

2003

全国民用建筑工程设计技术措施

结 构

Structure

建设部工程质量安全监督与行业发展司
中国建筑标准设计研究所



图书在版编目 (CIP) 数据

全国民用建筑工程设计技术措施 结构/建设部工程质量安全监督与行业发展司, 中国建筑标准设计研究所编. —北京: 中国计划出版社, 2003. 2

ISBN 7-80177-170-2

I. 全... II. ①建...②中... III. ①民用建筑—建筑设计②民用建筑—结构设计 IV. TU24

中国版本图书馆 CIP 数据核字 (2003) 第 001128 号

本书著作权属于中国建筑标准设计研究所

全国民用建筑工程设计技术措施

结 构

建设部工程质量安全监督与行业发展司 编
中国建筑标准设计研究所

☆

中国计划出版社出版、发行

(地址: 北京市西城区木樨地北里甲 11 号国宏大厦 C 座 4 层)

(邮政编码: 100038 电话: 63906433 63906381)

北京国防印刷厂印刷

889×1194 毫米 1/16 25.5 印张 772 千字

2003 年 2 月第一版 2005 年 5 月第四次印刷

印数 48001—54000 册

☆

ISBN 7-80177-170-2/TU·087

定价: 76.00 元

关于发布《全国民用建筑工程设计技术措施》的通知

建质 [2003] 4 号

各省、自治区建设厅，直辖市建委，国务院各有关部门：

为了进一步贯彻《建设工程质量管理条例》，保证和提高设计、施工质量，由我部工程质量安全监督与行业发展司组织中国建筑标准设计研究所等单位编制的《全国民用建筑工程设计技术措施》，包括《规划·建筑》、《结构》、《给水排水》、《暖通空调·动力》、《电气》和《建筑产品选用技术》(技术条件)等六个分册，经审查批准，自2003年3月1日起执行。

中华人民共和国建设部
二〇〇三年一月二日

《全国民用建筑工程设计技术措施》编委会

主任委员：王素卿

副主任委员：朱长喜 王文艳

委员：(按姓氏笔画为序)

丁再励	王 为	王素英	王真杰	王继明	左亚洲	刘栋权	孙 兰
孙 英	苏经宇	李 军	李娥飞	李雪佩	吴学敏	何少平	何玉如
汪洪涛	张树君	张路明	陆 兴	陈正祥	陈幼璠	陈远椿	苑振芳
林在豪	罗春姣	周耀良	赵冠谦	胥正祥	饶良修	夏葆真	柴 昶
崔 恺	董宇松	程述成	鲁心源	温伯银	蔡益燕	蔡敬琅	蔡路得
翟华昆	滕延京						

《结 构》

编写组负责人：陈远椿 柴 昶 汪洪涛

编写组成员：(以姓氏笔画为序)

于本英	马东辉	马建勋	王平山	艾力·沙来	代伟明	刘大海	
刘兴旺	刘其祥	刘 斌	李东彬	仲崇民	邱枕戈	沙志国	陈正祥
陈永春	陈远椿	陈苹艳	张元坤	张运田	张维斌	苏幼坡	汪洪涛
杨生贵	杨联萍	杨 斌	林 颖	郑永强	苑振芳	武人岱	岳建勇
顾宝和	顾嗣淳	柴 昶	袁 泉	益德清	高连玉	黄绍铭	曹森虎
崔鼎九	童增鸿	蔡益燕					

主审人员：(以姓氏笔画为序)

吴学敏 苏经宇 陈正祥 苑振芳 蔡益燕 滕延京

审查组成员：(以姓氏笔画为序)

王书增	李晓明	何建罡	汪一骏	陈幼璠	陈富生	陈 健	张仕通
周廷垣	周炳章	钟善桐	侯光瑜	秦效启	唐家祥	耿 林	聂建国
陶学康	陶晞暝	倪富生	康谷饴	阎明礼	魏明钟	刘金砺	

参编单位：(以章节先后为序)

中国建筑设计研究院
中国建筑西北设计研究院
建设部综合勘察研究院
北京冠亚伟业民用建筑设计公司
中元国际工程设计研究院
浙江省建筑设计研究院
上海建筑设计研究院
大庆油田建设设计研究院
广东省建筑设计研究院
中国建筑西南设计研究院
中国建筑科学研究院地基基础研究所
北京工业大学建筑工程学院
河北理工学院
中国建筑东北设计研究院
中国工程建设标准化协会砌体结构委员会
新疆自治区建筑设计研究院
中国建筑科学研究院建筑结构研究所
冶金工业部建筑研究总院
北京钢铁设计研究总院

修正说明

《全国民用建筑工程设计技术措施》——《结构》分册自2003年3月1日实施以来，得到了广大设计单位的关注和支持，很多单位和专家及时将有关意见和建议反馈给我们，在此深表感谢！逢第三次印刷之机，我们将发现的差错予以修正，修正的内容加波浪线表示。

感谢大家的理解和支持！

《全国民用建筑工程设计技术措施》编委会

二〇〇四年二月

前 言

《全国民用建筑工程设计技术措施》是由建设部工程质量安全监督与行业发展司组织中国建筑标准设计研究所等单位编制的一套大型的、以指导民用建筑工程设计为主的技术文件，共有《规划·建筑》、《结构》、《给水排水》、《暖通空调·动力》、《电气》、《建筑产品选用技术》及《防空地下室》七个分册。编制的目的是为了更好地贯彻落实《建设工程质量管理条例》等法律、法规以及《工程建设标准强制性条文》等工程建设技术标准，进一步提高建筑工程设计质量和设计效率，供全国各设计单位参照执行，也可供建设单位和教学、科研、施工人员参考。

《结构》分册是遵照现行国家标准、规范编制的。由于当前处于国家标准、规范修订和新老交替的过程中，本分册有关内容所依据的标准、规范的版本号详见“总则”；对部分已在修订中的标准、规范，如《建筑地基处理技术规范》、《湿陷性黄土地区建筑规范》等，本分册在编制时采用了其报批稿的内容，新版标准、规范批准发布后，如本分册内容与之不相符合的，应以批准发布的新版标准、规范为准。本分册的编制还进行了必要的调查研究，吸取了工程实践的经验，并广泛吸收了全国各主要设计单位的结构设计技术措施的相关内容。

本分册的主要内容包括总则、荷载、建筑场地、地基与基础、建筑结构隔震设计与构造、楼（屋）盖结构与构造、砌体结构、木结构、多层及高层钢筋混凝土结构的概念设计与结构分析、框架结构、剪力墙结构、框架-剪力墙结构、部分框支抗震墙结构、筒体结构、板柱结构、板柱-剪力墙结构、异形柱结构、预应力混凝土结构、房屋钢结构设计的基本规定、门式刚架轻型房屋钢结构、多层房屋钢结构设计的补充规定、高层房屋钢结构、钢-混组合结构以及网架与网壳结构的设计技术措施。

本分册内容中，凡属规范（规程）的细化、引伸部分，是必须贯彻执行的；凡属以经验总结为依据的部分，是不得无故变更的，确有特殊情况时，允许采用更合理的措施；凡属“建议”的，可结合实际灵活掌握，使设计更为经济合理；凡属地方性的技术措施，则应结合有关省、市、自治区的技术法规予以实施。

为使设计人员更易理解和使用规范（规程），本分册对部分条文适当采用了图形化的表达方式，对部分行业标准与国家标准不一致的有关条文，给出了符合国家标准规范的使用建议；为正确使用常用结构计算分析程序，给出了合理选择力学模型的较详细内容，以及计算结果的分析、判断和调整的具体措施；在房屋钢结构设计中，补充了合理选用钢材及连接材料的规定；对工程中常见的设计质量问题，给出了相关预防措施。本措施推荐了有关新技术、新材料和新工艺的使用内容，吸收了部分地方的科研成果，并对新的结构体系的选用给出了原则性建议。

本分册的编制得到了全国许多设计、教学、科研单位的大力支持，在此表示衷心的感谢。参编单位不仅安排技术骨干参加编制任务，并对所编写的内容首先在本单位组织了技术审查；参加函审与审查会的单位有北京市建筑设计研究院、中国轻工国际工程设计研究院、重庆钢铁设计研究院、清华大学、天津大学、同济大学和华中科技大学等 20 余家；感谢容柏生院士、钟善桐教授、方鄂华教授、康谷饴教授等 20 余位专家在百忙之中提出许多宝贵意见；特别感谢陈远椿、武人岱、柴昶、苑振芳、侯光瑜、陈健和陈正祥等专家在本措施的编制中给予的积极、热情的支持。我们还得到许许多多专家的关心和支持，在此就不一一列出，一并深表谢意，感谢他们对建设行业技术发展工作的积极支持。

由于结构设计技术措施编制涉及面广、工作量大，编制过程又处在新旧规范交替时期，加之编制时间仓促，因此所涵盖的内容与深度还不够，不少内容有待于补充和完善，也难免存在一些缺点和问题，敬请批评指正，以便我们今后不断修订和更新。

联系地址：北京市西城区车公庄大街 19 号
中国建筑标准设计研究所

邮 编：100044

联系电话：010 - 88361155 - 232

联系人：汪洪涛

E - mail : wanght@chinabuilding.com.cn

网 址：Chinabuilding.com.cn 国家建筑标准设计网

《结构》分册编写组

二〇〇三年一月

目 录

➤	1 总 则	(1)
	1.1 建筑结构设计基本原则	(1)
	1.2 建筑结构抗震设计基本原则	(3)
	1.3 复杂建筑结构抗震设计基本原则	(7)
➤	2 荷 载	(11)
	2.1 楼(地)面、屋面活荷载	(11)
	2.2 自动扶梯荷载	(14)
	2.3 汽车活荷载	(14)
	2.4 电信建筑楼面等效均布活荷载	(16)
	2.5 地下水压力	(18)
	2.6 土压力	(18)
	2.7 隔墙荷载	(18)
	2.8 活荷载的不利布置	(18)
	2.9 其他荷载	(18)
➤	3 建筑场地、地基与基础	(20)
	3.1 一般规定	(20)
	3.2 岩土工程勘察及建筑场地	(22)
	3.3 房屋基础选型	(23)
	3.4 天然地基的设计	(24)
	3.5 地基处理	(27)
	3.6 特殊岩土地基的设计及一般规定	(42)
	3.7 防治建筑物受到地基变形危害的措施	(47)
	3.8 天然地基上基础的设计与构造	(50)
	3.9 地下室结构设计	(59)
	3.10 桩基础设计	(60)
	3.11 挖孔桩基础设计	(66)
	3.12 一般承台和承台梁的设计与构造	(72)
	3.13 建筑基坑支护结构与构造	(75)

▶	4 建筑结构隔震设计与构造	(86)
	4.1 设防目标和适用范围	(86)
	4.2 一般规定	(86)
	4.3 计算分析	(87)
	4.4 设计要点	(91)
	4.5 抗震措施	(94)
	4.6 隔震支座的安装、施工及验收要求	(103)
▶	5 楼(屋)盖结构与构造	(104)
	5.1 选型及一般规定	(104)
	5.2 预制板楼(屋)盖	(109)
	5.3 现浇楼(屋)盖	(112)
	5.4 无梁楼(屋)盖	(121)
	5.5 密肋楼(屋)盖	(129)
▶	6 砌体结构	(132)
	6.1 材料及选择	(132)
	6.2 一般规定	(134)
	6.3 楼(屋)盖结构设计要点	(136)
	6.4 砌体房屋非抗震设计	(137)
	6.5 结构构件及构造要求	(139)
	6.6 配筋砌块砌体构件及构造要求	(152)
	6.7 砌体房屋抗震设计	(162)
	6.8 砌体结构裂缝控制措施	(174)
▶	7 木 结 构	(180)
	7.1 材料及材料的选用	(180)
	7.2 一般规定	(184)
	7.3 计算要点	(187)
	7.4 连接	(188)
	7.5 构造要求	(190)
	7.6 防火	(195)
	7.7 防腐和防虫	(197)
	7.8 常见设计质量问题及预防措施	(198)
▶	8 多层及高层钢筋混凝土结构的概念设计 与结构分析	(199)
	8.1 结构体系的选择	(199)
	8.2 抗震要求对结构体系的基本要求	(200)
	8.3 结构平面布置	(200)
	8.4 结构竖向布置	(201)

	8.5	变形缝和后浇带的设置	(201)
	8.6	结构计算分析的原则	(202)
	8.7	常用结构分析程序的基本假定、模型及其适用范围	(202)
	8.8	程序总信息中各种调整参数	(204)
	8.9	计算结果分析、判断和调整	(205)
	8.10	时程分析的几点注意事项	(207)
▶	9	框架结构	(208)
	9.1	一般规定	(208)
	9.2	计算要点	(210)
	9.3	框架梁构造要求	(211)
	9.4	框架柱构造要求	(213)
	9.5	其他构造问题	(217)
▶	10	剪力墙结构	(219)
	10.1	一般规定	(219)
	10.2	计算要点	(221)
	10.3	构造要求	(222)
▶	11	框架 - 剪力墙结构	(228)
	11.1	一般规定	(228)
	11.2	计算要点	(229)
	11.3	构造要求	(229)
▶	12	部分框支抗震墙结构	(230)
	12.1	一般规定	(230)
	12.2	计算要点	(231)
	12.3	构造要求	(233)
▶	13	筒体结构	(236)
	13.1	一般规定	(236)
	13.2	平面布置	(236)
	13.3	竖向布置	(237)
	13.4	整体计算	(237)
	13.5	构造要求	(238)
▶	14	板柱结构、板柱 - 剪力墙结构	(240)
	14.1	一般规定	(240)
	14.2	计算要点	(241)
	14.3	构造要求	(243)
	14.4	抗冲切计算	(248)

➤	15 异形柱结构	(251)
	15.1 一般规定	(251)
	15.2 计算要点	(251)
	15.3 构造要求	(251)
	15.4 常见设计质量问题及预防措施	(253)
➤	16 预应力混凝土结构	(254)
	16.1 一般规定	(254)
	16.2 抗震设计	(257)
	16.3 楼(屋)盖类型	(258)
	16.4 楼盖选型及设计中应注意的问题	(262)
	16.5 结构构件设计及构造	(264)
	16.6 常见设计质量问题及预防措施	(272)
➤	17 房屋钢结构设计的基本规定	(274)
	17.1 钢材及连接材料的选用	(274)
	17.2 连接设计与构造	(283)
	17.3 防锈与防火	(292)
➤	18 门式刚架轻型房屋钢结构	(299)
	18.1 一般规定	(299)
	18.2 结构布置	(300)
	18.3 门式刚架	(301)
	18.4 屋面檩条和屋面板	(302)
	18.5 支撑体系	(303)
	18.6 围护结构	(304)
	18.7 节点及构造	(304)
	18.8 抗震措施	(307)
	18.9 常见设计质量问题及预防措施	(308)
➤	19 多层房屋钢结构的补充规定	(310)
	19.1 一般规定	(310)
	19.2 结构的抗侧力体系	(311)
	19.3 支撑体系	(314)
	19.4 柱及框架	(315)
	19.5 节点计算及构造	(315)
	19.6 抗震措施	(320)
	19.7 楼(屋)盖结构和围护结构	(323)
	19.8 常见设计质量问题及预防措施	(323)
➤	20 高层房屋钢结构	(325)
	20.1 一般规定	(325)

20.2	结构的体系和布置	(325)
20.3	抗震措施	(326)
20.4	楼(屋)盖结构	(330)
20.5	支撑体系	(331)
20.6	围护结构	(334)
20.7	节点及构造	(334)
21	钢-混组合结构	(346)
21.1	组合梁的设计与构造	(346)
21.2	组合楼板的设计与构造	(356)
21.3	型钢混凝土组合结构	(361)
21.4	钢管混凝土结构	(370)
22	网架与网壳	(372)
22.1	网架结构	(372)
22.2	网壳结构	(379)
22.3	常见的的设计质量问题及预防措施	(385)
附录一	超限高层建筑工程抗震设防管理规定	(386)
附录二	构配件计算书表达内容及格式	(388)
附录三	梁端削弱式和梁端加强式连接	(391)
附录四	连续组合梁变形计算公式	(394)

1 总 则

1.1 建筑设计基本原则

1.1.1 本措施是遵照国家现行标准、规范、规程等编制的，并参照工程的实践经验、广泛吸收全国各主要设计单位的结构设计技术措施和近几年的科研成果，力求适用民用建筑工程的设计特点，内容上较全面地覆盖建筑结构设计范围，对条文作了必要的补充规定。在建筑设计中，应遵守国家现行的标准、规范、规程和规定，并根据建筑工程所在地区的实际情况，参照和选用本措施。凡本措施未涉及的部分或与规范等有出入的内容，均应遵守国家有关标准、规范、规程的规定。

1.1.2 在民用建筑设计中，要结合工程具体情况精心设计，做到安全适用、经济合理、技术先进和确保质量。

1.1.3 设计前，必须对建筑物的安全性、耐久性和舒适性等使用要求，以及施工技术条件、材料供应情况及工程地质、地形等情况进行补充调查研究，做到心中有数，以使设计符合实际情况。

1.1.4 在确保工程质量与安全的前提下，结构设计应积极采用和推广成熟的新结构、新技术、新材料和新工艺，所选结构设计方案应有利于加快建设速度。

1.1.5 在设计中，应与建筑专业、设备专业和施工单位密切配合。设计应重视结构的选型、结构计算和结构构造，根据功能要求选用安全适用、经济合理，便于施工的结构方案。

1 结构选型是结构设计的首要环节，必须慎重对待。对高风压区和地震区应力求选用承载能力高，抗风力及抗地震作用性能好的结构体系和结构布置方案，应使选用的结构体系受力明确、传力简捷。

2 结构计算是结构设计的基础，计算结果是结构设计的依据，必须认真对待。设计中选择合适的计算假定、计算简图、计算方法及计算程序，是得到正确计算结果的关键。当前结构设计中大量采用计算机，设计中必须保证输入信息和数据正确无误，对计算结果进行仔细分析，保证安全。

3 结构构造是结构设计的保证，构造设计必须从概念设计入手，加强连接，保证结构有良好的整体性、足够的强度和适当的刚度。对有抗震设防要求的结构，尚应保证结构的弹塑性和延性，对结构的关键部位和薄弱部位，以及施工操作有一定困难的部位或将来使用上可能有变化的部位，应采取加强构造措施，并在设计中适当留有余地，以策安全。

1.1.6 在设计中选用构、配件标准图和通用图时，应按次序采用国家标准图、区标准图和省通用图，并结合工程的具体使用情况，对构、配件的设计、计算和构造进行必要的复核和修改补充，以保证结构安全和设计质量。

1.1.7 建筑物所在地区的抗震烈度应由工程地质勘察报告提供。工程中如发现实际情况与《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 附录 A 的基本烈度表有矛盾时，应协助建设单位委托有关部门做进一步的地震烈度论证再予采用。

1.1.8 民用建筑设计尚应符合《建筑设计防火规范》GB 16—87（2001年版）及《高层民用建筑设计防火规范》GB 50045—95（2001年版）等有关条文的要求，应根据建筑的耐火等级、燃烧性能和耐火极限，正确地选择结构与构件的防火与抗火措施，如相应保护层厚度等。

1.1.9 人防设计的原则

1 防空地下室的设防等级和规模应符合建筑工程所在地人民防空主管部门的要求。

2 新建防空地下室，应按照平战结合的原则，处理好地上与地下建筑结构功能的合理结合。如两

者发生矛盾, 须进行必要的平战转换设计, 在保证临战时能采取在 48h 内完善转换措施的前提下, 允许采用变通的办法满足平时使用需要, 有关转换措施应在施工图设计中明确要求。

3 防空地下室设计除应执行《人民防空地下室设计规范》GB 50038—94 (2002 年版) 外, 尚应遵守国家现行有关标准和规范的规定。

1.1.10 结构设计应遵守的国家标准、规范、规程主要有:

- 1 建筑结构可靠度设计统一标准 (GB 50068—2001)
- 2 建筑抗震设防分类标准 (GB 50223—95)
- 3 工程结构设计基本术语和通用符号 (GBJ 132—90)
- 4 建筑结构设计术语和符号标准 (GB/T 50083—97)
- 5 建筑抗震设计规范 (GB 50011—2001)
- 6 构筑物抗震设计规范 (GB 50191—93)
- 7 建筑结构荷载规范 (GB 50009—2001)
- 8 建筑地基基础设计规范 (GB 50007—2002)
- 9 建筑桩基技术规范 (JGJ 94—94)
- 10 高层建筑箱形与筏形基础技术规范 (JGJ 6—99)
- 11 人民防空地下室设计规范 (GB 50038—94) (2002 年版)
- 12 建筑结构制图标准 (GB/T 50105—2002)
- 13 地下工程防水技术规范 (GB 50108—2001)
- 14 建筑地基处理技术规范 (JGJ 79—2002)
- 15 建筑基坑支护技术规程 (JGJ 120—99)
- 16 边坡工程技术规程 (GB 50033—2002)
- 17 地基与基础工程施工质量验收规范 (GB 50202—2002)
- 18 土层锚杆设计与施工规范 (CECS 22: 89)
- 19 地下防水工程质量验收规范 (GB 50208—2002)
- 20 地基动力特性测试规范 (GB/T 50269—97)
- 21 基桩低应变动力检测规程 (JGJ 106—97)
- 22 基桩高应变动力检测规程 (JGJ/T 93—95)
- 23 湿陷性黄土地区建筑规范 (GB 50025)
- 24 膨胀土地区建筑技术规范 (GBJ 112—87)
- 25 冻土地区建筑地基基础设计规范 (JGJ 118—98)
- 26 建筑变形测量规程 (JGJ/T 8—97)
- 27 岩土工程勘察设计规范 (GB 50021—2001)
- 28 砌体结构设计规范 (GB 50003—2001)
- 29 多孔砖砌体结构技术规范 (JGJ 137—2001)
- 30 设置钢筋混凝土构造柱多层砖房抗震技术规程 (JGJ/T 13—94)
- 31 混凝土小型空心砌块建筑技术规程 (JGJ/T 14—95)
- 32 普通混凝土小型孔心砌块 (GB 8239—1997)
- 33 砌体工程施工质量验收规范 (GB 50203—2002)
- 34 木结构设计规范 (GB 50005)
- 35 木结构工程施工质量验收规范 (GB 50206—2002)
- 36 混凝土结构设计规范 (GB 50010—2002)
- 37 高层建筑混凝土结构技术规程 (JGJ 3—2002)
- 38 混凝土升板结构技术规程 (GBJ 130—90)

- 39 无粘结预应力混凝土结构技术规程 (JGJ/T 92—93)
- 40 混凝土结构工程施工质量验收规范 (GB 50204—2002)
- 41 钢筋焊接及验收规程 (JGJ 18—96)
- 42 钢筋机械连接通用技术规程 (JGJ 107—96)
- 43 带肋钢筋套筒挤压连接技术规程 (JGJ 108—96)
- 44 钢筋锥螺纹接头技术规程 (JGJ 109—96)
- 45 钢筋焊接网混凝土结构技术规程 (JGJ/T 114—97)
- 46 钢结构设计规范 (GB 50017)
- 47 高层民用建筑钢结构技术规程 (JGJ 99—98)
- 48 钢结构工程施工质量验收规范 (GB 50205—2002)
- 49 网架结构与施工规程 (JGJ 7—91)
- 50 钢管混凝土结构与施工规程 (CECS 28:90)
- 51 钢混组合楼盖结构与施工规程 (YB 9238—92)
- 52 型钢混凝土组合结构技术规范 (JGJ 138—2001)
- 53 钢骨混凝土结构设计规范 (YB 9082—97)
- 54 门式钢架轻型房屋钢结构技术规程 (CECS 102)
- 55 钢结构高强度螺栓连接的设计施工及验收规范 (JGJ 82—91)
- 56 工业建筑防腐蚀设计规程 (GB 50046—95)
- 57 钢结构管道涂装工程技术规范 (YB/T 9256—96)
- 58 冷弯薄壁型钢结构技术规范 (GB 50018—2002)
- 59 钢结构防火涂料应用技术规范 (CECS 24)
- 60 建筑设计防火规范 (GBJ 16—87)
- 61 高层民用建筑设计防火规范 (GB 50045—95)
- 62 人民防空工程设计防火规范 (GB 50098—98)
- 63 高耸结构设计规范 (GBJ 135—90)
- 64 建筑抗震鉴定标准 (GB 50023—95)
- 65 预应力混凝土结构抗震技术规程

1.2 建筑结构抗震设计基本原则

1.2.1 设防标准

1 抗震设防烈度为 6 度及以上地区的民用建筑, 必须进行抗震设计。

2 一般情况下, 抗震设防烈度可采用《中国地震动参数区划图》的地震基本烈度。对已编制抗震设防区划的城市, 可按批准的抗震设防烈度或设计地震动参数进行抗震设防。主要城镇的抗震设防烈度可按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 (简称《抗震规范》) 附录 A 采用。

3 甲、乙类建筑, 当抗震设防烈度为 6~8 度时, 其抗震措施 (除地震作用计算和抗力计算以外的抗震设计内容, 包括规范各章所列的抗震构造措施) 应符合按本地区抗震设防烈度提高 1 度的要求; 9 度时, 应符合比 9 度抗震设防更高的要求。

4 地震期间使用功能不能中断的乙类建筑, 除采取高 1 度的抗震措施外, 适当提高结构的抗震承载力, 对于减轻震害、确保其正常使用是有益的。

1.2.2 建筑场地

1 建筑场地应优先选择开阔平坦地形、较薄覆盖层和均匀密实土层的地段。地震时深厚软弱土层是以长周期振动分量为主导, 输入地震能量增多, 对建造其上的高楼等较长周期建筑不利。

2 因条件限制需在条状突出山嘴、孤立山丘、土梁、陡坡边缘、河岸边等抗震不利地段建造房屋时,应考虑不利地形对设计地震动参数可能产生的放大作用,将地震影响系数最大值 α_{\max} 乘以增大系数1.2~1.6。

3 土体内存在液化土夹层或润滑粘土夹层的斜坡地段,地震时其上土层可能发生大面积滑移,用作建筑场地时,应采取有效防治措施。

4 软土地区,河岸边宽约5~10倍河床深度的地带,地震时可能产生多条平行河流方向的地面裂隙,用作建筑场地时,应采取有效的应对措施。

5 应探明场地内是否存在发震断裂带,并按《抗震规范》第4.1.7条要求评价断裂对工程的影响。

6 场地划分为四类,建筑场地的类别应根据土层等效剪切波速和覆盖层厚度按《抗震规范》第4.1.6条确定。一般的地基处理和桩基均不能改变场地的类别。

1.2.3 地基和基础

1 同一结构单元不宜部分采用天然地基、部分采用人工地基,同一结构单元的基础不宜设置在性质截然不同的地基上。无法避免时,应视工程情况采取措施清除或减小地震期间不同地基的差异沉降量。

2 建筑地基范围内的砂土和饱和粉土(不含黄土),应按《抗震规范》第4.3节的规定进行液化判别和地基处理。

3 地基受力层范围内存在软弱粘性土层与湿陷性黄土时,应结合具体情况综合考虑,采用桩基地基加固处理或《抗震规范》第4.3.9条的各项措施,也可根据地基承受的压力估算地震时软土可能产生的震陷量,采取相应的工程措施。

1.2.4 建筑体形与刚度

1 建筑的平面形状及其抗侧力构件的平面布置宜简单、规则、对称。多层、高层建筑平面的外突部分尺寸,宜满足《高层建筑混凝土结构技术规程》(简称《高层规程》)表4.3.3的要求。

2 建筑的立面形状宜简单、规则、对称,结构的侧向刚度和水平承载力沿高度宜均匀变化,自下而上逐渐减小,避免出现突变。多层、高层建筑立面内收或外挑的尺寸,宜符合《高层规程》第4.4.5条的规定。

3 当建筑存在《抗震规范》表3.4.2-1或表3.4.2-2所列举的平面或竖向不规则类型时,应按规范第3.4.3条的规定进行水平地震作用计算和内力调整,并采取相应的抗震构造措施。

4 建筑结构方案不宜采用“不规则”,尽量避免采用“特别不规则”,不得采用“严重不规则”。三种级别的“不规则”分别指:①一两项达到《抗震规范》表3.4.2-1、2中的指标;②多项达到两个表中的指标或某一两项超过表中指标;③多项超过两个表中的指标。

5 带大底盘的高层建筑,塔楼与裙房宜同心布置。当塔楼与裙房之间不设防震缝时,塔楼在裙房屋面以上第一层,柱的上、下端弯矩宜乘以增大系数1.25~1.5。

6 《抗震规范》条文中未指明结构类型和结构体系的多层、高层建筑,其防震缝的宽度 W (单位:mm)可按式计算:

$$W = 0.8(3\Delta_A + 3\Delta_B) + 20 \quad (1.2.4)$$

式中 Δ_A 、 Δ_B ——分别为多遇地震作用下建筑A、建筑B在较低建筑屋面高度处的弹性侧移计算值;

常数3——基本烈度(抗震设防烈度)地震作用下的结构弹塑性侧移与多遇地震作用下结构弹性侧移的比值;

系数0.8——建筑A与建筑B地震侧移最大值的遇合系数。

1.2.5 结构材料与延性

1 按照结构延性的大小排序,依次是钢结构、钢管混凝土结构、型钢混凝土结构、钢筋混凝土结构、配筋砌体结构、砌体结构。

2 结构的延性大,说明结构抗震的变形能力大,结构的耐震性能好。因此,有条件时,建筑的主体结构宜采用延性较大的结构材料。

3 防止脆性破坏,使结构能达到其自身最大延性,宜采取以下措施:

1) 对砌体结构, 采用圈梁和构造柱来约束墙体。

2) 对钢筋混凝土构件, 合理确定截面尺寸, 恰当配置纵筋和箍筋(抗剪斜筋), 加强钢筋的锚固, 避免剪切破坏先于弯曲破坏、混凝土压溃先于钢筋屈服、钢筋粘结锚固失效先于杆件破坏。

3) 对钢构件, 合理确定板件宽厚比, 防止局部屈曲; 强化杆件连接, 使屈服截面远离杆件节点。

1.2.6 结构体系

1 应能制定出明确的、当前计算手段能解决的平面或空间计算简图。

2 应具有合理的、直接的或基本直接的传力途径。部分框架柱、抗震墙不落地或在某楼层中断, 则需要通过楼盖或水平转换构件迂回传递地震力, 属于间接传力途径, 不利于抗震, 应按《抗震规范》第3.4.3条等有关规定采取加强措施。

3 应避免因少数脆弱构件或节点等薄弱环节的破坏而导致整个结构传力路线中断、丧失抗震能力或承重能力。非成对设置的单斜杆竖向支撑、弱柱型框架、不合理的水平转换构件、侧向刚度或水平承载力不足的柔弱楼层, 均属不安全构件。

4 应具有足够的侧向刚度、较强的水平承载力、良好的变形能力、能吸收和耗散较多的地震输入能量。

5 宜采用具有多道抗震防线的剪切型构件和弯曲型构件并用的双重或多重结构体系, 例如, 框-墙体系、框-撑体系、筒中筒体系等。若采用框架体系、剪力墙体系等单一结构体系时, 应分别符合“强柱弱梁”、“联肢墙居多”的抗震设计准则。

6 宜具有尽可能多的超静定次数, 确保结构具有较大赘余度和内力重分配功能, 在地震作用下, 整个结构能形成总体屈服机制而不发生楼层屈服机制。强柱型框架、偏心(偏交)支撑、强剪型支撑、联肢墙等属总体屈服机制型构件。

7 沿结构平面和竖向, 各抗侧力构件应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柔弱楼层或薄弱部位, 产生过大的应力集中或塑性变形集中。

8 结构在纵、横两个主轴方向的动力特性宜相近。

9 采用钢筋混凝土“部分框支抗震墙”结构体系的高层建筑, 当框支柱采用钢管混凝土柱或型钢混凝土柱时, 应视底部框支层数的多少及上部与下部楼层侧向刚度比值的大小, 确定是否采取下列措施: ①框支层的钢筋混凝土核心筒墙体内增设型钢暗框架; ②框支柱计入包含塑性变形集中侧移的重力二阶效应; ③按《高层规程》附录E计算转换层上、下楼层的侧向刚度比。

1.2.7 房屋高度和高宽比

钢结构、钢-混凝土混合结构、型钢混凝土结构、钢筋混凝土结构房屋的最大适用高度和高宽比, 依次应分别符合《高层民用建筑钢结构技术规程》第1.0.2条和《建筑抗震设计规范》第8.1.1条和8.1.2条、《高层建筑混凝土结构技术规程》第11.1.2和11.1.3条、《型钢混凝土规程》第4.2.3条、《抗震规范》第6.1.1条和《高层建筑混凝土结构技术规程》第4.2.2、4.2.3条的规定。

1.2.8 结构分析

1 多遇地震作用下建筑结构的内力和变形分析, 结构构件处于弹性工作状态, 采用线性静力方法或线性动力方法。

2 罕遇地震作用下建筑结构的弹塑性变形分析, 根据结构特点采用静力弹塑性分析方法或弹塑性时程分析方法。

3 进行结构弹性分析时, 各层楼(屋)盖应根据其平面内变形状况确定为刚性、半刚性或柔性横隔板。质量和侧向刚度分布基本对称且楼(屋)盖可视为刚性横隔板的结构, 可采用平面结构模型进行抗震分析, 半刚性楼盖结构应采用空间结构模型进行抗震分析。

4 竖向支撑的斜杆, 不论其端部与梁、柱的连接构造属铰接或刚接, 均按铰接杆计算。

5 对钢结构、钢-混凝土混合结构, 应考虑重力荷载下各柱和墙因弹性压缩、混凝土收缩徐变的竖向变形差, 对钢柱下料长度、刚接钢梁内力所产生的影响。

6 对“芯筒—刚臂—框架”体系，刚臂（伸臂桁架）与周边框架柱的连接宜采用铰接或半刚接，并应计入外柱与混凝土筒体竖向变形差引起的桁架杆内力的变化。

7 地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时，应避免在地下室顶板开设大洞口，并应采用现浇梁板结构，其楼板厚度不宜小于 180mm，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%；地下室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，地下室柱截面每侧的纵向钢筋面积，除应满足计算要求外，不应少于地上一层对应柱每侧纵筋面积的 1.1 倍；地上一层的框架结构柱和抗震墙底截面的弯矩设计值应符合本章第 6.2.3、6.2.6、6.2.7 条的规定，位于地下室顶板的梁柱节点左右梁端截面实际受弯承载力之和不宜小于上下柱端实际受弯承载力之和。

8 高层建筑结构在水平力作用下，当不满足《高层建筑混凝土结构技术规程》第 5.4.1 条的规定，应按第 5.4.2 条和第 5.4.3 条的规定考虑重力二阶效应对水平力作用结构内力和位移的增大影响。

9 下列建筑应采用弹性时程分析法进行多遇烈度地震作用下的补充计算，结构地震作用效应宜取 3 条以上地震时程曲线计算结果的平均值与振型分解反应谱法计算结果两者的较大值。

1) 甲类建筑结构；

2) 《抗震规范》表 5.1.2-1 所列的乙、丙类高层建筑；

3) 《抗震规范》所规定的特别不规则的建筑结构；

4) 复杂高层建筑结构：①带转换层的结构；②带加强层（刚臂层）的结构；③错层结构；④连体结构；⑤多塔楼结构；

5) 质量沿竖向分布特别不均匀的高层建筑结构。

10 为考虑抗震墙或竖向支撑刚度退化导致部分地震力向框架转移，侧向刚度沿竖向分布基本达到均匀变化的多层和高层房屋，采用钢筋混凝土结构框架—抗震墙体系或框架—核心筒体系时，框架部分（总框架）任一楼层承担的水平地震剪力，不应小于结构底部总地震剪力的 20% 与按框架—抗震墙结构分析所得框架部分各楼层地震剪力中最大值 1.5 倍两者的较小者。当采用钢结构框架—支撑体系、框架—抗震墙板体系或“钢框架（型钢混凝土框架）—钢筋混凝土筒体”混合结构体系时，上述的 20% 和 1.5 倍分别增大为 25% 和 1.8 倍。

1.2.9 结构构件设计

1 钢筋混凝土框架、框筒的设计宜符合“四强、四弱”准则：

1) 强节弱杆——框架梁—柱节点域的截面抗震验算，应符合《抗震规范》附录 D 的要求，使杆件破坏先于节点破坏。

2) 强柱弱梁——框架各楼层节点的柱端弯矩设计值，应符合《抗震规范》第 6.2.2、6.2.3、6.2.6 和 6.2.10 条的要求，使梁端破坏先于柱端破坏。

3) 强剪弱弯——框架梁、柱的截面尺寸应满足《抗震规范》第 6.2.9 条的要求，框架梁端截面和框架柱的剪力设计值，应分别符合《抗震规范》第 6.2.4、6.2.5 条的要求，使梁柱的弯曲破坏先于剪切破坏。

4) 强压弱拉——框架柱的截面尺寸应满足《抗震规范》第 6.3.7 条的要求。框架梁、柱的纵向受拉钢筋和箍筋的配置，应分别符合《抗震规范》第 6.3.3、6.3.6 条和第 6.3.8~6.3.12 条的要求，使梁、柱截面受拉区钢筋的屈服先于受压区混凝土的压碎。

2 有地震作用效应组合时，仅重力荷载作用下可考虑对钢筋混凝土框架梁端的负弯矩设计值以调幅系数运行调幅。

3 钢筋混凝土结构高层建筑中、上段的设备层（兼作结构转换层的情况除外），因层高突然减小，使全部框架柱的剪跨比均不大于 2 时，对剪跨比不大于 2 但不小于 1.5 的柱的轴压比限值应比剪跨比大于 2 的数值减小 0.05，对剪跨比小于 1.5 的柱的轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施；对剪跨比均不大于 2 的柱的箍筋加密区取柱全高范围，其箍筋加密区范围内的最小体积配箍率，应符合《建

筑抗震设计规范》第 6.4.7 条的规定。

4 设置地下室的多层、高层建筑，地下结构钢筋混凝土柱和型钢混凝土柱的轴压比限值可按《抗震规范》中相应数值增加 0.1。

5 一级框架的钢筋混凝土梁端箍筋加密区段内，宜在距梁底面 200mm 高度处设置 $\phi 8$ 横向拉筋，其纵向间距和箍筋相同。

6 高层建筑宜设置地下室。当地下室的层数较多时，为使深基坑能采用造价低、工期短的自支护系统，地下结构宜采用钢管混凝土柱或型钢混凝土柱，并采用逆作业法施工。

7 对钢结构高层建筑，为减缓地下结构到上部钢结构的侧向刚度突变，底层或底部两层宜采用型钢混凝土结构作为过渡层。

8 为确保结构具有足够的延性，所采用高强混凝土的强度等级，8、9 度时宜分别不超过 C70 和 C60，而且在构造方面应符合《抗震规范》附录 B 的规定。

9 多层、高层建筑的顶层为空旷大厅时，除对结构进行弹性时程分析外，对顶层结构构件宜采取高一等级的抗震构造措施，以增强其适应较大变形的能力。

10 对转换层楼盖的托柱梁、托墙梁，作用于其跨间的上层柱（或墙肢）由地震倾覆力矩引起的附加轴压力，宜乘以增大系数 1.5。

1.3 复杂建筑结构抗震设计基本原则

1.3.1 建筑设计应符合抗震概念设计的要求，不应采用严重不规则的设计方案。

1.3.2 当存在下列类型的复杂建筑结构时，应按《抗震规范》第 3.4.3 条有关的要求进行水平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。

复杂建筑结构包括建筑及其抗侧力结构的平面不规则类型、竖向不规则类型以及平面不规则且竖向不规则的建筑结构。

1 平面的凹角或凸角不规则类型：平面不对称，局部突出尺寸 $\frac{t}{b} > 1$ ，且 $\frac{t}{d} > 0.3$ 的平面不规则的情况，如图 1.3.2-1 所示。

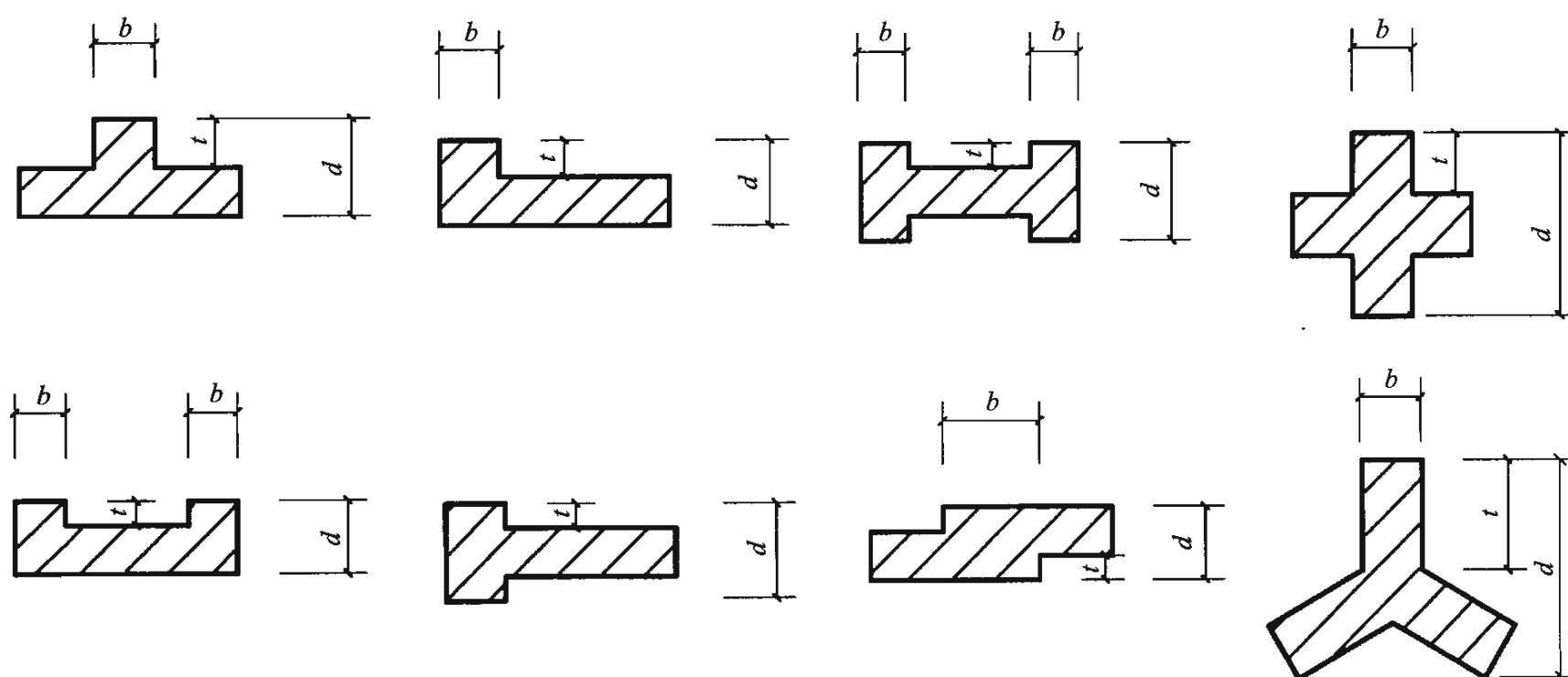


图 1.3.2-1 平面的凹角或凸角不规则

2 扭转不规则类型：抗侧力构件布置不对称及质量分布非常不对称的结构扭转不规则的平面不规则情况，如图 1.3.2-2 所示，当 $\delta_2 > 1.2 \left(\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \right)$ ，则属扭转不规则，但应使 $\delta_2 \leq 1.5 \left(\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \right)$ 。对于结

构扭转不规则，按刚性楼盖计算，当最大层间位移与其平均值的比值为 1.2 时，相当于一端为 1.0，另一端为 1.45；当比值为 1.5 时，相当于一端为 1.0，另一端为 3。

3 楼板局部不连续不规则类型：楼板的尺寸和平面刚度急剧变化的平面不规则情况，如图 1.3.2-3 所示。有效楼板宽度小于该层楼板典型宽度的 50%；或楼板开洞面积大于该层楼面面积的 30%；或对于较大错层，如超过梁高的错层，需按楼板开洞对待，当错层面积大于该层总面积 30% 时，则属于楼板局部不连续。楼板典型宽度按楼板外形的的基本宽度计算。

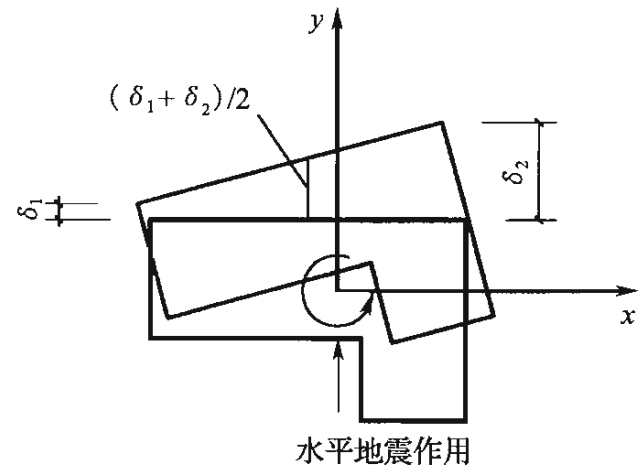


图 1.3.2-2 建筑结构平面的扭转不规则

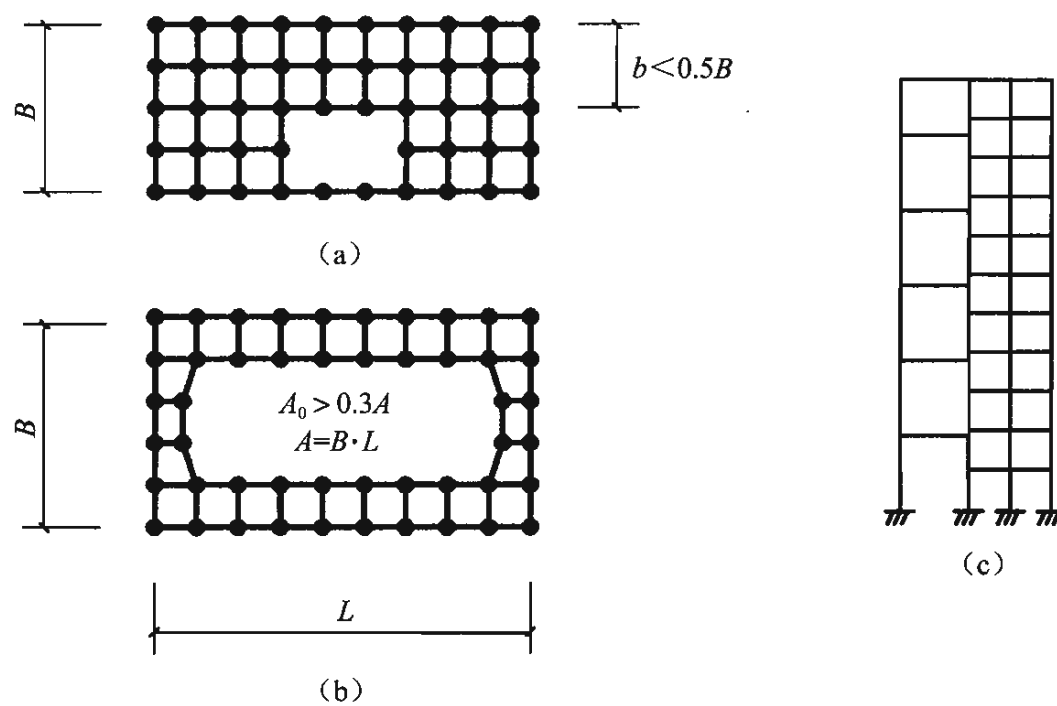


图 1.3.2-3 建筑结构平面的局部不连续（大开洞及错层）

4 立面局部缩进不规则类型：上层缩进尺寸超过相邻下层对应尺寸的 1/4，即属体型复杂的立面局部缩进尺寸 $b/B < 0.75$ 且 $h/b > 1$ 的情况；当上部结构楼层相对于下部楼层外挑时，下部楼层的水平尺寸 b 不宜小于上部楼层水平尺寸 B 的 0.9 倍，且水平外挑尺寸 a 不宜大于 4m，如图 1.3.2-4 所示。

