

建筑工程混凝土结构设计标准

Code for Design of Concrete Structures in Construction Engineering

2025 - 06 - 26 发布

2025 - 09 - 26 实施

目 次

前 言 I

引 言 I

1 总则..... 1

2 术语和符号..... 2

 2.1 术语..... 2

 2.2 主要符号..... 3

3 结构设计基本规定..... 7

 3.1 一般规定..... 7

 3.2 材料..... 8

 3.3 适用高度和高宽比..... 8

 3.4 结构平面布置..... 10

 3.5 结构竖向布置..... 12

 3.6 楼盖结构..... 13

 3.7 水平位移限值和舒适度要求..... 14

 3.8 构件承载力设计..... 15

 3.9 结构抗震性能设计..... 15

 3.10 抗震构造等级..... 18

 3.11 特一级构件设计规定..... 19

 3.12 抗连续倒塌设计基本要求..... 20

 3.13 装配式建筑结构设计..... 20

4 荷载和地震作用..... 21

 4.1 竖向荷载..... 21

 4.2 风荷载..... 21

 4.3 地震作用..... 24

5 结构计算分析..... 34

 5.1 一般规定..... 34

 5.2 计算参数..... 35

 5.3 计算简图处理..... 36

 5.4 重力二阶效应及结构稳定..... 37

 5.5 结构弹塑性分析及薄弱层弹塑性变形验算..... 37

 5.6 荷载组合的效应..... 38

6	框架结构设计	40
6.1	一般规定	40
6.2	截面设计	41
6.3	框架梁构造要求	44
6.4	框架柱构造要求	46
6.5	钢筋的连接和锚固	49
7	剪力墙结构设计	52
7.1	一般规定	52
7.2	截面设计及构造	53
8	框架-剪力墙结构设计	62
8.1	一般规定	62
8.2	截面设计及构造	63
9	筒体结构设计	65
9.1	一般规定	65
9.2	框架-核心筒结构	66
9.3	筒中筒结构	66
9.4	钢管混凝土斜交网格筒结构	67
9.5	重力柱-核心筒结构	68
10	巨型框架-核心筒结构设计	69
10.1	一般规定	69
10.2	截面设计与构造	69
11	复杂建筑结构设计	70
11.1	一般规定	70
11.2	部分框支剪力墙结构	70
11.3	全框支剪力墙结构	75
11.4	带加强层高层建筑结构	76
11.5	错层结构	77
11.6	连体结构	77
11.7	竖向体型收进、悬挑结构	78
12	混合结构设计	80
12.1	一般规定	80
12.2	结构布置	81
12.3	结构计算	82
12.4	构件设计	83
13	地下室和基础设计	92
13.1	一般规定	92

13.2	地下室设计.....	94
13.3	基础设计.....	95
13.4	桩身构造.....	99
14	结构隔震、消能减震和风振控制设计.....	101
14.1	一般规定.....	101
14.2	结构隔震设计.....	101
14.3	结构消能减震设计.....	106
14.4	结构风振控制设计.....	111
附录 A	楼盖结构竖向振动加速度计算.....	118
附录 B	广东省基本风压与风荷载体型系数.....	119
附录 C	时域显式随机模拟法.....	127
C.1	地震功率谱和人工模拟地震波.....	127
C.2	线性时域显式随机模拟法.....	132
C.3	非线性时域显式随机模拟法.....	135
附录 D	墙体稳定验算.....	137
附录 E	钢管混凝土斜交网格筒节点设计方法.....	139
附录 F	圆形钢管混凝土构件设计.....	141
F.1	构件设计.....	141
F.2	连接设计.....	146
附录 G	RC 梁—圆钢管混凝土柱节点环梁承载力设计方法.....	152
G.1	节点环梁受拉环筋和箍筋的计算.....	152
G.2	钢筋混凝土无梁楼盖—圆钢管混凝土柱节点环梁受拉环筋和箍筋的计算.....	155
G.3	环梁节点与钢管混凝土柱联结面的抗剪承载力验算.....	155
附录 H	结构弹性、弹塑性时程分析可选择的地震波.....	157
	本标准用词说明.....	169
	引用标准名录.....	170

前 言

请注意本文件的某些内容可能涉及专利。本文件的发布机构不承担识别专利的责任。

本文件由广东省住房和城乡建设厅提出、归口，并组织实施。

本文件起草单位：华南理工大学建筑设计研究院有限公司、广东省建筑设计研究院集团股份有限公司、广州市设计院集团有限公司、广州珠江外资建筑设计院有限公司、广州容柏生建筑结构设计事务所（普通合伙）、广州瀚华建筑设计有限公司、深圳市建筑设计研究总院有限公司、华南理工大学、广州大学、北京市建筑设计研究院股份有限公司、广东勘设建筑技术服务中心、广州建筑股份有限公司、中国建筑第四工程局有限公司、广州市建设科技中心、中国建筑西南设计研究院有限公司、深圳华森建筑与工程设计顾问有限公司、奥意建筑工程设计有限公司、哈尔滨工业大学（深圳）、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、深圳力鹏工程研究结构设计事务所有限公司、柏涛国际工程设计顾问（深圳）有限公司、深圳市华阳国际工程设计股份有限公司、深圳市欧博工程设计顾问有限公司、深圳千典建筑结构设计事务所有限公司、奥雅纳工程咨询(上海)有限公司广州分公司、深圳市市政设计研究院有限公司、香港华艺设计顾问（深圳）有限公司、科进香港有限公司、澳门柏雅工程顾问有限公司、中铁建工集团有限公司。

本文件主要起草人：王兴法、王启文、王松帆、王森、韦宏、毛仁兴、方小丹、刘维亚、江毅、孙立德、苏成、苏建华、李建伟、杨坚、吴小宾、张良平、张建军、张剑、张琳、陈星、林哲、罗赤字、周云、周佳、郑宜、郑建东、赵宏、胡芝福、钟万才、唐增洪、黄用军、黄泰贇、黄晨光、彭肇才、韩小雷、舒宣武、谢壮宁、廖耘、滕军（按姓氏笔画排列）。

引 言

根据广东省市场监督管理局《关于批准下达 2023 年第一批广东省地方标准制修订计划的通知》（粤市监标准[2023]211号）以及广东省住房和城乡建设厅2023年5月“关于下达广东省地方标准《高层建筑混凝土结构技术规程》修订任务的通知”，由华南理工大学建筑设计研究院有限公司会同相关单位对广东省标准《高层建筑混凝土结构技术规程》DBJ 15-92-2021进行修订，形成本标准。

DBJ/T15-92-2021《高层建筑混凝土结构技术规程》于2020年编制完成，2021年6月实施。《建设工程抗震管理条例》2021年9月1日施行。一系列的工程设计通用规范2022年1月起施行。此次修编工作的重点是对照《建设工程抗震管理条例》以及《规程》中相关的强制性条文进行梳理、修订，对《规程》做进一步的完善。修编后的设计标准也适用于多层混凝土建筑结构，改称《建筑工程混凝土结构设计标准》（以下简称《标准》）。

主要修订内容如下：

- 1、调整框架柱的最小截面尺寸规定，与《规程》保持一致；
- 2、修改建筑防震缝宽度的规定；
- 3、补充通用工业厂房楼面可变荷载组合值系数；
- 4、规定震后需保持正常使用功能的建筑提高抗震性能的具体措施；
- 5、根据大量的弹塑性分析结果和工程经验，调整了各性能水准结构预期的震后性能状况；
- 6、将剪力墙的轴压比限值调高0.05；
- 7、补充框架柱节点核心区的受剪承载力计算方法；
- 8、补充隔震结构隔震层以上的层间位移角限值；
- 9、增加高层建筑风振控制的内置浆柱TLD的设计方法。
- 10、删去第15章“建筑结构施工”。
- 11、对附录H《结构弹性、弹塑性时程分析可选择的地震波》做精简，减少篇幅。

本《标准》由广东省住房和城乡建设厅负责管理，由主编单位负责具体技术内容的解释。在执行过程中，请各单位结合工程实践，认真总结经验并将意见和建议寄送至华南理工大学建筑设计研究院有限公司（地址：广州市五山华南理工大学建筑设计研究院有限公司，邮编：510641，联系人：刘光爽，E-mail: scutlgs@163.com）。

1 总则

1.0.1 为在广东省的建筑工程混凝土结构（包括钢-混凝土的混合结构）工程的设计中做到安全适用、技术先进、经济合理、施工方便，结合本省的设计经验和工程实践，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于建筑工程混凝土结构及混合结构的设计。本标准不适用于建造在地震时易诱发山体滑坡、地陷、溃坝等危险地段的建筑。

1.0.3 抗震设防烈度为6度至9度地区的建筑，应进行抗震设计。建筑的抗震设防烈度应按国家规定的权限颁发的文件确定。一般情况下，采用现行《中国地震动参数区划图》GB18306的地震基本烈度。建设单位有特别要求时可提高抗震设防标准，但不得降低抗震设防烈度。

1.0.4 建筑分甲、乙、丙三个抗震设防类别。

甲类建筑为重大建筑工程和地震时可能发生严重次生灾害的建筑。乙类建筑为地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的建筑，以及地震时可能导致大量人员伤亡等灾害后果的建筑。丙类建筑为甲、乙类以外的一般建筑。抗震设防类别的划分应符合现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223和《建筑抗震设计标准》GB/T 50011的有关规定。

注：本标准中甲、乙、丙类建筑分别为现行《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223中特殊设防类、重点设防类、标准设防类的简称。

1.0.5 建筑结构应注重概念设计，重视结构的选型和平面、立面布置的规则性，加强构造措施，择优选用抗震和抗风性能好且经济合理的结构体系。

1.0.6 必要时可采用隔震、消能减震和风振控制设计以提高建筑的抗震安全性和使用舒适性。

1.0.7 本标准采用基于设防烈度地震的抗震设计方法，不再要求进行多遇地震相关的计算设计。

1.0.8 本标准中未列入的内容，应符合现行的国家有关标准、规范、规程的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 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。

2.1.2 建筑结构高度 building height

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

2.1.3 框架结构 frame structure

由梁和柱组成的承受竖向和水平作用的结构。

2.1.4 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。

2.1.5 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。

2.1.6 板-柱-剪力墙结构 slab-column shearwall structure

由无梁楼板与柱组成的板柱框架和剪力墙共同承受竖向和水平作用的结构。

2.1.7 全框支剪力墙结构 frame supported shearwall structure

指转换层及以下为框架及框支框架，转换层以上为剪力墙、框架-剪力墙结构或框架-核心筒的结构。

2.1.8 筒体结构 tube structure

由筒体为主组成的承受竖向和水平作用的高层建筑结构。筒体结构的筒体包括剪力墙围成的薄壁混凝土筒和由密柱框架或壁式框架围成的框筒以及由外围斜交钢管混凝土柱形成的钢管混凝土斜交网格筒。

2.1.9 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高层建筑结构。

2.1.10 重力柱-核心筒结构 Gravity column -corewall structure

由核心筒与外围重力柱组成的建筑结构。重力柱指与楼盖梁铰接，主要承担竖向荷载的柱。

2.1.11 筒中筒结构 tube in tube structure

由核心筒与外围框筒、斜交网格筒等组成的高层建筑结构。

2.1.12 混合结构 mixed structure, hybrid structure

指由钢管（型钢）混凝土柱、钢梁框架与钢筋混凝土核心筒所组成的框架-核心筒结构，由外围钢柱、钢管（型钢）混凝土柱、钢梁框筒与钢筋混凝土核心筒所组成的筒中筒结构。

2.1.13 转换结构构件 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。

2.1.14 转换层 transfer story

转换结构构件所在的楼层，包括水平结构构件及其以下竖向结构构件。

2.1.15 加强层 story with outriggers and/or belt members

设置连接内筒与外围柱的水平伸臂（梁或桁架）结构以及（或）沿该楼层外框设置带状桁架的楼层。

2.1.16 连体结构 towers linked with connective structure(s)

除裙楼以外，两个或两个以上塔楼之间带有连接体（包括连廊）的结构。

2.1.17 多塔楼结构 multi-tower structure with a common podium

地面以上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。

2.1.18 结构抗震性能设计 performance-based seismic design of structures

以结构抗震性能目标为基准的结构抗震设计。

2.1.19 结构抗震性能目标 structural seismic performance objectives

分别针对小震、中震、大震作用设定的结构抗震性能水准。

2.1.20 结构抗震性能水准 structural seismic performance levels

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。

2.1.21 抗震措施 seismic measures

保证结构抗震安全性的设计内容，主要包括通过计算保证结构的抗震承载力以及不经计算采取抗震构造措施以保证结构的延性。

2.1.22 隔震结构 seismically isolated structure

在建筑中设置隔震装置而形成的结构体系。包括上部结构、隔震层、下部结构和基础。

2.1.23 消能减震结构 energy-dissipated structure

设置消能器的结构。包括主体结构和消能部件。

2.2 主要符号**2.2.1 材料力学性能和抗力**

C20 ——表示立方体强度标准值为20N/mm²的混凝土强度等级；

E_c ——混凝土弹性模量；

E_s ——钢筋弹性模量；

f_{ck} 、 f_c ——分别为混凝土轴心抗压强度标准值、设计值；

f_{tk} 、 f_t ——分别为混凝土轴心抗拉强度标准值、设计值；

f_{yk} ——普通钢筋强度标准值；

f_y 、 f'_y ——分别为普通钢筋的抗拉、抗压强度设计值；

f_{yv} ——梁、柱箍筋的抗拉强度设计值；

f_{yh} 、 f_{yw} ——分别为剪力墙水平、竖向分布钢筋的抗拉强度设计值。

K_h ——隔震层水平等效刚度；

K_i ——结构第*i*层的侧向刚度；

R_k ——按材料强度标准值计算的构件承载力；

R_a ——单桩竖向承载力特征值；

R_{Ha} ——单桩水平承载力特征值；

R_d ——构件承载力设计值。

2.2.2 作用和作用效应

F_{Ek} ——结构总水平地震作用标准值；

F_{Evk} ——结构总竖向地震作用标准值；

G_E ——计算地震作用时，结构总重力荷载代表值；

G_{eq} ——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；

S_d ——荷载效应或荷载效应与地震作用效应组合的设计值；

S_{Gk} ——永久荷载效应标准值；

S_{Qk} ——楼面活荷载效应标准值；

S_{wk} ——风荷载效应标准值；

S_{GEk} ——重力荷载代表值作用下效应的标准值；

S_k ——设防烈度地震作用效应组合的标准值；

V ——剪力设计值；

w_0 ——基本风压；

w_{10} ——重现期为10年的风压；

w_k ——风荷载标准值；

ΔF_n ——结构顶部附加水平地震作用标准值；

u ——楼层侧向位移；

Δu ——楼层层间位移；

θ_i ——结构第*i*层的层间位移角；

θ_E ——结构弹性层间位移角；

θ_p ——结构弹塑性层间位移角；

φ_i ——结构第*i*层的楼层相对扭转角。

2.2.3 几何参数

a_s 、 a'_s ——分别为纵向受拉、受压钢筋合力点至截面近边的距离；

A_s 、 A'_s ——分别为受拉区、受压区纵向钢筋截面面积；

A_{sh} ——剪力墙水平分布钢筋的全部截面面积；

A_{sv} ——梁、柱同一截面各肢箍筋的全部截面面积；

A_{sw} ——剪力墙腹板竖向分布钢筋的全部截面面积；

A ——建筑物总迎风面积；剪力墙截面面积；

A_w ——T形、I形截面剪力墙腹板的面积；

b ——矩形截面宽度；

b_b 、 b_c 、 b_w ——分别为梁、柱、剪力墙截面宽度；

B ——建筑平面宽度、结构迎风面宽度；

L ——建筑物平面的长度；

d ——钢筋直径；桩身直径；

e ——偏心距；

e_0 ——轴向力作用点至截面重心的距离；

- e_i ——考虑偶然偏心计算地震作用时，第 i 层质心的偏移值；
 h ——层高；截面高度；
 h_0 ——截面有效高度；
 H ——房屋高度；水头高度；
 H_i ——房屋第 i 层距室外地面的高度；
 H_n ——柱的净高；
 I ——截面抗弯刚度；
 l_a ——非抗震设计时纵向受拉钢筋的最小锚固长度；
 l_{ab} ——受拉钢筋的基本锚固长度；
 l_{abE} ——抗震设计时纵向受拉钢筋的基本锚固长度；
 l_{aE} ——抗震设计时纵向受拉钢筋的最小锚固长度；
 l_l ——受拉钢筋的搭接长度；
 l_n ——梁的净跨；
 r_i ——第 i 层楼层平面平行地震作用方向的回转半径；
 s ——箍筋间距。

2.2.4 系数

- α ——水平地震影响系数值；
 $\alpha_{\max}$ 、 $\alpha_{v\max}$ ——分别为水平、竖向地震影响系数最大值；
 α_1 ——受压区混凝土矩形应力图的应力与混凝土轴心抗压强度设计值的比值；
 β ——水平向减震系数；墙肢计算长度系数；
 β_c ——混凝土强度影响系数；
 β_z —— z 高度处的风振系数；
 γ_0 ——结构重要性系数；
 γ_j —— j 振型的参与系数；
 γ_G ——永久荷载的分项系数；重力荷载的分项系数；
 γ_L ——考虑结构设计工作年限的荷载调整系数；
 γ_w ——风荷载的分项系数；
 η ——构件重要性系数；阻尼调整系数；
 η_p ——弹塑性位移增大系数；
 λ ——水平地震剪力系数；剪跨比；
 λ_v ——配箍特征值；
 μ ——楼层延性系数；
 μ_N ——柱轴压比；剪力墙墙肢轴压比；
 μ_s ——风荷载体型系数；
 μ_z ——风压高度变化系数；
 ν ——风荷载的脉动影响系数；
 ζ ——风荷载的脉动增大系数；承载力利用系数；
 ζ_y ——楼层屈服强度系数；
 ζ ——受拉钢筋搭接长度修正系数；
 ρ_v ——体积配箍率；

- ρ_{sv} ——箍筋面积配筋率；
 ρ_w ——剪力墙竖向分布钢筋配筋率；
 Ψ_Q ——楼面活荷载组合值系数；
 Ψ_w ——风荷载的组合值系数。

2.2.5 其他

- α_{lim} ——结构顶点风振加速度限值；
 λ_v ——最小配箍特征值；
 EJ_d ——结构一个主轴方向的弹性等效侧向刚度；
 D_i ——第*i*楼层的弹性等效侧向刚度；
 f ——频率；
 T ——结构自振周期；混凝土的出槽温度；
 T_1 ——结构基本自振周期；
 T_{L1} ——结构横风向第一阶自振周期；
 T_g ——地震影响系数曲线的特征周期。
 ζ ——阻尼比；
 ζ_a ——消能部件附加给结构的有效阻尼比。
 ζ_{eq} ——隔震层等效阻尼比；
 γ ——衰减指数。

3 结构设计基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 建筑结构应有必要的承载能力，合适的刚度和延性，避免因局部构件的破坏而导致整个结构丧失承载力。

3.1.2 在风荷载或多遇地震作用下，结构不受损坏或不需修理可继续使用；在设防烈度地震作用下，结构不需修理或简单修复后可继续使用；在罕遇地震作用下，允许结构有部分构件屈服、破坏，但不应倒塌。

3.1.3 建筑混凝土结构可采用框架、剪力墙、框架-剪力墙、板-柱-剪力墙、筒体以及巨型框架-核心筒等结构体系。

3.1.4 建筑结构的布置应符合下列规定：

- 1 抗震设防的建筑平面、立面宜简单、规则、对称，不应采用严重不规则的结构体系。建筑结构存在表3.1.4所列举的平面或竖向不规则类型，属于不规则结构体系；
- 2 结构的布置宜使结构具有合理的刚度和承载力分布，避免出现明显的软弱层及薄弱层；
- 3 建筑结构宜有多道防线，对软弱层及薄弱层应采取有效的加强措施。

表 3.1.4 建筑结构不规则类型

不规则类型	定 义
1 扭转不规则	在规定的考虑偶然偏心影响的水平力作用下，楼层两端抗侧力构件弹性水平位移(或层间位移)的最大值与平均值的比值大于 1.2。
2 狭长、凹凸不规则	结构平面尺度(图 3.4.3-1)不满足表 3.4.3 的要求。
3 楼板局部不连续	楼板开洞后，有效楼板宽度小于开洞处楼面宽度的 50%或开洞面积大于该层楼面面积的 30%；错层大于梁高或梁宽。 注：混凝土剪力墙楼、电梯井可不按开洞考虑。
4 侧向刚度不规则	在地震作用下，某一层的侧向刚度小于相邻上一层的 70%或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值的 80%或该层侧向刚度小于相邻下一层的 50%，则该层的侧向刚度不规则。 层间位移角及侧向刚度可按式计算： $\theta_i = \frac{u_i - u_{i-1}}{h_i} = \frac{\Delta u_i}{h_i}$ $K_i = \frac{V_i}{\theta_i}$ 式中： u_i 、 u_{i-1} 为第 i 层、 $i-1$ 层水平位移； h_i 为第 i 层层高； V_i 为层剪力。
5 竖向构件不连续	竖向构件(柱、剪力墙、支撑)不连续的类型分为： I 类：柱不连续。 II 类：墙、支撑不连续。
6 楼层承载力突变	抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 75%。

3.1.5 当结构高度、平面及竖向不规则性和结构复杂性等多项控制指标超过现行规范及有关规定时，可根据建筑物的重要性及结构体系的具体情况，提出合适的抗震性能目标及具体的加强措施，进行详细的计算分析及论证(必要时进行局部或整体结构模型试验)，保证结构的抗震安全性。

3.1.6 填充墙及隔墙宜采用轻质材料并与主体结构有可靠连接。

3.2 材料

3.2.1 建筑混凝土结构宜采用高强高性能结构材料，注重结构的耐久性。

3.2.2 结构用混凝土强度等级应符合下列规定：

- 1 混凝土强度等级不应低于C25，抗震设计时不应低于C30；
- 2 抗震构造等级一级或特一级的竖向构件混凝土强度不应低于C35；
- 3 预应力混凝土楼板结构的混凝土强度等级不应低于C30，其他预应力结构构件的混凝土强度等级不应低于C40；
- 4 转换梁、柱等转换结构构件的混凝土强度等级不宜低于C40；
- 5 除转换层楼盖外，现浇非预应力混凝土楼盖的混凝土强度等级不宜高于C40；
- 6 竖向构件当采用C70及以上的高强混凝土时，应有改善其延性的有效措施：柱宜采用高强钢筋、提高配筋率、配箍率或采用钢管混凝土柱、型钢混凝土柱或钢管混凝土叠合柱；剪力墙宜设端柱，提高端柱或边缘构件以及分布筋的配筋率、加强对竖向受力钢筋的约束，必要时可采用型钢、钢板或钢管混凝土剪力墙。

3.2.3 结构用钢筋宜优先采用HRB400级及HRB500级钢筋配筋率大的竖向构件及配筋率大的框架梁等构件可采用500MPa以上等级钢筋；采用500MPa及以上等级钢筋的钢筋混凝土结构构件，混凝土强度不应低于C30。

3.2.4 结构用钢材宜采用Q355、Q390、Q420、Q460或Q355GJ、390GJ、420GJ、460GJ等级的钢材。当构件、截面的尺寸为刚度或稳定性控制时可采用Q235等级的钢材。

3.2.5 混凝土结构的受力钢筋及其性能应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010的有关规定。按一、二、三级抗震构造等级设计的构件，其纵向受力钢筋尚应符合下列规定：

- 1 钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于1.25；
- 2 钢筋的屈服强度实测值与屈服强度标准值的比值不应大于1.30；
- 3 钢筋最大拉力下的总伸长率不应小于9%。

3.2.6 按塑性设计以及预计罕遇地震作用下塑性耗能区的结构用钢材应符合下列规定：

- 1 钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于0.85；
- 2 钢材应有明显的屈服台阶且断后伸长率不应小于20%；
- 3 钢材应有良好的冲击韧性及可焊性。

3.2.7 预制构件的混凝土强度等级不宜低于C30，后浇混凝土的强度等级不宜低于所连接预制构件的混凝土强度等级。

3.2.8 预制构件的吊环应采用HPB300级光面钢筋制作，不得采用冷加工钢筋。

3.3 适用高度和高宽比

3.3.1 钢筋混凝土高层建筑结构适用的最大高度分为A级和B级。

A级高度钢筋混凝土高层建筑适用的最大高度应符合表3.3.1-1的规定，B级高度钢筋混凝土高层建筑适用的最大高度应符合表3.3.1-2的规定。

表 3.3.1-1 A 级高度钢筋混凝土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	8度	9度
框架		60	50	40	—
框架-剪力墙		130	120	100	50
剪力墙	全部落地剪力墙	140	120	100	60
	部分框支剪力墙	120	100	80	不应采用
	全框支剪力墙结构	120	100	80	不应采用
筒体	框架-核心筒	150	130	100	80
	巨型框架-核心筒	180	150	120	100
	筒中筒	180	150	120	100
	板-柱-核心筒、重力柱-核心筒	120	100	80	不应采用
板-柱-剪力墙		80	70	55	不应采用

- 注： 1 表中框架不含异形柱框架结构。
- 2 部分框支剪力墙结构指地面以上结构带托墙转换层且转换层以下为框架-剪力墙的剪力墙结构。
- 3 甲类建筑宜按本地区设防烈度提高一度后符合本表的要求。
- 4 框架结构、板-柱-剪力墙结构，当房屋高度超过本表数值时，结构设计应有可靠依据并采取有效的加强措施。

表 3.3.1-2 B 级高度钢筋混凝土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	8度
框架-剪力墙		160	140	120
剪力墙	全部落地剪力墙	170	150	130
	部分框支剪力墙	140	120	100
	全框支剪力墙	140	120	100
筒体	框架-核心筒	210	180	140
	巨型框架-核心筒	280	230	170
	筒中筒	280	230	170
	重力柱-核心筒	160	140	120

- 注： 1 部分框支剪力墙结构指地面以上结构带托墙转换层且转换层以下为框架-剪力墙的剪力墙结构。

- 2 甲类建筑，6、7度时宜按本地区设防烈度提高一度后符合本表的要求，8、9度时应专门研究。
- 3 当房屋高度超过表中数值时，结构设计应有可靠依据并采取有效的加强措施。

3.3.2 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	抗震设防烈度		
	6度、7度	8度	9度
框架	4	3	—
板-柱-剪力墙	5	4	—
框架-剪力墙、剪力墙	6	5	4
板-柱-核心筒、重力柱-核心筒	6	5	—
部分框支剪力墙、全框支剪力墙	6	5	—
框架-核心筒	7	6	4
巨型框架-核心筒	8	7	5
筒中筒	8	7	5

注：重力柱-核心筒结构核心筒的高宽比不宜大于12。

3.4 结构平面布置

3.4.1 建筑结构平面的质量和刚度分布宜均匀。不应采用严重不规则的平面布置。

3.4.2 高层或超高层建筑宜选用风作用效应较小的平面形状。

3.4.3 建筑平面布置宜符合下列要求：

1 平面长度不宜过长，突出部分长度不宜过大（图3.4.3-1）；平面尺寸 L 、 l 、 B 、 $B_{\max}$ 、 b 等值宜满足表3.4.3的要求；

2 不宜采用角部重叠或细腰形等对楼盖整体刚度削弱较大的平面（图3.4.3-2）。细腰形平面尺寸 b/B 不宜小于0.4；角部重叠部分尺寸与相应边长较小值的比值 $b/B_{\min}$ 不宜小于1/3。

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	$l/B_{\max}$	l/b
6、7度	≤ 6.0	≤ 0.35	≤ 2.0
8、9度	≤ 5.0	≤ 0.30	≤ 1.5

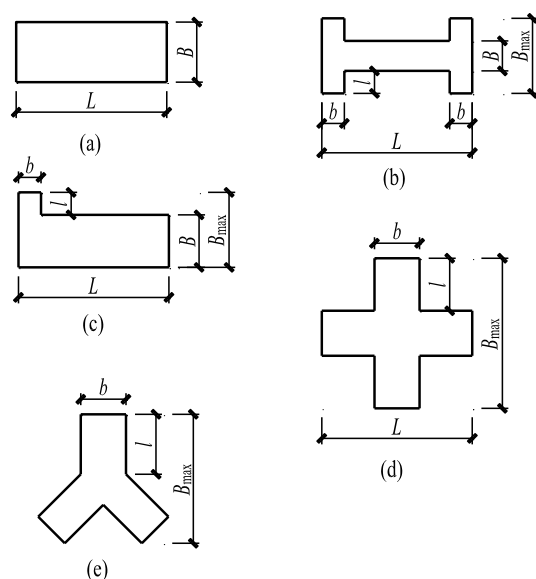


图 3.4.3-1 建筑平面示意

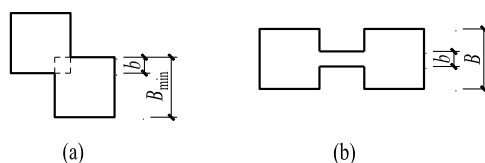


图 3.4.3-2 角部重叠和细腰形平面示意

3.4.4 建筑结构平面布置应避免或减少结构整体扭转效应并符合以下要求：

1 建筑的扭转位移比不宜大于1.4，不应大于1.8；

注：1) 扭转位移比 μ 指楼层竖向构件的最大水平位移与平均位移之比，计算时采用刚性楼板假定并考虑偶然偏心的影响；

2) 当楼层的最大层间位移角不大于本标准第3.7.3条规定的限值的0.5倍时，该楼层扭转位移比限值可适当放宽，宜不大于2。计算楼层的最大层间位移角时不考虑偶然偏心的影响；

2 考虑偶然偏心，采用刚性楼板假定计算的第*i*楼层相对扭转角 φ_i 不宜大于 5×10^{-4} 弧度。

3.4.5 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，应在设计中考虑楼板削弱产生的不利影响。有效楼板宽度不宜小于楼面宽度的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。

3.4.6 卅字形、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系梁或连系板。

3.4.7 楼板大洞口周边宜设置边梁或适当加大板厚并双层双向配筋。

3.4.8 建筑宜避免结构不规则，尽可能不分缝。当建筑物平、立面复杂、严重不规则时，可设置防震缝将其划分为较规则的几个结构单元。

3.4.9 设置防震缝时，应符合下列规定：

1 结构单元间留设防震缝时，宽度应满足中震作用下两侧结构不发生碰撞的要求。防震缝宽度

可取中震作用下较低结构单元顶点水平位移与相应标高较高结构单元水平位移绝对值之和并符合如下要求：

- 1) 框架结构房屋，高度不超过15m时不应小于100mm；超过15m时，6度、7度和8度分别每增加高度5m、4m和3m，宜加宽20mm；
- 2) 框架-剪力墙结构房屋不应小于本款第1)项规定数值的70%，剪力墙结构房屋不小于本款第1)项规定数值的50%且二者均不宜小于100mm；
- 2 防震缝两侧结构体系不同时，防震缝宽度取较大值；防震缝两侧的房屋高度不同时，防震缝宽度可按较低的房屋高度确定；
- 3 当相邻结构的基础可能存在较大沉降差时，宜增大防震缝的宽度；
- 4 防震缝应沿房屋全高设置；地下室、基础可不设防震缝，但在与上部防震缝对应处应加强构造和连接，必要时可设置防撞墙；
- 5 结构单元之间或主楼与裙房之间若无可靠措施，不宜采用牛腿托梁的做法设置防震缝。

3.4.10 抗震设计时，伸缩缝、沉降缝的宽度应符合防震缝最小宽度的要求。

3.4.11 建筑结构伸缩缝的最大间距应符合表3.4.11的规定。

表 3.4.11 伸缩缝的最大间距

结构体系	施工方法	最大间距（m）
框架结构	现浇	80
剪力墙结构	现浇	50

- 注：1 框架-剪力墙的伸缩缝间距可根据结构的具体布置情况取表中框架结构与剪力墙结构之间的数值。
- 2 当屋面无保温或隔热措施、混凝土的收缩较大或室内结构因施工外露时间较长时，伸缩缝间距应适当减小。
 - 3 位于气候干燥地区、夏季炎热且暴雨频繁地区的结构，伸缩缝的间距宜适当减小。
 - 4 当有可靠的经验，采用有效措施减少温差和混凝土收缩对结构的影响时，可适当放宽伸缩缝的间距。

3.4.12 可采用下列构造和施工措施减少温差和混凝土收缩对结构的影响：

- 1 提高顶层、山墙和纵墙端开间等受温度变化影响较大的部位的配筋率；
- 2 顶层加强保温隔热措施，外墙设置外保温层；
- 3 地下室底板的施工后浇带间距不宜大于80m，地下室侧壁的施工后浇带间距不宜大于40m，带宽800mm~1000mm，钢筋采用搭接接头，后浇带混凝土宜滞后45天以上浇筑，低温入模；
- 4 控制混凝土的水泥用量、砂率及水灰比，在混凝土中加入适宜的外加剂；采用浸水养护或其他有效的养护措施；
- 5 提高楼板的构造配筋率或采用部分预应力结构。

3.5 结构竖向布置

3.5.1 建筑体型沿竖向宜规则、均匀，避免有过大的外挑和内收。结构的侧向刚度宜下大上小，逐渐均匀变化。

3.5.2 结构的楼层侧向刚度不宜小于相邻上层楼层侧向刚度的70%。

3.5.3 抗侧力结构的层间受剪承载力不宜小于其相邻上一层受剪承载力的75%，不应小于其相邻上一层受剪承载力的65%。

注： 1 楼层抗侧力结构的层间受剪承载力是指在所考虑的水平地震作用方向上，该层全部柱、剪力墙、斜撑的受剪承载力之和；

2 加强层、带斜腹杆桁架的楼层及转换层不在此限。

3.5.4 结构竖向抗侧力构件宜上下连续贯通。

3.5.5 当结构上部楼层收进部位到室外地面的高度 H_1 与房屋高度 H 之比大于0.2时，上部楼层收进后的水平尺寸 B_1 不宜小于下部楼层水平尺寸 B 的0.75倍（图3.5.5a、图3.5.5b）；当上部结构楼层相对于下部楼层外挑时，上部楼层出挑后的水平尺寸 B_1 不宜大于下部楼层水平尺寸 B 的1.1倍（图3.5.5c、图3.5.5d）。

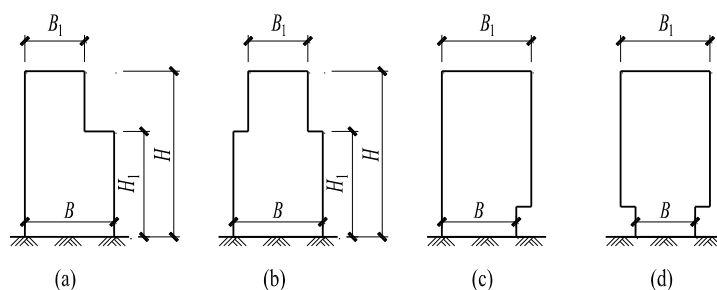


图 3.5.5 结构竖向收进和外挑示意

3.5.6 楼层质量沿高度宜均匀分布，楼层质量不宜大于相邻下部楼层质量的1.5倍。

3.5.7 不宜采用同一楼层刚度和承载力变化同时不满足本标准第3.5.2条和3.5.3条规定的高层建筑结构。

3.5.8 突出屋面的建筑或顶层取消部分墙柱形成的空旷房间，应考虑高阶振型的影响并采取有效措施。

3.6 楼盖结构

3.6.1 抗震设防的建筑物应采用现浇楼盖结构或装配整体式楼盖结构。一般现浇楼盖楼板厚度不宜小于100mm，顶层的板厚不应小于120mm。地下室顶板可采用梁板结构，板厚不宜小于150mm；也可采用无梁楼盖，板厚可取较小柱距的1/25和300mm的较大值。Ⅱ类竖向构件不连续的梁式转换层板厚不宜小于180mm；箱式或桁架转换层顶板及底板的板厚不宜小于150mm；Ⅰ类竖向构件不连续时转换层楼盖板厚不应小于120mm。当采用叠合板装配整体式楼盖时，预制板厚度不应小于50mm，整浇叠合板厚度不宜小于70mm；地下室、转换层、楼盖薄弱连接处楼板宜现浇。

3.6.2 现浇预应力混凝土板的厚度不宜小于150mm。

3.6.3 一般现浇楼板受力钢筋的配筋率不宜小于0.2%。首层、顶层、转换层的楼板宜双层双向配筋，每层每方向的配筋率不宜小于0.25%。

3.6.4 转换层楼盖不宜开大洞口。转换梁不宜做成反梁。

3.7 水平位移限值和舒适度要求

3.7.1 建筑结构应具有足够的刚度，避免产生过大的位移而影响结构的承载力、稳定性和正常使用要求。

3.7.2 结构的水平位移应按本标准第4章规定的风荷载、地震作用和第5章规定的弹性方法计算。

3.7.3 按弹性方法计算的风荷载作用下结构的顶点位移与结构总高度之比 U_{top}/H 不宜大于1/600；设防烈度地震作用下的楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于1/150，设防烈度地震后需保持正常使用功能的建筑的楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于1/200。

注：楼层层间最大位移 Δu 以楼层最大的水平位移差计算，不扣除整体弯曲变形。计算地震作用下的层间位移时不考虑偶然偏心的影响。当存在地震反应最大的最不利方向时，还应补充该方向的计算。

3.7.4 建筑结构在罕遇地震作用下的薄弱层弹塑性变形验算，应符合下列规定：

1 下列结构应进行弹塑性变形验算：

- 1) 7度~8度时楼层屈服强度系数小于0.5的框架结构；
- 2) 甲类建筑；
- 3) 采用隔震和消能减震设计的建筑结构；
- 4) 房屋高度大于150m的结构；

2 下列结构宜进行弹塑性变形验算：

- 1) 本标准表4.3.4所列高度范围且不满足本标准第3.5.2~3.5.5条规定的竖向不规则高层建筑结构；
- 2) 7度Ⅲ、Ⅳ类场地和8、9度抗震设防的乙类建筑结构；
- 3) 板-柱-剪力墙结构。

注：楼层屈服强度系数为按构件实际配筋和材料强度标准值计算的楼层受剪承载力与按罕遇地震作用计算的楼层弹性地震剪力的比值。

3.7.5 结构薄弱层（部位）层间弹塑性位移角应符合下式要求：

$$\theta_p = \frac{\Delta u_p}{h} \leq [\theta_p] \quad (3.7.5)$$

式中： θ_p ——层间弹塑性位移角；

$[\theta_p]$ ——层间弹塑性位移角限值，可按表3.9.6采用；

h ——层高。

3.7.6 高层建筑应满足风振舒适度要求。在现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009或广东省标准《建筑结构荷载规范》DBJ/T 15-101规定的10年一遇的风荷载标准值作用下，结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度计算值不应超过表3.7.6的限值。结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度可按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009或广东省标准《建筑结构荷载规范》DBJ/T 15-101的规定计算，也可通过风洞试验结果确定，计算时阻尼比宜取0.01~0.02。

表 3.7.6 结构顶点风振加速度限值

使用功能	α_{lim} (m/s ²)
住宅、公寓	0.15
办公、旅馆	0.25

3.7.7 楼盖结构竖向振动舒适度的计算应符合下列规定：

1 钢筋混凝土楼盖结构竖向频率不宜小于3Hz，钢-混凝土组合楼盖结构竖向频率不宜小于4Hz，轻钢楼盖结构竖向频率不宜小于6Hz；

2 不同使用功能、不同自振频率的楼盖结构，其振动峰值加速度不宜超过表 3.7.7 限值。楼盖结构竖向振动加速度可按本标准附录 A 计算。

计算时，轻钢楼盖结构的阻尼比可取 0.02，钢-混凝土组合楼盖可取 0.03，混凝土楼盖可取 0.04。

表 3.7.7 楼盖竖向振动加速度限值

人员活动环境	峰值加速度限值 (m/s ²)	
	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
商场及室内连廊	0.22	0.15

注：楼盖结构竖向自振频率为 2Hz~4Hz 时，峰值加速度限值可按线性插值选取。

3.8 构件承载力设计

3.8.1 持久设计状况、短暂设计状况结构构件的承载力应按下列公式验算：

$$\gamma_0 S_d \leq R_d \quad (3.8.1)$$

式中： γ_0 ——结构重要性系数，对安全等级为一级的结构构件不应小于1.1；对安全等级为二级的结构构件不应小于1.0；

S_d ——作用组合的效应设计值，应符合本标准第5.6.1~5.6.3条的规定；

R_d ——构件承载力设计值。

3.8.2 地震作用下结构构件的承载力校核按本标准3.9节的相关规定进行。

3.9 结构抗震性能设计

3.9.1 结构抗震性能设计应选用适宜的结构抗震性能目标并根据既定的性能目标对结构设计进行分析论证。

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四个等级，结构抗震性能分为1、2、3、4、5五个水准（表3.9.1），每个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 3.9.1 结构抗震性能目标

性能目标 地震水准 性能水准	A	B	C	D
	1	2	3	4
设防烈度地震				
预估的罕遇地震	2	3	4	5

3.9.2 结构抗震性能水准可按表3.9.2进行宏观判别。

表 3.9.2 各性能水准结构预期的震后性能状况

结构抗震性能水准	宏观损坏程度	损坏部位				继续使用的可能性
		关键构件	普通竖向构件	框架梁	连梁	
1	完好、无损坏	无损坏（L1）	无损坏（L1）	无损坏（L1）	无损坏~轻微损坏（L1~L2）	不需修理即可继续使用
2	基本完好	无损坏（L1）	无损坏（L1）	无损坏~轻微损坏（L1~L2）	轻微损坏~轻度损坏（L2~L3）	不需修理或稍加修理即可继续使用
3	轻微损坏	无损坏（L1）	无损坏（L1）	无损坏~轻微损坏、少部分轻度损坏(L1~L3)	轻微~轻度损坏，少部分中度损坏(L2~L4)	不需修理或稍加修理后可继续使用
4	轻度损坏	无损坏（L1）	无损坏~轻微损坏（L1~L2）	轻微损坏~轻度损坏，少部分中度损坏（L2~L4）	轻度~中度损坏，少部分比较严重损坏（L3~L5）	稍加修理或一般修理后可继续使用
5	轻度~中度损坏	无损坏（L1）	轻微损坏、少部分轻度损坏（L2~L3）	轻度~中度损坏、部分比较严重损坏（L3~L5）	中度损坏~部分比较严重损坏（L4~L6）	一般修理或修复、加固后可继续使用

注：1、“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、剪力墙连梁等。

2、构件损伤等级按广东省标准《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》 DBJ/T 15-151定义。

3、“少部分”指不多于总数15%，“部分”指总数的15%~30%。

3.9.3 丙类建筑结构的抗震性能目标和设防烈度地震作用下结构构件的性能水准应不低于表3.9.3的要求：

表 3.9.3 设防烈度地震作用下的抗震性能目标和性能水准

设防地震烈度	6	7	8	9
性能目标等级	C	C	D	D
结构构件性能水准	3	3	4	4

注：1、乙类建筑性能目标最低要求同丙类建筑，按本地区抗震设防烈度提高1度确定抗震构造等级。

2、震后需保持正常使用功能的乙类建筑，除按本地区抗震设防烈度提高1度确定抗震构造等级外，竖向构件的性能水准提高一个等级。

3.9.4 甲类建筑结构的抗震性能目标应按表3.9.3提高一个等级。高烈度区（8度及以上）甲、乙类建筑宜采用隔震与消能减震设计。

3.9.5 结构构件的承载力应符合本标准的有关规定。不同抗震性能水准的结构在设防烈度地震作用下的承载力校核和罕遇地震作用下的承载力、受剪截面验算按下列规定进行：

1 第1性能水准的结构在设防烈度地震作用下，全部结构构件的抗震承载力应符合下式要求：

$$S_k = S_{Gek} + \eta c(S_{Ehk}^* + 0.4S_{Evk}^*) \leq \xi R_k \quad (3.9.5-1)$$

式中：\$R_k\$ ——材料强度标准值计算的构件承载力标准值；

\$\xi\$ ——承载力利用系数，压、剪取0.6；弯、拉取0.69；

\$S_k\$ ——竖向荷载效应和设防烈度地震作用效应组合的标准值；

\$S_{Gek}\$ ——重力荷载代表值作用下的效应标准值；

\$S_{Ehk}^*\$ ——水平设防烈度地震作用效应标准值；

\$S_{Evk}^*\$ ——竖向设防烈度地震作用效应标准值；

\$\eta\$ ——构件重要性系数，关键构件可取\$\eta=1.05\sim1.15\$，一般竖向构件可取\$\eta=1.0\$，水平耗能构件可取\$\eta=0.4\sim0.6\$；

\$c\$ ——地震力折减系数，取\$c=0.9\$；

2 第2性能水准的结构在设防烈度地震作用下，结构构件的抗震承载力应符合式（3.9.5-1）的要求，取\$c=0.9\$，承载力利用系数\$\xi\$，压、剪取0.67；弯、拉取0.77；

第2性能水准的结构在大震作用下，结构构件的抗震承载力应符合式（3.9.5-2）的要求，取\$c=0.9\$，承载力利用系数\$\xi\$，压、剪取0.83；弯、拉取1.0；

$$S_{Gek} + \eta c(S_{Ehk}^{**} + 0.4S_{Evk}^{**}) \leq \xi R_k \quad (3.9.5-2)$$

式中：\$S_{Ehk}^{**}\$、\$S_{Evk}^{**}\$ ——分别为水平和竖向大震作用计算的构件内力标准值；

3 第3性能水准的结构在设防烈度地震作用下，结构构件的抗震承载力应符合式（3.9.5-1）要求，取\$c=0.8\$，承载力利用系数\$\xi\$，压、剪取0.74；弯、拉取0.87；大震作用下，竖向构件的受剪截面宜满足式（3.9.5-3）的要求；

$$V_{Gek} + \eta c V_{Ek}^{**} \leq \varsigma f_{ck} b h_0 \quad (3.9.5-3)$$

式中：\$V_{Gek}\$ ——重力荷载代表值作用下的构件剪力标准值；

\$V_{Ek}^{**}\$ ——大震作用计算的构件剪力标准值；

\$\varsigma\$ ——剪压比，取\$\varsigma = 0.15\$；

4 第4性能水准的结构在设防烈度地震作用下，结构构件的抗震承载力宜符合式（3.9.5-1）的要求，取 $c=0.70$ ，承载力利用系数 ξ ，压、剪取0.83；弯、拉取1.0。在大震作用下，竖向构件的受剪截面宜满足式（3.9.5-3）的要求，取 $\zeta = 0.165$ ；

5 第5性能水准的结构在大震作用下，竖向构件的受剪截面宜满足式（3.9.5-3）的要求，取 $c=0.55$ ， $\zeta = 0.18$ ；

以上各大震性能水准所对应的抗震构造等级，第5水准不应低于一级，第4水准不应低于二级，第3水准不应低于三级，第2水准不应低于四级。结构构件的地震作用效应采用振型分解反应谱法或时域显式随机模拟法进行计算。对于较简单、规则的非超限建筑结构，不属于本标准第3.7.4条规定的工程项目，可不进行大震作用下的受剪截面验算及抗震性能复核。

3.9.6 各性能目标结构的层间弹塑性极限位移角宜符合表3.9.6的要求。

表 3.9.6 各性能目标结构的层间弹塑性位移角限值

性能目标	A	B	C	D
层间弹塑性位移角限值	1/100	1/80	1/65	1/50

注：结构的层间弹塑性位移角取结构各层质心处的弹塑性位移计算值。

3.9.7 可采用广东省标准《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》 DBJ/T 15-151进行大震作用下结构构件性能复核。结构弹塑性计算分析应符合下列要求：

- 1 结构弹塑性计算可采用静力弹塑性分析方法；也可采用弹塑性时程分析方法；对于新型结构、高度大于300m的超高层建筑或特别复杂的结构，宜采用静力及动力弹塑性分析进行对比；
- 2 复杂结构宜进行施工模拟分析，宜以施工全过程完成后的内力为初始状态；
- 3 弹塑性时程分析宜采用双向或三向地震输入；
- 4 静力弹塑性分析宜采用倒三角形水平力分布模式，也可采用振型分解法CQC组合的水平力分布模式。

3.9.8 结构地震弹塑性时程分析的结果应结合工程概念和经验进行判读，确认其合理、可信之后才可供设计参考。计算分析所需的地震动记录可从附录H中选取。

3.10 抗震构造等级

3.10.1 各抗震设防类别的建筑结构，其抗震构造措施应符合下列要求：

- 1 甲类、乙类建筑：应按本地区抗震设防烈度提高一度的要求加强其抗震构造措施。当建筑场地为Ⅰ类时，允许仍按本地区抗震设防烈度的要求采取抗震构造措施；
- 2 丙类建筑：应按本地区抗震设防烈度确定其抗震构造措施。当建筑场地为Ⅰ类时，除6度外，允许按本地区抗震设防烈度降低一度的要求采取抗震构造措施。

3.10.2 当建筑场地为Ⅲ、Ⅳ类时，对设计基本地震加速度为0.15g的地区，宜采取比对应抗震构造等级更有效的抗震构造措施。

3.10.3 建筑钢筋混凝土结构构件应根据抗震设防分类、烈度采用不同的抗震构造等级并应符合相应的构造措施要求。丙类建筑钢筋混凝土结构的抗震构造等级不应低于表3.10.3的要求。

注：本标准“特一级和一、二、三、四级”即“抗震构造等级为特一级和一、二、三、四级”的简称。

表 3.10.3 丙类建筑混凝土结构抗震构造等级

抗震设防烈度	6	7	8	9
抗震构造等级	三	二	一	特一

注：1 除震后需保持正常使用功能的建筑外，结构抗震性能目标满足B级及以上时，抗震构造等级可降低一级。

2 本标准抗震构造等级最高为特一级。当抗震构造等级要求提高一级时，已为特一级者可不再提高。

3.10.4 建筑地下一层相关范围的抗震构造等级应按上部结构采用，地下一层以下的抗震构造等级可逐层降低一级，但不应低于四级；地下室中超出上部主楼相关范围且无上部结构的部分，其抗震构造等级可根据具体情况采用三级或四级。

3.10.5 主楼结构在裙房顶板上、下各一层应适当加强抗震构造措施。

3.10.6 甲、乙类建筑按本标准第3.10.1条提高一度确定抗震构造等级时，如果房屋高度超过提高一度后对应的房屋最大适用高度，则应采取比对应抗震构造等级更有效的抗震构造措施。

3.11 特一级构件设计规定

3.11.1 特一级抗震构造等级的钢筋混凝土构件除应符合一级钢筋混凝土构件的所有设计要求外，尚应符合本节的有关规定。

3.11.2 特一级框架柱应符合下列要求：

1 宜采用钢管混凝土柱、型钢混凝土柱或内置圆钢管混凝土的钢管混凝土叠合柱；

2 钢筋混凝土柱柱端加密区最小配箍特征值 λ_v 应按本标准表6.4.7规定的数值增加0.02采用；全部纵向钢筋构造配筋率，中、边柱不应小于1.4%，角柱不应小于1.6%。

3.11.3 特一级框架梁的梁端加密区箍筋最小面积配箍率应比一级框架梁增大10%。

3.11.4 特一级框支柱应符合下列要求：

1 宜采用钢管混凝土柱、型钢混凝土柱或内置圆钢管混凝土的钢管混凝土叠合柱；

2 钢筋混凝土柱柱端加密区最小配箍特征值 λ_v 应按本标准表6.4.7的数值增大0.03采用且箍筋体积配箍率不应小于1.6%；全部纵向钢筋构造配筋率不应小于1.6%。

3.11.5 特一级剪力墙、筒体墙应符合下列要求：

1 宜采用钢管混凝土剪力墙，也可采用型钢混凝土剪力墙、钢板混凝土剪力墙；

2 一般部位的水平和竖向分布钢筋配筋率不小于0.35%，底部加强部位的水平和竖向分布钢筋的配筋率不小于0.4%；

3 约束边缘构件纵向钢筋构造配筋率不应小于1.4%，配箍特征值宜增大20%；构造边缘构件纵向钢筋的配筋率不应小于1.2%；

4 框支剪力墙结构的落地剪力墙底部加强部位宜采用钢管混凝土剪力墙或边缘构件宜配置型钢，型钢宜向上、下各延伸一层；

5 连梁按一级要求。

3.12 抗连续倒塌设计基本要求

3.12.1 安全等级为一级的高层建筑结构应满足抗连续倒塌概念设计要求。

3.12.2 抗连续倒塌概念设计应符合下列规定：

- 1 通过必要的结构连接措施增强结构的整体性；
- 2 主体结构宜采用冗余度较高的多跨、规则的超静定结构；
- 3 结构构件应具有适宜的延性，避免剪切破坏、压溃破坏、锚固破坏、节点先于构件破坏；
- 4 结构构件宜具有一定的反向承载能力；
- 5 转换结构应具有整体多重传递重力荷载的途径；
- 6 钢筋混凝土结构梁柱宜刚接，梁板顶、底钢筋在支座处宜按受拉要求妥善锚固或连续贯通；
- 7 钢框架梁柱应刚接；
- 8 独立基础之间宜采用联系梁连结。

3.13 装配式建筑结构设计

3.13.1 本章未作规定的装配式混凝土结构设计，应按现行国家标准《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231及现行行业标准《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1的有关规定执行。

3.13.2 装配式建筑构件宜形状规则，少数不规则构件可采用现浇。

3.13.3 装配式建筑构件宜模数化、标准化设计并应考虑运输及施工现场的吊装能力。

3.13.4 地下室楼层板、与外侧剪力墙相连楼梯宜采用现浇。结构竖向构件、结构转换层、房屋顶层、大底盘多塔结构的底盘顶层、结构平面不规则的薄弱连接部位及凹凸不规则平面的核心筒部位应采用现浇。

4 荷载和地震作用

4.1 竖向荷载

4.1.1 建筑结构的楼面活荷载应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009、广东省标准《建筑结构荷载规范》DBJ 15-101的有关规定采用。当建设单位有特别要求时，可按其的使用要求采用，但不应小于荷载规范的规定值。

4.1.2 首层楼面施工荷载不宜小于 10kN/m^2 。构件承载力验算时，施工荷载的分项系数可取1.0。建设单位或施工单位对施工荷载有特别要求时，可按其要求采用。

4.1.3 擦窗机、旋转餐厅等设备应按其实际情况确定其自重的大小和作用位置。

4.1.4 施工组织设计时应验算所采用的附墙式、外爬式塔吊等起重机械及其他施工设施对结构的影响。

4.1.5 屋面直升机机坪的等效均布活荷载可取 5kN/m^2 。局部荷载标准值及其作用面积可按表4.1.5取值。

表 4.1.5 局部荷载标准值及其作用面积

直升机类型	局部荷载标准值 (kN)	作用面积 (m ²)
轻型	20.0	0.20×0.20
中型	40.0	0.25×0.25
重型	60.0	0.30×0.30

4.2 风荷载

4.2.1 计算结构的风荷载效应时，风荷载作用面积应取垂直于风向的最大投影面积，建筑物表面的单位面积风荷载标准值应按下式计算：

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 \quad (4.2.1)$$

式中： w_k ——风荷载标准值 (kN/m^2)；

w_0 ——基本风压 (kN/m^2)，应按本标准第4.2.2条的规定采用；

μ_z ——风压高度变化系数，应按本标准第4.2.3~4.2.4条的规定采用；

μ_s ——风荷载体型系数，应按本标准第4.2.5条的规定采用；

β_z ——z高度处的风振系数，应按本标准第4.2.6条的规定采用，并不小于1.2。

4.2.2 基本风压应按照现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定采用或按照当地相关规范采用。对风荷载比较敏感的高层建筑，承载力设计时应按基本风压的1.1倍采用。

