深圳市工程建设标准

SJG xx—2019

深圳市**高层建筑混凝土结构技术规程**

（**Technical specification for concrete structures of tall building**）**（征求意见稿）**

2019-xx-xx发布 2019- xx-xx实施

深圳市住房和建设局发布

**深圳市工程建设标准**

**深圳市高层建筑混凝土结构技术规程**

（**Technical specification for concrete structures of tall building**）

**SJG** xx**—2019**

**2019深圳**

**前 言**

根据深圳市住房和建设局《关于发布2019年深圳市工程建设标准制订修订计划项目的通知》（深建设〔2019〕40号**），**规程编制组在国家行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010、广东省标准《高层建筑混凝土结构技术规程》（BDJ15-92-2013）的基础上，总结了近年来深圳地区高层建筑混凝土结构的工程设计与实践经验，经过认真分析研究，补充和修订了一些内容。主要是：

1.补充了一些新的结构类型，如一向少墙剪力墙结构、平面凹凸不规则剪力墙结构、单外筒结构、框架-边筒结构、斜撑框架-核心筒结构、斜交网格-核心筒结构等，并给出相应的设计规定。

2.补充细化了带转换层高层建筑结构、大底盘多塔楼结构、连体高层建筑结构、带加强层高层建筑、巨型结构和悬挑结构等复杂高层建筑的设计规定。

3.补充了细化结构抗震性能设计方法。增加了结构抗震性能目标D\*及相应的目标水准，增加了不同结构类型的构件抗震性能目标。

4.补充完善了罕遇地震作用下静力推覆法、动力时程法和等效弹性法的有关规定。提出了根据构件性能目标要求分别设置承载力控制项和塑性变形控制项，并给出相应控制原则和验算方法。

5.对下列问题进行了补充：

（1）补充了楼盖结构关于平面不规则中角部重叠、细腰部分的有关规定。提出了楼盖面内应力的计算方法和楼盖结构的抗震性能化设计方法；

（2）附录A提出了结构层抗侧刚度新计算方法；

（3）补充带斜撑构件时楼层抗剪承载力的验算方法；

（4）建议了非超限高层建筑选用一组人工地震波的选取方法；

（5）补充了设防烈度地震作用下的屈服判别验算方法；

（6）补充了加腋大板和型钢混凝土梁、柱及节点等的有关计算构造要求；

（7）补充了型钢混凝土剪力墙和钢管柱的有关计算构造规定；

（8）补充了抗拔桩计算参数及底板位于岩层时的基础设计方法和龙岗岩溶发育地区的基础设计原则。

5.对下列问题进行了改进和调整：

（1）取消结构扭转周期比的规定，提出结构以扭转为第一自振周期时的设计规定；

（2）细化了结构扭转位移比的有关规定；

（3）修改了结构风荷载作用下的水平位移限值；

（4）调整了剪力墙轴压比限值，补充了长肢剪力墙轴压比验算的有关规定。

本标准由深圳市XXXXXX局提出并业务归口，深圳市住房和建设局批准发布。深圳市力鹏工程结构技术有限公司负责具体技术内容的解释。本标准在执行过程中如发现需要修改和补充之处，请将意见和有关资料寄送深圳市力鹏工程结构技术有限公司（地址：深圳市福田区明华大厦3楼，邮编：518034，联系方式：许璇、武晶晶，E-mail:szkzzn@126.com），以供今后修订时参考。

本标准主编单位：深圳市力鹏工程结构技术有限公司

深圳市建筑设计研究总院有限公司

奥意建筑工程设计有限公司

深圳华森建筑与工程设计顾问有限公司

本标准参编单位：悉地国际设计顾问（深圳）有限公司

深圳大学建筑设计研究院有限公司

深圳机械院建筑设计有限公司

深圳市华阳国际工程设计股份有限公司

深圳华侨房地产有限公司

深圳市勘察研究院有限公司

香港华艺设计顾问（深圳）有限公司

主要起草人员：本标准主要审查人员：

本标准业务归口单位主要指导人员：

目 录

[1 总 则 1](#_Toc24714181)

[2 术语和符号 2](#_Toc24714182)

[2.1 术语 2](#_Toc24714183)

[2.2 符号 3](#_Toc24714184)

[3 结构设计基本规定 4](#_Toc24714185)

[3.1 结构体系的一般规定 4](#_Toc24714186)

[3.2 结构布置及构件设计的一般原则 4](#_Toc24714187)

[3.3 房屋适用高度和高宽比 4](#_Toc24714188)

[3.4 结构平面布置 5](#_Toc24714189)

[3.5 结构竖向布置 7](#_Toc24714190)

[3.6 楼盖结构 8](#_Toc24714191)

[3.7 水平位移限值和舒适度要求 9](#_Toc24714192)

[3.8 抗震等级 9](#_Toc24714193)

[3.9 墙柱轴压比 11](#_Toc24714194)

[4 地震作用 12](#_Toc24714195)

[5 结构抗震性能设计 15](#_Toc24714196)

[5.1 一般规定 15](#_Toc24714197)

[5.2 结构抗震性能目标 16](#_Toc24714198)

[6 结构计算分析 19](#_Toc24714199)

[6.1 一般规定 19](#_Toc24714200)

[6.2 计算参数与计算模型 19](#_Toc24714201)

[6.3 剪力墙全截面受拉 20](#_Toc24714202)

[6.4 重力二阶效应及结构稳定 20](#_Toc24714203)

[6.5 弹性时程分析 20](#_Toc24714204)

[6.6 设防烈度地震作用下屈服判别 21](#_Toc24714205)

[6.7 罕遇地震作用下静力推覆分析 22](#_Toc24714206)

[6.8 罕遇地震作用下动力弹塑性时程分析 22](#_Toc24714207)

[6.9 罕遇地震作用下等效弹性分析 23](#_Toc24714208)

[7 复杂高层建筑结构设计 25](#_Toc24714209)

[7.1 带转换层高层建筑结构 25](#_Toc24714210)

[7.2 大底盘多塔楼结构 26](#_Toc24714211)

[7.3 连体高层建筑结构 26](#_Toc24714212)

[7.4 带加强层高层建筑结构 28](#_Toc24714213)

[7.5 一向少墙剪力墙结构 29](#_Toc24714214)

[7.6 平面凹凸不规则剪力墙结构 29](#_Toc24714215)

[7.7 框架-核心筒结构 30](#_Toc24714216)

[7.8 框架-边筒结构 31](#_Toc24714217)

[7.9 斜撑框架-核心筒结构 32](#_Toc24714218)

[7.10 斜交网格-核心筒结构 32](#_Toc24714219)

[7.11 单外筒结构 32](#_Toc24714220)

[7.12 巨型结构 32](#_Toc24714221)

[7.13 悬挑结构 34](#_Toc24714222)

[8 混合结构设计 35](#_Toc24714223)

[8.1 一般规定 35](#_Toc24714224)

[8.2 结构布置 35](#_Toc24714225)

[8.3 结构计算 36](#_Toc24714226)

[9 构件设计 37](#_Toc24714227)

[9.1 楼盖（含梁） 37](#_Toc24714228)

[9.2 钢筋混凝土柱及梁柱（墙）节点 37](#_Toc24714229)

[9.3 型钢混凝土梁、柱 38](#_Toc24714230)

[9.4 型钢混凝土剪力墙 43](#_Toc24714231)

[9.5 钢管混凝土柱 47](#_Toc24714232)

[10 基础设计 51](#_Toc24714233)

[10.1 一般规定 51](#_Toc24714234)

[10.2 桩基础 52](#_Toc24714235)

[10.3 天然地基基础和复合地基基础 53](#_Toc24714236)

1. 总 则
   * 1. 为使深圳市高层建筑钢筋混凝土结构做到安全适用、技术先进、经济合理、方便施工，制定本规程。
     2. 本规程适用于10层及10层以上的住宅建筑结构和房屋高度大于24m的其他民用高层建筑结构。其适用的房屋最大高度和结构类型应符合国家有关规范和本规程的有关规定。
     3. 按本规程进行抗震设计的建筑，其抗震设防目标应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011的要求。使用功能或其他方面有专门要求的高层建筑，宜采用抗震性能设计方法进行设计。
     4. 本规程对结构在多遇地震作用时，采用弹性分析方法进行强度、变形验算和截面设计；设防烈度地震作用时，近似采用弹性分析方法进行构件承载力验算和结构屈服判别计算；罕遇地震作用时，采用动、静力弹塑性方法分析结构构件进入塑性及相应的破坏程度。根据计算结果判断是否满足性能目标要求。
     5. 高层建筑混凝土结构除应符合本规程的规定外，尚应符合国家现行有关标准的规定。
2. 术语和符号
   1. 术语
      1. 高层建筑 tall building,high-rise building

10层及10层以上或房屋高度大于28m的住宅建筑和房屋高度大于24m的其他高层民用建筑。

* + 1. 房屋高度 building height

自室外地面至房屋主要屋面的高度，不包括突出屋面的电梯机房、水箱、构架等高度。

* + 1. 框架结构 frame structure

由梁和柱为主要构件组成的承受竖向和水平作用的结构。

* + 1. 剪力墙结构 shearwall structure

由剪力墙组成的承受竖向和水平作用的结构。

* + 1. 框架-剪力墙结构frame shearwall structure

由框架和剪力墙共同承受竖向和水平作用的结构。

* + 1. 板柱-剪力墙结构slab-column shearwall structure

由无梁楼板和柱组成的板柱框架与剪力墙共同承受竖向和水平作用的结构。

* + 1. 筒体结构tube structure

由竖向筒体为主组成的承受坚向和水平作用的建筑结构。筒体结构的筒体分剪力墙围成的薄壁筒和由密柱框架或壁式框架围成的框筒等。

* + 1. 框架-核心筒结构frame-corewall structure

由核心筒与外围的稀柱框架组成的筒体结构。

* + 1. 筒中筒结构tube in tube structure

由核心筒与外围框筒组成的筒体结构。

* + 1. 混合结构 mixed structure, hybrid structure

由钢框架(框筒)、型钢混凝上框架（框筒）、钢管混凝土框架（框筒）与钢筋混凝土核心筒体所组成的共同承受水平和竖向作用的建筑结构。

* + 1. 转换结构构件 structural transfer member

完成上部楼层到下部楼层的结构形式转变或上部楼层到下部楼层结构布置改变而设置的结构构件，包括转换梁、转换桁架、转换板等。部分框支剪力墙结构的转换梁亦称为框支梁。

* + 1. 转换层transfer story

设置转换结构构件的楼层，包括水平结构构件及其以下的竖向结构构件。

* + 1. 加强层story with outriggers and/or belt members

设置连接内筒与外围结构的水平伸臂结构（梁或桁架)的楼层，必要时还可沿该楼层外围结构设置带状水平桁架或梁。

* + 1. 连体结构 towers linked with connective/connection structure(s)

除裙楼以外，两个或两个以上塔楼之间带有连接体的结构。

* + 1. 多塔楼结构multu-tower structure with a common podium

未通过结构缝分开的裙楼上部具有两个或两个以上塔楼的结构。

* + 1. 一向少墙剪力墙结构less shear walls in one diection structure

由梁柱框架、扁柱楼板框架、剪力墙共同承受竖向和水平作用的结构,为“复合框架-剪力墙结构”，当规定水平力作用下该方向底层扁柱楼板框架分配的剪力大于10%层剪力时，为一向少墙结构。

* + 1. 平面凹凸不规则剪力墙结构 shear wall structure with irregular plane

楼层结构平面单肢长宽比大于1.5的超B级高度剪力墙结构。

* + 1. 框架-边筒结构frame-sided tube structure

剪力墙筒体偏置于结构平面一侧的框架筒体结构。

* + 1. 斜撑框架-核心筒结构frame with huge diagonal brace-corewall structure

带有大斜撑的框架与核心筒组成的承受坚向和水平作用的建筑结构。

* + 1. 斜交网格-核心筒结构diagonal lattice- corewall structure

由平面周边设置的斜交网格与核心筒共同组成的承受坚向和水平作用的建筑结构。

* + 1. 单外筒结构single perimetrical tube structure

主要由平面外围筒体抵抗水平作用的建筑结构。

* + 1. 巨型结构mega structure

由巨柱、巨梁和巨型支撑等巨型杆件组成空间桁架结构。

* + 1. 结构抗震性能设计peformance-based seismic design of structure

以结构抗震性能目标为基准的结构抗震设计。

* + 1. 结构抗震性能目标 seismic performance objective of structure

针对不同的地震地面运动水准设定的结构抗震性能水准。

* + 1. 结构抗震性能水准 seismic performance level of structure

对结构震后损坏状况及继续使用可能性等抗震性能的界定。

* 1. 符号
     1. 材料力学性能

C20——材料力学性能表示立方体强度标准值为20N/mm2的混凝土等级；

EC——混凝土弹性模量；

ES——钢筋弹性模量；

fck、fc——分别为混凝土轴心抗压强度标准值、设计值；

ftk、ft——分别为混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值；

fyk——普通钢筋强度标准值；

fy、fy'——分别为普通钢筋的抗拉、抗压强度设计值；

fyv——横向钢筋的抗拉强度设计值；

fyh、fyw——分别为剪力墙水平、竖向分布钢筋的抗拉强度设计值。

* + 1. 作用和作用效应

FEk——结构总水平地震作用标准值；

FEvk——结构总竖向地震作用标准值；

Ge——计算地震作用时，结构总重力荷载代表值；

Geq——结构等效总重力荷载代表值；

M——弯矩设计值；

N——轴向力设计值；

Sd——荷载效应或荷载效应 与地震作用效应组合的设计值；

V——剪力设计值。

1. 结构设计基本规定
   1. 结构体系的一般规定
      1. 高层建筑结构可采用框架结构、板柱-剪力墙结构、框架-剪力墙结构、剪力墙结构（含平面凹凸不规则剪力墙结构、一向少墙剪力墙结构、全落地剪力墙结构、部分框支剪力墙结构）、斜交网格-核心筒结构、单外筒结构、筒体结构（含框架-核心筒结构、框架-边筒结构、斜撑框架-核心筒结构、筒中筒结构）、巨型结构等结构体系。
      2. 结构体系应符合下列要求：

**1** 应具有明确的计算简图和合理的风荷载和地震作用传力途径。

**2** 应具有必要的承载力、刚度、稳定性、良好的变形和耗能能力以及合理的屈服机制。

**3** 应避免因部分结构或构件的破坏而导致整个结构体系丧失承受重力荷载、风荷载或地震作用的能力。

**4** 对可能出现的薄弱部位，应采取有效措施予以加强。

* + 1. 结构的竖向和水平布置宜具有合理的刚度和承载力分布，宜避免因局部突变带来的不利影响。
    2. 剪力墙结构应具有适宜的侧向刚度，其平面布置宜简单规则，宜沿两个主轴方向或其它方向双向布置，两个方向的侧向刚度不宜相差过大。抗震设计时不应采用仅单向有墙的结构布置。
    3. 布置有剪力墙的结构体系划分应根据剪力墙承担的层倾覆力矩比和层剪力比进行，区分为剪力墙结构、框架-剪力墙结构或其它结构。
  1. 结构布置及构件设计的一般原则
     1. 在高层建筑的一个独立结构单元内，宜使结构平面形状简单、规则，刚度和承载力分布均匀。不应采用严重不规则的平面布置。当建筑物平面形状复杂而又无法调整其平面形状和结构布置使之成为较规则的结构时，宜设置防震缝将其划分为较简单的几个结构单元。
     2. 防震缝宜沿房屋全高设置；地下室、基础可不设防震缝，防震缝的宽度应满足设防烈度地震作用下结构变形的要求。
     3. 高层建筑的竖向体型宜规则、均匀，避免有过大的外挑和收进。结构的侧向刚度宜下大上小，逐渐均匀变化，不应采用竖向布置严重不规则的结构。
     4. 当维护结构采用预制混凝土外墙板时，应考虑预制混凝土外墙板对结构的影响。
     5. 结构竖向抗侧力构件宜上下连续贯通。结构顶层取消部分墙、柱形成刚度突变降低时，宜补充分析计算，对刚度突变楼层及相邻楼层构件应采取有效加强措施。
  2. 房屋适用高度和高宽比
     1. 钢筋混凝土高层建筑结构的最大适用高度应区分为A级和B级。A级高度钢筋混凝土乙类和丙类高层建筑的最大适用高度应符合表3.3.1-1的规定，B级高度钢筋混凝土乙类和丙类高层建筑的最大适用高度应符合表3.3.1-2的规定。平面和竖向均不规则的高层建筑结构，其最大适用高度宜适当降低。

**表3.3.1-1 A级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度(m)**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 结构类型 | | 烈度 | |
| 6度 | 7度 |
| 框架 | | 60 | 50 |
| 板柱-剪力墙 | | 80 | 70 |
| 框架-剪力墙 | | 130 | 120 |
| 剪力墙 | 平面凹凸不规则剪力墙 | 120 | 110 |
| 一向少墙剪力墙 | 130 | 120 |
| 全部落地剪力墙 | 140 | 120 |
| 部分框支剪力墙 | 120 | 100 |
| 斜交网格-核心筒 | | 180 | 150 |
| 单外筒 | | 170 | 140 |
| 筒体 | 框架-边筒 | 130 | 110 |
| 斜撑框架-核心筒 | 140 | 120 |
| 框架—核心筒 | 150 | 130 |
| 筒中筒 | 180 | 150 |
| 巨型结构 | | 220 | 180 |

**表3.3.1-2 B级高度钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度(m)**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 结构类型 | | 烈度 | |
| 6度 | 7度 |
| 框架-剪力墙 | | 160 | 140 |
| 剪力墙 | 平面凹凸不规则剪力墙 | 150 | 130 |
| 一向少墙剪力墙 | 160 | 140 |
| 全部落地剪力墙 | 170 | 150 |
| 部分框支剪力墙 | 140 | 120 |
| 斜交网格-核心筒 | | 280 | 230 |
| 单外筒 | | 200 | 180 |
| 筒体 | 框架-边筒 | 160 | 140 |
| 斜撑-框架核心筒 | 180 | 160 |
| 框架—核心筒 | 210 | 180 |
| 筒中筒 | 280 | 230 |
| 巨型结构 | | 300 | 280 |

* + 1. 钢筋混凝土高层建筑结构的高宽比不宜超过表3.3.2的规定。

**表3.3.2 钢筋混凝土高层建筑结构适用的最大高宽比**

|  |  |
| --- | --- |
| 结构体系 | 6度、7度 |
| 框架 | 4 |
| 板柱-剪力墙 | 5 |
| 框架剪力墙、剪力墙、一向少墙剪力墙、平面凹凸不规则剪力墙 | 6 |
| 斜交网格-核心筒、单外筒 | 7 |
| 框架-核心筒、框架-边筒、斜撑框架-筒体 | 7 |
| 筒中筒 | 8 |
| 巨型结构 | 8 |