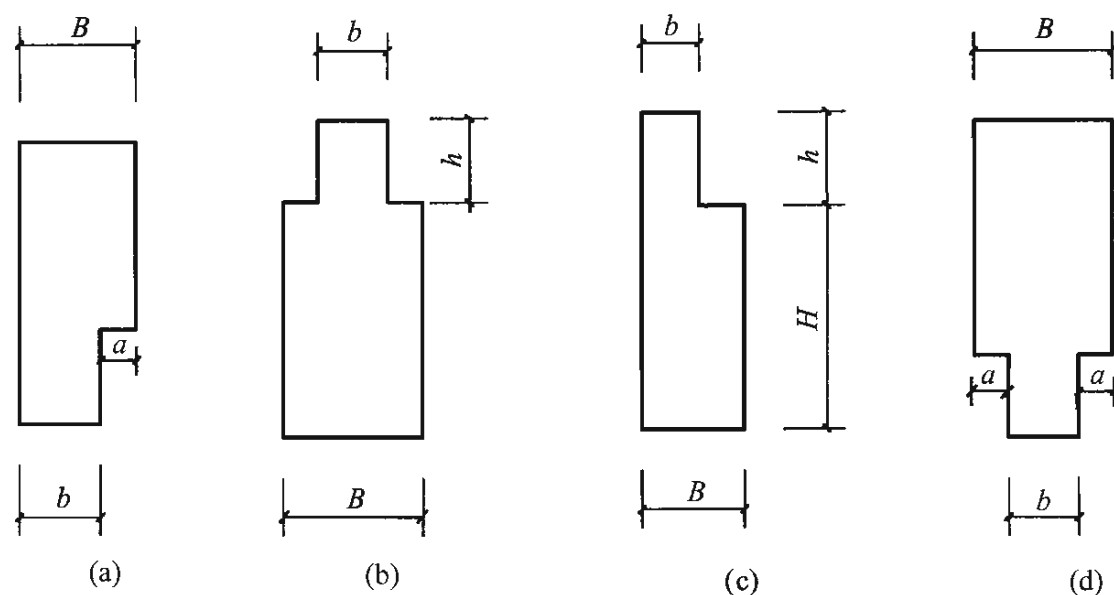


图 1.3.2-4 立面局部缩进

5 体型复杂的楼层刚度变化的侧向刚度不规则类型：抗侧力构件沿竖向的不连续或截面变化，楼层刚度比 $K_i/K_{i+1} < 0.7$ 或 $K_i / \left(\frac{K_{i+1} + K_{i+2} + K_{i+3}}{3} \right) < 0.8$ 或 $K_i/K_{i+3} < 0.5$ ，如图 1.3.2-5 所示。

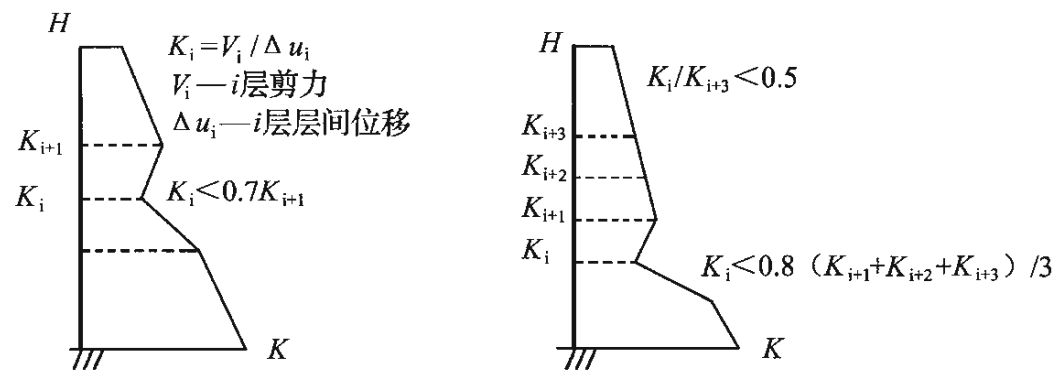


图 1.3.2-5 沿竖向的侧向刚度不规则（有柔软层）

6 楼层承载力突变的竖向不规则类型：抗侧力结构的层间受剪承载力小于相邻上一楼层的 80% 的；体型复杂沿高度方向承载力存在薄弱层（部位），相邻楼层质量差别大于 50% 以及竖向非直接传力的情况，如图 1.3.2-6 与图 1.3.2-7 所示。

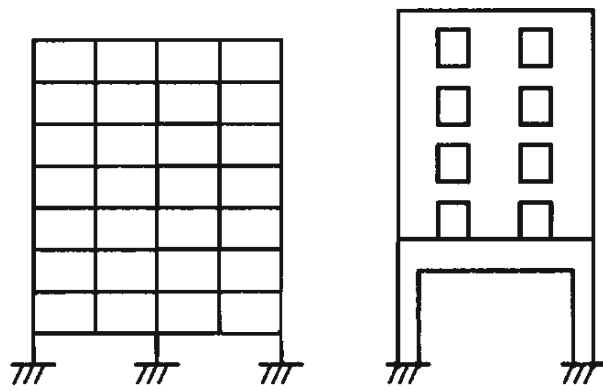


图 1.3.2-6 竖向抗侧力构件不连续

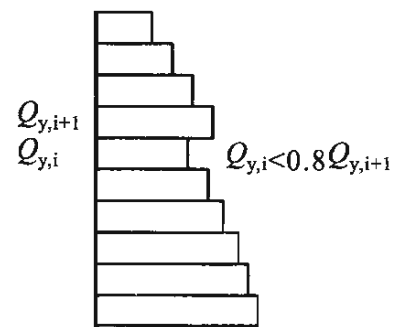


图 1.3.2-7 竖向抗侧力结构屈服抗剪强度非均匀化（有薄弱层）

7 平面不规则与竖向不规则的兼有的建筑结构。

1.3.3 复杂建筑结构的抗震作用分析

1 抗震计算时，宜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不小于总质量的 90%。

2 需要充分考虑扭转效应时，宜采用《抗震规范》中的平动、扭转耦连振型分解法。

3 除考虑扭转外还要注意结构进入非弹性阶段后，相对薄弱楼层的塑性变形集中问题。当框架结构楼层屈服强度系数 $\xi_y < 0.5$ 时，宜进行罕遇地震作用下薄弱层的弹塑性变性验算。不超过 12 层且层刚度无突变的框架结构可采用《抗震规范》的简化算法，此外也可采用弹塑性时程分析。

4 属于特别不规则结构除按第 3 款考虑外，对于 7~9 度抗震等级为一、二级及高度大于 80m 的高层建筑，为了进一步掌握多遇地震作用下地震力和变形的分布，宜补充二维或三维弹性时程分析。

5 以上情况的不同复杂程度在确定分析方法时应具体考虑，在设计中尽量使复杂程度不要过多的超过以上所规定的数值。

1.3.4 复杂建筑结构抗震设计措施

对于复杂建筑结构除进行必要的抗震计算分析外，更重要的是掌握概念设计原则并采取有效的措施。

1 复杂结构抗震设计应注意的若干问题：

- 1) 立面上局部突出部位不宜位于平面的端部，立面体型避免上大下小；
- 2) 位于平面的转角及边缘的抗侧力构件宜有较好的变形能力；
- 3) 复杂平面的转折交叉处宜避免楼盖有较大洞口削弱整体刚度；
- 4) 合理布置抗侧力构件，尽量减小扭转效应；

5) 有大底盘的高层建筑, 主体结构 with 底盘宜同心布置;

6) 为了减小结构进入非弹性阶段的扭转效应, 同一楼层内各抗侧力竖向构件的屈服承载力与其承受的竖向荷载宜相互对应, 也就是屈服承载力中心与质量中心尽量接近;

7) 对复杂建筑结构应采取措施控制差异沉降及温度伸缩的影响;

8) 基础结构应有良好的整体性和足够承载能力, 以保证上部结构的抗震性能。

2 复杂建筑结构的平面转折及体型和承载力突变部位均属于抗震不利部位。对于这些部位应注意采取提高抗震性能的措施。

1) 提高不利部位的结构承载能力, 例如, 对薄弱楼层提高柱和墙的抗侧力、承载能力以推迟屈服。

2) 提高楼盖的承载能力和整体刚度, 确保地震作用的传递。

3) 复杂传力部位的主要构件承载力设计如托墙柱、托墙梁、托柱梁及转换层构件等, 根据具体情况宜将该部位的地震作用乘以不小于 1.5 的增大系数。

4) 采取构造措施提高结构不利部位的变形能力 (延性)。例如, 对不利部位的抗侧力构件适当提高抗震等级, 采取相应构造措施 (降低轴压比、提高受力钢筋的配筋率、提高横向钢筋的配箍率等)。

5) 根据具体情况提高承载能力和提高变形能力的措施在同一结构部位可以并用。

2 荷 载

2.1 楼(地)面、屋面活荷载

2.1.1 建筑结构应按《建筑结构荷载规范》GB 50009—2001 的规定对承载能力极限状态和正常使用极限状态分别进行荷载(效应)组合,并应取各自的最不利的效应组合进行设计。本章列出一些该规范未作规定的荷载及其准永久值系数、组合值系数,工程中若情况合适可按本章的补充规定取用。

2.1.2 楼面活荷载补充规定

1 医院建筑中布置有医疗设备的楼(地)面活荷载(表 2.1.2-1)。

表 2.1.2-1 有医疗设备的楼(地)面均布活荷载

项次	类别	标准值 (kN/m ²)	准永久值系数 ψ_q	组合值系数 ψ_c
1	X光室:			
	1. 30MA 移动式 X 光机	2.5	0.5	0.7
	2. 200MA 诊断 X 光机	4.0	0.5	
	3. 200kV 治疗机	3.0	0.5	
4. X 光存片室	5.0	0.8		
2	口腔科:			0.7
	1. 201 型治疗台及电动脚踏升降椅	3.0	0.5	
	2. 205 型、206 型治疗台及 3704 型椅	4.0	0.5	
3	消毒室:			0.7
	1. 1602 型消毒柜	6.0	0.8	
	2. 2616 型治疗台及 3704 型椅	5.0	0.8	
4	手术室: 3000 型、3008 型万能手术床及 3001 型 骨科手术台	3.0	0.5	0.7
5	产房: 设 3009 型产床	2.5	0.5	0.7
6	血库: 设 D-101 型冰箱	5.0	0.8	0.7

注:当医疗设备型号与表中不符时,应按实际情况采用。

2 商业仓库库房楼(地)面均布活荷载(参见中华人民共和国商业部标准《商业仓库设计规范》SBJ 01—88)。

1) 库房楼(地)面的荷载应根据储存商品的容重及堆码高度等因素确定;

2) 储存商品的包装容重可按以下分类:

①笨重商品(大于 1000kg/m³):如五金原材料、工具、圆钉、铁丝等;

②容重较大商品(500~1000kg/m³):如小五金、纸张、包装食糖、肥皂、食品罐头、电线、电工器材等;

③容重较轻商品 ($200 \sim 500\text{kg}/\text{m}^3$): 如针棉织品、纺织品、文化用品、搪瓷玻璃制品、塑料制品等;

④轻泡商品 (小于 $200\text{kg}/\text{m}^3$): 如胶鞋、铝制品、灯泡、电视机、洗衣机、电冰箱等;

⑤综合仓库储存商品的包装容重一般可采用 $400 \sim 500\text{kg}/\text{m}^3$ 。

3) 一般情况下, 商业仓库库房楼(地)面均布活荷载可按表 2.1.2-2 取用。

表 2.1.2-2 商业仓库库房楼(地)面均布活荷载

项次	类别	标准值 (kN/m^2)	准永久值 系数 ψ_q	组合值系数 ψ_c	备注
1	储存容重较大商品的楼面	20	0.8	0.9	考虑起重量 1000kg 以内的叉车作业
2	储存容重较轻商品的楼面	15	0.8		
3	储存轻泡商品的楼面	8~10	0.8		—
4	综合商品仓库的楼面	15	0.8		考虑起重量 1000kg 以内的叉车作业
5	各类库房的底层地面	20~30	0.8		考虑载货汽车入库
6	单层五金原材料库的库房地面	60~80	0.8		
7	单层包装糖库的库房地面	40~45	0.8		
8	穿堂、走道、收发整理间楼面	10	0.5	0.7	—
		15	0.5		考虑起重量 1000kg 以内的叉车作业
9	楼梯	3.5	0.5	0.7	—

3 物资仓库楼(地)面均布活荷载(摘自中华人民共和国行业标准《物资仓库设计规范》SBJ 09—95)。

物资仓库楼(地)面均布活荷载标准值见表 2.1.2-3。

表 2.1.2-3 库房等效均布活荷载标准值

库 房		楼 面	等效均布活	准永久值	组合值系	备 注
名 称	物资类别	地 面	荷载 (kN/m^2)	系数 ψ_q		
金属库	—	地 面	120.0	—	0.9	—
机电产品库	一、二类机电产品	地 面	35.0	—		—
	三类机电产品	楼 面	9.0/5.0	0.85		堆码/货架
	车 库	楼/地面	4.0	0.80		—
化工、轻工物资库	一、二类化工轻工物资	地 面	35.0	—		—
	三类化工轻工物资	楼、地面	18.0/30.0	0.85		—
建筑材料库	—	楼/地面	20.0/30.0	0.85		—
楼 梯	—	—	4.0	0.50	0.7	—

注: 1 物资类别参见表 2.1.2-4。

2 设计仓库的楼面梁、柱、墙及基础时, 楼面等效均布活荷载标准值不折减。

表 2.1.2-4 常见生产资料分类表

物资类别		示 例
金属物资	黑色金属	型材、异型材、板材、管材、线材、丝材、钢轨及配件车轮、钢带、钢锭、钢坯、生铁、铸铁管、金属锰
	有色金属	型材、板材、管材、丝材、带材、金属锭、汞

续表 2.1.2-4

物资类别		示 例
机电产品	一 类	锅炉、破碎机、推土机、挖土机、汽车、拖拉机、起重机、锻压设备、汽轮机、发电机、卷扬机、空气压缩机、木工机床、金属切削机床
	二 类	水泵、风机、乙炔发生器、阀门、风动工具、电动葫芦、台钻、砂轮机、电动机、电焊机、手提式电钻、材料试验机、钢瓶、变压器、电缆、高压电器、低压电器
	三 类	机床附件、磨具、磨料、量具、刃具、轴承、成分分析仪器、医疗器械、电工仪表、工业自动化仪表、光学仪器、 <u>仪器、堆码/货架</u>
化工、轻工物资	一 类	一级易燃液体、压缩气体及液化气体、腐蚀性液体、自燃物品 一级易燃固体、遇水燃烧物、一般氧化剂、剧毒品、腐蚀性固体
	二 类	二级氧化剂、二级易燃固体、二级易燃液体、化肥、纯碱、油漆
	三 类	橡胶原料及制品、人造橡胶、塑料原料及制品、纸浆及纸张
建筑材料		水泥、油毡、玻璃、沥青、卫生陶瓷、生石灰、大理石、砖、瓦、砂、碎石
木 材		原木、板、枋、枕木、胶合板
煤 炭		煤、泥炭、焦炭

4 若干类别的楼面活荷载

1) 某些用途房屋的楼面活荷载补充 (表 2.1.2-5)。

表 2.1.2-5 楼面活荷载补充

序号	楼 面 用 途	均布活荷载标准值 (kN/m ²)	准永久值 系数 ψ_q	组合值系数 ψ_c
1	阶梯教室	3	0.6	0.7
2	微机电子计算机房	3	0.5	0.7
3	大中型电子计算机房	≥ 5 , 或按实际	0.7	0.7
4	银行金库及票据仓库	10	0.9	0.9
5	制冷机房	8	0.9	0.7
6	水泵房	10	0.9	0.7
7	变配电房	10	0.9	0.7
8	发电机房	10	0.9	0.7
9	<u>设水冲按摩式浴缸的卫生间</u>	4	0.5	0.7
10	有分隔的蹲厕公共卫生间(包括填料、隔墙)	<u>8, 或按实际</u>	0.6	0.7
11	管道转换层	4	0.6	0.7
12	电梯井道下有人到达房间的顶板	≥ 5	0.5	0.7
13	通风机平台	≤ 5 号通风机	0.85	0.7
		8号通风机		

- 2) 防水层做法简单或自防水屋面应考虑翻修时可能增加的荷载。
- 3) 国内重大工程、中外合资工程或国外工程，应充分考虑到楼面使用用途的改变，宜适当增加活荷载，并在施工图纸上注明。
- 4) 屋面天沟应考虑充满水时的荷载，当天沟深度超过 500mm 时，宜在天沟侧板适当位置增设水孔，此时水重可计至溢水孔底面。此外水沟设计时尚应考虑找坡层的重量。
- 5) 高低层相邻的屋面，在设计低层屋面构件时应适当考虑施工时临时荷载，该荷载应不小于 4kN/m^2 ，并在施工图上注明。
- 6) 室内地下室顶板须考虑施工时堆放材料或作临时工场的荷载，该荷载宜控制在 5kN/m^2 以内。
- 7) 计算地下室外墙时，其室外地面荷载取值不宜低于 10kN/m^2 ，如室外地面为通行车道则应考虑行车荷载。

2.2 自动扶梯荷载

自动扶梯支承处的荷载应根据厂家的产品规格取用。当不能确定产品规格时，可选用图 2.2.0 中的最大值。自动扶梯支承处的荷载 $R_{上}$ 、 $R_{下}$ 各两个，同楼层两 R 间的距离当扶梯净宽 $W = 600\text{mm}$ 、 800mm 、 1000mm 时，分别为 800mm 、 1000mm 、 1200mm 。在荷载 $R_{上}$ 、 $R_{下}$ 中已包括活荷载 [其值等于扶梯净宽 (以 m 计) \times 自动扶梯水平投影长度的一半 (以 m 计) $\times 4\text{kN/m}^2 \div 2$]。

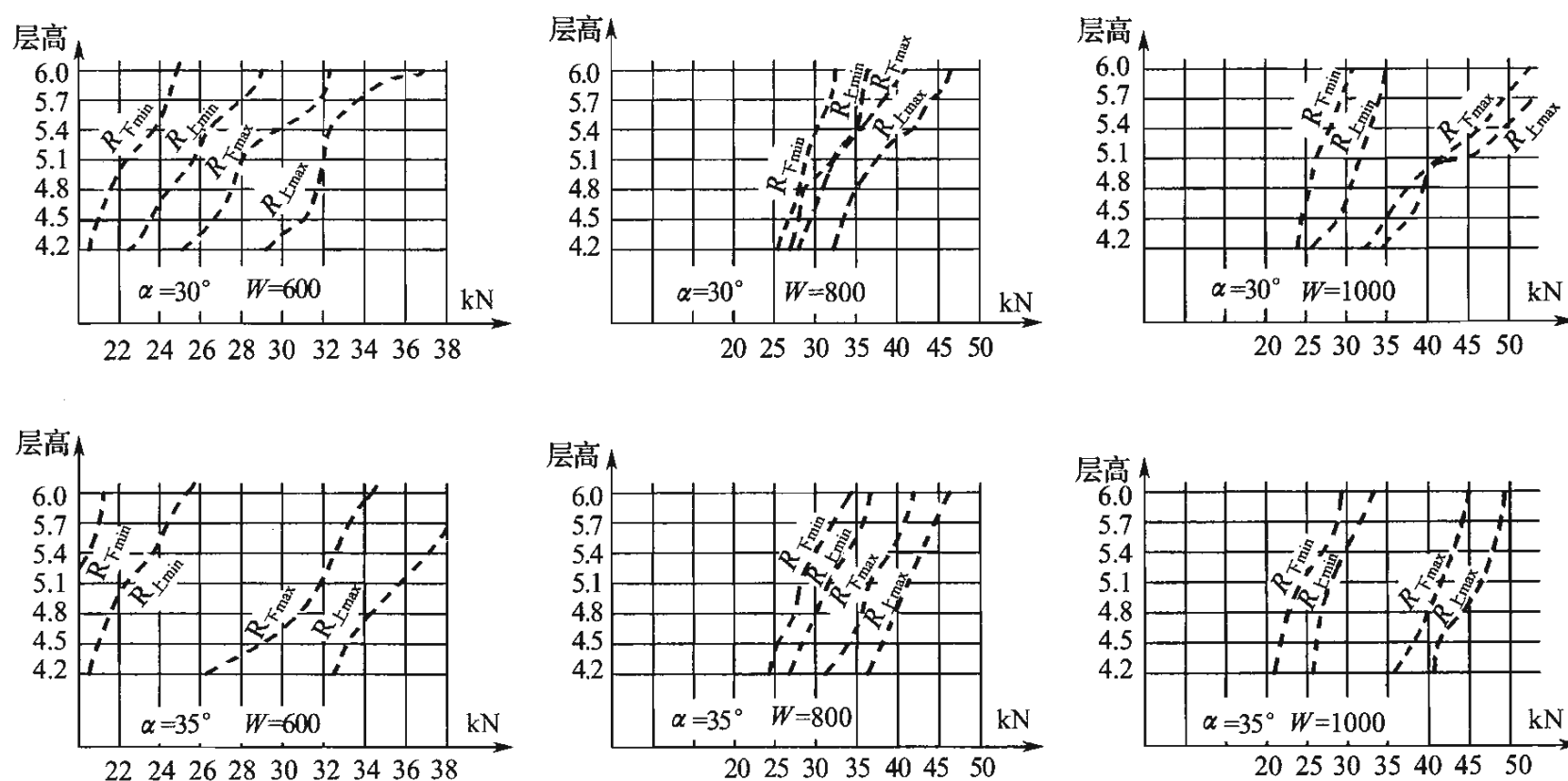


图 2.2.0 自动扶梯支承处荷载

2.3 汽车活荷载

- 2.3.1 汽车活荷载以汽车车队表示，分为汽车 -10 级、汽车 -15 级、汽车 -20 级和汽车 -超 20 级四个等级。
- 2.3.2 车队的纵向排列应符合图 2.3.2 的规定。
- 2.3.3 车队的横向排列应符合图 2.3.3 的规定。
- 2.3.4 各级汽车荷载主要技术指标见表 2.3.4。

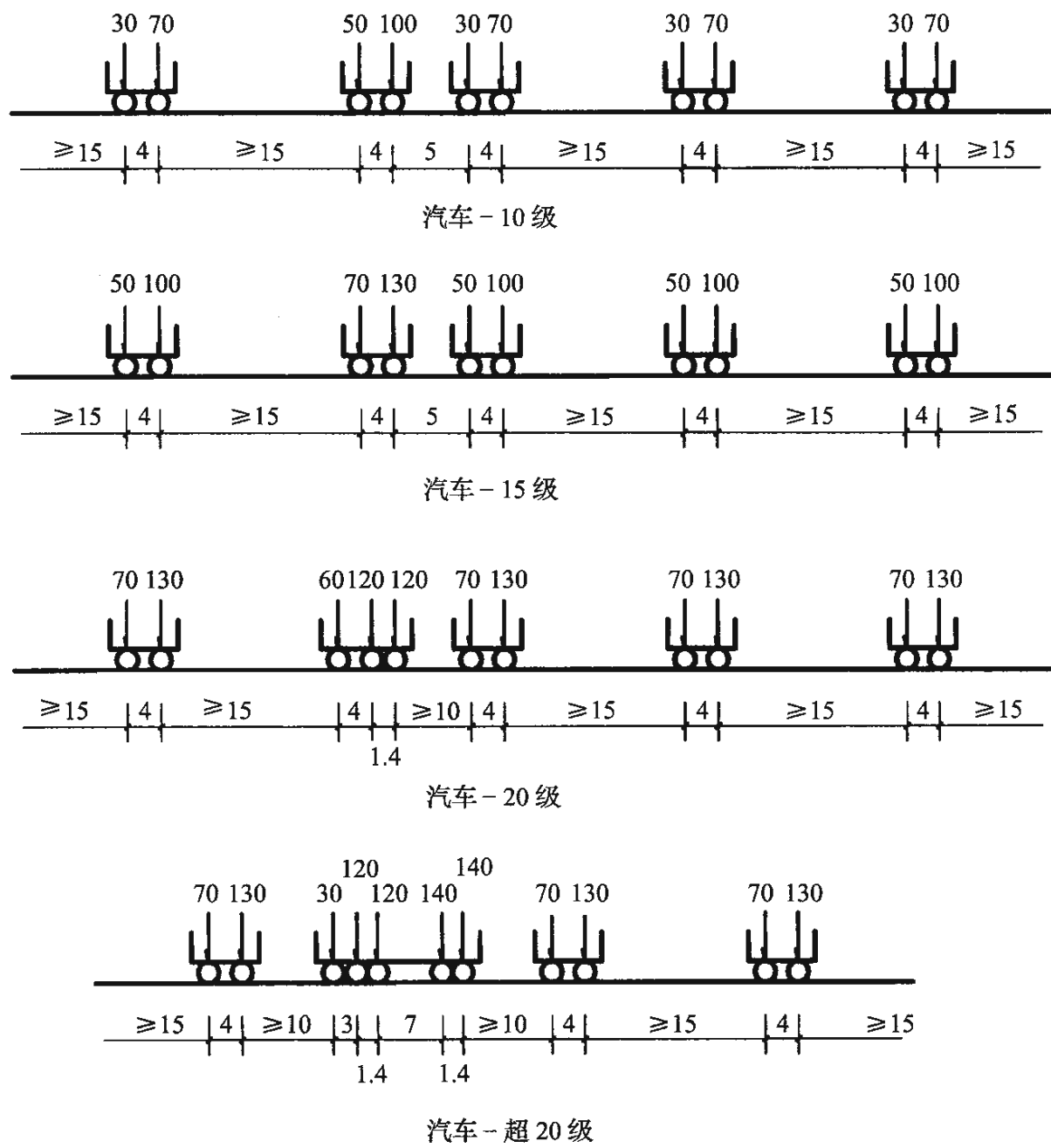


图 2.3.2 各级汽车车队的纵向排列 (轴重力单位: kN; 尺寸单位: m)

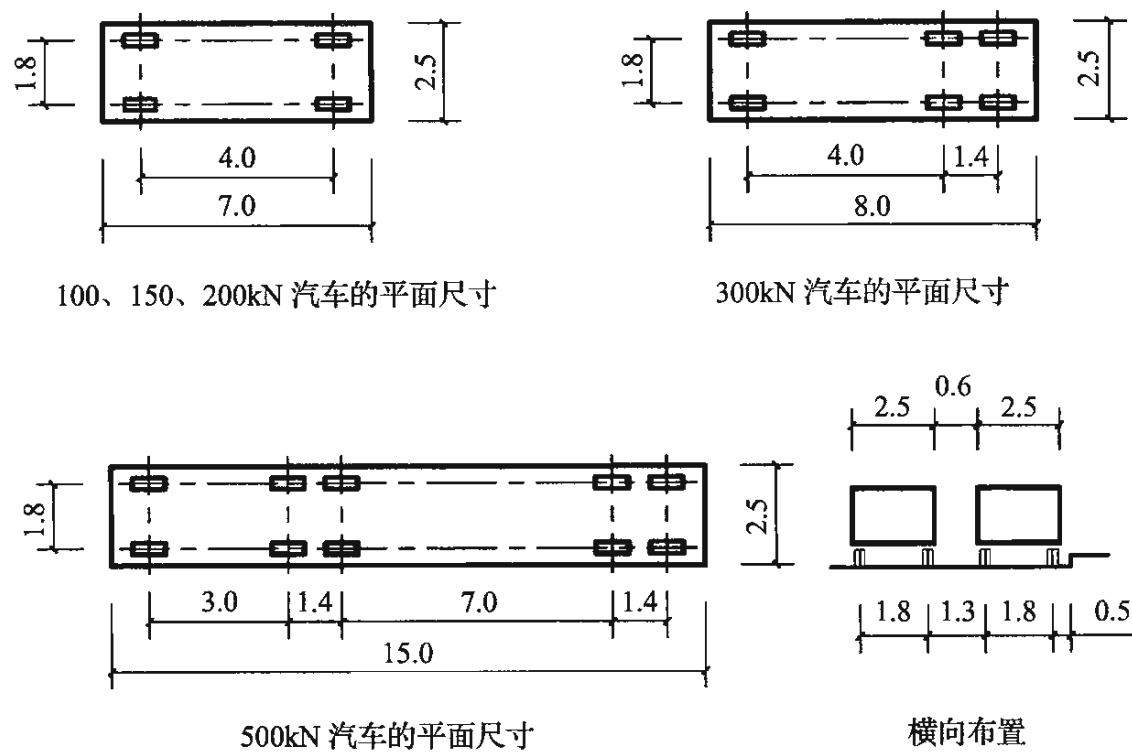


图 2.3.3 各级汽车的平面尺寸和横向布置 (单位: m)

表 2.3.4 各级汽车荷载主要技术指标

主要指标	单位	<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;">┌汽车-10级┐ 主车</div> <div style="text-align: center;">┌汽车-10级┐ 主车</div> <div style="text-align: center;">┌汽车-20级┐ 主车</div> <div style="text-align: center;">┌汽车-超20级┐ 主车</div> <div style="text-align: center;">┌汽车-超20级┐ 主车</div> </div>				
		主车	重车	主车	重车	主车
一辆汽车总重力	kN	100	150	200	300	550
一行汽车车队中重车辆数	辆	—	1	1	1	1
前轴重力	kN	30	50	70	60	30
中轴重力	kN	—	—	—	—	2 × 120
后轴重力	kN	70	100	130	2 × 120	2 × 140
轴距	m	4.0	4.0	4.0	4.0 + 1.4	3 + 1.4 + 7 + 1.4
轮距	m	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
前轮着地宽度及长度	m	0.25 × 0.20	0.25 × 0.20	0.3 × 0.2	0.3 × 0.2	0.3 × 0.2
中、后轮着地宽度及长度	m	0.5 × 0.2	0.5 × 0.2	0.6 × 0.2	0.6 × 0.2	0.6 × 0.2
车辆外形尺寸 (长 × 宽)	m	7 × 2.5	7 × 2.5	7 × 2.5	8 × 2.5	15 × 2.5

注：目前，国内车辆的起（载）重量均用“t”或“kg”表示。

注：本节内容摘自中华人民共和国行业标准《城市桥梁设计准则》CJJ 11—93。

2.4 电信建筑楼面等效均布活荷载

电信建筑楼面等效均布活荷载值，系根据目前已有的有代表性的通信设备的重量、排列方式及建筑结构的不同梁板布置，按内力（弯矩、剪力）等值的原则计算确定。

表 2.4.0 中的移动通信机房的数值，也适用于无线寻呼机房。

表 2.4.0 电信建筑楼面等效均布活荷载

序号	房间名称	标准值 (kN/m ²)						主梁	准永久值系数 ψ_q	组合值系数 ψ_c	
		板			次梁						
		板跨 $\geq 1.9m$	板跨 $\geq 2.5m$	板跨 $\geq 3.0m$	次梁间距 $\geq 1.9m$	次梁间距 $\geq 2.5m$	次梁间距 $\geq 3.0m$				
1	电力室	有不间断电源开间	16.00	15.00	13.00	11.00	9.00	8.00	6.00	0.8	0.7
		无不间断电源开间（单机重量大于 10kN 时）	13.00	11.00	9.00	8.00	7.00	7.00	6.00		
		无不间断电源开间（单机重量小于 10kN 时）	9.00	7.00	6.00	5.00	4.00	4.00	4.00		
2	蓄电池室	一般电池(48V 电池组单层双列摆放 GFD-3000)	13.00	12.00	11.00	11.00	10.00	9.00	7.00	0.8	0.7
		阀控式密闭电池（48V 电池组四层单列摆放 GM-3045）	10.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	7.00		
		阀控式密闭电池（48V 电池组四层双列摆放 GM-3045）	16.00	14.00	13.00	13.00	13.00	13.00	10.00		

续表 2.4.0

序号	房间名称		标准值 (kN/m ²)						主梁	准永久值系数 ψ_q	组合值系数 ψ_c	
			板			次梁						
			板跨 ≥ 1.9m	板跨 ≥ 2.5m	板跨 ≥ 3.0m	次梁 间距 ≥1.9m	次梁 间距 ≥2.5m	次梁 间距 ≥3.0m				
3	高压配电室		7.00	7.00	6.00	5.00	5.00	5.00	4.00	0.8	0.7	
4	低压配电室		8.00	7.00	6.00	6.00	6.00	6.00	4.00			
5	载波机室		10.00	8.00	7.00	7.00	7.00	7.00	6.00			
6	数字传输 设备室	单面排列	10.00	9.00	8.00	8.00	7.00	7.00	6.00			
		背靠背排列	13.00	12.00	10.00	9.00	9.00	9.00	7.00			
7	数字微波室		10.00	8.00	7.00	7.00	7.00	7.00	6.00			
8	模拟微波机房		4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00			
9	自动转报室		4.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00			
10	载波电报机室		5.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	3.00			
11	模拟半自动交换台室, 人工 有绳台室, 电传报房		3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00			
12	程控机房	程控交 换机室	机架高度 2.4m 以下			6.00						
		计算机室, 话务员座席室, 半自动业务监控室		4.50								
13	测量室	303 总配线架室		7.00	6.00	5.00	5.00	4.00	4.00			4.00
		202 总配线架室		5.00	4.50	4.50	4.00	4.00	4.00			4.00
		6000 回线总配线架室		9.00	8.00	7.00	6.00	5.00	4.00			4.00
		4000 回线总配线架室		7.00	6.00	5.00	5.00	4.00	4.00			4.00
14	地球站 机房	GCE 室		13.00	13.00	13.00	10.00	10.00	10.00	6.00		
		HPA 室 (高功放室)		13.00	12.00	10.00	6.00	6.00	6.00	6.00		
15	移动通信 机房	有阀控式密闭电池时		10.00	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00	6.00		
		无阀控式密闭电池时		5.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00	4.00		
16	楼 梯		3.50						0.40	0.7		

注: 1 表列荷载适用于按单向板配筋的现浇板及板跨方向与机架排列方向 (荷载作用面的长边) 相垂直的预制板等楼面结构, 按双向板配筋的现浇板亦可参照使用。

2 表列荷载不包括隔墙、吊顶荷载。

3 由于不间断电源设备的重量较重, 设计时也可按照电源设备的重量、底面尺寸、排列方式等对设备作用处的楼面进行结构处理。

4 搬运单件重量较重的机器时, 应验算沿途的楼板结构强度。

5 设计墙、柱、基础时, 表列楼面活荷载可采用与设计主梁相同的荷载。

注: 本节内容摘自中华人民共和国行业标准《电信专用房屋设计规范》YD 5003—94。

2.5 地下水压力

2.5.1 设计地下防水结构所考虑的地下水压力应根据地质勘察资料并结合工程所在地的历史水位变化情况确定。

2.5.2 当地质勘察报告中未明确提出设防水位及水压分布情况时，宜采取以下措施：

- 1 对重要工程应进行水文试验，并经专家论证后确定。
- 2 对一般工程的设防水位及水压分布应取建筑物设计使用年限内可能产生的最高水位和最大水压。

2.5.3 水位不急剧变化的水压力按永久荷载考虑；水位急剧变化的水压力按可变荷载考虑。

2.6 土压力

2.6.1 计算钢筋混凝土或砌体结构的地下室侧墙受弯及受剪承载力时，土压力引起的效应为永久荷载效应，当考虑由可变荷载效应控制的组合时，土压力的荷载分项系数取 1.2；当考虑由永久荷载效应控制的组合时，其荷载分项系数取 1.35。

2.6.2 地下室侧墙承受的土压力宜取静止土压力。

2.7 隔墙荷载

2.7.1 计算支承隔墙的楼板和次梁时，满跨长度的隔墙重量宜按下列原则取用：

1 挠度计算：对无洞隔墙，当为砖、陶粒空心砌块或加气混凝土砌体等时，可不考虑隔墙自重；当为石膏板或板条墙时，可按其自重的 40% 计算；

2 弯曲承载力计算：对无洞口或洞口在板（梁）跨中 1/3 范围内且洞口上砌体高度不小于 500mm 的隔墙，可取隔墙自重的 40% 或取板（梁）跨度的 1/3 作为隔墙高度的隔墙自重，两者中的较大者作为板（梁）的每延长米均布荷载计算，否则按实际自重计算；

3 剪切承载力计算：不论何种隔墙，均按实际自重计算。

2.7.2 在现浇钢筋混凝土楼盖的建筑中，当隔墙位置在设计中没有指明或允许灵活布置时，可将隔墙每延长米自重的 30% 作为每平方米楼面的均布荷载标准值计算，且不宜小于 1.0kN/m^2 ，其准永久值系数可取 0.5。

2.7.3 在隔墙顺着预制板跨度方向布置，且预制板间灌缝质量有可靠保证时，当隔墙作用于一块板上时，隔墙荷载的 50% 可由墙下预制板承受，其左右相邻的板各承受 25% 计算；当隔墙作用于两块板上时，隔墙荷载则可按各承受 50%，并应按 2.7.1 条规定计算隔墙荷载。

2.8 活荷载的不利布置

2.8.1 对楼面活荷载标准值大于 2.0kN/m^2 或跨度相差较大的房屋建筑，按弹性方法计算框架和连续梁（板）的内力时，应考虑活荷载的不利布置。

2.8.2 考虑活荷载不利组合的房屋，不应将连续梁支座左右剪力的最大值相加传至主梁，又将主梁支座左右剪力最大值相加传至框架柱，致使主梁、柱、桩基荷载不必要的增大。

2.9 其他荷载

2.9.1 甲方或工艺单位所提设备、物料其荷载较大的，应分析其外型尺寸、设备布置间距、底盘尺

寸、物料堆放情况，分别对楼板、次梁、主梁采用不同的荷载取值。

2.9.2 直接支承有振动设备的梁，应验算其自振频率，避免与设备振动频率接近。

2.9.3 当地面堆料较大时，应考虑堆料对地基不均匀沉陷的影响。若地面等效均布荷载小于表 2.9.3 中的数值，可以不考虑堆料对地基不均匀沉陷的影响。

表 2.9.3 可不考虑堆料对地基不均匀沉陷的地面荷载值

地基压缩模量 E_s (MPa)	≤ 5	6	7	8	9	10
地面荷载标准值 (kN/m^2)	30	35	40	45	50	55

2.9.4 多层砌体房屋的预制楼板，应考虑施工堆放块体等材料的自重荷载（一般可取 3kN/m^2 ）。此项荷载为临时荷载标准值，不与使用活荷载及建筑装饰荷载同时考虑。

2.9.5 计算叠合梁第一阶段的内力时，施工荷载标准值一般按 1.0kN/m^2 采用，悬挑梁按 1.5kN/m^2 采用。

3 建筑场地、地基与基础

3.1 一般规定

3.1.1 建筑场地选择应根据工程需要进行场地地形地貌、工程地质、水文地质和地震活动等的勘察, 选址应选择场地稳定、地质条件较好的地段。

3.1.2 场地抗震设防区, 不应在危险地段(地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及发震断裂带上可能发生地震错位的部位)建造甲、乙、丙类建筑。

宜避开不利地段(软弱土、液化土、条状突出的山嘴、高耸孤立的山丘、非岩性的陡坡、河岸和边坡的边缘、古河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷及半挖半填的地基等)。如无法避开时, 应采取相应有效措施, 以防止由于地基失稳而建筑遭到破坏或过量沉降或造成倾斜。

宜选择对抗震有利的地段(稳定基岩、坚硬土、开阔、平坦、密实均匀的中硬土等)。

甲、乙、丙、丁四个抗震设防类别建筑的划分见《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001。对各行各业分类划分应符合《建筑抗震设防分类标准》GB 50223 的规定。

3.1.3 必须清楚了解场地自然条件, 地形地貌是否影响风、雪荷载的取值, 如山口峡谷等。场地应避开河道冲刷地段, 如弯道急流等。

3.1.4 必须查明场地的地下情况, 如古河、古井、古湖、古墓, 以及有无地下管线等, 必须采取措施进行处理。

3.1.5 场地有原有建筑与新建筑相邻时, 要查明原建筑基础型式、埋深等, 据此对设计基础和施工, 采取经济合理的相容措施。

3.1.6 地基基础设计前的岩土工程勘察报告内容, 应符合《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002(简称《地基规范》)第3.0.3条的规定。各设计阶段(初设、施工图)的勘测报告(初勘、详勘)深度应符合《岩土工程勘察规范》GB 50021—2001第4章的规定。

3.1.7 岩土工程勘察报告还要提出因抗浮计算的抗浮水位, 以便采取压重或抗拔桩等措施, 防水设防水位和冰冻线深度。

3.1.8 设计单位应向勘察单位提供总平面图、各栋建筑的结构选型、基础型式、埋深和荷重情况。在抗震设防区还应按《建筑抗震设计规范》第4.1.9条的要求勘察, 需做时程分析法补充计算的建筑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。

3.1.9 特殊的工程地质如湿陷性黄土、冻土区、膨胀土、溶洞区、地下采空区等应按国家规范、地方规程或当地政府的有关规定等进行设计。

3.1.10 水、土对建筑材料和构件的腐蚀防护分强、中、弱三个等级及对地基、基础和桩的防护措施可按现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046—95第4章设计。

3.1.11 钢筋混凝土地下室基础结构防水分四级, 各级防水的选用范围和防水设防要求可按《地下工程防水技术规范》GB 50108—2001第3章设计, 地下构件防水构造细节按第4、5章设计, 其中防水混凝土的抗渗等级见规范第4.1.3条, 如表3.1.11-1:

表 3.1.11-1 防水混凝土抗渗等级

工程埋置深度 (m)	设计抗渗等级	工程埋置深度 (m)	设计抗渗等级
<10	S6	20~30	S10
10~20	S8	30~40	S12

防水混凝土抗渗等级也可按《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002 表 12.1.9 执行，如下表（表 3.1.11-2）：

表 3.1.11-2 防水混凝土抗渗等级

最大水头 H 与防水混凝土厚度 h 的比值	设计抗渗等级 (MPa)
$H/h < 10$	0.6
$10 \leq H/h < 15$	0.8
$15 \leq H/h < 25$	1.2
$25 \leq H/h < 35$	1.6
≥ 35	2.0

3.1.12 在山区或丘陵地区建设，为减少土方和地基处理，房屋纵向宜沿等高线布置，房屋建在半填半挖或不同土层上时，应采取有效措施。避免把挡土墙作为墙基。

3.1.13 地基需要人工处理时，应选取有效经济方法遵照国家规范、规程和地方规定进行，当采用新技术、新工艺时，应由地方管理部门组织专家科学论证并经试验试压后进行。

3.1.14 基础工程根据工程地质勘察报告进行设计，其要求见本措施第 3.1.6 条，设计时发现勘察资料不足时，应进行补勘。

3.1.15 在施工基槽开挖到设计深度时，应会同勘察、监理、建设、施工和设计各方共同验槽是否符合工程勘察报告中的土层情况，并进行打钎、触探等工作，做出验槽记录存档。

3.1.16 根据地基复杂程度、建筑物规模和功能特征以及由于地基问题可能造成建筑物破坏或影响正常使用的程度，将地基基础设计分为甲、乙、丙三个设计等级（见《地基规范》第 3.0.1 条）。根据基础设计等级和长期荷载作用下地基变形对上部结构的影响程度，《地基规范》第 3.0.2 条对地基基础设计作了规定，所有建筑物的地基计算，均应满足承载力计算和甲级、乙级建筑物尚应满足地基变形设计等规定。

3.1.17 地基基础设计所采用的荷载效应最不利组合与相应的抗力限值，应按《地基规范》第 3.0.4 条进行设计。

3.1.18 地基的承载力计算和地基变形设计都按正常使用极限状态荷载效应的标准组合（荷载标准值）。基础构件设计时按承载能力极限状态下荷载效应基本组合，采用相应的分项系数（荷载的设计值）。

3.1.19 对由永久荷载效应控制的基本组合可采用简化规则，荷载效应基本组合的设计值 S 按下式确定，见《地基规范》式 (3.0.5-4)：

$$S = 1.35S_k \leq R \quad (3.1.19)$$

式中 R ——结构构件抗力设计值；

S_k ——荷载效应的标准组合值。

3.1.20 当多栋高楼和大片裙房地下无缝分开，建在一整体大面积基础上时，应按照上部结构、基础和地基共同作用进行变形计算（《地基规范》第 5.3.10 条）。并应由有资质的单位进行计算。

3.2 岩土工程勘察及建筑场地

3.2.1 勘察报告的基本要求

1 设计单位应按《地基规范》第 3.0.1 条要求,将建筑物地基基础按要求定出地基基础等级(甲、乙、丙),再按该等级提出勘察要求,并对勘察单位提供设计资料,见该规范第 3.1.8 条。

2 勘察单位依设计所提资料按《岩土工程勘察规范》GB 50021—2001 规定进行初勘和详勘工作。做出完整的勘察报告,包括勘察内容、图表、场地稳定性和适宜性评价、地基基础型式和施工建议等。

3 勘察报告必须是经过审查合格(盖审查章)的勘察报告,提供给设计人员。

3.2.2 对勘察报告的检查

1 是否满足《地基规范》第 3.0.3 条内容要求,在抗震设防区还要满足《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 第 4.1.9 条要求。

2 勘探点的布置和深度是否满足地基基础的设计要求,如不够时则应补勘。

3 对地基基础的建议进行研究,并可进一步探讨。

3.2.3 建筑场地的安全性评估

1 地质灾害的危险性评估,一般由勘察单位提出,见《岩土工程勘察规范》GB 50021—2001 第 5 章。

地质灾害包括岩溶、土洞、塌陷、滑坡、崩塌、泥石流、地面沉降、地裂缝、活动断裂、斜坡变形等,对建筑场地的安全性可能造成严重威胁。国土资源部发布了《关于建筑用地地质灾害危险性评估的通知》(国土资发(1999)392 号文)、《建筑用地灾害危险性评估技术要求》。《岩土工程勘察规范》GB 50021—2001 不良地质作用和地质灾害的勘察(见第 5 章)专列一章,查明各种不良地质情况,以便需要时采取措施。

