

# 浙江省超限高层建筑工程抗震设计导则

## **Guidelines for Seismic Design of code-exceeding tall buildings in Zhejiang Province**

浙江省住房和城乡建设厅

2023 年 12 月

## 前 言

为进一步做好浙江省超限高层建筑工程的抗震设计及专项审查工作，确保设计和审查质量，根据住房和城乡建设部《超限高层建筑工程抗震设防管理规定》(建设部令第 111 号)和《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》(建质 [2015]67 号)的要求，结合浙江省实际情况，制定本导则。在编制过程中，依据国家和浙江省有关法规和技术标准，总结和吸收了国内超限高层建筑工程的相关技术及应用经验，充分考虑了浙江省社会经济水平，并在广泛征求有关单位和专家意见后形成的。

本导则主要内容包括：1.总则；2.术语和符号；3.超限高层建筑工程判别；4.荷载与地震作用；5.超限高层建筑工程结构设计要点；6.超限高层建筑工程抗震性能化设计；7.超限高层建筑结构专项分析；8.超限高层建筑工程结构试验及监测；9.超限高层建筑工程可行性论证报告。

本导则的具体解释工作由浙江省建筑设计研究院负责。在执行过程中，请各单位结合工程实践，深入研究，不断总结经验，并将意见和建议寄交：浙江省建筑设计研究院《浙江省超限高层建筑工程抗震设计导则》编制组(地址：杭州市安吉路 18 号，邮编 310006，E-mail: quhaochuan@ziad.cn)。

本导则主编单位、参编单位、主要起草人和主要审查人：

**主编单位：**浙江省建筑设计研究院

**参编单位：**浙江省建设工程抗震技术委员会  
浙江大学建筑设计研究院有限公司  
浙江大学  
杭州市建筑设计研究院有限公司  
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  
中国联合工程有限公司  
宁波市建筑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  
汉嘉设计集团股份有限公司  
杭州铁木辛柯工程设计有限公司  
浙大城市学院

**主要起草人：**杨学林 蔡颖天 王银根 邵剑文 李保忠 高 超 瞿浩川  
李冰河 沈国辉 赵 阳 周平槐 祝文畏 付 波 许国平  
楼东浩 应义淼 周 嵘 陆 锋 景 亭 王 震 顾建文  
周豪毅

**主要审查人：**郁银泉 周建龙 郭 丽 徐和财 陈青佳 陈岳林 胡凌华

朱纪平 孙会郎

# 目 次

1 总 则.....	1
2 术语和符号.....	3
2.1 术语 .....	3
2.2 主要符号 .....	4
3 超限高层建筑工程判别.....	6
3.1 一般规定 .....	6
3.2 结构高度超限工程的判别.....	6
3.3 结构规则性超限工程的判别.....	8
3.4 大跨屋盖超限工程的判别.....	19
3.5 特殊类型超限工程的判别.....	20
4 荷载与地震作用.....	21
4.1 竖向荷载 .....	21
4.2 风荷载 .....	21
4.3 地震作用 .....	24
5 超限高层建筑结构设计要点.....	29
5.1 一般规定 .....	29
5.2 高度超限结构 .....	33
5.3 平面不规则结构 .....	36
5.4 竖向不规则结构 .....	40
I 带转换层结构 .....	40
II 带加强层结构.....	41
III 错层结构 .....	42
IV 连体结构 .....	43
V 多塔结构.....	44
VI 体型收进结构 .....	45
VII 悬挑结构.....	46
VIII 吊挂结构.....	46
IX 掉层或吊脚结构 .....	47
5.5 大跨屋盖结构 .....	48
5.6 特殊类型结构 .....	52
I 全框支混凝土剪力墙结构 .....	52

II	竖向混合结构 .....	55
III	巨型结构 .....	56
IV	重力钢框架-混凝土剪力墙结构 .....	58
V	斜交网格筒结构 .....	59
VI	超长悬挑结构和超大跨度连体结构 .....	61
5.7	地基基础 .....	62
6	超限高层建筑结构抗震性能化设计 .....	64
6.1	一般规定 .....	64
6.2	性能目标和性能设计指标 .....	69
6.3	抗震计算分析 .....	78
I	弹性分析与等效弹性分析 .....	81
II	弹塑性分析 .....	83
6.4	结构性能评价 .....	88
6.5	构件性能评价 .....	93
7	超限高层建筑结构专项分析 .....	98
7.1	施工模拟分析 .....	98
7.2	非荷载效应工况分析 .....	99
7.3	抗连续倒塌分析 .....	101
7.4	其他专项分析 .....	102
I	楼板应力分析 .....	102
II	结构舒适度分析 .....	102
III	支座和节点分析 .....	104
IV	结构稳定分析 .....	105
8	超限高层建筑结构试验与监测 .....	109
8.1	一般规定 .....	109
8.2	结构抗风试验 .....	109
8.3	结构抗震试验 .....	110
8.4	结构静力试验 .....	111
8.5	结构监测 .....	112
9	超限高层建筑工程设计可行性论证报告 .....	113
9.1	一般规定 .....	113
9.2	可行性论证报告正文 .....	113
9.3	设计图纸 .....	116

9.4 计算书 .....	117
附录 A 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 .....	118
附录 B 地震波的选择方法 .....	119
附录 C 材料非线性本构模型 .....	132
附录 D 风荷载体型系数 .....	139
附录 E 基于构件弹塑性转角的构件评价准则 .....	146
附录 F 基于构件变形指标的钢构件性能评价准则 .....	149
附录 G.1 超限高层建筑工程初步设计抗震设防审查申报表(高度、规则性超限工程示例) .....	154
附录 G.2 超限高层建筑工程初步设计抗震设防审查申报表(屋盖超限工程示例) .....	156
本导则用词说明 .....	158
引用标准名录 .....	159

# 1 总则

**1.0.1** 为规范浙江省超限高层建筑工程的抗震设计及专项审查工作，确保设计和审查质量，根据住房和城乡建设部《超限高层建筑工程抗震设防管理规定》(建设部令第 111 号)和《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》(建质 [2015] 67 号)的要求，结合浙江省实际情况，制定本导则。

**1.0.2** 本导则适用于超限高层建筑工程的抗震设计，也可用于抗震设防专项审查。

【条文说明】本导则适用于浙江省超限高层建筑工程的抗震设计与抗震设防专项审查；对于特别不规则的多层结构，虽然可不进行抗震设防专项审查，但相关设计要点是一致的，也可参照执行。

**1.0.3** 超限高层建筑工程的抗震设防目标应高于一般高层建筑工程，并应采用抗震性能化设计方法进行抗震设计。

【条文说明】我国现阶段的抗震设防目标是“小震不坏、中震可修、大震不倒”(即三水准设防目标)，采用“两阶段”设计方法，第一阶段：小震下的结构构件承载力计算+概念设计与抗震措施；第二阶段：大震下的结构弹塑性变形验算(≠规范限值)。具体来说，对于大多数规则结构，只要进行第一阶段的设计，其中的“小震承载力计算”用于实现“小震不坏”兼顾“中震可修”，“概念设计与抗震措施”用于实现结构“大震不倒”；对于少数不规则结构，除完成第一阶段设计外，还要进行第二阶段设计，即进行大震作用下的结构弹塑性变形验算，通过“概念设计与抗震措施”及结构弹塑性变形验算，共同实现结构“大震不倒”。概念设计和抗震措施的主要内容包括：

- 1) 合理的结构体系与屈服机制(宜具有多道防线)；
- 2) 结构高度的要求(不超过最大适用高度)；
- 3) 抗侧力结构布置的规则性要求；
- 4) 结构和构件的延性要求。

其中，第 1)~3) 项属于“抗震概念设计”的范畴；第 4) 项属于“抗震措施”的范畴。“抗震措施”包括“内力调整”和“抗震构造措施”。“内力调整”一般属于结构层面的措施，主要目的是保证结构的延性，如通过结构构件的内力调整，实现“强柱弱梁、强墙肢弱连梁、强节点弱构件”的延性机制，使结构的塑性发展从次要构件开始或从主要构件的次要部位开始，大震下结构持续变形，但竖向承载力基本保持稳定，确保不倒塌。

“抗震构造措施”属于构件层面的措施，主要目的是保证构件的延性，通过限制构件的轴压比、剪压比，提高构件配筋率、配箍率等，提高构件的变形能力。

“小震不坏、中震可修、大震不倒”的设防目标，以及将建筑物划分为甲、乙、丙、丁四大类抗震设防分类标准，已初步体现了抗震性能化设计的基本思想。但规范采用“三

水准、两阶段”设计方法带有很强的经验性因素，“概念设计和抗震措施”尽管对抵御强震很有效，但尚不能针对不同地震水准下的结构性能进行定量化评估。

而基于性能的抗震设计方法则不同，它要求结构在不同水平地震作用下具有明确的性能水平，其基本设计思想是：使所设计的结构在预定的设计工作年限内、在不同强度水准的地震作用下，达到不同的预定性能目标。这里所指的预定性能目标，具有广泛的含义和内容，既可以是结构和人员生命安全，也可以是建筑物的内部装修、设备、非结构构件等诸多方面。性能目标可根据业主多层次需求和社会经济发展承受能力等多方面因素综合确定。与“三水准、两阶段”设计方法相比，基于性能的抗震设计方法具有以下特点：

① 基于性能的抗震设计方法可实现所设计的结构，在不同强度水准的地震作用下具有相对明确的性能水平；而传统抗震设计方法尽管也提到三水准，但没有具体明确的量化指标，如“中震可修”，只是一个定性的描述，没有明确的量化指标，很难在实际设计中得到保证。而基于性能的抗震设计方法，可实现结构在不同强度水准的地震作用下具有相对明确的性能水平。

② 基于性能的抗震设计方法是一种基于“投资成本-效益”准则的设计方法，结构抗震性能目标的确定，可综合考虑社会经济水平、建筑物重要性、建造成本和保养维修费用以及在可能遭受地震作用后的直接和间接损失来优化确定。

③ 基于性能的抗震设计方法是一种可兼顾结构共性和个性要求的抗震设计方法，因而能满足不同业主提出的不同层次的设计需求，可充分发挥研究者和设计者的创造性，并有利于新材料、新技术在抗震设计中的应用。性能化设计方法比较适合于超限高层结构的抗震设计。

根据超限高层建筑定义，其结构或是高度超过了规范规定的最大适用高度，或是结构规则性指标超过了规范要求，或是结构类型超出了现行规范的适用类型。可见，超限高层建筑结构在某一方面或多个方面存在与抗震概念设计要求不相符合的情况。因此，基于小震承载力计算、通过概念设计和抗震措施保证大震不倒的传统抗震设计方法，无法适应超限高层结构的抗震设计，而基于性能的抗震设计方法是比较适合的方法。

**1.0.4** 在现有的技术和经济条件下，当结构安全与建筑功能、建筑美观之间出现矛盾时，建筑方案应根据结构安全的要求进行调整。

**1.0.5** 依据本导则进行抗震设计的超限高层建筑工程，尚应符合国家及浙江省现行有关技术标准和政策的规定。



## 2 术语和符号

### 2.1 术语

#### 2.1.1 高层建筑 tall 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 的其他民用建筑。

#### 2.1.2 超限高层建筑工程 out-of-code tall building of seismic fortification

超出国家和浙江省现行规范、规程所规定的适用高度和适用结构类型的高层建筑工程，体型特别不规则的高层建筑工程，以及有关规范、规程和政府文件规定应当进行抗震专项审查的高层建筑工程。

#### 2.1.3 复杂高层结构 complex tall building structures

现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 第 10 章所指的带转换层的结构、带加强层的结构、错层结构、连体结构、竖向体型收进结构和悬挑结构。

#### 2.1.4 建筑抗震概念设计 seismic concept design of buildings

根据地震灾害和工程经验等所形成的基本设计原则和设计思想，进行建筑和结构总体布置并确定细部构造的过程。

#### 2.1.5 抗震构造措施 details of seismic design

根据抗震概念设计原则，一般不需计算而对结构和非结构各部分必须采取的各种细部要求。

#### 2.1.6 抗震措施 seismic measures

除地震作用计算和抗力计算以外的抗震设计内容，包括抗震构造措施。

#### 2.1.7 结构抗震性能化设计 performance-based seismic design of structure

以结构抗震性能目标为基准的结构抗震设计。

#### 2.1.8 结构抗震性能目标 seismic performance objectives of structure

针对不同的地震地面运动水准设定的结构抗震性能水准。

#### 2.1.9 抗震性能化水准 seismic performance levels of structure

对结构在特定地震作用下损坏状态及继续使用可能性等抗震性能的界定。

#### 2.1.10 竖向混合结构 vertical hybrid structures

由上部钢结构、下部钢筋混凝土结构构成的组合高层结构。

#### 2.1.11 全框支混凝土剪力墙结构 frame supporting 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，转换层以上采用剪力墙结构或框架-剪力墙结构。

#### 2.1.12 重力钢框架-混凝土剪力墙结构 gravity steel frame-concrete shear wall structures

一种由建筑平面外围钢筋混凝土剪力墙、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。

#### 2.1.12 转换层 transfer story

设置转换结构构件的楼层,包括水平结构构件及其以下的竖向构件。本导则所指的转换层主要针对底部带托墙转换层的剪力墙结构(部分框支剪力墙结构、全框支剪力墙结构)以及底部带托柱转换层的筒体结构,不包括仅个别结构构件进行转换的情况。

#### 2.1.13 加强层 story with outriggers and / or belt members

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

#### 2.1.14 结构构件 structural members

指主体结构构件,不包括隔震和减震部件。

#### 2.1.15 非结构构件 non-structural components

除承重骨架体系以外的固定构件和部件,主要包括非承重墙体、围护结构构件、装饰构件、固定于楼面的大型储物柜等。

## 2.2 主要符号

### 2.2.1 抗力和材料性能

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

$f_y$  —— 钢筋(钢材)抗拉强度设计值;

$E_c$  —— 混凝土弹性模量;

$E_s$  —— 钢筋(钢材)弹性模量;

$K$  —— 结构(构件)的刚度;

$M_R$  —— 抗倾覆弯矩标准值。

### 2.2.2 几何参数

$A_c$  —— 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;

$e_i$  —— 第  $i$  层质心偏移值;

$L_i$  —— 第  $i$  层建筑物总长度。

### 2.2.3 作用和作用效应

$F_0$  —— 总水平力标准值;

$G_j$  —— 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；
- $\sigma_{t0}$  —— 剪力墙墙肢名义拉应力；
- $M_{ov}$  —— 倾覆弯矩标准值；
- $M_S$  —— 滑动力矩标准值；
- $N_t$  —— 设防烈度地震作用下双向水平地震作用下的墙肢轴拉力；
- $V_f$  —— 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；
- $\Delta_i$  —— 第  $i$  层在地震作用标准值作用下的层间位移。

#### 2.2.4 计算参数

- $\alpha_{max}$  —— 水平地震影响系数最大值；
- $\lambda$  —— 最小地震剪力系数；
- $\xi$  —— 结构阻尼比。

### 3 超限高层建筑工程判别

#### 3.1 一般规定

3.1.1 超限高层建筑工程包括结构高度超限工程、结构规则性超限工程、大跨屋盖超限工程、特殊结构类型超限工程等。对于超限高层建筑工程，应对其所包含的超限项类型和超限程度进行判别，并应采取相应的抗震设计加强措施。

3.1.2 超限高层建筑工程宜优化结构布置，减少超限项数量和超限程度；对于判别为严重不规则的高层建筑工程，应调整建筑和结构方案。

3.1.3 超限高层建筑工程的不规则程度应根据不规则项的类型和数量，按表 3.1.3 分为 I、II、III 三个等级。

表 3.1.3 超限高层建筑工程的不规则程度分级

不规则类型 不规则 程度分级	R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>1</sub> +R <sub>2</sub>		R <sub>1</sub> +R <sub>3</sub>		R <sub>2</sub> +R <sub>3</sub>		R <sub>1</sub> +R <sub>2</sub> +R <sub>3</sub>		
				R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>1</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>	R <sub>1</sub>	R <sub>2</sub>	R <sub>3</sub>
I	≤6	≤2	/	≤3	1	/		/		/		
				≤1	2							
II	除 I 级和 III 级以外的超限高层建筑工程											
III	/	≥4	≥2	≥5	2	≥3	1	≥1	≥1	≥1	≥1	≥1
				≥3	3	≥1	≥2					
				≥1	≥4	/	/					

注：1 R<sub>1</sub>类不规则类型表示结构存在本导则表 3.3.1-1 中所列的不规则项；

2 R<sub>2</sub>类不规则类型表示结构存在本导则表 3.3.1-2 中所列的不规则项；

3 R<sub>3</sub>类不规则类型表示结构存在本导则表 3.3.1-3 中所列的不规则项。

【条文说明】建筑体型及构件布置的规则性决定了抗震设计的难易程度及付出的代价。不同不规则程度的结构需采取的性能目标和措施有所区别。

当采用不规则程度为 III 级的高层建筑时，工程师应根据工程实际情况综合判别是否符合规范中规定的严重不规则项的描述，当判别为严重不规则时，应调整建筑和结构方案。

#### 3.2 结构高度超限工程的判别

3.2.1 建筑结构高度的计算应符合下列规定：

1 建筑结构高度应自室外地面起算，至建筑主要屋面板面的高度；对于局部突出屋面的电梯机房、水箱间等结构，当其竖向构件的围合面积大于屋面面积的 30%时，应计及其高度。

2 坡屋面建筑的结构高度应自室外地面起算至 1/2 坡屋面高度处的高度。

3 隔震建筑的结构高度应自隔震层下支墩顶部标高和室外地面标高的较小值起算，至

建筑主要屋面板面的高度。

4 山地建筑的结构高度应按现行行业标准《山地建筑结构设计标准》JGJ/T 472 确定。

3.2.2 结构高度超过表 3.2.2 规定的最大适用高度的高层建筑，应判别为高度超限的超限高层建筑工程。

表 3.2.2 高层建筑结构最大适用高度 (m)

结构体系		6 度	7 度	8 度	
混凝土结构	框架结构	60	50	40	
	框架-剪力墙结构	130	120	100	
	剪力墙结构	140	120	100	
	部分框支剪力墙结构	120	100	80	
	框架-核心筒结构	150	130	100	
	筒中筒结构	180	150	120	
	板柱-剪力墙结构	80	70	55	
	带较多短肢墙的剪力墙结构	120	100	80	
	错层结构	错层框架结构	50	40	/
		错层剪力墙结构	120	80	60
错层框架-剪力墙结构		120	80	60	
混合结构	钢框架-钢筋混凝土筒结构	200	160	120	
	型钢(钢管)混凝土框架-钢筋混凝土筒结构	220	190	150	
	钢外筒-钢筋混凝土内筒结构	260	210	160	
	型钢(钢管)混凝土外筒-钢筋混凝土内筒结构	280	230	170	
	钢支撑-钢筋混凝土框架结构	90	80	70	
钢结构	框架结构	110	110	90	
	框架-中心支撑结构	220	220	180	
	框架-偏心支撑(延性墙板)结构	240	240	200	
	筒体(框筒, 筒中筒, 桁架筒, 束筒) 巨型框架结构	300	300	260	

注: 1 甲类建筑的最大适用高度宜按本地区设防烈度提高一度后按本表确定;

2 表中框架不含混凝土异形柱框架。

3 为减少混凝土框架柱截面尺寸或增加延性而在柱中设置型钢, 框架梁仍为混凝土梁时, 或结构中局部构件采用型钢梁、柱或型钢混凝土梁、柱时, 该结构不应判别为混合结构, 其最大适用高度仍应按混凝土结构确定。

【条文说明】浙江地区最高设防烈度为 7 度 (0.1g), 表 3.2.2 中略去了对 7 度 (0.15g)、8 度 (0.3g) 及 9 度区的高度限值要求。结合浙江地区设计实践情况, 对于 6 度区的较多短肢剪力墙结构, 错层结构的最大适用高度较《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》(建质[2015]67 号) 作了适当降低。

**3.2.3** 嵌固端以上同时存在平面和竖向不规则项的高层建筑结构，或框支层以上同时存在平面和竖向不规则项的部分框支剪力墙结构，其最大适用高度应比本导则表 3.2.2 中数值降低不小于 10%。

**3.2.4** 对于筒体结构，当外框部分按刚度分配的底部倾覆力矩不小于底部总倾覆力矩的 50% 时，可按筒中筒结构设计；当外框部分按刚度分配的底部倾覆力矩小于底部总倾覆力矩的 50% 时，宜按框架-核心筒结构设计。

【条文说明】《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 中通过外框筒的柱距、墙面开洞率等指标对筒中筒结构进行判别。在实际工程中，由于建筑布置的需要，往往很难满足。研究表明，当外框部分按刚度分配的底部倾覆力矩不小于底部总倾覆力矩的 50% 时，外框作用较强，也能形成“筒”的效应。但与内筒相比，抗侧刚度可能仍存在一定的差距，设计时可采用研究角部柱子轴力变化规律等方法进一步分析外筒的剪力滞后效应，以判断其是否符合筒中筒结构的受力特征。底部倾覆力矩的计算宜采用考虑轴力的算法。

**3.2.5** 少墙框架结构的适用高度应符合下列规定：

1 底层框架部分所承担的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50% 但不大于 80%，且其最大层间位移角满足框架-剪力墙结构的要求时，其最大适用高度可根据底层框架部分倾覆力矩占比按本导则表 3.2.2 中框架结构和框架-剪力墙结构高度限值插值计算。

2 底层框架部分所承担的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩 80% 时，其最大适用高度应按框架结构确定。

【条文说明】少墙框架结构是指底层框架部分所承担的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50% 的框架-剪力墙结构。以某 6 度区少墙框架项目为例，其底部框架部分承担的地震倾覆力矩占结构总地震倾覆力矩的 65%，此时，其最大适用高度可按本导则表 3.2.2 取 6 度区框架结构 60m 高度限值和框架-剪力墙结构 130m 高度限值的插值，即 95m。

**3.2.6** 框架-剪力墙结构中存在短肢剪力墙时，短肢剪力墙承担的底部倾覆力矩宜计入框架内。

**3.2.7** 局部框支剪力墙结构的最大适用高度可按全部落地剪力墙结构确定。

【条文说明】局部框支剪力墙结构是指结构中不落地的剪力墙对结构整体的抗侧性能影响较小的结构；一般情况下，局部框支剪力墙不落地剪力墙的截面面积不应大于剪力墙总截面面积的 10%。

**3.2.8** 当嵌固端以上楼层中的错层楼层数不超过总层数的 10% 时，其最大适用高度可按非错层结构确定。

### 3.3 结构规则性超限工程的判别

**3.3.1** 符合下列情况之一的高层建筑，应判别为规则性超限的超限高层建筑工程：

1 具有表 3.3.1-1 中 3 项及以上不规则情况的高层建筑工程；

- 2 具有表 3.3.1-2 中 2 项及以上不规则情况的高层建筑工程；
- 3 同时具有表 3.3.1-2 中 1 项和表 3.3.1-1 中 1 项及以上不规则情况的高层建筑工程；
- 4 具有表 3.3.1-3 中 1 项或以上不规则情况的高层建筑工程。

**表 3.3.1-1 同时具有下列 3 项及以上不规则的高层建筑工程**

序号	不规则类型	简要涵义	备注	
1	1a	扭转不规则	考虑偶然偏心的扭转位移比大于 1.2	参见 3.3.2
	1b	偏心布置	偏心率大于 0.15 或相邻层质心相差大于相应边长 15%	
2	2a	凹凸不规则	平面凹凸尺寸大于相应边长 30%等	参见 3.3.3
	2b	组合平面	细腰形或角部重叠形	参见 3.3.4
	2c	平面长宽比偏大	平面长度 $L$ 与宽度 $B$ 之比大于 6.0	参见 3.3.5
3	3	楼板不连续	有效宽度小于 50%，开洞面积大于 30%，错层大于梁高	参见 3.3.6
4	4a	刚度突变	楼层侧向刚度小于相邻上层刚度的 70%或小于其上相邻三层侧向刚度平均值的 80%	参见 3.3.8
	4b	尺寸突变	竖向构件收进位置高于结构高度 20%且收进大于 25%，或外挑大于 10%和 4m，多塔、掉层或吊脚结构	参见 3.3.9
5	5	构件间断	上下墙、柱、支撑不连续，含加强层、连体类	参见 3.3.12
6	6	承载力突变	抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一层的 80%	参见 3.3.15
7	7	局部不规则	如局部的穿层柱、斜柱、夹层、个别构件错层或转换，或个别楼层扭转位移比略大于 1.2 等，已计入 1~6 项者除外	参见 3.3.16

注：序号 a、b、c 不重复计算不规则项；局部的不规则，视其位置、数量等对整个结构影响的大小判断是否计入不规则的一项。

**表 3.3.1-2 同时具有下列 1 项或下表 1 项和表 3.3.1-1 中某项不规则的高层建筑工程**

序号	不规则类型	简要涵义	备注
1	扭转偏大	裙房以上的较多楼层考虑偶然偏心的扭转位移比大于 1.4	与表 3.3.1 中第 1 项不重复计算
2	抗扭刚度弱	超过 A 级高度的结构、混合结构扭转周期比大于 0.85；其余高层建筑结构扭转周期比大于 0.9	参见 3.3.17
3	层刚度偏小	本层侧向刚度小于相邻上层的 50%	与表 3.3.1-1 中第 4a 项不重复计算
4	塔楼偏置	单塔或多塔与大底盘的质心偏心距大于底盘相应边长 20%	与表 3.3.1-1 中第 4b 项不重复计算

注：“较多楼层”指不少于楼层数 15%且不少于 3 层的情况。“裙房”指高度不大于 0.2H，且不大于 24m 的裙房。

**表 3.3.1-3 具有下列 1 项及以上不规则的高层建筑工程**

序号	不规则类型	简要涵义
1	高位转换	框支墙体的转换构件位置：6 度超过 7 层，7 度超过 5 层，8 度超过 3 层
2	厚板转换	7~8 度设防的厚板转换结构
3	复杂连接	各部分层数、刚度、布置不同的错层，连体两端塔楼高度、体型或沿大底盘某个主轴方向的振动周期显著不同的结构

4	多重复杂	结构同时具有转换层、加强层、错层、连体和多塔等复杂类型的 3 种
---	------	----------------------------------

注：1 表中“高位转换”仅针对框支转换，不含梁抬柱的托柱转换。

2 仅前后错层或左右错层属于表 3.3.1-2 中的一项不规则，多数楼层同时前后、左右错层属于本表的复杂连接。

**3.3.2** 当结构考虑偶然偏心的楼层扭转位移比大于 1.2 时，应判别为扭转不规则。多塔、错层和连体结构的楼层扭转位移比的计算应满足下列要求：

1 多塔结构应采用整体模型计算，并按底盘结构楼层、上部各塔楼结构楼层，逐层计算扭转位移比；

2 连体结构应采用整体模型计算，并按连体结构楼层、连体下部各塔楼结构楼层，逐层计算扭转位移比；

3 错层结构应采用每块错层楼盖分块刚性的假定进行整体计算，每块刚性楼盖的扭转位移比应按楼盖四个角点对应数据进行计算。

**【条文说明】**多塔、错层和连体结构的楼层扭转位移比计算比较复杂，不能简单引用整层刚性楼板或弹性楼板的假定。以某错层结构为例，图1为错层结构平面，图2为规定水平力作用下竖向构件上下节点的侧向位移(主轴x方向)，若按PKPM或YJK软件自动计算， $D_{max}=2.31$ ， $D_{min}=0.56$ ， $D_{ave}=1.435$ ，则该楼层的扭转位移比为1.61。若按分块刚性楼板四个角点位移计算数据手工复核，则 $D_{max}=1.07$ ， $D_{min}=0.97$ ， $D_{ave}=1.02$ ，则该分块刚性板的扭转位移比为1.05。

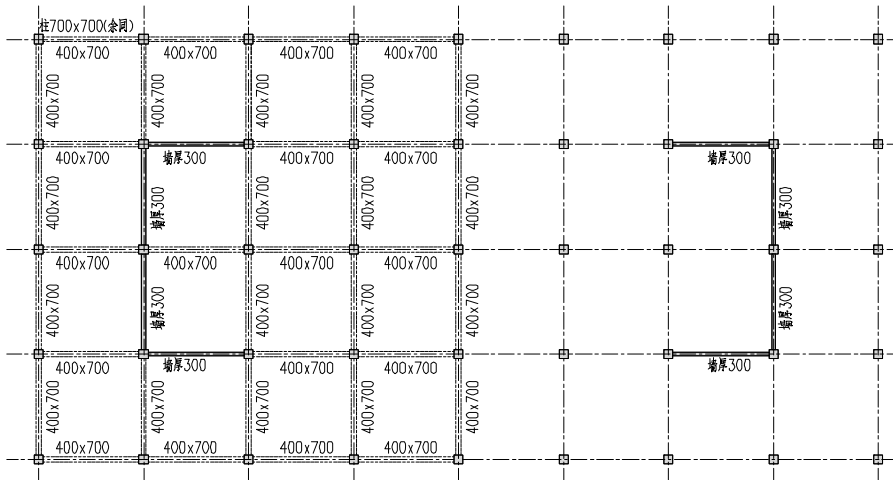


图 3-1 某错层结构平面



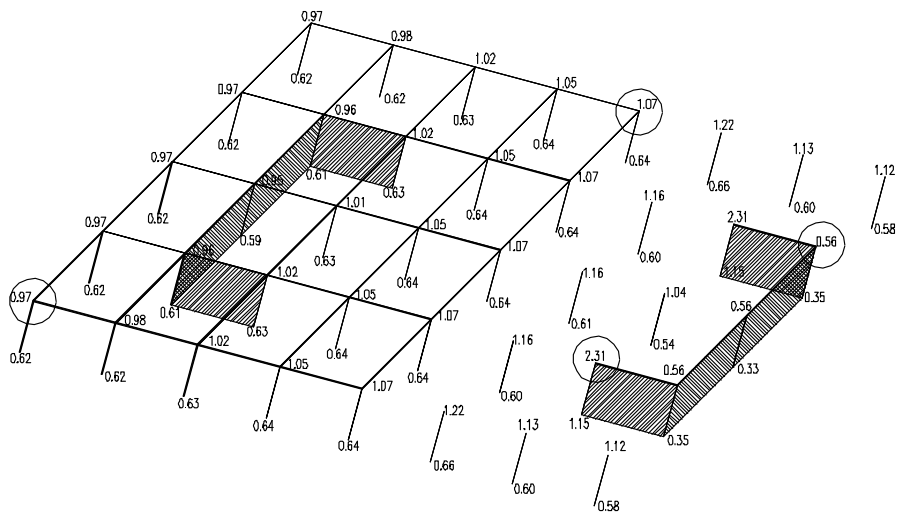


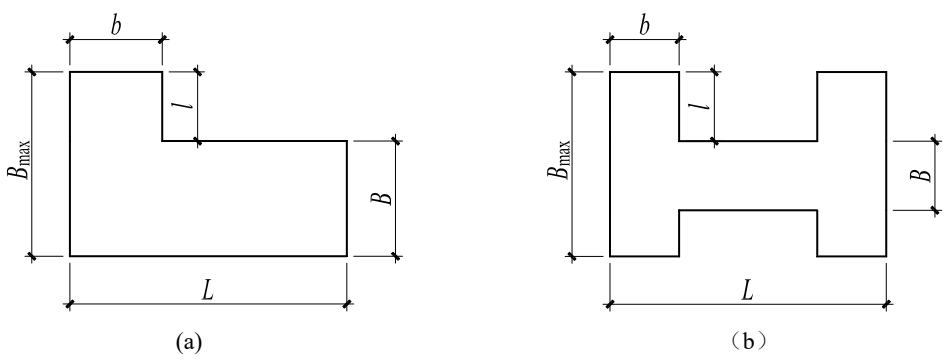
图 3-2 错层结构竖向构件上下节点水平位移（主轴 x 方向）

**3.3.3** 当存在下列 1 种或 1 种以上情况时，应判别为凹凸不规则：

**1** 平面凹进或凸出的尺寸  $l$  与相应方向结构平面最大轮廓尺寸  $B_{\max}$  的比值大于 0.30，如图 3.3.3(a)~(d)所示；

注：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，如图 3.3.3(e)~(f)所示；当结构平面的宽度有变化时， $B_{\max}$  可取凹凸位置紧邻处的相应宽度，图 3.3.3(g)~(h)所示，采用  $l_1/B_{\max 1}$ 、 $l_2/B_{\max 1}$ 、 $l_3/B_{\max 2}$ 、 $l_4/B_{\max 2}$  的最大值进行判断。

**2** 平面凸出部分的长度  $l$  与宽度  $b$  之比大于 2.0，如图 3.3.3(a)~(f)所示；当结构平面存在多个凸角时，平面凸出部分的长度  $l$  与宽度  $b$  之比可取凹凸位置紧邻处相应尺寸，图 3.3.3(g)~(h)所示，采用  $l_1/b_1$ 、 $l_2/b_2$ 、 $l_3/b_3$ 、 $l_4/b_4$  的最大值进行判断。



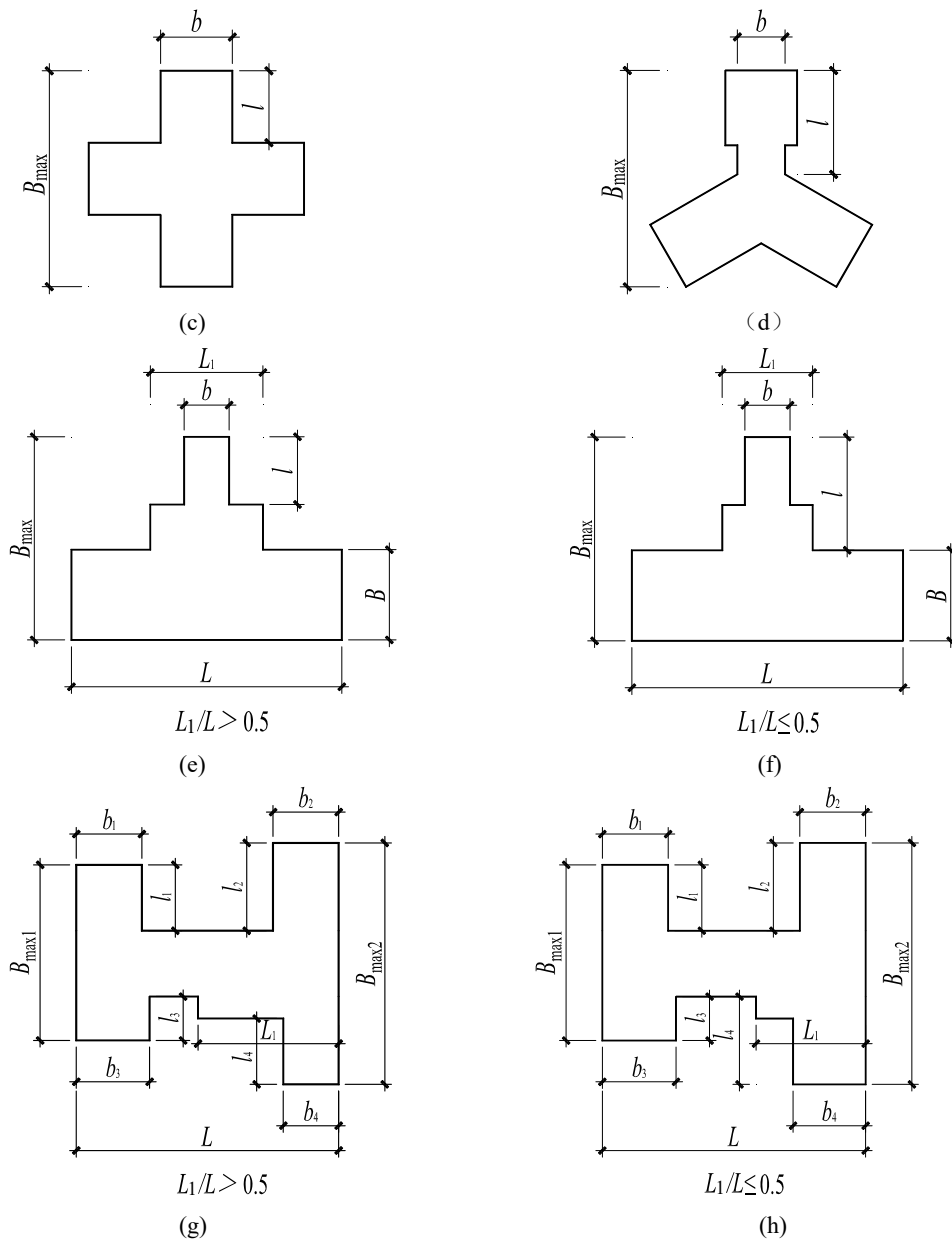


图 3.3.3 结构平面不规则示意图

【条文说明】凹进平面在凹口处设置连梁或者拉板，当刚度较小不足以协调两侧变形时，仍视为凹凸不规则，不按楼板不连续中的开洞对待。当该处设置拉板宽度不小于 2m、厚度不小于 150mm，且拉板长宽比不大于 4 时，可视为无凹口，按楼板开洞考虑，拉板应与两侧主体可靠连接，一般应设置在有竖向构件的部位。

3.3.4 当存在下列 1 种或 1 种以上情况时，应判别为组合平面：

1 细腰形平面的凹进或凸出一侧的尺寸不大于相应方向总尺寸  $B_{\max}$  的 0.30，且细腰部分的宽度  $B$  小于  $B_{\max}$  的 50%（图 3.3.3b）。

2 角部重叠平面的重叠部分长度  $L_c$  和宽度  $B_c$  均小于较小平面相应方向边长  $L$  和  $B$  的 50%，或连接部分的有效宽度小于 5m（图 3.3.4）。

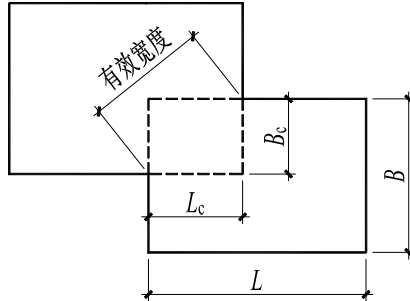


图 3.3.4 结构角部重叠示意图

3.3.5 当平面长度  $L$  与宽度  $B$  之比大于 6.0 时，应判别为平面长宽比偏大。对不规则平面进行长宽比计算时，长度  $L$  应取长边最大值，宽度  $B$  可取加权平均宽度  $B_e$ （图 3.3.5）。

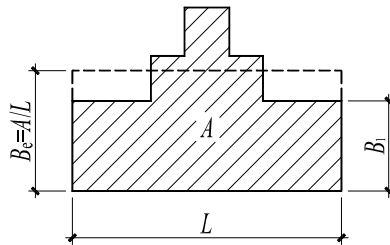
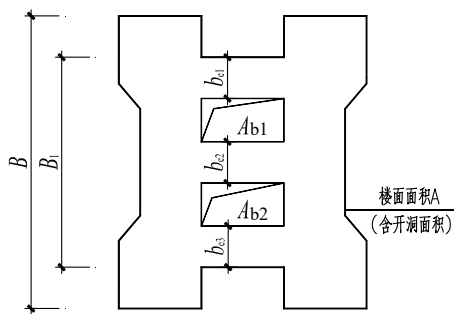


图 3.3.5 结构楼板长宽比计算示意图

3.3.6 当存在下列 1 种或 1 种以上情况时，应判别为楼板不连续（图 3.3.6）：

- 1 有效楼板宽度  $\sum b_{ei}$  小于该层楼板典型宽度  $B_1$  的 50%；
- 2 楼板在任一方向的最小有效宽度  $\sum b_{ei}$  小于 5m；
- 3 楼板开洞面积  $\sum A_{bi}$  大于该层楼面面积  $A$  的 30%；
- 4 存在错层楼层。



存在下列中的一项 ( $\sum b_{ei} < 0.5B_1$  或 5m ;  $\sum A_{bi} > 0.3A$ )

图 3.3.6 结构楼板不连续示意图

【条文说明】

1 有效楼板宽度指楼板宽度不小于 2m 的楼板，结构平面以外楼板是否计入有效楼板宽度，视该部分楼板是否有助于将楼层水平地震作用传递至竖向抗侧力构件而定。

2 楼板不连续不包括个别楼层的情况，个别楼层指不超过 2 层。

3 当楼、电梯间等洞口由钢筋混凝土剪力墙整体围合或联肢墙围合（连梁跨高比不大于 2.5 且连梁高度不小于 400mm）时，计算楼板有效宽度时可不扣除该洞口。

4 对于环形或者回字形平面的建筑（可能为圆形、多边形、矩形、三角形等）（图 3-3、图 3-4），该类建筑虽然中间开洞较大，可能有效楼板宽度小于总宽度的 50% 或者开洞面积大于平面面积的 30%，但楼盖实际刚度较好，能够有效传递和分配水平力，可以不作为楼板不连续判断。如果开洞一侧有效楼板长宽比 ( $l/b$ ) 大于 3 或者内径大于外径的 60%，仍应界定为楼板不连续。

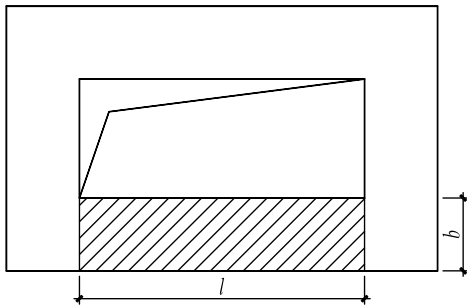


图 3-3 回字形平面

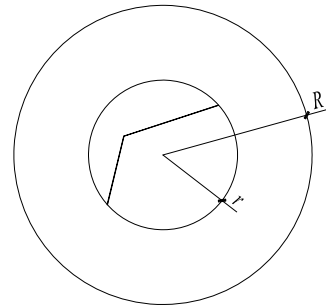


图 3-4 环形平面

3.3.7 楼层中存在下列 1 种或 1 种以上情况（图 3.3.7），且合计面积大于楼层总面积 10% 时，楼层应判别为错层楼层，面积计算时不应包括悬挑部分的面积：

- 1 楼面相错高度  $h_0$  大于相邻高侧的梁高  $h_1$ ；
- 2 两侧楼板横向用同一根梁相连，但楼板间净距  $h_2$  大于连接梁宽度  $b$  的 1.5 倍；
- 3 当两侧楼板横向用同一根梁相连，虽然楼板间垂直净距  $h_2$  小于连接梁宽  $b$  的 1.5 倍，但相错高度  $h_0$  与纵向梁的高度差 ( $h_0 - h_z$ ) 大于连接梁宽  $b$ 。

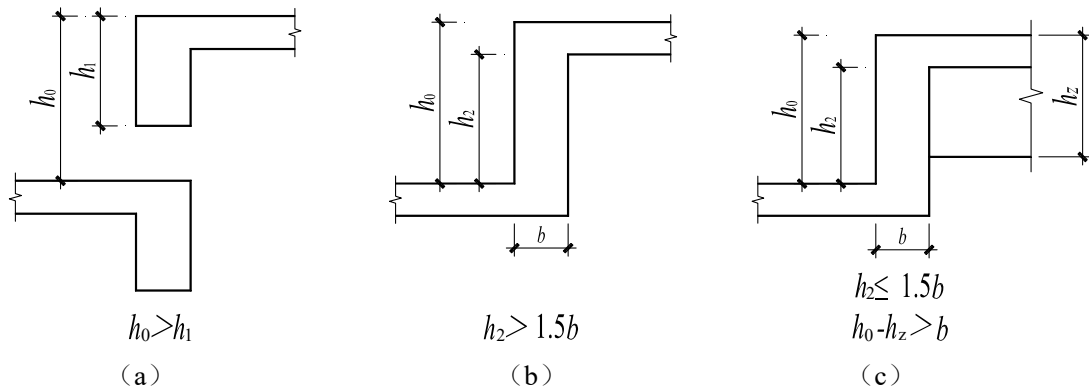


图 3.3.7 错层楼层示意图

3.3.8 当存在下列 1 种或 1 种以上情况时，应判别为楼层侧向刚度突变：

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

2 对框架-剪力墙结构、板柱-剪力墙结构、剪力墙结构、框架-核心筒结构、筒中筒结构、钢支撑-钢筋混凝土框架结构，楼层侧向刚度与其相邻上层侧向刚度的比值小于 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小于 1.5。

3 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。

【条文说明】本条第 1、2 款中的侧向刚度比计算，可按《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010 的要求，对框架结构，楼层与相邻上层的侧向刚度比 $\gamma_1$ 可按下式计算：

$$\gamma_1 = \frac{V_i \Delta_{i+1}}{V_{i+1} \Delta_i} \quad (3-1)$$

式中： $\gamma_1$ ——楼层侧向刚度比；

$V_i$ 、 $V_{i+1}$ ——第  $i$  层和第  $i+1$  层的地震剪力标准值 (kN)；

$\Delta_i$ 、 $\Delta_{i+1}$ ——第  $i$  层和第  $i+1$  层在地震作用标准值作用下的层间位移 (m)。

对框架-剪力墙结构、板柱-剪力墙结构、剪力墙结构、框架-核心筒结构、筒中筒结构、钢支撑-钢筋混凝土框架结构，楼层与相邻上层的侧向刚度比 $\gamma_2$ 可按下式计算：

$$\gamma_2 = \frac{V_i \Delta_{i+1} h_i}{V_{i+1} \Delta_i h_{i+1}} \quad (3-2)$$

式中： $\gamma_2$ ——考虑层高修正的楼层侧向刚度比；

$h_i$ 、 $h_{i+1}$ ——第  $i$  层和第  $i+1$  层的层高 (m)。

对部分框支剪力墙结构中除转换层上、下结构侧向刚度按《高层建筑混凝土结构技术规程》附录 E 计算外，转换层以上楼层侧向刚度按剪力墙结构计算，转换层以下楼层侧向刚度按框架-剪力墙结构计算。

高层建筑结构的中上部楼层主要是由构件的非受力变形组成的，受力变形往往只占很小的比例，因此当该部位楼层竖向构件截面减小或层高增加时，实际上明显削弱了构件刚度，而按本导则第 3.3.8 条第 2 款算出的层侧向刚度变化却很小，特别是当相邻楼层层高相差较大时，容易造成对结构薄弱层位置的误判。

