

UDC

中华人民共和国国家标准

P



GB 50017—2003

钢结构设计规范

Code for design of steel structures

2003-04-25 发布

2003-12-01 实施

中华人民共和国建设部
中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局

联合发布

中华人民共和国国家标准

钢结构设计规范

GB 50017—2003

条文说明

目 录

1 总 则.....	4
2 术语和符号.....	6
3 基本设计规定.....	7
4 受弯构件的计算.....	31
5 轴心受力构件和拉弯、压弯构件的计算.....	50
6 疲劳计算.....	82
7 连接计算.....	89
8 构造要求.....	112
9 塑性设计.....	135
10 钢管结构.....	140
11 钢与混凝土组合梁.....	154

1 总 则

1.0.1 本条是钢结构设计时应遵循的原则。

1.0.2 本条明确指出本规范仅适用于工业与民用房屋和一般构筑物的普通钢结构设计,不包括冷弯薄壁型钢结构。

1.0.3 本规范的设计原则是根据现行国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的规定修订的。

1.0.4 本条提出设计中应具体考虑的一些注意事项。

1.0.5 本条提出在设计文件(如图纸和材料订货单等)中应注明的一些事项,这些事项都是与保证工程质量密切相关的。其中钢材的牌号应与有关钢材的现行国家标准或其他技术标准相符;对钢材性能的要求,凡我国钢材标准中各牌号能基本保证的项目可不再列出,只提附加保证和协议要求的项目,而当采用其他尚未形成技术标准的钢材或国外钢材时,必须详细列出有关钢材性能的各项要求,以便按此进行检验。而检验这些钢材时,试件的数量不应小于 30 个。试验结果中屈服点的平均值 μ_{fy} 乘以试验影响系数 μ_{k0} (对 Q235 类钢可取 0.9,对 Q345 类钢可取 0.93) 与钢材标准中屈服点 f_y 规定值的比值 $\mu_{fy}\mu_{k0}/f_y$ 不宜小于 1.09 (对 Q235 类钢) 和 1.11 (Q345 类钢), 变异系数 $\delta_{KM} = \sqrt{(\delta_{k0})^2 + (\sigma_{fy}/\mu_{fy})^2}$ 不宜大于 0.066, 式中 δ_{k0} 可取 0.011, σ_{fy} 为屈服点试验值的标准差。对符合上述统计参数的钢材,且其尺寸的误差标准不低于我国相应钢材的标准时,即可采用本规范规定的钢材抗力分项系数 γ_R 。焊缝的质量等级应根据构件的重要性和受力情况按本规范第 7.1.1 条的规定选用。对结构的防护和隔热措施等其他要求亦应在设计文件中加以说明。

1.0.6 对有特殊设计要求(如抗震设防要求,防火设计要求等)和

在特殊情况下的钢结构(如高耸结构、板壳结构、特殊构筑物以及受有高温、高压或强烈侵蚀作用的结构等)尚应符合国家现行有关专门规范的规定。

2 术语和符号

本章所用的术语和符号是参照我国现行国家标准《工程结构设计基本术语和通用符号》GBJ 132 和《建筑结构设计术语和符号标准》GB/T 50083 的规定编写的,并根据需要增加了一些内容。

2.1 术 语

本规范给出了 32 个有关钢结构设计方面的专用术语,并从钢结构设计的角度赋予其特定的涵义,但不一定是其严密的定义。所给出的英文译名是参考国外某些标准拟定的,亦不一定是国际上的标准术语。

2.2 符 号

本规范给出了 151 个常用符号并分别作出了定义,这些符号都是本规范各章节中所引用的。

2.2.1 本条所用符号均为作用和作用效应的设计值,当用于标准值时,应加下标 k ,如 Q_k 表示重力荷载的标准值。

3 基本设计规定

3.1 设计原则

3.1.1 GBJ 17-88 规范采用以概率理论为基础的极限状态设计法,其中设计的目标安全度是按可靠指标校准值的平均值上下浮动 0.25 进行总体控制的(有关设计理论参见全国钢委编《钢结构研究论文报告选集》第二册,李继华、夏正中:钢结构可靠度和概率极限状态设计)。

遵照《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068,本规范继续沿用以概率理论为基础的极限状态设计方法并以应力形式表达的分项系数设计表达式进行设计计算,但设计目标安全度指标不再允许下浮 0.25,即设计各种基本构件的目标安全度指标不得低于校准值的平均值。根据《建筑结构荷载规范》GB 50009 的修订内容以及现有的可统计资料所做的分析,本规范所涉及的钢结构基本构件的设计目标安全度总体上符合 GB 50068 要求(详见《土木工程学报》2003 第 4 期,戴国欣等:结构设计荷载组合取值变化及其影响分析)。

关于钢结构连接,试验和理论分析表明,GBJ 17-88 采用的转化换算处理方式是合理可行的(参见《建筑结构学报》1993 年第 6 期,戴国欣等:钢结构角焊缝的极限强度及抗力分项系数;《工业建筑》1997 年第 6 期,曾波等:高强度螺栓连接的可靠性评估)。本规范钢结构连接的计算规定满足概率极限状态设计法的要求。

关于钢结构的疲劳计算,由于疲劳极限状态的概念还不够确切,对各种有关因素研究不够,只能沿用过去传统的容许应力设计法,即将过去以应力比概念为基础的疲劳设计改为以应力幅为准的疲劳强度设计。

3.1.2 承载能力极限状态可理解为结构或构件发挥允许的最大承载功能的状态。结构或构件由于塑性变形而使其几何形状发生显著改变,虽未到达最大承载能力,但已彻底不能使用,也属于达到这种极限状态。

正常使用极限状态可理解为结构或构件达到使用功能上允许的某个限值的状态。例如,某些结构必须控制变形、裂缝才能满足使用要求,因为过大的变形会造成房屋内部粉刷层剥落,填充墙和隔断墙开裂,以及屋面积水等后果,过大的裂缝会影响结构的耐久性,同时过大的变形或裂缝也会使人们在心理上产生不安全感。

3.1.3 建筑结构安全等级的划分,按《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的规定应符合表 1 的要求。

表 1 建筑结构的安全等级

安全等级	破坏后果	建筑物类型
一级	很严重	重要的房屋
二级	严重	一般的房屋
三级	不严重	次要的房屋

注:1 对特殊的建筑物,其安全等级应根据具体情况另行确定。

2 对抗震建筑结构,其安全等级应符合国家现行有关规范的规定。

对一般工业与民用建筑钢结构,按我国已建成的房屋,用概率设计方法分析的结果,安全等级多为二级,但对跨度等于或大于 60m 的大跨度结构(如大会堂、体育馆和飞机库等的屋盖主要承重结构)的安全等级宜取为一级。

3.1.4 荷载效应的组合原则是根据《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的规定,结合钢结构的特点提出来的。对荷载效应的偶然组合,统一标准只作出原则性的规定,具体的设计表达式及各种系数应符合专门规范的有关规定。对于正常使用极限状态,钢结构一般只考虑荷载效应的标准组合,当有可靠依据和实践经验时,亦可考虑荷载效应的频遇组合。对钢与混凝土组合梁,因需

考虑混凝土在长期荷载作用下的蠕变影响,故除应考虑荷载效应的标准组合外,尚应考虑准永久组合(相当于原标准 GBJ 68-84 的长期效应组合)。

3.1.5 根据《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068,结构或构件的变形属于正常使用极限状态,应采用荷载标准值进行计算;而强度、疲劳和稳定属于承载能力极限状态,在设计表达式中均考虑了荷载分项系数,采用荷载设计值(荷载标准值乘以荷载分项系数)进行计算,但其中疲劳的极限状态设计目前还处在研究阶段,所以仍沿用原规范 GBJ 17-88 按弹性状态计算的容许应力幅的设计方法,采用荷载标准值进行计算。钢结构的连接强度虽然统计数据有限,尚无法按可靠度进行分析,但已将其容许应力用校准的方法转化为以概率理论为基础的极限状态设计表达式(包括各种抗力分项系数),故采用荷载设计值进行计算。

3.1.6 结构或构件的位移(变形)属于静力计算的范畴,故不应乘动力系数;而疲劳计算中采用的计算数据多半是根据实测应力或通过疲劳试验所得,已包含了荷载的动力影响,故亦不再乘动力系数。因为动力影响和动力系数是两个不同的概念。

在吊车梁的疲劳计算中只考虑跨间内起重量最大的一台吊车的作用,是因为根据大量的实测资料统计,实际运行中吊车梁的最大等效应力幅常低于设计中按起重量最大的一台吊车满载和处于最不利位置时算得的最大计算应力幅。

将吊车梁及吊车桁架的挠度计算由过去习惯上考虑两台吊车改为明确规定按起重量最大的一台吊车进行计算的原则符合正常使用的概念,并和国外大多数国家相同,亦满足了跨间内只有一台吊车的情况。

3.2 荷载和荷载效应计算

3.2.1 结构重要性系数 γ_0 应按结构构件的安全等级、设计工作寿命并考虑工程经验确定。对设计工作寿命为 25 年的结构构件,

大体上属于替换性构件,其可靠度可适当降低,重要性系数可按经验取为 0.95。

在现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 中,将屋面均布活荷载标准值规定为 0.5kN/m^2 ,并注明“对不同结构可按有关设计规范将标准值作 0.2kN/m^2 的增减”。本规范参考美国荷载规范 ASCE 7-95 的规定,对支承轻屋面的构件或结构,当受荷的水平投影面积超过 60m^2 时,屋面均布活荷载标准值取为 0.3kN/m^2 。这个取值仅适用于只有一个可变荷载的情况,当有两个及以上可变荷载考虑荷载组合值系数参与组合时(如尚有灰荷载),屋面活荷载仍应取 0.5kN/m^2 ,否则,将比原规范降低安全度(因为原荷载规范规定无风组合时不考虑荷载组合值系数)。

3.2.2 本条对原规范中关于吊车横向水平荷载的增大系数 α 进行了修改(详见“重级工作制吊车横向水平力计算的建议”赵熙元,《钢结构》1992 年第 2 期)。该系数源出于前苏联《冶金工厂重级工作制厂房钢结构设计技术条件》TY-104-53。但在 1972 年及以后的前苏联钢结构设计规范中已不再使用 α 系数,而在建筑法规《荷载及其作用》СНИП II-6-74 中,对重级工作制吊车的侧向力,不论计算吊车梁或连接均统一规定为 $T_H \approx 0.1P_H$ (P_H 为吊车最大轮压的标准值),并认为 T_H 的作用方向是可逆的,且不与小车的制动力同时考虑。这种将吊车的横向水平力(俗称卡轨力,下同)与吊车轮压成正比的表达方式和德国的研究成果是一致的,理论上亦比较合理,日本 1998 年规范也是这样考虑的。因为卡轨力与吊车主动轮的牵引力成正比,而牵引力又与轮压成正比。原规范的表达方式似乎卡轨力仅与小车的制动力有关,这在概念上是有问题的,因为制动力是由小车制动而产生,卡轨力则在大车运行时发生,两者的起因截然不同。另外,对没有小车的特殊吊车(如桥式螺旋式卸车机),按原规范就算不出卡轨力,显然很不合理。

要精确计算卡轨力是十分困难的,世界各国所采用的计算方法都是半经验半理论性的。目前,欧、美及日本各国在计算卡轨力

时都不区分构件和连接。这次修订时,亦采用统一的卡轨力值。

本条在计算卡轨力时采用了 $H_k = \alpha P_{k,max}$ 的表达式,其中 α 系数的取值是针对我国有代表性的 9 种重级工作制吊车,采用不同的计算方法(包括我国原规范、前苏联和美国的方法)算出的卡轨力,经过对比分析而得出来的。用本规范的公式(3.2.2)算出的卡轨力除 A8 级吊车是接近于按原规范计算构件的力以外,其余吊车均接近于按原规范计算连接时的力,而与美国的计算结果相近。亦即 A6 和 A7 级吊车按本规范算得的卡轨力约为原规范计算构件时卡轨力的 2 倍。从调查研究可知,过去设计的吊车梁在上翼缘附近的损伤仍然较多,因此加大卡轨力看来是合适的。根据试设计的结果,由此而带来的吊车梁钢材消耗量的增值一般约为 5%。

本条的“注”中,提出了在一般情况下本规范所指的重级、中级及轻级工作制的含义。《起重机设计规范》GB/T 3811 规定吊车工作级别为 A1~A8 级,它是按利用等级(设计寿命期内总的工作循环次数)和载荷谱系数综合划分的。为便于计算,本规范所指的工作制与现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 中的载荷状态相同,即轻级工作制(轻级载荷状态)吊车相当于 A1~A3 级,中级工作制相当于 A4、A5 级,重级工作制相当于 A6~A8 级,其中 A8 为特重级。这样区分在一般情况下是可以的,但并没有全面反映工作制的含义,因为吊车工作制与其利用等级关系很大。故设计人员在按工艺专业提供的吊车级别来确定吊车的工作制时尚应根据吊车的具体操作情况及实践经验来考虑,不要死套本条“注”的说明,必要时可作适当调整。例如,轧钢车间主电室的吊车是检修吊车,过去一直按轻级工作制设计,按载荷状态很可能用 A4 级吊车,便属于中级工作制。若按中级工作制吊车来设计厂房结构,显然不合理,此时可仍将其定义为轻级工作制。

3.2.3 本条规定的屋盖结构悬挂吊车和电动葫芦在每一跨间每条运行线路上考虑的台数,是按设计单位的使用经验确定的。

3.2.7 梁柱连接一般采用刚性连接和铰接连接。半刚性连接的

弯矩-转角关系较为复杂,它随连接形式、构造细节的不同而异。进行结构设计时,这种连接形式的实验数据或设计资料必须足以提供较为准确的弯矩-转角关系。

3.2.8 本条对框架结构的内力分析方法作出了具体规定,即所有框架结构(不论有无支撑结构)均可采用一阶弹性分析法计算框架

杆件的内力,但对于 $\frac{\sum N \cdot \Delta \mu}{\sum H \cdot h} > 0.1$ 的框架结构则推荐采用二阶弹性分析法确定杆件内力,以提高计算的精确度。当采用二阶弹性分析时,为配合计算的精度,不论是精确计算或近似计算,亦不论有无支撑结构,均应考虑结构和构件的各种缺陷(如柱子的初倾斜、初偏心和残余应力等)对内力的影响。其影响程度可通过在框架每层柱的柱顶作用有附加的假想水平力(概念荷载) H_{ni} 来综合体现,见图 1。

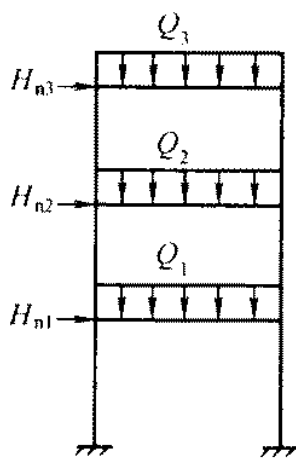


图 1 假想水平力 H_{ni}

研究表明,框架层数越多,构件缺陷的影响越小,且每层柱数的影响亦不大。通过与国外规范的分析比较,并考虑钢材强度的影响,本规范提出了 H_{ni} 值的计算公式(3.2.8-1)。

至于柱子的计算长度则应根据不同类型的框架和内力分析方法,以及支撑结构的抗侧移刚度按本规范第 5.3.3 条的规定计算确定。

本条对无支撑纯框架在考虑侧移对内力的影响采用二阶弹性分析时,提出了框架杆件端弯矩 M_{\parallel} 的近似计算方法。

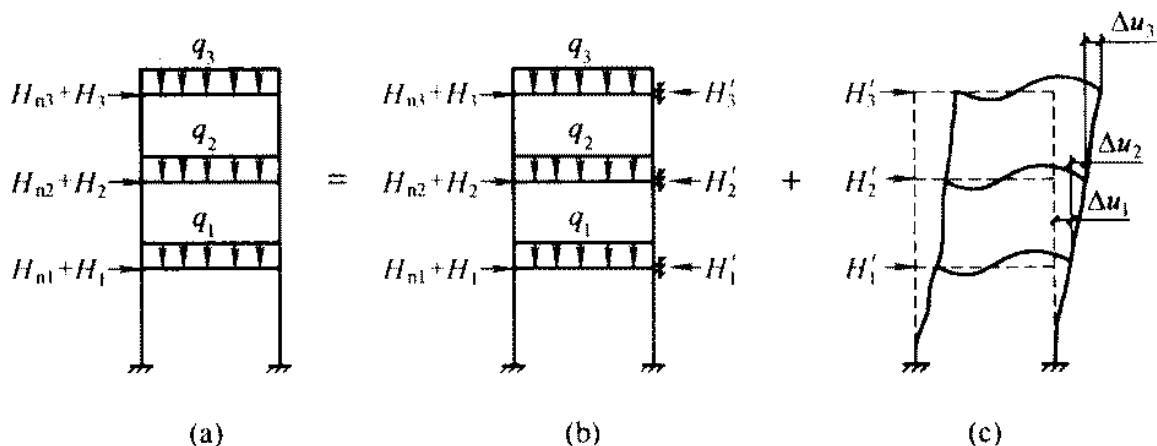


图2 无支撑纯框架的一阶弹性分析

当采用一阶分析时(图2),框架杆件端弯矩 M_i 为:

$$M_i = M_{ib} + M_{is}$$

当采用二阶近似分析时,杆端弯矩 M_{\parallel} 为:

$$M_{\parallel} = M_{ib} + \alpha_{2i} M_{is}$$

式中 M_{ib} 假定框架无侧移时(图2b)按一阶弹性分析求得的各杆件端弯矩;

M_{is} 一框架各节点侧移时(图2c)按一阶弹性分析求得的杆件端弯矩;

α_{2i} 考虑二阶效应第 i 层杆件的侧移弯矩增大系数,

$$\alpha_{2i} = \frac{1}{1 - \frac{\sum N \cdot \Delta u}{\sum H \cdot h}}$$

其中 $\sum H$ 系指产生层间侧移 Δu 的所计算楼层及以上各层的水平荷载之和,不包括支座位移和温度的作用。

上述二阶弹性分析的近似算法与国外的规定基本相同。经西安建筑科技大学陈绍蕃教授提出,湖南大学舒兴平教授以单跨1~3层无支撑纯框架为例,用二阶弹性分析精确法进行验证,结

果表明:

1 此近似法不仅可用于二阶弯矩的计算,还可用于二阶轴力及剪力的计算。

2 在式(3.2.8-3)中,当 $\frac{\sum N \cdot \Delta u}{\sum H \cdot h} \leq 0.25$ 时,该近似法精确度较高,弯矩的误差不大于 7%;而当 $\frac{\sum N \cdot \Delta u}{\sum H \cdot h} > 0.25$ (即 $\alpha_{2i} > 1.33$) 时,误差较大,应增加框架结构的侧向刚度,使 $\alpha_{2i} \leq 1.33$ 。

另外,当 $\frac{\sum N \cdot \Delta u}{\sum H \cdot h} \leq 0.1$ 时,说明框架结构的抗侧移刚度较大,可忽略侧移对内力分析的影响,故可采用一阶分析法来计算框架内力,当然也就不再考虑假想水平力 H_m ,为判别时计算方便,式中 Δu 可用层间侧移容许值 $[\Delta u]$ 来代替。

3.3 材料选用

3.3.1 本条着重提出了防止脆性破坏的问题,这对钢结构来说是十分重要的,过去在这方面不够明确。脆性破坏与结构形式、环境温度、应力特征、钢材厚度以及钢材性能等因素有密切关系。

为扩大高强度结构钢在建筑工程中的应用,本条增列了在九江长江大桥中已成功使用的 Q420 钢(15MnVN)。《高层建筑结构用钢板》YB 4104 是最近为高层建筑或其他重要建(构)筑物用钢板制定的行业标准,其性能与日本《建筑结构用钢材》JIS G3136-1994 相近,而且质量上还有所改进。

3.3.2 本条关于钢材选用中的温度界限与原规范相同,考虑了钢材的抗脆断性能,是我国实践经验的总结。虽然连铸钢材没有沸腾钢,考虑到目前还有少量模铸,且现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 中仍有沸腾钢,故本规范仍保留 Q235·F 的应用范围。因沸腾钢脱氧不充分,含氧量较高,内部组织不够致密,硫、磷的偏析大,氮是以固溶氮的形式存在,故冲击韧性较低,冷脆性和时效倾向亦大。因此,需对其使用范围加以限制。由于沸腾钢在低温

时和动力荷载作用下容易发生脆断,故本条根据我国多年的实践经验,规定了不能采用沸腾钢的具体界限。

本条用“需要验算疲劳”的结构以及“直接承受动力荷载或振动荷载”的结构来代替原规范中的“吊车梁及类似结构”显得更合理,涵盖面更广,不单指工业厂房。何况,在材料选用方面以是否“需要验算疲劳”来界定结构的工作状态,更符合实际情况。

在 1 款 2) 项中增加了“承受静力荷载的受弯和受拉的重要承重结构”,理由如下:

1 脆断主要发生在受拉区,且危险性较大;

2 与国外规范比较协调,如前苏联 1981 年的钢结构设计规范的钢材选用表中,将受静力荷载的受拉和受弯焊接结构列入第 2 组,在环境温度 $T \geq -40^{\circ}\text{C}$ 的条件下,均采用镇静钢或半镇静钢,而不用沸腾钢。

为考虑经济条件,这次修订时仅限于对重要的受拉或受弯的焊接结构要求提高钢材质量。所谓“重要结构”系指损坏后果严重的重要性较大的结构构件,如桁架结构、框架横梁、楼屋盖主梁以及其他受力较大、拉应力较高的类似结构。

关于工作温度即室外工作温度的定义,原规范定义为“冬季计算温度”(即冬季空气调节室外计算温度),从理论上说这是欠妥的,因为空气调节计算温度是为空调采暖用的计算温度,是受经济政策决定的,也就是人为的;而结构的工作温度应该是客观存在的,由自然条件决定的,两者不能混淆。国外规范对结构的工作温度亦未看到用空调计算温度,如前苏联是“最冷 5 天的平均温度”,Eurocode 3 和美国有关资料上都使用“最低工作温度”(但定义不详)。为与“空调计算温度”在数值上差别不太大,建议采用《采暖通风与空气调节设计规范》GBJ 19—87(2001 年版)中所列的“最低日平均温度”。

3.3.3 本条规定了承重结构的钢材应具有力学性能和化学成分等合格保证的项目,分述如下:

1 抗拉强度。钢材的抗拉强度是衡量钢材抵抗拉断的性能指标,它不仅是一般强度的指标,而且直接反映钢材内部组织的优劣,并与疲劳强度有着比较密切的关系。

2 伸长率。钢材的伸长率是衡量钢材塑性性能的指标。钢材的塑性是在外力作用下产生永久变形时抵抗断裂的能力。因此,承重结构用的钢材,不论在静力荷载或动力荷载作用下,以及在加工制作过程中,除了应具有较高的强度外,尚应要求具有足够的伸长率。

3 屈服强度(或屈服点)。钢材的屈服强度(或屈服点)是衡量结构的承载能力和确定强度设计值的重要指标。碳素结构钢和低合金结构钢在受力到达屈服强度(或屈服点)以后,应变急剧增长,从而使结构的变形迅速增加以致不能继续使用。所以钢结构的强度设计值一般都是以钢材屈服强度(或屈服点)为依据而确定的。对于一般非承重或由构造决定的构件,只要保证钢材的抗拉强度和伸长率即能满足要求;对于承重的结构则必须具有钢材的抗拉强度、伸长率、屈服强度(或屈服点)三项合格的保证。

4 冷弯试验。钢材的冷弯试验是塑性指标之一,同时也是衡量钢材质量的一个综合性指标。通过冷弯试验,可以检验钢材颗粒组织、结晶情况和非金属夹杂物分布等缺陷,在一定程度上也是鉴定焊接性能的一个指标。结构在制作、安装过程中要进行冷加工,尤其是焊接结构焊后变形的调直等工序,都需要钢材有较好的冷弯性能。而非焊接的重要结构(如吊车梁、吊车桁架、有振动设备或有大吨位吊车厂房的屋架、托架,大跨度重型桁架等)以及需要弯曲成型的构件等,亦都要求具有冷弯试验合格的保证。

5 硫、磷含量。硫、磷都是建筑钢材中的主要杂质,对钢材的力学性能和焊接接头的裂纹敏感性都有较大影响。硫能生成易于熔化的硫化铁,当热加工或焊接的温度达到 $800\sim 1200^{\circ}\text{C}$ 时,可能出现裂纹,称为热脆;硫化铁又能形成夹杂物,不仅促使钢材起层,

还会引起应力集中,降低钢材的塑性和冲击韧性。硫又是钢中偏析最严重的杂质之一,偏析程度越大越不利。磷是以固溶体的形式溶解于铁素体中,这种固溶体很脆,加以磷的偏析比硫更严重,形成的富磷区促使钢变脆(冷脆),降低钢的塑性、韧性及可焊性。因此,所有承重结构对硫、磷的含量均应有合格保证。

6 碳含量。在焊接结构中,建筑钢的焊接性能主要取决于碳含量,碳的合适含量宜控制在 $0.12\% \sim 0.2\%$ 之间,超出该范围的幅度愈多,焊接性能变差的程度愈大。因此,对焊接承重结构尚应具有碳含量的合格保证。

近来,一些建设单位希望在焊接结构中用 Q235-A 代替 Q235-B,这显然是不合适的。国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 及其第 1 号修改通知单(自 1992 年 10 月 1 日起实行)都明确规定 A 级钢的碳含量不作为交货条件,但应在熔炼分析中注明。从法规意义上讲,不作为交货条件就是不保证,即使在熔炼分析中的碳含量符合规定要求,亦只能被认为仅供参考,可能离散性较大焊接质量就不稳定。也就是说若将 Q235-A·F 钢用于重要的焊接结构上发生事故后,钢材生产厂在法律上是不负任何责任的,因为在交货单上明确规定碳含量是不作为交货条件的。现在世界各国钢材质量普遍提高,日本最近专门制定了建筑钢材的系列(SN 钢)。为了确保工程质量,促使提高钢材质量,防止建筑市场上以次充好的不正常现象,故建议对焊接结构一定要保证碳含量,即在主要焊接结构中不能使用 Q235-A 级钢。

3.3.4 本条规定了需要验算疲劳的结构的钢材应具有冲击韧性的合格保证。冲击韧性是衡量钢材断裂时所做功的指标,其值随金属组织和结晶状态的改变而急剧变化。钢中的非金属夹杂物、带状组织、脱氧不良等都将给钢材的冲击韧性带来不良影响。冲击韧性是钢材在冲击荷载或多向拉应力下具有可靠性能的保证,可间接反映钢材抵抗低温、应力集中、多向拉应力、加荷速率(冲击)和重复荷载等因素导致脆断的能力。钢结构的脆断破坏问

题已普遍引起注意,按断裂力学的观点应用断裂韧性 K_{Ic} 来表示材料抵抗裂纹失稳扩展的能力。但是,对建筑钢结构来说,要完全用断裂力学的方法来分析判断脆断问题,目前在具体操作上尚有一定困难,故国际上仍以冲击韧性作为抗脆断能力的主要指标。因此,对需要验算疲劳的结构的钢材,本条规定了应具有在不同试验温度下冲击韧性的合格保证。关于试验温度的划分是在总结我国多年实践经验的基础上,根据结构的不同连接方式(焊接或非焊接),结合我国现行的钢材标准并参考有关的国外规范确定的。

根据上述原则,本条对原规范中钢材冲击韧性的试验温度作了调整,增加了 0°C 冲击韧性的要求,并将 Q345 钢和 Q235 钢取用相同的试验温度,理由如下:

1 关于冲击韧性试验温度的间隔,国外一般为 $10\sim 20^{\circ}\text{C}$,并均有 0°C 左右的冲击性能要求(前苏联除外)。原规范温度间隔偏大,达 $40\sim 60^{\circ}\text{C}$ 。现根据新的钢材标准进行调整,统一取 20°C 。为使钢结构在不同工作温度下具有相应的抗脆断性能,增加了在 $0^{\circ}\text{C}\geq T > -20^{\circ}\text{C}$ 时对钢材冲击韧性的要求。

2 原规范依据的钢材标准与本规范不同。不同钢材标准对钢材冲击韧性的要求见表 2。

表 2 不同钢材标准对冲击韧性的要求

钢号	试验温度	钢材标准	
		原规范	本规范
		GB 700--79 GB 1591--79	GB/T 700--88 GB/T 1591-94
3号钢 (Q235 钢)	+20℃	$\alpha_{ku} \geq 7\sim 10\text{kg}\cdot\text{m}/\text{cm}^2$, 相当于 A_{kv} $= 31\sim 44\text{J}$	$A_{kv} \geq 27\text{J}$
	0℃	—	$A_{kv} \geq 27\text{J}$
	-20℃	$\alpha_{ku} \geq 3\text{kg}\cdot\text{m}/\text{cm}^2$, 相当于 $A_{kv} = 13\text{J}$	$A_{kv} \geq 27\text{J}$

续表 2

钢号	试验温度	钢材标准	原规范	本规范
			GB 700—79 GB 1591—79	GB/T 700—88 GB/T 1591—94
16Mn 钢 (Q345 钢) 15MnV 钢 (Q390 钢)	+20℃		$\alpha_{ku} \geq 6 \text{ kg} \cdot \text{m}/\text{cm}^2$, 相当于 $A_{kv} = 26\text{J}$	$A_{kv} \geq 34\text{J}$
	0℃			$A_{kv} \geq 34\text{J}$
	-20℃			$A_{kv} \geq 34\text{J}$
	-40℃		$\alpha_{ku} \geq 3 \text{ kg} \cdot \text{m}/\text{cm}^2$, 相当于 $A_{kv} = 13\text{J}$	$A_{kv} \geq 27\text{J}$

由表 2 可见,对 Q235 钢常温冲击功的要求,旧标准高于新标准 15%~63%,因此,在 $T > -20^\circ\text{C}$ 时若仍按原规范只要求常温冲击,显然降低了对 A_{kv} 的要求,偏于不安全。看来,对 Q235 钢增加 0°C 时对冲击功的要求是合适的。在 $T = -20^\circ\text{C}$ 时新标准的 A_{kv} 值约为旧标准的 1 倍,故当 $T < -20^\circ\text{C}$ 时比原规范更安全。而对 Q345 钢冲击功的要求,新标准普遍高于旧标准,常温时高出约 31%, $T = -40^\circ\text{C}$ 时高出约 100%。对基本上属同一质量等级的钢材来说,试验温度与 A_{kv} 规定值是有一定关系的, A_{kv} 的增大相当于试验温度的降低。根据 GB 1591—79,16Mn 钢的试验温度相差 60°C 时, A_{kv} 的规定值相差约 100%,如 Q345-D 在 -20°C 时的 A_{kv} 规定值为 34J,则在 -40°C 试验时,其 A_{kv} 值估计为 $34\text{J}/1.33 = 25.6\text{J}$,仍大于旧标准的 13J。故一般可不再要求 Q345 钢在 -40°C 的冲击韧性。由此,本规范规定对 Q345 钢的试验温度与 Q235 钢相同。至于 Q390 钢,虽然其冲击功的规定值和 Q345 钢一样普遍提高,但考虑其强度高,接近于前苏联的 C52/40 号钢,塑性稍差,使用经验又少,故仍按原规范不变。而对 Q420 钢,是新钢种,应从严考虑,故与 Q390 钢的试验温度相同。

对其他重要的受拉和受弯焊接构件,由于有焊接残余拉应力存在,往往出现多向拉应力场,尤其是构件的板厚较大时,轧制次数少,钢材中的气孔和夹渣比薄板多,存在较多缺陷,因而有发生脆性破坏的危险。国外对此种构件的钢材,一般均有冲击韧性合格的要求。根据我国钢材标准,焊接构件应至少采用 Q235 的 B 级钢材(因 Q235-A 的含碳量不作为交货条件,这是焊接结构所不容许的)常温冲击韧性自然满足,不必专门提出。所以,我们建议当采用厚度较大的 Q345 钢材制作此种构件时,宜提出具有冲击韧性的合格保证(具体厚度尺寸可参见有关国内外资料,如《美国钢结构设计规范》AISC 1999 和《欧洲钢结构设计规范》EC 3 等)。

至于吊车起重量 $Q \geq 50t$ 的中级工作制吊车梁,则根据已往的经验,仍按原规范的原则,对钢材冲击韧性的要求与需要验算疲劳的焊接构件相同。

关于需要验算疲劳的非焊接结构亦要保证冲击韧性的要求,这是考虑到既受动力荷载,钢材就应该具有相应的冲击韧性,不管是焊接或非焊接结构都是一样的。前苏联 1972 年和 1981 年规范中对这类结构都是要求保证冲击韧性的,美国关于公路桥梁的资料中对焊接或非焊接桥梁结构亦都要求保证冲击韧性的,仅是对冲击值的指标略有差别而已。这类结构对冲击韧性要求的标准略低于焊接结构,这和上述国外规范亦是协调的,只是降低的方式和量级有所不同而已。如美国公路钢桥的资料中对焊接结构的冲击值有所提高,而前苏联的规范则基本上是调整冲击试验时的温度,如前苏联 1981 年规范规定对非焊接结构按提高一个组别(即降低一个等次)的原则来选用钢材。因为我国钢材标准中的冲击值是定值,故建议对需验算疲劳的非焊接结构所用钢材的冲击韧性可提高其试验温度。

3.3.6 在钢结构制造中,由于钢材质量和焊接构造等原因,厚板容易出现层状撕裂,这对沿厚度方向受拉的接头来说是很不利的。

为此,需要采用厚度方向性能钢板。关于如何防止层状撕裂以及确定厚度方向所需的断面收缩率 ψ_z 等问题,可参照原国家机械工业委员会重型机械局企业标准《焊接设计规范》JB/ZZ 5—86 或其他有关标准进行处理。

我国建筑抗震设计规范和建筑钢结构焊接技术规程中均规定厚度大于40mm时应采用厚度方向性能钢板。

3.3.7 上海宝钢集团亦已开发出一种“耐腐蚀的结构用热轧钢板及钢带”,其企业标准号为 Q/BQB 340—94,其耐候性为普通钢的2~8倍。

3.3.8 本条为钢结构的连接材料要求。

1 手工焊接时焊条型号中关于药皮类型的确定,应按结构的受力情况和重要性区别对待,对受动力荷载需要验算疲劳的结构,为减少焊缝金属中的含氢量防止冷裂纹,并使焊缝金属脱硫减小形成热裂纹的倾向,以综合提高焊缝的质量,应采用低氢型碱性焊条;对其他结构可采用普通焊条。

2 自动焊或半自动焊所采用的焊丝和焊剂应符合设计对焊缝金属力学性能的要求。在焊接材料的选用中,过去习惯使用焊剂的牌号(如 HJ 431),现在我国已陆续颁布了焊丝和焊剂的国家标准《熔化焊用钢丝》GB/T 14957、《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110、《碳钢药芯焊丝》GB/T 10045、《低合金钢药芯焊丝》GB/T 17493、《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》GB/T 5293、《低合金钢埋弧焊用焊剂》GB/T 12470 等。因此,应按上述国家标准来选用焊丝和焊剂的型号,国标中焊剂的型号是将所选用的焊剂和焊丝写在一起的组合表示法(国外亦有这种表示方法)。但应注意,在设计文件中书写低合金钢埋弧焊用焊剂的型号时,可省略其中的焊剂渣系代号 X_4 ,写成“FX₁X₂X₃(X)-H_xx_x”,而焊剂的渣系则由施工单位根据 FX₁X₂X₃ 组合并通过焊接工艺评定试验来确定。

3 高强度螺栓。按现行国家标准,大六角头高强度螺栓的规

格为 M12~M30,其性能等级分为 8.8 级和 10.9 级,8.8 级高强度螺栓推荐采用的钢号为 40B 钢、45 号钢和 35 号钢,10.9 级高强度螺栓推荐采用的钢号为 20MnTiB 钢和 35VB 钢;扭剪型高强度螺栓的规格为 M16~M24,其性能等级只有 10.9 级,推荐采用的钢号为 20MnTiB 钢。

4 圆柱头焊钉的性能等级相当于碳素钢的 Q235 钢,屈服强度 $f_y=240\text{N/mm}^2$ 。

3.4 设计指标

3.4.1 本条对原规范规定的设计指标作了局部补充和修正,其原因是:

1 钢材的抗力分项系数 γ_R 有所调整。制定 GBJ 17—88 规范时,曾根据对 TJ 17—74 规范的校准 β 值和荷载分项系数用优化方法求得钢构件的抗力分项系数。此次对各牌号钢材的抗力分项系数 γ_R 值作出如下调整:对 Q235 钢,取 $\gamma_R=1.087$,与 GBJ 17—88 规范相同;对 Q345 钢、Q390 钢、Q420 钢,统一取 $\gamma_R=1.111$ 。这是由于当前的 Q345 钢(包括原标准中厚度较大的 16Mn 钢)、Q390 钢和 Q420 钢的力学性能指标仍然处于统计资料不够充分的状况,此次修订时将原 GBJ 17—88 规范中 16Mn 钢的 γ_R 值由 1.087 改为 1.111。

2 钢材和连接材料的国家标准已经更新。其中影响较大的变动是:现行钢材标准中按屈服强度不同的厚度分组已经改变,镇静钢的屈服强度已不再高于沸腾钢,其取值相同而各钢号的抗拉强度最小值 f_u 与厚度无关(旧标准的 f_u 按不同厚度取值),普通螺栓已有国家标准,其常用钢号为 4.6 级和 4.8 级(C 级)和 5.6 级与 8.8 级(A、B 级),不再用 3 号钢制作普通螺栓等等。

本规范中表 3.4.1-1~表 3.4.1-5 的各项强度设计值是根据表 3 的换算关系并取 5 的整倍数而得。现将改变的主要内容介绍如下:

表 3 强度设计值的换算关系

材料和连接种类		应力种类	换算关系	
钢材	抗拉、抗压和抗弯	Q235 钢	$f = f_y / \gamma_R = \frac{f_y}{1.087}$	
		Q345 钢、Q390 钢、Q420 钢	$f = f_y / \gamma_R = \frac{f_y}{1.111}$	
	抗 剪		$f_v = f / \sqrt{3}$	
	端面承压 (刨平顶紧)	Q235 钢	$f_{cc} = f_u / 1.15$	
		Q345 钢、Q390 钢、Q420 钢	$f_{cc} = f_u / 1.175$	
焊 缝	对接焊缝	抗 压		$f_c^w = f$
		抗拉	焊缝质量为一级、二级	$f_t^w = f$
			焊缝质量为三级	$f_c^w = 0.85 f$
		抗 剪		$f_v^w = f_v$
	角焊缝	抗拉、抗压和抗剪	Q235 钢	$f_t^w = 0.38 f_u^w$
			Q345 钢、Q390 钢、Q420 钢	$f_t^w = 0.41 f_u^w$
铆 钉 连 接	抗剪	I 类孔	$f_v^r = 0.55 f_u^r$	
		II 类孔	$f_v^r = 0.46 f_u^r$	
	承压	I 类孔	$f_c^r = 1.20 f_u$	
		II 类孔	$f_c^r = 0.98 f_u$	
	拉 脱		$f_t^r = 0.36 f_u^r$	

续表 3

材料和连接种类	应力种类		换算关系	
螺栓连接	普通螺栓	C级螺栓	抗拉	$f_t^b = 0.42 f_u^b$
			抗剪	$f_v^b = 0.35 f_u^b$
			承压	$f_c^b = 0.82 f_u$
		A级 B级螺栓	抗拉	$f_t^b = 0.42 f_u^b$ (5.6级) $f_t^b = 0.50 f_u^b$ (8.8级)
			抗剪	$f_v^b = 0.38 f_u^b$ (5.6级) $f_v^b = 0.40 f_u^b$ (8.8级)
			承压	$f_c^b = 1.08 f_u$
	承压型高强度螺栓	抗拉	$f_t^b = 0.48 f_u^b$	
		抗剪	$f_v^b = 0.30 f_u^b$	
		承压	$f_c^b = 1.26 f_u$	
	锚栓	抗拉	$f_t^a = 0.38 f_u^b$	
钢铸件	抗拉、抗压和抗弯		$f = 0.78 f_y$	
	抗剪		$f_v = f / \sqrt{3}$	
	端面承压(刨平顶紧)		$f_{ce} = 0.65 f_u$	

注:1 f_y 为钢材或钢铸件的屈服点; f_u 为钢材或钢铸件的最小抗拉强度; f_u^b 为铆钉钢的抗拉强度; f_u^b 为螺栓的抗拉强度(对普通螺栓为公称抗拉强度,对高强度螺栓为最小抗拉强度); f_u^w 为熔敷金属的抗拉强度。

2 见条文说明 7.2.3 条第 3 款。

1) 将钢材厚度扩大到 100mm, 这是由于厚板使用日益广泛, 同时亦与轴压稳定的 d 曲线相呼应, 因 d 曲线用于 $t \geq 40\text{mm}$ 的构

件。但是厚板力学性能的统计资料尚不充分,在工程中使用时应注意厚板力学性能的复验。

2)焊缝强度设计值中,取消对接焊缝的“抗弯”强度设计值,这是因为抗弯中的受压部分属“抗压”,受拉部分按“抗拉”强度设计值取用。另外,E50型焊条熔敷金属的 $f_w^m=490\text{N/mm}^2$ 已正好等于Q390钢的最小 f_u 值。按理Q390钢可用E50型焊条,但基于熔敷金属强度要略高于基本金属的原则,故规定Q390钢仍采用E55型焊条。Q420钢的 $f_u=520\text{N/mm}^2$,用E55型焊条正合适。

表3.4.1-3注2是因为现行国家标准《钢焊缝手工超声波探伤方法和探伤结果分级》GB 11345-89仅适用于厚度不小于8mm的钢材,施工单位亦认为厚度小于8mm的钢材,其对接焊缝用超声波检验的结果不大可靠。此时应采用X射线探伤,否则, $t<8\text{mm}$ 钢材的对接焊缝其强度设计值只能按三级焊缝采用。

3)普通螺栓由于钢号改变,C级螺栓的 f_u 由 370N/mm^2 改为 400N/mm^2 ,其抗剪和抗拉强度设计值是参照前苏联1981年规范确定的。C级螺栓的抗剪和承压强度设计值系指两个及以上螺栓的平均强度而言;当仅有一个螺栓时,其强度设计值可提高10%。A级与B级螺栓的等级(5.6级与8.8级)及其抗剪和抗拉强度设计值(一个或多个螺栓)亦是参照前苏联1981年规范取用的。

表3.4.1-4注1是为了提醒使用人员注意,根据现行国家标准GB/T 5782-2000将A级和B级螺栓的适用范围补上的。

4)增加了承压型连接高强度螺栓的抗拉强度设计值,其取值方法与普通螺栓相同。

5)铆钉连接在现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205中已无有关条文。鉴于在旧结构的修复工程中或有特殊需要处仍有可能遇到铆钉连接,故本规范予以保留。原规范(GBJ 17-88)在确定铆钉连接的承压强度 f_c^m 时,认为只与构件钢材强度有关,取 $f_c^m=1.20f_u$ (I类孔)或 $0.98f_u$ (II类孔)为了避免

钉杆先于孔壁破坏,故承压强度只列出构件为 3 号钢和 16Mn 钢的值。考虑到现行钢材标准中 Q345 钢的 $f_u = 470\text{N/mm}^2$, Q390 钢的 $f_u = 490\text{N/mm}^2$, 按此计算 Q390 钢 I 类孔的 $f_c^t = 590\text{N/mm}^2$, 还小于原规范中 16Mn 钢 ($t \leq 16\text{mm}$) 的 $f_c^t = 610\text{N/mm}^2$, 故这次将 Q390 钢增加列入。

