



CECS xxxxx-xxxx

中国工程建设协会标准

建筑工程抗震性能化设计通则

General rule for performance-based seismic design of
buildings

中国 xxxx 出版社

中国工程建设协会标准

202X 年 X 月

建筑工程抗震性态设计通则

General rule for performance-based seismic design of buildings

CECS xxxxx-xxxx

主编单位：中国地震局工程力学研究所

批准部门：中国工程建设标准化协会

施行日期：202 x 年 x 月 x 日

中国 xxxx 出版社

202x 北 京

修订说明

本次修订系根据中国工程建设标准化协会《2017年第二批工程建设协会标准制订、修订计划》的通知（建标协字[2017]031号）的要求，由中国地震局工程力学研究所会同有关的设计、勘察、研究和教学单位对《建筑工程抗震性态设计通则》（CECE 160:2004）进行修订而成。

此次修订的主要内容包括两个方面，即，（1）根据《中国地震动参数区划图》GB 18306 - 2015和《2020中华人民共和国行政区划简册》以及民政部发布的2020年行政区划变更公报，修订《建筑工程抗震性态设计通则》（CECE 160:2004）附录A：我国主要城市抗震设防烈度、设计基本加速度、特征周期分区和地震危险性特征分区；（2）《建筑工程抗震性态设计通则》（CECE 160:2004）实施以来各方反馈的意见和建议，对部分条款进行文字性调整修订过程中广泛征求了各方面的意见，对具体修订内容进行了反复的讨论和修改，与相关标准进行协调，最后经审查定稿。

本次修订，共涉及4个附录和78条条文的修改，分为附录A、E、F、G和第4.1.1、4.2.2、4.2.3、4.2.9、4.2.8、4.2.10、4.3.2、5.3.1、5.3.2、5.3.3、5.3.4、5.4.5、6.2.2、6.3.3、6.5.1、7.2.2、7.3.3、8.1.2、8.3.3、9.1.4、9.1.7、9.1.9、9.2.3、9.2.4、9.3.1、9.3.4、9.4.1-10、9.5.4、10.1.3、10.1.4、10.1.6、10.1.7、10.1.11、10.1.12、10.2.9、10.2.10、10.3.1、10.3.12、10.3.18、10.4.1-10.4.9、11.1.3、11.1.4、11.1.5、11.1.10、11.2.5、11.2.7、11.3.13、11.1.10、11.3.14、11.3.17、11.3.18、11.4.2、11.4.5、11.4.10、11.5.4、11.5.6-11.5.11条，增加了第12章可恢复功能防震混凝土结构。

本次修订的主编单位：中国地震局工程力学研究所

本次修订的参编单位：哈尔滨工业大学，中国建筑科学研究院工程抗震研究所，同济大学，清华大学，广州大学，中国建筑西南设计研究院有限公司，华诚博远工程技术集团有限公司

本规范主要起草人员：谢礼立 张令心 郑文忠 翟长海 罗开海 胡进军

吕西林 袁晓铭 王立军 戴君武 纪晓东 谭平

周颖 公茂盛 冯远 王涛 曲哲 林旭川

本规范主要审查人员：

前言

根据住房和城乡建设部《中国工程建设标准化协会文件》(建标协字〔2017〕0131号)要求,规范编制组经广泛调查研究,认真总结工程实践经验,参考有关国际标准和国内标准,由中国地震局工程力学研究所会同有关的设计、勘察、研究和教学单位对《建筑工程抗震性态设计通则》(CECE 160:2004)进行修订而成。

修订规程中,编制组总结了汶川、芦山、鲁甸等地震的震害经验,对设防烈度进行了调整,增加了可恢复功能防震混凝土结构,采纳了地震工程的新科研成果,并在全国范围内广泛征集了有关设计、勘察、科研、教学单位以及抗震管理部门的意见,经反复讨论、修改、充实,最后经审查定稿。

本次修订后共13章8个附录。除了保持2004年的规定之外,主要修订的内容是:1)调整了部分城市抗震设防烈度、设计基本加速度、特征周期分区和地震危险性特征分区。2)修订了建筑使用功能类别的相关条文,增补了断裂影响和山区建筑的专门规定,补充了机电设备的抗震基本要求,细化了填充墙不利影响的相关要求。3)采用平均剪切波速替代等效剪切波速进行场地类别划分;取消了工程结构设计谱最低值的要求;增补了考虑可液化场地对长周期工程结构设计反应谱影响的规定;增补了考虑主余震效应及近断层效应的工程结构设计谱修正系数;推荐了基于地震动破坏强度排序的设计地震动时程。4)提出了基于标准贯入、剪切波速和静力触探试验的砂土液化判别新公式;增补了砾性土液化初判条件以及基于动力触探和剪切波速试验的液化判别公式;增补了土层液化概率计算公式并用于地基液化指数计算和抗液化工程对策。5)取消了原有条文关于考虑两个振型影响的底部剪力法,给出了考虑基本振型的基于中震计算的底部剪力法;增加了振型分解反应谱法中利用总有效振型质量控制计算振型数的条文;增加了抗震验算关于楼层最低剪力的规定。6)增加强柱弱梁计算的免责条款;针对不同结构抗震设计类别,增加钢框架梁柱节点域设计方法。7)调整了强柱系数取值;调整了框架结构的底层柱下端弯矩设计值增大系数取值;调整了框架梁和抗震墙中连梁的剪力设计值增大系数取值;调整了框架柱和框支柱剪力设计值增大系数取值;强化了角柱弯矩和剪力设计值的取值;调

整了抗震墙底部加强部位剪力设计值增大系数的取值。8) 增加了组合剪力墙设计规定，修订了组合结构最大适用高度，修订了型钢和钢管混凝土构件抗震措施规定。9) 新增了底部框架-抗震墙砌体结构的相关条文。10) 新增了消能减震设计的相关内容，规定了隔减震建筑适用高度，以及隔减震装置性能目标。11) 增加了“可恢复功能防震混凝土结构”一章，将可恢复功能防震混凝土结构的最新成果纳入条文，包括一般规定、设防目标、结构设计与计算方法，以及自复位支撑-摇摆框架结构和自复位防震墙结构的设计方法。12) 增加了与现行《建筑抗震设计规范》GB50011、《非结构构件抗震设计规范》JGJ339-2015 的内容衔接；调整了采用等效侧力法计算非结构部件地震作用的计算公式；增加了采用时程分析及楼板反应谱分析确定非结构部件地震作用力和位移的计算方法。

本标准由中国工程建设标准化协会工程抗震专业委员会归口管理，中国地震局工程力学研究所负责具体技术内容的解释。执行过程中，如有意见和建议，请寄送至以下单位：中国地震局工程力学研究所(哈尔滨市南岗区学府路29号，邮编：150080)。

本次修订的主编单位： 中国地震局工程力学研究所

本次修订的参编单位： 哈尔滨工业大学，中国建筑科学研究院工程抗震研究所，同济大学，清华大学，广州大学，中国建筑西南设计研究院有限公司，华诚博远工程技术集团有限公司

本规范主要起草人员： 谢礼立 张令心 郑文忠 翟长海 罗开海 胡进军

吕西林 袁晓铭 王立军 戴君武 纪晓东 谭平

周颖 公茂盛 冯远 王涛 曲哲 林旭川

主要审查人：

目次

1 总则	1
2 术语和符号.....	2
2.1 术语.....	2
2.2 符号.....	2
3 抗震设计基本要求.....	5
3.1 抗震设防.....	5
3.2 场地影响和地基基础.....	6
3.3 结构体系.....	7
3.4 非结构部件.....	8
3.5 材料与施工.....	9
3.6 隔震与消能减震建筑.....	9
3.7 质量控制.....	9
3.8 强震观测系统.....	10
4 场地类别评定和地震影响系数.....	11
4.1 场地分类.....	11
4.2 建筑场地地震影响系数.....	12
4.3 地震加速度时程.....	15
5 地基基础.....	17
5.1 一般规定.....	17
5.2 天然地基基础.....	17
5.3 液化和软弱土层地基.....	18
5.4 桩基础.....	22
6 地震作用和结构抗震验算.....	24
6.1 一般规定.....	24
6.2 水平地震作用计算的底部剪力法.....	27
6.3 水平地震作用计算的振型分解反应谱法.....	28
6.4 竖向地震作用的计算.....	30
6.5 建筑结构抗震验算.....	31
7 钢结构.....	35
7.1 一般规定.....	35
7.2 钢结构构件.....	36
7.3 钢结构节点.....	38
7.4 钢结构的抗震构造.....	40
7.5 质量控制.....	42
8 钢筋混凝土结构.....	44
8.1 一般规定.....	44
8.2 钢筋混凝土结构的抗震设计类别.....	45
8.3 钢筋混凝土结构的承载力.....	46
8.4 钢筋混凝土结构的抗震构造.....	48
8.5 装配式钢筋混凝土结构.....	50
8.6 质量控制.....	51
9 钢-混凝土组合结构	52

9.1 一般规定.....	52
9.2 型钢混凝土构件.....	53
9.3 钢管混凝土构件.....	54
9.4 钢-混凝土组合剪力墙	55
9.5 连接设计.....	58
9.6 组合结构.....	58
9.7 质量控制.....	59
10 砌体结构.....	60
10.1 一般规定.....	60
10.2 砌体结构抗震验算.....	63
10.3 砖和砌块砌体结构抗震构造措施.....	66
10.4 底部框架-抗震墙砌体结构抗震构造措施.....	71
10.5 质量控制.....	73
11 房屋隔震和消能减震设计	75
11.1 一般规定.....	75
11.2 房屋隔震计算要点.....	77
11.3 房屋消能减震计算要点.....	80
11.4 隔震和消能减震房屋构造措施和施工要点	84
11.5 隔震和消能减震装置的质量控制.....	86
12 可恢复功能防震混凝土结构.....	88
12.1 一般规定.....	88
12.2 地震设防目标.....	88
12.3 结构设计与计算方法.....	89
12.4 自复位支撑-摇摆框架结构的设计方法	92
12.5 自复位剪力墙结构的设计方法.....	94
12.6 质量控制.....	98
13 非结构部件.....	99
13.1 一般规定.....	99
13.2 基本计算要求.....	100
13.3 基本抗震措施.....	102
13.4 建筑构件.....	103
13.5 机械和电气部件.....	106
13.6 质量控制.....	110
附录 A 我国主要城市抗震设防烈度、设计基本加速度、特征周期分区和地震危险性特征分区	112
附录 B 场地分类和场地特征周期 T_s (单位: s)	192
附录 C 土层剪切波速的确定	194
附录 D 场地反应谱的阻尼修正.....	195
附表 E 推荐的强震动加速度记录	196
附表 F 剪切波速液化判别方法.....	197
附录 G 静力触探液化判别方法.....	199
附表 H 叠层橡胶隔震支座的等效失稳临界应力 σ_{cr} (MPa)	200

Contents

1	General provisions	1
2	Terms and Symbols.....	2
2.1	Terms	2
2.2	Symbols.....	2
3	Basic Requirements of Seismic Design	5
3.1	Seismic Requirements.....	5
3.2	Site Effect and Foundations	6
3.3	Structural System	7
3.4	Nonstructural Components.....	8
3.5	Materials and Construction	9
3.6	Isolation and Energy-Dissipation Buildings	9
3.7	Quality Control	9
3.8	Strong Motion Observation System	10
4	Site Category Evaluation and Seismic Influence Factor	11
4.1	Site Classification	11
4.2	Seismic Influence Factor of Construction Site.....	12
4.3	Time History of Earthquake Acceleration	15
5	Soils and Foundation.....	17
5.1	General.....	17
5.2	Foundations on Soil	17
5.3	Liquefaction and Soft Soils.....	18
5.4	Pile Foundations.....	22
6	Earthquake Action and Seismic Checking for Structures	24
6.1	General.....	24
6.2	Base Shear Method for Horizontal Earthquake Action.....	27
6.3	Mode-Superposition Response Spectrum Method for Horizontal Earthquake Action	28
6.4	Vertical Earthquake Action	30
6.5	Checking for Structural Seismic Design	31
7	Steel Structures	35
7.1	General.....	35
7.2	Steel Components	36
7.3	Steel Joints	38
7.4	Details of Seismic Design for Steel Structures	40
7.5	Quality Control	42
8	Reinforcement Concrete Structures	44
8.1	General.....	44
8.2	Seismic Design Category of Reinforcement Concrete Structures.....	45
8.3	Bearing Capacity of Reinforcement Concrete Structures	46
8.4	Details for Reinforcement Concrete Structures	48
8.5	Precast Reinforced Concrete Structures	50
8.6	Quality Control	51
9	Steel-Concrete Composite Structures.....	52

9.1 General.....	52
9.2 Steel Reinforced Concrete Components	53
9.3 Concrete Filled Steel Tubular Components	54
9.4 Steel-Concrete Composite Shear Wall.....	55
9.5 Joint Design	58
9.6 Composite Structures	58
9.7 Quality Control	59
10 Masonry Structures	60
10.1 General.....	60
10.2 Checking for Masonry Structural Seismic Design.....	63
10.3 Details for Bricks and Concrete Block Structures.....	66
10.4 Details for Masonry Structures with R.C. Frames on Ground Floors.....	71
10.5 Quality Control	73
11 Seismically Isolated and Energy-Dissipated Buildings	75
11.1 General.....	75
11.2 Calculation Main Points of Seismically Isolated Buildings.....	77
11.3 Calculation Main Points of Energy-Dissipated Buildings	80
11.4 Details and Construction Main Points for Seismically Isolated and Energy-Dissipated Buildings.....	84
11.5 Quality Control for Seismically Isolated and Energy-Dissipated Devices.....	86
12 Earthquake Resilient Concrete Structures.....	88
12.1 General.....	88
12.2 Seismic Precautionary Target	88
12.3 Structural Design and Calculation Methods.....	89
12.4 Design Methods for Self-centering Braced Rocking Frame	92
12.5 Design Methods for Self-centering Shear Walls.....	94
12.6 Quality Control	98
13 Nonstructural Components.....	99
13.1 General.....	99
13.2 Basic Calculation Requirements	100
13.3 Details for Basic Seismic Design.....	102
13.4 Building Components	103
13.5 Mechanical and Electrical Components.....	106
13.6 Quality Control	110
Appendix A Seismic Intensity, Basic Design Accelerations, Zonation of Site Characteristic Period and Seismic Risk.....	112
Appendix B Site Classification and Characteristic Period T_s (Unit: s)	192
Appendix C Determination of Shear Wave Velocity of Soil Layer.....	194
Appendix D Damping Correction of Site Response Spectrum	195
Appendix E Recommended Acceleration Records of Strong Ground Motions.....	196
Appendix F Liquefaction Evaluation Method based on Shear Wave Velocity.....	197
Appendix G Liquefaction Evaluation Method Based on Static Penetration.....	199
Appendix H Equivalent Instability Critical Stress of Laminated Rubber Isolation Bearings σ_{cr} (MPa)	200

1 总则

1.0.1 为贯彻执行国家有关建筑工程、防灾减灾的法律法规，实行预防为主方针，使建筑工程经抗震性能设计后能达到减轻地震破坏、避免人员伤亡、减少经济损失的目的，制定本通则。

按本通则进行抗震设计的建筑结构，当遭受本地区多遇地震、设防地震或罕遇地震的影响时，应能按设计要求实现其预定的功能目标。

1.0.2 本通则适用于抗震设防烈度6~9度地区建筑工程的抗震性能设计及其质量控制。桥梁、水工等其他土木工程结构进行抗震性能设计时，可参考使用。

注：无人居住的临时建筑可不遵守本通则的规定。

1.0.3 新建和改、扩建建筑工程进行抗震性能设计时，应符合下列要求：

- 1 新建建筑应符合本通则的全部要求。
- 2 既有建筑的扩建部分，当采用单独结构单元时，应符合本通则对新建建筑的规定。
- 3 当既有建筑的改、扩建部分与原结构不独立时，应同时符合下列要求：
 - 1) 改、扩建部分，应符合本通则的全部要求；
 - 2) 改、扩建后，原结构构件的抗震承载能力应符合本通则的有关规定；
 - 3) 改、扩建不应导致原结构构件抗震能力的降低。
- 4 当建筑的用途改变时，应符合相应建筑使用功能类别的抗震要求。

1.0.4 按本通则进行抗震性能设计的建筑工程，尚应符合国家现行相关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 抗震设防烈度 seismic precautionary intensity

按国家规定的权限批准作为一个地区抗震设防依据的地震烈度。

2.1.2 地震作用 earthquake action

由地震动引起的在结构及其地基上的动态作用，包括水平地震作用和竖向地震作用。

2.1.3 设计地震动参数 design parameters of ground motion

抗震设计采用的地震加速度（速度、位移）时程曲线、加速度设计谱和峰值加速度。

2.1.4 抗震性能水平 seismic performance levels

对所设计的建筑物，针对可能会遇到设计地震作用规定的最低性能要求和容许的最大破坏（如变形）。

2.1.5 抗震设计类别 category of seismic design

根据设计地震动参数和建筑使用功能，对建筑抗震设计标准所作的分组。

2.1.6 抗震建筑重要性分类 classification of importance for aseismic buildings

建筑抗震设计中，根据建筑遭遇地震后可能产生的后果对社会、政治、经济的影响程度及其在抗震救灾中的作用对建筑所作的分类。

2.1.7 设计基本地震加速度 design basic acceleration of ground motion

50年设计基准期内超越概率为10%的地震加速度设计取值。

2.1.8 场地 site

工程结构所在地。大体相当于一个厂区、居民点或自然村的范围，同一类场地应具有相似的设计谱特征。

2.1.9 场地设计谱 site dependent design spectrum

抗震设计中采用的设计地震动参数之一，根据不同场地类别的大量自由地表地震加速度记录的5%阻尼比绝对加速度反应谱，经统计、平滑化和归一化后形成的谱。

2.1.10 设计特征周期 design characteristic period of ground motion

场地设计谱下降段起始点所对应的周期值，其数值受地震震级、震中距、场地类别等因素的影响。

2.2 符号

2.2.1 地震和地震动

I ——地震烈度；

M ——地震震级；

T_g ——特征周期；

A ——地震加速度；

G ——重力加速度；
 V ——土层剪切波速度；
 β ——场地设计谱

2.2.2 作用和作用效应

F ——结构地震作用；
 G ——结构重力荷载；
 S_E ——地震作用效应；
 M ——弯矩；
 M_{ov} ——倾覆力矩；
 V ——剪力；
 N ——轴向力；
 S ——地震作用效应与其他荷载效应的基本组合；
 T ——扭矩；
 σ ——正应力；
 τ ——剪应力；
 ε ——正应变；
 γ ——剪应变；
 μ ——侧移。

2.2.3 材料性能和结构抗力

f ——材料强度（包括地基承载力）；
 m ——质量；
 ρ ——质量密度；
 γ ——重力密度；
 E ——弹性模量；
 G ——剪切模量；
 K ——结构（构件）的刚度；
 R ——结构构件承载力。

注：对作用和材料强度的标准值，尚应加下标 k 。

2.2.4 几何参数

A ——构件截面面积；
 A_n ——构件净截面面积；
 A_s ——钢筋截面面积；
 b ——构件截面宽度；
 d ——土层深度或厚度，钢筋直径；
 h ——计算楼层层高，构件截面高度；

l ——构件长度或跨度；
 t ——抗震墙厚度，楼板宽度；
 B ——结构总宽度；
 H ——结构总高度，柱高度；
 I ——截面惯性矩；
 L ——结构总长度；
 W ——截面模量；
 W_p ——截面塑性模量。

2.2.5 计算系数

α ——水平地震影响系数；
 $\alpha_{\max}$ ——水平地震影响系数最大值；
 $\alpha_{v\max}$ ——竖向地震影响系数最大值；
 γ_0 ——结构重要性系数

2.2.6 其他

i, j, m ——序数；
 n ——总数，如楼层数，墙体数等；
 $P(\cdot)$ ——事件 $(\cdot)$ 的概率；
 N ——贯入锤击数；
 T ——结构自振周期；
 X_{ji} ——位移振型坐标（ j 振型 i 质点的 x 方向相对位移）；
 Y_{ji} ——位移振型坐标（ j 振型 i 质点的 y 方向相对位移）；
 ω ——结构自振圆频率。

3 抗震设计基本要求

3.1 抗震设防

3.1.1 建筑工程应按本节要求确定设计地震动参数、建筑物抗震设计类别和重要性类别，以明确其抗震设防的水平。

3.1.2 建筑工程的设计地震动参数应按下列方法确定：

1 建筑工程的设计地震动参数应根据设计基本地震加速度（或相应的抗震设防烈度）、地震危险性特征分区、建筑重要性类别按照按本通则第4章规定确定。

2 设计基本地震加速度应根据建筑所在地按照 GB18306《中国地震动参数区划图》的规定确定。

3 对作过地震动安全性评价的建筑工程，可按经批准的地震动安全性评价报告确定设计基本地震加速度，不得低于本条第2款的规定。

4 当建筑工程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，应考虑不利地段对设计地震动参数的放大作用。放大系数应根据不利地段的具体情况确定，其数值不得小于1.1，但不必超过1.6。

3.1.3 建筑使用功能的分类应符合下列要求：

1 建筑应根据其使用功能分为四个类别：

- 1) IV类，地震时或地震后使用功能不能中断或存放大量危险物品或有毒物品的建筑，一旦因地震破坏而导致物品的释放和外逸将会给公众造成不可接受的危害。这些物品包括有毒的气体、爆炸物、放射性物品等。放有少量危险物品的实验室不列入此类。
- 2) III类，地震后使用功能必须在短期内恢复的或对震后运行起关键作用的建筑或人口稠密的建筑场所，如医院、学校、消防站、警察局、通讯中心、应急控制中心、救灾中心、发电厂、自来水厂、体育馆、大型影剧院、会议中心等。有些放有危险物品的设施，如果它们的外释范围可以得到有效控制而且对公众的危害不大，也列入III类，如炼油厂、芯片制造基地等。
- 3) II类，除了IV类、III类和I类以外的建筑均属此类。
- 4) I类，地震时破坏不危及人的生命和不造成严重财产损失的建筑，如一般仓库等。

2 不同使用功能类别的建筑在各级地震动水平下的最低抗震性态要求应按表 3.1.3 采用。

3 当建筑有多种用途时，应取其最高的使用功能类别进行设计。

表 3.1.3 各级地震动水平下的最低抗震性态要求

地震动水平	建筑使用功能类别			
	I	II	III	IV
多遇地震 (T_M 年超越概率 63%)	基本运行	充分运行	充分运行	充分运行
设防地震 (T_M 年超越概率 10%)	生命安全	基本运行	运行	充分运行

续表 3.1.3 各级地震动水平下的最低抗震性态要求

罕遇地震 (T_M 年超越概率 5%)	接近倒塌	生命安全	基本运行	运行

- 注：
- 1 表中 T_M 是由建筑重要性类别规定的年限，根据这个年限和给定的超越概率可确定相应重要性类别的设计地震动参数。对重要性类别为丙类的建筑，取 $T_M=50$ 年；乙类的建筑，取 $T_M=100$ 年；甲类的建筑，取 $T_M=200$ 年。
 - 2 充分运行指建筑和设备的功能在地震时或震后能继续保持，结构构件与非结构构件可能有轻微的破坏，但建筑结构完好。
 - 3 运行指建筑基本功能可继续保持，一些次要的构件可能轻微破坏，但建筑结构基本完好。
 - 4 基本运行指建筑的基本功能不受影响，结构的关键和重要部件以及室内物品未遭破坏，结构可能损坏，但经一般修理或不需修理仍可继续使用。
 - 5 生命安全指建筑的基本功能受到影响，主体结构有较重破坏但不影响承重，非结构部件可能坠落，但不致伤人，生命安全能得到保障。
 - 6 接近倒塌指建筑的基本功能不复存在，主体结构有严重破坏，但不致倒塌。

3.1.4 建筑的抗震设计类别，应根据设计地震动参数大小和建筑使用功能类别的要求，按表 3.1.4 确定。

表 3.1.4 抗震设计类别

设计地震加速度值 A (g) (T_M 年超于概率 10%)	建筑使用功能分类			
	I	II	III	IV
$A \leq 0.05$	A	A	A	B
$0.05 < A \leq 0.10$	A	B	B	C
$0.10 < A \leq 0.20$	A	C	C	D
$0.20 < A \leq 0.30$	B	C	D	E
$0.30 < A \leq 0.40$	B	D	E	E

- 注：
- 1 $A > 0.40g$ 的情况应作专门研究；
 - 2 抗震设计类别 E 为最高的抗震设计标准；抗震设计类别的应用，在以后相应章节具体规定。

3.1.5 抗震建筑重要性的分类，应根据建筑物对社会、政治、经济和文化影响的重要性分为甲、乙、丙、丁四个类别。具体分类应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB50223 和其他有关规定执行。

3.2 场地影响和地基基础

3.2.1 场地应按对建筑抗震的影响，划分为有利、一般、不利和危险地段，并应符合下列规定：

- 1 坚硬土或开阔、平坦、密实均匀的中硬土地段，应划为有利地段。
- 2 软弱土、液化土、条状突出的山咀，高耸孤立的山丘，陡坡、河岸和边坡边缘，平面上分布成因、岩性、状态明显不均匀的故河道、断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷及半填半挖地基等地段，应划为不利地段。
- 3 地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等，以及发震断裂带上可能发生地表位错的地段，应划为危险地段。
- 4 除上述三类地段外均为一般地段。

3.2.2 场地选择应符合下列规定

- 1 选择有利地段。
- 2 避开不利地段，当无法避开时，应采取适当的抗震措施。
- 3 不应在危险地段建造甲、乙、丙类建筑。当无法避开时，应对场地进行专门评估，并采取有效措施消除危险性后方可建造。

3.2.3 场地内存在发震断裂时，应对断裂的工程影响进行评价，并应符合下列要求：

- 1 对符合下列规定之一的情况，可忽略发震断裂错动对地面建筑的影响：
 - 1) 抗震设防烈度小于 8 度；
 - 2) 非全新世活动断裂；
 - 3) 抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，隐伏断裂的土层覆盖厚度分别大于 60m 和 90m。
- 2 对不符合本条 1 款规定的情况，应避开主断裂带。其避让距离不宜小于表 3.2.3 对发震断裂最小避让距离的规定。在避让距离的范围内确有需要建造分散的、低于三层的丙、丁类建筑时，应按提高一度采取抗震措施，并提高基础和上部结构的整体性，且不得跨越断层线。

表 3.2.3 发震断裂的最小避让距离(m)

烈度	建筑抗震设防类别			
	甲	乙	丙	丁
8	专门研究	200m	100m	—
9	专门研究	400m	200m	—

3.2.4 地基和基础设计应符合下列规定

- 1 地基含有软弱粘性土、液化土、新近填土或严重不均匀土层时，应根据地震时地基不均匀沉降和其他不利影响采取相应的措施。
- 2 同一结构单元不应设置在性质截然不同的地基土上。
- 3 同一结构单元应采用同一类型基础；当采用不同的基础类型或基础埋深显著不同时，应根据地震时各部分地基基础的沉降差异，在基础、上部结构的相关部位采取相应的措施。

3.2.5 山区建筑的场地和地基基础应符合下列要求：

- 1 山区建筑场地勘察应有边坡稳定性评价和防治方案应根据地质、地形条件和使用要求，因地制宜设置符合抗震设防要求的边坡工程。
- 2 边坡设计应符合现行国家标准《建筑边坡工程技术规范》GB 50330 的要求；其稳定性验算时，有关的摩擦角应按设防烈度的高低相应修正。
- 3 边坡附近的建筑基础应进行抗震稳定性设计。建筑基础与土质、强风化岩质边坡的边缘应留有足够的距离，其值应根据设防烈度的高低确定，并采取措施避免地震时地基基础破坏。

3.3 结构体系

3.3.1 结构体系应根据建筑的抗震设计类别、设计地震动参数、结构高度、场地、地基基础、材料和施工等因素，经技术经济综合比较后确定。

3.3.2 建筑的平面、立面布置应符合下列规定：

1 建筑的平面、立面布置宜规则、对称；平面和沿竖向的质量分布和刚度变化宜均匀，相邻层的层间刚度不宜突变，平面内宜减小刚度中心与质量中心间的偏心距，避免产生扭转。

2 相邻层的抗侧力结构或构件的承载力不宜突变，平面内同类抗侧力构件的承载力宜均匀。

3 不宜采用自重大的水平悬臂结构。

3.3.3 结构体系应符合下列要求：

1 应具有明确的计算简图和简捷、合理的地震作用传递路线；传递路线中的构件及节点不应发生脆性破坏。

2 应具备必要的承载力、良好的变形能力和耗能能力。

3 采用多道抗震防线，部分结构或构件的破坏不应导致整个体系丧失承载能力。

3.3.4 结构构件应符合下列规定：

1 砌体结构构件应按规定设置钢筋混凝土圈梁、构造柱和芯柱，或采用配筋砌体和组合砌体柱等。

2 混凝土结构构件应合理选择尺寸，配置纵向钢筋和箍筋，避免剪切破坏先于弯曲破坏、混凝土的压溃先于钢筋的屈服、钢筋锚固粘结的丧失先于构件破坏。

3 预应力混凝土的抗侧力构件，一般情况应采用有粘结的预应力筋，并应有足够的非预应力钢筋，以保证结构具有必要的耗能能力；对采用预应力的桁架下弦和悬臂大梁，还应考虑竖向地震对预应力构件的不利影响。

4 钢结构构件应合理选择尺寸，防止构件局部或整体失稳。

3.3.5 结构的连接应符合下列规定：

1 构件连接节点应有足够的整体牢固性和变形能力。

2 构件节点的承载力不应低于其连接构件的承载力。

3 预埋件的锚固承载力不应低于其连接构件的承载力。

4 装配式结构的连接应能保证结构的整体性。

5 预应力混凝土的预应力筋应在节点核心区外锚固。

6 应避免钢结构节点部位地震时产生裂缝。

3.3.6 对体型复杂的构筑物或建筑物及构筑物组联结构，应采取下列措施：

1 当设置防震缝时，宜将结构分成规则的结构单元。

2 当不设置防震缝时，宜对结构进行整体抗震计算；对薄弱部位，应采取提高抗震能力的措施。

3.4 非结构部件

3.4.1 非结构部件，包括建筑非结构部件和建筑附属机电设备、自身及其与结构主体的连接，应进行抗震设防。

3.4.2 附着于楼、屋面结构上的非结构部件，以及楼梯间的非承重墙体，应与主体结构有可

靠的连接或锚固，避免地震时倒塌伤人或砸坏重要设备。

3.4.3 幕墙、装饰贴面与主体结构应有可靠连接，避免地震时脱落伤人。

3.4.4 安装在建筑上的附属机械、电气设备系统的支座和连接，应符合地震时使用功能的要求，且不应导致相关部件的损坏。

3.4.5 进行结构规则性评价时，尚应计入填充墙和楼梯构件的刚度影响，避免填充墙或楼梯构件的不合理设置而导致主体结构的破坏：

1 考虑楼梯和填充墙平面不对称、不均匀布置导致的扭转效应，避免建筑平面扭转严重不规则。

2 避免填充墙竖向不均匀布置导致建筑侧向刚度严重不规则。

3 考虑框架与填充墙相互作用产生的局部不利影响，对可能产生短柱剪切破坏和节点破坏的部位应采取可靠的加强措施。

3.5 材料与施工

3.5.1 结构对材料和施工质量的特别要求，应在设计文件中注明。

3.5.2 结构的材料性能指标，应符合本通则各章的要求。

3.5.3 替代的材料和施工方法如经主管部门审定，对本通则所选的材料和施工方法进行变更是容许的，但应提供证据表明所建议的替代材料和方法能达到预期目的，至少在强度、耐久性和抗震性能上是等效的。

3.6 隔震与消能减震建筑

3.6.1 采用隔震与消能减震技术的建筑，应根据建筑抗震设计类别、设计地震动参数、场地条件、建筑工程方案和使用要求，并与非隔震或消能减震的结构体系进行技术经济可行性分析后确定。

3.6.2 隔震建筑内的所有结构及非结构部件均应采取适当措施，以适应隔震层在地震时可能产生的变形。

3.6.3 消能减震装置应与结构有可靠的连接，连接部件在罕遇地震作用下应具有足够的刚度、承载力和稳定性。

3.6.4 隔震与消能减震建筑中，宜采取便于隔震或消能部件检查和替换的措施。

3.6.5 隔震建筑应确保隔震器件在地震中不致丧失稳定性。

3.7 质量控制

3.7.1 建筑工程的抗震系统应进行质量控制：

3.7.2 质量控制计划的制订应符合下列要求：

1 设计单位对本通则第 3.7.1 条规定的抗震系统应制订质量控制计划，并提交给业主和工程质量监督机构。其内容应包括为确保施工符合质量控制要求所需进行的专门检查和专门试

验项目。

2 施工单位应在该计划实施之前向业主和工程质量监督机构提交书面说明，内容应包括：

- 1) 确认已经了解质量控制计划中所包含的要求；
- 2) 提出符合该质量控制计划的实施措施，并在内部公布；
- 3) 指定负责质量控制的人员及其职责。

3.7.3 业主应指定监理单位（或专职人员）根据质量控制计划对建筑工程抗震系统的施工情况进行监督和检查；监督抗震系统的专门检验项目是否已由具有资质的测试机构完成。专门检验项目包括：钢筋和预应力钢筋、结构混凝土、结构砌体、结构钢、机械和电器设备以及隔震结构的系统试验。

3.7.4 工程监理人员（或专职人员）应定期向工程质量监督机构、业主、制定质量控制计划的设计单位以及施工负责人呈送检查进展报告，施工单位必须及时处理各项质量问题。

3.7.5 工程竣工验收时，抗震系统应符合下列要求：

1 工程监理人员（或专职人员）应向业主和工程质量监督机构提交报告，证明所有检查过的工程确实已按质量控制计划完成。

2 施工单位应向业主和工程质量监督机构提交竣工报告，证明所有纳入抗震系统的工程均已确实按照质量控制计划规定的要求完成。

3.8 强震观测系统

3.8.1 设防烈度不低于 7 度或设计基本地震加速度值不低于 0.10g 的特别重要建筑（如通讯、电力枢纽或高度超过 160m 的大型公共建筑等），应设置强震观测系统，建筑设计应留有观测仪器和线路的位置。

4 场地类别评定和地震影响系数

4.1 场地分类

4.1.1 建筑场地，一般情况应以场地平均剪切波速和场地土覆盖层厚度为定量指标，进行综合评定，确定其类别。

4.1.2 场地的平均剪切波速应按下列公式计算：

$$v_{sm} = \frac{d_0}{t} \quad (4.1.2-1)$$

$$t = \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{d_i}{v_{si}} \right\} \quad (4.1.2-2)$$

式中： v_{sm} ——场地的平均剪切波速(m/s)；

d_0 ——场地评定用的计算深度(m)，取覆盖层厚度和 20m 两者的较小值；

n ——计算深度范围内土层的分层数；

t ——剪切波在地表与计算深度之间的传播时间(s)；

d_i ——计算深度范围内第*i*土层的厚度(m)；

v_{si} ——计算深度范围内第*i*土层的剪切波速(m/s)。

4.1.3 建筑场地的覆盖层厚度 d_{ov} 应按下列要求确定：

1 一般情况下，应按地面至剪切波速大于 500m/s 的坚硬土层顶面的距离确定。

2 剪切波速大于 500m/s 的孤石、透镜体，应视同周围土层。

3 当地面 5m 以下存在剪切波速大于相邻上层土剪切波速 2.5 倍的土层，且其下卧岩石的剪切波速均不小于 400m/s 时，可按地面至该土层顶面的距离确定。

4 土层中的火山岩硬夹层，应视为刚体，其厚度应从覆盖土层中扣除。

4.1.4 建筑场地的类别，应根据场地平均剪切波速和覆盖层厚度划分为四类。划分方法可选用下列方法之一：

1 根据表 4.1.4 确定场地类别

表 4.1.4 各类场地的波速和覆盖层厚度范围

平均剪切波速度 覆盖层 厚度 d_{ov} (m) v_{sm} (m/s)	$v_{sm} > 500$	$500 \geq v_{sm} > 250$	$250 \geq v_{sm} > 140$	$v_{sm} \leq 140$
$d_{ov} \leq 0.004 v_{sm} + 3$	I	I	I	I
$0.004 v_{sm} + 3 < d_{ov} < 0.14 v_{sm} + 15$	I	II	II	II
$0.14 v_{sm} + 15 \leq d_{ov} \leq 0.143 v_{sm} + 70$	I	II	III	III
$d_{ov} > 0.143 v_{sm} + 70$	I	II	III	IV

2 根据图 4.1.4 确定场地类别。

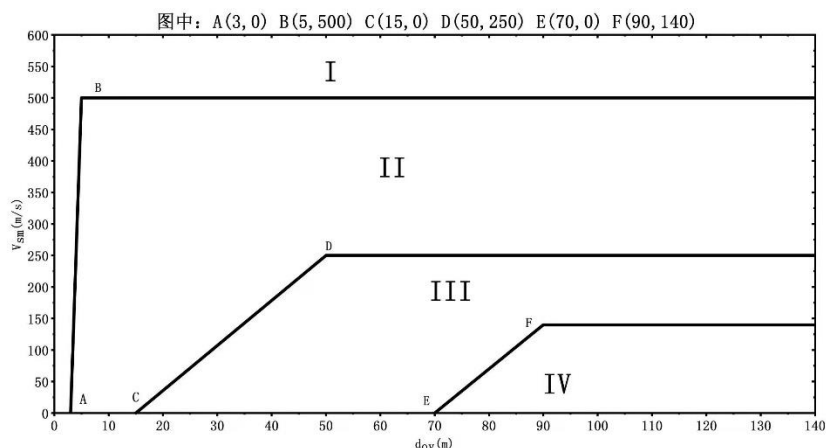


图 4.1.4 场地类别划分图

4.1.5 对于地震时可能发生滑坡、崩塌、泥石流、塌陷、地裂，并可能影响工程安全的场地，以及具有地震时可能发生液化、震陷的土层时，应进行专门评价。

4.2 建筑场地地震影响系数

4.2.1 建筑场地的地震影响系数应按下式确定：

$$\alpha = k\beta \quad (4.2.1-1)$$

$$K = A/g \quad (4.2.1-2)$$

式中： α ——地震影响系数；

K ——地震系数；

A ——设计地震加速度（g），按本通则第 4.2.2 条规定取值；

β ——场地设计反应谱放大系数，按本通则第 4.2.3 条规定确定。

4.2.2 各类建筑不同概率水准下的设计地震加速度 A ，应根据现行国家标准 GB18306《中国地震动参数区划图》规定的基本地震动峰值加速度 A_{10} ，以及建筑所在地的地震危险性特征按下列规定取值：

1 丙类建筑多遇、设防和罕遇地震下的设计地震加速度 A ，应分别按 50 年超越概率 63%、10%和 5%取值。一般可按表 4.2.2-1 的规定取值。

表 4.2.2-1 丙类建筑的建筑场地不同设防水准的 A 值

地震危险性特征分区	地震动参数分区	A_{10} (g)	设计地震加速度 A (g)		
			多遇地震	设防地震	罕遇地震
I 区	1	0.05	0.0053	0.05	0.0875
	2	0.10	0.0145	0.10	0.1619
	3	0.15	0.0261	0.15	0.2319
	4	0.20	0.0397	0.20	0.2993
	5	0.30	0.0715	0.30	0.4289
	6	0.40	0.1086	0.40	0.5535
II 区	1	0.05	0.0144	0.05	0.0705
	2	0.10	0.0342	0.10	0.1344
	3	0.15	0.0569	0.15	0.1960

续表 4.2.2-1 丙类建筑的建筑场地不同设防水准的 A 值

II 区	4	0.20	0.0815	0.20	0.2562
	5	0.30	0.1354	0.30	0.3737
	6	0.40	0.1941	0.40	0.4884
III 区	1	0.05	0.0278	0.05	0.0596
	2	0.10	0.0603	0.10	0.1163
	3	0.15	0.0949	0.15	0.1719
	4	0.20	0.1309	0.20	0.2669
	5	0.30	0.2061	0.30	0.3355
	6	0.40	0.2843	0.40	0.4428

2 甲类建筑多遇、设防和罕遇地震的设计地震加速度 A ，应分别按 200 年超越概率 63%、10%和 5%取值。一般可按表 4.2.2-2 的规定取值。

3 乙类建筑的多遇、设防和罕遇地震的设计地震加速度 A ，应分别按 100 年超越概率 63%、10%和 5%取值。一般可按表 4.2.2-3 的规定取值

4 我国主要城镇（县级及以上）中心地区的基本地震峰值加速度 A_{10} 、抗震设防烈度和地震危险性特征分区，可按附录 A 采用。

表 4.2.2-2 甲类建筑的建筑场地不同设防水准的 A 值

地震危险性特征分区	地震动参数分区	A_{10} (g)	设计地震加速度 A (g)		
			多遇地震	设防地震	罕遇地震
I 区	1	0.05	0.0234	0.1262	0.2489
	2	0.10	0.0520	0.2217	0.3976
	3	0.15	0.0829	0.3082	0.5230
	4	0.20	0.1156	0.3895	0.6353
	5	0.30	0.1845	0.5416	0.8356
	6	0.40	0.2572	0.6843	1.0150
II 区	1	0.05	0.0321	0.0891	0.1411
	2	0.10	0.0683	0.1644	0.2440
	3	0.15	0.1062	0.2352	0.3362
	4	0.20	0.1453	0.3033	0.4221
	5	0.30	0.2260	0.4339	0.5816
	6	0.40	0.3092	0.5594	0.7301
III 区	1	0.05	0.0402	0.0674	0.0866
	2	0.10	0.0830	0.1292	0.1604
	3	0.15	0.1267	0.1891	0.2300
	4	0.20	0.1711	0.2479	0.2970
	5	0.30	0.2612	0.3628	0.4259
	6	0.40	0.3527	0.4755	0.5500

表 4.2.2-3 乙类建筑的建筑场地不同设防水准的 A 值

地震危险性特征分区	地震动参数分区	A_{10} (g)	设计地震加速度 A (g)		
			多遇地震	设防地震	罕遇地震
I 区	1	0.05	0.0117	0.0875	0.1262

续表 4.2.2-3 乙类建筑的建筑场地不同设防水准的 A 值

I 区	2	0.10	0.0286	0.1619	0.2217
	3	0.15	0.0483	0.2319	0.3082
	4	0.20	0.0701	0.2993	0.3895
	5	0.30	0.1185	0.4289	0.5416
	6	0.40	0.1719	0.5535	0.6843
II 区	1	0.05	0.0218	0.0705	0.0891
	2	0.10	0.0491	0.1344	0.1644
	3	0.15	0.0788	0.1960	0.2352
	4	0.20	0.1102	0.2562	0.3033
	5	0.30	0.1769	0.3737	0.4339
	6	0.40	0.2474	0.4884	0.5594
III 区	1	0.05	0.0336	0.0596	0.0674
	2	0.10	0.0710	0.1163	0.1292
	3	0.15	0.1101	0.1719	0.1891
	4	0.20	0.1502	0.2269	0.2479
	5	0.30	0.2327	0.3355	0.3628
	6	0.40	0.3175	0.4428	0.4755

4.2.3 一般情况下，水平向地震的场地设计反应谱应按式（4.2.3）计算。

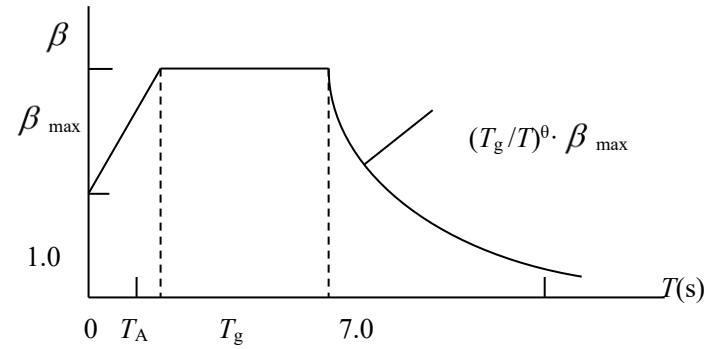


图 4.2.3 水平向场地设计反应谱

$$\beta = \begin{cases} 1+12.5T & T \leq 0.1 \\ 2.25 & 0.1 < T \leq T_g \\ 2.25 \left(\frac{T_g}{T} \right)^{0.9} \geq 0.45 & T \geq T_g \end{cases} \quad (4.2.3)$$

式中： T_g ——场地设计反应谱特征周期，按 4.2.4 条的规定取值

4.2.4 场地设计反应谱特征周期 T_g ，可根据建筑所在地的特征周期分区以及场地分类参数按下列规定确定：

- 1 处于特征周期一区的建筑场地，其特征周期可根据场地的等效剪切波速度和覆盖层厚度按附录 B 的规定取值。
- 2 处于特征周期二区的建筑场地，其特征周期应取一区相同场地的 7/6 倍。
- 3 处于特征周期三区的建筑场地，其特征周期应取一区相同场地的 4/3 倍。
- 4 当罕遇地震的设计地震加速度 $A \geq 0.2g$ 时，特征周期宜增加 0.05s。

5 我国主要城镇（县级及以上）中心地区的特征周期分区，可按附录 A 采用。

4.2.5 一般情况下，竖向地震的设计反应谱形状参数可与水平向设计反应谱相同，但其特征周期宜按特征周期分区一区取用，且不大于 0.5s；竖向设计地震加速度值可取水平向的 65%，或按国家有关主管部门规定的值确定。

4.2.6 抗震设防烈度与设计基本地震加速度值的对应关系按表 4.2.6 确定。

表 4.2.6 抗震设防烈度与设计基本地震加速度值的对应关系

地震动参数分区	1	2	3	4	5	6
设计基本地震加速度值（g）	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
抗震设防烈度	6	7		8		9

注：g 为重力加速度

4.2.7 各类工程结构的场地设计反应谱，尚应符合下列要求：

- 1 对于含有软弱夹层的场地，应经专门研究确定特征周期。
- 2 当工程结构的阻尼比不等于 0.05 时，设计反应谱可按本通则附录 D 进行调整。
- 3 对于可液化场地，应综合考虑液化概率等级、建筑的抗震设计类别等因素的影响专门研究确定设计反应谱。

4 抗震设计类别 D 类、E 类建筑，当考虑主余震效应影响时，其水平地震的场地设计谱修正系数可按公式(4.2.7-1)计算：

$$\gamma_{\text{seq}} = \begin{cases} (A-B)\frac{T}{T_1} + B & T \leq T_1 \\ A & T_1 < T \leq 6.0 \end{cases} \quad (4.2.7-1)$$

式中： γ_{seq} ——考虑主余震效应的设计谱修正系数；

T ——结构周期；

T_1 ——修正曲线的拐点周期，取值 0.8s；

A ——修正系数的最大值，取值范围 1.1~1.25，当余震地震动强度较大时，该系数宜取较大值；

B ——为修正曲线的截断值，取值 1.05。

5 对处于发震断裂两侧 20km 以内的结构，应考虑近断层效应的影响对水平地震的场地设计谱进行修正，修正系数宜按公式(4.2.7-2)计算：

$$\gamma_{\text{NF}} = \begin{cases} 1.0 & T < T_1 \\ 1.0 + \frac{A_{\text{NF}} - 1.0}{T_2 - T_1}(T - T_1) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ A_{\text{NF}} & T_2 < T \leq 6.0 \end{cases} \quad (4.2.7-2)$$

式中： γ_{NF} ——设计谱考虑近断层效应的修正系数；

T ——结构周期；

T_1 、 T_2 ——修正曲线的拐点周期，其取值分别为 0.6s 和 2.2s；

A_{NF} ——修正系数的最大值，取值 1.3。

4.3 地震加速度时程

4.3.1 采用时程分析法进行地震作用补充计算时，应根据设计反应谱选择匹配的实际强震记

录和人工模拟时程曲线。用于时程分析的实际强震记录和人工模拟时程曲线的总数量不应少于 3 组，其中实际强震记录不应少于总数的 2/3。

4.3.2 实际强震记录，可根据建筑工程的基本周期与抗震设计类别，按本规范附录 E 表选取。

4.3.3 人工模拟时程曲线，应采用工程场地的设计谱作为目标谱进行模拟，其 0.05 阻尼比的反应谱与目标谱在各周期点上的取值偏差不宜大于 10%。

4.3.4 对需要考虑地震动多向分量共同影响的建筑，其各向输入的加速度峰值宜按按 1（水平 1）:0.85（水平 2）:0.65（竖向）的比例进行调整，且同一时程不得同时用于不同的方向

5 地基基础

5.1 一般规定

5.1.1 本章适用于地基基础的抗震设计，主要包括：天然地基基础、含有液化土层和软弱土层的地基基础及桩基础等的抗震设计规定。

5.1.2 地基基础的抗震设计，应综合考虑地震动水平、地基的土层类别和分布情况、地基基础的可能震害及影响等因素，并结合工程的实际情况采取有效措施，避免或减轻震害。

5.1.3 建筑工程的地基土、桩基、墩或沉箱等，除应满足静载条件下的承载力和变形控制要求外，尚应满足地震作用效应标准组合下的承载力要求。地基土和桩基的抗震承载力应根据本通则第 5.2 节和第 5.4 节的规定确定。

5.1.4 基础部件的承载力及细部构造应符合本通则第 7 章至第 12 章的要求，且不应低于无地震作用组合的承载力要求。

5.1.5 对于属于下列情况的地基基础，尚应对地基基础的地震危害进行评估，并根据评估结果采取必要的工程措施：

1 地基中含有松至中密状态的饱和砂土、饱和粉土、松至稍密的砾性土、软黏土以及压密实度低的填土等对地震作用敏感的土类时，应符合下列要求：

- 1) 确定饱和砂土、粉土和砾性土的分布和密实状态，对其液化势及危害性作出评估，并给出必要的抗液化措施方案；
- 2) 确定软弱粘性土的分布和稠度状态，对地震引起的附加沉降及可能的危害作出评估。

2 当基础处于故河道边缘、半挖半填场地和其他岩性突变地段时，应对地震引起的不均匀附加沉降和可能的局部滑动及其危害作出评估，并采取必要的工程措施。

5.2 天然地基基础

5.2.1 符合下列条件之一的建筑可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算：

- 1 抗震设计类别为 A 类的建筑。
- 2 地基主要受力层范围内不存在软弱黏性土层的抗震设计类别 B 类建筑。
- 3 地基主要受力层范围内不存在软弱黏性土层、符合下列条件之一的抗震设计类别 C 类建筑：

- 1) 砌体房屋；
- 2) 一般的单层厂房和单层空旷房屋；
- 3) 不超过八层且高度在 24 m 以下的一般民用框架结构和框架-抗震墙结构房屋；
- 4) 基础荷载与上述民用框架结构房屋相当的多层框架结构和多层混凝土抗震墙结构厂房。

注：软弱黏土层指在设计基本地震加速度 $\leq 0.10g$ 情况下，其承载力特征值小于 80kPa 的饱和黏性土层。

5.2.2 地基抗震承载力验算时，地基土的抗震承载力应根据地基承载力特征值按下式确定：

$$f_{aE} = \zeta_a f_a \quad (5.2.2)$$

式中： f_{aE} ——地基土的抗震承载力；

ζ_a ——地基土的抗震承载力调整系数，根据地基土的类别按表 5.2.2 取值；

f_a ——深宽修正后地基承载力特征值，按国家标准《建筑地基基础设计规范》

GB50007 的规定确定。

表 5.2.2 地基土抗震承载力调整系数

岩土类别及状态	ζ_a
岩土、密实的碎石土、密实的砾、粗、中砂, $f_{ak} \geq 300\text{kPa}$ 的黏性土及粉土	1.5
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	1.3
稍密的细、粉砂, $100\text{kPa} \leq f_{ak} < 150\text{kPa}$ 的黏性土和粉土, 可塑黄土	1.1
淤泥、淤泥质土、非饱和的松散砂土、杂填土、新近堆积黄土及流塑黄土	1.0

注: f_{ak} 为未经深宽修正的地基土承载力特征值。

5.2.3 地震作用下地基竖向承载力验算时, 按地震作用效应标准组合的基础底面平均压力和边缘最大压力应符合下列要求:

$$P \leq f_{aE} \quad (5.2.3-1)$$

$$P_{\max} \leq 1.2f_{aE} \quad (5.2.3-2)$$

式中: P ——地震作用效应标准组合的基础底面平均压应力;

$P_{\max}$ ——地震作用效应标准组合的基础边缘的最大压应力。

高宽比大于 4 的高层建筑基础底面不宜出现拉应力; 其它建筑物基础底面的拉应力区面积不应超过基础底面面积的 15%。

5.3 液化和软弱土层地基

5.3.1 对设计地震峰值加速度大于等于 0.08g、地面以下 30m 范围内存在饱和砂土、饱和粉土或饱和砾性土的地基, 应进行液化判别和处理。

5.3.2 饱和砂土、饱和粉土或饱和砾性土的液化判别应符合下列要求:

1 饱和砂土、饱和粉土可采用本通则第 5.3.3 条规定的标准贯入试验法、附录 F 的剪切波速法、附录 G 的静力触探法或其他成熟的方法进行判别;

2 饱和砾性土可采用本通则第 5.3.4 条规定方法、附录 F 的剪切波速法或其他成熟的方法进行判别;

3 当同一地基采用不同的判别方法, 结果相差较大时, 应进行专门的研究和论证。当本地区有较为成熟的液化判别方法时, 应以适于本地区的判别结果为准。

5.3.3 饱和砂土和粉土, 采用标准贯入试验进行液化判别时, 应符合下列要求:

1 饱和砂土或饱和粉土, 其未经杆长修正的标准贯入锤击数小于或等于液化判别标准贯入锤击数临界值时, 应判为液化土。

2 液化判别标准贯入锤击数临界值按下式确定:

$$N_{cr} = \beta \left(\frac{69a_{\max}}{a_{\max} + 0.40} \right) (1 - 0.02d_w) \left(0.21 + \frac{0.79d_s}{d_s + 6.2} \right) \sqrt{3/\rho_c} \quad (5.3.3)$$

式中: N_{cr} ——液化判别标准贯入锤击数临界值;

$a_{\max}$ ——设计地震峰值加速度(g);

d_s ——标准贯入点深度(m);

d_w ——地下水位深度(m);

ρ_c ——黏粒含量百分率, 当小于3或为砂土时, 应采用3;

β ——调整系数, 地震危险性特征分区I区取0.80, II区取0.95, III区取1.05。

3 当采用剪切波速法或静力触探法进行饱和砂土和粉土液化判别时, 应分别符合本通则附录F或附录G的规定。

5.3.4 饱和砾性土的液化判别应符合下列要求:

1 饱和砾性土层, 满足下列条件之一, 可初步判别为不液化或不考虑液化影响:

- 1) 渗透性较好的(渗透系数大于 $1.0 \times 10^{-2} \text{cm/s}$) 饱和砾性土层上部不存在渗透性较差(渗透系数小于 $1.0 \times 10^{-4} \text{cm/s}$) 的上覆土层, 或存在渗透性较差上覆土层但其厚度不超过 0.5m。
- 2) 饱和砾性土层上部存在渗透性较好(渗透系数大于 $1.0 \times 10^{-2} \text{cm/s}$) 且厚度大于 2 m 的可排水层, 其中可排水层厚度为渗透性较差上覆土层(渗透系数小于 $1.0 \times 10^{-4} \text{cm/s}$) 的底面与地下水位之间的距离。

2 当饱和砾性土经初步判别认为需要进一步判别时, 可采用超重型圆锥动力触探试验进行复判, 并应符合下列要求:

- 1) 当饱和砾性土的未经杆长修正超重型圆锥动力触探击数小于或等于液化判别超重型圆锥动力触探锤击数临界值时, 应判为液化土;
- 2) 砾性土液化判别超重型圆锥动力触探锤击数临界值可按下式确定:

$$N_{120,cr} = \beta G \left(\frac{76a_{\max}}{a_{\max} + 0.44} \right) (1 - 0.014d_w) \left(0.12 + \frac{0.88d_s}{d_s + 7.5} \right) \quad (5.3.4-1)$$

式中: $N_{120,cr}$ ——液化判别超重型圆锥动力触探锤击数临界值;

$a_{\max}$ ——设计地震峰值加速度(g);

d_s ——超重型圆锥动力触探点深度(m);

d_w ——地下水位深度(m);

β ——调整系数, 地震危险性特征分区I区取0.80, II区取0.95, III区取1.05;

G ——含砾量影响系数, 按下式确定:

$$G = \frac{-0.03 + 0.24 \left(\frac{g_c}{50} \right)}{-0.03 + 0.24 \left(\frac{g_c}{50} \right) + 0.003 \cdot \frac{g_c}{50}} \quad (5.3.4-2)$$

式中: g_c ——含砾量 ($>5\text{mm}$ 颗粒含量百分率)。

3 当采用剪切波速法进行饱和砾性土的液化复判时, 应符合本通则附录 F 的规定。

5.3.5 对存在可液化砂土层、粉土层或砾性土层的地基, 应探明各液化土层深度和厚度, 按下式计算地基液化指数, 并按表 5.3.5 划分地基液化等级:

$$I_{LE} = \sum_{i=1}^n 2(P_{Li} - 0.5)d_i W_i \quad (5.3.5)$$

式中: I_{LE} ——地基液化指数;

n ——在判别深度范围内每一个钻孔标准贯入或超重型圆锥动力触探试验点的总数；

P_{Li} —— i 点土层的液化概率，可按本通则第 5.3.6 条确定；

d_i —— i 点所代表的土层厚度(m)，可采用与标准贯入或超重型圆锥动力触探试验点相邻的上、下两试验点深度差的一半，但上界不高于地下水位深度，下界不深于液化深度；

W_i —— i 土层单位土层厚度所代表的层位对震害影响权函数值（单位为 m^{-1} ）。对于浅基础结构，当该层中点层深度不大于 5m 时，应采用 10，等于 30m 时应取零值，5m~30m 应按线性内插取值；对于桩（深）基础结构，当该层中点层深度不大于 5m 时，应采用 10，等于 30m 时取为 5，5m~30m 应按线性内插取值；对于场地自身液化程度描述，应采用 10。

表 5.3.5 地基液化等级与地基液化指数的对应关系

液化等级	轻微	中等	严重	非常严重
液化指数	$0 < I_{LE} \leq 6$	$6 < I_{LE} \leq 18$	$18 < I_{LE} \leq 30$	$I_{LE} > 30$

5.3.6 存在可液化砂土层、粉土层或砾性土层的地基，其液化概率和液化概率等级应按下列要求确定：

1 可液化土层的液化概率应按下式计算：

$$P_L = \begin{cases} \frac{1}{1 + \exp[0.32(N - N_{cr})]} & \text{饱和砂土、饱和粉土} \\ \frac{1}{1 + \exp[0.30(N_{120} - N_{120,cr})]} & \text{饱和砾性土} \end{cases} \quad (5.3.5)$$

式中： P_L ——液化概率；

N ——实测标准贯入试验锤击数；

N_{cr} ——由式（5.3.3）计算得到的液化判别标准贯入锤击数临界值；

N_{120} ——实测超重型圆锥动力触探锤击数；

$N_{120,cr}$ ——由式（5.3.4）计算得到的液化判别超重型圆锥动力触探锤击数临界值。

2 可液化土层的液化概率等级可根据液化概率按表 5.3.6 确定：

表 5.3.6 土层液化概率等级与土层液化概率的对应关系

土层液化概率等级	中等	高	极高
土层液化概率	$0.5 \leq P_L < 0.7$	$0.7 \leq P_L < 0.9$	$0.9 \leq P_L \leq 1.0$

3 存在可液化土层的地基，其液化概率等级可取为液化土层的概率等级；当存在多个液化土层时，应按液化概率等级最高的土层确定地基的液化概率等级。

5.3.7 存在可液化土层的地基，应根据建筑物的抗震设计类别、地基液化概率等级和液化等级按表 5.3.7 的要求采取工程处理对策。未经处理液化土层，不宜作为天然地基持力层。

表 5.3.7 抗液化的工程对策

建筑物的 抗震设计类别	地基液化等级		
	轻 微	中 等	严 重

续表 5.3.7 抗液化的工程对策

C	当地基液化概率等级为高或极高时，部分消除液化沉陷；当地基液化概率等级为中等时，对基础和上部结构处理	当地基液化概率等级为高或极高时，全部消除液化沉陷；当地基液化概率等级为中等时，部分消除液化沉陷且对基础和上部结构处理	全部消除液化沉陷
B	当地基液化概率等级为高或极高时，对基础和上部结构处理；当地基液化概率等级为中等时，可不采取措施	当地基液化概率等级为中等时，对基础和上部结构处理；当地基液化概率等级为高或极高时，采用更高要求的措施	当地基液化概率等级为高或极高时，全部消除液化沉陷；当地基液化概率等级为中等时，部分消除液化沉陷且对基础和上部结构处理
A	可不采取措施	可不采取措施	当地基液化概率等级为极高时，对基础和上部结构处理；当地基液化概率等级为高时，采用其他经济的措施；当地基液化概率等级为中等时，可不采取措施。

注：建筑抗震设计类别为 D、E 的地基抗液化措施应进行专门研究，但不宜低于 C 类的相应要求；地基液化等级为非常严重时，各抗震类别建筑的地基抗液化措施应进行专门研究，但不宜低于地基液化等级为严重时的相应要求。

5.3.8 全部消除地基液化沉陷的措施，应符合下列要求：

1 采用桩基时，桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度（不包括桩尖部分），应按计算确定，且对碎石土、砾、粗、中砂，坚硬黏性土和密实粉土尚不应小于 0.8m，对其他非岩石土尚不宜小于 1.5m。

2 采用深基础时，基础底面应埋入液化深度以下的稳定土层中，其深度不应小于 0.5m。

3 采用加密法（如振冲、振动加密、挤密碎石桩、强夯等）加固时，应处理至液化深度下界；振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于本通则第 5.3.3 条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值，超重型圆锥动力触探锤击数不宜小于本通则第 5.3.4 条规定的液化判别超重型圆锥动力触探锤击数临界值。

4 用非液化土替换全部液化土层，或增加上覆非液化土层的厚度。

5 采用加密法或换土法处理时，在基础边缘以外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的 1/2 且不小于基础宽度的 1/5。

5.3.9 部分消除地基液化沉陷的措施，应符合下列要求：

1 处理深度应使处理后的地基液化指数减少，其值不宜大于 5；大面积筏基、箱基的中心区域，处理后的液化指数可比上述规定降低 1；对独立基础和条形基础，尚不应小于基础底面下液化土特征深度和基础宽度的较大值。

注：中心区域指位于基础外边界以内沿长宽方向距外边界大于相应方向 1/4 长度的区域。

2 采用振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于本通则第 5.3.3 条

规定的液化判别标准贯入锤击数临界值，超重型圆锥动力触探锤击数不宜小于本通则第 5.3.4 条规定的液化判别超重型圆锥动力触探锤击数临界值。

3 基础边缘以外的处理宽度，应符合本通则第 5.3.8 条 5 款的要求。

4 采取减小液化震陷的其他方法，如增厚上覆非液化土层的厚度和改善周边的排水条件等。

5.3.10 减轻液化影响的基础和上部结构处理，可综合采用下列各项措施：

1 选择合适的基础埋置深度。

2 调整基础底面积，减少基础偏心。

3 加强基础的整体性和刚度，如采用箱基、筏基或钢筋混凝土交叉条形基础，加设基础圈梁等。

4 减轻荷载，增强上部结构的整体刚度和均匀对称性，合理设置沉降缝，避免采用对不均匀沉降敏感的结构形式等。

5 管道穿过建筑处应预留足够尺寸或采用柔性接头等。

5.3.11 在故河道以及临近河岸、海岸和边坡等有液化侧向扩展或流滑可能的地段内不宜修建永久性建筑，否则应进行抗滑动验算、采取防土体滑动措施或结构抗裂措施。

5.3.12 当地基主要受力层范围内存在软弱黏土时，应采取消除、减少软弱土层附加沉降或增强基础和上部抵抗沉降的工程治理措施。抗震设计类别为 A 的建筑可不采取措施；抗震设计类别为 B 的建筑宜采取增强基础和上部结构抵抗沉降能力的措施；抗震设计类别为 C 的建筑宜采取减少沉降或增强基础和上部结构抵抗沉降能力的措施；抗震设计类别为 D 和 E 的建筑宜采取全部消除沉降的措施。

5.4 桩基础

5.4.1 符合下列条件之一者可不进行桩承台、桩基的抗震承载力验算：

1 抗震设计类别为 A 的建筑。

2 地面下不含液化土层，且桩承台周围无淤泥、淤泥质土和承载力特征值不小于 100 kPa 的填土时，抗震设计类别为 B 的建筑。

3 地面下不含液化土层，且桩承台周围无淤泥、淤泥质土和承载力特征值不小于 100 kPa 的填土时，抗震设计类别为 C 的下列建筑：

1) 砌体房屋；

2) 一般的单层厂房和单层空旷房屋；

3) 不超过八层且高度在 24 m 以下的一般民用框架结构和框架-抗震墙结构房屋；

4) 基础荷载与上述民用框架结构房屋相当的多层框架结构和多层混凝土抗震墙结构厂房。

5.4.2 非液化土中低承台桩基的抗震验算，应符合下列规定：

1 单桩的竖向和水平向抗震承载力特征值，可均比非抗震设计时提高 25%。

2 当承台周围的回填土夯实至干密度不小于现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 对填土的要求时，可由承台正面填土与桩共同承担水平地震作用；但不应计入承

台底面与地基土间的摩擦力。

5.4.3 存在液化土层的低承台桩基抗震验算，应符合下列规定：

1 承台埋深较浅时，不宜计入承台周围土的抗力或刚性地坪对水平地震作用的分担作用。

2 当桩承台底面上、下分别有厚度不小于 1.5m、1.0m 非液化土层或非软弱土层时，可按下列二种情况进行桩的抗震验算，并按不利情况设计：

1) 桩承受全部地震作用，桩承载力按本通则第 5.4.2 条取用，液化土的桩周摩阻力及桩水平抗力均应乘以表 5.4.3 的折减系数，其中的可液化土层液化概率按本通则第 5.3.6 条取用。

表 5.4.3 土层液化影响折减系数

土层液化概率 P_L	深度 d_s (m)	折减系数
$P_L \geq 0.8$	$d_s \leq 10$	0
	$10 < d_s \leq 20$	1/3
	$20 < d_s \leq 30$	2/3
$0.65 \leq P_L < 0.8$	$d_s \leq 10$	1/3
	$10 < d_s \leq 20$	2/3
	$20 < d_s \leq 30$	1
$0.5 \leq P_L < 0.65$	$d_s \leq 10$	2/3
	$10 < d_s \leq 20$	1
	$20 < d_s \leq 30$	1

2) 地震作用按水平地震影响系数最大值的 10% 采用，桩承载力仍按本通则第 5.4.2 条 1 款取用，但应扣除液化土层的全部摩阻力及桩承台下 2m 深度范围内非液化土的桩周摩阻力。

5.4.4 处于液化土中的桩基承台周围，宜用密实干土填筑夯实，若用砂土和粉土则应使土层的标准贯入锤击数不小于本通则第 5.3.3 条规定的液化判别标准贯入锤击数临界值；若用砾性土则应使超重型圆锥动力触探锤击数不小于本通则第 5.3.4 条规定的液化判别超重型圆锥动力触探锤击数临界值。

5.4.5 液化土和震陷软土中桩的配筋范围，应自桩顶至液化深度以下符合全部消除液化沉陷所要求的深度，其纵向钢筋应与桩顶部相同，箍筋应加粗和加密。

5.4.6 在有液化侧向扩展的地段，桩基除应满足本节中的其他规定外，尚应考虑土流动时的侧向作用力，且承受侧向推力的面积应按边桩外缘间的宽度计算。

6 地震作用和结构抗震验算

6.1 一般规定

6.1.1 各类建筑结构的抗震分析和设计，应符合下列规定：

1 结构应具有足够的承载力、刚度和耗能能力。一般情况下，应按建筑结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用并进行抗震验算。特殊情况下（例如有斜交抗侧力构件的结构，当相交角度大于 15° 时），应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。

2 一般情况下，抗震设计类别为 A 时可不进行结构的抗震验算；其它抗震设计类别结构的地震作用，在抗震设防地震（50 年超越概率为 10%）下按本章第 6.2 或第 6.3 节的方法确定；建筑结构的抗震验算按本章 6.6 节进行，对于第 6.6.4 条所规定的结构，尚应进行罕遇地震作用下的变形验算；对于使用功能为 IV 类的建筑，结构的地震作用也可采用弹性和非弹性时程分析或静力弹塑性分析方法计算。

3 质量和刚度分布明显不对称的结构，应计入双向水平地震作用下的扭转影响；其它情况，允许采用调整地震作用效应的方法计入扭转影响。

4 平面投影尺度很大的空间结构，应根据结构形式和支承条件，分别按单点一致、多点、多向或多向多点输入计算地震作用。

6.1.2 结构的设计应符合下列规定：

1 结构影响系数及位移放大系数按表 6.1.2 取值。

表 6.1.2 结构影响系数及位移放大系数

结构材料	结构体系	结构影响系数	位移放大系数
钢	框架	0.25	2.8
	框架—核心筒	0.27	2.7
	框架—中心支撑	0.35	3.0
	框架—偏心支撑	0.25	2.3
	筒体和巨型框架	0.30	2.7
钢筋混凝土	框架	0.35	2.3
	框架—抗震墙	0.38	2.2
	抗震墙	0.40	2.5
	部分框支抗震墙	0.40	2.5
	板柱—抗震墙	0.38	2.2
	框架—核心筒	0.38	2.2
	筒中筒	0.38	2.2
钢-混凝土组合	框架	0.35	2.3
	框架—抗震墙	0.38	2.2
	框架—核心筒	0.38	2.2
	筒中筒	0.38	2.2
砖、砌块砌体	黏土砖、多孔砖砌体墙结构	0.45	-
	小砌块砌体墙结构	0.45	-

续表 6.1.2 结构影响系数及位移放大系数

砖、砌块砌体	配筋混凝土小型空心砌块抗震墙结构	0.40	2.3
	底部框架—抗震墙结构	0.45	2.2
	多排柱内框架结构	0.45	2.2

2 抗震设计类别为A类、B类、C类、D类和E类的建筑，应符合第7章至第12章的最大适用高度要求。

6.1.3 建筑设计应根据抗震概念设计的要求明确建筑形体的规则性；不规则的建筑应按规定采取加强措施；特别不规则的建筑和高度超过规定的建筑应进行专门研究和论证，采取特别的加强措施；不应采用严重不规则的建筑。

注：形体指建筑平面形状和立面、竖向剖面的变化。

6.1.4 建筑设计应重视其平面、立面和竖向剖面的规则性对抗震性能及经济合理性的影响，宜择优选用规则的形体，其抗侧力构件的平面布置宜规则对称、侧向刚度沿竖向宜均匀变化、竖向抗侧力构件的截面尺寸和材料强度宜自下而上逐渐减小、避免侧向刚度和承载力突变。

表 6.1.5-1 平面不规则类型

不规则类型	定义和参考指标	适用抗震设计类别	应符合的条款
扭转不规则	楼层的最大弹性水平位移（层间位移），大于该楼层两端弹性水平位移（层间位移）平均值的 1.2 倍	B 类、C 类、D 类、E 类	6.1.6
楼板局部不连续	楼板的尺寸和平面刚度急剧变化，例如，有效楼板宽度小于该层楼板典型宽度的 50%，或开洞面积大于该层楼面面积的 30%，或较大的楼层错层	B 类、C 类、D 类、E 类	6.1.6
凹凸不规则	平面凹进的尺寸，大于相应投影方向总尺寸的 30%	B 类、C 类、D 类、E 类	6.1.6

表 6.1.5-2 立面（或竖向）不规则类型

不规则类型	定义和参考指标	适用抗震设计类别	应符合的条款
侧向刚度不规则	该层的侧向刚度小于相邻上一层的 70%，或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值 80%；除顶层或出屋面小建筑外，局部收进的水平向尺寸大于相邻下一层的 25%	B 类、C 类、D 类、E 类	6.1.6
竖向抗侧力构件不连续	竖向抗侧力构件（柱、抗震墙、抗震支撑）的内力由水平转换构件（梁、桁架等）向下传递	B 类、C 类、D 类、E 类	6.1.6
楼层承载力突变	抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 80%。	B 类、C 类、D 类、E 类	6.1.6

6.1.5 建筑形体及其构件布置的平面、竖向不规则性，应按下列要求划分：

1 混凝土结构房屋、钢结构房屋和钢-混凝土混合结构房屋存在表 6.1.5-1 所列举的某项平面不规则类型或表 6.1.5-2 所列举的某项竖向不规则类型，应属于不规则的建筑：

2 当存在表 6.1.5-1 中一项不规则时，应属于平面不规则的建筑，采取的加强措施应符合表 6.1.5-1 所列条款的要求；当存在表 6.1.5-2 一项不规则时，应属于竖向不规则的建筑，采取的加强措施应符合表 6.1.5-2 所列条款的要求；当存在表 6.1.5-1 和表 6.1.5-2 中多项不规则或某项不规则超过规定的参考指标较多时，应确定为特别不规则的建筑。

3 砌体房屋、单层工业厂房的平面和竖向不规则性的划分，应符合本规范有关章节的规定。

6.1.6 建筑形体及其构件布置不规则时，应按下列要求进行地震作用计算和内力调整，并应对薄弱部位采取有效的抗震构造措施：

1 平面不规则而竖向规则的建筑，应采用空间结构计算模型，并应符合下列要求：

- 1) 扭转不规则时，应计入扭转影响，且楼层竖向构件最大的弹性水平位移和层间位移分别不宜大于楼层两端弹性水平位移和层间位移平均值的 1.5 倍，当最大层间位移远小于规范限值时，可适当放宽；
- 2) 凹凸不规则或楼板局部不连续时，应采用符合楼板平面内实际刚度变化的计算模型；不规则程度较大时，宜计入楼板局部变形的影响；
- 3) 平面不对称且凹凸不规则或局部不连续，可根据实际情况分块计算扭转位移比，对扭转较大的部位应采用局部的内力增大系数。

2 平面规则而竖向不规则的建筑，应采用空间结构计算模型，刚度小的楼层的地震剪力应乘以不小于 1.15 的增大系数，其薄弱层应按本规范有关规定进行弹塑性变形分析，并应符合下列要求：

- 1) 竖向抗侧力构件不连续时，该构件传递给水平转换构件的地震内力应根据抗震设计类别和水平转换构件的类型、受力情况、几何尺寸等，乘以增大系数。抗震设计类别为 B、C、D、E 时，增大系数可分别取为 1.25、1.5、1.8 和 2.0；
- 2) 侧向刚度不规则时，相邻层的侧向刚度比应依据其结构类型符合本规范相关章节的规定；
- 3) 楼层承载力突变时，薄弱层抗侧力结构的受剪承载力不应小于相邻上一楼层的 65%。

3 平面不规则且竖向不规则的建筑，应根据不规则类型的数量和程度，有针对性地采取不低于本条 1、2 款要求的各项抗震措施。特别不规则的建筑，应经专门研究，采取更有效的加强措施。

6.1.7 体型复杂、平立面不规则的建筑，应根据不规则程度、地基基础条件和技术经济等因素的比较分析，确定是否设置防震缝，并分别符合下列要求：

1 当不设置防震缝时，应采用符合实际的计算模型，分析判明其应力集中、变形集中或地震扭转效应等导致的易损部位，采取相应的加强措施。

2 当在适当部位设置防震缝时，宜形成多个较规则的抗侧力结构单元。防震缝应根据抗震设计类别、结构材料种类、结构类型、结构单元的高度和高差以及可能的地震扭转效应的情况，留有足够的宽度，其两侧的上部结构应完全分开。

3 当设置伸缩缝和沉降缝时，其宽度应符合防震缝的要求。

6.1.8 地震作用计算方法的选择，应符合如下规定：

- 1 高度不超过40m、以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的结构，以及近似于单质点体系的结构，地震作用计算可采用底部剪力法。
 - 2 超过40m的不规则结构，抗震设计类别为B或C类、高度不超过40m的特不规则结构，地震作用计算应采用第6.3节振型分解反应谱法或时程分析方法。
 - 3 特不规则的高层结构，地震作用计算应采用时程分析法。
 - 4 平面投影尺度很大的空间结构按多点输入计算地震作用时，应考虑地震行波效应和局部场地效应。6度和7度 I、II 类场地上抗震设计类别 B 类、C 类、D 类和 E 类的支承结构、上部结构和基础的抗震验算可采用简化方法，根据结构跨度、长度不同，其短边构件可乘以附加地震作用系数 1.15~1.30；7度 III、IV 类场地抗震设计为 B 类、C 类、D 类和 E 类时，应采用时程分析方法进行抗震验算。
- 6.1.9 计算地震作用时，建筑结构的重力荷载代表值应取结构和构配件自重标准值和各可变荷载组合值之和。各可变荷载的组合值系数，应按表6.1.9采用。

表 6.1.9 组合值系数

可变荷载种类		组合值系数
雪荷载		0.5
屋面积灰荷载		0.5
屋面活荷载		不计入
按实际情况计算的楼面活荷载		1.0
按等效均布荷载计算的 楼面活荷载	藏书库、档案库	0.8
	其它民用建筑	0.5
吊车悬吊物重力	硬钩吊车	0.3
	软钩吊车	不计入

注：当硬钩吊车的吊重较大时，组合值系数应按实际情况采用。

6.2 水平地震作用计算的底部剪力法

6.2.1 本节规定底部剪力法分析的最低要求，计算简图如图6.2.1，本方法使用的限制见本章第6.1.8条第1款。

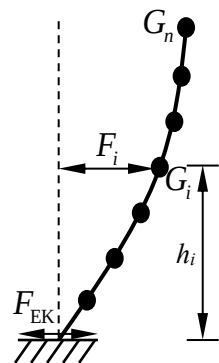


图 6.2.1 结构水平地震作用计算简图

6.2.2 采用底部剪力法时，各楼层可仅取一个自由度，结构的水平地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$F_{Ek} = C\alpha_1 G_{eq} \quad (6.2.2-1)$$

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} (1 - \delta_n) \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (6.2.2-2)$$

$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} \quad (6.2.2-3)$$

式中：\$F_{Ek}\$——结构总水平地震作用标准值；

\$\alpha_1\$——相应于结构基本自振周期的水平地震影响系数值，应按本章图 5.1.4 确定，多层砌体房屋、底部框架，宜取水平地震影响系数最大值；

\$C\$——结构影响系数，应按表 6.1.2 采用并应遵循第 6.1.8 条的规定；

\$G_{eq}\$——结构等效总重力荷载，单质点应取总重力荷载代表值，多质点可取总重力荷载代表值的 85%；

\$F_i\$——质点 \$i\$ 的水平地震作用标准值；

\$G_i, G_j\$——分别为集中于质点 \$i, j\$ 的重力荷载代表值，应按本章 5.1.3 条确定；

\$H_i, H_j\$——分别为质点 \$i, j\$ 的计算高度；

\$\delta_n\$——顶部附加地震作用系数，多层钢筋混凝土和钢结构房屋可按表 6.2.2-1 采用，其它房屋可采用 0.0；

\$\Delta F_n\$——顶部附加水平地震作用。

表 6.2.2-1 顶部附加地震作用系数

\$T_g\$ (s)	\$T_1 > 1.4T_1\$	\$T_1 \leq 1.4T_g\$
\$T_g \leq 0.35\$	\$0.08T_1 + 0.07\$	0.0
\$0.35 < T_g \leq 0.55\$	\$0.08T_1 + 0.01\$	
\$T_g > 0.55\$	\$0.08T_1 - 0.02\$	

注：\$T_1\$ 为结构基本自振周期。

6.2.3 任何楼层的层间地震剪力，应按竖向抗侧力体系各构件和楼、屋盖的相对侧向刚度，分配到计算楼层中结构体系的各竖向抗侧力构件上，层间地震剪力分配原则为：

- 1 采用现浇和装配整体式混凝土楼屋盖的建筑，宜按抗侧力构件等效刚度的比例分配。
- 2 采用柔性楼屋盖的建筑，宜按抗侧力构件从属面积上重力荷载代表值的比例分配。
- 3 采用普通预制装配式混凝土楼屋盖的建筑，可取上述两种分配结果的平均值。

4 不规则结构不进行扭转耦联计算时，平行于地震作用方向的两个边榀各构件，其地震作用效应应该乘以增大系数。一般情况下，短边构件的增大系数可取 1.15，长边构件的增大系数可取 1.05；当扭转刚度较小时，周边各构件的增大系数不宜小于 1.3。角部构件宜同时乘以两个方向各自的增大系数。不规则结构宜用有限元分析考虑扭转影响。

6.3 水平地震作用计算的振型分解反应谱法

6.3.1 本节规定结构水平地震作用计算的振型分解反应谱法的要求。

6.3.2 结构的力学模型应能代表整个结构的质量和刚度的空间分布。对于具有独立正交抗震体系的规则结构，独立的二维模型可用来代表每个体系。对于不规则结构或不具有独立正交体系的规则结构，应采用在结构每个楼面包含两正交平面方向平移和绕竖轴扭转转动的三个自由度的三维模型。

6.3.3 应按基底固定的条件由结构体系的质量和弹性刚度用确认的结构分析方法计算结构振动的固有特性，包括各振型的周期、振型向量、振型参与系数和振型质量。分析应包括足够数目的振型，使两个正交方向各振型有效质量之和均不少于90%的结构实际总质量，也即：

$$\sum_i M_i^E = \sum_i \left[\left(\sum_{j=1}^n m_j x_{ji} \right)^2 / \sum_{j=1}^n m_j x_{ji}^2 \right] \geq 0.9 \sum_{j=1}^n m_j \quad (6.3.3)$$

式中： M_i^E ——第 i 振型对应的有效质量；

m_j ——第 j 质点的质量；

x_{ji} ——第 i 振型第 j 质点对应的位移；

n ——结构的总质点数。

6.3.4 采用振型分解反应谱法时，不进行扭转耦联计算的结构，应按下列规定计算其地震作用和作用效应：

结构 j 振型 i 质点的水平地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$F_{ji} = C \alpha_j \gamma_j X_{ji} G_i \quad (i=1,2,\dots,n, j=1,2,\dots,m) \quad (6.3.4-1)$$

$$\gamma_j = \sum_{i=1}^n X_{ji} G_i / \sum_{i=1}^n X_{ji}^2 G_i \quad (6.3.4-2)$$

式中： F_{ji} —— j 振型 i 质点的水平地震作用标准值；

α_j ——相应于 j 振型自振周期的地震影响系数，应按第 4.2 节确定；

C ——结构影响系数，应按表 6.1.2 采用并应遵循第 6.1.8 条的规定；

X_{ji} —— j 振型 i 质点的水平相对位移；

γ_j —— j 振型的参与系数。

6.3.5 结构的总水平地震作用标准值、各楼层层间剪力、倾覆力矩和层间位移，以及各质点的位移，应由振型值的组合来确定。一般情形（当相邻振型的周期比小于0.85时），规则结构的振型组合可取各振型值的平方和开平方值，也即按下式组合：

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum_{j=1}^n S_{EKj}^2} \quad (6.3.5-1)$$

式中： S_{Ek} ——水平地震作用标准值效应；

S_{EKj} ——为结构第 j 振型的水平地震作用标准值效应。

但当振型有非常接近相等的固有周期时，例如非对称偏心结构（即不规则结构）即属于频率密集型情况，此时应采用如下完全二次型组合法（CQC法）确定：

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \rho_{jk} S_j S_k} \quad (6.3.5-2)$$

$$\rho_{jk} = \frac{8\sqrt{\zeta_j \zeta_k} (\zeta_j + \lambda_T \zeta_k) \lambda_T^{1.5}}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 4\zeta_j \zeta_k (1 + \lambda_T^2) \lambda_T + 4(\zeta_j^2 + \zeta_k^2) \lambda_T^2} \quad (6.3.5-2)$$

式中： S_{Ek} ——单向水平地震作用标准值的扭转效应；

S_j 、 S_k ——分别为 j 、 k 振型地震作用标准值的效应，可取前足够（由第6.3.3条规定确定） m 个型；

ζ_j 、 ζ_k ——分别为j、k振型的阻尼比；

ρ_{jk} ——j振型与k振型的耦联系数；

λ_T ——k振型与j振型的自振周期比。

如果需要考虑双向水平地震作用的扭转效应时，可按如下两式中的较大值确定：

$$S_{Ek} = \sqrt{S_x^2 + (0.85S_y)^2} \quad (6.3.5-4)$$

$$S_{Ek} = \sqrt{S_y^2 + (0.85S_x)^2} \quad (6.3.5-5)$$

式中： S_x 、 S_y 分别为x、y方向单向水平地震作用，按式（6.3.5-2）计算的扭转效应。

6.3.6 水平剪力的分布，应符合本章第6.2.3条的要求。

6.3.7 结构抗震计算，一般情况下可不计入地基与结构相互作用的影响；8度和9度时建造于Ⅲ、Ⅳ类场地，采用箱基、刚性较好的筏基和桩箱联合基础的钢筋混凝土高层建筑，当结构基本自振周期处于特征周期的1.2倍至5倍范围时，若计入地基与结构动力相互作用的影响，对刚性地基假定计算的水平地震剪力可按下列规定折减，其层间变形可按折减后的楼层剪力计算。

1 高宽比小于3的结构，各楼层水平地震剪力的折减系数，可按下式计算：

$$\psi = \left(\frac{T_1}{T_1 + \Delta T} \right)^{0.9} \quad (6.3.7)$$

式中： ψ ——计入地基与结构动力相互作用后的地震剪力折减系数；

T_1 ——按刚性地基假定确定的结构基本自振周期(s)；

ΔT ——计入地基与结构动力相互作用的附加周期(s)，可按表6.3.7采用。

表 6.3.7 附加周期 (s)

烈度	场地类别	
	Ⅲ类	Ⅳ类
8	0.08	0.20
9	0.10	0.25

2 高宽比不小于3的结构，底部的地震剪力按1款规定折减，顶部不折减，中间各层按线性插入值折减。

3 折减后各楼层的水平地震剪力，应符合本章6.5.1条的规定。

6.4 竖向地震作用的计算

6.4.1 本节规定需要考虑地震动竖向分量的结构和构件的竖向地震作用计算方法和要求。

6.4.2 抗震设计类别为C、D和E类的高耸筒体结构和高层建筑，当设计地震加速度等于或大于0.20g时，其竖向地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$F_{Evk} = \alpha_{vmax} G_{eq} \quad (6.4.2-1)$$

$$F_{vi} = \frac{G_i h_i}{\sum_{i=1}^n G_i h_i} F_{Evk} \quad (6.4.2-2)$$

式中： F_{Evk} ——结构总竖向地震作用标准值；

F_{vi} ——质点 i 的竖向地震作用标准值；

$\alpha_{v\max}$ ——竖向地震加速度反应谱的最大值，可取本导则第 4.2 节规定的相应水平最大值 65%对于阻尼比不等于 0.05 的钢结构及其它结构，应按本导则附录 D 进行调整；

G_{eq} ——结构等效重力荷载，可取其重力荷载代表值的 75%。

楼层的竖向地震作用效应，可按各构件承受的重力荷载代表值的比例分配。

6.4.3 抗震设计类别为 C、D 和 E 类的平板型网架屋盖和跨度大于 24m 的屋架，当设计地震加速度等于或大于 0.20g 时，其竖向地震作用标准值可取其重力荷载代表值和竖向地震作用系数的乘积；竖向地震作用系数可按表 6.4.3 采用。

表 6.4.3 竖向地震作用系数

结构类别	抗震设计类别		
	C	D	E
平板型网架、钢屋架	$0.11 \alpha_{\max}$	$0.17 \alpha_{\max}$	$0.22 \alpha_{\max}$
钢筋混凝土屋架	$0.18 \alpha_{\max}$	$0.24 \alpha_{\max}$	$0.28 \alpha_{\max}$

6.4.4 长度 1.5m 以上的悬挑阳台和走廊等长水平悬臂结构、水平预应力构件和跨度大于 18m 的其他大跨度结构，当其设计地震加速度等于或大于 0.20g 和抗震设计类别为 C、D 和 E 类时，竖向地震作用标准值可取 0.22 倍水平地震影响系数最大值与该结构、构件重力荷载代表值的乘积。

此外，长水平悬臂构件还应按 0.2 倍重力荷载代表值的最小净向上力进行设计。

6.5 建筑结构抗震验算

6.5.1 本节规定结构构件截面抗震验算和结构抗震变形验算的要求。抗震验算时，结构任一楼层的水平地震剪力应符合下式要求：

$$V_{Eki} > \lambda \sum_{j=i}^n G_j \quad (6.5.1-1)$$

式中： V_{Eki} ——第 i 层对应于水平地震作用标准值的楼层剪力；

G_j ——第 j 层的重力荷载代表值；

λ ——为楼层最小地震剪力系数值，按表 6.5.1 取值。

表 6.5.1 楼层最小地震剪力系数值

类 别	6 度	7 度	8 度	9 度
扭转效应明显或基本周期小于 3.5s 的结构	0.008	0.016 (0.024)	0.032 (0.048)	0.064
基本周期大于 5.0s 的结构	0.006	0.012 (0.018)	0.024 (0.032)	0.040

注：(1) 基本周期介于 3.5s 和 5s 之间的结构，可插入取值。

(2) 括号内数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

(3) 表中数据适用于使用功能类别为Ⅱ类的建筑，对于使用功能类别为Ⅲ和Ⅳ类的建筑，其数值应分别乘以1.5和2的系数。

6.5.2 结构构件的地震作用效应和其它荷载效应的基本组合，应按下式计算：

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \tag{6.5.2-1}$$

式中：S——结构构件内力组合的设计值，包括组合的弯矩、轴向力和剪力设计值等；

γ_G ——重力荷载分项系数，一般情况应采用 1.2，当重力荷载效应对构件承载能力有利时，不应大于 1.0；

γ_{Eh} 、 γ_{Ev} ——分别为水平、竖向地震作用分项系数，应按表 6.5.2-1 采用；

γ_w ——风荷载分项系数，应采用 1.4；

S_{GE} ——重力荷载代表值的效应，可按本章 5.1.3 条采用，但有吊车时，尚应包括悬吊物重力标准值的效应；

S_{Ehk} ——水平地震作用标准值的效应；

S_{Evk} ——竖向地震作用标准值的效应；

S_{wk} ——风荷载标准值的效应；

ψ_w ——风荷载组合值系数，一般结构取 0.0，风荷载起控制作用的高层建筑应采用 0.2。

表 6.5.2-1 地震作用分项系数

地震作用	γ_{Eh}	γ_{Ev}
仅计算水平地震作用	1.3	0.0
仅计算竖向地震作用	0.0	1.3
同时计算水平与竖向地震作用(水平地震为主)	1.3	0.5
同时计算水平与竖向地震作用(竖向地震为主)	0.5	1.3

结构构件的截面抗震验算，应采用下列设计表达式：

$$S \leq R \tag{6.5.2-2}$$

式中：R——结构构件承载力设计值，应按各有关结构设计规范的规定计算。

6.5.3 结构的弹性层间位移角，对任何楼层应不超过表6.5.3规定的限值。

表6.5.3 弹性层间位移角限值

结构类型	弹性层间位移角限值[θ]
钢筋混凝土框架	1/550
钢筋混凝土框架抗震墙、板柱抗震墙、框架-核心筒	1/800
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/1000
钢筋混凝土框支层	1/1000
多、高层钢结构	1/300
配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋	1/1000

注：对于具有显著扭转位移的结构，层间位移角应包括扭转效应。

注：楼层屈服强度系数，指按构件实际配筋和材料强度标准值计算的楼层抗剪承载力与按罕遇地震作用标准值计算的楼层弹性地震剪力的比值；对排架柱，指按实际配筋面积、材料强度标准值和轴向力计算的正截面抗弯承载力与按罕遇地震作用标准值计算的弹性地震弯矩之比值。

6.5.4 对在罕遇地震作用下需进行弹塑性变形验算的结构规定如下：

- 1 下列结构应进行罕遇地震作用下的变形验算：
 - 1) 楼层屈服强度系数小于0.5的建筑抗震设计类别为C、D、E的钢筋混凝土框架结构；
 - 2) 使用功能IV类或抗震设计类别为C、D、E的建筑中的钢筋混凝土结构和钢结构；
 - 3) 高度大于150m的结构。
- 2 下列结构宜进行弹塑性变形验算：
 - 1) 抗震设计类别为B、C、D、E的建筑高度>100m且符合表6.1.5-2所列竖向不规则类型的高层建筑结构；
 - 2) 板柱-抗震墙结构和底部框架砌体房屋；
 - 3) 高度不大于150m的其它高层钢结构；
 - 4) 不规则的地下建筑结构和地下空间综合体。