魏璉，王森等根据结构本身的力学特性提出了结构楼层侧向刚度计算方法，其计算模型如图 3-5 所示，当求  $i$  层侧向刚度时， $i$  层产生单位水平位移而  $i-1$  层无侧移，在  $i$  层所需施加的水平力，即为  $i$  层侧向刚度  $K_i$ 。（建筑结构，2014，44 (6)）。

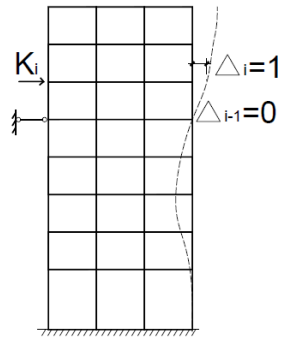


图 3-5 第  $i$  层的楼层侧向刚度计算模型

3.3.9 当存在下列 1 种或 1 种以上情况时，应判别为尺寸突变：

- 1 当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，上部收进后的水平尺寸  $B_1$  小于相邻下层楼层水平尺寸  $B$  的 75% [图 3.3.9-1 (a)、(b)]；
- 2 当上部楼层水平尺寸  $B_1$  大于下部楼层的水平尺寸  $B$  的 1.1 倍或水平外挑尺寸  $a$  大于 4m [图 3.3.9-2 (a)、(b)]；
- 3 多塔结构；
- 4 掉层或吊脚结构 (图 3.3.11)。

注:当平面局部收进时，可按等面积原则计算等效收进宽度或等效外挑宽度，并按本条第 1、2 款进行尺寸突变判别。

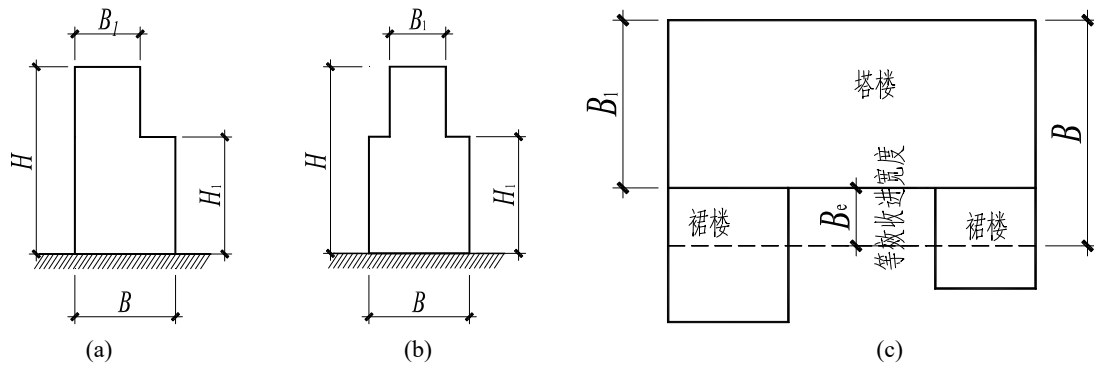


图 3.3.9-1 上部楼层收进示意图

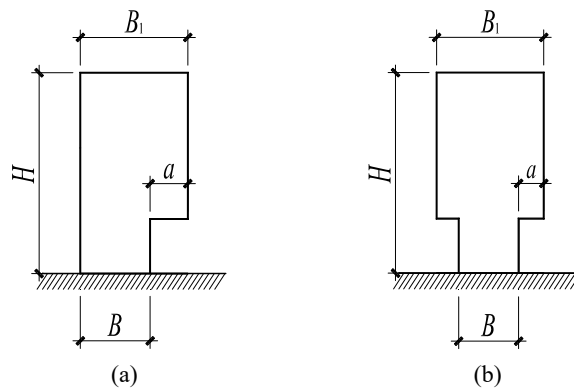


图 3.3.9-2 上部楼层收进示意图

【条文说明】

1 上部楼层收进不包括顶层和突出屋面的电梯机房、水箱间、构架等。计算结构竖向收进和外挑尺寸时，宜从竖向抗侧力构件截面外边缘起算。

2 悬挑结构指外挑部分中有竖向结构构件的情况，不包括仅采用桁架、梁或板等水平构件悬挑的情况。

**3.3.10** 裙房以上具有两个或两个以上独立塔楼，且在裙房范围内未通过结构缝分割成独立受力单元的结构应判别为多塔结构。当仅通过地下室连接为整体的多栋独立塔楼满足在地下室顶板嵌固的要求时，可不判别为多塔结构。

【条文说明】大底盘多塔结构建筑由于底盘刚度与塔楼刚度有差异以及底板尺寸与塔楼尺寸有较大差异，也容易造成竖向刚度变化较大而成为竖向不规则结构。对于全埋式地下室，仅在地下室连为整体的多栋塔楼可以不作为多塔判别，但地下室顶板应满足作为嵌固端的构造要求；对于非全埋式地下室，部分地下室外墙敞开，沿地下室周边土体对地下室约束不一致，当地下室采取合理的结构设计使上部各塔楼均嵌固于地下室顶板时，可不按多塔结构进行超限判别。

**3.3.11** 建于坡地，且底部抗侧力构件的约束部位不在同一水平面上或不能简化为在同一水平面的结构应判别为掉层（图 3.3.11（a））或吊脚（图 3.3.11（b））结构。

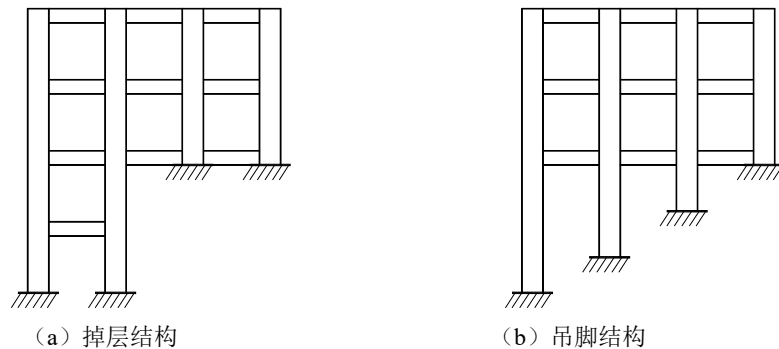


图 3.3.11 掉层或吊脚结构示意图

【条文说明】山区的掉层或者吊脚结构，准确模拟实际结构较为困难，无论计算指标是否满足规范要求，把这类结构均作为竖向不规则项考虑。当掉层或者吊脚结构在嵌固层以下时，可以不作为竖向不规则项判断。

**3.3.12** 当存在下列 1 种或 1 种以上情况时，应判别为构件间断：

- 1 竖向抗侧力构件（墙、柱、支撑）的内力由水平转换构件（梁、桁架等）向下传递。
- 2 含加强层的结构。
- 3 连体结构。

【条文说明】对于局部框支剪力墙或仅有个别框架柱不落地，如托换柱的数量不多于总框架柱数量的 20% 的结构，以及上部结构竖向构件在符合嵌固端条件的地下室顶板转换且被转

换的竖向构件截面面积小于地上一层竖向构件总截面面积的 20%的结构，可不判别为构件间断，但应视对整体结构的影响程度大小判断是否判别为局部不规则。

**3.3.13** 除裙房外，两个或两个以上塔楼之间设置限制塔楼自由运动的连接体，且存在下列 1 种或 1 种以上情况时，应判别为连体结构：

- 1 连接体和支承连接体的主体结构采用刚性、半刚性或铰接连接；
- 2 连接体和支承连接体的主体结构采用滑动连接，但连接体部分对主体结构的周期、层间位移角、各楼层剪力等整体指标与地震效应的影响不小于 5%。

**3.3.14** 当楼层抗侧力结构的层间受剪承载力小于其相邻上层受剪承载力的 80%时，应判别为承载力突变。

**【条文说明】**

1 对于具有斜撑的楼层，应在正负方向上分别计算，其承载力不应将不同倾斜方向斜撑的承载力绝对值相加。

2 加强层中带斜腹杆桁架的楼层不在此限。

**3.3.15** 对于下列局部不规则类型，当对整体结构影响较小时，可不计入不规则项；当对整体结构影响较大时，应计入一项不规则：

- 1 局部穿层柱或斜柱、夹层、个别构件错层或转换；
- 2 个别楼层扭转位移比略大于 1.2；
- 3 个别楼层的楼板不连续；
- 4 局部搭接柱。

**【条文说明】**

1 夹层指面积小于所在楼层面积的 40%，竖向构件除楼板所在区域外基本无梁连接的楼层；

2 个别楼层指层数不超过连续 2 层且不超过总层数的 20%；

3 局部的不规则，视其位置、数量等对整个结构影响的大小判断是否计入不规则的一项。如当个别楼层扭转位移比略大于 1.2，但该楼层的最大层间位移角不大于规范规定限值的 40%时，可认为影响较小，不计入不规则项；对其他的局部不规则类型可按表 3-1 建立对比模型，当与实际模型前三周期、侧向刚度比、多遇地震作用下各楼层地震剪力和层间位移角相差均不超过 5%时，可认为影响较小，可不计入不规则项。

**表 3-1 局部不规则类型的对比模型建模方法**

序号	局部不规则类型	对比模型
1	局部穿层柱	穿层柱间设框架梁
2	夹层	取消夹层结构，并将夹层荷载按照夹层投影面积施加至相邻上部楼层
3	斜柱	以斜柱总高度一半位置为旋转点，把斜柱转成直柱
4	个别构件错层	移动面积较小部分的错层构件标高至面积较大部分标高



5	搭接柱	将搭接柱的上下柱各移动一半调整为柱对齐
6	个别楼层楼板不连续	补齐个别楼层不连续的板

**3.3.16** 连体结构两端塔楼的高度、层数或各单塔的基本周期、侧向位移相差大于 30%时，应判别为复杂连接的连体结构。

【条文说明】各单塔的主要振型的方向不一致时，也属于复杂连接。侧向位移主要指连体位置对应方向的位移。

**3.3.17** 大底盘多塔结构宜结合结构振型特征，分别计算裙房顶板上的各个单塔及大底盘部分的扭转周期比。

**3.3.18** 连体结构的连接体和支承连接体的主体结构之间，当采用滑动连接时，两侧主体结构应按各自独立模型分别计算扭转周期比；当采用刚性、半刚性或铰接连接时，应按整体模型计算，并结合扭转周期比与结构振型特征综合判别结构的抗扭性能。

**3.3.19** 当存在下列 1 种或 1 种以上情况时，应判别为严重不规则的高层建筑：

1 体型复杂，多项不规则指标超过限值或某一项远超过规定值，以现有技术和经济条件无法克服抗震薄弱环节，可能导致地震破坏严重后果的高层建筑。

2 同一结构单元中同时具有转换层、加强层、错层、多塔、高位连体、大跨悬挑等复杂结构类型中的 5 种及以上的高层建筑。

### 3.4 大跨屋盖超限工程的判别

**3.4.1** 房屋建筑屋盖结构存在下列 1 种或 1 种以上情况时，应判别为大跨度屋盖超限工程：

1 跨度大于 120m 或悬挑长度大于 40m 的空间网格结构或索结构；

2 跨度大于 60m 的整体张拉式膜结构；

3 跨度大于 60m 的钢筋混凝土薄壳；

4 屋盖结构单元长度大于 300m 的结构；

5 屋盖结构形式为常用空间结构形式的多重组合、杂交组合以及屋盖形体或支承边界条件特别复杂的大型公共建筑。

【条文说明】大型公共建筑的定义范围可参照现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223。

**3.4.2** 大型公共建筑空间结构屋盖存在下列 1 种或 1 种以上情况时，宜判别为多重组合或杂交组合屋盖：

1 由实体类结构（如薄壳、折板）、网格类结构（如网架、网壳）、张力类结构（如索结构、膜结构）中的两种及两种以上组合而成的结构；

2 由平面桁架、网壳、网架结构等不同力学特征的结构中的两种及两种以上组合而成的结构；

- 3 开合屋盖等由固定结构单元和可移动结构单元组合而成的结构；
- 4 其他常用空间结构形式多重组合而成的屋盖体系。

**3.4.3** 大型公共建筑屋盖的支承边界条件存在下列 1 种或 1 种以上情况时，宜判别为支承边界条件特别复杂：

- 1 屋盖采用 3 种及以上支座形式；
- 2 屋盖采用 3 种及以上支承构件；
- 3 屋盖与地面和建筑物楼盖同时连接；
- 4 屋盖支承在 2 个及 2 个以上独立结构抗震单体。

【条文说明】钢结构支座分为两类，一类是空间结构的常用支座类型：平板支座、弧形支座、球铰支座、板式橡胶支座等；第二类为减隔震支座：天然橡胶支座、铅芯橡胶支座、高阻尼橡胶支座、摩擦摆支座、球型钢支座等。每一种支座的力学性能指标和适用范围均有所不同，当大型公共建筑屋盖为充分发挥不同支座形式的优点，选择多种支座形式时，应采取准确模拟支座特性的计算模型，并采取可靠措施保证支座性能。

### 3.5 特殊结构类型超限工程的判别

**3.5.1** 下列高层建筑结构，应判别为特殊类型的超限高层建筑工程：

- 1 全框支混凝土剪力墙结构；
- 2 竖向混合结构；
- 3 重力钢框架-混凝土剪力墙（核心筒）结构；
- 4 巨型结构；
- 5 斜交网格筒结构；
- 6 暂未列入国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《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 中的其他高层建筑结构。

**3.5.2** 下列特大跨度连体结构或超长悬挑结构，应判别为特殊类型的超限高层建筑工程：

- 1 连接体所在跨度大于 60m 且高度大于 40m；
- 2 悬挑长度大于 12m。

## 4 荷载与地震作用

### 4.1 竖向荷载

**4.1.1** 超限高层建筑的自重荷载、楼（屋）盖活荷载及屋面雪荷载等应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的有关规定采用。

**4.1.2** 对雪荷载敏感的超限大跨屋盖结构，基本雪压应按重现期 100 年采用，并应分别按全跨积雪的均匀分布、不均匀分布和半跨积雪的均匀分布按最不利情况计入积雪不均匀分布的影响。

**4.1.3** 屋盖体型复杂时，屋面积雪分布系数宜通过积雪漂移试验或数值模拟确定，且取值不应小于规范值；屋盖坡度较大时，宜考虑积雪融化可能产生的滑落冲击荷载。

【条文说明】体型复杂屋面积雪分布系数可通过风洞试验模拟积雪漂移确定；考虑积雪融化的滑落冲击荷载可参照《屋面结构雪荷载设计规程》T/CECS796-2021 计算，动力系数可取 2.0。

**4.1.4** 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。

【条文说明】一般情况下，建筑玻璃幕墙荷载自重可按  $1.0\sim 1.5\text{kN/m}^2$  考虑；建筑石材幕墙荷载自重可按  $2.0\text{kN/m}^2$  考虑；建筑铝板幕墙荷载可按  $1.2\text{kN/m}^2$  考虑。建筑外墙上附有大型显示屏时，应计入显示屏及附属结构荷载。

**4.1.5** 消防车等效均布活荷载可按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的有关规定采用。当消防车总重量大于 30 吨时，应根据实际消防车型号，将消防车楼面活荷载适当放大。

【条文说明】现行国家彼岸准《建筑结构荷载规范》GB50009 规定的消防车等效均布荷载适用于满载 30t 以内的消防车。对于 55~70t 的消防车，设计中的等效均布荷载可取 30t 消防车荷载的 1.2~1.3 倍。

### 4.2 风荷载

**4.2.1** 垂直作用于建筑物表面的风荷载标准值，应按基本风压、风压高度变化系数、风荷载体型系数，地形修正系数和风向影响系数的乘积计算，并应计入风荷载脉动的增大效应。

**4.2.2** 超限高层建筑和大跨度屋盖结构的基本风压，应符合下列规定：

1 基本风压应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定采用；

2 当建设地点的基本风压值在本条第 1 款所列规范中没有给出时，重要的、地形地貌特殊的或高度超过边界层的建筑物宜通过专项研究确定基本风压，其它情况下基本风压值可根据基本风压的定义和当地年最大风速资料，通过统计分析和计算确定。

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 大跨度屋盖结构基本风压应按重现期 100 年采用；

5 施工阶段抗风验算，基本风压可取 10 年一遇基本风压。

【条文说明】确定基本风压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；台州、温州等地区已编制了精确到乡镇街道的风压表，供设计选用。大跨度屋盖、大悬挑雨棚等结构的风荷载与恒荷载组合时，恒荷载有利时应对恒荷载进行折减。

4.2.3 超限高层建筑和大跨度屋盖结构的风压高度变化系数，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《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定确定；

2 地貌粗糙度应以结构上风向一定距离范围内的地面植被特征和房屋高度、密集程度等因素确定，需考虑的最远距离不应小于建筑高度的 20 倍且不应小于 2000m，标准地面粗糙度条件应为周边无遮挡的空旷平坦地形。

3 对于不能明显确定地貌类别的建设场地，宜提供基于场地周边建筑高度实测数据编制的评估报告；

4 对于特别重要建（构）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边界层厚度时，宜通过地形模拟试验或数值模拟方法确定其风压高度变化系数。

4.2.4 超限高层建筑和大跨度屋盖结构的风荷载体型系数，应根据建筑外形、周边干扰情况等因素确定。当建筑体型与本导则附录 D 所列体型相同或相近时，可按本导则附录 D 的规定采用。

4.2.5 超限高层建筑高度大于 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：

1 平面形状或立面体型复杂；

2 立面开洞或连体建筑；

3 超限大跨空间结构；

4 其他对风荷载敏感的重要结构。

【条文说明】风荷载体型系数是指风作用在建筑物表面一定面积范围内所引起的平均压力（或吸力）与来流风的速度压的比值，它主要和建筑物的体型与尺度有关，也与周围环境和地面粗糙度有关。由于它涉及的是关于固体与流体相互作用的流体动力学问题，对于不规则形状的固体，问题尤为复杂，无法给出理论上的结果，一般均应由试验确定。鉴于原型实测的方法对结构设计的不现实性，目前只能根据相似性原理，在边界层风洞中对拟建的建筑物模型进行测试。本导则在《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012 和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 基础上，还新增了若干组工程常见建筑的体型系数，列于本导则附录 D 中。

建筑外形变化能显著改变其体型系数，现有研究表明建筑截面采用退台和倒角形式能

降低体型系数，倒角率越大降低效果越显著，该特性在国内部分地方规程中如香港特区《Code of Practice on Wind Effects in Hong Kong 2019》和广东省《建筑结构荷载规范》DBJ/T 15-101-2022 中有体现。基于弧形倒角、直线倒角和直角退台三种形式不同倒角率情况下的系列风洞试验，拟合得到与倒角率相关的体型系数计算公式。

高层建筑外表面常见有竖向装饰条布置，竖向装饰条在一定程度上也会降低建筑的体型系数，其原因主要是竖向装饰条能降低建筑背风面的负风压。装饰条的凸出长度和装饰条间距是主要的影响因素，通常装饰条越长和布置越密该降低效果越显著，目前国内外的规范中没有相关规定。基于带竖向装饰条的高层建筑进行不同装饰条凸出长度和间距的系列风洞试验，拟合获得不同装饰条参数下高层建筑的体型系数计算公式。

两栋建筑之间常采用空中连廊连接，连廊多采用矩形形式，横向布置的连廊与竖向布置的建筑绕流特性存在差异，同时还会受到左右两侧建筑的不利气动干扰如狭缝效应的作用。当空中连廊高度较低时，会受到地面粘滞层的影响，体型系数略小；随着空中连廊高度的增加，体型系数增大。基于不同建筑物高度和连廊高度的系列风洞试验，拟合获得不同连廊高度体型系数的计算公式。

穿孔板广泛用于防风网、挡风墙和建筑表面幕墙等，风吹过穿孔板后的体型系数会小于实体墙，但也不能按挡风面积进行体型系数的折减，该特性在国内外的规程中如澳大利亚 AS/NZS 1170.0-2021 规范、日本 AIJ 2004 规范和香港特区《Code of Practice on Wind Effects in Hong Kong 2019》中均有体现。基于不同密度穿孔板的系列风洞试验，拟合获得不同密度体型系数的计算公式。

**4.2.6** 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。

**4.2.7** 当风洞试验结果考虑风速的风向折减时，当进行高层建筑主体结构抗风计算和人体舒适度验算时，风速的风向折减系数不宜小于 0.9；当进行围护结构抗风计算时，风速的风向折减系数宜取 1.0。

**4.2.8** 高度大于 400m 的超限高层建筑或高度大于 200m 的连体建筑，宜在不同的风洞试验室进行独立对比试验。当独立对比试验的结果差别较大时，应经专门论证确定合理的风荷载取值。

**4.2.9** 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》GB50009 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》GB50009 规定值的 90%。

**【条文说明】**对于体型及周边干扰等条件与规范规定一致的实际工程，风洞试验结果与规范取值相比不应有太大偏差。因此，当高层建筑的基本参数符合规范计算公式的使用要求时，

由取定的风荷载计算的主轴方向基底弯矩不应低于规范规定计算值的 80%。

另外，风洞试验报告提出的风荷载在与规范方法计算的风荷载取值进行比较时，建筑外形、结构特征以及周边干扰等条件不一定完全对应，可参考相近条件的规范参数进行计算。

**4.2.10** 当新建建筑可能使周边风环境发生较大改变时，应评估其对既有建筑风环境和风荷载的不利影响，并采取相应的措施。

**4.2.11** 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。

【条文说明】本条风振舒适度验算主要针对 10 年重现期的风压作用下，当验算 1 年重现期的风压作用下的风振舒适度时，钢筋混凝土结构和钢-混凝土混合结构的阻尼比取值应适当减小。

### 4.3 地震作用

**4.3.1** 浙江省主要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地震分组，可按本导则附录 A 采用。

**4.3.2** 建筑结构的抗震影响系数取值，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、设计地震分组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 4.3.2 的规定；

表 4.3.2 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
设防烈度地震	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规范《建筑抗震设计规范》GB 50011 中的相关规定；计算罕遇地震作用时，特征周期应增加 0.05 s。

**4.3.3** 建筑结构地震影响系数曲线（图 4.3.3）的阻尼调整和形状参数应符合下列要求：

1 除有专门规定外，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;

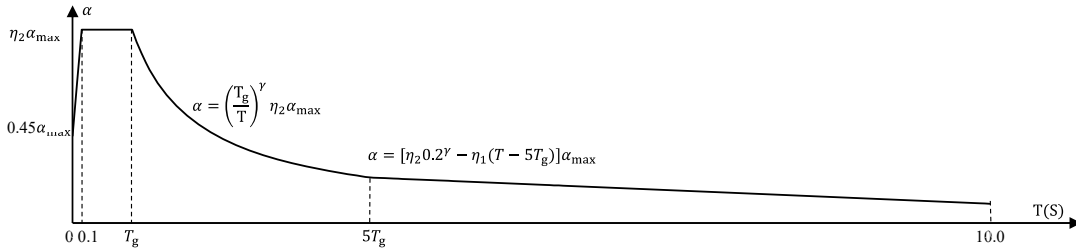


图 4.3.3 地震影响系数曲线

$\alpha$ —地震影响系数  $\alpha_{\max}$ —地震影响系数最大值  $\eta_1$ —直线下降段的下降斜率调整系数  
 $\gamma$ —衰减指数  $\eta_2$ —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下列式确定:

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

式中:  $\gamma$ —曲线下降段的衰减指数

$\xi$ —阻尼比

2) 直线下降段的下降斜率调整系数应按下列式确定:

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

式中:  $\eta_1$ —直线下降段的下降斜率调整系数, 小于 0 时取 0

3) 阻尼调整系数应按下列式确定:

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

式中:  $\eta_2$ —阻尼调整系数, 当小于 0.55 时, 应取 0.55

【条文说明】方小丹等(《建筑结构学报》, 2014, 2017, 2021)的研究表明: 对于周期大于 6s 的超高层建筑, 采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的地震影响系数曲线直线下降段延伸方式进行计算时, 基底地震力和顶点位移结果比日本规范谱稍小; 但与美国规范谱及 16 条地震记录的动力时程分析结果相比, 结构基底地震力偏大, 结构顶点位移显著偏大。总的来说, 采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 地震影响系数曲线 6s 直线下降段延伸方案, 对于周期大于 6s 的超高层建筑是偏于安全的。但中国规范谱对阻尼影响考虑不合理, 导致位移谱不符合衰减统计规律。

肖从真等(《土木工程学报》, 2014)的研究表明, 地震震级越大长周期成分越丰富, 长周期成分随距离衰减慢、持时长, 厚覆盖层对长周期成分放大作用明显。另外由于缺乏足够多的长周期地震动的准确记录, 长周期地震动的研究短时间内难有明确结论。文中建议取适当周期点, 将设计加速度反应谱拉平, 验算超高层结构位移并进行构件承载力设计。6 度区在

3.5s 拉平，7 度区在 4s 拉平，8 度区在 5s 拉平。

浙江属于台风多发的地震低烈度区，风荷载通常对超高层建筑位移起控制作用，且沿海地区均有深厚软土覆盖层，对地震长周期成分放大作用明显。综合考虑各种因素，本导则采用将设计加速度反应谱在 6s 后拉平的方案。分别对杭州某 II 类场地 C 类地貌的 400m 超高层建筑和温州某 IV 类场地 B 类地貌的 380m 超高层建筑进行试算，两栋塔楼前两阶平动周期均在 8s 左右。试算结果表明，地震反应谱在 6s 拉平方案与直线下降低延伸方案相比，基底地震剪力增加约 5%~7%，底部地震倾覆弯矩增加约 11%，但均远小于风荷载计算结果。

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

$$V_{EKi} \geq \lambda \sum_{j=i}^n G_j \quad (4.3.4)$$

- 式中： $V_{EKi}$  —— 第  $i$  层对应于水平地震作用标准值的剪力  
 $\lambda$  —— 水平地震剪力系数，不小于表 4.3.4 规定的值；对于竖向不规则结构的薄弱层，尚应乘以 1.15 的增大系数  
 $G_j$  —— 第  $j$  层的重力荷载代表值  
 $n$  —— 结构计算总层数

表 4.3.4 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	0.008	0.016	0.032
	III	0.0085	0.017	0.034
	IV	0.009	0.018	0.037
基本周期大于 5s 的结构	I、II	0.006	0.012	0.024
	III	0.0065	0.013	0.026
	IV	0.007	0.014	0.028

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

【条文说明】水平地震作用下结构楼层的最小地震剪力系数取值参考了《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010 的有关规定，并利用设计地震分组为第一组时不同场地类别对应的特征周期在 3.5s 与 5.0s 的地震影响系数，制定了能够考虑不同场地类别影响的最小地震剪力系数值。与现行行业标准相比较，最小剪力系数取值在 I、II 类场地中保持不变，III、IV 类场地在 3.5s 时分别提高了约 5%和 15%，5.0s 时分别提高了约 6%和 18%。

4.3.5 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。

【条文说明】对于设计工作年限不同于 50 年的结构，其地震作用需要作适当调整，取值经专门研究提出并按规定的权限批准后确定。当缺乏当地的相关资料时，可参考《建筑工程抗震性态设计通则(试用)》CECS 160: 2004 (修订版-征求意见稿)，其调整系数的范围：设计



工作年限 70 年取 1.15~1.2；100 年取 1.3~1.4。

**4.3.6** 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。

**4.3.7** 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导则附录 B 的要求。

【条文说明】地震动时程选取一方面应该考虑建筑结构所在场地特征，以现行国家标准所规定的反应谱为依据；另一方面应该选取可以激发结构产生较为明显的内力、位移效应的地震作用，可以充分体现结构与构件的损伤破坏状态，为改善结构设计提供依据。

**4.3.8** 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。

【条文说明】正确选择地震动时程，要满足地震作用三要素的要求，即频谱特性、有效峰值和持续时间均要符合规定。输入地震动时程的有效持续时间，一般从首次达到该地震动时程峰值的 10%算起，最后一次达到峰值的 10%为止；无论是实际强震记录还是人工地震动时程，有效持续时间一般为结构基本周期的 5~10 倍，即结构顶点的位移可按基本周期往复 5~10 次。另外建筑结构非线性动力分析，尚应通过观察结构外部输入能量变化是否趋于平缓来判断地震输入持续时间是否足够。当外部输入能量变化趋于平缓时，整体结构已结束较大位移的往复运动，所体现的建筑结构最终累计损伤比较充分；当外部输入能量变化未趋于平缓时，整体结构尚未结束较大位移的往复运动，此时体现的建筑结构累计损伤不充分，应增加地震输入持续时间。

**4.3.9** 进行结构弹性时程分析时，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。
- 2 宜采用双向或三向地震动。
- 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。

【条文说明】鉴于不同地震动时程进行动力分析的结果不同，一般可以根据小样本容量下的计算结果来估计地震作用效应值。通过大量地震作用下不同结构类型进行动力分析结果的统计分析，若选用不少于二组实际记录和一组人工地震动时程，计算的平均地震效应值不小于大样本容量平均值的保证率在 85%以上，而且一般也不会偏大很多。当选用数量较多

的地震动时程，如 5 组实际记录和 2 组人工地震动时程，则保证率更高。所谓“在统计意义上相符”指的是，多组地震动时程的平均地震影响系数曲线与现行国家标准规定的地震影响系数曲线相比，在对应于结构主要振型的周期点上相差不大于 20%。计算结果在结构主方向的平均底部剪力一般不会小于振型分解反应谱法计算结果的 80%，每个地震动时程的计算结果不会小于 65%。从工程角度考虑，这样可以保证动力分析结果满足最低安全要求。但计算结果也不宜过大，每个地震动时程计算一般不大于 135%，平均一般不大于 120%。

**4.3.10** 进行结构弹塑性时程分析时，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。当已采用 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时，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。当结构正反方向存在明显抗震性能差异时，尚应沿正、反方向分别进行输入和计算。

3 所选用的多组地震加速度时程的平均地震影响系数曲线与设计地震影响系数曲线应在统计意义上相符。

4 当采用人工波时，两个方向（或三个方向）应采用不同的人工波。

**【条文说明】**所选用的地震加速度时程曲线的平均地震影响系数曲线与设计用的地震影响系数曲线在统计意义上相符，在目标周期段的平均反应谱与设计反应谱之间的相对误差不宜高于 20%；当选取地震动记录数量低于 7 条时，宜保证单条地震动记录反应谱与设计反应谱之间的按照本导则附录 B 计算的加权累计偏差 $\xi_{\text{Total}}$ 不大于 20%。目标周期段是指结构自振周期  $T_1$  附近，至少包含振型参与质量达到总质量 90% 的高阶振型，同时考虑塑性变形下的自振周期延长。

## 5 超限高层建筑设计要点

### 5.1 一般规定

**5.1.1** 超限高层建筑结构应注重概念设计，重视结构体系的选型和平、立面布置的规则性，宜选用抗震和抗风性能好且经济合理的结构体系，并应符合下列规定：

1 结构体系宜采用双重抗侧力体系；作为第一道防线的结构构件产生刚度退化时，结构抗扭转特性不宜发生明显改变；

2 主要抗侧力结构构件平面布置应均匀，避免结构质心与刚心偏离过大而产生过大的扭转；

3 相邻层的楼层侧向刚度、质量和抗震承载力不宜突变；

4 软弱层和薄弱层不宜出现在同一楼层；对可能出现的软弱层或薄弱层，应采取有效措施（承载力和细部构造）予以加强；

5 结构宜具有适当的冗余度，避免因部分结构或构件的破坏而导致整个结构体系丧失承载能力；

6 基础应具有良好的整体性和抗转动能力，避免地震时基础转动加重建筑震害。

**5.1.2** 结构体系应具有合理的屈服机制、良好的弹塑性耗能能力和明确的耗能构件，并宜满足水平构件先于竖向构件屈服、竖向构件屈服数量少、水平构件屈服数量多的原则。

**5.1.3** 结构两个主轴方向上的基本自振周期宜接近；结构扭转为主的自振周期与平动为主的第一自振周期的比值不宜大于 0.9，高度超限高层建筑及 III 级不规则结构不宜大于 0.85。

**5.1.4** 楼层抗剪承载力与刚度不宜小于下部相邻楼层抗剪承载力与刚度的 50%；当抗剪承载力不满足要求时，宜对上一层的地震作用标准值乘以不小于 1.25 的增大系数。

**5.1.5** 对于凹凸不规则平面的凹进或凸出部位、组合平面的连接部位、楼板大开洞的周边薄弱部位、悬挑结构的悬挑部位、转换层、加强层及其相邻楼层、多塔结构的裙房屋顶层、竖向收进层等部位的结构楼、屋盖应采取加强措施。

【条文说明】楼盖应具有足够的面内刚度和较好的整体性，保证水平力的有效传递，能够起到协调竖向构件变形的作用。

**5.1.6** 悬挑结构的悬挑部位、连体结构的连接体部位、带加强层或转换层结构的相应楼层在进行构件承载力验算时，应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的有利作用；中震和大震作用下的构件承载力验算时，不宜计入楼板刚度的有利作用。

【条文说明】以某悬挑桁架为例，在不同假定条件下（弹性楼板、零楼板）的轴力如图 5-1~图 5-3 所示。不同的假定条件，桁架杆件内力差别非常大，为结构安全考虑，应计入楼板刚度退化的影响，刚度折减系数不宜大于 0.2；也可偏保守按“零楼板”复核。

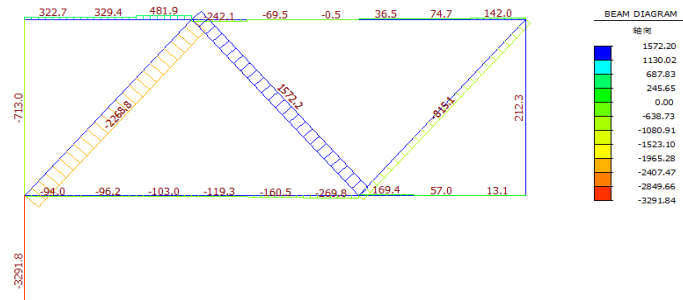


图5-1 弹性楼板（刚度不折减）

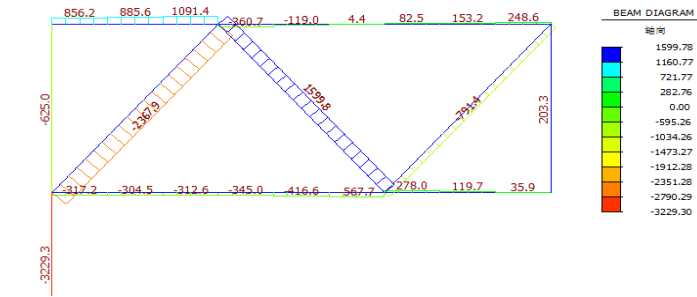


图5-2 弹性楼板（刚度折减0.3）

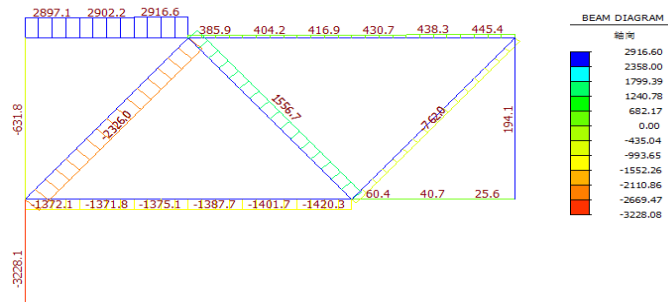


图5-3 零楼板

**5.1.7** 对于采用全高不开洞的单肢墙作为主要抗侧力构件的结构，应设置端柱、翼墙、暗梁等构件，并提高边缘构件纵筋配筋率和配箍率。

【条文说明】单肢墙的变形能力较弱，通过设置端柱、翼墙、暗梁等构件使得墙体在破坏后端柱、翼墙与暗梁能形成框架，提高结构整体耗能能力。

**5.1.8** 楼面大跨梁不宜搁置在连梁上，如无法避免时，可采用以下措施：

1 连梁设置交叉斜筋或型钢，或增加宽度等，必要时连梁剪压比及受剪承载力按中震弹性设计。

2 楼面梁按与连梁铰接进行极限承载力复核。楼面梁周边板配筋宜加强，可按无楼面梁支撑的楼板进行极限承载力复核。

**5.1.9** 超长悬挑结构、超大跨度连体结构宜在悬挑部位或连接部位就近布置剪力墙、竖向

连续支撑等具有较大抗侧刚度的竖向结构构件。

【条文说明】超长悬挑结构、超大跨度连体结构将在其支承结构中产生较大水平内力，就近布置剪力墙、竖向连续支撑等可将水平内力有效传递至基础，缩短传力路径。

5.1.10 上部结构嵌固部位的设置应满足下列要求：

1 嵌固部位宜设置在地下室顶板。

2 作为上部结构嵌固部位楼层的下一层与地上一层侧向刚度比不应小于 2；计算地下室侧向刚度时，可计入上部结构以外的地下室相关范围的结构，但不宜考虑土体侧限作用。“相关范围”可取上部结构外扩不超过 2 跨的地下室范围，当上部结构周边的地下室顶板存在大开洞时，“相关范围”应相应缩小。

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，可采取对高差处增设斜梁或斜板、翼墙、梁加腋、框架柱箍筋全高加密等措施，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的构件。

4 当地下室顶板无法满足嵌固端要求时，可将地下室顶板以下楼层作为嵌固部位，嵌固部位楼板及地下室顶板均应满足相关规范规定的嵌固端构造要求。

5 嵌固层及嵌固层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，嵌固层以下第二层起抗震构造措施的抗震等级可逐层降低一级，且不应低于四级。

【条文说明】嵌固端是指对该点的各向位移进行完全约束，包括水平位移约束和转角约束，但真实的结构一般不具备这样的约束点，相比较而言，基础底板抗弯刚度相对较大，对竖向构件底部的转角约束相对较强，与转角完全约束的状态相对较接近。因此，结构力学分析时的嵌固端位置应该设置在基础顶面较合理，即应考虑将地下室参与结构整体模型进行力学计算。为安全起见，结构构件内力和承载力计算时，宜采用带地下室的模型。不论设计嵌固端是否设置在地下室顶板，当上部主楼结构地面首层结构板与周边地下室顶板存在较大高差时，应采取增设斜梁或斜板、翼墙或梁加腋等加强措施(图 5-4)，确保主楼底部水平剪力可靠传递。当错层过高，应提供错层段有足够侧向刚度满足嵌固条件的分析结果。当地下室顶板开大洞时，应确保在大震作用下仍有可靠的传力途径。

除了应满足规范规定的刚度比、嵌固端楼板厚度等要求外，尚应注意地下室邻近主楼范围剪力墙布置的均匀性。

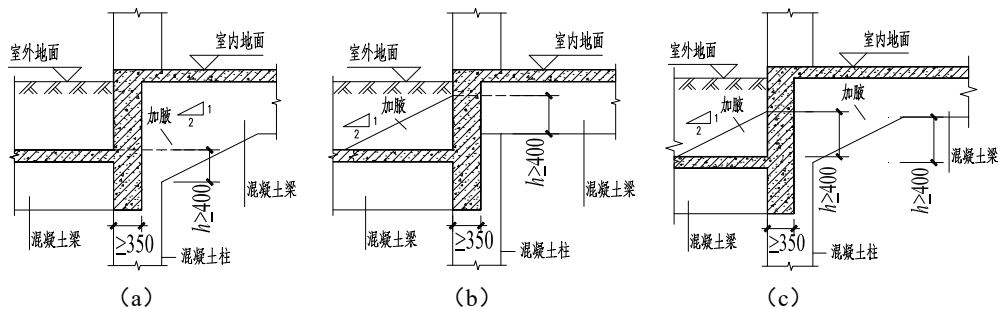


图 5-4 地下室顶板室内外高差较大时的处理措施

5.1.11 超限高层建筑工程的非结构构件，包括建筑非结构构件和建筑附属机电设备，其自身及其与结构主体的连接应满足与主体结构相对应的抗震性能要求，并充分考虑其对主体结构抗震性能的影响。

5.1.12 对于不规则程度较严重的高层建筑，可采用隔震或减震技术，通过合理设置隔震层或减震装置，减少地震作用的不利影响。

5.1.13 对于不规则程度为Ⅲ级的高层建筑，关键构件的抗震等级宜提高一级，已经为特一级的不再提高。

5.1.14 预估先行屈服的构件应适当提高配箍率，减小箍筋间距，必要时可采取设置型钢(钢板)或钢管、芯柱、约束边缘构件等增加构件延性的措施。

5.1.15 对于短柱、跨高比小于 2 的连梁，宜采取设置芯柱、型钢(钢板)、斜筋、交叉暗撑、双连梁等提高抗剪承载力的措施。

5.1.16 在设防烈度地震作用下，竖向构件尚应满足下列要求：

1 出现小偏心受拉的混凝土构件的抗震构造措施的抗震等级应提高一级；

2 框架柱全截面由轴向力产生的平均名义拉应力超过混凝土抗拉强度标准值时宜采用型钢混凝土柱和钢管混凝土柱；

3 双向水平地震作用下墙肢全截面由轴向力产生的平均名义拉应力超过混凝土抗拉强度标准值时宜设置型钢承担拉力，且平均名义拉应力不宜超过两倍混凝土抗拉强度标准值（可按弹性模量换算考虑型钢和钢板的作用），全截面型钢和钢板的含钢率超过 2.5%时可按比例适当放松。

【条文说明】剪力墙墙肢的名义拉应力验算应采用等效弹性分析的计算结果。计算时，可按下式将型钢和钢板折算为混凝土：

$$\sigma_{t0} = \frac{N_t}{A_c + \frac{E_s}{E_c} A_s} \quad (5-1)$$

式中： $\sigma_{t0}$  —— 剪力墙墙肢名义拉应力；

$A_c$  —— 混凝土截面面积；

$A_s$  —— 型钢和（或）钢板的截面面积；

$E_c$  —— 混凝土的弹性模量；

$E_s$  —— 型钢（钢板）的弹性模量；

$N_t$  —— 中震时双向水平地震下的墙肢轴拉力。

小偏心受拉情况下，控制剪力墙平均名义拉应力，使得混凝土开裂的裂缝宽度不超过 0.3mm，剪力墙能够继续承受剪力。资料表明，对于 C60 混凝土剪力墙，当墙肢名义拉应力等于  $2f_{tk}$  时，对应的型钢、钢筋的总量约为 3%，扣除 0.5% 的钢筋，型钢的含钢率约为 2.5%。

当全截面型钢和钢板的含钢率超过 2.5% 时，可按比例适当放松设防地震下墙肢平均名义拉应力与混凝土抗拉强度标准值的比值。放松程度可参考下表：

表 5-1 剪力墙名义拉应力与型钢含钢率的参考关系

名义拉应力/ $f_{tk}$	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
含钢率 (%)	2.5	3.2	3.8	4.5	5.0

墙肢全截面型钢和钢板的含钢率超过 2.5%时,平均名义拉应力与混凝土抗拉强度标准值的比值以不超过 3~4 为宜,如果混凝土强度较高时,可取大一些,但不宜超过 5.0%,否则墙肢型钢和钢板的含钢率会偏高。

当结构中有较多的墙肢承受拉力且平均名义拉应力远大于  $2f_{tk}$  时,应根据结构的实际情况,优先调整结构布置,改善受力状态。不建议简单的通过大量增加墙肢的含钢率来减少平均名义拉应力的计算值。

5.1.17 少墙框架结构的剪力墙应设边框。

5.1.18 超限高层建筑工程中的竖向构件和关键构件为混凝土构件时,宜采用现浇。

## 5.2 高度超限结构

5.2.1 结构两个主轴方向上的基本自振周期应控制在合理范围内,第一振型周期不宜超过  $0.4H^{1/2}$  ( $H$  为建筑结构高度,单位  $m$ );超过时,宜适当调整结构布置。

【条文说明】结构的总体刚度可以表征为结构自振周期,其在合理范围情况下,结构具有抗风安全性、舒适性、经济性和较好的建筑功能。

5.2.2 7 度抗震设计时,高度超过 350m 的高层建筑结构宜考虑竖向地震作用。

【条文说明】在弹塑性时程分析中发现顶部楼层存在竖向地震作用效应。

5.2.3 竖向构件应采取措施满足承载力和延性要求,并应符合下列规定:

1 混凝土核心筒角部宜保证完整性;当筒角一侧开洞,且其内壁至洞口的距离小于 500mm 和开洞墙截面厚度的较大值时,应在洞边设置型钢或钢管;

2 混凝土核心筒外墙墙肢截面高度不大于 1500mm 时,宜设置型钢或钢管;

3 除按规范规定需设置约束边缘构件的范围外,特一级或一级墙肢的约束边缘构件宜延伸至轴压比不大于 0.25 的高度,二级墙肢的约束边缘构件宜延伸至轴压比不大于 0.3 的高度;

4 高度超过 B 级高度的钢筋混凝土结构或超过本导则表 3.2.2 最大适用高度的混合结构,底部加强区竖向构件抗震等级宜提高一级,配箍率宜比相关规范限值提高 20%;

【条文说明】本条主要是提高竖向构件的延性和承载力,尤其是底部加强区的竖向构件。

5.2.4 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,应符合本导则第 4.3.4 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,按本导则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导则规定值低 20%以内的结构,或基本

周期为 3.5~5s 且最小剪力系数比本导则规定值低 15% 以内的结构。对于基本周期为 5~6s 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导则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 度和 8 度设计时，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。

【条文说明】对于长周期结构，地震地面运动速度和位移可能对结构的破坏具有更大影响，出于结构安全考虑，满足最小剪重比要求十分必要的。但是由于长周期结构刚度对基底剪力的影响不敏感，以基底剪力为目标调整结构刚度的方法不够直接，当结构第一周期超过 8s 时，很难满足规范最小剪重比的要求。肖从真等（土木工程学报，2014）建议采用通过验算特定长周期地震动作用下的侧向位移的方法来控制结构刚度，防止超高层建筑遭受长周期成分显著的地震时产生过大的位移而破坏。对于特定长周期地震动，文中建议取适当周期点，将设计加速度反应谱拉平，验算超高层结构位移，7 度区在 4s 拉平（相当于结构阻尼比为 0.05，II 类场地  $0.19\alpha_{\max}$  拉平），8 度区在 5s 拉平（相当于结构阻尼比为 0.05，II 类场地  $0.17\alpha_{\max}$  拉平）。

