

中华人民共和国行业标准

高层建筑混凝土结构技术规程

Technical specification for concrete structures of tall building

JGJ 3—2002

J 186—2002

中国建筑资讯网

2002 北 京

中华人民共和国行业标准

高层建筑混凝土结构技术规程

Technical specification for concrete structures of tall building

JGJ 3-2002

批准部门：中华人民共和国建设部

施行日期：2002年9月1日

条文说明

中国建筑资讯网

2002 北京

前 言

《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3—2002 经建设部 2002 年 6 月 3 日以建标 [2002] 138 号文批准，业已发布。

原规程《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》JGJ3—91 的主编单位是中国建筑科学研究院，参加单位是北京市建筑设计院、清华大学、北京市建筑工程总公司、中京建筑事务所、上海市建筑科学研究所、上海市民用建筑设计院、广东省建筑设计研究院。

为便于广大设计、施工、科研、教学等单位的有关人员在使用本规程时能正确理解和执行条文规定，规程编制组按章、节、条的顺序，编制了本规程的条文说明，供使用者参考。在使用过程中，如发现本规程条文说明有不妥之处，请将意见函寄中国建筑科学研究院《高层建筑混凝土结构技术规程》管理组（邮政编码：100013，地址：北京北三环东路 30 号）。

目 次

前 言	3
目 次	4
1 总 则	7
2 术语和符号	8
3 荷载和地震作用	9
3.1 竖向荷载	9
3.2 风荷载	10
3.3 地震作用	13
4 结构设计的基本规定	18
4.1 一般规定	18
4.2 房屋运用高度和高宽比	19
4.3 结构平面布置	20
4.4 结构竖向布置	24
4.5 楼盖结构	25
4.6 水平位移限值和舒适度要求	26
4.8 抗震等级	29
4.9 构造要求	29
5 结构计算分析	31
5.1 一般规定	31
5.2 计算参数	33
5.3 计算简图处理	34
5.4 重力二阶效应及结构稳定	35
5.5 薄弱层弹塑性变形验算	36
5.6 荷载效应和地震作用效应的组合	36
6 框架结构设计	38
6.1 一般规定	38
6.2 截面设计	38
6.3 框架梁构造要求	40

6.4 框架柱构造要求	41
6.5 钢筋的连接和锚固	42
7 剪力墙结构设计	43
7.1 一般规定	43
7.2 截面设计及构造	45
8 框架-剪力墙结构设计	51
8.1 一般规定	51
8.2 截面设计及构造	52
9 筒体结构设计	54
9.1 一般规定	54
9.2 框架-核心筒结构	54
9.3 筒中筒结构	55
10 复杂高层建筑结构设计	56
10.1 一般规定	56
10.2 带转换层高层建筑结构	57
10.3 带加强层高层建筑结构	61
10.4 错层结构	61
10.5 连体结构	62
10.6 多塔楼建筑结构	63
11 混合结构设计	65
11.1 一般规定	65
11.2 结构布置和结构设计	65
11.3 型钢混凝土构件的构造要求	68
12 基础设计	70
12.1 一般规定	70
12.2 筏形基础	72
12.3 箱形基础	72
12.4 桩基础	72
13 高层建筑结构施工	74
13.1 一般规定	74
13.2 施工测量	74
13.3 模板工程	76

13.4 钢筋工程	77
13.5 混凝土工程	77
13.6 预制构件安装	78
13.7 深基础施工	78
13.8 施工安全要求	78

1 总 则

1.0.1 20 世纪 90 年代以来，我国混凝土结构高层建筑迅速发展，钢筋混凝土结构体系积累了很多工程经验和科研成果，钢和混凝土的混合结构体系也积累了不少工程经验和研究成果。此次规程修订，除对钢筋混凝土高层建筑结构的条款进行补充修订外，又增加了钢和混凝土的混合结构设计规定，并将原规程名称《钢筋混凝土高层建筑结构设计施工规程》更改为《高层建筑混凝土结构技术规程》。

1.0.2 原规程规定适用于 8 层及 8 层以上的高层民用建筑结构，此次修订改为适用于 10 层及 10 层以上或房屋高度超过 28m 的高层民用建筑结构。原规程制订时，我国高层建筑的层数，一般为 8~30 层，个别建筑层数较高。近年来，我国高层建筑发展十分迅速，各地兴建的高层建筑层数已普遍增加，房屋高度在 150m 以上的高层建筑已超过 100 幢。国际上诸多国家和地区对高层建筑的界定多在 10 层以上。为适应我国高层建筑发展的形势并与国际诸多国家的界定相适应，此次修订中将规程适用范围定为 10 层及 10 层以上的高层民用建筑结构，其房屋的最大适用高度和结构类型应符合本规程的专门条款。考虑到有些钢筋混凝土结构建筑，其层数虽未达到 10 层，但其房屋高度较高，为适应设计需要，此次修订中将房屋高度超过 28m 的民用建筑也纳入了本规程的适用范围。

对于房屋层数少于 10 层或房屋高度小于 28m 但接近 10 层或 28m 的民用建筑，也可参照本规程的规定进行结构设计。

本条还规定，本规程不适用于建造在危险地段场地的高层建筑，这是此次修订中增加的内容。大量地震震害及其他自然灾害表明，在危险地段场地建造房屋和构筑物较难幸免灾祸，在危险地段场地应避免建造高层建筑。我国没有在危险地段场地建造高层建筑的工程实践经验，也没有相应的研究成果，本规程也没有专门条款。

1.0.5 本条规定应注重结构的概念设计，应保证结构的整体性，这是国内外历次大地震及风灾的重要经验总结。概念设计及结构整体性能是决定高层建筑结构抗震、抗风性能的重要因素，若结构严重不规则、整体性差，则按目前的结构设计及计算技术水平，较难保证结构的抗震、抗风性能，尤其是抗震性能。

2 术语和符号

本章是根据标准编制要求新增加的，术语一节是新内容，符号一节是在原规程 JGJ3—91 “主要符号”的基础上修改而成的。

“高层建筑”的定义，大多根据不同的需要和目的而确定，国际、国内的定义不尽相同。国际上诸多国家和地区对高层建筑的界定多在 10 层以上，我国不同标准有不同的定义。本规程主要是从结构设计的角度考虑的。

本规程中的“剪力墙 (shearwall)”，在现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 中称抗震墙，在现行国家标准《建筑结构设计术语和符号标准》GB/T 50083 中称结构墙 (structural wall)。“剪力墙”既用于抗震结构也用于非抗震结构，这一术语在国外应用已久，在国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 中和国内建筑工程界也一直应用。

“筒体结构”尚包括框筒结构、束筒结构等，本规程主要涉及框架-核心筒结构和筒中筒结构。

“混合结构”包括内容较多，本规程主要涉及高层建筑中常用的钢框架或型钢混凝土框架与钢筋混凝土筒体（或剪力墙）所组成的共同承受竖向和水平作用的高层建筑结构。

其他一些相关的术语，如多塔楼结构、连体结构、错层结构等，目前尚无比较确切的定义，本规程暂未列入。

3 荷载和地震作用

3.1 竖向荷载

3.1.1 竖向荷载按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 有关规定采用。GB 50009 与原 GBJ9—87 相比，有较大的改动，使用时应予以注意：

1 对楼面均布活荷载作部分的调整和增项

1) 办公楼、住宅和宿舍等项目，其建设量在近期比较大，而且其荷载性质存在变化的可能性，应工程界的普遍要求，将其荷载标准值提高到 2.0kN/m^2 。

2) 其他用途的民用项目，除个别有调整外，大部分仍保持原有水平。为了便于工程人员能在一般情况下确定荷载，对民用建筑楼面可根据在楼面上活动的人和设施的不同，将取值分成八个档次：

活动的人很少	$L_k=1.5\text{kN/m}^2$
活动的人较多	$L_k=2.0\text{kN/m}^2$
活动的人更多且有较多设备	$L_k=2.5\text{kN/m}^2$
活动的人很多且有较重设备	$L_k=3.0\text{kN/m}^2$
活动的人很集中，有时很拥挤或有较重设备	$L_k=3.5\text{kN/m}^2$
活动的性质比较剧烈	$L_k=4.0\text{kN/m}^2$
贮存物品的仓库	$L_k=5.0\text{kN/m}^2$
有大型的机械设备	$L_k=6.0\text{kN/m}^2$

3) 通风机房和电梯机房是新增的，根据有关资料和意见反馈，暂时定为 6.0kN/m^2 。

4) 增添的车道荷载与车库荷载的性质相同，除客车与原定规范相同外，增加了考虑消防车的楼面活荷载，客车不包括 9 人以上的大型客车，消防车系指 30t 级的大型车，当用途不符合要求时，可按实际轮压参考荷载规范附录 B 的规定换算。

5) 书库活荷载一般仍按原规范采用，但书架超过 2m 时，应按每米书架高度不小于 2.5kN/m^2 确定。

6) 增加了非固定隔墙的荷载，取隔墙每延米自重 (kN/m) 的 $1/3$ 作为楼面活荷载的附加值 (kN/m^2)，并规定该值不小于 1.0kN/m^2 。

2 对屋面均布活荷载中不上人屋面的取值也作了部分调整，参照国外规范，采

用 0.5kN/m^2 ，但当施工荷载较大时，仍应按实际情况采用，或在施工中采取特殊措施。考虑到有些结构规范，在采用该规定时，有可能与原规范相差较大，为此在附注中给出允许做 0.2kN/m^2 的增减。屋顶花园的荷载标准值取 3.0kN/m^2 ，但不包括花圃土石材料的自重。

屋面还应考虑可能出现的积水荷载，必要时应按积水的可能深度确定。

3.1.5 直升机平台的活荷载是根据现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的有关规定确定的。部分直升机的有关参数见表 1。

表 1 部分轻型直升机的技术数据

机型	生产国	空重 (kN)	最大起飞 重 (kN)	尺 寸			
				旋翼 (m)	机长 (m)	机宽 (m)	机高 (m)
z-9(直)	中国	19.75	40.00	11.68	13.29		3.31
SA360 海豚	法国	18.23	34.00	11.68	11.40		3.50
SA315 美洲驼	法国	10.14	19.50	11.02	12.92		3.09
SA350 松鼠	法国	12.88	24.00	10.69	12.99	1.08	3.02
SA341 小羚羊	法国	9.17	18.00	10.50	11.97		3.15
BK-117	德国	16.50	28.50	11.00	13.00	1.06	3.36
B0-105	德国	12.56	24.00	9.84	8.56		3.00
山猫	英、汉	30.70	45.35	12.80	12.06		3.66
S-76	美国	25.40	46.70	13.41	13.22	2.13	4.41
贝尔-205	美国	22.55	43.09	14.63	17.40		4.42
贝尔-206	美国	6.60	14.51	10.16	9.50		2.91
贝尔-500	美国	6.64	13.61	8.05	7.49	2.71	2.59
贝尔-222	美国	22.04	36.60	12.12	12.50	3.18	3.51
A109A	意大利	14.66	24.50	11.00	13.05	1.42	3.30

注：直 9 机主轮距 2.03m，前后轮距 3.61m。

3.2 风荷载

3.2.1 风荷载计算的原则采用现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定。对于主要承重结构，风荷载标准值的表达可有两种形式，其一为平均风压加上由脉动风引起结构风振的等效风压；另一种为平均风压乘以风振系数。由于结构的风振

计算中，往往是受力方向基本振型起主要作用，因而我国与大多数国家相同，采用后一种表达形式，即采用风振系数 ζ 。它综合考虑了结构在风荷载作用下的动力响应，其中包括风速随时间、空间的变异性和结构的阻尼特性等因素。

基本风压 W_0 是根据全国各气象台站历年来的最大风速记录，按基本风压的标准要求，将不同测风仪高度和时次时距的年最大风速，统一换算为离地 10m 高，自记式风速仪 10min 平均年最大风速 (m/s)。根据该风速数据统计分析确定重现期为 50 年的最大风速，作为当地的基本风速 v_0 。再按贝努利公式确定基本风压。

3.2.2 现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 将基本风压的重现期由以往的 30 年改为 50 年，这样，在标准上将与国外大部分国家取得一致。但经修改后，各地的基本风压并不全是在原有的基础上提高 10%，而是根据新的风速观测数据，进行统计分析后重新确定的。为了能适应不同的设计条件，风荷载计算可采用与基本风压不同的重现期。规程 JGJ3—91 对高层建筑的基本风压乘以 1.1 的增大系数采用，现因基本风压的重现期已由 30 年改为 50 年，所以对于一般高层建筑不需再乘以 1.1 的增大系数。但对于特别重要的高层建筑或对风荷载比较敏感的高层建筑，应考虑 100 年重现期的风压值较为妥当。当没有 100 年一遇的风压资料时，也可近似将 50 年一遇的基本风压值乘以增大系数 1.1 采用。

对风荷载是否敏感，主要与高层建筑的自振特性有关，目前尚无实用的划分标准。一般情况下，房屋高度大于 60m 的高层建筑可按 100 年一遇的风压值采用；对于房屋高度不超过 60m 的高层建筑，其基本风压是否提高，可由设计人员根据实际情况确定。

3.2.3 风压高度变化系数按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 采用。对原规范的 A、B 两类，其有关参数保持不变；C 类系指有密集建筑群的城市市区，其粗糙度指数系数由 0.2 提高到 0.22，梯度风高度仍取 400m；新增加的 D 类系指有密集建筑群且有大量高层建筑的大城市市区，其粗糙度指数系数取 0.3，梯度风高度取 450m。

在大气边界层内，风速随离地面高度而增大。当气压场随高度不变时，风速随高度增大的规律，主要取决于地面粗糙度和温度垂直梯度。通常认为在离地面高度为 300~500m 时，风速不再受地面粗糙度的影响，也即达到所谓“梯度风速”，该高度称之梯度风高度。地面粗糙度等级低的地区，其梯度风高度比等级高的地区为低。

在确定城区的地面粗糙度类别时，若无地面粗糙度指数实测结果，可按下述原则近似确定：

1 以拟建房屋为中心、2km 为半径的迎风半圆影响范围内的房屋高度和密集度来区分粗糙度类别，风向原则上应以该地区最大风的风向为准，但也可取其主导风向；

2 以半圆影响范围内建筑物的平均高度来划分地面粗糙类别。当平均高度不大于 9m 时为 B 类；当平均高度大于 9m 但不大于 18m 时为 C 类；当平均高度大于 18m 时为 D 类；

3 影响范围内不同高度的面域可按下述原则确定，即每座建筑物向外延伸距离等于其高度的面域内均为该高度，当不同高度的面域相交时，交叠部分的高度取大者；

4 平均高度取各面域面积为权数计算。

3.2.4 对于山区的高层建筑，原来采用系数对其基本风压进行调整，并对山峰和山坡也是根据山麓的基本风压，按高差的风压高度变化系数予以调整。这些规定依据尚不充分，还没有得到实际观测资料的验证。

国外的规范对山区风荷载的规定一般两种形式：一种也是规定建筑物地面为起算点，建筑物上的风荷载直接按规定的风压高度变化系数计算，这种方法比较陈旧。另一种是按地形条件，对风荷载给出地形系数，或对负压高度变化系数给出修正系数。现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 采用后一种形式，并参考加拿大、澳大利亚和英国的相应规范，以及欧洲钢结构协会 ECCS 的规定《房屋与结构的风效应计算建议》，对山峰和山坡上的建筑物，给出风压高度变化系数的修正系数。

3.2.5 风荷载体型系数是指风作用在建筑物表面上所引起的实际压力（或吸力）与来流风的速度压的比值，它描述的是建筑物表面在稳定风压作用下静态压力的分布规律，主要与建筑物的体型和尺度有关，也与周围环境和地面粗糙度有关。由于它涉及的是关于固体与流体相互作用的流体动力学问题，对于不规则形状的固体，问题尤为复杂，无法给出理论上的结果，一般均应由试验确定。鉴于真型实测的方法对结构设计的不现实性，目前只能采用相似原理，在边界层风洞内对拟建的建筑物模型进行测试。

现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 表 7.3.1 列出 38 项不同类型的建筑物和各类结构的体型系数，这些都是根据国内外的试验资料和外国规范中的建议性规定整理而成，当建筑物与表中列出的体型类同时可参考应用。

本条的规定是对《建筑结构荷载规范》GB50009 表 7.3.1 的简化和整理，以便于高层建筑设计时应用，如需较详细的数据，也可按本规程附录 A 采用。

3.2.6 本条给出的风振系数是仅指顺风向振动时的风振系数。由于风速的随机性，风振系数应根据随机振动理论导出，但对于外形和刚度沿高度变化不大的建筑结构，可近似只考虑基本振型影响，按公式（3.2.6）计算风振系数。对质量和刚度沿建筑高度分布均匀的弯剪型结构，基本振型系数也可近似采用振型计算点高度 z 与房屋高度 H 的比值，这即是原规程 JGJ3—91 的算法。

3.2.7 对建筑群，尤其是高层建筑群，当房屋相互间距较近时，由于旋涡的相互干扰，房屋某些部位的局部风压会显著增大，设计时应予注意。对比较重要的高层建筑，建议在风洞试验中考虑周围建筑物的干扰因素。

本条和第 3.2.8 条所说的风洞试验是指边界层风洞试验。

3.2.9 风力作用在高层建筑表面，与作用在一般建筑物表面上一样，压力分布很不均匀，在角隅、檐口、边棱处和在附属结构的部位（如阳台、雨篷等外挑构件），局部风压会超过按本规程 3.2.5 条体型系数计算的平均风压。

根据风洞实验资料和一些实测结果，并参考国外的风荷载规范，对水平外挑构件，取用局部体型系数为 -2.0。

3.2.10 建筑幕墙设计时所采用的基本风压，应按现行行业标准《玻璃幕墙工程技术规范》JGJ102 和《金属及石材幕墙工程技术规范》JGJ 133 的有关规定采用。

3.3 地震作用

3.3.1 本条主要引用了现行国家标准《建筑抗震设防分类标准》GB 50223 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。对甲类建筑的地震作用，增加了“应按高于本地区抗震设防烈度计算，其值应按批准的地震安全性评价结果确定”的规定。对于乙、丙类建筑，规定应按本地区抗震设防烈度计算。规程 JGJ3—91 曾规定，6 度抗震设防时，除 IV 类场地上的较高建筑外，可不进行地震作用计算。本次修订，鉴于高层建筑比较重要且结构计算分析软件应用较为普遍，因此规定 6 度抗震设防时也应进行地震作用计算。通过计算，可与无地震作用效应组合进行比较，并可采用有地震作用组合的柱轴压力设计值计算柱的轴压比。

3.3.2 某一方向水平地震作用主要由该方向抗侧力构件承担，如该构件带有翼缘，尚应包括翼缘作用。有斜交抗侧力构件的结构，当交角大于 15° 时，应考虑斜向地震作用。对质量和刚度明显不均匀、不对称的结构考虑双向地震作用下的扭转影响。

本条第 3 款的大跨度和长悬臂结构，如结构转换层中的转换构件、跨度大于 24m 的楼盖或屋盖、悬挑大于 2m 的水平悬臂构件等，在 8 度和 9 度抗震设防时竖向地震作用的影响比较明显，设计中应予考虑。

3.3.3 国外多数抗震设计规范规定需考虑由于施工、使用或地震地面运动的扭转分量等因素所引起的偶然偏心的不利影响。即使对于平面规则（包括对称）的建筑物也规定了偶然偏心；对于平面布置不规则的结构，除其自身已有的偏心外，还要加上偶然偏心。现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 中，对平面规则的结构，采用增大边榀结构地震内力的简化方法考虑偶然偏心的影响。对于高层建筑而言，增大边榀结构内力的简化方法不尽合宜。因此，本条规定直接取各层质量偶然偏心为 $0.05L_i$ （ L_i 为垂直于地震作用方向的建筑物总长度）来计算单向水平地震作用。实际计算时，可将每层质心沿主轴的同一方向（正向或负向）偏移。

采用底部剪力法计算地震作用时，也应考虑质量偶然偏心的不利影响。

当计算双向地震作用时，可不考虑质量偶然偏心的影响。

3.3.4 不同的结构采用不同的分析方法在各国抗震规范中均有体现，振型分解反应谱法和底部剪力法仍是基本方法。对高层建筑结构主要采用振型分解反应谱法（包括不考虑扭转耦联和考虑扭转耦联两种方式），底部剪力法的应用范围较小。弹性时程分析法作为补充计算方法，在高层建筑结构分析中已得到比较普遍的应用。

本条第 3 款对于需要采用弹性时程分析法进行补充计算的高层建筑结构作了具体规定，这些结构高度较高或质量和刚度沿竖向分布不规则或属于特别重要的甲类建筑。

3.3.5 进行时程分析时，鉴于各条地震波输入进行时程分析的结果不同，本条规定根据小样本容量下的计算结果来估计地震效应值。通过大量地震加速度记录输入不同结构类型进行时程分析结果的统计分析，若选用不少于二条实际记录和一条人工模拟的加速度时程曲线作为输入，计算的平均地震效应值不小于大样本容量平均值的保证率在 85% 以上，而且一般也不会偏大很多。所谓“在统计意义上相符”指的是，其平均地震影响系数曲线与振型分解反应谱法所用的地震影响系数曲线相比，在各个周期点上相差不大于 20%。计算结果的平均底部剪力一般不会小于振型分解反应谱法计算结果的 80%。

3.3.7~3.3.8 弹性反应谱理论仍是现阶段抗震设计的最基本理论，本规程的设计反应谱以地震影响系数曲线的形式给出：

1 设计反应谱周期延至 6s。根据地震学研究和强震观测资料统计分析，在周期 6s 范围内，有可能给出比较可靠的数据，也基本满足了国内绝大多数高层建筑和长周期结构的抗震设计需要。对于周期大于 6s 的结构，抗震设计反应谱应进行专门研究；

2 理论上，设计反应谱存在两个下降段，即：速度控制段和位移控制段，在加速度反应谱中，前者衰减指数为 1，后者衰减指数为 2。设计反应谱是用来预估建筑结构在其设计基准期内可能经受的地震作用，通常根据大量实际地震记录的反应谱进行统计并结合工程经验判断加以规定。为保持规范的延续性，在 $T \leq 5T_g$ 范围内与《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89 相同，在 $T > 5T_g$ 的范围把《建筑抗震设计规范》GBJ11—89 的下平台改为倾斜段，使 $T > 5T_g$ 后的反应谱值有所下降，不同场地类别的最小值不同，较符合实际反应谱的统计规律。在 T 等于 $6T_g$ 附近，新的反应谱比《建筑抗震设计规范》GBJ11—89 约增加 15%，其余范围取值的变动更小；