* 1. 结构平面布置
     1. 在高层建筑的一个独立结构单元内，结构平面形状宜简单、规则，质量、刚度和承载力分布宜均匀。不应采用严重不规则的平面布置。
     2. 高层建筑宜选用风作用效应较小的平面和立面形状。
     3. 抗震设计的混凝土高层建筑，其平面布置宜符合下列规定：

1平面宜简单、规则、对称，减少偏心；

2 平面长度不宜过长（图3.4.3-1），L/B宜符合表3.4.3的要求；

**表3.4.3平面尺寸及突出部位尺寸的比值限值**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 设防烈度 | L/B | l/ | l/b |
| 6、7度 | ≤6.0 | ≤0.35 | ≤2.0 |

3平面突出部分的长度l不宜过大、宽度b不宜过小（图3.4.3-1），l/ 、l/b宜符合表3.4.3的要求；

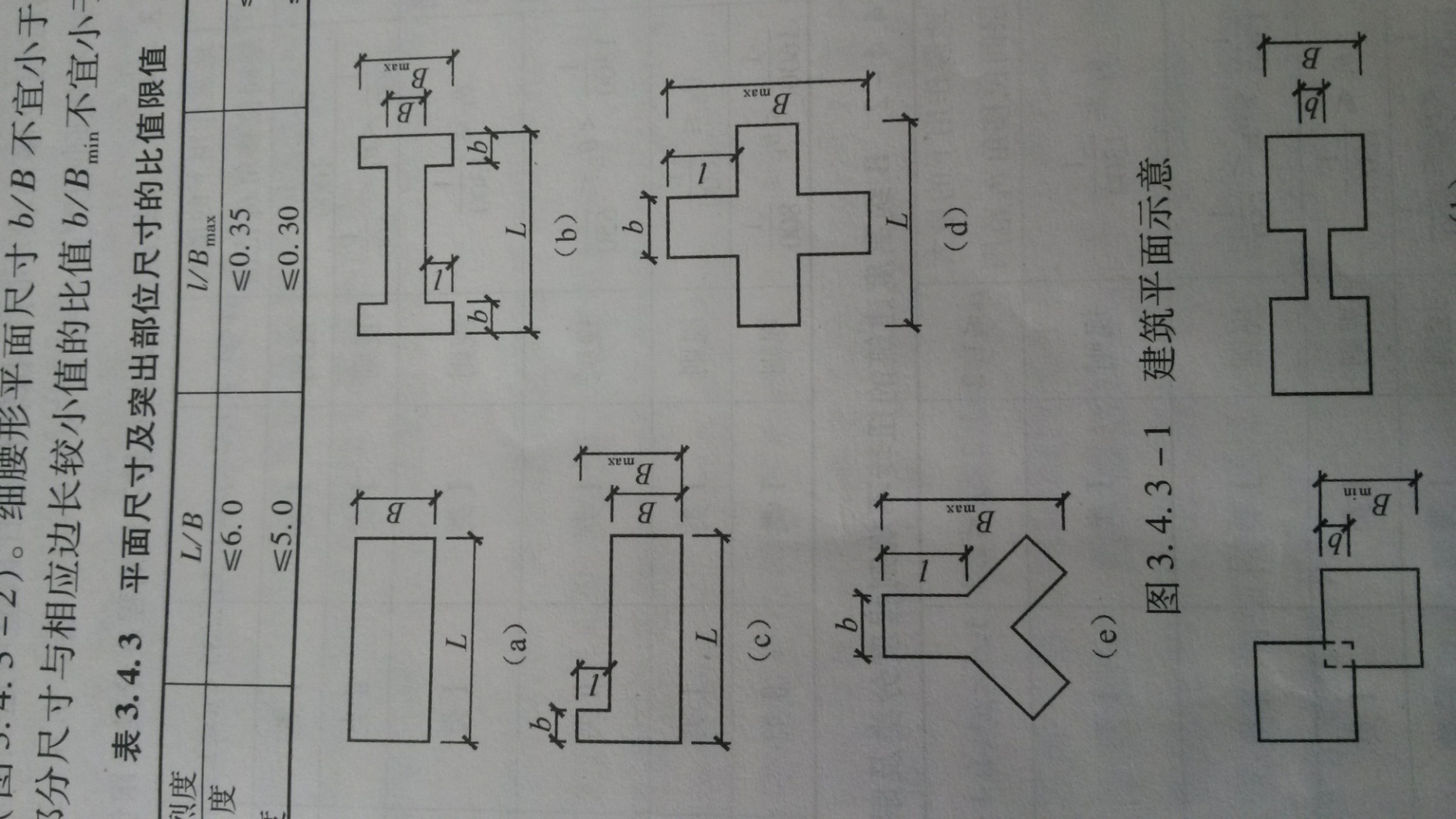


图3.4.3-1 建筑平面示意

4建筑平面角部重叠部分、细腰部分的宽度不宜过小，图3.4.3-2中平面布置图中的尺寸宜满足b/Bmin≥1/3、b/B≥0.4，b≥5米。

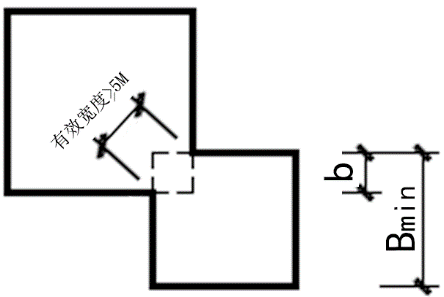
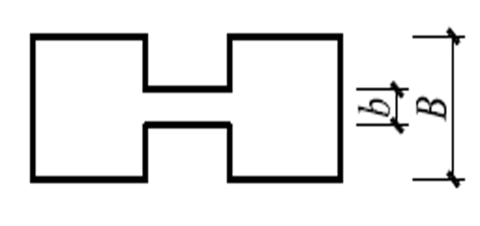
 

图3.4.3-2 细腰平面及重叠平面示意

* + 1. 抗震设计时，B级高度钢筋混凝土高层建筑、混合结构高层建筑，其平面布置应简单、规则，减少偏心。
    2. 结构平面布置应尽量减少扭转影响。当结构第一自振周期以扭转为主时，应复核楼层扭转位移比及竖向构件截面抗剪抗扭承载力满足规范要求。
    3. 在考虑偶然偏心影响的多遇地震作用下，楼层竖向构件的最大扭转位移比宜满足国家现行《高层建筑混凝土结构技术规程》（JGJ3）规定的限值要求。当楼层竖向构件的计算平均层间位移角很小时，扭转位移比的限值可按表3.4.6取值。

**表3.4.6 扭转位移比限值**

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 楼层竖向构件的计算平均层间位移角/层间位移角限值  类别 |  | 0.5 | 0.6 | 0.70 |
| 1、B级及超B级高度的高层建筑、混合结构高层建筑及高规所指的复杂高层建筑 | 1.65 | 1.55 | 1.45 | 1.40 |
| 2、**A**级高度高层建筑 | 1.70 | 1.60 | 1.50 | 1.50 |

注：1 楼层竖向构件的扭转位移比指该构件的水平位移和层间位移与该楼层竖向构件相应平均值之比；

2扭转位移比较大的楼层，应复核楼层竖向构件的抗扭转承载力，并分析楼板在地震作用下的应力状况，采取相应的加强措施；

3当建筑平面长宽比大于1.5时，沿短边方向的楼层扭转位移比限值可放大10%；

4平均层间位移角取楼层各抗侧力构件最大层间位移角与最小层间位移角的平均值，一般指结构平面 形心处的层间位移角。

* + 1. 当楼板平面比较狭长、有较大的凹入或开洞时，应在设计中考虑其对结构产生的不利影响。有效楼板宽度不宜小于该层楼面宽度的50%；楼板开洞总面积不宜超过楼面面积的30%；在扣除凹入或开洞后，楼板在任一方向的最小净宽度不宜小于5m，且开洞后每一边的楼板净宽度不应小于2m。
    2. 艹字形、井字形等外伸长度较大的建筑，当中央部分楼板有较大削弱时，应加强楼板以及连接部位墙体的构造措施，必要时可在外伸段凹槽处设置连接梁或连接板。
    3. 楼板开大洞削弱后，宜采取下列措施；

1加厚洞口附近楼板，提高楼板的配筋率，采用双层双向配筋；

2洞口边缘设置边梁、暗梁；

3在楼板洞口角部集中配置斜向钢筋。

* 1. 结构竖向布置
     1. 高层建筑的竖向体型宜规则、均匀，避免有过大的外挑和收进。结构的侧向刚度宜下大上小，逐渐均匀变化。
     2. 结构楼层抗侧刚度应符合现行规范规程的要求。当局部楼层层高超过相邻楼层层高3倍时，宜按本规程附录A的方法计算楼层的抗侧刚度。
     3. 当楼层侧向刚度明显低于下部相邻层的侧向刚度时，宜适当增大该层抗侧刚度，并复核刚度突变层及相邻层构件的承载力。
     4. 楼层抗剪承载力应满足现行规范规程的要求。层抗剪承载力应是层所有抗侧力构件柱、剪力墙和斜撑抗剪承载力在变形协调条件下的承载力组合。计算层抗剪承载力时，柱的抗剪承载力应考虑与剪力墙、斜撑屈服时位移协调的影响。
     5. 当上一层受剪承载力明显小于下一层受剪承载力时，上一层的地震作用标准值的剪力应乘以不小于1.25的增大系数。
     6. A级高度高层建筑，当楼层间无斜撑时，其楼层抗侧力结构的受剪承载力不宜小于其上一层受剪承载力的80%，不应小于其上一层受剪承载力的65%；B级高度高层建筑的楼层抗侧力结构的受剪承载力不应小于其上一层受剪承载力的75%。当不满足要求时，其对应于地震作用标准值的剪力应乘以1.25的增大系数。

注：当层抗侧刚度同时不满足要求时，仅考虑本条增大系数。

* + 1. 当结构某楼层中出现斜撑等抗侧力构件时，尚应按下式计算各层的抗剪裕度指数，

 （3.5.7）

式中，为i层的抗剪承载力；为多遇地震作用下i层按弹性计算的层剪力；为i层的抗剪裕度指数。结构的抗剪薄弱层取抗剪裕度指数最小的2~3个楼层。当薄弱层位置不在该楼层或其相邻层时，薄弱层的地震作用标准值的剪力应乘以1.15的增大系数。

* + 1. 当采用性能化设计结构满足设定的抗震性能目标要求时,3.5.2、3.5.3及3.5.4条的限值可适当放松。
  1. 楼盖结构
     1. 当结构平面刚度不均匀、质量不均匀或楼板不连续时，应验算楼板薄弱部位在地震作用下的承载力（图3.6.1）。

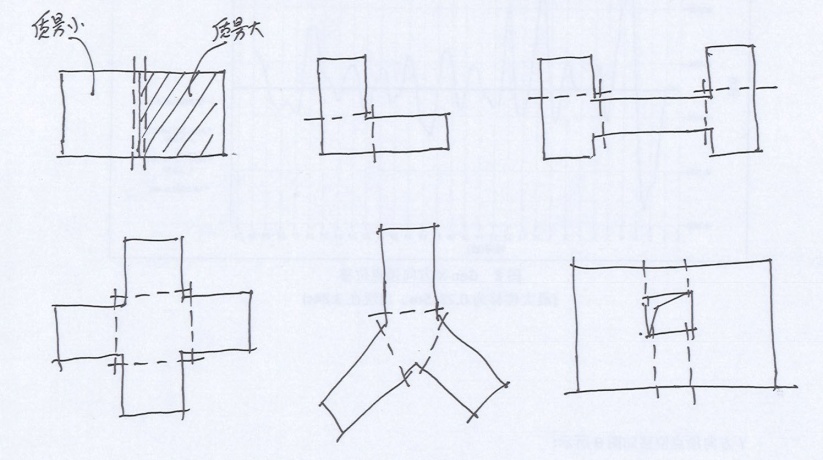


图3.6.1 楼板薄弱部位验算位置

* + 1. 多遇地震、风荷载作用下的楼板中面的面内最大主拉应力不宜超过混凝土抗拉强度标准值。
    2. 应根据性能目标要求对楼板配筋进行验算，楼板单侧钢筋应满足以下要求：

 （3.6.3）

式中，为楼板单侧钢筋；为轴力作用下配置的楼板单侧钢筋；为弯矩作用下配置的楼板单侧钢筋。荷载组合方法及材料强度等应按规范要求根据设定的性能目标取值。

* + 1. 对钢筋混凝土楼板进行抗剪不屈服验算，楼板全截面剪力标准值应满足以下要求：

1、楼板全截面受压时：

 （3.6.4-1）

式中N为楼板截面轴向压力标准值，N大于，应取。s为水平分布钢筋间距。

2、全截面受拉时：

 （3.6.4-2）

式中N大于，应取。

* + 1. 对组合楼盖进行抗剪不屈服验算时，楼板与钢边框梁间抗剪栓钉的剪力标准值应满足下式：

 （3.6.5）

式中，为栓钉钉杆截面面积，为栓钉材料抗拉强度最小值与屈服强度之比。

* 1. 水平位移限值和舒适度要求
     1. 在50年重现期风荷载标准值作用下，按弹性方法计算的楼层层间最大水平位移与层高之比△u/h不宜大于1/500，其中楼层层间最大位移△u以楼层竖向构件最大的水平位移差计算。

注：1 当采用阻尼器等减振措施满足结构风振舒适度要求时，位移限值可适当放松。

2当计算位移计入地下室相应构件变形的影响时，位移限值可适当放松。

* + 1. 在多遇地震标准值作用下，按弹性方法计算的楼层层间最大水平位移与层高之比△u/h的限值按广东省标准《高层建筑混凝土结构技术规程》（BDJ15-92-2013）的规定执行。
    2. 当竖向荷载对楼层的层间位移有较大影响时，计算楼层层间位移时应考虑其影响。
    3. 高层钢筋混凝土房屋高度不小于150m时，应验算楼层风振舒适度。10年一遇风荷载作用下，住宅和公寓的楼层风振加速度峰值不应大于0.15 m/s2，办公和旅馆的楼层风振加速度峰值不应大于0.25 m/s2。钢筋混凝土结构阻尼比一般可取值0.02，钢结构和组合结构阻尼比宜需适当折减。对平面凹凸不规则高层建筑高度大于100米时，应验算平面单肢端结构的风振舒适度。
    4. 楼盖结构应具有适宜的舒适度。楼盖结构的竖向自振频率不宜小于3.0 Hz，竖向振动加速度峰值不应超过表3.7.5的限值。要充分考虑可能的竖向振动荷载源（如人群荷载、车辆入库跨越减速带冲击荷载等），荷载取值可按经验公式确定，钢筋混凝土结构阻尼比取值0.02，钢结构和组合结构阻尼比需适当折减。楼盖舒适度计算可按经验公式计算、通过试验或数值模拟结果判断。

**表3.7.5 楼盖竖向加速度限值**

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| 人员活动环境 | 峰值加速度限值（m/s2） | |
| 竖向自振频率不大于2Hz | 竖向自振频率不小于4Hz |
| 住宅、办公 | 0.07 | 0.05 |
| 商场、室内连廊 | 0.22 | 0.15 |

注：楼盖结构竖向自振频率为2Hz-4Hz时，峰值加速度限值按插值选取。

* + 1. 楼盖结构舒适度可参考国际现有的计算方法及舒适度标准，如AISC11、CCIP-016、SCI P354等方法，也可采用烦恼率等概念和标准进行验算，验算结果如论证充分可替代相应的规范规定。
  1. 抗震等级
     1. 水平抗震设计时，高层建筑钢筋混凝土结构构件应根据抗震设防分类、烈度、结构类型和房屋高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。本规程“特一级和一、二、三、四级”即“抗震等级为特一级和一、二、三、四级”的简称。
     2. 抗震设计时，A级高度丙类建筑钢筋混凝土结构的抗震等级应按表3.8.2确定。

**表3.8.2 A级高度的高层建筑结构抗震等级**

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 结构类型 | | | 烈度 | | | |
| 6度 | | 7度 | |
| 框架结构 | | | 三 | | 二 | |
| 板柱-剪力墙结构 | 高度（m） | | ≤35 | ＞35 | ≤35 | ＞35 |
| 框架、板柱及柱上板带 | | 三 | 二 | 二 | 二 |
| 剪力墙 | | 二 | 二 | 二 | 一 |
| 框架-剪力墙结构 | 高度（m） | | ≤60 | ＞60 | ≤60 | ＞60 |
| 框架 | | 四 | 三 | 三 | 二 |
| 剪力墙 | | 三 | | 二 | |
| 剪力墙结构 | 高度（m） | | ≤80 | ＞80 | ≤80 | ＞80 |
| 剪力墙 | | 四 | 三 | 三 | 二 |
| 一向少墙剪力墙结构 | 剪力墙 | | 四 | 三 | 三 | 二 |
| 框架 | | 四 | 三 | 三 | 二 |
| 平面凹凸不规则剪力墙结构 | 剪力墙 | | 四 | 三 | 三 | 二 |
| 部分框支剪力墙 | 非底部加强部位的剪力墙 | | 四 | 三 | 三 | 二 |
| 底部加强部位的剪力墙 | | 三 | 二 | 二 | 一 |
| 框支框架 | | 二 | | 二 | 一 |
| 斜交网格-核心筒结构 | 斜交网格 | | 二 | | 二 | |
| 核心筒 | | 二 | | 二 | |
| 单外筒 | 外筒 | | 二 | | 二 | |
| 框架-边筒结构 | 框架 | | 二 | | 二 | |
| 边筒 | | 二 | | 二 | |
| 斜撑框架-核心筒结构 | 框架 | | 二 | | 二 | |
| 斜撑 | | 二 | | 二 | |
| 框架 | | 二 | | 二 | |
| 核心筒 | | 二 | | 二 | |
| 筒体结构 | 框架—核心筒 | 框架 | 三 | | 二 | |
| 核心筒 | 二 | | 二 | |
| 筒中筒 | 内筒 | 三 | | 二 | |
| 外筒 |
| 巨型结构 | 框架 | | 三 | | 二 | |
| 核心筒 | | 三 | | 二 | |
| 加强层 | | 三 | | 二 | |
| 斜撑 | | 三 | | 二 | |

注：1、接近或等于高度分界时，应结合房屋不规则程度及场地、地基条件适当确定抗震等级；

2、底部带转换层的筒体结构，其转换框架的抗震等级应按表中部分框支剪力墙结构的规定采用；

3、当框架-核心筒结构的高度不超过60m时，其抗震等级应允许按框架-剪力墙结构采用。

* + 1. 抗震设计时，B级高度丙类建筑钢筋混凝土结构的抗震等级应按表3.8.3确定。

**表3.8.3 B级高度的高层建筑结构抗震等级**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 结构类型 | | 烈度 | |
| 6度 | 7度 |
| 框架-剪力墙结构 | 框架 | 二 | 一 |
| 剪力墙 | 二 | 一 |
| 剪力墙结构 | 剪力墙 | 二 | 一 |
| 一向少墙剪力墙结构 | 剪力墙 | 二 | 一 |
| 平面凹凸不规则剪力墙结构 | 剪力墙 | 二 | 一 |
| 部分框支剪力墙结构 | 非底部加强部位的剪力墙 | 二 | 一 |
| 底部加强部位的剪力墙 | 一 | 一 |
| 框支框架 | 一 | 特一 |
| 斜交网格-核心筒结构 | 斜交网格 | 二 | 一 |
| 核心筒 | 二 | 一 |
| 单外筒 | 外筒 | 一 | 一 |
| 框架-边筒结构 | 框架 | 二 | 一 |
| 边筒 | 二 | 一 |
| 斜撑框架-核心筒结构 | 框架 | 二 | 一 |
| 边筒 | 二 | 一 |
| 斜撑 | 一 | 一 |
| 框架-核心筒结构 | 框架 | 二 | 一 |
| 筒体 | 二 | 一 |
| 筒中筒 | 外筒 | 二 | 一 |
| 内筒 | 二 | 一 |
| 巨型结构 | 框架 | 二 | 一 |
| 筒体 | 二 | 一 |
| 加强层 | 二 | 一 |
| 斜撑 | 二 | 一 |