4.2.3 位于平坦或稍有起伏地形的高层建筑，其风压高度变化系数应根据地面粗糙度类别按表4.2.3确定。地面粗糙度应分为四类：A类指近海海面 and 海岛、海岸、湖岸及沙漠地区；B类指田野、乡村、丛林、丘陵以及房屋比较稀疏的乡镇和城市郊区；C类指有密集建筑群的城市市区；D类指有密集建筑群且房屋较高的城市市区。

表 4.2.3 风压高度变化系数

离地面或海 平面高度 (m)	地面粗糙度类别			
	A	B	C	D
5	1.09	1.00	0.65	0.51
10	1.28	1.00	0.65	0.51
15	1.42	1.13	0.65	0.51
20	1.52	1.23	0.74	0.51
30	1.67	1.39	0.88	0.51
40	1.79	1.52	1.00	0.60
50	1.89	1.62	1.10	0.69
60	1.97	1.71	1.20	0.77
70	2.05	1.79	1.28	0.84
80	2.12	1.87	1.36	0.91
90	2.18	1.93	1.43	0.98
100	2.23	2.00	1.50	1.04
150	2.46	2.25	1.79	1.33
200	2.64	2.46	2.03	1.58
250	2.78	2.63	2.24	1.81
300	2.91	2.77	2.43	2.02
350	2.91	2.91	2.60	2.22
400	2.91	2.91	2.76	2.40
450	2.91	2.91	2.91	2.58
500	2.91	2.91	2.91	2.74
550	2.91	2.91	2.91	2.91

4.2.4 位于山区的高层建筑，按本标准第4.2.3条确定风压高度变化系数后，尚应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009、广东省标准《建筑结构荷载规范》DBJ 15-101的有关规定进行修正。

4.2.5 计算主体结构的风荷载效应时，风荷载体型系数可按下列规定采用：

- 1 圆形平面建筑取0.8；
- 2 正多边形及截角三角形平面建筑，由下式计算：

$$\mu_s = 0.8 + 1.2/\sqrt{n} \quad (4.2.5)$$

式中： n ——多边形的边数；

- 3 高宽比 H/B 不大于4的矩形、方形、十字形平面建筑取1.3；
- 4 下列建筑取1.4：
 - 1) V形、Y形、弧形、双十字形、井字形平面建筑；
 - 2) L形、槽形和高宽比 H/B 大于4的十字形平面建筑；
 - 3) 高宽比 H/B 大于4，长宽比 L/B 不大于1.5的矩形、鼓形平面建筑；
- 5 在需要更细致进行风荷载计算的场合，风荷载体型系数可按本标准附录B采用或由风洞试验确定。

4.2.6 建筑结构的顺风向风荷载可按公式（4.2.1）计算，风振系数 β_z 可按下式计算：

$$\beta_z = 1 + 2gI_{10}B_z\sqrt{1+R^2} \quad (4.2.6-1)$$

式中： g ——峰值因子，可取2.5；

I_{10} ——为10m高名义湍流强度，对应A、B、C和D类地面粗糙度，可分别取0.12、0.14、0.23和0.39；

R ——脉动风荷载的共振分量因子；

B_z ——脉动风荷载的背景分量因子。

1 脉动风荷载的共振分量因子可按下列公式计算：

$$R = \sqrt{\frac{\pi}{6\zeta_1} \frac{x_1^2}{(1+x_1^2)^{4/3}}} \quad (4.2.6-2)$$

$$x_1 = \frac{30f_1}{\sqrt{k_w w_0}}, \quad x_1 > 5 \quad (4.2.6-3)$$

式中： f_1 ——结构第一阶自振频率；

k_w ——地面粗糙度修正系数，对A、B、C类和D类地面粗糙度分别取1.28、1.0、0.54和0.26；

ζ_1 ——结构阻尼比，钢筋混凝土结构可取0.05，混合结构可取0.02~0.04，其他结构可根据工程经验确定；

2 脉动风荷载的背景分量因子可按下列规定确定：

当结构的体型和质量沿高度均匀分布时，可按下列式计算：

$$B_z = kH^{a_1} \rho_x \rho_z \frac{\phi_1(z)}{\mu_z(z)} \quad (4.2.6-4)$$

式中： $\phi_1(z)$ ——结构第一阶振型系数；

H ——建筑总高度（m），对A、B、C和D类地面粗糙度， H 的取值分别不应大于300m、350m、450m和550m；

ρ_z ——脉动风荷载竖直方向相关系数；

ρ_x ——脉动风荷载水平方向相关系数；

k, a_1 ——系数，按表4.2.6-1取值；

表 4.2.6-1 系数 k 和 a_1

粗糙度类别		A	B	C	D
高层建筑	k	0.994	0.670	0.295	0.112
	a_1	0.155	0.187	0.261	0.346
高耸结构	k	1.276	0.910	0.404	0.155
	a_1	0.186	0.218	0.292	0.376

当结构迎风面和侧风面的宽度沿高度按直线或接近直线变化，而质量沿高度按连续规律变化时，式4.2.6-4计算的背景分量因子 B_z 应乘以修正系数 θ_B 和 θ_V 。 θ_B 为建筑物在 z 高度处的迎风面宽度 B

(z) 与底部宽度 $B(0)$ 的比值； θ_v 可按表4.2.6-2确定；

表 4.2.6-2 修正系数 θ_v

$B(H)/B(0)$	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2	≤ 0.1
θ_v	1.00	1.10	1.20	1.32	1.50	1.75	2.08	2.53	3.30	5.60

3 脉动风荷载的空间相关性系数可按下列规定确定：

竖直方向相关系数可按下列公式计算：

$$\rho_z = \frac{10\sqrt{H + 60e^{-H/60}} - 60}{H} \quad (4.2.6-5)$$

式中： H ——建筑总高度（m）；对A类、B类、C类和D类地面粗糙度， H 的取值分别不应大于300m、350m、450m和550m；

水平方向相关系数可按下列公式计算：

$$\rho_x = \frac{10\sqrt{B + 50e^{-B/50}} - 50}{B} \quad (4.2.6-6)$$

式中： B ——为结构迎风面宽度（m）， $B \leq 2H$ ；

4 振型系数 $\phi(z)$ 可由结构动力计算确定，计算时可仅考虑受力方向基本振型的影响；对于质量和刚度沿高度分布比较均匀的弯剪型结构，也可近似采用振型计算点距室外地面高度 z 与房屋高度 H 的比值。

4.2.7 当多栋高层建筑相互间距较近时，宜考虑风干扰效应。可将单栋建筑的体型系数乘以相互干扰增大系数，该系数可参考类似条件的试验资料确定；也可通过风洞试验确定。

4.2.8 横风向振动作用效应或扭转风振效应明显的高层建筑，应考虑横风向风振或扭转风振的影响。横风向风振与扭转风振的计算及组合方法应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009、广东省标准《建筑结构荷载规范》DBJ 15-101的有关规定。

4.2.9 建筑物有下列情况之一时宜进行风洞试验确定建筑物的风荷载：

- 1 房屋高度大于200m；
- 2 平面形状或立面形状复杂；
- 3 立面开洞或连体建筑；
- 4 周围地形和环境较复杂。

4.2.10 檐口、雨篷、遮阳板、阳台等水平构件，计算局部向上风荷载时，风荷载体型系数 μ_s 不宜小于2.0，计算局部向下风荷载时，风荷载体型系数 μ_s 不宜小于1.0。

4.3 地震作用

4.3.1 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。

4.3.2 建筑结构地震作用计算应符合下列规定：

- 1 一般情况下，应至少在结构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15°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；其他情况应计算单向水平地震作用；
- 3 建筑中的大跨度、长悬臂以及转换结构，7度（0.15g）、8度及9度抗震设计时应计入竖向地震作用。

4.3.3 计算单向地震作用时应考虑偶然偏心的影响。每层质心沿垂直于地震作用方向的偏移值可按下列式采用：

$$e_i = 0.1732r_i \quad (4.3.3)$$

式中： e_i ——第*i*层质心偏移值（m），各楼层质心偏移方向相同；

r_i ——第*i*层楼层平面平行地震作用方向的回转半径。

4.3.4 建筑结构的地震作用计算方法应符合下列规定：

- 1 建筑结构一般采用振型分解反应谱法，除对称且考虑偶然偏心的扭转位移比不大于1.2的结构外，均应考虑扭转耦联振动的影响；
- 2 高度不超过40m、以剪切变形为主且不属于表3.1.4所列不规则类型的规则结构可采用底部剪力法。不规则结构应采用振型分解反应谱法、时程分析法或时域显式随机模拟法等动力分析方法；
- 3 7度~9度抗震设防的建筑，下列情况应在振型分解反应谱法的基础上，采用弹性时程分析法或时域显式随机模拟法进行补充计算：
 - 1) 甲类建筑结构；
 - 2) 表4.3.4所列的乙、丙类高层建筑结构；
 - 3) 不满足本标准第3.5.2~3.5.6条规定的高层建筑结构；
 - 4) 本标准第11章规定的复杂高层建筑结构；

表 4.3.4 采用时程分析法或时域显式随机模拟法补充计算的高层建筑结构

设防烈度、场地类别	建筑高度范围
7度和8度 I、II类场地	>100m
8度 III、IV类场地	>80m
9度	>60m

注：场地类别应按现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011的规定采用。

- 4 采用时域显式随机模拟法计算弹性结构的地震作用效应时，可按本标准附录C.1和C.2执行。

4.3.5 进行结构的弹性动力时程分析时，应符合下列要求：

- 1 应按建筑场地类别和设计地震分组选用实际地震记录和人工模拟的地面运动加速度时程曲线，其中实际地震记录的数量不少于总数量的2/3，多组时程曲线的平均地震影响系数曲线应与振型分解

反应谱法所采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符；每条时程曲线计算所得的结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法求得的底部剪力的65%，多条时程曲线计算所得的结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法求得的底部剪力的80%；

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15s，地震波记录的时间间距可取0.01s或0.02s；

3 输入地震加速度的最大值可按表4.3.5-1~4.3.5-3采用，7、8度时括号内数值用于设计基本地震加速度为0.15g、0.30g的地区，g为重力加速度；

4 结构地震作用效应可取多组时程曲线计算结果的平均值（七组及以上）或包络值（少于七组）与振型分解反应谱法计算结果的较大值。

表 4.3.5-1 I 类场时程分析时输入地震加速度的最大值（cm/s²）

设防烈度	6度	7度	8度	9度
设防地震	45	90（135）	180（270）	360
罕遇地震	113	198（279）	360（459）	558

表 4.3.5-2 II 类场时程分析时输入地震加速度的最大值（cm/s²）

设防烈度	6度	7度	8度	9度
设防地震	50	100（150）	200（300）	400
罕遇地震	125	220（310）	400（510）	620

表 4.3.5-3 III、IV类场时程分析时输入地震加速度的最大值（cm/s²）

设防烈度	6度	7度	8度	9度
设防地震	55	110（165）	220（330）	440
罕遇地震	138	242（341）	440（561）	682

4.3.6 进行结构的时域显式随机模拟法分析时，应符合下列要求：

1 根据抗震设防烈度、场地类别和设计地震分组，选用与第4.3.9条规定的地震影响系数曲线等价的平稳地震动功率谱，按附录C公式（C.1.1）确定；

2 人工模拟地震波按附录C公式（C.1.2）生成，数量不应少于500条。人工模拟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15s，地震波离散的时间间距可取0.01s或0.02s；

3 当时域显式随机模拟法层间剪力分析结果大于振型分解反应谱法分析结果时，振型分解反应谱法相应楼层构件内力应乘以调整系数，该调整系数取为时域显式随机模拟法计算所得层间剪力与振型分解反应谱法计算所得层间剪力的比值。

4.3.7 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和可变荷载标准值的组合值之和。可变荷载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，通用工业厂房取0.8。计算水平地震作用时，水池中的水的组合值系数可取0.8。

4.3.8 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。水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$ 应按表4.3.8-1~4.3.8-3采用；特征周期应根据场地类别和设计地震分组按表4.3.8-4采用，计算罕遇地震作用时，特征周期应增加0.05s。高烈度区（8度及以上）、场地处于发震断层10km以内时，地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$ 应考虑近场影响乘以增大系数，5km以内增大系数宜取1.25、5km以外增大系数宜取1.15。

表 4.3.8-1 I 类场地水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$

地震影响	6度	7度	8度	9度
设防地震	0.11	0.20 (0.30)	0.40 (0.60)	0.80
罕遇地震	0.25	0.45 (0.65)	0.80 (1.08)	1.26

表 4.3.8-2 II 类场地水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$

地震影响	6度	7度	8度	9度
设防地震	0.12	0.23 (0.34)	0.45 (0.68)	0.90
罕遇地震	0.28	0.50 (0.72)	0.90 (1.20)	1.40

表 4.3.8-3 III、IV类场地的水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$

地震影响	6度	7度	8度	9度
设防地震	0.13	0.25 (0.37)	0.50 (0.75)	1.00
罕遇地震	0.31	0.55 (0.79)	1.00 (1.32)	1.54

注：7、8度时括号内数值用于设计基本地震加速度为0.15g、0.30g的地区。

表 4.3.8-4 特征周期值 T_g (s)

场地类别 设计地震分组	I ₀	I ₁	II	III	IV
第一组	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.25	0.35	0.50	0.65	0.85
第三组	0.35	0.50	0.70	0.90	1.10

4.3.9 建筑结构地震影响系数曲线（图4.3.9）的阻尼调整和形状参数按下列要求确定：

- 1 当建筑结构的阻尼比取0.05时，地震影响系数曲线的形状参数应符合下列规定：

- 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 T_g 区段, 应取最大值 $\alpha_{\max}$;
- 3) 第一下降段, 自特征周期至 T_D 区段;
- 4) 第二下降段, 自 T_D 区段至10.0s区段;

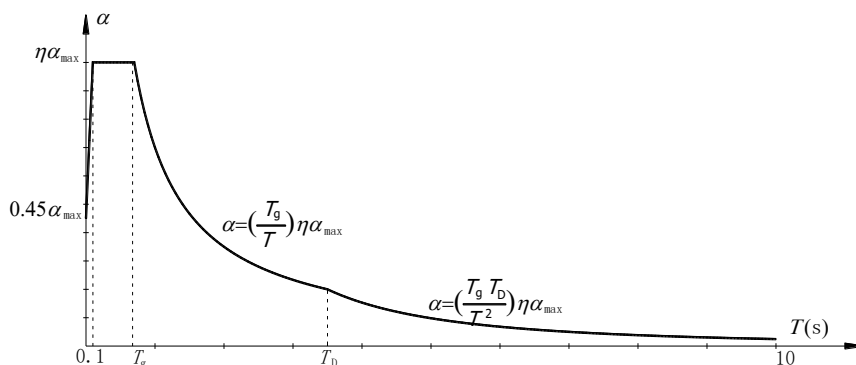


图 4.3.9 地震影响系数曲线

α —地震影响系数; $\alpha_{\max}$ —地震影响系数最大值;

T_g —特征周期; η —阻尼调整系数; T —结构自振周期; T_D —曲线下降段拐点周期

其中:

- a) 水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$ 应考虑场地类别的影响, 按下列计算:

$$\alpha_{\max} = S_i \beta_{\max} A / g \quad (4.3.9-1)$$

式中: S_i ——场地影响系数, 场地类别为 I₀、I₁类取0.9, II类取1.0; III、IV类取1.1;

$\beta_{\max}$ ——结构动力反应系数的最大值, 取为2.25;

A ——地震加速度最大值, 按表4.3.5的规定取值;

g ——重力加速度;

- b) 特征周期 T_g , 应按表4.3.8-4取值;

- c) 曲线下降段拐点 T_D 取3.5s;

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第1款相同, 其阻尼调整系数应符合下列规定:

$$\eta = \begin{cases} 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.1 + 1.2\zeta} & 0.1 \leq T \leq 3.5s \\ 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.1 + 1.45\zeta} & 3.5s < T \leq 10.0s \end{cases} \quad (4.3.9-2)$$

式中: η —阻尼调整系数;

ζ —阻尼比。

4.3.10 采用振型分解反应谱方法时, 对于不考虑扭转耦联振动影响的结构, 应按下列规定进行地震作用和作用效应的计算:

- 1 结构第 j 振型 i 质点的水平地震作用的标准值应按下式确定:

$$F_{ij} = \alpha_j \gamma_j X_{ij} G_i \quad (4.3.10-1)$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ij} G_i}{\sum_{i=1}^n X_{ij}^2 G_i} \quad (i=1,2,\dots,n; j=1,2,\dots,m) \quad (4.3.10-2)$$

式中： G_i ——质点*i*的重力荷载代表值，应按本标准第4.3.7条的规定确定；

F_{ij} ——第*j*振型*i*质点水平地震作用的标准值；

α_j ——相应于*j*振型自振周期的地震影响系数，应按本标准第4.3.8~4.3.9条确定；

X_{ij} ——第*j*振型*i*质点的水平相对位移；

γ_j ——第*j*振型的参与系数；

n ——结构计算总质点数，小塔楼宜每层作为一个质点参与计算；

m ——结构计算振型数，按本标准第5.1.20~5.1.21条规定采用；

2 不考虑扭转耦连振动影响的结构水平地震作用效应，可按下式计算：

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^m S_j^2} \quad (4.3.10-3)$$

式中： S ——水平地震作用标准值的效应；

S_j ——*j*振型的水平地震作用标准值的效应（弯矩、剪力、轴向力和位移等）。

4.3.11 考虑扭转耦联振动影响的结构，按扭转耦联振型分解法计算时，各楼层可取两个正交的水平位移和一个转角位移共三个自由度并按下列规定计算地震作用和作用效应。确有依据时，也可采用简化计算方法确定地震作用。

1 *j* 振型 *i* 质点的水平地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$F_{yij} = \alpha_j \gamma_{yij} Y_{ij} G_i$$

$$F_{xij} = \alpha_j \gamma_{xij} X_{ij} G_i \quad (i=1,2,\dots,n; j=1,2,\dots,m) \quad (4.3.11-1)$$

$$F_{vij} = \alpha_j \gamma_{vij} r_i^2 \Phi_{ij} G_i$$

式中： F_{xij} 、 F_{yij} 、 F_{vij} ——分别为*j*振型*i*质点的*x*方向、*y*方向和转角方向的地震作用标准值；

X_{ij} 、 Y_{ij} ——分别为*j*振型*i*质点质心在*x*、*y*方向的水平相对位移；

Φ_{ij} ——*j*振型*i*层的相对扭转角；

r_i ——*i*层转动半径，可取*i*层绕质心的转动惯量除以该层质量的商的正二次方根；

α_j ——相应于第*j*振型自振周期的地震影响系数，应按本标准第4.3.8~4.3.9条确定；

γ_{vij} ——考虑扭转的*j*振型参与系数，可按本标准公式（4.3.11-2）~（4.3.11-4）确定；

n ——结构计算总质点数，小塔楼宜每层作为一个质点参加计算；

m ——结构计算振型数，按本标准第5.1.20~5.1.21条规定采用。

当仅考虑*x*方向地震作用时：

$$\gamma_{ij} = \sum_{i=1}^n X_{ij} G_i / \sum_{i=1}^n (X_{ij}^2 + Y_{ij}^2 + \Phi_{ij}^2 \gamma_i^2) G_i \quad (4.3.11-2)$$

当仅考虑y方向地震作用时：

$$\gamma_{ij} = \sum_{i=1}^n Y_{ij} G_i / \sum_{i=1}^n (X_{ij}^2 + Y_{ij}^2 + \Phi_{ij}^2 \gamma_i^2) G_i \quad (4.3.11-3)$$

当考虑与x方向夹角为 θ 的地震作用时：

$$\gamma_{ij} = \gamma_{xj} \cos \theta + \gamma_{yj} \sin \theta \quad (4.3.11-4)$$

式中： γ_{xj} 、 γ_{yj} ——分别为由式（4.3.11-2）、（4.3.11-3）求得的振型参与系数。

2 单向水平地震作用下，考虑扭转耦联振动影响的地震作用效应，应按下列公式确定：

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \rho_{jk} S_j S_k} \quad (4.3.11-5)$$

$$\rho_{jk} = \frac{8\sqrt{\zeta_j \zeta_k} (\zeta_j + \lambda_T \zeta_k) \lambda_T^{1.5}}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 4\zeta_j \zeta_k (1 + \lambda_T^2) \lambda_T + 4(\zeta_j^2 + \zeta_k^2) \lambda_T^2} \quad (4.3.11-6)$$

式中： S ——考虑扭转的地震作用标准值的效应；

S_j 、 S_k ——分别为j、k振型地震作用标准值的效应；

ρ_{jk} ——j振型与k振型的耦联系数；

λ_T ——k振型与j振型的自振周期比；

ζ_j 、 ζ_k ——分别为j、k振型的阻尼比。

3 双向水平地震作用下，考虑扭转耦联振动影响的地震作用效应，应按下列公式中的较大值确定：

$$S = \sqrt{S_x^2 + (0.85S_y)^2} \quad (4.3.11-7)$$

$$\text{或 } S = \sqrt{S_y^2 + (0.85S_x)^2} \quad (4.3.11-8)$$

式中： S_x ——仅考虑x向水平地震作用时的地震作用效应，按式（4.3.11-5）计算；

S_y ——仅考虑y向水平地震作用时的地震作用效应，按式（4.3.11-5）计算。

4.3.12 水平设防烈度地震作用计算时，结构对应于地震作用标准值的底部剪力应符合下式要求：

$$V_{Ek} \geq \lambda G_E \quad (4.3.12)$$

式中： V_{Ek} ——结构对应于水平地震作用标准值的底部剪力；

λ ——水平地震剪力系数，不应小于表4.3.12-1至表4.3.12-3规定的值；

G_E ——建筑物重力荷载代表值；

表 4.3.12-1 I 类场地最小地震剪力系数值

地震烈度	6度	7度	8度	9度
扭转效应明显或基本周期小于3.5s的结构	0.016	0.030 (0.045)	0.060(0.09)	0.120
基本周期大于5.0s的结构	0.013	0.024 (0.036)	0.048 (0.072)	0.096

表 4.3.12-2 II类场最小地震剪力系数值

地震烈度	6度	7度	8度	9度
扭转效应明显或基本周期小于3.5s的结构	0.018	0.034 (0.051)	0.068(0.10)	0.135
基本周期大于5.0s的结构	0.014	0.027 (0.041)	0.054(0.08)	0.108

表 4.3.12-3 III、IV类场最小地震剪力系数值

地震烈度	6度	7度	8度	9度
扭转效应明显或基本周期小于3.5s的结构	0.020	0.038 (0.056)	0.075(0.113)	0.150
基本周期大于5.0s的结构	0.016	0.030 (0.045)	0.060(0.090)	0.120

注：1 基本周期介于 3.5s 和 5.0s 之间的结构线性插入取值。

2 7、8 度时括号内数值用于设计基本地震加速度为 0.15g、0.3g 的地区。

4.3.13 当计算的底部剪力小于规定的最小值时，可直接放大地震剪力以满足最小地震剪力要求，放大后的底部总剪力尚不宜小于按底部剪力法算得的总剪力的85%，相应地放大相关地震作用效应。

4.3.14 采用底部剪力法计算结构总水平地震作用（基底总剪力）标准值应按下列公式计算：

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} \quad (4.3.14-1)$$

$$G_{eq} = 0.85 G_E \quad (4.3.14-2)$$

式中： F_{Ek} ——结构总水平地震作用标准值；

α_1 ——相应于结构基本周期 T_1 的水平地震影响系数，按本标准4.3.9条确定；结构基本周期应按本标准4.3.19条乘以折减系数；

G_{eq} ——计算结构地震作用的结构等效总重力荷载代表值；

G_E ——计算结构地震作用的结构总重力荷载代表值。

4.3.15 7度（0.15g）及以上III、IV类场地带地下室的结构当基本周期不大于3秒时，对假定基底固定的计算水平地震剪力可按下列规定折减，其层间位移可按折减后的楼层剪力计算：

1 高宽比小于3的结构，各楼层的水平地震剪力折减系数 ψ 按下式计算：

$$\psi = \frac{T_1}{T_1 + \Delta T} \quad (4.3.15)$$

式中： T_1 为假定基底固定的结构的基本周期； ΔT 为附加周期，可按表4.3.15采用；

表 4.3.15 附加周期

设防烈度	场地类别	
	III	IV
7 (0.15g)、8 (0.2g)	0.10	0.20
8 (0.3g)、9	0.12	0.25

2 高宽比不小于3的结构，底部的地震水平剪力按1款折减，顶部不折减，中间各层按线性插值

折减；

3 折减后的结构底部水平地震剪力应满足本标准第4.3.12条的规定。

4.3.16 跨度较大的楼盖结构、转换结构、连体结构和悬挑长度较大的悬挑结构，结构竖向地震作用标准值宜采用振型分解反应谱法、动力时程分析法或时域显式随机模拟法进行计算。时程分析计算时输入的地震加速度最大值可按规定的水平输入最大值的65%采用，振型分解反应谱法或时域显式随机模拟法分析时结构竖向地震影响系数最大值可按水平地震影响系数最大值的65%采用。设计特征周期可按设计第一组采用。

4.3.17 结构竖向地震作用标准值也可按下列规定计算（图4.3.17）：

1 结构总竖向地震作用标准值可按下列公式计算：

$$F_{Evk} = \alpha_{vmax} G_{eq} \quad (4.3.17-1)$$

$$G_{eq} = 0.75 G_E \quad (4.3.17-2)$$

$$\alpha_{vmax} = 0.65 \alpha_{max} \quad (4.3.17-3)$$

式中： F_{Evk} ——结构总竖向地震作用标准值；

α_{vmax} ——结构竖向地震影响系数最大值；

G_{eq} ——结构等效总重力荷载代表值；

G_E ——计算竖向地震作用时，结构总重力荷载代表值，应取各质点重力荷载代表值之和。

2 结构质点*i*的竖向地震作用标准值可按下列公式计算：

$$F_{vi} = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Evk} \quad (4.3.17-4)$$

式中： F_{vi} ——质点*i*的竖向地震作用标准值；

G_i 、 G_j ——分别为集中于质点*i*、*j*的重力荷载代表值，应按本标准第4.3.7条的规定计算；

H_i 、 H_j ——分别为质点*i*、*j*的计算高度。

3 楼层各构件的竖向地震作用效应可按各构件承受的重力荷载代表值比例分配并宜乘以增大系数1.5。

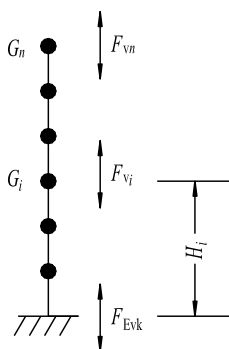


图 4.3.17 结构竖向地震作用计算示意图

4.3.18 大跨度结构、悬挑结构、转换结构、连体结构的连接体的竖向地震作用标准值，不宜小于结

构或构件承受的重力荷载代表值与表4.3.18所规定的竖向地震作用系数的乘积。

表 4.3.18 竖向地震作用系数

设防烈度	7度 (0.15g)	8度	9度
设计基本地震加速度	0.15g	0.20g (0.3g)	0.4g
竖向地震作用系数	0.15	0.20(0.30)	0.4

注：g为重力加速度。

4.3.19 计算各振型地震影响系数所采用的结构自振周期应考虑结构刚度变化情况及非承重墙体的刚度影响予以折减。

4.3.20 建筑结构的计算自振周期折减系数可按下列规定取值：

- 1 场地软土深厚的Ⅲ、Ⅳ场地的建筑周期折减系数可取1.0；
- 2 设防烈度7度及以上的建筑，周期折减系数可取1.0；
- 3 Ⅰ、Ⅱ类场地，设防烈度6度的建筑，当采用砌体墙作为非承重隔墙时，框架结构可取0.7~0.8，框架-剪力墙结构可取0.8~0.9，剪力墙、框架-核心筒结构可取0.9~1.0；其他结构体系或采用其他非承重墙体时，可根据工程实际情况确定周期折减系数。

5 结构计算分析

5.1 一般规定

5.1.1 建筑结构的荷载和地震作用应按本标准第4章的有关规定进行计算。

5.1.2 复杂结构和混合结构的计算分析，除应符合本章规定外，尚应符合本标准第11章和第12章的有关规定。

5.1.3 建筑结构在设防烈度地震作用下的变形和内力可按弹性方法计算。框架梁及连梁等构件可考虑梁端局部塑性变形引起的内力重分布。

5.1.4 建筑结构分析模型应根据结构实际情况确定。所选取的分析模型应能较准确地反映结构中各构件的实际受力状况。一般情况下，可用杆单元模拟梁、柱，膜单元模拟楼板，壳单元模拟剪力墙，实体单元模拟节点及受力复杂的结构。连梁可用杆单元或壳单元模拟。当连梁的跨高比小于2时，宜用壳单元模拟。也可以采用其他能反映构件实际受力情况的力学模型。

5.1.5 进行建筑结构的内力与位移计算时，可假定楼板在其自身平面内为无限刚性，设计时应采取相应的措施保证楼板平面的整体刚度。

当楼板可能产生较明显的面内变形时，计算时应考虑楼板的面内变形影响或对采用楼板面内无限刚性假定计算方法的计算结果进行适当调整，必要时采用弹性楼板或局部弹性楼板模型进行补充计算。

5.1.6 当考虑温度、混凝土收缩效应或地震、风荷载作用下的楼板应力时应采用弹性楼板假定，可用膜单元或壳单元模拟楼板。

5.1.7 建筑结构按空间整体工作计算分析时，一般考虑下列变形：

- 1 梁的弯曲、剪切、扭转变形，必要时考虑轴向变形；
- 2 柱的弯曲、剪切、轴向、扭转变形；
- 3 墙的弯曲、剪切、轴向、扭转变形。

5.1.8 对转换层、加强层、错层楼盖等受力复杂的结构，宜在整体分析的基础上进行局部的精细有限元分析，作为构件截面承载力设计的依据。

5.1.9 建筑结构应根据实际情况进行重力荷载、风荷载以及地震作用效应分析并应按本标准第5.6节的规定进行荷载效应和作用效应计算。

5.1.10 当楼面活荷载大于 4kN/m^2 时，应考虑楼面活荷载不利布置引起的结构内力的增大；当整体计算中未考虑楼面活荷载不利布置时，应适当增大大楼面梁的跨中计算弯矩。

5.1.11 柱、墙、斜撑等构件在重力荷载作用下的轴向变形宜采用适当的计算模型考虑施工过程的影响；房屋高度在150m以上的混合结构、200m以上的混凝土结构及复杂高层建筑，宜考虑施工过程的影响。

5.1.12 建筑结构的风作用计算宜考虑两个方向的最不利作用；体型复杂的高层建筑，应考虑风向角的不利影响。

5.1.13 结构整体内力与位移计算中，型钢混凝土和钢管混凝土构件宜按其实际刚度参与计算并应按本标准第12章的有关规定进行截面设计。

5.1.14 对体型复杂、结构布置复杂以及B级高度及以上的高层建筑结构，应采用至少两个不同单位编制的结构分析软件进行整体计算，不同结构分析软件的弹性计算结果的差异不应过大。

5.1.15 B级高度的高层建筑结构、混合结构和本标准第11章规定的复杂高层建筑结构，尚应符合下列要求：

- 1 宜考虑平扭耦联计算结构的扭转效应；
- 2 应采用弹性时程分析法或时域显式随机模拟法进行补充计算；
- 3 宜采用弹塑性静力或动力分析方法补充计算。

5.1.16 下列竖向不规则高层建筑结构的计算分析应符合本标准第5.1.15条的有关规定。

- 1 结构楼层侧向刚度小于相邻上层楼层侧向刚度的70%；
- 2 结构楼层抗侧力结构的层间受剪承载力小于其上一层的75%；
- 3 结构竖向抗侧力构件不连续（Ⅱ类）。

5.1.17 多塔楼结构宜按整体模型建模计算，以整体模型的计算结果作为施工图设计的依据。裙楼屋面应考虑与塔楼相互作用的影响并采取适当的加强措施。

5.1.18 对受力复杂的节点或结构构件宜按精细有限元分析的结果校核配筋设计，必要时进行结构模型试验验证。

5.1.19 对结构分析软件的计算结果应进行分析判断，确认其合理、有效后方可作为工程设计的依据。可据工程经验及设计概念对弹性计算结果作合理调整，结构构件的内力值在任何工况下均应满足静力平衡条件。

5.1.20 地震作用分析时，不考虑平扭耦联振动影响的结构，其每个方向的计算振型数不应小于3，对多塔楼结构不应少于塔楼数的3倍；考虑平扭耦联振动的影响的结构，其计算振型数不应小于9，对B级高度的高层建筑结构、混合结构和本标准第11章规定的复杂高层建筑结构，不应少于15，对多塔楼结构不应少于塔楼数的9倍；当结构较高或沿竖向的刚度、质量不均匀时应适当增加。

5.1.21 地震作用分析的计算振型数应使水平主轴方向的质量参与系数不小于90%。为充分考虑高振型的影响，对结构顶部的小塔楼、天线等相对于主体结构其质量较小的结构，应适当增加计算振型数，使该部分水平主轴方向的部分质量参与系数不小于85%。

5.2 计算参数

5.2.1 建筑结构计算时，连梁刚度可予以折减，抗风设计时，折减系数不宜小于0.8，不应小于0.7；设防烈度地震作用下结构承载力校核时可取0.2~0.3，位移计算时可取0.5。

5.2.2 在结构内力与位移计算中，现浇楼盖楼面和装配整体式楼盖楼面梁的抗弯刚度应考虑翼缘的作用予以增大。一般情况下，抗风设计时边梁刚度增大系数可取1.3~1.5，中梁可取1.5~2，抗震设计时边梁刚度增大系数可取1.0~1.2，中梁可取1.2~1.5，视带翼缘与不带翼缘的具体情况而定。

5.2.3 在竖向荷载作用下，可考虑框架梁端塑性变形内力重分布对梁端负弯矩系数进行调幅并应符合下列规定：

- 1 梁端负弯矩调幅系数可取为0.7~0.9；
- 2 框架梁端负弯矩调幅后，梁跨中弯矩应按静力平衡条件相应增大；

3 截面设计时，框架梁跨中截面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设计值的50%。

5.2.4 在竖向荷载作用下，由于竖向构件变形导致框架梁端产生的附加弯矩可适当调幅，弯矩增大或减小的幅度不宜超过30%，相应地按静力平衡条件调整梁跨中弯矩、梁端剪力及竖向构件的轴力。

5.2.5 建筑结构楼面梁受扭计算时应考虑楼盖对梁的约束作用。当计算中未考虑楼盖对梁扭转的约束作用时，可对梁的计算扭矩予以折减。梁扭矩折减系数应根据梁周围楼盖的约束情况确定并不应小于0.3。

5.2.6 计算长期荷载作用下钢柱（钢管混凝土柱）框架-混凝土核心筒结构的变形和内力时，考虑混凝土徐变、收缩的影响，混凝土核心筒的轴向刚度可乘以0.5~0.6的折减系数。

注：本条与5.2.4条不同时考虑。

5.3 计算简图处理

5.3.1 建筑结构分析计算时宜对结构进行力学上的简化处理，使其既能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。

5.3.2 在结构内力与位移计算中，宜考虑相邻层竖向构件的偏心影响。楼面梁与竖向构件的偏心以及上下层竖向构件之间的偏心宜计入整体计算。当结构整体计算未考虑上述偏心时，宜采用柱、墙端附加弯矩的方法予以近似考虑。

5.3.3 在结构内力与位移计算中，密肋板楼盖宜按实际情况进行计算。当不能按实际情况计算时，可按等刚度原则对密肋梁进行适当简化后再行计算。

对平板无梁楼盖，在计算中应考虑板的面外刚度影响，其面外刚度可按有限元方法计算或近似将柱上板带等效为框架梁计算。

5.3.4 在结构内力与位移以及构件的承载力计算中，宜考虑节点区的刚域（图5.3.4）影响。刚域的长度可按下列公式计算：

$$a = \max(a_1, a_2) \quad (5.3.4-1)$$

$$b = \max(b_1, b_2) \quad (5.3.4-2)$$

$$c = 0 \quad (5.3.4-3)$$

$$d = 0 \quad (5.3.4-4)$$

构件端截面的承载力计算时，应以构件在刚域端的内力、构件本身的截面尺寸及配筋来进行验算。

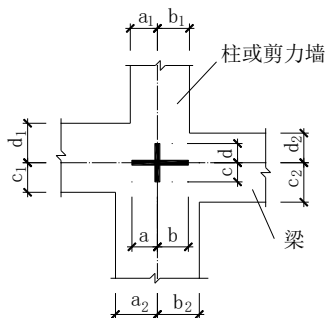


图 5.3.4 刚域示意

5.3.5 在结构整体计算中,转换层结构、加强层结构、连体结构、竖向收进结构(含多塔楼结构),应选用合适的计算模型进行分析。在整体计算中对转换层、加强层、连接体等做简化处理的,宜对其局部进行更细致的补充计算分析。框支梁上剪力墙偏置时,应考虑竖向荷载对梁轴线偏心的影响,同时计及转换层楼板对梁的约束作用。

5.3.6 复杂平面和立面的剪力墙结构,应采用合适的计算模型进行分析。当采用有限元模型时,应在截面变化处合理地选择和划分单元;当采用杆系模型计算时,对错洞墙、叠合错洞墙可采取适当的模型化处理并应在整体计算的基础上对结构局部进行更细致的补充计算分析。距墙端4倍墙厚以上、高度小于层高的1/3、面积不大于所在墙面积的1/16的小洞口,整体模型计算时可忽略,仅在截面受剪、受压承载力验算时考虑局部削弱的影响并采取必要的加强措施。

5.3.7 结构计算时,嵌固端宜设于基础面或地下室底板面,也可设于地下室楼盖或顶板面。当以地下室顶板作为上部结构的计算嵌固部位时,地下一层的侧向刚度不应小于首层侧向刚度的2倍。当计算地下室的层侧向刚度时,可用壳单元或其它合适的单元模拟地下室外墙并可考虑土侧向约束的影响。

5.4 重力二阶效应及结构稳定

5.4.1 当高层建筑结构满足下列规定时,结构弹性分析可不考虑重力二阶效应的不利影响。

1 剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构:

$$EJ_d \geq 2.7H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (5.4.1-1)$$

2 框架结构:

$$D_i \geq 20 \sum_{j=i}^n G_j / h_i \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (5.4.1-2)$$

式中: EJ_d ——结构一个主轴方向的弹性等效侧向刚度,可按倒三角形分布荷载作用下结构顶点位移相等原则,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;

H ——房屋高度;

G_i 、 G_j ——分别为第*i*、*j*楼层重力荷载代表值,取永久荷载标准值与0.5倍楼面可变荷载标准值之和;

h_i ——第*i*楼层层高;

D_i ——第*i*楼层的弹性等效侧向刚度,可取该层剪力与层间位移的比值;

n ——结构计算总层数。

5.4.2 当高层建筑结构不满足本标准第5.4.1条的规定或采用特征值法计算的屈曲因子 λ 小于20时,结构的内力和位移计算应考虑重力二阶效应的影响。

5.4.3 高层建筑结构的重力二阶效应可采用有限元方法进行计算。

5.4.4 采用弹性方法计算时,混凝土结构构件考虑二阶效应引起的附加内力不应超过15%。

5.5 结构弹塑性分析及薄弱层弹塑性变形验算

5.5.1 进行弹塑性计算分析时,可根据实际工程情况采用静力或动力时程分析方法并应符合下列规

定:

- 1 当采用结构抗震性能设计时, 应根据本标准3.9节的有关规定设定结构的抗震性能目标;
- 2 梁、柱、斜撑、剪力墙、楼板等结构构件, 应根据实际情况和分析精度要求采用合适的简化模型;
- 3 构件的几何尺寸、混凝土构件所配的钢筋和型钢、混合结构的钢结构构件应按实际情况参与计算;
- 4 应根据设定的结构抗震性能目标, 优先采用有可靠试验数据支持的构件层次的力-变形关系和损伤、破坏判别准则, 也可采用材料层次的本构关系和屈服准则。钢筋和混凝土材料的本构关系可按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010的有关规定采用; 结构构件宏观损伤程度的判别应和构件受力试验的结果相对应。当确有依据, 有可靠的试验数据支持时, 也可采用其他的本构关系和屈服准则;
- 5 应考虑几何非线性的影响;
- 6 进行动力弹塑性计算时, 地面运动加速度时程的选取、预估罕遇地震作用时的峰值加速度取值以及计算结果的选用应符合本标准第4.3.5条的规定。

5.5.2 采用弹塑性动力分析方法进行薄弱层验算时, 宜符合以下要求:

- 1 应按建筑场地类别和设计地震分组选用不少于两组实际地震波和一组人工模拟的地震波的加速度时程曲线;
- 2 地震波持续时间不宜少于结构自振周期的5倍和15s, 数值化时间间距可取为0.01s或0.02s;
- 3 输入地震波的最大加速度, 可按表4.3.5采用。

5.6 荷载组合的效应

5.6.1 持久设计状况和短暂设计状况下, 当荷载与荷载效应按线性关系考虑时, 荷载基本组合的效应设计值应按下列式确定:

$$S_d = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_L \psi_Q \gamma_Q S_{Qk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \quad (5.6.1)$$

式中: S_d ——荷载组合的效应设计值;

γ_G ——永久荷载分项系数;

γ_Q ——楼面活荷载分项系数;

γ_w ——风荷载的分项系数;

γ_L ——考虑结构设计工作年限的荷载调整系数, 设计工作年限为50年时取1.0, 设计工作年限为100年时取1.1;

S_{Gk} ——永久荷载效应标准值;

S_{Qk} ——楼面活荷载效应标准值;

S_{wk} ——风荷载效应标准值;

ψ_Q 、 ψ_w ——分别为楼面活荷载组合值系数和风荷载组合值系数, 当永久荷载效应起控制作用时应分别取0.7和0.0; 当可变荷载效应起控制作用时应分别取1.0和0.6或0.7和1.0。

注: 对书库、档案库、储藏室、通风机房、电梯机房和通用工业厂房, 本条楼面活荷载组合值系数取0.7的场合应取为0.9。

5.6.2 持久设计状况和短暂设计状况下，荷载基本组合的分项系数应按下列规定采用：

- 1** 永久荷载的分项系数 γ_G ：当其效应对结构不利时应取1.3，当其效应对结构有利时应取1.0；
- 2** 标准值大于 4kN/m^2 的工业房屋楼面活荷载的分项系数 γ_Q ：当其效应对结构不利时应取1.4，当其效应对结构有利时，应取为0；其他情况楼面活荷载的分项系数 γ_Q ：当其效应对结构不利时应取1.5，当其效应对结构有利时，应取为0；
- 3** 风荷载的分项系数 γ_W 应取1.5。

5.6.3 抗震设计时，应按本标准第3.9.5条的规定进行荷载和地震作用效应组合的计算。

6 框架结构设计

6.1 一般规定

6.1.1 框架结构应设计成双向梁柱抗侧力体系。主体结构除个别部位外，不应采用铰接。

6.1.2 采用单跨框架结构时，结构抗震性能目标不应低于C级。

6.1.3 框架结构的填充墙及隔墙宜选用轻质墙体。框架结构如采用砌体填充墙，其布置应符合下列要求：

- 1 避免导致上、下层刚度变化过大；
- 2 避免形成短柱；
- 3 避免或减少结构的扭转效应。

6.1.4 框架结构的楼梯间应符合下列要求：

- 1 楼梯间墙的布置宜尽量避免导致结构平面不规则；
- 2 可采取构造措施，减少楼梯对主体结构的影响；
- 3 宜对楼梯构件进行抗震承载力验算；
- 4 现浇楼梯的梯板应双层双向配筋，受力方向每层钢筋配筋率不应小于0.25%，支承楼梯平台的柱截面宽度不应小于200mm，箍筋应全长加密。

6.1.5 砌体填充墙及隔墙应符合下列要求：

1 砌体的砂浆强度等级不应低于M5，当采用砖及混凝土砌块时，砌块的强度等级不应低于MU5；采用轻质砌块时，砌块的强度等级不应低于MU2.5。墙顶应与框架梁或楼板紧密结合；

2 砌体填充墙应沿框架柱全高每隔500mm左右设置2根直径6mm的拉筋，拉筋伸入柱内的长度不应小于200mm，伸入墙内的长度，6、7度时宜全长贯通，8、9度时应全长贯通；

3 墙长大于5m时，墙中构造柱与梁（板）宜有钢筋拉结；墙长大于层高的2倍时，宜设置间距不大于4m的钢筋混凝土构造柱；墙高超过4m时，墙体半高处（或门洞上皮）宜设置与柱连接且沿墙全长贯通的钢筋混凝土水平系梁；

4 楼梯间采用砌体填充墙时，应设置间距不大于层高且不大于4m的钢筋混凝土构造柱并采用钢丝网砂浆面层加强；

5 砌体填充墙不得支承于设置有滑动支座的楼梯板上。

6.1.6 框架结构不应采用部分由砌体墙混合承重的形式。框架结构中的楼、电梯间及局部出屋顶的电梯机房、楼梯间、水箱间等，应采用框架承重，不应采用砌体墙承重。

6.1.7 带斜柱的框架结构应考虑斜柱端部水平分力的平衡，采用合适的计算模型以及必要的结构构造加强措施。

6.1.8 框架梁、柱中心线宜重合。当梁柱中心线不能重合时，在计算中应考虑偏心对梁柱节点核心区受力和构造的不利影响。

6.2 截面设计

6.2.1 框架角柱应按双向偏心受力构件进行正截面承载力设计。

6.2.2 框架梁、柱，其受剪截面应符合下列要求：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq 0.25\beta_c f_c b h_0 \quad (6.2.2-1)$$

2 设防烈度地震承载力校核

跨高比大于2.5的梁及剪跨比大于2的柱：

$$V_k \leq 0.20\beta_c f_{ck} b h_0 \quad (6.2.2-2)$$

跨高比不大于2.5的梁及剪跨比不大于2的柱：

$$V_k \leq 0.15\beta_c f_{ck} b h_0 \quad (6.2.2-3)$$

框架柱的剪跨比可按下列式计算：

$$\lambda = M_k^c / (V_k^c h_0) \quad (6.2.2-4)$$

式中：V ——梁、柱计算截面的剪力设计值；

V_k ——设防烈度地震作用组合的梁、柱计算截面的剪力标准值；

λ ——框架柱的剪跨比；反弯点位于柱高中部的框架柱，可取柱净高与计算方向2倍柱截面有效高度之比值；

M_k^c ——柱端截面组合弯矩标准值，可取柱上、下端的较大值；

V_k^c ——柱端截面与组合弯矩标准值对应的组合剪力标准值；

β_c ——混凝土强度影响系数；当混凝土强度等级不大于C50时取1.0；当混凝土强度等级为C80时取0.8；当混凝土强度等级在C50和C80之间时可按线性内插取用。

b ——矩形截面的宽度，T形截面、工形截面的腹板宽度；

h_0 ——梁、柱截面计算方向有效高度。

6.2.3 抗震构造等级一、二、三级的框架节点核心区应进行抗震验算；四级框架节点可不进行抗震验算。各抗震构造等级的框架节点均应符合构造措施的要求。

6.2.4 抗震构造等级一、二、三级的框架梁柱节点核心区剪力按下列规定计算：

1 顶层节点

1) 一级抗震构造等级：

$$V_{jk} = \frac{1.15 \sum M_{bua}}{h_{b0} - a'_s} \quad (6.2.4-1)$$

2) 二、三级抗震构造等级：

$$V_{jk} = \frac{\sum M_b}{h_{b0} - a'_s} \quad (6.2.4-2)$$

2 其他层节点

1) 一级抗震构造等级：

$$V_{jk} = \frac{1.15 \Sigma M_{\text{bua}}}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b}\right) \quad (6.2.4-3)$$

2) 二、三级抗震构造等级:

$$V_{jk} = \frac{\Sigma M_b}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b}\right) \quad (6.2.4-4)$$

式中: ΣM_{bua} ——梁端顺时针或反时针抗震受弯承载力对应的弯矩值之和, 按实配钢筋面积 (计入纵向受压钢筋) 和材料强度标准值确定;

ΣM_b ——梁端顺时针或反时针组合弯矩标准值之和;

h_{b0} 、 h_b ——分别为梁的截面有效高度、截面高度; 当节点两侧梁高不等时, 取平均值;

H_c ——节点上柱和下柱反弯点之间的距离;

a'_s ——梁端截面梁纵向受压钢筋合力点至截面受压区外边缘的距离。

6.2.5 框架梁柱节点核心区的受剪水平截面应满足下式要求:

$$V_{jk} \leq 0.3 \eta_j \beta_c f_{ck} b_j h_j \quad (6.2.5)$$

式中: h_j ——节点核心区的截面高度, 取验算方向的柱截面高度 h_c ;

b_j ——节点核心区的截面有效验算宽度, 当 b_b 不小于 $b_c/2$ 时, 可取 b_c ; 当 b_b 小于 $b_c/2$ 时, 可取 $(b_b + 0.5h_c)$ 和 b_c 的较小值; 当梁柱中线不重合且偏心距 e_0 不大于 $b_c/4$ 时, 可取 $(b_b + 0.5h_c)$ 、 $(0.5b_b + 0.5b_c + 0.25h_c - e_0)$ 和 b_c 的最小值。此处, b_b 为验算方向梁的截面宽度, b_c 为该侧柱的截面宽度;

η_j ——正交梁对节点的约束影响系数: 当楼板为现浇、梁柱中线重合、各梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度的 $1/2$ 且正交方向梁高度不小于较高梁高度的 $3/4$ 时, 可取 η_j 为 1.5; 不满足上述条件时, 取 η_j 为 1.0。

6.2.6 节点核心区的抗震受剪承载力应符合下式规定:

$$V_{jk} \leq \xi (1.1 \eta_j f_{tk} b_j h_j + 0.05 \eta_j N_k \frac{b_j}{b_c} + f_{yvk} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s}) \quad (6.2.6)$$

式中: N_k ——对应于所考虑的地震组合剪力的节点上柱底部的轴压力; 当 N_k 大于 $0.5 f_{ck} b_c h_c$ 时, 取 $0.5 f_{ck} b_c h_c$; 当 N_k 为拉力时, 取 0;

A_{svj} ——核心区有效验算宽度范围内同一截面验算方向箍筋总截面面积;

h_{b0} ——框架梁端截面有效高度, 节点两侧梁截面高度不等时取平均值;

ξ ——承载力利用系数, 取 $\xi = 0.83$ 。

6.2.7 圆柱框架的梁柱节点, 当梁中线与柱中线重合时, 其水平受剪截面应符合下式要求:

$$V_{jk} \leq 0.3 \eta_j \beta_c f_{ck} A_j \quad (6.2.7)$$

式中: A_j ——节点核心区有效截面面积; 当梁宽 $b_b \geq 0.5D$ 时, 取 $A_j = 0.8D^2$; 当 $0.4D \leq b_b < 0.5D$

时, 取 $A_j = 0.8D(b_b + 0.5D)$;

D ——圆柱截面直径；

b_b ——梁截面高度；

η_j ——正交梁对节点的约束影响系数，按6.2.5条的规定取值。

6.2.8 圆柱框架的梁柱节点，当梁中线与柱中线重合时，其抗震受剪截面应符合下式要求：

$$V_{jk} \leq \xi(1.5\eta_j f_{tk} A_j + 0.05\eta_j \frac{N_k}{D^2} A_j + 1.57 f_{yvk} A_{sh} \frac{h_{b0} - a'_s}{s} + f_{yvk} A_{svj} \frac{h_{b0} - a'_s}{s}) \quad (6.2.8)$$

式中： h_{b0} ——梁截面有效高度；

A_{sh} ——单根圆形箍筋的截面面积；

A_{svj} ——同一截面验算方向的拉筋和非圆形箍筋各肢的全部截面面积；

ξ ——承载力利用系数，取 $\xi=0.83$ 。

6.2.9 矩形截面偏心受压框架柱，其斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.07N \quad (6.2.9-1)$$

式中： λ ——框架柱的剪跨比；当 $\lambda < 1$ 时，取 $\lambda=1$ ；当 $\lambda > 3$ 时，取 $\lambda=3$ ；

N ——考虑风荷载组合的框架柱轴向压力设计值，当 N 大于 $0.3f_c A_c$ 时，取 $N=0.3f_c A_c$ ；

2 设防烈度地震承载力校核

$$R_k = \frac{1.05}{\lambda + 1} f_{tk} b h_0 + f_{yvk} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.056N_k \quad (6.2.9-2)$$

式中： R_k ——材料强度标准值计算的承载力标准值；

λ ——框架柱的剪跨比；当 $\lambda < 1$ 时，取 $\lambda=1$ ；当 $\lambda > 3$ 时，取 $\lambda=3$ ；

N_k ——考虑地震作用组合的框架柱轴向压力标准值，当 N_k 大于 $0.3f_{ck} A_c$ 时，取 $N=0.3f_{ck} A_c$ 。

6.2.10 当矩形截面框架柱出现拉力时，其斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq \frac{1.75}{\lambda + 1} f_t b h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2N \quad (6.2.10-1)$$

式中： N ——与剪力设计值 V 对应的轴向拉力设计值，取绝对值；

λ ——框架柱的剪跨比；

当公式（6.2.10-1）右端的计算值小于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 时，应取等于 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 且 $f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 值不应小于

$0.5f_t b h_0$ ；

2 设防烈度地震作用下承载力校核

$$R_k = \frac{1.05}{\lambda + 1} f_{tk} b h_0 + f_{yvk} \frac{A_{sv}}{s} h_0 - 0.2N_k \quad (6.2.10-2)$$

当公式（6.2.10-2）右端的计算值小于 $f_{yvk} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 时，应取等于 $f_{yvk} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 且 $f_{yvk} \frac{A_{sv}}{s} h_0$ 值不应小于

$0.5f_{tk} b h_0$ 。

6.2.11 当楼板与框架梁整浇时，框架梁端抗弯承载力可考虑梁翼缘宽度范围内楼板钢筋的作用，梁翼缘宽度宜取两侧各 5 倍板厚与梁高的较大值，边梁外侧翼缘宽度不应超出楼板边线。

6.2.12 本章未作规定的框架梁、柱和框支梁、柱截面的其他承载力验算，应参照国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010的有关规定执行。

6.3 框架梁构造要求

6.3.1 梁的截面高度可取计算跨度的1/10~1/18，由计算确定。梁的截面宽度不宜小于梁截面高度的1/4，也不应小于200mm。在验算梁的挠度时，可扣除梁的合理起拱值；对现浇梁板结构，宜考虑受压翼缘的有利影响。

6.3.2 框架梁设计应符合下列要求：

- 1 计入受压钢筋作用的梁端截面混凝土受压区高度与有效高度之比值，一级不应大于0.25，二、三级不应大于0.35；
- 2 纵向受拉钢筋的最小配筋百分率 ρ_{min} （%），不应小于表6.3.2-1规定的数值；

表 6.3.2-1 梁纵向受拉钢筋最小配筋百分率（%）

抗震构造等级	位 置	
	支座（取较大值）	跨中（取较大值）
一级	0.40和 $80 f_t / f_y$	0.30和 $65 f_t / f_y$
二级	0.30和 $65 f_t / f_y$	0.25和 $55 f_t / f_y$
三、四级	0.25和 $55 f_t / f_y$	0.20和 $45 f_t / f_y$