6.5.5 弹塑性变形可采用下列方法计算：

- 1 不超过12层且刚度无突变的钢筋混凝土框架结构，单层钢筋混凝土柱厂房，可采用本章第6.4.6条规定的薄弱层（部位）变形的简化计算方法；
- 2 不满足第1款要求的结构，可采用非线性时程分析法或静力弹塑性分析方法。
- 3 规则结构可采用弯剪层模型或平面杆系模型，不规则结构应采用空间结构模型。

6.5.6 钢筋混凝土结构薄弱层（部位）层间弹塑性位移简化计算，应符合下列要求：

- 1 楼层薄弱层（部位）的位置，按下列规定采取：
 - 1) 楼层屈服强度系数沿高度分布均匀的结构，可取底层；
 - 2) 楼层屈服强度系数沿高度分布不均匀的结构，可取系数最小的楼层（部位）和相对较小的楼层，一般可不超过2~3层处；
 - 3) 单层厂房，可取上柱。
- 2 层间弹塑性位移可按下列公式计算：

$$\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e \quad (6.5.6-1)$$

或

$$\Delta u_p = \mu \Delta u_y = \eta_p \Delta u_y / \zeta_y \quad (6.5.6-2)$$

式中： Δu_p ——弹塑性层间位移；

Δu_y ——层间屈服位移；

μ ——楼层延性系数；

Δu_e ——罕遇地震作用下按弹性分析求得的层间位移；

η_p ——弹塑性位移增大系数，当薄弱层(部位)的屈服强度系数不小于相邻层(部位)该系数平均值的0.8时，可按表6.5.6采用；当不大于该平均值的0.5时，可按表内相应数值的1.5倍采用；其他情况可采用内插法取值；

ζ_y ——楼层屈服强度系数。

表 6.5.6 弹塑性位移增大系数 η_p

结构类别	总层数 n 或部位	楼层屈服强度系数 ζ_y		
		0.5	0.4	0.3
多层均匀框架结构	2~4	1.30	1.40	1.60
	5~7	1.50	1.65	1.80
	8~12	1.80	2.00	2.20
单层厂房	上柱	1.30	1.60	2.00

6.5.7 时程分析应符合下列规定：

- 1 时程分析应采用可靠的方法进行，结构和材料的性质应小心评价和确定。
- 2 采用时程分析法的结构分析，按第4.3节要求，应至少选用二组实测强震记录和一组拟合场地设计谱的人工模拟加速度时程。
- 3 实测强震加速度记录和人工模拟加速度时程的反应谱，应符合第4.2和第4.3节的要求。
- 4 输入地震记录的有效持续时间应不少于5倍结构基本周期，且不宜少于15s。
- 5 弹性时程分析时，每条加速度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所得结果的65%，多条加速度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%。
- 6 罕遇地震时程分析时，加速度时程曲线的最大值按附录A决定。

6.5.8 结构任何楼层的弹塑性层间位移角，对于II、III和IV类使用功能、抗震设计类别为B、C、D、E的建筑，应不超过表6.5.8规定的弹塑性层间位移限值。

表 6.5.8 弹塑性层间位移角限值

结构类型	建筑使用功能类别		
	II	III	IV
单层钢筋混凝土柱排架	1/26	1/30	1/36
钢筋混凝土框架	1/44	1/50	1/59
底部框架砖房中的框架抗震墙 钢筋混凝土框架抗震墙 板柱-抗震墙、框架-核心筒 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋 钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/70	1/85	1/100

续表 6.5.8 弹塑性层间位移角限值

钢框架	1/35	1/40	1/50
钢支撑框架	1/50	1/55	1/66

注：钢筋混凝土框架的弹塑性层间位移限值（弹塑性层间位移角限值 $\times h$ ，其中 h 为层高），当轴压比小于0.4时，可提高10%。

7 钢结构

7.1 一般规定

7.1.1 本章适用于普通钢结构和冷弯薄壁型钢结构的抗震设计。

7.1.2 钢结构的材料应符合下列规定：

1 抗侧力结构的钢材应采用等级为 B 级或优于 B 级的碳素结构钢或低合金高强度结构钢,其质量应分别符合国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 和《低合金高强度结构钢》GB 1591 的规定。当有可靠根据时,可采用其他钢种和钢号的钢材,其性能应符合下列要求：

- 1) 钢材的抗拉强度与屈服强度的实测值之比不应小于 1.2;
- 2) 钢材的断后伸长率应大于 20%, 且应有明显的屈服台阶;
- 3) 钢材应具有良好的焊接性和合格的冲击韧性;
- 4) 偏心支撑框架中的耗能连梁不得采用屈服强度高于 355 N/mm² 的钢材。

2 采用焊接连接的节点, 当板厚不小于 40mm,且沿板厚方向承受拉力作用时,应对该部分钢材提出关于沿板厚方向受拉试件破坏后断面收缩率的附加要求,该值不得小于现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 规定的 Z15 级的限值。

3 用于抗震设计类别为 C 类及以上的抗侧力体系钢结构中的关键性焊缝的填充金属,其工作温度的夏比冲击功应不小于 27J。

7.1.3 抗震钢结构的体系及其限制如下：

1 各种结构体系的最大适用高度应符合表 7.1.3-1 的规定。超过规定高度的建筑,应根据专门的研究采取相应措施。

表 7.1.3-1 钢结构体系的最大适用高度 (m)

结构体系	抗震设计类别				
	A	B	C	D	E
框架结构	120	120	110	90	70
中心支撑(剪力墙板)框架结构	180	150	120	90	70
偏心支撑框架结构	200	180	150	120	80
框架—中心支撑(剪力墙板)结构	220	200	180	160	120
框架—偏心支撑结构	260	240	220	200	140
框筒和巨型结构	380	340	300	250	180

注：适用高度指规则结构室外地面至檐口的高度（不包括局部突出屋顶部分）

2 钢结构的总高度与其宽度的比值不宜大于表 7.1.3-2 的规定。

表 7.1.3-2 钢结构体系的最大总高度与其宽度的比值

结构体系	抗震设计类别				
	A	B	C	D	E
框架	5.5	5	5	4	3
支撑框架结构	6	5.5	5	4.5	3.5
框架—支撑结构	6.5	6	5.5	5	4
框筒和巨型结构	7	6.5	6	5.5	5

注：具有大底盘的塔楼，塔楼高度自大底盘顶部算起

7.1.4 在进行框架-支撑结构的内力分析时，框架部分算得的地震剪力应乘以调整系数，使其任一层的地震剪力不小于结构底部总地震剪力的 20%和框架部分层地震剪力最大值 1.8 倍二者中的较小者。

7.2 钢结构构件

7.2.1 钢构件和连接抗震验算时，凡本章未做规定者，应符合现行有关设计规范的要求，但承载力设计值应按本通则第 6.4.2 条的有关规定取用。

7.2.2 除符合下列情况之一外，钢框架结构的节点处，柱截面的承载力与梁截面的承载力应符合下式要求：

- 1 单层框架和框架顶层柱；
- 2 规则框架，本层的受剪承载力比相邻上一层的受剪承载力高出 25%；
- 3 不满足强柱弱梁要求的柱子提供的受剪承载力之和，不超过总受剪承载力的 20%；
- 4 与支撑斜杆相连的框架柱；
- 5 框架柱轴压比不超过 0.4 且柱的截面板件宽厚比等级满足弹塑性截面（指《钢结构设计标准》GB50017 中的 S3 截面）的要求。

$$\sum W_{pc}(f_{yc} - \sigma_{ac}) \geq \sum (1.1\eta W_{pb} f_{yb} + M_v) \quad (7.2.2)$$

式中： W_{pc} 、 W_{pb} ——分别为计算平面内交汇于节点处的柱和等截面梁的截面塑性模量；当梁的截面在节点附近采取削弱处理时， W_{pb} 应为梁削弱截面处的塑性模量。

f_{yc} 、 f_{yb} ——分别为柱和梁的钢材屈服强度；

σ_{ac} ——考虑地震效应组合下的轴向压力引起的柱中平均正应力；

η ——超强系数，抗震设计类别为 A、B 时，取 1.1；C 时取 1.2；D 时取 1.3；E 时取 1.4；

M_v ——由计算平面内梁上塑性铰处的剪力绕柱轴线产生的附加弯矩。

7.2.3 中心支撑框架（包括框架-中心支撑结构）的抗震设计应符合下列规定：

1 中心支撑斜杆的轴线应交汇于框架梁柱的轴线上。支撑斜杆可按端部铰接杆件进行内力分析。当采用只能受拉的单斜杆体系时，应同时设置不同倾斜方向的两组单斜杆，且每层中不同方向单斜杆的截面面积在水平方向的投影面积之差不得大于 10%。

2 在地震效应组合下中心支撑斜杆的受压承载力应按下列公式验算：

$$N \leq 1.25\phi Af \quad (7.2.3)$$

式中： N ——支撑杆件的轴压力设计值；

A ——支撑杆件的毛截面面积；

ϕ ——按支撑长轴比 λ 确定的轴心受压构件稳定系数，按现行国家标准《钢结构设计规范》确定；

f ——支撑杆件钢材的抗压强度设计值。

3 V 形和人字形支撑的框架应符合下列规定：

- 1) 与支撑相交的横梁,在柱间应保持连续;
 - 2) 在确定支撑跨的横梁截面时,不考虑支撑在跨中的支承作用。此外,还应考虑跨中节点处两根支撑斜杆分别受拉、受压所引起的不平衡竖向分力的作用;
 - 3) 在支撑与横梁相交处,梁的上下翼缘应设计成能承受在数值上等于 2%的相应翼缘承载力 $f_y b_f t_f$ 的侧向力的作用 (f_y , b_f , t_f 分别为钢材的屈服强度、翼缘板的宽度和厚度)。
- 4 当中心支撑构件为垫板连接的组合截面时,垫板的间距应均匀,每一构件中的垫板数不得少于 2 块。且应符合下列规定:

- 1) 如支撑屈曲后会在垫板的连接处产生剪力时,两垫板之间单肢杆件的长细比不应大于组合支撑杆件控制长细比的 0.4 倍。垫板连接处的总受剪承载力设计值至少应等于单肢杆件的受拉承载力设计值;
- 2) 当支撑屈曲后不在垫板的连接处产生剪力时,两垫板之间单肢杆件的长细比不应大于组合支撑杆件控制长细比的 0.75 倍;
- 3) 应保证支撑两端的节点板不发生出平面失稳。

7.2.4 偏心支撑框架(包括框架-偏心支撑结构)的抗震设计应符合下列规定:

1 偏心支撑框架的每根支撑应至少一端与梁连接。支撑轴线与梁轴线的交点应偏离梁柱轴线的交点,或偏离相对方向支撑轴线与梁轴线的交点。在支撑与柱之间或支撑与支撑间形成耗能连梁,或采用具有竖向耗能连梁的 Y 形支撑与梁相连。

2 偏心支撑中的连梁净长度宜满足下列公式要求:

$$e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} \quad (7.2.4-1)$$

$$M_p = W_p f_y \quad (7.2.4-2)$$

$$V_p = 0.58 f_y h_0 t_w \quad (7.2.4-3)$$

式中: e ——偏心支撑连梁长度

M_p 、 V_p ——分别为连梁全塑性的受弯、受剪承载力;

W_p ——截面塑性模量;

h_0 、 t_w ——分别为工字形截面连梁的腹板高度和厚度。

3 偏心支撑框架耗能连梁的受剪承载力设计值应分别按下列情况的较小值采用:

当 $\frac{N}{Af} \leq 0.15$ 时:

$$V \leq 1.25 h_0 t_w f_v \quad (7.2.4-4)$$

$$V \leq 2.5 W_p f / e \quad (7.2.4-5)$$

当 $\frac{N}{Af} > 0.15$ 时:

$$V \leq 1.25h_0t_w\sqrt{1-\left(\frac{N}{Af}\right)^2}f_v \quad (7.2.4-6)$$

$$V \leq 2.85W_p\left(1-\frac{N}{Af}\right)f/e \quad (7.2.4-7)$$

式中：\$V\$、\$N\$——分别为耗能连梁的剪力设计值和相应的轴力；

\$A\$——分别为耗能连梁的横截面积、腹板高度、腹板厚度、塑性截面模量和连梁长度；

\$h_0\$——耗能连梁的腹板高度

\$t_w\$——耗能连梁的腹板厚度

\$W_p\$——耗能连梁的塑性截面模量

\$e\$——耗能连梁的连梁长度

\$f\$、\$f_v\$——分别为耗能连梁钢材的抗拉、抗压强度和抗剪强度。

4 偏心支撑斜杆及其连接中的内力设计值，应不小于与其相连接的耗能连梁达到按本条 3 款所确定的受剪承载力设计值时的 \$1.25\eta\$ 倍，\$\eta\$ 按第 7.2.2 条取用（下同）。

5 与耗能连梁位于同一跨内的框架梁和框架柱的内力设计值应由不利内力组合确定，且不应小于耗能连梁达到按本条（3）款确定的受剪承载力设计值时的 \$1.1\eta\$ 倍。

7.2.5 在抗震设计类别 D 和 E 类建筑中，由冷弯薄壁型钢龙骨做骨架的轻型墙体的抗震设计应符合下列规定：

1 墙体的所有边缘构件和沿顶、沿地龙骨，均应按能传递侧向力引起的轴力进行设计；

2 与对角支撑杆件和边缘构件相连接的节点和沿顶龙骨的接头，其连接承载力设计值应不小于这些被连构件的受拉承载力设计值，尚应不小于设计地震作用引起的内力的 2 倍。不可用螺栓的抗拔强度来抵抗地震作用。

3 在由支撑框架来抵抗侧向力的龙骨构架处，不可将竖向构件和对角支撑构件锚固到沿地龙骨上或其腹板上，不能用龙骨的弯曲或其腹板的弯曲来抵抗向上的拔力。龙骨的两侧翼缘必须同时支撑。在竖向受力蒙皮体系中，边缘竖向构件的锚固也应防止沿地龙骨受弯。

4 采用柔性支撑时，要求支撑有预拉力或其他防止松弛的措施。

5 轻型墙体两侧边与框架柱之间应预留足够的空隙以适应地震作用时框架的较大层间侧移。

7.3 钢结构节点

7.3.1 钢结构节点的抗震设计应遵循下列基本原则：

1 节点中连接的承载力应高于被连构件可能具有的最大承载力；

2 节点设计应保证节点和结构有必要的变形能力；

3 节点构造应传力简捷明确，便于制造、安装。

7.3.2 支撑与框架连接处和支撑拼接处的承载力应符合下式要求：

$$N_c \geq 1.1\eta A_n f_y \quad (7.3.2)$$

式中： N_c ——连接沿支撑轴线方向的承载力设计值；

A_n ——支撑的净截面面积；

f_y ——支撑杆件钢材的屈服强度。

7.3.3 梁柱刚性节点设计应符合下列规定：

1 梁柱间连接的承载力应符合下列条件：

$$M_c \geq 1.1\eta M_p \quad (7.3.3-1)$$

$$V_c \geq 2.2\eta M_p / l_n + V_b \quad (7.3.3-2)$$

式中： M_c ——连接的抗弯承载力设计值，仅由翼缘的连接承担；

V_c ——连接的抗剪承载力设计值，仅由腹板的连接承担；

M_p ——梁构件的全塑性抗弯承载力；

l_n ——梁的净跨；

V_b ——仅由楼盖荷载设计值在梁端连接处产生的剪力。

当梁翼缘采用带引弧板的坡口全熔透焊缝与柱连接时，可不验算连接的抗弯承载力。

2 当框架结构的梁柱采用刚性连接时，H 形和箱形截面柱的节点域抗震承载力应符合下列规定：

当与梁翼缘平齐的柱横向加劲肋的厚度不小于梁翼缘厚度时，H 形和箱形截面柱的节点域抗震承载力验算应符合下列规定：

1) 当结构的抗震设计类别为 D 级或 E 级时，节点域的承载力验算应符合下式要求：

$$\alpha_p \frac{M_{pb1} + M_{pb2}}{V_p} \leq \frac{4}{3} f_{yv} \quad (7.3.3-3)$$

2) 当结构的抗震设计类被为 A 级、B 级或 C 级时，节点域的承载力验算应符合下式要求：

$$\frac{M_{b1} + M_{b2}}{V_p} \leq f_{ps} \quad (7.3.3-4)$$

式中： M_{b1}, M_{b2} ——分别为节点域两侧梁端的设防地震性能组合的弯矩，应按《钢结构设计标准》GB 50017 式 (17.2.3-1) 计算；

M_{pb1}, M_{pb2} ——分别为与框架柱节点域连接的左、右梁端截面的全塑性受弯承载力；

V_p ——节点域的体积；

f_{ps} ——节点域的抗剪强度，应按《钢结构设计标准》GB 50017 第 12.3.3 条的规定计算；

α_p ——节点域弯矩系数，边柱取 0.95，中柱取 0.85。

3 当框架结构的梁柱采用刚性连接时，H 形和箱形截面柱的节点域受剪正则化宽厚比 $\lambda_{n,s}$ 限值应符合表 7.3.3 的规定。

表 7.3.3 H 形和箱形截面柱节点域受剪正则化宽厚比 $\lambda_{n,s}$ 的限值

结构构件延性等级	E 级、D 级	C 级	B 级	A 级
$\lambda_{n,s}$	0.4	0.6	0.8	1.2

注：节点受剪正则化宽厚比 $\lambda_{n,s}$ ，应按《钢结构设计标准》GB50017 式（12.3.2-1）或（12.3.2-2）计算。

7.3.4 抗震设计类别为 A、B、C 的建筑中，也可采用部分约束的梁柱节点，但应符合下列要求：

- 1 节点的受弯承载力应不小于 50%的梁和柱的全塑性弯矩的较小值；
- 2 应由循环荷载下的节点试验证明该节点具有稳定的滞回性能和充分的转动能力；
- 3 在结构分析和设计时，必须考虑部分约束的梁柱节点性能的影响，包括对结构抗震性能和整体稳定的影响。

7.4 钢结构的抗震构造

7.4.1 梁和柱的抗震构造应符合下列规定：

1 在强震中可能出现塑性铰的框架梁处，不得突然改变翼缘的截面。当经过试验证明，在翼缘钻孔或适当调整其宽度能符合发展稳定的塑性铰的变形能力要求，又能符合强度承载力的要求时，也可采用这种构造形式。

2 在强震中可能出现塑性铰的框架梁处，其上下翼缘均应设侧向支承。该支承点与其相邻支承点间梁的侧向长细比应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 中有关塑性设计的要求。在耗能连梁端部的上、下翼缘处设置的侧向支撑应能承受 6%的相应翼缘承载力 $\eta f_y b_f t_f$ 的作用。其中 η 为超强系数， f_y 为翼缘钢材屈服强度， b_f 为翼缘宽度， t_f 为翼缘厚度。

3 框架柱的长细比，当抗震设计类别为 A、B 时，不应大于 $120\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ ；C 类时不应大于 $100\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ ；D、E 类时不宜大于 $60\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 。

4 抗侧力体系中的梁和柱的板件宽厚比不应大于表 7.4.1 的规定。

表 7.4.1 板件宽厚比限值

构件	抗震设计类别	A、B	C	D、E
板件				
梁	工字形梁和箱形梁翼缘悬伸部分 b/t	11	9	8.5
梁	箱形梁翼缘在两腹板之间的部分 b_0/t	35	32	30
	工字形梁和箱形梁腹板 h_0/t_w	72	72-100 $\frac{N}{Af} \geq 42$	

续表 7.4.1 板件宽厚比限值

柱	工字形柱和箱形柱翼缘悬伸部分 b/t	12	11	10
	箱形柱翼缘在两腹板之间部分 b_0/t	37	37	33
	工字形柱和箱形柱腹板 h_0/t_w	45	43	42

注：1 表中， N 为梁的轴向力， A 为梁的截面面积， f 为梁的钢材强度设计值；

2 表列值适用于 Q235 钢，当钢材为其他牌号时，应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ ， f_y 为所用钢材的屈服强度。

7.4.2 支撑构件和耗能连梁的构造要求

1 中心支撑杆件的长细比不应超过 $160\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ ；偏心支撑框架的支撑杆件的长细比不应超过 $120\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 。

2 抗震设计类别为 A、B 的抗侧力体系中的支撑构件的板件宽厚比可按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 中有关塑性设计的规定采用；抗震设计类别为 C、D、E 的板件宽厚比，当板件为翼缘板悬伸部分时，不应大于 $8\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ ；H 型截面的腹板不应大于 $25\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ ；箱形截面的腹板及两腹板间的翼缘板不应大于 $18\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ ；圆管截面的外径与壁厚之比不应大于 $36\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 。

3 耗能梁段腹板上不得加焊贴板提高承载力，也不得在腹板上开洞，并应符合下列规定：

1) 翼缘板悬伸部分的宽厚比不得大于 $8\sqrt{\frac{235}{f_y}}$ ；

2) 腹板的高厚比应符合下式要求：

$$h_0/t_w \leq \left(72 - 100 \frac{N}{Af} \right) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (7.4.2)$$

式中： N 、 A 分别为耗能连梁的轴向力设计值和截面面积；

3) 耗能连梁腹板加劲肋的设置，应符合现行行业标准《高层民用建筑钢结构技术

规程》JGJ99 有关节点设计的规定。

7.4.3 连接和节点的构造应符合下列规定

1 抗侧力结构中的螺栓连接应全部采用高强度螺栓摩擦型连接。在同一个连接面内不容许混合采用螺栓和焊缝共同承受剪力。

2 螺栓孔的制作应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205 有关 C 级螺栓孔的要求。也可采用孔槽垂直于受力方向的长圆孔。

3 抗侧力结构中的构件和连接在制作和安装过程中所造成的缺陷，如定位焊缝、引弧板、吊装辅件、电弧气刨和火燃切割等等，均应严格按照现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205 的要求进行清理和修复。

4 梁与柱的节点构造应符合下列要求：

- 1) 梁与柱的连接宜采用柱贯通型，可采用梁贯通型；
- 2) 当工字形柱翼缘与梁刚接时，梁翼缘与柱翼缘间应采用带引弧板的坡口全熔透焊缝，并在柱中与梁翼缘的对应位置设置横向加劲肋。梁腹板宜采用高强螺栓与柱连接板形成摩擦型连接；
- 3) 在梁翼缘与柱之间采用坡口全熔透焊缝时，应在梁腹板的上下端作弧形切口。切口形式可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的有关规定采用；
- 4) 框架节点腹板的厚度应根据强度验算和稳定性要求合理确定，不宜偏厚过多；
- 5) 宜采取措施把梁端塑性铰截面从柱面外移；
- 6) 梁端下翼缘焊接衬板底面与柱翼缘相接处的缝隙，应沿衬板全长用角焊缝补焊封闭。
- 7) 用于刚性节点的柱中横向加劲肋或隔板，宜与梁翼缘等厚，工字形柱的加劲肋与柱翼缘焊接时，宜采用坡口全熔透焊缝，与腹板的连接可采用角焊缝。当梁端垂直于工字形柱腹板平面焊接时，加劲肋与柱腹板的焊缝也宜采用坡口全熔透焊缝。箱形柱隔板与柱的焊接，宜采用坡口全熔透焊缝；对无法进行手工焊接的焊缝，应采用电渣焊。

7.4.4 抗震剪力墙板的构造应符合下列规定：

1 钢板抗震剪力墙宜采用屈服强度较低的钢板制成，钢板不宜过厚，应通过纵、横加劲肋保证稳定性。钢板宜通过拼接板用高强螺栓与周边框架连接，并避免承受竖向荷载的作用。

2 内藏钢板支撑剪力墙四周应与框架梁柱留有一定空隙，仅通过钢板支撑与框架梁相连。

3 带竖缝混凝土剪力墙板应与框架柱之间留有一定空隙，仅通过墙板上端的连接件用高强螺栓与框架梁相连，下端通过墙板的齿槽与框架梁上的焊接栓钉实现可靠的连接，墙板应避免承受竖向荷载的作用。

7.5 质量控制

7.5.1 钢结构质量控制，除应符合本通则第 3.7 节的要求外，尚应符合本节的要求。

7.5.2 钢结构的制作和安装必须满足设计图纸的要求，并严格执行现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB50205 的有关规定。

7.5.3 所用钢材均应具有质量合格证明文件，并应按国家现行有关标准的规定进行抽样检验。设计要求全熔透的一、二级焊缝，应采用超声波探伤进行内部缺陷的检验，并应符合现行国家标准《钢焊缝手工超声波探伤方法和探伤结果分析》GB11345 的规定。抗侧力体系中所有承受纯拉力的坡口全熔透焊缝均应按一级焊缝进行检验。

8 钢筋混凝土结构

8.1 一般规定

8.1.1 本章适用于现浇钢筋混凝土结构和装配式钢筋混凝土框架结构的抗震设计。

8.1.2 钢筋混凝土结构的材料性能应符合下列规定：

1 混凝土的强度等级不应低于 C20，采用强度等级 400MPa 及以上的钢筋时，混凝土强度等级不应低于 C25。

2 普通钢筋宜优先选用延性、韧性和可焊性较好的钢筋；纵向受力钢筋宜选用 HRB400、HRB500、HRBF400、HRBF500、HPB300、RRB400 钢筋，梁、柱和斜撑构件的纵向受力钢筋宜采用 HRB400、HRB500、HRBF400、HRBF500 钢筋。箍筋宜选用 HRB400、HRBF400、HPB300、HRB500、HRBF500 钢筋。

8.1.3 钢筋混凝土结构应根据设防烈度(或地震动参数)和使用功能分类，按本通则表 3.1.4 确定其抗震设计类别，并符合相应的抗震设计要求。

8.1.4 不同抗震设计类别的现浇钢筋混凝土结构的最大适用高度应符合表 8.1.4 的规定；相同抗震设计类别的装配式钢筋混凝土结构应适当降低高度。超过表 8.1.4 规定高度的建筑，应根据专门研究采取必要的措施。

表 8.1.4 钢筋混凝土结构最大适用高度(m)

结构体系	抗震设计类别				
	A	B	C	D	E
框架	70	60	50	30	25
框架-抗震墙	150	130	110	70	60
抗震墙	150	140	120	70	60
部分框支抗震墙	130	110	90	—	—
板柱-抗震墙	80	70	60	—	—
框架-核心筒体	160	160	130	90	80
筒中筒	200	200	160	100	90

8.1.5 钢筋混凝土结构的平面和立面宜设计成规则的结构。规则结构应根据本通则第 6.1.5 条判别。经判定属不规则结构者，应符合不规则结构的分析和构造要求。

8.1.6 当钢筋混凝土结构选用本通则第 6.1.4 条规定的规则和合理的建筑结构方案时，可不设防震缝。当必须设置防震缝时，其最小宽度应符合下列规定：

1 高度不超过 15m 的框架结构，设计基本地震加速度为 0.05g 的地区可取 70mm，设计基本地震加速度不小于 0.10g 的地区可采用 80mm；超过 15m 的框架结构，设计基本地震加速度为 0.05g、(0.1~0.15) g、(0.20~0.30) g 和 0.4g 的地区每增高 5m，相应的防震缝宽度应分别增加 20mm、25mm、35mm 和 40mm；

2 框架-抗震墙结构的防震缝宽度可取框架结构的 70%，抗震墙结构可取框架结构的 60%；但设计基本地震加速度为 0.05g 的地区不得小于 70mm，设计基本地震加速度不小于 0.10g 的地区不得小于 80mm。

3 防震缝两侧的结构体系不同时，宜按防震缝宽的结构体系取用，并按较低的房屋计算缝宽。

8.1.7 在多层和高层钢筋混凝土建筑中，相邻楼层的楼层屈服剪力系数 ξ_y 相差不应大于 20%。

8.1.8 钢筋混凝土建筑应根据设防烈度或地震动参数和使用功能要求，采用框架结构、框架—抗震墙结构、抗震墙结构、局部框支抗震墙结构、板柱—抗震墙结构和筒体结构作为抗震体系。

8.1.9 框架结构和框架-抗震墙结构中，框架或抗震墙均应双向设置；梁与柱或柱与抗震墙的中线应重合，框架梁与柱中线之间偏心距不宜大于柱宽的 1/4。

8.1.10 在框架等类的结构中，由于地震力产生扭转时，应避免采用单个构件构成易于受扭的结构，宜采用整体抗扭的结构。

8.1.11 框架-抗震墙结构中的抗震墙宜贯通房屋的全高，且抗震墙不宜设置在墙面需要开大洞口的位置处，需要开洞时洞口应上下对齐。

8.1.12 抗震墙结构中，底部为框支层时，底部楼层剪切刚度不应小于相邻上层剪切刚度的 50%。

8.1.13 抗震设计类别为 E 类和 D 类的单独柱基的框架结构，沿两主轴方向宜设置基础系梁。

8.1.14 地基主要受力层范围内存在软粘土层、液化土层、严重不均匀土层和各柱基承受的重力荷载相差较大的单独柱基的框架结构应在两主轴方向设置基础系梁。

8.2 钢筋混凝土结构的抗震设计类别

8.2.1 钢筋混凝土结构的抗震设计类别，应根据设防地震动水平和使用功能要求按本通则表 3.1.4 确定。

8.2.2 抗震设计类别为 A 类的钢筋混凝土结构在体形上无特别要求，不需要进行地震力分析，但必须符合本通则第 8.6 节的抗震构造要求和本通则表 8.1.4 的高度限制。

8.2.3 抗震设计类别为 B 类的钢筋混凝土结构位于设计基本地震加速度(50 年超越概率 10%) 小于 0.08g 的地区时，不需要进行地震力分析；不小于 0.08g 的地区可按基底剪力方法计算地震作用，还必须采取适当的抗震措施。

8.2.4 抗震设计类别为 C 类的钢筋混凝土结构必须符合 B 类的全部要求和以后各节的有关规定，还必须有明确的抗侧力构件，根据所属使用功能的类别按本通则第 4 章规定的地震作用分析方法进行地震作用计算。

8.2.5 抗震设计类别为 D 类的钢筋混凝土结构必须符合对 C 类建筑的全部要求和以后各节的有关规定，须有专门设计的抗侧力构件，如抗震墙、抗侧力支撑等，根据所属使用功能的类别，按本通则第 4 章规定的地震作用分析方法分析地震作用。

8.2.6 抗震设计类别为 E 类的钢筋混凝土结构除必须符合对 D 类建筑的全部要求外，其他规

定必须经专门研究确定。

8.2.7 有地下室的结构，当上部结构嵌固在地下室顶部时，地下室与上部结构相连的一层的抗震设计类别应与上部结构相同；地下一层以下的抗震设计类别可适当降低等级。

8.2.8 裙房与主楼相连的建筑，裙房的抗震设计类别不应低于主楼；主楼在裙房顶层及相邻的上下层，应适当加强抗震构造措施；裙房与主楼分离的建筑应按各自情况确定抗震类别。

8.3 钢筋混凝土结构的承载力

8.3.1 凡本节未作规定的，应符合现行有关钢筋混凝土结构设计标准的规定。

8.3.2 钢筋混凝土结构设计应符合下列规定：

1 设计梁柱构件时，应使其在弯曲破坏之前不发生剪切破坏与粘着力破坏；与受弯承载力相比梁柱构件应具有更充分的受剪承载力，而且轴压比不应超过本通则 8.4.5 条的规定。

2 当相连的梁和柱达到弯曲极限状态时，梁与柱的节点应保持有足够的潜力。

3 确定构件的截面时，不论地震作用在哪个方向，都应考虑屈服承载能力和极限承载能力。

4 不宜采用易产生对角线状开裂的剪切破坏的剪跨比小的构件，特别是剪跨比小于 1 的构件。

5 构成楼板的构件及其连接部位，针对地震时产生的楼板平面内的力，应具有足够的刚度与承载力。当为装配式楼板时，应采取措施保证它们的整体性。

8.3.3 抗震设计类别为 E、D、C 和 B 类的钢筋混凝土结构应符合下列规定：

1 框架结构的梁柱节点处，除顶层外柱端弯矩设计值应按下式调整：

$$\sum M_c \geq \eta_c \sum M_b \quad (8.3.3-1)$$

式中： $\sum M_c$ ——节点上下柱端顺时针或反时针方向实际抗弯设计值之和；

$\sum M_b$ ——节点左右梁端反时针或顺时针方向的实际受弯承载力设计值之和；

η_c ——强柱系数，B 类时取 1.3、C 类时取 1.5、D 类时取 1.7、E 类时取 2.1。

2 抗震设计类别为 D、C 和 B 类的框架结构的底层柱下端弯矩设计值应分别乘以增大系数 1.7、1.5 和 1.3；抗震设计类别为 D 类的框支顶层柱上端和底层柱下端的弯矩设计值应各乘以增大系数 1.5 和 1.25，框支柱的中间节点强柱系数取值按本条第 1 款进行。

3 框架梁和抗震墙中跨高比大于 2.5 的连梁，其端部截面组合的剪力设计值，应按下列公式计算：

$$V = \eta_{vb} (M_b^l + M_b^r) / L_n + V_{Gb} \quad (8.3.3-2)$$

式中： η_{vb} ——梁的剪力增大系数，按抗震设计类别为 B 类时取 1.20、C 类时取 1.3、D 类时取 1.40、E 类时取 1.50；

L_n ——梁的净跨；

V_{Gb} ——按简支梁分析梁的重力荷载在梁端截面的剪力设计值；

M_b^l, M_b^r ——分别为梁左右端反时针或顺时针方向截面组合弯矩的设计值。

4 框架柱和框支柱端部截面组合的剪力设计值，应按下式调整：

$$V = \eta_{vc} (M_c^u + M_c^l) / H_n \quad (8.3.3-3)$$

式中： η_{vc} ——柱的剪力增大系数，按抗震设计类别 B 类时取 1.25、C 类时取 1.4、D 类时取 1.5、E 类时取 1.6；

H_n ——柱净高；

M_c^u, M_c^l ——分别为柱上下端顺时针或反时针方向截面组合弯矩设计值。

5 角柱调整后的弯矩和剪力设计值应再乘以增大系数 1.10~1.30，并按双向偏心受压设计。

6 抗震墙底部加强部位截面组合剪力设计值，应按下式调整：

$$V = \eta_{vw} V_w \quad (8.3.3-4)$$

式中： V ——抗震墙底部加强部位设计截面组合剪力设计值；

V_w ——抗震墙底部加强部位截面组合剪力计算值；

η_{vw} ——抗震墙的剪力增大系数，按抗震设计类别 B 类时取 1.25、C 类时取 1.4、D 类时取 1.6、E 类时取 1.7。

8.3.4 框架梁、柱、抗震墙和连梁，截面的组合最大剪力设计值应符合下列要求：

1 跨高比大于 2.5 的梁和连梁及剪跨比大于 2 的柱和抗震墙：

$$V \leq 1.25(0.2 f_c b h_0) \beta_c \quad (8.3.4-1)$$

2 跨高比不大于 2.5 的梁和连梁，剪跨比不大 2 的柱、抗震墙和框支柱：

$$V \leq 1.25(0.15 f_c b h_0) \beta_c \quad (8.3.4-2)$$

式中： V ——截面组合的考虑了增大系数的剪力设计值；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；

b ——梁、柱截面宽度或抗震墙墙板截面厚度；

h_0 ——截面的有效高度，抗震墙为墙肢长度；

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

3 剪跨比应按下式计算：

$$\lambda = M_c / (V_c \cdot h_0) \quad (8.3.4-3)$$

式中： M_c ——柱端或墙端截面组合弯矩计算值；

V_c ——截面组合剪力计算值；

h_0 ——截面有效高度。

8.3.5 梁伸入角柱的锚固主筋不应因交叉而相互干扰，宜合理进行细部处理。当梁或柱的主筋穿过节点时，应注意到节点内主筋的轴向应变和滑动对节点的承载能力、变形能力，特别是对恢复力特性的影响。

8.3.6 框架-抗震墙结构，框架的任一层承担的地震剪力不应小于结构基底总剪力的 20%；

如为变断面结构，在具有相同数量框架柱的层段内，其框架楼层承担的地震剪力，不应小于该段最下层总地震剪力的 20%。

8.3.7 部分框支抗震墙结构，当框支柱多于 10 根时，柱承担的地震剪力之和不应小于该楼层地震剪力的 20%。

8.4 钢筋混凝土结构的抗震构造

8.4.1 梁的截面尺寸应符合下列规定：

- 1 梁截面宽度不宜小于 200mm。
- 2 梁截面的高宽比不宜大于 4。
- 3 梁净跨与截面高度之比不宜小于 4。

8.4.2 梁的纵向钢筋配置应符合下列规定：

1 梁端纵向受拉钢筋的配筋率不应大于 2.5%，且混凝土受压区高度和有效高度之比，对抗震设计类别为 D 类的结构不应大于 0.25，对 C、B 类的结构不应大于 0.35。

2 梁端截面的底面和顶面配筋量的比值，除按计算确定外，对抗震设计类别为 D 类的结构不应小于 0.5，对 C、B 类的结构不应小于 0.3。

3 梁顶面和底面的配筋，对抗震设计类别为 D、C 类的结构不应少于 $2\phi 14$ ，且不应小于梁端顶面和底面纵向配筋中较大截面面积的 $1/4$ ；对 B、A 类的结构不应少于 $2\phi 12$ 。

4 梁内贯通中柱的每根纵向钢筋的直径，对抗震设计类别为 D、C 类的结构不宜大于柱在该方向宽度的 $1/20$ 。

8.4.3 梁端加密区的箍筋配置应符合下列规定：

- 1 加密区长度，箍筋最大间距和最小直径应按表 8.4.3 采用。
- 2 对抗震设计类别为 D、C 类的框架梁，当净跨长度与截面高度之比小于 4 时，宜全跨加密。
- 3 加密区箍筋肢距，对抗震设计类别为 D、C 类的结构不宜大于 200mm，对 B 类的结构不宜大于 250mm。

表 8.4.3 梁加密区的长度、箍筋最大间距和最小直径(mm)

抗震设计类别	加密区长度 (采用较大值)	箍筋最大间距 (采用最小值)	箍筋最小直径
A	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d, 150$	$\Phi 6$
B	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d, 150$	$\Phi 8$
C	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d, 100$	$\Phi 8$
D	$2.0h_b, 500$	$h_b/4, 8d, 100$	$\Phi 10$

注：d 为纵向钢筋直径， h_b 为梁高。

8.4.4 柱的截面尺寸应符合下列规定：

1 柱的截面宽度与高度均不宜小于 300mm，A 类或不超过 2 层时不宜小于 300mm，D、C、B 类且超过 2 层时不宜小于层时不宜小于 400mm；圆柱的直径，A 类或不超过 2 层时不宜小于 350mm，D、C、B 类且超过 2 层时不宜小于层时不宜小于 450mm。

2 柱净高与截面高度之比不宜小于 4。

3 柱截面长边与短边的边长比不宜大于 3。

8.4.5 柱的轴压比，当混凝土强度等级不高于 C50 时，对抗震设计类别为 D 类的结构不宜大于 0.65；对 C 类的结构不宜大于 0.75；对 B 类的结构不宜大于 0.85；同一设计类别的建筑全地下的柱的轴压比可增加 0.05。剪跨比小于 1.5 的柱不属上述范围，应采取特殊的构造措施。

8.4.6 柱的纵向配筋应符合下列要求：

1 宜对称配置。

2 截面尺寸大于 400mm 的柱，其纵向钢筋间距不宜大于 200mm。

3 柱的纵向钢筋配筋率不应小于表 8.4.6 的规定；单侧配筋率不应小于 0.2%；对 IV 类场地上的高层建筑，表中的数值应适当加大。

表 8.4.6 柱纵向钢筋最小配筋率(%)

构件类别	抗震设计类别		
	A、B	C	D
中柱和边柱	0.65	0.80	1.0
角柱、框支柱	0.85	1.0	1.2

4 截面边长大于 1500mm 的柱，宜在截面核心区内设置间距为 200mm 的纵向钢筋骨架。

8.4.7 柱的箍筋加密范围，应符合下列规定：

1 柱两端应取截面高度（直径）、柱净高的 1 / 6 和 500mm 三者的最大者。

2 柱净高与截面高度之比不大于 4 的柱，应取全高。

3 抗震设计类别为 D 类的角柱，应取全高；框支柱和剪跨比不大于 2 的柱应取全高。

4 需要提高变形能力的柱，应取全高。

5 抗震设计类别为 D、C 类的柱，在可能产生剪切破坏的部位、侧向变形受约束的部位，应取该部位上下柱截面高度范围；柱中间区可能发生弯曲破坏的截面，应取该截面上下柱截面高度范围。

6 底层柱的柱根，不应小于柱净高的 1/3。

8.4.8 在柱的箍筋加密区，箍筋最小直径和最大间距应符合下列要求：

1 框支柱和按净高计算剪跨比不大于 2 的柱，箍筋间距不应大于 100mm。

2 在一般情况下，箍筋的最大间距和最小直径应按表 8.4.8 的规定采用。

表 8.4.8 柱箍筋加密区的箍筋最大间距和最小直径(mm)

抗震设计类别	箍筋最大间距(取小者)	箍筋最小直径
A	8d, 150	Φ6
B	8d, 150	Φ8

续表 8.4.8 柱箍筋加密区的箍筋最大间距和最小直径(mm)

C	8d, 100	$\Phi 8$
D	6d, 100	$\Phi 10$

8.4.9 柱箍筋加密区的箍筋肢距, 不宜大于 150mm。

8.4.10 柱非加密区箍筋间距, 对抗震设计类别为 D、C 类的结构不应大于 10 倍纵向钢筋直径, 对 B、A 类的结构不应大于 15 倍纵向钢筋直径。

8.4.11 框架节点核心区内箍筋的最大间距和最小直径应按加密区的规定采用。

8.4.12 抗震墙结构和框架-抗震墙结构中的抗震墙应符合下列规定:

1 抗震设计类别为 D、C 类的抗震墙, 各墙肢应设置翼墙、端柱或暗柱等边缘构件; 暗柱的截面范围为 1.5~2 倍的抗震墙厚度, 翼墙的截面范围为暗柱及其两侧各不超过 2 倍翼墙厚度。

2 两端有翼柱或端柱的抗震墙的厚度, 对抗震设计类别为 D、C 类的结构不应小于 160mm 和层高的 1/20; 对 B 类的结构不应小于 140mm 和层高的 1/25; 对抗震设计类别为 D 类和 C 类的抗震墙底部加强区, 墙厚不宜小于层高的 1/16 和 200mm。

3 抗震墙结构中, 抗震墙板的竖向和横向分布钢筋, 应采用双排或双排以上布置。

4 抗震墙结构中, 抗震墙板的竖向和横向分布钢筋配筋率, 对抗震设计类别为 D 类、C 类、B 类不宜小于 0.25%, A 类时不宜小于 0.20%, 钢筋不应小于 $\Phi 8$; 加强部位应合理设置边缘构件。框架-抗震墙结构中的抗震墙, 竖向和横向分布钢筋配筋率均不应小于 0.25%。

8.4.13 钢筋接头和锚固除应符合国家现行有关标准的规定外, 还应符合下列要求:

1 箍筋末端应做 135°弯钩, 弯钩的平直部分不应小于箍筋直径的 10 倍。

2 框架梁、柱和抗震墙边缘构件中的纵向钢筋接头, 对 D 类和 C 类结构的各部位及 B 类结构的底层柱和抗震墙底部加强部位宜采用机械连接或焊接, 在受地震作用不敏感的区域可采用绑扎接头。钢筋搭接长度范围内的箍筋间距不应大于 100mm。

3 框架梁、柱和抗震墙连梁中的纵向钢筋的锚固长度, 对抗震设计类别为 D、C 类的结构应比非抗震设计的最小锚固长度相应增加 5 倍纵向钢筋直径。

4 抗震墙的分布钢筋接头, 对抗震设计类别为 D、C 类结构的底部加强部位的竖筋, 当直径大于 $\Phi 22$ 时宜采用机械连接或焊接, 其他情况可采用绑扎接头, 但在加强部位应每隔一根错开搭接位置。

5 焊接或绑扎接头均不宜位于构件最大弯矩处, 且宜避开梁端、柱端的箍筋加密区; 绑扎接头的最小搭接长度, 对抗震设计类别为 D、C 类的结构应比非抗震设计结构的最小搭接长度相应增加 5 倍搭接钢筋直径。

6 当柱纵向钢筋的总配筋率超过 3% 时, 箍筋应采用焊接或一笔成形的连续螺旋箍。

8.4.14 对抗震设计类别为 E 类的钢筋混凝土结构, 除应符合 D 类结构的构造要求外, 还应专门研究, 作出补充规定。

8.5 装配式钢筋混凝土结构

8.5.1 装配式框架结构接头区力与变形的关系，必须经过实际试验，验证符合设计要求。

8.5.2 装配式框架结构应采用接头区和节点区力与变形的关系并结合这些区域所连接的预制混凝土构件的变形关系，对建筑物的地震反应进行分析，并符合设计要求。

8.5.3 装配式结构的抗震设计类别、结构影响系数和位移放大系数及建筑物最大适用高度，应符合本通则表 3.1.4 条、第 6.1.2 条和第 8.1.5 条的规定。

8.5.4 装配式框架结构所有构件承受的地震作用，必须有传向基础的连续的传递路径。

8.5.5 当装配式框架结构的变形为弹性变形的 ζ_d 倍时，整个结构应保持完整的作用传递路径。

8.5.6 钢筋混凝土框架结构的接头应符合下列规定：

- 1 装配式钢筋混凝土框架结构应采用强接头，以使非线性反应区远离接头位置。
- 2 当不能符合本条(1)款的规定时，应使接头形成的节点区能为结构提供等同于或超过与之可比较的现浇钢筋混凝土结构的性能。
- 3 在采用强接头的预制钢筋混凝土框架中，抗地震作用的构件应符合下列条件：
 - 1) 选择的非线性反应区位置应在地震作用下能形成强柱弱梁的变形机制。对于梁-连续柱接头，与柱子的距离应不小于 $3/4$ 倍的梁高；对梁-梁接头，可以在框架受弯构件的任意部位，但离接头的距离应不小于 $3/4$ 倍梁；对柱-连续梁和柱-柱接头，可以在节点外侧梁长度内的任意部位；对柱-基础接头，非线性区的位置离基础的距离应不小于 $3/4$ 的柱子宽度。
 - 2) 接头截面的设计承载力应符合下式要求：

$$R_c \geq 1.35S_F \quad (8.5.6)$$

式中： R_c ——接头截面上的承载力设计值(弯矩或剪力)；

S_F ——考虑非线性作用后的内力设计值(弯矩或剪力)。

8.5.7 采用本通则第 8.5.6 条(2)款设计的装配式混凝土框架和墙体应符合下列要求：

- 1 结构在规定的侧向荷载作用下的变形形状，应相似于相应的现浇钢筋混凝土结构的变形形状。
- 2 框架构件的主要纵向钢筋和墙体的边缘钢筋应连续通过接头，并在受拉和受压时至少可发挥 $1.25f_y$ 的强度。

8.5.8 装配式钢筋混凝土框架结构除符合上述各条规定外，还应符合现浇混凝土结构的其他规定。

8.6 质量控制

8.6.1 混凝土结构的材料和施工质量，除应符合本通则第 3.7 节的要求外，尚应符合下列规定：

- 1 钢筋、混凝土的质量要求应在设计文件上注明，并符合现行有关标准的规定。
- 2 对钢筋混凝土结构的重要受力构件，施工部门应按设计要求和现行混凝土结构施工规范的规定进行施工，应提出实施细则，并应具有各阶段的检验数据和检验报告。

9 钢-混凝土组合结构

9.1 一般规定

9.1.1 本章适用于型钢混凝土梁柱、钢管混凝土柱、钢-混凝土组合剪力墙等组合结构构件组成的结构体系的抗震设计，也适用于组合结构构件与钢结构构件、钢筋混凝土结构构件组成的结构体系的抗震设计。

9.1.2 钢-混凝土组合结构的材料性能应符合下列要求：

- 1 钢材的材料性能应符合本通则第 7.1.3 条的要求。
- 2 混凝土强度等级、钢筋强度等级和性能指标，应符合本通则第 8.1.3 条的要求。

9.1.3 钢-混凝土组合结构房屋应根据设计地震动参数和建筑使用功能分类，按本通则表 3.1.4 确定其抗震设计类别，并符合相应的抗震设计要求。

9.1.4 不同抗震设计类别的钢-混凝土组合结构房屋的最大适用高度应符合表 9.1.4 的规定。当房屋高度超过表 9.1.4 中数值时，结构设计应有可靠依据，并采用有效的加强措施。

表 9.1.4 钢-混凝土组合结构房屋的最大适用高度(m)

结构体系		抗震设计类别				
		A	B	C	D	E
框架结构	型钢（钢管）混凝土框架	70	60	50	35	30
框架-剪力墙结构	型钢（钢管）混凝土框架—钢筋混凝土剪力墙	150	130	120	90	65
部分框支剪力墙结构	型钢（钢管）混凝土转换柱—钢筋混凝土剪力墙	130	120	100	65	—
框架-支撑结构	型钢（钢管）混凝土柱-钢梁—支撑	220	200	180	160	120
框架-核心筒结构	钢框架-钢筋混凝土核心筒	210	200	160	110	85
	型钢（钢管）混凝土框架—钢筋混凝土核心筒	240	220	190	140	100
筒中筒结构	钢外筒—钢筋混凝土核心筒	280	260	210	150	110
	型钢（钢管）混凝土外筒—钢筋混凝土核心筒	300	280	230	160	120

注：1 表中“钢筋混凝土剪力墙”、“钢筋混凝土核心筒”，指其剪力墙全部采用钢筋混凝土剪力墙以及结构局部部位是钢-混凝土组合剪力墙。

9.1.5 钢-混凝土组合结构房屋宜设计成平面和立面规则的结构。规则性应根据本通则第 6.1.3 条判别；经判别属不规则建筑者，应符合不规则建筑的分析 and 构造要求。

9.1.6 当钢-混凝土组合结构选用本通则第 6.1.4 条规定的规则和合理的结构方案时，可不设防震缝；当必须设置防震缝时，其最小宽度应符合 8.1.7 条的规定。

9.1.7 结构构件的竖向布置和相邻楼层承载力的相对关系以及抗震体系的选择应符合本通则第 8.1.8～8.1.13 条的规定。各类体系中的框架柱，沿房屋高度宜采用同类型构件；当框架柱或剪力墙的类型沿高度改变时，应设置 1~2 层过渡层。

9.1.8 不同抗震设计类别的结构设计应符合本通则第 8.2 节的规定。

9.1.9 当根据不同的抗震设计类别，按本通则第 6.1.9 条的规定对组合结构进行结构分析时，

应按本通则第 4.2.7 条和附录 D 的方法，根据组合结构的阻尼比，对场地设计反应谱进行调整。组合结构阻尼比可取 0.04，房屋高度超过 200m 时，阻尼比可取 0.03；当楼盖梁采用钢筋混凝土梁时，相应结构阻尼比可增加 0.01。

9.2 型钢混凝土构件

9.2.1 型钢混凝土构件的内力设计值确定应符合本通则第 8.3.3、8.3.6、8.3.7 条的规定，其承载力计算应符合《组合结构设计规范》JGJ 138 的相关规定。

9.2.2 型钢混凝土结构中的型钢设计除符合本章的有关规定外，还应符合本通则第 7 章的有关规定，但嵌入混凝土的型钢板件宽厚比，可不受本通则表 7.4.1 的限制。

9.2.3 地震设计工况下，型钢混凝土框架梁和框架柱的受剪截面应符合下列公式的规定：

$$V \leq 0.36\beta_c f_c b h_0 \quad (9.2.3-1)$$

$$\frac{f_a t_w h_w}{\beta_c f_c b h_0} \geq 0.10 \quad (9.2.3-2)$$

式中：V——型钢混凝土框架梁、柱的计算截面剪力设计值；

t_w 、 h_w ——型钢腹板厚度和高度；

f_a ——型钢腹板抗拉强度设计值；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；

β_c ——混凝土强度影响系数，当混凝土强度等级不超过 C50 时，取 $\beta_c = 1.0$ ；当混凝土强度等级为 C80 时，取 $\beta_c = 0.8$ ；其间取线性插值。

9.2.4 考虑地震作用组合的型钢混凝土框架柱，其轴压比应按下式计算，且宜满足本通则第 8.4.5 条规定的限值。

$$n = \frac{N}{f_c A_c + f_a A_a} \quad (9.2.4-1)$$

式中：n——柱轴压比；

N——考虑地震作用组合的柱轴压力设计值；

A_c 、 A_a ——分别为混凝土和型钢截面面积。

9.2.5 型钢混凝土梁应符合下列规定：

1 梁的混凝土截面最大受压纤维至塑性中性轴的距离应符合下式要求：

$$h \leq \frac{a+d}{1+\left(\frac{1700 f_y}{E_s}\right)} \quad (9.2.3)$$

式中：h——混凝土截面最大受压纤维至塑性中性轴的距离；

a——从型钢梁顶部到混凝土顶部的距离；

d——型钢梁高度；

f_y ——型钢梁屈服强度；

E_s ——型钢梁的弹性模量

2 型钢混凝土梁在地震作用下预计出现塑性铰的区域，其箍筋配置应符合本通则第 8 章的有关规定。

9.2.6 型钢混凝土柱，应符合下列要求：

1 当型钢截面面积不小于组合柱截面面积的 4% 时，应符合本通则第 7 章关于钢结构和本节的有关规定；对不符合上述规定的型钢混凝土柱，应符合本通则第 8 章对钢筋混凝土柱的规定。

2 柱的受剪承载力应按型钢的受剪承载力加上外包钢筋混凝土的受剪承载力确定。

3 考虑型钢和混凝土共同承受外荷载的组合柱，应在型钢外翼设置剪切栓钉，其最大间距不应大于 800mm。

4 箍筋宜采用封闭箍，箍筋间距不应大于下列三个数值中的最小者：构件最小边长的 1/2，16 倍纵向钢筋直径；200mm。在每一楼层柱的上下端和底脚的顶部，箍筋的间距应加密。

5 所有纵向受力钢筋均应符合本通则第 8 章有关配置和连接的规定。矩形截面柱的每个角部必须设置受力钢筋，其他纵向受力钢筋和钢筋的间距不应大于组合构件最小边长的 1/2。

6 抗震设计类别为 C、D、E 类的建筑中，型钢混凝土柱除符合上述规定外，尚应符合下列各项要求：

- 1) 柱端箍筋加密区的范围不应小于下列三个数值中的最大者：柱净高的 1/6；柱横截面最大尺寸；500mm。在柱子的其他部位箍筋间距不应超过上述间距的 2 倍。
- 2) 柱端箍筋加密区中箍筋的最大间距不宜大于下列三个数值中的最小者：构件最小边长的 1/4；8 倍纵向钢筋直径；150mm。

9.3 钢管混凝土构件

9.3.1 钢管混凝土构件的内力设计值确定应符合本通则第 8.3.3、8.3.6、8.3.7 条的规定，其承载力计算应符合现行标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的相关规定。

9.3.2 钢管混凝土柱的钢管应符合现行标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 和《矩形钢管混凝土结构技术规程》CECS 159 的要求，钢管中的混凝土强度等级不宜低于 C40。

9.3.3 钢管壁的横截面面积不应小于钢管混凝土柱横截面面积的 4%，且符合现行标准《钢结构设计标准》GB 50017 和《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 以及本通则第 7 章的有关规定。钢管混凝土柱钢管壁的宽厚比或径厚比，不应大于表 9.3.3 规定的限值。

表 9.3.3 钢管混凝土柱钢管壁宽厚比或径厚比限值

建筑抗震设计类别	A、B	C	D、E
矩形钢管壁宽厚比	60	50	40
圆形钢管外径与壁厚比	135	100	70

注：表列数值适用于 Q235 钢，矩形钢管采用其他牌号钢材时应乘以 $\sqrt{235/f_{ak}}$ ，圆形钢管应乘以

$235/f_{ak}$ ， f_{ak} 为钢管的屈服强度。

9.3.4 抗震设计时，矩形钢管混凝土柱的轴压比计算公式及轴压比限值按本通则 9.2.4 条规定。

9.4 钢-混凝土组合剪力墙

9.4.1 钢-混凝土组合剪力墙可采用型钢混凝土剪力墙（图 9.4.1(a)）、内嵌钢板混凝土剪力墙（图 9.4.1(c)）、外包钢板混凝土剪力墙（图 9.4.1(d)）、带钢斜撑混凝土剪力墙（图 9.4.1(e)）。钢-混凝土组合剪力墙也可采用有端柱或带边框型钢混凝土剪力墙（图 9.4.1(b)）。

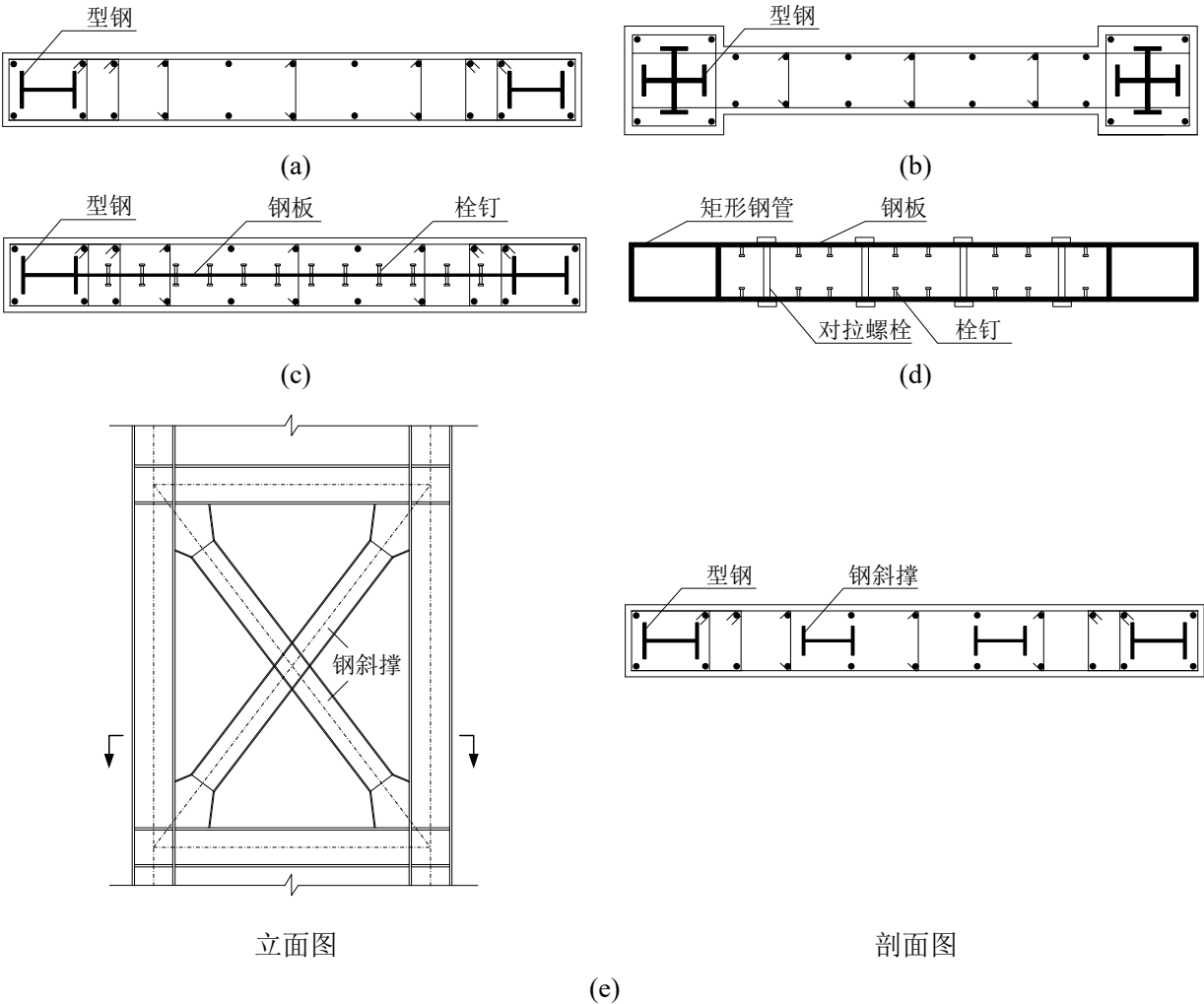


图 9.4.1 钢-混凝土组合剪力墙

(a)无端柱型钢混凝土剪力墙；(b)有端柱或带边框型钢混凝土剪力墙；(c)内嵌钢板混凝土剪力墙；(d)外包钢板混凝土剪力墙；(e)带钢斜撑混凝土剪力墙

9.4.2 钢-混凝土组合剪力墙的内力设计值调整应符合本通则第 8.3.4 条的规定，其承载力计算应符合现行标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的相关规定。

9.4.3 地震设计工况下，钢-混凝土组合剪力墙的受剪截面应符合下列公式的规定：

$$\text{剪跨比 } \lambda > 2.5 \quad V_{cw} \leq 1.25 \times (0.20 \beta_c f_c b_w h_{w0}) \quad (9.4.3-1)$$

$$\text{剪跨比 } \lambda \leq 2.5 \quad V_{cw} \leq 1.25 \times (0.15 \beta_c f_c b_w h_{w0}) \quad (9.4.3-2)$$

对型钢混凝土剪力墙：

$$V_{cw} = V - 1.25 \times \frac{0.25}{\lambda} f_a A_{a1} \quad (9.4.3-3)$$

对内嵌钢板混凝土剪力墙和外包钢板混凝土剪力墙：

$$V_{cw} = V - 1.25 \times \left(\frac{0.25}{\lambda} f_a A_{a1} + \frac{0.5}{\lambda - 0.5} f_p A_p \right) \quad (9.4.3-4)$$

对带钢斜撑混凝土剪力墙：

$$V_{cw} = V - 1.25 \times \left(\frac{0.25}{\lambda} f_a A_{a1} + 0.8 (f_g A_g + \varphi f'_g A'_g) \cos \alpha \right) \quad (9.4.3-5)$$

式中： V_{cw} ——仅考虑墙肢截面钢筋混凝土部分承受的剪力设计值；

V ——剪力墙组合的剪力设计值；

b_w ——剪力墙截面厚度；

h_{w0} ——剪力墙截面有效高度；

λ ——计算截面处的剪跨比， $\lambda = \frac{M}{Vh_{w0}}$ ；当 $\lambda < 1.5$ 时，取 1.5；当 $\lambda > 2.2$ ，取

2.2；此处， M 为与剪力设计值 V 对应的弯矩设计值，当计算截面与墙底之间距离小于 $0.5h_{w0}$ 时，应按距离墙底 $0.5h_{w0}$ 处的弯矩设计值与剪力设计值计算；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；

f_a 、 f_p ——分别为型钢、钢板的抗拉强度设计值；

f_g 、 f'_g ——分别为剪力墙受拉、受压钢斜撑的强度设计值；

A_{a1} ——剪力墙一端所配型钢的截面面积，当两端所配型钢截面面积不同时，取较小一端的面积；

A_g 、 A'_g ——分别为剪力墙受拉、受压钢斜撑截面面积；

φ ——受压斜撑面外稳定系数，按现行标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定计算；

α ——斜撑与水平方向的倾斜角度；

β_c ——混凝土强度影响系数，混凝土强度等级不超过 C50 时取 1.0，混凝土强度为 C80 时取 0.8，之间取线性插值。

9.4.4 钢-混凝土组合剪力墙在重力荷载代表值作用下的轴压比不宜超过表9.4.4规定的限值。型钢混凝土剪力墙和带钢斜撑混凝土剪力墙的轴压比可按式（9.4.4-1）计算，内嵌钢板混凝土剪力墙和外包钢板混凝土剪力墙的轴压比可按式（9.4.4-2）计算：

$$n = \frac{N}{f_c A_c + f_a A_a} \quad (9.4.4-1)$$

$$n = \frac{N}{f_c A_c + f_a A_a + f_p A_p} \quad (9.4.4-2)$$

式中：N——重力荷载代表值作用下剪力墙墙肢的轴压力设计值；

A_a ——剪力墙两端暗柱中全部型钢截面面积；

A_p ——剪力墙的钢板截面面积。

表 9.4.4 钢-混凝土组合剪力墙轴压比限值

建筑抗震设计类别	A、B	C	D、E
轴压比限值	0.6	0.5	0.4

9.4.5 钢-混凝土组合剪力墙中水平和竖向分布钢筋的最小配筋率应符合表9.4.5的规定。型钢混凝土剪力墙的分布钢筋间距不宜大于300mm，直径不应小于8mm，拉结筋间距不宜大于600mm。内嵌钢板混凝土剪力墙和带钢斜撑混凝土剪力墙，分布钢筋间距不宜大于200mm，拉结钢筋间距不宜大于400mm，分布钢筋及拉结钢筋与钢板间应有可靠连接，钢斜撑周围的拉结筋应加密。外包钢板混凝土剪力墙厚度超过800mm时，内填混凝土内可配置水平和竖向分布钢筋，分布钢筋配筋率不宜小于0.25%，间距不宜大于300mm。

表 9.4.5 钢-混凝土组合剪力墙分布钢筋最小配筋率

建筑抗震设计类别	A	B、C	D、E
型钢混凝土剪力墙	0.2%	0.25%	0.35%
内嵌钢板混凝土剪力墙、带钢斜撑混凝土剪力墙	0.3%	0.4%	0.45%

9.4.6 型钢混凝土剪力墙、带钢斜撑混凝土剪力墙和内嵌钢板混凝土剪力墙，其端部型钢周围应配置纵向钢筋和箍筋，形成约束边缘构件或构造边缘构件，边缘构件沿墙肢的长度、纵向钢筋和箍筋的配置应符合现行标准《组合结构设计规范》JGJ 138的相关规定。

9.4.7 外包钢板混凝土剪力墙的两端应设置矩形钢管混凝土，形成约束边缘构件或构造边缘构件，边缘构件可设置竖向加劲肋。建筑抗震设计类别为D、E类时，钢管混凝土约束边缘构件的钢管壁板宽厚比不应大于 $40\sqrt{235/f_{ak}}$ ；建筑抗震设计类别为C类时，钢管壁板宽厚比不应大于 $50\sqrt{235/f_{ak}}$ ；当建筑抗震设计类别为A、B类时，钢管壁板宽厚比不应大于 $60\sqrt{235/f_{ak}}$ ， f_{ak} 为边缘构件钢管的屈服强度。

9.4.8 内嵌钢板混凝土剪力墙和外包钢板混凝土剪力墙中钢板厚度不宜小于10mm，且钢板含钢率不宜大于7.5%。

9.4.9 内嵌钢板混凝土剪力墙和带钢斜撑混凝土剪力墙在楼层标高处应设置型钢暗梁。内嵌钢板与四周型钢宜采用焊接连接，钢斜撑与周边型钢应采用刚性连接。

9.4.10 钢-混凝土组合剪力墙的型钢和钢板应设置栓钉等剪力连接件，剪力连接件的设计应满足现行标准《组合结构设计规范》JGJ 138规定，外包钢板混凝土剪力墙中螺栓间距与外包钢板厚比的比值应小于 $40\sqrt{235/f_{ak}}$ 。

9.5 连接设计

9.5.1 钢-混凝土组合结构中组合构件之间的连接、组合构件与钢构件、钢筋混凝土构件之间的连接，应符合本节要求，并应符合现行标准《组合结构设计规范》的要求；其他连接应按本通则第 7 章或第 8 章的有关规定设计。

9.5.2 钢-混凝土组合结构的连接应有足够的变形能力，以抗御设计层间位移和本通则第 6 章规定的设计荷载。此外，对地震作用下为保持侧向稳定性所需的连接，也应符合本节的规定。

9.5.3 计算连接承载力应以合理的模型为依据，使其能满足内力平衡条件，设计时宜符合下列各项规定：

1 钢构件与钢筋混凝土构件之间力的传递，应由直接支承和由钢筋、剪切杆来计算传递力。钢与混凝土之间的结合力不能作为接头传力的机构。

2 在连接的钢筋混凝土部分中，应设置钢筋承担拉力，并设置箍筋约束混凝土。所有受拉或受压钢筋应延伸到承受作用力所需要的截面以外。

3 当以楼板传递水平面内的内力时，连接区的楼板钢筋应在所有关键截面上具有平面内的计算抗力。

9.5.4 钢管混凝土柱的分段连接，宜设在反弯点处；在连接处的下段柱端宜设置一块环形封顶板。

9.6 组合结构

9.6.1 组合框架的钢柱和钢梁的设计应符合本通则第 7 章的有关规定，钢筋混凝土柱应符合本通则第 8 章的有关规定，型钢混凝土构件和钢管混凝土柱应按本章 9.2 节和 9.3 节的规定进行设计。

9.6.2 组合中心支撑框架的柱可采用钢筋混凝土柱或组合柱，梁和支撑可采用钢构件或型钢混凝土构件，支撑的轴线宜交汇于梁柱构件轴线的交点，偏离交点时的偏心距不应超过支撑杆件宽度。该体系应符合下列规定：

1 钢筋混凝土柱应符合本通则第 8 章的有关规定。

2 钢梁和钢支撑应符合本通则第 7 章中心支撑钢框架的规定。

3 型钢混凝土梁应符合本章 9.2 条的规定。

4 当组合支撑的钢截面面积占组合支撑截面面积的 4% 以上时，应符合本通则第 7 章钢结构支撑的有关规定，当钢截面面积小于 4% 时，应符合钢筋混凝土支撑的有关规定。

5 支撑连接应符合本通则第 7 章中对钢中心支撑框架的要求和本章第 9.5 节的要求。

9.6.3 组合偏心支撑框架中，每根支撑应至少有一端与框架梁连接，并在支撑与梁交点和柱之间或同一跨内另一支撑与梁交点之间形成消能梁段。组合偏心支撑框架设计应使塑性较出现在消能梁段内，且消能梁段宜设计为剪切屈服型。柱可采用钢筋混凝土柱或组合柱；支撑应采用钢支撑；消能梁段应符合本条第（2）款的要求。该体系除符合本通则第 7 章对偏心支撑框架的要求外，尚应符合下列规定：

1 当框架采用钢筋混凝土柱时，应符合本通则第 8 章的有关规定；当采用组合柱时，应符合本章第 9.2 节或第 9.3 节中有关柱的规定；当采用钢柱时，应符合本通则第 7 章的有关规定。

2 消能梁段应采用型钢，且应符合本通则第 7 章有关消能梁段的规定。框架梁中消能梁段区段以外的部分如采用钢构件，应符合本通则第 7 章的规定；如采用型钢混凝土构件，则应符合本章第 9.2 节的相关规定。

3 钢支撑应符合本通则第 7 章有关支撑的规定。

4 体系中的连接除符合本通则第 7 章对偏心支撑框架的连接要求外，尚应符合本章第 9.5 节的规定。

9.6.4 框架—核心筒组合结构体系和筒中筒组合结构体系，框架和外筒可采用钢框架（钢外筒）、型钢或钢管混凝土框架，核心筒可采用钢筋混凝土剪力墙，也可部分楼层采用钢—混凝土组合剪力墙。该体系应符合下列规定：

1 型钢混凝土框架梁柱应符合本通则 9.2 节的规定，钢管混凝土框架柱应符合本通则 9.3 节的规定，钢框架梁柱应符合本通则第 7 章的规定。

2 核心筒钢筋混凝土剪力墙应符合本通则第 8 章的规定；采用钢—混凝土组合剪力墙时，应符合本通则 9.4 节的规定。

3 楼盖体系应具有良好的水平刚度和整体性，能协同各周边框架与核心筒、外框筒与内筒共同抵抗侧力。宜采用钢筋混凝土楼盖或钢—混凝土组合楼盖。当采用钢筋混凝土梁或型钢混凝土梁时，可采用钢筋混凝土楼板；当采用钢梁时，可采用钢筋混凝土楼板或压型钢板—混凝土组合楼板，形成钢—混凝土组合楼盖。

9.6.5 钢管混凝土结构或构件之间的连接，以及施工安装阶段（混凝土浇筑前和混凝土硬化前）的承载力、变形和稳定性，应符合钢结构的规定。

9.7 质量控制

9.7.1 组合结构的材料和施工质量，除应符合本通则第 3.7 节的要求外，尚应符合下列规定：

1 水泥、钢材、钢筋和混凝土的质量要求应在设计文件上注明，并符合现行有关标准的规定。

2 对型钢混凝土和钢管混凝土结构体系的主要受力构件，施工部门应按设计要求和现行施工规范的规定进行施工，应提出实施细则，并应具有各阶段的检验数据和检验报告。

10 砌体结构

10.1 一般规定

10.1.1 本章适用于普通砖(包括烧结、蒸压、混凝土普通砖)、多孔砖(包括烧结、混凝土多孔砖)和混凝土小型空心砌块等砌体承重的结构,以及底层或底部两层框架-抗震墙砌体结构。

10.1.2 砌体结构应根据设防烈度(或地震动参数)和使用功能分类,按本通则表 3.1.4 确定其抗震设计类别,并符合相应的抗震设计要求。

10.1.3 多层结构的层数和高度应符合下列要求:

1 不同抗震设计类别的砌体结构的层数和最大适用高度应符合表 10.1.3 的规定。

表 10.1.3 砌体结构最大适用层数和高度 (m)

房屋类别		最小抗震墙厚度 (mm)	抗震设计类别									
			A		B		C		D		E	
			高度	层数	高度	层数	高度	层数	高度	层数	高度	层数
多层砌体房屋	普通砖	240	21	7	21	7	18	6	15	5	12	4
	多孔砖	240	21	7	21	7	18	6	15	5	9	3
	多孔砖	190	21	7	18	6	15	5	12	4	-	-
	小砌块	190	21	7	21	7	18	6	15	5	9	3
底部框架-抗震墙砌体房屋	普通砖	240	22	7	22	7	16	5	-	-	-	-
	多孔砖	190	22	7	19	6	13	4	-	-	-	-
	多孔砖	190	22	7	19	6	13	4	-	-	-	-
	小砌块	190	22	7	22	7	16	5	-	-	-	-

注: 1 房屋的总高度指室外地面到主要屋面板板顶或檐口的高度,半地下室从地下室室内地面算起,全地下室和嵌固条件好的半地下室应允许从室外地面算起;对带阁楼的坡屋面应算到山尖墙的 1/2 高度处;

2 室内外高差大于 0.6m 时,房屋总高度应允许比表中的数据适当增加,但增加量应少于 1.0m;

3 乙类的多层砌体房屋仍按本地区设防烈度查表,其层数应减少一层且总高度应降低 3m;不应采用底部框架-抗震墙砌体房屋;

4 本表小砌块砌体房屋不包括配筋混凝土小型空心砌块砌体房屋。

2 横墙较少的多层砌体房屋,总高度应比表 10.1.3 的规定降低 3m,层数相应减少一层;各层横墙很少的多层砌体房屋,还应再减少一层。

注:横墙较少是指同一楼层内开间大于 4.2m 的房间占该层总面积的 40%以上;其中,开间不大于 4.2m 的房间占该层总面积不到 20%且开间大于 4.8m 的房间占该层总面积的 50%以上为横墙很少。

3 抗震设计类别为 A、B 类,且横墙较少的丙类多层砌体房屋,当按规定采取加强措施并满足抗震承载力要求时,其高度和层数应允许仍按表 10.1.3 的规定采用。

4 采用蒸压灰砂砖和蒸压粉煤灰砖的砌体的房屋,当砌体的抗剪强度仅达到普通黏土砖砌体的 70%时,房屋的层数应比普通砖房减少一层,总高度应减少 3m;当砌体的抗剪

强度达到普通黏土砖砌体的取值时，房屋层数和总高度的要求同普通砖房屋。

10.1.4 多层砌体承重房屋的层高，不应超过 3.6m。底部框架-抗震墙砌体房屋的底部，层高不应超过 4.5m；当底层采用约束砌体抗震墙时，底层的层高不应超过 4.2m。

注：当使用功能确有需要时，采用约束砌体等加强措施的普通砖房屋，层高不应超过 3.9m。

10.1.5 砌体结构总高度与总宽度的最大比值，应符合表 10.1.5 的要求。

表 10.1.5 砌体结构宽高比的限值

抗震设计类别	A	B	C	D	E
结构宽高比	2.5	2.2	2.0	1.8	1.5

10.1.6 砌体结构抗震横墙间距不应超过表 10.1.6 规定的限值。

表 10.1.6 砌体结构抗震横墙间距的限值（m）

房屋类别			结构材料	抗震设计类别				
				A	B	C	D	E
多层砌体房屋	现浇和装配式钢筋混凝土楼(屋)盖 木屋盖	普通粘土砖	18	16	14	12	10	
		多孔砖	16	14	12	10	8	
		小砌块	16	14	12	10	8	
	装配式钢筋混凝土楼(屋)盖	普通粘土砖	16	14	12	10	8	
		多孔砖	14	12	10	8	6	
		小砌块	14	12	10	8	6	
	木屋盖		—	9	9	4	4	—
底部框架-抗震墙砌体结构	上层各部	—	同多层砌体结构				—	
	底层或底部两层	—	18	15	11	11	—	

注：1 多层砌体房屋的顶层，除木屋盖外的最大横墙间距应允许适当放宽，但应采取相应加强措施；

2 多孔砖抗震横墙厚度为 190mm 时，最大横墙间距应比表中数值减少 3m。

10.1.7 多层砌体房屋中砌体墙段的局部尺寸限值，应符合表 10.1.7 的要求。同一轴线上的窗间墙应均匀布置。

表 10.1.7 房屋的局部尺寸限值(mm)

部位	抗震设计类别				
	A	B	C	D	E
承重窗间墙最小宽度	1.0	1.0	1.0	1.2	1.5
承重外墙尽端至门窗洞边的最小距离	1.0	1.0	1.0	1.2	1.5
非承重外墙尽端至门窗洞边的最小距离	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
内墙阳角至门窗洞边的最小距离	1.0	1.0	1.0	1.5	2.0
无锚固女儿墙（非出入口处）的最大高度	0.5	0.5	0.5	0.5	0

注：1 局部尺寸不足时，应采取局部加强措施弥补，且最小宽度不宜小于 1 / 4 层高和表列数据的 80%；

2 出入口处的女儿墙应有锚固。

10.1.8 砌体结构的布置应符合下列规定：

- 1 砌体结构的平面和立面宜规则；
- 2 砌体结构的刚度中心和质量中心应尽可能地靠近；
- 3 砌体结构侧向刚度沿高度不应有突变；
- 4 楼梯间不宜设在砌体结构的端部和角部；

5 砌体结构中不宜采用局部地下室。

10.1.9 砌体结构应优先采用横墙承重或纵横墙共同承重的结构体系。

10.1.10 砌体房屋的防震缝应符合下列规定：

1 遇下列情况之一时宜设置防震缝：

- 1) 房屋立面高差在 6m 以上；
- 2) 房屋有错层，且楼(屋)面高差大于层高的 1/4；
- 3) 各部分结构刚度、质量截然不同。

2 防震缝的构造应符合下列要求：

- 1) 防震缝应沿房屋的全高设置，缝的两侧均应布置墙或柱，缝内不应填充任何材料；
- 2) 防震缝宽度可取 50~100mm；
- 3) 防震缝下的基础可不断开。

10.1.11 底部框架-抗震墙砌体结构的布置，应符合下列要求：

1 上部的砌体墙体与底部的框架梁或抗震墙，除楼梯间附近外的个别墙段外均应对齐。

2 房屋的底部，应沿纵横两方向设置一定数量的抗震墙，并应均匀对称布置。抗震设计类别为 A 类且总层数不超过四层的底层框架-抗震墙砌体房屋，应允许采用嵌砌于框架之间的约束普通砖砌体或小砌块砌体的砌体抗震墙，但应计入砌体墙对框架的附加轴力和附加剪力并进行底层的抗震验算，且同一方向不应同时采用钢筋混凝土抗震墙和约束砌体抗震墙；其余情况，抗震设计类别为 C、D 类时应采用钢筋混凝土抗震墙，抗震设计类别为 A、B 类时应采用钢筋混凝土抗震墙或配筋小砌块砌体抗震墙。

3 底层框架-抗震墙砌体结构的纵横两个方向，第二层计入构造柱影响的侧向刚度与底层侧向刚度的比值，抗震设计类别为 A、B 类时不应大于 2.5，抗震设计类别为 C、D 类时不应大于 2.0，且均不应小于 1.0。

4 底部两层框架-抗震墙砌体结构纵横两个方向，底层与底部第二层侧向刚度应接近，第三层计入构造柱影响的侧向刚度与底部第二层侧向刚度的比值，抗震设计类别为 A、B 类时不应大于 2.0，抗震设计类别为 C、D 类时不应大于 1.5，且均不应小于 1.0。

10.1.12 砌体结构的材料强度等级应符合下列要求：

1 粘土砖的强度等级不应低于 MU10。砖墙配置水平钢筋时，砂浆强度等级不应低于 M7.5；未配置水平钢筋时，砂浆强度等级不应低于 M5。

2 小砌块的强度等级不应低于 MU7.5。小砌块砌体的砂浆强度等级不应低于 M7.5。

3 现浇钢筋混凝土构造柱、芯柱和圈梁（简称为构造柱、芯柱、和圈梁）的混凝土强度等级不应低于 C20。构造柱、芯柱和圈梁中的钢筋宜采用 HRB400 级钢筋。

10.1.13 底部框架-抗震墙砌体房屋的材料强度等级，应符合下列要求：

1 框架柱、混凝土墙和托墙梁的混凝土强度等级，不应低于 C30。

2 过渡层砌体块材的强度等级不应低于 MU10，砖砌体砌筑砂浆强度的等级不应低于

M10，砌块砌体砌筑砂浆强度的等级不应低于 Mb10。

10.1.14 底部框架-抗震墙砌体结构的钢筋混凝土结构部分，除应符合本章规定外，尚应符合本规范第 8 章的有关要求。

10.2 砌体结构抗震验算

10.2.1 对砌体房屋，可只选从属面积较大或竖向应力较小的墙段进行截面抗震承载力验算。

10.2.2 抗震设计类别为 A 类的砌体结构，可不进行墙体的截面抗震受剪承载力验算，但应符合本章的构造要求；抗震设计类别为 B 类至 E 类的砌体结构，应按本节要求进行墙体的截面抗震受剪承载力验算。

10.2.3 横向楼层地震剪力应全部由横向墙体承担；纵向楼层地震剪力应全部由纵向墙体承担，楼层地震剪力在各墙体之间的分配应按下式计算：

$$V_{im} = \left[\alpha \left(K_{im} / \sum_{k=1}^n K_{ik} \right) + (1 - \alpha) \left(G_{im} / \sum_{k=1}^n G_{ik} \right) \right] V_i \quad (10.2.3)$$

式中： V_{im} ——第 i 层第 m 片墙承担的地震剪力；

α ——楼(屋)盖刚度对地震剪力分配的影响系数，对于刚性楼(屋)盖， $\alpha=1$ ；对于柔性楼(屋)盖， $\alpha=0$ ；对于中等刚度楼(屋)盖， $\alpha=0.5$ ；

K_{im} ——第 i 层第 m 片墙的层间侧向刚度；

G_{im} ——第 i 层第 m 片墙承担的重量；

K_{ik} ——第 i 层第 k 片墙的层间侧向刚度；

G_{ik} ——第 i 层第 k 片墙承担的重量；

V_i ——第 i 层的地震剪力；

n ——第 i 层墙片数目。

10.2.4 在进行地震剪力分配时，墙体的层间侧向刚度应按下式计算：

$$K = \beta [bt / (3h)] E_m \quad (10.2.4-1)$$

$$\beta = \left\{ 1 + h^2 / (3b^2) + h_h b_h / [h(b - b_h)] \right\}^{-1} \quad (10.2.4-2)$$

式中： K ——墙体的层间侧向刚度；

β ——弯曲变形和孔洞对层间侧向刚度的影响系数；

b ——墙体的宽度；

t ——墙体的厚度；

h ——墙体的高度；

E_m ——砌体的弹性模量，应按国家标准《砌体结构设计规范》(GB50003)的规定采用；

h_h ——墙体上孔洞的高度，当墙体无孔洞时，取 $h_h=0$ ；

b_h ——墙体上孔洞的宽度，当墙体无孔洞时，取 $b_h=0$ 。

10.2.5 砖墙体的截面抗震受剪承载力应按下列公式验算：

$$V_d \leq 1.25\lambda\zeta Af_v \quad (10.2.5-1)$$

$$\zeta = (1/\xi) \sqrt{1 + \eta [\sigma_0 / (2.24 f_v)]} + \mu(1 - \eta) [\sigma_0 / (2.24 f_v)] \quad (10.2.5-2)$$

式中：\$V_d\$——在偶遇地震作用下但考虑结构影响系数的墙体截面地震剪力设计值；

\$\lambda\$——砌体结构使用功能调整系数，可按表 10.2.5 采用；

\$\zeta\$——砖墙体的压应力对抗剪强度的影响系数；

\$A\$——墙体的截面面积；

\$f_v\$——砌体的抗剪强度设计值，应按国家标准《砌体结构设计规范》(GB50003) 的规定采用；

\$\xi\$——墙体的截面剪应力不均匀系数，对于矩形截面，\$\xi=1.2\$；

\$\eta\$——重力荷载的分配系数，对于砖墙体，\$\eta=0.6\$；

\$\mu\$——摩擦系数，对于砖墙体，\$\mu=0.4\$；

\$\sigma_0\$——根据重力荷载代表值计算的墙体截面平均压应力。

表 10.2.5 砌体结构使用功能调整系数(\$\lambda\$)

功能类别	I	II	III	IV
\$\lambda\$	1.1	1.0	0.9	0.8

10.2.6 当隔间或每间设有构造柱，砖墙体中有 2 根或 2 根以上构造柱，且砖墙体上部和下部均设有钢筋混凝土圈梁时，砖墙体的截面抗震受剪承载力可按下式验算：

$$V \leq 1.25\lambda\zeta A_t f_v \quad (10.2.6-1)$$

$$A_t = A_m + \psi_c (G_c / G_m) A_c \quad (10.2.6-2)$$

式中：\$\zeta\$——砖墙体的压应力对抗剪强度的影响系数，应按式(10.2.5-2)计算；

\$A_t\$——砌体的净截面面积与构造柱的折算面积之和；

\$A_m\$——砌体的净截面面积；

\$\psi_c\$——构造柱参与墙体工作系数，当 \$h/b < 0.5\$ 时，\$\psi_c=0.2\$；当 \$h/b \geq 0.5\$ 时，\$\psi_c=0.22\$；

\$G_c\$——构造柱的剪变模量，应按国家标准《混凝土结构设计规范》(GB500010)的规定采用；

\$G_m\$——砌体的剪变模量，应按国家标准《砌体结构设计规范》(GB50003)的规定采用；

\$A_c\$——构造柱的截面面积之和。

10.2.7 水平配筋粘土砖墙体的截面抗震受剪承载力应按下式验算：

$$V \leq 1.25\lambda (\zeta Af_v + \psi_s A_s f_y) \quad (10.2.7)$$

式中：\$\zeta\$——砖墙体的压应力对抗剪强度的影响系数，应按式(10.2.5-2)计算；

\$A\$——如果墙体满足第 10.2.6 条中的条件，\$A\$ 应换成 \$A_t\$；

\$\psi_s\$——钢筋效应系数，可按表 10.2.7 采用；

\$A_s\$——层间墙体竖向截面中钢筋的截面面积之和；

\$f_y\$——钢筋的抗拉强度设计值，应按国家标准《混凝土结构设计规范》(GB500010)

的规定采用。

表 10.2.7 钢筋效应系数(ψ_s)

墙体高宽比	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	1.0
系数 ψ_s	0.07	0.1	0.11	0.12	0.14	0.15	0.15

10.2.8 小砌块墙体的截面抗震受剪承载力应按下列公式验算：

$$V \leq 1.25\lambda \left[\zeta A f_v + \psi_c (0.03 A_c f_c + 0.05 A_s f_y) \right] \quad (10.2.8-1)$$

$$\zeta = \begin{cases} 1 + 0.25(\sigma_0 / f_v) & \sigma_0 / f_v \leq 5 \\ 1.4 + 0.17(\sigma_0 / f_v) & \sigma_0 / f_v > 5 \end{cases} \quad (10.2.8-2)$$

式中： ζ ——小砌块墙体的压应力对抗剪强度的影响系数；

ψ_c ——芯柱影响系数，可按表 10.2.8 采用；

A_c ——芯柱的截面面积之和；

f_c ——芯柱混凝土轴心抗压强度设计值，应按国家标准《混凝土结构设计规范》(GB500010)的规定采用；

A_s ——芯柱中钢筋的截面面积之和。

表 10.2.8 芯柱影响系数(ψ_c)

填孔率 α	$\alpha < 0.15$	$0.15 \leq \alpha < 0.25$	$0.25 \leq \alpha < 0.5$	$\alpha \geq 0.5$
系数 ψ_c	0.0	1.0	1.1	1.15

注：填孔率指芯柱根数与孔洞总数之比。

10.2.9 底部框架-抗震墙砌体结构的地震作用效应，应按下列规定调整：

1 对底层框架-抗震墙砌体结构，底层的纵向和横向地震剪力设计值均应乘以增大系数；其值应允许在 1.2~1.5 范围内选用，第二层与底层侧向刚度比大者应取大值。

2 对底部两层框架-抗震墙砌体结构，底层和第二层的纵向和横向地震剪力设计值亦均应乘以增大系数；其值应允许在 1.2~1.5 范围内选用，第三层与第二层侧向刚度比大者应取大值。

3 底层或底部两层的纵向和横向地震剪力设计值应全部由该方向的抗震墙承担，并按各墙体的侧向刚度比例分配。

10.2.10 底部框架-抗震墙砌体房屋中，底部框架柱的地震剪力和轴向力，宜按下列规定调整：

1 框架柱承担的地震剪力设计值，可按各抗侧力构件有效侧向刚度比例分配确定；有效侧向刚度的取值，框架不折减；混凝土墙或配筋混凝土小砌块砌体墙可乘以折减系数 0.30；约束普通砖砌体或小砌块砌体抗震墙可乘以折减系数 0.20；

2 框架柱的轴力应计入地震倾覆力矩引起的附加轴力，上部砖房可视为刚体，底部各轴线承受的地震倾覆力矩，可近似按底部抗震墙和框架的有效侧向刚度的比例分配确定；

3 当抗震墙之间楼盖长宽比大于 2.5 时, 框架柱各轴线承担的地震剪力和轴向力, 尚应计入楼盖平面内变形的影响。

10.2.11 底层框架-抗震墙砌体房屋中嵌砌于框架之间的普通砖或小砌块的砌体墙, 当符合本规范第 10.4.4 条、第 10.4.5 条的构造要求时, 其抗震验算应符合下列规定:

1 底层框架柱的轴向力和剪力, 应计入砖墙或小砌块墙引起的附加轴向力和附加剪力, 其值可按下列公式确定:

$$N_f = V_w H_f / l \quad (10.2.11-1)$$

$$V_f = V_w \quad (10.2.11-2)$$

式中: V_w ——墙体承担的剪力设计值, 柱两侧有墙时可取二者的较大值;

N_f ——框架柱的附加轴压力设计值;

V_f ——框架柱的附加剪力设计值;

H_f, l ——分别为框架的层高和跨度。

2 嵌砌于框架之间的普通砖墙或者小砌块墙及两端框架柱, 其抗震受剪承载力应按下列式验算:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{REc}} \sum (M_{yc}^u + M_{yc}^l) / H_0 + \frac{1}{\gamma_{REw}} \sum f_{vE} A_{w0} \quad (10.2.11-3)$$

式中: V ——嵌砌普通砖墙或小砌块墙及两端框架柱剪力设计值;

A_{w0} ——砖墙或小砌块墙水平截面的计算面积, 无洞口时取实际截面的 1.25 倍, 有洞口时取截面净面积, 但不计入宽度小于洞口高度 1/4 的墙肢截面面积;

M_{yc}^u, M_{yc}^l ——分别为底层框架柱上下端的正截面受弯承载力设计值; 可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 非抗震设计的有关公式取等号计算;

H_0 ——底层框架柱的计算高度, 两侧均有砌体墙时取柱净高的 2/3, 其余情况取柱净高;

γ_{REc} ——底层框架柱承载力抗震调整系数, 可采用 0.8;

γ_{REw} ——嵌砌普通砖墙或小砌块墙承载力抗震调整系数, 可采用 0.9。

10.3 砖和砌块砌体结构抗震构造措施

10.3.1 各类砌体结构, 应按下列要求设置现浇钢筋混凝土构造柱(以下简称构造柱):

