

四川省超限高层民用建筑工程抗震设计导则

四川省住房和城乡建设厅

二〇二三年十二月

前 言

根据《四川省住房和城乡建设厅关于下达工程建设地方标准计划的通知》（川建标发〔2020〕234号）要求，由中国建筑西南设计研究院有限公司会同有关单位共同编制本导则。

本导则在编制过程中，依据国家和四川省有关法律法规和现行技术标准，总结并吸取国内超限高层民用建筑工程相关技术及应用经验，充分考虑四川省社会经济水平，在广泛征求有关单位意见建议后形成。

本导则适用于四川省超限高层民用建筑工程的抗震设计。考虑到四川省地震多发、建筑抗震形势严峻的情况，以及四川省地震环境差异化特点，提出了较为严格、明确的抗震性能化设计目标要求。

本导则共分7章和2个附录，主要技术内容包括：1.总则；2.术语和符号；3.超限高层民用建筑工程的界定；4.抗震设计基本规定；5.荷载和地震作用；6.计算分析和加强措施；7.结构抗震试验与风洞试验的基本要求；附录A.时程分析推荐采用的四川天然地震动加速度时程记录；附录B.超限高层建筑工程抗震设计可行性论证报告基本要求。

本导则属于指导性技术文件，旨在帮助建筑设计及使用人员理解有关抗震设计标准、掌握超限高层民用建筑工程抗震设计要求，进一步提高四川省超限高层民用建筑工程抗震设计质量水平。

本导则由四川省住房和城乡建设厅负责管理，中国建筑西南设计研究院有限公司负责具体技术内容的解释。在执行过程中如有意见和建议，请寄送中国建筑西南设计研究院有限公司（地址：成都市高新区天府大道北段866号；电话：028-62552325；邮编：610041；邮箱：278400747@qq.com）。

主编单位：中国建筑西南设计研究院有限公司

参编单位：四川省建筑设计研究院有限公司
成都市建筑设计研究院有限公司
基准方中建筑设计股份有限公司
四川大学
中铁二十三局集团建筑设计研究院有限公司

主要起草人：吴小宾 章一萍 彭志桢 冯中伟
陈小峰 唐元旭 陈彬 李晔
戴靠山 周定松 张堃 朱果
胡振杰 秦攀 姜雪 涂雨

	王 斌	陈 鹏	孙春平	阳 旭
	陈志强			
主要审查人：	唐文嘉	曹 历	肖承波	陈 可
	周 颖	陈文明	杨 奎	

目 次

1	总 则	1
2	术语和符号	2
2.1	术 语	2
2.2	主要符号	5
3	超限高层民用建筑工程的界定	7
3.1	一般规定	7
3.2	超限分级	7
4	抗震设计基本规定	10
4.1	一般规定	10
4.2	概念设计	11
4.3	抗震性能化设计	13
4.4	抗连续倒塌设计	14
4.5	非结构构件及附属设备抗震性能设计	14
5	荷载和地震作用	16
5.1	一般规定	16
5.2	风荷载与雪荷载	16
5.3	地震作用	17
6	计算分析和加强措施	21
6.1	一般规定	21
6.2	高度超限和高宽比超限的结构	26
6.3	平面不规则的结构	27
6.4	带转换层、加强层和超长悬挑的结构	29
6.5	连体结构和立面开洞结构	32
6.6	大底盘多塔楼、竖向体型收进和带斜柱结构	33
6.7	巨型结构	36
6.8	混合结构	37
6.9	高层钢框架、钢框架-支撑、钢板剪力墙结构	37
6.10	大跨度空间结构	38

6.11 山地建筑	40
6.12 地下室和基础	41
7 结构抗震试验与风洞试验的基本要求	44
7.1 一般规定	44
7.2 模拟地震振动台试验	44
7.3 拟静力试验	45
7.4 拟动力试验	46
7.5 结构风洞试验	47
附录 A 时程分析推荐采用的四川天然地震动加速度时程记录	48
附录 B 超限高层建筑工程抗震设计可行性论证报告基本内容	50
本导则用词说明	53
引用标准名录	54
条文说明	55

Contents

1 General Provisions.....	1
2 Terms and Symbols.....	2
2.1 Terms	2
2.2 Symbols	5
3 Appraisal for Out-of-code high-rise civil buildings of seismic fortification	7
3.1 General requirements	7
3.2 Transfinite classification.....	7
4 Basic provisions for seismic design	10
4.1 General requirements	10
4.2 Conceptual design.....	11
4.3 Seismic performance-based design	13
4.4 Anti-continuous collapse design	14
4.5 Seismic performance design of non-structural components and auxiliary equipment.....	14
5 Loads and seismic action	16
5.1 General requirements	16
5.2 Wind load and snow load	16
5.3 Seismic action.....	17
6 Computational analysis and reinforcement measures	21
6.1 General requirements	21
6.2 Structure with out-of-limit height-width ratio and height overrun	26
6.3 Plane irregular structure.....	27
6.4 Structure with transfer layer, reinforcement layer and super-long cantilever	29
6.5 Conjoined structure and facade open	32
6.6 Multi-towers with common chassis, vertical type retracted and inclined column structure	33
6.7 Mega structure	36
6.8 Mixed structure	37
6.9 High-rise steel frame, steel braced frame, steel plate shear wall	37
6.10 Large-span spatial structure	38
6.11 Structure on a slope	40
6.12 Basement and foundation	41

7 Basic requirements for structural seismic test and wind tunnel test	44
7.1 General requirements	44
7.2 Shaking table test of simulated earthquake	44
7.3 Pseudo-static test	45
7.4 Pseudo-dynamic test	46
7.5 Structural wind tunnel test	47
Appendix A Local natural ground motion acceleration time history records recommended for time history analysis	48
Appendix B Basic contents of feasibility study report on seismic design of Out-of- code high-rise buildings	50
Explanation of Wording in This Guideline.....	53
List of Quoted Standards	54
Explanation of Provisions	55

1 总 则

1.0.1 按住房和城乡建设部《超限高层建筑工程抗震设防管理规定》（建设部令第 111 号）要求，为进一步做好四川省超限高层民用建筑工程抗震设防专项设计和审查工作，更好地落实《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）的实施，结合四川省的实际情况，制定本导则。

1.0.2 本导则适用于四川省抗震设防烈度 6 度、7 度、8 度和 9 度，超出国家和四川省现行规范、标准所规定的适用高度和适用结构类型、建筑形体及其结构布置特别不规则的高层民用建筑工程，以及有关的规范、规程、政府管理文件中规定应当进行超限抗震专项审查的高层民用建筑工程。

1.0.3 超限高层民用建筑工程设计应体现建筑形体多样化与结构受力合理性统一的原则；体现结构的概念设计与计算分析并重的原则；体现重点部位精细化分析和加强措施有针对性的原则；体现结构试验验证必要性的原则。

1.0.4 在现有的技术和经济条件下，结构安全可靠性与建筑功能、美观之间出现矛盾时，建筑方案应服从结构安全可靠性的需要。

1.0.5 超限高层民用建筑工程的抗震设防目标应高于一般高层民用建筑工程，应采用抗震性能化设计方法进行抗震专项设计。

1.0.6 超限高层民用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，其自身及其与主体结构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。

1.0.7 本导则中未列入的内容，应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 抗震设防超限高层民用建筑工程 out-of-code tall building of seismic fortification

房屋高度超过现行地方标准《四川省抗震设防超限高层民用建筑工程界定标准》DB51/T 5058 的建筑高度限值，或房屋高度不超过上述高度限值，但结构布置属于该标准第 4 章规定的特别不规则、第 5 章规定的其他类型等高层民用建筑工程。超限高层民用建筑工程包括建筑结构高度超限、结构规则性超限和其它类型超限三种情况。

2.1.2 高层民用建筑 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 的其他高层民用建筑。

2.1.3 房屋高度 building height

室外地面至房屋主要屋面的高度。不包括局部突出屋面，且竖向构件围合面积不大于大屋面面积 30% 的机房、水箱间、楼梯间，以及无楼板的构架等高度。

2.1.4 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》JGJ 3 第 10 章所指的带转换层的结构、带加强层的结构、错层结构、连体结构和竖向体型收进、悬挑结构。

2.1.5 山地建筑结构 structure on a slope

建于坡地上，底部抗侧力构件的约束部位不在同一水平面上且不能简化为同一水平面时的结构。按接地类型可分为吊脚结构（图 2.1.5-1）、掉层结构（图 2.1.5-2）等形式。

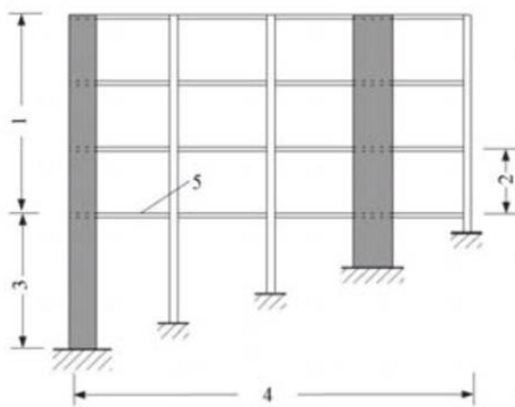


图 2.1.5-1 吊脚结构

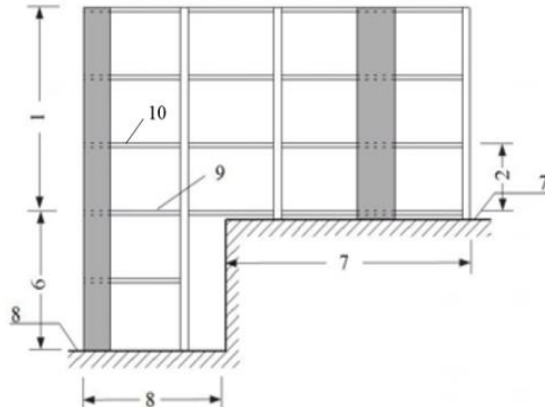


图 2.1.5-2 掉层结构

1—上部结构；2—上接地层；3—吊脚部分；4—各接地端；5—首层楼盖；
6—掉层部分；7—上接地端；8—下接地端；9—上接地端楼盖；10—上接地层楼盖

2.1.6 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。

2.1.7 抗震措施 seismic design measures

除地震作用计算和抗震计算以外的抗震设计内容，包括抗震构造措施。

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

基于结构抗震性能目标的结构抗震设计。

2.1.9 抗震性能目标 seismic performance objectives

针对各级地震动水准设定的建筑结构达到的抗震性能水准，由地震作用水准和抗震性能水准两要素组成，表示结构构件在特定的地震作用下所需达到的抗震性能水准。

2.1.10 抗震性能水准 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。

2.1.11 结构构件 structural members

指主体结构构件，不包括隔震和减震部件。

2.1.12 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、建筑附属机电设备、固定于楼面的大型储物柜等。

2.1.13 结构相关范围 structure-dependent range

用于地上结构嵌固端判断时，地上结构（主楼、有裙房时含裙房）周边外延不大于 3 跨且不大于 20m 的地下室范围。

2.1.14 弹性设计 elastic design

以弹性分析进行结构效应计算，结构构件设计取作用效应设计值，考虑承载力抗震调整系数，材料强度取设计值的设计方法。

2.1.15 不屈服设计 unyielding design

以弹性分析进行结构效应计算，结构构件设计取作用效应标准值，承载力抗震调整系数取 1.0，材料强度取标准值的设计方法。

2.1.16 极限承载力设计 ultimate bearing capacity design

以弹性分析进行结构效应计算，结构构件设计取作用效应标准值，承载力抗震调整系数取 1.0，材料强度取极限值的设计方法。混凝土极限强度可取立方强度标准值 0.88 倍、钢筋极限强度可取屈服强度标准值的 1.25 倍、钢材极限强度可取抗拉强度最小值。

2.1.17 等效弹性反应谱法 equivalent elastic response spectrum design method

通过增加结构阻尼比、降低剪力墙连梁刚度、调整结构自振周期受填充墙影响的折减系数等近似模拟结构中部分构件进入弹塑性状态的情况，采用弹性反应谱方法进行结构内力计算的方法。

2.1.18 设防地震下正常使用要求 requirements for normal use under fortification intensity earthquakes

发生本区域设防地震时，建筑主体结构基本不受损坏或不需修理即可继续使用，非结构构件和用于满足建筑功能的设备、设施和管线等能正常使用。

2.1.19 高烈度设防区 high intensity fortified area

抗震设防烈度为 8 度及以上的地区。

2.1.20 地震重点监视防御区 earthquake key Surveillance defense area

未来 5 至 10 年内存在发生破坏性地震危险或者受破坏性地震影响，可能造成严重的地震灾害损失的地区和城市。

2.2 主要符号

2.2.1 材料性能和抗力

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

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_s ——型钢（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；

σ_{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 ——设防地震下双向水平地震作用下的墙肢轴拉力标准值；

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

V_{Ek} ——水平地震剪力标准值；

V_i ——第 i 层的地震剪力标准值；

Δ_i ——第 i 层在地震作用标准值作用下的层间位移。

2.2.4 计算系数

k ——抗倾覆安全系数；

$\alpha_{\max}$ ——水平地震影响系数最大值；

λ ——最小地震剪力系数；

λ_{cr} ——结构整体失稳最低阶屈曲因子；

ζ ——结构阻尼比。

3 超限高层民用建筑工程的界定

3.1 一般规定

3.1.1 抗震设防超限高层民用建筑工程的界定应根据《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）和现行地方标准《四川省抗震设防超限高层民用建筑工程界定标准》DB51/T 5058 进行判断，符合其中之一均应界定为抗震设防超限高层民用建筑工程。

3.1.2 抗震设防超限高层民用建筑工程界定应明确其包含的超限类型、超限项数量及超限程度，并按照本导则第 3.2.1 条进行超限分级。

3.1.3 界定为严重不规则的高层民用建筑工程，应进行方案调整。

3.2 超限分级

3.2.1 抗震设防超限高层民用建筑工程应按照超限类型、超限项数量及超限程度，按表 3.2.1 划分超限分级，并应符合本导则相应的要求。

表 3.2.1 超限分级

超限 分级	超限类型、超限项数量及超限程度			
	钢筋混凝土高层建筑结构		混合结构、钢结构	
	房屋高度	规则性	房屋高度	规则性
I	B 级	规则或一般不规则结构	超过适用高度限值,但超过高度不大于 40%	规则或一般不规则结构
	A 级	按三项及以上进行不规则判断时超限项不超过四项的特别不规则结构	不超过适用高度限值	按三项及以上进行不规则判断时超限项不超过四项的特别不规则结构
		按二项不规则进行不规则判断的特别不规则结构，且超限项不超过三项		按二项不规则进行不规则判断的特别不规则结构，且超限项不超过三项

续表 3.2.1 超限分级

超限分级	超限类型、超限项数量及超限程度			
	钢筋混凝土高层建筑结构		混合结构、钢结构	
	房屋高度	规则性	房屋高度	规则性
II	超 B 级但超过高度不大于 40%	规则或一般不规则结构	超过适用高度限值大于 40%但小于 60%	规则或一般不规则结构
	B 级	按三项及以上进行不规则判断时超限项不超过四项的特别不规则结构	超过适用高度限值,但超过高度不大于 40%	按三项及以上进行不规则判断时超限项不超过四项的特别不规则结构
		按二项不规则进行判断的特别不规则结构, 且超限项不超过三项		按二项不规则进行判断的特别不规则结构, 且超限项不超过三项
	A 级	按三项及以上进行不规则判断时超限项超过四项的特别不规则结构	不超过适用高度限值	按三项及以上进行不规则判断时超限项超过四项的特别不规则结构
		按二项不规则进行判断的特别不规则结构, 且超限项超过三项		按二项不规则进行判断的特别不规则结构, 且超限项超过三项
		按一项不规则进行判断的特别不规则结构, 且超限项不超过三项		按一项不规则进行判断的特别不规则结构, 且超限项不超过三项
III	超 B 级大于 40%	规则或一般不规则结构	超过适用高度限值大于 60%	规则或一般不规则结构
	超 B 级	特别不规则结构	超过适用高度限值大于 40%但小于 60%	特别不规则结构
	B 级	按三项及以上进行不规则判断时超限项超过四项的特别不规则结构	超过适用高度限值,但超过高度不大于 40%	按三项及以上进行不规则判断时超限项超过四项的特别不规则结构
		按二项不规则进行判断的特别不规则结构, 且超限项超过三项		按二项不规则进行判断的特别不规则结构, 且超限项超过三项
		按一项不规则进行判断的特别不规则结构		按一项不规则进行判断的特别不规则结构
	A 级	按一项不规则进行判断的特别不规则结构, 且超限项超过三项	不超过适用高度限值	按一项不规则进行判断的特别不规则结构, 且超限项超过三项
	特殊类型高层建筑中属于超长悬挑结构; 特大跨度的连体结构			

注: 超限分级划分时, 现行地方标准《四川省抗震设防超限高层民用建筑工程界定标

准》DB51/T 5058 第 3.0.1 条所列高度限值等同于 A 级高度限值。

3.2.2 位于高烈度设防区的新建学校、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、广播电视等乙类建筑不宜采用超限分级 II 级，不应采用超限分级 III 级的超限高层结构；位于地震重点监视防御区的上述乙类建筑不宜采用超限分级 III 级的超限高层结构。设防烈度 8 度不宜、9 度不应采用超限分级 III 级的超限高层结构。

3.2.3 设防烈度 9 度不应采用带转换层的结构、带加强层的结构、错层结构。

4 抗震设计基本规定

4.1 一般规定

4.1.1 结构选型应遵循下列原则：

- 1 宜采用具有多道抗震防线的结构体系。
- 2 结构应优先采用设置剪力墙、竖向连续支撑等具有较大抗侧刚度的结构构件作为主要抗侧力构件，在无法满足抗侧刚度需求的情况下，可设置伸臂加强层。
- 3 需要加强承载力、增加延性的构件可采用钢构件或型钢混凝土、钢管混凝土等形式的组合构件。

4.1.2 结构体系应具有合理的屈服机制，符合水平抗侧力构件先于竖向构件屈服、竖向构件屈服数量较少、水平抗侧力构件屈服数量较多的设计原则；应避免同一楼层竖向构件全部屈服。当有水平转换构件时，水平转换构件及其支承构件不应先于被转换构件屈服。

4.1.3 结构体系应具有良好的弹塑性耗能能力，有明确的耗能构件或部位。耗能构件不宜设置在结构薄弱部位。

4.1.4 结构体系应有明确的传力路径，宜按次水平构件传主水平构件、再传竖向构件的顺序传力，避免逆向顺序传力。

4.1.5 结构的总体刚度应适当，结构自振周期控制在合理范围。

4.1.6 超限高层民用建筑工程的抗震性能化设计主要目标是提高主体结构抗震安全度。构件在设防地震、罕遇地震下具有相应的抗震承载力或损伤处于受控状态，结构和构件变形控制在合理程度。

4.1.7 需要满足设防地震下正常使用要求时，应严格控制结构层间位移角，进行必要的非结构构件及其与主体结构连接的抗震验算和构造加强措施处理，以及必要的楼面加速度验算。

4.1.8 超限高层民用建筑结构应满足抗连续倒塌概念设计要求，带转换层结构、超长悬挑结构、特大跨度连体结构、大跨度空间结构等宜进行抗连续倒塌设计。

4.1.9 超限高层民用建筑工程抗震设计应按照本导则附录 B 编制可行性论证报告。

4.2 概念设计

4.2.1 结构布置应符合下列原则：

- 1 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。
- 2 宜避免作为第一道防线的结构构件产生刚度退化后，结构发生明显的抗扭转特性改变。
- 3 应避免软弱层和薄弱层出现在同一楼层。
- 4 超长悬挑结构、特大跨度连体结构宜在其支座附近就近布置剪力墙、竖向连续支撑等具有较大抗侧刚度的竖向结构构件进行有效传力。

