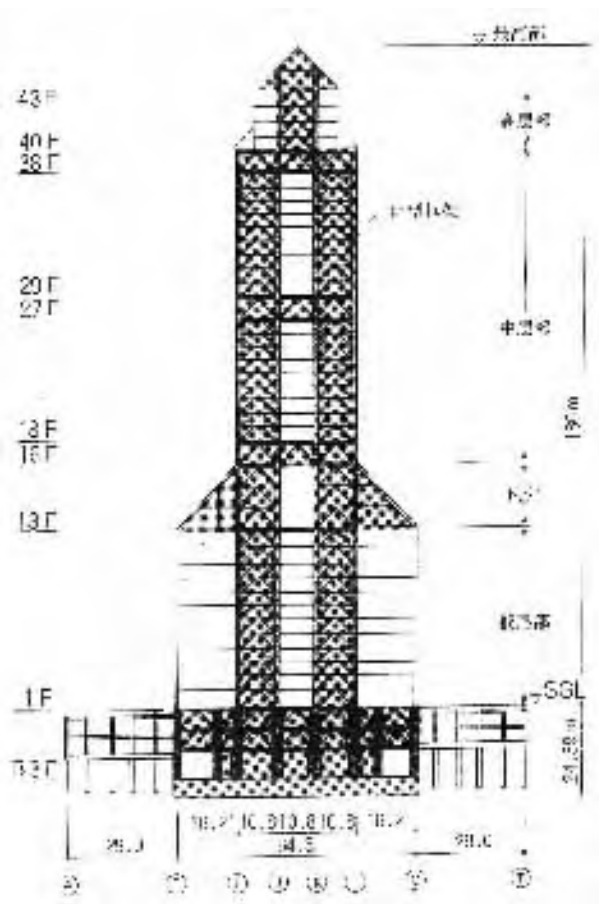


图 7-5-109 Y 方向框架剖面图

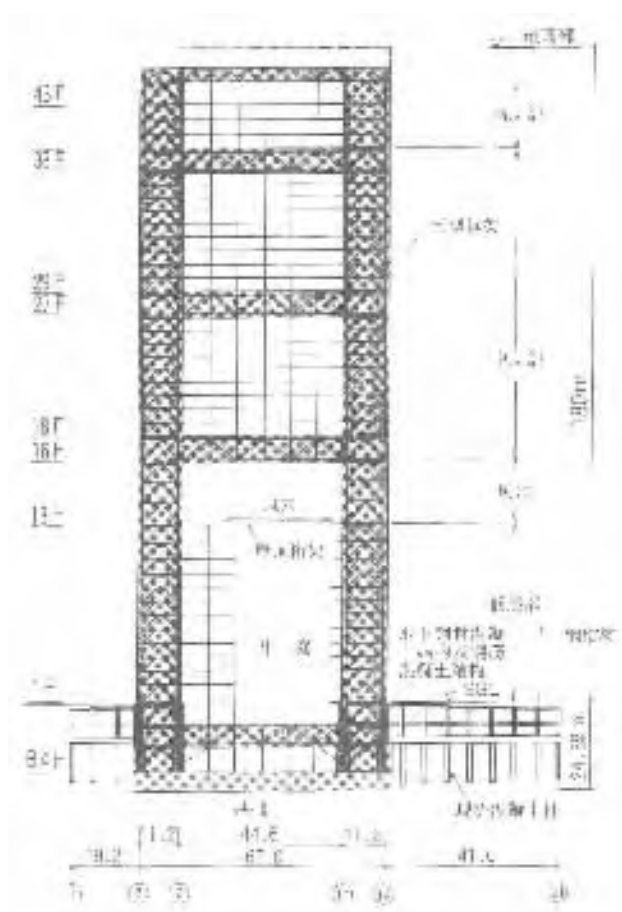


图 7-5-110 X 方向框架剖面图

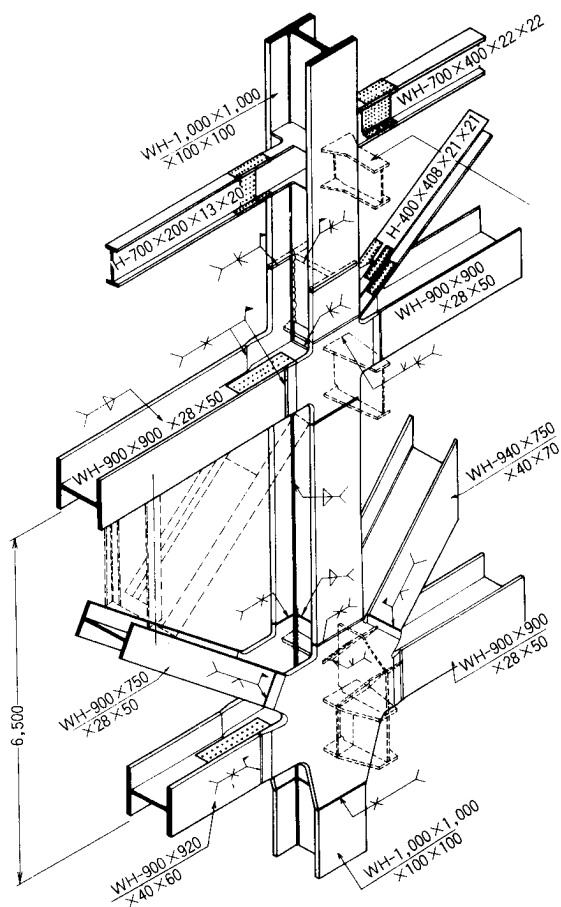


图 7-5-111 节点详图

五、世纪大厦

(一) 设计宗旨

世纪大厦由英国著名建筑师诺曼·福斯特设计，是采用无防火分区开放式中庭的一座智能型办公楼。建筑物由南北两楼组成，地上 21 层，地下 3 层。两楼中间为高约 72m、直至 18 层的中庭。各楼层和中庭间无隔断玻璃，形成没有防火分区的开放式空间。楼房中每二层为 1 组，偶数层的楼板相对中庭和外墙玻璃缩进约 3m，这部分形成了有别于中庭的 2 层贯通空间（图 7-5-112~7-5-113）。

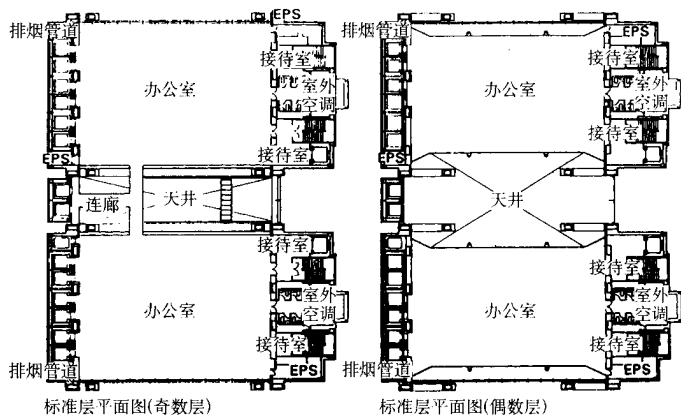


图 7-5-112 平面图

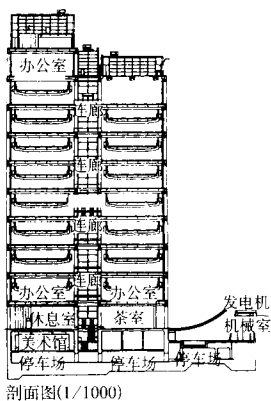


图 7-5-113 剖面图

(二) 结构设计

1. 结构设计概要

该建筑是双塔式大厦，南楼地上部分 21 层，北楼地上部分 18 层，夹着中庭，每 2 层在奇数层连接（图 7-5-114，图 7-5-115）。在各楼的顶部又有局部 4 层高设备用房。南楼顶部设置有高达 130m 的桅杆。

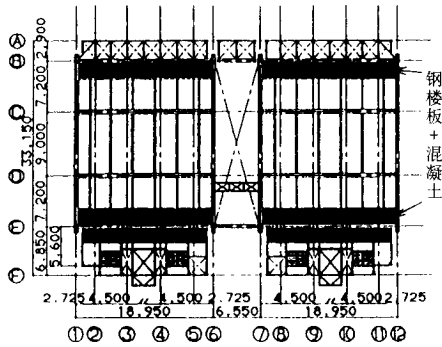


图 7-5-114 奇数层楼板及梁平面图

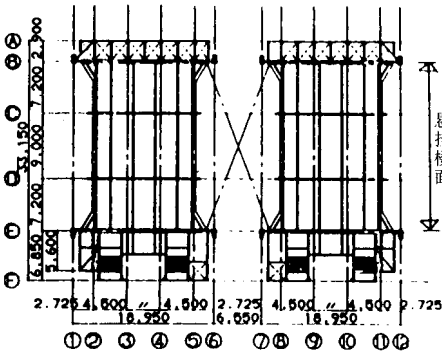


图 7-5-115 偶数层楼板及梁平面图

南北方向是纯钢结构框架、B轴和E轴是主框架，负担了绝大部分的水平力（图7-5-116）。沿东西方向配置在南北两楼两个侧面的4列框架，以2层为1单元，为由偏心K型支撑构成的巨型构架（图7-5-117）。第一周期南北方向为2.03s，东西方向为1.99s。建筑设计以2层为1个单元，结构上也采用2层1单元的构造，即偏心K型支撑在每2层的奇数层设置，跨度23.4m的大梁，中间设支撑，在大梁的正交方向架设小梁，小梁上用垂直吊杆拉住偶数层楼面。

这种有特色的地上构架由壁厚50~110cm的地下外墙与内墙组成的箱形地下构架支承。在高层下方承受高轴力的部分使用高强度的现浇混凝土墙桩。

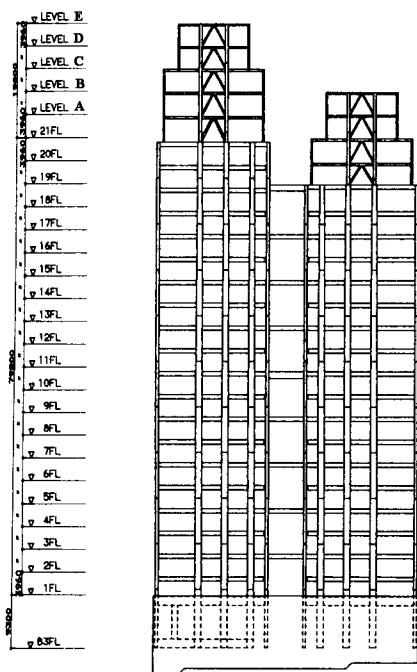


图 7-5-116 刚性框架立面图 (E 轴)

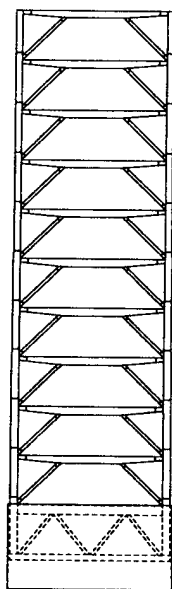


图 7-5-117 偏心 K 型支撑框架立面图 (6 列)

2. 部分连接的双塔式结构

南北两楼隔着中庭，平面成轴线对称，楼板完全不接连。建筑方案中中庭部分的房顶和东西两面全部为玻璃饰面，因此两楼在受水平力时的相对变形量必须尽可能小，为了满足该要求，将两楼的一部分有机地接合起来，调整各楼的刚度，使其减少扭转。关于两楼的接合，首先利用建筑设计上中庭的水平格栅板，在连接部最上层（19层）和中间高度位置（11层）配置了钢结构水平 K 型桁架，使南北两楼的楼面紧密连接，这两层楼板中在混凝土层下铺有兼用作模板的结构钢板，以求确保楼板内的刚度（图 7-5-118）。其次，两楼的 B、E 轴 2 列刚性框架在奇数层以箱形截面大梁直接连接，构成连续框架，使结构形成整体，也改善了整体的抗弯性能。

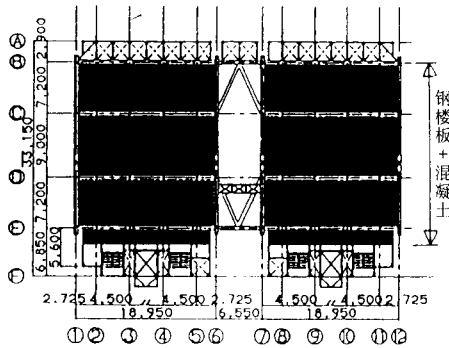


图 7-5-118 11 层地板梁平面图

这种部分连接的双塔式结构，在承水平力作用的情况下，必须使水平变形成为主要变形形式而扭转变形应极小。因此，考虑了南北两楼的屋顶建筑和桅杆的高度差及负荷条件差异的影响，以及东西两框架间的负荷条件的差异，为防止弹性阶段可能产生扭转，调整各框架的刚度和承载力。

根据选定的构件截面，采用模拟立体模型进行弹性和弹塑性的反应分析，确认在弹性范围和弹塑性范围内扭转的影响很小，而且南北两楼连接部分的作用力也非常小。

3. 层结构的偏心 K 型支撑

即使当偏心 K 型支撑发生大变形时，框架的抗力和刚度也不应急剧下降，而保持稳定的滞回性能，以吸收大地震的能量，结构设计中使连接支撑的大梁中间部分（连接部）先行屈服，而支撑自身所受轴力不超过屈服荷载。本设计中屈服荷载为极限下的轴力的 1.3 倍以上，留有充分的余地。支撑采用 500mm 高箱型截面，最大板厚 36mm。为使大梁在连接部位的两端先行弯曲屈服，保证与支撑连接柱端不会先行屈服，在梁的翼缘部分考虑了 8mm 的厚度差。在大梁和支撑的交点处配置有防止面外变形的小梁，大梁截面为箱形，以得到稳定的转动变形性能。节点处理上，支撑在端部由箱截面转变为 H 形，翼缘部分的宽度和柱，大梁的高一样，同为 500mm，使应力可以平滑地传递（图 7-5-119）。

4. 悬挂楼面结构

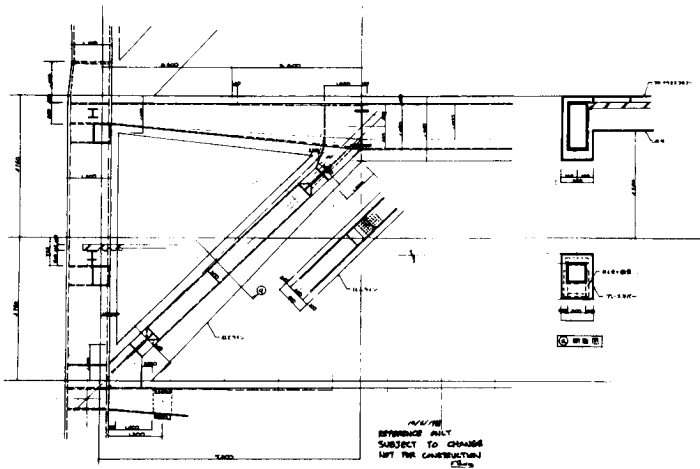


图 7-5-119 偏心 K 型支撑钢结构详图

偏心支撑框架跨度为 23.4m，以奇数层支撑和大梁的交点为支点设置 2 根垂直框架的主梁，该主梁的端部，用吊杆连接偶数层的大梁。

吊件设计时，取南楼角部的 1/4 区域为模型，施以上下地震（地动速度 25m/s）分析吊件产生的最大反应。其轴力约为长期荷载作用下的 4 成，但截面设计时，将反应值增大一倍。由于悬挂楼面的东西两端由框架支承，楼面上平行于框架方向的水平力，依靠楼板的内刚度，传递到两组框架。另一方面，悬挂楼面产生的垂直于框架的水平力，成为作用于框架的面外荷载，依靠钢柱的面外刚度，传递到上下两个奇数层楼面。通过奇数层楼板最终到达偏心支撑框架面。为确保此间力的传递，沿各轴线的框架直至角柱的范围内，都在楼板下铺入钢板，增强楼板的内刚度和抗力。

（三）钢材

柱一般使用 SM490A 钢材。构成偏心支撑构架的角柱，在永久荷载和水平荷载作用时都处于高轴力之下，因此外侧的角柱从一楼到六楼，中庭的角柱从一楼到十楼，都使用 SM570 型钢材。截面皆为焊接组合箱形，最大板厚 80mm。

柱、大梁根据不同的使用部位，确定屈强比或屈服点范围，碳当量，硫的极限含量等，以确保安全性。

六、大阪世界贸易中心

（一）前言

距离大阪中心以西 7km 左右的大阪南港新市中心地区，站在“技术港大阪”的前列，是有浓厚国际色彩的商业交易活动中心。

大阪世界贸易中心大楼位于该地区的中枢位置，给人“白色灯台”、“绿色玻璃”的印象，是大阪湾的标志性建筑物。

（二）建筑规划

建筑物是高 256m 的超高层大楼。高层部标准层的办公室部分，以适应 21 世纪舒适高效的办公环境为目标。低层部设置了大型中庭空间（全天候花园），与周围设施一起创造了一个舒适的空间。另外，全天候花园的地下，设置该地区的中央空调设备。

标准层办公室是以贸易信息的搜集为目的智能化大厦的核心，实现了便于使用的舒适空间。平面上把中央核心筒并列布置，两侧配有机械室、洗手间、楼梯等，中央有自动扶梯。中央走廊两侧的办公室进深为 12.8m。外壁是玻璃幕墙，柱的跨度分别为 3.2m 和 9.6m，两种柱跨交错配置，窗为横向贯通式，加上支持外墙的支架为悬壁式，作为高层大楼实现了广角眺望、内部开放的办公空间。

（三）结构方案

建筑物高宽比（结构高度与标准层短边长的比）为 7 的长细结构，顶部有一倒锥体的特征轮廓，主要的结构课题是这个 256m 高的细长塔楼在风、地震的作用下的安全性，还有 60~70 年代的填海地基带来的安全性问题。

1. 上部框架

考虑到智能化办公楼空间的功能性，采用刚性框架方案。长边方向内外框架各两榀配置 3.2m 间隔的对柱，对柱间距 9.6m。在设备层中由间隔 3.2m 设置的抗震柱和上下大梁组成的“空腹梁”，构成巨型框架结构，提高了整体刚度。

短边方向上，2 榀外框架为带连梁和支撑的结构，8 榀内框架，其中一部分为设抗震柱的刚性框架。另外，为了向地基分散柱轴力，在 7 层以下把外柱和内柱连在一起向外斜扩，形成了超级桁架。该桁架延续到地下，与 800~1200mm 厚的地下抗震墙连接，确保超高层大楼基础的刚度和抗力。

结构的振型如图 7-5-127 所示。长边方向的第一周期为 6.0s、第二周期对应短边方向的第一振型，为 5.6s、第三周期对应扭转振动的第一振型，为 3.8s。另外，短边变形中弯曲变形所占比例最大，约 40%。

超级桁架和与之相连的地下框架是把高层结构的轴力传到基础的刚性框架，由箱形柱、箱梁、钢板剪力墙、支撑等部分构成。

柱的最大尺寸为：BX-650×850×70×70mm

1 层及 6 层的箱梁（BX-1100×650×45×45mm）拼接，4 面都在现场对接焊，顺序为：①下翼缘的焊接；②两侧腹板的焊接；③盖板的焊接。施工时进行了足尺焊接试验。

在建筑物下层扩展的超级桁架可以实现 5 层高的中庭空间。这里，中央设置观光电梯，与和它连在一起的全天候花园共同创造出富有魅力的中庭空间。

2. 基础结构

建筑场地的填土层厚约 20m，它下面的冲积粘土层的固结沉陷正在进行中。

建筑物 SGL-63m 深度以下存在的洪积砂砾层作为桩的持力层。桩是钢管现浇混凝土扩底桩。考虑由于冲积粘土的固结沉陷及上部洪积粘土（Ma12）的二次固结沉陷而产生的负摩擦力作用，在钢管外涂上混凝土混合物与沉陷层隔离开。另外，建筑物底部的超级桁架使承受竖向荷载的面积约变成原来的 2 倍，减低了地基中应力的增加。

3. 抗震设计

根据日本的自然条件，建筑物的高度如果超过了 200m，比之地震作用，风荷载作用会变大。

考虑构件的弯曲、剪切和轴向变形，建立三维振动分析模型（每层为 1 个质点，共 55 个质点，每个质点有 3 个自由度）。考虑两个方向的地震作用，进行地震反应分析、在此基础上进行抗震设计。结果表明在最大速度 50cm/s 的地震作用下，结构停留在弹性范围内。

4. 抗风设计

本建筑物风荷载大于地震荷载，另外，由于风产生的脉动使居住性成为一个课题。本建筑物进行设计时，进行了风洞实验，主要目的为：

- （1）确定设计风载；
- （2）研究风可能引起的不稳定振动；
- （3）研究风致振动对居住性的影响。

图 7-5-131 给出了风振实验得到的长边与短边方向的转动。

长边方向的反应在与风向正交时增大，其中大部分是脉动成分。当风向与长边方向成 292.5°角时，长边方向和短边方向的反应均最大，风荷载为此风向角时的长边和短边风向的组合荷载。将重现期为 200 年的风速 40m/s 作为设计风速。

根据风速变化的振动实验，确认了达到设计风速 2 倍的风速时无不稳定振动，也确认了建筑物上部 42 层以上的切角造型对于降低不稳定振动很有效。

5. 制振装置

建筑物高层化后，居住舒适性就成了问题。

对此，采用在房顶设置制振装置，从而消除风振的方式加以解决。制振装置采用合成式（被动式与主动式并用型）的质量阻尼器，在建筑物的对角上设置 2 台。每台重量为 50t。本装置利用了振子原理。大楼有其振动周期，受风载作用后以此周期振动。将与建筑物的第一振动周期吻合的振子装到建筑物顶部，建筑物摇晃时，振子向相反方向振动，从而减小建筑物的晃动幅度。为了更有效地增大抑制晃动的能力，采用了机械增幅的方法。用装在顶部的传感器测知大楼的晃动，用电动马达往最适合的方向施加最适合的力，控制振子的振动。

建筑物的自振周期约为 6s，非常缓慢。按此周期制作振子，必需有 9m 长度。因此采用多振子方法解决问题。

图 7-5-132 给出某台风时的振动波形。可以看到，制振装置发挥作用时，建筑物的晃动减小了。依靠此制振装置，建筑物的晃动可减少一半，达到了让人体感觉不出的程度。

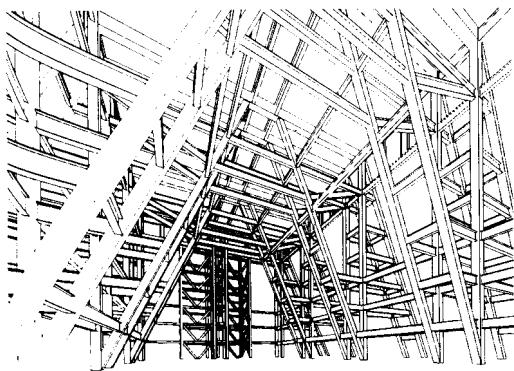


图 7-5-120 框架

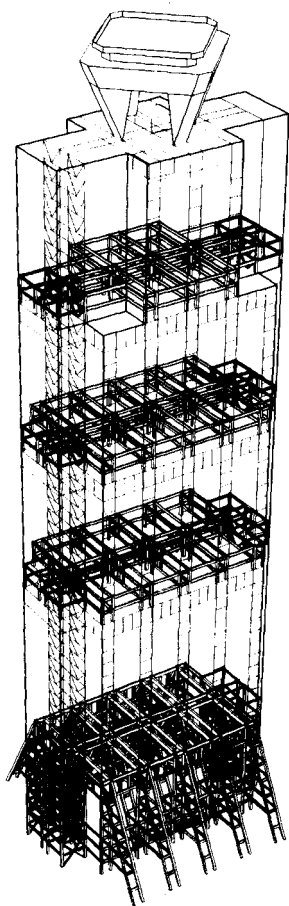


图 7-5-121 振动控制装置

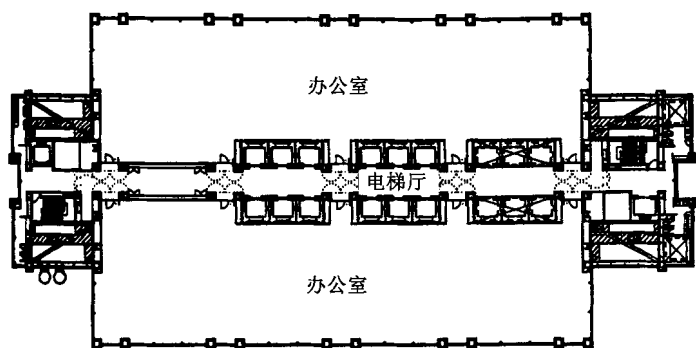


图 7-5-122 层平面图

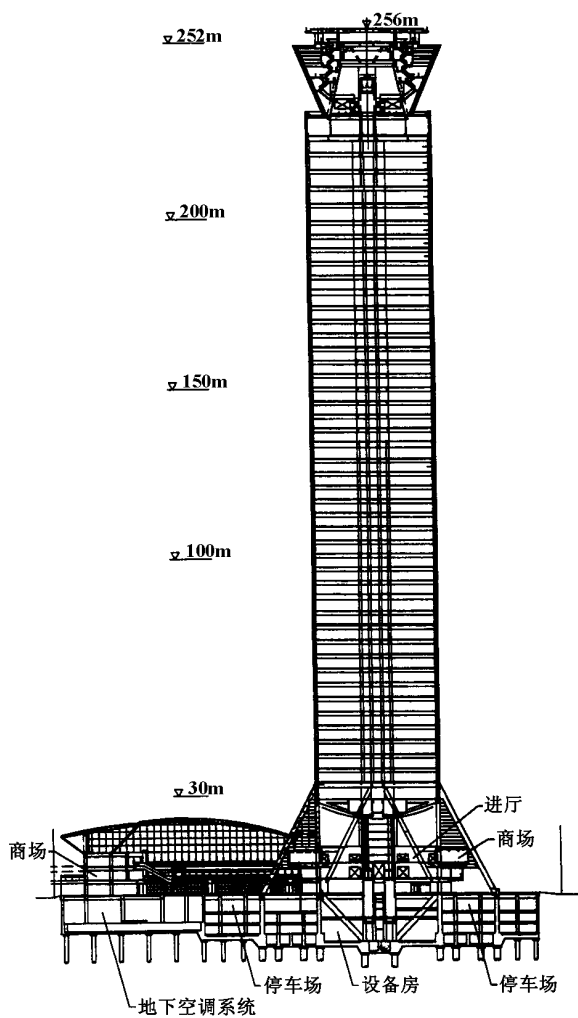


图 7-5-123 剖面图

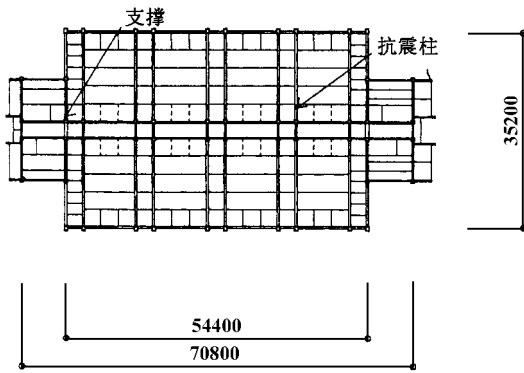


图 7-5-124 标准层结构平面图 (中层)

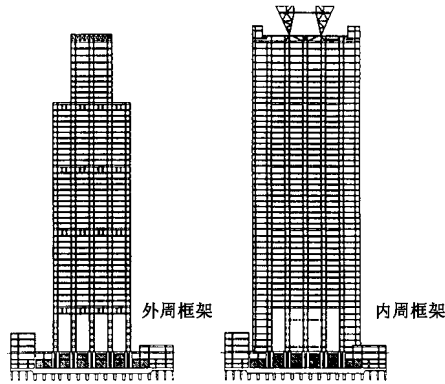


图 7-5-125 长边方向框架

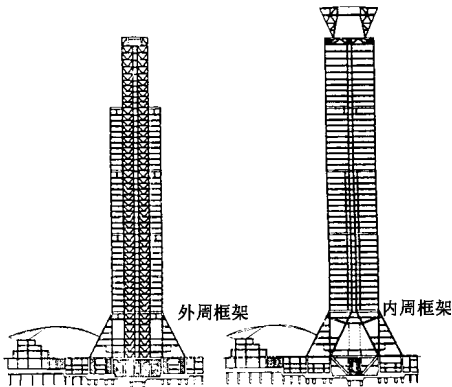


图 7-5-126 短边方向框架

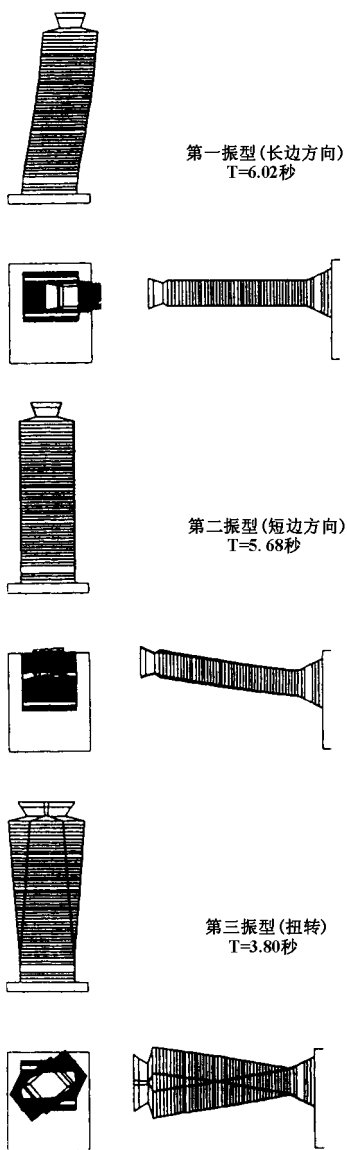


图 7-5-127 固有周期和固有振型

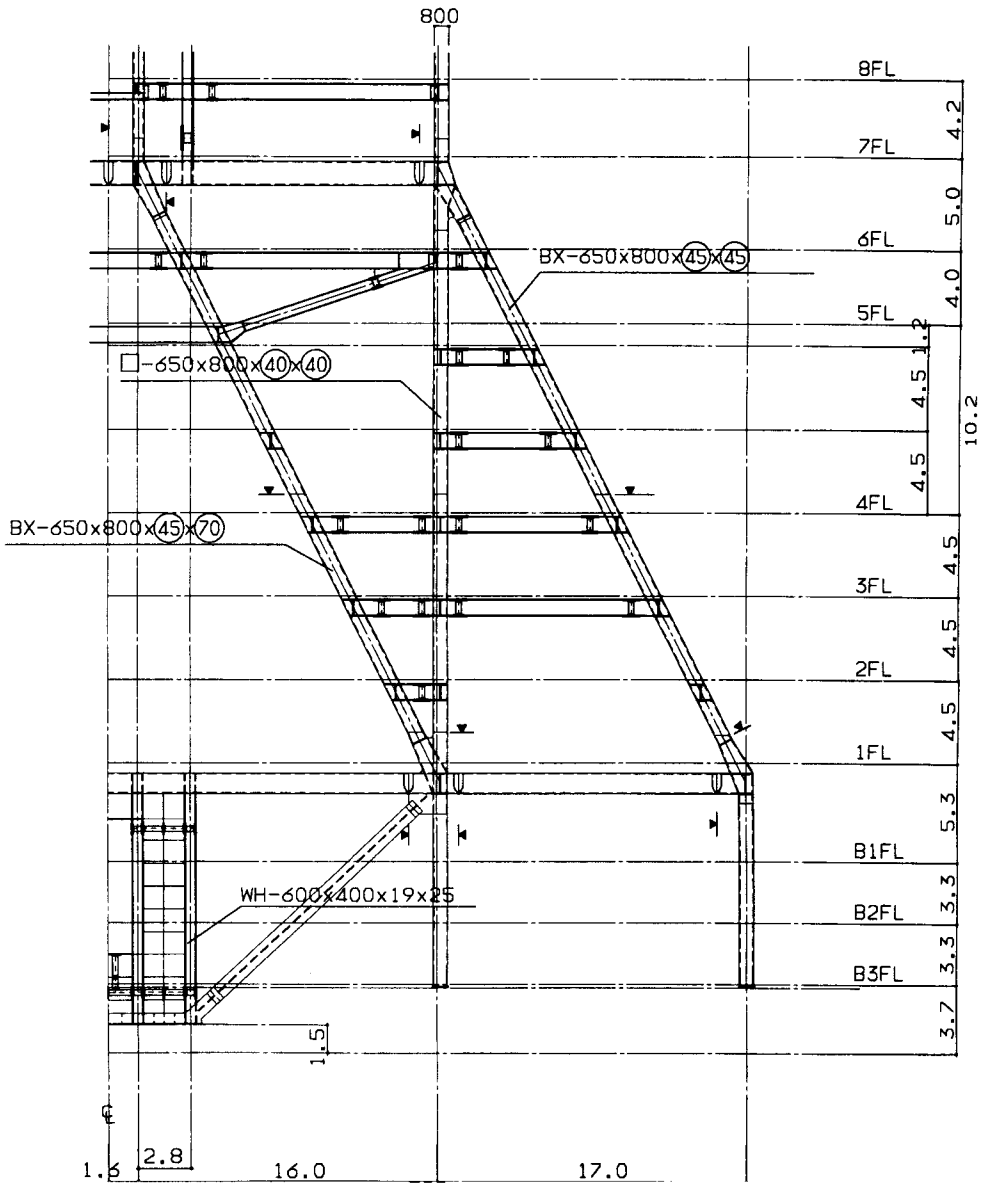


图 7-5-128 超级桁架钢结构详图

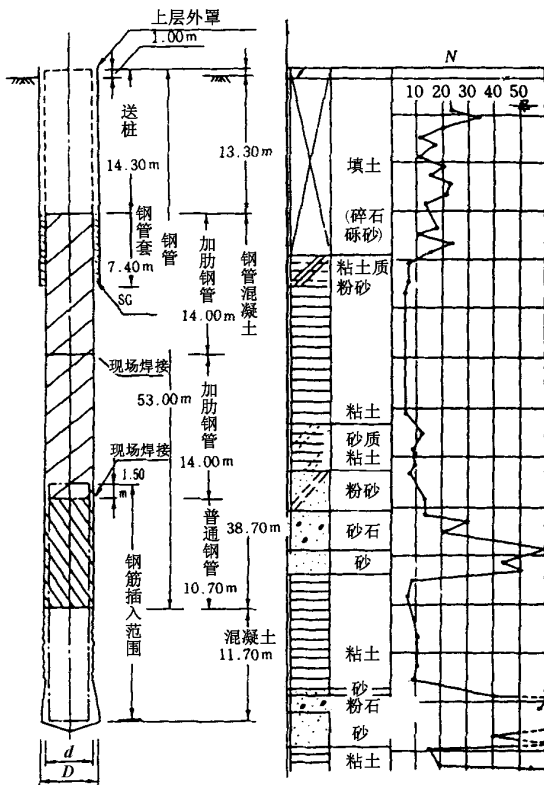
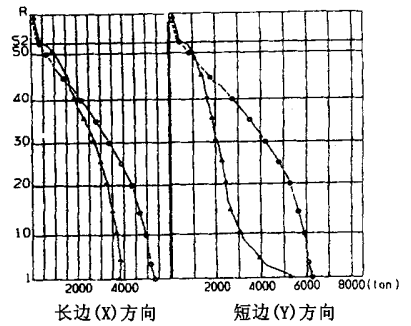
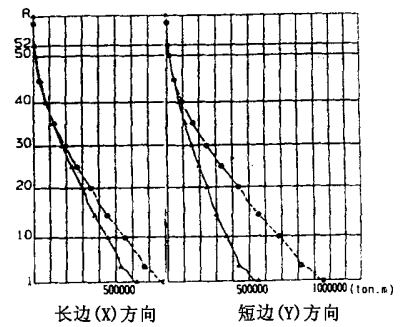


图 7-5-129 钢管现浇扩底桩剖面图 (模式图)



剪力



倾覆弯矩

— 地震荷载
 风荷载

图 7-5-130 设计用荷载的比较

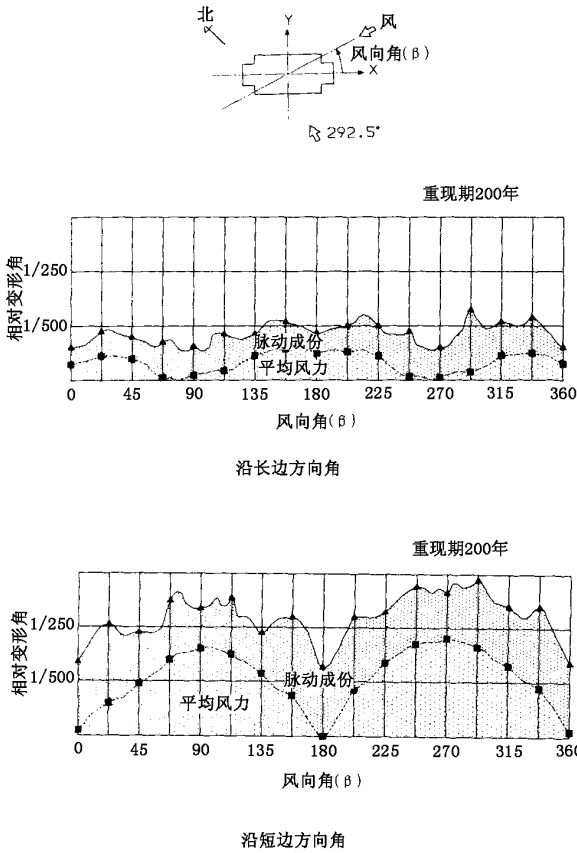


图 7-5-131 风洞实验结果

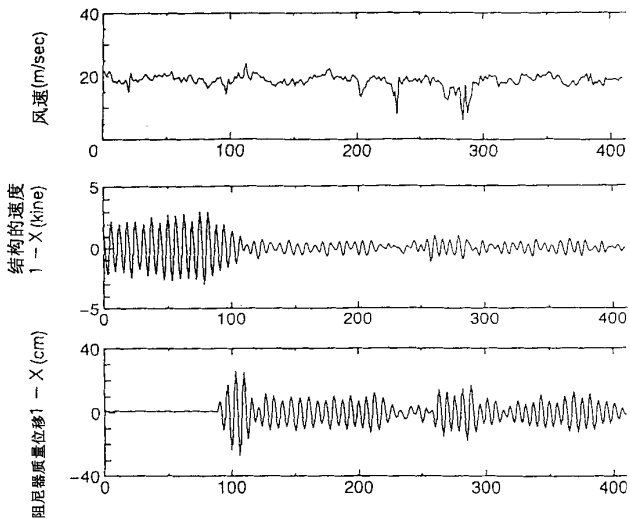


图 7-5-132 观测波

第六章 钢—混凝土组合结构 设计施工实例与图集

第一节 钢—混凝土组合结构的施工要点

一、一般规定

组合结构的施工首先应遵守现行《钢结构施工及验收规范》及《混凝土结构施工及验收规范》。

二、组合板的施工要点

(一) 施工组织设计

压型钢板在施工前,应对其加工、运输、铺设和保管、连接方法以及组合板内配筋、预埋件、浇灌混凝土的方法等应详细地规划,编好施工组织设计。

(二) 平面布置图

施工前应绘制压型钢板平面布置图。该图应绘上梁板连接节点详图,并尽可能减少在现场切割的工作量。平面布置时,应尽量避免特殊加工工序,并将吊挂管道或开口补强等工序统筹考虑。

压型钢板布置图上应编好构件一览表,明确压型钢板的型号、数量、规格,给施工提供方便。

强边方向板的接头,原则上应设置在梁的上部,不要在跨中设置接头,若为连续板时,板的长度、重量等应按其搬运、铺设等作业施工方便连接可靠为前提。

弱边方向板的布置,当其宽度不适合时,应在纵向挪动后将波形对准再切割。压型钢板宽度尺寸由于制造施工等原因引起的误差,也可用此法处理。

(三) 加工要求

(1) 压型钢板的原料应有生产厂的质量证明书。

若对原材料的质量有疑义，则应按有关规定抽样检验，其结果应符合现行国家标准的规定或订货合同的要求。

(2) 加工压型钢板的卷板应符合有关的容许误差的规定。

(3) 压型钢板成型后，应对其几何尺寸进行抽样检验，原材料为卷材时，每卷抽验不应少于三块；原材料为平板时，每作业班不应少于三块。

(4) 压型钢板的几何尺寸应按相应规定的方法测量。量具的精度应可靠。

(5) 压型钢板应按订货合同文件的要求包装出厂，包装必须可靠，避免损伤压型钢板。

每个包装均应设置标签；标明压型钢板的材质、板型、板厚、板长（板号）、数量、净重和生产日期。

(6) 压型钢板出厂必须有产品合格证明书。

(四) 质量标准

压型钢板基材不得有裂缝，镀锌板面不能有锈点，涂层压型钢板的漆膜应无裂纹、剥落和露出金属基材等损伤。

压型钢板的允许偏差应符合压型钢材尺寸允许偏差。

(五) 运输

(1) 装卸无外包装的压型钢板时，应采用吊具起吊，严禁直接使用钢丝绳起吊。

(2) 压型钢板的长途运输宜采用集装箱装载。

(3) 用车辆运输无外包装的压型钢板时，应在车上设置衬有橡胶衬垫的枕木，其间距不宜大于 3m。长尺寸压型钢板应在车上设置刚性支承台架。

压型钢板装载的悬伸长度不应大于 1.5m，压型钢板应与车身或刚性台架捆扎牢固。

(六) 堆放

(1) 压型钢板应按材质、板型规格分别叠置堆放。工地堆放时，板型规格的堆放顺序应与施工安装顺序相配合。

(2) 不得在压型钢板上堆放重物，严禁在压型钢板上堆放铁件。

(3) 压型钢板在室内宜采用组架式货架堆放，并堆放在无污染的地带。

(4) 压型钢板在工地可采用衬以橡胶衬垫的架空枕木（架空枕木要保持约 5% 的倾斜度）堆放。应堆放在不妨碍交通，不被高空重物撞击的安全地带，并采用遮雨措施。

（七）钻孔及切割

（1）压型钢板在切割之前必须矫正变形与弯曲，切割时产生的毛刺及卷边应予清除。

（2）在现场的直线切割，原则上用带锯机和全能锯机进行。凸角或突出部分也可采用气割，但不应切割部分板材而产生局部破坏现象；在凹角处要避免出现锐角，应使其形成圆弧过渡区。

（3）电线管及吊顶棚用的螺栓孔等最好采用电子钻钻孔。

（4）有较大的套管穿过压型钢板时，为防止洞口给结构造成缺陷，应设加强钢板，并与套管用角焊缝焊于压型钢板上。

（八）压型钢板的铺设

（1）压型钢板在铺设前应清除钢梁顶面的杂物，对有弯曲或扭曲的压型钢板进行矫正，使板与钢梁顶面最小间隙控制在 1mm 以下，以保证焊接质量。

（2）除焊接部位附近和灌注混凝土接触面等处外，均应事先做好防锈处理。

（3）板的铺设按板的布置图进行。首先在梁上用墨线标出每块板的位置，将运至施工现场的板按型号和使用顺序堆放好，按墨线排列在梁上，并对开洞，切口的板作补强处理。

（4）压型钢板铺设后，应将板与板，板与钢梁进行焊接连接，或用其他方法固定。但对钢框架需进行安装校正的楼层，在风吹不跑的情况下，应临时固定一端，将另一端作滑动处理。如果压型钢板连续布置通过梁时，可直接采用圆柱头焊钉穿透压型钢板，焊于钢梁上。

在高层建筑施工中，压型钢板一般从最下层开始，依次往上铺设。

（5）压型钢板之间的连接可采用角焊缝或塞焊，以防止相互移动。焊缝间距为 300mm 左右，焊缝长度在 20~30mm 为宜。

（6）钢梁与压型钢板连接可采用角焊缝、塞焊或电铆焊。当与高强钢梁连接时，应注意焊接条件，选择合适的焊接工艺。

（7）压型钢板与横向抗叠合面剪力的钢筋连接采用带弧角焊缝。

（九）板的临时支撑

板是否设临时支撑应根据施工图确定。如需设置临时支撑，应在压型钢板安装以后，就应设置支撑，再浇筑混凝土，并待混凝土达到设计强度等级后，方可拆除临时支撑。临时支撑一般有以下几种：

（1）压型钢板下设临时支撑；

（2）底部临时支撑；

(3) 在压型钢板上方设置吊挂。

(十) 浇注混凝土

(1) 支承在梁上的压型钢板，当端头未作封闭处理时，浇灌混凝土前应设堵头板或挡板，以防止施工时混凝土泄漏。

(2) 穿过楼板的水管和暖气管等的套管、吊顶棚用的钢丝和悬吊电线用的螺栓等都应事先固定在压型钢板上或埋在槽内。压型钢板表面应清扫干净，板槽内的杂物，宜采用电动清扫机清除。

(3) 压型钢板与木模板不同，模板的支撑点少，混凝土浇灌时容易振动，应采取措施避免邻近位置上已初凝的混凝土产生裂缝或分离。

(4) 高层建筑施工时，垂直和水平两个方向的运输速度直接影响混凝土的浇灌效率，在提高运输速度的同时应注意作业的安全。

三、组合梁的施工要点

(一) 组合梁施工工艺流程

组合梁的钢梁施工的要求与一般钢梁相同，应符合现行《钢结构工程施工及验收规范》的要求，组合梁的施工要点阐述如下：

1. 施工准备

包括平整场地、铺设平台、接电源、安置焊机、准备切割机具、砂轮及其他一切必要的工具。钢材及焊接材料的质量如有可疑也应在此阶段进行复查。

2. 号料、下料

应根据施工工艺要求，预留焊接收缩量及切割、刨边和铣平等的加工余量，与一般钢结构制造方法相同。若钢板疑有夹层，必须用超声波探伤器进行检查。

3. 腹板及翼板拼接

一般应设坡口，当采用较薄钢板时（如板厚为 8mm）可不设坡口。为保证焊透，不产生气孔，板边缘均应砂轮除锈。用焊条点固后，为防止漏焊，一侧用手工焊先跑一道。两端安设引、灭弧板后，再用自动焊正反面各跑一道，上翼缘采用对接或斜接，下翼缘则采用斜接，腹板及翼板接缝要相互错开且有一定距离。

4. 组装工字梁

组装前，将钢板表面及沿焊缝 30~35cm 范围内的铁锈、毛刺和油污清除干净，工字梁的组装可采用专门的固定胎具。当在现场施工时，未作专门的固定胎具，可在平台上用枋子将腹板填平，用夹具将上、下翼缘板对上，下翼缘及腹板的点固采用直径为 4mm 的焊条，焊脚约 4mm，长度 40~50mm，间距 400mm 左右，如果钢梁端部变截面，

可将变截面处的下翼缘板采用火焰热煨拼接。

5. 钢梁焊接

当钢梁跨度较大时，宜将梁安于临时三角架上（三角架间距约 1.5 ~ 2m 左右）施焊。对于上窄、下宽的工字形钢梁应按先下后上的焊接顺序，按此焊接顺序可减少梁的焊接变形。

6. 矫正变形及上加劲肋

当梁跨较大而又在施工现场施工时，可用卡具及千斤顶将加劲肋用焊条点固于腹板两侧或一侧。点固方法同工字梁组装。点固后，由两位工人从梁中向梁端施焊两侧及一侧加劲肋，随后用千斤顶、卡具及火焰修正梁腹板的起鼓及上、下翼缘的旁弯，最后将梁立正。在跨中用焊在平台上的短工字钢或槽钢作支点，在工字钢或槽钢上用一对压板及螺栓将支承在上面的梁的下翼缘扣住，同时在梁的两端各侧焊上三角架，以保证梁的垂直位置。

7. 焊连接件

当组合梁采用弯起钢筋、槽钢等作连接件（圆柱头焊钉除外）时，由于上翼缘板的连接件位于钢梁中和轴上部，因此焊接后必然使梁下挠，因此焊接连接件时，可采用分层（分两遍焊）、交错等措施，可减少焊接变形。如果钢梁在地面上施工时，可使梁中部垫起使成 T 形悬臂状再进行焊接。梁的两侧仍用三角架保证垂直位置，再分层、交错施焊连接件，更可减少梁的变形。至于先焊连接件后吊装钢梁，还是先吊装钢梁后焊接连接件，应根据具体设计和施工要求确定。

8. 钢梁吊装

与一般全钢梁吊装相同。

9. 混凝土板制作

混凝土板根据施工条件，可采用预制和捣制，但板的施工及验收，需符合现行《混凝土工程施工及验收规范》的有关规定。

10. 临时支撑

当根据设计要求，梁需设临时支撑时，则钢梁吊装后，即按设计图纸要求，设置临时支撑，一直到混凝土强度等级达到设计要求时，方可拆除临时支撑。

11. 清除钢梁污物

为了保证钢梁与混凝土板之间的粘着力，钢梁顶面不得涂刷油漆，在现浇（或安装）混凝土板之前应清除铁锈、焊渣、冰层、积雪、泥土及其他杂物。

（二）圆柱头焊钉、焊接瓷环及焊接

1. 圆柱头焊钉

用圆柱头焊钉作组合结构连接件，与其它连接件相比，它具有施工速度快、焊接质量好等优点，为许多国家所采用。圆柱头焊钉可采用冷加工也可采用热加工进行制造。冷加工是以直径约 1.5m 的卷材为原材料，经过冷张拉送入自动切割设备进行切割，加

工后的短杆，将其底面加工，充填焊剂，生产全过程自成一生产流水作业线，自动加工焊钉。此法生产效率高，成本低、焊接质量好、外表光滑。热加工是将 5~5.5m 的棒钢原材料锯成需要长度，将其一端加热后，放入预先制作好的钢模中锻成焊钉头，然后再经过车床精加工其端面 and 顶头，并在台钻上加工焊剂孔，填充焊剂，此法采用机械及锻压加工，生产效率低，成本高，不宜大批量生产，而且在加工过程中附有氧化层而影响焊接质量。

为了保证圆柱头焊钉质量，在其生产流程中，要进行两次中间检查和最后成品检查。第一次中间检查是检查栓钉的形状、尺寸及外观，第二次中间检查是检查填充焊剂的质量，最后成品检验较第一次中间检查的项目，多一项机械性能试验。圆柱头焊钉到现场后，为保证工程质量，需对其外观、形状、尺寸、焊剂、充填质量、化学成分及机械性能进行抽验。

2. 焊接瓷环

在焊接焊钉时，必须先在母材上放置焊接瓷环，这是由于焊接瓷环在自动拉弧焊接过程中，能起到隔气保温、挡光、防止溶液飞溅的作用。瓷环应具有一定的强度和耐高温性能，其化学成分在高温时比较稳定，不与溶化的铁水发生化学反应，从而保证焊接质量。当确定焊接瓷环原材料配合比后，将原材料敲碎，进入磨碎机、混磨、筛分，再加各种粉料进行配合，最后加入结合剂和氟硅酸钠搅拌，放置 24h 后，放入可拆卸的钢模中成型，取出干燥后，放入烘箱中烘干，一般先在 30~200℃ 条件下干燥 10h，然后在 300~550℃ 条件下烘干 24h，烘干后即成为成品入库或出厂。

瓷环在制造过程中，需进行中间检查及成品检查，中间检查是在瓷环成型后，检查其形状、尺寸及外观，最后一次成品检查，也检查其形状、尺寸及外观抽查，并放好瓷环，试焊焊钉，视焊钉是否合格，来检验瓷环的质量。

不同型式的焊钉，采用不同型号的瓷环，以便瓷环在焊钉插入时有一定的空隙，在焊钉底部留有较大的空隙。形成较好的焊缝，并保证熔化的金属不溢出，在底部留出气孔，也要防止外部空气对铁水发生氧化作用，使铁水不致冷却太快，而且瓷环自身要具有一定的强度。我国生产的焊接瓷环分为 B1 及 B2 两种焊接瓷环。B1 焊接瓷环适用于普通平焊，而 B2 焊接瓷环适用于穿透平焊。

3. 焊钉连接

焊钉焊接前的主要工作器是应提出焊接焊钉施工要点或焊接焊钉操作规程，包括电焊机、控制器及焊枪性能；焊工的资格和作业范围；施工前及施工中的检验项目；试验及检查方法和要求；校正。

检查焊接面上不得有水分。对于轧制氧化皮、铁锈、油脂、涂料及其他影响焊接质量的脏物，必须在电弧覆盖直径的二倍范围内用钢丝刷、砂轮等清除干净。

当气温低于 0℃ 时，不得进行焊接作业。但当采用预热等措施并经试焊，如确能保证焊接质量，可不在此限。

瓷环应保持干燥，任何有表面潮湿的磁环或吸水率较大的磁环，使用前均需先在温度达 150℃ 的烘干炉中烘干 2h。

根据焊接焊钉施工要点或操作规程，将焊接电源、电流、时间及焊枪位置调到最佳状态，进行试焊，试件检验合格后，才允许正式开焊。

焊接设备由焊接电源、焊枪、控制器、连接电缆一套组成。我国新研制的焊接设备，有 QZL—200B 型，日本有 FRNK—2000 及 MRN—2000 型焊机。

焊接工序主要为先将焊接用的电源及制动器接上，把焊钉插入焊枪的卡口，焊钉的下端置入母材上面的磁环内；按焊枪电钮，焊钉被提升，在磁环内产生电弧；控制器的定时器，指在所规定的时间内；电弧发生后，焊钉用适当的速度插入母材的融池；焊完以后，立即除去磁环并在焊缝的周围去掉卷边。

焊钉焊接部位的检查方法一般可分为外观检查和破坏试验两种检查方法。焊钉破坏试验有弯曲、反复弯曲、拉伸及剪切试验。当焊接外观检查合格后，采用同样条件连续焊接 30 个焊钉，然后进行弯曲试验、反复弯曲试验、拉伸试验及剪切试验，试验合格后，再重新焊接 30 个试件进行相同的试验，又都合格后，即可按焊接程序正式施焊。

外观检查应满足焊钉底部的焊脚完整、密实并均匀分布；焊钉焊接后的长度应当正确，其长度公差在 $\pm 2\text{mm}$ 以内；焊钉应垂直于母材。

弯曲检验可用锤击使其从原来轴线弯曲 30° ，或采用特制的导管将焊钉弯成 30° ，若焊钉焊缝完好，方为合格。

焊钉的反复弯曲试验应在专门的双控拉压装置中进行，直到焊钉反复弯曲 30° 断裂为止，当裂缝不在焊缝处，方为合格。

拉伸试验应在拉力机上进行试验，焊钉断裂应在焊接区之外，并保证屈服点抗拉强度、延伸率符合有关国家标准。

剪切试验是用以检查焊缝的抗剪强度。

四、组合柱的施工要点

（一）钢管制作

（1）按设计施工要求，由工厂提供的钢管应有出厂合格证。如施工单位自行卷制钢管，使用的钢板要平直，不得使用翘曲、表面锈蚀或受过冲击的钢板，并有出厂证明书或试验报告单。

（2）卷制钢管前，应根据要求将板端仔细开好坡口。为适应钢管拼接后的轴线要求，钢管坡口端应与管轴严格垂直。卷板过程中，应注意保证管端平面与管轴线垂直。

（3）当采用滚床卷管和手工焊接时，宜用直流电焊机进行反向焊接施工。按设计图纸要求，对于重要焊接部位，焊缝焊接质量不低于二级。

（4）为了保证钢管内混凝土与钢管内壁紧密粘接，钢管内不得有油渍等污物。

（二）空钢管柱组装

（1）钢管柱的肢管和各种腹板的组装程序应严格按施工工艺设计要求进行。

（2）肢管对接时应保持焊后管肢的平直。焊接时除控制几何尺寸外，还应特别注意焊接变形对肢管的影响。一般宜采用分段反向焊接顺序，但分段施焊应尽量保持对称。为补偿收缩影响，肢管对接间隙应适当放大 0.5~2.0mm 以抵销变形，具体数据可根据试焊后的情况确定。

（3）焊接前，对小直径钢管可采用点焊定位；对大直径钢管可用附加筋焊于钢管外壁，作临时固定联焊。固定点的距离宜取 300mm 左右，但不得少于三点。钢管对接焊接过程中如发现点焊定位处焊缝出现微裂缝，其焊缝须全部铲除，重新补焊。

（4）重要受力肢管，为确保连接处的焊接质量，可在管内接缝处增加附加衬管。衬管宽为 20mm、厚度为 3mm，与管内壁保持 0.5mm 的膨胀间隙，以确保焊缝根部的质量，肢管与腹杆连接尺寸和角度必须准确。

（5）必须确保钢管构件中杆件的间隙，特别是腹杆与肢管连接处的间隙应按板展开图要求进行放样。焊接时，应根据间隙大小，选用适当直径的焊条。肢管与腹杆焊接时，焊接次序应考虑焊接变形的影响。

（6）在各工种之间，或每个工序之间，必须按设计图纸进行自检和互检，并在钢管杆件上打上各自的记号。

（7）钢管柱组装后，应按吊装平面布置图就位，在节点处用垫木支平。吊点位置应有明显标记。

（8）所有钢管构件必须在检查焊缝之后方能按设计要求进行防腐处理。

（三）空钢管和钢管混凝土柱吊装

（1）钢管柱组装后，为了减少安装时在吊装荷载作用下的变形，应根据施工方案选用吊车。吊点的选择应根据钢管柱本身的强度和稳定性进行计算。

（2）吊装钢管柱时，应将管上口包封，以防止异物落入管内。

采用预制钢管混凝土构件时，应待管内混凝土达到强度设计值的 50% 以后方可进行吊装。

（3）柱基为杯形基础时，对柱基础的轴线、底面标高和外形尺寸应做好交接和复查工作。杯口内必须清除干净。

（4）将空钢管柱或钢管混凝土柱直接插入杯口后，立即进行校正、定位，并分两次向杯口内浇灌细石混凝土，固定柱脚。加固的缆绳必须在第二排柱子吊装完毕，并将纵横间联系构件完全固定后方可卸除。

（四）管内混凝土的浇灌

（1）管内混凝土宜采用泵送顶升浇灌。柱高不超过 50m 时，可采用连续抛落振捣

浇灌，也可在混凝土质量确有保证的情况下采用连续抛落无振捣浇灌。

(2) 混凝土配合比应根据混凝土设计等级计算，并通过试验后确定。除满足强度指标外，尚应注意混凝土坍落度的选择。对于抛落振捣浇灌方法，石子粒径可采用 1~40cm，水灰比不大于 0.4，坍落度 2~4cm。对于抛落无振捣浇灌方法，石子粒径宜用 0.5~2cm，水灰比不大于 0.45，坍落度 15~18cm。对泵送顶升浇灌混凝土，石子粒径宜用 0.5~3.0cm，水灰比小于 0.45，坍落度 12~16cm。为满足上述坍落度的要求，应掺适量减水剂。为减少收缩量，也可掺入适量的混凝土微膨胀剂。

(3) 管内混凝土浇灌采用抛落振捣时，如管径小于 350mm，可采用管外附着式振捣器振捣，每次浇灌高度不超过 2m，振捣时间约 60s；如管径大于 350mm，则宜采用内部插入式振捣器，一次振捣时间约 30s，一次浇灌高度不应超过振捣器工作的有效范围。

(4) 管内混凝土浇灌采用抛落无振捣方法时，混凝土可由柱顶连续抛落，但自柱顶以下 4m 内的混凝土，仍用插入式振捣器振捣，一次振捣时间约 30s。

(5) 浇灌混凝土前，应先浇灌一层强度等级不低于混凝土的水泥砂浆找平，厚度为 10~20cm。

(6) 钢管内的混凝土浇灌工作宜连续进行，必须停歇时，间歇时间不应超过混凝土的终凝时间。需留施工缝时，应将管口封闭，防止异物、水和油类等落入。

(五) 钢管柱端焊接

钢管内的混凝土浇灌到钢管顶端后，可以使混凝土稍为溢出后再将留有排气孔的端板紧压在管端，随即进行点焊，此时应让混凝土从端板上的气孔中溢出，待混凝土达到 50% 设计强度，再将端板补焊到设计要求。有时也可将混凝土浇灌到钢管顶部（稍低于管内），暂时不加端板，等混凝土达到 50% 设计强度后，再用同强度等级的水泥砂浆填满，按上述规定一次焊完端部封板。

(六) 质量要求

(1) 钢管制作除应满足《钢结构工程施工及验收规范》的规定以外，尚应满足组合结构自身的具体要求。

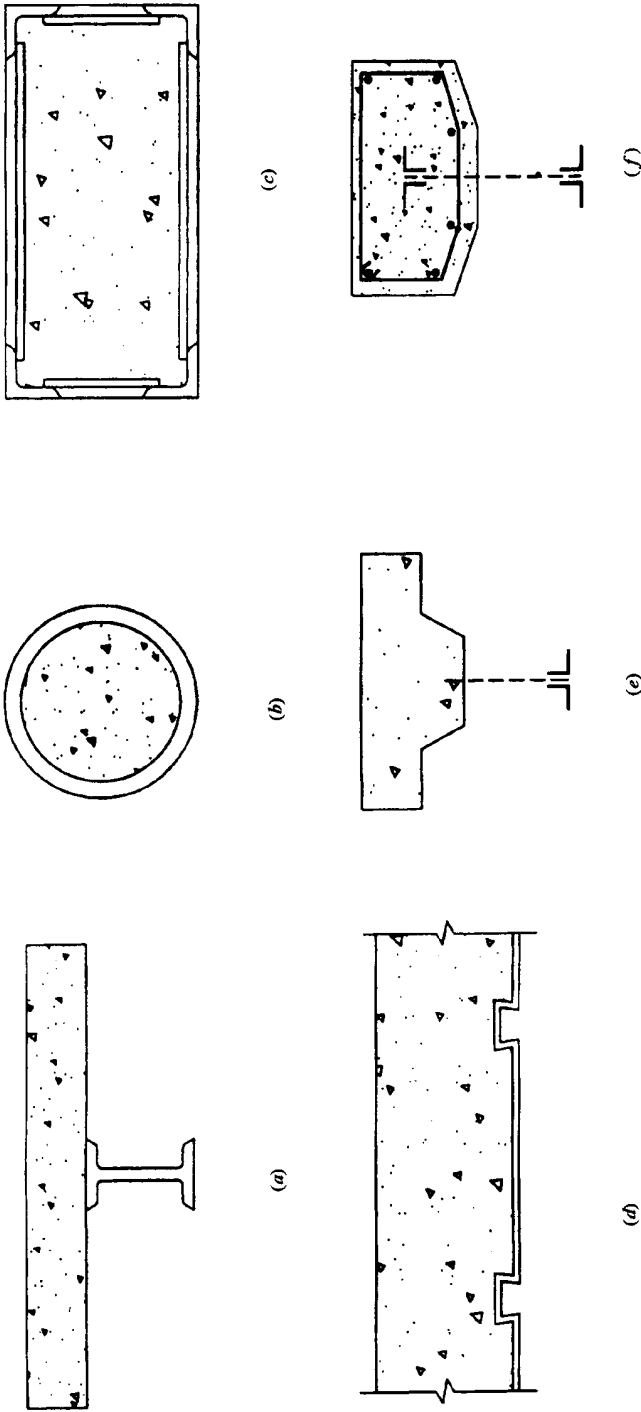
(2) 钢管柱吊装允许偏差须满足设计图纸的要求。

(3) 钢管中的混凝土按《钢筋混凝土工程施工及验收规范》的规定，制作试块，再标准养护 28d，然后测定抗压强度。

(4) 对于已施工完毕的管中混凝土，如发现有不密实的部位，可采用钻孔压浆法进行补强，检查和灌浆完毕后所有小孔应补焊封孔。

(5) 施工中各工序交接时，必须认真检查、验收。各项技术资料必须齐全。工程完成后应将所有资料整理后归档。

第二节 钢—混凝土组合结构设计施工基本图集



(a) 组合梁; (b) 钢管混凝土柱; (c) 外包钢管混凝土; (d) (e) (f) 组合桁架;