**5.2.5** 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（框剪比），除底部个别楼层、加强层及相邻上下层外，多数不应低于 8% 且最大值不应低于 10%，最小值不宜低于 5%。当框架部分设计满足下列要求时，上述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塑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%

【条文说明】具有两道防线的框架-剪力墙、框架-核心筒、框架-支撑等结构体系，通常剪力墙、核心筒、支撑为第一道防线、框架部分为第二道防线。框架部分的剪力分担比是二道防线能否发挥作用的重要指标。《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 第 8.1.4 条和第 9.1.11 条给出了框架剪力分担比不满足要求时的地震剪力调整方法和构造措施，属于强度控制的要求。《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》（建质[2015]67 号）规定，超高的框架-核心筒结构，其混凝土内筒和外框之间的刚度宜有一个合适的比例，框架部分计算的楼层地震剪力，除底部个别楼层、加强层及相邻上下层外，多数不应低于基底剪力的 8% 且最大值不应低于 10%，最小值不宜低于 5%，这对超高层建筑而言，有时是很难做到的。尤其是浙江地区以风荷载控制的超高层建筑，多遇地震作用下的侧向位移很小，外框配到的剪力确实不大。结构弹塑性分析结果表明，只要按照规范规定对地震剪力进行相应调



整和放大，罕遇地震作用下外框柱和梁损伤程度一般很小，抗震性能是没有问题的。通过大震弹塑性分析方法，得到结构在弹塑性发展过程中的内力重分布，从而以此为依据对框架剪力进行调整后，基本可以满足结构预期的性能目标。

**5.2.6** 钢管混凝土结构中的叠合柱对特一级框架，钢管混凝土的套箍指标不宜小于 0.6，含管率不宜小于 4%；对一、二级框架，钢管混凝土的套箍指标不宜小于 0.5，含管率不宜小于 3%；对三、四级框架，钢管混凝土的套箍指标不宜小于 0.4，含管率不宜小于 2%。

**5.2.7** 型钢混凝土柱与钢筋混凝土柱的过渡层宜采用下列措施：

- 1 过渡层宜不少于两层，可采用型钢壁厚减薄、增加钢筋芯柱加焊接封闭箍筋等措施。型钢延伸段长度不宜小于一层层高。
- 2 钢筋混凝土柱的首层应设置芯柱，且应沿柱全长加密型钢混凝土柱箍筋。
- 3 部分过渡层的中柱可采用中间过渡法；边柱、角柱因为在地震作用下可能受到较大的反复拉、压作用，宜采用整层过渡法，以实现强度和刚度的均匀过渡及合理分配，也可采用先收中柱最后收角柱的混合过渡法。如图 5.2.7 所示。

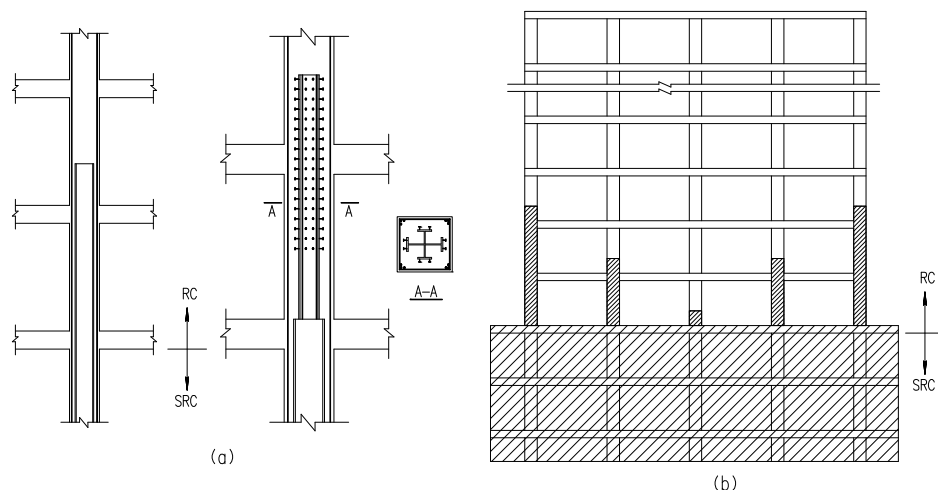


图5.2.7 中间过渡法与混合过渡法

**【条文说明】**型钢混凝土柱-钢筋混凝土柱竖向混合结构过渡柱是从型钢混凝土柱到钢筋混凝土柱的转换构件，地震中容易成为整个混合结构的薄弱环节，并导致薄弱层出现，其受力性能直接影响建筑结构的抗震安全。由于型钢的局部存在，转换柱容易产生钢筋混凝土柱短柱的剪切破坏，破坏主要集中在钢筋混凝土柱部分。为保证转换柱具有良好的抗震性能，应采取构造措施控制剪切裂缝的发展，避免剪切破坏，提高构件的变形能力。

**5.2.8** 下列高层建筑的结构高度不应超过本导则表 3.2.2 规定的最大适用高度，超过时应改变结构类型和布置：

- 1 钢筋混凝土框架结构；
- 2 带较多短肢剪力墙的剪力墙结构；

### 3 板柱-剪力墙结构。

【条文说明】本条所列结构类型抗震防线单一，结构冗余度较差，故应控制结构高度，当结构高度超过最大适用高度时应改变结构布置方案。如对于钢筋混凝土框架结构，超过最大适用高度时可改为框架-剪力墙结构或钢支撑-钢筋混凝土框架结构；带较多短肢剪力墙结构可改为框架-剪力墙结构或剪力墙结构；板柱-剪力墙结构可改为框架-剪力墙结构或剪力墙结构。

## 5.3 平面不规则结构

5.3.1 当存在平面凹凸不规则、组合平面、楼板不连续等平面不规则项时，结构分析应计入楼板平面内弹性变形的影响，并进行地震作用组合下的楼板应力分析；大开洞周边或连接薄弱部位的局部楼板，宜分别按材料强度标准值与极限值进行设防烈度地震与罕遇地震作用下的平面内承载力验算。

【条文说明】由于平面规则性超限对楼板的整体性有较大影响，一般情况下楼板在自身平面内刚度无限大的假定已不适用，因此，结构分析时应考虑楼板平面内弹性变形的影响，一般采用在结构计算模型中将存在平面不规则的楼层全层设置为弹性楼板，这样处理，建模和计算过程比较简单、直观，计算结果较精确，只是计算工作量较大。为降低计算量，也可采用局部设置弹性膜或弹性板的方法，但应注意板范围的合理选取，如图 5-5、图 5-6 所示。

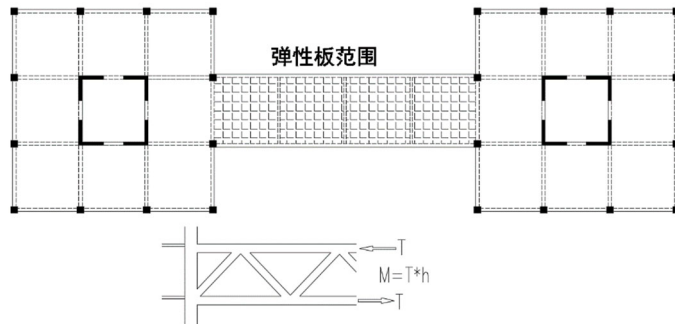


图 5-5 定义的弹性板范围偏小，导致连体两侧结构柱计算内力偏小

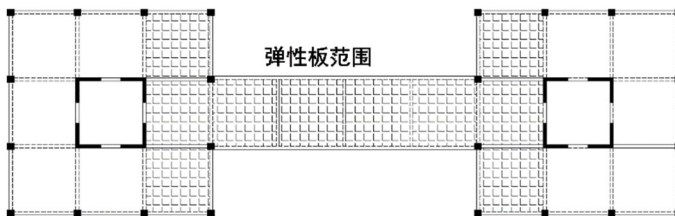


图 5-6 定义的弹性板范围合适

大开洞周边或连接薄弱部位的局部楼板需要传递水平力时，不同地震水准作用下的混凝土楼板面内主拉应力应满足小震下不宜超过混凝土抗拉强度设计值、中震下不宜超过混

混凝土抗拉强度标准值、大震下楼板不应出现大范围的中度及中度以上损坏且应避免发生受剪破坏的要求，以确保水平力的可靠传递。

**5.3.2** 对于呈明显分块特征的建筑结构，其连接结构宜按不低于中震不屈服、大震安全进行设计；必要时，可按不考虑连接结构的分块结构，与考虑连接结构的整体结构，取计算的不利情况进行抗震承载力包络设计。

注：楼板大震安全指楼板在大震下满足极限承载力要求，或不出现大范围中度及中度以上损坏。

【条文说明】“大范围”一般指损坏面积不超过薄弱区域面积的 50%。

**5.3.3** 楼板缺失或开洞引起结构存在穿层柱时，应采取下列措施：

1 穿层柱宜按低位楼层非穿层柱的剪力平均值复核承载力；当穿层柱数量大于框架柱总数的 30%时，非穿层柱宜满足中震不屈服，大震安全抗震性能要求。

2 对仅局部布置少量楼板的楼层或夹层，整体指标计算时宜与相邻楼层并层计算，复核并层后相邻上、下楼层刚度突变和承载力突变的影响，并采取相应的加强措施。

3 建筑物周边的穿层柱应按实际迎风面受荷面积与支撑条件复核抗风承载力。

4 穿层柱的计算长度应按并层后的高度计算，并应进行屈曲分析确定。

【条文说明】楼板缺失或局部开大洞引起同一楼层长、短柱共用时，长、短柱承担的地震剪力将发生变化，应考虑中震、大震下短柱先屈服，发生刚度退化，随后地震剪力转由长柱承担的可能，需保证长、短柱的安全。

对局部布置少量楼板的楼层，如框架-核心筒结构仅核心筒内布置楼板、外框周边均无楼板或布置少量楼板，或局部布置夹层的楼层，因楼板缺失或开洞对楼盖整体性影响较大时，该层不能视为一个计算楼层，宜与相邻楼层并层计算，复核并层后相邻上下楼层的刚度和承载力比值，判别是否存在软弱层和薄弱层，并应采取相应的加强措施。当局部夹层的范围很小时，可采用梁上立柱或上层悬吊等方式，尽可能避免产生长、短柱，此时夹层可不作为一层参与整体结构计算。

建筑物周边框架柱为穿层柱时，结构整体模型软件计算一般将楼层风荷载总值按节点个数平均分配到各个节点（每根柱），或程序自动搜索出每个楼层的外围封闭多边形，将该层自动算出的风荷载分配到楼层外围的布置有柱、梁、墙杆件的节点上，但实际上迎风面上的穿层柱所受风荷载无法直接传于其他框架柱，需全部由穿层柱承担。因此，对建筑物周边的穿层柱应进行抗风承载力复核。

结构整体模型软件计算时，长、短柱的计算长度不同，应注意复核穿层柱的计算长度。一般情况，穿层柱的计算长度应按并层后的高度计算，并可采用线性屈服分析结果中的临界荷载反求计算长度系数，反算出的计算长度系数小于 1.0 时，则宜取 1.0。还有一种情况，周边穿层柱有双向框架梁拉结但无楼板连接，其计算长度按并层后的高度计算显然不合适，但按一层高度计算也不安全，因为仅有楼面梁连接的柱，其侧向约束显然不能等同于有楼板的情况，可考虑按仅有楼面梁约束的屈曲分析求得计算长度，但大震计算时应考虑楼面梁先

屈服退出工作后对柱受力的影响。

**5.3.4** 当建筑平面凹口深度超过规范限值时，宜在凹口部位外侧设置楼层拉梁或拉板，拉梁、拉板及与之相连周边梁板的配筋应加强，并应符合下列规定：

1 当凹口深度大于相应投影方向总尺寸的 40%，且房屋高度超过 100m 时，宜每层设置拉梁或拉板。

2 当凹口深度不大于相应投影方向总尺寸的 40%，或房屋高度不超过 100m 时，可隔层设置拉梁或拉板。

3 屋面层应设置拉板或拉梁，并应满足拉弯构件的构造要求，当无法设置时应采取有效措施提高结构的抗扭能力。

【条文说明】当凹口深度超过规范限值时，结构在水平地震作用下的抗扭性能较差，在凹口处增设拉板或拉梁能够有效的协调凹口两侧结构的位移，提升抗扭性能，且在结构屋面层增设拉板与拉梁对抗扭性能的提升最为显著。当屋面确因建筑效果，规划要求等无法设置拉梁或拉板时，可根据实际情况采用在凹口根部增设腋板或在凹口端部增设剪力墙等措施提高结构的抗扭能力。

**5.3.5** 当建筑平面局部凸出部位长宽比超过规范限值时，凸出部位根部楼板厚度及配筋应加强；当凸出部位为单跨框架时，其抗震等级宜提高一级。

**5.3.6** 当建筑平面存在楼板不连续或楼盖连接薄弱时，应采取下列措施：

1 当楼板大开洞时，洞口周边应设边梁，并宜提高边梁拉通钢筋及腰筋的配筋率；拉通钢筋及腰筋应满足受拉钢筋的锚固长度要求。

2 当楼板大开洞时，周边楼板应采用双层双向配筋，并适当增加板厚和配筋率。

3 当楼盖存在连接薄弱部位时，薄弱部位及周边楼板应采用双层双向配筋，并适当增加板厚和配筋率。

**5.3.7** 对扭转不规则的结构，应根据超限程度采取下列措施：

1 楼盖平面长宽比较大时，宜补充楼板应力分析，复核其截面与配筋。

2 不宜设置过大的转角窗和不必要的结构开洞。

3 扭转位移比接近或超过规范限值时，扭转大的一侧竖向构件的内力设计值宜适当提高，轴压比、剪压比控制宜适当严于规范值，配箍率、纵筋配筋率等应相应加强，必要时可按不低于中震不屈服、大震安全复核承载力。

**5.3.8** 当剪力墙结构设置转角窗时，转角窗部位应采取下列加强措施：

1 转角窗部位剪力墙宜设置端柱或翼墙，应避免采用短肢剪力墙，剪力墙厚度宜适当加大，并应沿墙全高设置约束边缘构件。

2 转角梁截面与配筋应加强，结构分析时，应计入扭转耦联影响，转角梁梁端不应考虑塑性内力重分布引起的弯矩调幅以及楼盖对梁扭转的约束作用。

3 转角窗部位楼板应适当增加板厚和配筋率，并应采用双层双向配筋，必要时可于转角

处楼板内设置连接两侧墙体的暗梁。

【条文说明】转角梁梁端不应考虑塑性内力重分布引起的弯矩调幅以及楼盖对梁扭转的约束作用，故其负弯矩调幅系数及扭转折减系数均应取 1.0。

**5.3.9** 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 少墙方向的抗侧力构件的性能目标等级不宜低于  $D^+$  级；。

2 当垂直于少墙方向的剪力墙承担少墙方向底层剪力占比大于 10% 时，应对垂直于少墙方向的墙肢部分进行抗震承载力复核。

3 垂直于少墙方向墙身的竖向分布钢筋配筋率不宜小于 0.35%。

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。

【条文说明】单向少墙剪力墙结构常见于住宅项目中。现行软件计算模型中剪力墙均按壳单元处理，在整体分析中已考虑剪力墙平面外刚度，但程序中并没有对剪力墙面外和相关的端柱的抗震承载能力进行计算，因而现行程序按剪力墙结构进行整体分析验算的结果是存在缺漏的。魏璉等（建筑结构，2020）研究表明：当垂直少墙方向的剪力墙面外抗侧贡献较小时，一般不需要进行专门的计算，采取构造方法加强；当垂直少墙方向的剪力墙面外抗侧贡献较大时，应对墙肢及其与楼板形成框架进行抗震承载力验算并采取加强措施。

**5.3.10** 筒体偏置一侧的框架-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或在外框柱间设置柱间支撑，并应采取有效措施减少结构在构件刚度退化后的抗扭特性改变。

2 当偏置筒体的对侧未设置剪力墙和柱间支撑时，应采取设置外框角柱、伸臂桁架加强层、环带桁架等增强结构整体抗扭刚度的措施。

3 偏置筒体的外墙墙肢应设置翼墙，筒内角至翼墙边缘的距离不应小于 1m 和 2 倍墙肢厚度的较大值，且墙上不宜设置过大洞口；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以满足其刚度与抗剪承载力要求。

4 内筒墙肢应验算设防烈度地震、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 核心筒内部楼板及与框架相接楼板宜减少开洞，并宜按不低于中震不屈服、大震安全的要求进行设计；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%；必要时可设置面内水平支撑。

6 应通过施工模拟分析验算结构在竖向荷载作用下的竖向变形并计入施工顺序、混凝土收缩徐变效应的影响。当筒体与框架柱之间竖向变形较大时，宜采取预留变形补偿量的措施。

【条文说明】筒体偏置一侧的框架-核心筒结构中筒体位于整个建筑的一侧，对结构抗扭不利，应采取提高结构的抗扭刚度及承载力。

筒体偏置一侧的框架-核心筒结构，筒体与外框之间可能出现徐变收缩引起的竖向变形

差异更加明显，并将直接导致其间相连的水平构件（梁、板、伸臂桁架等）中出现附加弯矩，造成水平构件产生倾斜、开裂等不利影响，因此，应通过设置后浇带、预留变形补偿量等措施减小该不利影响。

## 5.4 竖向不规则结构

### I 带转换层结构

**5.4.1** 转换层上、下结构侧向刚度应符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 附录 E 的规定。

**5.4.2** 转换结构构件可采用转换梁、桁架、箱形结构、斜撑等，不宜采用多级复杂转换，7、8 度抗震设计时不宜采用厚板转换。

**5.4.3** 带转换层结构的分析应满足下列要求：

1 转换节点应采用精细化有限元方法进行局部应力分析，必要时宜采用两个不同的计算软件进行验算和对比分析。

2 采用局部模型进行应力分析时，计算模型包含的转换层以上结构不应少于 2 层，模型边界条件应符合实际工作状态。

3 应补充以竖向地震为主要可变作用的弹性时程分析，并应对结构进行与反应谱法计算的结果包络设计。

4 带转换层结构应具有一定的冗余度，必要时尚应补充抗连续倒塌验算。

【条文说明】当核心筒部分墙肢需要转换，或框架柱、剪力墙构件采用搭接转换时，也应对转换部位进行精细化有限元分析。

**5.4.4** 框支梁上一层墙体应加强。墙体内不宜设置边门洞；避免形成“秃头”框支柱。当必须设置边门洞时，对应于框支柱上方的洞边墙体宜设置翼墙或端柱，墙肢厚度加大，并按约束边缘构件的构造要求进行配筋设计。

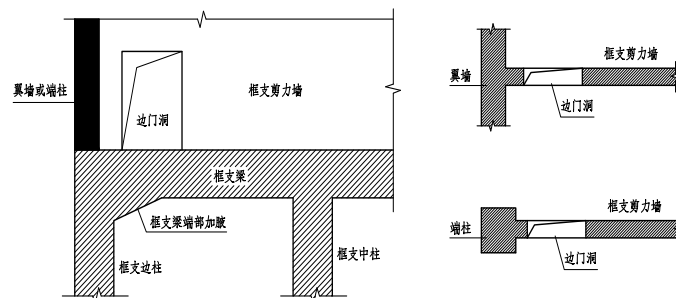


图5.4.4 框支梁上一层墙体设置边门洞时的加强构造示意

**5.4.5** 转换梁截面中心与其上部剪力墙的截面中心应重合，避免偏心设置。无法避免时，应设置与框支梁垂直的楼面梁，减小转换梁受到的扭矩。

**5.4.6** 托柱转换结构的布置应满足下列要求:

- 1 带托柱转换层的筒体结构的外围转换柱与内筒或核心筒外墙的中距不宜大于 12m。
- 2 转换桁架及转换梁在转换层宜在托柱位置设置正交方向的梁。

**5.4.7** 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同转换层层高,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;当其轴向刚度、弯曲刚度考虑相连楼板作用时,应考虑竖向荷载或地震作用下楼板混凝土受拉开裂可能导致刚度退化的影响,为安全起见,宜按“零楼板”复核转换桁架的杆件内力。

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  $0.13\beta_c$  ( $\beta_c$ 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。

**5.4.8** 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烈度地震作用下弹性、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。

## II 带加强层结构

**5.4.9** 高层建筑结构加强层的布置应符合下列规定:

1 加强层应综合考虑建筑、设备的功能要求及结构变形控制效率等因素,布置在较优位置。

2 伸臂桁架层周边宜设置周边环带桁架,水平伸臂构件与外框架柱之间宜采用铰接或半刚性连接。

3 水平伸臂构件宜贯通核心筒墙体,墙体内应设构造连接型钢柱,并应上、下延伸至少一层。

4 核心筒收进宜采取渐进方式,不宜在加强层上一层进行较大收进。

### 【条文说明】

1 加强层的数量和位置应通过计算分析和比较后合理确定。一般情况下,布置 1 个加

强层时可设置在 0.6 倍房屋高度附近；布置 2 个加强层时，可分别设置在顶层和 0.5 倍房屋高度附近；布置多个加强层时，宜沿竖向从顶层向下均匀布置。

2 水平伸臂构件的平面布置宜位于核心筒的转角和 T 形节点处，与核心筒墙体可有一定的斜交角度。水平伸臂上下弦杆伸入墙体外的截面翼缘宽度宜适当减小以方便墙体混凝土施工；墙体外的第一跨宜设置斜腹杆，且墙体在伸臂弦杆与斜腹杆的节点处应采取措施，避免墙体应力集中导致破坏。加强层周边环带设置有利于减小外围框架剪力滞后及加强层上下楼板翘曲的影响。

3 半刚性指连接介于刚接与铰接之间的连接形式，即连接能承受一定的弯矩，又能发生一定的转动。

5.4.10 结构内力和变形计算时，加强层及其相邻层楼板应考虑平面内变形的影响；多遇地震作用下伸臂杆件的内力计算时，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。中震或大震承载力验算时，不宜计入楼板刚度对伸臂桁架上下弦杆的有利作用。

5.4.11 伸臂桁架斜腹杆宜延迟安装，混凝土梁（墙）宜采取设置后浇带、后浇块等措施，以减小施工阶段由于结构竖向变形差异在伸臂构件中产生的附加内力。

【条文说明】带加强层的结构应采用合适的施工顺序及构造措施，并进行施工模拟分析；在设计文件中按照施工模拟分析结果，明确相应的施工工序。

5.4.12 加强层及其相邻层的框架柱、核心筒墙体的抗震等级应提高一级采用，已为特一级时可不再提高；加强层及其相邻层的核心筒墙肢应设置约束边缘构件；加强层及其相邻层的框架柱，箍筋应全高加密，轴压比限值应按其他楼层框架柱的限值减小 0.05 采用。

5.4.13 加强层范围楼板宜适当加厚，楼板厚度不宜小于 150mm，兼作为设备层时，楼板厚度不宜小于 200mm；采用双层双向配筋，每层每方向钢筋的配筋率不宜小于 0.25%，并应满足受拉钢筋锚固要求；楼板边缘、洞口边缘应设边梁。

### III 错层结构

5.4.14 错层结构的整体抗震性能分析模型应能够计入错层的影响。

5.4.15 错层部位框架柱的截面高度不应小于 600mm；混凝土强度等级不应低于 C30；柱箍筋应全高加密；当错层形成构件剪跨比小于 1.5 的超短柱时，宜在错层段及上、下各延伸一层范围内设置芯柱或型钢；柱截面承载力应按设防烈度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。

5.4.16 错层部位的剪力墙墙肢厚度不应小于 250mm，并应设置与之垂直的墙肢或扶壁柱，且不宜采用短肢墙；墙肢的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%。

5.4.17 错层部位的墙或框架柱的抗震等级应提高一级采用，已为特一级时不再提高。



## IV 连体结构

**5.4.18** 连体结构的连接体布置应符合下列规定：

1 连接体与主楼可采用刚性连接或滑动连接。当两侧主体结构层数、体型和刚度相差悬殊时，不宜采用刚性连接的连体结构。连接体宜优先采用钢结构。

2 当连接体与主体结构刚性连接时，连接体的主要结构构件应伸入主体结构至少一跨并可靠连接；当主体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、提高通长纵筋配筋率、设置直径不小于 16mm 的通长腰筋并接受拉锚固等措施提高其抗拉承载力。

3 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性时程分析方法计算复核。

【条文说明】连接体既要承受很大的竖向重力荷载和地震作用，又要在水平地震作用下协调两侧主体结构的变形，因此应特别注意加强连接体与主体结构之间的连接构造措施。

**5.4.19** 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作为补充验算；连体结构构件内力计算宜计入以竖向地震为主要可变作用的组合工况。

**5.4.20** 连体结构宜按单独塔楼模型对两侧塔楼分别进行罕遇地震作用下的抗震承载力复核。

【条文说明】确保连接体失效后两侧塔楼可以独立承担地震作用而不致发生严重破坏或倒塌。

**5.4.21** 连体结构进行性能化设计时，其主要受力构件、两侧支座及与支座相连的塔楼竖向构件宜满足不低于设防烈度地震弹性、罕遇地震不屈服的抗震性能要求。连接节点的模拟应能反映其实际力学特征。

【条文说明】连体结构支座具有多种形式，每一种支座的力学性能指标和适用范围均有所不同。分析时，连体结构应采用能准确模拟支座特性的模型进行整体计算；并宜采用精细化有限元模型以保证支座节点的性能。

**5.4.22** 连体结构的整体稳定性，宜采用三维有限元屈曲分析法进行验算。

**5.4.23** 刚性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。

**5.4.24** 刚性连接的连体结构楼板应满足下列要求：

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；设防烈度地震作用下，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。

3 连接体上、下各 1 层的楼板也应采取构造加强措施。

**5.4.25** 两侧塔楼为钢筋混凝土结构时,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、下层,抗震等级应提高一级采用,已为特一级时不再提高;与连接体相连的框架柱,在连接体高度范围及其上、下层,箍筋应全柱段加密,轴压比限值应按其他楼层的数值减小 0.05 采用;与连接体相连的剪力墙,在连接体高度范围及其上、下层应设置约束边缘构件。

## V 多塔结构

**5.4.26** 多塔结构计算分析应符合下列规定:

1 多塔结构的承载力与变形验算应根据整体模型和单独塔楼模型的计算结果进行包络设计;单独塔楼模型计算时应包含底盘结构,当底盘结构超过两跨时宜至少附带两跨底盘结构。

2 底盘的顶层楼板应采用弹性楼板模型,各塔楼的楼板可采用刚性楼板假定。

3 塔楼结构框架部分的倾覆力矩和剪力分担比宜按单独塔楼模型进行计算。

4 塔楼结构整体稳定性验算时,宜按单独塔楼模型分别验算刚重比;底盘刚度较大且楼板完整时,可考虑底盘对刚重比的有利影响。

5 整体模型和各单独塔楼模型计算的以扭转为主的第一周期与以平动为主的第一周期的比值均不应大于 0.90。

**5.4.27** 多塔结构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%。多塔结构综合质心可按下列公式计算(如图 5.4.27 所示):

$$X_D = \frac{X_A * m_A + X_B * m_B}{m_A + m_B} \quad (5.4.27-1)$$

$$Y_D = \frac{Y_A * m_A + Y_B * m_B}{m_A + m_B} \quad (5.4.27-2)$$

式中:  $X_D$ 、 $Y_D$ —分别为综合质心到基准点的 X 向、Y 向距离;

$X_A$ 、 $Y_A$ —分别为 A 塔楼质心到基准点的 X 向、Y 向距离;

$X_B$ 、 $Y_B$ —分别为 B 塔楼质心到基准点的 X 向、Y 向距离;

$m_A$ 、 $m_B$ —分别为 A、B 塔楼的楼层质量;

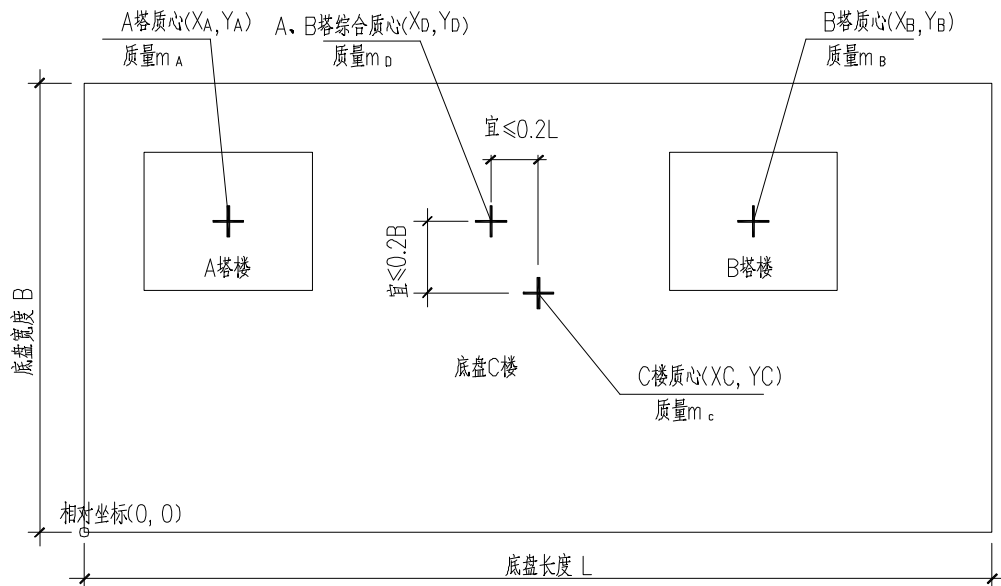


图 5.4.27 多塔质心示意图

**5.4.28** 底盘屋面高度超过塔楼高度的 20% 时，塔楼在底盘屋面上的一层的层间位移角不宜大于底盘楼层最大层间位移角的 1.15 倍；底盘屋面上、下各 2 层的塔楼周边竖向构件的抗震等级宜提高一级，已经为特一级的不再提高，并应满足下列要求：

- 1 嵌固端至底盘屋面上一层的高度范围内，外围柱纵筋最小配筋率宜提高 10%；柱箍筋宜在底盘屋面上、下层范围内全高加密；
- 2 剪力墙约束边缘构件宜延伸至底盘屋面上一层。

**5.4.29** 底盘屋面板应能有效传递水平力，并应符合下列规定：

- 1 屋面板宜连续，不宜出现大开洞、错层、连接薄弱等不规则类型。当底盘屋面板削弱较多时，应补充设防烈度地震、罕遇地震作用下各单独塔楼的计算分析；
- 2 屋面板板厚不宜小于 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%；
- 3 底盘屋面上、下各 1 层结构楼板也宜采取构造加强措施。

**【条文说明】** 确保底盘楼盖失效后两侧塔楼可以独立承担地震作用而不致发生严重破坏或倒塌。单独塔楼计算模型可按楼盖削弱情况及整体模型弹塑性时程计算结果将底盘结构分割给相关塔楼。底盘屋面上、下各 1 层结构楼板能够起到协调结构变形的作用，楼板也承担着较大的面内应力，因此应予以加强。

**5.4.30** 底盘结构各塔楼之间的屋面梁应计入轴力影响，上部通长纵筋不宜少于 50%；宜设置梁侧通长纵筋，纵筋应满足受拉钢筋锚固要求。

## VI 体型收进结构

**5.4.31** 体型收进结构应加强上部收进结构底部楼层的侧向刚度和承载力，上部收进结构的

底层层间位移角，不宜大于下部相邻区段最大层间位移角的 1.15 倍。

**5.4.32** 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。

**5.4.33** 体型收进部位上、下各 2 层周边竖向构件的抗震等级宜提高一级；当收进部位的高度超过房屋高度的 50%时应提高一级，已为特一级时不再提高。收进部位的周边竖向构件尚应满足下列要求：

- 1 当结构偏心收进时，应加强收进部位以下 2 层结构周边竖向构件的配筋构造措施。
- 2 收进部位上、下一层剪力墙应设置约束边缘构件。

**5.4.34** 收进部位的楼板厚度不宜小于 150mm，并应采用双层双向配筋，且每层每向钢筋的配筋率不宜小于 0.25%。体型突变部位上、下层结构的楼板也应加强构造措施。

## VII 悬挑结构

**5.4.35** 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抗剪承载力的变化程度。

**5.4.36** 悬挑结构应计入以竖向地震为主要可变作用的组合工况。

**5.4.38** 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，其承载力应满足大震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的抗震等级应提高一级，已为特一级时不再提高。

**5.4.39** 悬挑结构楼盖应满足竖向振动舒适度要求；楼盖振动加速度限值不满足规范要求时应采取减振措施。

## VIII 吊挂结构

**5.4.40** 吊挂结构布置应符合下列规定：

- 1 吊挂构件宜采用钢结构。
- 2 结构顶层设置钢桁架及吊柱吊挂下部各楼层数较多时宜分段吊挂。吊挂楼层宜对称布置在落地核心结构周边，沿竖向均匀分布。
- 3 吊挂结构应与主体结构钢筋混凝土筒体可靠连接；采用钢桁架时，上、下弦杆应贯通混凝土墙体，筒体角部应设置型钢端柱与钢桁架弦杆相连。

【条文说明】吊挂结构由落地支承核心筒、悬挑系统、吊挂构件及吊挂楼层组成。

**5.4.41** 吊挂楼层的内力及变形计算应计入竖向荷载作用下吊挂构件变形的影响；每根吊杆的竖向变形不应相差太大；吊挂结构应具有一定的冗余度，尚应补充抗连续倒塌验算。

**5.4.42** 吊挂结构进行性能化设计时，落地竖向构件和吊挂钢桁架、吊柱、节点的承载力均宜满足中震弹性、大震不屈服的性能要求，并应补充大震作用下的弹塑性时程分析。吊挂结构应计入以竖向地震为主要可变作用的组合工况，并应计入活载不利布置对结构受力和变形的影响。

【条文说明】落地部分结构可考虑罕遇地震作用下弹塑性位移适当从严；落地竖向构件和悬挂构件宜按不低于C<sup>+</sup>级性能目标的关键构件进行分析设计。

5.4.43 吊挂部位采用悬挑桁架结构时，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的有利作用。

5.4.44 吊挂结构应满足竖向振动舒适度要求，楼盖振动加速度限值不满足规范要求时应采取减振措施。

5.4.45 吊挂结构应采用合适的施工顺序及构造措施，并进行施工模拟分析；在设计文件中按照施工模拟分析结果，明确相应的施工工序。

5.4.46 吊挂结构中悬挑桁架与钢筋混凝土筒体的连接、吊挂构件与悬挑系统的连接等关键节点均应体现“强节点、强连接”的设计原则，并应补充节点精细化有限元分析。

## IX 吊脚或掉层结构

5.4.47 吊脚结构首层及以下部位、掉层结构各接地端的上、下层抗侧力构件的抗震等级应提高一级，特一级时不再提高。

5.4.48 吊脚结构首层楼盖、掉层结构上接地端及上接地层楼盖应采用弹性楼板模型，其框架梁应满足偏拉（压）内力状态下的构件承载力要求。

5.4.49 吊脚结构的吊脚部分与掉层结构的掉层部分竖向构件的层间受剪承载力之和不宜小于其上层相应部位竖向构件的受剪承载力之和的1.1倍。

5.4.50 吊脚、掉层结构进行性能化设计时，抗震性能目标不应低于C级，其上接地层及以下竖向构件应按关键构件进行设计。

5.4.51 吊脚、掉层结构的上接地层及以下的剪力墙厚度不应小于200mm，框架柱箍筋应全高加密，体积配箍率宜提高10%。

5.4.52 吊脚结构首层及掉层结构上接地层的框架梁顶面和底面应配置不少于2根的纵向通长钢筋，钢筋直径不应小于14mm，顶面和底面通长筋的最小配筋率应取0.25%和 $55f_t/f_y$ %中的较大值，尚不应小于梁两端顶面或底面纵向配筋中较大截面面积的1/4。沿梁腹板高度应配置间距不大于200mm，直径不小于14mm的通长腰筋。

5.4.53 吊脚结构首层楼盖、掉层结构上接地端楼盖应采用现浇梁板体系，楼板厚度不应小于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%。

【条文说明】根据《山地建筑结构设计标准》JGJ/T 472-2020：山地建筑接地部位为薄弱部位，抗震等级适当调高；考虑到山地建筑结构的 irregularity，在采用振型分解反应谱法时，将振型参与质量之和占总质量的比例由90%提高到95%；吊脚结构和掉层结构由于受力复杂，应考虑楼板平面内的弹性变形进行内力计算，扭转位移比计算时可采用刚性楼板，由于上接地端约束的影响，导致吊脚结构首层楼盖、掉层结构上接地端楼盖和上接地层楼盖等部位的框架梁存在拉力，对这些框架梁设计时应按偏拉构件设计，其轴向力可取弹性楼板时计算值

的 1.1 倍；为了避免掉层和吊脚部分形成抗剪承载力薄弱层，相比普通结构，提高了吊脚和掉层部分结构相比上接地层对应部分的受剪承载力比限值。吊脚结构、掉层结构的上接地层及以下竖向构件受力复杂且一般为薄弱层，抗震性能目标不宜太低；山地建筑各接地层部位为结构关键部位，为保障其抗震性能，宜适当提高其构造要求。对于掉层结构，当无上接地端楼盖时应对上接地层楼盖按上接地端楼盖要求进行构造加强。

## 5.5 大跨屋盖结构

**5.5.1** 屋盖宜优先采用两个水平方向刚度均衡的空间传力体系。对于可能出现的薄弱部位，应采取措施提高其抗震能力。

【条文说明】常见空间传力体系有网架、网壳、双向立体桁架、双向张弦梁、弦支穹顶等结构形式。平面形状为矩形的大跨度空间结构，若下部为三边支承一边开口时，开口边应采取加强措施。对两向正交正放网架或双向张弦梁体系，应沿周边支座设置封闭的水平支撑。两向正交正放网架、双向张弦梁，应沿周边支座设置封闭的水平支撑。

**5.5.2** 屋盖采用单向传力体系结构布置时，应符合下列规定：

1 主结构（桁架、拱、张弦梁）间应设置可靠的支撑，保证垂直于主结构方向的水平地震作用的有效传递；

2 当桁架支座采用下弦节点支承时，应在支座间设置纵向桁架或采取其他可靠措施，防止桁架在支座处发生平面外扭转。

【条文说明】常见单向传力体系有平面拱、单向平面桁架、单向立体桁架、单向张弦梁等。主受力结构如桁架、拱、张弦梁之间设置支撑，是为了保证垂直于主受力结构方向的水平地震作用有效传递。支座间设置纵向桁架或采取其他可靠措施，以防止主受力桁架在支座处发生平面外扭转。

**5.5.3** 屋盖结构宜支承于同一结构单元。当下部支承结构设结构缝形成多个独立结构单元时，缝两侧的钢屋盖支座应具有适应下部结构变形的能力，且设缝位置对应的钢屋盖杆件和节点应加强。

**5.5.4** 大跨屋盖结构计算模型应符合屋盖杆件间及与支承结构的连接构造，杆件自重应考虑节点与防腐、防火涂装等的附加重量。

【条文说明】空间结构对杆件连接构造及支承约束条件较为敏感，计算分析采用的节点约束假定必须与杆件连接及支座的实际构造相符，否则可能得出错误甚至相反的结论，会严重影响结构安全。焊接球节点当大量采用内加劲肋板时，节点自重会增加，单肋可取 1.25，双肋可取 1.3；相贯焊接点当采用加劲板时，也应适当增加节点自重。恒荷载重量应按建筑实际构造计算，但在进行荷载组合时当恒载有利时，应对恒载乘以小于 1.0 的折减系数，活荷载和雪荷载取大值。

**5.5.5** 大跨度屋盖结构的计算模型应能反映屋盖结构、下部支承结构及连接部位的实际力

学特征和边界条件，并应符合下列规定：

1 宜分别采用钢屋盖单独模型、钢屋盖与下部支承结构整体模型进行计算，取不利计算结果进行包络设计。

2 采用整体计算模型进行计算时，应计入屋盖结构与下部支承结构不同阻尼比的影响。

3 钢屋盖结构的稳定性验算采用单独模型时，支座边界条件应稳定可靠。

【条文说明】应合理确定计算模型，屋盖与主要支承部位的连接假定应与构造相符。屋盖钢结构和下部支承结构协同分析时，当下部支承结构为钢结构或屋盖直接支承在地面时，阻尼比可取 0.02；当下部支承结构为混凝土结构时，阻尼比可取 0.025~0.035。

5.5.6 大跨度钢屋盖结构计算分析时，荷载或作用取值应符合下列规定：

1 屋面附加恒载取值应与建筑屋面及吊挂做法一致；

2 对荷载不均匀性敏感的结构，应考虑荷载不均匀分布的不利影响；

3 屋盖坡度较大时宜考虑积雪融化可能产生的覆冰荷载与滑落时产生的冲击荷载；

4 屋面积水荷载，可根据屋面边界条件可能形成的静态水深、排水形成的动态水深和屋面变形造成的最大形变水深综合确定。外形复杂的屋面，可针对极限降雨情况下屋面排水情况开展专项研究确定积水荷载。

5 风压分布、体型系数宜根据风洞试验确定；风振效应宜采用风洞同步测压时程数据进行计算；

6 最大升温工况和最大降温工况的温度作用标准值，应根据当地气候条件及钢屋盖施工合拢或形成约束时的温度计算确定。

7 地震作用效应计算时，应计入以竖向地震为主要可变作用的组合工况。

【条文说明】风洞模拟试验是风工程研究的主要方法之一，也是确定特殊建筑工程风荷载、优化结构抗风性能的重要手段。建筑屋盖结构在风荷载作用下必须保证具有适度的安全性；在正常使用、正常维护条件下，必须保证屋盖结构完成其预定的使用功能。对风荷载敏感的结构，通常是指自振周期较长、风振效应显著或风荷载是控制荷载的这类大跨空间结构，如索结构、膜结构、长悬挑结构、跨度大于 120m 的空间网格结构等。脉动风荷载作用下，多数大跨空间结构振动效应特别显著。形状特殊、在荷载规范中难以确定其风荷载体型系数，或所处环境复杂、设计时需考虑周围建筑物干扰时，应通过风洞试验予以补充。由于屋面尺度、坡度、风向或日照等因素影响，可能造成雪荷载分布不均匀。一般情况下，应进行半跨荷载验算，确保承载力与稳定性满足要求。必要时尚应补充高空积雪防坠措施。温度作用应按合理的温差值确定。应分别考虑施工、合拢和使用三个不同时期各自的不利温差。对气温比较敏感的钢结构屋盖，宜考虑极端气温的影响。计算结构覆冰荷载时，应根据覆冰厚度及覆冰的物理特性确定其荷载值。计算有覆冰结构的风荷载时，应考虑覆冰造成的挡风面积增加和阻力系数变化的不利影响，并应评估覆冰造成的动力效应。当下方可能有行人经过时，应对覆冰坠落风险进行评价并采取相应措施。坠冰荷载根据可参照《屋面结构雪荷载设计规

程》T/CECS796-2021 计算。

**5.5.7** 空间网格结构的外荷载可按静力等效原则将节点荷载范围内的荷载集中作用于节点上,当网格结构杆件上作用有局部荷载时,杆件应按拉弯或压弯构件进行验算。对于空间弧形杆件,可采用多段直线梁单元模拟杆件的圆弧段,段长应满足弯弧矢高 $\delta$ 小于 $l/1000$ ,并按杆件实际弧长调整各分段的计算长度系数。对重要杆件宜按实体有限元进行验算。

【条文说明】常见的局部荷载有局部的马道、天沟、吊挂荷载等。

当单层网壳节点不能完全达到刚接时,计算中应考虑对节点刚度进行折减。

弧梁分段的数量应保证偏小距导致的结构内力计算误差在5%以内,一般情况下,直段单元与弯弧杆件之间的矢高小于 $l/1000$  ( $l$ 为该直段的长度)可满足要求,但须依据实际情况复核验证。

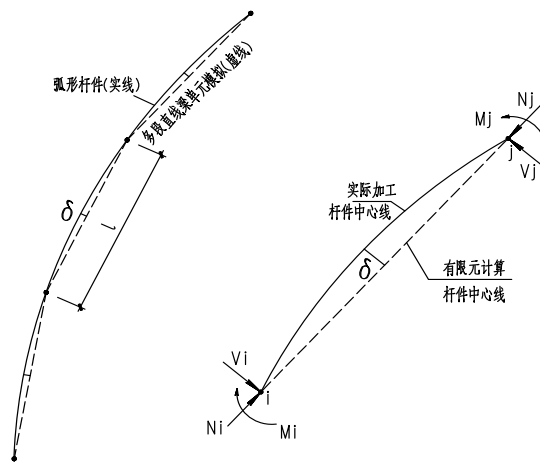


图 5-7 弧形构件模拟计算示意图

**5.5.8** 单向长度超过 300m 时,应进行考虑行波效应的多点和多维地震输入的弹性时程分析。

**5.5.9** 单层网壳、厚度小于跨度 $1/50$ 的双层网壳和钢筋混凝土薄壳,应进行稳定性分析;分析时,宜采用考虑几何非线性和材料非线性的全过程分析方法。钢筋混凝土薄壳尚应计入混凝土的收缩、徐变对稳定性的影响。

**5.5.10** 下部支承结构不应先于屋盖破坏,宜满足不低于设防烈度地震作用下斜截面弹性和正截面不屈服、罕遇地震作用下不屈服的抗震性能目标要求。

【条文说明】支座作为承受上部结构荷载并将其传递至下部结构或基础的关键构件,必须具有足够的强度和刚度。

特殊连接构造及其支座,在罕遇地震作用下必须安全可靠、避免脱落,并确保屋盖的地震作用直接传递到下部支承结构。应严格控制支承结构的不均匀沉降和竖向荷载作用下结构的竖向和水平变形。支座采用隔震、减震等技术时,应有可行性论证。

