

备案号: J 12314 - 2024

浙江省工程建设标准

DBJ

DBJ 33/T 1088 - 2024

高层建筑结构设计标准

Design standard for structures of tall building

2024 - 09 - 27 发布

2025 - 02 - 01 施行

浙江省住房和城乡建设厅 发布

浙江省住房和城乡建设厅

公 告

2024 年 第 38 号

省建设厅关于发布浙江省工程建设标准 《高层建筑设计标准》的公告

现批准《高层建筑设计标准》为浙江省工程建设标准，编号为 DBJ33/T 1088 - 2024，自 2025 年 2 月 1 日起施行。原《高层建筑设计技术规程》（DB 33/1088 - 2013）同时废止。

本标准由浙江省住房和城乡建设厅负责管理，浙江省建筑设计研究院有限公司负责具体技术内容的解释，并在浙江省住房和城乡建设厅网站公开。

浙江省住房和城乡建设厅

2024 年 9 月 27 日

前 言

根据浙江省住房和城乡建设厅《关于印发〈2021 年度浙江省建筑节能与绿色建筑及相关工程建设标准制修订计划〉（第一批）的通知》（浙建设函〔2021〕145 号）的要求，规程编制组经广泛调查研究、认真总结实践经验，结合浙江省的实际情况，参考有关国家标准、国内外先进经验，对浙江省工程建设标准《高层建筑结构技术规程》DB33/1088 – 2013 进行了修订。

本标准共分为 11 章和 9 个附录。主要技术内容包括：总则、术语和符号、基本规定、荷载和作用、抗震性能化设计、结构计算分析、钢筋混凝土结构、钢结构、混合结构、复杂高层建筑结构、基础和地下室结构等。

本次修订的主要内容包括：

1. 补充了部分不规则体型高层建筑风荷载体型系数；给出了浙江沿海主要地区基本风压。
2. 地震影响系数曲线延长至 10s；楼层地震最小剪力系数取值考虑场地类别的影响，细化了超高层长周期结构当楼层地震剪力不满足最小剪力系数时的调整要求。
3. 补充了水土压力、温度作用、混凝土结构收缩徐变、地基变形等荷载和非荷载作用效应的计算要求。
4. 补充了高层建筑结构的抗震性能化设计方法，并单列一章（第 5 章），给出了结构和构件的抗震性能评价方法。
5. 细化了高层结构的弹塑性分析要求，给出了地震波的初选和精选方法。
6. 补充了复杂体型、特殊体型高层结构的二阶效应和整体稳定性验算方法。

7. 补充了单向少墙混凝土剪力墙结构、混凝土偏筒结构的设计措施。

8. 补充了全框支混凝土剪力墙结构、钢板组合剪力墙（外包钢板）结构、钢框架－钢板组合剪力墙（核心筒）结构、重力钢框架－混凝土剪力墙结构、斜交网格外筒－混凝土核心筒结构、巨型框架－混凝土核心筒结构、竖向混合结构等近年来在浙江地区得到应用的新型结构体系的设计要求。

9. 补充了高层钢结构和混合高层结构中带转换层、加强层、错层、连体、多塔等复杂类型的设计措施。

10. 细化了软土地基高层建筑桩基础的设计措施。

本标准由浙江省住房和城乡建设厅负责管理，浙江省建筑设计研究院有限公司负责具体技术内容的解释。在执行过程中如有意见或建议，请寄送浙江省建筑设计研究院有限公司复杂结构工程研究中心（杭州市拱墅区安吉路 18 号，邮编 310006，邮箱：quhaochuan@ziadl.cn），以供修订时参考。

本标准主编单位、参编单位、主要起草人及主要审查人：

主 编 单 位：浙江省建筑设计研究院有限公司
浙江省建设工程抗震技术委员会

参 编 单 位：浙江大学
浙江大学建筑设计研究院有限公司
杭州市建筑设计研究院股份有限公司
杭州市城建设计研究院有限公司
浙江绿城建筑设计有限公司
杭州铁木辛柯工程设计有限公司
汉嘉设计集团股份有限公司
中国联合工程有限公司
浙江省工业设计研究院有限公司
浙江工业大学工程设计集团有限公司
浙江省建设投资集团股份有限公司

浙大城市学院
宁波市建筑设计研究院有限公司
温州设计集团有限公司
华汇工程设计集团股份有限公司
台州市精筑建设工程施工图审查中心
舟山市明建施工图审查服务中心
浙江华展工程研究设计院股份有限公司
大象建筑设计有限公司
宁波市城建设计研究院有限公司
宏正工程设计集团股份有限公司
浙江东南设计集团有限公司
浙江天和建筑设计有限公司
宁波理工建筑设计研究院有限公司

主要起草人：杨学林 童根树 祝文畏 李冰河 蔡颖天
沈国辉 王银根 肖志斌 付 波 李保忠
高 超 瞿浩川 邵剑文 楼东浩 金天德
顾建文 许国平 周平槐 方 成 陈瑞生
祝东红 钟亚军 刘兴旺 王 震 陈宏湛
徐 正 朱纪平 胡凌华 叶成军 柴世雄
周海权 陈立新 杨凯文 张和平 杨红昆
吴春菲 周豪毅

主要审查人：江欢成 娄 宇 郁银泉 赵 阳 唐曹明
陈青佳 徐和财 郭 丽 孙会郎 王向锋

目 次

1	总则	1
2	术语和符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	4
3	基本规定	6
3.1	一般规定	6
3.2	结构平面布置	7
3.3	结构竖向布置	10
3.4	楼盖结构	12
3.5	水平位移限值和舒适度要求	13
3.6	抗震等级	14
3.7	抗连续倒塌设计基本要求	15
4	荷载和作用	17
4.1	竖向荷载	17
4.2	风荷载	17
4.3	地震作用	23
4.4	其他荷载和作用	28
5	抗震性能化设计	31
5.1	一般规定	31
5.2	性能目标和性能设计指标	33
5.3	结构整体性能评价	38
5.4	构件性能评价	39
6	结构计算分析	46

6.1	一般规定	46
6.2	结构计算模型及参数	47
6.3	弹性分析及等效弹性分析	49
6.4	结构弹塑性分析	51
6.5	结构稳定分析	53
7	钢筋混凝土结构	56
7.1	一般规定	56
7.2	框架结构	57
7.3	剪力墙结构	58
7.4	框架-剪力墙结构和板柱-剪力墙结构	60
7.5	筒体结构	60
7.6	装配式混凝土结构	62
8	钢结构	64
8.1	一般规定	64
8.2	钢框架结构	65
8.3	钢框架-支撑结构	68
8.4	钢框架-钢板剪力墙结构	69
8.5	钢板组合墙结构	69
9	混合结构	77
9.1	一般规定	77
9.2	框架-混凝土核心筒结构	79
9.3	外框筒-混凝土核心筒结构	80
9.4	斜交网格外筒-混凝土核心筒结构	80
9.5	重力钢框架-混凝土剪力墙结构	82
9.6	巨型框架-混凝土核心筒结构	83
9.7	竖向混合结构	86
10	复杂高层建筑结构	87
10.1	一般规定	87

10.2	带转换层的高层建筑结构	87
10.3	带加强层的高层建筑结构	91
10.4	错层结构	92
10.5	连体结构	93
10.6	竖向体型收进、悬挑结构	95
11	基础和地下室结构	97
11.1	一般规定	97
11.2	天然地基基础	97
11.3	桩基础	98
11.4	地下室结构	100
附录 A	浙江省主要地区的风压	102
附录 B	风荷载体型系数	112
附录 C	风洞试验基本要求	119
附录 D	浙江省主要城镇抗震设防烈度、设计基本 地震加速度和设计地震分组	121
附录 E	地震波的选择方法	123
附录 F	基于构件弹塑性转角的构件性能评价准则	128
附录 G	基于构件变形指标的钢构件性能评价准则	131
附录 H	钢与混凝土组合梁设计	137
	本标准用词说明	150
	引用标准名录	151

Contents

1	General provisions	1
2	Terms and symbols	2
2.1	Terms	2
2.2	Symbols	4
3	Basic requirements	6
3.1	General requirement	6
3.2	Structural plan layout	7
3.3	Structural vertical arrangement	10
3.4	Diaphragm system	12
3.5	Limitation for story drift and comfort	13
3.6	Seismic design grade of structural members	14
3.7	Requirement for preventing structural progressive collapse	15
4	Loads and earthquake action	17
4.1	Vertical load	17
4.2	Wind load	17
4.3	Earthquake action	23
4.4	Other loads and action	28
5	Performance-based seismic design	31
5.1	General requirement	31
5.2	Seismic performance objectives and design index	33
5.3	Performance evaluation on overall structure	38
5.4	Performance evaluation on structure member	39
6	Structural calculation and analysis	46

6.1	General requirement	46
6.2	Analysis parameters and analysis modeling	47
6.3	Elastic analysis and equivalent elastic analysis	49
6.4	Structural elastoplastic analysis	51
6.5	Structural stability analysis	53
7	Reinforced concrete structure	56
7.1	General requirement	56
7.2	Frame structure	57
7.3	Shear wall structure	58
7.4	Frame-shear wall structure and slab-column shear wall structure	60
7.5	Tube structure	60
7.6	Precast concrete structure	62
8	Steel structure	64
8.1	General requirement	64
8.2	Steel frame structure	65
8.3	Braced steel frame structure	68
8.4	Steel frame-steel plate shear wall structure	69
8.5	Steel plate and concrete composite wall structure	69
9	Mixed structure	77
9.1	General requirement	77
9.2	Frame-concrete core tube structure	79
9.3	Frame tube-concrete core tube structure	80
9.4	Diagrid tube-concrete core tube structure	80
9.5	Gravity steel frame-concrete shear wall structure	82
9.6	Mega frame-concrete core tube structure	83
9.7	Vertical mixed structure	86
10	Complicated tall building	87

10.1	General requirement	87
10.2	Structure with transfer story	87
10.3	Structure with outriggers and/or belt members	91
10.4	Structure with staggered stories	92
10.5	Towers linked with connective structure	93
10.6	Structure with setback and/or cantilever	95
11	Foundation and basement	97
11.1	General requirement	97
11.2	Foundations on soil	97
11.3	Pile foundations	98
11.4	Basement	100
AppendixA	Wind pressure of main cities in Zhejiang province	102
AppendixB	Wind load shape coefficient	112
AppendixC	Basic requirements for wind tunnel testing	119
AppendixD	The earthquake intensity, basic accelerations of ground motion and design earthquake groups of main cities in Zhejiang province	121
AppendixE	Selection and simulation of earthquake wave	123
AppendixF	Evaluation criteria of members based on elastoplastic displacement angle	128
AppendixG	Evaluation criteria of steel member based on member deformation	131
AppendixH	Steel-concrete composite beams	137
	Explanation of wording in this specification	150
	List of quoted standards	151

1 总 则

1.0.1 为在浙江省高层建筑工程设计中合理应用混凝土结构、钢结构和混合结构，做到安全适用、技术先进、经济合理、方便施工，结合浙江省的工程实践和设计经验，制定本标准。

1.0.2 本标准适用于浙江省高层建筑钢筋混凝土结构、钢结构和混合结构的设计。

1.0.3 高层建筑结构设计除应符合本标准的规定外，尚应符合国家和浙江省现行有关标准的规定。

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 房屋高度 building height

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

2.1.3 风向影响系数 wind direction coefficient

考虑风速风向联合概率分布后，不同重现期风压的不同方位角修正系数，通常与风洞试验数据结合使用。

2.1.4 框剪比 frame shear sharing ratio

框架与剪力墙、核心筒共同抗侧的各类结构，在多遇地震作用下，框架部分分配的楼层地震剪力与基底总剪力的比值。

2.1.5 混合结构 mixed structure, hybrid structure

由框架、框筒、斜交网格筒或巨型框架与剪力墙或核心筒所组成的共同承受水平和竖向作用的高层建筑结构。其中，框架、框筒、斜交网格筒和巨型框架应采用钢构件或钢-混凝土组合构件，剪力墙和核心筒应采用钢筋混凝土剪力墙或钢板组合墙。

2.1.6 竖向混合结构 vertical hybrid structure

由上部钢结构、下部钢筋混凝土结构或混合结构构成的组合高层结构。

2.1.7 重力钢框架-混凝土剪力墙结构 gravity steel frame-concrete shear wall structure

一种由建筑平面外围钢筋混凝土墙、中间设置钢梁和钢柱（或钢管混凝土柱）组成，钢梁与柱和墙之间主要采用铰接连接的结构，在规定的水平力作用下，重力钢框架承担的倾覆力矩占结构底部总倾覆力矩比例不超过 10%。

2.1.8 钢-混凝土组合构件 steel and concrete composite members

由型钢、钢管或钢板与钢筋混凝土组成能整体受力的结构构件，本标准主要指型钢混凝土构件、圆钢管和矩形钢管混凝土构件、钢板组合墙。

2.1.9 钢板组合墙 steel plate and concrete composite wall

由两侧外包钢板和中间内填混凝土组合而成并共同工作的构件，外包钢板之间设置有与外包钢板连续焊接的分腔钢板、分腔桁架或对拉螺栓等部件。

2.1.10 钢板组合墙结构 steel plate and concrete composite wall structures

采用钢板组合墙作为主要抗侧力构件的结构，包括钢板组合剪力墙结构、框架-钢板组合剪力墙结构和框架-钢板组合核心筒结构。

2.1.11 钢板剪力墙 steel plate shear wall

设置在框架梁柱间的钢板，以承担水平剪力为主，当设置加劲肋时也可用于承担竖向力。

2.1.12 钢框架-钢板剪力墙结构 steel frame-steel plate shear wall structure

由钢框架和钢板剪力墙共同承受竖向和水平作用的结构。

2.1.13 巨型框架-混凝土核心筒结构 mega frame-concrete core tube structure

由巨型梁与巨型柱连接形成巨型框架，并与钢筋混凝土核心筒所组成的共同承受水平和竖向作用的结构。

2.1.14 全框支混凝土剪力墙结构 frame supported concrete shear wall structures

一种带水平转换构件的结构形式，转换层及以下采用框架结构，转换层以上采用混凝土剪力墙结构。

2.1.15 部分框支混凝土剪力墙结构 Partial frame supported concrete shear wall structures

一种地面以上有部分框支剪力墙的剪力墙结构。

2.2 符 号

2.2.1 抗力和材料性能

f_{ck} 、 f_{tk} ——分别为混凝土轴心抗压强度标准值和抗拉强度标准值；

f_c 、 f_t ——分别为混凝土的抗压强度设计值和抗拉强度设计值；

f_y ——钢筋抗拉强度设计值或钢材屈服强度；

f ——钢材抗拉、抗压强度设计值；

E_c ——混凝土弹性模量；

K ——结构（构件）的刚度。

2.2.2 几何参数

B ——结构宽度或结构迎风面宽度；

H ——山体高度或建筑物总高度；

A_c ——扣除型钢后的混凝土的截面面积；

A_a ——型钢（或钢板）的截面面积；

I_b ——梁截面惯性矩；

I_w ——剪力墙截面惯性矩。

2.2.3 作用和作用效应

G_j ——第 j 层的重力荷载代表值；

G ——上部结构及地下室、基础总重力荷载代表值；

V_f ——对应于地震作用标准值且未经调整的各层（或某一段内各层）框架承担的地震总剪力；

V_{EK} ——水平地震剪力标准值；

V_i ——第 i 层的地震剪力标准值；

Δ_i ——第 i 层在地震作用标准值作用下的层间位移；

M 、 V ——分别为构件某截面处的弯矩和剪力；

M_n 、 V_n ——分别为构件某截面处的抗弯承载力和抗剪承载力。

2.2.4 计算参数

f_1 ——结构第一阶自振频率；

ϕ_1 ——结构第 1 阶振型系数；

$\alpha_{\max}$ ——水平地震影响系数最大值；

λ ——最小地震剪力系数。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 高层建筑可采用钢筋混凝土结构、钢结构或混合结构，并应根据抗震设防类别、设防烈度、房屋高度、场地地基条件、使用要求、建筑体型、结构材料和施工等因素综合分析选用合适的结构体系。

3.1.2 高层建筑不应采用严重不规则的结构体系，并应符合下列规定：

1 高层建筑结构应具有合理的结构布置、明确的计算简图和合理的荷载与作用传递途径，应使结构具有必要的承载能力、合适的刚度和良好的延性；

2 结构宜具有多道防线，并应对薄弱部位及薄弱层采取有效的加强措施；

3 当房屋高度、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标准及有关规定时，应提出更高的抗震设防性能目标及具体的加强措施，保证结构的抗震安全性。

3.1.3 高层建筑宜采用有利于减小横风向振动影响的建筑形体，并应计入相邻高层建筑对风荷载的影响。

3.1.4 高层建筑填充墙及隔墙宜采用轻质材料，并应与主体结构可靠连接。

3.1.5 当竖向构件采用高强混凝土时，尚应采取下列抗震构造措施：

1 当柱采用 C70 及以上的高强混凝土时，宜提高配筋率和配箍率，或采用钢管混凝土柱、型钢混凝土柱或钢管混凝土叠

合柱；

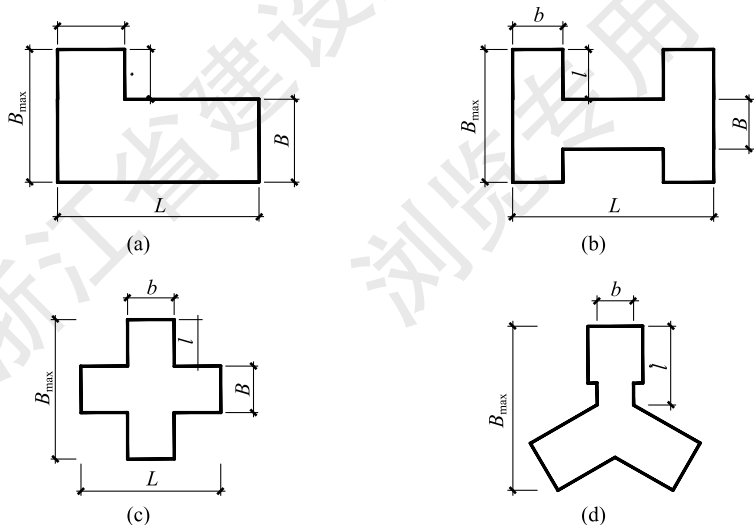
2 当剪力墙采用 C60 及以上的高强混凝土时，宜提高分布筋的配筋率和边缘构件的配筋率及配箍率，必要时可设置型钢或钢板。

3.1.6 高层建筑结构的最大适用高度和适用高宽比应符合本标准各章节的有关规定。高宽比计算时，对于平面和竖向复杂体型房屋的计算宽度，可采用结构侧向刚度等代换算的等效宽度。

3.2 结构平面布置

3.2.1 高层建筑的平面布置应符合下列规定：

- 1 平面宜简单、规则、对称。
- 2 平面长度不宜过长，长宽比 L/B 宜符合表 3.2.1 的要求。



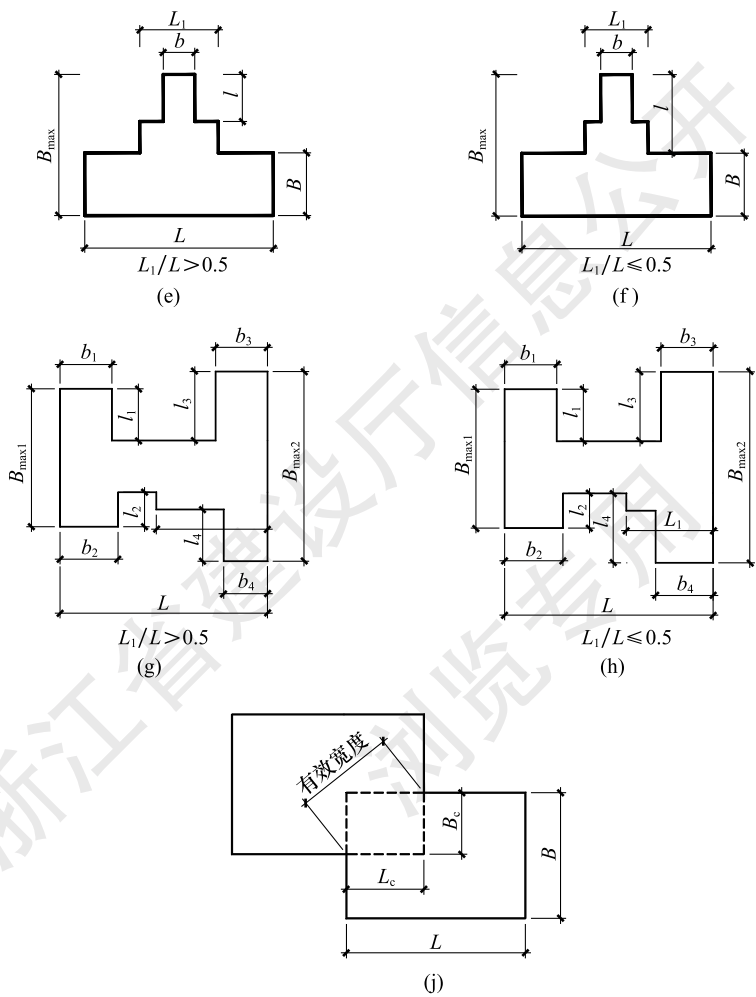


图 3.2.1 建筑平面示意

表 3.2.1 平面尺寸及突出部位尺寸的比值限值

L/B	$l/B_{\max}$	l/b
≤ 6.0	≤ 0.35	≤ 2.0

3 平面凹进或凸出的尺寸 l 不宜过大（图 3.2.1a ~ 图 3.2.1d）， $l/B_{\max}$ 宜符合表 3.2.1 的要求。当平面凹凸呈阶梯状布置时，可根据内侧一阶在相应投影方向的宽度判别凸出长度（图 3.2.1e ~ 图 3.2.1f）；当结构平面的宽度有变化时， $B_{\max}$ 取凹凸位置紧邻处的相应宽度（图 3.2.1g ~ 图 3.2.1h），各部位比值 $l_1/B_{\max 1}$ 、 $l_2/B_{\max 1}$ 、 $l_3/B_{\max 2}$ 、 $l_4/B_{\max 2}$ 均宜符合表 3.2.1 的要求。

4 平面凸出部分的宽度 b 不宜过小，平面凸出部分的长度 l 与宽度 b 之比 l/b 宜符合表 3.2.1 的要求（图 3.2.1a ~ 图 3.2.1h）。

5 建筑平面不宜采用细腰形（图 3.2.1b）或角部重叠平面布置（图 3.2.1j）。当采用时，细腰部分的宽度 B 不宜小于 $B_{\max}$ 的 70%；角部重叠平面的重叠部分长度 L_e 和宽度 B_e 均不宜小于较小平面相应方向边长 L 和 B 的 50%，且连接部分的有效宽度不宜小于 5m。

3.2.2 高层建筑设置防震缝时应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。对于采用混合结构的高层建筑，其抗震缝设置应满足混凝土结构抗震缝设置的有关要求。对于采用竖向混合结构的高层建筑，其抗震缝宽度可采用沿高度方向的累加抗震缝宽度。

3.2.3 在考虑偶然偏心影响的规定水平地震力作用下，楼层最大扭转位移比宜符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的规定。当楼层计算最大层间位移角较小时，扭转位移比限值可适当放松，但应满足表 3.2.3 的限值要求。

表 3.2.3 扭转位移比限值

类别	楼层最大层间位移角/ 层间位移角限值			
	≤ 0.40	0.50	0.60	0.70
B 级及超 B 级高度的高层建筑、混合结构高层建筑及本标准第 10 章所指复杂高层建筑	1.60	1.55	1.45	1.40
A 级高度高层建筑	1.65	1.60	1.55	1.50

注：1 楼层扭转位移比指该楼层竖向构件最大的水平位移和层间位移与该楼层平均值的比值；

2 表中的层间位移角系指多遇地震标准值作用下按弹性方法计算的楼层层间最大水平位移与层高之比 $\Delta u/h$ ；

3 表中层间位移角限值应按本标准各章节的有关规定确定。

3.3 结构竖向布置

3.3.1 高层建筑的竖向布置应符合下列规定：

1 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 75%（图 3.3.1-1a、图 3.3.1-1b）；对于平面局部收进的情况，下部楼层水平尺寸可按等效收进宽度计算，且收进后的水平尺寸 B_1 不宜小于下部等效楼层水平尺寸 B 的 75%（图 3.3.1-1c）。

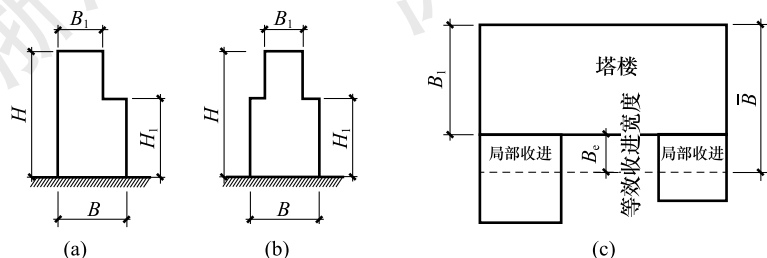


图 3.3.1-1 上部楼层收进示意图

2 当上部结构楼层相对于下部楼层外挑时, 上部楼层水平尺寸 B_1 不宜大于下部楼层的水平尺寸 B 的 1.1 倍, 且水平外挑尺寸 a 不宜大于 4m (图 3.3.1-2a、图 3.3.1-2b)。

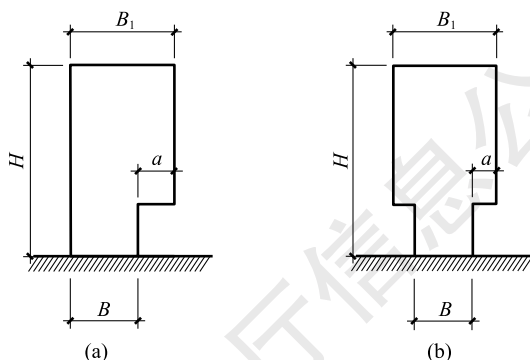


图 3.3.1-2 上部楼层外挑示意图

3.3.2 高层建筑相邻楼层的侧向刚度变化应符合下列规定:

1 对框架结构, 楼层与相邻上层的侧向刚度比值不宜小于 0.7, 或与相邻上部三层侧向刚度平均值的比值不宜小于 0.8;

2 对除框架结构以外的结构, 楼层侧向刚度与其相邻上层侧向刚度的比值不宜小于 0.9; 当本层层高大于相邻上层层高的 1.5 倍时, 楼层侧向刚度与其相邻上层侧向刚度的比值不宜小于 1.1; 对结构底部嵌固层, 嵌固层侧向刚度与其相邻上层侧向刚度的比值不宜小于 1.5。

3 对除框架结构以外的结构, 当局部楼层层高超过相邻楼层层高 3 倍时, 尚宜按结构自身力学特性计算楼层的抗侧刚度, 侧向刚度比限值应满足本条第 1 款的要求。

3.3.3 高层建筑的楼层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 80%, 不应小于其相邻上一层受剪承载力的 65%; B 级高度的钢筋混凝土结构、超过 A 级高度的混合结构的楼层抗侧力结构的层间受剪承载力不应小于其相邻上

一层受剪承载力的 75%。

3.3.4 楼层的层间受剪承载力与侧向刚度不宜小于下部相邻楼层受剪承载力与侧向刚度的 50%，不满足时应对上一层对应于地震作用标准值的剪力乘以不小于 1.25 的增大系数。

3.3.5 当结构顶部楼层取消部分墙、柱形成刚度突变时，应补充弹性或弹塑性时程分析，并应对刚度突变楼层及相邻楼层构件采取有效加强措施。

3.4 楼盖结构

3.4.1 混凝土结构应采用现浇楼盖结构或装配整体式楼盖结构，对于房屋高度超过 50m 的框架-剪力墙结构、筒体结构及本标准第 10 章所指的复杂高层建筑结构宜采用现浇楼盖结构。装配整体式楼盖宜采用叠合楼板，并应符合下列规定：

1 叠合楼板宜采用钢筋桁架混凝土叠合板或预应力混凝土叠合板，并应采用后浇带式或密拼式整体接缝；

2 钢筋桁架预制混凝土底板厚度不应小于 60mm，预制预应力混凝土底板厚度不应小于 50mm，后浇混凝土叠合层厚度均不应小于 70mm；当叠合双向板采用密拼式整体接缝时，叠合面层厚度尚不应小于预制底板厚度的 1.3 倍；

3 屋面层、大开洞周边或楼盖连接薄弱部位的局部楼板宜采用现浇楼板，当采用叠合楼板时，后浇混凝土叠合层厚度不应小于 100mm，后浇层内应采用双向通长配筋，并适当增加支座板面受力筋。

3.4.2 钢结构的楼、屋盖应符合下列规定：

1 宜采用钢筋桁架楼承板或压型钢板混凝土组合楼板，也可采用现浇钢筋混凝土楼板。

2 楼板应与钢梁可靠连接；对转换层、加强层楼盖、连体结构的连接体楼盖或楼板有大洞口等情况，宜在楼板内设置水平钢支撑。

3 房屋高度不超过 50m 时,可采用装配式楼板(全预制楼板)或其他轻型楼盖,但应通过设置水平钢支撑或加强预制板之间的可靠连接等措施保证楼盖的整体性。

4 采用组合楼板时,对结构转换层、加强层、屋面层以及其他平面受力复杂的楼层,宜增加组合楼板的有效厚度,其有效板厚不应小于现浇楼盖楼板厚度的相应规定。

3.4.3 主楼地下室顶板与周边地下室顶板之间存在较大高差时,高差处应采取增设斜梁或斜板、翼墙、梁加腋等加强措施,且主楼周边竖向构件在高差处的抗剪承载力不应低于上层对应构件,框架柱箍筋应全高加密。

3.4.4 对于大底盘多塔结构、强连接的连体结构、带加强层或转换层的结构、带斜柱或竖向收进结构、平面不规则或楼面大开洞结构、厚板转换结构、剪力墙间距过大结构、超长结构,以及薄弱连接板等,应补充楼板应力分析。

3.4.5 楼盖设置水平钢支撑协同楼板传递水平力时,罕遇地震作用下水平钢支撑的计算不宜考虑楼板的有利作用。

3.5 水平位移限值和舒适度要求

3.5.1 按弹性方法计算的风荷载或多遇地震标准值作用下的楼层层间最大水平位移与层高之比 $\Delta u/h$ 的限值,应符合本标准对各结构类型的相应规定。当地下室顶板作为设计嵌固端时,楼层层间最大水平位移计算时,地下室结构可不参与整体计算。

3.5.2 按弹塑性方法计算的罕遇地震标准值作用下的楼层层间最大弹塑性位移与层高之比 $\Delta u_p/h$ 应符合本标准对各结构类型的相应规定。

3.5.3 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 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 3.5.3 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 的规定计算，也可通过风洞试验结果确定。计算时的阻尼比取值应满足本标准 4.2 节的有关要求。

表 3.5.3 结构顶点风振加速度限值

结构类型	使用功能	$a_{\text{lim}} \text{ (m/s}^2\text{)}$
钢筋混凝土结构、混合结构	住宅、公寓	0.15
	酒店、旅馆	0.20
	公共建筑	0.25
钢结构	住宅、公寓	0.20
	酒店、旅馆	0.24
	公共建筑	0.28

3.5.4 楼盖结构应具有适宜的舒适度，其竖向振动舒适度的计算除满足国家现行标准的要求外，尚应符合下列规定：

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；

2 楼盖结构的竖向加速度可按现行行业标准《建筑楼盖振动舒适度技术标准》JGJ/T 441 进行计算，计算结果应满足该标准的限值要求。

3.6 抗震等级

3.6.1 结构的抗震等级应根据抗震设防分类、烈度、结构类型和房屋高度，按现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 和本标准各章节的相关规定确定，并应符合本节的规定。

3.6.2 特一级抗震等级的钢筋混凝土构件应符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的相关设计规定。对于按本标准规定需要提高抗震等级的结构构件，当钢筋混凝土构件的抗震等级已经为特一级、钢构件和钢-混凝土组合构件的抗震等

级已经为一级时，可不再提高。

3.6.3 嵌固端及嵌固端以下一层的地下室相关范围结构的抗震等级应按上部结构采用，嵌固端以下第二层起抗震构造措施的抗震等级可逐层降低一级，但不应低于四级。

3.6.4 高层建筑结构沿竖向采用不同抗震等级时，抗震等级应均匀变化，相邻楼层的抗震等级差不应超过 1 级。

3.6.5 对于上部采用钢结构体系，地下室采用混凝土结构体系的高层建筑，当地下室顶板作为上部结构的嵌固端时，地下一层相关范围的抗震等级宜取与上部结构等高的对应混凝土结构类型的抗震等级。

3.7 抗连续倒塌设计基本要求

3.7.1 结构安全等级为一级的高层建筑应满足抗连续倒塌概念设计的要求。对于框支转换结构、大跨度悬挑结构、大跨度转换结构、大跨度连体结构等安全冗余度较低的结构，宜进行抗连续倒塌分析。