3 梁端截面的底面和顶面纵向钢筋截面面积的比值，除按计算确定外，一级不应小于0.5，二、三级不应小于0.3；

4 梁端箍筋的加密区长度、箍筋最大间距和最小直径应符合表6.3.2-2的要求；当梁端纵向钢筋配筋率大于2%时，表中箍筋最小直径宜增大2mm。

表 6.3.2-2 梁端箍筋加密区的长度、箍筋最大间距和最小直径

抗震构造等级	加密区长度（取较大值） （mm）	箍筋最大间距（取最小值） （mm）	箍筋最小直径（mm）
一	$2.0h_b$ ，500	$h_b/4$ ，6d，100	10
二	$1.5h_b$ ，500	$h_b/4$ ，8d，100	8
三	$1.5h_b$ ，500	$h_b/4$ ，8d，150	8
四	$1.5h_b$ ，500	$h_b/4$ ，8d，150	6

注：1 d 为纵向钢筋直径， h_b 为梁截面高度。

2 一、二级抗震构造等级框架梁，当箍筋直径大于 12mm、肢数不小于 4 肢且肢距不大于 150mm 时，箍筋加密区最大间距可适当放松，但不应大于 150mm。

6.3.3 梁的纵向钢筋配置，尚应符合下列规定：

1 梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于2.5%，不应大于2.75%。当梁端受拉钢筋的配筋率大于2.5%时，受压钢筋的配筋率不应小于受拉钢筋的一半；

2 梁顶面和底面应各配置不少于两根的纵筋，一、二级抗震设计时钢筋直径不应小于14mm且钢筋截面面积分别不应小于梁两端顶面和底面纵向配筋中较大截面面积的1/4；三、四级抗震设计时钢筋直径不应小于12mm；

3 一、二、三级抗震构造等级的框架梁内贯通中柱的每根纵向钢筋的直径，对矩形截面柱，不宜大于柱在该方向截面尺寸的1/20；对圆形截面柱，不宜大于纵向钢筋所在位置柱截面弦长的1/20。

6.3.4 框架梁的箍筋尚应符合下列构造要求：

1 沿梁全长箍筋的面积配筋率应符合下列要求：

$$\text{一级} \quad \rho_{sv} \geq 0.30 f_t / f_{yv} \quad (6.3.4-1)$$

$$\text{二级} \quad \rho_{sv} \geq 0.28 f_t / f_{yv} \quad (6.3.4-2)$$

$$\text{三、四级} \quad \rho_{sv} \geq 0.26 f_t / f_{yv} \quad (6.3.4-3)$$

式中： ρ_{sv} ——框架梁沿梁全长箍筋的面积配筋率；

2 在箍筋加密区范围内的箍筋肢距：一级不宜大于200mm和20倍箍筋直径的较大值，二、三级不宜大于250mm和20倍箍筋直径的较大值，四级不宜大于300mm；

3 箍筋应有135°弯钩，弯钩端头直段长度不应小于10倍的箍筋直径和75mm的较大值；

4 框架梁非加密区箍筋最大间距不宜大于加密区箍筋间距的2倍。

6.3.5 宽扁梁的设计及构造应符合下列规定：

1 采用宽扁梁的楼、屋盖应现浇，梁中线宜与柱中线重合，宽扁梁宜双向布置。宽扁梁的截面尺寸应符合下列要求并应满足现行有关规范对挠度和裂缝宽度的规定：

$$b_b \leq 2b_c \quad (6.3.5-1)$$

$$b_b \geq b_c + h_b \quad (6.3.5-2)$$

$$h_b \geq 16d \quad (6.3.5-3)$$

$$h_b \geq l / 25 \quad (6.3.5-4)$$

式中： b_c ——柱截面宽度，圆形截面取柱直径的0.8倍；

b_b 、 h_b ——分别为梁截面宽度和高度；

d ——柱纵筋直径；

l ——梁的跨度；

2 一级框架结构的框架梁不宜全部采用宽扁梁；

3 宽扁梁纵向受力钢筋的最小配筋率除应符合第6.3.2条的规定外，尚不应小于0.3%，宜单排设置，间距不宜大于100mm；

4 宽扁梁的箍筋肢距不宜大于200mm。

- 6.3.6 框架梁的纵向钢筋不应与箍筋、拉筋及预埋件等焊接。
- 6.3.7 框架梁上开洞时，洞口位置宜位于梁跨中1/3区段，洞口高度不应大于梁高的40%；开洞较大时应进行承载力验算。梁上洞口周边应加强配筋构造（图6.3.7）。

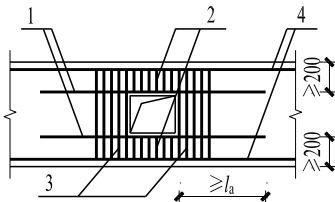


图6.3.7 梁上洞口周边配筋构造示意

- 1—洞口上、下附加纵向钢筋；2—洞口上、下附加箍筋；
- 3—洞口两侧附加箍筋；4—梁纵向钢筋； l_a —受拉钢筋的锚固长度
- 6.3.8 支承于框架柱上的悬臂梁可采用非框架梁的配筋构造。

6.4 框架柱构造要求

- 6.4.1 矩形截面框架柱的短边边长不应小于300mm；圆形截面框架柱的直径不应小于350mm。
- 6.4.2 钢筋混凝土框架柱的轴压比不宜超过表6.4.2的规定；对于IV类场地上较高的高层建筑，其轴压比限值宜适当减小。

表 6.4.2 柱轴压比限值

抗震构造等级	特一、一	二	三	四
轴压比限值	0.70	0.80	0.90	0.95

- 注：1 轴压比指重力荷载代表值作用下柱的轴压应力设计值与柱混凝土轴心抗压强度设计值的比值。
- 2 表内数值适用于混凝土强度等级不高于C60的柱。当混凝土强度等级为C65~C70时，应提高体积配箍率不少于0.2%，提高纵向钢筋配筋率不少于0.2%。当混凝土强度等级为C75~C80时，应提高体积配箍率不少于0.3%，提高纵向钢筋配筋率不少于0.3%。
- 3 表内数值适用于剪跨比大于2的柱。剪跨比不大于2但不小于1.5的柱，其配箍特征值应增加0.02，箍筋全长加密；剪跨比小于1.5的柱，其配箍特征值应增加0.03，箍筋全长加密或增设配筋率不小于0.8%的芯柱。
- 4 当沿柱全高采用井字复合箍，箍筋间距不大于100mm、肢距不大于200mm、直径不小于12mm或当沿柱全高采用复合螺旋箍，箍筋螺距不大于100mm、肢距不大于200mm、直径不小于12mm或当沿柱全高采用连续复合螺旋箍且螺距不大于80mm、肢距不大于200mm、直径不小于10mm时，轴压比限值可增加0.10。上述三种配箍类别的配箍特征值应按增大的轴压比由本标准表6.4.7确定。
- 5 当柱截面中部设置由附加纵向钢筋形成的芯柱且附加纵向钢筋的截面面积不小于柱截面面积的0.8%时，柱轴压比限值可增加0.05，计算轴压比时不考虑的芯柱纵向钢筋作用。当本项措施与注4的措施共同采用时，柱轴压比限值可比表中数值增加0.15，但箍筋的配箍特征值仍可按轴压比增加0.10的要求确定。
- 6 当柱截面中心设置型钢且型钢截面面积不小于柱截面面积的3%时，柱轴压比限值可增加0.05，计算轴压比时可考虑型钢的作用。当框架柱内的型钢仅考虑其对轴压比的贡献并按钢筋混凝土柱的轴压比限值时，型钢含

钢率可适当降低，但不应低于1%。

7 柱轴压比不应大于1.05。

6.4.3 柱纵向钢筋和箍筋配置应符合下列要求：

1 柱全部纵向钢筋的配筋率，当采用400MPa级钢筋时，不应小于表6.4.3-1的规定值且柱截面每一侧纵向钢筋配筋率不应小于0.2%；对IV类场地上较高的高层建筑，表中数值应增加0.1；

表 6.4.3-1 柱纵向受力钢筋最小配筋百分率（%）

柱 类 型	抗 震 构 造 等 级			
	一	二	三	四
中柱、边柱	0.95（1.05）	0.75（0.85）	0.65（0.75）	0.55（0.65）
角柱	1.15	0.95	0.85	0.75
框支柱	1.15	0.95	—	—

注：表中括号内数值适用于框架结构。

2 柱箍筋在规定的范围内应加密，加密区的箍筋间距和直径，应符合下列要求：

1) 一般情况下，箍筋的最大间距和最小直径，应按表6.4.3-2采用；

表 6.4.3-2 柱端箍筋加密区的构造要求

抗震构造等级	箍筋最大间距（mm）	箍筋最小直径（mm）
一级	6d和100的较小值	10
二级	8d和100的较小值	8
三级	8d和150（柱根100）的较小值	8
四级	8d和150（柱根100）的较小值	8

注：1 d为柱纵向钢筋直径（mm）；

2 柱根指框架柱底部嵌固部位；

2) 一级框架柱的箍筋直径大于12mm且箍筋肢距不大于150mm及二级框架柱箍筋直径不小于10mm、肢距不大于200mm时，除柱根外最大间距可采用150mm；三级框架柱的截面尺寸不大于400mm时，箍筋最小直径可采用6mm；四级框架柱的剪跨比不大于2或柱中全部纵向钢筋的配筋率大于3%时，箍筋直径不应小于8mm；

3) 剪跨比不大于2的柱，箍筋间距不应大于100mm。

6.4.4 柱的纵向钢筋配置，尚应满足下列要求：

1 宜采用对称配筋；

2 截面尺寸大于400mm的柱，其纵向钢筋间距不宜大于200mm；柱纵向钢筋净距均不应小于50mm；

3 全部纵向钢筋的配筋率不应大于5%；

4 一级且剪跨比不大于2的柱，其单侧纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于1.2%；

5 边柱、角柱考虑地震作用组合产生偏心受拉时，纵筋总截面面积应比计算值增加25%且配筋率不小于0.8%，竖向钢筋直径不应小于14mm。

6.4.5 柱的纵筋不应与箍筋、拉筋及预埋件等焊接。

6.4.6 柱箍筋加密区的范围应符合下列要求：

- 1 底层柱的上端和其他各层柱的两端，应取矩形截面柱之长边尺寸（或圆形截面柱之直径）、柱净高之1/6和500mm三者之最大值范围；
- 2 底层柱刚性地面上、下各500mm的范围；
- 3 底层柱柱根以上1/3柱净高的范围；
- 4 计算嵌固端柱根以上1/3柱净高的范围；
- 5 剪跨比不大于2的柱和因填充墙等形成的柱净高与截面高度之比不大于4的柱全高范围；
- 6 一、二级框架角柱的全高范围；
- 7 需要提高变形能力的柱的全高范围。

6.4.7 柱箍筋加密区范围内箍筋的体积配箍率，应符合下列规定：

- 1 柱箍筋加密区箍筋的体积配箍率，应符合下式要求：

$$\rho_v \geq \lambda_v f_c / f_{yv} \tag{6.4.7}$$

式中： ρ_v ——柱箍筋的体积配箍率；
 λ_v ——柱最小配箍特征值，宜按表6.4.7采用；
 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值，当柱混凝土强度等级低于C35时，应按C35计算；
 f_{yv} ——柱箍筋或拉筋的抗拉强度设计值；

表 6.4.7 柱端箍筋加密区最小配箍特征值 λ_v

抗震构造等级	箍筋形式	柱轴压比								
		≤0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	0.95	1.00
一	普通箍、复合箍	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23	—	—
	螺旋箍、复合或连续复合螺旋箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.21	—	—
二	普通箍、复合箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19	0.22	0.24
	螺旋箍、复合或连续复合螺旋箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
三	普通箍、复合箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
	螺旋箍、复合或连续复合螺旋箍	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.20

注：普通箍指单个矩形箍或单个圆形箍；螺旋箍指单个连续螺旋箍筋；复合箍指由矩形、多边形、圆形箍或拉筋组成的箍筋；复合螺旋箍指由螺旋箍与矩形、多边形、圆形箍或拉筋组成的箍筋；连续复合螺旋箍指全部螺旋箍由同一根钢筋加工而成的箍筋。柱轴压比指重力荷载代表值作用下柱承受的轴压应力设计值与混凝土轴心抗压强度设计值之比值。

- 2 对一、二、三、四级框架柱，其箍筋加密区范围内箍筋的体积配箍率尚且分别不应小于0.8%、0.6%、0.4%和0.4%；
- 3 剪跨比不大于2的柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍，其体积配箍率不应小于1.2%；
- 4 计算复合箍筋的体积配箍率时，可不扣除重叠部分的箍筋体积；计算复合螺旋箍筋的体积配箍率时，其非螺旋箍筋的体积应乘以换算系数0.8。

6.4.8 柱箍筋设置尚应符合下列要求：

- 1 箍筋应为封闭式，其末端应做成135°弯钩且弯钩末端平直段长度不应小于10倍的箍筋直径且不应小于75mm；
- 2 箍筋加密区的箍筋肢距，一级不宜大于200mm，二、三级不宜大于250mm和20倍箍筋直径的较大值，四级不宜大于300mm。每隔一根纵向钢筋宜在两个方向有箍筋约束；采用拉筋组合箍时，拉筋宜紧靠封闭箍并钩住纵向钢筋；
- 3 柱非加密区的箍筋，其体积配箍率不宜小于加密区的一半；其箍筋间距，不应大于加密区箍筋间距的2倍且一、二级不应大于10倍纵向钢筋直径，三、四级不应大于15倍纵向钢筋直径。

6.4.9 框架节点核心区应设置水平箍筋且应符合下列规定：

箍筋的最大间距和最小直径应符合本标准第6.4.3条有关柱箍筋的规定。一、二、三级框架节点核心区配箍特征值分别不宜小于0.12、0.10和0.08且箍筋体积配箍率分别不宜小于0.6%、0.5%和0.4%。柱剪跨比不大于2的框架节点核心区的配箍特征值不宜小于核心区上、下柱端配箍特征值中的较大值。

6.4.10 宽扁梁柱节点核心区箍筋应符合第6.4.9条的有关规定，柱截面外的节点外核心区可配置附加水平箍筋和竖向拉筋，一、二级框架拉筋直径不宜小于10mm，三、四级框架不宜小于8mm。

6.4.11 柱箍筋的配筋形式，应考虑浇灌混凝土的工艺要求，在柱截面中心部位应留出浇灌混凝土所用导管的空间。

6.5 钢筋的连接和锚固

6.5.1 受力钢筋的连接接头应符合下列规定：

- 1 受力钢筋的连接接头宜设置在构件受力较小部位；宜避开梁端、柱端箍筋加密区范围。钢筋连接可采用机械连接、绑扎搭接或焊接；
- 2 在钢筋搭接长度范围内箍筋直径不应小于搭接钢筋较大直径的1/4。当钢筋受拉时，箍筋间距不应大于较小搭接钢筋直径的5倍且不应大于100mm；当钢筋受压时，箍筋间距不应大于搭接钢筋较小直径的10倍且不应大于200 mm。当受压钢筋直径大于25mm时，尚应在搭接接头两个端面外100mm范围内各设置两道箍筋。

6.5.2 受拉钢筋的最小锚固长度应取 l_a 。受拉钢筋绑扎搭接的搭接长度，应根据位于同一连接区段内搭接钢筋截面面积的百分率按下式计算且不应小于300mm。

$$l_l = \zeta l_a \quad (6.5.2)$$

式中： l_l ——受拉钢筋的搭接长度；

l_a ——受拉钢筋的锚固长度，应按现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010的有关规

定采用；

ζ ——受拉钢筋搭接长度修正系数，应按表6.5.2采用。

表 6.5.2 纵向受拉钢筋搭接长度修正系数 ζ

同一连接区段内搭接钢筋面积百分率 (%)	≤ 25	50	100
受拉搭接长度修正系数	1.2	1.4	1.6

注：同一连接区段内搭接钢筋面积百分率取在同一连接区段内有搭接接头的受力钢筋与全部受力钢筋面积之比。

6.5.3 钢筋混凝土结构构件纵向受力钢筋的锚固和连接，应符合下列要求：

1 纵向受拉钢筋的最小锚固长度应按下列规定采用：

一、二级抗震构造 $l_{aE} = 1.15l_a$ (6.5.3-1)

三级抗震构造 $l_{aE} = 1.05l_a$ (6.5.3-2)

四级抗震构造 $l_{aE} = 1.0l_a$ (6.5.3-3)

2 当采用绑扎搭接接头时，其搭接长度不应小于下式的计算值：

$$l_{lE} = \zeta l_{aE} \quad (6.5.3-4)$$

式中： l_{lE} ——抗震设计时受拉钢筋的搭接长度；

3 受拉钢筋直径大于28mm、受压钢筋直径大于32mm时，不宜采用绑扎搭接接头；

4 现浇钢筋混凝土框架梁、柱纵向受力钢筋的连接方法，应符合下列规定：

1) 框架柱：一、二级抗震构造等级及三级抗震构造等级的底层，宜采用机械连接接头，也可采用绑扎搭接或焊接接头；三级抗震构造等级的其他部位和四级抗震构造等级，可采用绑扎搭接或焊接接头；

2) 框支梁、框支柱：宜采用机械连接接头；

3) 框架梁：一级宜采用机械连接接头，二、三、四级可采用绑扎搭接或焊接接头；

5 位于同一连接区段内的受拉钢筋接头面积百分率不宜超过50%；

6 当接头位置无法避开梁端、柱端箍筋加密区时，应采用满足等强度要求的机械连接接头且钢筋接头面积百分率不宜超过50%；

7 钢筋的机械连接、绑扎搭接及焊接，尚应符合国家现行有关标准的规定。

6.5.4 框架梁、柱的纵向钢筋在框架节点区的锚固和搭接，应符合下列要求（图6.5.4）：

1 顶层中节点柱纵向钢筋和边节点柱内侧纵向钢筋应伸至柱顶。当从梁底边计算的直线锚固长度不小于 l_{aE} 时，可不必弯折，否则应向柱内或梁内、板内弯折，锚固段弯折前的竖直投影长度不应小于 $0.5l_{aE}$ ，弯折后的水平投影长度不宜小于12倍的柱纵向钢筋直径。此处， l_{aE} 为抗震时钢筋的基本锚固长度，一、二级取 $1.15l_{ab}$ ，三、四级分别取 $1.05l_{ab}$ 和 $1.0l_{ab}$ ；

2 顶层端节点处，柱外侧纵向钢筋可与梁上部纵向钢筋搭接，搭接长度不应小于 $1.5l_{aE}$ 且伸入梁内的柱外侧纵向钢筋截面面积不宜小于柱外侧全部纵向钢筋截面面积的65%；在梁宽范围以外的柱外侧纵向钢筋可伸入现浇板内，其伸入长度与伸入梁内的相同。当柱外侧纵向钢筋的配筋率大于1.2%时，伸入梁内的柱纵向钢筋宜分两批截断，其截断点之间的距离不宜小于20倍的柱纵向钢筋直径；

3 梁上部纵向钢筋伸入端节点的锚固长度，直线锚固时不应小于 l_{aE} 且伸过柱中心线的长度不应

小于5倍的梁纵向钢筋直径；当柱截面尺寸不足时，梁上部纵向钢筋应伸至节点对边并向下弯折，锚固段弯折前的水平投影长度不应小于 $0.4l_{aE}$ ，弯折后的竖直投影长度应取15倍的梁纵向钢筋直径；

4 梁下部纵向钢筋的锚固与梁上部纵向钢筋相同，但采用 90° 弯折方式锚固时，竖直段应向上弯入节点内；

5 当梁下部纵筋根据计算及构造要求不需要全部伸入支座时，不伸入支座的梁下部纵筋的截断应满足受力与锚固的要求。

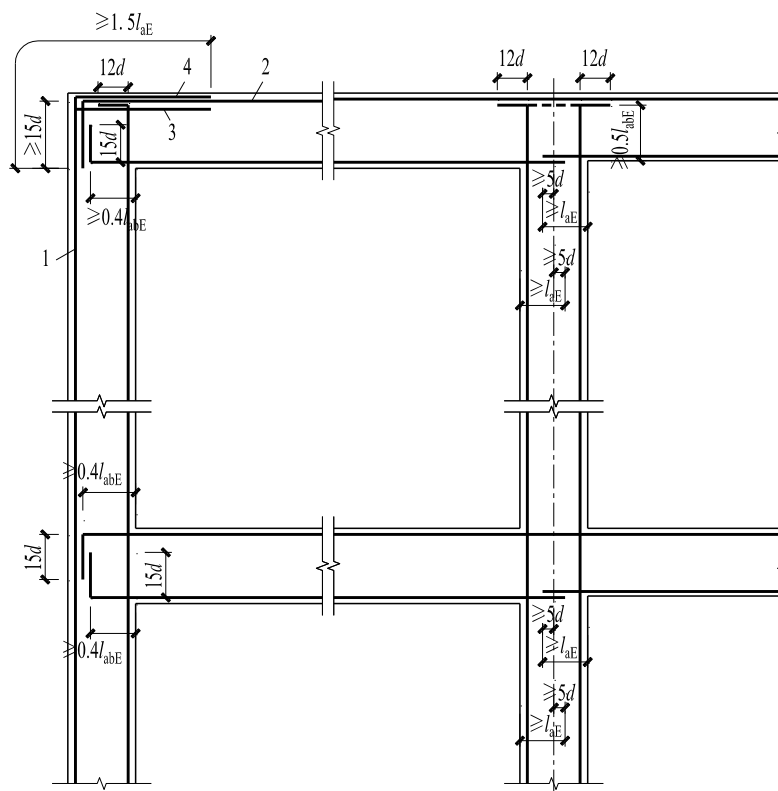


图 6.5.4 框架梁、柱纵向钢筋在节点区的锚固要求

1—柱外侧纵向钢筋；2—梁上部纵向钢筋；3—伸入梁内的柱外侧纵向钢筋；

4—不能伸入梁内的柱外侧纵向钢筋，可伸入板内

7 剪力墙结构设计

7.1 一般规定

7.1.1 剪力墙结构应具有适宜的侧向刚度，其布置应符合下列规定：

1 平面布置宜简单、规则，宜沿两个主轴方向或其他方向双向布置。不应采用仅单向有墙的结构布置；

2 宜自下到上连续布置，避免刚度突变；

3 门窗洞口宜上下对齐、成列布置，形成明确的墙肢和连梁；洞口设置应避免造成墙肢宽度相差悬殊；一、二、三级剪力墙的底部加强部位不宜采用上下洞口不对齐的错洞墙，全高均不宜采用洞口局部重叠的叠合错洞墙。

7.1.2 剪力墙不宜过长；较长的剪力墙宜设置连梁将其分成长度较均匀的若干墙段，各墙段的总高度与墙段长度之比不宜小于6。

7.1.3 跨高比小于5的连梁应按本章的有关规定设计，跨高比不小于5的连梁宜按框架梁设计。

7.1.4 剪力墙底部加强部位的范围，应符合下列规定：

1 底部加强部位的高度，有地下室时从地下室顶板算起，无地下室时由基础顶面算起；

2 底部加强部位的高度可取底部两层和墙体总高度的1/10二者的较大值，部分框支剪力墙结构底部加强部位的高度应符合本标准第11.2.3条的规定；

3 有地下室时底部加强部位宜至少延伸到地下一层。

7.1.5 楼面梁不宜支承在剪力墙或核心筒的连梁上。不能避免时，楼面梁端部与连梁宜铰接并以简支梁验算连梁的承载力。

7.1.6 当剪力墙与其平面外相交的楼面梁刚接时，可沿楼面梁轴线方向设置与梁相连的剪力墙、扶壁柱或在墙内设置暗柱并应符合下列规定：

1 设置沿楼面梁轴线方向与梁相连的剪力墙时，墙的厚度不宜小于梁的宽度。当墙的厚度小于梁的宽度时，宜设置扶壁柱或暗柱；

2 设置扶壁柱时，其截面宽度不应小于梁宽，其截面高度可计入墙厚；

3 墙内设置暗柱时，暗柱的截面高度可取墙的厚度，暗柱的截面宽度不小于梁宽加400mm，但不宜超过梁宽加两倍墙厚；

4 应通过计算确定暗柱或扶壁柱的纵向钢筋，当采用400MPa级钢筋时，纵向钢筋的总配筋率不宜小于表7.1.6的规定；

表 7.1.6 暗柱、扶壁柱纵向钢筋的构造配筋率

抗震构造等级	一	二	三	四
配筋率 (%)	0.95	0.75	0.65	0.55

注：采用335MPa、500 MPa级钢筋时，表中数值宜分别增、减0.05；

5 楼面梁的水平钢筋应伸入剪力墙或扶壁柱，伸入长度应符合钢筋锚固要求。钢筋锚固段的水平投影长度不宜小于 $0.4l_{aE}$ ；当楼面梁与剪力墙长度方向垂直，锚固段的水平投影长度不满足要求时，可采取机械锚固等其他可靠的措施或与剪力墙铰接，梁面架立筋伸至墙边并向下弯折；

6 暗柱或扶壁柱应设置箍筋，箍筋的直径，一、二、三级时不应小于8mm，四级时不应小于6mm且均不应小于纵向钢筋直径的1/4；箍筋间距，一、二、三级时不应大于150mm，四级时不应大于200mm。

7.1.7 当墙肢的截面长度与厚度之比不大于4时，宜按框架柱进行设计。

7.1.8 高层建筑结构不宜全部采用短肢剪力墙。

注：短肢剪力墙是指截面长度不大于1600mm且截面厚度小于300mm的剪力墙。

7.1.9 剪力墙应进行平面内的斜截面受剪、偏心受压或偏心受拉、平面外轴心受压承载力验算。在集中荷载作用下，墙内无暗柱时还应进行局部受压承载力验算。

7.2 截面设计及构造

7.2.1 剪力墙的截面厚度应符合下列要求：

- 1 应满足墙体稳定性要求，可按本标准附录D验算；
- 2 一、二级剪力墙：底部加强部位不应小于200mm，其他部位不应小于160mm；一字形独立剪力墙底部加强部位不宜小于220mm，其他部位不应小于180mm；
- 3 三、四级剪力墙：不应小于160mm，一字形独立剪力墙，底部加强部位截面厚度不应小于180mm；
- 4 剪力墙井筒中，分隔电梯井或管道井的墙肢截面厚度可适当减小，但不宜小于150mm。

7.2.2 短肢剪力墙的设计应符合下列要求：

- 1 短肢剪力墙截面厚度除应符合本标准第7.2.1条的要求外，尚不应小于200mm；
- 2 一、二、三级短肢剪力墙的轴压比，在底部加强部位分别不宜大于0.5、0.6、0.7，一字形截面短肢剪力墙的轴压比限值再相应减少0.05；在底部加强部位以上的其他部位不宜大于上述规定值加0.05；
- 3 短肢剪力墙边缘约束构件的设置应符合本标准第7.2.11条的要求；
- 4 墙肢截面高度与厚度之比小于或等于6的短肢剪力墙的全部竖向钢筋的配筋率，底部加强部位一、二级不宜小于1.2%，三、四级不宜小于1.0%；其他部位一、二级不宜小于1.0%，三、四级不宜小于0.8%；墙肢截面高度与厚度之比大于6的短肢剪力墙，其约束边缘构件竖向钢筋的配筋率，一、二级不宜小于1.6%，三、四级不宜小于1.4%，构造边缘构件竖向钢筋的配筋率，一、二级不宜小于1.4%，三、四不宜小于1.2%；
- 5 不宜在一字形短肢剪力墙布置平面外与之相交的单侧楼面梁。不能避免时，应设置暗柱并校

核剪力墙平面外压弯承载力。

7.2.3 高层剪力墙结构的竖向和水平分布钢筋不应单排配置。剪力墙截面厚度不大于600mm时，可采用双排配筋；大于600mm、但不大于900mm时，宜采用三排配筋；大于900mm时，宜采用四排配筋且截面厚度每增大300mm，宜增加一排配筋。各排分布钢筋之间拉筋的间距不应大于600mm，直径不应小于6mm；在底部加强部位，约束边缘构件以外的拉筋间距宜适当加密。

7.2.4 结构布置沿主轴一个方向剪力墙数量较多而另一方向剪力墙数量较少时，楼盖梁和少墙方向剪力墙边缘构件或一字墙约束边缘构件应满足框架的抗震构造要求。

7.2.5 剪力墙墙肢截面应符合下列要求：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq 0.25\beta_c f_c b_w h_{w0} \quad (7.2.5-1)$$

2 设防烈度地震作用下承载力校核

剪跨比大于2.5时

$$V_k \leq 0.20\beta_c f_{ck} b_w h_{w0} \quad (7.2.5-2)$$

剪跨比不大于2.5时

$$V_k \leq 0.15\beta_c f_{ck} b_w h_{w0} \quad (7.2.5-3)$$

剪跨比可按下列下式计算：

$$\lambda = M_k^c / (V_k^c h_{w0}) \quad (7.2.5-4)$$

式中：V——剪力墙墙肢截面的剪力设计值；

V_k ——设防烈度地震作用组合的剪力墙、柱计算截面的剪力标准值；

h_{w0} ——剪力墙截面有效高度；

β_c ——混凝土强度影响系数，应按本标准第6.2.2条采用；

λ ——剪跨比，其中 M_k^c 、 V_k^c 取同一组合的墙肢截面弯矩、剪力标准值并取墙肢上、下端截面计算的剪跨比的较大值。

7.2.6 剪力墙的正截面、斜截面承载力应符合现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010的有关规定。

7.2.7 轴心受拉、偏心受拉剪力墙竖向钢筋的直径不应小于14mm。轴拉、小偏拉剪力墙的竖向钢筋最小配筋率按下式计算：

$$\rho_{\min} \geq \frac{f_t}{f_y} \quad (7.2.7-1)$$

水平向钢筋的最小配筋率按下式计算：

$$\rho_{\min} \geq 0.5 \frac{f_t}{f_y} \quad (7.2.7-2)$$

式中： f_t ——混凝土抗拉强度设计值；

f_y ——钢筋的抗拉强度设计值。

轴拉、小偏拉剪力墙竖向钢筋的最小配筋率见表7.2.7。

表 7.2.7 轴拉、小偏拉剪力墙竖向钢筋的最小配筋率(%)

混凝土强度等级	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80
钢筋 HRB400	0.40	0.44	0.48	0.50	0.53	0.55	0.57	0.58	0.59	0.61	0.62
钢筋 HRB500	0.33	0.36	0.39	0.41	0.43	0.45	0.47	0.48	0.49	0.50	0.51

7.2.8 抗震构造等级为一级及以上的剪力墙受压时，水平施工缝的抗滑移验算应符合下式要求：

$$V_{\text{wjk}} \leq 0.6 f_{\text{yk}} A_{\text{s}} + 0.8 N_{\text{k}} \quad (7.2.8)$$

式中： V_{wjk} ——剪力墙水平施工缝处剪力标准值；

A_{s} ——水平施工缝处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（不包括两侧翼墙），以及在墙体中有足够锚固长度的附加竖向插筋面积；

f_{yk} ——竖向钢筋抗拉强度标准值；

N_{k} ——水平施工缝处考虑设防烈度地震作用组合的轴向压力标准值。

7.2.9 重力荷载代表值作用下，特一、一、二、三、四级剪力墙的墙肢轴压比不宜超过表7.2.9的限值。

表 7.2.9 剪力墙墙肢轴压比限值

抗震构造等级	特一、一	二	三	四
轴压比限值	0.55	0.65	0.75	0.85

注：墙肢轴压比是指重力荷载代表值作用下墙肢承受的轴压力设计值与墙肢的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比。

7.2.10 剪力墙两端和洞口两侧应设置边缘构件并应符合下列要求：

1 一、二、三级剪力墙底部加强部位墙肢底截面的轴压比大于表7.2.10的规定值时，以及部分框支剪力墙结构的剪力墙，应在底部加强部位及相邻的上一层设置约束边缘构件，约束边缘构件应符合本标准第7.2.11条的规定；

2 一、二、三级剪力墙底部加强部位墙肢底截面的轴压比不大于表7.2.10的规定值时，以及一、二、三级剪力墙底部加强部位以上部位、四级剪力墙，应按本标准第7.2.12条设置构造边缘构件；

3 B级高度高层建筑的剪力墙，宜在约束边缘构件层与构造边缘构件层之间设置（1~2）层过渡层，过渡层边缘构件的箍筋配置要求可低于约束边缘构件的要求，但应高于构造边缘构件的要求。

表 7.2.10 剪力墙可不设约束边缘构件的最大轴压比

抗震构造等级	特一、一	二、三
轴压比	0.2	0.3

7.2.11 剪力墙的约束边缘构件可为暗柱、端柱和翼墙（图7.2.11）并应符合下列要求：

1 约束边缘构件沿墙肢的长度 l_c 和箍筋配箍特征值 λ_v 应符合表7.2.11的要求，其体积配箍率 ρ_v 可

按下式计算：

$$\rho_v = \lambda_v \frac{f_c}{f_{yv}} \tag{7.2.11}$$

式中： ρ_v ——箍筋体积配箍率，可计入箍筋、拉筋以及伸入约束边缘构件且符合构造要求的水平分布钢筋，计入的水平分布钢筋的体积配箍率不应大于0.3倍总体积配箍率；
 λ_v ——约束边缘构件配箍特征值；
 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；混凝土强度等级低于C35时，应取C35的混凝土轴心抗压强度设计值；
 f_{yv} ——箍筋、拉筋或水平分布钢筋的抗拉强度设计值；

表 7.2.11 约束边缘构件沿墙肢的长度 l_c 及其配箍特征值 λ_v

项目 \ 抗震构造等级	一		二、三	
	$\mu_N \leq 0.3$	$\mu_N > 0.3$	$\mu_N \leq 0.4$	$\mu_N > 0.4$
l_c （暗柱）	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$
l_c （翼墙或端柱）	$0.10h_w$	$0.15h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$
λ_v	0.12	0.20	0.12	0.20

注：1 μ_N 为墙肢在重力荷载代表值作用下的轴压比， h_w 为墙肢的长度。
2 剪力墙的翼墙长度小于其3倍厚度或端柱截面边长小于2倍墙厚时，视为无翼墙、无端柱。
3 l_c 为约束边缘构件沿墙肢的长度（图7.2.11）。对暗柱不应小于墙厚和400mm的较大值；有翼墙或端柱时，不应小于翼墙厚度或端柱沿墙肢方向截面高度加300mm。
2 剪力墙约束边缘构件阴影部分（图7.2.11）的竖向钢筋除应满足正截面受压（受拉）承载力计算要求外，其配筋率一、二、三级时分别不应小于1.2%、1.0%和1.0%并分别不应少于8 ϕ 16、6 ϕ 16和6 ϕ 14的钢筋，当混凝土强度等级高于C60时，一、二、三级分别不应小于1.6%、1.4%和1.2%并分别不应小于8 ϕ 18、6 ϕ 16和6 ϕ 14（符号 ϕ 表示钢筋直径）；
3 约束边缘构件内箍筋或拉筋沿竖向的间距，一级不宜大于100mm，二、三级不宜大于150mm；箍筋、拉筋沿水平方向的肢距不宜大于300mm，不应大于竖向钢筋间距的2倍。

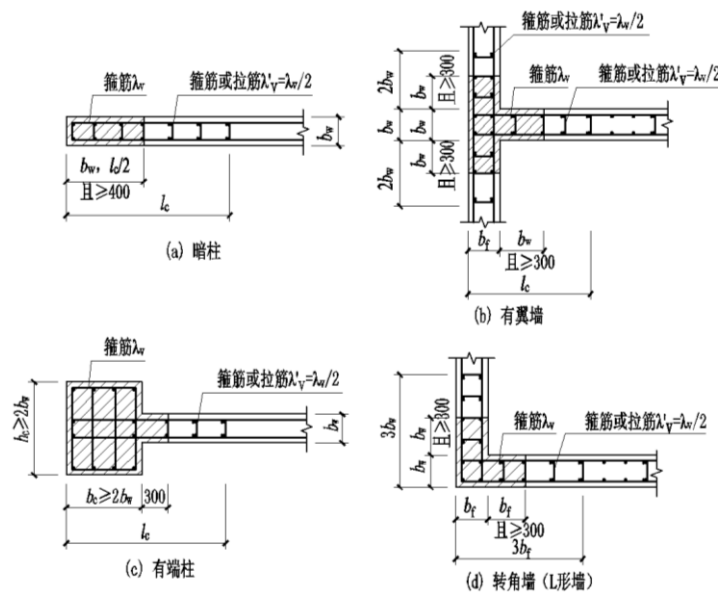


图 7.2.11 剪力墙的约束边缘构件

7.2.12 剪力墙构造边缘构件的范围宜按图7.2.12中阴影部分采用，其最小配筋应满足表7.2.12的规定并应符合下列要求：

- 1 竖向配筋应满足正截面受压（受拉）承载力的要求；
- 2 当端柱承受集中荷载时，其竖向钢筋、箍筋直径和间距应满足框架柱的相应要求；
- 3 箍筋、拉筋沿水平方向的肢距不宜大于300mm，不应大于竖向钢筋间距的2倍；
- 4 对于连体结构、错层结构以及B级高度高层建筑结构中的剪力墙（筒体），其构造边缘构件的最小配筋应符合下列要求：
 - 1) 竖向钢筋最小量应比表7.2.12的数值提高0.001A_c；
 - 2) 箍筋的配筋范围宜取图7.2.12中阴影部分，其配箍特征值λ_v不宜小于0.1。

表 7.2.12 剪力墙构造边缘构件的最小配筋要求

抗震构造等级	底部加强部位			其 它 部 位		
	竖向钢筋最小量 (取较大值)	箍筋		竖向钢筋最小量 (取较大值)	拉筋	
		最小直径 (mm)	沿竖向最大间距 (mm)		最小直径 (mm)	沿竖向最大间距 (mm)
一	0.010A _c , 6φ16	8	100	0.008A _c , 6φ14	8	150
二	0.008A _c , 6φ14	8	150	0.006A _c , 6φ12	8	200
三	0.006A _c , 6φ12	8	150	0.005A _c , 4φ12	8	200
四	0.005A _c , 4φ12	6	200	0.004A _c , 4φ12	6	250

注：1 A_c为构造边缘构件的截面面积，即图7.2.12剪力墙截面的阴影部分；符号φ表示钢筋直径。

2 其他部位的转角处宜采用箍筋。

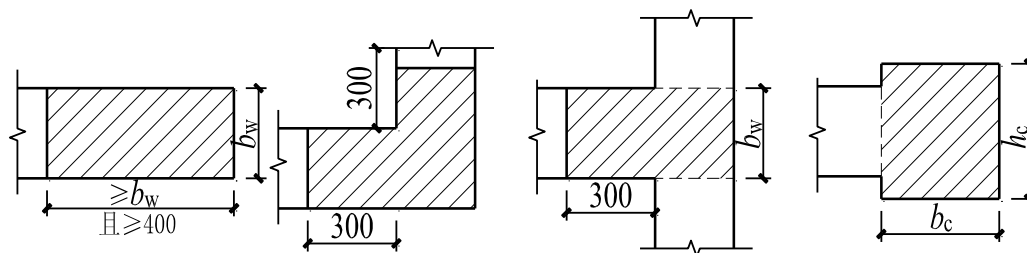


图 7.2.12 剪力墙的构造边缘构件范围

7.2.13 剪力墙竖向和水平分布钢筋的配筋率，一、二、三级时均不应小于0.25%，四级时不应小于0.20%。

7.2.14 剪力墙的竖向和水平分布钢筋的间距均不宜大于300mm，竖向分布筋直径不宜小于10mm，水平分布筋直径不应小于8mm。剪力墙的竖向和水平分布钢筋的直径不宜大于墙厚的1/10。

7.2.15 房屋顶层剪力墙、长矩形平面房屋的楼梯间和电梯间剪力墙、端开间纵向剪力墙以及端山墙的水平分布钢筋的配筋率均不应小于0.25%，间距均不应大于200mm。

7.2.16 剪力墙的钢筋锚固和连接应符合下列要求：

- 1 剪力墙纵向钢筋最小锚固长度应取 l_{aE} 。 l_{aE} 的取值应符合本标准第6.5节的有关规定；
- 2 剪力墙竖向及水平分布钢筋采用搭接连接时（图7.2.16），一、二级剪力墙的底部加强部位，接头位置应错开，同一截面连接的钢筋数量不宜超过总数的50%，错开净距不宜小于500mm；其他情况剪力墙的分布钢筋可在同一截面连接。分布钢筋的搭接长度不应小于 $1.2l_{aE}$ ；
- 3 暗柱及端柱内纵向钢筋连接和锚固要求宜与框架柱相同，应符合本标准第6.5节的有关规定。

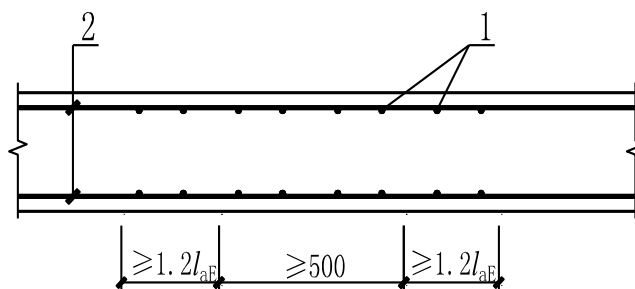


图 7.2.16 剪力墙分布钢筋的搭接连接

1-竖向分布钢筋；2-水平分布钢筋

7.2.17 连梁两端截面的剪力 V 应按下列规定确定：

- 1 承载力由风荷载控制的连梁，取考虑水平风荷载组合的剪力设计值；
- 2 承载力由地震作用控制的剪力墙连梁，其梁端截面组合的剪力标准值应按式（7.2.17）确定：

$$V_k = \frac{M_{bk}^l + M_{bk}^r}{l_n} + V_{Gbk} \quad (7.2.17)$$

式中： M_{bk}^l 、 M_{bk}^r ——分别为连梁左右端截面顺时针或逆时针方向的弯矩标准值；

l_n ——连梁的净跨；

V_{Gbk} ——在重力荷载代表值作用下，按简支梁计算的梁端截面剪力标准值。

7.2.18 连梁截面剪力应符合下列要求：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq 0.25\beta_c f_c b_b h_{b0} \quad (7.2.18-1)$$

2 设防烈度地震作用下承载力校核 跨高比大于2.5的连梁

$$V_k \leq 0.20\beta_c f_{ck} b_b h_{b0} \quad (7.2.18-2)$$

跨高比不大于2.5的连梁

$$V_k \leq 0.15\beta_c f_{ck} b_b h_{b0} \quad (7.2.18-3)$$

当配置斜向交叉钢筋时

$$V_k \leq 0.25\beta_c f_{ck} b_b h_{b0} \quad (7.2.18-4)$$

式中： V ——持久、短暂设计状况连梁截面剪力设计值；

V_k ——设防烈度地震作用下承载力校核时，按本标准第7.2.17条调整后的连梁截面剪力标准值；

b_b ——连梁截面宽度；

h_{b0} ——连梁截面有效高度；

β_c ——混凝土强度影响系数，按本标准第6.2.2条采用。

7.2.19 跨高比（ l_n / b_b ）不大于1.5的连梁，其纵向钢筋的最小配筋率宜符合表7.2.19的要求；跨高比大于1.5的连梁，其纵向钢筋的最小配筋率可按框架梁的要求采用。

表 7.2.19 跨高比不大于 1.5 的连梁纵向钢筋的最小配筋率（%）

跨高比	最小配筋率（采用较大值）
$l / h_b \leq 0.5$	0.20, $45 f_t / f_y$
$0.5 < l / h_b \leq 1.5$	0.25, $55 f_t / f_y$

7.2.20 剪力墙结构中连梁，顶面及底面单侧纵向钢筋的最大配筋率宜符合表7.2.20的要求；如不足，则应按实配钢筋进行连梁强剪弱弯的验算。

表 7.2.20 连梁纵向钢筋的最大配筋率（%）

跨高比	最大配筋率
$l_n / h_b \leq 1.0$	0.6
$1.0 < l_n / h_b \leq 2.0$	1.2
$2.0 < l_n / h_b \leq 2.5$	1.5

7.2.21 剪力墙的连梁不满足本标准第7.2.18条的要求时，可采取如下措施：

1 减小连梁截面高度或采取其他减少连梁刚度的措施；

2 剪力墙连梁的弯矩可塑性调幅；内力计算时已经按本标准第5.2.1条的规定降低了刚度的连梁，其弯矩值不宜再调幅或限制再调幅范围。此时，应取弯矩调幅后相应的剪力值校核其是否满足本标准第7.2.18条的规定并相应调整墙肢及其他连梁的弯矩值；

3 当连梁破坏对承受竖向荷载无明显影响时，可按独立墙肢的计算简图进行第二次设防烈度地震作用下的内力分析，墙肢截面按两次计算的较大值计算配筋。第二次计算时不考虑其对位移的影响。

7.2.22 连梁的配筋构造（图7.2.22）应满足下列要求：

- 1 连梁顶面、底面纵向水平钢筋伸入墙肢的长度不应小于 l_{aE} 且不应小于600mm；
- 2 沿连梁全长箍筋的构造应符合本标准第6.3.2条框架梁梁端箍筋加密区的箍筋构造要求；
- 3 顶层连梁纵向水平钢筋伸入墙肢的长度范围内应配置箍筋，其间距不应大于150mm，直径应与该连梁的箍筋直径相同；

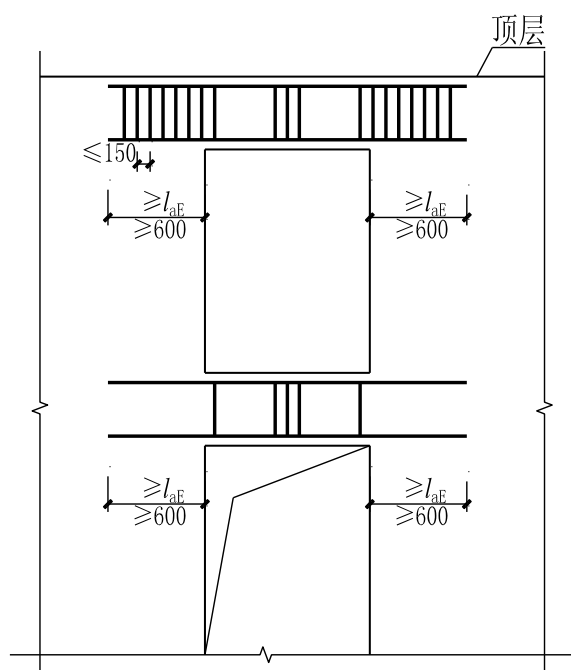


图 7.2.22 连梁配筋构造示意图

4 连梁高度范围内的墙肢水平分布钢筋可在连梁内拉通作为连梁的腰筋。连梁截面高度大于700mm时，其两侧面腰筋的直径不应小于10mm，间距不应大于200mm；跨高比不大于2.5的连梁，其腰筋的面积配筋率不应小于0.3%。

7.2.23 剪力墙开小洞口和连梁开洞应符合下列要求：

1 剪力墙开有边长小于800mm的小洞口、且在结构整体计算中不考虑其影响时，应在洞口上、下和左、右配置补强钢筋，补强钢筋的直径不应小于12mm，截面面积应分别不小于被截断的水平分布钢筋和竖向分布钢筋的面积[图7.2.23(a)]；

2 穿过连梁的管道宜预埋钢套管，洞口上、下的截面有效高度不宜小于梁高的1/3且不宜小于200mm，洞口处宜配置补强钢筋，被洞口削弱的截面应进行承载力验算[图7.2.23(b)]。

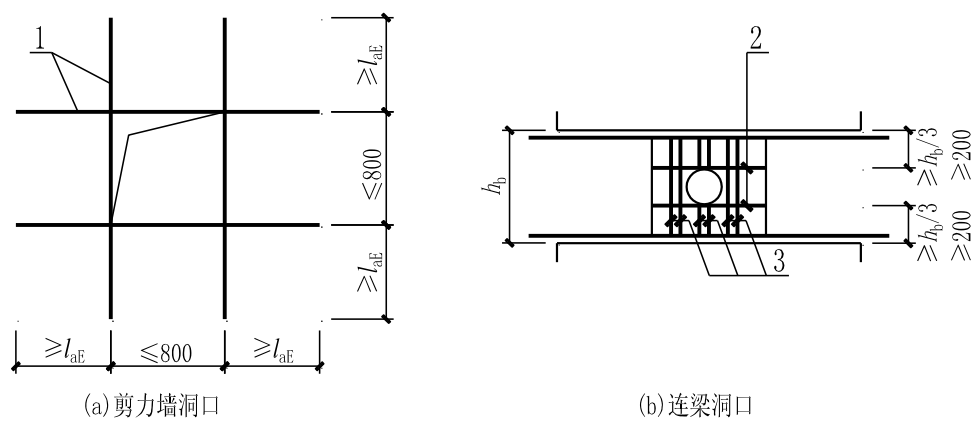


图 7.2.23 洞口补强配筋示意图

1-墙洞口周边补强钢筋；2-连梁洞口上、下补强纵向箍筋；

3-连梁洞口补强箍筋

8 框架-剪力墙结构设计

8.1 一般规定

8.1.1 本章包括框架-剪力墙结构和板-柱-剪力墙结构。框架-剪力墙结构、板-柱-剪力墙结构的结构布置、计算分析、截面设计及构造要求除应符合本章的规定外，尚应分别符合本标准其他章节的有关规定。

8.1.2 框架-剪力墙结构可采用下列形式：

- 1 框架与剪力墙（单片墙、联肢墙或较小井筒）分开布置；
- 2 在框架结构的若干跨内嵌入剪力墙（带边框剪力墙）；
- 3 在单片抗侧力结构内连续分别布置框架和剪力墙。
- 4 上述两种或三种形式的混合。

8.1.3 框架-剪力墙结构应设计成双向抗侧力体系，结构两主轴方向均宜布置剪力墙。

8.1.4 框架-剪力墙结构中，梁与柱或柱与剪力墙的中线宜重合，框架梁、柱中心线之间有偏离时，应考虑偏心对梁柱节点核心区受力和构造的不利影响。

8.1.5 框架-剪力墙结构中剪力墙的布置应符合下列要求：

- 1 剪力墙宜均匀布置在建筑物的周边附近、楼梯间、电梯间、平面形状变化及恒载较大的部位，剪力墙间距不宜过大；
- 2 平面形状凹凸较大时，宜在凸出部分的端部附近布置剪力墙；
- 3 纵、横剪力墙宜组成L形、T形和〔形等形式；
- 4 单片剪力墙底部承担的水平剪力不宜超过结构底部总水平剪力的30%；
- 5 剪力墙宜贯通建筑物的全高，宜避免刚度突变；剪力墙开洞时，洞口宜上下对齐；
- 6 楼、电梯间等竖井宜布置剪力墙作为抗侧力结构。

8.1.6 长方形平面或平面有一部分较长的建筑中，其剪力墙的布置尚应符合下列要求：

- 1 横向剪力墙沿长方向的间距宜满足表8.1.6的要求，当这些剪力墙之间的楼盖有较大开洞时，剪力墙的间距应适当减小；
- 2 纵向剪力墙不宜集中布置在房屋的两尽端；

表 8.1.6 剪力墙间距（m）

楼盖形式	抗震设防烈度	
	6度、7度 （取较小值）	8、9度 （取较小值）
现 浇	4.0B, 50	3.0B, 40
装配整体	3.0B, 40	2.5B, 30

注: 1 表中B为剪力墙之间的楼面宽度，单位为m；
2 现浇层厚度大于60mm的叠合楼板可作为现浇板考虑；
3 当房屋端部未布置剪力墙时，第一片剪力墙与房屋端部的距离，不宜大于表中剪力墙间距的1/2。

8.1.7 板-柱-剪力墙结构的布置应符合下列要求：

- 1 应布置筒体或两主轴方向的剪力墙以形成双向抗侧力体系并宜避免结构刚度偏心，其中剪力墙或筒体应分别符合本标准第7章和第9章的有关规定且宜在楼层处墙体内设置配筋加强带（暗梁）；
- 2 楼、电梯间及洞口周围宜设置框架梁或边梁；
- 3 无梁楼板可根据承载力和变形要求采用无柱帽（柱托）板或有柱帽（柱托）板等形式。柱托板的长度和厚度应按计算确定且各方向长度不宜小于板跨度的1/6，厚度不宜小于板跨度的1/20。8度时宜采用有柱帽（托板），柱托板各方向长度尚不宜小于同方向柱截面宽度和4倍板厚之和，托板总厚度尚不应小于柱纵向钢筋直径的16倍。无梁楼板应设置暗梁（配筋加强带），按计算或构造配置抗冲切箍筋。当无柱托板且无梁板抗冲切承载力不足时，可采用型钢剪力架，此时板的厚度不宜小于250mm；
- 4 双向无梁板厚度与长跨之比，不宜小于表8.1.7的规定。

表 8.1.7 双向无梁板厚度与长跨的最小比值

非预应力楼板		预应力楼板	
无柱托板	有柱托板	无柱托板	有柱托板
1/30	1/35	1/40	1/45

8.1.8 抗风设计时，板-柱-剪力墙结构中各层筒体或剪力墙应能承受风荷载作用下该层该方向90%及以上的剪力；抗震设计时，应能承受水平地震作用下该层该方向的全部剪力且应符合相应的抗震构造要求。

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，剪力墙的竖向、水平分布钢筋的配筋率，均不应小于0.25%并应至少双排布置。各排分布筋之间应设置拉筋，拉筋的直径不应小于6mm、间距不应大于600mm。

8.2.2 带边框剪力墙的构造应符合下列要求：

- 1 带边框剪力墙的截面厚度应满足墙体稳定性要求且应符合下列规定：
 - 1) 一、二级剪力墙的底部加强部位不应小于200mm；
 - 2) 除本款第1)项以外的其他情况下不应小于160mm；
- 2 剪力墙的水平钢筋应全部锚入边框柱内，锚固长度不应小于 l_{aE} ；
- 3 与剪力墙重合的框架梁可保留，亦可做成宽度与墙厚相同的暗梁，暗梁截面高度可取墙厚的2倍或与该榀框架梁截面等高，暗梁的配筋可按构造配置且应符合一般框架梁相应抗震构造等级的最小配筋要求；
- 4 剪力墙宜按工字形截面设计，其端部的纵向受力钢筋应配置在边框柱截面内；
- 5 边框柱截面宜与该榀框架其他柱的截面相同，边框柱应符合本标准第6章有关框架柱构造配筋规定；剪力墙底部加强部位边框柱的箍筋宜沿全高加密；当带边框剪力墙上的洞口紧邻边框柱时，边框柱的箍筋宜沿全高加密。

8.2.3 板-柱-剪力墙结构设计应符合下列规定：

1 结构分析中规则的板柱结构可用等代框架法，其等代梁的宽度宜采用垂直于等代框架方向两侧柱距各1/4；不规则的板柱结构应采用有限元法进行计算分析；

2 楼板在柱周边临界截面的冲切应力，不宜超过 $0.7f_t$ ，超过时应按计算配置抗冲切钢筋或采取设置型钢剪力架、加大板厚等其他措施；当地震作用导致柱上板带支座弯矩反号时还应对反向作复核。板柱节点冲切承载力可按有关规范的相关规定进行验算并应考虑节点不平衡弯矩作用的影响；

3 沿两个主轴方向均应布置通过柱截面的板底连续钢筋且钢筋的总截面面积应符合下式要求：

$$A_s \geq N_G / f_y \quad (8.2.3)$$

式中： A_s ——通过柱截面的板底连续钢筋的总截面面积；

N_G ——在该层楼面重力荷载代表值作用下的柱轴向压力设计值，8度及以上时宜计入竖向地震影响；

f_y ——通过柱截面的板底连续钢筋的抗拉强度设计值。

8.2.4 板-柱-剪力墙结构中，板的构造设计应符合下列规定：

1 应在柱上板带中设置配筋加强带（暗梁），宽度取柱宽及两侧各1.5倍板厚之和，暗梁支座上部钢筋截面面积不宜小于柱上板带负弯矩钢筋截面面积的50%并应全跨拉通，暗梁下部钢筋不应小于上部钢筋的1/2。构造布置的暗梁箍筋直径不应小于8mm，间距不大于 $3h_0/4$ ，肢距不大于 $2h_0$ ；当计算需要时应按计算确定且直径不应小于10mm，间距不宜大于 $h_0/2$ ，肢距不宜大于 $1.5h_0$ ；