**5.5.11** 节点设计应符合下列规定:



- 1 节点的传力路径应明确可靠，构造宜简单，对杆件的约束应与计算模型相符；
- 2 节点承载力不应低于杆件承载力；
- 3 节点应具备足够的刚度，不应产生不可忽略的变形。

【条文说明】节点构造除需传力明确可靠、连接简单、满足自身承载力和变形要求外，还应与计算模型选用的约束条件相符。几何形式复杂、杆件汇交密集、受力集中的部位，可采用铸钢节点。

**5.5.12** 大跨度钢屋盖杆件截面抗震验算时，关键杆件和关键节点的地震组合内力设计值应乘以增大系数，其取值应符合表 5.5.12 的规定。

**表 5.5.12 地震组合内力设计值增大系数**

设防烈度	7 度	8 度
关键杆件	1.10	1.15
关键节点	1.15	1.20

【条文说明】对双向传力体系，关键杆件可取临支座 2 个区格内的弦杆和腹杆，或临支座 1/10 跨度范围内的弦杆和腹杆（可取两者的较小范围）；对单向传力体系，可取与支座直接相临节间的弦杆和腹杆。关键节点可取与关键杆件直接相连的节点。

性能目标复核主要内容有：关键杆件在大震下拉压极限承载力，关键杆件中震下拉压承载力设计值，支座环梁中震承载力设计值等。下部支承部位的竖向构件在中震下屈服承载力复核，同时应满足大震截面控制条件。连接和支座满足强连接弱构件的要求。结构形式复杂时应考虑个别关键构件失效导致屋盖整体连续倒塌的可能。

**5.5.13** 复杂大跨度钢屋盖应进行施工安装过程的模拟分析，索结构应进行施工过程的索张拉分析。使用阶段的分析应以施工全过程完毕后的状态作为初始状态。

【条文说明】大跨空间结构杆件的受力情况与施工工程密切相关，应避免施工过程中引起的构件内力、变形与计算分析出现明显偏差。也可以通过后装构件（延迟构件）避免某些部位受力过于集中；或者通过个别支座卸载后固定，避免支座在结构自重下受拉。

**5.5.14** 预张拉结构中的拉索，在多遇地震和风荷载作用下不应出现松弛。

**5.5.15** 屋盖结构支座应严格控制由于地基不均匀沉降和下部支承结构变形导致的差异沉降。支座水平作用力较大的结构，应补充基础抗水平力验算。

【条文说明】下部支承结构的变形主要包含竖向、水平和收缩徐变等。当采用叠层橡胶隔震垫作为支座时，应考虑支座的实际刚度与阻尼比，并且应保证支座本身与连接在大震的承载力与位移条件。

**5.5.16** 大跨度钢屋盖上铺设混凝土楼板时，其与相邻钢筋混凝土结构楼板连接处宜设缝断开或采取防裂加强措施。

【条文说明】当大跨度钢结构与相邻混凝土结构竖向刚度相差较大时，相交处容易出现裂缝，此时楼板宜设缝断开。当不允许设缝时，建议设置后浇带并采取防裂加强措施。

**5.5.17** 屋面围护系统、吊顶及悬吊物等非结构构件应与结构可靠连接。围护结构应具备适应风荷载及其他作用共同引起的屋盖主要承重结构变形的能力。

【条文说明】大跨空间结构宜优先采用金属保温板、膜结构或聚碳酸酯板等轻质材料作为围护结构。屋面应保证一定的坡度，避免屋顶积水。

**5.5.18** 复杂或采用新型结构体系的大跨度钢屋盖，施工阶段宜进行全过程施工监测，运维阶段可进行健康监测。

【条文说明】检测内容主要为关键构件的内力、变形及边界支座的位移等。

**5.5.19** 大跨度钢屋盖宜采取优化支座水平刚度、优化屋盖结构形状与坡度、优化施工顺序等减少温度应力的措施。

## 5.6 特殊结构类型

### I 全框支混凝土剪力墙结构

**5.6.1** 全框支混凝土剪力墙结构的最大适用高度宜符合表 5.6.1 的规定。

表 5.6.1 全框支混凝土剪力墙结构的最大适用高度 (m)

结构体系	烈度		
	6 度 (0.05g)	7 度 (0.10g)	8 度 (0.20g)
全框支剪力墙结构	100	80	60

注：房屋的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的部分）。

【条文说明】全框支混凝土剪力墙结构是由于底部受特定条件限制一个方向或两个方向无法设置剪力墙，其转换层及以下采用框架结构，转换层以上采用剪力墙结构或框架—剪力墙结构。本导则中全框支混凝土剪力墙结构仅用于利用城市轨道交通车辆基地、车站上部空间开发建造的建筑结构形式。在城市轨道交通车辆基地、车站上方建造的可承载盖上结构的楼盖面称为板地，是城市轨道交通结构与上方开发结构的分界面。板地以上的结构简称盖上结构；板地以下的结构简称盖下结构。

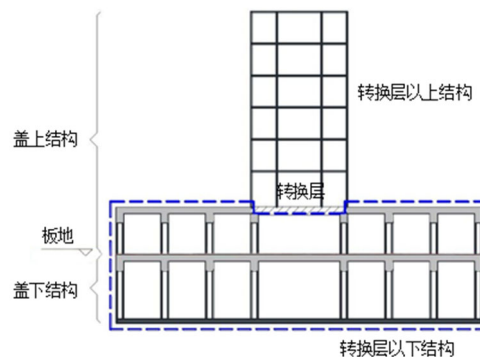


图 5-8 城市轨道交通上盖结构剖面示意

全框支混凝土剪力墙结构，比部分框支混凝土剪力墙结构抗震性能差，不应采用 B 级高度部分框支混凝土剪力墙结构的最大适用高度。现按 A 级部分框支混凝土剪力墙结构的最大适用高度再适当折扣来确定全框支混凝土剪力墙结构的最大适用高度，基本上能满足上盖结构用于建造住宅的抗震性能要求。

5.6.2 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。

5.6.3 转换层结构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 转换层结构布置不应采用单跨结构；
- 4 转换层以上单个结构单元的长宽比不宜大于 4。

5.6.4 全框支混凝土剪力墙结构在多遇地震和水平风荷载作用下的层间位移角宜符合表 5.6.4 规定。

表 5.6.4 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
多遇地震作用	1/1500	1/1500	1/1200	1/1000
50 年一遇的风荷载作用	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区范围应自转换层楼面算起，至转换层以上结构高度 1/10 且不小于 2 层为止。

【条文说明】全框支混凝土剪力墙结构，应严格控制转换层以下结构在水平荷载作用下的层间位移角。

5.6.5 全框支混凝土剪力墙结构的抗震等级应符合表 5.6.5 的规定。

表 5.6.5 全框支混凝土剪力墙结构的抗震等级

结构类型	烈度		
	6 度	7 度	8 度
转换层及相关范围以下的全框支框架	一	特一	特一
转换层及相关范围以外的一般框架	二	一	一
转换层以上底部加强部位的剪力墙和柱	一	一	特一
转换层以上非底部加强部位的剪力墙和柱	二	一	一

注：全框支剪力墙结构底部加强区范围应自转换层楼面算起，至转换层以上结构高度 1/10 且不小于 2 层为止。

【条文说明】

- 1 全框支混凝土剪力墙结构，其抗震等级不应小于 B 级高度部分框支混凝土剪力墙结构

的抗震等级；

2 计算分析时塔楼相关范围应与确定抗震性能及抗震构造措施时的相关范围应统一，不宜小于塔楼投影范围外扩二跨，且不宜小于 20m。

**5.6.6** 全框支混凝土剪力墙结构的楼层侧向刚度比应满足下列要求：

- 1 塔楼相关范围内，板地结构层与相邻上一层侧向刚度比不宜小于 0.5；
- 2 塔楼相关范围内，转换层与相邻上一层侧向刚度比不宜小于 0.5。

【条文说明】等效剪切刚度比的计算方法按《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010 附录 E。应保证结构的破坏模式不会出现整体屈服。

**5.6.7** 全框支混凝土剪力墙结构的抗震设防分类应符合下列规定：

- 1 盖下结构单元抗震设防分类应根据使用功能确定，并不应低于对应盖上结构；
- 2 盖上结构抗震设防分类应符合现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB

50223 的规定。

【条文说明】轨道交通车站结构关联范围的抗震设防类别为乙类；车辆基地盖下结构含控制中心、变电所、通信信号用房的结构单元抗震设防类别为乙类。

**5.6.8** 全框支混凝土剪力墙结构的抗震性能目标应符合下列规定：

1 转换层相关范围及其以下结构抗震性能目标不应低于 C 级；转换层的转换构件抗震性能目标不应低于设防烈度地震作用下满足弹性设计要求；罕遇地震作用下满足不屈服设计要求。

2 转换层以上底部加强区剪力墙抗震性能目标不应低于以下要求：设防烈度地震作用下满足斜截面弹性、正截面不屈服的抗震性能要求；罕遇地震作用下斜截面不屈服的抗震性能要求。

3 转换层相关范围以外框架柱抗震性能目标不应低于以下要求：设防烈度地震作用下斜截面弹性，正截面不屈服的抗震性能要求；罕遇地震作用下斜截面不屈服的抗震性能要求。

【条文说明】

1 结构抗震性能目标应根据抗震设防类别、设防烈度、场地条件、结构类型和不规则程度、建筑使用功能和附属设施功能的要求、投资大小、震后损失和修复难易程度等因素确定；

2 转换层指转换结构构件所在的楼层，包括水平结构构件及其以下竖向结构构件。

**5.6.9** 全框支结构转换层以上部分结构宜先于底部框支框架屈服，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。

【条文说明】全框支结构的框支框架需要保证转换层以上结构竖向力的有利传递，因此转换层以上的剪力墙结构应先于底部框支框架屈服。

5.6.10 转换层以下框支柱和框架柱轴压比不宜超过表 5.6.10 的规定：

表 5.6.10 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

【条文说明】计算轴压比时，应采用重力荷载代表值作用下的柱轴压力设计值。

5.6.11 框支柱宜采用型钢混凝土柱等具有较高承载力和较好延性的构件类型，框支柱截面尺寸应能满足必要的抗侧刚度要求。

【条文说明】框支框架除竖向荷载外，还承担大部分风荷载、地震作用引起的剪力和弯矩，故截面尺寸不应太小，建议不小于 1200mm×1200mm；由于转换层有刚性楼板，框架和框支框架按其侧向刚度分配地震剪力，转换层非框支柱也需有必要的延性和承载力，非框支柱截面尺寸建议不小于 800mm×800mm。

## II 竖向混合结构

5.6.12 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。

【条文说明】如某 6 度区的竖向混合框架结构，下部混凝土结构为框架结构，最大适用高度为 60m，上部钢结构为钢框架结构，最大适用高度为 110m，那么该竖向混合结构的最大适用高度为 60m。

5.6.13 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%。

【条文说明】为确保上、下竖向构件的可靠连接，宜将上部钢结构的钢柱下插至下部混凝土柱内不少于 1 层，作为过渡层。

5.6.14 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。

【条文说明】钢支撑能够提供较大的抗侧刚度，为避免层间的局部刚度突变，应尽量布置在下部设置钢筋混凝土剪力墙的位置。

5.6.15 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。

5.6.16 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。

5.6.17 竖向混合结构过渡层的竖向构件应定义为关键构件，并应满足设防烈度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。

**5.6.18** 竖向混合结构的抗震等级可根据下部钢筋混凝土结构和上部钢结构分别确定；上部钢结构最下层的抗震等级宜提高一级。确定抗震等级时的结构高度应按全楼高度。

### III 巨柱框架-核心筒结构

**5.6.19** 巨柱框架-核心筒结构布置应符合下列规定：

1 巨柱宜置于角部或邻近角部；核心筒宜采用型钢混凝土筒体，墙体内可设置型钢、钢管或钢板。

2 加强层可设置连接核心筒与巨柱的水平伸臂桁架和连接巨柱的带状桁架。伸臂桁架宜贯通核心筒；带状桁架可兼作次构件的转换桁架。水平伸臂桁架及带状桁架宜采用钢结构。

3 环带桁架与巨柱连接偏心较大时，应计算巨柱的扭矩，验算巨柱抗扭剪承载力。环带桁架可仅设一榀，当传给巨柱的扭矩很大时，可平行设置两榀形成空间环带桁架。

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

【条文说明】巨柱框架-核心筒结构包括巨柱框架-核心筒结构、带伸臂桁架环带桁架巨柱框架-核心筒结构、带巨撑巨柱框架-核心筒结构、带巨撑带伸臂桁架环带桁架巨柱框架-核心筒结构等形式；

巨柱外框宜区分主次构件，主构件承受竖向荷载、风荷载和地震作用，次构件将承受的荷载传递至主构件，再传递至基础。

**5.6.20** 巨柱宜采用型钢混凝土柱、钢管混凝土柱、叠合柱等具有较高承载力和较好延性的构件类型。巨柱截面形式和构造应考虑刚度、承载力和施工便捷等因素综合确定。巨柱分腔内宜设置钢筋笼，巨柱外围应配置纵筋。

【条文说明】巨柱的截面较于一般柱构件更为巨大，为了提高混凝土浇筑质量、强化混凝土不同部位的约束，通常会将柱内部的核心混凝土通过腔板分隔成独立的腔体，形成多腔体钢管混凝土巨型柱，必须考虑施工工艺的可行性，确保施工质量。

**5.6.21** 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。

**5.6.22** 重力柱（次柱）宜采用受压支承方式，各区段柱上端宜与上环带桁架连接，按柱在最不利处失效后楼层由柱悬挂于上部环带桁架进行极限承载力设计。若重力柱（次柱）采用悬挂方式，轴力设计值应乘以增大系数2.0。

**5.6.23** 巨柱框架-核心筒结构的设计应符合下列规定：

1 核心筒应能承担结构全部的地震剪力；

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。

3 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%。

【条文说明】巨柱框架-核心筒结构的核心筒承担的地震剪力往往占地震总剪力的 95%以上。计算时可采用放大核心筒地震作用效应的方法令其承担全部地震剪力。带斜撑或斜柱的巨型框架具备一定的侧向刚度，可分担部分地震剪力，此时核心筒可按其实际承担的地震剪力设计。加强层带状桁架上下弦所在楼层楼盖承担了较大剪力（弯矩），构造上应予以加强。

5.6.24 当水平伸臂桁架上、下弦之间的核心筒剪力墙不满足受剪承载力要求时，可采取加大剪力墙厚度、提高剪力墙混凝土等级和配筋率、采用钢管混凝土剪力墙、钢板剪力墙或设置斜腹杆等加强措施。

【条文说明】在水平荷载作用下，核心筒剪力墙承担两侧伸臂桁架上、下弦拉、压力引起的较大剪力，常规设计往往不能满足剪力墙的受剪承载力需求，需采用加强措施。

5.6.25 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。

【条文说明】如次结构的框架柱顶部与上层巨型梁（巨型桁架下弦杆）之间，施工阶段暂不作连接，待装修荷载完成后再作连接处理。

5.6.26 巨柱的计算长度宜按巨型梁或环带桁架作为侧向支撑点，进行屈曲分析确定，并应保证巨型梁对巨柱有可靠的约束作用。

5.6.27 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。

5.6.28 巨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。

5.6.29 巨柱框架-核心筒结构最大适用高度可按筒中筒结构确定。

5.6.30 巨柱框架-核心筒结构的抗震等级应符合表 5.6.30 的规定。

表 5.6.30 巨柱框架-核心筒结构的抗震等级

结构类型	烈度		
	6 度	7 度	8 度
巨柱框架	二	一	特一
核心筒	二	一	特一
斜撑	二	一	特一

**5.6.31** 巨柱框架-核心筒结构的抗震性能目标应符合以下规定：

1 结构整体抗震性能目标不应低于 C 级；巨柱、转换环带桁架尚应满足设防烈度地震作用下弹性，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烈度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。

**5.6.32** 巨型柱结构的设计耐火极限应符合现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 和《建筑钢结构防火技术规范》GB 51249 的有关规定。

#### IV 重力钢框架-混凝土剪力墙结构

**5.6.33** 重力钢框架-混凝土剪力墙结构的最大适用高度可按本导则表 3.2.2 中的钢筋混凝土剪力墙结构确定。

**5.6.34** 重力钢框架-混凝土剪力墙结构中的剪力墙抗震等级可根据剪力墙结构确定；重力钢框架的抗震等级，抗震设防烈度为 6 度、7 度、8 度时应分别取四、三、二级；对于与柱交接的钢梁可按非抗震设计。

**5.6.35** 重力钢框架柱宜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。

【条文说明】重力钢框架柱采用钢柱、钢管混凝土柱，楼面梁宜采用钢梁是便于实现梁-柱节点的铰接构造。在此类结构中，部分底部剪力墙会出现受拉，为提高其承载力及延性，宜局部设置型钢。

**5.6.36** 重力钢框架-混凝土剪力墙结构应同时布置两主轴方向的剪力墙以形成双向抗侧力体系；剪力墙宜设置翼墙或端柱，并在各楼层处宜设置暗梁。

【条文说明】重力钢框架-混凝土剪力墙结构中剪力墙为主要的抗侧力构件，因此需要在两个方向布置剪力墙以形成双向抗侧力体系，剪力墙在各楼层处宜设置暗梁是为了提高剪力墙的延性。

**5.6.37** 重力钢框架-混凝土剪力墙结构按弹性方法计算的结构楼层层间位移角应满足下列要求：

1 在风荷载作用下不宜大于 1/1000；

2 在多遇地震作用下，当规定水平力作用下柱和梁承担的倾覆力矩大于结构底部总倾覆力矩的 10%时，不宜大于 1/800；

3 在多遇地震作用下，当规定水平力作用下柱和梁承担的倾覆力矩占结构底部总倾覆力矩比例为 0~10%时，不宜大于 1/1000 至 1/800 的线性插值；

【条文说明】框架-剪力墙结构在多遇地震作用下楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 限值为 1/800，剪力墙结构在多遇地震作用下楼层层间最大位移与层高之比 $\Delta u/h$ 限值为 1/1000，重



力钢框架-混凝土剪力墙介于两者之间，因此根据规定水平力作用下柱和梁承担的倾覆力矩占结构底部总倾覆力矩的比值进行插值。

**5.6.38** 重力钢框架-混凝土剪力墙结构楼层的楼板厚度不应小于 120mm，并宜采用双层双向配筋，且每层每个方向配筋率不宜小于 0.25%。

【条文说明】楼盖传递水平力，与剪力墙协同工作，约束柱的侧向变形，需保证楼盖有必要的刚度和承载力。

**5.6.39** 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。

【条文说明】重力钢框架-混凝土剪力墙结构中剪力墙对重力钢框架柱提供有限的侧向约束，但侧向约束有较大的削弱时，可用特征值法进行稳定分析以确定重力钢框架柱的计算长度。结构分析时如考虑了二阶效应，则可以直接确定重力钢框架柱的承载力。

**5.6.40** 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。

【条文说明】由于存在梁端竖向剪力对柱中偏心及梁柱连接难以实现理想的铰接，柱截面存在弯矩，偏安全的将附加偏心距 $e_a$ 取梁轴线方向柱截面的 1/20 和 50mm 的较大值。

**5.6.41** 抗震设计时，剪力墙应能承担结构全部的地震剪力。

【条文说明】重力钢框架-混凝土剪力墙结构中梁柱抵抗水平荷载的能力较弱，剪力墙承担了绝大部分的水平荷载，为主要的抗侧力构件，有必要对剪力墙提出更高的承载力和延性要求以保证结构安全。

**5.6.42** 重力荷载代表值作用下，一、二、三级剪力墙墙肢的轴压比分别不宜超过 0.45、0.50、0.55。

**5.6.43** 重力钢框架-混凝土剪力墙结构的剪力墙抗震性能目标不宜低于 C 级。

## V 斜交网格筒结构

**5.6.44** 斜交网格筒结构设计时，除满足筒中筒结构相关要求外，尚应符合本节的规定。

【条文说明】斜交网格筒结构属于筒中筒结构中的一类特殊结构形式，主要包括斜交网格外筒-剪力墙内筒、斜交网格外筒-斜交网格内筒两种形式，其结构设计时应同时满足筒中筒结构和本节相关规定。

**5.6.45** 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，层刚度和楼层抗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  $90^\circ$ ，与楼面的夹角（锐角）不宜大于  $75^\circ$ （图 5.6.45）。

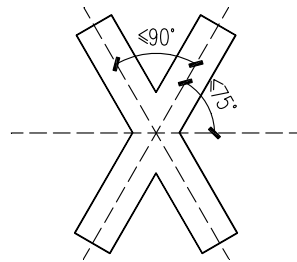


图 5.6.45 斜柱倾角示意图

【条文说明】底部通高楼层、中部楼面缩进和顶部空旷楼层等楼层的层刚度发生较大变化，宜设置过渡加强措施。

**5.6.46** 斜交网格筒结构的计算应符合下列规定：

- 1 斜交网格筒结构应按节点层划分广义楼层进行侧向刚度比计算；
- 2 节点层楼板应力计算应采用弹性膜模型，并计入施工次序对楼板内力的影响。

【条文说明】斜交网格筒结构的斜柱构件、节点层钢梁构件可构成基本框架体系，节点层之间的楼层钢梁为非必需构件，因而侧向刚度比等整体指标应基于节点层到节点层高度范围进行计算校核，每节点层高度范围视为一个广义楼层。

节点层周边梁的设计可有效抵抗来自斜交网格斜柱构件的内力，但在重力作用下斜交网格筒仍可能产生一个向外的平面内变形（如：矩形平面时），因而节点层楼层应采用弹性膜进行计算，以考虑面内应力影响，节点层楼板适当加厚、楼板配筋根据计算结果适当加强。

此外，可采取在诸如底部通高楼层的节点层、中部楼面缩进楼层的节点层等受力较大高度位置的节点层楼面进行楼面混凝土后浇筑措施，如地上结构封顶后再行楼面浇筑，以避免由于过大的面内应力而导致楼面混凝土开裂。

**5.6.47** 斜交网格筒结构底部加强区、刚度突变区的剪力墙抗震等级宜提高一级。

**5.6.48** 斜交网格筒结构进行抗震性能化设计时，宜将斜交网格、节点层周边梁、节点层与首层楼板定为关键构件；结构抗震性能目标不宜低于 C 级，斜交网格节点尚宜满足罕遇地震作用下不屈服设计的要求。

【条文说明】对于斜交网格外筒-剪力墙内筒结构体系，研究表明主要构件屈服顺序依次为钢筋混凝土内筒连梁、斜交网格外筒斜柱、钢筋混凝土内筒剪力墙墙肢，这与传统筒中筒体系的构件屈服顺序不同，这是由于斜交网格外筒斜柱构件主要承受轴力，轴向拉压下其塑性变形相比受弯下形成塑性铰转动时小，即该体系外筒延性小于传统筒中筒体系外筒。因而，相较于传统筒中筒体系外筒，斜交网格外筒承担基底剪力比例较高，导致外筒斜柱先于内筒剪力墙墙肢屈服。抗震性能设计时，斜交网格、斜交网格地下延伸的柱或墙、接地层周边梁、节点层与首层楼板均宜定为关键构件，构件性能目标适当提高。

**5.6.49** 斜交网格筒结构的节点层周边钢梁宜采用刚性连接节点，并应复核节点层周边钢梁的抗拉强度，非节点层周边钢梁宜采用铰接连接节点。

【条文说明】斜交网格筒结构的斜柱构件、节点层钢梁构件可构成基本框架体系，节点层之间的楼层钢梁为非必需构件，因而节点层周边钢梁与斜交网格节点采用刚性连接形成稳定的整体结构；节点层周边钢梁除抵抗重力作用的受弯承载外，还抵抗向外平面内变形引起的受拉作用，因而需符合节点周边钢梁的抗拉强度；非节点层钢梁为非抗侧力必须构件，主要承受楼面重力作用，与外筒、内筒的连接宜采用铰接连接。

**5.6.50** 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%。

【条文说明】斜交网格-核心筒结构中的外围斜交网格同时承受竖向和水平荷载。竖向荷载作用下外围斜交网格在楼层下部及多边形平面角部轴力较大，导致楼层梁板产生很大拉力，形成外鼓变形，分析时应复核竖向荷载、设防烈度地震及罕遇地震作用下的楼盖梁板受拉力及变形；设计时应应对节点层楼板厚度和配筋均宜适当加强；必要时在核心筒外围楼盖内宜设置水平斜撑，水平斜撑宜按关键构件进行设计。

**5.6.51** 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，并进行混凝土密实度检测。

【条文说明】由于斜柱构件的斜度引起的摩擦作用以及斜交网格节点内部的众多内隔板阻隔作用，斜柱构件内部浇灌混凝土宜采用高强自密实混凝土，并加强混凝土密实度检测，如采用超声波 CT 成像检测方法等，以确保实际施工时内部缺陷在可控范围内。此外，浇灌孔的竖向高差不宜过大，如每 4 层为一节点层的斜交网格筒可取间隔 2 层设置一个浇灌孔，同时在斜交节点处辅以振捣措施。

**5.6.52** 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。

【条文说明】斜交网格节点上、下 500mm 范围内为节点区域关键部位，多层通高斜柱构件为抗侧关键构件，这两类位置节点和构件受力较大，应采用全熔透坡口焊进行焊缝焊接，焊缝等级为一级。

## VI 超长悬挑结构和超大跨度连体结构

**5.6.53** 超长悬挑结构和超大跨度连体结构设计时，除满足本导则第 5.4 节的相关要求外，尚应符合本节的规定。

**5.6.54** 超长悬挑结构和超大跨度连体结构应计入以竖向地震为主要可变作用组合工况，并应采用时程分析法计算复核结构的竖向地震作用影响。

**5.6.55** 超长悬挑结构和超大跨度连体结构应进行风振舒适度和楼盖竖向振动舒适度分析；风振舒适度分析时，宜输入风洞试验提供的风时程曲线进行验算。超大跨度连体结构除进行顺风向和横风向舒适度验算外，尚应考虑连体顶部和底部风压差引起的竖向振动。

【条文说明】可采用在多层悬挑结构间增设拉杆，提升楼盖舒适度。

**5.6.56** 超长悬挑结构应采用合适的施工顺序及构造措施，并进行施工模拟分析；在设计文件中按照施工模拟分析结果，明确相应的施工工序。

**5.6.57** 超长悬挑结构根部应力较大处楼板应力计算应采用弹性楼板模型，并计入楼盖梁板在使用过程中刚度退化的影响，必要时可不考虑楼板作用。

**5.6.58** 超长悬挑结构的关键构件抗震承载力应满足设防烈度地震作用下弹性、罕遇地震作用下不屈服的抗震性能要求；其关键构件应包括不少于悬挑起始端 1~2 个区格的弦杆、腹杆。

## 5.7 地基基础

**5.7.1** 在重力荷载代表值与罕遇地震标准值共同作用下，采用等效弹性方法计算的基础底面和地基之间零应力区面积不应超过基础底面面积的 30%；采用桩基础时，单桩桩顶反力不应超过单桩竖向抗压、抗拉极限承载力标准值的 0.9 倍。

【条文说明】除按《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010 进行多遇地震作用下抗倾覆验算，还要求补充预估的罕遇地震作用下抗倾覆验算，抗倾覆验算时可不考虑竖向地震作用效应的影响。计算基础零应力区和桩基作用力时，基础底面大小可按地面结构相关范围选用，当扩大的裙房地下室底板较薄、地下室墙体较少、地下室墙体、顶板削弱较多时，基础底面宽度宜适当减小，或取塔楼基础的外包宽度计算。

**5.7.2** 对于平面、竖向不规则或平面尺寸过长的结构，应验算各主要控制点的沉降量，严格控制建筑物的绝对沉降，避免过大的不均匀沉降，减少不均匀沉降对上部结构的影响。

【条文说明】沉降量和差异沉降量应符合现行国家规范《建筑地基基础设计规范》GB50007 的相关要求。

**5.7.3** 基础设计宜考虑地基、基础与上部结构相互作用的影响，应采用整体性能好、能满足地基的承载力和建筑物容许变形要求并能调节不均匀沉降的基础形式。

【条文说明】超限高层建筑一般会设单层或多层地下室，上部结构刚度较大，考虑上部结构-基础-桩土协同作用，有利于准确计算结构在竖向作用和水平作用下桩顶反力分布情况。目前主流基础设计软件已可考虑上部结构和基础刚度及荷载分布影响，对于需要进行桩土相互作用分析的复杂项目，可采用岩土工程有限元软件分析。

**5.7.4** 当基础埋置较深时，应采取可靠的基坑支护措施，地基基础设计宜计入基坑开挖至坑底后，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。

【条文说明】研究表明，基坑开挖不可避免地引起地基应力场变化，导致桩-土接触面法向应力减小，从而降低桩承载力；此外，深基坑开挖所引起的坑底土卸荷回弹，将使桩身产生拉力。对于软土地区 2 层以上的地下室桩基础，其承载力取值宜考虑上述因素的影响；当基坑很深时，应对桩基承载力进行专项分析。

**5.7.5** 地下室不宜设置变形缝。当地下室长度超过伸缩缝最大间距时，宜设置后浇带，并计

入混凝土收缩及徐变等对基础的影响；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。

**【条文说明】**采用后浇带与膨胀加强带相结合的技术措施可减少后浇带数量。杭州西站枢纽北综合体等项目，采取了后浇带与膨胀加强带相结合的方式，将后浇带间距增加到 100 米左右，增加了施工便利性，降低了后期渗漏风险，取得较好的效果。膨胀加强带设计可按照《补偿收缩混凝土应用技术规程》JGJ/T 178-2009 相关条文执行。

## 6 超限高层建筑结构抗震性能化设计

### 6.1 一般规定

**6.1.1** 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构件性能水准。

【条文说明】结构抗震性能目标和构件性能水准是抗震性能化设计的重要内容和设计基准。性能化设计应明确多遇地震、设防地震和罕遇地震作用下整体结构、构件及节点的承载力或塑性变形等规定，以现有的抗震科学水平和经济条件为前提，综合考虑使用功能、设防烈度、结构类型和不规则程度、结构与构件的延性变形能力、工程造价、震后损失及修复难度等因素制定。

**6.1.2** 采用性能化设计方法验证结构满足抗震安全要求时，结构的下列计算指标可适当放宽：

- 1 周期比；
- 2 扭转位移比；
- 3 相邻楼层刚度比；
- 4 相邻楼层受剪承载力比；
- 5 框架-核心筒结构的框架部分剪力分担比。

【条文说明】在满足现行国家规范规定的承载力和抗震措施（满足结构和构件的变形能力）条件下，当采用性能化设计方法验算结构符合抗震安全时，其扭转位移比、楼层刚度比、楼层受剪承载力比、框架剪力分担比等规则性计算指标可适当放宽。本导则对上述指标的适当放松，主要是考虑到相关抗震设计规范的规定主要是针对以小震设计为主的传统设计方法，其中充分强调概念设计及相关参数的控制；而当采用以大震弹塑性分析等性能化设计手段时，对结构与构件在大震下的受力和破坏情况进行了较为精准的模拟和反映，其破坏模式和破坏程度得到了更好的控制和量化，因此提出有条件的适当放松。根据工程经验，上述指标的放松幅度可控制在20%以内，具体可根据罕遇地震作用下的性能化分析情况进行综合确定。一般情况下，周期比可不控制或通过结构的位移比来控制扭转，框架剪力分担比可通过增加框架设计剪力来满足要求，不一定需要增加外框架的刚度；但当出现多项指标不满足时，不应全面放松。

**6.1.3** 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现行国家标准的有关要求。

【条文说明】地震作用具有高度随机性和不确定性这一特点。该特点一是指地震发生的时间、地点及强度是随机的、不确定的，地球上的任何一个地方都有可能发生地震，但地震预报特别是临震预报依然是世界性难题，历史上有很多曾预期不会发生大地震的地区却发生了毁灭性的地震；二是指依据地震区划的地震动参数并不一定可靠，实际地震具有高度不确定性，很多地震区划中的低烈度地区却发生了较大地震或特大地震，结构遭受到了比规范设定的“罕遇地震”等级更高的地震作用。

传统抗震设计非常注重并依赖于抗震概念设计的相关要求及规定。抗震性能化设计虽利用精细化的分析方法为传统抗震设计适当“松绑”，但并不表示可以随意突破概念设计。对于基于设定地震动水准下进行设计的建筑结构，当遭遇比设防大震更高等级的强烈地震（巨震）时，仍有可能因其薄弱部位的构件承载力和延性不足而产生集中变形，造成严重破坏甚至倒塌。一系列震害经验表明，应对大震或巨震时，多道防线的结构概念设计和结构构件的延性设计，更为重要和有效。因此，采用抗震性能化设计的建筑结构仍应贯彻多道抗震防线的基本思想，并尽量符合结构抗震概念设计的基本原则及要求。对于新建建筑，结构的抗震等级和构造措施不宜低于现行国家标准的有关要求。

**6.1.4** 抗震性能化设计应根据建筑的重要性的和结构的复杂程度等因素，确定结构的抗震性能目标和构件的性能设计指标，通过定量分析，评价在不同地震水准作用下构件的屈服次序、损坏程度和结构的破坏机制。

【条文说明】抗震性能化设计首先应确定结构的抗震性能目标，并采取满足预期抗震性能目标的措施；其次应确定结构中的关键构件、普通竖向构件和耗能构件及其不同地震设防水准下的性能设计指标；验算不同地震设防水准下结构整体和构件是否满足预定的性能设计指标；对于复杂的部位、节点进行深化设计。必要时进行温度应力、楼盖舒适度等专项分析。

抗震性能目标是抗震性能化设计的重要内容和设计基准。建筑抗震性能化设计，应根据实际工程需要和可行性，选定具有明确针对性的性能目标。性能化目标应明确多遇地震设防烈度地震和罕遇地震作用下整体结构、构件及节点的承载力或塑性变形等规定，可依据现有的抗震科学水平和经济条件为前提，综合考虑使用功能、设防烈度、结构类型和不规则程度、结构与构件的延性变形能力、工程造价、震后损失及修复难度等因素制定。

结构不同部位、不同构件应赋予不同的抗震性能水准，使重要竖向构件、关键构件和次要构件的抗震承载力安全度处于不同水平层次上，才能实现结构遭遇强震时以牺牲剪力墙连梁、框架梁等相对次要的构件为代价，确保主体承重结构抗震安全的目标，从而应对地震作用的高度不确定性。

**6.1.5** 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。

**【条文说明】**抗震性能化设计应根据功能、作用、位置及重要性等将结构构件分为“关键构件”、“普通竖向构件”和“耗能构件”，并分别确定其性能目标。“关键构件”、“普通竖向构件”和“耗能构件”主要是针对构件对竖向荷载的传递以及抗侧能力的重要性作出区分。对不同构件的作用予以区分，有助于对其制定相应的性能目标。

本条所说的“关键构件”可由结构工程师根据工程实际情况分析确定。各类结构体系中的下列重要构件通常可确定为关键构件：

- 1 底部加强部位的重要竖向构件；
- 2 水平转换构件及与其相连的竖向支承构件；
- 3 大跨连体结构的连接体及与其相连的竖向支承构件；
- 4 大悬挑结构的主要悬挑构件及与其相连的竖向支承构件；
- 5 加强层的伸臂构件和周边环带结构的竖向支承构件；
- 6 巨型结构中的巨型柱、巨型梁（巨型桁架）；
- 7 长短柱出现在同一楼层且数量相当时，该楼层的各个长短柱；
- 8 扭转变形很大部位的竖向（斜向）构件；
- 9 重要的斜撑构件、穿层柱、斜柱和斜柱拉梁；

10 对结构整体刚度或局部承载具有显著影响的构件，如吊挂多个楼层的吊柱、支承大型连廊的滑动支座及其牛腿等；

11 山地建筑中，吊脚结构的首层及以下部位的竖向支承构件，掉层结构各接地端的上下层竖向支承构件；

12 双向传力的大跨空间结构，距离支座  $1/10$  跨度（且不少于 2 个区格）范围内的弦杆和腹杆；单向传力的大跨空间结构，与支座直接相邻节间的弦杆和腹杆等。

**6.1.6** 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。

**【条文说明】**本条强调经抗震性能化设计的建筑结构，应在承载力、变形能力两方面满足规范要求。结构体系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构件和区域，使结构在罕遇地震时具有足够的变形能力和合适的承载能力，避免倒塌。控制罕遇地震作用下的结构非线性（弹塑性）行为均出现在预期的限定区域，旨在对这些区域采取相应的延性构造措施，并据此保证这些区域的延性变形能力和耗能能力。如可能出现塑性铰的混凝土梁应加密箍筋、钢结构构件的截面板件宽厚比应进行控制等。另一方面，不同的耗能区域不仅其变形能力或耗能能力不同，而且对结构的整体抗震性能、抗倒塌性能及震后残余变形等均产生重要影响，因此有必要选择合适的预设耗能区域。下表列出了通常设定为非线性（弹塑性）行为的典型部位，若有充分理由，也可包括其他部位。



表 6-1 常见结构体系中的构件判别和允许损坏部位

结构体系	构件类型		允许的损坏部位：损坏形式（变形控制）
框架结构	关键构件	/	/
	普通竖向构件	框架柱	底层柱底：压弯破坏
	耗能构件	框架梁	各层梁端：受弯破坏
带托柱转换的框架结构	关键构件	转换柱、转换梁	无破坏或轻微破坏
	普通竖向构件	框架柱	底层柱底：压弯破坏
	耗能构件	框架梁	各层梁端：受弯破坏
剪力墙结构	关键构件	底部加强区剪力墙	底层墙底：部分压弯破坏
	普通竖向构件	剪力墙	部分压弯破坏、个别压弯剪破坏
	耗能构件	连梁	各层连梁端：受弯破坏、个别弯剪破坏
部分落地剪力墙结构	关键构件	框支柱、框支梁	无破坏或轻微破坏
		落地剪力墙	底层墙底：部分压弯破坏
	普通竖向构件	剪力墙	部分压弯破坏、个别压弯剪破坏
	耗能构件	连梁	各层连梁端：受弯破坏、个别弯剪破坏
框架—中心支撑、BRB 结构	关键构件	/	/
	普通竖向构件	框架柱	底层柱底：压弯破坏
	耗能构件	中心支撑、BRB	轴向屈服
框架梁		各层梁端：受弯破坏	
框架—偏心支撑结构	关键构件	/	/
	普通竖向构件	框架柱	底层柱底：压弯破坏
	耗能构件	耗能梁段	受剪或弯剪破坏
板柱结构	关键构件	/	/
	普通竖向构件	框架柱	底层柱底：压弯破坏
	耗能构件	边框梁	各层梁端：受弯破坏
		板内暗梁	各层暗梁端：有限受弯破坏
板柱—剪力墙结构	关键构件	/	/
	普通竖向构件	框架柱	底层柱底：压弯破坏
		剪力墙	底层墙底：压弯破坏、少量压弯剪破坏
	耗能构件	连梁	各层连梁端：受弯破坏、少量弯剪破坏
		边框梁	各层梁端：受弯破坏
板内暗梁		各层暗梁端：有限受弯破坏	
框架—剪力墙结构	关键构件	底部加强区剪力墙	底层墙底：部分压弯破坏
	普通竖向构件	框架柱	底层柱底：压弯破坏

		剪力墙	部分压弯破坏、个别压弯剪破坏
	耗能构件	连梁	各层连梁端：受弯破坏、个别弯剪破坏
		框架梁	各层梁端：受弯破坏
框架—钢板墙结构	关键构件	/	/
	普通竖向构件	框架柱	底层柱底：压弯破坏
	耗能构件	钢板墙	各层：剪切破坏、少量弯剪破坏
		框架梁	各层梁端：受弯破坏
框架—核心筒结构	关键构件	核心筒剪力墙	底部加强区：压弯破坏、少量压弯剪破坏
	普通竖向构件	框架柱	底层柱底：压弯破坏
	耗能构件	连梁	各层连梁端：受弯破坏、少量弯剪破坏
		框架梁	各层梁端：受弯破坏
		非转换加强层	纯抗侧力构件：压弯、拉弯破坏
密柱框筒结构	关键构件	/	/
	普通竖向构件	密柱	底层柱底：压弯破坏
	耗能构件	边框梁	各层梁端：受弯破坏

6.1.7 结构抗震性能目标验算和评价应包括结构和构件的验算和评价。

6.1.8 结构验算和评价应包括位移指标、基底剪力、屈服机制及次序等。

6.1.9 结构中不允许屈服的构件应验算其承载力，允许屈服的构件应验算其受剪承载力，并评价其损坏程度。

6.1.10 构件抗震性能水准评价，可采用基于材料应变的评价，也可采用基于构件整体变形的评价。

6.1.11 建筑结构抗震性能化设计流程应符合下列规定（图 6.1.11）：

- 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。

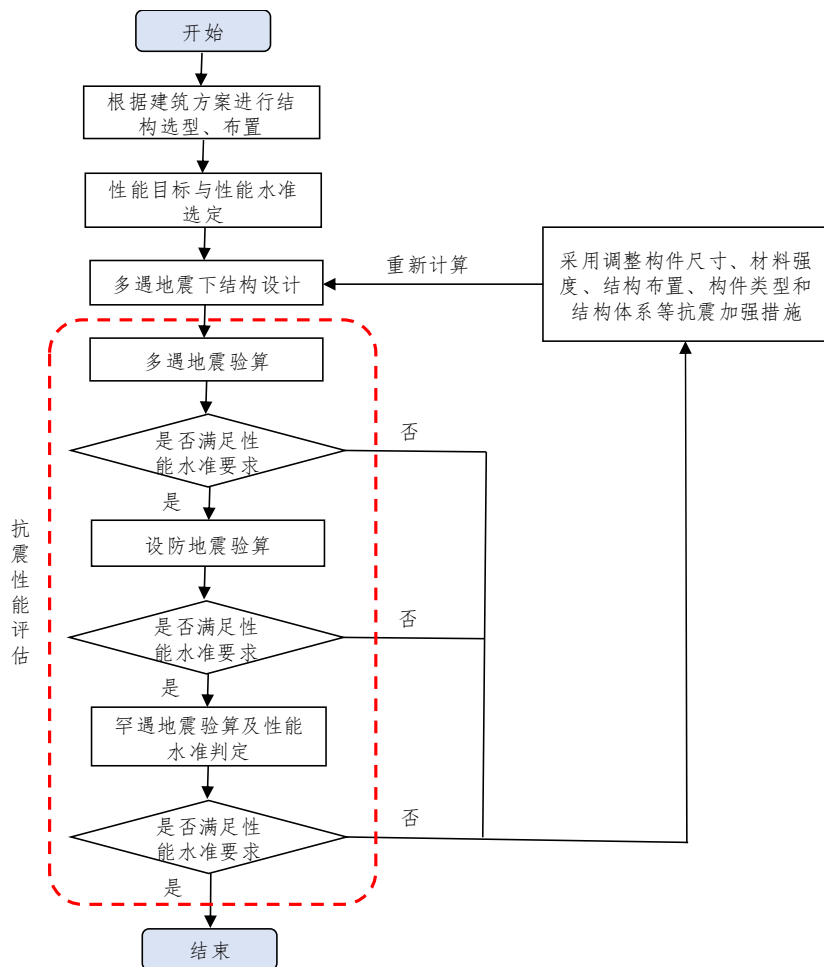


图 6.1.11 结构抗震性能化设计流程图

【条文说明】抗震性能化设计首先应确定结构的抗震性能目标，并采取满足预期的抗震性能目标的措施；其次应确定结构中的关键构件、普通竖向构件和耗能构件及其不同地震设防水准下的性能设计指标；验算不同地震设防水准下结构整体和构件是否满足预定的性能设计指标；对于复杂的部位、节点进行深化设计。必要时进行温度应力、楼盖舒适度等专项分析。

## 6.2 性能目标和性能设计指标

6.2.1 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 五个等级。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等级可按表 6.2.1 确定。

表 6.2.1 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“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。

【条文说明】本条对五个性能水准的结构在地震后的预期性能状况，包括损坏情况及继续使用的可能性提出了要求，据此可对各性能水准结构和构件的抗震性能进行宏观判断。表中“关键构件”、“普通竖向构件”和“耗能构件”的划分见本导则第 6.1 节。

6.2.2 结构抗震性能目标可分为 A、B、C<sup>+</sup>、C、D<sup>+</sup>、D 六个等级，每个性能目标应与一组在指定地震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 6.2.2 的规定。

表 6.2.2 结构的抗震性能目标

性能目标 地震水准	A	B	C <sup>+</sup>	C	D <sup>+</sup>	D
多遇地震（小震）	1	1	1	1	1	1
设防烈度地震（中震）	1	2	2	3	3	4
罕遇地震（大震）	2	3	4	4	5	5

【条文说明】抗震性能目标规定了在不同地震水准作用下，结构构件应具有的抗震承载能力、抗震变形能力和可接受的损坏程度。本导则采用 A、B、C<sup>+</sup>、C、D<sup>+</sup>、D 六级结构抗震性能目标，与国家现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3、现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 是基本一致的，仅针对实际工程中应用最为广泛的 C 级和 D 级进行了适当拓展。地震地面运动一般分为三个水准，即多遇地震（小震）、设防烈度地震（中震）及罕遇地震（大震）。

A、B、C<sup>+</sup>、C、D<sup>+</sup>、D 六级结构抗震性能目标，要求结构在小震作用下均满足性能水准 1，即满足弹性设计要求；在中震或大震作用下，四种性能目标所要求的结构抗震性能水准有较大区别。A 级性能目标是最高等级，要求结构在中震作用下满足性能水准 1，大震作

用下满足性能水准 2，即结构在大震作用下仍处于基本弹性状态；B 级性能目标，要求结构在中震作用下满足性能水准 2，大震作用下满足性能水准 3，结构仅有轻度损坏；C 级性能目标，要求结构在中震作用下满足性能水准 3，大震作用下满足性能水准 4，结构中度损坏；C<sup>+</sup>级提高了对于中震下的结构性能要求，要求结构在中震下满足性能水准 2；D<sup>+</sup>级提高了对于设防烈度地震作用下的结构性能要求，要求结构在大震下满足性能水准 5；D 级性能目标是最低等级，要求结构在中震作用下满足性能水准 4，大震作用下满足性能水准 5，结构有比较严重的损坏，但不致倒塌或发生危及生命的严重破坏。