3 为了与我国地震动参数区划图接轨，根据设计地震分组和不同场地类别确定反应谱特征周期 T_g ，即特征周期不仅与场地类别有关，而且还与设计地震分组有关，同时反映了震级大小、震中距和场地条件的影响。设计地震分组中的一组、二组、三组分别反映了近、中、远震的不同影响。为了适当调整和提高结构的抗震安全度，各分区中 I、II、III 类场地的特征周期值较《建筑抗震设计规范》GBJ11—89 的值约增大了 0.05s。同理，罕遇地震作用时，特征周期 T_g 值也适当延长。这样处理比较接近近年来得到的大量地震加速度资料的统计结果。

4 现阶段仍采用抗震设防烈度所对应的水平地震影响系数最大值 α_{max} ，多遇地震烈度和罕遇地震烈度分别对应于 50 年设计基准期内超越概率为 63% 和 2% ~ 3% 的地震烈度，也就是通常所说的小震烈度和大震烈度。为了与新的地震动参数区划图接口，表 3.3.7-1 中的 α_{max} 除沿用《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89 的 6、7、8、9 度所对应的设计基本加速度值外，对于 7 ~ 8 度、8 ~ 9 度之间各增加一档，用括号内的数字表示，分别对应于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

5 考虑到不同结构类型建筑的抗震设计需要，提供了不同阻尼比（0.01 ~ 0.20）地震影响系数曲线相对于标准的地震影响系数（阻尼比为 0.05）的修正方法。根据实际强震记录的统计分析结果，这种修正可分段进行：在反应谱平台段（ $T = T_g$ ），修正幅度最大；在反应谱上升段（ $T < 0.1s$ ）和下降段（ $T > T_g$ ），修正幅度变小；0s 时不修正。

对应于不同阻尼比计算地震影响系数的衰减指数和调整系数见表 2。条文中规定，当 β_2 小于 0.55 时应取 0.55；当 β_1 小于 0 时应取 0。

表 2 不同阻尼比时的衰减指数和调整系数

	β_2		β_1
0.01	1.54	0.97	0.025
0.02	1.34	0.95	0.024
0.05	1.00	0.90	0.020
0.10	0.75	0.85	0.014
0.20	0.56	0.80	0.001

3.3.10~3.3.11 引用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。增加了考虑双向水平地震作用下的地震效应组合方法。根据强震观测记录的统计分析，两个方向水平地震加速度的最大值不相等，二者之比约为 1:0.85；而且两个方向的最大值不一定发生在同一时刻，因此采用平方和开平方计算两个方向地震作用效应的组合。条文中的 S_x 和 S_y 是指在两个正交的 X 和 Y 方向地震作用下，在每个构件的同一局部坐标方向上的地震作用效应，如 X 方向地震作用下在局部坐标 x 方向的弯矩 M_{xy} 和 Y 方向地震作用下在局部坐标 x 方向的弯矩 M_{xy} 。

作用效应包括楼层剪力、弯矩和位移，也包括构件内力（弯矩、剪力、轴力、扭矩等）和变形。

本规程条文（包括第 5.1.13 条）中建议的振型数是对质量和刚度分布比较均匀的结构而言的。对于质量和刚度分布很不均匀的结构，振型分解反应谱法所需的振型数一般可取为振型参与质量达到总质量的 90% 时所需的振型数。

3.3.12 底部剪力法在高层建筑水平地震作用计算中应用较少，但作为一种方法，本规程仍予以保留，因此列于附录中。对于规则结构，采用本条方法计算水平地震作用时，仍应考虑偶然偏心的不利影响。

3.3.13 由于地震影响系数在长周期段下降较快，对于基本周期大于 3s 的结构，由此计算所得的水平地震作用下的结构效应可能偏小。而对于长周期结构，地震地面运动速度和位移可能对结构的破坏具有更大影响，但是规范所采用的振型分解反应谱法尚无法对此做出估计。出于结构安全的考虑，增加了对各楼层水平地震剪力最小值的要求，规定了不同烈度下的楼层地震剪力系数（即剪重比），结构水平地震作用效应应据此进行相应调整。对于竖向不规则结构的薄弱层的水平地震剪力应按

本规程第 5.1.14 条的规定乘以 1.15 的增大系数，并应符合本条的规定，即楼层最小剪力系数不应小于 1.15。

本条表 3.3.13 中所说的扭转效应明显的结构，是指楼层最大水平位移（或层间位移）大于楼层平均水平位移（或层间位移）1.2 倍的结构。

3.3.14 结构的竖向地震作用的精确计算比较繁杂，本规程保留了原规程 JGJ3—91 的简化计算方法。

3.3.15 高层建筑结构中的长悬挑结构、大跨度结构以及结构上部楼层外挑的部分对竖向地震作用比较敏感，应考虑竖向地震作用进行结构计算。为简化计算，将竖向地震作用取为重力荷载代表值的百分比，直接加在结构上进行内力分析。

3.3.16 高层建筑结构内力位移分析时，只考虑了主要结构构件（梁、柱、剪力墙和筒体等）的刚度，没有考虑非承重结构的刚度，因而计算的自振周期较实际的长，按这一周期计算的地震力偏小。为此，本条规定应考虑非承重墙体的刚度影响，对计算的自振周期予以折减。

3.3.17 大量工程实测周期表明：实际建筑物自振周期短于计算的周期。尤其是有实心砖填充墙的框架结构，由于实心砖填充墙的刚度大于框架柱的刚度，其影响更为显著，实测周期约为计算周期的 0.5~0.6 倍；剪力墙结构中，由于砖墙数量少，其刚度又远小于钢筋混凝土墙的刚度，实测周期与计算周期比较接近。据此本条对采用砖填充墙的框架、框架-剪力墙和剪力墙结构提出了计算自振周期的折减系数。其他工程情况由设计人员根据具体情况考虑。

4 结构设计的基本规定

4.1 一般规定

4.1.1 高层建筑结构应根据房屋高度和高宽比、抗震设防类别、抗震设防烈度、场地类别、结构材料和施工技术条件等因素考虑其适宜的结构体系。

目前，国内大量的高层建筑结构采用四种常见的结构体系：框架、框架-剪力墙、剪力墙和筒体，因此本规程有若干章节对这四种结构体系的设计作了详细的规定，以适应量大面广工程设计的需要。框架结构不包括板柱结构（无剪力墙或井筒），因为这类结构侧向刚度和抗震性能较差，不适宜用于高层建筑；由 L 形、T 形、Z 形或十字形截面（截面厚度一般为 180~300mm）构成的异形柱框架结构，目前一般适用于 6、7 度抗震设计或非抗震设计、12 层以下的建筑中，本规程暂未列入。剪力墙结构包括部分框支剪力墙结构（有部分框支柱）、具有较多短肢剪力墙且带有筒体或一般剪力墙的剪力墙结构。

板柱-剪力墙结构的板柱指无内部纵梁和横梁的无梁楼盖结构。由于在板柱框架体系中加入剪力墙或井筒，主要由剪力墙构件承受侧向力，侧向刚度也有很大的提高。这种结构目前在高层建筑中有较多的应用，但其适用高度宜低于一般框架结构。震害表明，板柱结构的板柱结构破坏较严重，包括板的冲切破坏或柱压坏。

筒体结构在 20 世纪 80 年代后在我国已广泛应用于高层办公建筑和高层旅馆建筑。由于其刚度较大、有较高承载能力，因而在层数较多时有较大优势。多年来，已经积累了许多工程经验和科研成果，在本规程中作了较详细的规定。

一些较新颖的结构体系（如巨型框架结构、巨型桁架结构、悬挂和悬挑结构和隔震减振结构等），目前工程较少、经验还不多，宜针对具体工程研究其设计方法，待积累较多经验后再上升为规程的内容。

4.1.2~4.1.3 这两条强调了高层建筑结构概念设计原则，宜采用规则的结构，不应采用严重不规则的结构。

规则结构一般指：体型（平面和立面）规则，结构平面布置均匀、对称并具有较好的抗扭刚度；结构竖向布置均匀，结构的刚度、承载力和质量分布均匀、无突变。

实际工程设计中，要使结构方案规则往往比较困难，有时会出现平面或竖向布置不规则的情况。本规程第 4.3.3~4.3.7 条和 4.4.2~4.4.5 条分别对结构平面布

置及竖向布置的不规则性提出了限制条件。若结构方案中仅有个别项目超过了条款中规定的“不宜”的限制条件，此结构虽属不规则结构，但仍可按本规程有关规定进行计算和采取相应的构造措施；若结构方案中有多项超过了条款中规定的“不宜”的限制条件，此结构属特别不规则结构，应尽量避免；若结构方案中有多项超过了条款中规定的“不宜”的限制条件，而且超过较多，或者有一项超过了条款中规定的“不应”的限制条件，则此结构属严重不规则结构，这种结构方案不应采用，必须对结构方案进行调整。

无论采用何种结构体系，结构的平面和竖向布置都应使结构具有合理的刚度和承载力分布，避免因局部突变和扭转效应而形成薄弱部位；对可能出现的薄弱部位，在设计中应采取有效措施，增强其抗震能力；应具有多道防线，避免因部分结构或构件的破坏而导致整个结构丧失承受水平风荷载、地震作用和重力荷载的能力。

4.1.4 本章主要对普通钢筋混凝土高层建筑结构的设计做出一般规定，复杂高层建筑结构尚应符合本规程第 10 章的要求；钢-混凝土混合结构设计，尚应符合本规程第 11 章的要求。

4.2 房屋运用高度和高宽比

4.2.2 A 级高度钢筋混凝土高层建筑指符合表 4.2.2-1 高度限值的建筑，也是目前数量最多，应用最广泛的建筑。当框架-剪力墙、剪力墙及筒体结构超出表 4.2.2-1 的高度时，列入 B 级高度高层建筑。B 级高度高层建筑的最大适用高度不宜超过表 4.2.2-2 的规定，并应遵守本规程规定的更严格的计算和构造措施。为保证 B 级高度高层建筑的设计质量，抗震设计的 B 级高度的高层建筑，需按有关行政法规的规定进行超限高层建筑的抗震审查复核。

对于房屋高度超过 A 级高度高层建筑最大适用高度的框架结构、板柱-剪力墙结构以及 9 度抗震设计的各类结构，因研究成果和工程经验尚显不足，在 B 级高度高层建筑中未予列入。

具有较多短肢剪力墙的剪力墙结构的抗震性能有待进一步研究和工程实践检验，本规程第 7.1.2 条规定其最大适用高度比剪力墙结构适当降低，7 度时不应大于 100m、8 度时不应大于 60m；B 级高度高层建筑及 9 度时的 A 级高度高层建筑不应采用这种结构。

高度超出表 4.2.2-2 的特殊工程，则应通过专门的审查，论证，补充多方面的计算分析，必要时进行相应的结构试验研究，采取专门的加强构造措施，才能予以

实施。

框架-核心筒结构中，除周边框架外，内部带有部分仅承受竖向荷载的柱与无梁楼板时，不属于本条所说的板柱-剪力墙结构。

本规程最大适用高度表中，框架-剪力墙结构的高度均低于框架-核心筒结构的高度，其主要原因是，本规程的框架-核心筒结构的核心筒相对于框架-剪力墙结构的剪力墙较强，核心筒成为主要抗侧力构件。

4.2.3 高层建筑的高宽比，是对结构刚度、整体稳定、承载能力和经济合理性的宏观控制。表 4.2.3-1 大体上保持了 JGJ3—91 规程的规定。从目前大多数常规 A 级高度高层建筑来看，这一限值是各方面都可以接受的，也是比较经济合理的。

本条增加了表 4.2.3-2 对于 B 级高度高层建筑高宽比的规定。鉴于本规程对 B 级高度高层建筑规定了更严格的计算分析和构造措施要求，考虑到实际情况，B 级高度高层建筑的高宽比略大于 A 级高度高层建筑，目前国内超限高层建筑中，高宽比超过这一限制的是极个别的，例如上海金茂大厦（88 层，420m）为 7.6，深圳地王大厦（81 层，320m）为 8.8。

在复杂体型的高层建筑中，如何计算高宽比是比较难以确定的问题。一般场合，可按所考虑方向的最小投影宽度计算高宽比，但对突出建筑物平面很小的局部结构（如楼梯间、电梯间等），一般不应包含在计算宽度内；对于不宜采用最小投影宽度计算高宽比的情况，应有设计人员根据实际情况确定合理的计算方法；对带有裙房的高层建筑，当裙房的面积和刚度相对于其上部塔楼的面积和刚度较大时，计算高宽比的房屋高度和宽度可按裙房以上部分考虑。

4.3 结构平面布置

4.3.1 参阅本规程第 4.1.3~4.1.4 条的说明。

4.3.2 高层建筑承受较大的风力。在沿海地区，风力成为高层建筑的控制性荷载，采用风压较小的平面形状有利于抗风设计。

对抗风有利的平面形状是简单规则的凸平面，如圆形、正多边形、椭圆形、鼓形等平面。对抗风不利的平面是有较多凹凸的复杂形状平面，如 V 形、Y 形、H 形，弧形等平面。

4.3.3 平面过于狭长的建筑物在地震时由于两端地震波输入有位相差而容易产生不规则振动，产生较大的震害，表 4.3.3 给出了 L/B 的最大限值。在实际工程中，L/B 在 6、7 度抗震设计的最好不超过 4；在 8、9 度抗震设计时最好不超过 3。

平面有较长的外伸时，外伸段容易产生局部振动而引发凹角处破坏，外伸部分 l/b 的限值在表 4.3.3 中已列出，但在实际工程设计中最好控制 l/b 不大于 1。

角部重叠和细腰形的平面图形（图 1），在中央部位形成狭窄部分，在地震中容易产生震害，尤其在凹角部位，因为应力集中容易使楼板开裂、破坏，不宜采用。如采用，这些部位应采取加大楼板厚度、增加板内配筋、设置集中配筋的边梁、配置 45° 斜向钢筋等方法予以加强。



图 1 对抗震不利的建筑平面

4.3.4 本规程对 B 级高度钢筋混凝土结构及混合结构的最大适用高度已放松到比较高的程度，与此相应，对其结构的规则性要求必须严格；本规程第 10 章所指的复杂高层建筑结构，其竖向布置已不规则，对这些结构的平面布置的规则性应严格要求。因此，本条规定对上述结构的平面布置应做到简单、规则，减小偏心。

4.3.5 本条规定，主要是限制结构的扭转效应。国内、外历次大地震震害表明，平面不规则、质量与刚度偏心 and 抗扭刚度太弱的结构，在地震中受到严重的破坏。国内一些振动台模型试验结果也表明，扭转效应会导致结构的严重破坏。

对结构的扭转效应需从两个方面加以限制。1) 限制结构平面布置的不规则性，避免产生过大的偏心而导致结构产生较大的扭转效应。本条对 A 级高度高层建筑、B 级高度高层建筑、混合结构及本规程第 10 章所指的复杂高层建筑，分别规定了扭转变形的下限和上限，并规定扭转变形的计算应考虑偶然偏心的影响（详见本规程第 3.3.3 条）。B 级高度高层建筑、混合结构及本规程第 10 章所指的复杂高层建筑的上限值 1.4 比现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定更加严格，但与国外有关标准（如美国规范 IBC、UBC，欧洲规范 Eurocode-8）的规定相同。2) 限制结构的抗扭刚度不能太弱。关键是限制结构扭转为主的第一自振周期 T_t 与平动为主的第一自振周期 T_1 之比。当两者接近时，由于振动耦联的影响，结构的扭转效应明显增大。若周期比 T_t/T_1 小于 0.5，则相对扭转振动效应 γ/u 一般较小

（ γ 、 r 分别为扭转角和结构的回转半径， r 表示由于扭转产生的离质心距离为回

转半径处的位移， u 为质心位移），即使结构的刚度偏心很大，偏心距 e 达到 $0.7r$ ，其相对扭转变形 r/u 值亦仅为 0.2 。而当周期比 T_i/T_1 大于 0.85 以后，相对扭振效应 r/u 值急剧增加。即使刚度偏心很小，偏心距 e 仅为 $0.1r$ ，当周期比 T_i/T_1 等于 0.85 时，相对扭转变形 r/u 值可达 0.25 ；当周期比 T_i/T_1 接近 1 时，相对扭转变形 r/u 值可达 0.5 。由此可见，抗震设计中应采取措施减小周期比 T_i/T_1 值，使结构具有必要的抗扭刚度。如周期比 T_i/T_1 不满足本条规定的上限值时，应调整抗侧力结构的布置，增大结构的抗扭刚度。

扭转耦联振动的主方向，可通过计算振型方向因子来判断。在两个平动和一个转动构成的三个方向因子中，当转动方向因子大于 0.5 时，则该振型可认为是扭转为主的振型。

4.3.6 目前在工程设计中应用的多数计算分析方法和计算机软件，大多假定楼板在平面内不变形，平面内刚度为无限大，这对于大多数工程来说是可以接受的。但当楼板平面比较狭长、有较大的凹入和开洞而使楼板有较大削弱时，楼板可能产生显著的面内变形，这时宜采用考虑楼板变形影响的计算方法，并采取相应的加强措施。

楼板有较大凹入或开有大面积洞口后，被凹口或洞口划分开的各部分之间的连接较为薄弱，在地震中容易相对振动而使削弱部位产生震害，因此对凹入或洞口的大小加以限制。设计中应同时满足本条规定的各项要求。以图 2 所示平面为例， L_2 不宜小于 $0.5L_1$ ， l_1 与 l_2 之和不宜小于 $0.5L_2$ 且不宜小于 5m ， l_1 和 l_2 均不应小于 2m ，开洞面积不宜大于楼面面积的 30% 。

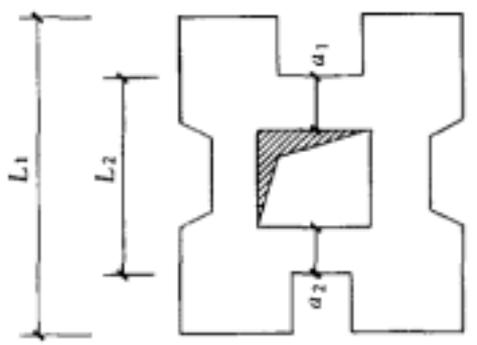


图 2 楼板净宽度要求示意图

4.3.7 高层住宅建筑常采用++字形、井字形平面以利于通风采光，而将楼电梯间集中配置于中央部位。楼电梯间无楼板而使楼面产生较大削弱，此时应将楼电梯间周边的剩余楼板加厚，并加强配筋。外伸部分形成的凹槽可加拉梁或拉板，拉梁宜宽扁放置并加强配筋，拉梁和拉板宜每层均匀设置。

4.3.9 在地震作用时，由于结构开裂、局部损坏和进入弹塑性变形，其水平位移比弹性状态下增大很多。因此，伸缩缝和沉降缝的两侧很容易发生碰撞。唐山地震中，调查了 35 幢高层建筑的震害，除新北京饭店（缝净宽 600mm ）外，许多高层建筑都

是有缝必碰，轻的装修、女儿墙碰碎，面砖剥落，重的顶层结构损坏。天津友谊宾馆（8层框架）缝净宽达150mm也发生严重碰撞而致顶层结构破坏。加之设缝后，带来建筑、结构及设备设计上许多困难，基础防水也不容易处理。近年来，国内较多的高层建筑结构，从设计和施工等方面采取了有效措施后，不设或少设缝，从实践上看来是成功的、可行的。抗震设计时，如果结构平面或竖向布置不规则且不能调整时，则宜设置防震缝将其划分为较简单的几个结构单元。

4.3.10 为防止建筑物在地震中相碰，防震缝必须留有足够宽度。防震缝净宽度原则上应大于两侧结构允许的地震水平位移之和。本条规定的防震缝宽度要求与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011是一致的。

在抗震设计时，建筑物各部分之间的关系应明确：如分开，则彻底分开；如相连，则连接牢固。不宜采用似分不分，似连不连的结构方案。天津友谊宾馆主楼（8层框架）与单层餐厅采用了餐厅层屋面梁支承在主框架牛腿上加以钢筋焊接，在唐山地震中由于振动不同步，牛腿拉断、压碎，产生严重震害，证明这种连接方式是不可取的。

4.3.11 抗震设计时，伸缩缝和沉降缝应留有足够的宽度，满足防震缝的要求。无抗震设防时，沉降缝也应有一定的宽度，防止因基础倾斜而顶部相碰的可能性。

4.3.12 本条是依据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010而制定的。考虑到近年来高层建筑伸缩缝间距已有许多工程超出了表中规定（如北京昆仑饭店为剪力墙结构，总长114m；北京京伦饭店为剪力墙结构，总长138m），所以规定在有充分依据或有可靠措施时，可以适当加大伸缩缝间距，当然，一般情况下，无专门措施时则不宜超过表中数值。

如屋面无保温、隔热措施，或室内结构在露天中长期放置，在温度变化和混凝土收缩的共同影响下，结构容易开裂；工程中采用收缩性较大的混凝土（如矿渣水泥混凝土等），则收缩应力较大，结构也容易产生开裂。因此这些情况下伸缩缝的间距均应比表中数值适当减小。

4.3.13 提高配筋率可以减小温度和收缩裂缝的宽度，并使其分布较均匀，避免出现明显的集中裂缝。

在普通外墙设置外保温层是减少主体结构受温度变化影响的有效措施。

施工后浇带的作用在于减少混凝土的收缩应力，并不直接减少温度应力，而提高它对温度应力的耐受能力。所以通过后浇带的板、墙钢筋应断开搭接，以便两部

分的混凝土各自自由收缩；梁主筋断开问题较多，可不断开。后浇带应从受力影响小的部位通过（如梁、板 1/3 跨度处，连梁跨中等），不必在同一截面上，可曲折而行，只要将建筑物分开为两段即可。

混凝土收缩需要相当时间才能完成，一般在 60 天后再浇灌后浇带，此时收缩大约可以完成 70%，能更有效地限制收缩裂缝。

4.4 结构竖向布置

4.4.1 历次地震震害表明：结构刚度沿竖向突变、外形外挑或内收等，都会产生某些楼层的变形过分集中，出现严重震害甚至倒塌。所以设计中应力求使结构刚度自下而上逐渐均匀减小，体形均匀、不突变。1995 年阪神地震中，大阪和神户市不少建筑产生中部楼层严重破坏的现象，其中一个原因就是结构侧向刚度在中部楼层产生突变。有些是柱截面尺寸和混凝土强度在中部楼层突然减小，有些是由于使用要求使剪力墙在中部楼层突然取消，这些都引发了楼层刚度的突变而产生严重震害。柔弱底层建筑物的严重破坏在国内外的地震中更是普遍存在。