2 设置柱托板时，托板底部钢筋应按计算确定并应满足抗震锚固要求。计算柱上板带的支座钢筋时，可考虑托板厚度的有利影响。柱上板带应设置变截面配筋加强带（暗梁），宽度不应小于柱宽。按构造布置的暗梁箍筋直径不应小于8mm，托板内间距不宜大于 $h_0/2$ ，肢距不宜大于 h_0 ；托板外间距不宜大于 h_0 ，肢距不宜大于 $2h_0$ ；

3 无梁楼板允许开局部洞口，但应验算承载力及满足刚度要求。当未作专门分析时，在板的不同部位开单个洞的大小应符合图8.2.4的要求。若在同一部位开多个洞时，则在同一截面上各个洞宽之和不应大于该部位单个洞的允许宽度。所有洞边均应设置补强钢筋。

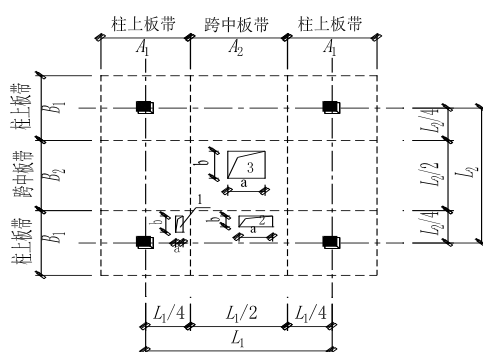


图 8.2.4 无梁楼板开洞要求

注：洞 1： $a \leq a_c/4$ 且 $a \leq t/2$ ， $b \leq b_c/4$ 且 $b \leq t/2$ ；洞 2： $a \leq A_2/4$ 且 $b \leq B_1/4$ ；洞 3： $a \leq A_2/4$ 且 $b \leq B_2/4$

其中， a 为洞口短边尺寸， b 为洞口长边尺寸， a_c 为相应洞口短边方向的柱宽， b_c 为相应洞口长边方向的柱宽， t 为板厚。

9 筒体结构设计

9.1 一般规定

9.1.1 本章适用于钢筋混凝土框架-核心筒结构、筒中筒结构以及其他类型的筒体结构。筒体结构各种构件的截面设计和构造措施除应遵守本章规定外，尚应符合本标准其他章节的有关规定。

9.1.2 筒中筒结构的高度不宜低于80m，高宽比不宜小于3。

9.1.3 筒体结构的楼盖外角宜设置双层双向钢筋（图9.1.3），单层单向配筋率不宜小于0.3%，钢筋的直径不应小于8mm，间距不应大于150mm，配筋范围不宜小于外框架（或外筒）至内筒外墙中距的1/4和3m。

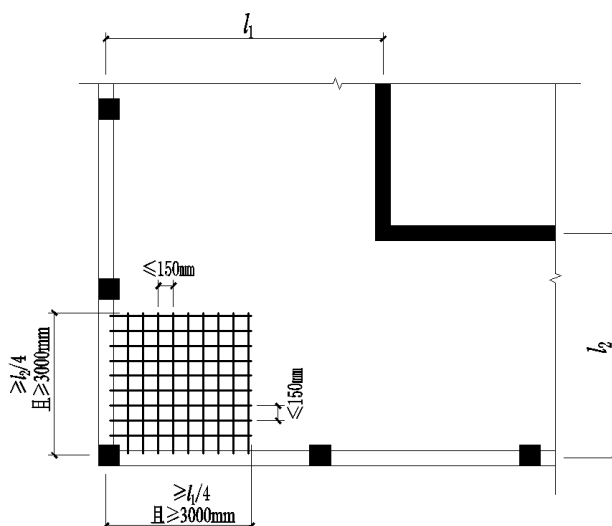


图 9.1.3 板角配筋示意

9.1.4 核心筒或内筒中剪力墙截面形状宜简单；截面形状复杂的墙体可按应力进行截面承载力校核。

9.1.5 筒体结构核心筒或内筒设计应符合下列规定：

1 筒体角部附近不宜开洞。当不可避免时，筒角内壁至洞口的距离不应小于500mm和开洞墙截面厚度的较大值；

2 筒体外墙厚不应小于200mm，内墙厚不应小于160mm并应满足稳定性要求；

3 跨高比不大于2的连梁宜配置对角斜向钢筋；

4 筒体墙的加强部位高度、边缘构件设置以及截面设计应符合本标准第7章的有关规定。

9.1.6 当地震作用下核心筒或内筒底部承担的倾覆力矩超过总倾覆弯矩的60%时，筒体墙的轴压比限值宜符合本标准第7章表7.2.9的有关规定。当地震作用下核心筒或内筒底部承担的倾覆力矩不超过总倾覆弯矩的60%时，在重力荷载代表值作用下，核心筒或内筒剪力墙的轴压比限值在表7.2.9的基础上增加0.05。

9.1.7 核心筒或内筒的外墙不宜在水平方向连续开洞，洞间墙肢的截面高度不宜小于1.2m；当洞间墙肢的截面高度与厚度之比小于4时，宜按框架柱进行截面设计。

9.1.8 框筒柱和框架柱的轴压比限值按本标准6.4.2条的规定采用。

9.1.9 楼面框架梁不宜支承在连梁上。不能避免时，框架梁与连梁的连接宜采用铰接，同时应按简支梁校核连梁的截面承载力。

9.1.10 应保证核心筒外侧周边楼板的完整性。标准层设备管井等开洞后剩余楼层板的宽度不宜小于开洞前楼层板宽度的50%。

9.2 框架-核心筒结构

9.2.1 核心筒宜贯通建筑物全高。核心筒的宽度不宜小于筒体总高的1/15，当筒体结构设置角筒、剪力墙或增强结构整体刚度的构件时，核心筒的宽度可适当减小。

9.2.2 核心筒墙体设计尚应符合下列规定：

1 底部加强部位主要墙体的水平和竖向分布筋配筋率不宜小于0.30%；当墙体抗震构造等级为一级或特一级时，其竖向分布钢筋配筋率不宜小于0.4%；

2 底部加强部位核心筒角部和门洞两侧均应设置约束边缘构件，其他部位的核心筒角部和门洞两侧宜设置约束边缘构件；

3 底部加强部位核心筒外墙分布筋的拉结筋宜采用箍筋-拉筋相间，间距不应大于2倍竖筋间距。

9.2.3 框架-核心筒结构沿周边柱间应设置框架梁。

9.2.4 核心筒连梁的受剪截面应符合本标准第7.2.18条的要求，其构造设计应符合本标准第9.3.7、9.3.8条的规定。

9.2.5 对内筒偏置的框架-筒体结构，应校核设防烈度地震作用下筒体外墙的受力状态，如出现小偏心受拉，除应满足7.2.7条规定外，宜考虑其刚度退化的影响。

9.2.6 当内筒偏置、长宽比大于2时，宜采用框架-双筒结构。

9.2.7 当框架-双筒结构的双筒间楼板开洞时，其有效楼板宽度不宜小于楼板典型宽度的50%，洞口附近楼板应加厚并应采用双层双向配筋且每层每方向配筋率不应小于0.25%；筒体间楼板宜按弹性板进行细化分析。

9.3 筒中筒结构

9.3.1 筒中筒结构的平面外形宜选用圆形、正多边形、椭圆形或矩形等，内筒宜居中。

9.3.2 矩形平面的长宽比不宜大于2。

9.3.3 内筒的宽度可为建筑结构高度的1/15~1/18，如有另外的角筒或剪力墙时，内筒平面尺寸可适当减小。内筒宜贯通建筑物全高，竖向刚度宜均匀变化。

9.3.4 三角形平面宜切角，外筒的切角长度不宜小于相应边长的1/8，其角部可设置刚度较大的角柱或角筒；内筒的切角长度不宜小于相应边长的1/10，切角处的筒壁宜适当加厚。

9.3.5 外框筒应符合下列规定：

1 柱距不宜大于4m；

2 外框筒梁应沿周边闭合布置，截面高度可取柱净距的1/4；

3 角柱截面面积可取中柱的（1~2）倍。

9.3.6 外框筒梁和内筒连梁的截面尺寸应符合本标准7.2.18条的要求。

9.3.7 外框筒梁和内筒连梁的构造配筋应符合下列要求：

- 1 箍筋直径不应小于10mm；
- 2 箍筋间距沿梁长不变且不应大于100mm；
- 3 框筒梁上、下纵向钢筋的直径均不应小于16mm，腰筋的直径不应小于10mm，腰筋间距不应大于200mm。

9.3.8 跨高比不大于2的框筒梁和内筒连梁宜增配对角斜向钢筋且应符合下列规定：

- 1 梁的截面宽度不宜小于400mm；
- 2 每侧斜筋不宜少于3根，直径不应小于14mm并与箍筋绑扎牢固；
- 3 斜筋伸入竖向构件的长度不应小于 l_{a1} ，宜取 $1.15l_{a1}$ ；
- 4 梁内普通箍筋的配置应符合本标准第9.3.7条的构造要求。

9.4 钢管混凝土斜交网格筒结构

9.4.1 钢管混凝土斜交网格筒指由外围斜交钢管混凝土柱形成的筒体，其和钢筋混凝土内筒组成的结构称为筒中筒结构，与钢筋混凝土内框架组成的结构称为内框架-外筒体结构。

9.4.2 钢管混凝土斜柱沿建筑物外围宜连续、不间断，斜交角度 α 不宜大于90度，与楼面的夹角 β （锐角）不宜小于45度、不宜大于75度。

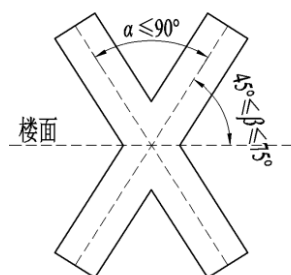


图 9.4.2 斜柱倾角

9.4.3 钢管混凝土斜交网格筒结构的楼盖应有良好的整体性。斜交网格筒节点层的楼板厚度由计算确定且不应小于150mm，双层双向配筋，每层每方向配筋率不宜小于0.25%。

9.4.4 钢管混凝土斜交节点应设置环梁，环梁宜设上、中、下三道环板。外围的环梁或边梁与斜柱宜刚接，连接外筒与内筒的楼面梁可铰接，其节点构造应能保证实现水平力的可靠传递。

9.4.5 核心筒剪力墙轴压比限值可按本标准表9.1.6采用。

9.4.6 钢管混凝土斜交相贯节点的构造除满足承载力要求外，应确保节点中混凝土浇筑的方便。

9.4.7 外筒钢管混凝土斜交相贯节点可采用加厚节点区钢管的厚度、设置椭圆连接板、提高节点区混凝土强度等级等措施实现“强节点”要求。节点可按附录E进行设计。节点受力较复杂时，除补充必要的有限元分析外，宜通过试验研究进行验证。

9.4.8 外筒钢管混凝土柱柱脚节点可按铰接计算，与基础的连接构造应满足受力的需要。

9.5 重力柱-核心筒结构

9.5.1 重力柱-核心筒结构中的重力柱主要承受竖向荷载，水平力及其产生的倾覆弯矩由核心筒承担。

9.5.2 重力柱宜采用钢管混凝土柱或内置圆钢管混凝土的叠合柱，楼盖宜采用钢-混凝土组合楼盖，核心筒可采用钢筋混凝土剪力墙、钢管混凝土剪力墙或型钢混凝土剪力墙。

9.5.3 重力柱-核心筒结构的核心筒宜全高设置，核心筒的宽度不宜小于结构高度的1/12。

9.5.4 重力柱-核心筒结构楼层的混凝土楼板厚度不应小于120mm，宜双层双向配筋，每层每方向配筋率不宜小于0.25%。

9.5.5 重力柱-核心筒结构核心筒墙体设计应符合下列规定：

1 底部加强部位核心筒外墙的水平和竖向分布筋配筋率不宜小于0.5%；其他部位剪力墙水平和竖向分布筋配筋率不宜小于0.4%。分布筋间的拉筋间距不应大于两倍竖向分布筋间距，直径不应小于8mm；

2 筒体角部附近不应开洞且应全高设置约束边缘构件。约束边缘构件配箍特征值 λ_v 应不小于0.2，竖向钢筋除满足承载力计算要求外，配筋率不宜小于1.2%，筒体角部宜设置钢管混凝土或型钢混凝土暗柱。

9.5.6 底层重力柱的计算长度可取1.25倍层高，其余各层柱可取1.5倍层高。当楼板局部不连续、整体刚度受削弱时，重力柱的计算长度可由特征值法确定。

9.5.7 柱正截面承载力计算时，应考虑附加偏心距 e_0 ，其值取梁轴线方向柱截面的1/20和50mm的较大值。

9.5.8 楼盖钢梁宜按完全抗剪连接组合梁进行设计，抗剪连接件沿梁跨度方向的间距不应大于4倍楼板厚度且不大于300mm，梁端部1.5倍梁高范围应加密，间距不大于150mm。

9.5.9 重力柱支承楼板处宜设置钢牛腿。钢牛腿宽度不宜小于80mm，牛腿面可设单排栓钉，间距不大于150mm。

9.5.10 重力柱-核心筒结构核心筒的抗震性能目标不宜低于C级。

10 巨型框架-核心筒结构设计

10.1 一般规定

10.1.1 巨型框架-核心筒结构指由加强层水平伸臂桁架或沿外框竖向布置的带状桁架，连接截面较大、数量较少的外框巨柱与核心筒组成的结构。

10.1.2 加强层一般采用连结核心筒与巨柱的水平伸臂桁架和连结巨柱的带状桁架，也可采用其他弯曲刚度大的结构构件。

10.1.3 加强层宜结合建筑使用功能的要求，设于避难层或设备层。

10.1.4 巨柱宜采用钢管混凝土柱、矩形钢管混凝土柱、内置圆钢管混凝土柱的叠合柱或型钢混凝土柱，水平伸臂桁架及带状桁架宜采用钢结构。巨柱截面形式的选择和构造除考虑刚度、承载力外，还需考虑施工的方便。

10.1.5 支承于带状桁架上的柱与边梁、楼面梁宜刚接。当主要承受竖向荷载时，可设计为重力柱（摇摆柱）或吊杆，柱与楼面梁的连接可采用铰接。

10.2 截面设计与构造

10.2.1 巨型框架-核心筒结构的设计应符合下列规定：

1 除巨型框架承担自身的地震剪力外，核心筒应能承担全部的地震剪力；

2 加强层带状桁架上下弦所在楼层楼盖应具有必要的承载力和可靠的连接构造来承担带状桁架上下弦向核心筒传递的剪力，必要时可设置楼盖平面内支撑。加强层带状桁架上下弦所在楼层的楼板厚度可由计算确定且不应小于180mm，双层双向配筋，每层每方向配筋率不宜小于0.3%；加强层相邻上下层的楼板厚度不宜小于150mm，双层双向配筋，每层每方向配筋率不宜小于0.25%；

3 水平伸臂桁架上下弦应贯通核心筒；剪力墙的厚度宜比上下弦杆宽度大300mm，剪力墙竖向及水平分布筋的配筋率不宜小于0.6%。

10.2.2 水平伸臂桁架上下弦之间的核心筒剪力墙可采取加大剪力墙厚度、提高剪力墙的混凝土强度等级、提高配筋率、采用钢管混凝土剪力墙、钢板剪力墙或设置斜腹杆等加强措施。

10.2.3 巨型柱的计算长度由稳定分析确定。计算时，宜以考虑施工顺序的结构计算结果为初始状态，各巨型柱同时逐级施加轴向力。

10.2.4 计算加强层水平位移及结构构件及楼盖内力时，应采用弹性楼板假定；根据楼板的受力情况，必要时考虑楼板面内刚度的折减。

10.2.5 带状桁架转角处上下弦与核心筒间宜有楼面梁拉结。

10.2.6 当核心筒承担的倾覆力矩不大于总倾覆力矩的60%时，其轴压比限值可按本标准第9.1.6条的规定采用。

10.2.7 带倾斜巨柱的结构，应采用合理的计算模型分析斜柱水平分力的影响。

11 复杂建筑设计

11.1 一般规定

11.1.1 本章所指的复杂建筑结构包括带转换层的结构、带加强层的结构、错层结构、连体结构以及竖向体型收进、悬挑结构。

11.1.2 抗震设防烈度7度和8度区的错层剪力墙结构高度分别不宜大于120m和100m；错层框架-剪力墙结构高度分别不宜大于100m和80m。

11.1.3 高烈度区（8度及以上）的建筑不宜同时采用超过三种本节第11.1.1条所指的复杂结构。

11.1.4 复杂建筑结构的计算分析应符合本标准第5章的有关规定；复杂建筑结构中的受力复杂部位，尚宜进行精细有限元分析并按其计算结果进行设计校核。

11.2 部分框支剪力墙结构

11.2.1 在建筑结构的底部，当上部楼层部分竖向构件（剪力墙、框架柱）不能直接连续贯通落地时，应设置结构转换层，形成带转换层的建筑结构。本节对带托墙转换层的剪力墙结构（部分框支剪力墙结构）及带托柱转换层的框架-筒体结构、框架-剪力墙结构的设计作出规定。

11.2.2 部分框支剪力墙结构的布置应符合下列要求：

- 1 落地剪力墙和筒体底部墙体宜加厚；
- 2 框支柱周围楼板不应错层布置；
- 3 落地剪力墙和筒体的洞口宜布置在墙体的中部；
- 4 框支梁上一层墙体内不宜设置边门洞，也不宜在框支中柱上方设置门洞；
- 5 落地剪力墙的间距 l 不宜大于 $2B$ 和 $24m$ ； B 为落地墙之间楼盖的平均宽度；
- 6 框支柱与相邻落地剪力墙的距离不宜大于 $15m$ 。超过时应加强转换层楼盖的整体刚度，必要时将楼盖视为水平深梁，校核其承载力。

11.2.3 底部带转换层的建筑结构，其剪力墙底部加强部位的高度应从地下室顶板算起，宜取至转换层以上两层且不小于房屋高度的 $1/10$ 。

11.2.4 转换结构构件可采用梁、桁架、箱形结构、斜撑等；必要时可采用厚板转换。

11.2.5 部分框支剪力墙结构在地面以上设置转换层的位置，8度时不宜超过3层，7度时不宜超过5层，6度时不宜超过8层；托柱转换结构的转换层位置不受限制，但转换数量较多时，应进行必要的补充计算。

11.2.6 转换层设于地下室顶板或以下时，该层楼盖的构造应满足一般结构转换层的要求，但结构可按一般框架-剪力墙、剪力墙或筒体结构控制最大适用高度及采取相应的抗震构造措施。

11.2.7 转换梁设计应符合下列要求：

- 1 梁上、下部纵向钢筋的最小配筋率，特一、一、二级分别不应小于 0.60% 、 0.50% 和 0.40% ；
- 2 离柱边 1.5 倍梁截面高度范围内的梁箍筋应加密，加密区箍筋直径不应小于 $10mm$ ，间距不应大于 $100mm$ 。加密区箍筋的最小面积配筋率，特一、一、二级分别不应小于 $1.3 f_t / f_{yv}$ 、 $1.2 f_t / f_{yv}$ 和 $1.1 f_t / f_{yv}$ 。

f_{yv} ;

3 偏心受拉的转换梁的支座上部纵向钢筋至少应有50%沿梁全长贯通，下部纵向钢筋应全部直通到柱内；沿梁腹板高度应配置间距不大于200mm、直径不小于16mm的腰筋。

11.2.8 转换梁设计尚应符合下列要求：

1 转换梁与转换柱截面中线宜重合；

2 转换梁截面高度不宜小于计算跨度的1/8。托柱转换梁截面宽度不应小于梁宽方向的托柱截面宽度。转换梁截面宽度不宜大于框支柱相应方向的截面宽度且不宜小于其上墙体截面厚度的2倍和400mm的较大值；

3 转换梁截面组合的剪力值应符合下列要求：

1) 持久、短暂设计状况

$$V \leq 0.20\beta_c f_c b h_{b0} \quad (11.2.8-1)$$

2) 设防烈度地震作用下承载力校核

$$V_k \leq 0.15\beta_c f_{ck} b h_{b0} \quad (11.2.8-2)$$

4 转换梁纵向钢筋接头宜采用机械连接，同一连接区段内接头钢筋截面面积不宜超过全部纵筋截面面积的50%，接头位置应避开上部墙体开洞部位、梁上托柱部位及受力较大部位；

5 转换梁不宜开洞。若必须开洞时，洞口边离开支座位边的距离不宜小于梁截面高度；洞口周边配筋应予加强，被洞口削弱的截面应进行承载力验算；

6 转换梁集中力作用处或框支梁上部墙体开洞处，梁的箍筋应加密配置，加密区范围可取集中力作用处或墙边两侧各1.5倍转换梁高度；箍筋直径、间距及面积配筋率应符合本标准第11.2.7条第2款的规定。当洞口靠近框支梁端部且梁的受剪承载力不满足要求时，可采取框支梁端加抗剪钢板、框支梁加腋、加宽等措施；

7 框支梁上、下纵向钢筋和腰筋应在节点区可靠锚固（图11.2.8），水平段应伸至柱边且不应小于 $0.4 l_{aE}$ ，梁上部第一排纵向钢筋应向柱内弯折锚固且应延伸过梁底不小于 l_{aE} ；当梁上部配置多排纵向钢筋时，其内排钢筋锚入柱内的长度可适当减小，但水平段长度和弯下段长度之和不应小于钢筋锚固长度 l_{aE} ；

8 托柱转换梁宜在转换层托柱位置设置正交方向的楼面梁。转换梁与上部剪力墙偏置时，宜设置垂直转换梁方向上的楼面梁。

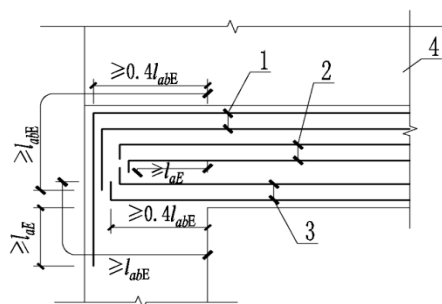


图 11.2.8 框支梁主筋和腰筋的锚固

1-梁上部纵向钢筋；2-梁腰筋；3-梁下部纵向钢筋；4-上部剪力墙。

11.2.9 转换层上部的墙、柱宜落于转换层的主要转换构件上，避免间接转换。不能避免时，宜进行转换梁柱的精细有限元分析，校核配筋并加强构造措施。

11.2.10 转换柱设计应符合下列要求：

- 1 柱内全部纵向钢筋配筋率应符合本标准第6.4.3条中框支柱的规定；
- 2 转换柱箍筋应采用复合螺旋箍或井字复合箍并应沿柱全高加密，箍筋直径不应小于10mm，箍筋间距不应大于100mm和6倍纵向钢筋直径的较小值；
- 3 转换柱配箍特征值应比普通框架柱要求的数值增加0.02且柱箍筋体积配箍率不应小于1.5%。

11.2.11 转换柱设计尚应符合下列要求：

- 1 柱截面宽度不应小于450mm；柱截面高度不宜小于转换梁跨度的1/12；
- 2 柱截面的组合剪力值应符合下列要求：
 - 1) 持久、短暂设计状况

$$V \leq 0.20\beta_c f_c b h_0 \quad (11.2.11-1)$$

- 2) 设防烈度地震作用下承载力校核

$$V_k \leq 0.15\beta_c f_{ck} b h_0 \quad (11.2.11-2)$$

- 3 纵向钢筋间距均不应小于80mm，不宜大于200mm。柱内全部纵向钢筋配筋率不宜大于4.0%；
- 4 部分框支剪力墙结构中的框支柱在上部墙体范围内的纵向钢筋应伸入上部墙体内不少于一层；其余柱纵筋应锚入转换层梁内或板内；从柱边算起，锚入梁内、板内的钢筋长度不应小于 l_{aE} ；
- 5 剪力墙支承转换梁处应设置端柱、扶壁柱或暗柱，暗柱宽度可取墙厚，高度可取墙厚加两倍梁宽。端柱、扶壁柱或暗柱均按框支柱要求采取构造措施。

11.2.12 转换柱为叠合柱时应符合下列规定：

- 1 转换梁-柱连接节点（图11.2.12）应符合下列要求：
 - 1) 转换梁的截面宽度 h_{lb} 不应小于叠合柱的截面高度 h_c ，叠合柱的竖向钢筋应锚固在转换梁内；
 - 2) 叠合柱的钢管应进入转换梁不小于40mm，钢管顶面应设内衬钢管或外套钢管，内衬钢管或外套钢管的壁厚不宜小于钢管壁厚，转换梁梁底第一排纵向钢筋应位于钢管顶面；
 - 3) 钢管内应设置焊接环形箍钢筋笼，钢筋笼在钢管内的长度不应小于其竖向钢筋的锚固长度，钢筋笼应伸至转换梁梁顶纵向钢筋的下方，钢筋笼竖向钢筋总截面面积不应小于钢管内混凝土截面面积的1%，钢筋笼焊接环形箍的净距不宜大于50mm，竖向钢筋直径小于25mm时，环形箍直径不应小于16mm，竖向钢筋直径不小于25mm时，环形箍直径不应小于18mm；

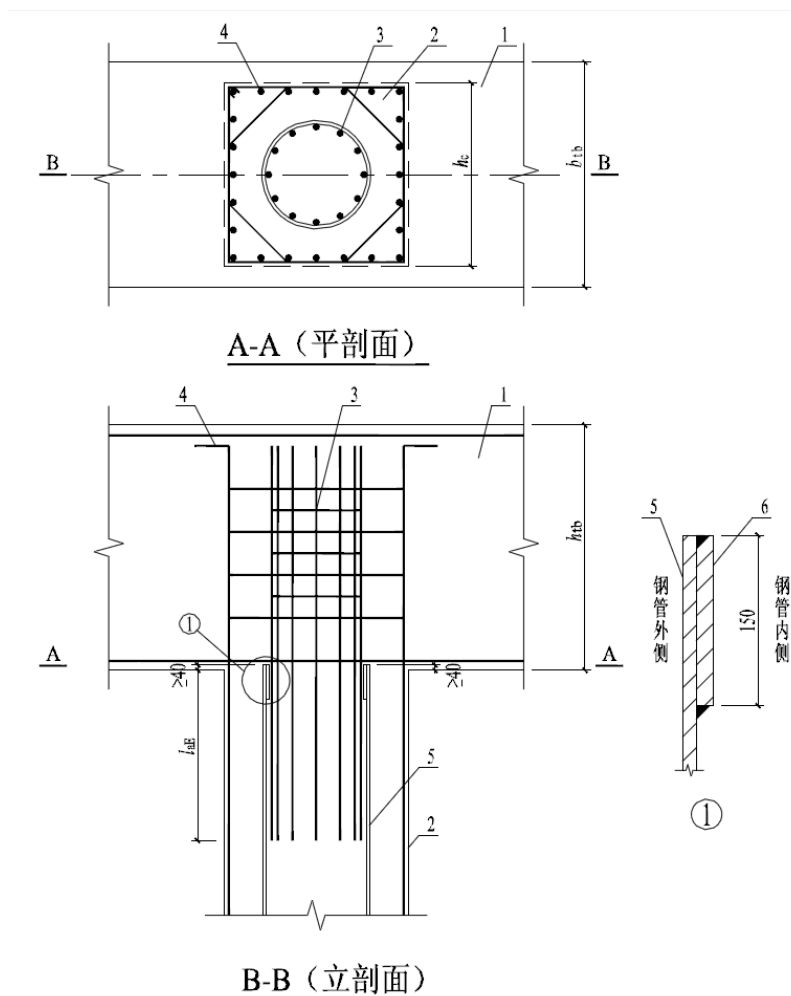


图 11.2.12 转换梁-叠合柱连接节点示意图

1-转换梁；2-叠合柱；3-钢筋笼；4-叠合柱纵向钢筋；5-叠合柱钢管；6-内衬钢管

2 转换梁-叠合柱连接节点的混凝土强度等级不宜低于叠合柱钢管外的混凝土强度等级，当低于钢管内混凝土强度2个等级以上时，应验算钢管混凝土柱顶面处转换梁混凝土局部受压承载力；

3 验算叠合柱钢管顶面处转换梁混凝土局部受压承载力时，钢管承担的轴压力设计值可按式确定：

$$N_a = \frac{A_a E_a}{A_a E_a + A_s E_s + A_{co} E_{co} + A_{ci} E_{ci}} N \quad (11.2.12)$$

式中： N_a ——钢管承担的轴力设计值；

N ——叠合柱的轴力设计值；

A_a 、 A_s 、 A_{co} 、 A_{ci} ——钢管、竖向钢筋（包括叠合柱竖向钢筋和钢筋笼竖向钢筋）、钢管外混凝土、钢管内混凝土截面面积；

E_a 、 E_s 、 E_{co} 、 E_{ci} ——钢管钢材、竖向钢筋、钢管外混凝土、钢管内混凝土弹性模量；

4 地面以上设置转换层的位置，8度时不宜超过4层，7度时不宜超过6层，6度时不宜超过9层；底部加强部位及以上1层采用钢管混凝土剪力墙时，转换层所在的层数可适当增加。

11.2.13 箱形转换结构应根据转换柱的布置和建筑功能要求设置双向横隔板；上、下板配筋设计应同时考虑板局部弯曲和箱形转换层整体弯曲的影响，横隔板宜按深梁设计。

11.2.14 厚板设计应符合下列要求：

- 1 转换厚板的厚度可由截面受剪、受冲切承载力确定且不宜小于柱跨度的1/8；
- 2 转换厚板可按有限元法分析结果进行配筋校核。受弯纵向钢筋可沿转换板上、下部双层双向配置，每层每向的配筋率不宜小于0.25%；
- 3 厚板外周边宜配置钢筋骨架网；
- 4 转换厚板上、下部的剪力墙、柱的纵向钢筋均应在转换厚板内可靠锚固；
- 5 转换厚板上、下一层的楼板应适当加强，楼板厚度不宜小于150mm。

11.2.15 采用空腹桁架转换层时，空腹桁架宜满层设置。空腹桁架的上、下弦杆可考虑楼板作用并应加强上、下弦杆与框架柱的锚固连接构造；竖腹杆应按强剪弱弯进行配筋设计。

11.2.16 部分框支剪力墙结构中，剪力墙底部加强部位墙体的水平和竖向分布钢筋的最小配筋率不应小于0.3%；钢筋间距不应大于200mm，竖向钢筋直径不应小于10mm。

11.2.17 部分框支剪力墙结构的剪力墙底部加强部位，墙体两端宜设置翼墙或端柱，尚应按本标准第7.2.11条的规定设置约束边缘构件。

11.2.18 框支梁上部墙体的构造应满足下列要求：

1 当梁上部的墙体开有边门洞时，洞边墙体宜设置翼缘墙、端柱或加厚（图11.2.18）并应按本标准第7.2.11条有关约束边缘构件的要求进行配筋设计；

2 框支梁上部墙体竖向钢筋在梁内的锚固长度不应小于 l_{aE} ；

3 框支梁上部一层墙体的配筋宜按下列规定进行校核：

1) 持久、短暂设计状况

a) 柱上墙体的端部竖向钢筋面积：

$$A_s = h_c b_w (\sigma_{01} - f_c) / f_y \quad (11.2.18-1)$$

b) 柱边 $0.2l_n$ 宽度范围内竖向分布钢筋面积：

$$A_{sw} = 0.2l_n b_w (\sigma_{02} - f_c) / f_{yw} \quad (11.2.18-2)$$

c) 框支梁上部 $0.2l_n$ 高度范围内墙体水平分布筋面积：

$$A_{sh} = 0.2l_n b_w \sigma_{x\max} / f_{yh} \quad (11.2.18-3)$$

式中： l_n ——框支梁净跨度(mm)；

h_c ——框支柱截面高度(mm)；

b_w ——墙肢截面厚度(mm)；

σ_{01} ——柱上墙体 h_c 范围内考虑风荷载组合的平均压应力设计值(N/mm²)；

σ_{02} ——柱边墙体 $0.2l_n$ 范围内考虑风荷载组合的平均压应力设计值(N/mm²)；

$\sigma_{x\max}$ ——框支梁与墙体交接面上考虑风荷载组合的水平拉应力设计值(N/mm²)。

2) 设防烈度地震作用下承载力校核

a) 柱上墙体的端部竖向钢筋面积：

$$A_s = 0.2h_c b_w (\sigma_{01k} - f_{ck}) / f_{yk} \quad (11.2.18-4)$$

b) 柱边 $0.2l_n$ 宽度范围内竖向分布钢筋面积：

$$A_{sw} = 0.2l_n b_w (\sigma_{02k} - f_{ck}) / f_{yw} \quad (11.2.18-5)$$

c) 框支梁上部 $0.2l_n$ 高度范围内墙体水平分布筋面积:

$$A_{sh} = 0.2l_n b_w \sigma_{x\max} / f_{yh} \quad (11.2.18-6)$$

式中: σ_{01k} ——柱上墙体 h_c 范围内考虑设防烈度地震作用组合的平均压应力标准值(N/mm²);

σ_{02k} ——柱边墙体 $0.2l_n$ 范围内考虑设防烈度地震作用组合的平均压应力标准值(N/mm²);

$\sigma_{x\max}$ ——框支梁与墙体交接面上考虑设防烈度地震作用组合的水平拉应力标准值(N/mm²);

4 框支梁与其上部墙体的水平施工缝处宜按本标准第7.2.8条的规定验算截面抗滑移能力。

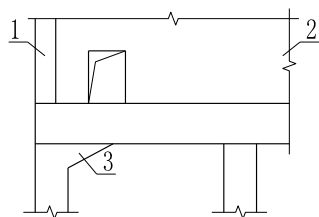


图 11.2.18 框支梁上墙体有边门洞时洞边墙体的构造要求

1-翼墙或端柱; 2-剪力墙; 3-框支梁加腋

11.2.19 部分框支剪力墙结构的转换层楼板厚度不宜小于180mm, 应双层双向配筋且每层每方向的配筋率不宜小于0.25%, 楼板中钢筋应锚固在边梁或墙体内; 落地剪力墙和筒体外围的楼板不宜开洞。楼板边缘和较大洞口周边应设置边梁, 其宽度不宜小于板厚的2倍, 全截面纵向钢筋配筋率不应小于1.0%。与转换层相邻楼层的楼板也应适当加强。

11.2.20 矩形平面建筑的框支转换层楼板, 其截面设防烈度地震作用组合剪力标准值应符合下列要求:

$$V_{fk} \leq 0.10\beta_c f_{ck} b_f t_f \quad (11.2.20)$$

式中: b_f 、 t_f ——分别为框支层楼板的验算截面宽度和厚度;

V_{fk} ——由不落地剪力墙传到落地剪力墙处按刚性楼板计算的框支层楼板设防烈度地震作用组合的剪力标准值。

11.2.21 部分框支剪力墙结构中的框支层楼板, 当平面较长或不规则以及各剪力墙内力相差较大时, 可采用简化方法或按弹性楼板模型验算楼板平面内受剪、受弯承载力。

11.2.22 带托柱转换层的筒体结构的外围转换柱与内筒外墙的中距不宜大于18m。

11.2.23 托柱转换层结构、转换构件采用桁架时, 转换桁架斜腹杆的交点、空腹桁架的竖腹杆与上部结构柱的位置应重合; 转换桁架的节点应加强配筋及构造措施。

11.3 全框支剪力墙结构

11.3.1 当工艺或建筑使用功能的要求, 建筑物底部不能布置剪力墙时, 可采用全框支剪力墙结构。

11.3.2 结构平面形状宜简单、规则。

11.3.3 转换层及以下钢筋混凝土框架、框支框架及转换层以上剪力墙底部加强区应采用现浇结构。

11.3.4 全框支结构设置转换层的位置, 7度及以上抗震设防区不宜大于3层, 6度时可适当放松。

11.3.5 转换层的结构布置宜尽可能使传力路径直接，不宜采用多次转换设计，必要时可采用厚板转换。

11.3.6 转换层及以下框架、框支框架的抗震性能目标应比转换层以上结构提高一级，按3.9节进行设防烈度地震作用下的承载力计算。应通过大震弹塑性时程分析验证结构是否满足预设的性能目标并对结构的屈服机制进行论证，确保底部框支框架晚于转换层以上部分结构屈服。

11.3.7 对超长结构，应进行温度应力计算并采取有效措施，减少温度应力对结构的影响；或提高结构抵抗温度效应的承载力。

11.3.8 对偏心支承上部剪力墙的转换梁，计算模型应考虑偏心荷载的影响。

11.3.9 转换层及以下框架和框支框架应满足以下构造要求：

1 8度及以上抗震设防区框支柱宜采用型钢混凝土柱、钢管混凝土柱或内置圆钢管混凝土的叠合柱。采用型钢混凝土柱时截面含钢率不宜小于3%，纵向钢筋最小配筋率不宜小于1.2%；

2 框支柱截面尺寸不宜小于1200mm×1200mm；

3 钢筋混凝土框架柱和框支柱配筋率：8度抗震设防区按特一级构造，竖向钢筋配筋率不小于1.6%，柱端箍筋加密区最小配箍特征值比表6.4.7的规定大0.03且箍筋体积配箍率不小于1.6%。7度抗震设防区按一级构造，竖向钢筋配筋率不小于1.4%；6度抗震设防区按二级构造，竖向钢筋配筋率不小于1.2%；柱端箍筋加密区最小配箍特征值按表6.4.7取值；

4 8度抗震设防的框支柱轴压比不宜大于0.6，框架柱轴压比不宜大于0.7；7度抗震设防的框支柱轴压比不宜大于0.7，框架柱轴压比不宜大于0.8；6度抗震设防的框支柱轴压比不宜大于0.8，框架柱轴压比不宜大于0.9。计算轴压比时，应采用重力荷载代表值作用下柱的轴压力设计值；

5 转换梁混凝土强度等级不宜低于C40；转换层楼板厚度不宜小于180mm，双层双向配筋，每向配筋率不小于0.25%；

6 转换层楼板不宜开洞。需要开较大洞口时，洞口需设置配筋加强带或边梁。配筋加强带或边梁宽度不小于2倍板厚，总配筋率不少于1%；

7 转换层以上结构的抗震构造等级：抗震性能目标为D级时为一级，抗震性能目标为C级时为二级，抗震性能目标为B级时为三级。底部加强区为转换层以上结构高度的1/10范围并不少于2层。

11.3.10 地震高烈度区（8度及以上）的全框支剪力墙结构宜采用隔震或消能减震技术。

11.4 带加强层高层建筑结构

11.4.1 当框架-核心筒、筒中筒结构的侧向刚度不能满足要求时，可利用建筑避难层、设备层空间，设置适宜刚度的水平伸臂构件，形成带加强层的高层建筑结构。必要时，加强层也可同时设置周边水平带状构件。水平伸臂构件、周边带状构件可采用斜腹杆桁架、实体梁、箱形梁、空腹桁架等形式。

11.4.2 带加强层高层建筑设计应符合下列要求：

1 应合理设计加强层的数量、刚度和位置。当布置1个加强层时，可设置在0.6倍房屋高度附近；当布置2个加强层时，可分别设置在顶层和0.5房屋高度附近；当布置多个加强层时，宜沿竖向从顶层向下均匀布置；

2 加强层水平伸臂桁架上下弦杆宜贯通核心筒，其平面布置宜位于核心筒的转角、T字节点处；水平伸臂构件与周边框架的连接宜采用铰接或半刚接。结构内力和位移计算中，设置水平伸臂桁架的楼层宜考虑楼板平面内的变形，设防烈度地震承载力验算时宜考虑楼板开裂对其刚度的影响；

3 加强层及其相邻层的框架柱、核心筒应加强配筋构造；

4 加强层楼盖不宜开大洞口。水平伸臂桁架或带状桁架上下弦杆所在楼盖板厚不宜小于150mm，双层双向配筋，每层每方向的配筋率不宜小于0.25%；

5 宜考虑核心筒与外框架施工过程中在重力荷载作用下变形差的影响。可采用后施工伸臂桁架腹杆、伸臂结构先与柱铰接，待主体结构完成后再与柱刚接等方法来减少其影响。

11.4.3 带加强层高层建筑结构应符合下列要求：

- 1 加强层及其相邻层的框架柱，箍筋应全柱段加密；
- 2 加强层及其相邻层核心筒剪力墙应设置约束边缘构件。

11.5 错层结构

11.5.1 建筑结构沿竖向宜避免错层布置。错层结构的平面宜规则。条件许可时，宜设置防震缝将错层建筑划分为不错层的独立结构单元。

11.5.2 错层结构宜采用剪力墙或框架-剪力墙结构体系，其两侧结构布置和侧向刚度宜相近。

11.5.3 错层结构的计算模型应能反映错层的实际情况。

11.5.4 错层处框架柱截面高度不应小于500mm，混凝土强度等级不应低于C30；柱箍筋应全柱段加密。

11.5.5 在设防烈度地震作用下，错层处框架柱宜提高性能水准，截面承载力宜满足本标准公式（3.9.5-2）的要求。

11.5.6 错层处平面外受力的剪力墙的截面厚度不应小于250mm并均应设置与之垂直的墙肢或扶壁柱；水平和竖向分布钢筋的配筋率不应小于0.4%；并应复核剪力墙面外压弯承载力。

11.6 连体结构

11.6.1 连体结构各独立部分宜有相同或相近的体型、平面布置和刚度；宜采用双轴对称的平面形式。

11.6.2 7度（0.15g）及以上抗震设防区连体结构的连接体应考虑竖向地震的影响。

11.6.3 连接体结构与主体结构宜优先采用刚性连接。刚性连接时，连接体结构的主要结构构件宜至少伸入主体结构一跨并可靠连接；除竖向荷载外，连接体楼板应进行风荷载及地震作用效应及承载力计算。在设防烈度地震作用下，连接体楼板的截面应满足本标准第11.2.20条的要求。

当连接体结构与主体结构采用滑动连接时，支座滑移量应能满足两个方向在罕遇地震作用下的位移要求并应采取防坠落、撞击措施。计算罕遇地震作用下的位移时，应采用弹塑性时程分析方法进行复核计算，同时应采用简化方法或按弹性楼板模型验算连接体楼板的平面内承载力。

11.6.4 连接体结构可采用钢梁、钢桁架、型钢混凝土梁。连接体结构顶、底板的楼板厚度不宜小于150mm，宜采用双层双向配筋，每层每方向的配筋率不宜小于0.25%。

当连接体结构包含多个楼层时，宜考虑施工流程对连体结构内力的影响，应加强其最下面楼层及顶层的构造设计。

11.6.5 连接体及与连接体相连的结构构件应符合下列要求：

- 1 与连接体相连的框架柱在连接体高度范围及其上、下层，箍筋应全柱段加密；
- 2 与连接体相连的剪力墙在连接体高度范围及其上、下层应设置约束边缘构件。

11.7 竖向体型收进、悬挑结构

11.7.1 多塔楼结构以及体型收进、悬挑程度超过本标准第3.5.5条限值的竖向不规则高层建筑结构应遵守本节的规定。

11.7.2 多塔楼结构以及体型收进、悬挑结构，竖向体型突变部位的楼板宜加强，楼板厚度不宜小于150mm，宜双层双向配筋，每层每方向的配筋率不宜小于0.25%。体型突变部位上、下层梁板也应适当加强。

11.7.3 多塔楼高层建筑结构应符合下列要求：

1 各塔楼质量及侧向刚度宜接近；相对底盘宜对称布置。塔楼结构质心与底盘结构质心的距离不宜大于底盘相应边长的20%。为增强大底盘的抗扭刚度，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；

2 转换层不宜设置在底盘屋面的上层塔楼内（图11.7.3-1）；未能避免时，应有必要的加强措施；

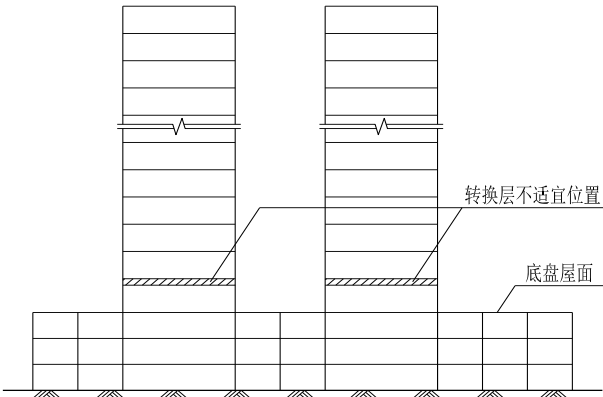


图 11.7.3-1 多塔楼结构转换层不适宜位置示意

3 塔楼中与裙房相连的外围柱、剪力墙，从固定端至裙房屋面上一层的高度范围内，柱纵向钢筋的最小配筋率宜适当提高，柱箍筋宜在裙房屋面上、下层的范围内全高加密；剪力墙宜按本标准第7.2.11条的规定设置约束边缘构件（图11.7.3-2）；

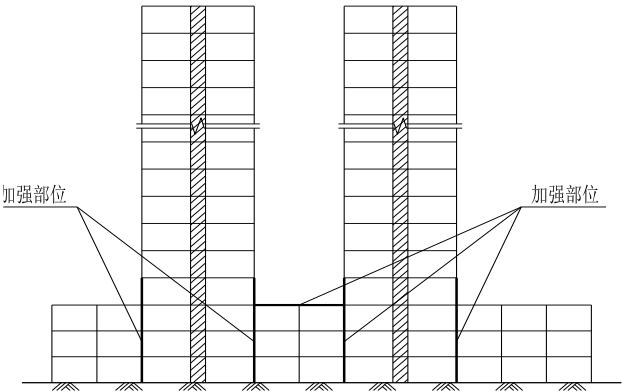


图 11.7.3-2 多塔楼结构加强部位示意

4 大底盘多塔楼结构，宜按整体模型和各塔楼分开模型分别计算，整体建模主要计算多塔楼对大底盘部分的影响并作为施工图设计的依据；分塔楼计算主要验算各塔楼结构扭转位移比并应符合本标准第3.4.4条的有关要求。

11.7.4 悬挑结构设计应符合下列要求：

- 1 悬挑部位应采取降低结构自重的措施；
- 2 悬挑部位结构宜采用冗余度较高的结构形式；
- 3 结构内力和位移计算中，悬挑部位的楼层宜考虑楼板平面内的变形；结构分析模型应能反映水平地震对悬挑部位可能产生的竖向振动效应；
- 4 7度（0.15g）及以上抗震设防区悬挑结构应考虑竖向地震的影响；
- 5 悬挑结构关键构件的承载力应满足本标准公式(3.9.5-2)的计算要求，重要性系数 η 不应小于1.1。

11.7.5 体型收进高层建筑结构、底盘高度超过房屋高度20%的塔楼结构设计应符合下列要求：

- 1 体型收进部位上、下各2层塔楼周边竖向结构构件应采取更严格的抗震构造措施；
- 2 结构偏心收进时，应加强收进部位以下2层结构周边竖向构件的配筋构造（图11.7.5）。

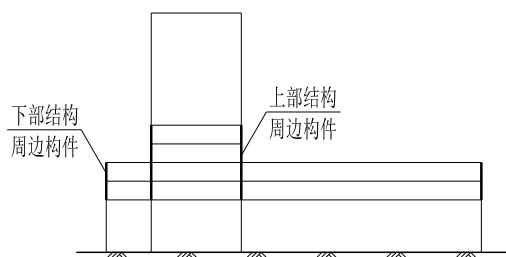


图11.7.5 体型收进结构的加强部位示意

12 混合结构设计

12.1 一般规定

12.1.1 本章规定的混合结构，系指由外围钢管（型钢）混凝土柱、钢梁框架与钢筋混凝土核心筒所组成的框架-核心筒结构，以及由外围钢柱、钢管（型钢）混凝土柱、钢梁框筒与钢筋混凝土核心筒所组成的筒中筒结构。

12.1.2 混合结构建筑适用的最大高度应符合表12.1.2的规定。

表 12.1.2 混合结构建筑适用的最大高度（m）

结构体系		抗震设防烈度			
		6 度	7 度	8 度	9 度
框架-核心筒	钢管（型钢）混凝土柱、钢梁框架-钢筋混凝土核心筒	220	190	150	110
巨型框架-钢筋混凝土核心筒		260	210	160	110
筒中筒	钢外筒-钢筋混凝土核心筒	260	210	160	110
	钢管（型钢）混凝土柱、钢梁外筒-钢筋混凝土核心筒	280	230	170	120

注：平面和竖向均不规则的结构，最大适用高度宜适当降低。

12.1.3 混合结构建筑的高宽比不宜大于表12.1.3的规定。

表 12.1.3 混合结构建筑适用的最大高宽比

结构体系	抗震设防烈度		
	6度、7度	8度	9度
框架-核心筒	7	6	5
巨型框架-核心筒	8	7	6
筒中筒	8	7	6

12.1.4 混合结构房屋应根据设防类别、烈度采用不同的抗震构造等级并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类建筑混合结构的抗震构造等级应按表12.1.4确定。

表 12.1.4-1 丙类建筑混合结构中混凝土结构构件的抗震构造等级

抗震设防烈度	6	7	8	9
抗震构造等级	三	二	一	特一

表 12.1.4-2 丙类建筑混合结构中钢结构构件的抗震构造等级

抗震设防烈度	6	7	8	9
抗震构造等级	四	三	二	一

注：1 甲、乙类建筑的抗震构造等级应提高一级。

2 抗震性能目标满足 B 级时，抗震构造等级可降低一级。

12.1.5 混合结构在风荷载或设防烈度地震作用下，按弹性方法计算的顶点位移与建筑总高度之比或层间位移角应符合本标准3.7.3条的有关规定；在罕遇地震作用下，结构的弹塑性层间位移角应符合本标准3.9.6条的有关规定。

12.1.6 当采用钢筋桁架楼承板（或压型钢板）混凝土组合楼板时，楼板混凝土可采用轻质混凝土，其强度等级不应低于LC25；高层建筑钢-混凝土混合结构的内部隔墙应采用轻质隔墙。

12.2 结构布置

12.2.1 混合结构房屋的结构布置除应符合本节的规定外，尚应符合本标准第3.4节、3.5节的有关规定。

12.2.2 混合结构的平面布置应符合下列要求：

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 楼盖主梁不宜支承于核心筒或内筒的连梁上。当不能避免时，楼盖梁连梁端的支座宜为铰接并按筒支梁校核连梁的承载力。

12.2.3 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，竖向构件截面尺寸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，应设置过渡层；

3 对于刚度变化较大的楼层，应采取可靠的过渡加强措施；

4 钢管（型钢）柱、钢梁框架部分采用支撑时，宜采用偏心支撑或耗能支撑，支撑宜双向连续布置；并宜延伸至基础。

12.2.4 8度、9度抗震设计且房屋高度大于150m时，宜在筒体四角及楼面钢梁（型钢混凝土梁）与筒体刚接时在墙内设置钢管混凝土暗柱或型钢暗柱。

12.2.5 混合结构中，除重力柱-核心筒结构外，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。

12.2.6 楼盖体系应具有良好的水平刚度和整体性，确保整个抗侧力结构在任意方向水平荷载作用下能协同工作，其布置宜符合下列要求：

- 1 楼面宜采用钢筋桁架楼承板（或压型钢板）现浇混凝土组合楼板、现浇（或叠合）混凝土楼板，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土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在计算分析的基础上采取适当的加强措施。

12.3 结构计算

12.3.1 弹性分析时，宜考虑钢梁与现浇混凝土楼板的共同作用，当钢梁与楼板有可靠连接时，边梁的刚度可取钢梁刚度的（1.2~1.3）倍，中梁的刚度可取钢梁刚度的（1.3~1.5）倍。弹塑性分析时，可不考虑楼板与梁的共同作用。

12.3.2 结构弹性阶段的内力和位移计算时，构件刚度取值应符合下列规定：

- 1 型钢混凝土、钢管混凝土柱的刚度可按下列公式计算：

$$EI = E_c I_c + E_a I_a \quad (12.3.2-1)$$

$$EA = E_c A_c + E_a A_a \quad (12.3.2-2)$$

$$GA = G_c A_c + G_a A_a \quad (12.3.2-3)$$

式中： $E_c I_c$ ， $E_c A_c$ ， $G_c A_c$ ——分别为钢筋混凝土部分的截面抗弯刚度、轴向刚度及抗剪刚度；

$E_a I_a$ ， $E_a A_a$ ， $G_a A_a$ ——分别为型钢、钢管部分的截面抗弯刚度、轴向刚度及抗剪刚度；

- 2 无端柱型钢混凝土剪力墙可近似按相同截面的混凝土剪力墙计算其轴向、抗弯、抗剪刚度，可不计端部型钢对截面刚度的提高作用；
- 3 有端柱型钢混凝土剪力墙可按H形混凝土截面计算其轴向和抗弯刚度，端柱内型钢可折算为等效混凝土面积计入H形截面的翼缘面积，墙的抗剪刚度可不计入型钢作用；
- 4 钢板混凝土剪力墙可将钢板折算为等效混凝土面积计算其轴向、抗弯、抗剪刚度；
- 5 钢管混凝土剪力墙可按组合截面计算其轴向、抗弯、抗剪刚度。

12.3.3 竖向荷载作用计算时，应考虑钢柱、钢管（型钢）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、徐变等因素的影响。

12.3.4 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土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。

12.3.5 混合结构在设防烈度地震作用下的阻尼比可取为0.04~0.05。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；风荷载作用下的舒适度验算时，阻尼比可取为0.01~0.015。

12.4 构件设计

12.4.1 型钢混凝土构件中型钢板件（图12.4.1）的宽厚比不宜超过表12.4.1的规定。

表 12.4.1 型钢板件宽厚比值

钢号	梁		柱			
			H、十、T 形		箱形钢管	圆钢管
	b/t_f	h_w/t_w	b/t_f	h_w/t_w	h_w/t_w	D/t_w
Q235	23	107	23	96	72	135
Q355	18	88	18	79	59	89
Q390	18	83	18	75	56	81

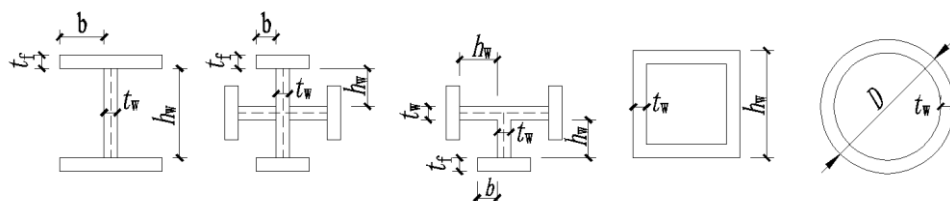


图 12.4.1 型钢板件宽厚比

12.4.2 型钢混凝土梁应满足下列构造要求：

1 型钢混凝土梁的混凝土强度等级不宜低于C30，混凝土粗骨料最大直径不宜大于25mm，型钢宜采用Q235及Q355级钢材，也可采用Q390、Q420或其他符合结构性能要求的钢材；

2 型钢混凝土梁的最小配筋率不宜小于0.30%，梁的纵向钢筋宜避免穿过柱中型钢的翼缘。梁的纵向受力钢筋不宜超过两排；配置两排钢筋时，第二排钢筋宜配置在型钢截面外侧。当梁的腹板高度大于450mm时，在梁的两侧面应沿梁高度配置纵向构造钢筋，纵向构造钢筋的间距不宜大于200mm；