1 构造柱设置部位, 一般情况下应符合下列规定:

- 1) 抗震设计类别为 A 类的砖砌体结构, 应在外墙四角、错层部位横墙与外纵墙交接处、较大洞口两侧、大房间四角和墙内(间距不应大于 4m)设置构造柱;
- 2) 抗震设计类别为 B 类的砖砌体结构, 除应符合 A 类结构的要求外, 还应在楼梯间四角设置构造柱;
- 3) 抗震设计类别为 C 类的砖砌体结构, 除应符合 B 类结构的要求外, 还应在隔开门横墙(轴线)与外墙交接处、山墙与内纵墙交接处设置构造柱;
- 4) 抗震设计类别为 D 类的砖砌体结构, 除应符合 B 类结构的要求外, 还应在内墙

(轴线)与外墙交接处、山墙与内纵墙交接处、门洞两侧设置构造柱;

- 5) 抗震设计类别为 E 类的砖砌体结构,除应符合 D 类结构的要求外,还应在横墙(轴线)与内纵墙交接处设置构造柱。

2 外廊式和单面走廊式的砌体结构,应根据房屋增加一层的层数,按本条 1 款的要求设置构造柱,且单面走廊两侧的纵墙均应按外墙处理。

3 横墙较少的房屋,应根据房屋增加一层的层数,按本条 1 款的要求设置构造柱。当横墙较少的房屋为外廊式或单面走廊式时,应按本条 2 款要求设置构造柱;但 A 类不超过四层、B 类不超过三层和 C、D 类不超过二层时,应按增加二层的层数对待。

4 各层横墙很少的房屋,应按增加二层的层数设置构造柱。

5 采用蒸压灰砂砖和蒸压粉煤灰砖的砌体结构,当砌体的抗剪强度仅达到普通黏土砖砌体的 70% 时,应根据增加一层的层数按本条 1~4 款要求设置构造柱;但 A 类不超过四层、B 类不超过三层和 C、D 类不超过二层时,应按增加二层的层数对待。

10.3.2 砖砌体结构构造柱的构造应符合下列要求:

1 构造柱最小截面可采用 180mm×240mm(墙厚 190mm 时为 180mm×190mm),配筋应满足下列要求:

- 1) 抗震设计类别为 A 至 C 类的结构,构造柱的纵向钢筋不应少于 4 根,其直径不宜小于 12mm,构造柱箍筋的间距不宜大于 250mm;
- 2) 抗震设计类别为 D 和 E 类的结构,构造柱的纵向钢筋不应少于 4 根,其直径不宜小于 14mm,构造柱箍筋的间距不宜大于 200mm。

2 房屋四角处的构造柱,可适当加大其截面和配筋。

3 构造柱与墙体连接处,应沿墙高每隔 500mm 设置 2 Φ 6 的拉结钢筋,拉结钢筋伸入墙内的长度不宜小于 1m。同时砖墙应砌成马牙槎,马牙槎高不宜超过 300mm。

4 构造柱必须与圈梁相连接;当隔层设置圈梁时,应在无圈梁的楼层设置配筋砖带,以拉结构造柱。在构造柱与圈梁相交的节点处,应加密构造柱的箍筋,加密范围在圈梁上下均不应小于 450mm 和层高的 1/6,箍筋间距不宜大于 100mm。

5 当构造柱位于无横墙处的纵墙中且楼(屋)面板为预制楼(屋)面板时,应设置现浇钢筋混凝土板带,以拉结构造柱。板带的宽度不宜小于构造柱的宽度,板带中的钢筋不应少于 4 根,其直径不应小于 12mm。当板带的宽度大于 300mm 时,其配筋应按计算确定。

6 构造柱可不单独设置基础,但应伸入到室外地面以下 500mm 处或与浅于 500mm 的基础圈梁相连接。

10.3.3 芯柱的设置应符合下列规定:

1 抗震设计类别为 A 类至 D 类的多孔砖和小砌块砌体结构,应分别按 10.3.1 条 1 款抗震设计类别为 B 类至 E 类砖砌体结构的设置要求设置芯柱;

2 抗震设计类别为 E 类多孔砖和小砌块砌体结构,应按 10.3.1 条 1 款抗震设计类别为 E 类砖砌体结构的设置要求设置芯柱。

10.3.4 芯柱的构造应符合下列规定：

1 芯柱的截面不应小于 120mm×120mm，抗震设计类别为 A 类至 E 类的多孔砖和小砌块砌体结构的芯柱必须插筋，其插筋直径不宜小于表 10.3.4 的要求：

表 10.3.4 多孔砖和小砌块砌体结构芯柱插筋直径要求

插筋要求	抗震设计类别				
	A	B	C	D	E
插 筋 直 径 (mm)	12	14		16	

2 在芯柱与墙体连接处，对于小砌块房屋应沿墙高每隔 600mm 设置由 $\Phi 4$ 钢筋点焊而成的拉结钢筋网片(简称为 $\Phi 4$ 钢筋网片)

3 芯柱应与圈梁相连接；芯柱应伸入到室外地面以下 500mm 处或与浅于 500mm 的基础圈梁相连接。

10.3.5 芯柱的构造应符合下列规定：

1 对于抗震设计类别为 A 类至 C 类的小砌块砌体结构，外墙四角处应灌实 3 个孔，内外墙交接处应灌实 4 个孔。

2 对于抗震设防类别为 D 类和 E 类的小砌块砌体结构，外墙四角处应灌实 5 个孔，内外墙交接处应灌实 4 个孔，内墙交接处应灌实 4 或 5 个孔，洞口两侧各灌实 1 个孔；芯柱间距不宜大于 2m。

10.3.6 砖砌体结构的钢筋混凝土圈梁设置应符合下列要求。

1 圈梁的设置部位，一般情况下应符合下列规定：

- 1) 抗震设计类别为 A 类和 B 类的砖砌体结构，应沿外墙、内纵墙和与构造柱对应的横墙在每层楼盖和屋盖处设置圈梁；
- 2) 抗震设计类别为 C 类的砖砌体结构，除应符合对 A 类和 B 类砖砌体结构的要求外，尚应沿内横墙在楼盖和屋盖处设置圈梁，其间距在楼盖处不应大于 12m，在屋盖处不应大于 6m；
- 3) 抗震设计类别为 D 类的砖砌体结构，除应符合对 A 类和 B 类砖砌体结构的要求外，还应沿内横墙在楼盖和屋盖处设置圈梁，其间距不应大于 6m；
- 4) 抗震设计类别为 E 类的砖砌体结构，除应符合对 A 类和 B 类砖砌体结构的要求外，尚应沿所有内横墙在楼盖和屋盖处设置圈梁。

2 纵墙承重时，抗震横墙上的圈梁间距应比表内要求适当加密。

3 现浇或装配整体式钢筋混凝土楼、屋盖与墙体有可靠连接的房屋，应允许不另设圈梁，但楼板沿抗震墙周边均应加强配筋并应与相应的构造柱钢筋可靠连接。

10.3.7 砖砌体结构圈梁应闭合，遇有洞口圈梁应上下搭接。圈梁高度不应小于 120mm，圈梁纵向钢筋不应小于 4 根，此外圈梁还应符合下列要求：

1 抗震设计类别为 A 的砖砌体结构，圈梁纵向钢筋的直径不应小于 8mm，圈梁箍筋的间距不应大于 250mm；

2 抗震设防类别为 B 类和 C 类的砖砌体结构，圈梁纵向钢筋的直径不应小于 10mm，圈梁箍筋的间距不应大于 200mm；

3 抗震设防类别为 D 类和 E 类的砖砌体结构，圈梁纵向钢筋的直径不应小于 12mm，圈梁箍筋的间距不应大于 150mm；

10.3.8 小砌块砌体结构圈梁的设置应符合下列规定：

1 抗震设计类别为 A 类至 D 类的小砌块砌体结构，应分别按 10.3.7 条抗震设计类别为 B 类至 E 类砖砌体结构的设置要求设置圈梁；

2 抗震设计类别为 E 类的小砌块砌体结构，应按 10.3.7 条抗震设计类别为 E 类砖砌体结构的设置要求设置圈梁。

10.3.9 小砌块砌体结构的圈梁应闭合，遇有洞口圈梁应上下搭接。圈梁宽度不应小于 190mm，圈梁纵向钢筋不应少于 4 根，此外圈梁还应符合下列规定：

1 抗震设计类别为 A 类至 C 类的小砌块砌体结构，圈梁纵向钢筋的直径不应小于 10mm，圈梁的间距不应大于 200mm；

2 抗震设计类别为 D 类和 E 类的小砌块砌体结构，圈梁纵向钢筋的直径不应小于 12mm，圈梁的间距不应大于 150mm。

10.3.10 砖砌体结构过梁应符合下列规定：

1 抗震设计类别为 A 类至 C 类的砌体结构，不应采用无筋砖过梁；抗震设计类别为 D 类和 E 类的砌体结构，不应采用无筋和配筋砖过梁。

2 抗震设计类别为 A 类的砌体结构，配筋砖过梁的跨度不应大于 1.5m；抗震设计类别为 B 类和 C 类的砌体结构，配筋砖过梁的跨度不应大于 1.2m。

3 抗震设计类别为 A 类的砌体结构，配筋砖过梁的支承长度不应小于 240mm，抗震设计类别为 B 类和 C 类的砌体结构，配筋砖过梁的支承长度不应小于 360mm。

10.3.11 砖砌体结构受力柱应符合下列规定：

1 抗震设计类别为 D 类和 E 类的砌体结构不应采用砖柱，应采用组合砖柱或钢筋混凝土柱。

2 独立砖柱的截面不宜小于 370mm×370mm，组合砖柱的纵向钢筋应按计算确定，但柱截面每边的钢筋不应少于 2 根，其直径不应小于 12mm。

10.3.12 楼（屋）盖应符合下列规定：

1 现浇钢筋混凝土楼（屋）面板伸进纵墙或横墙的长度均不宜小于 120mm。

2 当圈梁未设在板的同一标高时，装配式钢筋混凝土楼（屋）面板伸进外墙的长度不应小于 120mm，伸进内墙的长度不应小于 100mm，在梁上的长度不应小于 80mm。

3 钢筋混凝土预制楼（屋）面板板端之间、板端与梁、梁与墙体应相互拉结。

4 当板的跨度大于 4.8m 并与外墙平行时，靠外墙的预制板侧边应与墙或圈梁拉结。

5 楼（屋）盖的钢筋混凝土梁或屋架应与墙、柱（包括构造柱）或圈梁牢固地连接；不得采用独立砖柱。跨度不小于 6m 大梁的支承构件应采用组合砌体等加强措施，并满足承

承载力要求。

6 坡屋顶房屋的屋架应与顶层圈梁牢固地连接；檩条或屋面板应与山墙和屋架牢固地连接，房屋出入口处的檐口瓦应与屋面构件牢固地连接。

7 预制阳台应与圈梁和楼板的现浇板带牢固地连接。

10.3.13 普通粘土砖抗震墙体的厚度不应小于 240mm；多孔砖和小砌块墙体的厚度不应小于 190mm。

10.3.14 在房屋的内外墙交接处，当未设置构造柱或芯柱时，对于砖砌体结构应沿墙高约每 500mm 配置 2 Φ 6 的拉结钢筋，对于小砌块砌体结构应沿墙高每隔 600mm 设置 Φ 4 的钢筋网片；拉结钢筋伸入墙内的长度不宜小于 1m。

10.3.15 后砌的非承重隔墙应沿墙高约每 500mm 用 2 Φ 6 的钢筋与承重墙或柱拉结，钢筋伸入墙内的长度不应小于 500mm；对于抗震设计类别为 D 类和 E 类的砌体结构，长度大于 5.1m 的后砌非承重隔墙的墙顶应与楼（屋）面板或梁拉结。

10.3.16 水平配筋砖抗震墙的构造应符合下列规定：

1 砖墙中水平钢筋的直径不宜大于 6mm，水平钢筋宜沿墙体的竖向均匀分布；墙体的配筋率宜在 0.07%~2%之间。

2 当砖墙两端设置构造柱时，水平钢筋应锚入构造柱中；当墙体两端未设置构造柱时，水平钢筋应伸入与其相交的墙内，钢筋伸入墙内的长度不应小于 40 倍的钢筋直径。

3 当灰缝中水平钢筋为 2 根或 2 根以上时，应设置与其垂直的横向钢筋。横向钢筋应与水平钢筋相连接，其直径不宜大于 4mm，间距宜为 300mm。对于 240mm 厚的砖墙，一层灰缝中的配筋不应多于 3 根；对于 370mm 厚的砖墙，一层灰缝中的配筋不应多于 4 根。

10.3.17 抗震设计类别为 D 类和 E 类的砌体结构，在顶层楼梯间横墙和外墙中宜沿墙高约每隔 500mm 设置 2 Φ 6 的通长钢筋；在其他各层楼梯间横墙和外墙的休息平台处或楼层半高处宜设置 60mm 厚的配筋细石混凝土带或配筋砖带，配筋砖带的砂浆强度等级不应低于 M7.5，钢筋不应少于 2 根，其直径不宜小于 10mm。

10.3.18 楼梯间尚应符合下列要求：

1 顶层楼梯间墙体应沿墙高每隔 500mm 设 2 Φ 6 通长钢筋和 Φ 4 分布短钢筋平面内点焊组成的拉结网片或 Φ 4 点焊网片；抗震设计类别为 B~E 类的结构的其他各层楼梯间墙体应在休息平台或楼层半高处设置 60mm 厚、纵向钢筋不应少于 2 Φ 10 的钢筋混凝土带或配筋砖带，配筋砖带不少于 3 皮，每皮的配筋不少于 2 Φ 6，砂浆强度等级不应低于 M7.5 且不低于同层墙体的砂浆强度等级。

2 楼梯间及门厅内墙阳角处的大梁支承长度不应小于 500mm，并应与圈梁连接。

3 装配式楼梯段应与平台板的梁可靠连接，抗震设计类别为 D 和 E 类时不应采用装配式楼梯段；不应采用墙中悬挑式踏步或踏步竖肋插入墙体的楼梯，不应采用无筋砖砌栏板。

4 突出屋顶的楼、电梯间，构造柱应伸到顶部，并与顶部圈梁连接，所有墙体应沿墙高每隔 500mm 设 2 Φ 6 通长钢筋和 Φ 4 分布短筋平面内点焊组成的拉结网片或 Φ 4 点焊网片。

10.4 底部框架-抗震墙砌体结构抗震构造措施

10.4.1 底部框架-抗震墙砌体房屋的上部墙体应设置钢筋混凝土构造柱或芯柱，并应符合下列要求：

- 1 钢筋混凝土构造柱、芯柱的设置部位，应根据房屋的总层数分别按本通则第 10.3.1 条、10.3.3 条的规定设置。
- 2 构造柱、芯柱的构造，除应符合下列要求外，尚应符合本通则第 10.3.2 的规定：
 - 1) 砖砌体墙中构造柱截面不宜小于 240mm×240mm(墙厚 190mm 时为 240mm×190mm)；
 - 2) 构造柱的纵向钢筋不宜少于 4 Φ 14，箍筋间距不宜大于 200mm；芯柱每孔插筋不应小于 1 Φ 14，芯柱之间沿墙高应每隔 400mm 设 Φ 4 焊接钢筋网片。
- 3 构造柱、芯柱应与每层圈梁连接，或与现浇楼板可靠拉接。

10.4.2 过渡层墙体的构造，应符合下列要求：

1 上部砌体墙的中心线宜与底部的框架梁、抗震墙的中心线相重合；构造柱或芯柱宜与框架柱上下贯通。

2 过渡层应在底部框架柱、混凝土墙或约束砌体墙的构造柱所对应处设置构造柱或芯柱；墙体中的构造柱间距不宜大于层高；芯柱除按本通则 10.3.3 条设置外，最大间距不宜大于 1m。

3 过渡层构造柱的纵向钢筋，抗震设计类别为 A、B 类时不宜少于 4 Φ 16，抗震设计类别为 C、D 类时不宜少于 4 Φ 18。过渡层芯柱的纵向钢筋，抗震设计类别为 A、B 类时不宜少于每孔 1 Φ 16，抗震设计类别为 C、D 类时不宜少于每孔 1 Φ 18。一般情况下，纵向钢筋应锚入下部的框架柱或混凝土墙内；当纵向钢筋锚固在托墙梁内时，托墙梁的相应位置应加强。

4 过渡层的砌体墙在窗台标高处，应设置沿纵横墙通长的水平现浇钢筋混凝土带；其截面高度不小于 60mm，宽度不小于墙厚，纵向钢筋不少于 2 Φ 10，横向分布筋的直径不小于 6mm 且其间距不大于 200mm。此外，砖砌体墙在相邻构造柱间的墙体，应沿墙高每隔 360mm 设置 2 Φ 6 通长水平钢筋和 Φ 4 分布短筋平面内点焊组成的拉结网片或 Φ 4 点焊钢筋网片，并锚入构造柱内；小砌块砌体墙芯柱之间沿墙高应每隔 400mm 设置 Φ 4 通长水平点焊钢筋网片。

5 过渡层的砌体墙，凡宽度不小于 1.2m 的门洞和 2.1m 的窗洞，洞口两侧宜增设截面不小于 120mm×240mm(墙厚 190mm 时为 120mm×190mm)的构造柱或单孔芯柱。

6 当过渡层的砌体抗震墙与底部框架梁、墙体不对齐时，应在底部框架内设置托墙转换梁，并且过渡层砖墙或砌块墙应采取比本条 4 款更高的加强措施。

10.4.3 底部框架-抗震墙砌体结构的底部采用钢筋混凝土墙时，其截面和构造应符合下列要求：

1 墙体周边应设置梁(或暗梁)和边框柱(或框架柱)组成的边框;边框梁的截面宽度不宜小于墙板厚度的 1.5 倍,截面高度不宜小于墙板厚度的 2.5 倍;边框柱的截面高度不宜小于墙板厚度的 2 倍。

2 墙板的厚度不宜小于 160mm,且不应小于墙板净高的 $1/20$;墙体宜开设洞口形成若干墙段,各墙段的高宽比不宜小于 2。

3 墙体的竖向和横向分布钢筋配筋率均不应小于 0.30%,并应采用双排布置;双排分布钢筋间拉筋的间距不应大于 600mm,直径不应小于 6mm。

4 墙体的边缘构件可按本通则第 8.3 节关于一般部位的规定设置。

10.4.4 当抗震设计类别为 A 类的底层框架-抗震墙砖房的底层采用约束砖砌体墙时,其构造应符合下列要求:

1 砖墙厚不应小于 240mm,砌筑砂浆强度等级不应低于 M10,应先砌墙后浇框架。

2 沿框架柱每隔 300mm 配置 2 Φ 8 水平钢筋和 Φ 4 分布短筋平面内点焊组成的拉结网片,并沿砖墙水平通长设置;在墙体半高处尚应设置与框架柱相连的钢筋混凝土水平系梁。

3 墙长大于 4m 时和洞口两侧,应在墙内增设钢筋混凝土构造柱。

10.4.5 当抗震设计类别为 A 类的底层框架-抗震墙砌块房屋的底层采用约束小砌块砌体墙时,其构造应符合下列要求:

1 墙厚不应小于 190mm,砌筑砂浆强度等级不应低于 Mb10,应先砌墙后浇框架。

2 沿框架柱每隔 400mm 配置 2 Φ 8 水平钢筋和 Φ 4 分布短筋平面内点焊组成的拉结网片,并沿砌块墙水平通长设置;在墙体半高处尚应设置与框架柱相连的钢筋混凝土水平系梁,系梁截面不应小于 190mm $\times$ 190mm,纵筋不应小于 4 Φ 12,箍筋直径不应小于 Φ 6,间距不应大于 200mm。

3 墙体在门、窗洞口两侧应设置芯柱,墙长大于 4m 时,应在墙内增设芯柱,芯柱应符合本规范第 10.3.4, 10.3.5 条的有关规定;其余位置,宜采用钢筋混凝土构造柱替代芯柱,钢筋混凝土构造柱应符合本规范第 10.3.2 条的有关规定。

10.4.6 底部框架-抗震墙砌体结构的框架柱应符合下列要求:

1 柱的截面不应小于 400mm $\times$ 400mm,圆柱直径不应小于 450mm。

2 柱的轴压比,抗震设计类别为 A 类时不宜大于 0.85,抗震设计类别为 B 类时不宜大于 0.75,抗震设计类别为 C、D 类时不宜大于 0.65。

3 柱的纵向钢筋最小总配筋率,当钢筋的强度标准值低于 400MPa 时,中柱在抗震设计类别为 A、B 类时不应小于 0.9%,抗震设计类别为 C、D 类时不应小于 1.1%;边柱、角柱和混凝土抗震墙端柱在抗震设计类别为 A、B 类时不应小于 1.0%,抗震设计类别为 C、D 类时不应小于 1.2%。

4 柱的箍筋直径,抗震设计类别为 A、B 类时不应小于 8mm,抗震设计类别为 C、D 类时时不应小于 10mm,并应全高加密箍筋,间距不大于 100mm。

5 柱的最上端和最下端组合的弯矩设计值应乘以 1.15~1.5 增大系数。

10.4.7 底部框架-抗震墙砌体结构的楼盖应符合下列要求：

1 过渡层的底板应采用现浇钢筋混凝土板，板厚不应小于 120mm；并应少开洞、开小洞，当洞口尺寸大于 800mm 时，洞口周边应设置边梁。

2 其他楼层，采用装配式钢筋混凝土楼板时均应设现浇圈梁；采用现浇钢筋混凝土楼板时应允许不另设圈梁，但楼板沿抗震墙体周边均应加强配筋并应与相应的构造柱可靠连接。

10.4.8 底部框架-抗震墙砌体结构的钢筋混凝土托墙梁，其截面和构造应符合下列要求：

1 梁的截面宽度不应小于 300mm，梁的截面高度不应小于跨度的 1 / 10。

2 箍筋的直径不应小于 8mm，间距不应大于 200mm；梁端在 1.5 倍梁高且不小于 1 / 5 梁净跨范围内，以及上部墙体的洞口处和洞口两侧各 500mm 且不小于梁高的范围内，箍筋间距不应大于 100mm。

3 沿梁高应设腰筋，数量不应少于 2 Φ 14，间距不应大于 200mm。

4 梁的纵向受力钢筋和腰筋应按受拉钢筋的要求锚固在柱内，且支座上部的纵向钢筋在柱内的锚固长度应符合钢筋混凝土框支梁的有关要求。

10.4.9 底部框架-抗震墙砌体结构的其他抗震构造措施，应符合本通则第 10.3 节和第 8 章的有关要求。

10.5 质量控制

10.5.1 抗震设计类别为 C、D 和 E 类的砌体结构的材料和施工质量控制除应符合本通则第 3.7 节的要求外，还应符合本节的要求。

10.5.2 砖的种类应符合设计要求。砖的强度应符合下列要求：

1 一组(5 块)同等级砖的抗压强度平均值不应小于该级砖的抗压强度；

2 当抗压强度变异系数(标准差与平均值的比)不小于 0.2 时，该组砖的最小抗压强度不应小于该级砖抗压强度的 75%；当抗压强度变异系数大于 0.2 时，该组砖的最小抗压强度不应小于该级砖抗压强度的 85%。

10.5.3 小砌块的种类应符合设计要求。砌块的抗压强度应符合下列要求：

1 一组(5 块)同等级砌块的平均抗压强度不应小于该级砌块的抗压强度；

2 同组砌块的最小抗压强度不应小于该级砌块抗压强度的 80%。

10.5.4 砂浆的种类应符合设计要求。砂浆的抗压强度应符合下列要求：

1 一组(5 块)同等级砂浆试块的平均抗压强度不应小于该级砂浆的抗压强度；

2 同组砂浆试块的最小抗压强度不应小于该级砂浆抗压强度的 75%。

10.5.5 砂浆应随拌随用，严禁使用过夜砂浆。砂浆的使用时间应符合下列要求：

1 当施工期间的最高气温不低于 30℃ 时，水泥砂浆和水泥混合砂浆应分别在 2h 和 3h 内使用完毕；

2 当施工期间的最高气温低于 30℃ 时，水泥砂浆和水泥混合砂浆应分别在 3h 和 4h 内使用完毕。

10.5.6 构造柱的质量控制应按下列规定进行：

1 构造柱的位置和截面尺寸应符合设计要求，截面尺寸的误差不应大于 10mm；构造柱中钢筋的直径不应小于设计要求，纵向钢筋的搭接长度不应小于设计要求，箍筋的间距不应大于设计要求；构造柱混凝土等级不应低于设计要求，构造柱混凝土应灌捣密实。

2 构造柱与圈梁的拉结应符合设计要求；构造柱与墙体的拉结应符合设计要求，墙体与构造柱连接处的马牙槎应符合设计要求。

10.5.7 芯柱的质量控制应按下列规定进行：

1 芯柱的位置应符合设计要求，数量不应少于设计要求；芯柱中插筋的直径不应小于设计要求，搭接长度不应小于设计要求；芯柱混凝土等级不应低于设计要求，芯柱混凝土应灌捣密实。

2 芯柱与圈梁的拉结应符合设计要求；芯柱与墙体的拉结应符合设计要求。

10.5.8 圈梁的位置和截面尺寸应符合设计要求，截面尺寸的误差不应大于 10mm；圈梁中钢筋的直径不应小于设计要求，纵向钢筋的搭接长度不应小于设计要求，箍筋的间距不应大于设计要求；圈梁混凝土等级不应低于设计要求，圈梁混凝土应灌捣密实。

10.5.9 砌体水平灰缝和竖向灰缝中的砂浆应饱满，砖和小砌块砌体水平灰缝的砂浆饱满度分别不应小于 80%和 90%，小砌块砌体竖向灰缝的砂浆饱满度不应小于 80%。砖砌体水平灰缝和竖向灰缝的厚度宜为 10mm，其误差不应大于 2mm。

10.5.10 砌体内外墙交接处拉结钢筋的直径或拉结钢筋网片应符合设计要求，拉结钢筋或拉结钢筋网片伸入墙内的长度不应小于设计要求，拉结钢筋或拉结钢筋网片的间距不应大于设计要求。

10.5.11 钢筋混凝土预制楼(屋)面板板端之间的拉结、板端与梁的拉结、梁与墙体的拉结应符合设计要求。

10.5.12 底部框架-抗震墙砌体结构的钢筋混凝土结构部分的质量控制，除应符合本章规定外，尚应符合本规范第 8 章 8.6 节的有关要求。

11 房屋隔震和消能减震设计

11.1 一般规定

11.1.1 本章适用于抗震设防烈度 6~9 度或设计基本地震加速度 $A=(0.05\sim 0.40)g$ 砌体结构、钢筋混凝土结构、钢结构以及钢和混凝土组合结构房屋的隔震设计和钢筋混凝土结构、钢结构以及钢和混凝土组合结构房屋的消能减震设计。

抗震设防烈度大于 9 度(或设计基本地震加速度 A 大于 $0.40g$)的地区也可建造隔震与消能减震房屋,但应做专门研究。

11.1.2 当隔震与消能减震房屋按本章规定进行设计时,尚应符合国家、行业其他有关现行规范标准的要求。

11.1.3 按本章规定设计的丙类隔震房屋,在本地区抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下,一般不受损坏或不需修理仍可保持使用功能;在本地区罕遇地震作用下不发生严重破坏经一般修理或修复后仍可继续使用。按本章规定设计的丙类消能减震建筑,在低于本地区抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下,消能减震部件正常工作,主体结构不受损坏或不需修理仍可保持使用功能;在本地区抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下,消能减震部件正常工作,主体结构可能发生损坏,但经一般性修理仍可继续使用;在本地区罕遇地震作用下,消能减震部件不应丧失功能,主体结构不致倒塌或发生危及生命的严重破坏。隔震与消能减震房屋的设计应综合考虑技术可行性和经济合理性。

11.1.4 隔震房屋的隔震层宜置于房屋首层底部、地下室或房屋下部。隔震层设计应避免上部结构及隔震部件正常位移或变形受到阻挡。当隔震层置于房屋其他部位时,应做专门分析,本章规定的计算方法不再适用。

11.1.5 隔震房屋的上部结构、隔震层、下部结构和基础应按下列规定分别采用不同的抗震设计类别:

1 隔震房屋上部结构和隔震层的抗震设计类别应由等效设计地震加速度和房屋的建筑使用功能分类按本通则表 3.1.4 确定。等效设计地震加速度应按下式确定:

$$A_L = 1.1A \cdot \beta(T_d, \xi_d) \quad (11.1.5)$$

式中: A_L ——等效设计地震加速度,当 A_L 小于 $0.05g$ 时,取 $0.05g$;

A ——隔震房屋所在场址的设计基本地震加速度;

T_d ——隔震房屋在抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下的基本周期,按本章第 11.2.2 条计算;

ξ_d ——隔震房屋的隔震层在抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下的有效阻尼比;

$\beta(T_d, \xi_d)$ ——与隔震房屋在设防地震或设计基本地震加速度作用下的基本周期 T_d 与有效阻尼比 ξ_d 相应的场地设计地震反应谱幅值。

2 隔震房屋下部结构的抗震设计类别仍应由设计基本地震加速度和房屋的建筑使用功能分类按本通则表 3.1.4 确定。

11.1.6 隔震房屋宜满足现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 对建筑高度的规定，当建筑高度超过 150m 时，应进行论证并采取有效的抗倾覆措施。

11.1.7 隔震房屋应进行下列两个水准的抗震验算：

- 1 抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下的抗震验算，包括本通则规定进行的构件承载力验算以及本章规定的隔震层水平恢复力特性验算和支座的竖向静承载力验算；
- 2 罕遇地震作用下的抗震验算，包括上部结构的层间位移验算、抗倾覆验算以及隔震支座的水平变形和稳定性验算。

11.1.8 隔震房屋应按下列要求进行试验验证：

- 1 隔震层部件的力学特性应由试验确定。隔震支座型式检验和出厂检验的试验要求应符合本章 11.4 节的规定。
- 2 建筑使用功能分类为 III 类和 IV 类的隔震房屋、结构复杂或具有平立面不规则性的隔震房屋以及超出本章规定适用范围的隔震房屋，宜进行结构模型的地震模拟振动台试验。

11.1.9 消能减震房屋应符合下列要求：

- 1 消能减震部件宜根据需要沿结构的两个主轴方向分别对称设置，形成均匀合理的结构体系；
- 2 消能减震部件宜设置在层间相对变形或速度较大的位置，其数量和分布应通过综合分析合理确定，并有利于提高整个结构的消能减震能力，形成均匀合理的受力体系；
- 3 消能减震部件的设置，应便于检查、维护和替换，设计文件中应注明消能器使用的环境。

11.1.10 消能减震设计时，应根据抗震设防地震或设计基本地震加速度下的预期减震要求及罕遇地震下的预期结构位移控制要求，设置适当的消能减震部件，消能减震部件应对结构提供足够的附加阻尼。

11.1.11 消能减震设计时，消能减震部件应符合下列要求：

- 1 消能减震部件的耐久性和设计参数应由试验确定；
- 2 设置消能减震部件的部位，除按计算确定外，应采取便于检查和替换的措施；
- 3 设计文件上应注明消能减震部件的安装位置及其性能要求，安装前应对工程中所有各种类型和各种规格的原型部件进行抽检，检验要求应符合本规程相关各章要求、以及现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 对消能减震部件检验的要求。

11.1.12 对较重要及有特殊要求的隔震或消能减震房屋，宜设置地震反应观测系统和强震观测台阵。

11.1.13 隔震建筑的最大适用高度应根据不同抗震设计类别，按照表 11.1.13 的规定确定，超过表 11.1.13 中规定高度的建筑，应根据专门研究采取必要的措施。

表 11.1.13 隔震建筑最大适用高度（m）

建筑类型	抗震设计类别				
	A	B	C	D	E
隔震建筑	150	140	120	70	60

11.1.14 隔震建筑、消能减震建筑的抗震性能目标应满足表 3.1.3 中关于各类建筑的最低性能要求，且隔震装置、减震装置应满足表 11.1.14 的性能目标要求。

表 11.1.14 隔震装置、减震装置的性能目标

地震动水平	构件类型	
	隔震元件	消能减震装置
多遇地震	充分运行	充分运行
抗震设防地震	充分运行	充分运行
罕遇地震	充分运行	轻微损伤

11.2 房屋隔震计算要点

11.2.1 隔震房屋的水平方向地震反应计算以振型分解反应谱法作为基本方法，对具有下列情况之一的还应采用时程分析法作补充计算：

- 1 房屋的建筑场地类别为 IV 类。
- 2 房屋的高度超过本章第 11.1.6 条规定的限值。
- 3 房屋具有平面或立面不规则性。
- 4 隔震层设置位置不符合本章第 11.1.4 条的要求。
- 5 与设计位移(u_d)相应的隔震层有效刚度(K_d)小于与 20%设计位移($0.2u_d$)相应的隔震层有效刚度($K_{d,0.2}$)的 1/3。即：

$$K_d < K_{d,0.2} / 3 \tag{11.2.1}$$

注:抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下隔震层位移 u_d 按本章 11.2.2 条计算。

- 6 隔震房屋在抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下的基本周期 T_d 小于相应非隔震房屋基本周期的 2 倍。

11.2.2 采用振型分解反应谱法计算隔震房屋水平方向地震反应按下列规定进行：

- 1 地震反应计算可沿结构平面两个主轴方向分别进行；
- 2 隔震房屋的基本周期、隔震层水平位移、隔震层水平剪力和相应有效阻尼比按下列公式用迭代方法计算确定：

$$T_L = 2\pi \left[G / (K_{Lg}) \right]^{0.5} \tag{11.2.2-1}$$

$$u_L = F_L / K_L \tag{11.2.2-2}$$

$$F_L = A_L \beta(T_L, \xi_L) g G \tag{11.2.2-3}$$

式中： T_L ——隔震房屋的基本周期(抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下的基本周期记为 T_d ，罕遇地震作用下的基本周期记为 T_m)；

G ——隔震房屋上部结构的重力荷载代表值；

K_L ——隔震层的有效刚度，为隔震层中隔震支座、阻尼器和抗风装置的水平有效刚度之和(抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下的有效刚度记为 K_d ，罕遇地震动作用下的有效刚度记为 K_m)；

g ——重力加速度；

$\beta(T_L, \xi_L)$ ——阻尼比为 ξ_L 、周期为 T_L 的相应场地设计地震反应谱幅值；

ξ_L ——隔震层的有效阻尼比(抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下的有效临界阻尼比记为 ξ_d , 罕遇地震作用下的有效阻尼比记为 ξ_m);

u_L ——隔震层水平位移(抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下的水平位移记为 u_d , 罕遇地震作用下的水平位移记为 u_m);

F_L ——隔震层水平剪力(抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下的水平剪力记为 F_d , 罕遇地震作用下的水平剪力记为 F_m)。

3 隔震支座最大位移等于隔震层位移乘以该支座的扭转放大系数, 扭转放大系数应按下列式计算:

$$\eta_t = 1 + 12egy / (B^2 + L^2) \quad (11.2.2-4)$$

式中: η_t ——扭转放大系数;

e ——偏心距, 为静偏心距与偶然偏心距之和; 静偏心距为隔震房屋上部结构质心与隔震层刚心之间距离在计算主轴法线方向的投影, 偶然偏心距取计算主轴法线方向结构平面边长的 2%;

y ——隔震支座与隔震层刚心之间最大距离在计算主轴法线方向的投影;

B 、 L ——分别为结构平面两正交方向的边长。

注: 计算中, e 、 y 、 B 、 L 诸长度量应使用相同的单位。

4 隔震房屋上部结构的底部剪力标准值(V_L) 可取隔震层水平剪力值(F_L) , 即按下列公式计算:

$$V_L = F_L \quad (11.2.2-5)$$

5 隔震房屋上部结构各楼层水平地震作用标准值应按下列式计算:

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} \cdot F_L \quad (11.2.2-6)$$

式中: F_i ——作用于楼层 i 的水平地震作用标准值;

G_i 、 H_i ——分别为楼层 i 的集中质量重力荷载代表值及计算高度。

6 罕遇地震作用下隔震房屋上部结构的层间位移可按弹性方法计算。

11.2.3 采用时程分析法计算隔震房屋水平方向地震反应, 应按下列规定进行:

1 隔震房屋的计算模型至少应考虑各层楼面具有三个自由度, 即两个正交主轴方向的水平位移和绕竖轴的转角; 应建立隔震层的非线性本构关系; 在抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下上部结构可作弹性分析, 在罕遇地震作用下上部结构宜作弹塑性分析; 计算模型宜考虑各隔震支座变形和受力的差异。

2 时程分析应至少采用三组水平地震加速度时程曲线(每组地震加速度时程曲线含两个正交方向的水平分量); 不论使用实际加速度记录或人工模拟加速度时程曲线, 其反应谱均应与场地设计反应谱相近, 即在隔震房屋基本周期 $T_L + 1s$ 的周期范围内, 地震加速度时程曲线的反应谱幅值(临界阻尼比为 5%)宜在设计反应谱幅值的 1.1~1.3 倍范围内。

3 若仅取主组地震加速度时程曲线进行时程分析, 计算结果宜取三组分析的最大值; 若取七组以上的地震加速度时程曲线进行时程分析, 则计算结果可取各组分析的均值。

4 时程分析计算结果和等效侧力方法计算结果应按下列规定进行比较, 确定隔震房屋地震反应标准值:

1) 在抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下, 由时程分析得出的隔震层最大位移小于等效侧力法计算结果的 0.9 倍时, 取 0.9 倍的等效侧力法计算结果; 否则, 取时程分析计算结果。

2) 在罕遇地震作用下, 由时程分析得出的隔震层最大位移小于等效侧力法计算结果的 0.8 倍时, 取 0.8 倍的等效侧力法计算结果; 否则, 取时程分析计算结果。

3) 由时程分析法得出的隔震层剪力小于等效侧力法计算结果的 0.9 倍时, 取 0.9 倍等效侧力法计算结果; 否则, 取时程分析计算结果。

4) 对上部结构规则的隔震房屋, 当时程分析法得出的楼层剪力小于等效侧力法计算结果的 0.6 倍时, 取 0.6 倍等效侧力法计算结果; 否则, 取时程分析计算结果。

5) 对上部结构不规则的隔震房屋, 当时程分析法得出的楼层剪力小于等效侧力法计算结果的 0.8 倍时, 取 0.8 倍等效侧力法计算结果; 否则, 取时程分析计算结果。

11.2.4 隔震房屋的竖向地震作用, 在抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下, 可只进行本条规定的部分构件的竖向地震作用计算; 在罕遇地震作用下, 应进行上部结构整体的竖向地震作用计算。计算中, 凡涉及结构抗震设计类别时, 均应按设计基本地震加速度确定。计算可按下列方法进行:

1 在抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下, 平板型网架屋盖和跨度大于 24m 的屋架的竖向地震作用标准值, 按本通则第 6.4.3 条的规定计算。

2 在抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下, 长水平悬臂构件、水平预应力构件及其他大跨度构件的竖向地震作用标准值, 按本通则第 6.4.4 条规定计算。

3 在罕遇地震作用下, 隔震体系的竖向地震作用标准值可按本通则式(6.4.2)计算; 各支座承受的竖向地震作用, 可按其承受的重力荷载代表值的比例进行分配。

11.2.5 隔震层(含隔震支座、阻尼和抗风装置等)的水平恢复力特性应符合下列要求:

1 在抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下的隔震层剪力应大于隔震层屈服剪力的 1.5 倍;

2 在抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下的隔震层剪力应大于设计风荷作用下的隔震层剪力;

3 抗风装置的屈服剪力应大于设计风荷作用下的隔震层剪力;

11.2.6 在抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下的隔震层竖向承载力验算仅考虑重力荷载, 并应符合下列要求:

1 隔震支座竖向压应力不应大于支座破坏压应力的 1/6;

2 隔震层总竖向压力设计值不应小于上部结构总重力荷载代表值;

3 隔震层边、角处隔震支座竖向压力设计值应大于该支座承受的重力荷载代表值的 1.2 倍。

11.2.7 抗震设防地震或设计基本地震加速度下，隔震房屋的结构构件承载力验算按本通则式(6.6.2)进行。

11.2.8 罕遇地震作用下，隔震房屋上部结构的层间位移不应超过本通则表 6.6.3 规定的限值。

11.2.9 罕遇地震作用下，隔震房屋上部结构抗倾覆安全系数应大于 1.2。抗倾覆安全系数等于抗倾覆力矩与倾覆力矩之比。抗倾覆力矩由上部结构竖向荷载提供，在竖向荷载计算中应考虑竖向地震作用的不利影响；倾覆力矩的计算应考虑水平地震作用与风荷载的组合。橡胶隔震支座不宜出现受拉状态，滑移支座不应脱离。

11.2.10 罕遇地震作用下橡胶隔震支座的压应力计算应考虑重力、倾覆力矩和竖向地震作用。竖向地震作用按对支座稳定不利的方向计算。倾覆力矩在各隔震支座上产生的竖向力由各支座横截面积、位置及其对隔震层平面形心的惯性矩确定。各支座的组合压应力不应超过失稳临界压应力，即符合下列公式要求：

$$\sigma_v < \sigma_{cr} \quad (11.2.10-1)$$

$$\sigma_{cr}(1 + \sigma_{cr}/G_r) = (\pi^2/16)3G_r \left[1 + (2/3)S_1^2 \right] S_2^2 \Phi \quad (11.2.10-2)$$

$$\Phi = (B_s/45) - (2/\pi) \sin(2B_s) + 2(D - u_b) \sin(2B_s) / (\pi D) \quad (11.2.10-3)$$

式中： σ_v ——单个支座的组合压应力(竖向荷载/支座横截面积)；

σ_{cr} ——失稳临界压应力；

G_r ——支座橡胶的剪变模量， $G_r = (E/3)[1 + 1.5S_1^2]^{-1}$ ，E 为橡胶弹性模量；

S_1 ——橡胶支座的第一形状系数， $S_1 = D/(4t_r)$ ，D 为支座直径， t_r 为单片橡胶厚度；

S_2 ——橡胶支座的第二形状系数， $S_2 = D/(nt_r)$ ，n 为支座中橡胶片层数；

Φ ——支座的有效承压面积比，即在支座发生水平变位后，其上下端面水平投影的重叠面积与支座横截面积之比；圆形支座按式(11.2.10-3)计算；

B_s ——支座变形后上下端面重叠部分弧长对应的圆心角， $B_s = \sin^{-1}[(0.5(D - u_b)/D)^{0.5}]$ ，单位(°)；

u_b ——罕遇地震作用下支座的水平最大相对变位。

由式(11.2.10-2) 计算得出的对应不同参数的叠层橡胶支座失稳临界应力列于本通则附录 H。

11.3 房屋消能减震计算要点

11.3.1 消能减震结构楼面、屋盖宜满足平面内无限刚性的要求。当楼面、屋盖平面内无限刚性要求不满足时，应考虑楼面、屋盖平面内的弹性变形，并建立符合实际情况的力学分析模型。抗震计算分析模型应同时包括主体结构与消能减震部件。

11.3.2 当在垂直相交的两个平面中布置消能器，分别按不同水平方向进行结构地震作用分

析时，应考虑相交处的柱在双向地震作用下的受力。

11.3.3 消能减震结构的计算分析方法：

1 当主体结构基本处于弹性工作阶段时，可采用线性分析方法作简化估算，并根据结构的变形特征和高度等，分别采用底部剪力法、振型分解反应谱法和时程分析法进行计算。

2 对消能减震主体结构进入弹塑性阶段的情况，应根据主体结构体系特征，采用静力弹塑性分析方法或弹塑性时程分析方法进行计算。

11.3.4 消能器的恢复力模型宜选取能符合其实际力学特征的模型，恢复力模型参数应通过足尺试验确定。

11.3.5 消能减震部件的布置宜使消能减震结构的设计参数符合下列规定：

1 采用位移相关型消能器时，加装消能部件后罕遇地震下各楼层有效刚度与主体结构层间刚度比宜接近，各楼层的消能部件水平剪力与主体结构的层间剪力和层间位移的乘积之比的比值宜接近；

2 采用黏滞消能器时，各楼层的消能部件的最大阻尼力与主体结构的层间剪力和层间位移的乘积之比的比值宜接近；

3 采用黏弹性消能器时，加装消能部件后罕遇地震下各楼层有效刚度宜接近，各楼层的消能部件零位移时的阻尼力与主体结构的层间剪力和层间位移的乘积之比的比值宜接近；

4 消能减震结构布置消能部件的楼层中，消能器的最大阻尼力在水平方向的分量之和不宜大于楼层层间屈服剪力的 60%。

11.3.6 消能减震部件的设计参数，应符合下列规定：

1 位移相关型消能器与斜撑、墙体或梁等支承构件组成消能减震部件时，消能减震部件的恢复力模型参数符合下列要求：

$$\frac{\Delta u_{py}}{\Delta u_{sy}} \leq 2/3 \quad (11.3.6-1)$$

式中： Δu_{py} ——消能减震部件在水平方向的屈服位移或起滑位移；

Δu_{sy} ——设置消能减震部件的主体结构层间屈服位移。

2 黏弹性消能器的黏弹性材料总厚度应满足下列要求：

$$t_v \geq \Delta u_{dmax} / [\gamma] \quad (11.3.6-2)$$

式中： t_v ——黏弹性消能器的黏弹性材料总厚度；

Δu_{dmax} ——沿消能方向消能器的最大可能的位移；

$[\gamma]$ ——黏弹性材料允许的最大剪切应变。

3 速度线性相关型消能器与斜撑、墙体（支墩）或梁等支承构件组成消能减震部件时，支承构件沿消能器消能方向的刚度应满足下式：

$$K_b \geq \frac{6\pi C_D}{T_1} \quad (11.3.6-3)$$

式中： K_b ——支撑构件沿消能器消能方向的刚度；

C_D ——消能器的线性阻尼系数；

T_1 ——消能减震建筑的基本自振周期。

4 消能器的极限位移应不小于罕遇地震下消能器最大位移的 1.2 倍；对速度相关型消能器，消能器的极限速度不应小于地震作用下消能器最大速度的 1.2 倍，且消能器应满足在此极限速度下的承载力要求。

11.3.7 消能减震部件附加给结构的实际有效刚度和有效阻尼比，可按下列方法确定：

1 位移相关型消能减震部件和非线性速度相关型消能减震部件附加给结构的有效刚度可采用等价线性化方法确定；

2 消能减震部件附加给结构的有效阻尼比可按式估算：

$$\zeta_d = \frac{\sum_j W_{cj}}{4\pi W_s} \quad (11.3.7-1)$$

式中： ζ_d ——消能减震建筑的附加有效阻尼比；

W_{cj} ——第 j 个消能减震部件在结构预期层间位移 Δu_j 下往复循环一周所消耗的能量；

W_s ——消能减震建筑在水平地震作用下的总应变能。

注：当消能减震部件在结构上分布较均匀，且附加给结构的有效阻尼比小于 20% 时，消能减震部件附加给结构的有效阻尼比也可采用强行解耦方法确定。

3 不计及扭转影响时，消能减震结构在水平地震作用下的总应变能，可按式估算：

$$W_s = \frac{1}{2} \sum F_i u_i \quad (11.3.7-2)$$

式中： F_i ——质点 i 的水平地震作用标准值（一般取相应于第一振型的水平地震作用即可）；

u_i ——质点 i 对应于水平地震作用标准值的位移。

4 速度线性相关型消能器在水平地震作用下循环一周所消耗的能量，可按式估算：

$$W_{cj} = \left(\frac{2\pi^2}{T_1} \right) C_j \cos^2(\theta_j) \Delta u_j^2 \quad (11.3.7-3)$$

式中： C_j ——第 j 个消能器由试验确定的线性阻尼系数；

θ_j ——第 j 个消能器的消能方向与水平面的夹角；

Δu_j ——第 j 个消能器两端的相对水平位移。

当消能器的阻尼系数和有效刚度与结构振动周期有关时，可取相应于消能减震结构基本自振周期的值。

5 非线性黏滞消能器在水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量，可按式估算：

$$W_{cj} = \lambda F_{dj\max} \Delta u_j \quad (11.3.7-4)$$

式中： λ ——阻尼指数的函数，可按表 11.3.7 取值；

$F_{dj\max}$ ——第 j 个消能器在相应水平地震作用下的最大阻尼力。

表 11.3.7 λ 取值

阻尼指数 α	λ 值
0.25	3.7
0.5	3.5
0.75	3.3
1	3.1

注：其它阻尼指数对应的 λ 值可线性插值。

6 位移相关型和速度非线性相关型消能器在水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量，可按式估算：

$$W_{cj} = A_j \quad (11.3.7-5)$$

式中： A_j ——第 j 个消能器的恢复力滞回环在相对水平位移 Δu_j 时的面积。

当位移相关型消能减震部件的恢复力模型为双线性模型时，位移相关型消能减震部件在水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量可采用下式计算：

$$W_{cj} = 4 f_{yj} x_{yj} (1 - \alpha_{sj}) (\mu_j - 1) \quad (11.3.7-6)$$

式中： f_{yj} 、 x_{yj} ——分别为消能减震结构第 j 个位移相关型消能减震部件的屈服力和屈服位移；

α_{sj} ——为位移相关型消能减震部件恢复力模型的第二刚度系数；

μ_j ——为消能减震部件的位移延性系数。

11.3.8 采用底部剪力法进行消能减震结构的计算分析时，结构的周期、等效阻尼比和消能器参数可按下述步骤计算：

1 按照预期目标位移，计算消能减震结构的第一自振周期和阻尼比，采用《建筑抗震设计规范》GB50011 计算出消能减震结构的地震作用，得到消能减震结构的地震反应；

2 按照计算得到的地震反应，再计算得到新的耗能减震结构的第一自振周期和阻尼比，并根据新的结构第一自振周期和阻尼比按照第 1 步进行计算，得到消能减震结构的地震作用，并进一步计算结构的地震反应，直至最后两次迭代计算的结果误差在 5%以内，从而确定消能减震结构的第一自振周期和阻尼比；

3 根据迭代计算后的耗能减震结构的第一自振周期和阻尼比计算消能器部件参数。

11.3.9 采用振型分解反应谱法分析时，结构有效阻尼比可采用附加阻尼比的迭代方法计算。

11.3.10 采用时程分析法计算消能器附加给结构的有效阻尼比时，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 相关规定选用地震动记录，地震动记录的最大加速度峰值也应按照建筑所在地区的抗震设防地震或设计基本地震加速度和《建筑抗震设计规范》GB50011 相关规定选用。

11.3.11 采用时程反应分析方法计算得到的消能减震结构时程反应，尚应按照现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的相关规定，通过与振型分解反应谱法的比较，确定消能减震结构的最大地震反应。

11.3.12 采用静力弹塑性分析方法时，计算模型中消能器宜采用 11.3.4 条给出的恢复力模型，并由实际分析计算获得消能器的附加阻尼比，不可采用预估值。位移相关型消能器可采用等刚度的杆单元代替，并依据消能器的力学特性于该杆单元上设置塑性铰，以模拟位移相关型消能器的力学特性。

11.3.13 在抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下，消能减震部件附加给结构的有效阻尼比超过 25%时，宜按 25%计算。

11.3.14 金属位移型消能器在设计风荷载作用下应保持弹性，当结构所遭受的多遇地震作用

小于设计风荷载时，不宜计入附加阻尼比的影响。

11.3.15 当采用底部剪力法进行设计时，消能减震结构的层间剪力在消能减震部件与主体结构之间按照刚度进行分配，可以采用下式计算：

$$V_{bdj} = \frac{k_{bdj}}{k_{bdj} + k_{nj}} V_j \quad (11.3.15-1)$$

$$V_{nj} = \frac{k_{nj}}{k_{bdj} + k_{nj}} V_j \quad (11.3.15-2)$$

式中： V_{bdj} ——消能减震结构第 j 层消能减震部件分配的层间剪力；

V_{nj} ——消能减震结构第 j 层主体结构分配的层间剪力；

k_{bdj} ——第 j 层消能减震部件的有效刚度；

k_{nj} ——第 j 层主体结构的侧向刚度；

V_j ——消能减震结构第 j 层的层间总剪力。

11.3.16 当采用底部剪力法进行设计时，消能减震结构的层间变形可以采用下式计算：

$$\Delta u_j = \frac{V_j}{k_j} \quad (11.3.16-1)$$

式中： Δu_j ——地震荷载标准值作用下结构第 j 层的层间变形；

k_j ——结构第 j 层的层间抗侧移刚度。

11.3.17 当主体结构分配的层间剪力小于消能减震结构总层间剪力的 50%，取 50% 进行计算；消能减震部件分配的阻尼力按照实际计算取值。主体结构的截面抗震验算应符合下列规定：

1 主体结构的截面抗震验算，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定执行；

2 地震作用效应计算，宜按抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下消能器的附加阻尼比取值。

11.3.18 消能减震结构抗震设防地震或设计基本地震加速度作用下的弹性层间位移角限值和罕遇地震作用下的弹塑性层间位移角限值应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的要求。

11.4 隔震和消能减震房屋构造措施和施工要点

11.4.1 隔震房屋的抗震构造措施除符合本节规定者外，尚应符合本通则按抗震设计类别规定的相关结构类型的构造要求。隔震房屋的抗震设计类别应按本章第 11.1.5 条确定。

11.4.2 隔震层设置应符合下列规定：

1 隔震层应由隔震支座、阻尼和抗风装置组成，阻尼、抗风装置可与隔震支座组合为一体，亦可单独设置；

2 隔震层刚度中心宜与上部结构质量中心相接近；

3 隔震支座应按上部结构重力荷载分布设置；

4 阻尼装置和抗风装置单独设置时，应均匀、对称分布于建筑平面的周边；

5 隔震层可设置限位装置，限位装置应有缓冲能力，不对隔震房屋造成有害影响。

11.4.3 全部隔震层元件应可置换和便于检查维护。

11.4.4 隔震房屋的防震缝和伸缩缝不应穿越隔震层；当隔震房屋必须设置沉降缝时，沉降缝两侧房屋应分别设计为独立的隔震建筑。

11.4.5 隔震房屋上部结构及隔震层元件应与周边的地面固定物相隔离。隔离缝宽度不应小于罕遇地震作用下隔震支座的最大位移的 1.2 倍，且不应小于 300mm；隔离缝高度不宜小于 20mm。

11.4.6 隔震支座安装施工应符合下列规定：

1 隔震支座标高和水平位置与设计位置的偏差不大于 5mm；

2 安装后柔性支座顶面的倾斜度不大于 1/200，滑移支座顶面的倾斜度不大于 1/400。

11.4.7 穿越隔震层的管线应符合下列规定：

1 避雷线在隔震层中应以柔性导线相连接，并预留足够长度以适应隔震层变形；

2 柔性管线在隔震层处预留的伸展长度，不应小于隔震层在罕遇地震下最大水平位移的 1.5 倍，且不小于 300mm；

3 直径较大的重要管道应具有柔性大变形能力，隔震层处应采用柔性接头或柔性连接段，其预留的伸展长度应大于罕遇地震下连接部位水平位移的 1.5 倍。

11.4.8 隔震层顶部应设梁板体系并符合下列规定：

1 梁板体系应采用现浇或装配整体式混凝土结构；

2 梁板体系的刚度宜大于上部结构楼面体系的刚度。

11.4.9 与隔震支座连接的梁、柱、墩应考虑冲切和局部承压，加密箍筋并根据需要设置钢筋网片。

11.4.10 隔震支座、阻尼、抗风装置的锚固螺栓应有足够的抗力和锚固长度。

11.4.11 当消能减震结构的抗震性能明显提高时，主体结构的抗震构造措施要求可适当降低。

11.4.12 消能减震部件子结构的构造措施应符合下列要求：

1 消能减震部件子结构的抗震构造措施要求应按抗震设防地震或设计基本地震加速度要求执行；

2 消能减震部件子结构为混凝土或型钢混凝土时，构件的箍筋加密区长度、箍筋最大间距和箍筋最小直径，应满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 和行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 的要求；子结构为剪力墙时，其端部宜设暗柱，d；

11.4.13 消能减震部件子结构为钢结构构件时，钢梁、钢柱节点的构造措施应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017 和行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ99 中心支撑的要求确定。

11.4.14 与位移相关型和速度相关型消能器相连的预埋件、支撑和支墩、剪力墙及节点板的作用力取值应为消能器在设计位移或设计速度下对应阻尼力的 1.2 倍。

11.4.15 消能器的支撑或连接元件或构件、连接板应保持弹性。预埋件、支撑和支墩、剪力墙及节点板应具有足够的刚度、强度和稳定性。

11.4.16 与速度线性相关型消能器连接的支撑和支墩（剪力墙）刚度应满足本通则 11.3.6 条，与其它类型消能器连接的支撑和支墩（剪力墙）刚度不宜小于消能器等效刚度的 2 倍。

11.4.17 消能器与结构连接的构造应满足以下要求：

- 1 预埋件的锚筋应与钢板牢固连接，锚筋的锚固长度宜大于 20 倍锚筋直径，且不应小于 250mm。当无法满足锚固长度的要求时，应采取其他有效的锚固措施；
- 2 支撑长细比、宽厚比应满足现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017 和行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ72 中心支撑的要求；
- 3 剪力墙（支墩）沿长度方向全截面箍筋加密，并配置网格型箍筋；
- 4 消能器与结构连接钢构件应有可靠的防腐措施。

11.5 隔震和消能减震装置的质量控制

11.5.1 各类隔震元件(含隔震支座、阻尼元件、抗风装置)均应符合有关材料、结构、尺寸和外观的检测要求。

11.5.2 各类隔震元件所用材料应按有关技术标准进行检测，每批材料均需进行性能抽检试验；抽检试验不合格时，可加倍抽样检测，仍不合格者不得使用。

11.5.3 各类隔震元件均应符合耐久性、耐火性、抗老化性、耐腐蚀性、徐变、疲劳等有关技术标准的要求，保证具有不少于 50 年的使用寿命。

11.5.4 各类隔震元件的力学性能应按有关技术标准的规定通过试验确定。力学性能试验项目应包括下列内容：

- 1 竖向力学性能，应包括竖向刚度、竖向变形、竖向弹性极限和破坏压应力；
- 2 水平力学性能，应包括水平弹性刚度、屈服后刚度、水平极限变形、不同变形下的等效粘滞阻尼比或摩擦系数；
- 3 相关力学性能，应包括与竖向应力、大变形、加载频率、温度相关的水平刚度、等效黏滞阻尼比或摩擦系数。

11.5.5 隔震元件产品的型式检测试验和出厂检测试验应符合下列规定：

1 型式检测试验应包括本节第 11.4.1~11.4.3 条所列全部检验内容。在下列情况下应进行型式检验：

- 1) 新产品试制定型鉴定时；
- 2) 原料、结构、工艺有较大改变，可能对产品性能发生较大影响时；
- 3) 正常生产达规定时限时；
- 4) 停产超过规定时限再恢复生产时；
- 5) 国家质量监督机构提出型式检验要求时；
- 6) 因特殊需要必须进行型式检验时。

2 每批产品均应符合有关技术标准规定的出厂检测要求。

11.5.6 消能减震装置的性能参数应经试验确定。消能减震装置的设置部位，除按计算确定外，尚应便于检查和替换。

11.5.7 设计文件上应注明对消能减震部件的性能要求，安装前应具有相关产品的型式检验报告及按规定进行的独立检测，确保性能符合要求。

11.5.8 消能减震装置的设计使用年限不宜小于建筑物的设计使用年限，当消能减震装置设计使用年限小于建筑物的设计使用年限时，消能减震装置达到使用年限时应及时检测，重新确定减震装置使用年限或更换。

11.5.9 消能减震装置应具有良好的抗疲劳、老化性能，工作环境应满足现行行业标准《建筑消能阻尼器》JG/T209 的要求，不满足要求时应做相应处理。

11.5.10 消能减震装置的外观要求：

1 消能减震装置外表应光滑，无明显缺陷；

2 消能减震装置需要考虑防腐、防锈和防火时，应外涂防腐、防锈漆、防火涂料或进行其它相应处理，但不能影响减震装置的正常工作；

3 消能减震装置必须符合行业标准《建筑消能阻尼器》JG/T209 及《建筑消能减震技术规程》JGJ297 中各类型减震装置的有关尺寸偏差要求，以及外观要求。

11.5.11 各类消能减震装置应满足行业标准《建筑消能阻尼器》JG/T209 及《建筑消能减震技术规程》JGJ297 中相关的材料性能要求。

12 可恢复功能防震混凝土结构

12.1 一般规定

12.1.1 可恢复功能防震混凝土结构体系主要包括设置摇摆构件混凝土结构、设置自复位构件混凝土结构、设置可更换构件混凝土结构三大类。本章适用于可恢复功能防震混凝土结构的设计，且主要针对民用建筑。

12.1.2 可恢复功能防震混凝土结构的材料性能应符合下列规定：

- 1 对于采用预应力、SMA 等自复位技术的混凝土构件，其强度等级不宜低于 C40；
- 2 普通钢筋宜优先选用延性、韧性和可焊性较好的钢筋；纵向受力钢筋和耗能钢筋宜选用 HRB400、HRB500 级热轧钢筋，箍筋宜选用 HPB300 级、HRB400 级热轧钢筋；
- 3 预应力筋宜采用预应力钢绞线。

12.1.3 结构地震可恢复性的判别应综合考虑结构或构件的整体损伤状态、结构功能正常使用程度以及结构性态参数指标等，可用于判别结构可恢复性的参数指标包括：残余位移角、最大层间位移角、构件最大转角、应变或损伤因子、楼面加速度等。

12.1.4 可恢复功能防震混凝土结构的最大适用高度应根据不同抗震设计类别，应符合表 12.1.4 的规定。超过表 12.1.4 中规定高度的建筑，应根据专门研究采取必要的措施。

表 12.1.4 可恢复功能防震混凝土结构最大适用高度（m）

可恢复功能防震结构类型	抗震设计类别				
	A	B	C	D	E
自复位框架、自复位支撑-框架	50	50	45	40	30
自复位剪力墙、自复位框架-剪力墙	100	90	80	70	60

12.2 地震设防目标

12.2.1 可恢复功能防震结构的输入地震动水平与本通则第三章保持一致，即采用多遇地震、设防地震、罕遇地震三水准设防。

12.2.2 可恢复功能防震结构的抗震性态目标与三水准地震动相对应，即“小震不坏、中震可更换/可修复、大震不倒塌”。各级地震水准下，可恢复功能防震结构的抗震设防目标见表 12.2.2-1，相应的抗震性态定性描述见表 12.2.2-2。

表 12.2.2-1 抗震设防目标

结构体系	抗震性态水准		
	第一水准	第二水准	第三水准
传统结构	充分运行	修复后可使用	生命安全
可恢复功能防震结构	充分运行	基本运行	更换后可使用/ 修复后可使用

表 12.2.2-2 抗震性态定性描述

抗震性态水准	性态描述
充分运行	建筑的功能在地震时或震后能继续保持，结构构件与非结构构件可能有轻微的破坏，但建筑结构完好。

续表 12.2.2-2 抗震性态定性描述

基本运行	建筑的基本功能不受影响，结构的关键和重要部件以及室内物品未遭破坏，结构可能损坏，但经一般修理或不需修理仍可继续使用。
更换后可使用	结构遭受一定损伤，损伤部位为可更换构件，更换后结构可快速恢复正常使用功能。
修复后可使用	结构遭受一定损伤，使用功能受到一定影响，损伤和残余变形在可恢复范围内，花费合理的费用即可修复。
生命安全	建筑的基本功能受到影响，主体结构有严重破坏但不影响承重，非结构部件可能坠落，但不致伤人，生命安全能得到保障。

12.2.3 不同类型可恢复功能防震结构体系的抗震性态目标具有不同的性态指标。本通则表 12.2.3-1、表 12.2.3-2 分别给出了自复位支撑-摇摆框架结构、自复位剪力墙结构的三水准性态指标。

表 12.2.3-1 自复位支撑-摇摆框架结构的性态指标

体系参数	第一水准	第二水准	第三水准
最大层间位移角限值	0.18% (1/550)	—	3.0% (3/100)
残余位移角限值	—	0.2% (2/1000)	0.5% (5/1000)

表 12.2.3-2 自复位剪力墙结构的性态指标

体系参数	第一水准	第二水准	第三水准
最大层间位移角限值	0.1% (1/1000)	—	2.0% (2/100)
最小底部剪力限值	抗规 5.2.5 条	—	—
残余位移限值	—	0.2% (2/1000)	0.5% (5/1000)

注：表中“抗规”指《建筑抗震设计规范》GB 50011-2010。

12.3 结构设计与计算方法

12.3.1 可恢复功能防震结构体系宜采用直接基于位移的设计方法进行结构设计。

12.3.2 采用直接基于位移设计方法的结构应满足以下要求：

- 1 结构质量和刚度沿高度布置规则，结构体系可等效为单自由度体系；
- 2 结构的屈服状态及极限状态明确；
- 3 结构的等效黏滞阻尼比与延性系数关系明确。

12.3.3 直接基于位移设计方法的步骤如下：

- 1 确定结构在设计水准下的最大层间位移角的目标值，最大层间位移角目标值应小于本通则的相应要求；
- 2 将结构体系等效为单自由度体系，可按式 (12.3.3-1) ~ 式 (12.3.3-3) 计算：

$$\Delta_d = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (12.3.3-1)$$

$$m_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) / \Delta_d \quad (12.3.3-2)$$

$$H_e = \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (12.3.3-3)$$

式中： Δ_d ——设计水准下等效单自由度体系的目标位移；

m_i ——第 i 楼层质量；
 Δ_i ——第 i 楼层在设计水准下的目标位移；
 m_e ——等效单自由度体系的有效质量；
 H_e ——等效单自由度体系的有效高度；
 H_i ——第 i 楼层距地面高度。

3 得到结构体系的屈服位移后，由式（12.3.3-4）确定单自由度体系的延性系数 μ ，进一步得到等效单自由度体系的等效黏滞阻尼比 ξ_{eq} （见 12.3.6 条）：

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_{ye}} \quad (12.3.3-4)$$

式中： μ ——等效单自由体系的延性系数；
 Δ_{ye} ——等效单自由体系的屈服位移。

4 根据单自由度体系等效目标位移及等效黏滞阻尼比确定的位移反应谱，得到结构等效周期，不同等效黏滞阻尼比下的位移反应谱可由式（12.3.3-5）确定：

$$\Delta(T, \xi_{eq}) = \Delta(T, 5\%) \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{eq}} \right)^{0.5} \quad (12.3.3-5)$$

式中： $\Delta(T, \xi_{eq})$ ——等效黏滞阻尼比为 ξ_{eq} 的位移反应谱；
 $\Delta(T, 5\%)$ ——等效黏滞阻尼比为 5% 的位移反应谱；

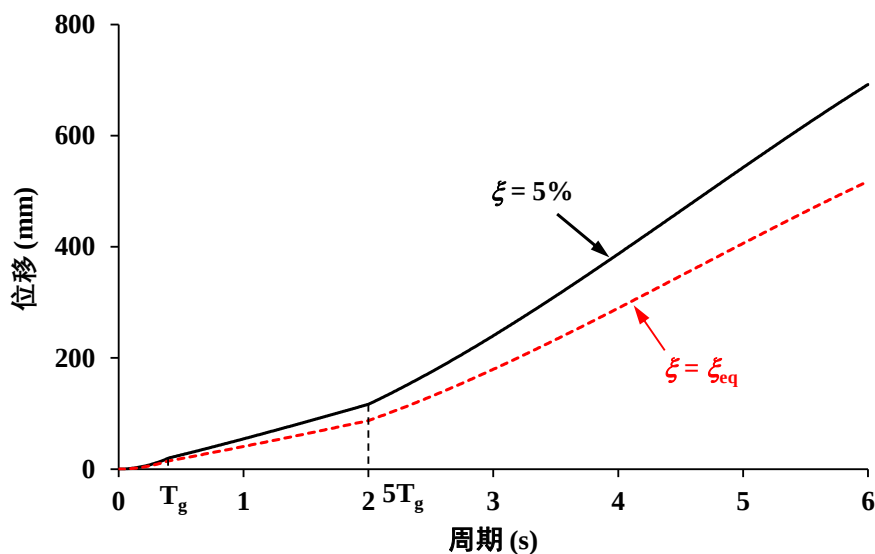


图 12.3.3 位移反应谱示意

5 根据结构的有效质量及等效周期，通过式（12.3.3-6）～式（12.3.3-8）确定结构底部剪力设计值及底部弯矩设计值：

$$K_{eff} = m_e \cdot 4\pi^2 / T_{eff}^2 \quad (12.3.3-6)$$

$$V_d = K_{eff} \Delta_d \quad (12.3.3-7)$$

$$M_d = V_d H_e \quad (12.3.3-8)$$

式中： T_{eff} ——等效单自由体系的等效周期；
 K_{eff} ——等效单自由体系的有效刚度；

V_d ——等效单自由体系的底部剪力设计值；

M_d ——等效单自由体系的底部弯矩设计值。

6 根据得到的底部剪力、底部弯矩设计值对结构进行截面设计，并分析其在设计水准地震作用下的结构响应，若不满足性能目标，则调整结构等效黏滞阻尼比并进行迭代设计，直到满足要求为止。

12.3.4 结构体系的屈服位移确定：

对于自复位支撑-摇摆框架混凝土结构体系：

$$\theta_y = \theta_a \quad (12.3.4-1)$$

式中： θ_y ——屈服位移角；

θ_a ——支撑轴向变形为 δ_a 时对应的层间位移角， θ_a 可取为 0.2%，以保证第一水准（位移角限值 0.18%）下自复位支撑内部无相对滑移， δ_a 为支撑内部开始产生明显相对滑移时对应的轴向变形（见 12.4 节）。

对于自复位混凝土剪力墙结构体系：

$$\Delta_{yi} = \frac{\varepsilon_{yw} H_i^2}{l_w} \left(1 - \frac{H_i}{3H_n}\right) \quad (12.3.4-2)$$

式中： Δ_{yi} ——第 i 楼层的剪力墙屈服位移；

ε_{yw} ——剪力墙中纵向钢筋屈服应变；

l_w ——剪力墙截面高度；

H_n ——剪力墙结构总高度。

式（12.3.4-1）及式（12.3.4-2）为传统配筋的钢筋混凝土自复位支撑-摇摆框架结构和自复位剪力墙结构的屈服位移角及屈服位移的计算公式，对于其他配筋形式或采用不同材料的钢筋混凝土自复位框架结构和自复位剪力墙结构的屈服位移角和屈服位移的计算，应根据实际数据或实验模拟等结果予以确定。

12.3.5 结构体系设计目标位移的确定：

对于自复位支撑-摇摆框架结构体系，当结构楼层数小于 4 层（或高度小于 15 米）时：

$$\Delta_i = \theta_d \cdot H_i \quad (12.3.5-1)$$

式中： θ_d ——设计水准下结构的目标层间位移角。

对于自复位支撑-摇摆框架结构体系，当结构楼层数大于 4 层（或高度大于 15 米）小于 16 层（或高度小于 50 米）时：

$$\Delta_i = \theta_d \cdot H_i \left[1 - \frac{0.5H_i(n-4)}{16H_n} \right] \quad (12.3.5-2)$$

式中： n ——框架结构总楼层数。

对于自复位剪力墙结构体系：

$$\Delta_i = \frac{\varepsilon_{yw} H_i^2}{l_w} \left(1 - \frac{H_i}{3H_n}\right) + \left(\theta_d - \frac{2 \cdot \varepsilon_{yw} H_n}{3l_w}\right) H_i \quad (12.3.5-3)$$

12.3.6 结构体系的延性系数与等效黏滞阻尼比关系如下：

对于自复位支撑-摇摆框架结构体系：

$$\xi_{eq} = 0.05 + \frac{R_\xi}{\lambda_1 + 1} \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) \quad (12.3.6-1)$$

式中： R_{ξ} ——耗能部件类型参数，采用金属耗能时取 0.577，采用摩擦耗能时取 0.67；

$$\lambda_1 = \lambda + r(1 + \lambda)(\mu - 1) \quad (12.3.6-2)$$

λ_1 ——自复位支撑预应力与耗能部件屈服力之比，可取 1.1；

r ——自复位支撑屈服后刚度与屈服前刚度之比，可取 0.05。

对于自复位剪力墙结构体系：

$$\xi_{eq} = 0.05 + \frac{0.444}{\lambda + 1} \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (12.3.6-3)$$

$$\lambda = \frac{M_{pt} + M_N}{M_s} \quad (12.3.6-4)$$

式中： λ ——预应力筋提供的弯矩承载力 M_{pt} 和重力荷载提供的弯矩承载力 M_N 之和与耗能装置提供的弯矩承载力 M_s 的比值，为保证自复位结构的自复位性能以及控制结构的残余变形， λ 值应大于 1.25。

12.4 自复位支撑-摇摆框架结构的设计方法

12.4.1 自复位支撑-摇摆框架结构的最大适用高度应符合表 12.1.5 的规定。

12.4.2 自复位支撑-摇摆框架结构的主要抗侧力由自复位支撑提供，其他构件对结构整体抗侧刚度的贡献应小于结构总侧向刚度的 15%。

12.4.3 自复位支撑-摇摆框架结构体系由摇摆框架、自复位支撑、开槽梁-柱节点以及带后张拉预应力筋的柱底设缝节点构成，如图 12.4.3 所示。

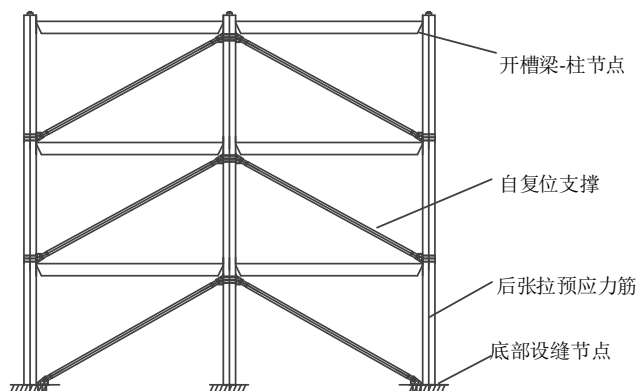


图 12.4.3 自复位支撑-摇摆框架结构体系

12.4.4 自复位支撑-摇摆框架结构的技术措施包括：

1 设置钢筋混凝土框架梁柱构件，满足结构自重、楼面荷载等竖向力传递及竖向承载力的要求；

2 设置自复位支撑，满足罕遇地震作用下结构抗侧变形要求、残余变形要求以及自复位支撑状态的性能要求；

3 设置抗风和抗第一水准装置，满足风荷载作用下建筑舒适度要求。

12.4.5 自复位支撑-摇摆框架结构的分析方法及主要性能指标：

1 宜采用直接基于位移设计方法；

2 在地震作用等水平力作用下进行自复位支撑设计；

3 摇摆框架可采用现有的设计软件（如 PKPM）进行承载力设计；

4 根据节点拉、压、弯、剪、扭等受力需求进行开槽梁-柱节点和底部设缝节点的细部

设计；

5 对自复位支撑-摇摆框架结构进行弹塑性时程分析，结构分析模型在设计水准地震下的位移 Δ_{THA} 与目标位移 Δ_{DES} 的误差应小于 10%。

12.4.6 自复位支撑-摇摆框架结构中的填充墙、楼梯、电梯等主要建筑附属构件的设计应满足主体结构的变形要求，并在计算分析时予以考虑。

12.4.7 自复位支撑-摇摆框架结构中的梁柱节点构造采用开槽梁，如图 12.4.7 所示。开槽截面处的剪力由弯起钢筋全部承担，不考虑混凝土的贡献，弯起钢筋受剪承载力如下：

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \quad (12.4.7)$$

式中： V_s ——全部弯起钢筋受剪承载力；

A_v ——全部弯起钢筋面积；

f_y ——钢筋抗拉强度设计值；

α ——弯起钢筋的弯起角度；

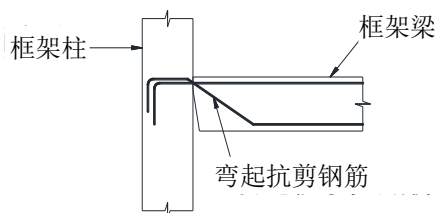
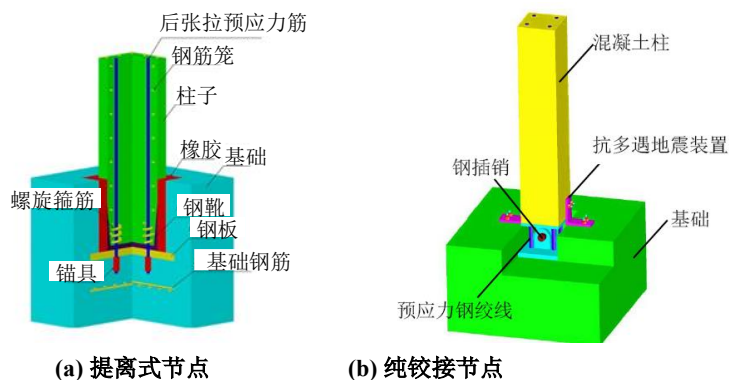


图 12.4.7 开槽梁的梁柱节点构造

12.4.8 柱底设缝节点可采用以下两种形式：

1 脱离式节点，通过预应力筋将柱底与基础连接，在罕遇地震作用下，柱底可脱离，如图 12.4.8(a)所示；

2 纯铰接柱节点，如图 12.4.8(b)所示。



(a) 脱离式节点

(b) 纯铰接节点

图 12.4.8 柱底设缝节点

12.4.9 自复位支撑根据提供恢复力机制不同可分为预应力筋自复位支撑、形状记忆合金 (SMA) 自复位支撑、以及碟簧自复位支撑等，如图 12.4.9 所示。

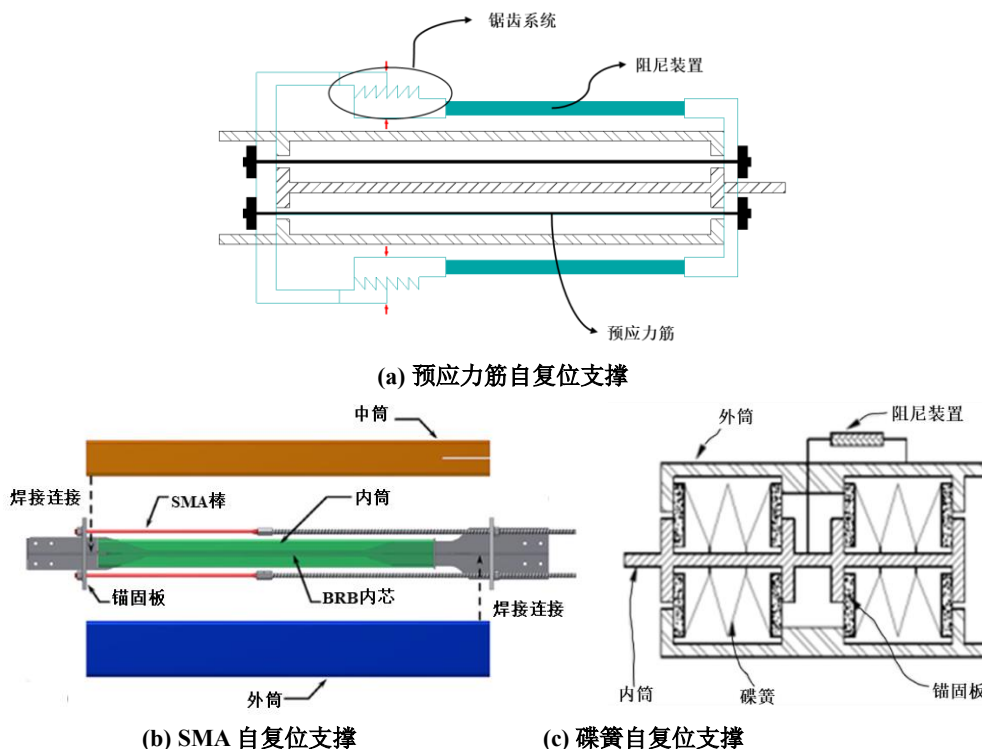


图 12.4.9 自复位支撑示意

12.4.10 自复位支撑-摇摆框架结构的抗侧性能由自复位支撑决定，自复位支撑的恢复力模型如图 12.4.10 所示。其中 P_0 为预应力， F_0 为耗能部件屈服力， F_a 、 δ_a 为支撑内部构件开始产生明显相对滑移时对应的激励力和激励变形， δ 为任意变形量，其值应小于支撑轴向变形能力 δ_u 。 k_1 为第一刚度， k_2 为第二刚度。

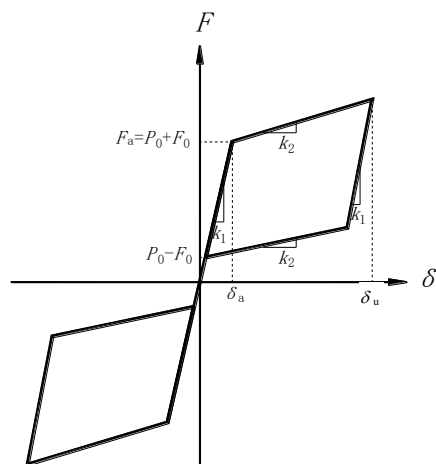


图 12.4.10 自复位支撑“旗帜形”恢复力模型

12.4.11 自复位支撑与框架结构部分的连接宜采用铰接连接。

12.5 自复位剪力墙结构的设计方法

12.5.1 自复位剪力墙结构的最大适用高度应符合表 12.1.5 的规定。

12.5.2 自复位剪力墙结构是指结构的主要抗侧力构件为自复位混凝土剪力墙，其他构件（如承重框架）对整体结构抗侧刚度的贡献应小于结构总侧向刚度的 15%。

12.5.3 本节规定的自复位剪力墙，系指由竖向预应力筋将分段预制的混凝土墙片沿竖向拼接形成的体系，墙片纵筋在拼接缝处不连续。为增加耗能，在剪力墙底部布置适量普通钢

筋，如图 12.5.3-1 所示，耗能钢筋也可由其他外置阻尼器替代。在水平侧力作用下，自复位剪力墙的主要变形模式为由底部接缝张开、闭合引起的刚体转动变形。为保证自复位剪力墙在底部接缝张开后的摇摆变形下墙底部端混凝土不发生明显破坏，可在底部两侧墙角位置处设置钢靴，加强墙角混凝土的约束，如图 12.5.3-2 所示。墙体在接缝处的抗剪主要由接缝界面的摩擦力提供。

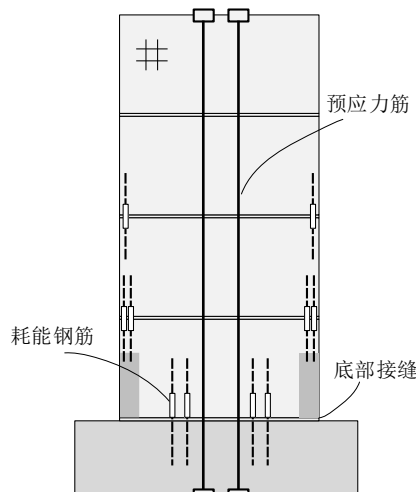


图 12.5.3-1 自复位剪力墙示意

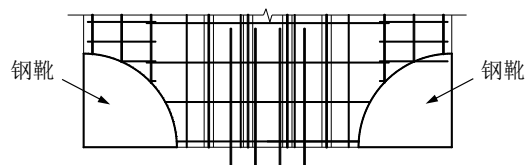


图 12.5.3-2 自复位剪力墙墙底构造示意

12.5.4 自复位剪力墙中耗能钢筋的间距不宜小于 100mm。

12.5.5 自复位混凝土剪力墙宜采用直接基于位移设计方法。

12.5.6 自复位剪力墙底部与基础的连接构造如图 12.5.6 所示。

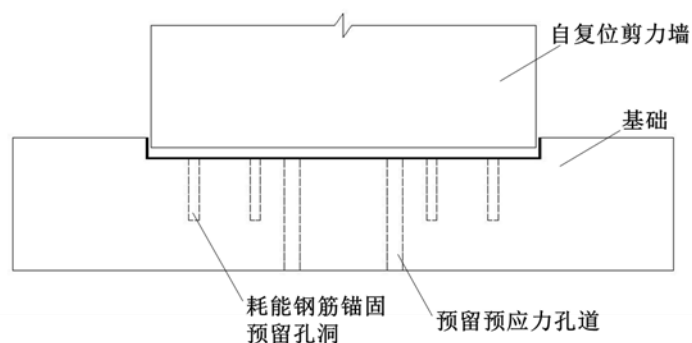


图 12.5.6 自复位剪力墙底部接缝构造示意

12.5.7 自复位剪力墙预制墙片间的接缝应进行抗滑移验算。

12.5.8 定义自复位剪力墙体系的耗能钢筋弯矩比 β ，其表达式如下：

$$\beta = \frac{M_{ws}}{M_{wp} + M_{wn}} \quad (12.5.8)$$

式中： M_{ws} ——耗能钢筋对屈服弯矩 M_{wy} 的贡献；

M_{wp} ——预应力筋对屈服弯矩 M_{wy} 的贡献；

M_{wn} ——竖向荷载对屈服弯矩 M_{wy} 的贡献。

为保证自复位剪力墙具有足够的自复位能力和耗能能力， β 的取值应在 0.50~0.85 之间。

12.5.9 自复位剪力墙在屈服状态点的变形受力如图 12.5.9 所示，设计参数可由下列各式计算，自复位剪力墙在屈服点时中和轴高度应在 $0.2l_w \sim 0.3l_w$ 之间。

$$M_{ws} = A_s f_{sy} \left(\frac{l_w}{2} - \frac{a_y}{2} \right) \quad (12.5.9-1)$$

$$M_{wp} = A_{pt} \sigma_{pty} \left(\frac{l_w}{2} - \frac{a_y}{2} \right) \quad (12.5.9-2)$$

$$M_{wn} = N_w \left(\frac{l_w}{2} - \frac{a_y}{2} \right) \quad (12.5.9-3)$$

$$C = \alpha_1 f_c a_y t_w \quad (12.5.9-4)$$

$$M_{wy} = C \left(\frac{l_w}{2} - \frac{a_y}{2} \right) \quad (12.5.9-5)$$

$$\delta_{pt1} = \theta_y \left(\frac{l_w}{2} - c_y + e_{pt} \right) \quad (12.5.9-6)$$

$$\delta_{pt2} = \theta_y \left(\frac{l_w}{2} - c_y - e_{pt} \right) \quad (12.5.9-7)$$

$$\varepsilon_{pt} = \frac{\delta_{pt}}{l_{pt}} \quad (12.5.9-8)$$

式中： A_s ——耗能钢筋面积；

f_{sy} ——耗能钢筋强度设计值；

l_w ——自复位剪力墙截面高度；

t_w ——自复位剪力墙截面宽度；

a_y ——自复位剪力墙屈服时混凝土等效受压区高度，近似可取 $0.25l_w$ ；

A_{pt} ——预应力筋面积；

σ_{pty} ——自复位剪力墙屈服时预应力筋应力；

N_w ——竖向荷载；

C ——墙脚混凝土压力的合力；

α_1 ——屈服点等效应力块应力系数，混凝土强度不超过 C50 取 1.0，C80 取 0.94，中间内插；

f_c ——混凝土抗压强度设计值；

δ_{pt1} 、 δ_{pt2} ——预应力筋伸长量；

θ_y ——屈服点底部接缝张开转角；

e_{pt} ——预应力筋偏心距；

c_y ——剪力墙屈服时混凝土实际受压区高度；

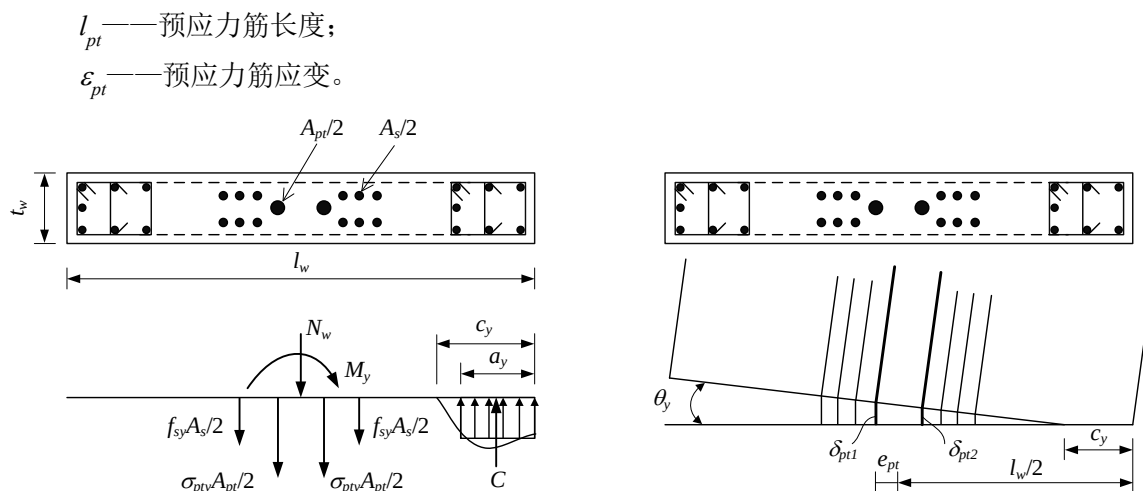


图 12.5.9 自复位剪力墙受力示意

12.5.10 自复位剪力墙在极限点时的实际受压区高度 c_u 可由下式计算：

$$c_u = \frac{a_u}{\beta_2} = \frac{N_w + A_p \sigma_{ptu} + A_s f_{sy}}{\alpha_2 \beta_2 f_{cc} t_w} \quad (12.5.10)$$

式中： f_{cc} ——约束混凝土抗压强度设计值；

a_u ——达到极限承载力时等效受压区高度；

σ_{ptu} ——自复位剪力墙极限点时预应力筋应力；

β_2 ——达到极限承载力时等效受压区高度系数，取 1.0；

α_2 ——达到极限承载力时等效受压区应力系数，取 0.9。

12.5.11 自复位剪力墙的耗能钢筋变形如图 12.5.15 所示，耗能钢筋应变可按式计算：

$$\varepsilon_s = \frac{\delta_s}{l_{deb} + \alpha_s d_s} \quad (12.5.11-1)$$

$$\delta_s = \theta (0.5l_w - c + e_s) \quad (12.5.11-2)$$

式中： δ_s ——墙体底部转动引起的耗能钢筋变形量；

θ ——墙底接缝张开角度，根据屈服或极限状态分别取 θ_y 或 θ_u ；

c ——实际受压区高度，根据屈服或极限状态分别取 c_y 或 c_u ；

e_s ——耗能钢筋偏心距；

ε_s ——耗能钢筋应变；

l_{deb} ——耗能钢筋无黏结段长度；

α_s ——耗能钢筋附加长度系数，剪力墙在屈服点时取 0，极限点时取 2.0；

d_s ——耗能钢筋直径。

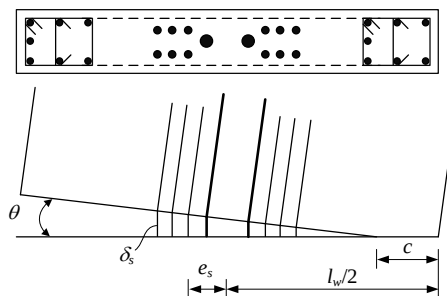


图 12.5.15 耗能钢筋伸长示意

12.5.12 耗能钢筋的锚固长度应按下列公式计算：

$$l_{bon} = \alpha_v \frac{f_{sy}}{f_t} d_s \quad (12.5.12)$$

式中： l_{bon} ——耗能钢筋有黏结段锚固长度；

α_v ——耗能钢筋的外形系数，对于带肋钢筋取 0.14；

f_{sy} ——耗能钢筋抗拉强度设计值；

f_t ——锚固区混凝土抗拉强度设计值；

d_s ——耗能钢筋的直径；

12.5.13 自复位剪力墙底部抗滑移应根据下列公式验算：

$$\frac{h_{eff}}{l_w} \geq \frac{\omega_d \omega_k \omega_f}{2\mu_f} \quad (12.5.13)$$