竖向布置严重不规则结构的说明可参阅本规程第 4.1.3 条。

4.4.2 正常设计的高层建筑下部楼层侧向刚度宜大于上部楼层的侧向刚度，否则变形会集中于刚度小的下部楼层而形成结构薄弱层，所以下层侧向刚度不宜小于上部相邻楼层的 70%，或其上相邻三层侧向刚度平均值的 80%。

楼层的侧向刚度可取该楼层剪力和该楼层层间位移的比值。

4.4.3 楼层抗侧力结构的承载能力突变将导致薄弱层破坏，本规程针对高层建筑结构提出了限制条件，B 级高度高层建筑的限制条件比现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的要求更加严格。

4.4.4 抗震设计时，若结构竖向抗侧力构件上、下不连续，则对结构抗震不利，属于竖向不规则结构。在南斯拉夫斯可比那地震（1964 年）、罗马尼亚布加勒斯特地震（1977 年）中，底层全部为柱子、上层为剪力墙的结构大都严重破坏，因此在地震区不应采用这种结构。部分竖向抗侧力构件不连续，也易使结构形成薄弱部位，抗震设计时应采取有效措施。本规程所述底部带转换层的大空间结构就属于竖向不规则结构，应按本规程第 10 章的有关规定进行设计。

4.4.5 中国建筑科学研究院的计算分析和试验研究表明，当结构上部楼层相对于下部楼层收进时，收进的部位越高、收进后的平面尺寸越小，结构的高振型反应越明显，因此对收进后的平面尺寸加以限制。当上部结构楼层相对于下部楼层外挑时，

结构的扭转效应和竖向地震作用效应明显，对抗震不利，因此对其外挑尺寸加以限制，设计上应考虑竖向地震作用影响。

4.4.6 顶层取消部分墙、柱而形成空旷房间时，其楼层侧向刚度和承载力可能比其下部楼层相差较多，是不利于抗震的结构，应进行详细的计算分析，并采取有效的构造措施。如采用弹性时程分析进行补充计算、柱子箍筋应全长加密配置、大跨度屋面构件要考虑竖向地震产生的不利影响等。

4.4.7 震害调查表明：有地下室的高层建筑的破坏较轻，而且有地下室对提高地基的承载力有利，一般情况下宜设地下室。

4.5 楼盖结构

4.5.1 在目前高层建筑结构计算中，一般都假定楼板在自身平面内的刚度无限大，在水平荷载作用下楼盖只有刚性位移而不变形。所以在构造设计上，要使楼盖具有较大的平面内刚度。再者，楼板的刚性可保证建筑物的空间整体性能和水平力的有效传递。房屋高度超过 50m 的高层建筑采用现浇楼盖比较可靠。

4.5.3 框架-剪力墙结构由于框架和剪力墙侧向刚度相差较大，因而楼板变形更为显著；主要抗侧力结构剪力墙的间距较大，水平荷载要通过楼面传递，因此框架-剪力墙结构中的楼板应有更良好的整体性。

当抗震设防烈度为 8、9 度时，应当采用现浇楼板（包括叠合式楼板），以保证地震力的可靠传递。房屋高度小于 50m 且为非抗震设计和 6、7 度抗震设计时，允许采用加现浇钢筋混凝土面层的装配整体式楼板，而且现浇面层应满足较严格的构造要求，以保证其整体工作。

4.5.4 房屋高度 50m 以下的框架结构或剪力墙结构，允许采用装配式楼面。框架结构和剪力墙结构采用装配式楼面时，要拉开板缝，配置板缝钢筋，采用高于楼板混凝土强度的混凝土灌缝，必要时可以设置现浇配筋板带。

唐山地震（1976 年）震害调查表明：提高装配式楼面的整体性，可以减少在地震中预制楼板坠落伤人的震害。加强填缝是增强装配式楼板整体性的有效措施。为保证板缝混凝土的浇筑质量，板缝宽度不应过小。在较宽的板缝中放入钢筋，形成板缝梁，能有效地形成现浇与装配结合的整体楼面，效果显著。

楼面板缝应浇筑质量良好、强度等级不低于 C20 的混凝土，并填充密实。严禁用混凝土脚料或建筑垃圾填充。

4.5.5 重要的、受力复杂的楼板，应比一般层楼板有更高的要求。屋顶、转换层楼

板以及开口过大的楼板应采用现浇板以增强其整体性。顶层楼板应加厚并采用现浇，以抵抗温度应力的不利影响，并可使建筑物顶部约束加强，提高抗风、抗震能力。转换层楼盖上面是剪力墙或较密的框架柱，下部转换为部分框架、部分落地剪力墙，转换层上部抗侧力构件的剪力要通过转换层楼板进行重分配，传递到落地墙和框支柱上去，因而楼板承受较大的内力，因此要用现浇楼板并采取加强措施。一般楼层的现浇楼板厚度在 100~140mm 范围内，不应小于 80mm，楼板太薄不仅容易因上部钢筋位置变动而开裂，同时也不便于敷设各类管线。

4.5.6 采用预应力平板可以减小楼面结构高度，压缩层高并减轻结构自重；大跨度平板可以增加使用面积，容易适应楼面用途改变。预应力平板近年来在高层建筑楼面结构中应用比较广泛。

为了确定板的厚度，必须考虑挠度、抗冲切承载力、防火及钢筋防腐蚀要求等。

在初步设计阶段，为控制挠度通常可按跨高比得出板的最小厚度。但仅满足挠度限值的后张预应力板可能相当薄，对柱支承的双向板若不设柱帽或托板，板在柱端可能冲切承载力不够。因此，在设计中应验算所选板厚是否有足够的抗冲切能力。

4.5.7 楼板是与梁、柱和剪力墙等主要抗侧力结构连接在一起的，如果不采取措施，则施加楼板预应力时，不仅压缩了楼板，而且大部分预应力将加到主体结构上去，楼板得不到充分的压缩应力，而又对梁柱和剪力墙附加了侧向力，产生位移且不安全。为了防止或减小主体结构刚度对施加楼盖预应力的不利影响，应考虑合理的预应力施工方案。

4.6 水平位移限值和舒适度要求

4.6.1 高层建筑层数多、高度大，为保证高层建筑结构具有必要的刚度，应对其层位移加以控制。这个控制实际上是对构件截面大小、刚度大小的一个相对指标。

国外一般对层间位移角（剪切变形角）加以限制，它不包括建筑物整体弯曲产生的水平位移，而且数值较宽松。

在正常使用条件下，限制高层建筑结构层间位移的主要目的有两点：

1) 保证主结构基本处于弹性受力状态，对钢筋混凝土结构来讲，要避免混凝土墙或柱出现裂缝；同时，将混凝土梁等楼面构件的裂缝数量、宽度和高度限制在规范允许范围之内。

2) 保证填充墙、隔墙和幕墙等非结构构件的完好，避免产生明显损伤。

迄今，控制层间变形的参数有三种：即层间位移与层高之比（层间位移角）；

有害层间位移角；区格广义剪切变形。其中层间位移角是过去应用最广泛，最为工程技术人员所熟知的，原规程 JGJ—91 也采用了这个指标。

1) 层间位移与层高之比（简称层间位移角）

$$\theta_i = \frac{\Delta u_i}{h_i} = \frac{u_i - u_{i-1}}{h_i} \quad (1)$$

2) 有害层间位移角

$$\theta_{id} = \frac{\Delta u_{id}}{h_i} = \theta_i - \theta_{i-1} = \frac{u_i - u_{i-1}}{h_i} - \frac{u_{i-1} - u_{i-2}}{h_{i-1}} \quad (2)$$

式中， θ_i 、 θ_{i-1} 为 i 层上、下楼盖的转角，即 i 层、 $i-1$ 层的层间位移角。

3) 区格的广义剪切变形（简称剪切变形）

$$\theta_{ij} = \theta_i - \theta_{i-1,j} = \frac{v_i - v_{i-1}}{h_i} + \frac{v_{i-1,j} - v_{i-1,j-1}}{l_j} \quad (3)$$

式中， θ_{ij} 为区格 ij 剪切变形，其中脚标 i 表示区格所在层次， j 表示区格序号； $\theta_{i-1,j}$ 为区格 ij 下楼盖的转角，以顺时针方向为正； l_j 为区格 ij 的宽度； $v_{i-1,j}$ 、 $v_{i-1,j-1}$ 为相应节点的竖向位移。

如上所述，从结构受力与变形的相关性来看，参数 θ_{ij} 即剪切变形较符合实际情况；但就结构的宏观控制而言，参数 θ_i 即层间位移角又较简便。

考虑到层间位移控制是一个宏观的侧向刚度指标，为便于设计人员在工程设计中应用，本规程采用了层间最大位移与层高之比 u/h ，即层间位移角 θ 作为控制指标。

4.6.2 高层建筑结构是按弹性阶段进行设计的。地震按小震考虑：结构构件的刚度采用弹性阶段的刚度；内力与位移分析不考虑弹塑性变形。因此所得出的位移相应也是弹性阶段的位移。它比在大震作用下弹塑性阶段的位移小得多，因而位移的控制值也比较小。

4.6.3 本规程采用层间位移角 u/h 作为刚度控制指标，不扣除整体弯曲转角产生的侧移，即直接采用内力位移计算的位移输出值。

高度不大于 150m 的常规高度高层建筑的整体弯曲变形相对影响较小，层间位移角 u/h 的限值按不同的结构体系在 1/550 ~ 1/1000 之间分别取值。但当高度超过 150m 时，弯曲变形产生的侧移有较快增长，所以超过 250m 高度的建筑，层间位移角限值按 1/500 作为限值。150 ~ 250m 之间的高层建筑按线性插入考虑。

本条层间位移角 u/h 的限值指最大层间位移与层高之比，第 i 层的 u/h 指第 i 层和第 $i-1$ 层在楼层平面各处位移差 $u_i = u_i - u_{i-1}$ 中的最大值。由于高层建筑结构在水平力作用下几乎都会产生扭转，所以 u 的最大值一般在结构单元的尽端处。

4.6.4 震害表明，结构如果存在薄弱层，在强烈地震作用下，结构薄弱部位将产生较大的弹塑性变形，会引起结构严重破坏甚至倒塌。本条对不同高层建筑结构的薄弱层弹塑性变形验算提出了不同要求，第 1 款所列的结构应进行弹塑性变形验算，第 2 款所列的结构必要时宜进行弹塑性变形验算，这主要考虑到高层建筑结构弹塑性变形计算的复杂性和目前尚缺乏比较成熟的实用计算机软件。

4.6.5 弹塑性位移限值与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 相同。

4.6.6 高层建筑物在风荷载作用下将产生振动，过大的振动加速度将使在高楼内居住的人们感觉不舒适，甚至不能忍受，两者的关系如表 3。

表 3 舒适度与风振加速度关系

不舒适的程度	建筑物的加速度
无感觉	$< 0.005g$
有感	$0.005g \sim 0.015g$
扰人	$0.015g \sim 0.05$
十分扰人	$0.05g \sim 0.15g$
不能忍受	$> 0.15g$

对照国外的研究成果和有关标准，与我国现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99—98 相协调，要求高层建筑混凝土结构应具有更好的使用条件，满足舒适度的要求，按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 规定的 10 年一遇的风荷载取值计算或专门风洞试验确定的结构顶点最大加速度 a_{max} 不应超过本规程表 4.6.6 的限值，对住宅、公寓 a_{max} 不大于 $0.15m/g^2$ ，对办公楼、旅馆 a_{max} 不大于 $0.25m/s^2$ 。

高层建筑风振反应加速度包括顺风向最大加速度、横风向最大加速度和扭转角速度。关于顺风向最大加速度和横风向最大加速度的研究工作虽然较多，但各国的计算方法并不统一，互相之间也存在明显的差异。建议可按现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99—98 的规定计算。

4.8 抗震等级

4.8.1~4.8.3 抗震设计的钢筋混凝土高层建筑结构，根据设防烈度、结构类型、房屋高度区分为不同的抗震等级，采用相应的计算和构造措施，抗震等级的高低，体现了对结构抗震性能要求的严格程度。特殊要求时则提升至特一级，其计算和构造措施比一级更严格。

抗震等级是根据国内外高层建筑震害、有关科研成果、工程设计经验而划分的。

在结构受力性质与变形方面，框架-核心筒结构与框架-剪力墙结构基本上是一致的，尽管框架-核心筒结构由于剪力墙组成筒体而大大提高了抗侧力能力，但周边稀柱框架较弱，设计上的处理与框架-剪力墙结构仍是基本相同的。对其抗震等级的要求不应降低，个别情况要求更严。

框架-剪力墙结构中，由于剪力墙部分刚度远大于框架部分的刚度，因此对框架部分的抗震能力要求比纯框架结构可以适当降低。当剪力墙部分的刚度相对较少时，则框架部分的设计仍应按普通框架考虑，不应降低要求。

基于上述的考虑，A级高度的高层建筑结构，应按表4.8.2确定其抗震等级。甲类建筑9度设防时，应采取比9度设防更有效的措施；乙类建筑9度设防时，抗震等级提升至特一级。B级高度的高度建筑，其抗震等级应有更严格的要求，按表4.8.3采用。特一级构件除符合一级抗震要求外，尚应采取4.9.2条规定的措施。

4.9 构造要求

4.9.1 当房屋高度大、层数多、柱距大时，由于单柱轴向力很大，受轴压比限制而使柱截面过大，不仅加大自重和材料消耗，而且妨碍建筑功能。减小柱截面尺寸通常有采用型钢混凝土柱、钢管混凝土柱和高强混凝土这三条途径。

采用高强度混凝土可以减小柱截面面积。C60混凝土已广泛采用，取得了良好的效益。

型钢混凝土柱截面含型钢5%~10%，可使柱截面面积减小30%~40%。由于型钢骨架要求钢结构的制作、安装能力，因此目前较多用在高层建筑的下层部位柱，转换层以下的支承柱；也有个别工程全部采用型钢混凝土梁、柱。

钢管混凝土可使柱混凝土处于有效侧向约束下，形成三向应力状态，因而延性很大，承载力提高很多，通常钢管壁厚为柱直径的1/70~1/100。钢管混凝土柱如用高强混凝土浇筑，可以使柱截面减小至原截面面积的50%左右。但目前某些钢管混

凝上柱与钢筋混凝土梁的节点构造较难满足 8 度设防的抗震性能要求，设计时应引起重视。

4.9.2 特一级是比一级抗震等级更严格的构造措施。这些措施主要体现在，采用型钢混凝土或钢管混凝土构件提高延性；增大构件配筋率和配箍率；加大强柱弱梁和强剪弱弯的调整系数；加大剪力墙的受弯和受剪承载力；加强连梁的配筋构造等。框架角柱的弯矩和剪力设计值仍应按本规程第 6.2.4 条的规定，乘以不小于 1.1 的增大系数。

4.9.3 非荷载作用指温度变化、混凝土收缩和徐变、支座沉降等对结构或结构构件的影响。本条对减小混凝土徐变的措施未作具体规定，但在较高的钢筋混凝土高层建筑结构设计中应考虑混凝土徐变变形的不利影响。

4.9.4 高层建筑层数较多，减轻填充墙的自重是减轻结构总重量的有效措施；而且轻质隔墙容易实现与主体结构的柔性连接，防止主体结构发生灾害。除传统的加气混凝土制品、空心砌块外，室内隔墙还可以采用玻璃、铝板和不锈钢板等轻质隔墙材料。

4.9.5 高度较高的高层建筑的温度应力比较明显。幕墙包覆主体结构而使主体结构免受外界温度变化的影响，有效地减少了主体结构的温度应力，解决了主体结构的竖向温度应力问题。幕墙是外墙的一种非承重结构形式，它必须同时具备以下特点：

- 1 幕墙是由面板、横梁和立柱组成的完整结构系统；
- 2 幕墙应包覆整个主体结构；
- 3 幕墙应悬挂在主体结构上，相对于主体结构应有一定的活动能力。

由于幕墙是独立完整的外围护结构，因此它能承受作用于其上的重力、风力和地震力，但不分担主体结构的受力。幕墙可以相对于主体结构变位，主体结构在风力和地震力作用下产生层间位移时，幕墙应不破损，维持正常的建筑功能。

由于面板材料的不同，建筑幕墙可以分为玻璃幕墙、铝板或钢板幕墙、石材幕墙和混凝土幕墙。实际工程中可采用多种材料的混合幕墙。

为避免主体结构变形时室内填充墙、门窗等非结构构件损坏，较高建筑中的非结构构件应能采取有效的连接措施来适应主体结构的变形。例如，外墙门窗采用柔性密封胶条或耐候密封胶嵌缝；室内隔墙选用金属板或玻璃隔墙、柔性密封胶填缝等。

5 结构计算分析

5.1 一般规定

5.1.3 目前国内规范体系是采用弹性方法计算内力，在截面设计时考虑材料的弹塑性性质。因此高层建筑结构的内力与位移仍按弹性方法计算，框架梁及连梁等构件可考虑局部塑性变形引起的内力重分布，即本规程第 5.2.1 和 5.2.3 条的规定。

5.1.4 高层建筑结构是复杂的三维空间受力体系，计算分析时应根据结构实际情况，选取能较准确地反映结构中各构件的实际受力状况的力学模型。对于平面和立面布置简单规则的框架结构、框架-剪力墙结构宜采用空间分析模型，可采用平面框架空间协同模型；对剪力墙结构、筒体结构和复杂布置的框架结构、框架-剪力墙结构应采用空间分析模型。目前国内商品化的结构分析软件所采用的力学模型主要有：空间杆系模型、空间杆-薄壁杆系模型、空间杆-墙板元模型及其他组合有限元模型。

目前，国内计算机和结构分析软件应用十分普及，原规程 JGJ3—91 第 4.1.4 条和 4.1.6 条规定的简化方法和手算方法未再列入本规程。如需要采用简化方法或手算方法，设计人员可参考有关设计手册或书籍。

5.1.5 高层建筑的楼屋面绝大多数为现浇钢筋混凝土楼板和有现浇面层的预制装配式楼板，进行高层建筑内力与位移计算时，可视其为水平放置的深梁，具有很大的面内刚度，可近似认为楼板在其自身平面内为无限刚性。采用这一假设后，结构分析的自由度数目大大减少，可能减小由于庞大自由度系统而带来的计算误差，使计算过程和计算结果的分析大为简化。计算分析和工程实践证明，刚性楼板假定对绝大多数高层建筑的分析具有足够的工程精度。采用刚性楼板假定进行结构计算时，设计上应采取必要措施保证楼面的整体刚度。比如，平面体型宜符合本规程 4.3.3 条的规定；宜采用现浇钢筋混凝土楼板和有现浇面层的装配整体式楼板；局部削弱的楼面，可采取楼板局部加厚、设置边梁、加大楼板配筋等措施。

楼板有效宽度较窄的环形楼面或其他有大开洞楼面、有狭长外伸段楼面、局部变窄产生薄弱连接的楼面、连体结构的狭长连接体楼面等场合，楼板面内刚度有较大削弱且不均匀，楼板的的面内变形会使楼层内抗侧刚度较小的构件的位移和受力加大（相对刚性楼板假定而言），计算时应考虑楼板面内变形的影响。根据楼面结构的实际情况，楼板面内变形可全楼考虑、仅部分楼层考虑或仅部分楼层的部分区域考虑。考虑楼板的实际刚度可以采用将楼板等效为剪弯水平梁的简化方法，也可采

用有限单元法进行计算。

当需要考虑楼板面内变形而计算中采用楼板面内无限刚性假定时，应对所得的计算结果进行适当调整。具体的调整方法和调整幅度与结构体系、构件平面布置、楼板削弱情况等密切相关，不便在条文中具体化。一般可对楼板削弱部位的抗侧刚度相对较小的结构构件，适当增大计算内力，加强配筋和构造措施。

5.1.6 高层建筑按空间整体工作计算时，不同计算模型的梁、柱自由度是相同的：梁的弯曲、剪切、扭转变形，当考虑楼板面内变形时还有轴向变形；柱的弯曲、剪切、轴向、扭转变形。当采用空间杆-薄壁杆系模型时，剪力墙自由度考虑弯曲、剪切、轴向、扭转变形和翘曲变形；当采用其他有限元模型分析剪力墙时，剪力墙自由度考虑弯曲、剪切、轴向、扭转变形。

高层建筑层数多、重量大，墙、柱的轴向变形影响显著，计算时应考虑。

构件内力是与位移向量对应的，与截面设计对应的分别为弯矩、剪力、轴力、扭矩等。

5.1.8 目前国内钢筋混凝土结构高层建筑由恒载和活载引起的单位面积重力，框架与框架-剪力墙结构约为 $12 \sim 14\text{kN/m}^2$ ，剪力墙和筒体结构约为 $13 \sim 16\text{kN/m}^2$ ，而其中活荷载部分约为 $2 \sim 3\text{kN/m}^2$ ，只占全部重力的 $15\% \sim 20\%$ ，活载不利分布的影响较小。另一方面，高层建筑结构层数很多，每层的房间也很多，活载在各层间的分布情况极其繁多，难以一一计算。

如果活荷载较大，其不利分布对梁弯矩的影响会比较明显，计算时应予考虑。除进行活荷载不利分布的详细计算分析外，也可将未考虑活荷载不利分布计算的框架梁弯矩乘以放大系数予以近似考虑，该放大系数通常可取为 $1.1 \sim 1.3$ ，活载大时可选用较大数值。近似考虑活荷载不利分布影响时，梁正、负弯矩应同时予以放大。

5.1.9 高层建筑结构是逐层施工完成的，其竖向刚度和竖向荷载（如自重和施工荷载）也是逐层形成的。这种情况与结构刚度一次形成、竖向荷载一次施加的计算方法存在较大差异。因此对于层数较多的高层建筑，其重力荷载作用效应分析时，柱、墙轴向变形宜考虑施工过程的影响。施工过程的模拟可根据需要采用适当的方法考虑。如结构竖向刚度和竖向荷载逐层形成、逐层计算的方法，或结构竖向刚度一次形成、竖向荷载逐层施加的计算方法。

5.1.10 高层建筑结构进行水平风荷载作用效应分析时，除对称结构外，结构构件在正反两个方向的风荷载作用下效应一般是不相同的，按两个方向风效应的较大值采

用，是为了保证安全的前提下简化计算；体型复杂的高层建筑，应考虑多方向风荷载作用，进行风效应对比分析，增加结构抗风安全性。

5.1.11 在内力与位移计算中，型钢混凝土和钢管混凝土构件宜按实际情况直接参与计算。对结构中只有少量型钢混凝土和钢管混凝土构件时，也可等效为混凝土构件进行计算，比如可采用等刚度原则。构件的截面设计应按现行有关规范进行。