3.7.2 抗连续倒塌概念设计应符合下列规定：

- 1 应采取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；钢结构尚应合理控制截面尺寸，避免局部失稳或整个构件失稳；
- 4 结构构件应具有一定的反向承载能力；
- 5 周边及边跨框架的柱距不宜过大；
- 6 转换结构应具有整体多重传递重力荷载途径；
- 7 钢筋混凝土结构梁柱宜刚接，梁板顶、底钢筋在支座处宜接受拉要求连续贯通；
- 8 对防止结构倒塌起关键作用的构件、连接节点及支座应具有足够的承载力；

9 对于重要的承压型支座，应同时具备一定的抗拉承载力；当采用只能承受压力的支座时，应有支座受拉时的应对措施；可滑移支座设计应预留足够的可滑动距离，并设置可靠的限位装置或防跌落装置。

3.7.3 高层建筑结构抗连续倒塌设计宜采用拆除构件法。对于需要特别加强或无法拆除的结构构件，可在其表面施加爆炸威胁等侧向偶然荷载，进行该构件的承载力分析。

3.7.4 抗连续倒塌设计时的建筑结构构件承载力计算时，材料强度可按下列规定取值：

1 混凝土强度可取立方强度的 0.88 倍；

2 钢筋强度可取 1.25 倍屈服强度标准值；钢材强度可取极限强度最小值。

3 爆炸工况可计入材料性能在动力作用或大变形下的强化和脆性，并取相应的强度特征值。

4 荷载和作用

4.1 竖向荷载

4.1.1 高层建筑结构的楼面活荷载及屋面雪荷载等应按现行国家标准《工程结构通用规范》GB 55001 和《建筑结构荷载规范》GB 50009 的有关规定采用。

4.1.2 地下室顶板或楼板用作施工堆放材料或临时工场时应按实际情况考虑荷载，楼面施工活荷载标准值不应小于 5kN/m^2 。

4.1.3 建筑外立面幕墙荷载应按实际位置和荷载大小在结构模型中输入。若同一位置外侧为幕墙、内侧为内隔墙，墙体荷载应叠加。

4.1.4 对于擦窗机、旋转餐厅、太阳能装置等设备，应按实际情况确定其荷载的大小和作用位置。

4.1.5 当消防车总重量大于 30 吨时，应根据实际消防车型号，放大消防车楼面活荷载。对于有消防车通行的地上结构，地震作用计算时可不考虑消防车荷载。

4.2 风荷载

4.2.1 对于主体结构，垂直于建筑物表面上的风荷载标准值应按下列公式计算：

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

式中： w_k ——风荷载标准值 (kN/m^2)；

k_d ——风向影响系数；

η ——地形影响修正系数；

w_0 ——基本风压 (kN/m^2)；

μ_z ——风压高度变化系数；

μ_s ——风荷载体型系数；

β_z ——高度 z 处的风振系数。

4.2.2 高层建筑的基本风压 w_0 应按下列规定采用：

1 基本风压应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定和本标准附录 A 采用；

2 当建设地点的基本风压值在本标准附录 A 中没有给出时，重要的、地形地貌特殊的或高度超过边界层的建筑物的基本风压宜根据基本风压的定义和当地年最大风速资料，通过统计分析方法专项研究确定，分析时应考虑样本数量的影响。当地没有风速资料时，可根据附近地区规定的基本风压或长期资料，通过气象和地形条件的对比分析确定；

3 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 施工阶段抗风验算时可取 10 年一遇的风压。

4.2.3 高层建筑风荷载计算时的风压高度变化系数 μ_z ，应符合下列规定：

1 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现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定确定。

2 对于不能明显确定地貌类别的建设场地，宜基于指定距离范围内建筑高度的遥感实测数据进行地貌粗糙度评估，或进行大比例尺的地形模拟风洞试验确定。

3 对于特别重要建筑物或周围地形环境较为复杂以及建筑高度超过建设地点所属地貌类别梯度高度时，宜通过地形模拟试验或数值风洞试验确定其风压高度变化系数。

4 当建设地点各方向的地形、建筑布局有较大差别时，可采用有方向差别的地面粗糙度类别。

4.2.4 高层建筑风荷载计算时应考虑特殊地形的影响，地形影

响修正系数 η 应符合下列规定：

1 山区建筑物的地形影响修正系数 η 应按下列规定采用：

1) 三维轴对称山体（图 4.2.4-1）的地形影响修正系数应按下列规定采用且不应小于 1.0：

顺风面（图 4.2.4-1a）的修正系数可按式 4.2.4-1 计算：

$$\eta = \left[1 + \frac{0.572 \frac{x}{R} - 0.154}{\frac{z}{H} + \frac{0.439}{H/R}} \right]^2 \quad (4.2.4-1)$$

横风面（图 4.2.4-1b）修正系数可按式 4.2.4-2 计算：

$$\eta = \left[1 + \frac{0.319 \frac{x}{R} + 0.129}{\frac{z}{H} + \frac{0.507}{H/R}} \right]^2 \quad (4.2.4-2)$$

式中： x ——建筑物距离山体中心的水平距离，取绝对值（m）；

H ——山体高度（m）；

z ——建筑物计算位置离建筑物地面的高度（m），当 $z > 2.5H$ 时，取 $z = 2.5H$ ；

R ——山体半径（m）；

H/R ——山体的等效坡度，当 $H/R < 1/8$ 时，取 $1/8$ ；当 $H/R > 2/3$ 时取 $2/3$ 。

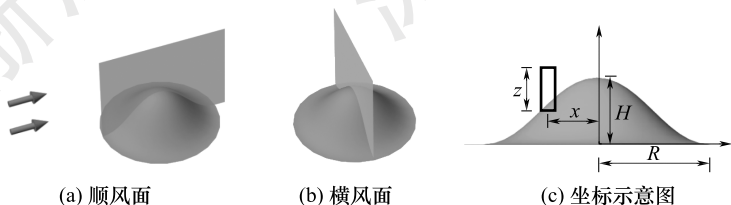


图 4.2.4-1 三维轴对称山体示意

2) 山峰和山坡（图 4.2.4-2）的地形影响修正系数应按下列规定采用：

顶部 B 处的修正系数可按式 4.2.4-3 计算：

$$\eta_B = \left[1 + \kappa \tan \alpha \left(1 - \frac{z}{2.5H} \right) \right]^2 \quad (4.2.4-3)$$

式中： $\tan \alpha$ ——山峰或山坡在迎风面一侧的坡度，当 $\tan \alpha$ 大于 0.3 时，取 0.3；

κ ——系数，对山峰取 2.2，对山坡取 1.4；

H ——山顶或山坡全高（m）；

z ——建筑物计算位置离建筑物地面的高度（m），当 $z > 2.5H$ 时，取 $z = 2.5H$ 。

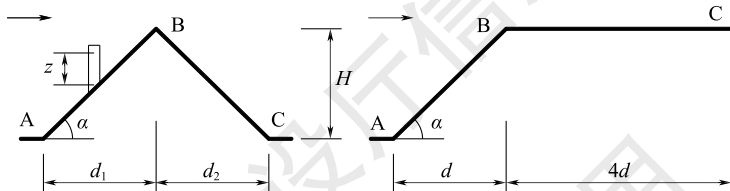


图 4.2.4-2 山峰和山坡的示意

其他部位（图 4.2.4-2）的修正系数可取 A、C 处的修正系数 η_A 、 η_C 为 1，AB 间和 BC 间的修正系数按 η 的线性插值确定。

3) 山间盆地、谷地等闭塞地形， η 可在 0.75 ~ 0.85 选取；

4) 与风向一致的谷口、山口， η 可在 1.20 ~ 1.50 选取。

2 远海海面和海岛的建筑物，地形影响修正系数 η 应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定确定。

4.2.5 高层建筑风荷载体型系数可按下列规定采用：

1 当高层建筑体型与本标准附录 B 所列体型类同时，可按本标准附录 B 的规定采用；

2 当高层建筑体型与本标准附录 B 所列体型不同时，可按相关可靠资料采用；当无相关资料时，宜由风洞试验确定；

3 对于重要且体型复杂的高层建筑，应由风洞试验确定。

4.2.6 对于出现下列情形之一的高层建筑，宜考虑横风向风振的影响：

- 1 建筑高度超过 150m；
- 2 建筑高度大于 100m 且高宽比大于 5。

4.2.7 高层建筑考虑横风向风振影响的等效风荷载应按下列规定采用：

1 对于平面或立面体型较复杂的高层建筑，横风向风振的等效风荷载宜通过风洞试验确定，也可比照有关资料确定；

2 对于圆形截面高层建筑，其横风向风振等效风荷载可按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 确定。

3 对于矩形平面及凹角或削角矩形截面的高层建筑，其横风向风振等效风荷载可按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 确定。

4.2.8 对于扭转风振作用效应明显的高层建筑，宜考虑扭转风振的影响。扭转风振等效风荷载可按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 确定。

4.2.9 横风向振动作用效应或扭转风振效应明显的高层建筑，应考虑顺风向风荷载、横风向风振及扭转风振等效风荷载的组合。承载力极限状态设计时，顺风向风荷载、横风向风振及扭转风振等效风荷载宜按表 4.2.9 考虑风荷载组合工况；正常使用极限状态设计时，可不考虑各方向的风荷载组合。表 4.2.9 中的单位高度风力 F_{Dk} ， F_{Lk} 及扭矩 T_{Tk} 标准值按下列公式计算：

$$F_{Dk} = (w_{k1} - w_{k2}) B \quad (4.2.9-1)$$

$$F_{Lk} = w_{Lk} B \quad (4.2.9-2)$$

$$T_{Tk} = w_{Tk} B^2 \quad (4.2.9-3)$$

式中： F_{Dk} ——顺风向单位高度风力标准值（kN/m）；

F_{Lk} ——横风向单位高度风力标准值（kN/m）；

T_{Tk} ——单位高度风致扭矩标准值（kN·m/m）；

w_{k1} , w_{k2} ——迎风面、背风面风荷载标准值 (kN/m^2);
 w_{Lk} , w_{Tk} ——横风向风振和扭转风振等效风荷载标准值 (kN/m^2);
 B ——迎风面宽度 (m);

表 4.2.9 顺风向、横风向和扭转风振等效风荷载的组合工况

组合	顺风向风荷载	横风向风振等效风荷载	扭转风振等效风荷载
1	F_{DK}	$0.2F_{Lk}$	$0.2T_{Tk}$
2	$0.6F_{DK}$	F_{Lk}	$0.6T_{Tk}$
3	$0.6F_{DK}$	$0.6F_{Lk}$	T_{Tk}

4.2.10 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。

4.2.11 房屋高度大于 200m 或有下列情况之一时,宜进行风洞试验确定建筑物的风荷载,该高度应计入女儿墙和塔冠的高度。

- 1 平面形状或立面形状复杂;
- 2 立面开洞或连体建筑;
- 3 周围地形和环境较复杂。

4.2.12 当有 15 年以上符合观测要求且可靠的风气象资料时,高层建筑主体结构抗风计算时可按照极值理论的统计方法计算不同风向的风向影响系数,但风向影响系数不应小于 0.8;当进行围护结构抗风计算时,风向影响系数宜取 1.0。

4.2.13 风洞试验的试验设备、试验方法和数据处理应符合现行行业标准《建筑工程风洞试验方法标准》JGJ/T 338 的有关规定,并应满足本标准附录 C 中的风洞试验基本要求。

4.2.14 根据风洞试验报告确定风荷载时,应符合下列规定:

- 1 对于主要受力结构,由取定的风荷载计算的主轴方向基底弯矩不应低于现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 规定计算值的 80%;
- 2 对于围护结构,风荷载取值不应低于现行国家标准《建

筑结构荷载规范》GB 50009 规定值的 90%。

4.2.15 当新建建筑可能使周边风环境发生较大改变时，宜评估其对既有建筑风环境和风荷载的影响。

4.2.16 风荷载计算时，结构阻尼比取值应符合下列规定：

1 风振舒适度验算时，钢筋混凝土结构的阻尼比可取 0.02，钢结构的阻尼比宜取 0.01，钢-混凝土混合结构的阻尼比可取 0.01 ~ 0.02；

2 高层建筑风荷载作用下楼层位移和构件设计时，钢筋混凝土的结构阻尼比可取 0.04 ~ 0.05，钢结构的阻尼比宜取 0.01 ~ 0.02，钢-混凝土混合结构的阻尼比宜取 0.02 ~ 0.03。

4.3 地震作用

4.3.1 浙江省主要城镇（县级及县级以上城镇）中心地区的抗震设防烈度、设计基本地震加速度值和所属的设计地震分组，可按本标准附录 D 采用。

4.3.2 计算地震作用时，建筑的重力荷载代表值应取永久荷载标准值和各可变荷载组合值之和。可变荷载的组合值系数应按下列规定取值：

1 楼面活荷载按实际情况计算时，组合系数应取 1.0；

2 按等效均布活荷载计算时，藏书库、档案库、库房、上部结构的水箱中的水取值不应小于 0.8，一般民用建筑取 0.5。

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对于方形及矩形平面可按式采用：

$$e_i = \pm 0.05L_i \quad (4.3.3-1)$$

式中： e_i ——第 i 层质心偏移值（m），各楼层质心偏移方向相同；

L_i ——第 i 层垂直于地震作用方向的建筑物总长度（m）。

对其他平面形式，可取

$$e_i = \pm 0.1732r_i \quad (4.3.3-2)$$

式中： 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 高层建筑结构的地震作用计算方法应符合下列规定：

1 高度不超过 40m、以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的结构，多遇地震作用计算可采用底部剪力法等简化方法。

2 除 1 款外的建筑结构，多遇地震作用计算宜采用考虑扭转耦联振动影响的振型分解反应谱法。

3 下列情况应采用弹性时程分析法进行多遇地震作用下的补充计算：

- 1) 甲类建筑；
- 2) 抗震设防烈度为 7 度且建筑高度大于 100m 的乙、丙类高层建筑；
- 3) 竖向不规则的建筑；
- 4) 本标准第 10 章规定的复杂高层建筑；
- 5) 质量沿竖向分布特别不均匀的高层建筑；

4 罕遇地震作用下的弹塑性变形应按本标准第 6 章规定的静力弹塑性分析方法或弹塑性时程分析法计算。

4.3.5 建筑结构的地震影响系数取值，应符合下列规定：

1 水平地震影响系数应根据烈度、场地类别、设计地震分組和结构自振周期以及阻尼比确定；

2 水平地震影响系数最大值不应小于表 4.3.5 的规定；

表 4.3.5 水平地震影响系数最大值

地震影响	6 度	7 度	8 度
多遇地震	0.04	0.08	0.16
设防地震	0.12	0.23	0.45
罕遇地震	0.28	0.50	0.90

3 特征周期应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 中的有关规定；计算罕遇地震作用时，特征周期应增

加 0.05s。

4.3.6 建筑结构地震影响系数曲线（图 4.3.6）的阻尼调整和形状参数应符合下列规定：

1 除有专门规定外，钢筋混凝土高层建筑结构的阻尼比应取 0.05，地震影响系数曲线的阻尼调整系数应按 1.0 采用，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 至特征周期区段，应取最大值 $\alpha_{\max}$ 。
- 3) 曲线下降段，自特征周期至 5 倍特征周期区段，衰减指数应取 0.9。
- 4) 直线下降段，自 5 倍特征周期至 10s 区段，下降斜率调整系数应取 0.02。

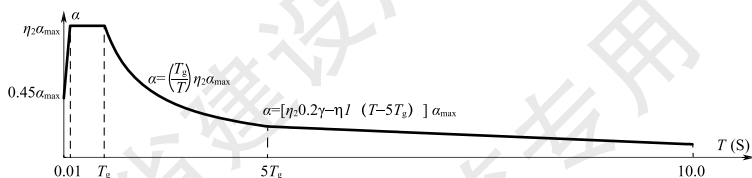


图 4.3.6 地震影响系数曲线

α —地震影响系数 $\alpha_{\max}$ —地震影响系数最大值

η_1 —直线下降段的下降斜率调整系数 γ —衰减指数

η_2 —阻尼调整系数 T_g —设计特征周期

T —结构自振周期

2 当建筑结构阻尼比按有关规定不等于 0.05 时，其地震影响系数曲线的阻尼调整系数和形状参数应符合下列规定：

1) 曲线下降段的衰减指数应按式（4.3.6-1）确定：

$$\gamma = 0.9 + (0.05 - \xi) / (0.3 + 6\xi) \quad (4.3.6-1)$$

式中： γ ——曲线下降段的衰减指数；

ξ ——阻尼比。

2) 直线下降段的下降斜率调整系数应按式 (4.3.6-2) 确定:

$$\eta_1 = 0.02 + (0.05 - \xi) / (4 + 32\xi) \quad (4.3.6-2)$$

式中: η_1 ——直线下降段的下降斜率调整系数, 小于 0 时取 0。

3) 阻尼调整系数应按式 (4.3.6-3) 确定:

$$\eta_2 = 1.0 + (0.05 - \xi) / (0.08 + 1.6\xi) \quad (4.3.6-3)$$

式中: η_2 ——阻尼调整系数, 当小于 0.55 时, 应取 0.55。

4.3.7 水平地震作用计算时, 结构各楼层对应于多遇地震作用标准值的剪力应符合下式规定:

$$V_{EKi} \geq \lambda \sum_{j=i}^n G_j \quad (4.3.7)$$

式中: V_{EKi} ——第 i 层对应于水平地震作用标准值的剪力;

λ ——水平地震剪力系数, 不应小于表 4.3.7 的规定值;
对于竖向不规则结构的薄弱层, 尚应乘以 1.15 的增大系数;

G_j ——第 j 层的重力荷载代表值;

n ——结构计算总层数。

表 4.3.7 楼层最小地震剪力系数值 (%)

类别	场地类别	6 度	7 度	8 度
扭转效应明显或基本周期小于 3.5s 的结构	I、II	0.80	1.60	3.20
	III	0.85	1.70	3.40
	IV	0.90	1.80	3.70
基本周期大于 5s 的结构	I、II	0.60	1.20	2.40
	III	0.65	1.30	2.60
	IV	0.70	1.40	2.80

注: 基本周期介于 3.5s 和 5.0s 之间的结构, 应允许线性插入取值。

4.3.8 多遇地震作用下, 结构总地震剪力以及各层的地震剪力与其以上各层总重力荷载代表值的比值, 应符合本标准第 4.3.7

条的要求。当底部总剪力相差较多时，应调整结构布置，但对满足下列要求的结构，可不调整结构布置，按本标准关于剪力系数最小值的规定进行设计：

1 基本周期大于 6s 且计算的最小剪力系数比本标准规定值低 20% 以内的结构，或基本周期为 3.5s ~ 5s 且最小剪力系数比本标准规定值低 15% 以内的结构。对于基本周期为 5s ~ 6s 的结构，底部剪力系数可插值采用。

2 6 度 (0.05g) 设防、基本周期大于 5s，且计算的底部剪力系数比本标准规定值低但按底部剪力系数 0.008 换算的层间位移满足规范要求的结构。

3 7 度设防时，在特定长周期地震动作用下的侧向位移满足规范要求的结构。

4.3.9 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。高层建筑结构的计算自振周期折减系数可按下列规定取值：

1 对于混凝土结构，当非承重墙体为砌体墙时，框架结构可取 0.6 ~ 0.7，框架-剪力墙结构可取 0.7 ~ 0.8，框架-核心筒结构可取 0.8 ~ 0.9，剪力墙结构可取 0.8 ~ 1.0。

2 对于钢结构，非承重墙体为填充轻质砌块、轻质墙板或外挂墙板时，自振周期折减系数可取 0.9 ~ 1.0。

3 对于钢-混凝土混合结构，当非承重墙体为砌体墙时，周期折减系数可取 0.8 ~ 0.9；当非承重墙体为填充轻质砌块、轻质墙板或外挂墙板时，自振周期折减系数可取 0.9 ~ 1.0。

4 对于其他结构体系或采用其他非承重墙体时，可根据工程情况确定周期折减系数。

4.3.10 设计工作年限超过 50 年的结构，宜考虑实际需要和可能，经专门研究后对地震影响系数作适当调整。

4.3.11 特殊设防类建筑工程地震作用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。

4.3.12 地震动加速度时程可采用强震记录和人工模拟地震波。强震记录选取应当考虑地震的震级、距离、场地类别、震源机制等因素，优先选用本场地或地质条件相似场地记录的地震动时程。地震波选取与合成宜满足本标准附录 D 的要求。

4.3.13 地震动加速度时程曲线有效持续时间不宜小于结构基本周期的 5 倍和 15s，且输入能量应在地震输入结束时逐渐趋近于零，时间间距可取 0.01s 或 0.02s。

4.3.14 进行结构时程分析时，地震动加速度时程的选用应符合下列规定：

1 宜采用不少于 7 组符合建筑场地类别和设计地震分组的地震动加速度时程。进行弹塑性时程分析时，对于已采用 7 组地震动加速度时程进行论证并基本满足性能化设计要求的结构，也可选取 7 组中最不利的 3 组针对关键部位或其他局部区域进行补充论证。

2 宜采用双向或三向地震动，对需计算竖向地震作用的结构应采用三向地震波。

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结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的 65%，多条时程曲线计算所得结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法计算结果的 80%。

4 采用单向或双向地震动输入的时程分析法计算的底部剪力应分别与考虑对应地震作用方向的振型分解反应谱法计算的底部剪力进行对比。采用双向地震作用时，底部剪力结果的比较可仅考虑水平地震的主方向。

4.4 其他荷载和作用

4.4.1 地下水土对地下结构的浮托力和侧压力计算应符合下列规定：

1 抗浮稳定性验算时设防水位应取建筑物设计工作年限内可能出现的最高水位；结构构件进行裂缝宽度验算时可适当降低水位，但不应低于常水位。

2 地下结构侧壁承受的水土压力宜按水压力和土压力分算的原则计算；地下室侧墙承载力验算时，应采用静止土压力。

3 地下结构底面承受的水压力应按施加在整个区域上的全水头静水压力计算；基底有承压水时，应取承压水位和设防水位的较高值作为计算依据。

4 地下结构侧壁承载力计算时，水土压力荷载的分项系数可取 1.35。

5 地下结构底板、抗浮锚杆、抗拔桩承载力计算时，水浮力荷载分项系数可取 1.35。

6 结构抗浮验算时，不宜考虑地下室侧壁及底板结构与岩土接触面的摩擦作用和黏滞作用；除采取可靠的长期控制地下水水位措施外，不应对应地下水水头进行折减。

7 水土侧向压力对结构受力有利时，应按最低水位计算水土压力，且对计算结果乘以不大于 0.9 的折减系数；水浮力对结构受力有利时，应选取结构设计工作年限内的最低水位。

4.4.2 温度作用应按合理的温差值确定，并分别考虑施工、合拢和使用三个不同时期各自的不利温差。进行结构温差效应分析时应符合下列规定：

1 楼盖与屋盖温差应分别计算，并宜计入室内空调、屋面隔热等因素影响。

2 计算结果应包括温差效应引起的梁板应力及竖向构件附加内力。

3 高度大于 100m 的高层建筑结构宜计入竖向温度作用影响。

4 结构的最高初始温度 $T_{0,max}$ 和最低初始温度 $T_{0,min}$ 应采用施工时可能出现的实际合拢温度按不利情况确定。

5 当采用当量温差法考虑混凝土收缩变形的影响时，混凝土

土结构综合温差应取环境温差与收缩当量温差之和。计算时，混凝土结构构件的截面弹性刚度可乘以 0.85 的折减系数，弹性计算所得的温差内力可乘以徐变应力松弛系数 0.3；钢结构温差应力不折减。

6 当采用混凝土收缩徐变模型考虑混凝土收缩变形的影响时，应根据所选用的收缩徐变模型合理确定计算参数，并宜计入施工工期的影响。

4.4.3 高层建筑结构宜进行施工模拟分析；高层混合结构、高度超过 200 米的钢筋混凝土结构、刚性连体结构、大跨度转换结构、悬挂结构及带加强层的高层建筑，宜计入混凝土收缩、徐变、温度差异等非荷载效应的影响；对竖向变形敏感的结构尚宜计入基础差异沉降的影响。

4.4.4 混凝土结构收缩徐变效应计算应满足下列要求：

1 应根据所选用的收缩徐变模型合理确定计算参数，型钢混凝土和钢管混凝土构件尚应考虑钢材的作用；

2 应根据实际施工步骤与工期，模拟结构刚度组装和加载过程；

3 计算结果应能反映结构构件在收缩徐变影响下的变形差异和内力变化；

4 收缩徐变效应作用分项系数可取 1.0，组合值系数可取 0.8。

4.4.5 地基基础差异沉降引起的结构效应分析应满足下列要求：

1 当竖向构件差异沉降大于 10mm 时，宜考虑其效应影响。

2 可根据已有沉降观测资料或计算修正后的沉降数据，采用强制位移法在计算模型中施加支座变形，计算整体结构中构件内力。

3 计算差异沉降效应时，对混凝土水平构件弹性计算所得的内力可乘以徐变应力松弛系数 0.3，对钢构件不应折减。

4 差异沉降作用效应的分项系数可取 1.3，与重力荷载组合时效应组合系数可取 0.8。

5 抗震性能化设计

5.1 一般规定

5.1.1 当高层建筑结构的房屋高度、规则性、结构类型等超过本标准的规定或抗震设防标准等有特殊要求时，可采用本章抗震性能设计方法进行补充分析和论证。

5.1.2 建筑结构的抗震性能化设计应包括结构体系、关键部位、薄弱部位、耗能部位、关键构件、节点和连接等性能化设计内容，并应根据设防标准和建设需求，制定明确的结构抗震性能目标和性能设计指标。

5.1.3 采用抗震性能化设计的建筑结构，仍应重视结构的抗震概念设计，结构的抗震等级和构造措施不宜低于国家现行标准及本标准各章节的有关要求。

5.1.4 建筑结构抗震性能化设计时，应根据竖向荷载传递和抗侧能力的重要性，将结构中的构件划分为关键构件、普通竖向构件和耗能构件。对其失效可能引起结构连续破坏或危及生命安全的构件，应划为关键构件；对剪力墙的连接梁、耗能支撑、框架梁等构件，宜划为耗能构件；对关键构件以外的竖向构件可划为普通竖向构件。

5.1.5 经抗震性能化设计的建筑结构，应具有合理的屈服机制和良好的耗能能力，弹塑性耗能应发生在预设的区域、构件上，确保结构在罕遇地震时具有合适的承载能力和足够的变形能力，避免因局部构件或节点的破坏而导致整个结构丧失承载力。

5.1.6 结构第一自振周期宜为平动周期。当结构第一自振周期为扭转周期时，尚应考虑楼层及竖向构件抵抗扭矩的作用，并应

按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关要求验算竖向构件的抗剪扭承载力。

5.1.7 结构抗震性能评价应包括结构性能整体评价和构件性能评价。

5.1.8 高层建筑结构抗震性能化设计流程宜符合下列规定 (图 5.1.8)：

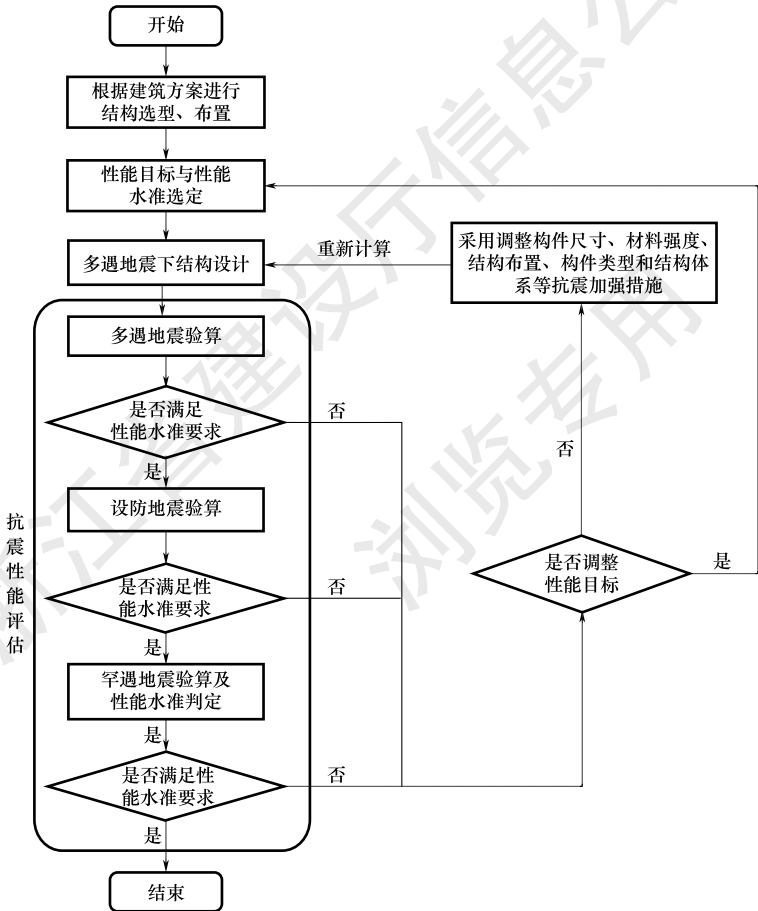


图 5.1.8 结构抗震性能化设计流程图

- 1 根据建筑方案确定结构体系及结构布置；
- 2 确定建筑结构的抗震性能目标；
- 3 划分结构的关键构件、普通竖向构件和耗能构件，确定不同地震动水准下构件的性能设计指标；
- 4 多遇地震作用下的结构弹性设计；
- 5 不同地震动水准下结构和构件的抗震性能评价；
- 6 当结构和构件的抗震性能评价不满足预设目标时，应采取进一步抗震加强措施，直至各水准地震作用下结构和构件的抗震性能均满足预设要求。

5.2 性能目标和性能设计指标

5.2.1 结构抗震性能水准可根据地震作用下结构和构件的损坏程度及继续使用的可能性分为 1、2、3、4、5 五个水准。结构和构件在不同抗震性能水准下的预期震后性能状况和损坏程度可按表 5.2.1 确定。

表 5.2.1 结构的抗震性能水准

结构抗震性能水准	结构宏观损坏程度	构件损坏程度			继续使用的可能性
		关键构件	普通竖向构件	耗能构件	
1	完好、无损坏	无损坏	无损坏	无损坏	不需修理即可继续使用
2	基本完好、轻微损坏	无损坏	无损坏	轻微损坏	稍加修理即可继续使用
3	轻度损坏	轻微损坏	轻微损坏、个别轻度损坏	轻度损坏、部分中度损坏	一般修理后可继续使用
4	中度损坏	轻度损坏	部分构件中度损坏	大部分中度损坏、部分比较严重损坏	修复或加固后可继续使用
5	比较严重损坏	中度损坏	中度损坏、部分比较严重损坏	比较严重损坏	需排险大修

注：表中“部分”指同类构件中占比 30% 及以下。

5.2.2 结构抗震性能目标可分为 A、B、C⁺、C、D⁺、D 六个等级，每个性能目标应与一组在指定地震动水准下的结构抗震性能水准相对应。不同抗震性能目标对应的最低抗震性能水准应符合表 5.2.2 的规定。

表 5.2.2 结构的抗震性能目标

性能目标 地震水准	A	B	C ⁺	C	D ⁺	D
多遇地震（小震）	1	1	1	1	1	1
设防地震（中震）	1	2	2	3	3	4
罕遇地震（大震）	2	3	4	4	5	5

5.2.3 高层建筑结构的抗震性能目标应根据下列因素，并经技术和经济可行性分析比较后确定：

- 1 结构在高度、不规则指标、结构类型等方面的超限程度；
- 2 设防烈度和场地条件；
- 3 建筑功能和抗震设防类别；
- 4 结构初期造价和遭受地震后的直接和间接经济损失、震后修复难易程度；
- 5 业主对设防标准等方面的特殊要求等。

5.2.4 高层建筑结构的抗震性能目标不应低于 D 级。下列建筑结构的抗震性能目标不宜低于 D⁺ 级：

- 1 结构高度超过最大适用高度 50% 及以上；
- 2 存在 5 项及以上不规则类型或某一项不规则类型的指标远超规定限值；
- 3 6 度抗震设防。

5.2.5 下列高层建筑结构的抗震性能目标不宜低于 C 级：

- 1 结构高度超过最大适用高度 100% 及以上；
- 2 同时具有转换层、加强层、错层、连体、多塔等复杂类型中的 3 种及以上。

5.2.6 对于甲类建筑和需满足震后特殊功能要求的建筑结构，应根据建筑物重要性以及使用功能在设防或罕遇地震作用下的特殊要求，确定结构的抗震性能目标。对于设防地震作用下需满足正常使用要求的建筑，结构的抗震性能目标不宜低于C⁺级。

5.2.7 结构抗震性能化设计时，应根据选定的性能目标确定结构和构件的抗震承载力、变形等具体设计指标。在不同地震动水准作用下，结构和构件的抗震性能设计指标应包括下列内容：

- 1 结构的层间位移角；
- 2 构件的抗震承载力；
- 3 构件的变形、损坏程度及相应的延性构造要求。

5.2.8 不同抗震性能水准对应的结构层间位移角宜符合下列规定：

- 1 第1性能水准的结构，宜小于弹性层间位移角限值；
- 2 第2性能水准的结构，宜小于1.2倍弹性层间位移角限值；
- 3 第3性能水准的结构，宜小于2倍弹性层间位移角限值；
- 4 第4性能水准的结构，宜小于4倍弹性层间位移角限值；
- 5 第5性能水准的结构，宜小于弹塑性层间位移角限值。