式中： h_{eff} ——剪力墙有效高度；

l_w ——剪力墙截面高度；

ω_d ——静力与动力摩擦系数之比，可取 1.2；

ω_k ——不同剪力墙截面高度引起的系数，可取 1.2；

ω_f ——动静力等效高宽比系数，可取 1.3~1.8；

μ_f ——墙底接缝界面静摩擦系数，可取 0.5；

12.6 质量控制

12.6.1 可恢复功能防震混凝土结构的材料和施工质量，除应符合本通则第 3.7 节的要求外，尚应符合下列规定：

1 水泥、钢筋、预应力钢绞线、钢材、混凝土、高延性砂浆等的材料质量要求应在设计文件上注明，并符合有关标准的规定。

2 对可恢复功能防震混凝土结构主要受力构件，如自复位剪力墙、自复位支撑等，施工部门应按设计要求和现行装配式混凝土结构和钢结构的施工规范的规定进行施工，应提出实施细则，并应具有各阶段的检验数据和检验报告。

13 非结构部件

13.1 一般规定

13.1.1 本章适用于与结构相连的建筑构件、机电部件及其系统（以下统称为非结构部件）的抗震设计。

1 建筑构件指建筑中除结构体系以外的固定构件和部件，主要包括楼梯、非承重墙体、附着于楼屋面结构的维护构件、装饰构件和部件、固定于楼面的大型储物柜架等。

2 机电部件及其系统指建筑中为建筑使用功能服务的附属机械、电气设备、部件和系统，主要包括水箱、烟囱、管道系统、采暖和空气调节系统，烟火监测和消防系统，电梯、自动扶梯、照明和应急电源、太阳能设备、通信设备、公用天线等。

13.1.2 非结构部件应根据所属建筑的重要性类别、使用功能类别及其抗震设计类别，地震破坏的后果及其对整个建筑结构影响的范围，按第 13.2 节确定的地震作用和位移进行抗震设计，采取不同的抗震措施，达到 3.1.3 条规定的抗震性能要求。

13.1.3 当两个或多个非结构部件连接在一起时，应按较高的要求进行抗震设计。其中一个非结构部件连接损坏时，应不致引起与之相连接的有较高抗震性能要求的非结构部件失效。

13.1.4 非结构部件的抗震设计应满足部件变形和承载力要求，并考虑非结构部件与其他部件、及与其相连的结构构件之间的相互作用。

13.1.5 根据地震破坏的后果及其对整个建筑结构的影响，非结构部件的重要性系数 I_p 应按下列规定取值：

- 1 使用功能为 IV 类的建筑中的非结构部件， $I_p=1.5$ 。
- 2 使用功能为 III 类的建筑中的非结构部件， $I_p=1.25$ 。
- 3 上述规定以外的所有其他部件， $I_p=1.0$ 。

13.1.6 下列非结构部件可不受本章要求的约束。

- 1 表 13.4.2 所列永久性柜架以外的所有家具。
- 2 临时性或可移动设备。
- 3 抗震设计类别为 A 类建筑中的所有非结构部件。
- 4 抗震设计类别为 B 类建筑中的机械和电气部件，以及除女儿墙外重要性系数为 1.0 的建筑构件。

5 抗震设计类别为 C 类建筑中，重量不大于 0.1kN 或单位长度重量不超过 0.1 kN/m、或重要性系数为 1.0 且与主体结构有可靠连接的机械和电气部件。

6 抗震设计类别为 D 类和 E 类建筑中，

- 1) 重要性系数为 1.0，与主体结构有可靠连接，支承点距楼面高度不大于 1.2m，重量不大于 1.8 kN 且采用柔性支承连接的非结构部件；
- 2) 重量不大于 0.1 kN 或单位长度重量不超过 0.1 kN/m 的非连续型机械和电气部件。

13.1.7 内部安装了机械和电气部件且高度 ≥ 1.8 米的预制模块化机械和电气系统，应按本通则第 6.7 节规定的构筑物进行设计，其内部安装的机械和电气部件应按本章规定设计。

13.2 基本计算要求

13.2.1 非结构部件的地震作用计算方法，应符合下列要求：

1 各非结构部件的地震作用应施加于其重心，水平地震作用应考虑最不利水平方向，竖向地震作用应沿重力作用方向。

2 一般情况下，非结构部件自身质量产生的地震作用力可采用等效侧力法计算；对支承于不同楼层或防震缝两侧的建筑附属机械和电气部件，除自身质量产生的地震作用外，尚应同时计及地震时支承点之间相对位移产生的作用效应。

3 非结构部件（含支架）的体系自振周期大于 0.1 秒且其质量超过所在楼层质量的 1%，或非结构部件的质量超过所在楼层质量的 10% 时，应计入整体结构的抗震设计。

13.2.2 采用等效侧力法时，作用于非结构部件质心处的地震作用标准值宜按下式计算：

$$F_p = 0.45a_p \alpha_{\max} I_p \lambda_p W_p \left(1 + 2 \frac{z}{H} \right) \quad (13.2.2-1)$$

F_p 的最大值应不大于：

$$F_{p\max} = 3.4 \alpha_{\max} I_p W_p \quad (13.2.2-2)$$

F_p 的最小值应不小于：

$$F_{p\max} = 0.34 \alpha_{\max} I_p W_p \quad (13.2.2-3)$$

式中： F_p ——作用于非结构部件质心处的地震作用标准值；

a_p ——非结构部件放大系数，分别按表 13.4.2 和表 13.5.1 确定；

$\alpha_{\max}$ ——地震影响系数最大值，按抗震设计类别按本通则第 4.2.1 条取值；

I_p ——非结构部件重要性系数，按本章 13.1.3 条的有关规定取值；

λ_p ——非结构部件反应修正系数，分别按表 13.4.2 和表 13.5.2 确定；

W_p ——非结构部件的重力荷载代表值，考虑运行状态和非运行状态的不利者；

z ——非结构部件质心相对于地面的高度（当构件位于或低于底面时， z 取为 0）；

H ——结构顶部相对于地面的平均高度。

13.2.3 当非地震荷载超过 F_p 值时，非结构部件及其支承的设计应由该非地震荷载控制，构造措施仍应满足本章要求。

13.2.4 用于计算非结构部件地震作用的加速度值，可以采用时程分析或反应谱分析其中之一进行确定。作用于非结构部件质心处的地震作用标准值宜按下式计算：

$$F_p = a_i a_p I_p \lambda_p W_p A_x \quad (13.2.4-1)$$

式中： a_i ——非结构部件所在第 i 楼层结构的最大加速度反应；

1 当选取七组地震动进行动力时程分析时，宜取最大反应的均值；当选取少于七组地震动进行动力分析时，宜取最大反应的包络值。

2 当采用楼板谱法时，非结构部件所在结构的楼板反应谱宜通过结构动力时程分析确定， a_i 宜取所有参与计算的各组地震动反应中非结构部件自振周期点 T_p 对应的最大反应谱值，此时，部件放大系数 a_p 宜取值为 1.0。

A_x ——非结构部件所在位置高度 x 处的结构扭转放大系数，宜按下列公式确定：

$$A_x = \left(\frac{|\delta_{\max}|}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right)^2 \quad (13.2.4-2)$$

式中： $\delta_{\max}$ ——非结构部件安装位置高度 x 处的结构弹性最大位移反应绝对值；

δ_{avg} ——非结构部件安装位置高度 x 处的结构两端点弹性绝对最大位移反应的平均值，
宜按下式确定：

$$\delta_{\text{avg}} = \frac{|\delta_{A\max}| + |\delta_{B\max}|}{2} \quad (13.2.4-3)$$

式中： $|\delta_{A\max}|$ ——非结构部件安装位置高度 x 处结构端点 A 的弹性最大位移反应绝对值；

$|\delta_{B\max}|$ ——非结构部件安装位置高度 x 处结构端点 B 的弹性最大位移反应绝对值。

3 当采用等效楼板谱法时，宜对非结构部件所在的结构进行模态分析，获得结构两个正交方向的足够数目振型的周期、振型向量和各振型参与系数，振型数量应使两个正交方向均获得不少于 90% 的振型参与总质量。非结构部件相应的振型加速度反应按下式确定：

$$A_{ix} = p_{ix} S_{ai} D_{AF} \quad (13.2.4-4)$$

式中： A_{ix} ——位于第 i 层楼板的第 x 阶振型加速度反应；

p_{ix} ——结构第 x 阶振型的振型参与系数；

S_{ai} ——结构第 x 阶振型的谱加速度，不应小于地面输入谱加速度；

D_{AF} ——动力放大系数，按 13.2.6 条确定的非结构部件基本自振周期 T_p 与结构第 x 阶振型周期 T_x 之比的函数，应按图 13.2.4 确定，按公式 13.2.4-5 计算。

$$D_{AF} = \begin{cases} 1, & 0 \leq \frac{T_p}{T_x} < 0.5, 2.0 \leq \frac{T_p}{T_x} \\ 16 \frac{T_p}{T_x} - 7, & 0.5 \leq \frac{T_p}{T_x} < 0.75 \\ 5, & 0.75 \leq \frac{T_p}{T_x} < 1.25 \\ \left(35 - 16 \frac{T_p}{T_x} \right) / 3, & 1.25 \leq \frac{T_p}{T_x} < 2.0 \end{cases} \quad (13.2.4-5)$$

相应地，以 A_{ix} 替代 $a_i a_p$ ，作用于非结构部件质心处的各向地震作用标准值仍应按式 (13.2.4-1) 确定。

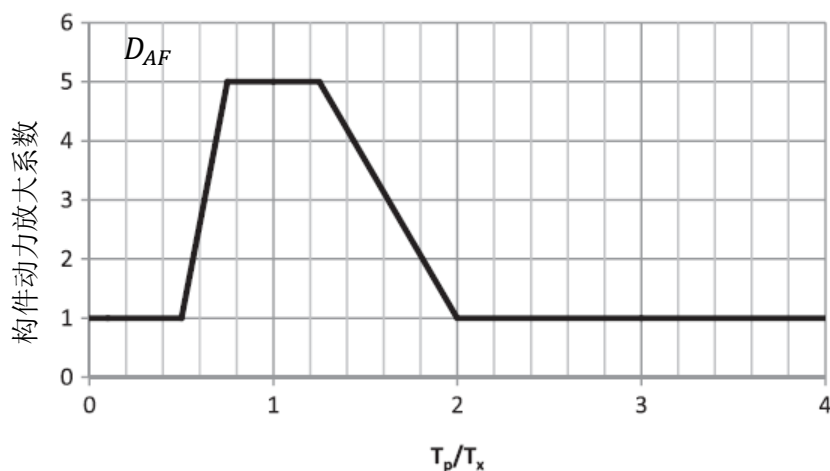


图 13.2.4 非结构部件动力放大系数 D_{AF}

13.2.5 非结构部件因地震作用产生的相对位移宜按下式确定：

$$D_{pI} = I_p D_p \quad (13.2.5-1)$$

式中： I_p ——非结构部件的重要性系数 I_p ，按第 13.1.6 条确定；

D_p ——地震作用下非结构部件及其连接应适应的不同高度相邻支承点之间的相对位移；

1 当非结构部件的两相邻支承点分别位于同一结构单体 A 中不同高度 h_x 和 h_y 处时，宜按下式确定：

$$D_p = \delta_{xA} - \delta_{yA} \quad (13.2.5-2)$$

D_p 由动力时程分析法直接确定时，其最大值应不大于下式规定：

$$D_p = \frac{(h_x - h_y) \Delta_{aA}}{h_{sx}} \quad (13.2.5-3)$$

$$D_p = \frac{(h_x - h_y) \Delta_{aA}}{h_{sx}} \quad (13.2-12)$$

2 当非结构部件的两相邻支承点分别位于两个不同的结构单体 A、B 中不同高度 h_x 和 h_y 处时，宜按下式确定：

$$D_p = |\delta_{xA}| + |\delta_{yB}| \quad (13.2.5-4)$$

D_p 值不应大于下式规定：

$$D_p = \frac{h_x \Delta_{aA}}{h_{sx}} + \frac{h_y \Delta_{aB}}{h_{sy}} \quad (13.2.5-5)$$

式中： δ_{xA} ——地震作用下结构单体 A 在高度 h_y 处的侧向位移；

δ_{yA} ——地震作用下结构单体 A 在高度 h_y 处的侧向位移；

δ_{yB} ——地震作用下结构单体 B 在高度 h_y 处的侧向位移；

h_x ——部件上支承点至其所在结构地面 ± 0.00 的高度；

h_y ——部件下支承点至其所在结构地面 ± 0.00 的高度；

Δ_{aA} ——结构单体 A 的层间位移限值，应按设计地震动水平确定；

Δ_{aB} ——结构单体 B 的层间位移限值，应按设计地震动水平确定；

h_{sx} ——确定层间位移限值 Δ_{aA} 对应的结构单体 A 的楼层层高；

h_{sy} ——确定层间位移限值 Δ_{aB} 对应的结构单体 B 的楼层层高。

13.2.6 非结构部件的基本自振周期可以通过试验获得，也可以通过合理的分析获得。对于可简化为单自由度的非结构部件（包括支承及其连接），其基本自振周期可以按下式确定：

$$T_p = 2\pi \sqrt{\frac{M_p}{K_p}} \quad (13.2.6-1)$$

式中： T_p ——非结构部件的基本自振周期；

K_p ——非结构部件及其支承和连接简化为单自由度体系的等效侧移刚度，宜通过在质心施加单位位移所需要的力来计算确定。

13.3 基本抗震措施

13.3.1 非结构部件与其支承结构和连接的设计荷载，应按本章第 13.2 节确定的地震作用和

位移确定，连接设计应满足有关荷载组合的要求。

13.3.2 非结构部件的安装应保证其所承受的外力能有效传递到其支承结构构件上。部件的连接应采用螺栓连接、焊接或其他牢固的连接方式。

13.3.3 非结构部件应符合下列锚固要求：

1 埋入混凝土或砌体中的锚固件应分别满足现行 GB50010《钢筋混凝土设计规范》或 GB50003《砌体结构设计规范》的相关要求，且其承载力不应小于下列作用力中的最小值。

- 1) 连接构件的设计承载力；
- 2) 由规定地震作用产生的连接构件中的地震作用的 2 倍；
- 3) 由结构系统传递到连接构件的最大地震作用；
- 4) 确定锚固件的地震作用时，应考虑预计的安装条件，包括偏心和杠杆效应；
- 5) 确定在一个位置的多个锚固件中地震作用的分布时，应考虑连接系统的刚度及其将荷载重新分配给锚固组件中其他未超过屈服荷载锚固件的能力。

2 混凝土和砌体中的后装锚固件应通过抗震认证试验证明其满足本章第 13.2 节规定的地震作用和位移要求。

13.3.4 电动紧固件不应用于混凝土或钢构件中承受持续性受拉荷载、或抗震设计类别为 C、D、E 类结构的支承连接构件，不应用于砌体结构中。下列情况可不受约束：

- 1 与混凝土连接的支承吸音板、嵌入式吊顶或单个使用荷载不超过 0.4 kN 的紧固件。
- 2 与钢构件连接的单个使用荷载不超过 1.0 kN 的紧固件。

13.3.5 摩擦型夹具在抗震设计类别为 C、D、E 类结构中应用时，不应用于承受恒载。

13.4 建筑构件

13.4.1 本节适用于非承重外墙（含各类幕墙）和内墙、吊顶、附属构件和大型储物架等建筑构件及其支承和连接的抗震设计。

13.4.2 建筑构件的地震作用和相对位移应符合下列规定：

1 建筑构件的地震作用和位移应按本章第 13.2 节计算，其构件放大系数和反应修正系数应按表 13.4.2 采用。用链索或其他悬吊方式支承在结构上的构件如果在遭受地震时不会破坏或不会造成其他任何破坏，且具有延性或采用铰接方式与结构相连，则不必满足本条要求。但这些构件的设计重力荷载和设计水平荷载应同时取工作荷载的 1.4 倍，且与支承结构的连接应保证在平面 360 度范围内运动。

2 可能危及生命安全的建筑构件的设计应符合本章第 13.2.4 条对地震相对位移的要求。建筑构件与悬臂构件相连时，尚应考虑悬臂构件引起的竖向地震作用。

表 13.4.2 建筑构件的放大系数和反应修正系数

构件名称	放大系数 a_p	反应修正系数 λ_p
非承重内墙		
无配筋砖墙	1.0	1.0
其他内墙和隔墙	1.0	0.8

续表 13.4.2 建筑构件的放大系数和反应修正系数

非承重外墙（含各类幕墙）和连接 墙体和墙板连接件、连接系统的固定件	1.0	1.0
悬臂构件（无侧向支承或支承点在其质心以下） 女儿墙、悬臂内墙、外走廊护栏墙、侧向由结构支承的烟囱	2.5	0.8
悬臂构件(支承点在其质心位置及以上) 女儿墙、烟囱、非承重外墙	1.0	0.8
饰面 变形能力高的构件和固定件 变形能力低的构件和固定件	1.0 1.0	0.8 1.3
屋顶间（由建筑物结构延伸的除外）	2.5	0.6
各类吊顶、实验室设备、高于 1.8 米的永久性储物柜架、活动地板	1.0	0.8
雨棚、挑檐和装饰物	2.5	0.8
标志和广告牌	2.5	0.7
其他刚性构件* 变形能力高的构件和固定件 变形能力有限的构件和固定件 变形能力低的构件和固定件	1.0 1.0 1.0	0.6 0.8 1.0
其他柔性构件** 变形能力高的构件和固定件 变形能力有限及变形能力低的构件和固定件	2.5 2.5	0.7 1.0
楼梯通道及维护墙体	1.0	0.8
紧急疏散楼梯及坡道紧固件和附件	2.5	1.0

注：1 刚性构件：自振周期不大于 0.1 秒的构件；

2 柔性构件：自振周期大于 0.1 秒的构件。

13.4.3 非承重外墙（含玻璃幕墙）的设计应满足本章第 13.2 节对地震作用和位移以及环境温度变形的要求。非承重外墙可直接由结构支承或用机械连接件和紧固件来支承。支承系统应满足以下要求：

1 连接和墙板接头应容许楼层之间的相对运动，其值不小于计算的层间位移 u_p 或 13mm 中的较大者。

2 当产生层间位移时，容许在墙板平面内移动的连接应采用滑动连接、容许钢弯曲变形的连接或其他能提供等效滑动或延性能力的连接。

3 连接构件应具有足够的变形能力和转动能力，以避免混凝土开裂或焊接点及其附近的脆性破坏。

4 连接系统的所有固定件，如螺栓、插销和焊接等，以及连接件本身的设计均应按本章第 13.2.3 条规定施加于墙板质量中心的地震作用设计，系数 λ_p 和 a_p 按表 13.4.2 取值。

5 采用埋入混凝土或砌体的平板锚固时应与周围的配筋相连接,以便有效地将力传递到配筋上。

13.4.4 非承重内墙的设计应符合本章第 13.2.3 条对地震作用的要求。可能危及生命安全的隔墙的设计还应符合本章第 13.2.4 条对相对位移的要求。

1 高度超过 1.8m 的隔墙,侧向应直接支承在建筑物结构上,支承的间距大小应能使隔墙顶部的位移与吊顶位移相适应。

2 刚性隔墙应与结构的水平隔板、楼板等连成整体,并应采用柔性连接措施。

13.4.5 吊顶的设计应符合下列规定:

1 吊顶应符合本章第 13.2.3 条对地震作用的要求。吊顶的质量应包括吊顶龙骨和面板的质量、依附和嵌接在上面的或由龙骨侧向支承的轻质附属物的质量以及由吊顶侧向支持的其他部件的质量,其重力荷载代表值 W_p 应取不小于 0.2kN/m^2 。地震作用应通过吊顶连接件传递到建筑结构构件或吊顶与结构的边界上。

2 采暖空调管道、防火喷淋设施和电线等应与吊顶分开支承。所有与吊顶格网相交接的管道均应采用柔性连接。

3 其他各类吊顶均应与主体结构有可靠的连接。

4 为防止地震发生时吊顶的水平运动与消防喷头之间放生碰撞导致喷头破坏,吊顶在喷头处需要预留足够的孔洞,周边净距不宜小于 75mm,或将两者作为一个整体设计建造。

13.4.6 活动地板的设计应符合下列规定:

1 活动地板应符合本章第 13.2.3 条对地震作用的要求。活动地板的质量应包括地板系统的质量、所有固定在地板上的设备的全部质量以及所有由地板支承但未固定在地板上的设备质量的 25%。地震作用 F_p 应从活动地板的顶面传递到支承结构上。

2 活动地板的构造应符合以下要求:

- 1) 支架应与楼板锚固,支柱之间应设斜撑;
- 2) 活动地板上应有防止重要设备移位的锁定装置;
- 3) 连接导线、电缆、光缆的接头处应留有足够的活动余量。

13.4.7 玻璃或石材幕墙、玻璃店面、玻璃隔墙中的玻璃或石材面板需要保证在地震作用导致的变形下不发生破碎或变位,其相对变形能力应满足下式规定或 13mm 两者中的较大值:

$$\Delta_{\text{fallout}} = 1.25 I_p D_{pl} \quad (13.4.7)$$

式中: Δ_{fallout} ——玻璃或石材面板从幕墙、店面或隔墙发生跌落或破碎的地震相对位移;

D_{pl} ——在玻璃或石材构件高度范围内构件应适应的设计地震相对位移;

I_p ——非结构部件的重要性系数 I_p ,按第 13.1.6 条确定。

下列情况可不受约束:

1 玻璃或石材面板与其支承框架之间具有足够大的净间距,以确保当其支承框架发生设计变形时二者不发生物理接触。

2 抗震设计类别为 A、B 类结构中位于人行区域距地面高度不超过 3 米的全钢化单片玻

璃或石材幕墙面板。

13.4.8 对于非结构抗力系统的楼梯通道、楼梯和坡道，应满足第 13.2.4 条对位移的设计要求。

13.4.9 对于附着于抗震设计类别为 B、C、D、E 类结构上的女儿墙、悬臂内墙、外走廊护栏墙、雨篷、广告牌等附属部件及其连接，应满足本章第 13.2.3 条对地震作用和第 13.2.4 条对位移的设计要求。

13.4.10 仓储式商场中的大型储物架（钢货架）应符合本章第 13.2.3 条对地震作用的要求，其工作荷载应取货架重力与货架各层额定荷载的 67%之和。

13.5 机械和电气部件

13.5.1 本节适用于机械和电气设备部件的连接和支承的抗震设计。

13.5.2 机械和电气部件的地震作用和相对位移应符合下列规定：

1 重要性系数大于 1.0 的机械和电气部件应符合本章第 13.2 节对地震作用和位移的设计要求。机械和电气设备部件的放大系数、反应修正系数可按表 13.5.2 采用。

表 13.5.2 机械和电气设备部件的放大系数和反应修正系数

机械和电气设备部件	放大系数 a_p	反应修正系数 λ_p
机械与电气部件		
干式暖通空调与制冷系统，风扇、空气处理器、空调机组、壁式暖气、空气分配箱、以及其他由金属板框架生产组装的机械部件；电机控制中心、面板、开关设备、仪表柜，以及其他金属板框架支承的部件	2.5	0.3
空气冷却器（散热风扇），空冷式换热器，冷凝机组，干冷器，远程散热器，以及其他由整体式结构钢或金属板支承的机械部件；侧向支承低于其质心的安装在屋顶的烟囱、冷却塔和电气塔、天线	2.5	0.5
有裙座支承的压力容器	2.5	0.8
湿式暖通空调与制冷系统，锅炉、燃烧炉、气罐和气仓、冷凝器、水暖热交换器、蒸发器、空气分离器、生产与处理设备、以及其他由大变形材料类生产组装的机械部件；无裙座支承的发动机、涡轮机、泵、压缩机和压力容器；电梯与扶梯部件；发电机、电池、逆变器、电机、变压器，以及用其他高变形材料组装的电气部件；通信设备、计算机、仪表和控制装置；侧向支承高于其质心的安装在屋顶的烟囱、冷却塔和电气塔、天线；照明设备；其他机械与电气部件	1.0	0.8
隔振部件**及系统		
氯丁橡胶支座隔振的部件或系统、以及有嵌入式或分离式弹性限位装置或弹性周边挡块的地板；悬挂式隔振的设备，包括直列管道装置和悬挂式内部隔振部件	2.5	0.8

续表 13.5.2 机械和电气设备部件的放大系数和反应修正系数

弹簧隔振的部件或系统、以及有嵌入式或分离式弹性限位装置或弹性周边挡块的地板；内置式隔振的部件及系统	2.5	1.0
分布式系统		
焊接或钎焊连接的直列管道部件	2.5	0.2
电线管和电缆桥架、气动管道输送系统	2.5	0.3
由高或有限变形材料生产组装、非焊接或钎焊连接的直列式管道部件	2.5	0.5
由低变形材料如铸铁、玻璃以及低变形塑料生产组装的管道、部件及管道系统	2.5	0.7
母线桥架、供水管道	1.0	0.8

注：1 a_p 值可以通过详细的动力分析确定，但不得低于1.0。对于通过刚性连接固定的刚性部件， a_p 值取1.0，对于通过柔性连接固定的柔性部件， a_p 值取2.5。

2 固定在隔振支座上的部件应在水平方向设置缓冲器，当设备支撑架和约束装置之间的设计间隙大于6mm时，地震作用标准值取 $2F_p$ ；当设计间隙不大于6mm时，地震作用标准值取 F_p 。

2 悬吊的机械和电气部件如果在遭受地震动时不会破坏或不会对任何其他部件造成破坏，且它们与建筑物的连接采用柔性连接或铰接，则无需满足地震作用要求。但这些部件的设计重力荷载和设计水平荷载应同时取工作荷载的1.4倍，且与支承结构的连接应保证在平面360度范围内运动。

13.5.3 机械和电气部件连接件的刚度应能适应所施加的荷载。

13.5.4 机械和电气部件的支承及其与建筑物的连接应按本章第13.2.3条规定的地震作用设计，部件支承应能适应本章第13.2.4条规定的支承点之间的地震相对位移。

13.5.5 相邻结构的接口处或同一建筑物中可以独立运动的两部分的接口处，公用设施线路应具有适当的柔性，以适应地面及各结构单体之间的相对运动。

13.5.6 暖通空调与制冷系统的设计应符合下列规定：

1 暖通空调与制冷系统的连接和支承，以及重要性系数大于1.0的暖通空调与制冷系统的设计，应符合本章第13.2.3条对地震作用和第13.2.4条对位移的要求以及本条的附加规定。当暖通空调与制冷系统管道通过彼此可能产生相对位移的结构或穿过隔震/振结构的隔震/振层时，应能适应本章第13.2.4条规定的地震相对位移。

2 与暖通空调与制冷系统相连的设备（风扇、热交换器和加热器）重力荷载代表值超过0.4kN时，应采用独立的支承，并应满足本章第13.2.3条对地震作用的要求。

13.5.7 管道与管道系统的设计应符合下列规定：

1 管道系统的连接和支承，以及重要性系数大于1.0的管道系统本身的设计，应符合本章第13.2.3条对地震作用和第13.2.4条对位移的要求以及本条的附加规定。当管道系统与彼此可能产生相对位移的结构相连，以及当管道系统穿过隔震/振结构的隔震/振层时，应能适应本章第13.2.4条规定的地震相对位移。

2 重要性系数为1.0以上的管道应符合下列规定：

1) 对地震作用与其他使用荷载组合情况下的强度设计值，对以延性材料（如钢、铝和铜）制造的管道，取设备材料最小屈服强度的90%；对以延性材料制造的

管道中的螺栓连接，取材料最小屈服强度的 70%；对以非延性材料（如铸铁、陶瓷）制造的管道，取材料最小抗拉强度的 10%；对以非延性材料制造的管道中的螺栓连接，取材料最小抗拉强度的 8%。

- 2) 在设计荷载作用下，管道不容许与其他部件碰撞。
 - 3) 管道应适应管道在结构、地面或其他机电设备上的支承点之间可能出现的相对位移影响。
 - 4) 消防管道喷头与相邻部件之间的安全净距，应满足本章 13.4.5 的要求。
- 3 管道的连接应符合本章第 13.3.1 条的规定。下列情况可不要求管道采用抗震支承：**
- 1) 吊杆支承的管道，如果从管道顶端到支承结构所有的吊杆长度均不大于 300mm，且管道可以适应预期的变形。
 - 2) 重要性系数大于 1.0 的抗震设计类别为 D 类或 E 类的可允许较大变形的管道，其管径不大于 25mm，且已采取了措施使其免受其他大型管道和机械设备等的碰撞。
 - 3) 重要性系数为 1.0 的抗震设计类别为 D 类或 E 类的可允许较大变形的管道，其管径不大于 70mm。

13.5.8 当支吊架支承多种分布系统（如电缆导管、线槽、风道、水管等）时，需要考虑重力累积从严执行的本章第 13.5.6 至 13.5.8 条的要求，只要其中有任何一种系统需要，则该支吊架即应设置抗震支承。

13.5.9 电缆线槽和电缆托盘的抗震设计应需要满足本章第 13.2.3 和 13.2.4 条的要求，当电缆导管截面直径大于 64mm 时，其与仪表板、电气柜等相连设备之间的连接宜采用柔性连接，并满足本章第 13.2.3 条和 13.2.4 条的要求。

13.5.10 锅炉和压力容器的设计应符合下列规定：

1 锅炉和压力容器的连接和支承以及重要性系数为 1.5 的锅炉和压力容器本身的设计，应符合本章第 13.2.3 条对地震作用力和第 13.2.4 条对位移的要求以及本条的附加规定。

2 在设计锅炉和压力容器时，应考虑锅炉和压力容器及其内含物与支承的动力反应、所含液体的晃动、来自相连部件的荷载以及锅炉和压力容器与其支承之间的相互作用。

3 重要性系数为 1.5 的锅炉和压力容器应符合下列规定：

- 1) 地震作用与其他使用荷载组合情况下的强度设计值，对以延性材料制造的锅炉和压力容器，为材料最小屈服强度的 90%；对以延性材料建造的锅炉和压力容器的支承中的螺栓连接件，取材料最小屈服强度的 70%；对以非延性材料建造的锅炉和压力容器，为材料最小抗拉强度的 10%；对以非延性材料建造的锅炉和压力容器的支承中的螺栓连接件，取材料最小抗拉强度的 8%。
- 2) 应采取措施减轻地震引起的对非延性材料制造的或其延性已降低的（如低温条件下使用时）锅炉和压力容器的碰撞。
- 3) 应确保锅炉和压力容器与其他结构之间的相互作用影响在可接受的范围以内。

4 锅炉和压力容器的连接和支承应符合下列规定：

- 1) 传递地震作用的连接和支承应采用合适的材料建造。
- 2) 埋入混凝土的连接件应满足承受循环荷载的要求。

13.5.11 本章第 13.5.7 条、13.3.10 条中未包括的机械设备的连接和支承，以及重要性系数大于 1.0 的机械设备本身的设计，应符合本章第 13.2.3 条对地震作用和本章第 13.2.4 条对位移的要求和本条的附加规定。

1 重要性系数大于 1.0 的机械设备应符合下列规定：

- 1) 应采取措施消除地震引起的对易受碰撞损坏的设备部件、用非延性材料建造或延性已降低情况下(如在低温条件下使用时)设备部件的碰撞。
- 2) 应估计到相连的公用设施线路因支承点的变形差别而导致对设备施加荷载的可能性。
- 3) 对地震作用与其他使用荷载组合情况下的强度设计值，对以延性材料制造的机械设备，取设备材料最小屈服强度的 90%；对以延性材料制造的设备中的螺栓连接，取材料最小屈服强度的 70%；对以非延性材料制造的机械设备，取设备材料最小抗拉强度的 10%，对以非延性材料制造的机械设备的支承中的螺栓连接件，取材料最小抗拉强度的 8%。。

2 机械设备的连接和支承应满足以下要求：

- 1) 摩擦钳不应用于锚固连接；
- 2) 膨胀螺钉不应用于额定功率在 7.45kW 以上的未隔振机械设备；
- 3) 如地震作用方向是冷轧钢材的受弯弱轴，应对支承作专门计算；
- 4) 安装在隔振系统上的部件应在每个水平方向设防撞约束或缓冲器，必要时可加设防止倾覆的竖向约束。隔振器和约束应采用延性材料制造。在缓冲器和设备之间应加设适当厚度的粘弹性衬垫或类似材料，以限制冲击荷载。
- 5) 抗震支承的构造应保证其在设计地震作用下的连接可靠性。

13.5.12 电气部件的设计应符合下列规定：

1 电气部件的连接和支承，以及重要性系数大于 1.0 的电气部件本身，应符合本章第 13.2.3 条对地震作用和第 13.2.4 条对位移的要求及本条的附加规定。

2 在设计其他电气部件时应考虑地震影响，还应考虑部件与支承结构间的相互作用。当电缆管线固定在可能彼此产生相对位移的结构上时，或者电缆管线穿过隔震/振结构的隔震/振层时，应能适应本章第 13.2.4 条规定的地震相对位移。

3 重要性系数大于 1.0 的电气部件的设计应符合下列要求：

- 1) 应采取措施消除地震引起的电气部件与其他部件之间的碰撞。
- 2) 要估算同时与部件和别的结构相连的公用设施线路对部件施加的荷载。
- 3) 放在架上的蓄电池四周应有约束，保证其不会落架，在约束与电瓶之间应加隔离物以防止瓶壳破坏，应估算架子是否具有足够的承受侧向荷载的能力。

- 4) 干式变压器的内部线圈应牢固固定在变压器外壳内的支承结构上。
 - 5) 电气控制板中可滑出部件应有锁定装置。
 - 6) 对重力荷载代表值超过 0.4 KN 的附属物的连接, 如厂家未提供计算结果, 应作专门计算。
- 4 电气部件的连接和安装应符合下列规定:
- 1) 锚固连接不应采用摩擦锚;
 - 2) 如地震作用方向是轻型钢材的弯曲弱轴, 应对支承作专门验算;
 - 3) 在下列情况下, 线型电器设备的支承应符合本章第 13.2.3 和 13.2.4 条的要求:
 - 支承从楼板上悬伸出来;
 - 支承包括限制变位的斜杆;
 - 支承由刚性焊接构架组成;
 - 采用非膨胀插入物、射钉或铸铁埋入件与混凝土连接。
 - 4) 安装在隔振系统上的部件应在每个水平方向设置防撞约束或缓冲器, 当需要防止倾覆时还需设置竖向约束, 隔振器和约束不能采用铸铁或其他有限延性的材料制造, 缓冲器和设备之间应加设适当厚度的粘弹性衬垫或类似材料, 以限制冲击荷载。

13.5.13 自动扶梯、电梯的设计应符合下列规定:

- 1 自动扶梯、电梯, 包括其机械和控制器的连接、支承和其井道结构系统, 应符合本章第 13.2.3 条对地震作用和第 13.2.4 条对位移的要求。
- 2 运行速度超过 46m/min 的电梯应设置地震安全开关, 其触发加速度值在结构基础标高处应设定为 0.2g, 其他楼层应设定为 0.5g。
- 3 电梯机箱和平衡重块的顶部和底部应有制动板。

13.5.14 屋顶太阳能面板及其支承和连接的设计应满足 13.2 节的要求。

13.6 质量控制

13.6.1 建筑构件的质量控制应符合下列规定:

- 1 抗震设计类别为 D 类和 E 类建筑的外部围护、内外非承重墙和饰面, 在安装固定期间, 应进行定期专门检查。但对高度 9m 以上的建筑和重力荷载代表值为 2.0 kN/m² 以下的围护和饰面可不作专门检查。
- 2 抗震设计类别为 D 类和 E 类建筑中的活动地板、吊顶和高度 2.4m 以上的货架, 在安装固定期间, 应定期进行专门检查。

13.6.2 机械和电器部件的质量控制应符合下列规定:

- 1 抗震设计类别为 C 类、D 类和 E 类的应急或备用动力系统的电器设备在锚固安装期间, 应进行定期专门检查。
- 2 抗震设计类别为 E 类的所有其他电器在锚固安装期间, 应进行定期专门检查。
- 3 抗震设计类别为 C 类、D 类和 E 类中易燃或有剧毒的管道系统及其有关机械装置在

安装期间，应进行定期专门检查。

4 抗震设计类别为C类、D类和E类中含有危险材料的空调通风系统工程在安装期间，应进行定期专门检查。

13.6.3 机械和电气部件的设计者应在合同文件中明确要求制造厂商对生产的部件及其固定系统进行试验分析，并提交合格证书供审查验收。合格证书应以下列结果之一为依据：振动台试验、动力分析方法、利用经验资料或能提供等效安全度的精确分析。

13.6.4 机械和电气部件的振动台试验需交由有测试能力的实验室执行。

13.6.5 振动台试验测试报告应包含下列内容：

1 应标明测试构件的尺寸和质量。

2 应标明测试时使用的地震动频谱和幅值信息。

3 应包含结构完整性和功能性的要求和检查结果。

4 应包含测试所在实验室信息以及试验参加人员信息。

5 应提供测试装备描述，包括振动台的尺寸及工作能力，以及传感器的校准信息。

6 应提供试验前及试验后的所有连接细节，包括测试设备之间的连接，测试设备与试验支架的连接，都需要详细拍照记录。

7 应给出试验样品的安装方式，如何模拟设备部件的实际安装使用条件、支撑连接，以及试验配重是否满足设备部件的设计荷载要求和实现方法。

8 应提供现场测试数据，包括台面实际输出的加速度记录，测试构件的现场实测质量尺寸等信息。

9 应提供测试响应谱与需求响应谱的对比图，图中应标明对应的阻尼比。为保证可追踪性，应包含对应曲线的数据。

10 应提供测试构件在地震动作用下的三向共振频率。

11 应详细说明测试中出现的设备变形、破坏等，并给出其是否满足要求的说明。

13.6.6 振动台试验流程应满足下列基本要求：

1 应编制完整的试验大纲。

2 应在试验前对被检测设备的完好性做出检查。

3 振动台试验前应进行设备的功能性检查，检查可以由厂家执行，也可以由实验室负责。测试描述及结果需要详细记录。

4 试验时应安装足够的传感器以记录被测设备的动力响应，除监测被测设备本身的响应外，还应该记录振动台台面、被测试构件与测试支架连接处的加速度记录。

5 应进行扫频试验以确定被测设备的自振频率和阻尼比。

6 试验应考虑实际安装时楼层的动力放大效应，放大系数宜按照 $(1+2z/H)$ 确定，振动台输入三向地震动峰值宜按 1:0.85:0.65 取值。

附录 A 我国主要城市抗震设防烈度、设计基本加速度、特征周期分区和地震危险性特征分区

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
北京市		1	东城区	8	0.20	二	II
		2	西城区	8	0.20	二	II
		3	朝阳区	8	0.20	二	II
		4	丰台区	8	0.20	二	II
		5	石景山区	8	0.20	二	II
		6	海淀区	8	0.20	二	II
		7	门头沟区	8	0.20	二	II
		8	房山区	8	0.20	二	II
		9	通州区	8	0.20	二	II
		10	顺义区	8	0.20	二	II
		11	昌平区	8	0.20	二	II
		12	大兴区	8	0.20	二	II
		13	怀柔区	8	0.20	二	II
		14	平谷区	8	0.20	二	II
		15	密云区	8	0.20	二	II
		16	延庆区	8	0.20	二	II
天津市		17	河西区	8	0.20	二	II
		18	和平区	8	0.20	二	II
		19	河东区	8	0.20	二	II
		20	南开区	8	0.20	二	II
		21	河北区	8	0.20	二	II
		22	红桥区	8	0.20	二	II
		23	东丽区	8	0.20	二	II
		24	西青区	7	0.15	二	II
		25	津南区	8	0.20	二	II
		26	北辰区	8	0.20	二	II
		27	武清区	8	0.20	二	II
		28	宝坻区	8	0.20	二	II
		29	滨海新区	8	0.20	二	II
		30	宁河区	8	0.20	二	II
		31	静海区	7	0.15	二	II
		32	蓟州区	7	0.15	二	II
河北省	石家庄市	33	长安区	7	0.10	二	II
		34	桥西区	7	0.10	二	II
		35	新华区	7	0.10	二	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
		36	井陉矿区	7	0.10	二	II
		37	裕华区	7	0.10	二	II
		38	藁城区	7	0.10	二	II
		39	鹿泉区	7	0.10	二	II
		40	栾城区	7	0.10	二	II
		41	辛集市	7	0.15	一	II
		42	晋州市	7	0.10	二	II
		43	新乐市	6	0.05	三	II
		44	井陉县	7	0.10	二	II
		45	正定县	7	0.10	二	II
		46	行唐县	6	0.05	三	II
		47	灵寿县	7	0.10	三	II
		48	高邑县	7	0.10	二	II
		49	深泽县	7	0.10	二	II
		50	赞皇县	6	0.05	三	II
		51	无极县	7	0.10	二	II
		52	平山县	7	0.10	二	II
		53	元氏县	7	0.10	二	II
		54	赵县	7	0.10	一	II
	唐山市	55	路北区	8	0.20	二	II
		56	路南区	8	0.30	二	II
		57	古冶区	8	0.20	二	II
		58	开平区	8	0.20	二	II
		59	丰南区	8	0.30	二	II
		60	丰润区	8	0.20	二	II
		61	曹妃甸区	7	0.15	三	II
		62	遵化市	7	0.10	三	II
		63	迁安市	7	0.15	二	II
		64	滦州市	8	0.20	二	II
		65	滦南县	7	0.15	二	II
		66	乐亭县	7	0.15	三	II
		67	迁西县	7	0.10	三	II
		68	玉田县	7	0.15	三	II
	秦皇岛市	69	海港区	7	0.10	三	II
		70	山海关区	6	0.05	三	III
		71	北戴河区	7	0.10	二	II
		72	抚宁区	7	0.10	二	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		73	昌黎县	7	0.10	二	II
		74	卢龙县	7	0.15	二	II
		75	青龙满族自治 县	7	0.10	三	II
	邯郸市	76	丛台区	7	0.15	二	II
		77	邯山区	7	0.15	二	II
		78	复兴区	7	0.15	二	II
		79	峰峰矿区	8	0.20	二	II
		80	肥乡区	7	0.10	二	II
		81	永年区	7	0.15	一	II
		82	武安市	7	0.15	二	II
		83	临漳县	8	0.20	二	II
		84	成安县	7	0.15	二	II
		85	大名县	7	0.15	二	II
		86	涉县	7	0.10	二	II
		87	磁县	8	0.20	二	II
		88	邱县	7	0.10	三	II
		89	鸡泽县	7	0.10	二	II
		90	广平县	7	0.10	二	II
		91	馆陶县	7	0.10	三	II
		92	魏县	7	0.15	二	II
		93	曲周县	7	0.10	二	II
	邢台市	94	襄都区	7	0.15	一	II
		95	信都区	7	0.15	一	II
		96	南宫市	7	0.10	二	II
		97	沙河市	7	0.15	一	II
		98	临城县	7	0.10	二	II
		99	内丘县	7	0.15	一	II
		100	柏乡县	7	0.15	一	II
		101	隆尧县	7	0.15	一	II
		102	任泽区	7	0.15	一	II
		103	南和区	7	0.15	一	II
		104	宁晋县	7	0.15	一	II
		105	巨鹿县	7	0.15	一	II
		106	新河县	7	0.15	一	II
		107	广宗县	7	0.10	二	II
		108	平乡县	7	0.10	二	II
		109	威县	6	0.05	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
		110	清河县	6	0.05	三	II
		111	临西县	6	0.05	三	II
	保定市	112	竞秀区	7	0.10	二	II
		113	莲池区	7	0.10	二	II
		114	满城区	6	0.05	三	II
		115	清苑区	7	0.10	三	II
		116	徐水区	7	0.10	二	II
		117	涿州市	7	0.15	二	II
		118	定州市	6	0.05	三	II
		119	安国市	7	0.10	三	II
		120	高碑店市	7	0.15	二	II
		121	涞水县	7	0.15	二	II
		122	阜平县	6	0.05	三	II
		123	定兴县	7	0.15	二	II
		124	唐县	6	0.05	三	II
		125	高阳县	7	0.10	二	II
		126	容城县	7	0.10	二	II
		127	涞源县	7	0.10	三	II
		128	望都县	6	0.05	三	II
		129	安新县	7	0.10	二	II
		130	易县	7	0.10	二	II
		131	曲阳县	6	0.05	三	II
		132	蠡县	7	0.10	二	II
		133	顺平县	6	0.05	三	III
		134	博野县	7	0.10	二	II
		135	雄县	7	0.10	二	II
	张家口市	136	桥西区	7	0.15	二	II
		137	桥东区	7	0.15	二	II
		138	宣化区	7	0.15	二	II
		139	下花园区	8	0.20	二	II
		140	万全区	7	0.15	二	II
		141	崇礼区	7	0.10	二	II
		142	张北县	7	0.10	二	III
		143	康保县	6	0.05	二	III
		144	沽源县	6	0.05	三	III
		145	尚义县	7	0.10	二	III
		146	蔚县	7	0.15	二	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		147	阳原县	7	0.15	二	II
		148	怀安县	7	0.15	二	II
		149	怀来县	8	0.20	二	II
		150	涿鹿县	8	0.20	二	II
		151	赤城县	7	0.10	三	II
	承德市	152	双桥区	6	0.05	三	II
		153	双滦区	6	0.05	三	II
		154	鹰手营子矿区	7	0.10	三	II
		155	平泉市	6	0.05	三	II
		156	承德县	6	0.05	三	II
		157	兴隆县	7	0.10	三	II
		158	滦平县	6	0.05	三	II
		159	隆化县	6	0.05	三	II
		160	丰宁满族自治 县	6	0.05	三	II
		161	宽城满族自治 县	6	0.05	三	II
		162	围场满族蒙古 族自治县	6	0.05	一	II
	沧州市	163	运河区	7	0.10	二	II
		164	新华区	7	0.10	二	II
		165	泊头市	7	0.10	二	II
		166	任丘市	7	0.15	一	II
		167	黄骅市	7	0.10	三	II
		168	河间市	7	0.15	一	II
		169	沧县	7	0.10	二	II
		170	青县	7	0.15	二	II
		171	东光县	7	0.10	二	II
		172	海兴县	6	0.05	三	II
		173	盐山县	6	0.05	三	II
		174	肃宁县	7	0.15	一	II
		175	南皮县	7	0.10	二	II
		176	吴桥县	7	0.10	二	II
		177	献县	7	0.15	一	II
		178	孟村回族自治 县	6	0.05	三	III
	廊坊市	179	广阳区	8	0.20	二	II
		180	安次区	8	0.20	二	II
		181	霸州市	7	0.10	二	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		182	三河市	8	0.20	二	II
		183	固安县	7	0.15	二	II
		184	永清县	7	0.15	二	II
		185	香河县	8	0.20	二	II
		186	大城县	7	0.15	一	II
		187	文安县	7	0.15	二	II
		188	大厂回族自治 县	8	0.20	二	II
	衡水市	189	桃城区	7	0.10	二	II
		190	冀州区	7	0.10	二	II
		191	深州市	7	0.15	一	II
		192	枣强县	6	0.05	三	II
		193	武邑县	6	0.05	三	II
		194	武强县	7	0.10	二	II
		195	饶阳县	7	0.15	一	II
		196	安平县	7	0.10	一	II
		197	故城县	6	0.05	三	II
		198	景县	6	0.05	二	II
		199	阜城县	6	0.05	三	II
山西省	太原市	200	杏花岭区	8	0.20	二	II
		201	小店区	8	0.20	二	II
		202	迎泽区	8	0.20	二	II
		203	尖草坪区	8	0.20	二	II
		204	万柏林区	8	0.20	二	II
		205	晋源区	8	0.20	二	II
		206	古交市	7	0.15	二	II
		207	清徐县	8	0.20	二	II
		208	阳曲县	8	0.20	二	II
		209	娄烦县	7	0.10	三	II
	大同市	210	平城区	8	0.20	二	II
		211	云冈区	8	0.20	二	II
		212	新荣区	7	0.15	二	II
		213	云州区	8	0.20	二	II
		214	阳高县	7	0.15	二	II
		215	天镇县	7	0.15	二	II
		216	广灵县	7	0.15	二	II
		217	灵丘县	7	0.15	二	II
		218	浑源县	7	0.15	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
	阳泉市	219	左云县	7	0.15	二	II
		220	城区	7	0.10	二	II
		221	矿区	7	0.10	二	II
		222	郊区	7	0.10	二	II
		223	平定县	7	0.10	二	II
		224	盂县	7	0.10	三	II
	长治市	225	潞州区	7	0.10	二	II
		226	上党区	7	0.10	二	II
		227	屯留区	6	0.05	三	II
		228	潞城区	7	0.10	二	II
		229	襄垣县	6	0.05	三	II
		230	平顺县	7	0.10	三	II
		231	黎城县	7	0.10	二	II
		232	壶关县	7	0.10	二	II
		233	长子县	6	0.05	三	II
		234	武乡县	7	0.10	三	II
		235	沁县	7	0.10	三	II
		236	沁源县	7	0.10	三	I
	晋城市	237	城区	6	0.05	三	II
		238	高平市	6	0.05	三	II
		239	沁水县	7	0.10	三	II
		240	阳城县	6	0.05	三	II
		241	陵川县	7	0.10	三	II
		242	泽州县	6	0.05	三	III
	朔州市	243	朔城区	7	0.15	二	II
		244	平鲁区	7	0.15	二	II
		245	怀仁市	8	0.20	二	II
		246	山阴县	8	0.20	二	II
		247	应县	8	0.20	二	II
		248	右玉县	7	0.15	二	II
	晋中市	249	榆次区	8	0.20	二	II
		250	介休市	8	0.20	二	I
		251	榆社县	7	0.10	三	II
		252	左权县	6	0.05	三	II
		253	和顺县	7	0.10	三	II
		254	昔阳县	7	0.10	二	II
		255	寿阳县	7	0.10	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		256	太谷区	8	0.20	二	II
		257	祁县	8	0.20	二	II
		258	平遥县	8	0.20	二	II
		259	灵石县	8	0.20	二	I
	运城市	260	盐湖区	7	0.15	二	II
		261	永济市	8	0.20	三	II
		262	河津市	7	0.15	二	II
		263	临猗县	7	0.15	三	I
		264	万荣县	7	0.15	三	II
		265	闻喜县	7	0.15	三	II
		266	稷山县	7	0.15	三	II
		267	新绛县	7	0.15	二	II
		268	绛县	7	0.15	三	II
		269	垣曲县	7	0.10	二	II
		270	夏县	7	0.15	二	II
		271	平陆县	7	0.15	二	II
		272	芮城县	7	0.15	二	II
	忻州市	273	忻府区	8	0.20	二	II
		274	原平市	8	0.20	二	II
		275	定襄县	8	0.20	二	II
		276	五台县	8	0.20	二	II
		277	代县	8	0.20	二	II
		278	繁峙县	7	0.15	二	II
		279	宁武县	7	0.15	三	II
		280	静乐县	7	0.10	三	II
		281	神池县	7	0.10	三	II
		282	五寨县	7	0.10	三	II
		283	岢岚县	6	0.05	三	III
		284	河曲县	6	0.05	三	II
		285	保德县	6	0.05	三	II
		286	偏关县	6	0.05	三	II
	临汾市	287	尧都区	8	0.20	二	I
		288	侯马市	7	0.15	二	II
		289	霍州市	8	0.20	二	I
		290	曲沃县	7	0.15	二	II
		291	翼城县	7	0.15	二	II
		292	襄汾县	8	0.20	二	I

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		293	洪洞县	8	0.30	二	I
		294	古县	8	0.20	二	I
		295	安泽县	7	0.10	三	II
		296	浮山县	8	0.20	二	I
		297	吉县	7	0.10	三	II
		298	乡宁县	7	0.10	三	II
		299	大宁县	6	0.05	三	II
		300	隰县	7	0.10	三	II
		301	永和县	6	0.05	三	II
		302	蒲县	7	0.15	二	I
		303	汾西县	8	0.20	二	I
	吕梁市	304	离石区	7	0.10	三	II
		305	孝义市	8	0.20	二	II
		306	汾阳市	8	0.20	二	II
		307	文水县	8	0.20	二	II
		308	交城县	8	0.20	二	II
		309	兴县	6	0.05	三	II
		310	临县	6	0.05	三	II
		311	柳林县	6	0.05	三	II
		312	石楼县	6	0.05	三	II
		313	岚县	7	0.10	三	II
		314	方山县	6	0.05	三	II
		315	中阳县	7	0.10	三	II
		316	交口县	7	0.10	三	II
内蒙古自 治区（内 蒙古）	呼和浩 特市	317	新城区	8	0.20	二	II
		318	回民区	8	0.20	二	II
		319	玉泉区	8	0.20	二	II
		320	赛罕区	8	0.20	二	II
		321	托克托县	7	0.15	二	II
		322	和林格尔县	7	0.15	二	II
		323	清水河县	7	0.10	二	II
		324	武川县	7	0.15	二	II
		325	土默特左旗	8	0.20	二	II
	包头市	326	昆都仑区	8	0.20	二	II
		327	东河区	8	0.20	二	II
		328	青山区	8	0.20	二	II
		329	石拐区	8	0.20	二	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
		330	白云鄂博矿区	6	0.05	三	III
		331	九原区	8	0.20	二	II
		332	固阳县	7	0.15	二	II
		333	土默特右旗	8	0.30	二	II
		334	达尔罕茂明安 联合旗	6	0.05	三	II
	乌海市	335	海勃湾区	8	0.20	二	II
		336	海南区	8	0.20	二	II
		337	乌达区	8	0.20	二	II
	赤峰市	338	红山区	7	0.15	一	II
		339	元宝山区	8	0.20	一	II
		340	松山区	7	0.10	一	II
		341	林西县	6	0.05	一	III
		342	宁城县	8	0.20	一	I
		343	阿鲁科尔沁旗	7	0.10	一	II
		344	巴林左旗	6	0.05	一	III
		345	巴林右旗	6	0.05	一	III
		346	克什克腾旗	6	0.05	一	III
		347	翁牛特旗	6	0.05	一	II
		348	喀喇沁旗	7	0.15	一	II
		349	敖汉旗	7	0.10	一	II
	通辽市	350	科尔沁区	7	0.10	一	II
		351	霍林郭勒市	6	0.05	一	III
		352	开鲁县	7	0.10	一	II
		353	库伦旗	6	0.05	一	II
		354	奈曼旗	6	0.05	一	II
		355	扎鲁特旗	6	0.05	一	III
		356	科尔沁左翼中 旗	6	0.05	一	II
		357	科尔沁左翼后 旗	6	0.05	一	II
	鄂尔多斯市	358	东胜区	7	0.10	三	II
		359	康巴什区	6	0.05	三	III
		360	达拉特旗	8	0.20	二	II
		361	准格尔旗	7	0.10	三	II
		362	鄂托克前旗	6	0.05	三	II
		363	鄂托克旗	6	0.05	三	II
		364	杭锦旗	6	0.05	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		365	乌审旗	6	0.05	一	III
		366	伊金霍洛旗	6	0.05	三	II
	呼伦贝尔市	367	海拉尔区	6	0.05	一	III
		368	扎赉诺尔区	7	0.10	一	II
		369	满洲里市	6	0.05	一	III
		370	牙克石市	6	0.05	一	III
		371	扎兰屯市	7	0.10	一	II
		372	额尔古纳市	6	0.05	一	III
		373	根河市	6	0.05	一	III
		374	阿荣旗	6	0.05	一	II
		375	陈巴尔虎旗	6	0.05	一	III
		376	新巴尔虎左旗	6	0.05	一	III
		377	新巴尔虎右旗	7	0.10	一	II
		378	莫力达瓦达斡 尔族自治旗	6	0.05	一	II
		379	鄂伦春自治旗	6	0.05	一	III
		380	鄂温克族自治 旗	6	0.05	一	III
	巴彦淖尔市	381	临河区	7	0.15	二	II
		382	五原县	7	0.15	二	II
		383	磴口县	8	0.20	一	II
		384	乌拉特前旗	8	0.20	一	II
		385	乌拉特中旗	7	0.10	二	II
		386	乌拉特后旗	8	0.20	一	II
		387	杭锦后旗	8	0.20	二	II
	乌兰察布市	388	集宁区	7	0.10	二	II
		389	丰镇市	7	0.15	二	II
		390	卓资县	7	0.10	二	II
		391	化德县	6	0.05	二	III
		392	商都县	6	0.05	二	III
		393	兴和县	7	0.10	二	III
		394	凉城县	7	0.15	二	II
		395	察哈尔右翼前 旗	7	0.15	二	II
		396	察哈尔右翼中 旗	7	0.10	三	II
		397	察哈尔右翼后 旗	6	0.05	二	II
		398	四子王旗	6	0.05	三	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	兴安盟	399	乌兰浩特市	6	0.05	—	III
		400	阿尔山市	6	0.05	—	III
		401	突泉县	6	0.05	—	III
		402	科尔沁右翼前 旗	6	0.05	—	III
		403	科尔沁右翼中 旗	6	0.05	—	III
		404	扎赉特旗	6	0.05	—	II
	锡林郭勒 盟	405	锡林浩特市	6	0.05	—	III
		406	二连浩特市	6	0.05	—	III
		407	多伦县	6	0.05	—	III
		408	阿巴嘎旗	6	0.05	—	III
		409	苏尼特左旗	6	0.05	—	III
		410	苏尼特右旗	6	0.05	—	II
		411	东乌珠穆沁旗	6	0.05	—	III
		412	西乌珠穆沁旗	6	0.05	—	III
		413	太仆寺旗	6	0.05	三	III
		414	镶黄旗	6	0.05	—	III
		415	正镶白旗	6	0.05	—	III
		416	正蓝旗	6	0.05	二	III
	阿拉善盟	417	阿拉善左旗	8	0.20	二	II
		418	阿拉善右旗	8	0.20	二	II
		419	额济纳旗	6	0.05	—	III
辽宁省	沈阳市	420	沈河区	7	0.10	—	II
		421	和平区	7	0.10	—	II
		422	大东区	7	0.10	—	II
		423	皇姑区	7	0.10	—	II
		424	铁西区	7	0.10	—	II
		425	苏家屯区	7	0.10	—	II
		426	浑南区	7	0.10	—	II
		427	沈北新区	7	0.10	—	II
		428	于洪区	7	0.10	—	II
		429	辽中区	7	0.10	—	II
		430	新民市	6	0.05	—	III
		431	康平县	6	0.05	—	III
		432	法库县	6	0.05	—	III
	大连市	433	西岗区	7	0.10	二	II
		434	中山区	7	0.10	二	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		435	沙河口区	7	0.10	二	II
		436	甘井子区	7	0.10	二	II
		437	旅顺口区	7	0.10	二	II
		438	金州区	7	0.15	一	II
		439	瓦房店市	8	0.20	一	II
		440	普兰店区	8	0.20	一	II
		441	庄河市	6	0.05	一	II
		442	长海县	6	0.05	二	II
	鞍山市	443	铁东区	7	0.10	二	II
		444	铁西区	7	0.10	二	II
		445	立山区	7	0.10	二	II
		446	千山区	7	0.10	二	II
		447	海城市	8	0.20	二	II
		448	台安县	7	0.10	一	II
		449	岫岩满族自治 县	7	0.10	二	II
	抚顺市	450	顺城区	7	0.10	一	II
		451	新抚区	7	0.10	一	II
		452	东洲区	7	0.10	一	II
		453	望花区	7	0.10	一	II
		454	抚顺县	6	0.05	一	III
		455	新宾满族自治 县	6	0.05	一	III
		456	清原满族自治 县	6	0.05	一	III
	本溪市	457	平山区	7	0.10	一	III
		458	溪湖区	7	0.10	一	III
		459	明山区	7	0.10	一	III
		460	南芬区	7	0.10	二	III
		461	本溪满族自治 县	6	0.05	一	III
		462	桓仁满族自治 县	6	0.05	一	III
	丹东市	463	振兴区	7	0.15	一	II
		464	元宝区	7	0.15	一	II
		465	振安区	7	0.15	一	II
		466	东港市	8	0.20	一	I
		467	凤城市	6	0.05	二	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		468	宽甸满族自治 县	6	0.05	一	III
	锦州市	469	太和区	6	0.05	二	III
		470	古塔区	6	0.05	二	III
		471	凌河区	6	0.05	二	III
		472	凌海市	6	0.05	二	III
		473	北镇市	6	0.05	一	III
		474	黑山县	6	0.05	一	III
		475	义县	6	0.05	一	II
	营口市	476	站前区	7	0.15	二	II
		477	西市区	7	0.15	二	II
		478	鲅鱼圈区	7	0.15	二	II
		479	老边区	8	0.20	二	II
		480	盖州市	8	0.20	二	I
		481	大石桥市	8	0.20	二	I
	阜新市	482	细河区	6	0.05	一	II
		483	海州区	6	0.05	一	II
		484	新邱区	6	0.05	一	II
		485	太平区	6	0.05	一	II
		486	清河门区	6	0.05	一	II
		487	彰武县	6	0.05	一	III
		488	阜新蒙古族自治 县	6	0.05	一	II
	辽阳市	489	白塔区	7	0.10	一	II
		490	文圣区	7	0.10	一	II
		491	宏伟区	7	0.10	二	II
		492	弓长岭区	7	0.10	二	II
		493	太子河区	7	0.10	一	II
		494	灯塔市	7	0.10	一	II
		495	辽阳县	7	0.10	二	II
	盘锦市	496	兴隆台区	7	0.10	二	II
		497	双台子区	7	0.10	二	II
		498	大洼区	7	0.10	二	II
		499	盘山县	7	0.10	二	II
	铁岭市	500	银州区	7	0.10	一	II
		501	清河区	7	0.10	一	II
		502	调兵山市	6	0.05	一	III
		503	开原市	7	0.10	一	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		504	铁岭县	7	0.10	一	II
		505	西丰县	6	0.05	一	II
		506	昌图县	7	0.10	一	II
	朝阳市	507	双塔区	7	0.10	一	II
		508	龙城区	7	0.10	一	II
		509	北票市	7	0.10	一	II
		510	凌源市	7	0.10	二	II
		511	朝阳县	7	0.10	一	II
		512	建平县	7	0.10	一	II
		513	喀喇沁左翼蒙 古族自治县	6	0.05	二	II
	葫芦岛市	514	龙港区	6	0.05	二	III
		515	连山区	6	0.05	二	III
		516	南票区	6	0.05	二	III
		517	兴城市	6	0.05	三	III
		518	绥中县	6	0.05	三	III
		519	建昌县	6	0.05	三	III
吉林省	长春市	520	南关区	7	0.10	一	II
		521	宽城区	7	0.10	一	II
		522	朝阳区	7	0.10	一	II
		523	二道区	7	0.10	一	II
		524	绿园区	7	0.10	一	II
		525	双阳区	7	0.10	一	II
		526	九台区	7	0.10	一	II
		527	榆树市	6	0.05	一	II
		528	德惠市	6	0.05	一	III
		529	农安县	6	0.05	一	III
		530	公主岭市	6	0.05	一	III
	吉林市	531	船营区	7	0.10	一	II
		532	昌邑区	7	0.10	一	II
		533	龙潭区	7	0.10	一	II
		534	丰满区	7	0.10	一	II
		535	蛟河市	6	0.05	一	III
		536	桦甸市	6	0.05	一	II
		537	舒兰市	8	0.20	一	II
		538	磐石市	6	0.05	一	II
		539	永吉县	7	0.10	一	II
	四平市	540	铁西区	6	0.05	一	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		541	铁东区	6	0.05	—	II
		542	双辽市	6	0.05	—	III
		543	梨树县	6	0.05	—	II
		544	伊通满族自治 县	7	0.10	—	II
	辽源市	545	龙山区	6	0.05	—	III
		546	西安区	6	0.05	—	III
		547	东丰县	6	0.05	—	III
		548	东辽县	6	0.05	—	II
	通化市	549	东昌区	6	0.05	—	III
		550	二道江区	6	0.05	—	III
		551	梅河口市	6	0.05	—	III
		552	集安市	6	0.05	—	III
		553	通化县	6	0.05	—	II
		554	辉南县	6	0.05	—	II
		555	柳河县	6	0.05	—	III
	白山市	556	浑江区	6	0.05	—	III
		557	江源区	6	0.05	—	III
		558	临江市	6	0.05	—	III
		559	抚松县	6	0.05	—	III
		560	靖宇县	6	0.05	—	III
		561	长白朝鲜族自 治县	6	0.05	—	III
	松原市	562	宁江区	8	0.20	—	I
		563	扶余市	6	0.05	—	III
		564	长岭县	6	0.05	—	III
		565	乾安县	7	0.10	—	I
		566	前郭尔罗斯蒙 古族自治县	8	0.20	—	I
	白城市	567	洮北区	7	0.10	—	II
		568	洮南市	6	0.05	—	II
		569	大安市	7	0.15	—	II
		570	镇赉县	6	0.05	—	II
		571	通榆县	6	0.05	—	III
	延边朝鲜 族自治州	572	延吉市	6	0.05	—	III
		573	图们市	6	0.05	—	III
		574	敦化市	6	0.05	—	III
		575	珲春市	6	0.05	—	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		576	龙井市	6	0.05	—	III
		577	和龙市	6	0.05	—	III
		578	汪清县	6	0.05	—	III
		579	安图县	7	0.15	—	I
黑龙江省	哈尔滨市	580	松北区	7	0.10	—	II
		581	道里区	7	0.10	—	II
		582	南岗区	7	0.10	—	II
		583	道外区	7	0.10	—	II
		584	平房区	6	0.05	—	II
		585	香坊区	7	0.10	—	II
		586	呼兰区	6	0.05	—	III
		587	阿城区	6	0.05	—	II
		588	双城区	6	0.05	—	II
		589	尚志市	7	0.10	—	II
		590	五常市	7	0.10	—	II
		591	依兰县	7	0.15	—	II
		592	方正县	8	0.20	—	II
		593	宾县	6	0.05	—	III
		594	巴彦县	6	0.05	—	II
		595	木兰县	6	0.05	—	III
		596	通河县	7	0.15	—	II
		597	延寿县	7	0.15	—	II
	齐齐哈尔市	598	建华区	6	0.05	—	II
		599	龙沙区	6	0.05	—	II
		600	铁锋区	6	0.05	—	II
		601	昂昂溪区	7	0.10	—	II
		602	富拉尔基区	7	0.10	—	II
		603	碾子山区	6	0.05	—	II
		604	梅里斯达斡尔族区	6	0.05	—	II
		605	讷河市	6	0.05	—	II
		606	龙江县	6	0.05	—	II
		607	依安县	6	0.05	—	III
		608	泰来县	7	0.10	—	II
		609	甘南县	6	0.05	—	II
		610	富裕县	6	0.05	—	III
		611	克山县	6	0.05	—	III
		612	克东县	6	0.05	—	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	鸡西市	613	拜泉县	6	0.05	—	III
		614	鸡冠区	6	0.05	—	III
		615	恒山区	6	0.05	—	III
		616	滴道区	6	0.05	—	III
		617	梨树区	6	0.05	—	III
		618	城子河区	6	0.05	—	III
		619	麻山区	6	0.05	—	III
		620	虎林市	6	0.05	—	III
		621	密山市	6	0.05	—	III
		622	鸡东县	6	0.05	—	III
	鹤岗市	623	向阳区	7	0.10	—	II
		624	工农区	7	0.10	—	II
		625	南山区	7	0.10	—	II
		626	兴安区	7	0.10	—	II
		627	东山区	7	0.10	—	II
		628	兴山区	7	0.10	—	II
		629	萝北县	7	0.10	—	II
		630	绥滨县	6	0.05	—	III
	双鸭山市	631	尖山区	6	0.05	—	III
		632	岭东区	6	0.05	—	III
		633	四方台区	6	0.05	—	III
		634	宝山区	6	0.05	—	III
		635	集贤县	6	0.05	—	III
		636	友谊县	6	0.05	—	III
		637	宝清县	6	0.05	—	III
		638	饶河县	6	0.05	—	III
	大庆市	639	萨尔图区	6	0.05	—	II
		640	龙凤区	6	0.05	—	II
		641	让胡路区	6	0.05	—	II
		642	红岗区	6	0.05	—	II
		643	大同区	6	0.05	—	II
		644	肇州县	6	0.05	—	II
		645	肇源县	7	0.10	—	I
		646	林甸县	6	0.05	—	III
		647	杜尔伯特蒙古 族自治县	6	0.05	—	III
	伊春市	648	伊美区	6	0.05	—	III
		649	乌翠区	6	0.05	—	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		650	友好区	6	0.05	—	III
		651	嘉荫县	6	0.05	—	III
		652	汤旺县	6	0.05	—	III
		653	丰林县	6	0.05	—	III
		654	大箐山县	6	0.05	—	III
		655	南岔县	6	0.05	—	III
		656	金林区	6	0.05	—	III
		657	铁力市	6	0.05	—	III
	佳木斯市	658	前进区	7	0.10	—	II
		659	向阳区	7	0.10	—	II
		660	东风区	7	0.10	—	II
		661	郊区	7	0.10	—	II
		662	同江市	6	0.05	—	III
		663	富锦市	6	0.05	—	III
		664	抚远市	6	0.05	—	III
		665	桦南县	6	0.05	—	II
		666	桦川县	6	0.05	—	II
		667	汤原县	7	0.10	—	II
	七台河市	668	桃山区	6	0.05	—	II
		669	新兴区	6	0.05	—	II
		670	茄子河区	6	0.05	—	II
		671	勃利县	6	0.05	—	II
	牡丹江市	672	东安区	6	0.05	—	III
		673	阳明区	6	0.05	—	III
		674	爱民区	6	0.05	—	III
		675	西安区	6	0.05	—	III
		676	绥芬河市	6	0.05	—	III
		677	海林市	6	0.05	—	III
		678	宁安市	6	0.05	—	III
		679	穆棱市	6	0.05	—	III
		680	东宁市	6	0.05	—	III
		681	林口县	6	0.05	—	III
	黑河市	682	爱辉区	6	0.05	—	III
		683	北安市	6	0.05	—	III
		684	五大连池市	6	0.05	—	II
		685	嫩江县	6	0.05	—	III
		686	逊克县	6	0.05	—	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	绥化市	687	孙吴县	6	0.05	一	III
		688	北林区	7	0.10	一	II
		689	安达市	6	0.05	一	II
		690	肇东市	6	0.05	一	II
		691	海伦市	6	0.05	一	III
		692	望奎县	6	0.05	一	II
		693	兰西县	6	0.05	一	II
		694	青冈县	6	0.05	一	II
		695	庆安县	7	0.10	一	II
		696	明水县	6	0.05	一	II
		697	绥棱县	6	0.05	一	II
	大兴安岭 地区	698	漠河市	6	0.05	一	III
		699	呼玛县	6	0.05	一	III
		700	塔河县	6	0.05	一	III
上海	上海市	701	黄浦区	7	0.10	二	II
		702	徐汇区	7	0.10	二	II
		703	长宁区	7	0.10	二	II
		704	静安区	7	0.10	二	II
		705	普陀区	7	0.10	二	II
		706	虹口区	7	0.10	二	II
		707	杨浦区	7	0.10	二	II
		708	闵行区	7	0.10	二	II
		709	宝山区	7	0.10	二	II
		710	嘉定区	7	0.10	二	II
		711	浦东新区	7	0.10	二	II
		712	金山区	7	0.10	二	II
		713	松江区	7	0.10	二	II
		714	青浦区	7	0.10	二	II
		715	奉贤区	7	0.10	二	II
		716	崇明区	7	0.10	二	II
江苏省	南京市	717	玄武区	7	0.10	一	II
		718	秦淮区	7	0.10	一	II
		719	建邺区	7	0.10	一	II
		720	鼓楼区	7	0.10	一	II
		721	浦口区	7	0.10	一	II
		722	栖霞区	7	0.10	一	II
		723	雨花台区	7	0.10	一	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		724	江宁区	7	0.10	一	II
		725	六合区	7	0.10	一	II
		726	溧水区	7	0.10	一	II
		727	高淳区	6	0.05	一	II
	无锡市	728	梁溪区	7	0.10	一	III
		729	锡山区	7	0.10	一	III
		730	惠山区	7	0.10	一	III
		731	滨湖区	7	0.10	一	III
		732	新吴区	7	0.10	一	III
		733	江阴市	6	0.05	一	II
		734	宜兴市	7	0.10	一	II
	徐州市	735	云龙区	7	0.10	三	II
		736	鼓楼区	7	0.10	三	II
		737	贾汪区	7	0.10	三	II
		738	泉山区	7	0.10	三	II
		739	铜山区	7	0.10	三	II
		740	新沂市	8	0.20	二	I
		741	邳州市	8	0.20	二	I
		742	丰县	6	0.05	二	III
		743	沛县	7	0.10	二	II
		744	睢宁县	8	0.20	二	II
	常州市	745	新北区	7	0.10	一	II
		746	天宁区	7	0.10	一	II
		747	钟楼区	7	0.10	一	II
		748	武进区	7	0.10	一	II
		749	金坛区	7	0.10	一	II
		750	溧阳市	7	0.10	一	II
	苏州市	751	姑苏区	7	0.10	一	II
		752	虎丘区	7	0.10	一	II
		753	吴中区	7	0.10	一	II
		754	相城区	7	0.10	一	II
		755	吴江区	7	0.10	一	II
		756	常熟市	7	0.10	一	II
		757	张家港市	6	0.05	二	III
		758	昆山市	7	0.10	一	II
		759	太仓市	7	0.10	一	II
	南通市	760	崇川区	7	0.10	二	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
		761	通州区	6	0.05	二	I
		762	启东市	6	0.05	二	II
		763	如皋市	7	0.10	二	II
		764	海门区	6	0.05	二	III
		765	海安市	7	0.10	二	II
		766	如东县	7	0.10	二	II
	连云港市	767	海州区	7	0.10	三	II
		768	连云区	7	0.10	三	II
		769	赣榆区	7	0.10	三	II
		770	东海县	7	0.15	三	I
		771	灌云县	7	0.10	三	II
		772	灌南县	6	0.05	三	II
	淮安市	773	淮安区	6	0.05	三	III
		774	淮阴区	7	0.10	三	II
		775	清江浦区	7	0.10	三	II
		776	洪泽区	6	0.05	三	III
		777	涟水县	6	0.05	三	II
		778	盱眙县	7	0.10	二	II
		779	金湖县	6	0.05	三	III
	盐城市	780	亭湖区	7	0.10	二	II
		781	盐都区	7	0.10	三	II
		782	大丰区	7	0.15	三	II
		783	东台市	7	0.10	二	II
		784	响水县	6	0.05	三	II
		785	滨海县	6	0.05	三	II
		786	阜宁县	6	0.05	三	II
		787	射阳县	7	0.10	二	II
		788	建湖县	6	0.05	三	II
	扬州市	789	邗江区	7	0.15	一	II
		790	广陵区	7	0.15	二	II
		791	江都区	7	0.15	二	II
		792	仪征市	7	0.15	一	II
		793	高邮市	7	0.10	二	II
		794	宝应县	6	0.05	三	III
	镇江市	795	京口区	7	0.15	一	II
		796	润州区	7	0.15	一	II
		797	丹徒区	7	0.10	一	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		798	丹阳市	7	0.10	一	II
		799	扬中市	7	0.10	一	II
		800	句容市	7	0.10	一	III
	泰州市	801	海陵区	7	0.10	二	II
		802	高港区	7	0.10	二	II
		803	姜堰区	7	0.10	二	II
		804	兴化市	7	0.10	二	II
		805	靖江市	6	0.05	二	II
		806	泰兴市	6	0.05	一	III
	宿迁市	807	宿城区	8	0.30	二	I
		808	宿豫区	8	0.30	二	I
		809	沭阳县	7	0.10	三	II
		810	泗阳县	7	0.10	三	II
		811	泗洪县	8	0.20	二	II
浙江省	杭州市	812	拱墅区	7	0.10	一	II
		813	上城区	7	0.10	一	II
		814	下城区	7	0.10	一	II
		815	江干区	7	0.10	一	II
		816	西湖区	7	0.10	一	II
		817	滨江区	6	0.05	一	II
		818	萧山区	6	0.05	一	II
		819	余杭区	7	0.10	一	II
		820	富阳区	6	0.05	一	III
		821	临安区	6	0.05	一	II
		822	建德市	6	0.05	一	III
		823	桐庐县	6	0.05	一	III
		824	淳安县	6	0.05	一	III
	宁波市	825	海曙区	7	0.10	一	II
		826	江北区	7	0.10	一	II
		827	北仑区	7	0.10	一	II
		828	镇海区	7	0.10	一	II
		829	鄞州区	7	0.10	一	II
		830	奉化区	6	0.05	一	III
		831	余姚市	6	0.05	一	III
		832	慈溪市	6	0.05	一	II
		833	象山县	6	0.05	一	III
		834	宁海县	6	0.05	一	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
	温州市	835	鹿城区	6	0.05	—	III
		836	龙湾区	6	0.05	—	III
		837	瓯海区	6	0.05	—	III
		838	洞头区	6	0.05	—	III
		839	瑞安市	6	0.05	二	III
		840	乐清市	6	0.05	—	III
		841	永嘉县	6	0.05	—	III
		842	平阳县	6	0.05	二	III
		843	苍南县	6	0.05	二	III
		844	文成县	6	0.05	—	III
		845	泰顺县	6	0.05	—	III
		846	龙港市	6	0.05	二	III
	嘉兴市	847	南湖区	7	0.10	—	II
		848	秀洲区	7	0.10	—	II
		849	海宁市	7	0.10	—	II
		850	平湖市	7	0.10	—	II
		851	桐乡市	7	0.10	—	II
		852	嘉善县	7	0.10	—	II
		853	海盐县	6	0.05	—	II
	湖州市	854	吴兴区	6	0.05	—	III
		855	南浔区	6	0.05	—	III
		856	德清县	6	0.05	—	III
		857	长兴县	6	0.05	—	III
		858	安吉县	6	0.05	—	III
	绍兴市	859	越城区	6	0.05	—	III
		860	柯桥区	6	0.05	—	III
		861	上虞区	6	0.05	—	III
		862	诸暨市	6	0.05	—	III
		863	嵊州市	6	0.05	—	III
		864	新昌县	6	0.05	—	III
	金华市	865	婺城区	6	0.05	—	III
		866	金东区	6	0.05	—	III
		867	兰溪市	6	0.05	—	III
		868	义乌市	6	0.05	—	III
		869	东阳市	6	0.05	—	III
		870	永康市	6	0.05	—	III
		871	武义县	6	0.05	—	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		872	浦江县	6	0.05	—	III
		873	磐安县	6	0.05	—	III
	衢州市	874	柯城区	6	0.05	—	III
		875	衢江区	6	0.05	—	III
		876	江山市	6	0.05	—	III
		877	常山县	6	0.05	—	III
		878	开化县	6	0.05	—	III
		879	龙游县	6	0.05	—	II
	舟山市	880	定海区	7	0.10	—	II
		881	普陀区	7	0.10	—	II
		882	岱山县	7	0.10	—	II
		883	嵊泗县	7	0.10	—	II
	台州市	884	椒江区	6	0.05	—	III
		885	黄岩区	6	0.05	—	III
		886	路桥区	6	0.05	—	III
		887	温岭市	6	0.05	—	III
		888	临海市	6	0.05	—	III
		889	玉环市	6	0.05	二	III
		890	三门县	6	0.05	—	III
		891	天台县	6	0.05	—	III
		892	仙居县	6	0.05	—	III
	丽水市	893	莲都区	6	0.05	—	III
		894	龙泉市	6	0.05	—	III
		895	青田县	6	0.05	—	III
		896	缙云县	6	0.05	—	III
		897	遂昌县	6	0.05	—	III
		898	松阳县	6	0.05	—	III
		899	云和县	6	0.05	—	III
		900	庆元县	6	0.05	二	III
		901	景宁畲族自治 县	6	0.05	—	III
安徽省	合肥市	902	蜀山区	7	0.10	—	II
		903	瑶海区	7	0.10	—	II
		904	庐阳区	7	0.10	—	II
		905	包河区	7	0.10	—	II
		906	巢湖市	7	0.10	—	II
		907	长丰县	7	0.10	—	II
		908	肥东县	7	0.10	—	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		909	肥西县	7	0.10	一	II
		910	庐江县	7	0.10	一	II
	芜湖市	911	鸠江区	6	0.05	一	II
		912	镜湖区	6	0.05	一	II
		913	弋江区	6	0.05	一	II
		914	湾沚区	6	0.05	一	III
		915	繁昌区	6	0.05	一	III
		916	南陵县	6	0.05	一	III
		917	无为市	6	0.05	一	II
	蚌埠市	918	蚌山区	7	0.10	一	II
		919	龙子湖区	7	0.10	一	II
		920	禹会区	7	0.10	一	II
		921	淮上区	7	0.10	一	II
		922	怀远县	7	0.10	一	II
		923	五河县	7	0.15	二	II
		924	固镇县	7	0.10	二	II
	淮南市	925	田家庵区	7	0.10	一	II
		926	大通区	7	0.10	一	II
		927	谢家集区	7	0.10	一	II
		928	八公山区	7	0.10	一	II
		929	潘集区	7	0.10	一	II
		930	凤台县	7	0.10	一	II
		931	寿县	7	0.10	一	II
	马鞍山市	932	雨山区	6	0.05	一	II
		933	花山区	6	0.05	一	II
		934	博望区	6	0.05	一	II
		935	当涂县	6	0.05	一	III
		936	含山县	6	0.05	一	II
		937	和县	6	0.05	一	II
	淮北市	938	相山区	6	0.05	三	III
		939	杜集区	6	0.05	三	III
		940	烈山区	6	0.05	三	III
		941	濉溪县	6	0.05	三	III
	铜陵市	942	铜官区	7	0.10	一	III
		943	义安区	7	0.10	一	III
		944	郊区	7	0.10	一	III
		945	枞阳县	7	0.10	一	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	安庆市	946	大观区	7	0.10	一	II
		947	迎江区	7	0.10	一	II
		948	宜秀区	7	0.10	一	II
		949	桐城市	7	0.10	一	II
		950	潜山市	6	0.05	一	II
		951	怀宁县	6	0.05	一	II
		952	太湖县	6	0.05	一	II
		953	宿松县	6	0.05	一	II
		954	望江县	6	0.05	一	II
		955	岳西县	6	0.05	一	II
	黄山市	956	屯溪区	6	0.05	一	III
		957	黄山区	6	0.05	一	III
		958	徽州区	6	0.05	一	III
		959	歙县	6	0.05	一	III
		960	休宁县	6	0.05	一	III
		961	黟县	6	0.05	一	III
		962	祁门县	6	0.05	一	III
	滁州市	963	琅琊区	6	0.05	二	II
		964	南谯区	6	0.05	二	II
		965	天长市	7	0.10	二	II
		966	明光市	7	0.10	二	II
		967	来安县	6	0.05	二	II
		968	全椒县	6	0.05	二	II
		969	定远县	7	0.10	一	II
		970	凤阳县	7	0.10	一	II
	阜阳市	971	颍州区	7	0.10	一	II
		972	颍东区	7	0.10	一	II
		973	颍泉区	7	0.10	一	II
		974	界首市	6	0.05	一	III
		975	临泉县	6	0.05	一	III
		976	太和县	6	0.05	一	II
		977	阜南县	6	0.05	一	III
		978	颍上县	6	0.05	一	III
	宿州市	979	埇桥区	6	0.05	三	III
		980	砀山县	6	0.05	二	II
		981	萧县	7	0.10	三	II
		982	灵璧县	7	0.10	二	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	六安市	983	泗县	7	0.15	二	II
		984	金安区	7	0.10	一	II
		985	裕安区	7	0.10	一	II
		986	叶集区	6	0.05	一	II
		987	霍邱县	6	0.05	一	III
		988	舒城县	7	0.10	一	II
		989	金寨县	6	0.05	一	II
		990	霍山县	6	0.15	一	I
		991	譙城区	7	0.10	二	II
	亳州市	992	涡阳县	7	0.10	二	II
		993	蒙城县	6	0.05	二	II
		994	利辛县	6	0.05	一	II
		995	贵池区	7	0.10	一	II
	池州市	996	东至县	6	0.05	一	II
		997	石台县	6	0.05	一	III
		998	青阳县	6	0.05	一	III
		999	宣州区	6	0.05	一	III
	宣城市	1000	宁国市	6	0.05	一	III
		1001	郎溪县	7	0.10	一	III
		1002	广德市	6	0.05	一	III
		1003	泾县	6	0.05	一	III
		1004	绩溪县	6	0.05	一	III
		1005	旌德县	6	0.05	一	III
		1006	鼓楼区	7	0.10	三	III
福建省	福州市	1007	台江区	7	0.10	三	III
		1008	仓山区	7	0.10	三	III
		1009	马尾区	7	0.10	三	III
		1010	晋安区	7	0.10	三	III
		1011	长乐区	7	0.10	三	II
		1012	福清市	7	0.10	三	II
		1013	闽侯县	6	0.05	二	III
		1014	连江县	6	0.05	三	III
		1015	罗源县	6	0.05	二	III
		1016	闽清县	6	0.05	二	III
		1017	永泰县	6	0.05	三	III
		1018	平潭县	7	0.10	三	II
	厦门市	1019	思明区	7	0.15	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
		1020	海沧区	7	0.15	三	II
		1021	湖里区	7	0.15	三	II
		1022	集美区	7	0.15	三	II
		1023	同安区	7	0.10	三	II
		1024	翔安区	7	0.15	三	II
	莆田市	1025	城厢区	7	0.10	三	II
		1026	涵江区	7	0.10	三	II
		1027	荔城区	7	0.10	三	II
		1028	秀屿区	7	0.10	三	II
		1029	仙游县	7	0.10	三	III
	三明市	1030	梅列区	6	0.05	一	III
		1031	三元区	6	0.05	一	III
		1032	永安市	6	0.05	一	III
		1033	明溪县	6	0.05	一	III
		1034	清流县	6	0.05	一	III
		1035	宁化县	6	0.05	一	III
		1036	大田县	6	0.05	一	III
		1037	尤溪县	6	0.05	一	III
		1038	沙县	6	0.05	一	III
		1039	将乐县	6	0.05	一	III
		1040	泰宁县	6	0.05	一	III
		1041	建宁县	6	0.05	一	III
	泉州市	1042	丰泽区	7	0.15	三	II
		1043	鲤城区	7	0.15	三	II
		1044	洛江区	7	0.15	三	II
		1045	泉港区	7	0.10	三	II
		1046	石狮市	7	0.15	三	II
		1047	晋江市	7	0.15	三	II
		1048	南安市	7	0.10	三	II
		1049	惠安县	7	0.10	三	II
		1050	安溪县	7	0.10	三	II
		1051	永春县	7	0.10	三	II
		1052	德化县	6	0.05	三	III
		1053	金门县	8	0.20	三	II
	漳州市	1054	龙文区	7	0.15	二	II
		1055	芗城区	7	0.15	二	II
		1056	龙海市	7	0.15	二	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
		1057	云霄县	7	0.10	三	II
		1058	漳浦县	7	0.15	三	II
		1059	诏安县	7	0.15	二	II
		1060	长泰县	7	0.15	二	II
		1061	东山县	7	0.15	二	II
		1062	南靖县	7	0.15	二	II
		1063	平和县	7	0.10	二	II
		1064	华安县	7	0.10	二	II
	南平市	1065	建阳区	6	0.05	一	III
		1066	延平区	6	0.05	一	III
		1067	邵武市	6	0.05	一	III
		1068	武夷山市	6	0.05	一	III
		1069	建瓯市	6	0.05	一	III
		1070	顺昌县	6	0.05	一	III
		1071	浦城县	6	0.05	一	III
		1072	光泽县	6	0.05	一	III
		1073	松溪县	6	0.05	一	III
		1074	政和县	6	0.05	二	III
	龙岩市	1075	新罗区	6	0.05	二	III
		1076	永定区	6	0.05	二	III
		1077	漳平市	6	0.05	二	III
		1078	长汀县	6	0.05	一	III
		1079	上杭县	6	0.05	一	III
		1080	武平县	6	0.05	一	II
		1081	连城县	6	0.05	一	III
	宁德市	1082	蕉城区	6	0.05	二	III
		1083	福安市	6	0.05	二	III
		1084	福鼎市	6	0.05	二	III
		1085	霞浦县	6	0.05	二	III
		1086	古田县	6	0.05	一	III
		1087	屏南县	6	0.05	一	III
		1088	寿宁县	6	0.05	一	III
		1089	周宁县	6	0.05	二	III
		1090	柘荣县	6	0.05	二	III
江西省	南昌市	1091	东湖区	6	0.05	一	III
		1092	西湖区	6	0.05	一	III
		1093	青云谱区	6	0.05	一	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		1094	红谷滩区	6	0.05	—	III
		1095	青山湖区	6	0.05	—	III
		1096	新建区	6	0.05	—	III
		1097	南昌县	6	0.05	—	III
		1098	安义县	6	0.05	—	III
		1099	进贤县	6	0.05	—	III
	景德镇市	1100	昌江区	6	0.05	—	III
		1101	珠山区	6	0.05	—	III
		1102	乐平市	6	0.05	—	III
		1103	浮梁县	6	0.05	—	III
	萍乡市	1104	安源区	6	0.05	—	III
		1105	湘东区	6	0.05	—	III
		1106	莲花县	6	0.05	—	III
		1107	上栗县	6	0.05	—	III
		1108	芦溪县	6	0.05	—	III
	九江市	1109	浔阳区	6	0.05	—	II
		1110	濂溪区	6	0.05	—	III
		1111	柴桑区	6	0.05	—	III
		1112	瑞昌市	6	0.05	—	II
		1113	共青城市	6	0.05	—	III
		1114	庐山市	6	0.05	—	II
		1115	武宁县	6	0.05	—	III
		1116	修水县	6	0.05	—	III
		1117	永修县	6	0.05	—	III
		1118	德安县	6	0.05	—	II
		1119	都昌县	6	0.05	—	III
		1120	湖口县	6	0.05	—	II
		1121	彭泽县	6	0.05	—	II
	新余市	1122	渝水区	6	0.05	—	III
		1123	分宜县	6	0.05	—	III
	鹰潭市	1124	月湖区	6	0.05	—	III
		1125	余江区	6	0.05	—	III
		1126	贵溪市	6	0.05	—	III
	赣州市	1127	章贡区	6	0.05	—	III
		1128	南康区	6	0.05	—	III
		1129	赣县区	6	0.05	—	III
		1130	瑞金市	7	0.10	—	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
		1131	信丰县	6	0.05	—	III
		1132	大余县	6	0.05	—	II
		1133	上犹县	6	0.05	—	III
		1134	崇义县	6	0.05	—	III
		1135	安远县	7	0.10	—	II
		1136	龙南市	6	0.05	—	II
		1137	定南县	6	0.05	—	II
		1138	全南县	6	0.05	—	III
		1139	宁都县	6	0.05	—	III
		1140	于都县	6	0.05	—	III
		1141	兴国县	6	0.05	—	III
		1142	会昌县	7	0.10	—	II
		1143	寻乌县	7	0.10	—	II
		1144	石城县	6	0.05	—	III
	吉安市	1145	吉州区	6	0.05	—	III
		1146	青原区	6	0.05	—	III
		1147	井冈山市	6	0.05	—	III
		1148	吉安县	6	0.05	—	III
		1149	吉水县	6	0.05	—	III
		1150	峡江县	6	0.05	—	III
		1151	新干县	6	0.05	—	III
		1152	永丰县	6	0.05	—	III
		1153	泰和县	6	0.05	—	III
		1154	遂川县	6	0.05	—	III
		1155	万安县	6	0.05	—	III
		1156	安福县	6	0.05	—	III
		1157	永新县	6	0.05	—	III
	宜春市	1158	袁州区	6	0.05	—	III
		1159	丰城市	6	0.05	—	III
		1160	樟树市	6	0.05	—	III
		1161	高安市	6	0.05	—	III
		1162	奉新县	6	0.05	—	III
		1163	万载县	6	0.05	—	III
		1164	上高县	6	0.05	—	III
		1165	宜丰县	6	0.05	—	III
		1166	靖安县	6	0.05	—	III
		1167	铜鼓县	6	0.05	—	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	抚州市	1168	临川区	6	0.05	一	III
		1169	东乡区	6	0.05	一	III
		1170	南城县	6	0.05	一	III
		1171	黎川县	6	0.05	一	III
		1172	南丰县	6	0.05	一	III
		1173	崇仁县	6	0.05	一	III
		1174	乐安县	6	0.05	一	III
		1175	宜黄县	6	0.05	一	III
		1176	金溪县	6	0.05	一	III
		1177	资溪县	6	0.05	一	III
		1178	广昌县	6	0.05	一	III
	上饶市	1179	信州区	6	0.05	一	III
		1180	广丰区	6	0.05	一	III
		1181	德兴市	6	0.05	一	III
		1182	广信区	6	0.05	一	III
		1183	玉山县	6	0.05	一	III
		1184	铅山县	6	0.05	一	III
		1185	横峰县	6	0.05	一	III
		1186	弋阳县	6	0.05	一	III
		1187	余干县	6	0.05	一	III
		1188	鄱阳县	6	0.05	一	III
山东省	济南市	1191	市中区	6	0.05	三	II
		1192	历下区	6	0.05	三	II
		1193	槐荫区	6	0.05	三	II
		1194	天桥区	6	0.05	三	II
		1195	历城区	6	0.05	三	II
		1196	长清区	7	0.10	三	II
		1197	章丘区	6	0.05	三	III
		1198	济阳区	6	0.05	三	II
		1199	平阴县	7	0.10	二	II
		1200	商河县	6	0.05	三	II
		1201	莱芜区	7	0.10	二	II
		1202	钢城区	7	0.10	三	II
	青岛市	1203	市南区	7	0.10	二	II
		1204	市北区	7	0.10	二	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		1205	黄岛区	7	0.10	三	II
		1206	崂山区	7	0.10	二	II
		1207	李沧区	7	0.10	二	II
		1208	城阳区	7	0.10	二	II
		1209	即墨区	7	0.10	三	II
		1210	胶州市	7	0.10	三	II
		1211	平度市	7	0.10	三	II
		1212	莱西市	6	0.05	三	II
	淄博市	1213	张店区	7	0.10	三	II
		1214	淄川区	7	0.10	二	II
		1215	博山区	7	0.10	二	II
		1216	临淄区	7	0.15	二	II
		1217	周村区	7	0.10	三	II
		1218	桓台县	7	0.10	三	II
		1219	高青县	7	0.10	三	II
		1220	沂源县	7	0.10	三	II
	枣庄市	1221	薛城区	7	0.10	三	II
		1222	市中区	7	0.10	三	II
		1223	峄城区	7	0.10	三	II
		1224	台儿庄区	7	0.15	二	II
		1225	山亭区	7	0.15	三	II
		1226	滕州市	7	0.10	二	II
	东营市	1227	东营区	7	0.10	三	II
		1228	河口区	7	0.10	三	II
		1229	垦利区	7	0.10	三	II
		1230	利津县	6	0.05	三	II
		1231	广饶县	7	0.10	三	II
	烟台市	1232	莱山区	7	0.10	二	II
		1233	芝罘区	7	0.10	二	II
		1234	福山区	7	0.10	二	II
		1235	牟平区	7	0.10	一	II
		1236	龙口市	7	0.15	三	II
		1237	莱阳市	6	0.05	三	II
		1238	莱州市	7	0.10	三	II
		1239	蓬莱区	7	0.15	二	II
		1240	招远市	7	0.10	三	II
		1241	栖霞市	7	0.10	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	潍坊市	1242	海阳市	6	0.05	三	II
		1243	奎文区	8	0.20	二	II
		1244	潍城区	8	0.20	二	II
		1245	寒亭区	7	0.15	二	II
		1246	坊子区	8	0.20	二	II
		1247	青州市	7	0.15	二	II
		1248	诸城市	7	0.15	三	II
		1249	寿光市	7	0.15	二	II
		1250	安丘市	8	0.20	二	II
		1251	高密市	7	0.10	三	II
		1252	昌邑市	7	0.15	二	II
		1253	临朐县	7	0.15	二	II
		1254	昌乐县	7	0.15	二	II
	济宁市	1255	任城区	6	0.05	三	II
		1256	兖州区	7	0.10	二	II
		1257	曲阜市	7	0.10	二	II
		1258	邹城市	7	0.10	二	II
		1259	微山县	7	0.10	三	II
		1260	鱼台县	6	0.05	二	III
		1261	金乡县	6	0.05	三	II
		1262	嘉祥县	6	0.05	三	II
		1263	汶上县	7	0.10	二	II
		1264	泗水县	7	0.10	二	II
		1265	梁山县	7	0.10	三	II
	泰安市	1266	泰山区	7	0.10	二	III
		1267	岱岳区	7	0.10	二	III
		1268	新泰市	7	0.10	三	II
		1269	肥城市	6	0.05	三	II
		1270	宁阳县	7	0.10	二	II
		1271	东平县	6	0.05	三	II
	威海市	1272	环翠区	7	0.10	一	II
		1273	文登区	7	0.10	一	II
		1274	荣成市	7	0.10	一	II
		1275	乳山市	6	0.05	二	II
	日照市	1276	东港区	7	0.10	三	II
		1277	岚山区	7	0.10	三	II
		1278	五莲县	7	0.15	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	临沂市	1279	莒县	8	0.20	二	II
		1280	兰山区	8	0.20	二	II
		1281	罗庄区	8	0.20	二	II
		1282	河东区	8	0.20	二	II
		1283	沂南县	7	0.15	二	II
		1284	郯城县	8	0.20	二	I
		1285	沂水县	8	0.20	二	II
		1286	兰陵县	7	0.15	二	I
		1287	费县	7	0.15	二	II
		1288	平邑县	7	0.10	三	II
		1289	莒南县	8	0.20	二	II
		1290	蒙阴县	7	0.10	三	II
		1291	临沭县	8	0.20	二	I
	德州市	1292	德城区	7	0.10	二	II
		1293	陵城区	7	0.10	二	II
		1294	乐陵市	6	0.05	三	III
		1295	禹城市	7	0.15	二	II
		1296	宁津县	6	0.05	三	II
		1297	庆云县	6	0.05	三	III
		1298	临邑县	7	0.10	三	II
		1299	齐河县	7	0.10	三	II
		1300	平原县	7	0.15	二	II
		1301	夏津县	7	0.10	二	II
		1302	武城县	6	0.05	三	II
	聊城市	1303	东昌府区	7	0.15	二	II
		1304	临清市	7	0.10	三	II
		1305	阳谷县	8	0.20	二	II
		1306	莘县	8	0.20	二	II
		1307	茌平县	7	0.15	二	II
		1308	东阿县	7	0.10	二	II
		1309	冠县	7	0.10	三	II
		1310	高唐县	7	0.15	二	II
	滨州市	1311	滨城区	7	0.10	三	II
		1312	沾化区	6	0.05	三	II
		1313	邹平市	7	0.10	三	II
		1314	惠民县	6	0.05	三	III
		1315	阳信县	6	0.05	三	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
		1316	无棣县	6	0.05	三	III
		1317	博兴县	7	0.10	三	II
	菏泽市	1318	牡丹区	7	0.15	二	II
		1319	定陶区	7	0.15	二	II
		1320	曹县	7	0.10	二	II
		1321	单县	7	0.10	二	II
		1322	成武县	7	0.10	二	II
		1323	巨野县	7	0.10	三	II
		1324	郓城县	7	0.15	二	II
		1325	鄄城县	8	0.20	二	II
		1326	东明县	8	0.20	二	II
河南省	郑州市	1327	中原区	7	0.15	二	II
		1328	二七区	7	0.15	二	II
		1329	管城回族区	7	0.15	二	II
		1330	金水区	7	0.15	二	II
		1331	上街区	7	0.10	二	II
		1332	惠济区	7	0.15	二	II
		1333	巩义市	7	0.10	二	II
		1334	荥阳市	7	0.10	二	II
		1335	新密市	7	0.10	二	II
		1336	新郑市	7	0.10	二	II
		1337	登封市	7	0.10	二	II
		1338	中牟县	7	0.10	二	II
	开封市	1339	鼓楼区	7	0.10	二	II
		1340	龙亭区	7	0.10	二	II
		1341	顺河回族区	7	0.10	二	II
		1342	禹王台区	7	0.10	二	II
		1343	祥符区	7	0.10	二	II
		1344	杞县	6	0.05	二	II
		1345	通许县	6	0.05	二	II
		1346	尉氏县	7	0.10	二	II
		1347	兰考县	7	0.15	二	II
	洛阳市	1348	西工区	7	0.10	二	II
		1349	老城区	7	0.10	二	II
		1350	瀍河回族区	7	0.10	二	II
		1351	涧西区	7	0.10	二	II
		1352	吉利区	7	0.10	二	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		1353	洛龙区	7	0.10	二	II
		1354	偃师市	7	0.10	二	II
		1355	孟津县	7	0.10	二	II
		1356	新安县	7	0.10	二	II
		1357	栾川县	6	0.05	一	II
		1358	嵩县	6	0.05	二	III
		1359	汝阳县	6	0.05	一	II
		1360	宜阳县	7	0.10	二	II
		1361	洛宁县	6	0.05	三	II
		1362	伊川县	6	0.05	二	II
	平顶山市	1363	新华区	6	0.05	一	III
		1364	卫东区	6	0.05	一	III
		1365	石龙区	6	0.05	一	III
		1366	湛河区	6	0.05	一	III
		1367	舞钢市	6	0.05	一	III
		1368	汝州市	6	0.05	二	III
		1369	宝丰县	6	0.05	一	III
		1370	叶县	6	0.05	一	III
		1371	鲁山县	6	0.05	一	III
		1372	郏县	6	0.05	二	II
	安阳市	1373	北关区	8	0.20	二	II
		1374	文峰区	8	0.20	二	II
		1375	殷都区	8	0.20	二	II
		1376	龙安区	7	0.15	二	II
		1377	林州市	7	0.10	二	II
		1378	安阳县	8	0.20	二	II
		1379	汤阴县	8	0.20	二	II
		1380	滑县	7	0.15	二	II
		1381	内黄县	7	0.15	二	II
	鹤壁市	1382	淇滨区	8	0.20	二	II
		1383	鹤山区	7	0.15	二	II
		1384	山城区	8	0.20	二	II
		1385	浚县	7	0.15	二	II
		1386	淇县	8	0.20	二	I
	新乡市	1387	卫滨区	8	0.20	二	I
		1388	红旗区	8	0.20	二	I
		1389	凤泉区	8	0.20	二	I