另外,表 3.4.1-5 中的数值是根据 BL2 铆钉 ($f_u^t = 335\text{N/mm}^2$) 算得的, BL3 铆钉 ($f_u^t = 370\text{N/mm}^2$) 虽然强度较高,但塑性较差,在工程中亦不常用,为安全计,将其强度设计值取与 BL2 铆钉相同。

有关铆钉孔的分类,因无新的规定,仍按原规范不变。

其中碳钢铸件的强度设计值,由于资料不足,近来亦未见新的科研成果,故仍按原规范不变。所引国家标准 GB/T 11352—89 中虽还有 ZG 340—640 的牌号,但因其塑性太差 ($\delta_5 = 10\%$),冲击功亦低 ($A_{kv} = 10\text{J}$),故未列入。

3.4.2 第 3.4.1 条所规定的强度设计值是结构处于正常工作情况下求得的,对一些工作情况处于不利的结构构件或连接,其强度设计值应乘以相应的折减系数,兹说明如下:

1 单面连接的受压单角钢稳定性。实际上,单面连接的受压单角钢是双向压弯的构件。为计算简便起见,习惯上将其作为轴心受压构件来计算,并用折减系数以考虑双向压弯的影响。

近年来,根据开口薄壁杆件几何非线性理论,应用有限单元法,并考虑残余应力、初弯曲等初始缺陷的影响,对单面连接的单角钢进行弹塑性阶段的稳定分析。这一理论分析方法得到了一系列实验结果的验证,证明具有足够的精确性。根据这一方法,可以得到本规范条文中规定的折减系数,即:

等边单角钢: $0.6 + 0.0015\lambda$, 但不大于 1.0;

短边相连的不等边角钢: $0.5 + 0.0025\lambda$, 但不大于 1.0;

长边相连的不等边角钢: 0.70。

按上述规定的计算结果与理论值相比较见表 4。

表 4 单面连接单角钢压杆强度设计值折减系数与理论值的比较

等边角钢	$\lambda = \left(\frac{0.9l}{i_{\min}} \right)$	22	62	96	119	145	176	222
	按双向压弯理论, $\frac{N_{\text{理论}}}{Af_y}$	0.584	0.520	0.408	0.334	0.260	0.200	0.140
	按本规范公式, $\frac{N_{\text{本规范}}}{Af_y}$	0.610	0.552	0.432	0.344	0.267	0.202	0.144
	$\frac{N_{\text{本规范}}}{N_{\text{理论}}}$	1.045	1.062	1.059	1.030	1.027	1.010	1.029
短边相连的不等边角钢	$\lambda = \left(\frac{0.9l}{i_{\min}} \right)$	23.4	66	103	126	153	187	237
	按双向压弯理论, $\frac{N_{\text{理论}}}{Af_y}$	0.437	0.432	0.408	0.396	0.372	0.260	0.173
	按本规范公式, $\frac{N_{\text{本规范}}}{Af_y}$	0.527	0.445	0.340	0.290	0.239	0.191	0.131
	$\frac{N_{\text{本规范}}}{N_{\text{理论}}}$	1.206	1.030	0.833	0.732	0.643	0.735	0.757
长边相连的不等边角钢	$\lambda = \left(\frac{0.9l}{i_{\min}} \right)$	12	47	66	103	126	153	237
	按双向压弯理论, $\frac{N_{\text{理论}}}{Af_y}$	0.752	0.580	0.460	0.312	0.252	0.198	0.090
	按本规范公式, $\frac{N_{\text{本规范}}}{Af_y}$	0.691	0.556	0.468	0.314	0.249	0.190	0.092
	$\frac{N_{\text{本规范}}}{N_{\text{理论}}}$	0.92	0.96	1.02	1.01	0.99	0.96	1.02

(有关单面连接的受压单角钢研究参见沈祖炎写的“单角钢压杆的稳定计算”,载于《同济大学学报》,1982年3月)。

2 无垫板的单面施焊对接焊缝。一般对接焊缝都要求两面施焊或单面施焊后再补焊根。若受条件限制只能单面施焊,则应将坡口处留足间隙并加垫板(对钢管的环形对接焊缝则加垫环)才容易保证焊满焊件的全厚度。当单面施焊不加垫板时,焊缝将不能保证焊满,其强度设计值应乘以折减系数 0.85。

3 施工条件较差的高空安装焊缝和铆钉连接。当安装的连接部位离开地面或楼面较高,而施工时又没有临时的平台或吊框设施等,施工条件较差,焊缝和铆钉连接的质量难以保证,故其强度设计值需乘以折减系数 0.90。

4 沉头和半沉头铆钉连接。沉头和半沉头铆钉与半圆头铆

钉相比,其承载力较低,特别是其抵抗拉脱时的承载力较低,因而其强度设计值要乘以折减系数 0.80。

3.5 结构或构件变形的规定

3.5.1 钢结构的正常使用极限状态主要指影响正常使用或外观的变形和影响正常使用的振动。所谓正常使用系指设备的正常运行、装饰物与非结构构件不受损坏以及人的舒适感等。本条主要针对结构和构件变形的限值作出了相应的规定。一般结构在动力影响下发生的振动可以通过限制变形或杆件的长细比来控制;对有特殊要求者(如高层建筑或支承振动设备的结构等)应按专门规程进行设计。

附录 A 中所列的变形容许值是在原规范 GBJ 17—88 规定的基础上,根据国内的研究成果和国外规范的有关规定加以局部修改和补充而成。所规定的变形限值都是多年来实践经验的总结,是行之有效的。在一般情况下宜遵照执行,但众所周知,影响变形容许值的因素很多,有些很难定量,不像承载力计算那样有较明确的界限。国内外各规范、规程对同类构件变形容许值的规定亦不尽相同。国内亦有少数车间柱子水平侧移的计算值超出原规范的规定值而未影响正常使用者。因此,本条着重提出,当有实践经验或用户有特殊要求(如新的使用情况)时,可根据不影响正常使用和外观的原则进行适当地调整,欧洲钢规对此亦有类似的规定。

对原规范所列变形容许值的主要修改内容:

1 将吊车梁及吊车桁架的挠度容许值由过去习惯上考虑两台吊车改为按结构自重和起重量最大的一台吊车进行计算(详见“工业建筑”1991年第8期“关于钢吊车梁设计中几个问题的探讨”,赵熙元、吴志超)。

通过调查研究和实践证明,若按两台吊车考虑,原规范的规定值大体上是合适的。表 A.1.1 中提出的吊车梁挠度限值是根据不同吊车和不同跨度的吊车梁按一台吊车考虑并与按两台吊车计

算时进行对比分析后换算而得的相应值。其中手动吊车时,因原规范的数值与日本及前苏联的规定(均按一台吊车考虑)相同,故未作改变。

2 在表 A.1.1 中分别列出了由全部荷载标准值产生的挠度(如有起拱应减去拱度)容许值 $[v_T]$ 和由可变荷载标准值产生的挠度容许值 $[v_Q]$,这是因为 $[v_T]$ 主要反映观感而 $[v_Q]$ 则主要反映使用条件。在一般情况下,当 $[v_T]$ 大于 $l/250$ 后将影响观瞻,故在项次 4 的楼(屋)盖梁或桁架和平台梁中分别规定了两种挠度容许值,具体数值是参照 Eurocode 3 1993 确定的。

表 A.1.1 中项次 5 的墙架构件是指围护结构(建筑物各面的围挡物,包括墙板及门窗)的支承构件,不属于围护结构。为避免误解,故特别注明计算时可不考虑《建筑结构荷载规范》GB 50009 中规定的阵风系数,而可按习惯取该处的风载体型系数为 1.0。

3 在框架结构的水平位移容许值中,参考 Eurocode 3 1993 和北美的经验,增加了在风荷载作用下无桥式吊车和有桥式吊车的单层框架(或排架)的柱顶水平位移限值。其中 Eurocode 没有说明荷载情况,为略偏于安全,仍按原规范的精神,统一规定为在风荷载作用下的水平位移限值。

4 控制重级工作制厂房柱在吊车梁顶面处的横向变位(即保证厂房的刚度)是为了保证桥式吊车的正常运行,提高吊车及厂房结构的耐久性,避免外围结构的损坏,使操作人员在吊车运行中不致产生不适应的感觉等因素而确定的。

对原规范规定的重级工作制吊车的吊车梁或吊车桁架制动结构的水平挠度,以及设有重级工作制吊车的厂房柱,在吊车梁或吊车桁架的顶面标高处的计算变形值,国内有些单位认为规定偏严,希望能适当放宽。由于上述内容牵涉面广,试验研究的工作量很大,目前很难准确定量,只能参照前苏联 1981 年钢结构设计规范的修改通知,缩小上述变形的验算范围,即仅限于冶金工厂及类似车间中设有 A7、A8 级吊车的跨间,才需进行上述横向变形的验

算。但对于厂房柱的纵向位移,则凡设有重级工作制吊车(A6~A8级)的厂房均需进行验算。

3.5.2 由于孔洞对整个构件抗弯刚度的影响一般很小,故习惯上均按毛截面计算。

3.5.3 起拱的目的是为了改善外观和符合使用条件,因此起拱的大小应视实际需要而定,不能硬性规定单一的起拱值。例如,大跨度吊车梁的起拱度应与安装吊车轨道时的平直度要求相协调,位于飞机库大门上面的大跨度桁架的起拱度,应与大门顶部的吊挂条件相适应等等。但在一般情况下,起拱度可以用恒载标准值加 $1/2$ 活载标准值所产生的挠度来表示。这是国内外习惯用的,亦是合理的。按照这个数值起拱,在全部荷载作用下构件的挠度将等于 $\frac{1}{2}V_Q$,由可变荷载产生的挠度将围绕水平线在 $\pm\frac{1}{2}V_Q$ 范围内变动。当然,用这个方法计算起拱度往往比较麻烦,有经验的设计人员可以参考某些技术资料用简化方法处理,例如对跨度 $L\geq 15\text{m}$ 的三角形屋架和 $L\geq 24\text{m}$ 的梯形或平行弦桁架,其起拱度可取为 $L/500$ 。

4 受弯构件的计算

4.1.1 计算梁的抗弯强度时,考虑截面部分发展塑性变形,因此在计算公式(4.1.1)中引进了截面部分塑性发展系数 γ_x 和 γ_y 。 γ_x 和 γ_y 的取值原则是:①使截面的塑性发展深度不致过大;②与第5章压弯构件的计算规定表5.2.1相衔接。双轴对称工字形组合截面梁对强轴弯曲时,全截面发展塑性时的截面塑性发展系数 γ_0 与截面的翼缘和腹板面积比 $b_1 t_1 / h_0 t_w$ 及梁高和翼缘厚度比 h / t_1 有关。当面积比为0.5和高厚比为100时, $\gamma_0 = 1.136$,当高厚比为50时, $\gamma_0 = 1.148$;当面积比为1、高厚比为100时, $\gamma_0 = 1.082$,当高厚比为50时, $\gamma_0 = 1.093$ 。现考虑部分发展塑性,取用 $\gamma_x = 1.05$,在面积比为0.5时,截面每侧的塑性发展深度约各为截面高度的11.3%;当面积比为1时,此深度约各为截面高度的22.6%。因此,当考虑截面部分发展塑性时,宜限制面积比 $b_1 t_1 / h_0 t_w < 1$,使截面的塑性发展深度不致过大;同时为了保证翼缘不丧失局部稳定,受压翼缘自由外伸宽度与其厚度之比应不大于 $13 \sqrt{235 / f_y}$ 。

原规范对梁抗弯强度的计算是否考虑截面塑性发展有两项附加规定:一是控制受压翼缘板的宽厚比,以免翼缘板沿纵向屈服后宽厚比太大可能在失去强度之前失去局部稳定,这项是必要的;二是规定直接承受动力荷载只能按弹性设计,这项似乎不够合理。世界上大多数国家的规范,并没有明确区分是否直接受动力荷载。国际标准化组织(ISO)的钢结构设计标准1985年版本对于采用塑性设计作了两条规定:一是塑性设计不能用于出现交变塑性,即相继出现受拉屈服和受压屈服的情况;二是对承受行动荷载的结

构,设计荷载不能超过安定荷载。所谓安定,是指结构不会由于塑性变形的逐渐积累而破坏,也不会因为交替发生受拉屈服和受压屈服使材料产生低周疲劳破坏。对通常承受动力荷载的梁来说,不会出现交变应力。而且荷载达到最大值后卸载,只要以后的荷载不超过最大荷载,梁就会弹性地工作,无塑性变形积累问题,因而总是安定的。直接承受动力荷载的梁也可以考虑塑性发展,但为了可靠,对需要计算疲劳的梁还是以不考虑截面塑性发展为宜。因此现将梁抗弯强度计算不考虑塑性发展的范围由“直接承受动力荷载”缩小为“需要计算疲劳”的梁。

考虑腹板屈曲后强度时,腹板弯曲受压区已部分退出工作,其抗弯强度另有计算方法,故本条注明“考虑腹板屈曲后强度者参见本规范第 4.4.1 条”。

4.1.2 考虑腹板屈曲后强度的梁,其抗剪承载力有较大的提高,不必受公式(4.1.2)的抗剪强度计算控制,故本条也提出“考虑腹板屈曲后强度者参见本规范第 4.4.1 条”。

4.1.3 计算腹板计算高度边缘的局部承压强度时,集中荷载的分布长度 l_z ,参考国内外其他设计标准的规定,将集中荷载未通过轨道传递时改为 $l_z = a + 5h_y$;通过轨道传递时改为 $l_z = a + 5h_y + 2h_R$ 。

4.1.4 验算折算应力的公式(4.1.4-1)是根据能量强度理论保证钢材在复杂受力状态下处于弹性状态的条件。考虑到需验算折算应力的部位只是梁的局部区域,故公式中取 β_1 为大于 1 的系数。当 σ 和 σ_c 同号时,其塑性变形能力低于 σ 和 σ_c 异号时的数值,因此对前者取 $\beta_1 = 1.1$,而对后者取 $\beta_1 = 1.2$ 。

4.2 整体稳定

4.2.1 钢梁整体失去稳定性时,梁将发生较大的侧向弯曲和扭转变形,因此为了提高梁的稳定承载能力,任何钢梁在其端部支承处都应采取构造措施,以防止其端部截面的扭转。当有铺板密铺在梁的受压翼缘上并与其牢固相连、能阻止受压翼缘的侧向位移时,

梁就不会丧失整体稳定,因此也不必计算梁的整体稳定性。

对 H 型钢或等截面工字形简支梁不需验算整体稳定时的最大 l_1/b_1 值,影响因素很多,例如荷载类型及其在截面上的作用点高度、截面各部分的尺寸比例等都将对 l_1/b_1 值有影响,为了便于应用,并力求简单,因此表 4.2.1 中所列数值带有一定的近似性。该表中数值系根据双轴对称等截面工字形简支梁当 $\varphi_b = 2.5$ (相应于 $\varphi'_b = 0.95$) 时导出,认为当 $\varphi_b = 2.5$ 时,梁的截面将由强度条件控制而不是由稳定条件控制。根据工程实际中可能遇到的截面各部分最不利尺寸比值,由附录 B 的有关公式分别导出最大的 l_1/b_1 值。对跨中无侧向支承点的梁,取满跨均布荷载计算;对跨中有侧向支承点的梁,取纯弯曲计算,并将其临界弯矩乘以增大系数 1.2。

4.2.2 对附录 B 中的整体稳定系数 φ_b 和 φ'_b 说明如下:

B.1 H 型钢或等截面工字形简支梁的稳定系数:

梁的整体稳定系数 φ_b 为临界应力与钢材屈服点的比值。影响临界应力的因素极多,主要的因素有:①截面形状及其尺寸比值;②荷载类型及其在截面上的作用点位置;③跨中是否有侧向支承和端部支承的约束情况;④初始变形、加载偏心 and 残余应力等初始缺陷;⑤各截面塑性变形发展情况;⑥钢材性能等。而实际工程中所遇到的情况是多种多样的,规范中不可能全部包括,附录 B 中所列整体稳定系数导自一些典型情况。使用本规范时应按最接近的采用。

本节条文中选用的典型荷载为满跨均布荷载和跨度中点一个集中荷载,分别考虑荷载作用在梁的上翼缘或下翼缘,以及梁端承受不同端弯矩等五种情况。还考虑了跨中无侧向支承和有侧向支承两种支承情况。典型截面形状为双轴对称工字形截面、热轧 H 型钢、加强受压翼缘的单轴对称工字形截面和加强受拉翼缘的单轴对称工字形截面等几种情况。实际梁中存在的初始缺陷将降低梁整体稳定的临界应力,根据数值分析,在弹性阶段时,残余应力影响很小,而初始变形和加载偏心有一定影响,但没有非弹性阶段

显著。由于考虑初始缺陷影响将使弹性阶段整体稳定系数计算更加繁冗,不便应用。因此,在按弹性阶段计算的整体稳定系数 φ_b 中未考虑初始缺陷影响,同时也不考虑实际梁端支承必然存在的或多或少的约束作用,一律按简支端考虑来适当补偿初始缺陷的不利影响。

1 弹性阶段整体稳定系数 φ_b 。根据弹性稳定理论,在最大刚度主平面内受弯的单轴对称截面简支梁的临界弯矩和整体稳定系数(图 3)为:

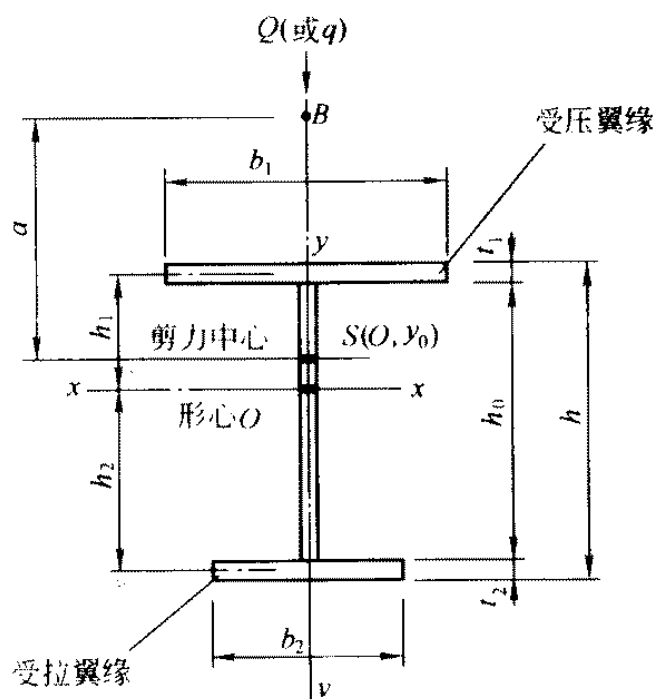


图 3 单轴对称工字形截面

$$M_{cr} = \beta_1 \frac{\pi^2 EI_y}{l^2} \left[\beta_2 a + \beta_3 B_y + \sqrt{(\beta_2 a + \beta_3 B_y)^2 + \frac{I_w}{I_y} \left(1 + \frac{l^2 GJ}{\pi^2 EI_w} \right)} \right] \quad (1)$$

$$\varphi_b = \frac{M_{cr}}{W_x f_y} \quad (2)$$

$$B_y = \frac{1}{2I_x} \int_A y(x^2 + y^2) dA - y_0 \quad (3)$$

式中 EI_y 、 GJ 、 EI_w ——分别为截面的侧向抗弯刚度、自由扭转刚度和翘曲刚度;

$\beta_1, \beta_2, \beta_3$ ——系数,随荷载类型而异,其值见表 5;

y_0 ——剪力中心的纵坐标, $y_0 = -\frac{I_1 h_1 - I_2 h_2}{I_y}$;

I_1, I_2 ——分别为受压翼缘和受拉翼缘对 y 轴的惯性矩;

a ——集中荷载 Q 或均布荷载 q 在截面上的作用点 B 的纵坐标和剪力中心 S 纵坐标的差值。

表 5 不同荷载类型的 $\beta_1, \beta_2, \beta_3$

荷载类型	β_1	β_2	β_3
跨度中点集中荷载	1.35	0.55	0.40
满跨均布荷载	1.13	0.46	0.53
纯弯曲	1.00	0	1.00

公式(1)计算较繁,不便于应用,本条文对此式进行如下简化:

1) 选取纯弯曲时的公式(1)作为基本情况,并作了两点简化假定:

a. 在常用截面尺寸时,截面不对称影响系数公式(3)中的积分项与 y_0 相比,数值不大,因此取用:

$$B_y \approx -y_0 \approx \frac{h}{2} \cdot \frac{I_1 - I_2}{I_y} = \frac{h}{2} (2\alpha_b - 1) = 0.5 \eta_b h \quad (4)$$

式中

$$\alpha_b = \frac{I_1}{I_1 + I_2} = \frac{I_1}{I_y}$$

$$\eta_b = 2\alpha_b - 1 = \frac{I_1 - I_2}{I_y}$$

根据数值分析,对加强受压翼缘的单轴对称工字形截面, $B_y \approx 0.4 \eta_b h$,因此在本条文中对这种截面改用了 $\eta_b = 0.8(2\alpha_b - 1)$ 。

b. 对截面的自由扭转惯性矩作如下简化:

$$J = \frac{1.25}{3} (b_1 t_1^3 + b_2 t_2^3 + h_0 t_w^3) \approx \frac{1}{3} (b_1 t_1 + b_2 t_2 + h_0 t_w) t_1^2$$

$$= \frac{1}{3} A t_1^2 \quad (5)$$

式中 A ——梁的截面面积;

t_1 ——受压翼缘的厚度。

上式的简化可看作取 $t_1 = t_2 = t_w$ 。通常的梁截面中受压翼缘厚度 t_1 常为最大,即 $t_1 \geq t_2 \geq t_w$,今取三者相等将使 J 值加大,于是取消系数 1.25 作为补偿以减小误差。

将公式(4)、公式(5)和 $I_w = \frac{I_1 I_2}{I_y} h^2 = \alpha_b (1 - \alpha_b) I_y h^2$ 及 Q235 钢的 $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ 、 $E = 206 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ 和 $G = 79 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ 代入公式(1),即可求得纯弯曲时的整体稳定系数为:

$$\varphi_b = \frac{4320}{\lambda_y^2} \cdot \frac{Ah}{W_x} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{\lambda_y t_1}{4.4h} \right)^2} + \eta_b \right] \quad (6)$$

式中 λ_y ——梁对 y 轴的长细比。当采用其他钢材时,可乘以 $\frac{235}{f_y}$

予以修正。

2) 当梁上承受横向荷载时,可乘以 β_b 予以修正。 β_b 为根据公式(1)求得的横向荷载作用时的 φ_b 值与公式(6)的 φ_b 值的比值。根据较多的常用截面尺寸电算分析和数理统计,发现满跨均布荷载和跨度中点一个集中荷载(分别作用在梁的上翼缘和下翼缘)等四种荷载情况下的加强上翼缘单轴对称工字梁和双轴对称工字

梁,比值 β_b 的变化有规律性,在 $\xi = \frac{l_1 t_1}{b_1 h} \leq 2$ 时, β_b 与 ξ 间有线性关系,在 $\xi > 2$ 时, β_b 值变化不大,可近似地取为常数,如图 4 所示。

对不同截面,随着 $\alpha_b = \frac{I}{I_1 + I_2}$ 的变化,图 4 中的 β_b 方程也将不同。

规范附录 B 表 B.1 中项次 1~4 所给出的 β_b 式是通过大量计算分析后所取用的平均值。

通过对 1694 条不同截面尺寸和跨度的梁的整体稳定系数 φ_b 的计算,与理论公式(1)相比,误差均在 $\pm 5\%$ 以内(详细情况可参见卢献荣、夏志斌写的“验算钢梁整体稳定的简化方法”,载于全国钢

结构标准技术委员会编写的《钢结构研究论文报告选集》第二册)。

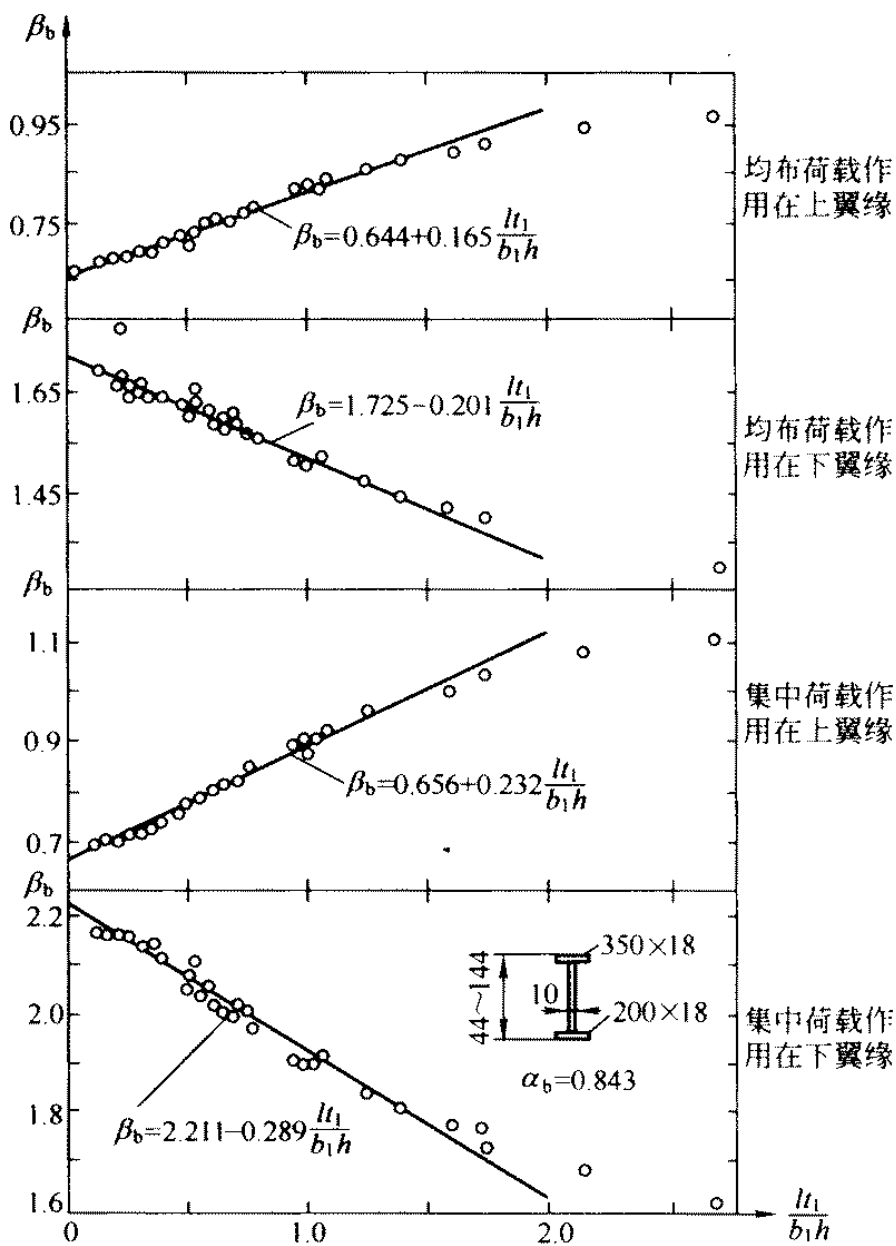


图4 $\beta_b - \frac{l_{t1}}{b_1h}$ 拟合直线 ($\alpha_b = 0.843$)

对跨中有侧向支承的梁,其整体稳定系数 φ_b 按跨中有等间距的侧向支承点数目、荷载类型及其在截面上的作用点位置,分别用能量法求出各种情况下梁的 φ_b 和相应情况下承受纯弯曲的 φ_b ,前者和后者的比值取为 β_b 。不同 α_b 时的 β_b 见表 6,然后选用适当的比值作为表 B.1 中第 5~9 项的 β_b 值,适用于任何单轴对称和

双轴对称工字形截面。在推导 β_b 时,假定侧向支承点处梁截面无侧向转动和侧向位移。

表 6 有侧向支承点时 φ_b 的提高系数 β_b

跨间侧向支承数目	荷载形式及作用位置		当 $\alpha_b = I_1 / (I_1 + I_2)$ 等于						采用值
			1.00	0.95	0.80	0.50	0.05	0.00	
一个	集中荷载	上翼缘	1.769	1.785	1.823	1.881	1.932	1.985	1.75
		下翼缘							
	均布荷载	上翼缘	1.136	1.146	1.166	1.173	1.145	1.126	1.15
		下翼缘	1.590	1.476	1.424	1.407	1.464	1.566	1.40
两个	集中荷载	上翼缘	1.182	1.298	1.382	1.553	1.771	1.853	1.20
		下翼缘	1.500	1.542	1.568	1.731	2.016	2.271	1.40
	均布荷载	上翼缘	1.205	1.220	1.251	1.286	1.320	1.327	1.20
		下翼缘	1.414	1.404	1.399	1.405	1.477	1.543	1.40
三个	集中荷载	上翼缘	1.560	1.589	1.660	1.765	1.960	1.970	1.20
		下翼缘							1.40
	均布荷载	上翼缘	1.220	1.236	1.273	1.321	1.384	1.347	1.20
		下翼缘	1.339	1.348	1.571	1.393	1.480	1.440	1.40

当跨中无侧向支承的梁两端承受不等弯矩作用时,可直接应用 Salvadori 建议的修正系数公式(详见 M. G. Salvadori, "Lateral Buckling of Eccentrically Loaded I-Columns", 《Trans. ASCE》, Vol. 121, 1956),即表 B. 1 中第 10 项的 β_b , 亦即:

$$\beta_b = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_2}{M_1} \right) + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2 \leq 2.3 \quad (7)$$

2 非弹性阶段整体稳定系数 φ_b 。所有上述公式的推导都是假定梁处于弹性工作阶段,而大量中等跨度的梁整体失稳时往往处于弹塑性工作阶段。在焊接梁中,由于焊接残余应力很大,一开始加荷,梁实际上也就进入弹塑性工作阶段,因此附录 B 中又规定当按公式(B. 1-1)算得的 φ_b 大于 0.6 时,应按公式 B. 1-2 计算相应的弹塑性阶段的整体稳定系数 φ'_b 来代替 φ_b 值,这是因为梁在弹塑性工作阶段的整体稳定临界应力将有明显降低之故。所列

出的弹塑性整体稳定系数 φ'_b 曲线, 见图 5。

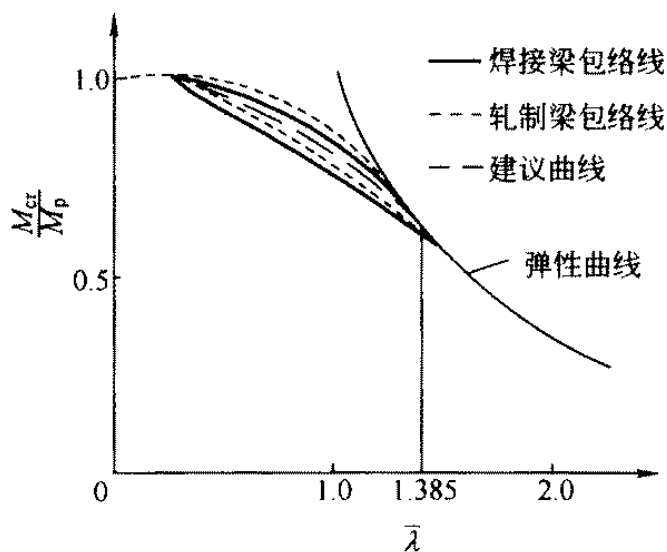


图 5 建议曲线和包络线

图 5 是根据双轴对称焊接和轧制工字形截面简支梁承受纯弯曲的理论和试验研究得出的, 研究中考虑了包括初弯曲、加载初偏心 and 残余应力等初始缺陷的等效残余应力的影响, 所提曲线可用于规范附录图 B.1 中所示的几种截面。根据纯弯曲所得的 φ'_b , 用于跨间有横向荷载的情况, 结果将偏于安全方面。 $\varphi_b > 0.6$ 时方需用 φ'_b 代替, 这是因为所得的非弹性 φ'_b 曲线刚好在 $\varphi_b = 0.6$ 时与弹性的 φ_b 曲线相交, 使 $\varphi_b = 0.6$ 成为弹性与非弹性整体稳定的分界点, 不能简单理解为钢材的比例极限等于 $0.6f_y$ (有关钢梁的非弹性整体稳定问题的研究可参见张显杰、夏志斌编写的“钢梁屈曲试验的计算机模拟”, 载于全国钢结构标准技术委员会编的《钢结构研究论文报告选集》第二册和夏志斌、潘有昌、张显杰编写的“焊接工字钢梁的非弹性侧扭屈曲”, 载于《浙江大学学报》, 1985 年增刊)。

还需指出, $\varphi_b > 0.6$ 时采用的 φ'_b 原为 $\varphi'_b = 1.1 - \frac{0.4646}{\varphi_b} + \frac{0.1269}{\varphi_b^{1.5}}$, 现根据武汉水电学院的建议, 与薄钢规范协调, 改为 $\varphi'_b = 1.07 - 0.282/\varphi_b$, 两者计算结果误差在 3.5% 以下。

用于梁的 H 型钢多为窄翼缘型(HN 型),其翼缘的内外边缘平行。它是成品钢材,比焊接工字钢节省制造工作量且降低残余应力和残余变形;比内翼缘有斜坡的轧制普通工字钢截面抗弯效能高,且易于与其他构件连接,是一种值得大力推广应用的钢材。由于其截面形式与双轴对称的焊接工字形截面相同,故可按公式(B. 1-1)计算其稳定系数 φ_b 。

B. 2 轧制普通工字钢简支梁的稳定系数:

轧制普通工字钢虽属于双轴对称截面,但其简支梁的 φ_b 不能按附录 B 中公式(B. 1-1)计算。因轧制工字钢的内翼缘有斜坡,翼缘与腹板交接处有圆角,其截面特性不能按三块钢板的组合工字形截面同样计算,否则误差较大。附录 B 中表 B. 2 已直接给出按梁的自由长度、荷载情况和工字钢型号的 φ_b ,可直接查用。表中数值系按理论公式算出然后适当归并,既使表格不致过分庞大以便于应用,又使因此引起的误差不致过大。

B. 3 轧制槽钢简支梁的稳定系数:

槽钢截面是单轴对称截面,若横向荷载不通过槽钢简支梁的剪力中心轴,一受荷载,梁即发生扭转和弯曲,因此其整体稳定系数 φ_b 较难精确计算。由于槽钢截面不是梁的主要截面形式,因此附录 B 中对其 φ_b 的计算采用近似公式。按纯弯曲一种荷载情况来考虑实际上可能遇到的其他荷载情况,同时再将纯弯曲临界应力公式加以简化。

纯弯曲时槽钢简支梁的临界应力理论公式为:

$$f_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{lW_x} \cdot \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_w}{l^2 GJ}} \quad (8)$$

上式第二个根号内 $\pi^2 EI_w / (l^2 GJ)$ 值与 1 相比,其值甚小,可略去不计,则得:

$$f_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{lW_x}$$

再采用下列近似简化和替代:

$$I_y = \frac{1}{6}tb^3; \quad I_x = bt\frac{h^2}{2}; \quad W_x = bth; \quad J = \frac{2}{3}bt^3$$

并取 $f_y = 235\text{N/mm}^2$; $E = 206 \times 10^3\text{N/mm}^2$; $G = 79 \times 10^3\text{N/mm}^2$, 代入 $\varphi_b = f_{cr}/f_y$, 即得附录 B 中公式(B. 3)。当不是 Q235 钢时, 公式末尾再乘以 $235/f_y$ 。

B. 4 双轴对称工字形等截面悬臂梁的稳定系数:

其公式来源与焊接工字形等截面简支梁相同。

B. 5 受弯构件整体稳定系数的近似计算:

所列近似公式仅适用于侧向长细比 $\lambda_y \leq 120 \sqrt{235/f_y}$ 时受纯弯曲的受弯构件。公式(B. 5-1)和公式(B. 5-2)系导自公式(B. 1-1)。由于长细比小的受弯构件, 都处于非弹性工作阶段屈曲, 所算得的 φ_b 误差即使较大, 经换算成 φ'_b 后, 误差就大大减小, 因此有条件写出公式(B. 5-1)和公式(B. 5-2)。

适用于 T 形截面的近似公式, 是在选定典型截面后直接按非弹性屈曲求得各长细比下的 φ'_b 后经整理得出。焊接 T 形截面的典型截面是翼缘的宽厚比 $b_1/t = 20$, 腹板的高厚比 $h_w/t_w = 18$; 双角钢 T 形截面采用两个等边角钢。分析时考虑了残余应力的影响。

由于 T 形截面的中和轴接近翼缘板, 当弯矩的方向使翼缘受压时, 受压翼缘的弯曲应力到达临界应力前, 腹板下端的受拉区早已进入塑性, 因而其 φ'_b 值一般较低。当弯矩方向使翼缘受拉时则相反, φ'_b 值一般较大, 在保证受压腹板局部稳定的前提下 φ'_b 值接近 1.0。

由于一般情况下, 梁的侧向长细比都大于 $120 \sqrt{235/f_y}$, 本节所列近似公式主要将用于压弯构件的平面外稳定验算, 使压弯构件的验算可以简单些。

4. 2. 3 在两个主平面内受弯的构件, 其整体稳定性计算很复杂, 本条所列公式(4. 2. 3)是一个经验公式。1978 年国内曾进行过少数几根双向受弯梁的荷载试验, 分三组共 7 根, 包括热轧工字钢

I 18 和 I 24a 与一组单轴对称加强上翼缘的焊接工字梁。每组梁中 1 根为单向受弯,其余 1 根或 2 根为双向受弯(最大刚度平面内受纯弯和跨度中点上翼缘处受一水平集中力)以资对比。试验结果表明,双向受弯梁的破坏荷载都比单向低,三组梁破坏荷载的比值各为 0.91、0.90 和 0.88。双向受弯梁跨度中点上翼缘的水平位移和跨度中点截面扭转角也都远大于单向受弯梁。

用上述少数试验结果验证本条公式(4.2.3),证明是可行的。公式左边第二项分母中引进绕弱轴的截面塑性发展系数 γ_y ,并不意味绕弱轴弯曲出现塑性,而是适当降低第二项的影响,并使公式与本章(4.1.1)式和(4.2.2)式形式上相协调。

4.2.4 对箱形截面简支梁,本条直接给出了其应满足的最大 h/b_0 和 l_1/b_0 比值。满足了这些比值,梁的整体稳定性就得到保证,因此在本规范附录 B 中就不需要给出求箱形截面梁整体稳定系数 φ_b 的公式。由于箱形截面的抗侧向弯曲刚度和抗扭转刚度远远大于工字形截面,整体稳定性很强,本条规定的 h/b_0 和 l_1/b_0 值很易得到满足(有关箱形截面简支梁整体稳定性问题的研究可参见潘有昌写的“单轴对称箱形简支梁的整体稳定性”,载于全国钢结构标准技术委员会编的《钢结构研究论文报告选集》第二册)。

4.2.5 将对“梁的支座处,应采取构造措施,以防止梁端截面的扭转”的要求由“注”改为独立条文,以表示其重要性。

4.2.6 原规范把减小梁受压翼缘自由长度的侧向支撑力取为将翼缘视为压杆的偶然剪力,在概念上欠妥。现改为“其支撑力应将梁的受压翼缘视为轴心压杆按 5.1.7 条计算”。具体计算公式及来源见 5.1.7 条及其说明。

4.3 局部稳定

本节对梁腹板局部稳定计算有较大变动,主要是:

1 对原来按无限弹性计算的腹板各项临界应力作了弹塑性修正;

2 修改了设置横向加劲肋的区格在几种应力共同作用下的临界条件;

3 无局部压应力且承受静力荷载的工字形截面梁推荐按新增的 4.4 节利用腹板屈曲后强度。

4 对轻、中级工作制吊车梁,为了适当考虑腹板局部屈曲后强度的有利影响,故吊车轮压设计值可乘以折减系数 0.9。

4.3.2 需要配置纵向加劲肋的腹板高厚比,由原来硬性规定的界限值改为根据计算需要配置。但仍然给出高厚比的限值,并按梁受压翼缘扭转受到约束与否分为两档,即: $170 \sqrt{235/f_y}$ 和 $150 \sqrt{235/f_y}$;还增加了在任何情况下高厚比不应超过 250 的规定,以免高厚比过大时产生焊接翘曲。

4.3.3 多种应力作用下原用的临界条件公式来源于完全弹性条件。新的公式(4.3.3-1)参考了澳大利亚规范等资料,适合于弹塑性修正后的临界应力。

单项临界应力 σ_{cr} 、 τ_{cr} 、 $\sigma_{c,cr}$ 各有三个计算公式,如 σ_{cr} 为(4.3.3-2a、b、c)三个式子(图 6)。其中第一个为临界应力等于强度设计值;第三个为完全弹性的临界应力,而第二个则为弹性屈曲到屈服之间的过渡。虽然三个公式在形式上都以钢材强度设计值 f (或 f_y)为准,但第三个式子的 f (或 f_y)乘以 1.1 后相当于 f_y (或 f_{vy}),亦即不计抗力分项系数。弹性和非弹性范围区别对待的原因,是当板处于弹性范围时存在较大的屈曲后强度,安全系数可以小一些,只保留荷载分项系数就够了。早在编制 TJ 17—74 规范时,一般安全系数为 1.41,而腹板稳定的安全系数为 1.25,相当于前者的 1/1.13。第三个式子采用系数 1.1,才能使本规范的弹性临界应力不低于 74 和 88 规范。

公式采用国际上通行的表达方式,即以通用高厚比(正则化宽厚比):

$$\lambda_b = \sqrt{f_y/\sigma_{cr}}, \text{ 或 } \lambda_s = \sqrt{f_{vy}/\tau_{cr}}$$

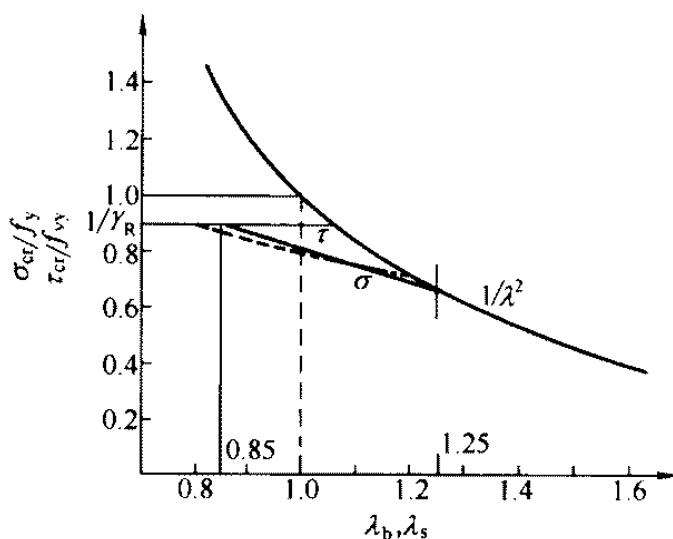


图 6 临界应力与通用高厚比关系曲线

作为参数使同一公式通用于各个牌号的钢材。它和压杆稳定计算的 $\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{f_y/E}$ 具有同样性质。以弯曲正应力为例,在弹性范围临界应力即为 $\sigma_{cr} = f_y/\lambda^2$,用强度设计值表达,可取 $\sigma_{cr} = 1.1f/\lambda^2$ 。把临界应力

$$\sigma_{cr} = \frac{\chi k \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0}\right)^2$$

