

上海市工程建设规范

建筑抗震设计标准

Standard for seismic design of buildings

DG/TJ 08—9—2023
J 10284—2023

主编单位：同济大学
华东建筑设计研究院有限公司
批准部门：上海市住房和城乡建设管理委员会
施行日期：2023年6月1日

同济大学出版社

2023 上海

上海市住房和城乡建设管理委员会文件

沪建标定〔2023〕17号

上海市住房和城乡建设管理委员会 关于批准《建筑抗震设计标准》为上海市 工程建设规范的通知

各有关单位：

由同济大学、华东建筑设计研究院有限公司主编的《建筑抗震设计标准》，经我委审核，现批准为上海市工程建设规范，统一编号为DG/TJ 08—9—2023，自2023年6月1日起实施。原《建筑抗震设计规程》DGJ 08—9—2013同时废止。

本标准由上海市住房和城乡建设管理委员会负责管理，同济大学负责解释。

上海市住房和城乡建设管理委员会

2023年1月12日

前 言

根据上海市住房和城乡建设管理委员会《关于印发〈2017 年度上海市工程建设规范编制计划〉的通知》(沪建标定〔2016〕1076 号)的要求,由同济大学、华东建筑设计研究院有限公司会同有关单位对上海市工程建设规范《建筑抗震设计规程》DGJ 08—9—2013 进行了全面修订。

本次修订的主要内容如下:

- (1) 根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011,上海市的设计地震分组调整为第二组,对相关条文进行了修改。
- (2) 修改了设计反应谱。
- (3) 根据修改后的设计反应谱对附录 A 地震地面加速度时程曲线进行了修改。
- (4) 根据现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068 和《建筑与市政工程抗震通用规范》GB 55002,对相关荷载分项系数进行了修改。
- (5) 根据现行国家标准《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231,现行行业标准《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1,结合上海市近年来积累的新的工程实践经验,对装配式混凝土结构房屋的设计条文进行了全面修订。
- (6) 根据上海市建筑业管理办公室发布的《关于本市建设工程钢筋混凝土结构楼梯间抗震设计的指导意见》(沪建建管〔2012〕16 号),对有关钢筋混凝土结构楼梯间的设计条文进行了修改。
- (7) 对附录 K 实施基于性能的抗震设计的参考方法进行了修改。

(8) 在砌体房屋中增加了混凝土模卡砌块砌体的相关内容，新增了附录 L。

(9) 在钢结构房屋中补充了部分高层钢结构的相关内容。

(10) 上海市 2020 年 8 月 13 日发布了《建筑消能减震及隔震技术标准》DG/TJ 08—2326—2020，建筑的消能减震和隔震设计按该标准执行，本标准删去了此部分内容。

(11) 调整了对结构材料的要求。

(12) 调整了钢筋混凝土单跨框架结构的设计要求。

(13) 调整了建筑物设置地下室的要求。

(14) 根据《建设工程抗震管理条例》(国令第 741 号)，对部分条文进行了修订。

(15) 对于钢筋混凝土结构房屋，补充了坡屋面房屋高度的计算方法和突出主屋面的塔楼高度计入房屋高度的条件。

(16) 明确了单层房屋的抗震设计要求。

此次修订涉及以下条文和附录：第 1.0.2 条、第 2.1.15~2.1.17 条、第 2.1.19~2.1.21 条、第 3.1.3 条、第 3.4.3 条、第 3.4.4 条、第 3.8.2 条、第 3.8.3 条、第 3.9.1~3.9.6 条、第 4.2.1~4.2.3 条、第 4.4.5 条、第 4.4.6 条、第 5.1.4 条、第 5.1.5 条、第 5.4.1 条、第 6.1.2 条、第 6.1.7 条、第 6.1.18 条、第 6.3.6 条、第 6.3.7 条、第 6.4.5 条、第 6.7.1 条、第 7.1.1~7.1.11 条、第 7.2.3 条、第 7.2.8~7.2.10 条、第 7.3.1~7.3.28 条、第 8.1.2 条、第 8.1.5 条、第 8.3.1 条、第 8.6.9 条、第 8.7.3 条、第 9.1.1 条、第 9.1.2 条、第 9.1.4 条、第 9.1.5 条、第 9.1.7~9.1.9 条、第 9.1.11~9.1.14 条、第 9.1.16 条、第 9.1.21 条、第 9.1.22 条、第 9.1.25~9.1.27 条、第 9.1.30~9.1.32 条、第 9.1.36 条、第 9.2.18 条、第 12.3.4 条、第 13.1.1~13.1.5 条、第 13.3.1 条、第 13.3.2 条、附录 A、附录 B、附录 F、附录 K、附录 L。此外，部分条文的条文说明也进行了修订。

本标准共有 13 章、11 个附录。与现行国家标准《建筑抗震设

计规范》GB 50011 相比,本标准有以下主要不同之处:

- (1) 抗震设计反应谱和地震动参数有所不同,特征周期(多遇地震、罕遇地震)、设计反应谱下降段适用的周期范围及 5 倍特征周期后的反应谱计算表达式、罕遇地震时程分析所用加速度时程的最大值不同。
- (2) 对结构材料的要求不同,以利于应用高强材料。
- (3) 结构平面不规则的判定有所不同,对于外凸的情况,采用双控指标(凸出长度和宽度)判别,条文说明结合本市的工程实际情况更加细化。
- (4) 楼层侧向刚度比的计算方法不同。
- (5) 场地、地基和基础的条文有所不同,与现行上海市工程建设规范《地基基础设计标准》DGJ 08—11 基本保持一致,其中标贯液化判别公式与现行上海市工程建设规范《岩土工程勘察规范》DGJ 08—37 一致。
- (6) 结构抗震变形验算指标进一步细化,增加了单层钢筋混凝土柱排架、钢筋混凝土抗震墙及框架-抗震墙等结构的嵌固端上一层的弹性层间位移角限值。
- (7) 结合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3,补充了 A 级和 B 级高度钢筋混凝土结构的有关规定。
- (8) 调整了钢筋混凝土单跨框架结构的设计要求。
- (9) 地下室顶板作为上部结构的嵌固部位的条件更加明确,地下一层结构与地上一层结构的侧向刚度的比值要求不同。
- (10) 对钢筋混凝土结构中楼梯间的设计要求进一步细化。
- (11) 轴压比限值方面进一步细化,增加了钢管与混凝土双重组合柱的轴压比计算方法。
- (12) 补充了板-柱结构的抗震设计要求。
- (13) 补充了对框架-核心筒结构中框架部分承担的地震剪力限值放松的条件和设计措施。
- (14) 增加了装配整体式混凝土结构抗震设计的有关规定。

(15) 将配筋小砌块砌体抗震墙房屋的抗震设计要求列入条文正文(国家标准放在附录中),并作了进一步补充和完善。

(16) 增加了多层错层砖砌体房屋抗震设计的有关规定。

(17) 钢结构房屋的抗震设计未采用抗震等级的概念。

(18) 取消了隔震和消能减震设计、单层砖柱厂房以及土、木、石结构房屋的内容。

(19) 在附录中增加了 14 条可用于时程分析的地震波加速度时程。

(20) 对基于性能的抗震设计方法进行了补充和修改,明确了抗震性能水准和性能目标的划分依据。

(21) 在附录中增加了混凝土模卡砌块砌体的相关内容。

各单位及相关人员在执行本标准过程中,如有意见或建议,请反馈至上海市住房和城乡建设管理委员会(地址:上海市大沽路 100 号;邮编:200003;E-mail: shjsbzgl@163.com),同济大学土木工程学院结构防灾减灾工程系《建筑抗震设计标准》编制组(地址:上海市四平路 1239 号同济大学土木大楼 B311 室;邮编:200092;E-mail: jhj3@tongji.edu.cn),上海市建筑建材业市场管理总站(地址:上海市小木桥路 683 号;邮编:200032;E-mail: shgcbz@163.com),以供今后修订时参考。

主编单位:同济大学

华东建筑设计研究院有限公司

参编单位:上海建筑设计研究院有限公司

同济大学建筑设计(集团)有限公司

中船第九设计研究院工程有限公司

上海建科集团股份有限公司

上海市地震局

上海市隧道工程轨道交通设计研究院

上海市机电设计研究院有限公司

主要起草人：吕西林 蒋欢军（以下按姓氏笔画排列）

王绍博 卢文胜 朱春明 孙飞飞 花炳灿
李 杰 李亚明 李国强 李检保 张凤新
张立新 张其林 陈 鸿 金国芳 周 健
周德源 赵 斌 胡克旭 施卫星 袁 勇
贾 明 钱建固 翁大根 巢 斯 程才渊
瞿 革

主要审查人：周建龙 丁洁民 许丽萍 杜 刚 汪大绥
张 晖 周国鸣 顾嗣淳 梁淑萍

上海市建筑建材业市场管理总站

上海市住房和城乡建设管理委员会信息公告
浏览专用

目 次

1	总 则	1
2	术语和符号	2
2.1	术 语	2
2.2	主要符号	4
3	抗震设计的基本要求	7
3.1	建筑抗震设防分类和设防标准	7
3.2	地震影响	7
3.3	场地和地基	8
3.4	建筑形体及其构件布置的规则性	9
3.5	结构体系	12
3.6	结构分析	13
3.7	非结构构件	14
3.8	结构材料与施工	15
3.9	建筑基于性能的抗震设计	16
3.10	建筑物地震反应观测系统	18
4	场 地 地基和基础	19
4.1	场 地	19
4.2	地基液化的判别和处理	19
4.3	地基和基础的抗震强度验算	23
4.4	抗震措施	29
5	地震作用和结构抗震验算	32
5.1	一般规定	32
5.2	水平地震作用计算	36
5.3	竖向地震作用计算	42

5.4	截面抗震验算	43
5.5	抗震变形验算	44
6	多层和高层现浇钢筋混凝土结构房屋	49
6.1	一般规定	49
6.2	计算要点	59
6.3	框架结构的基本抗震构造措施	65
6.4	抗震墙结构的基本抗震构造措施	72
6.5	框架-抗震墙结构的基本抗震构造措施	77
6.6	板-柱-抗震墙结构抗震设计要求	78
6.7	筒体结构抗震设计要求	83
7	装配整体式混凝土结构房屋	86
7.1	一般规定	86
7.2	装配整体式混凝土框架结构	90
7.3	装配整体式抗震墙结构	93
8	砌体房屋和底部框架砌体房屋	109
8.1	一般规定	109
8.2	计算要点	114
8.3	多层砖砌体房屋抗震构造措施	119
8.4	多层小砌块房屋抗震构造措施	124
8.5	底部框架-抗震墙砌体房屋抗震构造措施	127
8.6	配筋小砌块砌体抗震墙房屋抗震设计要求	132
8.7	多层错层砖砌体房屋抗震设计要求	142
9	钢结构房屋	147
9.1	多层和高层钢结构房屋	147
9.2	单层钢结构厂房	168
10	单层钢筋混凝土柱厂房	177
10.1	一般规定	177
10.2	计算要点	178
10.3	抗震构造措施	181

11	空旷房屋和大跨屋盖建筑	188
11.1	单层空旷房屋	188
11.2	大跨屋盖建筑	190
12	非结构构件	197
12.1	一般规定	197
12.2	基本计算要求	197
12.3	建筑非结构构件的基本抗震措施	199
12.4	建筑附属机电设备支架的基本抗震措施	203
13	地下建筑	205
13.1	一般规定	205
13.2	计算要点	205
13.3	抗震构造措施和抗液化措施	207
附录 A	地震地面加速度时程曲线	209
附录 B	高强混凝土结构抗震设计要求	223
附录 C	预应力混凝土结构抗震设计要求	225
附录 D	框架梁柱节点核心区截面抗震验算	227
附录 E	转换层结构的抗震设计要素	231
附录 F	钢支撑-混凝土框架和钢框架-钢筋混凝土核心 筒结构房屋抗震设计要求	233
附录 G	多层工业厂房抗震设计要求	239
附录 H	单层厂房横向平面排架地震作用效应的调整	247
附录 I	单层钢筋混凝土柱厂房纵向抗震验算	250
附录 K	实施基于性能的抗震设计的参考方法	256
附录 L	多层混凝土模卡砌块房屋抗震设计要求	263
	本标准用词说明	265
	引用标准名录	266
	条文说明	267

Contents

1	General provisions	1
2	Terms and symbols	2
2.1	Terms	2
2.2	Main symbols	4
3	Basic requirements of seismic design	7
3.1	Category and criterion for seismic protection of buildings	7
3.2	Earthquake strong motion	7
3.3	Site and base	8
3.4	Regularity of buildings configuration and structural assembly	9
3.5	Structural system	12
3.6	Structural analysis	13
3.7	Nonstructural components	14
3.8	Materials and construction	15
3.9	Performance-based seismic design of buildings	16
3.10	Strong motion observation system of buildings	18
4	Site, soil and foundation	19
4.1	Site	19
4.2	Judgement and treatment for soil liquefaction	19
4.3	Seismic strength check for foundation and soils	23
4.4	Seismic measures	29
5	Earthquake action and seismic checking for structures	32
5.1	General	32

5.2	Horizontal earthquake action	36
5.3	Vertical earthquake action	42
5.4	Checking for strength	43
5.5	Checking for deformation	44
6	Multi-story and tall cast-in-situ reinforcement concrete buildings	49
6.1	General	49
6.2	Essentials in calculation	59
6.3	Details for frame structures	65
6.4	Details for wall structures	72
6.5	Details for frame-wall structures	77
6.6	Requirements for slab-column-wall structures	78
6.7	Requirements for tube structures	83
7	Monolithic precast reinforcement concrete buildings	86
7.1	General	86
7.2	Monolithic precast RC frame structures	90
7.3	Monolithic precast RC wall structures	93
8	Masonry buildings and masonry buildings with RC frames on ground floors	109
8.1	General	109
8.2	Essentials in calculation	114
8.3	Details for multi-story brick buildings	119
8.4	Details for multi-story concrete block buildings	124
8.5	Details for multi-story masonry buildings with RC frames on ground floors	127
8.6	Seismic design for RC block buildings	132
8.7	Seismic design for multi-story split-level brick masonry buildings	142

9	Steel buildings	147
9.1	Multi-story and tall steel buildings	147
9.2	Single-story steel factory buildings	168
10	Single-story factory buildings with RC columns	177
10.1	General	177
10.2	Essentials in calculation	178
10.3	Details	181
11	Large-span buildings	188
11.1	Single-story spacious buildings	188
11.2	Large-span roof buildings	190
12	Nonstructural components	197
12.1	General	197
12.2	Essentials in calculation	197
12.3	Essential measures for architectural members	199
12.4	Essential measures for supports of mechanical and electrical components	203
13	Subterranean buildings	205
13.1	General	205
13.2	Essentials in calculation	205
13.3	Details and anti-liquefaction measures	207
Appendix A	Acceleration time history curves of earthquake ground motions	209
Appendix B	Seismic design requirements for high strength concrete structures	223
Appendix C	Seismic design requirements for prestressed concrete structures	225
Appendix D	Seismic design for core zone of column-beam joint of frame structures	227

Appendix E	Seismic design requirements for transition-stories	231
Appendix F	Seismic design requirements for composite steel brace-concrete frame structures and composite steel frame-concrete core tube structures	233
Appendix G	Seismic design requirements for multi-story factory buildings	239
Appendix H	Adjustment on seismic effects for the transverse bent of single-story factory	247
Appendix J	Seismic check for single-story factory in longitudinal direction	250
Appendix K	Procedures of performance-based seismic design	256
Appendix L	Seismic design requirements for multi-story concrete Moka block buildings	263
	Explanation of wording in this standard	265
	List of quoted standards	266
	Explanation of provisions	267

上海市住房和城乡建设管理委员会信息公
共
浏览专用

1 总 则

1.0.1 为贯彻执行国家有关防震减灾、建筑工程的法律法规并实行以预防为主的方针,使建筑经抗震设防后,减轻建筑的地震破坏,避免人员伤亡,减少经济损失,制定本标准。

1.0.2 本标准适用于本市场地类别为Ⅲ类和Ⅳ类的一般建筑的抗震设计。建筑基于性能的抗震设计,可采用本标准规定的基本方法。特殊建筑及行业有特殊要求的建筑抗震设计,尚应按有关标准、规定执行。

1.0.3 按本标准设计的建筑,其基本的抗震设防目标是:当遭受低于本地区抗震设防烈度的多遇地震影响时,主体结构不受损坏或不需修理可继续使用;当遭受相当于本地区抗震设防烈度的设防地震影响时,可能发生损坏,但经一般性修理仍可继续使用;当遭受高于本地区抗震设防烈度的罕遇地震影响时,不致倒塌或发生危及生命的严重破坏。使用功能或其他方面有特殊要求的建筑,当采用基于性能的抗震设计时,可采用比基本抗震设防目标更高的设防目标。

1.0.4 应用本标准进行建筑工程的抗震设计,除应符合本标准要求外,尚应符合国家、行业和上海市现行有关标准的规定。

1.0.5 建筑工程的抗震设计应贯彻概念设计与计算并重的原则;应遵循建筑形体美观与结构抗震安全相统一的设计思想。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 抗震设防烈度 seismic protection intensity

按国家规定的权限批准后作为一个地区抗震设防依据的地震烈度。

注:本标准“6度、7度、8度”即“抗震设防烈度为6度、7度、8度”的简称。

2.1.2 抗震设防标准 seismic protection criterion

衡量抗震设防要求高低的尺度,由抗震设防烈度或设计地震动参数及建筑抗震设防类别确定。

2.1.3 地震动参数区划图 seismic ground motion parameter zonation map

以地震动参数(以加速度表示地震作用强弱程度)为指标,将全国划分为不同抗震设防要求区域的图件。

2.1.4 地震作用 earthquake action

由地震动引起的结构动态作用,包括水平地震作用和竖向地震作用。

2.1.5 设计地震动参数 design parameters of earthquake ground motions

抗震设计用的地震加速度(速度、位移)时程曲线、加速度反应谱和峰值加速度。

2.1.6 设计基本地震加速度 design basic acceleration of ground motions

50年设计基准期内超越概率为10%的地震加速度的设计取值。

2.1.7 设计特征周期 design characteristic period of ground motions

抗震设计用的地震影响系数曲线中,反映地震震级、震中距和场地类别等因素的下降段起始点对应的周期值,简称特征周期。

2.1.8 场地 site

工程群体所在地,具有相似的反应谱特征,其范围相当于厂区、居住小区和自然村或不小于 1.0 km^2 的平面面积。

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

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

2.1.10 抗震构造措施 details of seismic design

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

2.1.11 抗震措施 seismic measures

除地震作用计算和抗力计算以外的抗震设计内容,包括抗震构造措施。

2.1.12 抗震性能水准 seismic performance levels

建筑物在震后的损坏状况及其可继续使用功能的受影响程度。

2.1.13 抗震性能目标 seismic performance objectives

针对各级地震动水准期望建筑物达到的抗震性能水准。

2.1.14 基于性能的抗震设计 performance-based seismic design

选择合理的抗震性能目标,以建筑的抗震性能分析为基础进行设计,使设计的建筑在遭受未来可能发生的地震时具有预期的抗震性能。

2.1.15 装配整体式混凝土结构 monolithic precast RC structure

由预制或部分预制的混凝土构件通过可靠方式进行连接并与现场后浇混凝土、水泥基灌浆料形成整体的装配式混凝土结构。

2.1.16 钢筋混凝土预制叠合抗震墙 precast composite RC wall
沿墙厚方向采用部分预制、部分现浇叠合工艺施工并以整体参与结构受力的钢筋混凝土抗震墙，简称叠合抗震墙。

2.1.17 钢筋混凝土预制叠合抗震墙结构 shear wall structure with precast composite RC wall

结构外墙采用钢筋混凝土预制叠合抗震墙、结构内墙采用普通钢筋混凝土抗震墙的抗震墙结构。

2.1.18 配筋小砌块砌体抗震墙 reinforced small block masonry wall

在混凝土小型空心砌块的孔洞和凹槽中按规定要求配置竖向钢筋和水平钢筋，并采用灌孔混凝土填实孔洞，能够承受竖向和水平向地震作用的墙体。

2.1.19 延性墙板 ductile shear wall

具有良好延性和抗震性能的墙板，例如无屈曲波纹钢板墙、屈曲约束钢板墙、带加劲肋的钢板剪力墙、无粘结内藏钢板支撑墙板、带竖缝混凝土剪力墙等。

2.1.20 无屈曲波纹钢板墙 non-buckling corrugated steel plate wall

采用合理的波纹形状及尺寸以避免在剪力作用下发生平面外屈曲的钢板墙。

2.1.21 偏心支撑框架 eccentrically braced frame

支撑框架构件的杆件工作线不交汇于一点，支撑连接点的偏心距大于连接点处最小构件的宽度，可通过消能梁段耗能。

2.2 主要符号

2.2.1 作用和作用效应

F_{Ek} , F_{Evk} ——结构总水平、竖向地震作用标准值；

G_E , G_{eq} ——地震时结构(构件)的重力荷载代表值、等效总重

力荷载代表值；
 w_k ——风荷载标准值；
 S_E ——地震作用效应(弯矩、扭矩、轴向力、剪力、应力和变形)；
 S ——地震作用效应与其他荷载效应的基本组合；
 S_k ——作用、荷载标准值的效应；
 M ——弯矩；
 N ——轴向压力；
 V ——剪力；
 p ——基础底面压力；
 u ——侧移；
 θ ——楼层位移角。

2.2.2 材料性能和抗力

K ——结构或构件的刚度；
 R ——结构构件承载力，
 f, f_k, f_E ——各种材料强度(含地基承载力)设计值、标准值和抗震设计值；
 $[\theta]$ ——楼层位移角限值。

2.2.3 几何参数

A ——构件截面面积；
 A_s ——钢筋截面面积；
 B ——结构总宽度；
 H ——结构总高度、柱高度；
 L ——结构(单元)总长度；
 a ——距离；
 a_s, a'_s ——纵向受拉、受压钢筋合力点至截面边缘的最小距离；
 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、楼板厚度。

2.2.4 计算系数

α ——水平地震影响系数；

α_{\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；

$\gamma_G, \gamma_E, \gamma_w$ ——作用分项系数；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数；

ζ ——计算系数；

η ——地震作用效应(内力和变形)的增大或调整系数；

λ ——构件长细比、比例系数；

λ_v ——最小配箍特征值；

ξ_y ——结构(构件)屈服强度系数；

ρ ——配筋率、比率；

φ ——构件受压稳定性系数；

ψ ——组合值系数、影响系数。

2.2.5 其他

T ——结构自振周期；

N ——标准贯入锤击数；

I_{RE} ——地震时地基的液化指数；

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)；

φ_{ji} ——转角振型坐标(j 振型 i 质点的转角方向相对位移)；

n ——总数,如楼层数、质点数、钢筋根数、跨数等；

v_{se} ——土层等效剪切波速。

3 抗震设计的基本要求

3.1 建筑抗震设防分类和设防标准

3.1.1 抗震设防的所有建筑应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 确定其抗震设防类别及其抗震设防标准。

3.1.2 本市各区的抗震设防烈度均可按 7 度采用。

3.1.3 对按规定需编制抗震设防专篇的建筑，应在初步设计阶段编制抗震设防专篇，并在设计文件中明确。

3.2 地震影响

3.2.1 建筑所在地区遭受的地震影响，应采用相当于抗震设防烈度的设计基本地震加速度和设计特征周期来表征。

3.2.2 对于本市的多遇地震和设防烈度地震，Ⅲ类场地的设计特征周期取为 0.65 s，Ⅳ类场地的设计特征周期取为 0.9 s；对于罕遇地震，Ⅲ、Ⅳ类场地的设计特征周期都取为 1.1 s。相当于各抗震设防烈度的设计基本地震加速度取值，应按表 3.2.2 采用。

表 3.2.2 抗震设防烈度和设计基本地震加速度值的对应关系

抗震设防烈度	6 度	7 度	8 度
设计基本地震加速度值	0.05g	0.10g	0.20g

注：表中 g 为重力加速度。

3.3 场地和地基

3.3.1 选择建筑场地时,应根据工程需要和地震活动情况、工程地质和地震地质的有关资料,对抗震有利、一般、不利和危险地段作出综合评价。对不利地段,应提出避开要求;当无法避开时,应采取有效的措施。对危险地段,严禁建造甲、乙类的建筑,不应建造丙类的建筑。

3.3.2 地基和基础设计应符合下列要求:

1 同一结构单元的基础不宜设置在性质截然不同的地基上。

2 同一结构单元不宜部分采用天然地基部分采用桩基;当采用不同基础类型或基础埋深显著不同时,应根据地震时两部分地基基础的沉降差异及保证两部分水平力的可靠传递,在基础、上部结构的相关部位采取相应措施。

3 地基为软弱黏性土、液化土、新近填土或严重不均匀土时,应估计地震时地基不均匀沉降和其他不利影响,并采取相应的措施。

3.3.3 坡地建筑的场地和地基基础应符合下列要求:

1 坡地建筑场地勘察应有边坡稳定性评价和防治方案建议。

2 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。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,有关的摩擦角应根据设防烈度进行相应修正。

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。

3.4 建筑形体及其构件布置的规则性

3.4.1 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；特别不规则的建筑应进行专门研究和论证，采取特别的加强措施；严重不规则的建筑不应采用。

注：形体指建筑平面形状和立面、竖向剖面的变化。

3.4.2 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。

不规则建筑的抗震设计应符合本标准第3.4.4条的有关规定。

3.4.3 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 混凝土房屋、钢结构房屋和钢-混凝土混合结构房屋存在表3.4.3-1所列举的某项平面不规则类型或表3.4.3-2所列举的某项竖向不规则类型以及类似的不规则类型，应属于不规则的建筑。

表3.4.3-1 平面不规则的主要类型

不规则类型	定义和指标限值
扭转不规则	在考虑偶然偏心的规定的水平力作用下，楼层两端抗侧力构件弹性水平位移(或层间位移)的最大值与平均值的比值大于1.2
凹凸不规则	结构平面凹进的长度大于相应投影方向总尺寸的30%；或凸出的长度大于相应投影方向总尺寸的30%，且凸出的宽度小于凸出长度的50%

续表3.4.3-1

不规则类型	定义和指标限值
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%(高差大于楼面梁截面高度的降板按开洞对待),或较大的楼层错层(错层高度大于楼面梁的截面高度或大于 0.6 m)

表 3.4.3-2 坚向不规则的主要类型

不规则类型	定义和指标限值
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的 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上一层的 25%
竖向抗侧力构件不连续	竖向抗侧力构件(柱、抗震墙、框架支撑)的内力由水平转换构件(梁、桁架等)向下传递
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%

2 砌体房屋、单层工业厂房、单层空旷房屋、大跨屋盖建筑和地下建筑的平面和坚向不规则性的划分,应符合本标准有关章节的规定。

3 当存在多项不规则或某项不规则超过规定的参考指标较多时,应属于特别不规则的建筑。

3.4.4 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 平面不规则而坚向规则的建筑,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,且在具有偶然偏心的规定水平力作用下,楼层两端抗侧力构件弹性水平位移或层间位移的最大值与平均值的比值不宜大于 1.5;当最大层间位移远小于标准限值时,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；高烈度或不规则程度较大时，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楼板局部不连续时，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，其薄弱层应按本标准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烈度高低和水平转换构件的类型、受力情况、几何尺寸等，乘以 1.25~2.0 的增大系数。
- 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标准相关章节的规定。
- 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第 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或对薄弱部位采用相应的基于性能的抗震设计方法。

3.4.5 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，分析判断其应力集中、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防烈度、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。

3.5 结构体系

3.5.1 结构体系应根据建筑的抗震设防类别、抗震设防烈度、建筑高度、场地条件、地基、结构材料和施工等因素,经技术、经济和使用条件综合比较确定。

3.5.2 结构体系应符合下列要求:

1 应具有明确的计算简图和合理的地震作用传递途径。

2 应避免因部分结构或构件破坏而导致整个结构丧失抗震能力或对重力荷载的承载能力。

3 应具备必要的抗震承载力、良好的变形能力和消耗地震能量的能力。

4 对可能出现的薄弱部位,应采取措施提高其抗震能力。

3.5.3 结构体系尚宜符合下列要求:

1 宜有多道抗震防线。

2 宜具有合理的刚度和承载力分布,避免因局部削弱或突变形成薄弱部位,产生过大的应力集中或塑性变形集中。

3 结构在两个主轴方向的动力特性宜相近。

3.5.4 结构构件应符合下列要求:

1 混凝土结构构件应控制截面尺寸和受力钢筋、箍筋的设置,防止剪切破坏先于弯曲破坏、混凝土的压溃先于钢筋的屈服、钢筋的锚固粘结破坏先于钢筋破坏。

2 预应力混凝土构件,应配有足够的非预应力钢筋。

3 钢结构构件的尺寸应合理控制,避免局部失稳或整个构件失稳。

4 多、高层的混凝土楼、屋盖宜优先采用现浇混凝土板。当采用预制装配式混凝土楼、屋盖时,应从楼盖体系和构造上采取

措施确保各预制板之间及预制板与周边构件之间连接的整体性。

3.5.5 结构各构件之间的连接,应符合下列要求:

- 1 构件节点的破坏,不应先于其连接的构件。
- 2 预埋件的锚固破坏,不应先于连接件。
- 3 装配式结构构件的连接,应能保证结构的整体性。
- 4 预应力混凝土构件的预应力钢筋,宜在节点核芯区以外锚固。

3.5.6 装配式单层厂房的各种抗震支撑系统,应保证地震时厂房的整体性和稳定性。

3.5.7 砌体结构应按规定设置钢筋混凝土圈梁和构造柱、芯柱,或采用约束砌体、配筋砌体等。

3.6 结构分析

3.6.1 除本标准特别规定者外,建筑结构应进行多遇地震作用下的内力和变形分析,此时,可假定结构与构件处于弹性工作状态,内力和变形分析可采用线性静力方法或线性动力方法。

3.6.2 不规则且具有明显薄弱部位可能导致重大地震破坏的建筑结构,应按本标准有关规定进行罕遇地震作用下的弹塑性变形分析。此时,可根据结构特点采用静力弹塑性分析或弹塑性时程分析方法。

当本标准有具体规定时,尚可采用简化方法计算结构的弹塑性变形。

3.6.3 当结构在地震作用下的重力附加弯矩大于初始弯矩的10%时,应计入重力二阶效应的影响。

注:重力附加弯矩指任一楼层以上全部重力荷载与该楼层地震平均层间位移的乘积;初始弯矩指该楼层地震剪力与楼层层高的乘积。

3.6.4 结构抗震分析时,应按照楼、屋盖的平面形状和平面内变形情况确定为刚性、分块刚性、半刚性、局部弹性和柔性等的横隔

板，再按抗侧力系统的布置确定抗侧力构件间的共同工作并进行各构件间的地震内力分析。

3.6.5 质量和侧向刚度分布接近对称且楼、屋盖可视为刚性横隔板的结构，以及本标准有关章节有具体规定的结构，可采用平面结构模型进行抗震分析。其他情况，应采用空间结构模型进行抗震分析。

3.6.6 利用计算机进行结构抗震分析，应符合下列要求：

1 计算模型的建立、必要的简化计算与处理，应符合结构的实际工作状况，计算中应考虑楼梯构件的影响。

2 计算软件的技术条件应符合本标准及有关标准的规定，并应阐明其特殊处理的内容和依据。

3 在对复杂结构进行多遇地震作用下的内力和变形分析时，应采用不少于两个合适的不同力学模型，并对其计算结果进行分析比较。

4 所有计算机计算结果，应经分析判断确认其合理性后方可用于工程设计。

3.7 非结构构件

3.7.1 非结构构件，包括建筑非结构构件和建筑附属机电设备，自身及其与结构主体的连接，应进行抗震设计。

3.7.2 非结构构件的抗震设计，应由相关专业人员分别负责进行。

3.7.3 附着于楼、屋面结构上的非结构构件，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。

3.7.4 框架结构的围护墙和隔墙，应估计其设置对结构抗震的不利影响，避免不合理设置而导致主体结构的破坏。

3.7.5 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。

3.7.6 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。

3.8 结构材料与施工

3.8.1 抗震结构对材料和施工质量的特别要求，应在设计文件上注明。

3.8.2 结构材料性能指标，应符合下列要求：

1 砌体结构材料应符合下列规定：

1) 普通砖和多孔砖的强度等级不应低于 MU10，其砌筑砂浆强度等级不应低于 M5。

2) 混凝土小型空心砌块的强度等级不应低于 MU7.5，其砌筑砂浆强度等级不应低于 Mb7.5。

2 混凝土结构的材料应符合下列规定：

1) 混凝土的强度等级 框支梁、框支柱及抗震等级为一级、二级的框架梁、柱、节点核心区，不应低于 C30；构造柱、芯柱、圈梁及其他各类构件，不应低于 C25。

2) 抗震等级为一级、二级、三级的框架和斜撑构件(含梯段)，其纵向受力钢筋采用普通钢筋时，钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于 1.25；钢筋的屈服强度实测值与屈服强度标准值的比值不应大于 1.3，且钢筋在最大拉力下的总伸长率实测值不应小于 9%。

3 钢结构的钢材应符合下列规定：

1) 钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于 0.85。

2) 钢材应有明显的屈服台阶，且伸长率不应小于 20%。

3) 钢材应有良好的焊接性和合格的冲击韧性。

3.8.3 结构材料性能指标,尚应符合下列要求:

1 普通钢筋宜优先采用延性、韧性和焊接性较好的钢筋;普通钢筋的强度等级,纵向受力钢筋应选用符合抗震性能指标的不低于 HRB400 级的热轧钢筋;箍筋宜选用符合抗震性能指标的不低于 HRB400 级的热轧钢筋,也可选用 HPB300 级热轧钢筋。

注:钢筋的检验方法应符合现行国家标准《混凝土结构工程施工质量及验收规范》GB 50204 的规定。

2 结构构件采用强度等级不低于 C70 的高强混凝土时,应采取措施改善其延性。

3 钢结构的钢材宜采用 Q235 等级 B、C、D 的碳素结构钢及 Q345、Q390 等级 B、C、D、E 的低合金高强度结构钢;当有可靠依据时,尚可采用其他钢种和钢号。

3.8.4 在施工中,当需要以强度等级较高的钢筋替代原设计中的纵向受力钢筋时,应按照钢筋受拉承载力设计值相等的原则换算,并应满足最小配筋率要求。

3.8.5 采用焊接连接的钢结构,当接头的焊接拘束度较大、钢板厚度不小于 40 mm 且承受沿板厚方向的拉力时,钢板厚度方向截面收缩率不应小于现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 关于 Z15 级规定的容许值。

3.8.6 钢筋混凝土构造柱和底部框架-抗震墙房屋中的砌体抗震墙,其施工应先砌墙后浇构造柱和框架梁柱。

3.8.7 混凝土墙体、框架柱的水平施工缝,应采取措施加强混凝土的结合性能。对于抗震等级为一级的墙体和转换层楼板与落地混凝土墙体的交接处,宜验算水平施工缝截面的受剪承载力。

3.9 建筑基于性能的抗震设计

3.9.1 当建筑采用基于性能的抗震设计时,应根据其抗震设防

类别、设防烈度、场地条件、结构类型和不规则性，建筑和附属设施的功能要求、投资规模、震后损失、社会影响和修复难易程度等因素选择抗震性能目标，并进行技术和经济可行性的综合分析和论证。

3.9.2 建筑的抗震性能目标，宜采用不同地震动水准下的结构构件和非结构构件的抗震性能水准要求进行表征。结构构件和非结构构件的设计要求可按本标准附录K的规定采用。

3.9.3 建筑的抗震性能目标应不低于本标准第1.0.3条中对基本的抗震设防目标的要求。对于设防烈度地震下需保持正常使用的建筑，其设计应综合考虑结构构件和非结构构件对其使用功能的影响，其结构构件的抗震性能目标可取不低于本标准附录K.1中的类别Ⅱ，非结构构件在设防烈度地震下的性能要求可取不低于本标准附录K.2中第2水准的要求；也可根据相关规定确定建筑的抗震性能目标以及相应的控制要求。

3.9.4 关于地震动水准，对设计工作年限为50年的建筑，可选用本标准的多遇地震、设防地震和罕遇地震的地震作用，其中，设防地震的加速度应按本标准表3.2.2的设计基本地震加速度采用，设防地震的地震影响系数最大值，6度、7度和8度可分别采用0.12、0.23和0.45。对设计工作年限超过50年的建筑，宜按实际需要和可能，经专门研究后对地震作用作适当调整。对处于发震断裂两侧10km以内的建筑，地震动参数应计人近场影响，5km及以内宜乘以增大系数1.5，5km以外宜乘以不小于1.25的增大系数。

3.9.5 基于性能的抗震设计的具体指标应符合下列要求：

1 应根据选定的抗震性能目标确定结构或其关键部位的抗震承载力、抗震变形能力的具体指标，并应计及地震作用取值的不确定性设置适当的冗余。

2 宜根据不同地震动水准、结构不同部位、不同构件类型的抗震要求确定结构构件的抗震承载力要求，包括保持弹性、不超

过屈服承载力、不超过极限承载力、不发生脆性剪切破坏等。

3 宜根据不同地震动水准下结构不同部位的预期变形状态确定结构构件的抗震变形能力要求。

4 应根据结构构件预期的变形状态确定其延性要求,当构件的承载力与实际需求相比明显提高时,其延性构造可适当降低。

3.9.6 建筑基于性能的抗震设计的结构分析应符合下列要求:

1 分析模型应正确、合理地反映地震作用的传递途径和结构的实际受力状况。

2 应根据预期地震动水准下结构的工作状态确定结构分析方法。当结构处于弹性状态时,可采用线性方法;当结构处于弹塑性状态时,可根据结构进入塑性的程度有范围采用等效线性化方法、静力非线性方法或动力非线性方法。

3 结构的非线性分析模型相对于线性分析模型可适当简化,二者在多遇地震作用下的线性分析结果应基本一致;结构非线性分析时应计入重力二阶效应的影响,并合理确定结构构件的弹塑性参数,采用构件的实际尺寸和配筋(混凝土构件的实配钢筋和钢骨、钢构件的实际截面规格等),可通过与弹性假定计算结果的对比分析,识别构件的可能破坏部位及其弹塑性变形程度。

4 对于复杂结构,宜进行施工模拟分析,应以施工全过程完成后的内力状态为初始状态。

3.10 建筑物地震反应观测系统

3.10.1 抗震设防烈度为7度、8度时,高度分别超过200m、160m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,建筑设计应留有观测仪器和线路的位置。

4 场地、地基和基础

4.1 场 地

4.1.1 本市的建筑场地,远郊低丘陵地区少数基岩露头或浅埋处以及湖沼平原区浅部有硬土层分布区,宜按土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度判定场地类别,其余建筑场地多属于现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 所划分的Ⅳ类场地。

4.1.2 抗震设防类别为甲、乙类的建筑物应避免在不稳定场地(如岸坡边缘,古河道,暗埋的塘、浜、沟等)采用浅埋基础建造。必须建造时,应由专门的勘察、试验及计算证明其能满足抗震要求或者采取适当的稳定地基的措施。

4.1.3 对于抗震设防的工程,岩土工程勘察报告应提出关于场地稳定性及地基液化的评价;对需要采用时程分析法补充计算的建筑,岩土工程勘察报告尚应根据设计要求提供土层剖面、场地覆盖层厚度和有关的动力参数。必要时可由场地地震安全性评价报告提供场地反应谱或场地地震输入时程曲线。

4.2 地基液化的判别和处理

4.2.1 当设防烈度为 7 度或以上,且地面下 20 m 深度范围内存在饱和砂土和饱和粉土时,应进行液化初步判别;对初步判别有液化土层的地基,需进一步进行液化判别;对判别有液化土层的地基,应根据建筑的抗震设防类别、地基的液化等级,结合具体情况采取相应的措施。

4.2.2 当需要进一步进行液化判别时,可根据标准贯入试验或

静力触探试验结果进行土层液化可能性的判别，并确定液化强度比，两种试验判别方法同等有效。情况复杂时，可补充现场波速试验或取土室内模拟试验进行综合分析。

1 用标准贯入试验结果判别

当实测标准贯入锤击数 N （未经杆长修正）小于临界标准贯入锤击数 N_{cr} 时，应判为可液化土。在地面下 20 m 深度范围内液化判别标准贯入锤击数临界值可按下式计算：

$$N_{cr} = N_0 \beta [\ln(0.6d_s + 1.5) - 0.1d_w] \sqrt{3/\rho_c} \quad (4.2.2-1)$$

式中： N_{cr} ——液化判别标准贯入锤击数临界值；

N_0 ——液化判别标准贯入锤击数基准值，7 度时可取为 7，8 度时可取为 12；

β ——调整系数，取 0.95；

d_s ——标准贯入试验点深度(m)；

d_w ——地下水位埋深(m)；

ρ_c ——黏粒含量百分率，小于 3 时取 3。

注：用于液化判别的黏粒含量采用六偏磷酸钠作分散剂测定，采用其他方法时应按有关规定换算。

2 用静力触探试验结果判别

当单桥探头实测比贯入阻力 p_s 小于临界比贯入阻力 p_{scr} 或双桥探头实测锥尖阻力 q_c 小于临界锥尖阻力 q_{scr} 时，应判为可液化土。临界比贯入阻力 p_{scr} 或临界锥尖阻力 q_{scr} 可分别按式(4.2.2-2)或式(4.2.2-3)确定。实测比贯入阻力 p_s 或实测锥尖阻力 q_c 可按每个触探孔中每米厚度的平均值取用。黏粒含量的取值应真实可靠。对不同地质单元应分区评价。对砂质粉土或砂土层中比贯入阻力 p_s 或锥尖阻力 q_c 明显减少的夹层或砂土与黏性土互层情况，宜在旁侧采取土样进行验证：

$$p_{scr} = p_{so} \left[1 - 0.06d_s + \frac{(d_s - d_w)}{a + b(d_s - d_w)} \right] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (4.2.2-2)$$

$$q_{scr} = q_{so} \left[1 - 0.06d_s + \frac{(d_s - d_w)}{a + b(d_s - d_w)} \right] \sqrt{\frac{3}{\rho_c}} \quad (4.2.2-3)$$

式中： p_{so} ， q_{so} ——分别为液化临界比贯入阻力基准值和临界标准贯入阻力基准值(MPa)，可分别取 3.20 MPa 和 2.90 MPa；

d_s ——静力触探试验点深度(m)；

a ， b ——系数，分别取 1.0 和 0.75；

其余符号意义同上。

4.2.3 对于存在可液化土层的地震，应探明各液化土层的深度和厚度，按式(4.2.3-1)、式(4.2.3-2)或式(4.2.3-3)计算各分层的液化强度比 F_{lei} ，按式(4.2.3-4)计算每个钻孔的液化指数 I_{te} ，并按表 4.2.3 划分地基的液化等级，作为判别土层及地基液化危险性和危害程度的依据：

$$F_{lei} = \frac{N}{N_{cr}} \quad (4.2.3-1)$$

$$F_{lei} = \frac{p_s}{p_{scr}} \quad (4.2.3-2)$$

$$F_{lei} = \frac{q_c}{q_{scr}} \quad (4.2.3-3)$$

$$I_{te} = \sum_{i=1}^n (1 - F_{lei}) d_i W_i \quad (4.2.3-4)$$

式中： F_{lei} ——第 i 分层的液化强度比，当 $F_{lei} > 1.0$ 时，取 $F_{lei} = 1.0$ ；

I_{te} ——液化指数；

d_i ——第 i 分层的厚度(m);

w_i ——可液化土层的埋深权数(m^{-1}),当该层中点深度不大于 5 m 时应采用 10 m, 等于 20 m 时应采用零值, 5 m~20 m 时按线性内插法取值;

n ——可液化土层范围内的分层总数。

表 4.2.3 液化等级

液化等级	轻微	中等	严重
液化指数	$0 < I_{le} \leqslant 6$	$6 < I_{le} \leqslant 18$	$I_{lp} > 18$

依据上述方法评价地基液化等级时,若在同一地质单元内出现各孔判别结果不一致时,可按多数孔的判别结果或以各孔液化指数的平均值确定;当建设场地涉及不同地质单元时,应分区评价。

4.2.4 地基抗液化措施应根据建筑物的抗震设防类别和地基的液化等级参照表 4.2.4 结合具体情况予以确定。不宜将未经处理的可液化土层作为建筑物基础的持力层。

表 4.2.4 抗地基液化措施选择原则

抗震设防类别	地基的液化等级		
	轻微	中等	严重
甲类	(1)	(1)	(1)
乙类	(2)或(3)	(1)或(2)+(3)	(1)
丙类	(3)或(4)	(3)或(2)	(1)或(2)+(3)
丁类	(4)	(4)	(3)或更经济的措施

注: 1 表中:

- (1) 全部消除地基液化沉陷的措施,如采用桩基、加大基础埋置深度、深层加固至液化层下界,挖除全部液化土层等;
- (2) 部分消除地基液化沉陷的措施,如加固或挖除一部分液化土层等,处理后地基的液化指数应不大于 6;
- (3) 基础和上部结构处理,一般指减小不均匀沉降或使建筑物较好适应不均匀沉降的措施等;
- (4) 可不采取措施。

2 表中措施未考虑倾斜地层和液化土层严重不均匀的情况。

4.2.5 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,桩端进入可液化土层以下的稳定土层不应小于 1.5 m 和 2 倍桩径的较大值。
- 2 加大基础埋置深度时,基础底面进入可液化土层以下的稳定土层深度不应小于 0.5 m。
- 3 采用加密法或注浆加固可液化地基时,应处理至可液化土层深度下界。
- 4 用非液化土替换全部液化土层。
- 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,并且不应小于 2.5 m。

4.2.6 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小,其值不宜大于 6。
- 2 采用沉管碎石桩、沉管砂桩等加固后,桩间土的标准贯入试验值或静力触探试验值不宜小于本节第 4.2.2 条规定的液化判别的临界值。
- 3 基础边缘以外的处理宽度,应符合本节第 4.2.5 条第 5 款的要求。

4.3 地基和基础的抗震强度验算

4.3.1 当下列建筑物不位于边坡上或边坡附近时,可不进行地基和基础的抗震承载力验算:

- 1 采用天然地基上浅基础的砌体结构房屋。
- 2 采用天然地基上浅基础,而地基主要受力层范围内无淤泥、淤泥质土、松散填土或可液化土层的下列建筑物:
 - 1) 一般单层厂房、单层空旷房屋;
 - 2) 不超过八层且高度在 24 m 以下的一般框架结构、抗震墙和框架-抗震墙结构民用房屋;

3) 基础荷载与第 2) 项框架结构民用房屋相当的多层框架结构厂房。

3 承受竖向荷载为主的低承台桩基,且桩端和桩周无可液化土层,承台周围无淤泥、淤泥质土、松散填土和可液化土层的下列建筑物:

1) 砌体结构房屋;

2) 本条第 2 款所列的房屋。

4 本标准规定可不进行上部结构截面抗震验算的建筑物。

注:地基主要受力层范围,对于基础宽度小于 5 m 的条形基础和独立基础,分别指基础底面以下 3 倍和 1.5 倍基础宽度(但不小于 5 m)的深度范围。

4.3.2 对于天然地基上的浅基础,当需进行竖向地基承载力抗震验算时,应满足下式要求:

$$p \leq \frac{f_d}{\gamma_{RE}} \quad (4.3.2-1)$$

$$p_{max} \leq \frac{1.2 f_d}{\gamma_{RE}} \quad (4.3.2-2)$$

式中: p ——在地震作用效应和其他作用效应的基本组合下的基底平均压应力设计值(kPa),但作用分项系数取 1.0;

p_{max} ——在地震作用效应和其他作用效应的基本组合下的基底边缘处最大压应力设计值(kPa),但作用分项系数取 1.0;

f_d ——静状态下地基承载力设计值(kPa),其值按现行上海市工程建设规范《地基基础设计标准》DGJ 08—11 的有关条文确定;

γ_{RE} ——地基承载力抗震调整系数,按表 4.3.2 取用。

表 4.3.2 地基承载力抗震调整系数

地基土名称	γ_{RE}
淤泥质黏性土、填土	1.0
粉性土	0.9
一般黏性土、粉砂	0.8

高宽比大于 4 的高层建筑,在地震作用下基础底面不宜出现拉应力;对天然地基上的浅基础,基础底面与地基土之间零应力区面积不宜超过基础底面面积的 15%。

4.3.3 在验算天然地基上浅基础水平抗震承载力(抗滑)时,可考虑基础底面与地基土之间的摩阻力。当基础周围回填土系分层夯实或基础系混凝土原坑浇筑时,可考虑基础正侧面土的水平抗力,水平抗力值可取被动土压力值的 1/3。

4.3.4 低承台桩基抗震验算应符合下列表达式:

1 单桩竖向承载力

$$Q_d \leq R_d / \gamma_{RE} \quad (4.3.4-1)$$

$$Q_{dmax} \leq J \cdot 2R_d / \gamma_{RE} \quad (4.3.4-2)$$

式中: Q_d ——在地震作用效应和其他作用效应的基本组合下,作用在单桩桩顶的竖向荷载设计值(kN),但作用分项系数取 1.0;

Q_{dmax} ——在地震作用效应和其他作用效应的基本组合下,承受最大荷载桩顶的竖向荷载设计值(kN),但作用分项系数取 1.0;

R_d ——静态下单桩竖向承载力设计值(kN),其值按现行上海市工程建设规范《地基基础设计标准》DGJ 08—11 有关条文确定;

γ_{RE} ——桩基承载力抗震调整系数,可取 0.8。

2 单桩水平承载力

$$H_D = H_0/n \leq R_{bd}/\gamma_{RE} \quad (4.3.4-3)$$

式中： H_D ——在地震作用效应和其他作用效应的基本组合下，作用于单桩桩顶的水平力设计值(kN)，但作用分项系数取 1.0。

H_0 ——在地震作用效应和其他作用效应的基本组合下基底剪力设计值(kN)，但作用分项系数取 1.0；当按第 4.3.6 条可考虑承台或地下室正侧面土体的水平抗力共同承担水平地震作用时，应扣除承台或地下室正侧面土体的水平抗力，基底剪力与土体的水平抗力的分项系数均取 1.0。

n ——桩数。

R_{bd} ——静态下单桩水平承载力设计值(kN)，其值按现行上海市工程建设规范《地基基础设计标准》DGJ 08—11 有关条文确定。

γ_{RE} ——桩基承载力抗震调整系数，可取 0.8。

在有液化侧向扩展的地段，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。

4.3.5 对于非液化土中低承台桩基水平抗震验算，当承台或地下室室外侧土体抗力发挥有保证时，可由承台或地下室正侧面土体与机体共同承担水平地震作用，承台(或地下室)正侧面土体的水平抗力可取被动土压值的 1/3；不考虑承台(或地下室)底面与地基土之间的摩阻力。

4.3.6 存在可液化土层的低承台桩基可按下列原则进行抗震验算：

1 单桩竖向承载力计算时，桩周各液化土层的摩阻力应按表 4.3.6 乘以该土层的液化影响折减系数。单桩水平承载力应按桩顶附近土层的液化强度比 F_{lc} 乘以表 4.3.6 的液化影响折减

系数。

当桩承台底面以上和以下非液化土层或非软弱土的厚度分别小于1.5 m、1.0 m时,土层液化影响折减系数可按表4.3.6取值后再减去1/3(已取0者除外)。

表4.3.6 液化影响折减系数

液化强度比 F_{ie}	土层埋深 d_s (m)	折减系数 ϕ_{ie}
$F_{ie} \leqslant 0.6$	$d_s \leqslant 10$	0
	$10 < d_s \leqslant 20$	$\frac{1}{3}$
$0.6 \leqslant F_{ie} \leqslant 0.8$	$d_s \leqslant 10$	$\frac{1}{3}$
	$10 < d_s \leqslant 20$	$\frac{2}{3}$
$0.8 \leqslant F_{ie} \leqslant 1.0$	$d_s \leqslant 10$	$\frac{2}{3}$
	$10 < d_s \leqslant 20$	1

对于挤土桩,当平均桩距小于1倍桩径或桩截面边长,且桩的排数不少于5排,总桩数不少于25根时,液化影响折减系数可按表4.3.6取值后再加上1/3(已取1者除外)。当原位测试资料证明土层的液化可能性因桩的挤密作用而改变时,可根据改变后的液化强度比 F_{ie} 按表4.3.6取用。

2 当桩基承台及地下室周围存在液化土层时,如按照第4.4.4条进行相应处理后,在水平抗震验算中可适当考虑承台和地下室正侧面的水平抗力,水平抗力的取值宜进行专门分析。

4.3.7 抗震设防类别为甲、乙类建筑物的地下或半地下结构的外墙截面抗震验算时,侧向压力宜按地震时的静止土压力强度计算:

1 当墙后全为非液化土层时,地震时的静止土压力强度按下列公式计算:

$$e'_0 = e_0 + e_{0d} \quad (4.3.7-1)$$

$$e_{0d} = k_h k_0 \sum \gamma_i d_i \quad (4.3.7-2)$$

式中： e'_0 ——计算点处地震时静止土压力强度标准值(kPa)；

e_0 ——计算点处静态静止土压力强度标准值(kPa)，计算时其静止土压力系数 k_0 可由试验确定，也可近似取 $k_0 = 1 - \sin \varphi'_k$ 计算，其中 φ'_k 为由直剪慢剪或三轴固结不排水剪切试验确定的有效内摩擦角标准值；

e'_{0d} ——计算点处动态静止土压力强度标准值(kPa)；

k_h ——水平地震系数，一般取 0.1；

k_0 ——计算点处土层侧压力系数，取值方法同静态计算；

γ_i ——计算点以上各土层的重度(kN/m^3)，地下水位以下取饱和重度；

d_i ——计算点以上各土层厚度(m)。

静水压力应另行计算。

2 当墙后存在可液化土层时，静止土压力强度的计算，应按可液化土层和非液化土层分别考虑：

1) 地震时可液化土层内静止土压力强度按下列公式计算：

$$e'_{0l} = e_{0l} + e'_{0dl} \quad (4.3.7-3)$$

$$e_{0l} = \sum \gamma_i d_i \quad (4.3.7-4)$$

$$e'_{0dl} = \frac{7}{12} k_h \gamma_l d_l \quad (4.3.7-5)$$

式中： e'_{0l} ——计算点处地震时可液化土层内静止土压力强度标准值(kPa)；

e_{0l} ——计算点处可液化土层内静态静止土压力强度标准值(kPa)；

e'_{0dl} ——计算点处可液化土层内动态静止土压力强度标准值(kPa)，按矩形分布；

γ_i ——计算点以上各土层(包括上覆非液化土层)的重度(kN/m^3)，地下水位以下取饱和重度；

d_i ——计算点以上各土层(包括上覆非液化土层)厚度(m)；

γ_i ——可液化土层的饱和重度(kN/m^3)；

d_i ——可液化土层的厚度(m)。

静水压力不需另行计算。

2) 可液化土层的上覆和下卧非液化土层的地震静止土压力计算同本条第1款。

4.3.8 抗震设防类别为甲、乙类建筑物的地下或半地下结构，当基础底面位于或穿过可液化土层时，宜在结构稳定性和构件截面的抗震验算中，考虑土层中孔隙水压力上升的不利影响。