地质灾害危险性评估区的范围,不能局限于建设用地之内,应根据该场地及其附近地质灾害的具体条件,结合工程要求确定,以能确切查明地质灾害的发生发展条件和满足评估需要为准。既包括自然地质灾害,也包括人为地质灾害,特别要注意对人类活动诱发或加剧地质灾害的评估。

评估工作应当由有资质的单位承担,在选址阶段进行。评估报告的内容一般包括:

1) 前言:包括任务由来,拟建工程概况、征地地点和范围、项目类型和平面布置图,评估目的和依据,评估投入的工作量,评估级别。

2) 地质环境条件:包括气象水文、地形地貌、地层岩性、地质构造、水文地质、工程地质特征、人为活动影响等。

3) 地质灾害危险性的现状评估(地质灾害类型和特征):通过地面现状调查,查阅历史记载及科技文献,评估地质灾害的类型规模、分布、稳定状态、危害对象,进行危险性评估,对影响危险性的主要因素进行比较和分析。

4) 地质灾害危险性的预测评估:是指对工程建设可能诱发地质灾害的危险性评估,针对性强,预测工程建设对地质环境可能产生的影响,例如,兴修水库引发的岸边再造,削坡引起的滑坡复活,大面积高填方引发的不均匀沉降或斜坡失稳,抽汲地下水引发的地面沉降或塌陷等。

5) 地质灾害危险性的综合评价和防护措施:包括评估区范围的危险性分区,场地使用的适宜性评价,防治措施建议等。

6) 结论和建议:包括评估级别、地质环境的复杂程度、现状评估结论、预测评估结论、综合评估结论、工程避让或防治方案、对工程勘察的建议、对长期观测的建议等。

评估报告的图件根据具体条件而定,但一般应有:评估区地质灾害分布图、评估区地质灾害危险性分区。

2 地震安全性评估,一般由当地地震部门提出。

《地震安全性评价管理条例》已由国务院公布，自2002年1月1日起施行。该《条例》规定，下列工程必须进行地震安全性评价：

- 1) 国家重大建设工程；
- 2) 地震破坏可能引发水灾、火灾、爆炸、剧毒、强腐蚀物质大量泄露或其他严重次生灾害的工程；
- 3) 地震破坏可能引发放射性污染的核电站和核设施工程；
- 4) 省、自治区、直辖市认为有重大价值或重大影响的其他建设工程。

该《条例》规定，地震安全性评价报告应包括下列内容：

- 1) 工程概况和地震安全性评价的技术要求；
- 2) 地震活动环境评价；
- 3) 地震地质构造评价；
- 4) 设防烈度或设计地震动参数；
- 5) 地震地质灾害评价；
- 6) 其他有关地质资料。

地震安全性评价必须由有资质的单位承担，评价报告必须报送国务院地震工作主管部门或省、自治区、直辖市管理地震工作的部门审定。

工程建设场地的地震安全性评价工作，一般按下列步骤进行：

- 1) 了解区域地质构造背景、区域地震地质背景，搜集历史地震文献和地震记录，研究近场区的地震地质构造和地震活动特点，地震动的衰减特征。
- 2) 在此基础上，进行场地的地震危险性概率分析，包括确定潜在震源及其类型，确定地震活动性参数，确定地震动衰减关系，进行地震危险性计算。
- 3) 调查场区的工程地质条件和水文地质条件，确定岩土动力性质参数，确定计算时输入的基底地震波，计算地面运动，给出场地的地震动参数和地震设防烈度。
- 4) 当工程地质条件复杂时，可划分成若干亚区，或划分成若干网格，分别研究，综合分区。
- 5) 在有可能发生液化、震陷、滑坡、地面断裂等灾害的地段，应进行专门研究，勾划出可能出现这些灾害的区段，并对其严重程度做出评价。

3.3 房屋基础选型

3.3.1 房屋基础选型应根据工程地质和水文地质条件、建筑体型与功能要求、荷载大小和分布情况、相邻建筑基础情况、施工条件和材料供应以及地区抗震烈度等综合考虑，选择经济合理的基础型式。

3.3.2 砌体结构优先采用刚性条形基础，如灰土条形基础、C15素混凝土条形基础、毛石混凝土条形基础和四合土条形基础等，当基础宽度大于2.5m时，可采用钢筋混凝土扩展基础即柔性基础。

3.3.3 多层内框架结构，如地基土较差时，中柱宜选用柱下钢筋混凝土条形基础，中柱宜用钢筋混凝土柱。

3.3.4 框架结构、无地下室、地基较好、荷载较小可采用单独柱基，在抗震设防区可按《建筑抗震设计规范》第6.1.11条设柱基拉梁。

无地下室、地基较差、荷载较大为增强整体性，减少不均匀沉降，可采用十字交叉梁条形基础。

如采用上述基础不能满足地基基础强度和变形要求，又不宜采用桩基或人工地基时，可采用筏板基础（有梁或无梁）。

3.3.5 框架结构、有地下室、上部结构对不均匀沉降要求严、防水要求高、柱网较均匀，可采用箱形基础；柱网不均匀时，可采用筏板基础。

有地下室，无防水要求，柱网、荷载较均匀、地基较好，可采用独立柱基，抗震设防区加柱基拉

梁。或采用钢筋混凝土交叉条形基础或筏板基础。

筏板基础上的柱荷载不大、柱网较小且均匀,可采用板式筏形基础。当柱荷载不同、柱距较大时,宜采用梁板式筏基。

无论采用何种基础都要处理好基础底板与地下室外墙的连接节点。

3.3.6 框剪结构无地下室、地基较好、荷载较均匀,可选用单独柱基,墙下条基,抗震设防地区柱基下设拉梁并与墙下条基连结在一起。

无地下室,地基较差,荷载较大,柱下可选用交叉条形基础并与墙下条基连结在一起,以加强整体性,如还不能满足地基承载力或变形要求,可采用筏板基础。

3.3.7 框剪结构有地下室,可参照框架结构基础选型见本措施第3.3.5条。

3.3.8 剪力墙结构无地下室或有地下室,无防水要求,地基较好,宜选用交叉条形基础。当有防水要求时,可选用筏板基础或箱形基础。

3.3.9 高层建筑一般都设有地下室,可采用筏板基础;如地下室设置有均匀的钢筋混凝土隔墙时,采用箱形基础。

3.3.10 当地基较差,为满足地基强度和沉降要求,可采用桩基或人工处理地基。

3.3.11 多栋高楼与裙房在地基较好(如卵石层等)、沉降差较小、基础底标高相等时基础可不分缝(沉降缝)。当地基一般,通过计算或采取措施(如高层设混凝土桩等)控制高层和裙房间的沉降差,则高层和裙房基础也可不设缝,建在同一筏基上。施工时可设后浇带以调整高层与裙房的初期沉降差。

3.3.12 当高层与裙房或地下车库基础为整块筏板钢筋混凝土基础时,在高层基础附近的裙房或地下车库基础内设后浇带,以调整地基的初期不均匀沉降和混凝土初期收缩。

因减少混凝土施工时收缩而设的后浇带见本措施第8.5节。

因调整地基初期不均匀沉降而设的后浇带,带宽800~1000mm。

后浇带自基础开始在各层相同位置直到裙房屋顶板全部设后浇带,包括内外墙体。施工时后浇带两边梁板必须支撑好,直到后浇带封闭并混凝土达到设计强度后拆除。后浇带内的混凝土等级采用比原构件提高一级的微膨胀混凝土。如沉降观测记录在高层封顶时,沉降曲线平缓可在高层封顶一个月后封闭后浇带。沉降曲线不缓和则宜延长封闭后浇带时间。

基础后浇带封闭前要求施工时覆盖,以免杂物垃圾掉落难于清理。并提出清除杂物垃圾的措施,如后浇带处垫层局部降低等。有必要时后浇带中设置适量加强钢筋,如梁面、底钢筋相同等措施。

3.4 天然地基的设计

3.4.1 地基承载力的设计应符合下列规定:

1 按承载力极限状态确定基础底面积时,上部结构传至基础底面的荷载,应按正常使用极限状态下荷载效应的标准组合,土体自重按实际的重力密度计算,其分项系数取为1.0。相应的抗力应采用地基承载力的特征值。

2 非抗震设计时,基础底面压力的计算应符合《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002的规定。

对于无抗震要求的高层建筑箱形和筏形基础,基础底面不应出现拉应力。

3 抗震设计的基础底面压力,应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001的要求,但高宽比大于4的高层建筑,地震作用下基础底面不宜出现拉应力;其他建筑,且基础底面与地基土之间零压力区面积不应超出基础底面面积的15%。

4 对于沉降已经稳定的建筑或经过预压的地基,可适当提高其承载力。

5 当地基受力层范围内有软弱下卧层时,应按下式验算地基承载力:

$$p_z + p_{cz} \leq f_{az} \quad (3.4.1 - 1)$$

式中 p_z ——相应于荷载效应标准组合时，软弱下卧层顶面处的附加压力值；

p_{cz} ——软弱下卧层顶面处土的自重压力值；

f_{az} ——软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力特征值。

6 下列建筑可不进行天然地基及基础的抗震承载力验算：

1) 砌体房屋；

2) 地基主要受力层范围内不存在软弱粘性土层的下列建筑：

①一般的单层厂房和单层空旷房屋；

②不超过8层且高度在25m以下的一般民用框架房屋；

③基础荷载和②项相当的多层框架厂房。

3) 《建筑抗震设计规范》规定可不进行上部结构抗震验算的建筑。

注：软弱粘性土层指7度、8度和9度时，地基承载力特征值分别小于80、100和120kPa的土层。

7 软弱下卧层顶面处的附加压力值 p_z 可按下列规定简化计算：

条形基础：

$$p_z = b(p_k - p_c) / (b + 2z \tan \theta) \quad (3.4.1 - 2)$$

矩形基础：

$$p_z = lb(p_k - p_c) / (b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta) \quad (3.4.1 - 3)$$

式中 b ——矩形基础和条形基础底边的宽度；

l ——矩形基础底边的长度；

p_c ——基础底面处土的自重压力值；

z ——基础底面至软弱下卧层顶面的距离；

θ ——压力扩散线与垂直线的夹角，可按表3.4.1采用。

表 3.4.1 地基压力扩散角 θ

E_{s1}/E_{s2}	z/b	
	0.25	0.50
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

注：1 E_{s1} 为上层土的压缩模量， E_{s2} 为下层土的压缩模量。

2 $z/b \leq 0.25$ 时，一般取 θ 等于 0° ，必要时，宜由试验确定； $z/b > 0.50$ 时 θ 值不变。

3 当 $E_{s1}/E_{s2} < 3$ 时，宜按地区规定和工程经验确定地基压力扩散角。

8 设计等级为甲级建筑物应在施工及使用期间进行沉降观察（必要时，尚应进行开挖后地基土的回弹观测），其实测资料应作为建筑物地基基础工程质量检查的依据之一。沉降观测的方法和要求，要符合国家行业标准《建筑变形测量规程》JGJ/T 8—97 的规定。设计应根据建筑物的使用要求、建筑体型、结构类型、工程地质条件等因素，布置水准基点和观测点。这些点应便于观测且不易遭到破坏。

对重大或有科研价值的高层建筑，除进行沉降观测外，宜根据需要进行地基回弹、基底反力及基础内力等测试工作。

3.4.2 计算地基变形时，传至基础底面的荷载效应按正常使用极限状态下荷载效应的准永久组合，不应计入风荷载和地震作用。建筑物的地基变形（含沉降量、沉降差、倾斜、局部倾斜）计算值，不应大于《建筑地基基础设计规范》第5.3.4条规定的地基变形允许值。设计等级为甲级、乙级和除《建筑地基基础设计规范》规定的可不进行变形验算的丙级建筑外，均应进行变形验算。

1 计算地基变形时，应符合下列规定：

1) 由于建筑地基不均匀、荷载差异很大、体型复杂等因素引起的地基变形，对于砌体结构应由局

部倾斜值控制；对于框架结构和排架结构应由相邻柱基沉降差控制；对于多层或高层建筑和高耸结构应由倾斜值控制；必要时尚应控制平均沉降量。

2) 地面有大面积堆载或基础周围有局部堆载，沉降计算应计入地面沉降引起的附加沉降，特别是软土地基。

3) 分期建设的建筑物，应分别预估相邻建筑物在施工期间和使用期间的地基变形，防止产生同步有害的差异沉降。

4) 计算多层砌体承重结构的沉降时，应考虑相邻荷载的影响。计算时可采用角点法。当基础面积系数（基础底面积总和与房屋基础外包面积之比）大于0.5时，可按基础外包面积计算基底附加压力和相应沉降，不再考虑相邻荷载的影响。

5) 当高层建筑的基础不规则时，可采用分块集中方法计算基底压力，分块大小应由计算精度确定，并按刚性基础的变形协调原则调整。条件许可时，亦可采用计算机方法计算沉降量。

6) 当建筑物设有地下室且埋深较深时，变形计算应考虑深基坑开挖后，地基土回弹受荷再压缩引起的沉降值以及其他施工因素对计算压缩指标的影响。该部分回弹变形量，可按《建筑地基基础设计规范》的有关规定进行计算。

7) 在必要情况下，需要分别预估建筑物在施工期间和使用期间的地基变形值，以便预留建筑物有关部分之间的净空，选择连接方法和施工顺序。一般多层建筑物在施工期间完成的沉降量，应按各地区规范和工程经验确定，地区没有规定或无工程经验时，可参照国家标准《建筑地基基础设计规范》的规定采用。对于砂土可认为其最终沉降量已完成80%以上，对于其他低压缩粘性土可认为已完成最终沉降量的50%~80%，对于中压缩粘性土可认为已完成最终沉降量的20%~50%，对于高压缩粘性土可认为已完成最终沉降量的5%~20%。

8) 对于高压缩性土地基，当基底压力取值较高，或估计到施工期间结构刚度的形成来不及适应低级变形等特殊情况下，应要求施工期间控制加载速率。一般可采用地基沉降速率进行控制，施工高峰期的地基沉降速率，宜按地区规范或工程经验，并同时结合地基当时的实际荷载水平（低于或接近于承载力标准值）和实际沉降速率及其变化趋势（减速、等速或加速）而确定。

注：福建省标准《建筑地基基础勘测设计规范》规定，一般施工期高峰地基沉降速率，按日计不宜大于1.0~2.0mm，按旬计不宜大于15~18mm。

9) 在同一整体大面积基础上建有多栋高层和低层建筑，应该按照上部结构、基础与地基共同作用进行变形计算。

2 一般的民用建筑地基最终沉降量，可按国家标准《建筑地基基础设计规范》的规定，采用土的压缩模量进行计算。对采用筏形基础和箱形基础的高层建筑，可采用土的压缩模量或变形模量进行计算。

3 箱形和筏形基的允许沉降量和整体倾斜值应根据建筑物的使用要求及其对相邻建筑物可能造成的影响按地区经验确定。但横向整体倾斜的计算值 α_T 在非抗震设计时宜符合下式的要求：

$$\alpha_T \leq B/100H_g \quad (3.4.2)$$

式中 B ——箱形或筏形基础宽度；

H_g ——建筑物高度，指室外地面至檐口高度。

4 建在非岩石地基上设计等级为甲级的高层建筑，均应进行沉降观测，见《建筑地基基础设计规范》第10.2.9条：对重要和复杂的高层建筑，尚宜进行基坑回弹、地基反力、基础内力和地基变形等的实测。

3.4.3 经常承受水平荷载作用的高层建筑、高耸结构和挡土墙等，以及建造在斜坡上或边坡附近的建筑物和构筑物，应验算其稳定性。地基稳定性计算应按国家标准《建筑地基基础设计规范》的有关规定，采用圆弧滑动面法进行计算。

位于稳定土坡坡顶上的建筑，其稳定性的验算和要求应符合《建筑地基基础设计规范》的有关规定。

3.5 地基处理

3.5.1 一般规定

1 软弱地基系指主要由淤泥、淤泥质土、冲填土、杂填土或其他高压缩性土层构成的地基。在建筑地基的局部范围内有高压缩性土层时，应按局部软弱土层考虑。

2 勘察时，应查明软弱土层的均匀性、组成、分布范围和土质情况，根据拟采用的地基处理方法提供相应参数。冲填土尚应了解排水固结条件。杂填土应查明堆积历史，明确自重下稳定性、湿陷性等基本因素。

3 利用软弱土层作为持力层时，可按下列规定执行：

1) 淤泥和淤泥质土，宜利用其上覆较好土层作为持力层，当上覆土层较薄，应采取避免施工时对淤泥和淤泥质土扰动的措施；

2) 冲填土、建筑垃圾和性能稳定的工业废料，当均匀性和密实度较好时，均可利用作为持力层；

3) 对于有机质含量较多的生活垃圾和对基础有侵蚀性的工业废料等杂填土，未经处理不宜作为持力层。

4 局部软弱土层以及暗塘、暗沟等，可采用基础梁、换土、桩基或其他方法处理。

5 在选择地基处理方法时，应综合考虑场地工程地质和水文地质条件、建筑物对地基要求、建筑结构类型和基础型式、周围环境条件、材料供应情况、施工条件等因素，经过技术经济指标比较分析后择优采用。

6 地基处理设计时，应考虑上部结构、基础和地基的共同作用，必要时应采取有效措施，加强上部结构的刚度和强度，以增加建筑物对地基不均匀变形的适应能力。

7 对已选定的地基处理方法，宜按建筑物地基基础设计等级，选择代表性场地进行相应的现场试验，并进行必要的测试，以检验设计参数和加固效果，同时为施工质量检验提供相关依据。

8 经处理后的地基，当按地基承载力确定基础底面积及埋深而需要对地基承载力特征值进行修正时，基础宽度的地基承载力修正系数取零，基础埋深的地基承载力修正系数取 1.0；在受力范围内仍存在软弱下卧层时，应验算软弱下卧层的地基承载力。

9 对受较大水平荷载或建造在斜坡上的建筑物或构筑物，以及钢油罐、堆料场等，地基处理后应进行地基稳定性计算。

10 结构工程师需根据有关规范分别提供用于地基承载力验算和地基变形验算的荷载值；根据建筑物荷载差异大小、建筑物之间的联系方法、施工顺序等，按有关规范和地区经验对地基变形允许值合理提出设计要求。

11 地基处理后，建筑物的地基变形应满足现行有关规范的要求，并在施工期间进行沉降观测，必要时尚应在使用期间继续观测，用以评价地基加固效果和作为使用维护依据。

12 复合地基设计应满足建筑物承载力和变形要求。地基土为欠固结土、膨胀土、湿陷性黄土、可液化土等特殊土时，设计要综合考虑土体的特殊性质，选用适当的增强体和施工工艺。

13 复合地基承载力特征值应通过现场复合地基载荷试验确定，或采用增强体的载荷试验结果和其周边土的承载力特征值结合经验确定。

3.5.2 地基处理方法选择

常用的地基处理方法有：换填垫层法、强夯法、砂石桩法、振冲法、水泥土搅拌法、高压喷射注浆法、预压法、夯实水泥土桩法、水泥粉煤灰碎石桩法、石灰桩法、灰土挤密桩法和土挤密桩法、柱锤冲扩桩法、单液硅化法和碱液法等。

1 换填垫层法适用于浅层软弱地基及不均匀地基的处理。其主要作用是提高地基承载力，减少沉降量，加速软弱土层的排水固结，防止冻胀和消除膨胀土的胀缩。

2 强夯法适用于处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土与粘性土、湿陷性黄土、杂填土和素填土等地基。强夯置换法适用于高饱和度的粉土、软-流塑的粘性土等地基上对变形控制不严的工程,在设计前必须通过现场试验确定其适用性和处理效果。强夯法和强夯置换法主要用来提高土的强度,减少压缩性,改善土体抵抗振动液化能力和消除土的湿陷性。对饱和粘性土宜结合堆载预压法和垂直排水法使用。

3 砂石桩法适用于挤密松散砂土、粉土、粘性土、素填土、杂填土等地基,提高地基的承载力和降低压缩性,也可用于处理可液化地基。对饱和粘土地基上变形控制不严的工程也可采用砂石桩置换处理,使砂石桩与软粘土构成复合地基,加速软土的排水固结,提高地基承载力。

4 振冲法分加填料和不加填料两种。加填料的通常称为振冲碎石桩法。振冲法适用于处理砂土、粉土、粉质粘土、素填土和杂填土等地基。对于处理不排水抗剪强度不小于 20kPa 的粘性土和饱和黄土地基,应在施工前通过现场试验确定其适用性。不加填料振冲加密适用于处理粘粒含量不大于 10% 的中、粗砂地基。振冲碎石桩主要用来提高地基承载力,减少地基沉降量,还可用来提高土坡的抗滑稳定性或提高土体的抗剪强度。

5 水泥土搅拌法分为浆液深层搅拌法(简称湿法)和粉体喷搅法(简称干法)。水泥土搅拌法适用于处理正常固结的淤泥与淤泥质土、粘性土、粉土、饱和黄土、素填土以及无流动地下水的饱和松散砂土等地基。不宜用于处理泥炭土、塑性指数大于 25 的粘土、地下水具有腐蚀性以及有机质含量较高的地基。若需采用时必须通过试验确定其适用性。当地基的天然含水量小于 30% (黄土含水量小于 25%)、大于 70% 或地下水的 pH 值小于 4 时不宜采用干法。

连续搭接的水泥搅拌桩可作为基坑的止水帷幕,受其搅拌能力的限制,该法在地基承载力大于 140kPa 的粘性土和粉土地基中的应用有一定难度。

6 高压喷射注浆法适用于处理淤泥、淤泥质土、粘性土、粉土、砂土、人工填土和碎石土地基。

当地基中含有较多的大粒径块石、大量植物根茎或较高的有机质时,应根据现场试验结果确定其适用性。

对地下水流速度过大、喷射浆液无法在注浆套管周围凝固等情况不宜采用。

高压旋喷桩的处理深度较大,除地基加固外,也可作为深基坑或大坝的止水帷幕,目前最大处理深度已超过 30m。

7 预压法适用于处理淤泥、淤泥质土、冲填土等饱和粘性土地基。按预压方法分为堆载预压法及真空预压法。堆载预压分塑料排水带或砂井地基堆载预压和天然地基堆载预压。当软土层厚度小于 4m 时,可采用天然地基堆载预压法处理,当软土层厚度超过 4m 时,应采用塑料排水带、砂井等竖向排水预压法处理。对真空预压工程,必须在地基内设置排水竖井。

预压法主要用来解决地基的沉降及稳定问题。

8 夯实水泥土桩法适用于处理地下水位以上的粉土、素填土、杂填土、粘性土等地基。该法施工周期短、造价低、施工文明、造价容易控制,目前在北京、河北等地的旧城区危改小区工程中得到不少成功的应用。

9 水泥粉煤灰碎石桩(CFG 桩)法适用于处理粘性土、粉土、砂土和已自重固结的素填土等地基。对淤泥质土应根据地区经验或现场试验确定其适用性。基础和桩顶之间需设置一定厚度的褥垫层,保证桩、土共同承担荷载形成复合地基。该法适用于条基、独立基础、箱基、筏基,可用来提高地基承载力和减少变形。对可液化地基,可采用碎石桩和水泥粉煤灰碎石桩多桩型复合地基,达到消除地基土的液化和提高承载力的目的。

10 石灰桩法适用于处理饱和粘性土、淤泥、淤泥质土、杂填土和素填土等地基。用于地下水位以上的土层时,可采取减少生石灰用量和增加掺合料含水量的办法提高桩身强度。该法不适用于地下水下的砂类土。

11 灰土挤密桩法和土挤密桩法适用于处理地下水位以上的湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基,

可处理的深度为 5 ~ 15m。当用来消除地基土的湿陷性时，宜采用土挤密桩法；当用来提高地基土的承载力或增强其水稳定性时，宜采用灰土挤密桩法；当地基土的含水量大于 24%、饱和度大于 65% 时，不宜采用这种方法。灰土挤密桩法和土挤密桩法在消除土的湿陷性和减少渗透性方面效果基本相同，土挤密桩法地基的承载力和水稳定性不及灰土挤密桩法。

12 柱锤冲扩桩法适用于处理杂填土、粉土、粘性土、素填土和黄土等地基，对地下水位以下的饱和松软土层，应通过现场试验确定其适用性。地基处理深度不宜超过 6m。

13 单液硅化法和碱液法适用于处理地下水位以上渗透系数为 0.1 ~ 2m/d 的湿陷性黄土等地基。在自重湿陷性黄土场地，对 II 级湿陷性地基，应通过试验确定碱液法的适用性。

14 在确定地基处理方案时，宜选取不同的多种方法进行比较。对复合地基而言，方案选择是针对不同土性、设计要求的承载力提高幅质、选取适宜的成桩工艺和增强体材料。

1) 散体材料桩（如碎石桩）复合地基，主要发挥成桩设备对土体的挤（振）密作用和桩体的排水作用。用于松散砂土、粉土地基效果最佳；

2) 搅拌水泥土桩和旋喷水泥土桩，应注意桩身强度密切与原土相关的特点，地基土分层，则桩身沿轴线为变强度，土的孔隙比、含水量、塑性指数越大，桩身强度越低。对不均匀地基需采取相应措施，防止产生过大的不均匀变形；

3) 桩基和高粘结强度桩复合地基具有承载力提高幅度大、地基变形小的特点，对建筑物要求变形高和减少不均匀地基不均匀变形具有较强的适应能力；

4) 强夯、强夯置换以及振动成桩工艺，均需注意施工振动或噪声、泥浆污染对建筑物和周边环境的不良影响。

3.5.3 液化土处理措施

1 液化土处理措施应根据建筑物的抗震设防类别和地基的液化等级，并经技术经济比较后确定。

2 常用的液化土处理措施有覆盖法、压盖法、加密法、排水法、换土法、桩基等。

3 全部消除地基液化沉陷的措施，应符合下列要求：

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

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

3) 采用加密法（如振冲、振动加密、挤密碎石桩、强夯等）加固时，应处理至液化深度下界；振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于《抗震规范》规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。

4) 用非液化土代替全部液化土层。

5) 采用桩基时，桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度（不包括桩尖部分），应按计算确定，且对碎石土、砾、粗、中砂，坚硬粘性土和密实粉土尚不应小于 0.5m，对其他非岩石土尚不应小于 1.5m。

4 部分消除地基液化沉陷的措施，应符合下列要求：

1) 处理深度应使处理后的地基液化指数减少，当判别深度为 15m 时，其值不宜大于 4，当判别深度为 20m 时，其值不宜大于 5；对独立基础和条形基础，尚不应小于基础底面下液化土特征深度和基础宽度的较大值。

2) 用振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于《抗震规范》规定的液化判别标准贯入锤击数临界值。

3) 基础边缘以外的处理宽度，应符合本条第 3 款第 1 点的要求。

5 减轻液化影响的基础和上部结构处理，可综合采用下列各项措施：

1) 选择合适的基础埋置深度。

2) 调整基础底面积，减少基础偏心。

3) 加强基础的整体性和刚度,如采用箱基、筏基或钢筋混凝土交叉条形基础,加设基础圈梁等。
4) 减轻荷载,增强上部结构的整体刚度和均匀对称性,合理设置沉降缝,避免采用对不均匀沉降敏感的结构形式等。

5) 管道穿过建筑处应预留足够尺寸或采用柔性接头等。

6 液化等级为中等液化和严重液化的古河道、现代河浜、海滨,当有液化侧向扩展或流滑可能时,在距常时水线约 100m 以内不宜修建永久性建筑,否则应进行抗滑动验算、采取防土体滑动措施或结构抗裂措施。

7 覆盖法是用具有抗拉强度的不透水钢筋混凝土层覆盖在基础周围,防止基础近旁的喷冒造成基础的不均匀沉降,并在一定程度上提高地基的承载力。具体设计要求如下:

- 1) 钢筋混凝土板的范围应通过计算确定。
- 2) 钢筋混凝土板下应设置 20 ~ 30cm 厚的砂砾层以利地震时排泄孔隙水。
- 3) 板中钢筋或埋件应每隔一定长度伸出板外嵌入墙体,以加强覆盖层与基础的连接。
- 4) 板中配筋可按构造要求,必要时通过计算确定。
- 5) 室内的覆盖层可利用原室内地坪。

8 压盖法是在建筑物或基础四周堆填土石或其他重物,以增加基础外侧土中的竖向有效应力,从而提高土的抗液化能力和降低地震时的孔压上升。具体设计要求如下:

1) 压盖的面积和压力应通过计算确定,可先假设压盖的宽度为 4 ~ 5m 和一个初始压力值,用地震反应分析程序进行计算,保证地震中的最大孔压比小于 0.5 ~ 0.6 。

2) 压盖布置及施工应对称于建筑物,均匀地分级加载,防止引起不均匀沉降。

9 排水桩法是利用高渗透性的桩体作为地震时土中的竖向排水通道,使土中因地震产生的高孔隙水压力得以消散,从而防止液化。具体设计要求如下:

- 1) 加固后的土中最大孔压比一般控制为 0.5 ~ 0.6。
 - 2) 排水桩布置在建筑物外围,顶面需设 200 ~ 300mm 厚的碎石层作为连接各排水桩的横向通道。
 - 3) 排水桩材料宜用级配均匀的碎石或卵石,其渗透性比被加固的液化土高 200 倍以上。
 - 4) 排水桩只在地震时才发挥作用,平时应注意保护,防止污水、污物淤塞。
- 10 其余各种方法,如振冲密实法、强夯法等等,其设计要点及要求参见第 3.5.4 条。

3.5.4 各种地基处理方法

1 换填垫层法

1) 垫层材料可采用中砂、粗砂、角(圆)砾、碎(卵)石和石渣、粉质粘土、灰土以及其他性能稳定、无侵蚀性的材料。

2) 垫层的厚度 Z 应根据需置换软弱土的深度或下卧土层的承载力,以及建筑物对地基变形要求确定。按下卧土层承载力确定时,应符合下式要求:

$$P_z + P_{cz} \leq f_{az} \quad (3.5.4 - 1)$$

式中 P_z ——荷载效应标准组合时垫层底面处的附加压力值 (kPa);

P_{cz} ——垫层底面处土的自重压力值 (kPa);

f_{az} ——下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力特征值 (kPa)。

垫层的厚度不宜小于 0.5m,也不宜大于 3m。

垫层底面处的附加压力值 P_z 可分别按 (3.5.4-2) 和 (3.5.4-3) 式计算:

条形基础:

$$P_z = \frac{b(p_k - p_c)}{b + 2z \tan \theta} \quad (3.5.4 - 2)$$

矩形基础:

$$P_z = \frac{bl(p_k - p_c)}{(b + 2z \tan \theta)(l + 2z \tan \theta)} \quad (3.5.4 - 3)$$

- 式中 b ——矩形基础或条形基础底面宽度 (m);
 l ——矩形基础底面的长度 (m);
 p_k ——相应于荷载效应标准组合基础底面处的平均压力值 (kPa);
 p_c ——基础底面处土的自重压力值 (kPa);
 z ——基础底面下垫层的厚度 (m);
 θ ——垫层的压力扩散角 ($^\circ$), 宜通过试验确定, 当无试验资料时, 可按表 3.5.4-1 采用。

表 3.5.4-1 压力扩散角 θ ($^\circ$)

z/b	换填材料	中砂、粗砂、砾砂、圆砾、角砾、石屑、卵石、碎石	粉质粘土	灰土
0.25		20	6	28
≥ 0.50		30	23	

注: 1 当 $z/b < 0.25$, 除灰土取 $\theta = 28^\circ$ 外, 其余材料均取 $\theta = 0^\circ$, 必要时, 宜由试验确定。

2 当 $0.25 < z/b < 0.5$ 时, θ 可用内插法求得。

3) 当垫层厚度不同时, 垫层顶面标高应相同, 在厚度变化处的底面应当做成斜坡, 其坡高与坡长的比值可取 1:2, 每段坡高不宜大于 1m。

4) 垫层底面的宽度应满足基础底面压力扩散的要求, 可按式估算或根据地区经验确定:

$$b' \geq b + 2z \tan \theta \quad (3.5.4-4)$$

式中 b' ——垫层底面宽度 (m)。

其他同式 (3.5.4-2)。

垫层顶面每边超出基础底边不宜小于 300mm, 从垫层底面两侧向上, 按基坑开挖期间保持边坡稳定的当地经验放坡。

5) 垫层地基的变形由垫层自身的变形和下卧层变形组成。换填垫层在满足本款第 2)、4) 和第 6) 项的条件下, 垫层地基的变形可仅考虑其下卧层的变形。对沉降要求严的或垫层厚的建筑, 应计算垫层自身的变形。

垫层下卧层的变形量可按国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002 的有关规定计算。

6) 垫层的压实标准可参照表 3.5.4-2 选用, 垫层的承载力宜通过现场载荷试验确定。当无试验资料时, 对一般工程可按表 3.5.4-3 选用, 并应进行下卧层承载力的验算。

表 3.5.4-2 各种垫层的压实标准

施工方法	垫层材料类别	压实系数
碾压或振密	碎石、卵石	0.94 ~ 0.97
	砂夹石 (其中碎石、卵石占全重的 30% ~ 50%)	
	土夹石 (其中碎石、卵石占全重的 30% ~ 50%)	
	中砂、粗砂、砾砂、角砾、圆砾、石屑	0.95
	粉质粘土	
	灰土	
	粉煤灰	

注: 1 压实系数为土的控制干密度与最大干密度的比值, 土的最大干密度宜采用击实试验确定, 碎石或卵石的最大干密度可取 $2.0 \sim 2.2 \text{ t/m}^3$ 。

2 当采用轻型击实试验时, 压实系数宜取高值, 采用重型击实试验时, 压实系数宜取低值。

3 矿渣垫层的压实指标为最后 2 遍压实的压陷差小于 2mm。

表 3.5.4-3 各种垫层的承载力

施工方法	垫层材料类别	承载力特征值 (kPa)	压实系数
碾压或振密	碎石、卵石	200 ~ 300	0.94 ~ 0.97
	砂夹石 (其中碎石、卵石占全重的 30% ~ 50%)	200 ~ 250	
	土夹石 (其中碎石、卵石占全重的 30% ~ 50%)	150 ~ 200	
	中砂、粗砂、砾砂	150 ~ 200	
	灰土	200 ~ 250	0.95

7) 竣工验收用载荷试验检验垫层质量时, 每个单体工程不宜少于 3 个检验点; 对于大型工程则按单体工程的数量或工程的面积确定检验数。

8) 对粉质粘土和砂石垫层的施工质量检验可用环刀法、贯入仪、静力触探、轻型动力触探或标准贯入试验检验; 对砂石、矿渣垫层可用重型动力触探检验。并均应通过现场试验以设计压实系数所对应的贯入度为标准检验垫层的施工质量。压实系数也可采用环刀法、灌砂法、灌水法或其他方法检验。

垫层的施工质量检验必须分层进行。每层的压实系数符合设计要求后, 才能铺填上层。用环刀取样时, 取样点应位于每层厚度的 2/3 深度处。

9) 采用贯入仪或动力触探检验垫层的施工质量时, 每分层检验点的间距应小于 4m。当环刀法取样检验垫层的质量时, 对大基坑每 50 ~ 100m² 不应少于 1 个检验点; 对基槽每 10 ~ 20m 不应少于 1 个检验点; 每个单独柱基不应少于 1 个检验点。

2 强夯法和强夯置换法

1) 强夯和强夯置换施工前, 应在施工现场有代表性的场地上选取一个或几个试验区, 进行试夯或试验性施工。试验区数量应根据建筑场地复杂程度、建设规模及建筑类型确定。

(I) 强 夯 法

2) 强夯法的有效加固深度应根据现场试夯或当地经验确定。在缺乏试验资料或经验时可按表 3.5.4-4 预估。

表 3.5.4-4 强夯法的有效加固深度 (m)

单击夯击能 (kN · m)	碎石土、砂土类	粉土、粘性土等
1000	5.0 ~ 6.0	4.0 ~ 5.0
2000	6.0 ~ 7.0	5.0 ~ 6.0
3000	7.0 ~ 8.0	6.0 ~ 7.0
4000	8.0 ~ 9.0	7.0 ~ 8.0
5000	9.0 ~ 9.5	8.0 ~ 8.5
6000	9.5 ~ 10.0	8.5 ~ 9.0
8000	10.0 ~ 10.5	9.0 ~ 9.5

注: 强夯的有效加固深度应从起夯面算起。

3) 强夯的单位夯击能, 应根据地基土类别、结构类型、荷载大小和要求处理深度等综合考虑, 并通过现场试夯确定。在一般情况下, 碎石和砂土可取 1000 ~ 5000kN · m/m², 粉土和粘性土可取 1500 ~ 6000kN · m/m²。

4) 夯点的夯击次数, 应按现场试夯得到夯击次数和夯沉量关系曲线确定, 且应同时满足下列条件:

①最后两击的平均夯沉量不大于下列数值，当单位夯击能小于 $4000\text{kN}\cdot\text{m}$ 时为 50mm ， $4000\sim 6000\text{kN}\cdot\text{m}$ 时为 100mm ，大于 $6000\text{kN}\cdot\text{m}$ 时为 200mm ；

②夯坑周围地面不应发生过大的隆起；

③不因夯坑过深而发生起锤困难。

5) 夯击遍数应根据地基土的性质确定，一般情况下可采用 $2\sim 3$ 遍，最后再以低能量满夯 2 遍。对于渗透性弱的粘性土，必要时夯击遍数可适当增加。

6) 2 遍夯击之间应有一定的时间间隔。间隔时间取决于土中超静孔隙水压力的消散时间。当缺少实测资料时，可根据地基土的渗透性确定，对于渗透性较差的粘性土地基，一般间歇 $3\sim 4$ 周；对于渗透性好的地基可连续夯击。

7) 夯击点位置可根据建筑结构类型，采用等边三角形、等腰三角形或正方形布置。第一遍夯击点间距可取夯锤直径的 $2.5\sim 3.5$ 倍，第二遍夯击点位于第一遍夯击点之间。以后各遍夯击点间距可与第一遍相同，也可适当减小。对处理深度较深或单击夯击能量较大的工程，第一遍夯击点间距宜适当增大。

8) 强夯处理范围应大于建筑物基础范围。每边超出基础外缘的宽度为设计处理深度的 $1/2\sim 2/3$ ，并不宜小于 3m 。

9) 根据初步确定的强夯参数，提出强夯试验方案，进行现场试验。应根据不同土质条件待试夯结束一至数周后，对试夯场地进行测试，并与夯前测试数据进行对比，检验强夯效果，确定工程采用的各项强夯参数。

10) 强夯施工结束后应间隔一定时间方能对地基加固质量进行检验。对碎石土和砂土地基，间隔时间可取 $1\sim 2$ 周；低饱和度的粉土和粘性土地基可取 $2\sim 4$ 周。质量检验的方法，宜根据土性选用原位测试和室内土工试验。原位测试可选用表面波频谱分析、静力触探、标准贯入试验和荷载试验。对粉土及粘性土地基，可在强夯施工过程及施工后对孔隙水压力进行测试。

11) 质量检验点的数量，应根据场地复杂程度和建筑物的重要性确定。对于简单场地上的一般建筑物，每个建筑物地基不应少于 3 处；对于复杂场地或重要建筑物地基应增加检验点数，检验深度应大于设计处理的深度。

12) 强夯地基承载力特征值应通过现场载荷试验确定。

13) 强夯地基变形计算应符合现行国家标准的有关规定，夯后有效加固深度内土层的压缩模量应通过原位测试或土工试验确定。

(II) 强夯置换法

14) 强夯置换墩位布置可采用三角形或正方形排列。对大面积满堂处理时，宜按等边三角形布置；对独立或条形基础时，宜按正方形、矩形或等腰三角形布置。

15) 强夯置换应穿透软弱土层，墩长不宜大于 7m 。若软弱土层较厚，不能穿透时应考虑地基变形对建筑物的影响。

16) 在墩顶应铺设一层厚度不小于 0.5m 的褥垫层。

17) 强夯置换墩体材料和垫层材料可用级配良好的碎石类土、砾砂等材料，粒径大于 300mm 的颗粒含量不宜超过全重的 30% 。

18) 强夯置换单击夯击能、夯击次数可通过试验确定，且应同时满足下列条件：

①墩底穿透软弱土层，且达到设计墩长；

②累计夯沉量为设计墩长的 $1.5\sim 2.0$ 倍；

③最后两击的平均夯沉量不大于本款第 4 点的要求。

19) 墩间距应根据荷载大小和原土的承载力选定，当满堂布置时可取夯锤直径的 $2\sim 3$ 倍。对独立基础或条形基础可取夯锤直径的 $1.5\sim 2.0$ 倍。墩的计算直径可取夯锤直径的 $1.1\sim 1.2$ 倍。

20) 强夯置换形成的复合地基承载力特征值应按现场复合地基载荷试验确定。初步设计时也可参考砂石桩复合地基计算方法估算。

21) 强夯置换形成的复合地基沉降计算可参考砂石桩复合地基计算方法。

22) 强夯置换法施工质量, 宜进行地基载荷试验或采用其他有效手段综合评定地基处理效果。

3 砂石桩法

1) 砂石桩法处理的地基, 除按设计计算外, 还应进行现场复合地基静载荷试验。

2) 砂石桩桩位布置可采用正三角形或正方形排列。对于大面积满堂地基加固, 桩位宜采用等边三角形布置; 对于独立或条形基础, 也可采用正方形或长方形布置。

3) 桩的中心距应通过现场试验确定。对粉土、砂土及人工填土地基, 不宜大于砂石桩直径的 4.5 倍; 对于粘性土地基不宜大于砂石桩直径的 3 倍。初步设计时, 砂石桩的间距也可按以下公式估算。

①对松散的砂土、粉土和人工填土地基, 可按要求桩间土达到的孔隙比 e_1 来确定。

等边三角形布置:

$$S = 0.95\xi \cdot d \cdot \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (3.5.4-5)$$

正方形布置:

$$S = 0.89\xi \cdot d \cdot \sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \quad (3.5.4-6)$$

$$e_1 = e_{\max} - D_{r1}(e_{\max} - e_{\min}) \quad (3.5.4-7)$$

式中 S ——砂石桩间距 (m);

d ——砂石桩直径 (m);

e_0 ——地基处理前土的天然孔隙比;

e_1 ——地基挤密后要求达到的孔隙比;

e_{\max} 、 e_{\min} ——分别为地基土的最大和最小孔隙比, 按现行国家标准《土工试验方法》GB/T 50123 的有关规定确定;

D_{r1} ——地基挤密后达到的桩间土的相对密实度, 可取 0.70~0.85;

ξ ——修正系数, 当考虑振动下沉密实作用时, 可取 1.1~1.2; 不考虑振动下沉密实作用时, 可取 1.0。

②对粘性土地基, 桩的中心距可按要求的面积置换率计算。

等边三角形布置:

$$S = 1.08\sqrt{\frac{A_p}{m}} \quad (3.5.4-8)$$

正方形布置:

$$S = \sqrt{\frac{A_p}{m}} \quad (3.5.4-9)$$

式中 A_p ——一根砂石桩的横截面面积 (m^2);

m ——面积置换率, 即一根砂石桩的横截面面积与其分担的处理面积之比, $m = \frac{d^2}{d_e^2}$;

d ——砂石桩直径 (m);

d_e ——等效影响圆的直径 (m);

等边三角形布置时 $d_e = 1.05S$;

正方形布置时 $d_e = 1.13S$;

矩形布置时 $d_e = 1.13\sqrt{S_1S_2}$;

S 、 S_1 、 S_2 分别为桩的间距、纵向间距和横向间距 (m)。

4) 砂石桩的长度, 应根据工程地质条件通过计算确定。

①当软弱土层厚度不大时, 应穿过软弱土层;

②当软弱土层厚度较大时, 应按建筑允许变形值或地基的稳定要求确定。

③对可液化地基, 应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 要求抗震处理的深度确定。

④不宜小于 4m。

5) 砂石桩处理地基的宽度, 对单独或条形基础, 不宜小于基础宽度的 1.5 ~ 2 倍; 对整片基础, 宜在基础外缘扩大 1 ~ 3 排桩; 对可液化地基, 基础外缘扩大宽度不应小于处理土层厚度的 1/2, 并不应小于 5m。

6) 砂石桩复合地基的承载力特征值应通过现场复合地基静载荷试验确定。初步设计时, 可按下列式进行估算:

$$f_{\text{spk}} = mf_{\text{pk}} + (1 - m)f_{\text{sk}} \quad (3.5.4 - 10)$$

式中 f_{spk} ——复合地基承载力特征值 (kPa);

m ——面积置换率 (%);

f_{pk} ——碎石桩承载力特征值 (kPa);

f_{sk} ——桩间土承载力特征值 (kPa), 可近似地取加固前地基土承载力特征值。

对小型工程的粘性土地基, 初步设计也可按下式估算复合地基的承载力:

$$f_{\text{spk}} = [1 + m(n - 1)]f_{\text{sk}} \quad (3.5.4 - 11)$$

式中 n ——桩土应力比。无实测资料时, 对粘性土取 2 ~ 4, 对粉土和砂土可取 1.5 ~ 3。原土强度低取大值, 原土强度高取小值。

7) 砂石桩处理后的地基变形计算, 应按《建筑地基处理规范》有关条款的规定计算。在桩长范围内复合土层的压缩模量可按下式估算:

$$E_{\text{sp}} = E_{\text{s}}[1 + m(n - 1)] \quad (3.5.4 - 12)$$

式中 E_{sp} ——复合土层的压缩模量 (MPa);

E_{s} ——桩间土的压缩模量, 按经验取值, 对粘性土地基可用天然地基土的压缩模量代替 (MPa)。

8) 砂石桩材料可用天然级配的碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、粗砂、中砂或石屑, 含泥量不得大于 5%, 最大粒径不宜大于 50mm。

9) 砂石桩桩孔内的填料用量应通过现场试桩确定, 估算时可按设计桩孔体积乘以充盈系数确定, 充盈系数可取 1.2 ~ 1.4。

10) 砂石桩顶部应挖除松散土层, 并宜铺一层厚度为 300 ~ 500mm 的砂石垫层。

11) 砂石桩的施工质量检验可采用单桩竖向静载荷试验; 对桩身质量可采用动力触探试验检测; 对桩间土可采用标准贯入、静力触探或其他原位测试方法进行检测。桩间土质量的检测位置应在等边三角形或正方形的中心。检测数量不应少于桩孔总数的 2%。

12) 竣工验收应进行单桩或多桩复合地基静载试验, 试验数量不少于总桩数的 0.5%, 且每个单体建筑不少于 3 点。

质量检验时间, 对粘性土地基, 应待孔隙水压力基本消散后进行, 一般在桩施工结束后 4 周; 对粉土、砂土、杂填土地基可在桩施工结束 1 周后进行。

4 振冲法

1) 桩身材料可采用含泥量不大于 5% 的碎石、卵石、角 (圆) 砾等硬质材料, 不宜使用风化易碎的石料, 材料粒径根据振冲器功率选定, 一般在 20 ~ 150mm 之间。常用的填料粒径为: 30kW 振冲器 20 ~ 80mm; 55kW 振冲器 30 ~ 100mm; 75kW 振冲器 40 ~ 150mm;