代入,并取 $E=206000\text{N/mm}^2, \nu=0.3$,则有:

$$\lambda = \frac{h_0/t_w}{28.1 \sqrt{\chi k}} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (9)$$

对于受弯腹板, $k=23.9$, 并取嵌固系数 $\chi=1.66$ 和 1.23 (分别相当于梁翼缘扭转受约束和未受约束), 代替原来的单一系数 1.61 , 得:

$$\lambda_b = \frac{h_0/t_w}{177} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \text{ 和 } \lambda_b = \frac{h_0/t_w}{153} \sqrt{\frac{f_y}{235}}$$

对没有缺陷的板, 当 $\lambda_b = 1$ 时临界应力等于屈服点。考虑残余应力和几何缺陷影响, 取 $\lambda_b = 0.85$ 为弹塑性修正的上起始点, 相应的高厚比为:

$$h_0/t_w = 150\sqrt{235/f_y} \text{ 和 } h_0/t_w = 130\sqrt{235/f_y}$$

此高厚比比 4.3.2 条是否需要设置纵向加劲肋的高厚比限值小。这是由于需要计算腹板局部稳定的通常是吊车梁(一般梁推荐利用屈曲后强度,可不必设置纵向加劲肋),在横向水平力和竖向荷载共同作用下,腹板上边缘的弯曲压应力仅为强度设计值 f 的 0.8~0.85 倍,腹板高厚比虽达到上述高厚比,往往也不需要设置纵向加劲肋。 $\lambda_b = 0.85$ 也是 4.4.1 条考虑腹板屈曲后强度时截面是否全部有效的分界点。

弹塑性过渡段采用直线式(4.3.3-2b)比较简便。其下起始点参照梁整体稳定计算,弹性界限为 $0.6f_y$,相应的 $\lambda = \sqrt{1/0.6} = 1.29$ 。考虑到腹板局部屈曲受残余应力影响不如整体屈曲大,故取 $\lambda_b = 1.25$ 。

腹板在弯矩作用下屈曲,是压应力引起的。因此,对单轴对称的工字形截面梁,在计算 λ_b 时以 $2h_c$ 代替 h_0 。

τ_{cr} 、 $\sigma_{c,cr}$ 情况和 σ_{cr} 类似,但单轴对称截面仍以 h_0 为准。这两个临界应力的计算公式中,嵌固系数均保留原规范的数值,故不区分受压翼缘扭转是否受到约束。

4.3.4 有纵向加劲肋时,多种应力作用下的临界条件也有改变。受拉翼缘和纵向加劲肋之间的区格,相关公式和仅设横向加劲肋者形式上相同,而受压翼缘和纵向加劲肋之间的区格则在原公式的基础上对局部压应力项加上平方。这一区格的特点是高度比宽度小很多, σ_c 和 σ (或 τ) 的相关曲线上凸得比较显著。单项临界应力的计算公式都和仅设横向加劲肋时一样,只是由于屈曲系数不同,通用高厚比的计算公式有些变化。

在公式(9)中,代入屈曲系数 $k = 5.13$,并取 $\chi = 1.4$ 和 1.0(分别相当于翼缘扭转受到约束和未受到约束),即得 λ_{b1} 计算式[规范公式(4.3.4-2a、b)]中分母

$$28.1\sqrt{k\chi} = 75 \text{ 和 } 64$$

代入 $k=47.6$ 和 $\chi=1.0$, 则得 λ_{b2} 表达式[规范公式(4.3.4-5)]中分母

$$28.1\sqrt{47.6}=194$$

对局部横向压应力作用下,原规范对板段Ⅱ中 $\sigma_{c,cr2}$ 的计算公式(附2.12)与仅有横向肋时的 $\sigma_{c,cr}$ 计算公式(附2.3)形式一致,只是区格高度不同。因此,修改后的 $\sigma_{c,cr2}$ 也采用与 $\sigma_{c,cr}$ 相同的计算公式,但把 h_0 改为 h_2 。但原规范对板段Ⅰ中 $\sigma_{c,cr1}$ 的计算公式和仅有横向肋时 $\sigma_{c,cr}$ 的计算公式没有联系且比较复杂,算得的结果都大于屈服点,需要另觅计算公式。由于区格Ⅰ宽高比常在4以上,宜作为上下两边支承的均匀受压板看待,取腹板有效宽度为 h_1 的2倍。当受压翼缘扭转未受到约束时,上下两端均视为铰支,计算长度为 h_1 ; 扭转受到完全约束时,则计算长度取 $0.7h_1$ 。规范公式(4.3.4-3a、b)就是这样得出的。

4.3.5 在受压翼缘与纵向加劲肋之间设置短加劲肋使腹板上部区格宽度减小,对弯曲压应力的临界值并无影响。对剪应力的临界值虽有影响,仍可用仅设横向加劲肋的临界应力公式计算。计算时以区格高度 h_1 和宽度 a_1 代替 h_0 和 a 。影响最大的是横向局部压应力的临界值,需要用式(4.3.5)代替(4.3.4-3)来计算 λ_{c1} ,原因是仅设纵向加劲肋时,腹板区格为一窄条,接近两边支承板,而设置短加劲肋后成为四边支承板,压应力临界值得到提高。当 $a_1/h_1 \leq 1.2$ 时,式(9)中的 k 可取常数6.8;当 $a_1/h_1 > 1.2$ 时,则 k 呈直线变化。 χ 系数按受压翼缘扭转有无约束分别取1.4和1.0。

4.3.6 为使梁的整体受力不致产生人为的侧向偏心,加劲肋最好两侧成对配置。但考虑到有些构件不得不在腹板一侧配置横向加劲肋的情况(见图7),故本条增加了一侧配置横向加劲肋的规定。其外伸宽度应大于按公式(4.3.6-1)算得值的1.2倍,厚度应大于其外伸宽度的1/15。其理由如下:

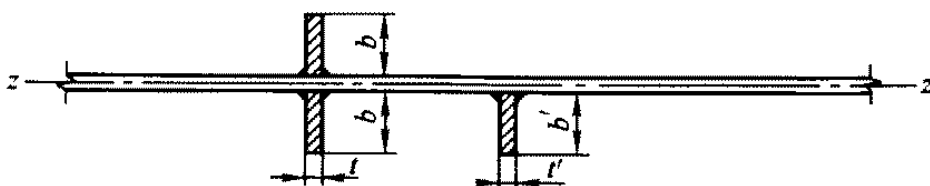


图7 横向加劲肋的配置方式

钢板横向加劲肋成对配置时,其对腹板水平轴($z-z$ 轴)的惯性矩 I_z 为:

$$I_z \approx \frac{1}{12} (2b_s)^3 t_s = \frac{2}{3} b_s^3 t_s$$

一侧配置时,其惯性矩为:

$$I'_z \approx \frac{1}{12} (b'_s)^3 t'_s + b'_s t'_s \left(\frac{b'_s}{2} \right)^2 = \frac{1}{3} (b'_s)^3 t'_s$$

两者的线刚度相等,才能使加劲效果相同。即:

$$\frac{I_z}{h_0} = \frac{I'_z}{h_0}$$

$$(b'_s)^3 t'_s = 2b_s^3 t_s$$

取:
$$t'_s = \frac{1}{15} b'_s$$

$$t_s = \frac{1}{15} b_s$$

则:
$$(b'_s)^4 = 2b_s^4$$

$$b'_s = 1.2b_s$$

纵向加劲肋截面对腹板竖直轴线的惯性矩,本规范规定了分界线 $a/h_0 = 0.85$ 。当 $a/h_0 \leq 0.85$ 时,用公式(4.3.6-4a)计算;当 $a/h_0 > 0.85$ 时,用公式(4.3.6-4b)计算。

对短加劲肋外伸宽度及其厚度均提出规定,其根据是要求短加劲肋的线刚度等于横向加劲肋的线刚度。即:

$$\frac{I_z}{h_0} = \frac{I_{zs}}{h_1}$$

$$\frac{2b_s^3 t_s}{3h_0} = \frac{2b_{ss}^3 t_{ss}}{3h_1}$$

$$\text{取: } t_{ss} = \frac{b_{ss}}{15}, t_s = \frac{b_s}{15}, \frac{h_1}{h_0} = \frac{1}{4}$$

$$\text{得: } b_{ss} = 0.7b_s$$

故规定短加劲肋外伸宽度为横向加劲肋外伸宽度的 0.7~1.0 倍。

本条还规定了短加劲肋最小间距为 $0.75h_1$ ，这是根据 $a/h_2 = 1/2$ 、 $h_2 = 3h_1$ 、 $a_1 = a/2$ 等常用边长之比的情况导出的。

4.3.8 明确受压翼缘外伸宽厚比分为两档，以便和 4.1.1 条相配合。

4.4 组合梁腹板考虑屈曲后强度的计算

本节条款暂不适用于吊车梁，原因是多次反复屈曲可能导致腹板边缘出现疲劳裂纹。有关资料还不充分。

利用腹板屈曲后强度，一般不再考虑设置纵向加劲肋。对 Q235 钢来说，受压翼缘扭转受到约束的梁，当腹板高厚比达到 200 时（或受压翼缘扭转未受约束的梁，当腹板高厚比达到 175 时），抗弯承载力与按全截面有效的梁相比，仅下降 5% 以内。

4.4.1 工字形截面梁考虑腹板屈曲后强度，包括单纯受弯、单纯受剪和弯剪共同作用三种情况。就腹板强度而言，当边缘正应力达到屈服点时，还可承受剪力 $0.6V_0$ 。弯剪联合作用下的屈曲后强度与此有些类似，剪力不超过 $0.5V_0$ 时，腹板抗弯屈曲后强度不下降。相关公式和欧洲规范 EC 3 相同。

梁腹板受弯屈曲后强度的计算是利用有效截面的概念。腹板受压区有效高度系数 ρ 和局部稳定计算一样以通用高厚比作为参数。 ρ 值也分为三个区段，分界点和局部稳定计算相同。梁截面模量的折减系数 α_c 的计算公式是按截面塑性发展系数 $\gamma_x = 1$ 得出的偏安全的近似公式，也可用于 $\gamma_x = 1.05$ 的情况。如图 8 所示，忽略腹板受压屈曲后梁中和轴的变动，并把受压区的有效高度 ρh_c 等分在两边，同时在受拉区也和受压区一样扣去 $(1-\rho)h_c t_w$ ，在计算腹板有效截面的惯性矩时不计扣除截面绕自身形心轴的惯性矩。算得梁的有效截面惯性矩为：

$$I_{xe} = \alpha_e I_x$$

$$\alpha_e = 1 - \frac{(1-\rho)h_c^3 t_w}{2I_x}$$

此式虽由双轴对称工字形截面得出,也可用于单轴对称工字形截面。

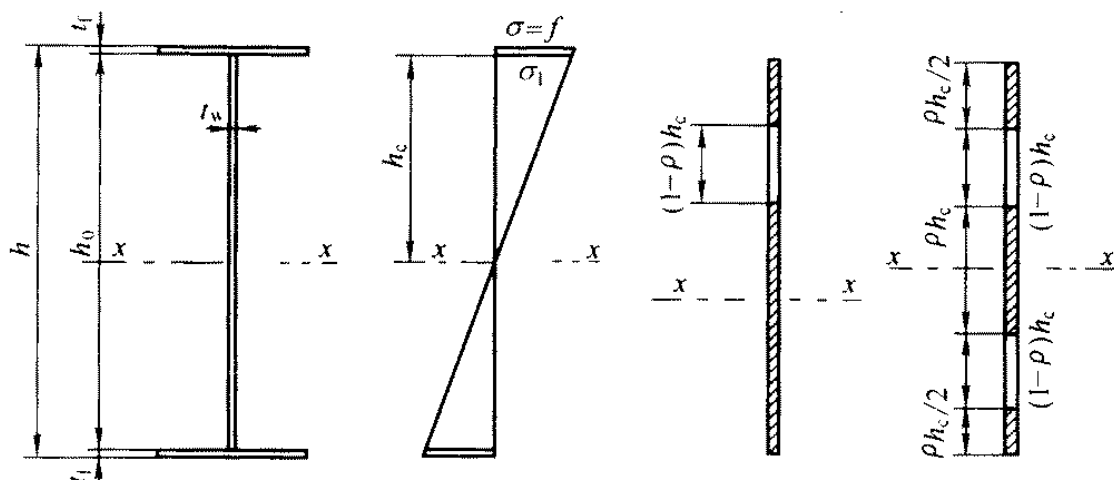


图8 梁截面模量折减系数简化计算简图

梁腹板受剪屈曲后强度计算是利用拉力场概念。腹板的极限剪力大于屈曲剪力。精确确定拉力场剪力值需要算出拉力场宽度,比较复杂。为简化计算,条文采用相当于下限的近似公式。极限剪力计算也以相应的通用高厚比 λ 为参数。计算 λ 时保留了原来采用的嵌固系数1.23。拉力场剪力值参考了欧盟规范的“简单屈曲后方法”。但是,由于拉力带还有弯曲应力,把欧盟的拉力场乘以0.8。欧盟不计嵌固系数,极限剪应力并不比我们采用的高。

4.4.2 当利用腹板受剪屈曲后强度时,拉力场对横向加劲肋的作用可以分成竖向和水平两个分力。对中间加劲肋来说,可以认为两相邻区格的水平力由翼缘承受。因此,这类加劲肋只按轴心压力计算其在腹板平面外的稳定。

对于支座加劲肋,当和它相邻的区格利用屈曲后强度时,则必须考虑拉力场水平分力的影响,按压弯构件计算其在腹板平面外的稳定。本条除给出此力的计算公式和作用部位外,还给出多加一块封头板时的近似计算公式。

5 轴心受力构件和拉弯、压弯构件的计算

5.1 轴心受力构件

5.1.1 本条为轴心受力构件的强度计算要求。

从轴心受拉构件的承载能力极限状态来看,可分为两种情况:

1 毛截面的平均应力达到材料的屈服强度,构件将产生很大的变形,即达到不适于继续承载的变形的极限状态,其计算式为:

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \frac{f_y}{\gamma_R} = f \quad (10)$$

式中 γ_R — 抗力分项系数;对 Q235 钢, $\gamma_R = 1.087$;对 Q345、Q390 和 Q420 钢, $\gamma_R = 1.111$ 。

2 净截面的平均应力达到材料的抗拉强度 f_u ,即达到最大承载能力的极限状态,其计算式为:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq \frac{f_u}{\gamma_{uR}} = \frac{\gamma_R}{\gamma_{uR}} \cdot \frac{f_u}{f_y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_R} \approx 0.8 \frac{f_u}{f_y} \cdot f \quad (11)$$

由于净截面的孔眼附近应力集中较大,容易首先出现裂缝,因此其抗力分项系数 γ_{uR} 应予提高。上式中参考国外资料取 $\gamma_R/\gamma_{uR} = 0.8$,即 γ_{uR} 比 γ_R 增大 25%。

本规范为了简化计算,采用了净截面处应力不超过屈服强度的计算方法[即规范中公式(5.1.1-1)]:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq \frac{f_y}{\gamma_R} = f \quad (12)$$

对本规范推荐的 Q235、Q345、Q390 和 Q420 钢来说,其屈强比均小于或很接近于 0.8,因此一般是偏于安全的。如果今后采用了屈强比更大的钢材,宜用公式(10)和公式(11)来计算,以确保安全。

摩擦型高强度螺栓连接处,构件的强度计算公式是从连接的

传力特点建立的。规范中的公式(5.1.1-2)为计算由螺栓孔削弱的截面(最外列螺栓处),在该截面上考虑了内力的一部分已由摩擦力在孔前传走。公式中的系数0.5即为孔前传力系数。根据试验,孔前传力系数大多数情况可取为0.6,少数情况为0.5。为了安全可靠,本规范取0.5。

在某些情况下,构件强度可能由毛截面应力控制,所以要求同时按公式(5.1.1-3)计算毛截面强度。

5.1.2 本条为轴心受压构件的稳定性计算要求。

1 轴心受压构件的稳定系数 φ ,是按柱的最大强度理论用数值方法算出大量 φ - λ 曲线(柱子曲线)归纳确定的。进行理论计算时,考虑了截面的不同形式和尺寸,不同的加工条件及相应的残余应力图式,并考虑了1/1000杆长的初弯曲。在制定GBJ 17—88规范时,根据大量数据和曲线,选择其中常用的96条曲线作为确定 φ 值的依据。由于这96条曲线的分布较为离散,若用一条曲线来代表这些曲线,显然不合理,所以进行了分类,把承载能力相近的截面及其弯曲失稳对应轴合为一类,归纳为a、b、c三类。每类中柱子曲线的平均值(即50%分位值)作为代表曲线。

关于轴心压杆的计算理论和算出的各曲线值,参见李开禧、肖允徽等写的“逆算单元长度法计算单轴失稳时钢压杆的临界力”和“钢压杆的柱子曲线”两篇文章(分别载于《重庆建筑工程学院学报》,1982年4期和1985年1期)。

由于当时计算的柱子曲线都是针对组成板件厚度 $t < 40\text{mm}$ 的截面进行的,规范表5.1.2-1的截面分类表就是按上述依据略加调整确定的。

2 组成板件 $t \geq 40\text{mm}$ 的构件,残余应力不但沿板宽度方向变化,在厚度方向的变化也比较显著。板件外表面往往以残余压应力为主,对构件稳定的影响较大。在制定原规范时对此研究不够,只提出了“板件厚度大于40mm的焊接实腹截面属c类截面”。后经西安建筑科技大学等单位研究,对组成板件 $t \geq 40$ 的工字形、

H形截面和箱形截面的类别作了专门规定,并增加了d类截面的 φ 值。在表5.1.2-2中提出的组成板件厚度 $t \geq 40\text{mm}$ 的轧制H形截面的截面类别,实际上我国目前尚未生产这种型钢,这是指进口钢材而言。

我国的《高层建筑钢结构设计与施工规程》GJG 99—98和上海市的同类规程都已经在研究工作的基础上制订了这类稳定系数。前者计算了四种焊接H形厚壁截面的稳定系数曲线,并取一条中间偏低的曲线作为d类系数。后者计算了三种截面的稳定系数曲线,并取其平均值作为d类系数。两者所取截面只有一种是共同的,因而两曲线有些差别,不过在常用的长细比范围内差别不大。基于这一情况,综合两条d曲线取一条新的曲线,其 φ 值的比较见表7。

表7 d类 φ 曲线比较

λ_n	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
本规范曲线	0.987	0.946	0.866	0.789	0.716	0.648	0.584	0.525	0.472
高层曲线	0.978	0.913	0.841	0.774	0.709	0.647	0.588	0.532	0.494
上海曲线	0.990	0.962	0.884	0.804	0.721	0.642	0.572	0.509	0.455
λ_n	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.5	3.0
本规范曲线	0.424	0.354	0.298	0.251	0.213	0.181	0.156	0.126	0.092
高层曲线	0.456	0.383	0.320	0.268	0.225	0.191	0.153	0.132	0.095
上海曲线	0.406	0.327	0.273	0.231	0.196	0.168	0.145	0.118	0.087

注: λ_n 为正则化长细比(通用长细比), $\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{f_y/E}$; λ 为构件长细比。

3 单轴对称截面绕对称轴的稳定性是弯扭失稳问题。原规范认为对等边单角钢截面、双角钢T形截面和翼缘宽度不等的工字形截面绕对称轴(y轴)的弯扭失稳承载力比弯曲失稳承载力低得不多, φ 值未超出所属类别的范围。仅轧制T形、两板焊接T形以及槽形截面绕对称轴弯扭屈曲承载力较低,降低为c类截面而未计及弯扭。以上处理弯扭失稳问题的办法,难免粗糙,尤其是

将“无任何对称轴的截面绕任意轴”都按 c 类截面弯曲屈曲对待更缺少依据。故本规范表 5.1.2 的截面类别只根据截面形式和残余应力的影响来划分,将弯扭屈曲用换算长细比的方法换算为弯曲屈曲。虽然换算是按弹性进行,但由于弯曲屈曲的 φ 值考虑了非弹性和初始缺陷,这就相当于弯扭屈曲也间接考虑了非弹性和初始缺陷。

根据弹性稳定理论,单轴对称截面绕对称轴(y 轴)的弯扭屈曲临界力 N_{yz} 和弯曲屈曲临界力 N_{Ey} 及扭转屈曲临界力 N_z 之间的关系由下式表达:

$$(N_{Ey} - N_{yz})(N_z - N_{yz}) - \frac{e_0^2}{i_0^2} N_{yz}^2 = 0 \quad (13)$$

$$N_z = \frac{1}{i_0^2} \left(GI_t + \frac{\pi^2 EI_w}{l_w^2} \right) \quad (14)$$

式中 e_0 —— 截面剪心在对称轴上的坐标;

I_t, I_w —— 构件截面抗扭惯性矩和扇性惯性矩;

i_0 —— 对于剪心的极回转半径;

l_w —— 扭转屈曲的计算长度。

$$\text{令 } N_{Ey} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_y^2} \quad N_z = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_z^2} \quad N_{yz} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_{yz}^2}$$

代入公式(13)可得:

$$\lambda_{yz}^2 = \frac{1}{2}(\lambda_y^2 + \lambda_z^2) + \frac{1}{2} \sqrt{(\lambda_y^2 + \lambda_z^2)^2 - 4 \left(1 - \frac{e_0^2}{i_0^2} \right) \lambda_y^2 \lambda_z^2} \quad (15)$$

上式即为规范公式(5.1.2-3)。而式中

$$\lambda_z^2 = \frac{i_0^2 A}{\frac{I_t}{25.7} + \frac{I_w}{l_w^2}} \quad i_0^2 = e_0^2 + i_x^2 + i_y^2$$

对 T 形截面(轧制、双板焊接、双角钢组合)、十字形截面和角形截面可近似取 $I_w = 0$, 因而这些截面的

$$\lambda_z^2 = 25.7 A \frac{i_0^2}{I_t} \quad (16)$$

为了方便计算,对单角钢和双角钢组合 T 形截面给出简化公式。简化过程中,对截面特性如回转半径和剪心坐标都采用平均近似值。例如等边角钢对两个主轴的回转半径分别取 $0.385b$ 和 $0.195b$,剪心坐标取 $b/3$;另外取 $I_1 = At^2/3$ 。

双角钢组合 T 形截面连有填板,其抗扭性能有较大提高。图 9 所示的等边角钢组合截面,无填板部分(图 9a)的抗扭惯性矩为:

$$I_{t1} = At^2/3$$

有填板部分(图 9b),设合并肢与填板的总厚度为 $2.75t$,抗扭惯性矩为:

$$I_{t2} = \frac{2(b-t)t^3}{3} + \frac{b(2.75t)^3}{3} \approx 1.95At^2$$

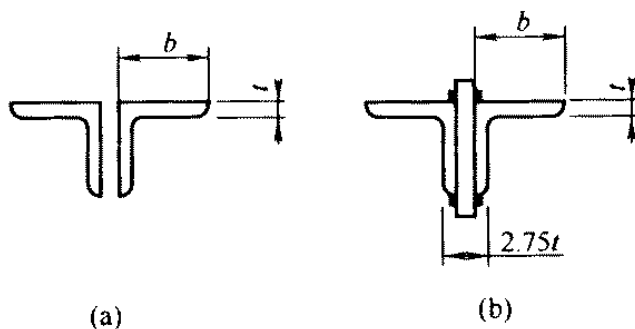


图 9 双角钢组合 T 形截面

设有填板(和节点板)部分占杆件总长度的 15%,则杆件综合抗扭惯性矩可取:

$$I_t = 0.85I_{t1} + 0.15I_{t2} = 0.58At^2$$

不等边双角钢组合 T 形截面也可用类似方法进行计算,推导所得的换算长细比的实用公式均为简单的线性公式。例如等边双角钢截面 λ_{yz} 的实用公式有如下两个:

当 $b/t \leq 0.58l_{0y}/b$ 时:

$$\lambda_{yz} = \lambda_y \left(1 + \frac{0.475b^4}{l_{0y}^2 t^2} \right)$$

当 $b/t > 0.58l_{0y}/b$ 时:

$$\lambda_{yz} = 3.9 \frac{b}{t} \left(1 + \frac{l_{0y}^2 t^2}{18.6b^4} \right)$$

其他的双角钢组合 T 形截面和等边单角钢截面都可按此方法得到简单实用计算式。

4 对双轴对称的十字形截面构件(图 10),其扭转屈曲换算长细比为 λ_z ,按公式(16)得:

$$\begin{aligned} \lambda_z^2 &= 25.7 \frac{A i_0^2}{I_t} = 25.7 \frac{I_p}{I_t} \\ &= 25.7 \frac{2 \times \frac{1}{12} t (2b)^3}{\frac{1}{3} \times 4bt^3} = 25.7 \left(\frac{b}{t} \right)^2 \\ \lambda_z &= 5.07b/t \end{aligned}$$

因此规定“ λ_x 或 λ_y 取值不得小于 $5.07b/t$ ”,以避免发生扭转屈曲。

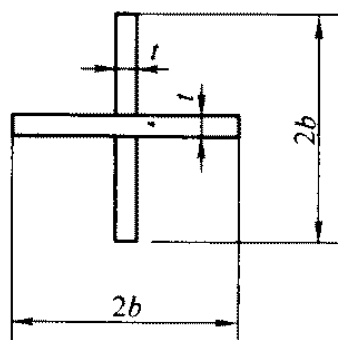


图 10 双轴对称的十字形截面

5 根据构件的类别和长细比 λ (或换算长细比)即可按规范附录 C 的各表查出稳定系数 φ ,表中 $\lambda\sqrt{f_y/235}$ 的根号为考虑不同钢种对长细比 λ 的修正。

为了便于使用电算,采用非线性函数的最小二乘法将各类截面的理论 φ 值拟合为 Perry 公式形式的表达式:

当正则化长细比 $\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{f_y/E} > 0.215$ 时:

$$\varphi = \frac{1}{2\lambda_n^2} \left[(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2) - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2)^2 - 4\lambda_n^2} \right]$$

式中 α_2, α_3 ——系数, 根据截面类别按附录 C 表 C-5 取用。

当 $\lambda_n \leq 0.215$ 时(相当于 $\lambda \leq 20\sqrt{235/f_y}$), Perry 公式不再适用, 采用一条近似曲线使 $\lambda_n = 0.215$ 与 $\lambda_n = 0 (\varphi = 1.0)$ 衔接, 即 $\varphi = 1 - \alpha_1 \lambda_n^2$

对 a、b、c 及 d 类截面, 系数 α_1 值分别为 0.41、0.65、0.73 和 1.35。

经可靠度分析, 采用多条柱子曲线, 在常用的 λ 值范围内, 可靠指标基本上保持均匀分布, 符合《建筑结构可靠度设计统一标准》GB 50068 的要求。

图 11 为采用的柱子曲线与我国的试验值的比较情况。由于试件的厚度较小, 试验值一般偏高, 如果试件的厚度较大, 有组成板件超过 40mm 的试件, 自然就会有接近于 d 曲线的试验点。

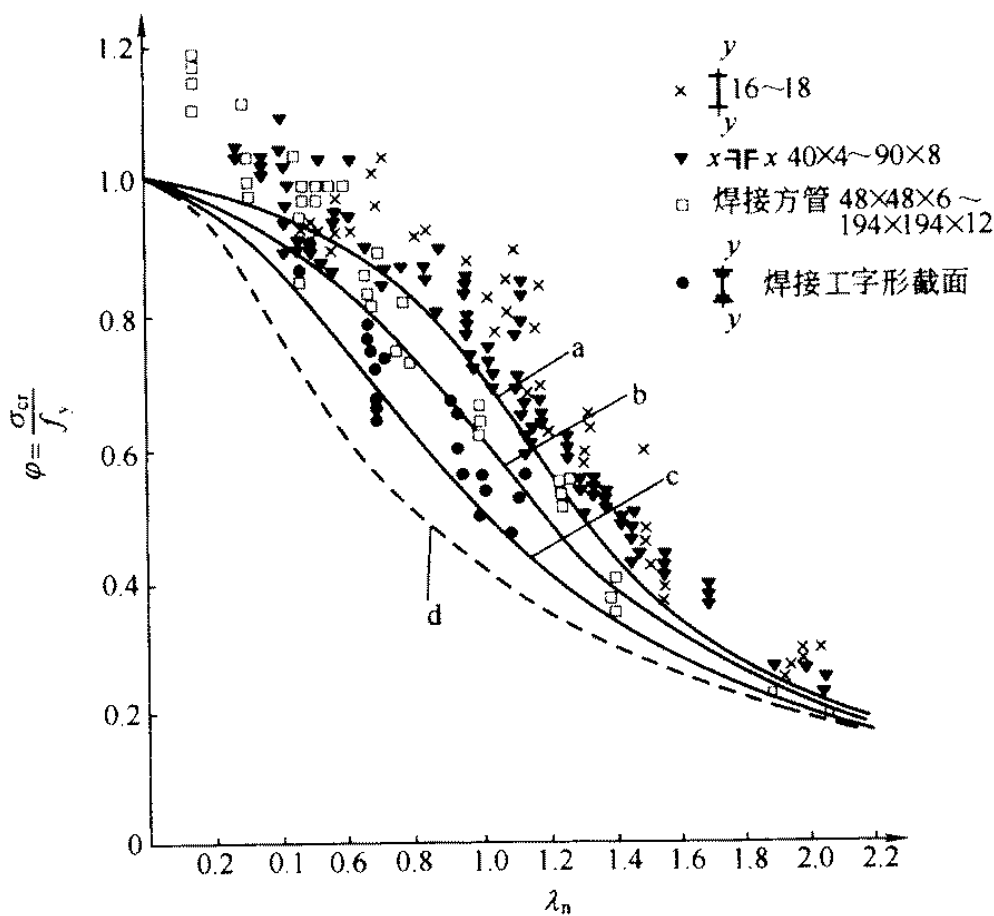


图 11 柱子曲线与试验值

5.1.3 对实腹构件,剪力对弹性屈曲的影响很小,一般不予考虑。但是格构式轴心受压构件,当绕虚轴弯曲时,剪切变形较大,对弯曲屈曲临界力有较大影响,因此计算时应采用换算长细比来考虑此不利影响。

换算长细比的计算公式是按弹性稳定的理论公式,经简化而得:

1 双肢缀板组合构件,对虚轴的临界力可按下式计算:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2} \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2} \left(\frac{a^2}{24EI_1} + \frac{ca}{12EI_b} \right)} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_0^2} \quad (17)$$

即换算长细比为:

$$\begin{aligned} \lambda_0 &= \sqrt{\lambda^2 + \frac{\pi^2 0.5Aa^2}{12 I_1} \left(1 + 2 \frac{cI_1}{I_b a} \right)} \\ &= \sqrt{\lambda^2 + \frac{\pi^2}{12} \lambda_1^2 \left(1 + 2 \frac{i_1}{i_b} \right)} \end{aligned} \quad (18)$$

式中 a ——缀板间的距离;

c ——构件两分肢的轴线距离;

I_1 ——分肢截面对其弱轴的惯性矩;

I_b ——两侧缀板截面惯性矩之和;

i_1 ——分肢的线刚度;

i_b ——两侧缀板线刚度之和。

根据本规范第 8.4.1 条的规定, $i_b/i_1 \geq 6$ 。将 $i_b/i_1 = 6$ 代入公式(18)中,得:

$$\lambda_0 \approx \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2} \quad (19)$$

2 双肢缀条组合构件,对虚轴的临界力可按下式计算:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2} \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2} \left(\frac{1}{EA_1 \sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha} \right)} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda_0^2} \quad (20)$$

即换算长细比为:

$$\lambda_0 = \sqrt{\lambda^2 + \frac{\pi^2}{\sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha} \cdot \frac{A}{A_1}} \quad (21)$$

式中 α ——斜缀条与构件轴线间的夹角；

A_1 ——一个节间内两侧斜缀条截面积之和。

本规范条文注 2 中规定为： α 角应在 $40^\circ \sim 70^\circ$ 范围内。在此范围时，公式(21)中：

$$\frac{\pi^2}{\sin^2 \alpha \cdot \cos \alpha} \approx 27 \quad (22)$$

因此双肢缀条组合构件对虚轴的换算长细比取为：

$$\lambda_0 = \sqrt{\lambda^2 + 27 \frac{A}{A_1}} \quad (23)$$

当 α 角不在 $40^\circ \sim 70^\circ$ 范围，尤其是小于 40° 时，上式中的系数值将大于 27 的甚多，公式(23)是偏于不安全的，此种情况的换算长细比应改用公式(21)计算。

3 四肢缀板组合构件换算长细比的推导方法与双肢构件类似。一般说来，四肢构件截面总的刚度比双肢的差，构件截面形状保持不变的假定不一定能完全做到，而且分肢的受力也较不均匀，因此换算长细比宜取值偏大一些。根据分析， λ_1 按角钢的截面最小回转半径计算，可以保证安全。

4 对四肢缀条组合构件，考虑构件截面总刚度差、四肢受力不均匀等影响，将双肢缀条组合构件中的系数 27 提高到 40。

5 三肢缀条组合构件的换算长细比是参照国家现行标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 的规定采用的。

5.1.4 对格构式受压构件的分肢长细比 λ_1 的要求，主要是为了不使分肢先于构件整体失去承载能力。

对缀条组合的轴心受压构件，由于初弯曲等缺陷的影响，构件受力时呈弯曲状态，使两分肢的内力不等。条文中规定 $\lambda_1 \leq 0.7\lambda_{\max}$ 是在考虑构件几何和力学缺陷(总的等效初弯曲取构件长度 1/500)的条件下，经计算分析而得的。满足此要求时，可不计

算分枝的稳定性。

如果缀条组合的轴心受压构件的 $\lambda_1 > 0.7\lambda_{max}$, 就需要对分枝进行计算, 但计算时应计入上述缺陷的影响。

对缀板组合的轴心受压构件, 与缀条组合的构件类似, 在一定的等效初弯曲条件下, 经计算分析认为, 当 $\lambda_1 \leq 40$ 和 $0.5\lambda_{max}$ 时, 基本上可使分枝不先于整体构件失去承载能力。

5.1.5 双角钢或双槽钢构件的填板间距规定为: 对于受压构件是为了保证一个角钢或一个槽钢的稳定; 对于受拉构件是为了保证两个角钢和两个槽钢共同工作并受力均匀。由于此种构件两分枝的距离很小, 填板的刚度很大, 根据我国多年的使用经验, 满足本条要求的构件可按实腹构件进行计算, 不必对虚轴采用换算长细比。

5.1.6 轴心受压构件的剪力 V , 分析时取构件弯曲后为正弦曲线 (图 12)。

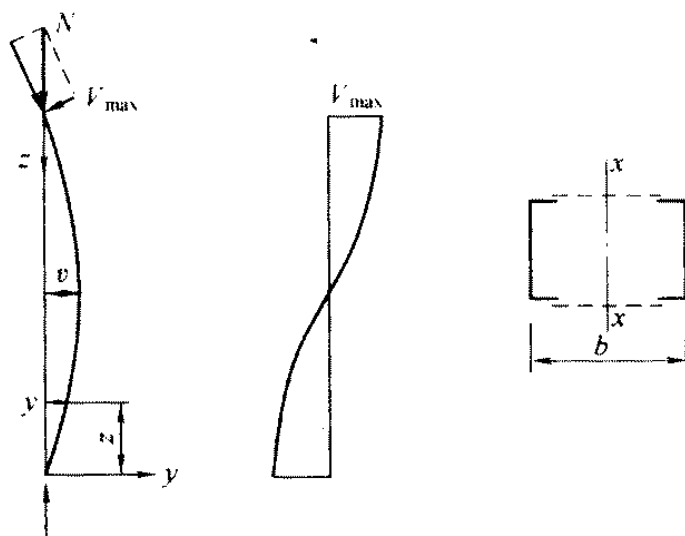


图 12 剪力 V 的计算

设:

$$y = v \sin \frac{\pi z}{l} \quad (24)$$

则:

$$M = Ny = Nv \sin \frac{\pi z}{l}$$

$$V = \frac{dM}{dz} = Nv \frac{\pi}{l} \cos \frac{\pi z}{l}$$

$$V_{\max} = \frac{\pi}{l} Nv \quad (25)$$

按边缘屈服准则:

$$\frac{N}{A} + \frac{Nv}{I_x} \cdot \frac{b}{2} = f_y \quad (26)$$

令 $I_x = A i_x^2$, $\frac{N}{A} = \varphi f_y$, 代入公式(26)可得:

$$v = \frac{2(1-\varphi)i_x^2}{b\varphi} \quad (27)$$

将此 v 值代入公式(25)中, 并使 $i_x \approx 0.44b$, $l/i_x = \lambda_x$, 得:

$$V_{\max} = \frac{0.88\pi(1-\varphi)N}{\lambda_x \varphi} = \frac{N}{\alpha\varphi} \quad (28)$$

$$\alpha = \frac{\lambda_x}{0.88\pi(1-\varphi)} \quad (29)$$

对格构柱, 稳定系数 φ 应根据边缘屈服准则求出, 或近似地按换算长细比由规范 b 类截面的表查得。

计算证明, 在常用的长细比范围, α 值的变化不大, 可取定值, 即取:

Q235 钢	$\alpha=85$
Q345 钢	$\alpha=70$
Q390 钢	$\alpha=65$
Q420 钢	$\alpha=62$

这些数值恰好与 $\alpha = 85\sqrt{235/f_y}$ 较为吻合, 因此建议轴心受压构件剪力的表达式为:

$$V = \frac{N}{85\varphi} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (30)$$

为了便于计算, 令公式(30)中的 $N/\varphi = Af$, 即得规范的公式(5.1.6):

$$V = \frac{Af}{85} \sqrt{\frac{f_y}{235}} \quad (31)$$

对格构式构件,此剪力由两侧缀材面平均分担,其中三肢柱缀材分担的剪力还应除以 $\cos\theta$ (θ 角见本规范图 5.1.3)。

实腹式构件中,翼缘与腹板的连接,有必要时可按此剪力进行计算。

5.1.7 重新规定了减小受压构件自由长度的支撑力,不再借用受压构件的偶然剪力。

1 当压杆的长度中点设置一道支撑时(图 13),设压杆有初弯曲 δ_0 ,受压力后增至 $\delta_0 + \delta$,增加的挠度 δ 应等于支撑杆的轴向变形。根据变形协调关系即可得支撑力(参见陈绍蕃《钢结构设计原理》第二版,科学出版社)。当压杆长度中点有一道支撑时,支撑力 $F_{bl} \approx \frac{N}{60}$,与原规范规定的偶然剪力相比,当压杆长细比 $\lambda > 77$ (对 Q235 钢)或 41(对 Q345 钢)时, F_{bl} 小于偶然剪力。

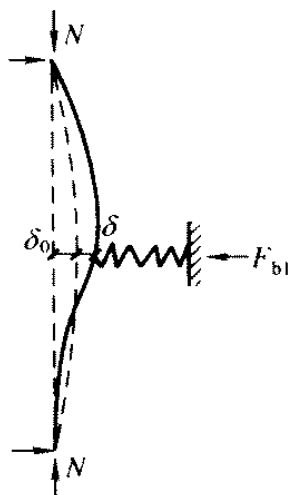


图 13 压杆的支撑力

2 当一道支撑支于距柱端 αl 时,则支撑力 $F_{bl} = \frac{N}{240\alpha(1-\alpha)}$ 。当 $\alpha=0.4$ 时, $F_{bl} = \frac{N}{57.6}$ 与 $N/60$ 相比仅相差 4%。因此对不等间距支承,若间距与平均间距相比相差不超过 20%

时,可认为是等间距支承。

3 支承多根柱的支撑力取为 $F_{bn} = \frac{\sum N_i}{60} (0.6 + \frac{0.4}{n})$, 式中 n

为被撑柱的根数, $\sum N_i$ 为被撑柱同时存在的轴心压力设计值之和。

支撑多根柱的支撑, 往往承受较大的支撑力, 因此不能再只按容许长细比选择截面, 需要按支撑力进行计算, 且一道支撑架在一个方向所撑柱数不宜超过 8 根。

4 本条中还明确提出下列两项:

1) 支撑力可不与其他作用产生的轴力叠加, 取两者中的较大值进行计算。

2) 支撑轴线应通过被撑构件截面的剪心[对双轴对称截面, 剪心与形心重合; 对单轴对称的 T 形截面(包括双角钢组合 T 形)及角形截面, 剪心在两组成板件轴线交点, 其他单轴对称和无对称轴截面剪心位置可参阅有关力学或稳定理论资料]。

5.2 拉弯构件和压弯构件

5.2.1 在轴心力 N 和弯矩 M 的共同作用下, 当截面出现塑性铰时, 拉弯或压弯构件达到强度极限, 这时 N/N_p 和 M/M_p 的相关曲线是凸曲线(这里的 N_p 是无弯矩作用时全截面屈服的轴力, M_p 是无轴心力作用时截面的塑性铰弯矩), 其承载力极限值大于按直线公式计算所得的结果。本规范对承受静力荷载或不需计算疲劳的承受动力荷载的拉弯和压弯构件, 用塑性发展系数的方式将此有影响的部分计入设计中。对需要计算疲劳的构件则不考虑截面塑性的发展。

截面塑性发展系数 γ 的数值是与截面形式、塑性发展深度和截面高度的比值 μ 、腹板面积与一个翼缘面积的比值 α 、以及应力状态有关。

塑性发展愈深, 则 γ 值愈大。但考虑到: ①压应力较大翼缘的自由外伸宽度与其厚度之比按 $13 \sqrt{235/f_y}$ 控制; ②腹板内有剪

应力存在;③有些构件的腹板高厚比可能较大,以致不能全部有效;④构件的挠度不宜过大。因此,截面塑性发展的深度以不超过0.15倍的截面高度为宜。这样 γ 值可归纳为下列取值原则:

- (1)对有平翼缘板的一侧, γ 取为1.05;
- (2)对无翼缘板的一侧, γ 取为1.20;
- (3)对圆管边缘, γ 取为1.15;
- (4)对格构式构件的虚轴弯曲时, γ 取为1.0。

根据上述原则得出了规范条文中表5.2.1的 γ_x 、 γ_y 数值。表中八种截面塑性发展系数的计算公式推导可参见罗邦富写的“受压构件的纵向稳定性”(载于全国钢结构标准技术委员会编的《钢结构研究论文报告选集》第一册)。

本规范与原规范相比,本条内容没有大的改变,只是将“直接承受动力荷载时取 $\gamma_x = \gamma_y = 1.0$ ”,改为“需要计算疲劳的拉弯、压弯构件,宜取 $\gamma_x = \gamma_y = 1.0$ ”。理由参见4.1.1条的说明。

5.2.2 压弯构件的(整体)稳定,对实腹构件来说,要进行弯矩作用平面内和弯矩作用平面外稳定计算。

1 弯矩作用平面内的稳定。

1)理论依据。实腹式压弯构件,当弯矩作用在对称轴平面内时(绕 x 轴),其弯矩作用平面内的稳定性应按最大强度理论进行分析。

压弯构件的稳定承载力极限值,不仅与构件的长细比 λ 和偏心率 ϵ 有关,且与构件的截面形式和尺寸、构件轴线的初弯曲、截面上残余应力的分布和大小、材料的应力-应变特性以及失稳的方向等因素有关。因此,本规范采用了考虑这些因素的数值分析法,对11种常用截面形式,以及残余应力、初弯曲等因素,在长细比为20、40、60、80、100、120、160、200,偏心率为0.2、0.6、1.0、2.0、4.0、10.0、20.0等情况时的承载力极限值进行了计算,并将这些理论计算结果作为确定实用计算公式的依据。