图 7-6-1 组合结构的主要形式

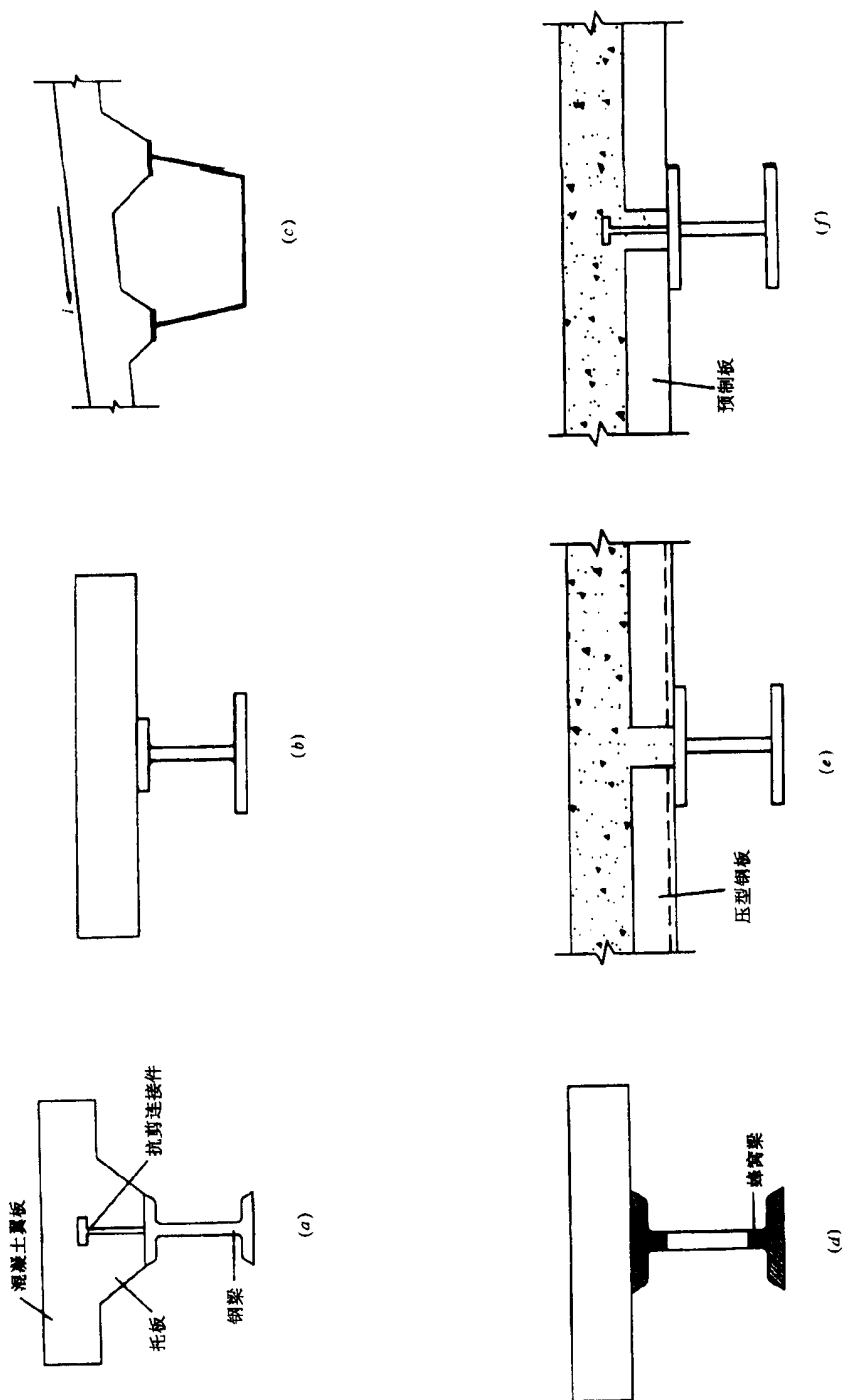


图 7-6-2 组合梁的常用形式

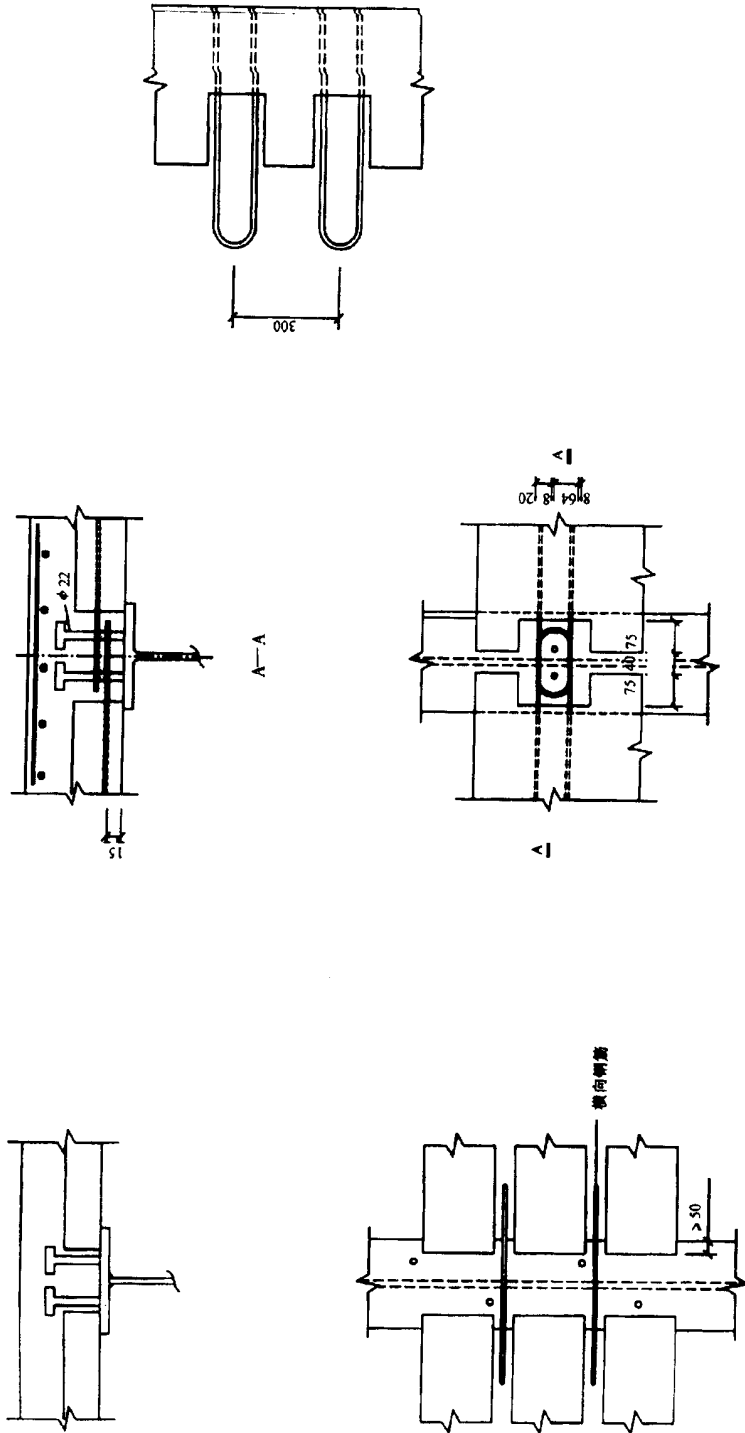


图 7-6-3 预制混凝土翼板组合梁

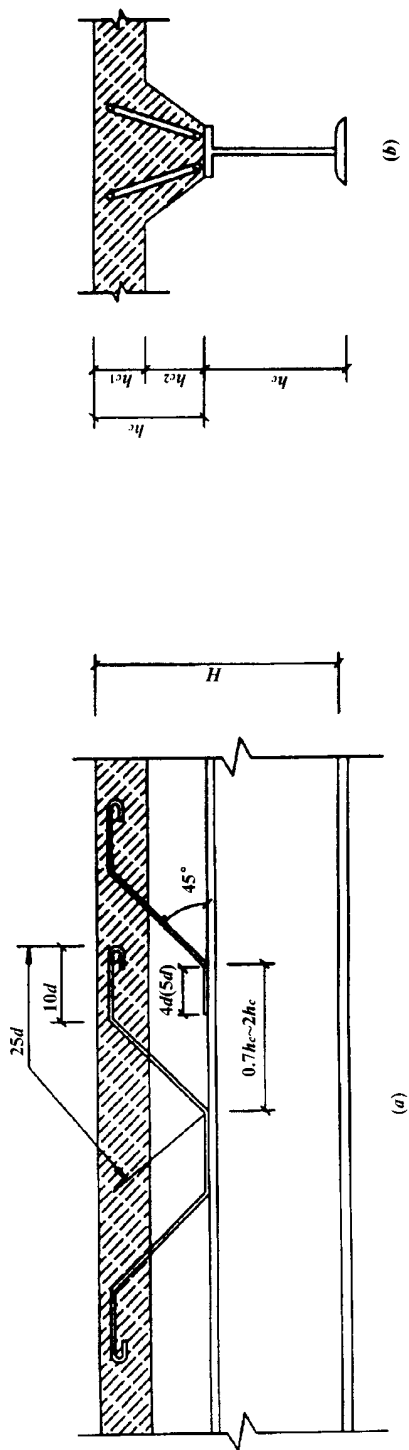


图 7-6-4 弯起钢筋的构造要求

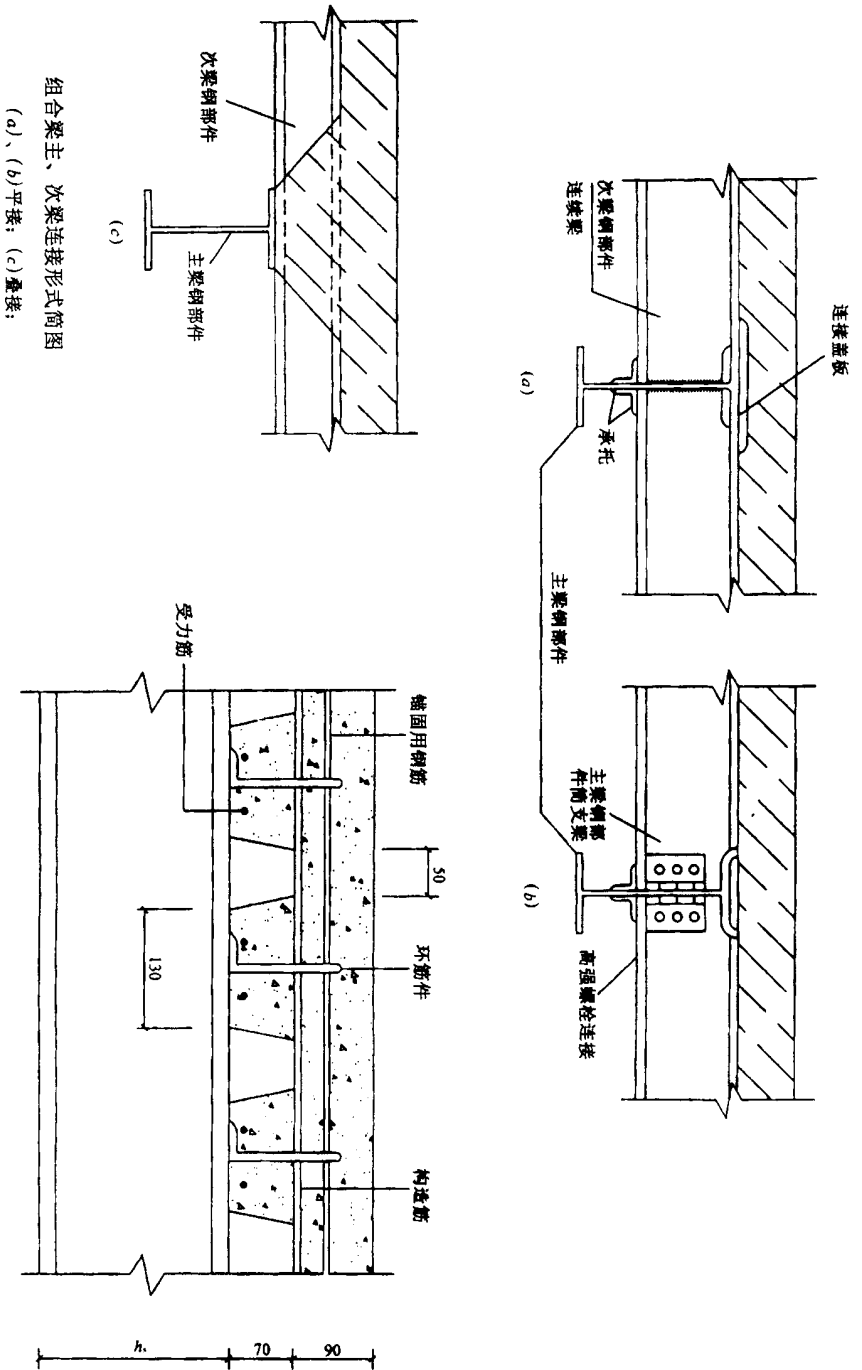
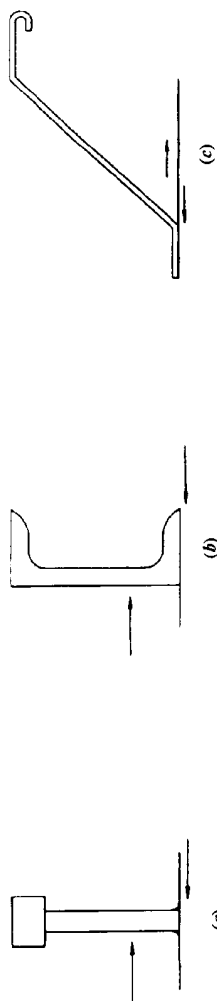
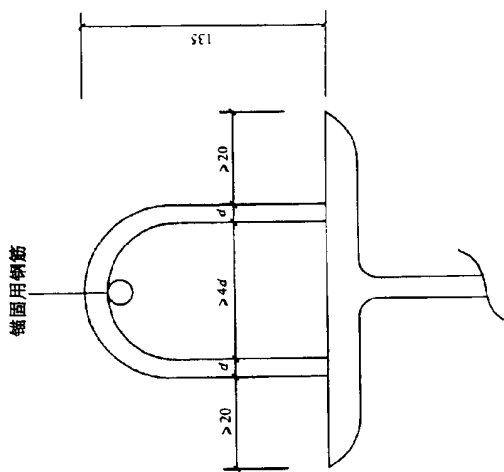


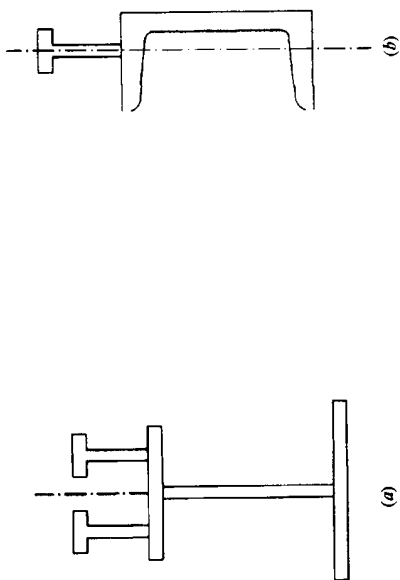
图 7-6-5 组合梁构造



常用连接件前图
(a) 圆柱头螺钉; (b) 槽钢; (c) 弯起钢筋



环筋连接件



连接件配置位置示意图

图 7-6-6 连接件

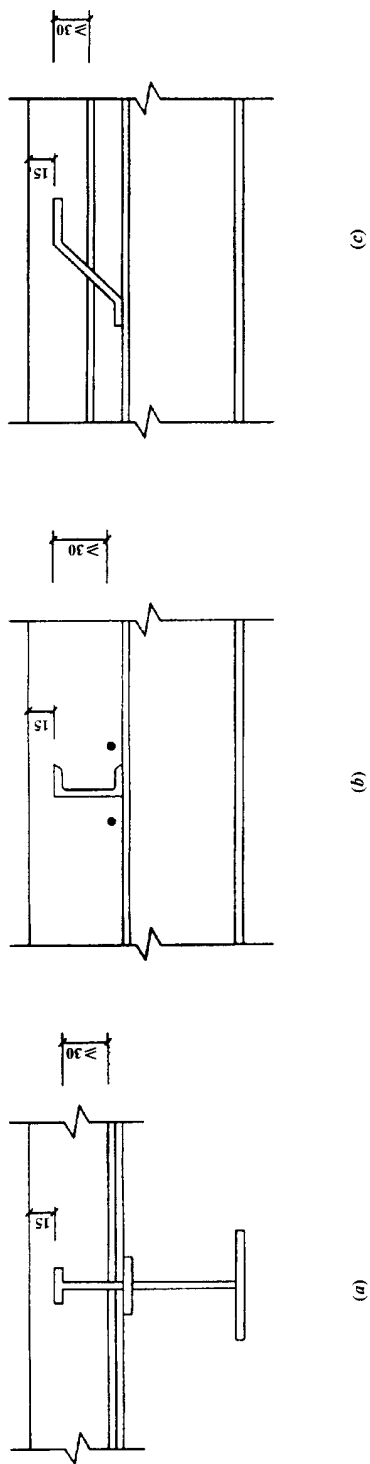


图 7-6-7 连接件的锚固及保护层

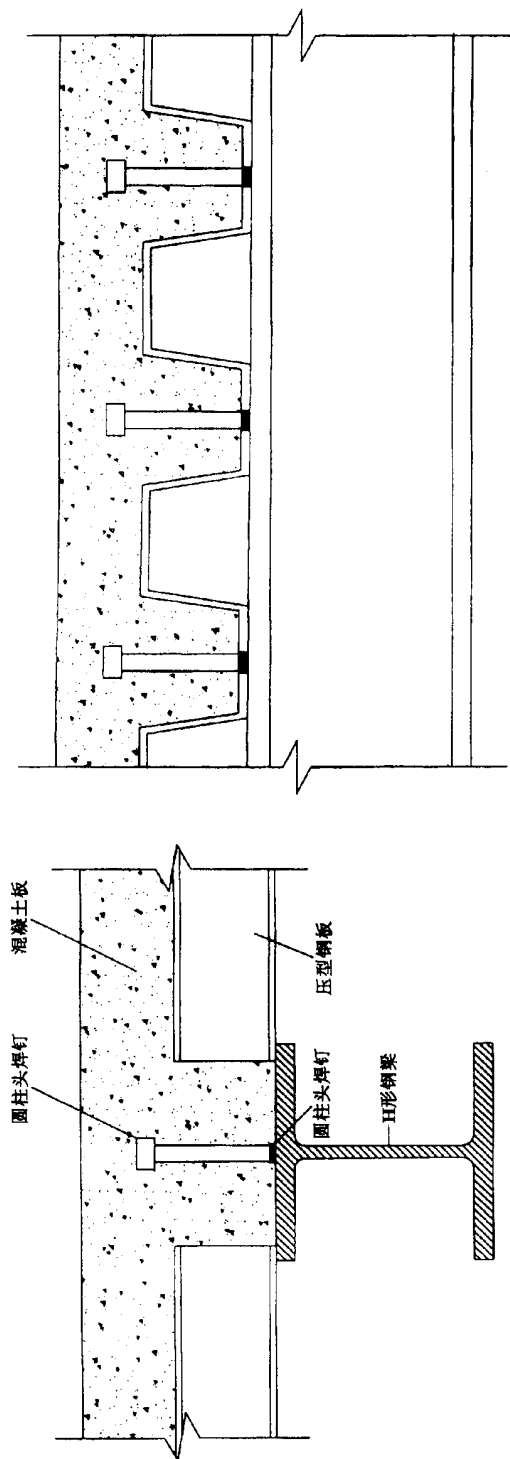


图 7-6-8 钢梁与压型钢板的连接

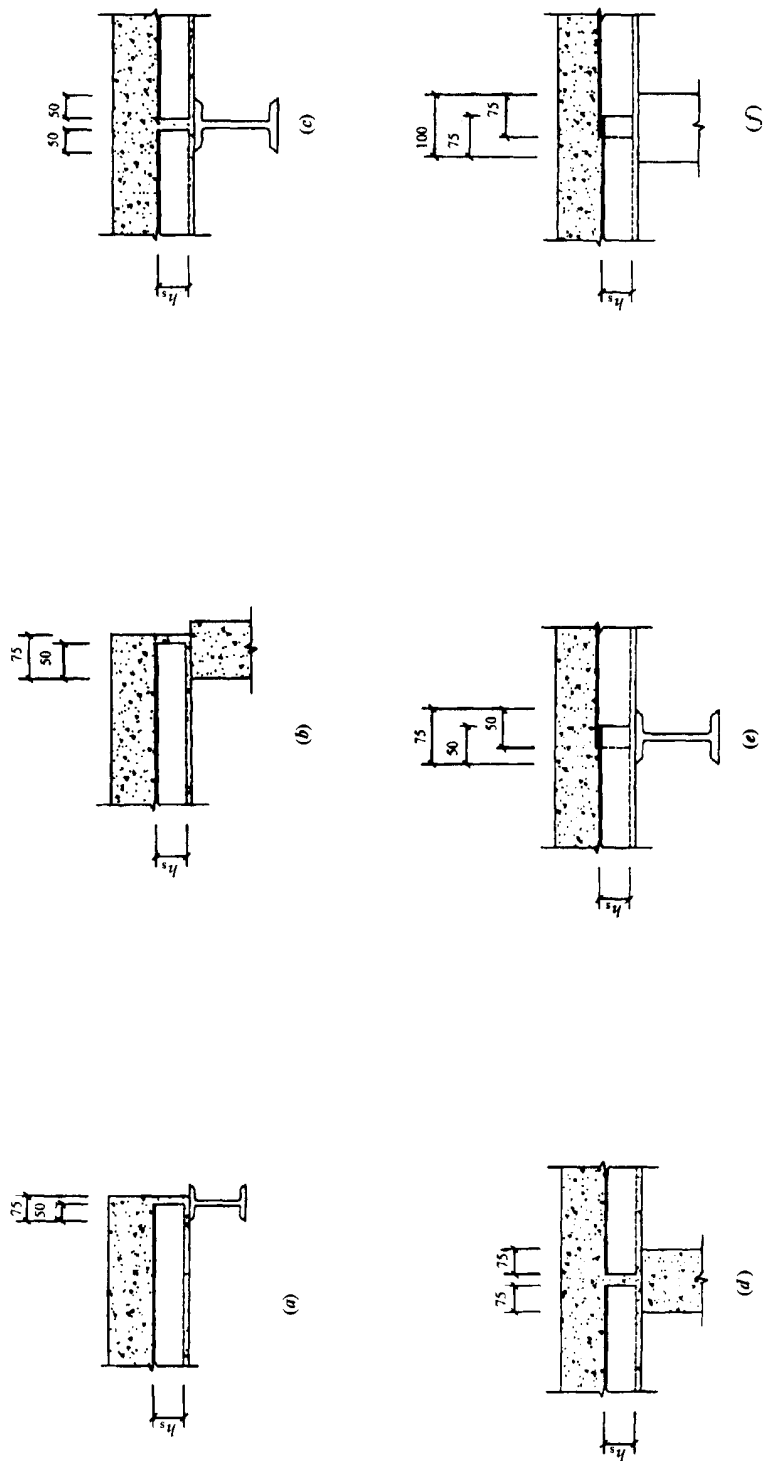


图 7-6-9 压型钢板的支承长度

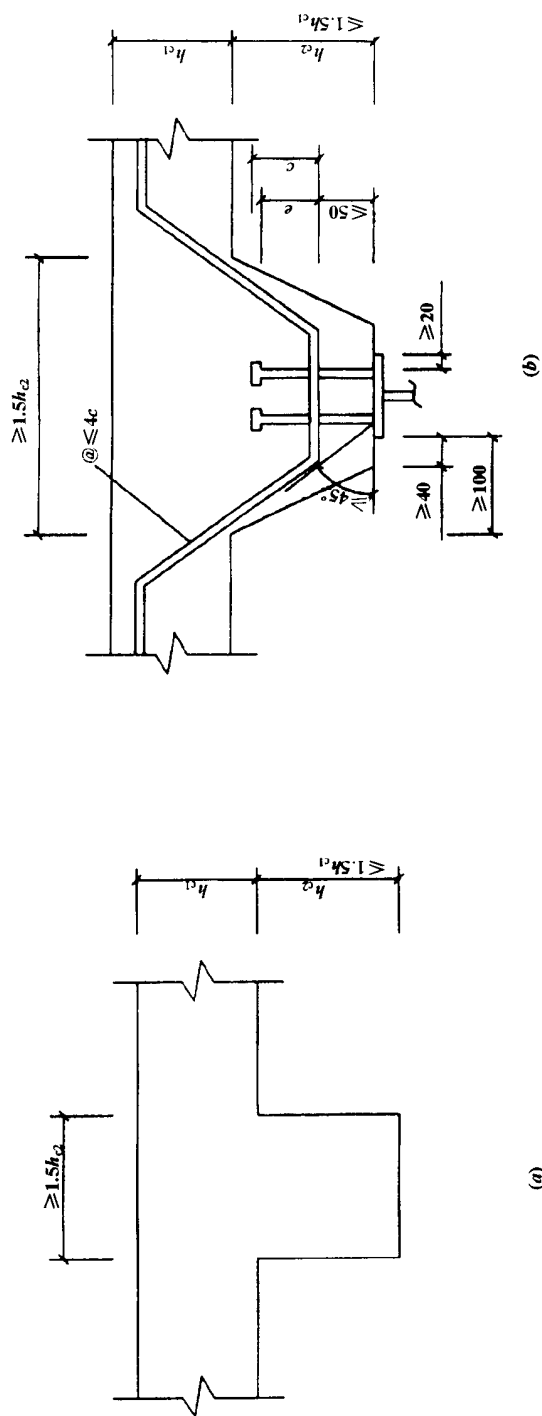
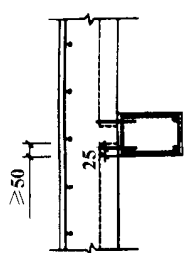
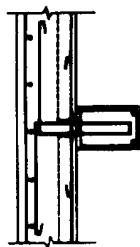


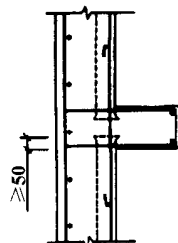
图 7-6-10 托板的截面尺寸



(a)



(b)



(c)

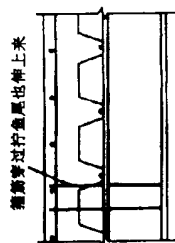
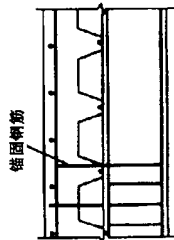
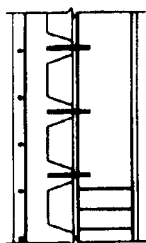
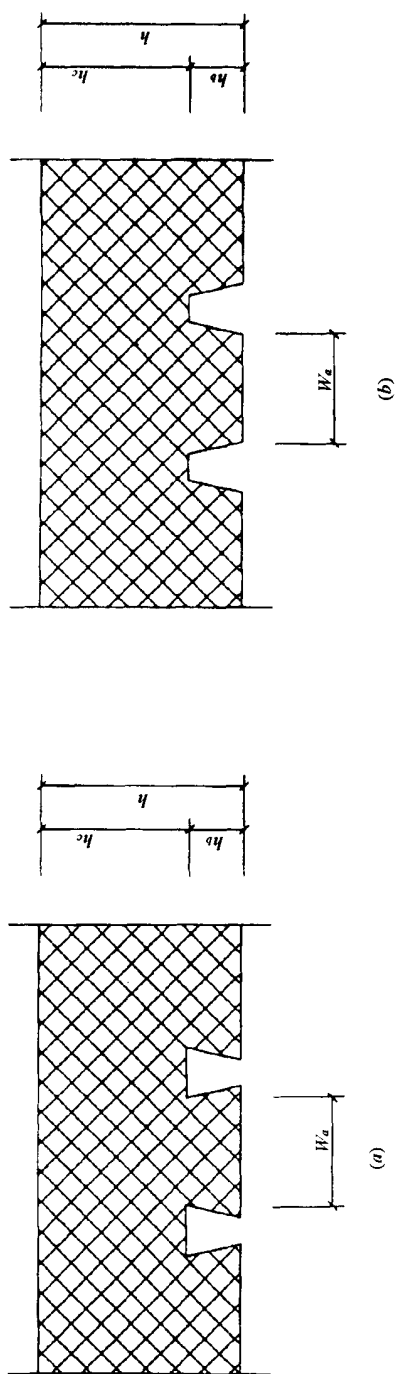
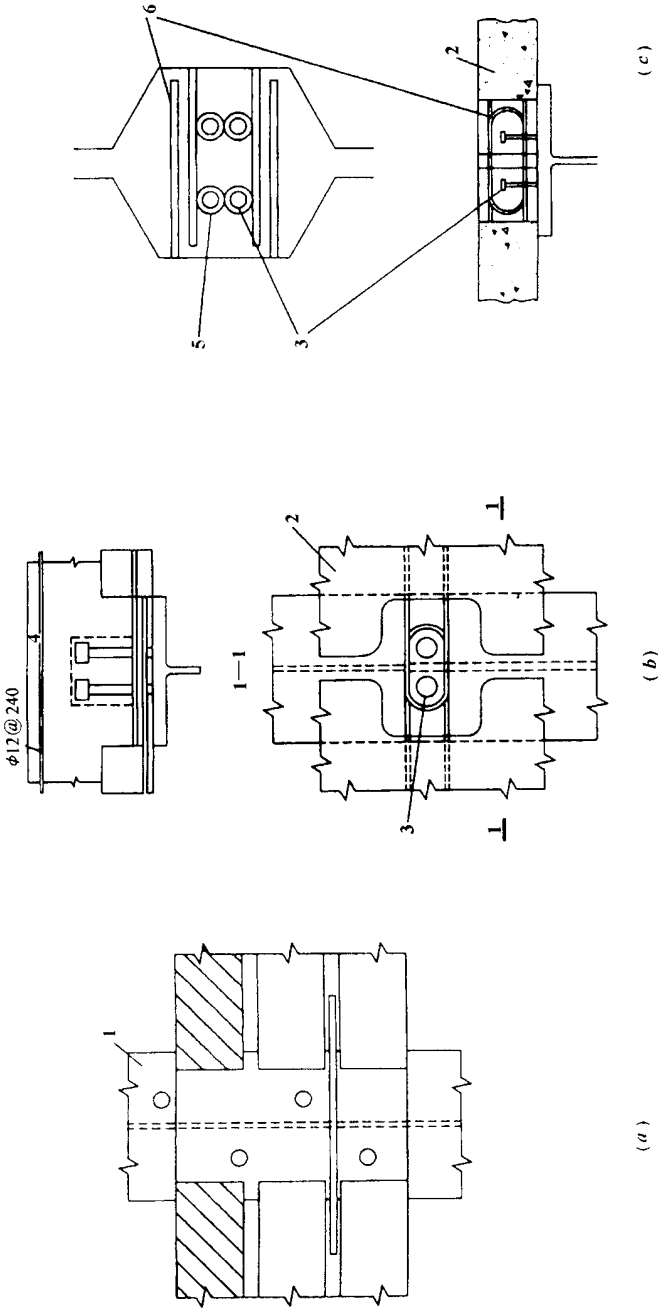


图 7-6-11 压型钢板支承在混凝土梁上的连接



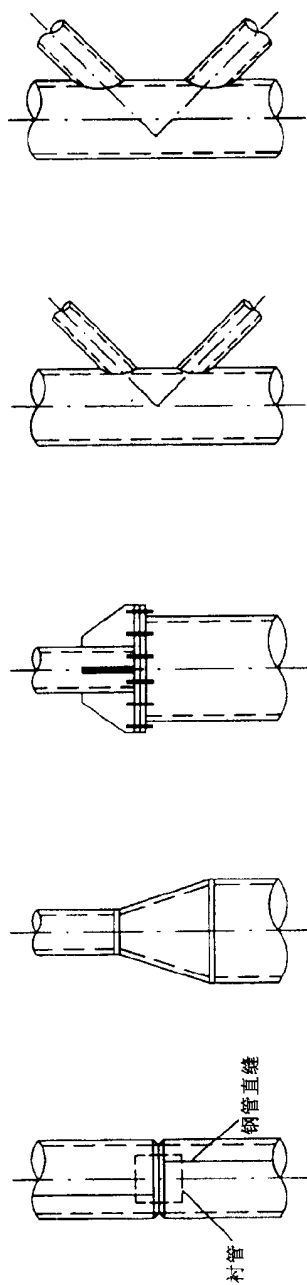
(a)倒梯型槽压型钢板; (b)正梯型槽压型钢板

图 7-6-12 组合板截面



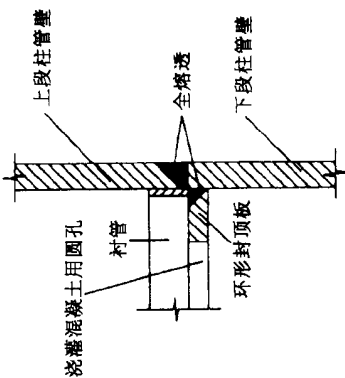
(a)窄板接缝;(b)宽板接缝;(c)圆柱头焊钉套加螺旋筋
1—钢梁;2—预制混凝土板;3—栓钉连接件;4—横筋;
5—螺旋筋;6—伸出钢筋弯钩

图 7-6-13 预制板纵向缝的构造

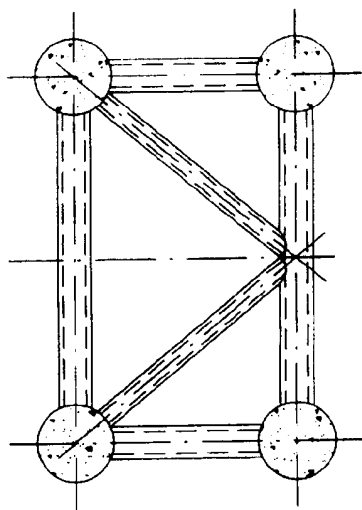


(a) 钢管沿长度的连接

(b) 组合柱缀条节点

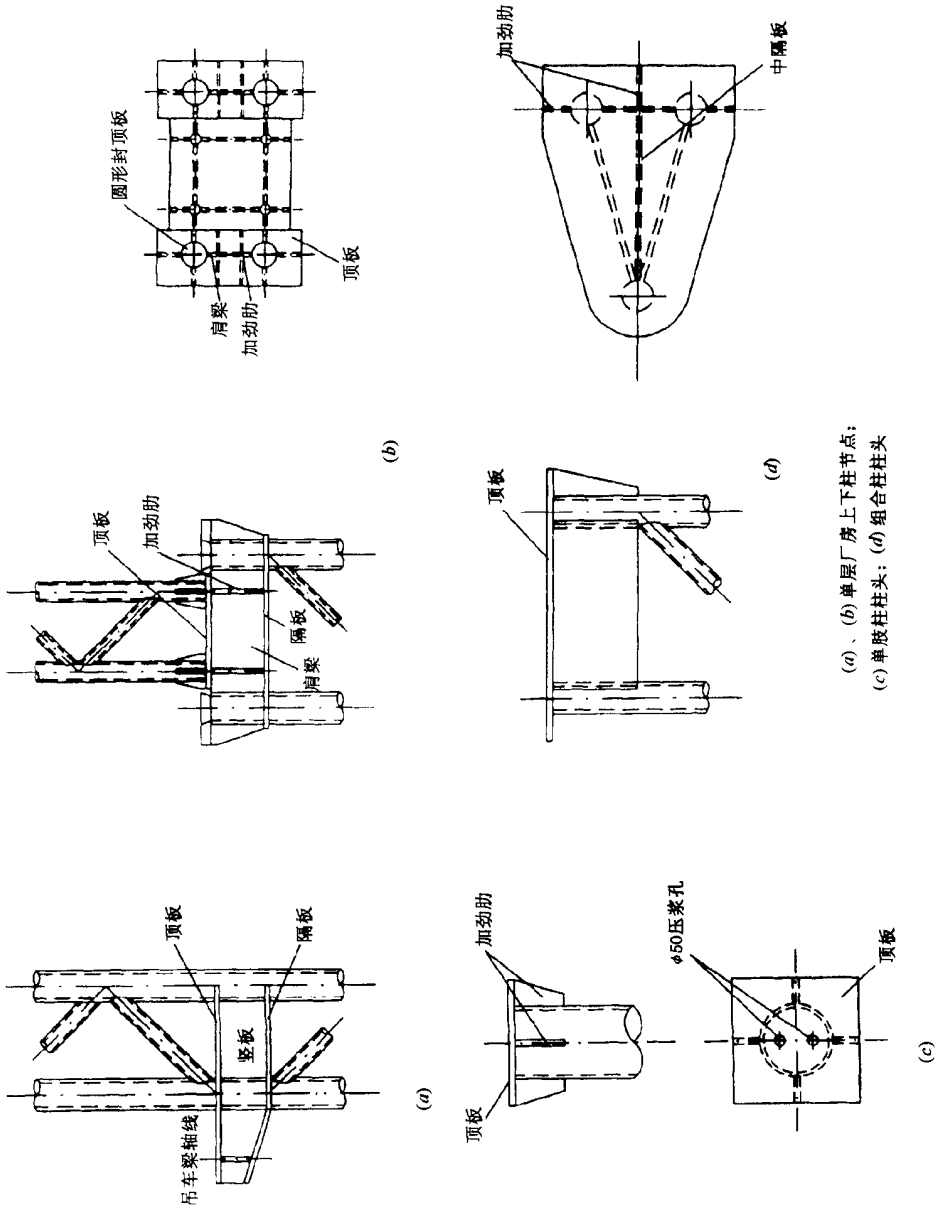


(d) 柱接头构造



(c) 横隔构造

图 7-6-14 组合结构柱(一)



(a)、(b) 单层厂房上下柱节点；
(c) 单肢柱柱头；(d) 组合柱柱头

图 7-6-15 组合结构柱(二)

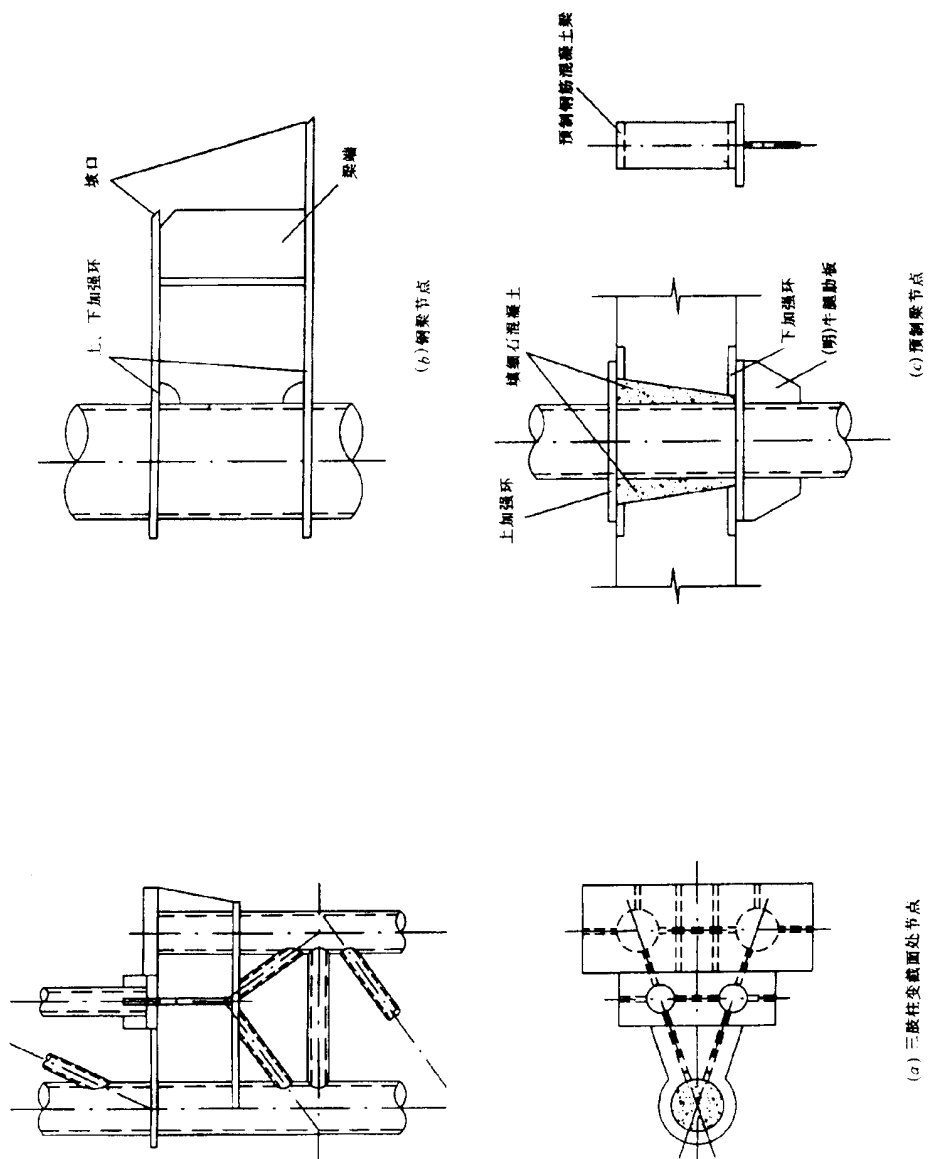


图 7-6-16 组合结构柱(三)

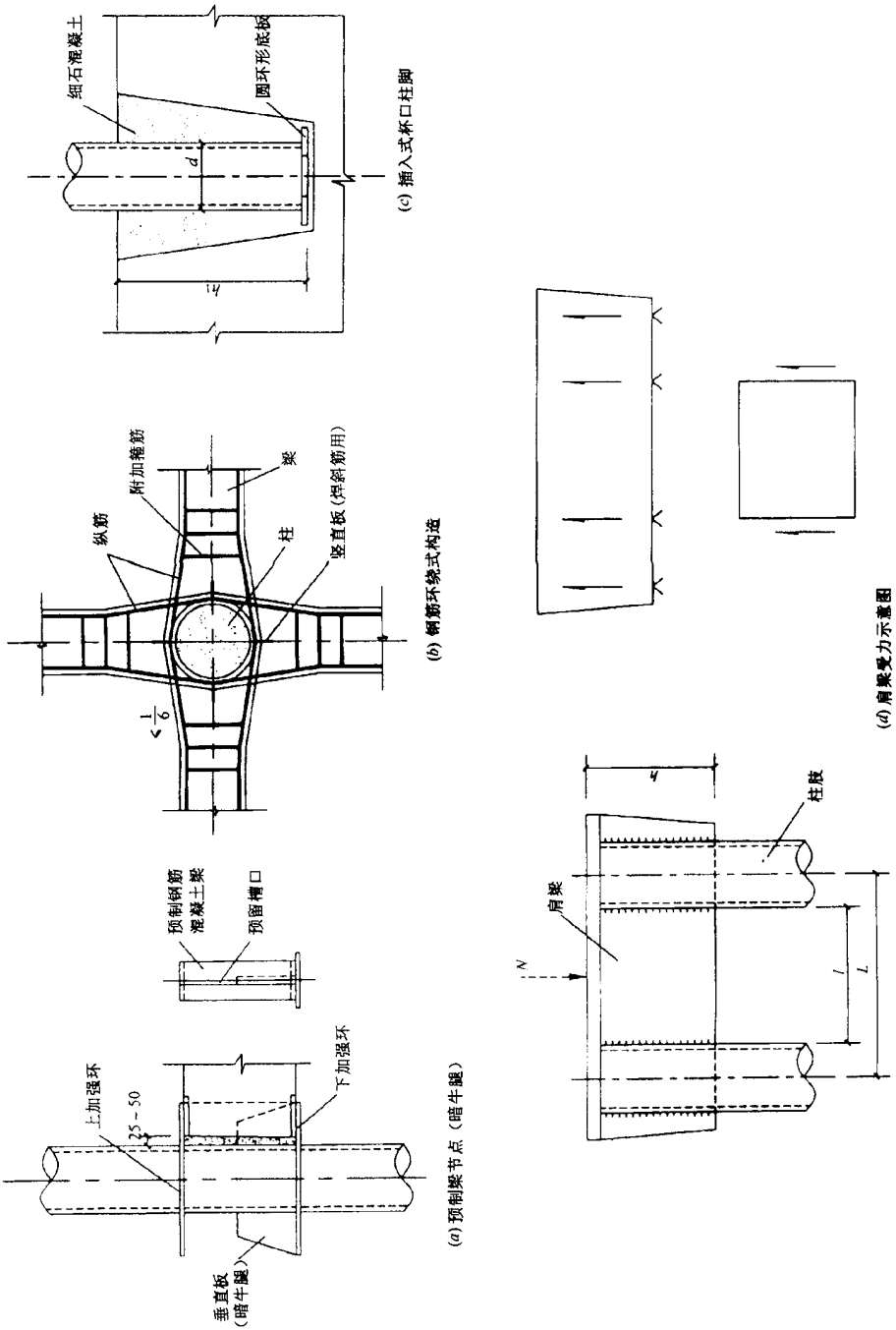
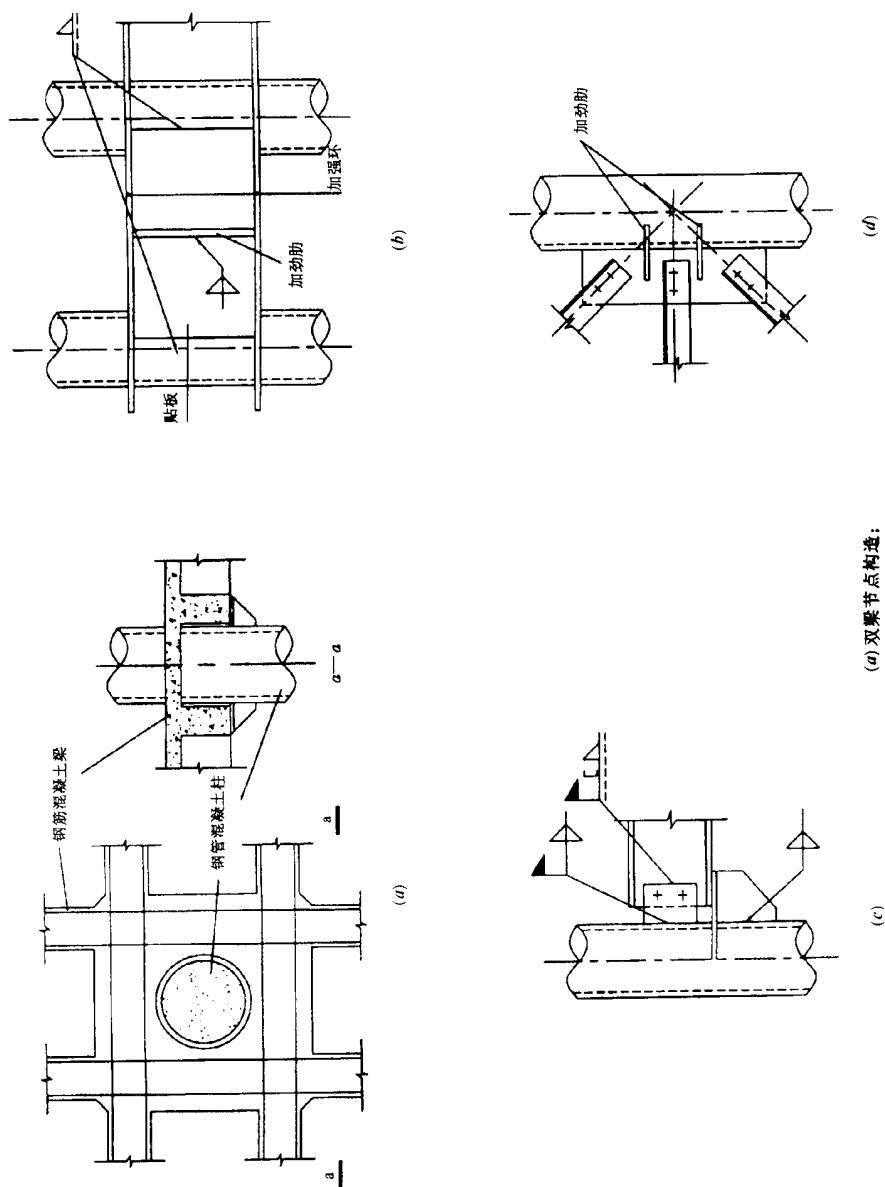


图 7-6-17 组合结构柱(四)



(a) 双梁节点构造;
 (b) 双肢柱节点;
 (c)、(d) 框架梁柱的铰接节点

图 7-6-18 组合结构柱(五)

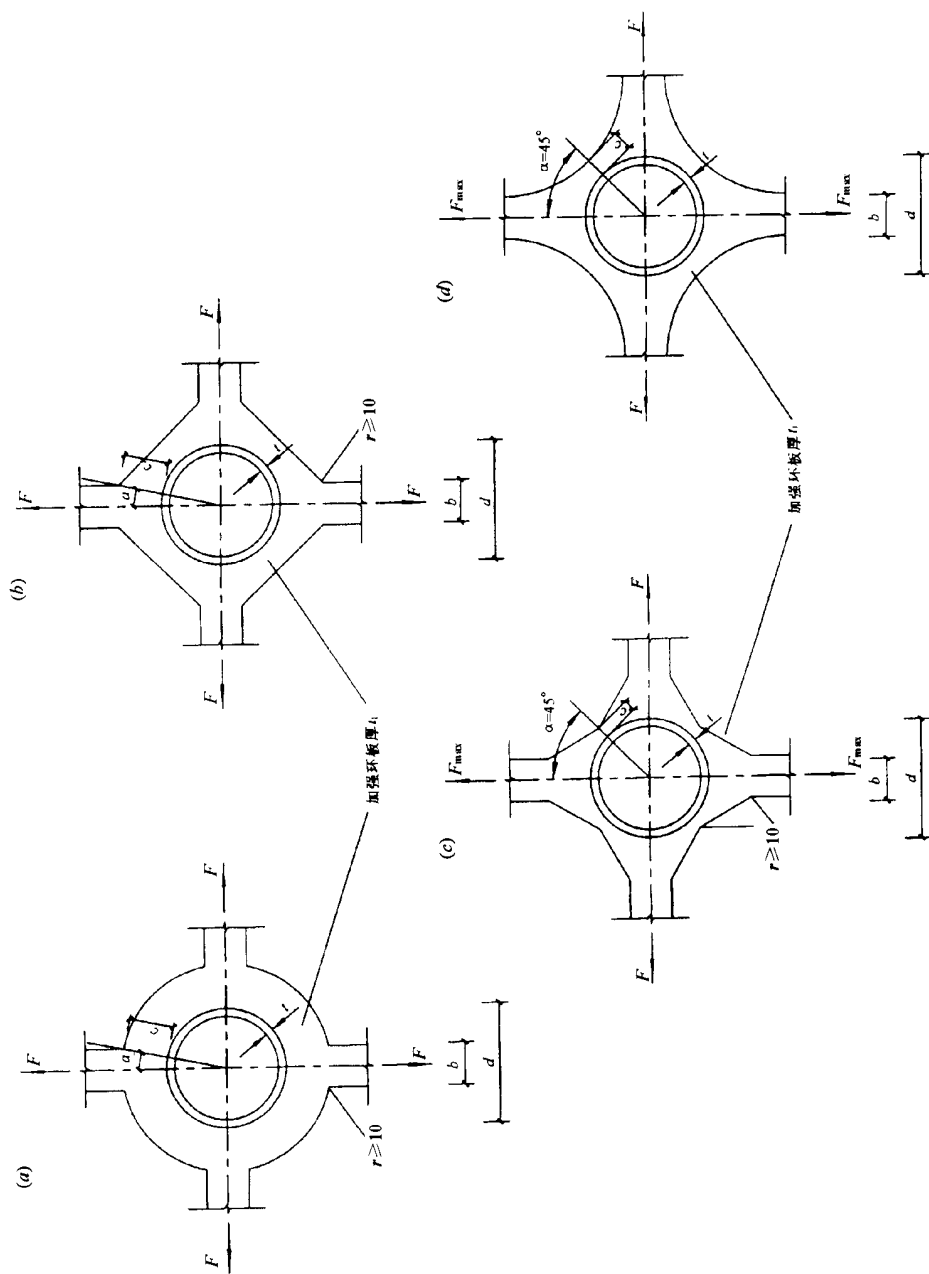


图 7-6-19 加强环板的类型

第三节 钢—混凝土组合结构设计施工实例

一、深圳电力调度通讯楼

(一) 工程简介

深圳电力调度通讯楼(图 7-6-20)位于深圳市深南中路与广深铁路交叉处附近,四面由市交通要道、办公楼、住宅、布吉河包围,地域狭小(图 7-6-21),占地 2030m²,总建筑面积 16400m²。地下一层,几近方形,外围尺寸 46.6m×38.9m,层高 3.2m,局部 3.5m 和 4.5m,为设备用房和地下车库。地面以上主体 24 层,为办公用房,外围尺寸 39.6m×16.5m(图 7-6-22),层高 3.9m,顶面标高 94.7m。出屋面塔楼 8 层,供设备用房等,外围尺寸 7.5m×11m,层高 3.5m,顶面标高 122.7m。微波塔楼 4 层,层高 3.5m,塔顶标高 136.7m,天线 10m,顶标高 146.7m。

该工程为深圳电力资源管理中枢工程,建设之初,要求它将担负特区未来发展所需生产和生活用电的调度、管理、通讯指挥等重要任务。工程内容包括电力调度中心、微波发射塔、供电局行政办公等,需要提供一个尽量大的无柱大空间。

参照国内外地震区钢结构建筑中用得越来越多的偏心支撑框架结构形式,选择钢筋混凝土双筒四柱承重的大型 K 型框架结构形式,除必需的公共设施放在平面两端筒体内之外,中间可提供一个尽量大的无柱大空间,平面尺寸可达 25.6m×16.5m。

该工程项目于 1991 年下半年委托我院设计,该年年底完成初步设计,1992 年 5 月完成施工图设计,由于多种原因,到 1996 年底方施工结束,验收交付使用。使用数年来,历经南方几次强台风袭击,未发现异常反应。

(二) 基本条件

地基情况:填土约 6.0m,基岩深 8~22m,场地土 II 类。

抗震设防烈度:7 度。

基本风压:0.7kN/m²,重要建筑系数 1.2,高层风振系数 < 1.5。

雪荷载:无

楼面使用荷载:200~1000kN/m²

(三) 结构设计与分析

1. 结构选型

按工艺及建筑要求,本建筑需提供一个连续的无柱大空间及相当高度的微波发射塔,在这么狭小的建筑平面内(每层平面约 500 多 m²),中心单筒型不行,在平面两端

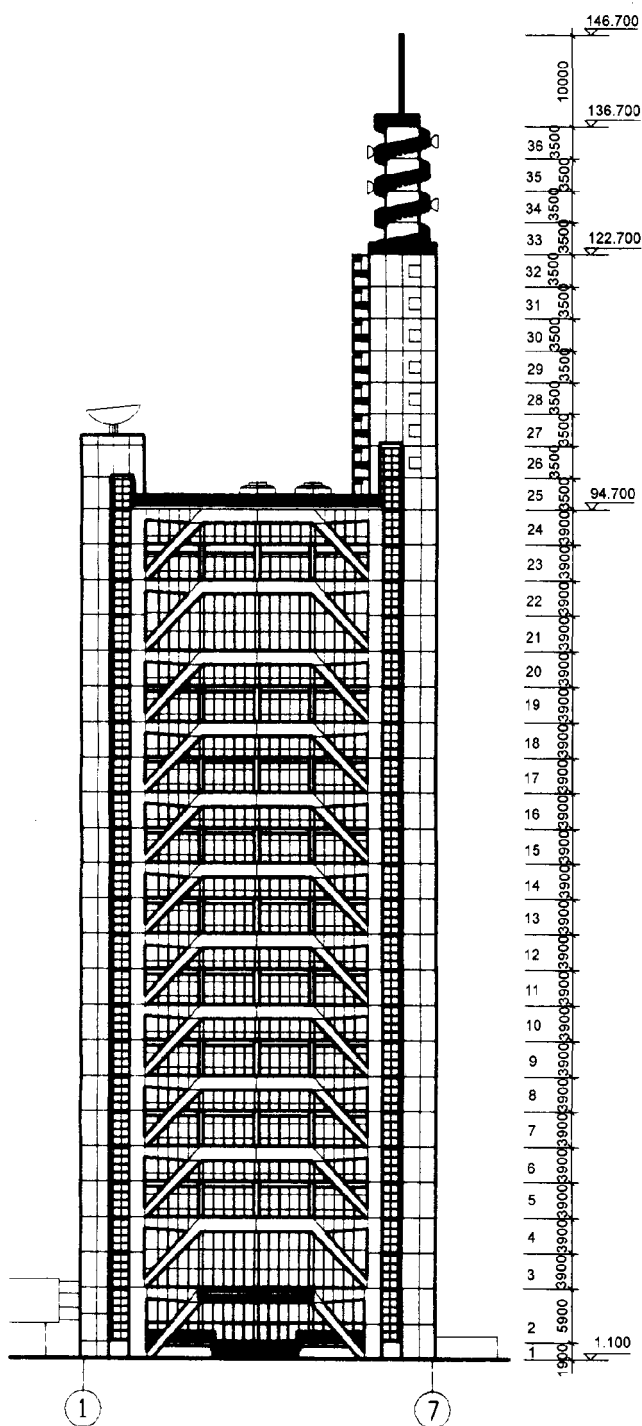


图 7-6-20 南立面图

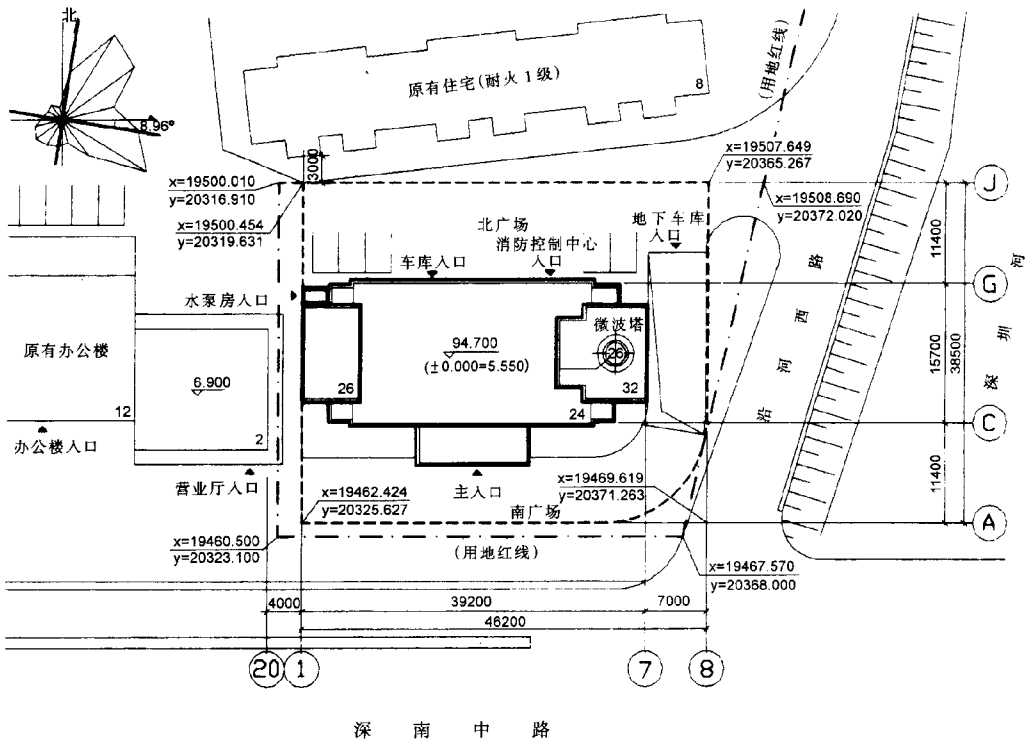


图 7-6-21 总平面图

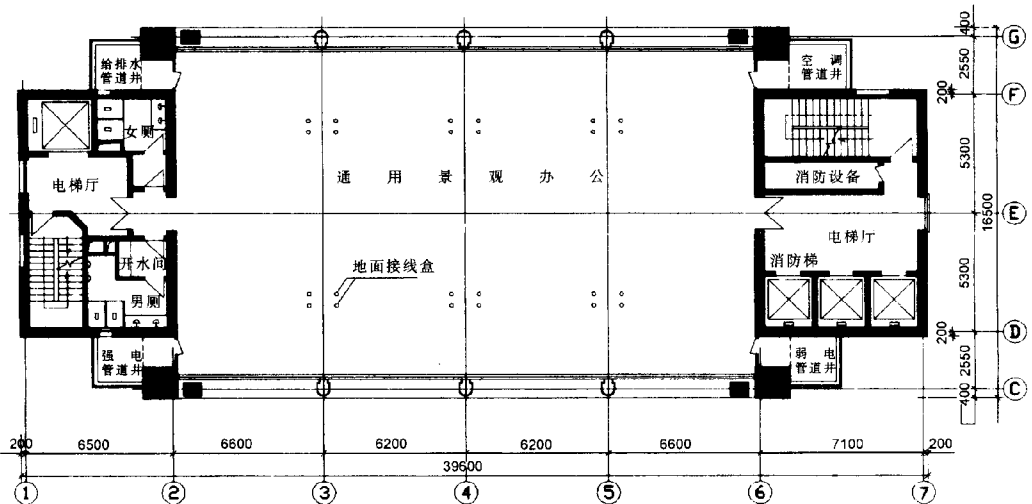


图 7-6-22 标准层平面

各设一筒是较合理的,使中间形成 25.6m×16.5m 自下而上的无柱大空间。可供选择的钢筋混凝土杆件结构体系虽有多种,最后确定的大型 K 形框架结构体系确具有显著优越性,这种仅在平面纵向两边设立的 4 柱承重的偏心支撑(支撑斜杆偏离梁柱轴线交

点) 框架结构在两支撑之间形成一段耗能的短梁, 使之兼而具有中心支撑桁梁(支撑斜杆轴线与梁柱轴线交汇于一点) 的强度、刚度和一般框架结构的良好延性及耗能能力。图 7-6-23 中三角形 ABC 是一几何不变体系, 可理解为柱边附着的一节刚臂, 相当于柱截面的加大, 使柱间梁跨度大大减小。柱截面薄弱部位在节点位置 A、C 处, 只要各杆件轴线交汇于一点, 斜杆 BC 在柱中产生的剪力及附加弯矩不会太大, 在地震反复荷载作用下, 也不会先期发生塑性变形而破坏, 设计时, 将耗能段考虑在 BB 段, 控制梁 BB 的节点配筋, 让先期出现的塑性铰发生在梁 BB 的 B 节点, 使抗震要求得以实现。

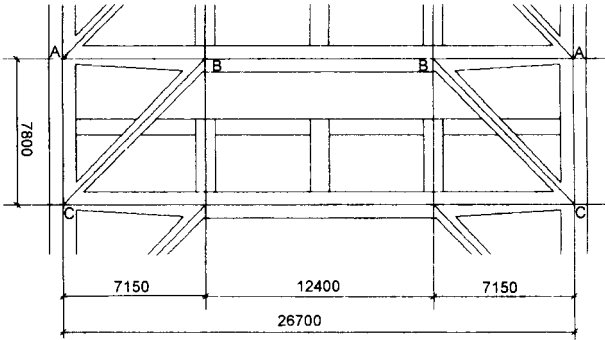


图 7-6-23 K 型框架平面

2. 结构布置

K 形框架承重柱间跨度 26.70m, 使 K 形框架获得最佳承载效果, 其三角形 ABC (图 7-6-23) 的 AB 段宜取该跨度的 1/4 ~ 1/3 即 6.7 ~ 8.9m 之间, 相应三角形高度 AC 即 K 形框架层高也应取在此尺寸之间。为适应建筑造型, 取 K 形框架层高 7.80m, 跨越建筑层两层, 其中间层用小柱支承在 K 形框架梁顶, 两标准层结构布置分别见图 7-6-24、图 7-6-25。横向大梁跨度也有 15.70m。为了加大建筑空间有效高度, 所有水、电、空调管道都从横向大梁中间穿过, 横向大梁中开的大小管孔很多(最大者 800mm × 250mm), 被称做“蜂窝梁”。

3. 主要构件截面尺寸及混凝土强度等级

主要构件截面尺寸见表 7-6-1

表 7-6-1 主要构件截面尺寸及混凝土强度等级

构 件	地下室	1~2 层	3~6 层	7~12 层	13~18 层	19~24 层	25 层以上	
筒	外墙厚	500	400	400	300	300	250	
	内墙厚	200						250
K 形框架	柱	1800 × 2750	1800 × 1400	1500 × 1400	1500 × 1200	1500 × 1050	1500 × 900	无
	端梁	800 × 800 ~ 1400						无
	中梁	800 × 1400						无
	斜柱	600 × 600 ~ 1000						无

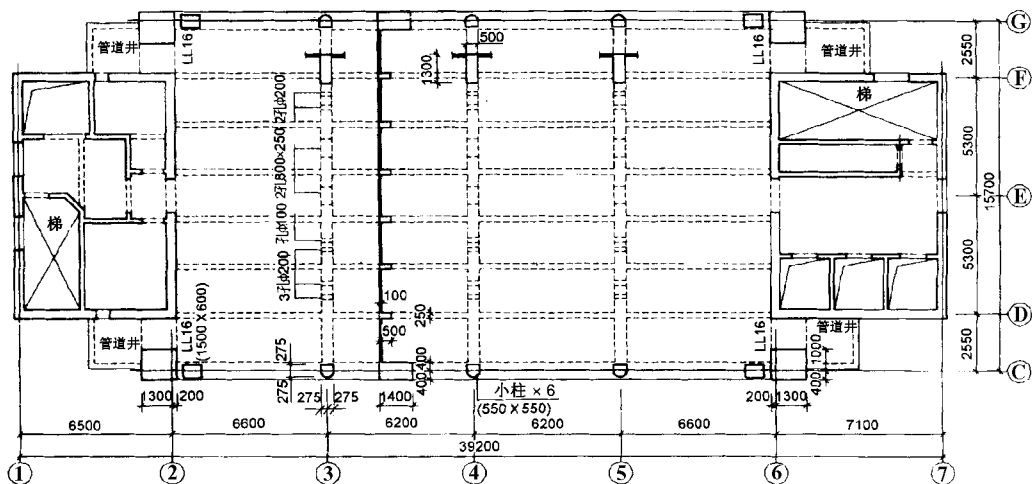


图 7-6-24 K 架顶标准平面

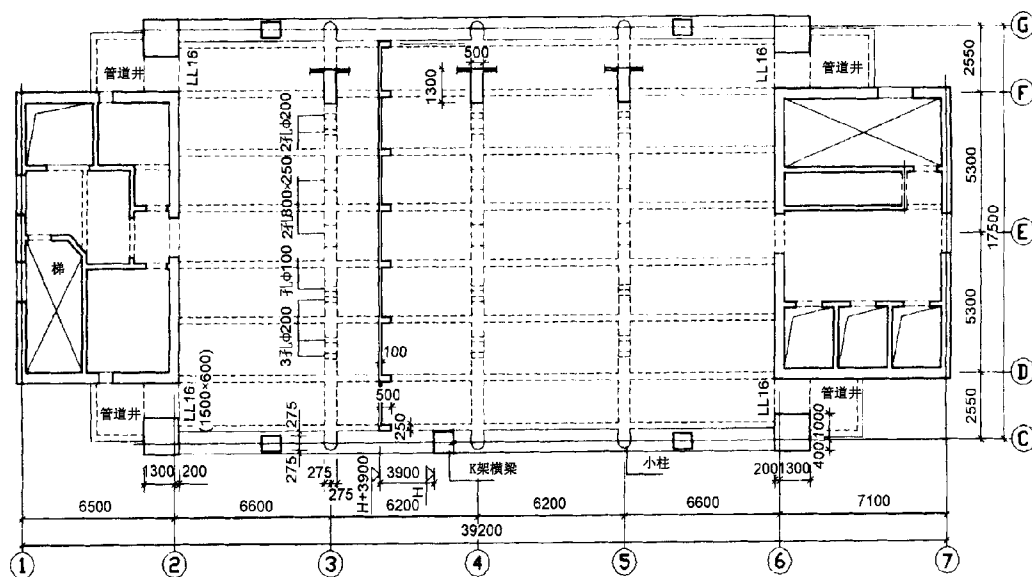


图 7-6-25 K 架中夹层平面

混凝土强度等级：筒、柱 - 1~8 层 C40，9 层以上 C30，梁板结构均 C30。

4. 结构计算

(1) 结构特点及对比计算

本工程建筑层层高 3.90m，K 形框架单层层高 7.80m，跨两建筑层层高，且带斜杆，当时手头所具备的计算程序为中国建筑科学研究院编制的 TBSA3.0 和北京土建学会编制的平面框架计算程序 PK，不能包容这种结构模型，为此对结构模型进行多种简化、合并，以作对比计算，例如将建筑层两层合并为一层计算，以适应 K 形框架的受力特