2) 桩位布置, 对大面积满堂处理, 宜用等边三角形或正方形布置; 对单独基础或条形基础, 宜用正方形或矩形布置。

3) 振冲法宜在现场进行工艺试验, 确定不加填料振密的可能性及孔距、振密电流值、振冲水压力, 振后砂层的物理力学指标及承载力等。

4) 振冲桩的中心距应根据地基土性质、加固要求以及采用振冲器的功率等因素确定。

5) 振冲桩桩长应根据加固后地基承载力要求和变形要求确定。当软弱土层厚度不大时, 应穿过软弱土层。用于抗液化加固时, 当可液化砂土层不厚时, 应贯穿整个砂土层; 当可液化砂土层较厚时, 应按要求的抗液化加固深度确定。

6) 振冲桩处理范围应根据建筑物的重要性和场地条件确定, 当用于多层和高层建筑时, 宜在基础外缘扩大 1~2 排桩。当要求消除地基液化时, 在基础外缘扩大的宽度不宜小于基底下液化土层的 1/2。

7) 振冲碎石桩复合地基承载力特征值应通过现场试验确定。复合地基承载力和沉降计算方法可参阅砂石桩有关内容。

8) 碎石桩顶部宜铺一层厚度为 300~500mm 的砂石垫层。

9) 竣工验收同砂石桩的检验方法。

5 水泥土搅拌法

1) 设计前应进行拟处理土的室内配方试验。针对现场拟处理主要软土的性质, 选择合适的固化剂、外掺剂及其掺量, 为设计提供各种龄期、各种配合比强度参数。水泥土强度宜取 90d 龄期试块的立方体抗压强度。

2) 水泥宜选用强度等级为 32.5 级及以上的普通硅酸盐水泥。对承受竖向或水平向荷载的水泥土结构, 其水泥掺量宜取加固湿土质量的 15%~20%; 对大体积水泥土加固体, 其水泥的掺量宜 10%~15%。水泥掺量可沿桩深度变化。湿法的水泥浆水灰比可选用 0.45~0.55。外掺剂可选用具有早强、缓凝、减水以及节省水泥等作用的材料, 但应避免污染环境。

3) 竖向承载搅拌桩的长度应根据上部结构对承载力和变形的要求确定。为提高抗滑稳定性而设置的搅拌桩, 其桩长应超过危险滑弧以下 2m。

4) 单桩竖向承载力特征值应通过现场载荷试验确定, 初步设计时也可按式 (3.5.4-13) 和 (3.5.4-14) 估算, 两者中取小值。

$$R_a = q_s u_p l + \alpha A_p q_p \quad (3.5.4-13)$$

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \quad (3.5.4-14)$$

式中 R_a ——单桩竖向承载力特征值 (kN);

q_s ——桩周土的加权平均摩阻力特征值 (kPa);

u_p ——桩的截面周长 (m);

l ——桩长 (m);

α ——桩端天然地基土的承载力折减系数, 可取 0.4~0.6, 承载力高时取低值;

A_p ——截面积 (m²);

q_p ——桩端地基土未经修正的承载力特征值 (kPa);

η ——桩身强度折减系数, 干法可取 0.2~0.3; 湿法可取 0.25~0.33;

f_{cu} ——搅拌桩桩身水泥土配比相同的室内加固土试块在标准养护条件下 90d 龄期的立方体抗压强度平均值 (kPa)。

5) 竖向承载搅拌桩复合地基宜在基础和桩之间设置褥垫层。褥垫层厚度可取 200~300mm。其材料可选用中砂、粗砂、级配砂石等, 最大粒径不宜大于 20mm。

6) 竖向承载搅拌桩复合地基的承载力特征值应通过复合地基载荷试验确定, 初步设计时也可按式 (3.5.4-15) 估算:

$$f_{spk} = m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m)f_{sk} \quad (3.5.4-15)$$

式中 f_{spk} ——复合地基的承载力特征值 (kPa);

f_{sk} ——加固后桩间土承载力特征值 (kPa), 无试验资料时可取天然地基承载力特征值;

β ——桩间土承载力折减系数, 当桩端地基土未经修正的承载力特征值大于桩周土的承载力特征值的平均值时, 可取 0.1~0.4, 差值大时取低值; 当桩端地基土未经修正的承载力特征值不大于桩周土的承载力特征值的平均值时, 可取 0.5~0.9, 差值大时或设置褥垫层时取高值;

m ——搅拌桩的面积置换率。

7) 竖向承载搅拌桩复合地基以下存在软弱下卧层时, 应按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定进行下卧层承载力验算。

8) 竖向承载搅拌桩复合地基的变形包括搅拌桩复合土层的压缩变形 s_1 和桩端下未加固受压土层的压缩变形 s_2 。

桩端下未加固土层的压缩变形 s_2 可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定进行计算。

竖向承载搅拌桩复合地基的变形也可按式 (3.5.4-16) 一并计算:

$$s = \sum_{i=1}^n \frac{\bar{\sigma}_i}{E_i} H_i \quad (3.5.4-16)$$

式中 s ——搅拌桩复合地基的变形 (mm);

n ——搅拌桩复合地基受压土层的分层数;

$\bar{\sigma}_i$ ——第 i 层复合土层 (或土层) 的平均附加应力 (kPa);

H_i ——第 i 层复合土层 (或土层) 的厚度 (m);

E_i ——第 i 层复合土层的压缩模量或土的压缩模量 (MPa)。

搅拌桩复合土层的压缩模量 E_{sp} 可按式 (3.5.4-17) 计算:

$$E_{sp} = mE_p + (1-m)E_s \quad (3.5.4-17)$$

式中 E_{sp} ——搅拌桩复合土层的压缩模量 (MPa);

E_p ——搅拌桩桩身的压缩模量 (MPa), 采用与搅拌桩配比相同的水泥土室内压缩模量, 无试验资料时, 可取 (100~120) f_{cu} , 桩短或桩身强度低时取小值;

E_s ——加固后桩间土的压缩模量 (MPa), 无试验资料时, 可取天然地基土的压缩模量。

9) 水泥搅拌桩的施工质量检验可采用以下方法:

①成桩 7d 后, 采用浅部开挖桩头 (深度宜超过停浆 (灰) 面下 0.5m), 目测检查搅拌的均匀性, 量测成桩直径。检查量为施工总桩数的 5%。

②成桩 3d 内, 可用轻型动力触探 (N_{10}) 检查桩身的均匀性。从桩顶开始, 每米桩身均先钻孔 700mm 深度, 然后触探 300mm, 并记录锤击数。检查数量为施工总桩数的 1%, 且不少于 3 根。

10) 竖向承载的水泥搅拌桩的竣工验收应采用单桩载荷试验、单桩或多桩复合地基载荷试验检验其承载力。载荷试验宜在成桩 28d 后进行, 检验数量为桩总数的 0.5%~1%, 且每项单体工程不宜少于 3 点。

经触探和载荷试验检验后对桩身质量有怀疑时, 应在成桩 28d 后, 用双管单动取样器钻取芯样做抗压强度检验, 检验数量为施工总桩数的 0.5%, 且不少于 3 根。

6 高压喷射注浆法

1) 高压喷射注浆法可用于形成止水帷幕或基坑封底止水, 已有建筑和新建工程的地基处理、基坑的围护墙和被动区的加固。

2) 高压喷射注浆法分旋喷注浆、定喷注浆和摆喷注浆等三种基本形式, 其相应的加固形状为柱状、壁状和扇状。根据工程需要和机具设备条件, 可分别采用单管法、二重管法和三重管法。定喷和摆喷注浆宜用三重管法, 而旋喷注浆则可用单管法、二重管法和三重管法中的任何一种方法。

3) 用旋喷注浆法 (旋喷桩法) 处理地基宜按复合地基设计。

4) 高压喷射注浆法施工参数和效果应通过现场试验确定。当无现场试验资料时,亦可参照相似土质条件下的其他旋喷注浆的工程经验。

5) 旋喷桩单桩竖向承载力特征值,应通过现场载荷试验确定,初步设计时也可按水泥搅拌桩的计算公式(本条第5款第4点)计算,其中桩身强度折减系数取0.33,桩端天然地基土的承载力折减系数可取1.0。

6) 旋喷桩复合地基承载力特征值,应通过现场复合地基载荷试验确定,初步设计时也可按水泥搅拌桩的计算公式(本条第5款第6点)计算,其中桩间土承载力折减系数 β 由试验或类似工程经验确定,无试验资料或经验时可取0~0.5。

7) 高压喷射的浆液一般以水泥为主,宜采用强度等级为32.5级硅酸盐水泥,并根据需要可加入适量的有关外加剂,以达到减缓浆液沉淀、速凝、早强、防冻等效果,所用外加剂掺量,应通过试验确定。

8) 桩顶宜设置500mm厚的褥垫层。

9) 高压喷射注浆后地基的质量检验,可采用开挖检查、钻孔取芯、标准贯入、围井注水试验和载荷试验等方法。质量检验应在喷射注浆结束4周后进行。检查孔的数量一般应为总孔数的1%,至少应检验3个点。竣工验收承载力检验应采用单桩载荷试验、单桩或多桩复合地基载荷试验,检验数量为桩总数的0.5%~1%,且每项单体工程不应少于3点。

7 预压法

1) 竖向排水体的类型分为:普通砂井、袋装砂井、塑料排水带(板)等;预压方法分为加载(堆载)预压和真空预压等多种。不同类型的排水体与不同的预压方法应分别采用相应的设计与施工方法。

2) 排水带的平面布置方式可用正三角形或正方形。每一排水体的等效圆柱直径 d_e 为:

$$d_e = \alpha_1 \alpha \quad (3.5.4-18)$$

式中 α ——竖向排水体的间距;

α_1 ——换算系数,对于正方形 $\alpha_1 = 1.13$,对于正三角形 $\alpha_1 = 1.05$ 。

排水带的平面布置范围应在基础周边或工程要求加固区域外增加1~2排。

3) 竖向排水体的间距应根据设计工程对固结度的要求、允许预压时间、地基土的固结性质、排水体的渗透性(或通水能力)、布置方式和工程经验等因素,通过试算确定。设计时井径比(d_e/d_w , d_w 为竖井直径)对于普通砂井取6~8,对于塑料排水带和袋装砂井取15~22。

4) 竖向排水体的直径,普通砂井可取300~500mm;袋装砂井直径可取70~120mm;塑料排水带,在打入深度小于20m时,选用宽100mm、厚度3~5mm;打入深度大于20m时,则选用宽度200mm、厚度4~6mm。排水带的当量换算直径可按式(3.5.4-19)计算:

$$d_w = \frac{2(b + \delta)}{\pi} \quad (3.5.4-19)$$

式中 b 、 δ ——分别为排水带的宽度和厚度(mm)。

5) 竖向排水体的打入深度应根据地基土层的分布情况,以及建筑物对地基稳定性、变形及工期要求确定。一般情况排水体宜打穿软土层。对以抗滑稳定性控制的工程,打入深度应超过最危险滑动面2m;对以变形控制的工程打入深度应穿透压缩土层。

6) 排水固结地基表面,应铺设排水垫层,其厚度不宜小于500mm,砂料宜选用洁净中粗砂,含泥量<5%,干容重应大于15kN/m³,渗透系数宜大于 1.0×10^{-2} cm/s,也可以采用土工织物砂砾石排水垫层。

7) 固结度计算应按国家现行《建筑地基处理技术规范》的有关规定进行。

8) 施加预压荷载必须严格控制加荷速率,分级逐渐施加,并均匀施加在有效区内,同时要加强对现场观测,防止地基过大的变形和破坏。

9) 在预压荷载作用下,地基某一深度处,加载后历时 t 的抗剪强度,可按下式计算:

$$\tau_{ft} = \tau_{f0} + \Delta\sigma_z U_t \tan\phi_{cu} \quad (3.5.4 - 20)$$

式中 τ_{ft} ——加载后历时 t , 该点土的抗剪强度 (kPa);

τ_{f0} ——地基土的天然抗剪强度 (kPa);

$\Delta\sigma_z$ ——预压荷载引起该点地基的竖向附加应力 (kPa);

U_t ——历时 t 该点地基的固结度;

ϕ_{cu} ——三轴固结不排水剪切试验测定的土的内摩擦角 ($^\circ$)。

10) 堆载预压时, 对每一级荷载增量应加以控制。待前一级荷载作用下地基土的抗剪强度增长, 满足下一级荷载下地基稳定性要求时方可加载。

11) 基础的最终沉降量 S_f , 按下式计算:

$$S_f = \psi \sum_{i=1}^n \frac{e_{oi} - e_{li}}{1 + e_{oi}} h_i \quad (3.5.4 - 21)$$

式中 e_{oi} ——第 i 层土中点自重应力对应的孔隙比, 由压缩试验 $e-p$ 曲线求得;

e_{li} ——第 i 层土中点自重应力与附加应力之和对应的孔隙比;

h_i ——第 i 层土的厚度;

ψ ——考虑侧向变形及其他因素影响的经验系数。对于正常固结或轻微超固结土可采用 $\psi = 1.1 \sim 1.4$ 。荷载大和高压缩饱和软土取大值; 反之, 取小值。

计算时, 可取附加应力与自重应力比值为 0.1 的深度作为受压层计算深度。

12) 为了缩短工期, 提高预压效果, 可用超载预压。

13) 砂井的砂料应选用中粗砂, 其中粘粒含量不宜大于 3%。

14) 真空预压区边缘应大于建筑物基础轮廓线, 每边增加量不得小于 3.0m。

真空预压的膜下真空度应稳定保持在 85kPa 以上, 且连续均匀分布。排水体深度范围内的土层平均固结度应大于 90%。

15) 当采用真空预压不能满足加固要求时, 可采用真空—堆载联合预压。

16) 对于表层存在有良好透气层或在处理范围内有充足水源补给的透水层时, 应采取有效措施隔断透气层或透水层。

17) 凡具有一定规模的预压加固工程, 应设置原位监测系统, 进行现场观测, 监测预压过程中地基变形和稳定性变化, 控制加载速率, 防止地基剪切破坏。

18) 原位监测的内容应包括:

- ①地基表面沉降和分层沉降;
- ②地基中的孔隙水压力;
- ③地表面坡趾外边桩水平位移;
- ④地基中的侧向变形。

19) 监测系统的设备与布置应按下列原则确定:

①每一项工程应选择 1~3 个具有代表性的剖面, 设置监测系统, 并在剖面上选择对变形稳定性反应灵敏的部位布置观测点;

②地基表面沉降观测点宜布置在代表性剖面上。最大、最小和过渡转折部位, 测点不宜少于 3 个。深层沉降或分层沉降测点, 宜布置于地面沉降测点下各土层的界面部位;

③孔隙水压力测点, 宜布置于压缩变形和剪切变形较大的部位, 并沿地基竖向深度布置若干个测点;

④地基中的侧向变形测点, 宜布置于侧向变形较大的部位。每一剖面布置 2~3 个;

⑤坡趾外水平位移桩宜布置于坡趾外 5m 内, 平行于坝轴线方向设置 1~2 排桩, 各桩的间距为 30~50m;

⑥基底土压力的测点, 宜在代表性剖面上按一定间距均匀布置于基底表面上, 且靠近基底沉降观

测点。

20) 堆载预压时, 当观测结果出现下列情况时, 应立即采取措施 (控制加载速率, 停止加载、卸载等), 防止地基破坏。

- ①对天然地基每天竖向最大变形量超过 10mm;
- ②对竖井地基每天竖向最大变形量超过 15mm;
- ③坡趾外边桩水平位移每天超过 5mm;
- ④孔隙水压力与荷载关系曲线出现急剧增大。

21) 预压加固工程应进行如下质量检验:

①应及时整理预压期间沉降与时间、孔隙水压力与时间以及侧向变形与时间等关系曲线, 推算最终沉降量、不同时间的固结度与沉降量, 以分析加固的效果, 并为预压、卸载提供依据。

②应在预压区内, 选择有代表性的部位, 预留钻孔位, 按不同的加载阶段, 定期进行十字板试验和取土进行室内试验, 进行稳定性分析, 并检验加固的效果。

8 石灰桩法

1) 石灰桩的主要固化剂为生石灰, 掺合料宜优先选用粉煤灰、火山灰、炉渣等工业废料。生石灰应新鲜, CaO 含量不宜低于 70%, 粒径在 70mm 以下, 含粉量不得超过 15%。

掺料与石灰的体积比可选用 1:1 或 1:2, 桩顶处生石灰量不宜过大, 以防止地表隆起。

2) 石灰桩的直径应根据设计要求及所选用的成孔方法确定, 常用 300 ~ 400mm, 桩中心距宜为 2 ~ 3 倍桩径。桩位布置可采用正三角形或正方形排列。

3) 石灰桩的加固深度, 应满足承载力要求; 当建筑物受地基变形控制时, 尚应满足地基变形允许值的要求。

4) 石灰桩复合地基的承载力特征值, 应通过现场单桩或多桩复合地基载荷试验确定。初步设计时也可按砂石桩的计算公式估算。在计算面积置换率 m 时, 桩面积按 1.1 ~ 1.2 倍成孔直径计算, 土质软弱时取高值; 桩间土承载力特征值 f_{sk} 取天然地基土承载力特征值的 1.05 ~ 1.2 倍, 土质软弱或置换率高时取高值。

5) 处理后的地基变形按现行国家标准的有关规定计算。在桩长范围内复合土层的压缩模量可按下列式估算:

$$E_{sp} = [1 + m(n - 1)]\alpha E_s \quad (3.5.4 - 22)$$

式中 E_{sp} ——石灰桩复合土层压缩模量 (MPa);

E_s ——天然土的压缩模量, 由室内土工试验确定 (MPa);

n ——桩土应力比, 可取 3 ~ 4, 长桩取大值;

α ——系数, 可取 1.1 ~ 1.3, 成孔对桩周土挤密效应好或置换率高时取高值。

6) 石灰桩复合地基竣工验收承载力检验应采用单桩或多桩复合地基载荷试验。载荷试验数量为地基处理面积每 200m² 左右一个点, 且每一单体不少于 3 点。

7) 施工检测可用标准贯入、静力触探、动力触探等试验。

8) 施工检测宜在施工 7 ~ 10d 后进行, 竣工验收宜在施工 28d 后进行。

9 水泥粉煤灰碎石桩 (CFG 桩) 法

1) 水泥粉煤灰碎石桩应选择承载力相对较高的土层作为桩端持力层。

2) 水泥粉煤灰碎石桩复合地基设计时应进行地基变形计算, 变形计算按现行《建筑地基基础设计规范》GB 50007 和《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 的有关规定进行。

3) 桩顶和基础之间应设置褥垫层, 其厚度宜取 150 ~ 300mm, 桩径、桩距大时宜取高值。

4) 桩可只在基础范围内布置, 桩径及桩距应根据设计要求的复合地基承载力、土性、施工工艺等确定, 桩径宜取 350 ~ 600mm, 桩距宜取 3 ~ 5 倍桩径。当处理可液化地基时, 可采用 CFG 桩和碎石桩多桩型复合地基, 且基础外布置一定数量的碎石桩, 并符合第 4 款第 6 点的规定。

5) 水泥粉煤灰碎石桩复合地基承载力特征值应通过现场复合地基载荷试验确定, 初步设计时也可按《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 的有关公式估算。

单桩竖向承载力特征值取值应符合下列规定:

- ①当采用单桩载荷试验时, 应将桩极限承载力除以安全系数 2;
- ②当无单桩载荷试验资料时, 可按下式估算:

$$R_a = u \sum_{i=1}^n q_{si} L_i + q_p A_p \quad (3.5.4 - 23)$$

式中 u ——桩的周长 (m);

n ——桩长范围内划分的土层数;

q_{si} 、 q_p ——桩周第 i 层土侧阻力、端阻力特征值, 可按现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定确定;

L_i ——第 i 层土的厚度 (m);

A_p ——桩的截面积。

桩体试块抗压强度平均值应满足下式要求:

$$f_{cu} \geq 3 \frac{R_a}{A_p} \quad (3.5.4 - 24)$$

式中 f_{cu} ——桩体混合料试块 (边长 150mm 立方体) 标准养护 28d 立方体抗压强度平均值 (kPa)。

6) 竣工验收承载力检验应采用复合地基载荷试验, 检验数量为桩总数的 0.5% ~ 1%, 且每项单体工程不应少于 3 点。并抽取不少于总检数 10% 的桩, 做低应变动力试验, 检验桩身完整性。

10 夯实水泥土桩法

1) 夯实水泥土桩设计前必须进行配比试验。选择合适的水泥品种, 为设计提供各种配比的强度参数。

2) 处理地基的深度应根据土质情况、工程要求和成孔设备等因素确定。当采用洛阳铲人工成孔工艺时, 深度不宜超过 6m, 采用机械成孔不宜超过 10m。

3) 桩径宜取 300 ~ 600mm, 桩距宜取 2 ~ 4 倍桩径。

4) 桩顶面应铺设 100 ~ 300mm 厚的褥垫层。

5) 夯实水泥土桩复合地基承载力应按现场复合地基载荷试验确定, 初步设计时可按水泥粉煤灰碎石桩的方法估算。

6) 夯实水泥土桩复合地基的变形计算要求及方法同水泥粉煤灰碎石桩复合地基。

7) 竣工验收承载力检验应采用单桩复合地基载荷试验, 检验数量为桩总数的 0.5% ~ 1%, 且每项单体工程不应少于 3 点。

11 灰土挤密桩法和土挤密桩法

1) 对重要工程或在缺乏经验的地区, 采用该法前应进行现场试验, 如同—场地土性差异明显, 应在不同地段分别进行试验。

2) 灰土挤密桩或土挤密桩处理地基的面积, 应大于基础或建筑物底层平面的面积。当采用局部处理时, 超出基础地面的宽度; 对非自重湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基, 每边不宜小于基础宽度的 0.25 倍, 并不应小于 0.5m; 对自重湿陷性黄土地基, 每边不宜小于基础宽度的 0.75 倍, 并不应小于 1.0m。当采用整片处理时, 超出建筑物外墙基础地面外缘的宽度, 每边不宜小于处理土层厚度的 1/2, 并不应小于 2m。

3) 处理深度应根据建筑场地的土质情况、工程要求和成孔、夯实设备等因素综合确定。对湿陷性黄土, 应符合《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025 的有关规定。

4) 桩孔直径宜为 300 ~ 450mm, 桩距宜取 2.0 ~ 2.5 倍桩孔直径。

5) 桩间土的平均挤密系数及桩孔数量应按现行《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 的有关规定

确定。

6) 桩孔内的填料, 应根据工程要求或处理地基的目的确定, 桩体的夯实质量宜用平均压实系数控制, 当桩孔内用灰土或素土分层回填、分层夯实时, 桩体内的平均压实系数不应小于 0.96。

7) 桩顶应设置 300 ~ 500mm 厚的 2:8 灰土垫层, 其压实系数不应小于 0.95。

8) 灰土挤密桩或土挤密桩复合地基承载力特征值, 应通过现场单桩或多桩复合地基载荷试验确定。初步设计当无试验资料时, 可按当地经验确定, 灰土挤密桩复合地基的承载力特征值, 不宜大于处理前的 2.0 倍, 并不宜大于 250kPa; 土挤密桩复合地基的承载力特征值, 不宜大于处理前的 1.4 倍, 并不宜大于 180kPa。

9) 灰土挤密桩或土挤密桩复合地基的变形计算, 应符合现行国家标准《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定, 其中复合土层的压缩模量, 可用载荷试验的变形模量代替。

10) 竣工验收承载力检验应采用单桩复合地基载荷试验, 检验数量为桩总数的 0.5%, 且每项单体工程不应少于 3 点。

3.6 特殊岩土地基的设计及一般规定

3.6.1 冻土地基

1 利用季节性冻土作为持力层时, 可采用下列方法处理:

- 1) 挖除基底以下冻土, 换填砂、砂石或毛石混凝土垫层;
- 2) 当仅考虑地基土冻胀和融陷影响时, 基础可浅埋设计。

2 根据工程经验和科研成果, 基础浅埋技术措施如下:

- 1) 基础埋置深度以基础中段为主, 角段加深部分可用非冻胀性的砂、砂石换填夯实;
- 2) 当基础梁下为冻胀性土时, 在基础梁下与地面之间预留 50 ~ 200mm 的空隙, 空隙两侧采用砌体封堵;
- 3) 当地基土为强冻胀或特强冻胀时, 基础剖面宜为正梯形, 且正梯形的斜面与铅垂面的夹角不小于 9 度;
- 4) 室外散水坡下, 根据地基土的冻胀性, 应采用砂、砂石换填夯实。对于弱冻胀、冻胀性土换填深度为 0.3 ~ 0.4m, 对于强冻胀、特强冻胀性土换填深度为 0.5 ~ 0.7m;
- 5) 基础埋置深度参见表 3.6.1-1;
- 6) 基础浅埋设计除满足规范要求外, 基底可残留冻土厚度尚应满足以下要求: 强冻胀 $\leq 0.3\text{m}$; 冻胀 $\leq 0.5\text{m}$; 弱冻胀 $\leq 0.7\text{m}$; 非冻胀不限制。

表 3.6.1-1 基础埋置深度表 (m)

室内外高差		$\leq 0.30\text{m}$			0.45m			0.60m			0.75m			$> 0.75\text{m}$		
		不采暖		采暖	不采暖		采暖	不采暖		采暖	不采暖		采暖	不采暖		采暖
基础部位	全部	外墙		全部	外墙		全部	外墙		全部	外墙		全部	外墙		
		中段	角段		中段	角段		中段	角段		中段	角段				
冻胀性土	$Z_0 = 1.8$	1.6	1.0	1.3	1.6	1.1	1.4	1.6	1.2	1.5	1.6	1.3	1.5	1.6	1.5	1.5
	$Z_0 = 2.1$	1.9	1.2	1.5	1.9	1.3	1.6	1.9	1.4	1.7	1.9	1.5	1.7	1.9	1.7	1.7
	$Z_0 = 2.4$	2.2	1.4	1.7	2.2	1.5	1.8	2.2	1.6	1.9	2.2	1.7	1.9	2.2	1.9	1.9
非冻胀性土		基础宽度 $\leq 1.0\text{m}$ 时, 取 0.8m; 基础宽度 $> 1.0\text{m}$ 时, 取 1.0m														

- 注: 1 基础埋深系指自室外设计地坪到基础底面的深度。
 2 外墙角段系指从外墙阳角顶点起两边各 4m 范围的基础, 其余部分为外墙中段。
 3 Z_0 为标准冻深。
 4 标准冻深为其他值时, 可用内插法取值。

3 建筑物的外门斗、室外门台阶、户外走廊等主体建筑的附属部分的基础应按主体结构的设计方法进行设计。

4 基础浅埋设计的建筑物，外墙转角 3.0m 之内不宜设置门洞、楼梯间和不采暖房间。

5 基础浅埋设计的建筑物，底层的阳台宜设计成悬挑式结构。

6 春融期浅埋基础施工时，应采取以下技术措施：

- 1) 内外墙基础底面应置于同一标高，预留基底可残留冻土厚度应不大于表 3.6.1-2 的要求；
- 2) 内外墙的基槽应同时、同深开挖；
- 3) 基槽挖至设计标高时，应及时进行验槽，确认可残留冻土层的土质是否均匀、厚度是否一致；
- 4) 对于场地复杂、地质条件特殊的情况，经验槽确认，应将全部冻层清除；
- 5) 基础砌体第一阶高度应不小于 0.4m，并应全槽同时砌筑，随砌随回填。

表 3.6.1-2 预留可残留冻土厚度表

地基土冻胀类别	特强冻胀	强冻胀	冻胀	弱冻胀	非冻胀
可残留冻土厚度 (m)	0.2	0.3	0.5	0.7	0.9

7 浅埋基础越冬时，应采取以下措施：

- 1) 对于非冻胀性地基土上的浅埋基础，应将基础两侧用原状土回填夯实；
- 2) 对于冻胀性地基土上的浅埋基础，除基础两侧用原状土回填夯实外，尚应进行保温处理；
- 3) 对于建造在冻胀性地基土上的底层已具备封闭条件的采暖建筑，应将底层封闭后取暖越冬。

8 对于 7 层以下的砌体承重结构和框架结构的建筑，地基的融沉量应不大于 10mm。

3.6.2 湿陷性黄土地基

1 基本规定

1) 湿陷性黄土地区的建筑物根据其重要性，地基受水浸湿可能性的大小和在使用上对不均匀沉降限制的严格程度分为甲、乙、丙、丁四类，并应符合表 3.6.2-1 的规定。

表 3.6.2-1 建筑物的分类

建筑物分类	各类建筑物的划分
甲 类	高度大于 60m 或 14 层及 14 层以上体型复杂的高层建筑 高度大于 50m 的构筑物 高度大于 100m 的高耸结构 特别重要的建筑 地基受水浸湿可能性大的重要建筑 对不均匀沉降有严格限制的建筑
乙 类	高度为 24 ~ 60m 的建筑 高度为 30 ~ 50m 的构筑物 高度为 50 ~ 100m 的高耸结构 地基受水浸湿可能性较大的重要建筑 地基受水浸湿可能性大的一般建筑
丙 类	除乙类以外的一般建筑和构筑物
丁 类	次要建筑

当建筑物各单元的重要性不同时，可根据各单元的重要性不同分类。具体可结合《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025 附录 E 的规定确定。

2) 设计措施分为地基处理措施、防水措施和结构措施三种。选用时应根据建筑物的分类和场地湿陷类型、地基湿陷等级采取以地基处理为主的综合措施。防水措施和结构措施一般用于地基不处理或

用于消除地基部分湿陷量的建筑，以弥补地基处理（或不处理）的不足。

3) 设计文件中应附有对场地、建筑物和管道的使用与维护说明。无特殊要求时，应注明按《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025“9 使用与维护”的有关规定进行维护和检修。

4) 湿陷性黄土地区有关非湿陷性黄土地基的设计，应按现行《建筑地基基础设计规范》GB 50007的规定执行。

2 勘察

1) 湿陷性黄土地区的勘察除遵守本措施“3.2 岩土工程勘察及建筑场地”的基本内容外，并应着重查明下列内容：

- ①黄土地层的时代、成因；
- ②湿陷性黄土层的厚度；
- ③湿陷系数、自重湿陷系数和湿陷起始压力随深度的变化；
- ④场地湿陷类型和地基湿陷等级的平面分布；
- ⑤地下水及环境水的变化趋势。

2) 黄土湿陷性评价：

①黄土的湿陷性，应按室内浸水（饱和）压缩试验，在一定压力下测定的湿陷系数 δ_s 进行判定，当 $\delta_s < 0.015$ 时定为非湿陷性黄土；当 $\delta_s \geq 0.015$ 时定为湿陷性黄土。

②湿陷性黄土的湿陷程度，可按下式判定：

$0.015 \leq \delta_s \leq 0.030$ 湿陷性轻微；

$0.030 < \delta_s \leq 0.070$ 湿陷性中等；

$\delta_s > 0.070$ 湿陷性强烈。

③湿陷性黄土地基的湿陷等级，应根据湿陷量的计算值 Δs 和自重湿陷量的计算值 Δz_s 的大小按表 3.6.2-2 分别判定。

表 3.6.2-2 湿陷性黄土地基的湿陷等级

Δs (mm)	湿陷类型 Δz_s (mm)	非自重湿陷性场地		自重湿陷性场地	
		$\Delta z_s \leq 70$		$70 < \Delta z_s \leq 350$	$\Delta z_s > 350$
$\Delta s \leq 300$		I (轻微)		II (中等)	—
$300 < \Delta s \leq 700$		II (中等)		II (中等) 或 III (严重)	III (严重)
$\Delta s > 700$		II (中等)		III (严重)	IV (很严重)

注：当湿陷量的计算值 $\Delta s > 600\text{mm}$ ，自重湿陷量的计算值 $\Delta z_s > 300\text{mm}$ 时，可判为 III 级，其他情况可判为 II 级。

3 地基计算：

湿陷性黄土地基的计算，包括湿陷变形、承载力、压缩变形和稳定性计算。

1) 湿陷性黄土场地自重湿陷量的计算值和湿陷性黄土地基湿陷量的计算值应按《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025 中第 4.4.4 条和第 4.4.5 条的规定分别进行计算。

2) 湿陷性黄土地基的承载力计算、压缩变形计算、稳定性计算应符合《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定，但地基承载力宽度和深度修正时，基础宽度和深度的地基承载力修正系数 η_b 和 η_d 应按《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025 的规定取值。深度修正的起始深度为 1.5m，与《建筑地基基础设计规范》GB 50007 起始深度为 0.5m 不同。做压缩变形计算时，沉降计算经验系数 ψ_s 应按《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025 的规定取值。做稳定性计算时，尚应符合下列要求：

- ①确定滑动面时应考虑湿陷性黄土地基中可能存在的竖向节理和裂隙；
- ②对有可能浸湿的湿陷性黄土地基，土的强度指标应按饱和状态的试验结果确定。

4 湿陷性黄土地基处理措施:

1) 湿陷性黄土地基的平面处理范围,应符合下列规定:

①当为局部处理时,其处理范围在非自重湿陷性黄土场地,每边应超出基础底面宽度的0.25倍,并不应小于0.5m;在自重湿陷性黄土场地,每边应超出基础底面宽度0.75倍,并不应小于1m。

②当为整片处理时,其处理范围应大于建筑物底层平面的面积,超出建筑物外墙基础外缘的宽度:每边不宜小于处理土层厚度的1/2,并不应小于2m。

2) 甲类建筑应消除地基的全部湿陷量或采用桩基础穿透全部湿陷性黄土层,或将基础设置在非湿陷性黄土层上,防水措施和结构措施可按一般地区的规定设计。在湿陷性黄土层很厚的场地上,当上述措施实现确有困难时,应采取专门措施。

3) 乙、丙类建筑应消除地基的部分湿陷量,最小处理厚度应符合《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025对乙、丙类建筑的要求。并应采取结构措施和防水措施,以弥补地基处理的不足。

4) 各级湿陷性黄土地基上的丁类建筑,其地基可不处理。但在Ⅰ级湿陷性黄土地基上,应采取基本防水措施;在Ⅱ级湿陷性黄土地基上,应采取结构措施和基本防水措施;在Ⅲ、Ⅳ级湿陷性黄土地基上,应采取结构措施和检漏防水措施。

5) 水池类构筑物的地基处理,应采用整片土(或灰土)垫层。在非自重湿陷性黄土场地,灰土垫层的厚度不宜小于0.30m,土垫层的厚度不应小于0.50m;在自重湿陷性黄土场地,对一般水池,应设1.00~2.50m厚度的土(或灰土)垫层,对特别重要的水池,宜消除地基的全部湿陷量。

6) 对设备基础应根据其重要性及使用要求和场地的湿陷类型、地基湿陷等级及其受水浸湿可能性的大小确定设计措施。

7) 在新近堆积黄土场地上,乙、丙类建筑的地基处理厚度小于新近堆积黄土层的厚度时,应进行下卧层承载力的验算和地基压缩变形的计算。

8) 在自重湿陷性黄土场地,如室内设备和地面有严格要求时,应采取检漏防水措施或严格防水措施,必要时应采取地基处理措施。

9) 各类建筑的地基符合下列中的任一款,均可按非湿陷性黄土场地进行设计:

①地基湿陷量的计算值小于或等于50mm。

②在非自重湿陷性黄土场地,地基内各土层的湿陷起始压力值,均大于其附加压力与上覆土的饱和自重压力之和。

5 湿陷性黄土地基处理方法:

湿陷性黄土地基处理方法,应根据建筑物类别、湿陷性黄土的特征、施工条件、材料来源等综合考虑。可按表3.6.2-3选择其中一种或多种相结合的最佳处理方法。

表 3.6.2-3 湿陷性黄土地基常用处理方法

名称	适用范围	可处理的湿陷性土层厚度 (m)
垫层法	地下水位以上,局部或整片处理	1~3
强夯法	地下水位以上, $S_r \leq 60\%$ 湿陷性黄土,局部或整片处理	3~12
挤密法	地下水位以上, $S_r \leq 65\%$ 湿陷性黄土	5~15
预浸水法	自重湿陷性黄土场地,地基湿陷等级为Ⅲ级或Ⅳ级,可消除地面6m以下湿陷性土层的全部湿陷性	6m以上,尚应采用垫层或其他方法处理
其他方法	经试验研究或工程实践证明行之有效	—

6 表3.6.2-3中所列的地基处理方法除应遵循本措施第3.5.4条所述的规定外,尚应符合下列要求:

1) 垫层法:

①湿陷性黄土地基采用垫层法主要是指素土垫层和灰土垫层,当仅要求消除地基下1~3m的湿陷

性黄土的湿陷量时，宜采用局部（或整片）素土垫层。当同时要求提高垫层土的承载力及增强水稳性时，宜采用整片灰土垫层。

②控制土（或灰土）垫层的压实系数，不应小于表 3.6.2-4 中规定的数值。

表 3.6.2-4 控制土（或灰土）垫层的压实系数

垫层填料	垫层厚度 (m)	压实系数 λ_c (轻型标准击实试验)
土 (或灰土)	≤ 3	≥ 0.95
土 (或灰土)	> 3	≥ 0.97 (超过 3m 部分)

③土（或灰土）垫层的承载力特征值，应根据现场原位试验结果确定。当无试验资料时，对土垫层不宜超过 180kPa，对灰土垫层不宜超过 250kPa。

2) 强夯法:

①采用强夯法处理湿陷性黄土地基，土的天然含水量宜低于塑限含水量 1% ~ 3%。当天然含水量低于 10% 时，宜对其增湿至接近最优含水量，当土的天然含水量大于塑限含水量 3% 时，宜采取晾干或其他措施适当降低含水量。

②强夯法消除湿陷性黄土层的有效深度，应根据试夯测试结果确定。在有效深度内，土的湿陷系数 δ_s 均应小于 0.015。当缺乏试验资料时，消除湿陷性黄土层的有效深度，可按表 3.6.2-5 中所列的相应单击夯击能进行预估。

表 3.6.2-5 采用强夯法消除湿陷性黄土层的有效深度预估值 (m)

单击夯击能 (kN·m)	土的名称	
	全新世 (Q_4) 黄土 晚更新世 (Q_3) 黄土	中更新世 (Q_2) 黄土
1000 ~ 2000	3 ~ 5	—
2000 ~ 3000	5 ~ 6	—
3000 ~ 4000	6 ~ 7	—
4000 ~ 5000	7 ~ 8	—
5000 ~ 6000	8 ~ 9	7 ~ 8
7000 ~ 8500	9 ~ 12	8 ~ 10

注: 1 在同一栏内，单击夯击能小的取小值，单击夯击能大的取大值。

2 消除湿陷性黄土层的有效深度，从起夯面算起。

③在强夯土表面以上宜设置 300 ~ 500mm 厚度的灰土垫层。

④强夯法处理湿陷性黄土的检测，应包括强夯土的干密度、压缩系数、湿陷系数指标及承载力。强夯土的承载力宜在强夯结束 30d 左右，采用静载荷试验测定。

3) 挤密法:

①挤密法适用于处理地下水位以上的湿陷性黄土，挤密孔的孔位，宜按正三角形布置，孔心距可按下式计算:

$$S = 0.95 \sqrt{\frac{\bar{\eta}_c \rho_{dmax} D^2 - \rho_{do} d^2}{\eta_c \rho_{dmax} - \rho_{do}}} \quad (3.6.2)$$

式中 S ——孔心距 (m);

D ——挤密后桩体直径 (m);

d ——预钻孔直径 (m);

ρ_{do} ——地基挤密前压缩层范围内各层土的平均干密度 (g/cm^3);

ρ_{dmax} ——击实试验确定的最大干密度 (g/cm^3);

$\bar{\eta}_c$ ——挤密填孔 (达到 D) 后，3 个孔之间土的平均挤密系数，不宜小于 0.93。

②挤密填孔后, 3个孔之间土的最小挤密系数: 甲、乙类建筑不宜小于0.88, 丙类建筑不宜小于0.84。

③孔底在填料前必须夯实, 孔内填料宜用素土或灰土, 必要时可用强度高水泥土等。当仅要求消除基底下湿陷性黄土的湿陷量时, 宜填素土; 当同时要求提高承载力时, 宜填灰土、水泥土等强度高的材料。填料压实系数不宜小于0.97。

④挤密地基, 在基础下宜设置0.5m厚灰土(或土)垫层。

⑤挤密后地基土的承载力特征值, 应根据现场原位试验结果确定。当无试验资料时, 可按下列方法取值:

孔内填料为素土时, 地基土的承载力特征值可按天然地基承载力特征值的1.4倍采用, 但其值不宜超过200kPa; 孔内填料为灰土时, 地基土的承载力特征值可按天然地基承载力特征值的2倍采用, 但其值不宜超过250kPa。

7 桩基础:

1) 在湿陷性黄土场地采用桩基础, 桩端必须穿透湿陷性黄土层, 并应符合下列要求:

①在非自重湿陷性黄土场地, 桩端应支承在压缩性较低的非湿陷性黄土层中。

②在自重湿陷性黄土场地, 桩端应支承在可靠的岩(或土)层中。

2) 在非自重湿陷性黄土场地, 当自重湿陷量小于50mm时, 单桩竖向承载力的计算应计入湿陷性黄土层内的桩长按饱和状态下的正侧阻力, 当自重湿陷量的计算值等于或大于50mm时, 可不计入湿陷性黄土层内的桩长按饱和状态下的正侧阻力; 在自重湿陷性黄土场地, 除不计湿陷性土层内的桩长按饱和状态下的正侧阻力, 尚应扣除桩侧的负摩擦力。

3) 在湿陷性黄土层厚度等于或大于10m的场地, 对于采用桩基础的建筑, 其单桩竖向承载力特征值, 应按《湿陷性黄土地区建筑规范》GB 50025附录H的试验要点, 在现场通过单桩竖向承载力静载荷浸水试验测定的结果确定。当单桩竖向承载力静荷试验不进行浸水或浸水确有困难时, 其单桩竖向承载力特征值可按有关经验公式进行估算。单桩水平承载力特征值, 宜通过现场水平静载荷浸水试验的测试结果确定。

4) 自重湿陷性黄土场地, 桩的纵向钢筋长度, 不应小于自重湿陷性黄土层的厚度。

3.7 防治建筑物受到地基变形危害的措施

3.7.1 一般规定

1 为预防和减少由地基变形引起的建筑物的结构损坏, 或过大的沉降和不均匀沉降, 影响正常使用, 甚至危及安全, 设计时, 要考虑上部结构与地基基础的共同作用, 并对建筑体型、荷载情况、结构类型和地质条件进行综合比较分析, 确定合理的建筑措施、结构措施、地基处理方法和施工要求。

2 设计与施工中, 必须考虑新建建筑物的地基变形对邻近建筑和地下管线等的不利影响, 并采取可靠措施, 确保周边环境的安全和正常使用。

3 对建筑物在施工期间和使用期间的地基变形值进行预估, 以控制相邻基础的沉降差、倾斜值。

4 对可变荷载较大的构筑物(如料仓、油罐等)和货场, 使用期间应根据沉降情况控制加载速率、加载范围和加载间隔时间, 避免过大变形和倾斜。

5 对高层建筑、高耸结构和轻型的大跨度屋盖体系结构, 应侧重于结构的稳定, 地基处理和施工监督等方面采取有效的技术措施, 以预防和减少由于地基变形所造成的倾斜。

3.7.2 建筑措施

1 在满足功能要求下, 建筑体型应力求简单。当建筑体型比较复杂时, 宜根据其平面形状和高度差异情况, 在适当部位用沉降缝将其划分成若干个刚度较好的单元; 当高度差异(和荷载差异)较大时, 可将两者隔开一定距离, 如拉开距离后的两单元必须连接时, 应采用能自由沉降的连接构造。

- 2 当软弱地基时，建筑物的下列部位宜设置沉降缝。
- 1) 建筑平面的转折部位；
 - 2) 建筑高度差异或荷载差异较大处；
 - 3) 长高比过大的砌体承重结构或钢筋混凝土框架结构的适当部位；
 - 4) 地基土的压缩性有显著差异部位；
 - 5) 建筑结构或基础类型不同处；
 - 6) 分期建造房屋的交界处。

沉降缝应有足够的宽度，且应符合防震缝的要求。缝宽可按表 3.7.2-1 选用。

表 3.7.2-1 房屋沉降缝的宽度

房屋层数	沉降缝宽度 (mm)
二~三	50~80
四~五	80~120
五层以上	不小于 120

3 当软弱地基时，相邻建筑物应考虑由于地基变形而产生的相互影响，后建的建筑物基础应与邻近的建筑物基础保持一定距离，其最小净距可按表 3.7.2-2 选用。

表 3.7.2-2 相邻建筑物基础的净距 (m)

被影响建筑物的长高比 影响建筑物的预估 的平均沉降值 S (mm)	$2.0 \leq L/H_f < 3.0$	$3.0 \leq L/H_f < 5.0$
	70~150	2~3
160~250	3~6	6~9
260~400	6~9	9~12
>400	9~12	>12

注：1 表中 L 为建筑物长度或沉降分开的单元长度 (m)； H_f 为自基础底面至建筑物檐口的高度 (m)。

2 当被影响建筑物的长度比为 $1.5 \leq L/H_f < 2.0$ 时，基础间的净距可适当减少。

3 当被影响建筑物（或构筑物）属于对倾斜有严格要求的建（构）筑物时，其基础间的净距（或反映外墙之间的距离），应按倾斜允许值计算确定，且不宜小于 12m。

4 建筑物各单元组成部分的标高，应根据可能产生的不均匀沉降采取下列相应措施：

1) 室内地坪和地下设施的标高，应根据预估沉降量予以提高。建筑物各部分（或设备之间）有联系时，可将沉降较大者标高提高。

2) 建筑物与设备之间，应留有足够的净空。当建筑物有管道穿过时，应预留足够尺寸的孔洞或采用柔性的管道接头等。

5 建筑物的框架内填充墙宜采用轻质材料。对不均匀沉降（倾斜）敏感的建筑物转角、悬挑、跨越部位，尽量不弯折、不错位，增强其建筑结构整体性。

3.7.3 遇软弱地基时的结构措施

1 为减少建筑物的沉降和不均匀沉降，可采用下列措施：

- 1) 选用轻型结构，减轻墙体自重，采用架空地板代替室内填土；
- 2) 设置地下室或半地下室，采用覆土少、自重轻的基础型式；
- 3) 同一结构单元宜采用同一类型基础，并宜设置在同一持力层上；
- 4) 调整各部分的荷载分布、基础宽度和埋置深度；

5) 对不均匀沉降和倾斜要求严格的建筑物, 可选用较小的基底压力。

2 对于建筑体型复杂、荷载差异较大的结构形式, 可采用箱基、桩基、筏基等加强基础刚度, 减少不均匀沉降。

3 由主楼和裙房组成的高层建筑, 在使用上不能脱开的情况下, 可以采取下列措施将主楼与裙房连成整体, 以预防和减少地基变形对结构的损伤:

1) 裙房基础从刚度较大的主楼基础上挑出;

2) 主楼和裙房均采用桩基, 用后浇带形式将主楼和裙房拉结;

3) 预估主楼的沉降量, 且先施工主楼。待一定条件下, 采用加强后浇带的技术措施, 来控制楼与裙房之间的沉降差;