* 1. 墙柱轴压比
     1. 重力荷载代表值作用下，剪力墙墙肢轴压比限值不宜超过表3.9.1的规定。

**表3.9.1 剪力墙轴压比限值**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 抗震等级 | 一级（6度） | 一级（7度） | 二、三级 |
| 轴压比限值 | 0.65 | 0.6 | 0.65 |

* + 1. 剪力墙尚应验算其边缘约束构件的轴压比，轴压比取考虑地震作用组合的轴力设计值与约束边缘构件的截面面积和混凝土抗压强度设计值之比。轴压比限值宜取与剪力墙抗震等级相同的框架柱轴压比限值。
    2. 框架柱轴压比限值应符合高规6.4.2条的规定。在罕遇地震下柱轴向承载力有较大富裕时，可适当提高轴压比限值。

1. 地震作用
   * 1. 各抗震设防类别高层建筑的地震作用，应符合下列规定：

1 甲类建筑：应按批准的地震安全性评价结果且高于本地区抗震设防烈度的要求确定；

2 乙、丙类建筑：应按本地区抗震设防烈度计算。

* + 1. 高层建筑结构的地震作用计算应符合下列规定：

1 一般情况下，应至少在两个主轴方向分别计算水平地震作用；有斜交抗侧力构件的结构，当相交角度大于时，应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。

2 质量与刚度分布明显不对称的结构，应计算双向水平地震作用下的扭转影响；其他情况，应计算单向水平地震作用下的扭转影响。

3 高层建筑中的大跨度、长悬臂结构抗震设计时应计入竖向地震作用。

注：当采用时程分析法进行分析时，水平地震作用仅考虑按单向输入。

* + 1. 计算单向地震作用时应考虑偶然偏心的影响。结构平面为矩形时，每层质心沿垂直于地震作用方向的偏移值可按下式采用：

=±0.05 (4.1.3)

式中：——第i层质心偏值（m），各楼层质心偏移方向相同；

——第i层垂直于地震作用方向的建筑物总长度（m）。

注：圆形、不规则形等非矩形结构平面的建筑物长度应取其相应方向的回转半径。

* + 1. 高层建筑结构应根据不同的情况，分别采用下列地震作用计算方法：

1 高层建筑结构宜采用振型分解反应谱法；对质量和刚度不对称、不均匀的结构以及高度超过100m的高层建筑结构应采用考虑扭转耦联振动影响的振型分解反应谱法。

2 7度抗震设防的高层建筑，下列情况应采用弹性时程分析法进行多遇地震下的补充计算：

1. 甲类高层建筑结构；
2. 房屋高度大于100米的高层建筑；
3. 不满足本规程3.5.2~3.5.7条规定的高层建筑结构；
4. 复杂高层建筑结构。
   * 1. 计算地震作用时，建筑结构的重力荷载代表值应取永久荷载标准值和可变荷载组合值之和，可变荷载的组合值系数应按下列规定采用：楼面活荷载按实际情况计算时取1.0；按等效均布活荷载计算时，藏书库、档案库、库房取0.8，一般民用建筑取0.5.
     2. 建筑结构的地震影响系数应根据烈度、场地类别、设计地震分组和结构自振周期及阻尼比确定。II类场地的水平地震影响系数最大值应按表4.1.6-1采用，其它类场地的水平地震影响系数最大值根据现行规范的有关规定进行调整；特征周期应根据场地类别和设计地震分组表4.1.6-2采用，计算罕遇地震作用时，特征周期应增加0.05s。

**表4.1.6-1** II**场地的水平地震影响系数最大值**

|  |  |
| --- | --- |
| 地震影响 | 7度 |
| 多遇地震 | 0.08 |
| 设防地震 | 0.23 |
| 罕遇地震 | 0.50 |

**表4.1.6-2特征周期值(s)**

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 场地类别  设计地震分组 |  |  | II | III | IV |
| 第一组 | 0.20 | 0.25 | 0.35 | 0.45 | 0.65 |
| 第二组 | 0.25 | 0.30 | 0.40 | 0.55 | 0.75 |
| 第三组 | 0.30 | 0.35 | 0.45 | 0.65 | 0.90 |

* + 1. 高层建筑结构地震影响系数曲线（图4.1.7）的形状参数和阻尼调整应符合下列规定：

1 除有专门规定外，钢筋混凝土高层建筑结构的阻尼比应取0.05，此时阻尼调整系数应取1.0；计算罕遇地震作用时，结构的阻尼比应适当增加。形状参数应符合下列规定：

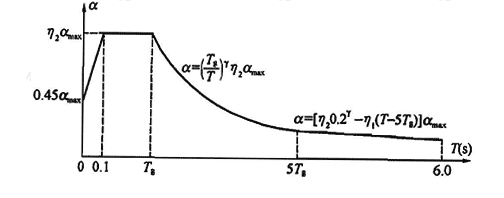


图4.1.7 地震影响系数曲线

α—地震影响系数；—地震影响系数最大值；T—结构自振周期：

—调整周期；γ—衰减指数；—直线下降段下降斜率调整系数；

—阻尼调整系数；

1. 直线上升段，周期小于0.1S的区段；
2. 水平段，自0.1S至特征周期的区段，地震影响系数取最大值；
3. 曲线下降段，自特征周期至5倍特征周期的区段，衰减指数γ应取0.9；
4. 直线下降段，自5倍特征周期至6.0S的区段，下降斜率调整系数应取0.02。

2 当建筑结构的阻尼比不等于0.05时，地震影响系数曲线的分段情况与本条1款相同，但其形状参数和阻尼调整系数应符合下列规定：

1. 曲线下降的衰减指数应按下式确定：

 （4.1.7-1）

式中：γ——曲线下降段的衰减指数;

ζ——阻尼比。

1. 直线下降段的下降斜率调整系数应按下式确定：

（4.1.7-2）

式中：——直线下阶段的斜率调整系数，小于0时，应取0。

1. 阻尼调整系数应按下式确定：

（4.1.7-3）

式中：——阻尼调整系数，当小于0.55时，应取,0.55。

3 周期大于6.0s的地震影响系数可按取6.0s时的地震影响系数。当有充分论证依据时，周期大于6.0s的地震影响系数可适当降低。

* + 1. 水平地震作用计算时，结构各楼层对应于地震作用标准值的剪力应符合下式要求：

 （4.1.8）

式中：——第i层对应于水平地震作用标准值的剪力；

——水平地震剪力系数，不小于表4.1.8规定的值；对于竖向不规则结构的薄弱层，尚应乘以1.15的增大系数；

——第j层的重力荷载代表值；

——结构计算总层数。

**表 4.1.8 楼层最小地震剪力系数值**

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | 场地类别 | 7度 |
| 扭转效应明显或基本周期小 3.5s 的结构 | **II** | **0.016** |
| III | 0.017 |
| IV | 0.018 |
| 基本周期大于 5.0s 的结构 | **II** | **0.012** |
| III | 0.013 |
| IV | 0.014 |

注：基本周期介于 3.5s 和 5.0s 之间的结构，应允许线性插入取值

* + 1. 当计算得到水平地震作用下各楼层对应于地震作用标准值的剪力不满足第4.1.8条的要求时，宜将该楼层及相邻楼层的层地震作用放大，使之满足第4.1.8条的要求。不宜采取增大结构刚度方法来满足要求。
    2. 采用时程分析法进行弹性分析和弹塑性分析时，地震波的数量及相应要求可按抗震规范有关规定选用。对于非超限高层建筑，也可选用一组人工波，选用时应符合下列要求：

1 选用人工波的拟合反应谱与规范反应谱在结构基本周期的谱值差在5%以内；

2 地震波的持续时间不宜小于建筑结构基本自振周期的5倍和10s，地震波的时间间距可取0.01s或0.02s；

3 地震波的有效峰值按下表采用。

**表4.1.10 时程分析所用地震加速度时程的有效峰值（单位：cm/）**

|  |  |
| --- | --- |
| 地震影响 | 7度 |
| 多遇地震 | 35 |
| 设防地震 | 100 |
| 罕遇地震 | 220 |

4 采用该组人工波进行弹性时程分析得到的结构基底剪力应与规范反应谱得到的结构基底剪力基本一致；

5 选取一组人工模拟波分析时地震波峰值宜乘以系数1.1~1.2。

1. 结构抗震性能设计
   1. 一般规定
      1. 结构抗震设计必须遵循构件破坏先于节点破坏的设计原则；对钢筋混凝土结构尚应满足弯曲破坏先于剪切破坏的设计原则。
      2. 框架类结构应避免出现层剪切破坏。
      3. 结构抗震性能目标应分析结构方案的特殊性、选用适宜的结构抗震性能目标，并采取满足预期的抗震性能目标的措施。

结构抗震性能目标应综合考虑抗震设防类别、设防烈度、场地条件、结构的特殊性、建造费用、震后损失和修复难易程度等各项因素选定。结构抗震性能目标分为A，B，C，D\*，D五个等级，结构抗震性能分为1，2，3，4，5五个水准（表5.1.3），各性能目标均与一组在指定地震地面运动下的结构抗震性能水准相对应。

**表5.1.3 结构抗震性能目标水准**

|  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
|  | 性能目标 | A | B | C | D\* | D |
| 地震  水准 | 多遇地震 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 设防烈度地震 | 1 | 2 | 3 | 3 | 4 |
| 预估的罕遇地震 | 2 | 3 | 4 | 5 | 5 |

注：1 D\*级性能目标相当于抗规第1.0.1条制定的结构基本抗震设防目标：当遭受低于本地区抗震设防烈度的多遇地震影响时，主体结构不受损坏或不需修理可继续使用；当遭受相当于本地区抗震设防烈度的设防地震影响时，可能发生损坏，但经一般性修理仍可继续使用；当遭受高于本地区抗震设防烈度的罕遇地震影响时，不致倒塌或发生危及生命的严重破坏。

2多遇地震下的性能水准为1的结构，应满足弹性设计要求，其承载力和变形应符合有关规程的规定；设防烈度地震下性能水准为1的结构，应满足弹性设计要求，允许耗能构件刚度适当降低，其验算公式不含有抗震等级有关的增大系数及其他的内力增大系数。

3当结构抗震性能目标为C级时，宜验算巨震作用下结构抗震性能目标水准为D的要求，巨震烈度按罕遇地震烈度提高1度采用。

* + 1. 结构抗震性能水准可按表5.1.4进行宏观判别。

**表5.1.4 各性能水准结构预期的震后性能状况**

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 结构抗震性能水准 | 宏观破  坏程度 | 损破部位 | | | 继续使用的可能性 |
| 关键构件 | 普通竖向构件 | 耗能构件 |
| 1 | 完好 | 无损坏 | 无损坏 | 无损坏 | 不需修理  即可继续使用 |
| 2 | 基本完好 | 无损坏 | 无损坏 | 轻微损坏 | 稍加修理  即可继续使用 |
| 3 | 轻微损坏 | 轻微损坏 | 轻微损坏 | 轻度损坏 | 一般修理后  可继续使用 |
| 4 | 轻度损坏 | 轻微损坏，部分轻度损坏 | 轻度损坏 | 轻度损坏、部分中度损坏 | 修复或加固后  可继续使用 |
| 5 | 中度损坏 | 中度损坏 | 中度损坏 | 中度损坏、部分比较严重损坏 | 需排险大修  或拆除重建 |

注：“关键构件”是指该构件的失效可能引起结构的连续破坏或危及生命安全的严重破坏；“普通竖向构件”是指“关键构件”之外的竖向构件；“耗能构件”包括框架梁、剪力墙连梁及耗能支撑等。

* 1. 结构抗震性能目标
     1. 框架结构中各类构件的抗震性能目标可按表5.2.1选用。

**表5.2.1 框架结构抗震性能目标**

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 结构构件 | | 多遇地震  （1水准） | 设防烈度地震  （3水准） | 罕遇地震 |
| 关键构件 | 长短柱在同一楼层数量相当的各长短柱 | 弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 不屈服 |
| 普通竖向构件 | 框架柱 | 弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 部分屈服、  抗剪不屈服 |
| 耗能构件 | 框架梁 | 弹性 | 部分屈服  抗剪不屈服 | 大部分屈服、  满足截面抗剪 |
|  | 变形要求 | - | - | 控制弹塑性层间位移角 |
|  | 整体计算方法 | 弹性反应谱 | 弹性反应谱 | 弹塑性分析 |

注：表中量词“个别”为小于10%，“部分”为20%左右，“较多”为30%左右，“大部分”为50%左右，“普遍”为75%左右。“弹性”指多遇地震下构件无损坏（以下同）；允许屈服项的构件损坏程度应满足本规程5.1.4条的规定（以下同）。

* + 1. 剪力墙结构中各类构件的抗震性能目标可按表5.2.2选用。

**表5.2.2 剪力墙结构抗震性能目标**

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 结构构件 | | 多遇地震  （1水准） | 设防烈度地震  （3水准） | 罕遇地震  （4水准） | 罕遇地震  （5水准） |
| 关键构件 | 底部加强部位的重要剪力墙 | 弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 个别屈服、  抗剪弹性 | 部分屈服、  抗剪不屈服 |
| 普通竖向构件 | 除关键构件外的剪力墙 | 弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 部分屈服、  抗剪不屈服 | 较多屈服、  满足截面抗剪 |
| 耗能构件 | 连梁 | 弹性 | 部分屈服、  抗剪不屈服 | 大部分屈服、  满足截面抗剪 | 普遍屈服、  满足截面抗剪 |
|  | 变形要求 | - | - | 控制弹塑性层间位移角 | 控制弹塑性层间位移角 |
|  | 整体计算方法 | 弹性反应谱 | 弹性反应谱 | 弹塑性分析 | 弹塑性分析 |

* + 1. 框架-剪力墙结构中各类构件的抗震性能目标可按表5.2.3选用。

**表5.2.3 框架—剪力墙结构抗震性能目标**

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 结构构件 | | 多遇地震  （1水准） | 设防烈度地震  （3水准） | 罕遇地震  （4水准） | 罕遇地震  （5水准） |
|  | 底层加强部位的重要剪力墙 | 弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 个别屈服、  抗剪不屈服 |
| 普通竖向构件 | 除关键构件外的剪力墙与柱 | 弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 部分屈服、  抗剪不屈服 | 较多屈服、  满足截面条件 |
| 耗能  构件 | 梁 | 弹性 | 部分屈服、  抗剪不屈服 | 大部分屈服、  满足截面抗剪 | 普遍屈服、  满足截面抗剪 |
| 连梁 | 弹性 | 部分屈服、  抗剪不屈服 | 大部分屈服  满足截面抗剪 | 普遍屈服  满足截面抗剪 |
|  | 变形要求 | - | - | 控制弹塑性层间位移角 | 控制弹塑性层间位移角 |
| 整体计算方法 | 弹性反应谱 | 弹性反应谱 | 弹塑性分析 | 弹塑性分析 |

* + 1. 框架-筒体结构中各类构件的抗震性能目标可按表5.2.4选用。

**表5.2.4 框架——筒体结构抗震性能目标**

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 结构构件 | | 多遇地震  （1水准） | 设防烈度地震  （3水准） | 罕遇地震  （4水准） | 罕遇地震  （5水准） |
| 关键  构件 | 加强层伸臂 | 弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 个别屈服  抗剪不屈服 |
| 支承伸臂作用的周边环带结构及竖向支承构件 | 弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 个别屈服  抗剪不屈服 |
| 承托上部多个楼层框架柱的腰桁架 | 弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 个别屈服  抗剪不屈服 |
| 底部加强部位的重要剪力墙 | 弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 不屈服 | 个别屈服  抗剪不屈服 |
| 普通竖向构件 | 筒体剪力墙 | 弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 部分屈服  满足截面抗剪 | 较多屈服  满足截面抗剪 |
| 框架柱 | 弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 部分屈服  抗剪不屈服 | 较多屈服  满足截面抗剪 |
| 耗能构件 | 框架梁 | 弹性 | 部分屈服  抗剪不屈服 | 较多屈服  满足截面抗剪 | 普遍屈服  满足截面抗剪 |
| 连梁 | 弹性 | 部分屈服  抗剪不屈服 | 较多屈服  满足截面抗剪 | 普遍屈服  满足截面抗剪 |
|  | 变形要求 |  |  | 控制弹塑性层间位移角 | 控制弹塑性层间位移角 |
| 整体计算方法 | 弹性反应谱 | 弹性反应谱 | 弹塑性分析 | 弹塑性分析 |

* + 1. 框支剪力墙结构中各类构件的抗震性能目标可按表5.2.5选用。

**表5.2.5 框支剪力墙结构抗震性能目标**

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 结构构件 | | 多遇地震  （1水准） | 设防烈度地震  （3水准） | 罕遇地震  （4水准） | 罕遇地震  （5水准） |
| 关键构件 | 框支柱 | 弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 个别屈服  抗剪不屈服 |
| 转换梁 | 弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 个别屈服  抗剪不屈服 |
| 转换层以下落地剪力墙 | 弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 个别屈服  抗剪不屈服 |
| 转换层以上加强层部位的重要剪力墙 | 弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 个别屈服  抗剪不屈服 |
| 普通竖向构件 | 除关键构件外的剪力墙 | 弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 部分屈服  抗剪不屈服 | 较多屈服  满足截面抗剪 |
| 耗能构件 | 连梁 | 弹性 | 部分屈服  抗剪不屈服 | 大部分屈服  满足截面抗剪 | 普遍屈服  满足截面抗剪 |
|  | 转换层处楼板 | 弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 个别屈服  抗剪不屈服 | 不屈服  满足截面抗剪 |
| 变形要求 | - | - | 控制弹塑性层间位移角 | 控制弹塑性层间位移角 |
| 整体计算方法 | 弹性反应谱 | 弹性反应谱 | 弹塑性分析 | 弹塑性分析 |

* + 1. 对于破坏危及整个结构安全的关键构件，其抗震性能目标可按表5.2.6的要求选用。

**表5.2.6 结构中关键构件的抗震性能目标**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 性能目标 | 多遇地震 | 设防烈度地震 | 罕遇地震 |
| A | 弹性 | 弹性 | 弹性 |
| B | 弹性 | 弹性 | 剪、压不屈服 |