1 在抗浮稳定性验算时，不考虑地下室外墙侧壁摩阻力对抗浮的有利影响。在计算浮力时，假定地下水位上升到室外地坪标高。

2 在地下或半地下结构底板截面的抗震验算中，底板浮托压力除常规的静水压力外，尚应按下式考虑浮托压力的增加值：

$$\Delta P_f = \sum \gamma_i d_i \quad (4.3.8)$$

式中： ΔP_f ——浮托压力的增加值(kPa)；

γ_i ——各土层的重度(kN/m^3)，地下水位以下取浮重度。

d_i ——当基础底面位于可液化土层中时，为基础底面以上各土层的厚度(m)；当基础穿过液化土层时，为可液化土层及以上各土层的厚度。

4.4 抗震措施

4.4.1 当地基主要受力层范围存在淤泥、淤泥质土、松散填土或可液化土层时，除第4.2.5条和第4.2.6条提及的消除液化各种措施外，还可根据具体情况综合考虑适当的建筑和结构抗震措施，如：

1 采用桩基或进行地基处理。

2 充分考虑邻近地下室对建筑稳定性的影响，选择适当的

基础埋置深度。

- 3 减少基底压力,调整基础底面积,减小基础偏心。
- 4 加强基础的整体性和刚性,如采用箱形基础、筏板基础或钢筋混凝土十字交叉条形基础,加设基础圈梁、基础连系梁等。
- 5 减轻荷载,提高上部结构的整体性和均匀对称性,合理设置沉降缝,避免采用对不均匀沉降敏感的结构形式,设置闭合的现浇楼层圈梁等。

6 管道穿过建筑物处应预留足够尺寸或采用柔性接头等。

- 4.4.2 当建筑物地基位于故河道或暗藏沟坑的边缘地带,边坡的半挖半填地段,成因、土性或状态明显不同的严重不均匀地层上,以及地基内局部存在可液化土层时,应详细查明地质、地貌、地形条件,根据具体情况采用适当的抗震措施。

地震时可能导致滑移或地裂的河道岸坡或故河道边缘地段,应采取相应的地基稳定措施;当液化土地基一侧存在河道岸坡等临空面时,宜分析确定液化引起大范围土体流动的可能性。根据情况,予以避开或采取消除土体液化可能性的措施和结构抗裂措施。

- 4.4.3 当需要提高天然地基上浅基础对地震作用的水平抗力时,可选择下列加强措施:

- 1 加强基础(柱、墙)附近的刚性地坪。
- 2 基础底面以下局部换土和加强基础周围的回填土。
- 3 加大基础埋置深度或在基础底面下增设防滑趾。
- 4 加强基础连系梁。
- 5 加强上部结构的整体性。

- 4.4.4 处于液化土中的桩基承台及地下室周围,宜用非液化土填筑夯实,若用砂土或粉土,则应使土层的标准贯入锤击数大于液化临界标准贯入锤击数。也可考虑采用注浆等措施来消除液化。

- 4.4.5 液化土中桩的配筋范围,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，其纵向钢筋应与柱顶部相同，箍筋应进行加强。

4.4.6 为提高建筑工程桩基础对地震作用的水平抗力，宜选择下列加强措施：

- 1 十层及十层以上建筑物宜设置地下室。
- 2 宜加大基础承台埋置深度。
- 3 宜加大基础连系梁、基础梁、基础承台或地下室结构整体的刚度。
- 4 宜采取保证承台与地下室外侧周边土体约束抗力的措施。
- 5 宜加强桩顶与承台的连接构造。
- 6 桩顶以下不小于 $5d$ 范围内箍筋宜加密。
- 7 地下室外墙与周边临时围护结构之间宜设置可靠连接；当地下室深度范围内有液化土层时，周边临时围护结构可穿越液化土层。
- 8 桩身范围内有液化土层时，宜加大桩端进入可液化土层下稳定土层的深度。
- 9 需要满足 8 度抗震设防烈度要求的建筑物桩基，或抗震设防烈度为 7 度但桩身范围内有中等、严重液化土层时，不宜采用预应力桩。

5 地震作用和结构抗震验算

5.1 一般规定

5.1.1 各类建筑结构的地震作用,应符合下列规定:

1 一般情况下,应至少在建筑结构的两个主轴方向分别计算水平地震作用,各方向的水平地震作用应由该方向抗侧力构件承担。

2 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。

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;其他情况,应允许采用调整地震作用效应的方法计入扭转影响。

4 8度时的大跨度和长悬臂结构、隔震结构,应计算竖向地震作用。

5.1.2 各类建筑结构的抗震计算,应采用下列方法:

1 高度不超过 40 m 、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,可采用底部剪力法等简化方法。

2 除第1款外的建筑结构,宜采用振型分解反应谱法。

3 特别不规则的建筑、甲类建筑和表5.1.2-1所列高度范围的高层建筑,应采用时程分析法进行多遇地震下的补充计算;当取3组加速度时程曲线输入时,计算结果宜取时程法的包络值和振型分解反应谱法的较大值;当取7组及7组以上的时程曲线时,计算结果可取时程法的平均值和振型分解反应谱法的较大值。

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,其中实际强震记录的数量不应少于总数的 2/3,多组时程曲线的平均地震影响系数曲线应与振型分解反应谱法所采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符,可采用本标准附录 A 列出的时程曲线,其加速度时程的最大值可按表 5.1.2-2 采用。弹性时程分析时,每条时程曲线计算所得结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的 65%,多条时程曲线计算所得结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法计算结果的 80%。

表 5.1.2-1 采用时程分析的房屋高度范围

抗震设防烈度、场地类别	房屋高度范围 (m)
7 度	>100
8 度Ⅲ、Ⅳ类场地	>80

表 5.1.2-2 时程分析所用地震加速度时程的最大值(cm/s^2)

地震影响	6 度	7 度	8 度
多遇地震	18	35	70
设防地震	50	100	200
罕遇地震	113	200	360

4. 计算罕遇地震下结构的变形,应按本章第 5.5 节规定,采用简化的弹塑性分析方法或弹塑性时程分析法。

5. 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、多向单点或多向多点输入进行抗震计算。按多点输入计算时,应考虑地震行波效应和局部场地效应。6 度的下部支承结构、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效应系数 1.15~1.30;7 度Ⅲ、Ⅳ 类场地和 8 度时,应采用时程分析方法进行抗震验算。

6 地下建筑结构应采用本标准第 13 章规定的计算方法。
5.1.3 计算地震作用时,建筑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 5.1.3 采用。

表 5.1.3 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	不计人	
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
	其他民用建筑	0.5
起重机悬吊物重力	硬钩吊车	0.3
	软钩吊车	不计人

注:硬钩吊车的吊重较大时,组合值系数应按实际情况采用。

5.1.4 建筑结构的地震影响系数应根据烈度、场地类别、结构自振周期以及阻尼比确定。其水平地震影响系数最大值应按表 5.1.4 采用,设计特征周期按本标准第 3.2.2 条采用。

表 5.1.4 水平地震影响系数最大值

地震影响	6 度	7 度	8 度
多遇地震	0.04	0.08	0.16
设防地震	0.12	0.23	0.45
罕遇地震	0.26	0.45	0.81

5.1.5 建筑结构地震影响系数曲线(图 5.1.5)的阻尼调整和形状参数应符合下列要求:

1 除有专门规定外,建筑结构的阻尼比应取 0.05,地震影响系数曲线的阻尼调整系数应按 1.0 采用,形状参数应符合下列

规定：

- 1) 直线上升段，周期小于 0.1 s 的区段；
- 2) 水平段，自 0.1 s 至特征周期区段，应取最大值 α_{\max} ；
- 3) 曲线下降段，自特征周期至 10 s 区段，衰减指数应取 0.9。

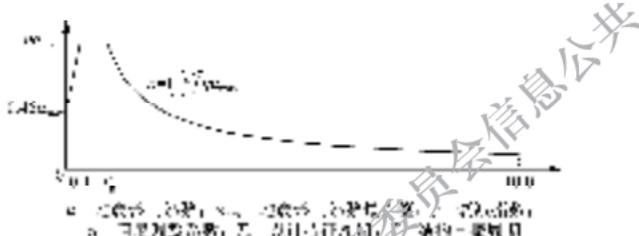


图 5.1.5 地震影响系数曲线

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

- 1) 曲线下降段的衰减指数应按下式确定：

$$\gamma = 0.9 + (0.05 - \zeta) / (0.3 + 6\zeta) \quad (5.1.5-1)$$

式中： γ ——曲线下降段的衰减指数；

ζ ——阻尼比。

- 2) 阻尼调整系数应按下式确定：

$$\eta = 1.0 + (0.05 - \zeta) / (0.08 + 1.6\zeta) \quad (5.1.5-2)$$

式中： η ——阻尼调整系数，当小于 0.55 时，应取 0.55。

5.1.6 结构的截面抗震验算，应符合下列规定：

1 6 度时的建筑（不规则建筑及建造于Ⅳ类场地上较高的高层建筑除外），以及木结构房屋等，应符合有关的抗震措施要求，

应允许不进行截面抗震验算。

2 6度时的不规则建筑、建造于Ⅳ类场地上较高的高层建筑,7度和7度以上的建筑结构(木结构房屋等除外),应进行多遇地震作用下的截面抗震验算。

5.1.7 符合本章第5.5节规定的结构,除按规定进行多遇地震作用下的截面抗震验算外,尚应进行相应的变形验算。

5.2 水平地震作用计算

5.2.1 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(图5.2.1):

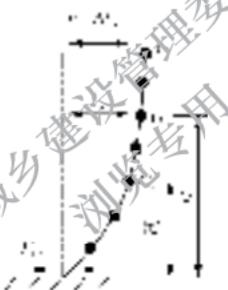


图 5.2.1 结构水平地震作用计算简图

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} \quad (5.2.1-1)$$

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} (1 - \delta_n) \quad (1=1,2,\dots,n) \quad (5.2.1-2)$$

$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} \quad (5.2.1-3)$$

式中: F_{Ek} ——结构总水平地震作用标准值;

- α_1 ——相当于结构基本自振周期的水平地震影响系数值，应按第 5.1.4 和 5.1.5 条确定，多层砌体房屋、底部框架砌体房屋，宜取水平地震影响系数最大值；
- 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，应按第 5.1.3 条确定；
- H_i, H_j ——分别为质点 i, j 的计算高度；
- δ_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 5.2.1 采用，其他房屋可采用 0；
- ΔF_n ——顶部附加水平地震作用。

表 5.2.1 顶部附加地震作用系数

T_g (s)	$T_1 > 1.4T_g$	$T_1 \leq 1.4T_g$
$T_g \leq 0.35$	$0.08T_1 + 0.07$	
$0.35 < T_g \leq 0.55$	$0.08T_1 + 0.04$	0
$T_g > 0.55$	$0.08T_1 - 0.02$	

注： T_1 为结构基本自振周期。

5.2.2 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：

1) 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：

$$F_{ji} = \alpha_j \gamma_j X_{ji} G_i \quad (i = 1, 2, \dots, n, j = 1, 2, \dots, m) \quad (5.2.2-1)$$

$$\gamma_j = \sum_{i=1}^n X_{ji} G_i / \sum_{i=1}^n X_{ji}^2 G_i \quad (5.2.2-2)$$

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 5.1.4 和 5.1.5 条确定;

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。

2 水平地震作用效应(弯矩、剪力、轴向力和变形), 当相邻周期之比小于 0.85 时, 可按下式确定:

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum S_j^2} \quad (5.2.2-3)$$

式中: S_{Ek} ——水平地震作用标准值的效应;

S_j —— j 振型水平地震作用标准值的效应, 可只取前 2 个~3 个振型, 当基本自振周期大于 1.5 s 或房屋高宽比大于 5 时, 振型个数应适当增加。

5.2.3 水平地震作用下, 建筑结构的扭转耦联地震效应应符合下列要求:

1 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, 其地震作用效应应乘以增大系数。一般情况下, 短边可按 1.15, 长边可按 1.15 采用; 当扭转刚度较小时, 周边各构件宜按不小于 1.3 采用。角部构件宜同时乘以两个方向各自的增大系数。

2 按扭转耦联振型分解法计算时, 各楼层可取两个正交的水平位移和一个转角共三个自由度, 并应按下列公式计算结构的地震作用和作用效应。确有依据时, 尚可采用简化计算方法确定地震作用效应。

1) j 振型 i 层的水平地震作用标准值, 应按下列公式确定:

$$F_{xi} = \alpha_j \gamma_{ij} X_{ji} G_i$$

$$F_{yi} = \alpha_j \gamma_{ij} Y_{ji} G_i \quad (i=1, 2, \dots, n, j=1, 2, \dots, m)$$

$$F_{zi} = \alpha_j \gamma_{ij} r_i^2 \varphi_{ji} G_i \quad (5.2.3-1)$$

式中： F_{xji} ， F_{yji} ， $F_{\varphi ji}$ ——分别为 j 振型 i 层的 x 方向、 y 方向和转角方向的地震作用标准值；

X_{ji} ， Y_{ji} ——分别为 j 振型 i 层质心在 x 、 y 方向的水平相对位移；

φ_{ji} —— j 振型 i 层的相对扭转角；

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

γ_{ij} ——计入扭转的 j 振型的参与系数，可按下列公式确定：

当仅取 x 方向地震作用时

$$\gamma_{ij} = \sum_{i=1}^n X_{ji} G_i / \sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + \varphi_{ji}^2 r_i^2) G_i \quad (5.2.3-2)$$

当仅取 y 方向地震作用时

$$\gamma_{ij} = \sum_{i=1}^n Y_{ji} G_i / \sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + \varphi_{ji}^2 r_i^2) G_i \quad (5.2.3-3)$$

当取与 x 方向斜交的地震作用时

$$\gamma_{ij} = \gamma_{xi} \cos \theta + \gamma_{yi} \sin \theta \quad (5.2.3-4)$$

式中： γ_{xi} ， γ_{yi} ——分别由式(5.2.3-2)、式(5.2.3-3)求得的参与系数；

θ ——地震作用方向与 x 方向的夹角。

2) 单向水平地震作用下的扭转耦联效应，可按下列公式确定：

$$S_{ER} = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \rho_{jk} S_j S_k} \quad (5.2.3-5)$$

$$\rho_{jk} = \frac{8\sqrt{\zeta_j \zeta_k} (\zeta_j + \lambda_T \zeta_k) \lambda_T^{1.5}}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 4\zeta_j \zeta_k (1 + \lambda_T^2) \lambda_T + 4(\zeta_j^2 + \zeta_k^2) \lambda_T^2} \quad (5.2.3-6)$$

式中： S_{Ek} ——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 9 个~15 个振型；

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。

3) 双向水平地震作用的扭转耦联效应，可按下列公式中的较大值确定：

$$S_{Ek} = \sqrt{S_x^2 + (0.85S_y)^2} \quad (5.2.3-7)$$

或 $S_{Ek} = \sqrt{S_y^2 + (0.85S_x)^2} \quad (5.2.3-8)$

式中： S_x, S_y ——分别为 x 向、 y 向单向水平地震作用按式 (5.2.3-5) 计算的扭转效应。

5.2.4 采用底部剪力法时，突出屋面的屋顶间、女儿墙、烟囱等的地震作用效应，宜乘以增大系数 3，此增大部分不应往下传递，但与该突出部分相连的构件应予计入；采用振型分解法时，突出屋面部分可作为一个质点，单层厂房突出屋面天窗架的地震作用效应的增大系数，应按本标准第 10 章的有关规定采用。

5.2.5 抗震验算时，结构任一楼层的最小水平地震剪力应符合下式要求：

$$V_{Eki} > \lambda \sum_{j=i}^n G_j \quad (5.2.5)$$

式中： V_{Eki} ——第 i 层对应于水平地震作用标准值的楼层剪力；

λ ——剪力系数，不应小于表 5.2.5 规定的楼层最小地震剪力系数值，对竖向不规则结构的薄弱层，尚应乘以 1.15 的增大系数；

G_j ——第 j 层的重力荷载代表值。

表 5.2.5 楼层最小地震剪力系数值

类别	6 度	7 度	8 度
扭转效应明显或基本周期小于 3.5 s 的结构	0.008	0.016	0.032
基本周期大于 5.0 s 的结构	0.006	0.012	0.024

注：基本周期介于 3.5 s 和 5 s 之间的结构，按插入法取值。

5.2.6 结构的楼层水平地震剪力，应按下列原则分配：

1 现浇和装配整体式混凝土楼、屋盖等刚性楼、屋盖建筑，宜按抗侧力构件等效刚度的比例分配。

2 木楼盖、木屋盖等柔性楼、屋盖建筑，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 普通的预制装配式混凝土楼、屋盖等半刚性楼、屋盖的建筑，可取上述两种分配结果的平均值。

4 计入空间作用、楼盖变形、墙体弹性变形和扭转的影响时，可按本标准各有关规定对上述分配结果作适当调整。

5.2.7 结构抗震计算一般情况下可不计人地基与结构相互作用的影响；8 度时建在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，若计人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：

$$\psi = \left(\frac{T_1}{T_1 + \Delta T} \right)^{0.9} \quad (5.2.7)$$

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 5.2.7 采用。

表 5.2.7 附加周期(s)

抗震设防烈度	场地类别	
	Ⅲ类	Ⅳ类
8 度	0.08	0.20

2 高宽比不小于 3 的结构,底部的地震剪力按第 1 章规定折减,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,应符合本标准第 5.2.5 条的规定。

5.3 坚向地震作用计算

5.3.1 跨度小于 120 m、长度小于 300 m 且规则的平板型网架屋盖和跨度大于 24 m 的屋架、屋盖横梁及托架的坚向地震作用标准值,宜取其重力荷载代表值和坚向地震作用系数的乘积;坚向地震作用系数可按表 5.3.1 采用。

表 5.3.1 坚向地震作用系数

结构类型	抗震设防烈度	Ⅲ、Ⅳ类场地坚向地震作用系数
平板型网架、钢屋架	8 度	0.10
钢筋混凝土屋架	8 度	0.13

5.3.2 长悬臂和不属于本标准第 5.3.1 条的大跨度结构的坚向地震作用标准值,8 度时可取该结构、构件重力荷载代表值的 10%。

5.3.3 大跨度空间结构的坚向地震作用,尚可按竖向振型分解反应谱方法计算。其坚向地震影响系数可采用本标准第 5.1.4、第 5.1.5 条规定的水平地震影响系数的 65%。

5.4 截面抗震验算

5.4.1 结构构件的地震作用效应和其他荷载效应的基本组合，应按下式计算：

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \gamma_{Ev} S_{Evk} + \phi_w \gamma_w S_{wk} \quad (5.4.1)$$

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 1.3，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 5.4.1 采用；

γ_w ——风荷载分项系数，应采用 1.5；

S_{GE} ——重力荷载代表值的效应，可按本标准第 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，尚应乘以相应的增大系数或调整系数；

S_{Evk} ——竖向地震作用标准值的效应，尚应乘以相应的增大系数或调整系数；

S_{wk} ——风荷载标准值的效应；

ϕ_w ——风荷载组合值系数，一般结构取 0，风荷载起控制作用的建筑结构应采用 0.2。

注：本标准一般略去表示水平方向的下标。

表 5.4.1 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	1.4	0
仅计算竖向地震作用	0	1.4
同时计算水平与竖向地震作用(水平地震为主)	1.4	0.5
同时计算水平与竖向地震作用(竖向地震为主)	0.5	1.4

5.4.2 结构构件的截面抗震验算,应采用下列设计表达式:

$$S \leq R/\gamma_{RE} \quad (5.4.2)$$

式中: γ_{RE} ——承载力抗震调整系数,除另有规定外,应按表 5.4.2 采用;

R ——结构构件的承载力设计值。

表 5.4.2 承载力抗震调整系数

材料	结构构件	受力状态	γ_{RE}
钢	柱、梁、支撑、节点板件、螺栓、焊缝	强度	0.75
	柱、支撑	稳定	0.80
砌体	两端均有构造柱、芯柱的抗震墙	受剪	0.9
	其他抗震墙	受剪	1.0
混凝土	梁	受弯	0.75
	轴压比小于 0.15 的柱	偏压	0.75
	轴压比不小于 0.15 的柱	偏压	0.80
	抗震墙	偏压	0.85
	各类构件	受剪、偏拉	0.85

5.4.3 当仅计算竖向地震作用时,各类结构构件承载力抗震调整系数均应采用 1.0。

5.5 抗震变形验算

表 5.5.1 所列各类结构应进行多遇地震作用下的抗震变形验算,其楼层内最大的弹性层间位移应符合下式要求:

$$\Delta u_e \leq [\theta_e]h \quad (5.5.1)$$

式中: Δu_e ——多遇地震作用标准值产生的楼层内最大的弹性层间位移;计算时,除以弯曲变形为主的高层建筑外,可不扣除结构整体弯曲变形;应计入扭转变形,各作用分项系数均应采用 1.0;钢筋混凝土结构构件

的截面刚度可采用弹性刚度。

$[\theta_e]$ ——弹性层间位移角限值。

h ——计算楼层层高。

弹性层间位移角限值,宜符合以下规定:

1 高度不大于 150 m 的建筑,其弹性层间位移角限值宜按表 5.5.1 采用。

2 高度不小于 250 m 的建筑,其弹性层间位移角限值不宜大于 1/500。

3 高度为 150 m~250 m 的建筑,其弹性层间位移角限值可按本条第 1 款和第 2 款的限值线性插入取用。

表 5.5.1 弹性层间位移角限值

结构类型	$[\theta_e]$
单层钢筋混凝土柱排架	1/300
钢筋混凝土框架	1/550
钢筋混凝土框架-抗震墙、框架-核心筒、板-柱-抗震墙	1/800
结构的嵌固端上一层:钢筋混凝土框架-抗震墙、框架-核心筒、板-柱-抗震墙	1/2000
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒、钢筋混凝土框支层	1/1000
结构的嵌固端上一层:钢筋混凝土抗震墙、筒中筒、钢筋混凝土框支层	1/2500
多、高层钢结构	1/250

5.5.2 结构在罕遇地震作用下薄弱层的弹塑性变形验算,应符合下列要求:

1 下列结构应进行弹塑性变形验算:

- 1) 8 度Ⅲ、Ⅳ类场地上的高大单层钢筋混凝土柱厂房的横向排架;
- 2) 7、8 度时楼层屈服强度系数小于 0.5 的钢筋混凝土框架结构和框排架结构;

- 3) 高度大于 150 m 的结构;
- 4) 甲类建筑的钢筋混凝土结构和钢结构;
- 5) 采用隔震和消能减震设计的结构。

2 下列结构宜进行弹塑性变形验算:

- 1) 本标准表 5.1.2-1 所列高度范围且属于本标准表 3.4.3-2 所列竖向不规则类型的高层建筑结构;
- 2) 7 度Ⅲ、Ⅳ类场地和 8 度时乙类建筑中的钢筋混凝土结构和钢结构;
- 3) 板-柱-抗震墙结构和底部框架砌体房屋;
- 4) 高度不大于 150 m 的其他高层钢结构;
- 5) 不规则的地下建筑结构及地下空间综合体。

注:楼层屈服强度系数为按构件实际配筋和材料强度标准值计算的楼层受剪承载力和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受弯承载力与按罕遇地震作用标准值计算的弹性地震弯矩的比值。

5.5.3 结构在罕遇地震作用下薄弱层(部位)弹塑性变形计算,可采用下列方法:

1 不超过 12 层且层刚度无突变的钢筋混凝土框架和框排架结构、单层钢筋混凝土柱厂房可采用本标准第 5.5.4 条的简化计算法。

2 除第 1 款以外的建筑结构,可采用静力弹塑性分析方法或弹塑性时程分析法等。

3 规则结构可采用弯剪层模型或平面杆系模型,属于本标准第 3.4 节规定的不规则结构应采用空间结构模型。

5.5.4 结构薄弱层(部位)弹塑性层间位移的简化计算,宜符合下列要求:

1 结构薄弱层(部位)的位置可按下列情况确定:

- 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,可取该系数最小的楼层(部位)和相对较小的楼层,一般不超过3处;

3) 单层厂房,可取上柱。

2 弹塑性层间位移可按下列公式计算:

$$\Delta u_p = \eta_p \Delta u_e \quad (5.5.4-1)$$

或 $\Delta u_p = \mu \Delta u_y = \frac{\eta_p}{\xi_y} \Delta u_y \quad (5.5.4-2)$

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的层间位移。

η_p ——弹塑性层间位移增大系数。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5.5.4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。

ξ_y ——层间屈服强度系数。

表 5.5.4 弹塑性层间位移增大系数

结构 类型	总层数n 或部位	ξ_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

5.5.5 结构薄弱层(部位)弹塑性层间位移应符合下式要求:

$$\Delta u_p \leq [\theta_p] h \quad (5.5.5)$$

式中: $[\theta_p]$ ——弹性层间位移角限值,可按表 5.5.5 采用;对钢筋混凝土框架结构,当轴压比小于 0.40 时,可提高 10%;当柱子全高的箍筋构造比本标准表 6.3.9 规定的最小配箍特征值大 30% 时,可提高 20%,但累计不超过 25%。

h ——薄弱层楼层高度或单层厂房上柱高度。

表 5.5.5 弹塑性层间位移角限值

结构类型	$[\theta_p]$
单层钢筋混凝土柱排架	1/30
钢筋混凝土框架	1/50
底部框架砌体房屋中的框架-抗震墙	1/100
钢筋混凝土框架-抗震墙、板-柱-抗震墙、框架-核心筒	1/100
钢筋混凝土抗震墙、筒中筒	1/120
多、高层钢结构	1/50

6 多层和高层现浇钢筋混凝土结构房屋

6.1 一般规定

6.1.1 本标准的现浇钢筋混凝土房屋结构的最大适用高度应区分为 A 级和 B 级,B 级高度建筑结构的最大适用高度比 A 级适当放宽,其结构抗震等级划分和有关计算、构造措施比 A 级相应加严,具体应满足本标准相应条文的规定。

6.1.2 A 级高度的钢筋混凝土乙类和丙类建筑最大适用高度应符合表 6.1.2-1 的规定,B 级高度的钢筋混凝土乙类和丙类建筑最大适用高度应符合表 6.1.2-2 的规定。平面和竖向均不规则的建筑,其最大适用高度宜适当降低。

注:本章“抗震墙”指结构抗侧力体系中的钢筋混凝土抗震墙,不包括只承担重力荷载的混凝土墙。

表 6.1.2-1 A 级高度的钢筋混凝土房屋最大适用高度(m)

结构体系		抗震设防烈度		
		6 度	7 度	8 度
	框架	60	50	40
	框架-抗震墙	130	120	100
抗震墙	全部落地抗震墙	140	120	100
	部分框支抗震墙	120	100	80
筒体	框架-核心筒	150	130	100
	筒中筒	180	150	120

续表6.1.2-1

结构体系	抗震设防烈度		
	6 度	7 度	8 度
板-柱-抗震墙	80	70	55

- 注：1 房屋高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度（不包括局部突出屋顶部分）。
 2 在计算房屋高度时，对坡度不大于 45° 的坡屋面房屋，不论有无闷顶，房屋高度均算至主要檐口处；对坡度大于 45° 的坡屋面房屋，房屋高度算至坡屋面的 1/2 高度处；突出主屋面的塔楼结构面积不小于屋顶层建筑面积的 35% 时，塔楼结构的高度宜计入房屋高度。
 3 框架-核心筒结构指周边柱框架与核心筒组成的结构。
 4 部分框支抗震墙结构指首层或底部两层为框支层的结构，不包括仅个别框支墙的情况。
 5 表中框架不包括异形柱框架。
 6 板-柱-抗震墙结构指板、柱、框架和抗震墙组成的抗侧力体系的结构。
 7 甲类建筑宜按本地区抗震设防烈度提高 1 度后符合本表的要求。
 8 框架结构、板-柱-抗震墙结构，当房屋高度超过本表数值时，结构设计应有可靠依据，并采取有效的加强措施。

表 6.1.2-2 B 级高度的钢筋混凝土房屋最大适用高度(m)

结构体系	抗震设防烈度		
	6 度	7 度	8 度
框架-抗震墙	160	140	120
抗震墙	全隔跨地抗震墙	170	150
	部分框支抗震墙	140	120
筒体	框架-核心筒	210	180
	筒中筒	280	230
			170

注：1～4 同表 6.1.2-1 的注。

- 5 甲类建筑，6、7 度时宜按本地区抗震设防烈度提高 1 度后符合本表的要求，8 度时应专门研究。
 6 当房屋高度超过本表数值时，结构设计应有可靠依据，并采取有效的加强措施。

6.1.3 钢筋混凝土房屋应根据抗震设防类别、烈度、结构类型和房屋高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。A 级高度丙类建筑的抗震等级应按表 6.1.3-1 确定，B 级高度丙类建筑的抗震等级应按表 6.1.3-2 确定。

表 6.1.3-1 A 级高度丙类建筑的钢筋混凝土房屋的抗震等级

结构体系		抗震设防烈度					
		6 度		7 度		8 度	
框架结构	高度(m)	≤24	>24	≤24	>24	≤24	>24
	框架	四	三	三	二	二	一
	大跨度框架	三		二		一	
框架-抗震墙结构	高度(m)	≤60	>60	≤24	25~60	>60	≤24
	框架	四	三	四	三	二	三
	抗震墙	三		二		一	
抗震墙结构	高度(m)	≤80	>80	≤24	25~80	≥80	≤24
	抗震墙	四	三	四	三	二	三
	高度(m)	≤80	>80	≤24	25~80	≥80	≤24
部分框支抗震墙结构	一般部位	四	三	四	三	二	三
	加强部位	三	二	三	二	二	一
	框支层框架	二		二		一	
框架-核心筒结构	框架	三		二		一	
	核心筒	二		二		一	
筒中筒结构	外筒	三		二		一	
	内筒	三		二		一	
柱-抗震墙结构	高度(m)	≤35	>35	≤35	>35	≤35	>35
	框架、板-柱的柱	三	二	二	二	一	
	抗震墙	二	二	二	一	二	一

注：1 接近或等于高度分界时，应允许结合房屋不规则程度及场地、地基条件确定抗震等级。

2 大跨度框架指跨度不小于 18 m 的框架。

3 底部带转换层的筒体结构，其转换框架的抗震等级应按表中部分框支抗震墙结构的规定采用。

4 高度不超过 60 m 的框架-核心筒结构按框架-抗震墙的要求设计时，应按表中框架-抗震墙结构的规定确定其抗震等级。

表 6.1.3-2 B 级高度丙类建筑的钢筋混凝土房屋的抗震等级

结构体系		抗震设防烈度		
		6 度	7 度	8 度
框架-抗震墙结构	框架	二	一	一
	抗震墙	二	一	特一
抗震墙结构	抗震墙	二	一	一
部分框支抗震墙结构	抗震墙	一般部位	二	一
		加强部位	一	一
	框支层框架	一	特一	特一
框架-核心筒结构	框架	二	一	一
	核心筒	二	一	特一
筒中筒结构	外筒	二	一	特一
	内筒	二	一	特一

注：底部带转换层的筒体结构，其转换框架和底部加强部位筒体的抗震等级应按表中部分框支抗震墙结构的规定采用。

6.1.4 钢筋混凝土房屋抗震等级的确定，尚应符合下列要求：

1 设置少量抗震墙的框架结构，在规定的水平力作用下，底层框架部分所承担的地震倾覆力矩大于结构总地震倾覆力矩的 50% 时，其框架的抗震等级应按框架结构确定，抗震墙的抗震等级可与其框架的抗震等级相同。

注：底层指计算嵌固端所在的层。

2 裙房与主楼相连，除应按裙房本身确定抗震等级外，相关范围不应低于主楼的抗震等级；主楼结构在裙房顶板对应的相邻上下各一层应适当加强抗震构造措施。裙房与主楼分离时，应按裙房本身确定抗震等级。

3 当地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时，地下一层相关范围的抗震等级应与上部结构相同，地下一层以下抗震构造措施的抗震等级可逐层降低一级，但不应低于四级。地下室中超出上部主楼相关范围且无上部结构的部分，抗震构造措施的抗震等

级可根据具体情况采用三级或四级。

4 当甲、乙类建筑按规定提高一度确定其抗震等级时,若房屋的高度超过提高一度后对应的房屋最大适用高度,则应采取比对应抗震等级更有效的抗震构造措施。

注:本章“一、二、三、四级”即“抗震等级为一、二、三、四级”的简称。

6.1.5 钢筋混凝土房屋需要设置防震缝时,应符合下列规定:

1 防震缝宽度应分别符合下列要求:

- 1) 框架结构(包括设置少量抗震墙的框架结构)房屋的防震缝宽度,当高度不超过 15 m 时,不应小于 100 mm;高度超过 15 m 时,6 度、7 度和 8 度分别每增加高度 5 m、4 m 和 3 m,宜加宽 20 mm。
- 2) 框架-抗震墙结构房屋的防震缝宽度不应小于本款第 1)项规定数值的 70%,抗震墙结构房屋的防震缝宽度不应小于本款第 1)项规定数值的 50%;且均不宜小于 100 mm。
- 3) 防震缝两侧结构类型不同时,宜按需要较宽防震缝的结构类型和较低房屋高度确定缝宽。

2 8 度框架结构房屋防震缝两侧结构层高相差较大时,防震缝两侧框架柱的箍筋应沿房屋全高加密,并可根据需要在缝两侧沿房屋全高各设置不少于 2 道垂直于防震缝的抗撞墙。抗撞墙的布置宜避免加大扭转效应,其长度可不大于 1/2 层高,抗震等级可同框架结构,框架构件的内力应按设置和不设置抗撞墙两种计算模型的不利情况取值。

6.1.6 B 级高度的钢筋混凝土房屋,其平面布置应简单、规则,不宜采用本标准第 3.4 节规定的不规则建筑形体及其构件布置。

6.1.7 框架结构和框架-抗震墙结构中,框架和抗震墙均应双向设置,柱中线与抗震墙中线、梁中线与柱中线之间偏心距大于柱宽的 1/4 时,应计入偏心的影响。

甲类建筑、非独立连廊的乙类建筑以及高度大于 24 m 的丙

类建筑，不应采用单跨框架结构；高度不大于 24 m 的丙类建筑，不宜采用单跨框架结构。对于采用单跨框架结构的独立连廊，应根据本标准附录 K 采用基于性能的抗震设计方法进行设计，且结构的抗震性能目标不应低于Ⅲ类。

6.1.8 框架-抗震墙、板-柱-抗震墙结构以及框支层中，抗震墙之间无大洞口的楼、屋盖的长宽比，不宜超过表 6.1.8 的规定；超过时，应计入楼盖平面内变形的影响。

表 6.1.8 抗震墙之间楼、屋盖的长宽比

楼、屋盖类型		抗震设防烈度		
		6 度	7 度	8 度
框架-抗震墙结构	现浇或叠合楼、屋盖	4	4	3
	装配整体式楼、屋盖	7	3	2
板-柱-抗震墙结构的现浇楼、屋盖		7	3	2
框支层的现浇楼、屋盖		2.5	2.5	2

6.1.9 采用装配整体式楼、屋盖时，应采取措施保证楼、屋盖的整体性及其与抗震墙的可靠连接。装配整体式楼、屋盖采用配筋现浇面层加强时，厚度不应小于 30 mm。

6.1.10 框架-抗震墙结构和板-柱-抗震墙结构中的抗震墙设置，宜符合下列要求：

1 抗震墙宜贯通房屋全高。

2 楼梯间宜设置抗震墙，但不宜造成较大的扭转效应。

3 抗震墙的两端（不包括洞口两侧）宜设置端柱或与另一方向的抗震墙相连。

4 房屋较长时，刚度较大的纵向抗震墙不宜设置在房屋的端开间。

5 抗震墙洞口宜上下对齐；洞边距端柱不宜小于 300 mm。

6.1.11 抗震墙结构和部分框支抗震墙结构中的抗震墙设置，应符合下列要求：

1 抗震墙的两端(不包括洞口两侧)宜设置端柱或与另一方向的抗震墙相连;框支部分落地墙的两端(不包括洞口两侧)应设置端柱或与另一方向的抗震墙相连。

2 较长的抗震墙宜设置由跨高比大于 6 的连梁所形成洞口,将一道抗震墙分成长度较均匀的若干墙段,各墙段的高宽比不宜小于 3。

3 墙肢的长度沿结构全高不宜有突变;抗震墙有较大洞口时,以及一、二级抗震墙的底部加强部位,洞口宜上下对齐。

4 矩形平面的部分框支抗震墙结构,其框支层的楼层侧向刚度不应小于相邻非框支层楼层侧向刚度的 50%;框支层落地抗震墙间距不宜大于 24 m,框支层的平面布置宜对称,且宜设抗震筒体;底层框架部分承担的地震倾覆力矩,不应大于结构总地震倾覆力矩的 50%。

6.1.12 抗震墙底部加强部位的范围,应符合下列规定:

1 底部加强部位的高度,应从地下室顶板算起。

2 部分框支抗震墙结构的抗震墙,其底部加强部位的高度,可取框支层加框支层以上两层的高度及落地抗震墙总高度的 1/10 二者的较大值。其他结构的抗震墙,房屋高度大于 24 m 时,底部加强部位的高度可取底部两层和墙体总高度的 1/10 二者的较大值;房屋高度不大于 24 m 时,底部加强部位可取底部一层。

3 当结构计算嵌固端位于地下一层的底板或以下时,底部加强部位尚宜向下延伸到计算嵌固端。

6.1.13 B 级高度钢筋混凝土房屋不宜布置短肢抗震墙,不应采用有较多短肢抗震墙的抗震墙结构。

注:1 短肢抗震墙是指截面厚度不大于 300 mm、各肢截面高度与厚度之比的最大值大于 4,但不大于 8 的抗震墙。

2 具有较多短肢抗震墙的抗震墙结构是指在规定水平地震作用下,短肢抗震墙承担的底部倾覆力矩不小于结构底部总地震倾覆力矩的 30% 的抗震墙结构。

6.1.14 框架单独柱基有下列情况之一时,宜沿两个主轴方向设置基础系梁:

- 1 一级框架和Ⅳ类场地上的一级框架。
- 2 各柱基础底面在重力荷载代表值作用下的压应力差别较大。
- 3 基础埋置较深,或各基础埋置深度差别较大。
- 4 地基主要受力层范围内存在软弱黏性土层、液化土层或严重不均匀土层。
- 5 桩基承台之间。

6.1.15 框架-抗震墙结构、板-柱-抗震墙结构中的抗震墙基础和部分框支抗震墙结构的落地抗震墙基础,应有良好的整体性和抗转动的能力。

6.1.16 主楼与裙房相连且采用天然地基,除应符合本标准第4.3.2条规定外,在多遇地震作用下主楼基础底面不宜出现零应力区。

6.1.17 地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时,应符合下列要求:

1 地下室顶板应避免开设大洞口;地下室在地上结构相关范围的顶板应采用现浇梁板结构,相关范围以外的地下室顶板宜采用现浇梁板结构;其楼板厚度不宜小于180 mm,混凝土强度等级不宜小于C30,应采用双层双向配筋,且每层每个方向的配筋率不宜小于0.25%。

2 地下室为一层或两层时,地下一层结构的楼层侧向刚度不宜小于相邻上部楼层侧向刚度的1.5倍;当地下室超过两层时,地下一层结构的楼层侧向刚度不宜小于相邻上部楼层侧向刚度的2倍;地下室周边宜有与其顶板相连的抗震墙。

3 地下室顶板对应于地上框架柱的梁柱节点除应满足抗震计算要求外,尚应符合下列规定之一:

- 1) 地下一层柱截面每侧纵向钢筋面积不应小于地上一层柱对应纵向钢筋面积的1.1倍,且地下一层柱上端和节

点左右梁端实配的抗震受弯承载力之和应大于地上一层柱下端实配的抗震受弯承载力的 1.3 倍；

- 2) 地下一层梁刚度较大时，柱截面每侧的纵向钢筋面积，应大于地上一层对应柱每侧纵向钢筋面积的 1.1 倍；且梁端顶面和底面的纵向钢筋面积均应比计算增大 10% 以上。

4 地下一层抗震墙墙肢端部边缘构件纵向钢筋的截面面积，不应少于地上一层对应墙肢端部边缘构件纵向钢筋的截面面积。

6.1.18 楼梯间应符合下列要求：

- 1 宜采用现浇钢筋混凝土楼梯。
- 2 对于框架结构，楼梯间的布置不应导致结构平面特别不规则；楼梯构件与主体结构整浇时，应计入楼梯构件对地震作用及其效应的影响，应进行楼梯构件的抗震承载力验算；宜采取构造措施，减少楼梯构件对主体结构刚度的影响。
- 3 楼梯间与主体结构之间应有足够可靠传递水平地震剪力的构件，四角宜设置竖向抗侧力构件。

4 框架结构中，楼梯间的框架梁、柱（包括楼梯梁、柱）的抗震等级应比其他部位同类构件提高一级（楼梯构件参与整体内力分析时，地震内力可不调整），已为一级时可不提高，并宜适当加大截面尺寸和配筋率。

5 楼梯构件宜符合下列要求：

- 1) 梯柱箍筋应全高加密，间距不应大于 100 mm，箍筋直径不应小于 10 mm；
- 2) 梯梁宜按双向受弯和受扭构件配置纵筋，沿截面周边布置的间距不宜大于 200 mm，箍筋应沿梁跨全长加密。

6 楼梯间两侧填充墙与柱之间应加强拉结。

6.1.19 框架的填充墙应符合本标准第 12 章的规定。

6.1.20 高强混凝土结构抗震设计应符合本标准附录 B 的规定。

6.1.21 预应力混凝土结构抗震设计应符合本标准附录 C 的规定。

6.1.22 抗震等级为特一级的钢筋混凝土构件,除应符合一级抗震等级钢筋混凝土构件的所有设计要求外,尚应满足下列规定:

1 框架柱应符合下列要求:

- 1) 宜采用型钢混凝土柱、钢管混凝土柱。
- 2) 柱端弯矩增大系数 η_c 、柱端剪力增大系数 η_{vc} 应增大 20%。
- 3) 钢筋混凝土柱柱端加密区最小配箍特征值 λ_v ,按本标准表 6.3.9 的数值增大 0.02 采用;全部纵向钢筋最小构造配筋百分率,中、边柱取 1.4%,角柱取 1.6%。

2 框架梁应符合下列要求:

- 1) 梁端剪力增大系数 η_{vb} 应增大 20%。
- 2) 梁端加密区箍筋最小面积配筋率应增大 10%。

3 框支柱应符合下列要求:

- 1) 宜采用型钢混凝土柱、钢管混凝土柱。
- 2) 底层柱下端及与转换层相连的柱上端的弯矩增大系数取 1.8,其余层柱端弯矩增大系数 η_c 应增大 20%;柱端剪力增大系数 η_{vc} 应增大 20%;地震作用产生的柱轴力增大系数取 1.8,但计算柱轴压比时可不计该项增大。
- 3) 钢筋混凝土柱柱端加密区最小配箍特征值 λ_v ,应按本标准表 6.3.9 的数值增大 0.03 采用,且箍筋体积配箍率不应小于 1.6%;全部纵向钢筋最小构造配筋百分率取 1.6%。

4 抗震墙、筒体墙应符合下列要求:

- 1) 底部加强部位的弯矩设计值应乘以 1.1 的增大系数,其他部位的弯矩设计值应乘以 1.3 的增大系数;底部加强部位的剪力设计值,应按考虑地震作用组合的剪力计算值的 1.9 倍采用;其他部位的剪力设计值,应按考虑地震作用组合的剪力计算值的 1.4 倍采用。

- 2) 一般部位的水平和竖向分布钢筋最小配筋率应取为 0.35%，底部加强部位的水平和竖向分布钢筋的最小配筋率应取为 0.4%。
- 3) 约束边缘构件纵向钢筋最小构造配筋率应取为 1.4%，配箍特征值宜增大 20%；构造边缘构件纵向钢筋的配筋率不应小于 1.2%。
- 4) 框支柱抗震墙结构的落地抗震墙底部加强部位边缘构件宜配置型钢，型钢宜向上、下各延伸一层，配有型钢的钢筋混凝土抗震墙的计算和构造要求应符合现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的有关规定。
- 5) 连梁的要求同一级。

6.2 计算要点

6.2.1 体型复杂、结构布置复杂或 B 级高度的高层建筑结构应采用至少两个不同力学模型的结构分析软件进行整体计算。

6.2.2 带加强层的结构、带转换层的结构、错层结构、连体结构、竖向体型收进、悬挑结构、B 级高度的高层建筑结构，应符合下列要求：

1 应采用合适的计算模型按三维空间分析方法进行整体内力、位移计算。

2 应考虑平扭耦连计算结构的扭转效应，振型数不应小于 15，对多塔楼结构的振型数不应小于塔楼数的 9 倍，且计算振型数应使振型参与质量之和不小于总质量的 90%。

3 应采用弹性时程分析法进行补充计算；必要时，宜采用弹塑性静力或弹塑性动力分析方法进行补充计算。

6.2.3 钢筋混凝土结构应按本节规定调整构件的组合内力设计值，其层间变形应符合本标准第 5.5 节的有关规定；构件截面抗

震验算时,非抗震的承载力设计值应除以本标准规定的承载力抗震调整系数;凡本章和本标准有关附录未作规定者,应符合现行有关结构设计规范的要求。

6.2.4 一、二、三、四级框架的梁柱节点处,除框架顶层和柱轴压比小于0.15者及框支梁与框支柱的节点外,柱端组合的弯矩设计值应符合下式要求:

$$\sum M_c = \eta_c \sum M_b \quad (6.2.4-1)$$

一级框架结构可不符合上式要求,但应符合下式要求:

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_{bus} \quad (6.2.4-2)$$

式中: $\sum M_c$ ——节点上下柱端截面顺时针或反时针方向组合的弯矩设计值之和; M_{bus} ——上下柱端的弯矩设计值,可按弹性分析分配;

$\sum M_b$ ——节点左右梁端截面反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值之和,一级框架节点左右梁端均为负弯矩时,绝对值较小的弯矩应取零;

$\sum M_{bus}$ ——节点左右梁端截面反时针或顺时针方向实配的正截面抗弯承载力所对应的弯矩值之和,根据实配钢筋面积(计入梁受压筋和相关楼板钢筋)和材料强度标准值确定;

η_c ——框架柱端弯矩增大系数;对框架结构,一、二、三、四级可分别取1.7、1.5、1.3、1.2;其他结构类型中的框架,一级可取1.4,二级可取1.2,三级、四级可取1.1。

当反弯点不在柱的层高范围内时,柱端截面组合的弯矩设计值可乘以上述柱端弯矩增大系数。

6.2.5 一、二、三、四级框架结构的底层,柱下端截面组合的弯矩

设计值,应分别乘以增大系数 1.7、1.5、1.3 和 1.2。底层柱纵向钢筋应按上下端的不利情况配置。

注:底层指无地下室的基础以上、地下室筏板基础以上或箱基地下室以上的首层。

6.2.6 一、二、三级的框架梁和抗震墙的连梁,其梁端截面组合的剪力设计值应按下式调整:

$$V = \eta_{vb} (M_b^l + M_b^r) / l_n + V_{Gb} \quad (6.2.6-1)$$

一级框架结构可不按上式调整,但应符合下式要求:

$$V = 1.1 (M_{bus}^l + M_{bus}^r) / l_n + V_{Gb} \quad (6.2.6-2)$$

式中: V ——梁端截面组合的剪力设计值;

l_n ——梁的净跨;

V_{Gb} ——梁在重力荷载代表值作用下,按简支梁分析的梁端截面剪力设计值;

M_b^l, M_b^r ——分别为梁左右端反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值。一级框架两端弯矩均为负弯矩时,绝对值较小的弯矩应取零;

M_{bus}^l, M_{bus}^r ——分别为梁左右端反时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值,根据实配钢筋面积(计人受压筋和相关楼板钢筋)和材料强度标准值确定;

η_{vb} ——梁端剪力增大系数,一级可取 1.3,二级可取 1.2,三级可取 1.1。

6.2.7 一、二、三、四级的框架柱和框支柱组合的剪力设计值应按下式调整:

$$V = \eta_{vc} (M_c^t + M_c^b) / H_n \quad (6.2.7-1)$$

一级框架结构可不按上式调整,但应符合下式要求:

$$V = 1.2 (M_{cum}^t + M_{cum}^b) / H_n \quad (6.2.7-2)$$

式中： V ——柱端截面组合的剪力设计值；框支柱的剪力设计值尚应符合本标准第 6.2.12 条的规定。

H_n ——柱的净高。

M_c^t, M_c^b ——分别为柱的上下端顺时针或反时针方向截面组合的弯矩设计值，应符合本标准第 6.2.4、6.2.5 条的规定；框支柱的弯矩设计值尚应符合本标准第 6.2.12 条的规定。

M_{cun}^t, M_{cun}^b ——分别为偏心受压柱的上下端顺时针或反时针方向实配的正截面抗震受弯承载力对应的弯矩值，根据实配钢筋面积、材料强度标准值和轴压力等确定。

η_{vc} ——柱剪力增大系数；对框架结构，一、二、三、四级可分别取 1.5、1.3、1.2、1.1；对其他结构类型的框架，一级可取 1.4，二级可取 1.2，三、四级可取 1.1。

6.2.8 一、二、三、四级框架的角柱，经本标准第 6.2.4~6.2.7 条及第 6.2.12 条调整后的组合弯矩设计值、剪力设计值尚应乘以不小于 1.10 的增大系数。

6.2.9 抗震墙各墙肢截面组合的内力设计值，应按下列规定采用：

1 一级抗震墙的底部加强部位以上部位，墙肢的组合弯矩设计值应乘以增大系数，其值可采用 1.2；剪力相应调整。

2 部分框支抗震墙结构的落地抗震墙墙肢不应出现小偏心受拉。

3 双肢抗震墙中，墙肢不宜出现小偏心受拉；当任一墙肢为偏心受拉时，另一墙肢的剪力设计值、弯矩设计值应乘以增大系数 1.25。

6.2.10 一、二、三级的抗震墙底部加强部位，其截面组合的剪力设计值应按下式调整：

$$V = \eta_{vw} V_w \quad (6.2.10)$$

式中： V ——抗震墙底部加强部位截面组合的剪力设计值；

V_w ——抗震墙底部加强部位截面的剪力计算值；

η_{vw} ——抗震墙剪力增大系数，一级可取 1.6，二级可取 1.4，三级可取 1.2。

6.2.11 钢筋混凝土结构的梁、柱、抗震墙和连梁，其截面组合的剪力设计值应符合下列要求：

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；

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20 f_c b h_0) \quad (6.2.11-1)$$

跨高比不大于 2.5 的梁和连梁、剪跨比不大于 2 的柱和抗震墙、部分框支抗震墙结构的框支柱和框支梁以及落地抗震墙底部加强部位：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.18 f_c b h_0) \quad (6.2.11-2)$$

剪跨比应按下式计算：

$$\lambda = M^c / (V h_0) \quad (6.2.11-3)$$

式中： λ ——剪跨比，应按柱端或墙端截面组合的弯矩计算值 M^c 、对应的截面组合剪力计算值 V^c 及截面有效高度 h_0 确定，并取上下端计算结果的较大值；反弯点位于柱高中部的框架柱可按柱净高与 2 倍柱截面高度之比计算。

V ——按本标准第 6.2.6~6.2.8 条及第 6.2.10、6.2.12 条等规定调整后的柱端或墙端截面组合的剪力设计值。

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肢截面宽度；圆形截面柱可按面积相等的方形截面柱计算。

h_0 ——截面有效高度，抗震墙可取墙肢长度。

6.2.12 部分框支抗震墙结构的框支柱尚应满足下列要求：

1 每层框支柱的数目不多于 10 根时,当底部框支层为 1~2 层时,每根柱所受的剪力应至少取结构基底剪力的 2%;当底部框支层为 3 层及 3 层以上时,每根柱所受的剪力应至少取结构基底剪力的 3%。

2 每层框支层的数目多于 10 根时,当底部框支层为 1~2 层时,每层框支柱承受剪力之和应至少取结构基底剪力的 20%;当框支层为 3 层及 3 层以上时,每层框支柱承受剪力之和应至少取结构基底剪力的 30%。

3 一、二级框支柱由地震作用引起的附加轴力应分别乘以增大系数 1.5、1.2;计算轴压比时,该附加轴力可不乘以增大系数。

4 一、二级框支柱的顶层柱上端和底层柱下端,其组合的弯矩设计值应分别乘以增大系数 1.5 和 1.25,框支柱的中间节点应满足本标准第 6.2.4 条的要求。

5 框支柱中线宜与框支柱中线重合。

6.2.13 部分框支抗震墙结构中,一、二、三级落地抗震墙底部加强部位的弯矩设计值应按墙底截面有地震作用组合的弯矩值乘以增大系数 1.5、1.3、1 采用;其剪力设计值应按本标准第 6.2.10 条的规定进行调整。落地抗震墙墙肢不宜出现偏心受拉。

6.2.14 部分框支抗震墙结构的一级落地抗震墙底部加强部位尚应满足下列要求:

1 当墙肢在边缘构件以外的部位在两排钢筋间设置直径不小于 8 mm、间距不大于 400 mm 的拉结筋时,抗震墙受剪承载力验算可计人混凝土的受剪作用。

2 墙肢底部截面出现大偏心受拉时,宜在墙肢的底截面处另设交叉防滑斜筋,防滑斜筋承担的地震剪力可按墙肢底截面处剪力设计值的 30%采用。

6.2.15 部分框支抗震墙结构的框支柱顶层楼盖应符合本标准

附录 E. 1 节的规定。

6.2.16 钢筋混凝土结构抗震计算时,尚应符合下列要求:

1 侧向刚度沿竖向分布基本均匀的框架-抗震墙结构和框架-核心筒结构,任一层框架部分承担的剪力值,不应小于结构底部总地震剪力的 20% 和按框架-抗震墙结构、框架-核心筒结构计算的框架部分各楼层地震剪力中最大值 1.5 倍二者的较小值。