4) 主楼和裙房基础由同一地下室箱基(或桩基)承担, 且使基础底面形心与基底以上竖向荷载长期效应组合的合力作用点基本一致。

4 对一般砌体承重结构的房屋, 宜采用下列技术措施, 以预防减少地基变形对建筑物的损伤:

1) 三层及三层以上的房屋, 其房屋总高度与宽度之比不宜大于 2.5 (单面走廊房屋的总宽度, 不包括悬挑走廊宽度)。建筑平面接近正方形时, 其高宽比宜适当减小;

2) 三层及三层以上的房屋, 其长高比宜 $L/H_f \leq 2.5$, 当房屋的长高比为 $2.5 < L/H_f \leq 3.0$ 时, 应尽量做到纵墙不转折, 且其内横墙间距不宜过大;

3) 墙体内应设置钢筋混凝土圈梁;

4) 根据建筑平面形状, 在外墙四周、叉位的纵横交接处、洞口两侧等设置钢筋混凝土构造柱, 并加强圈梁。

5 钢筋混凝土圈梁的设置应按下列要求:

1) 三层及三层以上的房屋, 应在基础和顶层处各设一道, 高度不小于 240mm, 配筋不应少于 $4\phi 12$, 其他各层视土质情况可层层设置或隔层设置, 高度不小于 180mm, 配筋不应少于 $4\phi 10$ 。圈梁与板宜设在同一标高。

2) 圈梁应设置在外墙、内纵墙和所有承重横墙上, 并应在平面内连成封闭系统。

6 钢筋混凝土构造柱在基础部分可不单独设置, 但应伸入室外地面 500mm 或与基础的圈梁整浇。其最小截面 $240\text{mm} \times 180\text{mm}$, 配筋不应少于 $4\phi 12$, 箍筋 $\phi 6 @ 100$ 。房屋四周的构造柱可适当加大截面和配筋。上部结构钢筋混凝土构造柱应按相关规范规定的要求设置。

7 地面堆载应力求均衡, 并按设计要求有控制地分期施加, 避免大量、迅速、集中堆放。建筑物内部的大面积地面堆载应划定允许堆载的大小和范围, 严禁超载。地面堆载不应直接压在基础上方。

8 当地面堆载较大, 其产生的附加沉降有可能妨碍建筑物正常使用时, 可根据条件需要, 选择采用下列措施:

1) 堆载地坪下采用预压或地基加固处理措施, 以减少堆载区域的沉降量;

2) 在主体建筑柱基与堆载区之间打隔离桩, 切断或减少堆载区地基附加应力对柱基影响;

3) 在主体建筑柱子下采用桩基, 并应考虑堆载区地基附加应力对桩基影响。桩基承台间应设置纵向拉结地梁。

3.7.4 施工要求

1 相邻建筑物因荷载和基础埋置深度差异较大时, 宜先建深后建浅, 先建重、高部分, 后建轻、低部分。同一建筑物各单元部分施工加载应力求基本均衡, 必要时可控制加载速度。

2 软土地基基坑(槽)的开挖, 应分层分段进行。深基础应考虑由于卸载引起的坑底回弹和土体边坡的稳定。同时保护好基坑(槽)基础底面的土层, 尽量减少扰动。

3 当地下水位高于基坑(槽)底面时, 应采取排水或降低地下水位的措施, 使基坑(槽)内无积水。采用降水时, 应事前考虑对水位降低区域内的已建建(构)筑物和管线可能造成的影响。设置水位观察井、沉降观察点, 加强进行监控。

4 建筑场地需大面积填土回填时,应在建筑物施工前三个月完成,回填土应分层压(夯)实,每层铺填厚度可取200~300mm,有必要时应提出压实系数要求。

5 挤土桩或部分挤土桩对周围建筑物、管线的影响,可采取下列措施:

- 1) 合理安排沉桩顺序;
- 2) 控制沉桩速率和每天沉桩数;
- 3) 设置周边(或中央)隔离带,如塑料排水带、砂井、砂沟(防挤沟)等;
- 4) 合理选择桩型和沉桩方法,及在桩位或桩区外预钻孔取土;
- 5) 加强沉桩监测。

3.8 天然地基上基础的设计与构造

3.8.1 天然地基上基础的设计应符合下列基本规定:

1 计算基础的内力、确定其配筋和验算材料强度时,上部结构传来的荷载效应组合和相应的基底反力,应按承载能力极限状态下荷载效应的基本组合,采用相应的分项系数。当需要验算基础裂缝宽度时,应按正常使用极限状态下荷载效应标准组合。

2 基础设计安全等级、结构设计使用年限、结构重要性系数应按有关规范的规定采用,但结构重要性系数 γ_0 不应小于1.0。

3 基础的埋深应按下列条件确定,并应符合《建筑地基基础设计规范》GB 50007的有关规定;

- 1) 建筑物的用途,有无地下室、设备基础和地下设施,基础的形式和构造;
- 2) 作用在地基上的荷载大小和性质;
- 3) 工程地质和水文地质条件;
- 4) 相邻建筑物的基础埋深;
- 5) 地基冻胀和融陷的影响符合《冻土地区建筑地基基础设计规范》的有关规定;
- 6) 膨胀土地区,建筑物基础的埋深尚应符合《膨胀土地区建筑技术规范》的有关规定。

基础埋深一般应从室外地面标高算起。在填土整平地区,可自填土地面标高算起,但填土在上部结构施工后完成或当地下室周围无可靠侧限时,应从天然地面标高或有可靠侧限的位置算起。在已有建筑邻近兴建新建筑时,为保证在施工期间新建建筑与其相邻原有建筑的安全和正常使用,其基础埋深不宜深于相邻原有建筑物的埋置深度。否则,应使两建筑物的基础间保持一定距离,使相邻两基础底面的标高差 d 与其净距 s 之比 $d/s \leq 1/2$ 。当不能满足时,则必须采取有效措施(分段施工、设临时加固支撑、打板桩、设地下连续墙或加固原有建筑物的基础等),并应考虑浅基础对深基础的影响。

4 高层建筑筏形和箱形基础的埋置深度应符合《高层混凝土结构技术规程》的规定,并应满足地基承载力、变形和稳定性要求。位于岩石地基上的高层建筑,其埋深尚应满足抗滑要求。

5 在坡地上建造建筑物,按《建筑地基基础设计规范》GB 50007的规定,其基础外边缘应位于潜在滑动面以外。位于稳定土坡坡顶上的建筑,当垂直于坡顶边缘线的基础底面边长小于或等于3m时,其基础底面外边缘线至坡顶的水平距离,应符合下式要求,但不得小于2.5m:

$$\text{条形基础:} \quad a \geq 3.5b - d/\tan\beta \quad (3.8.1-1)$$

$$\text{矩形基础:} \quad a \geq 2.5b - d/\tan\beta \quad (3.8.1-2)$$

式中 a ——基础底面外边缘线至坡顶水平距离;

b ——垂直于坡顶外边缘的基础底面边长;

d ——基础埋置深度;

β ——边坡坡角。

当基础底面外边缘线至坡顶的水平距离不满足上述公式的要求,或边坡坡角大于 45° 、坡高大于8m时,尚应根据基底平均压力按下式确定基础距坡顶边缘的距离和基础埋深:

$$M_R/M_S \geq 1.2 \quad (3.8.1 - 3)$$

式中 M_S ——最危险的滑动面上诸力对滑动中心所产生的滑动力矩；

M_R ——最危险的滑动面上诸力对滑动中心所产生的抗滑力矩。

6 冻土地基上基础的设计应符合《建筑地基基础设计规范》和《冻土地区建筑地基基础设计规范》的有关规定。

7 严寒地区设有地下室窗井，在施工期间和使用期间，窗井下的地基土应采取必要的防冻措施。

8 抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，应对场地范围内及其邻近地区的断裂进行评价。当符合下列情况之一时，可不考虑发震断裂错动对建筑的影响；否则应避开主断裂带，其避让的距离不宜小于表 3.8.1 的规定。

- 1) 抗震设防烈度小于 8 度；
- 2) 非全新 (Q_4) 活动断裂；
- 3) 抗震设防烈度为 8 度和 9 度时，前第四纪基岩隐伏断裂的土层覆盖厚度分别大于 60m 和 90m。

表 3.8.1 发震断裂最小避让距离 (m)

设防烈度	建筑抗震设防类别			
	甲	乙	丙	丁
8	专门研究	300	200	—
9	专门研究	500	300	—

注：非全新活动断裂系指一万年以前活动过，一万年以后没有发生过活动的断裂。

9 当非全新活动断裂破碎带发育时，基础设计宜考虑不均匀地基的影响。

10 当场地内有构造性地裂通过时，建筑物基础宜避开断裂布置；当场地内有非构造性地裂通过时，宜采取加固地基的措施。

3.8.2 无筋扩展基础系指由砖、毛石、混凝土或毛石混凝土、灰土和三合土等材料组成的墙下条形基础或柱下独立基础，其设计应符合下列规定：

1 无筋扩展基础可用于六层和六层以下的多层民用建筑和轻型厂房。当采用三合土基础时，建筑物的层数不宜超过三层。

2 轴心荷载作用下的基础，可直接根据作用在基础上的荷载以及地基的承载力确定基础底面尺寸；对于偏心荷载作用下的基础，可先按轴心荷载估计基础底面，而后视偏心距大小，将底部尺寸增大 10% ~ 50%，用增大后的尺寸校核基础底面的最大和最小应力，直到满足地基承载力要求为止。

3 基础底面的高度，应符合下式的要求（图 3.8.2）：

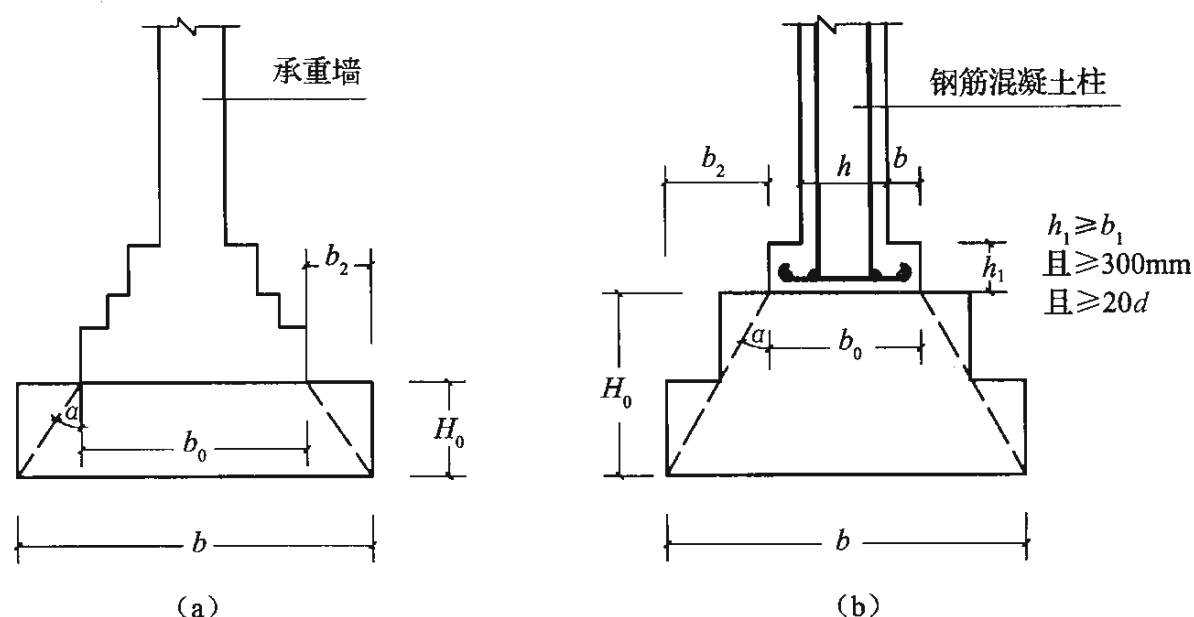


图 3.8.2 无筋扩展基础构造示意图

$$H_0 \geq (b - b_0)/2\tan\alpha \quad (3.8.2 - 1)$$

式中 b ——基础底面宽度；

b_0 ——基础顶面墙或柱的宽度；

H_0 ——基础高度；

$\tan\alpha$ ——基础台阶宽高比 $b_2:H_0$ ，其允许值可按《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定选用。

基础顶面的砌体宽度，应根据上部结构情况及其采用的材料确定，其各台阶宽高比允许值应符合《建筑地基基础设计规范》GB 50007 表 8.1.2 的规定。

对于灰土基础，考虑到基础与基槽接触部位不易夯实，基础实际宽度宜比计算所得增大 50 ~ 100mm，上部结构的大放脚部位应按下式进行抗压强度验算：

$$b_0 \geq F/(f_h - \gamma d_1) \quad (3.8.2 - 2)$$

式中 F ——上部结构传到基础顶面的竖向力设计值；

f_h ——灰土的抗压强度设计值；

γ ——大放脚及其上覆土的平均重度，可取 20kN/m³；

d_1 ——灰土顶面的埋置深度。

注：混凝土基础的台阶厚不应小于 250mm。当基底面处平均压力超过 300kPa 时，尚应按下式验算墙（柱）边缘处或变阶处的受剪承载力：

$$V \leq 0.366f_t A \quad (3.8.2 - 3)$$

式中 V ——相应于荷载效应基本组合时的地基土平均净反力产生的沿墙（柱）边缘或变阶处单位长度的剪力设计值；

f_t ——混凝土轴心抗拉强度设计值；

A ——沿墙（柱）边缘或变阶处混凝土基础单位长度面积。

4 采用无筋扩展基础的钢筋混凝土柱，其柱脚高度 h_1 不得小于 b_1 （图 3.8.2），并不应小于 300mm，且不小于 $20d$ （ d 为柱中的纵向受力钢筋的最大直径）。当柱纵向钢筋在柱脚内的竖向锚固长度不满足要求时，可沿水平方向弯折，弯折后的水平锚固长度不应小于 $10d$ 也不应大于 $20d$ 。

5 毛石混凝土基础可掺入基础体积的 20% ~ 30% 未风化毛石，台阶厚度不宜小于 300mm，宽度宜小于 350mm，其宽高比允许值宜符合《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的规定。

6 毛石基础每台阶不宜少于两层块石或三层毛石，每阶高度为 400 ~ 600mm，伸出宽度不宜大于 200mm，其宽高比允许值宜符合《建筑地基基础设计规范》GB 50007 中表 8.1.2 的规定。条形基础底面宽度不宜小于 500mm；独立基础底面不宜小于 600mm × 600mm。

7 灰土基础采用体积比为 3:7 或 2:8 的灰土，其最小密度：粉土为 1.55t/m³；粉质粘土为 1.50t/m³；粘土为 1.45t/m³。基础厚度不小于 300mm。条形基础的宽度不宜小于 600mm，独立基础不宜小于 700mm × 700mm。有酸性介质作用时不得采用，并不宜用于地下水位以下。

8 三合土基础的体积比（石灰：砂：骨料）为 1:2:4 或 1:3:6 时，骨料可用矿渣或碎砖。夯筑时，每层虚铺 220mm，夯至 150mm。其厚度不宜小于 300mm，宽度不宜小于 700mm。

3.8.3 扩展基础系钢筋混凝土柱下独立基础和墙下钢筋混凝土条形基础。其设计应符合下列规定：

1 扩展基础应根据《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定进行下列计算：

1) 基础底面面积应根据地基承载力确定，当轴心荷载作用时，荷载效应标准组合作用下基础底面的平均压力值 p_k 应小于或等于修正后的地基承载力特征值 f_a ；当偏心荷载作用时，除 $p_k \leq f_a$ 外，尚应使荷载效应标准组合作用下基础底面边缘的最大压力值小于或等于 1.2 倍的修正后的地基承载力特征值 f_a 。对于条形基础，不应重复计入基础相交处的面积。

2) 对矩形截面柱的矩形基础，应验算柱与基础交接处以及基础变阶处受冲切承载力。

3) 基础底板的配筋，应按抗弯计算确定。

4) 当扩展基础的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时，尚应验算柱下扩展基础的顶面的局部受压承载力。

2 扩展基础的构造，应符合下列要求：

1) 截面形状可采用对称的阶梯形或锥形。现浇钢筋混凝土柱下独立基础底面一般为矩形，长宽比宜小于2。当荷载引起的偏心距较大时，也可做成不对称形式，但基础中心对柱或墙截面中心的偏移应为50mm的倍数，且同一列柱或墙宜取相同的偏移值。

2) 阶梯形基础一般不超过三阶，每阶高度宜为300~500mm。总高 $H \leq 500\text{mm}$ 时，为一阶； $500\text{mm} < H \leq 900\text{mm}$ 时，为二阶； $H > 900\text{mm}$ 时，为三阶。

3) 锥形基础的坡度角，不宜大于 25° ，最大不得大于 35° 。基础边缘高度不宜小于200mm。

4) 扩展基础底板受力钢筋的最小直径不宜小于10mm，间距不宜大于200mm，也不宜小于100mm，墙下钢筋混凝土条形基础纵向分布钢筋的直径不宜小于8mm，间距不宜大于300mm，每延米分布钢筋的面积应不小于受力钢筋面积的1/10。当有垫层时，钢筋保护层厚度不应小于40mm，无垫层时，不宜小于70mm。

5) 混凝土强度等级不应低于C20，并应满足耐久性的要求。

6) 基础垫层的混凝土强度等级不应低于C10，其厚度不宜小于70mm，周边伸出基础边缘宜为100mm。

7) 当柱下钢筋混凝土独立基础的边长和墙下钢筋混凝土条形基础的宽度大于或等于2.5m时，底板受力钢筋的长度可取边长（或宽度）的0.9倍，并宜交错布置 [图3.8.3-1 (a)]。

8) 钢筋混凝土条形基础底板在T形及十字形交接处，底板横向钢筋可仅沿一个主要受力方向通长布置，另一方向的横向受力钢筋可布置到主要受力方向底板宽度的1/4处 [图3.8.3-1 (b)]。在拐角处底板横向受力钢筋应沿两个方向布置 [图3.8.3-1 (c)]。

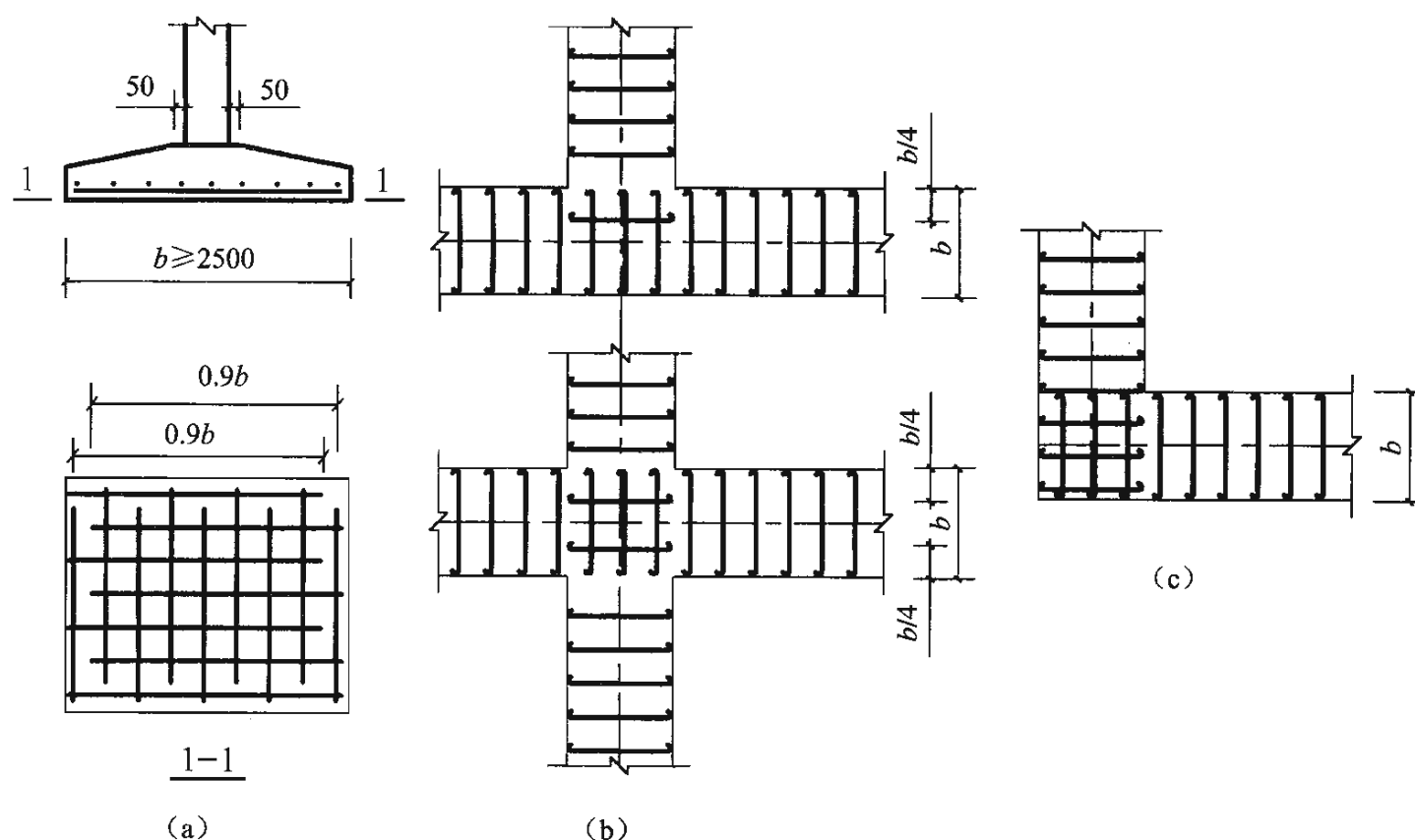


图3.8.3-1 扩展基础底板受力钢筋布置示意图

9) 当地基土质较弱，其承载力特征值小于100kPa时，一般采用无肋的板式钢筋混凝土条形基础；当土质不均匀或沿基础纵向荷载分布不均匀时，为了减少不均匀沉降，并加强条形基础纵向受弯承载力，宜采用有纵肋的板式钢筋混凝土条形基础（图3.8.3-2）。

10) 无肋的板式钢筋混凝土条形基础，其高度 H 应由计算确定，但要求 $H \geq (1/7 \sim 1/8) B$ 。当高度 $H \leq 250\text{mm}$ 时，宜设计成等厚度，当高度 $H > 250\text{mm}$ 时，宜设计成变厚度截面，且边缘厚度不宜小于200mm，其坡度 $i \leq 1:3$ 。

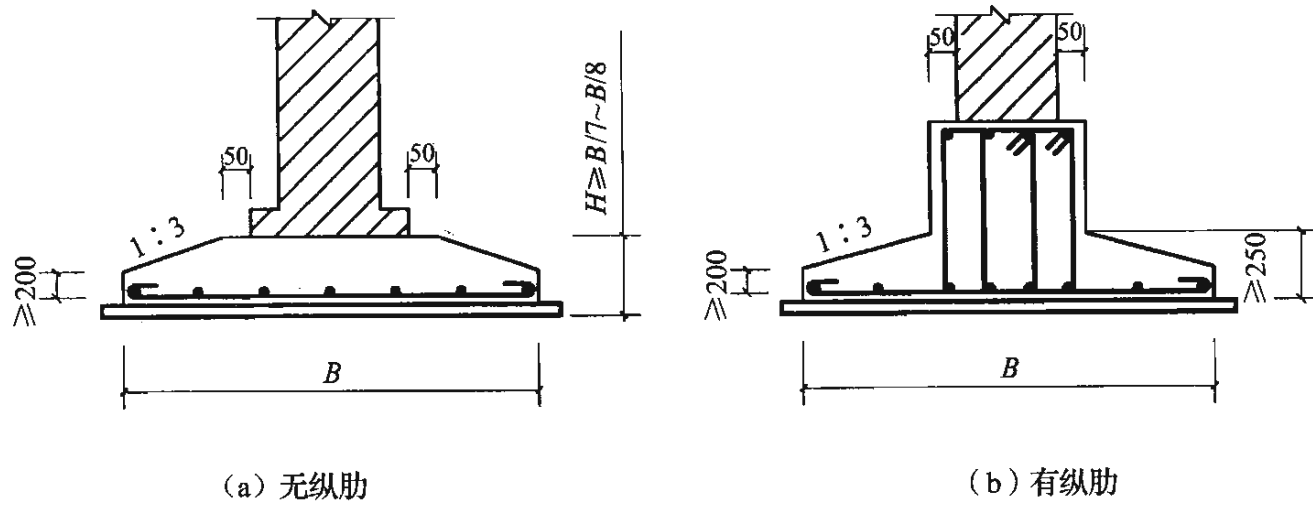


图 3.8.3-2 墙下钢筋混凝土条形基础

11) 有纵肋的板式钢筋混凝土条形基础，纵肋宽度为墙厚加 100mm，当肋宽大于或等于 400mm 时，应采用四肢箍；当肋宽大于或等于 800mm 时，应采用六肢箍。箍筋直径为 6~8mm，间距为 200~400mm。纵肋内的纵向受力钢筋，应按构造要求配置上下相同的钢筋，其配筋率均不应小于 0.2%。

3 钢筋混凝土柱和剪力墙纵向受力钢筋在基础内的锚固长度 l_{aE} ，应根据钢筋在基础内的最小保护层厚度，按现行《钢筋混凝土设计规范》的有关规定确定。有抗震设防要求时，纵向受力钢筋的最小锚固长度 l_{aE} 应按下式计算。为便于施工，一般柱、墙钢筋都伸达基础底筋面，并留弯折平段，便于绑扎固定。

一、二级抗震等级： $l_{aE} = 1.15l_a$ (3.8.3-1)

三级抗震等级： $l_{aE} = 1.05l_a$ (3.8.3-2)

四级抗震等级： $l_{aE} = l_a$ (3.6.3-3)

4 现浇柱和预制柱与基础的连接构造，应符合《建筑地基基础设计规范》GB 50007 的有关规定。

3.8.4 柱下钢筋混凝土条形基础一般采用倒 T 形截面，由梁和翼板组成。

1 构造除应符合本措施第 3.8.3 条第 2 款的 3)、4)、5)、6)、7)、8)、9)、11) 项的有关规定外，尚应遵守以下规定：

1) 柱下条形基础的高度应根据计算确定，并宜为柱距的 1/4~1/8。梁宽不宜小于 200mm，且不小于翼板宽的 1/4。翼板厚不宜小于 200mm，当翼板厚大于 250mm 时，宜采用变厚度翼板，其坡度宜小于或等于 1:3。

2) 条形基础的端部宜向外伸出，其长度宜为第一跨的 0.25 倍。

3) 现浇柱与条形基础的交接处，其平面尺寸不应小于图 3.8.4-1 的规定。

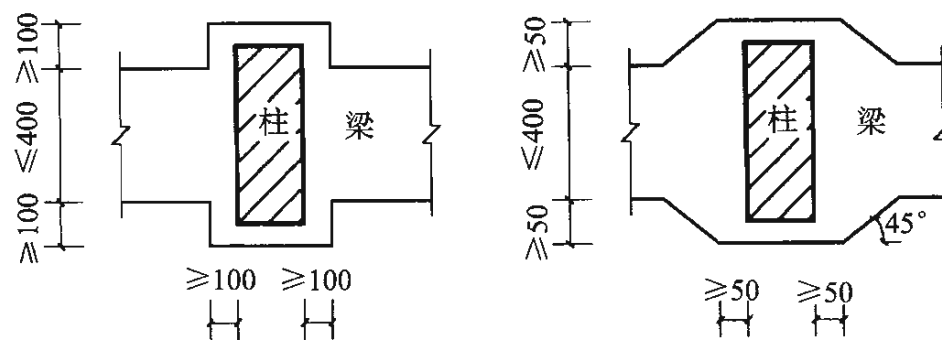


图 3.8.4-1 柱与条形基础交接处的构造示意图

4) 条形基础梁顶部和底部的纵向受力钢筋除应满足计算要求外，顶部钢筋按计算配筋全部贯通，底部贯通钢筋应不少于底部全部受力钢筋总面积的 1/3。钢筋直径不应小于 12mm。当梁高超过 700mm 时，梁腹部两侧应沿高度配置纵向构造钢筋（不包括梁上、下部的受力钢筋及架立钢筋），其每侧截面面积不应小于腹板截面面积 bh_w 的 0.1%， h_w 为梁高 H 减去底板厚度 h （图 3.8.4-2）。

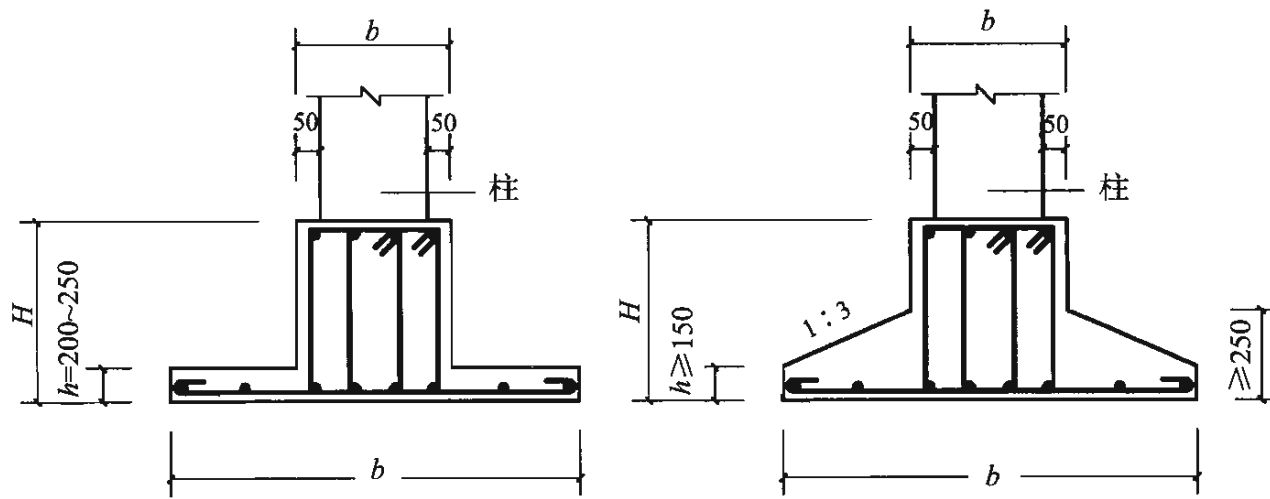


图 3.8.4-2 柱下钢筋混凝土条形基础配筋构造示意图

5) 条形基础梁的箍筋宜采用封闭式，其间距应按计算确定，直径不应小于 8mm。因基础梁刚度远大于柱刚度，塑性铰一般产生在柱底部，不会发生在基础梁，故可不必按抗震加密梁端箍筋。当地基梁与柱刚度相差不太大时（如框架梁柱），则在地基梁两端加密箍筋。

6) 翼板的横向受力钢筋应由计算确定，钢筋直径应不小于 10mm，间距为 100~200mm。纵向受力钢筋可按构造配置，其直径宜采用 8~10mm，间距不大于 300mm。

2 柱下条形基础的计算除应符合本措施第 3.8.3 条第 1 款第 1) 项的规定外，尚应符合下列原则：

1) 在比较均匀的地基上，上部结构的刚度较好，荷载分布较均匀，且条形基础的高度不小于柱距的 1/6 时，地基反力可按直线分布，条形基础梁的内力可按连续梁计算。边跨跨中弯矩及第一内支座的弯矩值宜乘以 1.2 的系数。

2) 当不满足本条第一款时，宜按弹性地基梁计算。

3) 对交叉条形基础，交点上的柱荷载，可按交叉梁的刚度或变形协调的原则进行分配。其内力可按本条上述规定，分别进行计算。

4) 验算柱边缘处基础梁的受剪承载力。

5) 当存在扭矩时，尚应作抗扭计算。

6) 当条形基础的混凝土强度等级小于柱的混凝土强度等级时，尚应验算柱下条形基础基础梁顶面的局部受压承载力。

3.8.5 筏形基础分为梁板式和平板式两种类型，梁板式又分正向梁板式和反向梁板式两种。必要时也可采用柱帽式筏形基础。设计时，应根据工程地质、上部结构体系、柱距、荷载大小以及施工条件等因素确定其选型（图 3.8.5-1）。一般情况下，等厚平板式适用于柱网均匀且尺寸和荷载不太大的结构，而梁板式或柱帽式则适用于柱网不均匀且尺寸和荷载均较大的结构。

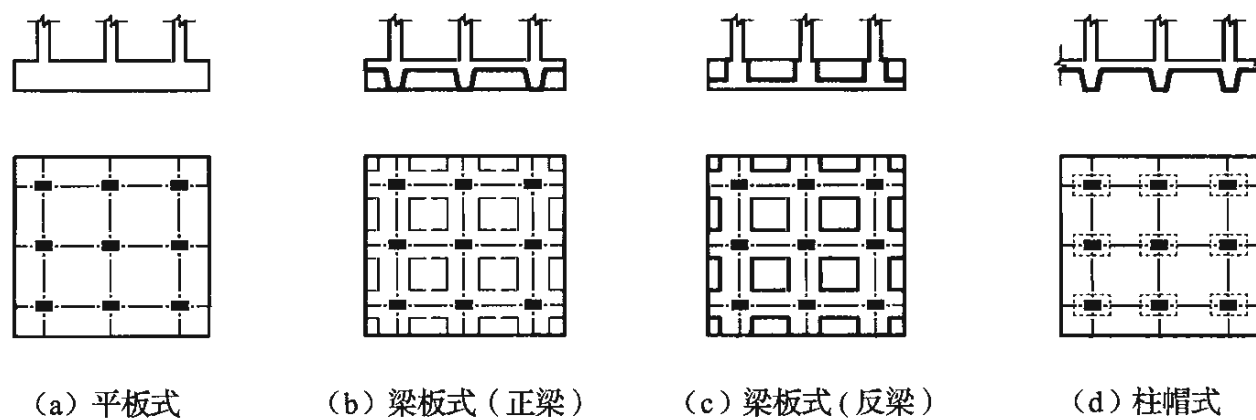


图 3.8.5-1 筏形基础的类型

1 筏形基础的地基应进行强度、变形计算，必要时尚应进行地基稳定性验算。强度和变形计算应符合《建筑地基基础设计规范》的规定；高层建筑应符合现行《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》的有关规定。

2 高层建筑地基的整体稳定性,可参照《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》JGJ 6—99 第 4.3.5 条进行。

3 筏形基础的平面尺寸,应根据地基土的承载力、上部结构的布置及荷载分布等因素按《建筑地基基础设计规范》地基计算的有关规定确定。对单幢建筑物,在地基土比较均匀的条件下,基底平面形心宜与结构的竖向永久荷载重心重合。当不能重合时,在荷载效应准永久组合下,偏心距 e 应符合下式要求:

$$e \leq 0.1W/A \quad (3.8.5)$$

式中 W ——与偏心距方向一致的基础底面边缘抵抗矩;

A ——基础底面积。

4 筏形基础的混凝土强度等级不应低于 C30。当有地下室时,应采用防水混凝土,其抗渗等级应根据《地下工程防水技术规范》确定,并不应小于 S6 (0.6MPa) (见本措施 3.1.11 条)。必要时宜设架空排水层,并做好防水处理。

5 当地基土比较均匀、上部结构刚度较好、梁板式筏基梁的高跨比或板式筏基板的厚跨比不小于 $1/6$,且相邻柱荷载基柱间距的变化不超过 20% 时,筏形基础可仅考虑局部弯曲作用。筏形基础的内力,可按基底反力直线分布进行计算。计算时,基底反力应扣除底板自重及其上填土的自重。当不满足上述要求时,筏基内力应按弹性地基板方法进行分析计算。

有抗震设防要求时,对无地下室且抗震等级为一、二级的框架结构,基础梁除满足抗震构造要求外,计算时尚应将柱根组合的弯矩设计值分别乘以 1.5 和 1.25 的增大系数。

6 平板式筏形基础的板厚,应满足受冲切承载力的要求,对高层建筑板的最小厚度不宜小于 400mm。受冲切承载力的计算(含内筒下板厚受冲切承载力的计算)应符合《建筑地基基础设计规范》的规定。当等厚度筏形基础的受冲切承载力不能满足要求时,可在筏板上增设柱墩或在筏板下局部增加板厚或采用抗冲切箍筋来提高受冲切承载力。

7 平板式筏形基础除满足受冲切承载力外,尚应按《建筑地基基础设计规范》验算距内筒和柱边缘 h_0 处的受剪承载力, h_0 为筏板的截面有效高度。当筏板变厚度时,应验算变厚度处筏板的受剪承载力。

8 按基底反力直线分布计算的平板式筏形基础,可按柱下板带和跨中板带分别进行内力分析。柱下板带中,柱宽及其两侧各 0.5 倍板厚且不大于 $1/4$ 板跨的有效宽度范围内,其钢筋配置量不应小于柱下板带钢筋的一半,且应能承受部分不平衡弯矩 $\alpha_m M_{\text{unb}}$ 。 M_{unb} 为作用在冲切临界截面重心上的不平衡弯矩。此不平衡弯矩应按《建筑地基基础设计规范》的有关规定进行计算。

平板式筏形基础柱下板带和跨中板带的底部钢筋应有 $1/2 \sim 1/3$ 贯通全跨,且配筋率不应小于 0.15%,顶部钢筋按计算配筋全部贯通。受力钢筋最小直径不宜小于 12mm,间距不宜太大,一般可取 150 ~ 200mm,采用双向钢筋网片配置在板的顶面和底面。当板的厚度大于 2m 时,尚宜沿板厚方向间距不超过 1m 设置与板面平行的构造钢筋网片,其直径不宜小于 12mm,纵横方向的间距不宜大于 200mm。

9 对有抗震设防要求的平板式筏形基础,计算柱下板带截面受弯承载力时,柱内力应考虑地震作用不利组合。

10 梁板式筏形基础底板应按《建筑地基基础设计规范》和《高层建筑箱形筏形基础技术规范》进行受弯、受冲切、受剪承载力计算;其基础梁应按上述规范进行正截面受弯和斜截面受剪验算。其底层柱下基础梁顶面应按《混凝土结构设计规范》进行局部受压承载力验算。

11 12 层以上建筑的梁板式筏形基础,其底板厚度与最大双向板格的短边净跨之比不应小 $1/14$,且板厚不应小于 400mm。其基础梁的宽度不宜过大,在满足设计剪力 V 不大于 $0.25\beta_c f_c b h_0$ 的条件下,当柱宽不大于 400mm 时,梁宽可大于柱宽;当梁宽小于柱宽时,可将基础梁在柱边加腋以满足构造要求。墙柱的纵向受力钢筋应插入筏板中,并满足锚固长度的要求。基础梁的高度取值应包括底板厚度在内,梁高应由计算确定,并不宜小于平均柱距的 $1/6$ 。底板配筋的构造要求和平板式筏形基础相同。

12 按基底反力直线分布计算的梁板式筏形基础,其基础梁的内力可按连续梁分析,边跨跨中弯

矩以及第一内支座的弯矩值宜乘以 1.2 的系数。其底板和基础梁的配筋除满足计算要求外，纵横方向的底部钢筋尚应有 $1/2 \sim 1/3$ 贯通全跨，且其配筋率不应小于 0.15%，顶部钢筋按计算配筋全部连通。

13 梁板式筏形基础角部基础梁的纵向钢筋，在基础梁交接处应有足够的锚固长度。

14 当筏板基础局部加深处的地基土为较坚硬土层时，宜在此土层上铺设松散的矿渣或砂石垫层。

15 剪力墙、地下室侧墙的钢筋应可靠地锚入基础梁中。

16 梁板式筏形基础，当采用反梁时，每区格的梁上宜设排水孔，架空排水板应合理布置。

17 当满足承载力要求时，筏形基础的周边不宜向外有较大的挑出扩大。梁板式筏形基础外挑时，其基础梁宜一同挑出。当基础梁外挑时，其外伸悬臂板的挑出长度不宜大于 1.0m。悬臂板应上下配置钢筋，双向挑出的悬臂板，应在角部加配放射状附加钢筋，直径同边跨受力钢筋，间距不宜大于 200mm。

18 墙下筏形基础的底板宜为等厚度钢筋混凝土平板，其厚度除按计算确定外，其与计算区段的最小跨度比不宜小于 $1/20$ 。多层民用建筑的板厚，可根据楼层层数每层按 50mm 估算，但不得小于 200mm。当边跨有悬臂伸出的筏板，其悬臂部分可做成坡度，边缘厚度不应小于 200mm。

19 墙下筏形基础与砌体墙交接处的构造应符合下列要求：

1) 筏板悬挑出墙外的长度，从轴线算起横向不宜大于 1500mm，纵向不宜大于 1000mm；

2) 砌体墙脚应放大，当墙厚为 240mm 时，墙脚每侧宜分三阶挑出 180mm；当墙厚为 360mm 时，墙脚每边宜分二阶挑出 120mm；当墙厚为 490mm 时，墙脚每侧宜挑出 60mm；挑出台阶高度宜为 60mm 或 120mm。

20 地下室底层柱、剪力墙与梁板式筏形基础的基础梁连接的构造要求，柱、墙的边缘至基础梁边缘的距离不应小于 50mm（图 3.8.5-2）。

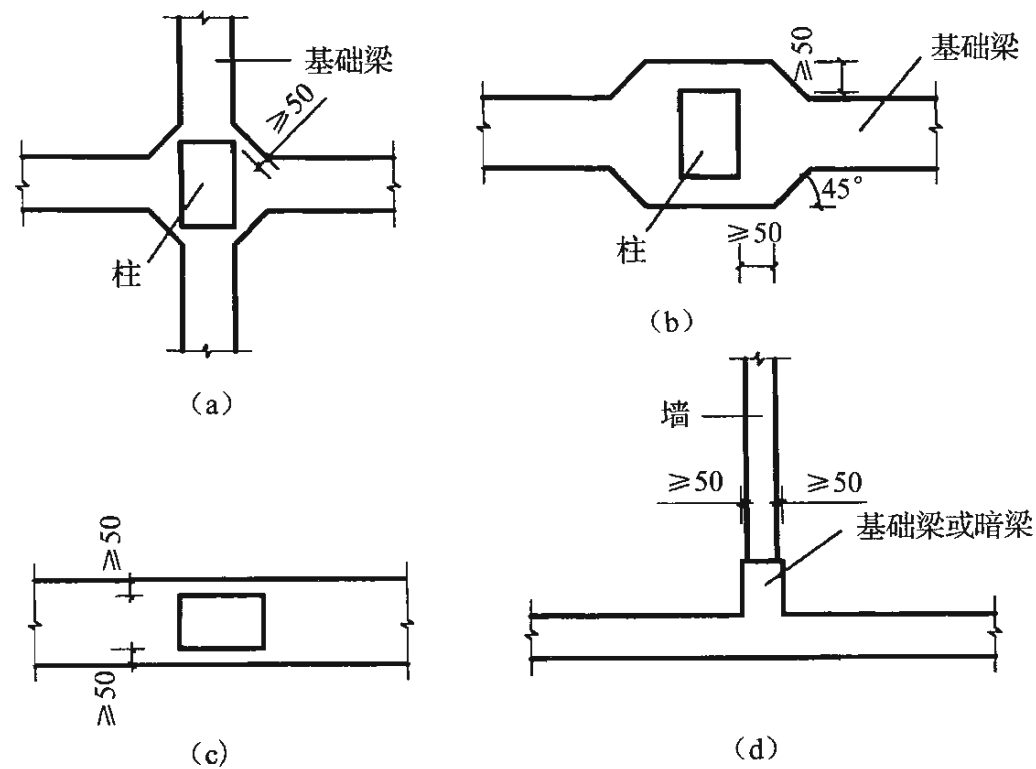


图 3.8.5-2 地下室底层柱或剪力墙与基础梁连接的构造要求

21 高层建筑筏形基础与裙房之间的构造应符合下列要求：

1) 当高层建筑与相连裙房基础之间设置沉降缝时，高层建筑基础的埋深应大于裙房基础的埋深至少 2m。当不满足时，必须采取有效措施。位于地面以下沉降缝的缝隙，应用粗砂填实。

2) 当高层建筑与相连裙房基础之间不设沉降缝时，宜在裙房一侧距主楼边柱的第二跨内设置后浇带，后浇带混凝土宜根据实测沉降值并计算后期沉降差能满足设计要求后方可进行浇注。

3) 当高层建筑与相连裙房基础之间不允许设置沉降缝和后浇带时，应进行地基变形验算，验算时需考虑地基与结构变形的相互影响并采取相应的有效措施。

22 筏形基础地下室施工完毕后，应及时进行基坑回填工作。回填时必须先清除基坑中的杂物，

在相对的两側或四周同时回填并分层夯实。

3.8.6 箱形基础的平面尺寸，应根据地基土承载力、上部结构的布置及荷载大小等因素确定。其外墙沿建筑物周边布置，内墙沿上部结构的柱网或剪力墙位置纵横均匀布置。墙体水平截面总面积不宜小于箱形基础外墙外包尺寸水平投影面积的 1/10（计算墙体水平截面积时，不扣除洞口面积）。对基础平面长宽比大于 4 的箱形基础，其纵墙水平截面面积不得小于箱形基础外墙外包尺寸投影面积的 1/18。箱形基础的偏心距应符合本措施第 3.8.5 条第 3 款的要求。

箱形基础的设计与构造应符合下列要求：

1 箱形基础的高度，应根据建筑物使用要求确定，但应满足结构承载力和刚度的要求，并宜小于箱形基础长度的 1/20，且不宜小于 3m。此处箱形基础长度不包括底板悬挑部分。当建筑物有多层地下室时，可以仅将最下面一、二层设计成箱形基础，也可将全部地下室设计成箱形基础。

2 箱形基础的顶板、底板及墙体厚度，应根据受力情况、整体刚度和防水要求经计算确定。墙的构造应符合《混凝土结构设计规范》的有关规定。无人防要求时，基础底板可参照表 3.8.6 选用，不应小于 300mm；外墙厚度不应小于 250mm，内墙厚度不应小于 200mm。有人防要求时，尚应符合《人民防空地下室设计规范》的有关规定。

表 3.8.6 底板厚度参考表

基底平均反力 (kPa)	底板厚度 (m)	基底平均反力 (kPa)	底板厚度 (m)
150 ~ 200	$L_0/14 \sim L_0/10$	300 ~ 400	$L_0/8 \sim L_0/6$
200 ~ 300	$L_0/10 \sim L_0/8$	400 ~ 500	$L_0/7 \sim L_0/5$

注： L_0 为最大房间的短向尺寸 (m)。

3 与高层建筑相连的裙房基础，若采用外挑箱基墙或外挑基础梁的办法，则外挑部分的基底应采取有效措施（如填土不夯实、挖除原土改填一定厚度的松散材料或其他能保证挑梁自由下沉的措施等），使其有适应差异沉降变形的能力。挑出长度不宜大于 0.15 倍的箱基宽度，并应考虑挑梁对箱形基础产生的偏心荷载的影响。