上述理论分析和计算结果可参见李开禧、肖允徽写的“逆算单元长度法计算单轴失稳时钢压杆的临界力”和“钢压杆的柱子曲线”两篇文章(分别载于《重庆建筑工程学院学报》1982年4期和1985年1期)。

2)实用计算公式的推导。两端铰支的压弯构件,假定构件的变形曲线为正弦曲线,在弹性工作阶段当截面受压最大边缘纤维应力达到屈服点时,其承载能力可按下列相关公式来表达:

$$\frac{N}{N_p} + \frac{M_x + Ne_0}{M_e(1 - N/N_{Ex})} = 1 \quad (32)$$

式中 N, M_x ——轴心压力和沿构件全长均布的弯矩;

e_0 ——各种初始缺陷的等效偏心距;

N_p ——无弯矩作用时,全截面屈服的承载力极限值,

$$N_p = Af_y;$$

M_e ——无轴心力作用时,弹性阶段的最大弯矩,

$$M_e = W_{1x}f_y;$$

$1/(1 - N/N_{Ex})$ ——压力和弯矩联合作用下弯矩的放大系数;

N_{Ex} ——欧拉临界力。

在公式(32)中,令 $M_x = 0$,则式中的 N 即为有缺陷的轴心受压构件的临界力 N_0 ,得:

$$e_0 = \frac{M_e(N_p - N_0)(N_{Ex} - N_0)}{N_p N_0 N_{Ex}} \quad (33)$$

将此 e_0 代入公式(32),并令 $N_0 = \varphi_x N_p$,经整理后可得:

$$\frac{N}{\varphi_x N_p} + \frac{M_x}{M_e \left(1 - \varphi_x \frac{N}{N_{Ex}}\right)} = 1 \quad (34)$$

考虑抗力分项系数并引入弯矩非均匀分布时的等效弯矩系数 β_{mx} 后,上式即成为:

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{W_{1x} \left(1 - \varphi_x \frac{N}{N'_{Ex}}\right)} \leq f \quad (35)$$

式中 N'_{Ex} ——参数, $N_{Ex} = N_{Ex}/1.1$; 相当于欧拉临界力 N_{Ex} 除以抗力分项系数 γ_R 的平均值 1.1。

此式是由弹性阶段的边缘屈服准则导出的, 必然与实腹式压弯构件考虑塑性发展的理论计算结果有差别。经过多种方案比较, 发现实腹式压弯构件仍可借用此种形式。不过为了提高其精度, 可以根据理论计算值对它进行修正。分析认为, 实腹式压弯构件采用下式较为优越:

$$\frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{1x} \left(1 - \eta_1 \frac{N}{N'_{Ex}}\right)} \leq f \quad (36)$$

式中 γ_x ——截面塑性发展系数, 其值见规范表 5.2.1;

η_1 ——修正系数。

对于规范表 5.2.1 第 3、4 项中的单轴对称截面(即 T 形和槽形截面)压弯构件, 当弯矩作用在对称轴平面内且使翼缘受压时, 无翼缘端有可能由于拉应力较大而首先屈服。为了使其塑性不致深入过大, 对此种情况, 尚应对无翼缘侧进行计算。计算式可写成为:

$$\left| \frac{N}{A} - \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_{2x} \left(1 - \eta_2 \frac{N}{N'_{Ex}}\right)} \right| \leq f \quad (37)$$

式中 W_{2x} ——无翼缘端的毛截面抵抗矩;

η_2 ——压弯构件受拉侧的修正系数。

3) 实用公式中的修正系数 η_1 和 η_2 值。由实腹式压弯构件承载力极限值的理论计算值 N , 可以得到压弯构件稳定系数的理论值 $\varphi_p = N/N_p$; 从实用计算公式(36)和公式(37)可以推算相应的稳定系数 φ'_p 。修正系数 η_1 和 η_2 值的选择原则, 是使各种截面的 φ_p/φ'_p 值都尽可能接近于 1.0。经过对 11 种常用截面形式的计算比较, 结果认为, 修正系数的最优值是: $\eta_1 = 0.8, \eta_2 = 1.25$ 。这样取定 η_1 和 η_2 值后, 实用公式的计算值 φ'_p 接近于理论值 φ_p 。

4) 关于等效弯矩系数 β_{mx} 。对有端弯矩但无横向荷载的两端

支承的压弯构件,设端弯矩的比值为 $\alpha = M_2/M_1$, 其中 $|M_1| > |M_2|$ 。当弯矩使构件产生同向曲率时, M_1 与 M_2 取同号; 产生反向曲率时, M_1 与 M_2 取异号。

在不同 α 值的情况下, 压弯构件的承载力极限值是不同的。采用数值计算方法可以得到不同的 $N/N_p-M/M_p$ 相关曲线。根据对宽翼缘工字钢的 $N/N_p-M/M_p$ 相关曲线图的分析, 若以 $\alpha=1.0$ 的曲线图为标准, 取相同 N/N_p 值时的 $(M/M_p)_\alpha$ 与 $(M/M_p)_{\alpha=1}$ 值的比值, 可以画出图(14)。图中的 $\alpha = -1, -0.5, 0, 0.5, 1.0$ 时的竖直线表示 β_{mx} 值的范围。规范采用的等效弯矩系数(图 14)的斜直线:

$$\beta_{mx} = 0.65 + 0.35\alpha \quad (38)$$

是偏于安全方面的。

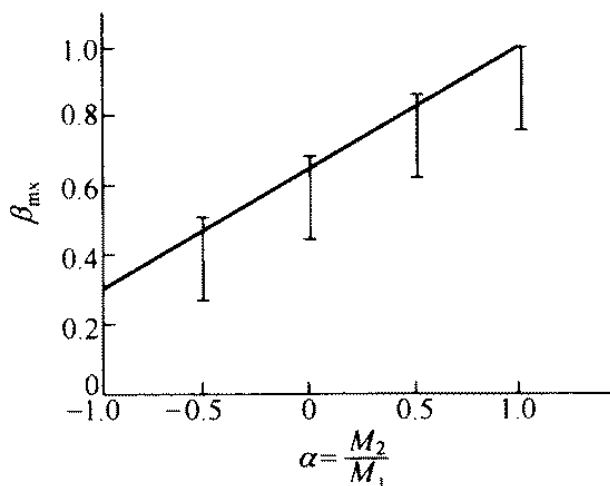


图 14 不等端弯矩时的 β_{mx}

至于其他荷载情况和支承情况的等效弯矩系数 β_{mx} 值, 则采用二阶弹性分析, 分别用三角函数收敛求得数值解的方法求得。

对本规范的等效弯矩系数, 还需说明下列三点:

①按本规范 3.2.8 条的规定无支撑多层框架一般用二阶分析, 因此不分有侧移和无侧移均取用相同的 β_{mx} 值。但考虑到仍有用一阶分析的情况, 所以又提出: “分析内力未考虑二阶效应的无支撑纯框架和弱支撑框架柱, $\beta_{mx} = 1.0$ ”。

②参考国外最新规范,取消 β_{mx} 和 β_{tx} 原公式中不得小于0.4的规定。

③无端弯矩但有横向荷载作用,不论荷载为一个或多个均取 $\beta_{mx}=1.0$ (取消跨中有一个集中荷载 $\beta_{mx}=1-0.2N/N_{Ex}$ 的规定)。

2 弯矩作用平面外的稳定性。压弯构件弯矩作用平面外的稳定性计算的相关公式是以屈曲理论为依据导出的。对双轴对称截面的压弯构件在弹性阶段工作时,弯扭屈曲临界力 N 应按下式计算此式:

$$(N_y - N)(N_w - N) - (e^2/i_p^2)N^2 = 0 \quad (39)$$

式中 N_y ——构件轴心受压时对弱轴(y 轴)的弯曲屈曲临界力;

N_w ——绕构件纵轴的扭转屈曲临界力;

e ——偏心距;

i_p ——截面对弯心(即形心)的极回转半径。

因受均布弯矩作用的屈曲临界弯矩 $M_0 = i_p \sqrt{N_y N_w}$,且 $M = Ne$,代入公式(39),得:

$$\left(1 - \frac{N}{N_y}\right) \left(1 - \frac{N}{N_w}\right) - \left(\frac{M}{M_0}\right)^2 = 0 \quad (40)$$

根据 N_w/N_y 的不同比值,可画出 N/N_y 和 M/M_0 的相关曲线。对常用截面, N_w/N_y 均大于1.0,相关曲线是上凸的(图15)。在弹塑性范围内,难以写出 N/N_y 和 M/M_0 的相关公式,但可通过对典型截面的数值计算求出 N/N_y 和 M/M_0 的相关关系。分析表明,无论在弹性阶段和弹塑性阶段,均可偏安全地采用直线相关公式,即:

$$\frac{N}{N_y} + \frac{M}{M_0} = 1 \quad (41)$$

对单轴对称截面的压弯构件,无论弹性或弹塑性的弯扭计算均较为复杂。经分析,若近似地按公式(41)的直线式来表达其相关关系也是可行的。

考虑抗力分项系数并引入等效弯矩系数 β_{tx} 之后,公式(41)即

成为规范公式(5.2.2-3)。

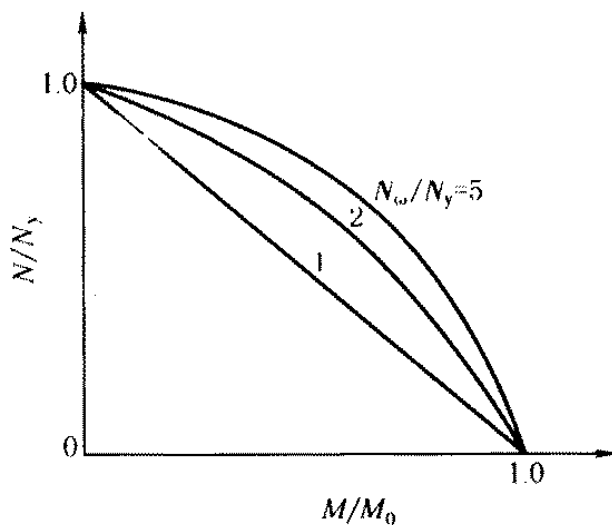


图 15 弯扭屈曲的相关曲线

关于压弯构件弯扭屈曲计算的详细内容可参见陈绍蕃写的“偏心压杆弯扭屈曲的相关公式”(载于全国钢结构标准技术委员会编的《钢结构研究论文报告选集》第一册)。

规范公式(5.2.2-3)中, φ_b 为均匀弯曲的受弯构件整体稳定系数,对工字形截面和 T 形截面, φ_b 可按本规范附录 B 第 B.5 节中的近似公式确定。本来这些近似公式仅适用于 $\lambda_y \leq 120\sqrt{235/f_y}$ 的受弯构件,但对压弯构件来说, φ_b 值对计算结果相对影响较小,故 λ_y 略大于 $120\sqrt{235/f_y}$ 也可采用。

对箱形截面,原规范取 $\varphi_b = 1.4$,这是由于箱形截面的抗扭承载力较大,采用 $\varphi_b = 1.4$ 更接近理论分析结果。当轴心力 N 较小时,箱形截面压弯构件将由强度控制设计。这次修订规范改在 M_x 项的前面加截面影响系数 η (箱形截面 $\eta = 0.7$,其他截面 $\eta = 1.0$),而将箱形截面的 φ_b 取等于 1.0,这样可避免原规范箱形截面取 $\varphi_b = 1.4$,在概念上的不合理现象。

对单轴对称截面公式(5.2.2-3)中的 φ_y 值,按理应按考虑扭转效应的 λ_{yz} 查出。

5.2.3 弯矩绕虚轴作用的格构式压弯构件,其弯矩作用平面内稳

定性的计算适宜采用边缘屈服准则,因此采用了(35)的计算式。此式已在第 5.2.2 条的说明中作了推导,这里从略。

弯矩作用平面外的整体稳定性不必计算,但要求计算分肢的稳定性。这是因为受力最大的分肢平均应力大于整个构件的平均应力,只要分肢在两个方向的稳定性得到保证,整个构件在弯矩作用平面外的稳定也可以得到保证。

5.2.5 双向弯矩的压弯构件,其稳定承载力极限值的计算,需要考虑几何非线性和物理非线性问题。即使只考虑问题的弹性解,所得到的结果也是非线性的表达式(参见吕烈武、沈士钊、沈祖炎、胡学仁写的《钢结构稳定理论》,中国建筑工业出版社出版,1983年)。规范采用的线性相关公式是偏于安全的。

采用此种线性相关公式的形式,使双向弯矩压弯构件的稳定计算与轴心受压构件、单向弯曲压弯构件以及双向弯曲构件的稳定计算都能互相衔接。

5.2.6 对于双肢格构式压弯构件,当弯矩作用在两个主平面内时,应分两次计算构件的稳定性。

第一次按整体计算时,把截面视为箱形截面,只按规范公式(5.2.6-1)计算。若令式中的 $M_y=0$,即为弯矩绕虚轴(x 轴)作用的单向压弯构件整体稳定性的计算公式,即规范公式(5.2.3)。

第二次按分肢计算时,将构件的轴心力 N 和弯矩 M_x 按桁架弦杆那样换算为分肢的轴心力 N_1 和 N_2 ,即:

$$N_1 = \frac{y_2}{h}N + \frac{M_x}{h} \quad (42)$$

$$N_2 = \frac{y_1}{h}N + \frac{M_x}{h} \quad (43)$$

式中 h ——两分肢轴线间的距离, $h=y_1+y_2$,见本规范图 5.2.6。

按上述公式计算分肢轴心力 N_1 和 N_2 时,没有考虑构件整体的附加弯矩的影响。

M_y 在分肢中的分配是按照与分肢对 y 轴的惯性矩 I_1 和 I_2

成正比,与分肢至 x 轴的距离 y_1 和 y_2 成反比的原则确定的,这样可以保持平衡和变形协调。

在实际工程中, M_y 往往不是作用于构件的主平面内,而是正好作用在一个分肢的轴线平面内,此时 M_y 应视为全部由该分肢承受。

分肢的稳定性应按单向弯矩的压弯构件计算(见本规范第 5.2.2 条)。

5.2.7 格构式压弯构件缀材计算时取用的剪力值:按道理,实际剪力与构件有初弯曲时导出的剪力是有可能叠加的,但考虑到这样叠加的机率很小,规范规定取两者中的较大值还是可行的。

5.2.8 压弯构件弯矩作用平面外的支撑,应将压弯构件的受压翼缘(对实腹式构件)或受压分肢(对格构式构件)视为轴心压杆按本规范第 5.1.7 条计算各自的支撑力。第 5.1.7 条的轴心力 N 为受压翼缘或分肢所受应力的合力。应注意到,弯矩较小的压弯构件往往两侧翼缘或两侧分肢均受压;另外,框架柱和墙架柱等压弯构件,弯矩有正反两个方向,两侧翼缘或两侧分肢都有受压的可能性。这些情况的 N 应取为两侧翼缘或两侧分肢压力之和。最好设置双片支撑,每片支撑按各自翼缘或分肢的压力进行计算。

5.3 构件的计算长度和容许长细比

5.3.1 本条明确说明表 5.3.1 中规定的计算长度仅适用于桁架杆件有节点板连接的情况。无节点板时,腹杆计算长度均取等于几何长度。但根据网架设计规程,未采用节点板连接的钢管结构,其腹杆计算长度也需要折减,故注明“钢管结构除外”。

对有节点板的桁架腹杆,在桁架平面内,端部的转动受到约束,相交于节点的拉杆愈多,受到的约束就愈大。经分析,对一般腹杆计算长度 l_{0x} 可取为 $0.8l$ (l 为腹杆几何长度)。在斜平面,节点板的刚度不如在桁架平面内,故取 $l_0 = 0.9l$ 。对支座斜杆和支座竖杆,端部节点板所连拉杆少,受到的杆端约束可忽略不计,故取 $l_{0x} = l$ 。

在桁架平面外,节点板的刚度很小,不可能对杆件端部有所约束,故取 $l_{0y} = l$ 。

当桁架弦杆侧向支承点之间相邻两节间的压力不等时,通常按较大压力计算稳定,这比实际受力情况有利。通过理论分析并加以简化,采用了公式(5.3.1)的折减计算长度办法来考虑此有利因素的影响。

关于再分式腹杆体系的主斜杆和 K 形腹杆体系的竖杆在桁架平面内的计算长度,由于此种杆件的上段与受压弦杆相连,端部的约束作用较差,因此规定该段在桁架平面内的计算长度系数采用 1.0 而不采用 0.8。

5.3.2 桁架交叉腹杆的压杆在桁架平面外的计算长度,参考德国规范进行了修改,列出了四种情况的计算公式,适用两杆长度和截面均相同的情况。

现令 N 为所计算杆的压力, N_0 为另一杆的内力,均为绝对值。 l 为节点中心间距离(交叉点不作节点考虑)。假设 $|N_0| = |N|$ 时,各种情况的计算长度 l_0 值如下:

另杆 N_0 为压力,不中断: $l_0 = l$ (与原规范相同);

另杆 N_0 为压力,中断搭接: $l_0 = 1.35l$ (原规范不允许);

另杆 N_0 为拉力,不中断: $l_0 = 0.5l$ (与原规范相同);

另杆 N_0 为拉力,中断搭接: $l_0 = 0.5l$ (原规范为 $0.7l$)。

5.3.3 本规范附录 D 表 D-1 和 D-2 规定的框架柱计算长度系数,所根据的基本假定为:

1 材料是线弹性的;

2 框架只承受作用在节点上的竖向荷载;

3 框架中的所有柱子是同时丧失稳定的,即各柱同时达到其临界荷载;

4 当柱子开始失稳时,相交于同一节点的横梁对柱子提供的约束弯矩,按柱子的线刚度之比分配给柱子;

5 在无侧移失稳时,横梁两端的转角大小相等方向相反;在

有侧移失稳时,横梁两端的转角不但大小相等而且方向亦相同。

根据以上基本假定,并为简化计算起见,只考虑直接与所研究的柱子相连的横梁约束作用,略去不直接与该柱子连接的横梁约束影响,将框架按其侧向支承情况用位移法进行稳定分析,得出下列公式:

对无侧移框架:

$$[\phi^2 + 2(K_1 + K_2) - 4K_1 K_2] \phi \sin \phi - 2[(K_1 + K_2) \phi^2 + 4K_1 K_2] \cos \phi + 8K_1 K_2 = 0 \quad (44)$$

式中 ϕ ——临界参数, $\phi = h \sqrt{\frac{F}{EI}}$; 其中 h 为柱的几何高度, F 为柱顶荷载, I 为柱截面对垂直于框架平面轴线的惯性矩;

K_1 、 K_2 ——分别为相交于柱上端、柱下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值。

对有侧移框架:

$$(36K_1 K_2 - \phi^2) \sin \phi + 6(K_1 + K_2) \phi \cos \phi = 0 \quad (45)$$

本规范附录 D 表 D-1 和 D-2 的计算长度系数 μ 值 ($\mu = \pi/\phi$), 就是根据上列公式求得的。

有侧移框架柱和无侧移框架柱的计算长度系数表仍是沿用原规范的, 仅有下列局部修改:

1 将相交于柱上端、下端的横梁远端为铰接或为刚性嵌固时, 横梁线刚度的修正系数列入表注;

2 对底层框架柱: 柱与基础铰接时 $K_2 = 0$, 但根据实际情况, 平板支座并非完全铰接, 故注明“平板支座可取 $K_2 = 0.1$ ”; 柱与基础刚接时, 考虑到实际难于做到完全刚接, 故取 $K_2 = 10$ (原规范取 $K_2 = \infty$)。

3 表 D-1 和 D-2 的表注中还新增了考虑与柱刚接横梁所受轴心压力对其线刚度的影响, 这些线刚度的折减系数值可用弹性分析求得。

4 将框架分为无支撑的纯框架和有支撑框架,后者又分为强支撑框架和弱支撑框架。

无支撑的纯框架即原规范所指的有侧移框架。强支撑框架的判定条件改为“支撑结构(支撑桁架、剪力墙、电梯井等)”的侧移刚度 S_b 满足下式的框架:

$$S_b \geq 3(1.2 \sum N_{bi} - \sum N_{oi})$$

式中 $\sum N_{bi}$ 、 $\sum N_{oi}$ 分别为第 i 层为层间所有框架柱,按表 D-1 的无侧移和表 D-2 的有侧移计算的轴压承载力之和。

弱支撑框架为支撑结构的 $S_b < 3(1.2 \sum N_{bi} - \sum N_{oi})$ 的框架。

对无支撑纯框架的规定为:

1) 采用一阶弹性计算内力时,框架柱计算长度系数 μ 按有侧移框架柱的表 D-2 确定。

2) 采用二阶弹性分析计算内力时,取 $\mu = 1.0$,但每层柱顶应附加考虑公式(3.2.8-1)的假想水平荷载(概念荷载)。

5.3.4 本条对单层厂房阶形柱计算长度的取值,是根据以下考虑进行分析对比得来的:

1 考虑单跨厂房框架柱荷载不相等的影响。单层厂房阶形柱主要承受吊车荷载,一个柱达到最大竖直荷载时,相对的另一柱竖直荷载较小。荷载大的柱要丧失稳定,必然受到荷载小的柱的支承作用,从而较按独立柱求得的计算长度要小。对长度较小的单跨厂房,或长度虽较大但系轻型屋盖且沿两侧又未设置通长的屋盖纵向水平支撑的单跨厂房,以及有横梁的露天结构(如落锤车间等),均只考虑两相对柱荷载不等的影响,将柱的计算长度进行折减。

2 考虑厂房的空间工作。对沿两侧设置有通长屋盖纵向水平支撑的长度较大的轻型屋盖单跨厂房,或未设置上述支撑的长度较大的重型屋盖单跨厂房,以及轻型屋盖的多跨(两跨或两跨以上)厂房,除考虑两相对柱荷载不等的影响外,还考虑了结构的空

间工作,将柱的计算长度进行折减。

3 对多跨厂房。当设置有刚性盘体的屋盖,或沿两侧有通长的屋盖纵向水平支撑,则按框架柱柱顶为不动铰支承,对柱的计算长度进行折减。

以上阶形柱计算长度的取值,无论单阶柱或双阶柱,当柱上端与横梁铰接时,均按相应的上端为自由的独立柱的计算长度进行折减;当柱上端与横梁刚接时,则按相应的上端可以滑移(只能平移不能转动)的独立柱的计算长度进行折减。数据是根据理论分析计算所得结果进行对比得出的。

5.3.5 由于缀材或腹杆变形的影响,格构式柱和桁架式横梁的变形比具有相同截面惯性矩的实腹式构件大,因此计算框架的格构式柱和桁架式横梁的线刚度时,所用截面惯性矩要根据上述变形增大影响进行折减。对于截面高度变化的横梁或柱,计算线刚度时习惯采用截面高度最大处的截面惯性矩,根据同样理由,也应对其数值进行折减。

5.3.6 本条为新增条文。

1 附有摇摆柱的框(刚)架柱(图 16),其计算长度应乘以增大系数 η 。多跨框架可以把一部分柱和梁组成框架体系来抵抗侧力,而把其余的柱做成两端铰接。这些不参与承受侧力的柱称为摇摆柱,它们的截面较小,连接构造简单,从而降低造价。不过这种上下均为铰接的摇摆柱承受荷载的倾覆作用必然由支持它的刚(框)架来抵抗,使刚(框)架柱的计算长度增大。公式(5.3.6)表达的增大系数 η 为近似值,与按弹性稳定导得的值较接近且略偏安全。

2 本款是考虑同层和上下层各柱稳定承载力有富余时对所计算柱的支承作用,使其计算长度减小。这是原则性条文,具体计算方法可参见有关钢结构构件稳定理论的书籍。

3 梁与柱半刚性连接,是指梁与柱连接构造既非铰接又非刚接,而是在二者之间。由于构造比刚性连接简单,用于某些框架可

以降低造价。确定柱的计算长度时,应考虑节点特性,问题比较复杂,实用的简化计算方法可参见陈绍蕃著的《钢结构设计原理》第二版(科学出版社出版)。

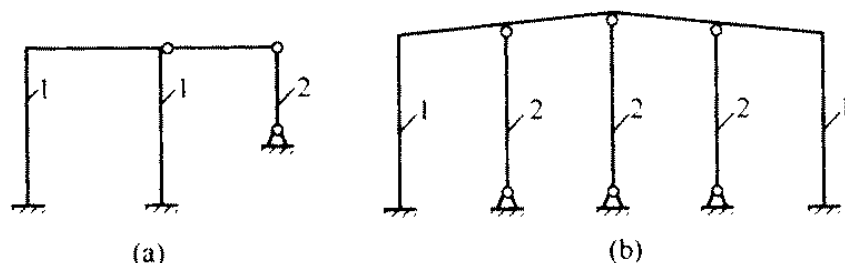


图 16 附有摇摆柱的有侧移框架

1 框架柱 2 摇摆柱

5.3.7 在确定框架柱沿房屋长度方向的计算长度时,把框架柱平面外的支承点视为框架柱在平面外屈曲时变形曲线的反弯点。

5.3.8 构件容许长细比的规定,主要是避免构件柔度太大,在本身重力作用下产生过大的挠度和运输、安装过程中造成弯曲,以及在动力荷载作用下发生较大振动。对受压构件来说,由于刚度不足产生的不利影响远比受拉构件严重。

调查证明,主要受压构件的容许长细比值取为 150,一般的支撑压杆取为 200,能满足正常使用的要求。考虑到国外多数规范对压杆的容许长细比值均较宽,一般不分压杆受力情况均规定为 200,经研究并参考国外资料,在注中增加了桁架中内力不大于承载能力 50%的受压腹杆,其长细比可放宽到 200。

5.3.9 受拉构件的容许长细比值,基本上保留了我国多年使用经验所规定(即原规范的规定)的数值。

在 5.3.8 和 5.3.9 条中,增加对跨度等于和大于 60m 桁架杆件的容许长细比的规定,这是根据近年大跨度桁架的实践经验作的补充规定。

5.4 受压构件的局部稳定

5.4.1 在轴心受压构件中,翼缘板的自由外伸宽度 b 与其厚度 t

之比的限值,是根据三边简支板(板的长度远远大于宽度 b) 在均匀压应力作用下,其屈曲应力等于构件的临界应力确定的。板在弹性状态的屈曲应力为:

$$\sigma_{cr} = \frac{0.425\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (46)$$

板在弹塑性状态失稳时为双向异性板,其屈曲应力为:

$$\sigma_{cr} = \frac{0.425\sqrt{\eta}\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (47)$$

式中 η ——弹性模量折减系数,根据轴心受压构件局部稳定的试验资料, η 可取为:

$$\eta = 0.1013\lambda^2 (1 - 0.0248\lambda^2 f_y/E) f_y/E。$$

由 $\sigma_{cr} = \varphi f_y$, 并取本规范附录 C 中的 φ 值即可得到 λ 与 b/t 的关系曲线。为便于设计,本规范采用了公式(5.4.1-1)所示直线公式代替。

对压弯构件, b/t 的限值应该由受压最大翼缘板屈曲应力决定,这时弹性模量折减系数 η 不仅与构件的长细比有关,而且还与作用于构件的弯矩和轴心压力值有关,计算比较复杂。为了便于设计,可以采用定值法来确定 η 值。对于长细比较大的压弯构件,可取 $\eta = 0.4$,翼缘的平均应力可取 $0.95f_y$,代入公式(47)中,得:

$$\frac{b}{t} = \pi \sqrt{\frac{0.425\sqrt{0.4}E}{12(1-\nu^2)0.95f_y}} = 15 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (48)$$

对于长细比小的压弯构件, η 值较小,所得到的 b/t 就会小于 $15 \sqrt{235/f_y}$ 。

为了与受弯构件协调,规范采用公式(5.4.1-2)的值作为压弯构件翼缘板外伸宽度与其厚度之比的限值。但也允许 $13 \sqrt{235/f_y} < b/t \leq 15 \sqrt{235/f_y}$, 此时,在压弯构件的强度计算和整体稳定计算中,对强轴的塑性系数 γ_x 取为 1.0。

5.4.2 对工字形或 H 形截面的轴心受压构件,腹板的高厚比 h_0/t_w 是根据两边简支另两边弹性嵌固的板在均匀压应力作用下,

其屈曲应力等于构件的临界应力得到的。板的嵌固系数取 1.3。在弹塑状态屈曲时,腹板的屈曲应力为:

$$\sigma_{cr} = \frac{1.3 \times 4 \sqrt{\eta} \pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 \quad (49)$$

弹性模量折减系数 η 仍按公式(48)取值。由 $\sigma_{cr} = \varphi f_y$, 并用本规范附录 C 中的 φ 值代入, 可得到 h_0/t_w 与 λ 的关系曲线。为了便于设计, 用本规范公式(5.4.2-1)的直线式代替(可参见何保康写的“轴心压杆局部稳定试验研究”一文, 载于《西安冶金建筑学院学报》, 1985 年 1 期)。

在压弯构件中, 腹板高厚比 h_0/t_w 的限值是根据四边简支板在不均匀压应力 σ 和剪应力 τ 的联合作用下屈曲时的相关公式确定的。压弯构件在弹塑性状态发生弯矩作用平面内失稳时, 根据构件尺寸和力的作用情况, 腹板可能在弹性状态下屈曲, 也可能在弹塑性状态下屈曲。

腹板在弹性状态下屈曲时(图 17), 其临界状态的相关公式为:

$$\left(\frac{\tau}{\tau_0} \right)^2 + \left[1 - \left(\frac{\alpha_0}{2} \right)^5 \right] \frac{\sigma}{\sigma_0} + \left(\frac{\alpha_0}{2} \right)^5 \left(\frac{\sigma}{\sigma_0} \right)^2 = 1 \quad (50)$$

式中 α_0 —— 应力梯度, $\alpha_0 = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\sigma_{max}}$;

τ_0 —— 剪应力 τ 单独作用时的弹性屈曲应力, $\tau_0 = \beta_v \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2$, 取 $a = 3h_0$, 则屈曲系数 $\beta_v = 5.784$;

σ_0 —— 不均匀应力 σ 单独作用下的弹性屈曲应力, $\sigma_0 = \beta_c \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2$, 屈曲系数 β_c 取决于 α_0 和剪应力的影响。

由公式(50)可知, 剪应力将降低腹板的屈曲应力。但当 $\alpha_0 \leq 1$ 时, τ/σ_m (σ_m 为弯曲压应力) 值的变化对腹板的屈曲应力影响很少。根据压弯构件的设计资料, 可取 $\tau/\sigma_m = 0.3$ 作为计算腹板屈曲应

力的依据。

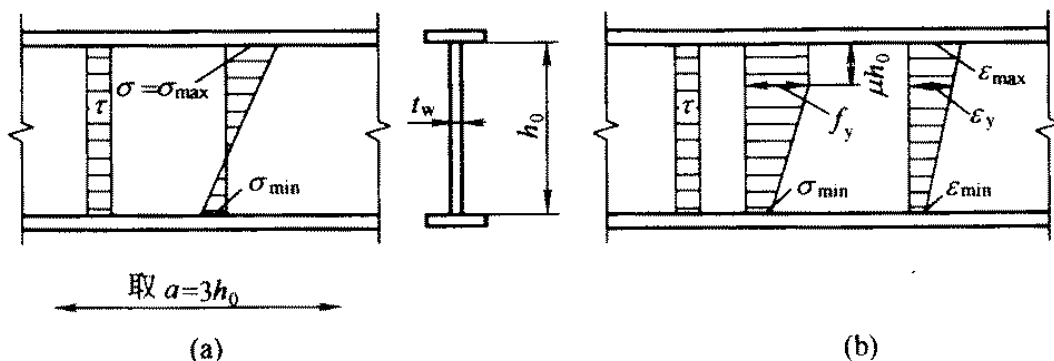


图 17 腹板的应力和应变

在正应力与剪应力联合作用下,腹板的弹性屈曲应力,可用下式表达:

$$\sigma_{cr} = \beta_e \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 \quad (51)$$

式中 β_e ——正应力与剪应力联合作用时的弹性屈曲系数。

现在我们利用公式(51)来求出 h_0/t_w 的最大限值。当 $\alpha_0 = 2$ (无轴心力) 和 $\tau/\sigma_m = 0.3$ 时, 即 $\tau/\sigma = 0.15\alpha_0$ 时, 可由相关公式(50)求得弹性屈曲系数 $\beta_e = 15.012$ 。将此值代入公式(51)中, 并取 $\sigma_{cr} = \sigma_{\max} = 0.95f_y$, 得 $h_0/t_w = 111.79 \sqrt{235/f_y}$ 。但是当 $\alpha_0 = 2$ 且 σ_{\max} 为最大值时, 剪应力 τ 通常较小, 可取 $\tau/\sigma_m = 0.2$, 得 $\beta_e = 18.434$; 仍取 $\sigma_{cr} = 0.95f_y$, 则 $h_0/t_w = 124 \sqrt{235/f_y}$ 。所以, 压弯构件中以 $h_0/t_w \approx 120 \sqrt{235/f_y}$ 作为弹性腹板的最大限值是适宜的。

在很多压弯构件中, 腹板是在弹塑性状态屈曲的(图 17b), 应根据板的弹塑性屈曲理论进行计算, 其屈曲应力 σ_{cr} 可用下式表达:

$$\sigma_{cr} = \beta_p \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 \quad (52)$$

式中 β_p 为四边简支板在不均匀压应力与剪应力联合作用下

的弹塑性屈曲系数,其值取决于应力比 τ/σ 、应变梯度 $\alpha = \frac{\epsilon_{\max} - \epsilon_{\min}}{\epsilon_{\max}}$ 和板边缘的最大割线模量 E_s ,而割线模量又取决于腹板的塑性发展深度 μh_0 。当 $\mu \leq (2-\alpha)/\alpha$ 时,由图 17b 中的几何关系, $E_s = (1-\alpha\mu)E$; 当 $\mu > (2-\alpha)/\alpha$ 时, $E_s = 0.5(1-\mu)E$ 。

E_s 与 β_p 之间的关系见表 8。在计算 τ, σ 和 α_0 时都是按无限弹性板考虑的。

表 8 四边简支板的弹塑性屈曲系数 β_p (当 $\tau/\sigma_m = 0.3$ 时)

$\alpha_0 \backslash E_s/E$	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6
0	4.000	3.003	2.683	2.369	2.047
0.2	4.435	3.393	3.036	2.665	2.300
0.4	4.970	3.874	3.465	3.050	2.630
0.6	5.640	4.477	4.006	3.527	3.042
0.8	6.467	5.222	4.681	4.126	3.561
1.0	7.507	6.152	5.536	4.892	4.233
1.2	8.815	7.317	6.629	5.886	5.117
1.4	10.393	8.671	7.941	7.117	6.238
1.6	12.150	10.080	9.391	8.526	7.576
1.8	13.800	11.322	10.812	9.985	8.997
2.0	15.012	11.988	11.651	10.951	10.079

在压弯构件中, μh_0 取决于构件的长细比 λ 和应变梯度 α (或应力梯度 α_0)。显然计算 E_s/E 的过程比较复杂。对于工字形截面,可将 μ 取为定值,用 $\mu = 0.25$,即可得到与 α_0 对应的 E_s/E 和 β_p 。由下式可以算得 h_0/t_w 的限值:

$$\sigma_{cr} = \beta_p \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{h_0} \right)^2 = f_y \quad (53)$$

h_0/t_w 与 α_0 的关系是曲线形式。为了便于计算采用两根直线代替:

当 $0 \leq \alpha_0 \leq 1.6$ 时:

$$\frac{h_0}{t_w} = (16\alpha_0 + 50) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (54)$$

当 $1.6 < \alpha_0 \leq 2.0$ 时:

$$\frac{h_0}{t_w} = (48\alpha_0 - 1) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (55)$$

但是此四边简支板是压弯构件的腹板,其受力大小应与构件的长细比 λ 有关,而且当 $\alpha_0 = 0$ 时 h_0/t_w 的限值应与轴心受压构件的腹板相同;当 $\alpha_0 = 2$ 时, h_0/t_w 应与受弯构件及剪应力影响的腹板高厚比基本一致。因此采用规范公式(5.4.2-2)和公式(5.4.2-3)来确定压弯构件腹板的高厚比(详细推导可参见李从勤写的“对称截面偏心压杆腹板的屈曲”,载于《西安冶金建筑学院学报》,1984年1期)。

5.4.3 箱形截面的轴心压杆,翼缘和腹板都可认为是均匀受压的四边支承板。计算屈曲应力时,认为板件之间没有嵌固作用。计算方法与本规范第5.4.2条中的轴心受压构件腹板相同。但为了便于设计,近似地将宽厚比限值取为定值,没有和长细比发生联系。

箱形截面的压弯构件,腹板屈曲应力的计算方法与工字形截面的腹板相同。但是考虑到腹板的嵌固条件不如工字形截面,两块腹板的受力状况也可能不完全一致,为安全计,采用本规范公式(5.4.2-2)或公式(5.4.2-3)的限值乘以0.8。

5.4.4 T形截面腹板的悬伸宽厚比通常比翼缘大得多。当为轴心受压构件时,腹板局部屈曲受到翼缘的约束。原规范对此腹板采用与工字形截面翼缘相同的限值,过分保守。经过理论分析(详见陈绍蕃“T形截面压杆的腹板局部屈曲”,《钢结构》2001年2期)和试验验证,将腹板宽厚比限值适当放宽。考虑到焊接T形截面几何缺陷和残余应力都比热轧T型钢不利,采用了相对低一些的限值。

对 T 形截面的压弯构件,当弯矩使翼缘受压时,腹板处于比轴心压杆更有利的地位,可以采用与轴压相同的高厚比限值。但当弯矩使腹板自由边受压时,腹板处于较为不利的地位。由于这方面未做新的研究工作,仍保留 GBJ 17—88 规范的规定。

5.4.5 受压圆管管壁在弹性范围局部屈曲临界应力理论值很大。但是管壁局部屈曲与板件不同,对缺陷特别敏感,实际屈曲应力比理论值低得多。参考我国薄壁型钢规范和国外有关规范的规定,不分轴心或压弯构件,统一采用 $d/t \leq 100(235/f_y)$ 。

5.4.6 对于 H 形、工字形和箱形截面的轴心受压构件和压弯构件,当腹板的高厚比不满足本规范第 5.4.2 条或第 5.4.3 条的要求时,可以根据腹板屈曲后强度的概念,取与翼缘连接处的一部分腹板截面作为有效截面。

6 疲劳计算

6.1 一般规定

6.1.1 本条阐明本章的适用范围为直接承受动力荷载重复作用的钢结构,当其荷载产生应力变化的循环次数 $n \geq 5 \times 10^4$ 时的高周疲劳计算。需要进行疲劳计算的循环次数,原规范规定为 $n \geq 10^5$ 次,考虑到在某些情况下可能不安全,参考国外规定并结合建筑钢结构的实际情况,改为 $n \geq 5 \times 10^4$ 次。

6.1.2 本条说明本章的适用范围为在常温、无强烈腐蚀作用环境中的结构构件和连接。

对于海水腐蚀环境、低周-高应变疲劳等特殊使用条件中疲劳破坏的机理与表达式各有特点,分别另属专门范畴;高温下使用和焊后经回火消除焊接残余应力的结构构件及其连接则有不同于本章的疲劳强度值,均应另行考虑。

6.1.3 本章采用荷载标准值按容许应力幅进行计算,是因为现阶段对不同类型构件连接的疲劳裂缝形成、扩展以至断裂这一全过程的极限状态,包括其严格的定义和影响发展过程的有关因素都还研究不足,掌握的疲劳强度数据只是结构抗力表达式中的材料强度部分,为此现仍按容许应力法进行验算。

为适应焊接结构在钢结构中日趋优势的状况,本章采用目前已为国际上公认的应力幅计算表达式。多年来国内外的试验研究和理论分析证实:焊接及随后的冷却,构成不均匀热循环过程,使焊接结构内部产生自相平衡的内应力,在焊缝附近出现局部的残余拉应力高峰,横截面其余部分则形成残余压应力与之平衡。焊接残余拉应力最高峰值往往可达到钢材的屈服强度。此外,焊接连接部位因截面改变原状,总会产生不同程度的应力集中现象。

残余应力和应力集中两个因素的同时存在,使疲劳裂缝发生于焊缝熔合线的表面缺陷处或焊缝内部缺陷处,然后沿垂直于外力作用方向扩展,直到最后断裂。产生裂缝部位的实际应力状态与名义应力有很大差别,在裂缝形成过程中,循环内应力的变化是以高达钢材屈服强度的最大内应力为起点,往下波动应力幅 $\Delta\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min}$ 与该处应力集中系数的乘积。此处 σ_{\max} 和 σ_{\min} 分别为名义最大应力和最小应力,在裂缝扩展阶段,裂缝扩展速率主要受控于该处的应力幅值。各国试验数据相继证明,多数焊接连接类别的疲劳强度当用 $\Delta\sigma$ 表示式进行统计分析时,几乎是与名义的最大应力比根本无关,因此与过去用最大名义应力 σ_{\max} 相比,焊接结构采用应力幅 $\Delta\sigma$ 的计算表达式更为合理。

试验证明,钢材静力强度的不同,对大多数焊接连接类别的疲劳强度并无显著差别,仅在少量连接类别(如轧制钢材的主体金属、经切割加工的钢材和对接焊缝经严密检验和细致的表面加工时)的疲劳强度有随钢材强度提高稍稍增加的趋势,而这些连接类别一般不在构件疲劳计算中起控制作用。因此,为简化表达式,可认为所有类别的容许应力幅都与钢材静力强度无关,即疲劳强度所控制的构件,采用强度较高的钢材是不经济的。

连接类别是影响疲劳强度的主要因素之一,主要是因为它将引起不同的应力集中(包括连接的外形变化和内在缺陷影响)。设计中应注意尽可能不采用应力集中严重的连接构造。

容许应力幅数值的确定,是根据疲劳试验数据统计分析而得,在试验结果中已包括了局部应力集中可能产生屈服区的影响,因而整个构件可按弹性工作进行计算。连接形式本身的应力集中不予考虑,其他因断面突变等构造产生应力集中应另行计算。

按应力幅概念计算,承受压应力循环与承受拉应力循环是完全相同的,而国外试验资料中也有在压应力区发现疲劳开裂的现象,但鉴于裂缝形成后,残余应力即自行释放,在全压应力循环中裂缝不会继续扩展,故可不予验算。

6.2 疲劳计算

6.2.1 本条文提出常幅疲劳验算公式(6.2.1-1)和验算所需的疲劳容许应力幅计算公式(6.2.1-2)。

常幅疲劳系指重复作用的荷载值基本不随时间随机变化,可近似视为常量,因而在所有的应力循环次数内应力幅恒等。验算时只需将应力幅与所需循环次数对应的容许应力幅比较即可。

考虑到非焊接构件和连接与焊接者之间的不同,即前者一般不存在很高的残余应力,其疲劳寿命不仅与应力幅有关,也与名义最大应力有关。因此,在常幅疲劳计算公式内,引入非焊接部位折算应力幅,以考虑 σ_{\max} 的影响。折算应力幅计算公式为:

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - 0.7\sigma_{\min} \leq [\Delta\sigma] \quad (56)$$

若按 σ_{\max} 计算的表达式为:

$$\sigma_{\max} \leq \frac{[\sigma_0^p]}{1 - k \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}} \quad (57)$$