4.2.2 结构的第一和第二振型不应以扭转为主，且第一振型中扭转成分不宜超过 30%。对于环形平面等质量集中于建筑平面外围的结构，可另行具体研究。

4.2.3 结构布置宜通过合理设置防震缝，减少不规则项或降低不规则程度，但应避免防震缝设置形成薄弱部位、内力和变形集中、地震扭转效应增大等情况出现。

4.2.4 结构楼盖应具有较好整体性。对不规则平面转角处、开洞及连接薄弱处、转换层、加强层及其上下楼层、连体、大悬挑结构、斜柱起止层、多塔结构裙房屋盖、高位收进处的楼盖应进行加强。

4.2.5 上部结构的嵌固部位宜设置于地下室顶板；当嵌固部位设置于顶板以下部位时，地下室顶板的构造仍应满足嵌固部位的构造要求。

4.2.6 剪力墙结构应控制短肢剪力墙数量，并符合下列规定：

1 A 级高度不宜采用具有较多短肢剪力墙的剪力墙结构。在规定的水平地震作用下，剪力墙结构中短肢剪力墙承担的底部倾覆力矩不应大于结构底部总地震倾覆力矩的 50%。当采用具有较多短肢剪力墙的剪力墙结构时，房屋适用高度应比现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的规定适当降低，7 度、8 度（0.2g）和 8 度（0.3g）时分别不应大于 100m、80m 和 60m。

2 大于 A 级高度以及 9 度设防的结构不宜布置短肢剪力墙，不应采用具有较多短肢剪力墙的结构。

注：1 短肢剪力墙是指墙厚不大于 300mm，各墙肢截面高度与厚度之比的最大值大于 4 但不大于 8 的剪力墙。

2 具有较多短肢剪力墙的剪力墙结构是指：在规定的水平地震作用下，短肢剪力墙承担的底部倾覆力矩不小于结构底部总地震倾覆力矩的 30%的剪力墙结构。

4.2.7 剪力墙结构住宅宜避免出现某一方向少墙情况，否则应采取相应的计算分析及加强措施。

4.2.8 框架-剪力墙结构的剪力墙布置应符合下列规定：

1 剪力墙应双向布置，间距应满足相关规范要求，应有相连楼板有效传递水平力、协调变形。

2 不开洞的单肢剪力墙宜设置端柱或翼墙。

3 剪力墙端部宜布置顺墙身梁，梁的另一端宜支承于竖向构件或框架梁上，不应支承于悬挑梁上。

4.2.9 连体结构的塔楼高度、体型、刚度等明显不同时，连接体与支承结构宜采用可滑动连接，并应采取防坠落、防撞击措施。

4.2.10 带转换层结构的转换层布置应避免多级复杂转换。宜采用梁式或箱型转换，6、7、8度抗震设计时地下室的转换结构构件可采用厚板。

4.2.11 当结构平面由于开洞等楼板缺失造成各部分连接薄弱时，应采取措施保证连接失效后各部分结构体系仍然完整有效，能够独立工作抵御地震作用。

4.2.12 结构高宽比超过现行地方标准《四川省抗震设防超限高层民用建筑工程界定标准》DB51/T 5058 适用限值时，应采取以下措施：

1 从严控制竖向规则性。

2 从严控制平面长宽比。

3 加大基础埋深，采用整体性较好的基础形式如筏基或桩筏基础。

4 从严控制结构层间变形。

4.2.13 错层结构两侧应采用相同的结构体系，宜采用侧向刚度相近的结构布置。

4.2.14 结构抗连续倒塌的概念设计应符合下列规定：

1 应采取必要的结构连接措施，增强结构的整体性。

2 结构构件应具有一定的反向承载能力。

3 结构构件应具有适宜的延性。

4 梁柱宜刚接。

5 结构应具有多重传力途径，较多的冗余度。

6 钢结构应避免构件失效引起其他构件失效或整体结构失稳，应具有明确的内力重分布途径。

7 采用独立柱基，无地下室抗水板时宜设置基础拉梁连接。

4.2.15 可采用隔震和减震技术，通过合理设置隔震层、减震装置，降低结构不规则性带来的地震作用不利影响。

4.3 抗震性能化设计

4.3.1 抗震性能化设计应区分关键构件（部位）、普通竖向构件、耗能构件和非结构构件。

4.3.2 抗震性能化设计应设定不同地震水准下各分类构件屈服机制，一般应符合从耗能构件、普通竖向构件到关键构件的屈服顺序，达到屈服耗能目的。

4.3.3 抗震性能化设计应在多遇地震设计基础上，复核设防地震、预估的罕遇地震下结构构件的承载力和变形，满足预设的结构抗震性能目标所要求的构件性能水准。

4.3.4 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。设防地震、预估的罕遇地震下结构构件的内力和变形应根据所复核构件的性能水准要求，采用弹性计算、等效弹性计算或弹塑性计算方法进行分析，并符合下列规定：

1 弹性计算用于弹性设计和不屈服设计，可采用振型分解反应谱法、弹性时程分析法。

2 等效弹性计算也可用于弹塑性设计，采用等效弹性反应谱法，通过增大阻尼比、对周期折减系数采用较大值或不折减、对连梁刚度折减系数采用较小值等考虑结构进入弹塑性状态和非结构构件损坏的影响，使其计算结果与弹塑性计算有相似性，满足工程设计精度要求。等效弹性反应谱计算结果的底部剪力应大于弹塑性时程分析计算结果。

3 弹塑性计算用于结构弹塑性抗震性能分析评价，可采用弹塑性静力推覆分析法或弹塑性动力时程分析法。

4.3.5 抗震性能化设计应综合考虑抗震设防类别、设防烈度、场地类别、超限分级、结构方案的特殊性、建筑使用功能和附属设施功能的要求、建造费用、震后损失和修复难易程度等，设定适宜的结构抗震性能目标。超限高层民用建筑的抗震性能目标应满足以下要求：

1 位于高烈度设防区、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、广播电视等乙类建

筑应保证在发生本区域设防地震时能够满足正常使用要求。

2 结构抗震性能目标选用可遵循以下原则：抗震设防类别越重要则性能目标越高、超限分级越高性能目标越高、较低设防烈度则宜取较高性能目标。

3 必要时，可将结构抗震性能目标划分为整体目标和局部目标，整体目标注重结构整体应达到的抗震性能，局部目标注重解决与超限类型及超限程度有关的薄弱部位的抗震性能，局部目标应高于整体目标。

4.3.6 评价结构是否达到预期的抗震性能目标，应按照现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 复核各地震水准下结构构件的承载力及变形，进行结构抗震性能水准的判定。

4.4 抗连续倒塌设计

4.4.1 抗连续倒塌设计可采用拆除构件方法，应符合下列规定：

1 高层建筑结构抗连续倒塌设计的拆除构件方法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。

2 大跨钢屋盖建筑结构抗连续倒塌设计的拆除构件方法应符合现行团体标准《建筑结构抗倒塌设计标准》T/CECS 392 规定。

4.4.2 需要进行抗地震倒塌设计时，宜符合现行团体标准《建筑结构抗倒塌设计标准》T/CECS 392 规定。

4.5 非结构构件及附属设备抗震性能设计

4.5.1 需要进行设防地震下非结构构件及附属设备的抗震性能水准界定时，应符合表 4.5.1 规定：

表 4.5.1 非结构构件的抗震性能水准

性能水准	功能描述	变形能力	与主体结构连接
性能 1	外观可能损坏，但不影响使用和防火能力；使用、应急系统可正常运行	具有经受相连接结构构件产生 1.4 倍变形限值的能力	非结构构件的连接，可能发生轻微损坏经一般性修理后可恢复正常使用；附属设备的连接不受损坏，正常运行
性能 2	可基本正常使用或很快恢复，耐火时间减少 1/4；使用系统检修后运行、应急系统可正常运行	具有经受相连接结构构件产生 1.0 倍变形限值的能力	非结构构件的连接，可能发生不致造成人员伤亡和危及主体结构安全的损坏；附属设备的连接和设备可能损坏，经一般修理后可继续运行

续表 4.5.1 非结构构件的抗震性能水准

性能水准	功能描述	变形能力	与主体结构连接
性能 3	耐火时间明显减少，出现局部垮塌；使用系统明显损坏，需检修后才能恢复功能、应急系统受损但仍可基本运行	具有经受相连接结构构件产生 0.6 倍变形限值的能力	非结构构件的连接，可能损坏但不致发生倒塌伤人；附属设备的连接和设备不致严重损坏，造成人员伤亡和危及主体结构的次生灾害

4.5.2 位于高烈度设防地区、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、广播电视等建筑应进行非结构构件及附属设备在设防地震下抗震性能水准评定。采用隔震结构时宜达到性能 1，采用非隔震结构时应达到性能 2 或以上。

5 荷载和地震作用

5.1 一般规定

5.1.1 结构上的作用及效应分析，应符合下列规定：

- 1 应计算重力荷载、风荷载及地震作用及其效应。
 - 2 当温度变化影响对结构性能影响不能忽略时，应计算温度作用及效应。
 - 3 当混凝土收缩、徐变对结构性能影响不能忽略时，应计算混凝土收缩、徐变对结构性能的影响。
 - 4 当建设项目要求考虑偶然作用时，应按要求计算偶然作用及其效应。
 - 5 直接承受动力及冲击荷载作用的结构或结构构件应考虑结构动力效应。
- 5.1.2** 结构设计应考虑施工影响，必要时进行施工阶段的构件承载力验算。

5.2 风荷载与雪荷载

5.2.1 基本风压应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 及《工程结构通用规范》GB 55001 的规定采用。对风荷载比较敏感的超限高层民用建筑，承载力设计时应按基本风压的 1.1 倍采用。

5.2.2 高度大于 400m 的超高层建筑或连接体高度大于 200m 的连体建筑，宜在不同风洞试验室进行独立对比试验。当对比试验的结果差别较大时，应经专门论证确定合理的试验结果取值。

5.2.3 主体结构设计需要根据风洞试验报告确定风荷载时，应符合下列规定：

- 1 无独立的对比试验结果时，由取定的风荷载得出的主轴方向基底弯矩不应低于按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 规定的计算值的 80%。
- 2 有独立的对比试验结果时，应按两次试验结果中的较高值取用，且由取定的风荷载得出的主轴方向基底弯矩不应低于按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 规定的计算值的 70%。

5.2.4 围护结构设计需要根据风洞试验报告确定风荷载时，应符合下列规定：

- 1 无独立的对比试验结果时，风荷载取值不应低于现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 规定值的 90%。
- 2 有独立的对比试验结果时，应按两次试验结果中的较高值取用，且不应低于现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 规定值的 80%。

5.2.5 建筑高度超过 150m 或高宽比大于 5 的超限高层民用建筑，应考虑横风向风振影响。

5.2.6 大跨屋盖结构的基本风压和基本雪压应按重现期 100 年采用。索结构、膜结构、长悬挑结构、跨度大于 120m 的空间网格结构及屋盖体型复杂时，风载体型系数和风振系数、屋面积雪（含融雪过程中的变化）分布系数，应比规范要求适当增大或通过风洞模型试验或数值模拟研究确定。屋盖坡度较大时尚宜考虑积雪融化可能产生的滑落冲击荷载。

5.3 地震作用

5.3.1 各抗震设防类别的超限高层民用建筑的地震作用确定，应符合下列规定：

1 特殊设防类（甲类）建筑和业主要求按特殊设防类（甲类）进行设防的重点设防类（乙类）建筑，应按批准的地震安全性评价结果且高于本地区抗震设防烈度要求确定。

2 重点设防类（乙类）、标准设防类（丙类）建筑，应按本地区抗震设防烈度确定。

5.3.2 当超限高层民用建筑处于发震断裂两侧 10km 以内时，应计入近场效应对设计地震动参数的影响，按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 有关规定乘以近场增大系数。动力时程分析时可选用带速度脉冲效应的近场地震波，不再进行放大。

注：有可靠经验或隔震建筑可按现行国家标准《建筑隔震设计标准》GB/T 51408 采用近场增大系数。

5.3.3 当超限高层民用建筑处于条状突出的山嘴、高耸孤立的山丘、非岩石和强风化岩石的陡坡、河岸与边坡边缘等不利地段时，应计入不利地段对水平设计地震参数的放大作用，放大系数取值应符合现行国家标准《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002 规定，根据不利地段的具体情况采用 1.1~1.6。

5.3.4 多遇地震作用计算应符合下列规定：

1 应分别采用振型分解反应谱法和时程分析法计算，进行包络设计。

2 应计算双向水平地震作用下的扭转影响，并与单向地震作用考虑偶然偏心的计算结果进行比较，取不利的情况进行设计。

偶然偏心的偏移值应按式采用：

$$e_i = \pm 0.05L_i \quad (5.3.4)$$

式中： e_i —第 i 层质心偏移值（m），各楼层质心偏移方向相同；

L_i —第 i 层垂直于地震作用方向的建筑物总长度（m）。

3 7、8 度设防的大跨度、长悬臂结构、转换结构、连体结构的连接体和 9 度设防结构，应计入竖向地震作用，其值不应小于 7 度（0.10g）、7 度（0.15g）、8 度（0.20g）、8 度（0.30g）、9 度对应结构、构件的重力荷载代表值的 5%、8%、10%、15%、20%。

4 振型分解反应谱法所采用的地震影响系数应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定；结构周期大于 6.0s 时，在 6.0s 后为水平段。

5.3.5 设防地震作用计算应符合下列规定：

1 振型分解反应谱法所采用的地震影响系数按本导则第 5.3.4 条确定，结构阻尼比按本导则第 6.1.11 条取值。

2 应计算双向水平地震作用下的扭转影响。

3 应按本导则第 5.3.4 条要求计入竖向地震作用。

5.3.6 罕遇地震作用计算应符合下列规定：

1 振型分解反应谱法所采用的结构地震影响系数曲线的阻尼调整和形状参数应符合下列要求：

1) 结构的阻尼比为 0.05 时，地震影响系数曲线（图 5.3.6）的阻尼调整系数应取 1.0，形状参数应符合下列规定：直线上升段为周期小于 0.1s 的区段；水平段为自 0.1s 至特征周期区段，应取最大值 $\alpha_{\max}$ ；曲线下降段衰减指数 γ 应取 0.9。

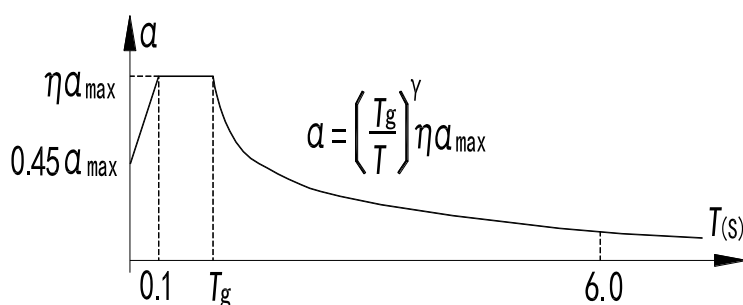


图 5.3.6 地震影响系数曲线

2) 当结构的阻尼比不等于 0.05 时，地震影响系数曲线的阻尼调整系数 η 按式 5.3.6-1 取值，衰减指数 γ 按式 5.3.6-2 取值。

$$\eta = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.08 + 1.6\zeta} \quad (5.3.6-1)$$

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} \quad (5.3.6-2)$$

式中： ζ —结构阻尼比。

- 2 特征周期应增加 0.05s，结构阻尼比取值可按本导则表 6.1.11 采用。
- 3 应计算双向水平地震作用下的扭转影响。
- 4 应按本导则第 5.3.4 条要求计入竖向地震作用。

5.3.7 多遇地震下，水平地震剪力标准值应符合下式规定：

$$V_{EKi} \geq \lambda \sum_{j=i}^n G_j \quad (5.3.7)$$

式中： V_{EKi} —第 i 层水平地震剪力标准值；

λ —最小地震剪力系数，应按 1~3 款的规定取值；对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。

1 对扭转不规则或基本周期小于 3.5s 的结构，最小地震剪力系数不应小于表 5.3.7 的基准值。

2 对基本周期大于 5.0s 的结构，最小地震剪力系数不应小于表 5.3.7 的基准值的 0.75 倍。

3 对基本周期介于 3.5s 和 5.0s 之间的结构，最小地震剪力系数不应小于表 5.3.7 的基准值的 $(9.5 - T_1) / 6$ 倍（ T_1 为结构计算方向的基本周期）。

表 5.3.7 最小地震剪力系数基准值 λ_0

设防烈度	6 度	7 度 (0.10g)	7 度 (0.15g)	8 度 (0.20g)	8 度 (0.30g)	9 度
λ_0	0.008	0.016	0.024	0.032	0.048	0.064

4 基本周期大于 6.0s 的结构，计算的底部剪力系数比上述规定最小值低 20%以内，基本周期在 3.5~5.0s 的结构比规定最小值低 15%以内，即可采用上述剪力系数规定最小值进行设计，不必进行结构方案调整；基本周期在 5.0~6.0s 的结构可以插值采用。

5 6 度设防且基本周期大于 5.0s 的结构，当计算的底部剪力系数比规定最小值低但按表 5.3.7 的基准值换算的层间位移满足规范要求时，即可采用规定

最小值进行设计，不必进行结构方案调整。

5.3.8 结构时程分析时所选取的地震波，应符合下列规定：

1 选取的地震动参数应能反映场地最大地震的地震规模、震中距与震源机制等，选取的地震加速度时程曲线应满足频谱特性、有效峰值和有效持续时间的规定。

2 弹性时程分析，应采用不少于 7 组加速度时程；弹塑性时程分析，不应少于 3 组加速度时程。其中实际记录的数量不应少于总数量的 2/3，实际记录不宜来自同一地震事件。

3 基本周期不大于 4.0s 的结构，宜采用不少于 1 条本导则附录 A 所列四川省内实际地震记录。

4 罕遇地震下人工模拟时程应按罕遇地震反应谱构造。

5 多组时程曲线的平均地震影响系数，应与振型分解反应谱法所采用的地震影响系数在统计意义上相符。

5.3.9 时程分析的计算结果，应按下列规定取用：

1 采用不少于 7 组地震波，结构地震作用效应取各组地震波时程分析结果平均值与振型分解反应谱法结果的包络值。

2 采用 3 组地震波，结构地震作用效应取各组地震波时程分析结果较大值与振型分解反应谱法结果的包络值。

6 计算分析和加强措施

6.1 一般规定

6.1.1 结构分析应采用至少两个具有不同力学模型的结构分析软件进行整体计算。不同分析软件应具有输入参数和计算结果的相似性，符合下列规定：

1 不同结构分析软件的振型分解反应谱法计算整体参数结果的总质量、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%，倾覆弯矩相差不宜超过 15%。

2 如分析的结果差异较大，应分析原因，必要时应采用第三个计算软件进行校核。

6.1.2 高度超过 250m 的超高层结构，应有两个独立的动力弹塑性分析，并按最不利情况采取加强措施。

6.1.3 整体振动性较差的结构、进行竖向地震分析的结构，当采用振型分解反应谱方法进行分析时，宜采用与荷载相关的 Ritz 向量法求解。

6.1.4 结构弹塑性分析应符合下列规定：

1 平面和竖向均规则、第一平动振型质量参与系数在 70%以上、扭转位移比不大于 1.2、房屋高度不超过 150m 时，可采用弹塑性静力推覆方法；当结构布置明显不对称，应沿正反两个方向进行推覆。其余情况应采用动力弹塑性分析。

2 应根据设定的结构抗震性能目标，优先采用有可靠试验数据支持的构件层次的力-变形关系和损伤、破坏判别准则，也可采用材料层次的本构关系和屈服准则。当确有依据，也可采用其他的本构关系和屈服准则。

3 应采用构件的实际尺寸和配筋。

4 应考虑几何非线性的影响。

5 钢框架宜考虑梁柱节点域的弹塑性剪切变形。

6 应对计算结果的合理性进行分析判断。

6.1.5 对受力复杂的结构构件和节点，宜在整体分析的基础上进行精细有限元分析，按应力分析结果复核承载力。

6.1.6 结构的重力二阶效应及整体稳定性验算，应符合下列规定：

1 沿竖向结构体型及质量无较大变化的结构，应符合现行行业标准《高层

建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 或《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 规定。