点，双塔楼减去一塔楼和两塔楼都减去计算，K形框架按平面片结构计算，针对K形框架4承重柱与筒体间连系梁(LL16)跨度小、受力反应敏感，采取施工模拟及一次性加载的对比计算等。

(2) 主导计算

将K形框架斜杆在中间夹层标高处坐标算出，并在该处加无限小柱与小梁以适应TBSA程序斜柱上下端定位需要，按建筑实际总层数用TBSA3.0计算作为本工程的主导计算，其计算结果的主要力学性能指标见表7-6-2

表 7-6-2 计算结果

指标项		X向(纵向)	Y向(横向)
结构基本周期(s)		2.306	2.117
地震底部剪力(kN)		3624	3653
风荷载总计(kN)		4591.9	9080.9
风荷位移	K形框架顶 Δ (mm) Δ/H	43.46 1/2179	57.80 1/1638
	塔顶 Δ (mm) Δ/H	81.05 1/1687	98.52 1/1387
地震位移 (程序输出值)	K形框架顶 Δ (mm) Δ/H	27.21 1/3480	22.59 1/4192
	塔顶 Δ (mm) Δ/H	49.00 1/2790	40.12 1/3407

(3) 截面抗震计算

主导计算及几种对比计算结果都可以看出，由于K形框架斜柱的作用，K形框架柱几近于轴心受压，仅需按构造配筋，充分体现了K形框架优越的承力特性，考虑到该工程的重要性，结合当时已开始实施的89规范，对K形框架作了不同级别的抗震等级的规定，K形框架三角形部位按一级，中间梁BB按二级，并对中间梁BB做竖向荷载作用下的弯矩调幅。手算的具体步骤如下：

①由程序TBSA或PK计算得到的实际内力对K形框架中梁BB按偏拉或偏压(随上一层K形框架的荷载大小不同，本层K形框架中梁轴力反映出拉压不同)计算梁端与跨中配筋。

②按89混凝土规范(8.3.2-2)式二级抗震等级计算中间梁梁端剪力设计值，计算比实际剪力的提高系数为 η_v 。

③将K形框架的三角形ABC部位的杆件抗弯承载力放在与中间梁抗剪承载力同一等级上，即将三角形部位杆件的弯矩、轴力平均提高 η_v 倍进行强度配筋，而该部位杆件剪力则按(8.3.2-1)式一级抗震等级予以提高。

④按89抗震规范6.2.8条对B节点核心区进行抗震验算，并配以必要的核心区横

向箍筋 (图 7-6-26 ~ 图 7-6-28)。

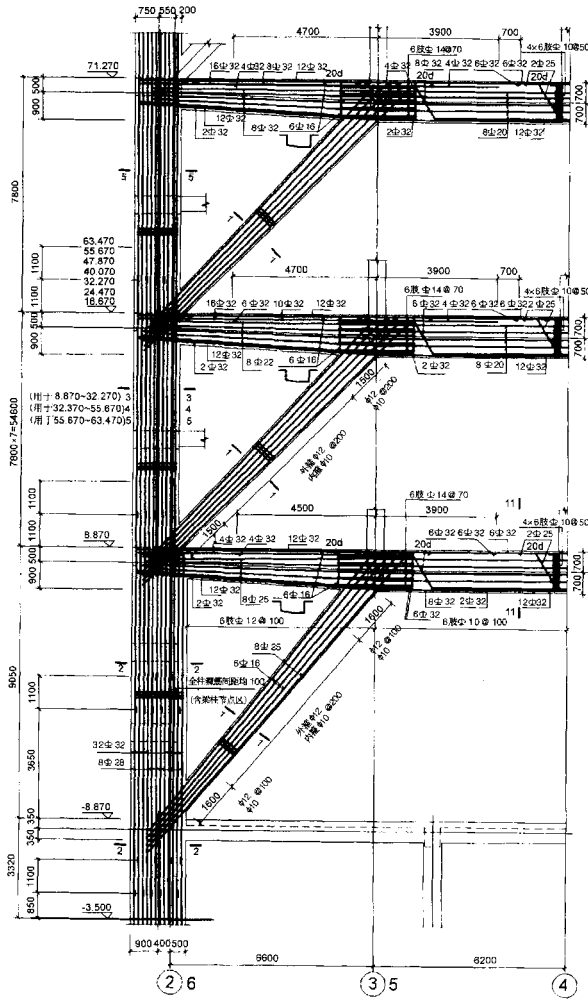


图 7-6-26 大型 K 框架详图

另外，筒体按照二级抗震构造。

(4) 温度内力计算

本建筑在两端设筒体，满足了连续大空间的建筑需要，但由于筒体的刚度较大，对各层楼板的纵向长度伸缩给定了限制，施工时间夏冬日期不定及使用时期空调内外温差变化，将在混凝土楼板内产生一定的温度应力，因而必须对此做必要的定量计算。

将结构考虑为左右对称情况，对称轴放在中庭一半，即离两端筒边各 $25.6 \div 2 = 12.8\text{m}$ 处，各层楼板考虑为水平链杆，一端在对称轴，设为不动铰，一端铰接于筒体。将链杆（楼板）温度内力的集中作用连续化处理为分布作用于悬臂梁式的筒体上，建立筒体悬臂梁在分布荷载作用下的微分方程，求解出筒体的位移方程，从而计算出水平链

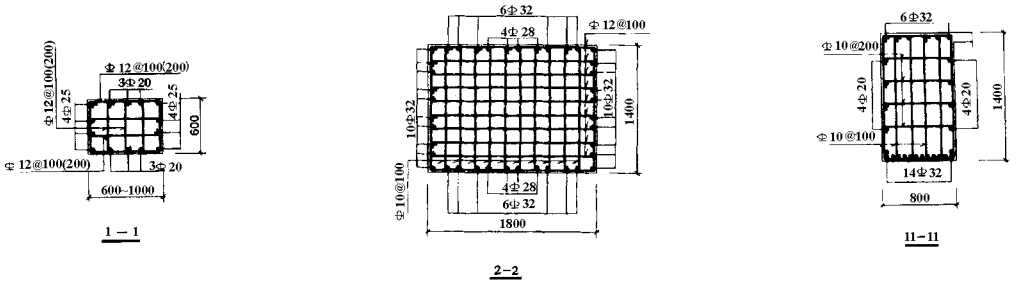


图 7-6-27 K 架构件截面

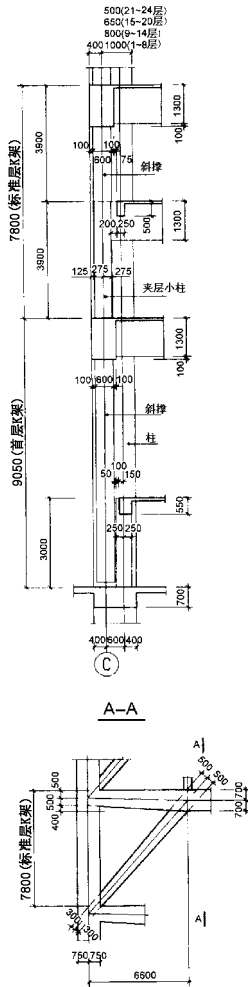


图 7-6-28 变截面杆尺寸规格

杆(板)中产生的轴力。再计及混凝土徐变发生的应力松弛(取松弛系数 0.3),最后计算得地下室顶板增加的温度应力钢筋最大,每米长度板正负筋共需增加 $13.8\text{cm}^2/\text{m}$,上层楼板增加量依次快速递减,至第 5 层已降至共增加 $1.92\text{cm}^2/\text{m}$,屋顶板温度应力钢筋需增加 $2.54\text{cm}^2/\text{m}$ 。

(四) 模型试验

为了验证大型 K 形框架结构计算的正确性,考察结构在相应竖向荷载和小震水平反复荷载作用下的受力、变形和裂缝情况,结构弹性反应的极限, K 形框架中间梁段的端部是否先期出现塑性铰,在相应大地震反复水平荷载作用下结构的滞回特性、变形能力、极限变形及破坏形态以测定其延性,以及验证整幢建筑的地震动力反应特性,判断结构的安全性,与中国建筑科学研究院工程抗震研究所合作,做了 K 形框架 3 层 1:4 的钢筋混凝土片结构静载试验及整体建筑 1:60 的有机玻璃模型地震波振动台试验,试验结果反映出预期的设想。

(五) 地基基础

1. 场地地质条件

场地自然地面在绝对标高 5.50m 左右, ± 0.000 定在 5.30m, 下卧花岗岩强中风化层层厚较薄,微风化层顶面埋深较浅,其上夹有粉质粘土及粗砾砂层,由于场地临近布吉河,地下水量较丰富,粗砾砂层渗透性较好(渗透系数 $0.02\text{cm}/\text{s}$)且北边 8 层住宅楼沉管灌注桩埋深较浅(平均桩长仅 6m),给本工程基础及地下室的施工造成一定难度。

2. 基础设计

鉴于强、中风化岩层较薄,微风化岩面较浅,地下水丰富,大面积降水可能使填土层重新固结引起临近建筑基础沉降不均而导致房屋裂缝损坏,本可以优先选用冲孔灌注桩,以微风化岩作持力层。但冲孔灌注桩也有其自身不足之处,例如污染城市环境、噪声扰民等,最后终决定采用人工挖孔桩。为了防止降水对临近建筑基础的影响,北、西向做人工挖孔挡土桩,并先后做两道化学灌浆围幕,挡土桩跳孔施工,自身孔降水,各工序紧密配合,也达到了满意的效果。挡土桩在设计时即考虑与工程桩并用,节约了工程造价。

3. 地下室

地下室底板厚 500mm 筒体下承台板厚 2100mm,地下室外墙厚 30~400mm。

(六) 主要技术经济指标

1. 工程造价

按施工结算得到的部分数据,上部结构土建造价 1950 万元。

2. 结构材料用量

地面以上混凝土用量 7590m^3 ,折合单位面积混凝土平均厚度 $52\text{cm}/\text{m}^2$ 。钢材用量 1590t,折合单位面积钢材用量 $109\text{kg}/\text{m}^2$ 。

二、上海大剧院结构设计

本工程通过国际招标，法国建筑师以其“天地呼应，中西合璧”的方案一举中标。扩初设计及施工图设计（包括各工种）由华东建筑设计研究院承担。

上海大剧院位于上海市中心人民广场西北侧，南临人民大道，隔人民广场和上海博物馆相望，西临黄陵北路，北临人民公园和上海老图书馆，东毗人民广场中轴线北端的市府大楼。上海大剧院用地面积 21644m^2 ，占地面积为 11528m^2 ，总建筑面积为 62803m^2 （地上 6 层 38090m^2 ，地下二层 24713m^2 ），地下两层，地上六层，高度为 42.2m 。

大剧院的顶部为一月牙形反拱钢屋盖，内有二层，局部三层（见图 7-6-29、图 7-6-30、图 7-6-31），总面积约 22000m^2 （包括屋顶技术层），南面是多功能厅，休息厅，北面是设备用房，屋顶是技术层，它的几何尺寸为：纵向长 100.4m ，横向宽 94.5m ，纵向悬挑 26m ，横向悬挑 30.9m ，圆弧半径 $R=93\text{m}$ ，拱高 11.52m 。整个钢屋盖由位于③、④、⑤轴线上的六个钢筋混凝土电梯筒体作支撑柱，由于较高的隔音及抗震要求，它与下部的主舞台、观众厅等钢筋混凝土建筑完全脱开（留有隔音缝），同样拱顶下部的钢筋混凝土建筑又分成 11 个独立单元，相互间也各有缝隔开，它们是主舞台、后台、左右侧台、大排练厅、布景拆卸车间及观众厅（1800 座位），包括升降乐池、看台、包厢等。室外大踏步、左右喷水池与主体结构脱开。大剧院工程结构是由完全独立的二组结构组合在一起。一组是钢屋盖与 6 个电梯井支承柱，另一组是钢筋混凝土 6 层主结构，它们由共同的底板连接为一个整体。

上海地区风荷载基本值 $0.55\text{kN}/\text{m}^2$ ，本工程取 $0.6\text{kN}/\text{m}^2$ （50 年一遇），抗震设防烈度按 7 度计算，8 度抗震构造设计，场地土为 IV 类。工程尚根据上海地区的温度变化及钢结构的施工季节，取计算温度差为 $\pm 30^\circ\text{C}$ 。

下面分三部分介绍：

（一）上部拱顶钢屋盖（见图 7-6-32）

1. 工程技术的难点

本工程由于建筑体型不能变，结构的截面尺寸受到限制，技术难度大，具有一系列特点。首先是荷载大，竖向使用荷载达 13250t ，承重主钢架自重达 4400t ，各楼层钢梁及节点自重达 900t ，整体提升重量达 6075t （其中包括附带提升上去的舞台钢桁架 120t 及地锚，加固支撑及提升用具等重量）。其次是悬挑长度大，钢屋盖纵向悬挑 26m ，横向悬挑 30.9m ，如此大的双向悬挑是非常罕见的。再次是平面布置不规则，由于建筑功能的要求，舞台从北部穿越拱顶，拱顶上开了个 $32 \times 32\text{m}$ 的大洞，使三榀月牙形桁架不能横向贯通，对结构受力极为不利。

2. 解决难题的措施

首先进行多方案比较，每个方案都做了详尽的受力分析，重点放在计算上，计算采用了先平面、后空间，多程序比较验证的方法。主要计算程序采用 SAP84（4.0）

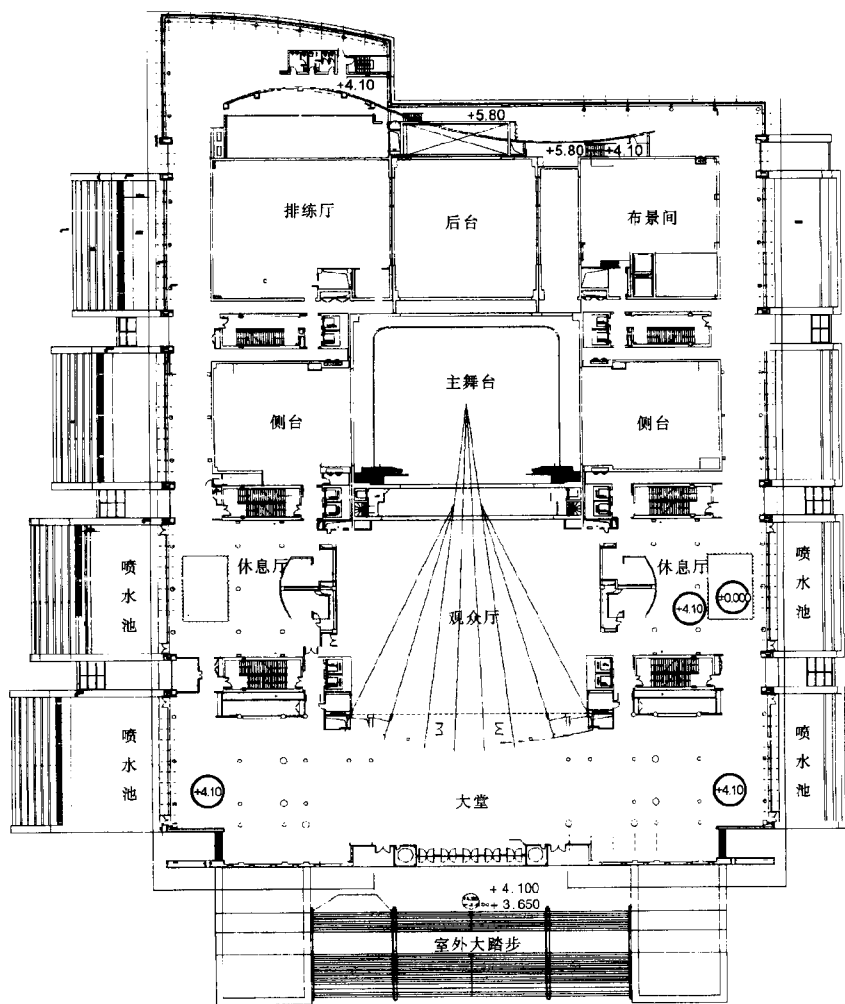


图 7-6-29 二层平面

SAP5、HB（华东院空间薄壁程序）及自编的辅助小程序等，几乎花费了近半年时间优化，使主钢架自重从 6000t（不包括节点板）降低至 4400t，单位面积用钢量为 $200\text{kg}/\text{m}^2$ ，主桁架悬臂端挠度从 230mm 降低至 100mm。具体解决方法是适当加强舞台开口处月牙形桁架自身刚度及主桁架抗扭刚度，采用变截面变厚度，加强纵向连系，使横向各榀桁架悬臂端挠度趋于均匀，从而达到控制变形的目的，并基本达到满应力设计。此外还采取了以下措施：

（1）建立正确的钢屋盖空间结构计算模型

大剧院钢屋盖是一空间结构体系，其中二榀主桁架是桁架结构，十二榀月牙形桁架是空腹刚架结构，支承钢屋架的六个钢筋混凝土电梯筒体是空间薄壁结构。因此，大剧院的主体结构是一高次超静定的刚架、桁架、薄壁筒体的混合结构，结构分析时应考虑

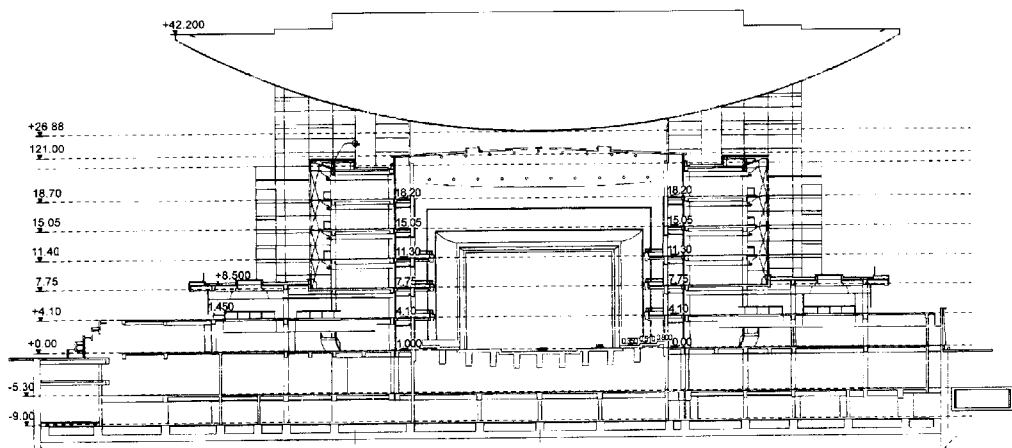


图 7-6-30 横剖面图

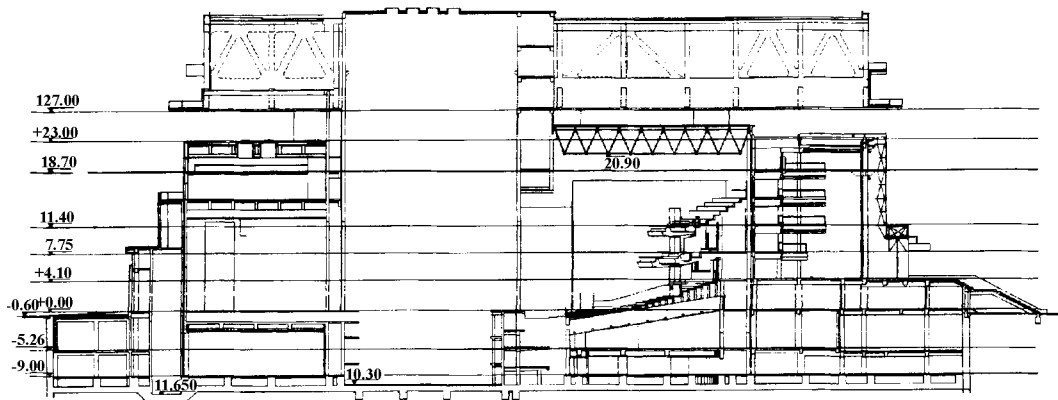


图 7-6-31 纵剖面图

各个平面系统的共同作用和相互影响，即“空间效应”，以及联系梁、钢屋盖屋面的钢筋混凝土楼板对结构的协同作用。

(2) 主桁架及月牙形桁架采用厚板全焊箱形截面刚性节点（见图 7-6-33）

这种节点具有较好的刚度和延性，传力直接、清晰，并采用变断面设计，合理用料，稳妥过渡。根据杆件内力大小，变化箱形截面外形尺寸及钢板板厚，在应力较集中的节点部位，采用圆弧节点板过渡，使应力趋于平缓。

(3) 所有钢材采用国产钢材，重要节点区域及部分杆件中厚度 $\geq 40\text{mm}$ 钢板要求采用 Z 向等级钢。

(4) 二阶段受力支座设计（包括构造设计，按 8 度抗震设防）。第一阶段，即在钢屋架自重作用下作铰接处理，目的是减小支座弯矩。构造上采取立钢柱，柱顶用一块钢

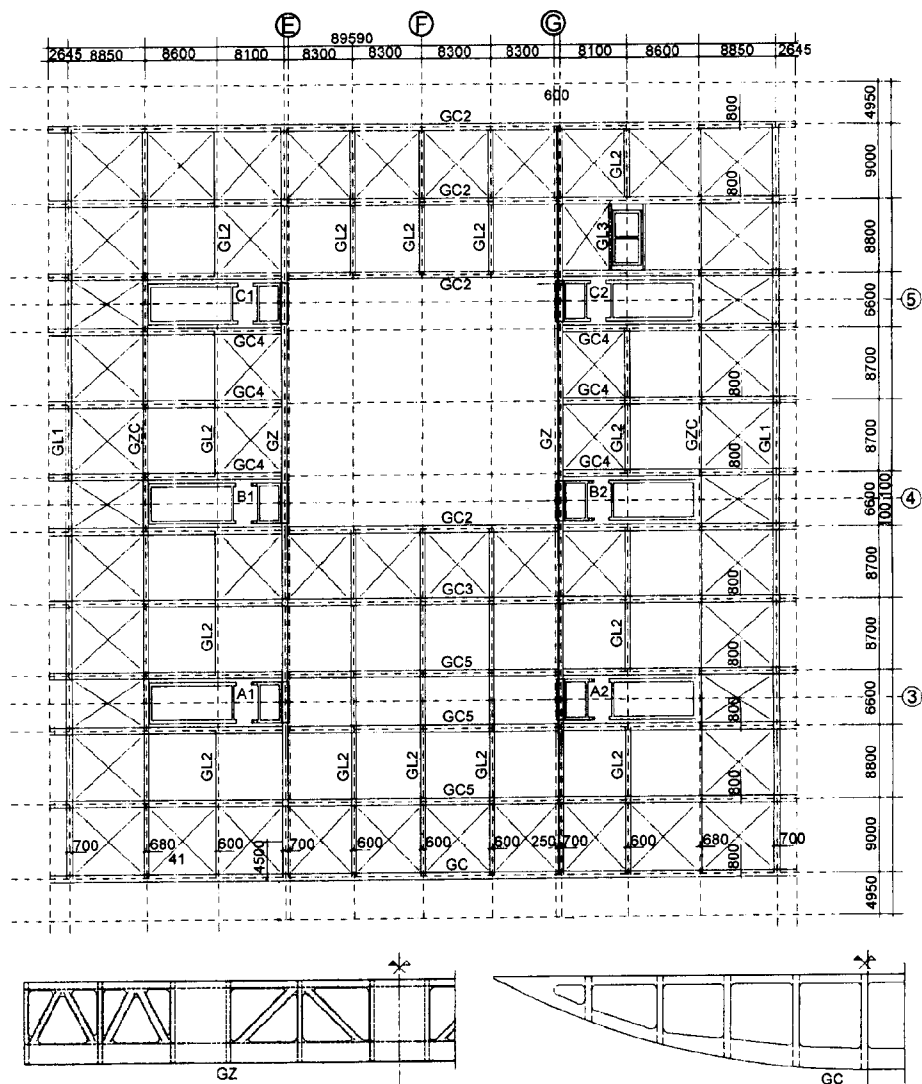


图 7-6-32 钢屋盖

垫块与钢屋架隔离，形成板铰支座。第二阶段，在钢屋盖所有设备活荷载及各楼层静荷载加载前，采取埋入式支座作刚接处理，目的是仅承担除自重以外的其他荷载所产生的弯矩和剪力等。设计按第二阶段施工模拟的计算模型，第一阶段自重（考虑提升重量）作用下为铰接。但考虑实际板铰构造，根据本工程支座节点试验研究报告所提供数值，设计中约考虑 15% 的刚接弯矩，第二阶段为除钢屋盖自重外的其他荷载（包括使用活荷载及各层混凝土楼板及其装饰层重量等）作用下为刚接处理。二阶段受力支座切合实际，受力合理、施工安全，是本工程的理想选择。

3. 理论分析与试验结果的比较

本工程以严格的科学态度，对规范中没有的、创新设计的内容均做试验验证，并通

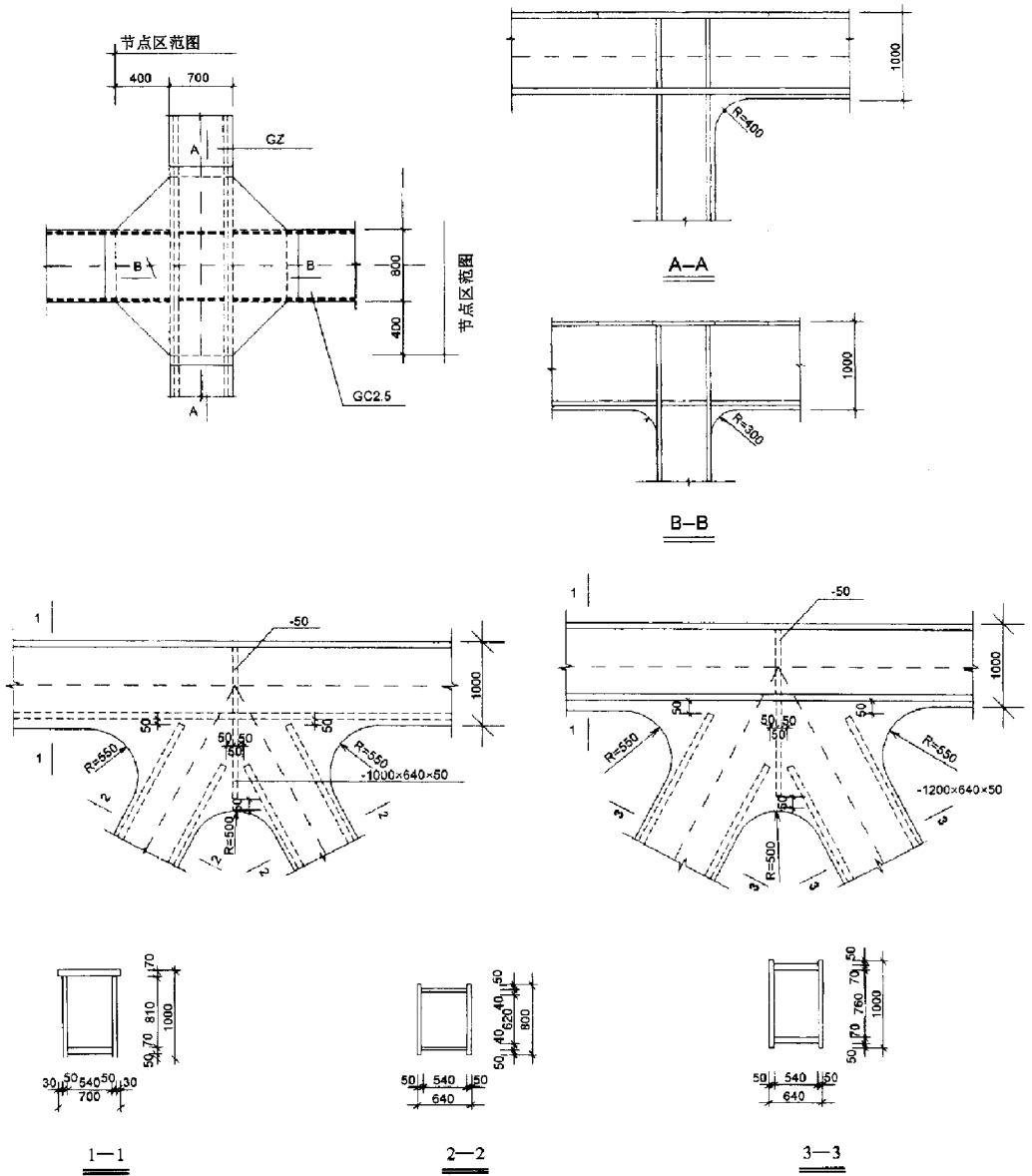


图 7-6-33 节点详图

过试验发现的问题来改进设计，本工程由同济大学钢结构研究室做了四项试验，即：大剧院风荷载体型系数试验、整体模型静力试验、整体模型地震振动台试验，以及钢屋盖支座节点性能研究。试验结果表明，理论计算值同试验值相差百分比在 15% 左右，理论计算模型是可行的，验证了结构理论分析的可靠性。

4. 钢屋盖整体提升

钢屋盖提升重量为 6075t，在整体提升过程中的受力状态极为复杂，为了确保安全，

比较了三种提升方案,最后选用了四个提升点的提升方案。对于局部的应力和变形,采用多层次计算分析,即先对整体结构作计算,然后计算局部,如地锚支架与钢屋架连接部位,其局部边界用整体计算的内力输入,采用板壳单元进行局部弹性空间有限元分析。在钢屋盖整体提升时,钢筋混凝土筒体作为提升钢平台的支座。由于钢屋盖整体提升的技术要求,钢筋混凝土筒体 1200mm 厚的墙体只能先浇筑 250mm 厚,剩下的 950mm 厚钢筋混凝土墙体在提升后再浇捣,这使得筒体的刚度大大降低。在整体提升时保证其强度和刚度,使钢屋架与筒体井壁之间的净距满足提升要求,因此,准确计算出筒体在提升荷载下的水平位移及受力状况,是保证整体提升的又一关键。我们用 HB 及 SAP84 计算程序对筒体进行整体提升工况下的受力分析,分别用杆件单元和板壳单元计算。由于钢屋盖及电梯井筒体在整体提升阶段的受力分析正确无误,提供了可靠的数据,使得整个提升过程极其顺利,6075t 重量的庞然大物仅用了 20 小时就一次升空就位。

(二) 下部钢筋混凝土主体结构

1. 结构布置

凡属较大空间的结构,如观众厅、主舞台、后舞台、中剧场等均采用钢筋混凝土剪力墙承重,墙厚 350mm、400mm 两种,凡属非大空间的结构,如咖啡厅、贵宾厅、商场、休息厅等均采用钢筋混凝土框架承重,柱网一般为 $6\text{m} \times 6\text{m}$ 、 $6\text{m} \times 9\text{m}$ 等,柱截面一般为 $600\text{mm} \times 600\text{mm}$,梁截面一般为 $400\text{mm} \times 650\text{mm}$ 。它们相互间与 6 个楼电梯之间用隔音缝(同时也是温度缝,抗震缝)分成 11 个独立单元。主舞台及 6 个楼电梯间穿过拱顶,顶部标高为 40.5m,其余均在拱顶下并与其脱开,顶部标高为 24.9m。

2. 观众厅

观众厅平面呈梨形,1800 座,分池座和两层楼座,其中池座 1100 座,二层楼座 300 座,三层楼座 400 座,两侧尚设有三层悬挑式包厢,观众厅前部有约 100m^2 的乐池可升降自如。楼座的悬挑长度在 $5 \sim 7\text{m}$ 左右,由于建筑功能及设备的因素,梁高只能在 1m 以下,这样按普通混凝土挠度和裂缝满足不了规范要求,因此这部分结构采用后张预应力。二层楼座挑台梁高 800mm,三层楼座挑台梁高 1000mm,共采用 4 束 $D = 15.2 (7\phi 5)$ 高强度低松弛钢绞线,强度等级 1860MPa。观众厅屋顶为钢网架,网架下有吊顶,底层为大跨度辐射形大梁,下有通风夹层。

3. 主舞台

主舞台 730m^2 ,高度 40.5m,屋顶为跨度 32m、高 4m 的钢桁架,下吊 $1\text{t}/\text{m}^2$ 的葡萄架。根据使用要求,四周均有较大洞口,如台口洞即 $18\text{m} \times 15\text{m}$,壁厚只有 400mm,高厚比超过我国规范要求,作用在墙壁上部的集中力所产生的偏心弯矩对整体稳定不利。因此重点考虑主舞台薄壁筒体在给定静、活荷载及地震力共同作用下,下端刚接或铰接两种不同工况下的整体稳定性、失稳形态、变形及内力分析。经采用弹性非线性有限元程序分析结果显示:薄壁筒体整体稳定的屈曲临界荷载系数最低值为 21.2(地震力 \times 正向,下端铰接),最高值 37.4,(地震力 \times 负向,下端刚接)。薄壁筒体下端的实际支承情况为弹性约束,应介于下端铰接与刚接之间。因此,可认为能满足要求。主舞台薄

壁筒体的最大位移 $x = 36.01\text{mm}$, $y = 37.72\text{mm}$, $z = 4.96\text{mm}$, 第一自振周期 x 向: 刚接 1.057s 铰接 1.063s , 同时从变形失稳模式图中可看出最薄弱部位在台口柱, 为此在实际工程中采取了局部加强的措施, 即提高该部位配筋率, 加强周围结构的构造, 使结构自身刚度和承载力提高。

(三) 基础设计

地质报告表明了上海地区土层的特点, 一般土层分布均匀, 地表下第 1~5 层为软弱土层, 其含水量较大, 孔隙比较高, 第 6 层土有部分缺失, 且厚度较薄, 第 7-1 层砂质粉土夹粉砂及第 7-2 层粉细砂土性较好, 层位稳定。地震作用下场地土层无液化, 震陷的可能性, 地下水位在自然地面以下 1.15m 左右, 地下水对混凝土不具侵蚀性, 场地土类别为 IV 类。

上部结构的 11 个独立单元, 荷载大小不一, 采用桩筏基础, 同一块底板。在受力集中且荷载大的位置使用预制高强度预应力混凝土管桩 (PHC 桩), 受力较小的位置使用钢筋混凝土方桩, 以协调沉降差。在电梯井及舞台、看台、侧台等部分钢筋混凝土剪力墙的位置受力比较集中且较大, 采用直径 600mm 的 PHC 桩, 桩尖进入 7-2 层土 1m 左右, 桩长约 37.6m , 其余受力较均匀且较小的框架柱部分以及承受地下水浮力较大部分的锚桩采用 $450\text{mm} \times 450\text{mm}$ 预制钢筋混凝土方桩, 桩尖进入 7-1 层土, 受压桩桩长约 35.5m , 抗拔桩单桩长约 33.5m 。经计算及现场试压, PHC 桩单桩允许承载力取 2800kN , 预制混凝土方桩中, 受压桩单桩允许承载力取 1600kN , 抗拔桩单桩允许承载力取 700kN , 且抗拔桩通长配筋。基础底板为整体片筏基础, 底板厚 800mm , 基础梁断面 $1000\text{m} \times 1980\text{mm}$ 。对有防水要求的基础底板, 连续墙采用 C60 级防水混凝土, 其抗渗标号要求不低于 S8。通过建成后一年多的沉降观测, 沉降值最大处不超过 30mm 。地下连续墙作为围护结构兼作为地下室外壁。底板设排水系统, 以保证使用空间的干燥。

三、上海浦东国际金融大厦

(一) 工程简介

上海浦东国际金融大厦 (以下简称金融大厦) 是由日本日建设计和上海建筑设计研究院共同承担设计的钢—混凝土混合结构超高层建筑。地上 53 层, 塔楼 2 层, 地下 3 层, 结构高 230m , 建筑面积共 11.4万 m^2 。

地下层设停车场、设备机房。地上低层部分设银行、商店、餐厅等商业设施, 中层部分为办公用房, 高层部分为单元办公用房。

中层部分层高为 3.9m , 高层部分层高为 3.6m 。高层部分平面内收且主轴转角 45° 方向。

建筑立面图见图 7-6-34; 建筑标准平面图见图 7-6-35; 建筑效果图见图 7-6-36。

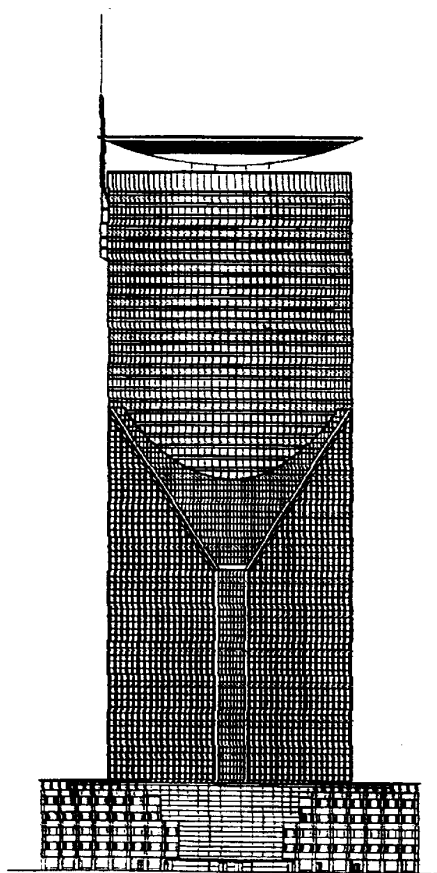


图 7-6-34

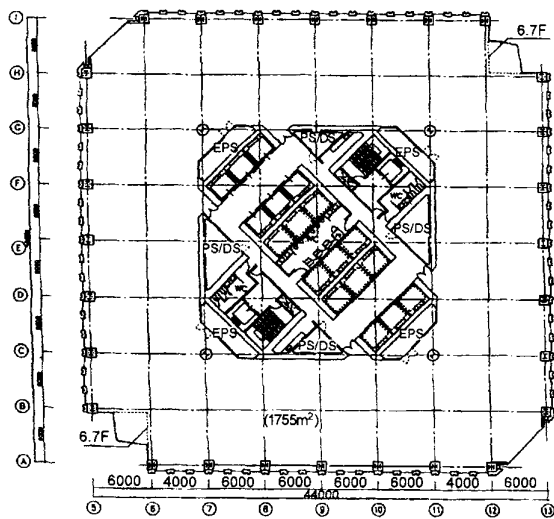


图 7-6-35

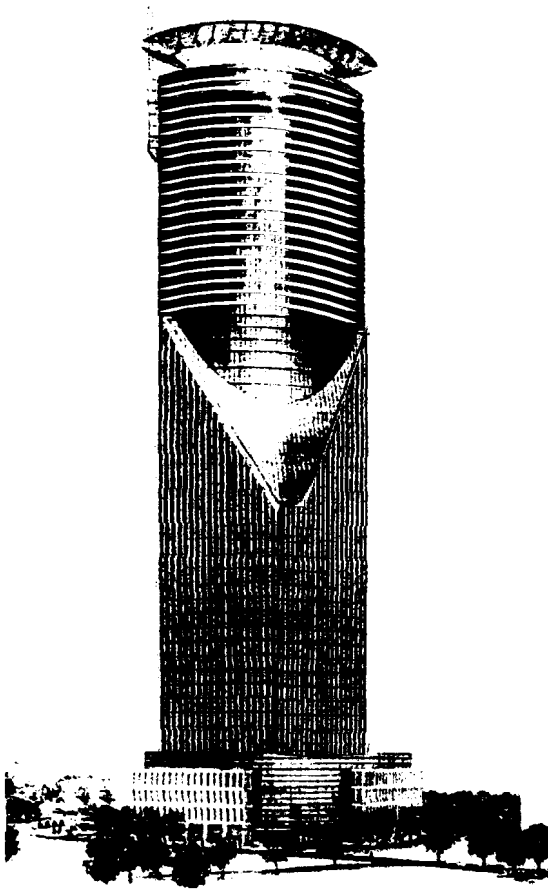


图 7-6-36

(二) 结构体系

金融大厦为钢—混凝土混合结构超高层建筑，是内筒外框结构。由于建筑立面沿高度变化较大，下段正方形，上段内收为梳子形，并且主轴转向 45 度角，使结构沿高度划分为了几个部分，构件材料及结构布置也有不同。

低层和中层部分中央核心筒为钢筋混凝土剪力墙组成的筒体，外周边为钢骨混凝土柱和钢梁组成的框架。

转换层部分中央核心筒采用钢骨混凝土剪力墙组成的筒体，外围为斜钢柱钢梁框架。

高层部分为钢筋混凝土剪力墙组成的中央核心筒体，外圈为钢柱钢梁组成的框架。

内筒外框之间用钢梁连接，楼板结构为钢梁压型钢板钢筋混凝土楼板。

地下层部分为钢筋混凝土结构。

(三) 结构布置与结构材料

中层部分的结构布置见图 7-6-37。中央核心钢筋混凝土剪力墙筒体混凝土强度

等级及钢筋混凝土柱混凝土强度等级为 C50。钢柱、钢主梁强度 $f_y = 330\text{N/mm}^2$ ，钢次梁强度 $f_y = 240\text{N/mm}^2$ ，钢柱、钢梁采用 H 型钢。

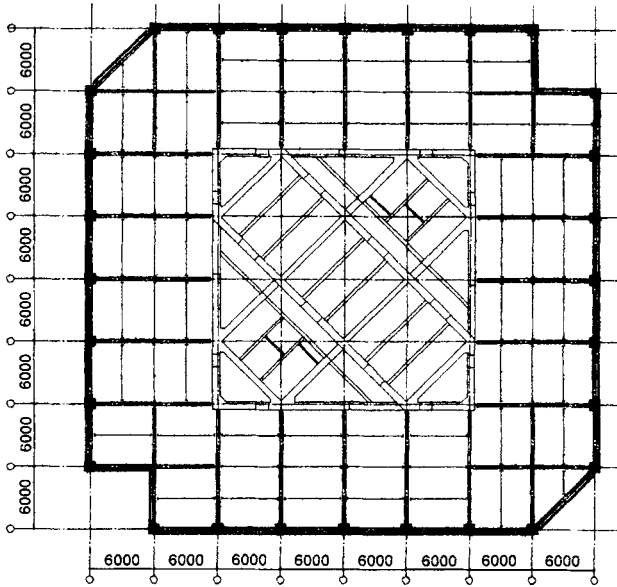


图 7-6-37

转换层部分的结构布置见图 7-6-38、7-6-39、7-6-40、7-6-41。中央钢筋混凝土剪力墙核心筒混凝土强度等级为 C50。钢柱、钢主梁强度 $f_y = 330\text{N/mm}^2$ ，钢次梁强度 $f_y = 240\text{N/mm}^2$ ，外框架斜钢柱采用圆钢管，钢梁采用 H 型钢。

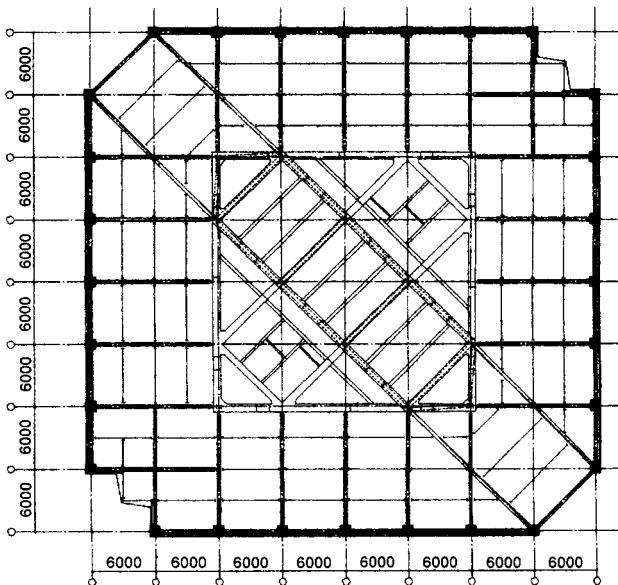


图 7-6-38

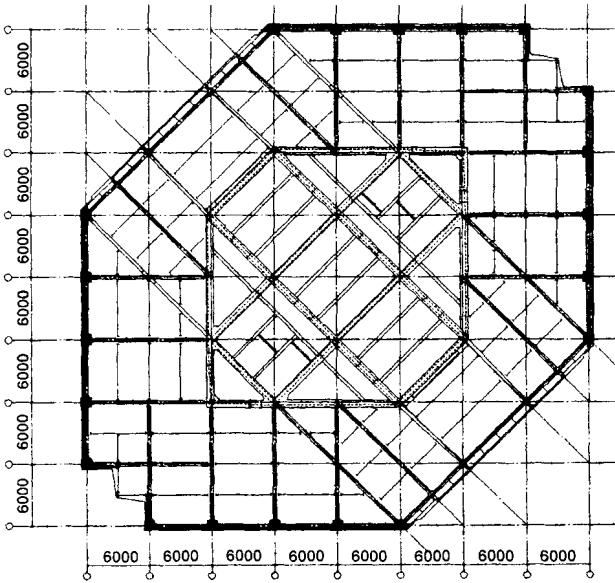


图 7-6-39

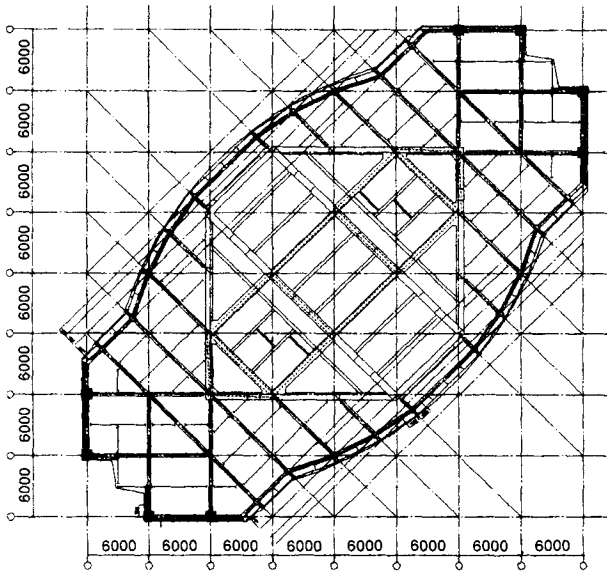


图 7-6-40

高层部分的结构布置见图 7-6-42。中央核心钢筋混凝土剪力墙筒体混凝土强度等级为 C40。钢柱、钢主梁强度 $f_y = 330\text{N}/\text{mm}^2$ ，钢次梁强度 $f_y = 240\text{N}/\text{mm}^2$ ，钢柱、钢梁采用 H 型钢。

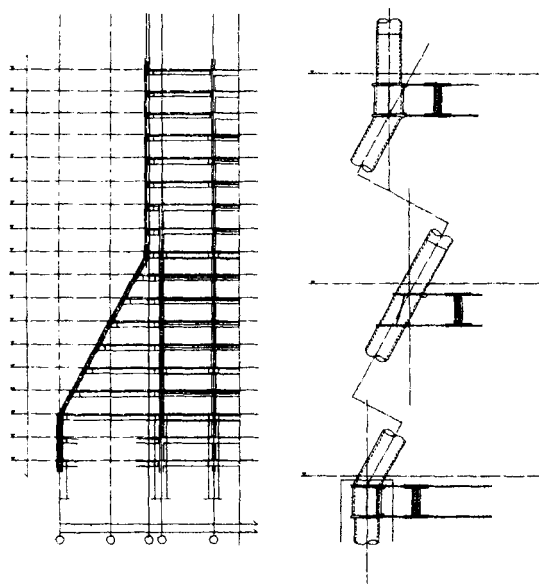


图 7-6-41

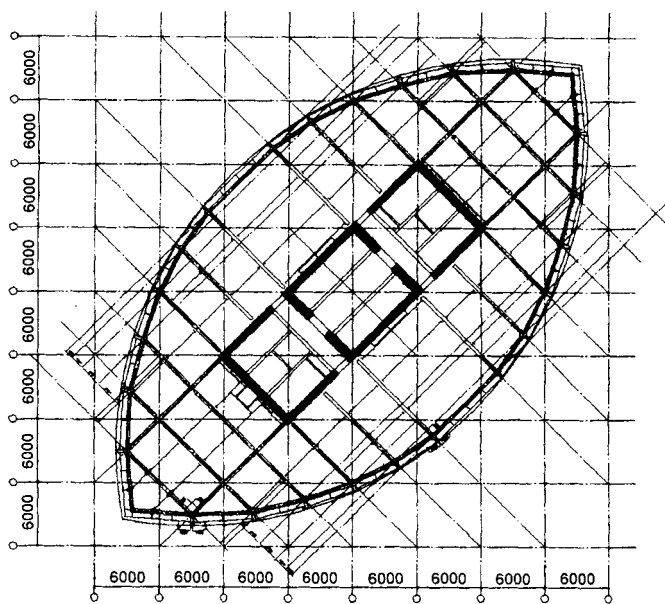


图 7-6-42

(四) 结构特点

低层、中层及高层部分结构形式为典型的内筒外框结构，从材料上划分又是典型的内筒由钢筋混凝土剪力墙组成的筒体，而外框架是钢梁钢柱组成的钢—混凝土混合结构。

转换层部分的结构形式是本工程的主要特点，通过斜柱逐层内收，斜柱的水平分力由楼层钢梁平衡。斜柱内收斜方向与中层主轴成 45 度角。见图 7-6-43、7-6-44。

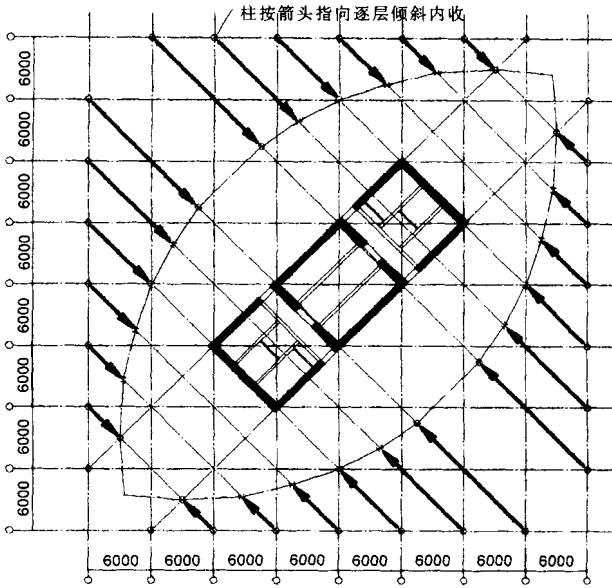


图 7-6-43

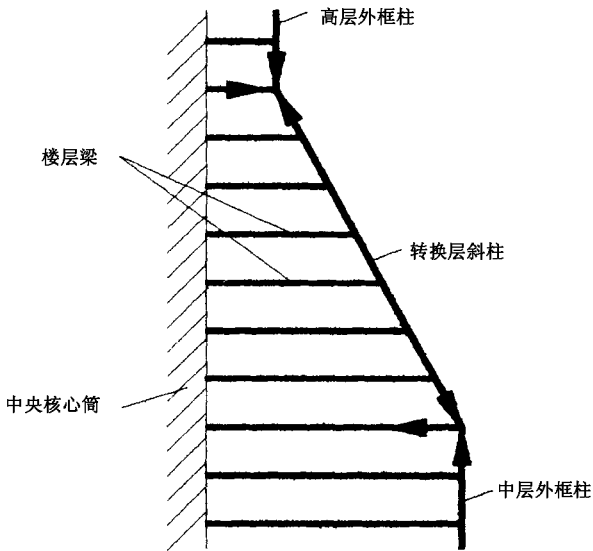


图 7-6-44

(五) 结构分析

1. 荷载

(1) 一般荷载

按建筑结构荷载规范 (GBJ9—8) 确定。

(2) 风荷载

上海地区基本风压 $w_0 = 0.55\text{kN/m}^2$ ，重现期数为 100 年，由 $\mu_r = 1.2$ ，设计用基本风压力 $\mu_r \cdot w_0 = 0.66\text{kN/m}^2$ 。场地类型设定为市郊。风载值先由规范进行理论计算，再经风洞试验比较确定。

(3) 地震荷载

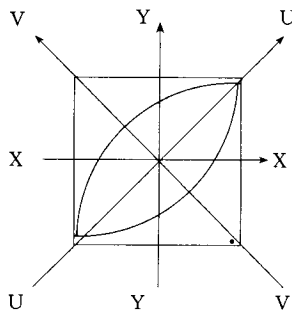
按 7 度设防，建筑类型为丙类，抗震场地土为 IV 类。结构抗震分析按二阶段进行，第一阶段（最大加速度为 35gal）为弹性阶段，第二阶段（最大加速度为 220gal）为弹塑性阶段。时程分析选用了 EI Centro 波、TAFT 波、HACHINOHE 波和 SHANGHAI DBJ 波《上海人工地震波》。

2. 结构自振特性

由于上部的高层部与下部转 45°角，因而结构分析考虑了四个方向，分别为 X、Y、U 和 V。

结构的前 6 个自振周期

振型	自振周期 (s)
1	3.16
2	3.15
3	1.10
4	0.93
5	0.86
6	0.51



解析轴

3. 结构抗风分析

通过风洞试验测定了四个不同风向的体型系数，设计用风力。

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z \mu_r w_0$$

结构在风载作用下四个方向的变形情况

方 向	U - U	V - V	X - X	Y - Y
顶部位移	134mm	225mm	181mm	181mm
顶部位移角	1/1649	1/982	1/1222	1/1222
最大层间变形	0.483	0.65	0.474	0.474
最大层间变形角发生层	1/1138	1/553	1/759	1/759
	P1 层	47 层	47 层	47 层

从表中可以看出，结构 V - V 方向位移最大。其顶部位移角和最大层间位移角均满足规范的变形限值要求。

另外，根据剪切应力与受弯应力的组合来分析剪力墙的受力，确定其满足容许应力强度。

风荷载所产生的倾覆力矩在外圈柱上生成了最大为 $\pm 4430\text{kN}$ 的附加轴力，与长期柱轴力 18730kN 相比，只为其 $1/4.2$ 。

4. 结构抗震分析

(1) 多遇地震作用

多遇地震作用下的结构分析为抗震设计的第一阶段，采用振型分解反应谱法计算，设计用地震荷载按上海市标准《建筑抗震设计规程（DBJ08—9—92）》进行设定。

从表中可以看出，结构 V - V 方向位移最大。结构在多遇地震下的位移要小于风荷载作用下的位移。

倾覆力矩在外圈柱上产生的最大附加轴力为 $\pm 3080\text{kN}$ ，为长期柱轴力 18730kN 的 $1/6.1$ 。

结构各方向在多遇地震作用下的位移

方 向	U - U	V - V	X - X	Y - Y
顶部位移	161mm	184mm	174mm	174mm
顶部位移角	1/1373	1/1201	1/1274	1/1274
最大层间变形	4.0mm	5.9mm	5.0mm	5.0mm
最大层间变形角发生层	1/899	1/615	1/720	1/720
	49 层	49 层	49 层	49 层

(2) 罕遇地震作用

罕遇地震作用下的结构分析为抗震设计的第二阶段，采用时程分析法，最大加速度为 220gal ，持时取为 30s 。所用地震波为 EL Centro 波、TAFT 波、HACHINOHE 波和 SHANGHAI BDJ 波。

时程分析的结果中，上海人工地震波 SHANGHAI BDJ 的值最大。结构 U、V 方向，

在四条地震波作用下，剪力墙都发生了不同程度的开裂，但都未达到极限状态。U 方向的最大层间变形角发生在 54 层，为 $1/120$ ，V 方向的最大层间变形角发生在 46 层，为 $1/134$ ，均小于控制值 $1/70$ 。

（五）基础设计

全钢筋混凝土地下室，地下室底板厚：主楼部分 3.2m，裙楼部分 1.5m。主楼桩基采用 $\phi 609.6 \times 14$ (mm) 钢管桩，桩长 30m，分上下两节。桩尖持力层为 7—(2) 层细粉砂土层，桩尖入土深度 46m。

基础设计思想，以选择合适的桩长控制最终沉降量，以及通过对地下室底板刚度、内力调整而达到建筑物主裙楼间不设沉降缝的设计目标。

四、石家庄广播电视塔

（一）工程简介

石家庄市广播电视塔（图 7-6-45）座落在石家庄市体育南大街东侧。工程占地 1.2 公顷，建筑面积 7500m^2 。电视塔总高度为 280m，其中塔架主体结构高 211.3m，天线段长 65.6m，避雷针长 3.1m；电视塔为四条腿钢管组合结构，塔架底部对角线根开为 90m。电视塔结构立面图见图 7-6-46。

石家庄市广播电视塔工程于 1997 年 1 月开工，1997 年 12 月主体结构完工。

本工程场地位于太行山前冲洪积平原区，场地 65m 深以内地层均系第四纪堆积物。0~2m 主要为文化期的新近堆积物；2~5m 以扇间地块的洼地静水沉积层为主；5~25m 主要为粘性土与粉土的多层次互交；25~60m 以冲积的厚层砂及砂砾土为主；60m 以下为洪积的粉质粘土层。

（二）结构选型

1. 材料

表 7-6-3 本工程所用材料

项 目	无缝钢管	型材、板材	焊条	连接螺栓	大直径钢管
所用材料	20# 钢	Q235B 钢	E43 型	C 级六角头螺栓	Q235B 钢

注：对大直径钢管，由于采购困难，可采用等规格钢板焊接钢卷管。设计对卷管提出以下要求：

- (1) 卷管用钢板材料等级不得低于 Q235B 钢；
- (2) 卷管焊缝采用自动焊焊接，焊缝承载力不低于母材承载力；
- (3) 焊缝质量检验按 2 级质量检验标准进行；
- (4) 卷管的直径和不圆度公差应不低于相同规格无缝钢管的公差要求。

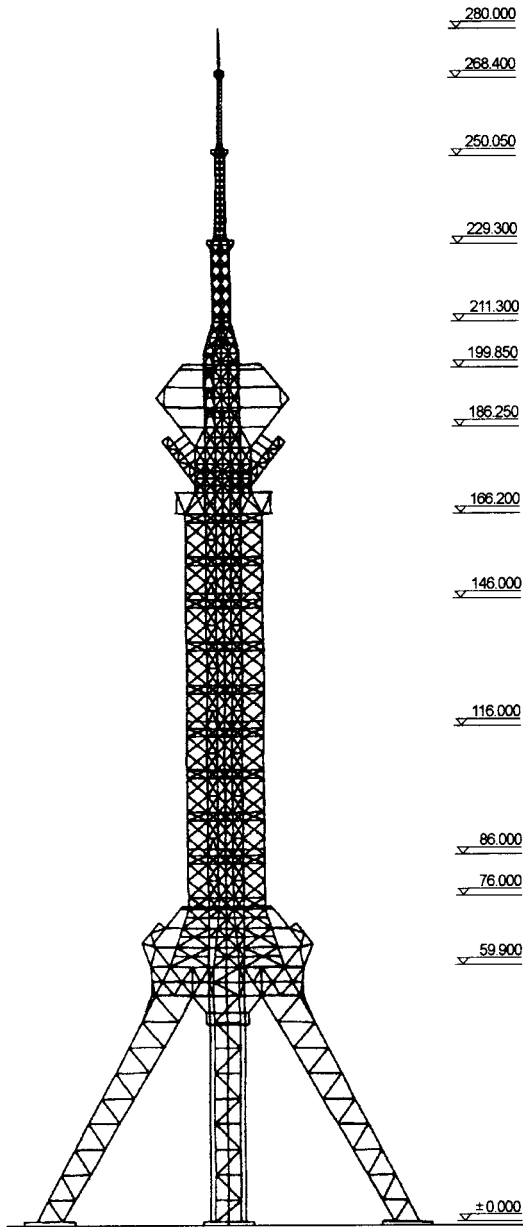


图 7-6-45 结构立面图

2. 结构选型

结构选型的原则是：使塔体结构具备良好的整体刚度和可靠的安全度，在正常使用状态下，保证结构具有正常的使用功能。国内部分 200m 以上钢结构电视塔的前三周期值比较见表 7-6-4。

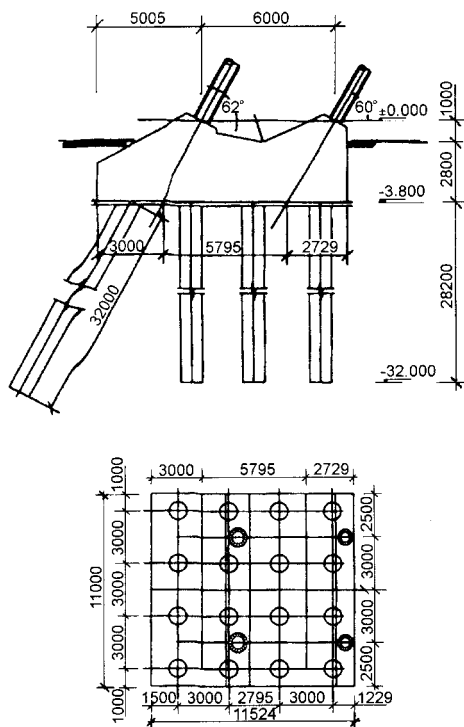


图 7-6-46 基础图

表 7-6-4

钢结构电视塔周期值

塔名	株州塔	石家庄塔	吉林塔	武进塔	广州塔
高度 (m)	293	280	218	228	218
第一周期 (s)	4.00	4.34	3.29	4.15	2.39
第二周期 (s)	1.36	1.41	1.34	1.22	1.30
第三周期 (s)	0.64	0.65	0.47	0.59	0.52

由表可见石家庄塔结构的整体刚度是适当的。

塔身采用圆形截面钢管组合结构；标高 59.9 ~ 73.4m 处下塔楼及标高 181.46m ~ 211.3m 处上塔楼总建筑面积 4000m²，塔楼采用钢梁、钢柱、钢筋混凝土楼板结构；地面中央大厅建筑面积 3500m²，采用现浇钢筋混凝土框架结构。

(三) 结构分析

结构分析中考虑的作用组合见表 7-6-5。

表 7-6-5 作用组合

项 目		作 用 组 合				
使用 状态	1 风向	自重作用	风作用	设备、人员	机械	地震
	2 风向	自重作用	风作用	设备、人员	机械	地震
安装 状态	1 风向	自重作用	风作用	设备、人员	机械	地震
	2 风向	自重作用	风作用	设备、人员	机械	地震

风作用中包括静风作用、动风作用、风振作用。风作用为石家庄塔的主要控制作用。

根据石家庄塔工程的特殊性和重要性，结构承载设计时，采用重现期 100 年的 10 分钟平均最大风速为标准的基本风压，其值为 0.36kN/m^2 。石家庄塔抗震设防烈度取 7 度。风振系数见表 7-6-6。

表 7-6-6 石家庄塔风振系数

高 度 (m)	57.9	73.4	86.0	116.0	146.0	166.0
风振系数 (β)	1.07	1.29	1.21	1.28	1.29	1.98
高 度 (m)	186.2	195.0	211.3	232.2	252.6	280.0
风振系数 (β)	1.84	2.56	1.31	1.25	1.26	1.68

结构整体分析：按多质点悬臂梁为计算模型，采用振型反应谱法计算风效应。

风效应计算按公式： $Q_{ij} = W_i A_i + m_i \xi_j \eta_j X_{ij}$ 进行分析。

分析结果见表 7-6-7 ~ 表 7-6-10。

表 7-6-7 1 风向使用状态（静风效应）

标 高 (m)	水平荷载 (kN)	水平剪力 (kN)	弯 矩 (kN·m)	竖向荷载 (kN)	转 角 (rad)	水平位移 (m)
0.00	232.5	2451.2	267389	52001.5	0.0000	0.0000
73.40	80.5	1428.9	115475	26021.5	0.0004	0.0118
136.00	81.4	959.9	42685	17754.5	0.0023	0.1096
186.20	80.6	477.4	7434	11960.5	0.0033	0.2563
210.00	16.1	96.9	2053	396.6	0.0036	0.3382

表 7-6-8

1 风向使用状态 (动风效应)

标高 (m)	水平荷载 (kN)	水平剪力 (kN)	弯矩 (kN·m)	竖向荷载 (kN)	转角 (rad)	水平位移 (m)
0.00	232.5	3356.5	408246	52001.5	0.0000	0.0000
73.40	104.9	2194.3	191287	26021.5	0.0007	0.0183
136.00	104.5	1598.6	74996	17754.5	0.0039	0.1808
186.20	146.7	945.3	12229	11960.5	0.0056	0.4299
210.00	21.7	124.6	2669	396.6	0.0060	0.5687

表 7-6-9

1 风向安装状态 (静风效应)

标高 (m)	水平荷载 (kN)	水平剪力 (kN)	弯矩 (kN·m)	竖向荷载 (kN)	转角 (rad)	水平位移 (m)
0.00	232.5	2142.9	218877	30061.5	0.0000	0.0000
73.40	42.9	1170.0	89288	14601.5	0.0003	0.0095
136.00	81.4	738.6	30351	7864.5	0.0018	0.0845
186.20	60.8	270.3	5923	3550.5	0.0024	0.1940
210.00	16.1	96.9	2053	396.6	0.0027	0.2554

表 7-6-10

1 风向安装状态 (动风效应)