5.2.9 结构的各抗震性能水准对应的构件抗震承载力设计指标，应满足表5.2.9的要求。

表 5.2.9 各性能水准的结构需满足的构件承载力性能设计指标

结构性能水准	构件截面类型	构件类型		
		关键构件	普通竖向构件	耗能构件
1	正截面	应满足弹性设计	应满足弹性设计	应满足弹性设计
	斜截面	应满足弹性设计	应满足弹性设计	应满足弹性设计
2	正截面	应满足弹性设计	宜满足弹性设计	宜满足不屈服设计，允许个别屈服
	斜截面	应满足弹性设计	应满足弹性设计	宜满足弹性设计

续表 5.2.9

结构性能水准	构件截面类型	构件类型		
		关键构件	普通竖向构件	耗能构件
3	正截面	应满足不屈服设计	宜满足不屈服设计，允许个别屈服	允许部分屈服
	斜截面	应满足弹性设计	宜满足弹性设计	应满足不屈服设计
4	正截面	应满足不屈服设计	允许部分屈服，但应满足极限承载力设计	允许大部分屈服
	斜截面	应满足不屈服设计	应满足极限承载力设计，并满足最小截面条件	应满足最小截面条件
5	正截面	宜满足不屈服设计，允许个别屈服	允许部分屈服	允许大部分屈服
	斜截面	宜满足不屈服设计	应满足最小截面条件	宜满足最小截面条件

注：1. 表中“弹性”、“不屈服”、“极限承载力”、“受剪最小截面”的构件承载力设计指标，应按本标准第 5.4 节的规定进行验算。

2. 表中“个别”指同类构件中占比 5% 及以下；“部分”指同类构件中占比 30% 及以下；“大部分”指同类构件中占比 50% 及以上。

5.2.10 对本标准第 5.2.9 条允许进入屈服的构件，应控制其进入屈服后的损坏等级，并应符合下列规定：

1 构件损坏等级应根据其宏观损坏程度、塑性变形和承载力退化等特征划分为无损坏、轻微损坏、轻度损坏、中度损坏、比较严重损坏和严重损坏等 6 个等级，并应按表 5.2.10-1 进行定义。

表 5.2.10-1 构件损坏等级与塑性变形和损坏程度的对应关系

损坏等级	损坏程度	力-变形特征描述
L1	无损坏	构件未屈服或无明显塑性变形
L2	轻微损坏	构件出现较轻微的塑性变形

续表 5.2.10-1

损坏等级	损坏程度	力-变形特征描述
L3	轻度损坏	构件出现一定的塑性变形，并接近极限承载力
L4	中度损坏	构件超过极限承载力，但承载力无明显退化
L5	比较严重损坏	构件达到极限变形条件，有一定的承载力退化
L6	严重损坏	构件出现显著的承载力退化，并可能引起坍塌

2 构件屈服后的允许损坏等级应根据构件类型和受力特征，按表 5.2.10-2 确定。

表 5.2.10-2 构件屈服后的允许损坏等级

结构性能水准	构件类型		
	关键构件	普通竖向构件	耗能构件
1	L1	L1	L1
2	L1	L1	个别 L2
3	个别 L2	部分 L2，个别 L3	部分 L3，个别 L4
4	个别 L3	部分 L3，个别 L4	部分 L4，个别 L5
5	部分 L3，个别 L4	部分 L4，个别 L5	部分 L5，个别 L6

注：表中“个别”指同类构件中占比 5% 及以下；“部分”指同类构件中占比 30% 及以下。

3 构件进入屈服后的损坏等级，可根据结构弹塑性分析结果的构件变形进行评价。当采用构件变形进行评价时，应符合本标准第 5.4 节的规定。

5.2.11 下列关键构件在设防地震作用下宜满足弹性设计的性能要求，罕遇地震作用下宜满足正截面不屈服、斜截面弹性的性能要求：

- 1 框支柱或转换柱；
- 2 框支梁、转换梁或转换桁架；
- 3 高位连体结构的主要受力构件、及支承连体结构的竖向构件；

4 加强层处与伸臂桁架或环带桁架相连的外框柱、核心筒等竖向构件；

5 与斜柱直接相连的框架梁等对竖向抗侧力构件具有显著影响的重要水平构件；

6 大悬挑结构的主要受力构件；

7 巨型框架-混凝土核心筒结构的巨柱；

8 其他对结构整体刚度或局部承载具有显著影响的构件。

5.2.12 关键部位的楼面系统应具备足够的协调变形能力，保证结构的整体性和可靠传力，不同地震动水准作用下的混凝土楼板面内主拉应力应符合下列规定：

1 在多遇地震作用下，不宜超过混凝土抗拉强度设计值；

2 在设防地震作用下，不宜超过混凝土抗拉强度标准值；

3 在罕遇地震作用下，楼板或楼面水平支撑不应出现大范围的中度及中度以上损坏。

5.2.13 构件的抗震构造措施应满足在罕遇地震作用下的构件变形要求。

5.3 结构性能整体评价

5.3.1 结构性能整体评价应包括位移指标、基底剪力、屈服机制及次序等。

5.3.2 位移指标评价应包含弹塑性层间位移角、顶点位移时程曲线、整体结构残余变形等，并应符合下列规定：

1 结构薄弱层（部位）弹塑性层间位移角应满足各章节的限值要求。

2 宜根据罕遇地震下弹塑性计算的塑性残余变形判断结构薄弱部位，并与弹性计算的薄弱部位比较，当两者不一致时宜对各薄弱部位均采取加强措施。

3 任一楼层的残余层间位移角不应过大。

5.3.3 预定的罕遇地震作用下，结构弹塑性计算的基底剪力最

大值与弹性计算的基底剪力之比宜控制在 0.7 ~ 0.9。

5.3.4 在罕遇地震作用下的结构性能应满足下列要求：

1 首先屈服的构件应为耗能构件，其次为普通竖向构件，最后为关键构件。

2 除嵌固端外，同一楼层竖向构件的屈服数量不宜超过 50%。

3 当构件损坏程度较小无法判断其屈服顺序时，宜提高地震作用进行评价。

5.3.5 预定的罕遇地震作用下，结构弹塑性时程分析结果出现下列情况之一时，可认为其在地震作用下发生倒塌：

1 地震动输入结束后，在重力荷载代表值作用下，结构位移呈增大趋势或位移时程曲线呈发散趋势；

2 任一楼层的层间位移角峰值的包络值大于 0.045；

3 结构竖向变形量影响结构安全使用空间或冲击到下部楼层构件。

5.4 构件性能评价

5.4.1 构件性能评价应包括截面抗震承载力验算和损坏程度评价。对结构中的关键构件和不允许屈服的构件，应验算其截面抗震承载力；对允许屈服的构件，应验算其受剪承载力，并评价其损坏程度。构件损坏程度可采用基于材料应变或构件广义变形进行评价。

5.4.2 构件抗震承载力验算时，构件内力宜采用弹性分析方法或等效弹性分析方法；当构件内力采用弹塑性分析方法时，应符合下列要求：

1 当采用弹塑性时程分析方法时，应采用 7 组弹塑性时程分析得到的最大内力平均值；

2 当采用静力弹塑性分析方法时，应采用两种或两种以上侧向力加载模式推覆得到的构件内力包络值。静力弹塑性分析应

满足本标准第 6.4 节要求。

5.4.3 对于框架-核心筒、框架-剪力墙等具有多道抗震防线的结构，框架部分除采用弹性分析或等效弹性分析方法进行构件抗震承载力验算外，宜采用弹塑性分析方法计算的构件内力进行抗震承载力补充验算。弹塑性分析的构件内力取值应符合本标准第 5.4.2 条的规定。

5.4.4 采用弹性或等效弹性计算方法进行不同抗震性能水准下的抗震设计时，构件的正截面和斜截面承载力验算可按下列公式计算：

1 多遇地震作用下弹性设计时，构件承载力应满足下式要求：

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (5.4.4-1)$$

式中： R_d 、 γ_{RE} ——分别为构件承载力设计值和承载力抗震调整系数；

S_{GE} ——重力荷载代表值的效应；

γ_G 、 γ_{Eh} 、 γ_{Ev} 、 γ_w ——分别为重力荷载、水平地震作用、竖向地震作用、风荷载的分项系数；

S_{Ehk} ——水平地震作用标准值的效应，尚应考虑与抗震等级有关的增大系数；

S_{Evk} ——竖向地震作用标准值的效应，尚应考虑与抗震等级有关的增大系数；

S_{wk} ——风荷载标准值的效应；

ψ_w ——风荷载组合值系数，应取 0.2。

2 设防地震与罕遇地震作用下，需满足弹性设计要求的构件，其承载力应满足下式要求：

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk}^* + \gamma_{Ev} S_{Evk}^* \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (5.4.4-2)$$

式中： S_{Ehk}^* ——水平地震作用标准值的效应，不考虑与抗震等级有关的增大系数；

S_{Evk}^* ——竖向地震作用标准值的效应，不考虑与抗震等级有关的增大系数。

5.4.5 设防地震和罕遇地震作用下，需满足不屈服设计要求的构件承载力应符合式（5.4.5-1）的规定；水平长悬臂结构和大跨度结构中关键构件的承载力尚应符合式（5.4.5-2）的规定：

$$S_{GE} + S_{Ehk}^* + 0.4 S_{Evk}^* \leq R_k \quad (5.4.5-1)$$

$$S_{GE} + 0.4 S_{Ehk}^* + S_{Evk}^* \leq R_k \quad (5.4.5-2)$$

式中： R_k ——构件承载力标准值，按材料强度标准值计算。

5.4.6 罕遇地震作用下的极限承载力验算时，构件承载力应符合式（5.4.6-1）的规定；水平长悬臂结构和大跨度结构中的关键构件承载力尚应符合式（5.4.6-2）的规定。

$$S_{GE} + S_{Ehk}^* + 0.4 S_{Evk}^* \leq R_u \quad (5.4.6-1)$$

$$S_{GE} + 0.4 S_{Ehk}^* + S_{Evk}^* \leq R_u \quad (5.4.6-2)$$

式中： R_u ——构件承载力极限值，计算时材料强度取值：混凝土强度可取立方强度的0.88倍，钢筋强度可取屈服强度的1.25倍，钢材强度可取极限强度的最小值。

5.4.7 钢筋混凝土或型钢混凝土构件应进行罕遇地震作用下的最小抗剪截面验算，并应符合下列规定：

1 构件剪力宜根据截面实际抗弯承载力按照下列公式计算：

$$V = 1.2 (M_{bua}^l + M_{bua}^r) / l_n + V_{Gb} \quad (5.4.7-1)$$

$$V = 1.2 (M_{cua}^l + M_{cua}^b) / H_n \quad (5.4.7-2)$$

式中： M_{bua}^l 、 M_{bua}^r ——分别为梁左、右端在顺时针或逆时针方向实配的正截面受弯所对应的抗弯承载力，可根据实配钢筋面积、材料最小极限强度进行计算；

M_{cua}^l 、 M_{cua}^b ——分别为柱或墙上、下端在顺时针或逆时针方向实配的正截面受弯所对应的抗弯承载力，可根据实配钢筋面积、材料最小极限

强度和重力荷载代表值产生的轴向压力进行计算；

V_{Gb} ——梁在重力荷载代表值作用下按简支梁分析的梁端截面剪力标准值；

l_n 、 H_n ——分别为梁的净长，柱或墙的净高。

2 钢筋混凝土构件的最小抗剪截面验算应符合下列要求：

跨高比大于 2.5 的梁及剪跨比大于 2 的柱：

$$V \leq 0.2 \beta_c f_{ck} b h_0 \quad (5.4.7-3)$$

跨高比不大于 2.5 的梁及剪跨比不大于 2 的柱：

$$V \leq 0.15 \beta_c f_{ck} b h_0 \quad (5.4.7-4)$$

3 型钢混凝土构件的最小抗剪截面验算应符合下列要求：

$$V \leq 0.36 \beta_c f_{ck} b h_0 \quad (5.4.7-5)$$

4 钢-混凝土组合剪力墙的最小抗剪截面验算应符合下列要求：

跨高比大于 2.5 时：

$$V - 0.5 (f_{ak} A_a + f_{spk} A_{sp}) \leq 0.2 f_{ck} b h_0 \quad (5.4.7-6)$$

跨高比不大于 2.5 时：

$$V - 0.5 (f_{ak} A_a + f_{spk} A_{sp}) \leq 0.15 f_{ck} b h_0 \quad (5.4.7-7)$$

式中： β_c ——混凝土强度影响系数，当混凝土强度等级不超过 C50 时， β_c 取 1.0；当混凝土强度等级为 C80 时， β_c 取 0.8；其间按线性内插法确定；

b 、 h_0 ——分别为构件的截面宽度和有效高度；

f_{ak} ——剪力墙端部暗柱中型钢的强度标准值；

A_a ——剪力墙端部暗柱中型钢在受剪方向的截面面积；

f_{spk} ——剪力墙墙内钢板的强度标准值；

A_{sp} ——剪力墙墙内钢板的横截面面积。

5.4.8 钢筋混凝土构件、钢混凝土组合构件以及钢构件的结构抗震性能水准可采用下列指标进行评价：

1 材料应变或材料损伤变量；

2 构件转角或曲率。

5.4.9 当采用材料应变或材料损伤变量时，应根据构件中按混凝土受压应变或损伤变量及按钢筋/钢材受拉应变确定的损坏等级的不利情况进行综合评定。对于纤维梁单元模拟的梁、柱构件，其损伤值和塑性应变值宜按构件内单元的最大值确定，斜截面的性能水准应选用分析过程中的最大内力进行验证；对于壳单元模拟的剪力墙和楼板等构件，其损伤值和塑性应变值宜按单元的面积加权平均值确定。

5.4.10 钢筋混凝土、钢-混凝土组合构件中混凝土本构应按现行浙江省工程建设标准《建筑结构抗震性能化设计标准》DBJ/T 33-1318 确定。混凝土的损坏等级可根据受压应变和受压损伤变量按表 5.4.10 进行损坏等级评价。受压损伤变量 d_{ep} 可按下列公式计算：

$$d_{ep} = 1 - \frac{\sigma}{(\varepsilon - \varepsilon_p) E_c} \quad (5.4.10-1)$$

$$\varepsilon_p = \varepsilon - \left[\frac{(\varepsilon + \varepsilon_{ca}) \sigma}{\sigma + E_c \varepsilon_{ca}} \right] \quad (5.4.10-2)$$

$$\varepsilon_{ca} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon} \sqrt{\varepsilon_c \varepsilon} \quad (5.4.10-3)$$

式中： ε ——混凝土压应变；

ε_c ——混凝土峰值压应变；

ε_{ca} ——混凝土附加应变；

ε_p ——混凝土残余应变。

表 5.4.10 混凝土材料不同损坏等级对应的受压损伤变量和受压应变限值

类型	损坏等级					
	I1	I2	I3	I4	I5	I6
受压应变	$\leq 0.5\varepsilon_{c,r}$	$\leq 1.0\varepsilon_{c,r}$	$\leq 1.5\varepsilon_{c,r}$	$\leq 1.0\varepsilon_{cu}$	$\leq 1.5\varepsilon_{cu}$	$> 1.5\varepsilon_{cu}$
受压损伤变量	≤ 0.01	≤ 0.2	≤ 0.5	≤ 0.65	≤ 0.8	> 0.8

注： $\varepsilon_{c,r}$ 为混凝土的峰值压应变； ε_{cu} 为混凝土的极限压应变。

5.4.11 钢筋混凝土构件、钢-混凝土组合构件、钢构件中的钢筋/钢材的本构关系按现行浙江省工程建设标准《建筑结构抗震性能化设计标准》DBJ/T 33 - 1318 确定。钢筋/钢材的受拉损坏等级可根据最不利情况下的受拉应变按表 5.4.11 进行评价。

表 5.4.11 钢筋和钢材损坏等级对应的应变限值

损坏等级	L1	L2	L3	L4	L5	L6
混凝土	按 5.4.10 条					
钢筋/钢材拉应变	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 3\varepsilon_y$	$\leq 6\varepsilon_y$	$\leq 12\varepsilon_y$	$\leq 20\varepsilon_y$	$> 20\varepsilon_y$

注：表中 ε_y 为钢筋/钢材屈服应变。

5.4.12 钢构件的损坏等级评价时，宜采用按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 考虑整体和构件初始缺陷的弹塑性计算结果进行评价。

5.4.13 对于受弯、压弯和拉弯的钢构件，其受压损坏等级可根据构件截面等级及受压应变按表 5.4.13 确定，受拉损坏等级可根据受拉应变按本标准表 5.4.11 确定。

表 5.4.13 受弯、压弯、拉弯钢构件不同损坏等级对应的受压应变限值

截面等级	轴压比	损坏等级应变限值					
		L1	L2	L3	L4	L5	L6
S1	0	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 4.4\varepsilon_y$	$\leq 8\varepsilon_y$	$\leq 12\varepsilon_y$	$\leq 15\varepsilon_y$	$> 15\varepsilon_y$
	$0 < P/P_y \leq 0.2$	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 3.0\varepsilon_y$	$\leq 5\varepsilon_y$	$\leq 7\varepsilon_y$	$\leq 9\varepsilon_y$	$> 9\varepsilon_y$
	$0.2 < P/P_y \leq 0.4$	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 2.5\varepsilon_y$	$\leq 4\varepsilon_y$	$\leq 5.5\varepsilon_y$	$\leq 7\varepsilon_y$	$> 7\varepsilon_y$
	$0.4 < P/P_y \leq 0.6$	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 2.0\varepsilon_y$	$\leq 3\varepsilon_y$	$\leq 4\varepsilon_y$	$\leq 5\varepsilon_y$	$> 5\varepsilon_y$
S2	0	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 2.5\varepsilon_y$	$\leq 4\varepsilon_y$	$\leq 6\varepsilon_y$	$\leq 8\varepsilon_y$	$> 8\varepsilon_y$
	$0 < P/P_y \leq 0.2$	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 2.0\varepsilon_y$	$\leq 3\varepsilon_y$	$\leq 4\varepsilon_y$	$\leq 5\varepsilon_y$	$> 5\varepsilon_y$
	$0.2 < P/P_y \leq 0.4$	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 1.75\varepsilon_y$	$\leq 2.5\varepsilon_y$	$\leq 3.25\varepsilon_y$	$\leq 4\varepsilon_y$	$> 4\varepsilon_y$
	$0.4 < P/P_y \leq 0.6$	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 1.5\varepsilon_y$	$\leq 2\varepsilon_y$	$\leq 2.5\varepsilon_y$	$\leq 3\varepsilon_y$	$> 3\varepsilon_y$

续表 5.4.13

截面等级	轴压比	损坏等级应变限值					
		L1	L2	L3	L4	L5	L6
S3	0	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 2.0\varepsilon_y$	$\leq 3.0\varepsilon_y$	$\leq 4\varepsilon_y$	$\leq 5\varepsilon_y$	$> 5\varepsilon_y$
	$0 < P/P_y \leq 0.2$	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 1.5\varepsilon_y$	$\leq 2.0\varepsilon_y$	$\leq 2.5\varepsilon_y$	$\leq 3\varepsilon_y$	$> 3\varepsilon_y$
	$0.2 < P/P_y \leq 0.4$	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 1.4\varepsilon_y$	$\leq 1.75\varepsilon_y$	$\leq 2.25\varepsilon_y$	$\leq 2.5\varepsilon_y$	$> 2.5\varepsilon_y$
	$0.4 < P/P_y \leq 0.6$	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 1.25\varepsilon_y$	$\leq 1.5\varepsilon_y$	$\leq 1.75\varepsilon_y$	$\leq 2\varepsilon_y$	$> 2\varepsilon_y$
S4	0	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 1.5\varepsilon_y$	$\leq 2.0\varepsilon_y$	$\leq 3\varepsilon_y$	$\leq 4\varepsilon_y$	$> 4\varepsilon_y$
	$0 < P/P_y \leq 0.2$	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 1.4\varepsilon_y$	$\leq 1.75\varepsilon_y$	$\leq 2.2\varepsilon_y$	$\leq 2.5\varepsilon_y$	$> 2.5\varepsilon_y$
	$0.2 < P/P_y \leq 0.4$	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 1.25\varepsilon_y$	$\leq 1.5\varepsilon_y$	$\leq 1.75\varepsilon_y$	$\leq 2\varepsilon_y$	$> 2\varepsilon_y$
	$0.4 < P/P_y \leq 0.6$	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 1.2\varepsilon_y$	$\leq 1.4\varepsilon_y$	$\leq 1.6\varepsilon_y$	$\leq 1.8\varepsilon_y$	$> 1.8\varepsilon_y$

注：1 截面板件宽厚比等级参考现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 确定；

2 P/P_y 表示轴压比， P_y 为构件轴向承载力标准值（截面面积与抗压强度标准值的乘积）；

3 表中 ε_y 为钢材屈服应变。

5.4.14 当采用构件弹塑性转角对混凝土构件进行构件性能水准评价时，可按本标准附录 F 执行；当采用构件变形对钢构件进行性能水准评价时，可按本标准附录 G 执行。

6 结构计算分析

6.1 一般规定

6.1.1 高层建筑结构的计算分析应符合下列规定：

1 风及多遇地震作用下的结构，应采用弹性分析方法进行承载力、变形验算和截面设计；

2 设防地震和罕遇地震作用下，第1、第2抗震性能水准的结构，可采用弹性分析方法进行承载力、变形验算；

3 设防地震和罕遇地震作用下，第3抗震性能水准的结构可采用等效弹性方法进行承载力、变形验算，并宜采用弹塑性方法复核；第4、第5抗震性能水准的结构可采用等效弹性方法进行承载力、变形验算，并应采用弹塑性方法复核。

6.1.2 高层建筑中影响结构抗震性能的幕墙体系、顶部突出屋面的构架、塔冠等结构应参与整体结构分析，并应符合下列规定：

1 宜采用时程直接积分法进行补充分析计算；

2 采用振型分解反应谱法或振型叠加法进行计算时，应判别计算振型是否包含突出屋面结构的高阶振型。

6.1.3 结构构件内力和承载力计算时，应采用带地下室的结构模型；当结构嵌固端位于地下室顶板以下时，构件内力宜采用地下室顶板嵌固与嵌固端嵌固两个模型分别计算，并取较大值进行承载力计算。

6.1.4 高层建筑顶部结构刚度明显薄弱时，或对于竖向体型收进结构，应考虑鞭梢效应的不利影响，采用振型分解反应谱计算时振型数宜使各振型参与质量之和不小于总质量的95%，并采

用弹性时程分析法复核，适当放大地震作用。

6.1.5 采用时程法进行补充计算时，宜采用双向或三向地震动，地震加速度峰值宜满足现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的要求。下列结构的时程分析宜考虑竖向地震作用：

- 1 7 度抗震设防时，高度超过 350m 的高层建筑结构；
- 2 带转换层的结构；
- 3 连体结构；
- 4 悬挑结构、吊挂结构；
- 5 大跨度和长悬臂结构。

6.1.6 长度不小于 300m 的超长结构，应按多点地震作用进行弹性和弹塑性动力分析，并计入地震行波效应和局部场地效应的影响。

6.1.7 带转换层、加强层、错层、连体等受力复杂的结构，应在整体分析的基础上进行局部的内力或应力分析，并按应力进行配筋设计校核，对于受力复杂的节点或结构构件，应进行应力分析，并应按应力进行配筋，必要时宜进行结构模型试验验证。

6.1.8 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。

6.2 结构计算模型及参数

6.2.1 高层建筑结构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，梁、柱、支撑构件可采用杆单元；楼板可采用刚性板假定，需计入面内变形影响的楼板宜采用弹性板或弹性膜单元；剪力墙宜采用壳单元；连梁可采用杆单元或壳单元；单元数量应能反映构件的实际变形；采用钢结构时，其计算模型尚宜考虑初始缺陷条件。

6.2.2 结构分析中阻尼参数的选取应符合下列规定：

1 多遇地震下弹性计算的结构阻尼比宜满足国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《高层建筑混凝土技术规程》

JGJ 3 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 有关要求。

2 设防烈度和罕遇地震作用下的等效弹性分析，等效阻尼比可根据结构体系和材料类型在弹性分析阻尼比的基础上增加 0.01 ~ 0.03，但罕遇地震作用下的等效阻尼比不宜大于静力弹塑性推覆结果或弹塑性时程分析结果反算得到等效阻尼比。

3 罕遇地震作用下的弹塑性分析可采用瑞利阻尼、振型阻尼等方式。当采用瑞利阻尼时，不应进行影响计算结果的简化处理。

6.2.3 高层建筑结构多遇地震作用效应计算时，可对剪力墙连梁刚度予以折减，折减系数不宜小于 0.5；设防地震作用下结构承载力校核时不宜小于 0.3。结构抗风设计时，连梁刚度折减系数不宜小于 0.8。

6.2.4 在竖向荷载作用下，由于竖向构件变形差导致钢筋混凝土框架梁、型钢混凝土框架梁端产生的弯矩可适当调幅，弯矩增加或减小的幅度不宜超过 30%，且应按静力平衡条件调整梁跨中弯矩、梁端剪力及竖向构件内力。

6.2.5 结构内力和位移计算时，应考虑梁与钢筋混凝土楼板的共同作用，并应符合下列规定：

1 结构梁为钢筋混凝土梁、型钢混凝土梁且与楼板整浇时，仅单侧有楼板的梁刚度增大系数可取 1.3 ~ 1.5，两侧有楼板的梁刚度放大系数可取 1.5 ~ 2.0；

2 结构梁为钢梁，应保证钢梁与混凝土楼板有可靠连接，仅单侧有楼板的梁刚度增大系数可取 1.2 ~ 1.4，两侧有楼板的梁刚度放大系数可取 1.4 ~ 1.8；

3 设防地震和罕遇地震作用下，梁刚度放大系数的取值应计入楼板损伤的影响；

4 转换层及加强层的伸臂构件、带状桁架、转换桁架上下弦等，不宜考虑梁刚度放大系数；

5 对于无现浇面层的装配式楼盖，不宜考虑其对梁刚度的

增大作用。

6.2.6 高层建筑结构楼面梁受扭计算时应考虑楼板对梁的约束作用。当计算中未考虑楼板对梁扭转的约束作用时，可对楼面梁的计算扭矩予以折减，折减系数应根据周围楼板的约束情况确定，且不应小于0.3。独立梁、上翻梁和钢梁不应考虑楼板对梁受扭的有利作用。

6.2.7 转换桁架、伸臂和环带桁架、连体桁架和悬挑桁架的杆件内力计算时，楼板应采用弹性膜单元模拟，并应符合下列规定：

1 重力荷载、风荷载和多遇地震作用下，楼板面内刚度应乘以折减系数，折减系数不宜大于0.2；

2 罕遇地震作用下，宜按不考虑楼板面内刚度计算。

6.2.8 楼板应力分析时，宜采用弹性膜或弹性板模型；受力复杂或进入塑性状态的楼板，宜采用分层壳模型。对于作为转换构件的厚板结构，应采用实体单元或厚板单元进行有限元分析。楼板强度设计应采用楼板的主拉应力作为设计依据。

6.2.9 由于楼板开洞或存在局部夹层导致长、短柱共存的结构，长柱（穿层柱）的计算长度可由稳定分析确定，应计入设防地震和罕遇地震作用下短柱刚度退化后长柱地震效应放大影响。

6.2.10 对于错层结构、坡屋顶结构等，应根据结构实际变形情况计算扭转位移比、层间位移角等变形指标。

6.2.11 节点分析模型建模应满足下列要求：

- 1 应合理选择单元类型、单元划分尺寸及材料本构关系；
- 2 应准确处理模型边界条件和不同单元之间节点耦合关系；
- 3 应合理选择荷载控制工况及荷载施加方式。

6.3 弹性分析及等效弹性分析

6.3.1 多遇地震作用下结构弹性时程分析的计算结果应与振型

分解反应谱法计算结果进行对比分析，并按两者的较大值进行构件的承载力验算。设防烈度和罕遇地震作用下，当结构采用等效弹性法验算构件承载力时，各楼层的地震作用也应相应放大。

6.3.2 设防地震作用下等效弹性分析时，结构的计算自振周期折减系数可比本标准 4.3.8 条的规定值适当加大；罕遇地震作用下等效弹性分析时，自振周期折减系数可取 1.0。

6.3.3 对于框架-剪力墙、框架-核心筒结构，采用等效弹性方法进行框架部分承载力计算时，应计入剪力墙、核心筒连梁屈服后内力重分布的影响。

6.3.4 在结构整体内力和变形分析时，结构构件的刚度可按下列原则确定：

1 端部加腋的混凝土结构构件，应考虑其截面变化对结构分析的影响；

2 型钢混凝土结构构件、钢管混凝土结构构件和钢板混凝土剪力墙的刚度可按下列公式计算：

$$EI = E_c I_c + E_a I_a \quad (6.3.4-1)$$

$$EA = E_c A_c + E_a A_a \quad (6.3.4-2)$$

$$GA = G_c A_c + G_a A_a \quad (6.3.4-3)$$

式中： EI 、 EA 、 GA ——构件截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度；

$E_c I_c$ 、 $E_c A_c$ 、 $G_c A_c$ ——钢筋混凝土部分的截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度；

$E_a I_a$ 、 $E_a A_a$ 、 $G_a A_a$ ——型钢或钢管部分的截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度；

3 无端柱的型钢混凝土剪力墙可近似按相同截面的钢筋混凝土剪力墙计算截面刚度；有端柱型钢混凝土剪力墙，可近似按 H 形截面混凝土墙计算轴向和抗弯刚度，端柱中的筋骨可折算为等效混凝土面积后计入 H 形截面的翼缘面积。墙的抗剪刚度可不计入型钢作用。

6.4 结构弹塑性分析

6.4.1 结构弹塑性分析应采用符合实际受力状态的单元模型，并应符合下列规定：

1 弹塑性构件可采用基于材料或基于构件的非线性模型，必要时应与构件的实际非线性性能进行对比验证；弹塑性动力分析中材料或构件的非线性模型，应采用往复作用下的滞回本构关系模型。

2 框架梁、框架柱和支撑可采用纤维束模型，框架梁和框架柱也可采用塑性铰模型或在构件塑性区采用非线性弹簧模型；采用塑性铰模型时，构件刚度应考虑混凝土开裂影响进行折减，抗弯刚度可取毛截面刚度的 0.5 ~ 0.8 倍，抗剪刚度可取毛截面刚度的 0.4 倍，轴向刚度不折减。

3 剪力墙宜采用非线性分层壳模型，平面内单元网格尺寸以及平面外计算分层数量应能反映剪力墙的损伤破坏状态；剪力墙约束边缘构件的暗柱、端柱应采用合理的单元进行模拟，并应与剪力墙的其他部位变形协调。

4 混凝土连梁宜采用壳单元模型，当跨高比小于 3 时应采用非线性分层壳单元模型，连梁平面内单元网格尺寸应能反映连梁的损伤破坏状态；当连梁跨高比大于 5 时可采用梁单元模型。

5 转换梁所采用的单元模型应能反映其真实受力状态，当被转换构件为剪力墙时，转换梁应采用三维实体单元或壳单元模型；被转换构件为框架柱时，转换梁可采用杆单元模型，当转换梁跨高比小于 3 时，应采用三维实体单元或壳单元模型。

6 巨柱等大尺度构件可采用实体单元或壳元进行模拟，并应注意与梁单元或壳单元在连接处的变形协调性。

7 钢管混凝土构件可考虑钢管约束对混凝土轴心抗压强度和受压变形能力的影响；普通混凝土构件宜考虑箍筋约束作用对变形能力的影响。

6.4.2 当结构的高度超过 300m 时,应采用 2 个不同力学模型的软件进行弹塑性分析。

6.4.3 结构弹塑性分析模型的总质量、周期、振型应与多遇地震弹性分析结果基本一致。

6.4.4 结构弹塑性分析应以重力荷载代表值施加完毕的状态作为初始状态,并应计入施工过程的影响。

6.4.5 结构宜采用时程分析法进行弹塑性分析。高度不超过 150m、平立面规则、以第一阶平动振型为主、且高阶振型影响不显著的高层建筑结构,可采用静力推覆方法进行弹塑性分析。下列结构应采用时程分析法进行弹塑性分析:

- 1 高度超过 150m 的结构;
- 2 平面或竖向特别不规则的结构,有明显薄弱部位的结构;
- 3 B 级高度或高阶振型影响较大的高层建筑,容易出现扭转变形的结构;
- 4 大底盘多塔结构、连体结构、竖向构件多次转换等复杂结构;
- 5 竖向收进较大或竖向刚度突变较多的结构;
- 6 其他有必要进行弹塑性时程分析的结构。

6.4.6 采用静力弹塑性方法进行抗震性能分析时,结构每个主轴方向应从下面两组侧力模式中分别选取至少一种侧力模式进行推覆分析:

- 1 第一组侧力模式,包括考虑高度影响侧力模式、第一振型侧力模式、振型组合侧力模式等与振型相关的侧力模式。
- 2 第二组侧力模式,包括倒三角形分布模式、均布侧力模式、自适应侧力模式等。

6.4.7 每个主轴正负方向均应进行侧向力加载分析,并依据其最大地震效应进行设计。对于有斜交抗侧力构件的结构,当斜交角度大于 15 度时,应补充各抗侧力构件方向的推覆分析。当结构存在地震最不利方向时,应补充沿最不利方向的推覆分析。结