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		1390	牧野区	8	0.20	二	I
		1391	卫辉市	8	0.20	二	I
		1392	辉县市	8	0.20	二	I
		1393	新乡县	8	0.20	二	I
		1394	获嘉县	8	0.20	二	I
		1395	原阳县	8	0.20	二	II
		1396	延津县	8	0.20	二	I
		1397	封丘县	7	0.15	二	II
		1398	长垣市	7	0.15	二	II
	焦作市	1399	解放区	7	0.10	二	II
		1400	中站区	7	0.10	二	II
		1401	马村区	7	0.10	二	II
		1402	山阳区	7	0.10	二	II
		1403	沁阳市	7	0.10	二	II
		1404	孟州市	7	0.10	二	II
		1405	修武县	7	0.15	二	II
		1406	博爱县	7	0.10	二	II
		1407	武陟县	7	0.15	二	II
		1408	温县	7	0.10	二	II
	濮阳市	1409	华龙区	7	0.15	二	II
		1410	清丰县	7	0.15	二	II
		1411	南乐县	7	0.15	二	II
		1412	范县	8	0.20	二	II
		1413	台前县	7	0.15	二	II
		1414	濮阳县	7	0.15	二	II
	许昌市	1415	魏都区	7	0.10	一	II
		1416	建安区	7	0.10	一	II
		1417	禹州市	7	0.10	一	II
		1418	长葛市	7	0.10	一	II
		1419	鄢陵县	7	0.10	一	II
		1420	襄城县	6	0.05	二	III
	漯河市	1421	郾城区	6	0.05	一	II
		1422	源汇区	6	0.05	一	II
		1423	召陵区	6	0.05	一	II
		1424	舞阳县	7	0.10	一	III
		1425	临颖县	6	0.05	一	III
	三门峡市	1426	湖滨区	7	0.15	二	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
		1427	陕州区	7	0.15	二	II
		1428	义马市	6	0.05	二	III
		1429	灵宝市	7	0.15	二	II
		1430	渑池县	6	0.05	三	II
		1431	卢氏县	6	0.05	三	II
	南阳市	1432	卧龙区	7	0.10	一	II
		1433	宛城区	7	0.10	一	II
		1434	邓州市	6	0.05	一	III
		1435	南召县	6	0.05	一	II
		1436	方城县	6	0.05	一	III
		1437	西峡县	7	0.10	一	II
		1438	镇平县	7	0.10	一	II
		1439	内乡县	7	0.10	一	II
		1440	淅川县	6	0.05	一	III
		1441	社旗县	6	0.05	一	III
		1442	唐河县	7	0.10	一	II
		1443	新野县	6	0.05	一	III
		1444	桐柏县	6	0.05	一	III
	商丘市	1445	梁园区	7	0.10	二	II
		1446	睢阳区	7	0.10	二	II
		1447	永城市	6	0.05	三	III
		1448	民权县	7	0.10	二	II
		1449	睢县	6	0.05	三	III
		1450	宁陵县	6	0.05	二	II
		1451	柘城县	6	0.05	二	II
		1452	虞城县	7	0.10	二	II
		1453	夏邑县	6	0.05	二	III
	信阳市	1454	浉河区	6	0.05	一	III
		1455	平桥区	6	0.05	一	III
		1456	罗山县	7	0.10	一	II
		1457	光山县	6	0.05	一	III
		1458	新县	6	0.05	一	III
		1459	商城县	6	0.05	一	II
		1460	固始县	6	0.05	一	III
		1461	潢川县	7	0.10	一	III
		1462	淮滨县	6	0.05	一	III
		1463	息县	7	0.10	一	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	周口市	1464	川汇区	6	0.05	—	III
		1465	项城市	6	0.05	—	III
		1466	扶沟县	7	0.10	—	II
		1467	西华县	6	0.05	—	III
		1468	商水县	6	0.05	—	III
		1469	沈丘县	6	0.05	—	III
		1470	郸城县	6	0.05	—	III
		1471	淮阳区	6	0.05	—	III
		1472	太康县	7	0.10	—	II
		1473	鹿邑县	6	0.05	—	II
	驻马店市	1474	驿城区	6	0.05	—	III
		1475	西平县	7	0.10	—	II
		1476	上蔡县	6	0.05	—	III
		1477	平舆县	6	0.05	—	III
		1478	正阳县	6	0.05	—	III
		1479	确山县	6	0.05	—	III
		1480	泌阳县	6	0.05	—	III
		1481	汝南县	6	0.05	—	III
		1482	遂平县	6	0.05	—	III
		1483	新蔡县	6	0.05	—	III
	省直辖县 行政单位	1484	济源市	7	0.10	二	II
湖北省	武汉市	1485	江岸区	6	0.05	—	III
		1486	江汉区	6	0.05	—	III
		1487	硚口区	6	0.05	—	III
		1488	汉阳区	6	0.05	—	III
		1489	武昌区	6	0.05	—	III
		1490	青山区	6	0.05	—	III
		1491	洪山区	6	0.05	—	III
		1492	东西湖区	6	0.05	—	III
		1493	汉南区	6	0.05	—	III
		1494	蔡甸区	6	0.05	—	III
		1495	江夏区	6	0.05	—	III
		1496	黄陂区	6	0.05	—	III
		1497	新洲区	7	0.10	—	II
	黄石市	1498	下陆区	6	0.05	—	III
		1499	黄石港区	6	0.05	—	III
		1500	西塞山区	6	0.05	—	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		1501	铁山区	6	0.05	—	III
		1502	大冶市	6	0.05	—	III
		1503	阳新县	6	0.05	—	III
	十堰市	1504	茅箭区	6	0.05	—	III
		1505	张湾区	6	0.05	—	III
		1506	郧阳区	7	0.10	—	III
		1507	丹江口市	6	0.05	—	III
		1508	郧西县	6	0.05	—	III
		1509	竹山县	7	0.15	—	I
		1510	竹溪县	7	0.15	—	I
		1511	房县	7	0.10	—	II
	宜昌市	1512	西陵区	6	0.05	—	III
		1513	伍家岗区	6	0.05	—	III
		1514	点军区	6	0.05	—	III
		1515	猇亭区	6	0.05	—	III
		1516	夷陵区	6	0.05	—	III
		1517	宜都市	6	0.05	—	III
		1518	当阳市	6	0.05	—	III
		1519	枝江市	6	0.05	—	III
		1520	远安县	6	0.05	—	III
		1521	兴山县	6	0.05	—	III
		1522	秭归县	6	0.05	—	III
		1523	长阳土家族自 治县	6	0.05	—	III
		1524	五峰土家族自 治县	6	0.05	—	III
	襄阳市	1525	襄城区	6	0.05	—	III
		1526	樊城区	6	0.05	—	III
		1527	襄州区	6	0.05	—	III
		1528	老河口市	6	0.05	—	III
		1529	枣阳市	6	0.05	—	III
		1530	宜城市	6	0.05	—	III
		1531	南漳县	6	0.05	—	III
		1532	谷城县	6	0.05	—	III
		1533	保康县	6	0.05	—	III
	鄂州市	1534	鄂城区	6	0.05	—	III
		1535	梁子湖区	6	0.05	—	III
		1536	华容区	6	0.05	—	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	荆门市	1537	东宝区	6	0.05	—	III
		1538	掇刀区	6	0.05	—	III
		1539	钟祥市	6	0.05	—	III
		1540	京山市	6	0.05	—	III
		1541	沙阳县	6	0.05	—	III
	孝感市	1542	孝南区	6	0.05	—	III
		1543	应城市	6	0.05	—	III
		1544	安陆市	6	0.05	—	III
		1545	汉川市	6	0.05	—	III
		1546	孝昌县	6	0.05	—	III
		1547	大悟县	6	0.05	—	III
		1548	云梦县	6	0.05	—	III
	荆州市	1549	沙市区	6	0.05	—	III
		1550	荆州区	6	0.05	—	III
		1551	石首市	6	0.05	—	III
		1552	洪湖市	6	0.05	—	III
		1553	松滋市	6	0.05	—	III
		1554	公安县	6	0.05	—	III
		1555	监利县	6	0.05	—	III
		1556	江陵县	6	0.05	—	III
	黄冈市	1557	黄州区	6	0.05	—	III
		1558	麻城市	7	0.10	—	II
		1559	武穴市	6	0.05	—	III
		1560	团风县	7	0.10	—	II
		1561	红安县	6	0.05	—	III
		1562	罗田县	7	0.10	—	II
		1563	英山县	7	0.10	—	II
		1564	浠水县	6	0.05	—	III
		1565	蕲春县	6	0.05	—	III
		1566	黄梅县	6	0.05	—	II
	咸宁市	1567	咸安区	6	0.05	—	III
		1568	赤壁市	6	0.05	—	III
		1569	嘉鱼县	6	0.05	—	III
		1570	通城县	6	0.05	—	III
		1571	崇阳县	6	0.05	—	III
		1572	通山县	6	0.05	—	III
	随州市	1573	曾都区	6	0.05	—	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
		1574	广水市	6	0.05	—	III
		1575	随县	6	0.05	—	III
	恩施土家 族苗族自 治州	1576	恩施市	6	0.05	—	III
		1577	利川市	6	0.05	—	III
		1578	建始县	6	0.05	—	III
		1579	巴东县	6	0.05	—	III
		1580	宣恩县	6	0.05	—	III
		1581	咸丰县	6	0.05	—	III
		1582	来凤县	6	0.05	—	III
		1583	鹤峰县	6	0.05	—	III
	省直辖县 级行政单 位	1584	仙桃市	6	0.05	—	III
		1585	潜江市	6	0.05	—	III
		1586	天门市	6	0.05	—	III
		1587	神农架林区	6	0.05	—	III
湖南省	长沙市	1588	岳麓区	6	0.05	—	III
		1589	芙蓉区	6	0.05	—	III
		1590	天心区	6	0.05	—	III
		1591	开福区	6	0.05	—	III
		1592	雨花区	6	0.05	—	III
		1593	望城区	6	0.05	—	III
		1594	浏阳市	6	0.05	—	III
		1595	宁乡市	6	0.05	—	III
		1596	长沙县	6	0.05	—	III
	株洲市	1597	天元区	6	0.05	—	III
		1598	荷塘区	6	0.05	—	III
		1599	芦淞区	6	0.05	—	III
		1600	石峰区	6	0.05	—	III
		1601	渌口区	6	0.05	—	III
		1602	醴陵市	6	0.05	—	III
		1603	攸县	6	0.05	—	III
		1604	茶陵县	6	0.05	—	III
		1605	炎陵县	6	0.05	—	III
	湘潭市	1606	岳塘区	6	0.05	—	III
		1607	雨湖区	6	0.05	—	III
		1608	湘乡市	6	0.05	—	III
		1609	韶山市	6	0.05	—	III
		1610	湘潭县	6	0.05	—	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	衡阳市	1611	蒸湘区	6	0.05	—	III
		1612	珠晖区	6	0.05	—	III
		1613	雁峰区	6	0.05	—	III
		1614	石鼓区	6	0.05	—	III
		1615	南岳区	6	0.05	—	III
		1616	耒阳市	6	0.05	—	III
		1617	常宁市	6	0.05	—	III
		1618	衡阳县	6	0.05	—	III
		1619	衡南县	6	0.05	—	III
		1620	衡山县	6	0.05	—	III
		1621	衡东县	6	0.05	—	III
		1622	祁东县	6	0.05	—	III
	邵阳市	1623	大祥区	6	0.05	—	III
		1624	双清区	6	0.05	—	III
		1625	北塔区	6	0.05	—	III
		1626	武冈市	6	0.05	—	III
		1627	邵东县	6	0.05	—	III
		1628	新邵县	6	0.05	—	III
		1629	邵阳县	6	0.05	—	III
		1630	隆回县	6	0.05	—	III
		1631	洞口县	6	0.05	—	III
		1632	绥宁县	6	0.05	—	III
		1633	新宁县	6	0.05	—	III
		1634	城步苗族自 治县	6	0.05	—	III
	岳阳市	1635	岳阳楼区	7	0.10	—	III
		1636	云溪区	6	0.05	—	III
		1637	君山区	6	0.05	—	III
		1638	汨罗市	7	0.10	二	III
		1639	临湘市	6	0.05	—	III
		1640	岳阳县	7	0.10	—	III
		1641	华容县	6	0.05	—	III
		1642	湘阴县	7	0.10	二	III
		1643	平江县	6	0.05	—	III
	常德市	1644	武陵区	7	0.15	—	I
		1645	鼎城区	7	0.15	—	I
		1646	津市市	7	0.10	—	I
		1647	安乡县	7	0.10	—	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
		1648	汉寿县	7	0.10	—	II
		1649	澧县	7	0.10	—	II
		1650	临澧县	7	0.10	—	I
		1651	桃源县	7	0.10	—	II
		1652	石门县	6	0.05	—	III
	张家界市	1653	永定区	6	0.05	—	III
		1654	武陵源区	6	0.05	—	III
		1655	慈利县	6	0.05	—	III
		1656	桑植县	6	0.05	—	III
	益阳市	1657	赫山区	6	0.05	—	III
		1658	资阳区	6	0.05	—	III
		1659	沅江市	6	0.05	—	III
		1660	南县	6	0.05	—	III
		1661	桃江县	6	0.05	—	III
		1662	安化县	6	0.05	—	III
	郴州市	1663	北湖区	6	0.05	—	III
		1664	苏仙区	6	0.05	—	III
		1665	桂阳县	6	0.05	—	III
		1666	宜章县	6	0.05	—	III
		1667	永兴县	6	0.05	—	III
		1668	嘉禾县	6	0.05	—	III
		1669	临武县	6	0.05	—	III
		1670	汝城县	6	0.05	—	III
		1671	桂东县	6	0.05	—	III
		1672	安仁县	6	0.05	—	III
		1673	资兴市	6	0.05	—	III
	永州市	1674	冷水滩区	6	0.05	—	III
		1675	零陵区	6	0.05	—	III
		1676	祁阳县	6	0.05	—	III
		1677	东安县	6	0.05	—	III
		1678	双牌县	6	0.05	—	III
		1679	道县	6	0.05	—	II
		1680	江永县	6	0.05	—	III
		1681	宁远县	6	0.05	—	II
		1682	蓝山县	6	0.05	—	III
		1683	新田县	6	0.05	—	III
		1684	江华瑶族自治 县	6	0.05	—	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	怀化市	1685	鹤城区	6	0.05	—	III
		1686	洪江市	6	0.05	—	III
		1687	中方县	6	0.05	—	III
		1688	沅陵县	6	0.05	—	III
		1689	辰溪县	6	0.05	—	III
		1690	溆浦县	6	0.05	—	III
		1691	会同县	6	0.05	—	III
		1692	麻阳苗族自 治县	6	0.05	—	III
		1693	新晃侗族自 治县	6	0.05	—	III
		1694	芷江侗族自 治县	6	0.05	—	III
		1695	靖州苗族侗 族自治县	6	0.05	—	III
		1696	通道侗族自 治县	6	0.05	—	III
	娄底市	1697	娄星区	6	0.05	—	III
		1698	冷水江市	6	0.05	—	III
		1699	涟源市	6	0.05	—	III
		1700	双峰县	6	0.05	—	III
		1701	新化县	6	0.05	—	III
	湘西土家 族苗族自 治州	1702	吉首市	6	0.05	—	III
		1703	泸溪县	6	0.05	—	III
		1704	凤凰县	6	0.05	—	III
		1705	花垣县	6	0.05	—	III
		1706	保靖县	6	0.05	—	III
		1707	古丈县	6	0.05	—	III
		1708	永顺县	6	0.05	—	III
		1709	龙山县	6	0.05	—	III
广东省	广州市	1710	越秀区	7	0.10	—	II
		1711	荔湾区	7	0.10	—	II
		1712	海珠区	7	0.10	—	II
		1713	天河区	7	0.10	—	II
		1714	白云区	7	0.10	—	II
		1715	黄埔区	6	0.05	—	II
		1716	番禺区	7	0.10	—	II
		1717	花都区	6	0.05	—	III
		1718	南沙区	7	0.10	—	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		1719	增城区	6	0.05	—	II
		1720	从化区	6	0.05	—	II
	韶关市	1721	浈江区	6	0.05	—	II
		1722	武江区	6	0.05	—	II
		1723	曲江区	6	0.05	—	II
		1724	乐昌市	6	0.05	—	III
		1725	南雄市	6	0.05	—	II
		1726	始兴县	6	0.05	—	II
		1727	仁化县	6	0.05	—	III
		1728	翁源县	6	0.05	—	III
		1729	新丰县	6	0.05	—	III
		1730	乳源瑶族自治 县	6	0.05	—	III
	深圳市	1731	福田区	7	0.10	—	II
		1732	罗湖区	7	0.10	—	II
		1733	南山区	7	0.10	—	II
		1734	宝安区	7	0.10	—	II
		1735	龙岗区	7	0.10	—	II
		1736	盐田区	7	0.10	—	II
		1737	龙华区	7	0.10	—	II
		1738	坪山区	7	0.10	—	II
		1739	光明区	7	0.10	—	II
	珠海市	1740	香洲区	7	0.10	二	II
		1741	斗门区	7	0.10	—	II
		1742	金湾区	7	0.10	二	II
	汕头市	1743	金平区	8	0.20	二	II
		1744	龙湖区	8	0.20	二	II
		1745	濠江区	8	0.20	二	II
		1746	潮阳区	8	0.20	二	II
		1747	潮南区	7	0.15	二	II
		1748	澄海区	8	0.20	二	II
		1749	南澳县	8	0.20	二	II
	佛山市	1750	禅城区	7	0.10	—	II
		1751	南海区	7	0.10	—	II
		1752	顺德区	7	0.10	—	II
		1753	三水区	7	0.10	—	II
		1754	高明区	7	0.10	—	II
	江门市	1755	蓬江区	7	0.10	—	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		1756	江海区	7	0.10	一	II
		1757	新会区	7	0.10	一	II
		1758	台山市	6	0.05	一	II
		1759	开平市	6	0.05	一	II
		1760	鹤山市	7	0.10	一	II
		1761	恩平市	6	0.05	一	III
	湛江市	1762	赤坎区	7	0.10	一	II
		1763	霞山区	7	0.10	一	II
		1764	坡头区	7	0.10	一	II
		1765	麻章区	7	0.10	一	II
		1766	廉江市	7	0.10	一	II
		1767	雷州市	7	0.10	一	II
		1768	吴川市	7	0.10	一	II
		1769	遂溪县	7	0.10	一	II
		1770	徐闻县	8	0.20	二	II
	茂名市	1771	茂南区	7	0.10	一	II
		1772	电白县	7	0.10	一	II
		1773	高州市	6	0.05	一	II
		1774	化州市	7	0.10	一	II
		1775	信宜市	6	0.05	一	III
	肇庆市	1776	端州区	7	0.10	一	II
		1777	鼎湖区	7	0.10	一	II
		1778	高要区	7	0.10	一	III
		1779	四会市	6	0.05	一	II
		1780	广宁县	6	0.05	一	III
		1781	怀集县	6	0.05	一	III
		1782	封开县	6	0.05	一	III
		1783	德庆县	6	0.05	一	III
	惠州市	1784	惠城区	6	0.05	一	III
		1785	惠阳区	6	0.05	一	II
		1786	博罗县	6	0.05	一	II
		1787	惠东县	6	0.05	一	II
		1788	龙门县	6	0.05	一	II
	梅州市	1789	梅江区	7	0.10	一	III
		1790	梅县区	7	0.10	一	III
		1791	兴宁市	6	0.05	一	III
		1792	大埔县	7	0.10	二	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		1793	丰顺县	7	0.10	一	II
		1794	五华县	6	0.05	一	II
		1795	平远县	6	0.05	一	III
		1796	蕉岭县	6	0.05	一	III
	汕尾市	1797	城区	7	0.10	一	II
		1798	陆丰市	7	0.10	一	II
		1799	海丰县	7	0.10	一	II
		1800	陆河县	6	0.05	一	II
	河源市	1801	源城区	7	0.10	一	II
		1802	紫金县	6	0.05	一	III
		1803	龙川县	6	0.05	一	II
		1804	连平县	6	0.05	一	III
		1805	和平县	6	0.05	一	III
		1806	东源县	7	0.10	一	II
	阳江市	1807	江城区	7	0.15	一	II
		1808	阳东区	7	0.10	一	II
		1809	阳春市	6	0.05	一	II
		1810	阳西县	7	0.10	一	II
	清远市	1811	清城区	6	0.05	一	III
		1812	清新区	6	0.05	一	III
		1813	英德市	6	0.05	一	II
		1814	连州市	6	0.05	一	III
		1815	佛冈县	6	0.05	一	III
		1816	阳山县	6	0.05	一	III
		1817	连山壮族瑶族 自治县	6	0.05	一	III
		1818	连南瑶族自治 县	6	0.05	一	III
	东莞市	1819	东莞市	6	0.05	一	II
	中山市	1820	中山市	7	0.10	一	II
	潮州市	1821	湘桥区	8	0.20	二	II
		1822	潮安区	8	0.20	二	II
		1823	饶平县	7	0.15	二	II
	揭阳市	1824	榕城区	7	0.15	二	II
		1825	揭东区	7	0.15	二	II
		1826	普宁市	7	0.10	二	II
		1827	揭西县	6	0.05	一	II
		1828	惠来县	7	0.10	二	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	云浮市	1829	云城区	6	0.05	—	II
		1830	云安区	6	0.05	—	III
		1831	罗定市	6	0.05	—	III
		1832	新兴县	6	0.05	—	III
		1833	郁南县	6	0.05	—	III
广西壮族 自治区	南宁市	1834	青秀区	6	0.05	—	III
		1835	兴宁区	7	0.10	—	III
		1836	江南区	7	0.10	—	III
		1837	西乡塘区	7	0.10	—	III
		1838	良庆区	7	0.10	—	III
		1839	邕宁区	7	0.10	—	III
		1840	武鸣区	6	0.05	—	III
		1841	隆安县	7	0.15	—	I
		1842	马山县	6	0.05	—	II
		1843	上林县	6	0.05	—	II
		1844	宾阳县	6	0.05	—	II
		1845	横县	7	0.10	—	II
	柳州市	1846	柳北区	6	0.05	—	III
		1847	城中区	6	0.05	—	III
		1848	鱼峰区	6	0.05	—	III
		1849	柳南区	6	0.05	—	III
		1850	柳江区	6	0.05	—	III
		1851	柳城县	6	0.05	—	III
		1852	鹿寨县	6	0.05	—	III
		1853	融安县	6	0.05	—	III
		1854	融水苗族自 治县	6	0.05	—	III
		1855	三江侗族自 治县	6	0.05	—	III
	桂林市	1856	临桂区	6	0.05	—	II
		1857	秀峰区	6	0.05	—	II
		1858	叠彩区	6	0.05	—	II
		1859	象山区	6	0.05	—	II
		1860	七星区	6	0.05	—	II
		1861	雁山区	6	0.05	—	II
		1862	阳朔县	6	0.05	—	III
		1863	灵川县	6	0.05	—	II
		1864	全州县	6	0.05	—	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
		1865	兴安县	6	0.05	—	II
		1866	永福县	6	0.05	—	II
		1867	灌阳县	6	0.05	—	III
		1868	资源县	6	0.05	—	III
		1869	平乐县	6	0.05	—	III
		1870	荔浦市	6	0.05	—	III
		1871	龙胜各族自 治县	6	0.05	—	III
		1872	恭城瑶族自 治县	6	0.05	—	III
	梧州市	1873	长洲区	6	0.05	—	III
		1874	万秀区	6	0.05	—	III
		1875	龙圩区	6	0.05	—	III
		1876	岑溪市	6	0.05	—	III
		1877	苍梧县	6	0.05	—	III
		1878	藤县	6	0.05	—	III
		1879	蒙山县	6	0.05	—	III
	北海市	1880	海城区	6	0.05	—	II
		1881	银海区	6	0.05	—	II
		1882	铁山港区	6	0.05	—	II
		1883	合浦镇	7	0.10	—	II
	防城港市	1884	港口区	6	0.05	—	III
		1885	防城区	6	0.05	—	III
		1886	东兴市	6	0.05	—	III
		1887	上思县	6	0.05	—	III
	钦州市	1888	钦南区	7	0.10	—	II
		1889	钦北区	7	0.10	—	II
		1890	灵山县	7	0.15	二	I
		1891	浦北县	7	0.10	—	I
	贵港市	1892	港北区	6	0.05	—	II
		1893	港南区	6	0.05	—	II
		1894	覃塘区	6	0.05	—	II
		1895	桂平市	6	0.05	—	II
		1896	平南县	6	0.05	—	III
	玉林市	1897	玉州区	7	0.10	—	II
		1898	福绵区	7	0.10	—	II
		1899	北流市	7	0.10	—	II
		1900	容县	6	0.05	—	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		1901	陆川县	7	0.10	—	II
		1902	博白县	7	0.10	—	II
		1903	兴业县	7	0.10	—	II
	百色市	1904	右江区	7	0.10	—	II
		1905	靖西市	6	0.05	—	II
		1906	田阳区	7	0.10	—	II
		1907	田东县	7	0.15	—	II
		1908	平果市	7	0.15	—	II
		1909	德保县	6	0.05	—	II
		1910	那坡县	6	0.05	—	III
		1911	凌云县	6	0.05	—	III
		1912	乐业县	7	0.15	—	II
		1913	田林县	7	0.10	—	II
		1914	西林县	6	0.05	二	III
		1915	隆林各族自 治县	6	0.05	二	II
	贺州市	1916	八步区	6	0.05	—	III
		1917	平桂区	6	0.05	—	III
		1918	昭平县	6	0.05	—	III
		1919	钟山县	6	0.05	—	II
		1920	富川瑶族自 治县	6	0.05	—	III
	来宾市	1921	兴宾区	6	0.05	—	III
		1922	合山市	6	0.05	—	III
		1923	忻城镇	6	0.05	—	III
		1924	象州县	6	0.05	—	III
		1925	武宣县	6	0.05	—	II
		1926	金秀瑶族自 治县	6	0.05	—	III
	崇左市	1927	江州区	6	0.05	—	III
		1928	凭祥市	6	0.05	—	II
		1929	扶绥县	7	0.10	—	III
		1930	宁明县	6	0.05	—	II
		1931	龙州县	6	0.05	—	III
		1932	大新县	6	0.05	—	III
		1933	天等县	6	0.05	—	II
	河池市	1934	金城江区	6	0.05	—	III
		1935	宜州区	6	0.05	—	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		1936	南丹县	6	0.05	一	III
		1937	天峨县	6	0.05	一	II
		1938	凤山县	6	0.05	一	III
		1939	东兰县	6	0.05	一	III
		1940	罗城仫佬族自 治县	6	0.05	一	III
		1941	环江毛南族自 治县	6	0.05	一	III
		1942	巴马瑶族自治 县	6	0.05	一	III
		1943	都安瑶族自治 县	6	0.05	一	III
		1944	大化瑶族自治 县	6	0.05	一	II
		1945	龙华区	8	0.30	二	I
海南省	海口市	1946	秀英区	8	0.30	二	I
		1947	琼山区	8	0.30	二	I
		1948	美兰区	8	0.30	二	I
		1949	吉阳区	6	0.05	一	II
	三亚市	1950	海棠区	6	0.05	一	II
		1951	天涯区	6	0.05	一	II
		1952	崖州区	6	0.05	一	II
		1953	西沙区	7	0.10	一	III
	三沙市	1954	南沙区	7	0.10	一	III
		1955	儋州	7	0.10	一	II
	儋州市	1956	五指山市	6	0.05	一	III
		1957	琼海市	7	0.10	一	II
		1958	文昌市	8	0.20	二	II
		1959	万宁市	6	0.05	一	II
		1960	东方市	6	0.05	一	III
		1961	定安县	8	0.20	二	I
		1962	屯昌县	7	0.10	二	II
		1963	澄迈县	7	0.15	二	II
		1964	临高县	7	0.15	一	II
		1965	白沙黎族自治 县	6	0.05	二	II
		1966	昌江黎族自治 县	6	0.05	一	II
		1967	乐东黎族自治 县	6	0.05	一	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		1968	陵水黎族自治 县	6	0.05	一	III
		1969	保亭黎族自治 县	6	0.05	一	II
		1970	琼中黎族苗族 自治县	6	0.05	二	II
重庆市	重庆	1971	渝中区	6	0.05	一	III
		1972	万州区	6	0.05	一	III
		1973	涪陵区	6	0.05	一	III
		1974	大渡口区	6	0.05	一	III
		1975	江北区	6	0.05	一	III
		1976	沙坪坝区	6	0.05	一	III
		1977	九龙坡区	6	0.05	一	III
		1978	南岸区	6	0.05	一	III
		1979	北碚区	6	0.05	一	III
		1980	綦江区	6	0.05	一	III
		1981	大足区	6	0.05	一	III
		1982	渝北区	6	0.05	一	III
		1983	巴南区	6	0.05	一	III
		1984	黔江区	7	0.10	一	II
		1985	长寿区	6	0.05	一	III
		1986	江津区	6	0.05	一	III
		1987	合川区	6	0.05	一	III
		1988	永川区	6	0.05	一	III
		1989	南川区	6	0.05	一	III
		1990	璧山区	6	0.05	一	III
		1991	铜梁区	6	0.05	一	III
		1992	潼南区	6	0.05	一	III
		1993	荣昌区	7	0.10	一	II
		1994	开州区	6	0.05	一	III
		1995	梁平区	6	0.05	一	III
		1996	武隆区	6	0.05	一	III
		1997	城口县	6	0.05	一	III
		1998	丰都县	6	0.05	一	III
		1999	垫江县	6	0.05	一	III
		2000	忠县	6	0.05	一	III
		2001	云阳县	6	0.05	一	III
		2002	奉节县	6	0.05	一	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
四川省		2003	巫山县	6	0.05	一	III
		2004	巫溪县	6	0.05	一	III
		2005	石柱土家族自 治县	6	0.05	一	III
		2006	秀山土家族苗 族自治县	6	0.05	一	III
		2007	酉阳土家族苗 族自治县	6	0.05	一	III
		2008	彭水苗族土家 族自治县	6	0.05	一	III
	成都市	2009	武侯区	7	0.10	三	II
		2010	锦江区	7	0.10	三	II
		2011	青羊区	7	0.10	三	II
		2012	金牛区	7	0.10	三	II
		2013	成华区	7	0.10	三	II
		2014	龙泉驿区	7	0.10	三	II
		2015	青白江区	7	0.10	三	II
		2016	新都区	7	0.10	三	II
		2017	温江区	7	0.10	三	II
		2018	双流区	7	0.10	三	II
		2019	郫都区	7	0.10	三	II
		2020	都江堰市	8	0.20	二	II
		2021	彭州市	7	0.15	二	I
		2022	邛崃市	7	0.10	三	II
		2023	崇州市	7	0.10	三	II
		2024	简阳市	6	0.05	二	III
		2025	金堂县	7	0.10	三	II
		2026	大邑县	7	0.10	三	II
		2027	蒲江县	7	0.10	三	II
		2028	新津区	7	0.10	三	II
	自贡市	2029	自流井区	7	0.10	一	II
		2030	贡井区	7	0.10	一	II
		2031	大安区	7	0.10	一	II
		2032	沿滩区	7	0.10	一	II
		2033	荣县	6	0.05	三	III
		2034	富顺县	7	0.10	二	II
	攀枝花市	2035	东区	7	0.15	三	II
		2036	西区	7	0.15	三	II
		2037	仁和区	7	0.15	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		2038	米易县	7	0.15	三	II
		2039	盐边县	7	0.15	三	II
	泸州市	2040	江阳区	6	0.05	一	III
		2041	纳溪区	6	0.05	一	III
		2042	龙马潭区	6	0.05	一	III
		2043	泸县	6	0.05	二	III
		2044	合江县	6	0.05	一	III
		2045	叙永县	6	0.05	一	II
		2046	古蔺县	6	0.05	一	II
	德阳市	2047	旌阳区	7	0.10	二	II
		2048	罗江区	7	0.10	二	II
		2049	广汉市	7	0.10	二	II
		2050	什邡市	7	0.15	二	II
		2051	绵竹市	7	0.15	二	II
		2052	中江县	7	0.10	二	II
	绵阳市	2053	涪城区	7	0.10	二	II
		2054	游仙区	7	0.10	二	II
		2055	安州区	7	0.10	二	II
		2056	江油市	7	0.15	二	II
		2057	三台县	6	0.05	二	III
		2058	盐亭县	6	0.05	二	III
		2059	梓潼县	6	0.05	二	II
		2060	平武县	8	0.20	二	II
		2061	北川羌族自治 县	7	0.15	二	II
	广元市	2062	利州区	7	0.10	二	III
		2063	昭化区	7	0.10	二	III
		2064	朝天区	7	0.15	二	II
		2065	旺苍县	6	0.05	二	III
		2066	青川县	7	0.15	二	II
		2067	剑阁县	7	0.10	二	III
		2068	苍溪县	6	0.05	二	III
	遂宁市	2069	船山区	6	0.05	一	III
		2070	安居区	6	0.05	一	III
		2071	蓬溪县	6	0.05	一	III
		2072	射洪县	6	0.05	一	III
		2073	大英县	6	0.05	一	III
	内江市	2074	市中区	6	0.05	一	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
		2075	东兴区	6	0.05	一	III
		2076	隆昌市	7	0.10	一	II
		2077	威远县	6	0.05	二	II
		2078	资中县	6	0.05	一	III
	乐山市	2079	市中区	7	0.10	二	II
		2080	沙湾区	7	0.15	二	II
		2081	五通桥区	7	0.10	三	II
		2082	金口河区	7	0.15	三	II
		2083	峨眉山市	7	0.10	二	II
		2084	犍为县	7	0.10	三	II
		2085	井研县	6	0.05	三	III
		2086	夹江县	7	0.10	三	II
		2087	沐川县	7	0.15	二	II
		2088	峨边彝族自治 县	7	0.15	二	II
		2089	马边彝族自治 县	7	0.15	二	II
	南充市	2090	顺庆区	6	0.05	一	III
		2091	高坪区	6	0.05	一	III
		2092	嘉陵区	6	0.05	一	III
		2093	阆中市	6	0.05	二	III
		2094	南部县	6	0.05	一	III
		2095	营山县	6	0.05	一	III
		2096	蓬安县	6	0.05	一	III
		2097	仪陇县	6	0.05	一	III
		2098	西充县	6	0.05	一	III
	眉山市	2099	东坡区	7	0.10	三	II
		2100	彭山区	7	0.10	三	II
		2101	仁寿县	6	0.05	二	II
		2102	洪雅县	7	0.10	三	II
		2103	丹棱县	7	0.10	三	II
		2104	青神县	7	0.10	三	II
	宜宾市	2105	翠屏区	7	0.10	二	II
		2106	南溪区	6	0.05	二	II
		2107	叙州区	7	0.10	二	II
		2108	江安县	6	0.05	二	III
		2109	长宁县	6	0.05	二	III
		2110	高县	7	0.10	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		2111	珙县	6	0.05	三	II
		2112	筠连县	6	0.05	三	II
		2113	兴文县	6	0.05	一	II
		2114	屏山县	7	0.10	二	II
	广安市	2115	广安区	6	0.05	一	III
		2116	前锋区	6	0.05	一	III
		2117	华蓥市	6	0.05	一	III
		2118	岳池县	6	0.05	一	III
		2119	武胜县	6	0.05	一	III
		2120	邻水县	6	0.05	一	III
	达州市	2121	通川区	6	0.05	一	III
		2122	达川区	6	0.05	一	III
		2123	万源市	6	0.05	一	III
		2124	宣汉县	6	0.05	一	III
		2125	开江县	6	0.05	一	III
		2126	大竹县	6	0.05	一	III
		2127	渠县	6	0.05	一	III
	雅安市	2128	雨城区	7	0.10	二	II
		2129	名山区	7	0.10	三	II
		2130	荥经县	7	0.15	三	II
		2131	汉源县	7	0.15	三	II
		2132	石棉县	8	0.20	三	II
		2133	天全县	7	0.15	二	II
		2134	芦山县	7	0.15	二	II
		2135	宝兴县	8	0.20	一	II
	巴中市	2136	巴州区	6	0.05	一	III
		2137	恩阳区	6	0.05	一	III
		2138	通江县	6	0.05	一	III
		2139	南江县	6	0.05	二	III
		2140	平昌县	6	0.05	一	III
	资阳市	2141	雁江区	6	0.05	一	III
		2142	乐至县	6	0.05	一	III
		2143	安岳县	6	0.05	一	III
	阿坝藏族 羌族自治 州	2144	马尔康市	7	0.10	二	II
		2145	汶川县	8	0.20	一	II
		2146	理县	7	0.15	二	II
		2147	茂县	8	0.20	一	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		2148	松潘县	8	0.20	二	II
		2149	九寨沟县	8	0.20	三	II
		2150	金川县	7	0.10	三	II
		2151	小金县	7	0.10	三	II
		2152	黑水县	7	0.10	三	II
		2153	壤塘县	7	0.10	三	II
		2154	阿坝县	7	0.15	二	III
		2155	若尔盖县	7	0.10	三	II
		2156	红原县	7	0.10	三	III
	甘孜藏族 自治州	2157	康定市	9	0.40	二	II
		2158	泸定县	8	0.20	二	II
		2159	丹巴县	7	0.15	二	II
		2160	九龙县	7	0.15	三	II
		2161	雅江县	7	0.15	三	II
		2162	道孚县	8	0.30	二	II
		2163	炉霍县	8	0.30	二	II
		2164	甘孜县	8	0.20	二	II
		2165	新龙县	7	0.15	三	II
		2166	德格县	8	0.20	二	II
		2167	白玉县	8	0.20	二	II
		2168	石渠县	7	0.10	三	II
		2169	色达县	7	0.10	三	II
		2170	理塘县	8	0.20	三	II
		2171	巴塘县	8	0.20	三	II
		2172	乡城县	7	0.10	二	III
		2173	稻城县	7	0.10	三	II
		2174	得荣县	8	0.20	二	II
	凉山彝族 自治州	2175	西昌市	9	0.40	三	II
		2176	盐源县	8	0.20	三	II
		2177	德昌县	8	0.20	三	II
		2178	会理县	7	0.10	三	II
		2179	会东县	7	0.15	三	II
		2180	宁南县	8	0.30	三	II
		2181	普格县	8	0.30	三	II
		2182	布拖县	8	0.20	三	II
		2183	金阳县	7	0.15	三	II
		2184	昭觉县	8	0.20	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
贵州省		2185	喜德县	8	0.20	三	II
		2186	冕宁县	8	0.30	三	II
		2187	越西县	8	0.20	三	II
		2188	甘洛县	7	0.15	三	II
		2189	美姑县	7	0.15	三	II
		2190	雷波县	8	0.20	三	II
		2191	木里藏族自治 县	7	0.15	三	II
	贵阳市	2192	乌当区	6	0.05	一	III
		2193	南明区	6	0.05	一	III
		2194	云岩区	6	0.05	一	III
		2195	花溪区	6	0.05	一	III
		2196	白云区	6	0.05	一	III
		2197	观山湖区	6	0.05	一	III
		2198	清镇市	6	0.05	一	III
		2199	开阳县	6	0.05	一	III
		2200	息烽县	6	0.05	一	III
		2201	修文县	6	0.05	一	III
	六盘水市	2202	钟山区	7	0.10	二	II
		2203	盘州市	6	0.05	三	II
		2204	水城区	6	0.05	二	II
		2205	六枝特区	6	0.05	一	II
	遵义市	2206	汇川区	6	0.05	一	III
		2207	红花岗区	6	0.05	一	III
		2208	播州区	6	0.05	一	III
		2209	赤水市	6	0.05	一	III
		2210	仁怀市	6	0.05	一	III
		2211	桐梓县	6	0.05	一	III
		2212	绥阳县	6	0.05	一	III
		2213	正安县	6	0.05	一	III
		2214	凤冈县	6	0.05	一	III
		2215	湄潭县	6	0.05	一	III
		2216	余庆县	6	0.05	一	III
		2217	习水县	6	0.05	一	II
		2218	道真仡佬族苗 族自治县	6	0.05	一	III
		2219	务川仡佬族苗 族自治县	6	0.05	一	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	安顺市	2220	西秀区	6	0.05	一	II
		2221	平坝区	6	0.05	一	III
		2222	普定县	6	0.05	一	II
		2223	镇宁布依族苗 族自治县	6	0.05	一	II
		2224	关岭布依族苗 族自治县	6	0.05	一	III
		2225	紫云苗族布依 族自治县	6	0.05	一	II
	毕节市	2226	七星关区	6	0.05	二	III
		2227	大方县	6	0.05	二	III
		2228	黔西县	6	0.05	一	III
		2229	金沙县	6	0.05	一	III
		2230	织金县	6	0.05	一	III
		2231	纳雍县	6	0.05	二	III
		2232	赫章县	6	0.05	三	II
		2233	威宁彝族回族 苗族自治县	7	0.10	三	II
	铜仁市	2234	碧江区	6	0.05	一	III
		2235	万山区	6	0.05	一	III
		2236	江口县	6	0.05	一	III
		2237	石阡县	6	0.05	一	III
		2238	思南县	6	0.05	一	III
		2239	德江县	6	0.05	一	III
		2240	玉屏侗族自治 县	6	0.05	一	III
		2241	印江土家族苗 族自治县	6	0.05	一	III
		2242	沿河土家族自 治县	6	0.05	一	III
		2243	松桃苗族自治 县	6	0.05	一	III
	黔西南布 依族苗族 自治州	2244	兴义市	6	0.05	三	II
		2245	兴仁县	6	0.05	二	II
		2246	普安县	7	0.10	二	II
		2247	晴隆县	7	0.10	二	III
		2248	贞丰县	6	0.05	二	III
		2249	望谟县	7	0.15	一	I
		2250	册亨县	6	0.05	二	III
		2251	安龙县	6	0.05	二	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	黔东南苗 族侗族自 治州	2252	凯里市	6	0.05	一	III
		2253	黄平县	6	0.05	一	III
		2254	施秉县	6	0.05	一	III
		2255	三穗县	6	0.05	一	III
		2256	镇远县	6	0.05	一	III
		2257	岑巩县	6	0.05	一	III
		2258	天柱县	6	0.05	一	III
		2259	锦屏县	6	0.05	一	III
		2260	剑河县	6	0.05	一	III
		2261	台江县	6	0.05	一	III
		2262	黎平县	6	0.05	一	III
		2263	榕江县	6	0.05	一	III
		2264	从江县	6	0.05	一	III
		2265	雷山县	6	0.05	一	III
		2266	麻江县	6	0.05	一	III
		2267	丹寨县	6	0.05	一	III
	黔南布依 族苗族自 治州	2268	都匀市	6	0.05	一	III
		2269	福泉市	7	0.10	一	II
		2270	荔波县	6	0.05	一	III
		2271	贵定县	7	0.10	一	II
		2272	瓮安县	6	0.05	一	III
		2273	独山县	6	0.05	一	III
		2274	平塘县	6	0.05	一	III
		2275	罗甸县	6	0.05	一	II
		2276	长顺县	6	0.05	一	III
		2277	龙里县	7	0.10	一	II
		2278	惠水县	6	0.05	一	III
		2279	三都水族自 治县	6	0.05	一	III
云南省	昆明市	2280	呈贡区	8	0.20	三	II
		2281	五华区	8	0.20	三	II
		2282	盘龙区	8	0.20	三	II
		2283	官渡区	8	0.20	三	II
		2284	西山区	8	0.20	三	II
		2285	东川区	9	0.40	三	II
		2286	晋宁区	8	0.20	三	II
		2287	安宁市	8	0.20	三	II
		2288	富民县	7	0.15	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		2289	宜良县	8	0.30	三	II
		2290	嵩明县	8	0.30	三	II
		2291	石林彝族自治 县	8	0.20	三	II
		2292	禄劝彝族苗族 自治县	7	0.15	三	II
		2293	寻甸回族彝族 自治县	9	0.40	三	II
	曲靖市	2294	麒麟区	7	0.15	三	II
		2295	沾益区	7	0.15	三	II
		2296	宣威市	7	0.10	三	II
		2297	马龙区	8	0.20	三	II
		2298	陆良县	7	0.15	三	II
		2299	师宗县	7	0.10	三	II
		2300	罗平县	7	0.10	三	II
		2301	富源县	7	0.10	三	II
		2302	会泽县	8	0.20	三	II
	玉溪市	2303	红塔区	8	0.20	三	II
		2304	江川区	8	0.30	三	II
		2305	澄江市	8	0.30	三	II
		2306	通海县	8	0.30	三	II
		2307	华宁县	8	0.30	三	II
		2308	易门县	8	0.20	三	II
		2309	峨山彝族自治 县	8	0.30	三	II
		2310	新平彝族傣族 自治县	7	0.15	三	II
		2311	元江哈尼族彝 族傣族自治县	7	0.15	三	II
	保山市	2312	隆阳区	8	0.20	三	II
		2313	腾冲市	8	0.20	三	II
		2314	施甸县	8	0.20	三	II
		2315	龙陵县	8	0.30	三	II
		2316	昌宁县	7	0.15	三	II
	昭通市	2317	昭阳区	7	0.10	三	II
		2318	鲁甸县	7	0.15	三	II
		2319	巧家县	8	0.20	三	II
		2320	盐津县	7	0.10	三	II
		2321	大关县	7	0.15	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		2322	永善县	8	0.20	三	II
		2323	绥江县	7	0.15	二	II
		2324	镇雄县	6	0.05	二	III
		2325	彝良县	7	0.15	三	II
		2326	威信县	6	0.05	二	III
		2327	水富县	7	0.10	二	II
	丽江市	2328	古城区	8	0.30	三	II
		2329	永胜县	8	0.30	三	II
		2330	华坪县	7	0.15	三	II
		2331	玉龙纳西族自治 县	8	0.30	三	I
		2332	宁蒗彝族自治 县	8	0.20	三	II
	普洱市	2333	思茅区	8	0.20	三	II
		2334	宁洱哈尼族彝 族自治县	8	0.20	三	I
		2335	墨江哈尼族自 治县	7	0.10	三	III
		2336	景东彝族自治 县	7	0.15	三	II
		2337	景谷傣族彝族 自治县	7	0.15	三	II
		2338	镇沅彝族哈尼 族拉祜族自治 县	7	0.10	三	II
		2339	江城哈尼族彝 族自治县	7	0.10	三	II
		2340	孟连傣族拉祜 族佤族自治县	8	0.30	三	II
		2341	澜沧拉祜族自 治县	9	0.40	三	II
		2342	西盟佤族自治 县	8	0.30	三	II
	临沧市	2343	临翔区	8	0.20	三	II
		2344	凤庆县	8	0.20	三	II
		2345	云县	8	0.20	三	II
		2346	永德县	8	0.20	三	II
		2347	镇康县	8	0.20	三	II
		2348	双江拉祜族佤 族布朗族傣族 自治县	8	0.30	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
		2349	耿马傣族佤族 自治县	8	0.30	三	II
		2350	沧源佤族自治 县	8	0.30	三	II
	楚雄彝族 自治州	2351	楚雄市	8	0.20	三	II
		2352	双柏县	7	0.15	三	II
		2353	牟定县	7	0.15	三	II
		2354	南华县	8	0.20	三	II
		2355	姚安县	7	0.15	三	II
		2356	大姚县	7	0.15	三	II
		2357	永仁县	7	0.10	三	II
		2358	元谋县	7	0.15	三	II
		2359	武定县	7	0.15	三	II
		2360	禄丰县	7	0.15	三	II
	红河哈尼 彝族自治 州	2361	蒙自市	7	0.10	三	II
		2362	个旧市	7	0.15	三	II
		2363	开远市	7	0.15	三	II
		2364	弥勒市	7	0.15	三	II
		2365	建水县	8	0.30	三	II
		2366	石屏县	8	0.30	三	II
		2367	泸西县	7	0.10	三	II
		2368	元阳县	7	0.15	三	II
		2369	红河县	7	0.15	三	II
		2370	绿春县	7	0.10	三	II
		2371	屏边苗族自 治县	6	0.05	三	II
		2372	金平苗族瑶 族傣族自治 县	7	0.10	三	II
		2373	河口瑶族自 治县	7	0.10	一	II
	文山壮族 苗族自治 州	2374	文山市	7	0.10	三	III
		2375	砚山县	6	0.05	三	II
		2376	西畴县	6	0.05	一	III
		2377	麻栗坡县	6	0.05	一	III
		2378	马关县	6	0.05	一	III
		2379	丘北县	6	0.05	三	II
		2380	广南县	6	0.05	二	II
		2381	富宁县	6	0.05	一	II
		2382	景洪市	8	0.20	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	西双版纳 傣族自治 州	2383	勐海县	8	0.30	三	II
		2384	勐腊县	7	0.15	三	II
	大理白族 自治州	2385	大理市	8	0.20	三	II
		2386	祥云县	8	0.20	三	II
		2387	宾川县	8	0.20	三	II
		2388	弥渡县	8	0.20	三	II
		2389	永平县	7	0.15	三	II
		2390	云龙县	7	0.15	三	II
		2391	洱源县	8	0.30	三	II
		2392	剑川县	8	0.30	三	II
		2393	鹤庆县	8	0.30	三	II
		2394	漾濞彝族自治 县	8	0.20	三	II
		2395	南涧彝族自治 县	8	0.20	三	II
		2396	巍山彝族回族 自治县	8	0.20	三	II
	德宏傣族 景颇族自 治州	2397	芒市	8	0.30	三	II
		2398	瑞丽市	8	0.30	三	II
		2399	梁河县	8	0.20	三	II
		2400	盈江县	8	0.20	三	II
		2401	陇川县	8	0.20	三	II
	怒江傈僳 族自治州	2402	泸水市	8	0.20	三	II
		2403	福贡县	8	0.20	二	II
		2404	贡山独龙族怒 族自治县	8	0.20	二	II
		2405	兰坪白族普米 族自治县	7	0.15	三	II
	迪庆藏族 自治州	2406	香格里拉市	8	0.20	二	II
		2407	德钦县	8	0.20	二	II
		2408	维西傈僳族自 治县	8	0.20	二	II
西藏自治 区	拉萨市	2409	城关区	8	0.20	三	II
		2410	堆龙德庆区	8	0.20	三	II
		2411	达孜区	7	0.15	三	II
		2412	林周县	8	0.20	三	II
		2413	当雄县	9	0.40	三	I
		2414	尼木县	8	0.20	三	II
		2415	曲水县	7	0.15	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	日喀则市	2416	墨竹工卡县	7	0.15	三	II
		2417	桑珠孜区	7	0.15	三	II
		2418	南木林县	7	0.15	三	II
		2419	江孜县	7	0.15	三	II
		2420	定日县	7	0.15	三	II
		2421	萨迦县	7	0.15	三	II
		2422	拉孜县	8	0.20	二	II
		2423	昂仁县	7	0.15	二	II
		2424	谢通门县	7	0.15	二	II
		2425	白朗县	7	0.15	三	II
		2426	仁布县	8	0.20	三	II
		2427	康马县	8	0.20	三	II
		2428	定结县	8	0.20	二	II
		2429	仲巴县	7	0.15	二	II
		2430	亚东县	8	0.20	二	II
		2431	吉隆县	7	0.15	三	I
		2432	聂拉木县	8	0.20	三	I
		2433	萨嘎县	7	0.15	三	II
		2434	岗巴县	7	0.15	三	II
	昌都市	2435	卡若区	8	0.20	三	I
		2436	江达县	7	0.15	二	II
		2437	贡觉县	7	0.10	三	II
		2438	类乌齐县	7	0.15	三	II
		2439	丁青县	7	0.15	三	II
		2440	察雅县	7	0.15	三	II
		2441	八宿县	7	0.15	三	II
		2442	左贡县	7	0.15	三	II
		2443	芒康县	7	0.15	二	II
		2444	洛隆县	8	0.20	三	II
		2445	边坝县	8	0.20	三	II
	林芝市	2446	巴宜区	8	0.20	三	I
		2447	工布江达县	7	0.10	三	II
		2448	米林县	8	0.30	三	II
		2449	墨脱县	9	0.40	三	I
		2450	波密县	8	0.30	三	II
		2451	察隅县	7	0.15	三	II
		2452	朗县	7	0.15	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	山南市	2453	乃东区	7	0.15	三	II
		2454	扎囊县	7	0.15	三	II
		2455	贡嘎县	7	0.15	三	II
		2456	桑日县	8	0.20	三	II
		2457	琼结县	7	0.15	三	II
		2458	曲松县	8	0.20	三	II
		2459	措美县	7	0.15	三	II
		2460	洛扎县	7	0.15	三	II
		2461	加查县	7	0.15	三	II
		2462	隆子县	8	0.20	三	II
		2463	错那县	8	0.30	三	II
		2464	浪卡子县	7	0.15	三	II
	那曲市	2465	色尼区	8	0.20	三	II
		2466	嘉黎县	8	0.20	二	II
		2467	比如县	7	0.10	三	II
		2468	聂荣县	7	0.15	三	II
		2469	安多县	8	0.20	三	II
		2470	申扎县	8	0.30	三	I
		2471	索县	7	0.15	二	II
		2472	班戈县	7	0.15	三	II
		2473	巴青县	7	0.15	二	II
		2474	尼玛县	8	0.20	三	II
		2475	双湖县	7	0.15	二	II
	阿里地区	2476	噶尔县	7	0.15	三	II
		2477	普兰县	8	0.20	三	I
		2478	札达县	7	0.15	二	I
		2479	日土县	7	0.15	三	II
		2480	革吉县	7	0.10	三	II
		2481	改则县	7	0.15	二	II
		2482	措勤县	7	0.10	二	II
陕西省	西安市	2483	未央区	8	0.20	二	I
		2484	新城区	8	0.20	二	I
		2485	碑林区	8	0.20	二	I
		2486	莲湖区	8	0.20	二	I
		2487	灞桥区	8	0.20	二	I
		2488	雁塔区	8	0.20	二	I
		2489	阎良区	8	0.20	二	I

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		2490	临潼区	8	0.20	二	I
		2491	长安区	8	0.20	二	II
		2492	高陵区	8	0.20	二	II
		2493	鄠邑区	8	0.20	二	I
		2494	蓝田县	8	0.20	二	I
		2495	周至县	8	0.20	二	II
	铜川市	2496	耀州区	7	0.10	三	II
		2497	王益区	7	0.10	三	II
		2498	印台区	7	0.10	三	II
		2499	宜君县	6	0.05	三	II
	宝鸡市	2500	金台区	8	0.20	二	I
		2501	渭滨区	8	0.20	二	I
		2502	陈仓区	8	0.20	二	I
		2503	凤翔县	8	0.20	三	II
		2504	岐山县	8	0.20	三	II
		2505	扶风县	8	0.20	二	II
		2506	眉县	8	0.20	二	II
		2507	陇县	8	0.20	三	II
		2508	千阳县	8	0.20	三	II
		2509	麟游县	7	0.10	三	II
		2510	凤县	7	0.15	三	II
		2511	太白县	7	0.10	三	II
	咸阳市	2512	秦都区	8	0.20	二	II
		2513	杨陵区	8	0.20	二	II
		2514	渭城区	8	0.20	二	II
		2515	兴平市	8	0.20	二	II
		2516	三原县	7	0.15	二	II
		2517	泾阳县	8	0.20	二	II
		2518	乾县	7	0.15	三	II
		2519	礼泉县	7	0.15	二	II
		2520	永寿县	7	0.10	三	II
		2521	彬州市	6	0.05	三	II
		2522	长武县	6	0.05	三	II
		2523	旬邑县	6	0.05	三	II
		2524	淳化县	7	0.10	三	II
		2525	武功县	8	0.20	二	II
	渭南市	2526	临渭区	8	0.20	二	I

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		2527	韩城市	7	0.15	二	II
		2528	华阴市	8	0.20	二	I
		2529	华州区	8	0.30	二	I
		2530	潼关县	8	0.20	二	I
		2531	大荔县	8	0.20	二	I
		2532	合阳县	7	0.15	二	II
		2533	澄城县	7	0.15	三	II
		2534	蒲城县	7	0.15	二	I
		2535	白水县	7	0.10	三	II
		2536	富平县	7	0.15	三	II
	延安市	2537	宝塔区	6	0.05	一	III
		2538	安塞区	6	0.05	一	II
		2539	延长县	6	0.05	二	II
		2540	延川县	6	0.05	二	II
		2541	子长市	6	0.05	一	II
		2542	志丹县	6	0.05	一	III
		2543	吴起县	6	0.05	三	III
		2544	甘泉县	6	0.05	一	II
		2545	富县	6	0.05	三	II
		2546	洛川县	6	0.05	三	II
		2547	宜川县	6	0.05	三	II
		2548	黄龙县	6	0.05	三	II
		2549	黄陵县	6	0.05	三	II
	汉中市	2550	汉台区	7	0.10	二	III
		2551	南郑区	7	0.10	二	III
		2552	城固县	6	0.05	三	III
		2553	洋县	6	0.05	三	III
		2554	西乡县	6	0.05	三	III
		2555	勉县	7	0.10	二	II
		2556	宁强县	7	0.10	二	III
		2557	略阳县	7	0.15	二	II
		2558	镇巴县	6	0.05	一	III
		2559	留坝县	7	0.10	三	II
		2560	佛坪县	6	0.05	三	II
	榆林市	2561	榆阳区	6	0.05	一	III
		2562	神木市	6	0.05	一	II
		2563	府谷县	6	0.05	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		2564	横山区	6	0.05	一	III
		2565	靖边县	6	0.05	一	III
		2566	定边县	6	0.05	三	II
		2567	绥德县	6	0.05	一	II
		2568	米脂县	6	0.05	一	II
		2569	佳县	6	0.05	一	II
		2570	吴堡县	6	0.05	三	II
		2571	清涧县	6	0.05	一	II
		2572	子洲县	6	0.05	一	III
	安康市	2573	汉滨区	7	0.10	一	II
		2574	汉阴县	6	0.05	三	III
		2575	石泉县	6	0.05	三	III
		2576	宁陕县	6	0.05	三	III
		2577	紫阳县	6	0.05	二	III
		2578	岚皋县	6	0.05	二	III
		2579	平利县	7	0.10	一	II
		2580	镇坪县	6	0.05	一	III
		2581	旬阳县	6	0.05	二	III
		2582	白河县	6	0.05	二	III
	商洛市	2583	商州区	7	0.10	三	II
		2584	洛南县	7	0.15	二	II
		2585	丹凤县	6	0.05	三	II
		2586	商南县	7	0.10	一	II
		2587	山阳县	6	0.05	三	II
		2588	镇安县	6	0.05	三	II
		2589	柞水县	7	0.10	三	II
甘肃省	兰州市	2590	城关区	8	0.20	三	II
		2591	七里河区	8	0.20	三	II
		2592	西固区	8	0.20	三	II
		2593	安宁区	8	0.20	三	II
		2594	红古区	7	0.15	三	II
		2595	永登县	8	0.20	三	II
		2596	皋兰县	7	0.15	三	II
		2597	榆中县	7	0.15	三	II
	嘉峪关市	2598	嘉峪关市	8	0.20	二	II
	金昌市	2599	金川区	7	0.15	三	II
		2600	永昌县	7	0.15	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
	白银市	2601	白银区	7	0.15	三	II
		2602	平川区	8	0.30	三	I
		2603	靖远县	8	0.20	三	II
		2604	会宁县	8	0.20	三	II
		2605	景泰县	8	0.20	三	II
	天水市	2606	秦州区	8	0.30	二	II
		2607	麦积区	8	0.30	二	II
		2608	清水县	8	0.20	三	II
		2609	秦安县	8	0.20	三	II
		2610	甘谷县	8	0.20	二	II
		2611	武山县	8	0.20	三	II
		2612	张家川回族自治 县	8	0.20	三	II
	武威市	2613	凉州区	8	0.20	三	I
		2614	民勤县	7	0.10	三	II
		2615	古浪县	8	0.30	三	I
		2616	天祝藏族自治 县	8	0.20	三	I
	张掖市	2617	甘州区	7	0.15	三	I
		2618	民乐县	7	0.15	二	II
		2619	临泽县	8	0.20	三	II
		2620	高台县	8	0.20	二	II
		2621	山丹县	7	0.15	二	II
		2622	肃南裕固族自治 县	8	0.20	二	II
	平凉市	2623	崆峒区	7	0.15	三	II
		2624	泾川县	7	0.10	三	III
		2625	灵台县	7	0.10	三	II
		2626	崇信县	7	0.15	三	II
		2627	华亭市	8	0.20	三	II
		2628	庄浪县	8	0.20	三	II
		2629	静宁县	8	0.20	三	II
	酒泉市	2630	肃州区	7	0.15	三	I
		2631	玉门市	7	0.15	三	II
		2632	敦煌市	7	0.10	三	II
		2633	金塔县	7	0.15	二	II
		2634	瓜州县	7	0.10	三	II
		2635	肃北蒙古族自治 县	8	0.20	二	I

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		2636	阿克塞哈萨克 族自治县	7	0.15	二	II
	庆阳市	2637	西峰区	7	0.10	三	III
		2638	庆城县	6	0.05	三	III
		2639	环县	7	0.10	三	II
		2640	华池县	6	0.05	三	III
		2641	合水县	6	0.05	三	II
		2642	正宁县	6	0.05	三	II
		2643	宁县	6	0.05	三	III
		2644	镇原县	7	0.10	三	II
	定西市	2645	安定区	7	0.15	三	II
		2646	通渭县	8	0.20	三	II
		2647	陇西县	8	0.20	三	II
		2648	渭源县	7	0.15	三	II
		2649	临洮县	7	0.15	三	II
		2650	漳县	8	0.20	三	II
		2651	岷县	7	0.15	三	II
	陇南市	2652	武都区	8	0.20	二	II
		2653	成县	8	0.20	二	II
		2654	文县	8	0.20	二	II
		2655	宕昌县	8	0.20	二	II
		2656	康县	8	0.20	二	II
		2657	西和县	8	0.30	二	II
		2658	礼县	8	0.30	二	II
		2659	徽县	8	0.20	二	II
		2660	两当县	8	0.20	三	II
	临夏回族 自治州	2661	临夏市	7	0.15	三	II
		2662	临夏县	7	0.15	二	I
		2663	康乐县	7	0.15	三	II
		2664	永靖县	8	0.20	三	I
		2665	广河县	7	0.15	三	II
		2666	和政县	7	0.15	三	II
		2667	东乡族自治县	7	0.15	三	II
		2668	积石山保安族 东乡族撒拉族 自治县	7	0.10	三	II
	甘南藏族 自治州	2669	合作市	7	0.15	二	I
		2670	临潭县	7	0.15	三	I

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
		2671	卓尼县	7	0.15	三	II
		2672	舟曲县	8	0.20	三	II
		2673	迭部县	7	0.15	三	II
		2674	玛曲县	8	0.20	二	II
		2675	碌曲县	7	0.10	三	II
		2676	夏河县	7	0.15	二	II
青海省	西宁市	2677	城中区	7	0.10	三	II
		2678	城东区	7	0.10	三	II
		2679	城西区	7	0.10	三	II
		2680	城北区	7	0.10	三	II
		2681	湟中区	7	0.10	三	II
		2682	湟源县	7	0.10	三	II
		2683	大通回族土族 自治县	7	0.10	三	II
	海东市	2684	乐都区	7	0.10	三	II
		2685	平安区	7	0.10	三	II
		2686	民和回族土族 自治县	7	0.10	三	II
		2687	互助土族自治 县	7	0.10	三	II
		2688	化隆回族自治 县	7	0.10	三	II
		2689	循化撒拉族自 治县	7	0.10	三	II
		2690	海晏县	7	0.15	二	II
	海北藏族 自治州	2691	祁连县	8	0.20	二	II
		2692	刚察县	7	0.10	三	II
		2693	门源回族自治 县	7	0.15	三	II
		2694	同仁县	7	0.15	二	II
	黄南藏族 自治州	2695	尖扎县	7	0.10	三	II
		2696	泽库县	7	0.10	二	II
		2697	河南蒙古族自 治县	7	0.10	三	II
		2698	共和县	7	0.10	三	III
	海南藏族 自治州	2699	同德县	7	0.10	三	II
		2700	贵德县	7	0.15	二	II
		2701	兴海县	7	0.10	三	II
		2702	贵南县	7	0.10	三	II
		2703	玛沁县	8	0.30	三	I

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	果洛藏族 自治州	2704	班玛县	7	0.10	三	II
		2705	甘德县	8	0.20	三	II
		2706	达日县	8	0.20	三	II
		2707	久治县	7	0.10	三	II
		2708	玛多县	7	0.15	三	II
	玉树藏族 自治州	2709	玉树市	7	0.15	三	II
		2710	杂多县	7	0.10	二	II
		2711	称多县	7	0.10	三	II
		2712	治多县	7	0.15	三	II
		2713	囊谦县	7	0.10	二	II
		2714	曲麻莱县	8	0.20	三	II
	海西蒙古 族藏族自 治州	2715	德令哈市	7	0.15	三	II
		2716	格尔木市	7	0.10	三	II
		2717	乌兰县	7	0.15	二	II
		2718	芒崖市	7	0.15	三	I
		2719	都兰县	7	0.10	三	II
		2720	天峻县	7	0.10	三	II
宁夏回族 自治区	银川市	2721	金凤区	8	0.20	二	II
		2722	兴庆区	8	0.20	二	II
		2723	西夏区	8	0.20	二	II
		2724	灵武市	8	0.20	三	II
		2725	永宁县	8	0.20	二	II
		2726	贺兰县	8	0.20	二	II
	石嘴山市	2727	大武口区	8	0.20	二	II
		2728	惠农区	8	0.20	二	II
		2729	平罗县	8	0.20	二	II
	吴忠市	2730	利通区	8	0.20	三	I
		2731	红寺堡区	8	0.20	三	I
		2732	青铜峡市	8	0.20	三	II
		2733	盐池县	6	0.05	三	II
		2734	同心县	8	0.20	三	I
	固原市	2735	原州区	8	0.20	三	II
		2736	西吉县	8	0.20	三	II
		2737	隆德县	8	0.20	三	II
		2738	泾源县	8	0.20	三	II
		2739	彭阳县	8	0.20	三	II
	中卫市	2740	沙坡头区	8	0.20	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
		2741	中宁县	8	0.20	三	II
		2742	海原县	8	0.20	三	II
新疆维吾尔 自治区	乌鲁木齐 市	2743	天山区	8	0.20	二	II
		2744	沙依巴克区	8	0.20	二	II
		2745	新市区	8	0.20	二	II
		2746	水磨沟区	8	0.20	二	II
		2747	头屯河区	8	0.20	二	II
		2748	达坂城区	8	0.20	二	II
		2749	米东区	8	0.20	二	II
		2750	乌鲁木齐县	8	0.20	二	II
	克拉玛依 市	2751	克拉玛依区	7	0.10	三	II
		2752	独山子区	8	0.20	三	II
		2753	白碱滩区	7	0.10	三	II
		2754	乌尔禾区	7	0.10	一	II
	吐鲁番市	2755	高昌区	7	0.15	二	II
		2756	鄯善县	7	0.10	二	II
		2757	托克逊县	7	0.10	二	III
	哈密市	2758	伊州区	7	0.10	二	II
		2759	伊吾县	7	0.15	二	II
		2760	巴里坤哈萨克 自治县	8	0.20	二	II
	阿克苏地 区	2761	阿克苏市	8	0.20	二	II
		2762	温宿县	8	0.20	二	II
		2763	库车市	8	0.20	二	II
		2764	沙雅县	7	0.10	三	II
		2765	新和县	7	0.15	二	II
		2766	拜城县	8	0.20	二	II
		2767	乌什县	8	0.20	二	II
		2768	阿瓦提县	7	0.10	三	II
		2769	柯坪县	8	0.20	二	II
	喀什地区	2770	喀什市	8	0.30	三	II
		2771	疏附县	8	0.30	三	II
		2772	疏勒县	8	0.20	三	II
		2773	英吉沙县	8	0.30	三	II
		2774	泽普县	7	0.15	三	II
		2775	莎车县	7	0.10	三	II
		2776	叶城县	7	0.15	三	II
		2777	麦盖提县	7	0.10	三	III

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
		2778	岳普湖县	8	0.20	三	II
		2779	伽师县	8	0.20	三	II
		2780	巴楚县	8	0.20	三	II
		2781	塔什库尔干塔 吉克自治县	9	0.40	三	I
	和田地区	2782	和田市	7	0.15	二	II
		2783	和田县	7	0.15	二	II
		2784	墨玉县	7	0.15	二	II
		2785	皮山县	7	0.10	三	II
		2786	洛浦县	7	0.15	二	II
		2787	策勒县	7	0.15	二	II
		2788	于田县	7	0.10	二	III
		2789	民丰县	7	0.10	二	II
	昌吉回族 自治州	2790	昌吉市	8	0.20	三	II
		2791	阜康市	7	0.15	二	II
		2792	呼图壁县	7	0.15	三	II
		2793	玛纳斯县	8	0.20	三	II
		2794	奇台县	7	0.10	二	II
		2795	吉木萨尔县	7	0.15	二	II
		2796	木垒哈萨克自 治县	8	0.20	二	II
	博尔塔拉 蒙古自治 州	2797	博乐市	7	0.15	三	II
		2798	阿拉山口市	8	0.20	二	I
		2799	精河县	8	0.20	三	II
		2800	温泉县	7	0.15	三	III
	巴音郭楞 蒙古自治 州	2801	库尔勒市	8	0.20	二	II
		2802	轮台县	7	0.15	二	II
		2803	尉犁县	7	0.10	二	II
		2804	若羌县	7	0.10	二	II
		2805	且末县	7	0.10	三	II
		2806	和静县	8	0.20	二	II
		2807	和硕县	8	0.20	二	II
		2808	博湖县	8	0.20	二	II
		2809	焉耆回族自治 县	8	0.20	二	II
	克孜勒苏 柯尔克孜 自治州	2810	阿图什市	8	0.30	三	II
		2811	阿克陶县	8	0.20	三	II
		2812	阿合奇县	8	0.20	二	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期分 区	地震危险 性特征分 区
		2813	乌恰县	9	0.40	三	I
	伊犁哈萨 克自治州	2814	伊宁市	8	0.20	三	II
		2815	奎屯市	8	0.20	三	II
		2816	霍尔果斯市	8	0.20	三	I
		2817	伊宁县	8	0.20	三	I
		2818	霍城县	8	0.20	三	II
		2819	巩留县	8	0.20	三	II
		2820	新源县	8	0.20	三	II
		2821	昭苏县	8	0.30	三	II
		2822	特克斯县	8	0.30	三	II
		2823	尼勒克县	8	0.30	三	II
		2824	察布查尔锡伯 自治县	7	0.15	三	II
	塔城地区	2825	塔城市	7	0.10	一	III
		2826	乌苏市	8	0.20	三	II
		2827	额敏县	7	0.10	一	III
		2828	沙湾县	8	0.20	三	II
		2829	托里县	7	0.15	二	III
		2830	裕民县	7	0.10	二	II
		2831	和布克赛尔蒙 古自治县	7	0.15	一	III
	阿勒泰地 区	2832	阿勒泰市	7	0.15	二	II
		2833	布尔津县	7	0.10	二	III
		2834	富蕴县	8	0.20	三	II
		2835	福海县	6	0.05	三	III
		2836	哈巴河县	7	0.15	二	III
		2837	青河县	8	0.20	三	II
		2838	吉木乃县	6	0.05	三	III
		2839	胡杨河市	7	0.15	三	II
	石河子市	2840	石河子市	8	0.20	三	II
	阿拉尔市	2841	阿拉尔市	7	0.10	二	II
	图木舒克 市	2842	图木舒克市	7	0.15	三	II
	五家渠市	2843	五家渠市	7	0.15	三	II
	北屯市	2844	北屯市	7	0.10	二	II
	铁门关市	2845	铁门关市	8	0.20	二	I
	双河市	2846	双河市	7	0.15	三	II
	可克达拉 市	2847	可克达拉市	8	0.20	三	II

省区（含 直辖市）	省会及地 级城市名 称	编号	县级城市名称	抗震 设防 烈度	设计基本 地震加速 度（g） A10	特征 周期 分区	地震危险 性特征分 区
	昆玉市	2848	昆玉市	7	0.15	三	II
港、澳特 别行政区	香港	2849		7	0.15	二	II
	澳门	2850		7	0.10	二	II
台湾省		2851	嘉义县	9	0.40	三	I
		2852	嘉义市	9	0.40	三	I
		2853	云林县	9	0.40	三	I
		2854	南投县	9	0.40	三	I
		2855	彰化县	9	0.40	三	I
		2856	台中市	9	0.40	三	I
		2857	苗栗县	9	0.40	三	I
		2858	花莲县	9	0.40	三	I
		2859	台南县	9	0.40	二	I
		2860	台中县	8	0.30	三	I
		2861	台北市	8	0.30	三	I
		2862	台北县	8	0.30	三	I
		2863	基隆市	8	0.30	三	I
		2864	桃园县	8	0.30	三	I
		2865	新竹县	8	0.30	三	I
		2866	新竹市	8	0.30	三	I
		2867	宜兰县	8	0.30	三	I
		2868	台东县	8	0.30	三	I
		2869	屏东县	8	0.30	三	II
		2870	高雄市	8	0.20	三	II
		2871	高雄县	8	0.20	三	III
		2872	金门县	8	0.20	三	II
		2873	澎湖县	8	0.20	二	II
		2874	妈祖县	6	0.05	三	III

附录 B 场地分类和场地特征周期 T_s (单位: s)

d_{av} (m) v_{se} (m/s)	<2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	10.0	15.0	20.0	30
≥ 510	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
500	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
450	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.26	0.27	0.27	0.28
400	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.26	0.26	0.27	0.28	0.31
350	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.26	0.27	0.28	0.30	0.32
300	0.25	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.27	0.27	0.27	0.29	0.31	0.33
275	0.25	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.27	0.27	0.28	0.30	0.32	0.34
250	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.27	0.27	0.27	0.28	0.31	0.33	0.35
225	0.25	0.25	0.25	0.26	0.27	0.27	0.28	0.28	0.28	0.32	0.34	0.36
200	0.25	0.25	0.25	0.26	0.27	0.27	0.28	0.28	0.29	0.32	0.34	0.36
180	0.25	0.25	0.25	0.26	0.26	0.27	0.28	0.28	0.29	0.32	0.35	0.37
160	0.25	0.25	0.25	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30	0.29	0.33	0.36	0.38
150	0.25	0.25	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30	0.30	0.31	0.34	0.36	0.39
140	0.25	0.25	0.26	0.27	0.28	0.29	0.30	0.30	0.31	0.34	0.36	0.39
120	0.25	0.25	0.26	0.27	0.29	0.30	0.32	0.32	0.31	0.35	0.37	0.40
100	0.25	0.25	0.26	0.28	0.29	0.31	0.33	0.33	0.33	0.36	0.38	0.41
90	0.25	0.25	0.26	0.28	0.29	0.31	0.33	0.33	0.34	0.36	0.38	0.41
85	0.25	0.25	0.26	0.28	0.30	0.32	0.34	0.34	0.34	0.36	0.38	0.42
80	0.25	0.25	0.26	0.28	0.30	0.32	0.34	0.34	0.35	0.36	0.38	0.42
70	0.25	0.25	0.26	0.28	0.30	0.32	0.34	0.34	0.35	0.37	0.39	0.43
60	0.25	0.25	0.26	0.28	0.31	0.33	0.35	0.35	0.36	0.37	0.39	0.43
50	0.25	0.25	0.26	0.28	0.31	0.33	0.35	0.35	0.36	0.38	0.40	0.44
45	0.25	0.25	0.26	0.28	0.31	0.33	0.35	0.35	0.36	0.38	0.40	0.44
40	0.25	0.25	0.26	0.28	0.31	0.33	0.35	0.35	0.36	0.38	0.40	0.44
30	0.25	0.25	0.26	0.29	0.31	0.34	0.36	0.36	0.37	0.39	0.41	0.46
场地类别	I		II									

d_{qv} (m) v_{se} (m/s)	35	40	45	48	50	65	80	90.0	100	110	≥ 120	场地类别
≥ 510	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	I
500	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	II
450	0.29	0.29	0.30	0.30	0.30	0.31	0.32	0.33	0.33	0.34	0.34	
400	0.32	0.33	0.34	0.35	0.35	0.37	0.38	0.39	0.40	0.41	0.41	
350	0.33	0.34	0.35	0.36	0.36	0.38	0.39	0.40	0.40	0.41	0.42	
300	0.34	0.35	0.36	0.37	0.37	0.39	0.40	0.41	0.41	0.42	0.42	
275	0.35	0.36	0.37	0.38	0.38	0.40	0.41	0.42	0.42	0.43	0.43	
250	0.36	0.37	0.37	0.38	0.39	0.40	0.42	0.43	0.44	0.45	0.45	III
225	0.37	0.38	0.38	0.39	0.39	0.41	0.43	0.44	0.45	0.46	0.47	
200	0.37	0.38	0.39	0.40	0.40	0.42	0.44	0.45	0.46	0.47	0.49	
180	0.38	0.39	0.40	0.40	0.41	0.43	0.46	0.48	0.49	0.50	0.51	
160	0.39	0.40	0.41	0.42	0.42	0.46	0.49	0.51	0.53	0.55	0.57	
150	0.40	0.41	0.42	0.43	0.43	0.47	0.51	0.53	0.55	0.57	0.59	
140	0.40	0.42	0.43	0.44	0.44	0.48	0.52	0.54	0.56	0.58	0.60	IV
120	0.41	0.43	0.44	0.45	0.46	0.50	0.54	0.57	0.60	0.63	0.66	
100	0.43	0.44	0.46	0.47	0.48	0.52	0.57	0.60	0.63	0.66	0.69	
90	0.43	0.45	0.47	0.48	0.48	0.53	0.58	0.62	0.65	0.68	0.71	
85	0.43	0.45	0.48	0.49	0.49	0.54	0.60	0.64	0.67	0.71	0.74	
80	0.44	0.46	0.48	0.50	0.50	0.56	0.62	0.66	0.70	0.74	0.77	
70	0.44	0.46	0.50	0.51	0.51	0.58	0.65	0.70	0.74	0.81	0.83	
60	0.45	0.47	0.51	0.53	0.53	0.61	0.69	0.74	0.79	0.87	0.88	
50	0.45	0.47	0.52	0.54	0.55	0.64	0.72	0.78	0.84	0.94	0.94	
45	0.46	0.48	0.53	0.55	0.56	0.65	0.74	0.80	0.86	0.97	0.97	
40	0.46	0.48	0.54	0.56	0.56	0.66	0.76	0.82	0.88	1.0	1.0	
30	0.48	0.50	0.55	0.57	0.58	0.69	0.79	0.86	0.93	1.0	1.0	
场地类别	III											

附录 C 土层剪切波速的确定

C.0.1 重要的和大型的工程，应采用实测的土层剪切波速值。

C.0.2 一般的工程，宜采用实测的土层剪切波速值或由土层标准贯入实测值及土层上覆压力等资料按下列经验公式近似估计土层剪切波速值：

$$v_{si} = aN^m \sigma_v^k \quad (\text{C.0.2})$$

式中： v_{si} ——第*i*土层的剪切波速（m/s）；

N ——标准贯入击数；

σ_v ——土层上覆压力（t/m²）；

a 、 m 、 k ——为计算参数，可按表C.0.2采用。

表 C.0.2 计算系数

参数	土的名称			
	粘性土	粉土	粉细中砂	粗砂、砾砂
a	65.50	107.13	84.63	70.97
m	0.288	0.078	0.179	0.227
k	0.286	0.236	0.229	0.223

C.0.3 次要的工程当缺少当地土层剪切波速的经验公式时，可由岩土性状按下式估计土层剪切波速值：

$$v_{si} = ah_{si}^b \quad (\text{C.0.3})$$

式中： v_{si} ——第*i*土层的剪切波速（m/s）；

h_{si} ——第*i*土层中点处的深度（m）；

σ_v ——土层上覆压力（t/m²）；

a 、 b ——土层剪切波速计算系数和计算指数，可按表C.0.3采用。

表 C.0.3 计算系数

岩土性状	系数	土的名称			
		粘性土	粉、细粉	中、粗砂	卵、砾、碎石
固结较差的流塑、软塑粘性土，松散、稍密的砂土	a	70	90	80	
	b	0.300	0.243	0.280	
软塑、可塑粘性土，中密或稍密的砂、砾、卵、碎石土	a	100	120	120	170
	b	0.300	0.243	0.280	0.243
硬塑、坚硬粘性土，密实的砂、卵、碎石土	a	130	150	150	200
	b	0.300	0.243	0.280	0.243
再胶结的砂、砾、碎石、风化岩石	a	300~500			
	b	0.000			

附录 D 场地反应谱的阻尼修正

D.0.1 当建筑结构的阻尼比不等于5%时设计谱的形状参数可按下列方法之一调整:

1 将场地设计谱值乘以下列修正系数:

$$\eta = \begin{cases} \frac{1}{\sqrt{1+15(\xi+0.05)\exp(-0.09T)}} & \text{当 } T \geq 0.1\text{s} \\ 1.0 & \text{当 } T=0.02\text{s} \end{cases} \quad (\text{D.0.1-1})$$

式中: η ——阻尼修正系数;

ξ ——结构阻尼比;

T ——结构自振周期 (s)。

2 将设计谱的最大值乘以下列调整系数:

$$\eta_1 = 1 + \frac{0.05 - \xi}{0.06 + 1.4\xi} \quad (\text{D.0.1-2})$$

3 设计谱的下降段的指数 θ 按下式确定:

$$\theta = 0.9 + \frac{0.05 - \xi}{0.5 + 5\xi} \quad (\text{D.0.1-3})$$

附表 E 推荐的强震动加速度记录

结构基本周期 地震动强度水平		T<0.4 s (刚性结构)	0.4 s ≤ T < 1.55s (刚柔结构)	T ≥ 1.55s (柔性结构)
		地震动记录	地震动记录	地震动记录
抗震设计类别	A	R932 360 (II)	R3175 E (II)	R419 000 (I)
		R696 220 (II)	R2989 02N (I)	R1049 190 (III)
		R4213 NS (I)	R999 090 (II)	R8627 E (III)
		R587 083 (I)	R5684 NS (II)	R4121 090 (II)
		R412 045 (III)	R8056 W (III)	R4452 000 (II)
		R1703 022 (II)	R4227 NS (I)	R629 000 (II)
		R2509 W (III)	R3221 N (III)	R1061 000 (I)
	B	R4240 EW (III)	R4202 NS (III)	R642 270 (III)
		R8771 N (II)	R1102 000 (I)	R4118 090 (III)
		R1192 N (II)	R2935 N (I)	R4202 NS (III)
		R1072 360 (II)	R2947 N (III)	R8624 N (II)
		R1548 E (I)	R8808 N (II)	R5807 NS (I)
		R403 090 (I)	R559 180 (II)	R968 090 (II)
		R5676 EW (IV)	R8071 E (II)	R3185 N (II)
	C	R1007 005 (II)	R2944 N (III)	R4889 NS (II)
		R5835 360 (III)	R5675 EW (II)	R4491 E (II)
		R4515 E (II)	R1018 015 (II)	R1011 095 (I)
		R3267 N (III)	R997 058 (II)	R947 172 (II)
		R369 315 (I)	R5671 EW (II)	R3211 N (III)
		R5800 EW (II)	R980 000 (II)	R4213 EW (I)
		R3501 E (III)	R4213 NS (I)	R921 360 (II)
	D	R819 X (II)	R317 315 (III)	R2959 N (III)
		R968 360 (II)	R8486 E (II)	R5249 EW (III)
		R5671 NS (II)	R1012 180 (I)	R949 090 (II)
		R3492 N (I)	R461 150 (II)	R921 090 (II)
		R757 357 (III)	R5062 NS (II)	R1075 090 (II)
		R1284 E (I)	R4841 EW (I)	R3307 N (I)
		R5674 EW (III)	R4144 360 (II)	R3212 E (III)
	E	R3025 N (I)	R8133 E (III)	R2703 28E (II)
		R3879 NS (I)	R773 220 (II)	R1117 090 (I)
		R1203 E (III)	R4843 NS (I)	R4183 EW (II)
		R6726 NS (III)	R5884 090 (II)	R5797 NS (III)
		R3937 NS (III)	R944 090 (II)	R787 360 (II)
		R1120 000 (III)	R608 270 (IV)	R796 000 (I)
		R971 090 (II)	R368 045 (III)	R549 270 (II)