5.1.12 体型复杂、结构布置复杂的高层建筑结构的受力情况复杂，采用至少两个不同力学模型的结构分析软件进行整体计算分析，以保证力学分析的可靠性。

5.1.13 带加强层的高层建筑结构、带转换层的高层建筑结构、错层结构、连体和立面开洞结构、多塔楼结构等，属于体形复杂的高层建筑结构，其竖向刚度变化大、受力复杂、易形成薄弱部位；B级高度的高层建筑工程经验不多，因此整体计算分析时应从严要求。本条第4款的要求主要针对甲类建筑、相邻层侧向刚度或承载力相差悬殊的竖向不规则高层建筑结构。

5.1.14 对竖向不规则结构，其薄弱层按地震作用标准值计算的楼层剪力应乘以1.15的增大系数，同时仍应满足本规程第3.3.13条关于楼层最小地震剪力系数（剪重比）的规定，以提高薄弱层的抗震能力。

5.1.15 对受力复杂的结构构件，如竖向布置复杂的剪力墙、加强层构件、转换层构件、错层构件、连接体及其相关构件等，除结构整体分析外，尚应按有限元等方法进行局部应力分析，并可根据需要，按应力分析结果进行截面配筋设计校核。

5.1.16 在计算机和计算机软件广泛应用的条件下，除了要选择使用可靠的计算软件外，还应对软件产生的计算结果从力学概念和工程经验等方面加以分析判断，确认其合理性和可靠性。

5.2 计算参数

5.2.1 高层建筑结构构件均采用弹性刚度参与整体分析，但抗震设计的框架-剪力墙或剪力墙结构中的连梁刚度相对墙体较小，而承受的弯矩和剪力很大，配筋设计困难。因此，可考虑在不影响其承受竖向荷载能力的前提下，允许其适当开裂（降低刚度）而把内力转移到墙体上。通常，设防烈度低时可少折减一些（6、7度时可取0.7），设防烈度高时可多折减一些（8、9度时可取0.5）。折减系数不宜小于0.5，以保证连梁承受竖向荷载的能力。

对框架-剪力墙结构中一端与柱连接、一端与墙连接的梁以及剪力墙结构中的某些连梁，如果跨高比较大（比如大于5）、重力作用效应比水平风或水平地震作用效

应更为明显，此时应慎重考虑梁刚度的折减问题，必要时可不进行梁刚度折减，以控制正常使用阶段梁裂缝的发生和发展。

5.2.2 现浇楼面和装配整体式楼面的楼板作为梁的有效翼缘形成 T 形截面，提高了楼面梁的刚度，结构计算时应予考虑。当近似以梁刚度增大系数考虑时，应根据梁翼缘尺寸与梁截面尺寸的比例予以确定。通常现浇楼面的边框架梁可取 1.5，中框架梁可取 2.0；有现浇面层的装配式楼面梁的刚度增大系数可适当减小。当框架梁截面较小而楼板较厚或者梁截面较大而楼板较薄时，梁刚度增大系数可能会超出 1.5~2.0 的范围，本次修订调整为 1.3~2.0。

5.2.3 在竖向荷载作用下，框架梁端负弯矩很大，配筋困难，不便于施工。因此允许考虑塑性变形内力重分布对梁端负弯矩进行适当调幅。钢筋混凝土的塑性变形能力有限，调幅的幅度必须加以限制。框架梁端负弯矩减小后，梁跨中弯矩应按平衡条件相应增大。

截面设计时，为保证框架梁跨中截面底钢筋不至于过少，其正弯矩设计值不应小于竖向荷载作用下按简支梁计算的跨中弯矩之半。

5.2.4 高层建筑结构楼面梁受楼板（有时还有次梁）的约束作用，无约束的独立梁极少。当结构计算中未考虑楼盖对梁扭转的约束作用时，梁的扭转变形和扭矩计算值过大，抗扭设计比较困难，因此可对梁的计算扭矩予以适当折减。计算分析表明，扭矩折减系数与楼盖（楼板和梁）的约束作用和梁的位置密切相关，折减系数的变化幅度较大，应根据具体情况确定。

5.3 计算简图处理

5.3.1 高层建筑是三维空间结构，构件多，受力复杂；结构计算分析软件都有其适用条件，使用不当，则可能导致结构设计的不安全。因此，结构分析时应结合结构的实际情况和所采用的计算软件的力学模型要求，对结构进行力学上的适当简化处理，使其既能比较正确地反映结构的受力性能，又适应于所选用的计算分析软件的力学模型，从根本上保证分析结果的可靠性。

5.3.3 密肋板楼盖简化计算时，可将密肋梁均匀等效为柱上框架梁，其截面宽度可取被等效的密肋梁截面宽度之和。

平板无梁楼盖的面外刚度由楼板提供，计算时必须考虑。当采用近似方法考虑时，其柱上板带可等效为框架梁计算，等效框架梁的截面宽度可取等代框架方向板跨的 3/4 及垂直于等代框架方向板跨的 1/2 两者的较小值。

5.3.4 当构件截面相对其跨度较大时，构件交点处会形成相对的刚性节点区域。刚域尺寸的合理确定，会在一定程度上影响结构的整体分析，本条给出的计算公式是近似公式，但在实际工程中已有多年应用，有一定的代表性。确定计算模型时，壁式框架梁、柱轴线可取为剪力墙连梁和墙肢的形心线。

5.3.5~5.3.6 对复杂高层建筑结构，在结构内力与位移整体计算中，可对其局部做适当的和必要的简化处理，但不应改变结构的整体变形和受力特点。整体计算后应对作简化处理的局部结构或结构构件进行补充计算分析（比如有限元分析），保证局部构件计算分析的可靠性。

5.4 重力二阶效应及结构稳定

5.4.1 在水平力作用下，带有剪力墙或筒体的高层建筑结构的变形形态为弯剪型，框架结构的变形形态为剪切型。计算分析表明，重力荷载在水平作用位移效应上引起的二阶效应（重力 P- 效应）有时比较严重。对混凝土结构，随着结构刚度的降低，重力二阶效应的不利影响呈非线性增长。因此，对结构的弹性刚度和重力荷载作用的关系应加以限制。本条公式使结构按弹性分析的二阶效应对结构内力、位移的增量控制在 5% 左右；考虑实际刚度折减 50% 时，结构内力增量控制在 10% 以内。如果结构满足本条要求，重力二阶效应的影响相对较小，可忽略不计。

公式（5.4.1-1）与德国设计规范（DIN 1045）及原规程 JGJ3—91 第 4.3.1 条的规定基本一致。

结构的弹性等效侧向刚度 EJ_d ，可近似按倒三角形分布荷载作用下结构顶点位移相等的原则，将结构的侧向刚度折算为竖向悬臂受弯构件的等效侧向刚度。假定倒三角形分布荷载的最大值为 q ，在该荷载作用下结构顶点质心的弹性水平位移为 u ，房屋高度为 H ，则结构的弹性等效侧向刚度 EJ_d 可按下式计算：

$$EJ_d = \frac{11qH^4}{120u} \quad (4)$$

5.4.2~5.4.3 混凝土结构在水平力作用下，如果侧向刚度不满足本规程第 5.4.1 条的规定，应考虑重力二阶效应（P- 效应）对结构构件的不利影响。但重力二阶效应产生的内力、位移增量宜控制一定范围，不宜过大。考虑二阶效应后计算的位移仍应满足本规程第 4.6.3 条的规定。

重力 P- 效应的考虑方法很多，比如可按简化的弹性方法近似考虑。一般可根据楼层重力和楼层在水平力作用下产生的层间位移，计算出等效的荷载向量，利用

结构力学方法求解其影响。

增大系数法是一种简单可行的考虑重力 P- 效应的方法。本规程规定，在位移计算时不考虑结构刚度的折减；在内力计算时，结构构件的弹性刚度考虑 0.5 倍的折减系数，结构内力增量控制在 20% 以内。按本条的规定，考虑重力 P- 效应的结构位移可采用未考虑重力二阶效应的结果乘以位移增大系数，但位移限制条件不变；考虑重力 P- 效应的结构构件（梁、柱、剪力墙）端部的弯矩和剪力值，可采用未考虑重力二阶效应的结果乘以内力增大系数。

5.4.4 研究表明，高层建筑混凝土结构仅在竖向重力荷载作用下产生整体失稳的可能性很小。高层建筑结构的稳定设计主要是控制在风荷载或水平地震作用下，重力荷载产生的二阶效应（重力 P- 效应）不致过大，以致引起结构的失稳倒塌。结构的刚度和重力荷载之比（刚重比）是影响重力 P- 效应的主要参数。如结构的刚重比满足本条公式（5.4.4-1）或（5.4.4-2）的规定，则重力 P- 效应可控制在 20% 之内，结构的稳定具有适宜的安全储备。若结构的刚重比进一步减小，则重力 P- 效应将会呈非线性关系急剧增长，直至引起结构的整体失稳。在水平力作用下，高层建筑结构的稳定应满足本条的规定，不应再放松要求。如不满足本条的规定，应调整并增大结构的侧向刚度。

当结构的设计水平力较小，如计算的楼层剪重比（楼层剪力与其上各层重力荷载代表值之和的比值）小于 0.02 时，结构刚度虽能满足水平位移限值要求，但往往不能满足本条规定的稳定要求。

5.5 薄弱层弹塑性变形验算

5.5.1~5.5.3 本节关于在罕遇地震作用下结构薄弱层（部位）弹塑性变形验算的规定，与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的要求基本相同。这里强调对满足本规程第 5.4.4 条规定但不满足本规程第 5.4.1 条规定的结构，计算弹塑性变形时也应考虑重力二阶效应的不利影响；如果计算中未考虑重力二阶效应，可近似地将计算的弹塑性变形乘以增大系数 1.2。

5.6 荷载效应和地震作用效应的组合

5.6.1~5.6.4 荷载效应和地震作用效应的组合是根据现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 第 3.2 节和《建筑抗震设计规范》GB50011 第 5.4 节的有关规定，结合高层建筑的自身特点制定的。

无地震作用效应组合且永久荷载效应起控制作用（永久荷载分项系数取 1.35）时，仅考虑楼面活荷载效应参与组合，组合值系数一般取 0.7，风荷载效应不参与组合（组合值系数取 0.0）；无地震作用效应组合且可变荷载效应起控制作用（永久荷载分项系数取 1.2）的场合，当风荷载作为主要可变荷载、楼面活荷载作为次要可变荷载时，其组合值系数分别取 1.0、0.7；对书库、档案库、储藏室、通风机房和电梯机房等楼面活荷载较大且相对固定的情况，其楼面活荷载组合值系数应由 0.7 改为 0.9。当楼面活荷载作为主要可变荷载、风荷载作为次要可变荷载时，其组合值系数分别取 1.0 和 0.6。

有地震作用效应组合时，当本规程有规定时，地震作用效应标准值应首先乘以相应的调整系数，然后再进行效应组合。如框架-剪力墙结构有关地震剪力的调整、薄弱层剪力增大、楼层最小地震剪力系数（剪重比）调整、框支柱地震轴力的调整等。

5.6.5 对非抗震设计的高层建筑结构，应按（5.6.1）式计算荷载效应的组合；对抗震设计的高层建筑结构，应同时按（5.6.1）式和（5.6.3）式计算荷载效应和地震作用效应组合，并按本规程的有关规定（如强柱弱梁、强剪弱弯等），对组合内力进行必要的调整。同一构件的不同截面或不同设计要求，可能对应不同的组合工况，应分别进行验算。

6 框架结构设计

6.1 一般规定

6.1.2 震害调查表明，单跨框架结构，尤其是多层及高层者，震害较重。1999 年台湾集集地震即是一例。因此本条规定，抗震设计的框架结构不宜采用单跨框架。

6.1.3 在实际工程中，框架梁、柱中心线不能重合，产生偏心的实例较多，需要有一个解决问题的方法。

本条是根据国内外试验的综合结果。根据试验结果，采用水平加腋方法，能明显改善梁柱节点的承受反复荷载性能。因此将其列入规程，供设计人选用。9 度抗震设计时，不应采用梁柱偏心较大的结构。

6.1.4 框架结构如采用砌体填充墙，当布置不当时，常能造成结构竖向刚度变化过大；或形成短柱；或形成较大的刚度偏心。由于填充墙是由建筑专业布置，结构图纸上不予给出，容易被忽略。国内外皆有由此而造成的震害例子。本条提出此点，目的是提醒结构工程师注意防止砌体（尤其是砖砌体）填充墙对结构设计的不利影响。

6.1.6 框架结构与砌体结构是两种截然不同的结构体系，其抗侧刚度、变形能力等相差很大，将这两种结构在同一建筑物中混合使用，而不以防震缝将其分开，对建筑物的抗震能力将产生很不利的影响。

6.1.7 框架结构中，有时仅在楼、电梯间或其他部位设置少量钢筋混凝土剪力墙。由于剪力墙与框架协同工作，使框架的上部受力增加，因此在结构分析时，应考虑这部分剪力墙与框架的协同工作。设置少量剪力墙的框架结构，因剪力墙承受的底部倾覆力矩较小，因此框架部分的抗震等级仍应按框架结构采用。

6.2 截面设计

6.2.1 由于框架柱的延性通常比梁的延性小，一旦框架柱形成了塑性铰，就会产生较大的层间侧移，并影响结构承受垂直荷载的能力。因此，在框架柱的设计中，有目的地增大柱端弯矩设计值，体现了“强柱弱梁”的设计概念。对 9 度设防烈度和一级抗震等级的框架结构，上、下柱端弯矩和的取值，除弯矩增大系数以外，还考虑梁端真正出现塑性铰时的受弯承载力值 M_{bua} 。

6.2.2 框架柱和框支柱的底层柱下端、框支柱与转换构件相连的柱上端不能按本规程第 6.2.1 条的规定增大柱端弯矩，为了推迟这些柱端塑性铰的出现，在设计中对

此部位的弯矩设计值直接乘以增大系数，以加强底层柱下端和框支柱的实际受弯承载力。

6.2.3 框架柱、框支柱设计时应满足“强剪弱弯”的要求。在设计中，有目的地增大剪力设计值，对 9 度设防烈度和一级抗震等级的框架结构，考虑了柱端纵向钢筋的实配情况，要求柱上、下端取用考虑承载力抗震调整系数的实际受弯承载力值 M_{cua} ，即

$$M_{cua} = M_{cuk} / \eta_{RE} \quad (5)$$

式中， η_{RE} 为偏心受压柱的截面承载力抗震调整系数； M_{cuk} 为柱的正截面受弯承载力标准值，可取实配钢筋截面面积和材料强度标准值并按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50011 第 7 章的有关公式计算。

对其他情况的一级和所有二、三级抗震等级的框架柱、框支柱端部截面组合的剪力设计值，则直接取用与柱端考虑地震作用组合的弯矩设计值平衡的剪力值，乘以不同的增大系数（强剪系数）。框支柱尚应符合本规程第 10 章的有关规定。

6.2.4 对一、二、三级抗震等级的框架结构，考虑到角柱承受双向地震作用，扭转效应对内力影响较大，且受力复杂，在设计中宜另外增大其弯矩、剪力设计值。

6.2.5 框架结构设计中，应力求做到在地震作用下的框架呈现梁铰型延性机构，为减少梁端塑性铰区发生脆性剪切破坏的可能性，对框架梁提出了梁端的斜截面受剪承载力应高于正截面受弯承载力的要求，即“强剪弱弯”的设计概念。

梁端斜截面受剪承载力的提高，首先是在剪力设计值的确定中，考虑了梁端弯矩的增大，以体现“强剪弱弯”的要求。对 9 度设防烈度和一级抗震等级的框架结构，还考虑了工程设计中梁端纵向受拉钢筋有超配的情况，要求梁左、右端取用考虑承载力抗震调整系数的实际受弯承载力值 M_{bua} ，它可按下列公式计算：

$$M_{bua} = M_{buk} / \eta_{RE} + f_{yk} A_s^a (h_0 - a_s') / \eta_{RE} \quad (6)$$

式中 M_{buk} ——梁正截面受弯承载力标准值；

f_{yk} ——钢筋强度标准值；

A_s^a ——梁纵向钢筋实际配筋面积。

对其他情况的一级和所有二、三级抗震等级的框架梁的剪力设计值的确定，则根据不同抗震等级，直接取用梁端考虑地震作用组合的弯矩设计值的平衡剪力值，乘以不同的增大系数。

6.2.7 规程 JGJ3—91 第 5.2.1 条规定梁、柱混凝土强度级差不宜大于 5MPa，如超过时，梁、柱节点区施工时应作专门处理。目前，许多情况下，框架柱混凝土强度等级比梁板高出较多，此条规定在工程施工中较难做到。由于对该问题有效的研究工作和实践经验尚不充分，因此本规程对此不作具体的规定。但应注意，凡是梁柱节点之混凝土强度低于柱混凝土强度较多者，皆必须仔细验算节点区的承载力，包括受剪、轴心受压、偏心受压等，并采取有效的构造措施。节点区的混凝土轴压比一般不需验算。

6.3 框架梁构造要求

6.3.1 过去规定框架主梁的截面高度为计算跨度的 $1/8 \sim 1/12$ ，此规定已不能满足近年来大量兴建的高层建筑对于层高的要求。

近来我国一些设计单位，已大量设计了梁高较小的工程，对于 8m 左右的柱网，框架主梁截面高度为 450mm 左右，宽度为 350 ~ 400mm 的工程实例也较多。

国外规范规定的框架梁高跨比，较我们更小。例如美国 ACI318—99 规定梁的高度为：

支承情况	简支梁	一端连续梁	两端连续梁
高跨比	1/16	1/18.5	1/21

以上数字适用于钢筋屈服强度 420MPa 者，其他钢筋，此数字应乘以 $(0.4 + f_{yk}/700)$ 。

新西兰 DZ 3101—94 之规定为：

	简支梁	一端连续梁	两端连续梁
钢筋 300MPa	1/20	1/23	1/26
钢筋 430Mpa	1/17	1/19	1/22

从以上数据可以看出，我们规定的高跨比下限 $1/18$ ，比国外规范要严得多。因此，不论从国内已有的工程经验以及与国外规范相比较，这次规定的 $1/10 \sim 1/18$ ，是可行的。我们提出的数值，在选用时，上限 $1/10$ 仅适用于荷载较大的情况。当设计人确有可靠依据，且工程上有需要时，梁的高跨比也可小于 $1/18$ 。

在工程中，如果梁的荷载较大，可以选择较大的高跨比。在计算挠度时，可考虑梁受压区有效翼缘的作用，并可将其合理起拱值从其计算所得挠度中扣除。

6.3.2 抗震设计中，要求框架梁端的纵向受压与受拉钢筋的比例 A'_s / A_s 不小于 0.5

(一级)或0.3(二、三级),因为梁端有箍筋加密区,箍筋间距较密,这对于发挥受压钢筋的作用,起了很好的保证作用。所以在验算本条的规定时,可以将受压区的实际配筋计入,则受压区高度 x 不大于 $0.25h_0$ (一级)或 $0.35h_0$ (二、三级)的条件较易满足。

6.3.3 本条第2款的规定主要是防止梁在反复荷载作用时钢筋滑移。

6.3.6 梁的纵筋与箍筋、拉筋等作十字交叉形的焊接时,容易使纵筋变脆,对于抗震不利,因此作此规定。国外规范,如美国ACI 318—99规范,也在抗震设计一章中增加了类似的条文。钢筋与构件端部锚板可采用焊接。

6.4 框架柱构造要求

6.4.2 抗震设计时,限制框架柱的轴压比主要是为了保证柱的延性要求。本次修订中,对不同结构体系中的柱提出了不同的轴压比限值;根据国内外的研究成果,当配箍量、箍筋形式满足一定要求,或在柱截面中部设置配筋芯柱且配筋量满足一定要求时,柱的延性性能有不同程度的提高,因此对柱的轴压比限值适当放宽。

本规程所说的“较高的高层建筑”是指,高于40m的框架结构或高于60m的其他结构体系的混凝土房屋建筑。

6.4.5 本条之理由,同本规程第6.3.6条。

6.4.7 规程JGJ3—91仅给出了柱最小体积配箍率,本次修订给出了箍筋的配箍特征值,可适应钢筋和混凝土强度的变化,更合理的采用高强钢筋;同时,为了避免由此计算的配箍率过低,还规定了最小体积配箍率。

本条给出的箍筋最小配箍特征值,除与柱抗震等级和轴压比有关外,还与箍筋形式有关。井式复合箍、螺旋箍、复合螺旋箍、连续复合螺旋箍对混凝土具有更好的约束性能,因此其配箍特征值可比普通箍、复合箍低一些。本条所提到的柱箍筋形式举例如图3所示。

6.4.8~6.4.9 规程JGJ3—91曾规定:当柱内全部纵向钢筋的配筋率超过3%时,应将箍筋焊成封闭箍。考虑到此种要求在实施时,常易将箍筋与纵筋焊在一起,使纵筋变脆,如6.3.6条的解释;同时每个箍皆要求焊接,费时费工,增加造价,于质量无益而有害。目前,国际上主要结构设计规范,皆无类似规定。

因此本规程对柱纵向钢筋配筋率超过3%时,未作必须焊接的规定。抗震设计以及纵向钢筋配筋率大于3%的非抗震设计的柱,其箍筋只需做成带 135° 弯钩之封闭箍,箍筋末端的直段长度不应小于 $10d$ 。