4 高层建筑同一结构单元内，不得采用局部箱形基础，且基础的埋深与箱形基础的高度宜一致。

5 当采用刚性防水方案时，同一建筑的箱形基础应避免设置变形缝。可沿基础长度每隔 30 ~ 40m 留一道贯通顶板、底板及墙板的施工后浇带，带宽不宜小于 800mm，且宜设在柱距三等分的中间范围内。后浇带处底板及外墙宜采用附加防水层。后浇带混凝土宜在其两侧混凝土浇灌完毕两个月后进行浇灌，其强度等级应比基础提高一级，且采用微收缩水泥或加膨胀剂拌制（选用膨胀剂时，应进行充分的调查研究）。

6 箱形基础墙体洞口宜设在柱间居中部位，洞边距柱中心的距离不宜小于 1.2m，洞口上过梁的高度不宜小于层高的 1/5，洞口面积不宜大于柱距与箱形基础全高乘积的 1/6。

7 有窗井的箱形基础地下室，应在窗井内部设置分隔墙以减少窗井外墙的长度，且窗井分隔墙应与地下室内墙连通成整体。窗井内外墙体的混凝土强度等级应与箱形基础相同。

8 箱形基础的混凝土强度等级不应低于 C20，当采用防水混凝土时，其抗渗等级的确定应和筏形基础一样（见本措施第 3.8.5 条）。

9 箱形基础的地基应进行强度、变形计算，必要时尚应进行地基稳定性验算。强度和变形计算应符合《建筑地基基础设计规范》的规定；高层建筑应符合《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》的有关规定。

10 当作用在箱形基础底面竖向荷载的偏心距 $e \leq B/100$ （ B 为箱形基础矩形底板的宽度或长度）时，由于荷载偏心所引起的整体倾斜可不予计算。但如同时存在地质不均匀性（包括土质的差异以及土层分布不均匀等）和相邻荷载有较大差异等因素时，仍需计算其整体倾斜值。

11 高层建筑地基的整体稳定性，可参照本措施第 3.4.3 条进行。

12 当地基压缩层深度范围内的土层，在竖向和水平方向较为均匀，且上部结构为平立面布置较规则的剪力墙、框架、框架剪力墙体系时，箱形基础的顶、底板可仅按局部弯曲计算，计算时底板反力应扣除板的自重。否则，应同时考虑局部弯曲和整体弯曲的作用。地基反力可按《高层建筑箱基和筏形基础技术规范》的有关规定确定。底板局部弯曲产生的弯矩应乘以 0.8 折减系数；计算整体弯曲时应考虑上部结构与箱形基础的共同作用；对框架结构，箱形基础的自重应按均部荷载处理。箱形基础承受的整体弯矩计算，可按《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》的有关规定进行。

13 箱形基础的底板应和筏形基础的底板一样，应按《建筑地基基础设计规范》的有关规定验算其受冲切承载力和斜截面受剪承载力。

14 箱形基础墙体洞口上、下过梁截面的抗剪承载力和配筋，应按《高层建筑箱形与筏形基础技术规范》的有关规定进行计算。

15 箱形基础顶、底板配筋时，应综合考虑承受整体弯曲的钢筋和局部弯曲的钢筋的配置部位，以充分发挥各截面钢筋的作用。其配筋量除满足计算要求外，纵横向的支座钢筋尚应有 1/2 ~ 1/3 贯通全跨，且贯通钢筋的配筋率分别不应小于 0.15%、0.10%；跨中钢筋应按实际配筋全部贯通。墙体内应设置双面钢筋，竖向和水平钢筋的直径不应小于 10mm，间距不应大于 200mm。除上部为剪力墙外，内、外墙的墙顶处宜配置两根直径不小于 20mm 的通长构造钢筋。

16 底层柱与箱形基础交接处，柱边和墙边或柱角和八字角之间的净距不宜小于 50mm，并应验算底层柱下墙体的局部受压承载力；当不能满足时，应增加墙体的承压面积或采取其他有效措施。柱下三面或四面有箱形基础墙的内柱的四角钢筋，以及外柱、与墙相连的柱和其他内柱的纵向钢筋应直通到基底。其余钢筋可终止在顶板底面以下 40 倍钢筋直径处。

17 高层建筑箱形基础与裙房之间的构造应符合本措施第 3.8.5 条第 21 款的规定。

18 箱形基础施工完毕后，应及时进行基坑回填，并对相对两侧或四周的回填土同时进行分层夯实。

3.9 地下室结构设计

3.9.1 多层和高层房屋在下列情况需设置地下室：

1 使用上需利用地下空间（如要求在地下设置汽车库等）；

2 建筑物的基础要求埋置深度较深（如高层建筑基础等），利用地下空间作地下室在技术经济上较合理；

3 建筑物基础的持力层较软弱，需采用地下室作为补偿基础方案才能满足地基承载力和地基变形要求。

3.9.2 地下室按承重体系的不同可分为筏板基础地下室和箱形基础地下室；按层数不同可分为单层地下室和多层地下室。

3.9.3 筏板基础地下室根据上部结构的不同，可以采用钢筋混凝土柱下筏板基础地下室和砌体承重墙下筏板基础地下室方案。

3.9.4 筏板基础地下室的钢筋混凝土底板通常采用平板或无倒梁楼盖（有柱帽或无柱帽）、有交叉反梁两类结构。

3.9.5 筏板基础地下室当采用交叉反梁结构时，基础梁的宽度不宜过大，当柱宽不大于 400mm 时，梁宽可大于柱宽；当柱宽大于 400mm 时，梁宽可不大于柱宽。

3.9.6 当柱荷载较大时，为满足交叉反梁斜截面受剪或正截面受弯承载力的要求，可在梁支座处加腋，加腋可以是竖向，也可以是水平向。

3.9.7 箱形基础地下室的墙体应沿建筑物四周、上部结构的柱网或剪力墙位置布置，当地基反力和墙

间距过大,使基础底板和顶板的厚度过厚时,如使用上允许,可增设一些纵横墙以减少板的厚度。此种增设的墙应视为支承在内外墙或横墙上的次梁,并需对其承载力进行验算。

3.9.8 箱形基础底板的局部弯矩宜按塑性方法计算。箱形基础底板和顶板中的整体弯矩应根据上部结构方案的实际情况进行计算。箱形基础底板的厚度可参考表3.8.6选用。

3.9.9 地下室外墙应根据顶板、底板、隔墙和与外墙整浇的外柱布置情况确定其按单向板或双向板计算其内力。对与外墙整浇的外柱应考虑地下室范围内的侧向荷载(土压力、水压力、地面荷载产生的侧压力等)影响。

3.9.10 筏基地下室和箱基地下室长度超过40m时,宜每隔20~30m设置后浇带一道,其宽度一般不小于800mm,位置宜在距柱或距墙的中部1/3范围内,该处浇灌混凝土的时间由设计人员根据实际工程情况确定,但不得小于后浇带两侧混凝土浇灌完毕后1个月。

3.10 桩基础设计

3.10.1 一般规定

1 当天然地基或人工地基的地基承载力或变形不能满足设计要求,或经过经济比较采用浅基础反而不经济时,可采用桩基础。

2 桩平面布置原则:

1) 力求使各桩桩顶受荷均匀,上部结构的荷载重心与桩的重心相重合,并使群桩在承受水平力和弯矩方向有较大的抵抗矩。

2) 在纵横墙交叉处都应布桩,横墙较多的多层建筑可在横墙两侧的纵墙上布桩,门洞口下面不宜布桩。

3) 同一结构单元不宜同时采用摩擦桩和端承桩。

4) 大直径桩宜采用一柱一桩;筒体采用群桩时,在满足桩的最小中心距要求的前提下,桩宜尽量布置在筒体以内或不超出筒体外缘1倍板厚范围之内。

5) 在伸缩缝或防震缝处可采用两柱共用同一承台的布桩形式。

6) 剪力墙下的布桩量要考虑剪力墙两端应力集中的影响,而剪力墙中和轴附近的桩可按受力均匀布置。

3 桩端进入持力层的最小深度:

1) 应选择较硬土层或岩层作为桩端持力层。桩端进入持力层深度,对于粘性土、粉土不宜小于 $2d$ (d 为桩径);砂土及强风化软质岩不宜小于 $1.5d$;对于碎石土及强风化硬质岩不宜小于 $1d$,且不小于0.5m。

2) 桩端进入中、微风化岩的嵌岩桩,桩全断面进入岩层的深度不宜小于0.5m,嵌入灰岩或其他未风化硬质岩时,嵌岩深度可适当减少,但不宜小于0.2m。

3) 当场地有液化土层时,桩身应穿过液化土层进入液化土层以下的稳定土层,进入深度应由计算确定,对碎石土、砾、粗中砂、坚硬粘性土和密实粉土且不应小于0.5m,对其他非岩石土且不宜小于1.5m。

4) 当场地有季节性冻土或膨胀土层时,桩身进入上述土层以下的深度应通过抗拔稳定性验算确定,其深度不应小于4倍桩径、扩大头直径及1.5m。

3.10.2 桩型选择

1 桩型选择原则。桩型的选择应根据建筑物的使用要求,上部结构类型、荷载大小及分布、工程地质情况、施工条件及周围环境等因素综合确定。

1) 预制桩(包括混凝土方形桩及预应力混凝土管桩)适宜用于持力层面起伏不大的强风化层、风化残积土层、砂层和碎石土层,且桩身穿过的土层主要为高、中压缩性粘性土,穿越层中存在孤石等障碍物的石灰岩地区、从软塑层突变到特别坚硬层的岩层地区均不适用。其施工方法有锤击法和静压法两种。

2) 沉管灌注桩 (包括小直径 $D < 500\text{mm}$, 中直径 $D = 500 \sim 600\text{mm}$) 适用持力层面起伏较大、且桩身穿越的土层主要为高、中压缩性粘性土; 对于桩群密集, 且为高灵敏度软土时则不适用。由于该桩型的施工质量很不稳定, 故宜限制使用。

3) 在饱和粘性土中采用上述两类挤土桩尚应考虑挤土效应对于环境和质量的影响, 必要时采取预钻孔、设置消散超孔隙水压力的砂井、塑料插板、隔离沟等措施。钻孔灌注桩适用范围最广, 通常适用于持力层面起伏较大, 桩身穿越各类土层以及夹层多、风化不均、软硬变化大的岩层; 如持力层为硬质岩层或地层中夹有大块石等, 则需采用冲孔灌注桩。无地下水的一般土层, 可采用长短螺旋钻机干作业成孔成桩。钻 (冲) 孔时需泥浆护壁, 故施工现场受限制或对环境保护有特殊要求的, 不宜采用。

4) 人工挖孔桩适用于地下水水位较深、或能采用井点降水的地下水水位较浅而持力层较浅且持力层以上无流动性淤泥质土者。成孔过程可能出现流砂、涌水、涌泥的地层不宜采用。

5) 钢桩 (包括 H 型钢桩和钢管桩) 工程费用昂贵, 一般不宜采用。当场地的硬持力层极深, 只能采用超长摩擦桩时, 若采用混凝土预制桩或灌注桩又因施工工艺难以保证质量, 或为了要赶工期, 此时可考虑采用钢桩。钢桩的持力层应为较硬的土层或风化岩层。

6) 夯扩桩, 当桩端持力层为硬粘土层或密实砂层, 而桩身穿越的土层为软土、粘性土、粉土, 为了提高桩端承载力可采用夯扩桩。由于夯扩桩为挤土桩, 为消除挤土效应的负面影响, 应采取与上述预制桩和沉管灌注桩类似的措施。

2 桩的最小中心距可按表 3.10.2 采用。

表 3.10.2 桩的最小中心距

桩 型		桩的最小中心距
沉管灌注桩	穿越非饱和土	$3.0d, (3.5d)$
	穿越饱和土	$3.5d (4.0d)$
钻 (冲) 孔灌注桩		$2.5d (3.0d)$
人工挖孔灌注桩		$2.5d, D+1\text{m} (3.0d, D+1.5\text{m})$
预制桩		$3.0d (3.5d)$

注: 1 d 为桩径或方桩的边长。

2 D 为扩底桩扩大头直径。

3 括号内数字适用于排列超过 2 排, 或同一承台下桩数超过 9 根的情况。

3.10.3 桩基础的设计与构造

1 预制方桩基础。

1) 预制方桩在现场制作时单节长度不宜超过 30m, 工厂预制, 单节长度不宜超过 12m。其截面尺寸有:

当桩长 $L = 5 \sim 12\text{m}$ 时, $250\text{mm} \times 250\text{mm}$, $300\text{mm} \times 300\text{mm}$;

当 $12 < L < 24\text{m}$ 时, $350\text{mm} \times 350\text{mm}$, $400\text{mm} \times 400\text{mm}$, $450\text{mm} \times 450\text{mm}$;

当 $24 \leq L \leq 30\text{m}$ 时, $450\text{mm} \times 450\text{mm}$, $500\text{mm} \times 500\text{mm}$ 。

2) 桩的纵向钢筋应按计算确定, 最小配筋率为 0.8%, 且主筋直径不宜小于 $4\phi 14$, 当采用静压沉桩时, 最小配筋率不宜小于 0.4%, 当桩身边长等于或大于 350mm 时, 主筋不宜小于 $8\phi 14$; 箍筋一般采用 $\phi 8$, 断面不大于 $300\text{mm} \times 300\text{mm}$, 可采用 $\phi 6$, 间距不大于 200mm, 在每节桩的桩端 1m 范围内应加密箍筋, 间距为 50 ~ 100mm, 此部分箍筋应焊接成封闭箍; 沿桩长 2m 左右, 于纵向钢筋内设置 $\phi 10 \sim 12$ 加劲箍; 纵向钢筋接头宜采用焊接, 同一截面钢筋接头面积不应超过总面积的 1/4。

3) 预制方桩的接头不宜超过两个, 接头方法有焊接、法兰接及硫磺胶泥锚接三种, 前两种可用于

各类土层；硫磺胶泥锚接适用于软土层，但不宜用于一级建筑桩基或承受拔力的桩。

4) 预制钢筋混凝土方桩的选用可采用《全国建筑标准图集》97G361“预制钢筋混凝土方桩”。

2 预应力混凝土管桩。

1) 预应力混凝土管桩直径 $d = 300、350、400、450、500、550、600\text{mm}$ 等，壁厚 $70 \sim 120\text{mm}$ ，均为工厂预制，每节桩桩长为 $6 \sim 15\text{m}$ 不等，预应力混凝土管桩代号为 PC，预应力高强混凝土管桩代号为 PHC。

2) 管桩预应力钢筋配量应按计算确定。根据管桩的抗弯性能或混凝土有效预压应力值分为 A 型、AB 型、B 型桩，其预应力钢筋的配置量一般由厂家根据国家标准《先张法预应力混凝土管桩》GB 13476—1999 有关规定定型制作。

3) 预应力管桩单桩的接头不宜超过 3 个。接头方法有焊接、机械快速连接，前一种为传统连接方法，其质量受人为因素和天气条件影响较大，在有砂土固结的地层，由于焊接使施打间歇时间过长而可能导致施打受阻；后一种为创新技术，它克服了焊接法的弊端，适用性更广，质量更有保证。

4) 预制桩均可送桩，送桩长度一般为 2m ，有特制的送桩器且具备新技术时，其送桩长度可达 6m 以上。

5) 预应力管桩的桩尖有开口型、十字型和圆锥型三种。其适用条件如表 3.10.3-1 所示。

表 3.10.3-1 桩靴类型

名称	结构图	透视图	备注
A 开口平底桩靴			打入进入土层中较易保持好进桩直线性，容易穿过厚砂层，构造简单（可利用端头板作桩靴），挤土效应较小
B 封底十字刃桩靴			较易保持桩直线性，穿进硬层性能较好，适用于打穿坚硬地层，如卵石层以至强风化岩层
C 闭口钝圆锥形桩靴			适用于一般砂地层

6) 预应力管桩的抗弯性能如表 3.10.3-2 所示。

表 3.10.3-2 抗弯性能

外径 (mm)	型号	抗裂弯矩 (kN·m)	极限弯矩 (kN·m)
300	A	23	34
	AB	28	45
	B	33	59
350	A	35	52
	AB	42	70
	B	50	90
400	A	52	77
	AB	63	104
	B	75	135

续表 3.10.3-2

外径 (mm)	型 号	抗裂弯矩 (kN·m)	极限弯矩 (kN·m)
450	A	72	107
	AB	88	145
	B	104	187
500	A	99	148
	AB	121	200
	B	144	258
550	A	125	188
	AB	154	254
	B	182	328
600	A	164	246
	AB	201	332
	B	239	430

7) 预应力管桩桩身竖向承载力设计值计算公式为 $R_p = 0.3 (f_{ce} - \sigma_{pc}) A$, 按此公式计得的桩身竖向承载力设计值如表 3.10.3-3 所列。

表 3.10.3-3 管桩桩身竖向承载力设计值 (kN)

外径 D (mm)	壁厚 (mm)	A (mm ²)	C60/C70/C80
300	60	45239	746/882/1017
	70	50579	834/986/1138
	80	55292	912/1078/1244
350	60	54663	902/1066/1230
	70	61575	1015/1200/1385
	80	67858	1119/1323/1526
400	80	80424	1327/1568/1809
	90	87650	1446/1709/1972
	100	94247	1555/1837/2120
450	80	92991	1534/1813/2092
	90	101787	1679/1984/2290
	100	109955	1814/2144/2474
500	90	115924	1912/2260/2608
	100	125663	2073/2450/2827
	110	134774	2223/2628/3032
550	90	130062	2146/2536/2926
	100	141371	2332/2756/3180
	110	152053	2508/2965/3421
600	100	157079	2591/3063/3534
	110	169331	2794/3302/3810
	120	180955	2985/3528/4071

8) 预应力管桩持力层若为遇水软化岩层, 而施打 (压) 后持力层可能进水时, 应在终桩后立即往桩孔中灌混凝土, 高度不小于 1.5m。

9) 对于抗拔桩, 应将桩身预应力钢筋全部锚入承台内。

10) 预应力管桩现场施工方法有(柴油)锤打法和静力压桩法, 柴油打桩锤及静力压桩机的选用见表 3.10.3-4 及表 3.10.3-5。

表 3.10.3-4 选择筒式柴油打桩锤参考表

柴油锤型号	25 [#]	32 [#] ~36 [#]	40 [#] ~50 [#]	60 [#] ~62 [#]	72 [#]	80 [#]
冲击体质量 (t)	2.5	3.2 3.5 3.6	4.0 4.5 4.6 5.0	6.0 6.2	7.2	8.0
锤体总质量 (t)	5.6~6.2	7.2~8.2	9.2~11.0	12.5~15.0	18.4	17.4~20.5
常用冲程 (m)	1.5~2.2	1.6~3.2	1.8~3.2	1.9~3.6	1.8~2.5	2.0~3.4
适用管桩规格	φ300	φ300 φ400	φ400 φ500	φ500 φ550 φ600	φ550 φ600	φ600 φ800
单桩竖向承载力设计值适用范围 (kN)	600~1200	800~1600	1300~2400	1800~3300	2200~3800	2600~4500
桩尖可进入的岩土层	密实砂层 坚硬土层 全风化岩	密实砂层 坚硬土层 强风化岩	强风化岩	强风化岩	强风化岩	强风化岩
常用控制贯入度 (mm/10 击)	20~40	20~50	20~50	20~50	30~70	30~80

表 3.10.3-5 选择静力压桩机参考表

压桩机型号		160~180	240~280	300~360	400~460	500~600
最大压桩力 (kN)		1600~1800	2400~2800	3000~3600	4000~4600	5000~6000
适用管桩	最小桩径 (mm)	300	300	400	400	500
	最大桩径 (mm)	400	500	500	550	600
适用方桩	最小边长 (mm)	300	350	400	400	450
	最大边长 (mm)	400	450	450	500	550
单桩极限承载力 (kN)		1000~2000	1700~3000	2100~3800	2800~4600	3500~5500
桩端持力层		中密~密实砂层、硬塑~坚硬粘土层、残积土层	密实砂层、坚硬粘土层、全风化岩层	密实砂层、坚硬粘土层、全风化岩层	密实砂层、坚硬粘土层、全风化岩层、强风化岩层	密实砂层、坚硬粘土层、全风化岩层、强风化岩层
桩端持力层标贯值 (N)		20~25	20~35	30~40	30~50	30~55
穿透中密~密实砂层厚度 (m)		约 2	2~3	3~4	5~6	5~8

3 钢桩。

1) H 形截面桩表面积大, 在承受竖向荷载时能提供较大的摩阻力, 故最适宜用作摩擦桩, 为了增大桩的摩阻力, 有时可在 H 形钢桩的翼缘或腹板加焊钢板或型网。

2) 钢管桩的桩端有敞口式和封闭式两种。前者可以减小沉桩过程的挤土效应, 打桩时贯入性能

好, 较容易达到设计的桩长或抵达需要的持力层; 当桩壁轴向抗压强度不够时, 可将挤入管内的塞土挖除后灌注混凝土; 后者可以提供更大的桩端承载力, 需要时同样可以内灌混凝土。

3) 钢管桩管壁的设计厚度由有效厚度和腐蚀厚度两部分组成。有效厚度指管壁在外力作用下所需的厚度, 可参考有关钢结构设计规范按容许应力法计算; 腐蚀厚度指在使用年限内钢管桩管壁腐蚀掉的厚度, 一般取 2mm。

4) 钢管桩外径与有效壁厚之比 d/t 不宜大于 100, 且管壁的最小有效厚度不应小于 7mm。

5) 钢桩埋入土中的防腐方法通常采用在金属表面冷涂两道沥青涂剂, 在涂抹之前, 首先要用钢丝刷刷去污物、铁锈及松弛的氧化皮。

6) 钢桩的连接一般采用焊接, 焊接材料的机械性能应与钢桩主材相适应, H 形桩采用定位板焊接法, 钢管桩采用衬环焊接法, 如图 3.10.3。

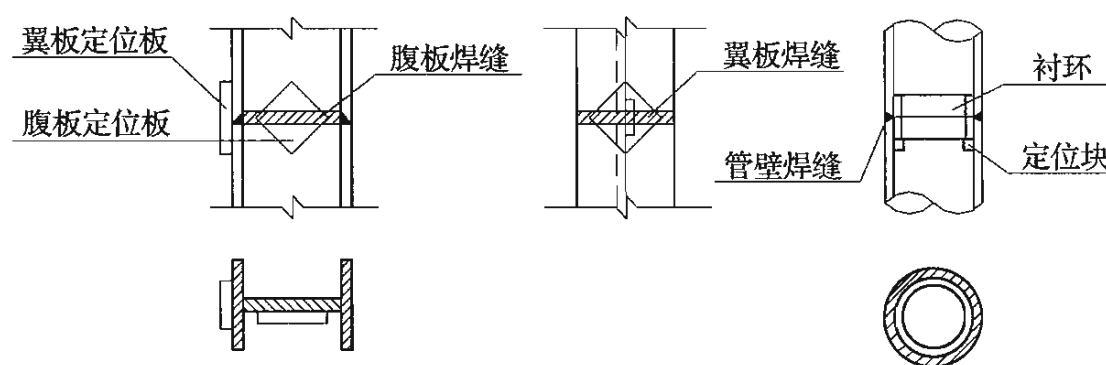


图 3.10.3 衬环焊接法示意图

4 沉管灌注桩基础。

1) 沉管灌注桩考虑桩长与桩径比 L/d 因素, 其长度一般有所限制: $d = 340\text{mm}$ 时, $L \leq 15\text{m}$; $d = 480\text{mm}$ 时, $L \leq 24\text{m}$; $d = 500 \sim 600\text{mm}$ 时, $L \leq 30\text{m}$ 。

2) 锤击式沉管灌注桩的施工应根据土质情况和荷载要求, 分别选用单打法、复打法、反插法。

3) 沉管灌注桩的混凝土充盈系数不得小于 1.0; 对于混凝土充盈系数小于 1.0 的桩, 宜全长复打; 对可能有断桩或缩颈的桩, 应采用局部复打。

4) 沉管灌注桩外径小于 400mm 时, 其配筋可采用插筋形式, 插筋一般用 $3\phi 14$; 外径等于或大于 400mm 时, 宜采用钢筋笼, 其最小配筋率为 0.4% (地震区), 0.2% (非地震区), 长度不得小于 $1/3$ 桩长且不小于 2.5m, 有软弱土层时, 应穿越软弱土层。

5) 钢筋笼的纵向钢筋一般为 $\phi 12 \sim \phi 18$, 沿圆周均匀排列, 钢筋笼箍筋采用 $\phi 6 \sim \phi 8$ 螺旋箍, 间距 200 ~ 300mm, 在桩顶 3 ~ 5d 内适当加密, 当钢筋笼长度大于 4m 时, 宜每隔 2m 设一道 $\phi 12 \sim \phi 18$ 的焊接加劲箍。

6) 混凝土强度等级不应低于 C20, 水泥用量不少于 $300\text{kg}/\text{m}^3$ 。

5 钻(冲)孔灌注桩基础。

1) 常用桩径 $d = 300 \sim 1400\text{mm}$, 桩长 $L \leq 50\text{m}$, 软土地区可达 80m, 有特殊机具时其桩径可大于 1400mm。钻孔桩全长一般为等直径, 当桩端持力层较好, 且 $L/d < 50$ 时, 可采用扩底钻孔桩, 以提高桩端承载力, 但其扩孔检测技术要求较高较严。

2) 钻(冲)孔桩成孔过程一般需泥浆护壁(桩长范围内均为粘性土、粉土层, 且无地下水的场地采用螺旋干钻法的除外)。泥浆的制备应选用高塑性粘土或膨润土, 拌制泥浆应根据施工机械、工艺及穿越土层进行配合比设计。

3) 泥浆护壁的钻(冲)孔桩的混凝土均需采用导管水下灌注, 混凝土强度等级不应低于 C20。灌注混凝土之前, 必须进行孔底清渣工序, 孔底沉渣指标应符合下列规定: 端承桩 $\leq 50\text{mm}$, 摩擦端承及端承摩擦桩 $\leq 100\text{mm}$, 摩擦桩 $\leq 300\text{mm}$ 。当孔底沉渣指标可能超过规定值, 或桩端持力层为卵石层时, 可采用桩端后注浆技术。

4) 桩的主筋应经计算确定。灌注桩最小配筋率不宜小于0.2%~0.65% (小直径桩取大值), 配筋长度:

- ①受水平荷载和弯矩较大的桩, 配筋长度应通过计算确定。
- ②桩身范围存在淤泥、淤泥质土或液化土层时, 配筋长度应穿过这些土层, 进入以下较好土层。
- ③坡地岸边的桩、8度及8度以上地震区的桩、抗拔桩、嵌岩端承桩应通长配筋。
- ④桩径大于600mm的桩, 构造钢筋的长度不宜小于桩长的2/3, 并不小于 $4.0/\alpha$ 。

5) 钢筋笼主筋净距不应小于60mm, 箍筋采用螺旋式, 间距200~300mm, 承受较大水平荷载的桩和地震设防区的桩, 桩顶3~5d范围内箍筋应加密, 加密段箍筋间距为非加密段的一半; 当钢筋笼长度超过4m时, 应每隔2m设一道 $\phi 12 \sim \phi 18$ 焊接加劲箍筋。

3.10.4 桩的抗震设计及其构造措施

1 当地面以下无可液化土层、桩承台周围无淤泥、淤泥质土和未压实填土时, 下列建筑物承受竖向荷载为主的桩基可不进行抗震承载力验算:

- 1) 6度设防区的一般工业与民用建筑;
- 2) 7度和8度设防区, 单层或多层, 高度 $\leq 25\text{m}$ 的砌体结构(包括内框架、底层框架)建筑;
- 3) 7度和8度设防区, 单层排架结构厂房, 8层以下高度 $\leq 25\text{m}$ 的框架结构建筑。

2 地面以下无液化土层的桩基, 可按下列公式验算桩基的抗震承载力:

- 1) 与地震作用效应组合后的轴心竖向力标准值 Q_k 作用下:

$$Q_k \leq 1.25R_a \quad (3.10.4-1)$$

- 2) 与地震作用效应组合后的偏心竖向力标准值 Q_{kmax} 作用下, 除满足 $H_{ik} \leq R_{iH}$ 外, 尚应满足:

$$Q_{kmax} \leq 1.5R_a \quad (3.10.4-2)$$

式中 R_a ——单桩竖向承载力特征值;

H_{ik} ——相应于荷载效应标准值组合作用于单桩顶的水平力;

R_{iH} ——单桩水平承载力特征值。

3 当地面以下存在可液化土层, 但可液化土层下界面较平坦, 桩承台(或地下室)周围无可液化土层, 且有刚性地坪时, 可按下列方法验算桩基的抗震承载力。

1) 地震作用持续过程, 液化土的侧向刚度折减一半(采用 m 法计算时, m 值乘以0.5的折减系数), 按上述第2款验算桩的承载力;

2) 地震作用停止时, 考虑可液化土层液化, 取此部分及以上土层摩阻力为零, 按下式验算桩的竖向承载力, 必要时验算其附加沉降。

$$R_U \geq 1.3Q_k \quad (3.10.4-3)$$

式中 R_U ——扣除液化土及其以上部分土层摩阻力的桩极限承载力, 一般可取相应的单桩承载力特征值的2倍;

Q_k ——建筑物竖向荷载引起的作用于桩顶的竖向力标准值。

4 对于坡地岸边的桩基, 或可能因地震作用引起土层滑移时, 应考虑附加水平力对桩基承载力的影响。

5 液化土中的桩配筋范围, 应自桩顶至液化深度以下符合全部消除液化沉陷所需要的深度, 其纵向钢筋应与桩顶部相同, 箍筋应加密。

6 桩顶嵌入承台的长度不宜小于50mm, 大直径桩不宜小于100mm; 桩主筋锚入承台内的长度应按受拉钢筋考虑。

7 桩的抗震设计及构造措施可参照《建筑抗震设计规范》GB 50011第4.4.1条。

3.11 挖孔桩基础设计

3.11.1 一般规定

1 采用挖孔桩需满足下列要求:

- 1) 单桩承载力特征值 $\geq 2000\text{kN}$ 。
- 2) 有中硬以上的粘土、中密以上砂土、卵石层、岩层等作持力层；
- 3) 持力层在地下水位以上或地下水降水不很困难；
- 4) 所穿越的土层不含淤泥层、流砂层，或淤泥层、流砂层厚度不大，并经降水后，挖进中不会造成垮塌。

2 挖孔桩地基的勘察要求：

- 1) 查明场地有无不良地质构造，判断危害程度；
- 2) 场区各土层结构及均匀性，提出各土层侧阻特征值及可能作持力层的各土层端阻特征值；
- 3) 地下水埋藏情况、类型、水位变化幅度、降水难易及对混凝土的腐蚀性；
- 4) 勘察深度为持力层下 $5 \sim 10\text{m}$ （岩层为 5m 、土层为 10m ），若有断层、破碎带、古墓、溶洞等，与设计部门研究后确定补勘深度；复杂地质条件下的一柱一桩应按一柱一孔进行勘察。

3 由挖孔桩受力特性决定，应优先采用端承桩，其次是摩擦端承桩，不应采用摩擦桩。

4 桩径一般为 $\phi 800 \sim \phi 2000$ ，扩底直径 D 与桩身直径 d 之比宜小于 3.0 ，扩底宜挖成锅底形，锅底比四周低 200mm ，其承载力约可提高 20% ，构造见图 3.11.1。为节省投资，在满足柱身强度的前提下，直径应尽量取小值，依靠扩底来提高单桩承载力特征值。

5 人工挖孔桩的桩长不宜大于 40m ，亦不宜小于 6m ，桩长少于 6m 的按墩基础考虑，桩长虽大于 6m ，但 $L/D < 3$ ，亦按墩基计算。

6 挖孔桩进入持力层的深度，根据荷载及地质条件确定，宜为桩身直径的 $1 \sim 2$ 倍。对粘性土取 $1.5 \sim 2$ 倍，对砂土宜取 $1.0 \sim 1.5$ 倍，对卵石层为 $1d$ ，对中、微风化硬质岩体最小深度大于等于 0.5m 。

7 挖孔桩桩端以下 3 倍桩端直径范围内应无软弱层、断裂破碎带和洞穴，并应在桩底 5 倍桩端直径范围内无岩体临空面，若不满足 5 倍时，专题研究。

8 挖孔桩布桩原则：

- 1) 对柱基宜采用一柱一桩，在结构设置变形缝处，也可两柱合用一桩，但应使柱合力重心与桩中心重合。
- 2) 剪力墙下，根据荷载大小、桩的承载能力及承台梁尺寸等综合比较分析，尽量选用单排桩的布置方案，并考虑剪力墙两端应力集中，而剪力墙中和轴附近则可按均匀受力布桩。
- 3) 核心筒下可考虑按群桩布桩，但桩宜布在纵横墙相交处或墙下，且桩群重心与上部结构荷载重心相重合。

4) 桩的中心距宜大于等于 $2.5d$ ，当有扩大头时桩距宜大于等于 $1.5D$ ，且两个扩大头间的净距宜大于等于 500mm ，在端承桩情况下允许两扩大头间净距为 0 ，但要注意跳花施工，以免造成事故。

9 挖孔桩必须在无水情况下挖进，人工降水深度应始终控制在桩底标高以下大于等于 500mm 。施工方法可分：人工挖孔、人工扩底；机械挖孔、机械扩底；机械挖孔、人工扩底。

10 人工挖孔桩施工应注意安全防护：

1) 必须设置护壁（黄土地区经验丰富时可不受此限），护壁应采用混凝土与桩芯形成一体，以发挥护壁外的侧阻力。

2) 深度大于 10m 的桩孔应有送风装置，每天开工前先送风 5min 。

3) 竖向提土装置务必安全。

4) 当采用机械成孔、人工扩底时，应采取适当的安全措施。

11 挖孔桩竖直度偏差不得大于 1% ，桩位中心偏差不得大于 100mm 。

12 为减少各桩之间的差沉降，宜根据上部荷载的大小，调整各桩扩大头直径或桩身直径，使各

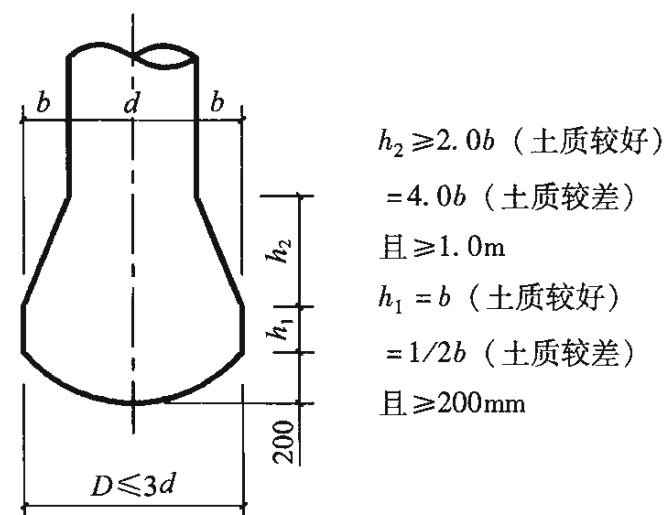


图 3.11.1 扩底构造示意图

桩桩端处持力层的压力大致相同。

13 挖孔桩桩底持力层应逐桩验槽。

14 挖孔桩具有承载力高,传力直接、持力层检查直观、施工快速、节省造价、设备简单、桩身质量有保证,对环境污染小,更适宜于狭窄场地上施工等优点。对于高层建筑及大跨度柱网工程,当条件合适时,可优先采用。

3.11.2 挖孔桩桩基计算

1 计算原则:

1) 作用于桩上的荷载应按正常使用极限状态下的荷载效应的标准组合,进行单桩承载力验算。

2) 计算单桩承载力时,桩侧阻力可按混凝土护壁外直径计算,计算桩端阻力和桩身强度时,混凝土护壁与桩芯浇成一体,受荷时其剪切面发生于桩土界面,而非桩芯与混凝土护壁之间。仅取内径 d 为桩身计算直径。

3) 支承在微风化岩上长径比 $L/d \leq 5$ 的端承桩,只计端阻,不计侧阻,支承于其他土层或中风化岩、强风化岩上的桩,按摩擦端承桩计,即计入摩擦力,但有扩大头的桩其扩大部分及以上 $1 \sim 2\text{m}$ 范围内不计桩周侧阻力。

2 单桩承载力特征值的确定。

1) 地基基础设计等级为甲、乙级的挖孔桩,单桩竖向承载力特征值应通过单桩竖向静载荷试验确定。在同一条件下的试桩数量,不宜少于总桩数的 1%,且不应少于 3 根。单桩的静载荷试验,应按《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002 附录 Q 进行。

2) 对设计等级为乙级的挖孔桩地基可采用深层平板载荷试验确定桩端土的承载力特征值,试验方法应按《建筑地基基础设计规范》附录 D 进行。

3) 地基基础设计等级为丙级的建筑物,可采用静力触探及标贯试验参数确定 R_a 值。

4) 初步设计时单桩竖向承载力特征值可按下式估算:

$$R_a = \Psi_p q_{pa} A_p + u_p \Psi_{si} \sum q_{sia} l_i \quad (3.11.2 - 1)$$

式中 R_a ——单桩竖向承载力特征值;

q_{pa} 、 q_{sia} ——桩端端阻力、桩侧阻力特征值,由当地静载荷试验结果统计分析算得;

A_p ——桩底端横截面面积;

u_p ——桩身周边长度;

l_i ——第 i 层岩土厚度;

Ψ_p 、 Ψ_{si} ——端阻力尺寸效应系数、侧阻力尺寸效应系数,见表 3.11.2-1。

5) 当桩端嵌入完整及较完整的硬质岩中较浅时,可按下式估算单桩竖向承载力特征值:

$$R_a = q_{pa} A_p \quad (3.11.2 - 2)$$

式中 q_{pa} ——桩端岩石承载力特征值。

表 3.11.2-1 大直径桩侧阻力尺寸效应系数 Ψ_p

土类别	粘性土、粉土	砂土、碎石类土
Ψ_{si}	1	$\left(\frac{0.8}{d}\right)^{\frac{1}{3}}$
Ψ_p	$\left(\frac{0.8}{D}\right)^{\frac{1}{4}}$	$\left(\frac{0.8}{D}\right)^{\frac{1}{3}}$

3 单桩承载力计算应符合下列表达式:

1) 轴心竖向力作用下

$$Q_k \leq R_a \quad (3.11.2 - 3)$$

偏心竖向力作用下,除满足公式 (3.11.2-3) 外,尚应满足下列要求:

$$Q_{ikmax} \leq 1.2R_a \quad (3.11.2-4)$$

式中 R_a ——单桩竖向承载力特征值。

2) 水平荷载作用下:

$$H_{ik} \leq R_{Ha} \quad (3.11.2-5)$$

式中 R_{Ha} ——单桩水平承载力特征值。

4 群桩中单桩桩顶竖向力应按下列公式计算:

1) 轴心竖向力作用下:

$$Q_k = \frac{F_k + G_k}{n} \quad (3.11.2-6)$$

偏心竖向力作用下:

$$Q_{ik} = \frac{F_k + G_k}{n} \pm \frac{M_{xk}y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{yk}x_i}{\sum x_i^2} \quad (3.11.2-7)$$

2) 水平力作用下:

$$H_{ik} = \frac{H_k}{n} \quad (3.11.2-8)$$

式中 F_k ——相应于荷载效应标准组合时, 作用于桩基承台顶面的竖向力;

G_k ——桩基承台自重及承台上土自重标准值;

Q_k ——相应于荷载效应标准组合轴心竖向力作用下任一单桩的竖向力;

n ——桩基中的桩数;

Q_{ik} ——相应于荷载效应标准组合偏心竖向力作用下第 i 根桩的竖向力;

M_{xk} 、 M_{yk} ——相应于荷载效应标准组合作用于承台底面通过桩群形心的 x 、 y 轴的力矩;

x_i 、 y_i ——桩 i 至桩群形心的 y 、 x 轴线的距离;

H_k ——相应于荷载效应标准组合时, 作用于承台底面的水平力;

H_{ik} ——相应于荷载效应标准组合时, 作用于任一单桩的水平力。

5 单桩水平承载力特征值取决于桩的材料强度、截面刚度、入土深度、土质条件、桩顶水平位移允许值和桩顶嵌固情况等因素, 应通过现场水平荷载试验确定。必要时可进行带承台的荷载试验, 试验宜根据荷载性质采用慢速维持荷载法或多循环加卸载法。

当作用于桩基上的外力主要为水平力时, 应根据使用要求对桩顶变位的限制, 对桩基的水平承载力进行验算。当外力作用面的桩距较大时, 桩基的水平承载力可视为各单桩的水平承载力的总和。当承台侧面的土未经扰动或回填密实时, 应计算土抗力的作用。

6 当桩基承受拔力时, 应对桩基进行抗拔验算及桩身抗裂验算。

7 桩身混凝土强度应满足桩的承载力设计要求。

桩轴心受压时

$$Q \leq 0.7A_p f_c \quad (3.11.2-9)$$

式中 f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值, 按现行《混凝土结构设计规范》取值;

Q ——相应于荷载效应基本组合时的单桩竖向力设计值;

A_p ——桩身横截面积。

8 挖孔桩桩基沉降计算:

1) 以下非嵌岩挖孔桩桩基应进行沉降验算:

①地基基础设计等级为甲级建筑物;

②体型复杂荷载差异大, 或桩端下存在软弱土层乙级的建筑摩擦端承端承摩擦桩桩基。

2) 挖孔桩桩基沉降计算:

①当桩距小于 $6d$ 时, 可采用等代墩基分层总和法计算, 其附加压力为桩底平面处的附加压力, 算式及桩基沉降计算经验系数 ψ_p 可按《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002 附录 R 桩基础最终沉

降计算有关条款采用；

②当桩距小于 $6d$ 时，可采用《建筑桩基技术规范》JGJ 94—94 规范的等效作用分层总和法计算。

3) 当桩距大于 $6d$ 时，一般可不进行沉降验算。当重要工程需进行验算时，可采用明德林应力公式计算其竖向附加应力，仍用分层总和法求其沉降值。

4) 上部的荷载效应应按正常使用状态下的准永久组合，不应计入风荷载和地震作用，相应的控制值见《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002 中表 5.3.4。

9 几种特殊土对单桩承载力的影响

1) 膨胀土：在设计地面标高以下 3m 内的膨胀土，桩周摩擦力设计值应乘以 0.5 的折减系数。膨胀土上的挖孔桩的纵向钢筋宜通长设置。

2) 液化土层：对于桩身周围有液化土层的低承台桩基，当承台下有不小于 1m 厚的非液化土或非软弱土时，土层液化对单桩承载力的影响可将液化土层侧阻力特征值乘以土层液化折减系数计算单桩承载力特征值。土层液化折减系数按表 3.11.2-2。

当承台底非液化土层小于 1m 时，土层液化折减系数按表 3.11.2-2 降低一个层次取值。

表 3.11.2-2 土层液化影响折减系数

实际标贯锤击数/临界标贯锤击数	深率 d_s (m)	折减系数
≤ 0.6	$d_s \leq 10$	0
	$10 < d_s \leq 20$	1/3
$> 0.6 \sim 0.8$	$d_s \leq 10$	1/3
	$10 < d_s \leq 20$	2/3
$> 0.8 \sim 1.0$	$d_s \leq 10$	2/3
	$10 < d_s \leq 20$	1

3) 湿陷性黄土、新填土及欠固结土场地桩的负摩擦力按各地区经验数据采用，或由拟建场地勘察报告提供，或按《建筑桩基技术规范》JGJ 94—94 规范规定计算。

10 挖孔桩基的抗震计算与构造按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 的第 4.4.1~4.4.3 条执行。

3.11.3 挖孔桩构造要求

1 挖孔桩混凝土强度等级不应低于 C20。

2 保护层厚度不小于：

无地下水、有混凝土护壁：30mm；

有地下水、有混凝土护壁：50mm；

无混凝土护壁：70mm。

3 一般情况下挖孔桩应设置承台或桩帽，桩帽应能很好地连接锚固柱、桩及地基梁与拉梁。地梁、拉梁、柱及桩纵筋在承台或桩帽内的锚固长度均为 L_a 。桩帽每边应大于桩边 200mm，桩帽高大于 1000mm，并上下配以不少于 $\phi 12@150$ 的双向钢筋，当设有地基梁时，也可不设桩帽。桩顶嵌入承台长度不宜小于 75~100mm，当桩嵌入承台大于等于 100mm，可认为桩与承台是刚接，否则视为铰接。

4 挖孔桩的配筋要求：

1) 主筋应经计算确定。配筋长度不少于 $4/\alpha$ ，“ α ”为桩土特征系数。桩长小于 15m 及端承桩、抗拔桩与地震区及基本风压大于 0.7kN/m^2 地区的挖孔桩钢筋应通长配置，其他情况亦不小于桩长的 2/3，并应伸过淤泥层及液化土层。

2) 挖孔桩的护壁混凝土强度等级不应低于 C20，通常每段浇捣高度为 0.8~1m，遇淤泥、流砂则采用 0.3~0.5m。

壁厚:

当桩径 $\leq 1.4\text{m}$ 时, 上口为 100mm, 下口为 50mm;

当桩径 $\geq 1.4\text{m}$ 时, 上口为 150mm, 下口为 100mm;

当桩径 $> 2.0\text{m}$ 时, 上口为 200mm, 下口为 150mm。

护壁中应配 $\phi 6 \sim \phi 8 @ 200$ 双向钢筋网, 可分 3~4 片弧形制作, 搭接长为 200~250mm。

3) 箍筋: 桩帽下 1.0~1.5m 范围用 $\phi 10 @ 100$, 其他处为 $\phi 8 \sim \phi 10 @ 200 \sim 300$; 可用环形焊接箍或螺旋箍, 每隔 2m 设一道 $\phi 12 \sim \phi 14$ 焊接加劲箍筋。

5 当桩落在斜面基岩上的做法如图 3.11.3-1。

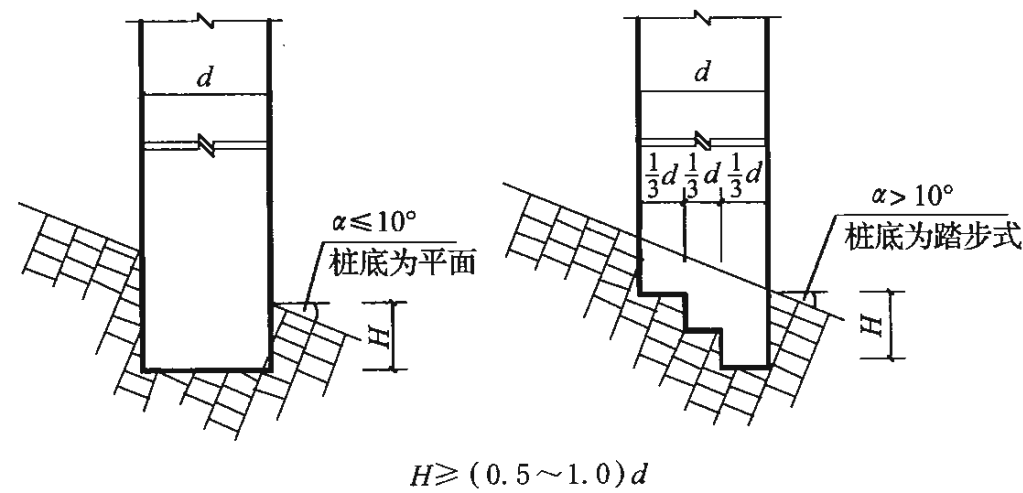


图 3.11.3-1 基岩顶面为斜面时桩端做法示意

6 当桩底位于已胶结良好的破碎带时可视为中风化岩, 但扩大头处应铺底筋, 视扩大头尺寸双向布不小于 $\phi 12 \sim \phi 16 @ 150$, 且扩大头范围混凝土强度等级不低于 C30。