构基本对称时，位移控制点宜取结构顶部楼层的质心。

6.4.8 静力弹塑性分析成果应提供基底剪力、楼层剪力及位移、构件出铰状态、材料应变、塑性铰骨架曲线及纤维的应力-应变曲线等结果，并结合性能目标及多遇地震作用下的结构响应，综合判断弹塑性计算结果的可信程度。

6.4.9 静力弹塑性分析应根据计算结果评价结构及构件的损坏等级和抗震性能。当推覆性能点无法得到时，应采取提高结构抗震能力或采用消能减震技术增加结构附加阻尼等措施，并重新验算。

6.4.10 弹塑性时程分析采用隐式积分法求解时，应保证各加载时间步的收敛性和非线性迭代的内、外力平衡；采用显式积分法求解时，积分时间步长不应大于计算方法的稳定步长。

6.4.11 弹塑性动力时程分析宜计入几何非线性的影响。

6.4.12 动力弹塑性分析成果应包含结构整体性能指标和构件性能指标，并结合性能目标及罕遇地震下弹性时程分析，综合判断弹塑性计算结果的可信程度。

6.5 结构稳定分析

6.5.1 钢筋混凝土高层建筑结构当采用刚重比指标验算结构整体稳定时，应符合下列规定：

1 剪力墙结构、框架-剪力墙结构、板柱剪力墙结构、筒体结构应满足下列公式要求：

$$EJ_d \geq \frac{1.4}{\omega} H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (6.5.1-1)$$

$$\omega = \beta_0 / \beta \quad (6.5.1-2)$$

$$\beta = \sum_{i=1}^n G_i \left(\frac{H_i}{H} \right)^2 / \sum_{i=1}^n G_i \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (6.5.1-3)$$

2 框架结构应满足下式要求：

$$D_i \geq 10 \sum_{j=i}^n G_j / h_i \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (6.5.1-4)$$

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的原则，将结构的侧向刚度折算为竖向悬臂受弯构件的等效侧向刚度；

H ——房屋高度；

H_i ——第 i 层房屋高度；

ω ——楼层质量不均匀分布修正系数，当高层建筑各楼层质量沿高度均匀分布时，取 $\omega = 1$ ；当各楼层质量不均匀分布， ω 按式 (6.5.1-2) 计算；

β ——楼层质量分布系数

β_0 ——质量沿高度均匀分布时的楼层质量分布系数，取 $1/3$ ；

G_i, G_j ——分别为第 i, j 楼层的重力荷载设计值；

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。

6.5.2 钢结构高层建筑当采用刚重比指标验算结构整体稳定时，应符合下列规定：

1 框架-支撑结构、框架-钢板剪力墙结构应满足下式要求：

$$EJ_d \geq \frac{0.7}{\omega} H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (6.5.2-1)$$

2 框架结构应满足下式要求：

$$D_i \geq 5 \sum_{j=i}^n G_j / h_i \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (6.5.2-2)$$

6.5.3 混合高层结构当采用刚重比指标验算结构整体稳定时，应符合下列规定：

1 钢板组合剪力结构、钢框架-钢板组合剪力墙（核心筒）

结构应满足下式要求：

$$EJ_d \geq \frac{1.0}{\omega} H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (6.5.3-1)$$

2 其他混合高层结构应满足下式要求：

$$EJ_d \geq \frac{1.4}{\omega} H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (6.5.3-2)$$

6.5.4 对于多塔结构、采用弱连接的连体结构，当采用刚重比指标验算结构整体稳定时，应按各单塔独立模型分别验算。

6.5.5 当采用三维有限元法进行屈曲分析验算高层建筑结构整体稳定时，钢筋混凝土结构和混合结构的临界屈曲因子不应小于10，钢结构的临界屈曲因子不应小于5。

7 钢筋混凝土结构

7.1 一般规定

7.1.1 钢筋混凝土高层建筑结构的最大适用高度应符合表 7.1.1 的规定：

表 7.1.1 钢筋混凝土高层建筑的适用高度 (m)

结构体系	抗震设防烈度		
	6 度	7 度 (0.10g)	8 度 (0.20g)
全框支混凝土剪力墙	100	80	60
带较多短肢墙的剪力墙	120	100	80
错层剪力墙	120	80	60
错层框架-剪力墙	120	80	60
异形柱框架-剪力墙	55	48	28

- 注：1 表中未列结构体系的适用高度应符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的有关规定；
2 甲类建筑宜按本地区抗震设防烈度提高一度后符合本表的要求；
3 高层建筑不应采用异形柱框架结构。底部抽柱带转换层的异形柱结构，适用的房屋最大高度应比表中限值降低不少于 10%，且框架-剪力墙结构不应超过 12 层。

7.1.2 钢筋混凝土结构高层建筑的高宽比不宜超过表 7.1.2 的规定。

表 7.1.2 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 (0.10g)
全框支混凝土剪力墙	6	5
带较多短肢墙的剪力墙	6	5
错层剪力墙	6	5

续表 7.1.2

结构体系	抗震设防烈度	
	6 度	7 度 (0.10g)
错层框架-剪力墙	6	5
异形柱框架—剪力墙	5	4.5

注：表中未列结构体系的适用的最大高宽比应符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的有关规定。

7.1.3 丙类建筑钢筋混凝土结构的抗震等级应按表 7.1.3 采用：

表 7.1.3 高层建筑结构抗震等级

结构体系		烈度				
		6 度		7 度 (0.10g)	8 度 (0.20g)	
全框支 混凝土 剪力墙	高度（m）	≤80	>80	≤ 80	≤60	
	转换层及相关范围以下的框架	一		一	特一	
	转换层及相关范围以外的框架	二		二	一	
	底部加强部位的剪力墙	三	二	二	一	
异形柱 框架- 剪力墙	高度（m）	≤30	>30	≤30	>30	/
	框架	四	三	三	二	/
	剪力墙	三	三	二	二	/

- 注：1 表中未列结构体系的抗震等级应符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的有关规定；
- 2 接近或等于高度分界时，应结合房屋不规则程度及场地、地基条件适当确定抗震等级；
- 3 全框支剪力墙结构底部加强部位的高度应从转换层楼面算起，宜取至转换层以上结构高度 1/10 且不宜小于两层。

7.2 框架结构

7.2.1 甲、乙类高层建筑不应采用单跨框架；丙类高层建筑必须采用单跨框架时，应按本标准第 5 章规定补充性能化设计，并应满足强柱弱梁要求，强柱弱梁验算时应计入楼板配筋的作用。

7.2.2 框架结构中，对于顶层抽柱后形成的局部单跨楼层，该楼层层间位移角不应大于相邻下一楼层最大层间位移角的 1.15

倍，框架柱箍筋加密区最小配箍率特征值 λ_v 应增加 0.02，并应采取本标准第 7.2.1 条的加强措施。

7.2.3 在混凝土框架内布置少量钢柱作为重力柱时，结构整体仍可按混凝土框架结构设计。

7.2.4 对于梁宽大于柱宽的宽扁梁，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，宽扁梁应双向布置。宽扁梁的截面尺寸应符合下列规定，并应满足现行有关规范对挠度和裂缝宽度的要求：

$$b_b \leq 2 b_c \quad (7.2.4-1)$$

$$b_b \leq b_c + h_b \quad (7.2.4-2)$$

$$h_b \geq 16d \quad (7.2.4-3)$$

$$h_b \geq l/25 \quad (7.2.4-4)$$

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宜单排设置，间距不宜大于 100mm，纵筋配筋率除应符合框架梁的有关规定外，尚不应小于 0.3%。

4 宽扁梁的箍筋肢距不宜大于 200mm。

7.3 剪力墙结构

7.3.1 重力荷载代表值作用下，剪力墙墙肢的轴压比不宜超过表 7.3.1 的限值。

表 7.3.1 墙轴压比限值

抗震等级	一级	二、三级	四级
轴压比限值	0.5	0.6	0.7

7.3.2 当高层建筑结构的剪力墙截面厚度不大于 300mm、截面

高度与厚度之比的最大值大于4但不大于8时,应符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3关于短肢剪力墙的有关规定;当短肢剪力墙之间的连梁跨高比不大于1.5且截面高度不小于500mm时,可按联肢墙进行设计。

7.3.3 墙肢可按现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3进行稳定计算,也可采用屈曲分析的方法进行稳定计算。

7.3.4 当剪力墙结构的高层建筑设置角窗时,应符合下列规定:

- 1 角窗两侧墙肢厚度不宜小于180mm;
- 2 角窗两侧墙肢为独立一字型墙肢时,长度应不小于8倍墙厚及角窗悬挑长度1.5倍的较大值;
- 3 角窗折梁应按构件抗扭构造要求配置箍筋及腰筋,折梁上下纵筋锚入墙内长度不应小于 $1.5L_{aE}$;
- 4 角窗两侧墙肢的抗震等级宜提高一级;
- 5 角窗两侧墙肢应沿全高设置约束边缘构件,约束边缘构件长度不宜小于3倍墙厚且不小于600mm;
- 6 角窗处楼板厚度不宜小于150mm,并应双层双向配筋,每层单方向的配筋率不小于钢筋配筋率不小于0.25%;转角窗两侧墙肢间宜设暗梁或拉结钢筋。

7.3.5 当剪力墙结构在两个主轴方向布置的剪力墙数量相差较大时,应采取下列措施:

- 1 少墙方向单片墙肢底部承担的水平剪力不应超过该方向结构底部总水平力的25%,少墙方向的短墙肢应同时满足剪力墙墙肢和框架柱的抗震构造要求;
- 2 对于垂直于少墙方向的墙肢,应补充平面外承载力验算;
- 3 少墙方向墙肢的竖向和水平分布钢筋配筋率不宜小于0.35%,垂直于少墙方向墙肢的竖向分布钢筋配筋率不宜小于0.30%;
- 4 结构分析时,楼板应采用弹性楼板模型;楼板承载力验

算时，应考虑水平荷载的作用。

7.4 框架-剪力墙结构和板柱-剪力墙结构

7.4.1 框架-剪力墙结构及板柱-剪力墙结构两主轴方向均应布置剪力墙。剪力墙两侧楼板不宜全部开洞，无法避免时，墙肢应在楼层标高处设置暗梁，并在计算分析时折减其抗侧刚度。

7.4.2 框架-剪力墙结构和板柱-剪力墙结构的剪力墙不宜采用短肢剪力墙，必须采用时，短肢剪力墙的设计应符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 关于短肢剪力墙的有关规定。当框架和短肢墙承担的底部倾覆力矩之和大于结构底部总倾覆力矩的 50% 时，短肢剪力墙的设计尚应满足下列要求：

1 短肢剪力墙承担的底部倾覆力矩不应大于结构底部总地震倾覆力矩的 20%；

2 不宜采用一字形截面的短肢剪力墙，当必须采用时，不应在一字形短肢剪力墙上布置平面外与之相交的单侧楼面梁；

3 一、二、三级短肢剪力墙的轴压比，分别不宜大于 0.40、0.45、0.50，一字形截面短肢剪力墙的轴压比限值应相应减少 0.1。

7.5 筒体结构

7.5.1 核心筒宜贯通建筑物全高，核心筒高宽比不宜小于 1/16。核心筒中、上部区域刚度按建筑要求适当减弱时，应复核突变楼层及相邻上下楼层剪力墙、梁、柱等构件的抗弯、抗剪承载力，并应考虑剪力墙收进导致构件重力荷载作用下的竖向变形差对结构的不利影响。

7.5.2 楼盖主梁不宜搁置在核心筒或内筒的连梁上。当不能避免时，楼盖主梁在连梁上的支座应按铰支座设计，连梁宜满足强剪弱弯的验算要求，并按简支梁校核连梁的截面受弯承载力。当连梁不能满足强剪弱弯时，应进行专门研究，并采取有效的加

强措施。

7.5.3 框架-核心筒结构的框剪比，除底部个别楼层、加强层及相邻上下层外，大多数楼层不宜低于 8% 且最大值不宜低于 10%，最小值不宜低于 5%。当框架部分设计满足下列要求时，框剪比指标可适当放松：

1 框架部分承担的剪力标准值应取罕遇地震作用下结构弹性分析得到的框剪比与多遇地震作用下结构基底总剪力的乘积，且不应小于按现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 调整后的楼层剪力标准值。

2 罕遇地震作用下，框架柱损坏等级不应超过 L4，且损坏等级达到 L3 的框架柱不应超过 30%，达到 L4 的框架柱不应超过 5%；框架梁损坏等级不应超过 L5，且损坏等级达到 L4 的框架梁不应超过 30%，达到 L5 的框架梁不应超过 5%。

7.5.4 在规定的水平力作用下，筒中筒结构底层外框筒部分承受的地震倾覆力矩不宜小于结构底部总地震倾覆力矩的 50%。

7.5.5 无内筒的外框筒结构设计应符合下列规定：

1 结构平面宜选用圆形或正多边形，当采用矩形平面时长宽比不宜大于 1.5；

2 平面内不宜开大洞，开洞尺寸不应大于楼层平面宽度的 1/3，且周边宜保留一跨；

3 外框筒应全高布置，并按承担全部地震剪力进行设计；

4 多遇地震和水平风荷载作用下楼层最大层间位移角限值，结构高度不大于 150m 时宜取 1/1000，结构高度不小于 250m 时宜取 1/500，高度在 150m~250m 之间时可按线性插值确定；

5 无内筒的外框筒结构的最大适用高度可按框架-核心筒结构确定；

6 丙类建筑无内筒的外框筒结构的抗震等级应按表 7.5.5 采用。

表 7.5.5 无内筒的外框筒结构抗震等级

结构高度	结构类型	烈度		
		6 度	7 度	8 度
A 级高度	外框筒	三	二	一
	其他抗侧力构件	四	三	二
B 级高度	外框筒	二	一	特一
	其他抗侧力构件	三	二	一

7.5.6 筒体偏置的框架-核心筒结构应采取下列措施：

1 筒体偏置方向的对侧宜通高设置剪力墙、柱间支撑，无法设置时，可采取增大角柱截面尺寸、减少外框柱间距、增大外框梁高度或增设环带桁架等增强结构整体抗扭刚度的措施。

2 偏置筒体的外墙转角附近不宜开洞，当不可避免时，筒角内壁至洞口的距离不应小于 1m 和 2 倍墙肢厚度的较大值。

3 地震作用效应计算时，连梁刚度不宜折减，必要时可采用型钢混凝土连梁。

4 应验算偏置筒体墙肢在设防地震、罕遇地震作用下的混凝土名义拉应力，并应根据验算结果采取相应加强措施。

5 核心筒内部及周边楼板宜减少开洞，并宜按不低于中震不屈服、大震安全的要求进行设计。

6 结构在竖向荷载作用下的变形计算应计入施工次序和混凝土收缩徐变效应的影响。当偏置筒体与框架柱之间竖向变形差异较大时，宜采取预留变形补偿量等措施。

7.6 装配式混凝土结构

7.6.1 装配式结构除应符合本节规定外，尚应符合国家现行标准《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T51231 及《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1 的有关规定。

7.6.2 装配式结构构件宜模数化、标准化设计，并应考虑运输

和现场吊装能力。

7.6.3 当采用装配整体式楼盖时，应采取措施保证楼、屋面的整体性，且下列部位的楼盖宜采用现浇：

- 1 结构转换层；
- 2 加强层水平伸臂构件的上、下弦杆所在楼层；
- 3 采用强连接的连体结构的连接体及其邻近不少于一跨的主体结构楼板；
- 4 大底盘多塔楼结构的底盘屋面层、地下室顶板嵌固层；
- 5 竖向体型收进、悬挑结构，在竖向体型突变部位的楼层；
- 6 斜柱转折处楼层。

7.6.4 对于特别不规则的高层建筑，普通竖向构件宜采用现浇，关键构件应采用现浇。

7.6.5 预制外挂混凝土墙板与主体结构构件之间的连接构造，应满足主体结构变形要求。

8 钢结构

8.1 一般规定

8.1.1 高层民用建筑钢结构适用的最大高度应符合表 8.1.1 的规定。平面和竖向均不规则的钢结构，最大适用高度宜适当降低。

表 8.1.1 钢结构房屋最大适用高度 (m)

结构体系		抗震设防烈度	
		6 度、7 度 (0.10g)	8 度 (0.20g)
钢框架结构		110	90
钢框架-支撑结构	钢框架-中心支撑	220	180
	钢框架-偏心支撑	240	200
	钢框架-屈曲约束支撑	240	200
钢框架-钢板剪力墙结构		240	200

注：1 房屋高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度（不包括局部突出屋顶部分）；

2 超过表内高度的房屋，应进行专门研究和论证，采取有效的加强措施；

3 框架柱包括全钢柱和钢管混凝土柱；

4 甲类建筑宜按本地区抗震设防烈度提高一度后符合本表的要求。

8.1.2 高层钢结构的内力分析宜采用二阶 $P-\Delta$ 弹性分析或直接分析，并应符合下列规定：

1 内力分析应考虑结构整体初始几何缺陷的影响，当采用直接分析时，还应考虑构件初始几何缺陷和残余应力的影响。

2 结构整体初始几何缺陷可按最低阶整体屈曲模态采用或通过在每层柱顶施加假想水平力 H_{ni} 进行等效考虑。假想水平力

H_{ni} 可按式 (8.1.2) 进行计算, 施加方向应考虑荷载的最不利组合。

$$H_{ni} = \frac{G_i}{250} \sqrt{0.5 + \frac{0.5}{n_{si}}} \quad (8.1.2)$$

式中: G_i ——第 i 楼层的总重力荷载设计值;

n_{si} ——第 i 楼层以上的楼层数加 1。

3 构件的初始缺陷形状可按正弦波模拟, 初始缺陷幅值可按同时考虑初始几何缺陷和残余应力的等效缺陷进行取值, 并应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的有关规定。构件的初始缺陷也可采用假想均布荷载进行等效计算。

4 当采用二阶 $P-\Delta$ 弹性分析时, 柱子的计算长度系数可取 1.0。

8.2 钢框架结构

8.2.1 钢框架节点左右梁端和上下柱端的全塑性承载力, 除下列情况之一外, 应符合式 (8.2.1-1) ~ 式 (8.2.1-10) 的规定:

1 柱所在楼层的受剪承载力比相邻上一层的受剪承载力高出 25%;

2 柱轴压比不超过 0.4;

3 柱轴力符合 $N_2 \leq \varphi A_c f$ 时 (N_2 为 2 倍地震作用下的柱组合轴力设计值);

4 与支撑斜杆相连的节点。

等截面梁与柱连接时:

$$\sum W_{pc}(f_{yc} - N/A_c) > \sum (\eta f_{yb} W_{pb}) \quad (8.2.1-1)$$

梁端扩大、梁端加盖板或采用 RBS (骨形) 的梁与柱连接时:

$$\sum W_{pc}(f_{yc} - N/A_c) > \sum (\eta f_{yb} W'_{pb} + M_v) \quad (8.2.1-2)$$

框架柱采用钢管混凝土柱时:

$$\sum \left(1 - \frac{N}{N_{uk}} \right) \frac{M_{uk}}{1 - \alpha_c} \geq \eta \sum M_{uk}^b \quad (8.2.1-3)$$

$$\sum M_{uk} \geq \eta \sum M_{uk}^b \quad (8.2.1-4)$$

$$N_{uk} = A_s f_{yc} + A_c f_{ck} \quad (8.2.1-5)$$

$$\alpha_c = A_c f_{ck} / N_{uk} \quad (8.2.1-6)$$

矩形钢管混凝土柱截面抗弯承载力：

$$M_{uk} = [0.5 A_s (h - 2t - d_{nk}) + b t (t + d_{nk})] f_{yc} \quad (8.2.1-7)$$

$$d_{nk} = \frac{A_s - 2bt}{(b - 2t) \frac{f_{ck}}{f_{yc}} + 4t} \quad (8.2.1-8)$$

圆钢管混凝土柱截面抗弯承载力：

$$M_{uk} = (0.482\sqrt{\theta} - 0.121\theta) \pi r^3 f_{sck} \quad (8.2.1-9)$$

$$\theta = \frac{1 - \alpha_c}{\alpha_c} \quad (8.2.1-10)$$

式中： W_{pc} 、 W_{pb} ——分别为计算平面内交汇于节点的柱和梁的塑性截面模量；

W'_{pb} ——梁塑性铰所在截面的全塑性截面模量；

f_{yc} 、 f_{yb} ——分别为柱和梁钢材的屈服强度；

N ——按设计地震作用组合得出的柱轴力设计值；

A_c ——框架柱的截面积；

η ——强柱系数，一级取 1.15，二级取 1.10，三级取 1.05，四级取 1.0；

M_v ——梁塑性铰剪力对梁端产生的附加弯矩， $M_v =$

$$V_p \cdot x；$$

V_p ——塑性铰剪力；

x ——塑性铰至柱面的距离，骨式连接取 $(0.5 \sim 0.75) b_f + (0.30 \sim 0.45) h_b$ 。此处， b_f 和

h_b 分别为梁翼缘宽度和梁截面高度；梁端扩大型或盖板式取梁净跨的 1/10 和梁高二者中的较大值，如有试验依据时，也可按试验取值；

N_{uk} ——矩形钢管混凝土柱轴心受压时，截面受压承载力标准值；

M_{uk}^b ——计算平面内交汇于节点的框架梁的全塑性受弯承载力标准值；

M_{uk} ——计算平面内交汇于节点的框架柱的全塑性受弯承载力标准值；

b, h ——分别为矩形钢管截面平行、垂直于弯曲轴的边长；

d_{nk} ——框架柱管内混凝土受压区高度。

α_c ——混凝土工作承担系数；

θ ——套箍系数；

r ——钢管混凝土柱截面半径；

f_{sck} ——圆钢管混凝土抗压强度标准值，按现行国家标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 进行取值。

8.2.2 钢与混凝土组合梁施工阶段和使用阶段的强度和变形验算应符合下列规定：

1 施工阶段，混凝土硬结前的材料重量和施工荷载应由钢梁承受，钢梁应根据实际临时支撑情况验算其强度和变形。

2 使用阶段，验算组合梁强度时，应将施工阶段的应力和使用阶段续加荷载产生的应力相叠加；计算组合梁挠度时，应将施工阶段的挠度和使用阶段续加荷载产生的挠度相叠加，当钢梁下有临时支撑时，应考虑拆除临时支撑时引起的应力和变形。

8.2.3 钢与混凝土组合梁应按本标准附录 H 进行设计，且混凝土翼板负弯矩区的钢筋应有可靠锚固。

8.2.4 钢柱和钢管混凝土柱的柱脚设计应符合下列规定：

1 无地下室时，应采用埋入式柱脚；设一层地下室时，宜采用埋入式柱脚。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的 2.5 倍。

2 设有两层及两层以上地下室时，可采用外包式柱脚，钢柱、钢管混凝土柱的钢管应从嵌固端向下延伸不少于两层或伸至基础顶面，且不宜设置在楼层之间。

3 在柱脚部位和柱脚向上延伸一层的范围内应设置栓钉，其直径不宜小于 19mm，其竖向及水平间距不宜大于 200mm。

8.3 钢框架-支撑结构

8.3.1 钢框架-支撑结构的支撑宜沿建筑高度竖向连续布置，并应延伸至计算嵌固端。

8.3.2 中心支撑宜采用十字交叉斜杆、单斜杆、人字形斜杆或 V 形斜杆体系，不得采用 K 形斜杆体系。中心支撑斜杆的轴线应交汇于框架梁柱的轴线上。当采用只能受拉的单斜杆体系时，应同时设不同倾斜方向的两组单斜杆，且每层不同方向单斜杆的截面面积在水平方向的投影面积之差不得大于 10%。当采用人字形斜杆或 V 形斜杆体系时，与支撑相交的横梁在柱间应保持连续。

8.3.3 偏心支撑框架中的支撑斜杆，应至少有一端与梁连接，并在支撑与梁交点和柱之间或支撑同一跨内另一支撑与梁交点之间形成消能梁段。高度超过 50m 的钢结构采用偏心支撑框架时，顶层可采用中心支撑。

8.3.4 计算中心支撑的抗侧承载力时，受压支撑的受压承载力应乘以折减系数：

$$\eta = 0.63 + 0.27 \tanh (2.45 - 7 \lambda_{br}) \quad (8.3.4-1)$$

$$\lambda_{br} = \sqrt{N_{uk} / N_E} \quad (8.3.4-2)$$

式中： λ_{br} ——支撑两个方向正则化长细比的较大值；

N_{uk} ——支撑截面受压承载力标准值；

N_E ——支撑轴心受压时弹性屈曲压力。

8.4 钢框架-钢板剪力墙结构

8.4.1 高层钢结构采用钢板剪力墙作为抗侧力构件，当抗震等级为四级时可采用非加劲钢板，抗震等级为三级及以上时宜采用加劲钢板形式。

8.4.2 钢框架-钢板剪力墙结构的钢板剪力墙板宜沿建筑高度竖向连续布置，并应延伸至计算嵌固端。钢板剪力墙应设置框架柱作为边缘构件。

8.4.3 钢板剪力墙宜采取减少重力荷载传递至剪力墙的后固定措施。对于承受竖向荷载的钢板剪力墙，竖向应力导致抗剪承载力的下降不应大于 20%。

8.4.4 钢板剪力墙的竖向加劲肋宜双面或交替双面设置，水平加劲肋宜双面设置。当考虑参与受力或对钢板剪力墙起支撑作用时，加劲肋在本层范围内应连续设置。

8.4.5 钢板剪力墙计算应符合下列规定：

1 不承担竖向荷载的钢板剪力墙，可采用剪切膜单元参与结构的整体内力分析，也可按抗侧刚度等代为交叉支撑建模分析。

2 承担竖向荷载的钢板剪力墙，可采用各向同性的平面应力单元参与结构整体的内力分析；也可采用正交异性板单元进行分析。内力分析时，竖向加劲肋可均摊计入竖向轴压刚度。

8.5 钢板组合墙结构

8.5.1 钢板组合墙的墙体外包钢板和内填混凝土之间的连接构造（图 8.5.1）可采用分腔板、分腔桁架、分腔缀板、分腔板和对拉螺杆组合、分腔板和栓钉组合等连接方式。

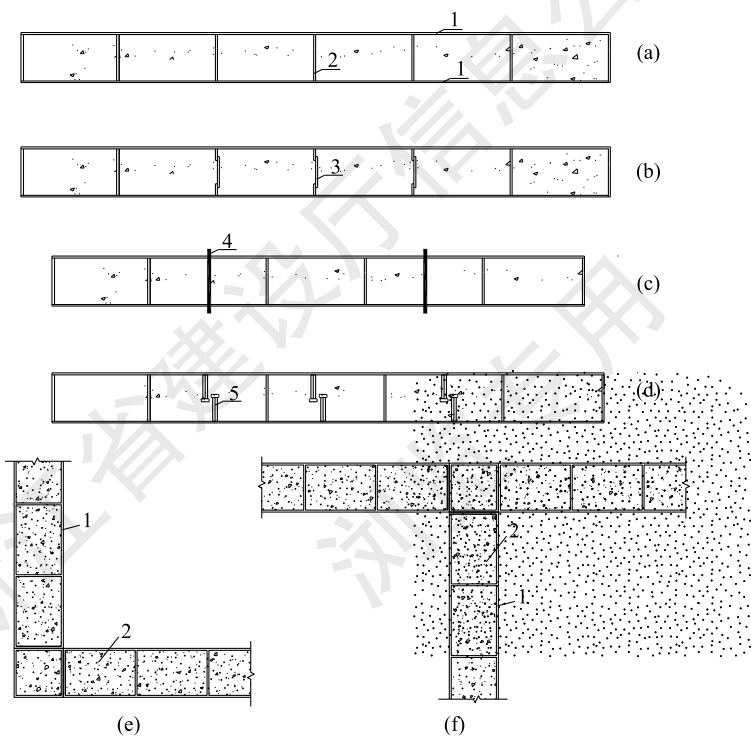
8.5.2 钢板组合墙的墙厚不应小于 130mm；肢长不宜小

于 600mm。

8.5.3 钢板组合墙的外包钢板厚度不应小于 4mm。

8.5.4 错层处钢板组合墙的外包钢板厚度不宜小于 6mm，剪力墙厚度不宜小于 200mm。

8.5.5 钢板组合墙每一个腔的壁板宽厚比，应满足矩形钢管混凝土柱对壁板宽厚比的限值要求。



1 面板 2 分腔板 3 分腔桁架或分腔缀板 4 对穿螺栓 5 栓钉

图 8.5.1 钢板组合剪力墙构造示意

8.5.6 钢板组合墙一个腔内布置一系列对拉螺栓或栓钉，且对拉螺栓或栓钉的间距不大于腔宽度的 0.6 倍时，壁板宽厚比限值可

取本标准第 8.5.5 条规定限值的 1.2 倍。钢板组合墙一个腔内布置两列及以上对拉螺栓或栓钉时，其间距不应大于 20 倍的面板厚度乘以钢号修正系数。

8.5.7 栓钉的长度不应小于墙厚的 0.6 倍。

8.5.8 分腔板、分腔桁架，应能够对其分摊宽度范围内的混凝土提供不小于 0.85MPa 的横向约束力。

8.5.9 对拉螺栓、栓钉应能够对分摊面积范围内的混凝土提供不小于平均 1.5MPa 水平挤压力。

8.5.10 结构内力和变形分析时，钢板组合墙的刚度可按钢材和混凝土刚度的线性叠加计算。

8.5.11 钢板组合墙的压弯承载力可采用现行行业标准《钢板剪力墙技术规程》JGJ/T 380 的力学模型进行计算。

8.5.12 钢板组合墙的抗剪承载力由两侧外包钢板提供，且平均剪应力不应大于钢材抗剪强度设计值的 0.6 倍。

8.5.13 钢板组合墙的轴压比不宜超过表 8.5.13 中的限值。

表 8.5.13 钢板组合墙的轴压比限值

抗震等级	一级	二级	三级	四级
轴压比限值	0.5	0.55	0.6	0.65

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抗压强度设计值之比。

8.5.14 钢板组合墙的混凝土工作承担系数不宜超过表 8.5.14 规定的限值。

表 8.5.14 钢板组合墙的混凝土工作承担系数限值

轴压比	≤ 0.4	> 0.4 ≤ 0.5	> 0.5 ≤ 0.6
限值	0.55	0.5	0.45

8.5.15 钢板组合墙结构房屋的最大适用高度应符合表 8.5.15 的要求。

表 8.5.15 钢板组合墙结构房屋的最大适用高度 (m)

结构体系	抗震设防烈度	
	6 度	7 度
钢板组合剪力墙结构	200	180
框架-钢板组合剪力墙	180	160
框架-钢板组合核心筒	220	200

8.5.16 采用钢板组合墙结构体系的高层建筑的高宽比，6 度设防地区不宜大于 7.5，7 度设防地区不宜大于 7。

8.5.17 丙类建筑钢板组合墙结构的抗震等级应按表 8.5.17 确定。

表 8.5.17 钢板组合墙结构抗震等级

结构类型		设防烈度					
		6		7		8	
钢板组合剪力墙结构		四		三		二	
框架-钢板组合剪力墙	房屋高度 (m)	一		≤80	>80	≤80	>80
	钢柱、钢框架梁	四		三		二	
	钢管混凝土柱	四		三	二	二	一
	钢板组合剪力墙	四		三		二	
框架-钢板组合核心筒	房屋高度 (m)	≤150	>150	≤130	>130	≤100	>100
	钢柱、钢框架梁	四		三		二	
	钢管混凝土柱	四	三	二		一	
	钢板组合剪力墙核心筒	三		三	二	二	一

8.5.18 钢板组合墙结构按弹性计算的多遇地震作用下的层间位移角不宜大于 1/300，风荷载作用下的层间位移角不宜大于 1/400，罕遇地震作用下的弹塑性层间位移角不宜大于 1/70。

I 钢板组合剪力墙结构

8.5.19 钢板剪力墙结构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或其他方向双向布置，两个方向的侧向刚度不宜相差过大。抗震设计时，不应采用仅单向有墙的结构布置。