标高 (m)	水平荷载 (kN)	水平剪力 (kN)	弯矩 (kN·m)	竖向荷载 (kN)	转角 (rad)	水平位移 (m)
0.00	232.5	2707.8	308419	30061.5	0.0000	0.0000
73.40	52.0	1684.8	138011	14601.5	0.0005	0.0137
136.00	107.3	1143.6	50169	7864.5	0.0028	0.1298
186.20	90.2	508.8	9945	3550.5	0.0039	0.3037
210.00	24.6	139.8	3020	396.6	0.0043	0.4020

杆件内力采用分层空间桁架法, 计算作如下假定: 塔架所有各杆的交会点, 均为理想的铰接点; 在外力作用下, 塔架的横截面不发生几何变形, 且仍保持为平面; 塔架各杆件的工作完全处于弹性阶段; 塔架横杆为一不可拉伸不可压缩的刚体杆件。

杆件内力表达式:

$$\text{塔柱 } N_{ij} = K_{1ij}N_i + K_{2ij}M_i + K_{3ij}V_i$$

$$\text{斜杆 } N_{sij} = K_{4ij}N_i + K_{5ij}M_i + K_{6ij}V_i$$

横杆内力由平衡条件求得。

(四) 结构体系与构造

1. 塔身体系

标高 59.9m 以下为四条腿组合结构；标高 59.9m ~ 181.46m 之间为内正八边形与外八根柱组合结构；标高 181.46 ~ 211.3m 之间为正八边形结构；标高 211.3m 以上天线桅杆段为四边形结构。主要杆件规格见表 7-6-11。

为使结构受力合理及制造、安装方便，塔柱连接采用法兰连接；为了保证 59.9m 以下结构的整体性，斜杆采用法兰连接，其他斜杆采用抗剪连接。

2. 塔楼体系

上下塔楼均为 16 边形，下塔楼梁系以三角形布置为主；上塔楼梁系以径向、环向布置为主。塔楼的支撑系统以钢管直接作用于塔柱。塔楼设计按梁、柱铰接的节点计算简图算得的内力选择钢结构截面；按刚接计算简图的内力值设计节点。在塔楼立柱和塔楼梁连接处做一刚性节点，上下两层柱、钢梁与节点连接。在塔楼的径向作用力较大处，环向设有刚性环，以减小塔楼处塔柱的附加应力。

表 7-6-11 主要杆件规格

杆件沿塔标高 (m)	外柱规格	内柱规格	斜杆规格
0m ~ 59.9m	$\phi 750 \times 20^*$	$\phi 650 \times 18^*$	$\phi 273 \times 12$
59.9m ~ 76m	$\phi 750 \times 20^*$	$\phi 650 \times 18^*$	$\phi 273 \times 12$
76m ~ 96m	$\phi 650 \times 18^*$	$\phi 500 \times 14^*$	$\phi 273 \times 12$
96m ~ 126m	$\phi 650 \times 18^*$	$\phi 426 \times 14$	$\phi 219 \times 8$
126m ~ 140m	$\phi 500 \times 14^*$	$\phi 426 \times 12$	$\phi 219 \times 8$
140m ~ 166.2m	$\phi 500 \times 14^*$	$\phi 426 \times 12$	$\phi 159 \times 8$
166.2m ~ 186.2m	$\phi 500 \times 14^*$	$\phi 426 \times 12$	$\phi 159 \times 8$
186.2 ~ 203.6m	$\phi 426 \times 12$	$\phi 159 \times 8$	
203.6 ~ 211.3m	$\phi 351 \times 12$	$\phi 133 \times 6$	
211.3 ~ 232.3m	$\phi 219 \times 12$	$\phi 114 \times 6$	
232.3 ~ 252.5m	$\phi 159 \times 10$	$\phi 89 \times 6$	
252.5 ~ 276.9m	L140 \times 12	- 12	

注：* 为焊接钢管。

塔楼梁采用焊接工字钢，规格见表 7-6-12。

表 7-6-12

塔楼梁规格

序 号	梁高 $h \times$ 梁宽 b	腹板厚 δ	翼缘厚 t
1	600 \times 400	16	20
2	600 \times 400	12	20
3	600 \times 400	10	16
4	500 \times 350	10	16
5	400 \times 300	10	16
6	300 \times 250	10	16
7	250 \times 200	8	12
8	200 \times 160	8	12

3. 竖向井道体系

石家庄塔竖向井道直径 9m，至 203m 电梯机房处。竖向井道内布置有两部高速电梯、一部走梯和各种管线。59.9m 以上井道结构附于正八边形塔身内侧，59.9 ~ 20.775m 井道为结构自承重，作用于钢筋混凝土井道顶部。为了消除塔体与中央大厅部分的不均匀沉降，在塔身 57m 处设有竖向伸缩缝。

(五) 制造、防腐、安装

钢塔构件的制造、安装质量标准按《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205—95)、《广播电视钢塔制造技术条件》(GY65—89)的规定执行，另外设计还补充了若干规定。制造及安装焊缝均按二级焊缝质量进行，100% 超声波技术检验。构件允许偏差：当构件长度 $L \leq 5m$ 时，其长度偏差不大于 $\pm 2mm$ ；当构件长度 $L > 5m$ 时，其长度偏差不大于 $\pm 3mm$ 。构件整体弯曲不大于其总长度的 $1/1000$ ；局部弯曲不大于被测长度的 $1/750$ 。法兰盘平面偏离设计平面的正切值不大于 $1/1000$ 。

塔架安装完毕后塔身轴线与设计轴线偏差不得大于被测高度的 $1/1500$ ，局部弯曲不得大于被测长度的 $1/750$ 。井架安装完毕后实际轴线与设计轴线偏差不得大于被测高度的 $1/1000$ 。

根据高层建筑钢结构防火的规定，塔楼钢结构应加防火保护层，耐火极限为 2 小时。为了保证塔楼钢梁与混凝土楼板的整体性，塔楼钢梁顶面涂覆水泥砂浆，塔楼混凝土楼板施工前，主钢梁顶面焊与梁宽等长的 5 号槽钢，间距 300mm。

构件防腐处理：塔楼钢梁的梁侧面及梁底面采用热喷锌防腐处理，锌层厚度不小于 $90\mu m$ ；除塔楼钢梁外，所有塔架结构构件均采用热镀锌防腐处理，锌层厚度不小于 $90\mu m$ 。构件热镀锌后，作镀锌构件的表面涂覆聚丙烯聚氨漆 3 ~ 4 层，有效地延长了构件表面氧化锌的形成，较长时间地保持构件表面镀锌层的光泽。

(六) 地基基础

钢结构电视塔是以水平作用为结构的主要控制作用。基础设计中必须使地基和基础具有良好的稳定性和控制沉降的能力,保证上部结构正常使用。

石家庄塔下部塔腿与地面夹角为 60° , 作用于每条塔腿基础顶面的水平推力 12374kN; 垂直压力 22406kN。在基础设计中, 每条塔腿下设 16 根直径为 1m, 桩长 28.2m 的灌注桩基础, 其中每条塔腿外端设四根斜桩(桩身轴线与地面水平夹角 60°), 斜桩直径为 1m, 桩长 32m, 独特的斜桩有效地抵抗了基础顶面的水平推力, 并取代了庞大的连系梁体系, 使工程取得了良好的经济效益。

在主体结构完成后, 经变形和沉降观测, 基础沉降量较小, 基础处于良好的工作状态, 满足了使用要求。基础图见图 7-6-47。

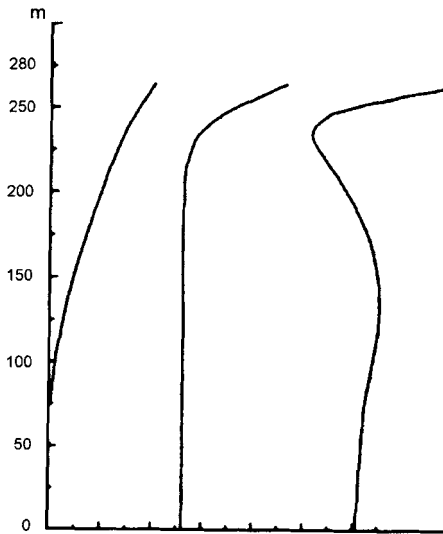


图 7-6-47 前三阶振型图

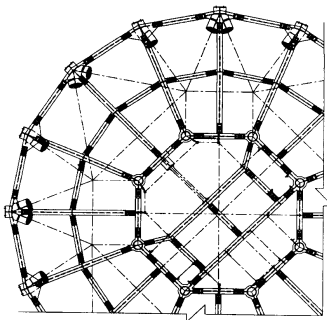


图 7-6-48 塔楼结构图

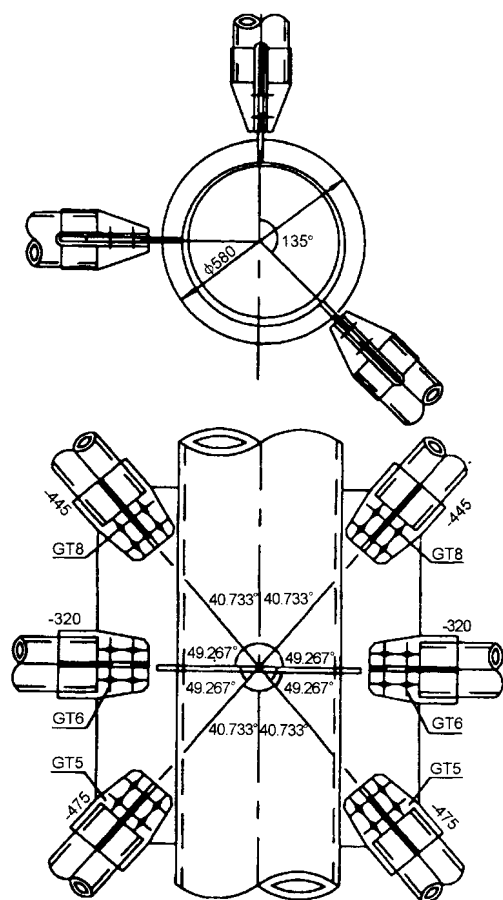


图 7-6-49 节点 1

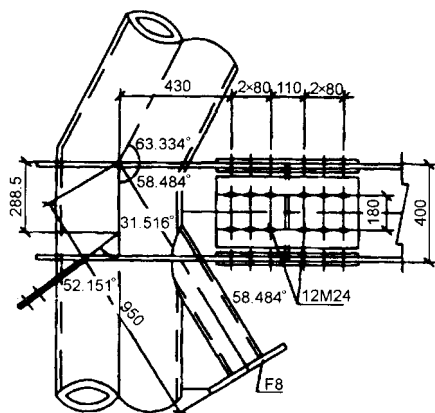


图 7-6-50 节点 2

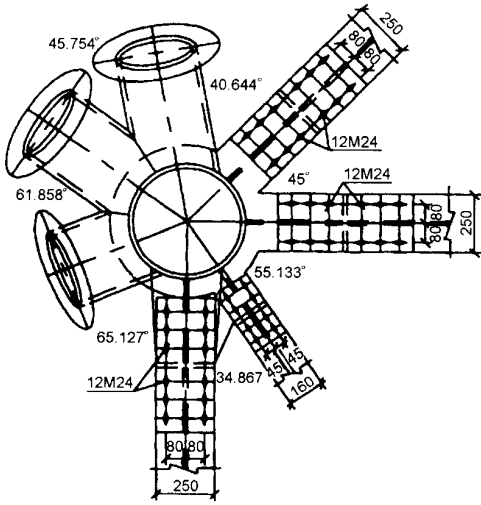


图 7-6-51 节点 3

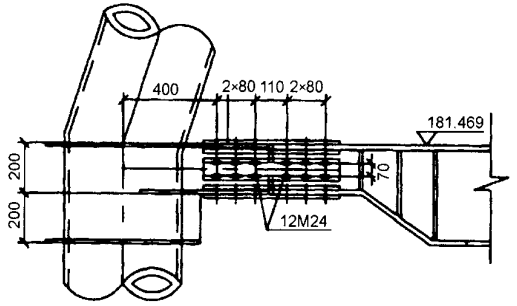


图 7-6-52 节点 4

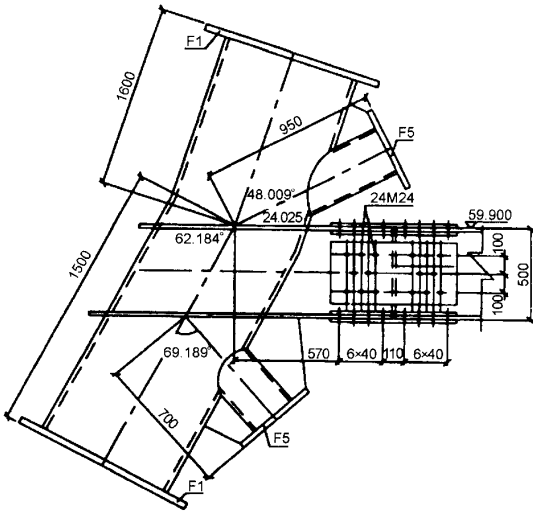


图 7-6-53 节点 5

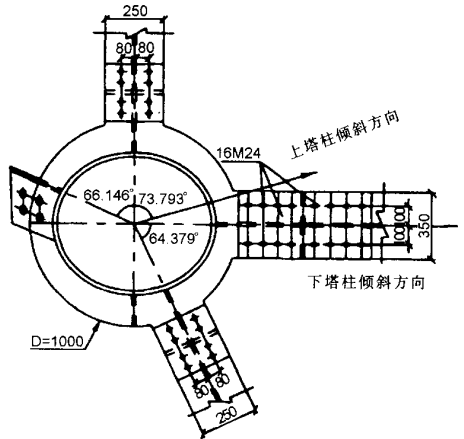


图 7-6-54 节点 6

A decorative border composed of small black arrows pointing outwards from the center, forming a square frame around the text.

第八篇

钢结构工程施工质量控制

第一章 钢结构工程施工 质量控制概述

第一节 钢结构工程的质量特点与质量控制

钢结构工程的施工过程，就是最终产品质量的形成过程，所以，施工阶段的质量控制是钢结构工程项目质量控制的重点。

一、钢结构工程项目的质量特点

钢结构工程项目的施工，由于其涉及的面广，是一个极其复杂的综合过程，再加上工程项目位置固定、施工流动、结构类型不一、质量要求不一、施工工艺不一、体形不一、整体性很强、产品手工作业较多、允许偏差较小、从制造到安装结束的施工一般都要有一定的周期、安装施工时受自然条件的影响等特点，因此，钢结构工程项目的质量比一般工业产品的质量更难以控制。正是因为上述特点而产生了钢结构工程项目质量本身难以控制的特点，其主要表现在以下几个方面：

(1) 质量受影响的面广。例如设计、材料、机械、气象、施工工艺、操作方法、操作技能、技术措施、管理制度等方面都将直接影响钢结构工程项目的施工质量。

(2) 质量波动容易产生。因为钢结构工程项目施工不像其他产品生产，有相对固定的生产自动流水线，有被实际证明是可行的规范化的生产工艺和完善的检测技术，有成套的生产设备和稳定的生产环境，有相同系列规格和相同功能的产品；同时，由于影响施工质量的偶然性因素和系统性因素都较多，如材料差异、焊机电压电流变化、操作与环境的改变、仪表失灵等都会引起质量的波动，产生质量事故。

(3) 容易产生第一、二判断错误。钢结构工程项目在制作安装过程中，由于工序较多，有一定量的隐蔽工程，有些有一定时间性，若不及时检查实物，事后再看表面，就容易将不合格的产品，判为合格的产品。产生第二判断错误，也会产生第一判断错误，也就是将合格产品判为不合格产品。例高强度螺栓终拧后的检查工作。

(4) 竣工检查时不能解体、拆卸。钢结构工程项目建成后，一般不可能像某些产品那样，可以解体、拆卸后检查内在质量，或重新更换零件；其一般只作外观和无损检测，即使发现质量有问题，一般也不可能像其他产品那样实行“包换”。

所以，对钢结构工程项目质量更应加倍重视，严加控制，并必须将质量控制贯穿于项目施工的全过程中。

二、钢结构工程的质量控制

钢结构工程项目的质量控制，包括顾客的质量控制、施工单位的质量控制和政府的质量控制。其中，顾客的质量控制在实施建筑监理制中即为社会监理；政府的质量控制即为政府所设的各级质量监督机构。

作为一个施工企业进行质量控制就是为了确保合同规范所提出的质量标准，而采取一系列检测、控制措施、手段和方法。在实施施工项目的质量控制过程中，应遵循以下四个原则：

(1) 坚持“质量第一，顾客至上”。社会主义市场经济的机制促使企业树立“质量第一，顾客至上”的经营原则。钢结构工程项目作为一种特殊的商品，使用年限较长，其直接关系到人民生命财产的安全。因此，钢结构工程项目在整个施工过程中应始终把“质量第一，顾客至上”作为质量控制的原则。

(2) “以人为核心”。施工质量的形成过程是由人的作业活动来完成的。质量控制必须“以人为核心”，把人作为控制的动力，调动人的积极性；处理好与顾客和其他各方面的人际关系；增强人的责任感，树立“顾客至上”的思想，提高人的素质，避免人的失误；以人的工作质量保证工序质量，保证工程质量。

(3) “以防为主”。“以防为主”就是从事后质量检查把关，转向事前、事中的质量控制；对对钢结构构件的制造质量检验和安装质量检验，转向对工作质量的检查、对工序质量的检查、对中间产品的质量检验。这就从整个施工全过程实施质量控制，确保整个工程项目质量。

(4) 坚持标准、以数据为依据。《施工及验收规范》、《评定标准》及其他有关标准是评价钢结构工程项目质量的尺度，检查数据是实施质量控制的基础。钢结构工程项目是否符合质量标准，必须经过认真、严格的检查，以实测数据说话。这就要求我们施工企业的人员尊重科学、尊重客观事实；坚持标准、坚持以数据说话；做到既要正直、公正、杜绝不正之风，又要谦虚谨慎、事实求是，以理服人。

三、钢结构工程项目质量控制责任

鉴于钢结构工程项目的质量涉及面广，影响因素较多，难免不出现质量问题。对质量问题的责任，应根据施工的全过程作具体分析。一般来说，直接生产（工作）者应对产品质量负直接责任，如在工程项目中所出现的质量问题是属于设计问题，应由设计者负直接责任；是属于施工工艺问题，应由工艺员负直接责任；是属于作业问题，由施工操作者负直接责任。这是因为工程质量是在生产（工作）过程中创造的，优良与合格，已是客观产生，不是检查出来的。但是从事质量控制工作的人员对质量问题应承担间接

责任，尤其是检查把关不严、决策或指挥失误、明显失职、犯罪行为等原因所造成的质量问题，更应承担不可推卸的质量控制责任。这是因为从事质量控制的工作人员具有事前介入权、事中检查权、事后检验权，具备了承担质量控制责任的条件。企业的质控人员就是要对形成质量的因素进行检测、试验；对质量差异提出调整、纠正措施；对形成质量过程进行监督、检查、认证，因此赋予了承担质量控制责任的职能；质控人员具有胜任工作的业务能力和职业道德，并享有相应的经济报酬，所以质控人员对质量失控应负有不可推卸的间接责任。

第二节 钢结构工程施工质量控制的过程

任何钢结构工程项目都应划分为钢结构制作项目和钢结构安装工程，其分别由分项工程、分部工程、制作项目（单位工程）所组成。而钢结构工程项目的施工，则是通过一道道工序来完成。所以，工程项目的质量控制是从工序质量到分项工程质量、分部工程质量、单位工程（制作项目）质量的系统控制过程，如图 8-1-1 所示；也就是一个从投入原材料的质量控制开始，直到完成工程质量检验评定为止的全过程的质量控制过程，如图 8-1-2 所示。

根据钢结构工程项目质量形成的时间阶段，项目施工的质量控制又可分为事前质量控制、事中质量控制和事后质量控制，如图 8-1-3 所示。

根据上述情况分析，钢结构制作和安装企业在项目施工质量控制中应包括以下内容：

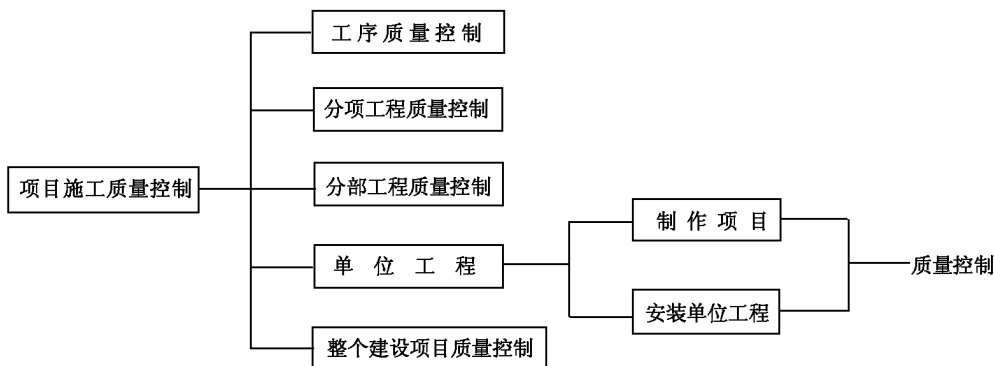


图 8-1-1 钢结构工程项目施工质量控制过程（一）

一、事前质量控制

事前质量控制指在正式施工前进行的质量控制，其控制重点是做好施工准备工作，

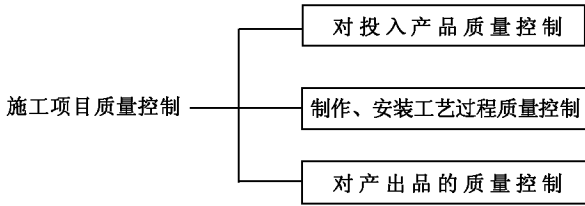


图 8-1-2 钢结构工程项目施工质量控制过程 (二)

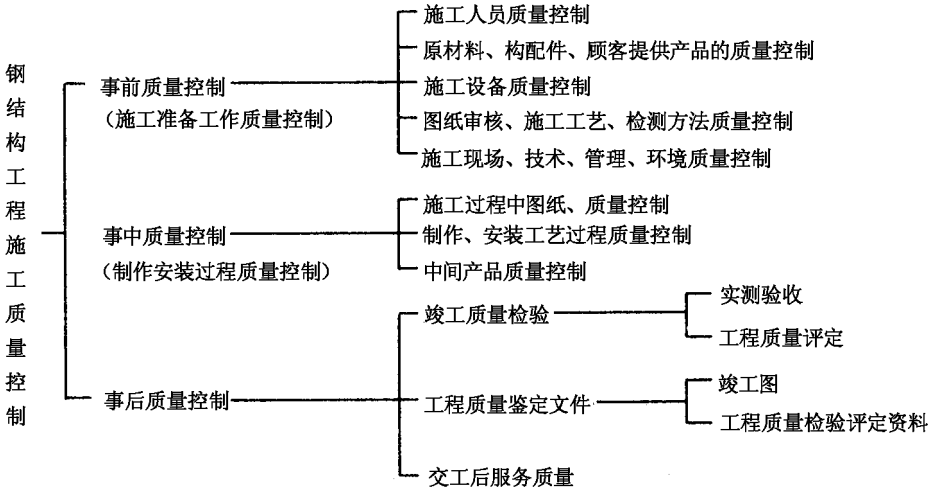


图 8-1-3 钢结构工程施工质量控制过程 (三)

且施工准备工作要贯穿于施工全过程中。

(一) 施工准备质量控制的范围

工程施工是一个物质生产活动，所以项目施工质量控制范围，应包括影响工程质量的五个主要方面，即要对 4M1E 质量因素进行全面的控制。4M1E 质量因素是指人 (Man)、材料 (Material)、机械 (Machine)、方法 (Method) 和环境 (Environment)，如图 8-1-4 所示。

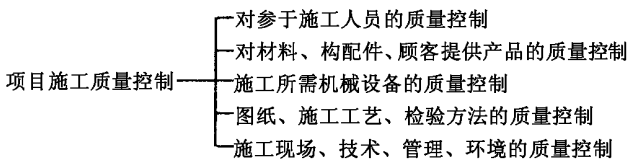


图 8-1-4 质量因素的全面控制

施工准备阶段质量控制范围就是要从上述五个方面进行工作，严格控制。

(二) 施工准备质量控制的内容

1. 制作项目

(1) 技术准备包括：熟悉和审查项目的施工图纸（包括施工图设计），制作要领书（工艺技术指导书）的编制和审查，编制项目施工图预算和施工预算等。

(2) 组织准备包括：制定施工计划、落实制作工艺路线的计划组合，对人员的培训和考核。

(3) 物资准备包括：原材料、构配件和外加工件的准备，设备机具的准备，生产工艺胎膜具的准备等。

(4) 现场准备包括：工作现场的划分，特殊的现场管理制度等。

2. 安装工程

(1) 技术准备包括：熟悉和审查项目的施工图纸，了解施工现场自然条件、技术经济条件，编制项目施工图预算和施工预算；编制和审查项目施工组织设计等。

(2) 组织准备包括：建立项目组织机构；集结施工队伍；对施工队伍人员进行入场教育等。

(3) 物资准备包括：原材料、构配件顾客提供的产品的进场和检查，施工机具准备等。

(4) 现场准备包括：生产、生活临时设施的准备，编制季节性施工措施，制定施工现场管理制度等。

二、事中质量控制

事中质量控制。指在施工过程中进行的质量控制，其控制策略是：全面控施工过程，重点控制工序质量。其具体措施是：工序交接有检查；质量预控有对策；施工项目有方案（技术文件）；技术措施有交底；图纸会审有记录；采购材料有预审；隐蔽部位有验收；计量校正有复核；产品检验有认证；不合格品有控制；产生原因有措施；行使质控有否决（如发生质量变异，隐蔽未经验收，质量问题未处理，擅自修改图纸，自行替代材料，无证上岗或未经资格审查的操作人员等，均应对质量予以否决）；质量文件有档案（凡是与质量有关的文件，如测量记录、图纸会审记录、材料合格证明、试验报告、施工记录、隐蔽部位记录、设计变更记录、竣工图等都要编目建档）。

三、事后质量控制

事后质量控制。指在完成施工过程形成产品的质量的控制，其具体工作内容如下：

(1) 准备竣工验收资料，组织自检和初步验收。

(2) 按规定的质量评定标准和办法，对已完成的分项、分部工程，单位工程（制作项目）进行质量评定。

(3) 组织竣工验收，其标准如下：

①按合同规定的内容和技术要求，完成施工，质量达到国家质量标准 and 设计文件规定的技术要求，能满足生产和使用的要求。

②交工验收的工程内清外洁，将施工中残余的物料运离现场，拆除临时建（构）筑物，整洁 2m 以内地坪。

③技术档案资料齐全。

第三节 钢结构工程施工质量控制的要求和依据

一、施工质量控制的要求

根据钢结构工程项目的特点，在企业施工质量控制中，要求我们有关质控人员做到以下几点：

(1) 坚持“以防为主”，重点进行事前质量控制，加强中间巡检，发现问题及时处理，找出不合格原因，落实纠正和预防措施，以达到防患于未然，把质量问题消除在萌芽状态。

(2) 施工质量控制的工作范围、深度、采用何种工作方法，应根据不同项目和实际情况，事前编制质量控制要领书（检查指导书）。必要时，经顾客同意后，作为合同条件的组成内容，在施工中按之指导质量控制。

(3) 质量控制人员在施工过程中既要坚持质量标准，严格检查，又要及时指正，热情帮教。在施工前，要参与制定施工方案的过程和审查，提出保证质量的技术措施，完善质量保证体系。

(4) 在处理质量问题的过程中，应尊重事实、尊重科学、立场公正，不受上级、好友影响，以理服人，不怕得罪人，在工作中树立质控人员的权威。

(5) 应注意掌握质量现状及发展动态，加强对不合格品的管理，促使整个施工全过程的作业和活动均处于受控状态。

二、施工质量控制的依据

施工质量控制，包括施工全过程质量控制和最终产品质量的控制。所以，施工质量控制的依据应体现以上两个部分质量控制的要求。

(一) 施工全过程的质量控制

重点是对原材料、构配件、半成品、机械设备的质量控制和工序质量控制，其除了共同的合同文件、设计图纸外，还有专门的技术性法规或其他规定。

1. 控制原材料、构配件、半成品质量的依据

(1) 有关产品技术标准。如各种钢板、型钢、管材、焊接材料、连接螺栓、涂料、防火材料、建筑五金和其他材料的产品标准，详见附录二。

(2) 有关试验、取样、方法的技术标准，如：《钢的化学分析用试样取样法及成品化学成分允许偏差》(GB 222—84)，《钢铁及合金化学分析方法》(GB 223—88~97)，《钢材力学及工艺性能试验取样规定》(GB 2975—82)，《金属拉伸试验试样》(GB 6397—86)，《金属拉伸试验方法》(GB 228—87)，《金属弯曲试验方法》(GB 232—88)，《金属夏比(V型缺口)冲击试验方法》(GB 229—94)。

(3) 有关材料验收、包装、标志的技术标准。如：《钢铁产品牌号表示方法》(GB 221—79)，《钢板和钢带验收、包装、标志及质量证明书的一般规定》(GB 247—88)，《型钢验收、包装、标志及质量证明书的一般规定》(GB 2101—80)，《钢管验收、包装、标志及质量证明书的一般规定》(GB 2102—80)，等等。

(4) 凡涉及新材料时，应有权威的技术检验部门发布的关于其技术性能的鉴定书。

2. 工序质量控制的依据

(1) 有关钢结构制作安装的操作规程。例：《钢结构制作操作规程》，《钢结构安装操作规程》。

(2) 有关施工工艺规范及验收规范，这是以分项、分部、或某类实体工程为对象制定的为保证其质量的技术性规范。如：《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205—95)，《钢结构工程质量检验评定标准》(GB 50221—95)，《气焊、手工电弧焊及气体保护焊焊缝坡口的基本形式与尺寸》(GB 985—88)，《埋弧焊焊缝坡口的基本形式和尺寸》(GB 986—88)，《钢结构制作工艺规程》(DBJ08—216—95)，《网架结构设计与施工规程》(JGJ 7—91)，《建筑钢结构焊接规程》(JGJ 81—91)，《塔桅钢结构施工及验收规范》(CECS80：96)。

(3) 凡属采用新工艺、新技术、新材料、新结构工程，事前应进行试验，在此基础上制定的施工工艺规程，应进行必要的技术鉴定。

(二) 最终产品质量控制的依据

1. 最终产品检验规范和要求

钢结构产品最终检验和试验是全面考核产品的质量是否满足设计要求和合同要求的重要手段，因此，最终产品检验和试验必须满足以下两条要求：

(1) 必须满足图纸设计要求和合同规定的技术标准、技术要求。

(2) 必须达到有关技术标准所规定的允许偏差以内。目前，建筑工程钢结构标准主要有：《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205—95)，《钢结构制作工艺规程》(DBJ08—216—95)，《网架结构设计与施工规程》(JGJ7—91)，《钢网架螺栓球节点》(JGJ75.1—91)，《钢网架焊接球节点》(JGJ75.2—91)，《钢网架检验及验收标准》(JGJ 75.3—91)《塔桅钢结构施工及验收规范》(CECS 80：96)。

2. 最终产品质量评定依据

工程质量的评定是通过工程的逐级（分项、分部和单位工程）质量检验评定起到质量把关和保证工程质量的作用，最终由工程质量的等级确定来全面评价工程质量综合效果，衡量制造厂和安装单位的质量管理水平和施工质量水平。鉴于在同一尺度上进行验评的原则，钢结构工程最终产品质量评定时不考虑设计的特殊要求，合同规定的其他技术标准和要求（如选用国外标准与要求），而只是用国家和行业颁布的评定标准作为依据，开展评定工作。目前建筑钢结构工程主要评定标准有：《钢结构工程质量检验评定标准》（GB 50221—95），《网架结构工程质量检验评定标准》（JGJ 78—91）。

第四节 钢结构工程施工质量控制的方法

钢结构工程制作与安装单位如何在施工中实施质量控制，主要是通过各有关部门具有质控职能的专职和兼职人员在质量控制中履行自己的职责。其质量控制的方法主要是通过编制和审核有关技术文件、报告、通过现场过程检查和最终检验以及进行必要的试验等方式进行。

一、编制和审核有关技术文件、报告

对技术质量文件、报告的编制和审核，是对工程质量进行全面控制的重要手段，其具体内容如下：

（一）制作项目

- （1）审核施工图、设计变更、修改图。
- （2）试验和编制有关应用新工艺、新技术、新材料、新结构的技术鉴定书。
- （3）编制和审核技术工艺文件（如制作要领书、技术指导书、涂装要领书、包装与运输要领书、工艺规程）等，质量检验文件（如质量检查要领书、质量检查表式等）。
- （4）对有关材料、半成品的质量检验报告、合格证明书的审核。
- （5）及时反馈反映工序质量动态的统计资料或管理图表。
- （6）及时处理有关工程项目质量事故，作好处理报告，提出合适的纠正与预防措施。
- （7）做好产品验收交货资料。

（二）安装项目

- （1）编制与审核施工方案和施工组织设计，确保工程质量有可靠的技术措施。
- （2）审核正式开工报告，下达开工指令。
- （3）审核进入施工现场各分包单位的技术资质证明文件、人员上岗资质证书。

- (4) 审核有关材料、成品、半成品的质量检验报告、材质证明书、试验报告。
- (5) 审核施工图、设计变更、修改图纸与通知、协议、指示。
- (6) 编制与试验有关应用新工艺、新技术、新材料、新结构的技术鉴定书
- (7) 做好工序交接检查、分项分部工程质量检查报告。
- (8) 及时处理有关质量事故，作好处理报告，提出合适的纠正与预防措施。
- (9) 及时反馈工序质量动态的统计资料或管理图表。
- (10) 及时做好工程项目验收资料。

二、过程检查与最终检查

(一) 检查内容

- (1) 物资准备检查。对采购的材料，进场的钢构件，顾客提供的产品在外观、尺寸上是否满足技术质量标准，机工具设备是否处于良好工作状态。
- (2) 开工前检查。现场是否具备开工条件，开工后能否保证工程质量。
- (3) 工序交接检查。对于重要工序或对工程质量有重大影响的工序，在自检互检的基础上，还要加强质检人员巡检和工序交接检查。
- (4) 隐蔽工程检查。凡是隐蔽工程需质检人员认证后方能掩盖。安装现场此工作尚须经顾客监理认证。
- (5) 跟踪监督检查。对施工难度较大的工程结构，或有特殊要求易产生质量问题的施工应进行随班跟踪监督检查。
- (6) 对分项、分部工程完工后应在自行检查后，经监理人员认可，签署验收记录。

(二) 检查的方法

检查方法分现场进行质量检查和试验检查。

1. 现场进行质量检查的方法有目测法和实测法。

(1) 目测法

目测检查法的手段，可以归纳为看、摸、敲、照四个字。

看 就是根据质量标准进行外观目测。如：钢材外观质量，应是无裂缝、无结疤、无折叠、无麻纹、无气泡和无夹杂；施工工艺执行，应是施工顺序合理，工人操作正常，仪表指示正确；焊缝表面质量，应是无裂缝、无焊瘤、无飞溅，咬边、夹渣、气孔、接头不良等应达到《施工及验收规范》的有关规定。

涂装施工质量，应是除锈达到设计和合同所规定的等级，涂后 4h 内不得雨淋，漆膜表面应均匀、细致、无明显色差、无流挂、失光、起皱、针孔、气泡、脱落、脏物粘附、漏涂等。

摸 就是手感检查。主要适用于钢结构工程中的阴角，如钢构件的加劲板切角处的光洁度和该处焊接包角情况可通过手摸加以鉴别。

敲 就是用工具进行音感检查。如钢结构工程中柱脚垫板是否垫实，高强度螺栓连接处是否密贴、打紧均可采用敲击检查，通过声音的虚实确定是否紧贴。

照 对于难以看到或光线较暗的部位，则可采用镜子反射或灯光照射的方法进行检查。

(2) 实测法

实测检查法，就是通过实测数据与施工规范及评定标准所规定的允许偏差对照，来判别质量是否合格，实测检查法的手段，可以归纳为量、拉、测、塞四个字。

量 就是用钢卷尺、钢直尺、角尺、游标卡尺、焊缝检验尺等检查制作精度，量出安装偏差，量出焊缝外观尺寸。

拉 就是用拉线方法检查构件的弯曲，扭曲。

测 就是用测量工具和计量仪器等检测轴线、标高、垂直度、焊缝内部质量、温度、湿度、厚度等的偏差。

塞 就是用塞尺、试孔器、弧形套模等进行检查。如用塞尺对高强度螺栓连接接触面间隙的检查，孔的通过率用试孔器进行检查，网架钢球用弧形套模进行检查。

2. 试验检查

试验检查是指必须通过试验手段，才能对质量进行判断的检查方法。如对需复验的钢材进行机械性能试验和化学分析、焊接工艺评定的试验、焊接拖带试板试验、高强度螺栓连接副试验、摩擦面的抗滑移系数试验等。

第二章 钢结构工程施工过程质量控制

第一节 钢结构工程施工过程质量控制概述

本章所讲述的钢结构工程施工过程质量控制是指钢结构工程制作、安装过程的工序质量控制，即为事中质量控制。它与施工准备质量控制、营销和生产后活动等各个阶段质量控制汇合成钢结构工程全过程的质量控制。

施工过程是产品质量形成的过程，为了确保钢结构工程的施工质量，操作和质控人员应严格遵守制作、安装施工工艺，执行“三检”工序性质量控制。

一、钢结构工程制作项目质量控制

(一) 制作项目作业流程图

- (1) 一般钢结构工程制作作业流程如图 8-2-1 所示。
- (2) 箱形 (BOX) 钢柱制作作业流程如图 8-2-2 所示。
 - A. 箱形柱组合程序如图 8-2-3 所示。
 - B. 日字箱形柱组合程序如图 8-2-4 所示。
 - C. 田字箱形柱组合程序如图 8-2-5 所示。
 - D. 十字形柱组合程序如图 8-2-6 所示。
- (3) 钢梁 (H 形) 制作作业流程如图 8-2-7 所示。
- (4) 一般钢桁架制作作业流程如图 8-2-8 所示。
- (5) 网架钢结构制作作业流程如图 8-2-9 (a) 图 8-2-9 (b) 所示。

(二) 制作项目制作质量控制

钢结构工程制作项目制作过程质量控制一般程序如图 8-2-10 所示。

二、钢结构工程安装工程质量控制

一般钢结构工程安装工程作业流程如图 8-2-11 所示。

三、钢结构工程制作、安装作业流程质量控制概要

- (1) 钢结构工程制作项目作业流程质量控制如表 8-2-1 所示。
 (2) 钢结构工程安装工程作业流程质量控制如表 8-2-2 所示。

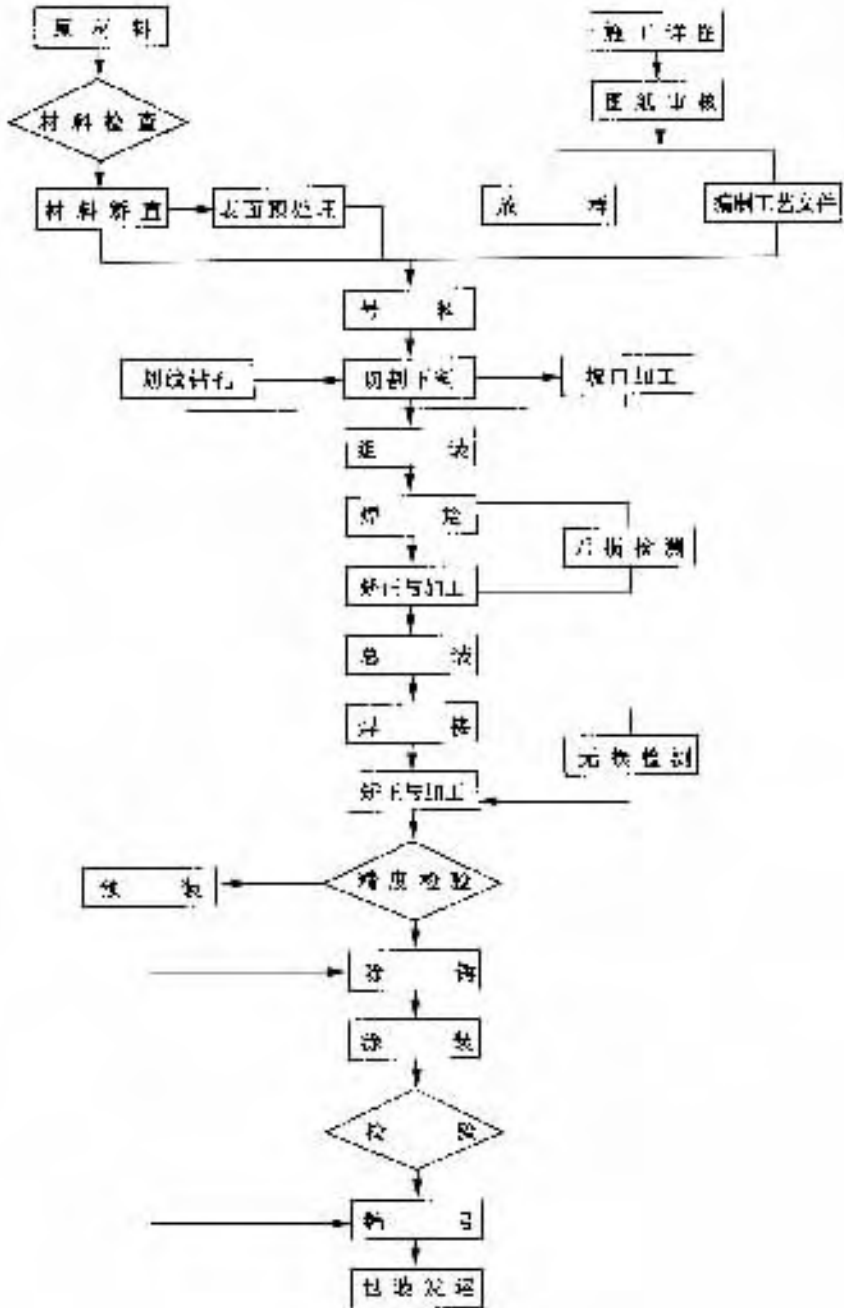


图 8-2-1 一般制作作业流程图

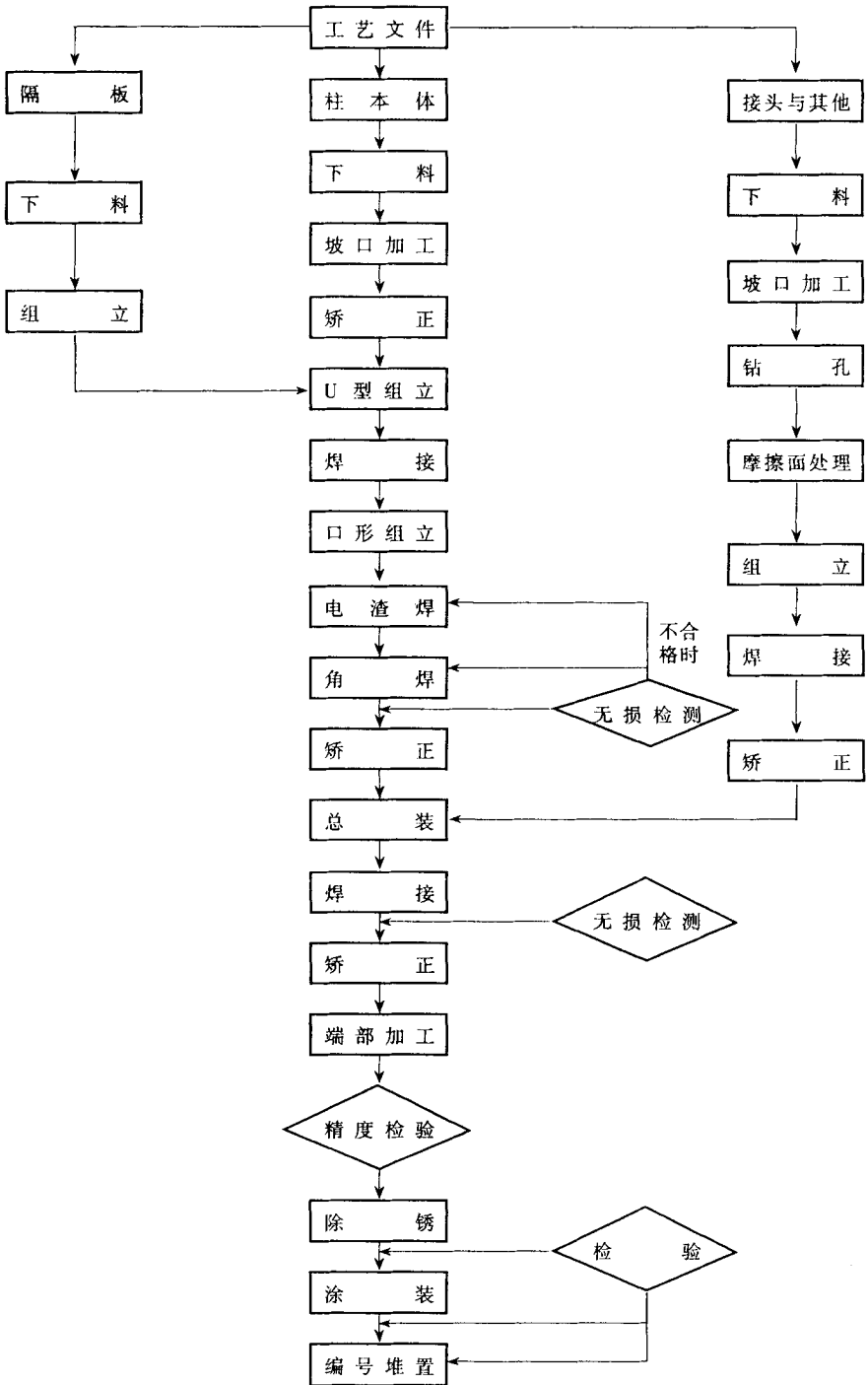


图 8-2-2 箱形 (BOX) 钢柱制作作业流程图

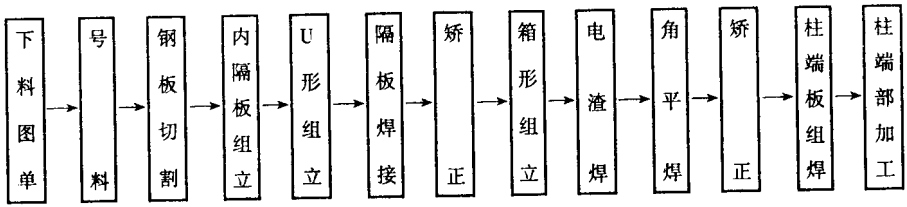


图 8-2-3 箱形柱组合程序图

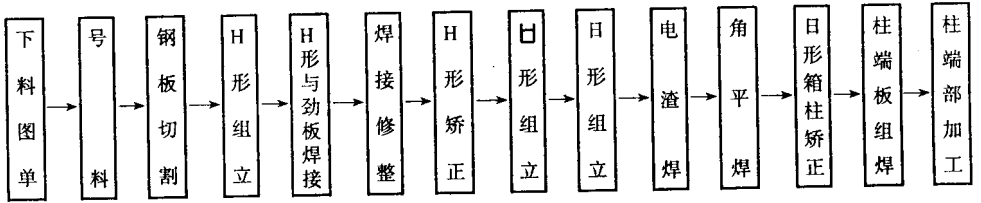


图 8-2-4 日字箱形柱组合程序图

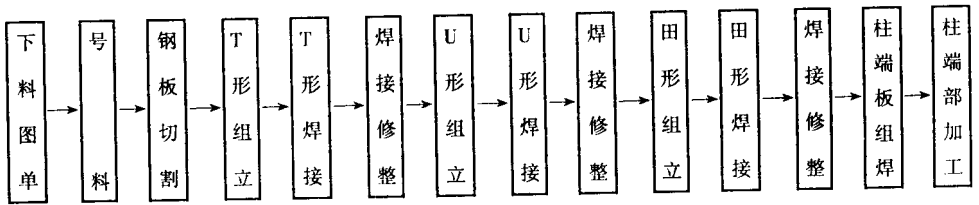


图 8-2-5 田字箱形柱组合程序图

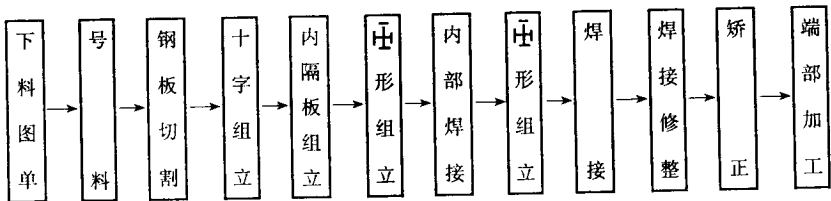


图 8-2-6 十字形柱组合程序图

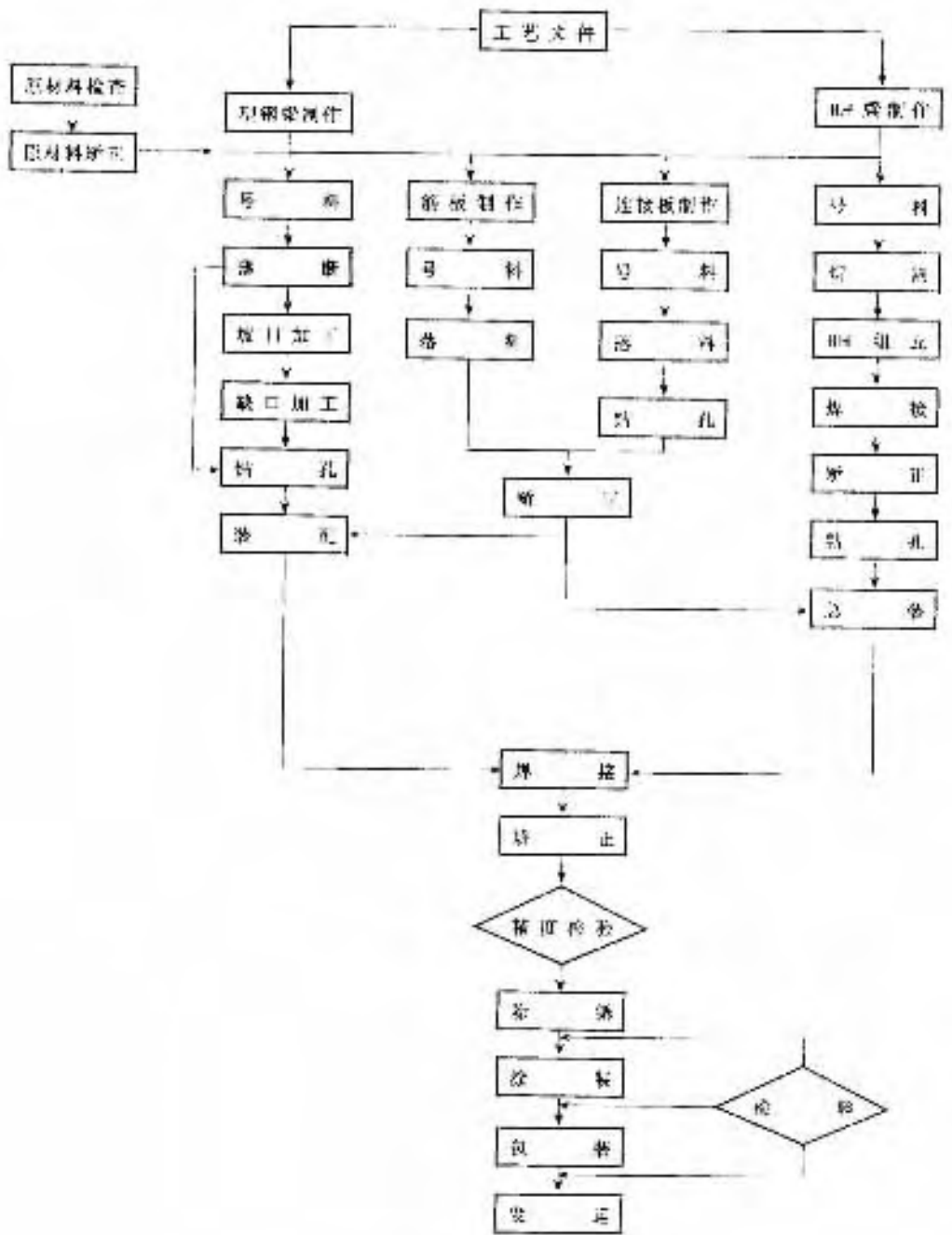


图 8-2-7 钢梁（H形）制作作业流程图

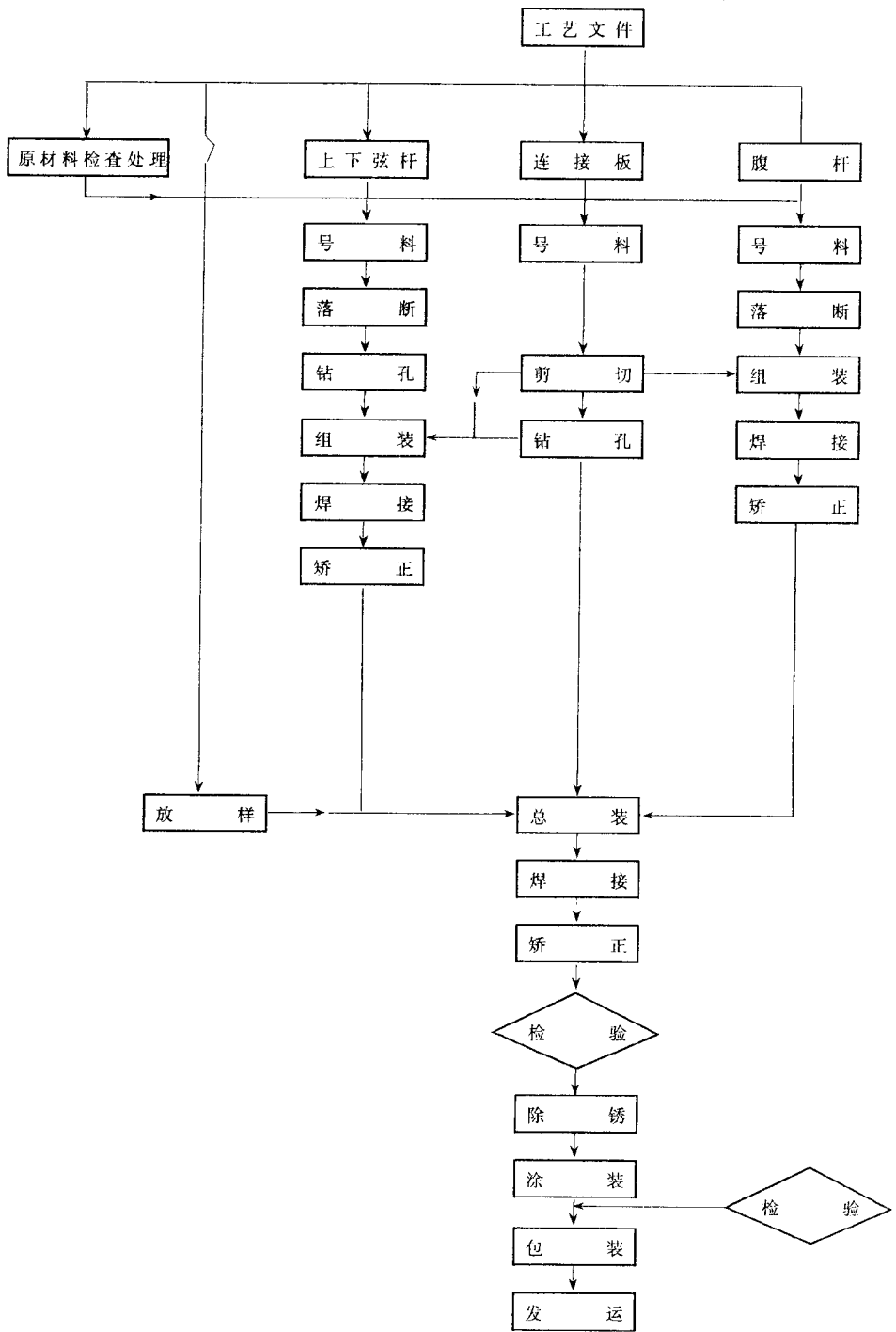


图 8-2-8 一般钢桁架制作作业流程图

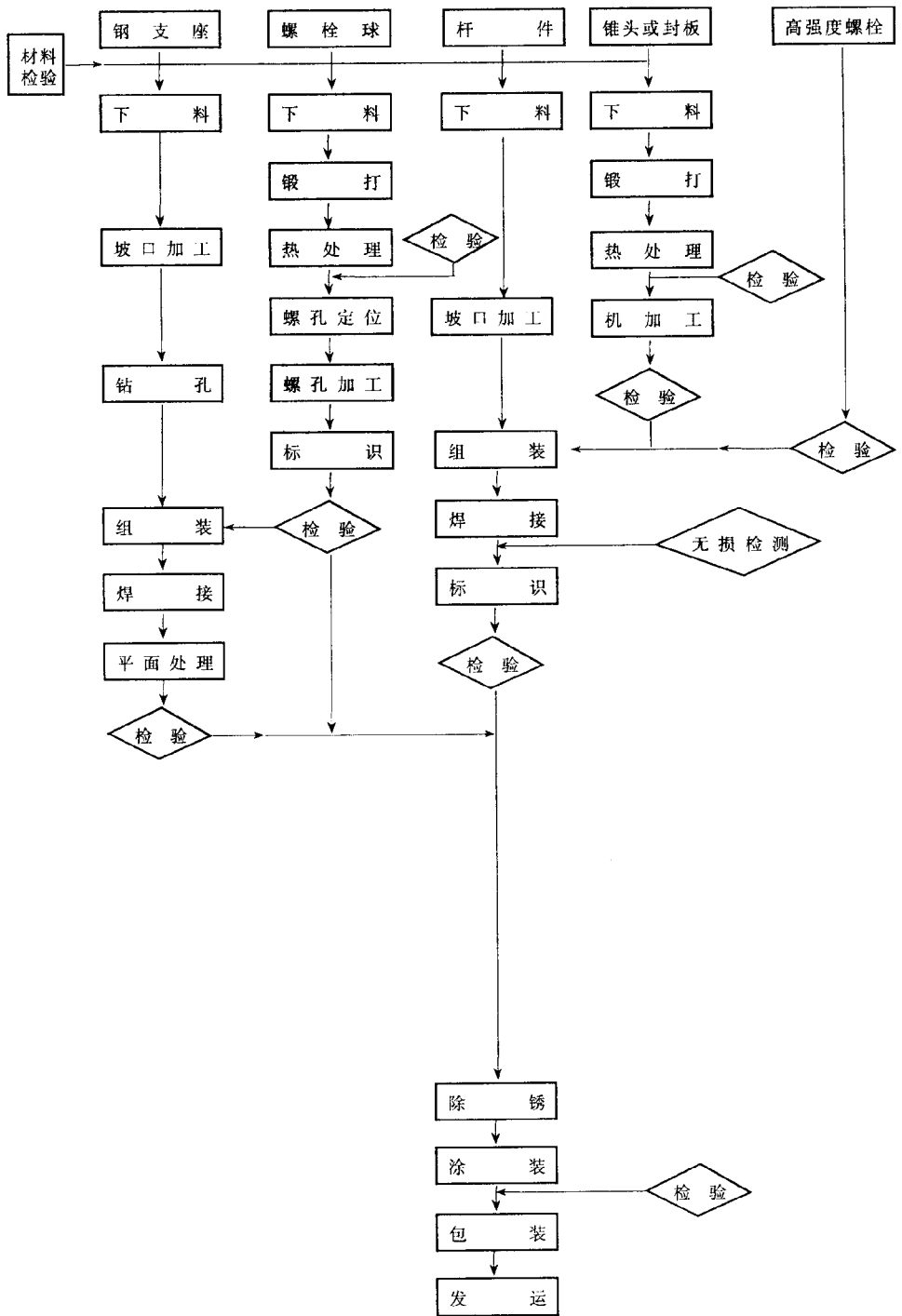


图 8-2-9 (a) 螺栓球钢网架制作作业流程图

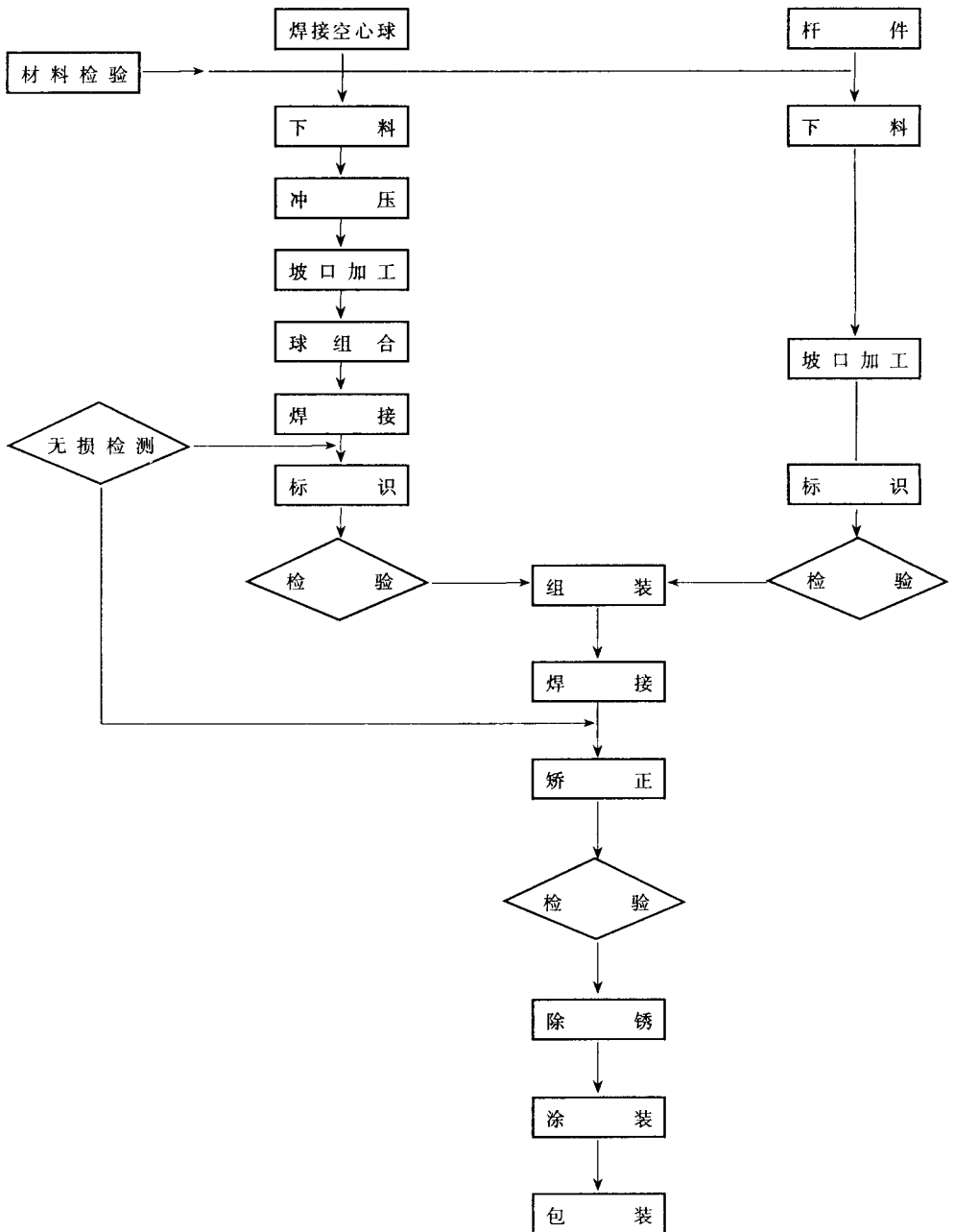


图 8-2-9 (b) 焊接空心球钢网架制作作业流程图

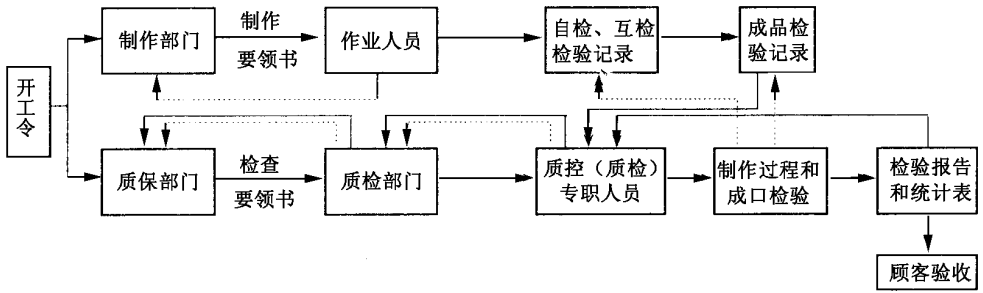


图 8-2-10 制作过程质量控制一般程序

注 —— 报验单及检验报告认证

----- 产品质量异常报告

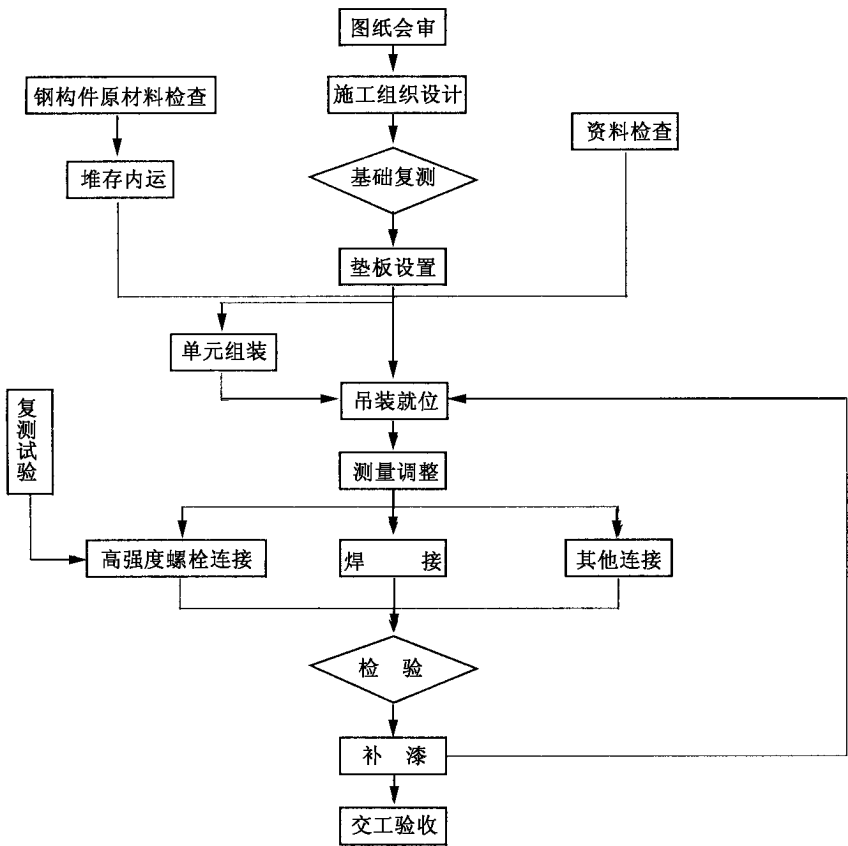


图 8-2-11 一般安装工程作业流程图

表 8-2-1 制作项目作业流程质量控制一览表

序 号	作业程序名称	质量控制内容
1	放样、号料	各部尺寸核对
2	落断、切割	直角度，各部尺寸检查，切割面粗糙度，坡口角度
3	钻 孔	孔径，孔距，孔边距，光洁度，毛边，垂直度
4	成型组装	钢材表面熔渣、锈、油污之清除，间隙，点焊长度、间距、焊脚，直角度，各部位尺寸检验
5	焊 接	预热温度、区域，焊渣清除，焊材准备工作；焊道尺寸，焊接缺陷，必要的理化试验和无损检测
6	矫 正	直角度，垂直度，拱度，弯曲度，扭曲度，平面度，加热温度
7	端面加工、修整	长度，端面平整度，端面角度
8	热 处 理	温度控制，硬度控制
9	锻 件	外观缺陷，温度控制，尺寸偏差
10	除 锈	表面清洁度，表面粗糙度
11	涂 装	目测质量，涂层厚度（干膜），气候，不油漆处的处理
12	包装编号	必要的标识，包装外观质量，包装实物核对
13	贮 存	堆放平整，防变形措施，表面油漆状况
14	装 运	装车明细表，外观检查
15	预 装	安装部位尺寸偏差，方向标识