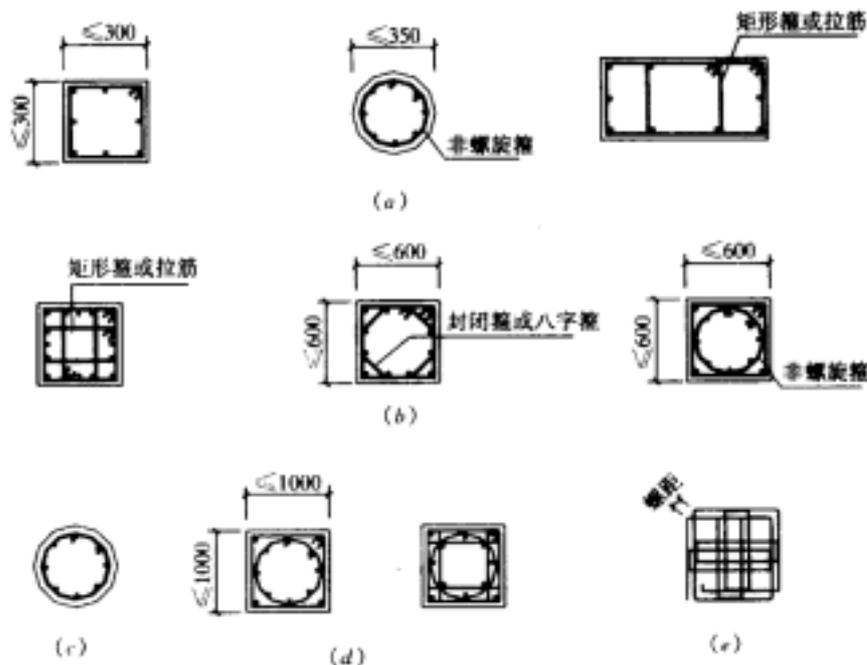


图 3 柱箍筋形式示例

- (a) 普通箍；(b) 复合箍；(c) 螺旋箍；
(d) 复合螺旋箍；(e) 连续复合螺旋箍

在柱截面中心，可以采用拉条代替部分箍筋。

6.4.10 为使梁、柱纵向钢筋有可靠的锚固条件，框架梁柱节点核心区的混凝土应具有良好的约束。考虑到节点核心区内箍筋的作用与柱端有所不同，其构造要求与柱端有所区别。

6.5 钢筋的连接和锚固

6.5.1~6.5.3 关于钢筋的连接，本次修订与过去相比，有较大的变化：

1 过去对于结构的关键部位，钢筋的连接皆要求焊接，现在改为宜采用机械连接。这是因为目前焊接质量较难保证，而机械连接技术已比较成熟，质量和性能比较稳定。另外，1995 年日本阪神地震震害中，观察到多处采用气压焊的柱纵向钢筋在焊接部位拉断的情况。

2 采用搭接接头时，对非抗震设计，允许在构件同一截面 100% 搭接，但搭接长度应适当加长。这对于柱纵筋的搭接接头较为有利。此外，对于后浇带内的钢筋，也可以在同一截面搭接而无需像过去某些做法那样，对钢筋逐根焊接。6.5.4 本条图 6.5.4 梁顶面负弯矩钢筋的延伸长度，当相邻梁的跨度相差较大时，应根据实际受力情况另行确定。

7 剪力墙结构设计

7.1 一般规定

7.1.1 高层建筑应有较好的空间工作性能，剪力墙结构应双向布置，形成空间结构。特别强调在抗震结构中，应避免单向布置剪力墙，并宜使两个方向刚度接近。剪力墙的抗侧刚度及承载力均较大，为充分利用剪力墙的能力，减轻结构重量，增大剪力墙结构的可利用空间，墙不宜布置太密，使结构具有适宜的侧向刚度。

7.1.2~7.1.3 近年兴起的短肢剪力墙结构，有利于住宅建筑布置，又可进一步减轻结构自重。但是在高层住宅中，剪力墙不宜过少、墙肢不宜过短，因此，不应设计仅有短肢剪力墙的高层建筑，要求设置剪力墙筒体（或一般剪力墙），形成短肢剪力墙与筒体（或一般剪力墙）共同抵抗水平力的结构。

由于短肢剪力墙抗震性能较差，地震区应用经验不多，为安全起见，本条中对这种结构抗震设计的最大适用高度、使用范围、抗震等级、筒体和一般剪力墙承受的地震倾覆力矩、墙肢厚度、轴压比、截面剪力设计值、纵向钢筋配筋率作了相应规定。

对于非抗震设计，除要求建筑最大适用高度适当降低外，对墙肢厚度和纵向钢筋配筋率也作了限制，目的是使墙肢不致过小。

一字形短肢剪力墙延性及平面外稳定均十分不利，因此规定不宜布置单侧楼面梁与之平面外垂直或斜交，同时要求短肢剪力墙尽可能设置翼缘。

7.1.4 剪力墙洞口的布置，会极大地影响剪力墙的力学性能。规则开洞，洞口成列、成排布置，能形成明确的墙肢和连梁，应力分布比较规则，又与当前普遍应用程序的计算简图较为符合，设计结果安全可靠。错洞剪力墙应力分布复杂，计算、构造都比较复杂和困难。剪力墙底部加强部位，是塑性铰出现及保证剪力墙安全的重要部位，一、二和三级不宜采用错洞布置。其他情况如无法避免错洞墙，宜控制错洞墙洞口间的水平距离不小于 2m，设计时应仔细计算分析，并在洞口周边采取有效构造措施（图 4 a、b）。一、二、三级抗震设计的剪力墙不宜采用叠合错洞墙；当无法避免叠合错洞布置时，应按有限元方法仔细计算分析并在洞口周边采取加强措施（图 4c）或采用其他轻质材料填充将叠合洞口转化为规则洞口（图 4d，其中阴影部分表示轻质填充墙体）。

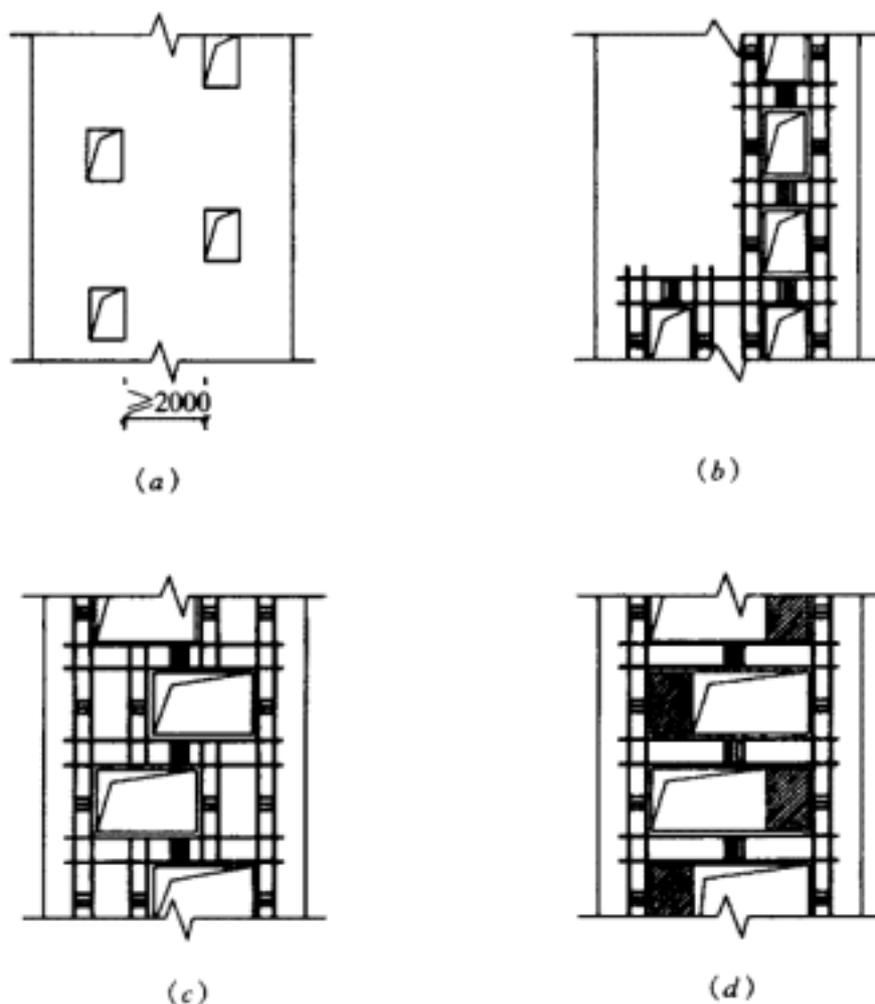


图4 剪力墙洞口不对齐时的构造措施

(a) 一般错洞墙；(b) 底部局部错洞墙；

(c) 叠合错洞墙构造之一；(d) 叠合错洞墙构造之二

错洞墙的内力和位移计算应符合本规程第5章的有关规定。对结构整体计算中采用杆系、薄壁杆系模型或对洞口作了简化处理的其他有限元模型时，应对不规则开洞墙的计算结果进行分析、判断，并进行补充计算和校核。目前除了平面有限元方法外，尚没有更好的简化方法计算错洞墙。采用平面有限元方法得到应力后，可不考虑混凝土的抗拉作用，按应力进行配筋，并加强构造措施。

7.1.5 剪力墙结构应具有延性，细高的剪力墙（高宽比大于2）容易设计成弯曲破坏的延性剪力墙，从而可避免脆性的剪切破坏。当墙的长度很长时，为了满足每个墙段高宽比大于2的要求，可通过开设洞口将长墙分成长度较小、较均匀的联肢墙或整体墙，洞口连梁宜采用约束弯矩较小的弱连梁（其跨高比宜大于6），使其可近似认为分成了独立墙段。此外，墙段长度较小时，受弯产生的裂缝宽度较小；墙体的

配筋能够较充分地发挥作用。因此墙段的长度（即墙段截面高度）不宜大于 8m。

7.1.6 剪力墙布置对结构的抗侧刚度有很大影响，剪力墙沿高度不连续，将造成结构沿高度刚度突变。

7.1.7 剪力墙的特点是平面内刚度及承载力大，而平面外刚度及承载力都相对很小。当剪力墙与平面外方向的梁连接时，会造成墙肢平面外弯矩，而一般情况下并不验算墙的平面外的刚度及承载力。当梁高大于 2 倍墙厚时，梁端弯矩对墙平面外的安全不利，因此应当采取措施，以保证剪力墙平面外的安全。

本条所列措施，均可增大墙肢抵抗平面外弯矩的能力。另外，对截面较小的楼面梁可设计为铰接或半刚接，减小墙肢平面外弯矩。铰接端或半刚接端可通过弯矩调幅或梁变截面来实现，此时应相应加大梁跨中弯矩。

7.1.8 跨高比小于 5 的连梁，竖向荷载下的弯矩所占比例较小，水平荷载作用下产生的反弯使它对剪切变形十分敏感，容易出现剪切裂缝。本章针对连梁设计作了一些规定。当连梁跨高比不小于 5 时，竖向荷载作用下的弯矩所占比例较大，宜按框架梁设计。

7.1.9 抗震设计时，为保证出现塑性铰后剪力墙具有足够的延性，该范围内应当加强构造措施，提高其抗剪切破坏的能力。由于剪力墙底部塑性铰出现都有一定范围，因此对其作了规定。一般情况下单个塑性铰发展高度为墙底截面以上墙肢截面高度 h_w 的范围，为安全起见，本条规定的加强部位范围适当扩大。

7.1.10 楼板主梁支承在连梁或框架梁上时，一方面主梁端部约束达不到要求，另一方面对支承梁不利，因此要尽量避免。楼板次梁支承在连梁或框架梁上时，次梁端部可按铰接处理。

7.1.11 梁与墙的连接有两种情况：当梁与墙在同一平面内时，多数为刚接，梁钢筋在墙内的锚固长度应与梁、柱连接时相同。当梁与墙不在同一平面内时，多数为半刚接，梁钢筋锚固应符合锚固长度要求；当墙截面厚度较小时，可适当减小梁钢筋锚固的水平段，但总长度应满足非抗震或抗震锚固长度要求。

7.2 截面设计及构造

7.2.1 为了保证剪力墙的承载能力及变形能力，剪力墙混凝土的强度等级不宜太低。

7.2.2 本条第 1、2、3 款规定剪力墙最小厚度的目的是保证剪力墙出平面的刚度和稳定性能。当墙平面外有与其相交的剪力墙时，可视为剪力墙的支承，有利于保证剪力墙出平面的刚度和稳定性能，因而可在层高及无支长度二者中取较小值计算剪

力墙的最小厚度。无支长度是指沿剪力墙长度方向没有平面外横向支承墙的长度。而两端无翼墙和端柱的一字形剪力墙，只能按层高计算墙厚，最小厚度也要加大。如果无法满足本条 1、2、3 的厚度要求，可按本规程附录 D 作墙体稳定计算。

一般剪力墙井筒内分隔空间的墙数量多而长度不大，两端嵌固好，为了减轻结构自重，第 5 款规定其墙厚可减小。

第 6 款给出的限制条件，目的是规定剪力墙截面尺寸的最小值，或者说限制了剪力墙截面的最大名义剪应力值。剪力墙的名义剪应力值过高，会在早期出现斜裂缝，抗剪钢筋不能充分发挥作用，即使配置很多抗剪钢筋，也会过早剪切破坏。

7.2.3 高层建筑的剪力墙厚度大，为防止混凝土表面出现收缩裂缝，同时使剪力墙具有一定的出平面抗弯能力，高层建筑的剪力墙不允许单排配筋。当剪力墙厚度超过 400mm 时，如仅采用双排配筋，形成中间大面积的素混凝土，会使剪力墙截面应力分布不均匀，因此本条提出了可采用三排或四排配筋方案，所需的设计配筋可均匀分布在各排中，或靠墙面的配筋略大。

7.2.4 一般情况下主要验算剪力墙平面内的承载力，当平面外有较大弯矩时，也应验算平面外的抗弯承载力。

7.2.5 在剪力墙结构中截面高厚比不大于 5 的独立墙肢，往往是薄弱部位，一、二、三级抗震等级均应控制墙肢轴压比。剪力墙截面的高厚比小于 3 时，其受力性能与柱类似，构造措施从严。

7.2.6 一级抗震等级的剪力墙，应按照设计意图控制塑性铰出现部位，在其他部位则应保证不出现塑性铰，因此对一级抗震等级的剪力墙的设计弯矩包线作了近似的规定。

7.2.7 如果双肢剪力墙中一个墙肢出现小偏心受拉，该墙肢可能会出现水平通缝而失去抗剪能力，则由荷载产生的剪力将全部转移到另一个墙肢而导致其抗剪承载力不足。当墙肢出现大偏心受拉时，墙肢易出现裂缝，使其刚度降低，剪力将在墙肢中重分配，此时，可将另一墙肢按弹性计算的剪力设计值增大（乘以 1.25 系数），以提高其抗剪承载力。

7.2.8~7.2.9 钢筋混凝土剪力墙正截面受弯计算公式是依据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中偏心受压和偏心受拉构件的假定及有关规定，又根据中国建筑科学研究院结构所等单位所做的剪力墙试验进行了简化。试验研究表明，在墙体发生破坏时，剪力墙腹板中受压区的分布钢筋应力仍然很小，因此在计算时忽

略受压区分布筋作用。

按照平截面假定，不考虑受拉混凝土的作用，受压区混凝土按矩形应力图块计算。大偏压时受拉区分布钢筋应力及受拉、受压端部钢筋都达到屈服，在 1.5 倍受压区范围之外，假定受拉区分布钢筋全部屈服；小偏压时端部受压钢筋屈服，而受拉分布钢筋及端部钢筋均未屈服。

条文中分别给出了工字形截面的两个基本平衡公式（ $N=0$ ， $M=0$ ），由此可得到各种情况下的设计计算公式。偏心受拉正截面计算公式直接采用了现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的有关公式。

7.2.10 抗震设计时，为体现强剪弱弯的原则，剪力墙底部加强部位的剪力设计值要乘以增大系数，按一、二、三、四级的不同要求，增大系数不同。9 度抗震设计时，剪力墙底部加强部位要求用实际配筋计算的抗弯承载力计算其剪力增大系数。

7.2.11 ~ 7.2.12 在剪力墙设计时，通过构造措施防止发生剪拉破坏和斜压破坏，通过计算确定墙中水平钢筋，防止发生剪切破坏。

偏压构件中，轴压力有利于抗剪承载力，但压力增大到一定程度后，对抗剪的有利作用减小，因此对轴力的取值加以限制。

偏拉构件中，考虑了轴向拉力的不利影响。

7.2.13 按一级抗震等级设计的剪力墙，要防止水平施工缝处发生滑移。考虑了摩擦力的有利影响后，要验算通过水平施工缝的竖向钢筋是否足以抵抗水平剪力，已配置的端部和分布竖向钢筋不够时，可设置附加插筋，附加插筋在上、下层剪力墙中都要有足够的锚固长度。

7.2.14 ~ 7.2.15 由于高层建筑的高度不断增高，钢筋混凝土剪力墙的高度也逐渐加大，其轴压应力也随之加大。清华大学结构工程研究所及国内外其他研究单位所做试验表明，当偏心受压剪力墙轴力较大时，压区高度增大，与钢筋混凝土柱相同，其延性下降。研究表明，剪力墙的边缘构件（暗柱、明柱、翼柱）有横向钢筋约束，可改善混凝土受压性能，增大延性；以前对于剪力墙边缘构件的规定过于笼统，以致在某些情况下不够安全，在另外一些情况下又过于保守。为了保证在地震作用下的钢筋混凝土剪力墙具有足够的延性，本规程增加了有关剪力墙轴压比的规定。

首先，第 7.2.14 条对一、二级抗震等级的剪力墙底部加强部位（一般为塑性铰区）的最大轴压比作了限制。因为要简化设计计算，规程采用了重力荷载代表值作用下的轴力设计值（不考虑地震作用组合），即考虑重力荷载分项系数后的最大轴

力设计值，计算剪力墙的名义轴压比。

应当说明的是，截面受压区高度不仅与轴压力有关，而且与截面形状有关，在相同的轴压力作用下，带翼缘的剪力墙受压区高度较小，延性相对要好些，矩形截面最为不利。但为了简化设计规定，条文中未区分工形、T形及矩形截面，在设计时，对矩形截面剪力墙墙肢（或墙段）应从严掌握其轴压比。

当一、二级抗震等级底部加强部位轴压比小于限值（表 7.2.14）时，需要设置约束边缘构件，其长度及箍筋配置量都需要进行计算，并从加强部位顶部向上延伸一层。其他情况都可按构造要求设置剪力墙构造边缘构件，包括一、二级抗震等级的其他部位和三、四级抗震等级的全部以及非抗震设计剪力墙的全部。

7.2.16 对剪力墙设置的约束边缘构件提出了要求，主要措施是加大边缘构件的长度。及其体积配箍率 ν_v ，体积配箍率 ν_v 由配箍特征值 λ_v 计算， λ_v 的计算范围及边缘构件中的纵向钢筋配置范围即图 7.2.16 中的阴影部分。

当墙肢轴压比达到或接近本规程表 7.2.14 的限值时，约束边缘构件的配箍特征值 λ_v 按本规程表 7.2.16 采用；当墙肢轴压比较小时，约束边缘构件的配箍特征值 λ_v 可适当降低。

对于十字形剪力墙，可按两片墙分别在端部设置边缘约束构件，交叉部位只要按构造要求配置暗柱。

约束边缘构件中的纵向钢筋宜采用 HRB335 或 HRB400 钢筋。

7.2.17 剪力墙构造边缘构件按构造要求设置。第 3、4、5 款分别规定了抗震设计剪力墙与非抗震设计剪力墙的构造要求。设计时需注意计算边缘构件竖向最小配筋所用的面积 A_c 的取法和配筋范围。构造边缘构件中的纵向钢筋宜采用 HRB335 或 HRB400 钢筋。

抗震设计时，对于复杂高层建筑结构、混合结构、框架-剪力墙结构、筒体结构以及 B 级高度的剪力墙结构中的剪力墙（筒体），因为剪力墙（筒体）比较重要或者房屋高度较高，所以其构造边缘构件的最小配筋比一般剪力墙结构中的剪力墙适当加强，宜采用箍筋或箍筋与拉筋相结合，不宜全部采用拉筋。

7.2.18 为了防止混凝土墙体在受弯裂缝出现后立即达到极限抗弯承载力，配置的竖向分布钢筋必须大于或等于最小配筋百分率。同时为了防止斜裂缝出现后发生脆性的剪拉破坏，规定了水平分布钢筋的最小配筋百分率。本条所说的“一般剪力墙”不包括部分框支剪力墙底部加强部位，后者比全部落地剪力墙更为重要，其分布钢

筋最小配筋率应符合本规程第 10 章的有关规定。

7.2.20 房屋顶层墙、长矩形平面房屋的楼电梯间墙、山墙和纵墙的端开间等是温度应力可能较大的部位，应当适当增大其分布钢筋配筋量，以抵抗温度应力的不利影响。

7.2.21 钢筋的锚固与连接要求有所不同。本条主要依据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定制定。

7.2.22~7.2.24 连梁应与剪力墙取相同的抗震等级。连梁是对剪力墙结构抗震性能影响较大的构件，根据清华大学及国内外的有关试验研究得到：连梁截面内平均剪应力大小对连梁破坏性能影响较大，尤其在小跨高比条件下，如果平均剪应力过大，在箍筋充分发挥作用之前，连梁就会发生剪切破坏。因此本规程对小跨高比连梁在截面平均剪应力及斜截面受剪承载力验算上规定更加严格。为了实现连梁的强剪弱弯、推迟剪切破坏、提高延性，7.2.22 条给出了连梁剪力设计值的增大系数，9 度抗震设计时要求用连梁实际抗弯配筋反算该增大系数。

7.2.25 剪力墙连梁对剪切变形十分敏感，其名义剪应力限制比较严，在很多情况下计算时经常出现超筋情况，本条给出了一些处理方法。此处特别对第 2 款提出的塑性调幅再作一些说明：连梁塑性调幅可采用两种方法，一是按照本规程 5.2.1 条的方法，在内力计算前就将连梁刚度进行折减；二是在内力计算之后，将连梁弯矩和剪力组合值乘以折减系数。两种方法的效果都是减小连梁内力和配筋。无论用什么方法，连梁调幅后的弯矩、剪力设计值不应低于使用状况下的值，也不宜低于比设防烈度低一度的地震作用组合所得的弯矩设计值，其目的是避免在正常使用条件下或较小的地震作用下连梁上出现裂缝。因此建议一般情况下，可掌握调幅后的弯矩不小于调幅前弯矩（完全弹性）的 0.8 倍（6~7 度）和 0.5 倍（8~9 度）。

当第 1、2 款的措施不能解决问题时，允许采用第 3 款的方法处理，即假定连梁在大震下破坏，不再能约束墙肢。因此可考虑连梁不参与工作，而按独立墙肢进行第二次结构内力分析，这时就是剪力墙的第二道防线，这种情况往往使墙肢的内力及配筋加大，以保证墙肢的安全。

7.2.26 一般连梁的跨高比都较小，容易出现剪切斜裂缝，为防止斜裂缝出现后的脆性破坏，除了减小其名义剪应力，并加大其箍筋配置外，本条规定了在构造上的一些特殊要求，例如钢筋锚固、箍筋加密区范围、腰筋配置等。