2 刚度或楼层重力荷载沿竖向分布特别不均匀的结构，应考虑楼层竖向荷载和水平荷载分布影响的整体稳定性验算。

3 必要时，整体稳定性可采用屈曲分析进行复核，结构整体失稳线性屈曲因子不应小于 10。

6.1.7 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、支撑构件可用杆单元模拟；楼板可采用刚性假定，需要考虑面内变形影响的楼板宜用膜单元模拟；剪力墙采用壳单元模拟；连梁可用杆单元或壳单元模拟。

2 除剪力墙转角洞口的连梁外，其余跨高比小于 2 的连梁，宜用壳单元模拟。

6.1.8 结构整体计算模型应符合下列规定：

1 应按实际情况反应构件之间的偏心关系，考虑偏心对构件承载力的不利影响。

2 出屋面结构和构架自身较高或体型相对复杂时，应参与整体结构分析，材料不同时还需考虑阻尼比不同的影响。

3 框架结构的填充墙沿竖向各楼层布置差别较大且与主体结构采用刚性连接时，应考虑填充墙布置对结构楼层抗侧刚度的影响。

4 弹塑性分析模型与弹性分析模型的嵌固部位应相同。

5 对于山地建筑结构，应符合山地建筑设计的相关规定。

6.1.9 特别复杂的结构、高度超过 200m 的混合结构、静载下竖向构件压缩变形差异较大的结构等，应进行重力荷载下的结构施工模拟分析。进行地震作用分析时，应以施工全过程完成后的静载内力为初始状态。

6.1.10 抗震设计应明确上部结构的嵌固部位，计算模型可将嵌固部位作为约束边界。当上部结构的嵌固部位位于地下室顶板以下时，宜与嵌固部位为地下室顶板的模型分析结果进行对比，进行包络设计。

6.1.11 结构计算采用的等效阻尼比可采用综合阻尼比或区分结构类别的分类阻尼比。不同地震水准下各结构类型的阻尼比可按表 6.1.11 采用。

表 6.1.11 地震下结构阻尼比取值

地震水准	钢筋混凝土结构	钢筋混凝土预应力框架结构、板柱-框架结构	多、高层钢结构	混合结构	大跨度屋盖结构
多遇地震	0.05	0.03	$H \leq 50\text{m}$, 可取 0.04; $50\text{m} < H < 200\text{m}$, 可取 0.03; $H \geq 200\text{m}$, 宜取 0.02; 设置偏心支撑框架的地震倾覆力矩大于总地震倾覆力矩的 50% 时, 其阻尼比可增加 0.005	0.04	当下部支撑结构为钢结构或屋盖直接支撑在地面时, 阻尼比可取 0.02;
设防地震	0.06	0.04	$H \leq 50\text{m}$, 可取 0.045; $50\text{m} < H < 200\text{m}$, 可取 0.035; $H \geq 200\text{m}$, 宜取 0.025; 设置偏心支撑框架的地震倾覆力矩大于总地震倾覆力矩的 50% 时, 其阻尼比可增加 0.005	0.045	当下部支撑结构为混凝土结构时, 阻尼比可取 0.025~0.035; 索结构阻尼比可取 0.01
罕遇地震	0.07	0.05	0.05	0.05	

6.1.12 计算各振型地震影响系数所采用的结构自振周期应考虑非承重墙体的刚度影响予以折减, 符合下列规定:

1 当非承重墙体与主体结构刚性连接时:

混凝土框架结构可取 0.6~0.7;

混凝土框架-剪力墙结构可取 0.7~0.8;

混凝土框架-核心筒结构可取 0.8~0.9;

混凝土剪力墙结构可取 0.8~1.0;

高层钢结构可取 0.8~0.9。

2 当非承重墙体与主体结构柔性连接时:

混凝土框架结构可取 0.8~0.9;

混凝土框架-剪力墙结构可取 0.9~1.0;

混凝土框架-核心筒结构可取 1.0;

混凝土剪力墙结构可取 1.0;

高层钢结构可取 1.0。

6.1.13 当建筑形体倾斜或结构布置的核心筒偏置较大时, 含有钢筋混凝土竖向构件的结构宜进行长期作用 (主要是收缩徐变) 下的竖向不均匀变形效应验算。

6.1.14 高层建筑应进行风振舒适度验算，符合下列规定：

1 在现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 规定的 10 年一遇的风荷载标准值作用下，结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度计算值不应超过现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 或《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的限值。

2 计算舒适度时结构阻尼比的取值，对混凝土结构取 0.02，对混合结构可根据房屋高度和结构类型取 0.01~0.02，对于钢结构宜取 0.01~0.015。

3 结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度，也可通过风洞试验结果判断确定。

6.1.15 楼盖结构应进行必要的人致振动的舒适度验算，满足现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 或《建筑楼盖结构振动舒适度技术标准》JGJ/T 441 有关竖向振动频率和竖向振动加速度峰值限值的规定。

6.1.16 采用双重抗侧力体系的结构，其框架部分的设计内力除应符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 或《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的规定外，尚应符合下列规定：

1 钢筋混凝土（含混合结构）框架-剪力墙、框架-核心筒结构，框架部分地震剪力的调整宜依据其超限分级，I、II级按 $0.2V_0$ 和 $1.5V_{f,max}$ 二者的较小值，III级按 $0.2V_0$ 和 $1.5V_{f,max}$ 二者的较大值采用。

2 钢筋混凝土（含混合结构）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，满足框架部分计算分配的楼层地震剪力除底部个别楼层（ $\leq 5\%$ 的楼层总数）、加强层及其相邻上下层外，多数（ $> 50\%$ ）不低于基底剪力的 8%且最大值不宜低于 10%，最小值不宜低于 5%且不应低于 2%的要求。

3 钢框架-支撑结构、钢框架-延性墙板结构的框架部分按刚度分配计算得到的地震剪力应乘以调整系数，达到不小于 $0.25V_0$ 和 $1.8V_{f,max}$ 二者的较小值。但采用防屈曲支撑、防屈曲钢板墙代替支撑、延性墙板时，可不进行调整。

6.1.17 出现小偏拉的竖向和水平构件应提高纵筋配筋率，必要时设置型钢承担拉力。

6.1.18 在设防地震下出现小偏心受拉的钢筋混凝土剪力墙，应验算其名义拉应力，符合下列规定：

1 剪力墙墙肢名义拉应力应按双向地震作用下，由墙肢的全截面轴向力计

算，宜采用等效弹性分析的计算结果。

2 设置型钢或钢板的剪力墙在计算名义拉应力时宜考虑型钢和钢板的作用，将型钢和钢板按弹性模量折算为混凝土按下式计算：

$$\sigma_{t0} = \frac{N_t}{A_c + \frac{E_s}{E_c} A_s} \quad (6.1.17)$$

式中： σ_{t0} —剪力墙墙肢名义拉应力；

A_c —混凝土的截面面积；

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作用下的墙肢轴向拉力标准值。

3 设防地震下出现小偏心受拉的剪力墙应采用特一级构造，竖向分布钢筋的直径不小于 14mm，竖向分布钢筋的最小配筋率不小于 0.5%。剪力墙墙身平均名义拉应力超过混凝土抗拉强度标准值 f_{tk} 时宜设置型钢，超过 $2f_{tk}$ 时应设置型钢承担全部拉力。全截面型钢和钢板的含钢率超过 2.5%时，平均名义拉应力可适当超过 $2f_{tk}$ 。

6.1.19 抗震设计除应符合本章规定外，尚宜根据设防烈度、结构超限类型、超限分级采取下列加强措施：

1 提高关键构件或部位的抗震等级。属于超限分级Ⅲ级的高层结构，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。设防烈度 6 度的超限高层结构的抗震等级不宜低于三级。

2 对明显的薄弱部位、重要构件、平面边榀竖向构件，以及内力计算值偏小的竖向构件的内力进行增大调整，提高相应构件的承载力。

3 严格控制混凝土竖向构件的轴压比、剪压比，以及钢构件的应力比，关键构件的控制值宜小于规范限值的 90%。

4 预估先行屈服的构件应增加箍筋配置，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 易发生剪切破坏的短柱、连梁宜采取设置芯柱、型钢(钢板)、斜筋等提高其抗剪承载力的措施。

6 薄弱层、易损构件可设置或采用减震耗能部件。

6.1.20 相邻层竖向构件的截面和配筋出现较大突变时，应设置过渡层。

6.1.21 相邻层竖向构件布置变化较大时，应加强楼盖的面内刚度和抗剪承载力。

6.1.22 楼面大跨梁与剪力墙或核心筒墙肢平面外刚接时，墙身应设置暗柱或扶壁柱，必要时在各楼层标高处墙身设置边框梁，边框梁宽度应满足楼面梁纵筋锚固长度要求。大跨钢梁或型钢混凝土梁与剪力墙或核心筒墙肢刚接时，墙身暗柱内宜设置型钢钢骨。

6.1.23 楼面大跨梁不宜支承在连梁上，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设防地震下弹性设计。

2 楼面梁按与连梁铰接进行罕遇地震下的极限承载力复核；楼面梁周边板配筋加强，可按无楼面梁支承的楼板进行极限承载力复核。

6.1.24 需要楼盖传递较大水平力时，若采用水平钢构件，其楼盖混凝土板应与钢构件有效连接，宜采用完全抗剪连接的组合梁形式进行抗剪连接件设计。采用压型钢板时应按现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 对圆柱头焊钉连接件的抗剪承载力予以折减。

6.1.25 沿全高不开洞的单肢墙，应设置端柱、翼墙等边缘构件并提高边缘构件纵筋配筋率和配箍率。

6.2 高度超限和高宽比超限的结构

6.2.1 本节适用于符合以下情况的超限高层民用建筑工程：

1 房屋高度超过《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）或现行地方标准《四川省抗震设防超限高层民用建筑工程界定标准》DB51/T 5058 限值；

2 高宽比超过现行地方标准《四川省抗震设防超限高层民用建筑工程界定标准》DB51/T 5058 限值。

6.2.2 采用振型分解反应谱法计算分析时，计算振型数量应满足振型参与的有效质量大于总质量的 95% 的要求，且不应少于 15 个振型。

6.2.3 应对结构进行整体抗倾覆验算。在重力荷载与风荷载标准组合下，基础底面不宜出现脱离区（零应力区）；在重力荷载与设防地震作用标准组合下，

采用天然地基时脱离区面积不应超过基础底面积的 20%；采用桩基础时单桩压力、拉力不应超过单桩竖向抗压、抗拉承载力标准值。

6.2.4 应从严控制结构竖向规则性，符合下列规定：

1 相邻楼层最小受剪承载力比，A 级高度不应小于 0.80，B 级高度不应小于 0.85。

2 采用框架-剪力墙、板柱-剪力墙、剪力墙、框架-核心筒、筒中筒结构时，相邻楼层最小侧向刚度比不宜小于 0.95；当本层层高大于相邻上层层高 1.5 倍时，不宜小于 1.15；对结构底部嵌固层，该比值不宜小于 1.5。楼层侧向刚度比按公式 6.2.4 计算：

$$\gamma_2 = \frac{V_i \Delta_{i+1}}{V_{i+1} \Delta_i} \frac{h_i}{h_{i+1}} \quad (6.2.4)$$

式中： γ_2 —考虑层高修正的楼层侧向刚度比；

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

Δ_i 、 Δ_{i+1} —第 i 层和第 $i+1$ 层在地震作用标准值下的层间位移（m）；

h_i 、 h_{i+1} —第 i 层和第 $i+1$ 层的层高。

6.2.5 结构基本周期应控制在合理范围。

6.2.6 结构的高宽比超过限值时，应从严控制结构在地震作用下水平变形。多遇地震下弹性层间位移角限值应比现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 减小 5%，罕遇地震下弹塑性层间位移角限值应减小 10%。

6.2.7 结构的高宽比超过限值时，宜将约束边缘构件的范围延伸至轴压比大于 0.3 高度但不大于剪力墙总高度的 1/3 范围。

6.2.8 竖向构件轴压比应严格控制，宜比相关规范限值低 0.05。

6.2.9 框架-核心筒结构的核心筒体角部不宜开洞，不应两侧同时开洞；一侧开洞时，洞口至内墙角尺寸不应小于 500mm 和墙厚两者的较大值；外围剪力墙洞口间的墙身长度不宜小于 1500mm。

6.2.10 当屋面存在较高的构架时，应对顶部楼层与构架连接的竖向构件进行加强。

6.3 平面不规则的结构

6.3.1 本节适用于符合下列情况之一的超限高层民用建筑工程：

1 具有《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）表2所列凹凸不规则、组合平面、楼板不连续的不规则项；

2 具有现行地方标准《四川省抗震设防超限高层民用建筑工程界定标准》DB51/T 5058 第4.1.2条所列凹凸不规则或平面长宽比较大、楼板局部不连续的不规则项。

6.3.2 平面不规则的结构应进行楼板应力分析，重点关注楼板在凹口部位、凸出部位的根部及楼板较弱部位的应力集中情况，根据计算结果进行楼板截面设计。

6.3.3 平面呈明显分块特征的结构，其连接结构应按不低于设防烈度下弹性设计；必要时，可按不考虑连接的分块结构与考虑连接的整体结构分别计算，取不利情况进行抗震承载力包络设计。

6.3.4 楼盖平面长宽比较大时，楼盖长边两端边榀构件地震作用效应宜乘以增大系数1.15~1.30，扭转刚度较小时宜取大值。

6.3.5 扭转位移比接近或超过现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 限值时，位移较大部位竖向构件承载力应按不低于设防地震下不屈服设计。

6.3.6 楼板缺失时应复核跃层柱的计算长度，跃层柱宜采用周边短柱的剪力计算值复核承载力。当跃层柱数量大于框架柱总数30%，周边框架短柱应按不低于设防地震下不屈服设计。

6.3.7 存在局部夹层的结构，宜按夹层为独立楼层与夹层与其相邻楼层合并为一层分别进行整体计算，复核相邻上下楼层的刚度和承载力比值，避免存在软弱层和薄弱层，并按并层前后进行抗震承载力包络设计。

6.3.8 楼盖存在错层时，计算分析应符合下列规定：

1 当错层高度不大于框架梁的截面高度时，可忽略错层的影响。

2 当错层高度大于框架梁的截面高度，且错层楼板范围大于该层楼面面积30%时，各部分楼板应作为独立楼层参加整体计算。

3 错层结构应分别控制各部分结构的楼层位移和层间位移的扭转位移比，可采用各错层部分的角点竖向构件处对应的位移进行复核。

6.3.9 楼盖错层处应采取下列加强措施：

1 错层处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，箍筋应全柱段加密，抗震等级应提高一级采用，一级应提高至特一级，已为特一级时可不再提高。错层段形成超短柱时，宜在错层段并上下延伸一层

设置芯柱或型钢。

2 错层柱宜按设防地震作用下承载力不屈服设计；当错层柱占全部框架柱比例超过 30%时，错层柱应按设防烈度地震下抗剪弹性、抗弯不屈服设计，并满足罕遇地震下抗剪截面验算要求。

3 错层处剪力墙的截面厚度不应小于 250mm，并宜设置与之垂直的墙肢或扶壁柱；其抗震等级应提高一级采用，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%。

注：超短柱指柱名义剪跨比小于 1.5 的柱段。

6.3.10 楼盖连接薄弱处的楼板，设防地震下同一截面内主拉应力大于 f_{tk} 的面积不宜超过截面总面积的 20%。

6.3.11 房屋高度不超限值的剪力墙结构设置转角窗时，应对转角窗的转角梁、楼板、剪力墙进行加强，转角窗处剪力墙宜设置端柱或翼墙。房屋高度超过限值的剪力墙结构不宜设置转角窗，若不可避免时，转角窗附近的剪力墙应通高设置约束边缘构件。

6.3.12 框架-核心筒结构平面的长宽比大于 2 时，宜采用框架-双核心筒结构布置。

6.3.13 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，此时夹层可不作为一层参与整体结构计算。

6.4 带转换层、加强层和超长悬挑的结构

6.4.1 带转换层、加强层和超长悬挑结构的计算分析应符合下列规定：

1 计算转换层和超长悬挑结构构件的内力，7 度（0.10g）抗震设防时宜考虑竖向地震作用为主的内力组合，7 度（0.15g）及 8 度抗震设防时，应考虑竖向地震为主的内力组合，且竖向地震作用应考虑两个主方向分别进行组合。

2 采用桁架结构时的上、下弦杆应按偏心受压或偏心受拉构件设计，内力宜取考虑和不考虑相连楼板作用的不利情况。

3 转换层、加强层和超长悬挑结构相关范围楼板应进行应力分析，设防地震下同一截面内主拉应力大于 f_{tk} 的面积不宜超过截面总面积的 20%。

4 应考虑施工和加载顺序对结构内力和变形的影响，进行必要的施工模拟分析。

5 宜避免上下相邻层刚度和承载力的突变而形成薄弱层。如下部楼层经验

算为薄弱层，其对应于地震作用标准值的剪力应乘以 1.25 的增大系数，经验算不是薄弱层时宜乘以 1.15 的增大系数。

6.4.2 带转换层结构计算分析应符合下列规定：

1 采用板式转换结构时，应采用实体单元或壳单元模拟转换板进行结构分析；采用梁式转换时，宜采用实体单元或壳单元模拟转换梁进行补充分析。

2 采用杆单元模拟转换梁时，应根据转换梁的截面尺寸、板厚度及板跨度等因素，合理选取转换梁的刚度放大系数、扭矩折减系数，且转换梁的扭矩折减系数不宜小于 0.85。

3 应验算上部竖向构件与转换梁交界处的局部受压承载力。

6.4.3 框架柱、剪力墙构件采用搭接转换时，应对转换部位进行详细的有限元分析。

6.4.4 部分框支剪力墙结构中，框支转换层楼板应按现行《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的规定进行面内受剪截面和受剪承载力验算。

6.4.5 带转换层结构应采取下列加强措施：

1 转换层上下楼层应作为薄弱层，对应于地震作用标准值的剪力应乘以 1.25 的增大系数。

2 特一、一、二级转换构件的水平地震作用计算内力应分别乘以增大系数 1.90、1.60、1.30。

3 转换梁、转换柱混凝土强度不应低于 C40。

4 采用次梁转换的上部柱、无上部墙体的框支柱占全部柱数量的比例不宜超过 30%，并应采取针对性的加强措施。

5 框支转换层楼板厚度不应小于 180mm，应双层双向通长配筋并接受拉锚固，且配筋率不小于 0.25%；落地剪力墙和筒体周围楼板不宜开洞；楼板边缘、开洞处应设置边梁予以加强。相邻转换层上部 1~2 层楼板厚度不宜小于 120mm，配筋适当加强。

6 部分框支剪力墙结构中，落地剪力墙间距应严格控制，厚度应比上部剪力墙加厚不少于 100mm；落地剪力墙承担的地震倾覆力矩应大于结构总地震倾覆力矩的 50%；落地剪力墙墙肢不宜出现小偏心受拉；底部加强部位边缘构件宜设置型钢，型钢宜向上、下各延伸一层。

7 转换构件采用钢结构，与钢水平构件相连范围的转换层楼板宜采用现浇钢筋混凝土楼板，并加强抗剪连接件设计，必要时可设置钢水平支撑。

6.4.6 设有竖向支撑作为主要抗侧力构件时，支撑宜连续设置并延伸至地下室底板；无法延伸至底板时，地下部分宜设置剪力墙。当设置支撑目的是调整上下楼层的受剪承载力之比、刚度比，或调整结构的周期比或位移比时，支撑可不连续延伸。与支撑相连竖向构件宜适当加强，不宜先于支撑破坏。

6.4.7 结构高度大于 250m 的带伸臂加强层结构应验算核心筒混凝土收缩、徐变效应及地基基础不均匀沉降对伸臂构件内力的影响，确定伸臂构件的构造和施工措施。

6.4.8 带伸臂加强层结构应采取下列加强措施：

1 周边宜设置环带桁架。

2 加强层的刚度不宜过大。

3 伸臂桁架与核心筒外周墙相交处墙内宜设构造钢筋，并上下延伸不少于一层。伸臂桁架上下弦宜伸入并贯通核心筒墙体，墙内宜设置斜腹杆或暗撑，锚入墙中的桁架弦杆、腹杆的截面面积不应小于外部伸臂桁架构件相应截面面积的 1/2。