**6.2.3** 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。

**【条文说明】**性能目标选用是性能化抗震设计方法的关键环节之一。结构性能目标选取过高，尽管可以使结构抗震更加安全，但同时会大大增加结构的初期投入；选取过低，尽管可以减小结构的初期造价，但会增加未来的使用风险。同时，抗震性能化设计是以现有的抗震科学水平和经济条件为前提的，因此，在选用结构抗震性能目标时，需要综合考虑使用功能、设防烈度、场地条件、结构的高度、不规则程度和类型、结构发挥延性变形的能力、建筑的功能要求、工程造价、震后的各种损失及修复难度等等因素；不同的抗震设防类别，其性能设计要求也有所不同。通过对选定的抗震性能目标进行技术和经济可行性分析与论证，使采用抗震性能化设计的结构处于考虑抗震安全性和经济性的合理平衡上。

鉴于目前强烈地震作用下结构非线性分析方法的计算模型及参数的选用尚存在不少经验因素，缺少从强震记录、设计施工资料到实际震害的验证，对结构性能的判断难以十分准确，因此在性能目标选用时宜偏于安全一些。

**6.2.4** 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<sup>+</sup> 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。

**【条文说明】**结构在高度和不规则指标等方面的超限程度，是选择结构抗震性能目标的重要因素，一般来说，结构高度或不规则指标超限越多，选用的抗震性能目标等级应越高。对于结构高度和规则性均未超限，仅本导则第 3.1.2 条所列的某项计算指标不满足要求而需采用性能化方法进行验证时，可选用不低于 D 级的性能目标；对于结构高度超限、但超高幅度（超过最大适用高度）50%以内，或结构高度未超限、规则性指标超出限值不多时，也可选

用不低于 D 级的性能目标。对于结构高度超过最大适用高度 50%及以上，或结构存在 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），宜选用性能目标 D<sup>+</sup>。

众所周知，预估地震动水准具有较大不确定性。从以往震害经验看，低烈度地区发生强震的概率虽然相对较小，但一旦发生强震后的实际地震烈度超出设防烈度的幅度可能较大，地震破坏的程度可能更加严重。同时，低烈度（如 6 度 0.05g）地区的高层建筑结构，由于地震作用较小，结构基底剪力和层间位移通常受风荷载控制，选用的性能目标较低时，常出现构件承载力性能指标对截面设计不起控制作用，中震或大震作用下截面配筋仍然由构造控制的情况，不能充分体现结构性能化设计的抗震安全性。因此，低烈度地区的超限结构，选用抗震性能目标时应充分考虑上述因素。因此，本条规定 6 度抗震设计的建筑结构，抗震性能目标不宜低于 D<sup>+</sup>级。

**6.2.5** 下列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；
- 3 单跨框架结构。

【条文说明】结构高度超过最大适用高度 100%及以上，或同时存在转换层、加强层、错层、连体、多塔等复杂类型中的 3 种及以上时，结构的高度及规则性超限程度均较 6.2.4 条更高，因此宜选用性能目标 C。

单跨框架结构抗侧刚度小，耗能能力弱，结构超静定次数少、冗余度低，一旦柱子出现塑性铰（在强震时不可避免），很容易出现连续倒塌，地震破坏严重。因此，实际工程应避免采用单跨框架结构。因此，单跨框架结构的性能目标应适当提高，不宜低于 C 级。需要注意的是，单跨框架不一定是单跨框架结构。当框架结构的某一个主轴方向的框架均为单跨框架，或两个多跨框架之间的单跨框架长度超过楼板宽度的 4 倍时，应判别为单跨框架结构；当某个主轴方向仅有局部的单跨框架，或设置剪力墙构成框架-剪力墙结构体系时，可不作为单跨框架结构。

**6.2.6** 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。对于设防烈度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<sup>+</sup>级。

【条文说明】根据《建筑工程抗震管理条例》（国务院令第 744 号），对于地震重点监视防御区的新建学校、幼儿园、医院、养老机构、儿童福利机构、应急指挥中心、应急避难场所、广播电视等建筑，应保证发生本区域设防烈度地震时能够满足正常使用要求。对上述八大类建筑，结构的抗震性能目标可选用在 C 级基础上提高了设防烈度地震作用下结构性能要求的 C<sup>+</sup>级或整体性能要求更高的 B 级。值得一提的是，C<sup>+</sup>级与 B 级均要求结构在设防烈度地震作用下达到性能水准 2 的要求。

**6.2.7** 建筑结构的關鍵构件、普通竖向构件和耗能构件应选择不同的性能目标，并应符合下

列规定：

- 1 关键构件的性能目标不应低于普通竖向构件；
- 2 普通竖向构件的性能目标不应低于耗能构件；
- 3 构件的斜截面性能目标不宜低于正截面性能目标。

【条文说明】通常情况下，建筑结构以“耗能构件”的损坏和耗能为主，破坏程度相对较严重，在罕遇地震作用下的控制以其弹塑性变形控制为主，这类构件的数量比例也相对较多，性能设计时以提高延性为主、控制其损伤程度；“普通竖向构件”以竖向承重为主，允许出现部分和相对较轻的损坏，在罕遇地震作用下的控制也以弹塑性变形为主，但要求弹塑性变形程度相对较轻，性能设计时应控制同一楼层的屈服构件数量，避免同一楼层集中破坏；“关键构件”的破坏可能引起较严重的局部倒塌或整体倒塌，要求无损坏或仅允许出现较轻的损坏，性能设计时以提高承载力为主，延迟其屈服。钢筋混凝土构件在抗剪破坏时表现为脆性破坏，其抗剪性能目标不应低于抗弯性能目标。

**6.2.8** 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。

【条文说明】结构抗震性能化设计时，为实现预期的抗震性能目标，需要落实到具体设计指标，即各个地震水准下，结构的层间位移，构件的承载力、变形和细部构造等性能指标。一般情况下，关键构件的受弯承载力不应超出其极限承载力，受剪承载力不应超出其屈服承载力；普通竖向构件，其变形需求超出延性变形能力限值时，不应出现显著的承载力退化；耗能构件的变形需求超过极限变形能力限值后，不应出现局部性坍塌；楼层或整体不应出现过大的位移角或残余变形。

因此，针对具体构件性能设计的要求是：关键构件应以控制并提高其抗震承载力为主，同时其延性构造不宜降低；普通竖向构件应控制同一楼层的屈服构件数量，避免同一楼层发生集中破坏；耗能构件应以提高延性为主、控制其损伤程度，而同一构件的抗剪承载能力则不应低于其抗弯承载能力、避免先发生脆性剪切破坏。

**6.2.9** 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 1.5 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。

【条文说明】本条依据不同抗震性能水准下结构的宏观损坏程度，用结构的层间位移角需求进行定量描述，以作为性能设计的结构变形参考指标。实际工程设计时，应根据选定的结构抗震性能目标对应的性能水准要求确定不同地震动水准下的结构层间位移角限值。结构弹性层间位移角和弹塑性层间位移角的计算和限值应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011、《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 等现行国家标准的规定。

6.2.10 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 6.2.10 的要求。

表 6.2.10 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
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：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，应按本导则第 6.5 节的规定进行验算。

【条文说明】实际工程设计时，性能设计目标往往侧重于通过提高关键部位、薄弱部位重要构件（如柱、墙、支撑、转换构件、悬挑结构的主要受力构件等）的抗震承载力，以推迟结构构件进入塑性工作阶段并减小塑性变形，必要时还可同时提高刚度以满足使用功能的变形要求，而变形能力和细部构造要求则可根据构件在中震、大震下进入弹塑性的程度加以调整。在不同地震动水准下构件的抗震承载力要求主要包括不发生脆性剪切破坏、形成塑性铰、达到屈服值或保持弹性等，同时对构件的变形和损伤程度需加以控制，提出适宜的延性构造要求。

本条依据不同抗震性能水准下构件的损坏程度，用构件的承载力需求进行定量描述，对不同抗震性能水准下关键构件、普通竖向构件和耗能构件的抗震承载力设计指标作了规定，



而不同抗震性能水准下各构件的允许损坏等级可按本章第 6.2.4 条规定采用，构件变形及损伤等级的评价应符合本导则第 6 章的规定。

**6.2.11** 对本导则第 6.2.10 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，并按表 6.2.11-1 进行定义。

**表 6.2.11-1 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
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 6.2.11-2 确定。

**表 6.2.11-2 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

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。构件抗剪等弹性分量尚应补充承载力验算。当采用构件变形进行评价时，应符合本导则第 6.5 节的规定。

**【条文说明】**构件屈服后的损坏等级或损伤程度按国家现行标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3-2010 和中国勘察设计协会团体标准《建筑结构抗震性能设计标准》T/CECA 20024-2022 制定。本标准除将构件的损坏描述按损坏等级进行表述外，还按承载力和变形状态进行对照。混凝土构件的损坏等级按屈服承载力、极限承载力、极限变形能力（承载力退化 80%）、承载力显著退化（退化 50%）进行划分，如图 6-1 所示。

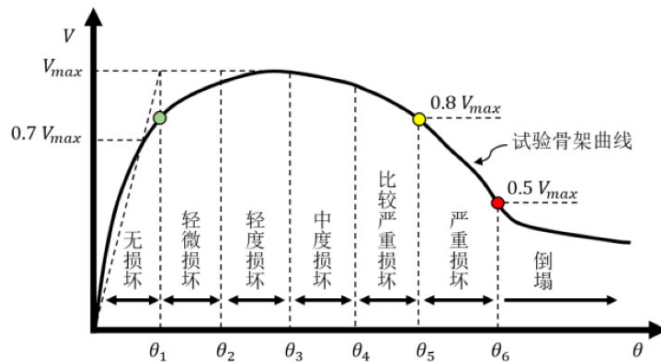


图 6-1 钢筋混凝土构件按承载力和变形状态的损坏等级描述

钢结构构件根据构件广义力-变形骨架曲线，采用广义屈服变形作为无损坏状态的变形指标限值  $\Delta_1$ ，承载力下降 15%对应的广义变形作为比较严重损坏状态的变形指标限值  $\Delta_5$ （参考童根树、程欣等极限变形定义方法）；轻微损坏、轻度损坏、中度损坏的变形指标限值  $\Delta_2$ 、 $\Delta_3$ 、 $\Delta_4$ ，则根据无损坏状态及比较严重损坏状态的变形指标限值，采用等分形式得到。如图 6-2 所示。

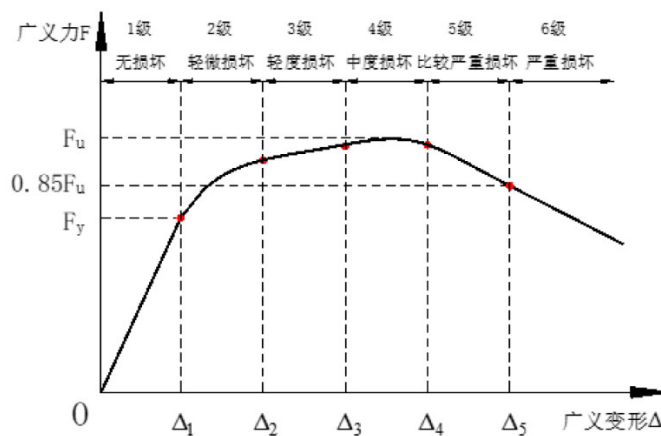


图 6-2 钢构件按承载力和广义变形状态的损坏等级描述

弹塑性建模和分析时，部分构件需满足弹性设计要求或弹塑性单元中保留了弹性分量，如纤维单元的抗剪总是弹性的，塑性铰单元的抗剪可以是弹塑性的，但工程应用中也往往按弹性建模，或即使采用弹塑性建模也往往没有建立与正截面承载力或变形的耦合关系。对于上述弹性构件或弹性分量，仍应按屈服承载力补充校核。

**6.2.12** 下列关键构件在设防烈度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。

【条文说明】鉴于目前非线性分析方法的计算模型及参数的选用尚存在不少经验因素，震害及试验验证还有所欠缺，地震波的选取尚有局限性，以及考虑震害后修复难易和代价，因此对关键构件损伤等级和性能目标的选用宜偏于安全一些考虑。

本导则第 6.2.10 条中结构整体抗震性能目标所对应的关键构件抗震性能水准是确保结构抗震安全性的基本要求。本条建议对超限高层、不规则项较多或不规则程度较高、结构形式特别复杂的多、高层建筑，对各类关键构件应分析其重要性、震后产生的损失和修复难易程度等，进行必要的分类，有选择地对特别重要的关键构件采用更高的性能目标，且特别重要的关键构件性能目标不应低于结构性能目标 C 级对应的性能水准要求、设防烈度地震作用下可提高到结构抗震性能水准 2 对应的要求，同时可适当提高其抗震构造等级加强延性构造。

本条中“对局部承载具有显著影响的构件”，是指吊挂多个楼层而容易引起连续性倒塌的吊柱、支承大型连廊的滑动支座及其牛腿等；“对抗侧力竖向构件有显著影响的重要水平构件”是指斜柱转折处用于平衡其水平分力的框架梁等构件，也包括特殊楼层的楼面水平支撑等构件。

**6.2.13** 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 在设防烈度地震作用下，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。

【条文说明】楼盖虽然不直接作为抗侧力构件，但在协调框架柱、剪力墙等竖向构件之间的侧向变形及其地震力时发挥重要的作用。在不同的结构体系和结构布置中，楼盖的作用是不同的，通常在框架结构中楼盖作用需求相对较低，在剪力墙结构中特别是各墙肢刚度差异较大时需发挥较大的作用，而在框架—剪力墙结构中具有重要作用。以下部位的楼盖体系建议设定为关键构件，并应满足相应的性能目标：

- 1 嵌固层楼盖结构；
- 2 转换层及加强层楼盖结构；
- 3 强连体结构中连接体及其邻近楼盖结构；
- 4 竖向立面收进较大处的楼盖结构；
- 5 大开洞等处较为薄弱且需要传递水平力的楼盖结构。

**6.2.14** 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。

【条文说明】构件的抗震等级及其延性构造措施应与结构的抗震性能水准和构件的损坏等级相对应。一般情况下，构件的抗震等级和延性构造措施可先根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《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 等相关规定采用，但有关最小纵筋配筋率、箍筋体积配箍率等参数应在罕遇地震作用下的弹塑性模型中予以合理反映，并据此确定相应的延性变形限值。当罕遇地震作用下的构件变形不满足性能目标时，应提高其延性构造措施。对于新建工程，不建议通过提高构件承载力来降低规范规定的抗震等级及其延性构造。应对非常不确定的地震作用，提高抵抗大震倒塌的能力，抗震等级对应的设计措施更为有效。

## 6.3 抗震计算分析

### I 一般规定

**6.3.1** 超限高层建筑结构计算分析应根据分析对象的地震水准、力学特征、分析内容、材料性能、评判标准及预期破坏等因素，选用合适的分析方法。

【条文说明】为了分析建筑结构在给定抗震水准的性能，可以采用的分析方法有静力弹性分析(LSP)、动力弹性分析(LDP)、非线性静力弹塑性分析(NSP)、非线性弹塑性时程分析(NDP)。计算分析均基于大量基本假定，如平截面、杆系、壳元、铰接、刚接等，另外荷载、材料性能等也存在较多不定因素，所以理论精确解与实际工程难免存在差异，对此应有所认识。

**6.3.2** 超限高层建筑结构计算分析应采用至少两个不同力学模型的结构分析软件进行整体计算，且不同结构分析软件应具有输入参数和计算结果的相似性，总质量及前二阶平动振型周期相差不宜超过 5%，第一阶扭转振型周期相差不宜超过 10%，基底剪力相差不宜超过 10%，倾覆力矩相差不宜超过 15%。

【条文说明】振型分解法是超限高层建筑抗震计算的主要方法，对于连体结构、大底盘多塔结构等振动复杂的结构，应适当增加振型数量，各振型参与质量之和不宜小于 95%。

**6.3.3** 超限高层建筑结构计算分析宜考虑平扭耦联计算结构的扭转效应，振型数不应小于 15 个，对多塔楼结构的振型数不应小于塔楼数的 9 倍，且计算振型数应使各振型参与质量之和不小于总质量的 90%。

【条文说明】对于整体性较差的结构，如体育场馆、大型商业等，采用振型分解反应谱方法进行分析时，特征值向量法会导致反应谱分析质量参与系数不足，宜采用与动力荷载空间分布相关的 Ritz 向量法求解，提高分析效率；但计算结构固有动力学特性（如固有频率、基本振型等）时，不能采用 Ritz 向量法，可采用特征向量法。

**6.3.4** 结构整体分析模型的构件计算单元应符合下列规定：

- 1 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；

2 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。

【条文说明】当连梁的跨高比小于4时，宜用壳单元模拟；剪力墙转角洞口形成的连梁不宜采用壳单元模拟。采用壳单元模拟转角连梁可能会过高估计该类连梁对剪力墙墙肢的约束，造成对整体结构抗侧及抗扭刚度分析指标的误判；当楼盖凹凸不规则、楼板不连续、楼板过于狭长或平面内变形明显，应考虑面内变形影响。

采用新型构件或新型结构时，结构分析软件及计算模型应能准确反映构件受力和结构传力特征。

6.3.5 周期、位移等整体控制指标计算时，可采用不带地下室的结构模型。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。

6.3.6 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分析进行分析计算；

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。

【条文说明】采用刚重比验算塔楼稳定性时，可采用无塔冠但计入其质量的模型。为充分计算塔冠的鞭梢效应，可采用时程分析或楼面谱分析确定塔冠的水平地震和竖向地震作用放大系数。

幕墙与主体的一体化设计时，幕墙体系不仅承受体系自身需承担的水平荷载和竖向作用，还起到了与主体共同抗侧或协调主体变形的作用。如通透空间的单层索网幕墙，索网在承受风荷载与竖向作用的同时，也起到了协调两侧塔楼变形的作用。因此，需考虑幕墙与主体结构的协调作用。

6.3.7 结构抗震计算应符合下列规定：

1 多遇地震作用下的结构，应采用弹性分析方法计算；

2 设防烈度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计算；

3 设防烈度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计算，并宜采用弹塑性方法验算；第4、第5抗震性能水准的结构可采用等效弹性方法计算，并应采用弹塑性方法验算。

【条文说明】抗震计算主要包括小震弹性计算、中震弹性（弹塑性）计算复核、大震弹性（弹塑性）计算复核三部分。地震作用计算可采用振型分解反应谱法、弹性时程分析法、弹塑性

静力推覆分析法和弹塑性动力时程分析法。

本条中的弹性分析，主要用于尚未出现钢筋或钢材屈服和混凝土压溃等塑性或不可恢复破坏的情况，但允许混凝土出现开裂等刚度折减情况，同时也建议对受弯、压弯等出现拉应力的混凝土构件考虑刚度折减影响，以更准确地反映结构的实际刚度。多遇地震效应计算时，连梁折减系数不宜小于 0.5，重力荷载、风荷载作用效应计算不宜考虑连梁刚度折减。

本条中的等效弹性分析，主要针对已出现一定程度的钢筋或钢材屈服、或混凝土压应力超过峰值应力较多甚至局部压溃等情况。此时的等效弹性除应考虑混凝土开裂引起的刚度折减外，尚应考虑上述不可恢复变形的刚度退化影响。当针对关键构件进行罕遇地震等承载力复核时，等效弹性分析的刚度折减或刚度退化系数如考虑不充分时，将过高估计其地震内力，因此对于出现严重塑性变形的结构，如难以合理评估相关构件的刚度折减系数，应尽量避免采用等效弹性分析方法。混凝土构件不考虑混凝土部分的抗拉承载力，但等效弹性模型往往根据混凝土部分计算截面刚度，容易过高估计这类构件的计算内力，可根据受力情况进行适当的刚度折减，必要时可进行裂缝验算。

弹性分析可采用线性方法，弹塑性分析可根据性能目标所预期的结构弹塑性状态，分别采用增加阻尼的等效线性化方法以静力或动力非线性分析方法。

**6.3.8** 采用消能减震或隔震技术的结构，其计算分析尚应符合下列规定：

1 当主体结构处于弹性工作状态且消能器处于线性工作状态时，可采用弹性分析方法计算；

2 当主体结构进入弹塑性状态或消能器处于非线性状态时，应采用等效弹性或弹塑性分析方法计算；

3 当隔震结构的隔震装置进入非线性状态时，宜采用弹塑性分析方法进行隔震结构以及隔震装置的承载力和变形验算；

4 对于结构高宽比大于 4、结构高度大于 60m、多塔隔震、连体隔震、错层隔震等复杂隔震结构，应采用弹塑性分析方法进行变形验算。

【条文说明】当主体结构处于弹性工作状态，消能器、隔震支座处于线性工作状态时，可采用振型分解反应谱法、弹性时程法；当主体结构处于弹性工作状态，消能器、隔震支座处于非线性工作状态时，可将消能器、隔震支座进行等效线性化，采用附加有效阻尼比和有效刚度的振型分解反应谱法、线性时程法，也可采用非线性时程分析法；当主体结构进入弹塑性状态时，应采用静力弹塑性分析方法或非线性时程分析方法。

**6.3.9** 结构分析中阻尼参数的选取应符合下列规定：

1 多遇地震作用下的弹性计算可采用相关规范规定的结构阻尼比。

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。

4 设置速度型阻尼器的结构，宜按阻尼器及其支撑构件的实际刚度与耗能参数建模并进行动力分析；当采用静力分析时，应充分论证附加等效阻尼的准确性。

【条文说明】结构等效阻尼一般包括结构构件本身的材料非线性耗能、填充墙等未参与计算的非结构构件的材料非线性耗能、土-基础相互作用、以及消能和隔震装置耗能。根据建筑结构的具体特点应调整粘性阻尼的大小。ATC72 和最近的研究出版物（如 Cruz 和 Miranda, 2016 年；Bernal 等人, 2015 年）从测量的建筑数据中提供证据，表明高层建筑的阻尼建筑物比低层建筑物少。考虑到中国对整体刚度的计算一般采用弹性刚度，限值的要求比国外要高，故在计算整体刚度时可以采用较大的等效阻尼比，但是在计算构件内力时，可偏安全的适当减小阻尼比。设防烈度地震、罕遇地震作用下采用等效弹性分析时，可根据可能的结构耗能情况折算计入附加阻尼比，罕遇地震混凝土结构和混合结构阻尼比增加值一般不大于 0.03，钢结构阻尼比增加值不宜大于 0.015；罕遇地震作用下采用等效弹性分析时所采用阻尼比，可依据 Pushover 分析结果进行合理取值。结构在罕遇地震作用下，由于结构构件的非线性本构关系模型直接体现了能量耗散，所以不应通过增加结构阻尼比与采用非线性单元两种方式重复考虑能量耗散，以避免低估结构响应造成结构设计偏于不安全。

采用显式积分方法时，若使用完整的瑞利阻尼形式，则计算工作量会显著增加，所以目前工程应用中一般会做简化处理，如忽略瑞利阻尼的刚度项以节约计算时间，这种做法将带来一定的潜在计算偏差，表现在可能会放大结构的高阶振型响应。

为控制弹塑性分析时不同阻尼输入方法及其参数取值造成过大的阻尼差异，本导则要求在弹塑性时程分析之前，先在弹性分析模型中采用与弹塑性分析一致的阻尼输入方法及其阻尼参数进行地震响应试算，并与基于振型分解法的弹性时程进行对比，其基底剪力及最大层间位移角等结果差异宜控制在 5% 以内。

## II 弹性分析与等效弹性分析

6.3.10 当采用弹性分析时，一般楼层的楼板可采用整层刚性或分块刚性的隔板假定；对于转换层、加强层和桁架弦杆所在楼层，进行整体指标计算时宜采用弹性楼板模型，构件验算时应采用弹性楼板模型；多塔结构整体分析时，大底盘楼板应采用弹性楼板模型。

【条文说明】楼板虽不作为主要抗侧力构件，但对竖向抗侧力构件之间的地震力分配起到重要作用，也为水平抗侧力构件起到稳定作用，建模时应重视具体工程中楼板的作用和建模方法。桁架弦杆层的楼板起到桁架弦杆的作用，当采用刚性隔板假定时，桁架弦杆层变为无限刚，过高估计弦杆轴向刚度而明显失真。特别是设置环桁架和伸臂桁架的超高层建筑，相关楼层的楼板内存在很高的剪应力，采用刚性楼板时较明显的改变了结构刚度和动力特性。当楼板采用壳单元模拟时，刚性楼板假定约束了连梁的上边缘从而导致连梁刚度严重失真。采

用弹性楼板时，可采用考虑面外刚度的弹性板单元或不考虑面外刚度的弹性膜单元。

**6.3.11** 当采用弹性分析时，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 转换层及加强层大梁、伸臂桁架、带状桁架、转换桁架上下弦等，不宜考虑梁刚度放大系数；

4 对于无现浇面层的装配式楼盖，不宜考虑楼面梁刚度的增大系数。

【条文说明】梁与混凝土楼板有可靠连接时梁刚度放大系数可取上限。当楼板参与结构整体计算时，不应重复考虑梁刚度放大系数。当楼板作为梁翼缘建模计算时，梁翼缘宽度可取两侧各 4 倍板厚且不大于梁高或 1/2 板跨。转换层及加强层中核心筒与外框柱相连的大梁或伸臂桁架周边的楼板受拉易发生刚度退化，因此在大梁与伸臂桁架计算时不宜考虑楼板对其刚度贡献。

**6.3.12** 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。

【条文说明】时程分析法较振型分解反应谱法，能够考虑结构在地震作用下的动力特性，因此构件承载力计算时，需采用时程分析法与振型分解反应谱法计算地震作用效应的包络值。且在进行设防烈度和罕遇地震作用下的等效弹性计算时，也应计入结构的动力特性影响，可将反应谱法计算的地震作用乘以与多遇地震作用下反应谱法相同的放大系数。

**6.3.13** 设防烈度地震和罕遇地震作用下的等效弹性分析，宜综合考虑混凝土开裂和损伤、钢筋或钢材塑性变形等情况，对构件刚度进行折减；梁刚度放大系数的取值应考虑楼板损伤的不利影响。

【条文说明】FEMA 356 中，对于规则结构，当绝大多数抗侧构件承载力与荷载效应组合的比值大于 2 时，可采用等效弹性分析法；对于不规则结构，所有抗侧构件承载力与荷载效应组合的比值均大于 2，方可采用等效弹性分析法。当结构出现较大范围或较高级别的钢筋或钢材屈服、混凝土非线性损伤时，不建议采用等效弹性分析法。当确定采用时，应对其破坏情况进行合理评估。

罕遇地震采用等效弹性法计算时，构件刚度宜根据弹塑性分析的结果进行综合评估，其刚度折减可进一步考虑钢筋或钢材塑性、混凝土非线性损伤等因素影响。构件刚度折减情况宜按实际情况取值，建议连梁刚度按不同高度范围的损伤情况分段取值，如低区取 0.5~0.6，中高区取 0.3~0.4；框架梁刚度折减系数取 0.7~0.8；底部加强区或其他明显受拉区域的剪力墙，其刚度折减系数宜取 0.7~0.8，全截面受拉的剪力墙刚度可进一步折减；加强层等楼板



刚度折减系数宜取 0.2~0.5，构件承载力验算时宜取零。

**6.3.14** 设防烈度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。

【条文说明】设防烈度地震周期折减系数不宜大于 0.9，罕遇地震不宜大于 1.0。

**6.3.15** 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。

【条文说明】框架-剪力墙、框架-核心筒结构等具有多重抗侧力体系的结构，其墙与框架部分一定程度上是互成二道防线的。因此在设防烈度与罕遇地震作用下，墙的连接屈服导致刚度减小，结构的框剪比增大，框架部分需要承担更多的剪力，按等效弹性方法计算框架部分的构件承载力时，应乘以相应的放大系数。放大系数可取动力弹塑性计算的框架部分地震剪力与等效弹性计算的框架部分地震剪力的比值，且该系数不应小于 1。

### III 弹塑性分析

**6.3.16** 弹塑性分析时所用的软件应经过主管部门验收合格的弹塑性分析软件。当结构的高度超过 300m 或跨度超过 120m 时，应采用 2 个不同力学模型软件进行弹塑性分析。

**6.3.17** 结构弹塑性计算模型宜能反映钢筋和型钢对截面行为的贡献，并按实际材料特性或构件特性选择合适的单元类型。钢筋、混凝土材料的本构关系宜通过试验确定，也可按本导则附录 C 采用。

【条文说明】结构弹塑性分析是钢筋混凝土结构抗震性能设计的关键技术，通常分为三个层次：材料层次，构件层次和结构层次。

材料层次的结构弹塑性分析以材料应力、应变为基础，通过应力判断材料强度是否满足要求，通过应变判断材料变形是否满足要求，目前在部分超限工程中有应用。常用的材料本构模型可参考本标准附录 C。

结构层次的弹塑性分析以结构层间剪力和层间位移角为基础，通过结构层间位移角判断结构的损坏程度和是否倒塌。

构件层次的结构弹塑性分析以构件内力和构件变形为基础，通过构件内力判断构件承载力是否满足要求，通过构件变形判断构件的损坏程度，是本导则推荐的分析方法。

弹塑性计算分析首先要了解分析软件的适用性，选用适合于所设计工程的软件，然后对计算结果的合理性进行分析判断。

**6.3.18** 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；

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；弯曲受力为主的剪力墙可采用弹塑性纤维单元等简化墙单元模型，应正确考虑剪切刚度及剪切非线性破坏的影响；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单元进行模拟，并应注意与梁单元或壳单元在连接处变形的协调性；

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；

8 消能减震构件、隔震支座应选用能够准确模拟产品非线性受力、滞回性能的单元类型。

【条文说明】本条对弹塑性模型的材料和单元类型提出相关要求。结构构件的弹塑性力学模型可采用基于材料的模型或基于构件的模型，并应符合下列规定：1) 基于材料的模型应采用材料应力-应变( $\sigma$ - $\varepsilon$ )本构模型，弹塑性时程分析时应采用反复荷载作用下的材料应力-应变( $\sigma$ - $\varepsilon$ )滞回本构模型，混凝土材料的本构模型宜有下降段；2) 基于构件的模型应采用构件的力-变形模型，包括弯矩-曲率( $M$ - $\varphi$ )模型、弯矩-转角( $M$ - $\theta$ )模型、剪力-转角( $V$ - $\theta$ )模型、剪力-位移( $V$ - $\Delta$ )模型、轴力-位移( $N$ - $\Delta$ )模型等，弹塑性时程分析时应采用反复荷载作用下的构件力-变形滞回模型。

本条规定梁、柱、墙的非线性单元推荐类型，例如柱、墙、支撑应考虑 P-M-M 的相关性，当杆系构件的非线性发展不集中在杆件端部时，不应采用塑性区非线性弹簧模型或塑性铰模型。

弹塑性纤维单元等简化墙单元模型，由于其强制解耦剪力墙的拉、压、弯曲和剪切受力状态，具有一定的粗糙性，不宜在复杂剪力墙非线性分析中采用，采用时应重点关注如何正确考虑剪切变形、剪切刚度及剪切非线性破坏等问题；复杂剪力墙（形状不规则、存在较大洞口及洞口错位等情况）宜采用非线性分层壳模型；

理论研究和非线性分析工程实践表明，混凝土连梁是混凝土结构中非线性发展强烈的构件，也是混凝土结构重要的耗能部位，应重点进行细致的非线性模拟。当跨高比小于 3 时，连梁受力状态复杂，拉、压、弯曲和剪切作用高度耦合且不可忽略相互影响，宜采用细分网

格的非线性分层壳单元进行模拟，单元网格尺寸控制在连梁高度的 1/4 左右为宜，同时连梁单元与周边墙体单元的网格应保证变形协调。

钢管混凝土可考虑混凝土的约束效应；普通混凝土构件也宜适当考虑箍筋对混凝土受压变形能力的有利影响（完全按素混凝土本构时失真较多），但不建议考虑箍筋对混凝土承载力的提高影响；钢结构构件当宽厚比较大时容易发生局部失稳，但梁单元采用平截面假定而无法考虑这一不利影响，设计时应避免采用过大的宽厚比或考虑宽厚比的影响。对于钢结构，宜考虑节点域剪切变形影响。

设计人员也应充分把握当前弹塑性建模与分析结果的局限性，比如：纤维单元的抗剪仍按弹性计算，需要单独进行承载力复核，同时在剪压比较大时无法考虑剪力对抗弯承载力的耦合影响，过高估计抗弯承载力；塑性铰单元可以考虑抗剪承载力，但往往也不与正截面承载力耦合；积分壳单元可以考虑抗弯、抗剪的承载力耦合关系，但抗剪承载力一般无法计入分布筋的影响，导致抗剪承载力偏低；纤维单元的塑性铰只能出现在沿单元长度方向的积分点位置，单元划分不充分时容易高估单元抗弯承载力；塑性铰单元的塑性铰只能出现在梁端处，无法出现在跨中而无法反映钢结构构件的跨中屈服或弹塑性失稳；纤维单元和积分壳元按平截面假定，无法考虑纵筋屈曲现象，因而高估其延性变形能力；剪力墙采用纤维单元时，两个方向的混凝土纤维是独立受力的，无法考虑承载力的相关性，容易过高估计承载力；钢结构构件不会发生截面局部失稳，因而对较大宽厚比的截面总是高估其延性变形能力。

**6.3.19** 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。

【条文说明】出于计算成本及计算结果的收敛性考虑，结构弹塑性分析模型与弹性分析模型相比可删除一些多余的节点与次梁，但简化模型应对结构的刚度与质量进行复核，总质量及前二阶平动振型周期相差不宜超过 5%，第一阶扭转振型周期相差不宜超过 10%，前三阶振型的振动特性宜保持一致。

**6.3.20** 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。

【条文说明】通常在结构整体模型上同时施加结构自重来计算自重产生的内力，但实际的结构自重是分层施加的，对于超高层建筑、大跨度转换、大悬挑结构等，上述两个模型计算结果相差较大，结构抗震计算应考虑施工过程对上述结构内力产生的影响。超高层结构和复杂结构容易出现不均匀竖向变形，同时伸臂桁架后装等特殊施工工艺对结构构件内力影响较大，因此应进行施工模拟分析，并作为罕遇地震下抗震性能分析和评价的基本条件。对于某些特殊的混凝土结构，混凝土的收缩变形和徐变变形可能非常显著，必要时建议一并考虑。当施工方案与施工模拟计算不同时，应重新调整相应的计算。

**6.3.21** 结构弹塑性分析的计算结果应满足下列要求：

- 1 验证结构具备足够的承载能力、变形能力及耗能能力；
- 2 验证结构抗震性能、传力途径和屈服机制的合理性；

- 3 揭示结构的弹塑性变形规律；
- 4 为结构抗震多道防线设计提供量化依据；
- 5 确定结构的薄弱楼层或薄弱部位，为提高结构抗倒塌能力提供量化依据。

【条文说明】合理的结构体系应受力明确、传力途径合理且传力路线不间断，对提高结构的抗倒塌性能将十分有利。弹塑性分析可以较好地判别结构在地震等外力作用下传力途径是否合理，结构耗能机制是否与设计意图相符。

对于风荷载起控制作用的低烈度区的超限结构，罕遇地震作用下可能很少出现构件屈服、严重损伤等情况，可比设防烈度提高一度进行罕遇地震弹塑性时程分析，以检验结构的屈服机制，寻找结构薄弱部位及可能的破坏类型，该地震作用主要用于揭示屈服机制和构件屈服次序，不作为构件配筋依据。

影响弹塑性位移计算结果的因素很多，现阶段其计算结果与承载力计算相比离散性较大。大震弹塑性时程分析时，由于阻尼的处理方法不够完善，波形数量较少，因此，大震弹塑性层间位移的参考数值 $\Delta u_p^a$ ，需借助小震弹性时程分析及小震的反应谱法确定，即：不宜直接把计算的弹塑性层间位移 $\Delta u_p$ 视为实际位移，需用同一软件计算得到同一波形、同一部位的大震弹塑性层间位移 $\Delta u_p$ 与小震弹性层间位移 $\Delta u_e$ 的比值 $\eta_p$ ，再将此比值系数 $\eta_p$ 乘以反应谱法计算的该部位小震层间位移 $\Delta u_e^s$ ，视为大震下的弹塑性层间位移的参考值 $\Delta u_p^a$ 。

$$\Delta u_p^a = \eta_p \Delta u_e^s \quad (6-1)$$

$$\eta_p = \Delta u_p / \Delta u_e \quad (6-2)$$

**6.3.22** 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，以及针对屋顶塔冠、桅杆或其他次结构的子结构分析；
- 6 超限大跨空间结构；
- 7 采用速度型阻尼器的消能减震结构，隔震结构；
- 8 其他有必要进行弹塑性时程分析的结构。

【条文说明】Pushover 分析可以较为简便地确定结构在不同地震强度下目标位移和变形需求，了解构件破坏过程，以及设计中的薄弱部位等。但对于高阶振型影响比较显著的建筑结构或复杂结构，Pushover 方法存在较明显的不足，如无法考虑地震作用持续时间、能量耗

散、承载力衰减等影响因素；另外水平荷载分布模式的选择直接影响 Pushover 评估结果，对具有多种可能破坏形式的结构往往只能得到其中一种。

第一阶振型为主一般指第一振型质量参与系数不小于 75%。FEMA356 定义高阶振型影响显著是指质量参与系数达到 90%的模态分析所得到的任何楼层剪力，大于仅有一阶模态分析的楼层剪力的 1.3 倍。

**6.3.23** 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。

【条文说明】本条侧向力模式参照 FEMA 356。静力弹塑性分析的侧力模式与结构的侧移变形模式相关，因此不同的侧力模式对分析结果有直接影响。建议分别采用振型组合侧力模式和倒三角形分布模式进行分析，有条件时可采用自适应侧力模式，采用振型组合侧力模式时所考虑的振型数的参与质量需达到总质量的 90%。

**6.3.24** 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。

**6.3.25** 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。

【条文说明】可通过增加结构抗侧力构件的承载力，或采取更加严格的抗震构造措施等提高结构抗震能力。

**6.3.26** 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。

【条文说明】直接积分法根据是否需要联立求解耦联的方程组，可分为隐式积分法和显式积分法两种，两种方法各有优、缺点，前者计算工作量较大，后者要求步长较小。采用相关方法与软件时有以下一些注意事项：

1 隐式积分法进行非线性迭代时，需保证在每个加载时间步迭代收敛后才能继续下一加载步计算，若无法迭代收敛，则计算结果可能会产生不可预测的“漂移”现象。当局部构件破坏比较严重时，经常出现隐式积分法难以迭代收敛的情况，从数学方法的角度解决该问题存在一定困难，不同的软件实现会采取一定的“策略”规避该问题，例如缩小时间步长或强制收敛，这些做法可能造成计算时间耗费显著增加或影响计算结果的准确性。

2 显式积分法一般采用差分格式求解，以满足算法稳定性为前提，建筑结构非线性动力分析的显式积分步长由单元最小尺寸与应力波通过单元所需最短时间的比值确定，因此最

小尺寸越小则计算时长越长。在采用 1m 左右单元网格时通常控制在  $10^{-5} \sim 10^{-4}$ 。由于差分格式不需要非线性平衡迭代过程，显式积分法可避免迭代不收敛问题，但由于最小稳定步长的要求，计算量巨大，对计算资源的耗费也将是显著的，需要一定的计算机硬件技术提供计算基础。在计算时也可通过删除多余节点、次要构件、控制网格尺寸等方法简化模型，但网格尺寸应能反应结构真实的受力特征和构件的屈服模式。

3 建筑结构的弹塑性分析是通过材料非线性本构模型来体现结构的非线性发展，同时也体现了结构的主要能量耗散过程。为了与线弹性分析保持延续性并计入非结构构件破坏耗能等其他复杂情况，一般仍然采用初始设定的建筑结构阻尼比或适当增加结构阻尼比以计入建筑中的部分能量耗散，但此时的建筑结构阻尼比增加不应包含构件材料非线性本构模型所产生的能量耗散，以避免在结构阻尼和非线性本构模型两方面重复计入构件的能量耗散。

4 采用显式积分法时，若使用完整的瑞利阻尼形式，则计算工作量会进一步显著提升，所以目前工程应用中一般会忽略瑞利阻尼的刚度项以节约计算时间。这种做法将带来一些潜在计算偏差，表现在可能会放大结构的高阶振型效应。基于理论研究和工程实践经验，建议采用振型阻尼进行显式动力分析，若采用简化瑞利阻尼形式，应通过适当的参数调整来避免计算结果产生较大误差。

6.3.27 弹塑性时程分析结果应满足判断结构整体抗震性能的要求，并应包括基底剪力、楼层剪力分布、楼层位移分布、层间位移角分布、能量分布以及关键构件内力和变形等指标。

【条文说明】弹塑性时程分析宜提供主要结果的时程曲线和屈服顺序等结果。地震波的合理选取至关重要，不同地震波下结构变形与构件塑性发展存在很大差异，应详细评估各组地震波下结构破坏情况和薄弱环节，并以最不利地震波作为构件破坏的评估依据。

## 6.4 结构性能评价

6.4.1 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表 6.4.1 的限值要求。

表 6.4.1 弹塑性层间位移角限值 $[\theta_p]$

结构体系	$[\theta_p]$
钢筋混凝土框架结构	1/50
钢筋混凝土框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构、板柱-剪力墙结构	1/100
钢筋混凝土剪力墙结构和筒中筒结构	1/120
除框架结构外的转换层	1/120
全框支剪力墙结构	1/150

注：对于钢筋混凝土框架结构，当轴压比小于 0.4 时， $[\theta_p]$ 可提高 10%；当柱子全高的箍筋构造比现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的最小体积配箍率大 30%时， $[\theta_p]$ 可提高 20%，但累计不超过 25%。

2 宜根据大震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。

#### 【条文说明】

1 层间弹塑性位移角是弹塑性分析结果中最主要指标之一，是评判整体结构在大震作用下的抗倒塌能力的重要指标，应满足《建筑抗震设计规范》和《高层建筑混凝土结构技术规程》给出的层间弹塑性位移角限值要求。

2 一般来说，结构在大震作用过程中，结构顶点沿地震波作用方向前后摇摆，其顶点位移曲线表现出在中心直立的平衡位置左右对称振动的特征；如果结构的顶部位移曲线出现了不能回复到平衡位置，而是偏向一侧的现象，则说明结构发生了非常严重的破坏，或者不能保持直立，甚至倒塌，如图 6-3 所示。

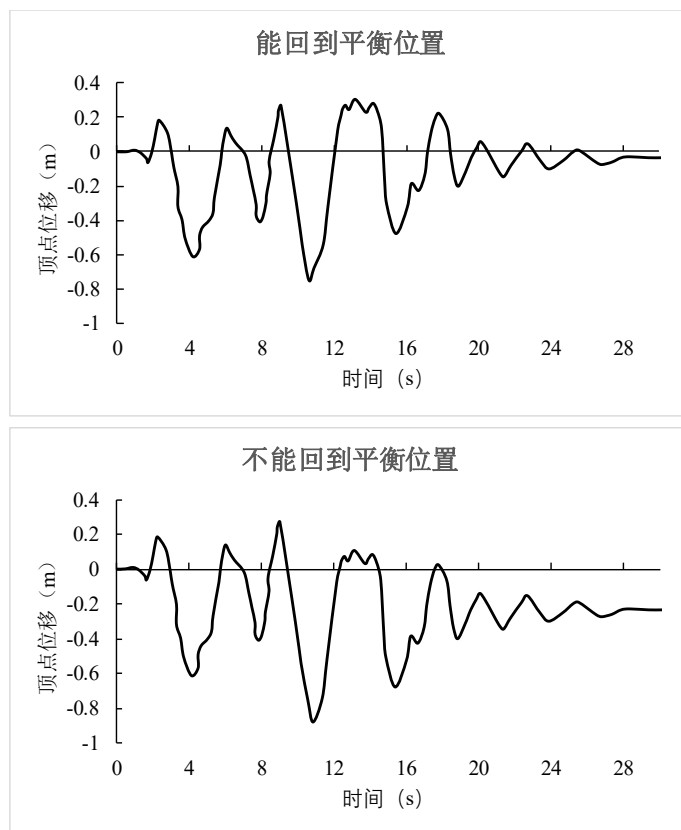


图 6-3 典型顶点位移时程曲线

通过对顶点位移的大震弹塑性和大震弹性时程曲线对比，能够比较直观的查看结构的

塑性开展进程，如图 6-4 所示。由图可知，大震地震波作用的前 4s，弹塑性与弹性计算顶点位移响应几乎同步，从第四秒开始，结构开始进入塑性，结构抗侧刚度随着塑性开展逐渐减小，周期逐渐增大，周期值从弹性阶段的 1.7s 逐渐增大至 3.6s，第 19s 时顶点位移达到峰值，位移时程仍然保持平衡点上下摆动，若层间弹塑性位移角能够满足规范限值，则结构整体能够满足大震不倒的性能水平。

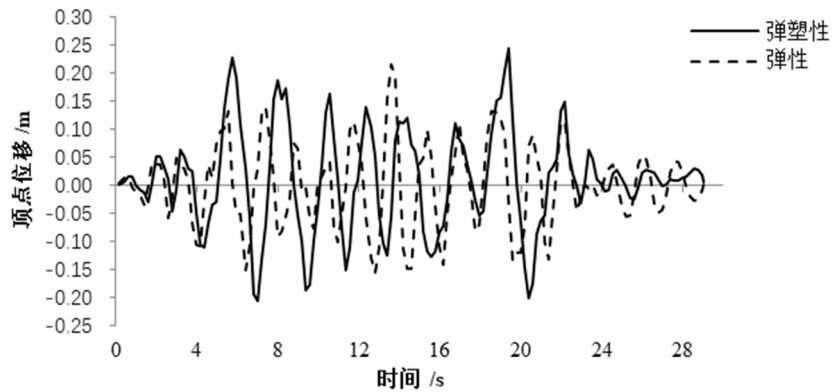


图 6-4 弹塑性与弹性顶点位移时程曲线对比

3 地震波作用之后结构存在损伤，结构整体表现为塑性残余变形，此时，结构已经偏离初始几何位置，通过观察结构的残余变形，能较为直观的判断结构薄弱部位。

当结构某一部分发生破坏时，有可能在该处形成损伤累积效应，因此，弹塑性分析有时候能够发现弹性分析无法得到的薄弱部位，以某工程大震弹性与弹塑性计算层间位移角为例，如图 6-5。由图可知，线弹性计算下，结构薄弱部位在第 6 层，而考虑弹塑性时，结构实际薄弱部位在第 4 层。