2 抗震墙地震内力计算时,连梁的刚度可折减,折减系数不宜小于 0.5。

3 抗震墙结构、部分框支抗震墙结构、框架-抗震墙结构、框架-核心筒结构、筒中筒结构、板-柱-抗震墙结构计算内力和变形时,其抗震墙应计入端部翼墙的共同工作。

4 设置少量抗震墙的框架结构,其框架部分的地震剪力值,宜采用框架结构模型和框架-抗震墙结构模型二者计算结果的较大值。

6.2.17 框架节点核芯区的抗震验算应符合下列要求:

1 一、二、三级框架的节点核芯区应进行抗震验算;四级框架节点核芯区可不进行抗震验算,但应符合抗震构造措施的要求。

2 核芯区截面抗震验算方法应符合本标准附录 D 的规定。

6.3 框架结构的基本抗震构造措施

6.3.1 梁的截面尺寸,宜符合下列要求:

1 截面宽度不宜小于 200 mm。

2 截面高宽比不宜大于 4。

3 净跨与截面高度之比不宜小于 4。

6.3.2 梁宽大于柱宽的扁梁应符合下列要求:

1 采用扁梁的楼、屋盖应现浇,梁中线宜与柱中线重合,扁

梁应双向布置。

2 扁梁的截面尺寸应符合下列要求，并应满足现行有关规范对挠度和裂缝宽度的规定：

$$b_b \leqslant 2b_c \quad (6.3.2-1)$$

$$b_b \leqslant b_c + h_b \quad (6.3.2-2)$$

$$h_b \geqslant 16d \quad (6.3.2-3)$$

式中： b_c ——柱截面宽度，圆形截面取柱直径的 0.8 倍；

b_b, h_b ——分别为梁截面宽度和高度；

d ——柱纵筋直径。

6.3.3 梁的钢筋配置，应符合下列要求：

1 梁端计入受压钢筋的混凝土受压区高度和有效高度之比，一级不应大于 0.25，二、三级不应大于 0.35。

2 梁端截面的底面和顶面纵向钢筋配筋量的比值，除按计算确定外，一级不应小于 0.8，二、三级不应小于 0.3。

3 梁端箍筋加密区的长度、箍筋最大间距和最小直径应按表 6.3.3 采用；当梁端纵向受拉钢筋配筋率大于 2% 时，表中箍筋最小直径数值应增大 2 mm。

表 6.3.3 梁端箍筋加密区的长度、箍筋的最大间距和最小直径

抗震等级	加密区长度 (采用较大值) (mm)	箍筋最大间距 (采用最小值) (mm)	箍筋最小直径 (mm)
一	$2h_b, 500$	$h_b/4.6d, 100$	10
二	$1.5h_b, 500$	$h_b/4.8d, 100$	8
三	$1.5h_b, 500$	$h_b/4.8d, 150$	8
四	$1.5h_b, 500$	$h_b/4.8d, 150$	6

注：1 d 为纵向钢筋直径， h_b 为梁截面高度。

2 箍筋直径大于 12 mm、数量不少于 4 肢且肢距不大于 150 mm 时，一、二级的最大间距应允许适当放宽，但不得大于 150 mm。

6.3.4 梁的钢筋配置,尚应符合下列要求:

1 梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于 2.5%。沿梁全长顶面、底面的配筋,一、二级不应少于 $2\phi 14$,且分别不应少于梁顶面、底面两端纵向配筋中较大截面面积的 $1/4$;三、四级不应少于 $2\phi 12$ 。

2 一、二、三级框架梁内贯通中柱的每根纵向钢筋直径,对框架结构不应大于矩形截面柱在该方向截面尺寸的 $1/20$,或纵向钢筋所在位置圆形截面柱弦长的 $1/20$;对其他结构类型的框架不宜大于矩形截面柱在该方向截面尺寸的 $1/20$,或纵向钢筋所在位置圆形截面柱弦长的 $1/20$ 。

3 梁端加密区的箍筋肢距,一级不宜大于 300 mm 和 20 倍箍筋直径的较大值,二、三级不宜大于 250 mm 和 20 倍箍筋直径的较大值,四级不宜大于 300 mm 。

6.3.5 柱的截面尺寸,宜符合下列要求:

1 截面的宽度和高度,四级或不超过 2 层时不宜小于 300 mm ,一、二、三级且超过 2 层时不宜小于 400 mm ;圆柱的直径,四级或不超过 2 层时不宜小于 350 mm ,一、二、三级且超过 2 层时不宜小于 450 mm 。

2 剪跨比不宜大于 2。

3 截面长边与短边的边长比不宜大于 3。

6.3.6 柱轴压比不宜超过表 6.3.6 的规定,较高的高层建筑的柱轴压比限值应适当减小。

表 6.3.6 柱轴压比限值

结构类型	抗震等级			
	一	二	三	四
框架结构	0.65	0.75	0.85	0.90
框架-抗震墙、板-柱-抗震墙、 框架-核心筒及筒中筒	0.75	0.85	0.90	0.95

续表6.3.6

结构类型	抗震等级			
	一	二	三	四
部分框支抗震墙	0.6	0.7	—	—

- 注：1 轴压比指柱组合的轴压力设计值与柱的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比值；对本标准规定不进行地震作用计算的结构，可取无地震作用组合的轴力设计值计算。
- 2 表内限值适用于剪跨比大于2，混凝土强度等级不高于C60的柱；剪跨比不大于2的柱，轴压比限值应降低0.05；剪跨比小于1.5的柱，轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施。
- 3 沿柱全高采用井字复合箍且箍筋肢距不大于200 mm，间距不大于100 mm、直径不小于12 mm，或沿柱全高采用复合螺旋箍，螺旋间距不大于100 mm，箍筋肢距不大于200 mm，直径不小于12 mm，或沿柱全高采用连续复合矩形螺旋箍、螺旋净距不大于80 mm，箍筋肢距不大于200 mm，直径不小于10 mm，轴压比限值均可增加0.10；上述三种箍筋的最小配箍特征值均应按增大的轴压比由本标准表6.3.9确定。
- 4 在柱的截面中部附加芯柱，其中另加的纵向钢筋的总面积不少于柱截面面积的0.8%，轴压比限值可增加0.05；此项措施与注3的措施共同采用时，轴压比限值可增加0.15，但箍筋的体积配箍率仍可按轴压比增加0.10的要求确定。
- 5 柱轴压比不应大于1.05。

当柱轴压比不满足表6.3.6的规定而不能采用更大截面尺寸的柱时，可采取下列措施之一：

1 采用型钢混凝土柱，其设计应符合现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ138的有关规定。

2 采用钢管与混凝土双重新组合柱，截面形式见图6.3.6-1和图6.3.6-2，轴压比 α 按钢管内有无混凝土两种情况进行计算，并应满足表6.3.6的规定。

当钢管内无混凝土时

$$\alpha = N / (A_c f_c + \beta_1 A_{s,t} f_{s,t}) \quad (6.3.6-1)$$

当钢管内有混凝土时

$$\alpha = N / (A_c f_c + N_0) \quad (6.3.6-2)$$

式中： β_1 ——钢管的强度折减系数，取0.9；

$A_{s,t}$ ——中心区钢管的截面面积；

$f_{s,i}$ ——中心区钢管的设计强度；

A_c ——钢管外混凝土的净截面面积；

N_0 ——圆形钢管混凝土轴心受压短柱的正截面受压承载力设计值，按现行行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的相关规定计算。

3 图 6.3.6-1 和图 6.3.6-2 的柱截面构造要求除应满足混凝土柱的基本要求外，中心区钢管壁厚不宜小于 4 mm，钢管外径 D 与壁厚 t 之比 D/t 不宜大于 70。

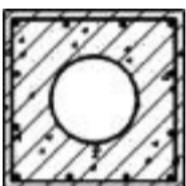


图 6.3.6-1 空心钢管与混凝土双重组合柱

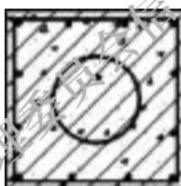


图 6.3.6-2 填充钢管与混凝土双重组合柱

6.3.7 柱的钢筋配置，应符合下列要求：

1 柱纵向钢筋的最小总配筋率应按表 6.3.7-1 采用，同时每一侧配筋率不应小于 0.2%，对较高的高层建筑，最小总配筋率应增加 0.1%。

表 6.3.7-1 柱截面纵向钢筋的最小总配筋率(百分率)

类别	抗震等级			
	一	二	三	四
中柱和边柱	0.9(1.0)	0.7(0.8)	0.6(0.7)	0.5(0.6)
角柱、框支柱	1.1	0.9	0.8	0.7

注：1 表中括号内数值用于框架结构的柱。

2 钢筋强度标准值超过 400 MPa 时，采用表中数值；钢筋强度标准值为 400 MPa 时，表中数值应增加 0.05。

3 混凝土强度等级高于 C60 时，上述数值应增加 0.1。

2 柱箍筋在规定范围内应加密,加密区的箍筋间距和直径应符合下列要求:

1) 箍筋的最大间距和最小直径,应按表 6.3.7-2 采用。

表 6.3.7-2 柱箍筋加密区的箍筋最大间距和最小直径

抗震等级	箍筋最大间距(采用较小值,mm)	箍筋最小直径(mm)
一	6d,100	10
二	8d,100	8
三	8d,150(柱根 100)	8
四	8d,150(柱根 100)	6(柱根 8)

注: 1 d 为柱纵筋最小直径。

2 柱根指底层柱下端箍筋加密区。

2) 一级框架柱的箍筋直径大于 12 mm 且箍筋肢距不大于 150 mm 及二级框架柱的箍筋直径不小于 10 mm 且箍筋肢距不大于 200 mm 时,除柱根外,最大间距应允许采用 150 mm;三级框架柱的截面尺寸不大于 400 mm 时,箍筋最小直径应允许采用 6 mm;四级框架柱剪跨比不大于 2 时,箍筋直径不应小于 8 mm。

3) 框支柱和剪跨比不大于 2 的柱,箍筋间距不应大于 100 mm。

6.3.8 柱的纵向钢筋配置,尚应符合下列规定:

1 柱的纵向钢筋宜对称配置。

2 截面边长大于 400 mm 的柱,纵向钢筋间距不宜大于 200 mm。

3 柱总配筋率不应大于 5%;剪跨比不大于 2 的一级框架的柱,每侧纵向钢筋配筋率不宜大于 1.2%。

4 边柱、角柱及抗震墙端柱在小偏心受拉时,柱内纵筋总截面面积应比计算值增加 25%。

5 柱纵向钢筋的绑扎接头应避开柱端的箍筋加密区。

6.3.9 柱的箍筋配置,尚应符合下列要求:

1 柱的箍筋加密范围,应按下列规定采用:

- 1) 柱端,取截面高度(圆柱直径)、柱净高的 1/6 和 500 mm 三者的最大值;
- 2) 底层柱的下端不小于柱净高的 1/3;
- 3) 刚性地面上下各 500 mm;
- 4) 剪跨比不大于 2 的柱、因设置填充墙等形成的柱净高与柱截面高度之比不大于 4 的柱、框支柱、一级和二级框架的角柱,取全高。

2 柱箍筋加密区的箍筋肢距,一级不宜大于 200 mm,二、三级不宜大于 250 mm,四级不宜大于 300 mm。至少每隔一根纵向钢筋宜在两个方向有箍筋或拉筋约束;采用拉筋复合箍时,拉筋宜紧靠纵向钢筋并钩住箍筋。

3 柱箍筋加密区的体积配箍率,应按下列规定采用:

- 1) 柱箍筋加密区的体积配箍率应符合下式要求:

$$\rho_v \geq \lambda_v f_c / f_{yv} \quad (6.3.9)$$

式中: ρ_v ——柱箍筋加密区的体积配箍率(计算中应扣除复合箍重叠部分的箍筋体积);一级不应小于 0.8%,二级不应小于 0.6%,三、四级不应小于 0.4%;计算复合螺旋箍的体积配箍率时,非螺旋箍的箍筋体积应乘以折减系数 0.80。

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值;强度等级低于 C35 时,应按 C35 计算。

f_{yv} ——箍筋或拉筋抗拉强度设计值。

λ_v ——最小配箍特征值,宜按表 6.3.9 采用。

2) 框支柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍,其最小配箍特征值应比表 6.3.9 内数值增加 0.02,且体积配箍率不应小于 1.5%。

3) 剪跨比不大于 2 的柱宜采用复合螺旋箍或井字复合箍,其体积配箍率不应小于 1.2%。

表 6.3.9 柱箍筋加密区的箍筋最小配筋特征值

抗震 等级	箍筋形式	柱轴压比								
		≤0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.05
一	普通箍、复合箍	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.23	—	—
	螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.21	—	—
二	普通箍、复合箍	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19	0.22	0.24
	螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
三、四	普通箍、复合箍	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.20	0.22
	螺旋箍、复合或连续复合矩形螺旋箍	0.05	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.18	0.20

注：普通箍指单个矩形箍和单个圆形箍；复合箍指由矩形、多边形、圆形箍或拉筋组成的箍筋；复合螺旋箍指由螺旋箍与矩形、多边形、圆形箍或拉筋组成的箍筋；连续复合矩形螺旋箍指用一根通长钢筋加工而成的箍筋。

4 柱箍筋非加密区的箍筋配置，应符合下列要求：

- 1) 柱箍筋非加密区的体积配箍率不宜小于加密区的 50%。
- 2) 箍筋间距一、二级框架柱不应大于 10 倍纵向钢筋直径，三、四级框架柱不应大于 15 倍纵向钢筋直径。

6.3.10 框架节点核芯区箍筋的最大间距和最小直径宜按本标准第 6.3.7 条采用；一、二、三级框架节点核芯区配箍特征值分别不宜小于 0.12、0.10 和 0.08，且体积配箍率分别不宜小于 0.6%、0.5% 和 0.4%。柱剪跨比不大于 2 的框架节点核芯区，体积配箍率不宜小于核芯区上、下柱端的较大体积配箍率。

6.4 抗震墙结构的基本抗震构造措施

6.4.1 抗震墙的厚度，一、二级不应小于 160 mm 且不宜小于层高，— 72 —

高或无支长度的 1/20,三、四级不应小于 140 mm 且不宜小于层高或无支长度的 1/25;无端柱或翼墙时,一、二级不应小于 180 mm 且不宜小于层高或无支长度的 1/16,三、四级不宜小于层高或无支长度的 1/20。

底部加强部位的墙厚,一、二级不应小于 200 mm 且不宜小于层高或无支长度的 1/16,三、四级不应小于 160 mm 且不宜小于层高或无支长度的 1/20;无端柱或翼墙时,一、二级不应小于 220 mm 且不宜小于层高或无支长度的 1/12,三、四级不应小于 180 mm 且不宜小于层高或无支长度的 1/16。

6.4.2 一、二、三级抗震墙在重力荷载代表值作用下墙肢的轴压比,一级时,7、8 度不宜大于 0.5;二、三级时不宣大于 0.6。一、二、三级短肢抗震墙的轴压比,分别不宜大于 0.45、0.50、0.55,一字形截面短肢抗震墙的轴压比限值应相应减少 0.1。

注:墙肢轴压比指墙的轴压力设计值与墙的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比值。

6.4.3 抗震墙竖向、横向分布钢筋的配筋,应符合下列要求:

1 一、二、三级抗震墙的竖向和横向分布钢筋最小配筋率均不应小于 0.25%;四级抗震墙分布钢筋最小配筋率不应小于 0.20%。

注:高度小于 24 m 且剪压比很小的四级抗震墙,其竖向分布筋的最小配筋率应允许按 0.15%采用。

2 部分框支抗震墙结构的落地抗震墙底部加强部位,竖向及横向分布钢筋配筋率均不应小于 0.3%。

6.4.4 抗震墙竖向和横向分布钢筋的配置,尚应符合下列规定:

1 抗震墙的竖向和横向分布钢筋的间距不宜大于 300 mm,部分框支抗震墙结构的落地抗震墙底部加强部位,竖向和横向分布钢筋的间距不宜大于 200 mm。

2 抗震墙厚度大于 140 mm 时,其竖向和横向分布钢筋应双排布置,双排分布钢筋间拉筋的间距不宜大于 600 mm,直径不

应小于 6 mm。

3 抗震墙竖向和横向分布钢筋的直径,均不宜大于墙厚的 1/10 且不应小于 8 mm;竖向钢筋直径不宜小于 10 mm。

6.4.5 抗震墙两端和洞口两侧应设置边缘构件,边缘构件包括暗柱、端柱和翼墙,并应符合下列要求:

1 对于抗震墙结构,底层墙肢底截面的轴压比不大于表 6.4.5-1 规定的一、二、三级抗震墙及四级抗震墙,墙肢两端可设置构造边缘构件,构造边缘构件的范围可按图 6.4.5-1 采用,构造边缘构件的配筋除应满足受弯承载力要求外,并宜符合表 6.4.5-2 的要求。

表 6.4.5-1 抗震墙设置构造边缘构件的最大轴压比

抗震等级或烈度	一级(7、8 度)	二、三级
轴压比	0.25	0.3

表 6.4.5-2 抗震墙构造边缘构件的配筋要求

抗震等级	底部加强部位			其他部位		
	纵向钢筋 最小量 (取较大值)	箍筋		纵向钢筋 最小量 (取较大值)	拉筋	
		最小直径 (mm)	沿竖向最大间距 (mm)		最小直径 (mm)	沿竖向最大间距 (mm)
一	0.01A _c , 6φ16	8	100	0.008A _c , 6φ14	8	150
二	0.008A _c , 6φ14	8	150	0.006A _c , 6φ12	8	200
三	0.006A _c , 6φ12	6	150	0.005A _c , 4φ12	6	200
四	0.005A _c , 4φ12	6	200	0.004A _c , 4φ12	6	250

注: 1 A_c 为边缘构件的截面面积。

2 其他部位的拉筋,水平间距不应大于纵筋间距的 2 倍;转角处宜采用箍筋。

3 当端柱承受集中荷载时,其纵向钢筋、箍筋直径和间距应满足柱的相应要求。

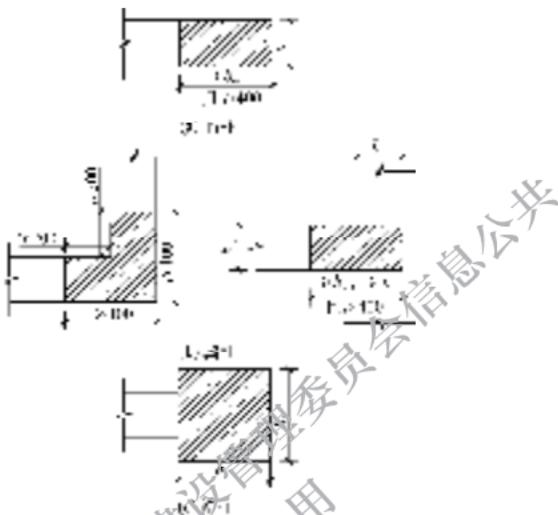


图 6.4.5-1 抗震墙的构造边缘构件范围

2 底层墙肢底截面的轴压比大于表 6.4.5-1 规定的一、二、三级抗震墙,以及部分框支抗震墙结构的抗震墙,应在底部加强部位及相邻的上一层设置约束边缘构件,在以上的其他部位可设置构造边缘构件。约束边缘构件沿墙肢的长度、配箍特征值、箍筋和纵向钢筋宜符合表 6.4.5-3 的要求(图 6.4.5-2)。

表 6.4.5-3 抗震墙约束边缘构件的范围及配筋要求

项目	一级(7、8 度)		二、三级	
	$\lambda \leq 0.3$	$\lambda > 0.3$	$\lambda \leq 0.4$	$\lambda > 0.4$
l_c (暗柱)	$0.15h_w$	$0.20h_w$	$0.15h_w$	$0.20h_w$
l_c (翼墙或端柱)	$0.10h_w$	$0.15h_w$	$0.10h_w$	$0.15h_w$
λ_v	0.12	0.20	0.12	0.20

续表6.4.5-3

项目	一级(7、8度)		二、三级	
	$\lambda \leq 0.3$	$\lambda > 0.3$	$\lambda \leq 0.4$	$\lambda > 0.4$
纵向钢筋(取较大值)	$0.012A_c, 8\phi 16$		$0.010A_c, 6\phi 16$ (三级 $6\phi 14$)	
箍筋或拉筋沿竖向间距	100 mm		150 mm	

- 注：1 抗震墙的翼墙长度小于其3倍厚度或端柱截面边长小于2倍墙厚时，按无翼墙、无端柱查表；端柱有集中荷载时，应采用抗震等级与墙相同的框架柱的配筋构造。
- 2 l_e 为约束边缘构件沿墙肢的长度，且不小于墙厚和400 mm；有翼墙或端柱时不应小于翼墙厚度或端柱沿墙肢方向截面高度加300 mm。
- 3 λ_e 为约束边缘构件的配箍特征值，体积配箍率可按本标准式(6.3.9)计算，并可适当计入满足构造要求且在墙端有可靠锚固的水平分布钢筋的截面面积。
- 4 h_w 为抗震墙墙肢长度。
- 5 λ 为墙肢轴压比。
- 6 A_c 为图 6.4.5-2 中约束边缘构件阴暗部分的截面面积。

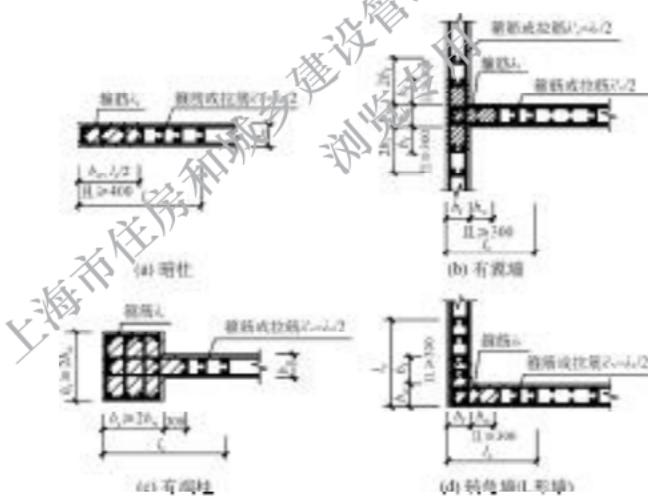


图 6.4.5-2 抗震墙的约束边缘构件

6.4.6 抗震墙的墙肢长度不大于墙厚的4倍时,应按柱的有关要求进行设计;矩形墙肢的厚度不大于300mm时,尚宜全高加密箍筋。

6.4.7 跨高比较小的高连梁,可设水平缝形成双连梁、多连梁或采取其他加强受剪承载力的构造。顶层连梁的纵向钢筋伸入墙体的锚固长度范围内,应设置箍筋。

6.5 框架-抗震墙结构的基本抗震构造措施

6.5.1 框架-抗震墙结构的抗震墙厚度和边框设置,应符合下列要求:

1 抗震墙的厚度不应小于160mm,且不宜小于层高或无支长度的1/20,底部加强部位的抗震墙厚度不应小于200mm,且不宜小于层高或无支长度的1/16。

2 有端柱时,墙体在楼盖处宜设置暗梁,暗梁的截面高度不宜小于墙厚和400mm的较大值;端柱截面宜与同层框架柱相同,并应满足本标准第6.3节对框架柱的要求;抗震墙底部加强部位的端柱和紧靠抗震墙洞口的端柱宜按柱箍筋加密区的要求沿全高加密箍筋。

6.5.2 抗震墙的竖向和横向分布钢筋,配筋率均不应小于0.25%,钢筋直径不宜小于10mm,间距不宜大于300mm,并应双排布置,双排分布钢筋间应设置拉筋。

6.5.3 楼面梁与抗震墙平面外连接时,不宜支承在洞口连梁上;清梁轴线方向宜设置与梁连接的抗震墙,梁的纵筋应锚固在墙内;也可在支承梁的位置设置扶壁柱或暗柱,并应按计算确定其截面尺寸和配筋。

6.5.4 框架-抗震墙结构的其他抗震构造措施,应符合本标准第6.3节和6.4节的有关要求。

注:设置少量抗震墙的框架结构,其抗震墙的抗震构造措施,可仍按本标准第6.4节对抗震墙的规定执行。

6.6 板-柱-抗震墙结构抗震设计要求

6.6.1 板-柱-抗震墙结构的抗震墙,其抗震构造措施除应符合本节规定外,尚应符合本标准第6.5节的有关规定;柱(包括抗震墙端柱)和梁的抗震构造措施应符合本标准第6.3节的有关规定。

6.6.2 板-柱-抗震墙的结构布置,尚应符合下列要求:

1 抗震墙厚度不应小于180 mm,且不宜小于层高或无支长度的1/20;房屋高度大于12 m时,墙厚不应小于200 mm。

2 房屋的周边应采用有梁框架,楼、电梯洞口周边宜设置边框梁。

3 8度时宜采用有托板或柱帽的板-柱节点,托板或柱帽根部的厚度(包括板厚)不宜小于柱纵筋直径的16倍,托板或柱帽的边长不宜小于4倍板厚和柱截面对应边长之和。

4 当房屋的地下一层顶板作为上部结构的嵌固端时,应采用现浇梁板结构。

6.6.3 当房屋高度大于12 m时,板-柱-抗震墙结构中的抗震墙应承担结构的全部地震作用;房屋高度不大于12 m时,抗震墙宜承担结构的全部地震作用。各层板-柱和框架部分应能承担不少于本层地震剪力的20%。

6.6.4 板-柱结构在地震作用下按等代平面框架分析时,其等代梁的宽度可按下式计算,且不大于垂直于等代平面框架方向两侧柱距各1/4:

$$b_b = 3b_c + 0.25l_1 \quad (6.6.4)$$

式中: b_b ——等代梁的宽度;

b_c ——柱顶沿垂直于板带弯矩作用方向的柱截面高度;

l_1 ——受力方向上板的跨度。

6.6.5 板-柱体系中板的承载力宜采用柱上板带和跨中板带各自分配的弯矩值按单向连续板计算。

6.6.6 按等代框架法计算出结构内力后,可以按下列公式验算板-柱节点的强度:

$$\frac{M}{6.89(m'_u+m_u)c_1} + \frac{V}{(K+1)\mu_i f_i u_m h_0} \leq 1 \quad (6.6.6-1)$$

$$K = \frac{1}{4} [m + 2(1 - \sqrt{m + 1})] \quad (6.6.6-2)$$

$$m = \frac{f_c}{f_t} \quad (6.6.6-3)$$

式中:
M——地震作用产生的不平衡弯矩(N·mm);

V——地震作用产生的节点剪力(N);

μ_i ——混凝土抗拉强度折减系数,取0.35;

f_t ——混凝土抗拉强度设计值(N/mm²);

u_m ——板-柱节点破坏机构的周长(mm), $u_m = 2c_1 + 2c_2 + \pi h_0$;

c_1 ——柱截面高度(mm);

c_2 ——柱截面宽度(mm);

h_0 ——破坏锥体的有效高度(mm);

m'_u , m_u ——板单位宽度上负极限抵抗弯矩和正极限抵抗弯矩(N·mm/mm),由下列公式确定:

$$m'_u = f'_y A'_s h'_0 \left(1 - 0.45 \rho'_s \frac{f_y}{f_c}\right) \quad (6.6.6-4)$$

$$m_u = f_y A_s h_0 \left(1 - 0.45 \rho_s \frac{f_y}{f_c}\right) \quad (6.6.6-5)$$

式中:
 f'_y , f_y ——受压钢筋、受拉钢筋的设计强度(N/mm²);

A'_s , A_s ——单位板宽截面内受压钢筋、受拉钢筋的截面积(mm²);

h'_0, h_0 ——板面距受压钢筋和受拉钢筋的有效高度；

ρ'_s, ρ_s ——单位板宽截面内受压、受拉钢筋的配筋率；

f_c ——混凝土抗压强度设计值(N/mm²)。

6.6.7 板-柱节点应按以下方法进行冲切承载力的抗震验算：

1 在局部荷载或集中反力作用下，不配置箍筋或弯起钢筋的板的受冲切承载力应符合下列公式要求(图 6.6.7-1)：

$$F_{t, eq} \leq (0.7\beta_h f_c + 0.25\sigma_{pc, m}) \eta u_m h_0 \quad (6.6.7-1)$$

$$\eta = \max(\eta_1, \eta_2) \quad (6.6.7-2)$$

$$\eta_1 = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} \quad (6.6.7-3)$$

$$\eta_2 = 0.5 + \frac{\alpha_s h_0}{4u_m} \quad (6.6.7-4)$$

式中： $F_{t, eq}$ ——等效集中反力设计值，计入不平衡地震组合弯矩引起的冲切，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 取值，节点处地震组合弯矩设计值的增大系数，一、二、三级可分别取 1.7、1.5、1.3。

β_h ——截面高度影响系数，当 h 不大于 800 mm 时，取为 1.0，当 h 不小于 2000 mm 时，取为 0.9，其间按线性内插法取用。

$\sigma_{pc, m}$ ——临界截面周长上两个方向混凝土有效预压应力按长度的加权平均值，其值宜控制在 1.0 N/mm² ~ 3.5 N/mm² 范围内。

u_m ——临界截面的周长，取距离局部荷载或集中反力作用面积周边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长。

h_0 ——截面有效高度，取两个方向配筋的截面有效高度平均值。

η_1 ——局部荷载或集中反力作用面积形状的影响系数。

η_2 ——计算截面周长与板截面有效高度之比的影响系数。

β_s ——局部荷载或集中反力作用面积为矩形时的长边与短边尺寸的比值, β_s 不宜大于 4, 当 β_s 小于 2 时取为 2, 对圆形冲切面, 取为 2。

α_s ——柱位置影响系数: 对中柱, α_s 取 40; 对边柱, α_s 取 30; 对角柱, α_s 取 20。

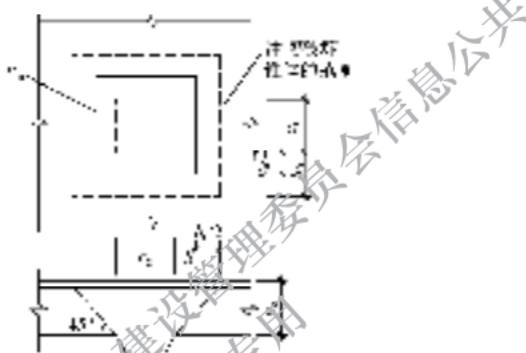


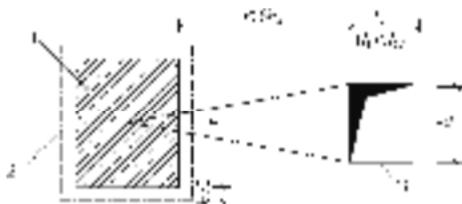
图 6.6.7-1 冲切验算计算简图

2 当板非有孔洞且孔洞至局部荷载或集中反力作用面积边缘的距离不大于 $6h_0$ 时, 受冲切承载力计算中取用的计算截面周长 u_m , 应扣除局部荷载或集中反力作用面积中心至开孔外边画出两条切线之间所包含的长度(图 6.6.7-2)。

3 在局部荷载或集中反力作用下, 当受冲切承载力不满足公式(6.6.7-1)的要求且板厚受到限制时, 可配置箍筋或弯起钢筋, 此时, 受冲切截面及受冲切承载力应符合下列要求:

1) 受冲切截面

$$F_{t, \text{eq}} \leq 1.2 f_t u_m h_0 \quad (6.6.7-5)$$



1—局部荷载或集中反力作用面;2—计算截面周长;3—孔洞;4—应扣除的长度

图 6.6.7-2 邻近孔洞时的计算截面周长

注:当图中 l_1 大于 l_2 时,孔洞边长 l_2 用 $\sqrt{l_1 l_2}$ 代替。

2) 配置箍筋、弯起钢筋时的受冲切承载力

$$F_{t, eq} \leq (0.5f_t + 0.25\sigma_{pc, m})\eta u_m h_0 + 0.8f_{yv}A_{svu} + 0.8f_y A_{sbu} \sin \alpha \quad (6.6.7-6)$$

式中: f_{yv} ——箍筋的抗拉强度设计值;

A_{svu} ——与呈 45° 冲切破坏锥体斜截面相交的全部箍筋截面面积;

A_{sbu} ——与呈 45° 冲切破坏锥体斜截面相交的全部弯起钢筋截面面积;

α ——弯起钢筋与板底面的夹角。

4) 配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体以外的截面,尚应按公式(6.6.7-1)进行受冲切承载力计算,此时, u_m 应取配置抗冲切钢筋的冲切破坏锥体以外 $h_0/2$ 处的最不利周长。

6.6.8 板—柱—抗震墙结构的板—柱节点构造应符合下列要求:

- 无柱帽平板应在柱上板带中设构造暗梁,暗梁宽度可取柱宽及柱两侧各不大于 1.5 倍板厚。暗梁支座上部钢筋面积应不小于柱上板带钢筋面积的 50%,暗梁下部钢筋不宜少于上部钢筋的 1/2;箍筋直径不应小于 8 mm,间距不宜大于 3/4 倍板厚,肢距不宜大于 2 倍板厚,在暗梁两端应加密。在节点区,当闭合箍

筋施工有困难时,一个方向的箍筋可采用倒 U 型箍或抗冲切锚杆。

2 无柱帽柱上板带的板底钢筋,宜在距柱面为 2 倍板厚以外连接,采用搭接时钢筋端部宜有垂直于板面的弯钩。

3 沿两个主轴方向通过柱截面的板底连续钢筋的总截面面积,应符合下式要求:

$$A_s \geq N_G / f_y \quad (6.6.8)$$

式中: A_s ——板底连续钢筋总截面面积;

N_G ——在本层楼板重力荷载代表值(8 度时尚宜计入竖向地震)作用下的柱轴压力设计值;

f_y ——楼板钢筋的抗拉强度设计值。

4 板-柱节点应根据抗冲切承载力要求,配置抗剪栓钉或抗冲切钢筋。

6.7 筒体结构抗震设计要求

6.7.1 框架-核心筒结构应符合下列要求:

1 核心筒与框架之间的楼盖宜采用梁板体系;部分楼层采用平板体系时应有加强措施。

2 除加强层及其相邻上下层外,按框架-核心筒计算分析的框架部分各层地震剪力的最大值不宜小于结构底部总地震剪力的 10%。

3 当第 2 款不能满足时,宜采取措施保证核心筒具有双重抗震体系特性,框架与核心筒墙肢应能承受由于连梁屈服内力重分布后的地震作用,核心筒承担的地震剪力宜放大 10%,并验算核心筒在大震下的极限承载力。

4 加强层设置应符合下列规定:

1) 加强层的大梁或桁架应与核心筒内的墙肢贯通,大梁或

桁架与周边框架柱的连接宜采用铰接或半刚性连接；

2) 结构整体分析应计入加强层变形的影响；

3) 在施工程序及连接构造上，应采取措施减小结构竖向温度变形及轴向压缩对加强层的影响。

6.7.2 框架-核心筒结构的核心筒、筒中筒结构的内筒，其抗震墙除应符合本标准第6.4节的有关规定外，尚应符合下列要求：

1 抗震墙的厚度、竖向和横向分布钢筋应符合本标准第6.5节的规定；筒体底部加强部位及相邻上一层，当侧向刚度无突变时不宜改变墙体厚度。

2 框架-核心筒结构中，一、二级核心筒角部的边缘构件宜按下列要求加强：底部加强部位，约束边缘构件范围内宜全部采用箍筋，且约束边缘构件沿墙肢的长度宜取墙肢截面高度的1/4，底部加强部位以上的全高范围内宜按转角墙的要求设置约束边缘构件。

3 内筒或核心筒的门洞不宜靠近转角。

6.7.3 楼面大梁不宜支承在内筒或核心筒连梁上。楼面大梁与内筒或核心筒墙体平面外连接时，应符合本标准第6.5.3条的规定。

6.7.4 一、二级核心筒和内筒中跨高比不大于2的连梁，当梁截面宽度不小于300mm时，宜采用交叉暗撑，全部剪力由暗撑承担，每根交叉暗撑由4根纵向钢筋组成，纵筋直径不应小于14mm，其总面积按下式计算：

$$A_s \geq \frac{\gamma_{RE} V_b}{2f_y \sin \alpha} \quad (6.7.4)$$

式中： V_b ——连梁中的剪力设计值；

α ——暗撑与水平线的夹角。

两个方向暗撑的纵向钢筋应该用矩形箍筋或螺旋筋绑扎牢固，箍筋直径不应小于8mm，箍筋间距不应大于200mm及 $b_b/2$ ；端部加密区的箍筋间距为100mm，加密区的长度不小于600mm

及 $2b_t$; 斜筋伸入竖向构件的长度不应小于 $l_{xE}=1.15l_n$ 。

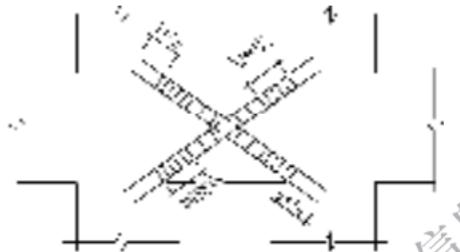


图 6.7.4 连梁内交叉暗撑的配筋

6.7.5 筒体结构的转换层的抗震设计应符合本标准附录 E.2 的规定。

7 装配整体式混凝土结构房屋

7.1 一般规定

7.1.1 装配整体式混凝土结构的抗震设计,本章未作规定的,应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010、《混凝土工程施工规范》GB 50666、《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231,现行行业标准《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3,现行上海市工程建设规范《装配整体式混凝土公共建筑设计规程》DGJ 08—2154、《装配整体式混凝土居住建筑设计规程》DG/TJ 08—2071 的有关规定执行。

7.1.2 装配整体式混凝土结构房屋的最大适用高度应满足表 7.1.2 的要求,并应符合下列规定:

1 结构中楼盖采用叠合梁板、竖向抗侧力构件全部现浇时,其最大适用高度可按本标准第 6.1.2 条规定采用。

2 对于装配整体式抗震墙结构和装配整体式部分框支抗震墙结构,在多遇地震作用下,当预制抗震墙构件底部承担的总剪力大于该层总剪力的 50% 时,其最大适用高度应比表内数值降低 10%。

3 对于特别不规则的结构,其最大适用高度应比表内数值降低 20%。

4 对于同时存在第 2 款和第 3 款情况的结构,其最大适用高度应比表内数值降低 30%。

表 7.1.2 装配整体式混凝土结构房屋的最大适用高度(m)

结构体系	抗震设防烈度		
	6 度	7 度	8 度
装配整体式框架结构	60	50	40
装配整体式框架-现浇抗震墙结构	130	120	100
装配整体式框架-现浇核心筒结构	150	130	100
装配整体式抗震墙结构	120	100	80
装配整体式部分框支抗震墙结构	100	80	70

7.1.3 装配整体式混凝土结构的高宽比不宜超过表 7.1.3 的规定。

表 7.1.3 装配整体式混凝土结构适用的最大高宽比

结构体系	抗震设防烈度		
	6 度	7 度	8 度
装配整体式框架结构	4	4	3
装配整体式框架-现浇抗震墙结构	6	6	5
装配整体式抗震墙结构	6	6	5
装配整体式框架-现浇核心筒结构	7	7	6

注：对于装配整体式抗震墙结构，在多遇地震作用下，当预制抗震墙构件底部承担的总剪力大于该层总剪力的 50%时，其适用的最大高宽比宜比表内数值降低 1。

7.1.4 装配整体式混凝土结构的抗震设计，应根据抗震设防类别、烈度、结构类型和房屋高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类装配整体式混凝土结构的抗震等级应按表 7.1.4 确定。

表 7.1.4 丙类装配整体式混凝土结构的抗震等级

结构类型		抗震设防烈度					
		6 度		7 度		8 度	
高度(m)	框架	<24	>24	<24	>24	<24	>24
		三	三	二	二	二	一
大跨度框架	高度(m)	>60	<24	>24 且 <60		>24 且 <60	
				四	三	三	二
装配整体式框架现浇抗震墙结构	框架	四	>60	<24	>24	<24	>60
装配整体式抗震墙结构	抗震墙	三	>70	<24	>24 且 <70	>70	>70
装配整体式抗震墙结构	抗震墙	四	>70	<24	>24 且 <70	>70	>70
装配整体式现浇框支框架	高度(m)	>70	>70	>24	>70	>70	>70
部分框支撑抗震墙结构	一般部位	四	三	三	二	二	一
装配整体式框架现浇核心筒结构	框架	三	三	二	二	二	一
核心筒筒	核心筒	一	一	一	一	一	一

注：大跨度框架指跨度不小于 18 m 的框架。

7.1.5 装配整体式混凝土结构的平面宜简单、规则、对称，竖向布置应连续、均匀，避免抗侧力结构的侧向刚度和承载力沿竖向突变，并应符合现行国家标准《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231 和现行行业标准《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1 的有关规定。特别不规则的结构不宜采用预制装配整体式结构。

7.1.6 高层装配整体式混凝土结构应符合下列规定：

- 1 宜设置地下室，地下室宜采用现浇混凝土。
- 2 底部加强部位的抗震墙宜采用现浇混凝土。
- 3 顶层宜采用现浇楼盖结构。
- 4 框架结构的首层柱宜采用现浇混凝土。

7.1.7 带转换层的装配整体式混凝土结构底部框支层不宜超过 2 层，且框支层（含转换梁、转换柱）及相邻上一层应采用现浇混凝土结构。

7.1.8 装配整体式结构宜采用现浇或装配整体式叠合楼盖，并应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010、《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231 和现行行业标准《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1 的有关规定。

7.1.9 装配整体式结构用混凝土、钢筋、钢材、灌浆套筒、灌浆料、坐浆料等材料的力学性能指标和耐久性应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010、《钢结构设计标准》GB 50017、《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231 和现行行业标准《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1 的有关规定。

7.1.10 抗震设计的装配整体式结构中的预制结构构件、节点、接缝应按本标准和现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010、《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231 及现行行业标准《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1 的规定进行抗震设计和构造；现浇结构构件内力乘以调整系数后应按本标准第 6 章的规定进行抗震设计。

7.1.11 装配整体式结构的结构分析模型应能准确反映结构构

件的实际受力状况和边界条件。当预制抗侧力构件节点及接缝性能不低于现浇节点及拼缝性能时,装配整体式结构可采用与现浇混凝土结构相同的方法进行结构分析。当同一层内既有现浇又有预制抗侧力构件时,地震作用下现浇抗侧力构件的弯矩和剪力宜适当放大。

7.2 装配整体式混凝土框架结构

7.2.1 装配整体式混凝土框架结构是指全部或部分构件预制,以钢筋、连接件或施加预应力等方式加以连接,并在现场浇筑混凝土而形成整体的结构。其现场浇筑部分应符合下列规定:

- 1 受力钢筋可采用搭接、焊接和机械连接等形式,相关连接技术参数应能确保轴向力的有效传递。
- 2 应按计算和构造要求设置封闭式箍筋和构造钢筋。
- 3 后浇混凝土的强度等级应高于所连接构件的混凝土强度等级。
- 4 后浇部分的承载力应不低于所连接构件端头的承载力。

7.2.2 装配整体式混凝土框架的结构构件、组合件和整体结构设计应满足本标准第6章有关钢筋混凝土框架结构的设计和构造要求,并应符合下列规定:

- 1 混凝土强度等级不宜低于C30,受力钢筋宜采用高强钢筋。
- 2 预制构件及组合件梁柱端头宜对连接端面进行粗糙化处理(凹凸深度宜不小于6mm)或设置凸键与凹槽,以确保现场拼装后形成可靠的抗侧力体系。
- 3 预制构件及组合件宜根据制作、运输和现场安装要求,采取必要的结构加强及构造加强措施。

7.2.3 装配整体式混凝土框架结构节点连接宜采用钢筋套筒灌浆、螺栓、焊接及专用连接件等方式连接,所选用的连接方式应经

过工程实践或经专项试验研究论证可靠。

7.2.4 后浇连接部位受力钢筋的连接应满足下列规定：

1 采用搭接方法时,必须满足受力钢筋搭接长度和锚固的要求。

2 采用焊接方法时,受力钢筋必须为可焊性良好的钢筋。当连接部位需满足延性要求时,焊接后钢筋的延性下降应小于原钢筋延性指标的 10%。

3 采用机械连接方法时,所采用的钢筋连接件必须是性能满足规范要求或进行过专项试验研究论证有效的钢筋连接件。

4 当后浇部分必须满足结构延性要求时,该部位受力钢筋的面积与所连接构件受力钢筋面积相等的部位至构件端面的最大距离应不小于构件高度的 1/2。

7.2.5 装配整体式框架梁柱连接节点应采用“强节点”形式,节点核心区的抗震验算和构造措施分别应满足本标准第 6.2.17 条和 6.3.10 条的要求,并应通过计算和构造措施确保节点承载力不低于相邻的梁端和柱端承载力,且其破坏模式应为延性破坏。柱端加密区和节点核心区最小体积配箍率不宜小于表 7.2.5 的规定。当节点核心区采用钢纤维混凝土时,可适当减小其体积配箍率的要求。

表 7.2.5 框架柱端及节点核心区最小体积配箍率(%)

抗震等级	柱端			节点核心区	
	柱轴压比				
	<0.4	0.4~0.6	>0.6		
二	0.6~0.8	0.8~1.2	1.2~1.6	0.8	
三	0.6	0.6~0.8	0.8~1.2	0.6	

7.2.6 装配整体式混凝土框架梁柱、柱柱和梁梁的连接为“强连接”时,应考虑“强连接”所造成梁柱塑性铰位置的变化及其对结构承载能力和延性的影响。

7.2.7 现场混凝土后浇筑面需要配置的摩擦抗剪钢筋面积应按下式验算：

$$V_j \leq \frac{1.5}{\gamma_{RE}} A_s f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (7.2.7)$$

式中： V_j ——剪切面的剪力设计值；

A_s ——抗剪钢筋面积；

f_y ——抗剪钢筋抗拉强度设计值；

μ ——摩擦系数(构件或组合件连接端头表面未进行粗糙化处理时取 0.6, 设置有凸键或凹槽时取 0.7, 有粗糙化处理且其深度达到 6 mm 时取 1.0)；

α ——抗剪钢筋与剪切面之间的夹角。

7.2.8 装配整体式混凝土框架结构的预制柱采用杯口基础进行锚固时, 预制柱插入杯口中的实际锚固长度不宜小于柱截面长边尺寸的 2 倍。后浇混凝土应控制粗骨料尺寸, 确保浇筑密实, 混凝土宜选用抗收缩性能良好或微膨胀混凝土。

7.2.9 装配整体式混凝土框架结构楼板宜采用现浇或叠合式楼盖、屋盖, 并应符合下列规定:

1 梁和板的叠合层混凝土强度等级不应小于相应梁和板预制部分的混凝土强度等级。

2 梁叠合层的最小厚度不宜小于 70 mm; 预制梁的箍筋应全部伸入叠合层内, 且各肢伸入叠合层线段长度不宜小于 $10d$ (d 为箍筋直径)。

3 楼板叠合层的最小厚度: 当其跨度小于 8 m 时不宜小于 40 mm, 不小于 8 m 时不宜小于 50 mm。

4 梁和板的叠合层应设置受力钢筋和构造钢筋, 叠合面宜进行粗糙化处理, 并保证洁净、无浮浆。

7.2.10 装配整体式混凝土框架结构宜按三维空间分析方法进行整体内力和位移计算, 并应符合下列规定:

1 计算模型应采用能准确反映预制构件或组合件连接节点

的力学模型。

2 当楼板为装配式楼板或叠合式楼板,不能满足刚性楼板假定时,计算模型应考虑楼板平面内变形和楼板与竖向构件的实际连接状况。

3 对于连接节点存在复杂非线性特性的结构,宜采用弹塑性静力或动力分析方法对结构在罕遇地震作用下的弹塑性变形进行验算。

7.2.11 装配整体式混凝土框架结构现场安装临时支架一般不需要考虑地震作用,但当地震发生可能引起部分结构倒塌,威胁到人员安全时,临时支架应按本地区抗震设防烈度降低一度的要求进行抗震设计和验算。

7.3 装配整体式抗震墙结构

(1) 一般规定

7.3.1 装配整体式抗震墙结构抗震设计,本章未作规定的,应按现行国家标准《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231,现行行业标准《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1 和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的有关规定执行。

7.3.2 抗震设计时,对同一层内既有现浇抗震墙也有预制抗震墙的装配整体式抗震墙结构,现浇抗震墙的水平地震作用弯矩、剪力宜乘以不小于 1.1 的增大系数。

7.3.3 装配整体式抗震墙结构的布置应满足下列要求:

1 应沿两个方向布置抗震墙。

2 抗震墙的截面宜简单、规则;预制墙的门窗洞口宜上下对齐、成列布置。

7.3.4 抗震设计时,高层装配整体式抗震墙结构不应全部采用短肢抗震墙;抗震设防烈度为 8 度时,不宜采用具有较多短肢抗

震墙的抗震墙结构。当采用具有较多短肢抗震墙的抗震墙结构时，应符合下列规定：

1 在规定的水平地震作用下,短肢抗震墙承担的底部倾覆力矩不宜大于结构底部总地震倾覆力矩的 50%。

2 房屋适用高度应比本标准表 7.1.2 规定的装配整体式抗震墙结构的最大适用高度适当降低, 抗震设防烈度为 7 度和 8 度时宜降低 20 m。

注:1 短肢抗震墙是指截面厚度不大于 300 mm、各肢截面高度与厚度之比的最大值大于 4 但不大于 8 的抗震墙。

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

7.3.5 抗震设防烈度为8度时,高层装配整体式抗震墙结构中的楼梯间抗震墙及电梯井筒宜现浇。预制楼梯和支承构件之间宜简支连接。

7.3.6 预制抗震墙可采用全预制或部分预制、部分现浇叠合方式制作。对单侧预制叠合抗震墙，应取有效厚度作为承载力、变形和配筋(率)计算的基本厚度。单侧预制叠合抗震墙截面组成及有效厚度见图7.3.6。

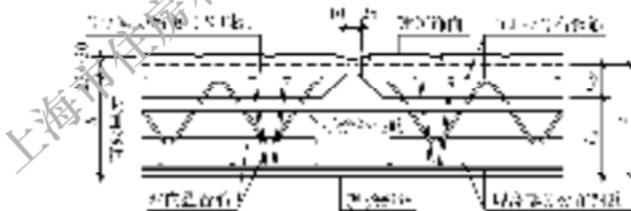


图 7.3.6 单侧预制叠合抗震墙组成及其有效厚度

7.3.7 抗震设计的装配整体式抗震墙结构中,约束边缘构件及小震、中震作用下处于拉应力状态下的抗震墙边缘构件宜现浇,

中震作用下边缘构件纵筋达到屈服的抗震墙边缘构件宜现浇。高度超过 70 m 的装配整体式抗震墙结构中的预制抗震墙竖向钢筋不宜采用单排连接。轴压比超过 0.6 的抗震墙不宜采用预制叠合抗震墙。

(Ⅱ) 预制抗震墙构造

7.3.8 预制抗震墙宜采用一字形,也可采用 L 形、T 形或 U 形;开洞预制抗震墙洞口宜居中布置,洞口两侧的墙肢宽度不应小于 200 mm,洞口上方连梁高度不宜小于 250 mm。

7.3.9 预制抗震墙的连梁不宜开洞;当需开洞时,洞口宜预埋套管,洞口上、下截面的有效高度不宜小于梁高的 1/3,且不宜小于 200 mm;被洞口削弱的连梁截面应进行承载力验算,洞口处应配置补强纵向钢筋和箍筋,补强纵向钢筋的直径不应小于 12 mm。

7.3.10 预制抗震墙开有边长小于 300 mm 的洞口且在结构整体计算中不考虑其影响时,应沿洞口周边配置补强钢筋;补强钢筋的直径不应小于 12 mm,截面面积不应小于同方向被洞口截断的钢筋面积;该钢筋自孔洞边角算起伸入墙内的长度,非抗震设计时不应小于 l_e ,抗震设计时不应小于 l_{ae} (图 7.3.10)。

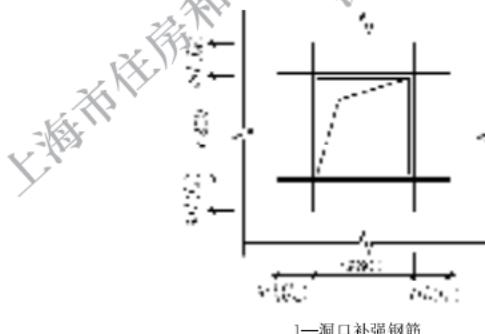
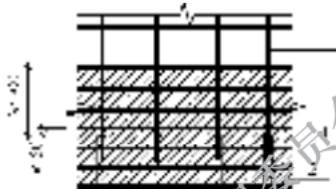


图 7.3.10 预制抗震墙洞口补强钢筋配置示意

7.3.11 预制抗震墙钢筋连接区域构造应满足现行国家标准《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231 的规定。当采用套筒灌浆连接时,自套筒底部至套筒顶部并向上延伸 300 mm 范围内,预制抗震墙的水平分布筋应加密(图 7.3.11),加密区水平分布筋的最大间距及最小直径应符合表 7.3.11 的规定,套筒上端第一道水平分布钢筋距离套筒顶部不应大于 50 mm。



1—灌浆套筒;2—水平分布钢筋加密区域(阴影区域);

3—竖向钢筋;4—水平分布钢筋

图 7.3.11 钢筋套筒灌浆连接部位水平分布钢筋的加密构造示意

表 7.3.11 加密区水平分布钢筋的要求

抗震等级	最大间距(mm)	最小直径(mm)
一、二级	100	8
三、四级	150	8

7.3.12 端部无边缘构件的预制抗震墙,宜在端部配置 2 根直径不小于 12 mm 的竖向构造钢筋;沿该钢筋竖向应配置拉筋,拉筋直径不宜小于 6 mm、间距不宜大于 250 mm。

7.3.13 单侧预制叠合抗震墙应满足下列构造要求:

1 预制部分板厚应根据结构受力、脱模、运输、吊装及施工安装等各阶段荷载工况计算确定。不含建筑饰面,其最小板厚不应小于 60 mm。预制部分板厚可参考表 7.3.13 确定。

表 7.3.13 预制抗震墙板参考板厚

板高 H	板厚 t
4.0 m 以下	60 mm~65 mm
4.0 m~4.5 m	70 mm
4.5 m 以上	80 mm

注:预制抗震墙板厚以 5 mm 为模数。

2 预制抗震墙板制作时端部应按图 7.3.13 所示进行 45°或 30°切角。不计建筑饰面厚,切角后板端厚度不应小于 20 mm。预制抗震墙板内表面应做成凹凸不小于 4 mm 的人工粗糙面。