即:

$$\sigma_{\max} - k\sigma_{\min} \leq [\sigma_0^p] \quad (58)$$

式中 k ——系数,按 TJ 17—74 规范规定:对主体金属:3号钢取 $k=0.5$,16Mn 钢取 $k=0.6$;角焊缝:3号钢取 $k=0.8$,16Mn 钢取 $k=0.85$;

$[\sigma_0^p]$ ——应力比 ρ ($\rho = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$) = 0 时的疲劳容许拉应力,其值与 $[\Delta\sigma]$ 相当。

在 TJ 17—74 规范中, $[\sigma_0^p]$ 考虑了欠载效应系数 1.15 和动力系数 1.1,故其值较高。但本条仅考虑常幅疲劳,应取消欠载系数,且 $[\Delta\sigma]$ 是试验值,已包含动载效应,所以亦不考虑动力系数。因此 $[\Delta\sigma]$ 的取值相当于 $[\sigma_0^p]/(1.15 \times 1.1) = 0.79[\sigma_0^p]$ 。另外,规范 GBJ 17—88 以高强度螺栓摩擦型连接和带孔试件为代表,将试验数据统计分析,取 $k=0.7$ 。因此得:

$$\Delta\sigma = \sigma_{\max} - 0.7\sigma_{\min} \quad (59)$$

常幅疲劳容许应力幅[本规范公式(6.2.1-2)和表 6.2.1]是基于两方面的工作,一是收集和汇总各种构件和连接形式的疲劳试验资料;二是以几种主要的形式为出发点,把众多的构件和连接形式归纳分类,每种具体连接以其所属类别给出疲劳曲线和有关系数。为进行统计分析工作,汇集了国内现有资料,个别连接形式(如 T 形对接焊等)适当参考国外资料。

根据不同钢号、不同尺寸的另一连接形式的所有试验资料,汇总后按应力幅计算式重新进行统计分析,以 95%置信度取 2×10^6 次疲劳应力幅下限值。例如,用实腹梁中起控制作用的横向加劲肋予以说明,共收集了九批试验资料,包括 3 号钢、16Mn 钢、15MnV 钢三种钢号,板厚从 12~50mm 的试件和部分小梁,统计结果得 200 万次平均疲劳强度为 $132\text{N}/\text{mm}^2$,保证 95%置信度的下限为 $100\text{N}/\text{mm}^2$ 。疲劳曲线在双对数坐标中斜率为 -3.16 的直线。这几个基本参数是确定连接分类及其特征 $[\Delta\sigma]-N$ 曲线的依据和出发点。

按各种连接形式疲劳强度的统计参数[非焊接连接形式考虑了最大应力(应力比)实际存在的影响],以构件主体金属、高强度螺栓连接、带孔、翼缘焊缝、横向加劲肋、横向角焊缝连接和节点板连接等几种主要形式为出发点,适当照顾 $[\Delta\sigma]-N$ 曲线族的等间隔设置,把连接方式和受力特点相似、疲劳强度相近的形式归成同一类,最后如本规范附录 E 所示,构件和连接分类有八种。分类后,需要确定疲劳曲线斜率值,根据试验结果,绝大多数焊接连接的斜率在 -3.0~-3.5 之间,部分介于 -2.5~-3.0 之间,构件主体金属和非焊接连接则按斜率小于 -4,为简化计算取用 $\beta=3$ 和 $\beta=4$ 两种,而在 $n=2 \times 10^6$ 次疲劳强度取值上略予调整,以免在低循环次数出现疲劳强度过高的现象。 $[\Delta\sigma]-N$ 曲线族确定后(本规范表 6.2.1),可据此求出任何循环次数下的容许应力幅 $[\Delta\sigma]$ 。

这次修订仅将原规范的“构件和连接分类”表中项次 5 梁翼缘

连接焊缝附近主体金属的类别作了补充和调正。

6.2.2 实际结构中重复作用的荷载,一般并不是固定值,若能预测或估算结构的设计应力谱,则按本规范第 6.2.3 条对吊车梁的处理手法,也可将变幅疲劳转换为常幅疲劳计算。在缺乏可用资料时,则只能近似地按常幅疲劳验算。

6.2.3 本条文提出适用于重级工作制吊车梁和重级、中级工作制吊车桁架的疲劳计算公式(6.2.3)。

为掌握吊车梁的实际应力情况,我们实测了一些有代表性车间,根据吊车梁应力测定资料,按雨流法进行应力幅频次统计,得到几种主要车间吊车梁的设计应力谱以及用应力循环次数表示的结构预期寿命。

设计应力谱包括应力幅水平 $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2, \dots, \Delta\sigma_i, \dots$ 及对应的循环次数 $n_1, n_2, \dots, n_i, \dots$ (统计分析时应力幅水平分级一般取为 10, 即 $i \rightarrow 10$), 然后按目前国际上通用的 Miner 线性累积损伤原理进行计算, 其原理如下:

连接部位在某应力幅水平 $\Delta\sigma_i$ 、作用有 n_i 次循环, 常幅疲劳对应 $\Delta\sigma_i$ 的疲劳寿命为 N_i , 则在 $\Delta\sigma_i$ 应力幅所占损伤率为 n_i/N_i , 对设计应力谱内所有应力幅均作相同计算, 则得:

$$\sum \frac{n_i}{N_i} = \frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} + \dots + \frac{n_i}{N_i} + \dots$$

从工程应用角度, 粗略地可认为当 $\sum \frac{n_i}{N_i} = 1$ 时产生疲劳破坏。现设想另有一常幅疲劳, 应力幅为 $\Delta\sigma_e$, 应力循环 $\sum n_i$ 次后也产生疲劳破坏, 若连接的疲劳曲线为:

$$N[\Delta\sigma]^\beta = C$$

对每一级应力幅水平均有:

$$N_i[\Delta\sigma_i]^\beta = C$$

同理有:

$$\sum n_i \cdot [\Delta\sigma_e]^\beta = C$$

代入 $\sum \frac{n_i}{N_i} = 1$ 计算式, 简化得到:

$$\Delta\sigma_e = \left[\frac{\sum n_i (\Delta\sigma_i)^2}{\sum n_i} \right]^{1/2}$$

此公式即是变幅疲劳的等效应力幅计算式[即本规范公式(6.2.2-2)]。

计算累积损伤时还涉及 $[\Delta\sigma]-N$ 曲线形状及截止应力问题。众所周知, 各类连接在常幅疲劳情况下存在各自的疲劳极限, 参照国外有关标准的建议, 可把 $n=5 \times 10^6$ 次视为各类连接疲劳极限对应的循环次数。但在变幅疲劳计算中, 常幅疲劳的疲劳极限并不适用, 需另行考虑。其原因是随着疲劳裂缝的扩展, 一些低于疲劳极限的低应力幅也将陆续成为扩展应力幅而加速疲劳损伤。与高应力幅不同, 低应力幅的扩展作用不是一开始就有的。考虑低应力幅作用的处理手法较多, 有取用分段 $\Delta\sigma-N$ 曲线, 有另行确定低于疲劳极限的截止应力, 以及延长 $\Delta\sigma-N$ 曲线取截止应力为零等。经对比计算表明(选择 7 种设计寿命和 8 种应力谱型, 共计 56 种情况): 考虑低应力幅损伤作用最简便方法是取截止应力为零, 即将高低应力幅不加区别地同等对待, 这样处理的结果在精度上也是令人满意的, 与某些精确方法相比, 相对误差小于 5%, 且偏于安全。

按上述原理推算各类车间实测吊车梁的等效应力幅 $\alpha_1 \Delta\sigma$, 此处 $\Delta\sigma$ 为设计应力谱中最大的应力幅; α_1 为变幅荷载的欠载效应系数。因不同车间实测的应力循环次数不同, 为便于比较, 统一以 $n=2 \times 10^6$ 次疲劳强度为基准, 进一步折算出相对的欠载系数 α_1 , 结果如表 9 所示:

表 9 不同车间的欠载效应等效系数

车间名称	推算的 50 年内 应力循环次数	欠载效应系数 α_1	以 $n=2 \times 10^6$ 次为基准的 欠载效应等效系数 α_1
某钢厂 850 车间(第一次测)	9.68×10^6	0.56	0.94
某钢厂 850 车间(第二次测)	12.4×10^6	0.48	0.88

续表 9

车间名称	推算的 50 年内 应力循环次数	欠载效应系数 α_1	以 $n=2 \times 10^6$ 次为基准的 欠载效应等效系数 α_1
某钢厂炼钢车间	6.81×10^5	0.42	0.64
某钢厂炼钢厂	4.83×10^5	0.60	0.81
某重机厂水压机车间	9.90×10^5	0.40	0.68

分析测定数据时,都将最大实测值视为吊车满负荷设计应力 $\Delta\sigma$,然后划分应力幅水平级别。事实上,实测应力与设计应力相比,随车间生产工艺不同(吊车吊重物后,实际运行位置与设计采用的最不利位置不完全相符)而有悬殊差异。例如均热炉车间正常的最大实测应力为设计应力的 80%以上,炼钢车间吊车为设计应力的 50%左右,而水压机车间仅为设计应力的 30%。

考虑到实测条件中的应力状态,难以包括长期使用时各种错综复杂的状况,忽略这一部分欠载效应是偏于安全的。

根据实测结果,提出本规范表 6.2.3-1 的 α_1 值:硬钩吊车取用 1.0,重级工作制软钩吊车为 0.8。有关中级工作制吊车桁架需要进行疲劳验算的规定,是由于实际工程中确有使用尚属频繁而满负荷率较低的一些吊车(如机械工厂的金工、锻工等车间),特别是当采用吊车桁架时,有补充疲劳验算的必要,故根据以往分析资料(中级工作制欠载约为重级工作制的 1.3 倍)推算出相应于 $n=2 \times 10^6$ 次的 α_1 值为 0.5。至于轻级工作制吊车梁和吊车桁架以及大多数中级工作制吊车梁,根据多年来使用的情况和设计经验,可不进行疲劳计算。

7 连接计算

7.1 焊缝连接

7.1.1 本条是为适应实际需要而新增的条款。条文对焊缝质量等级的选用作了较具体的规定,这是多年实践经验的总结。众所周知,焊缝的质量等级是《钢结构工程施工及验收规范》GBJ 205—83首先规定的。该规范及其修订说明颁布施行以来,很多设计单位即参照该施工规范修订说明第 3.4.11 条中对焊缝质量等级选用的建议和魏明钟教授编著的《钢结构设计新规范应用讲评》(1991 年版)中对焊缝质量等级选用的意见进行设计的,但仍有一些设计人员由于对规范理解不深,在施工图中往往对焊缝质量提出不合理的要求,给施工造成困难。为避免设计中的某些模糊认识,特新增加本条的规定。本条内容实质上是对过去工程实践经验的系统总结,并根据规范修订过程中收集到的意见加以补充修改而成。条文所遵循的原则为:

1 焊缝质量等级主要与其受力情况有关,受拉焊缝的质量等级要高于受压或受剪的焊缝;受动力荷载的焊缝质量等级要高于受静力荷载的焊缝。

2 凡对接焊缝,除非作为角焊缝考虑的部分熔透的焊缝外,一般都要求熔透并与母材等强,故需要进行无损探伤。因此,对接焊缝的质量等级不宜低于二级。

3 在建筑钢结构中,角焊缝一般不进行无损探伤检验,但对外观缺陷的等级(见现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 附录 A)可按实际需要选用二级或三级。

4 根据现行国家标准《焊接术语》GB/T 3375—94,凡 T 形、十字或角接接头的对接焊缝基本上都没有焊脚,这不符合建筑钢

结构对这类接头焊缝截面形状的要求。为避免混淆,对上述对接焊缝应一律按《焊接术语》书写为“对接和角接组合焊缝”(下同)。

最后需强调的是本条规定与本规范表 3.4.1-3 的关系问题。本条是供设计人员如何根据焊缝的重要性、受力情况、工作条件和设计要求等对焊缝质量等级的选用作出原则和具体规定,而表 3.4.1-3 则是根据对接焊缝的不同质量等级对各种受力情况下的强度设计值作出规定,这是两种性质不同的规定。在表 3.4.1-3 中,虽然受压和受剪的对接焊缝不论其质量等级如何均具有相同的强度设计值,但不能据此就误认为这种焊缝可以不考虑其重要性和其他条件而一律采用三级焊缝。正如质量等级为一、二级的受拉对接焊缝虽具有相同的强度设计值,但设计时不能据此一律选用二级焊缝的情况相同。

另外,为了在工程质量标准上与国际接轨,对要求熔透的与母材等强的对接焊缝(不论是承受动力荷载或静力荷载,亦不论是受拉或受压),其焊缝质量等级均不宜低于二级,因为在《美国钢结构焊接规范》AWS 中对上述焊缝的质量均要求进行无损探伤,而我国规范对三级焊缝是不进行无损探伤的。

7.1.2 凡要求等强的对接焊缝施焊时均应采用引弧板和引出板,以避免焊缝两端的起、落弧缺陷。在某些特殊情况下无法采用引弧板和引出板时,计算每条焊缝长度时应减去 $2t$ (t 为焊件的较小厚度),因为缺陷长度与焊件的厚度有关,这是参照前苏联钢结构设计规范的规定。

7.1.3 角焊缝两焊脚边夹角为直角的称为直角角焊缝,两焊脚边夹角为锐角或钝角的称为斜角角焊缝。本条文规定的计算方法仅适用于直角角焊缝的计算。

角焊缝按它与外力方向的不同可分为侧面焊缝、正面焊缝、斜焊缝以及由它们组合而成的围焊缝。由于角焊缝的应力状态极为复杂,因而建立角焊缝计算公式要靠试验分析。国内外的大量试验结果证明,角焊缝的强度和外力的方向有直接关系。其中,侧面焊

缝的强度最低,正面焊缝的强度最高,斜焊缝的强度介于二者之间。

国内对直角角焊缝的大批试验结果表明:正面焊缝的破坏强度是侧面焊缝的 1.35~1.55 倍。并且通过有关的试验数据,通过加权回归分析和偏于安全方面的修正,对任何方向的直角角焊缝的强度条件可用下式表达(图 18):

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \sqrt{3}f_t^w \quad (60)$$

式中 σ_{\perp} —— 垂直于焊缝有效截面($h_e l_w$)的正应力;
 τ_{\perp} —— 有效截面上垂直焊缝长度方向的剪应力;
 τ_{\parallel} —— 有效截面上平行于焊缝长度方向的剪应力;
 f_t^w —— 角焊缝的强度设计值(即侧面焊缝的强度设计值)。
 公式(60)的计算结果与国外的试验和推荐的计算方法是相符的。

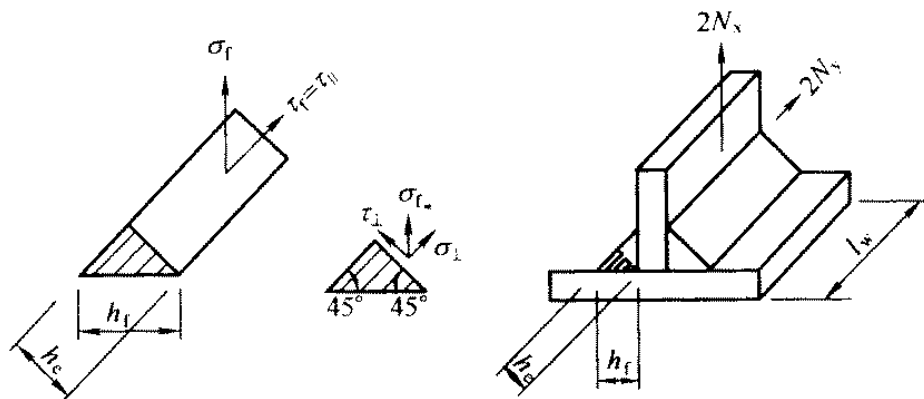


图 18 角焊缝的计算

现将公式(60)转换为便于使用的计算式,如图 18 所示,令 σ_{\perp} 为垂直于焊缝长度方向按焊缝有效截面计算的应力:

$$\sigma_{\perp} = \frac{N_x}{h_e l_w}$$

它既不是正应力也不是剪应力,但可分解为:

$$\sigma_{\perp} = \frac{\sigma_{\perp}}{\sqrt{2}}, \quad \tau_{\perp} = \frac{\sigma_{\perp}}{\sqrt{2}}$$

又令 τ_{\parallel} 为沿焊缝长度方向按焊缝有效截面计算的剪应力,显然:

$$\tau_{\parallel} = \tau_{\parallel} = \frac{N_y}{h_e l_w}$$

将上述 σ_{\perp} 、 τ_{\perp} 、 τ_{\parallel} 代入公式(60)中,得:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{\perp}}{\beta_f}\right)^2 + \tau_{\perp}^2} \leq f_t^w \quad (61)$$

式中 β_f ——正面角焊缝强度的增大系数, $\beta_f = 1.22$ 。

对正面角焊缝, $N_y = 0$, 只有垂直于焊缝长度方向的轴心力 N_x 作用:

$$\sigma_{\perp} = \frac{N_x}{h_e l_w} \leq \beta_f f_t^w \quad (62)$$

对侧面角焊缝, $N_x = 0$, 只有平行于焊缝长度方向的轴心力 N_y 作用:

$$\tau_{\parallel} = \frac{N_y}{h_e l_w} \leq f_t^w \quad (63)$$

以上就是规范中公式(7.1.3-1)至公式(7.1.3-3)的来源。对承受静力荷载和间接承受动力荷载的结构,采用上述公式,令 $\beta_f = 1.22$,可以保证安全。但对直接承受动力荷载的结构,正面角焊缝强度虽高但刚度较大,应力集中现象也较严重,又缺乏足够的试验依据,故规定取 $\beta_f = 1.0$ 。

当垂直于焊缝长度方向的应力有分别垂直于焊缝两个直角边的应力 σ_{ix} 和 σ_{iy} 时(图 19),可从公式(60)导出下式:

$$\sqrt{\frac{\sigma_{ix}^2 + \sigma_{iy}^2 - \sigma_{ix}\sigma_{iy}}{\beta_f^2} + \tau_{\parallel}^2} \leq f_t^w \quad (64)$$

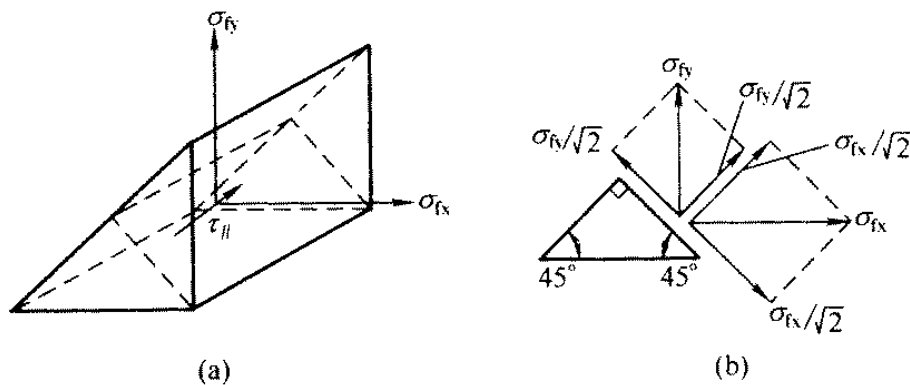


图 19 角焊缝 σ_{ix} 、 σ_{iy} 和 τ_{\parallel} 共同作用

式中对使用焊缝有效截面受拉的 σ_{ix} 或 σ_{iy} 取为正值, 反之取负值。

由于此种受力复杂的角焊缝我们还研究得不够, 在工程实践中又极少遇到, 所以未将此种情况列入规范。不过我们建议, 这种角焊缝宜采用不考虑应力方向的计算式进行计算, 即:

$$\sqrt{\sigma_{ix}^2 + \sigma_{iy}^2 + \tau_i^2} \leq f_i^w \quad (65)$$

另外, 角焊缝的计算长度在这次修订时改为实际长度减去 $2h_f$ (原规范为 10mm), 这不仅更符合实际且与《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 相一致。

7.1.4 在 T 形接头直角和斜角角焊缝的强度计算中, 原规范忽略了在接头处根部间隙 $b > 1.5\text{mm}$ 后对焊缝计算厚度 h_e 带来的影响, 另外, 对两焊脚边夹角 α 又没有加以限制, 不合理。今参照美国焊接规范 (AWS) 并与我国《建筑钢结构焊接技术规程》JGJ 81 进行协调后, 对条文进行了修改。规定锐角角焊缝 $\alpha \geq 60^\circ$, 钝角 $\alpha \leq 135^\circ$ (见 8.2.6 条), 并参照 AWS 1998 附录 II 的计算公式, T 形接头角焊缝的计算厚度应按图 20 中的 h_{e1} 或 h_{e2} 取用。

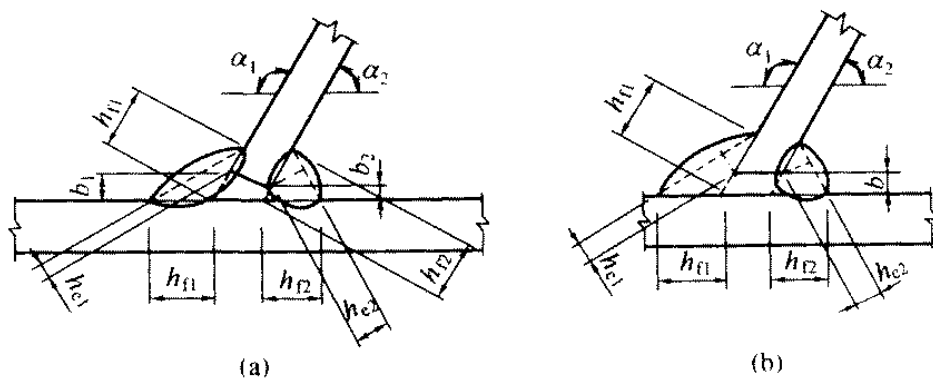


图 20 T 形接头的根部间隙和焊缝截面

b —根部间隙; h_f —焊脚尺寸; h_e —焊缝计算厚度

由图 20 中几何关系可知

$$\text{在锐角 } \alpha_2 \text{ 一侧, } h_{e2} = \left[h_{f2} - \frac{b(\text{或 } b_2)}{\sin \alpha_2} \right] \frac{\cos \alpha_2}{2} \quad (66a)$$

$$\text{在钝角 } \alpha_1 \text{ 一侧, } h_{e1} = \left[h_{f1} - \frac{b(\text{或 } b_1)}{\sin \alpha_1} \right] \frac{\cos \alpha_1}{2} \quad (66b)$$

由此可得斜角角焊缝计算厚度 h_{ei} 的通式:

$$h_{ei} = \left[h_f - \frac{b(\text{或 } b_1, b_2)}{\sin\alpha_i} \right] \frac{\cos\alpha_i}{2} \quad (67)$$

当 $b_i \leq 1.5\text{mm}$ 时, 可取 $b_i = 0$, 代入公式(67)后, 即得 $h_{ei} = h_{fi} \cos\alpha_i / 2$ 。

当 $b_i > 5\text{mm}$ 时, 焊缝质量不能保证, 应采取专门措施解决。一般是图 20(a)中的 b_i 可能大于 5mm , 则可将板边切成图 20(b) 的形式, 并使 $b \leq 5\text{mm}$ 。

对于斜 T 形接头的角焊缝, 在设计图中应绘制大样, 详细标明两侧角焊缝的焊脚尺寸。

7.1.5 部分焊透的对接焊缝, 包括图 7.1.5c 的部分焊透的对接与角接组合焊缝(按《焊接术语》GB/T 3375-94), 其工作情况与角焊缝类似, 仍按本规范公式(7.1.3-1)至公式(7.1.3-3)计算焊缝强度, 但取 $\beta_f = 1.0$, 即不考虑应力方向。

考虑到 $\alpha \geq 60^\circ$ 的 V 形坡口, 焊缝根部可以焊满, 故取 $h_e = s$; 当 $\alpha < 60^\circ$ 时, 取 $h_e = 0.75s$, 是考虑焊缝根部不易焊满和在熔合线上强度较低的情况。

这次修订时, 参照 AWS 1998, 并与《建筑钢结构焊接技术规程》JGJ 81 相协调, 将单边 V 形和 K 形坡口(图 7.1.5b、c), 从 V 形坡口中分离出来, 单独立项, 并补充规定了这种焊缝计算厚度的计算方法。

严格说, 上述各种焊缝的计算厚度应根据焊接方法、坡口形式及尺寸和焊缝位置的不同分别确定, 详见《建筑钢结构焊接技术规程》JGJ 81。由于差别较小, 本条采用了简化的表达方式, 其计算结果与焊接技术规程基本相同。

另外, 由于熔合线上的焊缝强度比有效截面处低约 10%, 所以规定为: 当熔合线处焊缝截面边长等于或接近于最小距离 s 时, 抗剪强度设计值应按角焊缝的强度设计值乘以 0.9。对于垂直于焊缝长度方向受力的不予焊透对接焊缝, 因取 $\beta_f = 1.0$, 已具有一定的潜力, 此种情况不再乘 0.9。

在垂直于焊缝长度方向的压力作用下,由于可以通过焊件直接传递一部分内力,根据试验研究,可将强度设计值乘以 1.22,相当于取 $\beta_f=1.22$,而且不论熔合线处焊缝截面边长是否等于最小距离 s ,均可如此处理。

7.2 紧固件(螺栓、铆钉等)连接

7.2.1 公式(7.2.1-8)和公式(7.2.1-10)的相关公式是保证普通螺栓或铆钉的杆轴不致在剪力和拉力联合作用下破坏;公式(7.2.1-9)和公式(7.2.1-11)是保证连接板件不致因承压强度不足而破坏。

7.2.2 本条为高强度螺栓摩擦型连接的要求。

1 高强度螺栓摩擦型连接是靠被连接板叠间的摩擦阻力传递内力,以摩擦阻力刚被克服作为连接承载能力的极限状态。摩擦阻力值取决于板叠间的法向压力即螺栓预拉力 P 、接触表面的抗滑移系数 μ 以及传力摩擦面数目 n_f ,故一个摩擦型高强度螺栓的最大受剪承载力为 $n_f\mu P$ 除以抗力分项系数 1.111,即得:

$$N_s^b = 0.9n_f\mu P \quad (68)$$

2 关于表 7.2.2-1 的抗滑移系数,这次修订时增加了 Q420 钢的 μ 值,一般来说,钢材强度愈高 μ 值越大。另外,通过近十余年的实践经验证明,原规范规定的当接触面处理为喷砂(丸)或喷砂(丸)后生赤锈时对 Q345 钢、Q390 钢所取的 $\mu=0.55$ 过高,在实际工程中常达不到,现在改为 $\mu=0.5$ (含 Q420 钢)。

考虑到酸洗除锈在建筑结构上很难做到,即使小型构件能用酸洗,但往往有残存的酸液会继续腐蚀摩擦面,故未列入。

在实际工程中,还可能采用砂轮打磨(打磨方向应与受力方向垂直)等接触面处理方法,其抗滑移系数应根据试验确定。

另外,按规范公式(7.2.2-1)计算时,没有限定板束的总厚度和连接板叠的块数,当总厚度超出螺栓直径的 10 倍时,宜在工程中进行试验以确定施工时的技术参数(如转角法的转角)以及抗剪

承载力。

3 关于高强度螺栓预拉力 P 的取值:高强度螺栓的预拉力 P 值原规范是基于螺栓的屈服强度确定的。因 8.8 级螺栓的屈服强度 $f_y = 660\text{N/mm}^2$, 所算得的 P 值低于国外规范的相应值, 以致 8.8 级螺栓摩擦型连接的承载力有时 ($\mu \leq 0.4$ 时) 甚至低于相同直径普通螺栓的抗剪承载力。考虑到高强度螺栓没有明显的屈服点, 这次修订时参照国外经验改为预拉力 P 值以螺栓的抗拉强度为准, 再考虑必要的系数, 用螺栓的有效截面经计算确定。

拧紧螺栓时, 除使螺栓产生拉应力外, 还产生剪应力。在正常施工条件下, 即螺母的螺纹和下支承面涂黄油润滑剂的情况下, 或在供货状态原润滑剂未干的情况下拧紧螺栓时, 试验表明可考虑对应力的影响系数为 1.2。

考虑螺栓材质的不均匀性, 引进一折减系数 0.9。

施工时为了补偿螺栓预拉力的松弛, 一般超张拉 5%~10%, 为此采用一个超张拉系数 0.9。

由于以螺栓的抗拉强度为准, 为安全起见再引入一个附加安全系数 0.9。

这样高强度螺栓预拉力值应由下式计算:

$$P = \frac{0.9 \times 0.9 \times 0.9}{1.2} f_u A_e \quad (69)$$

式中 f_u ——螺栓经热处理后的最低抗拉强度; 对 8.8 级, 取 $f_u = 830\text{N/mm}^2$, 对 10.9 级取 $f_u = 1040\text{N/mm}^2$;

A_e ——螺纹处的有效面积。

规范表 7.2.2-2 中的 P 值就是按公式(69)计算的(取 5kN 的整倍数值), 计算结果与现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 相协调, 但仍小于国外规范的规定值, AISC 1999 和 Eurocode 3 1993 均取预拉力 $P = 0.7A_e f_u^b$, 日本的取值亦与此相仿(《钢构造限界状态设计指针》1998)。

扭剪型螺栓虽然不存在超张拉问题, 但国标中对 10.9 级螺栓

连接副紧固轴力的最小值与本规范表 7.2.2-2 的 P 值基本相等, 而此紧固轴力的最小值(即 P 值)却为其公称值的 0.9 倍。

4 关于摩擦型连接的高强度螺栓, 其杆轴方向受拉的承载力设计值 $N_t^b = 0.8P$ 问题: 试验证明, 当外拉力 N_t 过大时, 螺栓将发生松弛现象, 这样就丧失了摩擦型连接高强度螺栓的优越性。为避免螺栓松弛并保留一定的余量, 因此规范规定为: 每个高强度螺栓在其杆轴方向的外拉力的设计值 N_t 不得大于 $0.8P$ 。

5 同时承受剪力 N_v 和栓杆轴向外拉力 N_t 的高强度螺栓摩擦型连接, 其承载力可以采用直线相关公式表达如下[即本规范公式(7.2.2-2)]:

$$\frac{N_v}{N_v^b} + \frac{N_t}{N_t^b} \leq 1$$

式中 N_v^b ——一个高强度螺栓抗剪承载力设计值, $N_v^b = 0.9n_t\mu P$ [即本规范公式(7.2.2-1)];

N_t^b ——一个高强度螺栓抗拉承载力设计值, $N_t^b = 0.8P$ (见本条说明第 4 款)。

将 N_v^b 和 N_t^b 代入本规范公式(7.2.2-2), 即可得到与 GBJ 17-88 相同的结果, $N_{v,t}^b = 0.9n_t\mu(P - 1.25N_t)$ (GBJ 17-88 规范第 7.2.2 条, 1~3 款)。

7.2.3 本条为高强度螺栓承压型连接的计算要求。

1 目前制造厂生产供应的高强度螺栓无用于摩擦型连接和承压型连接之分。当摩擦面处理方法相同且用于使螺栓受剪的连接时, 从单个螺栓受剪的工作曲线(图 21)可以看出: 当以曲线上的“1”作为连接受剪承载力的极限时, 即仅靠板叠间的摩擦阻力传递剪力, 这就是摩擦型的计算准则。但实际上此连接尚有较大的承载潜力。承压型高强度螺栓是以曲线的最高点“3”作为连接承载力极限, 因此更加充分利用了螺栓的承载能力, 按理可以节约 50% 以上的螺栓。这次修订时降低了承压型连接对摩擦面的要求即除应清除油污和浮锈外, 不再要求做其他处理。其工作性质与

原先要求接触面处理与摩擦型连接相同时有所区别。

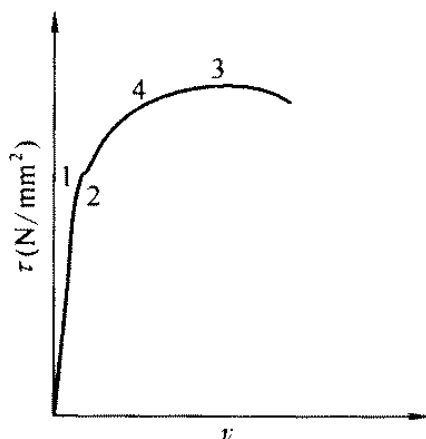


图 21 单个螺栓受剪时的工作曲线

因高强度螺栓承压型连接的剪切变形比摩擦型的大,所以只适于承受静力荷载或间接承受动力荷载的结构中。另外,高强度螺栓承压型连接在荷载设计值作用下将产生滑移,也不宜用于承受反向内力的连接。

2 由于高强度螺栓承压型连接是以承载力极限值作为设计准则,其最后破坏形式与普通螺栓相同,即栓杆被剪断或连接板被挤压破坏,因此其计算方法也与普通螺栓相同。但要注意:当剪切面在螺纹处时,其受剪承载力设计值应按螺栓螺纹处的有效面积计算(普通螺栓的抗剪强度设计值是根据连接的试验数据统计而定的,试验时不分剪切面是否在螺纹处,故普通螺栓没有这个问题)。

3 当承压型连接高强度螺栓沿杆轴方向受拉时,本规范表 3.4.1-4 给出了螺栓的抗拉强度设计值 $f_t^b \approx 0.48f_t^c$,抗拉承载力的计算公式与普通螺栓相同,本款亦适用于未施加预拉力的高强度螺栓沿杆轴方向受拉连接的计算。

4 同时承受剪力和杆轴方向拉力的高强度螺栓承压型连接:当满足规范公式(7.2.3-1)、(7.2.3-2)的要求时,可保证栓杆不致在剪力和拉力联合作用下破坏。

规范公式(7.2.3-2)是保证连接板件不致因承压强度不足而破坏。由于只承受剪力的连接中,高强度螺栓对板叠有强大的压紧作

用,使承压的板件孔前区形成三向压应力场,因而其承压强度设计值比普通螺栓的要高得多。但对受有杆轴方向拉力的高强度螺栓,板叠之间的压紧作用随外拉力的增加而减小,因而承压强度设计值也随之降低。承压型高强度螺栓的承压强度设计值是随外拉力的变化而变化的。为了计算方便,规范规定只要有外拉力作用,就将承压强度设计值除以 1.2 予以降低。所以规范公式(7.2.3-2)中右侧的系数 1.2 实质上是承压强度设计值的降低系数。计算 N_c^b 时,仍应采用本规范表 3.4.1-4 中的承压强度设计值。

5 由于已降低了承压型连接对摩擦面处理的要求,故原规范第 7.2.3 条第五款的要求即可取消。何况,此时在螺栓连接滑移时一般已不会发生响声。

7.2.4 当构件的节点处或拼接接头的一端,螺栓(包括普通螺栓和高强度螺栓)或铆钉的连接长度 l_1 过大时,螺栓或铆钉的受力很不均匀,端部的螺栓或铆钉受力最大,往往首先破坏,并将依次向内逐个破坏。因此规定当 $l_1 > 15d_0$,应将承载力设计值乘以折减系数。

7.2.6 本条提出了为连接薄钢板用的新式连接件(紧固件),如自攻螺钉、拉铆钉和近年来由国外引进并已广泛应用于我国建筑业构件连接中为剪力连接件等用的射钉等。鉴于这些紧固件的设计计算及构造要求,在现行《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 中均有具体规定,故本条不再赘述。

7.3 组合工字梁翼缘连接

7.3.1 本条所列公式是工程中习用的方法,引入系数 β_f 是为了区分因荷载状态的不同使焊缝连接的承载力有差异。

对直接承受动力荷载的梁(如吊车梁),取 $\beta_f = 1.0$;对承受静力荷载或间接承受动力荷载的梁(当集中荷载处无支承加劲肋时),取 $\beta_f = 1.22$ 。

7.3.2 在公式(7.3.2)的等号右侧,原规范为 N_{\min}^r ,漏掉了紧固件的数目 n_1 ,现改为“ $\leq n_1 N_{\min}^r$ ”,式中 n_1 为计算截面处的紧固件数。

7.4 梁与柱的刚性连接

本节为新增内容。

7.4.1 梁与柱刚性连接时,如不设置柱腹板的横向加劲肋,对柱腹板和翼缘厚度的要求是:

1 在梁受压翼缘处,柱腹板的厚度应满足强度和局部稳定的要求。公式(7.4.1-1)是根据梁受压翼缘与柱腹板在有效宽度 b_c 范围内等强的条件来计算柱腹板所需的厚度。计算时忽略了柱腹板向轴向(竖向)内力的影响,因为在主框架节点内,框架梁的支座反力主要通过柱翼缘传递,而连于柱腹板上的纵向梁的支座反力一般较小,可忽略不计。日本和美国均不考虑柱腹板竖向应力的影响。

公式(7.4.1-2)是根据柱腹板在梁受压翼缘集中力作用下的局部稳定条件,偏安全地采用的柱腹板宽厚比的限值。

2 柱翼缘板按强度计算所需的厚度 t_c 可用规范公式(7.4.1-3)表示,此式源于 AISC,其他国家亦沿用之。现简要推演如下(图 22):

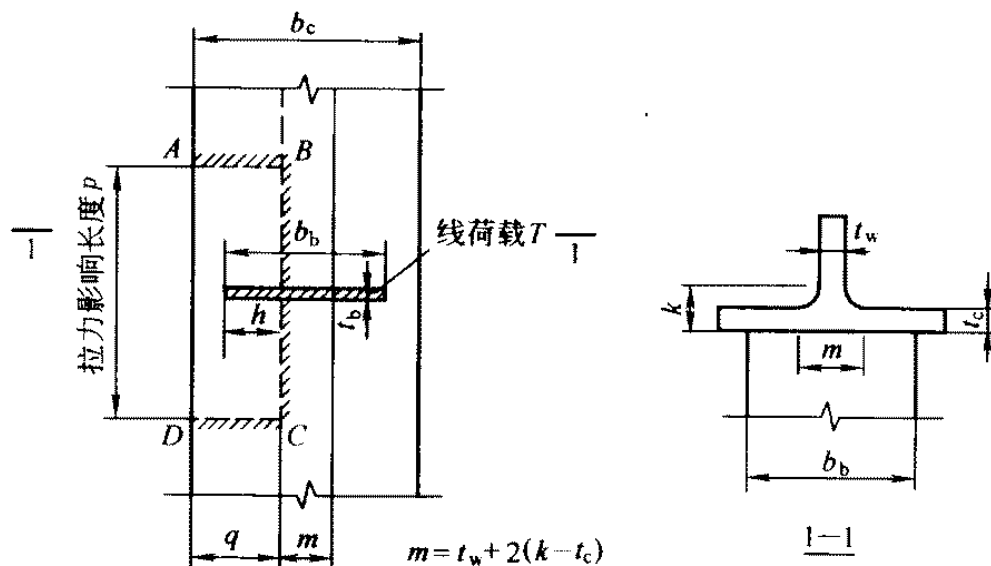


图 22 柱翼缘在拉力下的受力情况

在梁受拉翼缘处,柱翼缘板受到梁翼缘传来的拉力 $T = A_{ft} f_b$ (A_{ft} 为梁受拉翼缘截面积, f_b 为梁钢材抗拉强度设计值)。 T 由柱翼缘板的三个组成部分承担,中间部分(分布长度为 m)直接传给柱

腹板的力为 $f_c t_b m$, 其余各由两侧 ABCD 部分的板件承担。根据试验研究, 拉力在柱翼板上的影响长度 $p \approx 12t_c$, 并可在此受力部分视为三边固定一边自由的板件, 在固定边将因受弯而形成塑性铰。因此可用屈服线理论导出此板的承载力设计值为 $P = C_1 f_c t_c^2$, 式中 C_1 为系数, 与几何尺寸 p, h, q 等有关。对实际工程中常用的宽翼缘梁和柱, $C_1 = 3.5 \sim 5.0$, 可偏安全地取 $P = 3.5 f_c t_c^2$ 。这样, 柱翼缘板受拉时的总承载力为: $2 \times 3.5 f_c t_c^2 + f_c t_b m$ 。考虑到翼板中间和两侧部分的抗拉刚度不同, 难以充分发挥共同工作, 可乘以 0.8 的折减系数后再与拉力 T 相平衡:

$$0.8(7f_c t_c^2 + f_c t_b m) \geq A_{ft} f_b$$

$$\therefore t_c \geq \sqrt{\frac{A_{ft} f_b}{7f_c} \left(1.25 - \frac{f_c t_b m}{A_{ft} f_b}\right)}$$

在上式中 $\frac{f_c t_b m}{A_{ft} f_b} = \frac{f_c t_b m}{b_b t_b f_b} = \frac{f_c m}{f_b b_b}$, m/b_b 愈小, t_c 愈大。按统计分析, $f_c m / (f_b b_b)$ 的最小值约为 0.15, 以此代入, 即得

$$t_c \geq 0.396 \sqrt{\frac{A_{ft} f_b}{f_c}}, \text{ 即 } t_c \geq 0.4 \sqrt{\frac{A_{ft} f_b}{f_c}}。$$

7.4.2 当梁柱刚性连接处不满足本规范 7.4.1 条的要求时, 应设置柱腹板的横向加劲肋。在以柱翼缘和横向加劲肋为边界的节点腹板域, 所受的剪力为(图 23):

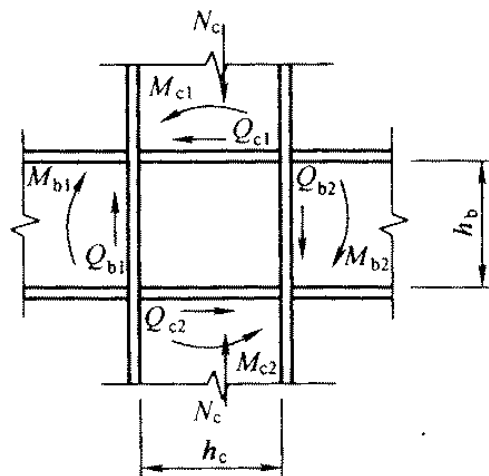


图 23 节点腹板域受力状态

$$V = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{h_b} \frac{Q_{c1} + Q_{c2}}{2}$$

剪应力应满足:

$$\tau = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{h_b h_c t_w} - \frac{Q_{c1} + Q_{c2}}{2 h_c t_w} \leq f_v$$

实际上节点腹板域的周边有柱翼缘和加劲肋提供的约束,使抗剪承载力大大提高。试验证明可将节点域的抗剪强度提高到 $\frac{4}{3} f_v$ 。另外,在节点域设计中弯矩的影响最大,当略去式中剪力项的有利影响,则求得的剪应力 τ 偏于安全且使算式简化,因此上式即成为:

$$\tau = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{h_b h_c t_w} \leq \frac{4}{3} f_v$$

式中 t_w 为柱腹板厚度,令 $h_b h_c t_w = V_p$, 为节点腹板域的体积;对箱形截面柱,考虑两腹板受力不均的影响,取 $V_p = 1.8 h_b h_c t_w$ 。

在上述节点板域的抗剪强度计算中同样没有考虑柱腹板轴力的影响,这是因为抗剪强度提高到 $\frac{4}{3} f_v$ 后仍留有较大的余地,而且略去剪力项后使算得的剪应力偏高 20%~30%,而柱腹板的轴压力对抗剪强度的影响系数为 $\sqrt{1 - (N/N_y)^2}$ (N 为柱腹板轴压力设计值, N_y 为柱腹板的屈服轴压承载力)。当影响系数为 0.83~0.77 (相当于略去剪力项后使剪应力计算值增加 20%~30%) 时, $N/N_y = 0.55 \sim 0.64$ 。而框架节点以承受弯矩为主,只要柱截面在 N_c 、 M_c 作用下产生拉应力, N/N_y 将小于 0.5, $\sqrt{1 - (N/N_y)^2} > 0.87$, 可以忽略。