4 伸臂桁架与外围框架柱的连接可采用刚接、铰接或半刚接，周边环带桁架与外框架柱的连接宜采用刚性连接。

5 加强层及其相邻层的框架柱、核心筒剪力墙的抗震等级应提高一级采用，一级应提高至特一级，已为特一级时可不再提高。加强层及其相邻层的框架柱，箍筋应全柱段加密，轴压比限值应按相关规范限值减小 0.05 采用。加强层及其相邻层核心筒剪力墙应设置约束边缘构件，约束边缘构件与构造边缘构件之间宜设置一层过渡层；墙肢的竖向和水平分布钢筋应加强，配筋宜较计算值增大 15%。

6 应采取措施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。

7 加强层范围楼板厚度不应小于 150mm；兼作为设备层时，楼板厚度不宜小于 200mm；采用双层双向通长配筋并按受拉锚固，每层每方向钢筋配筋率不宜小于 0.25%。应在楼板边缘、开洞处设置边梁；必要时，加强层楼盖可设置水平支撑，其计算的罕遇地震下的拉应力应小于极限强度。

6.4.9 超长悬挑结构的关键构件抗震承载力应满足设防地震弹性、罕遇地震不屈服设计要求。

注：超长悬挑结构指悬挑起始点到外悬挑端部竖向构件外边缘的距离大于 9m 的悬挑

结构。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。

6.5 连体结构和立面开洞结构

6.5.1 连接体与主楼可采用刚性连接或可滑动连接。与主楼相比楼盖面内刚度明显较弱，且楼层数不大于二层的连接体，宜采用可滑动连接；连接体跨度较大，或楼层数多于二层的连接体，宜采用刚性连接。

6.5.2 采用刚性连接的连体结构应按整体模型的计算内力设计，但应接单塔模型计算分析结果复核各主体结构的剪重比、刚重比、框架剪力分担比等整体参数指标。采用可滑动连接的连体结构，宜按整体模型的计算内力设计，连接节点的模拟应反映其实际力学特征，并复核单塔的整体参数指标。

6.5.3 整体分析时连接体楼板应采用弹性楼板假定；连接体采用桁架结构时弦杆及相连主楼梁应按偏心受压或偏心受拉构件设计，内力宜取考虑和不考虑相连楼板作用的不利情况。

6.5.4 刚性连接的连接体较薄弱时，应补充塔楼模型计算分析并按不利情况设计。

6.5.5 7 度（0.10g）时连接体结构构件内力宜考虑竖向地震作用为主的组合，7 度（0.15g）及 8 度抗震设防时，连接体结构构件内力应考虑竖向地震为主组合。连接体所在高度及跨度均大于 24m 的连体结构，应采用竖向时程分析法计算复核连接体的竖向地震作用影响。

6.5.6 当连接体与塔楼采用刚性连接时，应符合下列规定：

1 宜避免塔楼的连接体下部相邻层形成薄弱层。如下部楼层经验算为薄弱层，其对应于地震作用标准值的剪力应乘以 1.25 的增大系数，经验算不是薄弱层时宜乘以 1.15 的增大系数。

2 连接体的主要结构构件应至少伸入塔楼结构一跨并可靠连接，宜与落地剪力墙或竖向支撑桁架直接相连。与连接体相连的梁等水平构件宜设置型钢、提高纵筋配筋率并通长配置、设置直径不小于 16mm 的通长腰筋并按受拉锚固。塔楼与连接体相连范围楼板应加强，板厚不应小于 120mm，双层双向通长配置并按受拉锚固，配筋率不小于 0.25%。

3 连接体及其相连的主楼框架、剪力墙等结构构件在连接体高度范围及相邻上、下层：抗震等级应提高一级采用，一级提高至特一级，已为特一级时不再提高；框架柱宜设置型钢或钢管，箍筋应全柱段加密；剪力墙应设置约束

边缘构件。

6.5.7 当连接体与塔楼采用滑动连接时，应符合下列规定：

1 连接体支座滑移量应能满足在罕遇地震作用下的连接体相对塔楼最大计算位移的 1.2 倍要求，并应采取防坠落、撞击措施。罕遇地震作用下的位移应按整体模型采用弹塑性时程分析方法进行计算。

2 支承连接体的牛腿等构件及相关竖向构件应按不低于设防地震弹性、罕遇地震不屈服进行设计。连接体楼层范围及其相邻上下层中，与支承连接体的竖向构件相关的框架梁、楼板的通长钢筋配筋率宜适当提高。

6.5.8 采用钢桁架结构的连接体应采取下列措施：

1 连接体的最下层及最上层楼盖应加强，必要时可设置平面水平钢支撑。

2 设防地震工况下，连接体楼盖混凝土拉应力不应超过混凝土抗拉强度标准值 f_{tk} ；罕遇地震参与的内力组合下，楼板钢筋应承担全部拉力。

3 连接体的楼板厚度不宜小于 150mm，钢筋应双层双向通长布置并接受拉锚固，每层每方向钢筋的配筋率不应小于 0.25%。

6.5.9 连接体采用钢结构时，与钢水平构件相连范围的连接体楼板宜采用现浇钢筋混凝土，并加强抗剪连接件设计。

6.5.10 立面开洞结构可按整体结构计算分析，洞口以上相关层楼板宜考虑为弹性楼板。

6.6 大底盘多塔楼、竖向体型收进和带斜柱结构

6.6.1 大底盘多塔楼结构计算分析应符合下列规定：

1 应按整体模型和各塔楼分开的单独模型分别计算，并按不利情况进行包络设计。当塔楼周边的裙楼超过两跨时，分塔楼模型宜至少附带两跨的裙楼结构。

2 大底盘的楼板在计算模型中宜按弹性楼板，各塔楼的楼板可各自分别按刚性楼板。

3 振型分解反应谱法计算时，整体模型的振型数不应小于 18 个，且不应小于塔楼数量的 9 倍。

4 整体模型和各分塔模型以扭转为主的第一周期与以平动为主的第一周期的比值不宜大于 0.85。

5 位移比应按整体模型计算，分别控制大底盘、上部塔楼位移比不超过相关规范限值要求。

6 框架-剪力墙结构的框架倾覆力矩和剪力分担比例，宜按各分塔楼模型验算。

7 整体稳定性验算时，宜按各分塔楼模型分别验算刚重比；大底盘刚度较大且楼板完整时，可考虑大底盘对刚重比的有利影响。

8 当大底盘楼盖削弱较多，不能协调多塔楼共同工作时，应补充设防地震、罕遇地震下各单塔楼计算分析，其计算模型中可按楼盖削弱情况和大底盘结构布置将大底盘分割给相关塔楼。

9 大底盘顶板宜进行应力分析，设防地震下楼盖同一截面内主拉应力大于 f_{tk} 的面积不宜超过截面总面积的 20%。

6.6.2 共用地下室，地上完全分开的多塔楼结构，宜将嵌固端设置在地下室顶板，各塔楼可不作为大底盘多塔楼结构，分别按各自的单独模型进行设计，但地下室及基础的设计应考虑多塔楼影响。

6.6.3 大底盘多塔楼结构，应符合下列规定：

1 上部塔楼结构的综合质心与大底盘结构质心的距离不宜大于底盘相应边长的 20%。

2 大底盘结构的收进高度超过 20%房屋高度时，上部塔楼底部楼层层间位移角不宜大于相邻底盘楼层最大层间位移角的 1.15 倍。

3 塔楼中与裙房相连的外围柱、剪力墙，从嵌固端至裙房屋面上一层的高度范围内，柱纵向钢筋的配筋率宜较计算值提高 1.1 倍，柱箍筋在裙房屋面上下层的范围内应全高加密，剪力墙在该部位宜设置约束边缘构件。

4 多塔楼之间裙房的屋面梁应考虑轴力影响，上部通长纵筋宜不少于 50% 贯通；宜设置梁侧通长纵筋，按抗震受拉钢筋锚固。

5 大底盘屋面板厚度不宜小于 150mm，当底盘屋面层与单塔的第一楼层的剪切刚度比大于 2 时，不宜小于 180mm，采用双层双向通长配筋，配筋率不小于 0.25%。大底盘屋面相邻上下一层楼板也应加强。

6.6.4 竖向体型收进结构的计算分析应符合下列规定：

1 收进层楼板宜采用弹性楼板计算，并进行楼板应力分析，满足设防地震下楼盖同一截面内主拉应力大于 f_{tk} 的面积不超过截面总面积的 20% 要求。

2 剪力墙收进或墙转柱收进的部位，宜采用有限元法进行应力复核。

6.6.5 竖向体型收进结构应符合下列规定：

1 上部区段底部楼层层间位移角不宜大于相邻下部楼层最大层间位移角的 1.15 倍。

2 体型收进部位相邻上、下各两层的上部区段的周边竖向构件的抗震等级宜提高一级，一级应提高至特一级，抗震等级已经为特一级时可不再提高。

3 竖向体型收进部位的楼板宜加强，楼板厚度不宜小于 150mm，宜双层双向通长配筋，且配筋率不宜小于 0.25%。体型收进部位相邻上、下层楼板应加强构造措施。收进部位采用组合楼盖时，应加强钢筋混凝土楼板与钢梁的水平抗剪连接。

6.6.6 剪力墙竖向收进时，应采取下列加强措施：

1 收进墙相邻范围楼盖应加强。

2 收进层标高处上、下一层剪力墙应设置约束边缘构件，剪力墙墙顶应设置暗梁。

6.6.7 带斜柱结构的斜柱楼层相关构件内力计算时，相连楼板宜采用弹性单元。斜柱的拉结构件的设计不宜考虑楼板的有利作用，按不低于设防地震下弹性、罕遇地震下不屈服进行性能设计。

6.6.8 带斜柱结构在斜柱转折处应设置可靠的水平拉结梁，符合下列规定：

1 斜柱起始层和终止层转折处的钢筋混凝土拉梁宜提高纵向通长钢筋配筋率或设置型钢，钢梁宜采用等强度全焊连接。

2 与拉结梁相关的楼板应加强，板厚宜不小于 150mm，双层双向通长配筋且配筋率不小于 0.25%，钢筋按受拉锚固。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。必要时楼面可设置面内水平支撑。

6.6.9 顶部带小塔楼及钢结构塔冠的结构，应符合下列规定：

1 采用振型分解反应谱法时，应考虑小塔楼或钢结构塔冠的高振型影响，

整体模型的质量参与系数不宜小于 95%。

2 宜采用直接积分法的时程分析复核小塔楼或钢结构塔冠的地震内力。

3 必要时，采用小塔楼或钢结构塔冠的独立模型，按楼面谱法进行内力计算，并与整体模型进行包络设计。

6.7 巨型结构

6.7.1 巨型柱的计算长度可按整体模型进行屈曲分析确定，也可按巨型梁或环带桁架作为侧向支撑点，进行屈曲分析确定。

6.7.2 进行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。

6.7.3 巨型结构应进行施工过程的模拟分析计算。应采取施工措施，减少施工阶段在重力荷载作用下巨型结构的变形引起次结构中产生的附加内力。应复核次结构在施工阶段与使用阶段的不同内力状态，按不利情况进行设计。

6.7.4 巨柱布置应满足两个主轴方向等效惯性矩最大的原则，宜对称布置。巨柱可采用钢管混凝土、型钢混凝土。钢管混凝土巨柱应在钢管内设置隔板分腔，并严格控制钢管壁宽厚比值；分腔内应设置钢筋笼，纵筋按不小于 0.4%分腔面积、箍筋按不少于 $\Phi 8@250$ 配置。型钢混凝土巨柱内型钢应采用有腹板整体式。

6.7.5 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。

6.7.6 周边环带桁架宜形成闭环，伸臂桁架和周边环带桁架宜布置在同一楼层。

6.7.7 作为抗连续倒塌措施，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，所承担的楼层数量不宜超过 6 层，且其轴力设计值应乘以增大系数 2.0。

6.7.8 伸臂层采用钢结构，与钢水平构件相连范围的楼板宜采用现浇钢筋混凝土，并加强抗剪连接件设计。伸臂下层应设置水平支撑，伸臂上层宜设置水平支撑。上下层楼板厚度不宜小于 200mm，钢筋双层双向通长设置，单层单向配筋率不应小于 0.25%，并按抗震受拉锚固。

6.7.9 巨柱、环带结构构件应满足不低于设防地震下弹性，罕遇地震下不屈服设计的性能目标，伸臂结构构件应满足不低于设防地震下不屈服设计的性能目

标。

6.8 混合结构

6.8.1 混合结构布置应符合下列规定：

1 外围框架柱沿高度宜采用同类型结构构件；当采用不同类型结构构件时，应设置过渡层，且单柱的抗弯刚度变化不宜超过 30%。

2 外围框架的周边梁与柱应采用刚性连接；楼面梁与钢筋混凝土筒体及外围框架柱的连接可采用刚接或铰接。

6.8.2 竖向构件的型钢或钢管应延伸至地下室嵌固部位以下不少于一层，并满足嵌固部位的配筋要求。

6.9 高层钢框架、钢框架-支撑、钢板剪力墙结构

6.9.1 超限高层民用建筑钢结构抗震设计应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的规定。当抗震设防烈度不高于 8 度（0.20g）、结构高度不大于 100m 时，可按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 进行钢结构构件和节点的抗震性能化设计。

6.9.2 超限高层民用建筑钢结构的关键构件、薄弱部位构件应提高抗震承载力，推迟进入塑性阶段，且不应作为塑性耗能区。

6.9.3 进行弹性分析时，设计构造能够保证楼板与钢梁间有可靠连接时，可考虑混凝土楼板与钢梁的共同工作，两侧有楼板的钢梁的惯性矩可取 $1.5I_b$ ，仅一侧有楼板的钢梁的惯性矩可取 $1.2I_b$ ， I_b 为钢梁的惯性矩。进行弹塑性分析时，不宜考虑混凝土楼板对钢梁的惯性矩影响。

6.9.4 钢框架的梁柱刚接时，应考虑梁柱节点域的剪切变形影响。

6.9.5 弹性阶段的结构内力和位移计算可采用一阶弹性分析、二阶弹性分析或直接分析。当二阶效应系数不大于 0.1 时，可忽略二阶效应影响，采用一阶弹性分析；当二阶效应系数大于 0.1、不大于 0.25 时，宜采用二阶弹性分析或直接分析。二阶效应系数不宜大于 0.25。

6.9.6 弹塑性阶段分析采用等效弹性反应谱方法的阻尼比不宜大于 5%。

6.9.7 钢框架梁的上翼缘采用抗剪连接件与组合楼板连接时，可不验算地震作用下的整体稳定。

6.9.8 受压框架柱的长细比，抗震等级一级不宜大于 $60\sqrt{235/f_{ay}}$ ，二级不宜大于 $80\sqrt{235/f_{ay}}$ ，三级不宜大于 $100\sqrt{235/f_{ay}}$ ，四级及以上均不应大于 $120\sqrt{235/f_{ay}}$ 。

6.9.9 框架-中心支撑结构和框架-偏心支撑结构的框架部分，当房屋高度不大于 100m 且框架部分按计算分配的地震剪力不大于底部总剪力的 25% 时，抗震构造措施可按框架结构降低一级采用，但不得低于四级。

6.9.10 中心支撑框架，除顶层和出屋面的框架梁外，人字形和 V 形普通钢支撑的框架梁在支撑连接处应保持连续，并按不计入支撑支点作用验算重力荷载和支撑屈曲时不平衡力作用下的承载力，按压弯构件设计。

6.9.11 框架-偏心支撑结构中，消能梁段宜设计成剪切屈服型。

6.9.12 钢框架-支撑筒结构体系中钢支撑可采用普通钢支撑或屈曲约束支撑，支撑筒之间的钢连梁的设计和构造可参考消能梁段的相关规定，钢连梁和消能梁段的腹板不得贴焊补强板，也不得开洞。

6.9.13 钢板剪力墙应符合下列规定：

- 1 宜按不承受竖向荷载设计，竖向加劲肋宜采用不承受竖向荷载的构造。
- 2 宜采用加劲钢板剪力墙，竖向加劲肋宜优先采用闭口截面。

6.10 大跨度空间结构

6.10.1 大跨度空间结构布置应符合下列规定：

1 应能将空间结构的各向地震作用有效地传递到下部支承结构，传力路径明确，传力直接、不间断，避免采用多级传力体系。主要传力构件、传力间断处构件应加强。

2 空间结构及其支承结构应合理布置，避免产生过大的地震扭转效应。

3 支承结构提供的约束条件应与空间结构受力性能的要求相符，布置宜均匀对称。

6.10.2 大跨度空间结构的布置尚应分别符合下列要求：

1 单向传力体系的结构布置，应符合下列规定：

- 1) 主结构（桁架、拱、张弦梁等）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。

2 空间传力体系的结构布置，应符合下列规定：

1) 平面形状为矩形且三边支承一边开口的结构，其开口边应加强，保证足够的刚度；

2) 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；

3) 单层网壳不应采用铰接节点。

注：单向传力体系指平面拱、单向平面桁架、单向立体桁架、单向张弦梁等结构形式；空间传力体系指网架、网壳、双向立体桁架、双向张弦梁和弦支穹顶等结构形式。

6.10.3 计算模型应计入屋盖结构与下部支承结构的协同作用，满足下列规定：

1 应分别进行整体模型与屋盖单独模型的计算分析，取不利情况设计。

2 整体计算模型应反映屋盖结构与下部支承结构的连接部位的实际力学特征。单独模型应反映屋盖结构的实际边界条件；必要时，可按最不利边界条件复核。

3 整体模型应考虑下部支承结构与屋盖结构不同阻尼比的影响，可采用考虑不同材料的分类阻尼比或综合阻尼比。当下部支承结构为混凝土结构、上部屋盖结构为钢结构时，综合阻尼比可取 0.025~0.04。

4 屋盖钢结构的稳定性验算可采用单独模型，也可采用整体模型。

6.10.4 应进行竖向地震作用计算，并考虑竖向地震为主的内力组合。

6.10.5 采用振型分解反应谱法进行整体计算时，应区分屋盖结构振型与支承主体结构振型，其中主体结构前三个振型不应出现局部振型和竖向振型。

6.10.6 超长结构应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的要求进行考虑行波效应的多点地震输入的分析。

6.10.7 对单层网壳、厚度小于跨度 1/50 的双层网壳、拱、钢筋混凝土薄壳，应进行稳定性验算。计算应合理选取结构的初始几何缺陷，并按几何非线性或同时考虑几何和材料非线性进行全过程稳定分析；钢筋混凝土薄壳尚应考虑混凝土的收缩、徐变对稳定性的影响。

6.10.8 应从严控制关键杆件的承载力应力比和稳定性应力比。在重力荷载与设防地震作用组合、重力荷载与风荷载、温度作用组合下，关键构件的承载力应力比不宜大于 0.90，不应大于 0.95；稳定性应力比不宜大于 0.95。

6.10.9 对于预张拉结构中的拉索，在多遇地震作用下不应、设防地震作用下不

宜出现松弛而退出工作。

6.10.10 大跨空间结构宜进行必要的防整体连续倒塌验算。

6.10.11 重要节点、复杂节点应进行详细的有限元分析，必要时应进行试验验证。

6.10.12 悬索结构、膜结构等自重轻、自振频率较低的结构应避免与风产生共振效应，可通过调整其预应力大小减少风振响应。

6.10.13 屋盖温度作用分析时，应同时考虑施工、合拢和使用阶段三个不同时期的最不利温差的影响。

6.10.14 大跨空间结构作为上人楼盖或屋面时，应进行舒适度验算。

6.10.15 天沟和内排水屋盖尚应考虑排水不畅引起的附加荷载。

6.10.16 直接支承屋盖的下部结构宜采用不低于设防地震下抗剪弹性设计和抗弯不屈服设计、罕遇地震下不屈服设计的性能目标。

6.10.17 屋盖结构宜支承于同一结构单元；当支承于不同结构单元时，屋盖结构宜采用具有一定容许变形能力的支承形式或可滑动支座，相关构件应力比应更严格控制。

6.10.18 对支座水平作用力较大的结构，应进行基础或支承构件抗水平力的设计。

6.10.19 采用水平可滑动支座时，应保证屋盖在罕遇地震下的滑移不超出支承面，并应采取限位措施。

6.10.20 屋盖结构采用隔震技术时，隔震层以上的屋盖结构上宜设置承受水平拉力的构件。

6.11 山地建筑

6.11.1 对于掉层结构，计算振型数应使各振型参与质量之和不小于总质量的95%。

6.11.2 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应采用考虑楼板面内弹性变形的计算模型进行结构构件的内力分析，框架梁应按偏拉（压）构件设计。