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，宜避免造成墙肢宽度相差悬殊的洞口设置。

8.5.20 钢板组合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，应从地下室顶板算起；

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；

3 当结构计算嵌固端位于地下一层底板或以下时，底部加强部位宜延伸至计算嵌固端。

8.5.21 抗震设计时，钢板组合墙底部加强部位的截面组合剪力设计值应按式(8.5.21)调整：

$$V = \eta_{vw} V_w \quad (8.5.21)$$

式中： V ——墙体底部加强部位截面组合的剪力设计值 (N)；

V_w ——墙体底部加强部位截面组合的剪力计算值 (N)；

η_{vw} ——墙体剪力增大系数，一级取 1.6，二级取 1.4，三级取 1.2。

8.5.22 钢梁与钢板组合墙平面内连接时宜采用刚性连接，刚接节点可采用贴板式节点、锚筋与槽形加强板组合节点等形式。

8.5.23 钢梁与钢板组合墙平面外连接时宜采用铰接，当采用铰接时，钢板组合墙宜设置翼墙或钢管混凝土端柱，翼墙或端柱应符合下列规定：

1 翼墙或端柱在被支承墙肢平面外方向应以钢梁作为支承点并应进行稳定性验算，且该方向上的正则化长细比 λ_0 不应大

于 0.215；

2 翼墙长度不应小于其厚度的 4 倍，端柱边长不应小于墙肢厚度的 2 倍。

II 框架-钢板组合剪力墙结构

8.5.24 框架-钢板组合剪力墙结构中的框架柱应采用钢柱、型钢混凝土柱或钢管混凝土柱，框架梁宜采用钢梁。

8.5.25 框架-钢板组合剪力墙结构布置可采用下列形式：

1 框架与钢板组合剪力墙（单片墙、联肢墙或较小井筒）分开布置；

2 在单片抗侧力结构内分别连续布置框架和钢板组合剪力墙；

3 在框架结构的若干跨内嵌入钢板组合剪力墙，形成带边框的钢板剪力墙；

4 上述两种或三种形式的混合。

8.5.26 框架-钢板组合剪力墙结构应设计成双向抗侧力体系，结构两主轴方向均应布置剪力墙。

8.5.27 框架-钢板组合剪力墙结构的剪力墙布置宜符合下列规定：

1 横向剪力墙沿长方向的间距宜小于表 8.5.27 的限值，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末端。

表 8.5.27 剪力墙最大间距 (m)

楼盖形式	抗震设防烈度	
	6 度（取较小值）	7 度（取较小值）
现浇	4.0B, 50	3.0B, 40
装配整体	3.0B, 40	2.0B, 30

注：1 表中 B 为剪力墙之间的楼盖宽度；

2 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。

8.5.28 框架-钢板组合剪力墙结构框架部分承受的地震倾覆力矩不宜大于结构总地震倾覆力矩的 50%。

8.5.29 框架-钢板组合剪力墙结构，对应于地震作用标准值的各层框架总剪力应符合下列规定：

1 满足式 (8.5.29) 要求的楼层，其框架总剪力不必调整；不满足式 (8.5.29) 要求的楼层，其框架总剪力应按 $0.25V_0$ 和 $1.8V_{fmax}$ 二者的较小值采用：

$$V_f \geq 0.25V_0 \quad (8.5.29)$$

式中： V_0 ——对框架柱数量从下至上基本不变的结构，应取对应于地震作用标准值的结构底层总剪力；对框架柱数量从下至上分段有规律变化的结构，应取每段底层结构对应于地震作用标准值的总剪力；

V_{fmax} ——对框架柱数量从下至上基本不变的结构，应取对应于地震作用标准值且未经调整的各层框架承担的地震总剪力中的最大值；对框架柱数量从下至上分段有规律变化的结构，应取每段中对应于地震作用标准值且未经调整的各层框架承担的地震总剪力中的最大值。

2 各层框架所承担的地震总剪力按本条第 1 款调整后，应按调整前、后总剪力的比值调整每根框架柱和与之相连框架梁的剪力及端部弯矩标准值，框架柱的轴力标准值可不调整。

III 框架-钢板组合核心筒结构

8.5.30 框架-钢板组合核心筒结构中的框架柱应采用钢柱、型钢混凝土柱或钢管混凝土柱，框架梁宜采用钢梁。

8.5.31 框架-钢板组合核心筒结构墙肢宜均匀、对称布置，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 400mm 和开洞墙截面厚度的较大值。

8.5.32 钢板组合核心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。

8.5.33 框架-钢板组合核心筒结构的框架部分按侧向刚度分配的楼层地震剪力标准值应符合下列规定：

1 框架部分分配的楼层地震剪力标准值的最大值不宜小于结构底部总地震剪力标准值的 10%。

2 当框架部分分配的地震剪力标准值的最大值小于结构底部总地震剪力标准值的 10% 时，各层框架部分承担的地震剪力标准值应增大到结构底部总地震剪力标准值的 15%；此时，各层核心筒墙体的地震剪力标准值宜乘以增大系数 1.1，但可不大于结构底部总地震剪力标准值，墙体的抗震构造措施应提高一级。

3 当框架部分分配的地震剪力标准值小于结构底部总地震剪力标准值的 25%，但其最大值不小于结构底部总地震剪力标准值的 10% 时，应按结构底部总地震剪力标准值的 25% 和框架部分楼层地震剪力标准值中最大值的 1.8 倍二者的较小值进行调整。

按本条第 2 款或第 3 款调整框架柱的地震剪力后，框架柱端弯矩及与之相连的框架梁端弯矩、剪力应进行相应调整。

有加强层时，本条框架部分分配的楼层地震剪力标准值的最大值不应包括加强层及其上、下层的框架剪力。

9 混合结构

9.1 一般规定

9.1.1 混合结构房屋适用的最大高度宜符合表 9.1.1 的要求。

表 9.1.1 混合结构房屋适用的最大高度 (m)

结构体系	抗震设防烈度		
	6 度	7 度 (0.10g)	8 度 (0.20g)
框架-钢筋混凝土核心筒	200	160	120
外框筒-钢筋混凝土核心筒	260	210	160
斜交网格外筒-混凝土核心筒	300	250	190
重力钢框架-钢筋混凝土剪力墙	120	100	80
巨型框架-混凝土核心筒	280	230	170

- 注：1 平面和竖向均不规则的结构，最大适用高度宜适当降低；
2 表中框架、外框筒的框架柱应为钢柱、型钢混凝土柱或钢管混凝土柱，框架梁应为钢梁或型钢混凝土梁。
3 甲类建筑宜按本地区抗震设防烈度提高一度后符合本表的要求。

9.1.2 竖向混合结构的最大适用高度可按下部混凝土结构体系和上部钢结构结构体系分别对应的最大适用高度的较小值确定。

9.1.3 混合结构高层建筑的高宽比不宜超过表 9.1.3 的规定。

表 9.1.3 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 (0.10g)
框架-钢筋混凝土核心筒	7
外框筒-钢筋混凝土核心筒	8
斜交网格外筒-混凝土核心筒	8
重力钢框架-钢筋混凝土剪力墙	6
巨型框架-混凝土核心筒	8

9.1.4 高层混合结构按弹性方法计算的风荷载或多遇地震标准值作用下的楼层层间最大水平位移与层高之比 $\Delta u/h$ 应符合下列规定：

1 高度不大于 150m 的高层建筑，其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于表 9.1.4 的限值；

表 9.1.4 楼层层间最大位移与层高之比的限值

结构类型	$\Delta u/h$ 限值	
	风荷载	多遇地震
钢框架-混凝土核心筒、巨型框架-混凝土核心筒	1/800	
外框筒-混凝土核心筒、斜交网格外筒-混凝土核心筒	1/1000	
重力钢框架-混凝土剪力墙	1/1000	
转换层	1/1000	

2 高度不小于 250m 的高层建筑，其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 不宜大于 1/500；

3 高度在 150m ~ 250m 之间的高层建筑，其楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 的限值可按本条第 1 款和第 2 款的限值线性插入取用。

9.1.5 高层混合结构的薄弱层（部位）层间弹塑性位移角限值不应大于表 9.1.5 的限值。

表 9.1.5 层间弹塑性位移角限值 $[\theta_p]$

结构类型	$[\theta_p]$
框架-混凝土核心筒、巨型框架-混凝土核心筒	1/100
外框筒-混凝土核心筒、斜交网格外筒-混凝土核心筒	1/120
重力钢框架-混凝土剪力墙	1/120
转换层	1/120

9.1.6 竖向混合结构的弹性层间位移角、薄弱层（部位）层间弹塑性位移角限值可根据钢筋混凝土结构和钢结构分别确定；过

渡层的层间位移角限值应满足钢筋混凝土结构相应结构体系的限值要求。

9.1.7 框架-混凝土核心筒、外框筒-混凝土核心筒、斜交网格外筒-混凝土核心筒和巨型框架-混凝土核心筒结构的框剪比应符合本标准第 7.5.3 条的规定。

9.1.8 混凝土核心筒、混凝土剪力墙的轴压比限值应符合本标准第 7.3.1 条的规定。

9.1.9 钢-混凝土组合构件设计时，应根据混凝土浇筑前、后两个阶段分别验算构件的变形、承载力和稳定性。钢管混凝土柱、钢板组合剪力墙在浇筑混凝土前，其施工阶段的轴向应力不应大于钢材抗压强度设计值的 60%。

9.1.10 钢柱、型钢混凝土柱、钢管混凝土柱及钢管混凝土叠合柱的柱脚设计应符合下列规定：

1 无地下室或设一层地下室时，宜采用埋入式柱脚，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的 2.5 倍。

2 设有两层及两层以上地下室时，可采用外包式柱脚，钢柱、型钢混凝土柱中的型钢、钢管混凝土柱或钢管混凝土叠合柱中的钢管应从嵌固端向下延伸不少于两层或伸至基础顶面，且不宜设置在楼层之间。

3 在柱脚部位和柱脚向上延伸一层的范围内应设置栓钉，其直径不宜小于 19mm，其竖向及水平间距不宜大于 200mm。

9.2 框架-混凝土核心筒结构

9.2.1 型钢混凝土柱中受力型钢的截面含钢率宜符合下列规定：

1 对于三、四级抗震等级的型钢混凝土柱，不宜小于 2%；

2 对于一、二级抗震等级的型钢混凝土柱，不宜小于 4%；

3 对于作为转换柱的型钢混凝土柱，不宜小于 6%，且不应小于 4%；

4 型钢的含钢率不宜大于 15%。当含钢率大于 15% 时，应

增加箍筋、纵向钢筋的配筋量，并宜通过试验进行专门研究。

9.2.2 钢管混凝土叠合柱中的钢管直径不宜小于柱截面短边长度的 $1/3$ ，且不宜小于 200mm ；钢管外的混凝土厚度不宜小于 150mm 。一级抗震叠合柱，截面含钢率不宜小于 4% ；二级抗震叠合柱，含钢率不宜小于 3% ；三、四级抗震叠合柱，含钢率不宜小于 2% 。

9.2.3 核心筒墙体承受的内力较大时，可采用型钢混凝土剪力墙、钢板混凝土剪力墙或带钢斜撑混凝土剪力墙。钢板混凝土剪力墙在楼层标高处应设置型钢混凝土暗梁，钢板混凝土剪力墙内钢板与型钢暗梁宜采用焊接连接。

9.2.4 钢梁与混凝土核心筒宜采用铰接，当采用刚接时，宜在连接处设置构造型钢。

9.2.5 当混凝土核心筒与外框柱之间的楼面梁采用刚接或设置伸臂桁架时，应考虑核心筒与外框柱竖向变形差异引起的附加内力。竖向变形计算时宜计入核心筒混凝土收缩徐变、基础不均匀沉降等因素的影响，必要时可采取钢梁翼缘后焊接、伸臂桁架腹杆延时安装等减少附加内力的措施。

9.2.6 当钢筋混凝土筒体先于外围框架结构施工时，应考虑施工阶段筒体在风荷载及其他荷载下的不利受力状态；应验算浇筑混凝土之前外围型钢结构在对应组合工况下的承载力、稳定及变形，并确定钢结构安装与浇筑楼盖混凝土的间隔层数。

9.3 外框筒-混凝土核心筒结构

9.3.1 外框筒梁与柱应采用刚接；楼面梁采用钢梁时，钢梁与混凝土核心筒宜采用铰接，与外框柱可采用铰接。

9.3.2 规定的水平力作用下，外框筒承担的倾覆力矩应符合本标准第 7.5.4 条的规定。

9.4 斜交网格外筒-混凝土核心筒结构

9.4.1 本节规定的斜交网格外筒-混凝土核心筒结构中的斜柱应

采用钢柱或钢管混凝土柱，外筒水平梁宜采用钢梁。

9.4.2 斜交网格筒结构的布置应符合下列规定：

1 斜交网格筒结构应有足够的刚度、强度和整体性，结构平面形状宜简单、规则。

2 斜交网格筒结构层刚度变化较大时宜设置过渡层，层刚度和楼层受剪承载力的变化幅度不宜超过 30%。

3 斜交网格筒的斜柱构件宜采用钢管或钢管混凝土构件。斜柱构件沿建筑物外围宜连续、不间断，斜交角度不宜大于 90° ，与楼面的夹角（锐角）不宜大于 75° （图 9.4.2）。

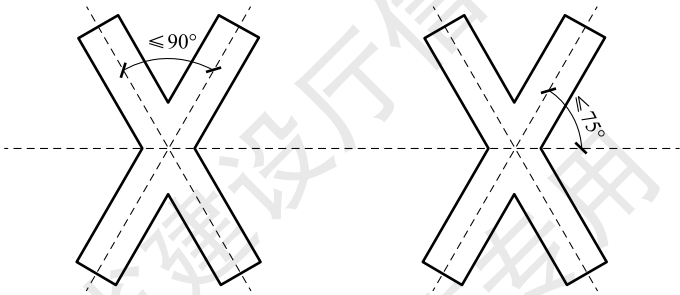


图 9.4.2 斜柱倾角示意图

9.4.3 丙类建筑斜交网格外筒-混凝土核心筒结构的抗震等级应按表 9.4.3 确定。

表 9.4.3 斜交网格外筒-混凝土核心筒结构抗震等级

结构类型	设防烈度					
	6		7		8	
房屋高度（m）	≤180	>180	≤150	>150	≤120	>120
斜交网格外筒	三	二	二	一	一	一
钢筋混凝土核心筒	二	二	二	一	一	特一

注：钢结构构件抗震等级，抗震设防烈度为 6 度、7 度、8 度时应分别取四、三、二级。

9.4.4 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。

9.4.5 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、设置连接板、提高节点区混凝土强度等级等满足“强节点、弱杆件”要求的措施。斜交相贯节点应补充有限元应力分析，节点连接复杂时宜补充节点试验。

9.4.6 斜交网格筒节点层的周边水平钢梁宜采用刚性连接节点，并应复核节点层周边水平钢梁的抗拉承载力；非节点层周边水平钢梁宜采用铰接连接节点。

9.4.7 斜交网格筒结构的相邻楼层侧向刚度比宜按节点层划分广义楼层进行验算。

9.4.8 斜交网格筒结构的节点层楼板厚度不宜小于 150mm，并宜采用双层双向配筋，且每层每方向最小配筋率不宜小于 0.25%。

9.4.9 斜交网格筒结构的斜柱构件内部浇灌混凝土时，宜采用高强自密实混凝土，并应进行混凝土密实度检测。

9.4.10 斜交网格筒结构的斜交网格节点上、下 500mm 范围内应采用全熔透坡口焊，斜柱构件宜全长采用全熔透坡口焊，焊缝等级宜为一级。

9.5 重力钢框架-混凝土剪力墙结构

9.5.1 重力钢框架柱应采用钢柱或钢管混凝土柱，剪力墙宜采用钢筋混凝土剪力墙或型钢混凝土剪力墙，楼盖宜采用钢-混凝土组合楼盖，混凝土剪力墙之间可采用钢筋混凝土梁。

9.5.2 重力钢框架-混凝土剪力墙结构的剪力墙布置应符合下列规定：

- 1 剪力墙宜布置在建筑平面的外围；
- 2 两主轴方向应同时布置剪力墙以形成双向抗侧力体系；
- 3 剪力墙宜设置翼墙或端柱；横向剪力墙沿建筑平面长向

的间距不宜大于 12m。

9.5.3 重力钢框架中的柱在梁柱节点区应上下贯通，钢梁与柱宜采用铰接。

9.5.4 丙类建筑重力钢框架-混凝土剪力墙结构的抗震等级应按表 9.5.4 确定。

表 9.5.4 重力钢框架-混凝土剪力墙结构抗震等级

结构类型	设防烈度				
	6		7		8
房屋高度 (m)	≤80	>80	≤80	>80	≤80
钢柱、钢框架梁	四		三		二
剪力墙	四	三	三	二	二

9.5.5 重力钢框架范围内的楼板宜采用钢筋桁架楼承板组合楼板或现浇混凝土楼板，楼板厚度不宜小于 120mm，宜采用双层双向配筋，每层每个方向配筋率不宜小于 0.25%。

9.5.6 重力钢框架柱承载力计算应符合下列规定：

1 底层重力钢框架柱的计算长度可取 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、整体削弱时，重力钢框架柱的计算长度可由稳定分析确定，分析时各柱应同时逐级施加轴向力。

2 重力钢框架柱正截面承载力计算时，与楼面梁铰接方向应考虑附加偏心距 e_a ，其值取梁轴线方向柱截面的 1/20 和 50mm 的较大值。

9.5.7 混凝土剪力墙应能承担结构全部的地震剪力。

9.5.8 重力荷载代表值作用下，一、二、三、四级剪力墙墙肢的轴分别不宜超过 0.45、0.50、0.55、0.65。

9.6 巨型框架-混凝土核心筒结构

9.6.1 本节规定的巨型框架-混凝土核心筒结构中的巨型柱应采

用钢柱、型钢混凝土柱或钢管混凝土柱，巨型梁宜采用钢桁架。

9.6.2 巨型框架-核心筒结构布置应符合下列规定：

1 巨型柱宜布置于建筑平面的角部或邻近角部，带状桁架可兼作次结构柱的转换桁架。

2 当设置加强层时，伸臂桁架宜采用钢结构，并应与带状桁架设置在同一楼层。

3 环带桁架与巨型柱中心线宜重合。当环带桁架与矩形柱中心线不能重合，且偏心较大时，应验算巨型柱抗扭剪承载力。当传给巨型柱的扭矩很大时，环带桁架可采用空间桁架结构。

4 当设置巨型斜撑时，巨型斜撑宜布置在巨型框架平面内，并对称布置。巨型斜撑可采用钢结构交叉支撑、人字支撑、单斜杆支撑等形式。

9.6.3 丙类建筑巨型框架-混凝土核心筒结构的抗震等级应按表 9.6.3 确定。

表 9.6.3 巨型框架-混凝土核心筒结构抗震等级

结构类型	设防烈度					
	6		7		8	
房屋高度（m）	≤180	>180	≤150	>150	≤120	>120
巨型框架	三	二	二	一	一	一
钢筋混凝土核心筒	二	二	二	一	一	特一

9.6.4 钢管混凝土巨型柱宜设置分腔，分腔内宜设置钢筋笼。

9.6.5 支承于带状桁架上的次结构柱与边梁、楼面梁宜刚接。当次结构柱以承受竖向荷载为主时，可设计为重力柱或吊杆，与楼面梁可采用铰接。带状桁架转角处上、下弦与核心筒间宜有楼面梁拉结。

9.6.6 次结构柱宜采用受压支承方式，次结构柱内力计算应计入环带桁架竖向变形的影响。当次结构柱采用悬挂方式时，其轴力设计值应乘以增大系数 2.0。

9.6.7 巨型柱框架-核心筒结构加强层设计应符合下列规定：

1 水平伸臂桁架上、下弦应贯通核心筒；剪力墙的厚度宜比弦杆宽度大 300mm，剪力墙竖向和水平分布筋的配筋率不宜小于 0.60%。

2 加强层带状桁架上、下弦所在楼层的楼盖应采用弹性楼板模型进行应力计算，且板厚不应小于 180mm，并应采用双层双向配筋，每层每方向配筋率不宜小于 0.30%，必要时可设置楼面水平支撑；加强层相邻上、下层楼板厚度不宜小于 150mm，并应双层双向配筋，且每层每方向配筋率不宜小于 0.25%；楼板中钢筋应满足受拉钢筋锚固要求。

9.6.8 应采取施工措施，减少施工阶段在竖向荷载作用下由于巨型结构的变形在次结构中产生的附加内力。

9.6.9 巨型柱的计算长度宜根据巨型梁或环带桁架作为侧向支撑点的屈曲分析结果确定，并应保证巨型梁对巨型柱有可靠的约束作用。

9.6.10 巨型结构构件的承载力验算时，不宜考虑次结构的有利作用。

9.6.11 巨型结构构件截面承载力宜采用有限元方法补充验算。

9.6.12 巨型柱结构的分析计算模型应符合下列规定：

1 弹性设计分析时，宜考虑次结构对结构总体刚度的作用。罕遇地震下弹塑性验算时，可简化忽略次结构对结构总体刚度的作用。

2 巨型杆件宜采用实体元或壳元模型；当采用杆系单元模型时，应计入节点刚域的影响。

9.6.13 巨型框架-混凝土核心筒结构宜采用抗震性能化方法进行补充分析和论证，结构抗震性能目标应符合下列规定：

1 巨型柱、转换环带桁架尚应满足设防地震作用下弹性，罕遇地震作用下斜截面弹性、正截面不屈服的抗震性能要求。

2 核心筒底部加强区尚应满足设防地震作用下斜截面弹性、

正截面不屈服，罕遇地震作用下斜截面不屈服的抗震性能要求。

9.7 竖向混合结构

9.7.1 竖向混合结构的最大适用高度可按下部混凝土结构体系和上部钢结构结构体系分别对应的最大适用高度的较小值确定。

9.7.2 上部钢结构与下部钢筋混凝土结构之间宜设置过渡层，确保上、下竖向构件连接可靠，层刚度和楼层抗剪承载力的变化幅度不宜超过 30%。

9.7.3 上部钢结构设置钢支撑时，钢支撑宜布置在下部混凝土剪力墙对应的位置。

9.7.4 地震作用下的结构整体分析时，结构阻尼比取值宜按材料特性区分；也可根据实际情况，取上部钢结构的阻尼比对结构进行整体分析，得到的内力用于上部钢结构的截面设计，而下部混凝土结构设计时，可取结构阻尼比为 0.025 ~ 0.035。

9.7.5 竖向混合结构的层间位移角限值可根据钢筋混凝土结构和钢结构分别确定；过渡层的层间位移角限值应满足钢筋混凝土结构相应结构体系的限值要求。

9.7.6 竖向混合结构宜采用抗震性能化方法进行补充分析和论证，过渡层的竖向构件宜满足设防地震作用下斜截面弹性、正截面不屈服，罕遇地震作用下宜满足斜截面不屈服的抗震性能要求。

10 复杂高层建筑结构

10.1 一般规定

10.1.1 本章对复杂高层建筑结构的規定适用于钢筋混凝土结构、钢结构和混合结构中帶转换层的结构、帶加强层的结构、错层结构、连体结构以及竖向体型收进、悬挑结构。

10.1.2 复杂高层建筑结构的计算分析除应符合本标准第6章的有关规定外，对于受力复杂部位尚应补充应力分析，并按应力进行配筋设计校核。

10.2 帶转换层的高层建筑结构

10.2.1 转换结构构件可采用实腹梁、桁架、厚板、斜撑等形式。6度甲类建筑和7度抗震设计时，5层及以上的水平转换构件不宜采用混凝土厚板。

10.2.2 当采用梁式转换时，不宜采用多于两次以上的转换；当上部剪力墙布置复杂、方向多变时，也可采用板式转换结构，转换板下层框支柱柱顶应设置柱帽，其抗震性能目标不应低于转换梁的抗震性能目标。

10.2.3 当采用梁式转换时，转换梁宜采用实体元或壳元进行补充分析；当采用板式转换时，转换板应采用实体元或壳元进行分析。

10.2.4 混凝土转换梁及转换柱的剪压比不应大于0.15，落地混凝土墙的剪压比不应大于0.1。

10.2.5 钢筋混凝土和型钢混凝土转换梁在竖向荷载标准组合下的裂缝宽度不宜大于0.2mm。

10.2.6 对于钢结构转换梁应在转换荷载作用处设支承加劲肋，支承加劲肋应在腹板两侧成对配置。

10.2.7 采用混凝土桁架作为转换结构时，应符合下列规定：

1 斜腹杆桁架或空腹桁架高度宜与转换层层高相同，桁架上弦节点宜与上部柱和剪力墙墙肢的形心对齐。

2 上、下弦杆应按偏心受压或偏心受拉构件设计；

3 斜腹杆桁架的斜腹杆，可参照框架柱设计，其截面轴压比限值，特一级、一级和二级宜分别取 0.5、0.6 和 0.7。

4 空腹桁架的竖腹杆截面剪压比限值，特一级、一级和二级宜分别取 $0.11 \beta_c$ 、 $0.12 \beta_c$ 和 $0.13 \beta_c$ (β_c 为混凝土强度影响系数)；竖腹杆截面应满足强剪弱弯的设计要求。

10.2.8 当采用斜柱与水平拉梁共同支承上部结构时，斜柱及拉梁宜按不低于设防地震作用下弹性、罕遇地震作用下不屈服的要求设计。当斜柱转折处采用钢筋混凝土梁拉结时，宜提高拉梁的纵向通长钢筋配筋率或设置型钢，型钢宜与斜柱内型钢等强全焊连接。拉梁相关范围内的楼板应符合下列要求：

1 楼板应采用弹性楼板模型，并计入楼板在使用过程中的刚度退化的影响，必要时可不考虑楼板作用。

2 板厚不宜小于 150mm，并应采用双层双向配筋，且每层每向的贯通楼板配筋不宜小于 0.25%；采用组合楼盖时，应加强钢筋混凝土楼板与钢梁的水平抗剪连接；必要时可设置面内水平支撑。

I 托柱转换结构

10.2.9 对于底部带转换层的钢筋混凝土筒体结构，其转换框架的抗震等级应按现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 中部分框支剪力墙结构的规定采用；对于其他托柱转换结构，转换梁和转换柱当采用钢筋混凝土构件或钢-混凝土组合构件时，其抗震等级宜提高一级。

10.2.10 用于托柱转换的转换梁应满足下列要求：

- 1 转换梁截面宽度不应小于其上所托柱在梁宽方向的截面宽度；
- 2 混凝土转换梁应沿腹板高度配置腰筋，其直径不宜小于16mm、间距不宜大于200mm；
- 3 托柱部位混凝土转换梁的箍筋应加密配置，加密区范围可取梁上托柱边1.5倍转换梁高度，箍筋直径、间距及面积配筋率应满足现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3中转换梁的相关要求。

10.2.11 托柱转换梁宜在托柱位置设置正交方向的框架梁或楼面梁。

II 部分框支混凝土剪力墙结构

10.2.12 部分框支剪力墙结构在地面以上设置转换层的位置，7度时不宜超过5层，6度时不宜超过7层。

10.2.13 当框架-剪力墙或筒体结构仅少量剪力墙不落地，需转换的剪力墙面积不大于剪力墙总面积的10%时，可仅加大水平力转换路径范围内的板厚、加强此部分板的配筋，并提高转换结构的抗震措施。

10.2.14 当转换梁垂直支承于剪力墙的端柱时，沿剪力墙方向的端柱宜按整体剪力墙进行计算，垂直剪力墙方向的端柱宜按框支柱要求进行设计。当转换梁垂直支承于剪力墙平面外方向时，宜在支承处设置扶壁柱。

10.2.15 框支框架承担的地震倾覆力矩应小于结构总倾覆力矩的50%，倾覆力矩的计算宜计入柱轴向力的影响。

III 全框支混凝土剪力墙结构

10.2.16 全框支混凝土剪力墙结构的最大适用高度应符合本标准表7.1.1关于全框支混凝土结构的规定。

10.2.17 全框支混凝土剪力墙结构的框支转换层位置不宜超过

3 层。

10.2.18 转换层布置应符合下列规定：

1 转换层结构应有足够的刚度、强度和整体性，转换层平面形状宜简单、规则，转换层的质量、刚度和承载力分布宜均匀；

2 转换层结构布置宜使传力路径直接，不应采用多次转换的形式；转换构件可采用转换梁、桁架、斜撑等形式；

3 转换层及转换层以下结构不应采用单跨框架结构；

4 转换层以上单个结构单元的长宽比不宜大于 4。

10.2.19 全框支混凝土剪力墙结构按弹性计算的多遇地震和水平风荷载作用下的层间位移角、罕遇地震作用下的弹塑性层间位移角不宜大于表 10.2.19 的限值。

表 10.2.19 全框支混凝土剪力墙结构水平荷载作用下的层间位移角限值

水平作用	盖下结构	板地与转换层 (含) 之间的结构	转换层以上底部 加强区结构	转换层以上非 底部加强区结构
水平风荷载、 多遇地震作用	1/1500	1/1500	1/1200	1/1000
罕遇地震作用	1/250	1/250	1/150	1/120

注：全框支剪力墙结构底部加强部位的高度应自转换层楼面算起，宜取至转换层以上结构高度 1/10 且不宜小于两层。

10.2.20 全框支混凝土剪力墙结构的塔楼相关范围内，板地结构层与相邻上一层、转换层与相邻上一层的侧向刚度比均不宜小于 0.5。

10.2.21 盖下结构的抗震设防分类应根据其使用功能确定，且不应低于对应的盖上结构。

10.2.22 全框支混凝土剪力墙结构宜采用抗震性能化方法进行补充分析和论证，结构抗震性能目标应符合下列规定：

1 框支框架在设防地震作用下应满足弹性设计要求，罕遇

地震作用下宜满足斜截面弹性、正截面不屈服。

2 转换层以下普通框架柱在设防地震作用下宜满足斜截面弹性、正截面不屈服，罕遇地震作用下宜满足斜截面不屈服。

3 转换层以上底部加强区剪力墙，在设防地震作用下宜满足斜截面弹性、正截面不屈服，罕遇地震作用下宜满足斜截面不屈服。

10.2.23 对于全框支混凝土剪力墙结构，应采用弹塑性分析方法分析盖上结构和盖下结构的刚度退化和构件屈服次序，分析和判断框支柱等重要构件的混凝土损伤及钢筋应力应变情况。转换层以下的框支框架结构不应先于盖上结构屈服。

10.2.24 转换层以下框支柱和框架柱的轴压比不宜超过表 10.2.24 的规定。

表 10.2.24 转换层以下框支柱和框架柱轴压比限值

柱类型	抗震等级		
	特一级	一级	二级
框支柱	0.55	0.60	0.70
框架柱	0.60	0.65	0.75

10.3 带加强层的高层建筑结构

10.3.1 加强层除设置刚度适宜的水平伸臂构件外，宜同时设置周边水平环带构件。当结构仅单方向侧向刚度较弱时，也可仅在弱轴方向设置水平伸臂构件，并宜在水平伸臂构件的端部设置周边水平环带构件。

10.3.2 加强层的水平伸臂构件和周边环带构件可采用斜腹杆桁架、实体梁、箱形梁、空腹桁架等形式。加强层结构布置应符合下列规定：

- 1 伸臂构件和环带构件宜整层通高布置。
- 2 伸臂构件和环带构件当采用桁架时，腹杆宜采用钢杆件。

3 伸臂桁架上下弦杆均应贯通核心筒，贯通部分应设置栓钉或横向加劲肋，且弦杆混凝土保护层厚度不应小于150mm，墙体内宜设置斜腹杆或暗撑；外伸臂桁架与外围框架柱宜采用铰接或半刚接，周边带状桁架与外框架柱的连接宜采用刚性连接。

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

5 当布置有外伸桁架加强层时，应采取有效措施减少由于外框柱与混凝土筒体竖向变形差异引起的桁架杆件内力。

6 为提高抗震性能，可在伸臂桁架端部或利用斜腹杆设置消能耗能装置。

10.3.3 伸臂桁架及环带桁架在多遇地震和风荷载作用下应保持弹性状态，设防地震作用下应保持不屈服，罕遇地震作用下构件应力不应超过极限强度。

10.3.4 加强层及其上下各一层的外围框架柱宜采用型钢混凝土柱或钢管混凝土柱。与伸臂桁架相连的外框柱内力计算时宜考虑偏心受力、楼面水平变形等不利影响。

10.3.5 加强层及其上、下相邻一层应采取下列抗震加强措施：

1 对于加强层及其上、下相邻一层竖向构件中的钢筋混凝土构件和钢-混凝土组合构件，其抗震等级应提高一级。

2 加强层及其上、下相邻一层的钢筋混凝土柱和型钢混凝土柱，箍筋应全柱段加密配置，轴压比限值应按其他楼层框架柱的数值减小0.05采用。

3 加强层及其上、下相邻一层的混凝土核心筒剪力墙应设置约束边缘构件。

10.4 错层结构

10.4.1 错层结构中错开的楼层不应归并为一个刚性楼板，计算分析模型应能反映错层的影响。

10.4.2 错层处的柱、墙等竖向构件，当采用钢筋混凝土构件或

钢-混凝土组合构件时,其抗震等级应提高一级。多遇地震作用下,错层处框架柱及剪力墙的轴压比限值应减小0.05。

10.4.3 错层处框架柱应满足下列要求:

1 柱截面承载力应按设防地震作用下斜截面弹性、正截面不屈服性能要求设计,并满足罕遇地震作用下抗剪截面的验算要求。

2 错层处框架柱宜采用钢柱、型钢混凝土柱或钢管混凝土柱;当采用钢筋混凝土柱时,柱截面高度不应小于600mm,混凝土强度等级不应低于C30,箍筋应全柱段加密配置。

3 当采用钢管混凝土柱时,圆形钢管柱的钢管直径不应小于400mm,矩形钢管柱的截面短边高度不应小于400mm。

10.4.4 错层处的混凝土剪力墙应满足下列要求:

1 错层处平面外受力的剪力墙,应设置与之垂直的墙肢或扶壁柱,且不宜采用短肢墙;

2 混凝土剪力墙截面厚度不应小于250mm,混凝土强度等级不应低于C30,水平和竖向分布钢筋的配筋率不应小于0.5%。

10.5 连体结构

10.5.1 连体结构的布置应符合下列规定:

1 连接体两侧的塔楼结构宜有相同或相近的体型、平面布置和侧向刚度,并宜采用双轴对称的平面形式。

2 连接体宜采用钢结构。连接体与两侧塔楼可采用强连接或弱连接。当两侧塔楼结构的层数、体型和刚度相差悬殊时,不宜采用强连接的连体结构。

3 连接体两侧塔楼宜采用抗侧刚度较大的结构体系,并宜在连接体两端采取布置剪力墙或钢支撑等减小连接体侧向位移的措施。

4 当连接体与塔楼结构采用强连接时,连接体的主要结构构件应伸入塔楼结构至少一跨并可靠连接;当塔楼结构为钢筋混

凝土结构时，与连接体相连的竖向构件内宜设置型钢，型钢宜向上、下各延伸至少 1 层；与连接体相连的水平构件宜采用设置型钢、提高纵筋配筋率、设置直径不小于 16mm 的通长腰筋并按受拉锚固等提高其抗拉承载力的措施。

5 当连接体与主体结构之间采用滑动连接时，应保证支座滑移量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、防撞击措施。罕遇地震作用下的位移应采用弹塑性时程分析方法计算复核。

10.5.2 多遇地震作用下的连体结构抗震计算应采用弹性时程分析法进行补充验算；高位连体结构的连接体宜考虑竖向地震的影响；当高位连体结构的连接体跨度大于 60m 时，连接体应考虑竖向地震的影响。

10.5.3 连体结构的连接体主要受力构件、两侧支座及与支座相连的塔楼竖向构件宜满足罕遇地震作用下正截面不屈服、斜截面弹性的抗震性能要求。

10.5.4 强连接的连体结构计算应计入基础不均匀沉降的影响。大跨连体结构尚应进行温度效应分析。

10.5.5 强连接连体结构的楼板设计应符合下列规定：

1 连接体楼板应采用弹性楼板模型进行楼板应力复核；多遇地震和风荷载作用下，楼板拉应力不宜超过混凝土轴心抗拉强度设计值；设防地震作用下，楼板拉应力不应超过混凝土轴心抗拉强度标准值；罕遇地震作用下，楼板钢筋应能承担全部拉力。

2 连接体楼板应按转换层楼板的计算方法进行受剪截面和承载力验算，其中计算剪力时可取连体楼板承担的两侧塔楼楼层地震剪力作用的较小值。

3 连接体结构的边梁截面宜加大；连接体的楼板厚度不宜小于 150mm，并应采用双层双向配筋，且每层每方向钢筋的配筋率不宜小于 0.25%。当连接体包含多个楼层时，最下面一层及最上面一层宜采取设置平面内水平撑等加强措施。

4 连接体上、下各 1 层的楼板也应采取构造加强措施。

10.5.6 弱连接可采用铅芯橡胶支座、弹性滑板支座和摩擦摆支座等形式，必要时可在连接体和支座之间增设附加阻尼装置。同一连接体中选用多种类型、规格的支座时，每个支座的承载力和水平变形能力应能充分发挥，所有支座的竖向变形应保持一致。橡胶类支座不宜与摩擦摆等钢支座在同一连接体中混合使用。

10.5.7 连体结构宜考虑风力相互干扰的群体效应，其风力干扰增大系数，可参照类似条件的试验资料确定，必要时通过风洞试验确定。

10.5.8 采用弱连接的高位连体结构，应验算连接体在风荷载、水平地震作用下的稳定。

10.5.9 连接体及与连接体相连的结构构件应满足下列要求：

1 连接体及与连接体相连的结构构件在连接体高度范围及其上、下各一层，当采用钢筋混凝土构件或钢-混凝土组合构件时，其抗震等级应提高一级。

2 与连接体相连的混凝土柱和型钢混凝土柱，在连接体高度范围及其上、下层，箍筋应全柱段加密配置，轴压比限值应按其他楼层框架柱的数值减小 0.05 采用。

3 与连接体相连的混凝土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。

10.6 竖向体型收进、悬挑结构

10.6.1 大底盘单塔结构的塔楼结构框架部分的倾覆力矩和剪力分担比宜按不带裙房的单独塔楼模型进行计算。

10.6.2 大底盘多塔楼结构设计应符合下列规定：

1 各塔楼的层数、平面和刚度宜接近；塔楼对底盘宜对称布置；上部塔楼结构的综合质心与底盘结构质心的距离不宜大于底盘相应边长的 20%。

2 转换层不宜设置在底盘屋面的上层塔楼内。

3 塔楼中与裙房相连的外围混凝土柱、型钢混凝土柱和混凝土剪力墙，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，剪力墙宜设置约束边缘构件，柱箍筋宜在裙楼屋面上、下层的范围内全高加密；当塔楼结构相对于底盘结构偏心收进时，应加强底盘周边竖向构件的配筋构造措施。

4 大底盘多塔结构中各塔楼结构扭转为主的第一自振周期与平动为主的第一自振周期之比不应大于 0.85。

10.6.3 体型收进高层建筑结构、底盘高度超过房屋高度 20% 的多塔楼结构的设计应符合下列规定：

1 体型收进处宜采取措施减小结构刚度的变化，上部收进结构的底部楼层层间位移角不宜大于相邻下部区段最大层间位移角的 1.15 倍。

2 体型收进部位上、下各 2 层的塔楼周边竖向结构构件，当采用钢筋混凝土构件或钢-混凝土组合构件时，其抗震等级宜提高一级采用。

3 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构造措施。

10.6.4 高层悬挑结构的悬挑部分宜采用钢结构，并应采取加强悬挑部位下部楼层的刚度和承载力的措施，以减小与相邻楼层的刚度和受剪承载力的变化幅度。在悬挑结构的顶部和底部楼层，宜设置平面内水平支撑。

10.6.5 高层悬挑结构宜考虑竖向地震作用，并宜考虑与竖直方向风荷载效应的不利组合。对楼面活荷载，应考虑其不利布置对悬挑结构和相邻主体结构的影响。

10.6.6 悬挑结构进行性能化设计时，悬挑结构悬挑端的弦杆、斜腹杆应按关键构件设计，其承载力应满足罕遇地震作用下不屈服的抗震性能要求；悬挑结构的关键构件及相邻竖向构件，当采用钢筋混凝土构件或钢-混凝土组合构件时，其抗震等级应提高一级采用。

11 基础和地下结构

11.1 一般规定

11.1.1 高层建筑基础应采用整体性能好、能满足地基承载力和建筑物容许变形要求的基础形式，设计时宜考虑地基、基础与上部结构相互作用的影响。软弱地基上的高层建筑宜采用桩基，且宜穿越软土，选择较硬土层作为桩端持力层。

11.1.2 当基础埋置较深时，应采取可靠的基坑支护措施，地基基础设计宜考虑基坑开挖至坑底后，坑底土体隆起对天然地基基础或桩基础承载力及变形的影响。

11.1.3 当高层建筑基础施工需要降低地下水位时，应采取有效的环境保护措施；同时应对降水的时间提出明确要求。

11.1.4 地下室不宜设置变形缝，宜采取设置后浇带等措施减小差异沉降、混凝土收缩和徐变对基础的影响；当基础平面尺寸较大时，可采用后浇带与膨胀加强带相结合的技术措施。

11.1.5 高层建筑的竖向变形监测宜从基础底板施工完成后开始，直至变形稳定为止。

11.2 天然地基基础

11.2.1 平板式筏基的底板厚度不应小于 500mm；梁板式筏基的底板厚度不应小于 400mm。

11.2.2 带裙房的高层建筑下的整体筏形基础，其主楼下筏板的整体挠度值不宜大于 0.05%，主楼与相邻的裙房柱的差异沉降不宜大于其跨度的 0.1%。

11.2.3 与高层主楼相连的裙房基础若采用外挑箱基墙或外挑基

础梁的方法，则外挑部分的基底应采取可适应差异沉降变形的有效措施。

11.2.4 岩石地基基础的埋深应达到下伏稳定基岩，直接建在基岩上的基础可采用岩石锚杆满足抗浮要求，承受拉力或水平力较大的基础可采用岩石锚杆满足抗倾覆和抗滑移要求。

11.3 桩基础

11.3.1 高层建筑桩基础的桩型选择应根据工程性质、地质情况、施工条件及场地周边环境等综合考虑确定，可采用灌注桩、扩底灌注桩、高强混凝土预制桩、钢管桩等桩型。桩基础采用新的桩型或新的成桩工艺时，应进行论证并满足相关规范中有关桩基性能的要求。

11.3.2 高层建筑的桩基布置应符合下列规定：

1 对于灌注桩，桩的中心距不宜小于3倍桩的直径；当为嵌岩桩或桩端持力层为圆砾、卵石并采取桩端后注浆时，桩的中心距可适当减小，但不应小于2.5倍桩的直径。

2 对于扩底灌注桩，桩的中心距不应小于扩底直径的1.5倍，且两个扩大头之间的净距不宜小于1.0m。

3 对于挤土桩或部分挤土桩，应采取减少挤土效应的措施，并应合理安排打桩顺序和控制沉桩速率；挤土桩的平面布桩系数不宜超过6%，穿越深厚软土时不宜超过4%；当场地周边环境保护要求严格时，不宜采用挤土桩。

4 当柱下独立承台的桩数少于3根时，宜在承台间设置连系梁。

11.3.3 高层建筑桩基持力层宜选择在中或低压缩性粘性土、中密或密实的砂土和粉土、碎石土以及中等风化或微风化的基岩中。对于端承型桩，当持力层为硬质基岩或倾斜地层时，应采取有效措施确保桩基和坡面的稳定性；当预制桩进入持力层比较困难时，不宜用作工程桩。

11.3.4 在岩溶发育地区采用桩基础时，不宜采用直接支承于基岩面上的素混凝土桩、预制桩或 CFG 桩，宜对每根桩进行超前钻，确定桩端岩层状态，保证桩端处于设计持力层中。

11.3.5 灌注桩的桩身配筋应按计算确定，竖向承压桩的钢筋笼长度应穿过淤泥质土层，且不宜小于 $2/3$ 桩长，承受上拔力桩的钢筋笼宜全长配置。对于大直径灌注桩，宜根据场地土层条件采用后注浆工艺。

11.3.6 当桩周土体因地面大面积堆载（包括新近回填土）或因降水等因素而产生的土体沉降大于桩身沉降时，应考虑桩侧负摩阻力对桩承载力和桩身结构强度的影响，以及由于负摩阻力引起的附加沉降量。

11.3.7 地下室基坑开挖深度较深时，宜考虑坑底土回弹隆起对桩身强度及桩承载力的影响，桩身钢筋笼长度不宜小于基坑开挖深度的 1.5 倍。

11.3.8 预制桩作为抗拔桩时，应对桩身及其连接节点、端板孔口受剪、钢棒及其墩头受拉、桩顶与承台连接处的承载力进行计算，拔力设计值不应超过 0.85 倍桩身纵筋抗拉承载力，且其对应桩身拉应力不宜超过有效预压应力。桩身及其连接接头应满足耐久性要求。

11.3.9 位于坡地、岸边的桩基，或地下室承受不平衡水土压力时，应验算桩基础的水平承载力以及整体稳定性，桩身应通长配筋。利用倾斜地层作为桩端持力层时，应保证坡面的稳定性。

11.3.10 高层建筑桩基沉降计算应符合下列规定：

1 桩基沉降宜采用单向压缩分层总和法计算，桩端平面以下土层中由基桩引起的附加应力宜采用明德林应力解计算，并宜计入桩径的影响。

2 桩端阻力比和桩侧摩阻力分布宜按桩顶工作荷载对应的单桩竖向抗压静载荷的实测结果确定。

3 桩基沉降宜计入桩身的压缩量。当桩长大于 50m 或桩的

长径比大于 100 时, 桩基沉降应计入桩身的压缩量。

4 对于桩筏基础, 桩基沉降计算宜计入桩-基础-上部结构之间协同工作的影响。

5 对于设置二层及以上的地下室或基坑开挖深度超过 10m 的高层建筑, 桩基沉降计算宜考虑基坑开挖卸荷的影响。

11.3.11 高层建筑桩筏基础的筏板计算应符合下列规定:

1 筏板的内力和变形宜采用有限单元法计算, 并宜考虑上部结构对筏板整体弯曲变形的影响。

2 当桩的作用采用竖向弹簧代替时, 弹簧刚度应通过筏板变形与桩顶沉降保持一致的变形协调原则进行迭代计算。基桩的初始竖向刚度宜根据单桩静载荷试验的荷载-位移曲线按桩顶荷载与桩顶沉降量之比确定, 并应考虑长期沉降效应的影响。

3 当高层建筑竖向构件附近的筏板单元计算弯矩过大并导致配筋过大时, 可对筏板单元的抗弯刚度进行适当折减后重新计算其弯矩, 但筏板的剪力应按实际板厚计算。

4 可通过设置抗剪钢筋、抗剪型钢等措施提高筏板受冲切和受剪切的承载力。

11.3.12 桩顶嵌入筏形承台板的长度, 筏板下有混凝土垫层时不应小于 50mm, 无混凝土垫层时不应小于 70mm。

11.4 地下室结构

11.4.1 高层建筑上部结构的嵌固端宜设置在地下室顶板处。当地下室顶板无法满足嵌固端要求时, 也可选择地下室顶板以下楼层作为嵌固部位, 但嵌固部位楼板及地下室顶板均应满足现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 关于嵌固端的构造要求。

11.4.2 当地下室四周场地标高不一致时, 上部结构嵌固端设计尚应满足下列要求:

1 嵌固端以下的地下室结构应有可靠的侧向约束和有效埋

深，并应计入室外场地及边坡的稳定性、侧向约束的完整程度及其对侧向约束条件有效性的影响。

2 在地下室周边约束条件不对称（对边）、不完整（单边）等情况下，应根据具体情况综合确定上部结构的嵌固部位。

3 计算模型应能反映侧限条件、不对称侧向荷载作用对结构的不利影响。

11.4.3 当高层建筑上部结构的嵌固端为基础底板时，基础结构构件及竖向构件纵筋在基础内的锚固均应满足抗震设计的要求。

附录 A 浙江省主要地区的风压

A.0.1 除宁波、温州、台州、舟山以外的非台风直接登陆地区的风压可按表 A.0.1 取值。

表 A.0.1 非台风直接登陆地区的风压

地名 \ 重现期 R (年)	R = 10	R = 50	R = 100
杭州市	0.30	0.45	0.50
临安天目山	0.55	0.75	0.85
平湖市乍浦	0.35	0.45	0.50
金华市	0.25	0.35	0.40
嵊州市	0.25	0.40	0.50
衢州市	0.25	0.35	0.40
丽水市	0.20	0.30	0.35
龙泉市	0.20	0.30	0.35

注：R = 10、R = 50、R = 100 分别表示重现期为 10 年、50 年和 100 年。

A.0.2 宁波、温州、台州、舟山等台风直接登陆地区的风压可分别按表 A.0.2-1、A.0.2-2、A.0.2-3 和 A.0.2-4 取值。

表 A.0.2-1 宁波地区的风压 (kN/m^2)

地名 \ 重现期 R (年)	R = 10	R = 50	R = 100
慈溪市	0.30	0.45	0.50
宁波老城区	0.30	0.50	0.60
象山县石浦	0.75	1.20	1.45
镇海老城区	0.35	0.60	0.70

续表 A. 0. 2-1

地名 \ 重现期 R (年)		R = 10	R = 50	R = 100
北仑	城区	0. 35	0. 65	0. 75
	春晓	0. 40	0. 70	0. 85
梅山岛		0. 50	0. 85	1. 00
大榭岛		0. 50	0. 80	0. 95
杭州湾		0. 30	0. 50	0. 60

表 A. 0. 2-2 温州地区的风压

地名 \ 重现期 R (年)		R = 10	R = 50	R = 100
龙湾区	海滨街道	0. 40	0. 70	0. 80
	永兴街道	0. 40	0. 70	0. 80
	海城街道	0. 40	0. 70	0. 80
	沙城街道	0. 40	0. 70	0. 80
	天河街道	0. 40	0. 70	0. 80
	星海街道	0. 40	0. 70	0. 80
瑞安市	上望街道东段	0. 40	0. 70	0. 80
	莘塍街道东段	0. 40	0. 70	0. 80
	汀田街道东段	0. 40	0. 70	0. 80
	南滨街道东段	0. 40	0. 70	0. 80
苍南县	宜山镇	0. 40	0. 70	0. 80
	沿浦镇	0. 40	0. 70	0. 80
	钱库镇	0. 40	0. 70	0. 80
	马站镇	0. 40	0. 70	0. 80
	赤溪镇	0. 40	0. 70	0. 80
	凤阳畲族乡	0. 40	0. 70	0. 80

续表 A. 0. 2-2

地名 \ 重现期 R (年)		R = 10	R = 50	R = 100
苍南县	岱岭畲族乡	0. 40	0. 70	0. 80
	望里镇	0. 40	0. 70	0. 80
	金乡镇	0. 45	0. 80	0. 95
	炎亭镇	0. 45	0. 80	0. 95
	霞关镇	0. 45	0. 80	0. 95
	大渔镇	0. 45	0. 80	0. 95
洞头区	瓯江口一期	0. 45	0. 75	0. 90
	大门镇	0. 55	0. 90	1. 10
	霓屿街道	0. 55	0. 90	1. 10
	鹿西乡	0. 65	1. 10	1. 35
	元觉街道	0. 65	1. 10	1. 35
	东屏镇	0. 65	1. 10	1. 35
	北岙镇	0. 65	1. 10	1. 35
龙港市	龙港市区	0. 40	0. 70	0. 80
	龙港新城	0. 45	0. 75	0. 90
	巴曹镇	0. 45	0. 80	0. 95
乐清市	南塘镇东段	0. 40	0. 70	0. 80
	翁垟街道东段	0. 40	0. 70	0. 80
	黄华镇	0. 40	0. 70	0. 80
	七里港镇	0. 40	0. 70	0. 80
	盐盆镇东段	0. 40	0. 70	0. 80
	城南街道东段	0. 40	0. 70	0. 80
	城东街道东段	0. 40	0. 70	0. 80
	南岳镇东段	0. 40	0. 70	0. 80

续表 A.0.2-2

地名 \ 重现期 R (年)		R = 10	R = 50	R = 100
平阳县	鳌江镇	0.40	0.70	0.80
	海西镇	0.40	0.70	0.80

注：1 乐清市各行政区域东段指高速复线以东区域；

2 瑞安市各行政区域东段指滨海大道以东（飞云江北岸）区域及 228 国道以东（飞云江南岸）区域。

表 A.0.2-4 台州地区的基本风压 (kN/m^2)

地名 \ 重现期 R (年)		R = 10	R = 50	R = 100
椒江区	海门街道 (G228 以东)	0.50	0.75	0.90
	海门街道 (G228 以西)	0.45	0.70	0.85
	白云街道 (大环线以北)	0.45	0.70	0.85
	白云街道 (大环线以南)	0.40	0.65	0.80
	葭沚街道 (大环线以北)	0.45	0.70	0.85
	葭沚街道 (大环线以南)	0.40	0.65	0.80
	洪家街道	0.40	0.60	0.75
	三甲街道 (G228 以东)	0.45	0.70	0.85
	三甲街道 (G228 以西)	0.40	0.65	0.80
	下陈街道	0.40	0.65	0.80
	章安街道 (台金高速以北)	0.40	0.65	0.80
	章安街道 (台金高速以南)	0.45	0.70	0.85
	前所街道 (G228 以东)	0.50	0.75	0.90
	前所街道 (G228 以西)	0.45	0.70	0.85
	大陈镇	0.95	1.45	1.75
黄岩区	东城街道	0.35	0.55	0.65
	南城街道	0.35	0.55	0.65

续表 A.0.2-4

地名 \ 重现期 R (年)		R = 10	R = 50	R = 100
黄岩区	西城街道	0.35	0.55	0.65
	北城街道	0.35	0.55	0.65
	新前街道	0.35	0.55	0.65
	澄江街道	0.35	0.55	0.65
	江口街道	0.40	0.60	0.75
	高桥街道	0.35	0.55	0.65
	宁溪镇	0.35	0.55	0.65
	北洋镇	0.35	0.55	0.65
	头陀镇	0.35	0.55	0.65
	院桥镇	0.35	0.55	0.65
	沙埠镇	0.35	0.55	0.65
	屿头乡	0.35	0.55	0.65
	上郑乡	0.35	0.55	0.65
	富山乡	0.40	0.60	0.75
	茅畲乡	0.35	0.55	0.65
	上垟乡	0.35	0.55	0.65
	平田乡	0.40	0.60	0.75
路桥区	路南街道	0.40	0.60	0.75
	路桥街道	0.40	0.60	0.75
	路北街道	0.40	0.60	0.75
	螺洋街道	0.40	0.60	0.75
	桐屿街道	0.40	0.60	0.75
	峰江街道	0.40	0.60	0.75
	新桥镇	0.40	0.60	0.75
	横街镇	0.40	0.60	0.75

续表 A.0.2-4

地名 \ 重现期 R (年)		R = 10	R = 50	R = 100
路桥区	金清镇 (G228 以东)	0.45	0.70	0.85
	金清镇 (G228 以西)	0.40	0.65	0.80
	蓬街镇 (G228 以东)	0.45	0.70	0.85
	蓬街镇 (G228 以西)	0.40	0.65	0.80
玉环市	玉成街道	0.65	1.00	1.20
	坎门街道	0.70	1.20	1.45
	大麦屿街道	0.65	1.00	1.20
	清港镇	0.55	0.90	1.10
	楚门镇	0.55	0.90	1.10
	千江镇	0.55	0.90	1.10
	沙门镇	0.55	0.90	1.10
	芦浦镇	0.55	0.90	1.10
	龙溪镇	0.55	0.90	1.10
	鸡山乡	0.90	1.45	1.75
	海山乡 (内陆)	0.55	0.90	1.10
	海山乡 (海岛)	0.80	1.30	1.55
天台县	赤城街道	0.35	0.50	0.60
	福溪街道	0.35	0.50	0.60
	始丰街道	0.35	0.50	0.60
	白鹤镇	0.35	0.50	0.60
	石梁镇	0.40	0.60	0.75
	街头镇	0.35	0.50	0.60
	平桥镇	0.35	0.50	0.60
	坦头镇	0.35	0.50	0.60
	三合镇	0.35	0.50	0.60

续表 A.0.2-4

重现期 R (年)		R = 10	R = 50	R = 100
地名				
天台县	洪畴镇	0.35	0.50	0.60
	三州乡	0.35	0.55	0.65
	龙溪乡	0.35	0.50	0.60
	雷峰乡	0.35	0.50	0.60
	南屏乡	0.35	0.50	0.60
	泳溪乡	0.35	0.50	0.60
仙居县	福应街道	0.35	0.50	0.60
	南峰街道	0.35	0.50	0.60
	安洲街道	0.35	0.50	0.60
	横溪镇	0.30	0.45	0.55
	埠头镇	0.30	0.45	0.55
	白塔镇	0.30	0.45	0.55
	田市镇	0.30	0.45	0.55
	官路镇	0.30	0.45	0.55
	下各镇	0.35	0.50	0.60
	朱溪镇	0.30	0.45	0.55
	安岭乡	0.35	0.50	0.60
	溪港乡	0.30	0.45	0.55
	湫山乡	0.30	0.45	0.55
	淡竹乡	0.30	0.45	0.55
	皤滩乡	0.30	0.45	0.55
	上张乡	0.35	0.50	0.60
	步路乡	0.30	0.45	0.55
	广度乡	0.35	0.55	0.65
	大战乡	0.35	0.50	0.60
	双庙乡	0.30	0.45	0.55

续表 A.0.2-4

地名 \ 重现期 R (年)		R = 10	R = 50	R = 100
温岭市	太平街道	0.45	0.70	0.85
	城东街道	0.45	0.70	0.85
	城西街道	0.45	0.70	0.85
	城北街道	0.45	0.70	0.85
	横峰街道	0.45	0.70	0.85
	泽国镇	0.40	0.60	0.75
	大溪镇	0.40	0.60	0.75
	松门镇 (S225 以西)	0.50	0.80	0.95
	松门镇 (S225 以东)	0.55	0.90	1.10
	箬横镇 (S324 以北)	0.45	0.70	0.85
	箬横镇 (S324 以南)	0.50	0.75	0.90
	新河镇	0.45	0.70	0.85
	石塘镇	0.55	0.90	1.10
	滨海镇 (G228 以东)	0.50	0.75	0.90
	滨海镇 (G228 以西)	0.45	0.70	0.85
	温峤镇	0.45	0.70	0.85
	城南镇	0.50	0.80	0.95
	石桥头镇	0.50	0.75	0.90
	坞根镇	0.50	0.75	0.90
临海市	古城街道	0.35	0.50	0.60
	大洋街道	0.35	0.50	0.60
	江南街道	0.35	0.50	0.60
	大田街道	0.35	0.50	0.60
	邵家渡街道	0.35	0.50	0.60
	汛桥镇	0.35	0.50	0.60

续表 A.0.2-4

地名 \ 重现期 R (年)		R = 10	R = 50	R = 100
临海市	东塍镇	0.35	0.50	0.60
	汇溪镇	0.35	0.50	0.60
	小芝镇	0.35	0.50	0.60
	河头镇	0.35	0.50	0.60
	白水洋镇	0.35	0.50	0.60
	括苍镇	0.35	0.50	0.60
	永丰镇	0.35	0.50	0.60
	尤溪镇	0.35	0.50	0.60
	涌泉镇	0.40	0.60	0.75
	沿江镇	0.35	0.55	0.65
	杜桥镇 (G228 以东)	0.50	0.75	0.90
	杜桥镇 (G228 以西)	0.40	0.65	0.80
	上盘镇 (G228 以东内陆)	0.50	0.75	0.90
	上盘镇 (G228 以东海岛)	0.90	1.45	1.75
	上盘镇 (G228 以西)	0.45	0.70	0.85
	桃渚镇 (G228 以东)	0.50	0.75	0.90
	桃渚镇 (G228 以西)	0.45	0.70	0.85
	括苍山顶	0.60	0.90	1.05
三门县	海游街道	0.40	0.65	0.80
	海润街道	0.40	0.65	0.80
	沙柳街道	0.40	0.65	0.80
	珠岙镇	0.35	0.50	0.60
	亭旁镇	0.40	0.60	0.75
	健跳镇 (G228 以东内陆)	0.50	0.75	0.90
	健跳镇 (G228 以东海岛)	0.90	1.45	1.75

续表 A. 0. 2-4

地名 \ 重现期 R (年)		R = 10	R = 50	R = 100
三门县	健跳镇 (G228 以西)	0.45	0.70	0.85
	横渡镇	0.40	0.65	0.80
	花桥镇	0.40	0.65	0.80
	浦坝港镇 (G228 以东)	0.50	0.75	0.90
	浦坝港镇 (G228 以西)	0.45	0.70	0.85
	蛇蟠乡	0.50	0.75	0.90

注: 1 台州湾循环经济产业集聚区 (纵贯临海市、椒江市、路桥区、温岭市等地) 的近期海涂围垦区域风压按相应乡镇风压值, 10 年一遇的增加 0.05kN/m^2 取值, 50 年一遇的增加 0.10kN/m^2 取值, 100 年一遇的增加 0.15kN/m^2 取值。

2 温岭市东部新区 (东海塘围垦区)、头门港区等 10 年一遇风压按 0.60kN/m^2 取值, 50 年一遇风压按 0.90kN/m^2 取值, 100 年一遇按 1.05kN/m^2 取值。

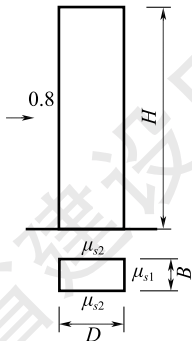
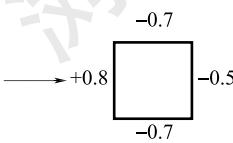
3 各乡镇的海岛风压可参照大陈镇风压取值, 同海拔的高山风压可参照括苍山风压值 (海拔高度 1383.1m 重现期 50 年的风压 0.90kN/m^2) 取值。

表 A. 0. 2-4 舟山市风压

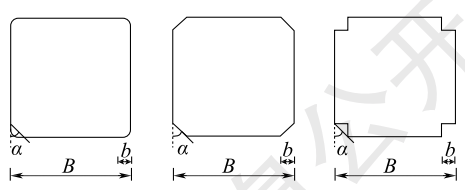
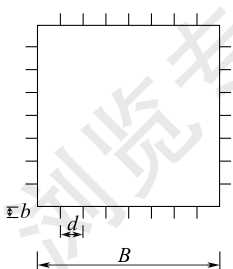
地名 \ 重现期 R (年)		R = 10	R = 50	R = 100
舟山市		0.50	0.85	1.00
嵊泗		0.85	1.30	1.55
嵊泗县嵊山		1.00	1.65	1.95

附录 B 风荷载体型系数

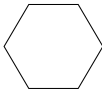
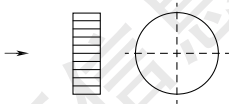
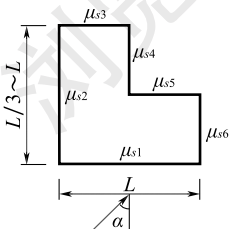
表 B 风荷载体型系数

项次	类别	体型及体型系数 μ_s															
1	矩形截面 高层建筑	(a) 高度超过 45m  <table data-bbox="566 656 882 782"><tr><th>D/B</th><th>≤ 1</th><th>1.2</th><th>2</th><th>≥ 4</th></tr><tr><td>μ_{s1}</td><td>-0.6</td><td>-0.5</td><td>-0.4</td><td>-0.3</td></tr><tr><td>μ_{s2}</td><td colspan="4">-0.7</td></tr></table>	D/B	≤ 1	1.2	2	≥ 4	μ_{s1}	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3	μ_{s2}	-0.7			
		D/B	≤ 1	1.2	2	≥ 4											
μ_{s1}	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3													
μ_{s2}	-0.7																
		(b) 高度不超过 45m 															

续表 B

项次	类别	体型及体型系数 μ_s
2	带退台和倒角的矩形截面建筑	 $\mu_s = (0.8 - \mu_{s1}) \left(1 - 0.6 \frac{b}{B} \right)$ 1 式中 μ_{s1} 取值按第 1 项 2 $0 \leq \frac{b}{B} \leq 0.2$ 3 $30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$
3	带装饰条的矩形截面高层建筑	 $\mu_s = (0.8 - \mu_{s1}) \left[1 - \frac{30}{B} \left(0.5 \frac{b}{d} - 0.05 \right) \right]$ 1 式中 μ_{s1} 取值按第 1 项 2 $20m \leq B \leq 60m$ 3 $0.1 \leq \frac{b}{d} \leq 0.5$ 4 $b \geq 0.3m$

续表 B

项次	类别	体型及体型系数 μ_s																												
4	正多边形平面	 $\mu_s = 0.8 + \frac{1.2}{\sqrt{n}} \quad (n \text{ 为边数})。$																												
5	圆形平面	 <table><tr><th>$\mu_s \omega_0 d^2$</th><th>表面情况</th><th>$H/d \geq 25$</th><th>$H/d \geq 7$</th><th>$H/d \geq 1$</th></tr><tr><td>≥ 0.015</td><td>$\Delta \approx 0$ $\Delta = 0.02d$ $\Delta = 0.08d$</td><td>0.6 0.9 1.2</td><td>0.5 0.8 1.0</td><td>0.5 0.7 0.8</td></tr><tr><td>≤ 0.002</td><td></td><td>1.2</td><td>0.8</td><td>0.7</td></tr></table> 注：H 为高度，d 为直径，ω_0 以 kN/m^2 计，d 以 m 计。Δ 为表面凸出高度，表中的中间值按线性插值法计算。	$\mu_s \omega_0 d^2$	表面情况	$H/d \geq 25$	$H/d \geq 7$	$H/d \geq 1$	≥ 0.015	$\Delta \approx 0$ $\Delta = 0.02d$ $\Delta = 0.08d$	0.6 0.9 1.2	0.5 0.8 1.0	0.5 0.7 0.8	≤ 0.002		1.2	0.8	0.7													
$\mu_s \omega_0 d^2$	表面情况	$H/d \geq 25$	$H/d \geq 7$	$H/d \geq 1$																										
≥ 0.015	$\Delta \approx 0$ $\Delta = 0.02d$ $\Delta = 0.08d$	0.6 0.9 1.2	0.5 0.8 1.0	0.5 0.7 0.8																										
≤ 0.002		1.2	0.8	0.7																										
6	L 形平面	 <table><tr><th>μ_s α</th><th>μ_{s1}</th><th>μ_{s2}</th><th>μ_{s3}</th><th>μ_{s4}</th><th>μ_{s5}</th><th>μ_{s6}</th></tr><tr><td>0°</td><td>0.80</td><td>-0.70</td><td>-0.60</td><td>-0.50</td><td>-0.50</td><td>-0.60</td></tr><tr><td>45°</td><td>0.50</td><td>0.50</td><td>-0.80</td><td>-0.70</td><td>-0.70</td><td>-0.80</td></tr><tr><td>225°</td><td>-0.60</td><td>-0.60</td><td>0.30</td><td>0.90</td><td>0.90</td><td>0.30</td></tr></table>	μ_s α	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
μ_s α	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																								