注：大跨连体结构的连接体及其相连的竖向支承构件、大悬挑结构的主要悬挑构件、扭转变形很大部位的竖向（斜向）构件、重要的斜撑构件、错层柱墙等，视其实际受力状况确定是否定义为结构中的关键构件。

* + 1. 楼盖结构的抗震性能目标可按表5.2.7选用。

**表5.2.7 楼盖抗震性能水准**

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 关键构件 | 多遇地震  （1水准） | 设防烈度地震  （3水准） | 罕遇地震  （4水准） | 罕遇地震  （5水准） |
| 一般楼盖 | 弹性 | 不屈服  抗剪弹性 | 部分屈服  抗剪不屈服 | 较多屈服  满足截面抗剪 |
| 弱连接楼盖 | 弹性 | 弹性 | 抗剪弹性 | 不屈服 |
| 板端抗弯 | 弹性 | 部分屈服 | 允许屈服 | 允许屈服 |
| 楼盖梁抗弯 | 弹性 | 部分屈服 | 允许屈服 | 允许屈服 |

注：表中不屈服指截面内钢筋应力低于屈服强度标准值，弹性指混凝土楼板面内主拉应力不超过混凝土抗拉强度标准值。

1. 结构计算分析
   1. 一般规定
      1. 高层建筑结构分析模型应根据结构实际情况确定。风及多遇地震作用下结构的变形和内力可按弹性方法计算，设防烈度地震作用下宜近似采用弹性方法计算，罕遇地震地震作用下应根据性能目标要求采取弹塑性方法计算或近似采用弹性方法计算。
      2. 高层建筑具有特别复杂体型或采用的结构体系未见于规范规定时，应进行多结构方案比较分析，确定适宜的结构体系。
      3. 当楼板可能产生较为明显的面内应力时，计算时应考虑楼板的面内变形。
      4. 高层建筑在进行重力荷载作用效应分析时，柱、墙、斜撑等构件的轴向变形宜考虑施工过程的影响；复杂高层建筑及房屋高度大于150米的其它高层建筑结构，应考虑施工过程的影响。
      5. 复杂形状截面的混凝土构件及型钢混凝土构件，应按构件实际情况进行计算，并按有关规定进行构件截面设计。
      6. 体型复杂、结构布置复杂以及高度超过250米的高层建筑，应采用至少两个不同力学模型的结构分析软件进行整体分析，高度超过350米的复杂高层建筑宜采用至少两个不同力学模型的结构分析软件进行弹塑性分析。
      7. 对于有大开洞、弱连接的楼盖结构，当楼板面内应力较复杂时，应补充弹性时程分析法验证。
      8. 对于不需抗震超限专项审查但有不规则项的高层建筑，应对相应超限项进行分析，并采取相应的加强措施。
      9. 对于大跨、长悬臂结构应进行楼板舒适度分析。
      10. 选取结构计算嵌固端时应考虑楼板的完整性、高差、地下室墙柱抗侧抗扭刚度及外墙土体侧向约束等影响综合确定。
      11. 高度超过250米的高层建筑，宜进行收缩徐变对结构不利影响的计算。
      12. 多塔结构应按实际情况进行整体计算，并对裙房楼盖进行温度收缩影响的分析。在裙房设置的后浇带封闭前，宜按后浇带范围内的单塔（或多塔）连接裙房部分进行10年一遇风作用复核。
      13. 当剪力墙承受面外弯矩和剪力作用时，应复核剪力墙的面外承载力。
      14. 平动耦连作用明显的高层建筑应考虑斜向输入或双向输入地震作用。
   2. 计算参数与计算模型
      1. 进行风作用计算时，连梁的刚度折减系数取1.0；按反应谱方法进行多遇地震作用效应计算时连梁的刚度折减系数取0.7～0.8，进行设防烈度地震作用效应计算时连梁刚度折减系数取0.5，进行罕遇地震作用效应计算时连梁刚度折减系数取0.3。
      2. 高层建筑结构楼面梁受扭计算时应考虑现浇楼盖对梁的约束作用。当梁扭矩主要由其上部的偏心荷载引起时，可根据楼板对梁的约束作用选取扭转折减系数取0.4；当梁扭矩主要由平面内梁板荷载引起时，梁的扭转折减系数取1.0。
      3. 计算各振型地震影响系数所采用的结构自振周期应考虑非承重墙体的刚度影响予以折减。当非承重墙体为砌体墙时，高层建筑结构的计算自振周期折减系数可按下列规定取值：

1 框架结构可取0.6～0.7；

2 框架-剪力墙结构可取0.7～0.8；

3 框架-核心筒结构可取0.8～0.9；

4 剪力墙结构可取0.8～1.0。

对于其他结构体系或采用其他承重墙体时，可根据工程情况确定周期折减系数。

* + 1. 结构地震及风作用下分析时应选取符合结构变形及材料性能的阻尼比。当建筑结构中有多种不同材料时宜采用应变能阻尼法考虑不同阻尼对结构的影响。当近似采用单一阻尼比进行计算时，钢结构部分的内力计算阻尼比宜取0.02。
    2. 应选取符合结构实际的计算模型，并根据相应的计算结果进行设计。
    3. 框架梁、柱中心线宜重合。当框架梁、柱中心线不重合时，梁、柱中心线之间的偏心距不宜大于柱截面在该方向宽度的1/4，超过时应进行分析论证并应采取加强措施，必要时进行荷载试验。
    4. 对于剪力墙端部局部加厚或有端柱的情况，应根据构件的受力情况选取不同计算模型进行计算复核。
    5. 宜对转换层及转换层上部结构进行整体有限元分析。
    6. 重要结构构件节点宜进行实体有限元分析。
  1. 剪力墙全截面受拉
     1. 当剪力墙在偶遇及罕遇地震作用下出现全截面受拉，且名义拉应力超过1.3ftk时，剪力墙截面配筋应按拉抗拉承载力进行验算，满足抗拉不屈服或弹性性能目标要求。
     2. 剪力墙拉力设计值可采用塑性调幅系数0.8~0.9调整。
  2. 重力二阶效应及结构稳定
     1. 高层建筑宜考虑结构的重力二阶效应。自重下有侧移和刚度质量沿高度分布不均匀的高层建筑及超高层建筑应考虑结构的重力二阶效应。
     2. 结构的总体稳定性宜按整体结构在重力荷载设计值作用下的结构整体屈曲进行分析，结构的屈曲因子不宜小于9。
     3. 结构的局部（柱）稳定性验算应考虑罕遇地震下的附加轴力，其水平构件的约束宜按铰考虑。
  3. 弹性时程分析
     1. 对下列情况应采用多遇地震下的弹性时程分析进行补充计算：

1 超限高层建筑结构；

2 复杂高层建筑结构;

3 抗震类别为甲类的高层建筑结构；

4 存在弱连接楼板或竖向明显不规则的高层建筑结构；

5 结构顶部取消较多墙、柱而形成空旷空间时。

* + 1. 当振型分解反应谱法的计算振型数不能准确反映关键构件内力时，应补充弹性时程分析。
    2. 当弹性时程分析法求得的楼层剪力大于振型分解反应谱法计算结果时，宜将反应谱法计算的相应楼层剪力适当放大。
  1. 设防烈度地震作用下屈服判别
     1. 设防烈度地震作用下应采取屈服判别法进行结构分析，找出结构的薄弱部位、薄弱性质和薄弱程度，并采取相应的加强措施。屈服判别法可采用振型分解法或时程分析法进行验算。
     2. 构件在不同状态下可按下列公式进行验算：

1 构件处于弹性状态，结构构件的抗震承载力应符合下式规定：

（6.6.2-1）

式中：，分别为构件承载力设计值和承载力抗震调整系数； ，，，分别为重力荷载代表值的效应，重力荷载分项系数，水平地震作用分项系数，竖向地震作用分项系数； 为 水平地震作用标准值的构件内力，不需考虑与抗震等级有关的增大系数； 为竖向地震作用标准值的构件内力，不需考虑与抗震等级有关的增大系数。

2 构件处于弹性状态时，其截面承载力也可按下式进行验算，其中为材料强度系数，一般取0.8：

（6.6.2-2）

3构件处于不屈服状态，其截面承载力应符合下式规定：

（6.6.2-3）

水平长悬臂结构和大跨度结构中的构件其截面承载力应符合：

（6.6.2-4） 4构件满足截面抗剪条件，应符合下列规定：

钢筋混凝土竖向构件的受剪截面：

（6.6.2-5）

钢筋混凝土组合剪力墙的受剪截面：

（6.6.2-6）

式中：为重力荷载代表值作用下的构件剪力，N； 为地震作用标准值的构件剪力，不需考虑与抗震等级有关的增大系数，N；为混凝土轴心拉压强度标准值；为剪力墙端部暗柱中型钢的强度标准值；为剪力墙端部暗柱中型钢的截面面积；为剪力墙墙内钢板的强度标准值；为剪力墙墙内钢板的横截面面积。

5 剪力墙截面抗剪验算

偏心受压时截面验算按下式：

（6.6.2-7）

式中：为剪力墙截面轴向压力设计值，大于时，应取；为剪力墙全截面面积；为T形或I形截面剪力墙腹板的面积，矩形截面时应取；为计算截面的剪跨比，小于1.5时应取1.5，大于2.2时应取2.2；为剪力墙水平分布钢筋间距。



偏心受拉时截面验算按下式：

（6.6.2-8）

上式右端方括号内的计算值小于时，应取等于。

剪力墙全截面拉裂时的截面抗剪验算：

（6.6.2-9）

式中：为剪力墙水平剪力设计值；为剪力墙腹板内竖向分布钢筋和边缘构件中的竖向钢筋总面积（不包括两侧翼缘），以及在墙体中有足够锚固长度的附加竖向插筋面积；为竖向钢筋抗拉强度设计值；为考虑地震作用组合的轴向设计值，拉力为负值。

* 1. 罕遇地震作用下静力推覆分析
     1. 以下高层建筑宜采用弹塑性静力推覆分析方法进行罕遇地震作用下的结构分析，

1 基本对称的单幢高层建筑；

2 结构高度小于150m的高层建筑；

3 第一振型基底剪力不小于总基底剪力60%的结构；

4 楼盖满足平面刚性假定的结构。

* + 1. 采用弹塑性静力法分析时，宜符合下列规定：

1 侧向荷载分布的选择宜做到多遇地震性能点下的计算结果与CQC法基本一致；

2 侧力荷载采用层核定层剪力法时，采用以下公式计算

(6.7.2-1）

（6.7.2-2）

式中 ——各楼层弹塑性静力分析时的侧向荷载；

——根据振型分解反应谱法求得结构各楼层地震作用剪力；

*n*——计算振型的个数；

——*j*振型时*i*层的剪力。

* + 1. 不对称结构采用推覆法时应考虑偏心对扭转的不利影响。
    2. 采用静力弹塑性推覆法时应给出下列计算结果，并满足规范要求：

1 弹塑性最大层间位移角；

2 主要剪力墙的计算剪力和抗剪承载力的比较；

3 剪力墙出现拉力时，给出拉力计算结果和相应的配筋措施，并给出截面的抗剪承载力核算；

* 1. 罕遇地震作用下动力弹塑性时程分析
     1. 地震波的输入方向应与多遇地震分析输入方向一致，并取正反方向的作用结果的包络值。对质量和刚度分布明显不对称的结构，宜按双向输入补充分析。高层建筑中的大跨度、长悬臂结构，应同时考虑竖向地震作用。
     2. 弹塑性分析模型宜采用三维空间模型，构件的弹塑性性能应按其实际尺寸、配筋和材料强度标准值计算。
     3. 梁柱可采用双折线或三折线滞回模型。混凝土轴心受拉或小偏心受拉构件开裂后，其受拉刚度宜取开裂前刚度的0.2~0.3倍。
     4. 混凝土结构阻尼比取5~7%。
     5. 弹塑性分析应将施加重力荷载的结构作为初始状态。
     6. 弹塑性分析时，楼板视工程具体情况可采用刚性或弹性板计算。楼板应满足罕遇地震作用下面内的受拉及受剪承载力要求，楼板内力可按罕遇地震作用下的等效弹性分析法近似求得。
     7. 结构构件应根据其性能目标要求设置塑性变形控制项和承载力控制项。弹塑性分析应提供承载力控制项的内力值及塑性变形控制项的塑性变形值。常用结构构件按表6.8.7的规定设置。

表6.8.7 常用结构构件控制设计项选择原则

|  |  |
| --- | --- |
| 构件类型 | 位置及原则 |
| 框架梁 | 梁端允许抗弯屈服，控制塑性变形；受剪承载力控制。 |
| 转换梁 | 抗弯、受剪承载力控制。 |
| 连梁 | 梁端允许抗弯屈服，控制塑性变形。 |
| 外框柱（框筒） | 允许抗弯屈服或抗拉屈服，控制塑性变形；受压、受剪承载力控制。 |
| 框架柱 | 允许P-M-M屈服，控制塑性变形；受剪承载力控制。 |
| 剪力墙 | 允许P-M-M屈服，控制塑性变形；受剪承载力控制；受压承载力控制。 |
| 中心支撑（钢）、防屈曲支撑（钢） | 允许抗拉屈服或抗压屈曲，控制塑性变形。 |

注：1当设计性能目标高于上表要求时，应按设计性能目标进行设计；

2 对非关键构件的剪力墙，表中的受剪承载力控制可部分按截面控制进行。

* + 1. 对设置为承载力控制项的构件，应对其相应的承载力控制项在分析模型定义为弹性，并根据计算得到的内力按照本规程6.6节的要求进行承载力验算。
    2. 根据本规程第5章结构性能目标的要求，混凝土构件屈服后的变形控制值按现行地方标准《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》DBJ/T-15-151-2019的相关规定取值。
    3. 钢支撑屈服后的变形控制值按表6.8.10采用。

表6.8.10 钢支撑变形控制值

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| 受力状态 | 构件性能状态 | | | |
| 无损伤（BR1） | 轻微损伤（BR2） | 轻度损伤（BR3） | 中度损伤（BR4） |
| 受压 | 0.25ΔC | 2.6ΔC | 5ΔC | 7ΔC |
| 受拉 | 0.25ΔT | 3.6ΔT | 7ΔT | 9ΔT |

注：1、ΔC表示受压屈曲值对应的轴向变形。

2、ΔT表示受拉屈服值对应的轴向变形。

* + 1. 应结合工程的实际情况，选取合适的弹塑性分析软件。分析软件应能提供构件承载力控制项的内力结果及塑性变形控制项的塑性变形结果。
  1. 罕遇地震作用下等效弹性分析
     1. 罕遇地震作用下弹塑性法分析法提供的计算结果不足以进行重要构件截面的承载力验算时，宜采用等效弹性法进行补充计算。
     2. 罕遇地震作用下反应谱的地震影响系数、结构阻尼比和场地特征周期等参数取值按本规程第4章有关规定取值。
     3. 采用等效弹性法计算时，构件刚度宜根据弹塑性分析的构件损伤状态进行适当调整。连梁刚度宜按不同高度范围的损伤情况分段取相应的折减系数，低区取0.5~0.6，中高区取0.2~0.3；框架梁刚度折减系数宜取0.7~0.8；底部抗弯屈服的剪力墙刚度折减系数宜取0.7~0.8；全截面受拉的剪力墙刚度宜适当折减。
     4. 等效弹性分析法计算的基底剪力应与相应静力推覆或动力时程弹塑性分析的计算结果基本一致。
     5. 楼板面内配筋及剪力墙截面抗剪承载力验算等可按等效弹性法计算求得的内力进行。

1. 复杂高层建筑结构设计
   1. 带转换层高层建筑结构
      1. 当以受压为主的竖向构件（剪力墙、框架柱）在底端间断时，应设置转换结构。
      2. 设计带转换结构时，结构性能应符合下列要求：

1转换层受剪承载力不宜小于上一层受剪承载力的0.65倍；

2当底部大空间为2层及以上时，转换层下部(转换层至嵌固端之子结构) 等效侧向刚度宜与转换层上部(转换层上部等效子结构，其高度与转换层下部结构高度相近)相当，不应小于转换层上部等效侧向刚度的0.8倍，当计算结果存在疑义时，可采用附录A方法进行计算；

3塔楼转换层下的框架柱（含框支柱，不含裙房框架柱）承受的倾覆弯矩和剪力不宜大于塔楼整体倾覆弯矩和层剪力的50%；倾覆弯矩的计算宜考虑柱底轴向力对倾覆力矩的影响。

4当采用梁式转换结构时，在重力作用下，转换梁的裂缝宽度不宜大于0.2mm。

* + 1. 设计带转换结构时，结构布置及相关参数控制宜遵循下列原则：

1转换结构宜优先采用梁式转换结构，托墙转换宜优先采用框支满布剪力墙转换结构和框支转换结构；

2当转换层设在1、2层时，落地剪力墙的间距不宜大于楼盖平均宽度的2倍和24m的较小值，落地剪力墙与相邻框支柱的距离不宜大于12m；

当转换层设在3层及以上层时，落地剪力墙的间距不宜大于楼盖平均宽度的1.5倍和20m的较小值，落地剪力墙与相邻框支柱的距离不宜大于10m；

当不满足上述条件时，应适当加厚楼板或设置水平支撑，并按楼盖设防烈度地震弹性的性能标准及弹性楼板的计算假定，控制楼盖的面内承载力；

3当上部剪力墙与转换梁偏置或上部剪力墙与落地墙偏置时，在与转换梁、落地墙垂直的方向上宜布置次梁；

4转换梁沿平面外方向支承于剪力墙时，宜在支承处设置扶壁柱；

5转换结构的布置不宜采用多于二次以上的转换；

6转换板的下层框支柱顶宜设置柱帽；

7特一级转换柱当采用普通钢筋混凝土不能满足要求时，可采用型钢混凝土柱或钢管混凝土柱；

8转换梁及转换柱的剪压比均不大于0.15，落地墙剪压比不大于0.1；特一级钢筋混凝土转换柱轴压比不大于0.5，特一级型钢混凝土转换柱轴压比不大于0.6，一级钢筋混凝土转换柱轴压比不大于0.6，一级型钢混凝土转换柱轴压比不大于0.7；当罕遇地震作用下框支柱轴压力小于其轴向抗压承载力较多时，框支柱轴压比可适当放松；