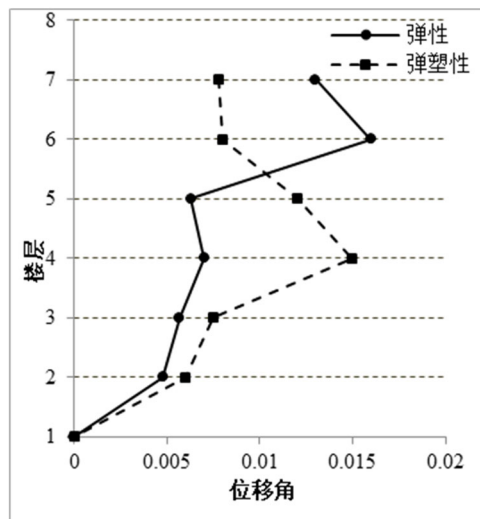


图 6-5 大震弹性和弹塑性层间位移角对比示例

4 地震波作用之后结构存在损伤，结构整体表现为塑性残余变形。对于采用全时长



地震波输入的结构弹塑性分析，由于在最后阶段地震波的幅值衰减严重已接近于零，因此可以一定程度上认为，结构在最后时刻的弹塑性层间位移角与塑性残余位移角相当。而在弹塑性时程分析时，考虑计算效率，常对地震波进行一定的截断，此时地震波的幅值相对较大，结构的弹塑性层间位移角中含有大量的弹性成分尚未完全恢复，因此可能导致薄弱层判断出现一定的误差。因此，原则上应采用塑性残余变形对结构部位进行直观判断，当弹塑性层间位移角中的弹性成分较小时，也可用弹塑性层间位移角代替。

5 结构的弹塑性层间位移角是对结构在时程内的最大层间位移角进行控制，而残余层间位移角是对结构的塑性变形提出要求。本款参考了美国规范 ASCE7-22 的相关条文，对结构的残余层间位移角进行了限制。ASCE7-22 中规定对超过 73m 高的结构，其残余层间位移角不应大于 0.015 倍层高，然而由于 ASCE7 规范中地震反应谱与位移限值的取值均与我国规范不同，为了与各规范相协调，不宜直接按美国规范取值。进一步分析残余层间位移角的取值方法，ASCE7 中残余层间位移角限值在数值上约等于设计地震作用下结构弹塑性层间位移角限值的 0.6~1.0 倍（与结构风险等级有关）。同时，对于大部分结构，ASCE7 规范中规定结构的大震层间位移角不大于设计层间位移角的 3 倍，此时残余层间位移角限值约为大震作用下层间位移角限值的 0.20~0.33 倍。基于该推论，混凝土结构残余层间位移角限值可近似取结构弹塑性层间位移角限值的 0.20 倍。

6.4.2 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 0.6~0.9。

【条文说明】基底剪力最大值是描述地震水平力大小的最重要指标之一。在大震作用下，结构部分构件进入塑性耗能阶段，结构刚度退化，等效阻尼比增加，周期变长，因此大震弹塑性下基底剪力最大值一般小于大震弹性。

通过对基底剪力的大震弹塑性和大震弹性时程曲线对比，也能够比较直观的查看结构的塑性开展进程，如图 6-6 所示。

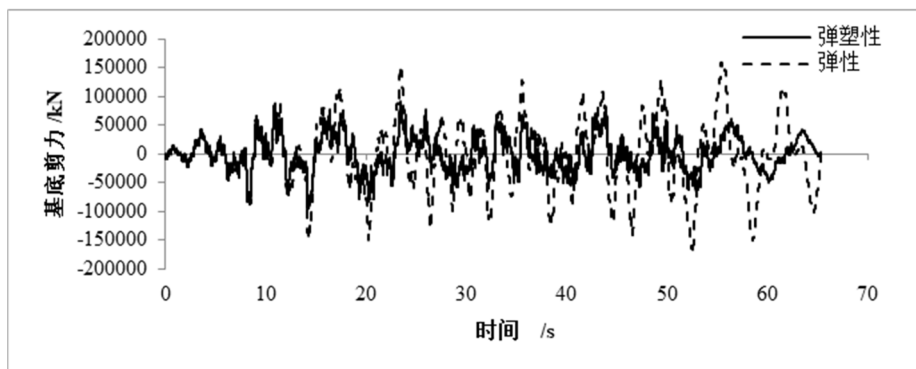


图 6-6 弹塑性与弹性基底剪力时程曲线对比

由图可知，大震地震波作用的前 15s，弹塑性和弹性时程计算的基底剪力一致，说明结构整体尚处于弹性阶段，第 15s 以后弹塑性计算的基底剪力明显小于弹性时程，说明结

构已经进入塑性，随着塑性的开展，弹塑性与弹性基底剪力比值越来越小，周期越来越大。

在6、7度区，当弹塑性计算与弹性计算的基底剪力最大值之比小于0.6时，结构损伤往往较严重，刚度退化严重，应特别关注结构层间弹塑性位移角和构件的损伤程度，在设计中应尽量避免此类情况。一般而言，在大震弹塑性计算中，随着塑性开展，结构刚度退化，特征周期变长，但实际工程计算中也存在弹塑性计算与弹性计算的基底剪力最大值之比大于0.9的情况，其原因主要是结构特征周期变长后，所选波在特征周期点上的加速度值与规范谱存在一定的正偏差。同样，弹塑性计算与弹性计算的基底剪力最大值之比小于0.6时，亦可能是由于所选波在特征周期点上的加速度值与规范谱存在负偏差导致，并非结构发生无法接受的损伤。因此，发生此类情况时，需要分析造成计算结果偏差的原因。对于由于波的频谱特性造成的偏差，必要时可重新选波进行计算。

#### 6.4.3 在罕遇地震作用下的结构构件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。

【条文说明】地震作用下结构构件合理的屈服次序对结构抗倒塌十分重要。合理的屈服次序指：耗能构件率先屈服，较其他构件具有更大的弹塑性变形能力和耗能能力；重要程度相对较低的构件，屈服不致引起结构倒塌。首先屈服的构件应为弯曲破坏的水平构件及耗能构件，然后是支撑杆件、普通竖向构件，最后才是关键竖向构件。

一般情况下，耗能构件包括剪力墙连梁、框架梁、消能梁段、延性墙板、耗能型支撑等，关键构件包括底部加强部位的重要竖向构件、水平转换构件及与其相连的竖向支承构件、大悬挑结构的主要悬挑构件、加强层伸臂和周边环带结构的竖向支撑构件、承托上部多个楼层框架柱的腰桁架、长短柱在同一楼层且数量相当时该层各个长短柱、扭转变形很大部位的竖向（斜向）构件、重要的斜撑构件等。

值得注意的是，构件重要程度应结合结构的具体形式和特点综合评定。例如支撑杆件，在钢框架-中心支撑结构中为优先屈服的耗能构件，在钢框架—偏心支撑结构中其屈服优先级应低于消能梁段，在转换桁架中则为关键构件。

对一般钢筋混凝土结构，可根据构件重要程度及抗弯、抗剪性能水准要求，控制构件屈服次序，由先到后为：剪力墙连梁、框架梁端、剪力墙底部加强部位、框架柱根。

钢结构构件的屈服次序，还可通过性能系数调整塑性铰出铰顺序以实现。不同构件性能系数大小关系，可归纳如下：

- (1) 框架结构：柱>梁
- (2) 框架—中心支撑结构：柱>梁>支撑
- (3) 框架—偏心支撑结构：柱>支撑>梁>消能梁段

(4) 非塑性耗能区 > 塑性耗能区, 关键构件 > 一般构件

6.4.4 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。

## 6.5 构件性能评价

6.5.1 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导则第 6.3 节要求。

6.5.2 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导则第 6.5.1 条的规定。

【条文说明】对于框架-核心筒、框架剪力墙等具有多道抗震防线的结构, 由于计算参数等因素的影响, 框架部分的构件内力在弹性(等效弹性)分析的结果与弹塑性分析的结果存在显著差别, 为确保这部分构件的承载力验算准确可靠, 宜采用弹性(等效弹性)分析与弹塑性分析结果的包络值进行构件承载力验算。

6.5.3 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:

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (6.5.3-1)$$

式中:  $R_d$ 、 $\gamma_{RE}$  —— 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;

$\gamma_G$ 、 $\gamma_{Eh}$ 、 $\gamma_{Ev}$ 、 $\gamma_w$  —— 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；  
 $\psi_w$  —— 风荷载组合值系数，应取 0.2。

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

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk}^* + \gamma_{Ev} S_{Evk}^* \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (6.5.3-2)$$

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；

$S_{Evk}^*$ ——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。

6.5.4 设防烈度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（6.5.4-1）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（6.5.4-2）的规定：

$$S_{GE} + S_{Ehk}^* + 0.4 S_{Evk}^* \leq R_k \quad (6.5.4-1)$$

$$S_{GE} + 0.4 S_{Ehk}^* + S_{Evk}^* \leq R_k \quad (6.5.4-2)$$

式中： $R_k$ ——构件承载力标准值，按材料强度标准值计算。

6.5.5 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（6.5.5-1）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（6.5.5-2）的规定。

$$S_{GE} + S_{Ehk}^* + 0.4 S_{Evk}^* \leq R_u \quad (6.5.5-1)$$

$$S_{GE} + 0.4 S_{Ehk}^* + S_{Evk}^* \leq R_u \quad (6.5.5-2)$$

式中： $R_u$ ——构件承载力极限值，计算时材料强度可取最小极限强度；钢材可取各牌号极限强度的最小值，钢筋可取屈服强度的 1.25 倍，混凝土强度可取立方体强度的 0.88 倍。

6.5.6 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，并应符合以下规定：

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：

$$V = 1.2 (M_{bua}^l + M_{bua}^r) / l_n + V_{Gb} \quad (6.5.6-1)$$

$$V = 1.2 (M_{cua}^t + M_{cua}^b) / H_n \quad (6.5.6-2)$$

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；

$M_{cua}^t$ 、 $M_{cua}^b$  —— 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如下要求：

跨高比大于 2.5 的梁及剪跨比大于 2 的柱：

$$V \leq 0.2\beta_c f_{ck} b h_0 \quad (6.5.6-3)$$

跨高比不大于 2.5 的梁及剪跨比不大于 2 的柱：

$$V \leq 0.15\beta_c f_{ck} b h_0 \quad (6.5.6-4)$$

3 型钢混凝土构件的最小抗剪截面验算应符合如下要求：

$$V \leq 0.36\beta_c f_{ck} b h_0 \quad (6.5.6-5)$$

4 钢-混凝土组合剪力墙的最小抗剪截面验算应符合如下要求：

跨高比大于 2.5 时：

$$V - 0.5 (f_{ak} A_a + f_{spk} A_{sp}) \leq 0.2 f_{ck} b h_0 \quad (6.5.6-6)$$

跨高比不大于 2.5 时：

$$V - 0.5 (f_{ak} A_a + f_{spk} A_{sp}) \leq 0.15 f_{ck} b h_0 \quad (6.5.6-7)$$

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

$f_{ck}$  —— 混凝土轴心抗压强度标准值；

$b$ 、 $h_0$  —— 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。

6.5.7 罕遇地震作用下弹塑性时程分析时按弹性简化的构件分量宜补充进行承载力验算。

【条文说明】在对结构进行弹塑性分析时，常对构件单元进行一定的简化，如纤维梁单元的抗剪刚度即是按弹性刚度进行了简化。因此在弹塑性分析时尚需要采用等效弹性算法或考虑抗剪刚度塑性变化的模型进行补充验算。

6.5.8 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。

6.5.9 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，判断的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，判断的损伤值和塑性应变值宜按单元的面积加权平均值确定。

**6.5.10** 钢筋混凝土、钢-混凝土组合构件中混凝土本构宜通过试验确定，也可按本导则附录第 C.2 节选用。混凝土的损坏等级可根据受压应变和受压损伤变量按表 6.5.10 进行损坏等级评价。受压损伤变量 $d_{cp}$ 可按下列公式计算：

$$d_{cp}=1-\frac{\sigma}{(\varepsilon-\varepsilon_p)E_c} \quad (6.5.10-1)$$

$$\varepsilon_p=\varepsilon-\left[\frac{(\varepsilon+\varepsilon_{ca})\sigma}{\sigma+E_c\varepsilon_{ca}}\right] \quad (6.5.10-2)$$

$$\varepsilon_{ca}=\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c+\varepsilon}\sqrt{\varepsilon_c\varepsilon} \quad (6.5.10-3)$$

式中： $\varepsilon$  —— 混凝土压应变；  
 $\varepsilon_c$  —— 混凝土峰值压应变；  
 $\varepsilon_{ca}$  —— 混凝土附加应变；  
 $\varepsilon_p$  —— 混凝土残余应变。

**表 6.5.10 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					
	L1	L2	L3	L4	L5	L6
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	$\leq 0.01$	$\leq 0.2$	$\leq 0.5$	$\leq 0.65$	$\leq 0.8$	$> 0.8$

注：1  $\varepsilon_{c,r}$ 为混凝土的峰值压应变； $\varepsilon_{cu}$ 为混凝土的极限压应变。

2 本表关于混凝土受压损伤变量的限制，系根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010-2010 附录 C.2.4 的非约束混凝土本构模型制定；采用不同的混凝土本构模型或不同的模型参数时，但损坏等级的评定方法也应相应调整。

**6.5.11** 钢筋混凝土构件、钢混凝土组合构件、钢构件中的钢筋/钢材可通过试验确定，也可按本导则附录第 C.1 节选用。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 6.5.11 进行评价。

**表 6.5.11 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 6.5.10 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：表中为 $\varepsilon_y$ 钢筋/钢材屈服应变。

**6.5.12** 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。

【条文说明】钢结构的构件进行有限元分析时，应能充分考虑构件的失稳变形，避免采用单个单元模拟构件。

**6.5.13** 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 6.5.13 确定，受拉损坏等级可根据受拉应变按本导则表 6.5.11 确定。

表 6.5.13 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	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 2.5\varepsilon_y$	$\leq 4\varepsilon_y$	$\leq 6\varepsilon_y$	$\leq 8\varepsilon_y$	$> 8\varepsilon_y$
	$0 < P/P_y \leq 0.2$	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 2.0\varepsilon_y$	$\leq 3\varepsilon_y$	$\leq 4\varepsilon_y$	$\leq 5\varepsilon_y$	$> 5\varepsilon_y$
	$0.2 < P/P_y \leq 0.4$	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 1.75\varepsilon_y$	$\leq 2.5\varepsilon_y$	$\leq 3.25\varepsilon_y$	$\leq 4\varepsilon_y$	$> 4\varepsilon_y$
	$0.4 < P/P_y \leq 0.6$	$\leq \varepsilon_y$	$\leq 1.5\varepsilon_y$	$\leq 2\varepsilon_y$	$\leq 2.5\varepsilon_y$	$\leq 3\varepsilon_y$	$> 3\varepsilon_y$
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《钢结构设计标准》GB50017 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 表中为 $\varepsilon_y$ 钢材屈服应变。

**6.5.14** 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，可按本导则附录 E 执行。

【条文说明】对于钢筋混凝土剪力墙，建议采用基于应变或损伤变量的评价方式。

**6.5.15** 当采用构件变形对受弯、压弯、拉弯的钢构件进行性能水准评价时，可按本导则附录 F.0.3 执行。当采用构件变形对轴向受力钢构件进行性能水准评价时，可按本导则附录 F.0.4 执行。

## 7 超限高层建筑结构专项分析

### 7.1 施工模拟分析

**7.1.1** 超限高层建筑结构应进行施工模拟分析：高度超过 200 米的高层建筑结构或混合高层建筑结构，尚应计入混凝土收缩、徐变、温度差异等非荷载效应影响；对竖向变形敏感的结构尚宜计入基础差异沉降的影响。

【条文说明】应重视复杂结构的施工模拟分析和非荷载效应分析，如刚性连体结构采用不同施工方案（整体提升、悬臂合拢等）、转换结构或伸臂桁架杆件安装次序、悬挑或倾斜结构整体刚度形成阶段、外框与内筒之间由徐变收缩引起的竖向变形差等，均会对结构构件变形和内力产生较大影响。对于设置加强层、水平转换桁架、连体桁架、悬挂结构、建筑形体倾斜结构、竖向构件偏置结构等对竖向变形敏感的结构，尚宜考虑基础差异沉降的影响。

**7.1.2** 施工模拟分析应能反映实际施工过程、施工工期、加载顺序、材料时变效应等因素，当施工方案与施工模拟计算不同时，应重新调整相应的计算。

【条文说明】常规分析是在结构整体模型上同时施加结构自重来计算自重产生的内力，但实际的结构自重是分层施加的，对于超高层建筑、大跨度转换、大悬挑结构等，上述两个模型计算结果相差较大，结构计算应考虑施工过程对上述结构内力产生的影响。对于某些特殊的混凝土结构，混凝土的收缩变形和徐变变形可能非常显著，必要时建议同时考虑。当施工方案与施工模拟计算不同时，应重新调整相应的计算。

**7.1.3** 当施工中设置临时支撑时，施工过程模拟应计入临时支撑设置和拆除对结构内力和变形的影响。

**7.1.4** 复杂结构重力荷载作用下的施工过程模拟分析宜采用两个不同软件分别计算，并对计算结果进行对比验证。

【条文说明】不同软件在计算时对力学模型均存在一定的假定和简化，且假定与简化不尽相同，该问题在针对常规结构设计时可以被忽略，但对于复杂结构部分模型的简化容易造成对结果的重大影响，因此需要补充两个不同软件的对比验证。下列结构需进行施工过程模拟时，宜根据实际情况开展两个模型的对比验证。

- 1 高度不小于 150m 的高层和高耸结构；
- 2 跨度不小于 60m 的空间结构和其他柔性空间结构；
- 3 存在较大悬挑长度构件的建筑结构；
- 4 施工过程中存在构件延迟安装的建筑结构；
- 5 材料特性和施工过程对结构内力有显著影响的建筑结构。

**7.1.5** 对于施工过程影响显著的结构，宜通过施工模拟分析合理确定施工工序，改善结构的受力状态。并应在设计文件中按照施工模拟分析结果，明确相应的施工工序。



【条文说明】可根据施工模拟结果，优化施工次序，提高结构的安全性和合理性。对于大跨度结构，可以通过后装构件避免某些部位受力过于集中；通过个别支座卸载后固定，避免支座在结构自重作用下受拉。超高层结构容易出现不均匀竖向变形，造成伸臂桁架、加强层楼板等水平构件产生较大的附加内力，可通过伸臂桁架后装、加强层楼板后浇等特殊施工工艺释放部分内力，使伸臂桁架的受力更加合理。

7.1.6 对于施工过程中无法形成整体刚度的结构，应复核整体刚度尚未形成阶段结构构件在不利边界条件及施工阶段工况下的承载力和变形。

【条文说明】对于主要竖向构件倾斜的结构，在结构整体拼装完成之前，结构的整体刚度较小，主要构件的边界约束较弱，应注意复核不利条件及工况下的承载力和变形。

7.1.7 索结构应按真实的预应力建立过程模拟分析结构的初始受力状态。

7.1.8 对于叠合柱等二次或多次施工形成最终截面的构件，应计入施工次序对构件受力的影响，不同计算工况构件刚度应取相应的截面刚度。同时应验算施工期间构件的承载力，并应计入 10 年一遇的风荷载，可不考虑地震作用。

【条文说明】叠合柱的钢管内、外混凝土不同期浇筑相较于同期施工，在上部结构自重和施工荷载作用下构件承受较大轴力，钢管对管内混凝土的套箍作用发挥更为充分，构件承载力更高。

7.1.9 框架-核心筒，筒中筒组合结构，在施工阶段应计算竖向构件压缩变形的差异，根据分析结果预调构件的加工长度和安装标高。

## 7.2 非荷载效应工况分析

7.2.1 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。

【条文说明】缺乏试验资料，需要直接引用国外模型时，推荐采用 GL2000 模型、FIB(MC2010)模型和 B3 模型 (ACI)。不同的收缩徐变模型，计算参数均有所不同，如形状和构件尺寸相关的参数、湿度相关参数、骨料相关参数、龄期相关参数等，应选择合适的计算参数，并考虑时间相关的材料属性。有条件时可进行短期试验对相关参数进行修正。

汪洋等的试验表明，钢管的约束作用和含钢率将明显影响钢管混凝土的徐变系数；秦士洪等的试验表明，型钢混凝土构件含钢率越高，收缩徐变越小。所以收缩徐变分析时，必须考虑型钢的作用，另外对于钢管混凝土结构，由于混凝土被封闭在钢管内，相对湿度参数取值应有所体现。

**7.2.2** 温度作用应按合理的温差值确定, 并应分别考虑施工、合拢和使用三个不同阶段各自的不利温差。进行结构温差效应分析时, 尚应满足下列要求:

- 1 楼盖与屋盖温差应分别计算, 并宜考虑室内空调、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, 混凝土结构综合温差应取环境温度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。

【条文说明】结构构件的温度与多方面的因素有关, 除气温条件外, 还与建筑保温、室内温度以及是否受太阳直晒等因素有关, 因此温度场的确定应综合分析。高度较大的钢-混凝土混合结构应计入竖向温差效应的影响。

混凝土合拢温度一般可取后浇带封闭时的月平均气温, 但结构设计时往往不能准确确定施工工期, 因此, 结构合拢温度通常应该是一个区间值。当难以确定时, 可近似取  $T_{0,min} = 0.7 T_{min} + 0.3 T_{max}$ ,  $T_{0,max} = 0.3 T_{min} + 0.7 T_{max}$ , 其中  $T_{max}$  和  $T_{min}$  分别为 50 年重现期的月平均最高气温和月平均最低气温。钢结构的合拢温度一般可取合拢时的日平均温度, 并考虑留有一定的变化 (通常取  $\pm 5^{\circ}\text{C}$ ) 区段。当合拢时有日照时, 应考虑日照的影响。

温度作用效应通常与混凝土的收缩效应一起考虑, 常用的温度作用分析方法有考虑折减系数的弹性分析方法和基于混凝土材料时变效应与施工过程温差变化的有限元分析方法。考虑折减系数的弹性分析方法是对混凝土的收缩变形按当量温差考虑, 同时对混凝土结构的刚度乘以折减系数 0.85, 再对按弹性方法算的的温差内力乘以徐变应力松弛系数。混凝土的收缩当量温差可按现行行业标准化《预应力混凝土结构设计规范》JGJ369 计算, 混凝土收缩变形通常可折算为  $10^{\circ}\text{C}\sim 20^{\circ}\text{C}$  温降。

自结构施工阶段开始, 混凝土结构的温度场即随时间不断变化, 并总是与混凝土长期收缩徐变效应共同作用, 对结构应力、变形等有着重要影响。因此, 可采用基于混凝土材料时变效应与施工过程模拟的有限元分析方法, 充分考虑施工阶段结构刚度和约束形成过程中温差变化和混凝土收缩徐变对结构内力和变形的影响。混凝土材料时变效应计算可合理采用收缩徐变模型。

**7.2.3** 当施工合拢温度 and 设计合拢温度不一致时, 应按施工合拢温度对结构进行复核。大跨度结构可采用在支座节点处, 先释放水平约束, 在到达合拢温度时再固定水平约束。

**7.2.4** 基础差异沉降产生的结构效应分析时, 应满足下列要求:

- 1 当竖向构件差异沉降大于 10mm 时，宜考虑基础差异沉降产生的结构效应；
- 2 可根据已有沉降观测资料或计算修正后的沉降数据，在模型中施加支座强制变形计算结构效应；
- 3 计算差异沉降效应时，混凝土结构梁柱构件截面弹性刚度可乘以 0.85 的折减系数，弹性计算所得的内力可乘以徐变应力松弛系数 0.3；钢结构不折减。
- 4 沉降差异效应作用分项系数可取 1.3，组合值系数可取 0.8。

【条文说明】考虑构件截面裂缝影响，混凝土构件刚度折减。沉降差异效应作用分项系数按永久作用分项系数取值，组合系数比一般活荷载组合系数 0.7 适当放大。

### 7.3 抗连续倒塌分析

7.3.1 对于框支转换结构、大跨度悬挑结构、大跨度转换结构、特大跨度连体结构、大跨度空间结构等安全冗余度较低的结构，宜进行抗连续倒塌分析。

7.3.2 建筑结构抗连续倒塌设计可采用拉结构件法、拆除构件法和局部加强法等方法进行设计。

【条文说明】大跨结构等抗倒塌设计可按《建筑结构抗倒塌设计规范》T/CECS 392-2021 相关规定执行。如果某构件无法找到新的替代荷载传递路径，则被视为“关键构件”。对于在偶然事件影响下不允许失效的结构构件，可采用局部加强法进行设计，通过提高该构件承受水平荷载的能力，避免其在发生偶然事件时失效。

7.3.3 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 混凝土轴心抗压强度和轴心抗拉强度可取标准值；
- 2 钢筋及钢材正截面验算时，强度可取 1.25 倍屈服强度标准值，受剪、扭承载力验算时钢筋强度可取屈服强度标准值；
- 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。

7.3.4 采用拆除构件方法进行设计分析时，可采用弹塑性动力分析、弹塑性静力分析、弹性静力分析等计算方法，并应符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 规定。

7.3.5 对于需要特别加强或无法拆除的结构构件，可在其表面施加威胁荷载，进行该构件的承载力分析。

7.3.6 对于结构构件表面可能遭遇的爆炸威胁荷载，设计爆炸威胁应包括爆炸荷载的当量和爆炸位置，应根据建筑所在地社会情况、爆炸物管控制度、建筑及周边环境、建筑功能布局、防爆减爆措施等情况，通过风险评估确定。

【条文说明】爆炸风险评估参考《民用建筑防爆设计标准》T/CECS 736-2020 中爆炸评估的相关规定。

7.3.7 根据爆炸发生的位置可分为室外爆炸荷载和室内爆炸荷载，爆距应根据设计爆炸威

胁的可达位置与建筑之间的最小距离确定。

【条文说明】室外爆炸应考虑地面反射效应，室内爆炸应考虑气体压力作用。计入室外爆炸影响时，也可采取在行车路线设置隔离墩等措施，增大爆炸距离。

7.3.8 爆炸荷载应按三硝基甲苯（TNT）炸药爆炸产生的冲击波效应进行计算，各种爆炸威胁的等效 TNT 当量可按表 7.3.8 确定：

表 7.3.8 爆炸威胁的等效 TNT 当量

爆炸威胁	箱包炸弹	汽车炸弹				
		轿车	面包车	轻型卡车	中型卡车	重型卡车
等效 TNT 当量 (kg)	25	250	500	1000	4000	10000

注：箱包炸弹包括背包炸弹和手提包炸弹。

【条文说明】除 TNT 炸药以外的一般炸药可根据超压等效或冲量等效原则换算成 TNT 当量。

## 7.4 其他专项分析

### I 楼板应力分析

7.4.1 对于大底盘多塔结构、刚性连接的连体结构、带加强层或转换层的结构、带斜柱或竖向收进结构、平面规则性超限或楼面大开洞结构、厚板转换结构、横向剪力墙间距过大结构、超长结构，以及薄弱连接板等，应进行楼板应力分析。

【条文说明】在地震或风荷载作用下，楼板自始至终地在传递和分配水平力，协调同一楼层中竖向构件的变形，所以必须重视楼板应力分析。

7.4.2 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。

【条文说明】钢筋混凝土结构设计中，内力分析必须为配筋设计服务。可根据有限元分析的应力结果进行配筋，按主拉应力全部或部分由钢筋承担的原则计算配筋量。宜执行小震混凝土核心层不裂，中震按承载力不屈服状态进行强度设计，大震仍能承受竖向荷载、传递水平剪力的抗震设防标准。

7.4.3 楼盖设置水平钢支撑协同楼板传递水平力时，应按完全抗剪连接的组合梁进行抗剪连接件设计；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。

### II 结构舒适度分析

7.4.4 高层建筑应满足 10 年一遇风荷载作用下的风振舒适度要求。楼盖应进行竖向动力响应计算，结果应满足竖向振动舒适度要求。

【条文说明】风振舒适度限值应满足国家现行标准《组合结构通用规范》GB55004、《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》JGJ99 相关规定。楼盖竖向振动加速度峰值应满足现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 要求。传统的频率阈值法通常仅适用于木结构、纯钢结构等轻质楼盖；对于常用的混凝土楼盖或钢-混凝土组合楼盖，应采用动力响应阈值法进行舒适度分析。竖向舒适度的动力响应限值应采用基于人体振感舒适度的控制指标。

**7.4.5** 楼盖的竖向自振频率宜采用整体结构有限元模型分析计算，荷载宜按楼盖使用类别和激励特征确定。

【条文说明】简单的楼盖，可采用模态分析判断对特定荷载评论最不利的模态；对于复杂楼盖，宜采用稳态分析。荷载取值对频率及响应计算结果影响显著，可偏安全采用永久荷载标准值；计算荷载取值不应大于永久荷载与有效均布活荷载之和，有效均布活荷载参见《建筑楼盖结构振动舒适度技术标准》JGJ/T 441-2019。

**7.4.6** 行走激励为主的楼盖结构可按单人行走激励计算楼盖的振动响应。对于大跨度结构、大悬挑结构、悬挂结构等竖向刚度较小的结构，尚应进行人群自由行走的竖向振动激励补充验算。

【条文说明】楼盖振动响应大小与外界激励大小显著相关，陈隽（《人致荷载与人致结构振动》，科学出版社，2016）对火车站大跨张弦梁楼盖的实测数据表明，人群自由行走激励的动力响应加速度峰值约为单人行走激励的 20 倍。所以对于竖向整体结构刚度较柔的结构，应采用人群自由行走的竖向振动荷载。

单人行走激励计算楼盖的振动响应可按《建筑楼盖结构振动舒适度技术标准》JGJ/T 441-2019 进行计算，运动场馆、连廊、天桥等结构同样可参考此标准。人群自由行走的竖向振动荷载可按《建筑振动荷载标准》GB/T 51228-2017 计算，人群的总人数可采用消防疏散人数。

**7.4.7** 楼盖舒适度分析应满足下列要求：

- 1 宜采用时程法分析，荷载函数时长不宜少于 15s，积分时间步长不宜大于 0.005s；
- 2 钢筋混凝土楼盖的混凝土弹性模量放大系数不宜超过 1.2，阻尼比宜取 0.02~0.04；
- 3 钢-混凝土组合楼盖的混凝土弹性模量放大系数不宜超过 1.35，阻尼比宜取 0.01~0.02；
- 4 有限元法计算得到单人行走激励下竖向动力响应峰值加速度，可根据实际情况进行折减；人群自由行走激励下竖向动力响应峰值加速度不宜折减。

【条文说明】动力时程分析可采用直接积分法或振型叠加法，采用振型叠加法时有效质量系数不应小于 90%。

陈隽（《人致荷载与人致结构振动》，科学出版社，2016）对体育训练馆预应力混凝土楼盖的测试表明，主体结构完工到装修完成，阻尼比从 1.26%增加到 1.53，频率从 4.60Hz 减小到 4.45Hz。舒适度计算时，对于填充墙较多、家具等较密集的建筑，阻尼比可以取大值；

对于较空旷的大空间，阻尼比宜取小值。

楼板面积较大，通常无法对每个点均进行舒适度计算分析，通常可选择前三阶振型位移最大位置、连续板中间位置、次梁挠度最大位置、远离柱墙桁架的中间楼板等。

参考 AISC Design Guide 11: Floor Vibrations Due to Human Activity，由于步行很难出现完全稳态谐振，而且行走的人和受楼板振动干扰的人几乎不会同时出现在楼板振动模态的最大位移点上，可以对单人行走激励下竖向动力响应峰值加速度进行折减。对于类似于步行桥和连廊等单向受力的大跨度结构，折减系数不应小于 0.7；对于双向楼盖，折减系数不应小于 0.5。

### III 支座和节点分析

**7.4.8** 当连接体结构、屋盖、大跨度连廊等与主体结构采用滑动连接或隔震支座连接时，支座变形能力应能满足结构在罕遇地震作用下的位移要求，并应采取防坠落、防撞击、设限位装置等措施。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。

【条文说明】支座最大位移可采用 SRSS（平方和开平方根）方法计算，支座最大位移除满足计算位移外，还应满足抗震缝最小宽度要求。

**7.4.9** 支座承载力验算时应计入水平和竖向地震效应，支座承载力宜满足设防烈度地震作用下弹性，罕遇地震作用下不屈服的抗震性能要求。

**7.4.10** 变形较大的构件、破坏较严重的节点及复杂的节点，宜在整体分析的基础上补充精细有限元分析，验证节点的可靠性，必要时可进行节点试验验证。

【条文说明】对于重要节点和复杂节点，应提供节点构造图、有限元分析模型和分析结果及评估。节点分析一般采用通用有限元程序进行分析，弹性模型重在反映单元刚度，而弹塑性模型更注重反映单元的承载力和变形能力。铸钢节点进行有限元分析时宜采用实体单元，径厚比大于 10 的部位可采用壳单元。内外表面拐角处容易产生应力集中处，宜加密网格，并与周边平缓过渡。

**7.4.11** 节点分析模型建模应满足下列要求：

- 1 应选择合理的单元类型、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。

【条文说明】根据构件尺寸合理选择杆单元、壳单元和实体单元，混凝土材料宜采用弹塑性本构模型或弹塑性损伤模型，钢筋和钢材宜采用考虑 Bauschinger 效应的随动强化模型；应根据分析精度要求，合理划分单元尺寸，平衡精度和计算效率；模型边界条件包括荷载边界和位移边界，应确保有限元模型的边界条件与实际结构相符。性能设计中的性能水准都是按约束混凝土试件的试验数据和震害作为基础资料制订的，使用素混凝土本构关系不一定偏安全，需要经过详细评估。荷载取值宜选取整体结构计算模型的分析结果，必要时应进行多

工况分析对比。

**7.4.12** 节点有限元分析应符合下列规定：

1 采用独立节点模型分析时，应将节点从整体结构中取出独立建模，并应提取整体模型中与节点相连杆件实际内力、施加与节点变形相符的约束条件进行节点分析。

2 采用多尺度整体模型分析时，应在整体模型中把需要分析的节点用实体单元或者壳单元建模，其余部分用杆系单元建模，并进行整体模型原位计算分析。

【条文说明】采用多尺度模型建模时，实体模型与杆系模型交接处的连接应能正确反映构件断面的约束情况，且该交接处不应选在分析节点处，以避免约束条件对分析结果的影响。

**7.4.13** 节点的极限承载力可按弹塑性有限元得出的荷载-位移全过程曲线确定，节点极限承载力应结合节点应力水平和应变值判断，并不应小于设计值的 2 倍；铸钢节点弹塑性分析得到的承载力设计值，不应大于极限承载力的 1/3。

**7.4.14** 节点分析结果的评价应对不同材料分别采用合适的强度判断准则。钢结构节点应力分析应计入材料和几何非线性的影响。

**7.4.15** 节点分析结果的评价应合理判断单元损伤与构件损伤的关系及构件与节点的承载力。

【条文说明】同一个构件一般会划分为多个单元，应根据单元损伤的比例及损伤程度，以及塑性区开展程度来评价构件承载力，通常构件塑性区不宜超过 1/3 断面。应满足强节点弱构件要求。

#### IV 结构稳定分析

**7.4.16** 当采用刚重比指标验算高层建筑混凝土结构的整体稳定时，结构刚重比应符合下列规定：

1 剪力墙结构、框架-剪力墙结构、筒体结构应满足下列要求：

1) 当沿高度方向楼层竖向荷载分布较为均匀：

$$EJ_d \geq 1.4H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (7.4.16-1)$$

2) 其他情况：

$$EJ_d \geq \frac{1.4}{\omega} H^2 \sum_{i=1}^n G_i \quad (7.4.16-2)$$

$$\omega = \beta_0 / \beta \quad (7.4.16-3)$$

$$\beta = \sum_{i=1}^n G_i \left( \frac{H_i}{H} \right)^2 / \sum_{i=1}^n G_i \quad (7.4.16-4)$$

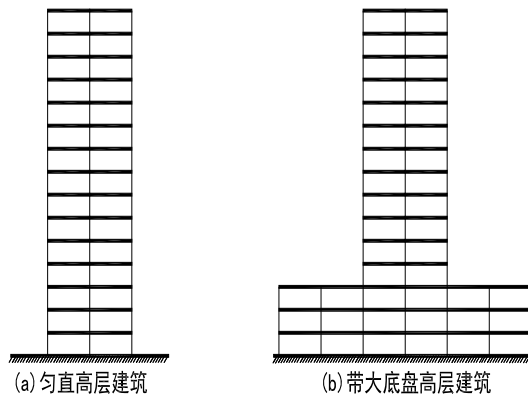
2 框架结构应符合下式要求：

$$D_i \geq 10 \sum_{j=i}^n G_j / h_i \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (7.4.16-5)$$

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；
- $\omega$  —— 楼层质量不均匀分布修正系数；
- $\beta$  —— 楼层质量分布系数
- $\beta_0$  —— 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。

【条文说明】结构侧向刚度和重力荷载是影响结构整体稳定和 P- $\Delta$  效应的主要因素，基于结构楼层荷载沿竖向均匀分布，《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3-2010 给出了刚重比的限值指标。对于不同体型的高层建筑（图 7-1），其重量沿高度分布差异很大，采用同样的控制参数，结构实际稳定性无法保证。杨学林、祝文畏根据建筑物实际体型和荷载分布情况，引入楼层竖向荷载分布系数  $\beta$ ，通过控制结构在风荷载和地震作用下的 P- $\Delta$  效应，给出了刚重比控制指标（图 7-2）；并根据实际荷载分布提出了任意水平荷载分布下的等效侧向刚度的计算公式（土木工程学报，2015，48（11））。





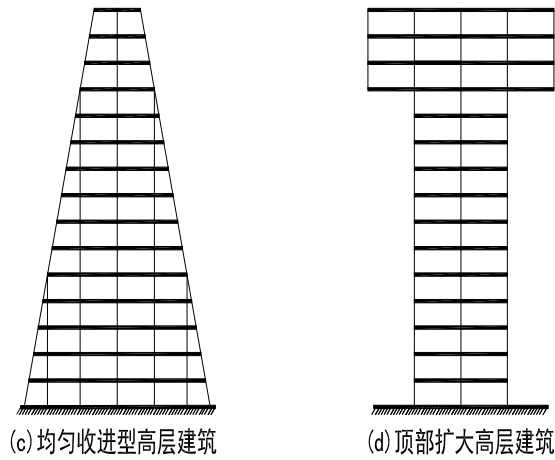


图 7-1 不同体型高层建筑

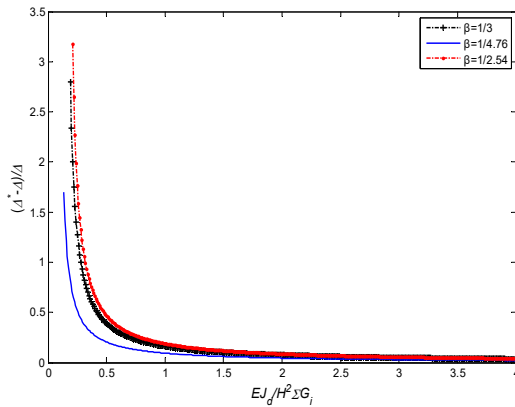


图 7-2 不同楼层竖向荷载分布系数的 P-Δ 效应与刚重比关系图

建筑物抗侧刚度是结构自身的特性，当采用等效抗侧刚度这一宏观数值来定量表述时，刚度与水平荷载的施加方式密切相关。结构等效侧向刚度可近似按倒三角形分布荷载作用下结构顶点位移相等的原则，将结构的侧向刚度折算为竖向悬臂受弯构件的等效侧向刚度。假定倒三角形分布荷载最大值为  $q$ ，在该荷载作用下结构顶点质心的弹性水平位移为  $u$ ，则结构的弹性等效侧向刚度可按下式计算：

$$EJ_d = \frac{11qH^4}{120u} \quad (7-1)$$

对于体型均匀的高层建筑，实际受力情况与上述假定荷载分布模式是一致的。然而，高层建筑结构体型日益复杂，由于建筑体型发生变化，地震力和风荷载沿高度的分布情况和体型及荷载分布均匀的结构具有明显区别。采用倒三角形分布荷载作用下结构顶点位移相等的原则所确定的结构等效侧向刚度与实际工程是不符的。特别是顶部悬挑结构，实际等效侧向刚度将比采用倒三角形荷载分布所得出的值偏小，刚重比仅满足 1.4 是不安全的。

针对上述情况，对体型复杂高层建筑应根据实际荷载分布计算结构等效侧向刚度。对于

一般风荷载或者地震作用的水平力分布模式，结构弹性等效侧向刚度按下式计算：

$$EJ_d = \sum_{i=1}^n \frac{F_i H_i^2 H (3 - H_i/H)}{6u} \quad (7-2)$$

**7.4.17** 当采用三维有限元法进行屈曲分析验算高层建筑混凝土结构的整体稳定时，临界屈曲因子不应小于 10。

【条文说明】临界屈曲因子 10 相当于等效刚重比 1.4。

**7.4.18** 对于连体结构、多塔结构，不应采用采用刚重比指标验算高层建筑混凝土结构的整体稳定。

**7.4.19** 对单层网壳、跨厚比大于 50 的双层网壳、拱结构、张弦结构、平面桁架、钢筋混凝土薄壳以及其它以受压为主的空间结构，应进行非线性整体稳定分析。稳定分析应满足下列要求：

- 1 结构稳定承载力应通过弹性或弹塑性全过程分析确定；
- 2 应在分析中考虑初始缺陷的影响，初始几何缺陷可采用结构的最低阶屈曲模态，各节点初始缺陷可按比例确定；
- 3 对于大型和形状复杂的空间结构宜采用考虑几何非线性和材料非线性的全过程有限元法进行分析。

【条文说明】大变形分析时，应将构件分隔为足够小的单元，确保每个单元都处于小应变状态，减小误差。

## 8 超限高层建筑结构试验与监测

### 8.1 一般规定

**8.1.1** 超限高层建筑工程的各项试验应在主体结构施工图设计阶段前完成，施工图设计时应根据试验结果采取相应的技术措施。

**8.1.2** 结构试验前应对试验模型进行计算分析，在各项计算指标均满足设计要求后，方可进行结构试验。在试验完成后，宜将计算分析结果和试验结果进行对比。

**8.1.3** 结构试验的试件设计宜满足下列要求：

1 试件的几何形状、结构尺寸以及构造措施等参数应具有代表性，并通过改变主要影响参数形成系列试件，寻求该参数变化对试件性能影响的定量规律。

2 试件的参数宜满足与原型结构的相似关系要求，节点试件宜采用足尺试件或大比例的缩尺试件。

3 试件与试验装置之间的连接、支承方式应能合理、有效地模拟实际构件的受力状态。

4 试件设计时宜采用数值模拟方法或简化计算方法，分析试件内力、变形分布变化的规律，为确定试件的几何尺寸及相似比、主要参数的影响、量测方案、试验设备的容量等提供依据。

【条文说明】试件设计方案会对试验结果产生一定的影响，故本条规定了试件设计应符合的基本原则。对于较复杂的试件，宜采用有限元分析等方法进行受力全过程的分析，并根据分析结果指导试验方案的制定。

### 8.2 结构抗风试验

**8.2.1** 超限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。

**8.2.2** 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特征；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。

**8.2.3** 进行雷诺数敏感的建筑物风洞试验时，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。

**8.2.4** 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，也可采用国家现行标准《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。

**【条文说明】**对于周围地形环境较为复杂、不能明显确定地貌类别的建设场地，需要进行专门的地貌粗糙度评估。第一种方法是采用《建筑结构荷载规范》GB 50009-2012 中迎风半圆影响范围内建筑物平均高度的方法来判断，需要考虑迎风半圆影响范围内每栋建筑物的高度，需考虑的最远距离不应小于建筑高度的 20 倍且不应小于 2000m，可结合航空遥感测绘等实测方法开展平均高度计算和地貌粗糙度评估。第二种方法是开展大比例尺的地形地貌模拟风洞试验，模拟半径不应小于 2km，缩尺比不宜小于 1:2000。第三种方法是基于 ESDU 的远场地貌分析方法，分析半径不应小于建筑高度的 20 倍且不应小于 2000m。

当建设地点周围地表的建筑物、地形分布情况较为复杂，以建设地点为中心，如果不同方位上其上游地面的粗糙度不同，例如建设地点一侧上游为城市中心，另一侧则靠近大海时，应根据不同的来风方向分别确定地面粗糙度类别，即采用有方向差别的地面粗糙度类别，以避免因笼统选取带来的偏保守或不安全的情况发生。

**8.2.5** 应根据建筑外形及周边干扰情况选择多个风向角进行试验。风荷载试验的风向角间隔不应大于 15°，风环境试验的风向角间隔不应大于 22.5°。特殊试验可根据实际情况确定风向角。

**8.2.6** 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。

**8.2.7** 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，宜采取措施计入非线性振型的影响；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。