表 8-2-2 安装工程质量控制一览表

序 号	作业程序名称	质量控制内容
1	原材料、钢构件等的检查	核对材质规格，出厂证明书检查，各部尺寸的测量，构件外观检查，必要的理化试验
2	堆存内运	外观检查，防变形措施
3	基础复测	水平线，柱轴线
4	垫板设置	填实情况，尺寸位置，固定情况
5	吊装就位与调整	吊装垂直度、水平度，位移偏差等尺寸检查
6	高强度螺栓连接	试验报告，初拧与终拧扭矩，摩擦面的处理情况，终拧后的检查
7	焊 接	预热情况，焊渣清除，焊道尺寸，焊接缺陷与处理，必要的理化试验和无损检测

序号	作业程序名称	质量控制内容
8	矫正	网架纠偏措施实施情况
9	实测记录	实测数据核实认证
10	除锈	表面清洁度，外观油污等
11	涂装	测定干膜厚度，气候情况，补漆处的处理等
12	交工验收	资料准备情况，实物质量情况

四、施工过程中的质量控制

这里的施工过程中的质量控制不是全过程的质量控制，只是指施工准备结束后到产品检验评定前的施工工序质量控制。这一阶段是钢结构产品形成的主要阶段，也是产品质量形成的过程。因此，必须加强施工工序的质量控制。

（一）工序质量控制的概念

工程项目的施工过程，是由一系列相互关联，相互制约的工序所构成，前面作业流程图已粗略反映了我们钢结构工程施工中的工序。从作业流程图中，我们可以看到各道工序质量将直接影响工程项目的整体质量。要控制全过程施工质量，必须控制工序质量。

工序质量包括两个方面的内容：第一是工序活动条件的质量；第二是工序活动效果的质量。从质量控制的角度来看，这两者是互为关联的，这里既要控制工序活动条件的质量（即每道工序投入的人、物、机、法、环的质量），又要控制工序活动效果的质量（即制作、安装的产品是否达到质量标准）。

工序质量控制的主要内容应包括以下几个方面：

（1）工序活动条件的质量。在工序活动时首先要控制进入每道工序的影响质量的五大因素（人、物、机、法、环），使它们处于受控状态，避免系统性因素变异发生，以保证施工的质量正常、稳定。具体来说要做好：①物资控制、可追溯性及标识；②设备控制和维护；③过程中人的管理；④文件的控制；⑤现场作业场地的协调。

（2）严格督促、贯彻遵守工艺规程。施工工艺和操作规程是进行施工操作的依据和施工法规，是确保工序质量的前提，任何人都应严格贯彻执行，质控人员应加强中间巡视督促。在执行工艺规程过程中，对由于各种原因而需要更改工艺规程的，必须按工艺文件制定的规定进行更改。在还没有更改前（即非有效更改），操作执行仍应以原有文件规程为准，没有理由拒绝执行原规程，直至收到有效更改本为止。

（3）合理设置质量控制点。控制点是指为了保证工序质量而需要进行控制的重点、

或关键工序、关键环节，以便在一定条件下进行强化管理，使工序处于良好的控制状态。

(4) 及时控制验证状态。这里验证状态主要是指对工序输出的验收状态作出明确的区分，以保证只有经验收合格的产品才能转入下一过程或出厂（或交付）。对产品的验证状态要进行标识，标识的方法有：打钢印、挂标签、随产品的检验记录、色标、计算机登记等。

(5) 掌握对不合格品的控制。在过程中应对不合格的产品和材料实施有效控制，注意对已发生不合格品的标识、隔离、评审和处理，并制定纠正措施，防止问题的再发生。

(二) 质量控制点的设置

质量控制点设置的原则，是根据钢结构工程项目中质量特征值对整个工程质量的影响程度来确定的。在设置质量控制点时，应根据设计图样上标注的关键性的和具有重要特性的工序以及零部件在加工、装配过程中的难度大，质量易波动的工序，确定关键工序，建立控制点和必要的检验点。钢结构工程中还有一个特殊工序的质量控制问题——焊接，对于它还要控制焊接工艺参数及影响参数波动的各种因素，因此有更严格的控制要求。

施工过程中质量控制点设置的基本原则如下：

- (1) 设置应视产品情况结合本企业具体情况使用不同的质量控制点。
- (2) 以加强过程控制为主，辅以必要的多频次的工序检验。
- (3) 遵循“点面结合”的原则，在系统控制基础上，对关键环节进行重点控制。
- (4) 严格控制工艺参数及影响工艺参数波动的各种因素，使工序处于受控状态。
- (5) 严格控制施工方法、施工顺序的贯彻执行。
- (6) 严格控制各工序间技术间隙的时间性。
- (7) 严格控制常见的质量通病的再发生。
- (8) 注意使用新工艺、新技术、新材料（或特殊材料）的质量控制。

总之，凡是施工过程中的关键所在，质量上的薄弱环节，都要设置质量控制点，这是抓施工过程质量控制的一项重要措施。明确了重点，就能使质量控制工作有的放矢，事半功倍。

第二节 制作精度的质量控制

钢结构工程制作项目的制作精度除了与前面所进的操作人员应具备良好的素质、合理的制作要领（工艺文件）、合格的材料、良好的机械设备和合格的工作环境有关外，还必须注意以下具体工作程序方面的质量控制。

一、注意计量器具的统一

(一) 计量器具必须检定校准合格

计量是经济建设、科学进步和社会发展的重要技术基础，是提高质量效益和竞争的有力技术保障，是规范市场行为的必要技术条件。钢结构工程制作、安装和验收所使用的计量器具必须合格。这里，“合格”不仅仅是制造意义上的合格，更重要的是指根据计量法规定的定期计量检验意义上的合格。因此制作、安装和检验单位应按有关规定，定期对所使用的计量器具送计量检验部门进行计量检定，并保证在检定有效期内使用。这样就从“物”的角度保证构件尺寸的统一。

(二) 计量器具必须使用合格

不同计量器具有不同的使用要求。如钢卷尺在测量一定长度的距离时，应使用夹具和拉力计数器，不然的话，读数就有差异。

(三) 计量器具在使用中应注意事项：

计量器具在使用中应注意温差变化引起测量值的变化，要进行调整。

二、注意制作过程的要求

钢结构工程制作项目的制作精度（即允许偏差）在《施工及验收规范》及其他有关标准中都作了详细的规定，本节不再重复，但我们要注意制作过程中一些对制作精度有影响的有关要求。

(一) 放样、号料和切割

(1) 放样划线时应清楚标明装配标记、螺孔标记、加强板的位置方向、倾斜标记、其他配合标记和中心线、基准线及检验线，必要时要制作样板。

(2) 注意预留制作、安装时的焊接收缩量；切割、刨边和铣加工余量；安装预留尺寸要求；构件的起拱下料尺寸。

(3) 划线前，材料的弯曲或其他变形应予矫正。当采用火焰矫正时，加热温度应根据钢材性能选定，但不得超过 900℃。低合金结构钢在加热矫正后应缓慢冷却。

(二) 孔加工

(1) 当孔加工采取冲孔方法进行时，宜控制板的厚度不大于 12mm，冲孔后孔周边应用砂轮打磨平整。

(2) 分清螺栓孔的分组（目的在于注意必要的精度）。

节点中连接板与一根构件相连的所有螺栓孔为一组，如图 8-2-12 所示。

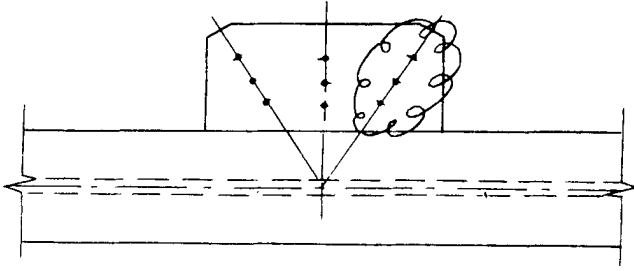


图 8-2-12 螺栓孔分组 (1)

对接接头在拼接板一侧的螺栓孔为一组，如图 8-2-13 所示。

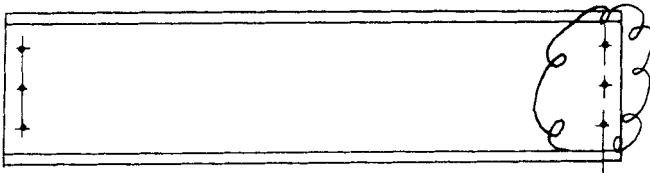


图 8-2-13 螺栓孔分组 (2)

在两相邻节点或接头间的螺栓孔为一组，如图 8-2-14 所示。

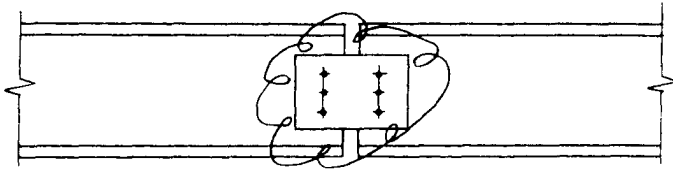


图 8-2-14 螺栓孔分组 (3)

受弯构件翼缘上的连接螺栓孔，每米长度范围内的螺栓孔为一组，如图 8-2-15 所示。

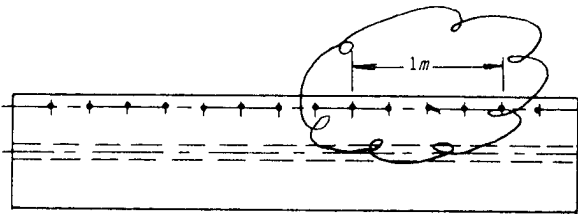


图 8-2-15 螺栓孔分组 (4)

(3) 注意批量生产的积累误差。

由于钢结构流水作业中,往往会产生批量生产的同一误差,而且这误差是在《施工及验收规范》中所允许的偏差之内。例如长度大于 3m 在梁允许相邻两组端孔间距离为 $\pm 3\text{mm}$ 。如果偏差集中于一个方向的最大值时,对安装精度与进度就带来麻烦,特别是高层建筑中梁的集中负公差。

(三) 组装(预装)

(1) 零部件在组装前应矫正其变形并达到符合控制偏差范围以内,接触表面应无毛刺、污垢和杂物,以保证构件的组装紧密贴合,符合质量标准。

(2) 组装时,应有适当的工具和设备,如定位器、夹具、坚固的基础(或胎架)以保证组装有足够的精度。

(3) 为了保证隐蔽部位的质量,应经质控人员检查认可,签发隐蔽部位验收记录,方可封闭。

(4) 预装的构件必须是进行检查和确认是符合图纸尺寸、符合构件的精度要求。需预装的相同构件应可随机抽装。

(5) 预装时,构件应在自由状态条件下进行(特别是网架结构),预装结果应符合《施工及验收规范》及有关标准规定。

(6) 预装检查合格后,应根据预装结果标注中心线、控制基准线等标记,必要时应设置定位器。

(7) 对跨度大于 40m 的重要建筑物网架预装时(或安装),对最大焊接球或螺栓球节点必须进行复验,详见附录六。

(四) 铣加工

(1) 钢结构工程中如承重连接的柱接头的承压表面应按图纸设计技术要求进行车间铣加工,以保证金属接触面的区域大于柱截面的 70%,且边缘最大间隙不大于 0.8mm 的要求。

(2) 柱的铣加工面应垂直于柱中心线。

(3) 其他需顶紧的接触面,亦应采用铣、刨、磨的方式进行加工,以保证顶紧的质量要求。

三、注意成品检查质量

(一) 成品制作精度的检查必须在下列情况完成后进行

(1) 制作过程中出现的损坏和变形应去除或完全矫正,达到允许偏差之内。

(2) 必要的理化试验、无损检测符合标准规定。

(3) 构件符合图纸要求,不再进行修正和焊接。

（二）加强对连接部位的检查

钢结构制造成品在安装时直接反映出来的质量问题就出在连接部位上。长度尺寸、螺栓孔孔距、角度等诸方面的制造精度都将受到实际检验。产品在这方面的精度直接影响到施工进度。因此制作验收和安装前对进入工地的构件进行复验时应加强对连接部位的质量控制。

（三）正确测量钢构件的起拱值

钢结构承重梁与桁架等在制作中有一个起拱值问题，特别是大跨度的构件和吊车梁结构。一般，在 18m 以上的吊车梁及桁架设计时要求起拱，这起拱度是指吊车梁或桁架在安装就位后的状况。要检验其起拱度或下挠与否，应与安装就位的支承状况基本相同，即将吊车梁（或桁架）立放，并在支承点处将梁垫高一点，以便检测，并消除梁自重对拱度或挠度的影响。

（四）认真确认基准

钢结构安装过程中单节或多节柱第一节的基准线的确认对整个安装精度有很大的影响，同时对工程竣工后正确地进行定期观测、积累工程档案资料和工程的改建、扩建至关重要。因此，在制作检查和吊装前，必须确认其中心线及标高基准线点等标记。特别是多牛腿柱，应尽可能使多牛腿标高、中心误差都达到规范要求。

（五）及时提交制作项目资料

（1）钢构件出厂时提交的资料应按《施工及验收规范》及有关标准的规定进行，当有摩擦面时，应按批提供 3 套（必要时 5 套）与构件相同材质、同样处理方法的试件，由安装单位复验抗滑系数。

（2）在结构工程质量检验评定时，构件制造厂应按《评定标准》为规定作好工程质量检验评定，并作好资料及时提交有关单位。

四、质量控制标准

（1）钢结构工程制作项目质量控制标准如表 8-2-3 所示。

（2）压型金属板制作项目质量控制标准如表 8-2-4 所示。

（3）钢结构工程预拼装质量控制标准如表 8-2-5 所示。

（4）钢网架结构拼装质量控制标准如表 8-2-6 所示。

第二章 钢结构工程施工过程质量控制

表 8-2-3 钢结构工程制作项目质量控制标准

项 别	项 目	质 量 标 准	检 验 方 法	检 查 数 量			
保 证 项 目	1	钢材的品种、规格型号及质量	应符合设计要求和国家现行有关标准的规定	检查钢材质量证明书或复验报告、规格用钢尺或卡尺检查	按规格和批号检查		
	2	钢材切割面或剪切面	应无裂纹、夹渣、分层和大于 1mm 的缺棱	观察或用放大镜、钢尺、焊缝量规检查			
	3	高强度螺栓连接摩擦面	应作抗滑移系数试验，其最小值应符合设计要求	检查试验报告			
	4	连接摩擦面的表面	应平整，不得有飞边、毛刺、焊接飞溅物、焊疤、氧化皮、污垢及无用涂料等	观察检查	按构件数抽查 10%，但不应少于 3 件		
	5	吊车梁和吊车桁架	不得下挠	用水准仪和钢尺检查			
基 本 项 目	1	钢构件外观	合格：表面不应有明显的凹面和损伤，划痕深度不应大于 0.5mm，焊疤、飞溅物、毛刺基本清理干净 优良：表面不应有明显的凹面、损伤和划痕，焊疤、飞溅物、毛刺应清理干净	观察检查			
	2	零件、部件顶紧组装机面质量	合格：顶紧接触面不应少于 75% 紧贴，边缘最大间隙不应大于 0.8mm 优良：顶紧接触面不应少于 80% 紧贴，边缘最大间隙不应大于 0.8mm	用钢尺和 0.3mm 及 0.8mm 厚的塞尺检查	按接触面的数量抽查 10%，但不应少于 10 个		
	3	螺栓孔外观质量	合格：孔壁应光滑，无毛刺、飞边，孔壁垂直度不应大于板厚的 3%，孔的圆度偏差不应大于 2mm 优良：孔壁应光滑，无毛刺、飞边、孔壁垂直度不应大于板厚的 2%，孔的圆度偏差不应大于 1mm	用角尺、卡尺和观察检查	按钻孔组数抽查 10%，但不少于 10 组		
	4	构件尺寸偏差	① 受力支托表面至第一个安装孔距离	合格：偏差值应符合左列规定 优良：偏差值符合合格规定，其中有 50% 及以上的一处（件），其偏差绝对值应小于规定偏差的 50%	观察检查和实测检查	按构件数抽查 10%，但不少于 3 件	
			② 多节柱端铣平面至第一个安装孔距离				± 1.0
			③ 实腹梁两端最外侧安装孔距离				± 3.0
④ 各类构件连接处的截面几何尺寸			± 3.0				
⑤ 柱梁连接处的腹板中心线偏移			± 2.0				

项别	项 目	质 量 标 准				检验方法	检查数量
允许偏差项目	1 焊接 H 型钢、 各类构件制作	应符合《钢结构工程施工及验收规范》的规定				分别见表 5-14—表 5-20	按钢构件数抽查 10%，但不少于 3 件
	2 螺栓孔孔径 C 级螺栓（Ⅱ类孔） A B 级螺栓（Ⅰ类孔）	允许偏差 +1.0mm				用游标卡尺或孔径量规检查	按钢构件数抽查 10%，但不少于 3 件
		H12 精度					
	3 螺栓孔孔距： 同一组内任意两孔 间距离 相邻两组的端孔间 距离	允许偏差（mm）				用钢尺检查	
		≤500	501~1200	1201~3000	>3000		
		±1.0	±1.5	—	—		
		±1.5	±2.0	±2.5	±3.0		
	4 端部铣平面	构件长度	平面度	对轴线的垂直度		用钢尺、直尺和塞尺检查	按铣平面数 10% 抽查，但不应少于 3 个
		±2.0mm	0.3mm	L/1500mm			
	5 安装焊缝坡口坡口角度钝边	±5° ±1.0mm				用焊缝量规检查	按坡口数量抽查 10%，但不少于 3 条

表 8-2-4

压型金属板制作工程的质量控制标准

项目类别	项 目 内 容	质 量 标 准	检验方法	检查数量
保证项目	1 金属板板材的品种、材质、规格、涂层和外观质量	应符合设计要求和国家现行有关标准的规定	检查质量证明书或复验报告	以每作业班的同一材质、同一规格产品为一批，逐批检查
	2 压型后，基板外观	不得有裂纹	观察和用 10 倍放大镜	逐批检查

第二章 钢结构工程施工过程质量控制

项目类别	项 目 内 容			质 量 标 准	检 验 方 法	检 查 数 量		
基本项目	1	压型金属板外观质量			合格：表面干净、无油污泥砂，大面积无明显凹凸和皱折； 优良：表面干净，无油污泥砂，无可察觉的凹凸和皱折	观察检查	每批抽查5%，但不应少于10件，且每卷板材不应少于2件	
	2	有涂层或镀层的压型金属板表面质量			合格：涂层或镀层应无肉眼可见裂纹、剥落和擦痕等缺陷； 优良：涂层或镀层表面光洁平整	观察检查	每批抽查5%，但不应少于10件，且每卷板材不应少于2件	
	3	尺寸偏差项目 (mm)			合格：偏差值符合规定； 优良：偏差值符合合格规定，其中有50%及以上的处(件)，偏差绝对值小于规定的50%	用拉线和钢尺检查(测量方法如下所示)	每批抽查5%，但不应少于5件，且每卷板材不应少于1件	
		波距 ± 2.0						
		波高	压型钢板	$h \leq 70$				± 1.5
				$h > 70$				± 2.0
	压型铝板 ± 2.0							
	侧向弯曲 (在 l_1 范围内)		压型钢板 20.0					
			压型铝板 25.0					
允许偏差项目	1	覆盖宽度	压型钢板	$h \leq 7$	允许偏差 $+8.0, -2.0$	用钢尺检查	每批抽查5%，但不应少于5件，且每卷板材不应少于1件	
				$h > 70$	允许偏差 $+5.0, -2.0$			
			压型铝板	$h \leq 70$	允许偏差 $+10.0, -2.0$			
				$h > 70$	允许偏差 $+7.0, -2.0$			
	2	板长			允许偏差 ± 7.0			
	3	横向剪切偏差			5.0			
	4	泛水板包角板尺寸		板长	允许偏差 ± 5.0	用角尺检查	每批抽查5%，但不应少于5件，且每卷板材不应少于1件	
	弯折面宽度			允许偏差 ± 2.0				
	弯折面夹角			允许偏差 2°				

注：①h为压型金属板截面高度。

② l_1 为测量长度，系指板长扣除两端各0.5m后的实际长度(小于10m)或扣除后任选的10m长度。

表 8-2-5 钢结构工程预拼装质量控制标准

项别	项目	质量标准	检验方法	检查数量
保证项目	1 进行预拼装钢构件的质量	其质量应符合设计要求和 GB50721—95 标准的规定	检查质量检验评定表, 验收记录, 或用钢尺检查	参加预拼装全部钢构件
	2 预拼装支承凳或平台	应测量找平、预拼装时不得用大锤锤击, 检查前应全部拆除临时固定和拉紧装置	观察检查	全数检查
基本项目	1 钢构件外观	合格: 表面不应有明显的凹面和损伤, 划痕深度不应大于 0.5mm, 焊疤、飞溅物、毛刺基本清理干净; 优良: 表面不应有明显的凹面、损伤和划痕; 焊疤、飞溅物、毛刺清理干净	观察检查	
	2 钢构件顶紧面	合格: 顶紧面接触不应少于 75% 紧贴, 且边缘最大间隙不应大于 0.8mm; 优良: 顶紧面接触不应少于 80% 紧贴, 且边缘最大间隙不应大于 0.8mm	用钢尺和 0.3mm 及 0.8mm 厚的塞尺检查	检查每个顶紧面
	3 板叠螺栓孔	合格: 每组孔的通过率为 100%; 合格: 每组孔的通过率为 85%; 优良: 每组孔的通过率为 100%; 优良: 每组孔的通过率为 90%	用 I 型试孔器检查 用 II 型试孔器检查 用 I 型试孔器检查 用 II 型试孔器检查	除临时螺栓孔及冲钉孔外, 全数检查
允许偏差项目	预拼装单元各部位	应分别符合表 5-23—表 5-26 的规定	用钢尺、拉线、吊线等检查	全数检查

表 8-2-6 钢网架结构拼装质量控制标准

项别	项 目	质 量 标 准	检 验 方 法	检 查 数 量
保证项目	1 钢材的品种、型号、规格及质量	应符合设计要求和国家现行有关标准的规定	检查质量证明书或复验报告	按批号检查
	2 焊接球、螺栓球、节点板以及高强度螺栓、锥头、封板、套筒和杆件等的规格、品种和质量	应符合设计要求和国家现行有关标准的规定	检查质量证明书、出厂合格证和试验报告	
	3 焊接球节点应按设计采用的钢管与球焊接成试件,进行单向轴心受拉和受压的承载力试验 螺栓球节点应对成品球最大螺栓孔的螺纹进行抗拉强度试验	结果应符合国家现行有关标准的规定	检查质量证明书和复验报告	对建筑结构的安全等级为一级,跨度40m及以上的公共建筑网架结构,以及对质量有疑义时需检查
	4 焊接球拼装前应除锈并涂刷可焊性防锈涂料	除锈等级及防锈涂料的要求应符合国家现行有关标准的规定	观察检查	
	5 拼装时不得强制变形	应在自由状态下进行拼装	观察检查和检查拼装记录	
基本项目	1 拼装后焊接球、螺栓球及杆件的外观质量	合格:球表面局部凹凸不应大于1.5mm,表面油污、飞溅物等基本清理干净; 优良:球表面局部凹凸不应大于1.0mm,表面油污、飞溅物等应清理干净	用弧形套模、塞尺和观察检查	按节点数量抽查5%,但不应少于5个
	2 拼装后节点板及杆件的外观质量	合格:表面应无明显的凹面和损伤,划痕深度不应大于0.5mm,焊疤、毛刺应基本清理干净; 优良:表面应无明显的凹面、损伤,划痕、焊疤、毛刺应清理干净	观察检查	

第八篇 钢结构工程施工质量控制

项别	项 目		质 量 标 准	检验方法	检查数量		
允许偏差项目	小拼装单元	小拼装单元为平面桁架时	跨度最外端两个安装孔或两端支承面最外侧距离	允许偏差 (mm)	用钢尺检查	按单元数量抽查 5%，但不少于 5 个	
			$L \leq 24m$	+ 3.0 - 7.0			
			$L > 24m$	+ 5.0 - 10.0			
			跨中高度		± 10.0		
			跨中拱度	设计要求起拱	$\pm 1/5000$	用拉线和钢尺检查	
				设计未要求起拱	+ 10.0 - 5.0		
			相邻节间弦杆的弯曲矢高		$l_1/1000$		
			檩条连接支座间距		± 5.0	用钢尺检查	
			节点处杆件轴线交点错位		3.0	划线后用钢尺检查	
			十字节点板之间的夹角		$\pm 20'$	用角尺检查	
			十字节点板与盖板的夹角		$\pm 20'$		
			杆件轴线平直度		$L/1000$	用拉线和钢尺检查	
			单锥体的弦杆长度		± 2.0	用钢尺检查	
			单锥体的锥体高度		± 2.0		
			单锥体的上弦对角线差		3.0		
	单锥体的下弦节点中心偏移		2.0				
	小拼装单元	拼装单元节点中心偏移		2.0mm	用钢尺检查	按单元数量抽查 5% 但不少于 5 个	
		焊接球节点与钢管中心偏移		1.0mm			
注：①L 为桁架跨度；② L_1 为杆件长度							
允许偏差项目	分条或分块拼装	单元长度 $L \leq 20m$ 时，拼接边长度	单跨	$\pm 10.0mm$	用钢尺检查	按条或块全数检查	
			多跨连续	$\pm 5.0mm$			
		单元长度 $> 20m$ ，拼接边长度	单跨	$\pm 20.0mm$			
			多跨连续	$\pm 10.0mm$			
	地面拼装	纵向、横向长度		$\pm L/2000$ 且 $\leq 30.0mm$	用钢尺检查	全数检查	
		支座中心偏移		$L/3000$ 且 $\leq 30.0mm$	用钢尺、经纬仪检查		
		周边支承网架相邻支座高差		$L/400$ 15.0	用钢尺、水准仪检查		
多点支承网架相邻支座高差		$L_1/800$ 30.0mm					
	杆件弯曲矢高		$L_2/1000$ 且 $\leq 5.0mm$	用拉线和钢尺检查			
注：①L 为纵横向长度；② L_1 为相邻支座间距；③ L_2 为杆件长度							

第三节 焊接的质量控制

钢结构制作和组装时，是由若干零件制成部件、由若干部件组合成整体结构物，其间必不可少的要用某种方法加以连接来实现。随着科学技术的发展，钢结构工程施工中先后出现了普通螺栓连接、铆钉连接、焊接和高强度螺栓连接等连接方式。目前，钢结构工程广泛采用了先进的焊接技术和高强度螺栓的摩擦连接。由于连接是起到结构成型和承受载荷的作用，因此，如果连接存在超过允许的缺陷时，将使结构产生薄弱环节，影响结构的安全性和使用寿命，严重的将造成结构倒塌、人员伤亡、财产受损的危害事故，因此应加强对连接工序的质量控制。

焊接是 20 世纪初发展起来的新技术、新工艺，现在在我国钢结构工程中得到日益广泛的应用。由于焊接中会出现不可避免的缺陷或残余应力，如不加以控制，将使某些局部缺陷因难以抵抗载荷和内部应力的作用而产生裂缝，局部微小的裂缝一经发生便有可能扩展到整体、造成结构发生断裂，一些钢结构建筑物倒塌、贮罐爆炸、行驶中船只突然断裂都与焊接质量有直接关系。因此，在钢结构工程中，焊接是属于特殊工序，应建立自材料供应、焊前准备、组装、焊接、焊后处理和成品检验等全过程的质量控制系统。

一、焊接质量控制系统

- (1) 焊接质量控制系统（见图 8-2-16）
- (2) 焊接质量检验评定分类（见图 8-2-17）

二、焊接质量控制的基本方法和手段

在焊接施工中，做好下列工作是焊接质量控制的基本方法和手段：

- (1) 焊工资格审查和技艺评定。
- (2) 焊接工艺评定试验。
- (3) 制定合理的焊接工艺规程和标准。
- (4) 保证焊接材料质量，建立严格的焊接材料领发制度。
- (5) 保证焊件装配的质量。
- (6) 严格执行焊接工艺纪律。
- (7) 对焊接设备进行有效的管理。
- (8) 对焊接返修工作进行严格的质量控制。
- (9) 选用合适的热处理工艺并对热处理质量进行控制。
- (10) 加强焊接施工过程中和产品的最终质量检验。

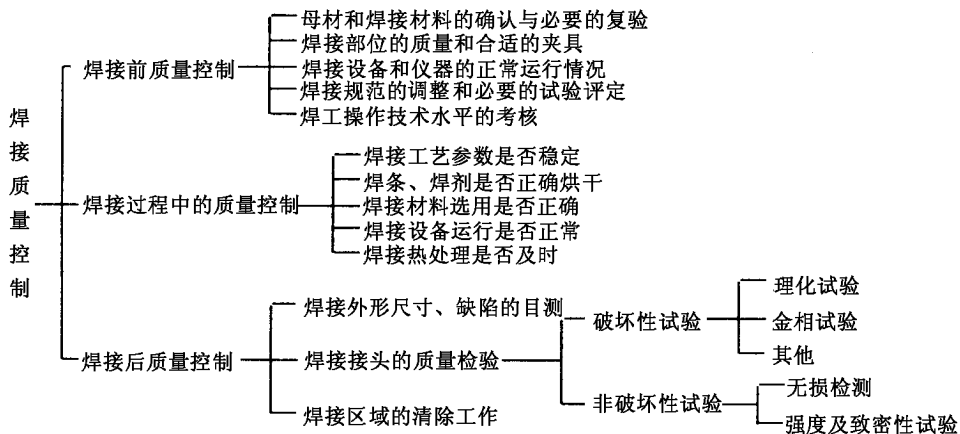


图 8-2-16 焊接质量控制系统图

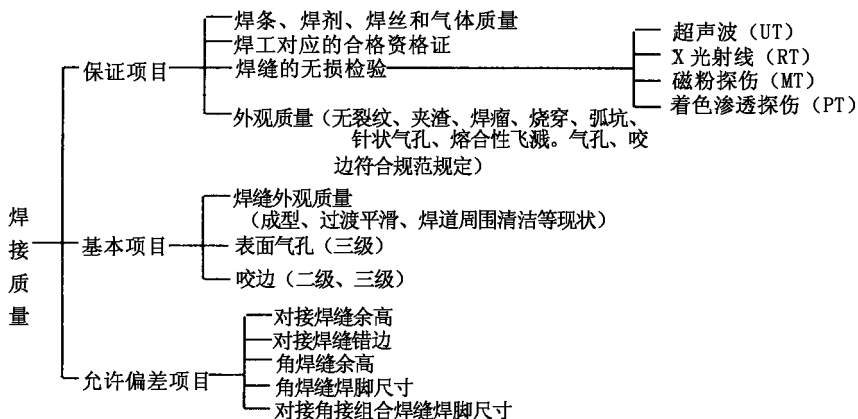


图 8-2-17 焊接质量检验评定分类图

三、焊接质量控制注意事项

（一）必须是由合格的焊工按合适的焊接工艺施工

焊接质量的好坏，除设计连接的构造是否合理外，还取决于所采用的焊接方法、工艺及进行操作的焊工的个人技术。因此，应检查参加施工的焊工是否在考试合格证有效期内担任合格项目的焊接工作，严禁无证焊工上岗施焊。焊工停焊时间超过 6 个月，应重新考试取得合格证后方可上岗担任相应项目的焊接工作（钢材、焊材、焊接方法、焊接位置）。同时要注意焊接工艺是否合适。

(二) 注意实施预防焊接变形和内应力的措施

由于焊接过程中焊件受到局部不均匀的加热和焊缝在结构上的位置和焊缝截面的不对称,以及施焊顺序和施焊方向不合适,在焊缝区域会产生不同的焊接变形和内应力,如横向和纵向收缩、角变形、弯曲变形、波浪形变形、扭曲变形、内应力导致焊缝根部开裂等。这种变形超过允许偏差值,或内应力导致的裂缝、便将影响结构的使用。因此,在实施焊接工艺过程中,应注意以下几点:

(1) 合理地选择焊接方法和规范,选用线能量较低的方法。例如采用 CO_2 半自动焊代替手工电弧焊。

(2) 选择合理的装配焊接顺序。总的原则是,将结构件适当分为几个部件,尽可能使不对称或收缩量大的焊接工作能在部件组装时进行,以使焊缝自由收缩,在总装中减少焊接变形。

(3) 注意采用合理的焊接顺序和方向。尽量使焊缝在焊接时处于自由收缩状态;先焊收缩量比较大的焊缝和工作时受力较大的焊缝。

(4) 多层焊时,宜采用小圆弧面风枪或手锤锤击式辗压焊接区,使焊缝得到延伸,降低内应力。

(5) 厚板焊接中在结构适当部位加热伸长,使其带动焊接部位伸长,焊接后加热区与焊缝同时收缩,从而降低内应力。

(6) 不得任意加大焊缝的宽度和高度,厚板多边焊时不应采用横向摆动焊接以减少焊接内应力。

(三) BH 吊车梁不允许单面角焊

在轻钢结构工程中我们经常在 BH 型梁的组合角焊中采用单面焊(单侧焊),这里,要注意的是,根据我国现行标准规定,应做到以下三点:

(1) 钢制 BH 吊车梁角焊缝必须采用双面焊。

(2) 室外主要结构的 BH 角焊缝中,主要承受垂直于受力方向的角焊缝也应采取双面焊。

(3) BH 梁采用单面角焊时应采用自动埋弧焊,以保持其焊透量。

(四) 焊接材料应严格按照规定烘焙与取出

焊接所使用的手工焊条皮是各种颗粒状物质粘结而成,极易受潮、脱落、结块、变质,对焊接质量影响较大(特别是低氢型焊条)。自动焊焊剂也易受潮,对焊接质量影响也较大。因此,除了注意焊条运输、贮存过程防潮外,在使用前应按规定的烘焙时间和温度进行烘焙与取出,并注意以下几点:

(1) 低氢型焊条的取出应随即放入焊工保温筒,在常温下使用,一般控制在 4h 内。超过时间,应重新烘焙,同一焊条,重复烘焙次数不宜超过两次。

(2) 焊条烘焙时,严禁将焊条直接放入高温炉内,或从高温炉内直接取出。

(3) 焊条、焊剂烘焙, 应由管理人员及时、准确填写烘焙记录, 记录上应有牌号、规格、批号、烘焙温度和时间等内容, 并应有专职质控人员对其进行核查, 认证签字, 每批焊条不少于一次。

(4) 焊条烘焙时, 不得成捆堆放, 应铺平浅放, 每层高度约三根焊条高度。

(5) 现场焊接时焊条保温筒应接通电源, 保持焊条的温度, 减缓受潮。

(五) 焊接区装配应符合质量要求

焊接质量好坏与装配质量是有很密切的关系。焊接前除了组装满足标准规定的焊接连接组装允许偏差外, 尚应满足下列条件:

(1) 焊接区边缘 30~50mm 范围内的铁锈、毛刺、污垢、冰雪等必须清除干净, 以减少产生焊接气孔等缺陷的因素。

(2) 定位焊必须由持定位焊资格证的合格焊工施焊, 定位焊不合格的焊接质量, 如裂缝、焊接高度过高等, 应处理纠正后才能进入正式焊接。

(3) 引出弧板应与母材材质相同, 焊缝坡口形式相同, 长度应符合标准的规定。引出弧板严禁用锤击落, 避免损伤焊缝端部。

(4) 衬板焊时, 垫板要与母材底面贴紧, 以保证焊接金属与垫板完全熔合。

(六) 焊接热处理的控制

不同材质不同规格和不同的焊接方法, 对焊接热处理有不同的要求。《施工及验收规范》中规定厚度大于 50mm 的碳素结构钢和厚度大于 36mm 的低合金结构钢, 施工前应进行预热, 焊后应进行后热。这主要是清除焊接应力和消氢处理、防止焊缝产生裂缝等缺陷。因此, 几是需要焊前预热、中间热处理、焊后热处理的焊件, 必须严格遵照相应的热处理工艺规范进行热处理。其主要的热处理参数应由仪表自动记录或操作工人巡回记录, 记录经专职检验员签字并经相关负责人签字后归档。

(七) 安装现场焊接和高空焊接

钢结构安装现场焊接和高空焊接相比之下要比在制造厂焊接条件差得多, 这里包括焊接位置、焊工位置、空气湿度、温度、风雨影响。由于工作条件和环境影响, 焊缝的致命缺陷和严重缺陷产生的机缘就多, 因此, 在现场焊接时, 一定要注意环境的影响, 严格控制焊工作业时的外界空气环境影响。例: 注意焊条的保温措施, 禁止低温下的焊接, 施焊时采取防风措施等。

(八) 焊缝的修补工作

由于各单位管理水平不同, 焊工技术素质差别以及环境影响, 难免产生不合格的焊缝, 但不合格的焊缝是不允许存在的, 一旦发生不合格焊缝, 必须按返修工艺及时进行返修。

(1) 焊缝出现裂缝。裂缝是焊缝的致命缺陷, 必须彻底清除后进行补焊。但是在补

焊前应查明产生冷、热裂缝的原因，制定返修工艺措施，严禁焊工自行返工处理，以防裂缝再次发生。

(2) 经检查不合格的焊缝应及时返修，但返修将严重影响焊缝整体质量，增加局部应力。因此，焊缝同一部位的返修次数不宜超过两次。如超过两次，应挑选技能良好的焊工按返修工艺返修。特别是低合金结构钢焊缝的返修工作，在第一次返修时就要引起重视。

(九) 焊缝的质量检查事项

1. 焊缝的外观检查

焊缝的外观检查方法主要是目视观察，用焊缝检验尺检查，必要时，用渗透着色探伤或磁粉探伤检查。焊缝外观缺陷质量控制主要是查看焊缝成型是否良好，焊道与焊道过渡是否平滑，焊渣、飞溅物等是否清理干净，其外形尺寸应符合现行国家标准《钢结构焊缝外形尺寸》的规定。

2. 焊缝的非破坏性检查

焊缝的非破坏性检查目的是检查内部缺陷。其手段主要是无损检测，包括超声波探伤 (UT)、射线探伤 (RT) 和内表面磁粉探伤 (MT)。其中主要的是进行超声波探伤。这里要注意的就是超声波探伤的比例问题。一般，钢结构焊缝检测中，超声波探伤比例为各条焊缝长度的百分数，而绝对不是构件焊缝总长度的百分数，这是保证每条焊缝质量的硬性规定。但在网架结构中，则按焊口总数的百分比抽检。同时要注意焊缝进行探伤的最早时间是：碳素钢应在焊缝自然冷却到环境温度；低合金结构钢应在完成焊接后 24h。


另外一种对焊缝非破坏性检查则是采用拖带试板试验，这样，可进一步从物理试验中加以证实焊缝的可靠性。

四、质量控制标准

(一) 钢结构工程焊缝质量等级及缺陷分级

如表 8-2-7 所示。

表 8-2-7 焊缝质量等级及缺陷分级 (mm)

焊缝质量等级		一 级	二 级	三 级
内部缺	评定等级	II	III	—
陷超声	检验等级	B 级	B 级	—
波探伤	探伤比例 	100%	20%	—

焊缝质量等级		一 级	二 级	三 级	
外观缺陷	未焊满 (指不足设计要求)	不允许	$\leq 0.2 + 0.02t$ 且小于等于 1.0	$\leq 0.2 + 0.04t$ 且小于等于 2.0	
			每 100.0 焊缝内缺陷总长小于等于 25.0		
	根部收缩	不允许	$\leq 0.2 + 0.02t$ 且小于等于 1.0	$\leq 0.2 + 0.04t$ 且小于等于 2.0	
			长度不限		
咬边	不允许	$\leq 0.05t$ 且小于等于 0.5 连续长度小于等于 100.0, 且焊缝两侧咬边总长小于等于 10% 焊缝全长	$\leq 0.1t$ 且小于等于 1.0, 长度不限		
裂纹	不允许				
外观缺陷	弧坑裂纹	不允许		允许存在个别长度小于等于 5.0 的弧坑裂纹	
	电弧擦伤	不允许		允许存在个别电弧擦伤	
	飞溅	清除干净			
	接头不良	不允许	缺口深度小于等于 $0.05t$ 且小于等于 0.5	缺口深度小于等于 $0.1t$ 且小于等于 1.0	
			每米焊缝不得超过一处		
	焊瘤	不允许			
	表面夹渣	不允许		深 $\leq 0.2t$ 长 $\leq 0.5t$ 且 ≤ 20	
表面气孔	不允许		每 50.0 长度焊缝内允许直径小于等于 $0.4t$ 且小于等于 3.0mm 气孔两个; 孔距大于等于 6 倍孔径		

(二) 钢结构工程焊接工程质量控制标准

见表 8-2-8 所示。

表 8-2-8 钢构件焊接工程的质量控制标准

项别	项 目	质 量 标 准	检 验 方 法	检 查 数 量
保 证 项 目	1 焊接材料：焊条、焊丝、 焊剂、电渣焊熔嘴和保护 气体等	应符合设计要求和国家现行 有关标准的规定	观察检查和检 查质量证明书及 烘焙记录	按批号检查
	2 焊工	焊工应经考试合格，并取得 相应施焊条件的合格证	检查焊工合格 证和考核日期	所有焊工
	3 焊接工艺评定	对本单位首次采用的钢材或 焊接材料应进行焊接工艺评定	检查工艺评定 报告	按单位工程 (制作项目)
	4 焊缝探伤检验	一级、二级焊缝应按设计要 求和国家现行有关标准的规定 进行探伤检验	检查焊缝探伤 报告	全楼检验
	5 焊缝表面	所有焊缝表面不得有裂纹、 焊瘤、烧穿、弧坑等缺陷。一 级、二级焊缝表面不得有气孔、 夹渣、弧坑裂纹、电弧擦伤等 缺陷，且一级焊缝不得有咬边、 未焊满等缺陷	观察和用焊缝 量规及钢尺检查， 必要时用渗透或 磁粉探伤检查	

项别	项目	质量标准	检验方法	检查数量
基本项目	焊缝外观质量	合格：焊缝外形较均匀，成型较好，焊道与焊道、焊道与基本金属之间过渡较平滑，焊渣和飞溅物基本清除干净 优良：焊缝外形均匀，成型良好，焊道与焊道、焊道与基本金属之间过渡平滑，焊渣和飞溅物清除干净	观察检查	每批同类构件抽查 10%，且不少于 3 件，其中每种焊缝抽查 5%，且不少于 5 处
	三级焊缝表面气孔	合格：每 50mm 长度范围内允许直径 $\leq 0.4t$ (板厚)，且 $\leq 3.0\text{mm}$ 气孔两个，孔距 ≥ 6 倍孔径 优良：每 100mm 长度范围内允许直径 $\leq 0.3t$ (板厚) 且 $\leq 0.3\text{mm}$ 气孔两个，孔距 ≥ 6 倍孔径	观察和用钢尺检查	每批同类构件抽查 10%，且不少于 3 件，其中每种焊缝抽查 5% 且不少于 1 条，每条检查 1 处，总抽查数不少于 10 处
	二级焊缝咬边	合格：咬边深度 $\leq 0.05t$ (板厚) 且 $\leq 0.5\text{mm}$ ，连续长度 $\leq 100\text{mm}$ 两侧咬边总长 $<$ 总抽查长度 10% 优良：咬边深度 $\leq 0.05t$ (板厚) 且 $\leq 0.5\text{mm}$ ，连续长度 $\leq 100\text{mm}$ ，两侧咬边总长 $<$ 总抽查长度 6%	用钢尺和焊缝量规检查	每批同类构件抽查 10%，且不少于 3 件，其中每种焊缝抽查 5%，且不少于 1 条，每条检查 1 处，总抽查数不少于 10 处
	三级焊缝咬边	合格：咬边深度 $\leq 1.0\text{mm}$ ，长度不限 优良：咬边深度 $\leq 0.5\text{mm}$ 两侧咬边总长 $<$ 总抽查长度 20%		

项别	项 目		质 量 标 准		检验方法	检查数量	
允	1	对接接头	埋弧自动焊	焊缝余高 = 0 ~ 3mm		用 焊 缝 量 规 检 查	每批同类构件抽查 10% , 但不少于 3 件 , 其中每种焊缝各抽查 5% 条 , 但不少于 1 条。长度小于 500mm 的焊缝 , 每条抽查 1 处 ; 长度在 500 ~ 2000mm 的焊缝 , 每条抽查 2 处 ; 大于 2000mm 的焊缝 , 每条抽查 3 处
		对接焊缝余高	手工电弧焊及气体保护焊	平焊缝余高	0 ~ 3mm		
2	对接接头 对接焊缝 错边	埋弧自动焊	在任意 300mm 连续焊缝长度内 , 焊缝边缘沿焊缝轴向的直线度 (错边)		$\leq 4\text{mm}$		
		手工电弧焊及气体保护焊			$\leq 3\text{mm}$		
差 项 目	3	角焊缝焊脚尺寸	埋弧自动焊	$K < 12$	焊脚尺寸 K 值偏差 + 4mm		
				$K \geq 12$	焊脚尺寸 K 值偏差 + 5mm		
			手工电弧焊及气体保护焊	$K < 12$	焊脚尺寸 K 值偏差 + 3mm		
				$K \geq 12$	焊脚尺寸 K 值偏差 + 4mm		
4	对接、角接组合焊缝焊脚尺寸	$t_w < 40$	焊脚尺寸偏差 + 3				
		$t_w \geq 40$	焊脚尺寸偏差 + 4				

第四节 高强度螺栓连接的质量控制

当前, 钢结构件的连接方法除了焊接以外, 大量采用的是螺栓连接, 其中在结构构造上采用的是高强度螺栓连接。高强度螺栓连接按设计准则分为三种类型: 一种是摩擦型高强度螺栓连接, 它只依靠摩擦阻力传力, 设计荷载不超过摩擦力; 一种是承压型高强度螺栓连接, 它除了摩擦阻力外还依靠杆身的承压和抗剪, 设计荷载是以杆身不被剪坏或板不被压坏为准则; 第三种是拉张型连接, 它是以传递高强度螺栓轴向的内力方式来结合, 与摩擦阻力无关。在我国普遍采用的是摩擦型高强度螺栓连接。它是依靠扭紧螺母 (经垫圈) 给螺栓施加预拉力, 借垫圈使杆件接触面产生的摩擦力而传递内力。连接的接触面间的摩擦力大小主要决定于预拉力和接触面间的摩擦系数。因此, 螺栓连接副的材质、加工质量、接触面的加工处理、施工工艺和质量检查是保证设计强度的主要因素, 对此应引起重视的有以下几个方面:

一、高强度螺栓连接副的管理

(1) 采购供使用的高强度螺栓的供应商必须是经国家有关部门认可的专业生产商, 采购时, 一定要严格按照钢结构设计图纸要求选用螺栓等级。

(2) 高强度螺栓连接副必须配套供应。其中扭剪型高强度螺栓连接副每套包括一个螺栓、一个螺母、一个垫圈；高强度大六角头螺栓连接副每套包括一个螺栓、一个螺母、两个垫圈。

(3) 在材料检验中讲了高强度螺栓连接副的复验，在高强度螺栓使用前另一个要注意的就是它的保管。如保管不善，会引起螺栓生锈及沾污脏物等，进而产生改变螺栓的扭矩系数及性能。在保管中要注意以下几点：

① 螺栓应存放在防潮、防雨、防粉尘，并按类型和规格分类存放。

② 螺栓应轻拿轻放、防止撞击、损坏包装和损坏螺栓。在施拧前，应尽可能地保持其在出厂状态，以免扭矩系数和标准偏差或紧固轴力变异系数发生变化。

③ 螺栓应在使用时方可打开包装箱，并按当天使用的数量领用，使用剩余的螺栓应当天回收，并按批号和规格保管，应严格按批号存放、使用。不同批号的螺栓、螺母、垫圈不得混杂使用。

二、接触面的加工处理

(一) 摩擦面的处理

1. 摩擦面的加工

高强度螺栓连接的形式和尺寸与普通螺栓连接基本上一样，所不同的是，在安装高强度螺栓时，必须将螺帽拧得很紧，使螺栓中的预拉力达到屈服点的 80% 左右，从而对构件连接处产生很高的预紧力。为了安装方便，孔径比螺栓杆大 1~2mm，螺栓杆与孔壁之间视为不接触，这样，在外力作用下，高强度螺栓连接就全靠构件连接处的接触面的摩擦来防止发生滑动并传递内力。

摩擦面的处理是指高强度螺栓连接时构件接触面的钢材表面加工。经过加工，使其接触外表面的抗滑系数达到设计要求的额定值，一般为 0.45~0.55。

摩擦面处理方法有：喷砂（或抛丸）后生赤锈；喷砂后涂无机富锌漆；砂轮打磨；钢丝刷消除浮锈；火焰加热清理氢化皮；酸洗等。其中，以喷砂（抛丸）为最佳处理方法。各种摩擦面加工方法所得的摩擦系数值如表 8-2-9 所示，供参考。

表 8-2-9

摩擦系数值

接触面的处理方法	钢 构 件 的 钢 号	
	Q235 (SM400)	Q345 (SM490)
喷 砂	0.46	0.55
喷砂（或酸洗）后涂无机富锌漆	0.35	0.40

接触面的处理方法	钢 构 件 的 钢 号	
	Q235 (SM400)	Q345 (SM490)
热轧钢材轧制表面用钢丝刷清理浮锈 (或轧制表面干净未经处理)	0.30	0.35
冷轧钢材轧制表面清除浮锈	0.25	—

2. 必须对产品摩擦面处理方法进行试验

摩擦面抗滑移系数试验，不只是制造或安装某一方做了一次就可以了。它应该是制造前按批作抗滑移系数试验，其最小值应符合设计要求；出厂时应按批附 3 套（必要时取 5 套）与构件相同材质、相同处理方法的试件，安装单位应在安装前按批进行复验抗滑移系数，其最低值不得低于设计值。

（二）注意摩擦面的保护

应防止构件运输、装卸、堆放、二次搬运、翻吊时连接板的变形。安装前，应处理好被污染的连接面表面。

这里要提的就是接触面的生锈问题。

影响摩擦面抗滑系数的除了摩擦面处理方法以外，另一个重要因素是摩擦面生锈时间的长短。在一般情况下，表面生锈在 60 天左右达到最大值。因此，从工厂摩擦面处理到现场安装时间宜在 60 天左右时间内完成。这里要注意的是有些工厂摩擦面处理完后是用粘胶布（纸）封闭的，安装单位在收货后，应根据需要及时清除粘胶布（纸），使摩擦面产生一定锈蚀，以增加抗滑系数。

（三）接触面的间隙与处理

由于摩擦型高强度螺栓连接方法是靠螺栓压紧构件间连接处，用摩擦来阻止构件之间滑动达到内力传递。因此，当构件与拼接板面有间隙时，则固定后有间隙处的摩擦面间压力减小，影响承载能力。试验证明，当间隙小于或等于 1mm 时，它对受力摩擦面滑移影响不大，基本能达到内力正常传递；当间隙大于 1mm 时，抗滑移力就要下降 10%。因此，当接触面有间隙时，应分别作如下处理：

接触面 有间隙	┌	$S \leq 1.0\text{mm}$ 可不处理
		$1.0\text{mm} < S \leq 3.0\text{mm}$ 应将高出的部分磨成 1 : 10 的斜面， 打磨方向应与受力方向垂直
		$S > 3.0\text{mm}$ 应加垫板，垫板两面应作摩擦面处理，其方法与构件相同

三、高强度螺栓的施工控制

(一) 高强度螺栓连接工序流程

如图 8-2-18 所示。

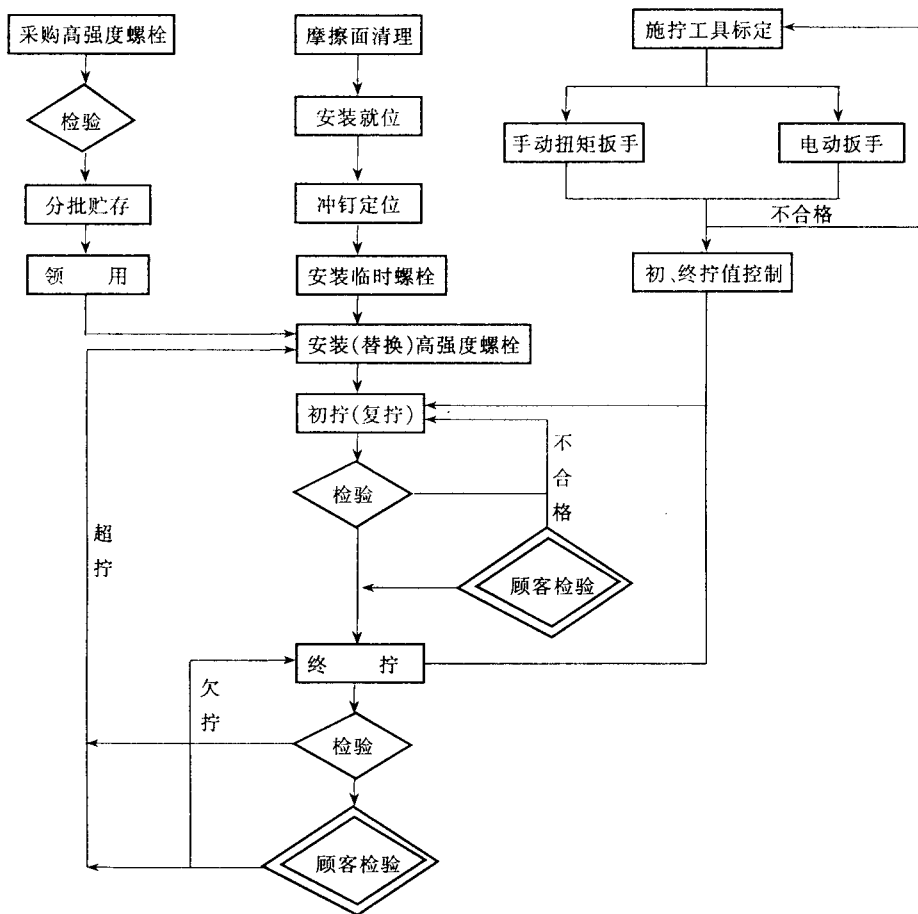


图 8-2-18 高强度螺栓连接施工工序流程图

(二) 高强度螺栓连接施工工具与标定

1. 施加和控制预加拉力的方法

高强度螺栓连接使用的施加和控制预加拉力的方法有扭矩控制法和转角法，目前经常采用的方法是扭矩控制法。扭矩控制法是使用可以直接显示扭矩的特制扳手，并事先测定加在螺母上的紧固扭矩与导入螺栓中的预拉力之间的关系，为了补偿拉力可能出现

的松弛，施加力矩数值超过 5% ~ 10%，以控制扭矩来控制预拉力的方法。转角法是利用螺母的转动角度量与螺栓的导入预拉力的关系，用控制螺母的转角量来控制预拉力的方法，即由一个人用普通扳手扭紧螺栓（初拧），使被连接件相互紧密贴合，再以这个初拧后的位置为起始点，用长扳手（或风动扳手）旋转螺母 $1/2 \sim 2/3$ 圈（各种尺寸的螺栓所需螺母转数也要事先校核）。此方法看上去非常容易施工和控制，但要制定施工规定有其困难性，因此没有推广。

2. 施工工具

(1) 手动扭矩扳手。手动式扭矩扳手是用人力来紧固高强度螺栓，并用来检查紧固后螺栓的扭矩值的一种扭矩扳手。手动扭矩扳手有板式、表盘式、带响式和单能式四种型式，目前常用的有表盘式和带响式手动扭矩扳手。此种扳手适用于大六角头高强度螺栓紧固用。

(2) 动力扭矩扳手。动力扭矩扳手其动力有压缩空气、油压和电动等，它的控制原理也有扭矩控制法和转角法两种。目前我们经常使用的电动扳手是采用扭矩控制法。电动扳手有两大类品种：一种是供大六角头高强度螺栓施工使用，另一类是供扭剪型高强度螺栓施工使用（称扭剪电动扳手）。

3. 施工工具的标定

由于高强度螺栓连接的实际接合部作业时，无法直接测定高强度螺栓的预拉力。为此，要从使用螺栓的扭矩系数关系式（ $T = K \cdot P \cdot D$ ）中，以扭矩值推定其预拉力。所以，在螺栓紧固后的检查控制非得确认扭矩值不可，以取代预拉力的测定。因此，紧固所使用的扳手一定要进行标定，以明确扭矩指示值。常用扳手的标定方法如下：

(1) 手动扭矩扳手的标定方法

① 表盘式扭矩扳手标定步骤

A. 确定扭矩标定值 T

B. 测定扭矩扳手自力矩 T_1 （扳手自重所产生的力矩）。将螺栓穿入固定不动的连接板，拧上六角螺母，用扭矩扳手施加一个略大于 T 的扭矩；将扭矩扳手的套筒套在六角螺母上，使扳手悬空处于水平位置，这时扳手表盘上指示的扭矩就是扳手的自力矩（ T_1 ）；将表盘指针调到零位，消除自力矩，以后加荷砝码所产生的力矩就是扳手的实际扭矩值。

C. 求出加荷砝码所产生的力矩（ T_2 ）。在扳手的受力中心位置挂一个砝码盘，然后在砝码盘上缓慢地加砝码，直至扳手表盘指示的扭矩值达到扭矩标定值 T ，算出砝码和砝码盘的总重 G_2 ，测出扳手受力中心到套筒轴线的距离 L_2 ，则可计算出 $T_2 = G_2 \cdot L_2$ ； T_2 即为扳手实际扭矩值。

D. 根据 T_2 修正扳手扭矩指示值。

如 $T_2 = T$ ，说明该扳手扭矩指示值和实际扭矩值相符，扳手是合格的。

如 $T_2 \neq T$ ，说明该扳手扭矩指示值为 T 时，实际扭矩值为 T_2 ，这时表盘上指示的值修正为 T_2 。修正后的扳手仍可使用，但前提是扳手扭矩指示值的重复性是好的（即同样加荷标定，结果是一样的）。

②带响扭矩扳手的标定步骤

A. 确定扭矩标定值 T ，并将扳手扭矩调到 T 刻度。

B. 求出扭矩扳手的自力矩 T_1 : $T_1 = G_1 \cdot L_1$ ，其中 G_1 为扳手自重； L_1 为扳手重心到套筒轴线的距离。

C. 求出加荷砝码所产生的力矩 T_2 ：将螺栓穿入固定不动的连接板，拧上六角螺母，用扭矩扳手施加一个略大于 T 的扭矩。将扭矩扳手的套筒套在六角螺母上，使扳手悬空处于水平位置。在扳手的受力中心位置挂一个砝码盘，然后在砝码盘上缓慢地加砝码，直至扳手发出响声。算出砝码与砝码盘的总重 G_2 ，测出扳手受力中心到套筒轴线的距离 L_2 ，则加荷砝码所产生的力矩 $T_2 = G_2 \cdot L_2$ 。

D. 求出扳手的实际扭矩值 T^1 : $T^1 = T_1 + T_2$ ，根据 T^1 修正扳手扭矩指示值，修正方法与表盘式扭矩扳手相同。

(2) 电动扳手的标定方法

大多数电动扳手都是双定的其既可定扭矩使用又可定转角使用。在标定扭矩时，先将“控制选择”旋钮拨到“扭矩”位置，再将“扭矩选择”旋钮拨到将要标定的扭矩值所对应的格数指示值，标定方法有两种：

①磅秤标定法步骤

A. 将螺栓穿入固定的连接板，拧上六角螺母，用板头拧紧。

B. 将电动扳手外套筒的短柄接长，内套筒套在六角螺母上，并使外套筒长柄的受力中心置于磅秤上。

C. 开启电动扳手，紧固螺母至扳手停。

D. 测出扳手停的瞬间，磅秤指示的重量 G 。

E. 测出接长柄受力中心到套筒轴线的距离 L ，则可由公式 $T^1 = G \cdot L$ 得到电动扳手实际扭矩值 T^1 。

F. 根据 T^1 修正扳手扭矩指示值，修正方法同扭矩扳手修正方法。

②压力头标定法步骤

A. 将螺栓穿入固定的连接板，拧上六角螺母，用板头拧紧。

B. 在六角螺母附近适当的位置上装一只电阻丝式荷重传感器，使电动扳手内套筒套在六角螺母上，外套筒的力臂与传感器触头垂直接触，并测出接触到套筒轴线的距离 L 。

C. 开动电动扳手紧固螺母至扳手停，测出扳手停的瞬间传感器的应变数，并根据应变数与力值对应关系，求出该应变数所对应的力值 G 。

D. 求出电动扳手的实际扭矩值 T^1 ， $T^1 = G \cdot L$ 。

E. 根据 T^1 修正电动扳手扭矩指示值。

4. 严格控制施工工具的标定质量

各种扳手在使用前、后，使用过程及保管、维修过程中，容易产生输出扭矩值的误差，使用各类没有质量控制的扳手，必会造成施拧螺栓预拉力的误差，这是高强度螺栓连接紧固中所要尽量避免的，因此扳手的标定是施工质量控制的重点，在这方面，我

们要掌握以下几个原则：

(1) 没有标定过的扳手，不准投入使用。凡用没有标定过的扳手施拧的高强度螺栓，不能进行验收。

(2) 施拧及检查用的扭矩扳手，无论是电动定扭扳手，还是带响或表盘扭矩扳手，班前必须校正标定，班后还须校验，以确定此扳手在使用过程中，扭矩未发生变化。

(3) 当班后校验发现扭矩误差超过允许范围，则用此扳手施拧的螺栓应全部视为不合格。扳手重新校正后，是欠拧的应实施重新施拧，是超拧的高强度螺栓应全部更换，重新按要求施拧。

(4) 施工用扳手在使用前标定，误差应控制在 $\pm 3\%$ 内，使用后校验，误差不应超过 $\pm 5\%$ ；检查用扭矩扳手标定误差不应超过 $\pm 3\%$ ，这些都是为了确保连接的可靠、扭矩检查的准确性。

(三) 选用合格的冲钉和临时螺栓量

控制冲钉和临时螺栓的最少用量是考虑安装时它们应能承受构件的自重和连接校正时外力的作用，防止连接后构件位置偏移，以及为了钢板间的有效夹紧，尽量消除间隙。因此，在安装时，要控制以下几点：

(1) 每个节点所需用的临时螺栓和冲钉数量，应按安装时可能产生的荷载计算确定，并满足以下要求。

(2) 临时螺栓与冲钉之和不应少于该节点螺栓总数的 $1/3$ 。目的是为了防止构件偏移。

(3) 临时螺栓不应少于 2 颗。

(4) 所用冲钉数不宜多于临时螺栓的 30%。目的是为了加大对板叠的压紧力，且冲钉不得强行敲入。

(5) 连接用的高强度螺栓不得兼作临时螺栓，以防止螺纹损伤和连接副表面状态改变，引起扭矩系数的变化。

(四) 安装替换高强度螺栓注意事项

(1) 螺栓穿入方向应便于操作，并力求一致，目的是使整体美观。

(2) 螺栓应自由穿入螺栓孔，对不能自由穿入的螺栓孔允许在孔径四周层间无间隙后用铰刀、或磨头、或锉刀进行修整，不得将螺栓强行敲入，并不得气割扩孔。

(3) 螺栓连接副安装时，螺母凸台一侧应与垫圈有倒角的一面接触，大六角头螺栓的第二个垫圈有倒角的一面应朝向螺栓头。

(4) 安装高强度螺栓时，构件的摩擦面应保持干燥，不得在雨中作业。

(五) 初拧与终拧要求

(1) 高强度螺栓连接副的拧紧应分为初拧、终拧。对于大型节点应分为初拧、复拧、终拧。复拧扭矩等于初拧扭矩。初拧、复拧、终拧应在 24h 内完成。

(2) 施拧一般应按由螺栓群节点中心位置顺序向外拧紧的方法进行初(复)拧、终拧后应做好标志。

(3) 初拧(复拧)与终拧扭矩的取值。

① 扭剪型高强度螺栓初拧扭矩按下列公式进行计算：

$$T_0 = 0.65P_c \cdot d$$

$$P_c = p + \Delta P$$

式中 T_0 ——初拧扭矩(N·m)；

P_c ——施工预拉力(kN)；

p ——高强度螺栓设计预拉力(kN)；

ΔP ——预拉力损失值(kN)，宜取设计预拉力的10%；

d ——高强度螺栓螺纹直径(mm)。

② 扭剪型高强度螺栓终拧应采用扭剪电动扳手将尾部梅花头拧掉。但是，个别部位螺栓无法使用扭剪电动扳手，则按同直径高强度大六角头螺栓所采用的扭矩法施拧，扭矩系数为0.13。