6.11.3 掉层结构中掉层部分的抗侧力构件以及上接地层抗侧力构件、吊脚结构中的吊脚部分的抗侧力构件，地震剪力宜按薄弱层进行放大。

6.11.4 同一结构单元不应采用同时具有 2 种类型及以上的复杂结构形式。竖向

体型突变部位不宜位于掉层结构上接地层及相邻上一层。

6.11.5 吊脚结构首层及以下部位、掉层结构各接地端的上下层部位的结构构件的抗震等级应提高一级，特一级时不再提高。

6.11.6 吊脚结构、掉层结构采用框架-剪力墙、板柱-剪力墙结构，在规定水平力作用下，吊脚结构首层、掉层结构上接地层框架承担的地震倾覆力矩与结构上接地层总地震倾覆力矩的比例不大于 50%时，应按现行行业标准《山地建筑设计标准》JGJ/T 472 相应规定分别确定框架和剪力墙抗震等级；当大于 50%时，应按框架结构确定抗震等级，且剪力墙结构的抗震等级应与框架的抗震等级相同。掉层部位的抗震等级不低于上接地端以上对应结构的抗震等级。

6.11.7 吊脚结构、掉层结构的上接地层及以下竖向构件宜采用不低于 C 级抗震性能目标，按关键构件设计。剪力墙厚度不应小于 200mm；柱箍筋应全高加密，体积配箍率应提高不小于相应抗震等级的 10%。

6.11.8 吊脚结构首层及掉层结构上接地层框架梁纵向钢筋配置应符合下列规定：

1 梁顶面和底面应至少各两根纵向钢筋贯通，顶面和底面贯通筋的最小配筋百分率取 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。

2 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。

6.11.9 吊脚结构首层、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，采用双层双向通长布置，单层单向配筋率不应小于 0.25%。

6.12 地下室和基础

6.12.1 筏板基础底面形心、桩基础的竖向刚度中心宜与永久作用重力荷载重心重合。

6.12.2 独立基础、桩基承台宜沿两个主轴方向设置基础梁、承台连系梁或不小于 400mm 厚度的抗水板。

6.12.3 基础埋置深度不满足现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的规定时，应进行罕遇地震下结构的整体倾覆稳定性及地基抗滑移稳定性验算。

6.12.4 采用天然地基基础的房屋高度超过 250m 时，应复核地基和基础在设防

地震、罕遇地震下的抗震承载力，符合下列规定：

1 设防地震、罕遇地震作用效应标准组合下地基的抗震承载力按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的公式（4.2.3）计算，地基抗震承载力调整系数应按表 6.12.4 采用。

表 6.12.4 设防地震及罕遇地震地基抗震承载力调整系数

岩土名称和性状	ζ_a	
	设防地震	罕遇地震
岩石，密实的碎石土，密实的砾、粗、中砂， $f_{ak} \geq 300\text{kPa}$ 的黏性土和粉土	1.7	1.9
中密、稍密的碎石土，中密和稍密的砾、粗、中砂，密实和中密的细、粉砂， $150\text{kPa} \leq f_{ak} < 300\text{kPa}$ 的黏性土和粉土，坚硬黄土	1.5	1.7

2 基础应按不低于设防地震下抗震承载力不屈服、罕遇地震下满足极限承载力的性能目标进行复核。

6.12.5 采用非液化土中低承台桩基的房屋高度超过 250m 时，应复核桩基在设防地震、罕遇地震下的抗震承载力，符合下列规定：

1 设防地震、罕遇地震的单桩竖向和水平向抗震承载力特征值，可比非抗震设计时分别提高 50%、90%。

2 桩身及承台应按不低于设防地震下抗震承载力不屈服、罕遇地震下满足极限承载力的性能目标进行复核。

6.12.6 抗拔桩应加强桩身与承台之间的连接，桩身纵向钢筋锚入承台的长度应满足抗震受拉钢筋的要求。

6.12.7 坡地建筑地下室埋深差别较大时，应采取抵抗不平衡土压力和地震力的措施，必要时可设置永久性挡土墙将土与地下室分隔。

6.12.8 地下室顶板作为嵌固部位应符合以下条件：

1 地下室应较为完整，周边宜有与顶板相连的钢筋混凝土侧墙。

2 周边填土应夯实，建筑位于山（坡）地时，主楼及其相关范围外的地下室的 1 条侧边且不大于该边长 1/4 范围出现填埋深度不够，或大于边长 1/4 但小于 1/2 且设置与该边地下室侧墙正交的支护墙等支挡结构，可认为不影响地下室顶板嵌固。

3 位于山（坡）地的地下室，两侧边坡应满足图 6.12.8 规定，否则应按填埋深度不够考虑。

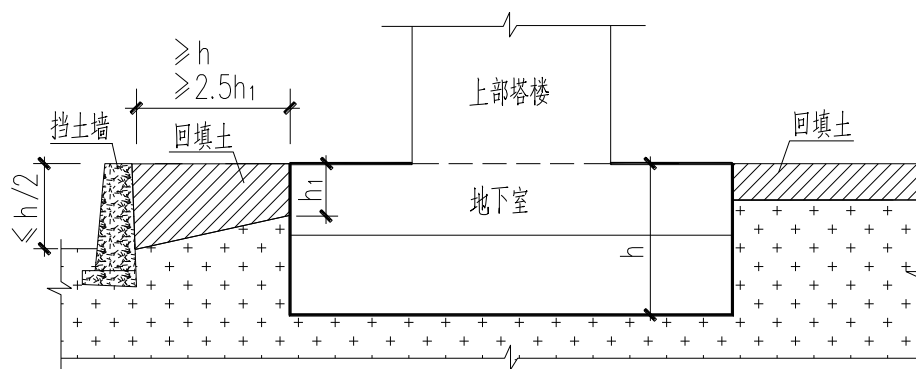


图 6.12.8 嵌固土体有效侧限要求

4 地下一层与相邻上层结构的侧向等效剪切刚度比不应小于 2，地下二层及以下各层侧向刚度不宜小于地下一层。

5 地下室顶板的主楼及其相关范围内应采用现浇梁板结构。地下室顶板应具有足够面内刚度，不宜开设大于地上结构相关范围面积总和的 5% 的洞口，且洞口宜在相关范围之外，洞口最大宽度不应大于地上结构位于洞口一侧宽度的一半。洞口应采取设置边梁、增加楼板厚度和配筋等加强措施。

6 当主楼首层室内楼板与地下室室外顶板存在错层时，错层高度不宜大于 1.5m，并应采取加腋等措施确保水平力的传递。

7 地下室顶板梁柱节点左右梁端截面与下柱上端同一方向实配钢筋的受弯承载力之和应大于相邻地上结构底层对应柱下端实配钢筋的受弯承载力的 1.3 倍，且地下一层柱截面每侧的纵筋面积不应少于相邻上一层对应柱纵筋面积的 1.1 倍，地下室顶板梁端顶面和底面纵筋应比计算值增大 10% 采用。

8 地下一层剪力墙墙肢端部边缘构件的纵筋及型钢截面面积不应小于相邻上层对应边缘构件的纵筋及型钢截面面积，地下二层及以下可根据计算值逐层减少。

9 当在地下室顶板设置局部梁托柱转换时，应在垂直方向设置拉梁，托柱梁及拉梁的线刚度应大于所托柱的线刚度，实配钢筋的受弯承载力应大于托柱下端实配的受弯承载力的 1.3 倍。

7 结构抗震试验与风洞试验的基本要求

7.1 一般规定

7.1.1 对现行规范、标准未列入的新型结构体系，或超高很多，或结构体系特别复杂、结构类型（含屋盖形式）特殊的超限高层民用建筑工程，当没有可借鉴的设计依据时，应选择整体结构模型、结构构件、部件或节点进行必要的抗震性能试验。抗震试验应符合下列规定：

1 对于需进行结构模型抗震试验的高层建筑工程，在进行抗震试验前应进行详细的计算分析，在所有的计算指标满足现有技术标准或专家组评审意见之后，方可进行结构试验以检验结构的抗震能力或找出抗震薄弱环节。在试验完成后，还宜根据试验结果修正计算模型，进行进一步弹塑性静力或动力分析，与前期计算分析结果进行对比。

2 对于已经进行了缩尺比例的整体结构模型试验的工程，在该工程建成后宜进行实际结构的动力特性测试。条件具备时宜设置地震反应观测系统。

3 对于已经进行了结构构件、部件或节点模型抗震性能试验的工程，条件具备时可于施工阶段在这些构件中设置应变（或应力）测试设备，并进行施工阶段和正常使用状态的跟踪监测。

4 抗震试验技术细节应满足现行行业标准《建筑抗震试验规程》JGJ/T 101的相关要求。

7.1.2 模型风洞试验或数值模拟技术细节应满足现行行业标准《建筑工程风洞试验方法标准》JGJ/T 338的相关要求。

7.1.3 结构抗震试验与抗风试验应在主体结构施工图设计之前完成，试验结果应在施工图设计中予以体现。

7.2 模拟地震振动台试验

7.2.1 需要研究整体结构动力特性和动力反应时，宜进行模拟地震振动台试验。

7.2.2 模拟地震振动台试验的研究应包含下列内容：

1 模型结构的动力特性，包括自振频率、振型、阻尼比等，以及各参数在不同水准地震作用下的变化。

2 经受多遇、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 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。

4 验证计算分析结果，特别是不规则性所产生的地震效应，检验结构是否达到设计设定的抗震性能目标。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。

7.3 拟静力试验

7.3.1 当需要研究结构及构件、节点在低周反复荷载作用下的抗震性能时，可进行拟静力试验。

7.3.2 拟静力试验的数据整理应包含下列内容：

1 试体出现第一条受拉裂缝时的荷载作为开裂荷载，相应变形作为开裂变形。

2 受拉纵筋达到屈服应变时的荷载作为屈服荷载，相应变形作为屈服变形。

3 试体承受的最大荷载作为极限荷载。

4 取试体在荷载下降至最大荷载的 85%时的荷载作为破坏荷载，相应变形作为极限变形。

5 取荷载-变形曲线的各级加载第一次循环的峰值点所连成的包络线，作为骨架曲线。

7.3.3 拟静力试验报告应提出下列参数：

1 试体的刚度，可用割线刚度表示。

2 试体的延性系数： $\mu = \Delta_u / \Delta_y$ (7.3.3-1)

式中： Δ_u ——试体的极限变形；

Δ_y ——试体的屈服变形。

3 试体的强度退化系数： $\lambda_i = \frac{F_j^i}{F_j^{i-1}}$ (7.3.3-2)

式中： F_j^i ——第 j 级加载时，第 i 次循环峰值点的荷载值；

F_j^{i-1} ——第 j 级加载时，第 i-1 次循环峰值点的荷载值。

4 试体的能量耗散能力，以荷载-变形滞回曲线所包围的面积来衡量，以

能量耗散系数 E 或等效粘滞阻尼系数 ζ_{eq} 来评价：

$$E = \frac{S_{(ABC+CDA)}}{S_{(OBE+ODF)}} \quad (7.3.3-3)$$

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{S_{(ABC+CDA)}}{S_{(OBE+ODF)}} \quad (7.3.3-4)$$

式中： $S_{(ABC+CDA)}$ —图 7.3.3 中滞回曲线所包围的面积；

$S_{(OBE+ODF)}$ —图 7.3.3 中三角形 OBE 与 ODF 的面积之和。

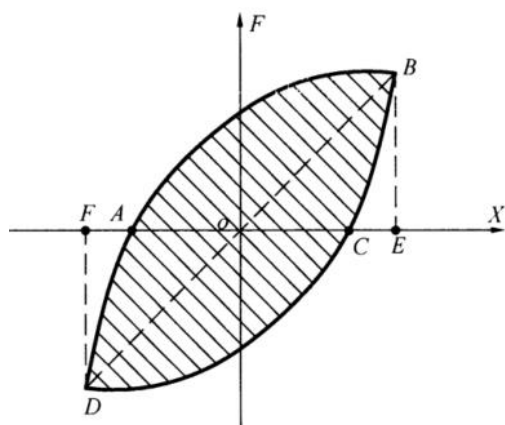


图 7.3.3 等效黏滞阻尼系数计算

7.4 拟动力试验

7.4.1 当需要研究结构部件在地震动力反应中呈现的弹塑性性能时，可进行拟动力试验。

7.4.2 拟动力试验的数据整理应包含下列内容：

1 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；试体各质点的水平位移时程曲线图和恢复力时程曲线图。

2 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。

3 试体初次开裂时的基底总剪力、顶端位移和相应的最大地震加速度、此时的地震反应时间。

7.4.3 拟动力试验报告应提取下列参数：

1 试体屈服基底总剪力、屈服顶端水平位移和屈服状态地震加速度：采用同一地震加速度记录按不同峰值进行的各次试验得到的基底总剪力-顶端水平位移曲线，考虑残余变形影响，作出基底总剪力-顶端水平位移包络线（图

7.4.3)，取包络线上出现明显拐弯点处，正负方向绝对值较小一侧的数值为试体屈服基底总剪力、屈服顶端水平位移和屈服状态地震加速度。

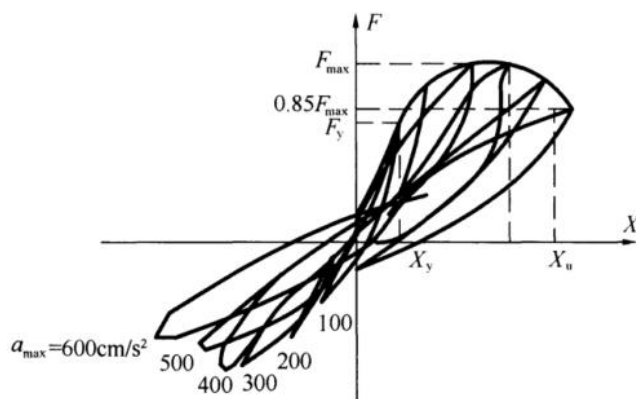


图 7.4.3 基底总剪力-顶端水平位移包络线

2 试体破坏基底总剪力、极限顶端水平位移和破坏状态地震加速度：取包络线（图 7.4.3）上基底总剪力下降为最大基底总剪力的 85%点处正、负方向绝对值较小一侧的数值，作为试体破坏基底总剪力、极限顶端水平位移和破坏状态地震加速度。

7.5 结构风洞试验

7.5.1 主体结构的风荷载及风致响应，可采用缩尺刚性模型的测压风洞试验并结合风振计算或高频测力天平风洞试验确定；有明显气动弹性效应的超限高层民用建筑，尚宜结合缩尺气动弹性模型的风洞试验确定。围护结构及其它局部构件的风荷载，可通过缩尺刚性模型的测压风洞试验确定。

7.5.2 建设场地的基本风速（基本风压）应基于现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 确定，可进一步结合专门的风气候分析给出更详细的设计风速信息。

7.5.3 建设场地的地貌类型应基于现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 或专门的地貌分析确定。

7.5.4 当建设场地或其周边存在体量较大的山体或者场地周边地形复杂时，宜通过地形模拟试验确定地形对建设场地设计风速的影响。

7.5.5 超限高层民用建筑的围护结构或其它局部构件的风荷载，因试验技术问题无法通过模型风洞试验确定时，可考虑借助数值模拟手段确定其风荷载参数。

附录 A 时程分析推荐采用的四川天然地震动加速度 时程记录

A.0.1 本附录为时程分析验算推荐采用的四川地区记录的多遇地震水准的天然地震动、罕遇地震水准的修正地震动的加速度时程输入，包含地震基本信息及各组地震记录水平主向的地震影响系数曲线与设计反应谱的地震影响系数曲线对比的情况。

A.0.2 多遇和设防烈度地震水准地震波依据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的设计反应谱进行选用。表 A.0.2 为多遇地震时程记录，包含 14 条天然地震动记录。地震记录数据下载请访问链接：[四川省土木建筑学会网站（http://www.sctmxh.com/）](http://www.sctmxh.com/)。

表 A.0.2 四川地区多遇地震加速度时程记录基本信息

编号	有效持时(s)	采样时间(s)	编号	有效持时(s)	采样时间(s)
SCCX-1	31.47	0.005	SCCX-8	47.71	0.005
SCCX-2	43.57	0.005	SCCX-9	72.21	0.005
SCCX-3	43.59	0.005	SCCX-10	39.61	0.005
SCCX-4	44.63	0.005	SCCX-11	44.19	0.005
SCCX-5	38.37	0.005	SCCX-12	218.64	0.005
SCCX-6	89.36	0.005	SCCX-13	38.08	0.005
SCCX-7	156.29	0.005	SCCX-14	47.68	0.005

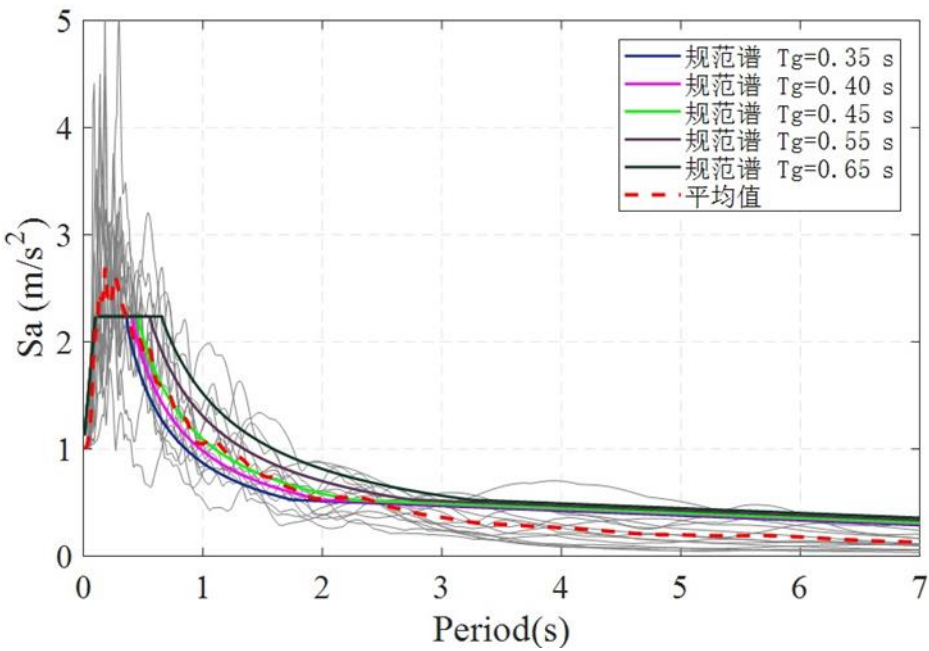


图 A.0.2 四川地区波库多遇地震加速度时程记录反应谱信息

A.0.3 罕遇烈度地震水准地震波依据本导则 5.3.6 条规定的设计反应谱进行选用。表 A.0.3 提供了 6 条地震时程记录。场地特征周期为 0.40s、0.45s 和 0.50s，在第 1~3 组地震动中选择；场地特征周期 0.60s 和 0.70s，在第 4~6 组地震动中选择。所给定的四川波记录，宜作为人工波来考虑。地震记录数据下载请访问链接：[四川省土木建筑学会网站（http://www.sctmxh.com/）](http://www.sctmxh.com/)。

表 A.0.3 四川地区罕遇地震加速度时程记录基本信息

编号	有效持时(s)	采样时间(s)
SCCX-15	157.79	0.005
SCCX-16	56.12	0.005
SCCX-17	110.41	0.005
SCCX-18	157.79	0.005
SCCX-19	157.79	0.005
SCCX-20	110.41	0.005