**8.2.8** 风环境试验的风速测点应覆盖建筑的主要出入口和行人活动区域，测点高度换算到原型应为 2.0m。建筑物的风环境舒适度应满足建筑功能的要求，同时还应满足现行行业标准《建筑工程风洞试验方法标准》JGJ/T 338 的要求。

**8.2.9** 当建设场地或其周边存在体量较大的山体，或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。

### 8.3 结构抗震试验

**8.3.1** 子结构、构件及节点的拟静力试验应符合下列规定：

- 1 给出试件从初始屈服到最终破坏的全过程，以及各个阶段所对应的荷载和变形值。

2 根据试件的滞回曲线和骨架曲线,以及试件的割线刚度、延性系数、强度退化系数、刚度退化系数、能量耗散等指标,对试件的抗震性能进行评价。

**8.3.2** 子结构的拟动力试验应符合下列规定:

1 应对试验数据进行图形处理,且主要的图形数据应包括下列内容:基底总剪力-顶端水平位移曲线图,层间剪力-层间水平位移曲线图,试件各质点的水平位移时程曲线图和恢复力时程曲线图,最大加速度时的水平位移图、恢复力图、剪力图、弯矩图,抗震设计的时程分析曲线与试验时程曲线的对比图等。

2 根据试件达到初裂、屈服、极限和破坏状态时的基底总剪力、顶端位移和最大地震加速度等指标,对试件的抗震性能进行评价。

**8.3.3** 整体结构的模拟地震振动台试验应符合下列规定:

1 测试得到模型结构的动力特性参数,包括自振频率、振型、阻尼比等,并给出各参数在不同水准地震作用下的变化。

2 分析多遇、设防、罕遇等不同水准地震作用时模型结构的动力响应,包括弹性和弹塑性阶段的位移、加速度和主要构件的应变动态反应。

3 给出模型结构的破坏形态及过程,包括构件裂缝出现和扩展、构件挠曲、塑性破坏的过程、位置等,找出可能存在的薄弱层和薄弱部位。

**8.3.4** 试验完成后,应检验试件是否达到设计所设定的抗震性能目标,并将试验结果与数值计算结果进行对比,提出结构设计的改进意见与措施。

**8.3.5** 拟静力试验、拟动力试验和模拟地震振动台试验尚应符合现行行业标准《建筑抗震试验方法规程》JGJ/T 101 的相关规定。

【条文说明】8.3.1~8.3.5 条主要参考了《建筑抗震试验规程》JGJ/T 101-2015 的相关内容。

## 8.4 结构静力试验

**8.4.1** 结构静力试验应符合下列规定:

1 对试验加载过程的现象进行观察,结合实测的试件应变等数据,对各级荷载作用下试件变形或裂缝的产生和发展、试件达到临界状态以及最终破坏的特征及形态等进行描述。

2 根据试验目的,对试件的加载位移关系、加载应变关系等进行分析,求得试件开裂、屈服、极限承载力的荷载实测值及相应位移、延性指标等量值。

3 根据系列试件的试验结果,确定影响结构性能的主要参数,分析其受力机理及变化规律。

4 将试验结果与数值模拟结果或简化计算结果进行比较,可绘制试件实测与模拟得到

的荷载一位移关系曲线对比图，并计算试件开裂荷载、屈服荷载、极限荷载等计算值与实测值的比值，以及这些比值的平均值、标准差和变异系数。

5 宜根据试验结果，结合已有的理论进行推导，引申出新的理论或经验公式，或对已有的理论、计算方法和构造措施等进行复核和验证，并提出改进和完善的建议。

【条文说明】规定了结构静力试验的主要技术要点，对试验结果的应用提出了一定的要求。

8.4.2 结构静力试验尚应符合现行国家标准《混凝土结构试验方法标准》GB/T 50152 的相关规定。

## 8.5 结构监测

8.5.1 对于已进行缩尺比例的整体结构模型试验的工程，在建成后宜进行实际结构的动力特性测试，条件具备时宜根据建设主管部门的要求设置地震反应观测系统。

8.5.2 对于已进行模型抗震性能试验的结构构件、部件或节点，以及对结构安全有重大影响的关键构件或节点宜进行变形、应力监测。

【条文说明】对结构安全有重大影响的关键构件比如：转换梁、框支柱、转换桁架、伸臂桁架、超长悬挑结构等。

8.5.3 当施工全过程对结构内力和变形影响较大时，宜进行施工阶段关键构件的变形、应力监测。

【条文说明】需要进行施工模拟计算的结构宜在施工过程中进行监测和验证，保证结构的安全。

8.5.4 沿海城市高度大于 250 米的高层建筑在平均风力等级大于 6 级时宜进行结构顶点风振加速度监测。

【条文说明】高层建筑在风荷载作用下将产生振动，应避免振动加速度对高楼居住舒适度产生过大影响。

8.5.5 与山地建筑相关的支挡结构和岩土边坡应进行变形监测。

【条文说明】山地建筑结构常形成边坡，由于提供给设计的勘察结果常与实际地质水文条件不相符，故应对边坡进行监测，根据边坡的监测结果对山地建筑结构及边坡进行动态设计。

## 9 超限高层建筑工程设计可行性论证报告编写要求

### 9.1 一般规定

9.1.1 可行性论证报告内容应包括分析论证的报告正文、设计图纸和计算书。

9.1.2 可行性论证报告的封面或扉页应包含工程名称、效果图、建设单位信息、设计单位信息、合作或咨询单位信息，并由项目设计技术负责人、结构专业负责人签字并加盖一级注册建筑师与一级注册结构工程师注册章。

【条文说明】本条规定了可行性论证报告的内容和编制顺序。可行性论证报告应由符合相关资质要求的单位编制，并加盖编制单位章、一级注册结构工程师章、一级注册建筑师章。

9.1.3 超限设计可行性论证报告文字应规范准确，内容应简明扼要，图纸应完整清晰。

【条文说明】报告及图纸的规格宜采用 A3,文字分两栏排列，大底盘结构的底盘等宜分两张出图，打印文字宜清晰、大小适中，打印字高不宜小于 3mm。

9.1.4 超限设计可行性论证报告的编制除应符合本导则规定外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

### 9.2 可行性论证报告正文

9.2.1 可行性论证报告正文宜包含以下内容：

- 1 工程概况。
- 2 设计依据。
- 3 设计条件和参数。
- 4 结构体系及结构布置方案。
- 5 地基基础设计。
- 6 结构超限类别和程度。
- 7 结构抗震性能目标和性能设计指标。
- 8 重力荷载、风荷载和多遇地震作用下的结构分析。
- 9 结构抗震性能评价。
- 10 结构专项分析。
- 11 抗震加强措施。
- 12 总结与结论。

9.2.2 工程概况宜包含以下内容：

- 1 工程名称、建设地点、周围环境等。
- 2 建筑规模、单体信息、地上和地下的层数、面积、建筑高度等。
- 3 建筑用途和主要功能。

4 结构类型和结构体系、结构单元防震缝划分平面图。

**9.2.3 设计依据宜包含以下内容：**

- 1 批准的方案设计文件、建设工程规划许可证复印件。
- 2 采用的设计规范及标准、相关法规和规定。
- 3 本工程岩土工程勘察报告。
- 4 风洞试验报告和风振分析报告（根据规定应进行风洞试验的工程）。
- 5 地震安全性评价报告（根据规定应进行地震安全性评价的工程场地）。
- 6 其他有关技术论证报告。

**9.2.4 设计条件和参数宜包含以下内容：**

- 1 设计基准期、设计工作年限、建筑结构的安全等级等结构设计基本参数。
- 2 抗震设防类别、设计基本地震加速度、构件抗震等级等抗震设计参数。
- 3 风荷载、雪荷载、活荷载、温度荷载、地震作用等荷载设计取值。
- 4 结构材料信息。
- 5 混凝土结构的环境类别。
- 6 建筑物耐火等级、各类构件的燃烧性能和耐火极限。
- 7 构件竖向变形、水平变形限值及舒适度要求。

【条文说明】风荷载信息包括基本风压、地面粗糙度类别、风荷载体型系数、风荷载及风振计算的阻尼比取值等，若有风洞试验报告应列出主要试验结果及与规范值的对比；雪荷载取值包括基本雪压，复杂屋面应注明积雪分布系数；地震作用信息包括抗震设防烈度及多遇地震、设防烈度地震、罕遇地震作用下的地震动参数，设计地震分组，场地类别及设计特征周期，是否计算竖向地震作用；若有地震安全性评价报告应列出主要成果及与地震设计反应谱的对比分析。

**9.2.5 结构体系和布置方案，应对各单体建筑的抗侧力体系、竖向承重体系以及转换、连体、悬挑、加强层等特殊部位分别进行阐述。**

【条文说明】在转换、连体、悬挑、加强层时，需结合计算模型和相关设计详图，对布置方案进行详细说明；若存在楼板缺失、大开洞、错层或出现斜柱、穿层柱等情况，也应作详细说明。

**9.2.6 地基基础设计宜包含以下内容：**

- 1 场地概况。
- 2 地基岩土构成与特征。
- 3 水文地质条件。
- 4 场地类别、场地地基土液化评价、场地地基地震效应。
- 5 基础设计方案。
- 6 地下室埋深。



**【条文说明】**主要勘察成果包括：地层结构及分布特征；主要土层的含水量、压缩模量、抗剪强度指标、地基承载力等物理力学参数；地下水分布情况、抗浮水位、地下水腐蚀性评价；场地地震效应分析与评价，应给出场地土类型及建筑场地类别判别；场地抗震评价，给出建筑抗震地段划分判别；地震液化判别；场地震陷影响评价。场地稳定性及适宜性评价，给出场区工程建设的适宜性评定；对基础类型、持力层选取的建议。基础设计方案包括：基础的形式，如筏板基础或桩筏基础等；桩基类型、桩长、桩基持力层选择、单桩承载力取值等；筏板厚度、承台高度等情况；基础沉降试算情况。

**9.2.7** 超限设计可行性论证报告中应说明结构的超限类型、超限程度和不规则程度分级。

**【条文说明】**超限的类型对高度超限、规则性超限工程应说明高度、转换层形式和位置、多塔、连体、错层、加强层、竖向不规则、平面不规则等；对屋盖超限工程应说明跨度、悬挑长度、结构单元总长度、屋盖结构形式与常用结构形式的不同、支座约束条件、下部支承结构的规则性等。

**9.2.8** 超限设计可行性论证报告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构件性能水准，并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。结构及构件性能指标的论证宜包括下列内容：

- 1 多遇地震作用下的弹性分析；
- 2 设防烈度与罕遇地震作用下的等效弹性分析；
- 3 罕遇地震作用的静力推覆或弹塑性时程分析。

**9.2.9** 结构弹性分析应给出两个采用不同力学模型的结构软件计算得到的主要抗震性能指标，并应判断其合规性和合理性。主要的计算指标宜包括下列内容：

- 1 嵌固端以上的结构质量及各楼层质量比；
- 2 主要振型的周期、平动系数、扭转系数及结构扭转周期比；
- 3 多遇地震和水平风荷载作用下的扭转位移比、层间位移角等位移指标；
- 4 多遇地震和水平风荷载作用下的刚重比、嵌固端的刚度比较核、上部楼层刚度比等结构刚度指标；
- 5 相邻楼层的抗剪承载力比；
- 6 多遇地震和水平风荷载作用下的楼层剪力分布；
- 7 多遇地震作用下的剪重比；
- 8 多遇地震作用下的框架承担楼层地震剪力比（框剪比）；
- 9 多遇地震作用下框架-剪力墙结构中框架部分承担的倾覆力矩比；
- 10 多遇地震弹性时程分析校核结果。

**【条文说明】** 主要抗震性能指标包括结构的周期、周期比、单位面积重度、位移和扭转位移比、剪重比、刚重比、有效质量系数、地震剪力系数、轴压比（主要钢构件的应力比）、重要构件剪压比、楼层侧向刚度比、转换层上下楼层侧向刚度比（若有）、楼层受剪承载力

比、倾覆稳定性、框架-剪力墙结构中底层框架部分承担的地震倾覆力矩与结构总地震倾覆力矩比等。

**9.2.10** 设防烈度地震作用下结构性能分析应给出各类构件的性能水准验算、小偏心受拉混凝土构件名义拉应力验算等内容。

**9.2.11** 罕遇地震作用下结构性能分析宜包括下列内容：

- 1 分析计算软件、弹塑性模型几何信息、材料参数、各类构件的模拟方法、单元划分、质量定义等基本信息；
- 2 结构抗震性能化评价的目标、准则和标准；
- 3 弹塑性模型与弹性模型的反应谱分析对比验证结果；
- 4 地震波信息；
- 5 重力加载完成后各类构件性能水准；
- 6 罕遇地震时程波作用下的基底剪力时程、楼层地震剪力与弯矩、楼层位移与层间位移角、能量曲线等计算结果；
- 7 罕遇地震弹塑性分析与弹性分析的基底剪力、顶点位移时程、最大层间位移角等计算结果对比；
- 8 各类构件的损伤破坏情况与性能指标复核；
- 9 时程作用下结构构件的屈服顺序研究。

**9.2.12** 超限设计可行性论证报告应根据结构特征和超限程度进行必要的专项分析。关键节点分析应提供节点构造图，有限元分析模型和分析结果及评估。

【条文说明】专项分析包括但不限于楼板应力分析、节点分析、施工模拟分析、防连续倒塌分析、舒适度分析等。如对于具有局部不连续不规则的楼板，斜柱、转换层、大悬挑、连体、伸臂桁架上、下弦所在楼层的楼板，应进行楼板应力分析；对于大跨度楼盖系统，应补充竖向振动分析；对超长结构，应进行温度效应分析；对悬挂等非常规施工次序的做法，应进行施工模拟分析；对复杂结构体系进行抗倒塌能力分析，抗连续倒塌分析，消能减震分析等。可参考本导则第7章相关内容。

**9.2.13** 可行性论证报告应明确项目超限项引起的薄弱部位，并进行性能化分析与评价；且应按分析与评价结果提出相应的抗震设计措施与施工图阶段应注意的抗震设计要求。

### 9.3 设计图纸

**9.3.1** 可行性论证报告应包含达到初步设计深度的建筑和结构专业图纸。

【条文说明】初步设计深度要求是指《建筑工程设计文件编制深度规定》中对初步设计阶段设计文件应包含内容的相关要求。

**9.3.2** 主要建筑图纸应包括各建筑单体的地下室、裙房及塔楼的主要楼层平面图、主要立面图、剖面图以及典型或复杂节点图。

**9.3.3** 主要结构图纸应包括下列内容：

- 1 基础平面布置图、桩位图；
- 2 地下室结构平面图；
- 3 嵌固端以上各楼层结构平面图；
- 4 墙、柱等竖向构件布置图；
- 5 典型节点、复杂节点详图；
- 6 其他必要的结构图纸。

## **9.4 计算书**

**9.4.1** 计算书的封面或扉页应包含工程名称、建设单位信息、设计单位信息、合作或咨询单位信息，并由项目设计技术负责人、结构专业负责人签字并加盖一级注册结构工程师注册章。

**9.4.2** 计算书应包括下列内容：

- 1 结构计算的总信息文件，包括原始计算输入参数等；
- 2 结构的振型、周期、地震剪力、地震弯矩、地震位移、位移比等；
- 3 风荷载作用下的楼层剪力、倾覆弯矩、位移等；
- 4 框架和剪力墙（筒体）之间的剪力分担比、倾覆力矩分担比等；
- 5 各工况下的底层墙、柱组合内力；典型楼层墙、柱轴压比；
- 6 转换、连体、加强层、大悬挑等关键部位、关键杆件的内力、应力（应力比）；
- 7 弹性时程分析的计算结果；
- 8 等效弹性时程分析的计算结果。

## 附录 A 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 A 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
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 B 地震波的选择方法

**B.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）

【条文说明】动力时程分析时，地震波的选择对计算结果影响较大。获取天然地震波数据，通常有三种方式：软件自带数据、相关网站的地震记录数据、相关权威机构提供的数据。常用地震记录数据下载网站有：

- 1 中国国家地震科学数据中心  
<https://data.earthquake.cn/index.html>
- 2 太平洋地震工程研究中心  
<https://peer.berkeley.edu/peer-strong-ground-motion-databases>
- 3 欧洲 ESM 网站  
<https://esm-db.eu/#/home>
- 4 欧洲 ESD 网站  
<https://www.isesd.hi.is/>
- 5 日本 NIED 网站（K-NET 和 KiK-net）  
<https://www.kyoshin.bosai.go.jp/>

使用地震记录作为天然波时数据格式应满足软件的要求。

**B.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。

**B.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》GB50011 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。

**B.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。

**B.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 $\xi_{Total}$ 来进行评价， $\xi_{Total}$ 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 $\xi_i$ 也不宜大于 20%。

$\xi_{Total}$ 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， $\xi_{Total}$ 应采用下列公式计算：

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

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

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

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

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

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

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

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；
- $\xi_i$  —— 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；
- $\xi_{Total, x}, \xi_{Total, y}, \xi_{Total, z}$  —— 分别为 x, y, z 向结构平动加权偏差；
- $\xi_{Total}$  —— 地震影响系数曲线加权累计偏差；
- n —— 模态计算的振型数。

3  $\xi_{Total}$  不应大于所设定的地震影响系数偏差限值。

【条文说明】天然地震波选择涉及两方面计算，分别为单自由度动力方程的求解计算和地震影响系数偏差评估。地震波单自由度动力方程问题的求解算法很多，有杜哈梅积分、Newmark- $\beta$  法、Wilson- $\theta$  法等。对加速度时程曲线进行动力方程求解计算后，可得到地震波的伪加速度反应谱。偏差评估主要是计算地震波谱和规范谱之间各周期振型的谱值偏差是否满足限值要求。

近年研究表明，基于规范设计反应谱平台段和结构自振周期段的两频率段控制选波方案和考虑多频段加权匹配的选波方案取得了较好的效果。在振型分解反应谱法中结构各阶振型对地震作用的贡献主要体现在振型参与质量系数上。因此，在保证振型参与质量达到总质量的 90% 时，考虑结构各阶振型的影响，用振型参与质量系数对偏差进行加权累计是合理的。工程经验表明当加权累计误差在 30% 以内时，时程分析的计算结果与振型分解反应谱法更接近。以设防烈度 8 度、II 类场地、设计地震分组第二组、阻尼比 0.035 的多遇地震为例，偏差计算中各参数的含义如图 B-1 所示。

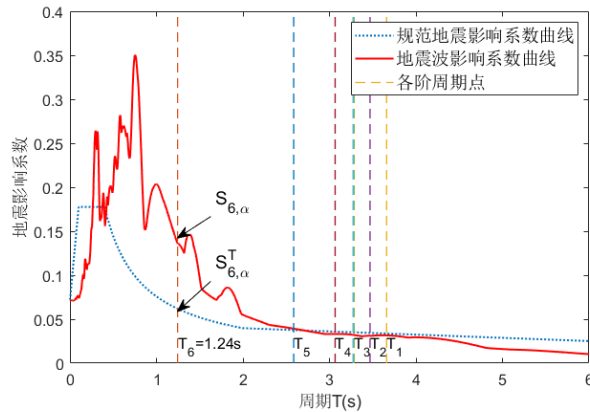


图 B-1 地震影响系数偏差计算示意

以若干实际工程为例，对精选阶段加权累计偏差的计算过程进一步进行说明。

算例 1：某高层办公楼采用钢框架-中心支撑结构体系（图 B-2），建筑由 A、B 两栋塔楼构成，其中 A 塔楼高度为 97.74 米，B 塔楼建筑高度为 99.64 米，A 塔与 B 塔楼在三、四层位置通过钢桁架连廊刚性连接。抗震设防烈度为 8 度，设计基本地震加速度为 0.2g，设计地震分组第二组，II 类场地类别，场地特征周期为 0.48s，阻尼比 0.035，结构前三阶周期为 3.568s、3.4s、3.207s。依据附录 B 方法，初选 5 条天然波计算得到反应谱，如图 B-3 所示。结构计算振型数为 40，X 向和 Y 向的振型质量参与系数分别为 97.16% 和 97.06%，以地震波 RSN1165\_KOCAELI\_IZT 为例，加权累计偏差计算如表 B-1 所示，得到 X 向和 Y 向的加权累计偏差分别为  $\xi_{Total,x} = 6.52\%$  和  $\xi_{Total,y} = 10.25\%$ 。类似地，5 组地震波的加权累计偏差计算值如表 B-2 所示。

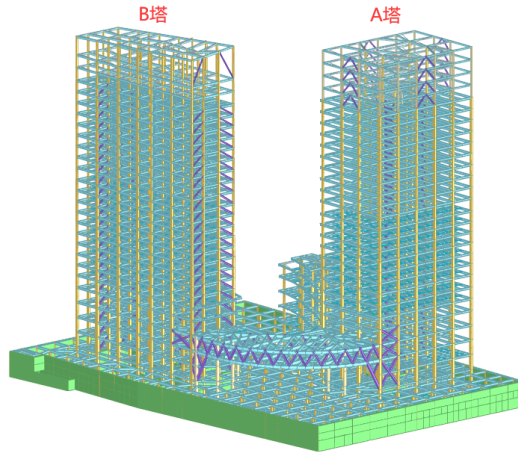


图 B-2 算例 1 某高层办公楼结构模型

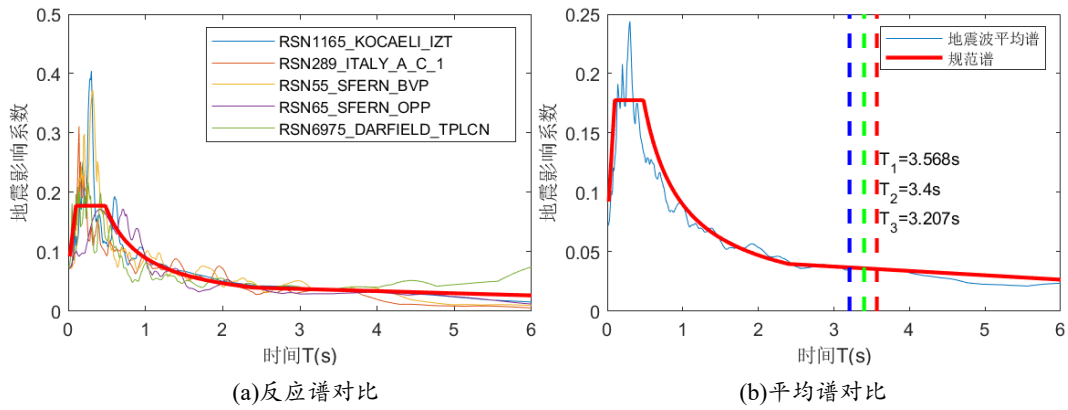


图 B-3 算例 1 各地震波反应谱与规范谱对比

表 B-1 地震波 RSN1165\_KOCAELI\_IZT 加权累计偏差计算

阶数	周期 $T_i$	$\phi_{i,x}$	$\phi_{i,y}$	$S_{i,\alpha}$	$S_{i,\alpha}^T$	偏差 $\xi_i$	$\phi_{i,x}\xi_i$	$\phi_{i,y}\xi_i$
1	3.568	0.001	0.559	0.03610	0.03549	0.01729	0.00002	0.00965
2	3.404	0.013	0.014	0.03701	0.03612	0.02455	0.00032	0.00035
3	3.207	0.497	0.002	0.03762	0.03681	0.02199	0.01092	0.00004
4	3.190	0.035	0.002	0.03770	0.03691	0.02163	0.00076	0.00004
5	3.032	0.035	0.001	0.03931	0.03749	0.04880	0.00169	0.00004
6	2.530	0.000	0.004	0.04261	0.03933	0.08355	0.00001	0.00036
7	1.259	0.002	0.207	0.07721	0.07249	0.06521	0.00012	0.01347
8	1.186	0.093	0.003	0.07992	0.07663	0.04294	0.00399	0.00012
9	1.143	0.126	0.011	0.08024	0.07933	0.01151	0.00145	0.00013
10	1.108	0.002	0.000	0.07949	0.08163	0.02624	0.00004	0.00000
11	1.014	0.010	0.001	0.09196	0.08866	0.03728	0.00037	0.00003
12	0.844	0.001	0.009	0.08936	0.10522	0.15077	0.00008	0.00131
13	0.734	0.002	0.064	0.09539	0.11974	0.20336	0.00041	0.01310



14	0.710	0.042	0.000	0.10889	0.12350	0.11831	0.00499	0.00001
15	0.672	0.031	0.008	0.11474	0.13002	0.11750	0.00364	0.00092
16	0.644	0.002	0.016	0.15220	0.13528	0.12503	0.00028	0.00198
17	0.599	0.007	0.006	0.19314	0.14468	0.33498	0.00221	0.00194
18	0.557	0.006	0.009	0.12167	0.15490	0.21449	0.00137	0.00202
19	0.532	0.001	0.001	0.11617	0.16162	0.28120	0.00025	0.00031
20	0.503	0.010	0.008	0.11306	0.17023	0.33582	0.00349	0.00279
21	0.487	0.001	0.001	0.11598	0.17528	0.33829	0.00034	0.00027
22	0.468	0.000	0.007	0.11718	0.17748	0.33977	0.00010	0.00241
23	0.457	0.000	0.004	0.11736	0.17765	0.33936	0.00007	0.00146
24	0.429	0.003	0.003	0.13974	0.17765	0.21337	0.00055	0.00060
25	0.428	0.016	0.001	0.14143	0.17765	0.20390	0.00322	0.00027
26	0.402	0.007	0.011	0.16248	0.17765	0.08539	0.00057	0.00093
27	0.370	0.002	0.000	0.15499	0.17765	0.12752	0.00031	0.00005
28	0.359	0.001	0.001	0.15137	0.17765	0.14792	0.00019	0.00012
29	0.349	0.001	0.000	0.16917	0.17765	0.04774	0.00002	0.00000
30	0.342	0.008	0.000	0.18798	0.17765	0.05815	0.00048	0.00002
31	0.324	0.002	0.007	0.26264	0.17765	0.47843	0.00105	0.00354
32	0.319	0.003	0.008	0.29620	0.17765	0.66734	0.00174	0.00501
33	0.310	0.000	0.001	0.35758	0.17765	1.01289	0.00000	0.00061
34	0.286	0.003	0.000	0.39007	0.17765	1.19574	0.00335	0.00000
35	0.278	0.001	0.000	0.38730	0.17765	1.18019	0.00118	0.00012
36	0.277	0.000	0.000	0.38467	0.17765	1.16537	0.00012	0.00035
37	0.273	0.001	0.000	0.37718	0.17765	1.12320	0.00067	0.00045
38	0.270	0.001	0.000	0.37171	0.17765	1.09242	0.00066	0.00011
39	0.264	0.005	0.000	0.35057	0.17765	0.97342	0.00496	0.00029
40	0.263	0.002	0.000	0.34597	0.17765	0.94752	0.00208	0.00019
合计		97.16%	97.06%				5.81%	6.54%

表 B-2 算例 1 5 组地震波的加权累计偏差值

地震波名称	X 向累计误差 $\xi_{Total,x}$	Y 向累计误差 $\xi_{Total,y}$	$\xi_{Total}$
RSN1165_KOCAELI_IKT	5.81%	6.54%	6.54%
RSN289_ITALY_A_C	6.43%	6.10%	6.43%
RSN55_SFERN_BVP	9.93%	7.19%	9.93%
RSN65_SFERN_OPP	19.09%	13.50%	19.09%
RSN6975_DARFIELD_TPLCN	13.56%	15.19%	15.19%

采用结构分析软件进行时程分析，对比结构时程分析与反应谱法的基底剪力如表 B-3 所示。可以发现，选用的地震波基底剪力与反应谱法的结果较接近，符合规范要求。

表 B-3 算例 1 时程分析和反应谱法基底剪力对比

地震波名称	X 方向(kN)	时程分析/反应谱法	Y 方向(kN)	时程分析/反应谱法
CQC 法计算值	31551	/	29714	/
RSN1165_KOCAELI_IZT	35807	113%	30892	104%
RSN289_ITALY_A_C	31171	99%	31005	104%
RSN55_SFERN_BVP	30507	97%	30851	104%
RSN65_SFERN_OPP	25191	80%	24494	82%
RSN6975_DARFIELD_TPLCN	33022	105%	28218	95%
平均基底剪力	31140	99%	29092	98%

算例 2: 某办公楼采用钢框架结构体系 (图 B-4), 结构高度 73.5m, 抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度为 0.1g, 设计地震分组第二组, IV 类场地类别, 场地特征周期为 0.9s, 阻尼比 0.03, 结构前三阶周期为 3.4961s、3.3527s、2.9073s。初选 5 条天然波的反应谱如图 B-5 所示, 加权累计偏差计算如表 B-4 所示。采用结构分析软件进行时程分析, 对比结构时程分析与反应谱法的基底剪力如表 B-5 所示。可以发现, 选用的地震波基底剪力与反应谱法的结果较接近, 符合规范要求。

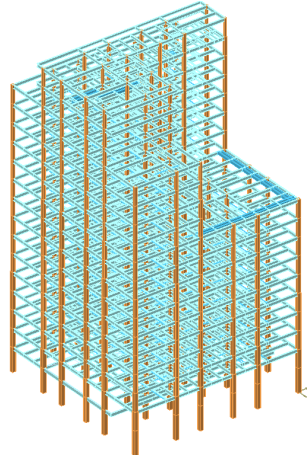


图 B-4 算例 2 某立面收进结构模型

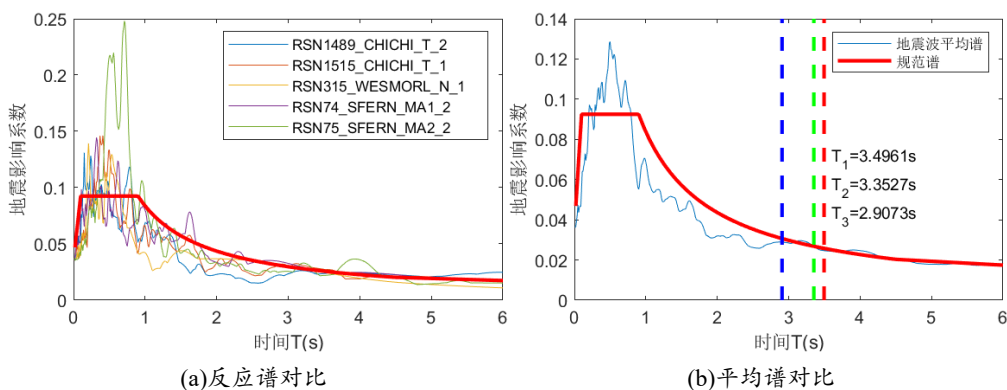


图 B-5 算例 2 各地震波反应谱与规范谱对比

表 B-4 算例 2 5 组地震波的加权累计偏差值

地震波名称	X 向累计误差 $\xi_{Total,x}$	Y 向累计误差 $\xi_{Total,y}$	$\xi_{Total}$
RSN1489_CHICHI_T_2	10.01%	9.56%	10.01%
RSN1515_CHICHI_T_2	9.75%	9.19%	9.75%
RSN315_WESMORL_N_1	8.24%	9.99%	9.99%
RSN74_SFERN_MA1_2	5.19%	5.12%	5.19%
RSN75_SFERN_MA2_2	12.22%	16.27%	16.27%

表 B-5 算例 2 时程分析和反应谱法基底剪力对比

地震波名称	X 方向(kN)	时程分析/反应谱法	Y 方向(kN)	时程分析/反应谱法
CQC 法计算值	8396	/	8173	/
RSN1489_CHICHI_T_2	7522	90%	7815	96%
RSN1515_CHICHI_T_2	8343	99%	8565	105%
RSN315_WESMORL_N_1	8610	103%	8196	100%
RSN74_SFERN_MA1_2	7620	91%	7465	91%
RSN75_SFERN_MA2_2	7865	94%	7843	96%
平均基底剪力	7992	95%	7977	98%

算例 3：某连廊采用钢框架+钢桁架结构形式（图 B-6），首层层高 15.090m，二层层高 4.400m，三层层高 3.870m，总高度 23.350m。抗震设防烈度为 7 度，设计基本地震加速度为 0.1g，设计地震分组第二组，IV 类场地类别，场地特征周期为 0.9s，阻尼比 0.04，结构前三阶周期为 1.4429s、1.2491s、1.0598s。初选 5 条天然波的反应谱如图 B-7 所示，加权累计偏差计算如表 B-6 所示。采用结构分析软件进行时程分析，对比结构时程分析与反应谱法的基底剪力如表 B-7 所示。可以发现，选用的地震波基底剪力与反应谱法的结果较接近，符合规范要求。

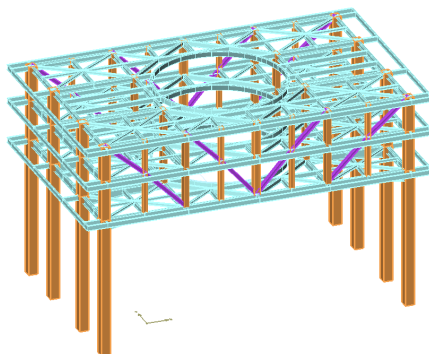
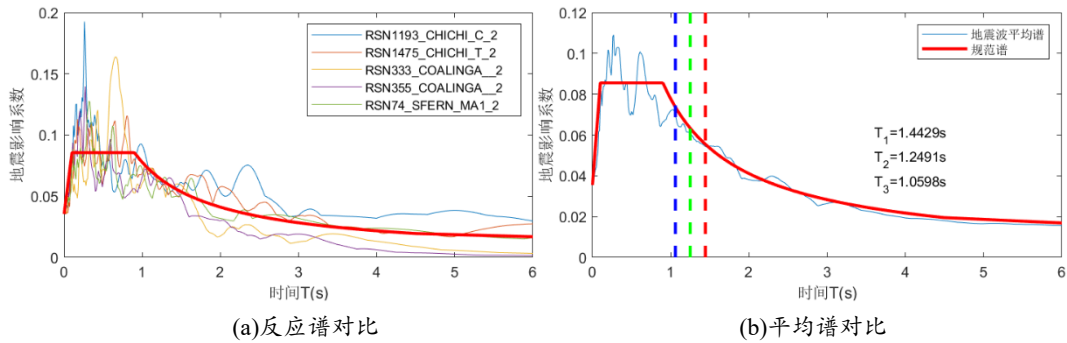


图 B-6 算例 3 某连廊结构模型



(a)反应谱对比 (b)平均谱对比

图 B-7 算例 3 各地震波反应谱与规范谱对比

表 B-6 算例 3 5 组地震波的加权累计偏差值

地震波名称	X 向累计误差 $\xi_{Total,x}$	Y 向累计误差 $\xi_{Total,y}$	Z 向累计误差 $\xi_{Total,z}$	$\xi_{Total}$
RSN1193_CHICHI_C_2	5.47%	2.99%	19.18%	19.18%
RSN1475_CHICHI_T_2	9.37%	8.95%	19.13%	19.13%
RSN333_COALINGA_2	0.91%	7.52%	14.04%	14.04%
RSN355_COALINGA_2	3.09%	1.69%	14.14%	14.14%
RSN74_SFERN_MA1_2	2.34%	10.46%	11.33%	11.33%

表 B-7 算例 3 时程分析和反应谱法基底剪力对比

地震波名称	X 方向(kN)	时程分析/反应谱法	Y 方向(kN)	时程分析/反应谱法
CQC 法计算值	2817	/	2444	/
RSN1193_CHICHI_C_2	2137	76%	2036	83%
RSN1475_CHICHI_T_2	2377	84%	1778	73%
RSN333_COALINGA_2	2232	79%	2120	87%
RSN355_COALINGA_2	2191	78%	2108	86%
RSN74_SFERN_MA1_2	2121	75%	1937	79%
平均基底剪力	2212	79%	1996	82%

算例 4: 某钢框架-大跨桁架屋盖结构体系 (图 B-8), 结构高度约 30m。抗震设防烈度为 7 度, 设计基本地震加速度为 0.1g, 设计地震分组第二组, II 类场地类别, 场地特征周期为 0.4s, 阻尼比 0.04, 结构前三阶周期为 1.146s、1.092s、1.021s。依据地震安全性评价报告取多遇地震作用下水平地震影响系数最大值为 0.2。初选 5 条天然波的反应谱如图 B-9 所示, 加权累计偏差计算如表 B-8 所示。采用结构分析软件进行时程分析, 对比结构时程分析与反应谱法的基底剪力如表 B-9 所示。可以发现, 选用的地震波基底剪力与反应谱法的结果较接近, 符合规范要求。

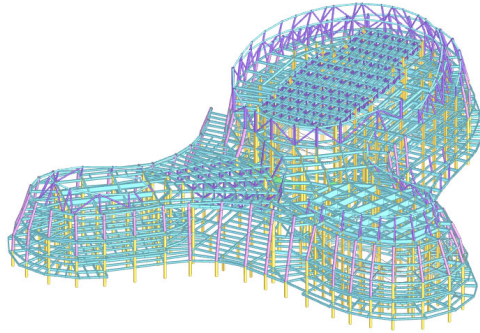


图 B-8 算例 4 某钢框架-大跨桁架屋盖结构模型

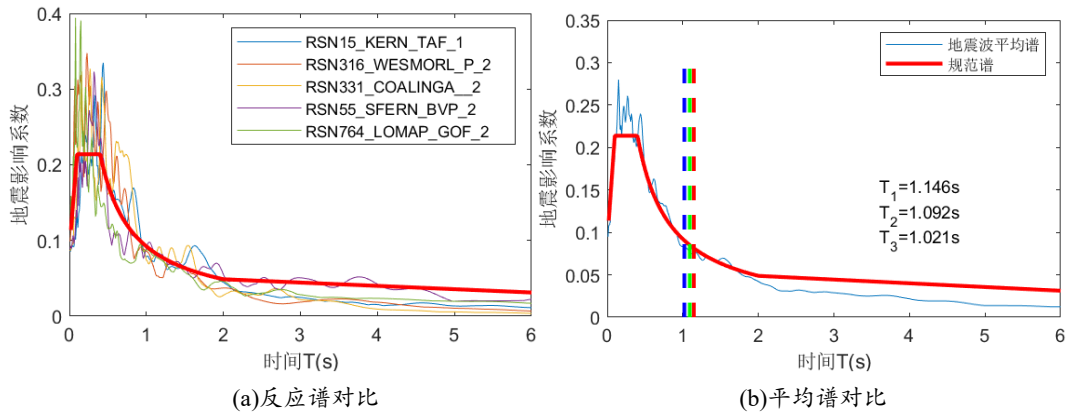


图 B-9 算例 4 各地震波反应谱与规范谱对比

表 B-8 算例 4 5 组地震波的加权累计偏差值

地震波名称	X 向累计误差 $\xi_{Total,x}$	Y 向累计误差 $\xi_{Total,y}$	$\xi_{Total}$
RSN15_KERN_TAF_1	16.18%	19.55%	19.55%
RSN316_WESMORL_PTS_2	15.39%	12.83%	15.39%
RSN331_COALINGA_2	8.81%	18.48%	18.48%
RSN55_SFERN_BVP_2	5.79%	6.56%	6.56%
RSN764_LOMAP_GOF_2	11.54%	11.97%	11.97%

表 B-9 算例 4 时程分析和反应谱法基底剪力对比

地震波名称	X 方向(kN)	时程分析/反应谱法	Y 方向(kN)	时程分析/反应谱法
CQC 法计算值	45907	/	49792	/
RSN15_KERN_TAF_1	46695	102%	41799	84%
RSN316_WESMORL_PTS_2	35371	77%	37171	75%
RSN331_COALINGA_2	40114	87%	40295	81%
RSN55_SFERN_BVP_2	38279	83%	43730	88%
RSN764_LOMAP_GOF_2	46599	102%	48589	98%
平均基底剪力	41412	90%	42317	85%

**B.0.6** 当 $\zeta_{Total}$ 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%。

**B.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B.0.7进行。

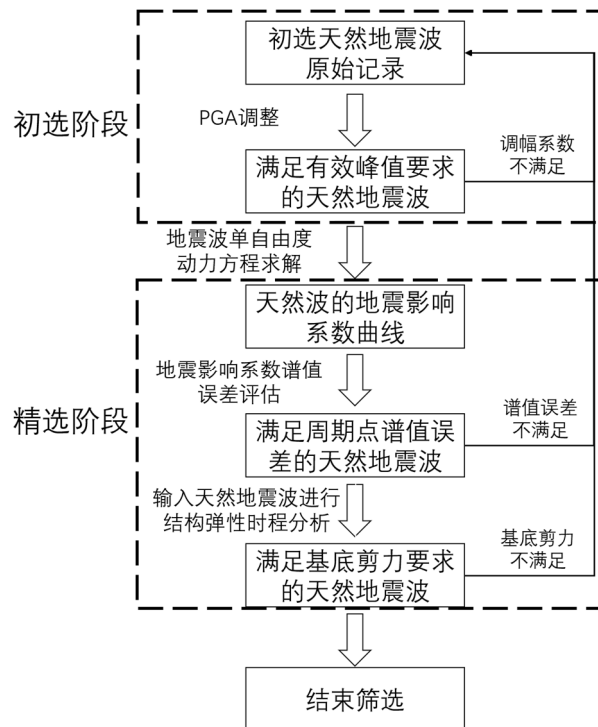


图 B.0.7 天然地震波选择流程图

**B.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。

$$a(t) = f(t)a_s(t) \quad (\text{B.0.8-1})$$

$$f(t) = \begin{cases} (t/t_1)^2 & t < t_1 \\ 1 & t_1 \leq t \leq t_2 \\ e^{-c(t-t_2)} & t > t_2 \end{cases} \quad (\text{B.0.8-2})$$

$$a_s(t) = \sum_{k=1}^N C_k \cos(\omega_k t + \varphi_k) \quad (\text{B.0.8-3})$$

$$S(\omega_k) = \frac{\xi}{\pi\omega_k} [S_\alpha^T(\omega_k)]^2 \frac{1}{\ln\left[\frac{-\pi}{\omega_k T_d} \ln(1-P)\right]} \quad (\text{B.0.8-4})$$

$$\Delta\omega = \frac{2\pi}{T_d} \quad (\text{B.0.8-5})$$

$$\omega_k = k\Delta\omega \quad (\text{B.0.8-6})$$

$$C_k = [4S(\omega_k)\Delta\omega]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{B.0.8-7})$$

- 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 B.0.8 取值；  
 $a_s(t)$  —— 平稳高斯随机过程；  
 $\omega_k$  —— 第  $k$  阶三角级数的频率；  
 $\varphi_k$  —— 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；  
 $\xi$  —— 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 B.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 <sub>0</sub> 、I <sub>1</sub>	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 应根据本导则表 4.3.2 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 B.0.8-8 计算人工波反应谱和目标反应谱在各  $\omega_k$  处的相对偏差。

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

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

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

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

4 当 $\omega_k$ 处的相对偏差大于给定的限值时，可采用式 B.0.8-9 对 $\omega_k$ 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 B.0.4-7 可得到经过修正后的人工波时程曲线。

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

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

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

**【条文说明】**常用的地震波人工合成方法是将地面加速度时程视为非平稳随机过程，将人工波时程函数表示为平稳高斯随机过程和外包函数的乘积，其中外包函数控制地震波的形状，平稳高斯随机过程的加速度时程模拟地震波的随机性。根据张治勇，孙柏涛《新抗震规范地震动功率谱模型参数的研究》等对规范地震动功率谱模型参数的研究成果，外包函数参数可考虑场地覆盖层厚度的影响，按表 B.0.6 取值。通常得到的初始人工波反应谱值与目标谱存在一定偏差，可进一步对初始人工波进行修正，经过若干次迭代后最终得到满足相对偏差控制要求的人工波。人工波的修正参考了翟希梅、吴知丰《人工地震波反应谱拟合技术的改进》中给出的功率谱修正方法。以设防烈度 8 度、II 类场地、地震分组第二组、阻尼比 0.035 的多遇地震为例，修正前和修正后的人工波反应谱与规范谱比较如图 B-10。



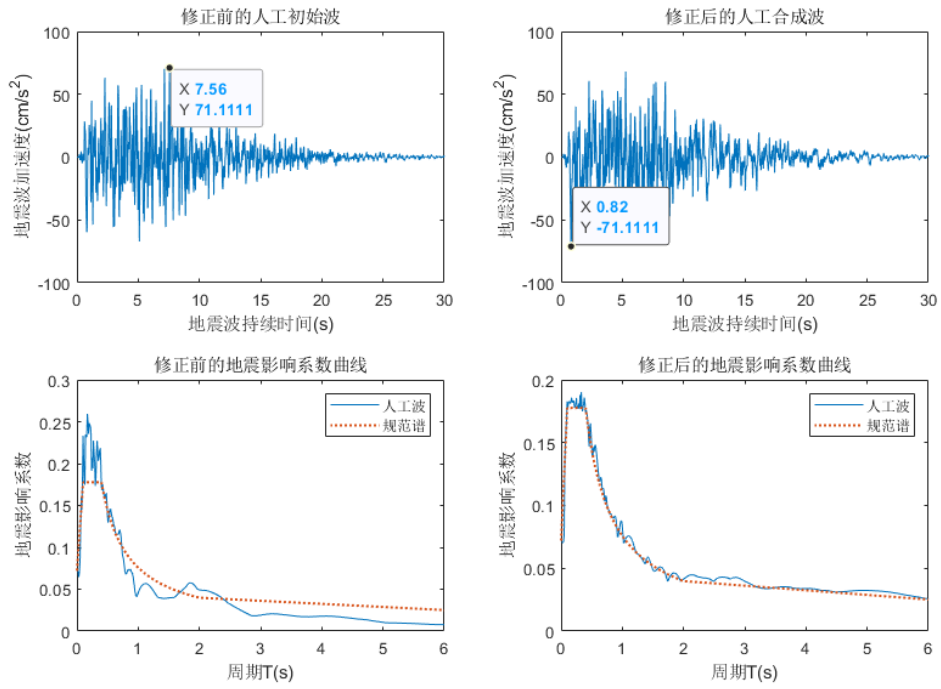


图 B-10 人工波修正前后的反应谱比较

## 附录 C 材料非线性本构模型

### C.1 钢筋本构关系

C.1.1 钢筋的单调加载的应力-应变本构关系曲线可按下列公式确定：

1 有屈服点钢筋

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_{y,r} & \varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{uy} \\ f_{y,r} + k(\varepsilon_s - \varepsilon_{uy}) & \varepsilon_{uy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_u \\ 0 & \varepsilon_s > \varepsilon_u \end{cases} \quad (\text{C1.1-1})$$