7.2.27 当开洞较小，在整体计算中不考虑其影响时，应将切断的分布钢筋集中在洞

口边缘补足，以保证剪力墙截面的承载力。连梁是剪力墙中的薄弱部位，应重视连梁中开洞后的截面抗剪验算和加强措施。

8 框架-剪力墙结构设计

8.1 一般规定

8.1.1 本章重点对框架-剪力墙结构的布置做出了规定，除应予遵守外，还应遵守第5章计算分析的有关规定，以及第4章、第6章和第7章对框架-剪力墙结构最大高度、高宽比的规定和对框架与剪力墙各自的有关规定。

墨西哥地震等震害表明，板柱框架破坏严重，其板与柱的连接节点为薄弱点。因而在地震区必需加设剪力墙（或筒体）以抵抗地震作用，形成板柱-剪力墙结构。板柱-剪力墙结构受力特点与框架-剪力墙结构类似，故把这种结构纳入本章，并专门列出一些条文规定其计算和构造的有关要求。

8.1.2 框架-剪力墙结构由框架和剪力墙组成，以其整体承担荷载和作用。其组成形式较灵活，本条仅列举了一些常用的组成形式，设计时可根据工程具体情况选择适当的组成形式和适量的框架和剪力墙。

8.1.3 抗震设计时，如果按框架-剪力墙结构进行设计，剪力墙的数量须要满足一定的要求。当基本振型地震作用下剪力墙部分承受的倾覆力矩小于结构总倾覆力矩的50%时，意味着结构中剪力墙的数量偏少，框架承担较大的地震作用，此时结构的抗震等级和轴压比应按框架结构的规定执行；其最大适用高度和高宽比限值不宜再按框架-剪力墙结构的要求执行，但可比框架结构的要求适当放松。最大适用高度和高宽比限值比框架结构放松的幅度，可视剪力墙的数量及剪力墙承受的地震倾覆力矩来确定。

非抗震设计时，框架-剪力墙结构中剪力墙的数量和布置，应使结构满足承载力和位移要求。

8.1.4 框架-剪力墙结构在水平地震作用下，框架部分计算所得的剪力一般都较小。为保证作为第二道防线的框架具有一定的抗侧力能力，需要对框架承担的剪力予以适当的调整。这种做法在本规程历次的版本中都有所规定。91版规程的规定对于框架柱沿竖向的数量变化不大的情况是合适的。随着建筑形式的多样化，框架柱的数量沿竖向有时会有较大的变化，这种情况下按原来规定的调整方法会使某些楼层的柱承担过大的剪力，这显然是不合理的。本条增补了对框架柱的数量沿竖向有规律分段变化时可分段调整的规定，以适应更多的场合。对框架柱数量沿竖向变化更复杂的情况，设计时应专门研究框架柱剪力的调整方法。

框架剪力的调整应在楼层满足本规程第 3.3.13 条关于楼层最小地震剪力系数（剪重比）的前提下进行。

8.1.7 本条主要指出框架-剪力墙结构中在结构布置时要处理好框架和剪力墙之间的关系，遵循这些要求，可使框架-剪力墙结构更好地发挥两种结构各自的作用并且使整体合理地工作。

8.1.8 长矩形平面或平面有一方向较长（如 L 形平面中有一肢较长）时，如横向剪力墙间距较大，在侧向力作用下，因不能保证楼盖平面的刚性而会增加框架的负担，故对剪力墙的最大间距作出规定。当剪力墙之间的楼板有较大开洞时，对楼盖平面刚度有所削弱，此时剪力墙的间距宜再减小。纵向剪力墙布置在平面的尽端时，会造成对楼盖两端的约束作用，楼盖中部的梁板容易因混凝土收缩和温度变化而出现裂缝，故宜避免。

8.1.9 板柱结构由于楼盖基本没有梁，可以减小楼层高度，对使用和管道安装都较方便，因而板柱结构在工程中时有采用。但板柱结构抵抗水平力的能力很差，特别是板柱连结点是非常薄弱的环节，对抗震尤为不利。为此，本规程规定抗震设计时，高层建筑不能单独使用板柱结构，而必须设置剪力墙（或剪力墙组成的筒体）来承担水平力。本规程除在第 4 章对其适用高度及高宽比严格控制外，这里尚做出结构布置的有关要求。8 度设防时宜采用托板式柱帽，托板处总厚度不小于 16 倍柱纵筋直径是为了保证板柱节点的抗弯刚度。当板厚不满足冲切承载力要求而又不能设置柱帽时，可采用由抗冲切箍筋或弯起钢筋形成的剪力架抵抗冲切。有关抗冲切箍筋和弯起钢筋的构造要求应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

8.1.10 抗震设计时，按多道设防的原则，规定全部地震剪力要由剪力墙承担，但各层板柱部分除应符合计算要求外，仍应能承担不少于该层相应方向 20% 的地震剪力。

8.2 截面设计及构造

8.2.1 框架-剪力墙结构、板柱-剪力墙结构中的剪力墙是承担水平风荷载或水平地震作用的主要构件，因此要保证其竖向、水平分布钢筋的配筋率和构造要求。

8.2.3 为防止无柱帽板柱结构的楼板在柱边开裂后楼板脱落，穿过柱截面板底两个方向钢筋的受拉承载力应满足该柱承担的该层楼面重力荷载代表值所产生的轴压力设计值。

8.2.4 板柱-剪力墙结构中，地震作用虽由剪力墙全部承担，但结构在整体工作时，

板柱部分仍会承担一定的水平力。由柱上板带和柱组成的板柱框架中的板，受力主要集中在柱的连线附近；故抗震设计且无柱帽时应沿柱轴线设置暗梁，目的在于加强板与柱的连接，较好地起到板柱框架的作用，此时柱上板带的钢筋应比较集中在暗梁部位。当无梁板有局部开洞时，除满足图 8.2.4 的要求外，冲切计算中应考虑洞口对冲切能力的削弱，具体计算及构造应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

9 筒体结构设计

9.1 一般规定

9.1.1~9.1.2 筒体结构具有造型美观、使用灵活、受力合理，以及整体性强等优点，适用于较高的高层建筑。目前全世界最高的一百幢高层建筑约有三分之二采用筒体结构；国内百米以上的高层建筑约有一半采用钢筋混凝土筒体结构，所用形式大多为框架-核心筒结构和筒中筒结构，本章条文主要针对这两类筒体结构，其他类型的筒体结构可参照使用。

研究表明，筒中筒结构的空问受力性能与其高宽比有关，当高宽比小于 3 时，就不能较好地发挥结构的空问作用。

9.1.3~9.1.4 由于筒体结构的层数多、重量大，混凝土强度等级不宜过低，以免柱的截面过大影响建筑的有效使用面积；转换梁的高跨比不宜过小，以确保梁的刚度和强度。

9.1.5 筒体结构的双向楼板在竖向荷载作用下，四周外角要上翘，但受到剪力墙的约束，加上楼板混凝土的自身收缩和温度变化影响，使楼板外角可能产生斜裂缝。为防止这类裂缝出现，楼板外角顶面和底面配置双向钢筋网，适当加强。

9.1.7~9.1.9 核心筒或内筒是筒体结构的主要承重和抗震构件，在抗震设计时，应注意局部加强和轴压比控制等构造措施。具体规定大多同剪力墙结构，考虑到筒体角部是保证核心筒整体抗震性能的关键部位，其边缘构件应适当加强。

为防止核心筒或内筒中出现小墙肢等薄弱环节，墙面应尽量避免连续开洞，对个别无法避免的小墙肢，应控制最小截面高度，并按柱的抗震构造要求配置箍筋和纵向钢筋，以加强其抗震能力。

9.1.10 在筒体结构中，大部分水平剪力由核心筒或内筒承担，框架柱或框筒柱所受剪力远小于框架结构中的柱剪力，剪跨比明显增大，因此其轴压比限值可比框架结构适当放松，可按框架-剪力墙结构的要求控制柱轴压比。

9.1.11 楼盖主梁搁置在核心筒的连梁上，会使连梁产生较大剪力和扭矩，容易产生脆性破坏，宜尽量避免。

9.2 框架-核心筒结构

9.2.1 核心筒是框架-核心筒结构的主要抗侧力结构，应尽量贯通建筑物全高。一般来讲，当核心筒的宽度不小于筒体总高度的 1/12 时，筒体结构的层间位移就能满足

规定。

9.2.2 核心筒的外墙厚度不应过小，对一、二级抗震设计的底部加强部位不宜小于层高的 $1/6$ ，并至少配置双排钢筋，以保证墙体具有足够的强度、刚度和稳定。对高度较高的连层墙，墙厚不满足层高的 $1/16$ 或 $1/20$ 时，应按本规程附录 D 计算墙体稳定，必要时可增设扶壁柱或扶壁墙。

9.2.4 实践证明，纯无梁楼盖会影响框架-核心筒结构的整体刚度和抗震性能，因此，在采用无梁楼盖时，必须在各层楼盖的周边设置框架梁。

9.3 筒中筒结构

9.3.1~9.3.5 研究表明，筒中筒结构的空间受力性能与其平面形状和构件尺寸等因素有关，选用圆形和正多边形等平面，能减小外框筒的“剪力滞后”现象，使结构更好地发挥空间作用，矩形和三角形平面的“剪力滞后”现象相对较严重，矩形平面的长宽比大于 2 时，外框筒的“剪力滞后”更突出，应尽量避免；三角形平面切角后，空间受力性质会相应改善。

除平面形状外，外框筒的空间作用的大小还与柱距、墙面开洞率，以及洞口高宽比与层高/柱距之比等有关，矩形平面框筒的柱距越接近层高、墙面开洞率越小，洞口高宽比与层高和柱距之比越接近，外框筒的空间作用越强；在 9.3.5 条中给出了矩形平面的柱距，以及墙面开洞率的最大限值。由于外框筒在侧向荷载作用下的“剪力滞后”现象，角柱的轴向力约为邻柱的 1~2 倍，为了减小各层楼盖的翘曲，角柱的截面可适当放大，必要时可采用 L 形角墙或角筒。

9.3.7~9.3.8 在水平地震作用下，框筒梁和内筒连梁的端部反复承受正、负弯矩和剪力，而一般的弯起钢筋无法承担正、负剪力，必须要加强箍筋或在梁内设置交叉暗撑；当梁内设置交叉暗撑时，全部剪力可由暗撑承担，此时箍筋的间距可由 100mm 放宽至 150mm。

10 复杂高层建筑结构设计

10.1 一般规定

10.1.1 为适应体型、结构布置比较复杂的高层建筑发展的需要，并使其结构设计质量、安全得到基本保证，本章增加了复杂高层建筑结构设计内容，包括带转换层的结构、带加强层的结构、错层结构、连体结构和多塔楼结构等。

10.1.2 带转换层的结构、带加强层的结构、错层结构、连体结构、多塔楼结构等属不规则结构，在竖向荷载、风荷载或水平地震作用下受力复杂，抗震设计时应采用至少两个不同力学模型的结构分析软件进行整体计算，以资分析、对比，合理进行结构构件设计；同时在构造上应采取有效措施，保证结构有良好的抗震性能。9度抗震设计时，这些结构目前缺乏研究和工程实践经验，不应采用。

10.1.3 本规程涉及的错层结构，一般包含框架结构、框架-剪力墙结构和剪力墙结构。筒体结构因建筑上一般无错层要求，本规程也没有对其做出相应的规定。错层结构受力复杂，地震作用下易形成多处薄弱部位，而本规程第4章规定的框架-剪力墙结构和剪力墙结构的最大适用高度较高，因此规定了7度、8度抗震设计时，高度分别大于80m、60m的剪力墙结构高层建筑不宜采用错层结构；高度分别大于80m、60m的框架-剪力墙结构高层建筑不应采用错层结构。连体结构的连接体部位易产生严重震害，房屋高度越高，震害加重。因此，B级高度高层建筑不宜采用连体结构。抗震设计时，底部带转换层的筒中筒结构B级高度高层建筑，当外筒框支层以上采用壁式框架时，其抗震性能比密柱框架更为不利，因此其最大适用高度应比本规程表4.2.2-2规定的数值适当降低。

10.1.4 本章所指的各类复杂高层建筑结构均属不规则结构。在同一个工程中采用两种以上这类复杂结构，在地震作用下易形成多处薄弱部位。为保证结构设计的安全性，规定7度、8度抗震设计时的高层建筑不宜同时采用两种以上本章所指的复杂结构。

10.1.5 一般高层建筑设计，采用合适的计算分析程序进行整体计算，按各构件承受的内力进行截面设计与配筋构造；而复杂高层建筑结构则要求在进行整体计算后，对其中某些受力复杂部位，宜用有限元法等方法进行详细的应力分析，了解应力分布情况，并按应力进行配筋校核。

10.1.6 转换层楼盖传递很大的剪力，其刚度大小直接决定其变形，并影响大空间层

竖向构件的内力分配，因此应加强转换层楼盖的刚度和承载力。

10.2 带转换层高层建筑结构

10.2.1 底部带转换层的高层建筑设置的水平转换构件，近年来除转换梁外，转换桁架、空腹桁架、箱形结构、斜撑、厚板等均已采用，并积累了一定设计经验，故本章增加了一般可采用的各种转换构件设计的条文。由于转换厚板在地震区使用经验较少，本条文规定仅在非地震区和 6 度设防的地震区采用。对于大空间地下室，因周围有约束作用，地震反应不明显，故 7、8 度抗震设计时可采用厚板转换层。

10.2.2 带转换层的底层大空间剪力墙结构于 20 世纪 80 年代中开始采用，90 年代初《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》JGJ3—91 列入该结构体系及抗震设计有关规定。90 年代的十年间，底部带转换层的大空间剪力墙结构迅速发展，在地震区许多工程的转换层位置已较高，一般做到 3~6 层，有的工程转换层位于 7~10 层。中国建筑科学研究院在原有研究的基础上，研究了转换层高度对框支剪力墙结构抗震性能的影响，研究得出，转换层位置较高时，更易使框支剪力墙结构在转换层附近的刚度、内力发生突变，并易形成薄弱层，其抗震设计概念与底层框支剪力墙结构有一定差别。转换层位置较高时，转换层下部的落地剪力墙及框支结构易于开裂和屈服，转换层上部几层墙体易于破坏。转换层位置较高的高层建筑不利于抗震，规定 9 度区不应采用；7 度、8 度地区可以采用，但限制部分框支剪力墙结构转换层设置位置：7 度区不宜超过第 5 层，8 度区不宜超过第 3 层。如转换层位置超过上述规定时，应作专门分析研究并采取有效措施，避免框支层破坏。对底部带转换层且外围为框架的筒体结构，因其侧向刚度突变比部分框支剪力墙结构有所改善，其转换层位置可适当提高。

10.2.3 关于底部大空间剪力墙结构布置和设计的基本要求是根据中国建筑科学研究院结构所等进行的底层大空间剪力墙结构 12 层模型拟动力试验和底部为 3~6 层大空间剪力墙结构的振动台试验研究、清华大学土木系的振动台试验研究、近年来工程设计经验及计算分析研究成果而提出来的，满足这些设计要求，可以满足 8 度及 8 度以下抗震设计要求。

在水平荷载作用下，当转换层上、下部楼层的结构侧向刚度相差较大时，会导致转换层上、下部结构构件内力突变，促使部分构件提前破坏；当转换层位置相对较高时，这种内力突变会进一步加剧。因此本条规定，控制转换层上、下层结构等效刚度比满足附录 E 的要求：当底部大空间为 1 层时，转换层上、下结构的变形以

剪切变形为主，可近似用转换层上、下层结构等效剪切刚度比 α 表示转换层上、下层结构刚度的变化，非抗震设计时 α 不应大于3，抗震设计时 α 不应大于2（附录E.0.1条）；当底部大空间层数大于1层时，转换层上部楼层和下部楼层的等效侧向刚度比 β 宜接近1，非抗震设计时不应大于2，抗震设计时不应大于1.3（附录E.0.2条），以缓解构件内力和变形的突变现象。当采用本规程附录E.0.2条的规定时，要强调转换层上、下两个计算模型的高度宜相等或接近的要求，且上部计算模型的高度不大于下部计算模型的高度。当底部大空间为1层的部分框支剪力墙结构符合上述计算模型的高度要求时，也可采用本规程附录E.0.2条的规定。转换层上、下部结构等效侧向刚度计算时宜综合考虑各构件的剪切、弯曲和轴向变形对结构侧移的影响。

转换层结构除应满足等效剪切刚度比或等效侧向刚度比的要求外，还应满足本规程附录E规定的楼层侧向刚度比要求：当转换层设置在3层及3层以上时，其楼层侧向刚度尚不应小于相邻上部楼层侧向刚度的60%。该规定与美国规范IBC2000关于严重不规则结构的规定是一致的。

由于转换层位置不同，对长矩形平面建筑中落地剪力墙间距作了不同的规定；并规定了落地剪力墙与相邻框支柱的距离，以满足底部大空间层楼板的刚度要求，使转换层上部的剪力能有效地传递给落地剪力墙，框支柱只承受较小的剪力。

10.2.4 由于转换层位置的增高，结构传力路径复杂、内力变化较大，规定剪力墙底部加强范围亦增大，可取框支层加上框支层以上两层的高度及墙肢总高度的 $1/8$ 二者的较大值。这里的剪力墙包括落地剪力墙和转换构件上部的剪力墙。

10.2.5 高位转换对结构抗震不利，特别是部分框支剪力墙结构。因此规定部分框支剪力墙结构转换层的位置设置在3层及3层以上时，其框支柱、落地剪力墙的底部加强部位的抗震等级应按本规程表4.8.2、表4.8.3的规定提高一级采用（已经为特一级时可不再提高），提高其抗震构造措施。而对于底部带有转换层的框架-核心筒结构和外围为密柱框架的筒中筒结构，因其受力情况和抗震性能比部分框支剪力墙结构有利，故其抗震等级不必提高。

10.2.6 带转换层的高层建筑，转换层的下部楼层由于设置大空间的要求，其部分竖向抗侧力构件不连续，侧向刚度会产生突变，一般比转换层上部楼层的刚度小，设计时应采取措施减少转换层上、下楼层结构侧向刚度及承载力的变化，以保证满足抗风、抗震设计的要求。为保证转换构件的设计安全度并具有良好的抗震性能，本条规定底部带转换层结构的薄弱层的地震剪力应乘以1.15的增大系数，同时应符合

楼层最小地震剪力系数（剪重比）要求；特一、一、二级转换构件在水平地震作用下的计算内力应分别乘以增大系数 1.8、1.5、1.25，并且 8 度抗震设计时除考虑竖向荷载、风荷载或水平地震作用外，还应考虑竖向地震作用的影响。转换构件的竖向地震作用，可采用反应谱方法或动力时程分析方法计算；作为近似考虑，也可将转换构件在重力荷载标准值作用下的内力乘以增大系数 1.1。

10.2.7 在转换层以下，一般落地剪力墙的刚度远远大于框支柱的刚度，落地剪力墙几乎承受全部地震剪力，框支柱的剪力非常小。考虑到在实际工程中转换层楼面会有显著的面内变形，从而使框支柱的剪力显著增加。12 层底层大空间剪力墙住宅模型试验表明：实测框支柱的剪力为按楼板刚性无限大计算值的 6~8 倍；且落地剪力墙出现裂缝后刚度下降，也导致框支柱剪力增加。所以按转换层位置的不同，框支柱数目的多少，对框支柱剪力的调整增大做了不同的规定。

10.2.9 分析结果说明，框支梁多数情况下为偏心受拉构件，并承受较大的剪力。框支梁上墙体开有边门洞时，往往形成小墙肢，此小墙肢的应力集中尤为突出，而边门洞部位框支梁应力急剧加大。在水平荷载作用下，上部有边门洞框支梁的弯矩约为上部无边门洞框支梁弯矩的 3 倍，剪力也约为 3 倍，因此除小墙肢应加强外，边门洞部位框支梁的抗剪能力也应加强，箍筋应加密配置。当洞口靠近梁端且剪压比不满足规定时，也可采用梁端加腋提高其抗剪承载力，并加密配箍（图 5）。

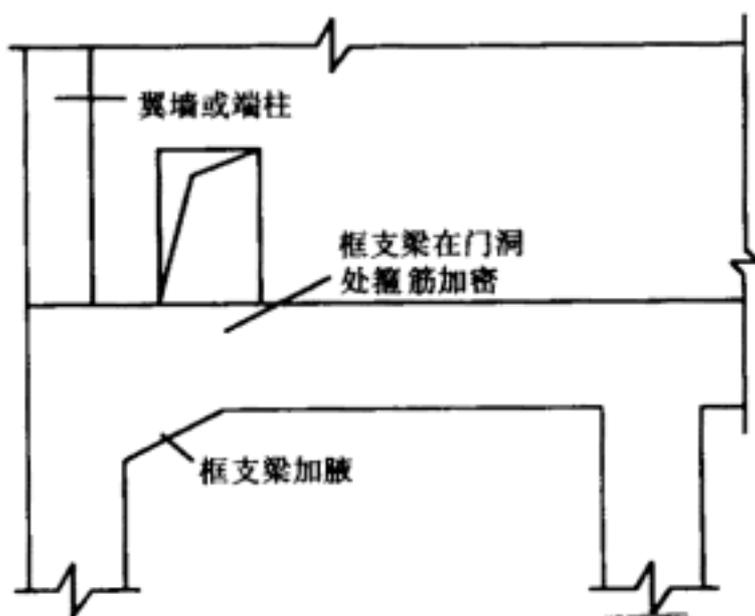


图 5 框支梁上墙体有边门洞时梁的构造要求

框支梁不宜开洞，开洞时应做局部应力分析，要求开洞部位远离框支柱边，开

洞部位要加强配筋构造。

10.2.10 带转换层的高层建筑，当上部平面布置复杂而采用框支主梁承托剪力墙并承托转换次梁及其上剪力墙时，这种多次转换传力路径长，框支主梁将承受较大的剪力、扭矩和弯矩，一般不宜采用。中国建筑科学研究院抗震所进行的试验表明，框支主梁易产生受剪破坏。当需采用多次转换时，应进行应力分析，按应力校核配筋，并加强配筋构造措施；条件许可时，可采用箱形转换层。

10.2.11 ~ 10.2.12 抗震设计时，框支柱截面主要由轴压比控制并要满足剪压比的要求。为增大框支柱的安全性，有地震作用组合时，一级、二级框支柱由地震作用引起的轴力值应分别乘以增大系数 1.5、1.2，但计算柱轴压比时可不考虑该增大系数。同时为推迟框支柱的屈服，以免影响整个结构的变形能力，规定一、二级框支柱与转换构件相连的柱上端和底层柱下端截面的弯矩组合值应分别乘以 1.5、1.25，剪力设计值也应按规定调整。由于框支柱为重要受力构件，本条对柱截面尺寸、柱内竖向钢筋总配筋率、箍筋配置等提出了相应的要求。当采用大截面钢筋混凝土柱时，宜在截面中部配置附加纵向受力钢筋，并配置附加箍筋。