7 作用于桩顶的弯矩, 可按桩和连梁的抗弯线刚度进行分配, 当梁的抗弯线刚度大于桩的抗弯线刚度 5 倍以上时, 桩顶可只考虑轴向力和水平力的作用。

8 作用于桩顶的水平力, 可由与连梁相连的各柱水平力的平均值计算, 当水平力较大, 可设整体基础底板, 水平力可由左右各一跨范围内的桩共同承担。

9 有抗震要求时, 桩顶处应沿纵横方向设置连系梁, 梁高不少于柱间跨度的 1/12, 按柱上最大轴力的 0.1 (8 度、9 度区), 0.05 (6 度、7 度区) 为拉力计算配筋。当柱距较大, 设置连系梁有困难时, 应将承台加高做大, 原槽浇灌或采取其他有效措施。

10 当有地下室, 且钢筋混凝土底板厚度大于等于 350mm 或板厚大于等于 $\frac{\text{柱距}}{25}$ 时, 则可在底板内沿柱轴线设置暗梁, 不再另设拉梁。暗梁钢筋总数不少于 $4\phi 18$, 并配置箍筋, 一般不少于 $\phi 6 @ 200$ 。

11 特殊情况下, 只要持力层相同及控制住沉降差及桩底的高差时, 允许挖孔桩与独立墩基混用, 见图 3.11.3-2。

$$\text{对粘性土} \quad L = (1 \sim 2) \Delta H; \quad (3.11.3-1)$$

$$\text{对砂土} \quad L \geq \Delta H \text{ctg} \phi. \quad (3.11.3-2)$$

式中 ϕ ——砂土的内摩擦角;

ΔH ——相邻基础底面高差。

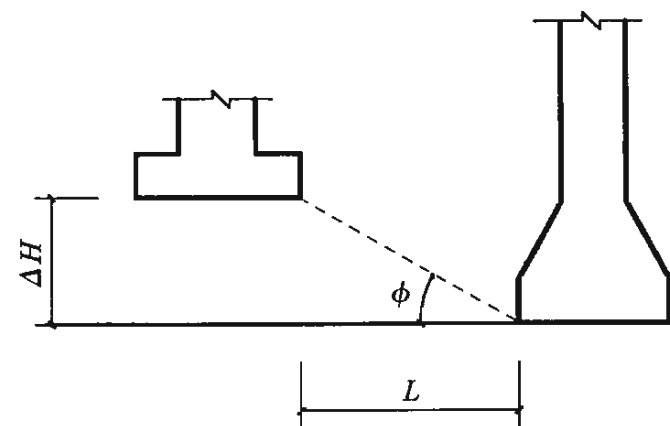


图 3.11.3-2 相邻基础埋深不同时应保持的距离

3.12 一般承台和承台梁的设计与构造

3.12.1 承台构造要求。桩基承台的构造，除满足抗冲切、抗剪切、抗弯承载力和上部结构的连接要求外，尚应符合下列要求：

- 1 墙下条形承台宽度不应小于 500mm，桩的外边缘至承台梁边距离不得小于 75mm。
- 2 柱下独立桩基及满堂桩基采用板式承台，其边桩边缘至承台边距离一般为 0.5 倍桩径，且不得小于 150mm，对大于等于 $\phi 800$ 桩径的桩，其边距不得小于 200mm，见图 3.12.1-1。

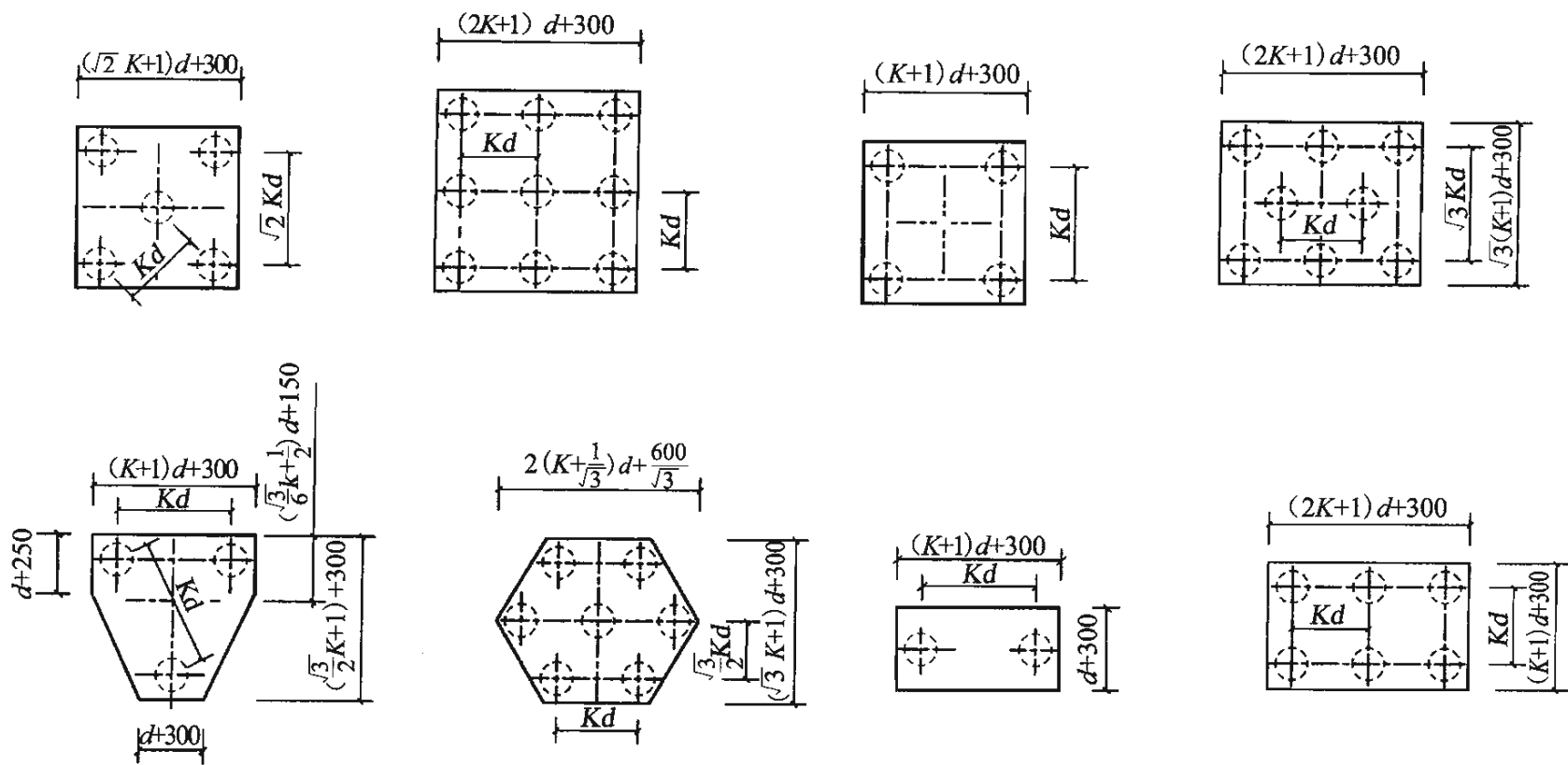


图 3.12.1-1 桩基及承台布置示意图

- 3 承台厚度由计算确定，最小不得小于 300mm。
- 4 承台混凝土强度等级不应低于 C20，纵向钢筋的混凝土保护层厚度，无垫层时不应小于 70mm，当有混凝土垫层时，不应小于 40mm。

5 承台的配筋：

1) 对条形承台，其主筋除满足计算要求外，尚应符合现行《混凝土结构设计规范》GB 50010 关于最小配筋率的规定，主筋直径不宜小于 12mm，箍筋直径不宜小于 6mm。

2) 对矩形承台其钢筋应按双向均匀通长布筋，钢筋直径不小于 12mm，间距不大于 200mm。

3) 对三桩承台，钢筋应按三向板带均匀布置，且最里面的三根钢筋围合成的三角形应在上部柱截面范围内。

6 桩顶嵌入承台内长度不小于 50mm，大直径桩不小于 100mm，受水平力时不小于 100mm，桩与承台连接钢筋不小于 $4\phi 12$ ；当水平力大时，桩纵筋宜全部锚入承台，其长度需满足钢筋的受拉锚固长度。

7 桩承台的防冻胀措施：

1) 在冻深较大（标准冻深大于 1m）地区承台下为弱冻胀性土时，承台下应换填粗砂、中砂、炉渣等松散填料，厚度不宜小于 300mm；当承台下为强冻胀性土时，承台下应预留 100~150mm 空隙；承台四周应填以粗砂、中砂、炉渣等松散填料或在承台侧面涂沥青，包油毡作隔离层，见图 3.12.1-2。

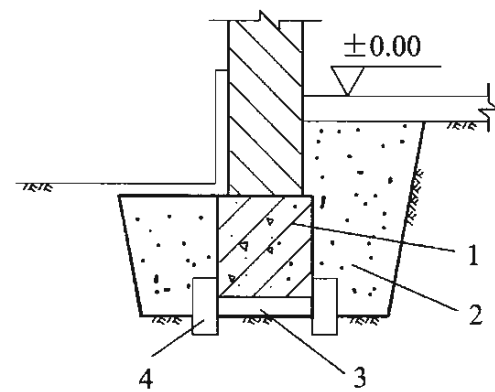


图 3.12.1-2 承台防冻构造示意

- 1—承台梁；2—炉渣等松散填料；
3—空隙；4—挡土砖

2) 在冻胀深较小(标准冻深小于1m)地区,承台位于冻深线以上时,承台下宜换粗砂、中砂、煤渣等松散填料,其厚度不少于100mm。

8 对膨胀土地基,可根据土的膨胀性、胀缩等级,采用上述第7款类似措施进行承台的防膨胀处理。

9 承台之间的连接应符合下列要求:

- 1) 单桩承台,宜在两个互相垂直的方向上设置连系梁;
- 2) 两桩承台,宜在其短向设置连系梁;
- 3) 有抗震要求的柱下独立承台,宜在两个主轴方向设置连系梁;
- 4) 连系梁的主筋应按计算要求确定。连系梁内上下纵向钢筋直径不应小于12mm,且不应少于2根,并应按受拉要求锚入承台。箍筋不少于 $\phi 6@200$ 。

3.12.2 承台计算

1 柱下桩基承台的弯矩计算:

1) 多桩矩形承台的弯矩计算:

$$M_x = \sum N_i Y_i \quad (3.12.2-1)$$

$$M_y = \sum N_i X_i \quad (3.12.2-2)$$

2) 等边三桩承台:

$$M = \frac{N_{\max}}{3} \left(S - \frac{\sqrt{3}}{4} c \right) \quad (3.12.2-3)$$

3) 等腰三桩承台:

$$M_1 = \frac{N_{\max}}{3} \left(S - \frac{0.75}{\sqrt{4-\alpha^2}} C_1 \right) \quad (3.12.2-4)$$

$$M_2 = \frac{N_{\max}}{3} \left(2S - \frac{0.75}{\sqrt{4-\alpha^2}} C_2 \right) \quad (3.12.2-5)$$

具体计算及弯矩计算示意详见《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002 中第8.5.16条和图3.12.2-1。

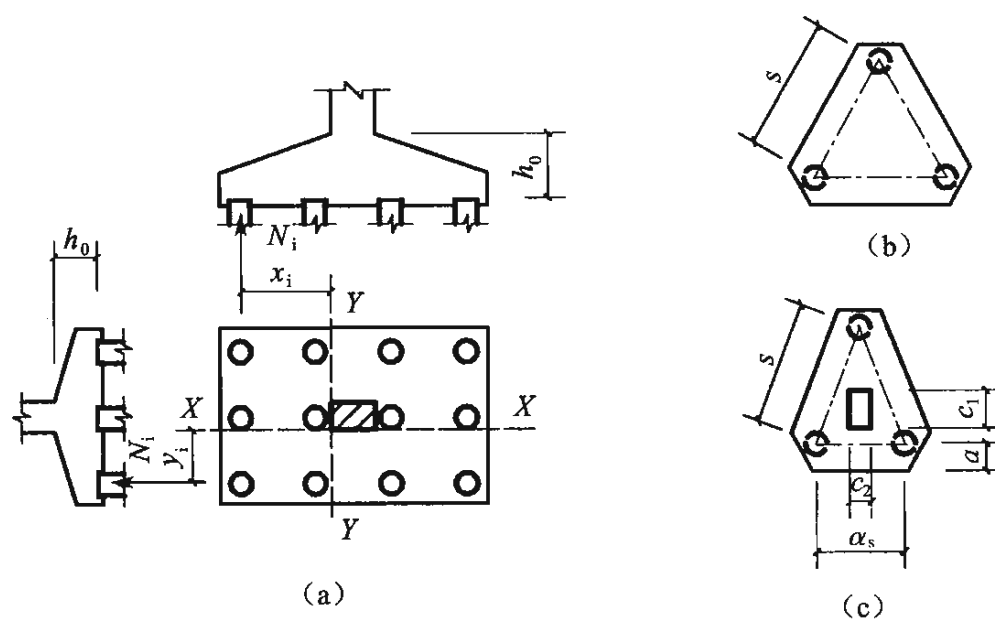


图 3.12.2-1 承台弯矩计算示意图

2 柱下桩基础独立承台受冲切承载力需做下列计算。

- 1) 柱对承台的冲切。
- 2) 角桩对承台的冲切。

具体算式及冲切计算示意见《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002 中第8.5.17条和图3.12.2-2、图3.12.2-3、图3.12.2-4。

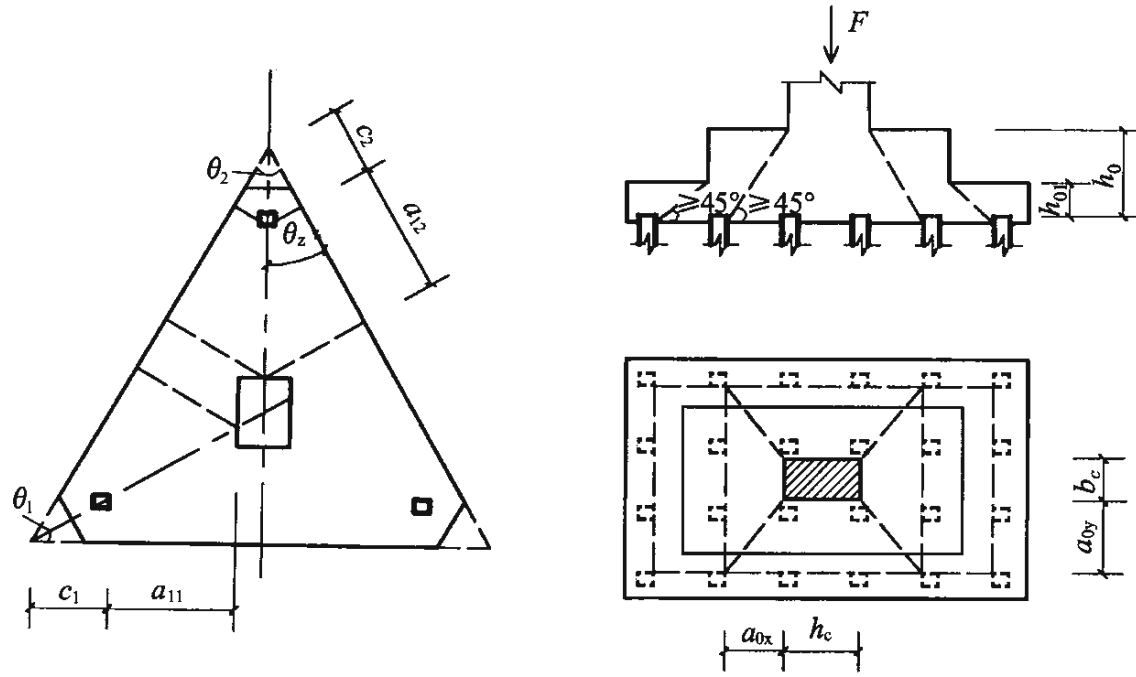


图 3.12.2 - 2 柱对承台冲切计算示意图

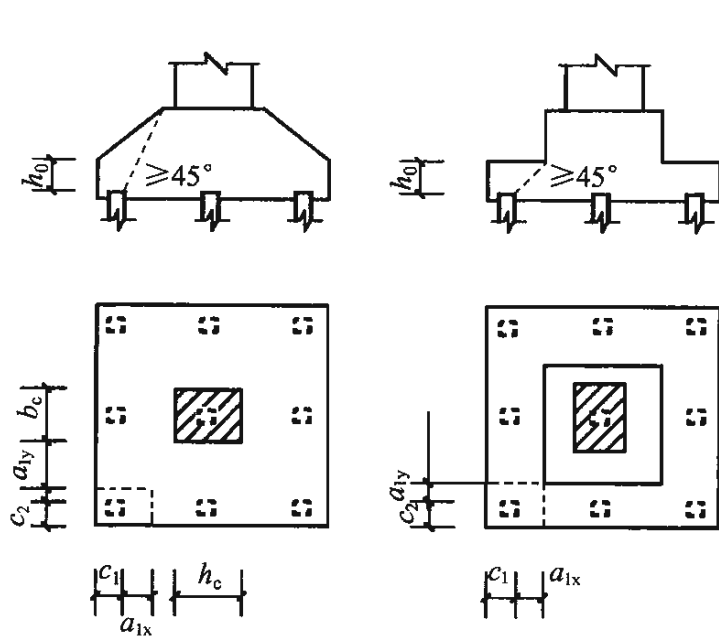


图 3.12.2 - 3 矩形承台角桩冲切计算示意图

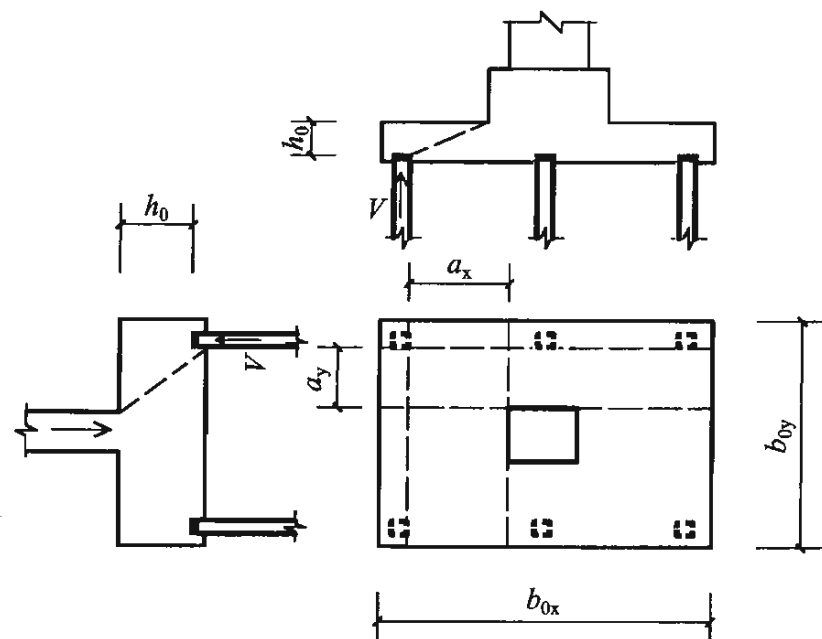


图 3.12.2 - 4 承台截面受剪计算示意图

3 柱下桩基独立承台应分别对柱边和桩边、变阶处和桩边连线形成的斜截面进行受剪计算。当柱边外有多排桩形成多个剪切斜截面时，尚应对每个斜截面进行验算。

具体计算及承台斜截面受剪计算示意图见《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002 中第 8.5.18 条和图 3.12.2 - 4。

4 当承台的混凝土强度等级低于柱或桩的混凝土强度等级时，尚应验算柱下或桩上承台的局部承压承载力。

5 条形承台梁的计算：

1) 柱下条形承台梁的计算：可近似将柱作为条形承台梁的支座，桩反力作为条形承台上的荷载，按多跨连续梁进行抗弯、抗剪计算。

2) 墙下条形承台梁的计算：

①均布全荷载连续梁法：不考虑墙体与承台梁的共同作用，将墙体传下的荷载均布于条形承台梁，将桩作为承台梁的支座，按普通连续梁计算弯矩和剪力。此法计算较简单，但配筋较费。

②倒置弹性地基梁法：将承台梁以上墙体视为半无限平面弹性地基梁，承台梁视为桩顶荷载作用下的倒置弹性地基梁，用弹性理论求解承台梁的反力，经简化后作为作用于承台梁上的荷载，然后按

普通连续梁计算梁的弯矩和剪力。该法计算模式较符合实际情况，配筋较省，但计算较繁，工作量较大。计算方法见《建筑桩基技术规范》JGJ 94—94 附录 F。

6 桩和地基土的共同作用：

1) 对于下列情况可以考虑桩和地基土的共同作用：

- ①对沉降没有特殊要求和上部结构刚度较大的建筑物；
- ②基础承台下无湿陷性、可液化、欠固结土层。
- ③桩间距较大（大于 $3d$ ），且桩端未进入坚硬土层或岩层。

2) 桩和地基土共同作用近似计算方法，可按《建筑桩基技术规范》JGJ 94—94 第 5.2.3 条进行。

- ①按单桩承载力特征值 R_k 的 1.1 ~ 1.3 倍进行布桩。
- ②按《建筑桩基技术规范》JGJ 94—94 表 5.2.3 - 2 估算承台内、外区土阻力群桩效应系数 η_c^i 、 η_c^o ，求得承台土阻力群桩效应系数均值 η_c ；当为筏式承台时，取 $\eta_c = \eta_c^i$ 。

③验算复合基桩承载力或复合桩基总承载力：

$$N \leq R_k + \eta_c \cdot f_k \cdot A_c / n \quad (3.12.2 - 6)$$

$$\text{或 } F + G \leq n \cdot R_k + \eta_c \cdot f_k \cdot A_c \quad (3.12.2 - 7)$$

7 沉降控制复合桩基：

1) 符合下列条件时可采用沉降控制复合桩基：

- ①软土层较厚，承台下无可液化、欠固结土层；
- ②对沉降无特殊要求的不超过 8 层的多层住宅；
- ③天然地基承载力可满足荷载要求或相差不大，但沉降量过大。

2) 沉降控制复合桩基设计原则和要点：

①选用成桩质量可靠性高的小直径桩，一般宜采用边长为 200 ~ 250mm，长径比 l/d 为 80 左右的预制混凝土桩；

②选择非坚硬但压缩性相对较低的土层为桩端持力层，使桩的承载变形性状为摩擦型；

③布桩数量少，桩距不小于 $5 \sim 6d$ ；复合桩基础的基础整体承载力应满足上海市《地基基础设计规范》DGJ 08 - 11 - 1999 公式 (11.6.6) 的设计安全度。

④桩身结构强度是以承担相当于单桩极限承载力（由土提供的支承阻力）的荷载，并具有一定的安全储备；

⑤布桩数量根据不同桩数（桩数为零至全部荷载由桩承担所需桩数）与计算沉降关系曲线 $n - s$ ，取允许沉降量所对应的桩数为设计桩数；

⑥具体计算可参考上海《地基基础设计规范》DBJ 08 - 11 - 1999。

3.13 建筑基坑支护结构与构造

3.13.1 基坑开挖与支护设计应包括的内容见《建筑地基基础设计规范》GB 50007—2002 第 9.1.3 条，基坑支护结构设计应掌握的基本技术资料：

- 1 工程地质和水文地质情况；
- 2 基坑周边环境情况；
- 3 地下室结构、基础及建筑相关要求；
- 4 施工条件；
- 5 相关技术规范、规程和当地管理部门的有关规定；
- 6 类似工程的调研资料。

3.13.2 基坑支护结构选型（见表 3.13.2）

表 3.13.2 支护结构选型表

支护型式	适用条件
排 桩	1. 适用于各种安全等级的基坑工程； 2. 内支撑 - 排桩支护结构可用于各种土层的基坑工程； 3. 锚杆 - 排桩支护结构宜用于非软土地层的基坑工程； 4. 当地下水位高于基坑底面时，应根据基坑周边环境情况采取降水或截水措施
地下连续墙	1. 适用于各种安全等级的基坑工程； 2. 内支撑 - 连续墙支护结构可用于各种土层的基坑工程； 3. 锚杆 - 连续墙支护结构宜用于非软土地层的基坑工程； 4. 当地下水位高于基坑底面时，根据土方开挖的需要可在基坑内采取降水措施
水泥土墙	1. 基坑侧壁安全等级宜为二、三级； 2. 水泥土桩施工范围内地基土承载力不宜大于 150kPa； 3. 基坑深度不宜大于 6m
土钉墙	1. 基坑侧壁安全等级宜为二、三级的非软土地地； 2. 基坑深度不宜大于 12m； 3. 普通土钉墙一般适应于地下水位以上或经人工降水后的人工填土、粘性土和粉土，不宜用于含水丰富的粉细砂层、砂卵石层和淤泥质土； 4. 当地下水位高于基坑底面时，应根据基坑周边环境情况采取降水或截水措施
逆作拱墙	1. 基坑侧壁安全等级宜为二、三级； 2. 场地具备起拱条件，拱墙轴线的矢跨比不宜小于 1/8； 3. 淤泥和淤泥质土场地不宜采用； 4. 基坑深度不宜大于 12m； 5. 当地下水位高于基坑底面时，应根据基坑周边环境情况采取降水或截水措施
降 水	当地下水位高于基坑底面、降水不危及基坑及周边环境安全时，可采用降水方法控制地下水位，以满足施工要求
回 灌	基坑周边被保护对象与基坑具有一定距离，但单独降水有可能危及基坑及周边环境安全时，可在降水井与被保护对象之间设置回灌井，以控制被保护对象处的地下水位，一般回灌井与降水井的距离不宜小于 6m
截 水	基坑周边被保护对象与基坑距离较近，降水会危及基坑及周边环境安全时，应采用截水帷幕控制基坑外被保护对象地基中的地下水位

3.13.3 基坑支护设计原则

1 承载能力极限状态：对应于支护结构达到最大承载能力、土体失稳或过大变形导致支护结构或基坑周边环境破坏，主要表现在：

- 1) 支护桩或地下连续墙的受弯、受剪承载力；
- 2) 支撑和支撑立柱的承载力；
- 3) 锚杆或土钉的抗拔承载力；
- 4) 腰梁或受力冠梁的受弯、受剪承载力；
- 5) 结构各连接件的受拉、受压、受剪承载力等；
- 6) 支护结构及坑外土体的整体滑动失稳；
- 7) 基底土的隆起失稳；
- 8) 重力式支护结构的抗倾覆或抗滑移稳定性；
- 9) 地下水引起的抗渗透稳定性、基底突涌稳定性。

2 正常使用极限状态：对应于支护结构的变形已妨碍地下结构施工或影响基坑周边环境的正常使用功能，主要表现在：

- 1) 支护结构的变形；
- 2) 支护结构变形以及地下水位变化引起的基坑内外土体的变形及其对基础桩、周边环境的影响。

3 基坑支护设计应进行支护体系的方案技术经济比较，论证基坑开挖施工方法的可行性及提出基坑施工过程中的监测要求。

3.13.4 支护结构的荷载计算

1 支护结构的荷载效应包括土压力、水压力、基坑影响范围内建筑物荷载、地面荷载、施工荷载、温度（冻胀）影响、波浪水流作用（临水支护结构）以及作为永久结构时的相关荷载。

2 土压力、水压力及基坑影响范围内垂直荷载对支护结构的作用应按当地可靠的经验确定，当无经验时，可采用假设条件最接近该具体工程的土压力理论，如朗肯土压力理论、库仑土压力理论。当对支护结构水平位移有严格限制时，应采用静止土压力。

3 当按照经典土压力理论计算土压力、水压力时，对砂性土宜按水土分算的原则计算，对粘性土宜按水土合算的原则计算。

3.13.5 排桩、地下连续墙支护结构设计要点及构造措施

- 1 嵌固深度的确定（见表 3.13.5-1）。

表 3.13.5-1 排桩、地下连续墙支护结构嵌固深度确定方法

受力型式（支点数量）	控制条件	嵌固深度计算方法	嵌固深度最小限值 h_{dmin}
悬臂式（无支点）结构	支护结构抗倾覆稳定性	极限平衡法	$0.3h$
单支点结构	支护结构抗倾覆稳定性	等值梁法	$0.3h$
多支点结构	支护结构整体稳定性	圆弧滑动简单条分法	$0.2h$

注：表中 h 为基坑开挖深度。

当基坑底为碎石土及砂土、基坑内排水且作用有渗透水压力时，侧向截水的排桩、地下连续墙的嵌固深度设计值尚应满足下式抗渗透稳定条件（见图 3.13.5-1）。

$$h_d \geq 1.2\gamma_0(h - h_{wa}) \quad (3.13.5)$$

式中 γ_0 ——重要性系数见《建筑基坑支护技术规程》JGJ 120—99。

- 2 结构受力及变形计算要点：

1) 排桩、地下连续墙支护结构按照受力条件分段按平面问题计算，排桩取 1 根桩作为计算单元，荷载计算宽度为排桩中心距，地下连续墙取单位宽度或一个墙段。

2) 结构受力及变形计算应根据基坑开挖及地下结构施工过程的不同工况进行，即在计算时要考虑上一工况支护结构受力和变形对下一工况的影响，计算出每个工况下的内力和变形。

- 3) 支护结构应计算的内容见表 3.13.5-2。

表 3.13.5-2 排桩、地下连续墙支护结构计算内容

受力型式	计算内容	计算方法
悬臂式结构	弯矩、剪力、位移	弹性支点法、极限平衡法（不能计算位移）
单支点结构	弯矩、剪力、支点力、位移	弹性支点法、等值梁法（不能计算位移）
多支点结构	弯矩、剪力、支点力、位移	弹性支点法

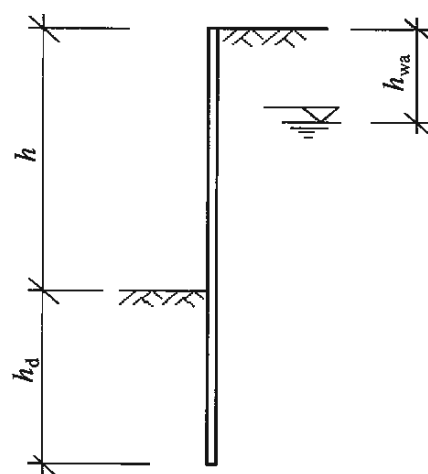


图 3.13.5-1 渗透稳定计算简图

4) 结构计算首先要根据工程实际情况假定以下参数：排桩直径或连续墙厚度、混凝土强度等级、支点数量、支点位置、支点倾角、支点刚度及预加力等，计算后需考察计算结果是否满足工程要求，判断计算结果的合理性、可操作性，否则，需调整假定的参数重新进行计算，直到计算结果满意为止。

5) 以上计算项目随着计算的工况在发生变化，在进行支点设计、截面设计时，应按照每一项目的最不利情况进行设计，保证在任何工况下支护结构的安全性。

3 整体稳定计算：当排桩、地下连续墙支护结构的嵌固深度是按照前述的嵌固深度计算方法确定时，整体稳定条件自然满足，但在实际工程中，有经验的设计人员往往根据自己的工程经验事先假定嵌固深度，这种情况下，必须验算支护结构的整体稳定性，验算方法可采用《建筑基坑支护技术规程》中附录 A “圆弧滑动简单条分法”。

4 锚杆设计：

1) 锚杆轴向受拉承载力的确定及检验见表 3.13.5-3。

表 3.13.5-3 锚杆轴向受拉承载力的确定方法及检验

基坑安全等级		承载力的确定方法	承载力检验
一级		锚杆基本试验	验收试验 锚杆总数的 5%，≥3 根
二级	缺乏地区经验时		
	有地区经验时	经验公式	验收试验
三级		经验公式	—

2) 锚杆位置（标高）的设计。锚杆位置的设计一般需考虑以下因素：

- ①施工的可行性；
- ②尽量使锚杆锚固段位于强度相对较高的土层，以提高锚杆的工作效力；
- ③尽量使支护结构的受力、变形合理，充分发挥材料；
- ④如果锚杆需要拆除，需考虑与替换锚杆的结构的高程关系。

一般在设计计算时，通过调整各参数，经过多次试算得到最优化的计算结果。

3) 锚杆长度设计。锚杆的长度与锚杆所在土层的强度及锚杆的施工工艺有关，主要体现在锚杆锚固体与周围土体之间的粘结强度，《建筑基坑支护技术规程》中表 4.4.3 给出了直孔一次常压注浆的参考值，实际工程中，为了充分发挥锚杆的作用及节约工程投资，往往采用压力灌浆、多次高压灌浆等工艺提高锚固体与土体间的粘结强度，以提高锚杆的工作效率，这种情况下，锚杆试验、工程经验对确定锚杆承载力尤为重要。

锚杆的自由段长度根据潜在滑裂面的位置确定，一般情况，设计的锚杆自由段长度不能小于锚杆位于滑裂面内的长度。锚杆的锚固段存在一个合理、经济的长度范围，如果锚固段长度超过一定范围，土体与锚固体的粘结强度将不能在锚固段长度范围内同时发挥，此时增加锚杆长度不能明显提高锚杆的承载力。从经济合理角度上讲，一般认为锚固段长度不应超过 15m（图 3.13.5-2）。

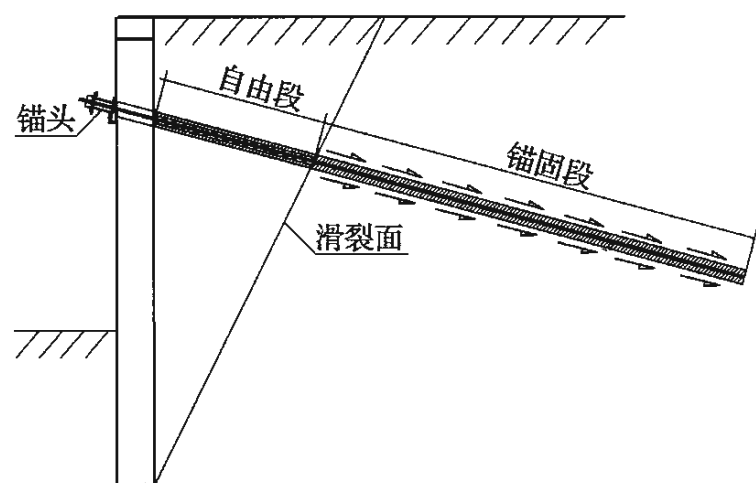


图 3.13.5-2 锚杆长度计算示意图

4) 锚杆预加力的确定。桩墙—锚杆支护结构一般采用预应力锚杆，锚杆预加轴力取值大小对支护结构水平位移有较明显的影响，预加轴力大时位移小，预加轴力小时位移大。按《建筑基坑支护技术规程》规定，锚杆预加轴力宜为锚杆受拉承载力设计值的 0.50~0.65 倍。

虽然加大锚杆预加轴力能减小支护结构水平位移，但并不是越大越好，应结合支护结构的预计位移来决定。因为预加轴力增加，会使在基坑开挖后的实际拉力增加，当超过设计的拉力时，其安全度会降低而造

成不安全的因素。

5) 锚杆腰梁设计。锚杆-排桩支护结构中,一般需设置腰梁将锚杆拉力传递到支护桩上,腰梁一般采用型钢或钢筋混凝土,腰梁的内力可按照两端支承在相邻支护桩上简支梁计算,梁的跨度为两支承桩的间距,梁上的荷载为锚杆传递到梁上拉力(图 3.13.5-3)。对于不进行验收试验的锚杆腰梁,作用在腰梁上荷载可取锚杆拉力设计值,对于需进行验收试验的锚杆腰梁,作用在腰梁上荷载需根据验收试验的最大荷载及考虑适当的安全度确定。对于由 2 根型钢组成的腰梁,计算腰梁时需考虑 2 根型钢可能分担荷载不均的不利因素。

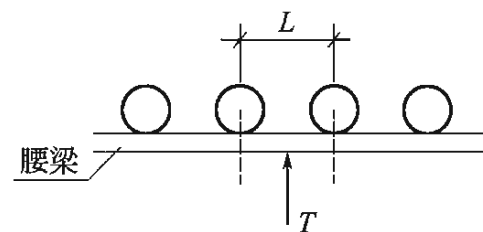


图 3.13.5-3 腰梁计算示意图

锚杆腰梁与支护桩之间需有可靠的连接措施,通常采用桩内植筋焊接垫板或钢筋拉接等方法。

6) 构造要求:

锚杆自由段长度不宜小于 5m,土层锚杆锚固段长度不宜小于 4m。

锚杆杆体下料长度应考虑在锚孔外的外露长度,外露长度需满足锚杆张拉作业的要求。

锚杆沿轴线方向每隔 1.5~2.0m 设置一个定位支架,保证锚杆杆体具有足够的保护层。

锚杆锚固体上覆土层厚度不宜小于 4m,锚杆倾角宜为 15° ~ 25° ,最大不应超过 45° 。

多排锚杆上下排间距不宜小于 2m,水平间距不宜小于 1.5m,当锚杆间距不满足该要求时,相邻锚杆应采用不同的入射角度,以使相邻锚杆的锚固段保持一定距离,避免群锚效应。

5 支撑形式的选择。

1) 支撑平面选型。选择内支撑的结构形式应根据基坑的形状、尺寸、深度、土质条件、基坑挖土的施工条件和要求,周边环境对支护结构位移的要求等因素综合考虑后进行方案的优选,对于长条形基坑一般可采用对撑的形式,对撑受力明确,设计条件简单,安装的偏差所产生的附加内力一般不大,支撑之间没有受力的相互联系。一般可按压杆稳定进行计算和断面设计。当支撑轴力较大,压杆计算长度较大时,应在支撑下设置立柱以减小支撑垂直方向的计算长度和增加受压稳定系数。但立柱不能增加水平方向的受压稳定系数,可采用支撑两端设斜向压杆形成燕尾形支撑来增加水平向的受压稳定系数。

当基坑尺寸较大、支撑较长时,可沿支撑设置多个立柱,形成多跨的支撑,同时对撑可设计成桁架式,增加水平方向的受压稳定。对撑的设计应在水平方向和垂直方面都满足受压稳定的要求。受压稳定应根据支撑轴力的大小按钢结构或混凝土结构规范的相关要求进行设计。

基坑的角部可采用水平斜撑形式并根据斜撑轴力进行设计。斜支撑除满足受压稳定要求外,应验算支撑端部的受剪承载力。钢支撑应验算其焊缝的抗剪强度并严格保证焊接施工质量,钢筋混凝土支撑应验算截面的受剪承载力。

当基坑形状为圆形、正方形或拟正方形时,可考虑采用圆环形或椭圆形支撑。圆形内支撑将作用在圆径向的荷载转变为切向的压力,能充分利用混凝土的受压强度高的特性,一般圆环支撑与桩墙间用压杆连接以传递荷载。圆环内支撑中心形成一个较大的空间,对基坑土方的开挖创造了方便的条件。应注意的是:理论上受均匀荷载的圆环截面只有轴力没有弯矩,但由于基坑四周土质条件的差异,土压力大小不同,圆环支撑与桩墙之间连接杆件的长度和方向不同,基坑四周开挖的先后顺序不同等等因素,实际上圆环上的内力不仅有轴心受压还有不同程度的附加弯矩,实际工程中应予以考虑。圆环支撑一般也应设置立柱,以承受支撑自重和防止支撑平面外的受压失稳。

2) 支撑标高的确定。支撑布置形式、支点位置和尺寸应根据工程的具体条件、施工经验和通过计算来决定,其中支撑的标高应考虑下面几个因素:

① 单层或多层支撑应通过调整支撑点标高,使支撑的断面设计合理,桩墙的弯矩分布比较均匀,避免出现过大的支撑力和弯矩。

② 要结合实际挖土的需要,如机械挖土时,应满足挖土机的活动范围并使运土车顺利通过。

③应考虑地下室各层楼板施工时，每层支撑拆除的方便，不影响地下室施工。避免当楼板替换支撑时，支护结构桩墙内力和上层支撑轴力产生突然的增长，影响支护结构的安全或增大设计截面和配筋。

考虑以上因素后，以达到方案可行、受力合理的优化目的。

3) 支撑立柱。支撑立柱的作用一是承受支撑自身的自重荷载，二是增加支撑的受压稳定性。无论是钢筋混凝土支撑还是钢支撑，如不设立柱，支撑重量将传到两端与桩墙连接的结点上，使结点承受很大的作用力，增大结点设计难度，同时自重作用下支撑产生弯矩和挠度，降低了支撑的稳定性，设置立柱以满足结构设计上的要求。

支护结构的支撑设计一般由受压稳定控制，设置立柱后，竖向的压杆细长比增大，可以有效地减小支撑截面尺寸和自重或提高受压承载力，目前实际工程中常采用的设计是立柱间的支撑长度不小于12~15m。但立柱不能支撑水平方向的受压稳定系数。这一点在实际工程中不可忽视，以避免造成支撑水平失稳，对于支撑杆件或支撑桁架，水平和竖直的受压稳定性应相互协调，避免两者一个过大一个过小的不合理设计。增加支撑水平方向的受压稳定能力一般可采用桁架形式，或支撑间设立杆来解决。

6 内支撑设计计算要点。

1) 基坑周边地层差异较大、平面复杂的支撑体系应按支撑体系与排桩、地下连续墙的空间作用协同分析方法，计算支撑体系及排桩或地下连续墙的内力与变形。

2) 基坑周边条件相近、平面比较简单的支撑体系，水平平面内的受力计算，可按水平平面内的平面结构进行计算（支撑构件的结点根据实际连接情况取刚接或铰接），支点水平荷载可沿腰梁、冠梁长度方向分段简化为均布荷载，水平荷载设计值按本节3.13.4条支点水平力设计值确定；支撑体竖向平面内的受力计算，可按多跨连续梁计算支撑构件的弯矩、剪力，计算跨度取相邻立柱中心距，竖向荷载设计值应包括构件自重及施工荷载。

3) 当基坑形状接近矩形且基坑对边条件相近采用网格对撑时，支撑构件轴向力可近似取水平荷载设计值乘以支撑点中心距，支点水平荷载可沿腰梁、冠梁长度方向分段简化为均布荷载，水平荷载设计值按本节3.13.4条支点水平力设计值确定。腰梁内力可按多跨连续梁计算，计算跨度取相邻支撑点中心距。支撑体竖向平面内的受力计算，可按多跨连续梁计算支撑构件的弯矩、剪力，计算跨度取相邻立柱中心距，竖向荷载设计值应包括构件自重及施工荷载。

4) 一般情况，支撑构件为双向偏心受压构件，按照国家相关标准进行截面设计。受压计算长度的取值如下：

①当水平平面支撑交汇点设置竖向立柱时，在竖向平面内的受压计算长度取相邻两立柱的中心距，在水平平面内的受压计算长度取与该支撑相交的相邻横向水平支撑的中心距。当支撑交汇点不在同一水平面时，其受压计算长度应取与该支撑相交的相邻横向水平支撑或联系构件中心距的1.5倍。

②当水平平面支撑交汇点处未设置立柱时，在竖向平面内的受压计算长度取支撑的全长。

③钢支撑尚应考虑构件安装误差产生的偏心弯矩作用，偏心距可取支撑计算长度的1/1000。

5) 支撑构件在竖向平面内的跨度较大时，应在支撑构件下设置立柱，立柱按照《建筑基坑支护技术规程》的有关规定进行设计。

6) 支撑体系的节点必须具有足够的承载力，并且应该采用受力合理、传力明确、施工方便的节点型式，节点必须按照有关规范进行承载力计算。

7 截面设计。

1) 地下连续墙截面设计。地下连续墙的截面设计按照现行国家标准进行。地下连续墙仅作为临时支护结构时，需进行正截面、斜截面设计计算，如果地下连续墙同时作为永久地下结构时，在满足临时支护的同时，尚需按照满足永久结构的要求根据有关规定进行抗裂、抗渗等方面的设计。

2) 排桩截面设计。圆形截面排桩的设计计算，《建筑基坑支护技术规程》给出了明确的规定和公式。在目前的实际工程中，支护桩通常采用灌注桩，最常采用的桩径为600mm、800mm、1000mm、

1200mm，桩身混凝土强度等级一般采用 C20、C25，纵向钢筋的混凝土保护层厚度通常为 50mm，配筋方式大致有如图 3.13.5-4 所示四种。

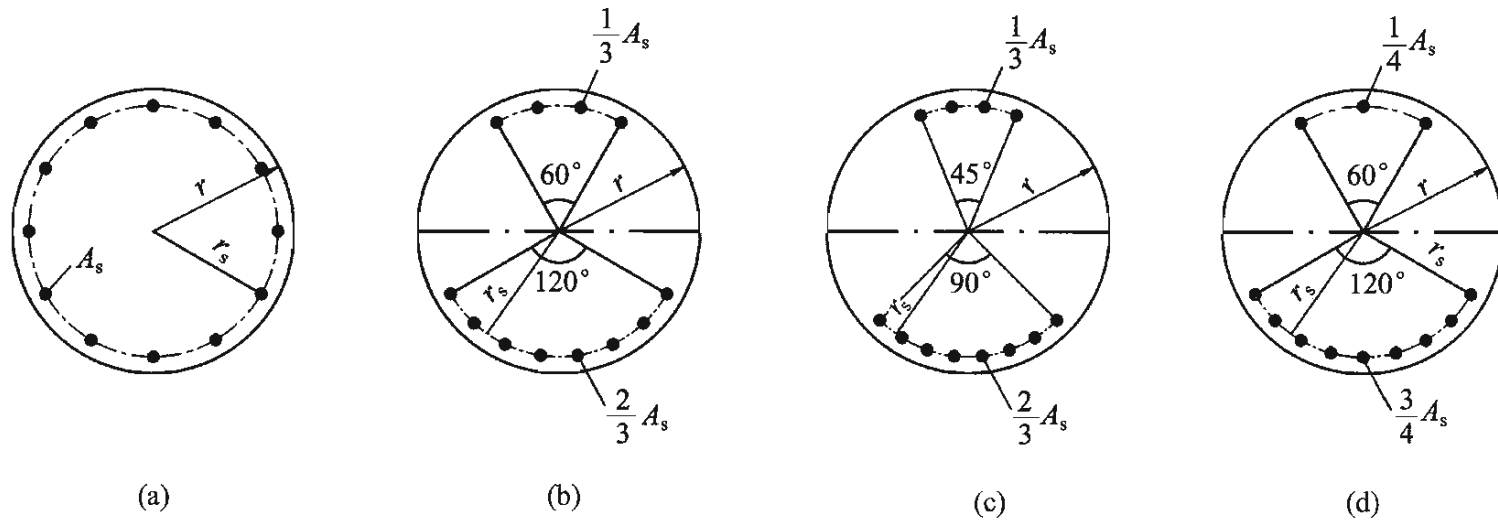


图 3.13.5-4 圆截面支护桩常用的配筋方式

针对这些常用的桩身参数，在各种配筋量情况下以上四种配筋方式的受弯承载力见表 3.13.5-4 ~ 表 3.13.5-7，从这些表格中，可以一目了然地了解桩受弯承载力与配筋方式、配筋率及混凝土强度的关系，并可在实际工程中直接使用该表格进行桩的设计。