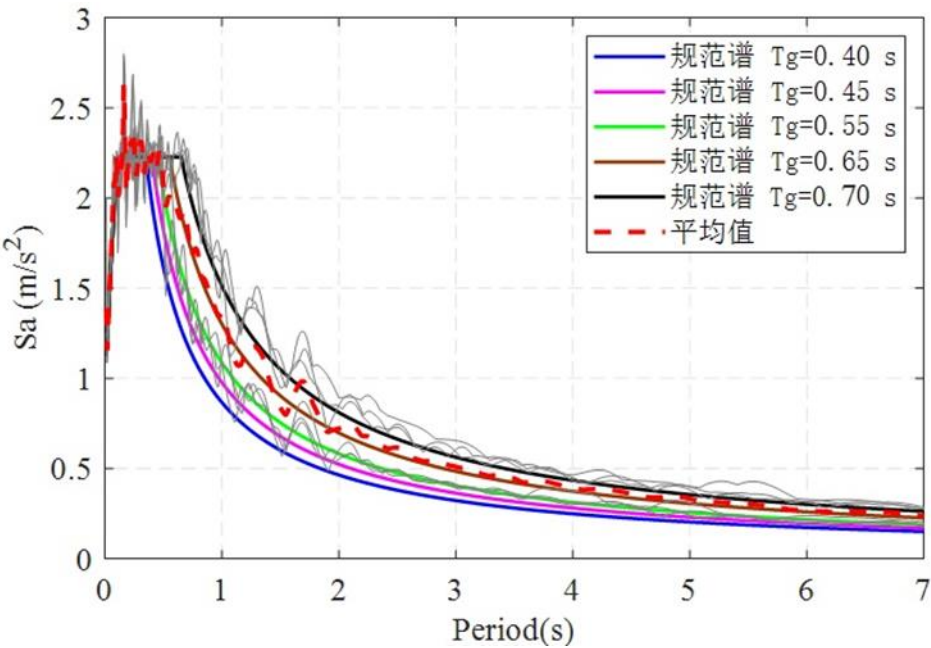


图 A.0.3 四川地区波库罕遇地震加速度时程记录反应谱信息

附录 B 超限高层建筑工程抗震设计可行性论证报告

基本内容

B.0.1 工程概况。包括工程地点、周围环境、建筑规模、建筑功能、房屋高度、层数、层高、结构类型及结构体系等主要信息以及必要的建筑总平面图、建筑效果图、建筑平面立面剖面图等。

B.0.2 结构设计依据。包括必须采用超限设计的内容和理由；采用的设计规范及标准、相关法规和规定、地质勘察报告、风洞试验报告、地震安全性评价报告等有关技术论证报告、咨询意见和及回复（若有）。采用隔震减震技术时，应提供隔震减震设计专项分析报告。

B.0.3 岩土工程勘察报告主要内容介绍。包括下列内容：

1 场地工程地质条件：气象水文、地形地貌、区域地质概况、地层结构及分布特征、场地水文地质条件、不良地质作用。其中，区域地质概况应给出拟建场地所处区域的稳定性评价，近场区主要断裂特征及活动性情况等。

2 岩土体工程地质特征：岩土体试验成果、地基土的腐蚀性评价、地下水的腐蚀性评价。

3 岩土工程分析与评价：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定；项目抗震设防分类及抗震设防烈度；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。地基（岩）土的工程性能评价，地基均匀性评价，地基岩土物理力学指标建议值。

4 抗浮设防水位及抗浮设计措施建议。

5 地基基础方案分析评价：给出地勘建议的地基形式，基础方案分析及地基基础方案建议等。

B.0.4 材料。包括混凝土、钢筋、钢材等在项目中使用情况、设计需要的材料的力学参数。

B.0.5 结构设计条件和控制参数。包括下列内容：

1 结构设计工作年限（含耐久性设计）、建筑结构安全等级、建筑抗震设防类别、地基基础设计等级、建筑耐火等级、地下室防水等级。

2 荷载与地震作用。列出结构构件容重取值、楼面荷载取值、填充墙材料

及荷载取值；风荷载取值，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；抗震设防烈度及多遇地震、设防地震、罕遇地震下的地震动参数，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；详细荷载组合工况。

B.0.6 基础和地下室设计。包括基础形式及其主要计算结果、地基持力层及承载力、抗浮设计等。

B.0.7 结构设计。包括下列内容：

1 结构概述。列出结构高度、楼层数、结构体型、平面尺寸及主要楼层层高、结构高宽比及核心筒高宽比、结构体系及构件形式（必要时分别列出重力体系及抗侧力体系）、主要构件截面尺寸。应附上必要的建筑总图、典型的建筑平面图、立面和剖面图、典型的结构平面布置图、复杂结构或构件、节点大样图等。

2 项目超界限定。依据《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）、现行地方标准《四川省抗震设防超限高层民用建筑工程界定标准》DB51/T 5058，对项目进行超限项检查和超界限定。

3 抗震性能化设计预期目标设定。选定结构总体抗震性能化设计目标，明确关键构件、普通竖向构件、耗能构件及非结构构件等构件类型，给出细化的多遇地震、设防地震和罕遇地震下各构件的性能水准要求、相应的承载力验算公式和变形限值。

4 多遇地震下结构性能分析。注明计算分析软件名称及版本、分析方法、计算嵌固端选定、楼板假定等，列出结构整体计算主要输入参数、主要计算结果，并进行多遇地震计算分析小结。结构整体计算结果的指标参数应符合相关规范要求；不同计算方法或软件计算结果应进行对比，明确处理措施。动力时程分析应列出地震波选取过程。

5 设防地震下结构性能分析。注明计算分析软件名称及版本、分析方法，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，并进行设防地震计算分析小结。

6 罕遇地震下结构性能分析。注明计算分析软件名称及版本、分析方法，给出各类构件的性能水准验算、结构弹塑性验算等内容，并进行罕遇地震计算分析小结。其中结构弹塑性验算应列出材料或构件本构模型、必要的损伤判别标准、地震波选定、底部剪力与多遇地震下反应谱法比值、弹塑性变形计算结

果和构件损伤情况分析、主要构件的损失图、结构塑性发展历程及总结等。

7 各专项分析。包括必要的楼板应力分析、节点分析、施工模拟分析、防连续倒塌分析、舒适度分析等，各专项分析应列出计算分析软件名称、计算模型说明、输入条件等。

B.0.8 抗震设计加强措施总结。对项目超限项、由超限项引起的薄弱部位、根据性能目标要求的计算分析结果需要加强的结构构件或部位，从抗震概念设计、结构布置措施、计算分析、内力调整、配筋加强、抗震等级及抗震构造措施等方面梳理、总结有针对性的抗震设计加强措施。

B.0.9 施工图阶段应补充主要的抗震设计要求。

本导则用词说明

1 为便于在执行本导则条文时区别对待，对于要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”。

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”。

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时，首先应这样做的：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 导则中指明应按其他标准、规范执行的写法为：“应按……执行”或“应符合……的规定（或要求）”。

引用标准名录

- 1 《工程结构通用规范》 GB 55001
- 2 《建筑与市政工程抗震通用规范》 GB 55002
- 3 《建筑与市政地基基础通用规范》 GB 55003
- 4 《组合结构通用规范》 GB55004
- 5 《钢结构通用规范》 GB 55006
- 6 《建筑地基基础设计规范》 GB 50007
- 7 《混凝土结构通用规范》 GB 55008
- 8 《混凝土结构设计规范》 GB 50010
- 9 《建筑抗震设计规范》 GB 50011
- 10 《钢结构设计标准》 GB 50017
- 11 《建筑工程抗震设防分类标准》 GB 50223
- 12 《建筑隔震设计标准》 GB/T 51408
- 13 《高层建筑混凝土结构技术规程》 JGJ 3
- 14 《高层民用建筑钢结构技术规程》 JGJ 99
- 15 《建筑抗震试验规程》 JGJ/T 101
- 16 《建筑工程风洞试验方法标准》 JGJ/T 338
- 17 《山地建筑结构设计标准》 JGJ/T 472
- 18 《四川省抗震设防超限高层民用建筑工程界定标准》 DB51/T 5058
- 19 《建筑结构抗倒塌设计规范》 CECS 392
- 20 《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）

四川省超限高层民用建筑工程抗震设计导则

条 文 说 明

目 次

1	总 则	57
2	术 语 和 符 号	58
2.1	术 语	58
3	超限高层民用建筑工程的界定	59
3.2	超限分级	59
4	抗震设计基本规定	60
4.1	一般规定	60
4.2	概念设计	60
4.3	抗震性能化设计	61
5	荷载和地震作用	71
5.1	一般规定	71
5.2	风荷载与雪荷载	71
5.3	地震作用	71
6	计算分析和加强措施	74
6.1	一般规定	74
6.2	高度超限和高宽比超限的结构	76
6.3	平面不规则的结构	76
6.4	带转换层、加强层和超长悬挑的结构	77
6.5	连体结构和立面开洞结构	77
6.6	多塔楼、竖向体型收进和带斜柱结构	78
6.7	巨型结构	78
6.9	高层钢框架、钢框架-支撑、钢框架-延性墙板结构	78
6.10	大跨度空间结构	79
6.12	地下室和基础	81

1 总 则

1.0.5 我国规范基于“三水准设防目标、两阶段设计步骤”的抗震设计思想，是对成熟工程实践的经验总结，选用的结构类型有一定的适用范围，提出的分析方法和构造措施建立在一定的假定条件上，需要满足一定的规则性要求。超限高层民用建筑工程超出规范适用范围或规则性限制条件较多，需要对其抗震设防目标予以提高，采用基于性能的抗震设计方法，以保证抗震设计的可靠性。

2 术 语 和 符 号

2.1 术 语

2.1.3 房屋高度的确定参考下列规定：

1 山地建筑房屋高度按现行行业标准《山地建筑结构设计标准》JGJ/T 472 确定。

2 坡屋面建筑房屋高度应按下列规定取值：一般建筑，由室外地面取至1/2坡屋面高度处；大跨度屋盖，由室外地面取至坡屋面的结构最高处。

3 采用基础隔震的建筑结构，建筑高度为室外地面至房屋主要屋面的高度，其结构高度为隔震层下支墩顶部至房屋主要屋面的高度；采用地下室顶板或层间隔震的建筑结构，其房屋高度为隔震层下支墩顶部至房屋主要屋面的高度和自室外地面至房屋主要屋面的高度的较大值。

3 超限高层民用建筑工程的界定

3.2 超限分级

3.2.1 建筑形体及其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。现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 将建筑分为规则、一般不规则、特别不规则和严重不规则，其中规则和一般不规则情况的抗震设计比较容易，特别不规则情况属于超限，严重不规则情况应避免。

四川省地域辽阔，涵盖 6 度到 9 度抗震设防地区，建筑抗震情况复杂，有必要针对不同地区的建筑抗震需求，从概念设计上提出不同要求，对高烈度设防区、重点设防类建筑限制其超限程度、超限项数量等，为此提出超限分级要求。根据不同的超限分级，对其抗震性能目标的选取、结构构件的内力调整等进行不同处理，便于有针对性地加强超限建筑结构的抗震设计。

超长悬挑结构指悬挑长度大于 9m 的悬挑结构，特大跨度的连体结构指连接体所在高度及跨度均大于 24m 的连体结构。

4 抗震设计基本规定

4.1 一般规定

4.1.3 耗能构件在地震时产生弹塑性耗能，且具有保持一定刚度的能力。结构设计应明确哪些构件可作为耗能构件，并采取相应保证措施，提高构件延性。结构薄弱部位应提高抗震承载力，避免过早进入屈服阶段，因此不宜将薄弱部位的构件作为耗能构件。

4.1.5 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，结构具有抗震安全性、经济性和较好的建筑功能。

4.2 概念设计

4.2.1 超长悬挑结构、特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。

4.2.5 带地下室的高层建筑是由上部结构与地下室共同组成结构的受力体系，将嵌固部位设置在地下室顶板，目的是尽可能地避免复杂的结构动力响应，简化地震水平力传至基础的路径。嵌固部位设置于顶板以下部位时，地下室顶板仍然承担传递底部地震剪力的作用，必须具有足够的平面内刚度，厚度不宜小于 180mm，次梁较多时板厚可适当减小。

4.2.7 近年来一些剪力墙结构住宅从景观角度考虑，将某一方向外围剪力墙墙肢缩短成翼墙、端柱，导致该方向剪力墙数量偏少，结构呈明显框架-剪力墙力学特征，对此应采取二道防线加强措施。

4.2.8 剪力墙端部布置顺墙身梁可增大剪力墙工作力臂，有效提高抗侧刚度。

4.2.12 高宽比是影响超限高层民用建筑工程抗震性能的重要参数，其值宜控制在合理范围内：

- 1 当塔形建筑底部有大底盘时，计算高宽比的高度从大底盘顶部算起。
- 2 钢框架-支撑结构、钢框架-延性墙板或屈曲约束支撑结构的高宽比限值可适当放宽。

4.3 抗震性能化设计

4.3.1 抗震性能化设计针对不同构件所发挥的作用、破坏导致的后果的不同，进行相应构件类别的划分：

1 关键构件：指该构件失效可能引起结构连续破坏或危及生命安全的严重破坏，对结构的抗震性能起到关键作用，例如表 1。

表 1 关键构件举例

结构形式	所针对的超限项或不利情况	关键构件举例
框架结构	同一楼层存在长短柱，且长短柱数量相当	该楼层各框架柱
剪力墙结构、框架-剪力墙结构	均适用	底部加强区剪力墙
框架-核心筒结构	均适用	底部加强区剪力墙及框架柱
部分框支剪力墙结构	均适用	框支柱、转换梁、底部加强区剪力墙
转换结构	均适用	水平转换构件（桁架、梁）及其支承构件（柱、剪力墙、斜撑、受影响的相连梁）
连体结构	与主体刚性连接	连接体主构件（桁架弦杆及腹杆、梁）、连接体支承构件（柱、剪力墙、斜撑）、连接体相连构件（与连接体相连的梁、承接水平力的斜撑、相关楼层的剪力墙）
大悬挑结构	均适用	悬挑主构件（桁架弦杆及腹杆、梁）、悬挑支承构件（柱、剪力墙、斜撑）、悬挑相连构件（相连的梁、承接水平力的斜撑、相关楼层的剪力墙）
带加强层结构	均适用	环带桁架、伸臂桁架及其支承构件、加强层及其相邻上下层核心筒剪力墙
带斜柱（斜墙）结构	均适用	斜柱（斜墙）、斜柱（斜墙）起始层及终止层拉结梁、相关楼层竖向构件（剪力墙、斜撑）
隔震结构	均适用	与隔震支座相连的上下框架梁、柱
消能减震结构	均适用	消能减震子结构构件

2 普通竖向构件：指关键构件以外的竖向构件。一般情况下，竖向构件要求比水平构件有较高的承载力、较晚进入屈服状态。

3 耗能构件：一般指框架梁、连梁等水平构件，由于没有轴向力，通过构造措施使其具有较好的延性，屈服后有较好的耗能能力。

4 非结构构件：非结构构件为结构附属构件，不参与结构整体计算，但对结构抗震能力有实质影响。非结构构件的抗震性能基本要求是：在各级地震下

不发生倒塌、掉落等危害人身安全的破坏。

4.3.4 罕遇地震的等效弹性反应谱法分析的计算参数可按以下：结构自振周期不予折减；结构阻尼比可适当增大，但未设置消能减震装置耗能的结构其增加值一般不大于 0.02；剪力墙连梁刚度折减系数可取不小于 0.3，必要时对跨高比小于 1.5 的连梁可取更低的折减系数以模拟连梁退化为近似链杆状态，并进行剪力墙墙肢承载力复核；框架梁抗弯刚度折减后，边梁不宜小于 $1.0E_cI_b$ ，中梁不宜小于 $1.2E_cI_b$ ；剪力墙抗弯刚度可取 $0.85E_cI_w$ 。

等效弹性反应谱法是近似方法，其结果与实际情况可能相差较大，因此有必要进行约定，将计算结果控制在合理范围，使其计算结果与弹塑性计算有相似性，罕遇地震等效弹性反应谱法计算结果的底部剪力与多遇地震弹性反应谱法的底部剪力之比宜为 3.0~5.0。如有必要，可根据弹塑性计算结果的底部剪力对等效弹性反应谱法底部剪力进行校准、回代后重新进行计算，保证其计算结果的合理性。

4.3.5 一般情况下，宜按照现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 和《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 选用结构的抗震性能目标及对应的结构构件的抗震性能水准。

根据《建设工程抗震管理条例》（国务院令第 744 号）第十六条，部分乙类建筑抗震设防目标应满足设防地震下正常使用要求，其变形、加速度等有控制要求，选用结构抗震性能目标时应予以考虑。

抗震设防类别越重要，要求结构具有较大的抗震承载力储备，应选用较高抗震性能目标。设防烈度越高，输入地震作用越大，结构具有较强抗震承载力，可选用较低抗震性能目标，同时加强抗震构造措施，增强结构延性和耗能能力。超限分级越高，结构越复杂，抗震不确定性影响较大，应提高抗震性能目标。

表 2 为推荐最低抗震性能目标选用表，供参考：

表 2 一般情况下抗震性能目标选用表

建筑抗震设防类别	设防烈度	选用抗震性能目标		
		超限分级Ⅰ	超限分级Ⅱ	超限分级Ⅲ
丙类	6、7 度	D	C	C
	8 度(0.2g)	D	D	C
	8 度（0.3g）	D	D	D
	9 度	D	—	—

续表 2 一般情况下抗震性能目标选用表

建筑抗震设防类别	设防烈度	选用抗震性能目标		
		超限分级Ⅰ	超限分级Ⅱ	超限分级Ⅲ
丙类	6、7 度	D	C	C
	8 度(0.2g)	D	D	C
	8 度 (0.3g)	D	D	D
	9 度	D	—	—
乙类	6、7 度	C	C	C
	8 度(0.2g)	D	C	C
	8 度 (0.3g)	D	D	C
	9 度	D	—	—
两区八类建筑		B	—	—

4.3.6 抗震性能水准的宏观判别可按表 3:

表 3 各性能水准条件下超限高层民用建筑预期的震后性能状况

抗震性能水准	宏观损坏程度	损坏部位			继续使用的可能性
		关键构件	普通竖向构件	耗能构件及非结构构件	
1	完好	无损坏	无损坏	无损坏	不需修理即可继续使用
2	基本完好	无损坏	无损坏	轻微损坏	稍加修理即可继续使用
3	轻度损坏	轻度损坏	轻度损坏	轻度损坏、部分构件中度损坏	一般修理后才可继续使用
4	中度损坏	轻度损坏	部分构件中度损坏	中度损坏、部分构件比较严重损坏	修复或加固后才可继续使用
5	比较严重损坏	中度损坏	部分构件比较严重损坏	比较严重损坏	需排检大修

注：1 构件的损坏程度可按混凝土和钢筋（钢材）的应变发展情况宏观判别如下：
 轻微损坏—指构件混凝土受拉边缘轻微开裂、或钢筋（钢材）开始进入屈服。
 轻度损坏—指构件混凝土压应变接近超过混凝土应力-应变模型的单轴应力峰值应变，钢筋（钢材）塑性进一步发展。
 中度损坏—指构件混凝土压应变大于混凝土应力-应变模型的单轴应力峰值应变，钢筋（钢材）塑性发展充分。
 比较严重损坏—指结构构件混凝土压应变大于混凝土单轴应力峰值应变较多，但不大于极限应变，钢筋（钢材）塑性发展严重。

2 部分构件：指同类型构件超过 30%，但不超过 50%的构件。

有关美国标准 FEMA356 的抗震性能分析及其控制指标可作为抗震性能化水准评价参考。

(1) FEMA 356 将抗震性能水准划分为四个等级，如表 4:

表 4 FEMA 356 抗震性能水准

性能水准	简要涵义
充分运行 (Operational 简称 OP)	主体结构和非结构构件几乎没有损伤， 建筑物正常使用
直接使用 (Immediate Occupancy, 简称 IO)	主体结构无严重损伤，大多数非结构构件保持正 常功能，建筑物经过简单修理后可继续使用
生命安全 (Life Safety, 简称 LS)	主体结构破坏严重但不会倒塌，大多数非结构构 件丧失功能，建筑物需要大修后可继续使用
防止倒塌 (Collapse Prevention, 简称 CP)	主体结构和非结构构件破坏严重，接近倒塌