说明：地震动记录名称中 R 后面的数字表示 NGA-West2 数据库给出的 RSN 编号，“_”后面的表示记录的方向，(I)、(II)、(III)、(IV)为记录的场地类别。

附表 F 剪切波速液化判别方法

F.0.1 液化判别范围应按本通则第 5.3.1 条的规定。

F.0.2 饱和砂土和粉土，采用剪切波速试验进行液化判别时，应符合下列要求：

1 饱和砂土或饱和粉土，其剪切波速小于或等于液化判别剪切波速临界值时，应判为液化土。

2 液化判别剪切波速临界值按下式确定：

$$V_{s,cr} = \beta \left(\frac{375a_{\max}}{a_{\max} + 0.056} \right) (1 - 0.0005d_w) \left(0.33 + \frac{0.67d_s}{d_s + 10.5} \right) \quad (\text{F.0.2})$$

式中：\$V_{s,cr}\$——液化判别剪切波速临界值(m/s)；

\$a_{\max}\$——设计地震加速度(\$g\$)；

\$d_s\$——剪切波速测试点深度(m)；

\$d_w\$——地下水位深度(m)；

\$\beta\$——调整系数，地震危险性特征分区I区取0.90，II区取0.98，III区取1.03。

F.0.3 当饱和砾性土经过本通则 5.3.4 条 1 款的初判认为需要进一步进行液化判别时，可采用剪切波速试验进行复判，并应符合下列要求：

1 当饱和砾性土的剪切波速小于或等于液化判别剪切波速临界值时，应判为液化土。

2 砾性土液化判别剪切波速临界值可按下式确定：

$$V_{s,cr} = \beta G \left(\frac{460a_{\max}}{a_{\max} + 0.13} \right) (1 - 0.02d_w) \left(0.34 + \frac{0.66d_s}{d_s + 3.4} \right) \quad (\text{F.0.3-1})$$

式中：\$V_{s,cr}\$——液化判别剪切波速临界值(m/s)；

\$a_{\max}\$——设计地震加速度(\$g\$)；

\$d_s\$——剪切波速测试点深度(m)；

\$d_w\$——地下水位深度(m)；

\$\beta\$——调整系数，地震危险性特征分区I区取0.90，II区取0.98，III区取1.03。

\$G\$——含砾量影响系数，公式如下：

$$G = \frac{-0.03 + 0.24^{\left(\frac{g_c}{50}\right)}}{-0.03 + 0.24^{\left(\frac{g_c}{50}\right)} + 0.003 \cdot \frac{g_c}{50}} \quad (\text{F.0.3-2})$$

式中：\$g_c\$为含砾量（>5mm颗粒含量百分率）。

F.0.4 对存在可液化砂土层、粉土层或砾性土层的地基，应探明各液化土层深度和厚度，按下式计算地基液化指数，并按本通则表 5.3.5 划分地基液化等级：

$$I_{LE} = \sum_{i=1}^n 2(P_{Li} - 0.5)d_i W_i \quad (\text{F.0.4})$$

式中：\$I_{LE}\$——地基液化指数；

\$n\$——在判别深度范围内剪切波速试验分层个数的总数；

\$P_{Li}\$——\$i\$ 点土层液化概率，可按本通则第 F.0.5 条确定；

\$d_i\$——\$i\$ 点所代表的土层厚度(m)，但上界不高于地下水位深度，下界不深于液化深度；

W_i —— i 土层单位土层厚度所代表的层位对震害影响权函数值（单位为 m^{-1} ）。对于浅基础结构，当该层中点层深度不大于 5m 时，应采用 10，等于 30m 时应取零值，5m~30m 应按线性内插取值；对于桩（深）基础结构，当该层中点层深度不大于 5m 时，应采用 10，等于 30m 时取为 5，5m~30m 应按线性内插取值；对于场地自身液化程度描述，应采用 10。

F.0.5 存在可液化砂土层、粉土层或砾性土层的地基，其液化概率和液化概率等级应按下列要求确定：

1 可液化土层的液化概率应按下式计算：

$$P_L = \begin{cases} \frac{1}{1 + \exp[0.038(V_s - V_{s,cr})]} & \text{饱和砂土、饱和粉土} \\ \frac{1}{1 + \exp[0.039(V_s - V_{s,cr})]} & \text{饱和砾性土} \end{cases} \quad (\text{F.0.5})$$

式中： P_L ——液化概率；

V_s ——实测剪切波速(m/s)；

$V_{s,cr}$ ——由式（F.0.2）或式（F.0.3）计算得到的液化判别剪切波速临界值。

2 可液化土层的液化概率等级和地基液化概率等级可按本通则 5.3.6 条 2 款和 3 款确定。

附录 G 静力触探液化判别方法

G.0.1 液化判别范围应按本通则第 5.3.1 条的规定。

G.0.2 饱和砂土和粉土，采用静力触探试验进行液化判别时，应符合下列要求：

1 饱和砂土或饱和粉土，其锥尖阻力小于或等于液化判别锥尖阻力临界值时，应判为液化土。

2 液化判别锥尖阻力临界值按下式确定：

$$q_{c,cr} = \beta \left(\frac{35a_{\max}}{a_{\max} + 0.17} \right) (1 - 0.05d_w) \left(0.10 + \frac{0.90d_s}{d_s + 6.0} \right) \left(\sqrt{\frac{4}{7.4R_f + 1.04}} \right) \quad (\text{G.0.2})$$

式中： $q_{c,cr}$ ——液化判别的静力触探锥尖阻力临界值(MPa)；

$a_{\max}$ ——设计地震加速度(g)；

d_s ——锥尖阻力测试点深度(m)；

d_w ——地下水位深度(m)；

R_f ——静力触探摩阻比，当小于 0.4 或为砂土时，应采用 0.4；

β ——调整系数，地震危险性特征分区 I 区取 0.80，II 区取 0.95，III 区取 1.05。

G.0.3 对存在可液化砂土层、粉土层的地基，应探明各液化土层深度和厚度，按下式计算地基液化指数，并按本通则表 5.3.5 划分地基液化等级：

$$I_{LE} = \sum_{i=1}^n 2(P_{Li} - 0.5)d_i W_i \quad (\text{G.0.3})$$

式中： I_{LE} ——地基液化指数；

n ——在判别深度范围内静力触探试验分层个数的总数；

P_{Li} —— i 点土层液化概率，可按本通则第 G.0.4 条确定；

d_i —— i 点所代表的土层厚度(m)，但上界不高于地下水位深度，下界不深于液化深度；

W_i —— i 土层单位土层厚度所代表的层位对震害影响权函数值（单位为 m^{-1} ）。对于浅基础结构，当该层中点层深度不大于 5m 时，应采用 10，等于 30m 时应取零值，5m~30m 应按线性内插取值；对于桩（深）基础结构，当该层中点层深度不大于 5m 时，应采用 10，等于 30m 时取为 5，5m~30m 应按线性内插取值；对于场地自身液化程度描述，应采用 10。

G.0.4 存在可液化砂土层和粉土层的地基，其液化概率和液化概率等级应按下列要求确定：

1 可液化土层的液化概率应按下式计算：

$$P_L = \frac{1}{1 + \exp \left[0.06(q_c - q_{c,cr}) \right]} \quad (\text{G.0.4})$$

式中： P_L ——液化概率；

q_c ——实测锥尖阻力值(MPa)；

$q_{c,cr}$ ——由式（G.0.2）计算得到的液化判别锥尖阻力临界值。

2 可液化土层的液化概率等级和地基液化概率等级可按本通则 5.3.6 条 2 款和 3 款确定。

附表 H 叠层橡胶隔震支座的等效失稳临界应力 σ_{cr} (MPa)

S2 S1		支座水平变位 $\mu_b=0.300D$					支座水平变位 $\mu_b=0.400D$				
		橡胶剪变模量 G (N/mm ²)					橡胶剪变模量 G (N/mm ²)				
		0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70
3.0	10	7.70	10.20	12.80	15.30	17.90	6.90	9.10	11.40	13.70	16.00
	12	9.20	12.30	15.40	18.50	21.50	8.30	11.00	13.80	16.50	19.30
	14	10.80	14.40	18.00	21.60	25.20	9.70	12.90	16.10	19.40	22.60
	16	12.40	16.50	20.60	24.70	28.90	11.10	14.80	18.50	22.20	25.90
	18	13.90	18.60	23.20	27.90	32.50	12.50	16.70	20.90	25.00	29.20
4.0	10	10.30	13.70	17.20	20.60	24.00	9.20	12.30	15.40	18.50	21.60
	12	12.40	16.50	20.70	24.80	28.90	11.10	14.80	18.50	22.20	26.00
	14	14.50	19.30	24.20	29.00	33.80	13.00	17.30	21.70	26.00	30.30
	16	16.60	22.10	27.70	33.20	38.70	14.90	19.90	24.80	29.80	34.80
	18	18.70	24.90	31.20	37.40	43.60	16.80	22.40	28.00	33.60	39.20
5.0	10	13.00	17.30	21.60	25.90	30.20	11.60	15.50	19.40	23.20	27.10
	12	15.60	20.80	26.00	31.10	36.30	14.00	18.60	23.30	28.00	32.60
	14	18.20	24.30	30.30	36.40	42.50	16.30	21.80	27.20	32.70	38.10
	16	20.80	27.80	34.70	41.60	48.60	18.70	24.90	31.20	37.40	43.60
	18	23.40	31.30	39.10	46.90	54.70	21.10	28.10	35.10	42.10	49.10
6.0	10	15.60	20.80	26.00	31.20	36.40	14.00	18.70	23.30	28.00	32.70
	12	18.70	25.00	31.20	38.50	43.70	16.80	22.40	28.10	33.70	39.30
	14	21.90	29.20	36.50	43.80	51.10	19.70	26.20	32.80	39.30	45.90
	16	25.00	33.40	41.70	50.10	58.40	22.50	30.00	37.50	45.00	52.50
	18	28.20	37.60	47.00	56.40	65.80	25.30	33.80	42.20	50.60	59.10
7.0	10	18.30	24.30	30.40	36.50	42.60	16.40	21.90	27.30	32.80	38.30
	12	21.90	29.20	36.50	43.80	51.20	19.70	26.20	32.80	39.40	45.90
	14	25.60	34.10	42.70	51.20	59.70	23.00	30.60	38.30	46.00	53.60
	16	29.30	39.00	48.80	58.50	68.30	26.30	35.10	43.80	52.60	61.30
	18	32.90	43.90	54.90	65.90	76.90	29.60	39.50	49.30	59.20	69.10

S2 S1		支座水平变位 $\mu_b=0.500D$					支座水平变位 $\mu_b=0.600D$				
		橡胶剪变模量 G (N/mm ²)					橡胶剪变模量 G (N/mm ²)				
		0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70
3.0	10	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	5.10	6.80	8.50	10.20	11.80
	12	7.20	9.70	12.10	14.50	16.90	6.10	8.20	10.20	12.30	14.30
	14	8.50	11.30	14.10	17.00	19.80	7.20	9.60	12.00	14.40	16.80
	16	9.70	13.00	16.20	19.50	22.70	8.30	11.00	13.80	16.50	19.30
	18	11.00	14.60	18.30	22.00	25.60	9.30	12.40	15.50	18.70	21.80
4.0	10	8.10	10.80	13.50	16.20	18.90	6.90	9.20	11.40	13.70	16.00
	12	9.80	13.00	16.30	19.50	22.80	8.30	11.00	13.80	16.60	19.30
	14	11.40	15.20	19.00	22.80	26.60	9.70	12.90	16.20	19.40	22.60
	16	13.10	17.40	21.80	26.10	30.50	11.10	14.80	18.50	22.20	25.90
	18	14.70	19.60	24.60	29.50	34.40	12.50	16.70	20.90	25.10	29.20
5.0	10	10.20	13.60	17.00	20.40	23.80	8.70	11.50	14.40	17.30	20.20
	12	12.30	16.40	20.40	24.50	28.60	10.40	13.90	17.40	20.90	24.30
	14	14.30	19.10	23.90	28.70	33.50	12.20	16.30	20.30	24.40	28.50
	16	16.40	21.90	27.40	32.80	38.30	14.00	18.60	23.30	27.90	32.60
	18	18.50	24.70	30.80	37.00	43.20	15.70	21.00	26.20	31.50	36.70
6.0	10	12.30	16.40	20.50	24.60	28.70	10.40	13.90	17.40	20.90	24.40
	12	14.80	19.70	24.60	29.60	34.50	12.60	16.80	20.90	25.10	29.30
	14	17.30	23.00	28.80	34.50	40.30	14.70	19.60	24.50	29.40	34.30
	16	19.80	26.30	32.90	39.50	46.10	16.80	22.40	28.00	33.60	39.20
	18	22.30	29.70	37.10	44.50	51.90	18.90	25.30	31.60	37.90	44.20
7.0	10	14.40	19.20	24.00	28.80	33.60	12.20	16.30	20.40	24.50	28.60
	12	17.30	23.10	28.80	34.60	40.40	14.70	19.60	24.50	29.40	34.30
	14	20.20	26.90	33.70	40.40	47.10	17.20	22.90	28.70	34.40	40.10
	16	23.10	30.80	38.50	46.20	53.90	19.70	26.20	32.80	39.30	45.90
	18	26.00	34.70	43.40	52.00	60.70	22.20	29.50	36.90	44.30	51.70

S2 S1		支座水平变位 $\mu_b=0.700D$					支座水平变位 $\mu_b=0.800D$				
		橡胶剪变模量 G (N/mm ²)					橡胶剪变模量 G (N/mm ²)				
		0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70
3.0	10	4.10	5.40	6.80	8.10	9.50	3.00	3.90	4.90	5.90	6.90
	12	4.90	6.60	8.20	9.90	11.50	3.60	4.80	6.00	7.20	8.40
	14	5.80	7.70	9.70	11.60	13.50	4.20	5.60	7.10	8.50	9.90
	16	6.70	8.90	11.10	13.30	15.50	4.90	6.50	8.10	9.80	11.40
	18	7.50	10.00	12.50	15.00	17.60	5.50	7.40	9.20	11.00	12.90
4.0	10	5.50	7.40	9.20	11.10	12.90	4.00	5.40	6.70	8.10	9.40
	12	6.70	8.90	11.10	13.30	15.60	4.90	6.50	8.10	9.80	11.40
	14	7.80	10.40	13.00	15.70	18.30	5.70	7.70	9.60	11.50	13.40
	16	9.00	12.00	15.00	18.00	20.90	6.60	8.80	11.00	13.20	15.40
	18	10.10	13.50	16.90	20.30	23.60	7.50	9.90	12.40	14.90	17.40
5.0	10	7.00	9.30	11.60	14.00	16.30	5.10	6.80	8.50	10.20	11.90
	12	8.40	11.20	14.00	16.80	19.60	6.20	8.20	10.30	12.40	14.40
	14	9.90	13.10	16.40	19.70	23.00	7.30	9.70	12.10	14.50	16.90
	16	11.30	15.10	18.80	22.60	26.40	8.30	11.10	13.90	16.70	19.40
	18	12.70	17.00	21.20	25.50	29.70	9.40	12.50	15.70	18.80	21.90
6.0	10	8.40	11.30	14.10	16.90	19.70	6.20	8.30	10.30	12.40	14.50
	12	10.20	13.50	16.90	20.30	23.70	7.50	10.00	12.50	15.00	17.50
	14	11.90	15.80	19.80	23.80	27.70	8.80	11.70	14.60	17.50	20.50
	16	13.60	18.20	22.70	27.20	31.80	10.10	13.40	16.80	20.10	23.50
	18	15.30	20.50	25.60	30.70	35.80	11.30	15.10	18.90	22.70	26.50
7.0	10	9.90	13.20	16.50	19.80	23.10	7.30	9.70	12.10	14.60	17.00
	12	11.90	15.90	19.80	23.80	27.80	8.80	11.70	14.60	17.60	20.40
	14	13.90	18.60	23.20	27.80	32.50	10.30	13.70	17.10	20.60	24.00
	16	15.90	21.20	26.60	31.90	37.20	11.80	15.70	19.60	23.60	27.50
	18	18.00	23.90	29.90	35.90	41.90	13.30	17.70	22.10	26.60	31.00

S2 S1		支座水平变位 $\mu_b=0.900D$					支座水平变位 $\mu_b=0.950D$				
		橡胶剪变模量 G (N/mm ²)					橡胶剪变模量 G (N/mm ²)				
		0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70
3.0	10	1.70	2.20	2.80	3.30	3.90	1.90	1.20	1.50	1.70	2.00
	12	2.00	2.70	3.40	4.10	4.80	1.10	1.50	1.80	2.20	2.60
	14	2.40	3.20	4.00	4.80	5.60	1.30	1.80	2.20	2.70	3.10
	16	2.80	3.70	4.70	5.60	6.50	1.60	2.10	2.60	3.10	3.60
	18	3.20	4.30	5.30	6.40	7.40	1.80	2.40	3.00	3.60	4.20
4.0	10	2.30	3.10	3.80	4.60	5.40	1.30	1.70	2.10	2.50	2.90
	12	2.80	3.70	4.70	5.60	6.60	1.60	2.10	2.60	3.10	3.60
	14	3.30	4.40	5.50	6.60	7.80	1.90	2.50	3.10	3.70	4.40
	16	3.80	5.10	6.40	7.70	9.00	2.20	2.90	3.60	4.30	5.10
	18	4.40	5.80	7.30	8.70	10.20	2.50	3.30	4.10	5.00	5.80
5.0	10	2.90	3.90	4.90	5.90	6.90	1.60	2.20	2.70	3.30	3.80
	12	3.60	4.80	6.00	7.20	8.40	2.00	2.70	3.40	4.00	4.70
	14	4.20	5.60	7.00	8.50	9.90	2.40	3.20	4.00	4.80	5.60
	16	4.90	6.50	8.10	9.70	11.40	2.80	3.70	4.60	5.60	6.50
	18	5.50	7.40	9.20	11.00	12.90	3.20	4.20	5.30	6.30	7.40
6.0	10	3.60	4.80	6.00	7.20	8.40	2.00	2.70	3.40	4.10	4.70
	12	4.40	5.80	7.30	8.70	10.20	2.50	3.30	4.10	5.00	5.80
	14	5.10	6.80	8.60	10.30	12.00	2.90	3.90	4.90	5.90	6.90
	16	5.90	7.90	9.80	11.80	13.80	3.40	4.50	5.70	6.80	7.90
	18	6.70	8.90	11.10	13.40	15.60	3.90	5.20	6.40	7.70	9.00
7.0	10	4.20	5.70	7.10	8.50	9.90	2.40	3.20	4.00	4.80	5.60
	12	5.10	6.90	8.60	10.30	12.00	3.00	3.90	4.90	5.90	6.90
	14	6.00	8.10	10.10	12.10	14.10	3.50	4.60	5.80	7.00	8.10
	16	6.90	9.30	11.60	13.90	16.20	4.00	5.40	6.70	8.00	9.40
	18	7.80	10.50	13.10	15.70	18.30	4.60	6.10	7.60	9.10	10.60

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) 对表示容许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：
 - 4) 正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”。
 - 5) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。
- 2 条文中指定应按其他有关标注执行时，写法为“应符合……的规定”或“应按……执行”。
非必须按所指定标准执行时，写法为“可参照……执行。”

引用标准名录

《砌体结构设计规范》 GB 50003
《建筑地基基础设计规范》 GB50007
《混凝土结构设计规范》 GB 50010
《建筑结构荷载规范》 GB 50009
《建筑抗震设计规范》 GB 50011
《钢结构设计规范》 GB 50017
《冷弯薄壁型钢结构技术规范》 GB 50018
《岩土工程勘察规范》 GB50021
《建筑地基基础工程施工质量验收规范》 GB50202
《砌体工程施工质量验收规范》 GB 50203
《混凝土结构工程施工质量验收规范》 GB 50204
《钢结构工程施工质量验收规范》 GB 50205
《墙体材料应用统一技术规范》 GB 50574
《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》 GB 51022
《高层建筑混凝土结构技术规程》 JGJ 3
《建筑桩基技术规范》 JGJ 94
《高层民用建筑钢结构技术规程》 JGJ 99
《预应力混凝土结构设计规范》 JGJ 369
《混凝土小型空心砌块建筑技术规程》 JGJ/T 14
《建筑地基基础设计规范》 DB231902-2005
《砖砌圆筒仓技术规范》 CECS 08

中国工程建设协会标准

建筑工程抗震性能化设计通则

条文说明

修订说明

本次修订系根据中国工程建设标准化协会《2017 年第二批工程建设协会标准制订、修订计划》的通知（建标协字[2017]031 号）的要求，由中国地震局工程力学研究所会同有关的设计、勘察、研究和教学单位对《建筑工程抗震性态设计通则》（CECE 160:2004）进行全面修订。

修订规程中，编制组总结了汶川、芦山、鲁甸等地震的震害经验，对设防烈度进行了调整，增加了可恢复功能防震混凝土结构，采纳了地震工程的新科研成果，并在全国范围内广泛征集了有关设计、勘察、科研、教学单位以及抗震管理部门的意见，经反复讨论、修改、充实，最后经审查定稿。

本次修订后共 13 章 8 个附录。除了保持 2004 年的规定之外，主要修订的内容是：1) 调整了部分城市抗震设防烈度、设计基本加速度、特征周期分区和地震危险性特征分区。2) 修订了建筑使用功能类别的相关条文，增补了断裂影响和山区建筑的专门规定，补充了机电设备的抗震基本要求，细化了填充墙不利影响的相关要求。3) 采用平均剪切波速替代等效剪切波速进行场地类别划分；取消了工程结构设计谱最低值的要求；增补了考虑可液化场地对长周期工程结构设计反应谱影响的规定；增补了考虑主余震效应及近断层效应的工程结构设计谱修正系数；推荐了基于地震动破坏强度排序的设计地震动时程。4) 提出了基于标准贯入、剪切波速和静力触探试验的砂土液化判别新公式；增补了砾性土液化初判条件以及基于动力触探和剪切波速试验的液化判别公式；增补了土层液化概率计算公式并用于地基液化指数计算和抗液化工程对策。5) 取消了原有条文关于考虑两个振型影响的底部剪力法，给出了考虑基本振型的基于中震计算的底部剪力法；增加了振型分解反应谱法中利用总有效振型质量控制计算振型数的条文；增加了抗震验算关于楼层最低剪力的规定。6) 增加强柱弱梁计算的免责条款；针对不同结构抗震设计类别，增加钢框架梁柱节点域设计方法。7) 调整了强柱系数取值；调整了框架结构的底层柱下端弯矩设计值增大系数取值；调整了框架梁和抗震墙中连梁的剪力设计值增大系数取值；调整了框架柱和框支柱剪力设计值增大系数取值；强化了角柱弯矩和剪力设计值的取值；调整了抗震墙底部加强部位剪力设计值增大系数的取值。8) 增加了组合剪力墙设计规定，修订了组合结构最大适用高度，修订了型钢和钢管混凝土构件抗震措

施规定。9) 新增了底部框架-抗震墙砌体结构的相关条文。10) 新增了消能减震设计的相关内容,规定了隔减震建筑适用高度,以及隔减震装置性能目标。11) 增加了“可恢复功能防震混凝土结构”一章,将可恢复功能防震混凝土结构的最新成果纳入条文,包括一般规定、设防目标、结构与计算方法,以及自复位支撑-摇摆框架结构和自复位防震墙结构的设计方法。12) 增加了与现行《建筑抗震设计规范》GB50011、《非结构构件抗震设计规范》JGJ339-2015的内容衔接;调整了采用等效侧力法计算非结构部件地震作用的计算公式;增加了采用时程分析及楼板反应谱分析确定非结构部件地震作用力和位移的计算方法。

2004 版的主编单位:中国地震局工程力学研究所 中国建筑科学研究院工程抗震研究所 哈尔滨工业大学

2004 版的参编单位:同济大学 中国建筑东北设计研究院 中国轻工业北京设计研究院

2004 版主要起草人员:谢礼立 王亚勇 (以下按姓氏笔画排列)

王孝信 尹之潜 刘增武 江近仁 陈健 范立础

周雍年 张克绪 张敏政 张耀春 洪峰 高光伊

高连玉 谢君斐 戴国莹

目 次

1 总则	214
3 抗震设计基本要求.....	216
3.1 抗震设防.....	216
3.2 场地影响和地基基础.....	217
3.3 结构体系.....	218
3.4 非结构部件.....	219
3.5 材料与施工.....	219
3.6 隔震与消能减震建筑.....	219
3.7 质量控制.....	220
3.8 强震观测系统.....	221
4 场地类别评定和地震影响系数.....	222
4.1 场地分类.....	222
4.2 建筑场地地震影响系数.....	222
4.3 地震动加速度时程.....	226
5 地基基础.....	228
5.1 一般规定.....	228
5.2 天然地基浅基础.....	228
5.3 液化和软弱土层地基.....	228
5.4 桩基础.....	235
6 地震作用和结构抗震验算.....	237
6.1 一般规定.....	237
6.2 水平地震作用计算的底部剪力法.....	243
6.3 水平地震作用计算的振型分解法.....	243
6.4 竖向地震作用的计算.....	244
6.5 建筑结构抗震验算.....	244
7 钢结构抗震设计要求.....	248
7.1 一般规定.....	248
7.2 钢结构构件的抗震设计.....	249
7.3 钢结构节点的抗震设计.....	251
7.4 钢结构的构造要求.....	252
7.5 钢结构的质量控制.....	253
8 钢筋混凝土结构.....	254
8.1 一般规定.....	254
8.2 钢筋混凝土结构的抗震设计类别.....	254
8.3 钢筋混凝土结构的承载力.....	255
8.4 钢筋混凝土结构的抗震构造.....	256
8.5 装配式钢筋混凝土结构.....	257
9 钢-混凝土组合结构	258
9.1 一般规定.....	258
9.2 型钢混凝土构件.....	258
9.3 钢管混凝土结构.....	259
9.4 钢-混凝土组合剪力墙	259

9.5 连接设计.....	260
9.6 组合结构.....	260
9.7 质量控制.....	261
10 砌体结构.....	262
10.1 一般规定.....	262
10.2 计算要点.....	264
10.3 砖和砌块砌体结构抗震构造措施.....	269
10.4 底部框架-抗震墙砌体房屋抗震构造措施.....	271
10.5 质量检查的要求.....	272
11 房屋隔震和消能减震设计.....	274
11.1 一般规定.....	274
11.2 房屋隔震计算要点.....	277
11.3 房屋消能减震计算要点.....	280
11.4 隔震和消能减震房屋构造措施和施工要点.....	282
11.5 隔震和消能减震装置的质量控制.....	284
12 可恢复功能防震混凝土结构.....	286
12.1 一般规定.....	286
12.2 地震设防目标.....	286
12.3 结构设计与计算方法.....	287
12.4 自复位支撑-摇摆框架结构的设计方法.....	288
12.5 自复位剪力墙结构的设计方法.....	290
12.6 质量控制.....	292
13 非结构部件.....	294
13.1 一般规定.....	294
13.2 基本计算要求.....	294
13.3 基本抗震措施.....	294
13.4 建筑构件.....	294
13.5 机械和电气部件.....	295
13.6 质量控制.....	296

1 总则

1.0.1 抗震设计旨在使所设计的结构在承受地震作用时保持稳定。考虑到地震输入的不确定性,结构设计应具有适当的安全储备。结构物的抗震能力最终取决于工程设计、施工以及质量控制。

本条陈述了本通则的目的和指导思想,提出了抗震设防的基本要求,即:当遭受本地区多遇地震、抗震设防地震或罕遇地震(分别相当于由建筑重要性类别规定年限 T_M 内给定的超越概率为 63%、10%、5%)的地震时,能按设计要求,保证安全,基本上实现其预定的功能目标。如以一般建筑结构(重要性为丙类,使用功能为 II 类的)来说,当遭遇多遇地震时,建筑应保持完好无损,遭遇抗震设防地震时,结构的非主要受力构件可能出现轻微非线性破坏,主要受力构件控制在轻微破坏,即只需经一般修理即可恢复其使用功能的范围。当遭遇罕遇地震时,结构主要受力构件已进入塑性工作阶段,结构的变形较大,但还在规定的控制范围之内,尚未失去承载能力,不至于出现危及生命的严重破坏或倒塌。

为实现这个基本要求,本通则采用二级设计。第一级设计是按建筑场地所在地点由建筑重要性类别规定年限 T_M 内给定的超越概率为 10%的抗震设防地震动进行设计,对大多数建筑结构,可通过抗震计算基本要求和抗震构造措施进行设计,达到预定的目标。第二级设计则是对抗震设计类别较高的建筑,除符合第一级设计要求外,还要按罕遇地震进行弹性变形验算,以满足相应的设防要求。

根据我国地震危险性特征的研究成果,考虑到现行建筑抗震设计规范对罕遇地震的超越概率取值偏低(2%~3%)从而使大震抗震设防烈度的取值偏高。因此,在本通则中,罕遇地震的超越概率,取由建筑重要性类别规定年限 T_M 内给定的 5%。

1.0.2 本通则适用于相当我国抗震设防烈度 6、7、8、9 度或地震动参数区划图中地震动峰值加速度 A_{10} 不小于 0.05g、不大于 0.40g 地区的建筑工程。对于地震危险水平较低,对人的生命财产危险性很小的三种情况的建筑,可以作为例外,无须遵守或只需部分遵守本通则的有关规定。

本通则的规定主要是针对基于预定功能(性能要求)的建筑工程抗震设防,将作为今后编制、修订抗震规范、规程的一个源文件。但是,其中关于抗震设计的基本原理、原则和方法,建筑工程与其它各类土木工程是相通的,因此通则中一些章、节的内容也可供其它土木工程编制抗震设计标准和工程设计人员进行抗震设计时参考应用。

采用本通则时,原则上必须配套地采用通则中的全部条文,不得与其他非基于性能态的抗震设计标准混用。

1.0.3 本条规定了对新建、改扩建和用途改变后建筑结构应用本通则的要求。

(1)款规定了对新建建筑结构系统、材料及建筑、电气和机械系统等进行抗震设计和质量控制的要求。

(2)、(3)款规定,在结构上与现有建筑独立的改、扩建部分应视为新建筑,要求按照本通则进行设计;规定当改、扩建部分在结构上不独立于现有建筑时,除非符合本款规定所

列的三个条件，否则，其设计与施工应像新建筑一样，要保证整个建筑符合抗地震作用的要求。

(4)款强调了当用途改变导致建筑使用功能提高时，必须按提高后的使用功能类别考虑抗震设计的要求。

1.0.4 本条阐述了本通则与现行标准的关系。在本通则中，“应”一词不同于正式标准带有强制性的意义，而仅是指为保证满足本通则的规定而在技术上应采取的最低标准。

由于抗震设计的复杂性及包含的众多不确定因素(例如，结构的动力特性、地震动的变化、震源特性以及场地条件等)，本通则仅提出了最低标准。这些标准不仅反映以往的特别是近 30 年来的城市地震震害经验，以及抗震设计实践中曾遇到的各种问题，而且还考虑尽量与国际抗震设计标准接轨。

本通则既可供编制和修订各类抗震设计标准，包括行业和地区的抗震设计标准参照，也可直接供设计人员进行抗震设计时参考。使用者可以根据需要改变某些规定的内容，但是应充分考虑到这种改变对本通则的其它有关内容的影响以及可能会产生的后果。

3 抗震设计基本要求

3.1 抗震设防

3.1.1 本节给出了建筑结构抗震设防的基本依据和方法，并引入了抗震建筑使用功能分类、抗震设计类别和抗震建筑重要性的概念，它们是本通则建筑抗震设计要求的基础。

3.1.2 本条规定，设计地震动参数可以同时按照地震动参数区划图和抗震设防烈度确定的取值。建筑物的设计地震动参数应根据建筑所在地点的地震动参数分区给出的设计基本地震加速度或相应的抗震设防烈度，按照建筑重要性分类，场地设计谱和特征周期 T_g 分区确定。在一定条件下，也可采用经批准的抗震设防区划或地震安全性评价提供的设计地震动参数。新的地震动参数区划图是以 50 年超越概率为 10% 的设防水准，以地震动峰值加速度 A_{10} 和反应谱特征周期 (T_g) 为地震动参数，考虑震级、震中距和场地条件影响编制的全国范围的分区分图。

3.1.3 本条是有关建筑使用功能类别划分的规定。这是总结近 20 年来现代大城市震害经验得来的。不少建筑遭遇的震害并不严重，但由于其功能遭到破坏，致使生产中断，导致不可接受的巨大经济损失。因此，在建筑抗震设计中，不仅要控制破坏，还应考虑地震时保持建筑功能正常。本条规定所有建筑应根据其使用功能分为 I 类、II 类、III 类、IV 类四个类别，IV 类的使用功能类别为最高类别。本条又规定了四个功能类别的建筑在不同设防地震水准下应达到的最低抗震性态要求。从本条的表 3.1.3 中不难看出，经抗震设计使用功能为 II 类的建筑的性态要求，就是现行建筑抗震设计规范中规定的大震不倒、中震可修和小震不坏。性态水平是对所设计的建筑在可能遭遇的特定设计地震作用下所规定的最低性态要求或容许的最大破坏。这里的建筑物包括结构构件、非结构构件、室内物件和设施以及对建筑使用功能有影响的场地设施等。在表 3.1.3 中，为了便于专业人员和非专业人员都能理解和应用，对建筑性态水平的描述既采用了通俗语言的描述，如：充分运行、运行、基本运行、确保生命安全，又采用了与专业术语有关的描述，如：建筑构件与非建筑构件，结构，主体结构等。

3.1.4 本条给出了根据建筑使用功能类别和预期的地震动水平确定抗震设计类别的方法。抗震设计类别分为 A、B、C、D、E 五种，E 为最高类别，要求提供最高的抗震设计标准。一旦建筑的抗震设计类别确定之后，对建筑的抗震设计及各个方面，如细部构造、质量控制、限制、特殊要求及用途的改变等都将确定。

3.1.5 本条是关于建筑重要性类别划分的规定。

建筑重要性类别主要是从抗震角度，按建筑的重要性进行分类。建筑的重要性是指在地震时或地震后建筑的损坏对各方面造成的影响而言。影响从性质看有社会影响（包括政治影响、环境影响、人员伤亡等），经济影响和文化影响；从范围看，可以是国际的、全国的、地区的、行业的；此外还考虑了抗震救灾的影响，次生灾害的影响，震后恢复重建的影响；这些都要对具体的对象作实际的分析研究，如综合考虑城市的大小、地位（直辖市、省会或地县级城市）、行业的特点（如能源交通、通讯信息、原材料、加工业等）、工

矿企业的规模、在地震破坏后功能失效对全局影响的大小，并在实际划分中判定。本通则将建筑重要性类别分为甲、乙、丙、丁四个类别。具体分类系参照国家标准《建筑抗震设防分类标准》GB 50223 或其他有关规定进行。虽然本通则的建筑重要性类别与 GB 50223 中的建筑抗震设防类别名称（甲类、乙类、丙类、丁类）和划分原则是一样的，但它们在抗震设计中的具体规定不同，在 GB50223 中，按照建筑抗震重要性确定的各类建筑的抗震设防标准的规定如下：

甲类建筑：应按设防烈度提高 1 度设计（包括地震作用和抗震措施）；

乙类建筑：地震作用应按本地区抗震设防烈度计算。抗震措施，当设防烈度为 6~8 度时应提高 1 度设计，当为 9 度时，应加强抗震措施。对较小的乙类建筑，可采用抗震性能好、经济合理的结构体系，并按本地区的抗震设防烈度采取抗震措施。乙类建筑的地基基础可不提高抗震措施。

丙类建筑：地震作用和抗震措施应按本地区设防烈度采用。

丁类建筑：一般情况下，地震作用可不降低；当设防烈度为 7~9 度时，抗震措施可按本地区设防烈度降低 1 度采用，当为 6 度时可不降低。

可以看出，在 GB50223 中由建筑重要性确定的抗震设防类别决定了建筑抗震设计采用的地震作用大小和应采用的抗震措施的等级，并且地震作用随抗震设防类别的不同可在设防烈度的基础上成倍增大（如甲类）。在本通则中，对于重要性类别不同的建筑，发生某一概率水准的地震是采用不同的年限确定相应的设计地震加速度值，再根据条文中的表 3.1.4 确定抗震设计类别。这样既确定了设计地震作用又确定了由抗震设计类别规定的应采用的设计方法和抗震措施。也就是说，列为具有较高重要性等级的建筑物考虑发生同一概率水准地震的年限应该取得更长一些，因此相应的设计地震加速度值也要高一些，用这种方法来体现对建筑不同重要性等级要求的作法，显然比简单地增减抗震设防烈度（设计地震加速度值）或采取不同抗震措施更为合理。

抗震建筑的重要性分类和抗震建筑的使用功能分类是属性不同的两种分类，使用功能分类是根据建筑物的使用功能要求，对建筑物规定的最低性能要求（或最高破坏限制），但并不要求提高设防烈度或设计地震动水平。而重要性分类，主要是根据社会政治经济影响来调整设防烈度或设计地震动。这还可以电视台为例加以说明。从使用功能上来说，无论县市级电视台，省（直辖市）级电视台或中央电视台都应属于一类，但是从重要性来说，很明显，无论从影响的性质和范围来讲中央电视台都是重要得多，必需对它们加以区分。功能分类只是按功能要求的高低采取相应的设计方法保证功能的实现，而建筑重要性的高低是从提高设防力度上保证重要建筑的抗震能力。

3.2 场地影响和地基基础

3.2.1~3.2.2 本条按场地对建筑抗震的影响，将场地分为对建筑抗震有利、不利和危险等三种地段。建筑的震害除地震作用引起的结构破坏外，还有场地条件的原因，例如砂土液化、软土震陷、滑坡、地裂和发震断裂等。因此选择有利地段、避开不利地段和不在危险的地段

建设除丁类以外的建筑，是经济合理的抗震设计的前提。

对于发震断裂的影响，下列规定可供参考：

- 1 对符合下列规定之一的情况，可不考虑发震断裂错动对地面建筑的影响：
 - 1) 抗震设防烈度小于 8 度；
 - 2) 非全新世活动断裂；
 - 3) 抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，前第四纪基岩隐伏断裂的土层覆盖厚度分别大于 60m 和 90m。
- 2 对不符合本条款规定的情况，应避开主断裂带，其避让距离不宜小于表 E3.2.2 的规定值。

表 E3.2.2 发震断裂的最小避让距离（m）

烈度	抗震建筑重要性分类			
	甲	乙	丙	丁
8	专门研究	300m	200m	—
9	专门研究	500m	300m	—

3.2.3 地基对于上部结构除了起承载作用外，还起到传递和消散地震能量的作用(将地震动上传和接受结构的反馈作用)。在抗震设计时，要考虑地基土的地震反应特征对上部结构的影响，而不仅仅着眼于承载作用。液化土在液化之前，有一个局部软化到全层软化的过程，以喷冒为标志的液化现象通常发生于地震动停止以后，所以，除了要重点考虑液化造成的地基失效外，还要注意土层软化对结构的影响，并采取适当的对策。

在山区或丘陵等地带，建筑或结构有可能位于两种不同的地基上，静力设计要求很容易满足。但在地震动作用下，位于两种不同地基上的同一建筑结构的两个部分的振动形态会有很大差异，可能导致结构严重破坏。所以，本条规定要设置防震缝分开。对于不能设防震缝的建筑结构，就需要在结构设计时考虑地震反应差异对结构的不利影响。

3.3 结构体系

3.3.1 本条的内容是根据国内外大量震害经验和抗震研究成果，对结构体系提出的共性要求。在选取结构体系时，要结合建筑的具体条件，综合考虑有关因素，进行技术经济比较后确定。

3.3.2 保持建筑的规则、对称是有利于抗震的。为此，条文对建筑结构布置的平、立面外形及刚度、质量、强度分布提出具体要求，其目的在于避免过大的偏心距引起过大的地震扭矩和避免抗侧力结构或构件出现薄弱层(薄弱部位)或塑性变形集中。

3.3.3 保证水平地震作用的合理传递路线可以起到三种作用：①使地震作用下结构的实际受力状态与计算简图相符；②避免传力路线中断；③使结构的地震反应通过简捷的传力路线向地基反馈，充分发挥地基逸散地震能量对上部结构的减振效果，这有利于增强建筑整体的抗震功能。

当采用几个结构分体系特别是延性好的体系组联成整体结构体系时，可增加整体结构的超静定次数，而当一个分体系的地震破坏不影响整体结构时就形成了多道防震体系，增

加抗震安全度。

3.3.4 本条对各种不同材料的结构构件提出了改善变形能力的原则和途径。

3.3.5 为了保证地震时结构单元呈整体振动，须保证结构体系的空间整体性。本条对各构件间相互连接的可靠性、各层的空间整体性提出了要求。

3.3.7 体型复杂的建筑，在工艺容许且经济合理的前提下，可用防震缝分割成几个独立的规则单元；当工艺上不允许或受建筑场地限制以及当不设防震缝对抗震安全更为经济合理时，也可以不设防震缝。当不设防震缝时，最好对整体结构采用较精细的抗震分析方法，如时程分析法、空间计算模型等，以估计复杂体型产生的不利作用，判明薄弱环节，采取针对性措施。

当防震缝宽度不足时，因碰撞可能导致整体结构严重破坏，但是过宽的防震缝会给结构、设备布置以及立面处理带来困难。因此，要根据具体情况选取适当的宽度，才能达到安全、经济的目的。

3.4 非结构部件

3.4.1 非结构构件的地震破坏经常造成附加灾害，因此，本条强调非结构构件不仅本身要有足够的强度，而且要有可靠的连接。

3.4.2 设置不合理的围护墙会给建筑带来严重震害后果。在设计时要明确受力关系，考虑它的影响，连接上要与设计一致。

3.5 材料与施工

3.5.3 由于按照本通则进行抗震设计所选定的材料和施工方法是目前工程界所认可的最佳选择，因此在选定替代材料和施工方法时，应对其强度、持久性和抗震性能进行专门检验和评价，并经主管部门审定，以保证材料和施工方法的改变不会降低抗震设计的预期标准。

3.6 隔震与消能减震建筑

3.6.1 采用隔震建筑，应考虑使用功能的要求、隔震效果、长期工作性能以及经济性问题。这与建筑的抗震设计类别、地震动参数、场地条件及建筑和结构的方案等有关，要通过安全与经济的综合对比分析，经论证认为合理后采用。

3.6.2 本条对采用隔震措施后的上部结构设防提出了要求。按本通则设计的隔震建筑，还不能达到在设防地震动作用下，上部结构不受损坏或主体结构处于弹性工作阶段的要求，但与非隔震建筑相比，要求应有所提高。按本通则设计的隔震建筑，其上部结构当遭受设防地震动的影响时，不需修理仍可继续使用；当遭受罕遇地震影响时，将不发生危及生命安全和丧失使用功能的破坏。

3.6.3 建筑采取隔震措施后，在地震时将发生较大的位移，为避免外部进入建筑的各种管线设施在建筑发生大位移时破坏，特别要求采取相应的措施。

3.6.4 按现有的实验室试验结果，隔震器在长期环境条件影响下不致失效。但这只是实验室条件下的结果，还需要经过实际环境影响下的检验，因此必要时应进行替换以保安全。但

考虑到隔震器的检查和替换一般很难操作，因此本条只建议考虑这个问题。

3.7 质量控制

3.7.1 多次震害调查都表明，建筑的破坏往往都归因于工程质量不好，好的工程质量可以大大减轻地震破坏的程度。为了使建筑具有好的抗震功能，应有好的抗震设计，但是单有好的抗震设计，没有好的施工质量也无法使建筑达到抗震目的。因此，将建设质量控制纳入到标准中，通过法规程序实施对工程质量的监督、检查和管理，对于保证建筑抗震功能的实现具有非常重要的意义。本通则纳入了质量控制这一节，并在各章中根据具体的建筑结构规定了具体的要求。

在工程质量控制中，建筑的设计人员应规定质量控制要求，由承建人实行控制以达到要求的质量，而业主则通过专门检查和试验来监督施工过程以检验承建人是否按质量控制要求施工并达到规定的要求。

本节提出的质量控制要求是最低要求，它不限制设计人员对整个建筑工程的施工提出更全面的质量控制计划。达到质量控制要求的关键，在于选择合格的专职质量检查员，他们将在建筑的全部施工过程中，根据质量控制的要求，承担监督、检验的职责。质量检查员的人数取决于建筑的大小、复杂性和功能。

3.7.2 质量控制计划必须由设计人员制定。这种抗震系统包括建筑的、电器的、机械的和结构的系统等等。质量控制计划可以是一个简单的表，表中将列出每个系统按规定应接受专门检查和（或）试验的部件、检验的范围和时间以及具体的试验项目和试验次数。

质量控制计划必须经业主认可，而且还必须得到施工单位的书面说明，表明施工单位了解该计划的要求，并在施工中实现计划中的质量要求。

3.7.3 监理人员或专职检查员是取得国家认可的有资格完成规定工种的专门检查人员，它们可以是下列人员之一：

- 1 取得建筑工程监理资格的人员；
- 2 由注册设计建筑师或工程师聘用和指导的人员，他们负责 3.7.1 条规定的特定抗震系统设计，并从事专职检查；
- 3 经批准的检查和试验机构聘用的人员；
- 4 已被批准生产符合抗震安全的标准部件、设备或机器的生产厂家的技术人员，他们应能切实维护经主管部门批准的质量控制计划。

结构材料的专门试验应根据国家或有关部门规定的标准方法和试验要求进行。施工图设计文件中应包括验收标准。

3.7.4 质量控制计划的成功取决于质量检查员的工作及检查报告的精密性和完整性。掌握每日工程情况的施工人员最有资格说明是否所有的施工都是按批准的计划和规定完成的。因此，为了全面了解情况，施工单位必须在自己的施工机构里建立一个报告系统，以便有效地实施质量控制。检查员则对实施的质量控制计划起检查者和监理者的作用，而专门试验要由试验机构来执行。

3.7.5 应当强调，无论是监理单位(或检查员)还是施工单位都必须向业主和质量监督机构提供详细的有关工程完成的竣工说明。

3.8 强震观测系统

3.8.1 本节提出了在建筑物设置强震观测系统的要求，其目的在于一方面能有利于震后判定建筑的安全性和为修复提供重要技术资料，另一方面可以促进我国强震观测事业的发展和加速我国强震记录第一手资料的积累，以利于我国抗震设计和地震工程学科的发展。

4 场地类别评定和地震影响系数

4.1 场地分类

4.1.1 世界各国对于工程场地类别的评定，无论是方法、参数乃至评定的结果都很不统一，差异也较大。在对国内外抗震设计规范中有关方法作了分析研究后，本规范推荐了一个场地评定方法，提出了综合考虑土层软硬（以平均剪切波速为代表）和覆盖层厚度的双因素场地划分定量指标。其主要特点是：

1 提出用梯形分类法代替我国传统的矩形分类法，将原来传统的场地分类竖直边界线改为斜线，使得场地分类的边界划分更趋合理。

2 考虑到在同一类场地中，由于覆盖层厚度和剪切波速度变化范围仍然较大，因此改变了传统上对应同一类场地只给定一个固定特征周期的做法，本规范对同一类场地，根据场地的覆盖层厚度和剪切波速度的实际资料，给出了相应的特征周期值。这样既保留场地宏观分类的优点，便于设计人员根据场地分类采取构造措施，同时也能反映同一类场地中存在特征周期多样性的特征，避免了同一类场地采取一个不变的特征周期，特别是在场地分类边界线两侧特征周期跳跃变化的不合理现象。

4.1.2 本条以平均剪切波速替代我国既有规范中的等效剪切波速，计算方法不变。既有规范中的等效概念，为剪切波通过各土层时间的总和与以平均剪切波速通过整个土层的时间相等，并非与场地基本周期的等效。为避免误导，本条将剪切波速 v 的下角标由既有规范中的 $_{sc}$ 修改成 $_{sm}$ 。本条计算方法仅适用于场地分类，不适用于场地基本周期的估计，研究表明按此方法计算出的场地基本周期普遍偏大，特别对于软厚场地更加明显。

4.1.3 本条规定了场地覆盖层厚度的确定方法。

4.1.4 场地分类采用了梯形分类法，梯形分类法如表 4.1.4 和图 4.1.4 所示。图和表给出的结果是完全一致、等效的。表中列出的简单公式是图中分界线的解析表示式；它和现行建筑抗震设计规范中的场地分类方法基本相当，只是将原来的场地分类竖直边界线改成斜线。这种改变总体上保持了原来场地分类的特点和结果，但消除了原来方法对同一类场地中，场地参数差别很大时，仍采用同一个特征周期，以及场地参数十分接近的位于场地分类边界两侧的场地却采用明显不同的特征周期的弊病。

4.1.5 规定了需要进行专门评价的场地和土层的范围。

4.2 建筑场地地震影响系数

4.2.1 本条给出根据地震动参数确定建筑场地地震影响系数的表达式。

4.2.2 目前，我国抗震设防一般情况下采用地震动参数区划图提供的地震动参数和相应的设防烈度；在一定条件下，也可采用抗震设防区划或地震安全性评价提供的设防烈度和地震动参数。我国的地震动参数区划图给出的是相当于 50 年超越概率为 10% 的以 II 类场地为标准场地的地震动峰值加速度 A_{10} 分区图和按地震环境的反应谱特征周期 T_g 分区图。由于在抗震设计中，需要相应于不同超越概率水准下的地震动参数。我国的地震动参数区划图目

前还没有给出其它概率水准的地震动参数。为了满足抗震设计的需要，我国建筑抗震设计规范中简单地规定了多遇地震（50年超越概率为63%）与设防地震（50年超越概率为10%，相当于基本烈度）的烈度差为1.55度，罕遇地震（50年超越概率为5%）与设防地震的烈度差约为1.0度。这种规定过于粗糙，在很大程度上抹杀了各地区本身具有的地震危险性特征，与实际资料的统计结果也不甚符合。本规范根据谢礼立院士等近期对中国地震设防标准和全国6000多个地点地震危险性特征的研究成果，给出了基于地震动参数区划图 A_{10} （相应于50年超越概率为10%的地震动峰值加速度）分区，考虑地区地震危险性特征和建筑物的重要性，确定不同超越概率设防水准的 $A(g)$ 值的方法。

附录A给出了我国主要县级行政区划城市地震危险性特征分区的结果，它基本反映了我国地震危险性特征的地区特点。其中省（直辖市）、市、县引用了民政部最新公布的行政区划结果。

4.2.3 抗震设计谱是以地震动加速度反应谱特性为依据，经统计平滑化处理以及经验条件确定的。然而，由于影响地震动反应谱的因素非常多且又十分复杂，因此要针对每一种具体的情况给出适用的设计谱就变得十分困难，这导致世界各国采用的抗震设计谱之间不仅存在明显的差异，而且普遍存在很大的不确定性。目前各国科学家都指望能在一个较长的时期内，取得尽量多的强震观测记录，同时将影响设计谱的各种因素进行更细致的分类，以期在这样的基础上得到较为稳定的能够反映地震动多种因素影响的抗震设计谱。按照这种研究方法，需要大量的强震记录作为数据基础，但目前世界范围内已有的强震记录数量并不足以满足研究的详细分类要求，并且对于一些没有强震记录或仅有少数强震记录的国家 and 地区只能采用其它地区得到的强震记录来进行研究。

认识到研究不同地震动反应谱的统一性有望取得较好结果的规律，谢礼立院士及其领导的课题组从这一角度出发，对大量地震记录的加速度反应谱进行了双规准化处理，按照场地条件、震级和震中距等反应谱影响因素分类进行统计处理，得出结论：双规准加速度反应谱在短周期、中长周期频段具有非常好的统一性，并且据此提出了统一抗震设计谱。所建议的设计谱与《建筑抗震设计规范》（GB50011-2001）、《建筑工程抗震性态设计通则》CECS 160:2004的比较图如下：

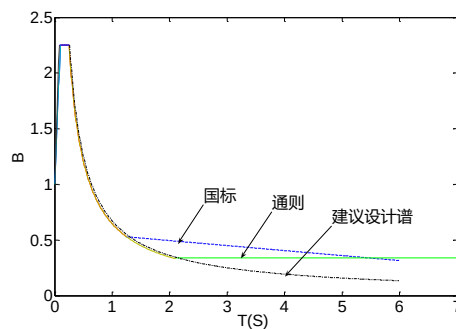


图 E 4.2.3 建议的设计谱与《建筑抗震设计规范》（GB50011-2001）、《建筑工程抗震性态设计通则》CECS 160:2004 的比较

由于地震影响系数在长周期段下降较快，对于基本周期大于2.0s的结构，由此计算所

得到的水平地震作用下的结构效应可能太小，而对于长周期结构，地震作用中的地面运动速度和位移可能对结构的破坏具有更大影响，但规范所采用的反应谱法对此无法作出估计，出于安全的考虑，增加了对各楼层水平地震最小值的要求，规定了不同烈度下的剪力系数，结构水平地震作用效应。对于基本周期大于2.0s的结构，剪力系数取 $0.2\alpha_{\max}$ 。

在我国的地震动参数区划图里，针对 II 类场地给出了反应谱特征周期 T_g 按地震环境影响的分区图，分别取一区为 0.35s，二区为 0.40s，三区为 0.45s。所谓地震环境，是指建筑所在地区及周围可能发生地震的震源机制、震级大小、地震发生的年超越概率、建筑所在地区与震源距离的远近和传播介质以及建筑物所在地区的场地条件等。《建筑抗震设计规范》（GB50011-2010）在这种分区的基础上略做调整后称为设计地震分组，本规范把这种对特征周期 T_g 的分区称为特征周期分区。其分区结果基本与《建筑抗震设计规范》（GB50011-2010）的设计地震分组一致。我国主要地区特征周期的分组情况见附录 B。

4.2.4 本条给出了场地设计谱特征周期 T_g 的确定方法。

在我国的地震动参数区划图里，针对 II 类场地给出了反应谱特征周期 T_g 按地震环境影响的分区图，分别取一区为 0.35s，二区为 0.40s，三区为 0.45s。所谓地震环境，是指建筑所在地区及周围可能发生地震的震源机制、震级大小、地震发生的年超越概率、建筑所在地区与震源距离的远近和传播介质以及建筑物所在地区的场地条件等。建筑抗震设计规范在这种分区的基础上略做调整后称为设计地震分组，本通则把这种对特征周期 T_g 的分区称为特征周期分区。其分区结果基本与建筑抗震设计规范的设计地震分组一致。我国主要地区特征周期的分组情况见附录 A。

4.2.5 对收集到的有钻孔波速和场地描述资料且水平分量峰值加速度大于 0.1g 的强震记录共 228 个水平分量和 114 个竖向分量作了统计分析，其中，有详细波速资料的水平分量共 91 个，竖向分量共 46 个。统计发现，竖向反应谱的特征周期比水平反应谱的特征周期稍短，其差别随场地的不同而异。但为了简化和偏于安全起见，一般竖向反应谱仍保持场地水平反应谱的形状参数不变，仅当特征周期大于 0.5s 时取 0.5s。

4.2.6 本条给出了抗震设防烈度与设计基本地震加速度的对应关系。

“设计基本地震加速度”是根据建设部 1992 年 7 月 3 日颁发的建标[1992]419 号《关于统一抗震设计规范地面运动加速度设计取值的通知》给出的。通知中有如下规定：

术语名称：设计基本地震加速度值。

定义：50 年设计基准期超越概率为 10% 的地震加速度的设计取值。

取值：7 度 0.10g，8 度 0.20g，9 度 0.40g。

表 4.2.6 所列的设计基本地震加速度与抗震设防烈度的对应关系即来源于上述文件。这个取值与中国地震动参数区划图所规定的“地震动峰值加速度”相当，但后者在 0.10g 和 0.20g 之间有一个 0.15g 的区域，0.20g 和 0.40g 之间有一个 0.30g 的区域，在这二个区域内建筑的抗震设计要求，除另有具体规定外分别同 7 度和 8 度地区相当，表 4.2.6 还引入了与 6 度相当的设计基本地震加速度值 0.05g。

4.2.7 影响加速度设计谱的因素很多，因此容许对场地设计谱的某些参数作适当的调整。包括：

1 多次地震灾害的经验和地震震动观测的结果表明，软弱夹层的存在，对造成震害的场地地震震动特性有着明显的影响。由于软弱土层的影响很复杂，它不仅与软弱土层本身的特性有关，而且与场地土层的构成、地震本身的特性以及地震波传播途径、介质等因素有关。因此，目前在各国规范中对软弱夹层影响的考虑尚无具体的规定。软弱夹层的存在不仅可以改变地震震动（加速度、速度、位移）幅值的大小，而且对反应谱的形状及峰值、周期等地面运动参数有明显的影响。其中对地震动幅值的影响尤为复杂，目前尚难掌握其规律。但是反应谱峰点周期向长周期移动的趋势则比较明显，可以通过土层模型的地震反应分析初步掌握其规律。例如，根据大量土层模型的地震反应分析结果，当覆盖层厚度不超过 30m 且软夹层的剪切波速小于 140m/s 时，可将 4.2.3 条规定的特征周期乘以周期影响系数 φ ：

$$\varphi = 1 + \frac{\lambda}{4H}(\lambda d_s + h_s) \quad (\text{E4.2.7-1})$$

$$\lambda = \frac{v_{se}}{v'_s} \quad (\text{E4.2.7-2})$$

式中： φ ——周期影响系数；

v_{se} ——场地土层影响厚度范围内的等效剪切波速(m/s)；

v'_s ——软弱夹层土的剪切波速(m/s)；

λ ——波速比，一般考虑 $\lambda \geq 1.5$ ；

H ——场地土层影响厚度，取地面下 30m，但不应超过场地覆盖层的厚度(m)；

d_s ——软弱夹层土的厚度(m)；

h_s ——软弱夹层顶面距地表面的距离(m)。

2 本规范第 4.2.3 条给出了阻尼比为 0.05 的工程结构的水平向场地设计谱。众所周知，阻尼比减小，场地设计谱值增加；阻尼比增大，场地设计谱值减小。资料分析表明，增加或减小的幅度随周期不同而不同，而且与特征周期有关。根据大量不同阻尼的加速度反应谱统计分析，附录 D 给出了阻尼比为 0.02~0.10 范围内的修正方法。

4.2.8 本条对考虑液化土层对工程结构设计反应谱的影响问题做了规定。

近期大地震液化调查研究表明，液化场地除对地震动高频部分具有减震作用外，对地震动长周期部分有更明显的加震作用，会对长大高柔结构产生不利影响，但我国现行规范对此未予考虑。中国地震局工程力学研究所袁晓铭团队通过对震害数据的跟踪及理论研究，揭示了液化地基对地震动的影响机理与规律。研究发现，液化引起场地水平自振特性及地震动的改变具有早发性和显著性，地震作用下显著液化土层使原场地很快变成一个刚度明显降低的新场地，会对地震动产生附加作用，对反应谱影响基本规律如图 E4.2.8-1，同次地震下液化场地较非液化的硬场地和软场地反应谱高频减震但低频加震更大。研究表明，当场地发生较严重的液化时，液化会使地震中场地特征周期显著延长，使原场地类别平均

降两类，至少降一类。本条提出的建筑基本自振周期大于 0.5s 为考虑液化对设计反应谱影响起点的要求，与美国 NEHRP 规定一致，但本条又提出了同时要考虑地基液化风险程度及建筑抗震设计类别的附加条件，使性能抗震设计理念在地基液化对地震动和工程抗震设计影响问题上得到更好体现。

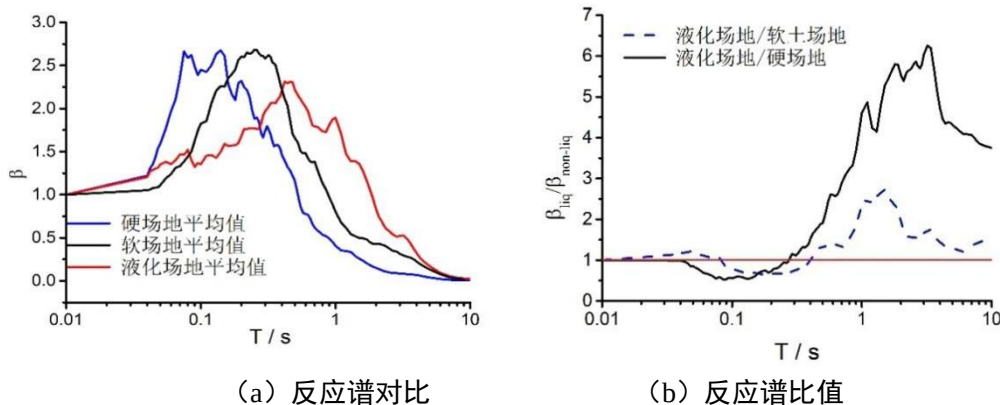


图 E4.2.8-1 同次地震中非液化的硬场地和软场地反应谱与液化场地反应谱的比较（2011 年新西兰基督城地震）

4.2.9 我国规范允许结构在设防地震（主震）作用下进入非弹性状态，余震作用将增加结构的累积损伤，基于主震造成的结构损伤与主余震造成的结构损伤相等的原则，本通则提出了考虑主余震效应的抗震设计谱修正方法，采用 228 条实际主余震地震动进行了统计分析，并给出了修正系数的统计公式。

4.2.10 进行场地的地震危险性分析可确定发震断裂时，对于处于发震断裂两侧 10km 以内的结构，其设计谱可考虑近断层的影响，本通则对比分析了 150 条近断层脉冲型地震动和 150 条远场地震动的反应谱特征，提出了考虑近断层效应的设计谱修正系数。

近断层区域随发震震级的增大而增大，对于 6 级以下的地震，近断层区域宜取发震断裂两侧 20km 范围区域，对于 8 级及以上的地震，近断层区域宜取发震断裂两侧 30km 范围区域，其他震级对应的断层距可通过插值获得。

4.3 地震动加速度时程

4.3.1 本条给出了采用时程分析时选取设计地震动时程的类型和数量的要求。

4.3.2 本条给出了选择实际地震动加速度时程的方法。我国现行抗震设计规范一般规定，采用时程分析法时应按建筑场地类别和设计地震分组选用实际强震记录和人工模拟的加速度时程曲线，实际强震记录的数量不应少于总数的 2/3。目前国内在进行地震反应时程分析时，常把 El Centro、Taft、等实际记录作为输入地震动。但是研究表明，选择这些地震记录的根据是不足的，这些记录并不一定能代表抗震验算所需要的不同风险水平的地震作用。

对于工程结构，特别是大型复杂结构的抗震研究和设计来说，其最重要的任务之一是科学合理的选择设计地震动。为了在现行规范规定的前提下选择这样的设计地震动，谢礼立等在总结了国内外大量强震记录资料和相关研究的基础上，首先提出了最不利设计地震动的概念，并将其延伸到了“地震动按其破坏作用强度的排序”，该成果将地震动破坏强度排序与超越概率相结合，建立了全球实际地震动记录的破坏强度概率排序。

在性能化设计中，考虑到不同抗震设计类别的结构需求，在选择设计地震动记录时，针对不同抗震设计类别的结构，本规范推荐了不同风险水平的地震动记录，以满足不同抗震设计类别的需求。

在选择地震动时，谢礼立等基于全球万余条各类地震动记录进行统计分析，比较了考虑和不考虑场地类别的地震动对结构响应大小（破坏势）排序的标准差，研究发现场地类别对地震动的破坏势排序的影响很小，如下表所示，因此在基于地震动破坏势排序选取推荐输入地震动时，可不考虑场地分类。

表 E4.3.2 考虑场地类别和不考虑场地类别工况下不同结构的地震动破坏势排序的标准差

结构类别 场地因素		刚性结构 ($T < 0.4\text{ s}$)	刚柔结构 ($0.4\text{ s} \leq T < 1.55\text{ s}$)	柔性结构 ($T \geq 1.55\text{ s}$)
场地类型	I 类场地	0.213	0.155	0.123
	II 类场地	0.243	0.160	0.115
	III 类场地	0.263	0.178	0.118
	IV 类场地	0.233	0.190	0.148
不分场地类型		0.243	0.163	0.113

本规范附录E中列出了不同结构周期段和抗震设计类别的推荐输入实际地震动记录。

4.3.3 本条给出了人工模拟加速度时程的合成原则和方法。

4.3.4 本条给出了采用三维模型计算地震作用是地震动的幅值要求。选用实际强震记录，可取在相同场地条件下同一地点的三分量记录，也可取同一场地条件下不同地点的相应分量记录。

5 地基基础

5.1 一般规定

- 5.1.1 规定了本章条款的适用范围。
- 5.1.2 规定了地基基础抗震设计需要考虑的基本因素和设计原则。
- 5.1.3 规定了地基基础抗震设计需要满足的基本要求。
- 5.1.4 规定了基础部件承载力及细部构造需要满足的基本要求。
- 5.1.5 规定了需要进行地基基础地震危害评估的范围。

5.2 天然地基浅基础

- 5.2.1 规定了不需进行地基承载力抗震验算的天然地基基础建筑物的范围。
- 5.2.2 规定了天然地基土的抗震承载力的确定方法。表 5.2.2 给出的土的抗震承载力调整系数是考虑地震作用的暂短性和土的速率效应，根据现有的研究成果和工程经验给出的。
- 5.2.3 规定了天然地基地震承载力验算应满足的要求。式(5.2.3-1)中的 p 和式(5.2.3-2)中的 $p_{\max}$ 分别是在包括地震作用在内的荷载组合作用下基础底面上的平均压应力和基础边缘的最大压应力，由上部结构抗震计算确定。因此，在确定 p 及 $p_{\max}$ 时考虑了性态设计要求。

5.3 液化和软弱土层地基

- 5.3.1 规定了需要进行液化判别范围。

除传统的饱和砂土和粉土外，本次修订将饱和砾性土纳入需要进行液化判别的土类。砾性土是砾质土、砾砂、粉砾土、砂砾土和砾类土的统称，为由卵石、砾、砂、粉粒、黏粒等组成的宽级配粗粒土。国内外以往均有地震下砾性土发生液化的实例，特别是2008年我国汶川地震中出现了全球最大规模的自然沉积砾性土液化现象与震害，所发现液化土含砾量从10%到85%甚至更大，打破了自然沉积砾性土为非液化安全地基的固有认识，因而实际工程中应将砾性土作为可能液化的土类予以考虑。

本次修订将判别深度从以往的20m延伸到30m。20世纪80年代前，我国大陆震害调查中所确定的液化层最大深度为10.5m，液化层埋深1m~6m的占85%，因而以往形成的液化判别方法实际上在10m内合理，并且当时浅基础建筑占绝大多数，对埋深10m以内土层提出合理的液化判别已经能很好满足当时工程建设需求。时至今日，我国工程建设中已经拥有大量高层建筑、深基础结构和地下工程，超过10m的基础工程和地下工程已成常态，并且近20年来地震液化调查中所发现的液化层深度不断增加，已出现深度接近30m的液化现象，因此对超过10m的深层土给出合理的液化判别已经成为当前工程建设所必须。

- 5.3.2 规定了液化判别应采用的技术手段和要求。

本次修订同时规定了基于标准贯入试验、剪切波速试验和静力触探试验的三种液化判别方法，本条是保证地基液化判别得到科学合理结果的核心技术规定。

我国绝大多数工程领域抗震规范的液化判别，采用的是标准贯入判别方法，也有采用剪切波速和静力触探的判别方法。对于液化判别，我国不同领域抗震规范中，一般都规定

可以采取其他较为成熟的判别方法，因而实际工程中采用任何规范方法进行液化判别都是合规的，这就需要基于标准贯入、剪切波速和静力触探的三种液化判别方法具有一定的协调性，三者之间不能出现明显矛盾的结果。

国内外现有液化判别公式中，液化临界曲线与砂层深度关系均呈递增关系，而我国现行《岩土工程勘察规范》中静力触探液化临界曲线与砂层深度呈递减关系，导致浅层液化判别结果偏于保守，同时会将深层松散砂土大部或全部判成非液化，得到偏于危险的结果。李兆焱等的研究表明，随砂层深度增加，水平地震剪应力和土体抗液化强度同时增大，但前者增大速率大于后者，液化临界值与砂层深度呈正相关的非线性递增关系，而非递减关系。我国现行《岩土工程勘察规范》中剪切波速液化判别方法，对高烈度区和深层土严重保守，会将密实状态的砂土判成液化，如对7度埋深10m以下、8度埋深5m以下和9度下的大部分情况，临界剪切波速都超过220m/s，这已被实际震害调查证伪。按现行规范，对同一场地进行液化判别，不同方法的结果会出现明显矛盾，增大了判别结果的主观性。

本次修订中规定的标准贯入、剪切波速和静力触探三种液化判别方法，统一采用中国地震局工程力学研究所袁晓铭团队提出的双曲线模型，三种方法都经过大量实测数据的检验，结果定性协调一致，避免了判别结果的任意性。应强调的是，使用两种或两种以上判别方法时，一般应以标准贯入判别结果优先。当同一地基采用不同的判别方法，结果相差较大时，应进行专门的研究和论证。由于土体性质具有区域性，当本地区有较为成熟的液化判别方法时，应以适于本地区的判别结果为准。

5.3.3 规定了饱和砂土和粉土的液化判别方法。

本次修订保持了我国液化判别方法的特点，并以双曲线模型对我国现行规范中液化判别模型进行了改进。我国现行规范中基于标准贯入试验的液化判别公式，对10m~20m的深层土明显保守，例如会将9度下埋深12m、标贯锤击数为30以及埋深20m、标贯锤击数为48的砂层判成液化，而震害调查和现有研究都表明这种情况不会发生，对此工程界反映强烈。本条标准贯入液化判别公式，采用我国大陆液化数据构造，并通过了1995年阪神地震和1999年集集地震20m埋深区间312组液化数据以及2011年新西兰地震30m埋深区间341组液化数据的检验。本条公式与现行《建筑抗震设计规范》中液化判别公式以及美国国家地震工程研究中心在Seed简化方法基础上提出的NCEER方法的对比结果如图E5.3.3-1，图中（c）补充了9度下采用2011年新西兰地震液化数据的检验结果。本条公式克服了我国现行规范砂层埋深超过10m时严重保守的缺点，弥补了我国规范砂层埋深20m以下液化判别方法的空白，消除了国际上NCEER方法中砂层埋深超过10m后液化临界线出现回弯的不合理现象以及很强至剧烈地震动（ $0.25g < PGA < 0.9g$ ）作用下较为保守的缺点。本条液化判别公式中考虑震级影响的调整系数 β ，对于实际地震动亦可按 $\beta=0.20M_s-0.50$ 计算，其中 M_s 为面波震级。

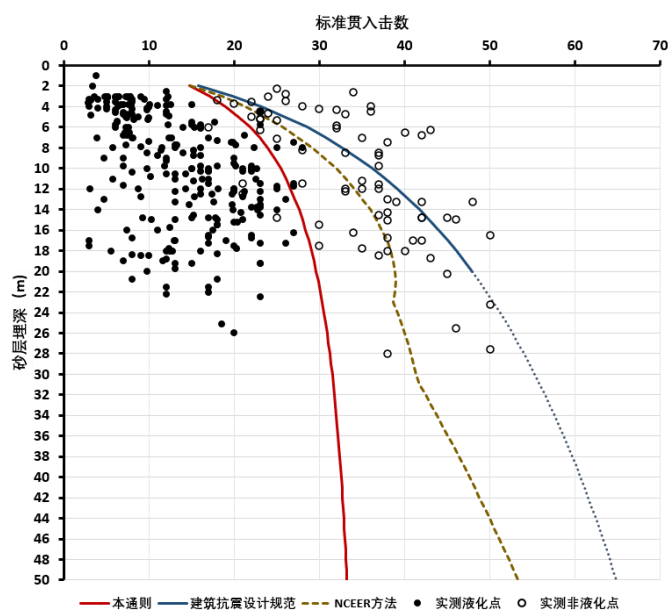
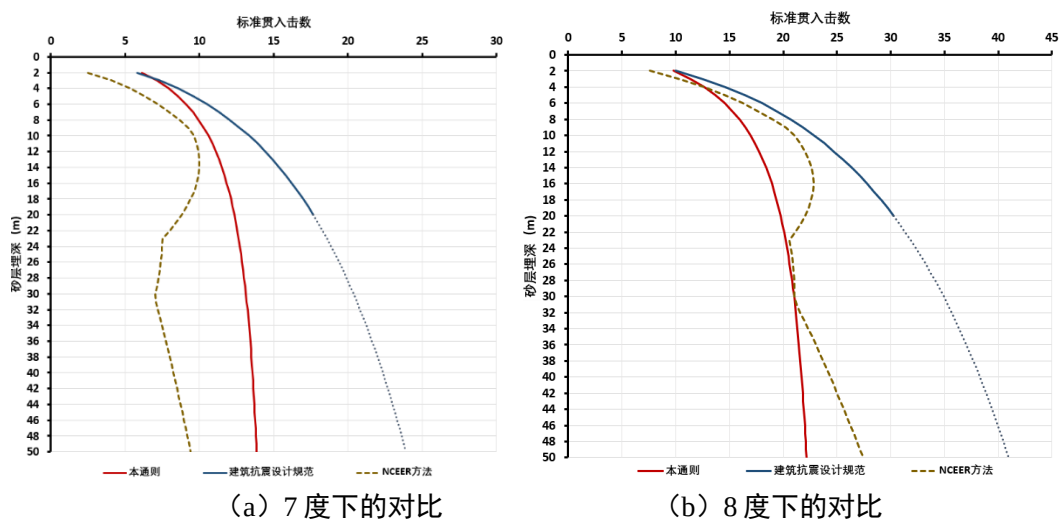


图 E5.3.3-1 本通则标准贯入液化判别公式与我国现行《建筑抗震设计规范》GB50011 以及美国国家地震工程研究中心 NCEER 方法的液化判别临界线的比较

我国工程中使用的液化判别方法，习惯采用黏粒含量作为含细粒土液化判别的附加指标，同时以地震危险性分区考虑远震近震的影响，而国际上则以细粒含量作为含细粒土液化判别的附加指标，并直接以震级作为调整参数。为使我国公式与国际接轨，公式(5.3.3)亦可表达成如下的另一种形式：

$$N_{cr} = \left(\frac{69a_{\max}}{a_{\max} + 0.40} \right) (1 - 0.02d_w) \left(0.21 + \frac{0.79d_s}{d_s + 6.2} \right) \sqrt{\frac{12}{(F_c - 3)}} (0.20M_s - 0.50) \quad (\text{E5.3.3})$$

式中： N_{cr} ——标准贯入锤击数临界值；

$a_{\max}$ ——设计地震加速度(g)；

d_s ——标准贯入点深度(m)；

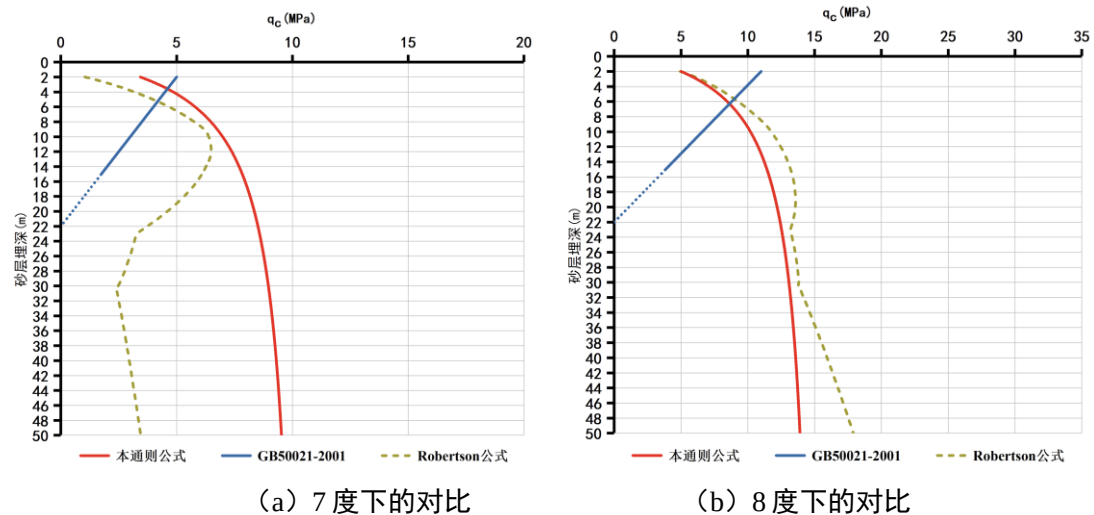
d_w ——地下水位深度(m)；

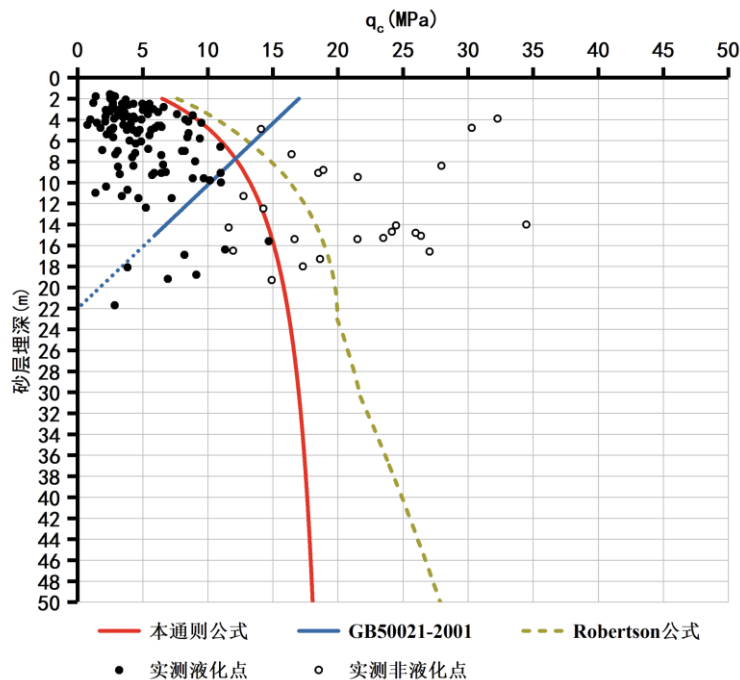
F_c ——细粒含量百分比，当 F_c 小于15或为砂土时， F_c 应采用15；

M_s ——面波震级。

其中，以细粒含量百分比 F_c 替代黏粒含量百分比 ρ_c 的方法，来源于董林等的研究成果。

除标准贯入试验外，本次修订附录中也规定了基于剪切波速试验和静力触探试验的两种液化判别方法，附录中静力触探判别方法中的土性修正系数 $\sqrt{4/(7.4R_f + 1.04)}$ ，为参考蔡国军等研究成果并结合现有规范黏粒含量修正公式给出。本通则静力触探判别公式与我国现行规范以及国际上常用的Robertson方法的对比结果如图E5.3.3-2。对Robertson方法，超过10m后的临界线为分段模型，造成7度下出现回弯，会得到偏于危险的结果，而9度下临界线增长过快，又会给出偏于保守的结果。我国现行规范方法，液化临界曲线与砂层深度呈现不正常的递减关系，导致浅层偏于保守，深层严重偏于危险。本通则方法克服了Robertson方法的缺点，也纠正了我国现行规范的问题。





(c) 9度下采用 2011 年新西兰地震液化数据的检验结果对比

图 E5.3.3-2 本通则静力触探液化判别公式与我国现行《岩土工程勘察规范》GB50021 以及国际上常用的 Robertson 方法的液化判别临界线的比较

5.3.4 规定了饱和砾性土的液化判别方法，包括砾性土液化初判条件以及基于超重型圆锥动力触探试验和剪切波速试验的砾性土液化复判公式。

曹振中等的研究表明，影响砾性土液化最重要的因素是其松散程度和排水条件。陈龙伟等的研究表明，以往以一个计算公式完成液化判别的方法仅适用于砂土层，砾性土液化判别需要额外补充埋藏条件方面的要求，这应也是砾性土液化判别方法区别于砂土液化判别方法的重要标志。汶川地震调查研究结果表明，液化砾性土含砾量与地震强度并无显著正变关系，但砾性土液化判别需要埋藏条件方面的特殊要求，主要包括两部分，一是上覆渗透性差非液化土层（帽子）的存在是地下砾性土层可发生液化的必要条件，称为“帽子效应”；二是地下水位与帽子间不能有过厚的可排水层间隙，这也是下卧饱和砾性土层可发生液化的必要条件，称为“间隙效应”。

原位试验是砾性土地基液化判别的首选方式。鉴于常规的标准贯入试验和静力触探试验在砾性土地基上难以实施，超重型圆锥动力触探试验就成为评价砾性土地基性能的优选技术手段。该技术在我国已经有六十年应用历史，经济简便，可给出土层连续测试数据，是具有中国特色的现场试验技术，被国外学者称为 CDPT（Chinese Dynamic Penetration Test）。中国地震局工程力学研究所的科研人员，根据 2008 年我国汶川地震液化调查结果，提出了具有中国特色的砾性土液化判别方法。方法由砾性土层液化初判条件以及基于 CDPT 和剪切波速的液化判别公式组成，复判公式按两种模式构造，一种为适于欧美和世界其他国家的 CSR 模式，形成的公式称为 CYY（Cao, Youd and Yuan）公式，另一种公式以双曲线模型构造，适于我国使用。本条提出的砾性土液化初判条件以及复判公式，通过了全球五个国家 29 个历史地震砾性土液化场地的实测检验。公式中的调整系数 β ，对于实

实际地震动可按 $\beta=0.17Ms-0.29$ 计算。

高剪切波速天然砾性土层会发生液化。汪云龙、陈卓识等的研究表明，液化砾性土层实测剪切波速范围为 141m/s~267m/s，修正剪切波速范围为 195m/s~314m/s，远超出以往出现液化砂土层的剪切波速范围。以往认为天然砾性土层波速很大而不会出现液化认识是错误的，将导致相当危险的结果。以成都平原为例，给出的砾性土密实度与剪切波速关系如图 E5.3.4，砾性土层松散、稍密、中密、密实间的分界线，对应的剪切波速分别约为 215m/s、255m/s 和 290m/s，远大于砂土不同密实度的剪切波速分界值。

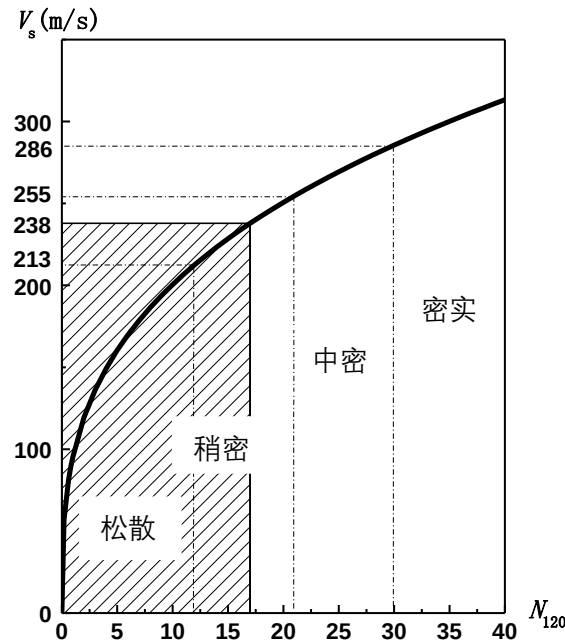


图 E5.3.4 砾性土层密实度与剪切波速关系（阴影部分为可发生液化的主要区域）

在含砾量对砾性土液化强度影响方面，刘荟达、汪云龙等采用提出的砾性土试样橡皮膜嵌入修正方法，通过汶川地震液化现场试样的一系列大粒径动三轴液化试验，给出了本条含砾量的影响系数。周燕国等对砾性土液化机理进行了系统研究，结果表明含砾量 40%~60% 左右是一个门槛值，门槛值以下其特性主要由砂土控制，超过该界限主要由砾土控制，这一认识与本条计算公式吻合。

5.3.5 规定了地基液化指数和地基液化等级的计算方法。

本次修订吸纳了余跃心、刘汉龙和高玉峰等提出的以液化概率代替标贯比余量（ $1-N/N_{cr}$ ）计算液化指数的科学思想。我国现行规范的液化指数计算，是标贯比余量表示土层易液化程度，与判别出的可液化层厚度乘积作为该土层的液化指数。标贯击数不属于物理力学参数，液化指数与土层易液化程度之间也并非标贯比余量表现出的正比关系。采用土层液化概率函数替代标贯比余量函数，使液化指数与液化发生的可能性直接关联，计算参数具有明确的意义，使地基液化指数的计算回归到液化危险性问题的本质，更适于液化风险决策。同时，以土层液化概率作为计算参数将使液化指数的计算在不同的判别指标间具有可替换性和结果的唯一性。

本通则与我国现行规范的液化指数计算公式，就一般情况（水位2m，砂层深度4m，厚度2m）的对比结果如图E5.3.5。本通则液化指数计算结果与现行规范总体趋势一致，在7度区基本一致。在8度区和9度区，本通则表现为更合理的非线性关系，以标贯比余量表示土层易液化程度的现行规范在一定程度上将低估土层的液化指数。

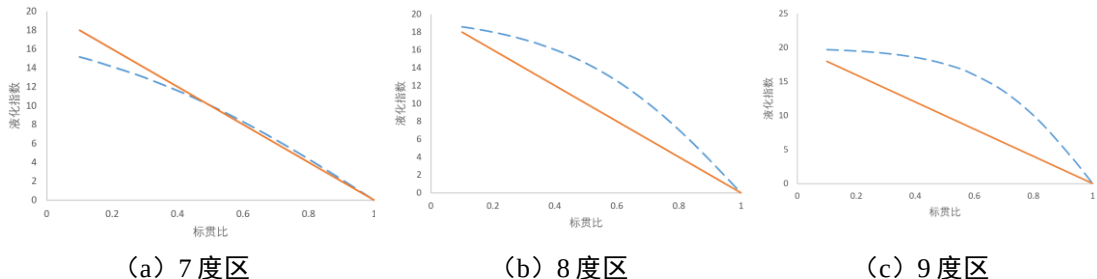


图 E5.3.5 本通则（虚线）与我国现行《建筑抗震设计规范》GB50011（实线）液化指数计算方法的对比如

对液化指数中层位影响权函数，本条规定了不同类型结构和不同目标下的计算方法，是对我国现行规范相关规定的补充完善。对于浅基础结构，层位影响权函数值计算方法与现行规范基本一致，同样体现了不断加深的液化层对浅基础结构震害影响不断减弱的事实。对于桩（深）基础结构，深层液化对结构震害的影响显然不能与浅基础结构等同，此时深层液化下层位影响权函数较浅基础结构应采用更大的值。对于场地自身液化程度描述，需采用深浅一致的权函数。

2011年新西兰地震中，场地出现多层液化，导致十分严重大面积液化破坏，最后不得不永久放弃部分城区。鉴于此，对地基液化等级的描述，本条增加了非常严重一档，并在地基抗液化对策中规定对此类情况要特殊研究。

5.3.6 规定了土层液化概率及地基液化概率等级的计算方法。

国内外液化概率评价方法已经有较多研究，我国现行《核电厂抗震设计标准》GB50267 也给出了液化概率计算公式。这些方法形成时采用 CSR 理论以及对实测数据回归的完全数学方法，其液化临界曲线在土层埋深超过 10m 时不甚合理，同时由于目前液化数据不具有完备性，导致方法结果差异较大，也与已有确定性判别方法难以协调。

中国地震局工程力学研究所的科研人员基于一种基于单变量（UB，univariate-based）方法给出了本通则的液化概率计算公式。新公式关键点之一是确定主控参数对液化概率的贡献度，除中国地震局工程力学研究所科研人员研究成果外，本条中标贯锤击数的贡献度也综合了 Liao SC 等、潘建平和孔宪京等研究成果，附录中锥尖阻力贡献度综合了袁启旺、Juang CH 等、符圣聪和江静贝的研究成果。

本通则的液化概率公式通过了 1995 阪神地震和 1999 台湾集集地震以埋深 10m 以内为主的 312 组液化实测数据的检验。采用 2011 年新西兰地震 2m-30m 埋深的 9 度区内 285 组液化实测数据进一步检验，不同概率水平下本通则与现行规范液化临界线对比如图 E5.3.6。与现行规范方法相比，10m 内二者一致，但本通则方法克服了其埋深超过 10m 后液化临界线回弯分段的不合理现象以及判定结果明显偏于危险的缺点。同时，本通则的液化概率公式可保持与确定性判别公式之间的协调，即在概率为 0.5 时二者结果完全一致。

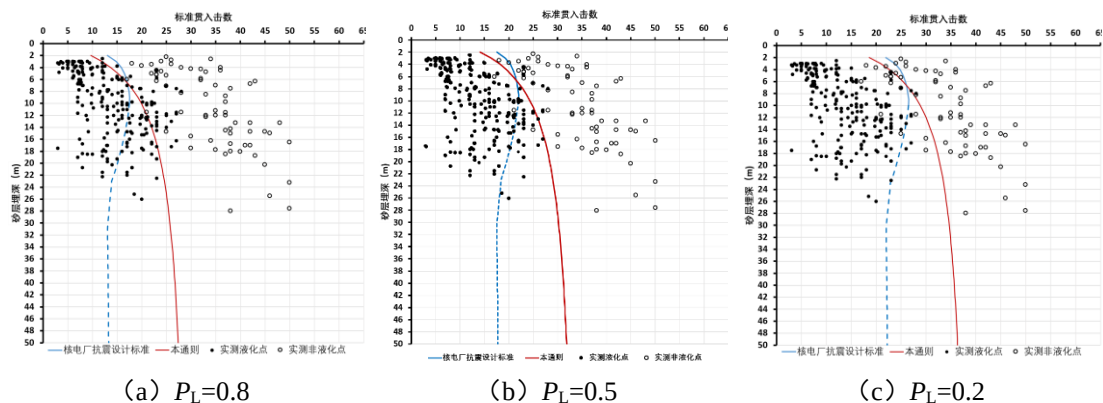


图 E5.3.6 不同概率水平下本通则与现行《核电厂抗震设计标准》GB50267 液化临界线对比

5.3.7 规定了抗液化的工程对策。本条抗液化工程对策，与现行规范思想一致，基本要求也具有延续性，但补充了地基液化概率作为不同对策的限定条件。通过地基液化概率限定条件的引入，将使同一地基液化等级下液化发生可能性较大的土层可以得到更严格处理，而同一地基液化等级下液化发生可能性较小土层处理则相对简化，从而使可液化地基处理对策能更好地满足安全与经济平衡的性态抗震设计要求。

5.3.8 规定了全部消除地基液化沉陷的措施。

5.3.9 规定了部分消除地基液化沉陷的措施。

5.3.10 规定了减轻液化影响的基础和上部结构处理措施。

5.3.11 规定了存在液化侧向扩展或流滑地段的处理措施。

5.3.12 规定了地基主要受力层范围内存在软弱粘土层情况所应采用的工程措施。

5.4 桩基础

5.4.1 规定了可不进行桩承台、桩基抗震验算的范围。

5.4.2 规定了非液化土中低承台桩基的抗震验算方法。

5.4.3 规定了液化土中低承台桩基的抗震验算原则和方法。

本条土层液化影响折减系数计算中，采用土层液化概率替代现行规范中的标贯锤击数比（余量），作为土层液化影响折减系数归档计算的控制指标。土层液化影响折减系数本应由土层液化概率控制，采用标贯锤击数比余量仅是一种近似方法。本条以土层液化概率划分档位的方式，与现行规范标贯锤击数比的档位划分方式相比，8 度地震动强度下二者结果基本一致；9 度地震动强度下现行规范偏于危险，会将液化概率 90%土层的液化影响折减系数归到第二档位（浅表土折减系数为 1/3）；7 地震动强度下现行规范偏于保守，会将液化概率 65%土层的液化影响折减系数归到第一档位（浅表土折减系数为 0）。