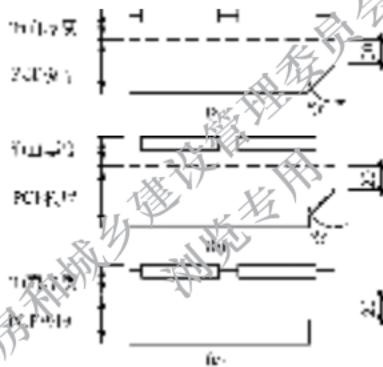


图 7.3.13 预制抗震墙板端形状

3 预制叠合抗震墙现浇部分厚度不宜小于 120 mm,当边缘构件及连梁全部置于现浇部分时,不宜小于 160 mm。

4 预制部分和现浇部分的混凝土强度等级宜相同。

5 预制叠合抗震墙配筋根据计算及构造要求确定,其现浇部分配筋由式(7.3.13-1)计算,其预制抗震墙板分布钢筋应满足式(7.3.13-2)要求。

$$A_{s\parallel} = A_s \times \frac{t_{RC}}{t_{PCF} + t_{RC}} \quad (7.3.13-1)$$

$$A_{sPCF} \geq A_s \times \frac{t_{PCF}}{t_{PCF} + t_{RC}} \quad (7.3.13-2)$$

式中: A_s ——单侧预制叠合抗震墙单位面积分布钢筋需要配筋量;

$A_{s\parallel}$ ——单侧预制叠合抗震墙现浇部分单位面积分布钢筋配筋量;

A_{sPCF} ——单侧预制叠合抗震墙中预制墙板单位面积分布钢筋配筋量;

t_{RC} ——单侧预制叠合抗震墙现浇部分厚度,见图 7.3.6;

t_{PCF} ——单侧预制叠合抗震墙中预制墙板的厚度(不含建筑饰面厚度),见图 7.3.6。

6 以有效厚度计算的预制叠合抗震墙分布钢筋配筋率不应小于 0.25%,垂直分布钢筋直径不宜小于 $\phi 10$ 、不应小于 $\phi 8$;水平分布钢筋直径不应小于 $\phi 8$ 。

(三) 连接设计

7.3.14 楼层内相邻预制抗震墙之间应采用整体式接缝连接,且应符合下列规定:

1 当接缝位于纵横墙交接处的约束边缘构件区域时,约束边缘构件的阴影区域(图 7.3.14-1)宜全部采用后浇混凝土,并应在后浇段内设置封闭箍筋。

2 当接缝位于纵横墙交接处的构造边缘构件区域时,构造边缘构件宜全部采用后浇混凝土(图 7.3.14-2);当仅在一面墙上设置后浇段时,后浇段的长度不宜小于 300 mm(图 7.3.14-3)。

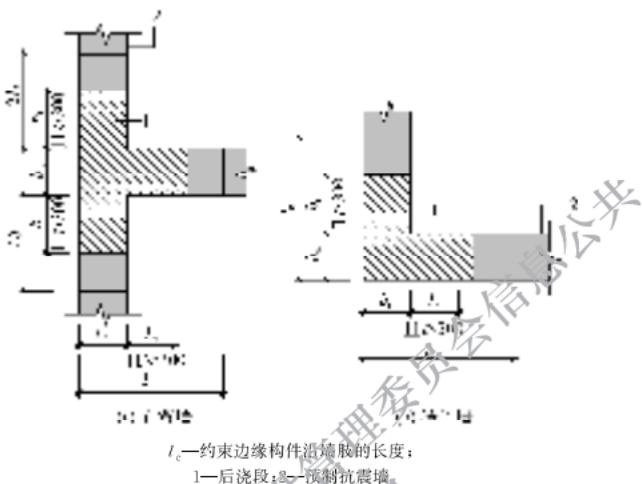


图 7.3.14-1 约束边缘构件阴影区域全部后浇构造示意

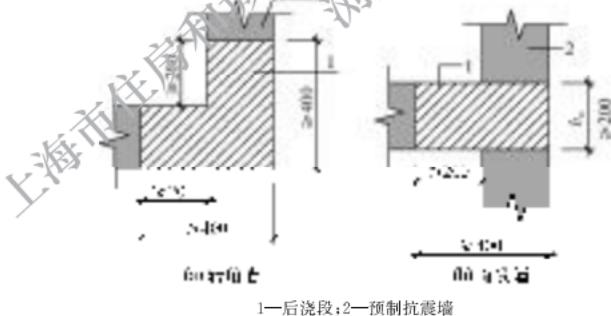


图 7.3.14-2 构造边缘构件全部后浇构造示意
(阴影区域为构造边缘构件范围)

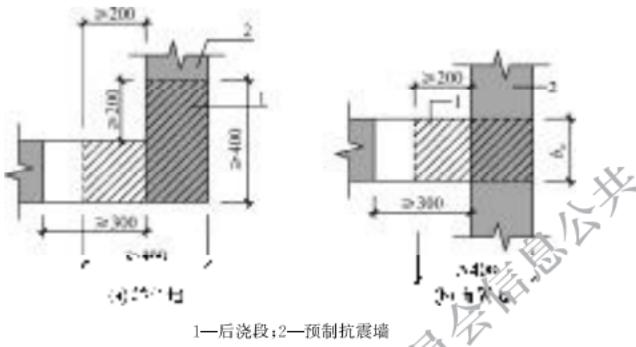


图 7.3.14-3 构造边缘构件部分现浇构造示意
(阴影区域为构造边缘构件范围)

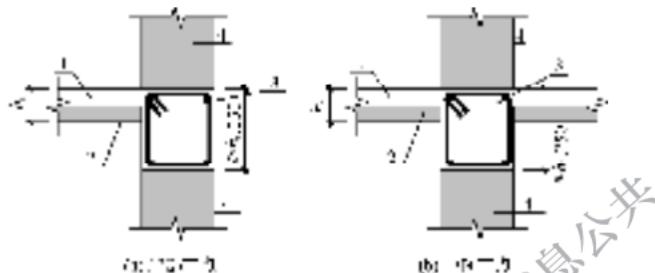
3 边缘构件内的配筋及构造要求应符合本标准第 6 章的有关规定;预制抗震墙的水平分布钢筋在后浇段内的锚固、连接应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

4 非边缘构件位置 相邻预制抗震墙之间应设置后浇段,后浇段的宽度不应小于墙厚且不宜小于 200 mm;后浇段内应设置不少于 4 根竖向钢筋,钢筋直径不应小于墙体竖向分布筋直径且不应小于 8 mm;两侧墙体的水平分布筋在后浇段内的锚固、连接应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

7.3.15 屋面以及立面收进的楼层,应在预制抗震墙顶部设置封闭的后浇钢筋混凝土圈梁(图 7.3.15),并应符合下列规定:

1 圈梁截面宽度不应小于抗震墙的厚度,截面高度不宜小于楼板厚度及 250 mm 的较大值;圈梁应与现浇或者叠合楼、屋盖浇筑成整体。

2 圈梁内配置的纵向钢筋不应少于 $4\phi 12$,且按全截面计算的配筋率不应小于 0.5% 和水平分布筋配筋率的较大值,纵向钢



1—后浇混凝土叠合层;2—预制板;3—后浇圈梁;4—预制抗震墙

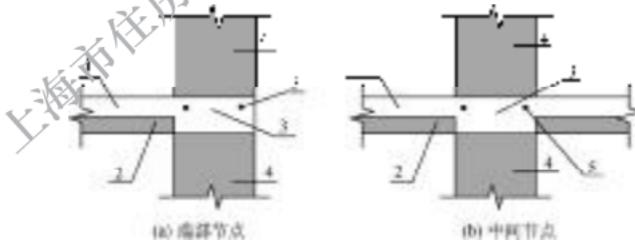
图 7.3.15 后浇钢筋混凝土圈梁构造示意

筋竖向间距不应大于 200 mm;箍筋间距不应大于 200 mm,且直径不应小于 8 mm。

7.3.16 各层楼面位置,预制抗震墙顶部无后浇圈梁时,应设置连续的水平后浇带(图 7.3.16);水平后浇带应符合下列规定:

1 水平后浇带宽度应取抗震墙的厚度,高度不应小于楼板厚度;水平后浇带应与现浇或者叠合楼、屋盖浇筑成整体。

2 水平后浇带内应配置不少于 2 根连续纵向钢筋,其直径不宜小于 12 mm。



1—后浇混凝土叠合层;2—预制板;3—水平后浇带;4—预制墙板;5—纵向钢筋

图 7.3.16 水平后浇带构造示意

7.3.17 预制抗震墙底部接缝宜设置在楼面标高处，并应符合下列规定：

- 1 接缝高度宜为 20 mm。
- 2 接缝宜采用灌浆料填实。
- 3 接缝处后浇混凝土上表面应设置粗糙面。

7.3.18 预制抗震墙竖向钢筋连接应满足现行国家标准《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231 的规定。当采用套筒灌浆连接时，应符合下列规定：

- 1 预制边缘构件竖向钢筋宜逐根连接。
- 2 预制抗震墙的竖向分布钢筋，当采用双排部分连接时（图 7.3.18），同侧连接钢筋间距不应大于 600 mm，连接钢筋数量应满足承载力计算要求且不应小于竖向分布钢筋的 1.1 倍。未连接的预制抗震墙竖向分布钢筋直径不应小于 6 mm 且不得计入抗震墙构件承载力设计和分布钢筋配筋率计算。
- 3 一级抗震等级抗震墙以及二、三级抗震等级抗震墙底部加强部位，预制抗震墙的边缘构件竖向钢筋宜采用套筒灌浆连接。



1—不连接的竖向分布钢筋；2—连接的竖向分布钢筋；3—连接接头

图 7.3.18 预制抗震墙竖向分布钢筋连接构造示意

7.3.19 预制抗震墙相邻下层为现浇抗震墙时，预制抗震墙与下层现浇抗震墙中竖向钢筋的连接应符合本标准第 7.3.18 条的规定，下层现浇抗震墙顶面应设置粗糙面。

7.3.20 在地震设计状况下，抗震墙水平接缝的受剪承载力设计值应按下式计算：

$$V_{ue} = 0.6 f_y A_{sd} + 0.8 N \quad (7.3.20)$$

式中： f_y ——垂直穿过结合面的钢筋抗拉强度设计值；

N ——与剪力设计值 V 相应的垂直于结合面的轴向力设计值，压力时取正，拉力时取负；

A_{sd} ——垂直穿过结合面的抗剪钢筋面积。

7.3.21 预制抗震墙洞口上方的预制连梁宜与后浇圈梁或水平后浇带形成叠合连梁(图 7.3.21)，叠合连梁的配筋及构造要求应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的有关规定。

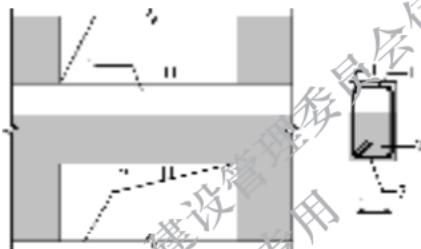


图 7.3.21 预制抗震墙叠合连梁构造示意

7.3.22 楼面梁不宜与预制抗震墙在抗震墙平面外单侧连接；当楼面梁与抗震墙在平面外单侧连接时，宜采用铰接。

7.3.23 预制叠合连梁的预制部分宜与抗震墙整体预制，也可在跨中拼接或在端部与预制抗震墙拼接。

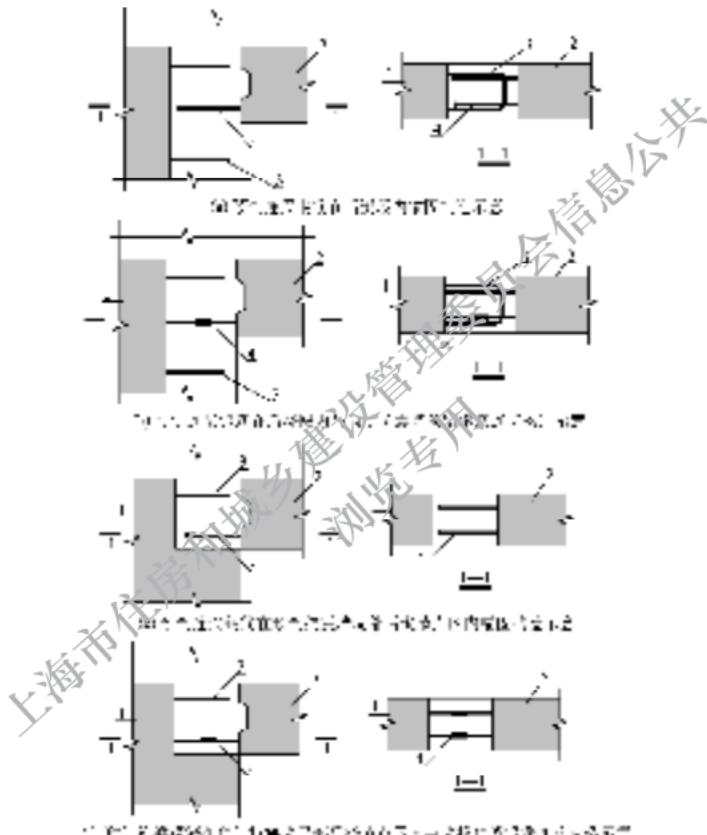
7.3.24 当预制叠合连梁在跨中拼接时，可按现行行业标准《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1 的相关规定进行接缝的构造设计。

7.3.25 当预制叠合连梁端部与预制抗震墙在平面内拼接时，接缝构造应符合下列规定：

1 当墙端边缘构件采用后浇混凝土时，连梁纵向钢筋应在后浇段中可靠锚固(图 7.3.25a)或连接(图 7.3.25b)。

2 当预制抗震墙端部上角预留局部后浇节点区时，连梁的

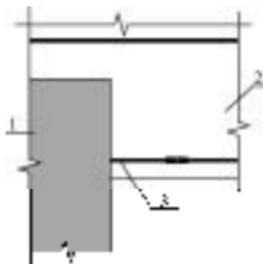
纵向钢筋应在局部后浇节点区内可靠锚固(图 7.3.25c)或连接(图 7.3.25d)。



1—预制抗震墙;2—预制连梁;3—边缘构件箍筋;4—连梁下部纵向受力钢筋锚固或连接

图 7.3.25 同一平面内预制连梁与预制抗震墙连接构造示意

7.3.26 当采用后浇连梁时,宜在预制抗震墙端伸出预留纵向钢筋,并与后浇连梁的纵向钢筋可靠连接(图 7.3.26-1)。

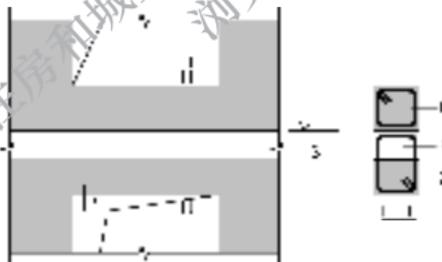


1—预制墙板;2—后浇连梁;3—预制抗震墙伸出预留受力钢筋

图 7.3.26-1 后浇连梁与预制抗震墙连接构造示意

1 应按本标准相关规定进行叠合连梁端部接缝的受剪承载力计算。

2 当预制抗震墙洞口下方有墙时,宜将洞口下墙作为单独的连梁进行设计(图 7.3.26-2)。



1—洞口下墙;2—预制连梁;3—后浇圈梁或水平后浇带

图 7.3.26-2 预制抗震墙洞口下墙与叠合连梁的关系示意

7.3.27 单侧预制叠合抗震墙预制和现浇部分之间的连接通过

叠合筋(图 7.3.27-1)完成,叠合筋构造及设置应满足以下规定:

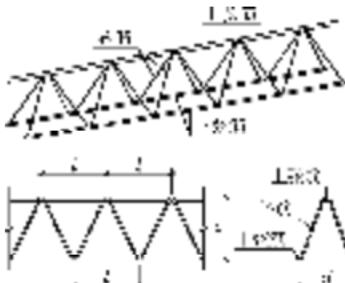


图 7.3.27-1 叠合筋组成

1 叠合筋上弦筋、下弦筋及斜筋的强度等级及直径应按计算确定并符合表 7.3.27-1 要求。当上弦筋、下弦筋兼作预制叠合抗震墙分布钢筋时,其直径可与墙板分层钢筋直径保持一致,但应同时满足表 7.3.27-1 要求。

表 7.3.27-1 上弦筋、下弦筋及斜筋强度等级及直径选用表

类别	钢筋强度等级	直径
上弦筋	HRB400、HRB500、HRB600	$\geq 10 \text{ mm}$
下弦筋	HRB400、HRB500	$\geq 6 \text{ mm}$
斜筋	HRB400、HRB500	当 $70 \text{ mm} \leq h \leq 200 \text{ mm}$ 时, $\geq 6 \text{ mm}$ 当 $200 \text{ mm} < h \leq 240 \text{ mm}$ 时, $\geq 8 \text{ mm}$

注: h 为叠合筋横断面高度,见图 7.3.27-1。

2 叠合筋横断面适用高度 $70 \text{ mm} \leq h \leq 240 \text{ mm}$ 。叠合筋的横断面高度应保证预制抗震墙板安装就位后上弦筋内皮至预制抗震墙板内表面的最小距离不小于 20 mm,且应保证当预制抗震墙板和梁、柱相交时,和梁、柱平行的上弦筋处于梁、柱箍筋的内侧。叠合筋横断面宽度 d 取 $80 \text{ mm} \sim 100 \text{ mm}$ 。斜筋和上、下弦筋的焊接节点间距 l 取固定值 200 mm。叠合筋长度以 100 mm

为模数，上弦筋端部离板端距离不大于 50 mm。

3 叠合筋应根据结构受力及脱模、存放、运输、施工安装各阶段最不利荷载工况计算确定并双向配置(图 7.3.27-2)，其距板边距离及间距应满足表 7.3.27-2 要求。当预制抗震墙板和抗震墙边缘构件或楼层梁相交时，应保证至少有 1 榼叠合筋位于抗震墙边缘构件或楼层梁内。开洞预制抗震墙板洞口周边应至少设置 1 榼与洞口边平行的叠合筋，且叠合筋离洞口边距离不应大于 150 mm，此时叠合筋可兼作洞口加强筋。



图 7.3.27-2 预制抗震墙板叠合筋的配置

表 7.3.27-2 预制抗震墙板叠合筋的配置间距

符号	间距(mm)	备注
α_h	200~250	水平边距
d_h	450~600	水平间距
α_v	200~250	垂直边距
d_v	600~900	垂直间距

7.3.28 单侧预制叠合抗震墙的预制墙板安装时垂直拼缝宽宜

控制在 10 mm~25 mm, 水平拼缝宽宜控制在 20 mm~30 mm。拼缝处应在现浇部分紧贴预制板内侧设置补强筋, 见图 7.3.28-1 和图 7.3.28-2。单位长度配置的拼缝补强筋面积应和拼缝处截断的预制板板内分布钢筋面积相同, 拼缝补强筋位置处于预制板板内侧和叠合筋上弦筋之间, 补强筋拼缝一侧长度不应小于 $30d$ (d 为补强筋直径) 并符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 关于抗震墙分布钢筋搭接长度的规定。



图 7.3.28-1 预制抗震墙板拼缝补强筋布置

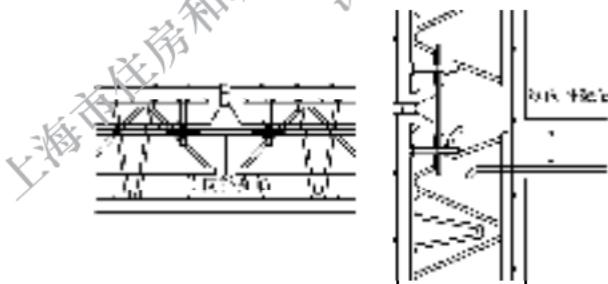


图 7.3.28-2 预制抗震墙板水平及垂直拼缝处补强筋设置

8 砌体房屋和底部框架砌体房屋

8.1 一般规定

8.1.1 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多层房屋,以及底层或底部两层框架-抗震墙砌体房屋。配筋混凝土小型空心砌块抗震墙房屋的抗震设计,应符合本章有关条文的规定。

- 注: 1 本章的普通砖、多孔砖、混凝土小型空心砌块等块体的材料性能和砌体力学性能应符合现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003 的有关规定。
2 本章中“小砌块”为“混凝土小型空心砌块”的简称。
3 非空旷的单层砌体房屋,可按本章规定的原则进行抗震设计。

8.1.2 多层房屋的层数和高度应符合下列要求:

- 1 一般情况下,房屋的层数和总高度不应超过表 8.1.2 的规定。

表 8.1.2 房屋的层数和总高度限值(m)

房屋类别		最小抗震 墙厚度 (mm)	抗震设防烈度和设计基本地震加速度					
			6 度(0.05g)		7 度(0.10g)		8 度(0.20g)	
			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
	多孔砖	240	21	7	21	7	18	6
	多孔砖	190	21	7	18	6	15	5
	小砌块	190	21	7	21	7	18	6

续表8.1.2

房屋类别		最小抗震墙厚度 (mm)	抗震设防烈度和设计基本地震加速度					
			6度(0.05g)		7度(0.10g)		8度(0.20g)	
			高度	层数	高度	层数	高度	层数
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
	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檐口或屋面板板顶的高度;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;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0.6 m时,房屋总高度应允许比表中数据适当增加,但增加量应少于1 m。
- 3 乙类设防的多层砌体房屋按本地区设防烈度查表,其层数应减少1层且总高度应降低3 m;不应采用底部框架-抗震墙砌体房屋。

2 横墙较少的多层砌体房屋,总高度应比表8.1.2的规定降低3 m,层数相应减少1层;各层横墙很少的多层砌体房屋,还应再减少1层。

注:横墙较少是指同一楼层内开间大于4.2 m的房间占该层总面积的40%~80%;横墙很少是指同一楼层内开间大于4.2 m的房间占该层总面积的80%以上。

3 6、7度且丙类设防的横墙较少的多层砌体房屋,当按本章第8.3.14条和8.4.6条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8.1.2的规定采用。

4 采用蒸压灰砂砖和蒸压粉煤灰砖砌体的房屋,当砌体的抗剪强度仅达到现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003规定的普通黏土砖砌体的70%时,房屋的层数应比普通砖房减少1层,高度应减少3 m;当砌体的抗剪强度达到普通砖砌体的取值时,房屋的层数和高度同普通砖房屋。

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

体抗震墙时,底层的层高不应超过 4.2 m。

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 3.9 m。

8.1.4 多层砌体房屋总高度与总宽度的最大比值,宜符合表 8.1.4 的要求。

表 8.1.4 房屋最大高宽比

抗震设防烈度	6 度	7 度	8 度
最大高宽比	2.5	2.5	2.8

注:1 单面走廊房屋的总宽度不包括走廊宽度。

2 建筑平面接近正方形时,其高宽比宜适当减小。

8.1.5 多层砌体房屋的结构体系,应符合下列要求:

1 应优先采用横墙承重或纵横墙共同承重的结构体系。不应采用砌体墙和混凝土墙混合承重的结构体系。

2 纵横向砌体抗震墙的布置应符合下列要求:

- 1) 宜均匀对称,沿平面内宜对齐,沿竖向应上下连续;且纵横向墙体的数量不宜相差过大。
- 2) 平面轮廓凹凸尺寸,不应超过典型尺寸的 35%;当超过典型尺寸的 25%时,房屋转角处应采取加强措施。
- 3) 楼板局部大洞口的尺寸不宜超过楼板宽度的 30%,且不应在墙体两侧同时开洞。
- 4) 同一轴线上的窗间墙宽度宜均匀;在满足本标准第 8.1.8 条要求的前提下,墙面洞口的立面面积,6、7 度时不宜大于墙面总面积的 55%,8 度时不宜大于 50%。
- 5) 在房屋宽度方向的中部应设置内纵墙,其累计长度不宜少于房屋总长度的 60%(高宽比大于 4 的墙段不计入)。

3 房屋有下列情况之一时宜设置防震缝,缝两侧均应设置墙体,缝宽应根据烈度和房屋高度确定,可采用 100 mm ~

150 mm:

- 1) 房屋立面高差在 6 m 以上;
- 2) 房屋有错层且楼板高差大于 500 mm;
- 3) 各部分结构刚度、质量截然不同。
- 4 楼梯间不宜设置在房屋的尽端和转角处。
- 5 不应在房屋转角处设置转角窗。
- 6 横墙较少、跨度较大的房屋，宜采用现浇钢筋混凝土楼、屋盖。

8.1.6 底部框架-抗震墙砌体房屋的结构布置，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。6 度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，8 度时应采用钢筋混凝土抗震墙，6、7 度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-抗震墙砌体房屋的纵横两个方向，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，6、7 度时不应大于 2.5，8 度时不应大于 2.0，且均不应小于 1.0。
- 4 底层两层框架-抗震墙砌体房屋纵横两个方向，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，6、7 度时不应大于 2.0，8 度时不应大于 1.5，且均不应小于 1.0。
- 5 底层框架-抗震墙砌体房屋的抗震墙应设置条形基础、筏式基础或桩基等整体性好的基础。

8.1.7 房屋抗震横墙的间距,不应超过表 8.1.7 的要求。

表 8.1.7 房屋抗震横墙最大间距(m)

房屋类别		抗震设防烈度		
		6 度	7 度	8 度
多层 砌体 房屋	现浇或装配整体式钢筋混凝土楼、屋盖 装配式钢筋混凝土楼、屋盖 木楼、屋盖	15	15	11
		11	11	9
		9	9	4
底部框架-抗震 墙砌体房屋	上部各层	同多层砌体房屋		
	底层或底部两层	18	15	11

注:1 多层砌体房屋的顶层,除木楼、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 190 mm 时,最大横墙间距应比表中数值减少 3 m。

3 底层或底部两层框架-抗震墙房屋不应采用木楼、屋盖。

8.1.8 多层砌体房屋中砌体墙段的局部尺寸限值,宜符合表 8.1.8 的要求。

表 8.1.8 房屋的局部尺寸限值(m)

部位	抗震设防烈度		
	6 度	7 度	8 度
承重窗间墙最小宽度	1.0	1.0	1.2
承重外墙尽端至门窗洞边的最小距离	1.0	1.0	1.2
非承重外墙尽端至门窗洞边的最小距离	1.0	1.0	1.0
内墙阳角至门窗洞边的最小距离	1.0	1.0	1.5
无锚固女儿墙(非出入口处)的最大高度	0.5	0.5	0.5

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。

8.1.9 底部框架-抗震墙砌体房屋的钢筋混凝土结构部分,除应符合本章规定外,尚应符合本标准第 6 章的有关要求;此时,底部的混凝土框架的抗震等级,6、7、8 度应分别按三、二、一级采用,混

凝土墙体的抗震等级,6、7、8 度应分别按三、三、二级采用。

8.2 计算要点

8.2.1 多层砌体房屋、底部框架-抗震墙砌体房屋的抗震计算,可采用底部剪力法,并应按本节规定调整地震作用效应。

8.2.2 对砌体房屋,可只选择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。

8.2.3 进行地震剪力分配和截面验算时,砌体墙段的层间等效侧向刚度应按下列原则确定:

1 刚度的计算应计及高宽比的影响。高宽比小于 1 时,可只计算剪切变形;高宽比不大于 4 且不小于 1 时,应同时计算弯曲和剪切变形;高宽比大于 4 时,等效侧向刚度可取 0.0。

注:墙段的高宽比指层高与墙长之比,对门窗洞边的小墙段指洞净高与洞侧墙宽之比。

2 墙段宜按门窗洞口划分;对设置构造柱的小开口墙段按毛墙面计算的刚度,可根据开洞率乘以表 8.2.3 的洞口影响系数。

表 8.2.3 墙段洞口影响系数

开洞率	0.10	0.20	0.30
影响系数	0.98	0.94	0.88

注:1 开洞率为洞口水平截面积与墙段水平毛截面积之比,相邻洞口之间净宽小于 500 mm 的墙段视为洞口。

2 洞口中线偏离墙段中线大于墙段长度的 1/4 时,表中影响系数值折减 0.9;门洞的洞顶高度大于层高 80% 时,按两段墙考虑;窗洞高度大于 50% 层高时,按门洞对待。

8.2.4 底部框架-抗震墙砌体房屋的地震作用效应,应按下列规定调整:

1 底层框架-抗震墙砌体房屋,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 底部两层框架-抗震墙砌体房屋,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。

8.2.5 底部框架-抗震墙砌体房屋中,底部框架的地震作用效应宜采用下列方法确定:

1 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抗震墙可乘以折减系数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。

底部框架-抗震墙砌体房屋的钢筋混凝土托墙梁计算地震组合内力时,应采用合适的计算简图。若考虑上部墙体与托墙梁的组合作用,应计入地震时墙体开裂对组合作用的不利影响,可调整有关的弯矩系数、轴力系数等计算参数。

8.2.6 各类砌体沿阶梯形截面破坏的抗震抗剪强度设计值,应按下式确定:

$$f_{vE} = \zeta_N f_v \quad (8.2.6)$$

式中： f_{vE} ——砌体沿阶梯形截面破坏的抗震抗剪强度设计值；
 f_v ——非抗震设计的砌体抗剪强度设计值；
 ζ_N ——砌体抗震抗剪强度的正应力影响系数，应按表 8.2.6 采用。

表 8.2.6 砌体强度的正应力影响系数

砌体类别	σ_0/f_v							
	0.0	1.0	3.0	5.0	7.0	10.0	12.0	≥ 16.0
普通砖、多孔砖	0.80	0.99	1.25	1.47	1.65	1.90	2.05	—
小砌块	—	1.23	1.69	2.15	2.57	3.02	3.32	3.92

注： σ_0 为对应于重力荷载代表值的砌体截面平均压应力。

8.2.7 普通砖、多孔砖墙体的截面抗震受剪承载力，应按下列规定验算：

1 一般情况下，应按下式验算：

$$V \leq f_{vE} A / \gamma_{RE} \quad (8.2.7-1)$$

式中： V ——墙体剪力设计值；

f_{vE} ——砖砌体沿阶梯形截面破坏的抗震抗剪强度设计值；

A ——墙体横截面面积，多孔砖取毛截面面积；

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数，承重墙按本标准表 5.4.2 采用，自承重墙按 0.75 采用。

2 采用水平配筋的墙体，应按下式验算：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (f_{vE} A + \zeta_s f_{yh} A_{sh}) \quad (8.2.7-2)$$

式中： f_{yh} ——水平钢筋抗拉强度设计值；

A_{sh} ——层间墙体竖向截面的总水平钢筋面积，其配筋率应不小于 0.07% 且不大于 0.17%；

ζ_s ——钢筋参与工作系数，可按表 8.2.7 采用。

表 8.2.7 钢筋参与工作系数

墙体高宽比	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	1.0	1.2
ζ_s	0.07	0.10	0.11	0.12	0.13	0.14	0.15	0.12

3 当按式(8.2.7-1)、式(8.2.7-2)验算不满足要求时,可计入基本均匀设置于墙段中部、截面不小于 240 mm×240 mm(墙厚 190 mm 时为 240 mm×190 mm)且间距不大于 4 m 的构造柱对受剪承载力的提高作用,按下列简化方法验算:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [\eta_c f_{ve} (A - A_c) + \zeta_c f_t A_c + 0.08 f_{yc} A_{sc} + \zeta_s f_{yh} A_{sh}] \quad (8.2.7-3)$$

式中: A_c ——中部构造柱的横截面总面积(对横墙和内纵墙,
 $A_c > 0.15A$ 时,取 $0.15A$;对外纵墙, $A_c > 0.25A$ 时,取 $0.25A$);

f_t ——中部构造柱的混凝土轴心抗拉强度设计值;

A_{sc} ——中部构造柱的纵向钢筋截面总面积(配筋率不小于
 0.6% 大于 1.4% 时取 1.4%);

f_{yh} 、 f_{yc} ——分别为墙体水平钢筋、构造柱钢筋抗拉强度设计值;

ζ_c ——中部构造柱参与工作系数;居中设一根时取 0.5,
多于一根时取 0.4;

η_c ——墙体约束修正系数,一般情况取 1.0,构造柱间距
不大于 3.0 m 时取 1.1;

A_{sh} ——层间墙体竖向截面的总水平钢筋面积,无水平钢筋
时取 0.0。

8.2.8 小砌块墙体的截面抗震受剪承载力,应按下式验算:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [f_{ve} A + (0.3 f_t A_c + 0.05 f_y A_s) \zeta_c] \quad (8.2.8)$$

式中： f_t ——芯柱混凝土轴心抗拉强度设计值；

A_c ——芯柱截面总面积；

A_s ——芯柱钢筋截面总面积；

f_y ——芯柱钢筋抗拉强度设计值；

ξ_c ——芯柱参与工作系数，可按表 8.2.8 采用。

注：当同时设置芯柱和钢筋混凝土构造柱时，构造柱截面可作为芯柱截面，构造柱钢筋可作为芯柱钢筋。

表 8.2.8 芯柱参与工作系数

填孔率 ρ	$\rho < 0.15$	$0.15 \leq \rho < 0.25$	$0.25 \leq \rho < 0.5$	$\rho \geq 0.5$
ξ_c	0	1.0	1.10	1.15

注：填孔率指芯柱根数（含构造柱和填实孔洞数量）与孔洞总数量之比。

8.2.9 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砌体墙，当符合本标准第 8.5.4 条、8.5.5 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：

$$N_f = V_w H_f / l \quad (8.2.9-1)$$

$$V_f = V_w \quad (8.2.9-2)$$

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小砌块墙及两端框架柱，其抗震受剪承载力应按下式验算：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{REc}} \sum (M_{yc}^u + M_{yc}^l) / H_0 + \frac{1}{\gamma_{REW}} \sum f_{ve} A_{w0} \quad (8.2.9-3)$$

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，但不计人宽度小于洞口高度 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》GB 50010 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_{RFw} ——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。

8.3 多层砖砌体房屋抗震构造措施

8.3.1 各类多层砖砌体房屋，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，一般情况下应符合表 8.3.1 的要求。

2 外廊式和单面走廊式的多层房屋，应根据房屋增加 1 层后的层数，按表 8.3.1 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 1 层后的层数，按表 8.3.1 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，应按本条第 2 款要求设置构造柱；但 6 度不超过四层、7 度不超过三层和 8 度不超过二层时应按增加 2 层后的层数对待。

4 各层横墙很少的房屋，应按增加 2 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房屋,当砌体的抗剪强度仅达到现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003 规定的普通黏土砖砌体的 70%时,应根据增加 1 层的层数按本条第 1~4 款要求设置构造柱;但 6 度不超过四层、7 度不超过三层和 8 度不超过二层时应按增加 2 层的层数对待。

表 8.3.1 多层砖砌体房屋构造柱设置要求

房屋层数			设置部位
6 度	7 度	8 度	
四、五	三、四	二、三	隔 12 m 或单元横墙与外纵墙交接处;楼梯间对应的另一侧内横墙与外纵墙交接处
六	五	四	隔开的横墙(轴线)与外墙交接处;山墙与内纵墙交接处
七	≥六	≥五	内墙(轴线)与外墙交接处;内墙的局部较小墙垛处;内纵墙与横墙(轴线)交接处

注:较大洞口,内墙指不小于 2.5 m 的洞口;外墙在内外墙交接处已设置构造柱时允许适当放宽,但洞侧墙体应加强。

8.3.2 多层砖砌体房屋的构造柱应符合下列要求:

1 构造柱最小截面可采用 240 mm×180 mm(墙厚 190 mm 时为 180 mm×190 mm),纵向钢筋宜采用 4φ12,箍筋间距不宜大于 250 mm,且在柱上下端应适当加密;6、7 度时超过六层、8 度时超过五层时,构造柱纵向钢筋宜采用 4φ14,箍筋间距不应大于 200 mm;房屋四角的构造柱应适当加大截面及配筋。

2 构造柱与墙连接处应砌成马牙槎,沿墙高每隔 500 mm 设 2φ6 水平钢筋和 φ4 分布短筋平面内点焊组成的拉结网片或 φ4 点焊钢筋网片,每边伸入墙内不宜小于 1 m。6、7 度时底部 1/3 楼层,8 度时底部 1/2 楼层,上述拉结钢筋网片应沿墙体水平通长设置。

3 构造柱与圈梁连接处,构造柱的纵筋应在圈梁纵筋内侧

穿过，保证构造柱纵筋上下贯通。

4 构造柱可不单独设置基础，但应伸入室外地面下 500 mm，或与埋深小于 500 mm 的基础圈梁相连。

5 房屋高度和层数接近表 8.1.2 的限值时，纵、横墙内构造柱间距尚应符合下列要求：

- 1) 横墙内的构造柱间距不宜大于层高的 2 倍；下部 1/3 楼层的构造柱间距适当减小；
- 2) 当外纵墙开间大于 3.9 m 时，应另设加强措施。内纵墙的构造柱间距不宜大于 4.2 m。

8.3.3 多层砖砌体房屋的现浇钢筋混凝土圈梁设置应符合下列要求：

1 装配式钢筋混凝土楼、屋盖或木楼、屋盖的砖房，横墙承重时应按表 8.3.3 的要求设置圈梁；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。

2 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，但楼板沿墙体周边均应加强配筋，并应与相应的构造柱钢筋可靠连接。

表 8.3.3 多层砖砌体房屋现浇钢筋混凝土圈梁设置要求

墙类	抗震设防烈度	
	6、7 度	8 度
外纵墙和内纵墙	屋盖处及每层楼盖处	屋盖处及每层楼盖处
内横墙	同上： 屋盖处间距不应大于 4.5 m； 楼盖处间距不应大于 7.2 m； 构造柱对应部位	同上： 各层所有横墙，且间距不应大于 4.5 m； 构造柱对应部位

8.3.4 多层砖砌体房屋的现浇钢筋混凝土圈梁构造应符合下列要求：

1 圈梁应闭合，遇有洞口圈梁应上下搭接。圈梁宜与预制板设在同一标高处或紧靠板底。

2 圈梁在本标准第 8.3.3 条要求的间距内无横墙时,应利用梁或板缝中配筋替代圈梁。

3 圈梁的截面高度不应小于 120 mm,配筋应符合表 8.3.4 的要求;按本标准第 3.3.2 条第 3 款要求增设的基础圈梁,截面高度不应小于 180 mm,配筋不应小于 4φ12。

表 8.3.4 多层砖砌体房屋圈梁配筋要求

配筋	抗震设防烈度	
	6、7 度	8 度
最小纵筋	4φ10	4φ12
箍筋最大间距(mm)	250	200

8.3.5 多层砖砌体房屋的楼、屋盖应符合下列要求:

1 现浇钢筋混凝土楼板或屋面板伸进纵、横墙内的长度,均不应小于 120 mm。

2 装配式钢筋混凝土楼板或屋面板,当圈梁未设在板的同一标高时,板端伸进外墙的长度不应小于 120 mm,伸进内墙的长度不应小于 100 mm 或采用硬架支模连接,在梁上不应小于 80 mm 或采用硬架支模连接。

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

4 房屋端部大房间的楼盖、6 度时房屋的屋盖和 7、8 度时房屋的楼、屋盖,当圈梁设在板底时,钢筋混凝土预制板应相互拉结,并应与梁、墙或圈梁拉结。

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

8.3.7 6、7 度时长度大于 7.2 m 的大房间,及 8 度时外墙转角及内外墙交接处,应沿墙高每隔 500 mm 配置 2φ6 的通长钢筋和 φ4 分布短筋平面内点焊组成的拉结网片或 φ4 点焊网片。

8.3.8 楼梯间应符合下列要求：

1 顶层楼梯间横墙和外墙应沿墙高每隔 500 mm 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；7、8 度时其他各层楼梯间墙体应在休息平台或楼层半高处设置 60 mm 厚、纵向钢筋不应少于 2 ϕ 10 的钢筋混凝土带。

2 楼梯间及门厅内墙阳角处的大梁支承长度不应小于 500 mm，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，8 度时不应用装配式楼梯段；不应采用墙中悬挑式踏步或踏步竖肢插入墙体的楼梯，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 500 mm 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。

8.3.9 坡屋顶房屋的屋架应与顶层圈梁可靠连接，檩条或屋面板应与墙及屋架可靠连接，房屋出入口处的檐口瓦应与屋面构件锚固。采用硬山搁檩时，顶层内纵墙顶宜增砌支承山墙的踏步式墙垛，并设置构造柱。

8.3.10 门窗洞处不应采用梁过梁；过梁支承长度不应小于 240 mm。

8.3.11 预制阳台，6、7 度时应与圈梁和楼板的现浇板带可靠连接，8 度时不应采用。

8.3.12 后砌的非承重砌体隔墙、烟道、风道、垃圾道等应符合本标准第 12.3 节的有关规定。

8.3.13 同一结构单元的基础(或桩承台)，宜采用同一类型的基础，底面宜埋在同一标高上，否则应增设基础圈梁并应按 1：2 的台阶逐步放坡。

8.3.14 丙类设防的多层砖砌体房屋，当横墙较少且总高度和层数接近或达到本标准表 8.1.2 规定的限值，应采取下列加强措施：

1 房屋的最大开间尺寸不宜大于 6.6 m。

2 同一结构单元内横墙错位数量不宜超过横墙总数的 1/3,且连续错位不宜多于两道;错位的墙体交接处均应增设构造柱,且楼、屋面板应采用现浇钢筋混凝土板。

3 横墙和内纵墙上洞口的宽度不宜大于 1.5 m;外纵墙上洞口的宽度不宜大于 2.1 m 或开间尺寸的一半;且内外墙上洞口位置不应影响内外纵墙与横墙的整体连接。

4 所有纵横墙均应在楼、屋盖标高处设置加强的现浇钢筋混凝土圈梁;圈梁的截面高度不宜小于 150 mm,上下纵筋各不应少于 3 ϕ 10,箍筋不小于 ϕ 6,间距不大于 300 mm。

5 所有纵横墙交接处及横墙的中部,均应增设满足下列要求的构造柱:在纵、横墙内的柱距不宜大于 3.0 m,最小截面尺寸不宜小于 240 mm × 240 mm(墙厚 190 mm 时为 240 mm × 190 mm),配筋宜符合表 8.3.14 的要求。

表 8.3.14 增设构造柱的纵筋和箍筋设置要求

位置	纵向钢筋			箍筋		
	最大配筋率 (%)	最小配筋率 (%)	最小直径 (mm)	加密区范围 (mm)	加密区间距 (mm)	最小直径 (mm)
角柱	1.8	0.8	14	全高		
边柱			14	上端 700	100	6
中柱		0.6	12	下端 500		

6 同一结构单元的楼、屋面板应设置在同一标高处。

7 房屋底层和顶层的窗台标高处,宜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 60 mm,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 ϕ 6 且其间距不大于 200 mm。

8.4 多层小砌块房屋抗震构造措施

8.4.1 多层小砌块房屋应按表 8.4.1 的要求设置钢筋混凝土芯

柱。对外廊式和单面走廊式的多层房屋、横墙较少的房屋、各层横墙很少的房屋，尚应分别按本标准第 8.3.1 条第 2~4 款关于增加层数的对应要求，按表 8.4.1 的要求设置芯柱。

表 8.4.1 混凝土小型空心砌块房屋芯柱设置要求

房屋层数			设置部位	设置数量
6 度	7 度	8 度		
四、五	三、四	二、三	外墙转角，楼、电梯间四角，楼梯段上下端对应的墙体处；大房间内外墙交接处；错层部位横墙与外纵墙交接处；隔 12 m 或单元横墙与外纵墙交接处	外墙转角，灌实 3 个孔；内外墙交接处，灌实 1 个孔；楼梯段上下端对应的墙体处，灌实 2 个孔
六	五	四	同上；隔开间横墙（轴线）与外纵墙交接处	
七	六	五	同上；各内墙（轴线）与外纵墙交接处；内纵墙与横墙（轴线）交接处和洞口两侧	外墙转角，灌实 5 个孔；内外墙交接处，灌实 4 个孔；内墙交接处，灌实 4~5 个孔；洞口两侧各灌实 1 个孔
	七	≥六	同上；横墙内芯柱间距不大于 2 m	外墙转角，灌实 7 个孔；内外墙交接处，灌实 5 个孔；内墙交接处，灌实 4~5 个孔；洞口两侧各灌实 1 个孔

注：外墙转角、内外墙交接处、楼电梯间四角等部位，应允许采用钢筋混凝土构造柱替代部分芯柱。

8.4.2 多层小砌块砌体房屋的芯柱，应符合下列构造要求：

- 1 小砌块房屋芯柱截面不宜小于 120 mm×120 mm。
- 2 芯柱混凝土强度等级，不应低于 Cb20。

3 芯柱的竖向插筋应贯通墙身且与每层圈梁连接；插筋不应小于 $1\phi 12$ ，6、7 度时超过五层、8 度时超过四层时，插筋不应小于 $1\phi 14$ 。

4 芯柱应伸入室外地面下 500 mm 或与埋深小于 500 mm 的基础圈梁相连。

5 为提高墙体抗震受剪承载力而设置的芯柱，宜在墙体内均匀布置，最大净距不宜大于 2.0 m。

6 多层小砌块房屋墙体交接处或芯柱与墙体连接处应设置拉结钢筋网片，网片可采用直径 4 mm 的钢筋点焊而成，沿墙高间距不大于 600 mm，并应沿墙体水平通长设置。6、7 度时底部 1/3 楼层，8 度时底部 1/2 楼层，上述拉结钢筋网片沿墙高间距不大于 400 mm。

8.4.3 小砌块房屋中替代芯柱的钢筋混凝土构造柱，应符合下列构造要求：

1 构造柱最小截面可采用 190 mm \times 190 mm，纵向钢筋宜采用 $4\phi 12$ ，箍筋间距不宜大于 250 mm，且在柱上下端宜适当加密；6、7 度时超过五层、8 度时超过四层，构造柱纵向钢筋宜采用 $4\phi 14$ ，箍筋间距不应大于 200 mm；外墙四角的构造柱可适当加大截面及配筋。

2 构造柱与砌块墙连接处应砌成马牙槎，与构造柱相邻的砌块孔洞，6 度时宜填实，7 度时应填实，8 度时应填实并插筋；构造柱与砌块墙之间沿墙高每隔 600 mm 设置 $\phi 4$ 点焊拉结钢筋网片，并应沿墙体水平通长设置。6、7 度时底部 1/3 楼层，8 度时底部 1/2 楼层，上述拉结钢筋网片沿墙高间距不大于 400 mm。

3 构造柱与圈梁连接处，构造柱的纵筋应在圈梁纵筋内侧穿过，保证构造柱纵筋上下贯通。

4 构造柱可不单独设置基础，但应伸入室外地面下 500 mm，或与埋深小于 500 mm 的基础圈梁相连。

8.4.4 多层小砌块砌体房屋的现浇钢筋混凝土圈梁的设置位置

应按本标准第 8.3.3 条多层砖砌体房屋圈梁的要求执行,圈梁宽度不应小于 190 mm,配筋不应少于 4φ12,箍筋间距不应大于 200 mm。

8.4.5 多层小砌块砌体房屋的层数,6 度超过五层、7 度超过四层、8 度超过三层时,在底层和顶层的窗台标高处,沿纵横墙应设置通长的水平现浇钢筋混凝土带;其截面高度不小于 60 mm,纵筋不少于 2φ10,并应有分布拉结钢筋;其混凝土强度等级,不应低于 C20。

水平现浇混凝土带亦可采用槽形砌块浇灌混凝土替代,纵筋和拉结钢筋不变。

8.4.6 丙类设防的多层小砌块砌体房屋,当总高度和层数接近或达到本标准表 8.1.2 规定限值时,应符合本标准第 8.3.2 条第 5 款的相关要求,其中墙体中部的构造柱可采用不少于 2 孔的灌孔芯柱替代;横墙也较少时,还应符合本标准第 8.3.14 条的相关要求,其中墙体中部的构造柱可采用间距不大于 2 m、灌孔数量不少于 2 孔的芯柱替代,且每孔插筋的直径不应小于 18 mm。

8.4.7 多层小砌块砌体房屋的其他抗震构造措施,尚应符合本标准第 8.3.5~8.3.13 条的有关要求。其中,墙体的拉结钢筋网片间距应符合本节的相应规定,分别取 600 mm 和 400 mm。

8.5 底部框架-抗震墙砌体房屋抗震构造措施

8.5.1 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标准第 8.3.1、8.4.1 条的规定设置。

2 构造柱、芯柱的构造,除应符合下列要求外,尚应符合本标准第 8.3.2、8.4.2、8.4.3 条的规定:

1) 砖砌体墙中构造柱截面不宜小于 240 mm×240 mm

(墙厚 190 mm 时为 240 mm×190 mm);

- 2) 构造柱的纵向钢筋不宜少于 4φ14, 箍筋间距不宜大于 200 mm; 芯柱每孔插筋不应小于 1φ14, 芯柱之间应每隔 400 mm 设 φ4 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。

8.5.2 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梁、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; 墙体内的构造柱间距不宜大于层高; 芯柱除按本标准表 8.4.1 设置外, 最大间距不宜大于 1 m。

3 过渡层构造柱的纵向钢筋 6、7 度时不宜少于 4φ16, 8 度时不宜少于 4φ18。过渡层芯柱的纵向钢筋, 6、7 度时不宜少于每孔 1φ16, 8 度时不应少于每孔 1φ18。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 60 mm, 宽度不小于墙厚, 纵向钢筋不少于 2φ10, 横向分布筋的直径不小于 6 mm 且其间距不大于 200 mm。此外, 砖砌体墙在相邻构造柱间的墙体, 应沿墙高每隔 360 mm 设置 2φ6 通长水平钢筋和 φ4 分布短筋平面内点焊组成的拉结网片或 φ4 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 400 mm 设置 φ4 通长水平点焊钢筋网片。

5 过渡层的砌体墙, 凡宽度不小于 1.2 m 的门洞和 2.1 m 的窗洞, 洞口两侧宜增设截面不小于 120 mm×240 mm(墙厚 190 mm 时为 120 mm×190 mm) 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第4款更高的加强措施。

8.5.3 底部框架-抗震墙砌体房屋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；双排分布钢筋同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标准第6.4节关于一般部位的规定设置。

8.5.4 底部框架-抗震墙砌体房屋的底部采用配筋小砌块砌体抗震墙时，其截面和构造应符合下列要求：

1 墙体周边应设置边框梁和边框柱(或框架柱)组成的边框；边框梁的截面宽度不宜小于250mm，截面高度不宜小于400mm，边框柱的截面高度不宜小于400mm。

2 底部层高不宜大于4.2m；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 6、7度时墙体的配筋和边缘构件应按本标准第8.6节中抗震等级为三级的底部加强部位的规定设置，8度时应按二级的底部加强部位的规定设置。

8.5.5 当6度设防的底层框架-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 300 mm 配置 $2\phi 8$ 水平钢筋和 $\phi 4$ 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 4 m 时和洞口两侧,应在墙内增设钢筋混凝土构造柱。

8.5.6 当 6 度设防的底层框架-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 190 mm,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 400 mm 配置 $\phi 4$ 点焊拉结钢筋网片,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 $190 \text{ mm} \times 190 \text{ mm}$,纵筋不应小于 $4\phi 12$,箍筋直径不应小于 $\phi 6$,间距不应大于 200 mm。

3 墙体在门、窗洞口两侧应设置芯柱,墙长大于 4 m 时,应在墙内增设芯柱,芯柱应符合本标准第 8.4.2 条的有关规定;其余位置,可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标准第 8.4.3 条的有关规定。

8.5.7 底部框架-抗震墙砌体房屋的框架柱应符合下列要求:

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

2 柱的轴压比,6 度时不宜大于 0.85,7 度时不宜大于 0.75,8 度时不宜大于 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 400 MPa 时,中柱 6、7 度时不应小于 0.9%,8 度时不应小于 1.1%,边柱、角柱及混凝土抗震墙端柱 6、7 度时不应小于 1.0%,8 度时不应小于 1.2%。

4 柱的箍筋直径 6、7 度时不应小于 8 mm,8 度时不应小于 10 mm,并应全高加密箍筋,间距不大于 100 mm。

5 柱的最上端和最下端组合的弯矩设计值应乘以增大系数,一、二、三级的增大系数应分别按 1.5、1.25 和 1.15 采用。

8.5.8 底部框架-抗震墙砌体房屋的楼盖应符合下列要求:

1 过渡层的楼板应采用现浇钢筋混凝土板,板厚不应小于 120 mm;并应少开洞、开小洞,当洞口尺寸大于 800 mm 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应加强配筋并与相应的构造柱可靠连接。

8.5.9 底部框架-抗震墙砌体房屋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 300 mm,梁的截面高度不应小于跨度的 1/10。

2 篦筋的直径不应小于 8 mm,间距不应大于 200 mm;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 500 mm 且不小于梁高的范围内,篦筋间距不应大于 100 mm。

3 沿梁高应设腰筋,数量不应少于 2φ14,间距不应大于 200 mm。

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柱的有关要求。

8.5.10 底部框架-抗震墙房屋的材料强度等级,应符合下列要求:

1 框架柱、混凝土抗震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。

8.5.11 底部框架-抗震墙房屋的其他构造措施应符合本标准第8.3节、第8.4节和第6章的有关要求。

8.6 配筋小砌块砌体抗震墙房屋抗震设计要求

(I) 一般规定

8.6.1 配筋小砌块砌体抗震墙房屋的最大高度应符合表8.6.1-1的规定,且房屋高宽比不应超过表8.6.1-2的规定。

表 8.6.1-1 配筋小砌块砌体抗震墙房屋适用的最大高度(m)

墙厚	抗震设防烈度		
	6度	7度	8度
190 mm	60	55	40

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

2 某层或几层开间大于6.0 m的房间建筑面积占相应层建筑面积40%以上时,应按表8.6.1-1的规定相应降低5 m取用。

3 房屋的高度超过表内高度时,应进行专门的研究和论证,采取有效的加强措施。

表 8.6.1-2 配筋小砌块砌体抗震墙房屋的最大高宽比

抗震设防烈度	6度	7度	8度
最大高宽比	4.5	4.0	3.0

注:房屋的平面布置和竖向布置不规则时应适当减小最大高宽比的值。

8.6.2 配筋小砌块砌体抗震墙房屋应根据抗震设防分类、抗震设防烈度、房屋高度和结构类型采用不同的抗震等级,并应符合相应的计算和构造措施要求。丙类建筑的抗震等级宜按表8.6.2确定。