3 型钢混凝土梁中型钢的混凝土保护层厚度不宜小于100mm，梁纵向钢筋净间距及梁纵向钢筋与型钢骨架的最小净距不应小于30mm且不小于粗骨料最大粒径的1.5倍及梁纵向钢筋直径的1.5倍；

4 型钢混凝土梁中的纵向受力钢筋宜采用机械连接。如纵向钢筋需贯穿型钢柱腹板并以90°弯折固定在柱截面内时，弯折前直段长度不应小于钢筋抗震基本锚固长度 l_{aE} 的40%，弯折直段长度不应小于15倍纵向钢筋直径；

5 梁上开洞不宜大于梁截面总高的40%且不宜大于内含型钢截面高度的70%并应位于梁高及型钢高度的中部区域；

6 型钢混凝土悬臂梁自由端的纵向受力钢筋应伸至自由端且向下弯折，型钢梁的上翼缘宜设置栓钉；型钢混凝土转换梁在型钢上翼缘宜设置栓钉。栓钉的最大间距不宜大于200mm，栓钉的最小间距沿梁轴线方向不应小于6倍的栓钉杆直径，垂直梁方向的间距不应小于4倍的栓钉杆直径且栓钉中心至型钢板件边缘的距离不应小于50mm。栓钉顶面的混凝土保护层厚度不应小于15mm。

12.4.3 型钢混凝土梁的箍筋应符合下列要求：

- 1 箍筋的最小面积配筋率应符合本标准第6.3.4条第1款的规定且不应小于0.15%；
- 2 梁端箍筋应加密配置。加密区范围，一级取梁截面高度的2.0倍，二、三、四级取梁截面高度的1.5倍；当梁净跨小于梁截面高度的4倍时，梁箍筋应全跨加密配置；
- 3 型钢混凝土梁应采用具有135°弯钩的封闭式箍筋，弯钩的直段长度不应小于8倍箍筋直径。梁箍筋的直径和间距应符合表12.4.3的要求。

表 12.4.3 梁箍筋直径和间距（mm）

抗震构造等级	箍筋直径	非加密区箍筋间距	加密区箍筋间距
一	≥12	≤200	≤150
二	≥10	≤200	≤150
三	≥10	≤250	≤180
四	≥8	≤250	≤200

12.4.4 混合结构中型钢混凝土柱的轴压比不宜大于表12.4.4的限值，轴压比可按下式计算：

$$\mu_N = N / (f_c A_c + f_a A_a) \tag{12.4.4}$$

式中： μ_N ——型钢混凝土柱的轴压比；
 N ——重力荷载代表值作用下的柱轴向力设计值；
 A_c ——扣除型钢后的混凝土截面面积；
 f_c ——混凝土的轴心抗压强度设计值；
 f_a ——型钢的抗压强度设计值；
 A_a ——型钢的截面面积。

表 12.4.4 型钢混凝土柱的轴压比限值

抗震构造等级	一	二	三	四
轴压比限值	0.75	0.85	0.95	1.0

注： 当采用C60以上混凝土时，轴压比宜减少0.05，或提高混凝土的配箍率及配筋率。当混凝土强度等级为C65~C70时，应提高体积配箍率不少于0.2%，提高纵向钢筋配筋率不少于0.2%。当混凝土强度等级为C75~C80时，应提高体积配箍率不少于0.3%，提高纵向钢筋配筋率不少于0.3%。

12.4.5 型钢混凝土柱设计应符合下列构造要求：

- 1 型钢混凝土柱的长细比不宜大于80；
- 2 受拉的柱、加强层及其上、下层的柱以及型钢混凝土与钢筋混凝土交接层的柱内型钢翼缘宜设置栓钉或贴角焊水平短钢筋。水平短筋直径宜不小于12mm。栓钉水平间距不宜大于250mm，水平筋的水平间距不宜大于400mm；
- 3 型钢混凝土柱的混凝土强度等级不宜低于C40，混凝土粗骨料的最大直径不宜大于25mm。型

钢柱中型钢的保护厚度不宜小于150mm；柱纵向钢筋净间距不宜小于50mm且不应小于柱纵向钢筋直径的1.5倍；柱纵向钢筋与型钢的最小净距不应小于30mm且不应小于粗骨料最大粒径的1.5倍；

4 型钢混凝土柱的纵向钢筋最小配筋率不宜小于0.8%且在四角应各配置一根直径不小于16mm的纵向钢筋；

5 柱中纵向受力钢筋的间距不宜大于300mm；当间距大于300mm时，宜附加配置直径不小于14mm的纵向构造钢筋；

6 型钢混凝土柱的型钢含钢率不宜小于3%，也不宜大于15%。剪跨比不大于2的型钢混凝土柱，型钢的含钢率应不小于6%。

12.4.6 型钢混凝土柱箍筋的构造设计应符合下列规定：

1 箍筋应做成135°弯钩，箍筋弯钩直段长度不应小于10倍箍筋直径；

2 柱端箍筋应加密，加密区范围应取矩形截面柱长边尺寸（或圆形截面柱直径）、柱净高的1/6和500mm三者的最大值；对剪跨比不大于2的柱，转换柱，特一级、一级和二级抗震构造等级的角柱，其箍筋均应全高加密，箍筋间距不应大于100mm；

3 柱箍筋的直径和间距应符合表12.4.6的规定，加密区箍筋最小体积配箍率尚应符合式（12.4.6）的要求，非加密区箍筋最小体积配箍率不应小于加密区箍筋最小体积配箍率的一半；对剪跨比不大于2的柱，其箍筋体积配箍率尚不应小于1.0%。

$$\rho_v \geq 0.85 \lambda_v f_c / f_y \quad (12.4.6)$$

式中： λ_v ——柱最小配箍特征值，宜按表6.4.7采用；

表 12.4.6 型钢混凝土柱箍筋直径和间距（mm）

抗震构造等级	箍筋直径	非加密区箍筋间距	加密区箍筋间距
一	≥ 12	≤ 150	≤ 100
二	≥ 10	≤ 200	≤ 100
三、四	≥ 8	≤ 200	≤ 150

注：箍筋直径除应符合表中要求外，尚不应小于纵向钢筋直径的1/4。

12.4.7 型钢混凝土梁柱节点应符合下列构造要求：

1 型钢柱在梁水平翼缘处应设置加劲肋，其构造不应影响混凝土浇筑密实；

2 箍筋间距不宜大于柱端加密区间距的1.5倍，箍筋直径不宜小于柱端箍筋加密区的箍筋直径；

3 梁中钢筋穿过梁柱节点时，不宜穿过柱型钢翼缘；需穿过柱型钢腹板时，柱型钢腹板截面损失率不宜大于25%，当超过25%时，则需进行补强；梁中主筋不得与柱型钢直接焊接；

4 钢梁或型钢混凝土梁与型钢混凝土柱或钢筋混凝土柱连接时，可采用钢板箍节点（图12.4.7）。钢板箍内表面宜与柱箍筋内圈平齐，厚度不小于柱截面宽度的1/100、钢梁翼缘厚度的1/3较大值。钢板箍由钢梁翼缘向下延的高度取钢梁翼缘厚的（1.2~1.5）倍且不影响梁内纵筋通过。

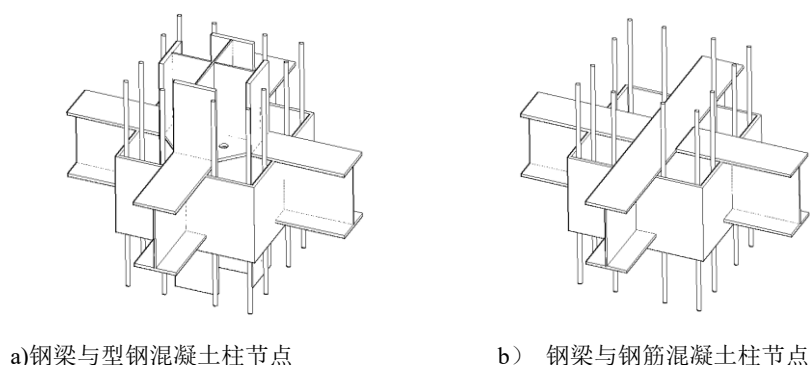


图 12.4.7 钢板箍节点示意

12.4.8 圆形钢管混凝土构件及环梁节点可按本标准附录F与附录G进行设计。

12.4.9 圆形钢管混凝土柱尚应符合下列构造要求：

- 1 钢管直径不宜小于350mm；
- 2 钢管壁厚不宜小于6mm；
- 3 钢管外径与壁厚的比值 D/t 宜在 $(20\sim100)\varepsilon_k$ 之间， $\varepsilon_k = \sqrt{235/f_y}$ ， f_y 为钢材的屈服强度；
- 4 圆钢管混凝土柱的套箍指标 $\theta = \frac{f_a A_a}{f_c A_c}$ ，不应小于0.5，也不宜大于2.5；
- 5 柱的长径比 l/D 不宜大于20；
- 6 钢管混凝土柱与钢框架梁刚性连接时，柱内或柱外应设置与梁上、下翼缘位置对应的加劲环板。加劲环板设置于柱内时，加劲板应留直径不小于60mm的孔以利混凝土浇筑；
- 7 钢管拼接加长接缝处应设置内衬管。当钢管壁厚 $t \leq 16\text{mm}$ 时，衬管壁厚不小于钢管壁厚；当钢管壁厚 $t > 16\text{mm}$ 时，衬管壁厚不小于16mm。内衬管高度不宜小于200mm，外径宜比上层钢管内径小4mm；
- 8 直径大于2m的圆形钢管混凝土构件应采取有效措施减小钢管内混凝土收缩对构件受力性能的影响。

12.4.10 矩形钢管混凝土柱应符合下列构造要求：

- 1 钢管截面短边尺寸不宜小于300mm；
- 2 钢管壁厚不宜小于6mm；
- 3 钢管截面的高宽比不宜大于2，当矩形钢管混凝土柱截面最大边尺寸不小于800mm时，宜采取在柱子内壁上焊接栓钉、纵向加劲肋等构造措施；
- 4 钢管管壁板件的边长与其厚度的比值不应大于 $60\varepsilon_k$ ，底部加强区不宜大于 $50\varepsilon_k$ ；
- 5 柱的长细比不宜大于80；
- 6 矩形钢管混凝土柱的轴压比应按本标准公式（12.4.4）计算并不宜大于表12.4.10的限值。

表 12.4.10 矩形钢管混凝土柱轴压比限值

抗震构造等级	一	二	三	四
轴压比限值	0.75	0.85	0.95	1.0

12.4.11 当核心筒墙体承受的弯矩、剪力和轴力均较大时，核心筒墙体可采用钢管混凝土剪力墙、型钢混凝土剪力墙或钢板混凝土剪力墙。

12.4.12 钢管混凝土叠合柱的设计方法可按现行《钢管混凝土叠合柱结构技术规程》T/CECS188执行。叠合柱的轴压比限值可按表6.4.2采用。叠合柱的轴压比可按式(12.4.12)计算：

$$n_c = N / (f_{co}A_{co} + N_0) \quad (12.4.12)$$

式中： n_c ——叠合柱的轴压比；

N ——重力荷载代表值作用下柱的轴压力设计值；

N_0 ——材料强度设计值计算的圆钢管混凝土轴心受压短柱的承载力；

f_{co} ——管外混凝土轴心抗压强度设计值；

A_{co} ——管外混凝土面积；

12.4.13 型钢混凝土剪力墙、钢板混凝土剪力墙应符合下列构造要求：

1 一、二级抗震构造等级的型钢混凝土剪力墙、钢板混凝土剪力墙底部加强部位，其重力荷载代表值作用下墙肢的轴压比不宜超过本标准第7.2.9条的限值，其轴压比可按式(12.4.13)计算：

$$\mu_N = N / (f_c A_c + f_a A_a + f_{sp} A_{sp}) \quad (12.4.13)$$

式中： N ——重力荷载代表值作用下墙肢的轴向压力设计值；

f_c ——剪力墙墙肢混凝土轴心抗压强度设计值；

A_c ——剪力墙墙肢混凝土截面面积；

f_a ——剪力墙墙身所配型钢的抗压强度设计值；

A_a ——剪力墙墙身所配型钢的全部截面面积；

f_{sp} ——剪力墙墙身所配钢板的抗压强度设计值；

A_{sp} ——剪力墙墙身所配钢板的横截面面积。

2 型钢或钢管混凝土剪力墙中型钢或钢管的保护层厚度宜大于100mm；水平分布钢筋应绕过或穿过墙端型钢或钢管且应满足钢筋锚固长度要求；

3 周边有型钢混凝土柱和梁的现浇钢筋混凝土剪力墙，剪力墙的水平分布钢筋应绕过或穿过周边柱型钢且应满足钢筋锚固长度要求；当采用间隔穿过时，宜另加补强钢筋。周边柱的型钢、纵向钢筋、箍筋配置应符合型钢混凝土柱的设计要求。

12.4.14 钢管混凝土剪力墙的构造如图12.4.14，管内混凝土的强度等级不应低于管外混凝土，管外混凝土应配置箍筋和拉筋，管间混凝土的配箍特征值不应小于0.2。

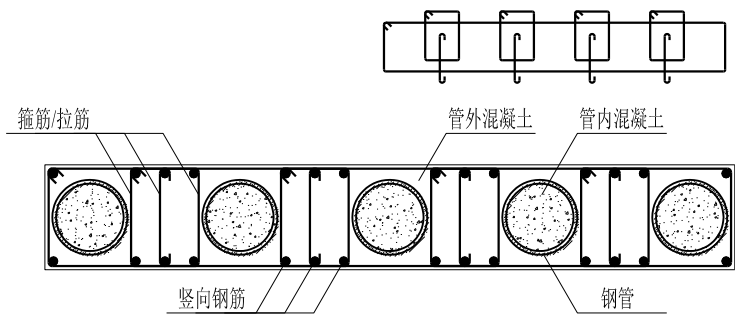


图 12.4.14 钢管混凝土剪力墙构造示意

12.4.15 钢管混凝土剪力墙的设计方法可按现行《钢管混凝土叠合柱设计规程》CECS188执行。轴压比按下式计算，限值可按表12.4.15采用。

$$\mu_N = N / (f_c A_c + f_{c0} A_{c0} + f_a A_a) \tag{12.4.15}$$

- 式中：
- N ——重力荷载代表值作用下墙肢的轴向压力设计值；
 - f_c ——剪力墙钢管外混凝土轴心抗压强度设计值；
 - A_c ——剪力墙钢管外混凝土截面面积；
 - f_{c0} ——钢管内混凝土轴心抗压强度设计值；
 - A_{c0} ——钢管内混凝土截面面积；
 - f_a ——钢管的抗压强度设计值；
 - A_a ——钢管的全部截面面积。

表 12.4.15 钢管混凝土剪力墙轴压比限值

抗震构造等级	特一（9度）	特一、一	二	三	四
有端柱	0.6	0.65	0.75	0.85	0.9
无端柱	0.55	0.6	0.7	0.8	0.9

12.4.16 钢梁或型钢混凝土梁与混凝土筒体应有可靠连接，应能传递竖向剪力及水平力。当钢梁或型钢混凝土梁通过埋件与混凝土筒体连接时，预埋件应有足够的锚固长度，连接做法可按图12.4.16采用。

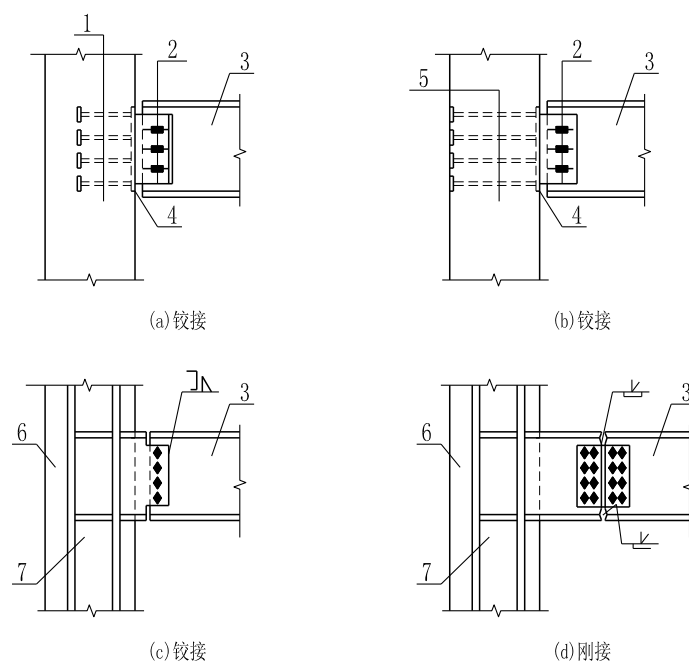


图 12.4.16 钢梁和型钢混凝土梁与混凝土核心筒的连接构造示意

1-锚筋；2-高强度螺栓及长圆孔；3-钢梁；4-预埋件端板；5-穿筋；6-混凝土墙；7-墙内预埋钢骨柱

12.4.17 混合结构中的钢柱及型钢混凝土柱、钢管混凝土柱的柱脚形式由其受力情况确定。没有地下室时，宜采用埋入式柱脚。采用埋入式柱脚时，应符合下列规定：

- 1 埋入深度应通过计算确定且不宜小于型钢柱截面长边尺寸或外径的2倍；
- 2 在柱脚部位和柱脚向上延伸一层的范围内宜设置栓钉，栓钉直径不宜小于19mm，其竖向及水平间距不宜大于200mm，当有可靠依据时，可通过计算确定栓钉数量。

12.4.18 钢筋混凝土筒体的设计，除应符合本标准第9.1.5条的规定外，尚应符合下列规定：

- 1 框架-钢筋混凝土核心筒混合结构的筒体底部加强部位角部墙体约束边缘构件沿墙肢的长度宜取墙肢截面高度的1/4，筒体底部加强部位以上角部墙体应按本标准第7.2.11条的规定设置约束边缘构件；
- 2 当筒体剪力墙连梁抗剪截面不足时，可采取在连梁中设置型钢或钢板等措施。

12.4.19 混合结构中的钢构件按下式进行设防烈度地震作用下的承载力校核：

$$S_k = S_{GEk} + \eta c(S_{Ehk}^* + 0.4S_{Evk}^*) \leq \xi R_k \quad (12.4.19)$$

式中： R_k ——材料强度标准值计算的构件承载力标准值；

ξ ——承载力利用系数，按表12.4.20取值

S_k ——竖向荷载效应与设防烈度地震作用效应组合的标准值；

S_{GEk} ——重力荷载代表值作用下的效应标准值；

S_{Ehk}^* ——水平设防烈度地震作用效应标准值；

S_{Evk}^* ——竖向设防烈度地震作用效应标准值；

η ——构件重要性系数，竖向构件取 $\eta=1.0$ ，支撑取 $\eta=0.8$ ，梁取 $\eta=0.4\sim0.6$ ；

c ——地震力折减系数，抗震性能水准1、2取 $c=0.9$ ，水准3取 $c=0.8$ 、水准4取 $c=0.70$ 。

表 12.4.19 钢构件设防烈度地震作用下的承载力利用系数 ξ

性能目标, 性能水准	柱	梁、支撑
A, 1	0.74	0.77
B, 2	0.77	0.83
C, 3	0.83	0.91
D, 4	0.91	1.0

12.4.20 构件或截面的抗震承载力校核按现行《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99的相关计算公式执行, 应满足下式要求:

$$\sigma_k \leq \xi f_{yk} \tag{12.4.20-1}$$

式中: σ_k ——由竖向荷载效应与设防烈度地震作用效应组合标准值 S_k 计算的截面拉、压、弯曲应力或其组合;
 f_{yk} ——钢材的屈服强度标准值;
 ξ ——承载力利用系数, 按表12.4.19取值。

$$\tau_k \leq \xi f_{yvk} \tag{12.4.20-2}$$

式中: τ_k ——由竖向荷载效应与设防烈度地震作用效应组合的标准值 S_k 计算的截面剪应力;
 f_{yvk} ——钢材的屈服抗剪强度标准值, 取 $f_{yvk}=0.58 f_{yk}$ 。

12.4.21 钢框架梁、柱板件宽厚比应符合表12.4.21的规定。

表 12.4.21 框架梁、柱板件宽厚比限值

构件	板件名称		抗震构造等级			
			一	二	三	四
柱	H形	翼缘 b/t_f	$9 \varepsilon_k$	$11 \varepsilon_k$	$13 \varepsilon_k$	$15 \varepsilon_k$
		腹板 h_w/t_w	$(33+13 \alpha_0^{1.3}) \varepsilon_k$	$(38+13 \alpha_0^{1.39}) \varepsilon_k$	$(40+18 \alpha_0^{1.5}) \varepsilon_k$	$(45+25 \alpha_0^{1.66}) \varepsilon_k$
	箱形	壁板、腹板间翼缘 h_w/t_w	$30 \varepsilon_k$	$35 \varepsilon_k$	$40 \varepsilon_k$	$45 \varepsilon_k$
	圆管	径厚比 D/t_w	$50 \varepsilon_k^2$	$70 \varepsilon_k^2$	$90 \varepsilon_k^2$	$100 \varepsilon_k^2$
梁	工字形	翼缘 b/t_f	$9 \varepsilon_k$	$11 \varepsilon_k$	$13 \varepsilon_k$	$15 \varepsilon_k$
		腹板 h_w/t_w	$65 \varepsilon_k$	$72 \varepsilon_k$	$93 \varepsilon_k$	$124 \varepsilon_k$
	箱形	壁板、腹板间翼缘 h_w/t_w	$25 \varepsilon_k$	$32 \varepsilon_k$	$37 \varepsilon_k$	$42 \varepsilon_k$

注: 1、箱形截面梁及单向受弯的箱形截面柱, 其腹板限值可根据 H 形截面腹板采用。 ε_k 为钢号修正系数,

$\varepsilon_k = \sqrt{235 / f_y}$, f_y 为钢材的屈服强度。

2、 $\alpha_0 = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$, $\sigma_{\max}$ 为腹板计算边缘的最大压应力, $\sigma_{\min}$ 为腹板计算高度另一边缘相应的应力, 压应力取正值, 拉应力取负值;

3、腹板的宽厚比可通过设置加劲肋减小。

12.4.22 中心支撑斜杆的长细比不应大于 $120 \varepsilon_k$, 板件宽厚比应符合表12.4.22的规定。

表 12.4.22 中心支撑板件宽厚比限值

板件名称	抗震构造等级			
	一	二	三	四
翼缘外伸部分 b/t_f	$8 \varepsilon_k$	$9 \varepsilon_k$	$10 \varepsilon_k$	$13 \varepsilon_k$
工字形截面腹板 h_w/t_w	$25 \varepsilon_k$	$26 \varepsilon_k$	$27 \varepsilon_k$	$33 \varepsilon_k$
箱型截面壁板 h_w/t_w	$18 \varepsilon_k$	$20 \varepsilon_k$	$25 \varepsilon_k$	$30 \varepsilon_k$
圆管外径与壁厚之比 D/t_w	$38 \varepsilon_k^2$	$40 \varepsilon_k^2$	$40 \varepsilon_k^2$	$42 \varepsilon_k^2$

12.4.23 混合结构中钢结构构件的连接按现行《钢结构设计标准》GB50017、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99的相关规定执行。

12.4.24 混合结构中结构构件的设计, 尚应符合《混凝土结构设计标准》GB/T 50010、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99、《组合结构设计规范》JGJ 138的其他规定。

13 地下室和基础设计

13.1 一般规定

13.1.1 高层建筑宜设置地下室。

13.1.2 基础设计应满足地基承载力（包括地基强度及变形）的要求。应综合考虑建筑物场地的工程地质条件、建筑物的结构型式、建筑场地周边环境等具体情况选择合适的基础类型。条件许可时宜优先采用天然地基或复合地基上的浅基础（包括柱下扩展基础、条形基础、交叉条形基础、片筏基础及箱形基础等）。当地基条件较差，地基承载力不满足要求或者采用桩基础比浅基础更经济时，可采用桩基础。

13.1.3 地震区高层建筑宜避开对抗震不利的地段；当条件不允许避开不利地段时，宜优先采用桩基础，避免建筑物在地震时因地基失效产生过量沉降、倾斜或破坏。

13.1.4 基础设计宜考虑基础与上部结构相互作用的影响。

13.1.5 当地基土压缩层比较均匀时，浅基础基底形心宜与重力荷载作用点重合。由于实际场地条件所限无法重合时，宜控制竖向荷载作用下基底边缘最大与最小压应力之比 P_{vkmax}/P_{vkmin} 不大于1.2。当地基承载力特征值不大于150kPa时，宜控制 P_{vkmax}/P_{vkmin} 不大于1.1。

13.1.6 在重力荷载与风荷载标准组合下，基础底面不宜出现零应力区；在重力荷载与设防烈度地震作用标准组合下，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20%。筏形或箱型基础计算时，质量偏心较大的裙楼与主楼可分开考虑。

13.1.7 地基抗震验算时，以设防烈度地震作用效应标准组合，采用地基抗震承载力进行验算：

$$f_{aE} = \zeta_E f_a \tag{13.1.7-1}$$

在轴心竖向力作用下

$$p_k \leq f_{aE} \tag{13.1.7-2}$$

在偏心竖向荷载作用下，除应符合式（13.1.7.2）的要求外，尚应符合下式要求：

$$p_{kmax} \leq 1.2 f_{aE} \tag{13.1.7-3}$$

式中： f_a ——地基承载力特征值；
 f_{aE} ——地基抗震承载力特征值；
 ζ_E ——地基抗震承载力调整系数，按表 13.1.7 采用。

表 13.1.7 地基承载力调整系数

地基岩土名称和性状	ζ_E
岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂， $f_{ak}>300\text{kPa}$ 的黏性土和粉土	1.9
稍密及中密的碎石土，砾、粗、中砂，中密及密实的细、粉砂， $150\text{kPa}< f_{ak}\leq 300\text{kPa}$ 的黏性	1.6

土和粉土	
稍密的细、粉砂， $100\text{kPa} < f_{ak} \leq 150\text{kPa}$ 的黏性土和粉土	1.4
淤泥，淤泥质土，松散的砂，杂填土	1.0

13.1.8 基础的埋置深度应满足地基承载力和稳定性的要求。6、7度区地下室不少于一层及8度区地下室层数不少于两层时，可不验算基础（包括桩基础）在地震作用下的水平承载力。

13.1.9 采用桩基础时，单桩承载力的计算应符合下列规定：

1 竖向荷载效应标准组合：

在轴心竖向力作用下

$$Q_k \leq R_a \quad (13.1.9-1)$$

式中： Q_k ——标准组合时，轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力；

R_a ——单桩竖向承载力特征值；

在偏心竖向力作用下，除满足式（13.1.9-1）外，尚应满足

$$Q_{ik\max} \leq 1.1R_a \quad (13.1.9-2)$$

式中： $Q_{ik\max}$ ——标准组合时，偏心竖向力作用下*i*根桩的竖向力的最大值；

2 竖向荷载与风荷载效应标准组合：

在轴心竖向力作用下

$$Q_k \leq 1.2R_a \quad (13.1.9-3)$$

在偏心竖向力作用下，除满足式（13.1.9-3）外，尚应满足

$$Q_{ik\max} \leq 1.3R_a \quad (13.1.9-4)$$

在水平力作用下

$$H_{1k} \leq R_{Ha} \quad (13.1.9-5)$$

式中： H_{1k} ——竖向荷载与风荷载标准组合时任一单桩的水平力；

R_{Ha} ——单桩水平承载力特征值；

3 竖向荷载与设防烈度地震作用效应标准组合：

在轴心竖向力作用下

$$Q_k \leq 1.6R_a \quad (13.1.9-6)$$

在偏心竖向力作用下，除满足式（13.1.9-6）外，尚应满足

$$Q_{ik\max} \leq 2.0R_a \quad (13.1.9-7)$$

在水平力作用下

$$H_{1Ek} \leq 2.0R_{Ha}$$

(13.1.9-8)

式中： H_{1Ek} ——设防烈度地震作用效应标准组合时任一单桩的水平力；

除按地基岩土条件确定单桩竖向承载力特征 R_a 外，桩身尚应满足由材料强度标准值计算的截面承载力要求。

13.1.10 高层建筑的基础和与其相连的裙房的基础间设置沉降缝时，应考虑高层主楼基础有可靠的侧向约束及有效埋深；不设沉降缝时，应采取有效措施减少差异沉降及其影响。

13.1.11 基础的混凝土强度等级不应低于C25。当有防水要求时，混凝土抗渗等级应根据水头高度按表13.1.11采用，必要时可设置架空排水层。

表 13.1.11 基础防水混凝土的抗渗等级

水头高度 <i>H</i> （m）	抗渗等级
<i>H</i> <10	P8
10≤ <i>H</i> <20	P8
20≤ <i>H</i> <30	P10
<i>H</i> ≥30	P12

13.1.12 基础及地下室的外墙、底板，当采用粉煤灰混凝土时，可采用60d或90d龄期的强度指标作为其混凝土材料设计强度。

13.1.13 柱下扩展基础宜沿两个主轴方向设置基础系梁，剪力墙基础宜沿其平面外方向设置基础系梁。

13.1.14 当无地下室、采用桩基础时应按本标准13.1.9条验算桩基的水平承载力。验算时，可考虑桩承台侧土水平抗力的有利作用。荷载效应取竖向荷载和风荷载、竖向荷载和设防烈度地震作用效应标准组合分别验算。

13.1.15 当无地下室、采用浅基础时，应验算基础的抗滑移稳定性。验算时，可考虑基础侧土水平抗力的有利作用。荷载效应取竖向荷载和风荷载、竖向荷载和设防烈度地震作用效应标准组合分别验算。风荷载组合的基础抗滑移安全系数 $K \geq 1.3$ ，地震组合的基础抗滑移安全系数 $K \geq 1.1$ 。

13.1.16 无地下室时，地基承载力满足要求时柱下宜采用柱下扩展基础；采用桩基础时，柱下桩数宜不少于3根。桩基承台或扩展基础之间宜设置双向地梁。地梁设计除考虑竖向荷载外，还宜按相邻柱较大竖向荷载作用下轴力的10%（7度0.1g及以下）、15%（7度0.15g）或20%（8度及以上）考虑地梁承受的拉、压力。

13.1.17 当基础埋深范围为填土时，基槽开挖前应对填土加以压实处理。基槽回填土应分层压实。

13.2 地下室设计

13.2.1 地下室顶板作为上部结构的计算嵌固端时，地下室顶板应避免开设大洞口。地下室柱截面每侧的纵向钢筋面积除应符合设计要求外，不应少于地上一层对应柱每侧纵向钢筋面积的1.1倍。地下室与上部对应的剪力墙墙肢端部边缘构件的纵向钢筋截面面积不宜小于地上一层对应的剪力墙墙肢边缘

构件的纵向钢筋截面面积。

13.2.2 地下室设计应考虑上部荷载、岩土侧压力及地下水浮力的不利作用影响。地下室应满足整体抗浮和局部抗浮要求。必要时可采取降排水控制地下水位、加配重或抗拔锚桩（杆）等措施。

13.2.3 当高层建筑和与之相连的裙房间的沉降差异很小或有可靠经验，采取有效措施可以控制差异沉降时，塔楼与裙房之间可不设沉降缝。

13.2.4 地下室不宜设置变形缝。当超过伸缩缝最大间距时，可设置贯通顶板、底部及墙板的施工后浇带，带宽不宜小于800mm；后浇带可设置在柱距三等分的中间范围内以及剪力墙附近，其方向宜与梁正交，沿竖向应在结构同跨内；底板及外墙的后浇带宜增设附加防水层；后浇带浇灌时间宜滞后45天以上，其混凝土强度等级宜提高一级并宜采用无收缩混凝土，低温入模。

13.2.5 建筑主体结构地下室底板与扩大地下室底板厚度不同时，交界处宜设过渡段，板配筋宜适当加强。

13.2.6 地下室外墙设计应满足水土压力及地面荷载侧压作用下的承载力及裂缝宽度控制要求，其单侧竖向和水平贯通分布钢筋的配筋率不宜小于0.25%，水平钢筋间距不宜大于150mm。

13.2.7 地下室外周回填土宜采用石粉、砂土或灰土并分层夯实。

13.3 基础设计

13.3.1 基础设计应控制长期重力荷载作用下地基变形及差异变形。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效应。

13.3.2 浅基础嵌岩时，可采取在基础周边及底面设置砂质或其他材质褥垫层等措施，避免对底板混凝土产生过大的约束。

13.3.3 筏板基础的平面尺寸应根据地基土的承载力、上部结构的布置及其荷载的分布等因素确定。

13.3.4 平板式筏基的板厚可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不平衡弯矩所产生的附加剪力。当不能满足板的冲切承载力要求时，可将柱下的筏板局部加厚或配置抗冲切钢筋。

13.3.5 当地基比较均匀、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，筏板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。

13.3.6 筏形基础的配筋应按计算确定。当按构造配置时，应双层双向配置，每层每方向配筋率不宜小于0.15%，钢筋间距不宜小于150mm，也不宜大于300mm；受力钢筋直径不宜小于12mm。

13.3.7 梁板式筏基梁宽小于柱宽时，可将肋梁在柱边加腋并满足构造要求。墙、柱的纵向钢筋在基础梁中锚固并满足锚固长度的要求。

13.3.8 梁板式筏基的梁高可取柱距的1/4~1/6。确定梁高时，应综合考虑荷载大小、柱距、地质条件等因素并应满足梁截面承载力要求。

13.3.9 筏形基础周边宜外挑，挑出长度应由地基条件、建筑物场地条件、柱距及柱荷载大小、使地基反力与建筑物重心重合或尽量减少偏心等因素综合确定。一般情况下，挑出长度宜为边缘柱距的1/4~1/3左右，对平板式筏基，挑出长度尚不宜小于（1~1.5）倍板厚。转角处板两向挑出时宜削去板角。

13.3.10 采用筏板基础的地下室，应沿地下室周边布置钢筋混凝土外墙，厚度不宜小于250mm，墙的截面设计除满足承载力要求外，尚应考虑防裂、防渗等要求。墙体应设置双层双向钢筋，钢筋直径不应小于12mm，水平钢筋的间距不宜大于150mm。

13.3.11 桩基础可采用混凝土灌注桩、混凝土预制桩以及钢桩。灌注桩包括沉管灌注桩、钻（冲）孔桩、旋挖桩、人工挖孔桩等；预制桩包括方桩、预应力方桩及预应力管桩等。

13.3.12 基桩布置应满足下列要求：

- 1 桩的中心距应满足表13.3.12中的规定，表中 d 为桩截面直径或边长， D 为桩端扩大头直径；

表 13.3.12 桩的最小中心距

桩的类型		一般情况	条形承台内超过二排或独立承台桩数超过9根的摩擦桩
不扩底钻（冲）孔桩、旋挖桩及挖孔桩		$2.5d$	$3.0d$
扩底钻（冲）孔桩、旋挖桩挖孔桩		$2.5d$ $D+1m$	$3.0d$ $D+1.5m$
沉管灌注桩	穿越非饱和土	$3.0d$	$3.5d$
	穿越饱和土	$3.5d$	$4.0d$
预制桩		$3.0d$	$3.5d$

注： 1 持力层为中、微风化基岩且桩端处基岩没有临空面时，人工挖孔桩的扩大头间净距可适当减小，但不宜小于0.3m。

2 端承嵌岩桩最小中心距可适当减小，但不宜小于1.5 d 。

3 当桩距小于以上规定值时，除满足施工条件外，尚应对桩侧摩阻力进行折减。

2 桩宜直接置于柱、墙等竖向构件之下，大直径桩宜采用一柱一桩；在可能布置单独承台时不宜布置联合承台；在满足桩最小中心距要求的前提下，桩宜靠近柱或剪力墙；

3 当采用多桩或群桩时，宜使桩群承载力合力点与其上竖向构件长期荷载作用点相重合；

4 同一结构单元宜避免同时采用摩擦桩和端承桩，也宜避免同时采用浅基础和桩基础。当受条件限制不得不采用时，则应估计其可能产生的差异沉降对上部结构的影响，必要时应有相应的加强措施；

5 应选择较硬土层或岩层作为桩端持力层。桩端进入持力层深度，对于粘性土、粉土、砂土、全风化、强风化软质岩等，不宜小于2 d ，对于卵石、碎石土、强风化硬质岩等，不宜小于1 d ；

6 桩端进入中、微风化岩的嵌岩桩，桩全断面嵌入岩层的深度不宜小于0.5m。嵌入灰岩或其他微风化硬质岩时，嵌岩深度可适当减少，但不应少于0.2m；

7 桩周存在可液化土层时，基桩应予穿过，进入稳定土层的深度应由计算确定；

8 岩溶地区的桩基不应采用直接支承于基岩面上的素混凝土桩或CFG桩。荷载较大时可采用冲孔桩或旋挖桩。当地下水贫乏，补给源不丰富时，也可采用人工挖孔桩。当采用预制桩时，宜采用静压桩。对于石笋、石芽密布，溶沟、溶槽发育的地段，灌注桩宜适当提高桩身混凝土强度等级及配筋率，预制桩宜适当降低单桩承载力。缺乏可靠经验时，在竖向荷载作用下，宜按偏心0.25 d 的偏压构件计算桩身配筋；

9 岩溶地区承载力较高的大直径桩（桩径不小于1m，单桩承载力特征值不小于5000kN）应在施工前采用超前钻并结合其他物探方法查明桩端基岩性状，包括岩样的强度、是否有溶洞、溶洞尺度、顶板破碎程度、顶板厚度等。顶板较破碎或较薄时应予穿过；完整顶板的厚度不小于溶洞平面尺寸时可不穿过，但顶板应满足受冲切承载力要求；

10 桩端持力层之下有软弱下卧层或破碎带和溶洞时，应校核下卧层的承载力，必要时尚应验算其变形。桩端以下支承岩层的厚度不宜小于3倍桩径且不宜小于2m（经验算其受冲切承载力足够时，可不受此限制），必要时宜在施工前采取超前钻探明下卧层的情况；

11 位于坡地岸边的桩基，应对桩基进行稳定性验算；利用倾斜地层作桩端持力层时，应保证坡面的稳定性；

12 膨胀土地基中的桩基，宜采用钻、挖孔灌注桩等。桩端进入膨胀土的大气影响急剧层以下的深度，应通过抗拔稳定性验算确定且不得小于4d，最小深度应大于1.5m。

13.3.13 桩的承载力特征值宜通过现场单桩静荷载试验确定。

13.3.14 当建筑物的刚度及整体性较好、地基承载力满足要求、桩仅用于控制或减少建筑物的沉降时，由地基条件决定的单桩承载力特征值可按式计算确定并应满足桩身截面承载力要求。

$$R_a \leq \frac{R_u}{1.3} \quad (13.3.14)$$

式中： R_u ——由地基条件决定的单桩极限承载力值。

13.3.15 属下列情况之一者，设计、施工前应进行桩的静荷载试验：

- 1 地基基础设计等级为甲级的桩基且没有相同桩型在相似工程地质条件下的试桩资料作参考；
- 2 采用新的桩型或新的成桩工艺，对桩的承载力取值尚无可靠的经验；
- 3 对桩的成桩质量或承载力取值没有把握。

其他情况的桩基承载力特征值可根据经验公式、有关参数、土的抗剪强度指标估算并可按相同桩型、相近承载力取值及相似工程地质条件的试桩资料综合确定。

13.3.16 当不具备静载试桩的条件时，大直径嵌岩桩的承载力特征值，可根据持力层岩样单轴抗压强度或持力层原位载荷试验结果及桩身混凝土芯样强度等综合确定。

13.3.17 除按地基岩土条件确定桩竖向承载力特征值外，桩身混凝土强度应满足桩的承载力设计要求。

1 对于轴向受压的混凝土灌注桩和预制桩，当不考虑桩身构造配筋的作用时，按下式验算桩身截面承载力：

$$Q \leq \psi_c f_c A_p \quad (13.3.17-1)$$

式中： ψ_c ——工作条件系数，灌注桩取0.75~0.85（水下灌注混凝土桩取低值），预制桩取0.8~0.9；

f_c ——桩身混凝土轴心抗压强度设计值（预应力桩应扣除预压应力，缺乏依据时也可近似按5MPa扣除）；

A_p ——桩身横截面面积；

Q ——相应于荷载效应基本组合时的单桩竖向力设计值；

2 当考虑桩身钢筋的作用时，可根据现行《混凝土结构设计标准》GB/T 50010的有关规定，按轴心受压或偏心受压构件进行验算，桩身承载力验算应考虑工作条件系数，但不考虑稳定的影响；

3 钢筋混凝土预制桩，尚应对施工过程运输、起吊、沉桩等工况的桩身强度及裂缝宽度进行验

算；

4 对受长期水平荷载的桩或抗拔桩，应验算桩身的裂缝宽度，其最大裂缝宽度不应大于0.2mm；当桩身位于地下水位以下且地下水对桩身钢筋不具腐蚀性或具微腐蚀性时，最大裂缝宽度不应大于0.3mm；当桩身处于干湿交替变化环境下，其裂缝最大宽度不应大于0.2mm。计算裂缝宽度时，钢筋保护层厚度大于30mm时，取30mm；

5 设防烈度地震作用效应组合时，不考虑桩身构造配筋的作用，按下式验算桩身截面受压承载力：

$$Q_k \leq \psi_c f_{ck} A_p \quad (13.3.17-2)$$

式中： Q_k ——相应于设防烈度地震作用效应组合的单桩竖向力标准值。

6 当基础梁板、桩承台的最不利效应组合为设防地震烈度作用组合时，按本标准3.9.5条相关抗震承载力计算式进行基础梁板、桩承台的承载力计算，取重要性系数 $\eta=1$ 。

13.3.18 人工挖孔桩或直径不小于1.5m的嵌岩桩终孔时，应进行桩端持力层检验，可用超前钻的结果为参考依据。未进行超前钻的大直径嵌岩桩应检验孔底3倍桩身直径或5m深度范围内有无土洞、溶洞、破碎带或夹层等不良地质情况。必要时可抽取岩芯进行抗压强度试验或原位岩石地基载荷试验。

13.3.19 施工完成后的工程桩应进行桩身完整性检验和竖向承载力试验。抗拔桩应进行抗拔承载力试验。承受较大水平力或永久水平力的桩应进行水平承载力试验。

13.3.20 对以下建筑物的桩基应进行沉降验算：

- 1 地基基础设计等级为甲级的建筑物桩基；
- 2 设计等级为乙级的体型复杂、荷载分布不均匀或桩端以下存在软弱土层的建筑物桩基；
- 3 摩擦型桩基。

嵌岩桩、设计等级为丙级的建筑物桩基、对沉降无特殊要求的条形基础下不超过两排桩的桩基、吊车工作级别A5及A5以下的单层工业厂房桩基（桩端下为密实土层），可不进行沉降验算。当有可靠地区经验时，对地质条件不复杂、荷载均匀、对沉降无特殊要求的端承型桩基也可不进行沉降验算。

桩基础的沉降不应超过建筑物的沉降允许值。

13.3.21 当地面以下存在可液化土层，桩承台（或地下室）周围无可液化土层且有刚性地坪时，可按下列方法验算桩基的抗震承载力：

1 地震作用持续过程中，液化土的水平抗力可折减一半（采用 m 法计算时 m 值乘以0.5的折减系数），按式（13.1.9-2）、式（13.1.9-6）和式（13.3.21-1）验算桩的承载力：

$$H_{1k} \leq 2.0 R_{Ha} \quad (13.1.21-1)$$

式中： H_{1k} ——设防烈度地震作用效应标准组合时，作用于桩顶的水平力；

R_{Ha} ——单桩水平承载力特征值；

2 地震作用停止时，考虑可液化土层液化，取此部分及以上土层摩阻力为零并按下式验算桩的竖向承载力，必要时验算其附加沉降：

$$R_u \geq 1.3 Q_k \quad (13.1.21-2)$$

式中： R_u ——扣除液化土及其以上部分土层摩阻力的桩极限承载力，可取相应的单桩承载力特征值的2倍；

Q_k ——建筑物竖向荷载引起的作用于桩顶的竖向力标准值。

13.4 桩身构造

13.4.1 桩身混凝土强度等级：灌注桩不应低于C25；非预应力预制桩不应低于C30；预应力预制桩不应低于C40。

13.4.2 桩身主筋的混凝土保护层厚度不应小于50mm，预应力管桩不应小于35mm。当灌注桩采用水下混凝土时，不应小于60mm。

13.4.3 桩顶嵌入承台的长度，承台下有混凝土垫层时不应小于50mm，没有混凝土垫层时不应小于70mm。

13.4.4 桩身配筋长度应符合下列规定：

- 1 端承桩宜沿桩身通长配筋，当需配置受压钢筋时，则应通长配筋；
- 2 受水平荷载（包括地震作用）的桩基，配筋长度 l_1 不宜小于 $4/\alpha$ ，可取 $8d\sim 14d$ ，硬土取小值，软土取大值，地震区的桩基配筋长度，尚应越过可液化土层并进入稳定土层不少于3倍桩径；当 l_1 大于桩长 l 时，取 $l_1=l$ ；

注： α 为桩的水平变形系数（ $1/m$ ）， $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_0}{E_c I}}$ ；式中： m 为土的水平抗力系数的比例系数， b_0 为桩身计算宽度

（m）， m 、 b_0 按广东省标准《建筑地基基础设计规范》DBJ 15-31取值； I 为桩截面惯性矩； E_c 为桩身材料的弹性模量，非预应力混凝土桩可采用混凝土弹性模量的0.85倍； d 为桩径。

3 抗拔桩应通长配筋；因地震作用、膨胀力作用而受拔的桩，应按计算配置通长或局部长度的抗拉筋；

4 对于承受负摩阻力和位于坡地岸边的基桩应通长配筋；

5 当桩长较长时，在保证桩身截面承载力的前提下，可沿深度分段配筋。

13.4.5 桩身箍筋宜采用直径为6mm~10mm光面圆钢。圆形灌注桩宜采用螺旋箍或焊接环箍。

13.4.6 抗拔桩主筋入承台（包括基础梁、板）长度不应少于40d，其他桩主筋入承台长度不宜少于30d。

13.4.7 在各种荷载（包括竖向荷载、风荷载、地震作用、水浮力等）组合作用下不产生拉力的预制桩，6度设防区桩主筋入承台长度可少于30d或不入承台，此时桩顶应按铰接考虑。

13.4.8 本标准第13.4.7条的规定也适用于7度设防区有不少于一层地下室，8、9度设防区有不少于二层地下室的桩基。

13.4.9 灌注桩配筋应符合下列要求：

1 当计算桩身不需配筋时，仍应按截面最小配筋率配构造钢筋。桩截面最小配筋率为0.3%，钢筋笼入桩身长度 $l_1 \geq 8d$ 。当 l_1 大于桩长 l 时，取 $l_1=l$ ；

2 当桩身直径为400mm~2000mm时，截面配筋率通常可取0.65%~0.3%（小桩径取高值，大桩径取低值，中间可线性插值）；但抗拔桩及以承受水平力为主的桩则应通过计算确定配筋；

3 箍筋直径及间距：当桩径 $d \leq 700mm$ 时，可用直径为6mm，当 $700mm < d \leq 1500mm$ 时，可用直径为8mm，当 $d > 1500mm$ 时，可用直径为10mm；箍筋间距可取200mm~300mm，桩顶2m~3m范围内箍筋

宜适当加密。当钢筋笼长度大于4m时，每隔2m左右设一道焊接加劲箍筋，加劲箍筋直径可视桩径大小而定；

4 桩身纵向钢筋直径不应小于12mm，根数不应少于6根，间距不宜大于300mm，纵筋净距不应小于60mm。

13.4.10 人工挖孔桩的孔深不宜超过25m；当桩长 $l \leq 12\text{m}$ 时，桩身直径 d （不含护壁）不宜小于1000mm；当 $12\text{m} < l \leq 20\text{m}$ 时， d 不宜小于1200mm，当 $l > 20\text{m}$ 时，桩径宜适当加大。

13.4.11 人工挖孔桩的桩端扩大头直径 D 不宜大于2倍桩身直径（图13.4.11），扩大部分的宽度 b 与高度 h 之比视地质条件而定。在岩层内扩孔时 b/h 不宜大于1/2；在土层内扩孔时，不宜大于1/4。扩大头端部垂直边高度 h_1 不宜小于200mm；当扩大头直径 D 大于2倍桩身直径时，应验算扩大部分的受弯、受剪承载力并对桩底配置双向钢筋网。

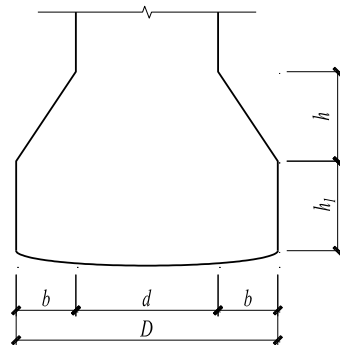


图 13.4.11 人工挖孔桩扩大头尺寸

13.4.12 预制桩的桩身配筋应由计算确定。打入式沉桩时，其最小配筋率不宜小于0.8%；静压式沉桩时，其最小配筋率不宜小于0.6%。打入式桩桩顶（2~3）倍边长（或桩径）范围内箍筋应加密并设置钢筋网片。

13.4.13 非预应力桩的截面边长不得小于200mm，预应力桩的截面边长不宜小于350mm，预应力管桩的外径不得小于300mm。

13.4.14 预制桩的分节长度可根据施工条件及运输条件确定，接头数不宜超过四个。

13.4.15 预制抗拔桩、以承受水平力为主或7度及以上抗震设防区的桩基，不应采用硫磺胶泥接头。

13.4.16 当持力层为密实砂、卵石、碎石土或需穿过中密以上较厚砂层时，桩尖宜设钢板桩靴，避免桩尖被击碎。

14 结构隔震、消能减震和风振控制设计

14.1 一般规定

14.1.1 本章适用于设置隔震层以隔离水平地震动的结构隔震设计、设置消能部件吸收与消耗地震能量的结构消能减震设计以及结构风振控制设计。

14.1.2 隔震和消能减震设计应根据建筑的抗震设防类别、抗震设防烈度、建筑高度、隔震和消能减震装置的类型和布置、场地条件、地基、结构材料等因素，经技术、经济和使用条件综合比较确定。隔震结构的抗震性能目标宜不低于C级。

14.1.3 隔震和消能减震（振）设计时，隔震装置和消能部件应符合下列要求：

- 1 隔震装置和消能器的性能参数应经检验确认或由试验确定；
- 2 隔震装置和消能器的设置部位，宜采取便于检查和替换的措施；
- 3 设计文件上应注明隔震装置和消能器的性能要求，安装前应按规定进行检测，确保性能符合要求。

14.2 结构隔震设计

14.2.1 建筑结构采用隔震设计时应符合下列各项要求：

- 1 应选用整体刚度较好的基础类型，地基应稳定可靠，所在的场地宜为I、II、III类；
- 2 体型基本规则的隔震结构可不设置防震缝，体型复杂的结构不设防震缝时，应选用符合实际的结构计算模型进行较精确的计算分析，采取必要的加强措施。

14.2.2 隔震体系的地震作用计算，应符合下列规定：

- 1 当隔震结构的阻尼比为0.05时，地震影响系数应根据烈度、场地类别、特征周期和隔震结构的自振周期由4.3.9条确定，其水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$ 按4.3.8条取值；
- 2 隔震层以上结构的水平地震作用应根据隔震体系的计算模型计算确定；
- 3 采用振型分析反应谱法计算竖向地震作用时，其地震影响系数最大值取水平地震影响系数最大值的65%，特征周期可按设计第一组采用，隔震层竖向阻尼比可取上部结构阻尼比并不宜大于0.05。
- 4 采用底部剪力法计算隔震层以上结构竖向地震作用标准值，各楼层可视为质点；并按本标准第4.3.17条计算竖向地震作用标准值沿高度的分布。

14.2.3 建筑结构隔震设计的计算分析应符合下列要求：

- 1 隔震体系的计算简图，应增加由隔震支座及其顶部梁板组成的质点；当隔震结构偏心率大于3%时，计算分析应计入扭转效应的影响；
- 2 采用等效线性化分析模型对隔震结构地震作用进行振型分解反应谱法计算时，应合理考虑隔震支座的等效刚度和等效阻尼比，隔震支座的水平等效刚度和等效阻尼比可按本标准第14.3.7条和第14.3.12条确定；
- 3 对于特殊设防类和房屋高度大于60m的重点设防类隔震建筑，不规则的建筑、或隔震层隔震支座、阻尼器装置及其他装置的组合复杂的隔震建筑，应采用考虑隔震支座非线性特性的非线性时程

分析法或非线性时域显式随机模拟法（附录C.3）进行补充计算。当采用非线性时程分析法时，还应符合本标准第4.3.5条的规定。当采用非线性时域显式随机模拟法时，还应符合本标准第4.3.6条的规定；

4 当隔震建筑场地处于发震断层10km以内，隔震结构地震作用计算应考虑近场影响，5km及以内增大系数宜取1.25、5km以外宜取1.15；

14.2.4 隔震结构的抗震构造措施，可按底部剪力比及相应的抗震设防烈度确定；除应符合现行国家标准《建筑抗震设计标准》GB/T 50011相应设防烈度的规定外，尚应符合下列规定：

- 1 隔震结构底部剪力比大于0.5时，隔震结构应按本地区设防烈度规定采取相应的抗震构造措施；
- 2 隔震结构底部剪力比不大于0.5时，上部结构可按本地区设防烈度降低1度确定抗震构造措施；
- 3 与竖向地震作用有关的抗震构造措施应符合按本地区设防烈度的规定，不得降低。

14.2.5 隔震层设计应符合下列要求：

1 阻尼装置、抗风装置和抗拉装置可与隔震支座合为一体，亦可单独设置。必要时可设置限位装置；

2 同一建筑隔震层选用多种类型、规格的隔震装置时，每个隔震装置的承载力和水平变形能力应能充分发挥，所有隔震装置的竖向变形应保持基本一致。橡胶类支座不宜与摩擦摆等钢支座在同一隔震层中混合使用；

3 隔震层采用摩擦摆隔震支座时，应考虑支座水平滑动时产生的竖向位移，及其对隔震层和结构的影响；

4 当隔震层采用隔震支座和阻尼器时，应使隔震层在地震后基本恢复原位，隔震层在罕遇地震作用下的水平最大位移所对应的恢复力，不宜小于隔震层屈服力与摩阻力之和的1.2倍。

14.2.6 隔震层的布置应符合下列要求：

1 隔震层宜设置在结构的底部或中下部，其隔震支座应设置在受力较大的位置，隔震支座的规格、数量和分布应根据竖向承载力、侧向刚度和阻尼的要求由计算确定；

2 隔震支座底面宜布置在相同标高位置上；当隔震层的隔震装置处于不同标高时，应采取有效措施保证隔震装置共同工作；

3 隔震支座的平面布置宜与上部结构和下部结构中竖向受力构件的平面位置相对应；不能相对应时，应采用可靠的结构转换措施；

4 隔震层刚度中心与质量中心宜重合，设防烈度地震作用下的偏心率不宜大于3%；

5 同一支承处采用多个隔震支座时，隔震支座之间的净距不应小于安装和更换所需的尺寸；

6 隔震层的阻尼装置、抗风装置或抗拉装置宜在建筑中合理布置。

14.2.7 隔震层的隔震支座应符合下列要求：

1 罕遇地震作用下橡胶隔震支座的极限水平位移不应大于其有效直径的0.55倍和支座内部橡胶总厚度3倍二者的较小值；弹性滑板支座不应大于其产品水平极限位移的0.75倍；摩擦摆隔震支座不应大于其产品水平极限位移的0.80倍；