本条采用土层液化概率作为土层液化影响折减系数的控制参数，弥补了现行规范中液化土层桩基础抗震设计方法的缺陷，可体现“大震不倒”以及安全与经济平衡的性态设计要求，且结果具有客观唯一性，可推广到除标准贯入试验外的其他原位试验。

5.4.4 对液化土桩承台周围的回填土及密度提出了要求。

5.4.5 对液化土中桩的配筋做了规定，本条对保证桩基础安全相当关键。

5.4.6 对斜坡或倾斜地面下土层的液化情况，规定了在桩基的抗震计算中应考虑土体顺坡位移引起的侧向推力作用。

6 地震作用和结构抗震验算

6.1 一般规定

6.1.1 可接受的抗震结构设计应包括：

- 1 选择适合于预期地震动强度的抗竖向荷载和侧向地震作用的体系；
- 2 布置这些体系，以保证结构在地震反应中作为整体起作用 and 提供连续、规则和赘余的水平地震作用传递途径；
- 3 确定各种构件和连接的尺寸，使之有足够的侧向和竖向承载力和刚度，以限制其在地震中的破坏处于可接受的水平；
- 4 为达到预期的性能目标，设计分析应按条文所规定的相应方法进行；
- 5 对有扭转效应的结构，应该考虑扭转的影响；
- 6 对于大尺度结构，应分别单点一致、多点、多向或多向多点输入计算地震作用。

第 6.1.1 条实质上要求抗震设计是完善和遵循结构力学原理的。地震作用必须从它的起点合理地传递到抗力的最后点。这应是显然的，但常常被无地震工程经验者所忽视。

6.1.2 为便于抗震分析和制定设计规定，将建筑结构按材料划分为不同类别的结构体系。

- 1 在选择结构体系时，要慎重考虑结构体系的连续性、延性和赘余度的相互关系。

在设防地震作用下，对于大多数使用功能 II 类（性能要求为基本运行）的结构，其内力和变形实质上将超过结构构件屈服或屈曲之点，并表现为非弹性性状。但是过去的地震经验表明，只要选择合适的结构体系，并按适当的延性、规则性和连续性对结构进行细部设计，则有可能按折减的地震作用对结构完成弹性设计，仍能获得可接受的性能。因此本规范采取这样的方法确定结构尺寸，使结构在用结构影响系数折减的设计地震加速度可能产生的水平地震作用下，不会变形到超过显著屈服之点，然后，当需要时由位移放大系数放大由折减的地震作用计算的弹性变形，来估计设计地震加速度下的预期变形。

所谓“显著屈服”并非指任何构件首次出现屈服，而是定义为至少引起结构最危险区域完全进入塑性的水平。图 E6.1.1 示意典型结构的水平地震作用-位移曲线。

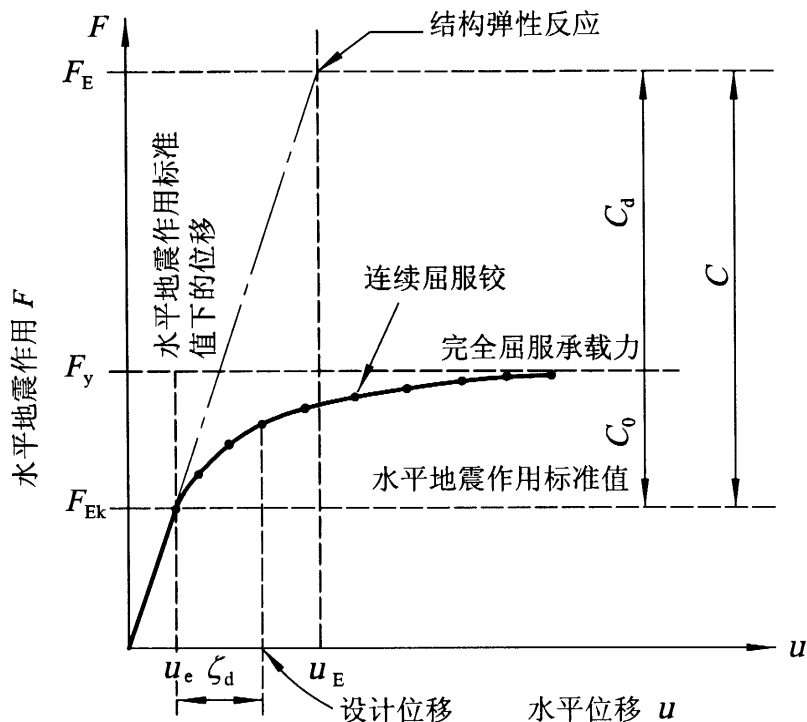


图 E6.1.1 非弹性地震作用-变形曲线

图 E6.1.1 说明了规范中的结构影响系数 C 和位移放大系数 ζ_d ，以及规范未考虑的结构超载力系数 C_0 的意义。应当说明，表 6.1.2 中规定的 C 和 ζ_d 值，是考虑了合适设计的典型结构的特点而确定的。

结构影响系数 C 代表设计地震加速度下规定的地震作用标准值与弹性地震作用之比（图 E6.1.1），即 $C = F_{Ek}/F_E$ ，它恒小于 1。用结构影响系数对弹性地震作用进行折减，其理由是由当结构进入屈服和非弹性变形时，结构的有效周期趋于增长，对许多结构这导致地震作用减小；而且非弹性作用，亦即滞变阻尼导致大量耗能。它们的组合效应称为延性折减，体系的延性折减系数定义为 $C_d = F_y/F_E$ 。由图 E6.1.1 显见， $C = C_d + C_0$ 。

单凭承载力不足以获得较高的抗震性态。因此，还需通过对各抗震设计类别的结构，应用列于第 6.1.5 条的设计和细部要求以及表 6.4.3 中的严格层间位移角限值来获得。

在罕遇地震作用下，为防止结构倒塌（保证生命安全），对某些延性结构需要计算结构的弹塑性变形，第 6.4.4 条至 6.4.8 条规定了需要进行弹塑性变形验算的结构、弹塑性变形的计算方法和容许的弹塑层间位移角。对脆性结构，则主要通过设置构造柱、芯柱、圈梁和水平钢筋来提高结构的变形能力，以防止倒塌。

对较重要的使用功能类别的建筑所要求的较高性态（使用功能 III、IV 类的结构），为确保在抗震设防地震下满足相应的性态要求，则需按第 6.1.4 条规定进行承载力和相应的变形验算。

结构影响系数 C 的确定，在很大程度上要基于对各种结构体系在过去地震中的抗震性态的工程判断。例如，对小赘余度结构和脆性材料的小阻尼结构， C 应取较大数值，而对于多赘余度结构和大延性、大滞变阻尼的结构，则应取较小的 C 值。本规范按抗震设防地

震进行截面抗震设计，但采用《建筑抗震设计规范》GB50011 的截面抗震验算表达式，该表达式是基于多遇地震烈度建立的，而多遇地震烈度相对于设防地震烈度的地震作用的折减平均为 0.35，它相当于 78 规范的平均结构影响系数（建设部抗震办公室，1990）。因此本规范以 78 规范的结构影响系数为基础，根据各类结构体系在过去地震中的反应性态，来确定它们的结构影响系数，如表 6.1.2 所示。

钢-混凝土组合体系的结构影响系数值，是与可比较的钢和钢筋混凝土体系的值相当的。钢管混凝土体系的结构影响系数值，则是与可比较的钢筋混凝土体系的值相当的。示于表 6.1.2 中的这些值，仅当遵照第 9 章组合结构的设计和细部规定时，才是容许的。

配筋砌块砌体剪力墙体系的结构影响系数值，则是与可比较的钢筋混凝土体系的值相当的。示于表 6.1.2 中的值，仅当遵照第 10 章和附录 L 对砌体结构的设计和细部规定时，才是容许的。

承重墙体系由墙和/或隔墙提供重力荷载的支承和侧向地震作用的抗力。一般说，这种体系通常缺乏支承重力荷载和水平地震作用的赘余度，因而有比其它体系较大的结构影响系数。

框架体系由框架提供重力荷载的支承，侧向地震作用的抗力则主要通过框架构件的弯曲作用来提供。框架应满足第 7 和 8 章所有的设计和细部要求。

支撑框架（抗震板）体系由框架柱支承重力荷载，侧向抗力则由支撑框架提供。

框架-抗震墙或支撑结构体系主要由框架支承重力荷载，侧向抗力主要由抗震墙或支撑结构提供，框架则提供赘余的侧向抗力。框架-抗震墙或支撑结构体系应按框架与抗震墙或支撑结构协同工作原理进行分析。

关于位移放大系数 ζ_d ，在 30 多年前 Newmark 就曾指出，结构的最大弹塑性位移可合理地用相同地震加速度下的弹性结构的位移来估计(Miranda 和 Bertro, 1996)，亦即弹塑性位移 u 可表为 $u=1.0u_e/C$ ，式中 u_e 是按折减的地震作用由弹性分析计算的位移。美国 SEAOC 1996 规范附录 C 建议在上式中以 0.7 代替 1.0，以作为弹塑性位移一个较合理的、覆盖面较广的近似。本规范在 SEAOC 建议的基础上，考虑各结构体系的变形特性，规定了它们的位移放大系数，如表 6.1.2 所示。

2 各抗震设计类别建筑的最大适用高度，应符合第 7~12 章的规定。

6.1.3, 6.1.4 在本规范预期的设计地震加速度作用下，结构的体形可显著影响其性态。体形可划分为两种情况，即平面体形和竖向（或称立面）体形。本规范基本上是对具有规则体形的建筑制定的。过去的地震多次表明，具有不规则体形的建筑比具有规则体形的建筑遭受较大的破坏。有若干原因说明不规则结构的不良性态。在规则结构中，由强震产生的非弹性地震作用是趋于沿结构很好分布的，从而导致能量耗损和破坏的散布。但是在不规则结构中，非弹性性状可集中在不规则区，导致这些区域中结构构件的急剧失效。另外，某些不规则类型在结构中产生非预料的应力，设计者在结构体系的细部设计中常忽视它们。最后，结构设计一般采用的弹性分析方法，常不能很好预测不规则结构中地震作用的分布，

导致不规则区域的不恰当设计。由于这些原因，本条首先指出对不规则结构要采取加强措施，对特别不规则的结构要进行专门的研究和评估，规定不能采用严重不规则的结构，规定这些要求是为了鼓励将建筑设计成规则的体形。

6.1.5 第1款中表 6.1.5-1 说明什么情形的建筑应规定为平面不规则的。建筑可以有对称的几何形状且无凹角或翼，但由于质量或竖向抗震构件的分布不均匀而仍应归类为平面不规则的。地震中的扭转效应，即使当质量中心和抗力中心重合时也有可能发生，例如相对于建筑轴线偏斜作用的地震动可引起扭转、非对称形式的裂缝和屈服也可引起扭转，这些效应可放大由质量中心和抗力中心间的偏心距产生的扭转。由于这个原因，质量中心和抗力中心间的偏心距超过垂直于地震动方向建筑尺寸 10% 的建筑，应归类为不规则的。竖向抗力构件可以布置得使质量中心和抗力中心间的偏心距处在上面给出的限制范围内，但仍属非对称的布置，而导致规定的扭转力不均匀地分配于各构件。扭转不规则还可再分为两类：其中一类为极端扭转不规则，软弱场地上应避免出现这类不规则。还有一种竖向抗力构件的分布虽然不能归类为不规则的，但在地震中的性态不好，抗震体系的竖向构件集中在建筑中心附近的芯墙建筑即属此情况。

规则外形建筑可以是方形、矩形或圆形的。具有小凹角的方形或矩形建筑，仍可认为是规则的，但形成十字形的大凹角要归类为不规则外形。这种建筑的翼的反应一般不同于建筑整体的反应，它将产生比按规范规定对整体建筑所确定的较高的地震作用。因而应该考虑扭转的效应。其它诸如 H 形的几何对称平面外形，其翼的反应也要归类为不规则的。

同一水平的楼、屋盖各部分间的刚度若有显著差异，应归类为不规则的，因为它们可引起地震作用在竖向构件上分布的不均匀，并产生规则建筑所未考虑的扭转作用。平面不规则的例子示于图 E6.1.5-1。

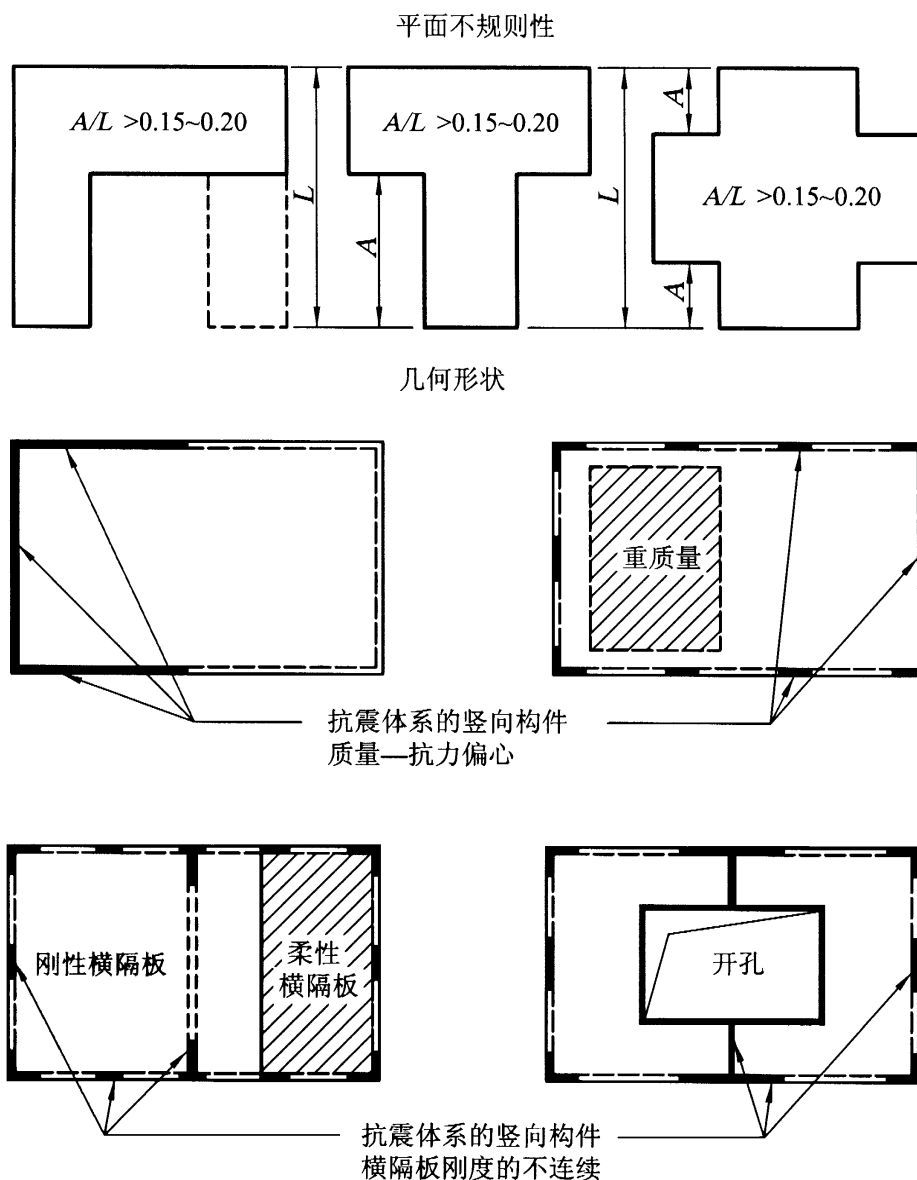


图 E6.1.5-1 建筑平面不规则

在侧向地震作用的传递途径中有不连续的情形，结构不能再认为是规则的。需要考虑的最危险的不连续情形，是抗震体系竖向构件的出平面错位，这种错位强加重力荷载和侧向地震作用效应于水平构件上，它们是难以恰当规定的。

在侧向抗力体系的竖向构件不平行或不对称于正交主轴的情形，本规范的底部剪力法不能像所给出的那样应用，因而结构必须认为是不规则的。

第 1 款中表 6.1.5-2 说明什么情况的结构必须认为是竖向不规则的。竖向不规则影响不同质点的反应，并在这些质点产生显著不同于第 6.2 节底部剪力法所给出的地震作用分布。

如果某楼层的层高远高于相邻楼层，且所导致的刚度减小没有或不能补偿，则此结构应归类为竖向不规则的。竖向不规则的例子示于图 E6.1.5-2。

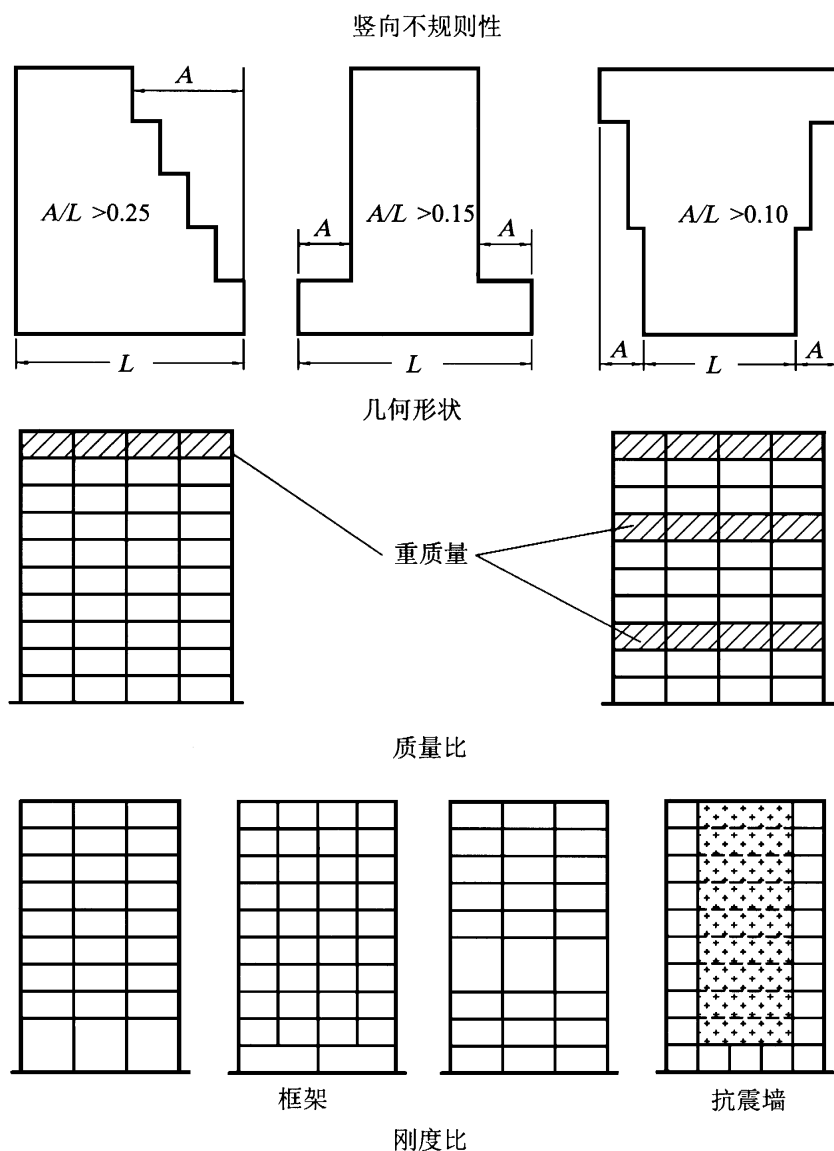


图 E6.1.5-2 建筑立面不规则性示意

只要相邻层的质量和刚度之比存在显著不同，建筑就应归类为不规则的。当一个大的质量，例如游泳池，置于某一楼面时就可出现这种情况。

有一种形式的竖向不规则，由相对于建筑竖向轴线的不对称几何形状构成。建筑有对称于竖轴的几何形状，但由于在一个或一个以上楼层处抗侧力体系的竖向构件的显著阶缩，仍要归类为不规则的。如果较大尺寸与较小尺寸之比大于 130%，则阶缩应认为是显著的。如果较小尺寸位于较大尺寸的下面，因而造成倒锥效应，应避免出现这类不规则建筑。

规定薄弱层不规则是由于楼层间承载力的突然变化，将引起某楼层抗侧力构件能量耗损的集中，这一问题已见于过去的地震调查中。

柔软层不规则再划分为两类，其中一类为极端柔软层，像薄弱层一样，柔软层可导致失稳和倒塌，软弱场地上禁止采用极端柔软层建筑。

第 2 款说明什么样的结构是特别不规则的，对于多项不规则特点超过规定的参考指标较多时，应确定为严重不规则的结构，它是不能采用的。

6.1.6 本条规定了对平面不规则而竖向规则的建筑、平面规则而竖向不规则的建筑、平面不规则且竖向不规则的建筑进行地震作用计算和内力调整及对薄弱部位采取有效的抗震构造措施的原则和方法。

6.1.7 体型复杂的建筑并不一概提倡设置防震缝。有些建筑结构，因建筑设计的需要或建筑场地的条件限制而不设防震缝，此时应按 6.1.6 条的规定进行抗震分析并采取加强延性的构造措施。防震缝宽度规定，见本规范各章节并便于施工。

6.1.8 结构的地震作用和变形的分析，有许多标准方法，包括本规范中规定的两个方法。现按其严密性和预期精度的增加次序排列如下：

1 底部剪力法（第 6.2 节）；

2 振型分解法（第 6.3 节）；

3 非弹性静力分析法，包含逐步增加的侧力图形和结构模型的调整，以考虑荷载作用下的逐步屈服（推覆分析，即 push-over 分析）；

4 逐步积分耦联运动方程的非弹性反应时程分析法。

抗震设计类别为 B 或 C 类、高度不超过 40m、以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的结构，以及近似于单质点体系的结构，地震作用计算可采用底部剪力法。否则应采用振型分解或静力弹塑性或弹塑性时程分析等更精确的方法。

6.1.9 国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 按国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068 的原则规定，将地震发生时的恒荷载与其它重力可能的遇合结果，总称为“抗震设计的重力荷载代表值”，即永久荷载标准值与有关可变荷载组合值之和。本规范采用了 GB50011 定义的重力荷载代表值及各可变荷载的组合系数。

6.2 水平地震作用计算的底部剪力法

6.2.1 本节讨论结构水平地震作用计算的底部剪力法。

6.2.2 本规范采用了国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011-2010 的底部剪力法。

6.2.3 本条像《建筑抗震设计规范》(GB50011)一样，介绍了根据楼、屋盖的具体情况将各层地震剪力分配到竖向抗侧力构件的原则。

对不规则结构不进行扭转耦联计算时，规定了简单考虑扭转影响的放大方法，指出对不规则结构宜用有限元分析考虑扭转影响。

6.3 水平地震作用计算的振型分解法

6.3.1, 6.3.2 振型分解法（Newmark 和 Rosenblueth, 1971; Clough 和 Penzien, 1975）通常适用于计算复杂的多自由度结构的线性反应。结构的线性反应是各固有振动振型反应的叠加，可用一系列单自由度振子的反应来模拟。对于某些类型的阻尼，这在数学上是精确的，而对于建筑结构，结构地震反应的无数足尺试验和分析已表明，采用振型分解，并以等效粘滞阻尼单自由度振子描述结构振型的反应，对于线性反应分析是一个很好的近似，振型分解的数学模型，有二维模型和三维模型，三维模型还可包括模拟楼、屋盖柔度的附加自由

度。

振型分解法在设计中是方便有效的。底部剪力法式(6.2.2-1)中的地震影响系数,实质上是加速度设计谱,可以用来确定一个完整结构的每个振型的最大反应。本规范采用了单个振型的振型水平地震作用及其沿结构高度分布的表达方式。这种表达方式突出了它们与底部剪力法的相似性。一旦确定了每个主要振型的水平地震作用和其它反应变量,并组合给出总水平地震作用标准值及其效应,则它们以基本上与第 6.2 节给出的总水平地震作用相同的方式使用。

第 6.3 节的振型分解法的表达式,是在每个楼面仅有一个自由度的二维振型分解的表达式。垂直于所考虑方向的地面运动水平分量和建筑的扭转运动效应,都以相同的简单方式来考虑,地面运动竖向分量则是专门另行考虑,对于三维振型分解,必须外推本节的规定和要求。

6.3.3 本条规定用于分析所需的振型数目。对于许多结构,包括低层建筑和中等高度的结构,每个方向取三个振型,几乎总是足以确定建筑的地震反应量。但是对于高耸结构,为恰当地确定地震作用,可能要求三个以上的振型。本条提供了一个简单的规则,即在两个水平正交方向的每个方向中,分析中包含的所有振型的组合参与质量,应不小于有效总质量的 90%。

计算每个振型的振型地震作用,都需要固有振动周期和振型。因为在这些要求中设想的振型周期,是与中等量级的但实际上仍是线性的结构反应相联系的周期,周期的计算,应仅包含在这种振幅时是有效的那些构件。由于结构的非结构构件和建筑构件在小振幅时的刚度影响,这种周期大于由建筑小振幅试验时求得的或由小地震动反应求得的周期。罕遇地震中测量的建筑反应表明,其周期加长,这说明由那些构件贡献的刚度已经丧失。

有多种多样的计算周期及其相联系的振型形状的方法,但本规范规定,重要的是所用方法都必须基于广泛接受的力学原理。

6.3.4 本规范采用了国家标准《建筑结构抗震设计规范》GB50011-2010 的振型分解反应谱法。

6.4 竖向地震作用的计算

本规范采用了国家标准《建筑结构抗震设计规范》GB50011-2010 的关于竖向地震作用的相关规定

6.5 建筑结构抗震验算

6.5.1 对结构的抗震验算,本规范考虑了结构构件的截面承载力验算和结构的层间变形验算。各类结构应进行抗震设防地震作用下的承载力验算和变形验算,对第 6.4.4 条中所列结构,尚应进行预估的罕遇地震作用下的变形验算。

由于地震影响系数在长周期段下降较快,对于基本周期大于 3.5 s 的结构,由此计算所得的水平地震作用下的结构效应可能太小。而对于长周期结构,地震动态作用中的地面运动速度和位移可能对结构的破坏具有更大影响,但是规范所采用的振型分解反应谱法尚无

法对此做出估计。出于结构安全的考虑,提出了对结构总水平地震剪力及各楼层水平地震剪力最小值的要求,规定了不同烈度下的剪力系数,当不满足时,结构总剪力和各楼层的水平地震剪力均需要进行适当的调整或改变结构布置使之达到满足要求。例如,当结构底部的总地震剪力略小于本条规定而中、上部楼层均满足最小值时,可采用下列方法调整:若总地震剪力不足的部分为地震加速度引起的,则各楼层均需乘以同样大小的增大系数;若不足部分为地震动位移引起的地震作用,则各楼层*i*均需按底部的剪力系数的差值 $\Delta\lambda_0$ 增加该层的地震剪力— $\Delta F_{Eki}=\Delta\lambda_0 G_{Ei}$;若不足部分为地震速度引起的地震作用,则增加值应大于 $\Delta\lambda_0 G_{Ei}$,顶部增加值可取动位移作用和加速度作用二者的平均值,中间各层的增加值可近似按线性分布。

需要注意:①当底部总剪力相差较多时,结构的选型和总体布置需重新调整,不能仅采用乘以增大系数方法处理。②只要底部总剪力不满足要求,则结构各楼层的剪力均需要调整,不能仅调整不满足的楼层。③满足最小地震剪力是结构后续抗震计算的前提,只有调整到符合最小剪力要求才能进行相应的地震倾覆力矩、构件内力、位移等等的计算分析;即意味着,当各层的地震剪力需要调整时,原先计算的倾覆力矩、内力和位移均需要相应调整。④采用时程分析法时,其计算结果也需符合最小地震剪力的要求。⑤本条规定不考虑阻尼比的不同,是最低要求,各类结构,包括钢结构均需一律遵守。

扭转效应明显与否一般可由考虑耦联的振型分解反应谱法分析结果判断,例如前三个振型中,二个水平方向的振型参与系数为同一个量级,即存在明显的扭转效应。对于扭转效应明显或基本周期小于3.5秒的结构,剪力系数取 $0.2\alpha_{max}$,保证足够的抗震安全度。对于存在竖向不规则的结构,突变部位的薄弱楼层,尚应按本规范第6.1.9条第4款的规定,再乘以不小于1.15的系数。

6.5.2 按照国家标准《建筑结构可靠度设计统一标准》GB50068,结构极限状态设计表达式中的各种分项系数,应根据有关基本变量的概率分布类型和统计参数,以及规定的目标可靠指标,通过计算分析,并考虑工程经验,经优化后确定。由于目标可靠度的确定,各类结构的地震可靠度的分析,以及在此基础上为确定各项分项系数进行的优化过程,是一个工作量极大的复杂工作,特别是当需要考虑多个极限状态的多水平可靠度设计时,问题更为复杂。本规范的制定,尚没有时间来进行这项工作,因此在进行截面抗震验算时,沿用《建筑抗震设计规范》GB50011规定的地震作用效应和其它荷载效应的基本组合式和设计表达式,但考虑到本省低烈度的特点删除了竖向地震作用效应项。关于设计表达式中的地震分项系数,作用组合值系数和抗力分项系数的确定,详见该规范的条文说明。

本规范的承载力抗震调整系数与《建筑抗震设计规范》GB50011一致。

6.5.3 本规范要求考虑两个水准地震,即抗震设防地震和罕遇地震作用下结构的变形验算。鉴于在此两水准地震作用下结构一般均已进入非弹性阶段,结构的非弹性变形计算和变形限值的确定都很复杂,因此本规范的变形验算未采用基于可靠度的方法,而仅根据地震作用下的变形,采用弹性层间位移角限值的方法进行验算。

关于结构在抗震设防地震作用下的抗震变形验算,本条仅提供弹性层间位移角限值。

控制抗震设防地震作用下的层间位移角需考虑的因素有:

1 控制构件非弹性变形,虽然利用层间位移角限值控制应变,是一个不精确的方法,

但它与人们对应变限值的认识现状是相当的。

2 承受地震作用的建筑结构需要控制层间位移角，以限制隔墙、电梯和楼梯封闭墙、玻璃和其它易损的非结构构件的破坏，更重要的是使地震安全构件的差异运动减至最小。从生命可能受到过度威胁这个意义上来说，非结构构件的破坏和地震安全构件的非结构破坏，是限制层间位移的依据。

从上述控制因素来看，参考如下资料：

Vision 2000(OES 1995)给出了不同性态水平和结构破坏及层间位移角限值关系，如表 E6.5.3-1 所示：

表 E6.5.3-1

性态水平	完全运行	运行	生命安全	接近倒塌	倒塌
建筑总体破坏	可忽略	轻微	中等	严重	倒塌
容许层间位移角	<0.2%	<0.5%	<1.5%	<2.5%	>2.5%

FEMA 273 地震修复规范表 2-6 给出了不同性态水平和结构破坏及不同结构体系的层间位移角限值的范围，如表 E6.5.3-2 所示：

表 E6.5.3-2

性态水平	立即可居住	生命安全	防止倒塌
结构总体破坏	轻微	中等	严重
容许层间位移角：			
钢筋混凝土框架	1.0%	2.0%	4.0%
钢筋混凝土抗震墙	0.5%	1.0%	2.0%
钢框架	0.7%	2.5%	5.0%
钢支撑框架	0.5%	1.5%	2.0%

6.5.4 本款给出的罕遇地震作用下的弹塑性变形验算，是为了防止结构在预估的罕遇地震中不能实现预期的性态目标，预估的罕遇地震的含义指 50 年内超越概率约为 5%，或 1000 年一遇的地震。本条规定了需要进行罕遇地震作用下变形验算的结构，并沿用了《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定。鉴于罕遇地震作用下抗震变形验算的计算工作量较大，仅要求对在罕遇地震作用下较易倒塌的延性结构和有特殊要求的钢筋混凝土结构进行变形验算。详细的叙述参见 GB50011 的条文说明。该规范中关于烈度和场地类别的条件，在本规范中已转换成相应的设计地震加速度和抗震设计类别。

6.5.5~6.5.7 从结构非弹性分析的学术现状来看，目前还没有一种方法可应用于所有类型的结构。有鉴于此，本规范将对不同类型的结构采取不同的分析方法。

1 对于不超过 12 层且刚度无突变的钢筋混凝土框架结构、单层钢筋混凝土柱厂房，可采用 GB50011 规定的仅计算薄弱层（部位）变形的简化方法。该方法的基础参见 GB50011 的条文说明。

2 对于其他结构，应采用非线性时程分析法或其它简化的非线性分析。

非线性时程分析可利用有效的计算机程序来完成。但这种分析的结果的可靠性对下列因素是敏感的：输入时程的数目和合适性，包括非弹性单元的相互作用效应的数学模型，非线性算法和假定的滞变性状。因此本规范要求：输入时程应至少选用 2 组同类场地的实际加速度记录和 1 组拟合场地设计谱的人工模拟加速度曲线，时程分析应采用可靠的经实践检验的方法进行，结构和材料的性质及其模拟应小心评价和确定，输入时程应至少包含 15s 强震段，或其强震段至少 5 倍于结构基本周期两者中的较大者。简化的非线性分析方法可采用静力非线性分析法（Pushover Analysis），或其它方法（张令心等，1998）。

6.5.8 根据第 1 章中的抗震设防原则，在预估的罕遇地震作用下，控制结构的变形是为了防止结构不能实现预期的性能目标。相应于此目的的层间弹塑性位移角限值的取值，目前尚难以准确确定。本规范参考《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定，并根据上述 Vision 2000 和 FEMA 273 给出的结构破坏程度和层间位移角限值的关系，对 III 类建筑偏于安全地取中等至严重破坏之间接近中等破坏的层间位移角限值。为考虑不同使用功能类别建筑的不同性能标准，IV 类和 II 类建筑的层间位移角限值，根据 III 类建筑的层间位移角限值作适当调整而得，最后确定的弹塑性层间位移角限值如表 6.4.8 所示。

7 钢结构抗震设计要求

7.1 一般规定

7.1.1 在本章的编写过程中，除了考虑我国的研究成果和设计经验以外，还参考了以下国外文件：

[1] Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings (LRFD), American Institute of Steel Construction (AISC), 1993

[2] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, 1997, Part I.

[3] NEHRP Recommended Provision for Seismic Regulations for New Building and Other Structures, Building Seismic Safety Council, 1997, Chapter 8.

文件[2]和[3]是在吸取了 1994 年美国 Northridge 地震和 1995 年日本的阪神大地震震害经验以及最新的研究成果的基础上编撰成的，与上一版本比较，有较大的变动。编写本章时，适当反映了这些内容。

本章的规定原则上适用于各种承受地震作用的钢结构及其构件和连接的设计和施工。但是对于非房屋钢结构，尚应符合未列入本章文件中的其他相关技术法规的要求。

7.1.2 钢结构的材料

1 根据我国文件 1 中 3.3.3 款的有关规定，对于重要的受拉和受弯的焊接结构的钢材，应具有常温冲击韧性的合格保证。地震区的抗侧力结构应属于重要的结构，故宜采用 B 级以上的 Q235 和 Q345 钢材。强度等级更高的 Q390 和 Q420 钢材延性较低，暂不推荐在承受地震作用的钢结构中采用。当采用其他钢材时，其性能必须同时符合强度、延性、韧性和可焊性的要求。

2 因厚钢板的热轧变形量较小，很难焊合夹杂在钢中的硫化物经轧扁后形成的层状分离间隙，此时，当沿厚度方向受拉时很容易出现层状撕裂破坏。钢板的抗层状撕裂性能，采用沿厚度方向的标准试件在拉力试验破坏后的断面收缩率来评定。Z15 级厚度方向性能钢材是指含硫量不大于 0.01%，沿厚度方向拉断时的断面收缩率不小于 15% 的钢材。本款规定是为了防止厚板施焊时因局部构造原因产生沿厚度方向高约束焊接残余拉应力，或结构受力时在该处产生的拉应力作用下，发生层状撕裂破坏。

3 本条引自美国文件[2]。通过工厂的质量鉴定试验，来控制坡口全熔透缝的质量，尽量避免非延性断裂。美国规定不区分抗震设计类别，似过于保守。本条只对 C 类以上提出要求。

7.1.2.1 为保证偏心支撑耗能梁段地震下屈服耗能，钢材屈服强度不易过高，通常控制在 355 N/mm² 以下。

7.1.2.3 C 类建筑地震下结构构件会进入屈服状态，此时对于连接中的关键性焊缝的填充金属应具有冲击韧性的要求，即工作温度下的夏比冲击功不小于 27J。关键性焊缝的说明见《钢结构设计标准》GB50017。

7.1.3 中心支撑（剪力墙板）框架结构，指水平力仅由中心支撑（剪力墙板）承担的结构；框架—中心支撑（剪力墙板）结构，指水平力由中心支撑（剪力墙板）和无支撑框架共同承担的结构；偏心支撑框架结构，指水平力仅由偏心支撑承担的结构；框架—偏心支撑结构，指水平力由偏心支撑和无支撑框架共同承担的结构。

7.2 钢结构构件的抗震设计

7.2.2 公式(7.2.2)是根据美国文件[2]经重新修改的符合钢框架强柱弱梁的条件给出的。在1994年的Northridge地震中，许多钢框架的梁柱抗弯节点的脆断，是由于钢梁的实际屈服强度一般都高于规定的最小屈服强度造成的。

公式(7.2.2)中的 R_v 是钢型材的期望屈服强度与规定的最小屈服强度的比值。本导则定义为超强系数。经美国结构型材委员会(SSPC)的测算得出，相当于我国 Q235 的钢材 ASTM A36 轧制成的型材， $R_v=1.5$ ；相当于我国 Q295 的钢材 ASTM A572，42 级轧制成的型材， $R_v=1.3$ ；由上述两种钢材轧制成的钢板焊接成的型材， $R_v=1.1$ 。考虑到我国没有型材相关测算值，按美国的规定取值可能过于保守，决定暂按抗震设计类别采用不同的 R_v 值。

为了确保强柱弱梁机制的出现，可采用在节点附近局部削弱梁截面(RBS-Reduced Beam Section)的措施。在公式(7.2.2)右侧的 W_{pb} 中考虑了这种情况，同时还考虑了梁上塑性铰处的剪力对节点域中心产生的附加弯矩的影响。

增加免责条款。7.2.2.5 中的弹塑性截面指《钢结构设计标准》GB50017 中的 S3 截面。

7.2.3 中心支撑框架的抗震设计

7.2.3.1 用于抗震的中心支撑框架的支撑布置形式如图 7.2.3.1 所示。在罕遇地震作用时，要靠支撑屈曲后的循环塑性耗能。当采用以受拉屈服形式耗能的单斜支撑体系时，应同时设不同倾斜方向的两组斜杆，如图 7.2.3.1(b)所示，以防因一侧单斜支撑受压失稳使结构向一侧倾斜。

7.2.3.2 震害和最新的研究均证明，对钢框架—中心支撑结构体系，只通过增大系数去提高支撑杆件的设计内力，通过强度降低系数去增大支撑杆件的截面，而不采取措施去提高支撑杆件及其连接的延性，即使在承受中等强度的地震作用时，也会过早地出现支撑杆件或其连接的断裂破坏，引起较大的层间侧移和对结构更大的延性要求。

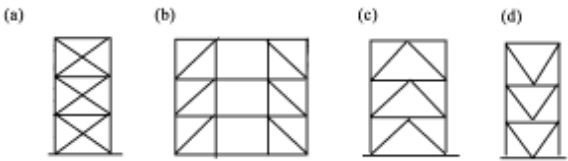
钢支撑杆件屈曲后的滞回性能是十分复杂的，与杆件的长细比、板件的宽厚比、截面形状、端部支承条件、杆件的初始缺陷等因素有关。支撑杆件的延性大小主要与组成截面的板件宽厚比有关，只有当宽厚比比塑性设计时紧凑截面的限值还要小时，才能保证支撑在经受足够多的较大的屈曲后循环塑性变形中不出现永久性的破坏。支撑屈曲后受压承载力的退化率主要与轴向位移的大小和循环次数有密切关系，虽然在一定程度上也随支撑长细比入的增大而增大，但影响并不十分明显。试验研究表明，在经受较大的往复塑性变形之后，长细比为 40~170 范围内的支撑杆件的剩余受压承载力，均只有其初始受压承载力的 30% 左右。

本导则引入了美国新提出来的“特殊中心支撑框架(SCBF)”的设计方法(见国外文件[2])，即通过严格限制支撑板件的宽厚比来提高其延性，并加强支撑连接节点的承载能力；放宽

支撑杆件的长细比限制，不采用增大系数提高支撑杆件的设计内力；不采用强度降低系数增大支撑杆件截面；允许支撑在强烈地震作用下发生整体屈曲，并通过循环塑性变形耗能。当采用人字形或 V 形支撑时，支撑跨的梁必须按 7.2.3.3 条的规定进行设计。

我国现行抗震规范有关框架—中心支撑结构的设计方法，既严格限制了支撑板件的宽厚比，又采用了支撑杆件的设计内力增大系数和强度降低系数，可能使支撑过强而引来较大的地震作用，不利于经济设计。

美国目前并存两种类型的中心支撑框架结构的设计方法，一种是特殊的，一种是普通的。前者是被优先推荐的，一般比较经济，抗震性能又好；后者是沿用先前的规定，但支撑板件的宽厚比限制更加严格。我国抗震规范的方法属于美国目前还保留的所谓“普通中心支撑框架(OCBF)”的设计方法。本导则试图推荐“特殊中心支撑框架”在国内的研究与应用。



(a) 十字交叉支撑，(b) 单斜支撑，(c) 人字形支撑，(d) V 形支撑。

图 7.2.3.1 中心支撑布置形式

7.2.3.3 在罕遇地震作用下，V 形或人字形支撑中的受压斜杆会发生反复的整体屈曲使承载力降低到初始承载力的 30%左右，而此时受拉的斜杆则可承受直至屈服强度的拉力，在横梁跨中产生不平衡的竖向力的作用，因此不能考虑支撑在梁跨中的支承作用，横梁必须保持连续。本条的最后一款是为了防止横梁在与支撑相交处发生侧向失稳。

7.2.3.4 本条规定是为了防止组合压杆的单肢失稳和垫板焊缝的失效，条文中的“组合支撑杆件控制长细比”是指组合支撑杆件在框架平面内和平面外的最大长细比。试验表明当支撑杆件发生出平面失稳时，将带动两端节点板的出平面弯曲，为了不在单壁节点板内发生节点板的出平面失稳，又能使节点板产生非约束的出平面塑性转动，可在支撑端部与假定的节点板约束线之间留有 2 倍节点板厚的间隙，如图 7.2.3.4 所示。

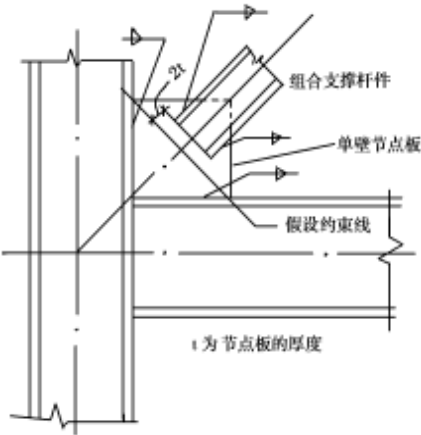
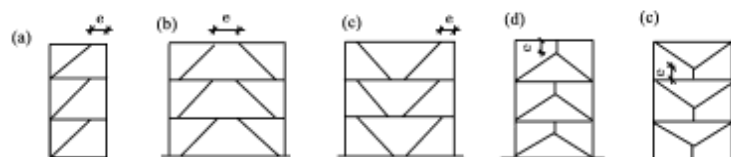


图 7.2.3.4 组合支撑杆件端部与单壁节点板的连接建议

7.2.4 偏心支撑框架的抗震设计

1 用于抗震的偏心支撑框架的支撑布置形式如图 7.2.4.1 所示。



(a) 单斜偏心支撑, (b) 人字形偏心支撑, (c) V 形偏心支撑, (d)、(e) Y 形偏心支撑。

图 7.2.4.1 偏心支撑布置形式

2 试验研究证明,符合该条要求的连梁为剪切屈服型连梁。剪切屈服型耗能连梁的耗能能力和滞回性能均优于弯曲屈服型。

3 试验研究证明,耗能连梁的轴压比小于或等于 0.13 时,轴力对其抗剪承载力的影响可以略去。当轴压比大于 0.13 时,应考虑其不利影响。公式(7.2.4.3-3)是由米赛斯屈服条件,假设弯矩完全由连梁的翼缘承受推导出来的,用其考虑连梁中轴力对腹板抗剪承载力的影响。抗规 GB50011 上面的 0.13 为 0.15。

4 偏心支撑框架耗能机制实现的先决条件是确保支撑不失去整体稳定。本条规定的偏心支撑斜杆的内力增大系数与现行抗震规范接近,另外还考虑了弯矩的影响。偏心支撑应根据增大的内力设计值,按国内文件 1 中的压弯构件进行设计。

5 本条规定也是确保耗能机制只发生在耗能连梁处。

7.2.5 本节的规定适用于抗震设计类别为 D 和 E 类的由冷弯型钢龙骨和冷弯型钢梁构成的建筑。侧向抗力一般由对角支撑(支撑框架)或墙体板材提供。对连接强度提出的要求旨在保证在连接破坏之前,被连构件能进入弹塑性工作状态。因为螺钉的拔出属于突然的脆性破坏类型,故设计中不允许利用螺钉的抗拔来抵抗地震作用。在采用对角支撑抵抗侧向力的地方,必须将竖向受拉分力传给基础或其他框架构件,而不能靠沿地龙骨腹板的抗弯来传递此力。该要求常靠将端部龙骨与基础、框架或其他锚固装置的直接连接来实现。对于抗震设计类别为 C 类及以下的类似建筑,可仅按国内文件 2 的要求进行结构设计。本节引自国外文件 3 的有关规定。

7.3 钢结构节点的抗震设计

7.3.1 节点和连接是结构中受力最复杂也是最关键的部位。为了保证结构能经受罕遇地震作用而不倒塌,其节点部位的承载力必须高于被连构件的承载力,并应具有较好的韧性和延性。

7.3.3 梁柱刚性节点设计

7.3.3.1 式(7.3.3.1-1)和(7.3.3.1-2)的确定,是本着在强震作用下,即使构件发生充分的塑性变形,节点也不致破坏的原则建立的。由于在框架结构设计中多采用强柱弱梁概念,所以采用梁的全塑性弯矩作为计算依据。 M_c 、 V_c 根据连接的种类和构造,按国内文件 1 确定。

7.3.3.2 试验表明,节点板域的实际抗剪屈服强度因边缘板件的存在而有较大提高,同时板域屈服后的应变硬化效应也很明显。因此根据日本的研究结果,将板域的抗剪强度提高到 4/3。国内文件 1 也列有相应的设计规定。

在罕遇地震作用下,若节点板域厚度太大,将无法进入剪切屈服而耗散地震能量。公

式(7.3.3.2)中的 α 就是针对不同抗震设计类别, 采取适当降低梁的全塑性屈服弯矩的办法, 使节点板域在罕遇地震作用时能进入剪切屈服。

7.3.3.3 为了防止节点板域的受剪局部屈曲, 经试验和理论分析提出公式(7.3.3.3)的限制条件。美国文件[2]提出公式中的系数 β 取 90。我国的研究表明, 节点板域还承受轴向压力作用, 会促使板域屈曲, β 取 70 才能保证板域的局部稳定。为了防止在抗震设计类别较低的建筑中节点板域过厚造成浪费, 本导则采用了不同的 β 系数值。

7.3.4 国外在地震区容许采用部分约束节点(半刚性节点)的框架结构作为抗侧力结构(见国外文件[2])。近年来, 我国也已开展这方面的研究工作。本条有条件地容许在抗震设计类别 C 类及以下的建筑中采用这种节点, 为今后进一步的研究和利用埋下伏笔。

7.4 钢结构的构造要求

7.4.1 梁和柱的构造要求。

7.4.1.1 梁翼缘的突然改变, 会引起应力集中, 在强震作用下很难充分发展塑性和延性。但最近国外的试验研究证明, 当圆滑地改变梁翼缘的宽度(所谓狗骨形翼缘)时, 能保证在削弱截面处充分发展塑性和延性, 有利于抗震耗能。

7.4.1.2 保证强震中的框架梁不发生侧向失稳。为保证耗能梁段的耗能能力, 需在其上、下翼缘处设置侧向支承。经研究, 侧向支承要能承受被支承翼缘的轴向承载力 $\eta f_y b_f t_f$ 的6%, 其中 η 为超强系数, f_y 为翼缘钢材屈服强度, b_f 为翼缘宽度, t_f 为翼缘厚度。

7.4.1.3 本条引自国内文件 5, 只是将设防烈度大体换算为抗震设计类别。

7.4.1.4 限制板件的宽厚比, 可保证构件在达到所要求的受力状态下, 不失去局部稳定。抗震结构的梁柱均希望能在弹塑性状态下工作, 并有较大的延性, 因此对其板件的宽厚比较非抗震结构的有更加严格的限制。表中数值是根据国内外的相关研究编撰的。

7.4.2 支撑构件和耗能连梁的构造要求

7.4.2.1 支撑杆件的长细比过大, 会严重恶化其滞回性能。长细比过小, 又可能引来过大的地震作用。中心支撑杆件的长细比限值引自国外文件[2]有关特殊中心支撑框架的规定。

7.4.2.2 在罕遇地震作用下, 支撑杆件要经受较大的弹塑性拉压变形, 为了防止过早地在塑性状态下发生板件的局部屈曲, 引起低周疲劳破坏, 参照国内外的有关研究, 制定了本条。

7.4.2.3 本条也是为了保证耗能连梁在板件不发生局部失稳的条件下能充分实现剪切屈服耗能机制。

7.4.3 连接和节点的构造要求

1-3 引自美国文件[2]的有关规定。

4 震害表明, 梁柱刚性节点构造不当, 常在强烈地震中发生破损, 降低结构的抗震能力。为保证框架有足够的延性, 应尽量做到: (1)尽量减少在坡口全熔透焊缝处的应力集中和变形约束条件; (2)利用框架节点板域的适度剪切变形, 提高框架的变形能力; (3)防止梁端与柱翼缘连接焊缝发生脆性断裂; (4)避免地震时框架梁端下翼缘焊缝断裂的常见震害。

5 建议去掉 (5)。

7.4.4 抗震剪力墙板的构造要求。

1 由低屈服强度钢板制成的钢板抗震剪力墙，有利于形成剪切屈服耗能机制。有条件的可采用 LYP100 钢板，其机械性能为 $f_y < 100 \text{ N/mm}^2$ ，强屈比 > 3 ，伸长率 $\delta_5 \geq 50\%$ 。

7.5 钢结构的质量控制

7.5.3 承受拉力的坡口全熔透焊缝中如有缺陷，很容易引起脆性断裂。本条为防脆断措施。

8 钢筋混凝土结构

8.1 一般规定

8.1.1 本章适用于现浇钢筋混凝土结构抗震设计，对装配式混凝土结构只涉及装配式混凝土框架结构。

8.1.2、8.1.3 抗震设计类别是根据所在地区的地震危险性和地震时对建筑使用功能的要求，在设计时采取的防御措施标准的类别。抗震设计类别必须使设计的建筑物在遇到预期大小的地震时能符合设计对使用功能的要求。对于相同的结构体系，抗震设计类别越高（严），结构的最大适用高度越低。本章规定的最大适用高度是综合考虑抗震措施、地震危险性、经济效果和地震宏观的经验提出的。如有可靠的依据也可以超出此限制。

8.1.4、8.1.5 震害经验表明，形状不规则的建筑地震时容易引起结构破坏，这主要是形状复杂的结构容易引起应力集中，而且进行地震反应的分析时这些细部在分析模型中往往难以反映，而规则的建筑受力简单明确，容易分析；建筑物的平立面是否规则，在本通则表 6.1.3 中对平面和竖向的不规则性给出了它们的定义和相应的处理办法。设置防震缝是减轻不规则建筑局部破坏的主要措施，最小宽度限制是防止地震时相互碰撞。

8.1.6 多层建筑相邻楼层沿高度的受剪承载力如相差较大会产生弹塑性变形集中现象，使这些楼层产生严重破坏。日本 1995 年阪神地震中也有很多这种震害例子。本条对相邻楼层的屈服剪力系数相差值的限制是根据数千个算例给出的。

8.1.7 抗震结构体系应综合考虑地区的地震危险性、场地特性和使用功能要求，采用经济合理的结构类型。在钢筋混凝土结构中，框架结构、框架-抗震墙结构、抗震墙结构、局部框支抗震墙结构、板柱-抗震墙结构和筒体结构适用于不同地震动水平和不同的建筑高度，必须从技术和经济上综合考虑应采用的类型。

8.1.8、8.1.9 地震的作用方向在事前是无法估计的，所以框架与抗震墙必须在两个主轴方向设置，而且构件中心线应重合，最大偏心距不应大于柱宽的 $1/4$ ，这是为了减轻柱受到扭矩。在框架结构中应避免单个构件受扭，因为钢筋混凝土构件抗扭的能力较差，应设计成整体结构受扭。

8.1.10、8.1.11 如第 8.1.7 条说明的那样，结构相邻楼层的强度或刚度如果相差较大就会出现变形集中现象。抗震墙全高必须贯通房屋全高，否则会造成楼层之间刚度的显著差异。大的开洞也会影响抗震墙的刚度，在设计时这些情况都必须避免。

8.1.12、8.1.13 对软弱粘性土层、液化土层和严重不均匀的土层以及重力荷载相差较大具有单独基础的框架柱基，在两个主轴方向合理设置基础连系梁可以控制柱的下沉量，避免引起结构破坏。E 和 D 类抗震设计类别具有单独基础的框架建筑，在一般地基情况下，也要设置基础联系梁，因为 E 和 D 类建筑的设防标准高，要求严于其它抗震设计类别的建筑。

8.2 钢筋混凝土结构的抗震设计类别

8.2.1~8.2.6 抗震设计类别是根据所在地区的地震危险性和地震时对建筑物使用功能的要求在设计时采取的防御措施标准的类别。A类是最低要求，E类是最高要求。A类建筑或场地地震动水平低或建筑使用功能类别低。设计地震加速度(50年超越概率为10%)不大于0.05g的A类建筑无特殊要求，不需要进行地震力分析。E类建筑是最高设防标准的建筑，一般应做专门研究，除符合本节要求外，应专门进行分析和设计。

8.3 钢筋混凝土结构的承载力

8.3.2 本条的规定主要是为增强构件的延性。增强构件延性应限制和避免下列几种破坏：一是对角线剪切破坏，这种破坏一般发生在剪跨比小于1的构件中；剪压破坏、剪拉破坏和粘着力破坏都会降低构件的延性。轴向应力(σ_0)大时，如发生弯曲破坏，由于延伸率小而容易产生剪压破坏。一般，当截面和配筋一定时，轴压比越小，变形能力越强。节点是保持结构整体性和梁柱连接的重要部位，即使梁柱已屈服，节点还必须保持一定的潜力，保证结构的整体性。

8.3.3 试验研究表明，梁的延性通常大于柱子，梁的屈服可使整个框架有较大的内力重分布和能量耗损，同时能减轻柱子的破坏，提高整体结构的安全，此即强柱弱梁的设计概念，符合公式(8.3.3-1)的设计，即能提高强柱弱梁的程度。强柱系数，是参考《建筑抗震设计规范》GB50011-2010的规定并根据相关经验确定的，具体数值可参照表E8.3.3-1采用。

表 E8.3.3-1 强柱系数

地震设计类别	η_c
E	2.05
D	1.7
C	1.5
B	1.3

3~6款是防止构件剪切破坏先于弯曲破坏的措施，是为了提高构件的延性。其中3款防止梁端在弯曲破坏前发生剪切破坏，这一措施意味着梁受剪承载力大于梁屈服时实际达到的剪力，这样就可以符合弯曲破坏先于剪切破坏的要求，可以提高构件的延性；4款是对柱采取的同3款对梁的措施一样的办法。梁、柱的剪力增大系数可参照表E8.3.3-2采用。由于对使用功能的要求和所在地区的地震危险性不同，因此对不同抗震设计类别的建筑，剪力调整系数略有差别。

表 E8.3.3-2 梁柱剪力增大系数

抗震设计类别	梁 η_{vb}	柱 η_{vc}
E	1.5	1.60
D	1.4	1.50
C	1.3	1.40

B	1.2	1.25

5 角柱是地震中最易受到破坏而且是结构受到扭矩最大的柱子，所以它们的剪力增大系数应适当加大一些。

6 抗震墙底部是受到剪力最大的部位，所以必须防止抗震墙底部的剪切破坏早于弯曲破坏而降低结构的延性，应对它的设计剪力适当提高，剪力增大系数可按表 E8.3.3-3 采用。

表 E8.3.3-3 抗震墙剪力增大系数

抗震设计类别	墙 η_{vw}
E	1.7
D	1.6
C	1.4
B	1.25

8.3.5 节点是维持结构整体性的重要部位，在设计中的主要问题是主筋在梁柱节点的锚固问题和梁柱节点的承载能力设计。节点的抗剪能力由两部分组成，一是核芯区的混凝土对抗剪贡献，另一部分是箍筋对抗剪的贡献，设计时这两部分的贡献应有一定的富余。

8.3.6、8.3.7 如果按刚度分配，框架部分可能分担的地震作用很小，为防止抗震墙破坏后把部分地震作用转嫁到框架上，造成框架的破坏，有必要预先多分配给框架-部分地震作用。

8.4 钢筋混凝土结构的抗震构造

8.4.1、8.4.2 钢筋混凝土结构的构造措施是钢筋混凝土设计的重要组成部分。第 8.4.1 条规定了梁的截面最小尺寸。第 8.4.2 条规定了受拉钢筋配筋率的上限和相对受压区高度的限制。根据试验资料，梁的延性与相对受压区的高度有关，而相对受压区高度与受拉钢筋的配筋率有关，受拉钢筋的配筋率越大，越容易发生粘着破坏。所以本条规定是为了保证发挥梁的延性。梁端底面和顶面的纵向钢筋的比值适当，用于抵御超出预估的反向地震作用，同时可充分利用它们的塑性发挥梁的变形能力。

8.4.3 根据试验资料，当纵向配筋率和剪跨比等值都比较适当时，增加箍筋配筋率可改善构件的延性。为防止主筋过早失稳，箍筋间距控制在 8 倍主筋的直径以下是有效的。另外，梁端破坏主要集中在 1.0~2.0 倍梁高的长度范围内，所以在这个范围内加密箍筋是适宜的。

8.4.4~8.4.6 柱的轴压比是指柱的组合轴向压力设计值与柱的全截面面积与混凝土抗压强度设计值乘积的比值。此值越大，柱的延性越差。对此值的限制是为了保证柱具有一定的延性。柱的配筋率对柱的延性及承载力起重要作用，对柱纵向钢筋最小配筋率必须予以规定。

8.4.7 长柱与短柱破坏机制不同，而短柱易发生剪切破坏。因此，它们的加密箍筋的范围也不同。地震动水平不同、使用功能不同的建筑抗震设计类别不同，不同抗震设计类别的柱在箍筋设置上应有不同。

8.4.8~8.4.11 箍筋的间距和直径限制是考虑了箍筋的约束作用，同时也考虑便于施工和国内的经济条件，参照了我国抗震规范的规定。考虑柱子在其层高内剪力不变及可能的扭转影响，为避免非加密区抗剪能力突然降低很多而造成柱子中段破坏，对非加密区的最大箍筋间距也作了规定。

8.4.12 为保证在地震作用下墙体出平面的稳定性，对墙的最小厚度作了规定。另外，根据试验资料，有边缘构件的抗震墙与矩形截面的抗震墙相比，极限承载力和极限层间位移角都有显著的提高，所以规定抗震设计类别为 D、C 类的结构应设边缘构件。考虑到温度的影响和对剪切引起的裂缝宽度的控制，对墙板最小配筋率作了规定。

8.4.13 构件内的主筋接头位置及接头方式对构件的承载力有影响，本条对此作了规定。这些规定是惯用的和经验的。

8.4.14 抗震设计类别 E 类的建筑是设防标准最高的建筑，要求在遇到 975 年一遇的地震时仍能正常使用，所以它的设计除符合本章有关规定外，还应对有关措施作专门研究。

8.5 装配式钢筋混凝土结构

8.5.1~8.5.5 装配式框架结构主要是对接头/连接的设计要求，接头必须在框架整体工作过程中保持地震作用传递过程的连续性。这些条款是对装配式框架保证整体性的一般要求。

8.5.6 接头/连接设计是装配式框架是否能达到整体结构设计要求的关键部位，(1)~(3)款是对接头/连接设计的具体要求。接头/连接最好设计成强接头/连接，即这种接头/连接在结构受力过程中是不屈服的，发生屈服的位置应选择在能使框架结构在地震作用下形成强柱弱梁的机制。本条给出了不同接头/连接位置、非线性区应选择的位置和接头/连接应符合的承载力要求。

8.5.7 当接头/连接的设计不能符合强接头/连接的要求时，应使节点区能达到或超过现浇钢筋混凝土结构的性能。这时必须符合(1)、(2)款的要求。

8.5.8 装配式钢筋混凝土框架结构除了接头/连接部分的有关规定外，尚应符合现浇钢筋混凝土结构的所有规定，使其达到对整体结构抗震能力的要求。

9 钢-混凝土组合结构

9.1 一般规定

9.1.1 本章只适用于型钢混凝土构件、钢管(圆形、矩形)混凝土构件、钢-混凝土组合剪力墙与钢构件或钢筋混凝土构件组成的组合结构的抗震设计。

9.1.2 本条对组合结构使用的材料强度等级和性能提出了最低要求。

9.1.3 组合结构体系设计时必须根据所在地的设计地震动参数和使用功能要求,确定应采用的抗震设计类别。

9.1.4 采取的抗震设计类别必须能使所设计的建筑物在遇到预期大小的地震时能满足设计时或使用功能的要求。结构高度的限制与抗震设计类别有关,不同抗震设计类别与不同结构体系的抗震性能不同,对它们的高度限制也不同。本条规定的适用高度是根据抗震措施、地震危险性、经济效果和地震宏观经验提出的,不是绝对的;在有充分论据时可不受本条规定的高度的限制。

9.1.5~9.1.7 震害经验表明,形状不规则的建筑地震时容易引起结构破坏,这主要是形状复杂的结构容易引起应力集中;合理的平立面布置对结构的抗震是有利的。建筑物平立面是否规则,在本通则表 6.1.5-1 和表 6.1.5-2 中给出了规定,对不规则的建筑应在抗震措施和计算分析上按不规则建筑处理。组合结构中框架柱或剪力墙的型式沿高度变化时,应设置过渡层,以避免刚度和承载力突变,导致房屋出现中间层倒塌的破坏模式。

9.1.9 本次修订,增加了关于组合结构抗震计算时阻尼比取值的规定。

9.2 型钢混凝土构件

9.2.1 考虑地震作用组合的型钢混凝土框架梁、框架柱和框支柱的弯矩和剪力设计值的调整与钢筋混凝土构件的规定相一致。

9.2.3 本条规定了型钢混凝土框架梁和柱的剪压比验算要求,是为了避免型钢混凝土构件受剪时发生斜压破坏。

9.2.4 轴压比是影响型钢混凝土柱延性和耗能能力的重要因素,本条规定了型钢混凝土柱的轴压比限值,保证其压弯破坏时的延性和变形能力。试验研究表明,型钢混凝土柱比钢筋混凝土柱具有更好的延性,其轴压比计算时可计入型钢的作用。

9.2.5 应保证在型钢混凝土框架梁中,混凝土应变达到 0.003 而压碎前,型钢的最边缘纤维的应变至少为受拉屈服应变的 5 倍。这一延性限值是为了在梁或楼板具有极端比例的情况下能控制梁的几何形状。

9.2.6 本条规定了型钢混凝土柱的设计要求。

1 本款规定了型钢在组合柱中应占的面积比,并按面积比确定相应符合的设计要求。

2 型钢混凝土柱的受剪性能优于钢筋混凝土柱。柱中的型钢部分与钢筋混凝土部分均可抵抗剪力,其抗剪承载力是两者的叠加。

$$V_0 = V_{rc0} + V_{s0}$$

式中： V_{s0} ——型钢部分的受剪承载力；

V_{rc0} ——钢筋混凝土部分的受剪承载力。

V_{s0} 取型钢腹板屈服的受剪承载力，计算中需考虑剪跨比的影响。在计算 V_{rc0} 时，除了普通的剪切破坏之外，还必须考虑平行于构件纵轴的层撕裂破坏模式，这是型钢翼缘外表面与混凝土之间粘结破坏的结果。

3 型钢混凝土柱设置抗剪切栓钉是保证型钢和混凝土之间的剪力传递，根据国内外经验是加强型钢混凝土柱抗力的一种有效措施。

4 型钢混凝土柱的箍筋与钢筋混凝土柱的箍筋有相同的作用，不过最大间距比钢筋混凝土柱的要求略大一点。

5-6 款是对型钢混凝土柱的纵向钢筋及柱端箍筋加密区的要求，与钢筋混凝土柱类似。

9.3 钢管混凝土结构

9.3.1 考虑地震作用组合的钢管混凝土框架柱和框支柱的弯矩和剪力设计值的调整与钢筋混凝土柱的规定相一致。

9.3.3 限值钢管混凝土柱的钢管壁宽厚比和径厚比，是为了避免压弯作用下钢管过早发生向外屈曲。我国现行标准《钢管混凝土结构技术规范》GB 50936 和《组合结构设计规范》JGJ 138 规定了管壁宽厚比和径厚比的基本限值，与美国 ANSI/AISC 341 规定的一般延性构件要求相当，可作为抗震设计类别 A、B 的限值。参考美国 ANSI/AISC 341 规范中对于紧凑高延性截面的规定，给出了抗震设计类别 D、E 的钢管混凝土柱管壁宽厚比和径厚比限值。抗震设计类别 C 的限值取上述两种情况限值的平均值。

9.3.4 试验研究表明，矩形钢管混凝土柱的延性受轴压比影响较大，为保证抗震性能，需要限制矩形钢管混凝土柱的轴压比。矩形钢管混凝土柱的轴压比计算公式和限值同型钢混凝土柱。

9.4 钢-混凝土组合剪力墙

9.4.1 采用钢-混凝土组合剪力墙可有效提高墙的承载力和延性。本条给出了几种常用类型的钢-混凝土组合剪力墙。除在墙内设置型钢外，还可在墙内设置圆钢管，钢管内浇筑强度较高的混凝土，形成钢管混凝土剪力墙。钢管混凝土剪力墙的设计可参考《钢管混凝土叠合柱结构技术规程》CECS 188 的规定，设计中可考虑钢管对管内混凝土的约束作用。此外，还可将多个型钢和钢管沿墙截面分布布置，形成分布式型钢混凝土剪力墙或分布式钢管混凝土剪力墙。

9.4.3 验算钢-混凝土组合剪力墙的剪压比，是为了避免组合墙受剪时发生斜压破坏。验算组合剪力墙的最小受剪截面时，剪力设计值可扣除剪力墙一端所配置型钢的抗剪承载力、腹板钢板的抗剪承载力以及钢斜撑的抗剪承载力。

9.4.4 轴压比是影响钢-混凝土组合剪力墙压弯变形能力和延性的重要因素，本条给出了不同抗震设计类别的建筑中，钢-混凝土组合剪力墙的轴压比限值的规定。计算钢-混凝土剪

力墙的轴压比时，计入型钢和钢板的作用。

9.4.5 型钢混凝土剪力墙分布钢筋的构造要求同钢筋混凝土剪力墙分布钢筋要求一致。为了增强对内嵌钢板和钢斜撑的面外约束，防止钢板和支撑过早屈曲，同时增强协同作用，提高了对内嵌钢板混凝土剪力墙和带钢斜撑混凝土剪力墙的分布钢筋的构造要求。

9.4.7 试验研究表明，设置矩形钢管混凝土边缘构件可提升外包钢板混凝土剪力墙的延性。矩形钢管混凝土约束边缘构件的板件距厚比要求，与通则 9.3.3 条矩形钢管混凝土柱的要求相同。

9.4.8 限制钢板的最小厚度，是为了保证施工中钢板的稳定性能和栓钉的可焊性。现行标准《组合结构设计规范》JGJ 138 规定的钢板最小厚度为 10mm。含钢率为钢板厚度与墙体厚度之比，含钢率过大时，外侧混凝土墙体相对较薄，难以保证钢板的侧向稳定性。此外，当外包钢板混凝土剪力墙的含钢率过大时，在高轴压力和水平剪力作用下，会在钢板未屈服前，混凝土即出现斜压破坏。根据清华大学的研究，建议钢板含钢率不宜大于 7.5%。

9.4.9 内嵌钢板混凝土剪力墙中，周边型钢柱和梁使墙内钢板处于四周约束状态，保证钢板发挥抗剪、抗弯作用。

9.5 连接设计

9.5.1~9.5.4 组合结构连接设计包括梁柱节点连接、柱脚连接、梁与梁连接、柱与柱连接、梁与墙的连接等。由于组合结构的连接构造类型繁多，本条不对各种连接的构造型式和要求一一规定，而是规定了组合结构连接抗震设计的原则性要求。组合构件连接的构造要求可参考现行标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的规定。

按照“强节点、弱构件”要求，当根据被连接构件的承载力确定连接的内力设计值时，应准确计算构件的承载力。例如，在确定连接区关键截面的负弯矩设计值时，不能忽略梁中混凝土楼板有效宽度内钢筋对梁抗弯承载力贡献。又如，在确定钢管混凝土支撑的连接轴力设计值时，应考虑因钢管内混凝土部分对于支撑的抗拉和抗压承载力贡献。

关于结构钢与混凝土之间力的传递，一般说来，结构钢与混凝土之间的力是由结合力、摩擦力和直接支承组合传递的，在进行承载力计算时，结合力的传递作用不能考虑，这是因为：①在非弹性反复荷载作用下，这种机制在传递荷载方面不是很有有效的；②它们的传力效率随钢的表面状态和混凝土的收缩与固化强烈变化。

节点区内和节点区周围的钢筋，起着承受内部计算拉力和对混凝土提供约束的双重作用。内部拉力可以采用已建立的满足平衡条件的模型(如梁、柱模型，桁架杆模型等)来计算。对用于约束箍筋的要求，通常是根据试验资料和经验确定的。

9.6 组合结构

9.6.1 组合框架是由钢柱、钢筋混凝土柱或组合柱与钢梁或组合梁组成的框架，其中钢柱和钢梁应符合钢结构的有关规定；钢筋混凝土柱应符合钢筋混凝土结构的有关规定；组合柱和组合梁应符合组合构件的有关要求。

9.6.2 对组合中心支撑框架这类组合体系，其设计规定是要得到可与同类钢结构相比较的性能。对采用组合支撑的情况，混凝土具有加强型钢刚度和防止支撑屈曲的潜力，同时增大了耗能能力。对外包混凝土的钢支撑，混凝土必须用钢筋充分加强和约束，以防止型钢发生屈曲。除非试验数据证实组合支撑有较高的强度，否则受拉状态下的组合支撑应按只有型钢的情况进行设计。

9.6.3 偏心支撑钢框架在美国已较广泛应用，且在地震作用下具有优异的承载力和耗能能力。目前组合偏心支撑框架的应用经验尚较少，组合偏心支撑框架的屈服机制和偏心支撑钢框架的屈曲机制相同，均为耗能梁段首先屈服耗能，而支撑和柱应具有足够的承载力，其承载力应大于耗能梁段屈服强化后所产生的内力需求。因此，组合偏心支撑框架的结构影响系数与钢偏心支撑框架相同。

钢耗能梁段剪切屈服时，具有稳定的滞回性能和耗能能力，因此建议优先采用剪切屈服型耗能梁段。为保证耗能梁段的塑性变形和耗能能力，耗能梁段区域不应外包混凝土。耗能梁段以外的框架梁区域可采用钢梁或型钢混凝土梁。

9.6.4 框架-核心筒结构、筒中筒结构是常用的高层建筑组合结构体系，本次修订增加了对上述两类组合结构体系的相关规定。

9.7 质量控制

9.7.1 组合结构使用的材料和施工质量直接影响工程质量，而且会造成工程隐患，所以设计时必须规定对材料性能和施工细节的要求，并要求施工部门制定实施细则。

10 砌体结构

10.1 一般规定

10.1.1 适用范围：本章包括粘土砖、多孔砖、小砌块砌体和底部框架-抗震墙砌体构件和结构的抗震设计要求。目前我国空心砖的规格和孔型尚未统一，因此本章未包括这些砖砌体构件和结构的抗震设计要求，但这些砖砌体构件和结构的抗震设计可参照本章的规定进行。石砌体结构的抗震研究和使用均比较少，因此本章也未包括这种砌体结构的抗震设计要求。

修改说明：进一步说明了普通砖、多孔砖包含的种类。

10.1.3 多层砖房的抗震能力，除依赖于横墙间距、砖和砂浆强度等级、结构的整体性和施工质量等因素外，还与房屋的总高度有直接的联系。

历次地震的宏观调查资料说明：二、三层砖房在不同烈度区的震害，比四、五层的震害轻得多，六层及六层以上的砖房在地震时震害明显加重。海城和唐山地震中，相邻的砖房，四、五层的比二、三层的破坏严重，倒塌的百分比亦高得多。

国外在地震区对砖结构房屋的高度限制较严。不少国家在 7 度及以上地震区不允许采用无筋砖结构，前苏联等国对配筋和无筋砖结构的高度和层数作了相应的限制。结合我国具体情况，砌体房屋的高度限制是指设置了构造柱的房屋高度。

多层砌块房屋的总高度限制，主要是依据计算分析、部分震害调查和足尺模型试验，并参照多层砖房确定的。

砌体结构的抗震性能，除与墙体的间距、砖(或砌块)和砂浆的强度等级、结构的整体性、材料和施工的质量等因素有关外，还与结构的总高度有关。因而，砌体结构总高度的限值随着抗震设计类别的提高而降低。

砌块砌体结构，特别是小砌块砌体结构，近年来发展较快。砌块砌体结构的震害经验比砖砌体结构的少，这种结构的抗震研究也比较少。一般地说，这种结构在抗震性能方面不如砖砌体结构。因而，砌块砌体结构总高度的限制比砖砌体结构的严一些。

对于医院、教学楼等横墙较少的房屋，其总高度的限值应降低 3m。当横墙间距大于 4.2m 的房间面积超过总面积的 25%时，认为横墙较少。

本次修订在前一版的基础上作一下修订：

- 1 增加了层数限制，原版本中层高不能超过 4m 的条文单独形成条文 10.1.4。
- 2 偏于安全，A 类的普通砖砌体房屋的高度和层数适当降低。
- 3 增加了不同墙厚的砌体结构的高度与层数限制。
- 4 参照《建筑抗震设计规范 GB 50011-2010》增加了底部框架-抗震墙砌体结构的高度与层数限制。

10.1.4 将层高限制单独列为一条。约束砌体，大体上指间距接近层高的构造柱与圈梁组成的砌体、同时拉结网片符合相应的构造要求，可参见本规范第 10.3.14、10.5.4、10.5.5 条等。

10.1.5 结构高宽比：本条规定了砌体结构总高度与总宽度的比值。如果砌体结构符合这个

要求,可以不进行整体抗弯验算;否则,应进行整体抗弯验算。当计算结构高宽比时,对于矩形平面,应取短边作为宽度,对于复杂平面(如:L形或工字形平面),应取独立抗震单元中的最短边作为宽度。

10.1.6 砌体结构的横向地震力主要由横墙来承担,因此横墙应具有足够的强度,同时横墙间的楼盖也应具有足够的水平刚度。因而,横墙除了应符合强度要求外,还应符合横墙间距的要求。

装配式钢筋混凝土楼(屋)盖的刚度比现浇和装配整体式钢筋混凝土楼(屋)盖的差。因而对于装配式钢筋混凝土楼(屋)盖,横墙间距的要求要严一些。刚度最差的木屋盖使用较少,因此对于这种屋盖的横墙间距未作规定。对于砖砌体结构,当采用木屋盖时,横墙间距的要求应比装配式钢筋混凝土楼(屋)盖的还要严一些;对于砌块砌体结构,不宜采用木屋盖。对于纵墙承重的房屋,横墙间距同样应符合本条要求。

参考《建筑抗震设计规范 GB 50011-2010》新增了底部框架-抗震墙砌体结构的横墙间距要求。

10.1.7 砌体房屋局部尺寸的限制,在于防止因这些部位的失效,而造成整栋结构的破坏甚至倒塌,本条系根据地震区的宏观调查资料分析规定的,如采用另增设构造柱等措施,可适当放宽。本次修订进一步明确了尺寸不足的小墙段的最小值限制。

其中,参考《建筑抗震设计规范 GB 50011》中的相关内容进行了修改。主要的修改是将规范中的设防烈度根据本通则表 3.1.4 进行了转化。转化原则如下,不设防对应 A 类。6 度对应 B 类,7 度对应 C 类,8 度对应 D 类,9 度对应 E 类。由于 6 度的设计基本加速度值为 0.05g,按照表 3.1.4 的规定,处于设计地震加速度在 0.05~0.1g 之间,且 IV 类使用功能的房屋不可能采用砌体结构,所以 6 度一般对应 B 类。同理,7 度主要对应 C 类。8 度设计基本加速度值为 0.2 和 0.3g,由于处在高烈度区,除去仓库等不重要的 I 类使用功能建筑,其余类别根据表 3.1.4,应该属于 C, D 类。9 度对应 E 类。

外墙尽端指,建筑物平面凸角处(不包括外墙总长的中部局部凸折处)的外墙端头,以及建筑物平面凹角处(不包括外墙总长的中部局部凹折处)未与内墙相连的外墙端头。

10.1.8 结构布置:本条列出了砌体结构布置的 5 条基本原则。第(1)条里的“规则”不等于“简单”。平面规则是指,平面局部突出部分的长度不大于其宽度,也不大于该方向总长的 25%;立面规则是指,立面局部收进部分的尺寸不大于该方向总尺寸的 20%,屋面局部突出部分的高度不大于其宽度。

结构的刚度中心和质量中心的偏差越大,结构在地震作用下的扭转效应就越大。为了尽可能地减小扭转效应,砌体结构的刚度中心和质量中心应尽可能地靠近。

砌体结构侧向刚度沿高度可以有变化,但不应有突变。这里的刚度突变是指,相邻层较小刚度与较大刚度之比大于 70%。

楼梯间墙体缺少各层楼板的侧向支撑,因此楼梯间的抗震性能较差。结构在地震作用下或多或少地要有扭转效应,因此其端部和角部的地震作用较大。因而,楼梯间不宜设在

砌体结构的端部和角部。

10.1.9 结构承重体系：纵墙承重的砌体结构中横墙较少，因此在地震作用下纵墙较易遭受出平面的破坏，从而导致结构倒塌。震害经验也证明了这一点。因而，应优先采用横墙承重或纵横墙共同承重的结构承重体系。

10.1.10 防震缝的设置原则：震害经验表明，平面、立面、刚度或质量有突变的结构在突变处的破坏比较严重。为了避免这种破坏，可在突变处设置防震缝。防震缝的设置将导致结构造价的增高，因此对防震缝的设置应慎重。

10.1.11 明确上部砌体侧向刚度应计入构造柱影响的要求。

底层采用砌体抗震墙的情况，仅允许用于 A 类抗震设计类别时，且明确应采用约束砌体加强，但不应采用约束多孔砖砌体，有关的构造要求见本章第 10.5 节；抗震设计类别为 A、B 时，也允许采用配筋小砌块墙体。还需注意，砌体抗震墙应对称布置，避免或减少扭转效应，不作为抗震墙的砌体墙，应按填充墙处理，施工时后砌。底部抗震墙的基础，不限定具体的基础形式，明确为“整体性好的基础”。

修改说明：本条是原通则中没有的底框-砌体部分的结构布置要求，参考砌体设计规范和抗震设计规范中的相关内容进行了修改。主要的修改是将规范中的设防烈度根据本通则表 3.1.4 进行了转化。转化原则如下，不设防对应 A 类。6 度对应 B 类，7 度对应 C 类，8 度对应 D 类，9 度对应 E 类。由于 6 度的设计基本加速度值为 0.05g，按照表 3.1.4 的规定，处于设计地震加速度在 0.05~0.1g 之间，且 IV 类使用功能的房屋不可能采用砌体结构，所以 6 度一般对应 B 类。同理，7 度主要对应 C 类。8 度设计基本加速度值为 0.2 和 0.3g，由于处在高烈度区，除去仓库等不重要的 I 类使用功能建筑，其余类别根据表 3.1.4，应该属于 C，D 类。9 度对应 E 类。

10.1.12 砌体结构墙体的强度较低，因此构造柱(或芯柱)和圈梁的混凝土强度等级无须过高，一般采用不低于 C20 即可。

在地震作用下构造柱(或芯柱)和圈梁对墙体主要起约束作用，以提高砌体结构的抗震性能，构造柱(或芯柱)和圈梁中的钢筋宜采用Ⅲ级钢筋。

由于构造柱的截面尺寸较小，为保证混凝土的浇灌质量，应限制混凝土骨料的粒径，不得过大。根据实践经验，粒径不宜大于 20mm。

10.1.13 针对底框房屋在结构上的特殊性，提出了有别于一般多层房屋的材料强度等级要求。本次修订，提高了过渡层砌筑砂浆强度等级的要求。

10.2 计算要点

修改说明：本章节将原通则中的墙体的抗震验算部分按照规范的要求重新进行了整理，并增加了底层框架的相关计算内容，将这一部分进行了整合。

10.2.1 砌体房屋层数不多，刚度沿高度分布一般比较均匀，并以剪切变形为主，因此可采用底部剪力法计算。底部框架-抗震墙房屋属于竖向不规则结构，层数不多，仍可采用底部剪力法简化计算，但应考虑一系列的地震作用效应调整，使之较符合实际。

10.2.2 根据一般的设计经验,抗震验算时,只需对纵、横向的不利墙段进行截面验算,不利墙段为:①承担地震作用较大的;②竖向压应力较小的;③局部截面较小的墙段。

本条的要求是根据本导则第 6.1.4 条的要求作出的。本节的抗震验算基本上可以保证砌体结构在常遇和偶遇地震作用下的抗震性态水平达到本导则第 3.1.3 条规定的要求。本章的构造措施基本上可以保证砌体结构在罕遇地震作用下的抗震性态水平达到本导则第 3.1.3 条规定的要求。

10.2.3 地震作用来自任何方向,但是在设计时,一般分别在结构两个主轴方向上进行抗震验算。垂直于地震作用方向的墙体的出平面刚度较小,因此可以忽略不计。一般不考虑纵横墙的共同作用。

现浇和装配整体式钢筋混凝土楼(屋)盖,其水平刚度较大,因此可视为刚性楼(屋)盖;木楼(屋)盖,其水平刚度较小,因此可视为柔性楼(屋)盖;装配式钢筋混凝土楼(屋)盖,由于其水平刚度介于刚性和柔性楼(屋)盖的水平刚度之间,可视为中等刚度楼(屋)盖。

10.2.4 为了将楼层地震剪力分配到各墙体上,需先计算各墙体的层间侧向刚度。在计算墙体的层间侧向刚度时,可将墙体视为两端无转动的剪切构件,但应考虑弯曲变形和孔洞对层间侧向刚度的影响。

根据工程力学理论,墙体层间侧向柔度(即:墙体层间侧向刚度的倒数)可表为

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_s + \delta_b + \delta_h \\ &= \xi h / (G_m A) + h^3 / (12 E_m I) + \{h_h b_h / [h(b - b_h)]\} [\xi h / (G_m A)]\end{aligned}\quad (\text{C10.2.4})$$

式中: δ_s ——剪切变形引起的位移;

δ_b ——弯曲变形引起的位移;

δ_h ——孔洞引起的位移;

ξ ——墙体的截面剪应力不均匀系数,对于矩形截面, $\xi=1.2$;

h ——墙体的高度;

G_m ——砌体的剪变模量,按国家标准《砌体结构设计规范》(GB50003)可取为弹性模量的 40%,即 $G_m=0.4E_m$;

A ——墙体的截面面积;

E_m ——砌体的弹性模量;

I ——墙体的截面惯性矩;

h_h ——孔洞的高度,当墙体无孔洞时,取 $h_h=0$;

b_h ——孔洞的宽度,当墙体无孔洞时,取 $b_h=0$;

b ——墙体的宽度。

墙体层间侧向刚度的计算公式,即式(10.2.4),是根据式(C10.2.4)求得的。

试验结果表明,构造柱使墙体侧向刚度的提高是很有限的。因而,在计算墙体的侧向刚度时,可以不考虑构造柱使墙体侧向刚度提高这一因素。但是,在计算墙体的截面面积时,应包括构造柱的截面面积。

10.2.5 国内外许多学者对砖墙体的抗震抗剪承载力进行了大量的试验研究，并提出了两种抗震抗剪承载力公式，一种为主拉型，另一种为剪摩型。它们可分别表为

$$\begin{aligned} Q_R &= \left[(1/\xi) \sqrt{1 + \sigma_0/R_j} \right] AR_j \\ Q_R &= [1 + \mu(\sigma_0/R_j)] AR_j \end{aligned} \quad (\text{C10.2.5-1})$$

式中： Q_R —墙体的抗震抗剪承载力；

μ —摩擦系数；

σ_0 —砌体的平均压应力；

R_j —砌体的平均抗剪强度。

主拉型抗震抗剪承载力公式是根据主拉强度理论(即：第一强度理论)建立的；而剪摩型抗震抗剪承载力公式是根据剪摩强度理论建立的。当压应力与抗剪强度之比较小时，使用这两种公式计算出的承载力相差不大，但当压应力与抗剪强度之比较大时，使用这两种公式计算出的承载力相差悬殊。

本导则样板规范砌体结构组进行了墙体抗震抗剪强度理论和公式的研究。将主拉强度理论与剪摩强度理论相结合，形成了一种新的强度理论，即拉摩强度理论。根据该理论，导出了墙体抗震抗剪承载力公式，即

$$Q_R = \left[(1/\xi) \sqrt{1 + \eta(\sigma_0/R_j)} + \mu(1 - \eta)(\sigma_0/R_j) \right] AR_j \quad (\text{C10.2.5-2})$$

式中： η —墙体中压力的分配系数。

根据现有的一些以试验数据为基础的砖墙体抗剪强度公式确定的分配系数和摩擦系数分别为 $\eta=0.6$ 和 $\mu=0.4$ 。将式(C10.2.5-2)与式(C10.2.5-1)中的第一式和第二式进行了比较。结果表明：式(C10.2.5-1)中第一式的值偏小；式(C10.2.5-1)中第二式的值偏大；式(C10.2.5-2)的值介于两者中间。因而，本导则采用了式(C10.2.5-2)。

式(10.2.5)中的抗震性态调整系数 λ 是根据本导则第 1.4.2 条列出的抗震性态要求估定的。IV 类结构的抗震性态要求最高，因此该类砌体结构的抗震性态调整系数最小。式(10.2.5) f_v 前面的系数 2.24 是 R_j 值与 f_v 值之比。

10.2.6 众所周知，构造柱原先只是作为砖砌体结构的一种抗震构造措施而提出的。试验表明，构造柱不仅可以提高砖砌体结构的变形能力，而且可以提高砖墙体的抗震抗剪承载力。为了研究带构造柱砖墙体的抗震性能，进行了大量的试验研究，并提出了许多抗震抗剪承载力的计算公式，下面将这些公式分别列出。

四川省建筑科学研究院建议的计算公式为

$$\begin{aligned} Q_R &= [(1 + g)/\xi] A_m R_\tau \\ g &= 0.025 \exp(3.7 h/b) \\ R_\tau &= \left[0.67 \sqrt{1 + \sigma_0/(0.67 R_j)} \right] R_j \end{aligned} \quad (\text{C10.2.6-1})$$

式中： Q_R ——带构造柱砖墙体的抗震抗剪承载力；

g ——构造柱与砌体共同工作系数；

A_m ——砌体的截面面积；

R_τ ——墙体的抗震抗剪强度；

中国建筑科学研究院建议的计算公式为

$$\begin{aligned} Q_R &= [\psi_c / \xi] A_t R_\tau \\ A_t &= A_m + (G_c / G_m) A_c \\ R_\tau &= \left[\sqrt{1 + \sigma_0 / (1.25 R_j)} \right] R_j \end{aligned} \quad (\text{C10.2.6-2})$$

式中： Q_R ——带构造柱砖墙体的抗震抗剪承载力；

ψ_c ——构造柱与砌体共同工作系数，在 0.7 和 0.85 之间取值；

A_t ——砌体的截面面积与构造柱的折算面积之和；

R_τ ——墙体的抗震抗剪强度；

G_c ——构造柱的剪变模量；

G_m ——砌体的剪变模量；

A_c ——构造柱的截面面积。

中国建筑科学研究院和山东省建筑科学研究所建议的计算公式为

$$\begin{aligned} Q_R &= [(1+s)/\xi] A_m R_\tau \\ s &= \psi_c A_c G_c / (A_m G_m) \\ R_\tau &= \left(\sqrt{1 + \sigma_0 / R_j} \right) R_j \end{aligned} \quad (\text{C10.2.6-3})$$

式中： Q_R ——带构造柱砖墙体的抗震抗剪承载力；

s ——构造柱的折算面积系数；

R_τ ——墙体的抗震抗剪强度；

ψ_c ——构造柱与墙体共同工作系数，取 $\psi_c = 0.26$ 。

从以上这 3 个计算公式[式(C10.2.6-1)至式(C10.2.6-3)]可以看出，带构造柱砖墙体的抗震抗剪承载力由两部分组成，第一部分是砖砌体本身贡献的承载力，第二部分是构造柱贡献的承载力。在这 3 个计算公式中，砖砌体本身的承载力基本相同，构造柱贡献的承载力有些不同。

式(C10.2.6-1)的提出者认为，构造柱贡献的承载力只与墙体的高宽比有关，而式(C10.2.6-2)和式(C10.2.6-3)的提出者认为，这种承载力只与构造柱的截面面积有关。实际上，这种承载力既与墙体的高宽比有关，又与构造柱的截面面积有关。因而，在本导则中采用式(C10.2.6-3)的形式，但没有将构造柱与墙体共同工作系数取为常数，即 $\psi_c = 0.26$ ，而是将其视为墙体高宽比的函数。

10.2.7 北京市建筑设计院、中国地震局工程力学研究所、西安建筑科技大学等单位对配筋砖墙体进行了大量的试验研究。研究表明：在砖墙体水平灰缝中配置钢筋可以提高墙体的抗剪承载力；如果墙体两端有构造柱，并将钢筋两端锚固在构造柱中，效果更加显著。

根据试验提出的配筋砖墙体的抗震抗剪承载力公式有两种，它们可分别表为

$$\begin{aligned}
 V_R &= \zeta A f_v + 0.15 A_s f_y \\
 V_R &= \zeta A f_v + \psi_s A_s f_y \\
 \zeta &= (1/\xi) \sqrt{1 + \sigma_0 / (2.24 f_v)}
 \end{aligned}
 \tag{C10.2.7}$$

式中： V_R ——配筋砖墙体的抗震抗剪承载力；

ζ ——砖墙体的压应力对抗剪强度的影响系数；

A ——当隔开间或每开间设有构造柱，砖墙体中有两根或两根以上构造柱，且砖墙体上部和下部均设有钢筋混凝土圈梁时， A 应换成 A_t ；

f_v ——砌体的抗剪强度设计值；

A_s ——层间墙体竖向截面中钢筋的截面面积之和；

f_y ——钢筋的抗拉强度设计值；

ψ_s ——钢筋效应系数。

从上面这两式可以看出，配筋砖墙体的抗震抗剪承载力由两部分组成，第一部分是砖砌体本身贡献的承载力，第二部分是钢筋贡献的承载力。这两式中的第一项，即墙体本身贡献的承载力，是相同的；第二项，即水平钢筋贡献的承载力，略有差别。第一式的提出者认为，水平钢筋贡献的承载力与墙体的高宽比无关，而第二式的提出者认为，这种承载力与高宽比有关。

实际上，钢筋效应系数并不是一常数，而是墙体高宽比的函数，它随着高宽比的增加而增加。因而，本导则采用了第二式。表 10.2.7 给出了与不同高宽比对应的钢筋效应系数值。这些值来自于试验。