9当转换结构上部结构高度超过150米以上时，应提高转换结构的承载力要求，或采取分层转换结构。

10 宜提高转换层上两层剪力墙的抗震性能目标，其竖向及水平分布钢筋的最小配筋率不低于0.3%。

10应优化上部墙与柱的布置，尽量减少竖向构件的转换。

* + 1. 设计带转换结构时，结构分析应遵循下列原则：

1分析转换层楼盖内力时，应采用弹性楼盖分析模型；

2当采用梁式转换结构时，宜采用实体元或壳元模拟转换梁进行复核补充分析；

3当采用板式转换结构时，应采用实体元或壳元模拟转换板进行结构分析；

4应计入竖向地震的影响；

5应根据转换梁截面尺寸、板厚度及板跨度等因素，合理选取转换构件的刚度放大系数、扭矩折减系数；

6当上部剪力墙与转换梁偏置或上部剪力墙与落地墙偏置时，分析时应考虑偏心对转换梁、落地墙及相关构件的不利影响；

7转换梁支承于横向剪力墙时，应在支承处按框支柱要求设置扶壁柱或暗柱，并验算该段剪力墙的面外承载力；

8框支柱截面剪力调整系数可不计竖向荷载；

* + 1. 当剪力墙和端柱整体连接时，应沿剪力墙方向按整体剪力墙进行计算，在垂直剪力墙方向端柱宜按框支柱要求进行设计。
    2. 转换结构传力复杂时应采用符合实际的结构模型进行实体有限元分析。
  1. 大底盘多塔楼结构
     1. 抗震设计时，多塔楼高层建筑的结构布置宜符合下列规定：

1、塔楼与底盘之间应根据受力情况、平面和竖向不规则程度、地基条件以及技术经济等因素，综合确定是否设置变形缝，能不设缝时尽量不设缝。

2、各塔楼的层数、平面和刚度宜接近，塔楼相对底盘宜分散、均衡布置。

3、塔楼宜沿底盘周边布置，并控制底盘结构的扭转位移比，可利用裙楼的卫生间、楼电梯间等布置剪力墙或支撑，剪力墙或支撑宜沿大底盘周边布置。

* + 1. 多塔楼结构计算应符合下列规定：

1、大底盘多塔楼结构宜按实际情况整体建模计算。

2、大底盘的楼板在计算模型中宜采用弹性楼板假定。多塔楼结构整体计算时，振型数不应小于塔楼数的9倍，且计算振型数应使各振型参与质量之和不小于总质量的90%。

3、大底盘多塔楼结构各塔楼的位移比宜在整体模型中计算统计；裙楼位移比应采用整体模型计算统计。计算周期、位移等指标时可按刚性楼板假定。

4、多塔楼结构应根据施工阶段大底盘合拢前塔楼及底盘的实际情况分别建模验算施工工况。

5、当底盘尺寸较大时，宜计算温度及混凝土收缩作用对底盘结构构件内力的影响，并应采取相应的措施。

6、当底盘仅一层时，多塔楼结构可近似按多个单独塔楼分别进行独立计算。

* + 1. 抗震设计时，多塔楼结构的构造措施应符合下列规定：

1、底盘屋盖结构应适当加强，板厚不宜小于150mm，楼板钢筋双层双向配置，每层每方向最小配筋率不宜小于0.25%，屋盖梁底筋、腰筋及不少于1/4支座面筋宜通长布置。

2、塔楼中与裙房相连的外围柱、剪力墙，从嵌固端至裙房屋面上一层的高度范围内，柱纵筋的最小配筋率宜适当提高，柱箍筋宜在裙楼屋面上、下层的范围内全高加密；剪力墙宜按《高规》第7.2.15条的规定设置约束边缘构件。

* 1. 连体高层建筑结构
     1. 连体高层建筑由2幢或2幢以上塔楼通过连接体连接组成，与连接体连接的塔楼宜对称布置，避免出现过大的扭转效应和位移差。
     2. 连接体与塔楼可正向连接，也可斜向连接。当连接体与塔楼间无相对位移可直接传递内力时，其连接方式为刚性连接；当连接体与塔楼的连接方式为可滑动支座时，其连接方式为柔性连接。
     3. 连体多塔楼结构设计时单塔楼宜分别满足高规对独立单塔楼的设计控制指标要求。当其中某塔楼不满足时，应采用刚性连接，并使连体多塔楼结构总体满足高规控制指标要求。
     4. 连接体宜采用钢结构（梁或桁架）或组合结构。
     5. 设计时宜根据不同建筑功能和结构受力需要，经比较分析确定连接体两端与塔楼的连接方式。可采用两端刚性连接、一端刚性连接另一端柔性连接或两端柔性连接。刚性连接时，连接杆件一般采用刚接（焊接）或铰接；柔性连接时，宜采用板式橡胶支座或仅克服一定摩擦力后可滑动钢支座。
     6. 刚性连接端主要结构构件应伸入塔楼结构至少一跨并可靠连接；当连接体为斜向与塔楼连接时，主要结构构件伸入塔楼区应形成水平桁架受力体系，并有可靠连接。柔性连接端宜置放于塔楼可传递竖向荷载的适宜位置。刚性连接时，连接体主要受力楼层楼板（如桁架上下层楼板、连接体顶层和底层楼板）应与塔楼楼板相一致，确保楼板传力的有效性。楼盖宜设水平支撑。
     7. 连体高层结构宜通过风洞试验提供风荷载取值，并给出沿水平向多点风时程曲线。当结构为简单平面时，可仅给出质心处的合成风时程曲线。
     8. 连接体与塔楼为斜向连接时，应考虑斜向风荷载和斜向及双向地震输入进行结构计算，连接体宜考虑竖向地震作用和温度作用。
     9. 连体塔楼应采用两种不同的力学模型（或两个不同的程序）采用三维空间有限元分析软件进行整体计算，并对各单塔进行相关计算及复核。关键和复杂节点宜进行节点有限元分析。
     10. 连体高层结构宜采用抗震性能设计方法，设定各相关构件的适宜性能目标，并对多遇地震、设防地震、罕遇地震作用下的性能目标进行验算，满足相关规范要求。
     11. 抗震计算时，除按规范规定的振型分解反应谱法计算外，尚应补充进行弹性时程分析。采用振型分解反应谱法计算时，宜尽量多采取振型数，并满足振型参与质量不小于总质量的90%的要求。
     12. 罕遇地震宜采用弹塑性动力时程分析法进行整体分析，并重点验算连接体的结构、连接节点以及伸入塔楼部位的相应构件和塔楼竖向构件的承载力，同时检查其破坏程度。当采用等效弹性法补充分析时，应复核剪力墙的抗剪承载力。
     13. 当施工顺序对连体结构内力影响较明显时，应进行施工模拟分析。
     14. 连接体的楼盖应按弹性楼盖进行分析；进行设防地震、罕遇地震分析时，尚宜补充考虑和不考虑楼板刚度或楼板刚度折减时结构计算分析对比，并采取相应的构造加强措施。
     15. 计算柔性连接端时，应考虑连接体支座处传给塔楼的竖向及由于摩擦等影响构成的水平荷载。抗震计算时应根据支座滞迴曲线计算连接体对塔楼的影响。当连接体采用阻尼器时，应考虑连接体的阻尼器和塔楼结构的共同作用。
     16. 连接体楼盖应具有适宜的舒适度，楼盖结构的竖向振动频率不应小于3Hz；人行引起的楼盖振动峰值加速度应满足高规的相关要求。
     17. 大跨度连接体宜输入风洞试验提供的风时程曲线进行舒适度验算，计算时应考虑连接体两端塔楼结构和支座变形的影响；连接体位置较高时，除进行顺风向和横风向舒适度计算外，尚应考虑连接体顶部和底部风压差带来的竖向振动。
     18. 连接体支座变形量应满足两个方向和斜向（斜向连接时）的罕遇地震作用下塔楼在连接体高度处结的构位移量；其值宜根据弹塑性时程分析法结果按下式进行计算：

式中，当连接体一端为刚性连接另一端为柔性连接时，为刚性连接端塔楼的变形在柔性连接端连接体高度处在罕遇地震作用下产生的最大弹塑性位移；为柔性连接端塔楼在连接体高度处在罕遇地震作用下的最大弹塑性位移；当连接体两端均为柔性连接时，与分别为两侧塔楼在连接体高度处在罕遇地震作用下的最大弹塑性位移。

* + 1. 柔性连接采用板式橡胶支座时，计算变形时应考虑其刚度及滞迴性能的影响；当采用可滑动钢支座时，应根据设备制造方提供的相关参数进行相应计算。柔性连接支座不允许产生明显位移并应具有复位功能及一定的转动能力。可滑动钢支座不宜采用单向滑动支座。
    2. 在罕遇地震作用下，连接体的柔性连接端应采用限位防撞击及防坠落措施。
    3. 在风荷载与地震作用下，连接体支座处出现拉力时，应对支座进行抗拉设计。
    4. 连接体与连接体相连的结构构件在连接体高度范围及其上下相邻层宜满足以下构造要求：

1 抗震等级应提高一级采用，已为特一级时可不再提高。

2 框架柱的箍筋应全高加密配置，轴压比限值应按其他楼层框架柱的数值减少0.05采用。

3 剪力墙应设置约束边缘构件。

4 楼板应双层双向配筋，配筋率一般不低于2%；两端刚性连接时不宜低于2.5%。楼板厚度不宜小于150mm。

* 1. 带加强层高层建筑结构
     1. 超B级高度的钢筋混凝土框架—核心筒和筒中筒结构、超过混合结构高层建筑适用最大高度的框架—核心筒和筒中筒结构，当侧向刚度不能满足本规程第2.7.1和2.7.2条的要求时，可利用建筑避难层、设备层空间设置刚度适宜的加强层。设置加强层的数量和位置应通过有效性比较确定。当仅设置一道加强层时，其位置宜在0.6倍结构高度附近的避难层；当需设置二道加强层时，第二道位置宜在第一道加强层位置上或下相邻的避难层，或在第一道加强层相邻的上、下两个避难层处。
     2. 加强层可设水平伸臂构件或周边水平环带构件，必要时加强层也可同时设置这两种构件。

1 水平伸臂构件可采用斜腹杆、斜腹杆桁架、空腹桁架和实腹梁，宜优先采用斜腹杆、斜腹杆桁架。当高层结构仅有一向刚度较弱时，可仅在弱刚度方向设置水平伸臂构件。

2 水平环带构件可采用斜腹杆桁架、空腹桁架和实腹梁，宜优先采用斜腹杆桁架。当高层结构仅有一向刚度较弱时，可仅在弱刚度方向设置单向桁架。

3 当一层高的斜腹杆桁架不能满足刚度要求时，可采用多层斜腹杆桁架。

4 斜腹杆、斜腹杆桁架宜采用钢结构。

5 必要时可结合设计要求设置阻尼器或消能耗能装置。

* + 1. 加强层的水平伸臂构件、水平环带构件、加强层及其上、下相邻一层的框架和核心筒剪力墙抗震等级为特一级。
    2. 加强层及其上、下相邻一层的核心筒剪力墙轴压比不宜超过0.4；加强层及其上、下相邻一层的框架柱轴压比不宜超过0.55，柱箍筋应全柱段加密。6度时轴压比限值可增加0.10。
    3. 加强层的水平伸臂构件在平面上宜对称均匀布置，上下弦杆均应在核心筒墙体内贯通，墙体内可根据需要设置斜腹杆；平面布置应注意使伸臂构件一端直接与核心筒的转角或T字墙肢处刚性连接，并宜在此处设置构造型钢柱，型钢柱至少延伸至伸臂桁架高度范围以外上、下各一层，伸臂构件另一端应直接与柱相连，连接宜采用铰接或半刚接。对连接节点应单独进行分析计算，确保实现“强节点弱构件”的抗震设计理念。
    4. 加强层楼板厚度不应小于150mm，楼板应双层双向配筋，每层每方向板的配筋率不宜小于0.25%，框架柱与核心筒之间的楼板不宜开大洞。设置水平伸臂桁架的楼层构件内力分析时应以弹性楼板参与整体计算，设防烈度地震验算时宜考虑楼板开裂对其刚度的影响。加强层相邻的上、下层楼板厚度及配筋宜适当加强。
    5. 设置加强层后，必须注意加强层上、下相邻层外围框架柱的强度和延性设计，可采用劲性钢筋混凝土；加强层及其上、下相邻层的核心筒剪力墙应按底部加强部位的要求设计。
    6. 宜考虑施工过程中在重力荷载作用下外框柱与核心筒竖向变形差引起水平伸臂构件的附加内力，设计时可要求水平伸臂构件采用后浇块（钢筋混凝土）或后连接（钢结构）的措施，待主体结构施工完成或部分完成后再进行刚性连接以减少其影响。
  1. 一向少墙剪力墙结构
     1. 一向少墙剪力墙结构指平面沿主轴方向或其它方向的两个方向布置的剪力墙数量相差较大的结构。
     2. 进行少墙向结构体系的判定时,除了根据高规8.1.3条按倾覆力矩比判别外,尚应按剪力比进行判别,当二者在底层的占比计算结果有差异时，取较小值为准进行判别。
     3. 当属于框架剪力墙结构时，尚应根据另向墙与楼板组成的框架(扁柱楼板框架)的楼层剪力占比确定相应的设计方法，并符合以下规定：

1 当扁柱楼板框架的楼层剪力占比小于10%时，应按框架剪力墙结构进行设计，剪力墙及梁柱框架承担全部水平地震作用；

2 当扁柱楼板框架的楼层剪力占比不小于10%时，除按规范框架-剪力墙结构进行设计外，应对扁柱框架的抗震承载力进行验算，墙体竖向分布钢筋的配筋率不宜小于0.3%。

* 1. 平面凹凸不规则剪力墙结构
     1. 平面凹凸不规则剪力墙结构中的结构平面形式可分为为单肢非正交（或斜交）形式和单肢正交形式，单肢非正交（或斜交）如Y形平面、X形平面等，单肢正交如工字形、十字形、风车形等。
     2. 单肢结构平面内应布置与单肢纵向相垂直的剪力墙和梁柱框架（横向）抗震。
     3. 在单肢纵向的少墙结构，应有可靠的楼面梁板与中心区核心筒连接。
     4. 中心区外周应设置围合剪力墙；中心区内部电梯井部位宜布置剪力墙。布置剪力墙时宜尽量减少或避免采用一字墙。
     5. 建筑高度为超B级高度时，单肢的长宽比l/b比值不宜大于2.0，不应大于3.0。
     6. 根据中心区和单肢区不同方向剪力墙的布置，平面凹凸不规则剪力墙结构可按框架剪力墙结构体系进行设计；当单肢平面内纵向剪力墙很少时，宜按一向少墙的剪力墙结构进行结构体系论证和验算。
     7. 当单肢长宽比小于1.5时，可按楼板为平面内刚性假定计算结构的各项总体指标。
     8. 平面凹凸不规则剪力墙的楼板应按平面内弹性进行有限元计算。单肢内端截面剪力和中心区洞边板截面剪力、弯矩与轴力值沿结构高度变化较大，进行截面抗剪和抗弯承载力验算时，宜沿高分段验算。
     9. 结构弱连接楼盖在结构顶部及底部应设加强区采取加强措施。结构底部加强区高度按高规有关规定执行，顶部加强区高度按顶点向下1/10高度范围。
     10. 加强区由单肢内端起0.25肢长范围内的楼板，当长宽比l/b大于1.5小于2.0时板厚不宜小于130；当长宽比l/b大于2.0小于2.5时板厚不宜小于150。该区域楼板应采取双层双向配筋，且配筋率不小于0.25%。加强区的弱连接楼盖部位的梁应设置腰筋，单侧不宜少于2根，单侧腰筋截面积不应小于腹板截面积的0.2%，且其间距不宜大于150mm。
     11. 加强区内中心区楼板的板厚不宜小于150mm，双层双向配筋，配筋率不小于0.3%。
     12. 弱连接处楼板的板内钢筋应可靠锚入两侧梁与墙体内。
  2. 框架-核心筒结构
     1. 抗震设计时，框筒结构的框架部分按侧向刚度分配的楼层地震力标准值应符合下列规定：

1 当框架部分分配的楼层地震剪力标准值小于结构该层剪力标准值的5%时，该层筒体承担的地震剪力应增大5%；当框架部分分配的楼层地震剪力标准值小于结构该层剪力标准值的10%时，该层筒体承担的地震剪力应增大10%；

2 当结构连续较多楼层的楼层地震剪力标准值小于各相应楼层剪力标准值5%时，应验算各楼层框架承担的倾覆力矩比及变化楼层梁的剪力、弯矩及相应的承载能力。

* + 1. 核心筒宜贯通建筑物全高，核心筒高宽比不宜小于1/16。核心筒中、上部区域刚度可视建筑要求适当减弱。
    2. 无角柱框架核心筒结构外框角部斜梁应按斜向输入地震作用验算。
    3. 核心筒长宽比较大时，宜采取措施使两个方向的结构刚度和周期相接近。
    4. 核心筒外墙在建筑中上部终止形成刚度突变时，应复核突变楼层抗弯抗剪承载力满足要求，并采取适当加强措施。此外尚应考虑剪力墙收进形成构件竖向变形差对结构带来的不利影响。
    5. 框架-核心筒结构顶部2~3层的外框架梁柱按设防烈度不屈服或弹性的抗震性能目标进行设计。
    6. 外框柱为斜柱时，应考虑斜柱引起的水平构件拉力，采取可靠的加强措施。
    7. 当核心筒与外框架间采用无梁空芯楼盖结构时，楼盖除考虑竖向荷载作用外，尚应考虑水平风及地震作用，并应根据性能目标要求对不同烈度地震作用下的楼盖抗震性能进行设计验算和配筋构造。楼板钢筋在支座处的锚固应满足相应框架抗震等级的钢筋抗震锚固长度要求和构造要求。
    8. 当楼层框架梁间断时，应进行可行性论证，根据间断框架梁的位置和数量考虑削弱对结构抗侧抗扭等的不利影响，并采取相应的加强措施。
    9. 当外框柱在结构底部或中部部分缺失时，应进行可行性论证，在柱缺失层顶部设置转换桁架承受上部传来的竖向荷载及相应的扭矩、水平荷载作用。
    10. 当结构平面楼板有较大缺失时，应对缺失楼板周边的楼盖结构及相应楼层的核心筒墙体采取适当的加强措施。
    11. 当框架梁垂直支承在核心筒剪力墙时，应复核剪力墙的面外抗弯承载能力，并采取适宜的加强措施。
  1. 框架-边筒结构
     1. 框架-边筒结构中用于竖向交通及设备、卫生间的筒体位于整个建筑的一侧，其外边缘与建筑外墙重合或紧邻建筑外墙。筒体边置对结构抗扭不利，设计时宜采取措施提高结构的抗扭刚度及承载力。
     2. 框架-边筒结构宜在筒体偏置方向的对侧从上到下通高设置剪力墙或在外框柱之间设置柱间支撑，使得结构两边刚度趋于接近。柱间支撑形式可采用“人”字撑，“V”型撑，“X”型交叉撑，采用单斜撑时应成对布置倾斜方向相反的偶数组单斜撑。柱间支撑应向下延伸至嵌固层下一层。
     3. 对没有条件在筒体偏置方向对侧设置剪力墙或柱间支撑的框架-边筒结构，可采用以下方法加强结构整体抗扭刚度：

1 应设置外框角柱，同时适当增加外框柱数量，减小外框柱间距；增加外框梁的高度，外框梁的跨高比宜小于6。

2 平行于偏置轴线的筒体外墙宜加厚，减小洞口宽度，增加连梁高度，必要时可采用型钢混凝土连梁，以增加刚度和满足抗剪承载力要求。且该方向筒体外墙的端部应设置翼墙，筒体内角至该翼墙边缘的距离不应小于1m和该外墙厚度2倍的较大值。