2 橡胶隔震支座其破坏极限水平位移不应小于支座内部橡胶总厚度4.0倍；弹性滑板支座产品水平极限位移不应小于同一隔震层中隔震橡胶支座产品水平极限位移的最大值；

3 隔震支座在重力荷载代表值下的竖向压应力不超过表14.2.7的规定。

表 14.2.7 重力荷载代表值下隔震支座压应力限值 (N/mm²)

支座类型	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
橡胶隔震支座	10	12	15
弹性滑板支座	12	15	20
摩擦摆隔震支座	20	25	30

注：1 压应力设计值应按永久荷载和可变荷载的组合计算；其中，楼面活荷载应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 或广东省标准《建筑结构荷载规范》DBJ 15-101 的规定乘以折减系数。

2 结构倾覆验算时应包括水平地震作用效应组合；对需进行竖向地震作用计算的结构，尚应包括竖向地震作用效应组合。

3 当橡胶支座的第二形状系数（有效直径与橡胶层总厚度之比）小于 5.0 时应降低平均压应力极限：小于 5 不小于 4 时降低 20%、小于 4 不小于 3 时降低 40%。

4 高层建筑隔震支座的最小直径或较小边长不宜小于 600mm。

5 在建筑的设计工作年限内，隔震支座刚度、阻尼特性变化不应超过初期值的±20%；橡胶支座的徐变量不应超过内部橡胶总厚度的 5%。

14.2.8 隔震层连接部件（如隔震支座或抗风装置的上、下连接件，连接用预埋件等）在罕遇地震作用下的承载力验算应不低于性能水准2的要求。其中，抗风装置应按下式进行验算：

$$\gamma_w V_{wk} \leq V_{Rw} \quad (14.2.8)$$

式中：V_{Rw} ——抗风装置的水平承载力设计值。当抗风装置是隔震支座的组成部分时，取隔震支座的水平屈服荷载设计值；当抗风装置单独设置时，取抗风装置的水平承载力，可按材料屈服强度设计值确定；

γ_w ——风荷载分项系数，采用1.5；

V_{wk} ——风荷载作用下隔震层的水平剪力标准值。

14.2.9 隔震结构抗倾覆验算应符合下列要求：

1 隔震结构抗倾覆验算包括结构整体抗倾覆验算和隔震支座拉压承载力验算；

2 进行结构整体抗倾覆验算时，应按罕遇地震作用计算倾覆力矩并按上部结构重力代表值计算抗倾覆力矩。抗倾覆力矩与倾覆力矩之比不应小于1.1；

3 隔震层在罕遇地震下应保持稳定，不宜出现不可恢复的变形。隔震层的隔震支座在罕遇地震作用下的最大竖向压应力，不应超过表14.2.9-1~14.2.9-3所规定的限值；在罕遇地震下竖向拉应力不应超过表14.2.9-4所规定的限值。

4 隔震支座在罕遇地震作用下的竖向拉、压应力计算时，7度（0.15g）、8度及9度的大跨度、长悬臂结构、连体结构应考虑竖向地震的作用，取三向地震的最不利作用，竖向地震作用标准值不应小于4.3.18条规定。

表 14.2.9-1 橡胶隔震支座在罕遇地震下的压应力限值

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
压应力限值 (N/mm ²)	20	25	30

注：隔震橡胶支座的直径小于 300mm 时其压应力限值可适当降低。

表 14.2.9-2 弹性滑板支座在罕遇地震下的最大竖向压应力限值

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
压应力限值 (N/mm ²)	25	30	40

注：1、弹性滑板支座中的橡胶支座部及滑移材料的压应力限值均应满足该表。

2、弹性滑板支座不宜出现拉应力。

表 14.2.9-3 摩擦摆隔震支座在罕遇地震下的竖向最大压应力限值

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
压应力限值 (N/mm ²)	40	50	60

注：1、摩擦摆隔震支座中的摩擦材料的压应力限值均应满足该表。

2、摩擦摆隔震支座不宜出现拉应力。

表 14.2.9-4 橡胶隔震支座在罕遇地震下的拉应力限值

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
拉应力限值 (N/mm ²)	0	1.0	1.0

注：隔震支座验算罕遇地震下最大应力和最小应力时，水平和竖向地震作用产生的应力应取标准值。

14.2.10 隔震层下部结构的承载力按 3.9.5 条的相关规定验算，应考虑上部结构传来的轴力、弯矩、水平剪力以及由隔震层水平变形产生的附加弯矩。

14.2.11 隔震层支墩、支柱及相连构件，应采用在罕遇地震下隔震支座底部的竖向力、水平力和弯矩按性能水准 2 进行承载力验算。

14.2.12 隔震层以下的地下室、或隔震塔楼下的底盘中直接支撑塔楼结构及其相邻一跨的相关构件，应满足设防地震烈度下的抗震承载力要求，层间位移角限值应满足表 14.2.12-1 的要求。隔震层以下地面以上的结构在罕遇地震下的层间位移角限值应满足表 14.2.12-2 的要求。隔震层以上的结构在设防烈度地震下的层间位移角限值宜满足表 14.2.12-3 的要求，在罕遇地震作用下的层间位移角限值宜满足表 14.2.12-4 的要求。

表 14.2.12-1 隔震层以下结构设防地震作用下层间弹性位移角限值

结构类型 \ 抗震性能目标	A	B	C、D
钢筋混凝土结构、混合结构	1/600	1/500	1/400
钢结构	1/400	1/300	1/240

表 14.2.12-2 隔震层以下结构罕遇地震作用下层间弹塑性位移角限值

结构类型 \ 抗震性能目标	A	B	C、D
钢筋混凝土结构、混合结构	1/300	1/250	1/200
钢结构	1/200	1/150	1/120

表 14.2.12-3 隔震层以上结构设防地震作用下的弹性层间位移角限值

结构类型 \ 抗震性能目标	A	B	C、D
钢筋混凝土结构、混合结构	1/400	1/350	1/300
钢结构	1/300	1/250	1/200

表 14.2.12-4 隔震层以上结构罕遇地震作用下的弹塑性层间位移角限值

结构类型 \ 抗震性能目标	A	B	C、D
钢筋混凝土结构、混合结构	1/250	1/200	1/150
钢结构	1/150	1/120	1/100

14.2.13 隔震建筑下部结构的抗震构造措施应符合下列规定：

- 1 层间隔震结构位于地面以上的下部结构，其性能目标比隔震层以上结构提高一个等级；
- 2 地下室地下一层抗震构造等级应与地面上一层相同，以下各层结构抗震构造等级可逐渐降低，但不得小于三级；
- 3 基底隔震结构，当隔震层设置在地下室柱或墙顶时，隔震层所在的地下室地下一层抗震构造等级应与隔震层上一层相同，以下各层结构抗震构造等级可逐渐降低，但不得小于三级。

14.2.14 隔震结构应采用不阻碍隔震层在罕遇地震下发生大变形的下列措施：

- 1 上部结构的周边应设置竖向隔离缝，缝宽不宜小于各隔震支座在罕遇地震下的最大水平位移值的1.2倍且不小于300mm。对两相邻隔震结构，其缝宽取最大水平位移值之和且不小于600mm；
- 2 上部结构与下部结构之间，应设置完全贯通的水平隔离缝，缝高可取20mm并用柔性材料填充；当设置水平隔离缝确有困难时，应设置可靠的水平滑移垫层；
- 3 穿越隔震层的门廊、楼梯、电梯、车道等部位，应防止可能的碰撞。

14.2.15 隔震层与上部结构的连接，应符合下列规定：

- 1 隔震层顶部应设置梁板式楼盖且应符合下列要求：
 - 1) 隔震支座的相关部位应采用现浇混凝土梁板结构，现浇板厚度不应小于160mm；
 - 2) 隔震层顶部梁、板的刚度和承载力，宜大于一般楼面梁板的刚度和承载力；
 - 3) 隔震支座附近的梁、柱应计算冲切和局部承压，加密箍筋根据需要配置网状钢筋；
- 2 隔震支座和阻尼装置的连接构造，应符合下列要求：

- 1) 隔震支座和阻尼装置应安装在便于维护人员接近的部位;
- 2) 隔震支座与上部结构、下部结构之间的连接件, 应能传递罕遇地震下支座的最大水平剪力和弯矩;
- 3) 外露的预埋件应有可靠的防锈措施。预埋件的锚固钢筋应与钢板牢固连接, 锚筋的锚固长度由计算确定且宜大于20倍钢筋直径并不应小于250mm。

14.3 结构消能减震设计

14.3.1 消能减震设计时, 应根据设防地震下的预期减震要求及罕遇地震下的预期结构位移控制要求, 设置适当的消能部件。消能部件可由消能器及斜撑、墙体、梁或节点板等支承构件组成。消能器可采用速度相关型、位移相关型或其他类型。

14.3.2 高层建筑结构采用消能减震设计时应符合下列各项要求:

- 1 消能器应具备良好的变形能力和消耗地震能量的能力, 消能器的极限位移应大于消能器设计位移的120%。速度相关型消能器极限速度应大于消能器设计速度的120%, 同时应具有良好的耐久性和环境适应性;
- 2 一般情况下, 应至少在建筑消能减震结构的各个主轴方向分别计算水平地震作用并进行抗震验算, 各方向的水平地震作用应由该方向消能部件和抗侧力构件承担。有斜交抗侧力构件的结构, 当相交角度大于15°时, 应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。

14.3.3 消能部件的布置应满足下列各项要求:

- 1 消能部件的布置宜使结构在两个主轴方向的动力特性相近;
- 2 消能部件的竖向布置宜使结构沿高度方向刚度均匀;
- 3 消能部件宜布置在层间相对位移或相对速度较大的楼层, 同时可采用合理形式增加消能器两端的相对变形或相对速度的技术措施, 提高消能器的减震效率;
- 4 消能部件的布置不宜使结构出现薄弱构件或薄弱层。

14.3.4 消能减震结构的地震作用效应计算应满足本标准第 4.3.5 条要求并应满足下列要求:

- 1 当消能减震结构的主体结构处于弹性工作状态且消能器处于线性工作状态时, 可采用振型分解反应谱法、弹性时程分析法;

- 2 当消能减震主体结构进入弹塑性状态时, 应采用静力或动力弹塑性分析方法;

注: 在弹性时程分析和弹塑性时程分析中, 消能减震结构的恢复力模型应包括结构恢复力模型和消能部件的恢复力模型。

- 3 采用消能减震结构弹塑性时程法分析时, 根据主体结构构件弹塑性参数和消能部件的参数确定消能减震结构非线性分析模型;

- 4 采用静力弹塑性分析方法分析应满足下列要求:

- 1) 消能部件中消能器和支撑可采用串联模型, 将消能器的刚度和支撑的刚度进行等效, 在计算中消能部件采用等刚度的连接杆代替;
- 2) 结构目标位移的确定应根据结构的不同性能来选择, 宜采用结构总体高度的 1.5% 作为顶点位移的界限值;

3) 消能减震结构的阻尼比由主体结构阻尼比和消能器附加给结构的等效阻尼比组成, 主体结构阻尼比应取结构弹塑性状态时的阻尼比。

14.3.5 消能减震结构的楼层剪力系数可根据附加阻尼比的大小进行适当调整。

14.3.6 消能器的恢复力模型参数应经试验验证。

14.3.7 采用振型分解反应谱法分析时, 可采用下述步骤计算结构等效阻尼比和消能器的参数:

- 1 假定各个消能器的设计参数[如 $(K_{\text{eff}})_j$, C_j]和消能减震结构的等效阻尼比 ζ ;
- 2 将消能减震结构的总阻尼比和各个消能器的设计参数代入分析模型中, 采用振型分解反应谱法进行结构分析;
- 3 经结构分析可得第 i 楼层的水平剪力 F_i 、水平地震作用标准值的位移 u_i 及第 j 个消能器的阻尼力 F_{dj} 及相对位移 Δu_{dj} ;
- 4 消能器附加给结构的等效阻尼比 ζ_a , 可按本标准第 14.3.12 条进行计算;
- 5 重新修正各个消能器的设计参数[$(K_{\text{eff}})_j$, C_j]并利用下式计算结构总阻尼比 ζ :

$$\zeta = \zeta_1 + \zeta_a \quad (14.3.7)$$

式中: ζ_1 ——主体阻尼比;

ζ_a ——消能器附加给结构的等效阻尼比;

6 将步骤 5 计算得到的结构总阻尼比和各个消能器的参数作为初始假设值, 重复步骤 2 至步骤 5。反复迭代, 直至步骤 2 使用的结构总阻尼比与步骤 5 计算得到的结构总阻尼比接近。

14.3.8 采用非线性时程分析时, 可按下述步骤计算结构的总阻尼比和消能器的参数:

- 1 假定各个消能器的设计参数[如 $(K_{\text{eff}})_j$, C_j], 采用非线性时程分析法进行结构分析;
- 2 经结构分析可得第 i 楼层的水平剪力最大值 F_i 、第 j 个消能器的最大阻尼力 $F_{dj\max}$ 及最大阻尼力对应的相对位移 Δu_{dj} ;
- 3 消能器附加给结构的等效刚度 $(K_{\text{eff}})_j$, 可按本标准式 (14.3.13-1) 进行计算, 消能器附加给结构的等效阻尼比 ζ_a , 可按本标准式 (14.3.13-2) 进行计算, 结构总阻尼比 ζ , 可按本标准式 (14.3.7) 计算;
- 4 将计算得到的结构总阻尼比及步骤 3 计算得到的消能器附加等效刚度代入计算模型中, 进行时程分析, 经结构分析可得第 i 楼层的水平剪力最大值 F'_i ;

5 将步骤 4 计算得到的楼层水平剪力及步骤 2 得到的楼层水平剪力, 按下式进行第 i 楼层水平剪力误差计算:

$$\Delta_i = \frac{F'_i - F_i}{F_i} \times 100\% \quad (14.3.8-1)$$

确定第 i 楼层水平剪力误差数值上最大的楼层 i (即当 Δ_i 为负值时, 取 $\max \Delta_i$ 对应的楼层 i ; 当 Δ_i 为正值时, 取 $\min \Delta_i$ 对应的楼层 i);

6 基于步骤 5 确定的第 i 楼层水平剪力最大值进行结构总阻尼比迭代修正, 可按下式进行计算:

$$\zeta = \frac{F'_i}{F_i} \zeta \quad (14.3.8-2)$$

7 重复步骤 4 与步骤 6, 反复迭代, 直至步骤 4 使用的结构总阻尼比计算得到的第 i 楼层的水平剪力最大值 F'_i 大于或等于步骤 2 得到的第 i 楼层的水平剪力最大值 F_i 。

14.3.9 采用静力弹塑性分析方法时，计算模型中消能器宜采用合理的恢复力模型并由实际分析计算获得消能器的附加阻尼比，不可采用预估值。位移相关型消能器可采用等刚度的杆单元代替并依据消能器的力学特性于该杆单元上设置塑性铰，以模拟位移相关型消能器的力学特性。

14.3.10 消能减震结构在设防地震和罕遇地震下的总阻尼比应分别计算，消能器附加给结构的等效阻尼比超过 25% 时，按 25% 计算。

14.3.11 消能部件的设计参数，应符合下列规定：

1 位移相关型消能器与斜撑、墙体或梁等支承构件组成消能部件时，消能部件的恢复力模型参数符合下列要求：

$$\frac{\Delta u_{py}}{\Delta u_{sy}} \leq 2/3 \quad (14.3.11-1)$$

式中： Δu_{py} ——消能部件在水平方向的屈服位移或起滑位移；

Δu_{sy} ——设置消能部件的主体结构层间屈服位移；

2 黏弹性消能器的黏弹性材料总厚度应满足下列要求：

$$t_v \geq \Delta u_{dmax} / [\gamma] \quad (14.3.11-2)$$

式中： t_v ——黏弹性消能器的黏弹性材料的总厚度；

Δu_{dmax} ——沿消能器方向消能器最大可能的位移；

$[\gamma]$ ——黏弹性材料允许的最大剪切应变；

3 速度线性相关型消能器与斜撑、墙体或梁等支承构件组成消能部件时，支承构件沿消能器耗能方向的刚度应满足下式：

$$K_b \geq 6\pi C_D / T_1 \quad (14.3.11-3)$$

式中： K_b ——支撑构件沿消能器方向的刚度；

C_D ——消能器的线性阻尼系数；

T_1 ——消能减震结构的基本自振周期。

14.3.12 采用振型分解反应谱法分析时，消能部件附加给结构的等效阻尼比和等效刚度，可按下列方法确定：

1 位移相关型消能部件和非线性速度相关型消能部件给结构附加的等效刚度应采用修正后的等效刚度确定；

2 消能部件附加给结构的等效阻尼比可按式估算：

$$\zeta_a = \sum_{j=1}^n W_{cj} / (4\pi W_s) \quad (14.3.12-1)$$

式中： ζ_a ——消能器附加给结构的等效阻尼比；

W_{cj} ——第 j 个消能器在结构预期层间位移 Δu_j 下往复循环一周所消耗的能量， Σ 表示安装在结构上的所有消能器消耗的能量之和；

W_s ——设置消能部件的结构在预期位移下的总应变能；

注：当消能部件在结构上分布较均匀且附加给结构的等效阻尼比小于 20% 时，消能部件附加给结构的等效阻尼比

也可采用强行解耦方法确定。

- 3 不计及扭转影响时，消能减震结构在水平地震作用下的总应变能，可按式估算：

$$W_s = \frac{1}{2} \sum F_i u_i \quad (14.3.12-2)$$

式中： F_i ——质点*i*的水平地震作用标准值（一般取相应于第一振型的水平地震作用即可）；

u_i ——质点*i*对应于水平地震作用标准值的位移；

- 4 速度线性相关型消能器在水平地震下所消耗的能量，可按式估算：

$$W_{cj} = \left(\frac{2\pi^2}{T_1} \right) C_j \cos^2(\theta_j) \Delta u_j^2 \quad (14.3.12-3)$$

式中： C_j ——第*j*个消能器由试验确定的线性阻尼系数；

θ_j ——第*j*个消能器的消能方向与水平面的夹角；

Δu_j ——第*j*个消能器两端的相对水平位移；

当消能器的阻尼系数和等效刚度与结构振动周期有关时，可取相应于消能减震结构基本自振周期的值；

- 5 对于非线性黏滞消能器在水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量，可按式估算：

$$W_{cj} = \lambda F_{dj\max} \Delta u_j \quad (14.3.12-4)$$

式中： λ ——阻尼指数的函数，如表14.3.12；

$F_{dj\max}$ ——第*j*个消能器在相应水平地震作用下的最大阻尼力。

表 14.3.12 阻尼指数的函数 λ 取值

阻尼指数 α	λ
0.25	3.7
0.5	3.5
0.75	3.3
1.0	3.1

注：其他阻尼指数对应的 λ 值可线性插值；

- 6 位移相关型和速度非线性相关型消能器在水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量，可按式估算：

$$W_{cj} = \sum A_j \quad (14.3.12-5)$$

式中： A_j ——第*j*个消能器的恢复力滞回环在相对水平位移 Δu_j 时的面积。

消能器的等效刚度可取消能器的恢复力滞回环在相对水平位移 Δu_j 时的割线刚度。

14.3.13 采用时程分析时，消能部件附加给结构的等效阻尼比和等效刚度，可按下列方法确定：

1 位移相关型消能部件和非线性速度相关型消能部件给结构附加的等效刚度宜采用迭代修正后的等效刚度确定；

2 非线性黏滞消能器给结构附加的等效刚度采用迭代计算方法确定，可按式估算：

$$(K_{\text{eff}})_j = \frac{F_{\text{djmax}}}{\Delta u_{\text{dj}}} \quad (14.3.13-1)$$

式中： F_{djmax} ——时程分析过程中消能器j最大阻尼力；

Δu_{dj} ——消能器j最大阻尼力对应的相对位移；

将上式计算得到等效刚度作为时程分析中非线性黏滞消能器的初始刚度，再进行时程分析，重复步骤2。反复迭代，直至使用的消能器等效刚度与上式计算得到的等效刚度接近；

3 消能器附加给结构的等效阻尼比可按式估算：

$$\zeta_a = \frac{\zeta_1 E_d}{E_c} \quad (14.3.13-2)$$

式中： ζ_1 ——结构阻尼比；

E_d ——消能器耗能；

E_c ——结构模态阻尼耗能。

14.3.14 除消能子结构以外的主体结构构件的抗震验算应符合下列规定：

- 1 主体结构构件的抗震验算，应按本标准有关章节的规定执行；
- 2 振型分解反应谱法计算地震作用效应时，附加阻尼比宜按设防地震作用下消能器最不利方向的附加阻尼比取值。

14.3.15 消能子结构构件的抗震验算应符合下列规定：

- 1 消能子结构中梁、柱（墙）构件宜按关键构件设计。在罕遇地震作用和其他荷载作用下的效应组合，不应小于构件极限承载力标准值，子框架应考虑消能器作用条件下的罕遇地震作用，按性能水准3进行承载力验算；
- 2 消能子结构中的梁、柱和墙截面设计应考虑消能器在极限位移或极限速度下的阻尼力作用效应；
- 3 消能部件采用高强螺栓或焊接连接时，消能子结构节点部位组合弯矩设计值应考虑消能部件端部的附加弯矩；
- 4 消能子结构的节点和构件应进行消能器极限位移和极限速度下的消能器引起的阻尼力作用下的截面验算；
- 5 当消能器的轴心与结构构件的轴线有偏差时，结构构件应考虑附加弯矩或因偏心而引起的平面外弯曲的影响。

14.3.16 消能子结构构件的抗震验算可采用弹性设计方法：

子结构的梁、柱、梁柱节点的极限承载力应满足本标准式（14.3.16-1）和（14.3.16-2）：

$$\Delta V_D + \rho V_Z + V_G \leq V_u^* \quad (14.3.16-1)$$

$$\Delta M_D + \rho M_Z + M_G \leq M_u^* \quad (14.3.16-2)$$

式中： ΔV_D 、 ΔM_D ——分别为消能器极限阻尼力与设防烈度地震作用下消能器的阻尼力的差值对梁、柱、梁柱节点产生的附加剪力和附加弯矩（非阻尼力差值）；

V_Z 、 M_Z ——分别为设防烈度地震作用下梁、柱、梁柱节点剪力值和弯矩值（已包含阻尼力对结构的附加剪力和附加弯矩）；

V_G 、 M_G ——分别为重力荷载作用下的梁、柱、梁柱节点剪力值和弯矩值；

V_u^* 、 M_u^* ——分别为梁、柱、梁柱节点的极限抗剪承载力和极限抗弯承载力；

ρ ——放大系数，罕遇地震与设防烈度地震 $\alpha_{\max}$ 的比值。

14.3.17 消能减震结构的抗震变形验算应符合下列要求：

- 1 消能减震结构层间弹性位移角限值应符合本标准第3.7.3条的规定；
- 2 消能减震结构层间弹塑性位移角限值不应大于本标准第3.9.6条的规定。

14.3.18 消能器与结构的连接与构造，应符合下列规定：

1 消能器与主体结构的连接一般分为：支撑型、墙型、柱型、门架式和腋撑型等，设计时应根据各工程具体情况和消能器的类型合理选择连接型式；

2 当消能器采用支撑型连接时，可采用单斜支撑布置、“V”字型和人字型等布置，不宜采用“K”字型布置。支撑宜采用双轴对称截面，宽度比或径厚比应满足现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99的要求；

3 消能器与支撑、节点板、预埋件的连接可采用高强螺栓连接、焊接或铰接，高强螺栓及焊接的计算、构造要求应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017执行；

4 预埋件、支撑和支墩（剪力墙）及节点板应具有足够的刚度、强度和稳定性；

5 与消能器或消能部件相连的预埋件、支撑和支墩（剪力墙）及节点板的作用力应按以下要求取值：

- 1) 位移相关型消能器：消能器在设计位移下对应阻尼力的1.2倍；
- 2) 速度相关型消能器：消能器在设计速度下对应阻尼力的1.2倍。

14.3.19 除消能子结构外的主体结构的抗震构造措施应符合下列要求：

1 除消能子结构外的主体结构的抗震构造等级应按本标准第3.10节的规定采用；

2 当消能减震结构的抗震性能明显提高时，除消能子结构外的主体结构的抗震构造措施要求可适当降低，降低程度可根据消能减震主体结构地震剪力与不设置消能减震结构的地震剪力之比确定，最大降低程度应控制在1度以内。

14.3.20 消能子结构的抗震构造措施应符合下列要求：

1 消能子结构结构的抗震构造措施要求应按本地区抗震设防烈度要求确定；

2 消能子结构为混凝土或型钢混凝土构件时，构件的箍筋加密区长度、箍筋最大间距和箍筋最小直径，应满足本标准有关章节的要求；消能部件子结构为剪力墙时，其端部宜设暗柱，其箍筋加密区长度、箍筋最大间距和箍筋最小直径，应不低于本标准框架柱的要求；

注：箍筋加密区长度宜从连接板外侧计算。

3 消能部件为钢结构构件时，钢梁、钢柱节点的构造措施应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017和现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99中心支撑的要求确定。

14.4 结构风振控制设计

14.4.1 当高层建筑结构风振舒适度不满足使用功能的要求时，应进行结构风振控制设计，降低结构风振效应。

14.4.2 高层结构采用风振控制时，可根据风荷载作用下的预期结构位移和加速度控制要求，设置适当的消能器。消能器宜采用速度相关型消能器（黏滞消能器、黏弹性消能器）、调频消能器（调频质量消能器、调频液体消能器）、或主被动混合调频质量消能器。

14.4.3 结合高层建筑的具体情况和结构风振舒适度控制要求，选择适宜的消能器：

- 1 一般的高层建筑结构可选用速度相关型消能器或调频消能器；
- 2 当高层结构有存在特殊的风振舒适度控制要求时或者振动控制要求较为严格时，可选用主被动混合调频质量消能器。

14.4.4 消能部件的布置应符合下列规定：

- 1 消能部件宜根据需要沿结构主轴方向设置，形成均匀合理的结构体系；
- 2 速度相关型消能器宜布置在结构变形和速度较大的位置且平面布置应避免偏心。当需控制结构风振扭转的情况时，宜尽可能远离结构质心成对布置或偏心布置；
- 3 调频消能器、主被动混合调频质量消能器宜布置在结构顶层或所控制振型的峰值处。当需控制结构扭转风振的情况，宜在结构顶层或所控制振型峰值处远离质心两侧布置或偏心布置；
- 4 当在结构上部设置单个调频消能器后仍不能满足结构风振控制要求时，可采用多重调频消能器设计方案，在结构多个不同的楼层同时设置调频消能器。

14.4.5 设置消能部件的高层结构风振计算分析，应符合下列规定：

- 1 当主体结构处于弹性工作状态且消能器处于线性工作状态时，可采用等效静力风荷载法或弹性时程分析法计算结构风振效应；
- 2 当主体结构处于弹性工作状态，但消能器处于非线性工作状态时，可将消能器进行等效线性化，采用等效静力风荷载法或弹塑性时程分析法计算结构风振效应；也可不对消能器进行等效线性化，直接采用弹塑性时程分析法计算结构风振效应；
- 3 宜在设置消能部件的高层结构的两个主轴方向分别计算风振作用，各方向的风振作用应由该方向的消能部件和抗侧力构件承担。当存在风荷载作用下最不利方向时，宜沿该方向布置消能部件；
- 4 对可能产生横风向风振效应的高层建筑，可通过消能部件的设置抑制结构横风向风致振动；
- 5 对于质量和刚度分布不均匀的高层结构，应对扭转风向的风振作用进行验算并宜采用消能部件控制扭转效应对结构产生的不利影响。

14.4.6 采用消能器控制风致振动的高层结构，其消能器的设计参数、恢复力模型、附加给结构的等效阻尼比和等效刚度、性能检验及与结构的连接与构造应分别符合本标准第14.3节的规定。

14.4.7 高层建筑中可使用消防水箱设计调频液体消能器，亦可将水箱作为质量块设计成调频质量消能器。

- 1 采用调频质量消能器进行高层结构风致振动控制设计时，调频质量消能器宜设置在结构顶部。当结构顶部根据建筑方案不能设置时，宜在结构可安装调频质量消能器的最高位置设置。当在结构上部设置单个调频质量消能器后仍不能满足结构风振控制要求时，可采用多重调频质量消能器设计方案，在结构多个不同的楼层同时设置调频质量消能器；

调频质量消能器应保证其振动频率与结构自振频率接近或相等，调频质量消能器的质量：

$m_d = \alpha_d M_i$ 。其中， M_i 为原结构第*i*振型质量； α_d 为质量比；

- 2 采用调频液体消能器进行高层结构风致振动控制设计时，调频液体消能器宜设置在结构顶部。

当结构顶部根据建筑方案不能设置时，宜在结构可安装调频液体消能器的最高位置设置。

调频液体消能器设计时，宜保证其振动频率与结构自振频率接近或相等并应根据需要按照第一类调频液体消能器和第二类调频液体消能器分别设计。

14.4.8 采用调频质量消能器控制高层结构的风致振动，其最优自振频率 ω_{T1} 和最优阻尼比 ξ_{T1} 宜按下式确定：

$$\omega_{T1} = \omega_1 \frac{(1 - \mu_T/2)^{1/2}}{1 + \mu_T} \quad (14.4.8-1)$$

$$\xi_{T1} = \sqrt{\frac{\mu_T(1 - \mu_T/4)}{4(1 + \mu_T)(1 - \mu_T/2)}} \quad (14.4.8-2)$$

式中： ω_1 ——结构第一自振圆频率；

μ_T ——调频消能器等效质量与结构预期控制振型的广义质量比值，常用取值范围为0.01~0.03。

14.4.9 采用矩形水箱调频液体消能部件控制风致振动的高层结构时，可在水箱中安装桨柱以增大阻尼耗能。

1 含桨柱矩形水箱（图14.4.9）的自振频率 ω_T 、阻尼比 ξ_T 、质量参与系数 τ_T 和位移等效系数 Γ ，应按下式确定：

$$\omega_T = \sqrt{\frac{g\pi}{a} \tanh\left(\frac{h\pi}{a}\right)} \quad (14.4.9-1)$$

$$\xi_T = 12.97 \left(\frac{\sigma_r}{a}\right)^{0.48} \left(\frac{a_y}{b}\right)^{1.38} \left(\frac{b}{a}\right)^{0.37} \left[\frac{1}{3} + \sinh^{-2}\left(\frac{\pi h}{a}\right)\right]^{0.74} \tanh^{0.84}\left(\frac{\pi h}{a}\right) \quad (14.4.9-2)$$

$$\tau_T = \frac{8a}{\pi^3 h} \tanh\left(\frac{\pi h}{a}\right) \quad (14.4.9-3)$$

$$\Gamma = \frac{4}{\pi} \tanh\left(\frac{\pi h}{a}\right) \quad (14.4.9-4)$$

式中： τ_T ——矩形水箱调频液体消能器的质量参与系数；

a ——矩形水箱液体振动方向长度；

h ——水箱水深；

b ——水箱宽度；

a_y ——桨柱宽度；

σ_r ——水箱内液体波高响应均方根；

2 进行含桨柱矩形水箱调频液体消能器设计时，可按下述步骤确定水箱和桨柱的参数：

- 1) 选取适当的质量比 μ_r ，按本规程第14.4.8条计算最优自振频率 ω_{T1} 和最优阻尼比 ξ_{T1} ；
- 2) 采用结构-水箱调频消能器耦合系统等效线性模型计算10年重现期风荷载作用下的结构和水箱等效位移响应 σ_e ，结构顶部峰值加速度应符合行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010的有关规定，水箱内液体波高响应均方根 σ_r 宜按下式确定：

$$\sigma_r = \Gamma \sigma_e \quad (14.4.9-5)$$

- 3) 根据水箱所在楼层空间大小确定水箱整体尺寸，水箱参数同时应满足以下各式：

$$\omega_T = \omega_{T1} \quad (14.4.9-6)$$

$$m_e = \tau_T m_T = \mu_T m_1 \quad (14.4.9-7)$$

$$h \leq 0.7H \quad (14.4.9-8)$$

式中： H ——水箱高度；

m_e ——矩形水箱调频液体消能器的等效质量；

m_T ——矩形水箱调频液体消能器的总水质量；

m_1 ——结构预期控制振型的广义质量；

- 4) 水箱中应设置9根桨柱且宜按3×3网格形式分别安装在 $a/4$ 、 $a/2$ 、 $3a/4$ 位置处，桨柱高度应等于水箱高度 H ，桨柱宽度 a_y 的选取应满足下式：

$$\xi_T = \xi_{T1} \quad (14.4.9-9)$$

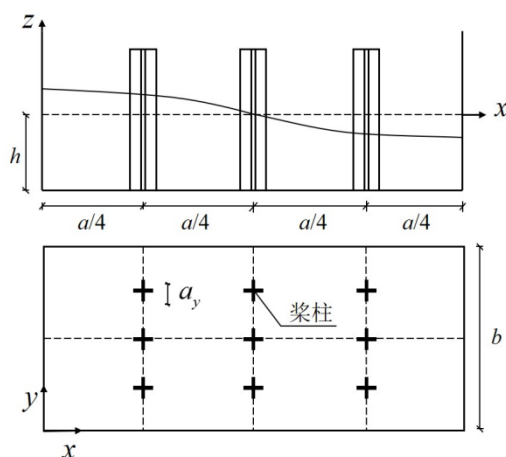


图 14.4.9 含桨柱的矩形水箱示意图

14.4.10 采用圆柱形水箱调频液体消能器控制高层结构的风致振动，其自振频率 ω_T 、阻尼比 ξ_T 和质量参与系数 τ_T ，可按下式确定：

$$\omega_T = \sqrt{\frac{1.84g}{r} \tanh\left(\frac{1.84h}{r}\right)} \quad (14.4.10-1)$$

$$\xi_T = \frac{0.45}{2\sqrt{R_1}} \left[\frac{1.3}{\sinh(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{r})} \left(\frac{1 - \frac{h}{r}}{\cosh(\sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{r})} + 1 \right) + 4.09 \right] \quad (14.4.10-2)$$

$$\tau_T = \frac{r}{4.39h} \tanh\left(\frac{1.84h}{r}\right) \quad (14.4.10-3)$$

式中： r ——圆柱形水箱圆截面半径；

R_1 ——第一振型雷诺数， $R_1 \approx \omega_1 r^2 / \nu$ ，其中 ν 为流体黏滞系数。

14.4.11 采用U型管水箱调频液体消能器控制高层结构的风致振动，其自振频率 ω_T 、阻尼比 ξ_T 和质量参与系数 τ_T ，可按下式确定：

$$\omega_T = \sqrt{2g/L} \quad (14.4.11-1)$$

$$\xi_T = \sqrt{\frac{1}{2gL} \frac{\xi_0 \left| \frac{2}{3} W_{\max}^* \right|}{4}} \quad (14.4.11-2)$$

$$\tau_T = B/L \quad (14.4.11-3)$$

式中： B ——U型管水箱水平管长度；

L ——U型管水箱中液体总长；

$W_{\max}^*$ ——U型管水箱中液体的最大流度；

ξ_0 ——U型水箱隔板或闸板阻尼系数。

14.4.12 采用主被动混合调频质量消能器控制高层结构的风致振动，其行程反馈增益 g_d 和相对速度反馈增益 g_v ，宜分别按下式确定：

$$g_d = m_T (\alpha_A \omega_1)^2 - k_T \quad (14.4.12-1)$$

$$g_v = 2m_T (\alpha_A \omega_1) \zeta_A - c_T \quad (14.4.12-2)$$

式中： m_T ——控制系统总等效质量，按下式确定：

$$m_T = \sum_{i=1}^n m_i [\phi(H_i)]^2, \text{ 其中, } m_i \text{ 为高度 } H_i \text{ 处第 } i \text{ 个子控制系统的质量; } \phi(H_i) \text{ 为计算结构第 } i \text{ 阶振型广义质量 } m_1 \text{ 时所用归一化振型在 } H_i \text{ 高度处的振型系数;}$$

型广义质量 m_1 时所用归一化振型在 H_i 高度处的振型系数；

k_T ——TMD系统的刚度，最优刚度 $k_T = m_T \omega_T^2 = m_T (\alpha_T \omega_1)^2$ ；

c_T ——TMD系统的阻尼系数，最优阻尼系数 $c_T = 2m_T \omega_T \zeta_T = 2m_T (\alpha_T \omega_1) \zeta_T$ ；

ω_1 ——结构第一阶自振频率；

α_A ——主动调频质量消能器的名义最优调频比，按下式确定：

$$\alpha_A = \frac{1}{1 + \mu_T} \sqrt{\frac{2 + \mu_T - \mu_T g_a}{2}} \quad (14.4.12-3)$$

ζ_A ——主动调频质量消能器的名义最优阻尼比，按下式确定：

$$\zeta_A = \sqrt{\frac{(4 + 3\mu_T - g_a)(\mu_T + g_a)}{8(1 + \mu_T)(2 + \mu_T - g_a)}} \quad (14.4.12-4)$$

g_a ——加速度反馈增益，由设计人根据控制要求和结构具体情况确定。

14.4.13 速度相关型消能器应具有良好的抗疲劳性能并应满足以下规定：

1 对于黏滞消能器，以主体结构风振响应的基本周期对应频率为加载频率，以消能器在设计10年一遇风荷载作用下最大位移为幅值进行连续往复循环加载试验 $4 \times 3600/T$ 次（ T 为主体结构基本周期），黏滞消能器的主要设计指标误差和衰减量应不超过15%，同时黏滞消能器液体应不产生泄漏。对结构风振以第一振型为主的结构，可仅选取结构第一振型频率的0.75倍、1倍和1.25倍作为检测频率；

2 对于黏弹性消能器，以主体结构风振响应的主要频率为加载频率，以消能器在设计静风荷载作用下的位移为平衡位置，消能器在设计风荷载作用下最大位移为幅值，以主体结构基本周期为加载频率，连续4小时进行往复循环加载试验，消能器的主要设计指标误差和衰减量应不超过15%。

14.4.14 调频消能器的力学性能应符合下列规定：

1 第三方抽样检测20%的同一工程同一类型同一规格数量的调频消能器并且应不少于2个。当只有1个的时候，取1个；

2 对调频消能器的频率和阻尼比进行检测，检测合格率应为100%；

3 调频消能器的实测频率和实测阻尼系数与设计值的相对误差分别应小于5%和10%；

4 调频消能器的弹簧和阻尼元件疲劳性能不应发生由风荷载产生的疲劳破坏；若消能器各组件不满足疲劳强度要求，应更换；

5 调频消能器的惯性质量行程限位等安全保护措施应进行非破坏性试验，验证其等效性和可靠性；

6 调频液体消能器在安装完成后应检测水箱密闭性测试并符合相关技术要求；

7 悬吊式调频消能器应增加防掉落措。

14.4.15 主被动混合调频质量消能器的力学性能检测应符合下列规定：

1 对于小型主被动混合调频质量消能器，安装前应进行组装试验；

2 对于大型主被动混合调频质量消能器，安装前应进行比例模型试验，检验各种极端工况下消能器的控制性能、容错能力和可靠性；

3 主被动混合调频质量消能器由若干子系统和零部件组成，应对每个子系统和零部件单独测试并进行联合测试检验，应满足设计要求以及符合国家有关设备产品标准的相关规定；

4 驱动装置供应商应提供产品的相关参数及使用说明。

14.4.16 消能部件的设计工作年限不宜低于高层建筑设计的工作年限。当高层建筑设计的工作年限大于消能部件时，在消能部件达到其使用年限时应及时检测，重新确定其使用年限或更换，以满足设计工作年限要求。

14.4.17 消能部件在建筑结构服役期间，应符合下列规定：

1 消能部件不应作为承载主体结构重量的构件；

2 在主体结构服役期内，消能部件应正常工作，各部件及其连接构件不应发生强度、疲劳破坏；

3 应按本标准的相关要求，对消能部件及其连接构件进行常规检测；

4 在经历超越设计风荷载的风振侵袭后，应对消能器及其连接部件进行检查。若发现消能部件损坏或振动控制系统工作异常，应进行振动控制系统维修、更换或加固；

5 消能部件与主体结构之间应留有足够的空间并采取防碰撞措施，在服役期内不应出现消能部件与主体结构发生碰撞的情况。

14.4.18 消能器的设计，应便于检查、维护和替换，设计文件中应注明消能器使用的环境、检查和维护要求。

附录 A 楼盖结构竖向振动加速度计算

A.0.1 人行走引起的楼盖振动峰值加速度可按下列公式近似计算：

$$a_p = \frac{F_p}{\beta w} g \tag{A.0.1-1}$$

$$F_p = p_0 e^{-0.35 f_n} \tag{A.0.1-2}$$

式中：

- a_p ——楼盖振动峰值加速度(m/s²)；
- F_p ——接近楼盖结构自振频率时人行走产生的作用力(kN)；
- p_0 ——人们行走产生的作用力(kN)，按表A.0.1采用；
- f_n ——楼盖结构竖向自振频率(Hz)；
- β ——楼盖结构阻尼比，按表A.0.1采用；
- w ——楼盖结构阻抗有效重量(kN)，可按本附录A.0.2条计算；
- g ——重力加速度，取9.8m/s²。

表 A.0.1 人行走作用力及楼盖结构阻尼比

人员活动环境	人员行走作用力 p_0 (kN)	结构阻尼比 β
住宅，办公，教堂	0.3	0.02~0.05
商场	0.3	0.02
室内人行天桥	0.42	0.01~0.02
室外人行天桥	0.42	0.01

注：1 表中阻尼比用于普通钢筋混凝土结构和钢-混凝土组合结构。

2 对住宅、办公建筑，阻尼比0.02可用于无家具和非结构构件情况，如无纸化电子办公区、开敞办公区；阻尼比0.03可用于有家具、非结构构件，带少量可拆卸隔断的情况；阻尼比0.05可用于含全高填充墙的情况。

3 对室内人行天桥，阻尼比0.02可用于天桥带干挂吊顶的情况。

A.0.2 楼盖结构的阻抗有效重量 w 可按下列公式计算：

$$w = \bar{w}BL \tag{A.0.2-1}$$

$$B = CL \tag{A.0.2-2}$$

式中：

- $\bar{w}$ ——楼盖单位面积有效重量(kN/m²)，取恒载和有效分布活荷载之和。楼层有效分布活荷载：对办公建筑可取0.55kN/m²；对住宅可取0.3kN/m²；
- L ——梁跨度(m)；
- B ——楼盖阻抗有效质量的分布宽度(m)；
- C ——垂直于梁跨度方向的楼盖受弯连续性影响系数，对边梁取1，对中间梁取2；

A.0.3 楼盖结构的竖向振动加速度也可采用时程分析方法计算。

附录 B 广东省基本风压与风荷载体型系数

B.0.1 广东省主要城镇的基本风压可按表B.0.1取值。

表 B.0.1 广东省主要城镇的基本风压

市名称	区/县名称	风压 (kN/m ²)		
		n=10	n=50	n=100
广州市*	从化区	0.25	0.45	0.55
	花都区	0.25	0.45	0.55
	增城区	0.30	0.50	0.60
	黄埔区	0.30	0.50	0.65
	番禺区	0.30	0.55	0.70
	南沙区	0.35	0.60	0.70
	其他	0.30	0.50	0.60
深圳市*	光明区	0.35	0.65	0.70
	福田区	0.45	0.75	0.90
	罗湖区	0.45	0.75	0.90
	南山区	0.45	0.75	0.90
	盐田区	0.45	0.75	0.90
	其他	0.45	0.70	0.80
珠海市	香洲区	0.50	0.80	0.95
	金湾区	0.50	0.85	1.00
	斗门区	0.50	0.80	0.95
	横琴岛	0.50	0.85	1.00
佛山市	顺德区	0.30	0.60	0.70
	其他	0.30	0.50	0.60
韶关市	乐昌市	0.20	0.30	0.35
	南雄市	0.20	0.30	0.35
	仁化县	0.20	0.30	0.35
	始兴县	0.20	0.30	0.35
	翁源县	0.20	0.30	0.35
	新丰县	0.20	0.35	0.45
	乳源瑶族自治县	0.20	0.30	0.35
	其他	0.20	0.35	0.45
湛江市*	雷州市	0.45	0.75	0.90
	廉江市	0.35	0.65	0.75
	吴川市	0.50	0.80	0.95
	遂溪县	0.45	0.75	0.90
	徐闻县	0.45	0.75	0.90

市名称	区/县名称	风压 (kN/m ²)		
		n=10	n=50	n=100
	东海岛	0.65	0.90	1.05
	南三岛	0.50	0.85	1.00
	磁洲岛	0.75	0.95	1.10
	其他	0.50	0.80	0.95
肇庆市	高要区	0.30	0.50	0.60
	四会市	0.25	0.40	0.50
	广宁县	0.20	0.30	0.35
	德庆县	0.20	0.30	0.35
	封开县	0.20	0.30	0.35
	怀集县	0.20	0.30	0.35
	其他	0.30	0.50	0.60
江门市	台山市	0.35	0.60	0.65
	开平市	0.35	0.60	0.75
	鹤山市	0.35	0.55	0.65
	上川岛	0.75	1.05	1.20
	下川岛	0.75	0.95	1.10
	恩平市	0.30	0.60	0.70
	其他	0.35	0.60	0.65
茂名市	高州市	0.35	0.60	0.70
	信宜市	0.35	0.60	0.70
	化州市	0.35	0.65	0.75
	电白区	0.45	0.70	0.80
	其他	0.35	0.65	0.70
汕尾市	陆河县	0.30	0.50	0.60
	海丰县	0.45	0.75	0.90
	陆丰市	0.45	0.75	0.90
	其他	0.50	0.85	1.00
惠州市	惠东县	0.35	0.60	0.70
	惠阳区	0.35	0.60	0.70
	博罗县	0.30	0.50	0.60
	龙门县	0.20	0.35	0.45
	其他	0.35	0.55	0.60
梅州市	兴宁市	0.20	0.30	0.35
	梅县区	0.20	0.30	0.35
	平远县	0.20	0.30	0.35
	蕉岭县	0.20	0.30	0.35

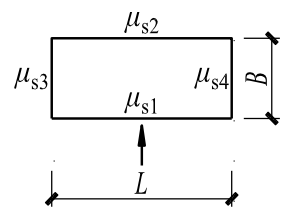
市名称	区/县名称	风压 (kN/m ²)		
		n=10	n=50	n=100
	大埔县	0.25	0.40	0.45
	丰顺县	0.25	0.40	0.45
	五华县	0.20	0.30	0.35
	其他	0.20	0.30	0.35
汕头市	南澳县	0.50	0.80	0.95
	濠江区	0.50	0.85	1.00
	其他	0.50	0.80	0.95
河源市	东源县	0.20	0.30	0.35
	和平县	0.20	0.30	0.35
	龙川县	0.20	0.30	0.35
	紫金县	0.20	0.30	0.35
	连平县	0.20	0.30	0.35
	其他	0.20	0.30	0.35
阳江市	阳春市	0.30	0.55	0.60
	阳东区	0.35	0.65	0.80
	阳西县	0.40	0.70	0.80
	海陵岛	0.50	0.80	0.95
	其他	0.45	0.75	0.90
清远市	英德市	0.20	0.30	0.35
	连州市	0.20	0.30	0.35
	佛冈县	0.20	0.30	0.35
	阳山县	0.20	0.30	0.35
	连南瑶族自治县	0.20	0.30	0.35
	清新区	0.20	0.30	0.35
	连山壮族瑶族自治县	0.20	0.30	0.35
	其他	0.20	0.30	0.35
东莞市*	沙田镇	0.35	0.60	0.75
	长安镇	0.35	0.65	0.80
	虎门镇	0.35	0.65	0.80
	凤岗镇	0.35	0.65	0.80
中山市*	石岐街道	0.35	0.65	0.80
	小榄镇	0.30	0.60	0.70
	坦洲镇	0.50	0.80	0.95
潮州市	饶平县	0.40	0.70	0.85
	潮安区	0.45	0.75	0.90
	其他	0.35	0.65	0.75

市名称	区/县名称	风压（kN/m ² ）		
		n=10	n=50	n=100
揭阳市	普宁市	0.35	0.65	0.75
	揭东区	0.35	0.65	0.75
	揭西县	0.30	0.50	0.60
	惠来县	0.45	0.75	0.90
	其他	0.35	0.65	0.75
云浮市	罗定市	0.20	0.30	0.35
	新兴县	0.25	0.45	0.50
	郁南县	0.20	0.30	0.35
	云安区	0.20	0.35	0.45
	其他	0.20	0.35	0.45

- 注：1 带“*”的城市应根据广东省标准《建筑结构荷载规范》DBJ/T 15-101 附录给出的基本风压分布图确定基本风压。
- 2 海岛及沿海区域基本风压宜根据实际位置结合本表与广东省标准《建筑结构荷载规范》DBJ/T 15-101 附录的基本风压分布图对照确定，且不应小于本表规定的取值。

B.0.2 风荷载体型系数应根据建筑物平面形状按下列规定采用：

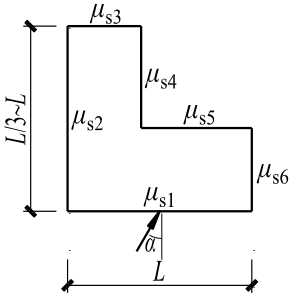
1 矩形平面



μ_{s1}	μ_{s2}	μ_{s3}	μ_{s4}
0.80	$-(0.48 + 0.03 \frac{H}{L})$	-0.60	-0.60

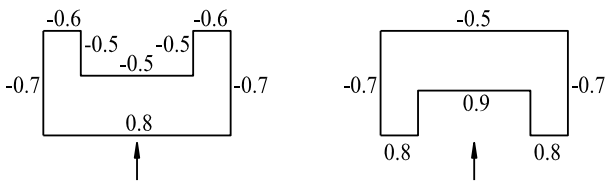
注：H为房屋高度

2 L形平面



$\alpha \backslash \mu_s$	μ_{s1}	μ_{s2}	μ_{s3}	μ_{s4}	μ_{s5}	μ_{s6}
0°	0.80	-0.70	-0.60	-0.50	-0.50	-0.60
45°	0.50	0.50	-0.80	-0.70	-0.70	-0.80
225°	-0.60	-0.60	0.30	0.90	0.90	0.30

3 槽形平面



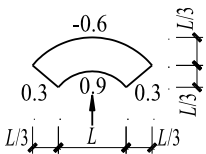
4 正多边形平面、圆形平面



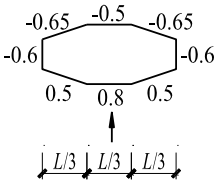
1) $\mu_s = 0.8 + 12/\sqrt{n}$ (n为边数) ；

2) 当圆形高层建筑表面较粗糙时， $\mu_s = 0.8$ 。

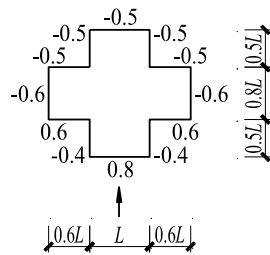
5 扇形平面



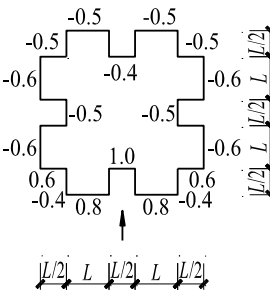
6 梭形平面



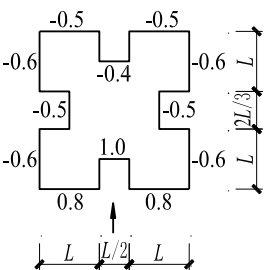
7 十字形平面



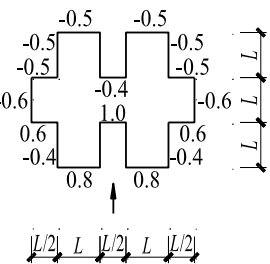
8 井字形平面



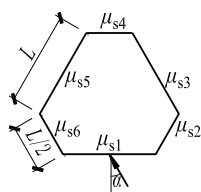
9 X形平面



10 卅形平面

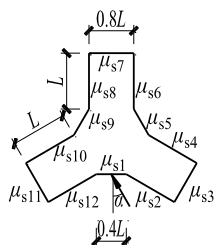


11 六角形平面



$\mu_s \backslash \alpha$	μ_{s1}	μ_{s2}	μ_{s3}	μ_{s4}	μ_{s5}	μ_{s6}
0°	0.80	-0.45	-0.50	-0.60	-0.50	-0.45
30°	0.70	0.40	-0.55	-0.50	-0.55	-0.55

12 Y形平面



$\mu_s \backslash \alpha$	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°
μ_{s1}	1.05	1.05	1.00	0.95	0.90	0.50	-0.15
μ_{s2}	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.40	-0.10
μ_{s3}	-0.70	-0.10	0.30	0.50	0.70	0.85	0.95
μ_{s4}	-0.50	-0.50	-0.55	-0.60	-0.75	-0.40	-0.10
μ_{s5}	-0.50	-0.55	-0.60	-0.65	-0.75	-0.45	-0.15
μ_{s6}	-0.55	-0.55	-0.60	-0.70	-0.65	-0.15	-0.35
μ_{s7}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55
μ_{s8}	-0.55	-0.55	-0.55	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
μ_{s9}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
μ_{s10}	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
μ_{s11}	-0.70	-0.60	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55

α μ_s	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°
μ_{s12}	1.00	0.95	0.90	0.80	0.75	0.65	0.35

附录 C 时域显式随机模拟法

C.1 地震动功率谱和人工模拟地震波

C.1.1 与本标准第 4.3.9 条规定的地震影响系数曲线等价的平稳地震动功率谱按下式确定：

$$S(f) = \begin{cases} \beta_1 e^{(\beta_2 f)} \alpha_{\max}^2 & 0 < f < \frac{1}{T_D} \\ \frac{\beta_3 f \alpha_{\max}^2}{\beta_4 - \ln f} & \frac{1}{T_D} \leq f < \frac{1}{T_g} \\ \frac{\beta_5 \alpha_{\max}^2}{f(\beta_6 - \ln f)} & \frac{1}{T_g} \leq f < 10\text{Hz} \\ \left(\frac{\beta_7}{f^2} + \frac{\beta_8}{f} + \beta_9 \right) \frac{\alpha_{\max}^2}{(\beta_{10} - \ln f) f} & f \geq 10\text{Hz} \end{cases} \quad (\text{C.1.1})$$

式中： $S(f)$ ——平稳地震动功率谱（ m^2/s^3 ）；

f ——频率（Hz）；

$\alpha_{\max}$ ——水平地震影响系数最大值，按表 4.3.8-1~4.3.8-3 采用；

T_g ——地震影响系数曲线的特征周期（s），按表 4.3.8-4 采用；

T_D ——曲线下降段拐点，取 3.5s。

$\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4, \beta_5, \beta_6, \beta_7, \beta_8, \beta_9, \beta_{10}$ ——功率谱系数，按表 C.1.1 采用。

表 C.1.1 功率谱系数 $\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4, \beta_5, \beta_6, \beta_7, \beta_8, \beta_9, \beta_{10}$ 取值

阻尼比	场地类别	设计地震分组	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5	β_6	β_7	β_8	β_9	β_{10}
0.030	I ₀	第一组	4.721E-05	17.464	-0.008	-1.640	-0.025	1.323	-19.545	1.402	-0.091	-0.623
		第二组	7.424E-05	17.441	-0.013	-1.656	-0.111	-0.194	-10.107	0.711	-0.055	0.552
		第三组	1.464E-04	17.421	-0.027	-1.659	-0.101	-0.180	-15.260	0.990	-0.066	-0.271
	I ₁	第一组	7.424E-05	17.441	-0.013	-1.656	-0.111	-0.194	-10.107	0.711	-0.055	0.552
		第二组	1.464E-04	17.421	-0.027	-1.659	-0.101	-0.180	-15.260	0.990	-0.066	-0.271
		第三组	3.016E-04	17.391	-0.059	-1.713	-0.104	-0.412	-13.298	0.800	-0.053	-0.091
	II	第一组	1.679E-04	16.008	-0.025	-1.755	-0.104	-0.347	-19.746	1.212	-0.081	-1.303
		第二组	3.394E-04	15.983	-0.054	-1.812	-0.107	-0.589	-12.282	0.689	-0.050	-0.203
		第三组	7.232E-04	15.775	-0.113	-1.871	-0.097	-0.570	-17.423	0.860	-0.058	-1.395
	III	第一组	2.785E-04	14.996	-0.041	-1.963	-0.074	-0.125	-6.432	0.295	-0.034	0.586
		第二组	6.027E-04	14.798	-0.089	-2.000	-0.100	-0.719	-20.473	0.877	-0.064	-2.457
		第三组	1.141E-03	15.043	-0.196	-2.227	-0.096	-0.793	-13.052	0.406	-0.039	-1.262