③ 高强度大六角头螺栓施工初拧扭矩一般为终拧的50%~60%。

④ 高强度大六角头螺栓施工终拧扭矩按下列公式进行计算：

$$T_c = K \cdot P_c \cdot d$$

$$P_c = P + \Delta P$$

式中 T_c ——终拧扭矩(N·m)；

K ——扭矩系数。

高强度大六角头螺栓施工(标准)预拉力见表8-2-10。

高强度螺栓设计预拉力见表8-2-11。

表8-2-10 大六角头螺栓施工(标准)预拉力(kN)

螺栓的性能等级	螺栓公称直径(mm)						
	M12	M16	M20	M22	M24	M27	M30
8.8S	50	75	120	150	170	225	275
10.9S	60	110	170	210	250	320	390

表8-2-11 高强度螺栓设计预拉力(kN)

螺栓的性能等级	螺栓公称直径(mm)						
	M12	M16	M20	M22	M24	M27	M30
8.8S	45	70	110	135	155	205	250
10.9S	55	110	155	190	220	290	355

⑤施工前，按出厂批号进行高强度大六角头螺栓连接副的扭矩系数平均值及标准偏差（8套）的计算，扭剪型高强度螺栓连接副的紧固轴力平均值及变异系数（5套）应符合标准。同时，大六角头高强度螺栓连接副的扭矩系数平均值作为施拧时扭矩计算的主要参数。

（六）质量控制与验收

（1）检查使用的扭矩扳手应在每班作业前后分别进行标定和校验，标定和校验要求和处理见本节第三部分 2.（4），检查扭矩按下列公式计算：

$$T_{ch} = K \cdot P \cdot d$$

式中 T_{ch} = 检查扭矩（N·m）

（2）高强度大六角头螺栓终拧结束后检验时，应采用“小锤敲击法”对螺栓（螺母处）逐个敲检，且应进行扭矩随机抽验。

①“小锤敲击法”是用手指紧按住螺母的一个边，按的位置尽量靠近螺母近垫圈处，然后宜采用 0.3~0.5kg 重的小锤敲击螺母相对应的另一个边（手按边的对边），如手指感到轻微颤动即为合格，颤动较大即为欠拧或漏拧，完全不颤动即为超拧。

②扭矩检查采用“松扣、回扣法”。即先在螺母与螺杆的相对应位置划一条细直线，然后将螺母拧松约 $< 60^\circ$ ，再拧到原位（即与该细直线重合）时测得的扭矩，该扭矩与检查扭矩的偏差在检查扭矩的 $\pm 10\%$ 范围以内即为合格。

③扭矩检查应在终拧 1h 以后进行，并且应在 24h 以内检查完毕。

④扭矩检查为随机抽样，抽样数量为每个节点的螺栓连接副的 10%，但不少于 1 个连接副。如发现不符合要求的，应重新抽样 10% 检查，如仍是不合格的，是欠拧、漏拧的，应该重新补拧，是超拧的应予更换螺栓。

（3）扭剪型高强度螺栓连接副的质量控制与验收。

①扭剪型高强度螺栓连接副，因其结构特点，施工中梅花杆部分承受的是反扭矩，因而梅花头部分拧断，即螺栓连接副已施加了相同的扭矩，故检查只需目测梅花头拧断即为合格。但个别部位的螺栓无法使用专用扳手，则按相同直径的高强度大六角头螺栓检验方法进行。

②扭剪型高强度螺栓施拧必须进行初（复）拧和终拧才行。初拧（复拧）后，应做好标志。此标志是为了检查螺母转角量及有无共同转角量或螺栓空转的现象产生之用，应引起重视。

（4）注意检查验收资料完整、准确。

高强度螺栓连接副施工的原始检查验收记录，反映了钢结构高强度螺栓连接的一些具体数据与质量情况，是工程的重要档案资料，是验收的内容之一。整个高强度螺栓连接施工验收资料应包括以下材料：

高强度螺栓质量保证书；

高强度螺栓连接面抗滑移系数试验报告；

高强度大六角头螺栓扭矩系数试（复）验报告；

扭剪型高强度螺栓预拉力复验报告；
 扭矩扳手标定记录；
 高强度螺栓施工记录；
 高强度螺栓连接工程质量检验评定表。

四、质量控制标准

(1) 钢结构高强度大六角头螺栓连接质量控制标准如表 8-2-12 所示。

(2) 钢结构扭剪型高强度螺栓连接质量控制标准如表 8-2-13 所示。

上述质量控制中摩擦面等标准如表 8-2-3 所示。

表 8-2-12 钢结构高强度大六角头螺栓连接质量控制标准

项别	项 目	质 量 标 准	检 验 方 法	检 查 数 量
保 证 项 目	1 高强度大六角头螺栓规格和技术条件	螺栓的规格和技术条件应符合设计要求和 GB/T 1228 ~ 1231 的要求	检查出厂合格证	逐箱或批检查
	2 高强度大六角头螺栓连接副的扭矩系数复(试)验	其结果应符合 GB/T 1231 的规定	检查出厂合格证	逐批抽查
	3 高强度大六角头螺栓连接摩擦面的抗滑移系数经试验确定	应符合设计要求及 GB 50205—95 与 JCJ 82—91 的规定	检查制作单位及现场试验报告	逐批抽查
	4 高强度大六角头螺栓连接摩擦面	表面平整,不得有飞边、毛刺、氧化铁皮、焊接飞溅物、焊疤、污垢和油漆等	观察检查	逐件检查
	5 高强度大六角头螺栓紧固	分初、复、终拧三次紧固,扭矩扳手定期标定,初拧值符合 GB 50205 规定后进行终拧	检查扳手标定记录及螺栓施工记录观察检查	逐件检查
	6 高强度大六角头螺栓安装	螺栓能自由穿入构件孔,不得强行打入	观察检查	逐件检查

项别	项目	质量标准	检验方法	检查数量
基本项目	1 高强度大六角头螺栓连接接头的外观质量	合格：螺栓穿入方向基本一致，外露长度不得小于 2 扣； 优良：螺栓穿入方向一致，外露长度不得少于 2 扣，露长均匀	观察检查	按节点数抽查 5%，不得少于 10 个节点
	2 按扭矩法施工的高强度大六角头螺栓终拧质量	合格：螺栓的终拧扭矩经检查补拧或更换螺栓后符合 GB 50205 的规定； 优良：螺栓的终拧扭矩经检查一次即符合 GB 50205 的规定	观察检查	按节点数抽查 10%，不得少于 10 个节点，每个抽查节点按螺栓数抽查 10%，不得少于 2 个

第五节 安装工程质量控制

钢结构工程项目分为制作和安装两个阶段。这两个阶段往往是在两个不同的单位分别进行。前一阶段是钢结构的各种单体（或组合体）构件的制作，是提供钢结构产品的商品化阶段，后一阶段是将各个单体（或组合体）构件组合成一个整体，其除有商品化的性质外，所提供的整体建筑物将直接投入生产使用，安装上出现的质量问题有可能成为永久性缺陷，同时钢结构安装工程具有作业面广、工序作业点多、材料、构件等供应渠道来自各方、手工操作比重大、交叉立体作业复杂、工程规模大小不一以及结构形式变化不同等特点，因此，更显示质量控制的重要性。

钢结构安装工程除了前几章有关质量控制的内容外，在施工实施阶段还应加强下列质量控制：

一、抓好安装施工中的预先质量控制

（一）与制作单位应保持密切联系

钢结构安装工程不只是单纯的安装施工问题，首先应同制作单位保持联络，促使安装施工降低成本，缩短工期。例如：

（1）将安装现场的起吊机具功能、运输条件、吊装计划等提交制作单位统筹考虑，这样，可要求制作单位尽可能在施工图设计时考虑现场的施工条件和制作时按先后满足吊装用货需要。

(2) 减少结构制作时留给现场安装的零配件数量，能在制作单位组装的应尽量在制作单位组装。

(3) 出厂运输或现场需要的结构件加固、增设附件，尽量在工厂作一次性加固、增设，以保证在运输和安装过程中的足够刚度。

(二) 做好构件复验工作

不论是一般的钢结构还是轻型钢结构，或是网架结构、塔桅结构的钢结构，在进入现场时，均应对重要几何尺寸和主要构件进行复验，以明确构件是否符合安装条件，防止安装过程中由于构件的缺陷而影响质量、进度。

(三) 注意进场构件的防护

构件在运输、转运、起吊、堆存的过程中，往往因受外力的影响，造成构件变形，涂层损坏。因此，要引起重视。

(1) 构件卸车应小心，防止损坏，薄板、成叠板材起吊时，要确保板的边缘和端部不损坏，板材搬运时，板面之间不得互相摩擦。

(2) 若发现构件损坏，应及时督促有关单位返工处理。

(3) 构件堆放应平整，特别是薄板，压型金属板的堆放，应确保构件不发生弯曲、扭曲、以及其他损伤性情况出现。

(4) 吊装前，应清除构件表面上的油污、泥沙和灰尘等杂物。

(四) 做好基础交接和垫板设置

安装单位应根据基础施工单位提交的资料复核各项数据，发现问题要及时处理，并做好垫板设置。主要内容如下

(1) 复测混凝土基轴的纵横轴线。

(2) 复测基础预埋件的预埋尺寸、平整度及标高。

(3) 复测预埋螺栓组的纵横轴线及螺杆的垂直度。

(4) 检查混凝土试块试验报告，明确养护日期。

(5) 设置好垫板组，特别要注意吊车梁标高偏差的调整控制。

二、加强安装施工的中间质量控制

(一) 确保吊装方案的执行和调整

钢结构件（包括网架、塔桅结构）的安装，是将若干构件通过安装连接，组成不可变的几何型体。安装时可采用单件吊装、多件吊装、整体吊装、整体提升、高空滑移、高空散装、自下而上、自上而下等方法进行，采用何种吊装方法，在规范中没有作硬性规定，这要视条件决定。当然，如场地开阔，起吊设置功能满足的话，尽可能采取

整体吊装，因其具有较多的优越性（可连续作业、组合刚度大、降低安装误差、建筑物稳定性好、安全性好）。但在实施中，一定要确保吊装方案的贯彻执行，对施工中确需调整的应及时讨论、评审，明确调整方案，以确保吊装方案的正确实施。

（二）控制温差对构件垂直度的影响

物体的热胀冷缩现象在钢结构柱类构件安装中影响表现较明显，吊装在柱基础上的独立钢柱，受阳光照射，使其产生阴阳面，两侧存在温差而变形，就会产生钢柱的倾斜，随着时间的变化，上午钢柱向西倾斜，下午向东倾斜。大型厂房、锅炉框架、高层建筑（钢结构）的钢柱均出现垂直度变化的现象。在测量调整中，要注意以下几点：

- （1）分清构件是原来的弯曲还是受气候影响而产生的弯曲，以防不必要的重复调整。
- （2）调整测量可选择在早上或晚上（当然无温差的阴天更好），以消除温差的存在。
- （3）或确立某柱作为标准柱，先在无温差时安装，将其垂直度偏差校正到 ± 0 。在校正其他柱时，以标准柱的垂直度为准，复校其他钢柱，使其垂直度数值，倾斜方向与标准柱相一致。
- （4）或利用温差位移值公式计算位移值，以此校正柱端位移大小，方向与计算一致即可。

（三）注意测量的基准

高层钢结构安装主要在于控制每节柱子吊装后的垂直度、标高、柱底中心与顶位轴线的偏差。因此在测量时，每一根柱的定位轴线，一定要从地位的控制轴线直接引上去，千万不得用下节柱顶位置线作为上一节柱的定位轴线。高层建筑安装过程中，由于产生累积误差，应进行标高调整。在高层钢结构安装中的标高可按相对标高控制，也可按设计标高控制。但不论采取哪种方法去控制，在同一层柱顶的高度偏差均要控制在5mm以内，使以上的柱顶高度偏差不致失控。

（四）厂房吊车梁安装质量控制事项

钢吊车梁的安装质量与许多因素有关：例吊车梁的制作偏差，钢柱制作偏差；钢柱吊装偏差；这里，牛腿标高将影响吊车梁标高，柱的位移和垂直度，将导致吊车梁中心线的偏移，所以，凡有吊车梁的工程，应注意控制以下几点：

- （1）严格控制柱的定位轴线。
- （2）预测吊车梁的高度（支承处）及牛腿距柱底的高度，将其偏差放在垫块中处理。
- （3）认真控制钢柱的位移值和垂直度。

（五）不准任意设吊点

构件在吊装前应选择好吊点，特别是轻钢结构大跨度构件和整体起吊的构件的吊点

需经计算确定。构件起吊时应采取防止构件扭曲和损坏的措施。

（六）网架结构安装中的注意事项

网架结构是一种空间铰接杆件体系，是一种高次超静定的结构，制作、安装中存在的缺陷将会极大地削减结构承载力。当一根杆件退出工作，它可能很快形成一个失稳带而使结构破坏。因此，在安装中，除前面所讲的内容外，它还有一些事项需进行控制。

- （1）安装前，对杆件要检查，特别是下弦部结构的验收，杆件不应有初弯曲。
- （2）安装中，不得强迫就位和校正，压杆部位不得出现杆件弯曲现象。
- （3）网架结构安装后，未经设计许可严禁其作为其他构件安装的起吊点。

（七）组合楼盖压型板的施工控制

组合楼盖压型板（又称楼承板）的施工中应确保压型钢板固定可靠，铺板端部支承长度最小 50mm；连接方式按图纸设计要求（或安装单位建议的施工方法，但应得到设计单位同意）；每张板侧边与侧边之间互相搭接处，应采取贴角焊或铆钉冲孔连接，间距按设计和国家标准规定；长度方向应按设计要求或更长。

（八）焊钉焊接的质量控制

焊钉又称剪刀钉、栓钉、它同焊接一样焊前的材料（焊钉和瓷环）应进行验收并进行焊接工艺评定，同时，在施焊时，要控制下列事项：

- （1）焊钉与母材间是否有显著生锈，生锈对焊钉焊接质量，会有直接的影响。
- （2）焊钉钉头是否有异常。
- （3）母材上的水分、涂料、锌层及油污等杂物是否去除。
- （4）贯通压型板的焊钉焊接时，应注意压型板与梁的间隙，并做好工艺评定。

（九）屋面、墙面压型金属板的安装控制

近几年来，压型金属板已被广泛应用于工业和民用建筑的围护结构（屋面、墙面），它主要采用薄钢板中的镀锌板、彩色涂层钢板，和采用铝合金板，加工为压型板。作为围护结构使用的压型金属板，施工过程除应控制前面所讲到材质、制造质量外，还应注意以下几点：

（1）应制定、落实纠正和预防措施，防止屋面漏水、板面污物、杂物不清、檐口端部错位、与墙面不成平行直线、搭接长度不一、墙面板波纹线不垂直、屋面板波纹线与屋脊不垂直等质量通病的再发生。例屋面漏水，由坡度、咬边（搭接）接口不良、误孔及密封材料敷设不当等引起，应针对问题，制定对策，防止施工中再出现。

（2）压型板搭接（侧向）一般不小于半波，搭接方向与该地区主导风向一致，以减小风的影响。同时当非用咬边方法时，应用自攻螺钉或铝合金拉锚栓连接，间距同檩条距，并应采用严密的防水措施（屋面）。

（3）当采用国产的防水密封材料时，宜将连接件设于压型板的波峰，以利防渗漏水

(其中高波型搭接部位必须设连接件)。

(4) 连接点可每波设置一个,也可隔波设置一个,但每块压型板与同一檩条的连接不得少于3个连接点。

(5) 长度方向采用搭接时,搭接端必须位于支承件(如檩条)上,并用连接件固定。搭接长度不宜小于下列限值:

当屋面坡度 $< 1/10$ 时,为250mm;

当屋面坡度 $\geq 1/10$ 时,为200mm。

(6) 安装屋面压型钢板时应尽量避免四块板在同一部位搭接;当无法避免时,应采取必要措施,使重叠板不超过两层。

(7) 屋脊板平板配件,其自身搭接及与压型板的搭接应采用连接件连接,且宜沿屋脊方向每隔不大于50m设置伸缩缝。

三、确保最终质量验收评定

安装每道工序结束后,质量控制人员应及时进行检查,验证自检互检记录数据的可靠性,判定质量是否合格,反馈到有关部门和施工班组中,对不合格的问题,应及时分析原因,提出纠正措施,对系统问题,应及时提出预防措施,以便在下一步施工中及时改进。质量控制人员在检查时,应根据《施工及验收规范》,并参照下列质量控制标准进行检查:

(1) 《单层、多层和轻型钢结构安装工程质量控制标准》(表8-2-13)

表8-2-13 单层、多层和轻型钢结构安装工程质量控制标准

项目类别	序号	项目	质量标准	检验方法	检查数量
保 证 项 目	1	钢构件	应符合设计要求和《验评标准》规定。运输、堆放和吊装等造成的钢构件变形和涂层脱落,应矫正和修补	观察或用拉线、钢尺检查、检查钢构件出厂合格证	全数检查
	2	基础	定位轴线、标高、地脚螺栓、混凝土强度,应符合设计要求和国家现行标准的规范	检查复测记录和混凝土试块强度试验报告	
	3	垫板	规格正确、位置准确,与柱底面和基础接触紧贴平稳,焊接牢固;坐浆垫板的砂浆强度应符合国家现行标准规定	观察和用小锤敲击检查,检查砂浆试块强度试验报告	

第八篇 钢结构工程施工质量控制

项目类别	序号	项目	质量标准	检验方法	检查数量
保证项目	4	防护栏杆和钢直梯	连接应牢固可靠，有疑义时应作强度检验，其结果应符合现行国家标准《固定式钢直梯》和《固定式防护栏杆》的规定	观察检查或检查强度检验记录	全数检查
基本项目	1	标记	合格：钢柱等主要构件中心线和标高基准点等标记基本齐全； 优良：钢构件的中心线和标高基准点等标记完备	观察检查	按应有标记的钢件数量各抽查10%，但均不应少于3件
	2	外观质量	合格：表面干净，结构主要表面无焊疤、泥沙等污垢 优良：表面干净，无焊疤，泥沙等污垢		按每类钢构件数量各抽查10%，但均不少于3件
	3	钢构件的顶紧面	合格：顶紧接触面不应少于70%紧贴，且边缘最大间隙不应大于0.8mm； 优良：顶紧接触面不应少于75%紧贴，且边缘最大间隙不应大于0.8mm；	用钢尺和0.3、0.8厚的塞尺检查	按接触面数量抽查10%，但不应少于3个
	4	钢屋架和钢托架偏差	垂直度偏差为 $h/250$ ，且不大于15mm； 侧向弯曲矢高偏差为 $h/1000$ ，且不大于10mm； 合格：检测值符合上述偏差规定； 优良：符合合格规定，其中有50%及以上处（件），其偏差绝对值小于偏差规定的50%	用吊线拉线、经纬仪和钢尺检查	按钢构件数量各抽查10%，但均不少于3件

第二章 钢结构工程施工过程质量控制

项目类别	序号	项 目	质 量 标 准	检 验 方 法	检查数量		
允 许 偏 差 项 目	1	柱脚底座中心线对定位轴线偏移		5.0	用吊线和钢尺检查	按每类钢 构件数量各 抽 查 10% , 但均不少于 3 件	
	2	柱基准 点标高	有吊车梁	+3.0 -5.0	用水准仪检查		
			无吊车梁	+5.0 -8.0			
	3	柱 单层柱 垂直度	$H \leq 10m$	10.0	用经纬仪或吊线和 钢尺检查		
			$H > 10m$	$H/1000$ 25.0			
	4	多节柱 垂直度	底层柱	10.0			
			顶层柱	35.0			
	5	弯曲矢高		$H/1000$ 15.0			用经纬仪或拉线和 钢尺检查
	6	同跨间内同一横截面 内吊车梁顶面高差	在支座处	10.0			用水准仪和钢尺检 查
	7		在其他处	15.0			
	8	同跨间任一截面的跨距		± 10.0	用钢尺检查		
	9	跨中垂直度		$h/500$	用吊线和钢尺检查		
	10	同列相邻两柱间梁顶面高差		$L/1500$ 10.0	用水准仪和钢尺检查		
	11	相邻两梁接头部位中心错位, 相邻两梁接头部位顶面高差		3.0 1.0	用钢尺检查		
	12	吊 车 梁	制动板表面平直度		3.0		用 1m 直尺和塞尺检查
	13		制动梁弦杆在相邻节点间平直度		$L_1/1000$ 5.0		用拉线和钢尺检查
	14		侧向弯曲		$L/1000$ 10.0		
	15		挠曲		+10.0 0		
	16		安装在钢柱上对牛腿中心线的 偏移		5.0		
	17		安装在混凝土柱上对定位轴线 的偏移		5.0		
18		桁架及其受压弦杆的侧向弯曲 矢高		$L(L_1)/1000$ 10.0			
19	钢 桁 架	跨中垂直度		$h/250$ 15.0	用经纬仪或吊线和 钢尺检查		
20		安装在混凝土柱上时, 支座中 心线对定位轴线的偏移		10.0	用钢尺检查		
注 ①H 为柱高 ②h 为屋架高度 ③L 为纵、横梁长度 ④L ₁ 为弦杆相邻节点间距离							

第八篇 钢结构工程施工质量控制

项目类别	序号	项目	质量标准	检验方法	检查数量		
允许偏差项目	21	立柱	中心线对定位轴线的位移	5.0	用钢尺检查	按每类钢构件数量各抽查 10%，但均不少于 3 件	
	22		垂直度	H/1000	用吊线或经纬仪和钢尺检查		
	23		弯曲矢高	H/250 15.0			
	24	檩条（包括墙皮檩条）	间距	± 15.0	用钢尺检查		
	25		弯曲矢高	L/1000 10.0	用拉线和钢尺检查		
	26	抗风桁架垂直度	h/250 15.0	用吊线和钢尺检查			
	注：①H 为立柱高度；②L 为檩条节点间距；③h 为桁架高						
	27	平台标高	± 10.0	用水准仪测量检查			
	28	平台梁水平度	L/1000 20.0				
	29	钢平台	平台支柱垂直度	H/1000 15.0	用经纬仪或吊线和钢尺检查		
30	钢梯和防护栏杆	承重平台梁侧向弯曲	L/1000 10.0	用吊线和钢尺检查			
31		承重平台梁垂直度	h/250 15.0				
32		直梯垂直度	H _t /1000 15.0				
33		栏杆立柱间距	± 10.0				
34	栏杆（固定栏杆）高度	± 10.0	用钢尺检查				
注：①L 为梁长度；②H 为支柱高度；③h 为梁高度；④H _t 为直梯高度							

(2) 《高层钢结构安装工程质量控制标准》(表 8-2-14)

表 8-2-14 高层钢结构安装工程的质量控制标准

项目类别	序号	项目	质量标准	检验方法	检查数量
保证项目	1	钢构件	应符合设计要求和验评标准规定，运输、堆放和吊装等造成的钢构件变形和涂层脱落，应矫正和修补	观察或用拉线、钢尺检查，检查钢构件出厂合格证	全数检查
	2	基础	定位轴线、标高、地脚螺栓、混凝土强度，应符合设计要求和国家现行标准的规定	检查复测记录和混凝土试块强度试验报告	

第二章 钢结构工程施工过程质量控制

项目类别	序号	项目	质量标准	检验方法	检查数量
基本项目	1	标记	合格：钢柱等主要构件中心线和标高基准点等标记基本齐全； 优良：钢构件的中心线和标高基准点等标记完备清楚	观察检查	按应有标记的钢件数量各抽查10%，但均不应少于3件
	2	外观质量	合格：表面干净，构件主要表面无焊疤，泥沙等污垢； 优良：表面干净，无焊疤、泥沙等污垢		按每类钢构件数量各抽查10%，但均不少于3件
	3	钢构件的顶紧面	合格：顶紧接触面不应少于70%紧贴，且边缘最大间隙不应大于0.8mm； 优良：顶紧接触面不应少于75%紧贴，且边缘最大间隙不应大于0.8mm	用钢尺、0.3mm和0.8mm厚的塞尺检查	按接触面数量抽查10%，但不应少于3个
	4	主体结构总高度	偏差值当用设计标高安装时为 $\pm H/1000$ ；当用相对标高安装时为 $\pm \sum_{i=1}^n (\Delta_{h_i} + \Delta_x + \Delta_w)$ ； 其中：H为柱总高度；n为柱子节数； Δ_{h_i} 为一节柱长节数； Δ_{h_i} 为一节柱长的制造允许偏差； Δ_x 为一节柱长承受荷载后的压缩值； Δ_w 为一个柱接头焊缝的收缩值； 合格：偏差值80%及以上符合上述偏差规定； 优良：偏差值全部符合上述偏差规定	用水准仪和钢尺检查	全数检查

第八篇 钢结构工程施工质量控制

项目类别	序号	项目	质量标准	检验方法	检查数量		
允许偏差项目	1	钢柱	底层柱基准点标高	± 2.0	用水准仪检查	按每类钢构件数量各抽查 10%，但均不少于 3 件	
	2		同一层各节柱柱顶高差	5.0			
	3		底层柱柱底轴线对定位轴线的偏移	3.0	用经纬仪和钢尺检查		
	4		上、下连接处错位（位移、扭转）	3.0	用钢尺和直尺检查		
	5		单节柱垂直度	$H_1/1000$ 10.0	用经纬仪检查		
	6	主梁	同一根梁两端顶面高差	L/1000	用水准仪检查		
	7			10.0			
	8	支撑	接头两端错位（位移、扭转）	3.0	用钢尺和直尺检查		
	9		接头两端轴线偏角	1°	用角尺和直尺检查		
	10	次梁	与主梁上表面高差	2.0	用直尺和钢尺检查		
	11		钢梯	钢梯翘曲	B/400		用钢尺和拉线检查
	12			支点位移	5.0		用钢尺检查
	13	主体结构整体偏差	垂直度	H/2500 + 10	按各节柱的偏差累计计算		
	14			50.0			
		平面弯曲	L/1500 25.0	按每层的偏差累计计算			

注：①H 为钢柱和主体结构高度；②B 为钢梯宽度；③L 为梁长度；④H₁ 为单节柱高度。

(3) 《压型金属板安装分项工程质量控制标准》(表 8-2-15)

表 8-2-15 压型金属板安装分项工程质量控制标准

项目类别	序号	项目内容	质量标准	检验方法	检查数量
保证项目	1	压型金属板、泛水板、包角板和连接件的品种、规格以及防水密封材料的性能	应符合设计要求和国家现行有关标准的规定	检查质量证明卡、出厂合格证或复验报告	逐批检查
	2	压型金属板（包括泛水板、包角板）的固定、连接和外敷材料	压型金属板、泛水板和包角板应固定可靠、无松动； 防腐涂料和防水密封材料涂刷或敷设完好。连接件数量、间距符合设计要求和国家现行有关标准规定	观察检查	按面积每 100mm ² 抽查 1 处，每处 10m ² ，但不应少于 4 处

第二章 钢结构工程施工过程质量控制

项目类别	序号	项目内容	质量标准	检验方法	检查数量										
基本项目	1	压型金属板围护结构的外观质量	合格：屋面、墙面平整，接搓顺直，板面无施工残留杂物和污物；檐口和墙面下端基本呈直线，无未经处理的错钻孔洞； 优良：屋面、墙面平整清洁，接搓顺直，纵横搭接缝呈直线；檐口和墙面下端呈直线，无错钻孔洞。	观察检查	按面积每100m ² 抽查1处，每处10m ² ，但不应少于1处										
	2	压型金属板的搭接部位和搭接长度	压型金属板应在支承构件上搭接； 合格：搭接长度（mm）符合下列规定： <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; margin-top: 5px;"> <tr> <td style="width: 50%;">屋面板波高 $h > 70\text{mm}$</td> <td style="width: 50%; text-align: center;">≥ 375</td> </tr> <tr> <td rowspan="2" style="width: 50%;">屋面板波高 $h \leq 70\text{mm}$</td> <td style="width: 50%;">屋面坡度 $< \frac{1}{10}$</td> <td style="text-align: center;">≥ 250</td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;">屋面坡度 $\geq \frac{1}{10}$</td> <td style="text-align: center;">≥ 200</td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="text-align: center;">墙面板</td> <td style="text-align: center;">≥ 120</td> </tr> </table> 优良：符合合格规定且接缝均匀整齐，严密无翘曲。	屋面板波高 $h > 70\text{mm}$		≥ 375	屋面板波高 $h \leq 70\text{mm}$	屋面坡度 $< \frac{1}{10}$	≥ 250	屋面坡度 $\geq \frac{1}{10}$	≥ 200	墙面板		≥ 120	观察和用钢尺检查
	屋面板波高 $h > 70\text{mm}$	≥ 375													
	屋面板波高 $h \leq 70\text{mm}$	屋面坡度 $< \frac{1}{10}$	≥ 250												
屋面坡度 $\geq \frac{1}{10}$		≥ 200													
墙面板		≥ 120													
3	组合楼盖压型钢板与主体构件的连接质量	合格：支承长度大于50mm，端部锚固件连接可靠，设置位置符合设计要求； 优良：在合格的基础上，压型钢板与构件在支承长度内接触严密	观察和用钢尺检查												
允许偏差项目	1	屋面檐口与屋脊的平行度	允许偏差 10.0mm	用拉线和钢尺检查	每100m长度抽查1处，每处10m，不应少于1处										
	2	屋面压型金属板波纹线对屋脊的垂直度	允许偏差 $L/1000$ 20.0mm		每20m长度抽查1处，不应少于1处										
	3	屋面檐口相邻两块压型金属板端部错位： 压型钢板 压型铝板	允许偏差 5.0mm 允许偏差 8.0mm												
	4	屋面压型金属板卷边板件最大波浪高： 压型钢板 压型铝板	允许偏差 3.0mm 允许偏差 6.0mm												
	5	墙面板波纹线的垂直度	允许偏差 $H/1000$ 20.0mm	用吊线和钢尺检查	每20m长度抽查1处，不应少于1处										
	6	墙面包角板的垂直	允许偏差 $H/1000$ 20.0mm												
	7	墙面相邻两块压型金属板的下端错位	允许偏差 5.0mm	用钢尺检查	每20m长度抽查1处，不应少于1处										

注 ①L为屋面半坡或单坡长度

②H为墙面高度

(4)《焊钉焊接工程质量控制标准》(表 8-2-16)

表 8-2-16 焊钉焊接工程质量控制标准

项目	序号	项 目	质 量 标 准	检 验 方 法	检查数量
保证项目	1	焊钉和瓷环等	应符合设计要求和国家现行有关标准的规定	检查质量证明书	按批号检查
	2	焊接工艺评定	所用钢材与焊钉应进行焊接工艺评定,应符合设计要求和国家现行有关标准的规定	检查工艺评定报告	按单位工程进行
基本项目	1	焊接外观质量	合格:焊脚较均匀,焊脚立面有局部未熔合或少量不足 360°的焊脚进行了修补; 优良:焊脚均匀,个别不足 360°的焊脚修补平整	观察检查	抽查焊钉数的 1%且不少于 10 个
	2	焊后检查	合格:经过扩大检查,返修处理后用锤击焊钉(螺栓)头,弯曲 30°,焊缝及热影响区无肉眼可见裂纹; 优良:经一次检查即达到上述标准	用角尺和观察检查	每批同类构件抽查 10%,且不少于 10 件,每件抽查焊钉数 1%,且不少于 1 个

(5)《钢网架结构安装工程质量控制标准》(表 8-2-17)

表 8-2-17 钢网架结构安装工程质量控制标准

项目	序号	项 目	质 量 标 准	检 验 方 法	检查数量
保证项目	1	节点配件和杆件质量,变形必须矫正(高空散装法安装的网架)	应符合设计要求和国家现行有关标准规定	观察检查,检查质量证明书、出厂合格证或试验报告	
	2	基准轴线位置、柱顶面标高和混凝土强度	应符合设计要求和国家现行有关标准规定	检查复测记录和试验报告	

第二章 钢结构工程施工过程质量控制

项目	序号	项 目	质 量 标 准	检 验 方 法	检 查 数 量	
基本项目	1	节点及杆件外观质量	合格：表面干净，无明显焊疤、泥砂、污垢； 优良：表面干净，无焊疤、泥砂、污垢	观察检查	按节点数量抽查 5%，但不应少于 5 个节点	
	2	自重及屋面工程完成后的挠度值	合格：测点的挠度平均值为设计值的 1.2~1.15 倍； 优良：测点的挠度平均值应小于设计值的 1.12 倍	用钢尺和水准仪检查	小跨度测量下弦中央一点；大跨度测量下弦中央一点及各向下弦跨度四等分点处	
允许偏差项目	1	网架支座中心偏移	允许偏差 $L/3000$ ，不大于 30.0mm； L ——网架跨度			
	2	支座高度	周边支承的网架相邻支座高差	允许偏差 $L_1/400$ ，不大于 15.0mm； L_1 ——相邻支座间距	用钢尺和经纬仪检查	全数检查
			多点支承的网架相邻支座高差	允许偏差 $L_1/800$ ，不大于 30.0mm	用钢尺和水准仪检查	全数检查
支座最大高差			不大于 30.0mm	用钢尺和水准仪检查	全数检查	

附录：

房屋建筑制图统一标准

GB/T 50001—2001

1 总 测

1.0.1 为了统一房屋建筑制图规则，保证制图质量，提高制图效率，做到图面清晰、简明，符合设计、施工、存档的要求，适应工程建设的需要，制定本标准。

1.0.2 本标准是房屋建筑制图的基本规定，适用于总图、建筑、结构、给水排水、暖通空调、电气等各专业制图。

1.0.3 本标准适用于下列制图方式绘制的图样：

- 1 手工制图；
- 2 计算机制图。

1.0.4 本标准适用于各专业下列工程制图：

- 1 新建、改建、扩建工程的各阶段设计图、竣工图；
- 2 原有建筑物、构筑物和总平面的实测图；
- 3 通用设计图、标准设计图。

1.0.5 房屋建筑制图，除应符合本标准外，还应符合国家现行有关强制性标准的规定以及各有关专业的制图标准。

2 图纸幅面规格与图纸编排顺序

2.1 图纸幅面

2.1.1 图纸幅面及图框尺寸，应符合表 2.1.1 的规定及图 2.1.1-1 ~ 图 2.1.1-3 的格式。

表 2.1.1 幅面及图框尺寸 (mm)

幅面代号 尺寸代号	A0	A1	A2	A3	A4
$b \times l$	841 × 1189	594 × 841	420 × 594	297 × 420	210 × 297
c	10			5	
a	25				

2.1.2 需要微缩复制的图纸，其一个边上应附有一段准确米制尺度，四个边上均

附有对中标志，米制尺度的总长应为 100mm，分格应为 10mm。对中标志应画在图纸各边长的中点处，线宽应为 0.35mm，伸入框内应为 5mm。

2.1.3 图纸的短边一般不应加长，长边可加长，但应符合表 2.1.3 的规定。

表 2.1.3 图纸长边加长尺寸 (mm)

幅面尺寸	长边尺寸	长边加长后尺寸						
A0	1189	1486	1635	1783	1932	2080	2230	2378
A1	841	1051	1261	1471	1682	1892	2102	
A2	594	743	891	1041	1189	1338	1486	1635
A2	594	1783	1932	2080				
A3	420	630	841	1051	1261	1471	1682	1892

注：有特殊需要的图纸，可采用 $b \times l$ 为 841mm × 891mm 与 1189mm × 1261mm 的幅面。

2.1.4 图纸以短边作为垂直边称为横式，以短边作为水平边称为立式。一般 A0 ~ A3 图纸宜横式使用；必要时，也可立式使用。

2.1.5 一个工程设计中，每个专业所使用的图纸，一般不宜多于两种幅面，不含目录及表格所采用的 A4 幅面。

2.2 标题栏与会签栏

2.2.1 图纸的标题栏、会签栏及装订边的位置，应符合下列规定：

1 横式使用的图纸，应按图 2.2.1-1 的形式布置。

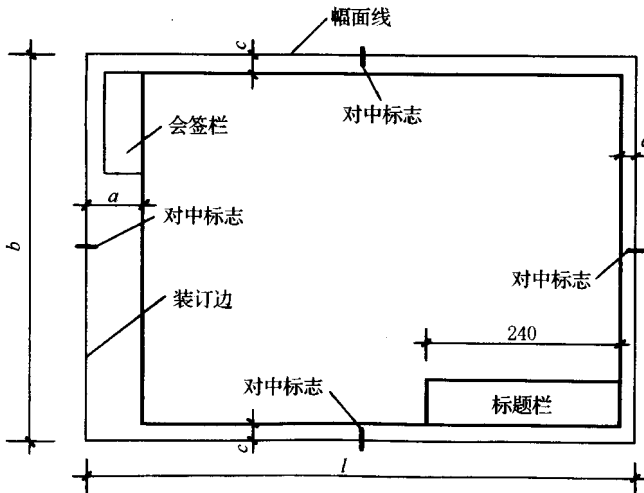


图 2.2.1-1 A0~A3 横式幅面

2 立式使用的图纸，应按图 2.2.1-2、图 2.2.1-3 的形式布置。

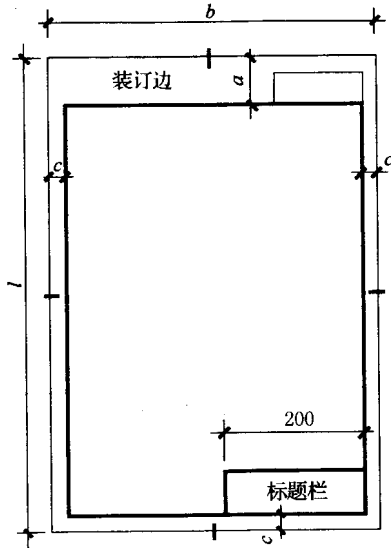


图 2.2.1-2 A0~A3 立式幅面

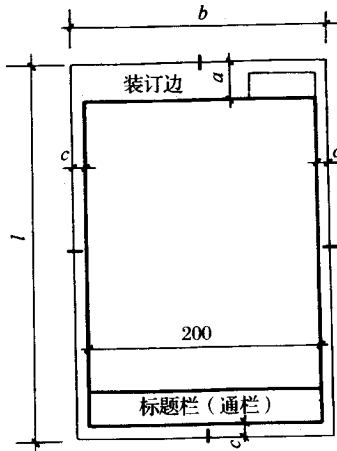


图 2.2.1-3 A4 立式幅面

2.2.2 标题栏应按图 2.2.2 所示，根据工程需要选择确定其尺寸、格式及分区。签字区应包含实名列和签名列。涉外工程的标题栏内，各项主要内容的中文下方应附有译文，设计单位的上方或左方，应加“中华人民共和国”字样

2.2.3 会签栏应按图 2.2.3 的格式绘制，其尺寸应为 100mm × 20mm，栏内应填写会签人员所代表的专业、姓名、日期（年、月、日）；一个会签栏不够时，可另加一个，

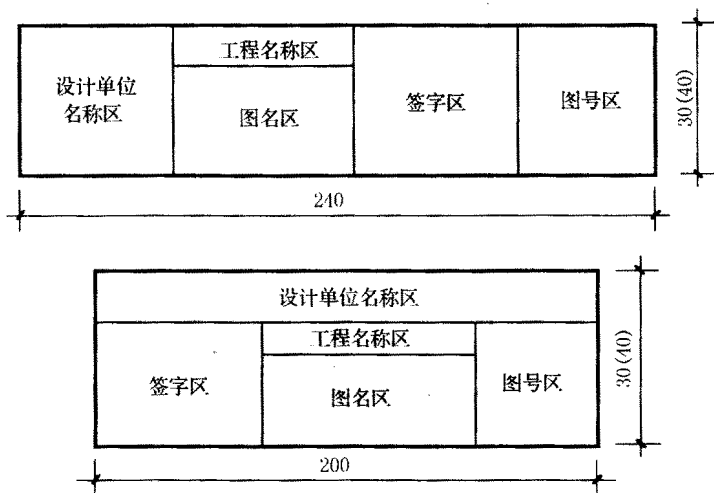


图 2.2.2 标题栏

两个会签栏应并列；不需会签的图纸可不设会签栏。

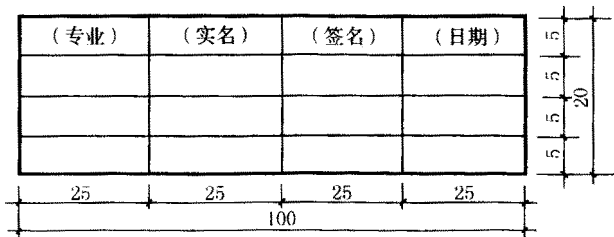


图 2.2.3 会签栏

2.3 图纸编排顺序

2.3.1 工程图纸应按专业顺序编排。一般应为图纸目录、总图、建筑图、结构图、给水排水图、暖通空调图、电气图……等。

2.3.2 各专业的图纸，应该按图纸内容的主次关系、逻辑关系，有序排列。

3 图 线

3.0.1 图线的宽度 b ，宜从下列线宽系列中选取：2.0、1.4、1.0、0.7、0.5、0.35mm。

每个图样，应根据复杂程度与比例大小，先选定基本线宽 b ，再选用表 3.0.1 中相应的线宽组。





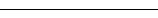
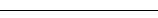
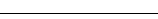
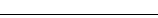
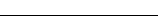
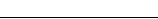




表 3.0.1 线宽组 (mm)

线宽比	线宽组					
b	2.0	1.4	1.0	0.7	0.5	0.35
$0.5b$	1.0	0.7	0.5	0.35	0.25	0.18
$0.25b$	0.5	0.35	0.25	0.18	—	—

注：1 需要微缩的图纸，不宜采用 0.18mm 及更细的线宽。
2 同一张图纸内，各不同线宽中的细线，可统一采用较细的线宽组的细线。

3.0.2 工程建设制图，应选用表 3.0.2 所示的图线。

表 3.0.2 图 线

名称	线 型	线宽	一般用途
实线	粗		b 主要可见轮廓线
	中		$0.5b$ 可见轮廓线
	细		$0.25b$ 可见轮廓线、图例线
虚线	粗		b 见各有关专业制图标准
	中		$0.5b$ 不可见轮廓线
	细		$0.25b$ 不可见轮廓线、图例线
单点 长 画线	粗		b 见各有关专业制图标准
	中		$0.5b$ 见各有关专业制图标准
	细		$0.25b$ 中心线、对称线等
双点 长 画线	粗		b 见各有关专业制图标准
	中		$0.5b$ 见各有关专业制图标准
	细		$0.25b$ 假想轮廓线、成型前原始轮廓线
折断线		$0.25b$	断开界线
波浪线		$0.25b$	断开界线

3.0.3 同一张图纸内，相同比例的各图样，应选用相同的线宽组。

3.0.4 图纸的图框和标题栏线，可采用表 3.0.4 的线宽。

表 3.0.4 图框线、标题栏线的宽度 (mm)

幅面代号	图框线	标题栏外框线	标题栏分格线、会签栏线
A0、A1	1.4	0.7	0.35
A2、A3、A4	1.0	0.7	0.35

3.0.5 相互平行的图线，其间隙不宜小于其中的粗线宽度，且不宜小于 0.7mm。

3.0.6 虚线、单点长画线或双点长画线的线段长度和间隔，宜各自相等。

3.0.7 单点长画线或双点长画线，当在较小图形中绘制有困难时，可用实线代替。

3.0.8 单点长画线或双点长画线的两端，不应是点。点画线与点画线交接或点画线与其他图线交接时，应是线段交接。

3.0.9 虚线与虚线交接或虚线与其他图线交接时，应是线段交接。虚线为实线的延长线时，不得与实线连接。

3.0.10 图线不得与文字、数字或符号重叠、混淆，不可避免时，应首先保证文字等的清晰。

4 字 体

4.0.1 图纸上所需书写的文字、数字或符号等，均应笔画清晰、字体端正、排列整齐；标点符号应清楚正确。

4.0.2 文字的字高，应从如下系列中选用：3.5、5、7、10、14、20mm。

如需书写更大的字，其高度应按 $\sqrt{2}$ 的比值递增。

4.0.3 图样及说明中的汉字，宜采用长仿宋体，宽度与高度的关系应符合表 4.0.3 的规定。大标题、图册封面、地形图等汉字，也可书写成其他字体，但应易于辨认。

表 4.0.3 长仿宋体字高宽关系 (mm)

字 高	20	14	10	7	5	3.5
字 宽	14	10	7	5	3.5	2.5

4.0.4 汉字的简化字书写，必须符合国务院公布的《汉字简化方案》和有关规定。

4.0.5 拉丁字母、阿拉伯数字与罗马数字的书写与排列，应符合表 4.0.5 的规定。

表 4.0.5 拉丁字母、阿拉伯数字与罗马数字书写规则

书写格式	一般字体	窄字体
大写字母高度	h	h
小写字母高度（上下均无延伸）	$7/10h$	$10/14h$
小写字母伸出的头部或尾部	$3/10h$	$4/14h$
笔画宽度	$1/10h$	$1/14h$
字母间距	$2/10h$	$2/14h$
上下行基准线最小间距	$15/10h$	$21/14h$
词间距	$6/10h$	$6/14h$

4.0.6 拉丁字母、阿拉伯数字与罗马数字，如需写成斜体字，其斜度应是从字的

底线逆时针向上倾斜 75°。斜体字的高度与宽度应与相应的直体字相等。

4.0.7 拉丁字母、阿拉伯数字与罗马数字的字高，应不小于 2.5mm。

4.0.8 数量的数值注写，应采用正体阿拉伯数字。各种计量单位凡前面有量值的，均应采用国家颁布的单位符号注写。单位符号应采用正体字母。

4.0.9 分数、百分数和比例数的注写，应采用阿拉伯数字和数学符号，例如：四分之三、百分之二十五和一比二十应分别写成 $3/4$ 、25% 和 1:20。

4.0.10 当注写的数字小于 1 时，必须写出个位的“0”，小数点应采用圆点，齐基准线书写，例如 0.01。

4.0.11 长仿宋汉字、拉丁字母、阿拉伯数字与罗马数字示例见《技术制图——字体》(GB/T 14691—93)。

5 比 例

5.0.1 图样的比例，应为图形与实物相对应的线性尺寸之比。比例的大小，是指其比值的大小，如 1:50 大于 1:100。

5.0.2 比例的符号为“：”，比例应以阿拉伯数字表示，如 1:1、1:2、1:100 等。

5.0.3 比例宜注写在图名的右侧，字的基准线应取平；比例的字高宜比图名的字高小一号或二号（图 5.0.3）。

平面图 1:100 ⑥ 1:20

图 5.0.3 比例的注写

5.0.4 绘图所用的比例，应根据图样的用途与被绘对象的复杂程度，从表 5.0.4 中选用，并优先用表中常用比例。

表 5.0.4 绘图所用的比例

常用比例	1:1、1:2、1:5、1:10、1:20、1:50、1:100、1:150、1:200、1:500、1:1000、1:2000、1:5000、1:10000、1:20000、1:50000、1:100000、1:200000
可用比例	1:3、1:4、1:6、1:15、1:25、1:30、1:40、1:60、1:80、1:250、1:300、1:400、1:600

5.0.5 一般情况下，一个图样应选用一种比例。根据专业制图需要，同一图样可选用两种比例。

5.0.6 特殊情况下也可自选比例，这时除应注出绘图比例外，还必须在适当位置绘制出相应的比例尺。

6 符 号

6.1 剖切符号

6.1.1 剖视的剖切符号应符合下列规定：

1 剖视的剖切符号应由剖切位置线及投射方向线组成，均应以粗实线绘制。剖切位置线的长度宜为 6~10mm；投射方向线应垂直于剖切位置线，长度应短于剖切位置线，宜为 4~6mm（图 6.1.1）。绘制时，剖视的剖切符号不应与其他图线相接触。

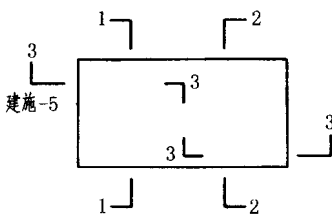


图 6.1.1 剖视的剖切符号

2 剖视剖切符号的编号宜采用阿拉伯数字，按顺序由左至右、由下至上连续编排，并应注写在剖视方向线的端部。

3 需要转折的剖切位置线，应在转角的外侧加注与该符号相同的编号。

4 建（构）筑物剖面图的剖切符号宜注在 ±0.00 标高的平面图上。

6.1.2 断面的剖切符号应符合下列规定：

1 断面的剖切符号应只用剖切位置线表示，并应以粗实线绘制，长度宜为 6~10mm。

2 断面剖切符号的编号宜采用阿拉伯数字，按顺序连续编排，并应注写在剖切位置线的一侧；编号所在的一侧应为该断面的剖视方向（图 6.1.2）。

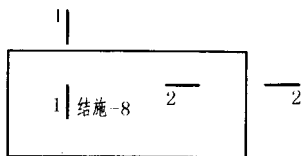


图 6.1.2 断面剖切符号

6.1.3 剖面图或断面图，如与被剖切图样不在同一张图内，可在剖切位置线的另一侧注明其所在图纸的编号，也可以在图上集中说明。

6.2 索引符号与详图符号

6.2.1 图样中的某一局部或构件，如需另见详图，应以索引符号索引（图 6.2.1a）。索引符号是由直径为 10mm 的圆和水平直径组成，圆及水平直径均应以细实线

绘制。索引符号应按下列规定编写：

1 索引出的详图，如与被索引的详图同在一张图纸内，应在索引符号的上半圆中用阿拉伯数字注明该详图的编号，并在下半圆中间画一段水平细实线（图 6.2.1b）。

2 索引出的详图，如与被索引的详图不在同一张图纸内，应在索引符号的上半圆中用阿拉伯数字注明该详图的编号，在索引符号的下半圆中用阿拉伯数字注明该详图所在图纸的编号（图 6.2.1c）。数字较多时，可加文字标注。

3 索引出的详图，如采用标准图，应在索引符号水平直径的延长线上加注该标准图册的编号（图 6.2.1d）。

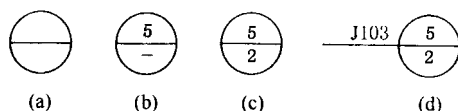


图 6.2.1 索引符号

6.2.2 索引符号如用于索引剖视详图，应在被剖切的部位绘制剖切位置线，并以引出线引出索引符号，引出线所在的一侧应为投射方向。索引符号的编写同 6.2.1 条的规定（图 6.2.2a、b、c、d）。

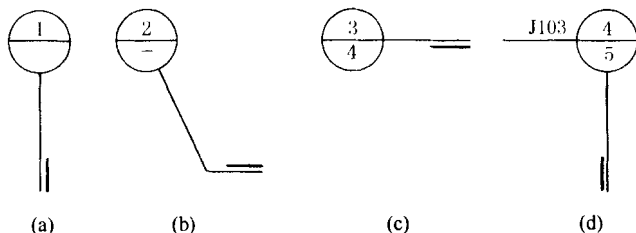


图 6.2.2 用于索引剖面详图的索引符号

6.2.3 零件、钢筋、杆件、设备等的编号，以直径为 4~6mm（同一图样应保持一致）的细实线圆表示，其编号应用阿拉伯数字按顺序编写（图 6.2.3）。



图 6.2.3 零件、钢筋等的编号

6.2.4 详图的位置和编号，应以详图符号表示。详图符号的圆应以直径为 14mm 粗实线绘制。详图应按下列规定编号：

1 详图与被索引的图样同在一张图纸内时，应在详图符号内用阿拉伯数字注明详图的编号（图 6.2.4-1）。

2 详图与被索引的图样不在同一张图纸内，应用细实线在详图符号内画一水平直径，在上半圆中注明详图编号，在下半圆中注明被索引的图纸的编号（图 6.2.4-2）。



图 6.2.4-1 与被索引图样同在一张图纸内的详图符号



图 6.2.4-2 与被索引图样不在同一张图纸内的详图符号

6.3 引出线

6.3.1 引出线应以细实线绘制，宜采用水平方向的直线、与水平方向成 30° 、 45° 、 60° 、 90° 的直线，或经上述角度再折为水平线。文字说明宜注写在水平线的上方（图 6.3.1a），也可注写在水平线的端部（图 6.3.1b）。索引详图的引出线，应对准索引符号的圆心（图 6.3.1c）。

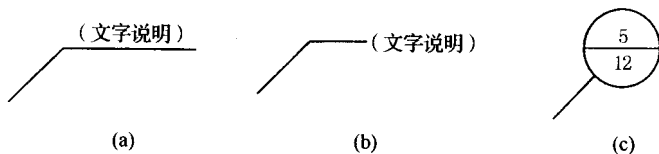


图 6.3.1 引出线

6.3.2 同时引出几个相同部分的引出线，宜互相平行（图 6.3.2a），也可画成集中于一点的放射线（图 6.3.2b）。

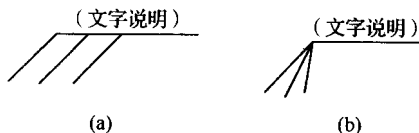


图 6.3.2 共用引出线

6.3.3 多层构造或多层管道共用引出线，应通过被引出的各层。文字说明宜注写在水平线的上方，或注写在水平线的端部，说明的顺序应由上至下，并应与被说明的层次相互一致；如层次为横向排序，则由上至下的说明顺序应与左至右的层次相互一致（图 6.3.3）。

6.4 其他符号

6.4.1 对称符号由对称线和两端的两对平行线组成。对称线用细单点长画线绘制；

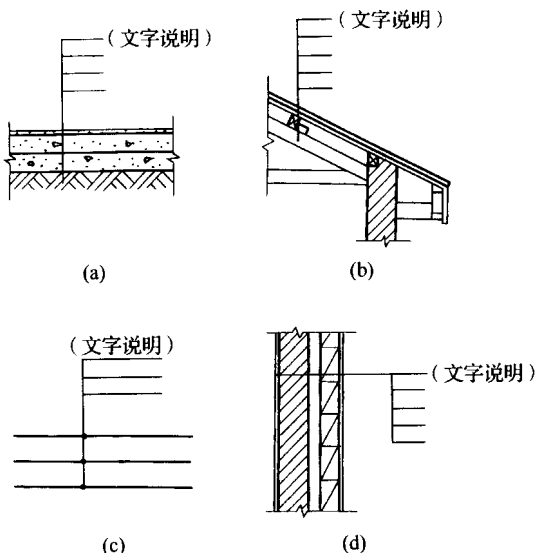


图 6.3.3 多层构造引出线

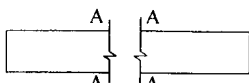
平行线用细实线绘制，其长度宜为 6~10mm，每对的间距宜为 2~3mm；对称线垂直平分于两对平行线，两端超出平行线宜为 2~3mm（图 6.4.1）。

6.4.2 连接符号应以折断线表示需连接的部位。两部位相距过远时，折断线两端靠图样一侧应标注大写拉丁字母表示连接编号。两个被连接的图样必须用相同的字母编号（图 6.4.2）。

6.4.3 指北针的形状宜如图 6.4.3 所示，其圆的直径宜为 24mm，用细实线绘制；指针尾部的宽度宜为 3mm，指针头部应注“北”或“N”字。需用较大直径绘制指北针时，指针尾部宽度宜为直径的 1/8。



图 6.4.1 对称符号



A- 连接编号

图 6.4.2 连接符号

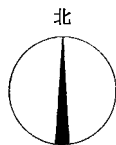


图 6.4.3 指北针

7 定位轴线

7.0.1 定位轴线应用细单点长画线绘制。

7.0.2 定位轴线一般应编号，编号应注写在轴线端部的圆内。圆应用细实线绘制，

直径为 8~10mm。定位轴线圆的圆心，应在定位轴线的延长线上或延长线的折线上。

7.0.3 平面图上定位轴线的编号，宜标注在图样的下方与左侧。横向编号应用阿拉伯数字，从左至右顺序编写，竖向编号应用大写拉丁字母，从下至上顺序编写（图 7.0.3）。

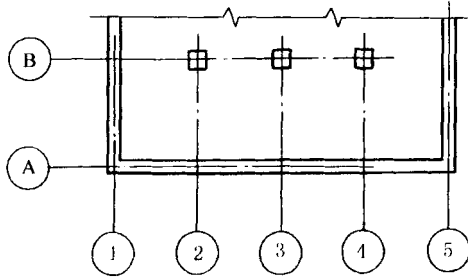


图 7.0.3 定位轴线的编号顺序

7.0.4 拉丁字母的 I、O、Z 不得用做轴线编号。如字母数量不够使用，可增用双字母或单字母加数字注解，如 A_A 、 $B_A \dots Y_A$ 或 A_1 、 $B_1 \dots Y_1$ 。

7.0.5 组合较复杂的平面图中定位轴线也可采用分区编号（图 7.0.5），编号的注写形式应为“分区号——该分区编号”。分区号采用阿拉伯数字或大写拉丁字母表示。

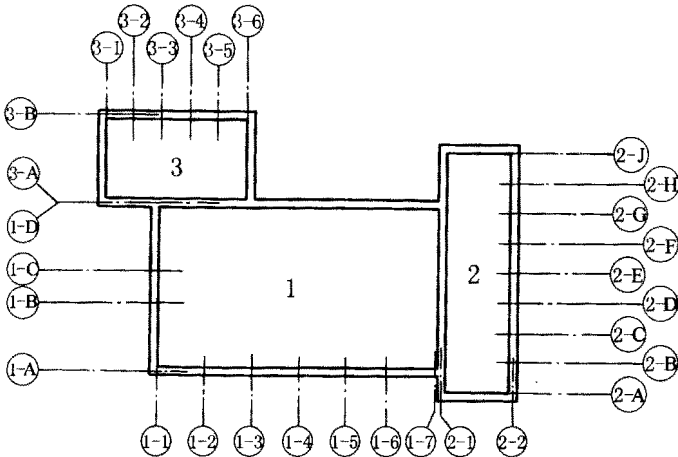




图 7.0.5 定位轴线的分区编号


7.0.6 附加定位轴线的编号，应以分数形式表示，并按下列规定编写：

1 两根轴线间的附加轴线，应以分母表示前一轴线的编号，分子表示附加轴线的编号，编号宜用阿拉伯数字顺序编写，如：

 表示 2 号轴线之后附加的第一根轴线；

 表示 C 号轴线之后附加的第三根轴线。

2 1 号轴线或 A 号轴线之前的附加轴线的分母应以 01 或 0A 表示，如：

 表示 1 号轴线之前附加的第一根轴线；

 表示 A 号轴线之前附加的第三根轴线。

7.0.7 一个详图适用于几根轴线时，应同时注明各有关轴线的编号（图 7.0.7）。

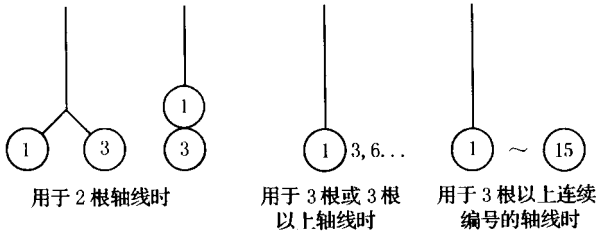


图 7.0.7 详图的轴线编号

7.0.8 通用详图中的定位轴线，应只画圆，不注写轴线编号。

7.0.9 圆形平面图中定位轴线的编号，其径向轴线宜用阿拉伯数字表示，从左下角开始，按逆时针顺序编写；其圆周轴线宜用大写拉丁字母表示，从外向内顺序编写（图 7.0.9）。

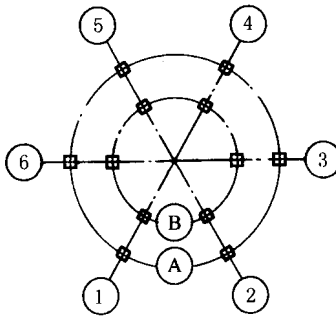


图 7.0.9 圆形平面定位轴线的编号

7.0.10 折线形平面图中定位轴线的编号可按图 7.0.10 的形式编写。

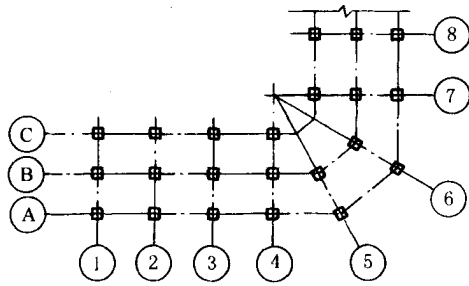


图 7.0.10 折线形平面定位轴线的编号

8 常用建筑材料图例

8.1 一般规定

8.1.1 本标准只规定常用建筑材料的图例画法，对其尺度比例不作具体规定。使用时，应根据图样大小而定，并应注意下列事项：

- 1 图例线应间隔均匀，疏密适度，做到图例正确，表示清楚；
- 2 不同品种的同类材料使用同一图例时（如某些特定部位的石膏板必须注明是防水石膏板时），应在图上附加必要的说明；
- 3 两个相同的图例相接时，图例线宜错开或使倾斜方向相反（图 8.1.1-1）；



图 8.1.1-1 相同图例相接时的画法

4 两个相邻的涂黑图例（如混凝土构件、金属件）间，应留有空隙。其宽度不得小于 0.7mm（图 8.1.1-2）。



图 8.1.1-2 相邻涂黑图例的画法

8.1.2 下列情况可不加图例，但应加文字说明：

- 1 一张图纸内的图样只用一种图例时；
- 2 图形较小无法画出建筑材料图例时。

8.1.3 需画出的建筑材料图例面积过大时，可在断面轮廓线内，沿轮廓线作局部表示（图 8.1.3）。



图 8.1.3 局部表示图例

8.1.4 当选用本标准中未包括的建筑材料时，可自编图例。但不得与本标准所列的图例重复。绘制时，应在适当位置画出该材料图例，并加以说明。

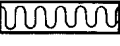
8.2 常用建筑材料图例

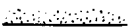
8.2.1 常用建筑材料应按表 8.2.1 所示图例画法绘制。

表 8.2.1 常用建筑材料图例

序号	名称	图例	备注
1	自然土壤		包括各种自然土壤
2	夯实土壤		
3	砂、灰土		靠近轮廓线绘较密的点
4	砂砾石、碎砖三合土		
5	石材		
6	毛石		
7	普通砖		包括实心砖、多孔砖、砌块等砌体。断面较窄不易绘出图例线时，可涂红
8	耐火砖		包括耐酸砖等砌体
9	空心砖		指非承重砖砌体
10	饰面砖		包括铺地砖、马赛克、陶瓷锦砖、人造大理石等

第二章 钢结构工程施工过程质量控制

序号	名称	图例	备 注
11	焦渣、矿渣		包括与水泥、石灰等混合而成的材料
12	混凝土		<ol style="list-style-type: none"> 1. 本图例指能承重的混凝土及钢筋混凝土 2. 包括各种强度等级、骨料、添加剂的混凝土 3. 在剖面图上画出钢筋时,不画图例线 4. 断面图形小,不易画出图例线时,可涂黑
13	钢筋混凝土		
14	多孔材料		包括水泥珍珠岩、沥青珍珠岩、泡沫混凝土、非承重加气混凝土、软木、蛭石制品等
15	纤维材料		包括矿棉、岩棉、玻璃棉、麻丝、木丝板、纤维板等
16	泡沫塑料材料		包括聚苯乙烯、聚乙烯、聚氨酯等多孔聚合物类材料
17	木 材		<ol style="list-style-type: none"> 1. 上图为横断面,左上图为垫木、木砖或木龙骨 2. 下图为纵断面
18	胶合板		应注明为×层胶合板
19	石膏板		包括圆孔、方孔石膏板、防水石膏板等
20	金 属		<ol style="list-style-type: none"> 1. 包括各种金属 2. 图形小时,可涂黑
21	网状材料		<ol style="list-style-type: none"> 1. 包括金属、塑料网状材料 2. 应注明具体材料名称
22	液 体		应注明具体液体名称
23	玻 璃		包括平板玻璃、磨砂玻璃、夹丝玻璃、钢化玻璃、中空玻璃、夹层玻璃、镀膜玻璃等
24	橡 胶		
25	塑 料		包括各种软、硬塑料及有机玻璃等
26	防水材料		构造层次多或比例大时,采用上面图例

序号	名称	图例	备注
27	粉刷		本图例采用较稀的点
注:序号 1、2、5、7、8、13、14、16、17、18、22、23 图例中的斜线、短斜线、交叉斜线等一律为 45°。			

9 图样画法

9.1 投影法

9.1.1 房屋建筑的视图,应按正投影法并用第一角画法绘制。自前方 A 投影称为正立面图,自上方 B 投影称为平面图,自左方 C 投影称为左侧立面图,自右方 D 投影称为右侧立面图,自下方 E 投影称为底面图,自后方 F 投影称为背立面图(图 9.1.1)。

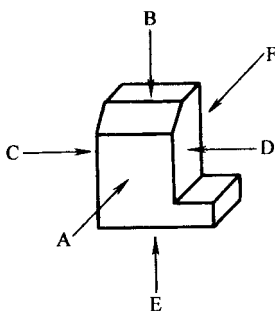


图 9.1.1 第一角画法

9.1.2 当视图用第一角画法绘制不易表达时,可用镜像投影法绘制(图 9.1.2a)。但应在图名后注写“镜像”二字(图 9.1.2b),或按图 9.1.2c 画出镜像投影识别符号。