表 8.6.2 抗震等级的划分

抗震设防烈度	6 度		7 度		8 度	
	≤ 24	> 24	≤ 24	> 24	≤ 24	> 24
抗震等级	四	三	三	二	二	一

注：1 接近或等于高度分界时，可结合房屋不规则程度及场地、地基条件确定抗震等级。

2 多层房屋（总高度 ≤ 18 m）可按表中抗震等级降低一级取用，已是四级时取四级。

3 乙类建筑按表内提高一度所对应的抗震等级采取抗震措施，已是二级时取一级。

8.6.3 配筋小砌块砌体抗震墙房屋应避免采用本标准第 3.4 节规定的不规则建筑结构方案，并应符合下列要求：

1 平面形状宜简单、规则，凹凸不宜过大；竖向布置宜规则、均匀，避免过大的外挑和内收。

2 纵横向抗震墙宜拉通对直；每个独立墙段长度不宜大于 8 m，也不宜小于墙厚的 5 倍；墙段的总高度与墙段长度之比不宜小于 2；门洞口宜上下对齐，成列布置。

3 采用现浇钢筋混凝土楼、屋盖时，抗震横墙的最大间距，应符合表 8.6.3 的要求。

表 8.6.3 配筋小砌块砌体抗震横墙的最大间距

抗震设防烈度	6 度	7 度	8 度
最大间距(m)	15	15	11

4 房屋需要设置防震缝时，其最小宽度应符合下列要求：

当房屋高度不超过 15 m 时，可采用 100 mm；当超过 15 m 时，6 度、7 度和 8 度相应每增加 6 m、5 m 和 4 m，宜加宽 20 mm。

5 宜避免设置转角窗；如设置转角窗则应按本标准第 8.6.19 条要求采取加强措施。

8.6.4 配筋小砌块砌体抗震墙房屋的层高应符合下列要求：

1 底部加强部位的层高，一、二级不宜大于 3.2 m，三、四级

不宜大于 3.9 m。

2 其他部位的层高,一、二级不宜大于 3.9 m,三、四级不宜大于 4.8 m。

注:底部加强部位指不小于房屋高度的 1/6 且不小于底部二层的高度范围,房屋总高度小于 18 m 时取一层。

8.6.5 配筋小砌块砌体抗震墙的短肢墙应符合下列要求:

1 不应采用全部为短肢墙的配筋小砌块砌体抗震墙结构,应形成短肢抗震墙与一般抗震墙共同抵抗水平地震作用的抗震墙结构。

2 短肢墙的抗震等级应比表 8.6.2 的规定提高一级采用;已为一级时,竖向配筋应予以加强。

3 在规定的水平力作用下,一般抗震墙承受的底部地震倾覆力矩不应小于结构总倾覆力矩的 50%,且短肢抗震墙截面面积与同层抗震墙总截面面积比例,抗震等级为三级及以上房屋两个主轴方向均不宜大于 20%;抗震等级为四级的房屋,两个主轴方向均不宜大于 50%;总高度 ≤ 18 m 的多层房屋,短肢抗震墙截面面积与同层抗震墙总截面面积比例,一、二级时两个主轴方向均不宜大于 30%,三级时不宜大于 50%,四级时不宜大于 70%。

4 短肢墙宜设置翼墙;不应在一字形短肢墙平面外布置与之单侧相交的楼、屋面梁。

注:短肢抗震墙是指墙肢截面高度与宽度之比为 5~8 的抗震墙,一般抗震墙是指墙肢截面高度与厚度之比大于 8 的抗震墙。L 形、T 形、十形等多肢墙截面的长短肢性质应由较长一肢确定。

8.6.6 配筋小砌块砌体抗震墙房屋的抗震墙,应全部用灌孔混凝土灌实。灌孔混凝土应采用坍落度大、流动性及和易性好,并与砌块结合良好的混凝土,灌孔混凝土的强度等级不应低于 Cb20。

(Ⅱ) 计算要点

8.6.7 配筋小砌块砌体抗震墙房屋抗震计算时,应按本节规定调整地震作用效应;6度时可不作截面抗震验算(不规则建筑除外),但应按本标准的有关要求采取抗震构造措施。配筋小砌块砌体抗震墙房屋应进行多遇地震作用下的抗震变形验算,其楼层内最大的层间弹性位移角,底层不宜超过1/1200,其他楼层不宜超过1/800。

8.6.8 配筋小砌块砌体抗震墙承载力计算时,截面的组合剪力设计值应按下列规定调整:

$$V = \eta_{vw} V_w \quad (8.6.8)$$

式中: V ——抗震墙截面组合的剪力设计值;

V_w ——抗震墙截面组合的剪力计算值;

η_{vw} ——剪力增大系数,按表8.6.8取用。

表8.6.8 剪力增大系数 η_{vw}

结构部位	抗震等级			
	一	二	三	四
底部加强区抗震墙	1.6	1.4	1.2	1.0
其他部位抗震墙	1.0	1.0	1.0	1.0
多层房屋底部加强区的短肢抗震墙	1.7	1.5	1.3	1.1
多层房屋其他部位的短肢抗震墙	1.2	1.15	1.1	1.05

注:表中多层房屋是指总高度≤18m且按第8.6.5条第3款要求布置的短肢抗震墙多层房屋。

8.6.9 配筋小砌块砌体抗震墙截面组合的剪力设计值,应符合下列要求:

剪跨比大于2时

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2 f_g b h) \quad (8.6.9-1)$$

剪跨比不大于 2 时

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 f_g b h) \quad (8.6.9-2)$$

式中: f_g ——灌孔小砌块砌体抗压强度设计值, 按现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003 中规定的值取用;
 b ——抗震墙截面宽度;
 h ——抗震墙截面高度;
 γ_{RE} ——承载力抗震调整系数, 取 0.85。

8.6.10 偏心受压配筋小砌块砌体抗震墙截面受剪承载力, 应按下列公式验算:

$$V \leq \frac{\lambda}{\gamma_{RE}} \left[\frac{\lambda}{\lambda - 0.5} (0.48 f_{gv} b h_0 + 0.1 N) + 0.72 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right] \quad (8.6.10-1)$$

$$0.5 V \leq \frac{\lambda}{\gamma_{RE}} \left(0.72 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right) \quad (8.6.10-2)$$

式中: N ——抗震墙组合的轴向压力设计值; 当 $N > 0.2 f_g b h$ 时, 取 $N = 0.2 f_g b h$;
 λ ——计算截面处的剪跨比, 取 $\lambda = M/Vh_0$; 小于 1.5 时取 1.5, 大于 2.2 时取 2.2;
 f_{gv} ——灌孔小砌块砌体抗剪强度设计值, $f_{gv} = 0.2 f_g^{0.55}$;
 A_{sh} ——同一截面的水平钢筋截面面积;
 s ——水平分布钢筋间距;
 f_{yh} ——水平分布钢筋抗拉强度设计值;
 h_0 ——抗震墙截面有效高度。

8.6.11 在多遇地震作用组合下, 配筋混凝土小型空心砌块抗震墙的墙肢不应出现小偏心受拉。大偏心受拉配筋混凝土小型空心砌块抗震墙, 其斜截面受剪承载力应按下式计算:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[\frac{1}{\lambda - 0.5} (0.48 f_{gv} b h_0 - 0.17 N) + 0.72 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right] \quad (8.6.11-1)$$

$$0.5V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.72 f_{yh} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right) \quad (8.6.11-2)$$

当 $0.48 f_{gv} b h_0 - 0.17 N \leq 0$ 时, 取 $0.48 f_{gv} b h_0 - 0.17 N = 0$ 。

8.6.12 配筋小砌块砌体抗震墙跨高比大于 2.5 的连梁应采用钢筋混凝土连梁, 其截面组合的剪力设计值和斜截面承载力, 应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 对连梁的有关规定。

8.6.13 抗震墙采用配筋小砌块砌体连梁时应符合下列要求:

1 连梁的截面应满足下式的要求:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 f_g b h_0) \quad (8.6.13-1)$$

2 连梁的斜截面受剪承载力应按下式计算:

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(0.56 f_{gv} b h_0 + 0.7 f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_0 \right) \quad (8.6.13-2)$$

式中: A_{sh} ——配置在同一截面内的箍筋各肢的全部截面面积;

f_{yv} ——箍筋的抗拉强度设计值。

8.6.14 配筋小砌块砌体结构抗震设计, 除本章规定者外, 混凝土构件部分还应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的有关要求。

(III) 抗震构造措施

8.6.15 配筋小砌块砌体抗震墙的水平和竖向分布钢筋应符合表 8.6.15-1 和表 8.6.15-2 的要求。

表 8.6.15-1 配筋小砌块砌体抗震墙水平分布钢筋的配筋构造要求

抗震等级	最小配筋率(%)		最大间距 (mm)	最小直径 (mm)
	一般部位	加强部位		
一级	0.13	0.15	400	φ8
二级	0.13	0.13	600	φ8
三级	0.11	0.13	600	φ8
四级	0.10	0.10	600	φ8

注:1 水平分布钢筋应双排布置,在顶层和底部加强部位,最大间距不应大于400 mm。

2 双排水平分布钢筋应设不小于φ6 拉筋,水平间距不应大于 400 mm。

表 8.6.15-2 配筋小砌块砌体抗震墙竖向分布钢筋的配筋构造要求

抗震等级	最小配筋率(%)		最大间距 (mm)	最小直径 (mm)
	一般部位	加强部位		
一级	0.15	0.15	400	φ12
二级	0.13	0.13	600	φ12
三级	0.11	0.13	600	φ12
四级	0.10	0.10	600	φ12

注:1 竖向分布钢筋应采用单排布置,直径不应大于 25 mm。

2 在顶层和底部加强部位,最大间距应按表中数值再减 200 mm。

8.6.16 各向墙肢截面均为 $3b < h < 5b$ 的小墙肢,其全截面竖向钢筋的配筋率在底部加强部位不宜小于 1.2%,一般部位不宜小于 1.0%;多层房屋(总高度 ≤ 18 m)的短肢墙及各向墙肢截面均为 $3b < h < 5b$ 的小墙肢,其全截面竖向钢筋的配筋率,底部加强部位不宜小于 1%,其他部位不宜小于 0.8%。

8.6.17 配筋小砌块砌体抗震墙在重力荷载代表值作用下的轴压比,不宜超过表 8.6.17 的限值。

表 8.6.17 配筋小砌块砌体抗震墙轴压比限值

抗震等级	一般墙体($h/b > 8$)		短肢墙($h/b = 5 \sim 8$)		小墙肢($3 < h/b < 5$)	
	底部加强部位	一般部位	有翼缘	无翼缘	有翼缘	无翼缘
一级	0.5	0.6	0.5	0.4	0.4	0.3
二级	0.6	0.6	0.6	0.5	0.5	0.4
三级	0.6	0.6	0.6	0.5	0.5	0.4

8.6.18 配筋小砌块砌体抗震墙墙肢端部应设置边缘构件。构造边缘构件的配筋范围:无翼墙端部为3孔配筋, L形转角节点为3孔配筋, T形转角节点为4孔配筋, 其最小配筋应符合表8.6.18的要求, 边缘构件范围内应设置水平箍筋, 构造边缘构件配筋示意见图8.6.18。底部加强部位的轴压比, 一级大于0.2和二、三级大于0.3时, 应设置约束边缘构件, 约束边缘构件的范围应沿受力方向比构造边缘构件增加1孔, 水平箍筋应相应加强, 也可采用钢筋混凝土边框柱。

表 8.6.18 配筋小砌块砌体抗震墙边缘构件的配筋要求

抗震等级	单孔竖向钢筋最小量		水平箍筋 最小直径	水平箍筋 最大间距(mm)
	底部加强部位	一般部位		
一级	1φ20	1φ18	φ8	200
二级	1φ18	1φ16	φ6	200
三级	1φ16	1φ14	φ6	200
四级	1φ14	1φ12	φ6	200

注:1 边缘构件水平箍筋宜采用搭接点焊网片形式。

2 当抗震等级为一、二、三级时, 边缘构件箍筋应采用不低于HRB335级或RRB335级钢筋。

3 二级轴压比大于0.3时, 底部加强部位边缘构件的水平箍筋最小直径不应小于φ8。

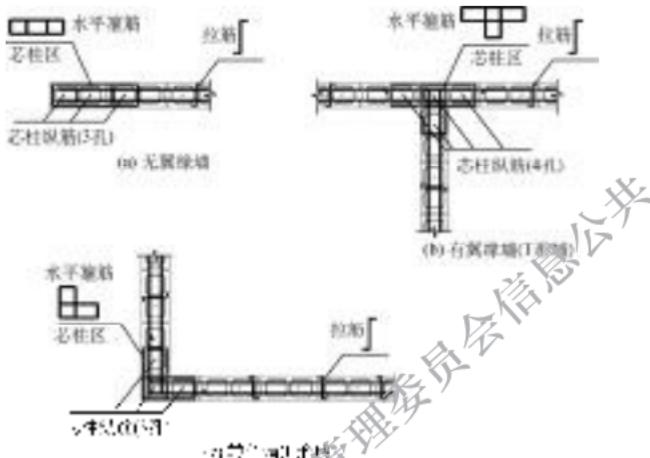


图 8.6.18 配筋小砌块砌体抗震墙的构造边缘构件

8.6.19 转角窗开间相关墙体尽端边缘构件纵筋和水平分布钢筋的直径应比表 8.6.15-1 和表 8.6.15-2 的规定提高一档,且转角窗开间的楼、屋面应采用现浇钢筋混凝土楼、屋面板,板内配筋应加强。

8.6.20 配筋小砌块砌体抗震墙内钢筋的锚固和搭接,应符合下列要求:

1) 配筋小砌块砌体抗震墙内竖向和水平分布钢筋的搭接长度不应小于 48 倍钢筋直径,竖向钢筋的锚固长度不应小于 42 倍钢筋直径。

2) 配筋小砌块砌体抗震墙的水平分布钢筋,沿墙长应连续设置,两端的锚固应符合下列规定:

- 1) 一、二级的抗震墙,水平分布钢筋可绕主筋弯 180°弯钩,弯钩端部直段长度不宜小于 $12d$;水平分布钢筋亦可弯入端部灌孔混凝土中,锚固长度不应小于 $30d$,且不应

小于 250 mm。

- 2) 三、四级的抗震墙,水平分布钢筋可弯入端部灌孔混凝土中,锚固长度不应小于 $25d$,且不应小于 200 mm。

8.6.21 配筋小砌块砌体抗震墙连梁的构造,采用混凝土连梁时,应符合本标准第 6 章的有关规定;采用配筋小砌块砌体连梁时,除符合本节的有关规定外,还应符合下列要求:

1 连梁上下水平钢筋锚入墙体内的长度,一、二级不应小于 1.15 倍锚固长度,三级不应小于 1.05 倍锚固长度,四级不应小于锚固长度,且不应小于 600 mm。

2 连梁的箍筋应沿梁长布置,并应符合表 8.6.21 的要求。

表 8.6.21 连梁箍筋的构造要求

抗震等级	箍筋最大间距	直径
一级	75	$\phi 10$
二级	100	$\phi 8$
三级	120	$\phi 8$
四级	150	$\phi 8$

注:当梁端纵筋配筋率大于 2% 时,表 8.6.21 箍筋最小直径应加大 2 mm。

3 顶层连梁在伸入墙体的纵向钢筋长度范围内应设置间距不大于 200 mm 的构造封闭箍筋,其规格和直径与该连梁的箍筋相同。

墙体水平钢筋应作为连梁腰筋在连梁拉通连续配置。当连梁截面高度大于 700 mm 时,自梁顶面下 200 mm 至梁底面上 200 mm 范围内应设置腰筋,其间距不大于 200 mm;每皮腰筋数量,一级不小于 $2\phi 12$,二~四级不小于 $2\phi 10$;对跨高比不大于 2.5 的连梁,梁两侧腰筋的面积配筋率不应小于 0.3%;腰筋伸入墙体内的长度不应小于 $30d$,且不应小于 300 mm。

5 连梁不宜开洞,当必须开洞时应满足下列要求:

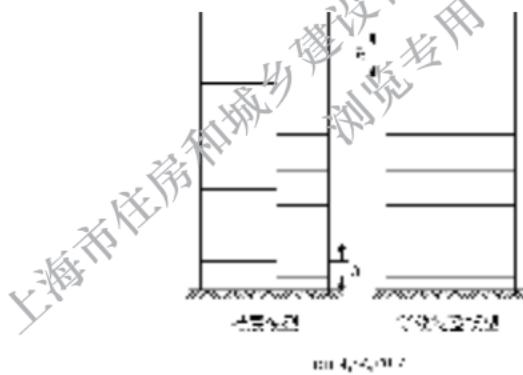
- 1) 在跨中梁高 $1/3$ 处预埋外径不大于 200 mm 的钢套管;

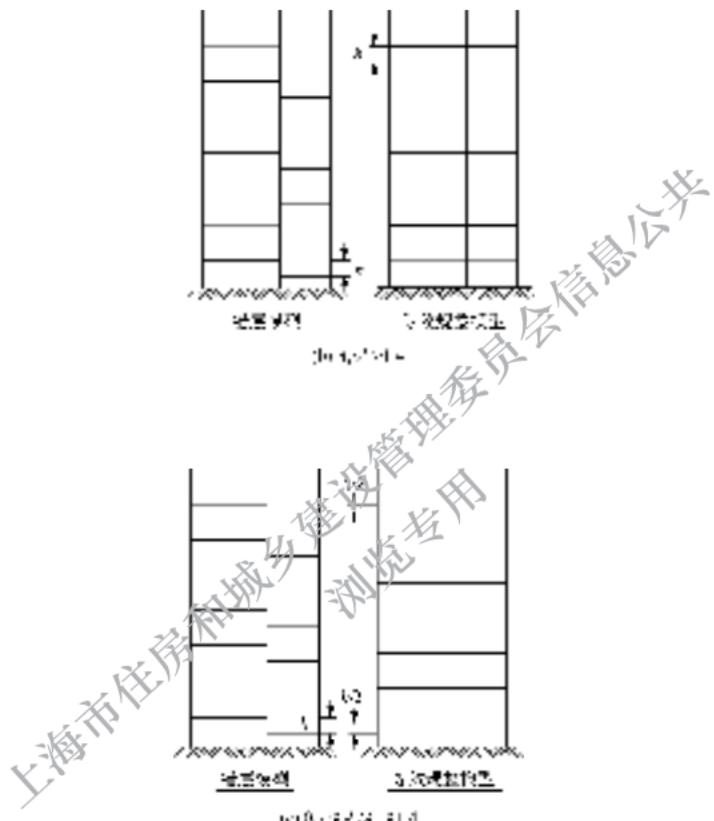
- 2) 洞口上下的有效高度不应小于 1/3 梁高,且不应小于 200 mm;
 - 3) 洞口处应配补强钢筋,被洞口削弱的截面应进行受剪承载力验算。
- 8.6.22 配筋小砌块砌体抗震墙的圈梁构造,应符合下列要求:
- 1 在基础及各楼层标高处,每道配筋小砌块砌体抗震墙均应设置现浇钢筋混凝土圈梁,圈梁的宽度应不小于墙厚,其截面高度不宜小于 200 mm。
 - 2 圈梁混凝土抗压强度不应小于相应灌孔混凝土的强度,且不应小于 C20。
 - 3 圈梁纵向钢筋不应小于相应配筋砌体墙的水平钢筋,且不应小于 4φ12;基础圈梁纵筋不应小于 4φ12;圈梁及基础圈梁箍筋直径不应小于 φ8,间距不应大于 200 mm;当圈梁高度大于 300 mm 时,应沿梁截面高度方向设置腰筋,其间距不应大于 200 mm,直径不应小于 10 mm。
 - 4 圈梁底部嵌入墙顶小砌块孔洞内,深度不宜小于 30 mm;圈梁顶部应是毛面。
- 8.6.23 配筋小砌块砌体抗震墙与混凝土基础连接处的受力钢筋,当房屋高度超过 50 m 或一级抗震等级时宜采用机械连接,其他情况可采用搭接;当采用搭接时,二级抗震等级的搭接长度不宜小于 50d,三、四级抗震等级时不宜小于 40d(d 为受力钢筋直径)。
- 8.6.24 配筋小砌块砌体抗震墙房屋的楼、屋盖,高层建筑时应采用现浇钢筋混凝土板,多层建筑宜采用现浇钢筋混凝土板;抗震等级为四级时,也可采用装配整体式钢筋混凝土楼盖。

8.7 多层错层砖砌体房屋抗震设计要求

- 8.7.1 多层错层砖砌体房屋的结构布置应符合下列要求:

- 1 平面应简单、规则、匀称，不宜采用曲折、转折的平面。
 - 2 沿竖向的刚度宜均匀，承重墙轴线上下必须对齐，错层的收层宜放在顶层。
 - 3 楼梯间不得设置以钢筋混凝土梁、柱承重的局部框架置换承重纵横墙。
 - 4 错层高低楼面的外围墙体应各自闭合，各自楼面内的纵、横墙面积率宜大致相等。
 - 5 不应采用内框架、底层框架结构，也不宜采用过街楼结构。
- 8.7.2 多层错层砖砌体房屋的计算应符合下列要求：
- 1 错层房屋可根据高、低层楼面面积比确定一个等效不错层的规整计算模型，如图 8.7.2 所示。





Λ_1 —较高楼层面积; Λ_2 —较低楼层面积

图 8.7.2 等效不错层的规整计算模型

2 当存在底层架空楼板时,架空板应作为一个层面建立模型。

3 顶层如设有坡屋面时,其层高按屋面结构实际情况确定。

4 等效规整模型的地震作用可采用底部剪力法计算,得到的全部层间墙肢剪力应按错层高度 h 乘以下列增大系数 β :

$$\begin{array}{ll} h \leqslant 0.6 \text{ m} & \beta = 1.1 \\ 0.6 \text{ m} < h \leqslant 0.9 \text{ m} & \beta = 1.2 \\ 0.9 \text{ m} < h \leqslant 1.2 \text{ m} & \beta = 1.3 \\ h > 1.2 \text{ m} & \beta = 1.4 \end{array}$$

5 错层房屋的墙肢除应满足轴压或偏压强度外,并应选择最不利危险截面按上述增大后的地震剪力进行抗震承载力验算,满足抗震强度要求。

6 对于多级错层的情况,其错层高度 h 按每级错层高度确定,计算模型可按本节的有关规定采用。

8.7.3 多层错层砖砌体房屋的构造措施应符合下列要求:

1 砌体:砌体的砖强度等级不应低于 MU10,砌筑砂浆强度等级不应低于 M7.5,砌体的抗剪强度不应低于现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003 规定的普通黏土砖砌体的抗剪强度。

2 楼板、楼板应现浇,板厚不应小于 120 mm。

3 圈梁:每层的高、低楼面各自均应设置封闭圈梁,且相邻高、低楼面的圈梁在与错层部位垂直的墙上应有不小于 1 000 mm 长的搭接。当错层高度不大于 600 mm 时,错层部位墙上的高、低圈梁应连成整体。

4 构造柱:

1) 房屋的纵、横墙交接处均应设置构造柱;

2) 错层墙体平面轴线有偏移时,在轴线转折处应增设构造柱;

3) 错层部位相邻开间纵墙的门、窗洞口两侧应设构造柱;

错层部位横墙的门、窗洞口两侧也应设构造柱，且构造柱间距不应大于 3 m；

- 4) 当利用主楼梯错层时，楼梯间的构造柱截面尺寸不应小于 $240\text{ mm} \times 240\text{ mm}$ （墙厚为 190 mm 时不应小于 $240\text{ mm} \times 190\text{ mm}$ ），纵筋不应小于 $4\phi 18$ ，箍筋沿柱全高加密，直径不应小于 $\phi 8$ ，间距不应大于 100 mm ；
- 5) 门洞构造柱及过梁（圈梁）的纵筋不应少于 $4\phi 16$ ，沿全长或全长箍筋应加密，箍筋直径不应小于 $\phi 8$ ，间距不应大于 100 mm 。

5 楼梯：当错层楼梯导致楼板开洞时，梯段两侧应采用厚度不小于 120 mm 的现浇钢筋混凝土墙把楼梯粗高、低楼板连为一体。

9 钢结构房屋

9.1 多层和高层钢结构房屋

(I) 一般规定

9.1.1 本节的多层钢结构适用于层数不超过 10 层或高度不超过 24 m 的钢结构民用房屋及单跨、多跨的多层钢结构厂房，包括局部单层的多层厂房。高层钢结构适用于高度满足表 9.1.1 的其他民用建筑钢结构房屋。

表 9.1.1 高层民用建筑钢结构房屋适用的最大高度(m)

结构体系	6 度	8 度
框架	110	90
框架-中心支撑	220	180
框架-偏心支撑 框架-屈曲约束支撑 框架-延性墙板	240	200
筒体(框筒、筒中筒、桁架筒、束筒) 巨型框架	300	260

注：1 本表适用于乙类和丙类建筑。

2 对于甲类建筑，宜按抗震设防烈度提高 1 度后符合本表的要求。

9.1.2 多层和高层钢结构的布置应符合本标准第 3.4 节的有关要求，并应符合下列规定：

- 1 设置地下室时，钢结构宜延伸至地下室。
- 2 框架-支撑结构宜采用中心支撑，也可采用偏心支撑。中

心支撑的布置形式可采用交叉支撑、人字支撑或单斜杆支撑；中心支撑的类型可采用屈曲约束支撑或普通支撑。厂房的支撑宜布置在荷载较大的柱间，且在同一柱间上下贯通。

3 框架-延性墙板结构宜采用无屈曲波纹钢板墙、屈曲约束钢板墙等延性钢板墙，延性钢板墙宜沿建筑高度竖向连续布置，并应延伸至计算嵌固端。

4 结构平面形状复杂、各部分框架高度差异大或楼层荷载相差悬殊时，应设防震缝或采取其他措施，将结构分割成独立且相对规则的若干部分。防震缝的最小宽度应符合下列要求：

- 1) 框架结构房屋的防震缝宽度，当高度不超过 15 m 时，可采用 150 mm；超过 15 m 时，6 度、7 度、8 度相应每增加高度 5 m、4 m、3 m，宜加宽 30 mm。
- 2) 框架-支撑结构房屋的防震缝宽度，可采用第 1) 项规定数值的 70%。

9.1.3 多层厂房的布置尚应符合下列要求：

1 料斗等设备穿过楼层且支承在该楼层时，其运行装料后的设备总重心宜接近楼层的支点处。同一设备穿过两个以上楼层时，应选择其中的一层作为支座；必要时可另选一层加设水平支承点。

2 设备自重时，厂房楼层应与设备分开。

9.1.4 多层和高层钢结构的楼板应符合下列要求：

1 楼板宜采用压型钢板现浇混凝土组合楼板、钢筋桁架楼面板混凝土组合楼板、混凝土叠合板等。6、7 度时房屋高度不超过 50 m 的民用建筑，可采用装配整体式钢筋混凝土楼板、装配式楼板等。

2 对于转换层、加强层等受力复杂楼层或楼板开口较多的楼层，宜采用现浇混凝土楼板或设置刚性水平支撑。

3 应将楼板预埋件与钢梁焊接，或采取其他措施保证楼板的整体性。

9.1.5 对于楼板平面内刚度较小的钢结构，宜设置平面支撑。各榀框架水平刚度相差较大、竖向支撑布置又不规则时，应设楼层水平支撑。楼层水平支撑宜符合以下要求：

1 楼层水平支撑可设在次梁底，支撑杆端部应同时连接于楼层横梁或纵梁的腹板或梁底。

2 楼层水平支撑的布置应与竖向支撑位置相协调。

3 楼层轴线上的梁可作为水平支撑系统的弦杆，斜杆与弦杆夹角宜在 30° ~ 60° 之间。

4 在柱网区格内次梁有大的设备荷载时，应增设刚性系杆将设备的地震作用传到水平支撑弦杆（轴线上的梁）或节点上。

9.1.6 多层厂房钢框架与支撑的连接可采用焊接或高强度螺栓连接，纵向柱间支撑和屋面水平支撑布置，应符合下列要求：

1 纵向柱间支撑宜设置于柱列中部附近。

2 纵向柱间支撑可设置在同一开间内，并在同一柱间上下贯通。

3 屋面的横向水平支撑、屋面桁架间的竖向支撑和顶层的柱间支撑，宜设置在厂房单元端部的同一柱间内；当厂房单元较长时，应每隔 3 个~5 个柱间设置 1 道。

9.1.7 框架结构体系的梁柱节点宜采用刚接。框架-支撑体系中，在支撑平面内框架的梁柱节点可采用半刚性连接或铰接，其余框架连接宜采用刚接；未设置斜向支撑的筒体体系在筒体平面内的梁柱连接可采用半刚性连接或铰接；主要承受楼面竖向荷载的楼面梁与竖向支撑框架（或框筒及桁架筒）的连接可采用铰接。

9.1.8 采用基于性能的抗震设计的钢结构构件，钢材的质量等级应符合下列规定：

1 当工作温度高于 0°C 时，其质量等级不应低于 B 级。

2 当工作温度不高于 0°C 但高于 -20°C 时，Q235、Q345 钢

不应低于 B 级, Q390、Q420 及 Q460 钢不应低于 C 级。

3 当工作温度不高于-20℃时, Q235、Q345 钢不应低于 C 级, Q390、Q420 及 Q460 钢不应低于 D 级。

(II) 计算要点

9.1.9 进行抗震计算时,钢结构的阻尼比取值宜符合下列规定:

1 多遇地震下的弹性分析,高度不大于 50 m 时,可取 0.04;高度大于 50 m 且小于 200 m 时,可取 0.03;高度不小于 200 m 时,宜取 0.02。

2 罕遇地震下的弹塑性分析,可取 0.05。

9.1.10 计算厂房的地震作用时,重力荷载代表值和组合值系数,除应符合本标准第 5 章规定外,尚应符合下列规定:

1 楼面检修荷载不应小于 4 kN/m²,荷载组合值系数可取为 0.4。

2 成品或原料堆积楼面荷载取值应按实际采用,荷载组合值系数宜取为 0.8。

3 设备和料斗内的物料充满度宜按实际运行状态取用。当物料为间断加料时,物料重力荷载的组合值系数可取为 0.8。

4 管道内物料重力荷载宜按实际运行状态取用,组合值系数可取为 1.0。

9.1.11 进行多层和高层钢结构多遇地震作用下的反应分析时,可考虑现浇混凝土楼板与钢梁的共同工作。在设计中,应保证楼板与钢梁间有可靠的连接措施。此时,楼板可作为梁翼缘的一部分计算梁的弹性截面特性。

楼板的有效宽度应按下式计算:

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \quad (9.1.11)$$

式中: b_0 ——板托顶部的宽度。当板托倾角 $\alpha < 45^\circ$ 时,应按 $\alpha = 45^\circ$ 计算;当无板托时,则取钢梁上翼缘的宽度;当混

混凝土板和钢梁不直接接触(如之间有压型钢板分隔)时,取栓钉的横向间距;仅有1列栓钉时,取为0。

b_1 , b_2 ——梁外侧和内侧的翼缘计算宽度,各取梁跨度 l 的 $1/6$ 和翼板厚度 t 的6倍中的较小值。此外, b_1 尚不应超过翼板实际外伸宽度 S_1 ; b_2 不应超过相邻梁板托间净距 S_0 的 $1/2$ 。

压型钢板组合楼盖中,两侧有楼板的梁的惯性矩宜取为 $1.5I_b$,仅一侧有楼板的梁的惯性矩宜取为 $1.2I_b$, I_b 为钢梁的惯性矩。

进行多层和高层钢结构罕遇地震反应分析时,不应考虑混凝土楼板与梁的共同工作。

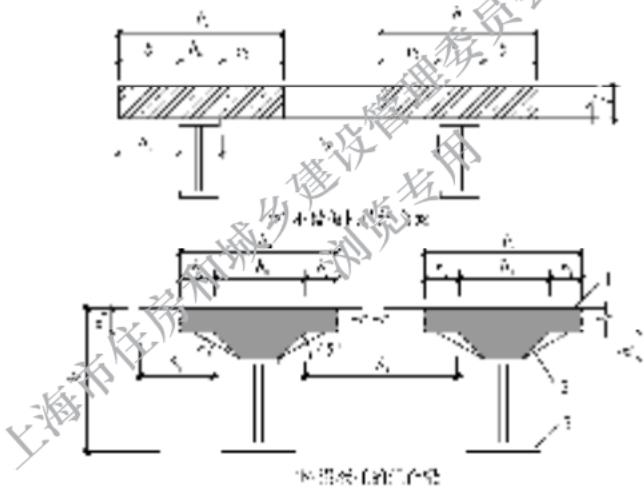


图 9.1.11 楼板的有效宽度

9.1.12 计算多层和高层钢结构的内力和位移时,除应考虑梁、柱弯曲变形和支撑的轴向变形外,尚宜考虑梁、柱的剪切变形和

柱的轴向变形。除有支撑跨的梁外，梁的轴向变形一般可不考虑。钢框架结构体系的梁柱刚接时，应考虑梁柱节点域的剪切变形，可将梁柱节点域作为剪切单元考虑或按照现行上海市工程建设规范《高层建筑钢结构设计规程》DG/TJ 08—32 的规定近似考虑梁柱节点域剪切变形的影响。钢框架的梁与柱采用端板式高强螺栓连接时，应考虑半刚性连接对框架内力的影响。

弹性时程分析时，应考虑梁、柱的弹塑性弯曲变形和支撑的弹塑性轴向变形，宜考虑梁柱节点域的弹塑性剪切变形，必要时宜考虑柱的弹塑性轴向变形。对于柱，尚宜考虑轴力对弹塑性弯曲变形的影响。

9.1.13 宜采取构造措施，减少楼梯构件对主体结构刚度的影响。

9.1.14 宜考虑梁柱节点域的剪切变形对刚接框架结构内力与位移的影响。条件许可时，宜将梁柱节点域当作一个单独的剪切单元进行结构内力与位移分析；也可按以下方法近似考虑：

1 对于工字形截面柱框架，梁、柱长度的计算尺寸宜取轴线间的距离，不考虑刚域。

2 对于箱形截面柱框架，宜将节点区视作刚域，梁、柱刚域的总长度可取节点域实际尺寸的一半，梁、柱长度的计算尺寸宜取刚域间的净距。

3 对于框架-支撑结构，可不考虑梁柱节点域的剪切变形对结构内力与位移的影响。

9.1.15 如果楼层侧移满足下式要求，则应考虑 $P-\Delta$ 效应：

$$\frac{\delta}{h} \geqslant 0.1 \frac{\sum V}{\sum N} \quad (9.1.15-1)$$

式中： δ ——多遇地震作用下计算楼层的层间位移；

h ——计算楼层层高；

$\sum N$ ——计算楼层以上全部竖向荷载之和；

$\sum V$ ——计算楼层以上全部多遇水平地震作用之和。

该楼层各构件的弯矩应按下式计算：

$$M_2 = M_{1b} + \alpha M_{1n} \quad (9.1.15-2)$$

式中： $\alpha = \frac{1}{1 - \frac{\delta}{h} \frac{\sum N}{\sum V}}$ ；

M_{1b} ——结构在竖向荷载作用下所产生的弯矩；

M_{1n} ——结构在水平荷载作用下所产生的弯矩。

9.1.16 在框架-支撑结构中，框架部分按计算得到的地震剪力应乘以调整系数，达到不小于结构底部总地震剪力的 25% 和框架部分计算最大层剪力值 1.8 倍二者的较小值。但对于采用偏心支撑、屈曲约束支撑或延性墙板的框架，其地震剪力可不进行调整。

9.1.17 直接支承设备和料斗的构件及其连接，除应计入振动设备的动力荷载外，还应计入重力及地震作用的影响。

设备与料斗对支承构件及其连接的水平地震作用，可按下式确定：

$$F_s = \alpha_{max} \lambda G_{eq} \quad (9.1.17-1)$$

$$\lambda = 1.0 + H_x / H_h \quad (9.1.17-2)$$

式中， F_s ——设备或料斗重心处的水平地震作用标准值；

α_{max} ——水平地震影响系数最大值；

G_{eq} ——设备或料斗的重力荷载代表值；

λ ——放大系数；

H_x ——建筑物基础至设备或料斗重心的距离；

H_h ——建筑物基础底至建筑物顶部的距离。

此水平地震作用对支承构件产生的弯矩、扭矩，取设备或料斗重心至支承构件形心距离计算。

9.1.18 当设备或支承设备的结构与厂房结构共同工作时,其水平地震作用计算时,应计入设备及其支承结构的刚度,地震作用效应按设备或支承设备结构与厂房结构侧移刚度的比例近似分配。对于重要设备或设备有较大偏心地震作用时,应将设备及其支承结构与厂房结构一起进行整体分析。

9.1.19 普通中心支撑框架构件的抗震承载力验算,应符合下列规定:

1 中心支撑框架的斜杆轴线偏移梁柱轴线交点不超过支撑杆件的宽度时,仍可按中心支撑框架分析,但应计及由此产生的附加弯矩。

2 支撑斜杆的受压承载力应按下式验算:

$$N / (\phi A_{br}) \leq \psi f / \gamma_{RE} \quad (9.1.19-1)$$

$$\psi = 1 / (1 + 0.35\lambda_n) \quad (9.1.19-2)$$

$$\lambda_n = (\lambda / \pi) \sqrt{f_{ay} / E} \quad (9.1.19-3)$$

式中:N——支撑斜杆的轴向力设计值;

A_{br} ——支撑斜杆的截面面积;

f ——设计强度;

f_{ay} ——屈服强度;

ϕ ——轴心受压杆的稳定系数;

ψ ——受循环荷载时的强度降低系数;

λ_n ——支撑斜杆的正则化长细比;

E ——支撑斜杆材料的弹性模量;

γ_{RE} ——支撑承载力抗震调整系数。

3 人字形支撑和V形支撑的横梁在支撑连接处应保持连续,该横梁应承受支撑斜杆传来的内力,并应按不计入支撑支点作用的简支梁验算重力荷载和受压支撑屈曲后产生不平衡力作用下的承载力。不平衡力应按受拉支撑的最小屈服承载力和受压支撑最大屈曲承载力的0.3倍计算。

9.1.20 屈曲约束支撑框架的抗震承载力验算，应符合下列规定：

1 屈曲约束支撑在风载或多遇地震与其他静力荷载组合下最大拉压轴力设计值 N 应满足下式要求：

$$N \leq 0.9A_1f_{ay} \quad (9.1.20-1)$$

式中： N ——屈曲约束支撑轴力设计值；

A_1 ——支撑约束屈服段的钢材截面面积；

f_{ay} ——支撑芯材的屈服强度标准值，按表 9.1.20-1 取值。

表 9.1.20-1 屈曲约束支撑芯材屈服强度标准值(MPa)

材料牌号	
Q100LY	80
Q160LY	140
Q225LY	205
Q235	235
Q355	355
Q390	390
Q420	420

2 屈曲约束支撑的连接承载力设计值应满足下式要求：

$$F_c \geq 1.2\omega\eta_y A_1 f_y \quad (9.1.20-2)$$

式中： F_c ——承受屈曲约束支撑轴力的连接作用力设计值；

η_y ——支撑芯材的超强系数，按表 9.1.20-2 取值；

ω ——支撑芯材的应变强化调整系数，按表 9.1.20-3 取值。

表 9.1.20-2 芯材的超强系数

材料牌号	η_y
Q100LY	1.25
Q160LY、Q235	1.15
Q225LY、Q355	1.10
Q390、Q420	1.05

表 9.1.20-3 芯材的应变强化调整系数

材料型号	ω
Q100LY	2.4
Q160LY	2.4
Q225LY	1.6
Q235、Q355、Q390、Q420	1.6

9.1.21 偏心支撑框架构件的抗震承载力验算,应符合下列规定:

1 偏心支撑框架构件的内力设计值,应按下列要求调整:

- 1) 支撑斜杆的轴力设计值,应取与支撑斜杆相连接的消能梁段达到受剪承载力时支撑斜杆轴力与增大系数的乘积,增大系数不应小于 1.3;
- 2) 位于消能梁段同一跨的框架梁内力设计值,应取消能梁段达到受剪承载力时框架梁内力与增大系数的乘积,增大系数不应小于 1.2;
- 3) 框架柱的内力设计值,应取消能梁段达到受剪承载力时柱内力与增大系数的乘积,增大系数不应小于 1.2。

2 偏心支撑框架消能梁段的受剪承载力应按下列公式验算:

- 1) 当 $N \leq 0.15Af$ 时

$$V \leq \phi V_i / \gamma_{RE} \quad (9.1.21-1)$$

$$V_i = 0.58 A_w f_{ay} \text{ 或 } V_i = 2M_{ip}/\alpha, \text{ 取较小值}$$

$$A_w = (h - 2t_1)t_w$$

$$M_{ip} = W_p f$$

- 2) 当 $N > 0.15Af$ 时

$$V \leq \phi V_{lc} / \gamma_{RE} \quad (9.1.21-2)$$

$$V_{lc} = 0.58 A_w f_{ay} \sqrt{1 - [N/(Af)]^2}$$

或 $V_{lc} = 2.4M_{lp}[1 - N/(Af)]/a$, 取较小值
式中: ϕ ——系数, 可取 0.9;

V, N ——分别为消能梁段的剪力设计值和轴力设计值;

V_l, V_{lc} ——分别为消能梁段的受剪承载力和计入轴力影响的受剪承载力;

M_{lp} ——消能梁段的全塑性受弯承载力;

a, h, t_w, t_f ——分别为消能梁段的长度、截面高度、腹板厚度和翼缘厚度;

A, A_w ——分别为消能梁段的截面面积和腹板截面面积;

W_p ——消能梁段的塑性截面模量;

f, f_{ay} ——分别为消能梁段钢材的抗拉强度设计值和屈服强度;

γ_{RE} ——消能梁段承载力抗震调整系数, 取 0.75。

注: 消能梁段指偏心支撑框架中斜杆与梁交点和柱之间的区段或同一跨内相邻两个斜杆与梁交点之间的区段, 地震时消能梁段屈服而使其余区段仍处于弹性受力状态。

3 支撑斜杆与消能梁段连接的承载力不应小于支撑的承载力。若支撑需抵抗弯矩, 支撑与梁的连接应按抗弯连接设计。

4 消能梁段的受弯承载力应符合下列公式的规定:

1) $N \leq 0.15Af$ 时

$$\frac{M}{W} + \frac{N}{A} \leq f \quad (9.1.21-3)$$

2) $N > 0.15Af$ 时

$$\left(\frac{M}{h} + \frac{N}{2}\right) \frac{1}{b_f t_f} \leq f \quad (9.1.21-4)$$

式中: M ——消能梁段的弯矩设计值;

N ——消能梁段的轴力设计值;

W ——消能梁段的截面模量;

A ——消能梁段的截面面积;

h , b_f , t_f ——分别为消能梁段的截面高度、翼缘宽度和翼缘厚度;
 f ——消能梁段钢材的抗压强度设计值,有地震作用组合时,应按规定除以 γ_{RE} 。

9.1.22 框架-延性墙板结构的设计验算,应符合下列规定:

1 延性钢板墙在风载或多遇地震与其他静力荷载组合下最大剪力设计值 Q 应满足下式要求:

$$Q \leq Q_b \quad (9.1.22-1)$$

式中: Q_b ——延性钢板墙的抗剪承载力设计值。

2 无屈曲波纹钢板墙可采用等效支撑框架模型进行计算,如图 9.1.22-1 所示。

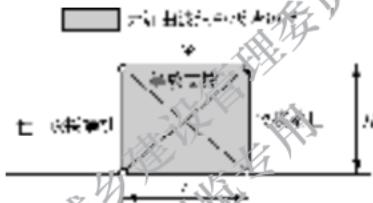


图 9.1.22-1 无屈曲波纹钢板墙等效支撑框架模型

等效支撑的截面面积 A_b 可按下式计算:

$$A_b = \frac{K(H^2 + a^2)^{\frac{3}{2}}}{2Ea^2} \quad (9.1.22-2)$$

式中: K ——无屈曲波纹钢板墙初始侧向刚度;

H ——波纹钢板墙高度。

等效支撑的材料屈服强度可按下式计算:

$$f_{yb} = \frac{Q_y(H^2 + a^2)^{\frac{1}{2}}}{2A_b a} \quad (9.1.22-3)$$

式中： Q_y ——无屈曲波纹钢板墙的屈服承载力。

铰接端柱截面面积 A_c 可按下式计算：

$$A_c = \frac{Q_u H}{2af_y} + \frac{P_0}{f_y} \quad (9.1.22-4)$$

式中： P_0 ——上部无屈曲波纹钢板墙对本层铰接端柱的竖向力作用。

3 无屈曲波纹钢板墙与框架梁的连接宜采用焊接，如图 9.1.22-2 所示。

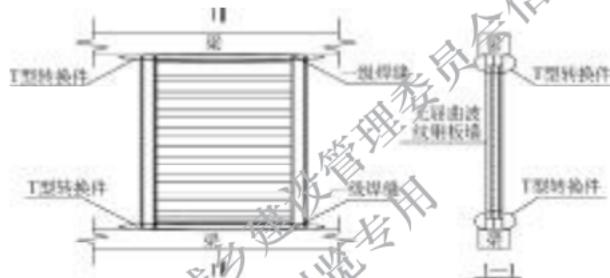


图 9.1.22-2 无屈曲波纹钢板墙与框架梁焊缝连接形式

无屈曲波纹钢板墙与上下框架梁的焊缝应满足一级焊缝的要求。波纹钢板宽度范围内的 T 型转换件腹板厚度 t_c 应满足下式要求：

$$t_c \geq \frac{Q_u}{af_y} \quad (9.1.22-5)$$

式中： Q_u ——无屈曲波纹钢板墙的极限承载力；

a ——波纹板宽度；

f_y ——T 型转换件的屈服强度。

边缘构件宽度范围内的 T 型转换件截面积 A_{cc} 应满足下式要求：

$$A_{\text{ee}} \geq \frac{Q_u H}{2a f_y} + \frac{P_o}{f_y} \quad (9.1.22-6)$$

式中： P_o ——上部无屈曲波纹钢板墙对本层铰接端柱的竖向力作用。

9.1.23 钢框架构件及节点的抗震承载力验算，应符合下列规定：

1 节点左右梁端和上下柱端的全塑性承载力应符合下式要求。当柱所在楼层的受剪承载力比上一层的受剪承载力高出25%，或柱轴向力设计值与柱全截面面积和钢材抗压强度设计值乘积的比值不超过0.4，或作为轴心受压构件在2倍地震力作用下的组合轴力设计值的稳定性得到保证时，可不按下列式验算。

$$\sum W_{\text{pc}}(f_{y_c} - N/A_c) \geq \sum W_{\text{pb}} f_{y_b} \quad (9.1.23-1)$$

式中： W_{pc} ， W_{pb} ——分别为柱和梁的塑性截面模量；

N ——柱轴向压力设计值；

A_c ——柱截面面积；

f_{y_c} ， f_{y_b} ——分别为柱和梁的钢材屈服强度。

2 节点域的屈服承载力应符合下式要求：

$$\psi(M_{\text{pb1}} + M_{\text{pb2}})/V_p \leq (4/3)f_v \quad (9.1.23-2)$$

$$\text{工字形截面柱} \quad V_p = h_b h_c t_w \quad (9.1.23-3)$$

$$\text{箱形截面柱} \quad V_p = 1.8 h_b h_c t_w \quad (9.1.23-4)$$

3 工字形截面柱和箱形截面柱的节点域应按下列公式验算：

$$t_w \geq (h_b + h_c)/90 \quad (9.1.23-5)$$

$$(M_{\text{bl}} + M_{\text{bz}})/V_p \leq (4/3)f_v/\gamma_{\text{RE}} \quad (9.1.23-6)$$

式中： M_{pb1} ， M_{pb2} ——分别为节点域两侧梁的全塑性受弯承载力；

V_p ——节点域的体积；

f_v ——钢材的抗剪强度设计值；

ϕ ——折减系数，可取 0.6；

h_b ， h_c ——分别为梁腹板高度和柱腹板高度；

t_w ——柱在节点域的腹板厚度；

M_{bl} ， M_{b2} ——分别为节点域两侧梁的弯矩设计值；

γ_{RF} ——节点域承载力抗震调整系数，取 0.70。

9.1.24 钢结构构件连接应按地震组合内力进行弹性设计，并应进行极限承载力验算。

1 梁与柱连接弹性设计时，梁上下翼缘的端截面应满足连接的弹性设计要求，梁腹板应计入剪力和弯矩；梁与柱连接的极限受弯、受剪承载力，应符合下列要求：

$$M_u \geq \eta_j M_p \quad (9.1.24-1)$$

$$V_u \geq 1.2(2M_p/l_n) + V_{Gb} \text{ 且 } V_u \geq 0.58h_w t_w f_{ay} \quad (9.1.24-2)$$

式中： M_u ——梁上下翼缘全熔透坡口焊缝的极限受弯承载力；

V_u ——梁腹板连接的极限受剪承载力；垂直于角焊缝受剪时，可提高 1.22 倍；

M_p ——梁（梁贯通时为柱）的全塑性受弯承载力；

V_{Gb} ——梁在重力荷载代表值作用下，按简支梁分析的梁端截面剪力设计值；

l_n ——梁的净跨（梁贯通时取该楼层柱的净高）；

h_w ， t_w ——梁腹板的高度和厚度；

f_{ay} ——钢材屈服强度；

η_j ——连接系数，可按表 9.1.24 采用。

表 9.1.24 连接系数

钢材牌号	梁柱连接		支撑连接、构件拼接	
	焊接	螺栓连接	焊接	螺栓连接
Q235	1.40	1.45	1.25	1.30
Q355	1.30	1.35	1.20	1.25
Q355GJ	1.25	1.30	1.15	1.20

注：1 屈服强度高于 Q355 的钢材，按 Q355 的规定采用。

2 屈服强度高于 Q355GJ 的钢材，按 Q355GJ 的规定采用。

3 翼缘焊接腹板栓接时，连接系数按焊接形式采用。

2 支撑与框架的连接及支撑拼接的极限承载力，应符合下列要求：

$$N_{ubr} \geq \eta_i A_n f_{ay} \quad (9.1.24-3)$$

式中： N_{ubr} ——螺栓连接和节点板连接在支撑轴线方向的极限承载力；

A_n ——支撑的截面净面积；

f_{ay} ——支撑钢材的屈服强度。

3 梁、柱构件拼接的弹性设计时，腹板应计入弯矩，且受剪承载力不应小于构件截面受剪承载力的 50%；拼接的极限承载力，应符合下列要求：

$$V_u \geq 0.58 h_w t_w f_{ay} \quad (9.1.24-4)$$

$$\text{无轴向力时} \quad M_u \geq \eta_i M_p \quad (9.1.24-5)$$

$$\text{有轴向力时} \quad M_u \geq \eta_i M_{pc} \quad (9.1.24-6)$$

式中： M_u ， V_u ——分别为构件拼接的极限受弯、受剪承载力；

M_{pc} ——构件有轴向力时的全截面受弯承载力；

h_w ， t_w ——拼接构件截面腹板的高度和厚度；

f_{ay} ——被拼接构件的钢材屈服强度。

拼接采用螺栓连接时，尚应符合下列要求：

$$\text{翼缘 } nN_{vu}^b \geq 1.2A_f f_{ay} \text{ 且 } nN_{vu}^b \geq 1.2A_f f_{ay} \quad (9.1.24-7)$$

$$\text{腹板 } N_{vu}^b \geq \sqrt{(V_u/n)^2 + (N_M^b)^2} \text{ 且 } N_{vu}^b \geq \sqrt{(V_u/n)^2 + (N_M^b)^2} \quad (9.1.24-8)$$

式中： N_{vu}^b ， N_{vu}^b ——一个螺栓的极限受剪承载力和对应的板件极限承压力；

A_f ——翼缘的有效截面面积；

N_M^b ——腹板拼接中弯矩引起的一个螺栓的最大剪力；

n ——翼缘拼接或腹板拼接一侧的螺栓数。

4 梁、柱构件有轴力时的全截面受弯承载力，应按下列公式计算：

工字形截面(绕强轴)和箱形截面

$$\text{当 } N/N_y \leq 0.13 \text{ 时, } M_{pc} = M_p \quad (9.1.24-9)$$

$$\text{当 } N/N_y > 0.13 \text{ 时, } M_{pc} = 1.15(1 - N/N_y)M_p \quad (9.1.24-10)$$

工字形截面(绕弱轴)

$$\text{当 } N/N_y \leq A_w/A \text{ 时, } M_{pc} = M_p \quad (9.1.24-11)$$

$$\text{当 } N/N_y > A_w/A \text{ 时, } M_{pc} = \{1 - [(N - A_w f_{ay}) (N_y - A_v f_{ay})]^{1/2}\} M_p \quad (9.1.24-12)$$

式中， N_y ——构件轴向屈服承载力，取 $N_y = A_n f_{ay}$ ；

A_w ——构件腹板截面积。

5 焊缝的极限承载力应按下列公式计算：

$$\text{对接焊缝受拉 } N_u = A_f^w f_u \quad (9.1.24-13)$$

$$\text{角焊缝受剪 } V_u = 0.58 A_f^w f_u \quad (9.1.24-14)$$

式中： A_f^w ——焊缝的有效受力面积；

f_u ——构件母材的抗拉强度最小值。

6 高强度螺栓连接的极限受剪承载力，应取下列公式计算的较小值：

$$N_{vu}^b = 0.58n_f A_e^b f_u^b \quad (9.1.24-15)$$

$$N_{cu}^b = d \sum t f_{cu}^b \quad (9.1.24-16)$$

式中： N_{vu}^b 、 N_{cu}^b ——分别为一个高强度螺栓的极限受剪承载力和对应的板件极限承压力；

n_f ——螺栓连接的剪切面数量；

A_e^b ——螺栓螺纹处的有效截面面积；

f_u^b ——螺栓钢材的抗拉强度最小值；

d ——螺栓杆直径；

$\sum t$ ——同一受力方向的钢板厚度之和；

f_{cu}^b ——螺栓连接板的极限承压强度，取 $1.5f_u^b$ 。

(III) 构造措施

9.1.25 柱的长细比不应大于 $80\sqrt{235/f_{sy}}$ 。

9.1.26 柱的板件宽厚比不应超过下列数值：

翼缘外伸部分： $12\sqrt{235/f_{sy}}$

两腹板间翼缘： $38\sqrt{235/f_{sy}}$

腹板： $48\sqrt{235/f_{sy}}$

9.1.27 梁的板件宽厚比不应超过下列数值：

翼缘外伸部分： $10\sqrt{235/f_{sy}}$

两腹板间翼缘： $32\sqrt{235/f_{sy}}$

工字形或箱形截面腹板： $[80 - 110N_b/Af]\sqrt{235/f_{sy}} \leq 70$

9.1.28 梁与柱的连接构造，应符合下列要求：

1 梁与柱的连接宜采用柱贯穿型。

2 柱在两个互相垂直的方向都与梁刚接时，宜采用箱形截面。当仅在一个方向刚接时，宜采用工字形截面，并将柱腹板置

于刚接框架平面内。

3 工字形柱(强轴方向)和箱形柱与梁刚接时,应符合下列要求(图 9.1.28-1):