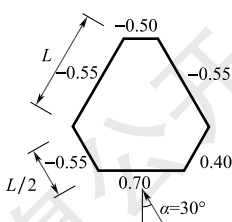
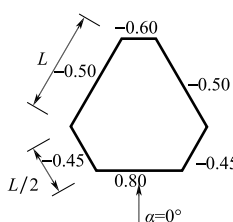
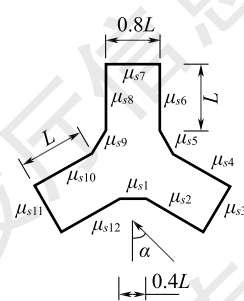
续表 B

项次	类别	体型及体型系数 μ_s
7	槽形平面	
8	扇形平面	
9	梭形平面	
10	十字形平面	

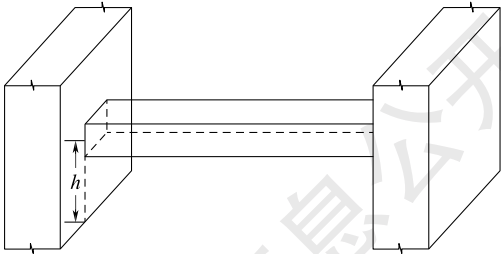
续表 B

项次	类别	体型及体型系数 μ_s
11	井字形平面	
12	X 形平面	
13	卅形平面	

续表 B

项次	类别	体型及体型系数 μ_s																																																																																																								
14	六角形平面																																																																																																									
15	Y形平面	<table><tr><th>$\mu_s \backslash \alpha$</th><th>0°</th><th>10°</th><th>20°</th><th>30°</th><th>40°</th><th>50°</th><th>60°</th></tr><tr><td>μ_{s1}</td><td>1.05</td><td>1.05</td><td>1</td><td>0.95</td><td>0.9</td><td>0.5</td><td>-0.15</td></tr><tr><td>μ_{s2}</td><td>1</td><td>0.95</td><td>0.9</td><td>0.85</td><td>0.8</td><td>0.4</td><td>-0.1</td></tr><tr><td>μ_{s3}</td><td>-0.7</td><td>-0.1</td><td>0.3</td><td>0.5</td><td>0.7</td><td>0.85</td><td>0.95</td></tr><tr><td>μ_{s4}</td><td>-0.5</td><td>-0.5</td><td>-0.55</td><td>-0.6</td><td>-0.75</td><td>-0.4</td><td>-0.1</td></tr><tr><td>μ_{s5}</td><td>-0.5</td><td>-0.55</td><td>-0.6</td><td>-0.65</td><td>-0.75</td><td>-0.45</td><td>-0.15</td></tr><tr><td>μ_{s6}</td><td>-0.55</td><td>-0.55</td><td>-0.6</td><td>-0.7</td><td>-0.65</td><td>-0.15</td><td>-0.35</td></tr><tr><td>μ_{s7}</td><td>-0.5</td><td>-0.5</td><td>-0.5</td><td>-0.55</td><td>-0.55</td><td>-0.55</td><td>-0.55</td></tr><tr><td>μ_{s8}</td><td>-0.55</td><td>-0.55</td><td>-0.55</td><td>-0.5</td><td>-0.5</td><td>-0.5</td><td>-0.5</td></tr><tr><td>μ_{s9}</td><td>-0.5</td><td>-0.5</td><td>-0.5</td><td>-0.5</td><td>-0.5</td><td>-0.5</td><td>-0.5</td></tr><tr><td>μ_{s10}</td><td>-0.5</td><td>-0.5</td><td>-0.5</td><td>-0.5</td><td>-0.5</td><td>-0.5</td><td>-0.5</td></tr><tr><td>μ_{s11}</td><td>-0.7</td><td>-0.6</td><td>-0.55</td><td>-0.55</td><td>-0.55</td><td>-0.55</td><td>-0.55</td></tr><tr><td>μ_{s12}</td><td>1</td><td>0.95</td><td>0.9</td><td>0.8</td><td>0.75</td><td>0.65</td><td>0.35</td></tr></table>	$\mu_s \backslash \alpha$	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	μ_{s1}	1.05	1.05	1	0.95	0.9	0.5	-0.15	μ_{s2}	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.4	-0.1	μ_{s3}	-0.7	-0.1	0.3	0.5	0.7	0.85	0.95	μ_{s4}	-0.5	-0.5	-0.55	-0.6	-0.75	-0.4	-0.1	μ_{s5}	-0.5	-0.55	-0.6	-0.65	-0.75	-0.45	-0.15	μ_{s6}	-0.55	-0.55	-0.6	-0.7	-0.65	-0.15	-0.35	μ_{s7}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55	μ_{s8}	-0.55	-0.55	-0.55	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	μ_{s9}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	μ_{s10}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	μ_{s11}	-0.7	-0.6	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55	μ_{s12}	1	0.95	0.9	0.8	0.75	0.65	0.35
$\mu_s \backslash \alpha$	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°																																																																																																			
μ_{s1}	1.05	1.05	1	0.95	0.9	0.5	-0.15																																																																																																			
μ_{s2}	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.4	-0.1																																																																																																			
μ_{s3}	-0.7	-0.1	0.3	0.5	0.7	0.85	0.95																																																																																																			
μ_{s4}	-0.5	-0.5	-0.55	-0.6	-0.75	-0.4	-0.1																																																																																																			
μ_{s5}	-0.5	-0.55	-0.6	-0.65	-0.75	-0.45	-0.15																																																																																																			
μ_{s6}	-0.55	-0.55	-0.6	-0.7	-0.65	-0.15	-0.35																																																																																																			
μ_{s7}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55																																																																																																			
μ_{s8}	-0.55	-0.55	-0.55	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5																																																																																																			
μ_{s9}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5																																																																																																			
μ_{s10}	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5																																																																																																			
μ_{s11}	-0.7	-0.6	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55																																																																																																			
μ_{s12}	1	0.95	0.9	0.8	0.75	0.65	0.35																																																																																																			

续表 B

项次	类别	体型及体型系数 μ_s
16	空中连廊	 $\mu_s = \begin{cases} 1.6 & (h \leq 30\text{m}) \\ 2.0 & (h \geq 60\text{m}) \end{cases}$ 1. h 在 30m ~ 60m 时 μ_s 采用 30m 和 60m 数据线性插值。
17	立面穿孔板	$\mu_s = 1.3 [1 - \varphi^2]$ 1. 计算时面积取轮廓面积, φ 为空隙率。

附录 C 风洞试验基本要求

C.0.1 高层建筑主体结构的风荷载及风致响应，应通过缩尺刚性模型的测压风洞试验或高频天平测力风洞试验结合风振计算确定。有明显气动弹性效应的高层建筑，其主要受力结构的风荷载及风致响应宜结合缩尺气动弹性模型的风洞试验确定。高层建筑围护结构及其它局部构件的风荷载，应通过缩尺刚性模型的测压风洞试验确定。

C.0.2 试验模型应满足与试验原型的几何相似，并应包括测试模型和周边环境模型。测试模型应模拟可能对试验结果产生明显影响的建筑结构细部；周边环境模型应包括可能对试验结果产生显著影响的周边建筑和环境。模型的加工进度应满足试验要求。

C.0.3 进行雷诺数敏感的高层建筑风洞试验时，应采取增加模型表面粗糙度或粘贴粗糙条等试验技术措施减少雷诺数效应对试验结果的影响。

C.0.4 高度大于 400m 的超高层建筑或高度大于 200m 的连体建筑，宜在不同实验室进行独立对比试验。当对比试验的结果差别较大时，应经专门论证确定合理的试验取值。

C.0.5 当建设地点四周地形、建筑布局有较大差别时，可采用有方向差别的地面粗糙度类别。地貌粗糙度的评估可采用地形模拟试验的风洞试验确定，也可采用现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 规定的平均高度判断方法或 ESDU 建议的远场地貌分析方法确定。

C.0.6 当建设场地或其周边存在体量较大的山体，或者场地周边地形复杂时，宜进行地形模拟试验，试验应符合下列规定：

- 1 模拟区域半径不应小于 2km，缩尺比不宜小于 1:2000；

- 2 应在模拟大气边界层风场中进行；
- 3 应测量建设地点风速和风向随高度的变化；
- 4 风速测点的最高高度不应低于建筑工程标高的 2 倍，且在临近地形模型的底部区域应加密测点。

C.0.7 结构设计时，根据风洞试验报告确定高层建筑主要受力结构的风荷载，应符合下列规定：

1 无独立的对比试验结果时，由取定的风荷载得出的主轴方向基底弯矩不应低于现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 规定计算值的 80%；

2 有独立的对比试验结果时，应按两次试验结果中的较高值取用，且由取定的风荷载得出的主轴方向基底弯矩不应低于现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 规定计算值的 70%。

C.0.8 采用峰值因子法计算主体结构风荷载时，峰值因子的取值不应小于 2.5；采用峰值因子法计算围护结构风荷载时，峰值因子的取值不应小于 3.0。

C.0.9 高频测力天平试验结果可用于计算基本振型接近直线的高层建筑的风致响应。当结构基阶振型与直线形状差异较大时，宜采取措施考虑非线性振型带来的影响；当结构基阶振型与直线形状差异很大时，不宜采用高频测力天平试验计算结构的风致响应。

C.0.10 进行高频测力天平试验时，模型一天平系统的固有频率换算到原型宜大于结构基阶频率的 2.0 倍，且不应小于结构基阶频率的 1.2 倍。当固有频率在基阶频率的 1.2 倍 ~ 5.0 倍范围时，应根据模型一天平系统的频响函数进行修正。

附录 D 浙江省主要城镇抗震设防烈度、 设计基本地震加速度和设计地震分组

表 D 浙江省主要城镇抗震设防烈度、设计基本地震加速度和设计地震分组

地级市	烈度	加速度	分组	县级及县级以上城镇
杭州市	7 度	0.10g	第一组	上城区、拱墅区、西湖区、临平区
	6 度	0.05g	第一组	滨江区、萧山区、富阳区、钱塘区、桐庐县、建德市、余杭区、临安区、淳安县
宁波市	7 度	0.10g	第一组	海曙区、江北区、北仑区、镇海区、鄞州区
	6 度	0.05g	第一组	奉化区、象山县、宁海县、余姚市、慈溪市
温州市	6 度	0.05g	第二组	洞头区、平阳县、苍南县、瑞安市
	6 度	0.05g	第一组	鹿城区、龙湾区、瓯海区、永嘉县、文成县、泰顺县、乐清市
嘉兴市	7 度	0.10g	第一组	南湖区、秀洲区、嘉善县、海宁市、平湖市、桐乡市
	6 度	0.05g	第一组	海盐县
湖州市	6 度	0.05g	第一组	吴兴区、南浔区、德清县、长兴县、安吉县
绍兴市	6 度	0.05g	第一组	越城区、柯桥区、上虞区、新昌县、诸暨市、嵊州市
金华市	6 度	0.05g	第一组	婺城区、金东区、武义县、浦江县、磐安县、溪兰市、义乌市、东阳市、永康市
衢州市	6 度	0.05g	第一组	柯城区、衢江区、常山县、开化县、龙游县、江山市
舟山市	7 度	0.10g	第一组	定海区、普陀区、岱山县、嵊泗县

续表 D

地级市	烈度	加速度	分组	县级及县级以上城镇
台州市	6 度	0.05g	第二组	玉环市
	6 度	0.05g	第一组	椒江区、黄岩区、路桥区、三门县、天台县、仙居县、温岭市、临海市
丽水市	6 度	0.05g	第二组	庆元县
	6 度	0.05g	第一组	莲都区、青田县、缙云县、遂昌县、松阳县、云和县、景宁畲族自治县、龙泉市

附录 E 地震波选择方法

E.0.1 天然地震波原始记录可采用相关权威机构或软件自带的地震动数据，可从下列地震动数据库中选取：

- 1 中国国家地震科学数据中心
- 2 太平洋地震工程研究中心
- 3 欧洲 ESM 网站
- 4 欧洲 ESD 网站
- 5 日本 NIED 网站（K-NET 和 KiK-net）

E.0.2 天然地震波原始记录的选取宜分为初选和精选 2 个阶段。

E.0.3 初选阶段应考虑控制建筑场地最大可能地震的震级、距离、场地类别、震源机制等因素，并应符合下列规定：

- 1 应根据设计地震分组选择近震或远震地震波；
- 2 初选天然地震波的特征周期宜与场地特征周期接近；
- 3 地震动加速度时程曲线有效持续时间不宜小于结构基本周期的 5 倍和 15s，且输入能量应在地震输入结束时逐渐趋近于零；
- 4 根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 时程分析地震加速度时程的最大值（EPA）作为峰值地面加速度（PGA）的目标值，对地震动加速度时程进行线性调幅。对于基本周期不大于 1s 的不大于 1s 的结构，调幅系数不宜超过 10 倍；对于基本周期大于 1s 的结构，调幅系数不宜超过 5 倍。

E.0.4 天然地震波原始记录的选取尚应符合下列规定：

- 1 宜选用本场地或附近场地记录的地震动时程，也可选用与本场地地质条件相似的场地记录的地震动时程；
- 2 同一次地震不同测点所测量的强震记录不宜超过两条，同一次地震或者同一台站的强震记录不宜超过总数量的 1/3。

E. 0.5 通过上述步骤初选的天然地震波，在精选阶段可通过调幅后对应地震影响系数曲线与目标反应谱之间的加权累计偏差 ξ_{Total} 来评价， ξ_{Total} 不宜大于20%，且每条地震波在结构前三阶主要周期点与规范反应谱的地震影响系数偏差 ξ_i 也不宜大于20%。

ξ_{Total} 的计算方法和限值要求应符合下列规定：

1 对于考虑水平地震的结构， ξ_{Total} 应采用下列公式计算：

$$\xi_{\text{Total}} = \max (\xi_{\text{Total},x}, \xi_{\text{Total},y}) \quad (\text{E. 0.5-1})$$

$$\xi_i = \frac{|S_{i,\alpha} - S_{i,\alpha}^T|}{S_{i,\alpha}^T} \quad (\text{E. 0.5-2})$$

$$\xi_{\text{Total},x} = \sum_{i=1}^n \phi_{i,x} \xi_i \quad (\text{E. 0.5-3})$$

$$\xi_{\text{Total},y} = \sum_{i=1}^n \phi_{i,y} \xi_i \quad (\text{E. 0.5-4})$$

2 对于考虑竖向地震的结构，宜考虑竖向振型的影响， ξ_{Total} 应采用下列公式计算：

$$\xi_{\text{Total}} = \max (\xi_{\text{Total},x}, \xi_{\text{Total},y}, \xi_{\text{Total},z}) \quad (\text{E. 0.5-5})$$

$$\xi_{\text{Total},z} = \sum_{i=1}^n \phi_{i,z} \xi_i \quad (\text{E. 0.5-6})$$

式中：

$S_{i,\alpha}$ ——第*i*阶自振周期所对应的天然地震波的地震影响系数取值；

$S_{i,\alpha}^T$ ——第*i*阶自振周期所对应的设计地震影响系数取值；

ξ_i ——第*i*阶自振周期的地震影响系数偏差；

$\phi_{i,x}, \phi_{i,y}, \phi_{i,z}$ ——分别为*x*, *y*, *z*向的结构平动质量参与系数；

$\xi_{\text{Total},x}, \xi_{\text{Total},y}, \xi_{\text{Total},z}$ ——分别为*x*, *y*, *z*向结构平动加权偏差；

ξ_{Total} ——地震影响系数曲线加权累计偏差；

n——模态计算的振型数。

3 ξ_{Total} 不应大于所设定的地震影响系数偏差限值。

E.0.6 当 ξ_{Total} 满足限值要求时,可采用该组天然地震波对结构进行弹性时程分析,并将计算所得的结构底部剪力与振型分解反应谱法的计算结果进行比较,并应满足下列规定:

1 每组天然地震波在结构主方向的结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的 65%, 且不应大于 135%。

2 多组天然地震波,基底剪力平均值不应小于振型分解反应谱法计算结果的 80%, 不大于 120%。

E.0.7 当基底剪力不满足上述要求时,宜重新选择地震波。天然地震波的选择流程可按图 E.0.7 进行。

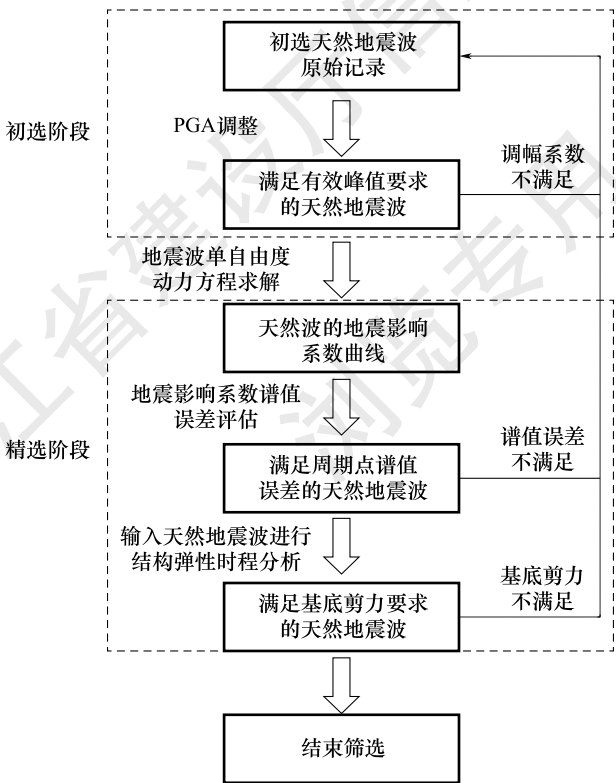


图 E.0.7 天然地震波选择流程图

E. 0. 8 人工模拟地震波的合成可按下列规定执行：

1 人工波时程曲线 $a(t)$ 可表示为平稳高斯随机过程 $a_s(t)$ 和外包函数 $f(t)$ 的乘积，按下列公式来进行合成。人工波的有效持续时间不宜小于结构基本周期的 5 倍和 15s，且输入能量应在地震输入结束时逐渐趋近于零。

$$a(t) = f(t) a_s(t) \quad (\text{E. 0. 8-1})$$

$$f(t) = \begin{cases} (t/t_1)^2 & t < t_1 \\ 1 & t_1 \leq t \leq t_2 \\ e^{-c(t-t_2)} & t > t_2 \end{cases} \quad (\text{E. 0. 8-2})$$

$$a_s(t) = \sum_{k=1}^N C_k \cos(\omega_k t + \varphi_k) \quad (\text{E. 0. 8-3})$$

$$S(\omega_k) = \frac{\xi}{\pi \omega_k} [S_{\alpha}^T(\omega_k)]^2 \frac{1}{\ln \left[\frac{-\pi}{\omega_k T_d} \ln(1-P) \right]} \quad (\text{E. 0. 8-4})$$

$$\Delta\omega = \frac{2\pi}{T_d} \quad (\text{E. 0. 8-5})$$

$$\omega_k = k\Delta\omega \quad (\text{E. 0. 8-6})$$

$$C_k = [4S(\omega_k) \Delta\omega]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{E. 0. 8-7})$$

式中： $f(t)$ ——考虑非平稳性的外包函数；

t_1 、 t_2 、 c ——外包函数的控制参数，可按表 D. 0. 8 取值；

$a_s(t)$ ——平稳高斯随机过程；

ω_k ——第 k 阶三角级数的频率；

φ_k ——第 k 阶三角级数的相位角；

C_k ——第 k 阶三角级数的幅值；

$S_{\alpha}^T(\omega_k)$ ——目标反应谱；

$S(\omega_k)$ ——人工波的功率谱密度函数；

ξ ——阻尼比；

T_d ——预设的人工波总持续时间；

P ——地震波反应谱超过规范反应谱值的概率，可取不大于 15% 的数值。

表 E.0.8 外包函数的参数取值

场地类别	t_1 (s)	t_2 (s)	c (s^{-1})
I ₀ 、I ₁	0.5	5.5	0.9
II	0.8	7.0	0.7
III	1.2	9.0	0.5
IV	1.6	12.0	0.3

2 应根据本标准表 4.3.5 给出的加速度时程曲线最大值，对人工波时程曲线峰值进行调整。

3 通过求解得到人工波的反应谱，并应根据式 E.0.8-8 计算人工波反应谱和目标反应谱在各 ω_k 处的相对偏差。

$$\xi(\omega_k) = \frac{|S_\alpha(\omega_k) - S_\alpha^T(\omega_k)|}{S_\alpha^T(\omega_k)} \quad (\text{E.0.8-8})$$

式中： $\xi(\omega_k)$ ——人工波在 ω_k 处的相对偏差；

$S_\alpha^T(\omega_k)$ ——目标反应谱在 ω_k 处的谱值；

$S_\alpha(\omega_k)$ ——人工波反应谱在 ω_k 处的谱值。

4 当 ω_k 处的相对偏差大于给定的限值时，可采用式 E.0.8-9 对 ω_k 处的谱值 $S^i(\omega_k)$ 进行修正，得到新的谱值 $S^{i+1}(\omega_k)$ 。将各 $S^{i+1}(\omega_k)$ 代入式 E.0.8-4 可得到经过修正后的人工波时程曲线。

$$S^{i+1}(\omega_k) = S^i(\omega_k) \left[\frac{S_\alpha^T(\omega_k)}{S_\alpha(\omega_k)} \right]^2 \quad (\text{E.0.8-9})$$

式中： $S^i(\omega_k)$ ——第 i 次迭代时人工波功率谱在 ω_k 处的谱值；

$S^{i+1}(\omega_k)$ ——第 $i+1$ 次迭代时人工波功率谱在 ω_k 处的谱值。

5 应重复上述第 2 步 ~ 第 4 步，最终可得到满足反应谱相对偏差限值的人工波时程函数。

附录 F 基于构件弹塑性转角的 构件性能评价准则

F.0.1 屈服机构中的屈服构件（位移控制型）应满足非弹性变形需求，关键构件应 100% 满足设定的承载力和变形指标限值要求，每层的普通竖向构件和重要水平构件宜有 80% 以上满足设定的变形指标限值要求，耗能构件宜有 60% 以上满足变形指标限值要求。

F.0.2 钢筋混凝土梁构件破坏形态按表 F.0.2 进行划分。

表 F.0.2 钢筋混凝土梁破坏形态划分准则

破坏形态	剪跨比 λ	弯剪比 m
弯控	$\lambda \geq 2.0$	$m \leq 1.0$
弯剪控	$1.0 \leq \lambda < 2.0$	$m \leq 0.5\lambda$
	$\lambda \geq 2.0$	$1.0 < m \leq 0.5\lambda$
剪控	其他	

注：剪跨比 $\lambda = M/Vh_0$ ；弯剪比 $m = M_n V/V_n M$ ；

F.0.3 钢筋混凝土柱构件破坏形态按表 F.0.3 进行划分。

表 F.0.3 钢筋混凝土柱破坏形态划分准则

破坏形态	剪跨比 λ	弯剪比 m
弯控	$\lambda \geq 2.0$	$m \leq 0.6$
弯剪控	$\lambda \geq 2.0$	$0.6 < m \leq 1.0$
	$2 > \lambda \geq 1.4$	$m \leq 1.0$
剪控	其他	

F.0.4 钢筋混凝土梁构件变形指标限值应符合表 F.0.4 的规定。

表 F.0.4 钢筋混凝土梁弹塑性转角限值

构件参数		构件性能状态					
		无损坏	轻微损坏	轻度损坏	中度损坏	比较严重损坏	严重损坏
弯控							
m	ρ_v						
≤ 0.2	≥ 0.012	≤ 0.004	≤ 0.016	≤ 0.024	≤ 0.031	≤ 0.039	> 0.039
≥ 0.8	≥ 0.012	≤ 0.004	≤ 0.018	≤ 0.029	≤ 0.039	≤ 0.049	> 0.049
≤ 0.2	≤ 0.001	≤ 0.004	≤ 0.010	≤ 0.011	≤ 0.013	≤ 0.014	> 0.014
≥ 0.8	≤ 0.001	≤ 0.004	≤ 0.012	≤ 0.016	≤ 0.020	≤ 0.024	> 0.024
弯剪控							
m	ρ_{sv}						
≤ 0.5	≥ 0.008	≤ 0.004	≤ 0.009	≤ 0.014	≤ 0.019	≤ 0.024	> 0.024
≥ 2.5	≥ 0.008	≤ 0.004	≤ 0.007	≤ 0.009	≤ 0.012	≤ 0.014	> 0.014
≤ 0.5	≤ 0.0005	≤ 0.004	≤ 0.007	≤ 0.009	≤ 0.012	≤ 0.014	> 0.014
≥ 2.5	≤ 0.0005	≤ 0.004	≤ 0.005	≤ 0.007	≤ 0.008	≤ 0.009	> 0.009

注：表中可以采用线形插值方法得到相应的转角限值。

F.0.5 钢筋混凝土柱构件变形指标限值应符合表 F.0.5 的规定。

表 F.0.5 钢筋混凝土柱弹塑性转角限值

构件参数		构件性能状态					
		无损坏	轻微损坏	轻度损坏	中度损坏	比较严重损坏	严重损坏
弯控							
$\bar{n}$	ρ_v						
≤ 0.1	≥ 0.021	≤ 0.004	≤ 0.018	≤ 0.027	≤ 0.037	≤ 0.046	> 0.046
$= 0.6$	≥ 0.021	≤ 0.004	≤ 0.013	≤ 0.018	≤ 0.022	≤ 0.027	> 0.027
≤ 0.1	≤ 0.001	≤ 0.004	≤ 0.015	≤ 0.022	≤ 0.029	≤ 0.036	> 0.036
$= 0.6$	≤ 0.001	≤ 0.004	≤ 0.009	≤ 0.011	≤ 0.012	≤ 0.013	> 0.013

续表 F.0.5

构件参数		构件性能状态					
		无损坏	轻微损坏	轻度损坏	中度损坏	比较严重损坏	严重损坏
弯剪控							
$\bar{n}$	m						
≤ 0.1	≤ 0.6	≤ 0.003	≤ 0.013	≤ 0.02	≤ 0.026	≤ 0.033	> 0.033
$= 0.6$	≤ 0.6	≤ 0.003	≤ 0.009	≤ 0.011	≤ 0.014	≤ 0.016	> 0.016
≤ 0.1	≥ 1.0	≤ 0.003	≤ 0.011	≤ 0.016	≤ 0.021	≤ 0.026	> 0.026
$= 0.6$	≥ 1.0	≤ 0.003	≤ 0.008	≤ 0.009	≤ 0.011	≤ 0.012	> 0.012

- 注：1. $\bar{n}$ 为轴压力系数，指构件轴力标准值与构件截面面积和混凝土轴心抗压强度标准值乘积的比值；
2. 表中可以采用线性插值方法得到相应的弹塑性转角限值；
3. $\bar{n}$ 大于0.6时，钢筋混凝土柱弹塑性转角限值为表中 $\bar{n}$ 等于0.6的数值乘以2.5（1 - $\bar{n}$ ）。

附录 G 基于构件变形指标的 钢构件性能评价准则

G.0.1 钢结构构件的广义力-变形关系可采用图 G.0.1 所示的多折线模型表示。其中， Q 和 Q_y 分别是广义荷载和构件广义屈服承载力， Δ 是构件广义变形， a 、 b 和 c 为模型参数。

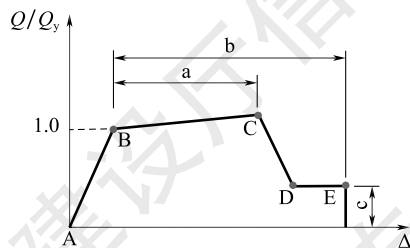


图 G.0.1 钢构件广义力-变形多折线模型

G.0.2 构件损坏等级应根据构件广义变形，按表 G.0.2 及图 G.0.2 确定。

表 G.0.2 钢结构构件基于变形的地震损坏等级判别准则

损坏等级	损坏程度	判别准则
L1 级	无损坏	$\Delta \leq \Delta_B$
L2 级	轻微损坏	$\Delta_B < \Delta \leq \Delta_{IO}$
L3 级	轻度损坏	$\Delta_{IO} < \Delta \leq \Delta_K$
L4 级	中度损坏	$\Delta_K < \Delta \leq \Delta_{LS}$
L5 级	比较严重损坏	$\Delta_{LS} < \Delta \leq \Delta_{CP}$
L6 级	严重损坏	$\Delta > \Delta_{CP}$

注：1 Δ 为钢结构广义变形。

2 IO、K、LS、CP 分别为损伤等级 L2、L3、L4、L5 对应的界限性能状态，其中性能状态 K 定义为性能状态 IO 和 LS 的中点。

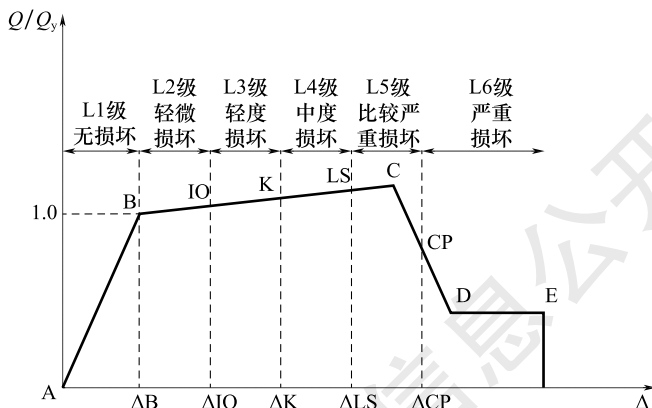


图 G.0.2 钢构件损伤等级定义

G.0.3 钢框架柱与框架梁可采用基于弯矩-位移角关系的多折线模型进行模拟，模型参数可按表 F.0.3-1 确定。关键性能点对应的塑性位移角可按表 G.0.3-2 确定。

表 G.0.3-1 钢框架梁和钢框架柱的多折线模型参数取值

构件类型			弹塑性转角		弯矩		
			a	b	M_B	M_C	M_D
梁	H 形	$b/t \leq 9 \varepsilon_k$ 且 $h_0/t_w \leq 72 \varepsilon_k$	$10\theta_y$	$12\theta_y$	$1M_p$	$1.27M_p$	$0.6M_p$
		$b/t \geq 11 \varepsilon_k$ 或 $h_0/t_w \geq 110 \varepsilon_k$	$5\theta_y$	$7\theta_y$	$1M_p$	$1.12M_p$	$0.2M_p$
		其他	分别根据翼缘宽厚比和腹板高厚比线性插值，计算取较小值。				
柱	H 形	$b/t \leq 9 \varepsilon_k$ 且 $h_0/t_w \leq 51 \varepsilon_k$	$10\theta_y$	$12\theta_y$	$1M_p$	$1.27M_p$	$0.6M_p$
		$b/t \geq 11 \varepsilon_k$ 或 $h_0/t_w \geq 79 \varepsilon_k$	$5\theta_y$	$7\theta_y$	$1M_p$	$1.12M_p$	$0.2M_p$
		其他	分别根据翼缘宽厚比和腹板高厚比线性插值，计算取较小值。				

续表 G. 0. 3-1

构件类型				弹塑性转角		弯矩		
				a	b	M_B	M_C	M_D
柱	H形	$0.2 \leq \frac{P}{P_{CL}} \leq 0.5$	$b/t \leq 9 \varepsilon_k$ 且 $h_0/t_w \leq 45 \varepsilon_k$	$\left(12 - 18.3 \left(\frac{P}{P_{CL}} \right) \theta_y \right)$	$\left(18 - 28.3 \left(\frac{P}{P_{CL}} \right) \theta_y \right)$	$1M_p$	$1.3M_p$	$0.2M_p$
			$b/t \geq 11 \varepsilon_k$ 或 $h_0/t_w \geq 69 \varepsilon_k$	$2\theta_y$	$2.5\theta_y$	$1M_p$	$1.03M_p$	$0.2M_p$
			其他	分别根据翼缘宽厚比和腹板高厚比线性插值, 计算取较小值。				
	箱形	$\frac{P}{P_{CL}} < 0.2$	$b_0/t \leq 19 \varepsilon_k$ 且 $h_0/t_w \leq 51 \varepsilon_k$	$10\theta_y$	$12\theta_y$	$1M_p$	$1.27M_p$	$0.6M_p$
			$b_0/t \geq 33 \varepsilon_k$ 或 $h_0/t_w \geq 79 \varepsilon_k$	$5\theta_y$	$7\theta_y$	$1M_p$	$1.12M_p$	$0.2M_p$
			其他	分别根据翼缘宽厚比和腹板高厚比线性插值, 计算取较小值。				
		$0.2 \leq \frac{P}{P_{CL}} \leq 0.5$	$b_0/t \leq 19 \varepsilon_k$ 且 $h_0/t_w \leq 45 \varepsilon_k$	$\left(12 - 18.3 \left(\frac{P}{P_{CL}} \right) \theta_y \right)$	$\left(18 - 28.3 \left(\frac{P}{P_{CL}} \right) \theta_y \right)$	$1M_p$	$1.3M_p$	$0.2M_p$
			$b_0/t \geq 33 \varepsilon_k$ 或 $h_0/t_w \geq 69 \varepsilon_k$	$2\theta_y$	$2.5\theta_y$	$1M_p$	$1.03M_p$	$0.2M_p$
			其他	分别根据翼缘宽厚比和腹板高厚比线性插值, 计算取较小值。				