10.2.8 小砌块墙体的截面抗震抗剪承载力由三部分组成。第一部分来自砌体本身；第二部分来自芯柱的混凝土；第三部分来自芯柱中的纵向钢筋。

小砌块墙体的影响系数的变化形式与砖墙体的不同，砖墙体的影响系数是按非线性变化，而小砌块墙体的是按折线变化。

10.2.9 10.2.10 底部框架-抗震墙砌体房屋是我国现阶段经济条件下特有的一种结构。强烈地震的震害表明，这类房屋设计不合理时，其底部可能发生变形集中，出现较大的侧移而破坏，甚至坍塌。近十多年来，各地进行了许多试验研究和分析计算，对这类结构有进一步的认识。但总体上仍需持谨慎的态度。其抗震计算上需注意：

1 继续保持 2001 规范对底层框架-抗震墙砌体房屋地震作用效应调整的要求。按第二层与底层侧移刚度的比例相应地增大底层的地震剪力，比例越大，增加越多，以减少底层的薄弱程度。通常，增大系数可依据刚度比用线性插值法近似确定。

底部框架-抗震墙砌体房屋，二层以上全部为砌体墙承重结构，仅底层为框架-抗震墙结构，水平地震剪力要根据对应的单层的框架-抗震墙结构中各构件的侧移刚度比例，并考虑塑性内力重分布来分配。

作用于房屋二层以上的各楼层水平地震力对底层引起的倾覆力矩，将使底层抗震墙产生附加弯矩，并使底层框架柱产生附加轴力。倾覆力矩引起构件变形的性质与水平剪力不

同，本次修订，考虑实际运算的可操作性，近似地将倾覆力矩在底层框架和抗震墙之间按它们的有效侧移刚度比例分配。需注意，框架部分的倾覆力矩近似按有效侧向刚度分配计算，所承担的倾覆力矩略偏少。

2 底部两层框架-抗震墙砌体房屋的地震作用效应调整原则，同底层框架-抗震墙砌体房屋。

3 该类房屋底部托墙梁在抗震设计中的组合弯矩计算方法：

考虑到大震时墙体严重开裂，托墙梁与非抗震的墙梁受力状态有所差异，当按静力的方法考虑两端框架柱落地的托梁与上部墙体组合作用时，若计算系数不变会导致不安全，应调整计算参数。作为简化计算，偏于安全，在托墙梁上部各层墙体不开洞和跨中 $1/3$ 范围内开一个洞口的情况，也可采用折减荷载的方法：

托墙梁弯矩计算时，由重力荷载代表值产生的弯矩，四层以下全部计入组合，四层以上可有所折减，取不小于四层的数值计入组合；对托墙梁剪力计算时，由重力荷载产生的剪力不折减。

4 本次修订，增加考虑楼盖平面内变形影响的要求。

10.2.11 底层框架-抗震墙房屋中采用砖砌体作为抗震墙时，砖墙和框架成为组合的抗侧力构件，直接引用 89 规范在试验和震害调查基础上提出的抗侧力砖填充墙的承载力计算方法。由砖抗震墙—周边框架所承担的地震作用，将通过周边框架向下传递，故底层砖抗震墙周边的框架柱还需考虑砖墙的附加轴向力和附加剪力。

本次修订增加了底框房屋采用混凝土小砌块的约束砌体抗震墙承载力验算的内容。这类由混凝土边框与约束砌体墙组成的抗震构件，在满足上下层刚度比 2.5 的前提下，数量较少而需承担全楼层 100% 的地震剪力(6 度时约为全楼总重力的 4%)。因此，虽然仅适用于 6 度设防，为判断其安全性，仍应进行抗震验算。

10.3 砖和砌块砌体结构抗震构造措施

按照规范的形式对砖砌体和砌块砌体抗震构造措施进行了重新整合

10.3.1 一般要求：震害经验表明，钢筋混凝土构造柱可以防止砖砌体结构倒塌。在我国唐山地震之前，设有构造柱的砖砌体结构的震害经验还很少。但是唐山地震以来，有了不少这种砖砌体结构的震害经验。

1976 年 7 月 28 日唐山发生了 7.8 级地震，造成大量建筑破坏或倒塌，其中砖砌体结构建筑均受到了不同程度的破坏，85% 以上倒塌。震害调查发现，在一些裂而未倒的砖砌体结构建筑中设有钢筋混凝土构造柱。正是由于这些构造柱的存在，砖砌体结构建筑才没有倒塌。

1981 年 1 月 24 日四川省道孚县附近发生了 6.9 级地震，震中为 8 度强，县城为 8 度。县城中各类建筑都有不同程度的破坏，但设有钢筋混凝土构造柱的砖砌体结构建筑均较完好。此后，新疆乌恰地震、云南耿马-澜沧地震等震害经验进一步证实，设有构造柱的砖砌体结构建筑均无倒塌，与无构造柱的同类建筑相比，前者震害较轻。

试验结果表明,钢筋混凝土构造柱或芯柱能提高砌体结构的延性,使砌体结构有较好的耗能能力,除此之外,构造柱或芯柱还能提高砌体结构的抗剪强度。因而,砌体结构应设置构造柱或芯柱。

同 10.1.12,将规范中的设防烈度转化成抗震设计类别。

10.3.2 构造柱的设置原则:构造柱设置的数量随着砌体结构抗震设计类别的增高而增多。对于 A 类砌体结构,构造柱设置的数量最少;对于 E 类砌体结构,构造柱设置的数量最多。

实心砌块砌体结构的震害经验比砖砌体结构的少,这种结构的抗震研究也比较少。一般地说,这种结构在抗震性能方面不如砖砌体结构。因而,这种结构的构造柱的设置原则比砖砌体结构的严一些。

10.3.3 芯柱的设置原则:多孔砖或空心砌块砌体结构的震害经验比砖砌体结构的少,这些结构的抗震研究也比较少。一般地说,这些结构在抗震性能方面不如砖砌体结构。因而,这些结构芯柱的设置原则比砖砌体结构构造柱的严一些。

10.3.4 芯柱的构造要求:构造柱中的纵向钢筋至少为 4 根。芯柱与构造柱不同,芯柱的截面面积较小,而构造柱的截面面积较大。因而,芯柱中的插筋至少为 1 根。

芯柱的主要作用是约束墙体,以提高砌体结构的抗震性能。本款的目的是将芯柱和墙体紧密结合成一体。只有这样,芯柱才能充分发挥其抗震作用。

芯柱与圈梁相连接可加强砌体结构的整体性。芯柱与构造柱一样,不是独立的构件,因此不必单独设置基础。当未设基础圈梁或基础圈梁距室外地面的深度大于 500mm 时,可在室外地面以下 500mm 处的基础中打一混凝土座,将芯柱中的钢筋锚入此座;当基础圈梁距室外地面的深度不大于 500mm 时,芯柱中的钢筋可锚入该圈梁中。

10.3.5 芯柱的数量要求:芯柱一般对称布置。墙体的转角处一般布置 3 个或 5 个;墙体的 T 字交接处一般布置 4 个;墙体的十字交接处一般布置 5 个。

10.3.6 震害经验表明,圈梁能增强砌体结构的整体性,从而提高砌体结构的抗震性能。因而,在砌体结构中设置圈梁是十分必要的。

圈梁设置的数量随着砌体结构抗震设计类别的提高而增多。对于 A 类砌体结构,圈梁设置的数量最少;对于 E 类砌体结构,圈梁设置的数量最多。

10.3.7 圈梁应闭合,遇有洞口时应从洞口的上方或下方绕过。对于现浇钢筋混凝土楼盖,不必另设圈梁,但应在现浇板边沿墙长方向另加板边钢筋,以代替圈梁配筋,其数量可少于单独圈梁的钢筋数量。

10.3.8 砌块砌体结构的震害经验比砖砌体结构的少,这种结构的抗震研究也比较少。一般地说,这种结构在抗震性能方面不如砖砌体结构。因而,这种结构圈梁的设置原则比砖砌体结构圈梁的严一些。

10.3.9 本条与第 10.3.6 条的砖砌体结构圈梁的构造要求基本类似。

10.3.10 无筋砖过梁的抗震性能较差,因此无论哪类砌体结构均不应采用这种砖过梁。配筋砖过梁的抗震性能比无筋砖过梁的好,因此对于抗震设计类别较低的砌体结构可以采用这

种砖过梁。

10.3.11 砖柱的抗震性能较差。因而对于抗震设计类别较高的砌体结构，不应采用砖柱。

10.3.12 本条对砌体结构楼(屋)盖的抗震构造作了规定。这些规定的目的是提高砌体结构的整体性。取消了独立砖柱的做法。

10.3.13 抗震墙体应符合厚度的要求，否则墙体在地震作用下将发生出平面的破坏。

10.3.14 震害调查发现，砌体结构房屋的外纵墙有时发生外闪破坏。这种破坏的主要原因在于内外墙交接处的结合较差。本条的规定主要是为防止这种破坏，同时也是为加强砌体结构的整体性。

10.3.15 如果后砌的非承重隔墙与承重墙或柱、楼(屋)面板或梁的结合不好，地震时隔墙可能倾倒。为了避免隔墙的倾倒，本条作了有关规定。

10.3.16 水平钢筋的直径一般不宜超过砖墙的灰缝厚度。水平钢筋沿墙体的竖向均匀分布，是为施工方便。墙体的配筋率应根据墙体的截面抗震抗剪承载力来确定，但宜在 0.07%至 0.2%之间。

为保证砖墙中水平钢筋充分发挥其作用，在这些钢筋两端应采取可靠的锚固措施。当这些钢筋锚固在构造柱中时，其锚固长度应符合《混凝土结构设计规范》(GB50010)的有关要求。

为了增加砖墙中水平钢筋与砂浆共同工作的性能，除了砂浆等级不应低于 M5 外，还应将两根或两根以上的水平钢筋用横向钢筋连接，以形成钢筋网片。有条件时，水平钢筋与横向钢筋的连接点最好采用焊接。

10.3.17 楼梯间缺少楼板支承，在地震作用下破坏比较严重，。震害调查已经证明了这一点。为了减轻楼梯间的破坏，应采取本条规定的措施。

10.2.18 历次地震震害表明，楼梯间由于比较空旷常常破坏严重，必须采取一系列有效措施。突出屋顶的楼、电梯间，地震中受到较大的地震作用，因此在构造措施上也需要特别加强。

10.4 底部框架-抗震墙砌体房屋抗震构造措施

本章说明：本节为新增内容，参考了砌体结构设计规范中的底框-砌体结构设计部分。区别在于将抗震设防烈度进行了转化，转化为抗震设计类别。

10.4.1 总体上看，底部框架-抗震墙砌体房屋比多层砌体房屋抗震性能稍弱，因此构造柱的设置要求更严格。本次修订，增加了上部为混凝土小砌块砌体墙的相关要求。上部小砌块墙体内代替芯柱的构造柱，考虑到模数的原因，构造柱截面不再加大。

10.4.2 本条为新增条文。过渡层即与底部框架-抗震墙相邻的上一砌体楼层，其在地震时破坏较重，因此，本次修订将关于过渡层的要求集中在一条内叙述并予以特别加强。

1 增加了过渡层墙体为混凝土小砌块砌体墙时芯柱设置及插筋的要求。

2 加强了过渡层构造柱或芯柱的设置间距要求。

3 过渡层构造柱纵向钢筋配置的最小要求，增加了 6 度时的加强要求，8 度时考虑到构造柱纵筋根数与其截面的匹配性，统一取为 4 根。

4 增加了过渡层墙体在窗台标高处设置通长水平现浇钢筋混凝土带的要求；加强了墙体与构造柱或芯柱拉结措施。

5 过渡层墙体开洞较大时，要求在洞口两侧增设构造柱或单孔芯柱。

6 对于底部次梁转换的情况，过渡层墙体应另外采取加强措施。

10.4.3 底框房屋中的钢筋混凝土抗震墙，是底部的主要抗侧力构件，而且往往为低矮抗震墙。对其构造上提出了更为严格的要求，以加强抗震能力。

由于底框中的混凝土抗震墙为带边框的抗震墙且总高度不超过二层，其边缘构件只需要满足构造边缘构件的要求。

10.4.4 对 A 类底层采用砌体抗震墙的底框房屋，补充了约束砖砌体抗震墙的构造要求，切实加强砖抗震墙的抗震能力，并在使用中不致随意拆除更换。

10.4.5 本条是新增的，主要适用于 A 类结构上部为小砌块墙体的底层框架-抗震墙砌体房屋。

10.4.6 本条是新增的。规定底框房屋的框架柱不同于一般框架-抗震墙结构中的框架柱的要求，大体上接近框支柱的有关要求。柱的轴压比、纵向钢筋和箍筋要求，参照本规范第 6 章对框架结构柱的要求，同时箍筋全高加密。

10.4.7 底部框架-抗震墙房屋的底部与上部各层的抗侧力结构体系不同，为使楼盖具有传递水平地震力的刚度，要求过渡层的底板为现浇钢筋混凝土板。底部框架-抗震墙砌体房屋上部各层对楼盖的要求，同多层砖房。

10.4.8 底部框架的托墙梁是极其重要的受力构件，根据有关试验资料和工程经验，对其构造作了较多的规定。

10.5 质量检查的要求

10.5.1 质量检验的一般要求：本节的要求是根据本通则第 3.7 节的要求提出的，请参看本通则说明第 3.7 节。

10.5.2 砖的质量检验要求：砖的强度包括抗压强度和抗折强度，它们是评定砖质量的重要依据。对于这两种强度，本款均控制其平均值和最小值。控制强度最小值的目的是控制强度离散的程度。砖抗折强度的离散程度略高于抗压强度，因此抗折强度最小值的控制点(70%)略低于抗压强度最小值的(75%)。

10.5.3 砌块的质量检验要求：砌块的抗压强度是评定砌块质量的重要依据。本款也是控制强度的平均值和最小值。砌块抗压强度的离散程度低于砖抗压强度的，因此砌块抗压强度最小值的控制点(80%)高于砖抗压强度最小值的(70%)。

10.5.4 砂浆的质量检验要求：砂浆的抗压强度是评定砂浆质量的重要依据。本款也是控制强度的平均值和最小值。每一楼层或 250 立方米的砌体至少应制作一组试块。基础可看作一个楼层。

10.5.5 砂浆的使用时间要求：砂浆应随拌随用，否则其强度将严重下降。曾在北京地区做过过夜砂浆强度试验：将强度等级为 M5 的过夜砂浆捣碎加水拌和做成试块，经过 28 天养护后对试块进行试验，其强度等级只能达到 M2.5；对于强度等级为 M2.5 的砂浆，其强度

等级只能达到 M1。因而，严禁使用过夜砂浆。

10.5.6 构造柱的质量检查要求：检查方法：观察和尺量检查；检查数量：每一个构造柱。为了便于检查构造柱混凝土的浇灌质量，应沿构造柱的竖向留有一定的混凝土外露面。当柱身外露有困难时，可利用马牙槎作为混凝土外露面。

10.5.7 芯柱的质量检查要求：检查方法：观察和尺量检查；检查数量：每一个芯柱。楼板在芯柱的部位应留缺口，以保证芯柱的贯通。砌完一个楼层高度后，应连续浇灌芯柱混凝土。在浇灌之前，先注入适量水泥浆。每浇灌 400mm 至 500mm 高度应振捣一次，严禁灌满一个楼层高度后再振捣。宜采用机械振捣，混凝土坍落度不应小于 50mm。

10.5.8 圈梁的质量检查要求：检查方法：观察和尺量检查；检查数量：所有圈梁。圈梁与构造柱交接处的混凝土必须一次浇灌。

10.5.9 墙体的质量检查要求：检查方法：用百格网检查砖底面与砂浆的粘结痕迹面积，每处掀 3 块砖，取其平均值；检查数量：每步架抽查不少于 3 处。对于有特殊要求的砖或砌块砌体，灰缝的砂浆饱满度应符合设计要求。

10.5.10 内外墙交接处拉结的质量检查要求：检查方法：观察和尺量检查；检查数量：所有内外墙交接处。

10.5.11 楼(屋)面板拉结的质量检查要求：检查方法：观察和尺量检查；检查数量：所有拉结处。

11 房屋隔震和消能减震设计

11.1 一般规定

11.1.1 本章有关隔震房屋的设计规定主要参考了美国建筑抗震安全委员会(Building Seismic Safety Council)编撰的 NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings 1997 的内容, NEHRP1997 的规定与 1997 Uniform Building Code 的相关内容是一致的。另外, 作为中国的建筑工程抗震设计导则的一部分, 也考虑了我国隔震房屋的研究成果和设计经验,以及我国抗震设计的传统与习惯。

本章作为导则的一部分, 并不是一个独立的技术文件,其内容仅涉及隔震房屋设计的特殊规定以及引用本通则其它章节内容的规定。除应遵守这些规定之外,隔震建筑作为抗震建筑的特殊类,其设计亦应符合抗震建筑一般规定及其它相关技术标准的要求。

在抗震设防烈度低于 6 度(或设计基本地震加速度 A 小于 $0.05g$)的地区,因地震作用微弱,经验表明一般无需进行房屋的隔震设计。当然,考虑到地震动的不确定性,考虑到这些地区亦存在发生小概率、较强烈地震作用的可能性,亦可建造隔震房屋;但是,针对发生概率极其微小的地震设计隔震房屋,在一般情况下可能是不经济的。

研究和经验表明,当抗震设防烈度大于 9 度(或设计基本地震加速度 A 大于 $0.40g$)时,隔震建筑仍具有显著的减少水平地震作用的效能。但是,这种极强烈的地震动一般将发生在地震震中附近;目前,对震中附近近场地震动的幅频特性规律尚无一致的、圆满的认识。另外,震中地区可能发生幅值超过水平分量的强烈竖向地震动,目前的隔震技术尚不能有效地降低竖向地震反应,因此,在抗震设防烈度大于 9 度(或设计基本地震加速度 A 大于 $0.40g$)的地区建造隔震房屋应作特殊研究。

本章的设计规定原则上适用于采用各类隔震装置的房屋,如叠层橡胶支座隔震房屋、橡胶支座与其他支座混合使用的隔震房屋等。但是,那些不具有恢复力的单纯滑移或滚动隔震装置显然不能符合本章有关隔震层恢复力特征要求。

本章关于消能减震设计的相关条文为新增内容,原则上适用于各类新建的消能减震建筑和采用消能减震技术的既有建筑加固。对于非装配整体式混凝土结构的建筑,消能器与主体结构的连接锚固构造应具有确切的技术支撑或进行专门研究。对于仅利用大刚度弹性构件,如摇摆墙等,实现结构消能减震的建筑,本章相关内容并不适用。

11.1.2 当隔震与消能减震房屋按本章规定进行设计时, 尚应符合《建筑隔震设计标准》、《建筑抗震设计规范》、《建筑消能减震技术规程》以及《叠层橡胶支座隔震技术规程》等国家、行业其他有关现行规范标准的要求。

11.1.3 采用隔震技术可以有效降低隔震层以上结构的水平地震作用效应,提高房屋抗震安全性;按本章规定设计的丙类隔震房屋其设防水准比一般抗震建筑有较大提高。提高设防水准的两个最重要的技术措施是:在设防烈度地震作用下上部结构的设计采用弹性方法,不引用结构系数;在罕遇地震作用下上部结构层间变形角采用非隔震结构在设防烈度地震作用下的限值。利用经济投入的少量增加换来抗震安全性的明显改善,这是建造隔震房屋的意义所在。

同样,采用消能技术的丙类消能减震建筑可以有效的消耗地震作用,减少对主体结构的破坏,使得相对抗震结构其设防烈度得到提高。隔震与消能减震房屋的设计应综合考虑技术可行性和经济合理性,精心进行隔震和消能设计完全可以实现这一目标。

11.1.4 当隔震层置于房屋其他部位时,应做专门的专家评审分析。当隔震层置于房屋首层底部、地下室底部或顶部时,隔震体系受力较为简单明确,设计计算方法亦较为成熟。《建筑隔震设计标准》和《建筑抗震设计规范》等规范对其隔震缝的规格要求有一定的要求,可以避免在地震作用下,上部结构与周围固定物,或上部结构相互之间发生碰撞,产生破坏冲击力,限制隔震效用发挥。在有特殊要求时,隔震层亦可置于房屋的其它部位;但此时隔震体系的动力特性、隔震层及下部结构受力状态将变得复杂,本章规定的等效侧力分析方法等不再适用,故应作专门设计分析。

11.1.5 本章隔震房屋系指采用基底隔震技术建造的房屋,此类房屋包括隔震层、上部结构、下部结构和地基基础。隔震层系指隔震房屋上部结构与下部结构(或基础)之间以隔震支座为主体的全部装置,含隔震支座、阻尼装置、抗风装置、限位装置等。上部结构系指隔震层以上的结构部分。下部结构系指隔震层以下的结构部分(如隔震层下的地下室),但不包括基础;有些隔震房屋可能不含下部结构。隔震支座是为实现隔震目的而设置的特定支承装置,阻尼装置是隔震层的耗能装置,可作为隔震支座的组成部分,亦可独立设置。抗风装置旨在防止隔震层在设计风荷载作用下产生较大的水平位移,可作为隔震支座的组成部分,亦可独立设置。限位装置是防止隔震层在强烈地震作用下发生过大位移而设置的特殊装置,并不是隔震层的必需部分。

在相同的水平地震动作用下,隔震房屋上部结构的地震反应与固定基底房屋相比将有大大幅度的减低,故隔震房屋上部结构的抗震性态分类应与固定基底房屋有所区别。将隔震房屋视作支承在隔震层上的单自由度体系。其上部结构的地震作用可由反应谱作简单的估计。式(11.1.5)即为基于上述概念的算式,算式右边的系数 1.1,用于粗略考虑实际多质点体系与单自由度体系的差异。

举例说明如下:某隔震房屋的建筑功能分类为Ⅱ类建筑场地类别为Ⅱ类($T_g=0.3s$),基本周期 T_d 为 2.0s,有效阻尼比为 $\xi_d=0.15$ 。

① 建筑位于抗震设防烈度 8 度区,设计基本地震加速 A 为 0.2g,则:

$$\beta = (T_g / T)^{0.9} \times \beta_{\max} \times \eta = 0.272 \quad (\eta \text{ 为阻尼修正系数})$$

考虑到本通则规定 β 的最小值($\beta_{\min}$)不宜小于最大值的 20%(即 0.45),按式(1.1.5)可得:

$$A_L = 1.1 \times 0.2 \times \beta = 1.1 \times 0.2 \times 0.45 = 0.099$$

查本通则表 3.1.4,得上部结构和隔震层的抗震设计类别为 B 类(下部结构和基础的抗震设计类别则为 C 类)。

② 建筑位于抗震设防烈度 8 度区,设计基本地震加速度 A 为 0.3g 时,则:

$$A_L = 1.1 \times 0.3 \times \beta = 1.1 \times 0.3 \times 0.45 = 0.149$$

查本通则表 3.1.4,得上部结构和隔震层的抗震设计类别为 C 类(下部结构和基础的抗

震设计类别亦为 C 类)。

③ 建筑位于抗震设防烈度 7 度区,设计基本地震加速度 A 为 $0.15g$ 时,则

$$A_L=1.1 \times 0.15 \times \beta=1.1 \times 0.15 \times 0.45=0.074$$

查表 3.1.4,可得上部结构和隔震层的抗震设计类别为 B 类(下部结构和基础的抗震设计类别则为 C 类)。

11.1.6 我国建筑抗震规范对房屋高度、层数和高宽比有较为严格的限制,这些限制是根据已有的震害经验做出的判断。对于隔震房屋的上部结构,基本沿用这些限制,有利于保证结构安全和采用简化计算方法。随着更多震害经验的积累和技术发展,这些限制可能被修正;目前,只有经过可靠的计算分析及试验验证在对隔震效能、安全性、经济性做出综合估计的基础上,方可突破本章有关隔震房屋高度、层数的限制。

11.1.7 按本章规定进行两个水准的抗震验算,可使隔震房屋达到比相应固定基底房屋更高的设防标准,这是建造隔震房屋的最基本的出发点。在设防烈度(或设计基本地震动)作用下隔震房屋的验算,不使用结构系数,旨在保障房屋的正常使用功能;层间位移角是控制结构性态的重要指标,层间位移角限值保证结构具有足够刚度和地震安全性,在罕遇地震作用下的验算中,采取了较严格的限制进行隔震层的抗倾覆验算和隔震支座的稳定性验算,旨在保障隔震体系可稳定承载,即使上部结构发生轻微损坏,仍可继续使用与固定基底房屋不同,隔震房屋即使在低于设防烈度地震(或设计基本地震动)的作用下,其隔震层也可能进入非线性变形阶段;隔震体系的周期、阻尼和地震作用效应与隔震层性态密切相关,算例表明,符合本章设计要求、符合设防烈度(或设计基本地震动)作用下承载力验算要求的,在低于设防烈度地震(或设计基本地震动)的作用下,上部主体结构将处于弹性变形阶段。

11.1.8 隔震层设计是保证隔震房屋达到预期设防标准的关键隔震层元件的力学性能必须由试验确定。型式检测试验是根据相关技术标准对隔震装置产品质量 and 性能进行的系统检验,是保证隔震元件产品质量的重要措施。但是,由型式检测试验得出的某类型产品性能指标不能直接用作隔震层的设计依据隔震层设计必须使用由隔震元件出厂检测试验所确认的力学性能指标。此外,为保证建筑结构的安全性当在 IV 类地质情况较恶略的场地,III 类用途特殊、采用新型隔震支座、结构自身形状或材料特殊时,需要额外通过模拟振动台试验对数值仿真结果进行对比验证以及进行专门研究和专项审查。

11.1.9 抗震结构体系要求受力明确、传力途径合理、传力路线连续,消能部件的布置应使结构形成均匀合理的受力体系,减少不规则性,提高整体结构的消能能力。消能器的布置以使结构平面两个主轴方向动力特性相近或沿竖向刚度均匀为原则;对于规则结构,平面上可在两个主轴方向上分别采用对称布置,并且使结构竖向刚度均匀。对于结构平面两个主轴动力特性相差较大时,可根据需要分别在两个主轴方向布置,也可以只在较弱的的一个主轴方向布置,这时结构设计时应只考虑单个方向的消能作用。对于结构沿竖向存在薄弱层可优先在薄弱层布置,然后再考虑沿竖向布置。

11.1.10 消能减震设计时,应根据设防地震下的预期减震要求及罕遇地震下的预期结构位移

控制要求,设置适当的消能减震部件,消能减震部件应对结构提供足够的附加阻尼,并保证消能器在地震作用下具有良好的消能能力。

11.1.11 为了确保消能减震的效果,消能减震部件的性能参数应严格检验,并满足现行相关标准的要求。

11.1.12 强烈地面振动导致的建筑物、桥梁和其它人造结构的损坏或倒塌是地震中威胁人类生命安全和造成财产损失的主要原因。降低该损失的关键技术之一是记录结构对地震动的响应,即在建筑物上布设一定数量的地震反应观测台阵(以下简称建筑结构台阵),详细研究土木工程结构破坏的过程并给出有效的解决方案。对于工程结构进行合理的抗震设计,其中重要的一点就是把握各类工程结构在实际地震作用下的反应特征和破坏机理。仅仅依靠理论分析和振动台试验很难圆满完成对于工程结构合理的抗震设计,特别是一些大型、复杂的结构在建立理论分析计算模型时都做了一些假设,这些假设和计算模型是否合理也需要实际结构地震反应来验证和改进。建筑结构台阵是目前了解和掌握工程结构在强地震作用下反应性状的最直接手段之一,其主要任务是获取结构在地震作用下振动反应的第一手资料—结构强震记录,供抗震设计、震害评估和健康诊断、震后加固与重建、地震报警、烈度速报等多项相关研究使用。建筑抗震设计规范《GB50011—2010》明确规定:抗震设防烈度为7、8、9度时,高度分别超过160m、120m、80m的大型公共建筑,应按规定设置建筑结构的地震反应观测系统,且建筑设计应留有观测仪器和线路的位置。

对隔震结构进行强震观测,以观察隔震结构在地震作用下的真实表现,不仅是提高结构分析和设计水平的一种非常好的手段,亦是验证隔震结构有效性的重要手段。隔震变形主要监测内容为隔震结构周围环境因素(温度、湿度等)、隔震结构动力响应、隔震层动力响应、橡胶隔震支座竖向变形、地脉动及可能到来的地震动记录。

11.1.13 隔震建筑最大适用高度根据《建筑隔震设计标准》GB/T51408对隔震建筑高度的规定及表8.1.4中关于钢筋混凝土结构最大适用高度的规定确定;鉴于超高层建筑中也可能采用消能减震技术,消能减震建筑最大适用高度与抗震结构应保持一致,不必专门设限。

11.1.14 隔震建筑、消能减震建筑的抗震性态目标应首先满足表3.1.3中关于各类建筑的最低性态要求;此外为保证隔震建筑、消能减震建筑的抗震性能,对隔震元件、消能减震装置的抗震性态目标也应设置相应要求。

11.2 房屋隔震计算要点

11.2.1 本节规定将等效侧力法和时程分析法作为隔震房屋水平地震反应计算方法。确切地说,每座隔震房屋的设计都要以等效侧力法进行分析,对具有第11.2.1条所述情况者,还应以时程分析法作补充计算。等效侧力法是实施隔震房屋水平地震反应分析的简化方法,该法考虑了隔震层的非线性,适用于以第一振型反应为主的隔震房屋。等效侧力法简单易行,便于设计人员掌握使用,故用作隔震房屋地震反应分析的基本方法。对于大量层数不多、结构规则的隔震房屋,该法可以给出适当可靠的计算结果。对于高度或层数超限、结构不规则、隔震层具有较强非线性特征的复杂隔震房屋,等效侧力法计算结果误差较大,需作时程分析。本通则

未将振型分解反应谱方法作为本章的规定算法,主要是因为隔震层具有明显的非线性性状且隔震房屋多属非比例阻尼体系。受这些因素影响,隔震体系频率、振型及振型阻尼比的计算较为复杂、难以精确;算例表明,使用振型分解反应谱方法并不能保证得出比等效侧力法更为满意的结果。因隔震体系的非线性主要集中于隔震层,且隔震层的非线性性质是由试验确定的;这就为进行较为精确的隔震房屋水平地震响应的非线性时程分析提供了可能性。软弱场地的动力特性与较硬场地相比具有更大的不确定性;其特征周期可能与隔震房屋基本周期较为接近,导致隔震层位移反应加大。在这种情况下,采用时程分析方法输入多条地震动时间历程得出的计算结果较为可靠。

隔震房屋上部结构高度超限、结构不规则以及隔震层设于非规定位置,这些因素难以在等效侧力法分析中具体考虑,故应进行时程分析。

具有式(11.2.1)特征的隔震房屋,属强非线性体系,使用等效侧力法进行设防烈度下隔震房屋的验算,不能保证在小震作用下结构处于弹性阶段(因小震时隔震体系刚度较大)。时程分析可估计刚度有剧烈变化时的结构反应

当隔震房屋的基本周期不是足够长、而与相应非隔震房屋基本周期较为接近时,其地震反应的高振型影响增加,第一振型失去作为主振型控制体系地震反应的决定作用,等效侧力方法不再适用。应当指出的是,隔震房屋的基本周期与相应非隔震房屋基本周期较为接近,可能表明隔震设计不适当,从根本上讲,这时需要通过重新选择隔震层元件来解决;仅依靠采用较精确的分析方法并不能保证达到最合理的设计。

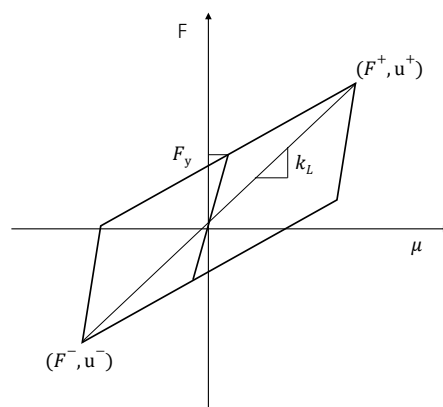


图 E11.2.2 隔震层的有效刚度和屈服剪力

11.2.2 因隔震层具有明显的非线性性状,其刚度、阻尼和等效周期随变形不同而变化,若就某个先验规定的变形一次完成刚度和周期等的计算,可能带来较大误差,故应采用迭代计算方法。算例表明,不实行迭代计算、一次得出的在设防烈度(或设计基本地震加速度)作用下的周期,其误差平均可达 25%。迭代计算一般只需进行数次即可得到满意结果,若以位移作为迭代控制量,控制误差可取 0.01cm 隔震层有效刚度 K_L 和屈服剪力 F_y ,如图 E 1.2.2 所示:图中,有效刚度 $K_L=(F^+-F^-)/(U^+-U^-)$;有效阻尼比是与隔震层耗能能力相应的粘滞阻尼比,取: $\xi_t=(2/\pi)[E/(K_L(|U^+|+|U^-|))]$, E 为循环耗能。

等效侧力方法不能确切考虑隔震房屋的偏心扭转效应,处于结构平面边缘处的单个支座因扭转而产生的位移放大只能根据本通则式(11.2.2-4)作一般估计。偶然偏心距的取值在多

数文献中规定为相应结构平面边长的算例表明,在结构平面边长为数十米时,按 5%偶然偏心距得出的扭转放大系数过大,故本章规定偶然偏心距取为相应结构平面边长的在罕遇地震作用下隔震房屋上部结构可能进入非线性变形阶段,等效侧力方法难以对上部结构的弹塑性层间位移做出准确估计。但算例分析表明,即使在罕遇地震作用下,设计良好的隔震房屋上部结构也不会发生强非线性变形。故本章规定,在应用等效侧力法时,罕遇地震作用下的隔震房屋上部结构层间位移仍以弹性方法计算,即根据上部结构的弹性本构关系计算楼层剪力和位移,不再对弹性力作折减,也不使用弹塑性位移放大系数

11.2.3 采用时程分析法计算隔震房屋的水平地震反应,应建立串联偏心多质点的平-扭耦联非线性计算模型或更精细的有限元模型。随着结构建模和计算技术的发展,进行结构地震反应的空间分析已无重大困难;扭转自由度的考虑,可使不规则偏心结构的分析更符合实际。时程分析中适当选择输入地震动时间历程是至关重要的环节,在地震动时程的选择中应考虑地震动的场震相关特性为使不同地震输入下和使用不同计算方法所得结果具有可比性各输入地震动时间历程的谱特性应力求接近,并与相应设计反应谱相协调。在进行隔震房屋地震反应时程分析之后,尚应对比等效侧力算结果,最终确定体系的地震响应,以期得出更经济、更安全靠的设计。

11.2.4 由于目前的基底隔震技术尚不能降低上部结构的竖向地震作用,故在竖向地震作用计算中,还应由设计基本地震加速度 A 确定抗震设计类别。

隔震房屋竖向地震作用的计算包括两个方面内容,其一是在设防地震作用下,针对大跨悬臂构件及水平预应力构件等计算竖向地震作用,旨在保障这些构件具有足够的承载力。在设防地震下,并不要求进行隔震体系整体的竖向地震响应分析。其二是在罕遇地震作用下,估计隔震体系的竖向地震反应,以便进行隔震房屋的抗倾覆和支座稳定性验算。

11.2.5 包括隔震支座、阻尼器、防风装置或其组合体(如铅芯橡胶隔震支座)的隔震层,通常具有非线性特性,在最简单情况下,可拟合为双折线骨架的本构模型(见第 11.2.2 条)。在该模型中初始刚度相对较高,在隔震层屈服后,刚度降低。对隔震层水平恢复力特性的验算主要出于以下几点考虑:首先,在设防烈度(或设计基本地震加速度)作用下,隔震层应处于屈服状态达到降低刚度、延长自振周期、减小水平地震响应的目的;其次,在风荷和微小地震动作用下,隔震层不应屈服,防止产生较大位移影响隔震房屋的适用性、舒适性和安全性;再者,隔震层屈服后,仍应具有足够大的恢复力以避免产生显著的残余变形,有能力承受余震和未来再次发生的地震作用

11.2.6 水平隔震效能只有在隔震层不丧失竖向承载能力的前提下才能实现,与其它承受竖向荷载的结构构件相同,隔震房屋中的隔震支座应有足够大的竖向承载安全裕度。受摇摆、扭转等地震作用效应影响,隔震层边角处的支座处于相对不利的受力状态,故对其承载力应有更为严格的规定。本条规定在设防烈度地震作用下隔震支座竖向承载力验算仅考虑重力荷载,以便于进行初步设计中的支座选型。

11.2.7 要求隔震建筑在遭受本地区设防地震时主体结构不受损坏或不需修理可继续使用。

根据该基本设防目标隔震结构构件的截面设计遵循通则式(6.6.2)进行。

11.2.8 层间位移角是控制结构性态的重要指标,层间位移角限值保证结构具有足够刚度和地震安全性。

11.2.9 保证隔震设计在罕遇地震作用下发挥隔震效果,因此,其竖向荷载取值应取隔震结构在罕遇地震作用下最不利荷载效应的标准值,并需要考虑竖向荷载作用下不同隔震支座竖向变形差异引起的结构附加内力。弹性滑板支座没有竖向受拉能力,罕遇地震作用下,隔震支座将会在各种荷载代表值产生的竖向拉压应力和倾覆力矩,为防止其提离,必须保持处于受压状态,因此需要考虑各类荷载最不利的荷载效应的标准值以及倾覆力矩的不利荷载组合影响,不允许摩擦摆和弹性滑板支座等出现拉应力。

11.2.10 为防止在罕遇地震时隔震支座因水平变位及竖向荷载联合作用发生失稳,故需进行罕遇地震作用下支座的稳定性验算隔震支座的动力失稳与竖向压应力、水平变位以及支座物理力学特性(橡胶弹性模量、支座直径、形状系数等)等复杂因素有关。本条规定的验算指标是根据静力状态下支座稳定性分析与动力实验结果确定的,是适当保守的。以往相关规范中对支座变位的简单限定不能考虑复杂因素,在有些情况下十分保守,但在另一些情况下又显安全储备不足。支座失稳临界应力计算公式(11.2.10)稍显复杂,为方便设计使用,在本通则附录 F 中列出了不同参数下失稳临界应力的计算结果。当实际使用的支座参数与表中参数不同时,可做插值估计,并取较为保守的临界值。

11.3 房屋消能减震计算要点

11.3.1 对于平面规则并且无大开洞的楼板,可采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 中规定的刚性隔板假定。但对于复杂的结构,采用刚性隔板假定时,可能会使消能器消能能力超过实际能力,从而高估了消能器的作用,为此,需考虑采用弹性板对消能减震结构进行分析。

11.3.2 在双向地震作用时,消能器都要发挥作用,通过支撑同时向双向交叉布置消能部件的柱附加荷载,为此,在双向交叉布置消能部件相连的柱,交叉支撑对柱产生的外荷载要重点考虑。

11.3.3 消能减震结构计算分析时,根据主体结构的工作状态,选取相应的计算分析方法。不同结构采用不同的分析方法在各国规范中均有体现,振型分解反应谱法仍是基本方法,时程分析法作为补充计算方法,对不规则、重要和高度较高的高层建筑要求采用。

11.3.5 层间布置的消能器一般通过水平向层间位移耗能,当结构变形中弯曲变形所占比重很大时,用层间变形量大小来控制层间消能器抗力大小,往往计算的减震效果不理想,这时应该通过比较各层有害位移量大小来控制层间消能器抗力分布。

对于存在抗震墙的结构,可以在连梁位置布置通过竖向变形耗能的金属剪切板类型消能器,往往能取得较好减震效果。

消能减震结构中主体结构永远都应该在抵抗地震作用中起主导作用,应该避免超量配置消能部件。当需求附加有效阻尼比超过 25%,或是大震下消能部件承担的地震作用超过

主体结构的层间屈服剪力的 60%时, 减震的效率就不理想, 这时应该考虑采用常规方法加强主体结构, 增强主体结构本身的抗震能力。一般考虑消能作用减轻地震作用的效果不应超过一度。

11.3.6 消能器恢复力特性的数学模型大致有两类: 一种是用复杂的数学公式予以描述的曲线型; 另一种是分段线性化的折线型。曲线型恢复力模型给出的刚度是连续变化的, 与工程实际较为接近, 但在刚度的确定及计算方法上较为复杂, 在实际工程计算中并不常用。目前, 广泛使用的是折线型模型, 在实际应用中应给出具体规定。消能部件的支撑刚度直接影响消能器工作状态, 当消能减震结构是用商用设计软件建立三维模型时, 建议支撑按设计截面、实际位置在模型中用相应单元表达, 以较精确计算消能部件的消能作用, 同时也可以随时了解消能器在各不同强度地震激励下的工作状态, 以便合理选择支撑刚度。

11.3.9 对于消能减震结构, 无法预先估计主体结构在加入消能部件后的最终变形情况, 只能是预先假设一个阻尼比, 将消能部件布置于结构中, 并调整消能器的数量和位置, 再对消能减震结构进行计算, 反复出消能器在相应的阻尼比情况下的位移, 通过消能器的恢复力模型和相应的公式求解消能减震结构的附加阻尼比, 并反复迭代, 使计算出的附加阻尼比与预先假设的阻尼比接近时, 则计算结束。

采用附加阻尼比的迭代方法计算步骤如下:

- 1 假定各个消能器的设计参数和消能减震结构的总阻尼比 ζ 。
- 2 将消能减震结构的总阻尼比和各个消能器的设计参数代入分析模型中, 根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定, 采用振型分解反应谱法进行结构分析。
- 3 经结构分析可得第 i 楼层的水平剪力、水平地震作用标准值的位移及第 j 个消能器的阻尼力及相对位移。
- 4 由式 (6.3.2-1)、式 (6.3.2-2)、式 (6.3.2-3) 和式 (6.3.2-4) 计算消能器附加给结构的有效阻尼比。
- 5 重新修正各个消能器的设计参数, 并利用下式计算消能减震结构的总阻尼比 ζ :

$$\zeta = \zeta_1 + \zeta_2 \quad (11.3.9)$$

式中: ζ_1 ——主体结构阻尼比;

ζ_2 ——消能器附加给结构的有效阻尼比。

6 将步骤 5 计算得到的消能减震结构的总阻尼比和各个消能器的参数作为初始假设值, 重复步骤 2~步骤 5。反复迭代, 直至步骤 2 使用的消能减震结构的总阻尼比与步骤 5 计算得到的消能结构的总阻尼比接近。

鉴于阻尼比计算本身存在近似性, 研究人员提出了可用于附加阻尼比验算的另一种近似方法——等效对比法。其做法是: 在一个加设阻尼器的计算模型 (此模型已满足小震和大震下的计算要求, 但未核算附加阻尼比) 与一组未加设阻尼器但采用不同阻尼比 (如: 0.05, 0.15, 0.30, 0.35, 0.40 等) 的计算模型上分别施加同样的时程函数进行设防地震下计算, 之后对结构的反应 (如结构位移或基底剪力) 进行计算结果对比, 进而找到与附加

阻尼器结构反应最为接近的某阻尼比反应，以此阻尼比减去 0.05 后的数值作为加设阻尼器结构的附加阻尼比，当附加阻尼比超过 25%时，宜按附加阻尼比为 25%时计算结果控制结构构件内力及配筋。此方法具有较好的可靠性，既可避开操作难度较大的规范算法，也可便于对附加阻尼比超过 25%时结构构件的内力及配筋进行调整，故可作为黏滞阻尼器结构附加阻尼比验算和控制的另一个可选用的方法。

11.3.10~11 消能减震结构的计算分析可根据主体结构所处的状态采用不同的分析方法，当主体结构基本处于弹性工作阶段时，可采用线性分析方法作简化计算，并根据结构的变形特征和高度等采用振型分解反应谱法和时程分析法。当主体结构进入弹塑性阶段时应采用静力弹塑性分析方法或非线性时程分析方法。振型分解反应谱法是目前国内结构设计时采用较多的分析方法，但是为了较精确模拟消能器非线性特征，对于消能减震结构还是时程分析方法较为可靠和准确。鉴于不同地震波输入进行时程分析的结果存在一定的差异，现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 中规定一般可以根据小样本容量下（不小于 2 组实际记录和 1 组人工模拟的加速度时程曲线作为输入）的计算结果来估计结构地震作用效应值，也可以采用较大样本容量（不少地 5 组实际记录和 2 组人工模拟时程曲线作为输入）的计算结果来估计。如果 3 条地震记录能满足现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 中规定的“在统计意义上相符”要求，则 3 条地震记录输入计算出结构的地震作用效应不会偏差太大，为了使设计出的结构更为安全则选用 3 条地震记录时程曲线输入计算出结构地震反应的包络值反算消能器附加阻尼比。当取 7 组及 7 组以上的地震记录时程曲线输入时，计算出结构的地震作用效应的保证率更高，选用 7 组及 7 组以上的地震记录时程作输入，计算出每组时程下附加有效阻尼比，然后取其平均值作为最后的附加有效阻尼比估计值。

11.3.14 若金属位移型阻尼器在风荷载作用下过高频率的屈服，对其疲劳寿命将难以满足，且会影响建筑的正常使用功能。

11.3.17 主体结构的强度和截面验算，依据求得的内力按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 中对不同类建筑结构规定的公式计算。由于消能减震结构中附加刚度和附加阻尼都相比于主体结构存在一定的变化，为此，计算地震作用效应时应考虑消能器附加刚度和附加阻尼的影响。

11.3.18 消能减震结构的层间位移角限值要体现出消能减震技术提高结构抗震能力的优势，消能减震结构的层间位移角限值应与不设置消能减震的结构相当或适当减小，从而更容易实现基于性能抗震设计要求。

11.4 隔震和消能减震房屋构造措施和施工要点

11.4.1 本章有关抗震构造措施的规定只限于隔震层及相关结构,其它涉及上部结构、下部结构以及基础的构造措施应按各自的抗震设计类别(抗震设计类别按本章第 11.1.5 条方法确定),按本通则其它有关章节的规定采用。

11.4.2 当同一支承处采用多个支座时，可能导致各个支座的受力不均匀，难以分析。布置

隔震支座后仍宜使结构体系的传力路径简洁明确。采用基底隔震时,建议隔震支座底面布置在相同标高位置上是为了使隔震层各部位的水平侧移大致相当,且此时隔震层上下部的结构体型也更规则。利用限位装置防止隔震层发生过大位移,可能产生对隔震结构不利的冲击作用。因此,限位装置的采用应有充分的计算或试验依据,应使限位装置在隔震层发生较大位移时才起作用,限位装置与隔震结构的接触应是柔性、具有缓冲过程的。

11.4.3 隔震层元件的使用寿命不应低于隔震房屋的设计使用年限,故在房屋使用中,隔震支座等一般无需更换。但为保证隔震层及隔震元件的性能稳定,隔震支座、阻尼装置在长期使用过程中需要检查或维护,因此必须设置能够使人员和设备进出进行检查的出入口。

11.4.4 由于伸缩缝一定程度上会影响隔震建筑上部结构的整体性,因此,在罕遇地震作用下应使结构在伸缩缝处不致发生不利碰撞,隔震房屋上部结构的防震缝和伸缩缝的设置,应符合般抗震建筑的要求。隔震房屋不应建造在可能发生不均匀沉降的软弱地基上。必须在不均匀地基上建造隔震房屋时,应将整体房屋分割为建造于相对均匀地基上的多个独立隔震房屋。

11.4.5 隔震房屋上部结构及隔震层元件与周边地面固定物的接触碰撞将影响隔震效能并可能引起相关构件的损坏,故在设计施工中应符合本条有关隔离距离的要求。在房屋施工和使用中应进行检查,防止隔离缝被堵塞。此外,隔震层水平隔离缝的缝高,除考虑竖向荷载导致的隔震支座竖向变形外,尚应考虑隔震支座水平变形时的竖向变形、徐变、温度变化等影响因素。

11.4.6 隔震工程施工过程中对隔震支座的变形观测,主要是对隔震支座的竖向压缩变形、上下法兰板相对水平位移、隔震支座侧向不均匀变形进行观测并记录。保证支座标高,设计位置等各项指标满足要求。

11.4.7 隔震建筑中穿越隔震层的燃气、有害介质等管道,当柔性连接措施不到位,地震时发生破坏,将会造成介质泄漏,引发火灾、爆炸等严重的次生灾害,后果严重。因此,对于该类型管道的柔性处理措施必须采用柔性接头或柔性连接段等可靠性高的处理措施,保证地震时隔震建筑的管道能够发挥正常使用功能。并保证水平变形量的柔性导线在地震时能够不阻碍隔震层水平运动,同时不会发生破坏而导致次生灾害的发生。

11.4.8 隔震层顶部楼盖应具有足够的刚度和承载力,以有效传递隔震层上、下部结构的竖向荷载和水平荷载,并有效协调隔震层整体位移。隔震支座和阻尼装置与建筑结构之间的连接件,应能传递罕遇地震作用下隔震支座和阻尼装置产生的最大水平剪力和弯矩,以保证隔震支座和阻尼装置能够持续、稳定的发挥作用。与隔震支座和阻尼装置相连的支墩、支柱等还应计算抗冲切和局部承压。

11.4.9 与隔震支座连接的梁、柱、墩应考虑冲切和局部承压,加密箍筋并根据需要设置钢筋网片。

11.4.10 隔震支座的连接螺栓、连接板和相关预埋件在传递罕遇地震作用时应保持在不屈服状态,以实现罕遇地震设防目标。应遵循隔震支座的连接强于隔震支座的设计原则,以充

分发挥隔震支座的变形能力，达到最优的安全储备。外露预埋件的锚固钢筋应与钢板牢固连接，锚固钢筋的锚固长度宜大于 20 倍锚固钢筋的直径，且不应小于 250mm。

11.4.11 对于消能减震混凝土建筑中的主体结构由于消能部件附加的阻尼比使得结构的地震反应降低，构件的截面尺寸可能会有所减小，但建筑的抗震等级是根据设防烈度、结构类型、房屋高度区分的，采用相应的计算和构造措施，抗震等级的高低，体现了对结构抗震性能要求的严格程度。为此，对于消能减震混凝土结构的主体结构抗震等级应根据其自身的特点，按相应的规范和规程取值，当消能减震结构的减震效果比较明显时，主体结构的构造措施可适当降低，当消能减震结构的地震影响系数小于非消能减震结构的 50% 时，主体结构的构造措施可按降低一度执行。

11.4.12~11.4.13 消能减震结构中消能部件与结构构件进行连接，并且会传递给结构构件较大的阻尼力，为了保证结构构件在消能部件附加的外力作用下不至于发生破坏，需要在与消能部件连接的部位进行箍筋加密，并且加密区长度要延伸到连接板以外的位置，为此，加密区长度从连接板的外侧进行计算。

11.4.14~11.4.15 与消能部件相连接的主体结构构件与节点应满足消能器最大输出阻尼力作用，从而保证消能器在罕遇地震作用下不丧失功能。

11.4.16 消能构件（或装置）属非承重构件，其功能仅在结构变形过程中发挥耗能作用，而不承担结构的竖向承载作用，即增设耗能装置不改变主体结构的竖向受力体系，为此，无论是新建消能减震结构还是既有建筑的抗震加固主体结构都必须满足竖向承载力的要求。与消能器相连的支撑应具有足够刚度，以保证减震装置中的变形绝大部分发生在消能器上，消能器支撑的刚度应根据计算确定。节点板在支撑力（考虑附加弯矩）作用下，除具有足够的承载力和刚度外，还应防止其发生面外失稳破坏，一般可采用增加节点板厚度或设置加劲肋的措施。由于消能支撑常采用连接板与主体结构相连，从现有的混凝土钢支撑结构和钢结构的支撑破坏情况发现，在地震中常出现连接钢板部分发生互不相同平面外的失稳由此导致梁发生大的扭转变形并使钢筋混凝土剥落，使消能器不能产生相对位移，从而不能发挥相应的耗能效果。

11.4.17 消能器的附加内力通过预埋件、支撑和剪力墙（支墩）传递给主体结构构件，同时要求预埋件、支撑和剪力墙（支墩）在消能器极限位移时附加的外力作用下不会出现失效，其构造措施比一般预埋件要求更高。

11.5 隔震和消能减震装置的质量控制

11.5.1~11.5.4 隔震支座是影响隔震建筑工程安全性的关键部件之一，已有的工程实践表明，控制隔震支座产品出厂检验的数量，隔震工程质量控制的有效手段，因此，除特殊规定外，隔震建筑的隔震支座产品出厂检验数量均应符合本条规定，且符合相关国家标准和行业标准的規定。

一般隔震橡胶支座的检验和性能参数的确定方法应参考国家标准《橡胶支座第 1 部分：隔震橡胶支座试验方法》GB20688.1-2007 对应部分的相关规定，支座剪切性能试验应考虑

温度修正和加载频率修正，一般情况下，温度修正到标准温度 230C，频率修正到 0.33Hz。合格的隔震橡胶支座产品，应符合设计要求和国家标准《橡胶支座第 3 部分：建筑隔震橡胶支座》GB20688.3-2006 对应部分的相关规定，且在 10MPa 面压作用下的水平极限剪切变形能力不应小于各层橡胶厚度总和的 4.0 倍，在经历相应设计基准期的耐久性试验后的支座刚度、阻尼特性变化不应超过初期值的 $\pm 20\%$ ，徐变量不应超过支座内部橡胶总厚度的 5%。隔震层阻尼装置通过型检和出厂检验确定的产品性能，应满足设计要求，且符合《建筑消能阻尼器》JG/T 209-2012 的相关规定。

隔震支座的型式和出场检验需要在生产厂家具有生产和出售隔震橡胶支座产品之前而进行的、依照国标对支座进行的一系列的试验，包括各种基本性能、相关性、极限及耐久性的试验，其检测由具有检测资质的第 3 方完成，只有型检合格后，隔震支座生产厂家才能生产和销售使用在具体建筑工程中试验的隔震支座。出厂检验为具体建筑工程中所使用的隔震支座进行的抽样检验，同样由具有检测资质的第 3 方检测单位完成，出厂检验合格后，产品采用运用且仅能运用该具体的建筑工程，不同的建筑工程的隔震支座出厂检测不可替代。此处的第 3 方检测，应为独立于生产厂家，且不能与生产厂家为同属一个集团公司或同属一个系统管理部门的第 3 方检测单位。

11.5.7~11.5.11 在地震作用下消能减震装置应充分发挥其耗能效果，以确保消能减震建筑的安全性。因此，应对消能减震产品的性能参数进行严格检验。消能减震产品的型式检验主要用于考察产品厂家的生产能力，考察其是否具有稳定的减震装置设计能力、材料来源及加工能力等，以保证能供应减震结构设计指定性能参数的减震装置，用于实际工程。

12 可恢复功能防震混凝土结构

12.1 一般规定

12.1.1 本通则可恢复功能防震结构（Earthquake resilient structure）是指地震时保持可接受的功能水平、地震后不需修复或稍许修复即可恢复其使用功能的结构，其特点是结构体系易于建造和维护，全寿命周期中成本效益高。传统抗震设计理念能有效控制地震下建筑倒塌和人员伤亡，但近几次大地震震害表明，强震下建筑损伤和由此产生的社会经济影响仍十分巨大。近十年，地震工程界的研究者提出了可恢复功能防震结构概念。其主要目的是使结构具备震后快速恢复使用功能的能力，减轻结构损伤及由此产生的社会影响。除建筑结构外，可恢复功能概念还适用于生命线工程、城市系统乃至整个社会的韧性建设，通过综合防灾减灾措施，尽可能降低系统的震害损失和影响，保证强震下系统功能不受影响或尽快恢复。

可恢复功能防震结构从结构形式上主要有三种实现方法，即：一、通过设置摇摆墙（构件）或摇摆框架控制结构整体变形模式，从而减少或控制结构薄弱层变形引起的地震损伤破坏；二、设置自复位构件或应用自复位技术（如自复位支撑、预应力筋、SMA、环簧装置等）使减少结构震后残余变形、减轻地震破坏；三、设置可更换构件，实现震后快速更换受损构件，从而恢复结构正常使用功能。上述三类为目前可恢复功能防震结构体系的主要分类。

现有可恢复功能防震结构体系的研究，从结构材料上看，涉及钢筋混凝土结构、钢结构、组合结构等，由于实际具体种类较多，本章内容只适用于采用钢筋混凝土为主要建筑材料的结构。

12.1.2 可恢复功能防震结构体系中的自复位结构通常采用预应力实现震后自复位能力，根据《混凝土结构设计规范》（GB 50010-2010（2015 版）），预应力混凝土结构的混凝土强度等级不宜低于 C40。普通钢筋选用延性、韧性和可焊性较好的钢筋，该规定与一般混凝土结构要求相同；耗能钢筋和箍筋宜选用高强度热轧带肋钢筋或热轧光圆钢筋，以满足耗能能力和对混凝土的约束；预应力筋宜采用钢绞线，并建议采用后张拉施工方法。

12.1.3 目前对于结构地震后的可恢复性判别还没有统一标准，本条文参考了正在编写中的《罕遇地震后可恢复功能建筑设计规程》中相关条文的初步规定。本条文中提到的可恢复性判别参数指标只是总体建议性的，具体根据不同的结构类型、性能设计目标、使用功能要求等可有所改变。

12.1.4 本条文规定了可恢复功能防震结构体系的最大适用高度，由于目前理论研究和实际工程中的绝大多数可恢复功能防震结构的高度均较低，国内外目前在最大适用高度方面并没有可借鉴的资料，本条文参考通则第 8 章中表 8.1.5，将本章可恢复功能防震结构与表 8.1.5 中的结构体系相对应，在此基础上适当降低最大适用高度得到；本表主要按自复位框架结构、自复位支撑-框架结构、自复位剪力墙结构、自复位框架-剪力墙结构规定最大适用高度。

12.2 地震设防目标

12.2.1 与通则第三章保持一致。

12.2.2 现有《建筑抗震设计规范》以“小震不坏、中震可修、大震不倒”为性能目标，由于可恢复功能防震结构具有较传统抗震结构体系更优越的性能，因此对于可恢复功能防震结构

的抗震性态目标宜由传统的“抗倒塌设计”向“可恢复功能设计”转变。因此，本通则对可恢复功能防震结构体系提出“小震不坏、中震可更换/可修复、大震不倒塌”的性能目标，较传统抗震结构有显著提升。

12.2.3 现有可恢复功能防震结构体系种类繁多，本通则给出目前研究成果中具有代表性的两类结构体系的性态目标，分别为自复位支撑-摇摆框架结构体系和自复位剪力墙结构体系，从最大层间位移角、最小底部剪力、残余位移限值、自复位支撑状态等方面给出了具体指标要求。对于最大层间位移角限值，在第一水准下的弹性位移限值，两种结构体系均与当前规范保持一致。对于第三水准下的抗倒塌验算，由于两类可恢复功能防震结构体系均比各自对应的传统结构体系具备更大的变形能力，因此最大层间位移角限值可适当比当前规范限值放宽。对于残余位移角限值，分别对在第二水准和第三水准下的限值予以了规定，限值参考了国内外关于残余位移角的相关研究结果，规定残余位移角限值的目的是保证结构在第二、三水准地震下分别实现可恢复和可修复。

对于自复位支撑本身设计，根据已有研究，建议在第一水准下保证支撑内部无相对滑移，以防止支撑性能退化；在第二水准下保证支撑完好即无需更换；在第三水准下要求作为抗侧力构件的自复位支撑震后可更换，则在地震中需保证支撑不失效，其最大轴向变形需求要小于支撑变形能力。此外，为实现结构的地震可恢复性，各连接部件应在各地震水准下保持可靠的连接性能。

12.3 结构设计与计算方法

12.3.1 基于性态抗震设计以结构的抗震性态水平为控制指标进行结构及构件的设计，使结构在指定强度地震作用下的损伤破坏程度及由此造成的经济损失、人员伤亡等控制在预期目标范围内。结构变形（位移）指标与抗震性态的相关性，比力指标与抗震性态的相关性更好，采用位移作为设计变量的抗震设计方法，能更好地控制结构的性能。因此，相比于基于力的抗震设计方法，直接对设计水准下结构位移相关的性态指标进行设计，从概念上更加准确。另外，Priestley 等提出可恢复功能防震结构更适合采用基于位移的抗震设计方法，并且相比基于力的抗震设计方法，基于位移抗震设计方法能降低结构成本。基于位移的抗震设计是基于性态的抗震设计的重要组成部分，并已取得一系列研究成果。

12.3.2 针对直接基于位移的抗震设计，研究者提出了不同的设计方法，这些方法的共同点是多自由度体系等效成单自由度体系，考虑结构一阶振型的主要影响。结构质量和刚度沿高度布置规则时，结构体系的层间位移角分布更加均匀，单自由度等效体系的位移变形模式假定更为合理。性态目标可表达为当结构在一指定强度地震动激励下，所期望达到的性态水准（损伤状态）。这一性态目标通常可采用目标位移描述，如《建筑抗震设计规范》中给出的弹性与弹塑性层间位移角限值即分别反映了“小震不坏”与“大震不倒”两个性态目标，结构的屈服状态和极限状态往往与上述两个性态目标对应。对给定目标位移下的结构进行直接基于位移的抗震设计，可采用基于非线性反应谱的设计思想，即直接采用非线性反应谱来确定等效单自由度体系的非线性反应，非线性反应谱则是由大量时程分析统计得到的 $R-\mu-T$ 关系建立起来的。采用非线性反应谱法不仅能较好地确定结构的非线性反应，同时设计的结构在地震作用下的位移反应与设计目标一致。确定非线性反应谱的关键在于确定结构的等效黏滞阻尼比与延性系数关系，或采用折减弹性反应谱的方法。

12.3.3 依据 Priestley 等提出的基于位移抗震设计方法，提出可恢复功能防震结构基于位移抗震设计的一般方法和设计流程。采用基于非线性反应谱的设计思想时，既可采用非线性位

移谱,也可采用等效弹性位移谱,即依据结构的有效阻尼比对阻尼比为5%的弹性反应谱进行折减得到等效弹性位移谱,再根据目标位移得到结构的等效周期(等效单自由度结构在目标位移下的等效周期),而结构的等效阻尼比则是通过等效阻尼比与延性系数之间的关系得到。本通则采用等效弹性位移谱进行设计,采用欧洲规范中相应公式(式12.3.3-5)计算得到等效黏滞阻尼比及不同等效阻尼比下的位移反应谱。5%阻尼比弹性位移谱可由设计加速度反应谱转换得到,如下:

$$\Delta_d(\xi=5\%)=S_d g / \omega^2 \quad (12.3.3-1)$$

结构等效黏滞阻尼比 ξ_{eq} 可按式计算:

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hys} \quad (12.3.3-2)$$

其中 ξ_{el} 为结构本身弹性阻尼比,对本章混凝土结构按5%, ξ_{hys} 为结构非线性滞回耗能所提供的阻尼比,可按具体耗能装置的试验方法或经验公式给出。

此外,对于表12.1.5中规定的最大建筑高度,此时按本节等效单自由度的位移设计方法也许不再适用,则应采用其他方法进行设计,如直接采用时程分析结果进行设计等。因目前建成的可恢复功能防震结构大都高度不高,因此采用等效单自由度方法设计是可行的。

此外,为考虑振型在不同水准地震下的转换,为保守设计,可考虑在每一地震水准下均进行基于位移的设计,并取包络值。

12.3.4 自复位支撑-摇摆框架混凝土结构体系的侧向位移主要由支撑的轴向变形引起,当支撑内部开始产生明显相对滑移时,可认为结构体系达到了屈服状态,并由支撑的轴向变形确定结构的屈服位移角。自复位混凝土剪力墙结构体系在底部接缝未张开时,侧向变形模式接近于普通钢筋混凝土结构墙结构,根据 Priestley 等提出的普通钢筋混凝土剪力墙屈服位移确定方法计算自复位混凝土剪力墙结构的屈服位移。对于其他配筋形式或采用不同材料的钢筋混凝土自复位框架结构和自复位剪力墙结构的屈服位移角和屈服位移的计算,应根据工程实践实测数据或模型试验、数值模拟等结果予以确定。

12.3.5 结构体系设计目标位移的计算表达式根据 Priestley 等的研究以及 PRESSS Design Handbook 的相关公式修正而得。

12.3.6 等效黏滞阻尼比的计算表达式参考 PRESSS Design Handbook 中的相关公式得到。

12.4 自复位支撑-摇摆框架结构的设计方法

12.4.1 自复位支撑-摇摆框架结构的最大适用高度应根据不同抗震设计类别,符合表12.1.5的规定;若超过表中高度,应根据专门研究采取必要的措施。

12.4.2 自复位支撑-摇摆框架结构体系由自复位支撑承担主要水平地震作用,并提供结构的主要侧向刚度和恢复力、消除残余位移。其他构件对结构整体抗侧刚度的贡献应小于总侧向刚度的15%,以使自复位支撑有效发挥作用。

12.4.3 自复位支撑-摇摆框架结构体系由自复位支撑、开槽梁-柱节点以及带后张拉预应力筋的柱底开缝节点组成,体系可在满足较大刚度和恢复力的同时减少梁伸长效应或框架与楼板的不协调变形,且震后损伤集中在自复位支撑部件,易于快速修复或更换。框架柱中的预应力不起承载作用,其作用是在大位移下增加重力柱的回复力,对结构抗侧刚度没有贡献,重力柱的轴压比可参考普通框架柱。

12.4.4 自复位支撑-摇摆框架结构体系的承重体系与水平向抗侧体系分离。混凝土框架梁柱构件主要承担竖向荷载,因此需满足结构自重、楼面荷载等竖向力传递及竖向承载的要求。

自复位支撑主要承担水平荷载，因此需满足罕遇地震作用下的结构抗侧变形、残余变形以及自复位支撑状态的性能要求。抗风和抗小震装置用于减小风荷载和小震作用下的结构加速度，满足建筑舒适度要求。

12.4.5 自复位支撑-摇摆框架结构体系的性态指标皆与位移相关，而自复位支撑的特征性能点也可由其轴向变形确定。因此，相比基于力抗震设计方法，直接对设计水准下的结构位移相关性态指标进行设计，从概念上更加准确。自复位支撑-摇摆框架结构体系的承重体系与水平抗侧体系分离，因此在地震等水平作用下进行自复位支撑设计，现有设计软件（如 PKPM 等）可对摇摆框架进行承载力设计。开槽梁-柱节点及底部设缝节点可实现梁柱节点的摇摆机制以控制梁柱构件的损伤，根据节点拉、压、弯、剪、扭等受力需求进行设计。对自复位支撑-摇摆框架结构进行弹塑性时程分析，根据前述直接基于位移的设计方法，若在控制水准下的位移响应与目标位移误差大于 10%，则应修改等效阻尼比值重新计算。

12.4.6 为避免附属构件在主体结构变形过程中产生损坏，附属构件设计时应满足主体结构的变形要求，使两者在变形和震后恢复过程中互不干扰。

12.4.7 开槽梁-柱节点构造实现了节点摇摆机制（减少受弯）以控制梁柱构件的损伤；弯起钢筋可承受部分弯矩和剪力，以保证梁、柱、楼板的连接。开槽梁所承受的竖向荷载由开槽界面的抗剪承担，该截面抗剪承载力全部由弯起钢筋的受拉承载力的竖向分力承担。除开槽位置以外的梁自身设计（包括梁顶梁底纵筋、箍筋等）按常规钢筋混凝土梁设计和校核。根据目前的研究和实践经验，建议开槽梁不宜用于跨度过大的结构。弯起钢筋在地震下不应发生屈服，应验算其在大震下的应力不超过屈服强度的 2/3。

12.4.8 柱底设缝节点实现了柱底节点的摇摆机制以控制柱损伤，设缝摇摆形式目前主要有两种，第一种是采用直接的设缝形式，即柱底和基础完全脱离，在侧向力作用下柱底可以自由脱离，此时柱子与基础仅由预应力筋相连，柱底和基础间可设置橡胶材料等起到缓冲作用。第二种是采用铰接型柱底节点，即采用铰型装置实现柱底在两个方向的自由转动，铰装置构造可以不同，具体可参考相关文献。

12.4.9 预应力筋自复位支撑：主要由内钢管、外钢管、摩擦阻尼耗能装置、端板和预应力筋构成。内钢管与外钢管之间安装摩擦耗能元件，通过内外钢管间的错动耗能，端板与内外钢管断开，通过预应力筋连接成一个整体。形状记忆合金（SMA）自复位支撑：主要由连接件、SMA 和阻尼器构成，其中，连接件用来安装 SMA，并连接至主体结构；SMA 用来实现自复位性能，阻尼器用来增强支撑的耗能能力。由于摩擦阻尼器较易制作，且耗能性能稳定，因此在自复位耗能支撑中得到了广泛的应用。碟簧自复位支撑：由带有端板的推拉杆、内外螺杆、碟簧组合和预拉螺杆组成。碟簧组合施加初始预压力后，通过预拉螺杆锚固在两端，预拉螺杆兼做碟簧组合的导杆，进而形成受压弹簧系统。

12.4.10 恢复力装置与耗能装置的协同工作使得自复位支撑在受力过程中能够展现出良好的旗帜形滞回特性，且支撑残余变形的大小可根据预压力 P_0 与耗能部件屈服力 F_0 的相对大小关系进行确定，且当 P_0 与 F_0 相等时，自复位支撑残余变形恰好为零。正常工作时，随外力的增加自复位支撑由较大的初始刚度 k_1 转变为仅由回复力装置控制的较小激活后刚度 k_2 。

自复位支撑的初始刚度要求同普通支撑一致，刚度具体取值应根据实际地震需求计算确定，建议二阶刚度小于初始刚度的 10%，以获得较好的滞回环性能。此外，设计中要注意自复位支撑刚度与结构其余刚度的匹配，做到刚度连续，没有薄弱层等。

12.4.11 自复位支撑与框架结构部分的连接宜采用铰接连接，有利于自复位支撑轴向变形，

充分发挥消能减震的作用，并提供震后恢复力。

12.5 自复位剪力墙结构的设计方法

12.5.1 对采用钢筋混凝土材料的多层和高层建筑，从安全和经济诸方面考虑，其最大适用高度应有限制。自复位剪力墙结构相比于传统剪力墙结构侧向变形能力更强，对墙体底部抬升能力要求更高，但对高层建筑工程经验尚需积累，因此须在传统剪力墙相关规定基础上适当降低其最大适用高度。

12.5.2 自复位剪力墙结构属可恢复功能防震结构体系的一种，主要优势在于在地震作用下减小构件自身的损伤并减小残余变形。本条文要求自复位剪力墙结构体系中的自复位剪力墙承担主要抗侧刚度，主要目的是明确整体结构性能由自复位剪力墙控制，其他体系（如承重体系）提供刚度占比应小于 15%。

12.5.3 该种形式的自复位预制混凝土剪力墙具有建造效率高、费用低、施工周期短等优点。当撤去荷载后，在预应力筋与重力荷载共同提供恢复力下使墙体回到初始位置，实现震后自复位。由于通常采用分层拼装的施工方式，因此墙体混凝土通常宜采用预制混凝土。预应力筋通常布置在墙体中部，以减少预应力筋发生极限断裂的可能性。自复位预制剪力墙的主要变形模式为底部接缝张开后的摇摆变形，通过摇摆变形机制将结构非线性变形集中在底部接缝位置处，从而显著减轻墙体自身的破坏。为减轻墙体抬起后在摇摆过程中由于撞击作用产生的对墙角混凝土的破坏，通常可在墙底边缘约束构件位置外包钢靴，以加强对墙角混凝土的约束作用。自复位剪力墙在地震和风荷载作用下预制墙片间接缝位置的抗剪主要依靠接缝截面的摩擦力承担，同时耗能钢筋的“销栓作用”亦提供一定的抗剪能力，但出于保守考虑设计中不予考虑“销栓作用”。底部接缝截面的抗滑移验算见 12.5.17。

12.5.4 耗能钢筋的间距不宜过密，如果配置较多数量的耗能钢筋，会导致剪力墙根部局部区域引发群锚失效，从而导致部分耗能钢筋不能屈服，影响预制剪力墙整体的耗能能力，建议耗能钢筋间距大于 100mm。

12.5.5 现代抗震设计的概念是使结构在地震过程中进入非线性阶段，从而耗散地震能量。因此，结构的抗震性态指标大都与位移相关，例如屈服位移、极限位移、延性系数等。在我国抗震规范两阶段设计中，对结构在第一水准及第三水准下的层间位移角分别进行控制，而自复位剪力墙体系的位移需求远大于传统抗震结构体系。因此，相比基于力的抗震设计方法，直接对设计水准下的结构位移相关性态指标进行设计，从概念上更加准确。另外，Priestley 提出可恢复功能防震结构更适合采用基于位移抗震设计方法，并且相比基于力的抗震设计方法，基于位移抗震设计方法能降低结构成本。

12.5.6 自复位剪力墙与基础之间采用开缝连接方式，预应力筋应布置在截面中心处，原因在于截面中心处变形较小，可使预应力筋在较大位移下保持弹性，延迟屈服。耗能钢筋分布于预应力筋两侧，预留充分的无黏结段长度，使其发生弹塑性变形耗能时不致拉断；预留充分的锚固长度，避免接缝张开时耗能钢筋拔出。耗能钢筋的耗能作用亦可采用其他类型的阻尼器实现。在底部剪力墙两端脚部可进一步采用外包钢板等方式进行局部加强，防止局部受力过大引起墙角破坏，或采用高强高延性的特殊混凝土材料。

12.5.7 预应力预制剪力墙的抗侧性能应该由墙体的受弯控制（图 12.5.11a），即避免剪切滑移变形模式的发生（图 12.5.11b）。研究表明，通过控制预制剪力墙的有效高宽比，可以防止侧向滑移的发生。为此，应进行自复位剪力墙底部抗滑移验算。接缝在构造上通常在接缝位置采用高延性纤维砂浆保证接缝的强度和延性

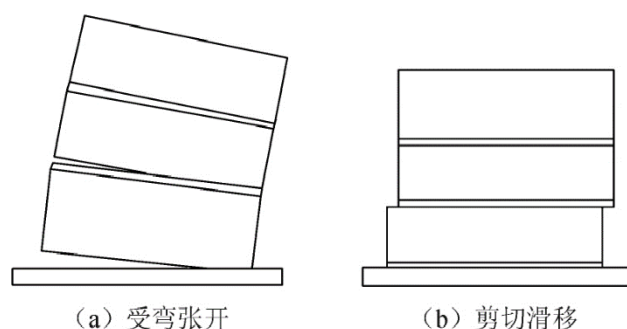


图 12.5.11 墙体水平接缝变形示意图

12.5.8 在自复位剪力墙结构体系设计中，耗能钢筋和预应力筋的相对比值至关重要。耗能钢筋弯矩比 β 的取值范围应有限值，如果 β 太小，不能提供足够的耗能能力，反之如果 β 值太大，则预应力筋不能提供足够的自复位能力，将会产生残余变形。Smith 建议 β 的取值范围为 0.50~0.90。新西兰混凝土规范 NZS 3101 将该系数的倒数称作弯矩贡献率 λ ，规定 $\lambda \geq 1.15$ 即 $\beta \leq 0.87$ ，本条文取范围 0.50~0.85。

12.5.9 当自复位剪力墙体系进入屈服状态时，可认为满足以下假定：

- (1) 受压侧混凝土的保护层未脱落；
- (2) 墙体转动中心为底部截面中性轴位置，受压区的长度范围为 $0.2l_w \sim 0.3l_w$ ；
- (3) 耗能钢筋屈服；
- (4) 混凝土的受压应力由等效应力表示，等效前后混凝土受压区合力大小相等、作用点位置不变。

依据屈服时自复位剪力墙体系的受力示意图，由力的平衡关系，可以得到本条文上述各表达式。通过预应力筋的应变 ϵ_{pt} 求得预应力筋的应力。经计算，自复位剪力墙达到屈服位移时，预应力筋应力约为初始应力的 1.1 倍，如简化设计，可认为 $\sigma_{py}=1.1\sigma_{pi}$ 。中性轴长度范围为 $0.2l_w \sim 0.3l_w$ 。若 $c_y > 0.3l_w$ ，增大 l_w 值重新进行计算，若 $c_y < 0.2l_w$ ，缩小 l_w 值重新进行计算， $c_y = a_y / \beta_l$ 。当混凝土强度等级不超过 C50 时， $\beta_l = 0.8$ ，当混凝土强度等级为 C80 时， $\beta_l = 0.74$ ，介于二者中间的按照线性内插法确定。

12.5.10 当自复位剪力墙进入极限状态时，此时已达到承载力极限值，剪力墙接近破坏状态，可认为满足如下假定：

- (1) 受压侧混凝土的保护层已经脱落， t_w 取为剪力墙不考虑表面混凝土保护层的截面厚度；
- (2) 混凝土的受压应力由等效应力表示，极限状态下 $\alpha_2 = 0.9$ ， $\beta_2 = 1.0$ ；
- (3) 墙体转动中心为底部截面中性轴位置。

设计中应保证墙体底部有足够的约束钢筋，以使混凝土能够产生较大的塑性变形，从而使其屈服后有足够的变形能力，即满足位移延性要求。混凝土的性态目标是在达到极限状态 θ_u 之前未压溃，约束混凝土本构关系采用 Mander 等提出的模型进行模拟。

另外，自复位剪力墙与普通剪力墙的受力变形机制不同，自复位剪力墙的变形机制主要由底部接缝张开闭合产生摇摆，在大变形摇摆下，墙体转动中心轴接近边缘约束区，因此当剪力墙边缘约束区混凝土达到约束极限应力时，剪力墙中部腹板区无约束混凝土部分可能已经与底部基础脱离，已有以往多个自复位剪力墙的试验得到验证。因此，在计算自复位剪力墙极限点状态时，约束区混凝土强度采用约束应力 f_{cc} 。

12.5.11 在预制墙板和基础接缝中部设置普通钢筋作为耗能装置，将耗能钢筋的上端埋置在

剪力墙内, 下端埋置在基础内, 靠近接缝界面的中间一段长度通过包裹形成无黏结段。在这一段长度内耗能钢筋的应变均匀分布, 以防止过早被拉断。由于剪力墙底部的转动, 耗能钢筋会产生较大的形变, 需对耗能钢筋的应变进行校核, 式中耗能钢筋附加长度系数 α_s , 根据 Smith 的研究结果选取。

设计中, 应保证屈服时耗能钢筋能够屈服($\varepsilon_s > 0.002$), 同时, 保证在极限位移下耗能钢筋未被拉断($\varepsilon_s < 0.1$); 为此, 耗能钢筋本身应具有较高的抗拉延性, 极限断裂应变宜在 12% 以上。

12.5.12 耗能钢筋锚固长度 l_{bon} 不宜太短, 否则可能造成钢筋被拔出, 因此须进行其锚固长度验算。

12.5.13 采用上式进行自复位剪力墙底部抗滑移验算时, 式中 ω_d 、 ω_k 、 ω_f 的数值均大于 1。自复位墙的抗侧性能应该由墙体的受弯控制, 即避免剪切滑移变形模式的发生。根据研究, 通过控制墙的有效高宽比, 可以防止侧向滑移, 通常高宽比大于 2 即可, 且由以往的试验得到验证。已有文献中对公式中的三个参数取值目前尚未有明确的建议值, 但均可取大于 1 的值。

12.6 质量控制

12.6.1 可恢复功能防震混凝土结构的质量控制除应满足对混凝土结构的质量控制要求外, 还应参考相应的装配式混凝土、钢结构等的相关要求。

参考文献

- [1] 吕西林等. 可恢复功能防震结构——基本概念与设计方法[M]. 中国建筑工业出版社, 2020.
- [2] 吕西林, 陈云, 毛苑君. 结构抗震设计的新概念——可恢复功能结构[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2011, 39(7): 941-948.
- [3] 周颖, 吴浩, 顾安琪. 地震工程: 从抗震、减隔震到可恢复性[J]. 工程力学, 2019, 36(06): 1-12.
- [4] 吕西林, 武大洋, 周颖. 可恢复功能防震结构研究进展[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(2): 1-15.
- [5] 吕西林, 全柳萌, 蒋欢军. 从 16 届世界地震工程大会看可恢复功能抗震结构研究趋势[J]. 地震工程与工程振动, 2017, 37(3): 1-9.
- [6] 高孟潭. GB 18306-2015《中国地震动参数区划图》宣贯教材[M]. 中国质检出版社, 2015.
- [7] 周颖, 顾安琪. 自复位剪力墙结构四水准抗震设防下基于位移抗震设计方法[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(03): 118-126.
- [8] 周颖, 肖意, 顾安琪. 自复位支撑-摇摆框架结构体系及其基于位移抗震设计方法[J]. 建筑结构学报, 2019, (10): 17-26.
- [9] SEAOC Vision 2000. Performance based seismic engineering [R]. Sacramento, California: Structural Engineers Association of California, USA, 1995.
- [10] Priestley M J N, Calvi G M, Kowalsky M J. Displacement-based seismic design of structures [M]. Pavia, Italy: IUSS Press, 2007: 63-386.
- [11] Priestley M J N. Direct displacement-based design of precast/prestressed concrete buildings [J]. PCI Journal, 2002, 47(6): 66-79.
- [12] 杨博雅, 吕西林. 预应力预制混凝土剪力墙结构直接基于位移的抗震设计方法及应用[J]. 工程力学, 2018, 35(2): 59-75.
- [13] Chopra A K, Goel R K. Direct displacement-based design: use of inelastic vs. elastic design spectra [J]. Earthquake Spectra, 2001, 17(1): 47-64.
- [14] European Committee for Standardization. Eurocode 8: design provisions for earthquake resistance: part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings: BS EN 1998-1: 2004 [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
- [15] 周颖, 肖意, 顾安琪. 自复位支撑-摇摆框架结构体系及其基于位移抗震设计方法. 建筑结构学报, 2019, (10): 17-26.

- [16] NZCS. PRESSS design handbook [M]. New Zealand Concrete Society, 2010.
- [17] Christopoulos C, Tremblay R, Kim H J, et al. Self-centering energy dissipative bracing system for the seismic resistance of structures: Development and validation[J]. Journal of Structural Engineering ASCE, 2008, 134(1): 96-107.
- [18] 胡晓斌, 刘坤, 高良慧. 基于形状记忆合金的自复位摩擦耗能支撑滞回性能[J]. 武汉大学学报(工学版), 2016, 49(06): 860-865.
- [19] 刘洋涛. 新型组装碟簧自复位防屈曲支撑的滞回性能与设计方法[D]. 哈尔滨工业大学, 2017.
- [20] Xu L H, Fan X W, Li Z X. Development and experimental verification of a pre-pressed spring self-centering energy dissipation brace[J]. Engineering Structures, 2016, 127: 49-61.
- [21] 吕西林, 崔晔, 刘兢兢. 自复位钢筋混凝土框架结构振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2014, 35(01): 19-26.
- [22] 鲁亮, 张会会, 代桂霞, 等. 柱端铰型受控摇摆式钢筋混凝土框架抗震性能有限元分析[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(02): 54-60.
- [23] Kurama Y C, Pessiki S, Sause R, et al. Seismic behavior and design of unbounded post-tensioned precast concrete walls[J]. PCI Journal, 1999, 44(3): 72-89.
- [24] Holden T, Restrepo J, Mander J B. Seismic performance of precast reinforced and prestressed concrete walls [J]. Journal of Structural Engineering, 2003, 129(3): 286-296.
- [25] Smith B J. Design, analysis and experimental evaluation of hybrid precast concrete shear walls for seismic regions [D]. Indiana: University of Notre Dame, 2012: 30-62.
- [26] 吴浩, 吕西林, 蒋欢军, 等. 预应力预制混凝土剪力墙抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(5): 208-217.
- [27] Christopoulos C, Filiatrault A, Folz B. Seismic response of self-centering hysteretic SDOF systems[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(5): 1131-1150.
- [28] Seo C Y, Sause R. Ductility demands on self-centering systems under earthquake loading [J]. ACI Structural Journal, 2005, 102(2): 275-285.
- [29] 杨博雅, 吕西林. 预应力预制混凝土剪力墙截面设计方法[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(2): 79-87.
- [30] Holden T, Restrepo J, Mander J B. Seismic performance of precast reinforced and prestressed concrete walls [J]. Journal of Structural Engineering, 2003, 129(3): 286-296.
- [31] Smith B J. Design, analysis and experimental evaluation of hybrid precast concrete shear walls for seismic regions [D]. Indiana: University of Notre Dame, 2012: 30-62.
- [32] Standards Association of New Zealand. Concrete structures standard: NZS 3101[S]. Wellington, New Zealand: Standards Association of New Zealand, 2006.
- [33] Mander J B, Priestley M J N, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8): 1804-1826.
- [34] Perez F J, Sause R, Pessiki S. Analytical and experimental lateral load behavior of unbounded post tensioned precast concrete walls[J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(11): 1531-1540.
- [35] Erkmen B, Schultz A E. Self-centering behavior of unbonded, post-tensioned precast concrete shear walls [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2009, 13 (7): 1047-1064.
- [36] Preti M, Marini A, Metelli G, Giuriani E. Full scale experimental investigation on a prestressed rocking structural wall with unbonded steel dowels as shear keys[C]//ANIDIS Conference on Earthquake Engineering. Bologna: Italy Association of Earthquake Engineering, 2009: 28-02.
- [37] 党像梁, 吕西林, 周颖. 底部开水平缝预应力自复位剪力墙试验研究及数值模拟[J]. 地震工程与工程振动, 2014, 34 (4): 154-161.
- [38] Restrepo J I, Rahman A. Seismic performance of self-centering structural walls incorporating energy dissipators[J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(11): 1560-1570.

13 非结构部件

13.1 一般规定

13.1.1 新增加，参考现行《建筑抗震设计规范》GB50011 和《非结构构件抗震设计规范》JGJ339-2015 以及美国 ASCE/SEI 7-16，将“非结构构件”统一修订为“非结构部件”。

13.1.2 原第 12.1.1 条（1），单独列一条，明确性能化抗震设计目标要求。

13.1.3 原第 12.1.1 条（1），单独列一条，并明确多个不同要求的部件相连时的设计要求。

13.1.5 将原 12.1.6 条、12.1.7（1）提升调整为一般规定，用于约束后续所有条款。

13.1.6 主要由原 12.1.2 条（4）构成，增加了 1、2，合并了原 5、6 为 6。

13.1.7 新增加，来源于 ASCE/SEI 7-16。

13.2 基本计算要求

13.2.1 原第 12.1.1 条，参考 ASCE/SEI 7-16，将自重较大的非结构部件按构筑物处理，应考虑与主体结构的相互作用，一体化设计。

13.2.2 原第 12.1.4 条，依据 ASCE/SEI 7-16 最新变化，增加了部件反应修正系数 λ_p ，以反映具备不同变形（延性）能力的非结构部件的实际抗震需求，同时还兼顾考虑了对于延性变形能力相对较差部件的设计超强需求，大致相当于 ASCE/SEI 7-16 中部件反应修正系数与超强系数的乘积，具体反映在表 13.4.2 和表 13.5.2 中。新增加了对于部件设计地震作用最大值、最小值的规定，参考来源 ASCE/SEI 7-16。

13.2.3 新增加，来源于 ASCE/SEI 7-16，兼顾其他荷载起控制作用时非结构部件的设计。

13.2.4 新增加，动力时程分析已在抗震设计分析中成为主流方法，楼板谱分析也已逐渐从核电厂结构设计走入普通结构有关设备分析与试验，有必要新增加。尤其是非结构部件地震反应与非结构部件和主结构周期比的关系清楚，概念明确，充分体现非结构部件与主结构之间发生共振的不利影响，可操作性强，有必要引入，来源于 ASCE/SEI 7-16。

13.2.5 原 12.1.5 条，参考 ASCE/SEI 7-16，考虑两个不同的结构单体 A、B 各自层间位移限值的差异，对（13.2-13）中分母做了修改。

13.2.6 新增加，为图 13.2-1 的使用给出非结构部件的基本自振周期，来源于 ASCE/SEI 7-16。

13.3 基本抗震措施

13.3.2 新增加，主要针对连接、锚固等抗震措施。

13.3.3 原第 12.1.7 条，新增加后装锚固件要求。

13.3.4 新增加，电动紧固件使用普遍，有必要约束。

13.3.5 新增加，摩擦型夹具使用普遍，有必要约束。

13.4 建筑构件

13.4.1 原第 12.2.1 条，新增幕墙、支承。

13.4.2 原第 12.2.2 条 (1)，参考 ASCE/SEI 7-16，将原条文中 3 倍改为竖向、水平荷载应同时取工作荷载的 1.4 倍，且与支承结构的连接应保证在平面 360 度范围内运动。

原表 12.2.2，参考 ASCE/SEI 7-16，新增楼梯通道、楼梯及坡道紧固件和附件等。增加外走廊护栏墙是因为近年来国内多起 5.0 级左右小地震人员死亡均系外走廊护栏墙倒塌引起。玻璃或石材等各类幕墙按非承重外墙等同对待，不再特殊规定。原“顶棚”改为“吊顶”。考虑非结构部件自身及其支承连接的非线性变形能力差异，将 ASCE/SEI 7-16 中的部件地震反应修正系数 R_p 与设计超强系数 Ω_p 整合为现标准条文中的单一反应修正系数 λ_p ，针对不同类型建筑构件地震反应特性对原表 12.2.2 中的修正系数 λ_p 进行了分类归并和修正，综合反映对不同变形能力的建筑构件设计地震作用的调整。

13.4.5 原第 12.2.5 条，“顶棚”改为“吊顶”等，参考 ASCE/SEI 7-16，增加单位荷载最小取值，新增消防喷头周边净距要求，以防地震时消防监测喷头被周边吊顶等约束损坏失效。

13.4.7 将原 12.4 节缩减，参考 ASCE/SEI 7-16，新增对玻璃或石材幕墙的变形计算要求。

13.4.8 新增加，参考 ASCE/SEI 7-16，新增楼梯通道、楼梯和坡道要求。

13.4.9 原第 12.2.6 条，增加了与人员生命安全直接相关的悬臂内墙、外走廊护栏墙

13.4.10 原第 12.2.7 条，进一步明确是与人员较为密集的仓储式商场中的大型储物架。

13.5 机械和电气部件

13.5.2 原第 12.3.2 条 1，增加了重要性限定。

原第 12.3.2 条 2，参考 ASCE/SEI 7-16，将原条文中 3 倍改为竖向、水平荷载应同时取工作荷载的 1.4 倍，且与支承结构的连接应保证在平面 360 度范围内运动。

原表 12.3.2，参考 ASCE/SEI 7-16，对机械和电气设备部件进行了分类归并（三大类），部件种类增加。

考虑非结构部件自身及其支承连接的非线性变形能力差异，将 ASCE/SEI 7-16 中的部件地震反应修正系数 R_p 与设计超强系数 Ω_p 整合为现标准条文中的单一反应修正系数 λ_p ，针对不同类型机械与电器部件地震反应特性对表 12.3.2 中的修正系数 λ_p 进行了分类归并和修正，综合反映对不同变形能力的机械与电器部件设计地震作用的调整。

13.5.6 原第 12.3.6 条，将“采暖空调系统”改为国际标准名称“暖通空调与制冷系统”。

13.5.7 原第 12.3.6 条，将 1 中“隔震界面”改为“隔震层”；参考 ASCE/SEI 7-16，增加管道设计强度限值。

原第 12.3.6 条，参考 ASCE/SEI 7-16，2 中增加了消防管道喷头与相邻部件之间的安全净距要求。

13.5.8 新增加，考虑国内发展需求，参考 ASCE/SEI 7-16，增加混合支吊架要求。

13.5.9 新增加，考虑国内发展需求，参考 ASCE/SEI 7-16，增加电缆导管、线槽，电缆托盘要求。

13.5.10 原第 12.3.8 条，参考 ASCE/SEI 7-16，从严修改了非延性材料建造、螺栓连接的强度限值。

13.5.11 原第 12.3.9 条，参考 ASCE/SEI 7-16，从严修改了非延性材料制造、螺栓连接的设

计强度限值。

原第 12.3.9 条，（4）中“隔震”改为“隔振”。

13.5.12 原第 12.3.10 条，（2）中“隔震界面”改为“隔震/振层”；（4）中“隔震”改为“隔振”。

13.5.13 原第 12.3.11 条，增加了“自动扶梯”，参考 ASCE/SEI 7-16，修改了地震安全开关设置条件。

13.5.14 新增加，考虑到国内现实需求，参考 ASCE/SEI 7-16，新增加屋顶太阳能面板及其支承和连接的设计要求。

13.6 质量控制

为保证试验质量，增加了振动台试验报告及实验流程要求。