节点腹板域除应按式(7.4.2-1)验算强度外,还应按式(7.4.2-2)验算局部稳定,式(7.4.2-2)与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 对高层钢结构的规定相同,采用了美国的建议,是在强震作用下不产生弹塑性剪切失稳的条件。但我国的初步研究则认为在轴力与剪力共同作用下保证不失稳的条件应为

$(h_b + h_c)/t_w \leq 70$ 。考虑到在抗震规范中对高层钢结构因柱截面尺寸较大已采用了公式(7.4.2-2),为与其协调,并将其作为最低限值,故本规范亦采用式(7.4.2-2)。

当柱腹板节点域不满足公式(7.4.2-1)的要求时,应采取加强措施。其中加贴补强板的措施有两种,在国外均有应用实例。至于斜向加劲肋则主要用于轻型结构,因它对抗震耗能不利,而且与纵向梁连接时构造上亦有困难。

7.5 连接节点处板件的计算

本节为新增内容。

7.5.1 连接节点处板件在拉、剪共同作用下的强度计算公式是根据我国对双角钢杆件桁架节点板的试验研究中拟合出来的,它同样适用于连接节点处的其他板件,如规范中图 7.5.1。

我们试验的桁架节点板大多数是弦杆和腹杆均为双角钢的 K 形节点,仅少数是竖杆为工字钢的 N 形节点。抗拉试验共有 6 种不同形式的 16 个试件。所有试件的破坏特征均为沿最危险的线段撕裂破坏,即图 24 中的 $\overline{BA}-\overline{AC}-\overline{CD}$ 三折线撕裂,其中 \overline{AB} 、 \overline{CD} 与节点板的边界线基本垂直。

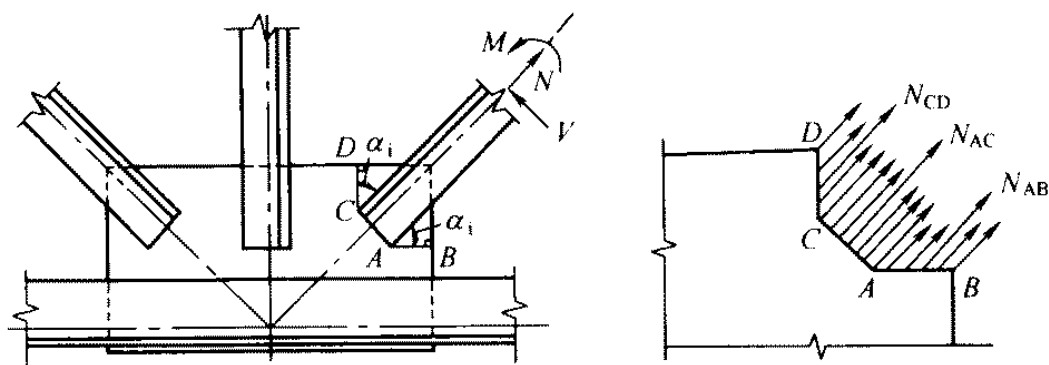


图 24 节点板受拉计算简图

规范公式(7.5.1)的推导过程如下:

在图 24 中,沿 $BACD$ 撕裂线割取自由体,由于板内塑性区的

发展引起的应力重分布,假定在破坏时撕裂面上各线段的应力 σ'_i 在线段内均匀分布且平行于腹杆轴力,当各撕裂段上的折算应力同时达到抗拉强度 f_u 时,试件破坏。根据平衡条件并忽略很小的 M 和 V ,则:

$$\sum N_i = \sum \sigma'_i \cdot l_i \cdot t = N$$

式中 l_i 为第 i 撕裂段的长度, t 为节点板厚度。设 α_i 为第 i 段撕裂线与腹杆轴线的夹角,则第 i 段撕裂面上的平均正应力 σ_i 和平均剪应力 τ_i 为:

$$\sigma_i = \sigma'_i \sin \alpha_i = \frac{N_i}{l_i t} \sin \alpha_i$$

$$\tau_i = \sigma'_i \cos \alpha_i = \frac{N_i}{l_i t} \cos \alpha_i$$

$$\sigma_{\text{red}} = \sqrt{\sigma_i^2 + 3\tau_i^2} = \frac{N_i}{l_i t} \sqrt{\sin^2 \alpha_i + 3\cos^2 \alpha_i} = \frac{N_i}{l_i t} \sqrt{1 + 2\cos^2 \alpha_i} \leq f_u$$

$$N_i \leq \frac{1}{\sqrt{1 + 2\cos^2 \alpha_i}} l_i t f_u$$

令 $\eta_i = 1/\sqrt{1 + 2\cos^2 \alpha_i}$,则:

$$N_i \leq \eta_i l_i t f_u \leq \eta_i A_i f_u$$

$$\sum N_i = \sum \eta_i A_i f_u \geq N_u \quad (70)$$

按极限状态设计法,即: $\sum \eta_i A_i f \geq N$

式中 f ——节点板钢材的强度设计值;

N ——斜腹杆的轴向内力设计值;

A_i ——为第 i 段撕裂面的净截面积。

公式(70)符合破坏机理,其计算值与试验值之比平均为87.5%,略偏于安全且离散性较小。

7.5.2 考虑到桁架节点板的外形往往不规则,用规范公式(7.5.1)计算比较麻烦,加之一些受动力荷载的桁架需要计算节点板的疲劳时,该公式更不适用,故参照国外多数国家的经验,建议对桁架节点板可采用有效宽度法进行承载力计算。所谓有效宽度

即认为腹杆轴力 N 将通过连接件在节点板内按照某一个应力扩散角度传至连接件端部与 N 相垂直的一定宽度范围内,该一定宽度即称为有效宽度 b_e 。

在试验研究中,假定 b_e 范围内的节点板应力达到 f_u ,并令 $b_e t f_u = N_u$ (N_u 为节点板破坏时的腹杆轴力),按此法拟合的结果:当应力扩散角 $\theta = 27^\circ$ 时精确度最高,计算值与试验值的比值平均为 98.9%;当 $\theta = 30^\circ$ 时此比值为 106.8%。考虑到国外多数国家对应力扩散角均取 30° ,为与国际接轨且误差较小,故亦建议取 $\theta = 30^\circ$ 。

有效宽度法计算简单,概念清楚,适用于腹杆与节点板的多种连接情况,如侧焊、围焊和铆钉、螺栓连接等(当采用铆钉或螺栓连接时, b_e 应取为有效净宽度)。

当桁架弦杆或腹杆为 T 形钢或双板焊接 T 形截面时,节点构造方式有所不同,节点内的应力状态更加复杂,故规范公式(7.5.1)和(7.5.2)均不适用。

用有效宽度法可以制作腹杆内力 N 与节点板厚度 t 的关系表,我们先制作了 $N - \frac{t}{b}$ 表,反映了影响有效宽度的斜腹杆连接肢宽度 b 和侧焊缝焊脚尺寸 h_{f1} 、 h_{f2} 的作用,因而该表比以往的 $N-t$ 表更精确。但由于表形较复杂且参数 b 和 h_f 的可变性较大,使用不便。为方便设计,便在 $N - \frac{t}{b}$ 表的基础上按不同参数组合下的最不利情况整理出 $N-t$ 包络图表(表 10),使该表具有较充分的依据,而且在常用不同参数 b 、 h_f 下亦是安全的。

表 10 单壁式桁架节点板厚度选用表

桁架腹杆内力或三角形屋架弦杆端节间内力 N (kN)	≤ 170	171~290	291~510	511~680	681~910	911~1290	1291~1770	1771~3090
中间节点板厚度 t (mm)	6	8	10	12	14	16	18	20

注:1 本表的适用范围为:

- 1) 适用于焊接桁架的节点板强度验算, 节点板钢材为 Q235, 焊条 E43;
- 2) 节点板边缘与腹杆轴线之间的夹角应不小于 30° ;
- 3) 节点板与腹杆用侧焊缝连接, 当采用围焊时, 节点板的厚度应通过计算确定;
- 4) 对有竖腹杆的节点板, 当 $c/t \leq 15 \sqrt{235/f_y}$ 时, 可不验算节点板的稳定; 对无竖腹杆的节点板, 当 $c/t \leq 10 \sqrt{235/f_y}$ 时, 可将受压腹杆的内力乘以增大系数 1.25 后再查表求节点板厚度, 此时亦可不验算节点板的稳定; 式中 c 为受压腹杆连接肢端面中点沿腹杆轴线方向至弦杆的净距离。

2 支座节点板的厚度宜较中间节点板增加 2mm。

7.5.3 本条为桁架节点板的稳定计算要求。

1 共作了 8 个节点板在受压斜腹杆作用下的试验, 其中有无竖腹杆的各 4 个试件。试验表明:

1) 当节点板自由边长度 l_1 与其厚度 t 之比 $l_1/t > 60 \sqrt{235/f_y}$ 时, 节点板的稳定性很差, 将很快失稳, 故此时应沿自由边加劲。

2) 有竖腹杆的节点板或 $l_1/t \leq 60 \sqrt{235/f_y}$ 的无竖腹杆节点板在斜腹杆压力作用下, 失稳均呈 $\overline{BA}-\overline{AC}-\overline{CD}$ 三折线屈折破坏, 其屈折线的位置和方向, 均与受拉时的撕裂线类同。

3) 节点板的抗压性能取决于 c/t 的大小 (c 为受压斜腹杆连接肢端面中点沿腹杆轴线方向至弦杆的净距, t 为节点板厚度), 在一般情况下, c/t 愈大, 稳定承载力愈低。

① 对有竖腹杆的节点板, 当 $c/t \leq 15 \sqrt{235/f_y}$ 时, 节点板的抗压极限承载力 $N_{R,c}$ 与抗拉极限承载力 $N_{R,t}$ 大致相等, 破坏的安全度相同, 故此时可不进行稳定验算。当 $c/t > 15 \sqrt{235/f_y}$ 时, $N_{R,c} < N_{R,t}$, 应按本规范附录 F 的近似法验算稳定; 当 $c/t > 22 \sqrt{235/f_y}$ 时, 近似法算出的计算值将大于试验值, 不安全, 故规定 $c/t \leq 22 \sqrt{235/f_y}$ 。

② 对无竖腹杆的节点板, $N_{R,c} < N_{R,t}$, 故一般都应该验算稳定, 当 $c/t > 17.5 \sqrt{235/f_y}$ 时, 节点板用近似法的计算值将大于试验值, 不安全, 故规定 $c/t \leq 17.5 \sqrt{235/f_y}$ 。

4) $l_1 t > 60 \sqrt{235/f_y}$ 的无竖腹杆节点板沿自由边加劲后, 在受压斜腹杆作用下, 节点板呈 $\overline{BA}-\overline{AC}$ 两折线屈折, 这是由于 \overline{CD} 区因加劲加强后, 稳定承载力有较大提高所致。但此时 $N_{R,c} < N_{R,1}$, 故仍需验算稳定, 不过, 仅需验算 \overline{BA} 区和 \overline{AC} 区而不必验算 \overline{CD} 区而已。

2 本规范附录 F 所列桁架节点板在斜腹杆轴压力作用下的稳定计算公式是根据 8 个试件的试验结果拟合出来的。根据破坏特征, 节点板失稳时的屈折线主要是 $\overline{BA}-\overline{AC}-\overline{CD}$ 三折线形 (见本规范附录 F 图 F.0.1)。为计算方便且与实际情况基本相符, 假定 \overline{BA} 平行于弦杆, $\overline{CD} \perp \overline{BA}$ 。

从试验可知, 在斜腹杆轴压力 N 作用下, 节点板内存在三个受压区, 即 \overline{BA} 区 (FBGHA 板件)、 \overline{AC} 区 (AIJC 板件) 和 \overline{CD} 区 (CKMP 板件)。当其中某一个受压区先失稳后, 其他各区立即相继失稳, 因此有必要对三个区分别进行验算。其中 \overline{AC} 区往往起控制作用。

计算时要先将腹杆轴压力 N 分解为三个平行分力各自作用于三个受压区屈折线的中点。平行分力的分配比例假定为各屈折线段在有效宽度线 (在本规范附录 F 图 F.0.1 中为 \overline{AC} 的延长线) 上投影长度 b_i 与 $\sum b_i$ 的比值。然后再将此平行分力分解为垂直于各屈折线的力 N_i , N_i 应小于或等于各受压区板件的稳定承载力。而受压区板件则可假定为宽度等于屈折线长度的钢板, 按轴压构件计算其稳定承载力。钢板长度取为板件的中线长度 c_i , 计算长度系数经拟合后取为 0.8, 长细比 $\lambda_i = \frac{l_{0i}}{i} = \frac{0.8c_i}{t/\sqrt{12}} = 2.77 \frac{c_i}{t}$ 。

这样各受压板区稳定验算的表达式为:

$$\overline{BA} \text{区: } N_1 (N_{BA}) = \frac{b_1}{b_1 + b_2 + b_3} N \sin \theta_1 \leq l_1 t \varphi_1 f$$

$$\overline{AC} \text{区: } N_2 (N_{AC}) = \frac{b_2}{b_1 + b_2 + b_3} N \leq l_2 t \varphi_2 f$$

$$\overline{CD} \text{区: } N_3(N_{CD}) = \frac{b_3}{b_1 + b_2 + b_3} N \cos \theta_1 \leq l_3 t \varphi_3 f$$

其中 l_1 、 l_2 、 l_3 分别为各区屈折线 \overline{BA} 、 \overline{AC} 、 \overline{CD} 的长度; b_1 、 b_2 、 b_3 为各屈折线在有效宽度线上的投影长度; t 为板厚; φ_i 为各受压板区的轴压稳定系数, 按 λ_i 计算。

对 $l_i/t > 60 \sqrt{235/f_y}$ 且沿自由边加劲的无竖腹杆节点板失稳时, 一般呈 \overline{BA} — \overline{AC} 两屈折线屈曲, 显然, 在 \overline{CD} 区因加劲后其稳定承载力大为提高, 已不起控制作用, 故只需用上述方法验算 \overline{BA} 区和 \overline{AC} 区的稳定。

用上述拟合的近似法计算稳定的结果表明, 试件的极限承载力计算值 $N_{R,c}^c$ 与试验值 $N_{R,c}^0$ 之比平均为 85%, 计算值偏于安全。

3 为了尽量缩小稳定计算的范围, 对于无竖腹杆的节点板, 我们利用国家标准图梯形钢屋架(G511)和钢托架(G513)中的 16 个节点, 用同一根斜腹杆对节点板作稳定和强度计算, 并进行对比以达到用强度计算的方法来代替稳定计算的目的。对比结果表明:

当 $c/t \leq 10 \sqrt{235/f_y}$ 时, 大多数节点的 N_c^c 大于 $0.9 N_c^s$ (N_c^c 、 N_c^s 为节点板的稳定和强度计算承载力), 仅少数节点的 $N_c^c = (0.83 \sim 0.9) N_c^s$, 此时的斜腹杆倾角 θ_1 大多接近 60° , 这说明 θ_1 的大小对稳定承载力的影响较大。

因为强度计算时的有效宽度 $b_e = \overline{AC} + (l_{11} + l_{12}) \tan 30^\circ$, 而稳定计算中假定斜腹杆轴压力 N 分配的有效宽度 $\sum b_i = b'_e = \overline{AC} + (l_{11} + l_{12}) \sin \theta_1 \cos \theta_1$ (式中 l_{11} 、 l_{12} 为斜腹杆两侧角焊缝的长度)。当 $\theta_1 = 60^\circ$ 或 30° 时, $\sin \theta_1 \cos \theta_1 = 0.433$, 与 $\tan 30^\circ (= 0.577)$ 相差最大, 此时的稳定计算承载力亦最低。设 $\overline{AC} = k(l_{11} + l_{12})$, 经统计, $k \approx 0.356$, 因此, 当 $\theta_1 = 60^\circ$ 或 30° 时的 b'_e 、 b_e 值分别为:

$$b'_e = (k + 0.433)(l_{11} + l_{12}) = 0.789(l_{11} + l_{12})$$

$$b_e = (k + 0.577)(l_{11} + l_{12}) = 0.933(l_{11} + l_{12})$$

由本规范附录 F 公式(F. 0. 2-2), $N_c^c = l_2 t \varphi_2 f (b_1 + b_2 + b_3) / b_2$

$$\because l_2 = b_2, b_1 + b_2 + b_3 = b'_c$$

$$\therefore N_c^c = b'_c t f \varphi_2$$

当 $c/t = 10$ 时, $\lambda_2 = 27.71$, $\varphi_2 = 0.944$ (Q235 钢) 和 0.910 (Q420 钢), 这样, 稳定承载力计算值 N_c^c 与受拉计算抗力 N_t^c 之比为:

$$\frac{N_c^c}{N_t^c} = \frac{b'_c t f \varphi_2}{b_c t f} = \frac{0.789}{0.933} \times 0.944 \text{ (或 } 0.910) \approx 0.798 \sim 0.770, \text{ 平均}$$

均为 0.784 。

因此, 对无竖腹杆的节点板, 当 $c/t \leq 10 \sqrt{235/f_y}$ 且 $30^\circ \leq \theta_1 \leq 60^\circ$ 时, 可将按强度计算 [公式(70)] 的节点板抗力乘以折减系数 0.784 作为稳定承载力。考虑到稳定计算公式偏安全近 15% , 故可将折减系数取为 0.8 ($0.8/0.784 = 1.020$), 以方便计算。

当然, 必要时亦可专门进行稳定计算, 若 $c/t > 10 \sqrt{235/f_y}$ 时, 则应接近似公式计算稳定。

7.6 支 座

7.6.1 本条为新增增加的内容, 对工程中最常用的平板支座的设计作出了具体规定。

7.6.2 弧形支座和辊轴支座中, 圆柱形表面与平板的接触表面的承压应力, 根据原规范 GBJ 17—88 的计算公式(7.4.2)和(7.4.3)合并为一式为:

$$\sigma = \frac{25R}{ndl} \leq f \quad (71)$$

式中 R ——支座反力设计值;

l ——弧形表面或辊轴与平板的接触长度;

d ——辊轴直径(对辊轴支座)或弧形表面半径的 2 倍(对弧形支座);

n ——辊轴数目, 对弧形支座 $n=1$ 。

本规范参考国内外有关规范的规定,认为从发展趋势来看,这两种支座接触面的承载力应与钢材的 f_y^2 成正比,故建议用下式表达:

$$R \leq 40ndl f^2 / E \quad (72)$$

上式即本规范公式(7.6.2),可以写成为:

$$\frac{R}{40ndl} \cdot \frac{E}{f} \leq f$$

对 Q235 钢, $E=206 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$, $f=215 \text{ N/mm}^2$, 则变成为

$$\frac{24R}{ndl} \leq f$$

这与原规范的计算式(7.4.2)和(7.4.3)合并后的式(71)基本一致,但对用高强度钢作成的支座,则本规范公式(7.6.2)的承载力有提高,这与国内外的研究成果相吻合。

7.6.3 公式(7.6.3)原为 $\sigma = \frac{1.6R}{dl} \leq [\sigma_{cj}]$, $[\sigma_{cj}]$ 为圆柱形枢轴局部紧接承压容许应力, $[\sigma_{cj}] \approx 0.75[\sigma]$, 再将其换算为极限状态设计表达式即得公式(7.6.3)。

7.6.4、7.6.5 这两条为新增加的内容。为了适应受力复杂或大跨度结构在支座处有较大位移(包括水平位移和不同方向的角位移)的要求,提出了采用橡胶支座和万向球形支座或双曲面支座。双曲线支座的两个互交方向的曲率不同,如果两曲率相同则为球形支座。

橡胶支座有板式和盆式两种,板式承载力小,盆式承载力大,构造简单,安装方便。盆式橡胶支座除压力外还可承受剪力,但不能承受较大拔力,不能防震,容许位移值可达 150mm。但橡胶易老化,各项指标不易确定且随时间改变。

万向球形钢支座和新型双曲型钢支座可分为固定支座和可移动支座,其计算方法按计算机程序进行。在地震区则可采用相应的抗震、减震支座,其减震效果可由计算得出,最多能降低地震力 10 倍以上。这种支座可承受压力、拔力和各向剪力,其抗拔力可

达 20000kN。以上各类新型支座由北京建筑结构研究所开发,衡水宝力工程橡胶有限公司、上海彭浦橡胶制品总厂生产。经鉴定后,已在北京首都四机位飞机库、上海虹桥飞机库、哈尔滨飞机库、乌鲁木齐飞机库、广州体育馆、南京长江二桥等数 10 处国家重点工程中使用。

8 构造要求

8.1 一般规定

8.1.1 本条着重提出“避免材料三向受拉”,是在构造上防止脆断的措施。

8.1.3 钢材是否需要在焊前预热和焊后热处理,钢材厚度不是唯一的条件,还要根据构件的约束程度、钢材性质、焊接工艺、焊接材料性能和施焊时的气温情况等综合考虑来决定。预热的目的是避免构件在焊接时产生裂纹;而形成冷裂纹的因素是多方面的(如上述的约束程度,钢材的淬硬组织和氢积聚程度等),故设计时可按具体情况综合考虑采取措施,以避免冷裂纹的出现,预热只是其中的一种手段。其中钢材性能亦是一个重要因素,如低合金钢有一定的淬硬性,有冷裂的倾向,板厚宜从严控制。但最近日本新开发一种超低碳素贝氏体的非调质 TS 570MPa 级厚型高强度钢板,在厚度 $t \geq 75\text{mm}$ 的情况下施焊时完全不用预热。焊后热处理的目的是为了改善热影响区的金属晶体组织、消除焊接残余应力,这往往是出于“结构性能要求”,如热风炉壳顶是为了避免晶间应力腐蚀而要求整体退火,以消除焊接残余应力。

这次修订时删去了原规范对焊件厚度的建议,这是因为从防止脆断的角度出发,焊件的厚度限值与结构形式、应力特征、工作温度以及焊接构造等多种因素有关,很难统一提出某个具体数值。

8.1.4 为了保证结构的空间工作,提高结构的整体刚度,承担和传递水平力,防止杆件产生过大的振动,避免压杆的侧向失稳以及保证结构安装时的稳定,本条对钢结构设置支撑提出了原则规定。

8.1.5 根据理论计算及已有建筑物的经验,特别是 1974 年以来

的经验,原规范将采暖房屋和非采暖地区的房屋的纵向温度区段长度由 180m 增大至 220m,将热车间和采暖地区的非采暖房屋的纵向温度区段长度由 150m 增大至 180m。

横向框架中,在相同温度变形的情况下,横梁与柱铰接时的温度应力比横梁与柱刚接时的温度应力降低较多。根据理论分析,可将铰接时的横向温度区段长度加大 25%,并列入规范表 8.1.5 内。

根据分析,柱间支撑的刚度比单独柱大很多,因此厂房纵向温度变形的不动点必然接近于柱间支撑的中点(两道柱间支撑时,为两支撑距离的中央)。本条表中规定的数值是基于温度区段长度等于 2 倍不动点到温度区段端部的距离确定的。因此从理论分析和实践经验,规定为:柱间支撑不对称布置时,柱间支撑的中点(两道柱间支撑时为两支撑距离的中央)至温度区段端部的距离不宜大于表 8.1.5 纵向区段长度的 60%。实际上我国有较多钢结构厂房未满足此项要求,除少数情况外,一般未发现问题。

此外,在计算纵向温度区段长度时,考虑到吊车梁与柱一般用 C 级螺栓连接,能够产生滑移,因而可减少温度应力和变形,若大部分吊车梁与柱的连接不能产生滑移,则纵向温度区段长度应减少 20%~30%。

另外,当温度区段长度未超过表 8.1.5 中的数值时,在一般情况下,可不考虑温度应力和温度变形对结构内力的影响(即 $P-\Delta$ 效应)。

8.2 焊缝连接

8.2.1 根据试验,Q235 钢与 Q345 钢钢材焊接时,若用 E50 $\times\times$ 型焊条,焊缝强度比用 E43 $\times\times$ 型焊条时提高不多,设计时只能取用 E43 $\times\times$ 型焊条的焊缝强度设计值。此外,从连接的韧性和经济方面考虑,故规定宜采用与低强度钢材相适应的焊接材料。

8.2.2 焊缝在施焊后,由于冷却引起了收缩应力,施焊的焊脚尺寸愈大,则收缩应力愈大,故规定焊脚尺寸不要过分加大。

为防止焊接时钢板产生层状撕裂,参照 ISO 国际标准第 8.9.2.7 条,补充规定当焊件厚度 $t > 20\text{mm}$ (ISO 为 $t \geq 16\text{mm}$,前苏联为 25mm ,建议取 $t > 20\text{mm}$) 的角焊缝应采用收缩时不易引起层状撕裂的构造(图 25)。

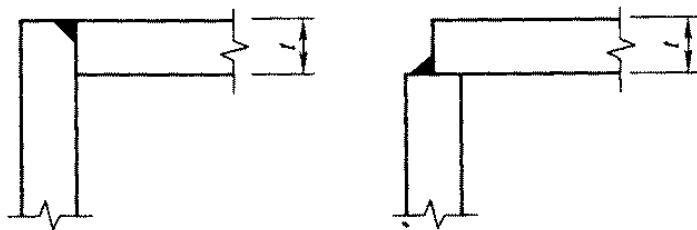


图 25 适宜的角接焊缝

在大面积板材(如实腹梁的腹板)的拼接中,往往会遇到纵横两个方向的拼接焊缝。过去这种焊缝一般采用 T 形交叉,有意避开十字形交叉。但根据国内有关单位的试验研究和使用经验以及两种焊缝形式机械性能的比较,十字形焊缝可以应用于各种结构的板材拼接中。从焊缝应力的观点看,无论十字形或 T 形,其中只有一条后焊焊缝的内应力起主导作用,先焊好的一条焊缝在焊缝交叉点附近受后焊焊缝的热影响已释放了应力。因此可采用十字形或 T 形交叉。当采用 T 形交叉时,一般将交叉点的距离控制在 200mm 以上。

8.2.3 对接焊缝的坡口形式可按照国家现行标准《建筑钢结构焊接技术规程》JGJ 81 的规定采用。

8.2.4 根据美国 AWS 的多年经验,凡不等厚(宽)焊件对焊连接时,均在较厚(宽)焊件上做成坡度不大于 1:2.5 (ISO 第 8.9.6.1 条为不大于 1:1) 的斜角。使截面平缓过渡以减小应力集中。为减少加工工作量,对承受静态荷载的结构,将原规范规定的斜角坡度不大于 1:4 改为不大于 1:2.5,而对承受动态荷载的结构仍为不大于 1:4,不作改变。因为根据我国的试验研究,不论改变

宽度或厚度,坡度用 1:8~1:4 接头的疲劳强度与等宽、等厚的情况相差不大。

当一侧厚度差不大于 4mm 时,焊缝表面的斜度已足以满足和缓传递的要求,因此规定当板厚一侧相差大于 4mm 时才需做成斜角。

考虑到改变厚度时对钢板的切削很费事,故一般不宜改变厚度。

8.2.5 对受动力荷载的构件,当垂直于焊缝长度方向受力时,未焊透处的应力集中会产生不利的影晌,因此规定不宜采用。但当外荷载平行于焊缝长度方向时,例如起重机臂的纵向焊缝(图 26b),吊车梁下翼缘焊缝等,只受剪应力,则可用于受动力荷载的结构。

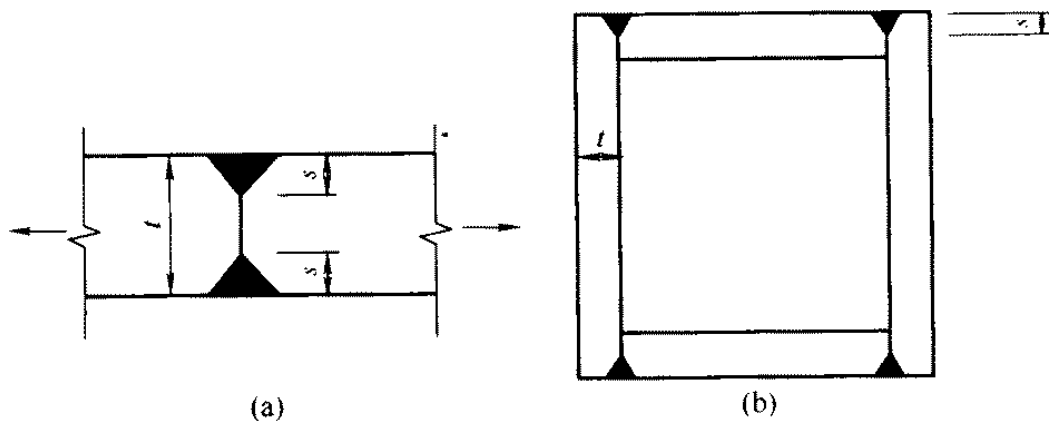


图 26 部分焊透的对接焊缝

部分焊透对接焊缝的计算厚度 $h_e \geq 1.5\sqrt{t}$ 的规定与角焊缝最小厚度 h_f 的规定相同,这是由于两者性质是近似的。

板件有部分焊透的焊缝(图 26a),若按 $1.5\sqrt{t}$ 算得的 h_e 值大于板件厚度 t 的 1/2,则此焊缝应按焊透的对接焊缝考虑。

8.2.6 两焊脚边夹角 $\alpha > 135^\circ$ (原规范为 120°) 时,焊缝表面较难成型,受力状况不良;而 $\alpha < 60^\circ$ 的焊缝施焊条件差,根部将留有空隙和焊渣;已不能用本规范第 7.1.4 条的规定来计算这类斜角角

焊缝的承载力,故规定这种情况只能用于不受力的构造焊缝。但钢管结构有其特殊性,不在此限。

8.2.7 本条为角焊缝的尺寸要求。

1 关于角焊缝的最小厚度。焊缝最小厚度的限值与焊件厚度密切相关,为了避免在焊缝金属中由于冷却速度快而产生淬硬组织,根据调查分析及参考国内外资料,现规定 $h_f \geq 1.5\sqrt{t}$ (计算时小数点以后均进为 1mm, t 为较厚板件的厚度)。此式简单便于记忆,与国内外用表格形式的规定出入不大。表 11 为板厚的规定与前苏联规范 СНИП II-23-81 相比较的情况。从表中对比可知,对于厚板本规定偏严,但根据我国的实践经验是合适的。与美国的 AWS 相比亦比较接近。

但参照 AWS,当采用低氢型焊条时,角焊缝的最小焊脚尺寸可由较薄焊件的厚度经计算确定,因低氢型焊条焊渣层厚、保温条件较好。

表 11 角焊缝的最小焊脚尺寸

角焊缝最小焊脚尺寸 (mm)	较厚焊件的厚度 t (mm)	
	СНИП II-23-81 ($f_y \leq 431.5 \text{ N/mm}^2$)	本规范
4	4~5	5~7
5	6~10	8~11
6	11~16	12~16
7	17~22	17~21
8	23~32	22~28
9	33~40	29~36
10	41~80	37~45
11	—	46~54
12	—	55~64

条文中对自动焊和 T 形连接的规定系参考国外资料确定的。

2 角焊缝的焊脚尺寸过大,易使母材形成“过烧”现象,使构件产生翘曲、变形和较大的焊接应力,按照国内外的经验,规定不宜大于较薄焊件的 1.2 倍(图 27)。

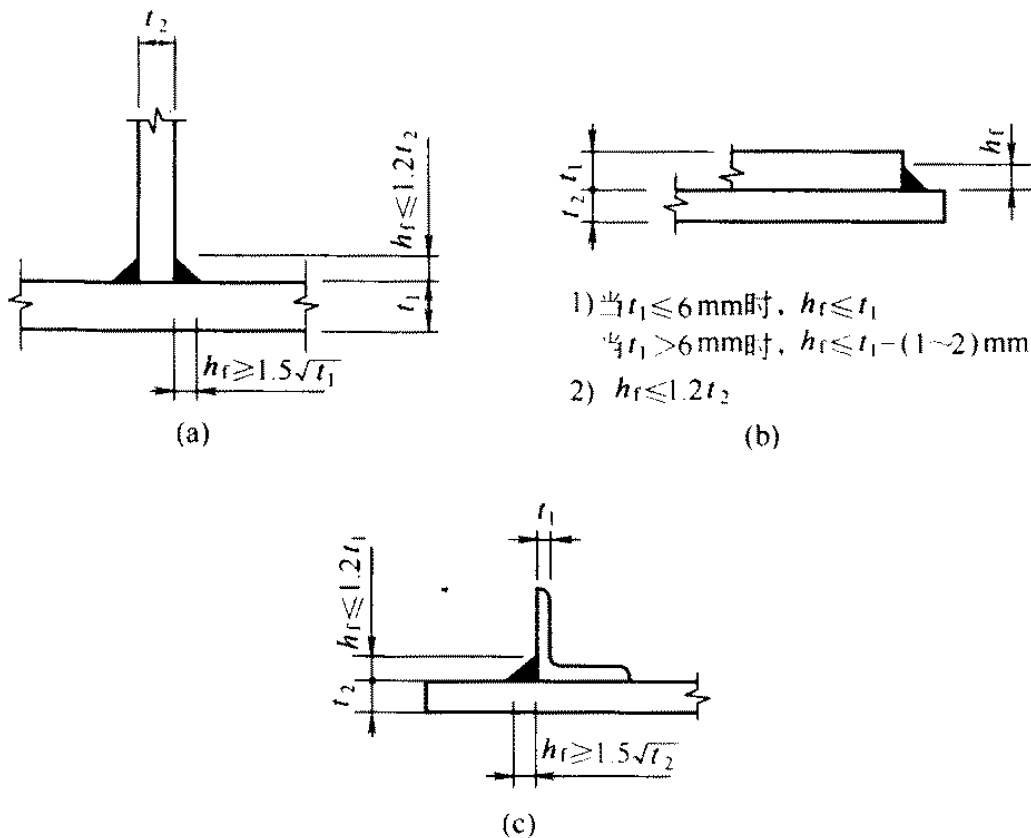


图 27 角焊缝的最大焊脚尺寸

焊件(厚度为 t)的边缘角焊缝若与焊件边缘等厚,在施焊时容易产生“咬边”现象,需要技术熟练的焊工才能焊满,因此规定厚度大于 6mm 的焊件边缘焊缝的最大厚度应比焊件厚度小 1~2mm(图 27b);当焊件厚度等于或小于 6mm 时,由于一般采用小直径焊条施焊,技术较易掌握,可采用与焊件等厚的角焊缝。

关于圆孔或槽孔内的角焊缝焊脚尺寸系根据施工经验确定的,若焊脚尺寸过大,焊接时产生的焊渣就能把孔槽堵塞,影响焊接质量,故焊脚尺寸与孔径应有一定的比例。

3 关于不等焊脚边的应用问题。这是为了解决两焊件厚度相差悬殊时(图 27c),用等焊脚边无法满足最大、最小焊缝厚度规定的矛盾。

4 关于侧面角焊缝最小计算长度的规定。主要针对厚度大而长度小的焊缝,为了避免焊件局部加热严重且起落弧的弧坑相距太近,以及可能产生的缺陷,使焊缝不够可靠。此外,焊缝集中在很短距离,焊件的应力集中也较大。在实际工程中,一般焊缝的最小计算长度约为 $(8\sim 10)h_f$,故将焊缝最小计算长度规定为 $8h_f$,且不得小于 40mm。

国外在这方面的规定是:欧美为 $4h_f$ 和 40mm,日本为 $10h_f$ 和 40mm。

5 关于侧面角焊缝的最大计算长度。侧面角焊缝沿长度方向受力不均,两端大而中间小,故一般均规定其有效长度(即计算长度)。原规范对此是按承受荷载状态的不同区别对待的,受动力荷载时取 $40h_f$,受静力荷载时取 $60h_f$ 。后来经我国的试验研究证明可以不加区别,统一取某个规定值。现在国际上亦都不考虑荷载状态的影响,但是,各国对侧面角焊缝最大计算长度的规定值却有所不同。前苏联 1981 年规范为 $60h_f$,AISC 1999 为 $100h_f$,日本 1998 年为 $50h_f$,美国和日本还规定当长度超过此限值时应予折减。本条根据我国的实践经验,仍规定为不超过 $60h_f$ 。

8.2.8 在受动力荷载的结构中,为了减少应力集中,提高构件的抗疲劳强度,焊缝形式以凹形为最好,但手工焊成凹形极为费事,因此采用手工焊时,焊缝做成直线形较为合适。当用自动焊时,由于电流较大,金属熔化速度快、熔深大,焊缝金属冷却后的收缩自然形成凹形表面。为此规定在直接承受动力荷载的结构(如吊车梁),角焊缝表面做成凹形或直线形均可。

对端焊缝,因其刚度较大,受动力荷载时应焊成平坡式,习用规定直角边的比例为 1:1.5。根据国内外疲劳试验资料,若满足疲劳要求,端焊缝的比值宜为 1:3,某些国外规范对此要求亦较

为严格。但施工单位反映,焊缝坡度小不易施焊,一般需二次堆焊才能形成,为此本条仍规定端焊缝的直角边比例为 1:1.5。

8.2.9 断续焊缝是应力集中的根源,故不宜用于重要结构或重要的焊接连接。这次修订时又补充了断续角焊缝焊段的最小长度以便于操作,亦和本规范第 8.2.7 条第 4 款呼应。

8.2.10 当钢板端部仅有侧面角焊缝时,规定其长度 $l \geq b$,是为了避免应力传递的过分弯折而使构件中应力不均匀。规定 $b \leq 16t$ ($t > 12\text{mm}$) 或 190mm ($t \leq 12\text{mm}$),是为了避免焊缝横向收缩时引起板件的拱曲太大(图 28)。当宽度 b 超过此规定时,应加正面角焊缝,或加槽焊或电焊钉。

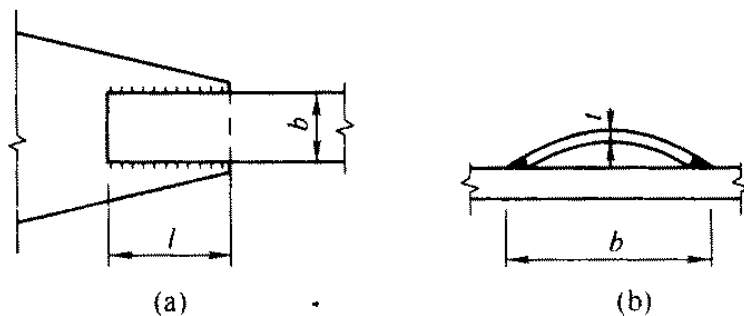


图 28 宽板的焊接变形

8.2.11 围焊中有端焊缝和侧焊缝,端焊缝的刚度较大,弹性模量 $E \approx 1.5 \times 10^6$;而侧焊缝的刚度较小, $E \approx (0.7 \sim 1) \times 10^6$,所以在弹性工作阶段,端焊缝的实际负担要高于侧焊缝;但在围焊试验中,在静力荷载作用下,届临塑性阶段时,应力渐趋于平均,其破坏强度与仅有侧焊缝时差不多,但其破坏较为突然且塑性变形较小。此外从国内几个单位所做的动力试验证明,就焊缝本身来说围焊比侧焊的疲劳强度为高,国内某些单位曾在桁架的加固中使用了围焊,效果亦较好。但从“焊接桁架式钢吊车梁下弦及腹杆的疲劳性能”的研究报告中,认为当腹杆端部采用围焊时,对桁架节点板受力不利,节点板有开裂现象,故建议在直接承受动力荷载的桁架腹杆中,节点板应适当加大或加厚。鉴于上述情况,故这次的规定改为:宜采用两面侧焊,也可用三面围焊。

围焊的转角处是连接的重要部位,如在此处熄火或起落弧会加剧应力集中的影响,故规定在转角处必须连续施焊。

8.2.12 使用绕角焊时可避免起落弧的缺陷发生在应力集中较大处,但在施焊时必须连续焊,不能断弧。

8.2.13 本条目的是为了减少收缩应力以及因偏心在钢板与连接件中产生的次应力。此外,根据实践经验,增加了薄板搭接长度不得小于 25mm 的规定。

8.3 螺栓连接和铆钉连接

8.3.1 根据实践经验,允许在组合构件的缀条中采用 1 个螺栓(或铆钉)。某些塔桅结构的腹杆已有用 1 个螺栓的。

8.3.4 本条是基于铆接结构的规定而统一用之于普通螺栓和高强度螺栓,其中高强度螺栓是经试验研究结果确定的,现将表 8.3.4 的取值说明如下:

1 紧固件的最小中心距和边距。

1) 在垂直于作用力方向:

① 应使钢材净截面的抗拉强度大于或等于钢材的承压强度;

② 尽量使毛截面屈服先于净截面破坏;

③ 受力时避免在孔壁周围产生过度的应力集中;

④ 施工时的影响,如打铆时不振松邻近的铆钉和便于拧紧螺帽等。过去为了便于拧紧螺帽,螺栓的最小间距习用为 $3.5d$,在编制规范时,征求工人意见,认为用 $3d$ 亦可以,高强度螺栓用套筒扳手,间距 $3d$ 亦无问题,因此将螺栓的最小间距改为 $3d$,与铆钉相同。

2) 顺内力方向,按母材抗挤压和抗剪切等强度的原则而定:

① 端距 $2d$ 是考虑钢板在端部不致被紧固件撕裂;

② 紧固件的中心距,其理论值约为 $2.5d$,考虑上述其他因素取为 $3d$ 。

2 紧固件最大中心距和边距。

1) 顺内力方向: 取决于钢板的紧密贴合以及紧固件间钢板的稳定。

2) 垂直内力方向: 取决于钢板间的紧密贴合条件。

这次修订时参考了我国《铁路桥涵钢结构设计规范》TB 10002.2 和美国 AISC 1989, 对原规范表 8.3.4 进行了局部修改, 内容如下:

1 原规范表中“任意方向”涵义不清, 现参照桥规明确为“沿对角线方向”。

2 原规范表中对中间排的中心间距没有明确“垂直内力方向”的情况, 现参照桥规补充了这一项。

3 原规范表中的边距区分为切割边和轧制边两类, 这跟前苏联的规定相同(我国桥规亦如此)。但美国 AISC 却始终区分为剪切边(shear cut)和轧制边或气割(gas cut)与锯割(saw cut)两类。意即气割及锯割和轧制是属于同一类的, 我们认为从切割方法对钢材边缘质量的影响来看, 美国规范是比较合理的, 现从我国国情出发, 将手工气割归于剪切边一类。

8.3.5 C 级螺栓与孔壁间有较大空隙, 故不宜用于重要的连接。例如:

1 制动梁与吊车梁上翼缘的连接: 承受着反复的水平制动力和卡轨力, 应优先采用高强度螺栓, 其次是低氢型焊条的焊接, 不得采用 C 级螺栓。

2 制动梁或吊车梁上翼缘与柱的连接: 由于传递制动梁的水平支承反力, 同时受到反复的动力荷载作用, 不得采用 C 级螺栓。

3 在柱间支撑处吊车梁下翼缘与柱的连接, 柱间支撑与柱的连接等承受剪力较大的部位, 均不得用 C 级螺栓承受剪力。

8.3.6 防止螺栓松动的措施中除用双螺帽外, 尚有用弹簧垫圈, 或将螺帽和螺杆焊死等方法。

8.3.7 因型钢的抗弯刚度大, 用高强度螺栓不易使摩擦面贴紧。

8.3.9 因撬力很难精确计算,故沿杆轴方向受拉的螺栓(铆钉)连接中的端板(法兰板),应采取构造措施(如设置加劲肋等)适当增强其刚度,以免有时撬力过大影响紧固件的安全。