3 把边置的筒体分拆成双筒，并尽量靠两边布置，可增加结构整体抗扭刚度。

4 必要时可结合建筑避难层设置环带桁架，以增加外框架的整体抗扭刚度。

* + 1. 框架-边筒结构设置伸臂桁架加强层时，其上下弦杆宜全长伸入剪力墙内，必要时增设端承板或将伸入弦杆在端部弯折伸入横墙内一定长度。
    2. 边筒外侧墙肢在水平荷载作用下出现全截面受拉时，应按本规程5.3节规定采取相应措施。
    3. 框架-边筒结构中筒体内部的楼板宜减小开洞，且厚度不宜小于150mm，应双层双向配筋，每层每方向的贯通钢筋配筋率不应小于0.25%。
    4. 框架-边筒结构中连接筒体和外框柱的楼面宜两端刚接，楼板的厚度不宜小于120mm，筒体周边楼板、外框角部楼板配筋宜适当加强、双层双向配筋，每层每方向的贯通钢筋配筋率不宜小于0.25%。
    5. 平行于偏置轴线的筒体外墙洞口间的连梁，其刚度不宜折减，必要时可内置钢板或型钢增加其抗剪承载力。
  1. 斜撑框架-核心筒结构
     1. 高层建筑框筒结构在外框架中加入大斜撑增加外框的刚度时，为斜撑框架-核心筒体结构。
     2. 斜撑宜根据结构需要两侧对称布置。当仅一侧刚度较弱时，可仅在弱向设置斜撑。
     3. 斜撑宜通高设置，顶部斜撑可根据结构受力和变形特征适当减弱。
  2. 斜交网格-核心筒结构
     1. 斜交网格-核心筒结构中的外围斜交网格同时承受竖向和水平荷载。竖向荷载作用下外围斜交网格在楼层下部及多边形平面角部轴力较大，导致楼层梁板产生很大拉力，形成外鼓变形，设计时应采取以下措施：

1 应复核竖向荷载及罕遇地震作用下的楼盖梁板受力及变形情况。

2 核心筒外围楼盖内宜设置水平斜撑，形成平面桁架抗拉体系，可靠约制楼层外鼓变形。

3 楼板在正常使用状态下应满足抗裂要求。

* 1. 单外筒结构
     1. 单外筒结构是指超高层建筑中，主要由外筒承担水平作用的结构，外筒一般由开孔剪力墙组成。
     2. 单外筒结构平面宜选用长宽比不大于2的矩形、圆形，以及正多边形。
     3. 外筒高宽比不宜大于6，角柱齐全时高宽比不宜大于7，外筒宜贯通全高。
     4. 外筒洞口开洞率，即门窗洞口面积与整体墙面面积之比不宜大于60%。
     5. 立面不宜开大洞，当需开洞时，少数楼层开洞宽度不宜大于立面宽的25%，且角边保留一跨，高度一般不大于宽度，洞口周边需采取加强措施。
     6. 平面内不宜开大洞，少数楼层开洞尺寸不应大于整体楼层层宽度1/3, 周边须保留一跨且须设边梁。
     7. 外筒柱沿柱轴线方向截面尺寸宜取柱轴线距离1/3，外框筒梁的截面高度可取柱净距1/3-1/4。
     8. 外筒柱梁线刚度比宜为3-5。
     9. 外筒优先采用型钢混凝土结构，当外筒梁柱采用钢结构时，钢构件应外包混凝土。
     10. 水平荷载作用下外筒承担全部的剪力及倾覆力矩；内柱及少量混凝土墙分配的剪力标准值不少于本层总剪力的10%。
  2. 巨型结构
     1. 巨型结构指由巨型构件组成的主结构与常规构件组成的次结构（楼层结构）共同工作的一种结构体系。本规程适用于主结构层高为3-15个楼层高、巨柱为实腹型、巨梁为1-3个楼层高桁架的巨型结构。
     2. 下列情况的高层建筑工程宜采用巨型结构:

1. 高度较大、功能要求外框柱距巨大、空间组合复杂、平立面开大洞；
2. 在风或多遇地震作用下，核心筒翼缘墙受拉。
   * 1. 巨型结构宜设置核心筒，带核心筒的巨型结构可选择下列形式:

1 巨型框架—核心筒结构；

2 带伸臂桁架巨型框架—核心筒结构；

3 带巨撑巨型框架—核心筒结构；

4 带巨撑带伸臂桁架巨型框架—核心筒结构。

* + 1. 巨型结构布置中，应注重将竖向荷载有效传递给侧向荷载引起拉力的边角柱，并使竖向承重体系兼具较大的抗侧刚度。巨柱、巨梁（环带桁架、伸臂桁架)、巨撑等巨型构件的数量和位置以及截面形式等，应通过主结构性能以及主次结构调谐性等多方面的分析，多方案比选确定。必要时,可对建筑竖向功能分区、避难层或设备层的位置提出合理化建议。一般情况下，应符合下列规定：

1 巨柱宜置于角部，可采用钢骨混凝土柱或钢管混凝土柱。

2 环带桁架宜沿竖向自上而下均匀布置，宜采用钢桁架或钢骨混凝土桁架。桁架上下弦与巨柱宜刚接。

3 伸臂桁架宜贯通核心筒，宜采用钢结构或型钢混凝土结构。

4 巨撑宜在巨型框架平面内对称布置，可采用钢结构交叉支撑、人字支撑、单斜杆支撑等形式。

5 核心筒宜采用型钢混凝土筒体，核心筒墙体应满足抗剪承载力要求，宜在墙体内设置型钢、钢管或钢板。

* + 1. 环带桁架及伸臂桁架上下弦应设置水平钢支撑。
    2. 次结构柱受拉控制时，应采用钢柱或钢骨混凝土柱，相连的楼层梁宜采用钢骨混凝土梁或钢梁。
    3. 次结构杆件允许在主结构梁柱处不连续。
    4. 巨型结构宜进行施工模拟分析，并在施工阶段采用措施，释放巨柱在结构自重作用下的竖向变形差产生的结构附加内力。
    5. 巨型结构的分析计算模型应符合下列规定：

1 弹性设计分析时，宜考虑次结构以及次结构楼板对结构总体刚度的作用。初步设计、弹塑性验算以及与地基基础协同设计验算分析时，可简化忽略次结构对结构总体刚度的作用。

2 次结构设计分析时，次结构楼板可采用刚性楼盖假定；主结构设计分析时，宜采用弹性楼板假定，必要时尚应考虑主结构楼板刚度的折减。

3 采用杆系—有限元模型时，与巨型杆件连接的巨型杆件或次杆件的模型，应考虑节点刚域的影响。有限元的精细化划分应适宜，母体划分应满足自身及相连杆件受力变形分析的精度要求。

* + 1. 巨型结构的关键节点应进行有限元弹塑性分析，必要时应进行节点荷载试验。
    2. 巨型结构的抗风设计除应满足其他章节的有关规定外，尚应符合下列规定：

1 巨型结构宜进行风洞试验,风荷载参数宜在荷载规范值的基础上，结合数值风洞分析、风振分析的结果综合确定。有条件时宜采用气弹性模型试验。

2 除主结构外，次结构也应进行抗风设计验算。

3 应进行风振舒适度分析验算。

* + 1. 巨型结构抗震设计除应满足其他章节的有关规定外，尚应符合下列规定：

1 巨型结构应遵循主次结构相对刚度适宜，“强主结构弱次结构”，主次结构均为 “强柱弱梁、强剪弱弯”，主结构着重强度，次结构着重延性的设计原则。

2 巨型结构应具有多道抗侧力防线。在设防烈度的地震作用下，次结构可进入塑性。罕遇地震作用下，主结构的水平构件可进入塑性，主结构的竖向构件宜保持弹性或不屈服。

3 巨型结构应进行竖向地震作用组合的承载能力及变形验算。

* + 1. 巨梁所在楼层的楼板厚度不应小于180mm，双层双向配筋，每层每向配筋率不应小于0.3%。巨梁相邻上下楼层的楼板厚度不应小于150mm，双层双向配筋，每层每向配筋率不应小于0.25%。
    2. 楼层结构设计时应计入大跨边梁挠度对楼盖受力的影响。
    3. 伸臂桁架上下弦之间的核心筒剪力墙可采取加大墙厚、提高剪力墙混凝土强度等级和配筋率、设置斜腹杆等加强措施。
    4. 环带桁架转角处上下弦与核心筒之间宜有楼面梁或平面支撑的杆件拉结。
    5. 巨型框架—核心筒结构抗震设计时，核心筒应具有承担全部地震剪力的能力；巨柱抗剪承载力不应小于巨柱计算地震剪力标准值的3倍，柱端弯矩应进行相应的调整，巨柱轴力及与之相连的水平构件内力可不调整。
    6. 应进行整体稳定性分析。
  1. 悬挑结构
     1. 悬挑结构应采取措施降低结构自重，悬挑结构主要受力构件的材料宜采用钢结构和型钢混凝土结构，楼面可采用压型钢板或钢筋桁架组合楼板。
     2. 悬挑结构体系宜采用桁架等刚度和承载力较强的结构形式。在悬挑结构的顶部和底部楼层，宜设置平面内支撑以增加楼层平面内的刚度。
     3. 抗震设计时，悬挑结构的主受力构件以及与之相连的主体结构竖向构件应按关键构件设定性能目标，其抗震等级宜按提高一级采用，特一级时不再提高。
     4. 在罕遇地震作用下，悬挑结构主要受力构件的截面抗弯和抗剪承载力宜满足不屈服或弹性要求。
     5. 悬挑结构与主体结构进行整体计算分析时，应根据构件材料的不同选用相应的阻尼比参数。
     6. 悬挑结构应考虑竖向地震作用，还应考虑竖直方向风的不利组合。对楼面活荷载，应考虑其不利布置对悬挑结构和相邻主体结构的影响。
     7. 在结构内力和位移计算中，悬挑部位的顶部和底部楼层应考虑楼板平面内的变形，其它中间楼层宜考虑楼板平面内的变形，同时亦应考虑与悬挑结构相连层和相邻两层的主体结构楼盖平面内变形。应分析悬挑层的变形对相邻主体结构竖向构件抗拉和抗剪承载力的不利影响，
     8. 悬挑结构跨高比不小于2时，应分析风作用下的悬挑结构悬挑端的竖向振动频率和加速度，宜按相关规定进行竖向风振舒适度验算或进行风洞试验提供相应的加速度值。
     9. 悬挑结构大跨度楼盖应采取措施控制由人员走动导致的楼盖竖向振动，宜按相关规定进行楼盖舒适度验算。
     10. 悬挑结构与主体结构相连接节点应采用有限元程序进行节点应力分析，并应采取可靠的构造加强措施。
     11. 为减小悬挑结构楼层楼板中拉应力，可采取在悬挑结构成形后浇捣楼板混凝土、混凝土板中设后浇带、橡胶带包裹组合楼板栓钉等措施。
     12. 悬挑结构应进行施工模拟分析，应考虑主体结构竖向压缩变形差对悬挑结构的不利影响。

1. 混合结构设计
   1. 一般规定
      1. 本章规定的混合结构，系指由外围钢框架或型钢混凝土、钢管混凝土框架与钢筋混凝土核心筒所组成的框架核心筒结构，以及由外围钢框筒或型钢混凝土、钢管混凝土框筒与钢筋混凝土核心筒所组成的筒中筒结构。
      2. 混合结构高层建筑适用的最大高度应符合表8.1.2的规定。

表8.1.2混合结构高层建筑适用的最大高度(m)

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 结构体系 | | 抗震设防烈度 | |
| 6度 | 7度 |
| 框架-核心筒 | 钢框架-钢筋混凝土核心筒 | 200 | 160 |
| 型钢（钢管）混凝土框架-钢筋混凝土核心筒 | 220 | 190 |
| 筒中筒 | 钢框架-钢筋混凝土筒中筒 | 260 | 210 |
| 型钢（钢管）混凝土框架-钢筋混凝土筒中筒 | 280 | 230 |

注:平面和竖向均不规则的结构，最大适用高度应适当降低。

* + 1. 抗震设计时，混合结构房屋应根据抗震设防分类、烈度、结构类型和房屋高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类建筑钢筋混凝土结构的抗震等级应按表8.1.3确定。

**表8.1.3 钢-混凝土混合结构抗震等级**

|  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| 结构类型 | | 烈度 | | | |
| 6度 | | 7度 | |
| 房屋高度（m） | | ≤150 | ＞150 | ≤130 | ＞130 |
| 钢框架-钢筋混凝土核心筒 | 钢筋混凝土核心筒 | 二 | 一 | 一 | 特一 |
| 型钢（钢管）混凝土框架-钢筋混凝土核心筒 | 钢筋混凝土核心筒 | 二 | 二 | 二 | 一 |
| 型钢（钢管）混凝土框架 | 三 | 二 | 二 | 一 |
| 房屋高度（m） | | ≤180 | ＞180 | ≤150 | ＞150 |
| 钢框架-钢筋混凝土筒中筒 | 钢筋混凝土筒中筒 | 二 | 一 | 一 | 特一 |
| 型钢（钢管）混凝土框架-钢筋混凝土筒中筒 | 钢筋混凝土筒中筒 | 二 | 二 | 二 | 一 |
| 型钢（钢管）混凝土框架 | 三 | 二 | 二 | 一 |

注:钢结构构件抗震等级，抗震设防烈度为6、7度时应分别为四、三级。

* + 1. 混合结构在风荷载作用下，按弹性方法计算的最大层间位移与层高的比值应符合本规程第3.7.1条的有关规定；混合结构在多遇地震作用下，按弹性方法计算的最大层间位移与层高的比值应符合本规程第3.7.2条的有关规定。
  1. 结构布置
     1. 混合结构房屋的结构布置除应符合本节的规定外，尚应符合本规程第3.4、3.5节的有关规定。
     2. 混合结构的平面布置应符合下列规定:

1平面宜简单、规则、对称、具有足够的整体抗扭刚度,平面宜采用方形、矩形、多边形、圆形、椭圆形等规则平面，建筑的开间、进深宜统一；

2 筒中筒结构体系中，当外围钢框架柱采用H形截面柱时，宜将柱截面强轴方向布置在外围筒体平面内;角柱宜采用十字形、方形或圆形截面；

3 楼盖主梁不宜搁置在核心筒或内筒的连梁上。

* + 1. 混合结构的竖向布置应符合下列规定:

1 结构的侧向刚度和承载力沿竖向宜均匀变化、无突变，构件截面宜由下至上逐渐减小；

2 混合结构的外围框架柱沿高度宜采用同类结构构件；当采用不同类型结构构件时，应设置过程层，且单柱的抗弯刚度变化不宜超过30%；

3对于刚度建变化较大的楼层，应采取可靠的过渡加强措施；

4 钢框架部分采用支撑时，宜采用偏心支撑和耗能支撑，支撑宜双向连续布置；框架支支撑宜延伸至基础。

* + 1. 8、9度抗震设计时，应在楼面钢梁或型钢混凝土梁与混凝土筒体交接处及混凝土筒体四角墙内设置型钢柱。7度抗震设计时，宜在楼面钢梁或型钢混凝土梁与混凝土筒体交接处及混凝土筒体四角墙内设置型钢柱。
    2. 混合结构中，外围框架平面内梁与柱应采用刚性连接；楼面梁与钢筋混凝土筒体及外围框架柱的连接可采用刚接或铰接。
    3. 楼盖体系应具有良好的水平刚度和整体性，其布置应符合下列规定:

1楼面宜采用压型钢板现浇混凝土组合楼板、现浇混凝土楼板或预应力混凝土叠合楼板，楼板与钢梁应可靠连接；

2机房设备层、避难层及外伸臂桁架上下弦杆所在楼层的楼板宜采用钢筋混凝楼板，并应采取加强措施；

3对于建筑物楼面有较大开洞或为转换楼层时，应采用现浇混凝土楼板；对楼板大开洞部位宜采取设置刚性水平支撑等加强措施。

* + 1. 当侧向刚度不足时，混合结构可设置刚度适宜的加强层。加强层宜采用伸臂桁架，必要时可配合布置周边带状桁架。加强层设计应符合下列规定:

1 伸臂桁架和周边带状桁架宜采用钢桁架；

2伸臂桁架应与核心筒墙体刚接，上、下弦杆均应延伸至墙体内且贯通，墙体内宜设置斜腹杆或暗撑；外伸臂桁架与外围框架柱宜采用铰接或半刚接，周边带状桁架与外框架柱的连接宜采用刚性连接。

3核心筒墙体与伸臂桁架连接处宜设置构造型钢柱，型钢柱宜至少延伸至伸臂桁架高度范围以外上、下各一层。

* + 1. 当布置有外伸桁架加强层时，应采取有效措施减少由于外框柱与混凝土筒体竖向变形差异引起的桁架杆件内力。
  1. 结构计算
     1. 弹性分析时，宜考虑钢梁与现浇混凝土楼板的共同作用，梁的刚度可取钢梁刚度的1.5~2.0倍，但应保证钢梁与楼板有可靠连接。弹塑性分析时，可不考虑楼板与梁的共同作用。
     2. 竖向荷载作用计算时，宜考虑钢柱、型钢混凝土(钢管混凝土)柱与钢筋混凝土核心筒竖向变形差异引起的结构附加内力，计算竖向变形差异时宜考虑混凝土收缩、徐变、沉降及施工调整等因素的影响。
     3. 当混凝土筒体先于外围框架结构施工时，应考虑施工阶段混凝上筒体在风力及其他荷载作用下的不利受力状态；应验算在浇筑混凝土之前外围型钢结构在施工荷载及可能的风载作用下的承载力、稳定及变形，并据此确定钢结构安装与浇筑楼层混凝土的间隔层数。
     4. 混合结构在多遇地震作用下的阻尼比可取为0.04。风荷载作用下楼层位移验算和构件设计时，阻尼比可取为0.02~0.04。
     5. 结构内力和位移计算时，设置伸臂桁架的楼层以及楼板开大洞的楼层应考虑楼板平面内变形的不利影响。

1. 构件设计
   1. 楼盖（含梁）
      1. 钢筋混凝土梁计算分析时，如未考虑与其相连的楼板作用，该梁支座截面部分的钢筋可配置在梁侧楼板1.5hb(hb为楼板厚度)范围内，并可适当考虑楼板内钢筋的作用。配置在板内的钢筋不宜超过梁支座总配筋的20%。
      2. 采用加腋大板楼盖(如图9.1.2所示，有主梁、不设次梁、板底根部加腋)应满足下列要求:





图9.1.2 加腋大板楼盖示意图

1 加腋的长度（Ly）和高度(hy)比不应小于4。

2 加腋大板配筋宜采用整体梁板有限元的计算结果,也可以采用附录B给出的方法进行计算。

3 当板根部配筋实际抗弯承载力不小于该截面计算需要抗弯承载力130%时，其配筋率可不小于0.1%。

4 作为塔楼嵌固的地下室顶板采用加腋大板方案时，板厚不小于180，板双层双向配筋率不应小于0.25%。

* 1. 钢筋混凝土柱及梁柱（墙）节点
     1. 抗震设计需要时宜采用高强约束混凝土柱，其相关要求按《高强箍筋混凝土结构技术规程》CECS365-2013。
     2. 抗震设计采用混凝土芯柱设计时，应符合如下要求：