注: 1 θ_y 为构件屈服转角, M_B 、 M_C 、 M_D 分别为对应图 F. 0. 1 中 B、C、D 点的弯矩值; ε_k 为钢材修正系数, 其值为 235 与钢材牌号中屈服点数值的比值的平方根 $\sqrt{235/f_y}$ 。

2 表中 b 为 H 形截面的翼缘外伸宽度, t 、 h_0 和 t_w 分别是翼缘厚度、腹板净高和腹板厚度, 对轧制型截面, 腹板净高不包括翼缘腹板过渡处圆弧段; 对于箱形截面, b_0 和 t 分别为壁板间的距离和壁板厚度, f_y 为材料屈服强度, P 为柱压力, P_{CL} 为柱受压承载力。

3 钢板墙指标仅适用于设置防剪切屈曲加劲肋的钢板剪力墙。

4 表中弯矩值为没有试验或模拟数据时的默认参考值。

表 G.0.3-2 钢框架梁和钢框架柱性能评价指标

构件类型			弹塑性转角		
			IO	LS	CP
梁	H 形	$b/t \leq 9 \varepsilon_k$ 且 $h_0/t_w \leq 72 \varepsilon_k$	$2\theta_y$	$7\theta_y$	$9\theta_y$
		$b/t \geq 11 \varepsilon_k$ 或 $h_0/t_w \geq 110 \varepsilon_k$	$1.25\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
		其他	分别根据翼缘宽厚比和腹板高厚比线性插值, 计算取较小值。		
柱	H 形	$b/t \leq 9 \varepsilon_k$ 且 $h_0/t_w \leq 51 \varepsilon_k$	$2\theta_y$	$7\theta_y$	$9\theta_y$
		$b/t \geq 11 \varepsilon_k$ 或 $h_0/t_w \geq 79 \varepsilon_k$	$1.25\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
		其他	分别根据翼缘宽厚比和腹板高厚比线性插值, 计算取较小值。		
		$b/t \leq 9 \varepsilon_k$ 且 $h_0/t_w \leq 45 \varepsilon_k$	$1.25\theta_y$	$\left(9 - 13.3 \frac{P}{P_{CL}}\right)\theta_y$	$\left(12 - 18.3 \frac{P}{P_{CL}}\right)\theta_y$
		$b/t \geq 11 \varepsilon_k$ 或 $h_0/t_w \geq 69 \varepsilon_k$	$1.25\theta_y$	$1.5\theta_y$	$1.8\theta_y$
		其他	分别根据翼缘宽厚比和腹板高厚比线性插值, 计算取较小值。		
	箱形	$b_0/t \leq 19 \varepsilon_k$ 且 $h_0/t_w \leq 51 \varepsilon_k$	$2\theta_y$	$7\theta_y$	$9\theta_y$
		$b_0/t \geq 33 \varepsilon_k$ 或 $h_0/t_w \geq 79 \varepsilon_k$	$1.25\theta_y$	$3\theta_y$	$4\theta_y$
		其他	分别根据翼缘宽厚比和腹板高厚比线性插值, 计算取较小值。		

续表 G. 0. 3-2

构件类型				弹塑性转角		
				IO	LS	CP
柱	箱形	$0.2 \leq \frac{P}{P_{CL}} \leq 0.5$	$b_0/t \leq 19 \varepsilon_k$ 且 $h_0/t_w \leq 45 \varepsilon_k$	$1.25\theta_y$	$\left(9 - 13.3 \frac{P}{P_{CL}}\right)\theta_y$	$\left(12 - 18.3 \frac{P}{P_{CL}}\right)\theta_y$
			$b_0/t \geq 33 \varepsilon_k$ 或 $h_0/t_w \geq 69 \varepsilon_k$	$1.25\theta_y$	$1.5\theta_y$	$1.8\theta_y$
			其他	分别根据翼缘宽厚比和腹板高厚比线性插值，计算取较小值。		
		钢板剪力墙			$1.5\theta_y$	$14\theta_y$

注: 1 表中 b 为 H 形截面的翼缘外伸宽度, t 、 h_0 和 t_w 分别是翼缘厚度、腹板净高和腹板厚度, 对轧制型截面, 腹板净高不包括翼缘腹板过渡处圆弧段; 对于箱形截面, b_0 、 t 分别为壁板间的距离和壁板厚度, f_y 为材料屈服强度, P 为柱压力, P_{CL} 为柱受压承载力。

2 钢板墙指标仅适用于设置防剪切屈曲加劲肋的钢板剪力墙。

3 性能点 K 塑性弦转角值取为 IO 与 LS 的中间值。

G. 0. 4 轴向受力构件可采用基于荷载-位移关系的多折线模型进行模拟, 相关参数可按表 G. 0. 4-1 确定, 关键性能点对应的塑性变形可按表 G. 0. 4-2 确定。

表 G. 0. 4-1 轴向受力构件变形指标

构件类型			弹塑性变形		轴力	
	截面	长细比	a	b	N_B	N_D
受压支撑 (除偏心支撑)	H 形	$\frac{Kl}{r} \geq 4.1 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(123 \sqrt{\frac{f_y}{235}}\right)$	$1.5\Delta_b$	$11\Delta_b$	N_b	$0.3 N_b$
	方钢管		$1.5\Delta_b$	$10\Delta_b$	N_b	$0.3 N_b$
	H 形	$\frac{Kl}{r} \geq 2.1 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(62 \sqrt{\frac{f_y}{235}}\right)$	$2\Delta_b$	$9\Delta_b$	N_b	$0.5 N_b$
	方钢管		$2\Delta_b$	$8\Delta_b$	N_b	$0.5 N_b$
受拉支撑 (除偏心支撑)	H 形		$11\Delta_t$	$14\Delta_t$	N_t	$0.6 N_t$
	方钢管		$10\Delta_t$	$12\Delta_t$	N_t	$0.6 N_t$

续表 G.0.4-1

构件类型			弹塑性变形		轴力	
	截面	长细比	a	b	N_B	N_D
受拉梁、柱（除偏心梁、柱）			$6\Delta_t$	$8\Delta_t$	N_t	N_t
屈曲约束支撑			$14.2\Delta_y$	$14.2\Delta_y$	N_y	N_y

- 注：1 N_b 是屈曲荷载， Δ_b 是屈曲时的轴向位移；
 2 N_t 是受拉屈服荷载， Δ_t 是受拉屈服时的轴向位移；
 3 屈曲约束支撑核心的应变不能超过 2.5%；
 4 当没有可靠的试验数据支持时，表中屈曲约束支撑指标参数应乘以 0.7 的折减系数。

表 G.0.4-2 轴向受力构件性能评价指标

构件类型			弹塑性变形		
	截面	长细比	IO	LS	CP
受压支撑 (除偏心 支撑)	H 形	$\frac{Kl}{r} \geq 4.1 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(123 \sqrt{\frac{f_y}{235}} \right)$	$1.5\Delta_b$	$9\Delta_b$	$11\Delta_b$
	方钢管		$1.5\Delta_b$	$8\Delta_b$	$10\Delta_b$
	H 形	$\frac{Kl}{r} \geq 2.1 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(62 \sqrt{\frac{f_y}{235}} \right)$	$1.5\Delta_b$	$8\Delta_b$	$9\Delta_b$
	方钢管		$1.5\Delta_b$	$7\Delta_b$	$8\Delta_b$
受拉支撑 (除偏心 支撑)	H 形		$1.5\Delta_t$	$11\Delta_t$	$14\Delta_t$
	方钢管		$1.5\Delta_t$	$9\Delta_t$	$11\Delta_t$
受拉梁、柱（除偏心梁、柱）			$1.5\Delta_t$	$6\Delta_t$	$8\Delta_t$
屈曲约束支撑			$4\Delta_y$	$11\Delta_y$	$14.2\Delta_y$

- 注：1 Δ_b 是屈曲时的轴向位移。
 2 对满足 $\frac{Kl}{r} \geq 2.1 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(62 \sqrt{\frac{f_y}{235}} \right)$ 的受压支撑，表中指标适用截面等级为 BS1，当截面等级为 BS3 时，各项指标应乘以 0.5；对于 BS2 截面等级，各性能指标应根据截面宽厚比进行线性插值获得。
 3 Δ_t 是受拉屈服时的轴向位移。
 4 对于仅受拉支撑，各项性能指标应除以 2.0。
 5 屈曲约束支撑核心的应变不能超过 2.5%。
 6 当没有可靠的试验数据支持时，表中屈曲约束支撑指标参数应乘以 0.7 的折减系数。
 7 性能点 K 轴向塑性变形值取为 IO 与 LS 的中间值。

附录 H 钢与混凝土组合梁设计

H.1 一般规定

H.1.1 在进行组合梁截面承载能力验算时，跨中及中间支座处混凝土翼板的有效宽度 b_e （图 H.1.1）应按下式计算：

$$b_e = b_{s1} + b_{e1} + b_{e2} \quad (\text{H.1.1})$$

式中： b_s ——栓钉的横向间距，仅有一列栓钉时取 0（mm）；
 b_{e1} 、 b_{e2} ——梁外侧和内侧的翼板计算宽度，当塑性中和轴位于混凝土板内时，各取梁等效跨径 l_e 的 $1/8$ 。此外， b_{e1} 尚不应超过翼板实际外伸宽度 S_1 ； b_{e2} 不应超过相邻钢梁上翼缘或板托间净距 S_2 的 $1/2$ （mm）；

l_e ——等效跨径。对于简支组合梁，取为简支组合梁的跨度。对于连续组合梁，中间跨正弯矩区取为 $0.6l$ ，边跨正弯矩区取为 $0.8l$ ， l 为组合梁跨度，支座负弯矩区取为相邻两跨跨度之和的 20%（mm）。

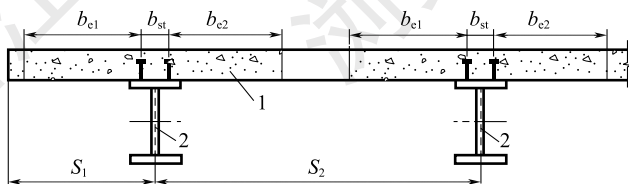


图 H.1.1 混凝土翼板的计算宽度

1—混凝土翼板；2—钢梁

H.1.2 组合梁进行正常使用极限状态验算时应符合下列规定：

- 1 组合梁的挠度应按弹性方法进行计算，弯曲刚度宜按本

标准第 H.3.2 条的规定计算。对于连续组合梁，在距中间支座两侧各 $0.15l$ (l 为梁的跨度) 范围内，不应计入受拉区混凝土对刚度的影响，在连续梁的内支座，以及端部支座处钢筋有足够的锚固长度时，可翼板有效宽度 b_e 范围内纵向钢筋的作用。

2 连续组合梁应按本标准第 H.4 节的规定验算负弯矩区段混凝土最大裂缝宽度。其负弯矩内力可按不考虑混凝土开裂的弹性分析方法计算并进行调幅。

3 考虑混凝土徐变影响时，可将钢与混凝土的弹性模量比放大一倍。

H.1.3 组合梁施工时，混凝土硬结前的材料重量和施工荷载应由钢梁承受，钢梁应根据实际临时支撑的情况应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定验算其强度、稳定性和变形。

计算组合梁挠度和负弯矩区裂缝宽度时应考虑施工方法及工序的影响。计算组合梁挠度时，应将施工阶段的挠度和使用阶段续加荷载产生的挠度相叠加，当钢梁下有临时支撑时，应考虑拆除临时支撑时引起的附加变形。计算组合梁负弯矩区裂缝宽度时，可仅考虑形成组合截面后引入的支座负弯矩值。

H.1.4 组合梁可按部分抗剪连接进行设计。

H.1.5 连续组合梁的负弯矩区，钢梁受压区的板件宽厚比应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的截面 S1 级要求。

H.1.6 组合梁承载力按塑性分析方法进行计算时，连续组合梁和框架组合梁在竖向荷载作用下的内力可采用不考虑混凝土开裂的模型进行弹性分析，并按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定对弯矩进行调幅。

H.1.7 组合梁应按本标准第 H.5 节的规定进行混凝土翼板的纵向抗剪验算。

H.1.8 组合梁的抗剪连接件宜采用圆柱头焊钉。单个抗剪连接

件的受剪承载力设计值应由下列公式确定：

$$N_v^c = 0.43A_s \sqrt{E_c f_c} \leq 0.7A_s f_u \quad (\text{H. 1. 8})$$

式中 A_s ——圆柱头焊钉杆截面面积 (mm^2)；

f_u ——圆柱头焊钉极限抗拉强度设计值，需满足现行国家标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433 的要求 (N/mm^2)。

H. 1. 9 位于负弯矩区段的抗剪连接件，其受剪承载力设计值 N_v^c 应乘以折减系数 0.9。

H. 1. 10 抗剪连接件的计算应以弯矩绝对值最大点及支座为界限，划分为若干个区段（图 H. 1. 10），逐段进行布置。每个剪跨区段内钢梁与混凝土翼板交界面的纵向剪力 V_s 应按下列公式确定：

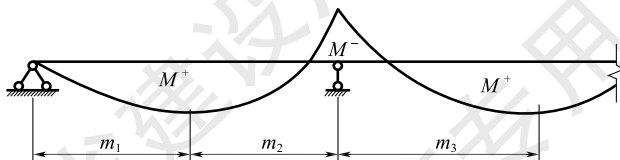


图 H. 1. 10 连续梁剪跨区划分图

1 正弯矩最大点到边支座区段，即 m_1 区段， V_s 取 Af 和 $b_e h_{ef} f_c$ 中的较小者。

2 正弯矩最大点到中支座（负弯矩最大点）区段，即 m_2 和 m_3 区段：

$$V_s = \min \{ Af, b_e h_{ef} f_c \} + A_{st} f_{st} \quad (\text{H. 1. 10-1})$$

按完全抗剪连接设计时，每个剪跨区段内需要的连接件总数 n_f ，按下式计算：

$$n_f = V_s / N_v^c \quad (\text{H. 1. 10-2})$$

部分抗剪连接组合梁，其连接件的实配个数不得少于 n_f 的 50%。

按式 (H. 1. 10-2) 算得的连接件数量, 可在对应的剪跨区段内均匀布置。当在此剪跨区段内有较大集中荷载作用时, 应将连接件个数 n_t 按剪力图面积比例分配后再各自均匀布置。

H. 2 组合梁承载力设计

H. 2. 1 完全抗剪连接组合梁的受弯承载力应符合下列规定:

1 正弯矩作用区段:

1) 塑性中和轴在混凝土翼板内 (图 H. 2. 1-1), 即 $Af \leq b_e h_{e1} f_c$ 时:

$$M \leq b_e x f_c y \quad (\text{H. 2. 1-1})$$

$$x = Af / (b_e f_c) \quad (\text{H. 2. 1-2})$$

式中 M ——正弯矩设计值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

A ——钢梁的截面面积 (mm^2);

x ——混凝土翼板受压区高度 (mm);

y ——钢梁截面应力的合力至混凝土受压区截面应力的合力间的距离 (mm);

f_c ——混凝土抗压强度设计值 (N/mm^2)。

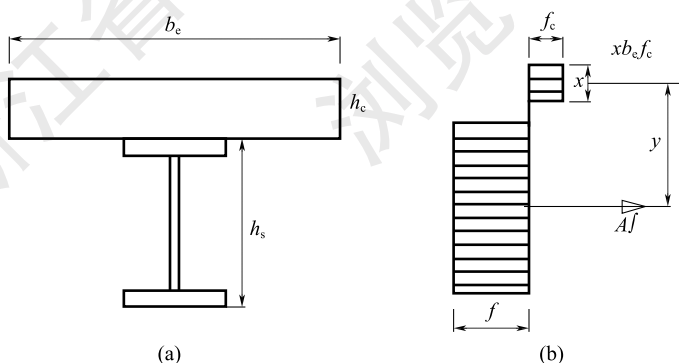


图 H. 2. 1-1 塑性中和轴在混凝土翼板内时的组合梁截面及应力图形

2) 塑性中和轴在钢梁截面内 (图 H. 2. 1-2), 即 $Af > b_e h_{e1} f_c$ 时:

$$M \leq b_e h_{e1} f_c y_1 + A_c f y_2 \quad (\text{H. 2. 1-3})$$

$$A_c = 0.5 (A - b_e h_{e1} f_c / f) \quad (\text{H. 2. 1-4})$$

式中: A_c ——钢梁受压区截面面积 (mm^2);

y_1 ——钢梁受拉区截面形心至混凝土翼板受压区截面形心的距离 (mm);

y_2 ——钢梁受拉区截面形心至钢梁受压区截面形心的距离 (mm)。

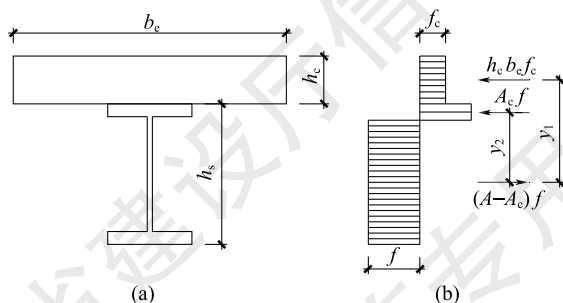


图 H. 2. 1-2 塑性中和轴在钢梁内时的组合梁截面及应力图形

2 负弯矩作用区段 (图 H. 2. 1-3):

$$M' \leq M_s + A_{st} f_{st} (y_3 + y_4 / 2) \quad (\text{H. 2. 1-5})$$

$$M_s = (S_1 + S_2) f \quad (\text{H. 2. 1-6})$$

$$f_{st} A_{st} + f (A - A_c) = f A_c \quad (\text{H. 2. 1-7})$$

式中: M ——负弯矩设计值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

S_1, S_2 ——钢梁塑性中和轴 (平分钢梁截面积的轴线) 以上和以下截面对该轴的面积矩 (mm^3);

A_{st} ——负弯矩区混凝土翼板有效宽度范围内的纵向钢筋截面面积 (mm^2);

f_{st} ——钢筋抗拉强度设计值 (N/mm^2):

y_3 ——纵向钢筋截面形心至组合梁塑性中和轴的距离，根据截面轴力平衡式（H. 2. 1-7）求出钢梁受压区面积 A_c ，取钢梁拉压区交界处位置为组合梁塑性中和轴位置（mm）；

y_4 ——组合梁塑性中和轴至钢梁塑性中和轴的距离。当组合梁塑性中和轴在钢梁腹板内时，取 $y_4 = A_{st}f_{st}/(2t_wf)$ ，当该中和轴在钢梁翼缘内时，可取 y_4 等于钢梁塑性中和轴至腹板上边缘的距离（mm）。

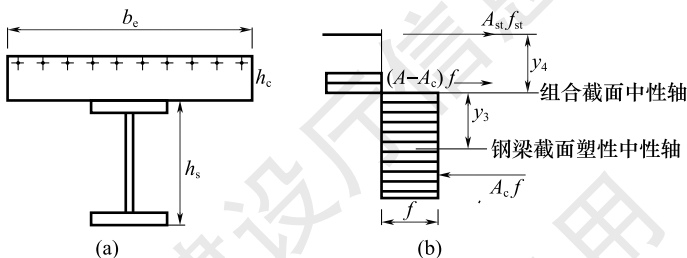


图 H. 2. 1-3 负弯矩作用时组合梁截面及应力图形

H. 2. 2 部分抗剪连接组合梁在正弯矩区段的受弯承载力应符合下列公式规定（图 H. 2. 2）：

$$x = n_r N_v^c / (b_e f_c) \quad (\text{H. 2. 2-1})$$

$$A_c = (Af - n_r N_v^c) / (2f) \quad (\text{H. 2. 2-2})$$

$$M_{u,r} = n_r N_v^c y_1 + 0.5 (Af - n_r N_v^c) y_2 \quad (\text{H. 2. 2-3})$$

式中： $M_{u,r}$ ——部分抗剪连接时组合梁截面正弯矩受弯承载力（N·mm）；

n_r ——部分抗剪连接时最大正弯矩验算截面到最近零弯矩点之间的抗剪连接件数目；

N_v^c ——每个抗剪连接件的纵向受剪承载力，按本标准第 H. 1 节公式计算（N）。

y_1 、 y_2 ——图 H. 2. 2 所示，可按式（H. 2. 2-2）所示的轴力

平衡关系式确定受压钢梁的面积 A_c ，进而确定组合梁塑性中和轴的位置（mm）。

计算部分抗剪连接组合梁在负弯矩作用区段的受弯承载力时，仍按本标准式（H. 2. 1-5）计算，但 $A_{sf}f_{sf}$ 应取 $n_r N_v^c$ 和 $A_{sf}f_{sf}$ 两者中的较小值， n_r 取为最大负弯矩验算截面到最近零弯矩点之间的抗剪连接件数目。

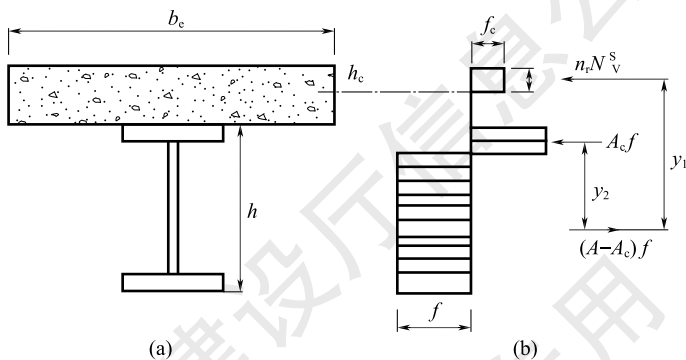


图 H. 2. 2 部分抗剪连接组合梁计算简图

H. 2. 3 组合梁的剪力应由钢梁腹板承担。

H. 2. 4 用弯矩调幅设计法计算组合梁强度时，按下列规定考虑弯矩与剪力的相互影响：

- 1 受正弯矩的组合梁截面不考虑弯矩和剪力的相互影响；
- 2 受负弯矩的组合梁截面，当剪力设计值 $V \leq 0.5 h_w t_w f_v$ 时，可不对验算负弯矩受弯承载力所用的腹板钢材强度设计值进行折减；当 $V > 0.5 h_w t_w f_v$ 时，验算负弯矩受弯承载力所用的腹板钢材强度设计值 f 可折减为 $(1 - \rho) f$ ，折减系数 ρ 应按下列式计算：

$$\rho = [2V / (h_w t_w f_v) - 1]^2 \quad (\text{H. 2. 4})$$

H. 2. 5 塑性设计的组合梁，使用极限状态下，钢梁最大应力不应超过钢材强度设计值。

H. 2. 6 简支组合梁也可以按弹性设计，此时可采用平截面假定

计算钢梁边缘应力和混凝土边缘压应力，并乘以放大系数

$$\text{钢梁拉应力放大系数 } \beta_s = 1 + \frac{1}{16e^{n/n_f}} \quad (\text{H. 2. 6-1})$$

$$\text{混凝土受压应力放大系数 } \beta_c = 1 + \frac{1}{8e^{n/n_f}} \quad (\text{H. 2. 6-2})$$

H. 2. 7 弹性设计时，界面栓钉数量仍可以按照塑性设计的方式计算，并均布。

H. 3 挠度计算

H. 3. 1 组合梁的挠度应分别按荷载的标准组合和准永久组合进行计算，以其中的较大值作为依据。挠度可按结构力学方法进行计算，仅受正弯矩作用的组合梁，其弯曲刚度应取考虑滑移效应的折减刚度，连续组合梁宜按变截面刚度梁进行计算。按荷载的标准组合和准永久组合进行计算时，组合梁应各取其相应的折减刚度。

H. 3. 2 组合梁考虑滑移效应的折减刚度 B 可按式确定：

$$B = EI_s + E_c I_c + \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 EA_0}{k_{st} l_e^2}} EA_0 d_c^2 \quad (\text{H. 3. 2-1})$$

式中： E ——钢梁的弹性模量（ N/mm^2 ）；

I_s, I_c ——组合梁的换算截面惯性矩；对荷载的标准组合，可将截面中的混凝土翼板有效宽度除以钢与混凝土弹性模量的比值 α_E 换算为钢截面宽度后，计算整个截面的惯性矩；对荷载的准永久组合，则除以 $2\alpha_E$ 进行换算；对于钢梁与压型钢板混凝土组合板构成的组合梁，应取其较弱截面的换算截面进行计算，且不计压型钢板的作用（ mm^4 ）。

d_c ——钢梁截面形心到混凝土翼板截面（对压型钢板混凝土组合板为其较弱截面）形心的距离（ mm ）；

k_{st} ——抗剪连接件的抗滑移刚度 (N/mm);

A_0 ——组合梁换算截面 (mm²), 按式 H. 3. 3-2 计算;

$$A_0 = \frac{A_{cf}A}{\alpha_E A + A_{cf}} \quad (\text{H. 3. 2-2})$$

A ——钢梁截面面积 (mm²);

A_{cf} ——混凝土翼板截面面积; 对压型钢板混凝土组合板的翼板, 应取其较弱截面的面积, 且不考虑压型钢板 (mm²);

I_{cf} ——混凝土翼板的截面惯性矩; 对压型钢板混凝土组合板的翼板, 应取其较弱截面的惯性矩, 且不考虑压型钢板 (mm⁴)。

H. 3. 3 刚度折减系数 k_{st} 按下列公式计算:

$$k_{st} = \frac{1.4 n_s N_v^c}{p} \quad (\text{H. 3. 3})$$

式中: p ——抗剪连接件的纵向平均间距 (mm);

n_s ——抗剪连接件在一根梁上的列数。

H. 4 负弯矩区裂缝宽度计算

H. 4. 1 组合梁负弯矩区段混凝土在正常使用极限状态下考虑长期作用影响的最大裂缝宽度 w_{max} 应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定按轴心受拉构件进行计算, 其值不得大于现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 所规定的限值。

H. 4. 2 按荷载效应的标准组合计算的开裂截面纵向受拉钢筋的应力 σ_{sk} 按下列公式计算:

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k y_s}{I_{cr}} \quad (\text{H. 4. 2-1})$$

$$M_k = M_e (1 - \alpha_r) \quad (\text{H. 4. 2-2})$$

式中: I_{cr} ——由纵向普通钢筋与钢梁形成的组合截面的惯性矩

(mm^4);

y_s ——钢筋截面重心至钢筋和钢梁形成的组合截面中和轴的距离 (mm);

M_k ——钢与混凝土形成组合截面之后, 考虑了弯矩调幅的标准荷载作用下支座截面负弯矩组合值, 对于悬臂组合梁, 式 (H. 4. 2-2) 中的 M_k 应根据平衡条件计算得到 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

M_e ——钢与混凝土形成组合截面之后, 标准荷载作用下按未开裂模型进行弹性计算得到的连续组合梁中支座负弯矩值 ($\text{N} \cdot \text{mm}$);

α_r ——正常使用极限状态连续组合梁中支座负弯矩调幅系数, 其取值不宜超过 15%。

H. 5 纵向抗剪计算

H. 5. 1 组合梁板托及翼缘板纵向受剪承载力验算时, 应分别验算图 H. 5. 1 所示的纵向受剪界面 a-a、b-b、c-c 及 d-d。

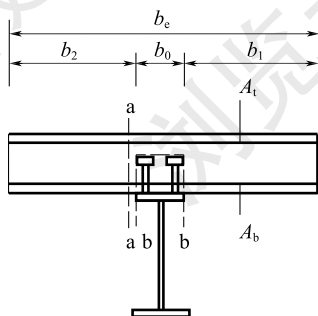


图 H. 5. 1 混凝土板纵向受剪界面

A_t ——混凝土板顶部附近单位长度内钢筋面积的总和 (mm^2/mm),
包括混凝土板内抗弯和构造钢筋;

A_b 、 A_{bh} ——分别为混凝土板底部、承托底部单位长度内钢筋面积的总和 (mm^2/mm)。

H. 5.2 单位纵向长度内受剪界面上的纵向剪力设计值应按下列公式计算：

1 单位纵向长度上 b-b、c-c 及 d-d 受剪界面（图 H. 5. 1）的计算纵向剪力为：

$$v_{l,1} = \frac{V_s}{M_i} \quad (\text{H. 5. 2-1})$$

2 单位纵向长度上 a-a 受剪界面（图 G. 5. 1）的计算纵向剪力为：

$$v_{l,1} = \max\left(\frac{V_s}{M_i} \times \frac{b_1}{b_e}, \frac{V_s}{M_i} \times \frac{b_2}{b_e}\right) \quad (\text{H. 5. 2-2})$$

式中 $v_{l,1}$ ——单位纵向长度内受剪界面上的纵向剪力设计值（N/mm）；

V_s ——每个剪跨区段内钢梁与混凝土翼板交界面的纵向剪力，按本标准第 H. 1. 10 条的规定计算（N）；

m_i ——剪跨区段长度（图 H. 1. 10）（mm）；

b_1 、 b_2 ——分别为混凝土翼板左右两侧挑出的宽度（图 H. 5. 1）（mm）；

b_e ——混凝土翼板有效宽度，应按对应跨的跨中有效宽度取值，有效宽度应按本标准第 H. 1. 1 条的规定计算（mm）。

H. 5.3 组合梁承托及翼缘板界面纵向受剪承载力计算应符合下列公式规定：

$$v_{l,1} \leq v_{lu,1} \quad (\text{H. 5. 3-1})$$

$$v_{lu,1} = 0.7f_t b_f + 0.8A_e f_r \quad (\text{H. 5. 3-2})$$

$$v_{lu,1} = 0.25b_f f_c \quad (\text{H. 5. 3-3})$$

式中： $v_{lu,1}$ ——单位纵向长度内界面受剪承载力（N/mm），取式（H. 5. 3-2）和式（H. 5. 3-3）的较小值；

f_t ——混凝土抗拉强度设计值（N/mm²）；

b_f ——受剪界面的横向长度，按图 H. 5. 1 所示的 a-a、b-

b、c-c 及 d-d 连线在抗剪连接件以外的最短长度取值 (mm);

A_e ——单位长度上横向钢筋的截面面积 (mm^2/mm), 按图 H. 5. 1 和表 H. 5. 3 取值;

f_r ——横向钢筋的强度设计值 (N/mm^2)。

表 H. 5. 3 单位长度上横向钢筋的截面面积 A_e

剪切面	a-a	b-b	c-c	d-d
A_e	$A_b + A_t$	$2A_b$	$2(A_b + A_{bh})$	$2A_{bh}$

H. 5. 4 横向钢筋的最小配筋率应满足下式要求:

$$A_e f_r / b_f > 0.75 (\text{N}/\text{mm}^2) \quad (\text{H. 5. 4})$$

H. 6 构造要求

H. 6. 1 组合梁边梁混凝土翼板应伸出钢梁中心线不小于 150mm、伸出钢梁翼缘边不小于 50mm 的要求 (图 H. 6. 1)。

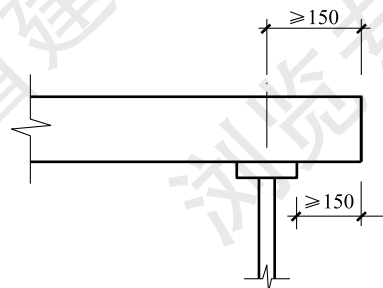


图 H. 6. 1 边梁构造图

H. 6. 2 连续组合梁在中间支座负弯矩区的上部纵向钢筋及分布钢筋, 应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定设置。

H. 6. 3 抗剪连接件的设置应符合下列规定:

- 1 圆柱头焊钉连接件钉头下表面或槽钢连接件上翼缘下表

面与翼板底部钢筋顶面的距离 h_{e0} 不宜小于 30mm；

2 连接件沿梁跨度方向的最大间距不应大于混凝土翼板（包括板托）厚度的 3 倍，且不大于 400mm；连接件的外侧边缘与钢梁翼缘边缘之间的距离不应小于 20mm；连接件的外侧边缘至混凝土翼板边缘间的距离不应小于 100mm；连接件顶面的混凝土保护层厚度不应小于 15mm。

H. 6. 4 圆柱头焊钉连接件除应满足本标准第 H. 6. 3 条的要求外，尚应符合下列规定：

1 当焊钉位置不正对钢梁腹板时，如钢梁上翼缘承受拉力，则焊钉钉杆直径不应大于钢梁上翼缘厚度的 1.5 倍；如钢梁上翼缘不承受拉力，则焊钉钉杆直径不应大于钢梁上翼缘厚度的 2.5 倍。

2 焊钉长度不应小于其杆径的 4 倍。

3 焊钉沿梁轴线方向的间距不应小于杆径的 6 倍，垂直于梁轴线方向的间距不应小于杆径的 4 倍。

H. 6. 5 对于承受负弯矩的箱形截面组合梁，可在钢箱梁底板上方或腹板内侧设置抗剪连接件并浇筑混凝土。

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 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223
- 《混凝土结构设计规范》GB 50010
- 《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3
- 《钢结构设计标准》GB 50017
- 《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99
- 《建筑结构用钢板》GB/T 19879
- 《建筑结构荷载规范》GB 50009
- 《建筑楼盖振动舒适度技术标准》JGJ/T 441
- 《建筑抗震设计规范》GB 50011
- 《工程结构通用规范》GB 55001
- 《建筑工程风洞试验方法标准》JGJ/T 338
- 《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
- 《组合结构设计规范》JGJ 138
- 《钢板剪力墙技术规程》JGJ/T 380
- 《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936