阻尼比	场地类别	设计地震分组	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5	β_6	β_7	β_8	β_9	β_{10}
	IV	第一组	5.482E-04	14.357	-0.081	-2.123	-0.097	-0.816	-14.643	0.421	-0.049	-2.021
		第二组	9.378E-04	14.458	-0.140	-2.138	-0.098	-0.963	-13.535	0.309	-0.042	-1.974
		第三组	1.586E-03	14.427	-0.252	-2.214	-0.099	-1.099	-14.282	0.283	-0.038	-2.316
0.035	I ₀	第一组	3.731E-05	18.204	-0.009	-1.687	-0.019	1.416	-44.514	3.268	-0.184	-3.458
		第二组	5.871E-05	18.179	-0.014	-1.702	-0.116	-0.190	-4.900	0.402	-0.039	1.363
		第三组	1.166E-04	18.133	-0.028	-1.684	-0.104	-0.170	-14.948	1.031	-0.067	-0.031
	I ₁	第一组	5.871E-05	18.179	-0.014	-1.702	-0.116	-0.190	-4.900	0.402	-0.039	1.363
		第二组	1.166E-04	18.133	-0.028	-1.684	-0.104	-0.170	-14.948	1.031	-0.067	-0.031
		第三组	2.405E-04	18.099	-0.060	-1.734	-0.107	-0.405	-29.791	1.917	-0.102	-2.204
	II	第一组	1.835E-04	15.552	-0.026	-1.826	-0.111	-0.386	-9.492	0.505	-0.049	0.238
		第二组	3.080E-04	16.328	-0.057	-1.873	-0.112	-0.597	-25.484	1.464	-0.090	-2.284
		第三组	6.100E-04	16.301	-0.117	-1.914	-0.098	-0.547	-12.267	-0.956	-0.003	-3.297
	III	第一组	2.511E-04	15.305	-0.043	-2.042	-0.110	-0.647	-9.585	-0.984	-0.013	-2.834
		第二组	5.309E-04	15.265	-0.112	-2.442	-0.104	-0.713	-16.036	0.676	-0.053	-1.360
		第三组	1.047E-03	15.295	-0.182	-2.081	-0.099	-0.794	-20.628	0.761	-0.057	-2.672
	IV	第一组	4.907E-04	14.734	-0.087	-2.221	-0.100	-0.804	-43.861	1.548	-0.122	-8.676
		第二组	8.554E-04	14.739	-0.150	-2.227	-0.102	-0.959	-13.576	0.312	-0.041	-1.797
		第三组	1.451E-03	14.698	-0.269	-2.302	-0.104	-1.119	-24.070	0.616	-0.058	-4.614
0.040	I ₀	第一组	2.928E-05	18.978	-0.009	-1.733	-0.020	1.413	-10.065	-0.950	-0.028	-2.019
		第二组	4.983E-05	18.736	-0.015	-1.750	-0.118	-0.176	-17.643	1.380	-0.086	-0.058
		第三组	9.931E-05	18.677	-0.028	-1.714	-0.106	-0.146	-6.220	0.474	-0.040	1.209
	I ₁	第一组	4.983E-05	18.736	-0.015	-1.750	-0.118	-0.176	-17.643	1.380	-0.086	-0.058
		第二组	9.931E-05	18.677	-0.028	-1.714	-0.106	-0.146	-6.220	0.474	-0.040	1.209
		第三组	2.058E-04	18.627	-0.062	-1.776	-0.108	-0.386	-19.226	1.292	-0.073	-0.551
	II	第一组	1.450E-04	16.411	-0.027	-1.867	-0.111	-0.342	-3.798	0.232	-0.032	1.314
		第二组	2.753E-04	16.676	-0.060	-1.938	-0.114	-0.584	-23.659	1.386	-0.086	-1.816
		第三组	5.466E-04	16.638	-0.122	-1.966	-0.100	-0.551	-42.130	2.269	-0.120	-5.142
	III	第一组	2.561E-04	15.239	-0.047	-2.160	-0.084	-0.203	-18.040	0.842	-0.073	-1.623
		第二组	4.946E-04	15.591	-0.101	-2.190	-0.107	-0.716	-15.394	0.653	-0.054	-1.189
		第三组	9.600E-04	15.559	-0.189	-2.139	-0.101	-0.791	-22.704	0.892	-0.062	-2.868
	IV	第一组	4.522E-04	15.054	-0.094	-2.339	-0.103	-0.803	-11.679	-0.938	-0.015	-3.771
		第二组	7.847E-04	15.007	-0.159	-2.305	-0.103	-0.940	-32.694	0.977	-0.085	-6.286
		第三组	1.333E-03	14.962	-0.287	-2.400	-0.106	-1.118	-9.225	-1.582	0.017	-4.596
0.045	I ₀	第一组	2.408E-05	19.685	-0.010	-1.788	-0.021	1.416	-11.606	-0.740	-0.036	-1.937
		第二组	3.812E-05	19.636	-0.015	-1.798	-0.119	-0.148	-17.016	1.410	-0.086	0.177

阻尼比	场地类别	设计地震分组	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5	β_6	β_7	β_8	β_9	β_{10}
	I ₁	第三组	7.655E-05	19.550	-0.029	-1.744	-0.106	-0.118	-19.069	1.453	-0.085	-0.217
		第一组	3.812E-05	19.636	-0.015	-1.798	-0.119	-0.148	-17.016	1.410	-0.086	0.177
		第二组	7.655E-05	19.550	-0.029	-1.744	-0.106	-0.118	-19.069	1.453	-0.085	-0.217
		第三组	1.597E-04	19.472	-0.064	-1.807	-0.108	-0.361	-101.307	7.082	-0.318	-10.518
	II	第一组	1.189E-04	17.069	-0.028	-1.917	-0.112	-0.307	-23.122	1.563	-0.098	-1.273
		第二组	2.354E-04	17.139	-0.062	-1.983	-0.114	-0.553	-22.250	1.361	-0.082	-1.386
		第三组	4.696E-04	17.086	-0.125	-1.999	-0.099	-0.518	-38.864	2.173	-0.111	-4.229
	III	第一组	2.364E-04	15.475	-0.049	-2.246	-0.118	-0.671	-16.736	0.800	-0.070	-1.272
		第二组	4.529E-04	15.866	-0.107	-2.276	-0.107	-0.698	-36.641	1.767	-0.112	-4.940
		第三组	8.800E-04	15.833	-0.196	-2.189	-0.101	-0.778	-10.139	-1.293	0.010	-3.505
	IV	第一组	4.151E-04	15.320	-0.099	-2.440	-0.103	-0.769	-21.018	0.744	-0.068	-2.933
		第二组	7.208E-04	15.273	-0.167	-2.383	-0.105	-0.927	-23.210	0.677	-0.063	-3.799
		第三组	1.194E-03	15.319	-0.301	-2.477	-0.107	-1.098	-10.162	-1.056	0.008	-3.440
0.050	I ₀	第一组	1.800E-05	20.686	-0.010	-1.837	-0.103	0.305	-2.829	0.393	-0.039	1.827
		第二组	2.873E-05	20.604	-0.016	-1.862	-0.119	-0.105	0.500	0.047	-0.023	2.066
		第三组	5.787E-05	20.509	-0.030	-1.775	-0.105	-0.083	-17.378	1.388	-0.080	0.107
	I ₁	第一组	2.873E-05	20.604	-0.016	-1.862	-0.119	-0.105	0.500	0.047	-0.023	2.066
		第二组	5.787E-05	20.509	-0.030	-1.775	-0.105	-0.083	-17.378	1.388	-0.080	0.107
		第三组	1.223E-04	20.381	-0.065	-1.825	-0.108	-0.338	-14.614	1.090	-0.061	0.323
	II	第一组	1.061E-04	17.438	-0.029	-1.970	-0.111	-0.270	-15.052	1.066	-0.072	-0.052
		第二组	2.080E-04	17.553	-0.064	-2.041	-0.113	-0.519	-62.660	3.998	-0.204	-7.002
		第三组	4.158E-04	17.497	-0.129	-2.056	-0.098	-0.496	-39.165	2.278	-0.113	-4.016
	III	第一组	1.949E-04	16.206	-0.051	-2.325	-0.114	-0.585	-23.235	1.332	-0.090	-1.916
		第二组	4.144E-04	16.153	-0.112	-2.361	-0.107	-0.673	-35.852	1.800	-0.111	-4.549
		第三组	7.632E-04	16.312	-0.201	-2.231	-0.099	-0.733	-12.284	-0.890	0.003	-3.079
	IV	第一组	3.814E-04	15.588	-0.105	-2.546	-0.104	-0.752	-27.492	1.053	-0.086	-4.162
		第二组	6.645E-04	15.530	-0.176	-2.473	-0.105	-0.903	-12.459	-1.176	-0.003	-4.379
		第三组	1.096E-03	15.595	-0.317	-2.568	-0.106	-1.078	-13.818	-0.880	0.002	-4.076
0.055	I ₀	第一组	1.241E-05	21.903	-0.010	-1.889	-0.024	1.410	-9.259	1.021	-0.066	1.347
		第二组	2.112E-05	21.679	-0.016	-1.918	-0.118	-0.059	-34.342	2.950	-0.155	-1.318
		第三组	4.281E-05	21.562	-0.030	-1.799	-0.103	-0.039	-24.912	2.039	-0.108	-0.572
	I ₁	第一组	2.112E-05	21.679	-0.016	-1.918	-0.118	-0.059	-34.342	2.950	-0.155	-1.318
		第二组	4.281E-05	21.562	-0.030	-1.799	-0.103	-0.039	-24.912	2.039	-0.108	-0.572
		第三组	9.159E-05	21.385	-0.065	-1.842	-0.104	-0.282	-12.394	-1.432	0.009	-3.210
	II	第一组	8.779E-05	18.058	-0.030	-2.024	-0.110	-0.227	-43.918	3.200	-0.172	-3.532

阻尼比	场地类别	设计地震分组	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5	β_6	β_7	β_8	β_9	β_{10}
		第二组	1.777E-04	18.030	-0.066	-2.091	-0.110	-0.464	-9.726	-1.791	0.012	-3.686
		第三组	3.570E-04	17.957	-0.133	-2.103	-0.096	-0.459	-63.658	3.922	-0.176	-7.215
	III	第一组	1.782E-04	16.496	-0.054	-2.410	-0.113	-0.544	-23.052	1.369	-0.091	-1.752
		第二组	3.802E-04	16.431	-0.117	-2.448	-0.107	-0.653	-39.639	2.075	-0.123	-5.007
		第三组	6.959E-04	16.622	-0.207	-2.281	-0.098	-0.713	-13.415	-1.024	0.007	-3.598
	IV	第一组	3.501E-04	15.870	-0.111	-2.645	-0.104	-0.719	-36.185	1.468	-0.109	-5.846
		第二组	6.106E-04	15.812	-0.183	-2.553	-0.104	-0.873	-11.316	-1.227	0.001	-4.074
		第三组	1.006E-03	15.882	-0.332	-2.656	-0.106	-1.059	-13.128	-0.892	0.004	-3.847
0.060	I ₀	第一组	8.311E-06	23.235	-0.011	-1.951	-0.025	1.404	-4.456	0.618	-0.048	1.799
		第二组	1.401E-05	23.062	-0.017	-1.973	-0.036	1.054	-29.351	2.643	-0.139	-0.653
		第三组	3.050E-05	22.777	-0.031	-1.825	-0.101	0.007	-35.246	2.935	-0.145	-1.506
	I ₁	第一组	1.401E-05	23.062	-0.017	-1.973	-0.036	1.054	-29.351	2.643	-0.139	-0.653
		第二组	3.050E-05	22.777	-0.031	-1.825	-0.101	0.007	-35.246	2.935	-0.145	-1.506
		第三组	6.627E-05	22.541	-0.067	-1.874	-0.101	-0.238	-15.122	1.247	-0.065	0.497
	II	第一组	7.673E-05	18.535	-0.031	-2.090	-0.108	-0.189	-26.570	2.043	-0.114	-1.176
		第二组	1.524E-04	18.496	-0.068	-2.150	-0.109	-0.435	-25.348	1.765	-0.094	-1.309
		第三组	3.076E-04	18.406	-0.136	-2.151	-0.093	-0.419	-13.967	-1.002	0.007	-3.193
	III	第一组	1.629E-04	16.791	-0.056	-2.506	-0.112	-0.504	-37.572	2.321	-0.139	-3.852
		第二组	3.220E-04	17.020	-0.122	-2.532	-0.104	-0.601	-11.560	-1.051	-0.001	-3.077
		第三组	6.336E-04	16.943	-0.214	-2.346	-0.096	-0.688	-13.269	-0.942	0.006	-3.383
	IV	第一组	3.209E-04	16.164	-0.116	-2.760	-0.102	-0.684	-6.249	-1.821	0.013	-3.756
		第二组	5.375E-04	16.254	-0.188	-2.604	-0.100	-0.813	-11.366	-1.060	0.003	-3.566
		第三组	9.223E-04	16.180	-0.348	-2.752	-0.105	-1.038	-22.051	0.816	-0.051	-2.934
0.065	I ₀	第一组	5.239E-06	24.676	-0.011	-2.012	-0.025	1.404	-47.773	4.547	-0.223	-1.794
		第二组	8.727E-06	24.562	-0.017	-2.028	-0.110	0.080	-26.159	2.472	-0.129	-0.201
		第三组	1.870E-05	24.360	-0.031	-1.838	-0.063	0.481	-24.005	2.125	-0.108	-0.209
	I ₁	第一组	8.727E-06	24.562	-0.017	-2.028	-0.110	0.080	-26.159	2.472	-0.129	-0.201
		第二组	1.870E-05	24.360	-0.031	-1.838	-0.063	0.481	-24.005	2.125	-0.108	-0.209
		第三组	4.325E-05	24.004	-0.067	-1.879	-0.097	-0.176	-12.887	-1.172	0.005	-2.777
	II	第一组	6.272E-05	19.214	-0.032	-2.137	-0.106	-0.141	-28.996	2.337	-0.124	-1.240
		第二组	1.301E-04	18.983	-0.070	-2.201	-0.117	-0.524	-19.370	1.409	-0.077	-0.416
		第三组	2.652E-04	18.858	-0.140	-2.196	-0.090	-0.380	-14.496	-0.923	0.007	-3.145
	III	第一组	1.356E-04	17.452	-0.058	-2.584	-0.107	-0.421	-11.327	-1.366	-0.006	-3.522
		第二组	2.925E-04	17.353	-0.127	-2.635	-0.102	-0.572	-22.379	1.311	-0.075	-1.576
		第三组	5.783E-04	17.259	-0.221	-2.404	-0.095	-0.668	-13.953	-1.045	0.010	-3.741

阻尼比	场地类别	设计地震分组	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5	β_6	β_7	β_8	β_9	β_{10}
0.070	IV	第一组	2.948E-04	16.456	-0.122	-2.883	-0.101	-0.654	-10.959	-1.377	-0.003	-4.171
		第二组	4.898E-04	16.583	-0.196	-2.688	-0.098	-0.782	-12.258	-0.970	0.001	-3.630
		第三组	8.431E-04	16.500	-0.389	-3.003	-0.103	-1.014	-26.982	1.150	-0.063	-3.736
	I ₀	第一组	2.970E-06	26.845	-0.011	-2.080	-0.025	1.400	-9.707	1.204	-0.072	1.514
		第二组	5.000E-06	26.551	-0.018	-2.104	-0.107	0.146	2.273	-0.074	-0.018	2.259
		第三组	1.087E-05	26.157	-0.031	-1.844	-0.093	0.123	-7.056	-2.176	0.013	-3.284
	I ₁	第一组	5.000E-06	26.551	-0.018	-2.104	-0.107	0.146	2.273	-0.074	-0.018	2.259
		第二组	1.087E-05	26.157	-0.031	-1.844	-0.093	0.123	-7.056	-2.176	0.013	-3.284
		第三组	2.647E-05	25.731	-0.067	-1.886	-0.093	-0.123	-11.570	1.055	-0.056	1.026
	II	第一组	5.138E-05	19.882	-0.033	-2.197	-0.103	-0.088	-31.732	2.660	-0.136	-1.348
		第二组	1.196E-04	18.933	-0.071	-2.233	-0.100	-0.309	-16.317	1.237	-0.068	0.053
		第三组	2.268E-04	19.343	-0.143	-2.248	-0.086	-0.328	-24.964	1.759	-0.079	-1.119
	III	第一组	1.222E-04	17.822	-0.061	-2.691	-0.104	-0.375	-20.946	1.467	-0.086	-0.894
		第二组	2.504E-04	17.889	-0.133	-2.739	-0.099	-0.523	-13.469	-0.490	-0.013	-2.406
		第三组	5.267E-04	17.592	-0.226	-2.457	-0.092	-0.634	-8.934	0.454	-0.031	0.446
	IV	第一组	2.700E-04	16.769	-0.129	-3.012	-0.099	-0.618	-16.139	-1.298	-0.013	-5.559
		第二组	4.442E-04	16.940	-0.203	-2.768	-0.097	-0.754	-12.901	-1.108	0.005	-4.118
		第三组	7.473E-04	16.916	-0.376	-2.926	-0.100	-0.977	-9.191	-1.806	0.042	-4.476

C.1.2 考虑地震动的非平稳随机过程特性，地面运动加速度时程（即人工模拟地震波）按下列公式生成：

$$a_j(t) = g(t)x_j(t) \quad (j=1, 2, \dots, M) \quad (\text{C.1.2-1})$$

$$g(t) = \begin{cases} (t/t_a)^2 & 0 \leq t < t_a \\ 1 & t_a \leq t < t_b \\ e^{-c(t-t_b)} & t \geq t_b \end{cases} \quad (\text{C.1.2-2})$$

$$x_j(t) = \sum_{k=1}^N A_k \cos(2\pi f_k t + \phi_{k,j}) \quad (k=1, 2, \dots, N) \quad (\text{C.1.2-3})$$

$$A_k = 2[2\pi S(f_k)\Delta f]^{1/2} \quad (\text{C.1.2-4})$$

$$f_k = f_{\min} + (k-0.5)\Delta f \quad (\text{C.1.2-5})$$

$$\Delta f = \frac{f_{\max} - f_{\min}}{N} \quad (\text{C.1.2-6})$$

式中： M ——地面运动加速度时程样本数， $M \geq 500$ ；

- $a_j(t)$ ——第 j 个地面运动加速度时程样本 (m/s^2);
- $g(t)$ ——均匀调制函数, 反映地震动的非平稳特性;
- t_b, t_c, c ——均匀调制函数参数, 按表 C.1.2 采用;
- $S(f)$ ——平稳地震动 $X(t)$ 的功率谱 (m^2/s^3), 按公式 (C.1.1) 确定;
- $x_j(t)$ ——平稳地震动 $X(t)$ 的第 j 个样本 (m/s^2);
- $A_k, f_k, \phi_{k,j}$ ——第 k 个谐波分量的幅值 (m/s^2), 频率 (Hz), 相位角。其中, $\phi_{k,j}$ 为服从 $[0, 2\pi]$ 均匀分布的随机数;
- $N, f_{\max}, f_{\min}, \Delta f$ ——频率划分段数, 截断最大频率 (Hz), 截断最小频率 (Hz), 谐波分量的频率间隔 (Hz)。一般取 $N=1500$, $f_{\max}=30\text{Hz}$, $f_{\min}=0.05\text{Hz}$ 。

表 C.1.2 均匀调制函数参数值

场地类别	t_a (s)	t_b (s)	c
I ₀	0.5	5.5	0.45
I ₁	0.5	5.5	0.45
II	0.8	7	0.35
III	1.2	9	0.25
IV	1.6	12	0.15

C.2 线性时域显式随机模拟法

C.2.1 在地面运动加速度时程 $a(t)$ 作用下, 弹性结构在时刻 t_i 的状态向量按下列公式计算:

$$\mathbf{V}_i = \mathbf{A}_{i,0}a_0 + \mathbf{A}_{i,1}a_1 + \mathbf{L} + \mathbf{A}_{i,i}a_i \quad (i=1, 2, \text{L}, n) \quad (\text{C.2.1-1})$$

$$\left. \begin{aligned} t_i &= i\Delta t \\ \Delta t &= T_d / n \end{aligned} \right\} \quad (\text{C.2.1-2})$$

- 式中:
- T_d ——地震波持续时间, T_d 不小于结构基本自振周期的 5 倍和 15s 的较大值;
- n ——时程分析步数;
- Δt ——时间步长, 一般取 0.01s 或 0.02s;
- $\mathbf{V}_i$ ——表示 $\mathbf{V}(t_i) = \left[\mathbf{Y}(t_i)^T \quad \dot{\mathbf{Y}}(t_i)^T \right]^T$, $\mathbf{V}$ 是弹性结构状态向量, $\mathbf{Y}$ 和 $\dot{\mathbf{Y}}$ 分别是弹性结构节点位移和速度向量;
- a_0, a_1, L, a_i ——表示 $a(0), a(t_1), \text{L}, a(t_i)$, 为各时刻地面运动加速度, 按公式 (C.1.2-1) 确定;
- $\mathbf{A}_{i,0}, \mathbf{A}_{i,1}, \text{L}, \mathbf{A}_{i,i}$ ——相应于 $\mathbf{V}_i$ 的各时刻地面运动加速度的系数向量, 按下列公式计算:

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{A}_{1,0} &= \mathbf{Q}_1, \mathbf{A}_{i,0} = \mathbf{T}\mathbf{A}_{i-1,0} \quad (2 \leq i \leq n) \\ \mathbf{A}_{1,1} &= \mathbf{Q}_2, \mathbf{A}_{2,1} = \mathbf{T}\mathbf{Q}_2 + \mathbf{Q}_1, \mathbf{A}_{i,1} = \mathbf{T}\mathbf{A}_{i-1,1} \quad (3 \leq i \leq n) \\ \mathbf{A}_{i,j} &= \mathbf{A}_{i-1,j-1} \quad (2 \leq j \leq i \leq n) \end{aligned} \right\} \quad (\text{C.2.1-3})$$

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{T} &= \begin{bmatrix} \mathbf{H}_{11} & \mathbf{H}_{12} \\ \mathbf{H}_{21} & \mathbf{H}_{22} \end{bmatrix}, \quad \mathbf{Q}_1 = \begin{bmatrix} \mathbf{R}_1 \\ \mathbf{R}_3 \end{bmatrix} \mathbf{L}, \quad \mathbf{Q}_2 = \begin{bmatrix} \mathbf{R}_2 \\ \mathbf{R}_4 \end{bmatrix} \mathbf{L} \\ \mathbf{L} &= -\mathbf{M}\mathbf{E} \\ \mathbf{H}_{11} &= \hat{\mathbf{K}}^{-1}(\hat{\mathbf{S}}_1 - \hat{\mathbf{S}}_3 \mathbf{M}^{-1} \mathbf{K}) \\ \mathbf{H}_{12} &= \hat{\mathbf{K}}^{-1}(\hat{\mathbf{S}}_2 - \hat{\mathbf{S}}_3 \mathbf{M}^{-1} \mathbf{C}) \\ \mathbf{H}_{21} &= \alpha_3(\mathbf{H}_{11} - \mathbf{I}) + \alpha_5 \mathbf{M}^{-1} \mathbf{K} \\ \mathbf{H}_{22} &= \alpha_3 \mathbf{H}_{12} - \alpha_4 \mathbf{I} + \alpha_5 \mathbf{M}^{-1} \mathbf{C} \\ \mathbf{R}_1 &= \hat{\mathbf{K}}^{-1} \hat{\mathbf{S}}_3 \mathbf{M}^{-1} \\ \mathbf{R}_2 &= \hat{\mathbf{K}}^{-1} \\ \mathbf{R}_3 &= \alpha_3 \mathbf{R}_1 - \alpha_5 \mathbf{M}^{-1} \\ \mathbf{R}_4 &= \alpha_3 \mathbf{R}_2 \\ \hat{\mathbf{K}} &= \mathbf{K} + \alpha_0 \mathbf{M} + \alpha_3 \mathbf{C} \\ \hat{\mathbf{S}}_1 &= \alpha_0 \mathbf{M} + \alpha_3 \mathbf{C} \\ \hat{\mathbf{S}}_2 &= \alpha_1 \mathbf{M} + \alpha_4 \mathbf{C} \\ \hat{\mathbf{S}}_3 &= \alpha_2 \mathbf{M} + \alpha_5 \mathbf{C} \\ \alpha_0 &= 1 / (\beta \Delta t^2) \\ \alpha_1 &= 1 / (\beta \Delta t) \\ \alpha_2 &= 1 / (2\beta) - 1 \\ \alpha_3 &= \gamma / (\beta \Delta t) \\ \alpha_4 &= \gamma / \beta - 1 \\ \alpha_5 &= (\gamma / \beta - 2) \Delta t / 2 \end{aligned} \right\} \quad (\text{C.2.1-4})$$

式中： $\mathbf{M}, \mathbf{C}, \mathbf{K}$ ——结构质量矩阵，阻尼矩阵，刚度矩阵；

$\mathbf{I}, \mathbf{E}$ ——单位矩阵，惯性力定位向量；

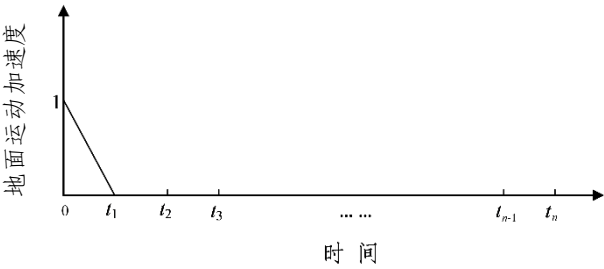
γ, β ——Newmark- β 数值积分法的积分参数，分别取 0.5 和 0.25。

C.2.2 公式 (C.2.1-1) 中各时刻地面运动加速度的系数向量如表C.2.2所示。其中，第一列系数向量 $\mathbf{A}_{1,0}, \mathbf{A}_{2,0}, \mathbf{L}, \mathbf{A}_{n,0}$ 为图C.2.2(a)所示半三角单位脉冲地面运动加速度作用下，时刻 $t_1, t_2, \mathbf{L}, t_n$ 的结构状态向量；第二列系数向量 $\mathbf{A}_{1,1}, \mathbf{A}_{2,1}, \mathbf{L}, \mathbf{A}_{n,1}$ 为图C.2.2(b)所示全三角单位脉冲地面运动加速度作用下，时刻 $t_1, t_2, \mathbf{L}, t_n$ 的结构状态向量。利用已建的结构有限元模型，在通用或专用有限元计算平台上分别进行图C.2.2(a)和图C.2.2(b)所示单位脉冲地面运动加速度作用下的弹性动力时程分析并提取各时刻结构状态

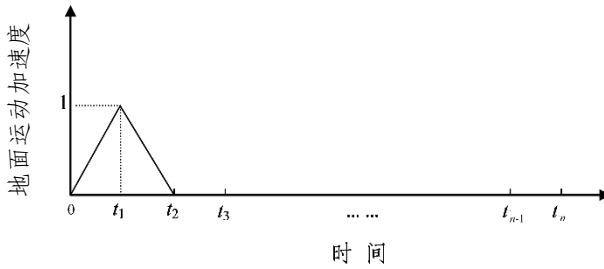
向量，即可得到第一列系数向量 $\mathbf{A}_{i,0} (i=1,2,L,n)$ 和第二列系数向量 $\mathbf{A}_{i,1} (i=1,2,L,n)$ 。其它系数向量按表C.2.2构建。

表 C.2.2 各时刻地面运动加速度的系数向量

响应时刻	系数向量							
	a_0	a_1	a_2	a_3	L	a_{n-2}	a_{n-1}	a_n
t_1	$\mathbf{A}_{1,0}$	$\mathbf{A}_{1,1}$						
t_2	$\mathbf{A}_{2,0}$	$\mathbf{A}_{2,1}$	$\mathbf{A}_{2,2} = \mathbf{A}_{1,1}$					
t_3	$\mathbf{A}_{3,0}$	$\mathbf{A}_{3,1}$	$\mathbf{A}_{3,2} = \mathbf{A}_{2,1}$	$\mathbf{A}_{3,3} = \mathbf{A}_{1,1}$				
L	L	L	L	L	L			
t_{n-2}	$\mathbf{A}_{n-2,0}$	$\mathbf{A}_{n-2,1}$	$\mathbf{A}_{n-2,2} = \mathbf{A}_{n-3,1}$	$\mathbf{A}_{n-2,3} = \mathbf{A}_{n-4,1}$	L	$\mathbf{A}_{n-2,n-2} = \mathbf{A}_{1,1}$		
t_{n-1}	$\mathbf{A}_{n-1,0}$	$\mathbf{A}_{n-1,1}$	$\mathbf{A}_{n-1,2} = \mathbf{A}_{n-2,1}$	$\mathbf{A}_{n-1,3} = \mathbf{A}_{n-3,1}$	L	$\mathbf{A}_{n-1,n-2} = \mathbf{A}_{2,1}$	$\mathbf{A}_{n-1,n-1} = \mathbf{A}_{1,1}$	
t_n	$\mathbf{A}_{n,0}$	$\mathbf{A}_{n,1}$	$\mathbf{A}_{n,2} = \mathbf{A}_{n-1,1}$	$\mathbf{A}_{n,3} = \mathbf{A}_{n-2,1}$	L	$\mathbf{A}_{n,n-2} = \mathbf{A}_{3,1}$	$\mathbf{A}_{n,n-1} = \mathbf{A}_{2,1}$	$\mathbf{A}_{n,n} = \mathbf{A}_{1,1}$



(a)半三角单位脉冲地面运动加速度



(b)全三角单位脉冲地面运动加速度

图 C.2.2 单位脉冲地面运动加速度

C.2.3 在地面运动加速度时程 $a(t)$ 作用下，弹性结构在时刻 t_i 的地震作用效应（包括所关注的节点位移、构件内力和层间剪力等）按下列公式计算：

$$\mathbf{S}_i = \mathbf{A}_{i,0}^s a_0 + \mathbf{A}_{i,1}^s a_1 + L + \mathbf{A}_{i,i}^s a_i \quad (i=1,2,L,n) \tag{C.2.3-1}$$

$$\mathbf{A}_{i,0}^s = \mathbf{qA}_{i,0}, \mathbf{A}_{i,1}^s = \mathbf{qA}_{i,1}, L, \mathbf{A}_{i,i}^s = \mathbf{qA}_{i,i} \tag{C.2.3-2}$$

式中： $\mathbf{S}_i$ ——表示 $\mathbf{S}(t_i)$ ，为时刻 t_i 所关注的结构地震作用效应向量；

a_0, a_1, L, a_i ——见公式（C.2.1-1）；

$\mathbf{A}_{i,0}, \mathbf{A}_{i,1}, L, \mathbf{A}_{i,i}$ ——见公式（C.2.1-1）；

$\mathbf{A}_{i,0}^s, \mathbf{A}_{i,1}^s, L, \mathbf{A}_{i,i}^s$ ——相应于 $\mathbf{S}_i$ 的各时刻地面运动加速度的系数向量；

$\mathbf{q}$ ——由 $\mathbf{V}_i$ 到 $\mathbf{S}_i$ 的转换矩阵。

C.2.4 结构地震作用效应峰值的平均值按下式计算：

$$S_{\text{peak}} = \frac{1}{M} \sum_{j=1}^M \max_{i=1}^n |S_i^j| \quad (\text{C.2.4})$$

式中：
 M ——地面运动加速度时程样本数，见公式（C.1.2-1）；
 S_i^j ——在第 j 个地面运动加速度时程样本 $a_j(t)$ ($j=1, 2, L, M$) 作用下，时刻 t_i 所关注的结构地震作用效应向量，按公式（C.2.3-1）计算。

C.3 非线性时域显式随机模拟法

C.3.1 在地面运动加速度时程 $a(t)$ 作用下，隔震结构在时刻 t_i 的状态向量可以表达为：

$$\mathbf{V}_i = \mathbf{A}_{i,0} \mathbf{F}_0(a_0, \mathbf{V}_{\text{NL},0}) + \mathbf{A}_{i,1} \mathbf{F}_1(a_1, \mathbf{V}_{\text{NL},1}) + \mathbf{L} + \mathbf{A}_{i,i-1} \mathbf{F}_{i-1}(a_{i-1}, \mathbf{V}_{\text{NL},i-1}) + \mathbf{A}_{i,i} \mathbf{F}_i(a_i, \mathbf{V}_{\text{NL},i}) \quad (i=1, 2, L, n) \quad (\text{C.3.1})$$

式中：
 $\mathbf{V}_i$ ——表示 $\mathbf{V}(t_i) = [\mathbf{Y}(t_i)^T \quad \dot{\mathbf{Y}}(t_i)^T]^T$ ， $\mathbf{V}$ 是隔震结构状态向量， $\mathbf{Y}$ 和 $\dot{\mathbf{Y}}$ 分别为隔震结构节点位移和速度向量；

$\mathbf{F}_0, \mathbf{F}_1, \mathbf{L}, \mathbf{F}_i$ ——表示各时刻隔震结构的等效激励向量，由相应时刻的地面运动加速度和非线性隔震支座恢复力组成，后者仅与非线性隔震支座的状态向量有关；

a_0, a_1, L, a_i ——表示 $a(0), a(t_1), L, a(t_i)$ ，为各时刻地面运动加速度，按公式（C.1.2-1）确定；

$\mathbf{V}_{\text{NL},0}, \mathbf{V}_{\text{NL},1}, \mathbf{L}, \mathbf{V}_{\text{NL},i}$ ——表示 $\mathbf{V}_{\text{NL}}(0), \mathbf{V}_{\text{NL}}(t_1), L, \mathbf{V}_{\text{NL}}(t_i)$ ，为各时刻非线性隔震支座的状态向量，非线性隔震支座状态向量 $\mathbf{V}_{\text{NL}}$ 是结构状态向量 $\mathbf{V}$ 的一部分，即 $\mathbf{V}_{\text{NL}} \in \mathbf{V}$ ；

$\mathbf{A}_{i,0}, \mathbf{A}_{i,1}, \mathbf{L}, \mathbf{A}_{i,i}$ ——相应于 $\mathbf{V}_i$ 的各时刻等效激励向量的系数矩阵，按公式（C.2.1-3）和（C.2.1-4）确定，但公式（C.2.1-4）中的 $\mathbf{L}$ 改为 $\mathbf{L} = -[\mathbf{M}\mathbf{E} \quad \mathbf{E}_{\text{NL}}]$ ， $\mathbf{E}$ 是惯性力定位向量， $\mathbf{E}_{\text{NL}}$ 是非线性隔震支座恢复力定位矩阵。

C.3.2 由公式（C.3.1）获得时刻 t_i 非线性隔震支座状态向量的表达式：

$$\mathbf{V}_{\text{NL},i} = \mathbf{A}_{i,0}^{\text{NL}} \mathbf{F}_0(a_0, \mathbf{V}_{\text{NL},0}) + \mathbf{A}_{i,1}^{\text{NL}} \mathbf{F}_1(a_1, \mathbf{V}_{\text{NL},1}) + \mathbf{L} + \mathbf{A}_{i,i-1}^{\text{NL}} \mathbf{F}_{i-1}(a_{i-1}, \mathbf{V}_{\text{NL},i-1}) + \mathbf{A}_{i,i}^{\text{NL}} \mathbf{F}_i(a_i, \mathbf{V}_{\text{NL},i}) \quad (i=1, 2, L, n) \quad (\text{C.3.2})$$

式中： $\mathbf{A}_{i,0}^{\text{NL}}, \mathbf{A}_{i,1}^{\text{NL}}, \mathbf{L}, \mathbf{A}_{i,i}^{\text{NL}}$ ——相应于 $\mathbf{V}_{\text{NL},i}$ 的各时刻等效激励向量的系数矩阵，由公式（C.3.1）中系数矩阵 $\mathbf{A}_{i,0}, \mathbf{A}_{i,1}, \mathbf{L}, \mathbf{A}_{i,i}$ 相应的行组成。

公式（C.3.2）为仅针对非线性隔震支座状态向量 $\mathbf{V}_{\text{NL},i}$ 的降维非线性代数方程组，解之即得 $\mathbf{V}_{\text{NL},i}$ ；

C.3.3 在地面运动加速度时程 $a(t)$ 作用下，隔震结构在时刻 t_i 的地震作用效应（包括所关注的节点位移、构件内力和层间剪力等）按下列公式计算：

$$\mathbf{S}_i = \mathbf{A}_{i,0}^s \mathbf{F}_0(a_0, \mathbf{V}_{\text{NL},0}) + \mathbf{A}_{i,1}^s \mathbf{F}_1(a_1, \mathbf{V}_{\text{NL},1}) + \mathbf{L} + \mathbf{A}_{i,i-1}^s \mathbf{F}_{i-1}(a_{i-1}, \mathbf{V}_{\text{NL},i-1}) + \mathbf{A}_{i,i}^s \mathbf{F}_i(a_i, \mathbf{V}_{\text{NL},i}) \quad (i=1, 2, \text{L}, n) \quad (\text{C.3.3-1})$$

$$\mathbf{A}_{i,0}^s = \mathbf{q} \mathbf{A}_{i,0}, \mathbf{A}_{i,1}^s = \mathbf{q} \mathbf{A}_{i,1}, \mathbf{L}, \mathbf{A}_{i,i}^s = \mathbf{q} \mathbf{A}_{i,i} \quad (\text{C.3.3-2})$$

式中: $\mathbf{S}_i$ ——表示 $\mathbf{S}(t_i)$, 为时刻 t_i 所关注的隔震结构地震作用效应向量;

$\mathbf{F}_0, \mathbf{F}_1, \mathbf{L}, \mathbf{F}_i$ ——见公式 (C.3.1);

$a_0, a_1, \mathbf{L}, a_i$ ——见公式 (C.3.1);

$\mathbf{V}_{\text{NL},0}, \mathbf{V}_{\text{NL},1}, \mathbf{L}, \mathbf{V}_{\text{NL},i}$ ——见公式 (C.3.1), 其中 $\mathbf{V}_{\text{NL},i}$ 由公式 (C.3.2) 迭代求解得到;

$\mathbf{A}_{i,0}, \mathbf{A}_{i,1}, \mathbf{L}, \mathbf{A}_{i,i}$ ——见公式 (C.3.1);

$\mathbf{A}_{i,0}^s, \mathbf{A}_{i,1}^s, \mathbf{L}, \mathbf{A}_{i,i}^s$ ——相应于 $\mathbf{S}_i$ 的各时刻等效激励向量的系数矩阵;

$\mathbf{q}$ ——由 $\mathbf{V}_i$ 到 $\mathbf{S}_i$ 的转换矩阵。

C.3.4 隔震结构地震作用效应峰值的平均值按下式计算:

$$\mathbf{S}_{\text{peak}} = \frac{1}{M} \sum_{j=1}^M \max_{i=1}^n |\mathbf{S}_i^j| \quad (\text{C.3.4})$$

式中: M ——地面运动加速度时程样本数, 见公式 (C.1.2-1);

$\mathbf{S}_i^j$ ——在第 j 个地面运动加速度时程样本 $a_j(t)$ ($j=1, 2, \text{L}, M$) 作用下, 时刻 t_i 所关注的隔震结构地震作用效应向量, 按公式 (C.3.3-1) 计算。

附录 D 墙体稳定验算

D.0.1 剪力墙墙肢应满足下式的稳定要求：

$$q_k = \frac{E_c t^3}{10 l_0^2} \quad (\text{D.0.1})$$

式中： q_k ——作用于墙顶组合的等效竖向均布荷载标准值；

E_c ——剪力墙混凝土的弹性模量；

t ——剪力墙墙肢截面厚度；

l_0 ——剪力墙墙肢计算长度，应按本附录第D.0.2条确定。

D.0.2 剪力墙墙肢计算长度应按下式计算：

$$l_0 = \beta h \quad (\text{D.0.2})$$

式中： β ——墙肢计算长度系数，应按本附录第D.0.3条确定；

h ——墙肢所在楼层的层高。

D.0.3 墙肢计算长度系数 β 应根据墙肢的支承条件按下列规定计算：

1 单片独立墙肢按两边支承板计算，取 β 等于1.0；

2 T形、L形、槽形和工字形剪力墙的翼缘（图D）采用三边支承板按式（D.0.3-1）计算；当 β 计算值小于0.25时，取0.25；

$$\beta \leq \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{h}{2b_f} \right)^2}} \quad (\text{D.0.3-1})$$

式中： b_f ——T形、L形、槽形和工字形剪力墙的单侧翼缘截面高度，取图D中各 b_{fi} 的较大值或最大值；

3 T形剪力墙的腹板（图D）也按三边支承板计算，但应将公式（D.0.3-1）中的 b_f 代以 b_w ；

4 槽形和工字形剪力墙的腹板（图D），采用四边支承板按式（D.0.3-2）计算；当 β 计算值小于0.2时，取0.2。

$$\beta \leq \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{3h}{2b_w} \right)^2}} \quad (\text{D.0.3-2})$$

式中： b_w ——槽形、工字形剪力墙的腹板截面高度。

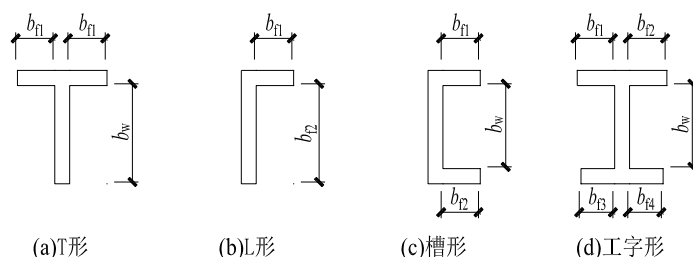


图 D 剪力墙腹板与单侧翼缘截面高度示意

D.0.4 当T形、L形、槽形和工字形剪力墙的翼缘截面高度小于截面厚度的2倍和800mm或当T形、L形剪力墙的腹板截面高度与翼缘截面厚度之和小于腹板截面厚度的2倍和800mm时，尚宜按下式验算剪力墙的整体稳定：

$$N_k = \frac{E_c I}{h^2} \quad (\text{D.0.4})$$

式中： N_k ——作用于墙顶永久荷载与楼面可变荷载效应组合的轴力标准值；

I ——剪力墙整体截面的惯性矩，取两个方向的较小值。

附录 E 钢管混凝土斜交网格筒节点设计方法

E.0.1 钢管混凝土斜交网格筒节点构造如图E.0.1-1所示，计算简图如图E.0.1-2所示：

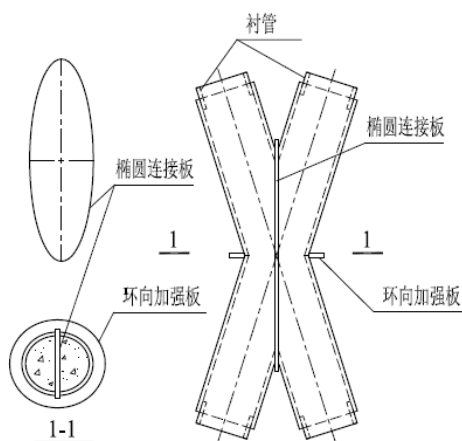


图 E.0.1-1 节点构造

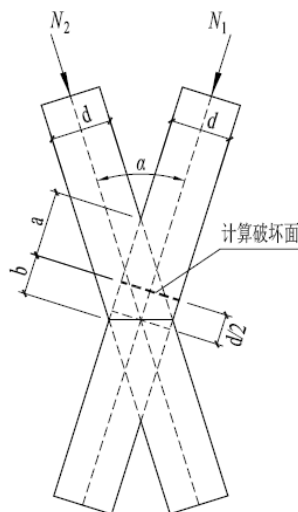


图 E.0.1-2 节点计算简图

E.0.2 节点区钢管的横截面面积按下式计算：

$$A_s^* = \frac{\beta f_c A_c}{f_s^*} \theta^* \quad (\text{E.0.2-1})$$

当节点区承受的竖向力达到最大，即 $N_1 = N_2$ 时

$$\theta^* = \frac{1}{2} \left[\frac{\varphi_l}{\beta} (1 + 2\theta) \left(1 + \frac{1 + \cos \alpha - \sin \alpha}{2} \cos \alpha \right) - 1 \right] \quad (\text{E.0.2-1})$$

式中： θ ——构件钢管混凝土的套箍指标，按附录 F 计算；

θ^* ——节点区钢管混凝土的套箍指标；

α ——钢管斜交角度；

A_c ——钢管内的核心混凝土横截面面积；

A_s^* ——节点区钢管的横截面面积；

f_c ——核心混凝土的抗压强度设计值；

f_s^* ——节点区钢管的抗拉、抗压强度设计值；

φ_l ——考虑长细比影响的承载力折减系数，按本附录第 F.1.4 条的规定确定；

β ——节点区混凝土与构件混凝土强度设计值的比值， $\beta = f_c^* / f_c$ ；

E.0.3 椭圆连接板板厚度按下式确定：

$$t_E = 2t \quad (\text{E.0.3})$$

式中: t_E ——节点椭圆连接板厚;

t ——管混凝土柱钢管壁厚;

E.0.4 当由设防烈度地震作用组合确定节点区钢管截面面积、椭圆连接板厚度时, 相关计算公式中钢和混凝土材料强度取标准值。

附录 F 圆形钢管混凝土构件设计

F.1 构件设计

F.1.1 钢管混凝土单肢柱的轴向受压承载力应满足下列要求：
持久、短暂设计状况

$$N \leq N_u \quad (\text{F.1.1-1})$$

设防烈度地震作用组合承载力校核

$$N_k \leq \xi N_{uk} \quad (\text{F.1.1-2})$$

式中：\$N\$ ——轴向压力设计值；

\$N_k\$ ——设防烈度地震作用组合轴向压力标准值；

\$N_u\$ ——钢管混凝土单肢柱的轴向受压承载力设计值；

\$N_{uk}\$ ——钢管混凝土单肢柱的轴向受压承载力标准值；

\$\xi\$ ——承载力利用系数，按 3.9.5 条取值。

F.1.2 钢管混凝土单肢柱的轴向受压承载力设计值应按下列公式计算：

$$N_u = \varphi_l \varphi_e N_0 \quad (\text{F.1.2-1})$$

当 \$0.5 < \theta \leq [\theta]\$ 时

$$N_0 = 0.9 A_c f_c (1 + \alpha \theta) \quad (\text{F.1.2-2})$$

当 \$2.5 > \theta > [\theta]\$ 时

$$N_0 = 0.9 A_c f_c (1 + \sqrt{\theta} + \theta) \quad (\text{F.1.2-3})$$

$$\theta = \frac{A_a f_a}{A_c f_c} \quad (\text{F.1.2-4})$$

且在任何情况下均应满足下列条件：

$$\varphi_l \varphi_e \leq \varphi_0 \quad (\text{F.1.2-5})$$

表 F.1.2 系数 \$\alpha\$、\$[\theta]\$

混凝土等级	\$\leq\$C50	C55~C80
\$\alpha\$	2.00	1.80
\$[\theta]\$	1.00	1.56

式中：\$N_0\$ ——钢管混凝土轴心受压短柱的承载力设计值；

\$\theta\$ ——钢管混凝土的套箍指标；

\$\alpha\$ ——与混凝土强度等级有关的系数，按表 F.1.2 取值；

\$[\theta]\$ ——与混凝土强度等级有关的套箍指标界限值，按表 F.1.2 取值，\$[\theta] = 1/(\alpha - 1)^2\$；

\$A_c\$ ——钢管内的核心混凝土横截面面积；

\$f_c\$ ——核心混凝土的抗压强度设计值；

A_a ——钢管的横截面面积；

f_a ——钢管的抗拉、抗压强度设计值；

φ_l ——考虑长细比影响的承载力折减系数，按本附录第 F.1.4 条的规定确定；

φ_e ——考虑偏心率影响的承载力折减系数，按本附录第 F.1.3 条的规定确定；

φ_0 ——按轴心受压柱考虑的 φ_l 值。

F.1.3 钢管混凝土柱考虑偏心率影响的承载力折减系数 φ_e ，应按下列公式计算：

当 $e_0/r_c \leq 1.55$ 时，

$$\varphi_e = \frac{1}{1 + 1.85 \frac{e_0}{r_c}} \quad (\text{F.1.3-1})$$

$$e_0 = \frac{M_2}{N} \quad (\text{F.1.3-2})$$

当 $e_0/r_c > 1.55$ 时，

$$\varphi_e = \frac{0.3}{\frac{e_0}{r_c} - 0.4} \quad (\text{F.1.3-3})$$

式中： e_0 ——柱端轴向压力偏心距之较大者；

r_c ——核心混凝土横截面的半径；

M_2 ——柱端弯矩设计值的较大者；

N ——轴向压力设计值。

F.1.4 钢管混凝土柱考虑长细比影响的承载力折减系数 φ_l ，应按下列公式计算：

当 $L_e/D > 4$ 时：

$$\varphi_l = 1 - 0.115 \sqrt{L_e/D - 4} \quad (\text{F.1.4-1})$$

当 $L_e/D \leq 4$ 时：

$$\varphi_l = 1 \quad (\text{F.1.4-2})$$

式中： D ——钢管的外直径；

L_e ——柱的等效计算长度，按本附录第 F.1.5 条和本附录第 F.1.6 条的规定确定。

F.1.5 柱的等效计算长度应按下列公式计算：

$$L_e = \mu k L \quad (\text{F.1.5})$$

式中： L ——柱的实际长度；

μ ——考虑柱端约束条件的计算长度系数，根据梁柱刚度的比值，按《钢结构设计标准》GB50017 确定；

k ——考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数，按本附录第 F.1.6 条的规定确定。

F.1.6 钢管混凝土柱考虑柱身弯矩分布梯度影响的等效长度系数 k ，应按下列公式计算：

1 轴心受压柱和杆件(图 F.1.6a)：

$$k=1 \quad (\text{F.1.6-1})$$

2 无侧移框架柱(图 F.1.6b、c):

$$k=0.5+0.3\beta+0.2\beta^2 \quad (\text{F.1.6-2})$$

3 有侧移框架柱(图 F.1.6d)和悬臂柱(图 F.1.6e、f):

当 $e_0/r_c \leq 0.8$ 时

$$k=1-0.625e_0/r_c \quad (\text{F.1.6-3})$$

当 $e_0/r_c > 0.8$ 时, 取 $k=0.5$ 。

当自由端有力矩 M_1 作用时,

$$k=(1+\beta_1)/2 \quad (\text{F.1.6-4})$$

并将式(F.1.6-3)与式(F.1.6-4)所得 k 值进行比较, 取其中之较大值。

式中: β ——柱两端弯矩设计值之绝对值较小者 M_1 与较大者 M_2 的比值, $\beta=M_1/M_2$, 单曲压弯时, β 为正值, 双曲压弯时, β 为负值;

β_1 ——悬臂柱自由端弯矩设计值 M_1 与嵌固端弯矩设计值 M_2 的比值, 当 β_1 为负值(双曲压弯)时, 则按反弯点所分割成的高度为 L_2 的子悬臂柱计算(图 F.1.6f)。

注: 1 无侧移框架指框架中设有支撑桁架、剪力墙、筒体等支撑结构且其抗侧移刚度不小于框架抗侧移刚度的 5 倍者。有侧移框架指框架中未设上述支撑结构或支撑结构的抗侧移刚度小于框架抗侧移刚度的 5 倍者。

2 嵌固端指相交于柱的横梁的线刚度与柱的线刚度的比值不小于 4 者或柱基础的长和宽均不小于柱直径的 4 倍者。

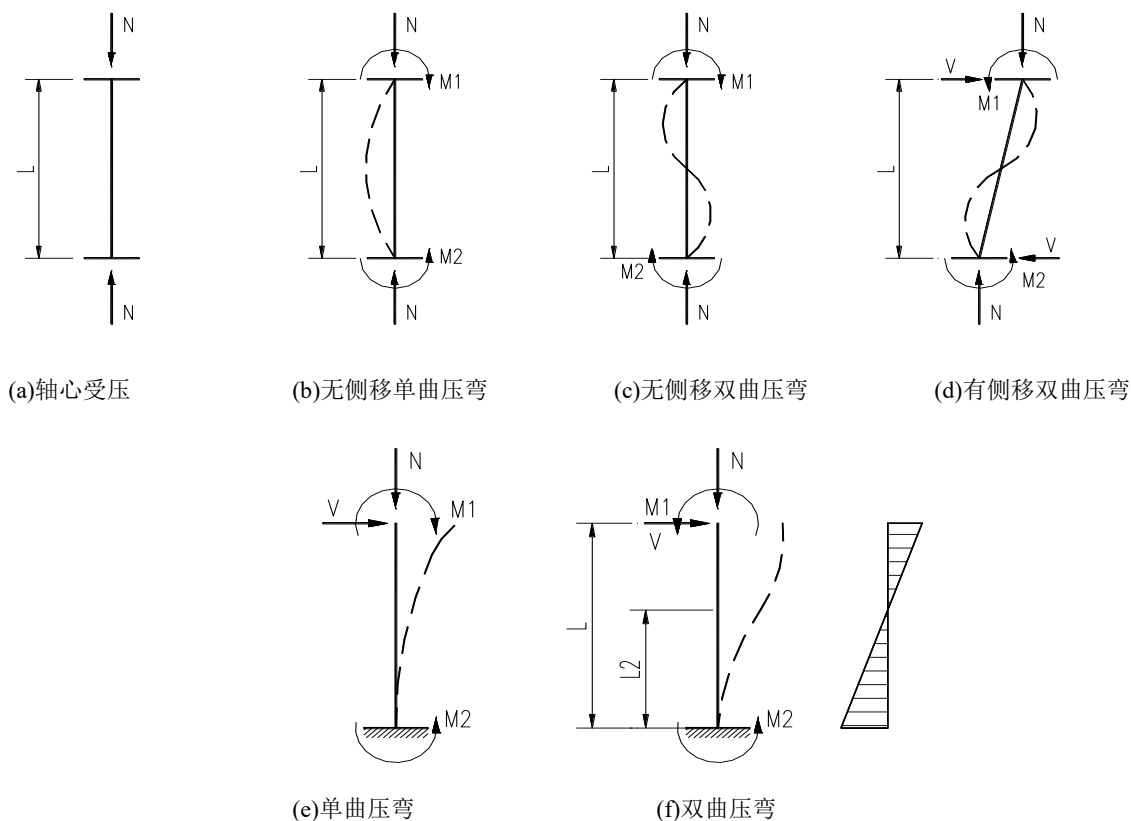


图 F.1.6 框架柱及悬臂柱计算简图

F.1.7 钢管混凝土单肢柱的轴向受拉承载力应满足下列要求：
持久、短暂设计状况

$$N \leq N_{ut} \quad (\text{F.1.7-1})$$

式中： N ——轴向拉力设计值；

N_{ut} ——钢管混凝土单肢柱的轴向受拉承载力设计值；

设防烈度地震作用组合承载力校核

$$S_k \leq \xi R_k \quad (\text{F.1.7-2})$$

式中： S_k ——设防烈度地震作用组合的效应标准值，按本标准3.9.5条计算；

ξ ——承载力利用系数；按本标准3.9.5条取值；

R_k ——材料强度标准值计算的构件承载力标准值。

F.1.8 钢管混凝土单肢柱的拉弯承载力应满足下列规定：

$$\frac{N}{N_{ut}} + \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad (\text{F.1.8-1})$$

$$N_{ut} = A_a f_a / (1 + 2 \frac{e_0}{r_c}) \quad (\text{F.1.8-2})$$

$$M_u = 0.3 r_c N_0 \quad (\text{F.1.8-3})$$

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad (\text{F.1.8-4})$$

式中： N ——轴向拉力设计值；

M ——柱端弯矩设计值；

e_0 ——轴向拉力的偏心距；

r_c ——钢管的内半径。

F.1.9 当钢管混凝土单肢柱的剪跨 a （横向集中荷载作用点至支座或节点边缘的距离）小于柱子直径 D 的 2 倍时，即需验算柱的横向受剪承载力并应满足下列要求：