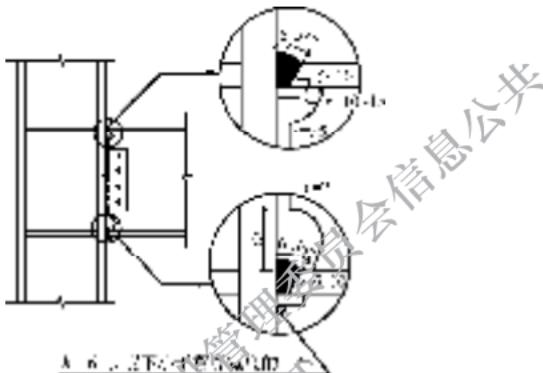


图 9.1.28-1 框架梁与柱的刚接细部构造

- 1) 梁翼缘与柱翼缘间应采用全熔透坡口焊缝。
- 2) 柱在梁翼缘对应位置设置横向加劲肋,且加劲肋厚度不应小于梁翼缘厚度。
- 3) 梁腹板宜采用摩擦型高强度螺栓通过连接板与柱连接;腹板角部宜设置扇形切角,其端部与梁翼缘的全熔透焊缝应隔开。
- 4) 当梁翼缘的塑性截面模量小于梁全截面塑性截面模量的 70%时,梁腹板与柱的连接螺栓不得少于 2 列;当计算仅需 1 列时,仍应布置 2 列,且此时螺栓总数不得少于计算值的 1.5 倍。

4 框架梁采用悬臂梁段与柱刚性连接时(图 9.1.28-2),悬臂梁端与柱应预先采用全焊接连接,梁的现场拼接可采用翼缘焊接腹板螺栓连接或全部螺栓连接。

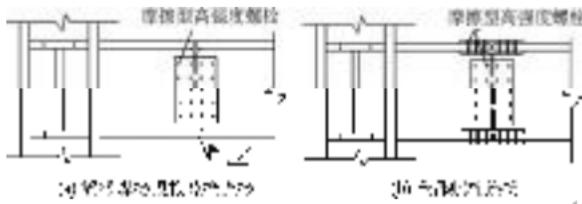


图 9.1.28-2 框架梁与柱通过梁悬臂段的连接

5 箱形柱在与梁翼缘对应位置设置的隔板应采用全焊透对接焊缝与壁板连接。工字形柱的横向加劲肋与柱翼缘应采用全焊透对接焊缝连接,与腹板可采用角焊缝连接。

9.1.29 梁与柱刚性连接时,柱在梁翼缘下各 500 mm 的节点范围内,柱翼缘与柱腹板间或箱形柱壁板间的连接焊缝,应采用全熔透坡口焊缝。

9.1.30 框架柱接头处至框架梁面的距离应为 1.2 m~1.3 m。上下柱的对接接头应采用全熔透焊缝,柱拼接接头上下各 100 mm 范围内,工字形柱翼缘与腹板间或箱形柱壁板间的连接焊缝,应采用全熔透焊缝。

9.1.31 框架柱间支撑杆件的长细比,当为拉杆时,不应超过 180;当为压杆时,不应超过 $120\sqrt{235/f_{sy}}$ 。

9.1.32 中心支撑受压杆件的宽厚比不应超过下列数值:

$$\text{翼缘外伸部分: } 10\sqrt{235/f_{sy}}$$

$$\text{工字形截面腹板: } 27\sqrt{235/f_{sy}}$$

$$\text{箱形截面腹板: } 25\sqrt{235/f_{sy}}$$

9.1.33 中心支撑节点的构造应符合下列要求:

1 支撑与框架连接处,支撑杆端宜做成圆弧。

2 梁在其与 V 形支撑或人字形支撑相交处,应设置侧向支承;该支承与梁端支承点间的侧向长细比(λ_y)以及支承力,应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 关于塑性设计的规定。

3 若支撑与框架采用节点板连接,应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 关于节点板在连接杆件每侧有不小于30°夹角的规定;支撑端部至节点板嵌固点在沿支撑杆件方向的距离(由节点板与框架构件焊缝的起点垂直于支撑杆轴线的直线至支撑端部的距离),不应小于节点板厚度的2倍。

9.1.34 偏心支撑框架消能梁段的钢材屈服强度不应大于345 MPa。消能梁段与消能梁段同一跨内的非消能梁段,其板件的宽厚比不应大于表 9.1.34 规定的限值。

表 9.1.34 偏心支撑框架梁板件宽厚比限值

板件名称		宽厚比限值
翼缘外伸部分		9
腹板	当 $N/A_f \leq 0.14$ 时	90[1-1.65N/(Af)]
	当 $N/A_f > 0.14$ 时	33[2.3-N/(Af)]

注:表列数值适用于 Q235 钢,当材料为其他钢号时,应乘以 $\sqrt{235/f_{y}}$,
 $N/(Af)$ 为梁轴压比。

9.1.35 偏心支撑框架的支撑杆件的长细比不应大于 $120\sqrt{235/f_y}$, 支撑杆件的板件宽厚比不应超过现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 规定的轴心受压构件在弹性设计时的宽厚比限值。

9.1.36 消能梁段的构造应符合下列要求:

1 当 $N > 0.16Af$ 时,消能梁段的长度应符合下列规定:

$$\text{当 } \rho(A_w/A) < 0.3 \text{ 时}, a < 1.6M_{tp}/V_t \quad (9.1.36-1)$$

$$\text{当 } \rho(A_w/A) \geq 0.3 \text{ 时}, a < [1.15 - 0.5\rho(A_w/A)]1.6M_{tp}/V_t \quad (9.1.36-2)$$

$$\rho = N/V \quad (9.1.36-3)$$

式中: a ——消能梁段的长度;

ρ ——消能梁段轴向力设计值与剪力设计值之比;

A ——消能梁段截面面积;

A_w ——消能梁段腹板截面面积；

$$V_t = 0.58A_w f_{ay} \text{ 或 } V_t = 2M_{ip}/a \text{ 取较小值} \quad (9.1.36-4)$$

M_{ip} ——消能梁段全塑性受弯承载力；

$$M_{ip} = W_p f \quad (9.1.36-5)$$

W_p ——消能梁段的塑性截面模量；

f, f_{ay} ——分别为消能梁段钢材抗拉强度设计值和屈服强度。

2) 当 $N \leq 0.16Af$ 时, 其净长不宜大于 $1.6M_{ip}/V_t$ 。

3) 消能梁段的腹板不得贴焊补强板, 也不得开洞。

4) 消能梁段与支撑连接处, 应在其腹板两侧配置加劲肋, 加劲肋的高度应为梁腹板高度, 一侧的加劲肋宽度不应小于 $(b_t/2 - t_w)$, 厚度不应小于 $0.75t_w$ 和 10 mm 的较大值。

5) 消能梁段应按下列要求在其腹板上设置中间加劲肋:

1) 当 $a \leq 1.6M_{ip}/V_t$ 时, 加劲肋间距不大于 $(30t_w - h/5)$ 。

2) 当 $2.6M_{ip}/V_t < a \leq 5M_{ip}/V_t$ 时, 应在距消能梁段端部 $1.5b_t$ 处设置中间加劲肋, 且中间加劲肋间距不应大于 $(52t_w - h/5)$ 。

3) 当 $1.6M_{ip}/V_t < a \leq 2.6M_{ip}/V_t$ 时, 中间加劲肋的间距宜在上述二者间线性插值。

4) 当 $a > 5M_{ip}/V_t$ 时, 可不设置中间加劲肋。

5) 中间加劲肋应与消能梁段的腹板等高, 当消能梁段截面高度不大于 640 mm 时, 可设置单侧加劲肋; 当消能梁段截面高度大于 640 mm 时, 应在两侧设置加劲肋, 一侧加劲肋的宽度不应小于 $(b_t/2 - t_w)$, 厚度不应小于 t_w 和 10 mm。

9.2 单层钢结构厂房

(I) 一般规定

9.2.1 本节适用于由钢柱、钢屋架或钢屋面梁承重的单跨和多

跨的单层厂房，单层的轻型钢结构厂房的抗震设计应符合专门规定。

9.2.2 厂房平面布置和防震缝设置要求，可参照单层钢筋混凝土柱厂房的有关规定，防震缝宽度不宜小于单层混凝土柱厂房防震缝宽度的 1.5 倍。

9.2.3 厂房的结构体系应符合下列要求：

1 厂房的横向抗侧力体系，可采用屋盖横梁与柱顶刚接的框架结构或屋盖与柱顶铰接的框排架或排架结构、悬臂柱结构或其他结构体系。6、7 度时厂房纵向抗侧力体系宜采用柱间支撑，条件限制时也可采用刚接框架；8 度时应采用柱间支撑。

2 屋盖应设置完整的屋盖支撑系统。屋盖横梁与柱顶铰接时，宜采用螺栓连接。

3 厂房内设有桥式吊车时，吊车梁系统的构件与厂房柱的连接应能可靠地传递纵向水平地震作用。

4 在构件可能产生塑性铰的最大应力区内，应避免焊接接头。对于厚度较大无法采用螺栓连接的构件，可采用对接焊缝等强度连接。

9.2.4 柱间支撑杆件宜采用整根型钢，采用焊接型钢时应采用整根型钢制作支撑杆件；超过材料最大长度规格时可采用对接焊缝等强拼接；柱间支撑与构件的连接，不应小于支撑杆件塑性承载力的 1.2 倍。

9.2.5 厂房的围护结构，应优先采用轻型板材和轻型型钢，采用预制钢筋混凝土墙板时宜与厂房柱柔性连接；当采用砌体围护墙时，应贴砌并与柱拉结，不应采用嵌砌式。

(II) 抗震验算

9.2.6 厂房抗震计算时，应根据屋盖高差和吊车设置情况，采用与厂房结构的实际工作状况相适应的模型计算地震作用。

单层厂房的阻尼比，可依据屋盖和围护墙的类型，取 0.045~0.050。

9.2.7 计算厂房地震作用时，围护墙体的自重与刚度应按下列规定取值：

1 轻型墙板或与柱柔性连接的预制钢筋混凝土墙板，应计入墙体的全部自重，但不应计入其刚度。

2 对于贴砌柱边且与柱拉结的砌体围护墙，应计入全部自重；当沿墙体纵向计算地震作用时，尚可计入普通砖砌体墙的折算刚度，7 度和 8 度时的折算系数可分别取 0.6 和 0.4。

9.2.8 厂房横向抗震计算可采用下列方法：

1 一般情况下，宜采用考虑屋盖弹性变形的空间分析方法。

2 平面规则、抗侧刚度均匀的轻型厂房，可按平面框架计算。等高厂房可采用底部剪力法，高低跨厂房应采用振型分解反应谱法。

9.2.9 厂房纵向抗震计算可采用下列方法：

1 采用轻型板材围护墙或与厂房柱柔性连接的钢筋混凝土大型墙板的厂房，可采用底部剪力法计算，各纵向柱列的地震作用按下列原则分配：

1) 轻型屋盖，可按纵向柱列承受的重力荷载代表值的比例分配；

2) 钢筋混凝土无檩屋盖，可按纵向柱列刚度比例分配；

3) 钢筋混凝土有檩屋盖，可取上述两种分配结果的平均值。

2 采用与柱贴砌且与柱拉结的砌体围护墙厂房，可参照本标准第 10 章的有关规定计算。

3 设置柱间支撑的柱列应计入支撑杆件屈曲后的地震作用效应。

9.2.10 有吊车的厂房，当横向按平面框架进行抗震计算时，对设置一层吊车的厂房，单跨时最多取 2 台吊车，多跨时不多于 4 台；当

纵向按框架进行抗震计算时,可不计入吊车的影响;当按空间框架进行抗震计算时,吊车取实际台数。

9.2.11 屋盖构件的抗震计算应符合下列要求:

1 竖向支撑桁架的腹杆应能承受和传递屋盖的水平地震作用,其连接的承载力应大于腹杆的承载力。

2 屋盖上、下弦横向水平支撑及纵向水平支撑的交叉斜杆均可按拉杆设计,并取相同的截面面积。

3 8度时,支承跨度大于24m的屋盖横梁的托架以及设备荷重较大的屋盖横梁,均应计算其竖向地震作用。

9.2.12 X形、V形或△形的柱间支撑应考虑拉压杆共同作用,其地震作用及验算可按本标准附录J第J.2节的规定按拉杆计算,并计及相关受压杆的影响,但压杆卸载系数宜取0.30。

对于V形或△形的柱间支撑,与其顶尖相连的横梁不宜出现塑性铰。

交叉支撑端部的连接,对单角钢支撑应考虑强度折减;8度时不得采用单面偏心连接;交叉支撑有一杆中断时,交叉节点板应予以加强,其承载力不小于1.1倍杆件承载力。

支撑杆件的截面应力比不宜大于0.75。

9.2.13 厂房结构构件连接的承载力计算应符合下列规定:

1 框架上柱的拼接位置应选择弯矩较小区域,其承载力不应小于接上柱两端呈全截面塑性屈服状态计算的拼接处的内力,且不得小于柱全截面受拉屈服承载力的0.5倍。

2 刚接框架屋盖横梁的拼接,当位于横梁最大应力区以外时,宜按与被拼接截面等强度设计。

3 实腹屋面梁与柱的刚性连接、梁端梁与梁的拼接,应采用地震组合内力进行弹性阶段设计。梁柱刚性连接、梁与梁拼接的极限受弯承载力计算应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的要求。采用轻型屋盖时,当吊车为A6及A6以上工作级别时,不宜采用端板高强度螺栓连接;当吊车吨位>20t时,

不应采用端板高强度螺栓连接。

刚接框架的屋架上弦与柱的连接板，在设防地震下不宜出现塑性变形。

4 柱间支撑与构件的连接，不应小于支撑杆件塑性承载力的1.2倍。

(Ⅲ) 构造措施

9.2.14 厂房的屋盖支撑应符合下列要求：

1 单层钢结构厂房的无檩屋盖与有檩屋盖的支撑系统，宜按表9.2.14-1、表9.2.14-2的规定布置。

表9.2.14-1 无檩屋盖支撑系统布置

支撑名称		抗震设防烈度	
		6、7度	8度
屋架支撑	上、下弦横向支撑	屋架跨度小于18m时同非抗震设计；屋架跨度不小于18m时在厂房单元端开间各设1道	厂房单元端开间及上柱支撑开间各设1道；天窗开洞范围的两端各增设局部上弦支撑1道；当屋架端部支撑在屋架上弦时，其下弦横向支撑同非抗震设计
	上弦通长水平系杆	同非抗震设计	在屋脊处、天窗架竖向支撑处、横向支撑节点处和屋架两端处设置
	下弦通长水平系杆	同非抗震设计	屋架竖向支撑节点处设置；当屋架与柱刚接时，在屋架端节间处按控制下弦平面外长细比不大于150设置
	屋架跨度小于30m	同非抗震设计	厂房单元两端开间及上柱支撑开间屋架端部各设1道
	屋架跨度大于等于30m	同非抗震设计	厂房单元两端开间，屋架1/3跨度处及上柱支撑开间内的屋架端部设置，并与上、下弦横向支撑相对应

续表9.2.14-1

支撑名称		抗震设防烈度	
		6、7 度	8 度
纵向 天窗 架支撑	上弦横向支撑	天窗架单元两端开间各设 1 道	天窗架单元两端开间及柱间支撑开间各设 1 道
	两侧	天窗架单元两端开间及每隔 36 m 各设 1 道	天窗架单元两端开间及每隔 30 m 各设 1 道
	跨中	跨度不小于 12 m 时天窗架单元两端开间及每隔 36 m 各设 1 道	跨度不小于 9 m 时设置，其道数与两侧相同

表 9.2.14-2 有檩屋盖支撑系统布置

支撑名称		抗震设防烈度	
		6、7 度	8 度
屋架支撑	上弦横向支撑	厂房单元端开间及每隔 60 m 各设 1 道	厂房单元端开间及上柱柱间支撑开间各设 1 道
	下弦横向支撑	同非抗震设计，当屋架端部支承在屋架下弦时同上弦横向支撑	
	跨中竖向支撑	同非抗震设计	
	两侧竖向支撑	屋架端部高度大于 900 mm 时，厂房单元端开间及柱间支撑开间各设 1 道	
	下弦通长水平支撑	同非抗震设计	屋架两端和屋架竖向支撑处设置；与柱刚接时，屋架端节间处按控制下弦平面外长细比不大于 150 设置
	纵向 天窗架 支撑	上弦横向支撑	天窗架单元两端开间及每隔 54 m 各设 1 道
	两侧竖向支撑	天窗架单元两端开间及每隔 42 m 各设 1 道	天窗架单元两端开间及每隔 36 m 各设 1 道

2 当轻型屋盖采用实腹屋面梁且与柱刚性连接的刚性体系时，屋盖水平支撑可布置在屋面梁上翼缘平面，屋面梁下翼缘应设隅撑侧向支承，隅撑的另一端可与屋面檩条连接。屋面横向支

撑和纵向天窗架支撑的布置可参照表 9.2.14 的要求。

3 屋盖纵向水平支撑的布置尚应符合下列规定：

- 1) 当采用托架支承屋盖横梁的屋盖结构时,应沿厂房单元全长设置纵向水平支撑。
- 2) 对于高低跨厂房,在低跨屋盖横梁端部支承处,应沿屋盖全长设置纵向水平支撑。
- 3) 纵向柱列局部柱间采用托架支承屋盖横梁时,应沿托架的柱间及向其两侧至少各延伸 1 个柱间设置屋盖纵向水平支撑。
- 4) 当设置沿结构单元全长的纵向水平支撑时,应与横向水平支撑形成封闭的水平支撑体系。多跨厂房屋盖纵向水平支撑的间距不宜超过 2 跨,不得超过 3 跨;高跨和低跨宜按各自的标高组成相对独立的封闭支撑体系。

4 支撑杆件应采用型钢;设置交叉支撑时,支撑的长细比限值可取 350。

9.2.15 柱间支撑的布置及构造应符合下列要求:

1 柱间下柱支撑,应在厂房单元的各纵向柱列中部柱间布置 1 道;当 7 度厂房单元长度大于 120 m(采用轻型围护时为 150 m)、8 度厂房单元长度大于 90 m(采用轻型围护时为 120 m)时,应在厂房单元长度的 1/3 区段内各布置 1 道;当厂房柱距数不超过 5 个且厂房长度小于 60 m 时,也可布置在厂房两端柱间。

2 上柱柱间支撑应布置在厂房单元两端及具有下柱支撑的柱间。

3 柱间支撑杆件应采用型钢,支撑形式宜采用交叉式,条件限制时也可采用 V 形或 A 形及其他形式的支撑。支撑斜杆与水平面的夹角不宜大于 55°,支撑斜杆的交叉处应设置板厚不小于 10 mm 的节点板,其承载力不小于杆件承载力的 1.1 倍。斜杆与交叉处节点板及两端节点板均应牢固焊接。

4 柱间支撑长细比限值,应符合现行国家标准《钢结构设计

标准》GB 50017 的规定。

5 柱间支撑宜采用整根型钢,当热轧型钢超过材料最大长度规格时,可采用拼接等强接长。

6 有条件时可采用消能支撑。

9.2.16 厂房框架柱的长细比,轴压比小于 0.2 时,不宜大于 150;轴压比不小于 0.2 时,不宜大于 $120\sqrt{235/f_{sy}}$ 。

9.2.17 厂房框架柱、梁截面板件的宽厚比限值应符合下列要求:

1 重屋盖厂房,板件宽厚比可按表 9.2.17 采用。

表 9.2.17 厂房框架梁、柱截面板件宽厚比限值

构件	板件名称	抗震设防烈度	
		7 度	8 度
柱	工字形截面翼缘外伸部分	16	12
	工字形截面腹板	52	48
	箱形截面腹板	40	38
梁	工字形截面和箱形截面翼缘外伸部分	11	10
	箱形截面翼缘至两腹板之间部分	36	32
	工字形截面和箱形截面腹板	$85 - 120N_b/(Af) \leqslant 75$	$80 - 110N_b/(Af) \leqslant 70$

注: 表列数值适用于 Q235 钢,当材料为其他钢号时,应乘以 $\sqrt{235/f_{sy}}$ 。

2 $N_b/(Af)$ 为梁轴压比。

2 轻屋盖厂房,塑性耗能区板件宽厚比限值可根据其承载力的高低按性能目标确定。塑性耗能区外的板件宽厚比限值,可采用现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 弹性设计阶段的板件宽厚比限值。

3 构件腹板宽厚比,可通过设置纵向加劲肋减小。

9.2.18 柱脚应能可靠传递柱身承载力,宜采用埋入式、插入式

或外包式柱脚,6、7度时也可采用外露式柱脚。柱脚设计应符合下列要求:

1 实腹式钢柱采用埋入式、插入式柱脚时,其埋入深度应由计算确定,且不得小于钢柱截面高度的2.5倍。

2 格构式钢柱采用插入式柱脚时,其埋入深度应由计算确定,其最小插入深度不得小于单肢截面高度(或外径)的2.5倍,且不得小于柱总宽度的0.5倍。

3 采用外包式柱脚时,实腹H形截面柱的钢筋混凝土外包高度不宜小于2.5倍的钢结构截面高度,箱形截面柱或圆管截面柱的钢筋混凝土外包高度不宜小于3.0倍的钢管内截面高度或圆管截面直径。

4 当采用外露式柱脚时,柱脚极限承载力不宜小于柱截面塑性屈服承载力的1.2倍。柱脚螺栓不宜用以承受柱底水平剪力,柱底剪力应由钢柱底板与基础间的摩擦力或设置抗剪键及其他措施承担。柱脚螺栓应可靠锚固。

10 单层钢筋混凝土柱厂房

10.1 一般规定

10.1.1 厂房的结构布置,应符合下列要求:

1 多跨厂房宜等高和等长,高低跨厂房不宜采用一端开口的结构布置。

2 厂房的贴建房屋和构筑物,不宜布置在厂房角部和紧邻防震缝处。

3 厂房体型复杂或有贴建的房屋和构筑物时,宜设防震缝;在厂房纵横跨交接处、大柱网厂房或不设柱间支撑的厂房,防震缝宽度可采用 100 mm~150 mm,其他情况可采用 50 mm~90 mm。

4 两个主厂房之间的过渡跨至少应有一侧采用防震缝与主厂房脱开。

5 厂房内上起重机的铁梯不应靠近防震缝设置;多跨厂房各跨上起重机的铁梯不宜设置在同一横向轴线附近。

6 厂房内的工作平台、刚性工作间宜与厂房主体结构脱开。

7 厂房的同一结构单元内,不应采用不同的结构型式;厂房端部应设屋架,不应采用山墙承重;厂房单元内不应采用横墙和排架混合承重。

8 厂房柱距宜相等,各柱列的侧移刚度宜均匀,当有抽柱时应采取抗震加强措施。

注:钢筋混凝土框排架厂房的抗震设计,应符合本标准附录 G 第 G.1 节的规定。

10.1.2 厂房天窗架的设置,应符合下列要求:

1 天窗宜采用突出屋面较小的避风型天窗,有条件时宜采

用下沉式天窗。

2 突出屋面的天窗宜采用钢天窗架,也可采用矩形截面杆件的钢筋混凝土天窗架。

3 天窗架不宜从厂房结构单元第一开间开始设置;8度时,天窗架宜从厂房单元端部第三柱间开始设置。

4 天窗屋盖,端壁板和侧板,宜采用轻型板材,不应采用端壁板代替端天窗架。

10.1.3 厂房屋架的设置,应符合下列要求:

1 厂房宜采用轻型屋盖、钢屋架或重心较低的预应力混凝土、钢筋混凝土屋架。

2 跨度不大于15m时,可采用钢筋混凝土屋面梁。

3 7度且跨度大于24m,或8度时,宜优先采用钢屋架。

4 柱距为12m时,可采用预应力混凝土托架(梁);当采用钢屋架时,亦可采用钢托架(梁)。

5 有突出屋面天窗架的屋盖不宜采用预应力混凝土或钢筋混凝土空腹屋架。

10.1.4 厂房柱的设置,应符合下列要求:

1 8度时,宜采用矩形、工字形截面柱或斜腹杆双肢柱,不宜采用薄壁工字形柱;腹板开孔工字形柱、预制腹板的工字形柱和管柱。

2 柱底至室内地坪以上500mm范围内和阶形柱的上柱宜采用矩形截面。

10.1.5 厂房围护墙、砌体女儿墙的布置、材料选型和抗震构造措施,应符合本标准第12.3节对非结构构件的有关规定。

10.2 计算要点

10.2.1 厂房的横向抗震计算,应采用下列方法:

1 混凝土无檩和有檩屋盖厂房,一般情况下,宜计及屋盖的横向弹性变形,按多质点空间结构分析;当符合本标准附录H的

条件时,可按平面排架计算,并按附录 H 的规定对排架柱的地震剪力和弯矩进行调整。

2 轻型屋盖厂房,柱距相等时,可按平面排架计算。

注:本节轻型屋盖指屋面为压型钢板、瓦楞铁、石棉瓦等有檩屋盖。

10.2.2 厂房的纵向抗震计算,应采用下列方法:

1 混凝土无檩和有檩屋盖及有较完整支撑系统的轻型屋盖厂房,可采用下列方法:

- 1) 一般情况下,宜计及屋盖的纵向弹性变形,围护墙与隔墙的有效刚度,不对称时宜计及扭转的影响,按多质点进行空间结构分析;
- 2) 柱顶标高不大于 15 m 且平均跨度不大于 30 m 的单跨或等高多跨的钢筋混凝土柱厂房,宜采用本标准附录 J 规定的修正刚度法计算。

2 纵墙对称布置的单跨厂房和轻型屋盖的多跨厂房,可按柱列分片独立计算。

10.2.3 突出屋面天窗架的横向抗震计算,可采用下列方法:

1 有斜撑杆的三铰拱式钢筋混凝土和钢天窗架的横向抗震计算可采用底部剪方法;跨度大于 9 m 时,钢筋混凝土天窗架的地震作用效应应乘以增大系数,增大系数可采用 1.5。

2 其他情况下天窗架的横向水平地震作用可采用振型分解反应谱法。

10.2.4 突出屋面天窗架的纵向抗震计算,可采用下列方法:

1 天窗架的纵向抗震计算,可采用空间结构分析法,并计及屋盖平面弹性变形和纵墙的有效刚度。

2 柱高不超过 15 m 的单跨和等高多跨钢筋混凝土无檩屋盖厂房的天窗架,纵向地震作用的计算,可采用底部剪方法,但天窗架的地震作用效应应乘以效应增大系数,其值按下列规定计算:

- 1) 单跨、边跨屋盖或有纵向内隔墙的中跨屋盖

$$\eta = 1 + 0.5n \quad (10.2.4-1)$$

2) 其他中跨屋盖

$$\eta = 0.5n \quad (10.2.4-2)$$

式中: η ——效应增大系数;

n ——厂房跨数,超过4跨时取4跨。

10.2.5 两个主轴方向柱距均不小于12m、无桥式起重机且无柱间支撑的大柱网厂房,柱截面抗震验算应同时计算两个主轴方向的水平地震作用,并应计入位移引起的附加弯矩。

10.2.6 不等高厂房中,支承低跨屋盖的柱牛腿(柱肩)的纵向受拉钢筋截面面积,应按下式确定:

$$A_s \geq \left(\frac{N_G a}{0.85h_0 f_y} + 1.2 \frac{N_E}{f_y} \right) \gamma_{RE} \quad (10.2.6)$$

式中: A_s ——纵向水平受拉钢筋的截面面积;

N_G ——柱牛腿面上重力荷载代表值产生的压力设计值;

a ——重力作用点至下柱近侧边缘的距离,当小于 $0.3h_0$ 时采用 $0.3h_0$;

h_0 ——牛腿最大竖向截面的有效高度;

N_E ——柱牛腿面上地震组合的水平拉力设计值;

f_y ——钢质抗拉强度设计值;

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数,可采用1.0。

10.2.7 柱间交叉支撑斜杆的地震作用效应及其与柱连接节点的抗震验算,可按本标准附录J的规定进行。下柱柱间支撑的下节点位置按本标准第10.3.9条规定设置于基础顶面以上时,宜进行纵向柱列柱根的斜截面受剪承载力验算。

10.2.8 厂房的抗风柱、屋架小立柱和计及工作平台影响的抗震计算,应符合下列规定:

1 高大山墙的抗风柱,在8度时应进行平面外的截面抗震承载力验算。

2 当抗风柱与屋架下弦相连接时,连接点应设在下弦横向

支撑节点处,下弦横向支撑杆件的截面和连接节点应进行抗震承载力验算。

3 当工作平台和刚性内隔墙与厂房主体结构连接时,应采用与厂房实际受力相适应的计算简图,并计入工作平台和刚性内隔墙对厂房的附加地震作用影响。变位受约束且剪跨比不大于 2 的排架柱,其斜截面受剪承载力应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算,并按本标准第 10.3.11 条采取相应的抗震构造措施。

4 8 度时,带有小立柱的拱形和折线型屋架或上弦节间较长且矢高较大的屋架,其上弦宜进行抗扭验算。

10.3 抗震构造措施

10.3.1 有檩屋盖构件的连接及支撑布置,应符合下列要求:

- 1 檩条应与混凝土屋架(屋面梁)焊牢,并应有足够的支承长度。
- 2 双脊檩应在跨度 1/3 处相互拉结。
- 3 压型钢板应与檩条可靠连接,瓦楞铁、石棉瓦等应与檩条拉结。
- 4 支撑布置宜符合表 10.3.1 的要求。

表 10.3.1 有檩屋盖的支撑布置

支撑名称	抗震设防烈度		
	6、7 度	8 度	
屋架支撑	上弦横向支撑	厂房单元端开间及厂房单元长度大于 66 m 的柱间支撑开间各设 1 道;天窗开洞范围的两端各增设局部的支撑 1 道	
	下弦横向支撑	同非抗震设计	
	跨中竖向支撑		
	端部竖向支撑	屋架端部高度大于 900 mm 时,厂房单元端开间及柱间支撑开间各设 1 道	

续表10.3.1

支撑名称		抗震设防烈度	
		6、7 度	8 度
天窗架支撑	上弦横向支撑	厂房单元天窗端开间各设 1 道	厂房单元天窗端开间及每隔 30 m 各设 1 道
	两侧竖向支撑	厂房单元天窗端开间及每隔 36 m 各设 1 道	

10.3.2 无檩屋盖构件的连接及支撑布置,应符合下列要求:

1 大型屋面板应与屋架(屋面梁)焊牢,靠柱列的屋面板与屋架(屋面梁)的连接焊缝长度不宜小于 80 mm。

2 6 度和 7 度时有天窗厂房单元的端开间,或 8 度时各开间,宜将垂直屋架方向两侧相邻的大型屋面板的顶面彼此焊牢。

3 8 度时,大型屋面板端头底面的预埋件宜采用角钢并与主筋焊牢。

4 无预埋件焊接条件的屋面板宜采用装配整体式接头,或将板四角切掉后与屋架(屋面梁)焊牢。

5 屋架(屋面梁)端部顶面预埋件的锚筋,8 度时不宜少于 4φ10。

6 支撑的布置宜符合表 10.3.2-1 的要求,有中间井式天窗时宜符合表 10.3.2-2 的要求;8 度跨度不大于 15 m 的厂房屋盖采用屋面梁时,可仅在厂房单元两端各设竖向支撑 1 道;单坡屋面梁的屋盖支撑布置,宜按屋架端部高度大于 900 mm 的屋盖支撑布置执行。

表 10.3.2-1 无檩屋盖的支撑布置

支撑名称		抗震设防烈度	
		6、7 度	8 度
屋架支撑	上弦横向支撑	屋架跨度小于 18 m 时同非抗震设计,跨度不小于 18 m 时在厂房单元端开间各设 1 道	厂房单元端开间及柱间支撑开间各设 1 道,天窗开洞范围的两端各增设局部的支撑 1 道

续表10.3.2-1

支撑名称		抗震设防烈度	
		6、7 度	8 度
屋架支撑	上弦通长水平系杆	同非抗震设计	沿屋架跨度不大于 15 m 设 1 道,但装配整体式屋面可仅在天窗开洞范围内设置;围护墙在屋架上弦高度有现浇圈梁时,其端部处可不另设
	下弦横向支撑		同非抗震设计
	跨中竖向支撑		单元端开间各设 1 道
	两端支撑		厂房单元端开间及柱间支撑开间各设 1 道
天窗架支撑	屋架端部高度 $\leq 900 \text{ mm}$	厂房单元端开间各设 1 道	厂房单元端开间及柱间支撑开间各设 1 道
	屋架端部高度 $> 900 \text{ mm}$		厂房单元天窗端开间及每隔 21 m 各设 1 道
	天窗两侧竖向支撑		天窗跨度 $\geq 9 \text{ m}$ 时,厂房单元天窗端开间及柱间支撑开间各设 1 道
上弦横向支撑		同非抗震设计	

表10.3.2-2 中间井式天窗无檩屋盖支撑布置

支撑名称		6、7 度	8 度	
上弦横向支撑 下弦横向支撑	厂房单元端开间各设 1 道	厂房单元端开间及柱间支撑开间各设 1 道		
上弦通长水平系杆		天窗范围内屋架跨中上弦节点处设置		
下弦通长水平系杆		天窗两侧及天窗范围内屋架下弦节点处设置		
跨中竖向支撑		有上弦横向支撑开间设置,位置与下弦通长系杆相对应		
两端 竖向 支撑	屋架端部高度 $\leq 900 \text{ mm}$	同非抗震设计		
	屋架端部高度 $> 900 \text{ mm}$	厂房单元端开间各设 1 道	有上弦横向支撑开间,且间距不大于 48 m	

10.3.3 屋盖支撑尚应符合下列要求：

1 天窗开洞范围内，在屋架脊点处应设上弦通长水平压杆；8度时，梯形屋架端部上节点应沿厂房纵向设置通长水平压杆。

2 屋架跨中竖向支撑在跨度方向的间距，不大于15 m；当仅在跨中设1道时，应设在跨中屋架屋脊处；当设2道时，应在跨度方向均匀布置。

3 屋架上、下弦通长水平系杆与竖向支撑宜配合设置。

4 柱距不小于12 m且屋架间距6 m的厂房，托架(梁)区段及其相邻开间应设下弦纵向水平支撑。

5 屋盖支撑杆件宜用型钢；当采用轻型屋盖，且无吊车或梁式吊车小于5 t、跨度不大于24 m时，可采用带张紧装置的十字交叉圆钢支撑。

10.3.4 突出屋面的钢筋混凝土天窗架，其两侧墙板与天窗立柱宜采用螺栓连接。

10.3.5 钢筋混凝土屋架的截面和配筋，应符合下列要求：

1 屋架上弦第一节间和梯形屋架端竖杆的配筋，6度和7度时不宜少于4φ12，8度时不宜少于4φ14。

2 梯形屋架的端竖杆截面宽度宜与上弦宽度相同。

3 拱形和折线形屋架上弦端部支撑屋面板的小立柱，截面不宜小于200 mm×200 mm，高度不宜大于500 mm，主筋宜采用Ⅱ形，6度和7度时不宜少于4φ12，8度时不宜少于4φ14，箍筋可采用φ6，间距不宜大于100 mm。

10.3.6 厂房柱子的箍筋，应符合下列要求：

1 下列范围内柱的箍筋应加密：

1) 柱头，取柱顶以下500 mm并不小于柱截面长边尺寸；

2) 上柱，取阶形柱自牛腿面至吊车梁顶面以上300 mm高度范围内；

3) 牛腿(柱肩)，取全高；

4) 柱根，取下柱柱底至室内地坪以上500 mm；

- 5) 柱间支撑与柱连接节点和柱变位受平台等约束的部位，取节点上、下各 300 mm；
- 6) 纵向墙梁与柱连接节点部位，取节点上、下各 300 mm。
- 2 加密区箍筋间距不应大于 100 mm，箍筋肢距和最小直径应符合表 10.3.6 的规定。
- 3 厂房柱侧向受约束且剪跨比不大于 2 的排架柱，柱顶预埋钢板和柱箍筋加密区的构造尚应符合下列要求：
- 1) 柱顶预埋钢板沿排架平面方向的长度，宜取柱顶的截面高度，且不得小于截面高度的 1/2 及 300 mm；
 - 2) 屋架的安装位置，宜减小在柱顶的偏心，直柱顶轴向力的偏心距不应大于截面高度的 1/4；
 - 3) 柱顶轴向力排架平面内的偏心距在截面高度的 1/6～1/4 范围内时，柱顶箍筋加密区的箍筋体积配筋率：8 度不宜小于 1.0%，6、7 度不宜小于 0.8%；
 - 4) 加密区箍筋宜配置四肢箍，肢距不大于 200 mm。

表 10.3.6 柱加密区箍筋最大肢距和最小箍筋直径

抗震设防烈度		6 度	7 度	8 度
箍筋的最小直径	箍筋最大肢距(mm)	300	250	200
	一般柱头和柱根	Φ8	Φ8	Φ8(Φ10)
	角柱柱头	Φ8	Φ10	Φ10
	下柱、牛腿和有支撑的柱根	Φ8	Φ8	Φ10
	有支撑的柱头和柱变位受约束部位	Φ8	Φ10	Φ12

注：括号内数值用于柱根。

- 10.3.7 大柱网厂房柱的截面和配筋构造，应符合下列要求：
- 1 柱截面宜采用正方形或接近正方形的矩形，边长不宜小于柱全高的 1/18～1/16。
- 2 重屋盖厂房地震组合的柱轴压比：6、7 度时不宜大于 0.8，8 度时不宜大于 0.7。

3 纵向钢筋宜沿柱截面周边对称配置,间距不宜大于200 mm,角部宜配置直径较大的钢筋。

4 柱头和柱根的箍筋应加密,并应符合下列要求:

- 1) 加密范围,柱根取基础顶面至室内地坪以上1 m,且不小于柱全高的1/6;柱头取柱顶以下500 mm,且不小于柱截面长边尺寸;
- 2) 箍筋直径、间距和肢距,应符合本标准第10.3.6条的规定。

10.3.8 山墙抗风柱的配筋,应符合下列要求:

1 抗风柱柱顶以下300 mm和牛腿(柱肩)面以上300 mm范围内的箍筋,直径不宜小于6 mm,间距不应大于100 mm,肢距不宜大于250 mm。

2 抗风柱的变截面牛腿(柱肩)处,宜设置纵向受拉钢筋。

10.3.9 厂房柱间支撑的设置和构造,应符合下列要求:

1 厂房柱间支撑的布置,应符合下列规定:

- 1) 一般情况下,应在厂房单元中部设置上、下柱间支撑,且下柱支撑应与上柱支撑配套设置;
- 2) 有起重机或8度时,宜在厂房单元两端增设上柱支撑;
- 3) 厂房单元较长或8度时,可在厂房单元中部1/3区段内设置两道柱间支撑。

2 柱间支撑应采用型钢,支撑形式宜采用交叉式,其斜杆与水平面的交角不宜大于55°。

3 支撑杆件的长细比,不宜超过表10.3.9的规定。

4 下柱支撑的下节点位置和构造措施,应保证将地震作用直接传给基础;当6度和7度不能直接传给基础时,应计及支撑对柱和基础的不利影响,采取加强措施。

5 交叉支撑在交叉点应设置节点板,其厚度不应小于10 mm,斜杆与交叉节点板应焊接,与端节点板宜焊接。

表 10.3.9 交叉支撑斜杆的最大长细比

位置	抗震设防烈度		
	6 度	7 度	8 度
上柱支撑	250	250	200
下柱支撑	200	150	120

10.3.10 8 度时跨度不小于 18 m 的多跨厂房中柱, 柱顶宜设置通长水平压杆, 此压杆可与梯形屋架支座处通长水平系杆合并设置, 钢筋混凝土系杆端头与屋架间的空隙应采用混凝土填实。

10.3.11 厂房结构构件的连接节点, 应符合下列要求:

1 屋架(屋面梁)与柱顶的连接, 8 度时宜采用螺栓; 屋架(屋面梁)端部支承垫板的厚度不宜小于 16 mm。

2 柱顶预埋件的锚筋, 8 度时不宜少于 $4\phi 14$; 有柱间支撑的柱子, 柱顶预埋件尚应增设抗剪钢板。

3 山墙抗风柱的柱顶, 应设置预埋板, 使柱顶与端屋架的上弦(屋面梁上翼缘)可靠连接。连接部位应位于上弦横向支撑与屋架的连接点处, 不符合时可在支撑中增设次腹杆或设置型钢横梁, 将水平地震作用传至节点部位。

4 支承低跨屋盖的中柱牛腿(柱肩)的预埋件, 应与牛腿(柱肩)中按计算承受水平拉力部分的纵向钢筋焊接, 且焊接的钢筋, 6 度和 7 度时不应少于 $2\phi 12$, 8 度时不应少于 $2\phi 14$ 。

5 柱间支撑与柱连接节点预埋件的锚件, 8 度时宜采用角钢加端板, 其他情况可采用不低于 HRB400 级的热轧钢筋, 但锚固长度不应小于 30 倍锚筋直径或增设端板。

6 厂房中的起重机走道板、端屋架与山墙间的填充小屋面板、天沟板、天窗端壁板和天窗侧板下的填充砌体等构件应与支撑结构有可靠的连接。

11 空旷房屋和大跨屋盖建筑

11.1 单层空旷房屋

(I) 一般规定

11.1.1 本节适用于较空旷的单层大厅和附属房屋组成的公共建筑。

11.1.2 大厅、前厅、舞台之间不宜设防震缝分开；大厅与两侧附属房屋之间可不设防震缝，但不设缝时应加强连接。

11.1.3 单层空旷房屋大厅屋盖的承重结构，在下列情况下不应采用砖柱：

- 1 大厅内设有挑台。
- 2 8度时的大厅。
- 3 7度时，大厅跨度大于12 m或柱顶高度大于6 m。
- 4 6度时，大厅跨度大于15 m或柱顶高度大于8 m。

11.1.4 单层空旷房屋大厅屋盖的承重结构，除第11.1.3条规定者外，可在大厅纵墙屋架支点下增设钢筋混凝土柱或钢筋混凝土—砖组合壁柱，不得采用无筋砖壁柱。

11.1.5 前厅结构布置应加强横向的侧向刚度，大门处壁柱及前厅内独立柱应采用钢筋混凝土柱。

11.1.6 前厅与大厅、大厅与舞台连接处的横墙，应加强侧向刚度，设置一定数量的钢筋混凝土抗震墙。

11.1.7 大厅部分其他要求可参照本标准第10章，附属房屋应符合本标准的有关规定。

(Ⅱ) 计算要点

11.1.8 单层空旷房屋的抗震计算,可将房屋划分为前厅、舞台、大厅和附属房屋等若干独立结构,按本标准有关规定执行,但应计及相互影响。

11.1.9 单层空旷房屋的抗震计算,可采用底部剪力法,地震影响系数可取最大值。

11.1.10 大厅的纵向水平地震作用标准值,可按下式计算:

$$F_{Ek} = \alpha_{max} G_{eq} \quad (11.1.10)$$

式中: F_{Ek} ——大厅一侧纵墙或柱列的纵向水平地震作用标准值。

G_{eq} ——等效重力荷载代表值。包括大厅屋盖和毗连附属房屋屋盖各一半的自重和 50% 雪荷载标准值,及一侧纵墙或柱列的折算自重。

11.1.11 大厅的横向抗震计算,应符合下列原则:

1 两侧无附属房屋的大厅,有挑台部分和无挑台部分可各取 1 个典型开间计算;符合本标准第 10 章规定时,尚可考虑空间工作。

2 两侧有附属房屋时,应根据附属房屋的结构类型,选择适当的计算方法。

11.1.12 高大山墙的壁柱应进行平面外的截面抗震验算。

(Ⅲ) 抗震构造措施

11.1.13 大厅的屋盖构造,应符合本标准第 10 章的规定。

11.1.14 大厅的钢筋混凝土柱和组合砖柱应符合下列要求:

1 组合砖柱纵向钢筋的上端应锚入屋架底部的钢筋混凝土圈梁内。组合砖柱的纵向钢筋除按计算确定外,且 6 度时每侧不应小于 4φ14,7 度时每侧不应少于 4φ16。

2 钢筋混凝土柱应按抗震等级不低于二级的框架柱设计,其配筋量应按计算确定。

11.1.15 前厅与大厅、大厅与舞台间轴线上横墙，应符合下列要求：

1 应在横墙两端，纵向梁支点及大洞口两侧设置钢筋混凝土框架柱或构造柱。

2 嵌砌在框架柱间的横墙应有部分设计成抗震等级不低于二级的钢筋混凝土抗震墙。

3 舞台口的柱和梁应采用钢筋混凝土结构，舞台口大梁上的墙体应采用钢筋混凝土框架柱嵌砌轻质填充墙，柱与周围墙体的拉结应符合多层砌体房屋要求。

11.1.16 大厅柱(墙)顶标高处应设置现浇圈梁，并宜沿墙高每隔3m左右增设1道圈梁。梯形屋架端部高度大于900mm时还应在上弦标高处增设1道圈梁。圈梁的截面高度不宜小于180mm，宽度宜与墙厚相同，纵筋不应少于4φ12，箍筋间距不宜大于200mm。

11.1.17 大厅与两侧附属房屋间不设防震缝时，应在同一标高处设置封闭圈梁并在交接处拉通，墙体交接处应沿墙高每隔400mm，在水平灰缝内设置拉结钢筋网片，且每边伸入墙内不宜小于1m。

11.1.18 悬挑式挑台应有可靠的锚固和防止倾覆的措施。

11.1.19 山墙应沿屋面设置钢筋混凝土卧梁，并应与屋盖构件锚拉；山墙应设置钢筋混凝土柱或组合柱，其截面和配筋分别不宜小于排架柱或纵墙组合柱，并应通到山墙的顶端与卧梁连接。

11.1.20 舞台后墙，大厅与前厅交接处的高大山墙，应利用工作平台或楼层作为水平支撑。

11.2 大跨屋盖建筑

(I) 一般规定

11.2.1 本节适用于采用拱架、壳体、平面桁架、空间网格、弦

支及张拉索结构等基本形式及其组合而成的大跨度钢屋盖建筑。

对于跨度大于 120 m、结构区间长度大于 300 m 或悬挑长度大于 40 m 的大跨钢屋盖建筑的抗震设计,应进行专门研究和论证,采取有效的加强措施。

11.2.2 屋盖及其支承结构的选型和布置,应符合下列要求:

- 1 应能将屋盖的地震作用有效地传递到下部支承结构。
- 2 应具有合理的刚度和承载力分布,屋盖及其支承的布置宜均匀对称。
- 3 宜优先采用两个水平方向刚度均衡的空间传力体系。
- 4 结构布置宜避免因局部削弱或突变形成薄弱部位,产生过大的内力、变形集中。对于可能出现的薄弱部位,应采取措施提高其抗震能力。
- 5 宜采用轻型屋面系统。
- 6 下部支承结构应合理布置,避免使屋盖产生过大的地震扭转效应。

11.2.3 屋盖体系的结构布置,尚应分别符合下列要求:

- 1 单向传力体系的结构布置,应符合下列规定:
 - 1) 主结构(桁架、拱、张弦梁)间应设置平面外的稳定支撑体系,保证垂直于主结构方向的水平地震作用的有效传递;
 - 2) 当桁架支座采用下弦节点支承时,应设置可靠的防侧倾体系,防止桁架整体在支座处发生平面外扭转。
- 2 空间传力体系的结构布置,应符合下列规定:
 - 1) 平面形状为矩形且三边支承一边开口的网格结构,其开口边应保证足够的刚度并形成完整的边桁架;
 - 2) 两向正交正放网架、双向张弦梁,应沿周边支座设置封闭的水平支撑;
 - 3) 单层网壳应采用刚性节点。

注：单向传力体系指平面拱、单向平面桁架、单向立体桁架、单向张弦梁等结构形式；空间传力体系系指网架、网壳、双向立体桁架、弦支及张拉索结构等结构形式。

11.2.4 当屋盖分区域采用不同的结构形式时，交界区域的杆件和节点应加强；也可设置防震缝，缝宽不宜小于 150 mm。

11.2.5 屋面围护系统、吊顶及悬吊物等非结构构件应与结构可靠连接，其抗震措施应符合本标准第 12 章的有关规定。

（II）计算要点

11.2.6 屋盖结构的抗震验算，应符合下列规定：

1 对于单向传力体系，应符合下列规定：

1) 7 度时，矢跨比小于 1/5 的单向平面桁架和单向立体桁架结构应进行平面外水平抗震验算，其他结构应进行竖向和水平抗震验算；

2) 8 度时，各种结构应进行竖向和水平抗震验算。

2 对于空间传力体系，应符合下列规定：

1) 7 度时，网架结构可不进行地震作用计算；矢跨比大于或等于 1/5 的网壳结构应进行水平抗震验算，其他结构应进行竖向和水平抗震验算；

2) 8 度时，各种结构应进行竖向和水平抗震验算。

11.2.7 屋盖结构抗震分析的计算模型，应符合下列要求：

1 应合理确定计算模型，屋盖与主要支承部位的连接假定应与构造相符。

2 计算模型应计人屋盖结构与下部结构的协同作用。

3 单向传力体系支撑构件的地震作用，宜按屋盖结构整体模型计算。

4 弦支及张拉索结构的地震作用计算模型，宜计人几何刚度的影响。

11.2.8 屋盖钢结构和下部支承结构协同分析时，阻尼比应符合

下列规定：

1 当下部支承结构为钢结构或屋盖直接支承在地面时，阻尼比可取 0.02。

2 当下部支承结构为混凝土结构时，阻尼比可取 0.025～0.035。

11.2.9 屋盖结构的水平地震作用计算，应符合下列要求：

1 对于单向传力体系，可取主结构方向和垂直主结构方向分别计算水平地震作用。

2 对于空间传力体系，应至少取两个主轴方向同时计算水平地震作用；对于有两个以上主轴或质量、刚度明显不对称的屋盖结构，应增加水平地震作用的计算方向。

11.2.10 一般情况，屋盖结构的多遇地震作用计算可采用振型分解反应谱法；体型复杂或跨度较大的结构，也可采用多向地震反应谱法或时程分析法进行补充计算。对于周边支承或周边支承和多点支承相结合且规则的网架、平面桁架和立体桁架结构，其竖向地震作用可按本标准第 5.3.1 条规定进行简化计算。

11.2.11 采用振型分解反应谱法进行屋盖结构的多遇地震作用计算时，结构 j 振型 i 节点的水平或竖向地震作用标准值应按下式确定：

$$F_{xji} = \alpha_j \gamma_j X_{ji} G_i \quad (11.2.11-1)$$

$$F_{yji} = \alpha_j \gamma_j Y_{ji} G_i$$

$$F_{zji} = \alpha_j \gamma_j Z_{ji} G_i$$

式中： F_{xji} ， F_{yji} ， F_{zji} —— 分别为 j 振型 i 节点分别沿 x 方向、 y 方向和 z 方向的地震作用标准值。

α_j —— 相应于 j 振型自振周期的水平地震影响系数，应按本标准第 5.1.4 条、第 5.1.5 条确定；当仅 z 方向地震作用

时,竖向地震影响系数取 $0.65\alpha_j$ 。

X_{ji}, Y_{ji}, Z_{ji} ——分别为 j 振型 i 节点的 x, y, z 方向的相对位移。

G_i —— i 节点的重力荷载代表值,应按本标准第 5.1.3 条确定。

γ_j —— j 振型的参与系数,可按下列公式确定,
当仅取 x 方向地震作用时

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ji}G_i}{\sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + Z_{ji}^2)G_i} \quad (11.2.11-2)$$

当仅取 y 方向地震作用时

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n Y_{ji}G_i}{\sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + Z_{ji}^2)G_i} \quad (11.2.11-3)$$

当仅取 z 方向地震作用时

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n Z_{ji}G_i}{\sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + Z_{ji}^2)G_i} \quad (11.2.11-4)$$

式中: n ——屋盖结构节点数。

11.2.12 屋盖结构构件的地震作用效应的组合,应符合下列要求:

1 单向传力体系,主结构构件的验算可取主结构方向的水平地震效应和竖向地震效应的组合、主结构间支撑构件的验算可仅计入垂直于主结构方向的水平地震效应。

2 一般结构,应进行三向地震作用效应的组合。

11.2.13 大跨屋盖结构在重力荷载代表值和多遇竖向地震作用标准值下的组合挠度值不宜超过表 11.2.13 的限值。

表 11.2.13 大跨屋盖结构的挠度限值

结构体系	屋盖结构(短向跨度 l_1)	悬挑结构(悬挑跨度 l_2)
平面桁架、立体桁架、网架、张弦梁	$l_1/250$	$l_2/125$
拱、单层网壳	$l_1/400$	—
双层网壳、弦支穹顶	$l_1/300$	$l_2/150$

11.2.14 屋盖构件截面抗震验算除应符合本标准第 5.4 节的有关规定外,尚应符合下列要求:

1 关键杆件的地震组合内力设计值应乘以增大系数;其取值,7、8 度宜分别按 1.1、1.15 采用。

2 关键节点的地震作用效应组合设计值应乘以增大系数;其取值,7、8 度宜分别按 1.15、1.2 采用。

3 预张拉结构中的拉索,在多遇地震作用下应不出现松弛。

注:对于空间传力体系,关键杆件指临支座杆件,即:临支座 2 个区(网)格内的弦、腹杆,临支座 1/10 跨度范围内的弦、腹杆,二者取较小的范围。对于单向传力体系,关键杆件指与支座直接相邻节间的弦杆和腹杆。关键节点为与关键杆件连接的节点。

(Ⅲ) 抗震构造措施

11.2.15 屋盖钢杆件的长细比,宜符合表 11.2.15 的规定。

表 11.2.15 钢杆件的长细比限值

杆件类型	受拉	受压	压弯	拉弯
一般杆件	250	180	150	250
关键杆件	200	150(120)	150(120)	200

注:1 括号内数值用于 8 度。

2 表列数据不适用于拉索等柔性构件。

11.2.16 屋盖构件节点的抗震构造,应符合下列要求:

1 采用节点板连接各杆件时,节点板的厚度不宜小于连接杆件最大壁厚的1.2倍。

2 采用相贯节点时,应将内力较大方向的杆件直通。直通杆件的壁厚不应小于焊于其上各杆件的壁厚。

3 采用焊接球节点时,球体的壁厚不应小于相连杆件最大壁厚的1.3倍。

4 杆件宜相交于节点中心。

11.2.17 支座的抗震构造,应符合下列要求:

1 应具有足够的强度和刚度,在荷载作用下不应先于杆件和其他节点破坏,也不应产生不可忽略的变形。支座节点构造形式应传力可靠、连接简单,并符合计算假定。

2 对于水平可滑动的支座,应保证屋盖在罕遇地震下的滑移不超出支承面,并应采取限位措施。

3 8度时,多遇地震下只承受竖向压力的支座,宜采用拉压型构造。

12 非结构构件

12.1 一般规定

12.1.1 本章主要适用于非结构构件与建筑结构的连接。非结构构件包括持久性的建筑非结构构件和支承于建筑构件的附属机电设备。

12.1.2 非结构构件应根据所属建筑的抗震设防类别和非结构地震破坏的后果及其对整个建筑结构影响的范围,采取不同的抗震措施,达到相应的基于性能的抗震性能目标。建筑非结构构件和建筑附属机电设备实现基于性能的抗震性能目标的某些方法可按本标准附录 K 第 K.2 节执行。

12.1.3 当抗震要求不同的 2 个或多个非结构构件连接在一起时,应按较高的要求进行抗震设计。其中任何一个非结构构件连接损坏时,应不致引起其他结构构件及非结构构件失效。

12.2 基本计算要求

12.2.1 建筑结构抗震计算时,应按下列规定计人非结构构件的影响:

1 地震作用计算时,应计人支承于结构构件的建筑构件和建筑附属机电设备的重力。

2 对柔性连接的建筑构件,可不计人刚度;对嵌入抗侧力构件平面内的刚性建筑非结构构件,应计人其刚度影响,可采用周期调整等简化方法;一般情况下不应计人其抗震承载力,当有专门的构造措施时,尚可按有关规定计人其抗震承载力。

3 支承非结构构件的结构构件,应将非结构构件地震作用效应作为附加作用,并满足连接件的锚固要求。

12.2.2 非结构构件的地震作用计算方法,应符合下列要求:

1 各构件和部件的地震力应施加于其重心,水平地震力应沿任一水平方向。

2 一般情况下,非结构构件自身重力产生的地震作用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非结构构件,除自身重力产生的地震作用外,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 建筑附属设备(含支架)的体系自振周期大于0.1 s且其重力超过所在楼层重力的1%,或建筑附属设备的重力超过所在楼层重力的10%时,宜进入整体结构模型的抗震设计,也可采用楼面反应谱方法计算。

12.2.3 采用等效侧力法时,水平地震作用标准值宜按下式计算:

$$F = \gamma \eta \zeta_1 \zeta_2 \alpha_{\max} G \quad (12.2.3)$$

式中: F —沿最不利方向施加于非结构构件重心处的水平地震作用标准值。

γ —非结构构件功能系数,由相关标准确定或按本标准附录K第K.2节执行。

η —非结构构件类别系数,由相关标准确定或按本标准附录K第K.2节执行。

ζ_1 —状态系数,对预制建筑构件、悬臂类构件、支承点低于质心的任何设备和柔性体系宜取2.0,其余情况可取1.0。

ζ_2 —位置系数,建筑的顶点宜取2.0,底部宜取1.0,沿高度线性分布;对本标准第5章要求采用时程分析法补充计算的结构,应按其计算结果调整。

α_{\max} ——地震影响系数最大值,可按本标准第5章要求关于多遇地震的规定采用。

G ——非结构构件的重力,应包括运行时有关的人员、容器和管道中的介质及储物柜中物品的重力。

12.2.4 非结构构件因支承点相对位移产生的内力,可按该构件在位移方向的刚度乘以规定的支承点相对水平位移计算。

非结构构件在位移方向的刚度,应根据其端部的实际连接状态,分别采用刚接、铰接、弹性连接或滑动连接等简化的力学模型。

相邻结构楼层的相对水平位移,可按本标准规定的限值采用。

12.2.5 非结构构件的地震作用效应(包括自身重力产生的效应和支座相对位移产生的效应)和其他荷载效应的基本组合,按本标准结构构件的有关规定计算;幕墙应计算地震作用效应与风荷载效应的组合;容器类尚应计及设备运转时的温度、工作压力等产生的作用效应。

非结构构件抗震验算时,摩擦力不得作为抵抗地震作用的抗力;承载力抗震调整系数可采用1.0。

12.3 建筑非结构构件的基本抗震措施

12.3.1 建筑结构中,设置连接幕墙、围护墙、隔墙、女儿墙、雨蓬、商标、广告牌、顶棚支架、大型储物架、较大的窗与天窗等非结构构件预埋件、锚固件的部位,应采取加强措施,以承受建筑非结构构件传给主体结构的地震作用。

12.3.2 非承重墙体的材料、选型和布置,应根据抗震设防烈度、房屋高度、建筑体型、结构层间变形、墙体自身抗侧力性能的利用等因素,经综合分析后确定,并应符合下列要求:

1 非承重墙体应优先采用轻质墙体材料;采用砌体墙时,应

采取措施减少对主体结构的不利影响，并应设置拉结筋、水平系梁、圈梁、构造柱等与主体结构可靠拉结。

2 刚性非承重墙体的布置，应避免使结构形成刚度和强度分布上的突变；当围护墙非均匀对称布置时，应考虑质量和刚度的差异对主体结构抗震不利的影响。

3 墙体与主体结构应有可靠的拉结，应能适应主体结构不同方向的层间位移；8度时应具有满足层间变位的变形能力，与悬挑构件相连接时，尚应具有满足节点转动引起的竖向变形的能力。

4 外墙板的连接件应具有足够的延性和适当的转动能力，宜满足在设防地震下主体结构层间变形的要求。

5 女儿墙在人流出入口和通道处应与主体结构可靠连接；非出入口无锚固的砌体女儿墙高度不宜超过0.5m。防震缝处女儿墙应留有足够的宽度，缝两侧的自由端应予以加强。

12.3.3 多层砌体结构中，非承重墙体等建筑非结构构件应符合下列要求：

1 后砌的非承重墙应沿墙高每隔500mm～600mm配置2φ6拉结钢筋与承重墙或柱拉结，每边伸入墙内不应少于500mm；8度时，长度大于5m的后砌隔墙，墙顶尚应与楼板或梁拉结，独立墙肢端部及大门洞边宜设置钢筋混凝土构造柱。

2 烟道、风道、垃圾道等不应削弱墙体。当墙体被削弱时，应对墙体采取加强措施；不宜采用无竖向配筋的附墙烟囱或出屋面烟囱。

3 不应采用无锚固的钢筋混凝土预制挑檐。

12.3.4 钢筋混凝土结构中的砌体填充墙，尚应符合下列要求：

1 填充墙在平面和竖向的布置，宜均匀对称，宜避免形成薄弱层或短柱。

2 砌体的砂浆强度等级不应低于M5；实心块体的强度等级不应低于MU2.5；空心块体的强度等级不应低于MU3.5；墙顶应

与框架梁密切结合。

3 填充墙应沿框架柱全高每隔 500 mm ~ 600 mm 设 2φ6 拉筋, 拉筋伸入墙内的长度, 6、7 度时宜沿墙全长贯通, 8 度时应全长贯通。

4 墙长大于 5 m 时, 墙顶与梁宜有拉结; 墙长超过 8 m 或者层高 2 倍时, 宜设置钢筋混凝土构造柱, 构造柱的间距应不大于层高且不大于 4 m; 墙高超过 4 m 时, 墙体半高宜设置与柱连接且沿墙全长贯通的钢筋混凝土水平系梁。

5 楼梯间及人流通道的填充墙, 尚应采用钢丝网砂浆面层加强。

12.3.5 单层钢筋混凝土柱厂房的围护墙和隔墙, 尚应符合下列要求:

1 厂房的围护墙宜优先采用轻质墙板或钢筋混凝土大型墙板, 砌体围护墙应采用外贴式并应设置拉结筋、水平系梁、圈梁、构造柱等与柱可靠拉结; 外侧柱距为 12 m 时应采用轻质墙板或钢筋混凝土大型墙板。

2 刚性围护墙沿纵向宜均匀对称布置, 不宜一侧为外贴式、另一侧为嵌砌式或开放式; 不宜一侧采用砌体墙、另一侧采用轻质墙板。

3 不等高厂房的高跨封墙和纵横向厂房交接处的悬墙宜采用轻质墙板, 6、7 度采用砌体时不应直接砌在低跨屋面上。

砌体围护墙应沿墙高每隔 500 mm ~ 600 mm 配置 2φ8 拉结钢筋与柱拉结, 每边伸入墙内不应少于 1 000 mm; 砌体围护墙在下列部位应设置现浇钢筋混凝土圈梁:

- 1) 梯形屋架端部上弦和柱顶的标高处各设 1 道, 但屋架端部高度不大于 900 mm 时可合并设置。
- 2) 应按上密下稀的原则每隔 4 m 左右在窗顶增设 1 道圈梁, 不等高厂房的高低跨封墙和纵墙跨交接处的悬墙, 圈梁的竖向间距不应大于 3 m。

- 3) 山墙沿屋面应设钢筋混凝土卧梁，并应与屋架端部上弦标高处的圈梁连接。
 - 5 圈梁的构造应符合下列规定：
 - 1) 圈梁宜闭合，圈梁截面宽度宜与墙厚相同，截面高度不应小于 180 mm；圈梁的纵筋不应少于 4φ12。
 - 2) 厂房转角处柱顶圈梁在端开间范围内的纵筋不宜小于 4φ14；转角两侧各 1 m 范围内的箍筋直径不宜小于 φ6，间距不宜大于 100 mm；圈梁转角处应增设不少于 3 根且直径与纵筋相同的水平斜筋。
 - 3) 圈梁应与柱或屋架牢固连接，山墙卧梁应与屋面板拉结；顶部圈梁与柱或屋架连接的锚拉钢筋不宜少于 4φ12，且锚固长度不宜小于 35 倍钢筋直径，防震缝处圈梁与柱或屋架的拉结宜加强。
 - 6 墙梁宜采用现浇。当预制时，梁底应与砖墙顶部可靠拉结，并与柱锚拉；厂房转角处相邻的墙梁，应相互可靠连接。
 - 7 砌体隔墙与柱宜脱开或柔性连接，并应采取措施使墙体稳定，隔墙顶部应设现浇钢筋混凝土压顶梁。
 - 8 砖墙的基础，8 度Ⅲ、Ⅳ 类场地时，预制基础梁应采用现浇接头；当另设条形基础时，在柱基础顶部标高处应设置连续的现浇钢筋混凝土圈梁，其纵筋不应少于 4φ12。
 - 9 女儿墙应采取措施防止地震时倾倒、坠落。高度大于 1 m 的女儿墙不宜采用砌体。
- #### 12.3.6 钢结构厂房的围护墙和隔墙，应符合下列要求：
- 1 厂房的围护墙，应优先采用轻型板材，预制钢筋混凝土墙板宜与柱柔性连接。
 - 2 单层厂房的砌体围护墙应贴砌并与柱拉结，拉结钢筋不小于 2φ8，沿墙高每隔 500 mm～600 mm 配置，每边伸入墙内不应少于 1 000 mm。
 - 3 应采取措施使墙体不妨碍厂房柱列沿纵向的水平位移。

8度时不应采用嵌砌式。

12.3.7 各类顶棚的构件与楼板的连接件，应能承受顶棚、悬挂重物和有关机电设施的自重和地震附加作用；其锚固的承载力应大于连接件的承载力。

12.3.8 悬挑雨篷或一端由柱支承的雨篷，应与主体结构可靠连接。

12.3.9 玻璃幕墙、预制墙板、附属于楼屋面的悬臂构件和大型储物架的抗震构造，应符合相关专门标准的规定。

12.4 建筑附属机电设备支架的基本抗震措施

12.4.1 附属于建筑的电梯、照明和应急电源系统、烟火监测和消防系统、采暖和空气调节系统、通信系统、公用天线等与建筑结构的连接构件和部件的抗震措施，应根据设防烈度、建筑使用功能、房屋高度、结构类型和变形特征、附属设备所处的位置和运行要求等经综合分析后确定。

12.4.2 下列附属机电设备的支架可不考虑抗震设防要求：

- 1 重力不超过 1.8 kN 的设备。
- 2 内径小于 25 mm 的煤气管道和内径小于 60 mm 电气配管。
- 3 矩形截面面积小于 0.38 m^2 和圆形直径小于 0.70 m 的风管。

4 吊杆计算长度不超过 300 mm 的吊杆悬挂管道。

12.4.3 建筑附属设备不应设置在可能导致其使用功能发生障碍等二次灾害的部位；对于有隔振装置的设备，应注意其强烈振动对连接件的影响，并防止设备和建筑结构发生谐振现象。

建筑附属机电设备的支架应具有足够的刚度和强度；其与建筑结构应有可靠的连接和锚固，应使设备在遭遇设防烈度地震影响后能迅速恢复功能。

12.4.4 管道、电缆、通风管和设备的洞口设置,不应削弱主要承重结构构件;洞口的边缘应有补强措施。

管道和设备与建筑的连接,应能允许二者之间有一定的相对变位。

12.4.5 建筑附属机电设备的基座或连接件应能将设备承受的地震作用全部传递到建筑结构上。建筑结构中,用以固定建筑附属机电设备预埋件、锚固件的部位,应采取加强措施,以承受附属机电设备传给主体结构的地震作用。

12.4.6 建筑内的高位水箱应与所在的结构构件可靠连接,且应计及水箱及所含水重对建筑结构产生的地震作用效应。

12.4.7 在设防烈度地震下需要连续工作的附属设备,宜设置在建筑结构地震反应较小的部位,且可采取适当的防护措施;相关部位的结构构件应采取相应的加强措施。

13 地下建筑

13.1 一般规定

13.1.1 本章主要适用于地下车库、地下厂房、地下变电站和地下空间综合体等地下建筑,不包括地下铁道、公路隧道等。

13.1.2 甲、乙类地下建筑结构的抗震等级宜取为二级,丙类地下建筑结构的抗震等级宜取为三级。

13.1.3 地下建筑的选址宜避开不利地段。当地基为软弱黏性土、液化土、新近填土或严重不均匀土时,应分析其对结构抗震稳定性的影响,并采取相应措施。

13.1.4 地下建筑的结构体系应根据抗震设防类别、抗震设防烈度、使用功能、场地工程地质条件和施工方法等要求来确定。结构体系应具有明确、合理的地震作用传递途径;应具备必要的抗震承载力、良好的变形能力和耗能能力;应避免因部分结构或构件破坏而导致整个结构丧失抗震能力或重力荷载、侧向水土荷载的承载能力;对可能出现的薄弱部位,应采取措施提高抗震能力。

13.1.5 地下建筑的平面布置应力求简单、对称、规则、平顺;横剖面宜规则、对称;沿建筑纵向形状和构造不宜突变。

13.2 计算要点

13.2.1 地下建筑的地震作用分析,应符合下列要求:

1 符合平面应变假定的地下建筑,可仅计算横向的水平地震作用。

2 不规则的地下建筑,宜同时计算结构横向和纵向的水平

地震作用,且两个水平向地震作用的设计基本地震加速度输入采用相同的数值。

3 在地下建筑的两个主轴方向分别计算水平地震作用并进行抗震验算时,各方向的水平地震作用应由该方向的抗侧力构件承担。

13.2.2 地下建筑的抗震计算模型,应根据结构实际情况确定并符合下列要求:

1 应能正确地反映周围挡土结构和内部各构件的实际受力状况;与周围挡土结构完全分离的内部结构,可采用与地上建筑同样的计算模型。

2 周围地层分布均匀、规则且具有对称轴的纵向较长的地下建筑,结构分析可选择平面应变分析模型并采用反应位移法或等效水平地震加速度法、等效侧力法计算。

3 长宽比和高宽比均小于3及本条第2款以外的地下建筑,宜采用空间结构分析计算模型并采用土层-结构时程分析法进行抗震计算。

4 体型规则的附建式地下建筑可将上部结构地震作用简化为荷载,计算模型与单建式相同。

13.2.3 地下建筑的抗震计算参数,应符合下列要求:

1 基岩处的地震作用可取地面的一半。地表、土层界面和基岩面较平坦时,地面至基岩的不同深度处地震作用可采用一维波浪法确定;土层界面、基岩面或地表起伏较大时,宜采用二维或三维有限元法确定。

2 结构的重力荷载代表值应按照本标准第5.1节确定。

3 采用土层-结构时程分析法时,土体的动力特性参数可由试验确定。

13.2.4 地下建筑的抗震验算,除应符合本标准第5章的要求外,尚应符合下列规定:

1 应进行多遇地震作用下截面承载力和构件变形的抗震

验算。

2 对于不规则的地下建筑以及地下变电站和地下空间综合体等,尚应进行罕遇地震作用下的抗震变形验算;计算可采用本标准第 5.5 节的简化方法,混凝土结构弹塑性层间位移角限值 $[\theta_p]$ 宜取 1/250。

3 液化地基中的地下建筑,应验算液化时的抗浮稳定性。

13.3 抗震构造措施和抗液化措施

13.3.1 钢筋混凝土地下建筑的抗震构造,应符合下列要求:

1 宜采用现浇结构。需要设置部分装配式构件时,应使其与周围构件有可靠的连接。

2 地下钢筋混凝土框架结构构件的最小尺寸应不低于同类地面结构构件的规定。

3 中柱的纵向钢筋最小总配筋率,应比本标准表 6.3.7-1 的规定增加 0.2%。中柱与梁或顶板、中隔楼板及底板连接处的箍筋应加密,其范围和构造与地面框架结构的柱相同。

13.3.2 地下建筑的顶板、底板和楼板,应符合下列要求:

1 宜采用现浇板结构。当采用板-柱-抗震墙结构时,无柱帽的平板应在柱上板带中设构造暗梁,其构造措施按本标准第 6.6.8 条第 1 款的规定采用。

2 对于地下连续墙与内衬叠合共同受力的结构,顶板、底板及各层楼板的负弯矩钢筋至少应有 50% 锚入地下连续墙,锚入长度按受力计算确定;正弯矩钢筋应锚入内衬;且均应不小于规定的锚固长度。

3 楼板开孔时,孔洞宽度宜不大于该层楼板宽度的 30%;洞口的布置宜使结构质量和刚度的分布仍较均匀、对称,避免局部突变。孔洞周围应设置满足构造要求的边梁或暗梁。

13.3.3 地下建筑周围土体和地基存在液化土层时,应采取下列

措施：

- 1 可对液化土层采取注浆加固等措施消除结构上浮的可能性，也可通过增设抗拔桩、配置压重等使其保持抗浮稳定。
- 2 存在液化土薄夹层，可按照本标准第 4.2 节和第 4.3 节进行地基抗液化处理和验算，但其承载力及抗浮稳定性验算应计入土层液化引起的土压力增加及摩阻力降低等因素的影响。
- 3 未采取措施消除液化可能性时，抗浮验算时尚应按本标准第 4.3.8 条考虑浮托力增加值。

附录 A 地震地面加速度时程曲线

地震地面运动加速度时程曲线及其谱值见图 A.1~图 A.14。

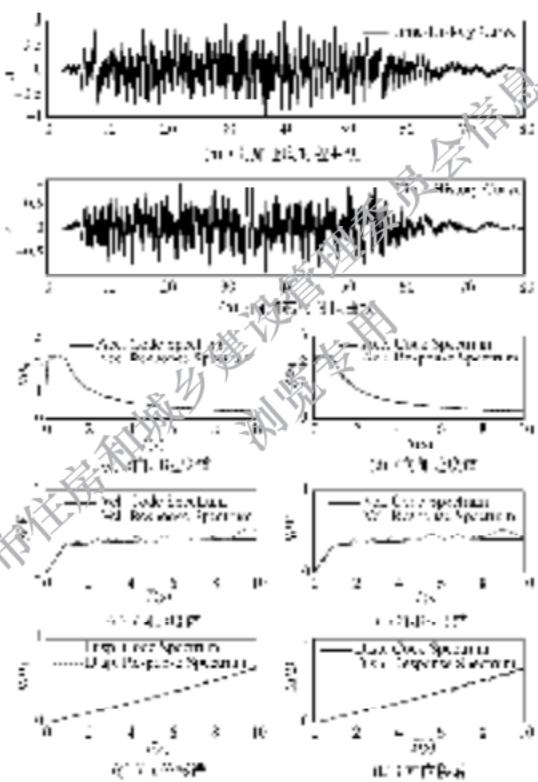


图 A.1 SHW1

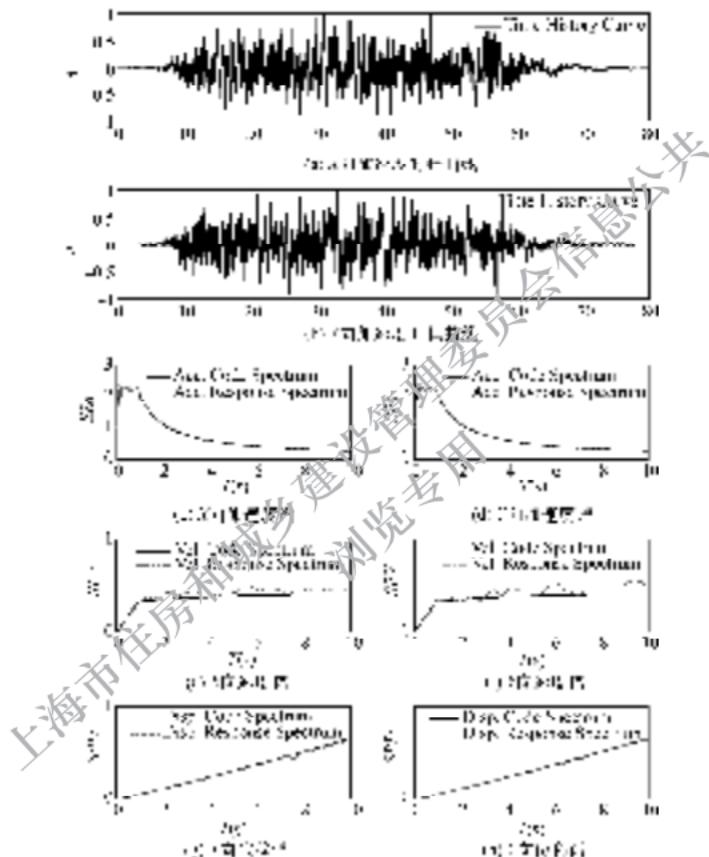


图 A.2 SHW2

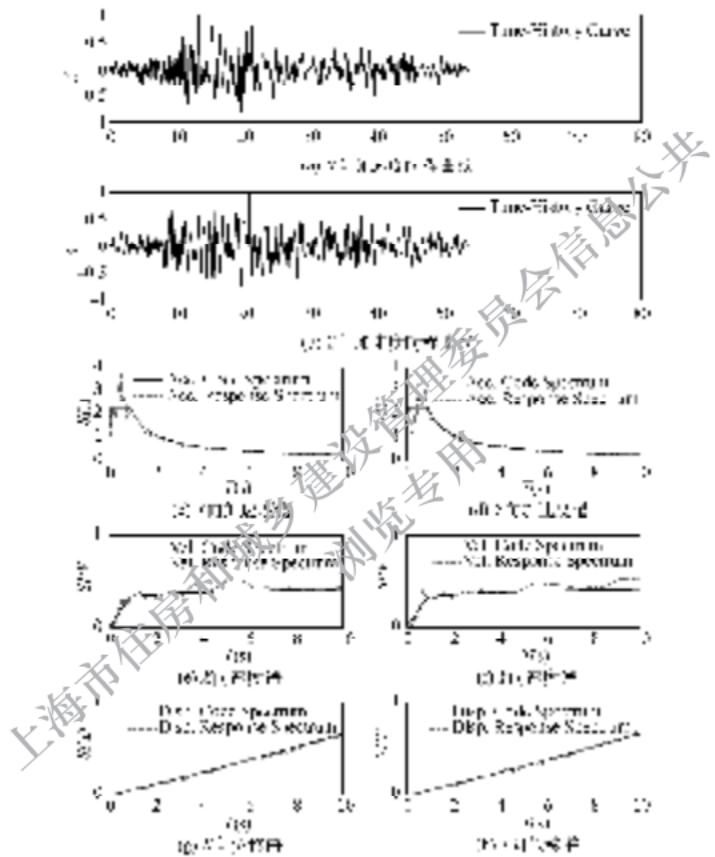


图 A.3 SHW3

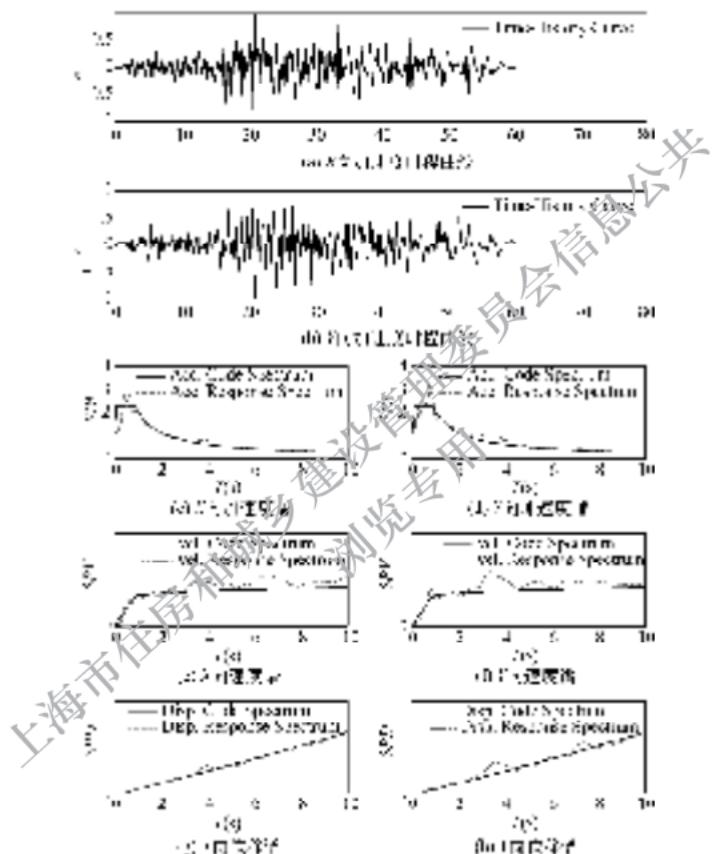


图 A.4 SHW4

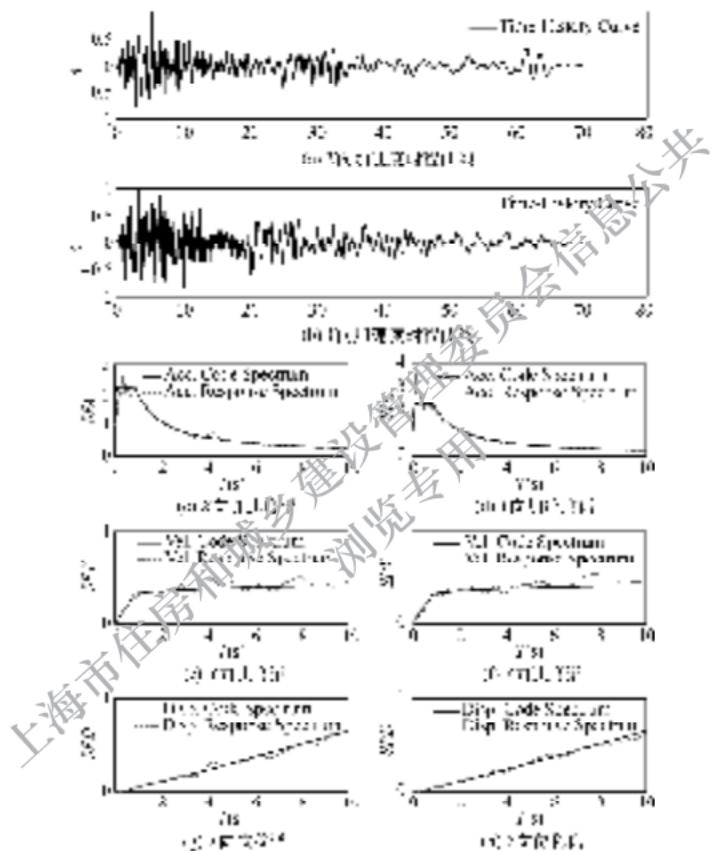


图 A.5 SHW5

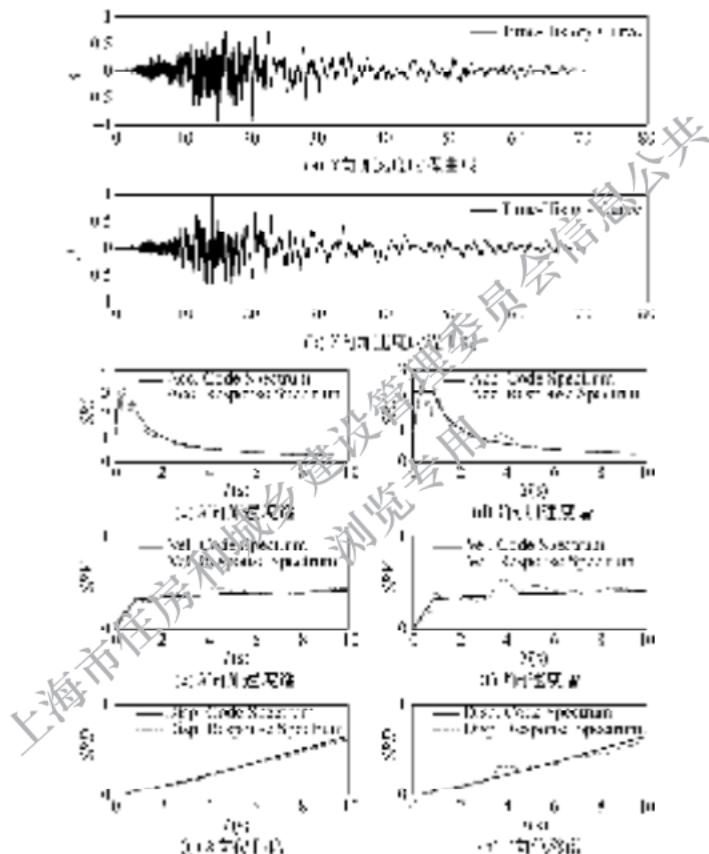


图 A.6 SHW6

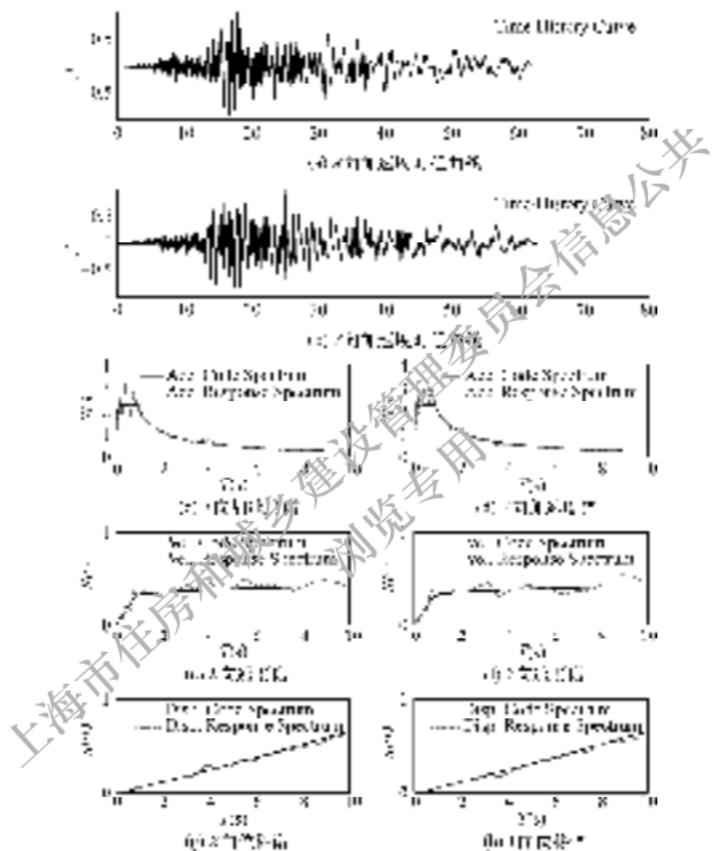


图 A.7 SHW7

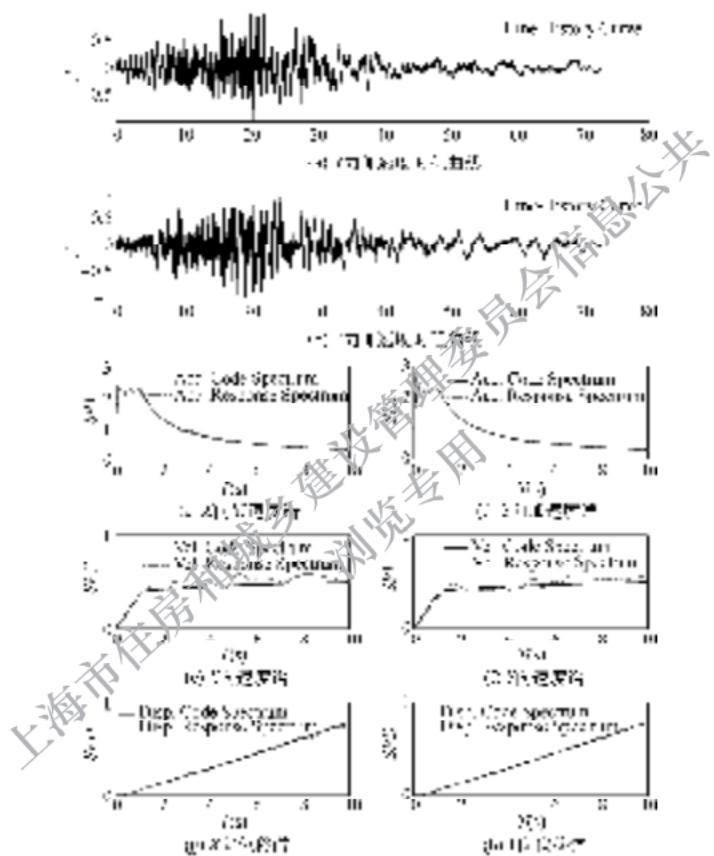


图 A.8 SHW8

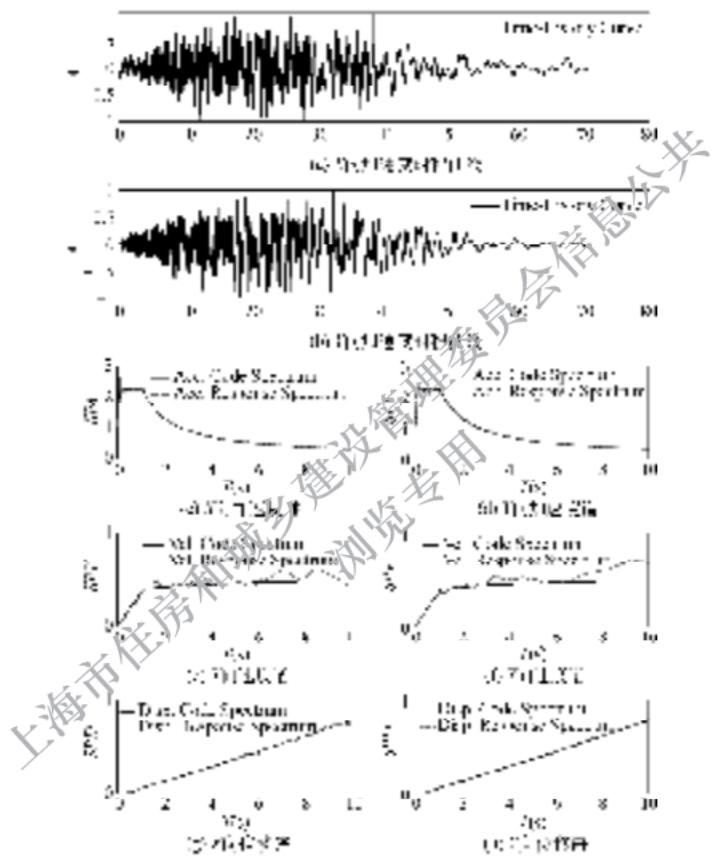


图 A.9 SHW9

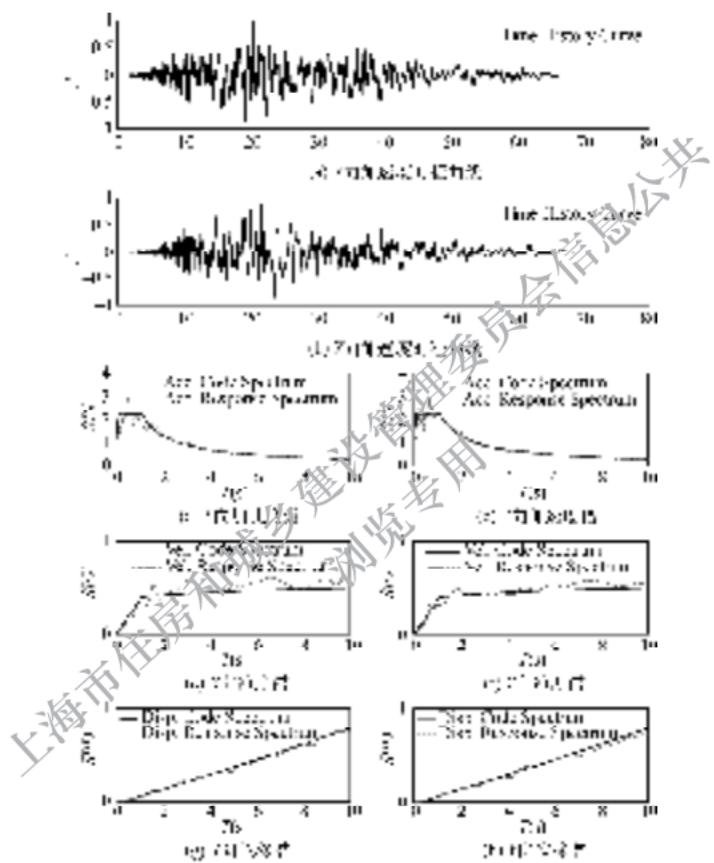


图 A.10 SHW10

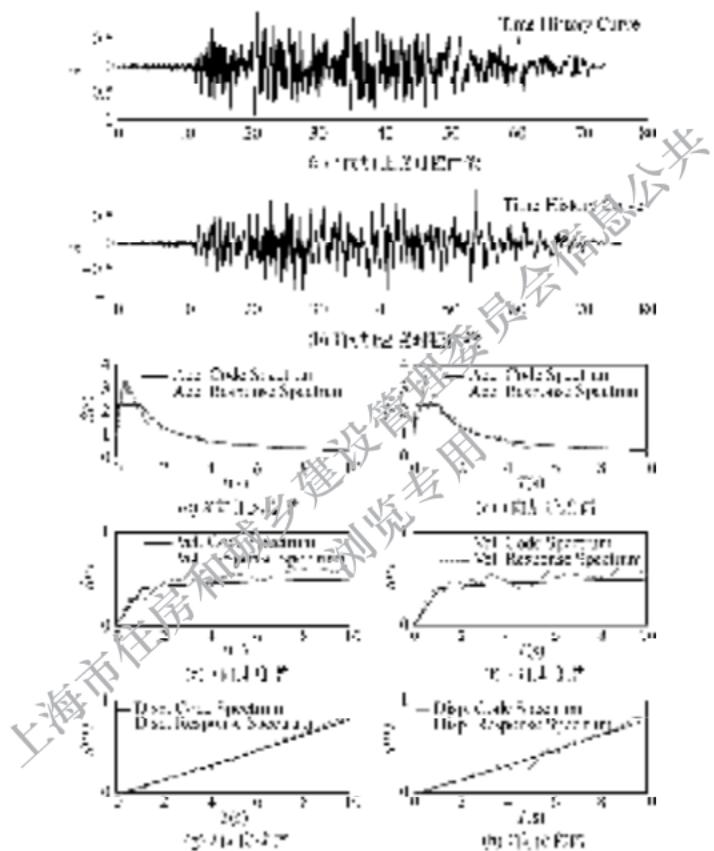


图 A.11 SHW11

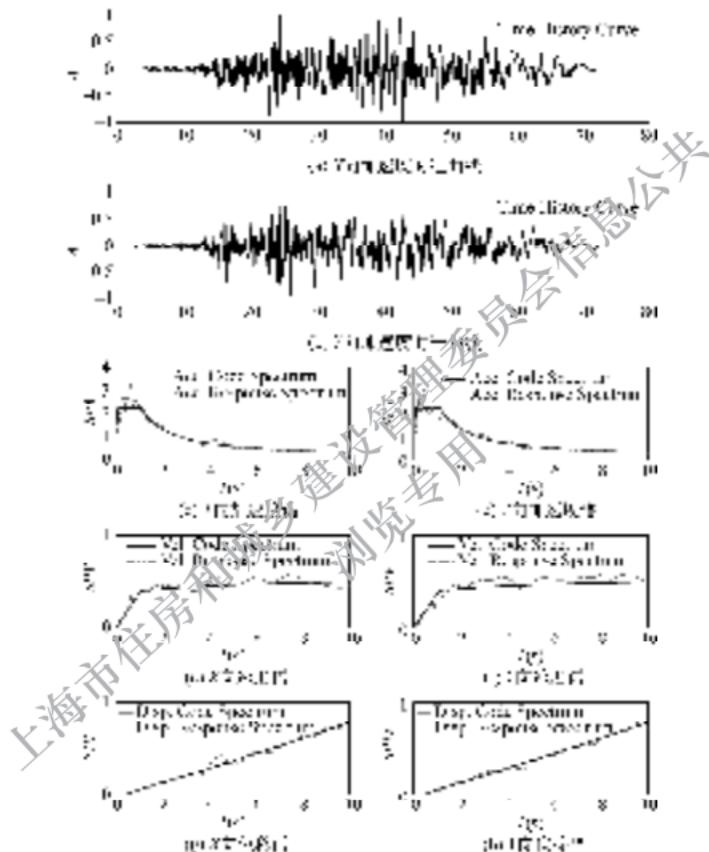


图 A.12 SHW12

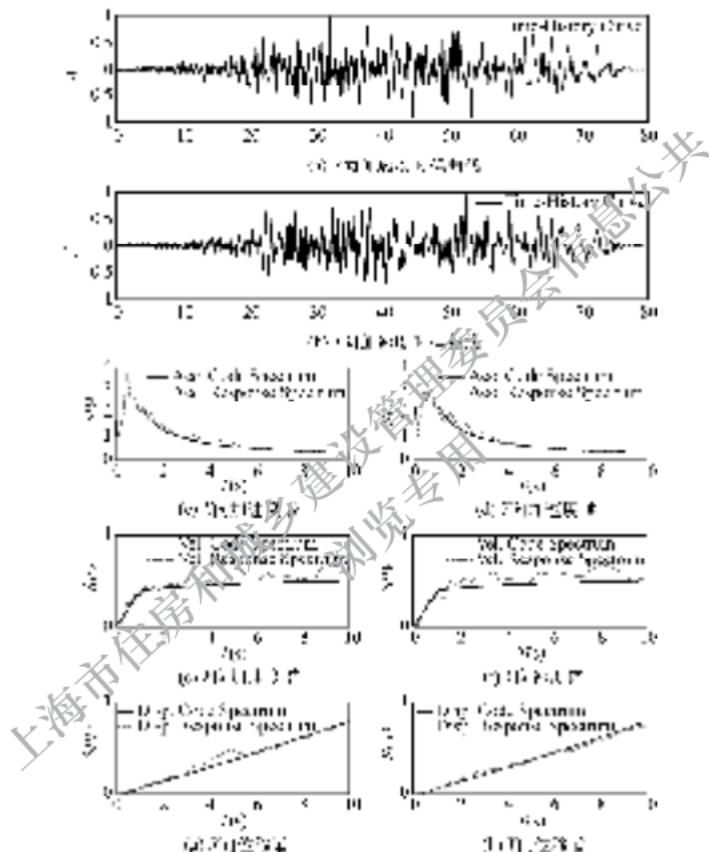


图 A.13 SHW13

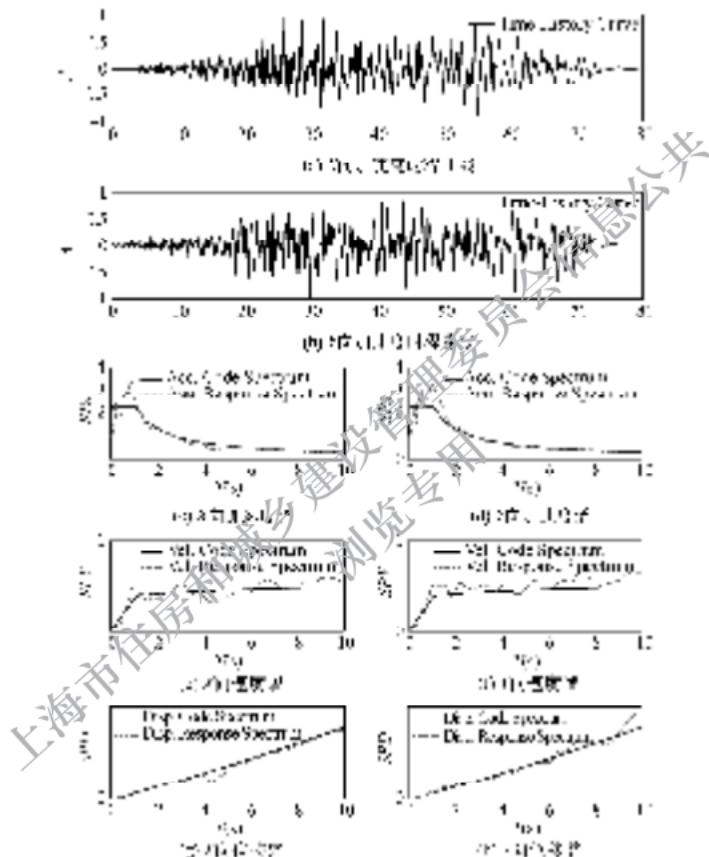


图 A.11 SHW14

附录 B 高强混凝土结构抗震设计要求

B.0.1 高强混凝土结构所采用的混凝土强度等级应符合本标准第3.8.3条的规定；其抗震设计，除应符合普通混凝土结构抗震设计要求外，尚应符合本附录的规定。

B.0.2 结构构件的截面剪力设计值中含有混凝土轴心抗压强度设计值(f_c)的项应乘以混凝土强度的影响系数(β_f)。其值，混凝土强度等级为C50时取1.0，C80时取0.8，介于C50和C80之间时取其内插值。

结构构件受压区高度计算和承载力验算时，公式中含有混凝土轴心抗压强度设计值(f_c)的项也应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010的有关规定乘以相应的混凝土强度影响系数。

B.0.3 高强混凝土框架的抗震构造措施，应符合下列要求：

1 梁端纵向受拉钢筋的配筋率不宜大于2.6%（HRB400级钢筋）、2%（HRB500级钢筋）、1.5%（HRB600级钢筋）。梁端箍筋加密区的最小直径应比普通混凝土梁箍筋的最小直径增大2mm。

2 柱的轴压比限值宜按下列规定采用：不超过C60混凝土的柱可与普通混凝土柱相同，C65～C70混凝土的柱宜比普通混凝土柱减小0.05，C75～C80混凝土的柱宜比普通混凝土柱减小0.1。

3 当混凝土强度等级大于C60时，柱纵向钢筋的最小总配筋率应比普通混凝土柱增大0.1%。

4 柱加密区的最小配箍特征值宜按下列规定采用：混凝土强度等级高于C60时，箍筋宜采用复合箍、复合螺旋箍或连续复

合矩形螺旋箍。

- 1) 轴压比不大于 0.6 时,宜比普通混凝土柱大 0.02;
- 2) 轴压比大于 0.6 时,宜比普通混凝土柱大 0.03。

B. 0.4 当抗震墙的混凝土强度等级大于 C80 时,应经过专门研究,采取加强措施。

上海市住房和城乡建设管理委员会信息公告
浏览专用

附录 C 预应力混凝土结构抗震设计要求

C. 0. 1 本附录适用于 6、7、8 度时先张法和后张有粘结预应力混凝土结构的抗震设计。

无粘结预应力混凝土结构的抗震设计,应采取措施防止罕遇地震下结构构件塑性铰区以外有效预加力松弛,并符合专门的规定。

C. 0. 2 抗震设计的预应力混凝土结构,应采取措施使其具有良好的变形和消耗地震能量的能力,达到延性结构的基本要求;应避免构件剪切破坏先于弯曲破坏、节点先于被连接构件破坏、预应力筋的锚固粘结先于构件破坏。

C. 0. 3 抗震设计时,后张预应力框架、门架、转换层的转换大梁,宜采用有粘结预应力筋。重质结构的受拉杆件和抗震等级为一级的框架,不得采用无粘结预应力筋。

C. 0. 4 抗震设计时,预应力混凝土结构的抗震等级及相应的地震组合内力调整,应按本标准第 6 章对钢筋混凝土结构的要求执行。

C. 0. 5 预应力混凝土结构的混凝土强度等级,框架和转换层的转换构件不宜低于 C40。其他抗侧力的预应力混凝土构件,不应低于 C30。

C. 0. 6 预应力混凝土结构的抗震计算,除应符合本标准第 5 章的规定外,尚应符合下列规定:

1 预应力混凝土结构自身的阻尼比可采用 0.03,并可按钢筋混凝土结构部分和预应力混凝土结构部分在整个结构总变形能所占的比例折算为等效阻尼比。

2 预应力混凝土结构构件截面抗震验算时,本标准第 5.4.1 条

地震作用效应基本组合中,应增加预应力作用效应项。其分项系数,一般情况应采用 1.0;当预应力作用效应对构件承载力不利时,应采用 1.2。

3 预应力筋穿过框架节点核芯区时,节点核芯区的截面抗震验算应计入总有效预加力以及预应力孔道削弱核芯区有效验算宽度的影响。

C.0.7 预应力混凝土结构的抗震构造,除下列规定外,应符合本标准第 6 章对钢筋混凝土结构的要求:

1 抗侧力的预应力混凝土构件,应采用预应力筋和非预应力筋混合配筋方式。二者比例应依据抗震等级按有关规定控制,其预应力强度比不宜大于 0.75。

2 预应力混凝土框架梁端纵向受拉钢筋的最大配筋率、底面和顶面非预应力钢筋配筋量的比值,应按预应力强度比相应换算后符合钢筋混凝土框架梁的要求。

3 预应力混凝土框架柱可采用非对称配筋方式;其轴压比计算,应计入预应力筋的总有效预加力形成的轴向压力设计值,并符合钢筋混凝土结构中对应框架柱的要求;箍筋宜全高加密。

4 板-柱-抗震墙结构中,在柱截面范围内通过板底连续钢筋的要求,应计入预应力钢筋截面面积。

C.0.8 后张预应力筋的锚具不宜设置在梁柱节点核芯区。预应力筋-锚具组件的锚固性能,应符合专门的规定。

附录 D 框架梁柱节点核心区截面抗震验算

D.1 一般框架梁柱节点

D.1.1 一、二级框架梁柱节点核心区组合的剪力设计值，应按下列公式确定：

$$V_j = \frac{\eta_{jb} \sum M_b}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (D.1.1-1)$$

一级框架结构可不按上式确定，但应符合下式：

$$V_j = \frac{1.15 \sum M_{b,eff}}{h_{b0} - a'_s} \left(1 - \frac{h_{b0} - a'_s}{H_c - h_b} \right) \quad (D.1.1-2)$$

式中： V_j ——梁柱节点核心区组合的剪力设计值；

h_{b0} ——梁截面的有效高度，节点两侧梁截面高度不等时可采用平均值；

a'_s ——梁受压钢筋试合力点至受压边缘的距离；

H_c ——柱的计算高度，可采用节点上、下柱反弯点之间的距离；

h_b ——梁的截面高度，节点两侧梁截面高度不等时可采用平均值；

η_{jb} ——节点剪力增大系数，一级取 1.35，二级取 1.2；

$\sum M_b$ ——节点左右梁端反时针或顺时针方向组合弯矩设计值之和，一级框架节点在左右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零；

$\sum M_{bus}$ ——节点左右梁端反时针或顺时针方向实配的正弯矩承

载力所对应的弯矩值之和,根据实配钢筋面积(计入受压筋)和材料强度标准值确定。

D.1.2 核芯区截面有效验算宽度,应按下列规定采用:

1 核芯区截面有效验算宽度,当验算方向的梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度的 1/2 时,可采用该侧柱截面宽度;当小于柱截面宽度的 1/2 时,可采用下列二者的较小值:

$$b_j = b_b + 0.5h_c \quad (\text{D.1.2-1})$$

$$b_j = b_c \quad (\text{D.1.2-2})$$

式中: b_j ——节点核芯区的截面有效验算宽度;

b_b ——梁截面宽度;

h_c ——验算方向的柱截面高度;

b_c ——验算方向的柱截面宽度。

2 当梁、柱的中线不重合且偏心距不大于柱宽的 1/4 时,核芯区的截面有效验算宽度可采用上款和下式计算结果的较小值。

$$b_j = 0.5(b_b + b_c) + 0.25h_c - e \quad (\text{D.1.2-3})$$

式中: e ——梁与柱中线偏心距。

D.1.3 节点核心区组合的剪力设计值,应符合下列要求:

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.30\eta_j f_c b_j h_j) \quad (\text{D.1.3})$$

式中, η_j ——正交梁的约束影响系数,楼板为现浇,梁柱中线重合,四侧各梁截面宽度不小于该侧柱截面宽度的 1/2,且正交方向梁高度不小于框架梁高度的 3/4 时,可采用 1.5,其他情况均采用 1.0;

h_j ——节点核芯区的截面高度,可采用验算方向的柱截面高度;

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数,可采用 0.85。

D.1.4 节点核芯区的截面受剪承载力,应采用下列公式验算:

$$V_i \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(1.1 \eta_i f_t b_i h_i + 0.05 \eta_i N \frac{b_i}{b_c} + f_{yv} A_{svj} \frac{h_{bj0} - a'_s}{s} \right) \quad (D.1.4)$$

式中： N ——对应于组合剪力设计值的上柱组合轴向压力较小值，其取值不应大于柱的截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值的 50%，当 N 为拉力时取 $N=0$ ；

f_{yv} ——箍筋的屈服强度设计值；

f_t ——混凝土抗拉强度设计值；

A_{svj} ——核芯区有效验算宽度范围内同一截面验算方向各肢箍筋的总截面面积；

s ——箍筋间距。

D.2 扁梁框架的梁柱节点

D.2.1 扁梁框架的梁大于柱宽时，梁柱节点应符合本节的规定。

D.2.2 扁梁框架的梁柱节点核芯区应根据梁纵筋在柱宽范围内、外的截面面积比例，对柱宽以内和柱宽以外的范围分别验算受剪承载力。

D.2.3 核芯区验算方法除应符合一般框架梁柱节点的要求外，尚应符合下列要求：

1 按本附录式(D.1.3)验算核芯区剪力限值时，核芯区有效宽度可取梁宽与柱宽之和的平均值。

2 四边有梁的约束影响系数，验算柱宽范围内核芯区的受剪承载力时可取 1.5，验算柱宽范围外核芯区的受剪承载力时宜取 1.0。

3 验算核芯区受剪承载力时，在柱宽范围内的核芯区，轴向力的取值可与一般梁柱节点相同；柱宽以外的核芯区，可不考虑轴力对受剪承载力的有利作用。

4 锚入柱内的梁上部钢筋应大于其全部截面面积的 60%。

D.3 圆柱框架梁柱节点

D.3.1 梁中线与柱中线重合时,圆柱框架梁柱节点核芯区剪力设计值应符合下列要求:

$$V_i \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.30 \eta_i f_c A_j) \quad (D.3.1)$$