8.4 结构构件

(I) 柱

8.4.1 缀条柱在缀材平面内的抗剪与抗弯刚度比缀板柱好,故对缀材面剪力较大的格构式柱宜采用缀条柱。但缀板柱构造简单,故常用作轴心受压构件。当用型钢(工字钢、槽钢、钢管等)代替缀板时,型钢横杆的线刚度之和(双肢柱的两侧均有型钢横杆时,为两个横杆线刚度之和,若用一根型钢代替两块缀板时,则为一根横杆的线刚度)不小于柱单肢线刚度的6倍。根据分析,这样使缀板柱的换算长细比 λ_0 的计算误差在5%以下,使轴心受压构件的稳定系数 φ 的误差在2%以下。

8.4.3 在格构式柱和大型实腹柱中设置横隔是为了增加抗扭刚度,根据我国的实践经验,本条对横隔的间距作了具体规定。

(II) 桁架

8.4.4 条文规定对焊接结构,以杆件形心线为轴线,但为方便制作,宜取以5mm为倍数,即四舍五入是可以的。

对于桁架弦杆截面变化引起形心线偏移问题,过去习惯是不超过截面高度5%时,可不考虑偏心影响。原苏联1981年规范改为1.5%,从实际考虑很难做到,因为若改变角钢的截面高度,偏心均超过1.5%,故只适用于厚度变化,但拼接构造比较困难。经用双角钢组成的重型桁架,分别按轴线偏差1.5%和5%计算对比,结果是:轴线偏差为1.5%时,由偏心所产生的附加应力约占主应力的5%;而偏心为5%时,约占10%。作为次应力,其数值较小,可忽略不计。因此取5%较为合适。对钢管结构,见本规范第10.1.5条的规定。

8.4.5 采用双角钢T形截面为桁架弦杆的工业与民用建筑过去

均不考虑次应力。随着宽翼缘 H 型钢等截面在桁架杆件中应用,次应力的影响已引起注意。结合理论分析及试验研究以及参照国内外一些有关规定,考虑桁架杆件因节点刚性而产生的次应力时允许将杆件抵抗强度提高等因素,认为将可以忽略不计的次应力影响限制在 20% 左右比较合适,并以此控制截面高跨比的限值。由此得出,对杆件为单角钢、双角钢或 T 形截面的桁架结构且为节点荷载时,可忽略次应力的影响,对杆件的线刚度(或 h/l 值)亦不加限制;对杆件为 H 形或其他组合截面的桁架结构,在桁架平面内的截面高度与杆件几何长度(节点中心间的距离)之比,对弦杆不宜大于 1/10,对腹杆不宜大于 1/15,当超过上述比值时,应考虑节点刚性所引起的次弯矩。对钢管结构,见本规范第 10.1.4 条的规定。

8.4.6 在桁架节点处各相交杆件连接焊缝之间宜留有一定的净距,以利施焊且改善焊缝附近钢材的抗脆断性能。本条根据我国的实践经验对节点处相邻焊缝之间的最小净距作出了具体规定。管结构相贯连接节点处的焊缝连接另有较详细的规定(见本规范第 10.2 节),故不受此限制。

8.4.8 跨度大于 36m 的桁架要考虑由于下弦的弹性伸长、使桁架在水平方向产生较大的位移,对柱或托架产生附加应力。如 42m 桁架的水平位移达 26mm,国外的有关资料中亦提到类似的情况。

考虑到端斜杆为上承式的简支屋架,其下弦杆与柱子的连接是可伸缩的;下弦杆的弹性伸长也就不会对柱子产生推力,而上弦杆的弹性压缩和拱脚的向外推移大致可以抵消,亦可不必考虑。

(Ⅲ) 梁

8.4.9 多层板焊接组成的焊接梁,由于其翼缘板间是通过焊缝连接,在施焊过程中将会产生较大的焊接应力和焊接变形,且受力不均匀,尤其在翼缘变截面处内力线突变,出现应力集中,使梁处于不利的工作状态,因此推荐采用一层翼缘板。当荷载较大,单层翼

缘板无法满足强度或可焊性的要求时,可采用双层翼缘板。

当外层翼缘板不通长设置时,理论截断点处的外伸长度 l_1 的取值是根据国内外的试验研究结果确定的。在焊接双层翼缘板梁中,翼缘板内的实测应力与理论计算值在距翼缘板端部一定长度 l_1 范围内是有差别的,在端部差别最大,往里逐渐缩小,直至距端部 l_1 处及以后,两者基本一致。 l_1 的大小与有无端焊缝、焊缝厚度与翼缘板厚度的比值等因素有关。

8.4.11 为了避免三向焊缝交叉,加劲肋与翼缘板相接处应切成斜角,但直接受动力荷载的梁(如吊车梁)的中间加劲肋下端不宜与受拉翼缘焊接,一般在距受拉翼缘不少于 50mm 处断开,故对此类梁的中间加劲肋,切角尺寸的规定仅适用于与受压翼缘相连接处。

8.4.12 从钢材小试件的受压试验中看到,当高厚比不大于 2 时,一般不会产生明显的弯扭现象,应力超过屈服点时,试件虽明显缩短,但压力尚能继续增加。所以突缘支座的伸出长度不大于 2 倍端加劲肋厚度时,可用端面承压的强度设计值 f_{ce} 进行计算。否则,应将伸出部分作为轴心受压构件来验算其强度和稳定性。

(IV) 柱 脚

8.4.13 按我国习惯,柱脚锚栓不考虑承受剪力,特别是有靴梁的锚栓更不能承受剪力。但对于没有靴梁的锚栓,国外有两种意见,一种认为可以承受剪力,另一种则不考虑(见 G. BALLIO, F. M. MAZZOLANI 著《钢结构理论与设计》,冶金部建筑研究总院译,1985 年 12 月)。另外,在我国亦有资料建议,在抗震设计中可用半经验半理论的方法适当考虑外露式钢柱脚(不管有无靴梁)受压侧锚栓的抗剪作用,因此,将原规范的“不应”改为“不宜”。至于摩擦系数的取值,现在国内外已普遍采用 0.4,故列入。

8.4.15 当钢柱直接插入混凝土杯口基础内用二次浇灌层固定时,即为插入式柱脚(见图 29)。近年来,北京钢铁设计研究总院和重庆钢铁设计研究院等单位均对插入式钢柱脚进行过试验研

究,并曾在多项单层工业厂房工程中使用,效果较好,并不影响安装调整。这种柱脚构造简单、节约钢材、安全可靠。本条规定是参照北京钢铁设计研究总院土建三室于1991年6月编写的“钢柱杯口式柱脚设计规定”(土三结规2—91)提出来的,同时还参考了有关钢管混凝土结构设计规程,其中钢柱插入杯口的最小深度与我国电力行业标准《钢—混凝土组合结构设计规程》DL/T 5085—1999的插入深度比较接近,而国家建材局《钢管混凝土结构设计规程》JGJ 01—89中对插入深度的取值过大,故未予采用。另外,本条规定的数值大于预制混凝土柱插入杯口的深度,这是合适的。

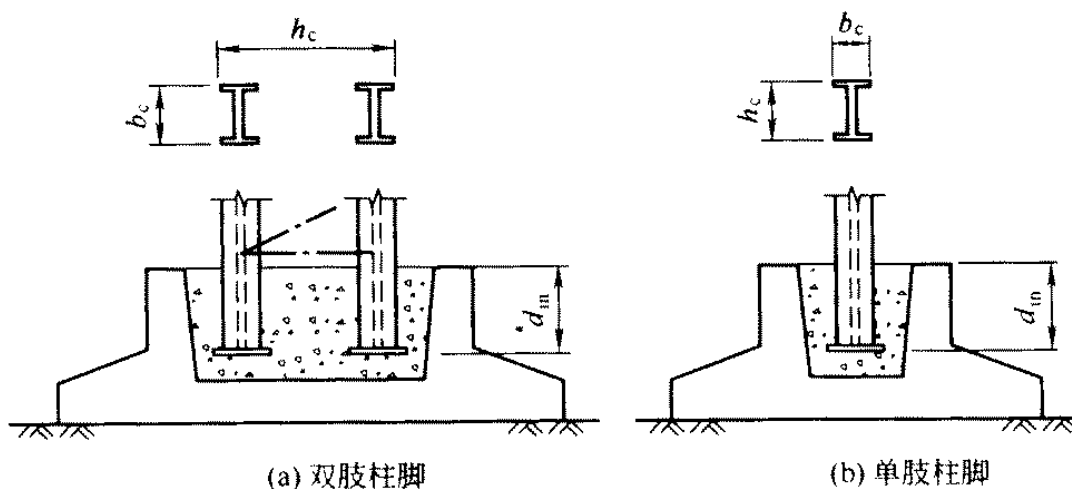


图 29 插入式柱脚

对双肢柱的插入深度,北京钢铁设计研究总院原取为 $(1/3 \sim 1/2)h_c$ 。而混凝土双肢柱为 $(1/3 \sim 2/3)h_c$,并说明当柱安装采用缆绳固定时才用 $1/3h_c$ 。为安全计,本条将最小插入深度改为 $0.5h_c$ 。

8.4.16 将钢柱直接埋入混凝土构件(如地下室墙、基础梁等)中的柱脚称为埋入式柱脚;而将钢柱置于混凝土构件上又伸出钢筋,在钢柱四周外包一段钢筋混凝土者为外包式柱脚,亦称为非埋入式柱脚。这两种柱脚(见图30)常用于多、高层钢结构建筑物。本条规定与国家现行标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99—98

以及《钢筋混凝土结构设计规程》YB 9082—97 中相类似的构造要求相协调。

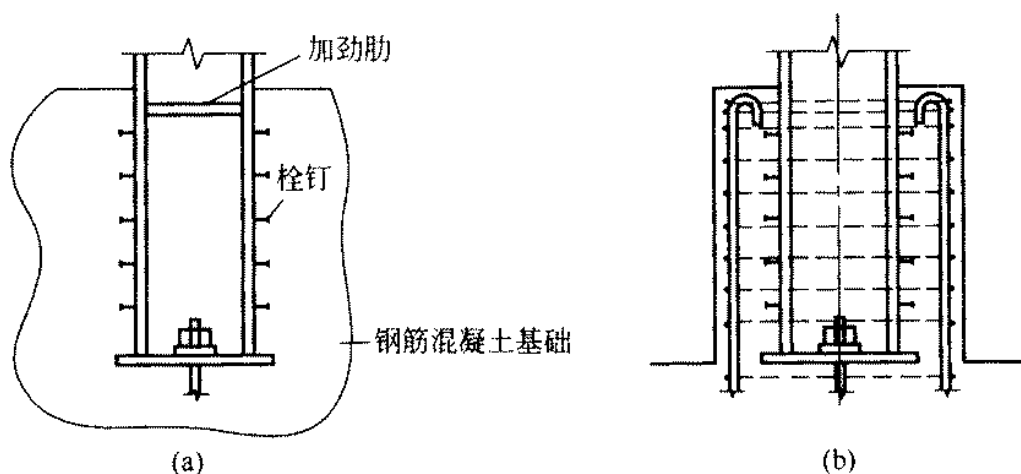


图 30 埋入式柱脚和外包式柱脚

关于对埋入深度或外包高度的要求,高钢规程中规定为柱截面高度的 2~3 倍(大于插入式柱脚的插入深度),是引用日本的经验,对抗震有利。而在钢筋混凝土规程中对此没有提出要求。因此,本条没有对埋深或外包高度提出具体要求。

8.5 对吊车梁和吊车桁架(或类似结构)的要求

8.5.1 双层翼缘板的焊接吊车梁在国内尚缺乏使用经验,虽于 1980 年进行了静力和疲劳性能试验,鉴于试验条件与实际受力情况有一定差别,因此规定外层翼缘板要通长设置及两层翼缘板紧密接触的措施。在中、重级工作制焊接吊车梁中使用,应慎重考虑。

8.5.2 根据调研,在重级工作制吊车桁架或制动桁架中,凡节点连接是铆钉或高强度螺栓,经长期生产考验,一般使用尚属正常,但在类似的夹钳吊车或刚性料耙等硬钩吊车的吊车桁架或制动桁架中,则有较多的破坏现象,故作此规定。分析其原因因为桁架式结构荷载的动力作用常集聚于各节点,尤其是上弦节点破坏较多。若用全焊桁架,节点由于有焊接应力、次应力等形成复杂的应力场

和应力集中,因而疲劳强度低,亦将导致节点处过早破坏。

8.5.3 本条所列各项构造要求,系根据国内试验成果确定的。

1 节点板的腹杆端部区域是杆件汇合的地方,焊缝多且较集中,应力分布复杂,焊接残余应力的影响也较大,根据试验及有关资料的建议,吊车桁架节点板处、腹杆与弦杆之间的间隙以保持在50~60mm为宜,此时对节点板焊接影响较少。

节点板两侧与弦杆连接处采用圆弧过渡,可以减小应力集中,圆弧半径 r 愈大效果愈好,经试验及查阅有关资料, r 值不小于60mm为宜。

节点板与腹杆轴线的夹角 θ 不小于 30° ,其目的在于使节点板有足够的传力宽度,受力较均匀,以保证节点板的正常工作能力。

2 焊缝的起落弧点往往有明显咬肉等缺陷,引起较大的应力集中而降低杆件疲劳强度,为此规定起落弧点距节点板(或填板)边缘应至少为5mm。

根据试验,用小锤敲击焊缝两端可以消除残余应力的影响。

3 图8.5.3-2是新增加的桁架杆件采用轧制(或焊接)H型钢制成的全焊接吊车桁架的节点示意图,北京钢铁设计研究总院采用这种在重级工作制吊车作用下的吊车桁架已有15~20年的使用经验。

8.5.4 焊接吊车梁和焊接吊车桁架的工地拼接应采用焊接,当有必要时亦可采用高强度螺栓摩擦型连接(桥梁钢结构的工地拼接亦正在扩大焊接拼接的范围),其中吊车梁的上翼缘更宜采用对接焊缝拼接。但在采用焊接拼接时,必须加强对焊缝质量的检验工作。

8.5.5 吊车梁腹板与上翼缘的连接焊缝,除承受剪应力外,尚承受轮压产生的局部压应力,且轨道偏心也给连接焊缝带来很不利的影响,尤其是重级工作制吊车梁,操作频繁,上翼缘焊缝容易疲劳破坏。对起重量大于或等于50t的中级工作制吊车,因轮压很大,且实际上同样有疲劳问题,故亦要求焊透,至于吊车桁架中节

点板与上弦的连接焊缝,因其受力情况复杂,同样亦规定应予焊透。

此外,腹板边缘宜机械加工开坡口,其坡口角度应按腹板厚度以焊透要求为前提,由施工单位做焊透试验来确定,但宜满足图 8.5.5 中规定的焊脚尺寸的要求。

8.5.6 关于焊接吊车梁中间横向加劲肋端部是否与受压翼缘焊接的问题,国外有两种不同意见,一种认为焊接后几年就出现开裂,故不主张焊接;另一种认为没有什么问题,可以相焊。根据我国的实践经验,若仅顶紧不焊,则当横向加劲肋与腹板焊接后,由于温度收缩而使加劲肋脱离翼缘,顶不紧了,只好再补充焊接。使用中亦没有发现什么问题,故本条规定中间横向加劲肋可与受压翼缘相焊。

试验研究证明,吊车梁中间横向加劲肋与腹板的连接焊缝,若在受拉区端部留有起落弧,则容易在腹板上引起疲劳裂缝。条文规定不宜在加劲肋端部起落弧,采用绕角焊、围焊或其他方法应与施工单位具体研究确定。总之,在加劲肋端部的焊缝截面不能有突变,亦有因围焊质量不好而出问题的(后改用风铲加工),所以宜由高级焊工施焊。

吊车梁的疲劳破坏一般是从受拉区开裂开始。因此,中、重级工作制吊车梁的受拉翼缘与支撑的连接采用焊接是不合适的,采用 C 级螺栓比采用焊缝方便,故建议采用螺栓连接。

同样理由,规定中间横向加劲肋端部不应与受拉翼缘相焊,也不应另加零件与受拉翼缘焊接,加劲肋宜在距受拉翼缘不少于 50~100mm 处断开。

本条适用于简支和连续吊车梁。

8.5.7 直接铺设轨道的吊车桁架上弦,其工作性质与连续吊车梁相近,而原规范要求“与吊车梁相同”,不够确切,新规范作了改正。

8.5.8 吊车梁(或吊车桁架)上翼缘与制动结构及柱相互间的连接,一般采用搭接。其中主要是吊车梁上翼缘与制动结构的连接

和吊车梁上翼缘与柱的连接。

1 在重级工作制吊车作用下,吊车梁(或吊车桁架)上翼缘与制动桁架的连接,因动力作用常集中于节点,加以桁架节点处有次应力,受力情况十分复杂,很容易发生损坏,故宜采用高强度螺栓连接。而吊车梁上翼缘与制动梁的连接,重庆钢铁设计研究院和重庆大学从1988年到1992年曾对此进行了专门的研究,通过静力、疲劳试验和理论分析,科学地论证了只要能保证焊接质量和控制焊接变形仅用单面角焊缝连接的可行性,并在攀钢、成都无缝钢管厂和宝钢等工程中应用,效果良好,没有发现什么问题。设计中,制动板与吊车梁上翼缘之间还增加了按构造布置的C级普通螺栓连接,以改善安装条件和焊缝受力情况。用焊缝连接不仅可节约大量投资,而且可以提高工效1~2倍。故本条规定亦可采用焊缝连接。当然,对特重级工作制吊车来说,仍宜采用高强度螺栓摩擦型连接。

2 关于吊车梁上翼缘与柱的连接,既要传递水平力,又要防止因构造欠妥使吊车梁在垂直平面内弯曲时形成端部的局部嵌固作用而产生较大的负弯矩,导致连接件开裂。故宜采用高强度螺栓连接。国内有些设计单位采用板铰连接的方式,效果较好。因此本条建议设计时应尽量采取措施减少这种附加应力。

8.5.9 吊车梁辅助桁架和水平、垂直支撑系统的设置范围,系根据以往设计经验确定的,但有不同意见,故规定为:宜设置辅助桁架和水平、垂直支撑系统。

为了使吊车梁(或吊车桁架)和辅助桁架(或两吊车梁)之间产生的相对挠度不会导致垂直支撑产生过大的内力,垂直支撑应避免设置在吊车梁的跨度中央,应设在梁跨度的约1/4处,并对称设置。

对吊车桁架,为了防止其上弦因轨道偏心而扭转,一般在其高度范围内每隔约6m设置空腹或实腹的横隔。

8.5.10 重级工作制吊车梁的受拉翼缘,当用手工气割时,边缘不

能平直并有缺陷,在用切割机切割时,边缘有冷加工硬化区,这些缺陷在动力荷载作用下,对疲劳不利,故要求沿全长刨边。

8.5.11 在疲劳试验中,发现试验梁在制作时,在受拉翼缘处打过火,疲劳破坏就从打火处开始,至于焊接夹具就更不恰当了,故本条规定不宜打火。

8.5.12 钢轨的接头有平接、斜接、人字形接头和焊接等。平接简便,采用最多,但有缝隙,冲击很大。斜接、人字形接头,车轮通过较平稳,但加工极费事,采用不多。目前已有不少厂采用焊接长轨,效果良好。焊接长轨要保证轨道在温度作用下能沿纵向伸缩,同时不损伤固定件,日本在钢轨固定件与轨道间留有约 1mm 空隙,西德经验约为 2mm,我国使用的约为 1mm。为此建议压板与钢轨间接触应留有一定的空隙(约 1mm)。

此外,在调研中发现焊接长轨用钩头螺栓固定时,在制动板一侧的钩头螺栓不能沿吊车梁纵向移动而将钩头螺栓拉弯或拉断,故在焊接长轨中不应采用钩头螺栓固定。

8.6 大跨度屋盖结构

本节是新增加的内容,是我国大跨度屋盖结构建设经验的总结,并明确规定跨度 $L \geq 60\text{m}$ 的屋盖为大跨度屋盖结构。

本节重点介绍了大跨度桁架结构的构造要求,其他结构形式(如空间结构、拱形结构等)见专门的设计规程或有关资料。

8.6.3 关于大跨度屋架的挠度容许值,是根据我国的实践经验,并参照国外资料规定的。

8.7 提高寒冷地区结构抗脆断能力的要求

本节是新增加的内容,是为了使设计人员重视钢结构可能发生脆断(特别是寒冷地区)而提出来的。内容主要来自前苏联的资料(见“钢结构脆性破坏的研究”,清华大学王元清副教授的研究报告),同时亦参考了其他国内外的有关资料。这些资料在定量的规

定上差别较大,很难直接引用,但在定性方面即概念设计中都有一些共同规律,可供今后设计中参照:

1 钢结构的抗脆断性能与环境温度、结构形式、钢材厚度、应力特征、钢材性能、加荷速率以及重要性(破坏后果)等多种因素有关。工作温度愈低、钢材愈厚、名义拉应力愈大、应力集中及焊接残余应力愈高(特别是有多向拉应力存在时)、钢材韧性愈差、加荷速率愈快的结构愈容易发生脆断。重要性愈大的结构对抗脆断性能的要求亦愈高。

2 钢材在相应试验温度下的冲击韧性指标,目前仍被视作钢材抗脆断性能的主要指标。

3 对低合金高强度结构钢的要求比碳素结构钢严,如最大使用厚度更小,冲击试验温度更低等,而且钢材强度愈高,要求愈严。

至于钢材厚度与结构抗脆断性能在定量上的关系,国内外均有研究,有的已在规范中根据结构的不同工作条件,对不同牌号的钢材规定了最大使用厚度(Eurocode 3 1993 表 3.2)。但由于我们对国产建筑钢材在不同工作条件下的脆断问题还缺乏深入研究,故这次修订时尚无法对我国钢材的最大使用厚度作出具体规定,只能参照国外资料,在构造上作出一些规定,以提高结构的抗脆断能力。

8.7.1 根据前苏联对脆断事故调查的结果,格构式桁架结构占事故总数的 48%,而梁结构仅占 18%,板结构占 34%,可见桁架结构容易发生脆断。但从我国的调研结果看,脆断情况并不严重,故规定在工作温度 $T \leq -30^{\circ}\text{C}$ 的地区的焊接结构,建议采用较薄的组成板件。

8.7.2、8.7.3 所列内容除引自王元清的研究报告外,还参考了其他有关资料。其中对受拉构件钢材边缘加工要求的厚度限值 ($\leq 10\text{mm}$),是根据前苏联 1981 年规范表 84 中在空气温度 $T \geq -30^{\circ}\text{C}$ 地区,令考虑脆断的应力折减系数 $\beta=1.0$ 而得出的。

虽然在我国的寒冷地区过去很少发生脆断问题,但当时的建

筑物都不大,钢材亦不太厚。根据“我国低温地区钢结构使用情况调查”(《钢结构设计规范》材料二组低温冷脆分组,1973年1月),所调查构件的钢材厚度为:吊车梁不大于25mm,柱子不大于20mm,屋架下弦不大于10mm。随着今后大型建(构)筑物的兴建,钢材厚度的增加以及对结构安全重视程度的提高,钢结构的防脆断问题理应在设计中加以考虑。我们认为若能在构造上采取本节所提出的措施,对提高结构抗脆断的能力肯定是有利的,从我国目前的国情来看,亦是可以做得到的,不会增加多少投资。同时,为了缩小应用范围以节约投资,建议在 $T \leq -20^{\circ}\text{C}$ 的地区采用之。在 $T > -20^{\circ}\text{C}$ 的地区,对重要结构亦宜在受拉区采用一些减少应力集中和焊接残余应力的构造措施。

8.8 制作、运输和安装

8.8.1~8.8.3 结构的安装连接构造,除应考虑连接的可靠性外,还必须考虑施工方便,多数施工单位的意见是:

1 根据连接的受力和安装误差情况分别采用C级螺栓、焊接或高强度螺栓,其选用原则为:

1) 凡沿螺栓杆轴方向受拉的连接或受剪力较小的次要连接,宜用C级螺栓;

2) 凡安装误差较大的,受静力荷载或间接受动力荷载的连接,可优先选用焊接;

3) 凡直接承受动力荷载的连接、或高空施焊困难的重要连接,均宜采用高强度螺栓摩擦型连接。

2 梁或桁架的铰接支承,宜采用平板支座直接支于柱顶或牛腿上。

3 当梁或桁架与柱侧面连接时,应设置承力支托或安装支托。安装时,先将构件放在支托上,再上紧螺栓,比较方便。此外,这类构件的长度不能有正公差,以便于插接,承力支托的焊接,计算时应考虑施工误差造成的偏心影响。

4 除特殊情况外,一般不要采用铆钉连接。

因钢构件安装时有多种定位方法,故第 8.8.3 条仅作原则规定“应考虑定位措施将构件临时固定”,而没有规定具体的定位方法,如设置定位螺栓等等。

8.9 防护和隔热

8.9.1 钢结构防腐的主要关键是制作时将铁锈清除干净,其次应根据不同的情况选用高质量的油漆或涂层以及妥善的维修制度。钢材的除锈等级与所采用的涂料品种有关,详见《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046 及其他有关资料。

除上述问题外,在构造中应避免难于检查、清刷和油漆之处以及积留湿气、大量灰尘的死角和凹槽,例如尽可能将角钢的肢尖向下以免积留大量灰尘,大型构件应考虑设置维护时通行孔和走道,露天结构应着重避免构件间未贴紧的缝隙,与砖石砌体或土壤接触部分应采取特殊保护措施。另外,应将管形构件两端封闭不使空气进入等。

在调研中曾发现凡是漏雨、飘雨之处,锈蚀均较严重,应引起重视,在建筑构造处理上应加注意,并应规定坚持定期维修制度,确保安全使用。

考虑到钢结构的建筑物和构筑物所处的环境,在抗腐蚀要求上差别很大,因此规定除特殊需要外,不应因考虑锈蚀而再加大钢材截面的厚度。

8.9.2 不能重新刷油的部位取决于节点构造形式和所处的位置。所谓采取特殊的防锈措施是指:在作防锈考虑时,应改进结构构造形式,减少零部件的数量,选用抗锈能力强的截面,即截面面积与周长之比值较大的形式,如用封闭截面等,避免采用双角钢组成的 T 形截面,此外,亦可选择抗锈能力强的钢材或针对侵蚀性介质的性质选用相应的质量高的油漆或其他有效涂料,必要时亦可适当加厚截面的厚度。

8.9.3 在调研中发现,凡埋入土中的钢柱,其埋入部分的混凝土保护层未伸出地面者或柱脚底面与地面的标高相同时,皆因柱身(或柱脚)与地面(或土壤)接触部位的四周易积聚水分和尘土等杂物,致使该部位锈蚀严重,故本条规定钢柱埋入土中部分的混凝土保护层或柱脚底板均应高出地面一定距离,具体数据是根据国内外的实践经验确定的。

在调研中,有的化工厂埋入土中的钢柱,虽有包裹混凝土,但因电离子极化作用,锈蚀仍很严重,故在土壤中,有侵蚀性介质作用的条件下,柱脚不宜埋入地下。

8.9.5 对一般钢材来说,温度在 200°C 以内强度基本不变,温度在 250°C 左右产生蓝脆现象,超过 300°C 以后屈服点及抗拉强度开始显著下降,达到 600°C 时强度基本消失。另外,钢材长期处于 $150\sim 200^{\circ}\text{C}$ 时将出现低温回火现象,加剧其时效硬化,若和塑性变形同时作用,将更加快时效硬化速度。所以规定为:结构表面长期受辐射热达 150°C 以上时应采取防护措施。从国内有些研究院对各种热车间的实测资料来看,高炉出铁场和转炉车间的屋架下弦、吊车梁底部和柱子表面及均热炉车间钢锭车道旁的柱子等,温度都有可能达到 150°C 以上,有必要用悬吊金属板或隔热层加以保护,甚至在个别温度很高的情况时,需要采用更为有效的防护措施(如用水冷板)。

熔化金属的喷溅在结构表面的聚结和烧灼,将影响结构的正常使用寿命,所以应予保护。另外在出铁口、出钢口或注锭口等附近的结构,当生产发生事故时,很可能受到熔化金属的烧灼,如不加保护就很容易被烧断而造成重大事故,所以要用隔热层加以保护。一般的隔热层使用红砖砌体,四角镶以角钢,以保护其不受机械损伤,使用效果良好。

9 塑性设计

9.1 一般规定

9.1.1 本条明确指出本章的适用范围是超静定梁、单层框架和两层框架。对两层以上的框架,目前我国的研究和实践经验较少,故未包括在内。两层以上的无支撑框架,必须按二阶理论进行分析或考虑 $P-\Delta$ 效应。两层以上的有支撑框架,则在支撑构件的设计中,必须考虑二阶(轴力)效应。如果设计者掌握了二阶理论的分析设计方法,并有足够的依据时,也不排除在两层以上的框架设计中采用塑性设计。

9.1.2 简单塑性理论是指假定材料为理想弹塑性体,荷载按比例增加。计算内力时,考虑发生塑性铰而使结构转化成破坏机构体系。

9.1.3 本条系将原规范条文说明中有关钢材力学性能的要求经修正后列为正文,即:

- 1 强屈比 $f_u/f_y \geq 1.2$;
- 2 伸长率 $\delta_5 \geq 15\%$;
- 3 相应于抗拉强度 f_u 的应变 ϵ_u 不小于 20 倍屈服点应变 ϵ_y 。

这些都是为了截面充分发展塑性的必要要求。上述第 3 项要求与原规范不同,原规范为屈服台阶末端的应变 $\epsilon_{st} \geq 6\epsilon_p$ (ϵ_p 指弹性应变),也就是要求钢材有较长的屈服台阶。但有些低合金高强度钢,如 15MnV 就达不到此项要求,而根据国外规范的有关规定,15MnV 可用于塑性设计。现根据欧洲规范 EC3-ENV-1993,将此项要求改为 $\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$ (见陈绍蕃编写的《钢结构设计原理》第二版)。

9.1.4 塑性设计要求某些截面形成塑性铰并能产生所需的转动,

使结构形成机构,故对构件中的板件宽厚比应严加控制,以避免由于板件局部失稳而降低构件的承载能力。

工字形翼缘板沿纵向均匀受压,可按正交异性板的屈曲问题求解,或用受约束的矩形板的扭转屈曲问题求解。当不考虑腹板对翼缘的约束时(考虑约束提高临界力3%左右),上述两种求解方法有相同的结果:

$$\sigma_{cr} = \left(\frac{t}{b}\right)^2 G_{st}$$

式中 b, t ——翼缘板的自由外伸宽度和厚度;

G_{st} ——钢材剪切应变硬化模量,其值按非连续屈服理论求得:

$$G_{st} = \frac{2G}{1 + \frac{E}{4(1+\nu)E_{st}}}$$

E_{st} ——钢材的应变硬化模量。

以 Q235 钢为例,取 $E=206 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$; $E_{st}=5.6 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$; $G=E/2.6$; 令 $\sigma_{cr} = f_y = 235 \text{ N/mm}^2$, 即可求得 $b/t=9.13$, 因此建议 $b/t \leq 9 \sqrt{235/f_y}$ 。

箱形截面的翼缘板以及压弯构件腹板的宽厚比均可按理论方法求得。本条表 9.1.4 所建议的宽厚比参考了有关规范或资料的规定。

9.2 构件的计算

9.2.1 构件只承受弯矩 M 时,截面的极限状态应为: $M \leq W_{pn} f_y$, 考虑抗力分项系数后,即为公式(9.2.1)。 W_{pn} 为净截面塑性模量,是按截面全部进入塑性求得的,与本规范第 4、5 章采用的 γW 不同, γW 的取值仅是考虑部分截面进入塑性。

原规范规定,进行塑性设计时钢材和连接的强度设计值应乘以折减系数 0.9。依据是二阶($P-\Delta$)效应没有考虑,并且假定荷载

按比例增加,都使算得的结构承载能力偏高。后来的分析表明,单层和二层框架的二阶效应很小,完全可以由钢材屈服后的强化特性来弥补,加载顺序只影响荷载一位移曲线的中间过程,并不影响框架的极限荷载。因此,这次修订取消了 0.9 系数。

9.2.2 在受弯构件和压弯构件中,剪力的存在会加速塑性铰的形成。在塑性设计中,一般将最大剪力的界限规定为等于腹板截面的剪切屈服承载力,即 $V \leq A_w f_v$ (A_w 为腹板截面积)。

在满足公式(9.2.2)要求的前提下,剪力的存在实际上并不降低截面的弯矩极限值,即仍可按本规范公式(9.2.1)计算。因为钢材实际上并非理想弹—塑性体,它的塑性变形发展是不均匀的,一旦有应变硬化阶段,当弯矩和剪力值都很大时,截面的应变硬化很快出现,从而使弯矩极限值并无降低。详细的论述和国内外有关试验分析见梁启智写的“关于钢梁设计中考虑塑性的问题”(载《华南工学院学报》第 6 卷第 4 期,1978 年)。

9.2.3 同时承受压力和弯矩的构件,弯矩极限值是随压力的增加而减少。图 31 为弯矩绕强轴的工字形截面的相关曲线。这些曲线与翼缘面积和腹板面积之比 A_f/A_w 有关,常用截面一般为 $A_f/A_w \approx 1.5$,因此我们取 $A_f/A_w = 1.5$ 。而将此曲线简化为两段直线,即当 $N/(A_n f_y) \leq 0.13$ 时, $M = W_{pn} f_y$; 当 $N/(A_n f_y) > 0.13$ 时, $M = 1.15[1 - N/(A_n f_y)]W_{pn} f_y$ 。

本条的公式(9.2.3-1)和公式(9.2.3-2)即由此得来。箱形截面可看作是由两个工字形截面组成的,因此可按上述近似公式进行计算。

当 $N \leq 0.6A_n f_y$ 时,将相关曲线简化为直线带来的误差一般不超过 5%,少数区域误差较大,但偏于安全。

在压弯构件中, N 愈大,产生二阶效应的影响也就愈大,因此限制 $N \leq 0.6A_n f_y$ 。当 N 超过 $0.6A_n f_y$ 时,按二阶理论考虑刚架的整体稳定所得到的实际承载能力将比按简单塑性理论算得承载能力降低得较多。

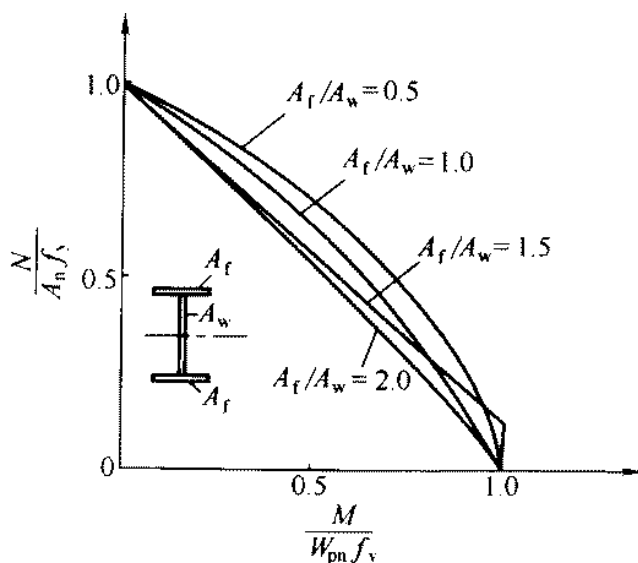


图 31 压弯构件 $\frac{N}{A_n f_y} - \frac{M}{W_{pn} f_y}$ 关系曲线

9.2.4 压弯构件的稳定计算采用本规范第 5 章第 5.2.2 条类似的方法,不同之处,仅在于用 W_{px} 代替了 $\gamma_x W_{1x}$ 。

9.3 容许长细比和构造要求

9.3.1 采用塑性设计的框架柱,如果长细比过大也会使二阶效应带来的影响加大,因此本条规定了比本规范第 5 章稍严的容许长细比值。

9.3.2 已形成塑性铰的截面,在结构尚未达到破坏机构前必须继续变形,为了使塑性铰处在转动过程中能保持承受弯矩极限值的能力,不但要避免板件的局部屈曲,而且必须避免构件的侧向扭转屈曲,要使构件不发生侧向扭转屈曲,应在塑性铰处及其附近适当距离处设置侧向支承。本条文规定的侧向支承点间的构件长细比限制,是根据理论和试验研究的结果,再加以简化得出的。

试验结果表明:侧向支承点间的构件长细比 λ_y , 主要与 M_1/M_0 的数值有关,且对任一确定的 M_1/M_0 值[加上抗力分项系数后,该比值就变为本规范公式(9.2.3-1)中的 $M_1/W_{px} f$],均可找到相应的 λ_y ,根据国内的部分分析结果并参考国外的规定,加以简化

后得到关系式(9.3.2-1)和(9.3.2-2)。

9.3.3 本条文与本规范第4章第4.2.6条的方法相同,详见该条文说明。

9.3.4 本条文规定节点及其连接的设计,应按所传递弯矩的1.1倍和 $0.25W_{px}f$ 二者中较大者进行计算,是为了使节点强度稍有余量,以减少在连接处产生永久变形的可能性。

所有连接应具有足够的刚度,以保证在达到塑性弯矩之前,所有被连接构件间的夹角不变。为了达到这个目的,采用螺栓的安装接头应避免梁和柱的交接线,或者采用扩大式接头和加腋等。

9.3.5 为了保证在出现塑性铰处有足够的塑性转动能力,该处的构件加工应避免采用剪切。当采用剪切加工时,应刨去边缘硬化区域。另外在此位置制作孔洞时,应采用钻孔或先冲后扩钻孔,避免采用单纯冲孔。这是因为剪切边和冲孔周围带来的金属硬化,将降低钢材的塑性,从而降低塑性铰的转动能力。

10 钢管结构

10.1 一般规定

10.1.1 钢管结构一般包括圆管和方管(或矩形管)两种截面形式,通常采用平面或空间桁架结构体系。管结构节点类型很多,本规范只限于在节点处直接焊接的钢管结构。由于轧制无缝钢管价格较贵,宜采用冷弯成型的高频焊接钢管。方管和矩形管多为冷弯成型的高频焊接钢管。由于此类管材通常存在残余应力和冷作硬化现象,用于低温地区的外露结构时,应进行专门的研究。

本章适用于不直接承受动力荷载的钢管结构。对于承受交变荷载的钢管焊接连接节点的疲劳问题,远较其他型钢杆件节点受力情况复杂,设计时要慎重处理,并需参考专门规范的规定。

10.1.2 限制钢管的径厚比或宽厚比是为了防止钢管发生局部屈曲。其中圆钢管的径厚比与本规范第 5.4.5 条相同,矩形管翼缘与腹板的宽厚比略偏安全地取与轴压构件的箱形截面相同。本条规定的限值与国外第 3 类截面(边缘纤维达到屈服,但局部屈曲阻碍全塑性发展)比较接近。

10.1.3 本条规定了本章内容的适用范围,因为目前国内外对钢管节点的试验研究工作中,其钢材的屈服强度均小于 $355\text{N}/\text{mm}^2$, 屈强比均不大于 0.8,而且钢管壁厚大于 25mm 时,将很难采用冷弯成型方法制造。

10.1.4、10.1.5 根据国外的经验(参见欧洲规范 Eurocode 3 1993),当满足这两条的规定时,可忽略节点刚性和偏心的影响,按铰接体系分析桁架杆件的内力。

10.2 构造要求

10.2.1~10.2.3 这三条是有关钢管节点构造的规定,主要是参考国外规范并结合我国施工情况而制定的,用以保证节点连接的质量和强度。在节点处主管应连续,支管端部应精密加工,直接焊于主管外壁上,而不得将支管穿入主管壁。主管和支管、或两支管轴线之间的夹角 θ 不得小于 30° 的规定是为了保证施焊条件,使焊根熔透。

管节点的连接部位,应尽量避免偏心。有关研究表明,当因构造原因在节点处产生的偏心满足本规范公式(10.1.5)的要求时,可不考虑其对节点承载力的影响。

由于断续焊接易产生咬边、夹渣等焊缝缺陷,以及不均匀热影响区的材质缺陷,恶化焊缝的性能,故主管和支管的连接焊缝应沿全周连续焊接。焊缝尺寸应大小适中,形状合理,并和母材平滑过渡,以充分发挥节点强度,并防止产生脆性破坏。

支管端部形状及焊缝坡口形式随支管和主管相交位置、支管壁厚不同以及焊接条件变化而异。根据现有条件,管端切割及坡口加工应尽量使用自动切管机,以充分保证装配和焊接质量。

10.2.4 因为搭接支管要通过被搭接支管传递内力,所以被搭接支管的强度应不低于搭接支管的。

10.2.5 一般支管的壁厚不大,宜采用全周角焊缝与主管连接。当支管壁厚较大时,宜沿焊缝长度方向部分采用角焊缝、部分采用对接焊缝。由于全部对接焊缝在某些部位施焊困难,故不予推荐。

角焊缝的焊脚尺寸,若按本规范第8.2.7条的规定不得大于 $1.2t_1$,对钢管结构,当支管受拉时势必产生因焊缝强度不足而加大壁厚的不合理现象,故根据实践经验及参考国外规范,规定 $h_f \leq 2t_1$ 。一般支管壁厚 t_1 较小,不会产生过大的焊接应力和“过烧”现象。

10.2.6 钢管构件承受较大横向集中荷载的部位,工作情况较为不利,因此应采用适当的加强措施。如果横向荷载是通过支管施加于主管的,则只要满足本规范第 10.3.3 和 10.3.4 条的规定,就不必对主管进行加强。

10.3 杆件和节点承载力

10.3.2 根据本规范第 10.2.5 条的规定,支管与主管连接焊缝可沿全周采用角焊缝,也可部分采用对接焊缝。由于坡口角度、焊根间隙都是变化的,对接焊缝的焊根又不能清渣及补焊,考虑到这些原因及方便计算,故参考国外规范的规定,连接焊缝计算时可视为全周角焊缝按本规范公式(7.1.3-1)计算,取 $\beta_f = 1$ 。

焊缝的长度实际上是支管与主管相交线长度,考虑到焊缝传力时的不均匀性,焊缝的计算长度 l_w 均不大于相交线长度。因主、支管均为圆管的节点焊缝传力较为均匀,焊缝的计算长度取为相交线长度,该相交线是一条空间曲线。若将曲线分为 $2n$ 段,微小段 Δl_i 可取空间折线代替空间曲线。则焊缝的计算长度为:

$$l_w = 2 \sum_{i=1}^n \Delta l_i = K_s d_i \quad (73)$$

式中 K_s ——相交线率,它是 d_i/d 和 θ 的函数,即:

$$K_s = 2 \int_0^{\pi} f(d_i/d, \theta) d\theta。$$

经采用回归分析方法,提出了规范中的公式(10.3.2-1)和公式(10.3.2-2)。两式精度较高,计算也较方便。

圆管节点焊缝有效厚度 h_e 沿相交线是变化的。第 Δl_i 区段的焊缝有效厚度为:

$$h_i = h_f \cos \frac{\alpha_{i+1/2}}{2} \quad (74)$$

式中 $\alpha_{i+1/2}$ ——第 Δl_i 段中点支管外壁切平面与主管外壁切平面的夹角。

沿焊缝长度有效厚度平均值:

$$h_e = Ch_f$$

$$C = \frac{2 \sum_{i=1}^n \Delta l_i \cos \frac{\alpha_{i+1} + \alpha_i}{2}}{l_w}$$