10.2.13 根据中国建筑科学研究院结构所等单位的试验及有限元分析，在竖向及水平荷载作用下，框支边柱上墙体的端部，中间柱上 $0.2 l_n$ (l_n 为框支梁净跨) 宽度及 $0.2 l_n$ 。高度范围内有较大的应力集中，因此在这些部位配筋应予加强。

10.2.14 为加强落地剪力墙的底部加强部位，规定特一、一、二级落地剪力墙底部加强部位的弯矩设计值应分别按墙底截面有地震作用组合的弯矩值乘以增大系数 1.8、1.5、1.25 采用；其剪力设计值应按规定进行强剪弱弯调整。

10.2.15 ~ 10.2.16 为增大剪力墙底部加强部位的抗力和延性，因此剪力墙底部加强部位墙体水平和竖向分布钢筋最小配筋率的要求比本规程第 7.2.18 条中规定的数值再提高 0.05%，抗震设计时尚应在墙体两端设置约束边缘构件。这两条中，对非抗震设计的框支剪力墙结构，也规定了剪力墙底部加强部位的增强措施。

10.2.17 当地基土较弱或基础刚度和整体性较差，在地震作用下剪力墙基础可能产生较大的转动，对框支剪力墙结构的内力和位移均会产生不利影响。因此落地剪力墙基础应有良好的整体性和抗转动的能力。

10.2.18 ~ 10.2.20 框支层楼板是重要的传力构件，因此规定了框支层楼板截面尺寸要求、抗剪截面验算、楼板平面内受弯承载力验算以及构造配筋要求。

10.2.21 箱形转换构件设计时要保证其整体受力作用，规定箱形转换结构上、下楼

板厚度不宜小于 180mm，并且在配筋时要考虑自身平面内的拉力和压力及局部弯矩的影响。

10.2.22 根据中国建筑科学研究院进行的厚板试验及 TBPL 厚板程序的计算分析，非地震区及 6 度设防地震区采用厚板转换工程的设计经验，规定了本条关于厚板的设计原则。

7 度、8 度抗震设计时转换厚板的应用缺乏设计使用经验，需进一步进行研究。

10.2.24 根据已有设计经验，空腹桁架作转换层时，一定要保证其整体作用，根据桁架各杆件的不同受力特点进行相应的设计构造，上、下弦杆应考虑轴向变形的影响。

10.3 带加强层高层建筑结构

10.3.1 根据近年来高层建筑的设计经验及理论分析研究，当框架-核心筒结构的侧向刚度不能满足设计要求时，本节规定了设置加强层的要求及加强层构件的类型，以加强核心筒与周边框架柱、角柱与边柱的连系。

10.3.2 根据中国建研院等单位的理论分析，带加强层的高层建筑，加强层的设置位置和数量要如果比较合理，则有利于减少结构的侧移。本条第 1 款的规定供设计人员参考。结构模型振动台试验及研究分析表明：由于加强层的设置，刚度突变，伴随着结构内力的突变，以及整体结构传力途径的改变，从而使结构在地震作用下，其破坏和位移容易集中在加强层附近，即形成薄弱层。因此本条规定的带加强层结构设计的原则中，对设置水平伸臂构件的楼层在计算时宜考虑楼板平面内的变形，并注意加强层及相邻层的结构构件的配筋加强措施，加强各构件的连接锚固。

10.3.3 带加强层的高层建筑结构，为避免结构在加强层附近形成薄弱层，使结构在罕遇地震作用下能呈现强柱弱梁、强剪弱弯的延性机制，要求设置加强层后，带加强层高层建筑的抗震等级可按本规程 4.8 节的规定确定，但加强层及其相邻层的框架柱和核心筒剪力墙的抗震等级应提高一级采用；并必须注意加强层上、下外围框架柱的强度及延性设计，框架柱箍筋应全柱段加密，轴压比从严控制。

10.4 错层结构

10.4.1 中国建筑科学研究院抗震所等单位对错层剪力墙结构做了两个模型振动台试验。试验研究表明，平面规则的错层剪力墙结构使剪力墙形成错洞墙，结构竖向刚度不规则，对抗震不利，但错层对抗震性能的影响不十分严重；平面布置不规则、

扭转效应显著的错层剪力墙结构破坏严重。错层框架结构或框架-剪力墙结构尚未见试验研究资料，但从计算分析表明，这些结构的抗震性能要比错层剪力墙结构更差。因此，高层建筑宜避免错层。

10.4.2 错层结构应尽量减少扭转效应，错层两侧宜设计成侧向刚度和变形性能相近的结构方案，以减小错层处墙、柱内力，避免错层处结构形成薄弱部位。

10.4.3 当采用错层结构时，为了保证结构分析的可靠性，相邻错开的楼层不应归并为一个楼层计算。目前，国内开发的三维空间分析程序 TBSA、TBWE、TAT、SATWE、TBSAP 等均可进行错层结构的计算。

10.4.4~10.4.5 错层结构在错层处的构件（图 6）要采取加强措施。这两条规定了错层处柱截面高度、剪力墙截面厚度、剪力墙分布钢筋配筋率以及混凝土强度等级的最小值，并规定平面外受力的剪力墙应设置与其垂直的墙肢或扶壁柱，抗震设计时，错层处的框架柱和平面外受力的剪力墙的抗震等级应提高一级采用，以免该类构件先于其他构件破坏。如果错层处混凝土构件不能满足设计要求，则需采取有效措施。框架柱采用型钢混凝土柱或钢管混凝土柱，剪力墙内设置型钢，可改善构件的抗震性能。

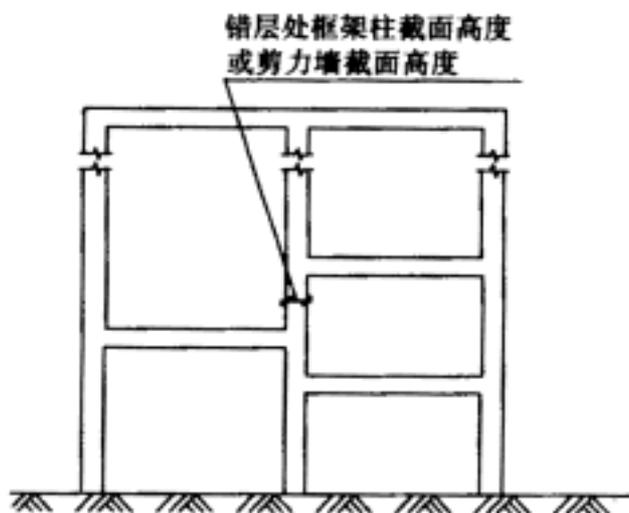


图 6 错层结构加强部位示意

10.5 连体结构

10.5.1 连体结构各独立部分宜有相同或相近的体型、平面和刚度，宜采用双轴对称的平面形式，否则在地震中将出现复杂的 X、Y、相互耦联的振动，扭转影响大，对抗震不利。

10.5.2 连体结构的连接体对竖向地震的反应比较敏感，8 度抗震设计时应考虑竖向

地震的影响。近似考虑时，竖向地震作用标准值可取连接体部分重力荷载代表值的10%，并按各构件所分担的重力荷载代表值的比例进行分配。

10.5.3 ~ 10.5.5 日本阪神地震和我国台湾集集地震的震害表明，连体结构破坏严重，连接体本身塌落较多，同时使主体结构中与连接体相连的部分结构严重破坏，尤其当两个主体结构层数和刚度相差较大时，采用连体结构更为不利。由连体结构的计算分析及同济大学进行的振动台试验说明：连体结构自振振型较为复杂，前几个振型与单体建筑有明显不同，除顺向振型外，还出现反向振型，因此要进行详细的计算分析；连体结构总体为一开口薄壁构件，扭转性能较差，扭转振型丰富，当第一扭转频率与场地卓越频率接近时，容易引起较大的扭转反应，易使结构发生脆性破坏。连体结构的连接体及与连接体相连的结构构件受力复杂，易形成薄弱部位，因此必须予以加强。

根据这些受力特点，为满足抗震要求，规定了连接体与主体结构的连接形式、连接体及其相邻的结构构件的抗震等级及加强的构造措施。

10.6 多塔楼建筑结构

10.6.1 中国建筑科学研究院结构所等单位的试验研究和计算分析表明，多塔楼结构振型复杂，且高振型对结构内力的影响大，当各塔楼质量和刚度分布不均匀时，结构扭转振动反应大，高振型对内力的影响更为突出。因此本条规定多塔楼结构各塔楼的层数、平面和刚度宜接近，塔楼对底盘宜对称布置，减小塔楼和底盘的刚度偏心。大底盘单塔楼结构的设计，也应符合本条关于塔楼与底盘刚度偏心的规定，以及本规程第10.6.2~10.6.4条的有关规定。

10.6.2 震害和计算分析表明，转换层宜设置在底盘楼层范围内，不宜设置在底盘以上的塔楼内（图7）。若转换层设置在底盘屋面的上层塔楼内时，易形成结构薄弱部位，不利于结构抗震，设计中应尽量避免；否则应采取有效的抗震措施，包括增大构件内力、提高抗震等级等。

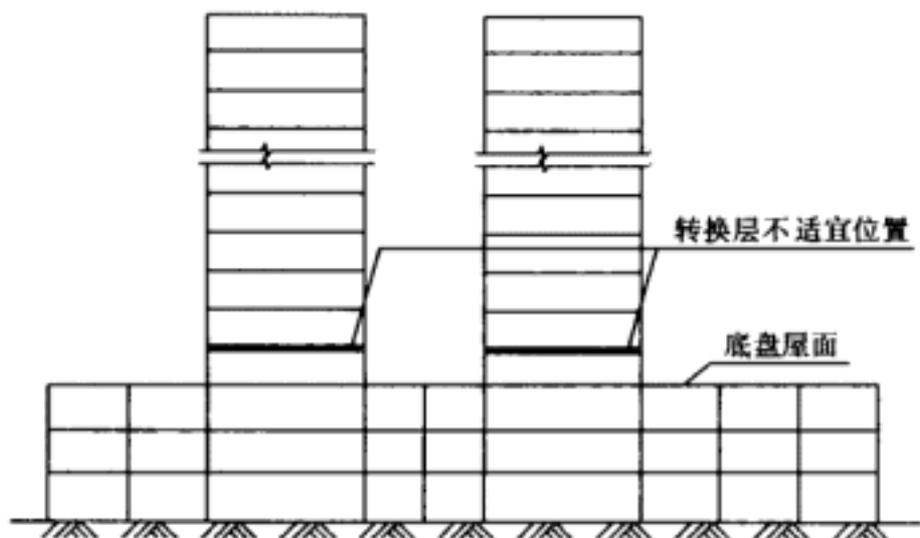


图 7 多塔楼结构转换层不适宜位置示意

10.6.3 为保证结构底盘与塔楼的整体作用，裙房屋面板应加厚并加强配筋，板面负弯矩配筋宜贯通；裙房屋面上、下层结构的楼板也应加强构造措施。

10.6.4 为保证多塔楼建筑中塔楼与底盘整体工作，塔楼之间裙房连接体的屋面梁以及塔楼中与裙房连接体相连的外围柱、墙，从固定端至出裙房屋面上一层的高度范围内，在构造上应予以特别加强（图 8）。

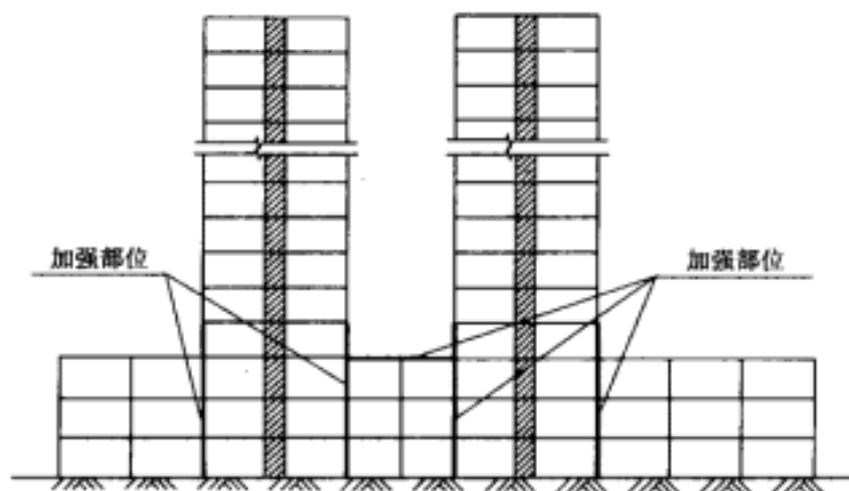


图 8 多塔楼结构加强部位示意

11 混合结构设计

11.1 一般规定

11.1.1~11.1.2 混合结构体系是近年来在我国迅速发展的一种新型结构体系，由于其在降低结构自重、减少结构断面尺寸、加快施工进度等方面的明显优点，已引起工程界和投资商的广泛关注。目前已经建成了一批高度在 150~200m 的建筑，如上海森茂大厦、国际航运大厦、大连远洋大厦、世界金融大厦、陕西信息大厦、新金桥大厦、深圳发展中心、北京京广中心等，还有一些高度超过 300m 的高层建筑也采用或部分采用了混合结构。除设防烈度为 7 度的地区外，8 度区也已开始建造。

混合结构主要是以钢梁、钢柱（或型钢混凝土梁、型钢混凝土柱）代替混凝土梁柱，因此原则上除板柱-剪力墙结构外，本规程第 4 章所列出的结构体系都可以设计成混合结构体系，但考虑到国内实际已积累的工程经验，本章中只列入了钢框架-混凝土筒体和型钢混凝土框架-混凝土筒体两种体系。钢框架-混凝土筒体房屋的最大适用高度是根据现有经验偏安全地确定的，型钢混凝土框架-混凝土筒体房屋的最大适用高度比 B 级高度钢筋混凝土框架-核心筒结构的略高。

11.1.3~11.1.4 本章所述的混合结构体系高层建筑，其主要抗侧力体系仍然是钢筋混凝土筒体，因此其高宽比限值和层间位移限值均参照钢筋混凝土结构体系的要求进行个别调整。

11.1.5 在钢-混凝土混合结构体系中，在地震作用下，由于钢筋混凝土抗震墙抗侧刚度较钢框架大很多，因而承担了绝大部分的地震力，但钢筋混凝土抗震墙的弹性极限变形值很小，约为 1/3000，在达到规范限定的变形时，钢筋混凝土抗震墙已经开裂，而此时钢框架尚处于弹性阶段，地震作用在抗震墙和钢框架之间会实行再分配，钢框架承受的地震力会增加，而且钢框架是重要的承重构件，它的破坏和竖向承载力的降低，将危及房屋的安全，因而有必要对钢框架承受的地震力作更严格的要求，以使钢框架能适应强地震时的大变形且保有一定的安全度。

11.2 结构布置和结构设计

11.2.2 从抗震的角度提出了建筑的平面应简单、规则、对称的要求，从方便制作，减少构件类型的角度提出了开间及进深宜尽量统一的要求。

11.2.3 国内外的震害表明，结构沿竖向刚度或抗侧力承载力变化过大，会导致薄弱层的变形和构件应力过于集中，造成严重震害。竖向刚度变化时，不但刚度变化的

楼层受力增大，而且上下邻近楼层的内力也会增大，所以加强时，应包括相邻楼层在内。对于型钢钢筋混凝土框架与钢框架交接的楼层及相邻楼层的柱子，应设置剪力栓钉，加强连接，另外，钢-混凝土混合结构的顶层型钢混凝土柱也需设置栓钉，因为一般来说，顶层柱子的弯矩较大。

偏心支撑的设置应能保证塑性铰出现在梁端，在支撑点与梁柱节点之间的一段梁能形成耗能梁段，其在地震荷载作用下，会产生塑性剪切变形，因而具有良好的耗能能力，同时保证斜杆及柱子的轴向承载力不至于降低很多。偏心支撑一般以双向布置为好，并且应伸至基础。还有另外一些耗能支撑，主要通过增加结构的阻尼来达到使地震力很快衰减的目的，这种支撑对于减少建筑物顶部加速度及减少层间变形较为有效。

11.2.4 钢框架-混凝土筒体结构体系中的混凝土筒体一般均承担了 85% 以上的水平剪力，所以必须保证混凝土筒体具有足够的延性，配置了型钢的混凝土筒体墙在弯曲时，能避免发生平面外的错断，同时也能减少钢柱与混凝土筒体之间的竖向变形差异产生的不利影响。

型钢柱的设置可放在楼面钢梁与混凝土筒体的连接处，混凝土筒体的四角及混凝土筒体剪力墙的大开口两侧。试验表明，钢梁与混凝土筒体的交接处，由于存在一部分弯矩及轴力，而筒体剪力墙的平面外刚度又较小，很容易出现裂缝。因而在筒体剪力墙中以设置型钢柱为好，同时也能方便钢结构的安装，混凝土筒体的四角因受力较大，设置型钢柱能使筒体剪力墙开裂后的承载力下降不多，防止结构的迅速破坏。因为筒体剪力墙的塑性铰一般出现在高度的 1/8 范围内，所以在此范围内，筒体剪力墙四角的型钢柱宜设置栓钉。

11.2.5 保证筒体的延性可采取下列措施：（1）通过增加墙厚控制筒体剪力墙的剪应力水平；（2）筒体剪力墙配置多层钢筋；（3）剪力墙的端部设置型钢柱，四周配以纵向钢筋及箍筋形成暗柱；（4）连梁采用斜向配筋方式；（5）在连梁中设置水平缝；（6）保证混凝土筒体角部的完整性并加强角部的配筋；（7）筒体剪力墙的开洞位置尽量对称均匀。

11.2.6 外框架采用梁柱刚接，能提高外框架的刚度及抵抗水平荷载的能力。如在混凝土筒体墙中设置型钢时，宜采用楼面钢梁与混凝土筒体刚接，当混凝土筒体墙中无型钢柱时，可采用铰接，刚度发生突变的层次采用刚接主要是为了增加框架部分的空间刚度，使层间变形不致过大。

11.2.7 将柱截面强轴布置在框架平面内，主要是为了增加框架平面内的刚度，减少剪力滞后。角柱为双向受力构件，采用方形、十字形等主要是为了方便连接，且受力合理。

11.2.8~11.2.9 采用外伸桁架主要是将筒体剪力墙的弯曲变形转换成框架柱的轴向变形以减小水平荷载下结构的侧移，所以必须保证外伸桁架与剪力墙刚接。外柱相对桁架杆件来说，截面尺寸较小，而轴向力又较大，故不宜承受很大的弯矩，因而外柱与桁架宜采用铰接。外柱承受的轴向力要传至基础，故外柱必须上、下连续，不得中断。由于外柱与混凝土内筒存在的轴向变形不一致，会使外挑桁架产生很大的附加内力，因而外伸桁架宜分段拼装。在设置多道外伸桁架时，本外伸桁架可在施工上一个外伸桁架时予以封闭；仅设一道外伸桁架时，可在主体结构完成后再安装封闭，形成整体。

11.2.10 压型钢板与钢梁连接可采用剪力栓钉，栓钉数量应通过计算确定。

11.2.12 对型钢混凝土构件，实际设计一般先确定型钢尺寸，然后按型钢混凝土构件进行配筋。整体计算分析时，型钢混凝土构件可采用刚度迭加的方法，同时也可近似采用将型钢折算成混凝土后进行计算，再按型钢混凝土构件进行配筋。

11.2.13 从国内外工程的经验来看，一般主梁均考虑楼板的组合作用，而次梁则不予考虑，原因主要是经济性及安全性。次梁作为直接受力构件应有足够的安全储备，而且次梁的栓钉一般较稀，所以一般不考虑楼板的组合作用。

11.2.14 混合结构在内力和位移计算中，如采用楼板平面内无限刚假定，则外伸桁架的弦杆轴向力无法得出，弦杆的轴向变形也无法计算，对外伸桁架而言是偏于不安全的。

11.2.15~11.2.16 由于内筒与外柱的轴向变形不一，在长期荷载作用下，会使顶部楼面梁产生很大的支座位移，由此而在楼面梁产生的附加内力不宜忽略。混凝土筒体先于钢框架施工时，必须控制混凝土筒体超前钢框架安装的层次，否则在风荷载及其他施工荷载作用下，会使混凝土筒体产生较大的变形和应力。

11.2.19 试验表明，钢框架-混凝土筒体结构在地震作用下，破坏首先出现在混凝土筒体底部，因此钢框架-混凝土筒体结构中筒体应较混凝土结构中的筒体采取更为严格的构造措施，对其抗震等级应适当提高，以保证混凝土筒体的延性；型钢混凝土柱-混凝土筒体结构的最大适用高度已较 B 级高度钢筋混凝土框架-核心筒结构的略高，对其抗震等级要求应适当提高。

11.2.22 试验表明：由于混凝土及腰筋和箍筋对型钢的约束作用，在型钢混凝土中的型钢的宽厚比可较纯钢结构适当放宽，型钢混凝土中型钢翼缘的宽厚比可取为纯钢结构的 1.5 倍，腹板可取为纯钢结构的 2 倍，填充式箱形钢管混凝土可取为纯钢结构的 1.5~1.7 倍。

11.3 型钢混凝土构件的构造要求

11.3.1 本条分别说明如下：

1 规定型钢混凝土梁的混凝土强度等级和粗骨料的最大直径主要是为了保证外包混凝土与型钢有较好的粘结强度和方便混凝土的浇筑；

3 规定型钢的保护层厚度主要为了保证型钢混凝土构件的耐久性以及保证型钢与混凝土的粘结性能，同时也是为了方便混凝土的浇筑；

4 型钢混凝土梁纵筋超过两排时，钢筋绑扎及混凝土浇筑将产生困难；

5 由于型钢混凝土梁中钢筋直径一般较大，应避免梁钢筋穿柱翼缘，如穿过腹板时，应考虑进行补强，如果需锚固在柱中，为满足锚固长度，钢筋应伸过柱中心线并弯折在柱内；

6 型钢混凝土梁上开洞高度按梁截面高度和型钢尺寸双重控制，对钢梁开洞超过 0.7 倍钢梁高度时，抗剪能力会急剧下降，对一般混凝土梁则同样限制开洞高度为混凝土梁高的 0.3 倍，同时进一步限制开洞位置不应位于梁端剪力较大的位置；