(2) FEMA 356 标准广义力-广义位移关系曲线见图 1，用于对构件性能水准的判别。图中 B 为屈服点，C 为极限强度点，D 为残余强度点；AB 段为弹性阶段，其斜率为构件等效初始刚度；BC 段为应变硬化阶段。相应 OP 在 B 点，AB 段即为弹性控制性能段；IO、LS、CP 都在 BC 段，OP~IO 间为运行控制性能段；IO~LS 间为破坏控制性能段；LS~CP 为有限安全性能段。

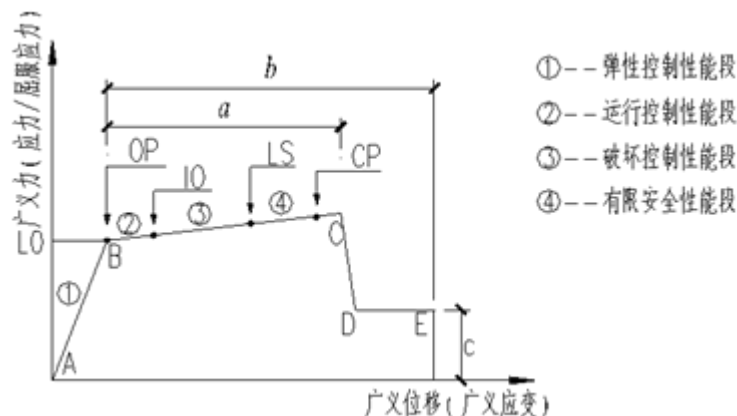


图 1 FEMA 标准广义力-广义位移关系曲线

(3) 美国土木工程师学会 ASCE 41-17 关于构件抗震性能水准定量控制指标详见表 5~表 14。

表 5 梁力-变形关系曲线模型参数及性能水准指标（弯曲破坏）

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	$\frac{V}{bh_0\sqrt{f'_{ce}}}$ [注 1]	模型参数			可接受准则 (rad)		
		塑性转角 (rad)		残余强度比	性能水准		
		a	b	c	IO	LS	CP
≤ 0.0	$\leq 3(0.25)$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤ 0.0	$\geq 6(0.5)$	0.020	0.04	0.2	0.005	0.020	0.04
≥ 0.5	$\leq 3(0.25)$	0.020	0.03	0.2	0.005	0.020	0.03
≥ 0.5	$\geq 6(0.5)$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02

注：1 f'_{ce} 采用英制单位 lb/in², () 内为国际单位 MPa 换算。

2 表中中间值应该通过线性插值来确定。

3 f'_{ce} 为混凝土抗压强度期望值，若按标准值进行验算，对应中国规范可取 $f'_{ce} = f_{ck}$ ， f_{ck} 为中国规范混凝土抗压强度标准值； ρ 为纵向受拉钢筋配筋率， ρ' 为纵向受压钢筋配筋率， ρ_b 为平衡配筋率，对应混凝土受压破坏时钢筋恰好发生屈服时的配筋率，对于中国规范可取 $\rho_b = \alpha_1 \xi_b f_{ck} / f_y$ ； V 为截面剪力； b 为梁宽， h_0 为梁截面有效高度。

4 塑性铰区域内箍筋间距不大于 $h_0/3$ ，且对于中等和高延性要求的梁，箍筋抗剪承载力不小于设计剪力的 3/4。

表 6 柱力-变形关系曲线模型参数及性能水准指标（弯曲破坏）

模型参数	可接受准则 (rad)		
塑性转角 a, b (rad)，残余强度比 c	性能水准		
	IO	LS	CP
$a = (0.042 - 0.043 \frac{N_c}{A_g f'_{ce}} + 0.63 \rho_t - 0.023 \frac{V_{yE}}{V_{colOE}}) \geq 0.0$ [注 1]	0.15a ≤ 0.005	0.5b	0.7b
$\frac{N_c}{A_g f'_{ce}} \leq 0.5, b = \frac{0.5}{5 + \frac{N_c}{0.8 A_g f'_{ce}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{ce}}{f_{yt}}} - 0.01 \geq a$ [注 2] $\frac{N_c}{A_g f'_{ce}} = 0.7, b = 0$			
$c = 0.24 - 0.4 \frac{N_c}{A_g f'_{ce}} \geq 0.0$			

注：1 ρ_t 为抗剪配箍率， $\rho_t = A_{sv} / b_w s$ ， b_w 为柱宽， s 为箍筋间距，

$0.0005 < \rho_t \leq 0.0175$ ； V_{yE} 为柱抗弯屈服对应的剪力， V_{colOE} 为柱抗剪承载力，

$V_{yE} / V_{colOE} > 0.2$ 。

2 N_c 为柱轴力， A_g 为柱截面面积， $N_c / A_g f'_{ce} \geq 0.1$ ，当 $0.7 > N_c / A_g f'_{ce} > 0.5$ 时， b 值线性插值，且 $b > a$ ， f_{yt} 为箍筋的屈服强度。

3 对于钢筋混凝土圆柱：

$$a = (0.06 - 0.06 \frac{N_c}{A_g f'_{ce}} + 1.3 \rho_t - 0.037 \frac{V_{yE}}{V_{colOE}}), b = \frac{0.65}{5 + \frac{N_c}{0.8 A_g f'_{ce}} \frac{1}{\rho_t} \frac{f'_{ce}}{f_{yt}}} - 0.01$$

4 按 ACI318 规定设置符合抗震构造要求的箍筋。

表 7 剪力墙力-变形关系曲线模型参数及性能水准指标（弯曲破坏）

$\frac{(A_s - A'_s)f_y + P}{b_w h_w f_{cE}}$	$\frac{V}{b_w h_w \sqrt{f_{cE}}}$ [注 1]	模型参数 [注 2]			可接受准则 [注 2] (rad)		
		塑性转角 (rad)		残余强度比	性能水准		
		a	b	c	IO	LS	CP
≤ 0.1	$\leq 4(0.33)$	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤ 0.1	$\geq 6(0.5)$	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥ 0.25	$\leq 4(0.33)$	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥ 0.25	$\geq 6(0.5)$	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010

注：1 f_{cE} 采用英制单位 lb/in², () 为国际单位 MPa 换算。

2 表中数值允许线性插值。

3 P 为剪力墙轴力； A_s 为纵向受拉钢筋面积； A'_s 为纵向受压钢筋面积； b_w 为墙厚； h_w 为墙肢长度； V 为截面剪力。

4 按 ACI318 规定设置边缘构件。

表 8 连梁力-变形关系曲线模型参数及性能水准指标（弯曲破坏）

斜向钢筋	$\frac{V}{b_b h_{b0} \sqrt{f_{cE}}}$ [注 1]	模型参数 [注 2]			可接受准则 [注 2] (rad)		
		塑性转角 (rad)		残余强度比	性能水准		
		a	b	c	IO	LS	CP
无	$\leq 3(0.25)$	0.025	0.05	0.75	0.010	0.025	0.050
无	$\geq 6(0.5)$	0.020	0.04	0.50	0.005	0.020	0.040
有	—	0.030	0.05	0.80	0.006	0.030	0.050

注：1 f_{cE} 采用英制单位 lb/in², () 内为国际单位 MPa 换算。

2 表中数值允许线性插值； b_b 为连梁宽度， h_{b0} 为截面有效高度。

3 箍筋采用封闭箍，且全长加密，间距不大于 $h_{b0}/3$ ，且箍筋抗剪承载力不小于设计剪力的 3/4。

4 当连梁跨度 $< 8f_t$ (2400mm)，且底部钢筋连续伸入墙肢中，对于 LS 和 CP 性能水准，可接受准则允许翻倍。

表 9 钢梁力-变形关系曲线模型参数及性能水准指标（弯曲破坏）

构成/作用	模型参数			可接受准则 (rad)		
	塑性转角 (rad)		残余强度比	性能水准		
	a	b	c	IO	LS	CP
1. $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ 且 $\frac{h}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	90_y	110_y	0.6	0.25a	a	b
2. $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ 或 $\frac{h}{t_w} \geq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	40_y	60_y	0.2	0.25a	0.75a	a
3. 其他	腹板及翼缘处于 a、b 之间的采用线性插值，结果采用下限值					

表 10 钢柱力-变形关系曲线模型参数及性能水准指标（弯曲破坏）

构成/作用	模型参数			可接受准则（rad）		
	塑性转角 a,b（rad） 残余强度比 c			性能水准		
				IO	LS	CP
受压柱 ^[注 1,2]						
1. 对于 $\frac{P_G}{P_{ye}} < 0.2$ 当 $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ 且 $\frac{h}{t_w} \leq 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}\left(1-0.71\frac{P_G}{P_{ye}}\right)$ 对于 $\frac{P_G}{P_{ye}} \geq 0.2$ 当 $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.3\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ 且 $\frac{h}{t_w} \leq 0.77\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}\left(2.93-0\frac{P_G}{P_{ye}}\right) \leq 1.49\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$a = 0.8\left(1-\frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{2.2}\left(0.1\frac{L}{r_y}+0.8\frac{h}{t_w}\right)^{-1}-0.0035 \geq 0$ $b = 7.4\left(1-\frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{2.3}\left(0.5\frac{L}{r_y}+2.9\frac{h}{t_w}\right)^{-1}-0.006 \geq 0$ $c = 0.9-0.9\frac{P_G}{P_{ye}}$			0.5a	0.75b	b
2. 对于 $\frac{P_G}{P_{ye}} < 0.2$ ， 当 $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ 或 或 $\frac{h}{t_w} \geq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}\left(1-1.83\frac{P_G}{P_{ye}}\right)$ 对于 $\frac{P_G}{P_{ye}} \geq 0.2$ ， 当 $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ 或 $\frac{h}{t_w} \geq 1.12\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}\left(2.33-\frac{P_G}{P_{ye}}\right) \geq 1.49\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	$a = 1.2\left(1-\frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{1.2}\left(1.4\frac{L}{r_y}+0.1\frac{h}{t_w}+0.9\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-1}-0.0023$ $b = 2.5\left(1-\frac{P_G}{P_{ye}}\right)^{1.8}\left(0.1\frac{L}{r_y}+0.2\frac{h}{t_w}+2.7\frac{b_f}{2t_f}\right)^{-1}-0.0097$ $c = 0.5-0.5\frac{P_G}{P_{ye}}$			0.5a	0.75b	b
3. 其他	腹板及翼缘处于 a、b 之间的采用线性插值， 结果采用下限值					
受拉柱 ^[注 1,2]						
$ P_G /P_{ye} < 0.2$	90 _y	110 _y	0.6	0.25a	a	b
$ P_G /P_{ye} \geq 0.2$	a=13.5(1-5/3 P _G /P _{ye}) θ _y ≥0 b=16.5(1-5/3 P _G /P _{ye}) θ _y ≥0 c=0.6(1-5/3 P _G /P _{ye})+0.2≥0.2			0.25a	a	b

注：1 P_G 是重力荷载的引起的柱轴力；对于矩形截面柱，应将表中 $b_f/2t_f$ 、0.3 和 0.38 分别替换为 b/t 、0.55 和 1.12。

2 当模型参数 $a=0$ 或 $P_G/P_{ye}>0.6$ 时，柱应保持弯曲弹性。

3 P_{ye} —柱预期轴向屈服力，等于 $A_g F_{ye}$ （ A_g 为毛截面面积， F_{ye} 为预期屈服强度）。

表 11 节点域力-变形关系曲线模型参数及性能水准指标（剪切破坏）

构成/作用	建模参数			容许准则		
	塑性转角（弧度）		残余强度比	塑性转角（弧度）		
	a	b	c	功能等级		
				IO	LS	CP
$ P /P_{ye} < 0.4$	$12\gamma_y$	$12\gamma_y$	1.0	γ_y	$12\gamma_y$	$12\gamma_y$
$ P /P_{ye} \geq 0.4$	$20(1 - P /P_{ye}) \gamma_y$	$20(1 - P /P_{ye}) \gamma_y$	$5/3(1 - P /P_{ye})$	$5/3(1 - P /P_{ye}) \gamma_y$	$20(1 - P /P_{ye}) \gamma_y$	$20(1 - P /P_{ye}) \gamma_y$

表 12 耗能梁段力-变形关系曲线模型参数及性能水准指标（剪切或弯曲破坏）

对于 $ P /P_{ye} < 0.2$						
$1.e \leq 1.6M_{CE}/V_{CE}$ (剪切型)	0.15	0.17	0.8	0.005	0.14	0.16
$2.e \geq 2.6M_{CE}/V_{CE}$ (弯曲线型)	同梁和柱					
$3.1.6M_{CE}/V_{CE} < e < 2.6M_{CE}/V_{CE}$ (弯剪型)	取 1、2 项的线性插值					
对于 $ P /P_{ye} \geq 0.2$						
$1.e \leq 1.6M_{CE}/V_{CE}$ (剪切型)	$0.225(1 - 5/3 P /P_{ye}) \geq 0$	$0.225(1 - 5/3 P /P_{ye}) \geq 0$	$1.2(1 - 5/3 P /P_{ye}) \geq 0$	$0.0075(1 - 5/3 P /P_{ye}) \geq 0$	$0.21(1 - 5/3 P /P_{ye}) \geq 0$	$0.24(1 - 5/3 P /P_{ye}) \geq 0$
$2.e \geq 2.6M_{CE}/V_{CE}$ (弯曲线型)	同柱					
$3.1.6M_{CE}/V_{CE} < e < 2.6M_{CE}/V_{CE}$ (弯剪型)	取 1、2 项的线性插值					

表 13 钢板剪力墙力-变形关系曲线模型参数及性能水准指标（剪切破坏）

构成/作用	建模参数			容许准则		
	塑性转角（rad）		残余强度比	塑性转角（rad）		
	a	b	c	功能等级		
				IO	LS	CP
	$14\theta_y$	$16\theta_y$	0.7	$0.5\theta_y$	$13\theta_y$	$15\theta_y$

表 14 钢支撑力-变形关系曲线模型参数及性能水准指标（轴向破坏）

构成/作用	建模参数			容许准则		
	塑性转角（rad）		残余强度比	塑性转角（rad）		
	a	b	c	功能等级		
				IO	LS	CP
受压支撑（偏心支撑除外） ^[注 1,2]						
a. $KI/r \geq 4.2\sqrt{E/F_y}$						
1.宽翼缘 H 型钢、I 型钢、双角钢平面内、双槽钢平面内 ^[注 3]	0.5Δ _c	10Δ _c	0.3	0.5Δ _c	8Δ _c	10Δ _c
2.双角钢平面外、双槽钢平面外 ^[注 3]	0.5Δ _c	9Δ _c	0.3	0.5Δ _c	7Δ _c	9Δ _c
3.管截面	0.5Δ _c	9Δ _c	0.3	0.5Δ _c	7Δ _c	9Δ _c
4.单角钢	0.5Δ _c	12Δ _c	0.3	0.5Δ _c	9Δ _c	12Δ _c
b. $KI/r \leq 2.1\sqrt{E/F_y}$ ^[注 4]						
1.宽翼缘 H 型钢、I 型钢、双角钢平面内、双槽钢平面内 ^[注 3]	Δ _c	8Δ _c	0.5	0.5Δ _c	7Δ _c	8Δ _c
2.双角钢平面外、双槽钢平面外 ^[注 3]	Δ _c	7Δ _c	0.5	0.5Δ _c	6Δ _c	7Δ _c
3.方形钢管、圆形钢管	Δ _c	7Δ _c	0.5	0.5Δ _c	6Δ _c	7Δ _c
c. 其他	取 a 行和 b 行的线性插值					
受拉支撑（偏心支撑除外） ^[注 5-7]						
1.宽翼缘 H 型钢	10Δ _T	13Δ _T	0.6	0.5Δ _T	10Δ _T	13Δ _T
2.双角钢	9Δ _T	12Δ _T	0.6	0.5Δ _T	9Δ _T	12Δ _T
3.方形钢管	9Δ _T	11Δ _T	0.6	0.5Δ _T	8Δ _T	11Δ _T
4.圆形钢管	8Δ _T	9Δ _T	0.6	0.5Δ _T	7Δ _T	9Δ _T
5.单角钢	10Δ _T	11Δ _T	0.6	0.5Δ _T	8Δ _T	10Δ _T
受拉柱（偏心支撑除外） ^[注 5]						
	5Δ _T	7Δ _T	1.0	0.5Δ _T	6Δ _T	7Δ _T
屈曲约束支撑 ^[注 8-10]						
	13.3Δ _y	13.3Δ _y	1.0	3Δ _y	10Δ _y	13.3Δ _y

注：1 Δ_c 是在预期屈曲荷载下的轴向变形。

2 当支撑连接节点不满足 AISC 341 第 F2.6 节的要求时，表中 a、b 和容许准则的值应乘以 0.5。

3 当组合截面杆件间的连接构造不满足 AISC 341 第 F2.5b 节的要求时，表中

a 、 b 和容许准则值应乘以 0.5。

4 截面紧凑性（宽厚比）：建模参数和容许准则是基于 AISC 341 表 D.1.1 中支撑内填充混凝土或抗震紧凑型（高延性）支撑截面。当根据 AISC 360 表 B4.1 判断支撑截面为非紧凑截面时，容许准则的值应乘以 0.5。当截面的紧凑性介于非紧凑截面和紧凑性截面之间时，容许准则的值应取二者之间的线性插值。

5 Δ_T 是在预期受拉屈服强度下的轴向变形。

6 对于仅受拉的支撑，容许准则的值应除以 2.0，对于圆钢支撑，模型参数值应与受拉管相同，容许准则的值取表中受拉管的值除以 2.0。

7 当支撑连接不满足 AISC 341 第 F2.6 节的要求，容许准则（除 IO 外）应乘以 0.8。

8 Δ_y 为预期支撑强度下的轴向变形。

9 屈曲约束支撑芯材的最大应变不应超过 2.5%。

10 如果不满足 ASCE41-17 第 9.5.4.4.3 节的要求，表中的模型参数和容许准则应乘以 0.7。

5 荷载和地震作用

5.1 一般规定

5.1.2 复杂结构如高大空间结构、大悬挑结构、大跨度连体结构等施工过程中需要利用已完成施工的结构进行堆放、加工制作、运输等，设计时有必要考虑所带来的附加荷载和影响，进行施工阶段的构件承载力验算。塔楼相邻地下室顶板、高大空间结构下面楼层等宜考虑每平方米不少于 5kN 的施工荷载；考虑施工荷载组合的构件承载力验算时，施工荷载的分项系数可取 1.0。

5.2 风荷载与雪荷载

5.2.1 房屋高度大于 60m，即认为对风荷载比较敏感。

5.3 地震作用

5.3.1 特殊设防类（甲类）建筑要求进行建筑场地地震安全性评价，重点设防类（乙类）建筑没有此强制要求。重点设防类（乙类）建筑的业主可自行判断是否需要建筑场地地震安全性评价。

进行工程场地地震安全性评价的超限高层民用建筑工程，多遇地震下其值大于现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011、《中国地震动参数区划图》GB 18306 规范值时，采用地震安全性评价结果。设防地震、罕遇地震一般情况可依据规范值，当多遇地震安评值大于规范值较多（50%）时，宜按两者比值对设防地震、罕遇地震的规范值进行放大。

5.3.2 使用工程场地地震安全性评价报告时，应了解其是否已计入近场发震断裂的影响，若未计入，则应乘以近场效应增大系数。

5.3.4 单向水平地震作用考虑偶然偏心影响，可将各振型地震作用沿垂直于地震作用方向全部一次从质心位置平移 $\pm e_i$ 。对于方形及矩形平面， $e_i=5\%$ 相应边长；对其他形式平面，可取 $e_i=0.1732r_i$ ， r_i 为第 i 层楼层平面平行地震作用方向的回转半径。