1 芯柱纵向钢筋的配筋率宜大于0.8%（按柱全截面计算），箍筋不宜小于28@200，应使柱的箍筋和拉筋形成芯柱的箍筋。

2 芯柱的截面形式宜与柱的截面形式保持一致，其边长不宜小于柱边长的1/3，且不宜小于250mm；也不宜大于柱边长的2/3。

* + 1. 钢筋混凝土柱与钢梁刚接节点

1 钢筋混凝土柱与钢梁刚接时宜采用钢板箍；钢板箍范围内不需要再设置箍筋。钢板箍厚度不宜小于, (为柱截面宽度), 高度不小于型钢梁截面高度；

2 采用高强螺栓连接节点时（如图9.2.3-1所示）。端板厚度应不小于型钢梁腹板厚，且不小于16mm。

3 焊接连接节点（如图9.2.3-2所示）。钢板箍内应设置和钢梁上下翼缘对应的加劲板，加劲板的厚度不应小于钢梁翼缘板的厚度。



图9.2.3-1 钢筋混凝土柱与钢梁端板螺栓连接节点



图9.2.3-2 钢筋混凝土柱与钢梁刚接节点

* + 1. 钢筋混凝土墙与钢梁或型钢混凝土梁的连接节点

1. 钢梁与钢筋混凝土墙一般采用铰接连接(如图9.2.4)，设计时，应在钢筋混凝土墙内设置埋件；
2. 当钢梁与钢筋混凝土墙需要刚接连接时，可按9.2.3有关条款执行；

图9.2.4 钢梁与钢筋混凝土墙连接节点

1. 型钢混凝土梁与钢筋混凝土墙刚接时，宜在钢筋混凝土墙中设置型钢柱，型钢梁与墙中型钢柱形成刚性连接，其纵向钢筋应伸入墙中，且满足锚固要求。
   1. 型钢混凝土梁、柱
      1. 一般规定
2. 型钢混凝土构件内置型钢宜选用工字形、十字形等能使混凝土将其所有表面包裹的型钢截面形式；
3. 当柱为型钢混凝土柱，框架梁采用钢筋混凝土梁时，为便于梁纵筋穿过柱截面或锚入柱内，型钢混凝土内的型钢可按图9.3.1-2所示布置；



图9.3.1-1 型钢混凝土柱中型钢布置示意图



图9.3.1-2 梁柱节点处柱中型钢与梁纵筋关系示意图

1. 贯穿构件的型钢与钢筋的通长截面面积，可不按构件的最大内力确定，而在最大内力处附加钢筋，如图9.3.1-3所示，所附加的钢筋可以成束配置，但钢筋束限用两根，且直径不宜大于25mm。



图9.3.1-3 型钢混凝土梁、柱附加纵筋布置示意图

1. 型钢混凝土梁、柱除按现行有关规范要求配置型钢外，也可根据工程实际情况配置型钢。如图9.3.1-4。其保护层厚度及型钢与钢筋的间距也应按图中所示。

图9.3.1-4 特殊型钢混凝土构件示意图

1. 型钢混凝土梁、柱中栓钉的布置应按如下要求:
2. 型钢混凝土中型钢构件应在其受拉或受弯区域设置栓钉；
3. 型钢混凝土梁，栓钉应布置在梁内型钢的上翼缘距梁端1/3跨长范围内，以及型钢下翼缘跨中2/3跨长范围内；
4. 型钢混凝土柱，应在柱上下端1/4层高度范围内设置栓钉；
5. 栓钉直径不应小于14，间距不应大于300mm；
6. 型钢混凝土柱箍筋配置应按现行规范规定的体积配箍率计算。但配箍的取值应取按柱全截面计算的配箍面积的一半和按照扣除型钢约束面积后计算的配箍面积（如图9.3.1-5）之间较大值。



图9.3.1-5 型钢混凝土柱体积配箍率计算范围

* + 1. 型钢混凝土梁的特殊构造要求

1. 当型钢混凝土梁负筋较多，难以穿过柱节点核心区时，可考虑布置在板内、型钢混凝土梁外侧钢筋的作用，此时放置梁外钢筋必须满足（9.3.2）式的要求，且不宜超过梁支座总配筋的20%。

 （9.3.2）

式中，ΣAs——单侧布置在板内的钢筋面积；

ƒy——钢筋受拉强度设计值；

*t*——板厚；

——由梁反弯点至柱边的距离；

*τ*——板混凝土剪切强度，*τ*=0.15*f*c

1. 布置在梁外侧的钢筋需满足如下构造要求：

1）梁外每侧钢筋不宜多于两根，直径不宜大于25，如图9.3.2；

2）第一根钢筋应布置在柱纵筋范围内，第二根钢筋布置在离第一根100mm处；

3）中间节点外钢筋应在节点外直通；边节点的钢筋应锚固于直交型钢混凝土梁的外侧，90度弯下到梁底部，且满足钢筋的锚固长度要求。



图9.3.2 梁两侧加筋示意图

* + 1. 型钢混凝土柱与梁连接节点

1. 型钢混凝土柱与型钢混凝土梁或钢梁的节点

1）型钢混凝土柱、梁的节点应传力直接、构造简单、施工方便。一般应使柱内型钢连续贯通。并在型钢梁上下翼缘处设置加劲板。

2）型钢混凝土柱与钢梁刚接时，宜在梁截面上下边缘位置处的型钢柱上设置钢板条箍（图9.3.3-1所示）。钢板箍的尺寸应满足下列要求：

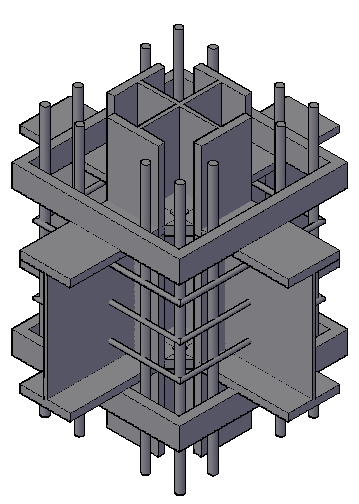


图9.3.3-1 型钢混凝土柱与钢梁连接节点（设置钢板箍条）

 （9.3.3-1）

 （9.3.3-2）

 （9.3.3-3）

式中： 、分别为钢板箍厚度和高度；

、分别为框架梁梁高和柱宽；

3）当型钢混凝土节点核心区布置箍筋困难时，可采用焊接钢板箍代替箍筋（如图9.3.3-2）。

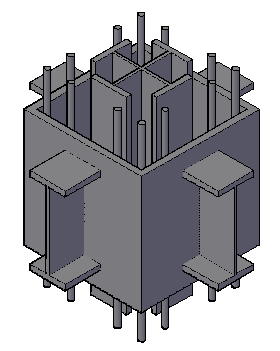


图9.3.3-2 型钢混凝土柱与钢梁连接节点（钢板箍）

1. 型钢混凝土柱与钢筋混凝土梁的节点

1）型钢混凝土柱与钢筋混凝土梁宜采用如下节点：

1. 与型钢混凝土柱连接的梁端设置一段钢梁与梁主筋搭接（如图9.3.3-3）；
2. 梁内部分主筋焊在型钢牛腿上（如图9.3.3-4）；
3. 当梁主筋必须穿过型钢翼缘或腹板时，应将钢筋在工厂采取塞焊的方法焊在型钢上，在工地将预焊钢筋段的一端用连接套筒和梁主筋连接（如图9.3.3-5）

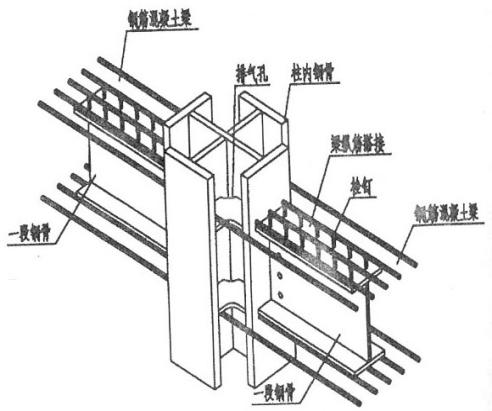
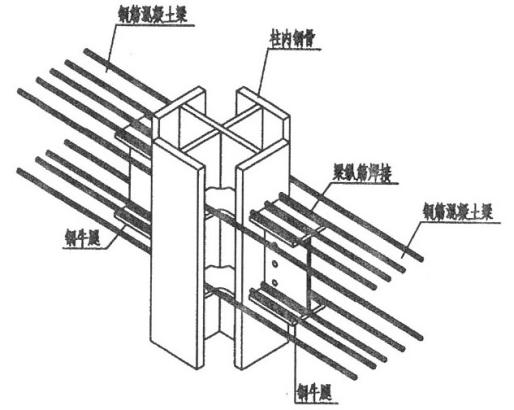
 

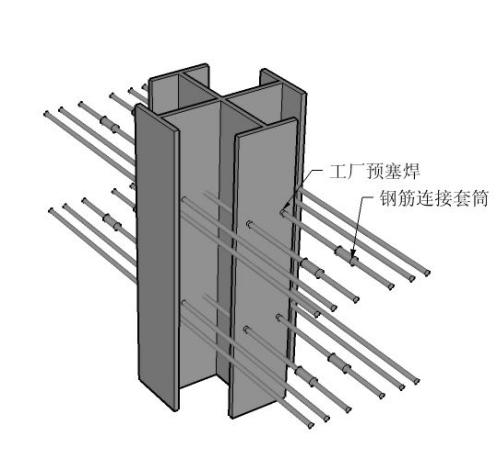
图9.3.3-3 梁端设置钢梁与柱连接 图9.3.3-4 梁内部分主筋焊在钢牛腿上

图9.3.3-5 预焊钢筋与梁主筋套筒连接

2）抗震等级为一、二、三级时，不得将钢筋或钢筋套筒直接和柱型钢焊接。

* + 1. 抗震设计时，型钢混凝土柱脚应按如下原则进行设计:

1. 型钢混凝土柱中型钢延伸至嵌固层以下的深度少于一层时，型钢柱脚可采用埋入式柱脚；
2. 型钢混凝土柱中型钢延伸至嵌固层以下的深度超过一层时，型钢柱脚可采用非埋入式柱脚；
3. 埋入式柱脚应符合如下要求：

1)柱脚埋置深度不应小于式（9.3.4-1）计算值

 (9.3.4-1)

 (9.3.4-2)

式中：be——埋入式柱脚有效宽度；由型钢的形式及其承压方向确定，一般按图9.3.4和表9.3.4的规定采用。

****

图9.3.4

**表9.3.4 型钢柱埋入部分的有效宽度be**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 型钢截面形式及承压方向 |  |  |  |
| be | ； |  |  |

w——腹板厚度；

——腹板外表面至腹板弧端距离；

——柱脚埋入深度；

——型钢的弯矩（），为对X轴的净截面塑性抵抗矩；

ƒc——混凝土轴心抗压强度设计值

Ab——局部受压计算底面积，按GB50010相关规定确定。

Ac——混凝土局部受压面积。

——型钢剪力（为柱净高）

2)当埋置深度大于或等于2.5倍型钢柱截面高度时，可不再按公式（7.3.4-1）计算型钢埋置深度。

3)在柱脚部位和柱脚向上延伸一层的范围内宜设置栓钉，其直径不宜小于19mm，其竖向及水平间距不宜大于200mm，且栓钉至型钢钢板边缘距离宜大于50mm。当有可靠依据时，可通过计算确定栓钉数量。

4)柱脚型钢的混凝土最小保护层厚度：中柱不得小于180mm，边柱和角柱不得小于250mm。

* 1. 型钢混凝土剪力墙
     1. 型钢混凝土剪力墙可采用如下几种类型：

1 两端配有型钢的型钢混凝土剪力墙(如图9.4.1-1a 所示)；

2 周边配有型钢混凝土梁、柱的型钢混凝土剪力墙，(如图9.4.1-1b 所示)；

3 墙内配置实心钢板或钢板撑。钢板撑的布置形式如图9.4.1-2 所示；

4 墙内配置型钢。(如图9.4.1-1c 所示)

(a) (b)



(c)

图9.4.1-1 型钢混凝土剪力墙示意图









图9.4.1-2 型钢混凝土剪力墙示意图

* + 1. 两端配有型钢和墙内配置型钢的型钢混凝土剪力墙和周边配有型钢混凝土梁、柱的型钢混凝土剪力墙的受剪承载力计算按现行规范要求。墙内一般采用工字型钢或槽钢等截面形式，其惯性矩较大的形心轴（强轴）宜与墙面平行。
    2. 有边框型钢混凝土剪力墙边框柱中的型钢、型钢保护层及钢筋构造要求同型钢混凝土柱相关要求。墙内分布钢筋应锚固于周边梁、柱内。钢筋的锚固构造应按图9.4.3-1及图9.4.3-2所示。

(a)直筋锚入 (b)钢筋弯折后锚入

图9.4.3-1　墙内分布钢筋锚固在边框柱内锚固示意图

（a） (b) (c)

（d） (e)

图9.4.3-2墙内分布钢筋锚固在边框梁内锚固示意图

(a) 直筋锚入式 (b) 墙内钢筋接头式 (c)梁贯通式 （d）绕钢梁锚入式 (e)墙筋弯折900式

* + 1. 钢板撑混凝土剪力墙的受剪承载力应按下式计算 （9.4.4）

式中：——钢板撑混凝土剪力墙受剪承载力；

——钢板撑混凝土剪力墙的剪跨比，；当时，取; 当 时,取；

—周边型钢混凝土柱对混凝土墙体的约束系数，当周边没有连层墙和连续墙时取=1.0；对于单片连层墙取=1.5；当周边都有墙连接时取=2.0；

——混凝土受拉强度设计值；

——墙厚；

——墙截面有效高度；

*Ｎ*—考虑地震作用组合的剪力墙的轴向压力设计值，当*Ｎ* >0.2时，取*Ｎ*＝0.2；

——混凝土剪力墙截面面积；

——边框柱和剪力墙截面面积之和；

—配置在同一水平截面内的水平分布钢筋的全部截面积；

ｓ—水平钢筋的竖向间距。

——混凝土剪力墙水平分布钢筋受拉强度设计值；

——边框型钢截面面积

——钢板撑受拉截面面积

——边框型钢受拉强度设计值

——钢板撑受拉强度设计值

—— 钢板撑的水平夹角

* + 1. 钢板撑混凝土剪力墙内的钢板设计时符合如下要求：

1 钢板撑厚度应满足式（9.4.5-1）计算值

 （9.4.5-1）

式中：——钢板撑长度；

2 约束钢板撑钢筋面积（受剪承载力需要的钢筋之外）应不小于式（9.4.5-2）计算值

 （9.4.5-2）

式中：

——钢板撑厚度；

——钢板撑宽度

3 钢板撑端部剪切计算应满足式（9.4.5-3）要求

 （9.4.5-3）

式中：

——钢板撑的屈服强度；

——混凝土受拉强度；

——抗冲切面积，

——斜钢板宽度；

、——墙厚及斜钢板厚。

4 钢板端部栓钉计算

钢板撑端部所需栓钉的数量应不少于式（9.4.5-4）计算值

 （9.4.5-4）

其中  （9.4.5-5）

 （9.4.5-6）

式中：

——栓钉根数；

——每根栓钉所承担的粘结力；

——平均粘结应力；

——粘结破坏面积，取等于；

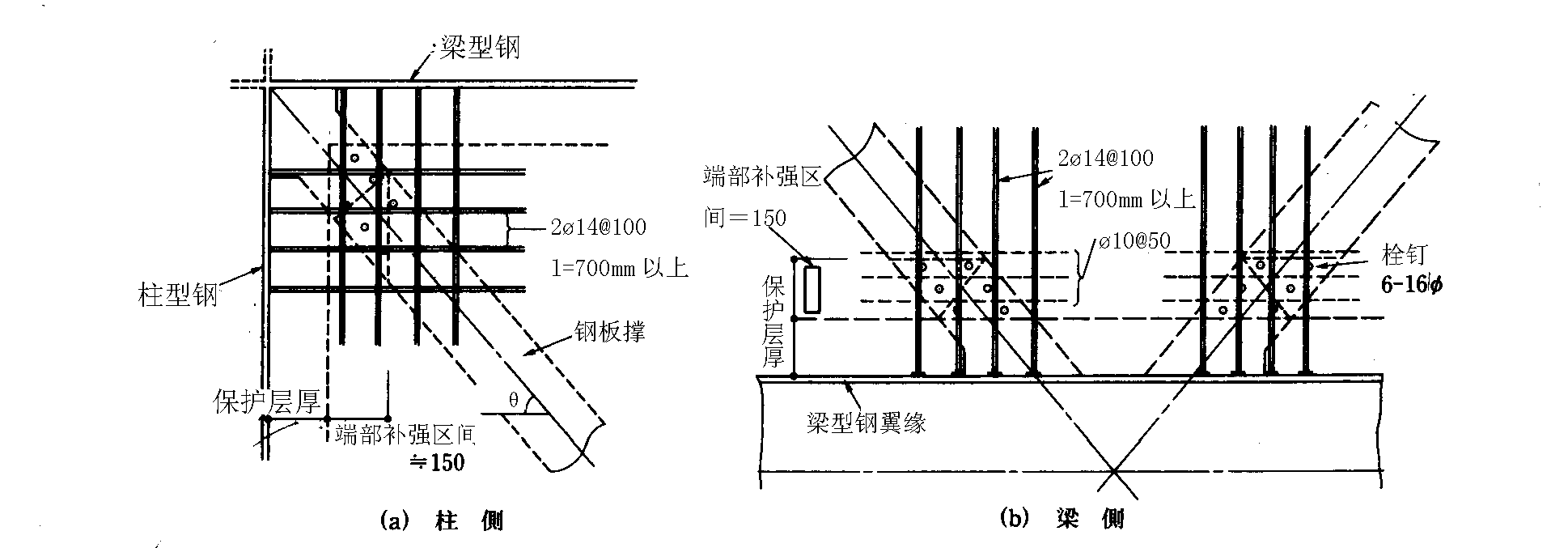
——圆柱头栓钉杆截面积；

——混凝土强度设计值；

——混凝土弹性模量。

* + 1. 配置钢板撑的混凝土剪力墙的构造要求：

1. 钢板支撑的宽厚比以15为宜。钢板的厚度不应小于16mm；
2. 钢板撑上应设置不小于φ14的栓钉，栓钉的间距应不大于300mm；
3. 钢板撑剪力墙的配筋率应不小于0.3%；钢板支撑端部应设不少于214@100加强钢筋网；
4. 钢板撑端部应焊接不少于6φ16的栓钉，栓钉应布置在距梁、柱边缘150mm范围内。(如图9.4.6)