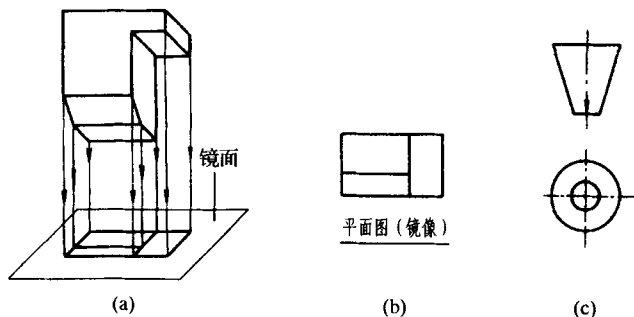


图 9.1.2 镜像投影法

9.2 视图配置

9.2.1 如在同一张图纸上绘制若干个视图时,各视图的位置宜按图 9.2.1 的顺序

进行配置。

9.2.2 每个视图一般均应标注图名。图名宜标注在视图的下方或一侧，并在图名下用粗实线绘一条横线，其长度应以图名所占长度为准（图 9.2.1）。使用详图符号作图名时，符号下不再画线。

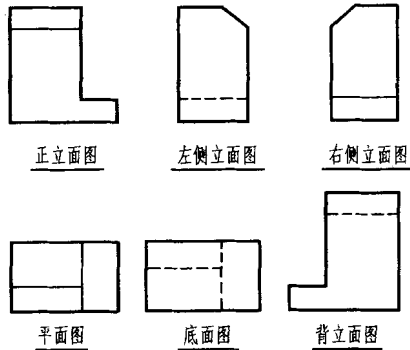


图 9.2.1 视图配置

9.2.3 分区绘制的建筑平面图，应绘制组合示意图，指出该区在建筑平面图中的位置。各分区视图的分区部位及编号均应一致，并应与组合示意图一致（图 9.2.3）。

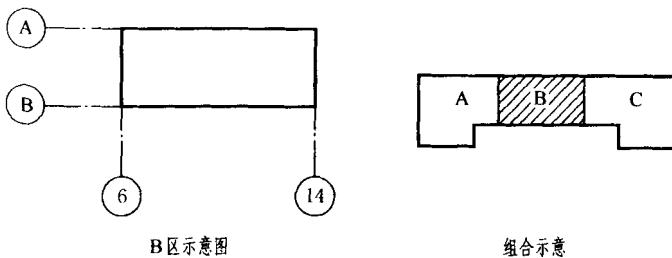


图 9.2.3 分区绘制建筑平面图

9.2.4 同一工程不同专业的总平面图，在图纸上的布图方向均应一致；单体建（构）筑物平面图在图纸上的布图方向，必要时可与其在总平面图上的布图方向不一致，但必须标明方位；不同专业的单体建（构）筑物平面图，在图纸上的布图方向均应一致。

9.2.5 建（构）筑物的某些部分，如与投影面不平行（如圆形、折线形、曲线形等），在画立面图时，可将该部分展至与投影面平行，再以正投影法绘制，并应在图名后注写“展开”字样。

9.3 剖面图和断面图

9.3.1 剖面图除应画出剖切面切到部分的图形外，还应画出沿投射方向看到的部

分，被剖切面切到部分的轮廓线用粗实线绘制，剖切面没有切到、但沿投射方向可以看到的部分，用中实线绘制；断面图则只需（用粗实线）画出剖切面切到部分的图形（图 9.3.1）。

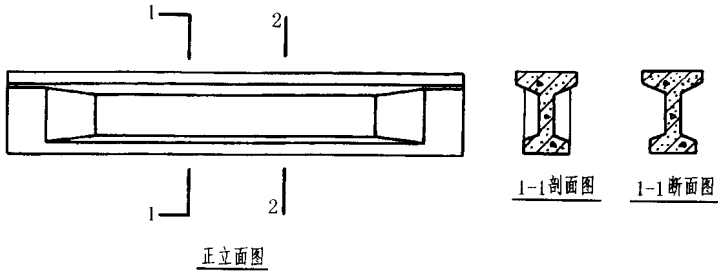


图 9.3.1 剖面图与断面图的区别

9.3.2 剖面图和断面图应按下列方法剖切后绘制：

- 1 用 1 个剖切面剖切（图 9.3.2-1）；
- 2 用 2 个或 2 个以上平行的剖切面剖切（图 9.3.2-2）。
- 3 用 2 个相交的剖切面剖切（图 9.3.2-3）。用此法剖切时，应在图名后注明“展开”字样。

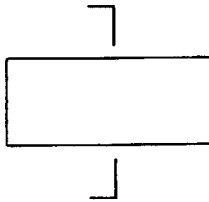


图 9.3.2-1 1 个剖切面剖切

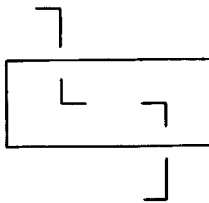


图 9.3.2-2 2 个平行的剖切面剖切

9.3.3 分层剖切的剖面图，应按层次以波浪线将各层隔开，波浪线不应与任何图线重合（图 9.3.3）。

9.3.4 杆件的断面图可绘制在靠近杆件的一侧或端部处并按顺序依次排列（图



图 9.3.2-3 2 个相交的剖切面剖切

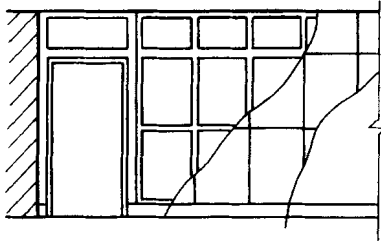


图 9.3.3 分层剖切的剖面图

9.3.4-1), 也可绘制在杆件的中断处 (图 9.3.4-2); 结构梁板的断面图可画在结构布置图上 (图 9.3.4-3)。

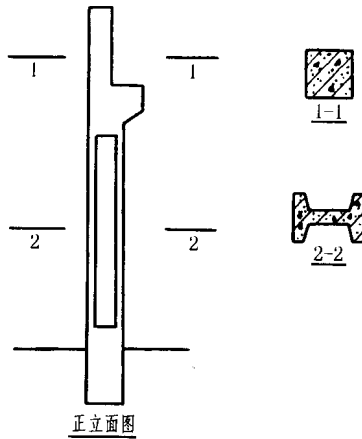


图 9.3.4-1 断面图按顺序排列



图 9.3.4-2 断面图画在杆件中断处

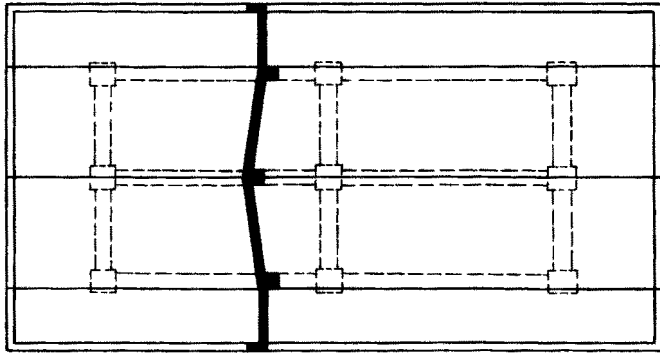


图 9.3.4-3 断面图画在布置图上

9.4 简化画法

9.4.1 构配件的视图有 1 条对称线，可只画该视图的一半；视图有 2 条对称线，可只画该视图的 1/4，并画出对称符号（图 9.4.1-1）。图形也可稍超出其对称线，此时可不画对称符号（图 9.4.1-2）

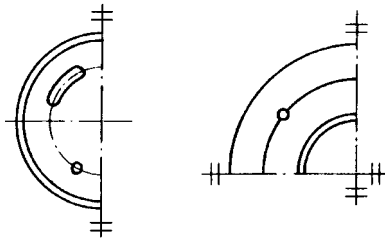


图 9.4.1-1 画出对称符号

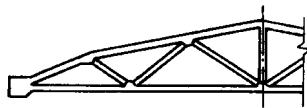


图 9.4.1-2 不画对称符号

对称的形体需画剖面图或断面图时，可以对称符号为界，一半画视图（外形图），一半画剖面图或断面图（图 9.4.1-3）。

9.4.2 构配件内多个完全相同而连续排列的构造要素，可在两端或适当位置画出其完整形状，其余部分以中心线或中心线交点表示（图 9.4.2a）。

如相同构造要素少于中心线交点，则其余部分应在相同构造要素位置的中心线交点处用小圆点表示（图 9.4.2b）。

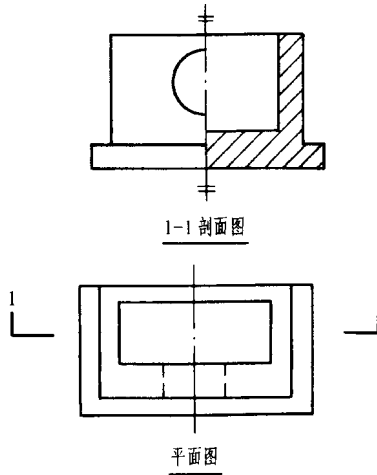


图 9.4.1-3 一半画视图，一半画剖面图

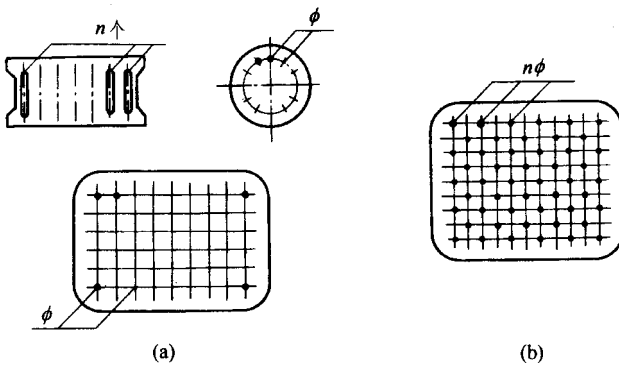


图 9.4.2 相同要素简化画法

9.4.3 较长的构件，如沿长度方向的形状相同或按一定规律变化，可断开省略绘制，断开处应以折断线表示（图 9.4.3）。

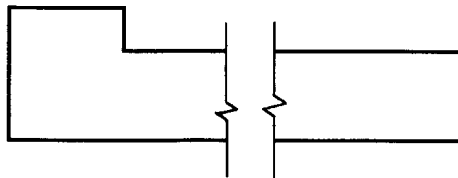


图 9.4.3 折断简化画法

9.4.4 一个构配件，如绘制位置不够，可分成几个部分绘制，并应以连接符号表

示相连 (图 6.4.2)。

9.4.5 一个构配件如与另一构配件仅部分不相同, 该构配件可只画不同部分, 但应在两个构配件的相同部分与不同部分的分界线处, 分别绘制连接符号 (图 9.4.5)。

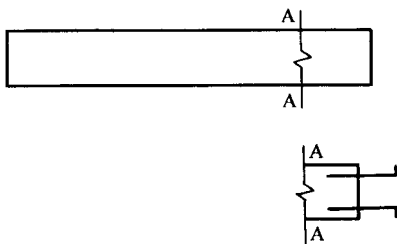


图 9.4.5 构件局部不同的简化画法

9.5 轴测图

9.5.1 房屋建筑的轴测图, 宜采用以下四种轴测投影并用简化的轴向伸缩系数绘制:

1 正等测 (图 9.5.1-1)。

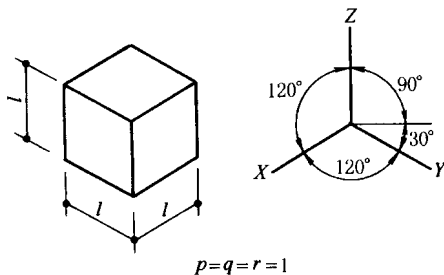


图 9.5.1-1 正等测的画法

2 正二测 (图 9.5.1-2)。

3 正面斜二测和正面斜二测 (图 9.5.1-3)。

4 水平斜二测和水平斜二测 (图 9.5.1-4)。

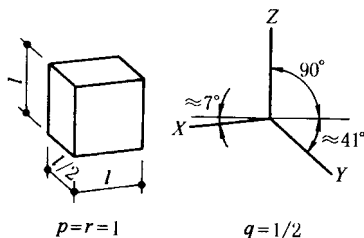


图 9.5.1-2 正二测的画法

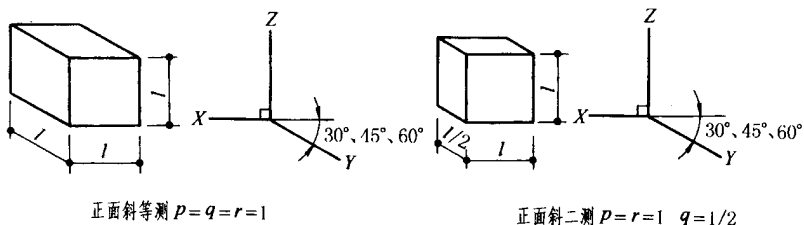


图 9.5.1-3 正面斜轴测投影的画法

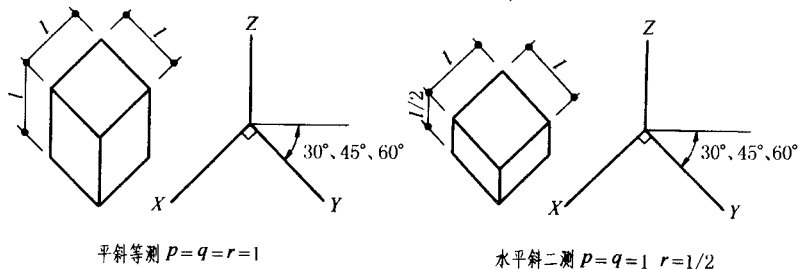


图 9.5.1-4 水平斜轴测投影的画法

9.5.2 轴测图的可见轮廓线宜用中实线绘制，断面轮廓线宜用粗实线绘制。不可见轮廓线一般不绘出，必要时，可用细虚线绘出所需部分。

9.5.3 轴测图的断面上应画出其材料图例线，图例线应按其断面所在坐标面的轴测方向绘制。如以 45°斜线为材料图例线时，应按图 9.5.3 的规定绘制。

9.5.4 轴测图线性尺寸，应标注在各自所在的坐标面内，尺寸线应与被注长度平行，尺寸界线应平行于相应的轴测轴，尺寸数字的方向应平行于尺寸线，如出现字头向下倾斜时，应将尺寸线断开，在尺寸线断开处水平方向注写尺寸数字。轴测图的尺寸起止符号宜用小圆点（图 9.5.4）。

9.5.5 轴测图中的圆径尺寸，应标注在圆所在的坐标面内；尺寸线与尺寸界线应分别平行于各自的轴测轴。圆弧半径和小圆直径尺寸也可引出标注，但尺寸数字应注写在平行于轴测轴的引出线上（图 9.5.5）。

9.5.6 轴测图的角度尺寸，应标注在该角所在的坐标面内，尺寸线应画成相应的椭圆弧或圆弧。尺寸数字应水平方向注写（图 9.5.6）。

9.6 透视图

9.6.1 房屋建筑设计中的效果图，宜采用透视图。

9.6.2 透视图中的可见轮廓线，宜用中实线绘制。不可见轮廓线一般不绘出，必要时，可用细虚线绘出所需部分。

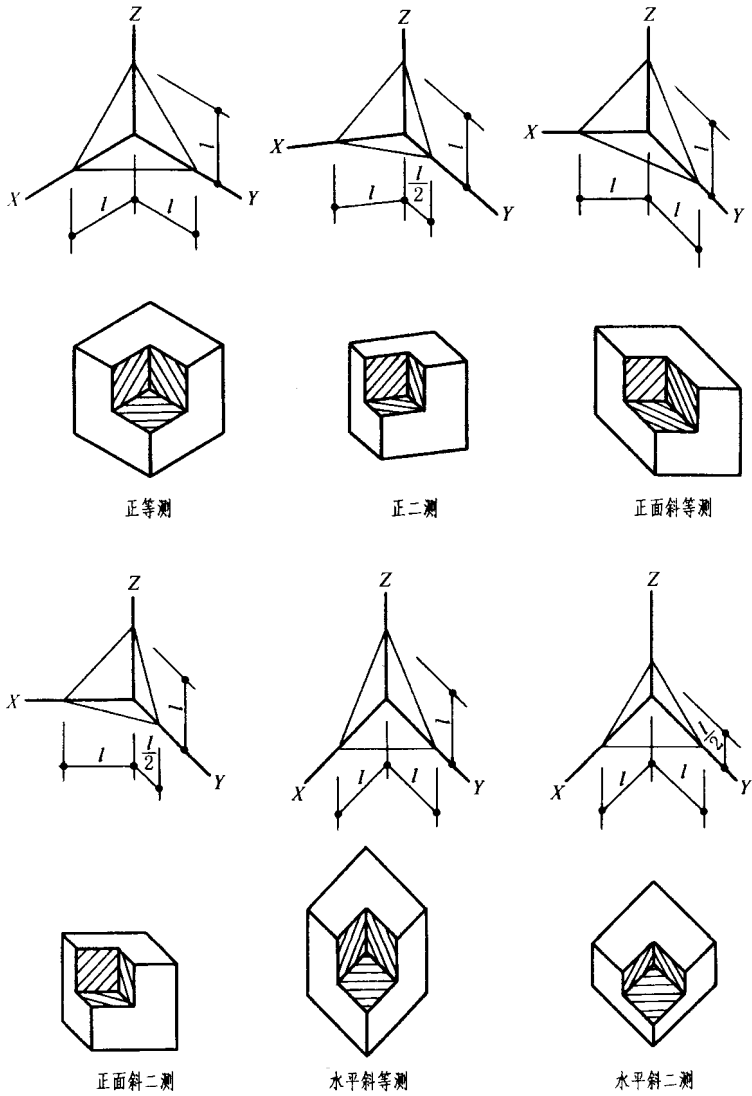


图 9.5.3 轴测图断面图例线画法

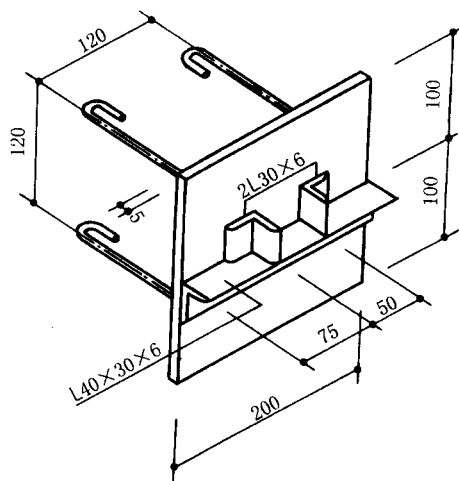


图 9.5.4 轴测图线性尺寸的标注方法

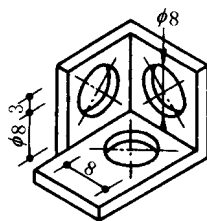


图 9.5.5 轴测图圆直径标注方法

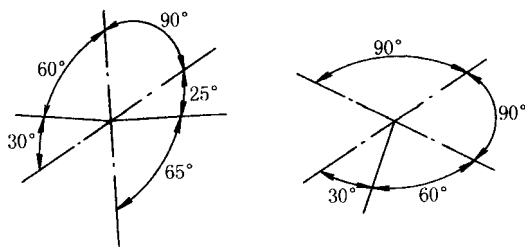


图 9.5.6 轴测图角度的标注方法

10 尺寸标注

10.1 尺寸界线、尺寸线及尺寸起止符号

10.1.1 图样上的尺寸，包括尺寸界线、尺寸线、尺寸起止符号和尺寸数字（图 10.1.1）。

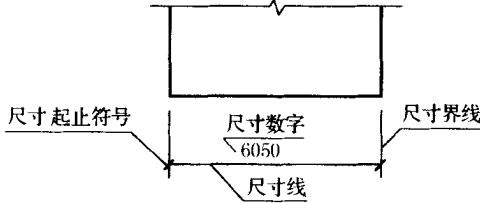


图 10.1.1 尺寸的组成

10.1.2 尺寸界线应用细实线绘制，一般应与被注长度垂直，其一端应离开图样轮廓线不小于 2mm，另一端宜超出尺寸线 2~3mm。图样轮廓线可用作尺寸界线（图 10.1.2）。

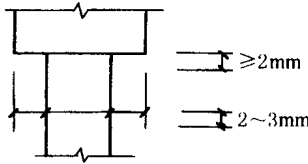


图 10.1.2 尺寸界线

10.1.3 尺寸线应用细实线绘制，应与被注长度平行。图样本身的任何图线均不得用作尺寸线。

10.1.4 尺寸起止符号一般用中粗斜短线绘制，其倾斜方向应与尺寸界线成顺时针 45°角，长度宜为 2~3mm。半径、直径、角度与弧长的尺寸起止符号，宜用箭头表示（图 10.1.4）。

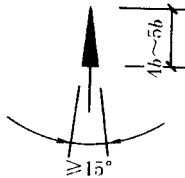


图 10.1.4 箭头尺寸起止符号

10.2 尺寸数字

10.2.1 图样上的尺寸，应以尺寸数字为准，不得从图上直接量取。

10.2.2 图样上的尺寸单位，除标高及总平面以米为单位外，其他必须以毫米为单位。

10.2.3 尺寸数字的方向，应按图 10.2.3a 的规定注写。若尺寸数字在 30°斜线区内，宜按图 10.2.3b 的形式注写。

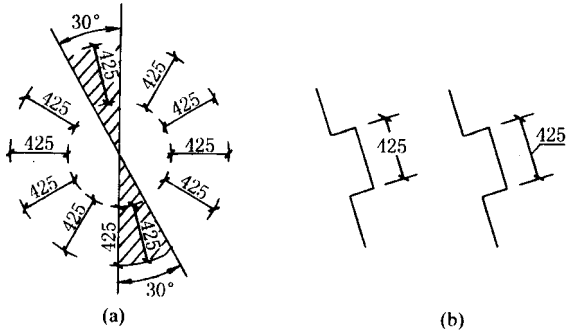


图 10.2.3 尺寸数字的注写方向

10.2.4 尺寸数字一般应依据其方向注写在靠近尺寸线的上方中部。如没有足够的注写位置，最外边的尺寸数字可注写在尺寸界线的外侧，中间相邻的尺寸数字可错开注写（图 10.2.4）。

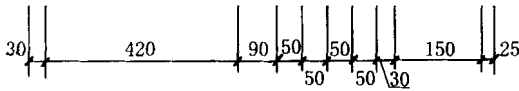


图 10.2.4 尺寸数字的注写位置

10.3 尺寸的排列与布置

10.3.1 尺寸宜标注在图样轮廓以外，不宜与图线、文字及符号等相交（图 10.3.1）。

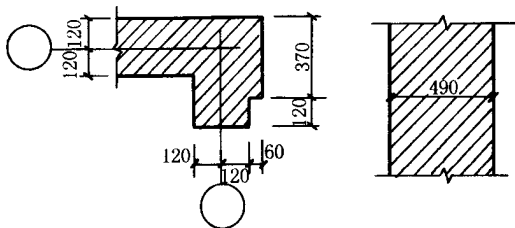


图 10.3.1 尺寸数字的注写

10.3.2 互相平行的尺寸线，应从被注写的图样轮廓线由近向远整齐排列，较小尺寸应离轮廓线较近，较大尺寸应离轮廓线较远（图 10.3.2）。

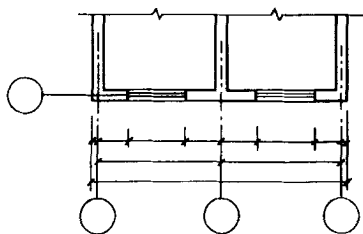


图 10.3.2 尺寸的排列

10.3.3 图样轮廓线以外的尺寸界线，距图样最外轮廓之间的距离，不宜小于10mm。平行排列的尺寸线的间距，宜为7~10mm，并应保持一致（图 10.3.1）

10.3.4 总尺寸的尺寸界线应靠近所指部位，中间的分尺寸的尺寸界线可稍短，但其长度应相等（图 10.3.2）

10.4 半径、直径、球的尺寸标注

10.4.1 半径的尺寸线应一端从圆心开始，另一端画箭头指向圆弧。半径数字前应加注半径符号“R”（图 10.4.1）。

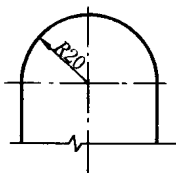


图 10.4.1 半径标注方法

10.4.2 较小圆弧的半径，可按图 10.4.2 形式标注。

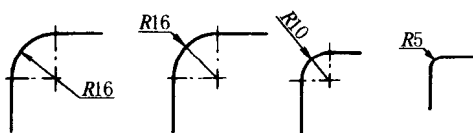


图 10.4.2 小圆弧半径的标注方法

10.4.3 较大圆弧的半径，可按图 10.4.3 形式标注。

10.4.4 标注圆的直径尺寸时，直径数字前应加直径符号“ ϕ ”。在圆内标注的尺寸线应通过圆心，两端画箭头指至圆弧（图 10.4.4）。

10.4.5 较小圆的直径尺寸，可标注在圆外（图 10.4.5）。

10.4.6 标注球的半径尺寸时，应在尺寸前加注符号“SR”。标注球的直径尺寸时，



图 10.4.3 大圆弧半径的标注方法

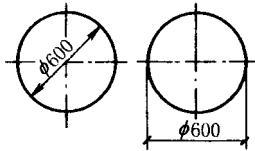


图 10.4.4 圆直径的标注方法

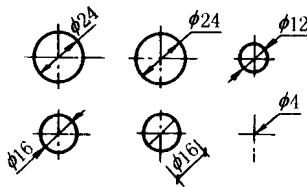


图 10.4.5 小圆直径的标注方法

应在尺寸数字前加注符号“ $s\phi$ ”。注写方法与圆弧半径和圆直径的尺寸标注方法相同。

10.5 角度、弧度、弧长的标注

10.5.1 角度的尺寸线应以圆弧表示。该圆弧的圆心应是该角的顶点，角的两条边为尺寸界线。起止符号应以箭头表示，如没有足够位置画箭头，可用圆点代替，角度数字应按水平方向注写（图 10.5.1）。

10.5.2 标注圆弧的弧长时，尺寸线应以与该圆弧同心的圆弧线表示，尺寸界线应垂直于该圆弧的弦，起止符号用箭头表示，弧长数字上方应加注圆弧符号“ \frown ”（图 10.5.2）。

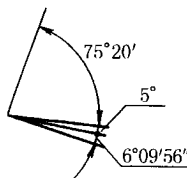


图 10.5.1 角度标注方法

10.5.3 标注圆弧的弦长时，尺寸线应以平行于该弦的直线表示，尺寸界线应垂直

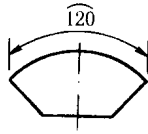


图 10.5.2 弧长标注方法

于该弦，起止符号用中粗斜短线表示（图 10.5.3）。

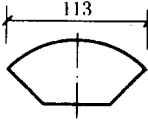


图 10.5.3 弦长标注方法

10.6 薄板厚度、正方形、坡度、非圆曲线等尺寸标注

10.6.1 在薄板板面标注板厚尺寸时，应在厚度数字前加厚度符号“ t ”（图 10.6.1）。

10.6.2 标注正方形的尺寸，可用“边长 \times 边长”的形式，也可在边长数字前加正方形符号“ \square ”（图 10.6.2）。

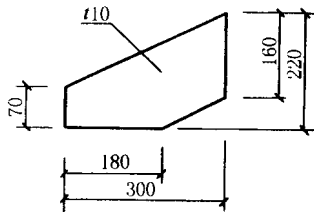


图 10.6.1 薄板厚度标注方法

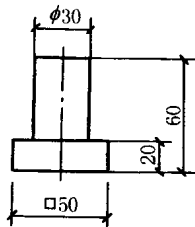


图 10.6.2 标注正方形尺寸

10.6.3 标注坡度时，应加注坡度符号“ \sphericalangle ”（图 10.6.3a、b），该符号为单面箭头，箭头应指向下坡方向。

坡度也可用直角三角形形式标注（图 10.6.3c）。

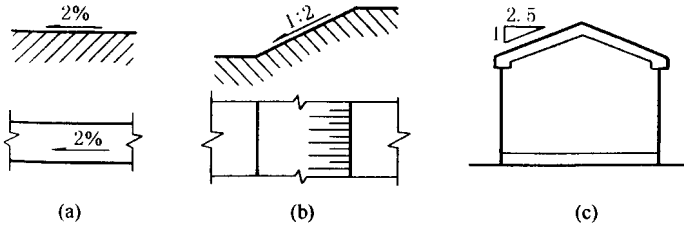


图 10.6.3 坡度标注方法

10.6.4 外形为非圆曲线的构件，可用坐标形式标注尺寸（图 10.6.4）。

10.6.5 复杂的图形，可用网格形式标注尺寸（图 10.6.5）。

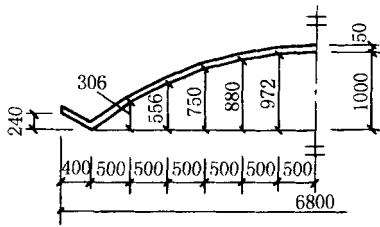


图 10.6.4 坐标法标注曲线尺寸

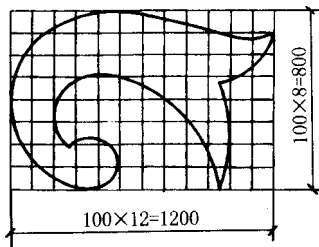


图 10.6.5 网格法标注曲线尺寸

10.7 尺寸的简化标注

10.7.1 杆件或管线的长度，在单线图（桁架简图、钢筋简图、管线简图）上，可直接将尺寸数字沿杆件或管线的一侧注写（图 10.7.1）。

10.7.2 连续排列的等长尺寸，可用“个数 × 等长尺寸 = 总长”的形式标注（图 10.7.2）。

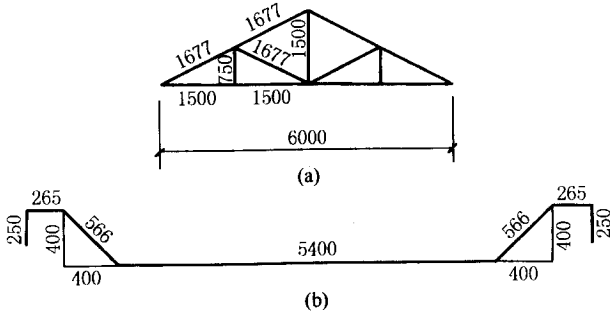


图 10.7.1 单线图尺寸标注方法

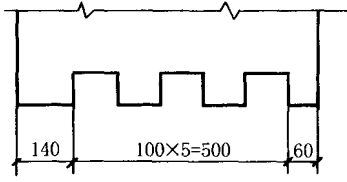


图 10.7.2 等长尺寸简化标注方法

10.7.3 构配件内的构造因素（如孔、槽等）如相同，可仅标注其中一个要素的尺寸（图 10.7.3）。

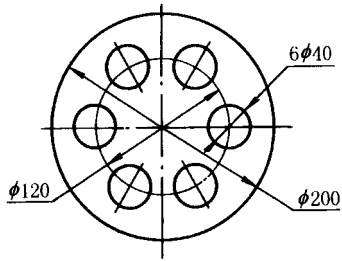


图 10.7.3 相同要素尺寸标注方法

10.7.4 对称构配件采用对称省略画法时，该对称构配件的尺寸线应略超过对称符号，仅在尺寸线的一端画尺寸起止符号，尺寸数字应按整体全尺寸注写，其注写位置宜与对称符号对齐（图 10.7.4）。

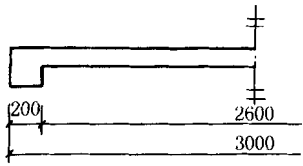


图 10.7.4 对称构件尺寸标注方法

10.7.5 两个构配件，如个别尺寸数字不同，可在同一图样中将其中一个构配件的不同尺寸数字注写在括号内，该构配件的名称也应注写在相应的括号内（图 10.7.5）。

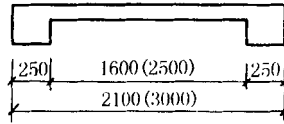


图 10.7.5 相似构件尺寸标注方法

10.7.6 数个构配件，如仅某些尺寸不同，这些有变化的尺寸数字，可用拉丁字母注写在同一图样中，另列表格写明其具体尺寸（图 10.7.6）。

构件编号	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
Z-1	200	200	200
Z-2	250	450	200
Z-3	200	450	250

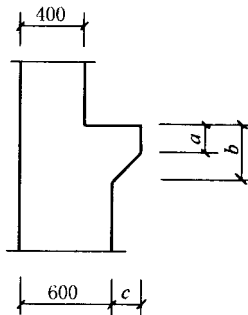


图 10.7.6 相似构配件尺寸表格标注方法

10.8 标 高

10.8.1 标高符号应以直角等腰三角形表示，按图 10.8.1a 所示形式用细实线绘制，如标注位置不够，也可按图 10.8.1b 所示形式绘制。标高符号的具体画法如图 10.8.1c、d 所示。

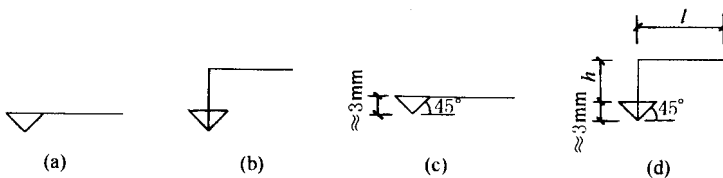


图 10.8.1 标高符号

l——取适当长度注写标高数字；*h*——根据需要取适当高度

10.8.2 总平面图室外地坪标高符号，宜用涂黑的三角形表示（图 10.8.2a），具体画法如图 10.8.2b 所示。

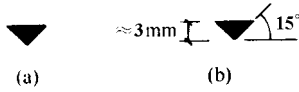


图 10.8.2 总平面图室外地坪标高符号

10.8.3 标高符号的尖端应指至被注高度的位置。尖端一般应向下，也可向上。标高数字应注写在标高符号的左侧或右侧（图 10.8.3）。

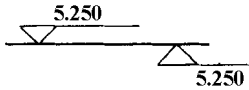


图 10.8.3 标高的指向

10.8.4 标高数字应以米为单位，注写到小数点以后第三位。在总平面图中，可注写到小数点以后第二位。

10.8.5 零点标高应注写成 ± 0.000 ，正数标高不注“+”，负数标高应注“-”，例如 3.000、-0.600。

10.8.6 在图样的同一位置需表示几个不同标高时，标高数字可按图 10.8.6 的形式注写。

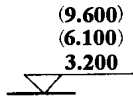


图 10.8.6 同一位置注写多个标高数字

总图制图标准

GB/T 50103—2001

1 总 则

1.0.1 为了统一总图制图规则，保证制图质量，提高制图效率，做到图面清晰、简明，符合设计、施工、存档的要求，适应工程建设的需要，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于下列制图方式绘制的图样：

- 1 手工制图。
- 2 计算机制图。

1.0.3 本标准适用于总图专业的下列工程制图：

- 1 新建、改建、扩建工程各阶段的总图制图；
- 2 原有工程的总平面实测图；
- 3 总图的通用图、标准图。

1.0.4 总图制图，除应符合本标准外，还应符合《房屋建筑制图统一标准》（GB/T 50001—2001）以及国家现行的有关强制性标准的规定。

2 一般规定











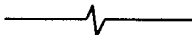

2.1 图 线

2.1.1 图线的宽度 b ，应根据图样的复杂程度和比例，按《房屋建筑制图统一标准》（GB/T 50001—2001）中图线的有关规定选用。

2.1.2 总图制图，应根据图纸功能，按表 2.1.2 规定的线型选用。

表 2.1.2

图 线

名称	线型	线宽	用途
实线	粗		<ol style="list-style-type: none"> 1. 新建建筑物 ± 0.00 高度的可见轮廓线 2. 新建的铁路、管线
	中		<ol style="list-style-type: none"> 1. 新建构筑物、道路、桥涵、边坡、围墙、露天堆场、运输设施、挡土墙的可见轮廓线 2. 场地、区域分界线、用地红线、建筑红线、尺寸起止符号, 河道蓝线 3. 新建建筑物 ± 0.00 高度以外的可见轮廓线
	细		<ol style="list-style-type: none"> 1. 新建道路路肩、人行道、排水沟、树丛、草地、花坛的可见轮廓线 2. 原有(包括保留和拟拆除的)建筑物、构筑物、铁路、道路、桥涵、围墙的可见轮廓线 3. 坐标网线、图例线、尺寸线、尺寸界线、引出线、索引符号等
虚线	粗		新建建筑物、构筑物的不可见轮廓线
	中		<ol style="list-style-type: none"> 1. 计划扩建建筑物、构筑物、预留地、铁路、道路、桥涵、围墙、运输设施、管线的轮廓线 2. 洪水淹没线
	细		原有建筑物、构筑物、铁路、道路、桥涵、围墙的不可见轮廓线
单点长画线	粗		露天矿开采边界线
	中		土方填挖区的零点线
	细		分水线、中心线、对称线、定位轴线
粗双点长画线		b	地下开采区塌落界线
折断线		$0.5b$	断开界线
波浪线		$0.5b$	

注：应根据图样中所表示的不同重点，确定不同的粗细线型。例如，绘制总平面图时，新建建筑物采用粗实线，其他部分采用中线和细线；绘制管线综合图或铁路图时，管线、铁路采用粗实线。

2.2 比 例

2.1.1 总图制图采用的比例，应符合表 2.2.1 的规定。

表 2.2.1 比 例

图 名	比 例
地理、交通位置图	1:25000 ~ 1:200000
总体规划、总体布置、区域位置图	1:2000、1:5000、1:10000、1:25000、1:50000
总平面图、竖向布置图、管线综合图、土方图、排水图、铁路、道路平面图、绿化平面图	1:500、1:1000、1:2000
铁路、道路纵断面图	垂直 1:100、1:200、1:500 水平 1:1000、1:2000、1:5000
铁路、道路横断面图	1:50、1:100、1:200
场地断面图	1:100、1:200、1:500、1:1000
详图	1:1、1:2、1:5、1:10、1:20、1:50、1:100、1:200

2.2.2 一个图样宜选用一种比例，铁路、道路、土方等的纵断面图，可在水平方向和垂直方向选用不同比例。

2.3 计量单位

2.3.1 总图中的坐标、标高、距离宜以米为单位，并应至少取至小数点后两位，不足时以“0”补齐。详图宜以毫米为单位，如不以毫米为单位，应另加说明。

2.3.2 建筑物、构筑物、铁路、道路方位角（或方向角）和铁路、道路转向角的度数，宜注写到“秒”，特殊情况，应另加说明。

2.3.3 铁路纵坡度宜以千分计，道路纵坡度、场地平整坡度、排水沟沟底纵坡度宜以百分计，并应取至小数点后一位，不足时以“0”补齐。

2.4 坐标注法

2.4.1 总图应按上北下南方向绘制。根据场地形状或布局，可向左或右偏转，但不宜超过 45°。总图中应绘制指北针或风玫瑰图（图 2.4.1）。

2.4.2 坐标网格应以细实线表示。测量坐标网应画成交叉十字线，坐标代号宜用“X、Y”表示；建筑坐标网应画成网格通线，坐标代号宜用“A、B”表示（图 2.4.1）。坐标值为负数时，应注“-”号，为正数时，“+”号可省略。

2.4.3 总平面图上有测量和建筑两种坐标系统时，应在附注中注明两种坐标系统的换算公式。

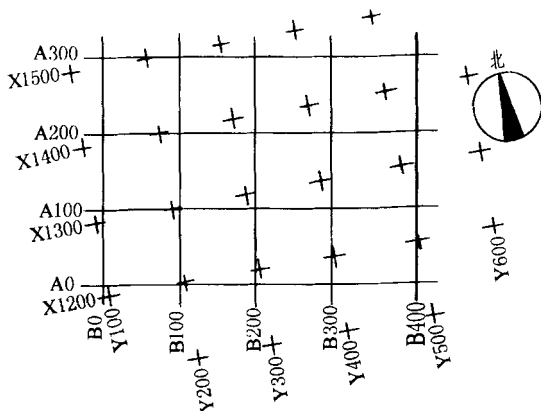


图 2.4.1 坐标网格

注：图中 X 为南北方向轴线，X 的增量在 X 轴线上；Y 为东西方向轴线，Y 的增量在 Y 轴线上。A 轴相当于测量坐标网中的 X 轴，B 轴相当于测量坐标网中的 Y 轴。

2.4.4 表示建筑物、构筑物位置的坐标，宜注其三个角的坐标，如建筑物、构筑物与坐标轴线平行，可注其对角坐标。

2.4.5 在一张图上，主要建筑物、构筑物用坐标定位时，较小的建筑物、构筑物也可用相对尺寸定位。

2.4.6 建筑物、构筑物、铁路、道路、管线等应标注下列部位的坐标或定位尺寸：

- 1 建筑物、构筑物的定位轴线（或外墙面）或其交点；
- 2 圆形建筑物、构筑物的中心；
- 3 皮带走廊的中线或其交点；
- 4 铁路道岔的理论中心，铁路、道路的中线或转折点；
- 5 管线（包括管沟、管架或管桥）的中线或其交点；
- 6 挡土墙墙顶外边缘线或转折点。

2.4.7 坐标宜直接标注在图上，如图面无足够位置，也可列表标注。

2.4.8 在一张图上，如坐标数字的位数太多时，可将前面相同的位数省略，其省略位数应在附注中加以说明。

2.5 标高注法

2.5.1 应以含有 ± 0.00 标高的平面作为总图平面。

2.5.2 总图中标注的标高应为绝对标高，如标注相对标高，则应注明相对标高与绝对标高的换算关系。

2.5.3 建筑物、构筑物、铁路、道路、管沟等应按以下规定标注有关部位的标高：

1 建筑物室内地坪，标注建筑图中 ± 0.00 处的标高，对不同高度的地坪，分别标注其标高（图 2.5.3a）；

- 2 建筑物室外散水，标注建筑物四周转角或两对角的散水坡脚处的标高；
- 3 构筑物标注其有代表性的标高，并用文字注明标高所指的位置（图 2.5.3b）；

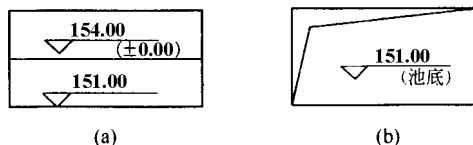


图 2.5.3 标高注法

- 4 铁路标注轨顶标高；
- 5 道路标注路面中心交点及变坡点的标高；
- 6 挡土墙标注墙顶和墙趾标高，路堤、边坡标注坡顶和坡脚标高，排水沟标注沟顶和沟底标高；
- 7 场地平整标注其控制位置标高，铺砌场地标注其铺砌面标高。

2.5.4 标高符号应按《房屋建筑制图统一标准》（GB/T 50001—2001）中“标高”一节的有关规定标注。

2.6 名称和编号

2.6.1 总图上的建筑物、构筑物应注写名称，名称宜直接标注在图上。当图样比例小或图面无足够位置时，也可编号列表编注在图内。当图形过小时，可标注在图形外侧附近处。

2.6.2 总图上的铁路线路、铁路道岔、铁路及道路曲线转折点等，均应进行编号。

2.6.3 铁路线路编号应符合下列规定：

- 1 车站站线由站房向外顺序编号，正线用罗马字表示，站线用阿拉伯数字表示；
- 2 厂内铁路按图面布置有次序地排列，用阿拉伯数字编号；
- 3 露天采矿场铁路按开采顺序编号，干线用罗马字表示，支线用阿拉伯数字表示。

2.6.4 铁路道岔编号应符合下列规定：

- 1 道岔用阿拉伯数字编号；
- 2 车站道岔由站外向站内顺序编号，一端为奇数，另一端为偶数。当编里程时，里程来向端为奇数，里程去向端为偶数。不编里程时，左端为奇数，右端为偶数。

2.6.5 道路编号应符合下列规定：

- 1 厂矿道路用阿拉伯数字，外加圆圈（如①、②……）顺序编号；
- 2 引道上用上述数字后加 -1、-2（如①-1、②-2……）编号。

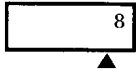
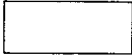

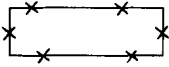
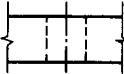

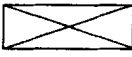
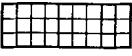
2.6.6 厂矿铁路、道路的曲线转折点，应用代号 JD 后加阿拉伯数字（如 JD1、JD2……）顺序编号。

2.6.7 一个工程中，整套总图图纸所注写的场地、建筑物、构筑物、铁路、道路等的名称应统一，各设计阶段的上述名称和编号应一致。

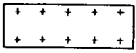
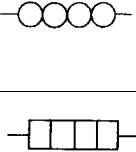

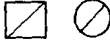
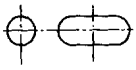


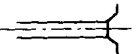

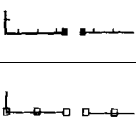


3 图 例

3.0.1 总平面图例应符合表 3.0.1 的规定。

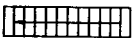
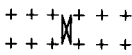
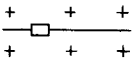
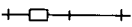
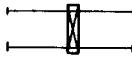
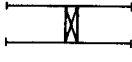

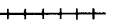
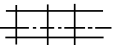
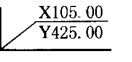
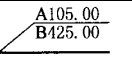
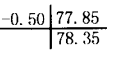
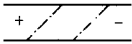
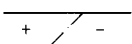


表 3.0.1 总平面图例

序号	名称	图 例	备 注
1	新建建筑物		<p>1. 需要时,可用▲表示出入口,可在图形内右上角用点数或数字表示层数</p> <p>2. 建筑物外形一般以±0.00高度处的外墙定位轴线或外墙面线为准)用粗实线表示。需要时,地面以上建筑用中粗实线表示,地面以下建筑用细虚线表示</p>
2	原有建筑物		用细实线表示
3	计划扩建的预留地或建筑物		用中粗虚线表示
4	拆除的建筑物		用细实线表示
5	建筑物下面的通道		
6	散状材料露天堆场		需要时可注明材料名称
7	其他材料露天堆场或露天作业场		
8	铺砌场地		






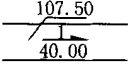
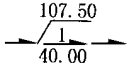
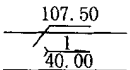
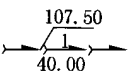
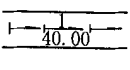
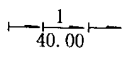



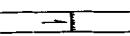
第二章 钢结构工程施工过程质量控制

序号	名称	图 例	备 注
9	敞棚或敞廊		
10	高架式料仓		
11	漏斗式贮仓		左、右图为底卸式中图为侧卸式
12	冷却塔(池)		应注明冷却塔或冷却池
13	水塔、贮罐		左图为水塔或立式贮罐 右图为卧式贮罐
14	水池、坑槽		也可以不涂黑
15	明溜矿槽(井)		
16	斜井或平洞		
17	烟囱		实线为烟囱下部直径,虚线为基础,必要时可注写烟囱高度和上、下口直径
18	围墙及大门		上图为实体性质的围墙,下图为通透性质的围墙,若仅表示围墙时不画大门
19	挡土墙		被挡土在'突出'的一侧
20	挡土墙上设围墙		

第八篇 钢结构工程施工质量控制

序号	名称	图例	备注
21	台阶		箭头指向表示向下
22	露天桥式起重机		“+”为柱子位置
23	露天电动葫芦		“+”为支架位置
			
24	门式起重机		上图表示有外伸臂 下图表示无外伸臂
			
25	架空索道		“I”为支架位置
26	斜坡卷扬机道		
27	斜坡栈桥 (皮带廊等)		细实线表示支架中心线位置
28	坐标		上图表示测量坐标 下图表示建筑坐标
			
29	方格网交叉点标高		“78.35”为原地面标高 “77.85”为设计标高 “-0.50”为施工高度 “-”表示挖方(“+”表示填方)
30	填方区、挖方区、未整平区及零点线		“+”表示填方区 “-”表示挖方区 中间为未整平区 点划线为零点线
			
31	填挖边坡		1. 边坡较长时,可在一端或两端局部表示 2. 下边线为虚线时表示填方
32	护坡		

第二章 钢结构工程施工过程质量控制

序号	名称	图例	备注
33	分水脊线与谷线		上图表示脊线 下图表示谷线
			
34	洪水淹没线		阴影部分表示淹没区(可在底图背面涂红)
35	地表排水方向		
36	截水沟或排水沟		“1”表示1%的沟底纵向坡度, “40.00”表示变坡点间距离,箭头表示水流方向
37	排水明沟		1. 上图用于比例较大的图面,下图用于比例较小的图面 2.“1”表示1%的沟底纵向坡度, “40.00”表示变坡点间距离,箭头表示水流方向 3.“107.50”表示沟底标高
			
38	铺砌的排水明沟		1. 上图用于比例较大的图面,下图用于比例较小的图面 2.“1”表示1%的沟底纵向坡度, “40.00”表示变坡点间距离,箭头表示水流方向 3.“107.50”表示沟底标高
			
39	有盖的排水沟		1. 上图用于比例较大的图面,下图用于比例较小的图面 2.“1”表示1%的沟底纵向坡度, “40.00”表示变坡点间距离,箭头表示水流方向
			
40	雨水口		
41	消火栓井		
42	争流槽		箭头表示水流方向
43	跌水		

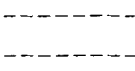
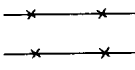
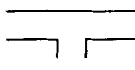




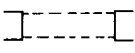

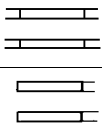
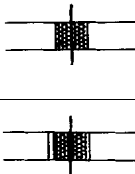
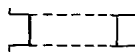
序号	名称	图例	备注
44	拦水(闸)坝		
45	透水路堤		边坡较长时,可在一端或两端局部表示
46	过水路面		
47	室内标高		
48	室外标高	●143.00▼143.00	室外标高也可采用等高线表示





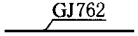
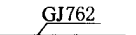
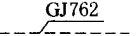
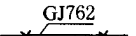


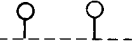
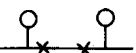
3.0.2 道路与铁路图例应符合表 3.0.2 的规定。

表 3.0.2 道路与铁路图例

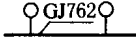
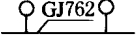
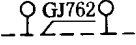
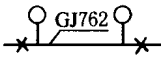




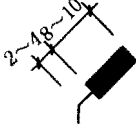
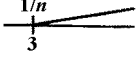

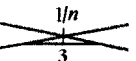
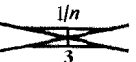
序号	名称	图例	备注
1	新建的道路		“R9”表示道路转弯半径为 9m, “150.00”为路面中心控制点标高, “0.6”表示 0.6% 的纵向坡度, “101.00”表示变坡点间距离
2	城市型道路断面		上图为双坡 下图为单坡
3	郊区型道路断面		上图为双坡 下图为单坡
4	原有道路		

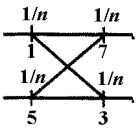





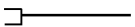
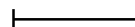
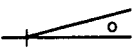
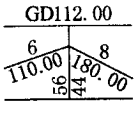
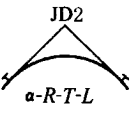

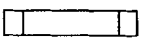
第二章 钢结构工程施工过程质量控制

序号	名称	图 例	备 注
5	计划扩建的道路		
6	拆除的道路		
7	人行道		
8	三面坡式缘石坡道		
9	单面坡式缘石坡道		
10	全宽式缘石坡道		
11	道路曲线段		<p>“JD2”为曲线转折点编号 “R20”表示道路中心曲线半径为20m</p>
12	道路隧道		
13	汽车衡		
14	汽车洗车台		<p>上图为贯通式 下图为尽头式</p>
15	平交道		<p>上图为无防护的平交道 下图为有防护的平交道</p>
16	平窿		


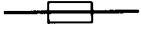

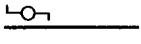
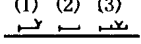
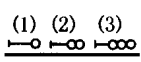
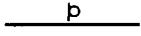

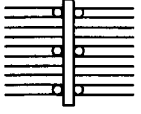
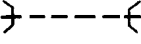
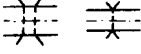
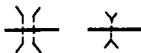
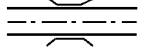

序号	名称	图例	备注
17	新建的标准轨距铁路		
18	原有的标准轨距铁路		
19	计划扩建的标准轨距铁路		
20	拆除的标准轨距铁路		
21	新建的窄轨铁路		“GJ762”为轨距（以 mm 计）
22	原有的窄轨铁路		
23	计划扩建的窄轨铁路		
24	拆除的窄轨铁路		
25	新建的有架线的标准轨距电气铁路		
26	原有的有架线的标准轨距电气铁路		
27	计划扩建的有架线的标准轨距电气铁路		
28	拆除的有架线的标准轨距电气铁路		


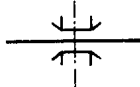
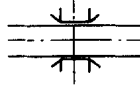

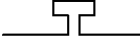

第二章 钢结构工程施工过程质量控制

序号	名称	图 例	备 注
29	新建的有架线的窄轨电气铁路		“GJ762”为轨距（以 mm 计）
30	原有的有架线的窄轨电气铁路		
31	计划扩建的有架线的窄轨电气铁路		
32	拆除的有架线的窄轨电气铁路		
33	工厂、矿山接轨站		尺寸以“mm”计
34	工厂、矿山车站或编组站		
35	厂内或矿内车站		尺寸以“mm”计
36	会让站		
37	线路所		倾斜 45°角
38	单开道岔		1. “1/n”表示道岔号数 2. “3”表示道岔编号
39	单式对称道岔		
40	单式交分道岔		
41	复式交分道岔		

序号	名称	图例	备注
42	交叉渡线		1. “1/n”表示道岔号数 2. “1、3、5、7”表示道岔编号
43	菱形交叉		
44	驼峰		上图为一线驼峰 下图为双线驼峰
			
45	减速器		上图为单侧 下图为双侧
			
46	车挡		上图为土堆式 下图为非土堆式
			
47	警冲标		
48	坡度标		“GD112.00”为轨顶标高,“6”、“8”表示纵向坡度为6‰、8‰,倾斜方向表示坡向,“110.00”、“180.00”为变坡点间距离,“56”、“44”为至前后百尺标距离
49	铁路曲线 线段		“JD2”为曲线转折点编号,“α”为曲线转向角,“R”为曲线半径,“T”为切线长,“L”为曲线长
50	轨道衡		粗线表示铁路
51	站台		

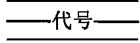

第二章 钢结构工程施工过程质量控制








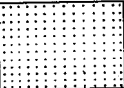



序号	名称	图 例	备 注
52	煤台		粗线表示铁路
53	灰坑或检查坑		
54	转盘		
55	水鹤		
56	臂板信号机	(1) (2) (3) 	(1) 表示预告 (2) 表示出站 (3) 表示进站
57	高柱色灯信号机	(1) (2) (3) 	(1) 表示出站、预告 (2) 表示进站 (3) 表示驼峰及复式信号
58	矮柱色灯信号机		
59	灯塔		左图为钢筋混凝土灯塔 中图为木灯塔 右图为铁灯塔
60	灯桥		
61	铁路隧道		
62	涵洞、涵管		1. 上图为道路涵洞、涵管，下图为铁路涵洞、涵管 2. 左图用于比例较大的图面，右图用于比例较小的图面
			
63	桥梁		1. 上图为公路桥，下图为铁路桥 2. 用于旱桥时应注明
			

序号	名称	图例	备注
64	跨线桥		道路跨铁路
			铁路跨道路
			道路跨道路
			铁路跨铁路
65	码头		上图为固定码头 下图为浮动码头
			

3.0.3 管线与绿化图例应符合表 3.0.3 的规定。

表 3.0.3 管线与绿化图例

序号	名称	图例	备注
1	管线	——代号——	管线代号按国家现行有关标准的规定标注
2	地沟管线		1. 上图用于比例较大的图面，下图用于比例较小的图面 2. 管线代号按国家现行有关标准的规定标注
		┆——代号——┆	
3	管桥管线	—十—代号—十—	管线代号按国家现行有关标准的规定标注
4	架空电力、电讯线	—○—代号—○—	1. “○”表示电杆 2. 管线代号按国家现行有关标准的规定标注
5	常绿针叶树		

序号	名称	图例	备注
6	落叶针叶树		
7	常绿阔叶乔木		
8	落叶阔叶乔木		
9	常绿阔叶灌木		
10	落叶阔叶灌木		
11	竹类		
12	花卉		
13	草坪		
14	花坛		
15	绿篱		
16	植草砖铺地		

建筑制图标准

GB/T 50104—2001

1 总 测

1.0.1 为了使建筑专业、室内设计专业制图规则，保证制图质量，提高制图效率，做到图面清晰、简明，符合设计、施工、存档的要求，适应工程建设的需要，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于下列制图方式绘制的图样：

- 1 手工制图；
- 2 计算机制图。

1.0.3 本标准适用于建筑专业和室内设计专业下列的工程制图：

- 1 新建、改建、扩建工程的各阶段设计图、竣工图；
- 2 原有建筑物、构筑物等的实测图；
- 3 通用设计图、标准设计图。

1.0.4 建筑专业、室内设计专业制图，除应遵守本标准外，还应符合《房屋建筑制图统一标准》(GB/T 50001—2001)以及国家现行的有关强制性标准、规范的规定。

2 一般规定

2.1 图 线

2.1.1 图线的宽度 b ，应根据图样的复杂程度和比例，按《房屋建筑制图统一标准》(GB/T 50001—2001)中(图线)的规定选用(图 2.1.1-1~图 2.1.1-3)。绘制较简单的图样时，可采用两种线宽的线宽组，其线宽比宜为 $b:0.25b$ 。

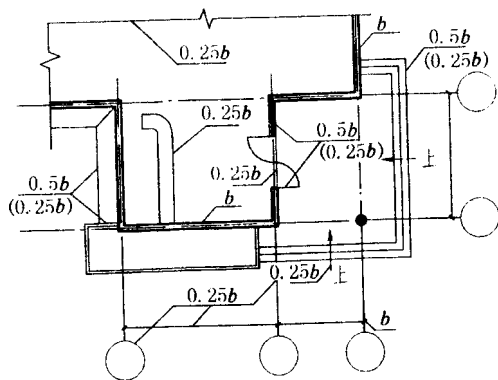


图 2.1.1-1 平面图图线宽度选用示例

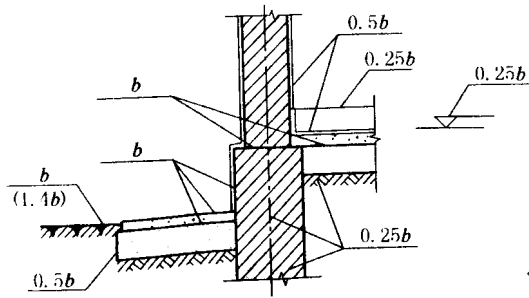


图 2.1.1-2 墙身剖面图图线宽度选用示例

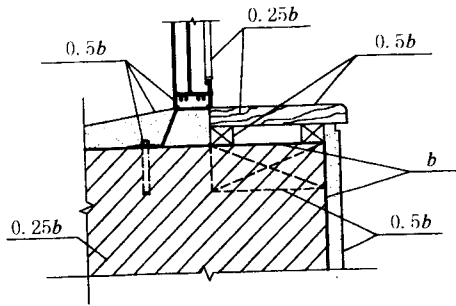







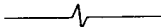



图 2.1.1-3 详图图线宽度选用示例

2.1.2 建筑专业、室内设计专业制图采用的各种图线，应符合表 2.1.2 的规定。

表 2.1.2 图 线

名称	线 型	线宽	用 途
粗实线		b	1. 平、剖面图中被剖切的主要建筑构造(包括构配件)的轮廓线 2. 建筑立面图或室内立面图的外轮廓线 3. 建筑构造详图中被剖切的主要部分的轮廓线 4. 建筑构配件详图中的外轮廓线 5. 平、立、剖面图的剖切符号
中实线		$0.5b$	1. 平、剖面图中被剖切的次要建筑构造(包括构配件)的轮廓线 2. 建筑平、立、剖面图中建筑构配件的轮廓线 3. 建筑构造详图及建筑构配件详图中的一般轮廓线

名称	线 型	线宽	用 途
细实线		0.25 <i>b</i>	小于 0.5 <i>b</i> 的图形线、尺寸线、尺寸界线、图例线、索引符号、标高符号、详图材料做法引出线等
中虚线		0.5 <i>b</i>	1. 建筑构造详图及建筑构配件不可见的轮廓线 2. 平面图中的起重机(吊车)轮廓线 3. 拟扩建的建筑物轮廓线
细虚线		0.25 <i>b</i>	图例线、小于 0.5 <i>b</i> 的不可见轮廓线
粗单点 长划线		<i>b</i>	起重机(吊车)轨道线
细单点 长划线		0.25 <i>b</i>	中心线、对称线、定位轴线
折断线		0.25 <i>b</i>	不需画全的断开界线
波浪线		0.25 <i>b</i>	不需画全的断开界线 构造层次的断开界线
注 地平线的线宽可用 1.4 <i>b</i>			

2.2 比 例

2.2.1 建筑专业、室内设计专业制图选用的比例，宜符合表 2.2.1 的规定。

表 2.2.1 比 例

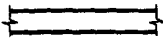
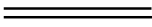
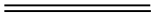
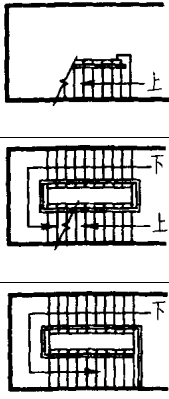
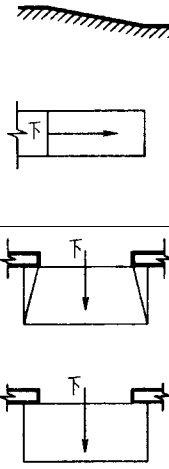
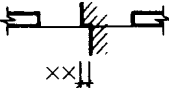
图 名	比 例
建筑物或构筑物的平面图、立面图、剖面图	1:50、1:100、1:150、1:200、1:300
建筑物或构筑物的局部放大图	1:10、1:20、1:25、1:30、1:50
配件及构造详图	1:1、1:2、1:5、1:10、1:15、1:20、1:25、1:30、1:50

3 图 例

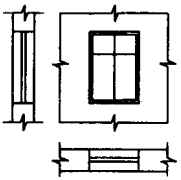
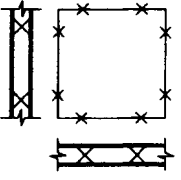
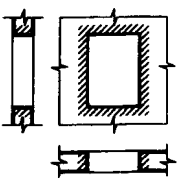
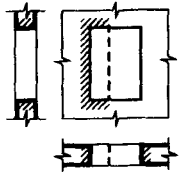
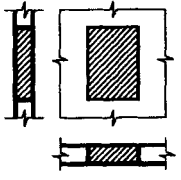
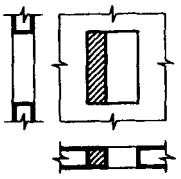
3.1 构造及配件

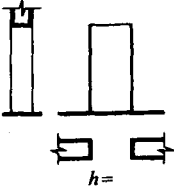
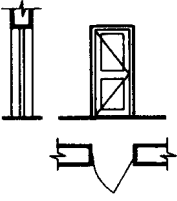
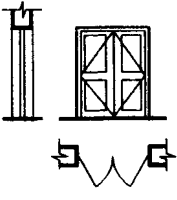
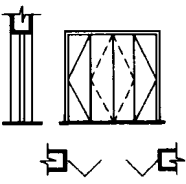
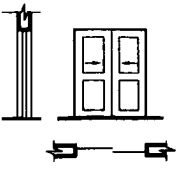
3.1.1 构造及配件图例及说明见表 3.1.1。

表 3.1.1 构造及配件图例

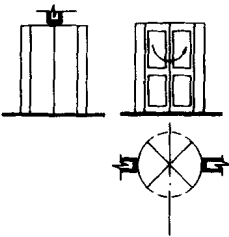
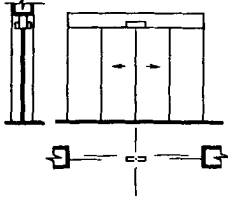
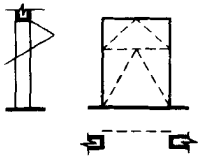
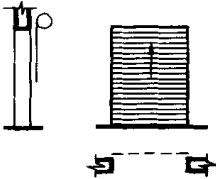
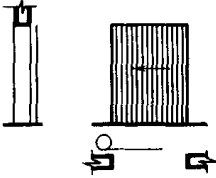
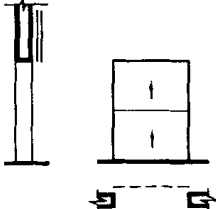
序号	名称	图例	说明
1	墙体		应加注文字或填充图例表示墙体材料,在项目设计图纸说明中列材料图例表给予说明
2	隔断		1. 包括板条抹灰、木制、石膏板、金属材料等隔断 2. 适用于到顶与不到顶隔断
3	栏杆		
4	楼梯		1. 上图为底层楼梯平面,中图为中间层楼梯平面,下图为顶层楼梯平面 2. 楼梯及栏杆扶手的形式和梯段踏步数应按实际情况绘制
5	坡道		上图为长坡道,下图为门口坡道
6	平面高差		适用于高差小于 100 的两个地面或楼面相接处

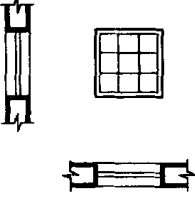
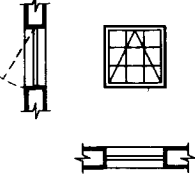
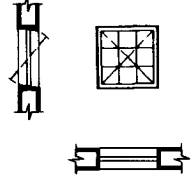
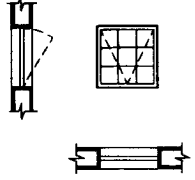
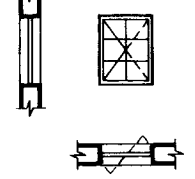
序号	名称	图例	说明
7	检查孔		左图为可见检查孔 右图为不可见检查孔
8	孔洞		阴影部分可以涂色代替
9	坑槽		
10	墙预留洞		<ol style="list-style-type: none"> 1. 以洞中心或洞边定位 2. 宜以涂色区别墙体和留洞位置
11	墙预留槽		
12	烟道		<ol style="list-style-type: none"> 1. 阴影部分可以涂色代替 2. 烟道与墙体为同一材料,其相接处墙身线应断开
13	通风道		
14	新建的墙和窗		<ol style="list-style-type: none"> 1. 本图以小型砌块为图例,绘图时应按所用材料的图例绘制,不易以图例绘制的,可在墙面上以文字或代号注明 2. 小比例绘图时平、剖面窗线可用单粗实线表示