7 度、8 度设防的结构中跨度分别大于 24、16m 的楼盖，以及跨度大于 8m 的转换结构，属于大跨度结构。7 度、8 度结构中跨度分别大于 4m、2m 悬臂，属于长悬臂结构。

时程分析的三向（二个水平和一个竖向）地震输入，其加速度最大值通常按 1（水平 1）：0.85（水平 2）：0.65（竖向）的比例调整。

采用振型分解反应谱法计算竖向地震作用时，其竖向地震影响系数可采用水平地震影响系数的 0.65 倍，特征周期可按设计第一组采用。

弹性动力时程分析的主要目的是为了发现在地震作用下结构或构件质量、刚度突变以及扭转引起的动力放大效应。结构时程分析的嵌固端应与反应谱分析一致。

5.3.6 罕遇地震反应谱曲线采用现行国家标准《建筑隔震设计标准》GB/T 1408 形式，该反应谱更能反映地震波的特性，为许多国家的规范所采用。

5.3.7 如果底部楼层剪力系数小于规定最小值太多，说明结构整体刚度偏弱或结构太重，应调整结构体系，增强结构刚度或减轻结构重量，而不能简单地采用增加楼层剪力系数的方法。

5.3.8 地震波的频谱特性取决于震源机制、传播介质和场地条件，可由地震影响系数表征。多组时程曲线的平均地震影响系数，应与振型分解反应谱法所采用的地震影响系数在统计意义上相符，若三向地震输入，在水平地震主方向上应满足以下条件：多组时程曲线的平均地震影响系数曲线与振型分解反应谱法所采用的地震影响系数相比，在对应于结构主要振型的周期点上相差不大于 20%；多组时程曲线在结构主方向的平均底部剪力不小于振型分解反应谱法计算结果的 80%，不大于 120%；每条地震曲线所得结构底部剪力不小于振型分解反应谱法计算结果的 65%，不大于 135%；采用 7 组地震曲线，至少有 2 条曲线所得的结构底部剪力大于振型分解反应谱法计算结果；采用 3 组地震曲线，至少有 1 条曲线所得的结构底部剪力大于振型分解反应谱法计算结果。

1 实际记录的加速度有效峰值应进行调整，使其与设计地震加速度相同，详下表 15。

2 有效持续时间是以 10%峰值的幅值算起到终点为 10%峰值的幅值结束的时长，不应小于结构基本周期的 5 倍和 15s。读取地震波的时间间距可取 0.01s 或 0.02s。

3 近年来，四川省内发生的历次地震中已记录到近 700 余条的地震时程，由于地震具有随机性，选用四川省内记录的地震时程验算省内超限高层民用建筑结构更有针对性。

表 15 三个水准的地震动参数

设防烈度		多遇地震		设防地震		罕遇地震	
		加速度最大值 (cm/s ²)	水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$	加速度最大值(cm/s ²)	水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$	加速度最大值 (cm/s ²)	水平地震影响系数最大值 $\alpha_{\max}$
6		18	0.04	50	0.12	125	0.28
7	0.10g	35	0.08	100	0.23	220	0.50
	0.15g	55	0.12	150	0.34	310	0.72
8	0.20g	70	0.16	200	0.45	400	0.90
	0.30g	110	0.24	300	0.68	510	1.20
9		140	0.32	400	0.90	620	1.40

6 计算分析和加强措施

6.1 一般规定

6.1.3 连体结构、大跨空间结构的整体振动性较差，特征值向量法会导致反应谱分析质量参与系数不足，采用与荷载相关的 Ritz 向量法可以弥补这一缺陷。

6.1.4 钢筋和混凝土的材料本构关系可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定采用。罕遇地震弹塑性分析时，热轧钢筋、钢材的极限拉应变可取 0.025。抗震构造等级一级、特一级的钢筋混凝土柱宜采用约束混凝土本构关系。

设防地震、罕遇地震弹塑性时程分析结果的合理性可通过对比相同地震水准下弹性时程分析结果、多遇地震振型分解反应谱法分析结果的基底剪力、层间位移角、顶点位移时程等，以宏观判定弹塑性分析结果的可信性。罕遇地震弹塑性分析结果的底部剪力与多遇地震振型分解反应谱法结果之比较小值宜大于 3.0，较大值可在 5.0 左右。

6.1.6 楼层荷载分布是影响结构整体稳定刚重比限值的重要因素，例如：大底盘高层建筑荷载集中在下部，刚重比小于 1.4 可以满足结构整体稳定要求；顶部悬挑高层建筑即使刚重比满足 1.4，其整体稳定可能无法保证。按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，特别是顶部悬挑高层建筑，现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的方法计算的结构等效抗侧刚度偏大，结构整体稳定存在隐患。因此，体型复杂高层建筑应根据楼层荷载实际分布确定刚重比限值，满足下列要求：弹性计算时结构的二阶效应，其内力、位移增量不应大于 10%，超过 5%时应计入二阶效应对结构设计的影响。

为进一步验证超高层建筑结构的稳定性，对其进行整体的线性屈曲分析和非线性屈曲分析，一般按以下指标进行控制：（1）整体结构的线性屈曲临界荷载系数大于 10；（2）整体结构考虑初始缺陷和几何非线性的屈曲临界荷载系数大于 5；（3）主要抗侧力构件的屈曲滞后于整体屈曲。

6.1.7 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。

采用壳单元模拟转角连梁会夸大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。

6.1.9 当施工方案与结构施工模拟计算分析不同时，应按施工方案重新计算复核。

6.1.10 当有地下室结构不满足顶板嵌固条件时，可以将上部结构计算模型嵌固部位下移至顶板下方的楼盖板或底板顶面部位，按带有部分或全部地下室结构的计算模型进行分析。但考虑到实际地下结构对上部结构的约束依然存在，首层结构依然相对薄弱，预期的地震破坏依然会出现在首层等底部楼层，故本条要求此情况下应进行包络设计。

6.1.12 当建筑中非承重墙体与主体结构既有刚性连接又有柔性连接时，可根据柔性连接所占比例按插值计算。

6.1.16 依据多道防线的概念设计，框架-剪力墙结构、框架-核心筒结构、钢框架-支撑结构、钢框架-延性墙板结构体系中，剪力墙、核心筒、支撑框架、带延性墙板框架是第一道防线，在强震下首先屈服，内力重分布使框架部分承担的地震剪力比例增大，大于多遇地震下按刚度分配的计算值比例，为保证框架部分在强震下具有一定的抗侧力能力储备，不致发生抗侧力构件全部屈服情况，需要对框架承担的剪力予以适当调整。超限高层民用建筑结构的调整宜根据超限程度采取更大的调整幅度。

框架-核心筒结构的外框刚度远小于内筒，承担的楼层地震剪力比例很小。如果外框承担的楼层地震剪力比例过小，说明其刚度过于软弱，二道防线能力不够，应进行结构布置调整。

6.1.18 控制剪力墙平均名义拉应力的目的是控制设防地震小偏心受拉情况下钢筋混凝土剪力墙墙肢裂缝开展宽度，以保证剪力墙具备相当的抗剪承载能力。资料表明，若控制型钢和钢筋的拉应力不超过 200Mpa，可使得混凝土裂缝宽度不超过 0.3mm，剪力墙能够继续承受剪力，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 16：

表 16 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	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
含钢率 (%)	2.5	3.2	3.8	4.5	5.0	5.7	6.3	6.9	7.5

注：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 3~3.5 左右为宜，如果混凝土强度较高时，可取大一些，但不建议超过 4.5，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。

小偏心受拉混凝土构件易开裂，在地震作用下拉压受力转换，构件承载能力衰退，应按抗震等级特一级进行设计。

6.1.20 过渡层指配筋介于上、下层之间，或型钢转钢筋时设置芯柱的处理措施，包括剪力墙边缘构件转变为构造边缘构件时，箍筋配置要求可低于约束边缘构件的要求，但应高于构造边缘构件的要求的情况。

6.1.21 相邻层竖向构件布置变化较大时，上下层间的竖向构件布置差异将引起较大的楼盖面内不平衡水平力，楼盖的面内刚度和抗剪承载力应予以加强。

6.1.24 转换层结构、连体结构、加强层结构等，其楼盖的楼板与梁、桁架弦杆等需要共同工作，传递水平力，若采用钢水平构件，其楼盖混凝土板应与钢构件有效连接，且不应采用开口型压型钢板混凝土楼盖。

6.2 高度超限和高宽比超限的结构

6.2.3 结构抗倾覆稳定性验算可不考虑竖向地震作用效应的影响。计算基础底面脱离区时，基础底面大小可按地上结构相关范围取用。

6.2.5 结构基本周期不宜超过 $0.4H^{0.5}$ ，不应超过 $0.45H^{0.5}$ 。超过时，宜调整结构布置，增加结构抗侧刚度。式中 H 为房屋高度。

6.2.10 屋顶小塔楼或构架容易因鞭梢效应放大内力，出现较为严重的破坏，且随着高度增加效应更加明显。因此，要求将屋顶小塔楼或构架相接竖向构件加强。

6.3 平面不规则的结构

6.3.4 楼盖平面长宽比较大可按《四川省抗震设防超限高层民用建筑工程界定

标准》DB51/T 5058 第 4.1.2 条判定：6、7 度时，平面的长宽比大于 6；8、9 度时，平面的长宽比大于 5。

6.3.5 若楼层最大层间位移角不大于规范限值的 40%时，位移比限值可放松至 1.6。

6.3.6 楼板缺失或局部开大洞引起长短柱共用，此时柱子除了计算长度不同外，应考虑设防地震、罕遇地震下短柱首先屈服后刚度退化，随后地震剪力转由长柱承担的可能。复核跃层柱的计算长度时，可采用线性屈曲分析结果中的临界荷载反求计算长度系数，当反算出的计算长度系数小于 1.0 时，则宜取 1.0。

6.4 带转换层、加强层和超长悬挑的结构

6.4.8 设置伸臂加强层后，采取一些措施可消除或减少其对结构、自身的不利影响：

1 伸臂加强层宜设置周边环带桁架，以减小外围框架剪力滞后及加强层上下楼板翘曲的影响。

2 加强层的刚度不宜过大，避免产生过大的内力突变。

3 可采取伸臂桁架斜腹杆延迟安装，混凝土实体梁（墙）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。

4 为保证加强层楼盖传递水平力的能力，必要时，加强层楼盖可设置水平支撑协同楼板传递水平力。水平支撑按不考虑楼板作用，其计算的罕遇地震下的拉应力应小于极限强度。

6.5 连体结构和立面开洞结构

6.5.4 连接体较薄弱时难以协调塔楼地震反应，连接体易损，为确保连体部分失效后两侧塔楼可以独立承担地震作用，不致发生严重破坏或倒塌，应补充分塔楼模型计算分析并按不利情况设计。

6.5.8 大跨度连接体通常采用钢桁架结构，在自重下，桁架下弦层楼盖产生较大拉力，可通过调整施工方式如先浇筑桁架上弦层楼板混凝土并完成面层荷载，最后浇筑下弦层楼板混凝土，从而减少自重对楼板产生的拉力。

6.5.10 立面开洞结构指开洞楼层数少于楼层总数的 30%，且开洞面积小于立面

面积 20%的结构，其开洞范围较小，结构整体性较好，与连体结构的动力特性有较大差别，可按整体结构计算分析。由于立面开大洞造成少量竖向构件间断而采取转换方式，计算分析和加强措施同转换结构。

6.6 多塔楼、竖向体型收进和带斜柱结构

6.6.4 竖向体型收进结构指结构上部楼层收进部位到室外地面的高度与房屋高度之比大于 0.2 时，水平尺寸小于相邻下部楼层相应尺寸的 75%的情况。当体型变化不大，但剪力墙收进较多（或墙转柱数量较多）时，可按竖向体型收进结构进行处理。

6.7 巨型结构

6.7.3 巨型结构高度一般远超 B 级高度限值，施工阶段的重力荷载作用，以及钢筋混凝土收缩徐变，将导致结构构件间的竖向变形差，在结构构件中产生附加内力。合理的组织核心筒、巨柱等构件的混凝土浇筑施工顺序、采取伸臂桁架后安装等施工措施，均可有效减少次结构的附加内力。

6.7.4 钢管混凝土巨柱分腔内混凝土设置钢筋笼，可有效改善混凝土的延性，减小腔内混凝土的收缩和徐变，并可提高钢管混凝土巨柱的耐火性能。

6.9 高层钢框架、钢框架-支撑、钢框架-延性墙板结构

6.9.2 抗震设计将结构分成塑性耗能区与非塑性耗能区。钢框架结构的塑性耗能区指除单层和顶层框架外的框架梁端，框架-中心支撑结构的塑性耗能区指成对设置的支撑和框架梁端，框架-偏心支撑结构指耗能梁段和框架梁端。关键构件、薄弱部位构件推迟进入塑性阶段，可进一步保证在预期罕遇地震下结构维持整体抗震性能。但关键构件并不是越多越好，关键构件过多时造成结构耗能能力的降低，反而对结构抗震不利，并且造成不必要的浪费。

6.9.5 一般结构的二阶效应系数可按下式计算：

$$\theta_i = \frac{1}{\lambda_{cr}} \quad (1)$$

式中： λ_{cr} 为整体结构最低阶弹性临界荷载与荷载设计值的比值， λ_{cr} 不应小于 5。

规则框架结构的二阶效应系数按下式确定：

$$\theta_i = \frac{\sum N_i \cdot \Delta u_i}{\sum H_{ki} \cdot h_i} \quad (2)$$

式中： $\sum N_i$ —所计算 i 楼层各柱轴心压力设计值之和（N）；

$\sum H_{ki}$ —产生层间侧移 Δu 的计算楼层及以上各层的水平力之和（N）；

Δu_i — $\sum H_{ki}$ 作用下按一阶弹性分析求得的计算楼层的层间侧移（mm）；

h_i —所计算 i 楼层的层高（mm）。

6.9.10 为减少竖向不平衡力引起的梁截面过大，可采用人字支撑和 V 形支撑竖向交替布置形成的跨层 X 形支撑、拉链柱或屈曲约束支撑。

6.9.11 消能梁段根据其屈服机制可分为剪切屈服型、弯曲屈服型和弯剪屈服型。采用剪切屈服型消能梁段的偏心支撑框架的刚度和承载力较大，延性和耗能性能较好。

6.9.12 钢框架-支撑筒结构中支撑筒由钢柱和斜撑组成，钢柱之间通过斜撑形成桁架，桁架与桁架之间通过钢连梁相连，钢连梁的受力和屈服机制与偏心支撑中消能梁段类似，其设计和构造可参考偏心支撑结构中消能梁段的相关计算和构造要求。

6.9.13 无加劲肋钢板剪力墙平面外刚度较弱，墙体稳定性和耗能能力较差，材料用量大，经济性也差，应优先采用加劲钢板剪力墙。原则上钢板剪力墙不宜承担竖向荷载，但在实际工程中，不可避免的要承受部分竖向荷载（如楼面活荷载等）的影响，对这一条应灵活理解，应采取措施避免钢板剪力墙承受过多的竖向荷载，如钢板墙后安装、竖向加劲肋在框架梁处断开等。设置钢板剪力墙的开间的框架梁和柱，不能因为钢板剪力墙承担了部分竖向荷载而减少截面。

6.10 大跨度空间结构

6.10.1 大跨度空间结构选型和布置应保证其地震效应能够有效地通过支座节点传递给下部结构或基础，且传递途径合理。根据抗震概念设计的基本原则，空间结构及其支承点的布置宜均匀对称，具有合理的刚度和承载力分布。同时下部支承结构设计也应充分考虑空间结构地震响应的特点，避免采用很不规则的结构布置而造成屋盖结构产生过大的地震扭转效应。

6.10.2 单向传力体系的抗震薄弱环节是垂直于主结构（桁架、拱、张弦梁）方向的水平地震力传递以及主结构的平面外稳定性，设置可靠的面外支撑是重要的抗震措施。在单榀立体桁架中，与屋面支撑同层的两（多）根主弦杆间也应加强联系。这一方面可提高桁架的平面外刚度，同时也使得纵向水平地震内力在同层主弦杆中分布均匀，避免薄弱区域的出现。当桁架支座采用下弦节点支承时，必须采取有效措施确保支座处桁架不发生平面外扭转，设置纵向桁架是一种有效的做法，同时还可保证纵向水平地震力的有效传递。

空间传力结构体系具有良好的整体性和空间受力特点，抗震性能优于单向传力体系。对于平面形状为矩形且三边支承一边开口的结构，可以通过在开口边局部增加层数来形成边桁架，以提高开口边的刚度和加强结构整体性。对于两向正交正放网架和双向张弦梁，平面内的水平刚度较弱。为保证结构的整体性及水平地震作用的有效传递与分配，应沿上弦周边网格设置封闭的水平支撑。当结构跨度较大或下弦周边支承时，下弦周边网格也应设置封闭的水平支撑。

6.10.3 结构类型与材料是影响结构阻尼比值的重要因素，根据经验，计算模型中材料仅含钢材或索元时，可分别取 0.02 和 0.01。

对设有混凝土结构支承体系的空间网格结构，阻尼比值可采用位能加权平均的方法，如下式计算：

$$\zeta = \frac{\sum_{s=1}^n \zeta_s W_s}{\sum_{s=1}^n W_s} \quad (3)$$

式中： ζ ——考虑支承体系与空间网格结构共同工作时，整体结构的阻尼比；

ζ_s ——第 s 个单元阻尼比。对钢构件取 0.02，对混凝土构件取 0.05；

n ——整体结构的单元数；

W_s ——第 s 个单元的位能。

梁元位能为：

$$W_s = \frac{L_s}{6(EI)_s} (M_{as}^2 + M_{bs}^2 - M_{as}M_{bs}) \quad (4)$$

杆元位能为：

$$W_s = \frac{N_s^2 L_s}{2(EA)_s} \quad (5)$$

式中： L_s 、 $(EI)_s$ 、 $(EA)_s$ ——分别为第 s 杆的计算长度、抗弯刚度和抗拉刚度；

M_{as} 、 M_{bs} 、 N_s ——分别取第 s 杆两端在重力荷载代表值作用下的静弯矩和静轴力。

6.10.8 大跨空间结构关键构件，指发生破坏将导致结构整体或大范围垮塌的构件，如支承构件（含节点）、支座附近构件（至少一个网格）、悬挑结构根部附近构件等。

6.10.20 隔震层以上的屋盖结构设置承受水平拉力的构件，可减少竖向荷载引起的支座水平推力。

6.12 地下室和基础

6.12.4 考虑设防地震、罕遇地震发生概率远小于多遇地震，除淤泥、淤泥质土、松散的砂外，地基抗震承载力调整系数按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的表 4.2.3 取值乘以增大系数 1.15 和 1.25 左右。

6.12.8 地下室埋置深度不够指地下室部分外露，常见于坡地建筑。地下室顶板作为嵌固部位时，出现地下室埋置深度不够的范围不宜过大，同时不应出现基础露出室外地面的情况。

当嵌固端以下存在夹层时，其刚度宜按等效刚度确定，等效刚度按图 2 进行计算，按现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 附录 E 取等效剪切刚度。

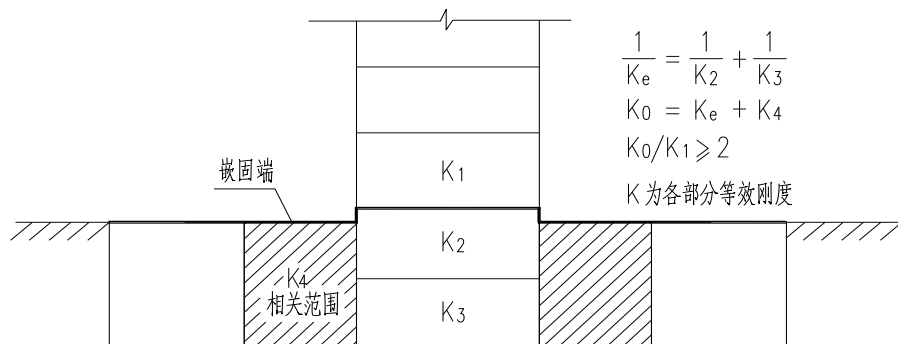


图 2 嵌固等效刚度计算示意