(a)柱侧　　　　　　　　　　　(b)梁侧

图9.4.6 钢板支撑墙端部加强示意图

* 1. 钢管混凝土柱
     1. 钢管混凝土柱与梁的连接

1. 钢管混凝土柱与钢梁采用刚接时，应设置内或外加强环（如图9.5.1-1）。



(a) (b)

图9.5.1-1 钢梁与管柱刚接节点连接示意图

1. 钢管混凝土柱与混凝土梁采用刚接时，应确保梁端弯矩和剪力的传递。其节点设计可采用如下两种：
2. 在管内设置内衬钢管（图9.5.1-1），内衬管的厚度以补充因梁钢筋穿管开洞所损失的钢管截面面积为宜，也不应小于8mm；在梁方向位置还应设置钢框托，钢框托伸出柱边的长度不应小于1/2h(梁高)



图9.5.1-2 钢管混凝土柱与混凝土梁刚接节点衬管连接示意图

1. 在管内设置加强插筋（图9.5.1-2），插筋的配筋率不宜小于0.6%。并伸出梁上下面不小于1000mm或梁高h。



图9.5.1-3 钢管混凝土柱与混凝土梁刚接节点插筋连接示意图

* + 1. 钢管混凝土柱和钢筋混凝土柱交变处梁柱节点应符合如下要求：

1. 在钢管混凝土柱和钢筋混凝土柱两种结构体系交变处，应设转换层。转换层应采用钢筋混凝土转换梁。
2. 下部采用钢管混凝土柱，上部改用钢筋混凝土结构时（如图9.5.2－1） 应在钢管混凝土柱上端焊一厚度不小于14mm环形顶板，并在钢管中设置连接插筋。
3. 环形顶板的面积不小于按式（9.5.2－1）计算值：

 （9.5.2－1）

式中：*A*s——钢管柱的钢管截面面积；

*f*——钢管的钢材抗压强度设计值；

*f*c——转换大梁混凝土的抗压强度设计值。

1. 在钢管中设置连接插筋的面积可按式（9.5.2－2）计算：

 （9.5.2－2）

式中：

*A*c——管柱内混凝土截面面积；

*f*c——管柱内混凝土的抗压强度设计值；

*f*a——插入钢筋的抗压强度设计值。

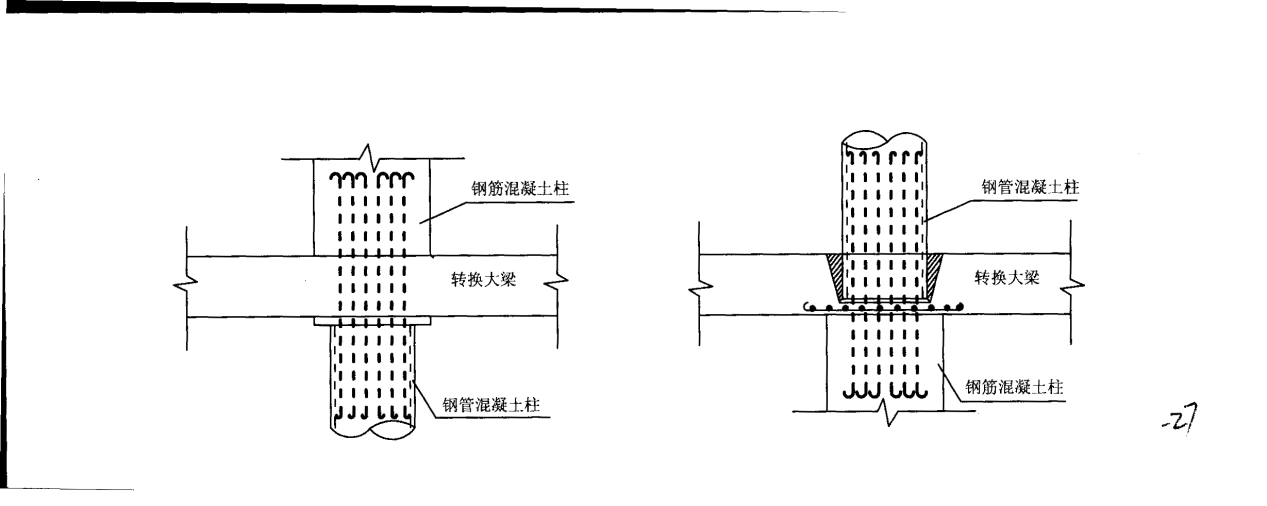


图9.5.2－1 管柱转混凝土柱节点示意图 图9.5.2－2 混凝土柱转管柱节点示意图

1. 下部为钢筋混凝土柱，上部为钢管混凝土柱时（如图9.5.2－2）。应在转换大梁上预留杯口，钢管混凝土的下端与柱脚构造相同，插入杯口，并采取二次灌浆固定。同时还应在钢管柱与下部钢筋混凝土柱的中加连接插筋。
2. 连接插筋需要的截面积应按下式计算：

 （9.5.2－3）

式中：

——钢管混凝土柱的钢管截面面积；

——钢管钢材的抗压强度设计值。

——插筋的抗压强度设计值。

1. 连接插筋在钢管混凝土的长度取钢管直径的1～2倍，D≤600mm时，取2D；600mm<D≤1500mm时，取1.5D；D>1000 mm时，取1D。插筋在钢筋混凝土柱内的锚固长度同插入钢管混凝土的长度。
   * 1. 巨型钢管混凝土柱应符合下列构造要求:
2. 巨型钢管混凝土柱截面过大时可以采用分仓方式，但要考虑尽量减少或避免现场竖向焊接。
3. 巨形钢管混凝土柱含钢率不宜小于4%。
4. 巨型钢管混凝土柱截面短边大于2400时，管中宜配置纵筋和箍筋。纵向配筋率不宜超过0.8%；体积最小配箍率不宜小于0.4%。纵向钢筋与钢管内壁之间的距离宜为150mm～250mm。
5. 巨型钢管柱在与环桁架、斜撑、伸臂桁架等连接处应设置水平、竖向加劲板和栓钉，栓钉的直径不小于19mm，栓钉的间距在节点区上下一倍巨柱短边范围内不宜大于200mm，其他区域不应大于300mm。
6. 巨型钢管管壁板件的边长与其厚度的比值不应大于60  ,不满足该限值时，可增加纵向加劲肋和横向加劲肋，或增加纵向加劲肋和水平拉筋，将管壁分为多个区域，确保巨型钢管管壁平面外的稳定。竖向加劲肋高厚比应满足钢结构规范要求，厚度不宜小于钢管壁的厚度。
7. 应验算巨型钢管柱施工时浇注混凝土引起的钢管侧壁的拉应力及变形，最大拉应力值不宜大于0.20、不应大于0.30，侧壁板的变形不大于板短跨的1/1000。
8. 应确保巨型钢管内的混凝土的密实性，可采用自密实高性能混凝土，但应制定恰当的混凝土配合、浇筑流程及养护措施。混凝土的施工缝位置应设置泄水孔，以方便养护和排水。
9. 基础设计
   1. 一般规定
      1. 高层建筑的基础设计，应综合考虑建筑场地的工程地质和水文地质状况、上部结构的类型与基础荷载水平等因素；还应了解邻近建（构）筑物的基础形式，减小与相邻建（构）筑物的相互影响。
      2. 高层建筑的基础设计采用新技术与新工艺时，应通过现场试验来检验其可靠性。
      3. 高层建筑的基础应能满足地基承载力和建筑物允许变形的要求。当基础处于花岗岩残积土、强风化层等坚硬地基上且能满足地基承载力和变形要求时，可以采用天然地基，如筏形基础或箱型基础等；当地基承载力或变形不满足要求时，宜采用桩基础或复合地基。
      4. 高层建筑基础开挖形成深基坑时,深基坑施工期间应加强基坑支护体系和周边环境的监测工作;需要降低地下水位时,应采取措施避免影响周边环境的正常使用,同时还应注意施工降水的时间要求,避免停止降水后水位过早上升而引起建(构)筑物上浮等问题。
      5. 在重力荷载与水平荷载标准值或重力荷载代表值与多遇水平地震标准值共同作用下，高宽比大于4的高层建筑，基础底面不宜出现零应力区；高宽比不大于4的高层建筑，基础底面与地基之间零应力区面积不应超过基础底面面积的15%。质量偏心较大的裙楼与主楼可分别计算基底应力。
      6. 高层建筑基础计算地基变形时，传至基础底面的荷载效应采用正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合，不计入风荷载和地震作用；按地基承载力确定基础底面积及埋深或按桩基承载力确定桩数时，传至基础或承台底面的荷载效应采用正常使用状态下荷载效应的标准组合，相应的抗力采用地基承载力特征值或桩基承载力特征值；风荷载组合效应下，最大基底反力不应大于地基承载力特征值的1.2倍，平均基底反力不应大于地基承载力特征值；地震作用组合效应下，地基承载力验算应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的规定执行。
      7. 基础应有一定的埋置深度。在确定埋置深度时，应综合考虑建筑物的高度、体型、地基土质、抗震设防烈度等因素。基础埋置深度可从室外地坪算至基础底面，并宜符合下列规定：

1 天然地基或复合地基，不宜小于房屋高度的1/15；

2 桩基础，不计桩长，不宜小于房屋高度的1/18。

当建筑物采用岩石地基或采取有效措施时，在满足地基承载力、稳定性要求及本规程第10.1.5条规定的前提下，基础埋深可比本条第1、2两款的规定适当放松。

当建筑物处于斜坡地带,地基可能产生滑移时，应采取有效的抗滑移措施,必要时还应验算建筑物的抗倾覆稳定性。

* + 1. 高层建筑的基础和与其相连的裙房的基础不设沉降缝时，应采取有效措施减少差异沉降及其影响；
    2. 高层建筑基础的混凝土强度等级不宜低于C30。当有防水要求时，混凝土抗渗等级应根据基础埋置深度按表10.1.9采用，必要时可设置架空排水层。

**表10.1.9 基础防水混凝土的抗渗等级**

|  |  |
| --- | --- |
| 基础埋置深度H（m） | 抗渗等级 |
| H＜10 | P6 |
| 10≤H＜20 | P8 |
| 20≤H＜30 | P10 |
| H≥30 | P12 |

* 1. 桩基础
     1. 本地区高层建筑常用的桩基础主要有预压力管桩和大直径灌注桩两种，后者可采用旋挖桩、钻（冲）孔灌注桩和人工挖孔灌注桩等。
     2. 桩基础的设计和施工应符合现行行业标准《建筑桩基技术规范》JGJ94和现行深圳市标准《地基基础勘察设计规范》SJG01的有关规定。
     3. 桩的布置应符合下列规定：

1 桩的最小中心距应满足表10.2.3的要求；

**表 10.2.3 桩的最小中心距**

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| 桩的类型 | | 排数不少于2排或桩数不少于9根的摩擦桩 | 其他情况 |
| 预应力混凝土管桩、预制混凝土方桩、钢桩 | | *4.0d* | *3.5d* |
| 人工挖孔桩 | 不扩底 | *3.0d* | *2.5d* |
| 扩底 | 持力层为强风化以上土层时，扩大头净距宜不小于1.5m；  持力层为中、微风化基岩时，扩大头净距宜不小于1.0m。 | |
| 钻（冲）孔灌注桩、旋挖桩 | | *3.0d* | *2.5d* |
| 钻孔扩底灌注桩 | D≤2.5 m | *D+1.0 m* | |
| D＞2.5 m | *D+1.5 m* | |

注：1 表中d为桩身直径，D为扩底直径（扩大头）；

2 人工挖孔桩、钻孔扩底灌注桩采用表中最小中心距时，应间隔施工。

2 桩的布置应与上部结构形式、荷载类型、大小与分布一致，且宜布置在柱墙等竖向结构之下；大直径桩或扩底桩宜采用一柱一桩；多桩或群桩结构宜使多桩或群桩承载力的合力点与其上部结构长期荷载作用点重合；同一结构单元不宜同时采用不同受力类型的桩；

3 断桩补桩时，桩间距宜满足最小桩间距和群桩形心位置偏差的要求。

* + 1. 采用人工挖孔灌注桩时，应评估施工降水对周边环境的影响。周边建（物）筑物或道路、地下管线对沉降有明确要求时，应设置截水帷幕和水位观测井及回灌井，确保周边地下水位不会产生过大下降，必要时尚应进行基岩裂隙灌浆。如果周边存在地铁、重要建（构）筑物等对沉降有严格限制时，不宜采用人工挖孔桩，必须采用时应经过专门论证并采取可靠的截水措施和预防措施。
    2. 高层建筑灌注桩基础宜以中、微风化岩层作为持力层，当以花岗岩强风化、全风化或残积土作为桩端持力层时，应注意花岗岩残积土和全风化、强风化岩遇水易软化、强度下降等问题，并采取桩底后注浆等措施保证桩端阻力能达到设计要求。
    3. 在花岗岩残积土或风化岩层中，采用泥浆护壁的冲（钻）孔桩或旋挖桩，应注意桩周土层扰动、软化、崩解等现象，护壁泥皮也会使桩侧摩阻力下降。当这类桩兼作抗拔桩时，应通过试桩确定其单桩承载力或抗拉力, 在初步设计估算单桩抗拔力时，抗拔摩阻力折减系数宜取0.30～0.50。
    4. 如果采用先挖基坑后施工桩基，应注意基坑外侧高水位对桩基成孔时孔壁稳定性的影响，并采取有效措施防止孔壁塌孔和桩身冒水现象。
    5. 在岩溶发育或花岗岩风化球发育地区采用桩基础时，应每桩进行超前钻孔，确定桩端岩层状态，保证桩端处于设计持力层中。必要时，应对溶洞进行填充和注浆加固，如果检测发现桩端岩层下有溶洞且岩层厚度不满足要求，应采取补救或补桩处理。
    6. 在滨海软土地基施工桩基础时，宜采用钢管护壁并控制拔管速度；宜先挖基坑后施工桩基，如果先施工桩基后开挖基坑，应分层均衡开挖，每层开挖厚度不大于1.5m，避免已经做好的工程桩发生倾斜现象。
    7. 对于超高层建筑采用超大直径桩基础时，应考虑桩身大体积混凝土温度应力的不利影响，并采用调整混凝土配比、控制入模温度等措施通过现场试验和检测保证混凝土的质量。如果采用人工挖孔桩，对超大直径桩孔护壁厚度和配筋应专门论证。
    8. 下列地质条件下不宜采用预应力管桩基础：

1 岩溶发育地区；

2 花岗岩风化球发育地区；

3 深厚杂填土地区。

* 1. 天然地基基础和复合地基基础
     1. 当场地地质条件较好且可以采用天然地基时，高层建筑塔楼的基础宜采用筏形基础或箱形基础；对于裙房或纯地下室可采用柱下独立基础加防水板的做法，防水板应验算在水浮力作用下的承载力，必要时可设置抗浮锚杆或抗浮桩。
     2. 筏形基础可采用平板式筏基或梁板式筏基。平板式筏基的板厚宜根据受冲切承载力计算确定，板厚不宜小于400mm。冲切计算时，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。当筏板在个别桩位不满足受冲切承载力要求时，可将该柱下的筏板局部加厚或配置抗冲切钢筋。
     3. 当地基土比较均匀、上部结构刚度较好、上部结构柱间距及柱荷载的变化不超过20%时，高层建筑的筏形基础可仅考虑局部弯曲作用，按倒楼盖法计算。当不符合上述条件时，宜按弹性地基板计算。
     4. 箱形基础的平面尺寸应根据地基土承载力和上部结构布置以及荷载大小等因素确定。外墙宜沿建筑物周边布置，内墙应沿上部结构的柱网或剪力墙位置纵横均匀布置，墙体水平截面总面积不宜小于箱形基础外墙外包尺寸的水平投影面积的1/10。对基础平面长宽比大于4的箱形基础，其纵墙水平截面面积不应小于箱基外墙外包尺寸水平投影面积的1/18。
     5. 当地基压缩层深度范围内的土层在竖向和水平方向皆较均匀，且上部结构为平立面布置较规则的框架、剪力墙、框架-剪力墙结构时，箱形基础的顶、底板可仅考虑局部弯曲进行计算；计算时，底板反力应扣除板的自重及其上面层和填土的自重，顶板荷载应按实际情况考虑。整体弯曲的影响可在构造上加以考虑。箱形基础的顶板和底板钢筋配置除符合计算要求外，纵横方向支座钢筋尚应有1/3～1/2贯通配置，跨中钢筋应按实际计算的配筋全部贯通。钢筋宜采用机械连接；采用搭接时，搭接长度应按受拉钢筋考虑。
     6. 高层建筑在地质条件允许时也可采用复合地基。在龙岗中心区等岩溶发育地区，或者花岗岩风化球发育地区，如果覆盖层厚度满足要求，宜优先采用筏板基础、箱型基础或复合地基。
     7. 复合地基的设计和施工要求应符合深圳市、广东省和现行行业标准《建筑地基处理技术规范》中相关规定；复合地基应进行现场载荷板实验确定其承载力，并对建筑物进行沉降观测，直至沉降达到基本稳定为止。
     8. 高层建筑的复合地基宜采用管桩、水泥粉煤灰碎石桩（CFG桩）或低标号素混凝土桩（LC桩）等刚性桩复合地基，如采用搅拌桩等非刚性桩复合地基，应通过现场试验确定其适用性。
     9. 当底板直接支承于岩层时，宜采用独立基础或条形基础。
     10. 对浅部存在软土或松散填土时，应先采用预压、强夯或挤密等方法进行地基预处理，再进行复合地基施工。也可按现行行业标准《建筑地基处理技术规范》JGJ79-2002进行多桩型复合地基处理，采用刚性桩长桩为主，搅拌桩、旋喷桩或挤密砂石桩等对浅层软弱土层进行加固处理。
     11. 水泥粉煤灰碎石桩（CFG桩）或低标号素混凝土桩（LC）桩可以采用长螺旋钻孔管内泵压灌注成桩、振动沉管灌注成桩和钻孔灌注成桩等施工工艺方法；桩径宜取400～600mm，桩间距宜取3～5倍桩径；桩顶和基础间应设置褥垫层，厚度宜取200～300mm。
     12. 管桩复合地基可采用PHC桩，桩径宜取400～500mm，桩间距宜取3～5倍桩径。作为复合地基增强体的管桩应按摩擦桩设计，允许管桩有一定变形，桩顶与基础间应设置褥垫层，厚度宜取300mm。

**附录A 楼层侧刚计算方法**

楼层的侧向刚度计算时，可采用图A.1的模型进行计算。



图A.1 楼层侧向刚度计算模型

**附录B 加腋板简化计算方法**

加腋板简化计算（加腋大板楼盖示意图详见图9.1.2），加腋板跨中弯矩可按式（FL1-1）计算：

（C.0.1）

加腋板支座弯矩可按式（FL1-2）计算：

（C.0.2）

式中：

——加腋宽度系数，;



——非加腋区楼板厚度(m)；



——计算荷载设计值，不含板自重(kN/)；



——加腋板跨度(m)；



——加腋长度(m)；

——加腋板根部厚度(m)。