2 无屈服点钢筋

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s & \varepsilon_s \leq \varepsilon_y \\ f_{y,r} + k(\varepsilon_s - \varepsilon_{uy}) & \varepsilon_y < \varepsilon_s \leq \varepsilon_u \\ 0 & \varepsilon_s > \varepsilon_u \end{cases} \quad (\text{C1.1-2})$$

式中：  $E_s$  ——钢筋的弹性模量；

$\sigma_s$  ——钢筋应力；

$\varepsilon_s$  ——钢筋应变；

$f_{y,r}$  ——钢筋的屈服强度代表值，其值可根据实际结构分析需要分别取设计值，标准值或平均值；

$f_{st,r}$  ——钢筋的极限强度代表值，其值可根据实际结构分析需要分别取设计值，标准值或平均值；

$\varepsilon_y$  ——与  $f_{y,r}$  相应的钢筋屈服应变，可取  $f_{y,r} / E_s$ ；

$\varepsilon_{uy}$  ——钢筋硬化起点应变；

$\varepsilon_u$  ——与  $f_{st,r}$  相应的钢筋峰值应变；

$k$  ——钢筋硬化段斜率， $k = (f_{st,r} - f_{y,r}) / (\varepsilon_u - \varepsilon_{uy})$ 。

C.1.2 钢筋反复加载的应力-应变本构关系曲线宜按下列公式确定：

$$\sigma_s = E_s (\varepsilon_s - \varepsilon_a) - \left( \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \right)^p [E_s (\varepsilon_b - \varepsilon_a) - \sigma_b] \quad (\text{C1.2-1})$$

$$p = \frac{(E_s - k)(\varepsilon_b - \varepsilon_a)}{E_s(\varepsilon_b - \varepsilon_a) - \sigma_b} \quad (\text{C1.2-2})$$

式中： $\varepsilon_a$  ——再加载路径起点对应的应变；  
 $\sigma_s$  ——再加载路径终点对应的应力和应变，如再加载方向钢筋未曾屈服过，则  
 $\sigma_b$ 、 $\varepsilon_b$  取钢筋初始屈服点的应力和应变。如再加载方向钢筋已经屈服过，则  
取该方向钢筋历史最大应力和应变。

## C.2 混凝土本构关系

C.2.1 混凝土的单轴受拉的应力-应变曲线可按下列公式确定：

$$\sigma = (1 - d_t) E_c \varepsilon \quad (\text{C2.1-1})$$

$$d_t = \begin{cases} 1 - \rho_t [1.2 - 0.2x^5] & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_t}{\alpha_t(x-1)^{1.7} + x} & x > 1 \end{cases} \quad (\text{C2.1-2})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{t,r}} \quad (\text{C2.1-3})$$

$$\rho_t = \frac{f_{t,r}}{E_c \varepsilon_{t,r}} \quad (\text{C2.1-4})$$

$$\varepsilon_{t,r} = f_{t,r}^{0.54} \times 65 \times 10^{-6} \quad (\text{C2.1-5})$$

$$\alpha_t = 0.312 f_{t,r}^2 \quad (\text{C2.1-6})$$

式中： $\alpha_t$  ——混凝土单轴受拉应力-应变曲线下段参数；  
 $f_{t,r}$  ——混凝土单轴抗拉强度代表值，其值可根据实际结构分析需要分别取用设计值，标准值或平均值；  
 $\varepsilon_{t,r}$  ——与单轴抗拉强度代表值  $f_{t,r}$  对相对的混凝土峰值拉应变；  
 $d_t$  ——混凝土单轴受拉损伤演化参数

C.2.2 混凝土的单轴受压的应力-应变曲线可按下列公式确定：

$$\sigma = (1 - d_c) E_c \varepsilon \quad (\text{C2.2-1})$$

$$d_c = \begin{cases} 1 - \frac{\rho_c n}{n-1+x^n} & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_c}{\alpha_c(x-1)^2 + x} & x > 1 \end{cases} \quad (\text{C2.2-2})$$

$$\rho_c = \frac{f_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r}} \quad (\text{C2.2-3})$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{c,r}}{E_c \varepsilon_{c,r} - f_{c,r}} \quad (\text{C2.2-4})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c,r}} \quad (\text{C2.2-5})$$

$$\varepsilon_{c,r} = (700 + 172\sqrt{f_c}) \times 10^{-6} \quad (\text{C2.2-6})$$

$$\alpha_c = 0.157 f_c^{0.785} - 0.905 \quad (\text{C2.2-7})$$

- 式中： $\alpha_c$  ——混凝土单轴受压应力-应变曲线下降段参数；  
 $f_{c,r}$  ——混凝土单轴抗压强度代表值，其值可根据实际结构分析需要分别取用设计值，标准值或平均值；  
 $\varepsilon_{c,r}$  ——与单轴抗压强度代表值  $f_{c,r}$  对相对的混凝土峰值拉应变；  
 $d_c$  ——混凝土单轴受压损伤演化参数

**C.2.3** 在重复荷载作用下，受压混凝土卸载及再加载应力路径可按下列公式确定：

$$\sigma = (\varepsilon - \varepsilon_z) E_r \quad (\text{C2.3-1})$$

$$E_r = \frac{\sigma_{un}}{\varepsilon_{un} - \varepsilon_z} \quad (\text{C2.3-2})$$

$$\varepsilon_z = \varepsilon_{un} - \left[ \frac{(\varepsilon_{un} + \varepsilon_{ca}) \sigma_{un}}{\sigma_{un} + E_c \varepsilon_{ca}} \right] \quad (\text{C2.3-3})$$

$$\varepsilon_{ca} = \max\left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_{un}}, \frac{0.09 \varepsilon_{un}}{\varepsilon_c}\right) \sqrt{\varepsilon_c \varepsilon_{un}} \quad (\text{C2.3-4})$$

- 式中： $\sigma$  ——受压混凝土的压应力；  
 $\varepsilon$  ——受压混凝土的压应变；  
 $\varepsilon_z$  ——受压混凝土卸载至零应力点时的残余应变；  
 $E_r$  ——受压混凝土卸载/再加载的变形模量；  
 $\sigma_{un}$ 、 $\varepsilon_{un}$  ——受压混凝土骨架曲线开始卸载时的应力与应变；

$\varepsilon_{ca}$  ——附加应变；

$\varepsilon_c$  ——混凝土受压峰值应力对应的应变。

**C.2.4** 箍筋的约束作用使混凝土抗压强度和变形能力有所提高，可采用 Kent-Scott-Park 模型、Mander 模型、或钱稼茹给出的约束混凝土应力—应变关系。

#### 1 Kent-Scott-Park 模型

$$\text{上升段: } \sigma = Kf_{c0} \left[ \frac{2\varepsilon_c}{K\varepsilon_{c0}} - \left( \frac{\varepsilon_c}{K\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right] \quad (\text{C2.4.1-1})$$

$$\text{下降段: } \sigma = Kf_{c0} [1 - Z_m (\varepsilon_c - K\varepsilon_{c0})] \quad (\text{C2.4.1-2})$$

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{c0}} \quad (\text{C2.4.1-3})$$

$$Z_m = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - K\varepsilon_{c0}} \quad (\text{C2.4.1-4})$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.29f_{c0}}{145f_{c0} - 1000} \quad (\text{C2.4.1-5})$$

$$\varepsilon_{50h} = 0.75\rho_s \sqrt{\frac{b}{s_h}} \quad (\text{C2.4.1-6})$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su} / kf_{c0} \quad (\text{C2.4.1-7})$$

$$k = 2.254\sqrt{1 + 3.97k_e \lambda_v} - k_e \lambda_v - 1.245 \quad (\text{C2.4.1-8})$$

式中:  $\sigma$  ——约束混凝土单轴压应力；

$\varepsilon$  ——约束混凝土单轴压应变；

$\rho_s$  ——体积配箍率；

$f_{yh}$  ——箍筋屈服强度标准值；

$b$  ——箍筋约束核心区混凝土截面宽度；

$K$  ——强化系数，一般取值 1.2~1.6；对于非约束混凝土取 1.0

$f_{c0}$  ——非约束混凝土圆柱体抗压强度；

$\varepsilon_{c0}$  ——非约束混凝土圆柱体抗压强度对应的应变，一般可取为 0.002；

$\varepsilon_{cu}$  ——约束混凝土极限压应变；

$\varepsilon_{su}$  ——箍筋极限拉应变，建议取 0.10-0.15；

$k_e$  ——矩形截面有效约束系数，建议取 0.75；

$\lambda_v$  ——配箍特征值。

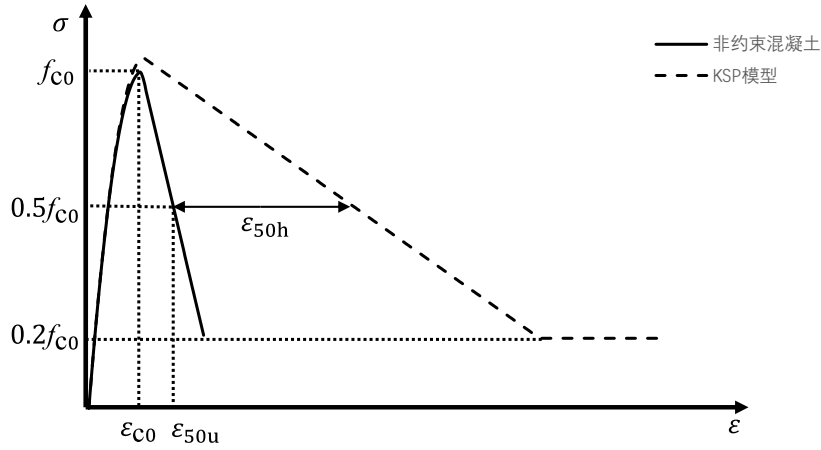


图 C.2.4-1 Kent-Scott-Park 约束混凝土本构模型应力应变曲线

## 2 Mander 模型

$$\sigma = f_{cc} \frac{x^r}{r-1+x^r} \quad (\text{C2.4.1-1})$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{C2.4.1-2})$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cc}}{f_{c0}} + 1 \right) \right] \quad (\text{C2.4.1-3})$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{\text{sec}}} \quad (\text{C2.4.1-4})$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f_{c0}} \text{ (MPa)} \quad (\text{C2.4.1-5})$$

$$E_{\text{sec}} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{C2.4.1-6})$$

式中:  $\sigma$  ——约束混凝土单轴压应力; ;

$\varepsilon$  ——约束混凝土单轴压应变; ;

$f_{cc}$  ——约束混凝土峰值压应力;

$\varepsilon_{cc}$  ——约束混凝土峰值压应力对应的应变;

$f_{c0}$  ——非约束混凝土圆柱体抗压强度;

$\varepsilon_{c0}$  ——非约束混凝土圆柱体抗压强度对应的应变, 一般可取为 0.002。

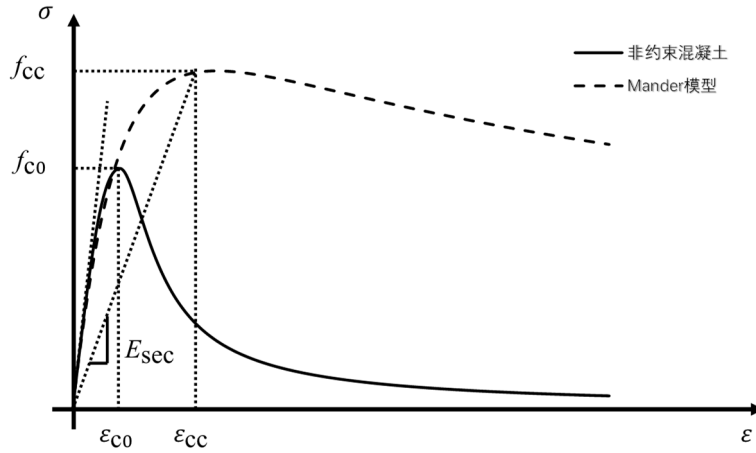


图 C.2.4-2 Mander 约束混凝土本构模型应力应变曲线

### 3 钱稼茹模型

上升部分:

$$f_c = f_{cc} \left[ a \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} + (3-2a) \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^2 + (a-2) \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^3 \right] \quad (C2.4.2-1)$$

下降部分:

$$f_c = f_{cc} \frac{\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}}{(1-0.87\lambda_v^{0.2})T \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} - 1 \right)^2 + \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}} \quad (C2.4.2-2)$$

$$x = \varepsilon / \varepsilon_{cc} \quad (C2.4.2-3)$$

$$a = 2.4 - 0.01 f_{cu} \quad (C2.4.2-4)$$

$$T = 0.132 f_{cu}^{-0.785} - 0.905 \quad (C2.4.2-5)$$

$$\lambda_v = \rho_v \frac{f_{yh}}{f_c} \quad (C2.4.2-6)$$

$$f_{cc} = (1 + 1.79\lambda_v) f_{c0} \quad (C2.4.2-7)$$

$$\varepsilon_{cc} = (1 + 3.5\lambda_v) \varepsilon_{c0} \quad (C2.4.2-8)$$

式中:  $\sigma$  ——约束混凝土单轴压应力;  
 $\varepsilon$  ——约束混凝土单轴压应变;  
 $a$  ——上升段参数;  
 $T$  ——下降段参数;  
 $f_{cc}$  ——约束混凝土峰值压应力;

- $\varepsilon_{cc}$  ——约束混凝土峰值压应力对应的应变；
- $f_{cu}$  ——混凝土立方体抗压强度；
- $f_{c0}$  ——混凝土圆柱体轴心抗压强度，取  $0.76f_{cu}$ ；
- $\varepsilon_{c0}$  ——混凝土圆柱体抗压强度对应的应变，取为 0.0018。
- $\lambda_v$  ——配箍特征值；
- $\rho_s$  ——体积配箍率；
- $f_{yh}$  ——箍筋屈服强度标准值；
- $f_c'$  ——混凝土轴心抗压强度

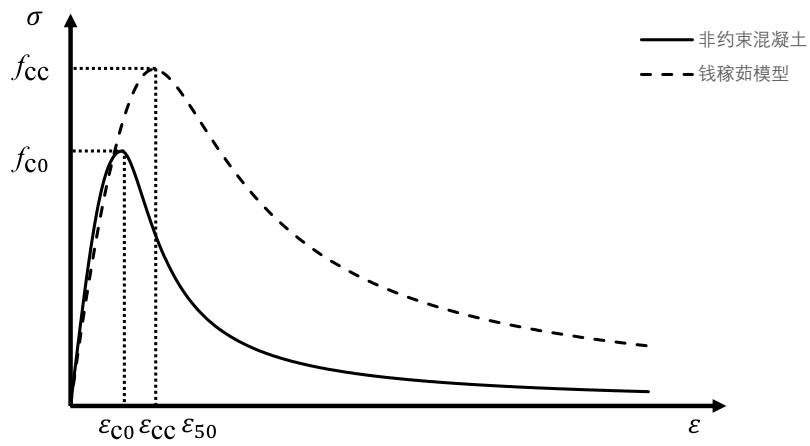


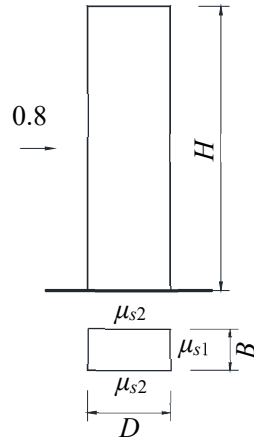
图 C.2.4-3 钱稼茹约束混凝土本构模型应力应变曲线



## 附录 D 风荷载体型系数

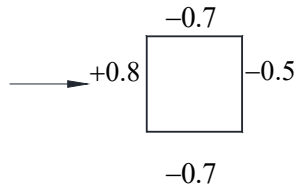
D.0.1 风荷载体型系数应根据建筑物平面形状按下列规定采用：

1 高度超过 45m 的矩形截面高层建筑

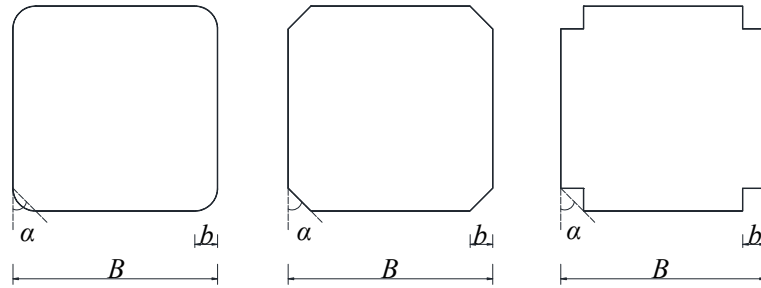


$D/B$	$\leq 1$	1.2	2	$\geq 4$
$\mu_{s1}$	-0.6	-0.5	-0.4	-0.3
$\mu_{s2}$	-0.7			

2 高度不超过 45m 的矩形截面高层建筑



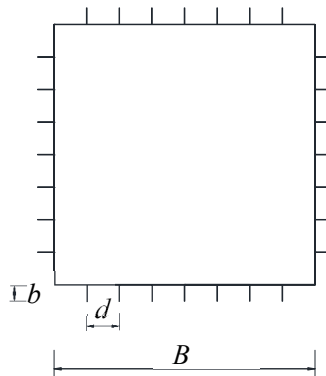
3 带退台和倒角的矩形截面建筑



$$\mu_s = (0.8 - \mu_{s1}) \left(1 - 0.6 \frac{b}{B}\right) \uparrow$$

说明：式中  $\mu_{s1}$  取值按第 1 或第 2 项； $0 \leq \frac{b}{B} \leq 0.2$ ； $30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ 。

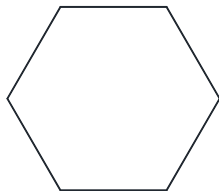
4 带装饰条的矩形截面高层建筑



$$\mu_s = (0.8 - \mu_{s1}) \left[1 - \frac{30}{B} \left(0.5 \frac{b}{d} - 0.05\right)\right]$$

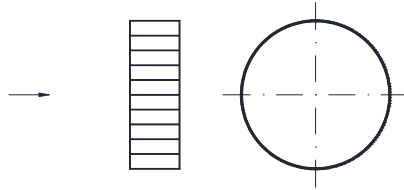
说明：式中  $\mu_{s1}$  取值按第 1 或第 2 项； $20m \leq B \leq 60m$ ； $0.1 \leq \frac{b}{d} \leq 0.5$ ； $b \geq 0.3m$ 。

5 正多边形平面



$$\mu_s = 0.8 + \frac{1.2}{\sqrt{n}} \quad (n \text{ 为边数})。$$

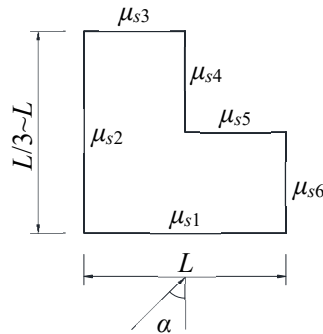
## 6 圆形平面



$\mu_z \omega_0 d^2$	表面情况	$H/d \geq 25$	$H/d = 7$	$H/d = 1$
$\geq 0.015$	$\Delta \approx 0$	0.6	0.5	0.5
	$\Delta = 0.02d$	0.9	0.8	0.7
	$\Delta = 0.08d$	1.2	1.0	0.8
$\leq 0.002$		1.2	0.8	0.7

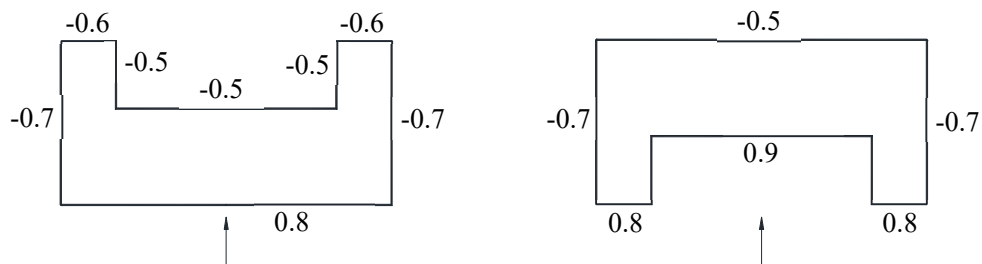
说明： $H$ 为高度， $d$ 为直径， $\omega_0$ 以 $\text{kN/m}^2$ 计， $d$ 以 $\text{m}$ 计。 $\Delta$ 为表面凸出高度，表中的中间值按线性插值法计算。

## 7 L形平面

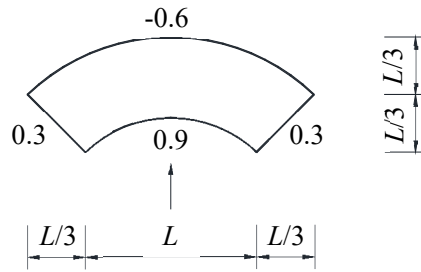


$\alpha \backslash \mu_s$	$\mu_{s1}$	$\mu_{s2}$	$\mu_{s3}$	$\mu_{s4}$	$\mu_{s5}$	$\mu_{s6}$
$0^\circ$	0.80	-0.70	-0.60	-0.50	-0.50	-0.60
$45^\circ$	0.50	0.50	-0.80	-0.70	-0.70	-0.80
$225^\circ$	-0.60	-0.60	0.30	0.90	0.90	0.30

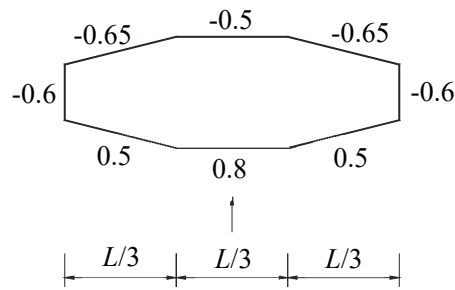
## 8 槽形平面



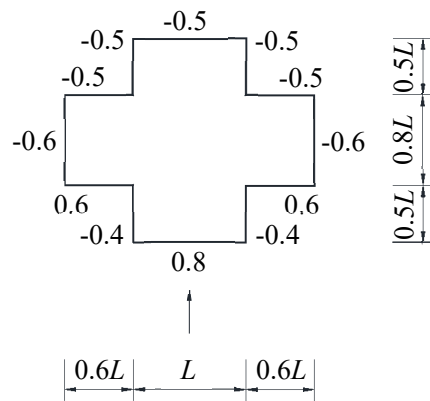
9 扇形平面



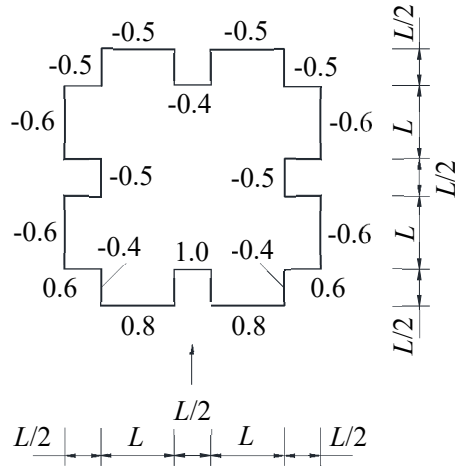
10 梭形平面



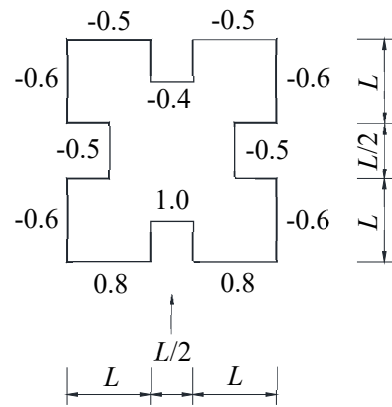
11 十字形平面



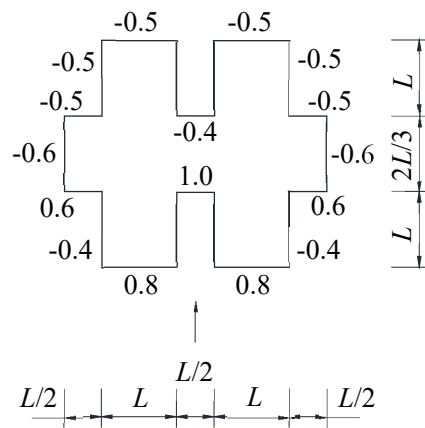
12 井字形平面



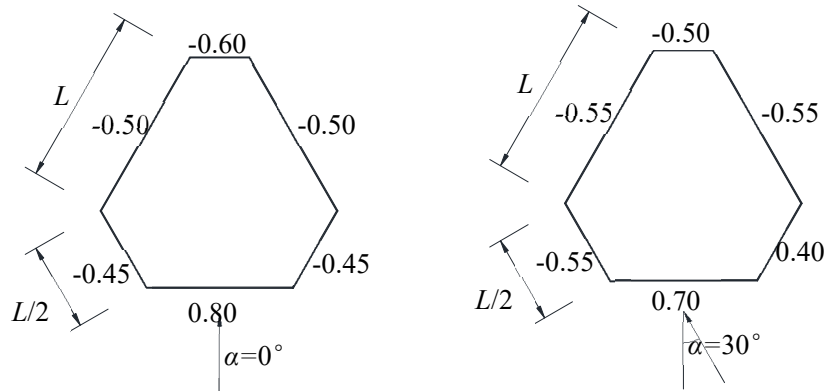
13 X形平面



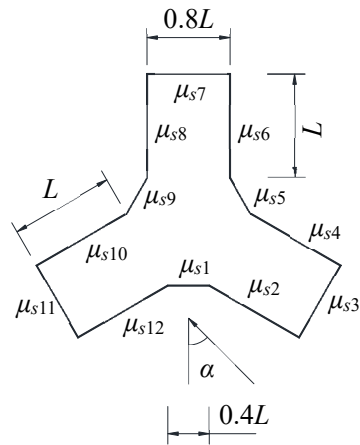
14 卅形平面



15 六角形平面



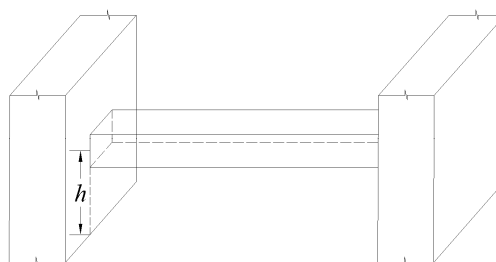
16 Y形平面



$\mu_s \backslash \alpha$	$0^\circ$	$10^\circ$	$20^\circ$	$30^\circ$	$40^\circ$	$50^\circ$	$60^\circ$
$\mu_{s1}$	1.05	1.05	1.00	0.95	0.90	0.50	-0.15
$\mu_{s2}$	1.00	0.95	0.90	0.85	0.80	0.40	-0.10
$\mu_{s3}$	-0.70	-0.10	0.30	0.50	0.70	0.85	0.95
$\mu_{s4}$	-0.50	-0.50	-0.55	-0.60	-0.75	-0.40	-0.10
$\mu_{s5}$	-0.50	-0.55	-0.60	-0.65	-0.75	-0.45	-0.15
$\mu_{s6}$	-0.55	-0.55	-0.60	-0.70	-0.65	-0.15	-0.35
$\mu_{s7}$	-0.50	-0.50	-0.50	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55
$\mu_{s8}$	-0.55	-0.55	-0.55	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$\mu_{s9}$	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50

$\mu_{s10}$	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50	-0.50
$\mu_{s11}$	-0.70	-0.60	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55	-0.55
$\mu_{s12}$	1.00	0.95	0.90	0.80	0.75	0.65	0.35

### 17 空中连廊



$$\mu_s = \begin{cases} 1.6 (h \leq 30\text{m}) \\ 2.0 (h \geq 60\text{m}) \end{cases}$$

说明： $h$  在 30m~60m 时  $\mu_s$  采用 30m 和 60m 数据线性插值。

### 18 穿孔板

$$\mu_s = 1.3[1 - \varphi^2]$$

说明：计算时面积取轮廓面积， $\varphi$  为空隙率。

## 附录 E 基于构件弹塑性转角的构件评价准则

**E.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。严禁竖向构件和重要水平构件超过变形指标限值 L6。

【条文说明】构件弹塑性位移转角的构件评价准则的建立是基于大量构件力学性能试验及数值模拟得到的构件弹塑性转角与损伤程度的对应关系。本导则参考广东省标准《建筑工程混凝土结构抗震性能设计规程》DBJ/T15-151-2019、中国勘察设计协会团体标准《建筑结构抗震性能化设计标准》T/CECA20024-2022，美国 FEMA-356 规范建立了构件在不同构造措施与受力状况下的变形性能评价准则。

构件弹塑性转角在计算中依赖于反弯点的选取，常常难以直接获得。周建龙等通过理论推导证明，弦转角与塑性铰之间可以进行相互转化。钱稼茹等的研究表明，构件的弦转角可以表示为：

$$\theta = \frac{1}{3}\varphi_y l + (\varphi_u - \varphi_y)l_p \quad (\text{E-1})$$

其中上式中的第一项为杆件转角的弹性部分，第二项为杆件转角的塑性部分。

不同的商业软件采用了不同的技术手段获得构件的弹塑性转角（弦转角）。根据选用的单元模型不同，可以将软件分为以 Perform3D 为代表的采用塑性铰单元的软件，与以 SAUSAGE 为代表的采用纤维单元的软件。值得一提的是，Perform3D 软件除塑性铰单元外亦可采用纤维单元，此处仅针对软件塑性铰单元进行相关说明。

Perform3D 软件的弦转角模型假定塑性铰仅位于构件端部，将简化为一个塑性铰与一段弹性杆的组合构件。该情况与试验条件相对吻合，为采用以试验为基础的评价指标提供了基础。当  $l_p = l/3$  时，

$$\theta = \frac{1}{3}\varphi_u l \quad (\text{E-2})$$

即此时，构件的弦转角可通过塑性铰区域的曲率来表示，有效避免了弦转角与塑性铰之间的转换工作。

SAUSAGE 软件的纤维模型将构件中所有单元端节点转角差值的最大值作为构件的转角，避免了反弯点的取值，单元的网格划分技术与计算机技术的发展为该方案的实现提供了可能。

**E.0.2** 钢筋混凝土梁构件破坏形态按表 E.0.2 进行划分。

表 E.0.2 RC 梁破坏形态划分准则

破坏形态	剪跨比 $\lambda$	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  $m = M_n V / V_n M$ ；

**E.0.3** 钢筋混凝土柱构件破坏形态按表 E.0.3 进行划分。

**表 E.0.3 RC 柱破坏形态划分准则**

破坏形态	剪跨比 $\lambda$	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	

**E.0.4** 钢筋混凝土梁构件变形指标限值应符合表 E.0.4 的规定。

**表 E.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							
$m$	$\rho_v$						
$\leq 0.2$	$\geq 0.012$	$\leq 0.004$	$\leq 0.016$	$\leq 0.024$	$\leq 0.031$	$\leq 0.039$	$> 0.039$
$\geq 0.8$	$\geq 0.012$	$\leq 0.004$	$\leq 0.018$	$\leq 0.029$	$\leq 0.039$	$\leq 0.049$	$> 0.049$
$\leq 0.2$	$\leq 0.001$	$\leq 0.004$	$\leq 0.010$	$\leq 0.011$	$\leq 0.013$	$\leq 0.014$	$> 0.014$
$\geq 0.8$	$\leq 0.001$	$\leq 0.004$	$\leq 0.012$	$\leq 0.016$	$\leq 0.020$	$\leq 0.024$	$> 0.024$
弯剪控							
$m$	$\rho_{sv}$						
$\leq 0.5$	$\geq 0.008$	$\leq 0.004$	$\leq 0.009$	$\leq 0.014$	$\leq 0.019$	$\leq 0.024$	$> 0.024$
$\geq 2.5$	$\geq 0.008$	$\leq 0.004$	$\leq 0.007$	$\leq 0.009$	$\leq 0.012$	$\leq 0.014$	$> 0.014$
$\leq 0.5$	$\leq 0.0005$	$\leq 0.004$	$\leq 0.007$	$\leq 0.009$	$\leq 0.012$	$\leq 0.014$	$> 0.014$
$\geq 2.5$	$\leq 0.0005$	$\leq 0.004$	$\leq 0.005$	$\leq 0.007$	$\leq 0.008$	$\leq 0.009$	$> 0.009$

注：表中可以采用线性插值方法得到相应的转角限值。

**E.0.5** 钢筋混凝土柱构件变形指标限值应符合表 E.0.5 的规定。

**表 E.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							
$\bar{n}$	$\rho_v$						
$\leq 0.1$	$\geq 0.021$	$\leq 0.004$	$\leq 0.018$	$\leq 0.027$	$\leq 0.037$	$\leq 0.046$	$> 0.046$
$= 0.6$	$\geq 0.021$	$\leq 0.004$	$\leq 0.013$	$\leq 0.018$	$\leq 0.022$	$\leq 0.027$	$> 0.027$

≤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
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，RC 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 F 基于构件变形指标的钢构件性能评价准则

**F.0.1** 钢结构构件的广义力-变形关系可采用图 F.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， $\Delta$  是构件广义变形， $a$ 、 $b$  和  $c$  为模型参数。

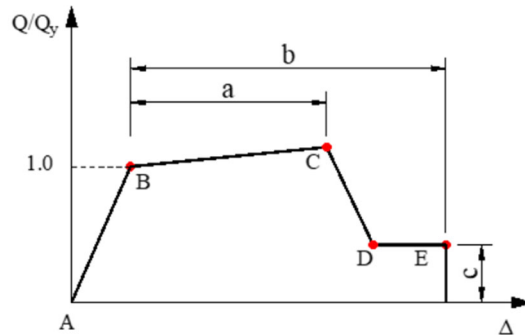


图 F.0.1 钢构件广义力-变形多折线模型

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

表 F.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  $\Delta$  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。

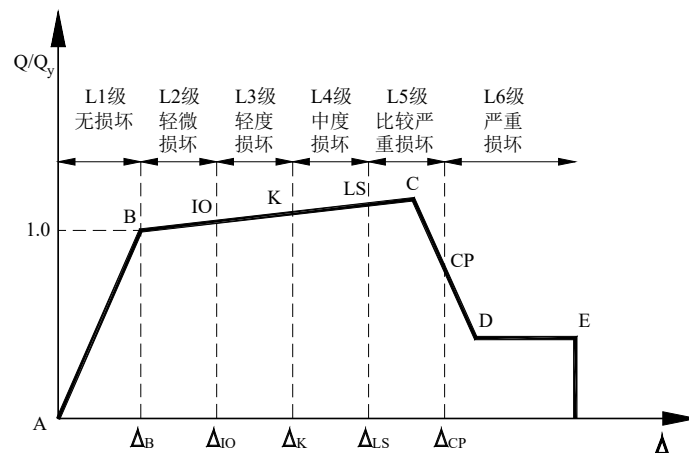


图 F.0.2 钢构件损伤等级定义

**F.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 F.0.3-2 确定。

表 F.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			
			<i>a</i>	<i>b</i>	$M_B$	$M_C$	$M_D$	
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	$\frac{P}{P_{CL}} < 0.2$	$b/t \leq 9\varepsilon_k$ 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。				
		$0.2 \leq \frac{P}{P_{CL}} \leq 0.5$	$b/t \leq 9\varepsilon_k$ 且 $h_0/t_w \leq 45\varepsilon_k$	$(12-28.3\frac{P}{P_{CL}})\theta_y$	$(18-28.3\frac{P}{P_{CL}})\theta_y$	$1M_p$	$1.3M_p$	$0.2M_p$
			$b/t \geq 11\varepsilon_k$ 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 $h_0/t_w \leq 45\varepsilon_k$	$(12-28.3\frac{P}{P_{CL}})\theta_y$	$(18-28.3\frac{P}{P_{CL}})\theta_y$	$1M_p$	$1.3M_p$	$0.2M_p$
			$b_0/t \geq 33\varepsilon_k$ 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： $1\theta_y$ 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； $\varepsilon_k$ 为钢号修正系数，

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 F.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	$b/t \leq 9\epsilon_k$ 且 $h_0/t_w \leq 72\epsilon_k$	$2\theta_y$	$10\theta_y$	$12\theta_y$	
		$b/t \geq 11\epsilon_k$ 或 $h_0/t_w \geq 110\epsilon_k$	$1.25\theta_y$	$4\theta_y$	$5\theta_y$	
		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	$b/t \leq 9\epsilon_k$ 且 $h_0/t_w \leq 51\epsilon_k$	$2\theta_y$	$10\theta_y$	$12\theta_y$	
		$b/t \geq 11\epsilon_k$ 或 $h_0/t_w \geq 79\epsilon_k$	$1.25\theta_y$	$4\theta_y$	$5\theta_y$	
		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。			
		$0.2 \leq \frac{P}{P_{CL}} \leq 0.5$	$b/t \leq 9\epsilon_k$ 且 $h_0/t_w \leq 45\epsilon_k$	$1.25\theta_y$	$(15-23.3\frac{P}{P_{CL}})\theta_y$	$(18-28.3\frac{P}{P_{CL}})\theta_y$
		$b/t \geq 11\epsilon_k$ 或 $h_0/t_w \geq 69\epsilon_k$	$1.25\theta_y$	$1.5\theta_y$	$1.8\theta_y$	
		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	$\frac{P}{P_{CL}} < 0.2$	$b_0/t \leq 19\epsilon_k$ 且 $h_0/t_w \leq 51\epsilon_k$	$2\theta_y$	$10\theta_y$	$12\theta_y$
		$b_0/t \geq 33\epsilon_k$ 或 $h_0/t_w \geq 79\epsilon_k$	$1.25\theta_y$	$4\theta_y$	$5\theta_y$	
		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。			
		$0.2 \leq \frac{P}{P_{CL}} \leq 0.5$	$b_0/t \leq 19\epsilon_k$ 且 $h_0/t_w \leq 45\epsilon_k$	$1.25\theta_y$	$(15-23.3\frac{P}{P_{CL}})\theta_y$	$(18-28.3\frac{P}{P_{CL}})\theta_y$
		$b_0/t \geq 33\epsilon_k$ 或 $h_0/t_w \geq 69\epsilon_k$	$1.25\theta_y$	$1.5\theta_y$	$1.8\theta_y$	
		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			$0.5\theta_y$	$13\theta_y$	$15\theta_y$	

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。

**F.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 F.0.4-1 确定，关键性能点对应的塑性变形可按表 F.0.4-2 确定。

表 F.0.4-1 轴向受力构件变形指标

构件类型			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 $N_t$
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， $\Delta_b$ 是屈曲时的轴向位移；

2  $N_t$ 是受拉屈服荷载， $\Delta_t$ 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 F.0.4-2 轴向受力构件性能评价指标

构件类型			塑性变形 <sup>g</sup>		
	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  $\Delta_b$ 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  $\Delta_t$  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 G.1 超限高层建筑工程初步设计抗震设防审查申报表(高度、规则性超限工程示例)

编号:

申报时间:

工程名称		申报人 联系方式	
建设单位		建筑面积	地上 万 m <sup>2</sup> 地下 万 m <sup>2</sup>
设计单位		设防烈度	度( g), 设计 组
勘察单位		设防类别	类   安全等级
建设地点		房屋高度和 层数	主结构 m(n= )建筑 m 地下 m(n= )相连裙房 m
场地类别液化判别	类, 波速 覆盖层 不液化□液化等级 液化处理	平面尺寸和 规则性	长宽比
基础持力层	类型 埋深 桩长(或底板厚度) 名称 承载力	竖向规则性	高宽比
结构类型		抗震等级	框架 墙、筒 框支层 加强层 错层
计算软件		材料强度 (范围)	梁 柱 墙 楼板
计算参数	周期折减 楼面刚度(刚□弹□分段□) 地震方向 (单□ 双□ 斜□ 竖□)	梁截面	下部 剪压比 标准层
地上总重 剪力系数 (%)	$G_E =$ 平均重力 $X =$ $Y =$	柱截面	下部 轴压比 中部 轴压比 顶部 轴压比
自振周期 (s)	$X:$ $Y:$ $T:$	墙厚	下部 轴压比 中部 轴压比 顶部 轴压比
最大层间位 移角	$X =$ (n= ) 对应扭转比 $Y =$ (n= ) 对应扭转比	钢 梁 柱 支撑	截面形式 长细比 截面形式 长细比 截面形式 长细比



扭转位移比 (偏心5%)	X= (n= ) 对应位移角 Y= (n= ) 对应位移角	短柱 穿层柱	位置范围 剪压比 位置范围 穿层数
时 程 分 析	波形 峰值	1 2 3	转换层 刚度比
	剪力 比较	X= (底部), X= (顶部) Y= (底部), Y= (顶部)	错层 满布 局部(位置范围) 错层高度 平层间距
	位移 比较	X= (n= ) Y= (n= )	连体 (含连廊)
弹塑性位移 角	X= (n= ) Y= (n= )	加强层 刚度比	数量 位置 形式(梁□桁架□) X Y
框架承担的比例	倾覆力矩 X= Y= 总剪力 X= Y=	多塔 上下偏心	数量 形式(等高□对称□大小不等□) X Y
控制作用	地震 □ 风荷载 □ 二者相当 □ 风荷载控制时增加: 总风荷载 风倾覆力矩 风载最大层间位移		
超限设计简要说明	(超限工程设计的主要加强措施, 性能设计目标简述; 有待解决的问题等等)		

## 附录 G.2 超限高层建筑工程初步设计抗震设防审查申报表(屋盖超限工程示例)

编号:

申报时间:

工程名称		申报人 联系方式	
建设单位		建筑面积	地上 万 m <sup>2</sup> 地下 万 m <sup>2</sup>
设计单位		设防烈度	度( g), 设计 组
勘察单位		设防类别	类   安全等级
建设地点		风荷载	基本风压 地面粗糙度 体型系数 风振系数
场地类别 液化判别	类, 波速 覆盖层 不液化 <input type="checkbox"/> 液化等级 液化处理	雪荷载	基本雪压 积雪分布系数
基础 持力层	类型 埋深 桩长(或底板厚度) 名称 承载力	温度	最高 最低 温升 温降
房屋高度 和层数	屋顶 m 支座 m(n= ) 地下 m(n= )	平面尺寸	总长 总宽 直径 跨度 悬挑长度
结构类型	屋盖: 支承结构	节点和支 座形式	节点: 支座:
计算软件 分析模型	整体 <input type="checkbox"/> 上下协同 <input type="checkbox"/>	材料强度 (范围)	屋盖 梁 柱 墙
计算参数	周期折减 阻尼比 地震方向 (单 <input type="checkbox"/> 双 <input type="checkbox"/> 竖 <input type="checkbox"/> )	屋盖构件 截面	关键 长细比 一般 长细比
地上总重 支承结构 剪力系数 (%)	屋盖 G <sub>E</sub> = 支承结构 G <sub>E</sub> = X= Y=	屋盖杆件 内力和控 制组合	关键 应力比 控制组合 一般 应力比 控制组合 支座反力 控制组合
自振周期 (s)	X: Y: Z: T:	屋盖整体 稳定	考虑几何非线性 考虑几何和材料非线性
最大位移	屋盖挠度 支承结构水平位移 X= Y=	支承结构 抗震等级	规则性(平面 <input type="checkbox"/> 竖向 <input type="checkbox"/> ) 框架 墙、筒
最大层间位 移	X = (n= ) 对应扭转位移比 Y = (n= ) 对应扭转位移比	梁截面	支承大梁 剪压比 其他框架梁 剪压比

时程分析	波形峰值	1	2	3	柱截面	支承部位	轴压比
	剪力比较	X=	(支座), X =	(底部)	墙厚	其他部位	轴压比
		Y=	(支座), Y =	(底部)		其他部位	轴压比
位移比较	屋盖挠度				框架承担的比例	倾覆力矩 X=	Y=
	支承结构水平位移 X=	Y=				总剪力 X=	Y=
超长时多点输入比较	屋盖杆件应力:				短柱	位置范围	剪压比
	下部构件内力:				穿层柱	位置范围	穿层数
支承结构弹塑性位移角	X=	(n= )			错层	位置范围	
	Y=	(n= )				错层高度	
超限设计简要说明	(超限工程设计的主要加强措施, 性能设计目标简述; 有待解决的问题等等)						

注: 作用控制组合代号: 1、恒+活, 2、恒+活+风, 3、恒+活+温, 4、恒+活+雪, 5、恒+活+地+风。

## 本导则用词说明

1 为便于在执行本导则条文时区别对待，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 规程中指明应按其他有关标准、规范执行的，写法为：“应按……执行”或“应符合……的规定或要求”。

## 引用标准名录

- 《工程结构通用规范》 GB55001  
《建筑与市政工程抗震通用规范》 GB55002  
《混凝土结构通用规范》 GB55008  
《钢结构通用规范》 GB55006  
《组合结构通用规范》 GB55004  
《建筑与市政地基基础通用规范》 GB55003  
《建筑抗震设计规范》 GB50011  
《建筑工程抗震设防分类标准》 GB50223  
《高层建筑混凝土结构技术规程》 JGJ3  
《高层民用建筑钢结构技术规程》 JGJ99  
《建筑结构荷载规范》 GB50009  
《混凝土结构设计规范》 GB50010  
《钢结构设计标准》 GB50017  
《建筑地基基础设计规范》 GB50007  
《山地建筑结构设计标准》 JGJ/T 472  
《建筑隔震设计标准》 GB/T51408  
《建筑消能减震技术规程》 JGJ297  
《建筑振动荷载标准》 GB/T51228  
《建筑楼盖结构振动舒适度技术标准》 JGJ/T441  
《预应力混凝土结构设计规范》 JGJ369  
《补偿收缩混凝土应用技术规程》 JGJ/T178  
《建筑结构抗倒塌设计规范》 T/CECS 392  
《混凝土结构试验方法标准》 GB/T50152  
《建筑抗震试验方法规程》 JGJ/T101  
《建筑工程风洞试验方法标准》 JGJ/T338  
《超限高层建筑工程抗震设防管理规定》（建设部令第 111 号）  
《超限高层建筑工程抗震设防专项审查技术要点》（建质 [2015] 67 号）