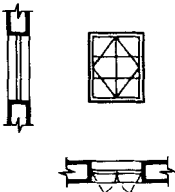
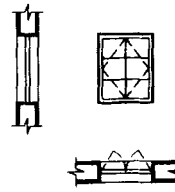
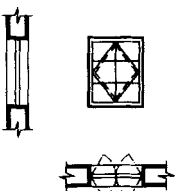
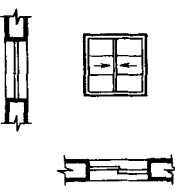
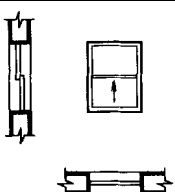
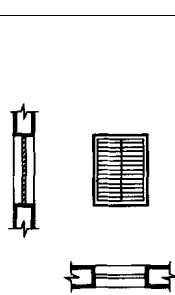
序号	名称	图例	说明
15	改建时保留的原有墙和窗		
16	应拆除的墙		
17	在原有墙或楼板上新开的洞		
18	在原有洞旁扩大的洞		
19	在原有墙或楼板上全部填塞的洞		
20	在原有墙或楼板上局部填塞的洞		

序号	名称	图例	说明
21	空门洞		<p>h 为门洞高度</p>
22	单扇门(包括平开或单画弹簧)		<ol style="list-style-type: none"> 1. 门的名称代号用 M 2. 图例中剖面图左为外、右为内, 平面图下为外、上为内 3. 立面图上开启方向线交角的一侧为安装合页的一侧, 实线为外开, 虚线为内开
23	双扇门(包括平开或单画弹簧)		<ol style="list-style-type: none"> 4. 平面图上门线应 90°或 45°开启, 开启弧线宜绘出 5. 立面图上的开启线在一般设计图中可不表示, 在详图及室内设计图上应表示
24	对开折叠门		<ol style="list-style-type: none"> 6. 立面形式应按实际情况绘制
25	推拉门		<ol style="list-style-type: none"> 1. 门的名称代号用 M 2. 图例中剖面图左为外、右为内, 平面图下为外、上为内 3. 立面形式应按实际情况绘制

序号	名称	图例	说明
26	墙外单扇推拉门		<p>1. 门的名称代号用 M</p> <p>2. 图例中剖面图左为外、右为内，平面图下为外、上为内</p> <p>3. 立面形式应按实际情况绘制</p>
27	墙外双扇推拉门		
28	墙中单扇推拉门		
29	墙中双扇推拉门		
30	单扇双面弹簧门		<p>1. 门的名称代号用 M</p> <p>2. 图例中剖面图左为外、右为内，平面图下为外、上为内</p> <p>3. 立面图上开启方向线交角的一侧为安装合页的一侧，实线为外开，虚线为内开</p> <p>4. 平面图上门线应 90°或 45°开启，开启弧线宜绘出</p> <p>5. 立面图上的开启线在一般设计图中可不表示，在详图及室内设计图上应表示</p> <p>6. 立面形式应按实际情况绘制</p>
31	双扇双面弹簧门		
32	单扇内外开双层门 (包括平开或单面弹簧)		
33	双扇内外开双层门 (包括平开或单面弹簧)		

序号	名称	图例	说明
34	转门		<ol style="list-style-type: none"> 1. 门的名称代号用 M 2. 图例中剖面图左为外、右为内, 平面图下为外、上为内 3. 平面图上门线应 90°或 45°开启, 开启弧线宜绘出 4. 立面图上的开启线在一般设计图中可不表示, 在详图及室内设计图上应表示 5. 立面形式应按实际情况绘制
35	自动门		<ol style="list-style-type: none"> 1. 门的名称代号用 M 2. 图例中剖面图左为外、右为内, 平面图下为外、上为内 3. 立面形式应按实际情况绘制
36	折叠 上翻门		<ol style="list-style-type: none"> 1. 门的名称代号用 M 2. 图例中剖面图左为外、右为内, 平面图下为外、上为内 3. 立面图上开启方向线交角的一侧为安装合页的一侧, 实线为外开, 虚线为内开 4. 立面形式应按实际情况绘制 5. 立面图上的开启线设计图中应表示
37	竖向 卷帘门		
38	横向 卷帘门		<ol style="list-style-type: none"> 1. 门的名称代号用 M 2. 图例中剖面图左为外、右为内, 平面图下为外、上为内 3. 立面形式应按实际情况绘制
39	提升门		

序号	名称	图例	说明
40	单层 固定窗		<ol style="list-style-type: none"> 1. 窗的名称代号用 C 表示 2. 立面图中的斜线表示窗的开启方向,实线为外开,虚线为内开;开启方向线交角的一侧为安装合页的一侧,一般设计图中可不表示 3. 图例中,剖面图所示左为外,右为内,平面图所示下为外,上为内 4. 平面图和剖面图上的虚线仅说明开关方式,在设计图中不需表示 5. 窗的立面形式应按实际绘制 6. 小比例绘图时平、剖面的窗线可用单粗实线表示
41	单层外开 上悬窗		
42	单层中 悬窗		<ol style="list-style-type: none"> 1. 窗的名称代号用 C 表示 2. 立面图中的斜线表示窗的开启方向,实线为外开,虚线为内开;开启方向线交角的一侧为安装合页的一侧,一般设计图中可不表示 3. 图例中,剖面图所示左为外,右为内,平面图所示下为外,上为内 4. 平面图和剖面图上的虚线仅说明开关方式,在设计图中不需表示 5. 窗的立面形式应按实际绘制 6. 小比例绘图时平、剖面的窗线可用单粗实线表示
43	单层内开 下悬窗		
44	立转窗		

序号	名称	图例	说明
45	单层外开平开窗		<ol style="list-style-type: none"> 1. 窗的名称代号用 C 表示 2. 立面图中的斜线表示窗的开启方向,实线为外开,虚线为内开;开启方向线交角的一侧为安装合页的一侧,一般设计图中可不表示
46	单层内开平开窗		<ol style="list-style-type: none"> 3. 图例中,剖面图所示左为外,右为内,平面图所示下为外,上为内 4. 平面图和剖面图上的虚线仅说明开关方式,在设计图中不需表示
47	双层内外开平开窗		<ol style="list-style-type: none"> 5. 窗的立面形式应按实际绘制 6. 小比例绘图时平、剖面的窗线可用单粗实线表示
48	推拉窗		<ol style="list-style-type: none"> 1. 窗的名称代号用 C 表示 2. 图例中,剖面图所示左为外,右为内,平面图所示下为外,上为内 3. 窗的立面形式应按实际绘制 4. 小比例绘图时平、剖面的窗线可用单粗实线表示
49	上推窗		<ol style="list-style-type: none"> 1. 窗的名称代号用 C 表示 2. 图例中,剖面图所示左为外,右为内,平面图所示下为外,上为内 3. 窗的立面形式应按实际绘制 4. 小比例绘图时平、剖面的窗线可用单粗实线表示
50	百叶窗		<ol style="list-style-type: none"> 1. 窗的名称代号用 C 表示 2. 立面图中的斜线表示窗的开启方向,实线为外开,虚线为内开;开启方向线交角的一侧为安装合页的一侧,一般设计图中可不表示 3. 图例中,剖面图所示左为外,右为内,平面图所示下为外,上为内 4. 平面图和剖面图上的虚线仅说明开关方式,在设计图中不需表示 5. 窗的立面形式应按实际绘制

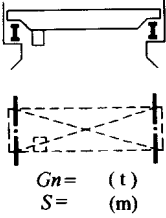
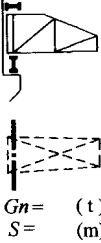

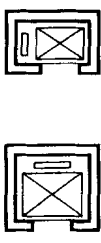
序号	名称	图例	说明
51	高窗		<ol style="list-style-type: none"> 1. 窗的名称代号用 C 表示 2. 立面图中的斜线表示窗的开启方向,实线为外开,虚线为内开;开启方向向线交角的一侧为安装合页的一侧,一般设计图中可不表示 3. 图例中,剖面图所示左为外,右为内,平面图所示下为外,上为内 4. 平面图和剖面图上的虚线仅说明开关方式,在设计图中不需表示 5. 窗的立面形式应按实际绘制 6. h 为窗底距本层楼地面的高度

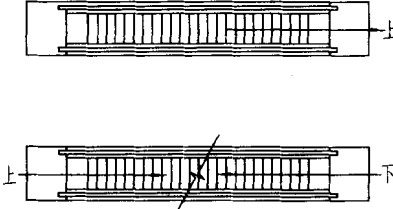
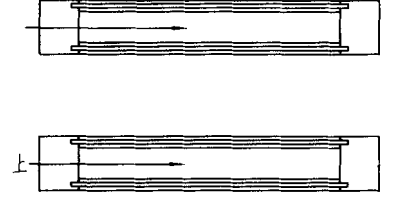
3.2 水平及垂直运输装置

3.2.1 水平及垂直运输装置图例及说明见表 3.2.1。

表 3.2.1 水平及垂直运输装置图例

序号	名称	图例	说明
1	铁路		本图例适用于标准轨及窄轨铁路,使用本图例时应注明轨距
2	起重机轨道		
3	电动葫芦		<ol style="list-style-type: none"> 1. 上图表示立面(或剖切面),下图表示平面 2. 起重机的图例应按比例绘制 3. 有无操纵室,应按实际情况绘制 4. 需要时,可注明起重机的名称、行驶的轴线范围及工作级别 5. 本图例的符号说明: G_n——起重机起重量,以“t”计算 S——起重机的跨度或臂长,以“m”计算
4	梁式悬挂起重机		
5	梁式起重机		

序号	名称	图例	说明
6	桥式起重 重机	 <p>$G_n = (t)$ $S = (m)$</p>	
7	壁行起 重机	 <p>$G_n = (t)$ $S = (m)$</p>	<p>1. 上图表示立面（或剖切面），下图表示平面</p> <p>2. 起重机的图例宜按比例绘制</p> <p>3. 有无操纵室，应按实际情况绘制</p> <p>4. 需要时，可注明起重机的名称、行驶的轴线范围及工作级别</p> <p>5. 本图例的符号说明： G_n——起重机起重量，以“t”计算 S——起重机的跨度或臂长，以“m”计算</p>
8	旋臂起 重机	 <p>$G_n = (t)$ $S = (m)$</p>	
9	电梯		<p>1. 电梯应注明类型，并绘出门和平衡锤的实际位置</p> <p>2. 观景电梯等特殊类型电梯应参照本图例按实际情况绘制</p>

序号	名称	图例	说明
10	自动扶梯		<p>1. 自动扶梯和自动人行道、自动人行坡道可正逆向运行，箭头方向为设计运行方向</p> <p>2. 自动人行坡道应在箭头线段尾部加注上或下</p>
11	自动人行道及自动人行坡道		

4 图样画法

4.1 平面图

4.1.1 平面图的方向宜与总图方向一致。平面图的长边宜与横式幅面图纸的长边一致。

4.1.2 在同一张图纸上绘制多于一层的平面图时，各层平面图宜按层数由低向高的顺序从左至右或从下至上布置。

4.1.3 除顶棚平面图外，各种平面图应按正投影法绘制。

4.1.4 建筑物平面图应在建筑物的门窗洞口处水平剖切俯视（屋顶平面图应在屋面以上俯视），图内应包括剖切面及投影方向可见的建筑构造以及必要的尺寸、标高等，如需表示高窗、洞口、通气孔、槽、地沟及起重机等不可见部分，则应以虚线绘制。

4.1.5 建筑物平面图应注写房间的名称或编号。编号注写在直径为 6mm 细实线绘制的圆圈内，并在同张图纸上列出房间名称表。

4.1.6 平面较大的建筑物，可分区绘制平面图，但每张平面图均应绘制组合示意图。各区应分别用大写拉丁字母编号。在组合示意图中要提示的分区，应采用阴影线或填充的方式表示。

4.1.7 顶棚平面图宜用镜像投影法绘制。

4.1.8 为表示室内立面在平面图上的位置，应在平面图上用内视符号注明视点位置、方向及立面编号（图 4.1.8）。符号中的圆圈应用细实线绘制，根据图面比例圆圈直径可选择 8~12mm。立面编号宜用拉丁字母或阿拉伯数字。内视符号如下所示：



单面内视符号

双面内视符号

四面内视符号

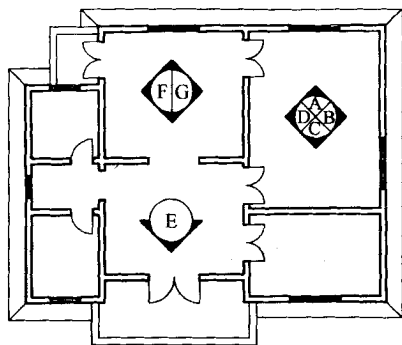


图 4.1.8 平面图上内视符号应用示例

4.2 立面图

4.2.1 各种立面图应按正投影法绘制。

4.2.2 建筑立面图应包括投影方向可见的建筑外轮廓线和墙面线脚、构配件、墙面做法及必要的尺寸和标高等。

4.2.3 室内立面图应包括投影方向可见的室内轮廓线和装修构造、门窗、构配件、墙面做法、固定家具、灯具、必要的尺寸和标高及需要表达的非固定家具、灯具、装饰物件等（室内立面图的顶棚轮廓线，可根据具体情况只表达吊平顶或同时表达吊平顶及结构顶棚）。

4.2.4 平面形状曲折的建筑物，可绘制展开立面图、展开室内立面图。圆形或多边形平面的建筑物，可分段展开绘制立面图、室内立面图，但均应在图名后加注“展开”二字。

4.2.5 较简单的对称式建筑物或对称的构配件等，在不影响构造处理和施工的情况下，立面图可绘制一半，并在对称轴线处画对称符号。

4.2.6 在建筑物立面图上，相同的门窗、阳台、外檐装修、构造做法等可在局部重点表示，绘出其完整图形，其余部分只画轮廓线。

4.2.7 在建筑物立面图上，外墙表面分格线应表示清楚。应用文字说明各部位所用面材及色彩。

4.2.8 有定位轴线的建筑物，宜根据两端定位轴线号编注立面图名称（如：①～⑩立面图、Ⓐ～Ⓔ立面图）。无定位轴线的建筑物可按平面图各面的朝向确定名称。

4.2.9 建筑物室内立面图的名称，应根据平面图中内视符号的编号或字母确定

(如：①立面图、②立面图)。

4.3 剖面图

4.3.1 剖面图的剖切部位，应根据图纸的用途或设计深度，在平面图上选择能反映全貌、构造特征以及有代表性的部位剖切。

4.3.2 各种剖面图应按正投影法绘制。

4.3.3 建筑剖面图内应包括剖切面和投影方向可见的建筑构造、构配件以及必要的尺寸、标高等。

4.3.4 剖切符号可用阿拉伯数字、罗马数字或拉丁字母编号（图 4.3.4）。

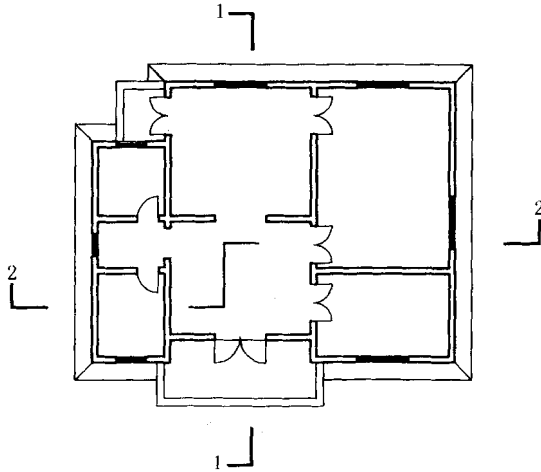


图 4.3.4 剖切符号在平面图上的画法

4.3.5 画室内立面时，相应部位的墙体、楼地面的剖切面宜有所表示。必要时，占空间较大的设备管线、灯具等的剖切面，应在图纸上绘出。

4.4 其他规定

4.4.1 指北针应绘制在建筑物 ± 0.00 标高的平面图上，并放在明显位置，所指的方向应与总图一致。

4.4.2 零配件详图与构造详图，宜按直接正投影法绘制。

4.4.3 零配件外形或局部构造的立体图，宜按《房屋建筑制图统一标准》（GB/T 50001—2001）中（轴测图）的有关规定绘制。

4.4.4 不同比例的平面图、剖面图，其抹灰层、楼地面、材料图例的省略画法，应符合下列规定：

1 比例大于 1:50 的平面图、剖面图，应画出抹灰层与楼地面、屋面的面层线，并宜画出材料图例；

2 比例等于 1:50 的平面图、剖面图，宜画出楼地面、屋面的面层线，抹灰层的面层线应根据需要而定；

3 比例小于 1:50 的平面图、剖面图，可不画出抹灰层，但宜画出楼地面、屋面的面层线；

4 比例为 1:100 ~ 1:200 的平面图、剖面图，可画简化的材料图例（如砌体墙涂红、钢筋混凝土涂黑等），但宜画出楼地面、屋面的面层线；

5 比例小于 1:200 的平面图、剖面图，可不画材料图例，剖面图的楼地面、屋面的面层线可不画出。

4.4.5 相邻的立面图或剖面图，宜绘制在同一水平线上，图内相互有关的尺寸及标高，宜标注在同一竖线上（图 4.4.5）。

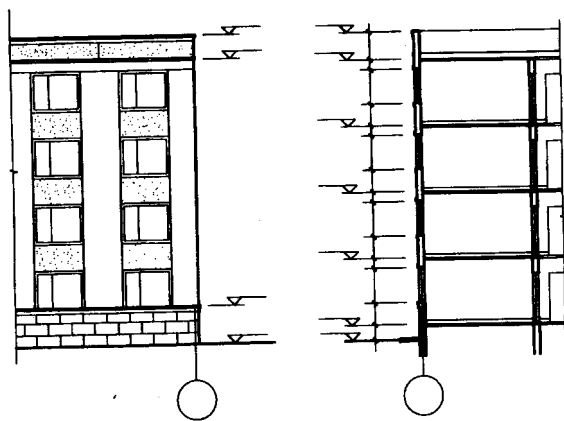


图 4.4.5 相邻立面图、剖面图的位置关系

4.5 尺寸标注

4.5.1 尺寸分为总尺寸、定位尺寸、细部尺寸三种。绘图时，应根据设计深度和图纸用途确定所需注写的尺寸。

4.5.2 建筑物平面、立面、剖面图，宜标注室内外地坪、楼地面、地下层地面、阳台、平台、檐口、屋脊、女儿墙、雨棚、门、窗、台阶等处的标高。平屋面等不易标明建筑标高的部位可标注结构标高，并予以说明。结构找坡的平屋面，屋面标高可标注在结构板面最低点，并注明找坡坡度。有屋架的屋面，应标注屋架下弦搁置点或柱顶标高。有起重机的厂房剖面图应标注轨顶标高、屋架下弦杆件下边缘或屋面梁底、板底标高。梁式悬挂起重机宜标出轨距尺寸（以米计）。

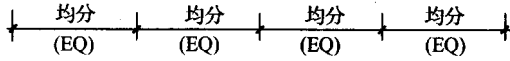
4.5.3 楼地面、地下层地面、阳台、平台、檐口、屋脊、女儿墙、台阶等处的高度尺寸及标高，宜按下列规定注写：

- 1 平面图及其详图注写完成面标高。
- 2 立面图、剖面图及其详图注写完成面标高及高度方向的尺寸。

3 其余部分注写毛面尺寸及标高。

4 标注建筑平面图各部位的定位尺寸时，注写与其最邻近的轴线间的尺寸；标注建筑剖面各部位的定位尺寸时，注写其所在层次内的尺寸。

5 室内设计图中连续重复的构配件等，当不易标明定位尺寸时，可在总尺寸的控制下，定位尺寸不用数值而用“均分”或“EQ”字样表示，如下所示：



建筑结构制图标准

GB/T 50105—2001

1 总 测

1.0.1 为了统一建筑结构专业制图规则，保证制图质量，提高制图效率，做到图面清晰、简明，符合设计、施工、存档的要求，适应工程建设的需要，特制定本标准。

1.0.2 本标准是建筑结构专业制图的基本规定，适应于工程制图中下列制图方式绘制的图样：

- 1 手工制图；
- 2 计算机制图。

1.0.3 本标准适用于建筑结构专业下列工程制图：

- 1 新建、改建、扩建工程的各阶段设计图、竣工图；
- 2 原有建筑物、构筑物的实测图；
- 3 通用设计图、标准设计图。

1.0.4 建筑结构专业制图除应符合本标准外，尚应符合《房屋建筑制图统一标准》（GB/T 50001—2001）以及国家现行的有关强制性标准的规定。



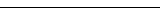
2 一般规定


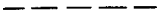
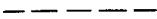




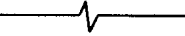

2.0.1 图线宽度 b ，应按《房屋建筑制图统一标准》（GB/T 50001—2001）中“图线”的规定选用。

2.0.2 每个图样应根据复杂程度与比例大小，先选用适当基本线宽度 b ，再选用相应的线宽组。

2.0.3 建筑结构专业制图，应选用表 2.0.3 所示的图线。

表 2.0.3 图 线

名称	线 型	线 宽	一 般 用 途
实 线		b	螺栓、主钢筋线、结构平面图中的单线结构构件线、钢木支撑及系杆线，图名下横线、剖切线
		$0.5b$	结构平面图及详图中剖到或可见的墙身轮廓线、基础轮廓线、钢、木结构轮廓线、箍筋线、板钢筋线
		$0.25b$	可见的钢筋混凝土构件的轮廓线、尺寸线、标注引出线、标高符号、索引符号

名称	线型	线宽	一般用途
虚线	粗		b 不可见的钢筋、螺栓线,结构平面图中的不可见的单线结构构件线及钢、木支撑线
	中		$0.5b$ 结构平面图中的不可见构件、墙身轮廓线及钢、木构件轮廓线
	细		$0.25b$ 基础平面图中的管沟轮廓线、不可见的钢筋混凝土构件轮廓线
单点长画线	粗		b 柱间支撑、垂直支撑、设备基础轴线图中的中心线
	细		$0.25b$ 定位轴线、对称线、中心线
双点长画线	粗		b 预应力钢筋线
	细		$0.25b$ 原有结构轮廓线
折断线		$0.25b$	断开界线
波浪线		$0.25b$	断开界线

2.0.4 在同一张图纸中,相同比例的各图样,应选用相同的线宽组。

2.0.5 绘图时根据图样的用途,被绘物体的复杂程度,应选用表 2.0.5 中的常用比例,特殊情况下也可选用可用比例。

表 2.0.5 比 例

图名	常用比例	可用比例
结构平面图	1:50、1:100	1:60
基础平面图	1:150、1:200	
圈梁平面图、总图 中管沟、地下设施等	1:200、1:500	1:300
详 图	1:10、1:20	1:5、1:25、1:4

2.0.6 当构件的纵、横向断面尺寸相差悬殊时,可在同一详图中的纵、横向选用不同的比例绘制。轴线尺寸与构件尺寸也可选用不同的比例绘制。

2.0.7 构件的名称应用代号来表示,代号后应用阿拉伯数字标注该构件的型号或编号,也可为构件的序号。构件的序号采用不带角标的阿拉伯数字连续编排。常用

的构件代号见附录 A。

2.0.8 当采用标准、通用图集集中的构件时，应用该图集集中的规定代号或型号注写。

2.0.9 结构图应采用正投影法绘制（图 2.0.9-1、图 2.0.9-2），特殊情况下也可采用仰视投影绘制。

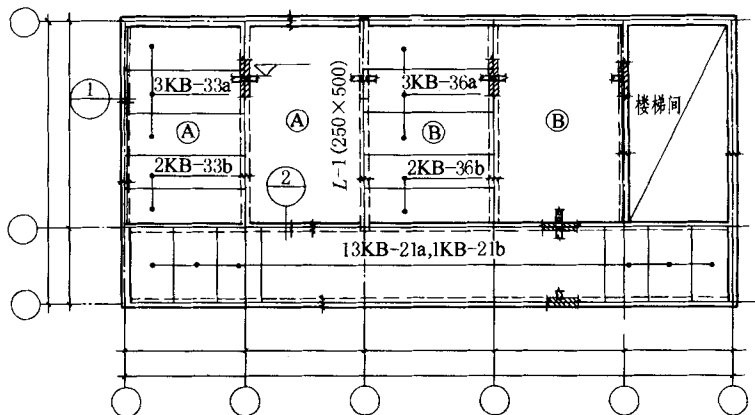


图 2.0.9-1 用正投影法绘制结构平面图

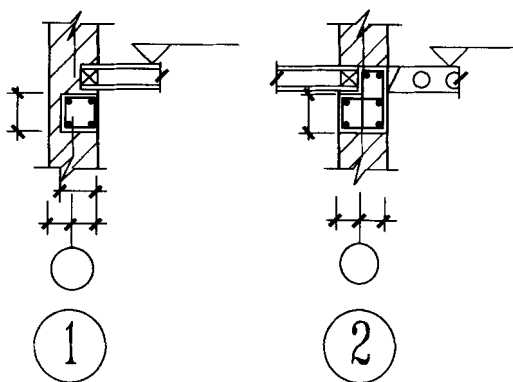


图 2.0.9-2 节点详图

2.0.10 在结构平面图中，构件应采用轮廓线表示，如能用单线表示清楚时，也可用单线表示。定位轴线应与建筑平面图或总平面图一致，并标注结构标高。

2.0.11 在结构平面图中，如若干部分相同时，可只绘制一部分，并用大写的拉丁字母（A、B、C、……）外加细实线圆圈表示相同部分的分类符号。分类符号圆圈直径为 8mm 或 10mm。其他相同部分仅标注分类符号。

2.0.12 桁架式结构的几何尺寸图可用单线图表示。杆件的轴线长度尺寸应标注在构件的上方（图 2.0.12）。

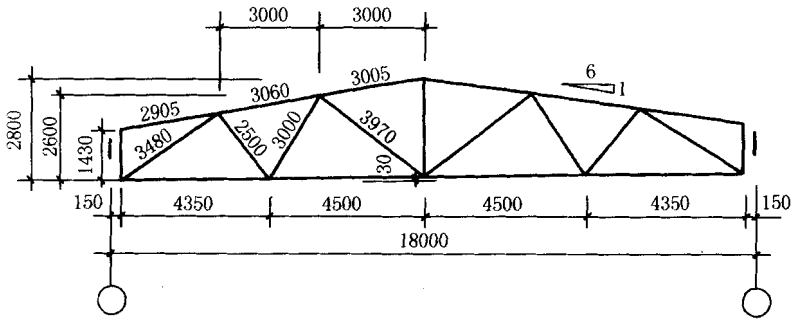


图 2.0.12 对称桁架几何尺寸标注方法

2.0.13 在杆件布置和受力均对称的桁架单线图中，若需要时可在桁架的左半部分标注杆件的几何轴线尺寸，右半部分标注杆件的内力值和反力值；非对称的桁架单线图，可在上方标注杆件的几何轴线尺寸，下方标注杆件的内力值和反力值。竖杆的几何轴线尺寸可标注在左侧，内力值标注在右侧。

2.0.14 结构平面图中的剖面图、断面详图的编号顺序宜按下列规定编排（图 2.0.14）：

- 1 外墙按顺时针方向从左下角开始编号；
- 2 内横墙从左至右，从上至下编号；
- 3 内纵墙从上至下，从左至右编号。

2.0.15 构件详图的纵向较长，重复较多时，可用折断线断开，适当省略重复部分。

2.0.16 图样或标题栏内的图名应能准确表达图样、图纸构成的内容，做到简练、明确。

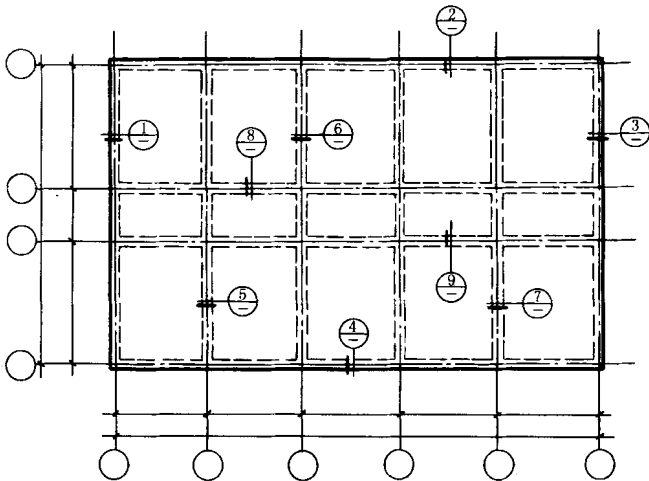


图 2.0.14 结构平面图中断面编号顺序表示方法

3 混凝土结构

3.1 钢筋的一般表示方法

3.1.1 钢筋的一般表示方法应符合表 3.1.1-1~表 3.1.1-4 的规定。

表 3.1.1-1 一般钢筋


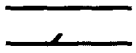




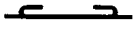



序号	名称	图例	说明
1	钢筋横断面		
2	无弯钩的钢筋端部		下图表示长、短钢筋投影重叠时，短钢筋的端部用 45°斜划线表示
3	带半圆形弯钩的钢筋端部		
4	带直钩的钢筋端部		
5	带丝扣的钢筋端部		
6	无弯钩的钢筋搭接		
7	带半圆弯钩的钢筋搭接		
8	带直钩的钢筋搭接		
9	花篮螺丝钢筋接头		
10	机械连接的钢筋接头		用文字说明机械连接的方式（或冷挤压或锥螺纹等）

表 3.1.1-2 预应力钢筋

序号	名称	图例
1	预应力钢筋或钢绞线	
2	后张法预应力钢筋断面 无粘结预应力钢筋断面	
3	单根预应力钢筋断面	

序号	名称	图例
4	张拉端锚具	
5	固定端锚具	
6	锚具的端视图	
7	可动联结件	
8	固定联结件	

表 3.1.1-3 钢筋网片

序号	名称	图例
1	一片钢筋网平面图	
2	一行相同的钢筋网平面图	

注：用文字注明焊接网或绑扎网。

表 3.1.1-4 钢筋的焊接接头

序号	名称	接头型式	标注方法
1	单面焊接的钢筋接头		
2	双面焊接的钢筋接头		
3	用帮条单面焊接的钢筋接头		
4	用帮条双面焊接的钢筋接头		
5	接触对焊的钢筋接头 (闪光焊、压力焊)		
6	坡口平焊的钢筋接头		

序号	名称	接头型式	标注方法
7	坡口立焊的钢筋接头		
8	用角钢或扁钢做连接板焊接的钢筋接头		
9	钢筋或螺(锚)栓与钢板穿孔塞焊的接头		

3.1.2 钢筋的画法应符合表 3.1.2 的规定。

表 3.1.2 钢筋的画法

序号	说明	图例
1	在结构平面图中配置双层钢筋时，底层钢筋的弯钩应向上或向左，顶层钢筋的弯钩则向下或向右	
2	钢筋混凝土墙体配双层钢筋时，在配筋立画图中，远面钢筋的弯钩应向上或向左，而近面钢筋的弯钩向下或向右 (JM 近面；YM 远面)	
3	若在断面图中不能表达清楚的钢筋布置，应在断面图外增加钢筋大样图 (如：钢筋混凝土墙、楼梯等)	
4	图中所表示的箍筋、环筋等若布置复杂时，可加画钢筋大样及说明	
5	每组相同的钢筋、箍筋或环筋，可用一根粗实线表示，同时用一两端带斜短划线的横穿细线，表示其余钢筋及起止范围	

3.1.3 钢筋、钢丝束及钢筋网片应按下列规定标注：

1 钢筋、钢丝束的说明应给出钢筋的代号、直径、数量、间距、编号及所在位置，其说明应沿钢筋的长度标注或标注在相关钢筋的引出线上。

2 钢筋网片的编号应标注在对角线上。网片的数量应与网片的编号标注在一起（表 3.1.1-3 序号 2）。

注：简单的构件、钢筋种类较少可不编号。

3.1.4 钢筋在平面、立面、剖（断）面中的表示方法应符合下列规定：

1 钢筋在平面图中的配置应按图 3.1.4-1 所示的方法表示。当钢筋标注的位置不够时，可采用引出线标注。引出线标注钢筋的斜短划线应为中实线或细实线。

2 当构件布置较简单时，结构平面布置图可与板配筋平面图合并绘制。

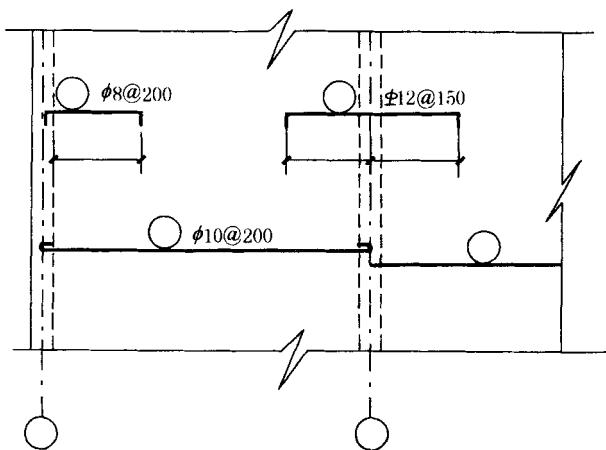


图 3.1.4-1 钢筋在平面图中的表示方法

3 平面图中的钢筋配置较复杂时，可按表 3.1.2 中序号 5 的方法绘制（图 3.1.4-2）。

4 钢筋在立面、断面图中的配置，应按图 3.1.4-3 所示的方法表示。

3.1.5 构件配筋图中箍筋的长度尺寸，应指箍筋的里皮尺寸。弯起钢筋的高度尺寸应指钢筋的外皮尺寸（图 3.1.5）。

3.2 钢筋的简化表示方法

3.2.1 当构件对称时，钢筋网片可用一半或 1/4 表示（图 3.2.1）。

3.2.2 钢筋混凝土构件配筋较简单时，可按下列规定绘制配筋平面图：

1 独立基础在平面模板图左下角，绘出波浪线，绘出钢筋并标注钢筋的直径、间距等（图 3.2.2a）。

2 其他构件可在某一部位绘出波浪线，绘出钢筋并标注钢筋的直径、间距等（图 3.2.2b）。

3.2.3 对称的钢筋混凝土构件，可在同一图样中一半表示模板，另一半表示配筋（图 3.2.3）。

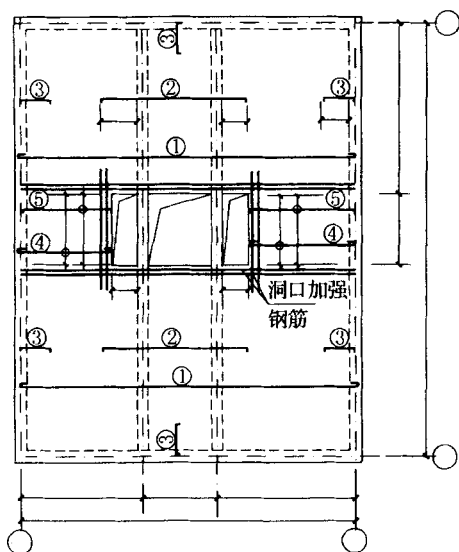


图 3.1.4-2 楼板配筋较复杂的结构平面图

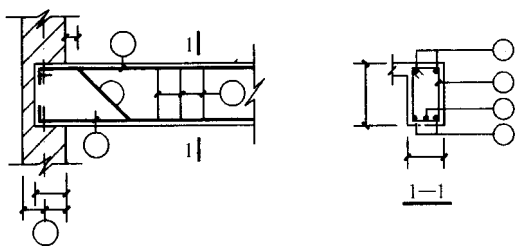


图 3.1.4-3 梁的配筋图

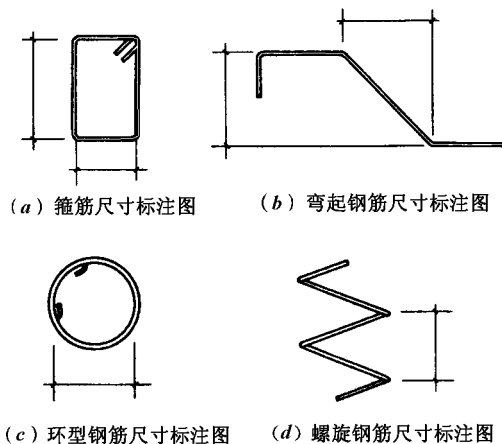


图 3.1.5 钢箍尺寸标注法

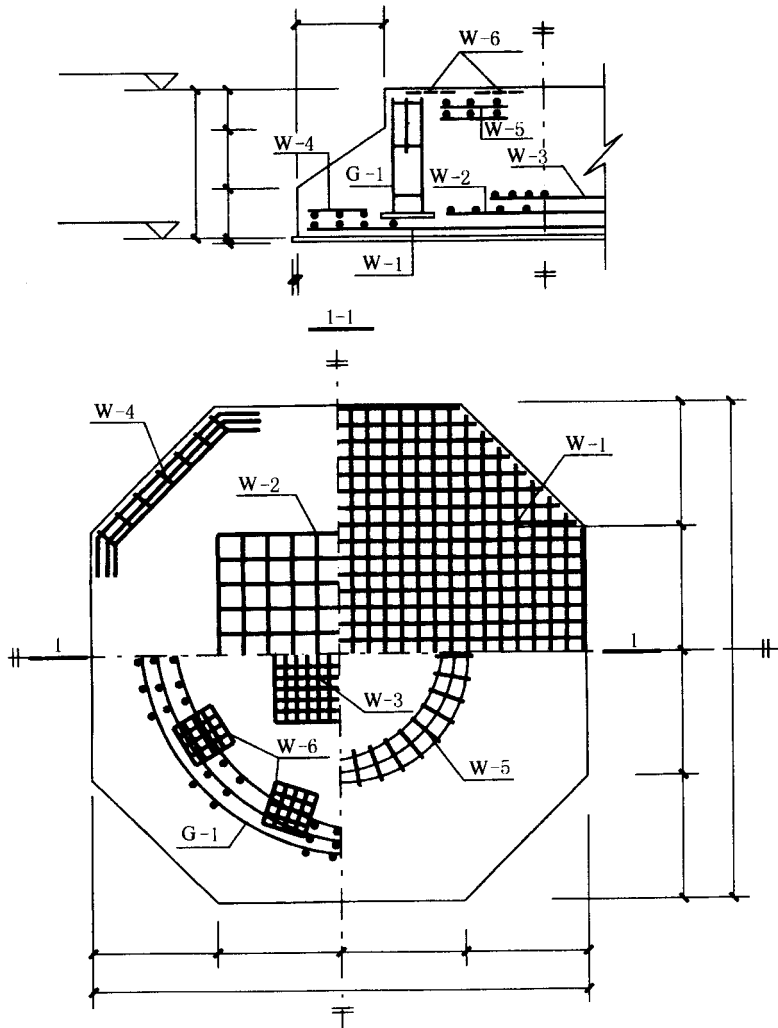


图 3.2.1 配筋简化图

3.3 预埋件、预留孔洞的表示方法

3.3.1 在混凝土构件上设置预埋件时，可在平面图或立面图上表示。引出线指向预埋件，并标注预埋件的代号（图 3.3.1）。

3.3.2 在混凝土构件的正、反面同一位置均设置相同的预埋件时，引出线为一条实线和一条虚线并指向预埋件，同时在引出横线上标注预埋件的数量及代号（图 3.3.2）。

3.3.3 在混凝土构件的正、反面同一位置设置编号不同的预埋件时，引出线为一条实线和一条虚线并指向预埋件。引出横线上标注正面预埋件代号，引出横线下标注反

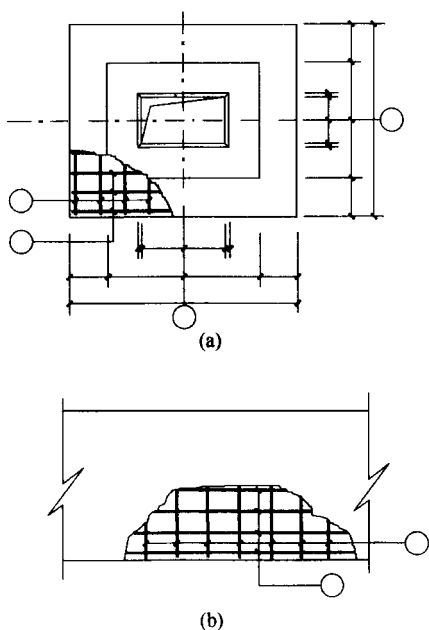


图 3.2.2 配筋简化图

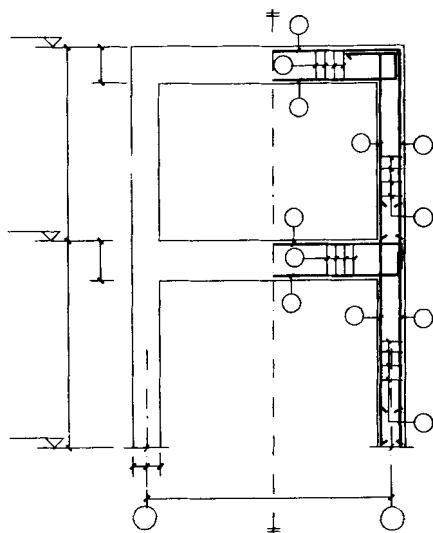


图 3.2.3 配筋简化图

面预埋件代号 (图 3.3.3)。

3.3.4 在构件上设置预留孔、洞或预埋套管时,可在平面或断面图中表示。引出线指向预留(埋)位置,引出横线上方标注预留孔、洞的尺寸,预埋套管的外径。横线

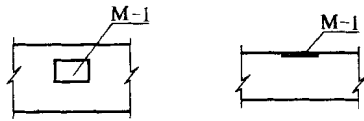


图 3.3.1 预埋件的表示方法

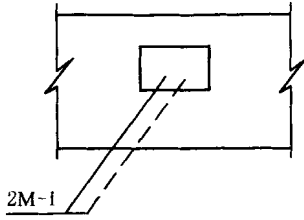


图 3.3.2 同一位置正、反面预埋件均相同的表示方法

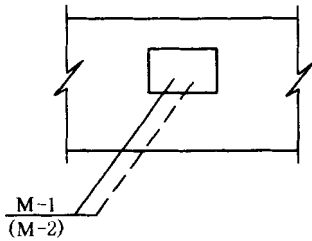


图 3.3.3 同一位置正、反面预埋件不相同的表示方法

下方标注孔、洞（套管）的中心标高或底标高（图 3.3.4）。

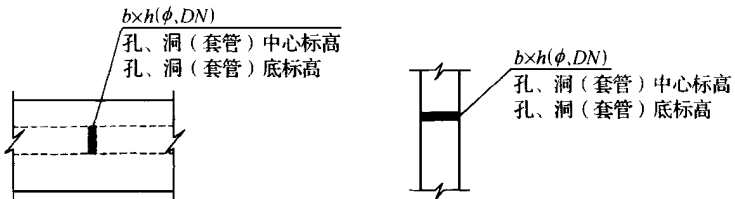







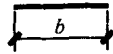





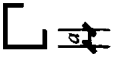
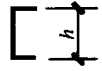

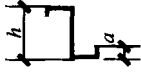
图 3.3.4 预留孔、洞及预埋套管的表示方法







4 钢 结 构

4.1 常用型钢的标注方法

4.1.1 常用型钢的标注方法应符合表 4.1.1 中的规定。

表 4.1.1 常用型钢的标注方法


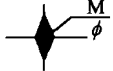

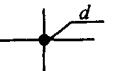
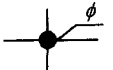
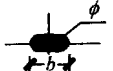
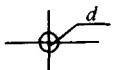
序号	名称	截面	标注	说明
1	等边角钢		$\angle b \times t$	b 为肢宽 t 为肢厚
2	不等边角钢		$\angle B \times b \times t$	B 为长肢宽 b 为短肢宽 t 为肢厚
3	工字钢		$\text{I}_N \quad \text{Q} \text{I}_N$	轻型工字钢加注 Q 字 N 工字钢的型号
4	槽钢		$\text{C}_N \quad \text{Q} \text{C}_N$	轻型槽钢加注 Q 字 N 槽钢的型号
5	方钢		$\square b$	
6	扁钢		$\text{—} b \times t$	
7	钢板		$\frac{- b \times t}{l}$	$\frac{\text{宽} \times \text{厚}}{\text{板长}}$
8	圆钢		ϕd	
9	钢管		$DN \times \times$ $d \times t$	内径 外径 \times 壁厚
10	薄壁方钢管		$B \square b \times t$	
11	薄壁等肢角钢		$B \angle b \times t$	
12	薄壁等肢卷边角钢		$B \angle b \times a \times t$	
13	薄壁槽钢		$B \text{C} h \times b \times t$	
14	薄壁卷边槽钢		$B \text{C} h \times b \times a \times t$	
15	薄壁卷边 Z 型钢		$B \text{Z} h \times b \times a \times t$	

序号	名称	截面	标注	说明
16	T型钢		TW × × TM × × TN × ×	TW 为宽翼缘 T 型钢 TM 为中翼缘 T 型钢 TN 为窄翼缘 T 型钢
17	H型钢		HW × × HM × × HN × ×	HW 为宽翼缘 H 型钢 HM 为中翼缘 H 型钢 HN 为窄翼缘 H 型钢
18	起重机钢轨		 QU××	详细说明产品规格型号
19	轻轨及钢轨		 ××kg/m钢轨	

4.2 螺栓、孔、电焊铆钉的表示方法

4.2.1 螺栓、孔、电焊铆钉的表示方法应符合表 4.2.1 中的规定。

表 4.2.1 螺栓、孔、电焊铆钉的表示方法

序号	名称	图例	说明
1	永久螺栓		1. 细“+”线表示定位线 2. M 表示螺栓型号 3. ϕ 表示螺栓孔直径 4. d 表示膨胀螺栓、电焊铆钉直径 5. 采用引出线标注螺栓时，横线上标注螺栓规格，横线下标注螺栓孔直径
2	高强螺栓		
3	安装螺栓		
4	胀锚螺栓		
5	圆形螺栓孔		
6	长圆形螺栓孔		
7	电焊铆钉		

4.3 常用焊缝的表示方法

4.3.1 焊接钢构件的焊缝除应按现行的国家标准《焊缝符号表示法》(GB 324)中的规定外,还应符合本节的各项规定。

4.3.2 单面焊缝的标注方法应符合下列规定:

1 当箭头指向焊缝所在的一面时,应将图形符号和尺寸标注在横线的上方(图 4.3.2a);当箭头指向焊缝所在另一面(相对应的那面)时,应将图形符号和尺寸标注在横线的下方(图 4.3.2b)。

2 表示环绕工作件周围的焊缝时,其围焊焊缝符号为圆圈,绘在引出线的转折处,并标注焊角尺寸 K (图 4.3.2c)。

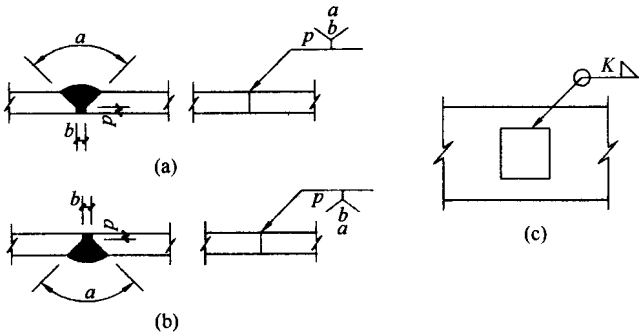


图 4.3.2 单面焊缝的标注方法

4.3.3 双面焊缝的标注,应在横线的上、下都标注符号和尺寸。上方表示箭头一面的符号和尺寸,下方表示另一面的符号和尺寸(图 4.3.3a);当两面的焊缝尺寸相同时,只需在横线上方标注焊缝的符号和尺寸(图 4.3.3b、c、d)。

4.3.4 3个和3个以上的焊件相互焊接的焊缝,不得作为双面焊缝标注。其焊缝符号和尺寸应分别标注(图 4.3.4)。

4.3.5 相互焊接的2个焊件中,当只有1个焊件带坡口时(如单面V形),引出线箭头必须指向带坡口的焊件(图 4.3.5)。

4.3.6 相互焊接的2个焊件,当为单面带双边不对称坡口焊缝时,引出线箭头必须指向较大坡口的焊件(图 4.3.6)。

4.3.7 当焊缝分布不规则时,在标注焊缝符号的同时,宜在焊缝处加中实线(表示可见焊缝),或加细栅线(表示不可见焊缝)(图 4.3.7)。

4.3.8 相同焊缝符号应按下列方法表示:

1 在同一图形上,当焊缝型式、断面尺寸和辅助要求均相同时,可只选择一处标注焊缝的符号和尺寸,并加注“相同焊缝符号”,相同焊缝符号为 $3/4$ 圆弧,绘在引出线的转折处(图 4.3.8a)。

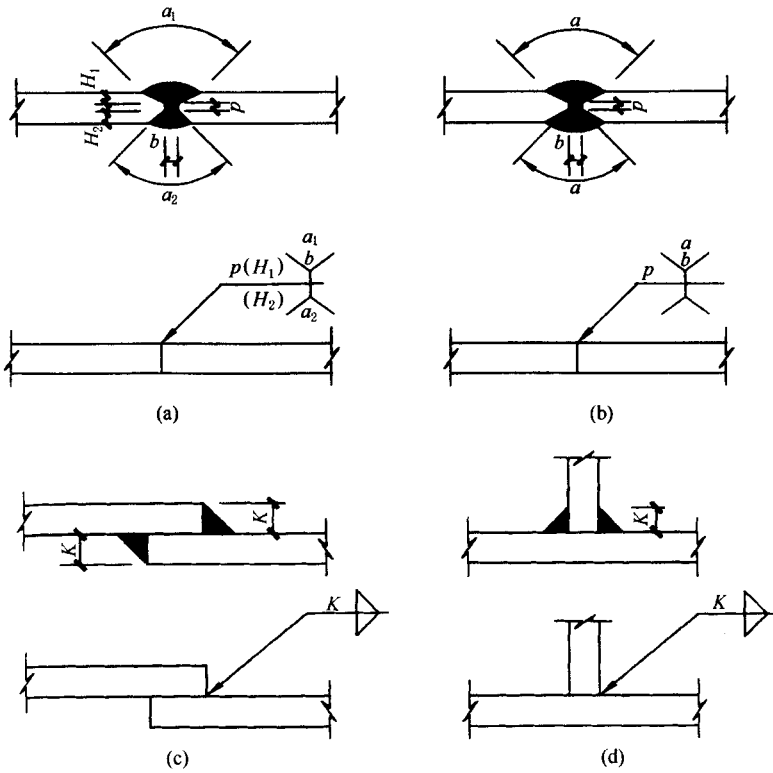


图 4.3.3 双面焊缝的标注方法

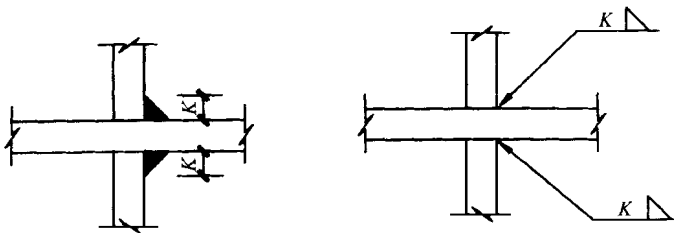


图 4.3.4 3 个以上焊件的焊缝标注方法

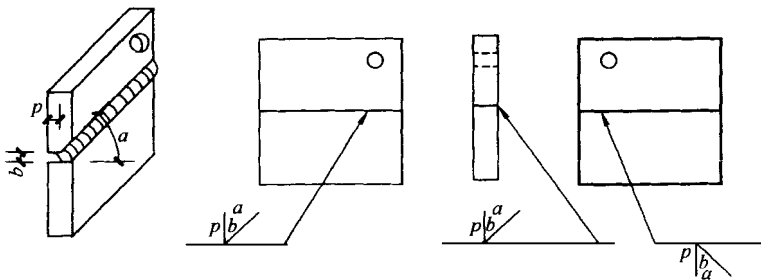


图 4.3.5 1 个焊件带坡口的焊缝标注方法

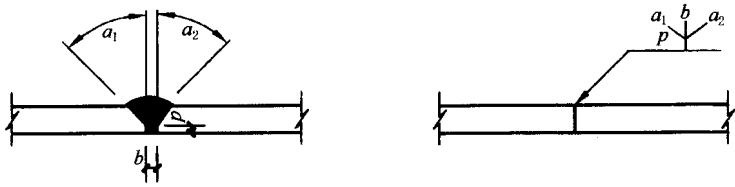


图 4.3.6 不对称坡口焊缝的标注方法

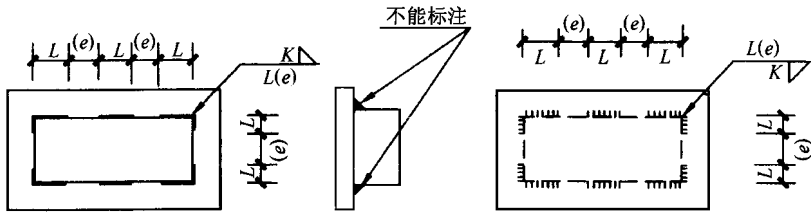


图 4.3.7 不规则焊缝的标注方法

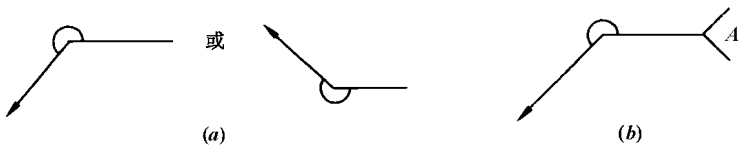


图 4.3.8 相同焊缝的表示方法

2 在同一图形上，当有数种相同的焊缝时，可将焊缝分类编号标注。在同一类焊缝中可选择一处标注焊缝符号和尺寸。分类编号采用大写的拉丁字母 A、B、C……（图 4.3.8b）。

4.3.9 需要在施工现场进行焊接的焊件焊缝，应标注“现场焊缝”符号。现场焊缝符号为涂黑的三角形旗号，绘在引出线的转折处（图 4.3.9）。

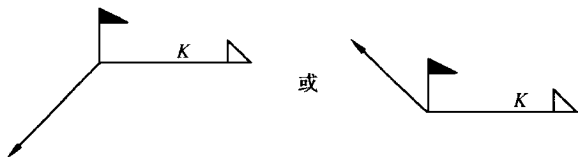


图 4.3.9 现场焊缝的表示方法

4.3.10 图样中较长的角焊缝（如焊接实腹钢梁的翼缘焊缝），可不用引出线标注，而直接在角焊缝旁标注焊缝尺寸值 K （图 4.3.10）。

4.3.11 熔透角焊缝的符号应按图 4.3.11 方式标注。熔透角焊缝的符号为涂黑的圆

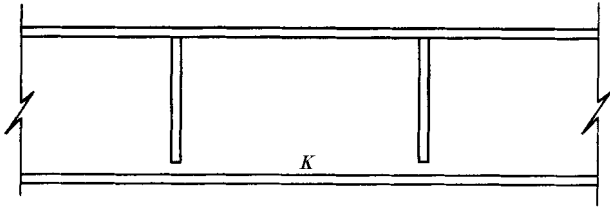
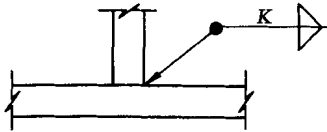


图 4.3.10 较长焊缝的标注方法

圈，绘在引出线的转折处。



4.3.11 熔透角焊缝的标注方法

4.3.12 局部焊缝应按图 4.3.12 方式标注。

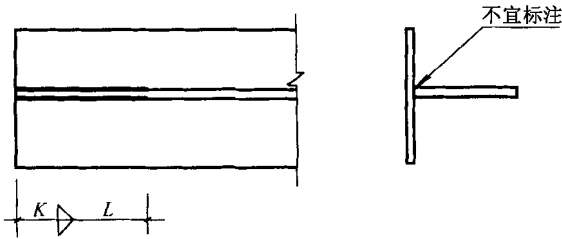


图 4.3.12 局部焊缝的标注方法

4.4 尺寸标注

4.4.1 两构件的两条很近的重心线，应在交汇处将其各自向外错开（图 4.4.1）。

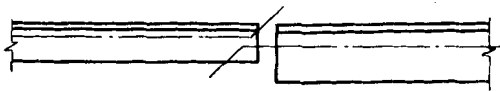


图 4.4.1 两构件重心线不重合的表示方法

4.4.2 弯曲构件的尺寸应沿其弧度的曲线标注弧的轴线长度（图 4.4.2）。

4.4.3 切割的板材，应标注各线段的长度及位置（图 4.4.3）。

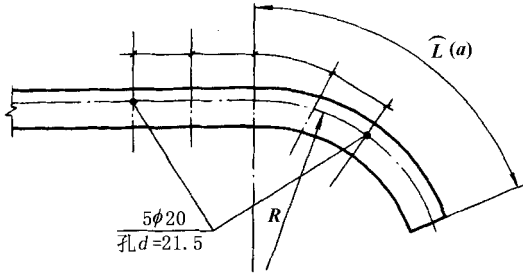


图 4.4.2 弯曲构件尺寸的标注方法

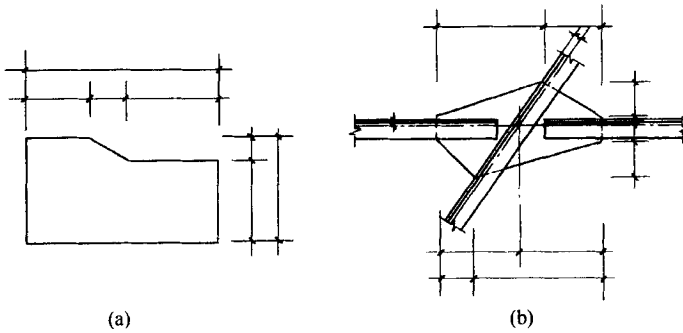


图 4.4.3 切割板材尺寸的标注方法

4.4.4 不等边角钢的构件，必须标注出角钢一肢的尺寸（图 4.4.4）。

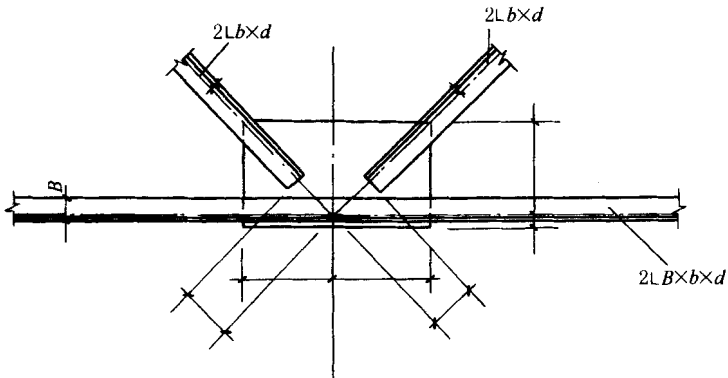


图 4.4.4 节点尺寸及不等边角钢的标注方法

4.4.5 节点尺寸，应注明节点板的尺寸和各杆件螺栓孔中心或中心距，以及杆件端部至几何中心线交点的距离（图 4.4.4、图 4.4.5）。

4.4.6 双型钢组合截面的构件，应注明缀板的数量及尺寸（图 4.4.6）。引出横线

上方标注缀板的数量及缀板的宽度、厚度，引出横线下方标注缀板的长度尺寸。

4.4.7 非焊接的节点板，应注明节点板的尺寸和螺栓孔中心与几何中心线交点的距离（图 4.4.7）。

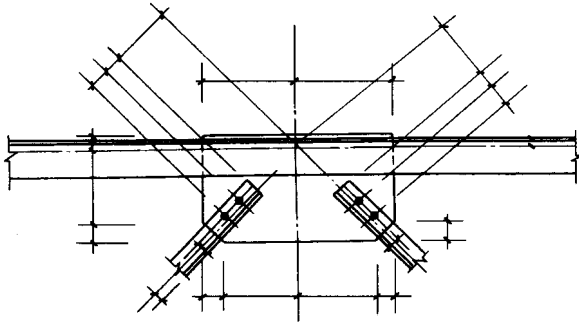


图 4.4.5 节点尺寸的标注方法

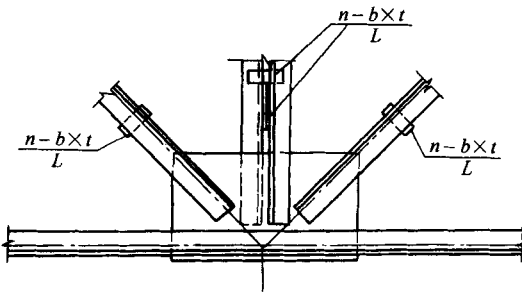


图 4.4.6 缀板的标注方法

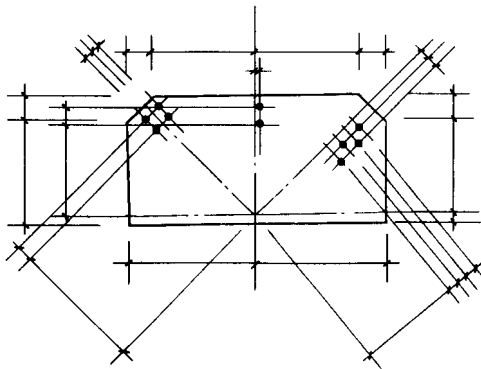


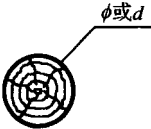
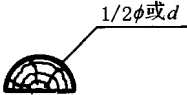
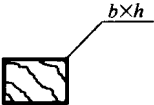
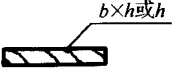
图 4.4.7 非焊接节点板尺寸的标注方法

5 木 结 构

5.1 常用木构件断面的表示方法

5.1.1 常用木构件断面的表示方法应符合表 5.1.1 中的规定。

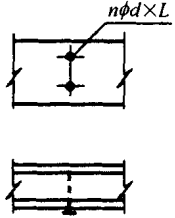
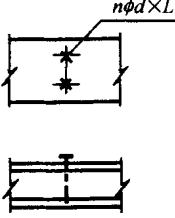
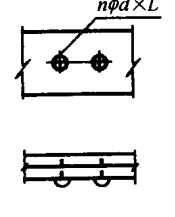
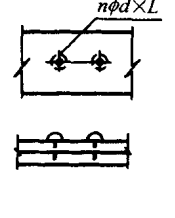
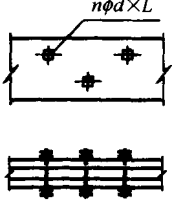

表 5.1.1 常用木构件断面的表示方法

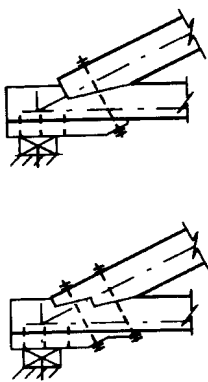
序号	名 称	图 例	说 明
1	圆木		<p>1. 木材的断面图均应画出横纹线或顺纹线</p> <p>2. 立面图一般不画木纹线，但木健的立面图均须画出木纹线</p>
2	半圆木		
3	方木		
4	木板		

5.2 木构件连接的表示方法

5.2.1 木构件连接的表示方法应符合表 5.2.1 中的规定。

表 5.2.1 木构件连接的表示方法

序号	名称	图例	说明
1	钉连接正面画法 (看得见钉帽的)		
2	钉连接背面画法 (看不见钉帽的)		
3	木螺钉连接正面画法 (看得见钉帽的)		
4	木螺钉连接背面画法 (看不见钉帽的)		
5	螺栓连接		<p>1. 当采用双螺母时应加以注明 2. 当采用钢夹板时, 可不画垫板线</p>
6	杆件连接		<p>仅用于单线图</p>

序号	名称	图例	说明
7	齿连接		

附录 A 常用构件代号

表 A 常用构件代号

序号	名称	代号	序号	名称	代号	序号	名称	代号
1	板	B	19	圈梁	QL	37	承台	CT
2	屋面板	WB	20	过梁	GL	38	设备基础	SJ
3	空心板	KB	21	连系梁	LL	39	桩	ZH
4	槽形板	CB	22	基础梁	JL	40	挡土墙	DQ
5	折板	ZB	23	楼梯梁	TL	41	地沟	DG
6	密肋板	MB	24	框架梁	KL	42	柱间支撑	ZC
7	楼梯板	TB	25	框支梁	KZL	43	垂直支撑	CC
8	盖板或沟盖板	GB	26	屋面框架梁	WKL	44	水平支撑	SC
9	挡雨板或檐口板	YB	27	檩条	LT	45	梯	T
10	吊车安全走道板	DB	28	屋架	WJ	46	雨篷	YP
11	墙板	QB	29	托架	TJ	47	阳台	YT
12	天沟板	TGB	30	天窗架	CJ	48	梁垫	LD
13	梁	L	31	框架	KJ	49	预埋件	M-
14	屋面梁	WL	32	刚架	GJ	50	天窗端壁	TD
15	吊车梁	DL	33	支架	ZJ	51	钢筋网	W
16	单轨吊车梁	DDL	34	柱	Z	52	钢筋骨架	G
17	轨道连接	DGL	35	框架柱	KZ	53	基础	J
18	车挡	CD	36	构造柱	GZ	54	暗柱	AZ

- 注：1 预制钢筋混凝土构件、现浇钢筋混凝土构件、钢构件和木构件，一般可直接采用本附录中的构件代号。在绘图中，当需要区别上述构件的材料种类时，可在构件代号前加注材料代号，并在图纸中加以说明。
- 2 预应力钢筋混凝土构件的代号，应在构件代号前加注“Y-”，如Y-DL表示预应力钢筋混凝土吊车梁。