7 型钢混凝土悬臂梁端无约束，而且挠度也较大，为保证混凝土与型钢的共同变形，应设置栓钉以抵抗混凝土与型钢之间的纵向剪力。

11.3.2 关于箍筋的最小限值，一方面是为了增强钢筋混凝土部分的抗剪能力，另一方面是为了加强对箍筋内部混凝土的约束，防止型钢的局部失稳和主筋压曲。

11.3.3 本条分别说明如下：

1 型钢混凝土柱的轴向力大于 0.5 倍柱子的轴向承载力时，柱子的延性也将显著下降，但型钢混凝土柱有其特殊性，在一定轴力的长期作用下，随着轴向塑性的发展以及长期荷载作用下混凝土的徐变收缩会产生内力重分布，钢筋混凝土部分承担的轴力逐渐向型钢部分转移，根据型钢混凝土柱的试验结果，考虑长期荷载下徐变的影响，得出 $N_k = n_k (f_{ck}A_c + 1.28f_{ss}A_{ss})$ ，换算成强度设计值 $n = 0.8$ ，考虑钢筋未必能全部发挥作用，且强柱弱梁的要求未作规定以及钢筋的有利作用未计人，因此对一、二、三抗震等级的框架柱分别取为 0.7、0.8、0.9；

2 如采用 Q235 钢作为型钢混凝土柱中的内含型钢，则轴压比限值表达式有所差

异，轴压比限值应较采用 Q345 钢的柱轴压比限值有所降低；

3 参照日本规范的轴压比控制水平，日本规范中柱轴压比为 0.4，相当于我国规范中为 0.6~0.65 左右。

11.3.5 本条分别说明如下：

1 主要是考虑型钢混凝土柱的耐久性、防火性、良好的粘结性及方便混凝土浇筑；

4 型钢最小含钢率主要是考虑当柱子含钢率大小时，没有必要采用型钢混凝土构件，同时根据目前我国钢结构发展水平及型钢混凝土构件的浇筑可能，一般型钢混凝土构件的总含钢率也不宜大于 8%，一般来说比较常用的含钢率为 4% 左右；

5 箍筋做成 135° 弯钩且弯钩直段长度取 10d (d 为箍筋直径) 主要是满足抗震要求。在某些情况下，箍筋弯钩直段长度取 10d 会与内置型钢相碰，此时，也可考虑采用焊接箍筋。

11.3.6 型钢混凝土柱箍筋的最小限值主要是为了增强混凝土部分的抗剪能力及加强对箍筋内部混凝土的约束，防止型钢失稳和主筋压曲，从型钢混凝土柱的受力性能来看，不配箍筋或少配箍筋的型钢混凝土柱在大多数情况下是出现型钢与混凝土之间的粘结破坏，特别是型钢高强混凝土构件，更应配置足够数量的箍筋，并宜采用高强度箍筋，以保证箍筋有足够的约束能力。

11.3.7 本条分别说明如下：

1 规定节点箍筋的间距一方面是为了不使钢梁腹板开洞削弱过大，另一方面也是为了方便施工；

2 一般情况下应在柱中型钢腹板上开纵筋贯通孔，应避免在型钢翼缘开纵筋贯通孔，翼缘上的孔对柱抗弯十分不利，也不能直接将钢筋焊在翼缘上。

11.3.8 楼面梁与混凝土筒体的连接节点是非常重要的节点。当采用楼面无限刚假定进行分析时，梁只承受剪力和弯矩。试验研究表明这些梁实际上还存在轴力，而且在试验中往往在节点处引起早期损坏，因此节点设计中必须考虑轴向力的有效传递。

11.3.9 日本阪神地震的经验教训表明：非埋入式柱脚、特别在地面以上的非埋入式柱脚在震区容易产生破坏，因此钢柱或型钢混凝土柱宜采用埋入式柱脚。若在刚度较大的地下室范围内，当有可靠的措施时，型钢混凝土柱也可考虑采用埋入式柱脚。

11.3.11 混合结构的混凝土筒体是主要抗侧力构件，对墙体和连梁采取比普通剪力墙结构更严格的构造措施。

12 基础设计

12.1 一般规定

12.1.1 本条是基础设计的原则规定。高层建筑基础设计应因地制宜，做到技术先进、安全合理、经济适用。

高层建筑基础设计时，对相邻建筑的相互影响应有足够的重视。并了解掌握邻近地下构筑物及各类地下设施的位置和标高，以便设计时合理确定基础方案及提出施工时保证安全的必要措施。

12.1.2 在地震区建造高层建筑，宜选择有利地段，避开不利地段，这不仅关系到建造时采取必要措施的费用，而且由于地震的不确定性，一旦发生地震将带来不可预计的震害。

12.1.3 高层建筑的基础设计，根据上部结构和地质状况，从概念设计上考虑地基基础与上部结构相互影响是必要的。

高层建筑深基坑，施工期间的防水及护坡，既要保证本身的安全，同时必须注意对邻近建筑物、构筑物、地下设施的正常使用和安全。

12.1.4 高层建筑采用天然地基的筏形基础是比较经济的。当采用天然地基，承载力或沉降不能完全满足需要时，可采用复合地基。目前国内在高层建筑中采用复合地基已经有比较成熟的经验，在原地基承载力不足时可根据需要把地基承载力提高到300~500kPa，满足一般高层建筑的需要。

现在多数高层建筑的地下室，用做汽车库、机电用房等大空间，采用整体性好和刚度大的筏形基础，因此，没有必要强调采用箱形基础，除非有特殊要求。

当地质条件好、荷载较小、且能满足地基承载力和变形要求时，高层建筑采用交叉梁基础也是可以的。地下室外墙一般均为钢筋混凝土，因此，交叉梁基础的整体性和刚度也是很好的。

12.1.5 高层建筑由于质心高、荷载重，对基础底面一般难免有偏心。建筑物在沉降的过程中，其总重量对基础底面形心将产生新的倾覆力矩增量，而此倾覆力矩增量又产生新的倾斜增量，倾斜可能随之增长，直至地基变形稳定为止。因此，为减少基础产生倾斜，应尽量使结构竖向荷载重心与基础平面形心相重合，当偏心难以避免时，应对其偏心距加以限制。

基础是否发生倾斜是高层建筑是否安全的关键因素。在基础下沉的过程中，若

上部结构荷载重心相对基底形心偏心过大，随着沉降量的增加，基础的倾斜随之增大。若基础的总体沉降量较小，即使上部结构荷载重心相对基底形心有偏心，也不会导致基础的明显倾斜。因此，其实质是基础的倾斜角应满足现行有关国家标准的规定，至于均匀沉降量的大小，只要不影响建筑的使用功能（包括有关管线的安全和正常使用），是不会威胁结构安全的。本条是从偏心控制的角度来限制基础的倾斜程度。对低压缩性地基或端承桩基的基础，由于绝对沉降量相对较小，倾斜量也相对较小，因此可适当放宽偏心距的限制。

12.1.6 为使高层建筑结构在水平力和竖向荷载作用下，其地基压应力不致过于集中，对基础底面压应力较小一端的应力状态作了限制。同时，满足本条规定时，高层建筑结构的抗倾覆能力具有足够的安全储备，不需再验算结构的倾覆问题。因此，本次修订中未再列入原规程 JGJ3—91 第 4.3.2 条关于倾覆计算的规定。

对裙楼和主楼质量偏心较大的高层建筑，裙楼与主楼可分别进行基底应力计算。

12.1.7 地震作用下结构的动力效应与基础埋置深度关系较大，软弱土层时更为明显，因此，高层建筑的基础应有一定的埋置深度，当抗震设防烈度高、场地差时，宜采用较大埋置深度，以抗倾覆和滑移，确保建筑物的安全。

根据我国高层建筑发展情况，层数越来越多，高度不断增高，按原来的经验规定天然地基和桩基的埋置深度分别不小于房屋高度的 1/12 和 1/15，对一些较高的高层建筑而使用功能又无多层地下室要求时，对施工不便且不经济。因此，本次修订中对基础埋置深度作了调整。同时，在满足承载力、变形、稳定以及上部结构抗倾覆要求的前提下，埋置深度的限值可适当放松。基础位于岩石地基上，当可能产生滑移时，还应验算地基的滑移。

12.1.8 带裙房的大底盘高层建筑，现在全国各地应用较普遍，高层主楼与裙房之间根据使用功能要求多数不设永久缝。我国从 80 年代初以来，对多栋带有裙房的高层建筑沉降观测表明：地基沉降曲线在高低层连接处是连续的，不会出现突变。高层主楼地基下沉，由于土的剪切传递，高层主楼以外的地基随之下沉，其影响范围随土质而异。因此，裙房与主楼连接处不会发生突变的差异沉降，而是在裙房若干跨内产生连续性的差异沉降。

高层建筑主楼基础与其相连的裙房基础，若采取有效措施的，或经过计算差异沉降量引起的抗弯承载力满足要求的，裙房与主楼连接处可以不设沉降缝，也可不考虑裙房各跨差异沉降对结构的内力影响。否则，必须考虑差异沉降的影响。

12.1.11 有窗井的箱形基础或筏形基础地下室，窗井外墙实为地下室外墙，设置分隔墙与主体基础外墙连接，既减少了窗井外墙的水平计算跨度，又增大了整体刚度。窗井外墙应计算侧向土压产生的内力及配筋。

12.1.12 本条是依据现行国家标准《粉煤灰混凝土应用技术规范》GBJ146，为充分利用粉煤灰混凝土的后期强度而规定的。

12.2 筏形基础

12.2.2 平板式筏基的板厚，应能满足受冲切承载力的要求。计算时应考虑作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩所产生的附加剪力，其计算方法应按《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》JGJ6—99的有关规定执行。筏板弯曲对板厚不起控制作用。

12.2.4 按本条倒楼盖法计算时，地基反力可视为均布，其值应扣除底板及地面自重，并可仅考虑局部弯曲作用。

当地基比较复杂、上部结构刚度较差，或柱荷载及柱间距变化较大时，筏基内力宜按弹性地基板方法进行分析。

12.2.6 梁板式筏基的梁截面，应满足正截面受弯及斜截面受剪承载力，并应验算底层柱下的基础梁顶面局部受压承载力。基础梁的截面剪压比，即 $V < 0.25 f_c b h_0$ 起控制作用。

12.2.7 筏形基础，当周边或内部有钢筋混凝土墙时，墙下可不再设基础梁，墙按一般梁或深梁进行截面设计。周边有墙时，当基础底面已满足地基承载力，筏板可不外伸，有利外包防水操作。当需要外伸挑扩时，应按悬臂板考虑其承载力。

12.3 箱形基础

12.3.2 本条要求箱形基础高度不宜小于基础长度的 $1/20$ ，且不宜小于 3m ，旨在要求箱形基础具有一定的刚度，能适应地基的不均匀沉降，满足使用功能上的要求，减少不均匀沉降引起的上部结构附加应力。

12.3.6 当箱形基础的土层及上部结构符合本条所列诸条件时，底板反力可假定为均布，可仅考虑局部弯曲作用计算内力，整体弯曲的影响在构造上加以考虑。这样规定主要是来源于工程实际观测及研究成果，可参见有关规范的说明。

12.4 桩基础

12.4.1 桩基的设计应因地制宜，各地区对桩的选型、成桩工艺、承载力取值有各自的成熟经验，不少省、市有地区规范。当工程所在地有地区性地基设计规范时，可

依据该地区规范进行桩基设计。

12.4.3 本条中的甲级设计等级、乙级设计等级，系指现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002 第 3.0.1 条所规定的地基基础设计等级。

12.4.5 为保证桩与承台的整体性及水平力和弯矩可靠传递，桩顶嵌入承台应有一定长度，桩纵向钢筋应可靠地锚固在承台内。

13 高层建筑施工

13.1 一般规定

13.1.1 施工单位应认真熟悉图纸。在设计单位向施工单位进行设计交底后，应认真研究，向设计单位反馈意见和建议，并向施工操作人员进行交底。在条件许可时，宜参加结构方案等研究，使设计更臻完善。

13.1.2 针对高层建筑施工特点，列举施工方案的重点内容和进行方案比较、择优选定的原则。季节施工一般包括冬期、暑期、雨季施工等。

13.1.3 合理选择主要施工机具，并对支承机具的结构物或地基应进行结构验算和必要的加固处理。

13.1.4 高层建筑自身特点是层数多、空间大，施工工期长，采用平行流水、立体交叉作业，可提高工效，缩短工期，节约投资。

13.2 施工测量

13.2.1 施工测量方案应根据实际情况确定，一般应包括以下内容：

(1) 工程概况：场地位置、面积与地形情况，工程总体布局、建筑面积、层数与高度，结构类型，施工工期、本工程的特点与对施工的特殊要求。

(2) 施工测量基本要求：场地、建筑物与建筑红线的关系，定位条件及工程设计、施工对测量精度与进度的要求。

(3) 场地准备测量：根据设计总平面图与施工现场总平面布置图，确定拆迁次序与范围，测定需要保留的原有地下管线、地下建（构）筑物与名贵树木的树冠范围，场地平整与暂设工程定位放线工作内容。

(4) 起始依据校测：对起始依据点（包括建筑红线桩点、水准点）或原有地上、地下建（构）筑物，均应进行校测。

(5) 场区控制网测设：根据场区情况、设计与施工的要求，按照便于施工、控制全面又能长期保留的原则，测设场区平面控制网与高程控制网。

(6) 建筑物定位与基础施工测量：建筑物定位与主要轴线控制桩、扩坡桩、基桩的定位与监测，基础开挖与 ± 0.000 以下各层施工测量。

(7) ± 0.000 以上施工测量：首层、非标准层与标准层的结构测量放线、竖向控制与标高传递。

(8) 室内、外装饰与安装测量：会议室、大厅、外饰面、玻璃幕墙等室内外装

饰测量。各种管线、电梯、旋转餐厅等的安装测量。

(9) 竣工测量与变形观测：竣工现状总图的编绘与各单项工程竣工测量，根据设计与施工要求的变形观测的内容、方案及要求。

(10) 验线工作：明确各分项工程测量放线后，应由哪一级验线与验线的内容。

(11) 施工测量工作的组织与管理：根据施工安排制定施工测量工作进度计划、使用仪器型号、数量，附属工具、记录表格等用量计划，测量人员与组织等。

13.2.2 平面控制应包括定位依据点、依据方位和建筑物的主轴线。建筑物主轴线，一般指建筑物定位的十字线。建筑物的定位依据有以下几种：

(1) 城市规划部门给定的城市测量平面控制点或建筑红线；

(2) 场区控制网或建筑物控制网；

(3) 原有建（构）筑物或道路中心线。

建筑物定位的条件，应当是能惟一确定建筑物位置的几何条件。最常用的定位条件是能惟一确定建筑物的一个点位与一个边的方向。

(1) 当以城市测量控制点或场区控制网定位时，应选择精度较高的点位和方向为依据；

(2) 当以建筑红线定位时，应选择沿主要街道的建筑红线为依据，并以较长的已知边测设较短的边；

(3) 当以原有建（构）筑物或道路中心线定位时，应选择外廓（或中心线）规整的永久性建（构）筑物为依据。

表 13.2.2 的技术指标与《工程测量规范》GB 50026 中有关规定一致，等级分类标准可参照《高层民用建筑设计防火规范》GB 50045 的有关规定。

13.2.3 表 13.2.3 基础放线尺寸的允许偏差取自《砌体工程施工质量验收规范》GB 50203 的有关规定。

13.2.4 高层建筑结构施工，要逐层向上投测轴线，尤其是对结构四廓轴线的投测直接影响结构的竖向偏差。测量偏差根据目前国内高层建筑施工已达到的水平，本条的规定可以达到。竖向投测前，应对建筑物轴线控制桩事先进行校测，确保其位置准确。

竖向投测的方法，当建筑高度在 50m 以下时，宜使用在建筑物外部施测的外控法；当建筑高度高于 50m 时，宜使用在建筑物内部施测的内控法，内控法宜使用激光经纬仪或激光铅直仪。

13.2.6 附和测法是根据一个已知标高点引测到场地后，再与另一个已知标高点附和校核，以保证引测标高的准确性。

13.2.7 标高竖向传递可采用钢尺直接量取，或采用测距仪量测。施工层抄平之前，应先校测由首层传递上来的三个标高点，当其标高差值小于 3mm 时，以其平均点作为标高引测水平线；抄平时，宜将水准仪安置在测点范围的中心位置。

建筑物下沉与地层土质、基础构造、建筑高度等有关，下沉量一般在基础设计中有预估值，若能在基础施工中预留下沉量（即提高基础标高），有利于工程竣工后建筑与市政工程标高的衔接。

13.2.9 对于深基础施工的护坡桩倾斜，以及因降水而引起附近建（构）筑物的下沉与倾斜等的变形观测，均应在施工组织设计中和现场的安全监测中按有关规程技术要求进行。

13.3 模板工程

原规程 JGJ3—91 第三节至第七节按不同的体系分别叙述施工，各节内容多有重复，亦有缺项。新规程将此部分改按模板、钢筋、混凝土和预制构件安装 4 个分项工程分成 4 节集中表述。

13.3.1 强调现浇混凝土应选用工具式模板，清水混凝土应满足装饰要求。

13.3.2 列举模板工程应符合的有关标准和对模板的基本要求。

13.3.3 阐明现浇梁、板、柱模板的基本要求。为提高工效，模板宜整体或分片预制安装和脱模。

13.3.4 列举现浇混凝土墙体施工的主要模板。

13.3.5 ~ 13.3.7 分别阐述大模板、液压滑动模板和爬升模板的适用范围和施工要点，爬升模板为新增内容，参照了 1991 年度土木建筑国家级相关工法。模板隔离剂宜采用非溶剂型；其各部件进入现场后，应按施工组织设计及有关图纸验收合格后才能安装。模板制作、安装允许偏差参照了相关标准的规定。

大模板宜用于标准层现浇墙体，采用逐层分段流水施工，减少模板一次投入量。大模板可分为平模和筒子模，并可组成隧道模。大模板通常由板面、骨架、支撑系统和附件组成，宜采用螺栓或铰接连接。可按照工程需要组合成各种尺寸的大模板，并达到拆模后墙面平整、基本不抹灰的要求。模板的组装校正应严格按施工程序进行，确保大模板的稳定。

液压滑动模板宜用于高耸的构筑物、建筑物，对圆形、弧形的平面尤为适用。

液压滑升设备必须工作可靠，运转良好，能保证结构的施工质量和安全。液压机具和配件等应有足够的储备。施工中，门窗洞口、预埋件等位置应符合设计要求。

爬升模板宜用于筒体结构、现浇外墙外模和电梯井筒内模等。模板高度采用标准层层高加 100~300mm，用于与下层已浇筑墙体的搭接，并固定模板；模板下端增加橡胶衬垫，以防止漏浆。爬升前，应试爬，验收合格后方可使用；爬升时，不应被其他构件卡住，并应避免大幅度摆动和碰撞。拆除爬升模板应有拆除方案，经技术负责人审查通过，并向有关人员交底后方可实施。

13.3.8 阐述现浇楼板模板的选用要点。选用早拆模板体系，可加速模板的周转，节约投资。作为永久性模板的混凝土薄板，一般包括预应力混凝土板、双钢筋混凝土板和冷轧扭钢筋混凝土板。

13.4 钢筋工程

13.4.1 现场钢筋施工宜采用预制安装；以保证质量，提高效率。

13.4.2 规程 JGJ3—91 钢筋连接突出焊接，本规程优先采用机械连接，与本规程 6.5 节一致。本条列举了钢筋连接应符合的有关标准。

13.4.3 采用点焊钢筋网片应符合的有关标准。

13.4.4 采用新品种钢筋应符合的有关标准。

13.4.5 钢筋的加工、安装等应符合的有关标准。

13.5 混凝土工程

13.5.1 高层建筑基础深、层数多，需要混凝土质量高、数量大，应尽量采用预拌泵送混凝土。

13.5.2 高性能混凝土以耐久性为基本要求，并根据不同用途强化某些性能，形成补偿收缩混凝土、自密实免振混凝土等。

13.5.3 列举混凝土工程应符合的主要标准。

13.5.4 强调混凝土应及时有效养护及养护覆盖的主要方法。

13.5.5 列举现浇预应力混凝土应符合的技术规程。

13.5.6 冬期混凝土受冻的临界强度和高空作业的挡风保温措施。

13.5.7 高层建筑不同强度的梁、柱节点混凝土浇筑需要有关单位具体商议解决。

13.5.8 混凝土施工缝留置的具体位置和浇筑应符合本规程和有关现行国家标准的规定。

13.5.9 如工程需要适当提前浇筑后浇带混凝土，应采取有效措施，并取得设计单位同意。

13.5.10 混凝土结构允许偏差主要根据《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 有关规定，其中截面尺寸和表面平整的抹灰部分系指采用中、小型模板的允许偏差，不抹灰部分系指采用大模板及爬模工艺的允许偏差。

13.6 预制构件安装

13.6.1 预制构件必须有可靠连接，外墙挂板与主体结构宜采用柔性连接。

13.7 深基础施工

13.7.1 深基础施工影响整个工程质量和安全，必须详细掌握地下水文地质资料、场地环境，按照设计图纸和有关规范要求，调查研究，进行方案比较，确定地下施工方案。

13.7.2 列举深基础施工应符合的有关标准。

13.7.3 土方开挖前应采取降低水位措施，将地下水降到低于基底设计标高 500mm 以下。当含水丰富、降水困难时，宜采用截水措施，形成帷幕。

13.7.4 指明基坑周围土体在必要时可采取的加固措施。

13.7.5 列举深基坑支护结构选型原则。

13.7.6~13.7.9 分别阐述排桩、地下连续墙、土钉墙和逆作拱墙的施工要点和质量要求。

13.7.10 指明深基础信息化施工的基本程序。

13.7.11 阐述大体积混凝土施工要点和检验标准。

13.8 施工安全要求

13.8.1 高层建筑施工安全应遵照的技术规范、规程，并应根据工程特点编制安全施工措施。

13.8.2 近年，高层建筑施工所使用的外脚手架发生重大伤亡事故，本条就此提出应注意的问题。可根据工程实际情况和场地、地区等条件，选用各类附着升降脚手架（爬架）、挑架、挂架和支承于地面的扣件式、碗扣式、门式等钢管外脚手架。

13.8.3 列举高处作业所必须采取的措施。

13.8.4 列举严防高空坠落的措施。

13.8.5~13.8.6 针对大模板、升板施工的不同工艺提出安全要求。

13.8.7 ~ 13.8.8 针对高层建筑施工中上下楼层通讯联系、防止火灾和消防设施提出要求。