C 值与 d_i/d 和 θ 有关,经电算分析,一般 $C > 0.7$,最低为 0.6079。 C 值小于 0.7 都发生在 $\theta > 60^\circ$ 的情况,考虑到这时支管与主管的连接焊缝基本上属于端焊缝,它的强度将比侧焊缝强度规定值高 30%,故取 $C=0.7$ 是安全的。目前国际上对角焊缝的计算考虑外荷载方向,这样经电算分析其有效厚度平均系数 C 均大于 0.7,最高可达 0.8321。故取 $h_e = 0.7h_f$ 还是合适的。

矩形管节点支管与主管的相交线是直线,计算方便,但考虑到主管顶面板件沿相交线周围在支管轴力作用下刚度的差异和传力的不均匀性,相交焊缝的计算长度 l_w 将不等于周长,需由试验研究而得。本条公式(10.3.2-3~10.3.2-5)引自《Design Guide For Rectangular Hollow Section (RHS) Joints Under Predominantly Static Loading》,Verlag Tüv Rheinland,1992,p19~20 和《空心管结构连接设计指南》J. A. Packer,科学出版社,1997 年版,第 246~249 页。该公式是在试验研究基础上归纳出来的,既简单又可靠。

10.3.3 本条为圆管节点的承载力适用范围和要求。

原规范对保证钢管节点处主管强度的支管轴心承载力设计值的公式是比较、分析国外有关规范和国内外有关资料的基础上,根据近 300 个各类型管节点的承载力极限值试验数据,通过回归分析归纳得出承载力极限值经验公式,然后采用校准法换算得到的。

X 形和 T、Y 形节点的承载力极限值与试验值比较见图 32、图 33。图中纵坐标用无量纲系数表达。图 32、图 33 中也给出了美国石油学会 API RP-2A 规范和日本《钢管结构设计施工指南》中所采用的计算曲线,以便比较。对于 X 形节点,从图 32 可看出: d/t 对节点强度影响不大,故采用单一曲线公式已有足够的精度。对 T、Y

形节点,本规范采用折线形公式,并以 $(d/t)^{0.2}$ 计及径厚比对节点强度的影响。由图 33 可见,其计算值与试验结果吻合较好。

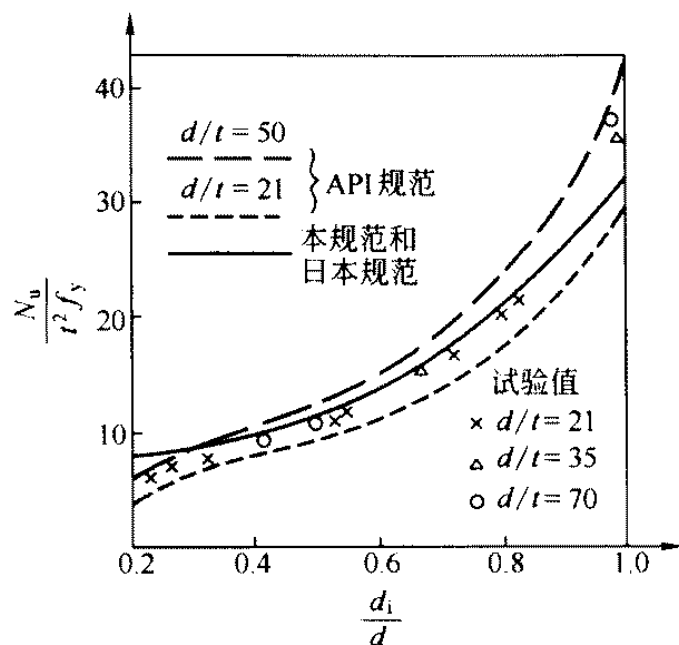


图 32 X形节点的强度($\sigma=0, \theta=90^\circ$)

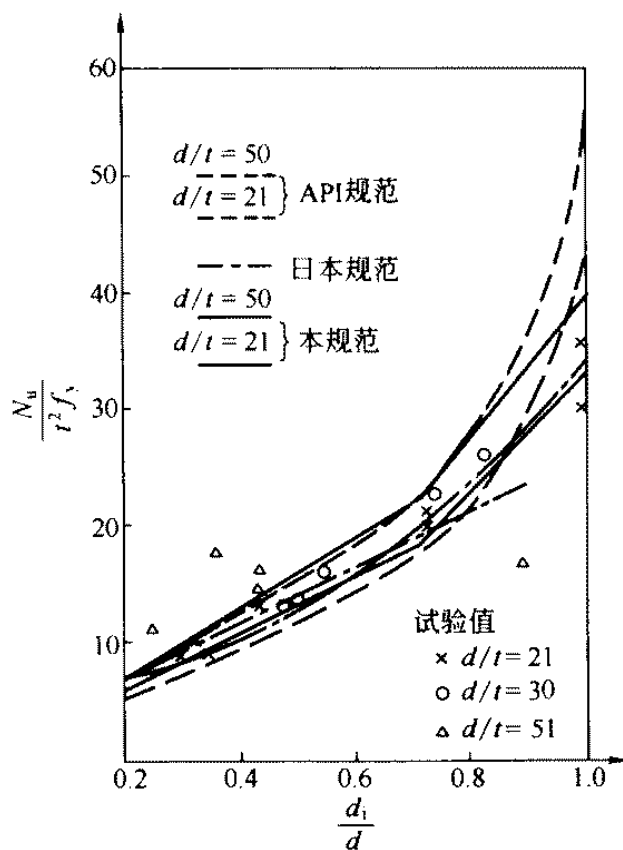


图 33 T、Y形节点的强度($\sigma=0, \theta=90^\circ$)

K形节点强度的几何影响因素较多,情况也较复杂。一般说来由于两支管受力(拉压)性质不同,限制了节点局部变形,提高了节点强度。API规范和欧洲《钢结构规范》对K形节点公式的计算误差较大,一般偏于保守。本规范对K形节点公式是采用将T、Y形节点强度乘上提高系数 ψ_a 得到的。节点强度的提高值体现在 ψ_a 中三个代数式的乘积,它分别反映了间隙比 a/d 、径厚比 d/t 和直径比 $\beta=d_i/d$ 的影响。这三个代数式是通过有关试验资料的回归分析确定的。图34给出了K形节点的计算值和试验值的比较。图中也给出了日本规范的曲线。

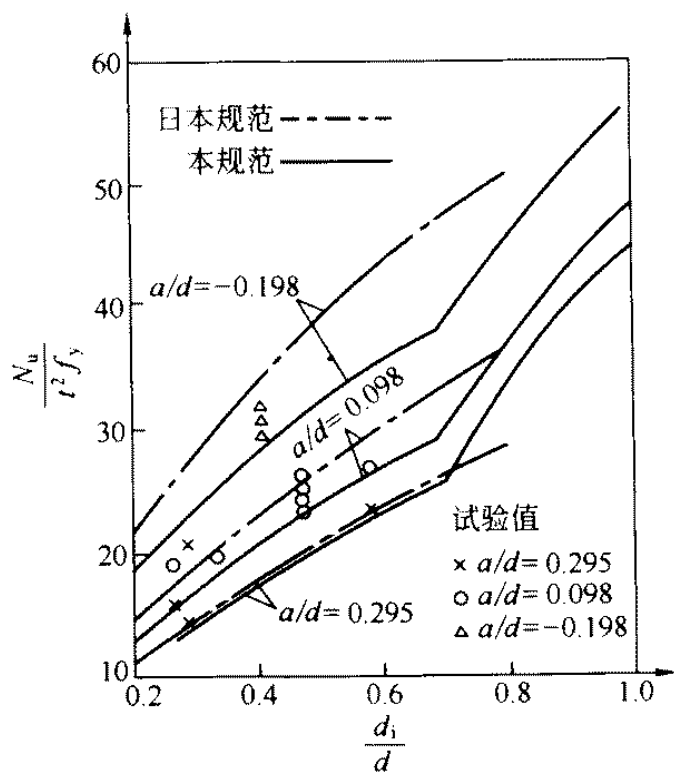


图 34 K形节点的强度($\sigma=0, \theta=60^\circ, d/t=31$)

由于K形节点的强度对各种随机因素的敏感性较强,试验值本身的离散性较大,在一般情况下本条公式的取值也略低一些。对于搭接节点,规定仍按 $a=0$ 计算,稍偏保守。这是考虑到搭接节点相交线几何形状更为复杂,而目前加工、焊接、装配经验不足,另外也是为了进一步简化计算。从与试验值对比的统计计算结果看,这样计算的结果比采用精确而烦琐的公式计算,离散度的增加

并不明显,仅 2%左右。

除了几何因素影响外,管节点强度与节点受力状态关系很大,如支管与主管的夹角 θ 、支管受压还是受拉,以及主管轴向应力情况等。

试验表明,支管轴心力垂直于主管方向的分力是造成节点破坏的主要因素。支管倾角 θ 越小,支管轴心力的垂直分力也越小,节点承载力就越高。由于支管倾斜使相交线加长和支管轴心力的水平分力分别会对节点强度产生有利和不利的影 响。但由于其影响相对较小,并相互抵消,为计算方便起见,公式中未予考虑。公式中用 $1/\sin\theta$ 来表达支管倾角 θ 对节点强度的影响,也就是说仅考虑支管轴力垂直分力作用。

圆管节点的破坏多由于节点处过大的局部变形而引起的。当主管受轴向压应力时,将促使节点的局部变形,节点强度随主管压应力增大而降低,而当主管受轴向拉应力时,可减小节点局部变形,此时节点承载力比主管 $\sigma=0$ 时约提高 3%~4%,如图 35 所示。本公式中在 $\sigma<0$ 时, ψ_n 采用二次抛物线;而当 $\sigma>0$ 时,为简化计算近似取 $\sigma=0$ 时的值,即 $\psi_n=1$ 。这样基本与试验结果

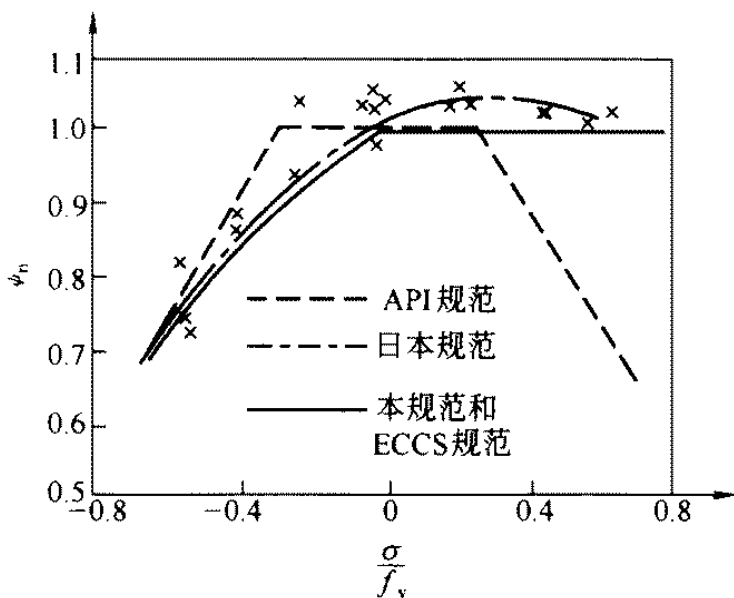


图 35 主管轴向应力 σ 的影响

符合。

当支管承受压力时,节点的破坏主要是由于主管壁的局部屈曲引起的,而当支管承受拉力时主要是强度破坏。大量试验得出结论:支管受拉时承载力的数据离散性大,大约比受压时大 1.4~1.7 倍。对 X 形节点,经分析,用规范公式(10.3.3-2)进行计算。对 T、Y 形节点,由图 36 中的试验点可看出:当 β 大于 0.6 时, N_t/N_c 值由 1.4 逐步下降,公式中采用直线下降,当 β 趋近于 1.0 时,节点的破坏已趋近于强度破坏的性质,无论支管受压还是受拉,其强度差别不大。

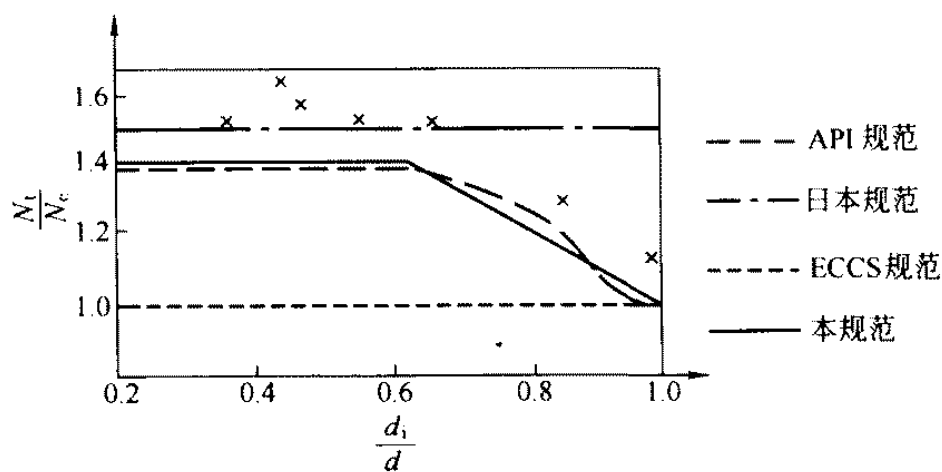


图 36 T、Y 形节点的 N_t/N_c 值

原规范在确定圆钢管节点承载力极限值公式时,以经过筛选的日本和欧美大量的试验数据为依据,对日本、欧洲、美国规范中的公式和本规范采用的公式进行了统计分析比较。由统计离散度看,除 K 形搭接节点外,均较日本、欧洲、美国公式计算精度有所提高或相当,K 形搭接节点也接近于日本公式的结果。

这次对圆钢管节点承载力设计值计算公式的修订工作,是根据同济大学的研究成果进行的。除对平面管节点承载力的计算公式作局部修正外,还增加了空间管节点承载力的计算方法。

随着钢管结构的发展,应用到结构中的钢管节点的尺寸越来越大;由于试件的尺寸效应对节点试验承载力有影响,因此先前节

点尺寸过小的试验数据被删除,新的试验数据得到了补充,一个包含 1546 个圆钢管节点试验结果和 790 个圆钢管节点有限元分析结果的数据库建立了起来。根据不断补充的试验数据,一些国家和组织如日本和国际管结构研究和发展委员会(CIDECT)从 20 世纪 80 年代起,对节点强度计算公式作了不同程度的修改。

对于圆钢管节点强度计算公式的修正是对照新建立的管节点数据库中的试验结果(由于不少试验的破坏模式为支管破坏,分析时只采用属于节点破坏的试验结果),比较了原规范中平面管节点强度公式的计算结果得出的。同时又将 GBJ 17—88 公式、日本建筑学会(AIJ)公式、国际管结构研究和发展委员会(CIDECT)公式和本规范修订后的公式与试验数据进行了比较后得出来的。其对比结果如表 12 所示。

**表 12 有关圆管节点承载力设计值公式计算结果
与试验数据的比较**

节点类型	试件数	统计量	GBJ 17—88	AIJ	CIDECT	本规范公式
X 形 支管受压	156	max	1.0844	1.0835	1.0347	1.0844
		min	0.3442	0.3585	0.3284	0.3442
		<i>m</i>	0.7762	0.8188	0.7378	0.7763
		σ	0.1362	0.1442	0.1291	0.1363
		<i>v</i>	0.1755	0.1761	0.1749	0.1755
		<i>cl</i>	89.89%	84.83%	93.31%	89.88%
X 形 支管受拉	76	max	1.3595	1.4057	0.7686	1.2818
		min	0.3204	0.3898	0.2038	0.3555
		<i>m</i>	0.6563	0.7711	0.4162	0.7032
		σ	0.1962	0.2086	0.1206	0.1903
		<i>v</i>	0.2990	0.2706	0.2897	0.2706
		<i>cl</i>	87.48%	80.12%	97.81%	86.37%

续表 12

节点类型	试件数	统计量	GBJ 17-88	AIJ	CIDECT	本规范公式
T形和Y形 支管受压	142	max	1.6887	1.0219	1.4182	1.6037
		min	0.5652	0.3380	0.4669	0.4064
		m	0.8971	0.5647	0.7844	0.8401
		σ	0.1674	0.1067	0.1493	0.1560
		v	0.1866	0.1889	0.1903	0.1858
		cl	70.93%	98.94%	87.14%	80.53%
T形和Y形 支管受拉	47	max	1.7307	1.7276	1.1942	1.6436
		min	0.3473	0.3424	0.2185	0.3298
		m	0.6762	0.7915	0.4642	0.6422
		σ	0.3026	0.3452	0.2278	0.2874
		v	0.4475	0.4362	0.4906	0.4475
		cl	76.53%	68.37%	86.26%	78.80%
K形	325	max	1.5108	1.3788	1.2097	1.4335
		min	0.3622	0.5236	0.3422	0.3411
		m	0.8351	0.8367	0.7249	0.7916
		σ	0.1754	0.1433	0.1349	0.1666
		v	0.2100	0.1713	0.1861	0.2104
		cl	78.38%	82.98%	93.03%	83.90%
TT形	20	max	--	0.9051	0.8630	0.9464
		min	--	0.3403	0.4455	0.4969
		m	--	0.6296	0.6823	0.7547
		σ	--	0.1499	0.1147	0.1092
		v	--	0.2381	0.1681	0.1447
		cl	--	94.01%	97.06%	95.50%
KK形	58	max	--	1.3200	1.1700	1.2381
		min	--	0.3900	0.1800	0.5910
		m	--	0.8382	0.7398	0.8437
		σ	--	0.1794	0.1689	0.1366
		v	--	0.2140	0.2284	0.1620
		cl	--	77.52%	87.27%	83.28%

注:表中 m 为规范公式计算值与试验值比值的平均值, σ 为方差, v 为离散度, cl 为置信度。

对修改各点说明如下:

1 将 d/t 的取值范围从 $d/t \leq 50$ 改为 $d/t \leq 100$ 。由于钢管节点试验的尺寸越来越大, d/t 值也已超过 50, K、T、X 形试验节点的 d/t 都达到 100, 因此公式适用范围可由原来的 $d/t \leq 50$ 扩大到 $d/t \leq 100$, 日本规范也已扩大到 100。这一扩大也与本规范第 5.4.5 条一致。

2 对于 X 形节点, 支管受压情形下 GBJ 17—88 的计算结果置信度和均值皆较适中, 且介于 AIJ 和 CIDECT 之间, 故未作调整; 支管受拉情形下 GBJ 17—88 的计算结果均值偏低, 改为式 (10.3.3-2) 后, 均值提高为 0.7032, 置信度仅微有降低, 比修正前更合理。

3 由于 T、Y 形节点支管受压情形下 GBJ 17—88 的计算结果置信度偏低, 故将承载力设计值降低 5%, 即将原规范式中的 12.12 改为本规范公式 (10.3.3-3) 中的 11.51, 修正后的计算结果置信度提高至 80.53%, 比修正前更合理; 相应地, T、Y 形节点支管受拉情形下修正后的计算结果置信度提高至 78.80%。

4 由于 T、Y 形节点是 K 形节点在间隙 a 为无穷大时的特例, K 形节点受压情形下 GBJ 17—88 的计算公式中 12.12 也相应地改为 11.51 [见本规范公式 (10.3.3-6)], 修正后的计算结果置信度和均值皆较适中, 且介于 AIJ 和 CIDECT 之间, 因而是可行的。

5 GBJ 17—88 没有空间管节点强度计算公式, 而目前国内的空间管结构中已大量出现 KK 形节点和 TT 形节点, 增加相应的计算公式是必要的。本规范公式 (10.3.3-9)、(10.3.3-10) 及第 5 款的规定是对试验结果进行数据分析得出的, 这些公式比 AIJ 和 CIDECT 的计算公式更为合理。

6 试验数据中 TT 形和 KK 形管节点支管的横向夹角 ϕ 分布在 $60^\circ \sim 120^\circ$ 之间, 故将 ϕ 限定在该范围内, 同时 ϕ 确定后支管的横向间距 g 即已相应地确定。

7 由于 XX 形管节点的数据较少, AIJ 和 CIDECT 计算公式的计算结果与试验结果吻合情况也不甚理想, 而这种节点类型目前在实际应用中较少用到, 故在本规范内未予列入。

8 在规范公式(10.3.3-1)中, 将主管轴力影响系数 ψ_n 表达式中对主管轴向应力 σ 的定义由原来的“最大轴向应力(拉应力为正, 压应力为负)”改为“节点两侧主管轴心压应力的较小绝对值”是为了使用方便, 不易混淆, 且与国外资料相符。由于采用了绝对值, 故将 ψ_n 的公式改为: $\psi_n = 1 - 0.3 \frac{\sigma}{f_y} - 0.3 \left(\frac{\sigma}{f_y} \right)^2$ 。

当节点一侧的主管受压另一侧受拉时, 可将 σ 取为零, 此时 $\psi_n = 1.0$ 。

10.3.4 矩形管(含方管)平面管节点承载力设计值计算公式, 是根据哈尔滨工业大学的研究成果并结合国外资料补充的。

试验研究表明, 矩形管节点有 7 种破坏模式: 主管平壁因形成塑性铰线而失效; 主管平壁因冲切而破坏或主管侧壁因剪切而破坏; 主管侧壁因受拉屈服或受压局部失稳而失效; 受拉支管被拉坏; 受压支管因局部失稳而失效; 主管平壁因局部失稳而失效; 有间隙的 K、N 形节点中, 主管在间隙处被剪坏或丧失轴向承载力而破坏等。有时几种失效模式同时发生。国外已针对不同破坏模式给出了节点承载力的计算公式, 这些公式只有少数是理论推出的, 大部分是经验公式。CIDECT 和欧洲规范(Eurocode 3)均采用了这些公式作为节点的承载力设计值公式, 没有给出正常使用极限状态的验算公式。

国外的新近研究成果指出, 对于以主管平壁形成塑性铰线的破坏模式, 应考虑两种极限状态的验算。建议取令主管表面的局部凹(凸)变形达主管宽度 b 的 3% 时的支管内力为节点的极限承载力(承载力极限状态); 取局部变形为 $0.01b$ 的支管内力为节点正常使用极限状态的控制力。至于由哪个极限状态起控制作用, 应视承载力极限状态的承载力与正常使用极限状态的控制力的比

值 K 而定。若 K 值小于折算的总安全系数,则承载力极限状态起控制作用,反之由正常使用极限状态起控制作用。欧洲规范的总安全系数是 1.5,因此当 $K > 1.5$ 时,应验算正常使用状态。分析表明,当 $\beta < 0.6$ 、 $b/t > 15$ 时,一般由正常使用极限状态局部变形($\delta = 0.01b$)控制。目前尚没有简单的变形计算公式可供应用。

根据哈尔滨工业大学的管节点试验和考虑几何和材料非线性的有限元分析结果,以及国内外收集到的其他试验结果,对 CIDECT 和欧洲规范的公式进行了局部修订,得到了本规范的承载力设计值公式。具体修改如下:

1 考虑到在以主管平壁形成塑性铰线为破坏模式的某些情况下,节点将由正常使用极限状态控制,为避免复杂的变形验算,将相应公式乘以 0.9 的系数予以降低,作为节点的极限承载力设计值[即得本规范公式(10.3.4-1)和(10.3.4-6)]。经大量有限元分析表明,采取上述处理方法,可不必再验算节点的正常使用极限状态。

2 将主管因受轴心压力使节点承载力降低的参数表达式改为: $\psi_n = 1.0 - \frac{0.25}{\beta} \cdot \frac{\sigma}{f}$,与国外的相关公式比较,该式没有突变,符合有限元分析和试验结果,并可用于 $\beta = 1.0$ 的节点。

3 对 $\beta = 1.0$,以主管侧壁失稳为破坏模式的国外公式进行了修订。将假想柱的计算长度由与主管侧壁的净高有关改为与净高的 1/2 有关,也就是将主管侧壁的长细比 λ 由 $3.46 \left(\frac{h}{t} - 2 \right) \left(\frac{1}{\sin \theta_1} \right)^{0.5}$ 改为 $1.73 \left(\frac{h}{t} - 2 \right) \left(\frac{1}{\sin \theta_1} \right)^{0.5}$ 。这一修改符合试验结果的破坏模式,经与收集到的国外 27 个试验结果和哈尔滨工业大学 5 个主管截面高宽比 $h/b \geq 2$ 的等宽 T 形节点的有限元分析结果相比,精度远高于国外公式。以屈服应力 f_y 代入修订后的公式所得结果与试验结果的比值作为统计值,27 个试验的平均值为 0.830,其方差为 0.111,而按国外的公式计算,这两个值分

别为 0.531 和 0.195。在本规范修订过程中,还考虑了 1.25 倍的附加安全系数和主管受压时节点承载力降低的参数 ψ_n ,使本规范公式(10.3.4-2)的计算值不致较国外公式提高的太多。

4 对 $\beta=1.0$ 的 X 形节点侧壁抗剪验算的规范公式(10.3.4-3)补充了限制条件:当 $\theta_i < 90^\circ$ 且 $h \geq h_i / \cos\theta_i$ 时,尚应验算主管侧壁的抗剪承载力。该条件排除了支管壁可能帮助抗剪的情况。

5 矩形管节点其他破坏模式的计算公式均与 CIDECT 和欧洲规范的相同,仅将国外公式中的 f_y 用 f 代替。国外节点承载力设计值的表达式可简写为:

$$\gamma'_s Q_k \leq N^* \quad (75)$$

式中 γ'_s ——平均荷载系数,其值约为我国平均荷载系数 γ_s 的 1.1 倍;

Q_k ——荷载效应标准值;

N^* ——以 f_y 表达的节点极限承载力设计值。

若将 N^* 公式中的 f_y 用 f 乘以抗力分项系数 r_R 代替,则

$$N^* = \gamma_R N^{pi}$$

考虑 $\gamma'_s \doteq 1.1\gamma_s \doteq \gamma_R \gamma_s$

将上述二式代入公式(75)后,即得本规范的表达通式:

$$\gamma_s Q_k \leq N^{pi}$$

由此可见,除以塑性铰线失效模式控制的承载力公式(10.3.4-1)和(10.3.4-6)以外,国内外管节点的承载力设计值的安全系数大体相当。

11 钢与混凝土组合梁

11.1 一般规定

11.1.1 考虑目前国内对组合梁在动力荷载作用下的试验资料有限,本章的条文是针对不直接承受动力荷载的一般简支组合梁及连续组合梁而确定的。其承载能力可采用塑性分析方法进行计算。对于直接承受动力荷载或钢梁中受压板件的宽厚比不符合塑性设计要求的组合梁,则应采用弹性分析法计算。对于处于高温或露天条件的组合梁,除应满足本章的规定外,尚应符合有关专门规范的要求。

组合梁混凝土翼板可用现浇混凝土板或混凝土叠合板,或压型钢板混凝土组合板。混凝土叠合板翼板由预制板和现浇混凝土层组成,按《混凝土结构设计规范》GB 50010 进行设计,在混凝土预制板表面采取拉毛及设置抗剪钢筋等措施,以保证预制板和现浇混凝土层形成整体。

11.1.2 组合梁混凝土翼板可以带板托,也可以不带板托。一般而言,不带板托的组合梁施工方便,带板托的组合梁材料较省,但板托构造复杂。

组合梁混凝土翼板的有效宽度,系按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定采用的。但规范公式(11.1.2)中的 b_2 值,世界各国(地区)的规范取值不一致。如美国 AISC $b_2 \leq 0.1l$ (一侧有翼板);英国水泥及混凝土协会 $b_2 \leq 0.1l_c - 0.5b_0$ (集中荷载作用);日本 AIJ $b_2 = 0.2l$ (简支组合梁);即 b_2 取值与梁跨度间的关系相差较大。同时与板厚有关与否也不尽统一。

在计算混凝土翼板有效宽度时关于板厚的取值问题,原规范的规定是针对现浇混凝土而言的。对预制混凝土叠合板,当按《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定采取相应的构造措施

后,可取为预制板加现浇层的厚度;对压型钢板混凝土组合板,若用薄弱截面的厚度将过于保守,参照试验结果和美国资料,可采用有肋处板的总厚度。

严格说来,楼盖边部无翼板时,其内侧的 b_2 应小于中部两侧有翼板的 b_2 ,集中荷载作用时的 b_2 值应小于均布荷载作用时的 b_2 值,连续梁的 b_2 值应小于简支梁的该值。

11.1.3 组合梁的变形计算可按弹性理论进行,原因是在荷载的标准组合作用下产生的截面弯矩小于组合梁在弹性阶段的极限弯矩,即此时的组合梁在正常使用阶段仍处于弹性工作状态。其具体计算方法是假定钢和混凝土都是理想的弹塑性体,而将混凝土翼板的有效截面除以钢与混凝土弹性模量的比值 α_E (当考虑混凝土在荷载长期作用下的徐变影响时,此比值应为 $2\alpha_E$) 换算为钢截面(为使混凝土翼板的形心位置不变,将翼板的有效宽度除以 α_E 或 $2\alpha_E$ 即可),再求出整个梁截面的换算截面刚度 EI_{eq} 来计算组合梁的挠度。分析还表明,由混凝土翼板与钢梁间相对滑移引起的附加挠度在 $10\% \sim 15\%$ 以下,国内的一些试验结果约为 9% ,原规范认为可以忽略不计。但近来国内外的试验研究表明,采用栓钉等柔性连接件(特别是部分抗剪连接件时)该滑移效应对挠度的影响不能忽视,否则将偏于不安全。因此,这次修订时就规定要对换算截面刚度进行折减。

对连续组合梁,因负弯矩区混凝土翼板开裂后退出工作,所以实际上是变截面梁。故欧洲规范 ECCS 规定:在中间支座两侧各 $0.15l$ (l 为一个跨间的跨度) 的范围内确定梁的截面刚度时,不考虑混凝土翼板而只计入在翼板有效宽度 b_e 范围内负弯矩钢筋截面对截面刚度的影响,在其余区段不应取组合梁的换算截面刚度而应取其折减刚度,按变截面梁来计算其变形,计算值与试验结果吻合良好。连续组合梁除需验算变形外,还应验算负弯矩区混凝土翼板的裂缝宽度。因为负弯矩区混凝土翼板的工作性能很接近钢筋混凝土轴心受拉构件,因此可根据《混凝土结构设计规范》

GB 50010按轴心受拉构件来验算混凝土翼板最大裂缝宽度 w_{\max} ,其值不得大于《混凝土结构设计规范》GB 50010所规定的限值。在验算混凝土裂缝时,可仅按荷载的标准组合进行计算,因为在荷载标准组合下计算裂缝的公式中已考虑了荷载长期作用的影响。

因为板托对组合梁的强度、变形和裂缝宽度的影响很小,故可不考虑其作用。

11.1.4 组合梁的受力状态与施工条件有关。对于施工时钢梁下无临时支承的组合梁,应分两个阶段进行计算:

第一阶段在混凝土翼板强度达到75%以前,组合梁的自重以及作用在其上的全部施工荷载由钢梁单独承受,此时按一般钢梁计算其强度、挠度和稳定性,但按弹性计算的钢梁强度和梁的挠度均应留有余地。梁的跨中挠度除满足本规范附录A的要求外,尚不应超过25mm,以防止梁下凹段增加混凝土的用量和自重。

第二阶段当混凝土翼板的强度达到75%以后所增加的荷载全部由组合梁承受。在验算组合梁的挠度以及按弹性分析方法计算组合梁的强度时,应将第一阶段和第二阶段计算所得的挠度或应力相叠加。在第二阶段计算中,可不考虑钢梁的整体稳定性。而组合梁按塑性分析法计算强度时,则不必考虑应力叠加,可不分阶段按照组合梁一次承受全部荷载进行计算。

如果施工阶段梁下设有临时支承,则应按实际支承情况验算钢梁的强度、稳定及变形,并且在计算使用阶段组合梁承受的续加荷载产生的变形时,应把临时支承点的反力反向作为续加荷载。如果组合梁的设计是变形控制时,可考虑将钢梁起拱等措施。不论是弹性分析或塑性分析有无临时支承对组合梁的极限抗弯承载力均无影响,故在计算极限抗弯承载力时,可以不分施工阶段,按组合梁一次承受全部荷载进行计算。

11.1.5 部分抗剪连接组合梁是指配置的抗剪连接件数量少于完全抗剪连接所需要的抗剪连接件数量,如压型钢板混凝土组合梁等,此时应按照部分抗剪连接计算其抗弯承载力。国内外研究成

果表明,在承载力和变形都能满足要求时,采用部分抗剪连接组合梁是可行的。由于梁的跨度愈大对连接件柔性性能要求愈高,所以用这种方法设计的组合梁其跨度不宜超过 20m。

11.1.6 组合梁按截面进入全塑性计算抗弯强度时,GBJ 17—88 根据原第九章“塑性设计”的规定,将钢梁材料的强度设计值 f 乘以折减系数 0.9。本规范已取消此规定,故本章规定“钢梁钢材的强度设计值 f 应按本规范第 3.4.1 条和 3.4.2 条的规定采用”,即不乘折减系数 0.9。

尽管连续组合梁负弯矩区是混凝土受拉而钢梁受压,但组合梁具有较好的内力重分布性能,故仍然具有较好的经济效益。负弯矩区可以利用负钢筋和钢梁共同抵抗弯矩,通过弯矩调幅后可使连续组合梁的结构高度进一步减小。试验证明,弯矩调幅系数取 15% 是可行的。

11.2 组合梁设计

11.2.1 完全抗剪连接组合梁是指混凝土翼板与钢梁之间具有可靠的连接,抗剪连接件按计算需要配置,以充分发挥组合梁截面的抗弯能力。组合梁设计可按简单塑性理论形成塑性铰的假定来计算组合梁的抗弯承载能力。即:

1 位于塑性中和轴一侧的受拉混凝土因为开裂而不参加工作,板托部分亦不予考虑,混凝土受压区假定为均匀受压,并达到轴心抗压强度设计值;

2 根据塑性中和轴的位置,钢梁可能全部受拉或部分受压部分受拉,但都假定为均匀受力,并达到钢材的抗拉或抗压强度设计值。其次,假定梁的剪力全部由钢梁承受并按钢梁的塑性抗剪承载力进行验算,且亦不考虑剪力对组合梁抗弯承载力的影响。当塑性中和轴在钢梁腹板内时,钢梁受压区板件宽厚比应符合本规范第 9 章“塑性设计”的要求。此外,忽略钢筋混凝土翼板受压区中钢筋的作用。用塑性设计法计算组合梁最终承载力时,可不考

考虑施工过程中有无支承及混凝土的徐变、收缩与温度作用的影响。

11.2.2 当抗剪连接件的设置受构造等原因影响不能全部配置,因而不足以承受组合梁上最大弯矩点和邻近零弯矩点之间的剪跨区段内总的纵向水平剪力时,可采用部分抗剪连接设计法。对于单跨简支梁,是采用简化塑性理论按下列假定确定的:

1 在所计算截面左右两个剪跨内,取连接件抗剪设计承载力设计值之和 $n_r N_v^c$ 中的较小值,作为混凝土翼板中的剪力:

2 抗剪连接件必须具有一定的柔性,即理想的塑性状态(如栓钉直径 $d \leq 22\text{mm}$,杆长 $l \geq 4d$),此外,混凝土强度等级不能高于 C40,栓钉工作时全截面进入塑性状态;

3 钢梁与混凝土翼板间产生相对滑移,以致在截面的应变图中混凝土翼板与钢梁有各自的中和轴。

部分抗剪连接组合梁的抗弯承载力计算公式,实际上是考虑最大弯矩截面到零弯矩截面之间混凝土翼板的平衡条件。混凝土翼板等效矩形应力块合力的大小,取决于最大弯矩截面到零弯矩截面之间抗剪连接件能够提供的总剪力。

为了保证部分抗剪连接的组合梁能有较好的工作性能,在任一剪跨区内,部分抗剪连接时连接件的数量不得少于按完全抗剪连接设计时该剪跨距区内所需抗剪连接件总数 n_r 的 50%,否则,将按单根钢梁计算,不考虑组合作用。

11.2.3 试验研究表明,按照本规范公式(9.2.2)计算组合梁的抗剪承载力是偏于安全的,因为混凝土翼板的抗剪作用亦较大。

11.3 抗剪连接件的计算

11.3.1 连接件的抗剪承载力设计值是通过推导与试验所决定的。

1 圆柱头焊钉(栓钉)连接件:试验表明,栓钉在混凝土中的抗剪工作类似于弹性地基梁,在栓钉根部混凝土受局部承压作用,因而影响抗剪承载力的主要因素有:

1) 栓钉的直径 d (或栓钉的截面积 $A_s = \pi d^2 / 4$);

2) 混凝土的弹性模量 E_c ;

3) 混凝土的强度等级。

当栓钉长度为直径 4 倍以上时, 栓钉抗剪承载力为:

$$N_v^c = 0.5 A_s \sqrt{E_c f_c^{\text{实际}}} \quad (76)$$

该公式既可用于普通混凝土, 也可用于轻骨料混凝土。

考虑可靠度的因素后, 公式(76)中的 $f_c^{\text{实际}}$ 除应以混凝土的轴心抗压强度 f_c 代替外, 尚应乘以折减系数 0.85, 这样就得到条文中的栓钉抗剪承载力设计公式(11.3.1-1)。

试验研究表明, 栓钉的抗剪承载力并非随着混凝土强度的提高而无限地提高, 存在一个与栓钉抗拉强度有关的上限值。根据欧洲钢结构协会 1981 年组合结构规范等资料, 其承载力的限制条件为 $0.7 A_s f_u$, 约相当于栓钉的极限抗剪强度。但在编制 GBJ 17—88 规范时, 认为经验不足, 将 f_u (抗拉强度) 改为 f_y (屈服强度), 再引入抗力分项系数成为 f 。GBJ 17—88 规范发行以来, 设计者发现 N_v^c 均由 $\leq 0.7 A_s f$ 控制, 导致使用栓钉数量过多。现本规范改为“ $\leq 0.7 A_s \gamma f$ ”。

γ 为栓钉材料抗拉强度与屈服强度(均用最小规定值)之比。按国标《圆柱头焊钉》GB/T 10433, 当栓钉材料性能等级为 4.6 级

$$\text{时, } \gamma = \frac{f_u}{f_y} = \frac{400}{240} = 1.67。$$

2 槽钢连接件: 其工作性能与栓钉相似, 混凝土对其影响的因素亦相同, 只是槽钢连接件根部的混凝土局部承压区局限于槽钢上翼缘下表面范围内。各国规范中采用的公式基本上是一致的, 我国在这方面的试验也极为接近, 即:

$$N_v^c = 0.3(t + 0.5t_w) l_c \sqrt{E_c f_c^{\text{实际}}} \quad (77)$$

考虑可靠度的因素后, 公式(77)中的 $f_c^{\text{实际}}$ 除应以混凝土的轴心抗压强度设计值 f_c 代替外, 尚应再乘以折减系数 0.85, 这样就得到条文中的抗剪承载力设计值公式(11.3.1-2)。

3 弯筋连接件: 弯起钢筋的抗剪作用主要是通过混凝土锚

固而获得的,当弯起钢筋的锚固长度在构造上满足要求后,影响抗剪承载力的主要因素便是弯起钢筋的截面面积和弯起钢筋的强度等级。试验与分析表明,当弯起钢筋的弯起角度为 $35^{\circ}\sim 55^{\circ}$ 时,弯起角度的因素可以忽略不计,其抗剪承载力设计值为:

$$N_v^c = A_{st} f_y \quad (78)$$

试验表明,实测结果与按公式(78)计算结果之比在 1.2 以上,故其抗剪承载力设计值的计算公式除将弯起钢筋的屈服强度 f_y 改用抗拉强度设计值 f_{st} 外,不再乘折减系数,这样就得到条文中的抗剪承载力设计值计算公式(11.3.1-3)。

11.3.2 用压型钢板混凝土组合板时,其抗剪连接件一般用栓钉。由于栓钉需穿过压型钢板而焊接至钢梁上,且栓钉根部周围没有混凝土的约束,当压型钢板肋垂直于钢梁时,由压型钢板的波纹形成的混凝土肋是不连续的,故对栓钉的抗剪承载力应予折减。本条规定的折减系数是根据试验分析而得出的。

11.3.3 当栓钉位于负弯矩区时,混凝土翼板处于受拉状态,栓钉周围的混凝土对其约束程度不如正弯矩区的栓钉受到周围混凝土约束程度高,故位于负弯矩区的栓钉抗剪承载力亦应予折减。

11.3.4 试验研究表明,栓钉等柔性抗剪连接件具有很好的剪力重分布能力,所以没有必要按照剪力图布置连接件,这给设计和施工带来了极大的方便。对于简支组合梁,可以按照 11.3.4 条所计算的连接件个数均匀布置在最大正弯矩截面至零弯矩截面之间。对于连续组合梁,可以将按照 11.3.4 条所计算的连接件个数分别在 m_1 、 $(m_2 + m_3)$ 、 $(m_4 + m_5)$ 区段内均匀布置,但应注意在各区段内混凝土翼板隔离体的平衡。

11.4 挠度计算

11.4.1 组合梁的挠度计算与钢筋混凝土梁类似,需要分别计算在荷载标准组合及荷载准永久组合下的截面折减刚度并以此来计算组合梁的挠度,其最大值应符合本规范第 3.5 节的要求。

11.4.2、11.4.3 国内外试验研究表明,采用栓钉、槽钢等柔性抗剪连接件的钢-混凝土组合梁,连接件在传递钢梁与混凝土翼板交界面的剪力时,本身会发生变形,其周围的混凝土亦会发生压缩变形,导致钢梁与混凝土翼板的交界面产生滑移应变,引起附加曲率,从而引起附加挠度。可以通过对组合梁的换算截面抗弯刚度 EI_{eq} 进行折减的方法来考虑滑移效应。规范公式(11.4.2)是考虑滑移效应的组合梁折减刚度的计算方法,它既适用于完全抗剪连接组合梁,也适用于部分抗剪连接组合梁和钢梁与压型钢板混凝土组合板构成的组合梁。对于后者,抗剪连接件刚度系数 k 应按本规范 11.3.2 条予以折减。

本条所列的挠度计算方法,详见聂建国“考虑滑移效应的钢-混凝土组合梁变形计算的折减刚度法”,《土木工程学报》,1995 年第 5 期。

11.5 构造要求

11.5.1 组合梁的高跨比一般为 $h/l \geq 1/15 \sim 1/16$,为使钢梁的抗剪强度与组合梁的抗弯强度相协调,故钢梁截面高度 h_s 宜大于组合梁截面高度 h 的 $1/2.5$,即 $h_s \leq 2.5h$ 。

11.5.4 本条为抗剪连接件的构造要求。

1 圆柱头焊钉钉头下表面或槽钢连接件上翼缘下表面应高出混凝土底部钢筋 30mm 的要求,主要是为了:①保证连接件在混凝土翼板与钢梁之间发挥抗掀起作用;②底部钢筋能作为连接件根部附近混凝土的横向配筋,防止混凝土由于连接件的局部受压作用而开裂。

2 连接件沿梁跨度方向的最大间距规定,主要是为了防止在混凝土翼板与钢梁接触面间产生过大的裂缝,影响组合梁的整体工作性能和耐久性。

11.5.5 本条中关于栓钉最小间距的规定,主要是为了保证栓钉的抗剪承载力能充分发挥作用。