持久、短暂设计状况

$$V \leq V_{uc} \quad (\text{F.1.9-1})$$

式中： V ——横向剪力设计值；

V_{uc} ——钢管混凝土单肢柱的横向受剪承载力设计值。

设防烈度地震作用组合承载力校核

$$S_k \leq \xi R_k \quad (\text{F.1.9-2})$$

式中： S_k ——设防烈度地震作用组合的效应标准值，按本标准3.9.5条计算；

ξ ——承载力利用系数；按本标准3.9.5条取值；

R_k ——材料强度标准值计算的构件承载力标准值。

F.1.10 钢管混凝土单肢柱的横向受剪承载力设计值应按下列公式计算：

$$V_{uc} = (V_0 + 0.1N') \left(1 - 0.45 \sqrt{\frac{a}{D}} \right) \quad (\text{F.1.10-1})$$

$$V_0 = 0.2A_c f_c (1 + 3\theta) \quad (\text{F.1.10-2})$$

式中：\$V_0\$ ——钢管混凝土单肢柱受纯剪时的承载力设计值；

\$N'\$ ——与横向剪力设计值 \$V\$ 对应的轴向力设计值；

\$a\$ ——剪跨，即横向集中荷载作用点至支座或节点边缘的距离；

\$D\$ ——钢管混凝土柱的外径；

\$A_c\$ ——钢管内的核心混凝土横截面面积；

\$f_c\$ ——核心混凝土的抗压强度设计值；

\$\theta\$ ——钢管混凝土的套箍指标，按公式（F.1.2-4）确定。

注：横向剪力 \$V\$ 必须以压力方式作用于钢管混凝土柱。

F.1.11 钢管混凝土的局部受压应满足下列要求：

$$N_l \leq N_{ul} \quad (\text{F.1.11})$$

式中：\$N_l\$ ——局部作用的轴向压力设计值；

\$N_{ul}\$ ——钢管混凝土柱的局部受压承载力设计值；

F.1.12 钢管混凝土柱在中央部位受压时(图 F.1.12)，局部受压承载力设计值应按下列公式计算：

$$N_{ul} = N_0 \sqrt{\frac{A_l}{A_c}} \quad (\text{F.1.12})$$

式中：\$N_0\$ ——局部受压段的钢管混凝土短柱轴心受压承载力设计值，按本附录第 F.1.2 条公式(F.1.2-2)和公式(F.1.2-3)计算；

\$A_l\$ ——局部受压面积；

\$A_c\$ ——钢管内核心混凝土的横截面面积。

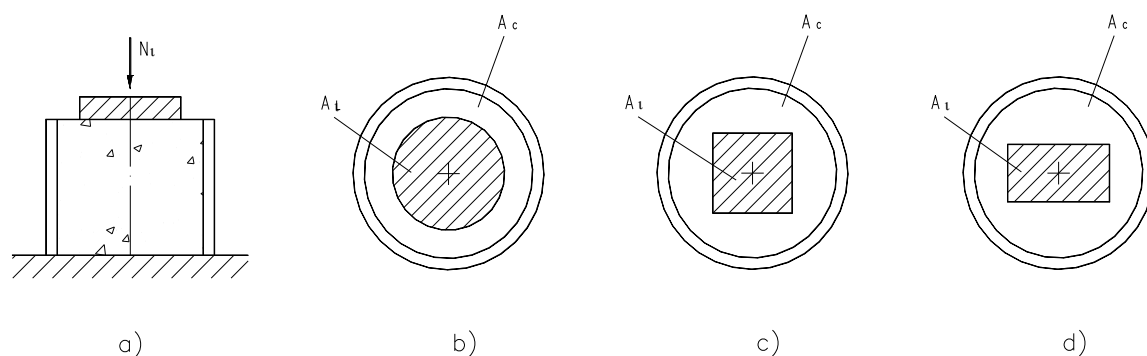


图 F.1.12 中央部位局部受压

F.1.13 钢管混凝土柱在其组合界面附近受压时(图 F.1.13)，局部受压承载力设计值应按下列公式计算：
当 \$A_l/A_c \geq 1/3\$ 时：

$$N_{ul} = (N_0 - N_c) \omega \sqrt{\frac{A_l}{A_c}} \quad (\text{F.1.13-1})$$

当 $A_t/A_c < 1/3$ 时:

$$N_{ul} = (N_0 - N_c)\omega\sqrt{3}g\frac{A_t}{A_c} \tag{F.1.13-2}$$

式中: N_0 ——局部受压段的钢管混凝土短柱轴心受压承载力设计值, 按本附录第 F.1.2 条公式(F.1.2-2)和公式(F.1.2-3)计算;

N_c ——非局部作用的轴向压力设计值;

ω ——考虑局压应力分布状况的系数, 当局压应力为均匀分布时, 取 $\omega=1$; 当局压应力为非均匀分布时(例如与钢管内壁焊接的柔性抗剪连接件), 取 $\omega=0.75$ 。

当局部受压承载力不足时, 可将局压区段(等于钢管直径的 1.5 倍)的管壁加厚, 予以补强。

注: 这里所谓的柔性抗剪连接件包括节点构造中采用的内加强环、环形隔板、钢筋环和焊钉等。内衬管段和穿心牛腿(承重销)可视为刚性抗剪连接件。

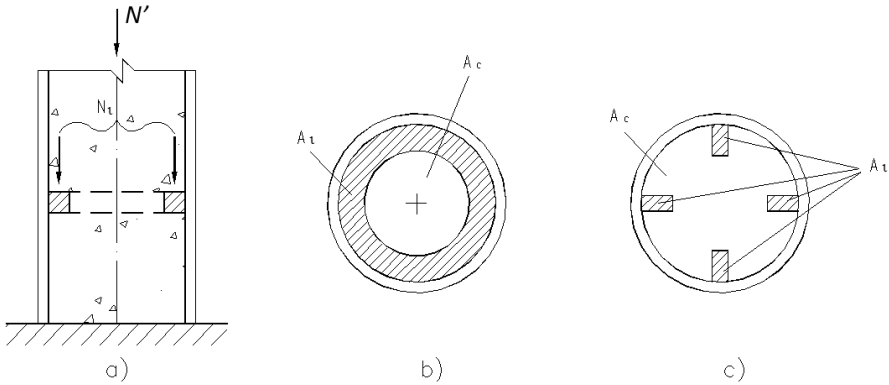


图 F.1.13 组合界面附近局部受压

F.1.14 当进行设防烈度地震作用组合的承载力校核时, 相关公式中钢、混凝土材料强度取标准值, 作用力取标准组合值; 效应的计算和承载力利用系数的取值见 3.9.5 条。

F.2 连接设计

F.2.1 钢管混凝土柱的直径较小时, 钢梁与钢管混凝土柱之间可采用外加强环连接(图 F.2.1-1), 外加强环应是环绕钢管混凝土柱的封闭的满环(图 F.2.1-2)。外加强环与钢管外壁可采用角焊缝或对接与角接焊缝连接, 外加强环与钢梁应采用栓焊连接。外加强环的厚度不应小于钢梁翼缘的厚度、最小宽度 c 不应小于钢梁翼缘宽度的 0.7 倍。

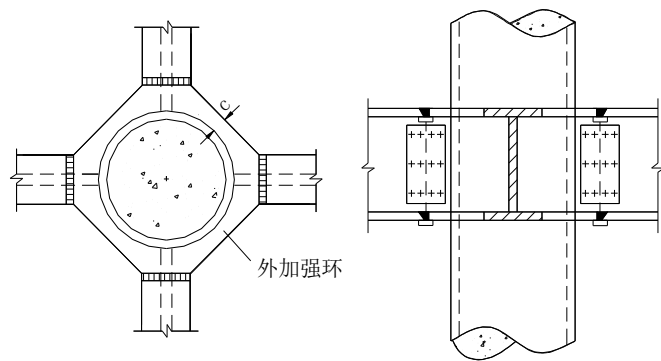


图 F.2.1-1 钢梁与钢管混凝土柱采用外加强环连接构造示意

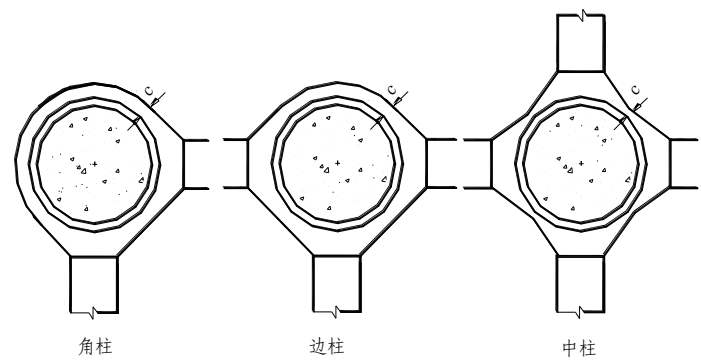


图 F.2.1-2 外加强环构造示意

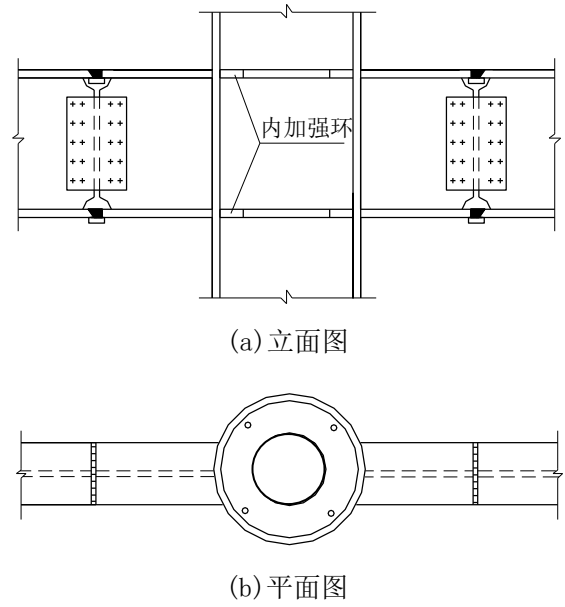


图 F.2.2-1 等截面悬臂钢梁与钢管混凝土柱采用内加强环连接构造示意

F.2.2 钢管混凝土柱的直径较大时，钢梁与钢管混凝土柱之间可采用内加强环连接。内加强环的钢板壁厚不应小于钢梁翼缘的厚度，预留排气孔的直径不宜小于 50mm，预留浇灌孔的直径不宜小于

150mm。内加强环与钢管内壁应采用全熔透坡口焊缝连接。梁与柱可采用现场直接连接，也可与带有悬臂梁段的柱在现场与梁拼接，可采用等截面悬臂梁段（图 F.2.2-1），一级和二级时，宜采用端部扩大形连接（图 F.2.2-2、图 F.2.2-3）、梁端加盖板或骨形连接。

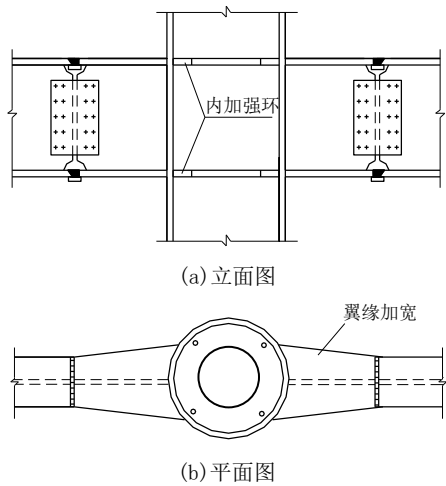


图 F.2.2-2 翼缘加宽的悬臂钢梁与
钢管混凝土柱连接构造示意

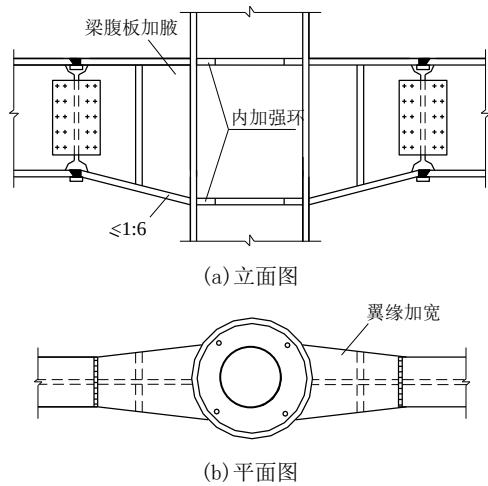


图 F.2.2-3 翼缘加宽、腹板加腋的悬臂钢梁与
钢管混凝土柱连接构造示意

F.2.3 钢梁与钢管混凝土柱可采用钢梁穿过钢管混凝土柱的穿心式连接，钢管壁与钢梁翼缘应采用全熔透坡口焊，钢管壁与钢梁腹板可采用角焊缝（图 F.2.3）。

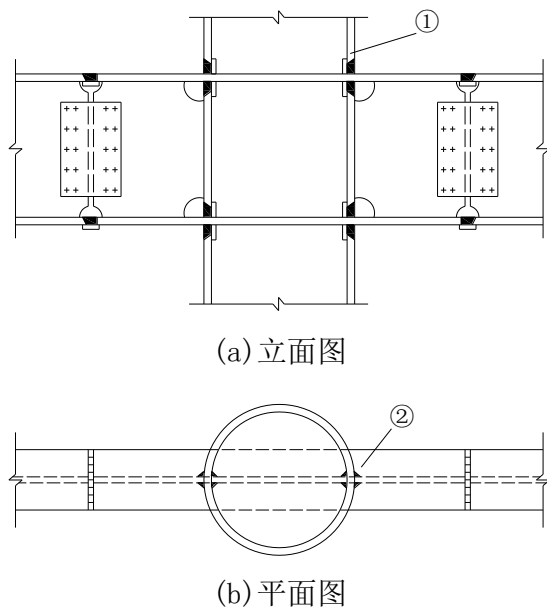


图 F.2.3 钢梁—钢管混凝土柱穿心式连接
1—钢管混凝土柱 2—钢梁

F.2.4 钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱的连接构造应同时满足管外剪力传递及弯矩传递的要求。

F.2.5 钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱连接时，钢管外剪力传递可采用环形牛腿、抗剪环；钢筋混凝土

无梁楼板或井式密肋楼板与钢管混凝土柱连接时，钢管外剪力传递可采用台锥式环形深牛腿。也可采用其他符合计算受力要求的连接方式传递管外剪力。

F.2.6 环形牛腿、台锥式环形深牛腿可由呈放射状均匀分布的肋板和上下加强环组成（图 F.2.6）。肋板应与钢管壁外表面及上、下加强环采用角焊缝焊接，上、下加强环可分别与钢管壁外表面采用角焊缝焊接。环形牛腿的上、下加强环以及台锥式深牛腿的下加强环应打直径不小于 50mm 的圆孔。台锥式环形深牛腿下加强环的直径可由楼板的冲切强度确定。

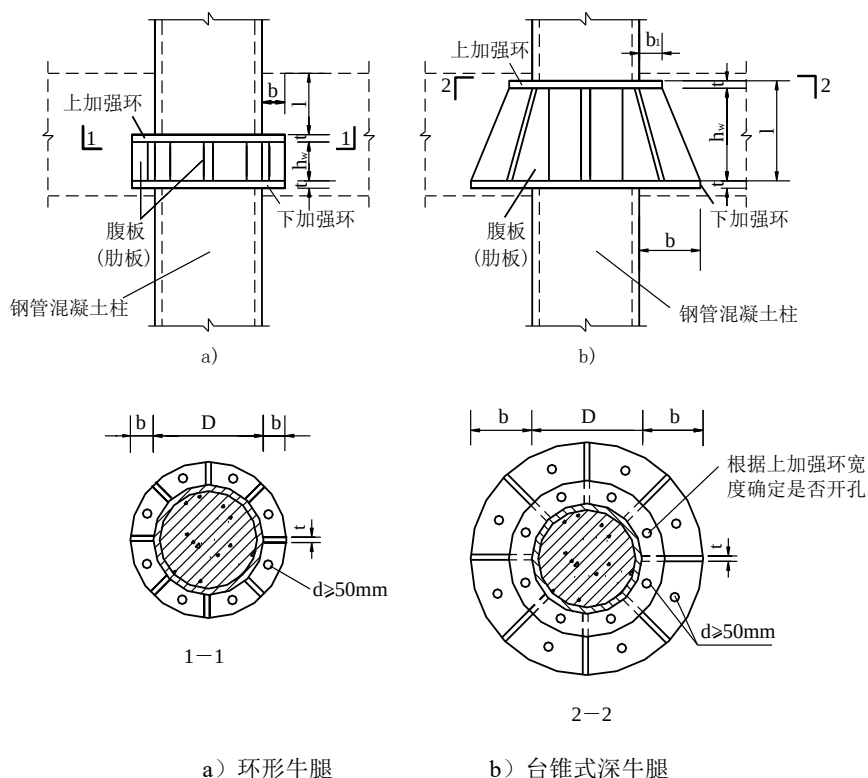


图 F.2.6 环形牛腿构造示意

F.2.7 抗剪环可采用通过双面角焊缝焊接于钢管壁外表面的闭合的钢筋环或闭合的带钢环（图 F.2.7）。钢筋直径 d 不应小于 20mm；带钢厚度 b 不应小于 20mm，带钢高度 h 不应小于其厚度。每个连接节点的抗剪环不应少于两道。设置两道抗剪环时，一道可在距框架梁底 50mm 的位置且宜尽可能接近框架梁底，另一道可在距框架梁底 1/2 梁高的位置。

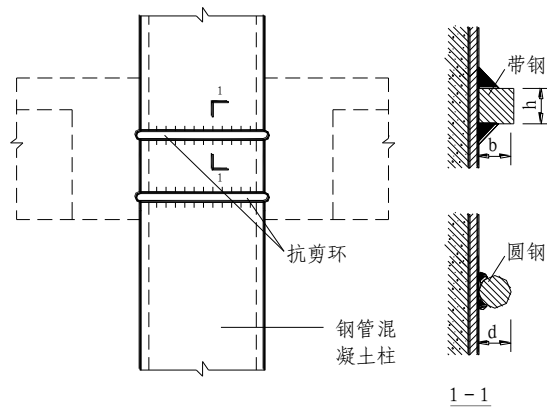


图 F.2.7 抗剪环构造示意

F.2.8 钢筋混凝土梁与钢管混凝土柱的管外弯矩传递可采用环梁、穿筋单梁，也可采用其他符合受力分析要求的连接方式。

F.2.9 钢筋混凝土环梁（图 F.2.9）的配筋应由计算确定。环梁的构造应符合下列规定：

- 1 环梁截面高度宜比框架梁高 30mm；
- 2 环梁的截面宽度不宜小于框架梁宽度，不应小于 2/3 框架梁宽度；
- 3 框架梁的纵向钢筋在环梁内的锚固长度应满足现行国家标准《混凝土结构设计标准》GB/T 50010 的规定；
- 4 环梁上、下环筋的截面积，应分别不小于框架梁上、下纵筋截面积的 0.7 倍；
- 5 环梁内、外侧应设置环向腰筋，腰筋直径不宜小于 14mm，间距不宜大于 150mm；
- 6 环梁按构造设置的箍筋直径不宜小于 10mm，外侧间距不宜大于 150mm。

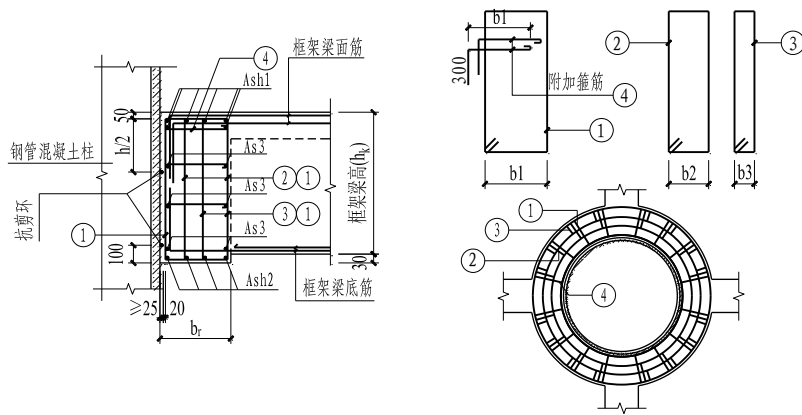


图 F.2.9 钢筋混凝土环梁构造示意

- 注：1 As1、As2 为焊接环向钢筋，焊接长度为 10d(单面焊)或 5d(双面焊)。
- 2 As3 为环梁腰筋，直径不应小于 14mm，间距不应大于 150mm，下方第一道腰筋应位于框架梁底筋的上表面。
- 3 b1、b2、b3 分别为各闭合箍筋的肢距， $b1 > b2 > b3$ 。
- 3 抗剪环筋不宜小于两道且直径不宜小于 20mm。箍筋外肢距抗剪环筋净距为 20mm。
- 4 框架梁底无反向弯矩或第一排底筋可满足承载力要求时，第二排底筋可不伸入环梁。

F.2.10 穿筋单梁可采用图 F.2.10 所示的构造。在钢管开孔的区段应采用内衬管段或外套管段与钢管壁紧贴焊接，衬（套）管的壁厚不应小于钢管的壁厚，穿筋孔的环向净距 S 不应小于孔的长径 b ，衬（套）管端面至孔边的净距 w 不应小于孔长径 b 的 2.5 倍。宜采用双筋并股穿孔。

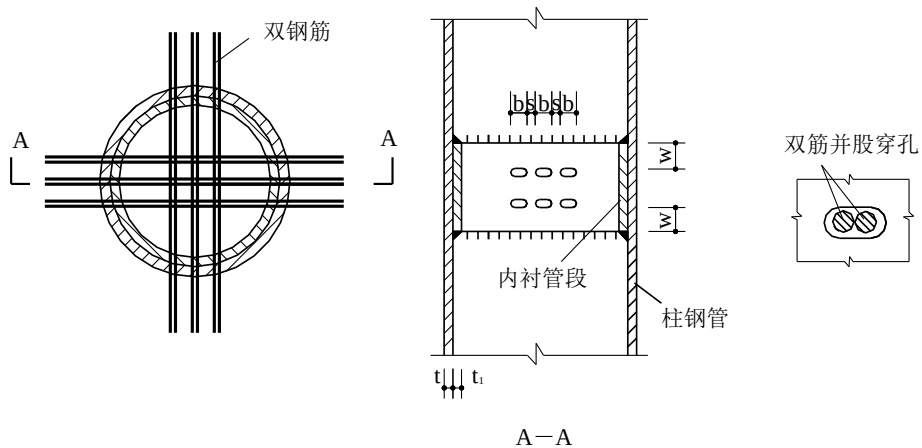


图 F.2.10 穿筋单梁构造示意

附录 G RC 梁—圆钢管混凝土柱节点环梁承载力设计方法

G.1 节点环梁受拉环筋和箍筋的计算

G.1.1 当环梁（图G.1.1）上部环向钢筋的直径相同、水平间距相等时，环梁受拉环筋面积及箍筋单肢面积按下式计算：

1 不考虑楼板的有利作用

$$\lambda \geq \frac{2\sin\theta_2}{7\sin\theta_1} \quad (\text{G.1.1-1})$$

$$A_{sh} \geq \frac{M_k}{1.4\alpha_{dp} f_{yh} l_r \left\{ \frac{5}{7} \sin\theta_2 + \lambda \sin\theta_2 + \lambda \frac{R-r}{l_r} [\sin(\theta_2 + \alpha_0) - \sin\theta_2] \right\}} \quad (\text{G.1.1-2})$$

2 考虑楼板的有利作用

$$\lambda \geq \frac{2\beta_1 \sin\theta_2}{7\beta_2 \sin\theta_1} \quad (\text{G.1.1-3})$$

$$A_{sh} \geq \frac{M_k}{1.4\alpha_{dp} f_{yh} l_r \left\{ \frac{5}{7\beta_2} \sin\theta_2 + \frac{\lambda}{\beta_1} \sin\theta_2 + \lambda \frac{R-r}{\beta_3 l_r} [\sin(\theta_2 + \alpha_0) - \sin\theta_2] \right\}} \quad (\text{G.1.1-4})$$

在负弯矩作用下， β_1 取0.5， β_2 取0.65， β_3 取0.6；正弯矩作用下取 $\beta_1=\beta_2=\beta_3=1.0$ ；

3 环梁箍筋单肢面积

$$A_{sv} = 0.7 f_{yh} A_{sh} \lambda \gamma_H / (\alpha_v f_{yv}) \quad (\text{G.1.1-5})$$

式中： λ ——剪环比，为环梁箍筋名义拉力与环梁受拉环筋名义拉力的比值， $\lambda = F_v / F_h$ ，可取0.35~0.7，不考虑楼板的作用时取较高值，考虑楼板的作用时取较低值；

F_h ——受拉环筋的名义拉力， $F_h = 0.7 f_{yh} A_{sh}$ ；

f_{yh} ——环向钢筋抗拉强度设计值；

A_{sh} ——环向钢筋的截面面积；

F_v ——环梁箍筋的名义拉力， $F_v = \alpha_v A_{sv} f_{yv} / \gamma_H$ ；

f_{yv} ——箍筋抗拉强度设计值；

γ_H ——箍筋间夹角（弧度）， $\gamma_H = S / (r + b_r / 2)$ ；

S ——环梁中线处箍筋间距；

A_{sv} ——环梁箍筋单肢面积；

α_v ——闭合箍筋计算系数，按表G.1.1取值；

M_k ——由实配钢筋计算得出的框架梁梁端截面弯矩；

α_{dp} ——修正系数，取 $\alpha_{dp}=1.3$ ；

l_r ——环梁受拉环筋合力作用点到受压区合力点的力臂，取 $l_r=\min\{0.87h_{r0}, h_r-50\text{mm}\}$ ；

h_r ——环梁截面高度。

θ_1 、 θ_2 、 α_0 、 R 、 r 等参数几何含义见图G.1.1-2。

$$\theta_1 = \arcsin[b_k / (2R)]$$

$$\theta_2 = \pi / 4 + \arcsin\left[\frac{r}{R} \sin(\theta_1 - \pi / 4)\right]$$

$$\alpha_0 = \min\left\{\frac{\sqrt{3}h_r}{3R}, \arccos\frac{r}{R} - \theta_2, \pi / 4 - \theta_2\right\}$$

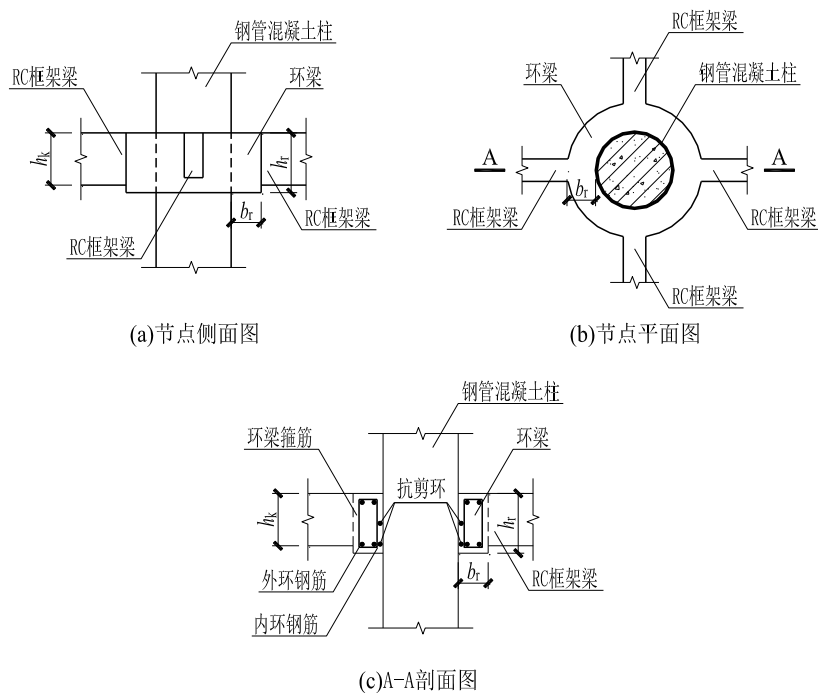


图 G.1.1-1 RC 梁-圆钢管混凝土柱节点简图

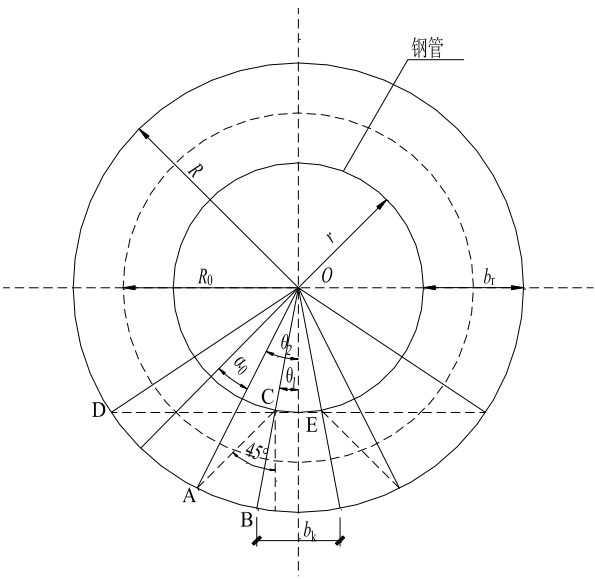


图 G.1.1-2 几何关系示意

r —钢管柱半径, b_r —环梁宽度, b_k —框架梁宽度

表 G.1.1 闭合箍筋计算系数

箍筋形式	图例	α_v
1		1.00
2		2.00
3		3.00

G.1.2 当环梁环向钢筋的强度等级与框架梁相同, 环向钢筋直径相同、水平间距相等, 假定

$M_k = 0.87 f_y A_{sk} h_{k0}$, $l_r = 0.87 h_{r0}$, 环梁受拉环筋面积及箍筋单肢面积可按下式计算:

1 不考虑楼板有利作用

$$A_{sh} = 0.86 A_{sk} \tag{G.1.2-1}$$

$$A_{sv} = 0.36 f_y A_{sk} \gamma_H / (f_{yv} \alpha_v) \tag{G.1.2-2}$$

2 考虑楼板有利作用

$$A_{sh} = 0.7 A_{sk} \tag{G.1.2-3}$$

$$A_{sv} = 0.19 f_y A_{sk} \gamma_H / (f_{yv} \alpha_v) \quad (G.1.2-4)$$

式中： A_{sk} ——框架梁端受拉钢筋面积；

f_y ——环梁环向钢筋的受拉强度设计值。

G.2 钢筋混凝土无梁楼盖—圆钢管混凝土柱节点环梁受拉环筋和箍筋的计算

G.2.1 环梁环筋面积按下式计算：

$$A_{sh} = 1.15 A_{sk} \quad (G.2.1)$$

式中： A_{sk} ——钢管混凝土柱范围内受拉板筋的面积。

G.2.2 环梁箍筋单肢面积按下式计算：

$$A_{sv} = 0.14 f_y A_{sk} \gamma_H / (f_{yv} \alpha_v) \quad (G.2.2)$$

G.3 环梁节点与钢管混凝土柱联结面的抗剪承载力验算

G.3.1 联结面直剪承载力验算

环梁节点总剪力应满足：

$$V \leq V_{u1} = 2\pi(D + 2b)l f_t \quad (G.3.1)$$

式中： V ——为环梁节点总剪力；

D ——钢管柱的外直径；

b ——抗剪环的厚度(或抗剪环的直径 d)；

l ——最底部抗剪环到环梁顶部距离；

f_t ——混凝土抗拉强度设计值。

G.3.2 抗剪环支承面上的混凝土局部承压承载力验算

混凝土局压承载力决定的受剪承载力为：

$$V \leq V_{u2} = f_c \pi D (1.5d_m + 2.0d_b) \quad (G.3.2)$$

式中： d_m , d_b ——分别为中部和底部抗剪环的直径或宽度；

D ——钢管混凝土柱的外径；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值。

G.3.3 抗剪环的焊缝强度验算

抗剪环焊缝承载力决定的受剪承载力为：

$$V \leq V_{u3} = \sum l_w h_e \beta_f f_f^w \quad (G.3.3)$$

式中： h_e ——角焊缝的计算高度，直角角焊缝取 $h_e = 0.7h_f$ ， h_f 为焊角尺寸；

l_w ——角焊缝的计算长度，对每条焊缝取实际长度减去 $2h_f$ ；

f_f^w ——角焊缝的强度设计值；

β_f ——正面角焊缝的强度设计值增大系数：对承受静力荷载和间接承受动力荷载的结构， $\beta_f = 1.22$ ；对直接承受动力荷载的结构， $\beta_f = 1.0$ 。

G.3.4 联结面抗冲切验算

当环梁设置中部、底部两道抗剪环时，应验算中部抗剪环对环梁的冲切作用（图G.3.4）：

$$V_m \leq V_{u4} = 0.3f_t u_m h_{r0} + 0.8f_{yv} \sum A_{sv} \quad (G.3.4-1)$$

u_m 可按下列式计算：

$$u_m = \pi \left(D + \frac{h_{r0}}{2} \right) \quad (G.3.4-2)$$

当 $\frac{h_{r0}}{2}$ 大于 b_r 时，取 $\frac{h_{r0}}{2} = b_r$ ；

式中： V_m ——中部抗剪环分配的剪力，取 $0.5V$ ；

$\sum A_{sv}$ ——与呈 45° 冲切破坏锥斜面积相交的全部箍筋竖肢面积；

f_t ， f_{yv} ——分别为混凝土抗拉强度设计值和箍筋抗拉强度设计值。

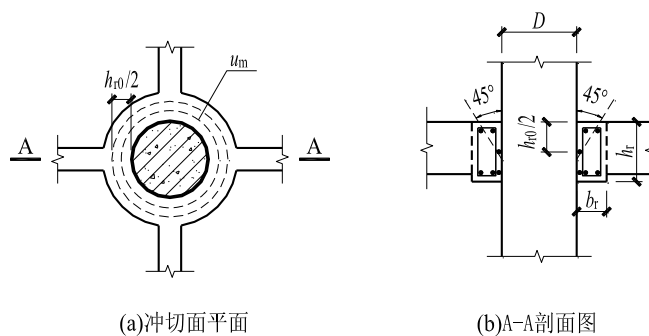


图 G.3.4 环梁冲切面的平面和剖面示意

G.3.5 环梁节点总剪力应满足

$$V \leq \min \{ V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}, 2V_{u4} \} \quad (G.3.5)$$

附录 H 结构弹性、弹塑性时程分析可选择的地震波

表 H.1 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.20s$ ($0.20s \leq \text{结构基本周期} < 0.50s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	ENEA Cerreto di Spoleto accelemetric array	5.6	12.00	5	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	5.84	47.00
2	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	5	9.00	6	K-NET	6.4	130.21
3	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	5.5	6.00	7	Icelandic strong-motion network	6.6	41.00
4	National strong-motion network of Slovenia	6.2	28.00	8	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	5.6	27.00

表 H.2 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.20s$ ($0.50s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	ENEL national strong-motion network of Italy	6.2	178.00	5	ITSAK strong-motion network	5.3	54.00
2	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	5.6	27.00	6	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	5	9.00
3	ENEL national strong-motion network of Italy	6.5	108.00	7	PEER	6.69	32.00
4	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	5.6	26.00	8	PEER	6.19	14.90

表 H.3 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.20s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	6.93	9.60	5	PEER	6.69	23.60
2	Iranian strong-motion network	6.3	229.00	6	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	6.5	193.00
3	PEER	6.2	116.00	7	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	6.5	146.00
4	National strong-motion network of Turkey	6.12	56.00	8	National strong-motion network of Turkey	6.2	15.00

表 H.4 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.20s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	6.3	86.00	5	ENEL national strong-motion network of Italy	6.5	108.00
2	ITSAK strong-motion network	6.4	103.00	6	Icelandic strong-motion network	6.6	13.00

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
3	ITSAK strong-motion network	6.6	136.00	7	Kandilli strong-motion network	7.3	174.00
4	Icelandic strong-motion network	6.6	32.00	8	National strong-motion network of Iran	7.41	157.00

表 H.5 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.25s$ ($0.25s \leq \text{结构基本周期} < 0.75s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	Strong-motion network of National Observatory of Athens	5.3	31.00	5	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	5.84	47.00
2	Icelandic strong-motion network	5.4	18.00	6	PEER	7.62	61.00
3	ITSAK strong-motion network	5.3	27.00	7	Syrian National Seismological Network	5.5	303.00
4	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	5.6	17.00	8	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	5.84	47.00

表 H.6 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.25s$ ($0.75s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	6.5	193.00	5	ITSAK strong-motion network	6.51	71.00
2	Icelandic strong-motion network	6.6	29.00	6	ITSAK strong-motion network	5.6	67.00
3	ENEL national strong-motion network of Italy	5.84	22.00	7	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	5.6	27.00
4	Swiss strong-motion network (SSMN)	5	69.00	8	National strong-motion network of Turkey	6.4	14.00

表 H.7 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.25s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	Strong-motion network of EnergoProject	5.7	10.00	5	PEER	6.69	47.00
2	PEER	6.2	116.00	6	National strong-motion network of Turkey	6.12	56.00
3	Strong-motion network of EnergoProject	7.03	180.00	7	Strong-motion network of EnergoProject	7.03	55.00
4	PEER	6.69	23.60	8	Syrian National Seismological Network	5.5	282.00

表 H.8 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.25s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	6.9	21.30	5	Icelandic strong-motion network	6.6	46.00
2	Kandilli strong-motion network	7.8	92.00	6	Icelandic strong-motion network	6	42.00
3	Strong-motion network of EnergoProject	7.03	21.00	7	SSN (SOGIN) national strong-motion network	6.9	78.00

					of Italy		
4	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	6.9	25.00	8	PEER	6.2	29.90

表 H.9 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.35s$ ($0.35s \leq \text{结构基本周期} < 1.25s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	National strong-motion network of Iran	7.41	12.00	5	ITSAK strong-motion network	6.51	141.00
2	Icelandic strong-motion network	5.7	11.00	6	PEER	5.9	80.00
3	PEER	6.2	50.00	7	National strong-motion network of Turkey	5.4	140.00
4	Syrian National Seismological Network	5.5	246.00	8	Strong-motion network of Istanbul Technical University	6.2	97.00

表 H.10 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.35s$ ($1.25s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	ITSAK strong-motion network	5.5	104.00	5	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	6	27.00
2	PEER	6.69	23.60	6	PEER	6.61	90.00
3	PEER	6.93	63.00	7	Icelandic strong-motion network	6	24.00
4	ITSAK strong-motion network	6.51	141.00	8	ITSAK strong-motion network	5.5	43.00

表 H.11 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.35s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	National strong-motion network of Turkey	5.9	150.00	5	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	6.5	193.00
2	PEER	6.93	74.00	6	PEER	6.69	47.00
3	National strong-motion network of Turkey	5.9	150.00	7	Strong-motion network of National Observatory of Athens	5.3	31.00
4	Strong-motion network of ErgoProject	7.03	21.00	8	National strong-motion network of Turkey	6	29.00

表 H.12 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.35s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	6.2	152.00	5	Iranian strong-motion network	7.46	89.00
2	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	6.9	23.00	6	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	6	100.00
3	SSN (SOGIN) national strong-motion network	6.9	92.00	7	Iranian strong-motion network	7.46	89.00

	of Italy						
4	ITSAK strong-motion network	5.5	43.00	8	National strong-motion network of Turkey	5.8	34.00

表 H.13 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.50s$ ($0.50s \leq \text{结构基本周期} < 1.5s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	National strong-motion network of Iran	7.41	12.00	5	ITSAK strong-motion network	5.2	30.00
2	PEER	5.9	80.00	6	ITSAK strong-motion network	6.12	88.00
3	National strong-motion network of Turkey	5.4	140.00	7	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	5.9	22.00
4	ITSAK strong-motion network	6.51	141.00	8	National strong-motion network of Turkey	6.4	14.00

表 H.14 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.50s$ ($1.50s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	6	27.00	5	PEER	6.61	90.00
2	Icelandic strong-motion network	5.4	27.00	6	PEER	6.93	63.00
3	PEER	6.69	23.60	7	ITSAK strong-motion network	5.5	43.00
4	ITSAK strong-motion network	5.5	104.00	8	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	5.9	58.00

表 H.15 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.50s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	National strong-motion network of Turkey	5.9	150.00	5	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	6.5	193.00
2	PEER	6.93	74.00	6	PEER	6.69	47.00
3	National strong-motion network of Turkey	5.9	150.00	7	Strong-motion network of National Observatory of Athens	5.3	31.00
4	Strong-motion network of EnergoProject	7.03	21.00	8	National strong-motion network of Turkey	6	29.00

表 H.16 I 类场地 设计特征周期 $T_g=0.50s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	6.2	152.00	5	Iranian strong-motion network	7.46	89.00
2	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	6.9	23.00	6	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	6	100.00

3	SSN (SOGIN) national strong-motion network of Italy	6.9	92.00	7	Iranian strong-motion network	7.46	89.00
4	ITSAK strong-motion network	5.5	43.00	8	National strong-motion network of Turkey	5.8	34.00

表 H.17 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.35s$ ($0.35s \leq \text{结构基本周期} < 1.25s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	6.2	85.00	5	National strong-motion network of Turkey	6.12	77.00
2	PEER	6.69	49.00	6	PEER	7.9	55.00
3	PEER	6.2	68.00	7	Kandilli strong-motion network	5.6	193.00
4	PEER	6.2	120.00	8	PEER	6.2	20.90

表 H.18 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.35s$ ($1.25s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	Icelandic strong-motion network	6.6	7.00	5	K-NET	7.4	164.16
2	PEER	6.3	78.00	6	PEER	6.9	70.00
3	PEER	7.62	89.00	7	Portuguese strong-motion network	5.1	91.00
4	PEER	6.3	99.00	8	ITSAK strong-motion network	5.6	52.00

表 H.19 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.35s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	6.69	22.50	5	PEER	7.13	11.70
2	PEER	7.01	8.20	6	PEER	6.2	87.00
3	K-NET	5.6	22.28	7	PEER	6.2	64.00
4	PEER	6.93	80.00	8	PEER	6.53	15.20

表 H.20 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.35s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	BYTNet array of Turkish National Strong-Motion Network	5.7	323.00	5	PEER	7.28	152.00
2	National strong-motion network of Turkey	5.8	130.00	6	PEER	6.2	9.30
3	PEER	6.3	57.00	7	PEER	6.2	111.00
4	PEER	6.2	45.00	8	ITSAK strong-motion network	6.51	72.00

表 H.21 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.50s$ ($0.50s \leq \text{结构基本周期} < 1.50s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	6.2	55.00	5	PEER	6.2	20.90
2	PEER	6.93	71.00	6	PEER	7.62	28.10
3	PEER	7.62	8.90	7	PEER	5.9	99.00
4	K-NET	6.1	135.30	8	PEER	5.9	59.00

表 H.22 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.50s$ ($1.50s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	7.62	48.00	5	PEER	6.2	72.00
2	PEER	7.62	9.80	6	PEER	6.69	58.00
3	PEER	6.69	5.20	7	PEER	7.01	8.20
4	PEER	6.93	35.00	8	PEER	6.2	89.00

表 H.23 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.50s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	6.2	22.10	5	K-NET	6.8	113.30
2	PEER	6.2	50.00	6	PEER	7.62	12.70
3	PEER	7.62	31.00	7	PEER	7.62	51.00
4	PEER	6.46	106.00	8	PEER	7.28	11.00

表 H.24 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.50s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	7.62	14.80	5	PEER	6.2	100.00
2	PEER	6.2	105.00	6	PEER	7.28	143.00
3	PEER	6.2	72.00	7	PEER	6.9	120.00
4	PEER	7.62	14.80	8	ITSAK strong-motion network	6.5	43.00

表 H.25 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.70s$ ($0.70s \leq \text{结构基本周期} < 1.50s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	6.2	127.00	5	PEER	6.2	47.00
2	PEER	5.9	84.00	6	PEER	6.3	103.00
3	PEER	7.62	51.00	7	PEER	7.62	26.30
4	PEER	6.2	135.00	8	PEER	6.2	28.80

表 H.26 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.70s$ ($1.50s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	6.93	31.00	5	PEER	7.62	109.00
2	PEER	6.46	76.00	6	PEER	6.2	79.00
3	PEER	7.62	95.00	7	PEER	6.93	75.00
4	PEER	7.62	54.00	8	National strong-motion network of Iran	7.46	223.00

表 H.27 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.70s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	6.93	3.90	5	PEER	6.2	64.00
2	PEER	7.62	54.00	6	PEER	6.93	20.30
3	PEER	6.2	54.00	7	PEER	7.13	61.00
4	PEER	7.62	9.80	8	PEER	7.62	46.00

表 H.28 II 类场地 设计特征周期 $T_g=0.70s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	6.36	32.00	5	National strong-motion network of Turkey	7.8	321.00
2	PEER	6.93	20.30	6	PEER	6.3	84.00
3	PEER	6.2	67.00	7	PEER	6.93	75.00
4	ITSAK strong-motion network	6.51	89.00	8	K-NET	7.0	106.12

表 H.29 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.45s$ ($0.45s \leq \text{结构基本周期} < 1.50s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	6.2	95.00	5	K-NET	9.0	484.06
2	K-NET	7.4	189.30	6	K-NET	7.1	95.40
3	K-NET	6.0	47.62	7	PEER	6.46	45.00
4	K-NET	6.9	189.44	8	K-NET	7.1	121.99

表 H.30 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.45s$ ($1.50s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	6.53	21.70	5	K-NET	6.0	17.69
2	K-NET	7.1	140.61	6	K-NET	8.0	152.98

3	K-NET	9.0	256.60	7	K-NET	7.1	67.63
4	K-NET	6.5	118.18	8	K-NET	6.4	39.59

表 H.31 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.45s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	K-NET	7.1	18.68	5	K-NET	6.6	159.12
2	K-NET	8.0	152.98	6	K-NET	7.1	2.25
3	K-NET	6.7	103.54	7	K-NET	6.4	81.34
4	K-NET	6.9	147.48	8	K-NET	7.0	57.59

表 H.32 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.45s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	Strong-motion network of the geophysical institute of Israel	7.1	441.00	5	Caucasus strong-motion network	6.97	182.00
2	National strong-motion network of Turkey	6.1	156.00	6	National strong-motion network of Turkey	7.3	423.00
3	Caucasus strong-motion network	6.97	182.00	7	K-NET	7.0	57.59
4	PEER	6.2	110.00	8	Iranian strong-motion network	6.3	128.00

表 H.33 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.65s$ ($0.65s \leq \text{结构基本周期} < 1.50s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	5.8	7.00	5	PEER	7.13	187.00
2	K-NET	8.1	884.48	6	K-NET	7.1	259.14
3	K-NET	9.0	398.52	7	K-NET	7.4	158.99
4	PEER	6.69	40.00	8	K-NET	9.0	252.41

表 H.34 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.65s$ ($1.50s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	7.37	175.00	5	PEER	7.62	100.00
2	K-NET	6.2	99.85	6	PEER	7.28	27.00
3	National strong-motion network of Turkey	5.4	139.00	7	PEER	7.62	81.00
4	K-NET	6.6	172.90	8	K-NET	8.0	312.77

表 H.35 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.65s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	K-NET	7.2	289.13	5	PEER	6.2	83.00
2	K-NET	7.1	165.08	6	K-NET	6.5	105.71
3	PEER	6.2	123.00	7	PEER	7.62	56.00
4	PEER	6.53	0.10	8	PEER	6.93	36.00

表 H.36 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.65s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	K-NET	7.7	122.01	5	K-NET	6.8	21.00
2	PEER	6.69	5.50	6	K-NET	7.1	58.94
3	K-NET	7.3	175.28	7	K-NET	8.0	148.29
4	K-NET	6.8	215.42	8	K-NET	7.1	275.11

表 H.37 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.90s$ ($0.90s \leq \text{结构基本周期} < 1.50s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	K-NET	7.1	172.05	5	PEER	6.2	122.00
2	Strong-motion network of the geophysical institute of Israel	7.1	244.00	6	K-NET	9.0	311.48
3	PEER	7.62	100.00	7	K-NET	9.0	275.42
4	PEER	7.62	106.00	8	PEER	6.3	81.00

表 H.38 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.90s$ ($1.50s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	7.62	100.00	5	PEER	7.9	267.00
2	PEER	7.62	107.00	6	K-NET	6.7	90.22
3	Strong-motion network of the geophysical institute of Israel	7.1	244.00	7	K-NET	8.0	272.57
4	K-NET	6.3	46.50	8	PEER	7.62	100.00

表 H.39 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.90s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	5.9	16.70	5	K-NET	7.0	174.13
2	K-NET	7.1	54.65	6	K-NET	6.6	112.94

3	K-NET	7.1	198.68	7	PEER	5.9	16.70
4	PEER	6.93	36.00	8	PEER	7.62	100.00

表 H.40 III 类场地 设计特征周期 $T_g=0.90s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	K-NET	7.3	175.28	5	K-NET	7.3	170.50
2	K-NET	7.1	71.98	6	K-NET	7.3	169.24
3	PEER	7.62	100.00	7	K-NET	7.3	169.24
4	PEER	7.62	109.00	8	K-NET	7.2	149.64

表 H.41 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=0.65s$ ($0.65s \leq \text{结构基本周期} < 1.50s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	K-NET	5.8	34.59	5	K-NET	7.7	154.59
2	K-NET	6.9	163.72	6	K-NET	7.0	198.32
3	PEER	7.62	42.00	7	K-NET	9.0	255.50
4	K-NET	5.9	28.17	8	PEER	7.62	51.00

表 H.42 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=0.65s$ ($1.50s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	K-NET	7.2	373.56	5	PEER	6.2	116.00
2	K-NET	9.0	370.31	6	K-NET	7.0	126.15
3	K-NET	7.7	119.85	7	K-NET	8.1	849.07
4	K-NET	9.0	255.50	8	K-NET	9.0	378.64

表 H.43 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=0.65s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	K-NET	6.1	53.88	5	K-NET	6.3	32.11
2	PEER	6.2	116.00	6	K-NET	7.7	140.97
3	PEER	6.2	94.00	7	K-NET	7.7	190.33
4	K-NET	7.0	157.18	8	K-NET	7.7	140.97

表 H.44 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=0.65s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	K-NET	9.0	457.06	5	K-NET	7.3	229.98
2	PEER	6.2	116.00	6	K-NET	7.0	172.37
3	K-NET	6.8	39.70	7	K-NET	8.1	917.83
4	K-NET	6.3	70.73	8	K-NET	6.8	141.32

表 H.45 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=0.85s$ ($0.85s \leq \text{结构基本周期} < 1.50s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	K-NET	6.8	32.04	5	PEER	6.93	46.00
2	K-NET	6.3	103.38	6	K-NET	7.3	439.94
3	K-NET	7.0	267.72	7	K-NET	8.0	154.90
4	K-NET	7.1	249.24	8	PEER	6.2	63.00

表 H.46 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=0.85s$ ($1.50s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	K-NET	7.7	164.97	5	K-NET	9.0	527.59
2	K-NET	7.7	119.85	6	PEER	6.2	70.00
3	K-NET	6.8	32.04	7	K-NET	8.0	302.30
4	K-NET	7.0	267.72	8	PEER	6.93	46.00

表 H.47 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=0.85s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	7.62	81.00	5	K-NET	8.0	409.80
2	K-NET	8.0	130.89	6	K-NET	7.7	170.33
3	PEER	6.2	70.00	7	K-NET	8.0	302.30
4	K-NET	9.0	381.76	8	K-NET	7.1	131.72

表 H.48 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=0.85s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	K-NET	9.0	363.40	5	K-NET	7.4	241.90
2	PEER	6.53	12.90	6	K-NET	9.0	377.85

3	K-NET	7.3	185.13	7	K-NET	8.0	130.89
4	K-NET	6.8	124.04	8	PEER	6.2	70.00

表 H.49 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=1.05s$ ($1.05s \leq \text{结构基本周期} < 1.50s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	K-NET	9.0	249.49	5	K-NET	9.0	401.10
2	PEER	6.3	80.00	6	K-NET	7.5	422.23
3	K-NET	7.0	203.34	7	K-NET	7.7	190.33
4	K-NET	7.7	276.16	8	K-NET	9.0	457.06

表 H.50 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=1.05s$ ($1.50s \leq \text{结构基本周期} < 3.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	PEER	7.62	51.00	5	K-NET	7.7	146.59
2	PEER	7.62	77.00	6	K-NET	9.0	428.46
3	PEER	6.3	80.00	7	K-NET	7.7	118.62
4	K-NET	7.7	170.33	8	K-NET	8.1	917.83

表 H.51 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=1.05s$ ($3.00s \leq \text{结构基本周期} < 6.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	K-NET	7.7	170.33	5	K-NET	7.7	146.59
2	K-NET	8.0	409.80	6	PEER	7.62	81.00
3	K-NET	8.0	302.30	7	K-NET	9.0	549.44
4	K-NET	7.7	118.62	8	K-NET	7.7	154.59

表 H.52 IV 类场地 设计特征周期 $T_g=1.05s$ ($6.00s \leq \text{结构基本周期} \leq 10.00s$)

编号	记录来源	震级	断层距 (km)	编号	记录来源	震级	断层距 (km)
1	K-NET	6.8	225.68	5	K-NET	6.8	32.04
2	PEER	7.14	189.00	6	K-NET	9.0	375.45
3	PEER	6.2	70.00	7	K-NET	7.3	290.67
4	PEER	7.51	70.00	8	PEER	6.2	73.00

本标准用词说明

- 1 为便于在执行本标准条文时区别对待，对于要求严格程度不同的用词说明如下：
 - 1) 表示很严格，非这样做不可的：
正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；
 - 2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：
正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；
 - 3) 表示允许稍有选择，在条件许可时，首先应这样做的：
正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；
 - 4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。
- 2 标准中指明应按其他标准、规范执行的写法为：“应按……执行”或“应符合……的规定（或要求）”。

引用标准名录

- 《中国地震动参数区划图》GB 18306
《建筑结构荷载规范》GB 50009
《混凝土结构设计标准》GB/T 50010
《建筑抗震设计标准》GB/T 50011
《钢结构设计标准》GB 50017
《工程测量标准》GB 50026
《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223
《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231
《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1
《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99
《玻璃幕墙工程技术规范》JGJ 102
《金属与石材幕墙工程技术规范》JGJ 133
《组合结构设计规范》JGJ 138
《建筑结构荷载规范》DBJ/T 15-101
《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》DBJ/T 15-151
《钢管混凝土叠合柱结构技术规程》T/CECS 188

广东省地方标准

建筑工程混凝土结构设计标准

DB44/T 2696—2025

*

广东省标准化研究院组织印刷
广州市海珠区南田路 563 号 1304 室
邮政编码：510220
电话：020-84250337