式中: η_i ——正交梁的约束影响系数,按本附录 D.1.5 确定,其中柱截面宽度按柱直径采用;

A_j ——节点核芯区有效截面面积,梁宽(b_b)不小于柱直径(D)之半时,取 $A_j = 0.8D^2$,梁宽(b_b)小于柱直径(D)之半且不小于 $0.4D$ 时,取 $A_j = 0.8D(b_b + D/2)$ 。

D.3.2 梁中线与柱中线重合时,圆柱框架梁柱节点核芯区截面抗震受剪承载力应采用下式验算:

$$V_i \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(1.3 \eta_i f_t A_j + 1.05 \eta_i \frac{N}{D^2} A_j + 1.57 f_{yv} A_{sh} \frac{h_{lo} - a'_s}{s} + f_{yv} A_{sv} \frac{h_{lo} - a'_s}{s} \right) \quad (D.3.2)$$

式中: A_{sh} ——单根圆形箍筋的截面面积;

A_{sv} ——同一截面验算方向的拉筋和非圆形箍筋的总截面面积;

D ——圆柱截面直径;

N ——轴向力设计值,按一般梁柱节点的规定取值。

附录 E 转换层结构的抗震设计要求

E. 1 矩形平面抗震墙结构框支层楼板设计要求

E. 1. 1 框支层应采用现浇楼板, 厚度不宜小于 180 mm。混凝土强度等级不宜低于 C30, 应采用双层双向配筋, 且每层每个方向的配筋率不应小于 0.25%。

E. 1. 2 部分框支抗震墙结构的框支层楼板剪力设计值, 应符合下式要求:

$$V_f \leq \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.85 f_y b_f t_f) \quad (E. 1. 2)$$

式中: V_f ——由不落地抗震墙传到落地抗震墙处按刚性楼板计算的框支层楼板组合的剪力设计值, 8 度时应乘以增大系数 2, 7 度时应乘以增大系数 1.5, 验算落地抗震墙时不考虑此项增大系数;

b_f, t_f ——分别为框支层楼板的宽度和厚度;

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数, 可采用 0.85。

E. 1. 3 部分框支抗震墙结构的框支层楼板与落地抗震墙交接截面的受剪承载力, 应按下式验算:

$$V_f \leq \frac{1}{\gamma_{RE}}(f_y A_s) \quad (E. 1. 3)$$

式中: A_s ——穿过落地抗震墙的框支层楼盖(包括梁和板)的全部钢筋的截面面积。

E. 1. 4 框支层楼板的边缘和较大洞口周边应设置边梁, 其宽度不宜小于板厚的 2 倍, 纵向钢筋配筋率不应小于 1%, 钢筋接头宜

采用机械连接或焊接,楼板的钢筋应锚固在边梁内。

E. 1.5 对建筑平面较长或不规则及各抗震墙内力相差较大的框支层,必要时可采用简化方法验算楼板平面内的受弯、受剪承载力。

E. 2 筒体结构转换层结构抗震设计要求

E. 2.1 转换层上下的结构质量中心宜接近重合(不包括裙房),转换层上下层的剪切刚度比不宜大于 2。

E. 2.2 转换层上部的竖向抗侧力构件(墙、柱)宜直接落在转换层的主结构上。

E. 2.3 厚板转换层结构不宜用于 7 度及 7 度以上的高层建筑。

E. 2.4 转换层楼盖不应有大洞口,在平面内宜接近刚性。

E. 2.5 转换层楼盖与筒体、抗震墙应有可靠的连接,转换层楼板的抗震验算和构造宜符合本附录 E. 1 对框支层楼板的有关规定。

E. 2.6 8 度时,转换层结构应考虑竖向地震作用。

附录 F 钢支撑-混凝土框架和钢框架- 钢筋混凝土核心筒结构房屋 抗震设计要求

F. 1 钢支撑-钢筋混凝土框架

F. 1. 1 钢支撑-钢筋混凝土框架结构适用的最大高度不宜超过钢筋混凝土框架结构和钢筋混凝土框架-剪力墙结构二者最大适用高度的平均值。

F. 1. 2 钢支撑-钢筋混凝土框架结构房屋应根据设防类别、烈度和房屋高度采用不同的抗震等级。丙类建筑的抗震等级，钢支撑框架部分的抗震等级应比无钢支撑框架部分提高一个等级，无钢支撑框架部分的抗震等级按钢筋混凝土框架结构的规定确定。

F. 1. 3 钢支撑-钢筋混凝土框架结构的结构布置，应符合下列要求：

1 钢支撑框架应在结构的两个主轴方向同时布置。

2 钢支撑宜自下而上连续布置。当受建筑方案影响无法连续布置时，宜在邻跨延续布置。

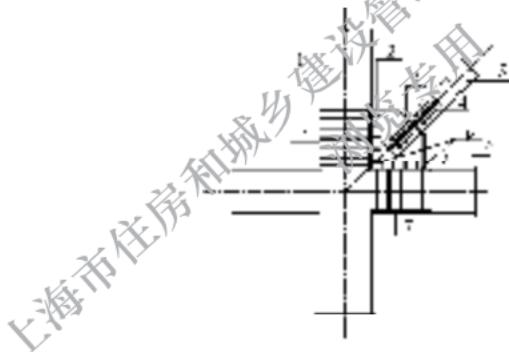
3 钢支撑可采用普通支撑或屈曲约束支撑。

4 钢支撑在结构平面上的布置应避免导致扭转效应；钢支撑之间无大洞口的楼、屋盖的长宽比，宜符合本标准对抗震墙间距的要求；楼梯间宜布置钢支撑。

5 底层的钢支撑框架按刚度分配的地震倾覆力矩应大于结构总地震倾覆力矩的 50%。

F. 1. 4 钢支撑-钢筋混凝土框架结构的抗震计算，应符合下列要求：

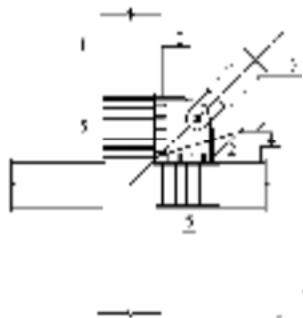
- 1 结构的阻尼比不应大于 0.045。
 - 2 钢支撑框架部分的支撑斜杆,可按端部铰接杆计算。当支撑斜杆的轴线偏离混凝土柱轴线超过柱宽的 1/4 时,应考虑支撑对框架产生的附加弯矩。
 - 3 当钢支撑为普通支撑时,混凝土框架部分承担的地震作用,应按框架结构和支撑框架结构两种模型计算,并宜取二者的较大值;当钢支撑为屈曲约束支撑时,混凝土框架部分承担的地震作用,应按支撑框架结构模型计算。
 - 4 多遇地震和罕遇地震下钢支撑-钢筋混凝土框架结构的层间位移限值,可按钢筋混凝土框架结构确定。
- F.1.5 钢支撑与钢筋混凝土框架的连接设计,应符合连接不先于支撑破坏的要求,可采用高强度螺栓连接(图 F.1.5-1)或销轴连接(图 F.1.5-2),亦可采用焊接连接(图 F.1.5-3)。



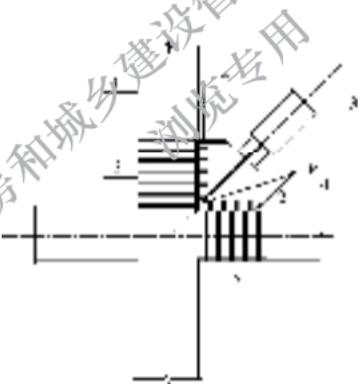
1—混凝土柱;2—加劲肋;3—连接板;4—高强螺栓;

5—钢支撑;6—混凝土梁;7—预埋件

图 F.1.5-1 钢支撑与钢筋混凝土框架之间的高强螺栓连接



1—混凝土柱；2—加劲肋；3—钢支撑；4—混凝土梁；5—预埋件
图 F. 1.5-2 钢支撑与钢筋混凝土框架之间的销轴连接



1—混凝土柱；2—加劲肋；3—钢支撑；4—混凝土梁；5—预埋件
图 F. 1.5-3 钢支撑与钢筋混凝土框架之间的焊接

普通钢支撑与钢筋混凝土框架的连接承载力设计值应满足下式要求：

$$F_c \geq 1.2 A_1 f \quad (\text{F. 1.5-1})$$

屈曲约束支撑与钢筋混凝土框架的连接承载力设计值应满足下式要求：

$$F_c \geq 1.2 \omega \eta_y A_1 f_y \quad (\text{F. 1.5-2})$$

式中： F_c ——承受钢支撑轴力的连接作用力设计值；

η_y ——支撑芯材的超强系数，按表 9.1.20-2 取值；

ω ——支撑芯材的应变强化调整系数，按表 9.1.20-3 取值；

A_1 ——普通钢支撑截面面积或屈曲约束支撑约束屈服段的钢材截面面积；

f_y ——普通钢支撑或屈曲约束支撑芯板钢材的屈服强度设计值。

F. 1.6 钢支撑-钢筋混凝土框架结构中，钢支撑部分和混凝土框架部分，尚应符合本标准和其他有关规范关于钢支撑和混凝土框架的设计要求。

F. 2 钢框架-钢筋混凝土核心筒结构

F.2.1 抗震设防烈度为 6~8 度且房屋高度超过本标准第 6.1.2 条规定的混凝土框架-核心筒(抗震墙)结构最大适用高度时，可采用钢框架-混凝土核心筒(抗震墙)组成抗侧力体系的结构。

按本节要求进行抗震设计时，其适用的最大高度不宜超过本标准第 6.1.2 条钢筋混凝土框架-核心筒(抗震墙)结构最大适用高度和第 9.1.1 条钢框架-中心支撑结构最大适用高度二者的平均值。超过最大适用高度的房屋，应进行专门研究和论证，采取有效的加强措施。

F. 2.2 钢框架-混凝土筒体(抗震墙)结构房屋应按照现行上海市工程建设规范《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》DG/TJ 08—015 的规定,根据设防类别、烈度和房屋高度采用不同的抗震等级,并应符合相应的计算和构造措施要求。

F. 2.3 钢框架-钢筋混凝土核心筒(抗震墙)结构房屋的结构布置,尚应符合下列要求:

1 钢框架-核心筒结构的钢外框架梁、柱的连接应采用刚接;楼面梁宜采用钢梁。混凝土墙体与钢梁刚接的部位宜设置连接用的构造型钢。

2 钢框架部分按刚度计算分配的最大楼层地震剪力,不宜小于结构总地震剪力的 10%。当小于 10% 时,核心筒的墙体承担的地震作用应适当增大;墙体构造的抗震等级宜提高一级,一级时应适当提高。

3 钢框架-核心筒结构的楼盖应具有良好的刚度并确保罕遇地震作用下的整体性。楼盖应采用压型钢板组合楼盖或现浇钢筋混凝土楼板,并采取措施加强楼盖与钢梁的连接。当楼面有较大开口或属于转换层楼面时,应采用现浇实心楼盖等措施加强。

4 当钢框架柱下部采用型钢混凝土柱时,不同材料的框架柱连接处应设置过渡层,避免刚度和承载力突变。过渡层钢柱计入外包混凝土后,其截面刚度可按过渡层下部型钢混凝土柱和过渡层上部钢柱二者截面刚度的平均值设计。

F. 2.4 钢框架-钢筋混凝土核心筒(抗震墙)结构的抗震计算,尚应符合下列要求:

1 结构的阻尼比不应大于 0.045,也可按钢筋混凝土筒体(墙体)部分和钢框架部分在结构总变形能所占的比例折算为等效阻尼比。

2 钢框架部分除伸臂加强层及相邻楼层外的任一楼层按计算分配的地震剪力应乘以增大系数,达到不小于结构底部地震剪

力的 20% 和最大楼层地震剪力 1.5 倍二者的较小值,且不少于结构底部地震剪力的 15%。由地震作用产生的该楼层框架各构件的剪力、弯矩计算值均应进行相应调整。

3 结构计算宜考虑钢框架柱和钢筋混凝土墙体轴向变形差异的影响。

4 结构层间位移限值,可采用钢筋混凝土结构的限值。

F.2.5 钢框架-钢筋混凝土核心筒(抗震墙)结构房屋中的钢结构、混凝土结构部分尚应按本标准第 6 章和第 9 章、现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 及现行有关行业标准的规定进行设计。

附录 G 多层工业厂房抗震设计要求

G.1 钢筋混凝土框排架结构厂房

G.1.1 本节适用于由钢筋混凝土框架与排架侧向连接组成的侧向框排架结构厂房、下部为钢筋混凝土框架上部顶层为排架的竖向框排架结构厂房的抗震设计。当本节未作规定时，其抗震设计应按本标准第6章和第10章的有关规定执行。

G.1.2 框排架结构厂房的框架部分应根据烈度、结构类型和高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求。

不设置贮仓时，抗震等级可按本标准第6章确定；设置贮仓时，侧向框排架的抗震等级可按现行国家标准《构筑物抗震设计规范》GB 50191的规定采用，竖向框排架的抗震等级应按本标准第6章框架的高度分界降低4 m 确定。

注：框架设置贮仓，但竖壁的跨高比大于2.5，仍按不设置贮仓的框架确定抗震等级。

G.1.3 厂房的结构布置，应符合下列要求：

1 厂房的平面宜为矩形，立面宜简单、对称。

2 在结构单元平面内，框架、柱间支撑等抗侧力构件宜对称均匀布置，避免抗侧力结构的侧向刚度和承载力产生突变。

3 质量大的设备不宜布置在结构单元的边缘楼层上，宜设置在距刚度中心较近的部位；当不可避免时，宜将设备平台与主体结构分开，或在满足工艺要求的条件下尽量低位布置。

G.1.4 竖向框排架厂房的结构布置，尚应符合下列要求：

1 屋盖宜采用无檩屋盖体系；当采用其他屋盖体系时，应加强屋盖支撑设置和构件之间的连接，保证屋盖具有足够的水平

刚度。

2 纵向端部应设屋架、屋面梁或采用框架结构承重，不应采用山墙承重；排架跨内不应采用横墙和排架混合承重。

3 顶层的排架跨，尚应满足下列要求：

- 1) 排架重心宜与下部结构刚度中心接近或重合，多跨排架宜等高等长；
- 2) 楼盖应现浇，顶层排架嵌固楼层应避免开设大洞口，其楼板厚度不宜小于 150 mm；
- 3) 排架柱应竖向连续延伸至底部；
- 4) 顶层排架设置纵向柱间支撑处，楼盖不应设有楼梯间或开洞；柱间支撑斜杆中心线应与连接处的梁柱中心线汇交于一点。

G. 1.5 坚向框排架厂房的地震作用计算，尚应符合下列要求：

1 地震作用的计算宜采用空间结构模型，质点宜设置在梁柱轴线交点、牛腿、柱顶、柱变截面处和柱上集中荷载处。

2 确定重力荷载代表值时，可变荷载应根据行业特点，对楼面活荷载取相应的组合值系数。贮料的荷载组合值系数可采用 0.9。

3 楼层有贮仓和支承重心较高的设备时，支承构件和连接应计及料斗、贮仓和设备水平地震作用产生的附加弯矩。该水平地震作用可按下式计算：

$$F_s = \alpha_{\max} (1.0 + H_x/H_n) G_{eq} \quad (G. 1.5)$$

式中： F_s ——设备或料斗重心处的水平地震作用标准值；

α_{\max} ——水平地震影响系数最大值；

G_{eq} ——设备或料斗的重力荷载代表值；

H_x ——设备或料斗重心至室外地坪的距离；

H_n ——厂房高度。

G. 1.6 坚向框排架厂房的地震作用效应调整和抗震验算，应符

合下列规定：

1 一、二、三、四级支承贮仓竖壁的框架柱，按本标准第 6.2.4、6.2.5、6.2.7 条调整后的组合弯矩设计值、剪力设计值尚应乘以增大系数，增大系数不应小于 1.1。

2 竖向框排架结构与排架柱相连的顶层框架节点处，柱端组合的弯矩设计值应按本标准第 6.2.4 条进行调整，其他顶层框架节点处的梁端、柱端弯矩设计值可不调整。

3 顶层排架设置纵向柱间支撑时，与柱间支撑相连排架柱的下部框架柱，一、二级框架柱由地震引起的附加轴力应分别乘以调整系数 1.5、1.2；计算轴压比时，附加轴力可不乘以调整系数。

4 框排架厂房的抗震验算，尚应符合下列要求：

- 1) 8 度时，框排架结构的排架柱及伸出框架跨屋顶支承排架跨屋盖的单柱，应进行弹塑性变形验算，弹塑性位移角限值可取 1/30；
- 2) 当一、二级框架梁柱节点两侧梁截面高度差大于较高梁截面高度的 25% 或 500 mm 时，尚应按下式验算节点下柱抗震受剪承载力：

$$\frac{\eta_{\text{b}} M_{\text{bl}}}{h_{01} - a'_s} - V_{\text{col}} \leq V_{\text{RE}} \quad (\text{G. 1. 6})$$

式中： η_{b} —— 节点剪力增大系数，一级取 1.35，二级取 1.2；

M_{bl} —— 较高梁端梁底组合弯矩设计值；

h_{01} —— 较高梁截面的有效高度；

a'_s —— 较高梁端梁底受拉时，受压钢筋合力点至受压边缘的距离；

V_{col} —— 节点下柱计算剪力设计值；

V_{RE} —— 节点下柱抗震受剪承载力设计值。

G. 1. 7 竖向框排架厂房的基本抗震构造措施尚应符合下列

要求：

- 1 支承贮仓的框架柱轴压比不宜超过本标准表 6.3.6 中框架结构的规定数值减少 0.05。
- 2 支承贮仓的框架柱纵向钢筋最小总配筋率应不小于本标准表 6.3.7-1 中对角柱的要求。
- 3 竖向框排架结构的顶层排架设置纵向柱间支撑时，与柱间支撑相连排架柱的下部框架柱，纵向钢筋配筋率、箍筋的配置应满足本标准第 6.3.7 条中对于框支柱的要求；箍筋加密区取柱全高。
- 4 框架柱的剪跨比不大于 1.5 时，应符合下列规定：
 - 1) 箍筋应按提高一级抗震等级配置，一级时应适当提高箍筋的要求。
 - 2) 框架柱每个方向应配置两根对角斜筋（图 G.1.7），对角斜筋的直径，一、二级框架不应小于 20 mm 和 18 mm，三、四级框架不应小于 16 mm；对角斜筋的锚固长度，不应小于 40 倍斜筋直径。
- 5 框架柱段内设置牛腿时，牛腿及上下各 500 mm 范围内的框架柱箍筋应加密；牛腿的上下柱段净高与柱截面高度之比大于 4 时，柱箍筋应全高加密。

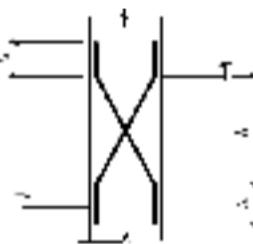


图 G.1.7 框架柱对角斜筋

G. 1.8 侧向框排架结构的结构布置、地震作用效应调整和抗震验算,以及无檩屋盖和有檩屋盖的支撑布置,应分别符合现行国家标准《构筑物抗震设计规范》GB 50191 的有关规定。

G. 2 多层钢结构厂房

G. 2.1 本节适用于钢结构的框架、支撑框架、框排架等结构体系的多层厂房。本节未作规定时,多层部分可按本标准第 9.1 节的有关规定执行,单层部分可按本标准第 9.2 节的规定执行。

G. 2.2 多层钢结构厂房的布置,除应符合本标准第 9 章的有关要求外,尚应符合下列规定:

1 平面形状复杂、各部分构架高度差异大或楼层荷载相差悬殊时,应设防震缝或采取其他措施。当设置防震缝时,缝宽不应小于相应混凝土结构房屋的 1.5 倍。

2 重型设备宜低位布置。

3 当设备重量直接由基础承受,且设备竖向需要穿过楼层时,厂房楼层应与设备分开。设备与楼层之间的缝宽,不得小于防震缝的宽度。

4 楼层上的设备不应跨越防震缝布置;当运输机、管线等长条设备必须穿越防震缝布置时,设备应具有适应地震时结构变形的能力或防止断裂的措施。

5 厂房内的工作平台结构与厂房框架结构宜采用防震缝脱开布置。当与厂房结构连接成整体时,平台结构的标高宜与厂房框架的相应楼层标高一致。

G. 2.3 多层钢结构厂房的支撑布置,应符合下列要求:

1 柱间支撑宜布置在荷载较大的柱间,且在同一柱间上下贯通;当条件限制必须错开布置时,应在紧邻柱间连续布置,并宜适当增加相近楼层或屋面的水平支撑或柱间支撑搭接一层,确保支撑承担的水平地震作用可靠传递至基础。

2 有抽柱的结构,应适当增加相近楼层、屋面的水平支撑,并在相邻柱间设置竖向支撑。

3 当各榀框架侧向刚度相差较大、柱间支撑布置又不规则时,采用钢铺板的楼盖,应设置楼盖水平支撑。

4 各柱列的纵向刚度宜相等或接近。

G. 2.4 厂房楼盖宜采用现浇混凝土的组合楼板,亦可采用装配整体式楼盖或钢铺板,尚应符合下列要求:

1 混凝土楼盖应与钢梁有可靠的连接。

2 当楼板开设孔洞时,应有可靠的措施保证楼板传递地震作用。

G. 2.5 框排架结构应设置完整的屋盖支撑,尚应符合下列要求:

1 排架的屋盖横梁与多层框架的连接支座的标高,宜与多层框架相应楼层标高一致,并应沿单层与多层相连柱列全长设置屋盖纵向水平支撑。

2 高跨和低跨宜按各自的标高组成相对独立的封闭支撑体系。

G. 2.6 多层钢结构厂房的地震作用计算,尚应符合下列规定:

1 一般情况下宜采用空间结构模型分析;当结构布置规则,质量分布均匀时,亦可分别沿结构横向和纵向进行验算。现浇钢筋混凝土楼板,当板面开孔较小且用抗剪连接件与钢梁连接成为整体时,可视为刚性楼盖。

2 在多遇地震下,结构阻尼比可采用 $0.03\sim0.04$;在罕遇地震下,阻尼比可采用 0.05 。

3 确定重力荷载代表值时,可变荷载应根据行业特点,对楼面检修荷载、成品或原料堆积楼面荷载、设备和料斗及管道内的物料等,采用相应的组合值系数。

4 直接支承设备、料斗的构件及其连接,应计入设备等产生的地震作用。设备对支承构件及其连接产生的水平地震作用,可按本附录 G. 1.5 条的规定计算;该水平地震作用对支承构件产

生的弯矩、扭矩，取设备重心至支承构件形心距离计算。

G.2.7 多层钢结构厂房构件和节点的抗震承载力验算，尚应符合下列规定：

1 下列情况可不满足本标准式(9.1.23)的要求：

1) 单层框架的柱顶或多层框架顶层的柱顶；

2) 不满足本标准式(9.1.23)的框架柱沿验算方向的受剪承载力总和小于该楼层框架受剪承载力的 20%；且该楼层每一柱列不满足本标准式(9.1.23)的框架柱的受剪承载力总和小于本柱列全部框架柱受剪承载力总和的 33%。

2 柱间支撑杆件设计内力与其承载力设计值之比不宜大于 0.8；当柱间支撑承担不小于 70% 的楼层剪力时，不宜大于 0.65。

G.2.8 多层钢结构厂房的基本抗震构造措施，尚应符合下列规定：

1 框架柱的长细比不宜大于 150；当轴压比大于 0.2 时，不宜大于 $125(1 - 0.8N/A_f)\sqrt{235/f_y}$ 。

2 厂房框架柱、梁的板件宽厚比，应符合下列要求：

1) 单层部分和总高度不大于 40 m 的多层部分，可按本标准第 9.2 节规定执行；

2) 多层部分总高度大于 40 m 时，可按本标准第 9.1 节规定执行。

3 框架梁、柱的最大应力区，不得突然改变翼缘截面，其上下翼缘均应设置侧向支承，此支承点与相邻支承点之间距应符合现行《钢结构设计标准》GB 50017 中塑性设计的有关要求。

4 柱间支撑构件宜符合下列要求：

1) 多层框架部分的柱间支撑，宜与框架横梁组成 X 形或其他有利于抗震的形式，其长细比不宜大于 150；

2) 支撑杆件的板件宽厚比应符合本标准第 9.2 节的要求。

5 框架梁采用高强度螺栓摩擦型拼接时，其位置宜避开最

大应力区(1/10 梁净跨和 1.5 倍梁高的较大值)。梁翼缘拼接时，在平行于内力方向的高强度螺栓不宜少于 3 排，拼接板的截面模量应大于被拼接截面模量的 1.1 倍。

6 厂房柱脚应能保证传递柱的承载力，宜采用埋入式、插入式或外包式柱脚，并按本标准第 9.2 节的规定执行。

上海市住房和城乡建设管理委员会信息公
用
浏览专用

附录 H 单层厂房横向平面排架 地震作用效应的调整

H. 1 基本自振周期的调整

H. 1.1 按平面排架计算厂房的横向地震作用时,排架的基本自振周期应考虑纵墙及屋架与柱连接的固结作用,可按下列规定进行调整:

由钢筋混凝土屋架或钢屋架与钢筋混凝土柱组成的排架,有纵墙时取周期计算值的 80%,无纵墙时取 90%。

H. 2 排架柱地震剪力和弯矩的调整系数

H. 2.1 钢筋混凝土屋盖的单层钢筋混凝土柱厂房,按本附录第 H. 1.1 条确定基本自振周期且按平面排架计算的排架柱地震剪力和弯矩。当符合下列要求时,可考虑空间工作和扭转影响,并按本附录第 H. 2.2 条的规定调整:

1 厂房单元屋盖长度与总跨度之比小于 8 或厂房总跨度大于 12 m。

2 山墙的厚度不小于 240 mm,开洞所占的水平截面积不超过总面积 50%,并与屋盖系统有良好的连接。

3 柱顶高度不大于 15 m。

注:1 屋盖长度指山墙到山墙的间距,仅一端有山墙时,应取所考虑排架至山墙的距离。

2 高低跨相差较大的不等高厂房,总跨度可不包括低跨。

H. 2.2 排架柱的剪力和弯矩应分别乘以相应的调整系数,除高低

跨交接处上柱以外的钢筋混凝土柱,其值可按表 H. 2. 2 采用。

表 H. 2. 2 钢筋混凝土柱(除高低跨交接处上柱外)
考虑空间工作和扭转影响的效应调整系数

屋盖	山墙	屋盖长度(m)											
		≤30	36	42	48	54	60	66	72	78	84	90	96
钢筋 混 凝 土 无 檩 屋 盖	两端山墙	等高厂房	—	—	0.75	0.75	0.75	0.80	0.80	0.85	0.85	0.85	0.90
		不等高厂房	—	—	0.85	0.85	0.85	0.90	0.90	0.95	0.95	0.95	1.00
		一端山墙	1.05	1.15	1.20	1.25	1.30	1.30	1.30	1.35	1.35	1.35	1.35
钢筋 混 凝 土 有 檩 屋 盖	两端山墙	等高厂房	—	—	0.80	0.85	0.90	0.95	0.95	1.00	1.05	1.05	1.10
		不等高厂房	—	—	0.85	0.90	0.95	1.00	1.05	1.05	1.05	1.10	1.15
		一端山墙	1.00	1.05	1.10	1.10	1.15	1.15	1.15	1.20	1.20	1.20	1.25

H. 2. 3 高低跨交接处的钢筋混凝土柱的支承低跨屋盖牛腿以上各截面,按底部剪力法求得的地震剪力和弯矩应乘以增大系数,其值可按下式采用:

$$\eta = \zeta \left(1 + 1.7 \frac{n_h}{n_0} \cdot \frac{G_{EL}}{G_{EH}} \right) \quad (H. 2. 3)$$

式中: η ——地震剪力和弯矩的增大系数;

ζ ——不等高厂房高低跨交接处的空间工作影响系数,可按表 H. 2. 3 采用;

n_h ——高跨的跨数;

n_0 ——计算跨数,仅一侧有低跨时应取总跨数,两侧均有低跨时应取总跨数与高跨跨数之和;

G_{EL} ——集中于交接处一侧各低跨屋盖标高处的总重力荷载代表值;

G_{EH} ——集中于高跨柱顶标高处的总重力荷载代表值。

表 H. 2.3 高低跨交接处钢筋混凝土上柱空间工作影响系数

屋盖	山墙	屋盖长度(m)									
		≤36	42	48	54	60	66	72	78	84	90
钢筋混 凝土无 檩屋盖	两端山墙	—	0.70	0.76	0.82	0.88	0.94	1.00	1.06	1.06	1.06
	一端山墙							1.25			
钢筋混 凝土有 檩屋盖	两端山墙	—	0.90	1.00	1.05	1.10	1.10	1.15	1.15	1.20	1.20
	一端山墙							1.05			

H. 2.4 钢筋混凝土柱单层厂房的吊车梁顶标高处的上柱截面，由起重机桥架引起的地震剪力和弯矩应乘以增大系数，当按底部剪力法等简化计算方法计算时，其值可按表 H. 2.4 采用。

表 H. 2.4 桥架引起的地震剪力和弯矩增大系数

屋盖类型	山墙	边柱		高低跨柱	其他中柱
		两端山墙	一端山墙		
钢筋混凝土无檩屋盖	两端山墙	2.0		2.5	3.0
	一端山墙	1.5		2.0	2.5
钢筋混凝土有檩屋盖	两端山墙	1.5		2.0	2.5
	一端山墙	1.5		2.0	2.0

附录 J 单层钢筋混凝土柱厂房纵向抗震验算

J.1 厂房纵向抗震计算的修正刚度法

J.1.1 纵向基本自振周期的计算

按本附录计算单跨或等高多跨的钢筋混凝土柱厂房纵向地震作用，在柱顶标高不大于 15 m 且平均跨度不大于 30 m 时，纵向基本周期可按下列公式确定：

1 砖围护墙厂房，可按下式计算：

$$T_1 = 0.23 + 0.00025\psi_1 l \sqrt{H^3} \quad (\text{J.1.1-1})$$

式中： ψ_1 ——屋盖类型系数，大型屋面板钢筋混凝土屋架可采用

1.0，钢屋架采用 0.85；

l ——厂房跨度(m)，多跨厂房可取各跨的平均值；

H ——基础顶面至柱顶的高度(m)。

2 敞开、半敞开或墙板与柱子柔性连接的厂房，可按本条式 (J.1.1-1) 进行计算，并乘以下列围护墙影响系数：

$$\psi_2 = 2.6 - 0.002l \sqrt{H^3} \quad (\text{J.1.1-2})$$

式中： ψ_2 ——围护墙影响系数，小于 1.0 时应采用 1.0。

J.1.2 柱列地震作用的计算

1 等高多跨钢筋混凝土屋盖的厂房，各纵向柱列的柱顶标高处的地震作用标准值，可按下列公式确定：

$$F_i = \alpha_i G_{eq} \frac{K_{si}}{\sum K_{si}} \quad (\text{J.1.2-1})$$

$$K_{ai} = \psi_3 \psi_4 K_i \quad (\text{J. 1. 2-2})$$

式中: F_i —— i 柱列柱顶高处的纵向地震作用标准值;

α_i ——相应于厂房纵向基本自振周期的水平地震影响系数,应按本标准第 5.1.5 条确定;

G_{eq} ——厂房单元柱列总等效重力荷载代表值,应包括按本标准第 5.1.3 条确定的屋盖重力荷载代表值、70%纵墙自重、50%横墙与山墙自重及折算的柱自重(有吊车时采用 10% 柱自重,无吊车时采用 50% 柱自重);

K_i —— i 柱列柱顶的总侧移刚度,应包括 i 柱列内柱子和上、下柱间支撑的侧移刚度及纵墙的折减侧移刚度的总和,贴砌的砖围护墙侧移刚度的折减系数,可根据柱列侧移值的大小,采用 0.2~0.6;

K_{ai} —— i 柱列柱顶的调整侧移刚度;

ψ_3 ——柱列侧移刚度的围护墙影响系数,可按表 J. 1. 2-1 采用;有纵向砖围护墙的四跨或五跨厂房,由边柱列数起的第一柱列,可按表内相应数值的 1.15 倍采用;

ψ_4 ——柱列侧移刚度的柱间支撑影响系数,纵向为砖围护墙时,边柱列可采用 1.0,中柱列可按表 J. 1. 2-2 采用。

表 J. 1. 2-1 围护墙影响系数

围护墙类别 和抗震设防烈度	柱列和屋盖类别					
	边柱列	中柱列				
		无檩屋盖		有檩屋盖		
		边跨无天窗	边跨有天窗	边跨无天窗	边跨有天窗	
370 砖墙、7 度	0.85	1.7	1.8	1.8	1.9	
370 砖墙、8 度	0.85	1.5	1.6	1.6	1.7	

续表J. 1. 2-1

围护墙类别 和抗震设防烈度	柱列和屋盖类别				
	边柱列	中柱列			
		无檩屋盖		有檩屋盖	
240 砖墙、7 度	0.85	1.5	1.6	1.6	1.7
240 砖墙、8 度	0.85	1.3	1.4	1.4	1.5
无墙、石棉瓦或挂板	0.90	1.1	1.1	1.2	1.2

表 J. 1. 2-2 纵向采用砖围护墙的中柱列柱间支撑影响系数

厂房单元内设置下 柱支撑的柱间数	中柱列下柱支撑斜杆的长细比					中柱列 无支撑
	≤40	41~80	81~120	121~150	>150	
一柱间	0.9	0.95	1.0	1.1	1.25	1.4
二柱间	—	—	—	0.95	1.0	—

2 等高多跨钢筋混凝土屋盖厂房，柱列各吊车梁顶标高处的纵向地震作用标准值，可按下式确定：

$$F_{ci} = \gamma_i G_{ci} \frac{H_{ci}}{H_i} \quad (J. 1. 2-3)$$

式中： F_{ci} —— i 柱列在吊车梁顶标高处的纵向地震作用标准值；

G_{ci} ——集中于 i 柱列吊车梁顶标高处的等效重力荷载代表值，应包括按本标准第 5.1.3 条确定的吊车梁与悬吊物的重力荷载代表值和 40% 柱子自重；

H_{ci} —— i 柱列吊车梁顶高度；

H_i —— i 柱列柱顶高度。

J. 2 柱间支撑地震作用效应及验算

J. 2.1 斜杆长细比不大于 200 的柱间支撑在单位侧力作用下的

水平位移,可按下式确定:

$$u = \sum \frac{1}{1 + \varphi_i} u_i \quad (\text{J. 2. 1})$$

式中: u ——单位侧力作用点的位移;

φ_i —— i 节间斜杆轴心受压稳定系数,应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 采用;

u_i ——单位侧力作用下 i 节间仅考虑拉杆受力的相对位移。

J. 2. 2 长细比不大于 200 的斜杆截面可仅按抗拉验算,但应考虑压杆的卸载影响,其拉力可按下式确定:

$$N_i = \frac{l_i}{(1 + \psi_c \varphi_i) S_e} V_{bx} \quad (\text{J. 2. 2})$$

式中: N_i —— i 节间支撑斜杆抗拉验算时的轴向拉力设计值;

l_i —— i 节间斜杆的全长;

ψ_c ——压杆卸载系数,压杆长细比为 60、100 和 200 时,可分别采用 0.7、0.6 和 0.5;

V_{bx} —— i 节间支撑承受的地震剪力设计值;

S_e ——支撑所在柱间的净距。

J. 2. 3 无贴砌墙的纵向柱列,上柱支撑与同列下柱支撑宜等强设计。

J. 3 厂房柱间支撑端节点预埋件的截面抗震验算

J. 3. 1 柱间支撑与柱连接节点预埋件的锚件采用锚筋时,其截面抗震承载力宜按下列公式验算:

$$N \leq \frac{0.8 f_y A_s}{\gamma_{RE} \left(\frac{\cos \theta}{0.8 \zeta_m \psi} + \frac{\sin \theta}{\zeta_x \zeta_v} \right)} \quad (\text{J. 3. 1-1})$$

$$\psi = \frac{1}{1 + \frac{0.6e_0}{\zeta_r S}} \quad (\text{J. 3. 1-2})$$

$$\zeta_m = 0.6 + 0.25t/d \quad (\text{J. 3. 1-3})$$

$$\zeta_v = (4 - 0.08d) \sqrt{f_c/f_y} \quad (\text{J. 3. 1-4})$$

式中: A_s ——锚筋总截面面积;

γ_{RE} ——承载力抗震调整系数, 可采用 1.0;

N ——预埋板的斜向拉力, 可采用全截面屈服点强度计算的支撑斜杆轴向力的 1.05 倍;

e_0 ——斜向拉力对锚筋合力作用线的偏心距(mm), 应小于外排锚筋之间距离的 20%;

θ ——斜向拉力与其水平投影的夹角;

ϕ ——偏心影响系数;

S ——外排锚筋之间的距离(mm);

ζ_m ——预埋板弯曲变形影响系数;

t ——预埋板厚度(mm);

d ——锚筋直径(mm);

ζ_r ——验算方向锚筋排数的影响系数, 二、三和四排可分别采用 1.0、0.9 和 0.85。

ζ ——锚筋的受剪影响系数, 大于 0.7 时应采用 0.7。

J. 3. 2 柱间支撑与柱连接节点预埋件的锚件采用角钢加端板的, 其截面抗震承载力宜按下列公式验算:

$$N \leq \frac{0.7}{\gamma_{RE} \left(\frac{\cos \theta}{\phi N_{u0}} + \frac{\sin \theta}{V_{u0}} \right)} \quad (\text{J. 3. 2-1})$$

$$V_{u0} = 3n\zeta_r \sqrt{W_{min} b f_a f_c} \quad (\text{J. 3. 2-2})$$

$$N_{u0} = 0.8nf_a A_s \quad (\text{J. 3. 2-3})$$

式中: n ——角钢根数;

b ——角钢肢宽;

W_{min} ——与剪力方向垂直的角钢最小截面模量;

A_s ——一根角钢的截面面积;

f_a ——角钢抗拉强度设计值。

附录 K 实施基于性能的抗震设计的参考方法

K. 1 结构构件基于性能的抗震设计方法

K. 1.1 建筑结构的抗震性能水准可根据表 K. 1.1 进行划分。

表 K. 1.1 建筑结构的抗震性能水准划分

结构抗震性能水准	可继续使用功能的受影响程度	结构构件的损伤等级		
		关键构件	主要构件	次要构件
第 1 水准 (完全可使用)	建筑功能完整, 不需修理即可使用	完好	完好	完好
第 2 水准 (可使用)	建筑功能基本完整, 稍作修理可继续使用	完好	基本完好	轻微损坏
第 3 水准 (基本可使用)	建筑功能受扰, 一般修理后可继续使用	基本完好	轻微损坏	中等损坏
第 4 水准 (修复后使用)	功能受到较小影响, 花费少量或用经修理后可继续使用	轻微损坏	中等损坏	部分严重损坏
第 5 水准 (生命安全)	功能受到较大影响, 短期内无法恢复, 人员安全	中等损坏	部分严重损坏	严重损坏

注: 1 “关键构件”是指对结构的抗震安全性至关重要的主要抗侧力构件, 包括关键部位(抗震薄弱部位)的主要构件, 其失效可能会引起结构的连续破坏或危及生命的严重破坏; “主要构件”是指除“关键构件”以外的对结构的安全比较重要的构件, 如普通的竖向构件、伸臂桁架等; “次要构件”是指除上述两类构件以外的结构构件(含耗能构件), 如普通框架梁、剪力墙连梁、耗能支撑等。

2 “部分”是指同类构件数量的百分比小于 30%。

3 当三类构件中至少一类构件的损伤等级达到某抗震性能水准的标准时, 可判定结构处于该抗震性能水准。

K. 1.2 在确定建筑结构的抗震性能目标时, 可按表 K. 1.2 选择

针对整个结构的抗震性能目标,也可以采用在不同水准地震作用下针对结构的局部部位、以构件的损伤等级表述的性能目标。

表 K. 1.2 建筑结构的抗震性能目标

抗震性能 目标类别	抗震性能水准		
	多遇地震	设防烈度地震	罕遇地震
I	第 1 水准(完全可使用)	第 1 水准(完全可使用)	第 2 水准(可使用)
II	第 1 水准(完全可使用)	第 2 水准(可使用)	第 3 水准(基本可使用)
III	第 1 水准(完全可使用)	第 3 水准(基本可使用)	第 4 水准(修复后使用)
IV	第 1 水准(完全可使用)	第 4 水准(修复后使用)	第 5 水准(生命安全)

K. 1.3 进行建筑基于性能的抗震设计时应先确定结构的抗震性能目标,接着进行多遇地震下的弹性设计,再按照本节条文对结构在中震和大震作用下的承载力和变形进行验算,并采取合理的抗震构造措施。

K. 1.4 对处于各个抗震性能水准的构件,设计和验算可采用表 K. 1.4 规定的方法。

表 K. 1.4 构件设计和验算方法

构件类别 性能水准	关键构件	主要构件	次要构件
1	弹性设计	弹性设计	弹性设计
2	弹性设计	正截面不屈服设计、斜截面弹性设计(变形检验)	正截面极限承载力设计、斜截面不屈服设计(变形检验)
3	正截面不屈服设计、斜截面弹性设计(变形检验)	正截面极限承载力设计、斜截面不屈服设计(变形检验)	正截面变形检验、斜截面极限承载力设计(变形检验)
4	正截面极限承载力设计、斜截面不屈服设计(变形检验)	正截面变形检验、斜截面极限承载力设计(变形检验)	变形检验

续表K.1.4

构件类别 性能水准	关键构件	主要构件	次要构件
5	正截面变形检验、斜截面极限承载力设计(变形检验)	正截面变形检验、斜截面最小截面设计(变形检验)	变形检验

K.1.5 在进行多遇地震作用下各类构件的弹性设计时,应采用本标准相关章节规定的方法。

K.1.6 在进行设防烈度地震或罕遇地震作用下各类构件的弹性设计时,应不考虑抗震等级的地震效应调整系数,不计人风荷载效应的地震作用效应组合,按下式验算抗震承载力:

$$\gamma_G S_{GE} + \gamma_E S_{Ek}(I, \xi_1) \leq R / \gamma_{RE} \quad (K.1.6)$$

式中: γ_G ——重力荷载分项系数;

γ_E ——地震作用分项系数;

$S_{Ek}(I, \xi_1)$ ——对应于设防烈度地震或罕遇地震(隔震结构包含水平向隔震影响)I, 考虑附加阻尼比(部分构件进入塑性、消能减震结构) ξ_1 影响的地震作用标准值效应。

K.1.7 在进行设防烈度地震或罕遇地震作用下各类构件的不屈服设计时,应采用不计风荷载效应的地震作用标准组合,按下式验算抗震承载力:

$$S_{GE} + S_{Ek}(I, \xi_1) \leq R_k \quad (K.1.7)$$

K.1.8 在进行设防烈度地震或罕遇地震作用下各类构件的极限承载力设计时,应采用不计风荷载效应的地震作用标准组合,按下式验算极限承载力:

$$S_{GE} + S_{Ek}(I, \xi_1) \leq R_u \quad (K.1.8)$$

式中: R_u ——按材料最小极限强度值计算的承载力,钢筋强度可

取屈服强度的 1.25 倍, 混凝土强度可取立方强度的 0.88 倍。

K. 1.9 在进行设防烈度地震或罕遇地震作用下各类构件的斜截面最小截面设计时, 对于钢筋混凝土竖向构件, 其受剪截面应符合下式要求:

$$V_{GE} + V_{Ek}(I, \xi_1) \leqslant 0.15 f_{ck} b h_0 \quad (\text{K. 1.9})$$

式中: $V_{Ek}(I, \xi_1)$ —— 对应于设防烈度地震或罕遇地震(隔震结构包含水平向减震影响) I 、考虑附加阻尼比(部分构件进入塑性、消能减震结构) ξ_1 影响、不考虑抗震等级的地震效应调整系数的地震作用标准值的构件剪力。

K. 1.10 应按照本标准表 5.5.1 和表 5.5.5 的限值对结构在多遇地震和罕遇地震作用下的楼层最大层间位移角进行验算。

K. 2 建筑构件和建筑附属设备支座基于性能的抗震设计方法

K. 2.1 当非结构的建筑构件和附属机电设备按使用功能的专门要求进行基于性能的抗震设计时, 在遭遇设防烈度地震影响下的性能水准可按表 K. 2.1 选用。

表 K. 2.1 建筑构件和附属机电设备的参考性能水准

性能水准	功能描述	变形指标
第 1 水准 (完全可使用)	外观可能损坏, 不影响使用和防火能力, 安全玻璃开裂; 使用、应急系统可照常运行	可经受相连结构构件出现 1.4 倍的建筑构件、设备支架设计挠度
第 2 水准 (基本可使用)	可基本正常使用或很快恢复, 耐火时间减少 1/4, 强化玻璃破碎; 使用系统检修后运行, 应急系统可照常运行	可经受相连结构构件出现 1.0 倍的建筑构件、设备支架设计挠度

续表K.2.1

性能水准	功能描述	变形指标
第3水准 (修复后使用)	耐火时间明显减少,玻璃掉落,出口受碎片阻碍;使用系统明显损坏,需修理才能恢复功能,应急系统受损仍可基本运行	只能经受相连结构构件出现0.6倍的建筑构件、设备支架设计挠度

K.2.2 建筑围护墙、附属构件及固定储物柜等进行基于性能的抗震设计时,其地震作用的构件类别系数和性能系数可参考表K.2.2确定。

表 K.2.2 建筑非结构构件的类别系数和性能系数

构件、部件名称	构件类别系数	性能系数	
		乙类	丙类
非承重外墙: 围护墙 玻璃幕墙等	0.9 0.9	1.4 1.4	1.0 1.4
连接: 墙体连接件 饰面连接件 防火顶棚连接件非 防火顶棚连接件	1.0 1.0 0.9 0.6	1.4 1.0 1.0 1.0	1.0 0.6 1.0 0.6
附属构件: 标志或广告牌等	1.2	1.0	1.0
高至2.4 m储物柜支架: 货架(柜)文件柜 文物柜	0.6 1.0	1.0 1.4	0.6 1.0

K.2.3 建筑附属设备的支座及连接件进行基于性能的抗震设计时,其地震作用的构件类别系数和性能系数可参考表K.2.3确定。

表 K. 2.3 建筑附属设备构件的类别系数和功能系数

构件、部件所属系统	类别系数	功能系数	
		乙类	丙类
应急电源的主控系统、发电机、冷冻机等	1.0	1.4	1.4
电梯的支承结构、导轨、支架、轿厢导向构件等	1.0	1.0	1.0
悬挂式或摆式灯具	0.9	1.0	0.6
其他灯具	0.6	1.0	0.6
柜式设备支座	0.6	1.0	0.6
水箱、冷却塔支座	1.2	1.0	1.0
锅炉、压力容器支座	1.0	1.0	1.0
公用天线支座	1.2	1.0	1.0

K. 3 建筑构件和建筑附属设备抗震计算的楼面谱方法

K. 3.1 非结构构件的楼面谱，应反映支承非结构构件的具体结构自身动力特性、非结构构件所在楼层位置，以及结构和非结构阻尼特性对结构所在地点的地面地震运动的放大作用。

计算楼面谱时，一般情况，非结构构件可采用单质点模型；对支座间有相对位移的非结构构件，宜采用多支点体系计算。

K. 3.2 采用楼面反应谱法时，非结构构件的水平地震作用标准值可按下式计算：

$$F = \gamma \eta \beta_s G \quad (\text{K. 3.2})$$

式中： β_s ——非结构构件的楼面反应谱值，取决于设防烈度、场地条件、非结构构件与结构体系之间的周期比、质量比和阻尼，以及非结构构件在结构中的支承位置、数量

和连接性质；

γ ——非结构构件功能系数，取决于建筑抗震设防类别和使用要求，一般分为 1.4、1.0、0.6 三档；

η ——非结构构件类别系数，取决于构件材料性能等因素，一般在 0.6~1.2 范围内取值；

G ——非结构构件的重力。

上海市住房和城乡建设管理委员会信息公开
浏览专用

附录 L 多层混凝土模卡砌块房屋抗震设计要求

L.0.1 本附录适用于混凝土模卡砌块(包括混凝土普通模卡砌块和混凝土保温模卡砌块)砌体承重的多层房屋。当本附录未作规定时,其抗震设计应按本标准第8章的有关规定执行。

注:1 本附录的混凝土模卡砌块的材料性能和砌体力学性能应符合现行上海市工程建设规范《混凝土模卡砌块应用技术标准》DG/TJ08-2087的有关规定。

2 本附录中的“混凝土模卡砌块”简称“模卡砌块”。

L.0.2 多层模卡砌块房屋的层数和总高度不应超过表L.0.2的规定。

表 L.0.2 房屋的层数和总高度限值(m)

房屋类别	最小抗 震墙厚度 (mm)	抗震设防烈度和设计基本地震加速度					
		6(0.05g)		7(0.10g)		8(0.20g)	
		高度	层数	高度	层数	高度	层数
多层模卡砌块房屋	200	21	7	21	7	18	6

注:房屋总高度、室内外高差、乙类设防及横墙较少的多层砌体房屋的规定同本标准第8.1.2条。

L.0.3 多层模卡砌块房屋可采用底部剪力法进行抗震计算。墙体的截面抗震受剪承载力验算应按本标准第8.2.6~8.2.8条小砌块砌体的相关公式计算。

L.0.4 多层模卡砌块砌体房屋应按本标准第8.3.1条的有关要求设置构造柱。保温模卡砌块用作砌体外墙时,在外墙转角或内外纵横墙交接处应设构造柱,普通模卡砌块砌体可设置芯柱替代构造柱,芯柱的设置应符合本标准第8.4.1条和第8.4.2条的有关要求。

L.0.5 多层模卡砌块砌体房屋的构造柱尚应符合下列构造要求：

1 构造柱最小截面可采用 200 mm×200 mm, 纵向钢筋宜采用 4φ12, 箍筋直径不小于 φ6, 间距不宜大于 250 mm, 且在柱上下端应适当加密; 6、7 度时超过六层, 8 度时超过五层时, 构造柱纵向钢筋宜采用 4φ14, 箍筋间距不应大于 200 mm; 房屋四角的构造柱应适当加大截面及配筋。构造柱混凝土强度等级不小于 C20。

2 构造柱与模卡砌块墙连接处, 构造柱要嵌入砌块墙内, 并应沿墙高每隔 450 mm 设 2φ6 水平钢筋和 φ4 分布短筋平面内点焊组成的拉结网片或 φ4 点焊钢筋网片, 每边伸入墙内不宜小于 1 m。6、7 度时底部 1/3 楼层, 8 度时底部 1/2 楼层, 上述拉结钢筋网片应沿墙体水平通长设置。

3 构造柱与圈梁连接处, 构造柱的纵筋应在圈梁纵筋内侧穿过, 保证构造柱纵筋上下贯通。

4 构造柱可不单独设置基础, 但应伸入室外地面下 500 mm, 或与埋深小于 500 mm 的基础圈梁相连。

5 房屋高度和层数接近本附录表 L.0.2 的限值时, 纵、横墙内构造柱间距尚应符合下列要求:

- 1) 横墙间的构造柱间距不宜大于层高的 2 倍; 下部 1/3 楼层的构造柱间距适当减小;
- 2) 当外纵墙开间大于 3.9 m 时, 应另设加强措施。内纵墙的构造柱间距不宜大于 4.2 m。

L.0.6 多层模卡砌块砌体房屋的现浇钢筋混凝土圈梁的设置应按本标准第 8.3.3 条多层砖砌体房屋圈梁的要求执行, 圈梁应嵌入模卡砌块凹口内, 嵌入深度不小于 40 mm, 与墙体连成整体。圈梁宽度不应小于 200 mm, 配筋不应少于 4φ12, 箍筋间距不应大于 200 mm。

L.0.7 多层模卡砌块砌体房屋的其他抗震构造措施, 尚应符合本标准第 8.3.3~8.3.14 条的有关要求。

本标准用词说明

1 为了便于在执行本标准条文时区别对待,对要求严格程度不同的用词说明如下:

1) 表示很严格,非这样做不可的用词:

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用词:

正面词采用“应”;

反面词采用“不应”或“不得”。

3) 表示允许稍有选择,在条件许可时首先这样做的用词:

正面词采用“宜”;

反面词采用“不宜”。

4) 表示有选择,在一定条件下可以这样做的用词,采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准、规范执行时,写法为“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 1 《钢筋混凝土用钢 第2部分:热轧带肋钢筋》GB/T 1499.2
- 2 《厚度方向性能钢板》GB/T 5313
- 3 《橡胶支座 第3部分:建筑隔震橡胶支座》GB 20688.3
- 4 《建筑地基基础设计规范》GB 50007
- 5 《建筑结构荷载规范》GB 50009
- 6 《混凝土结构设计规范》GB 50010
- 7 《建筑抗震设计规范》GB 50011
- 8 《钢结构设计标准》GB 50017
- 9 《构筑物抗震设计规范》GB 50191
- 10 《混凝土工程施工质量验收规范》GB 50204
- 11 《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223
- 12 《建筑边坡工程技术规范》GB 50330
- 13 《砌体结构设计规范》GB 50003
- 14 《混凝土工程施工规范》GB 50666
- 15 《装配式混凝土建筑技术标准》GB/T 51231
- 16 《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1
- 17 《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3
- 18 《组合结构设计规范》JGJ 138
- 19 《地基基础设计标准》DGJ 08—11
- 20 《高层建筑钢-混凝土混合结构设计规程》DG/TJ 08—015
- 21 《装配整体式混凝土居住建筑设计规程》DG/TJ 08—2071
- 22 《混凝土模卡砌块应用技术标准》DG/TJ 08—2087
- 23 《高层建筑钢结构设计规程》DG/TJ 08—32
- 24 《装配整体式混凝土公共建筑设计规程》DGJ 08—2154