表 3.13.5-4 $\phi 600$ 桩受弯承载力 ($\text{kN} \cdot \text{m}$) (钢筋: II 级, 混凝土保护层: 50mm)

A_s (mm^2)	1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000	5500	
配筋率 ρ (%)	0.35	0.53	0.71	0.88	1.06	1.24	1.41	1.59	1.77	1.95	
C20	M_1	76	110	142	173	204	233	262	290	318	345
	M_2	89	134	179	223	268	313	355	396	438	478
	M_3	93	140	186	233	279	326	371	415	458	501
	M_4	101	151	201	251	297	342	386	429	471	512
C25	M_1	78	112	146	178	209	239	269	298	326	354
	M_2	89	134	179	223	268	313	358	402	443	485
	M_3	93	140	186	233	279	326	372	419	464	507
	M_4	101	151	201	251	302	348	393	438	482	524

表 3.13.5-5 $\phi 800$ 桩受弯承载力 ($\text{kN} \cdot \text{m}$) (钢筋: II 级, 混凝土保护层: 50mm)

A_s (mm^2)	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000	11000	
配筋率 ρ (%)	0.40	0.60	0.80	0.99	1.19	1.39	1.59	1.79	1.99	2.19	
C20	M_1	206	298	386	471	554	635	714	792	868	944
	M_2	245	368	490	613	736	866	983	1098	1212	1324
	M_3	255	383	511	639	766	907	1030	1151	1270	1388
	M_4	276	414	552	690	816	939	1059	1176	1290	1401
C25	M_1	210	304	394	482	567	650	732	812	891	968
	M_2	245	368	490	613	736	858	981	1111	1227	1342
	M_3	255	383	511	639	766	894	1022	1164	1286	1407
	M_4	276	414	552	690	829	956	1081	1202	1322	1438

表 3.13.5-6 $\phi 1000$ 桩受弯承载力 (kN·m) (钢筋: II 级, 混凝土保护层: 50mm)

A_s (mm ²)	3000	4000	6000	8000	9000	10000	12000	14000	16000	18000	
配筋率 ρ (%)	0.38	0.51	0.76	1.02	1.15	1.27	1.53	1.78	2.04	2.29	
C20	M_1	393	512	740	959	1065	1170	1376	1577	1774	1968
	M_2	467	623	935	1246	1402	1558	1896	2192	2484	2772
	M_3	487	650	975	1300	1462	1625	1986	2298	2605	2908
	M_4	526	701	1052	1410	1572	1731	2043	2344	2636	2919
C25	M_1	399	521	755	979	1089	1196	1408	1614	1817	2016
	M_2	467	623	935	1246	1402	1558	1870	2218	2516	2811
	M_3	487	650	975	1300	1462	1625	1950	2323	2637	2947
	M_4	526	701	1052	1402	1595	1760	2082	2395	2700	2997

表 3.13.5-7 $\phi 1200$ 桩受弯承载力 (kN·m) (钢筋: II 级, 混凝土保护层: 50mm)

A_s (mm ²)	4000	6000	8000	10000	12000	14000	16000	18000	20000	22000	
配筋率 ρ (%)	0.35	0.53	0.71	0.88	1.06	1.24	1.41	1.59	1.77	1.95	
C20	M_1	638	928	1207	1478	1741	1999	2252	2501	2747	2989
	M_2	756	1134	1512	1890	2268	2646	3097	3463	3825	4183
	M_3	789	1183	1578	1972	2366	2761	3246	3630	4010	4387
	M_4	851	1276	1701	2126	2568	2960	3344	3719	4086	4445
C25	M_1	647	943	1229	1507	1777	2042	2302	2558	2810	3058
	M_2	756	1134	1512	1890	2268	2646	3024	3402	3868	4233
	M_3	789	1183	1578	1972	2366	2761	3155	3550	4053	4438
	M_4	851	1276	1701	2126	2552	3007	3403	3791	4173	4547

注: 以上表格中纵向受力钢筋是按照 II 级钢筋 (抗拉强度设计值为 310MPa) 计算的, 如果采用其他级别的钢筋, 可按照等强代换的原则换算钢筋面积, 即在使用以上表格时将 A_s 、 ρ 项乘以系数 $(310/f_y)$, f_y 为实配纵筋的抗拉强度设计值。

3.13.6 水泥土墙支护结构设计要点及构造措施

1 嵌固深度的确定方法 (见表 3.13.6)。水泥土墙一般为重力式挡土墙, 嵌固深度由整体稳定和抗渗透稳定条件控制, 设计时先假定水泥土墙的嵌固深度, 再验算水泥土墙的整体稳定性和抗渗透稳定性, 一般情况下, 在满足此两项稳定要求的条件下, 尽量采用较小的嵌固深度, 因为增加嵌固深度对提高水泥土墙的抗倾覆稳定性作用不显著。

表 3.13.6 水泥土墙支护结构嵌固深度确定方法

受力型式	控制条件	嵌固深度计算方法	嵌固深度最小限值
重力式	支护结构整体稳定性	圆弧滑动简单条分法	0.4h

注: 表中 h 为基坑开挖深度。

当基坑底为碎石土及砂土、基坑内排水且作用有渗透水压力时, 侧向截水的排桩、地下连续墙的

嵌固深度设计值尚应满足抗渗透稳定条件。

2 墙体厚度的确定。水泥土墙的厚度一般由支护结构抗倾覆稳定条件控制，对于横断面为矩形的水泥土墙，设计时可根据《建筑基坑支护技术规程》方法直接计算墙体厚度；对于横断面为非矩形的水泥土墙，应先根据设计意图假定断面尺寸，再验算抗倾覆稳定性。特殊情况下（如各土层性质变化较大），需进一步验算抗滑移稳定性及抗隆起稳定性。以上稳定性验算均需满足要求，否则，调整水泥土墙断面，重新进行验算。

3 水泥土墙的内力和变形计算。一般情况下，水泥土墙厚度较大（大于等于 $0.4h$ ），水泥土墙在不发生强度破坏时，其变形特征表现为刚体的平移或转动。因此，基坑被动侧土体的变形对水泥土墙变形的影响很大，基坑被动侧土层变形参数的选取非常重要。水泥土墙的内力及变形计算可参照地下连续墙采用弹性支点法。

4 正截面承载力验算。水泥土墙断面形状、尺寸确定后，需进行正截面承载力验算，对于横断面为矩形的水泥土墙，验算弯矩最大截面；对于横断面为非矩形的水泥土墙，应验算弯矩最大截面、墙体厚度变化处等截面；总之，任意截面的正截面承载力均需满足要求，否则，需调整断面，重新进行验算。

3.13.7 土钉墙支护结构设计要点及构造措施

1 设计步骤。土钉墙支护技术是一种原位土体加固技术，由原位土体、设置在土中的土钉与喷射混凝土面层组成。土钉墙的设计计算包括局部稳定性验算和整体稳定性验算，每项验算均与土钉的长度、数量、锚固体直径、土钉钢筋直径等参数有关，因此，在进行以上验算之前，应先根据类似工程经验初步确定这些参数，然后再进行各项稳定性验算。

2 局部稳定性验算。土钉的局部稳定验算保证单根土钉不被拔出或拉断，土钉的受拉荷载由土钉位置处的平均土压力强度及该土钉承担的面积确定，当土钉墙坡面不是垂直坡面时，受拉荷载可根据坡面坡度进行折减。局部稳定的计算方法见《建筑基坑支护技术规程》。

3 整体稳定性验算。土钉墙整体稳定验算采用圆弧滑动面条分法，抗滑力矩由土体抗滑力矩和土钉抗滑力矩组成，计算时通过试算找出最危险滑动面圆弧，最危险滑动面圆弧的总抗滑力矩和滑动力矩应满足《建筑基坑支护技术规程》的要求。

4 土钉抗拉承载力的确定。土钉墙的局部稳定和整体稳定与土钉的抗拉承载力密切相关，因此，准确选取土钉的抗拉承载力对土钉墙支护的安全性、合理性至关重要，确定土钉抗拉承载力最可靠的方法是现场抗拉试验，但是，一般情况下，进行基坑支护设计时难以进行现场试验，因此，通常的做法是，有类似工程经验时根据工程经验确定，或根据有关规范建议的锚固体与土体的摩阻力计算确定。采用这些方法确定土钉抗拉承载力，又与土钉的注浆工艺密切相关，因此，设计时一定要明确土钉的注浆方法及有关参数。此外，设计时根据工程经验或规范确定的土钉抗拉承载力，在土钉墙施工时，应进行土钉抗拉承载力检测，同一条件下，检测数量不宜少于土钉总数的1%，并不少于3根。若检测的土钉抗拉承载力不满足设计要求，应分析原因，研究对策，必要时进行设计修改。

5 构造要求。

1) 土钉钢筋与面层的连接方式。土钉钢筋需与面层连接牢固，才能保证支护结构及被加固土体的整体性，目前常用的连接方式大致有图3.13.7所示几种。

2) 土钉的排距需根据所在土层无支护自稳能力确定，在较坚硬的粘性土地层，排距可稍大一些，较软的粘性土地层或粉土地层，排距宜稍小一些，当土中含水量较大，排距宜小一些，一般情况，土钉排距宜取 $1.0 \sim 2.0\text{m}$ 。

3) 土钉墙的安全稳定性对地下水非常敏感，土钉墙支护对地下水的控制提出了更高的要求，因此，除保证降水系统能有效的工作外，尚应采取其他有效的排水措施，土钉墙坡顶应做混凝土地面，坡顶、坡底做排水措施，严禁雨水、污水等地表水渗入坡体。在坡面上，根据土层的含水情况设置卸水孔。

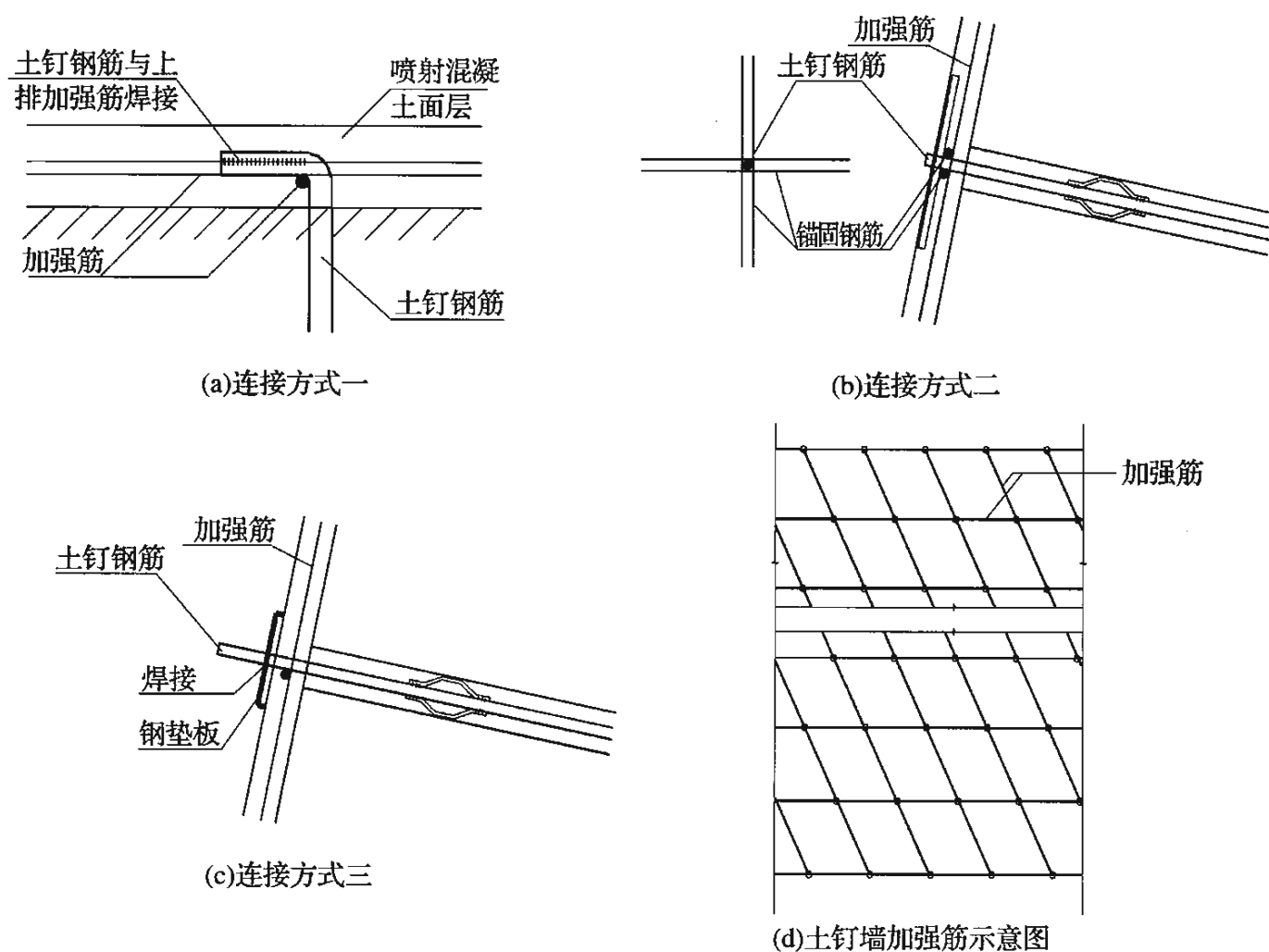


图 3.13.7 土钉钢筋与面层的连接方式

3.13.8 基坑支护设计对基坑施工的要求

- 1 基坑的施工程序需满足基坑支护结构设计计算的工况，不能满足设计工况时，必须由设计人员复核设计并认可。
- 2 基坑支护设计人员应配合施工，发现施工中有与设计条件不符的情况时，应及时复核设计，必要时进行设计变更。
- 3 基坑支护设计人员应及时了解基坑监测结果，分析基坑监测成果，判断支护结构的工作状态。
- 4 根据支护结构设计计算情况，对基坑不同施工阶段支护结构的养护龄期提出明确要求；对支撑或锚杆的拆除（如果需要拆除）时间、注意事项提出明确要求。
- 5 根据支护结构设计计算情况，对基坑周边支护结构影响范围内的材料堆载、车辆荷载等施工荷载提出明确要求。
- 6 对基坑土方开挖有要求时，应明确提出。
- 7 对支护结构的试验、检测（如锚杆、土钉墙、水泥土强度等）提出要求。

3.13.9 基坑监控。基坑支护结构设计应提出对基坑监测的要求。基坑工程监测一般应按以下要求实施：

- 1 基坑开挖前必须作出系统的监测方案，监测方案应包括监测项目、监测方法及精度要求、监测点的布置、观测周期、监控时间、工序管理和记录制度、报警标准以及信息反馈系统等。
- 2 基坑监测应以获得定量数据的专门仪器测量或专用测试元件监测为主，以现场目测检查为辅。
- 3 观测点的布置应能满足监测要求。基坑开挖影响的范围随开挖深度的增加而增大，一般从基坑边缘向外 2 倍开挖深度范围内的建（构）筑物均为监测对象，3 倍坑深范围内的重要建（构）筑物，尤其是古文物保护点应列入监测范围内。
- 4 基坑工程监测项目可根据《建筑基坑支护技术规程》要求的基坑监测项目中有关规定选择。
- 5 各项监测工作的时间间隔根据施工进度确定，当变形超过设计要求、规范或场地条件变化较大时，应加密观测。当有危险事故征兆时，则需进行连续监测。每次监测工作结束后，及时提交监测简报及处理意见。由于国家行业标准受地域普遍性限制，难以提出适合全国各地特点的监测控制标准，各地区应根据当地经验确定。在此给出《广州地区建筑基坑支护技术规定》中有关监测项目、测点布

置和精度要求和上海地区有关基坑变形控制标准供参考（表 3.13.9-1、表 3.13.9-2）。

表 3.13.9-1 《广州地区建筑基坑支护技术规定》监测项目、测点布置和精度要求

序号	监测项目	位置或监测对象	仪器	监测精度	测点布置
1	支护结构水平位移	围护结构上端部	经纬仪	1.0mm	间距 10~15m
2	孔隙水压力	周围土体	孔隙水压力计	≤1Pa	2~4孔, 同一孔测点 间距 2~3m
3	土体侧向变形	靠近围护结构 周边土体	测斜管、测斜仪	1.0mm	2~4孔, 同一孔测点 间距 0.5m
4	支护结构变形	围护结构内	测斜管、测斜仪	1.0mm	孔间距 15~20m, 测点间距 0.5m
5	支护结构侧土压力	围护结构后和嵌固 围护结构前	土压力计	≤1/100 (F·s)	3~4孔, 同一孔测点 间距 2~3m
6	支撑轴力	支撑中部或端部	轴力计或应变仪	≤1/100 (F·s)	每层 8~12点
7	地下水位	基坑周边	水位管、水位仪	5.0mm	孔间距 15~25m
8	锚杆拉力	锚杆位置或锚头	钢筋计、荷载计	≤1/100 (F·s)	不少于锚杆总数的 5%, 且不少于 5根
9	沉降、倾斜	需保护的建 (构) 筑物	经纬仪、水准仪	1.0mm	间距 15~20m
10	地下管线沉降和位移	管线接头	经纬仪、水准仪	1.0mm	间距 5~10m
11	支撑立柱沉降观测	支撑立柱顶	水准仪	1.0mm	不少于立柱总数的 20%, 且不少于 3根

- 注: 1 测点间距和数量应根据基坑侧壁安全等级而定。三级基坑侧壁的测点间距可疏一些, 测点数可少些;
2 有特殊要求的基坑侧壁的测点布置和精度要求可根据实际需要而定。

表 3.13.9-2 上海地区基坑变形控制标准 ($F = u/H$, H 基坑深)

项目	指标	适用环境条件	控制标准		
			安 全	警 戒	危 险
墙体变位	变位量 u	基坑近旁无建(构)筑物或地下设施	$F_1 < 0.4\%$	$0.4\% \leq F_1 \leq 1.2\%$	$F_1 > 1.2\%$
	开挖深度	基坑近旁有建(构)筑物或地下设施	$F_1 < 0.2\%$	$0.2\% \leq F_1 \leq 0.7\%$	$F_1 > 0.7\%$
基底隆起	隆起量 u 开挖深度	基坑近旁无建(构)筑物在地下设施	$F_2 < 0.4\%$	$0.4\% \leq F_2 \leq 1.0\%$	$F_2 > 1.0\%$
		基坑近旁有建(构)筑物或地下设施	$F_2 < 0.2\%$	$0.2\% \leq F_2 \leq 0.5\%$	$F_2 > 0.5\%$
		环境要求特别严格	$F_2 < 0.04\%$	$0.04\% \leq F_2 \leq 0.2\%$	$F_2 > 0.2\%$
地表沉降	沉降量 u 开挖深度	基坑近旁无建(构)筑物或地下设施	$F_3 < 0.4\%$	$0.4\% \leq F_3 \leq 1.2\%$	$F_3 > 1.2\%$
		基坑近旁有建(构)筑物或地下设施	$F_3 < 0.2\%$	$0.2\% \leq F_3 \leq 0.7\%$	$F_3 > 0.7\%$
		环境要求特别严格	$F_3 < 0.04\%$	$0.04\% \leq F_3 \leq 0.2\%$	$F_3 > 0.2\%$
支护结构体水平位移量 δ (mm) (典型位置、 局部特殊位置、平面位置)			≤30	30~50	>50
支护结构主体变形速率 v (mm/d)			≤0.1	0.1~0.5	>0.5
相邻建(构)筑物相对倾斜			≤1/500 (非 结构性破坏)	>1/150 (结构性破坏)	1/300 (墙面开裂)

6 工程结束时提交完整的监测报告。报告内容一般包括:

- 1) 基坑工程概况和监测目的;
- 2) 监测项目和测点布置;
- 3) 采用仪器的型号、规格和标定资料;
- 4) 监测资料的分析结果和结论。

4 建筑结构隔震设计与构造

4.1 设防目标和适用范围

4.1.1 在建筑结构的上部结构与下部结构之间设置隔震层以阻隔地震能量的传递，是减少工程结构地震反应、减轻地震破坏的一种新技术。根据《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 中第 3.8.2 条的规定，隔震建筑的抗震设防目标比该规范第 1.0.1 条对一般建筑的规定要高。一般可表述为：“当遭受低于本地区设防烈度的多遇地震时应不损坏，且不影响使用功能；当遭受本地区设防烈度的地震时，应仅产生非结构性损坏或轻微的结构损坏，一般不需修理仍可继续使用；当遭受高于本地区设防烈度的预估的罕遇地震时，应不致发生危及生命的破坏和丧失使用功能。”

按本章规定，房屋或结构采用隔震技术后，在不同抗震设防水准下其结构性能状态可描述为：遭遇第一水准烈度（多遇地震）影响时，建筑结构及内部仪器设备处于正常的使用状态，结构可视为弹性体系；遭遇第二水准烈度（设防烈度的地震）影响时，建筑结构及内部仪器设备基本仍处于正常的使用状态，结构基本上可视为弹性体系；遭遇第三水准烈度（罕遇地震）影响时，上部结构可能出现有限的非弹性变形，但不危及生命安全和丧失使用功能，内部仪器设备也不致出现丧失其使用功能的破坏，下部结构也不产生危及上部结构的破坏，使整个隔震体系仍能保持正常工作。

4.1.2 本章的内容适用于在建筑上部结构与基础之间设置由建筑隔震橡胶支座和阻尼器等部件组成的隔震层，以延长整个结构体系的自振周期、增大阻尼，减少输入上部结构的地震能量的房屋隔震设计。

1 对下列建筑，可直接采用隔震技术方案：

- 1) 甲、乙类建筑；
- 2) 下述的丙类建筑：

①发生地震时可能产生较大次生灾害的建筑（例如存放有毒、爆炸等次生灾害源的建筑）；

②比较重要的公共建筑（学校、医院病房楼、商场等）；

③要求采取高于《建筑抗震设计规范》规定的设防目标，以取得更高的地震安全性的建筑；

④使用功能有特殊目标要求的建筑（例如要求地震时不中断使用功能的建筑、内部有重要设备的建筑等）；

⑤要求采用隔震技术来弥补某些类型结构在抗震方面的不足或满足有关抗震设计要求的建筑。

如果采取一般的隔震技术措施仍不能满足设计目标要求，可以采取不减少上部结构地震作用的方法进行隔震设计。

2 除上述 1 款规定外的其他建筑，经方案比较和论证后，也可采用隔震技术。

3 隔震技术不仅适用于新建工程，而且适用于现有结构的改造工程。当隔震技术应用于建筑改造工程时，可参照本章规定及《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的规定执行。

4.2 一般规定

4.2.1 采用隔震技术房屋的结构设计的一般规定

1 隔震技术主要适用于自振周期比较短的建筑结构，采用隔震技术的结构应符合下列要求：

1) 结构体型基本规则;

2) 不隔震时可在两个主轴方向分别采用《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 所规定的底部剪力法的结构, 亦即高度不超过 40m、以剪切变形为主的结构以及近似于单质点体系的结构。

3) 结构基本周期小于 1.0s 的结构。

2 隔震建筑的场地条件和地基基础应符合下列要求:

1) 建筑场地宜为 I、II、III 类。隔震技术是通过延长结构的自振周期来达到减小结构地震反应的目的, 因此该自振周期应远离场地周期, 以避免长周期地震动可能带来的更大的危险性。因此, IV 类场地上一般不宜建造隔震建筑。

2) 宜选择对抗震有利地段作为隔震结构的场地, 避开不利地段。当无法避开时应采取有效措施。不应选用危险地段作为隔震结构的场地。

3) 隔震结构的地基应稳定、可靠。

4) 隔震建筑应选用稳定性较好的基础类型。

3 隔震建筑的风荷载和其他非地震作用的水平荷载标准值产生的总水平力不宜超过结构总重力的 10%。

隔震建筑的隔震层是一个柔性底层, 因此对于非地震作用的水平荷载应控制建筑功能和使用舒适性对其的要求。

4 隔震层的位置应设置在第一层以下。当位于第一层以上时, 隔震体系的特点与普通隔震结构可有较大差异, 隔震层以下的结构设计计算也更复杂, 需作专门研究。

5 当隔震结构不满足上述这些要求时, 应进行详细的结构分析并采取可靠的措施。对于甲类建筑以及体型复杂或有特殊要求的隔震结构, 其隔震方案宜通过对结构模型的模拟地震振动台试验后确定。

4.2.2 隔震建筑的设计采用分部设计的方法, 亦即针对隔震层以上结构、隔震层和基础(或隔震层以下结构)等分别进行设计分析。

4.2.3 隔震建筑的设计应确保在罕遇地震时发生大变形情况下其运动不受阻碍。防震缝和水平隔离缝的设置应满足本章 4.5.4 条的规定。

4.2.4 对于较重要的隔震结构, 宜设置地震反应观测系统。当设置地震反应观测系统时, 建筑设计应留有观测仪器和线路的位置。

4.2.5 隔震房屋可根据不同的结构类型, 按下列原则调整对应非隔震结构的地震作用计算、抗震验算和抗震措施:

1 隔震层以上结构的水平地震作用应根据水平向减震系数确定。

2 竖向地震作用计算和抗震验算, 凡本章未明确规定者, 仍按照本地区抗震设防烈度采用。当考虑竖向地震作用时, 竖向地震影响系数最大值不应降低, 其竖向地震作用标准值, 8 度和 9 度时分别不应小于隔震层以上结构总重力荷载代表值的 20% 和 40%。

3 丙类建筑中隔震层以上结构的抗震措施, 当水平向减震系数为 0.75 时不应降低非隔震时的有关要求; 水平向减震系数不大于 0.50 时, 可适当降低非隔震时的要求, 但与抵抗竖向地震作用有关的抗震措施不应降低。

4 隔震建筑地基基础的抗震验算和地基处理仍应按本地区抗震设防烈度进行, 下部结构的地震作用计算、抗震验算和抗震措施, 应采用罕遇地震下隔震支座底部的竖向力、水平力和力矩进行计算。

4.3 计算分析

4.3.1 《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 采用“水平向减震系数”把隔震建筑设计和传统抗震建筑设计联系起来, 可以用来描述建筑物采用隔震技术后其水平地震作用的降低程度。

水平向减震系数应通过隔震与非隔震两种情况下, 在多遇地震作用下房屋各层最大层间剪力比值,

按照表 4.3.1-1 确定。

表 4.3.1-1 确定水平向减震系数的比值划分

层间剪力比值	0.53	0.35	0.26	0.18
水平向减震系数	0.75	0.50	0.38	0.25
减震效果	降 0.5 度	降 1.0 度	降 1.5 度	降 2.0 度

水平向减震系数不宜低于 0.25，且隔震后结构的总水平地震作用不得低于非隔震的结构在 6 度设防时的总水平地震作用；各楼层的水平地震剪力尚应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 第 5.2.5 条关于最小地震剪力系数的规定，亦即结构任一楼层的水平地震剪力应符合下式要求：

$$V_{EKi} > \lambda \sum_{j=1}^n G_j \quad (4.3.1)$$

式中 V_{EKi} ——第 i 层对应于水平地震作用标准值的楼层剪力；

λ ——剪力系数。不应小于表 4.3.1-2 中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 层重力荷载代表值。

表 4.3.1-2 楼层最小地震剪力系数值

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

注：1 基本周期介于 3.5s 和 5.0s 之间的结构，可采用插入法取值。

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

特别指出，表 4.3.1-1 中水平向减震系数是最大层间剪力比值除以 0.7，亦即结构隔震后，隔震层以上结构的水平地震作用，仅为该结构对应于减震系数的水平地震作用的 70%，也就是说，隔震层以上结构的水平地震作用和抗震验算、构件承载力总保留有大至 0.5 个设防烈度的安全储备。

隔震与非隔震两种情况多遇地震作用下的层间剪力的计算，应符合 4.3.2 条的规定。

4.3.2 建筑结构隔震设计的计算分析，应符合下列规定

1 隔震体系的计算模型应符合下列规定：

1) 对甲、乙类建筑，隔震体系的计算模型宜考虑结构构件的空间分布、隔震支座的位置、隔震房屋的质量偏心、在两个水平方向的平移和扭转、隔震层的非线性阻尼特性以及恢复力-位移关系特性，并有不少于两个不同力学模型的计算结果进行比较分析。

2) 一般情况下，隔震体系的计算简图可采用剪切型结构模型（图 4.3.2）。当上部结构的质心与隔震层刚度中心不重合时应计入扭转变形的影响。

3) 隔震层顶部的梁板结构，应作为隔震建筑上部结构的一部分进行计算和设计。

隔震结构计算模型的简化与传统建筑结构没有太大的差别，但更多地考虑了隔震结构的地震反应特点，力图简化分析，减少计算分析的工作量。对复杂的隔震体系的计算模型更多地采用考虑扭转的空间结构分析模型，当需要考虑竖向地震动或进行竖向变形分析或考虑上

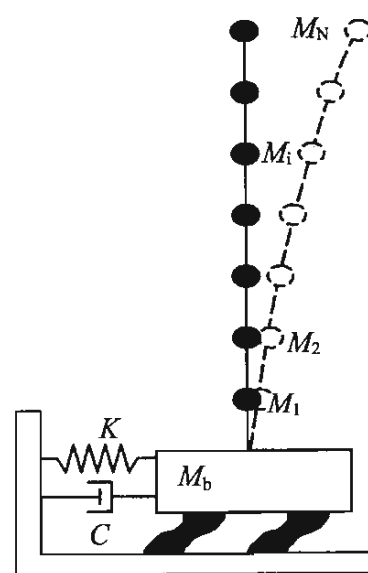


图 4.3.2 隔震结构分析模型 (多质点假设)

部结构摆动等情况时，还需要包括竖向甚至翻转摆动自由度。

2 一般情况下，计算水平向减震系数时，宜采用多遇地震作用下的时程分析法进行计算。输入地震波应按《建筑抗震设计规范》第 5.1.2 条选用。

计算结果宜取其平均值；当处于发震断层 10km 以内时，若输入地震波未计及近场影响，对甲、乙类建筑，计算结果尚应乘以下列近场影响系数：5km 以内取 1.5，5km 以外取 1.25。

3 隔震层和隔震支座的力学模型：

1) 一般情况下，可以采用等效线性化模型，这时，不考虑扭转影响时隔震层的水平动刚度和等效粘滞阻尼比，可按下列公式计算：

$$K_h = \sum K_j \quad (4.3.2 - 1)$$

$$\zeta_{eq} = \sum K_j \zeta_j / K_h \quad (4.3.2 - 2)$$

式中 ζ_{eq} ——隔震层等效粘滞阻尼比；

K_h ——隔震层水平动刚度；

ζ_j —— j 隔震支座由试验确定的等效粘滞阻尼比，对于单独设置的阻尼器，应包括该阻尼器的相应阻尼比；

K_j —— j 隔震支座（含阻尼器）由试验确定的水平动刚度。

当按扭转耦联计算时，尚应计及隔震支座的扭转刚度。

在进行隔震层力学参数计算时，隔震支座力学参数的确定应符合下述规定：

①对多遇地震验算，宜采用水平加载频率为 0.3Hz，且隔震支座剪切变形为 50% 的水平刚度和等效粘滞阻尼比；对罕遇地震验算，直径小于 600mm 的隔震支座宜采用水平加载频率为 0.1Hz，且隔震支座剪切变形不小于 250% 时的水平动刚度和等效粘滞阻尼比，直径不小于 600mm 的隔震支座可采用水平加载频率为 0.2Hz，且隔震支座剪切变形为 100% 时的水平动刚度和等效粘滞阻尼比。

②橡胶材料是非线性弹性体，橡胶隔震支座的有效刚度与振动周期有关，动静刚度的差别较大。因此，为了保证隔震的有效性，至少需要取相应于隔震体系基本周期的动刚度进行计算，隔震支座的产品应提供有关的性能参数。

③当试验发现隔震支座动刚度与加载频率有关时，宜取相应于隔震体系基本自振周期的动刚度值。

2) 对于隔震建筑的竖向振动、摇摆、翻转振动问题，当需要考虑隔震支座的拉伸或上浮（提离）等变形时，隔震支座的承压刚度和抗拉刚度相差很大，需要分别考虑。

应该注意的是，当隔震支座出现拉伸或上浮等现象后，会对隔震支座的水平恢复力和变形关系产生影响，应合理考虑这种变化产生的影响。

3) 当考虑水平双方向同时输入或水平竖向同时输入的情形时，对于基本满足线弹性恢复力——位移关系的隔震支座，一般可不考虑隔震支座各个方向反应的相互影响。但当隔震支座本身阻尼比较大（ $\geq 10\%$ ）时或对于其他的情形，宜采用考虑这种相互影响关系的力学模型。

4) 对于主要采用以滞变变形为主的隔震支座的隔震建筑，比较详细的结构分析一般需要采用弹塑性模型，如双折线模型等，这时并且要考虑隔震支座各个方向反应的相互影响，不能分别用各个方向的独立关系来分别处理。

4.3.3 对于砌体结构及基本周期与其相当结构的计算分析，可按以下简化方法进行。

1 多层砌体结构及与砌体结构周期相当的结构采用隔震设计时，上部结构的总水平地震作用可按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 底部剪力法简化计算，但应符合下列规定：

1) 水平向减震系数，宜根据隔震后整个体系的基本周期，按下式确定：

$$\psi = \sqrt{2} \eta_2 (T_{gm} / T_1)^\gamma \quad (4.3.3 - 1)$$

式中 ψ ——水平向减震系数；

η_2 ——地震影响系数的阻尼调整系数，根据隔震层等效阻尼按《建筑抗震设计规范》GB 50011—

2001 第 5.1.4 条确定;

γ ——地震影响系数的曲线下降段衰减指数, 根据隔震层等效阻尼按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 第 5.1.4 条确定;

T_{gm} ——砌体结构采用隔震方案时的设计特征周期, 根据本地区所属的设计特征周期分区按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 第 5.1.4 条确定, 但小于 0.4s 时应按 0.4s 采用;

T_1 ——隔震后体系的基本周期, 不应大于 2.0s 和 5 倍特征周期的较大值。

2) 与砌体结构周期相当的结构, 其水平向减震系数宜根据隔震后整个体系的基本周期, 按下式确定:

$$\psi = \sqrt{2}\eta_2(T_g/T_1)^\gamma(T_0/T_g)^{0.9} \quad (4.3.3-2)$$

式中 T_0 ——非隔震结构的计算周期, 当小于特征周期时应采用特征周期的数值;

T_1 ——隔震后体系的基本周期, 不应大于 5 倍特征周期值;

T_g ——特征周期。

3) 砌体结构及与其基本周期相当的结构, 隔震后体系的基本周期可按下式计算:

$$T_1 = 2\pi\sqrt{G/K_h g} \quad (4.3.3-3)$$

式中 T_1 ——隔震体系的基本周期;

G ——隔震层以上结构的重力荷载代表值;

K_h ——隔震层的水平动刚度, 应按本章 4.3.2 条第 3 款的有关规定采用;

g ——重力加速度。

2 砌体结构及与其基本周期相当的结构, 隔震层在罕遇地震下的水平剪力可按下式计算:

$$V_c = \lambda_s \alpha_1(\zeta_{eq})G \quad (4.3.3-4)$$

式中 V_c ——隔震层在罕遇地震下的水平剪力;

$\alpha_1(\zeta_{eq})$ ——罕遇地震下的地震影响系数值, 可根据隔震层参数, 按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 第 5.1.4 条的规定进行计算。

3 砌体结构及与其基本周期相当的结构, 隔震层质心处在罕遇地震下的水平位移可按下式计算:

$$u_e = \lambda_s \alpha_1(\zeta_{eq})G/K_{h2} \quad (4.3.3-5)$$

式中 λ_s ——近场系数; 甲、乙类建筑距发震断层 5km 以内取 1.5; 5~10km 取 1.25; 10km 以外取 1.0; 丙类建筑可取 1.0;

K_{h2} ——罕遇地震下隔震层的水平动刚度, 应按本章 4.3.2 条第 3 款的有关规定采用。

4 隔震支座的最大位移应考虑扭转影响按照下式计算:

$$u_i = \beta_i \cdot u_e \quad (4.3.3-6)$$

当隔震支座的平面布置为矩形或接近于矩形, 但上部结构的质心与隔震层刚度中心不重合时, 隔震支座扭转影响系数可按下列方法确定:

1) 仅考虑单向地震作用的扭转时, 扭转影响系数可按下列公式估计:

$$\beta_i = 1 + 12es_i/(a^2 + b^2) \quad (4.3.3-7)$$

式中 e ——上部结构质心与隔震层刚度中心在垂直于地震作用方向的偏心距;

s_i ——第 i 个隔震支座与隔震层刚度中心在垂直于地震作用方向的距离;

a 、 b ——隔震层平面的两个边长。

对边支座, 其扭转影响系数不宜小于 1.15; 当隔震层和上部结构采取有效的抗扭措施后或扭转周期小于平动周期的 70%, 扭转影响系数可取 1.15。

2) 同时考虑双向地震作用的扭转时, 扭转影响系数可仍按式 (4.3.3-7) 计算, 但其中的偏心距值 (e) 应采用下列公式中的较大值替代:

$$e = \sqrt{e_x^2 + (0.85e_y)^2} \quad (4.3.3-8)$$

$$e = \sqrt{e_y^2 + (0.85e_x)^2} \quad (4.3.3-9)$$

式中 e_x —— y 方向地震作用时的偏心距；
 e_y —— x 方向地震作用时的偏心距。
 对边支座，其扭转影响系数不宜小于 1.2。

4.4 设计要点

(I) 隔震层部分

4.4.1 隔震设计应根据预期的水平向减震系数和位移控制要求，选择适当的隔震部件及为抵抗地基微震动与风荷载提供初刚度的部件组成结构的隔震层。

- 1 风荷载和其他非地震作用的水平荷载标准值产生的总水平力不宜超过结构总重力的 10%。
- 2 隔震层应提供必要的竖向承载力、侧向刚度和阻尼。
- 3 隔震层的设计工作寿命不应低于上部结构的设计工作寿命，一般应大于 50 年。

4 隔震层的位置应设置在第一层以下。隔震层的布置应符合下列要求：

- 1) 隔震层可由隔震支座、阻尼装置和抗风装置组成。阻尼装置和抗风装置可与隔震支座合为一体，亦可单独设置。必要时可设置限位装置。
- 2) 隔震层刚度中心宜与上部结构的质量中心重合。
- 3) 隔震支座的平面布置宜与上部结构和下部结构中竖向受力构件的平面位置相对应。橡胶隔震支座应设置在受力较大的位置，间距不宜过大，其规格、数量和分布应根据竖向承载力、侧向刚度和阻尼的要求通过计算确定。
- 4) 同一房屋选用多种规格的隔震支座时，应注意充分发挥每个隔震支座的承载力和水平变形能力。
- 5) 同一支承处选用多个隔震支座时，隔震支座之间的净距应大于安装和更换时所需的尺寸。
- 6) 设置在隔震层的抗风装置宜对称、分散地布置在建筑物的周边。
- 7) 抗震墙下隔震支座的间距不宜大于 2.0m。
- 8) 设置隔震部件的部位，除按计算确定外，应采取便于检查和替换的措施。

4.4.2 隔震层由橡胶和薄钢板相间层叠组成的隔震支座应满足下列要求：

1 隔震支座在表 4.4.5-1 所列的压应力下的极限水平变位，应取其有效直径的 0.55 倍和各橡胶层总厚度 3 倍两者的较小值。

2 在经历相应设计基准期的耐久试验后，隔震支座刚度、阻尼特性变化不超过初期值的 $\pm 20\%$ ；徐变量不超过各橡胶层总厚度的 5%。

3 在一般情况下，隔震支座的第一形状系数 S_1 不宜小于 15，第二形状系数 S_2 不宜小于 5.0。当不满足该要求时，应按照本措施第 4.4.5 条规定降低隔震支座的平均压应力限值。

第一形状系数 S_1 ，应按下式计算：

$$\text{圆形截面：} \quad S_1 = \frac{d - d_0}{4t_{r1}} \quad (4.4.2-1)$$

$$\text{矩形截面：} \quad S_1 = \frac{ab}{2(a+b)t_{r1}} \quad (4.4.2-2)$$

第二形状系数 S_2 ，应按下式计算：

$$\text{圆形截面：} \quad S_2 = \frac{d}{t_r} \quad (4.4.2-3)$$

$$\text{矩形截面：} \quad S_2 = \frac{b}{t_r} \quad (4.4.2-4)$$

式中 S_1 ——隔震支座第一形状系数；
 S_2 ——隔震支座第二形状系数；

- d ——橡胶层的有效直径 (mm);
- a ——矩形截面隔震支座的长边尺寸 (mm);
- b ——矩形截面隔震支座的短边尺寸 (mm);
- d_0 ——隔震支座中间开孔的直径 (mm);
- t_{r1} ——每一橡胶层的厚度 (mm);
- t_r ——橡胶层的总厚度 (mm)。

4 隔震支座的设计工作寿命是指建筑隔震橡胶支座在正常使用和维护情况下所具有的不丧失有效使用功能的期限。隔震支座应具有不少于 60 年的设计工作寿命。

5 设计文件上应注明对隔震部件性能要求, 安装前应对工程中所用的各种类型和规格的原型部件进行抽样检测, 每种类型和每一规格的数量不应少于 3 个, 抽样检测的合格率应为 100%。

6 隔震部件的耐久性和设计参数应由试验确定。隔震支座由试验确定设计参数时, 竖向荷载应保持表 4.4.5-1 的平均压应力限值。隔震支座在施工安装时, 应按照《建筑隔震橡胶支座》JG 118—2000 产品标准和有关规定完成包括型式检验、出厂检验和抽样检测的产品性能检验。

7 每项工程采用的各类隔震支座的产品性能必须经检验合格, 并符合设计要求。

4.4.3 隔震支座的水平剪力应根据隔震层在罕遇地震下的水平剪力按各隔震支座的水平刚度分配; 当按扭转耦联计算时, 尚应计及隔震支座的扭转刚度。

4.4.4 隔震层抗风装置应按式(4.4.4)要求进行验算:

$$\gamma_w V_{wk} \leq V_{Rw} \quad (4.4.4)$$

式中 V_{Rw} ——抗风装置的水平承载力设计值。当抗风装置是隔震支座的组成部分时, 取隔震支座的水平屈服荷载设计值; 当抗风装置单独设置时, 取抗风装置的水平承载力, 可按材料屈服强度设计值确定;

γ_w ——风荷载分项系数, 采用 1.4;

V_{wk} ——风荷载作用下隔震层的水平剪力标准值。

4.4.5 隔震层所选用的隔震部件的设计分析要求

1 隔震支座应进行竖向承载力的验算。各橡胶隔震支座的竖向平均压应力设计值, 不应超过表 4.4.5 的规定。

表 4.4.5 橡胶隔震支座平均压应力限值

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
平均压应力限值 (MPa)	10	12	15

注: 1 平均压应力设计值应按永久荷载和可变荷载组合计算, 对需验算倾覆的结构应包括水平地震作用效应组合; 对需进行竖向地震作用计算的结构, 尚应包括竖向地震作用效应组合。

2 当橡胶支座的第二形状系数(有效直径与各橡胶层总厚度之比)小于 5.0 时应降低平均压应力限值: 小于 5 不小于 4 时降低 20%, 小于 4 不小于 3 时降低 40%。

3 外径小于 300mm 的橡胶支座, 其平均压应力限值对丙类建筑为 12MPa。

2 隔震支座的弹性恢复力应符合下列要求:

$$K_{100} t_r \geq 1.40 V_{Rw} \quad (4.4.5 - 1)$$

式中 K_{100} ——隔震支座在水平剪切应变 100% 时的水平有效刚度;

t_r ——隔震支座橡胶层总厚度。

3 隔震支座应进行罕遇地震下的验算:

1) 隔震层在罕遇地震下应保持稳定, 不宜出现不可恢复的变形。隔震层橡胶支座在罕遇地震作用下, 不宜出现拉应力。

2) 隔震支座对应于罕遇地震水平剪力的水平位移, 应符合下列要求:

$$u_i \leq [u_i] \quad (4.4.5-2)$$

$$u_i = \beta_i u_c \quad (4.4.5-3)$$

式中 u_i ——罕遇地震作用下，第 i 个隔震支座考虑扭转的水平位移；

$[u_i]$ ——第 i 个隔震支座的水平位移限值；对橡胶隔震支座，不应超过该支座有效直径的 0.55 倍和支座各橡胶总厚度 3.0 倍两者的较小值；

u_c ——罕遇地震下隔震层质心处或不考虑扭转的水平位移；

β_i ——第 i 个隔震支座的扭转影响系数，应取考虑扭转和不考虑扭转时 i 支座计算位移的比值；当隔震层以上结构的质心与隔震层刚度中心在两个主轴方向均无偏心时，边支座的扭转影响系数不应小于 1.15。

4.4.6 隔震支座与上部结构、下部结构之间应设置可靠的连接部件。隔震层连接部件（如隔震支座或抗风装置的上、下连接件，连接用预埋件等）应按罕遇地震作用进行强度验算。

隔震支座与上部结构、下部结构之间的连接螺栓和锚固钢筋，均必须在罕遇地震作用下对隔震支座在上下连接面的水平剪力、竖向力及其偏心距进行验算。锚固钢筋的锚固长度宜大于 20 倍钢筋直径，且不小于 250mm。

4.4.7 隔震房屋抗倾覆验算应符合下列要求：

- 1 隔震房屋的高宽比超过《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 的相应规定时，应进行抗倾覆验算。
- 2 隔震房屋抗倾覆验算包括结构整体抗倾覆验算和隔震支座承载力验算。
- 3 进行结构整体抗倾覆验算时，应按罕遇地震作用计算倾覆力矩，按上部结构重力代表值计算抗倾覆力矩，并应满足：

$$1.2M_0 \leq M_{R0} \quad (4.4.7)$$

式中 M_0 ——整体倾覆力矩；

M_{R0} ——整体抗倾覆力矩。

在罕遇地震作用下，隔震支座不宜出现受拉应力。当隔震支座不可避免处于受拉状态时，其拉应力不应大于 1.2MPa。

(II) 隔震层以上结构

4.4.8 隔震层以上结构的地震作用和抗震措施应符合下列要求：

1 计算地震作用时，水平地震影响系数的最大值应根据水平向减震系数确定，可采用通常抗震设计的水平地震影响系数最大值和水平向减震系数的乘积，但隔震结构的总水平地震作用不得低于 6 度设防时非隔震结构的总水平地震作用；各楼层的水平地震剪力尚应符合本章 4.3.1 条最小地震剪力系数的规定。当考虑竖向地震作用时，应符合本章 4.2.5 条第 2 款的规定。

2 隔震层以上结构的水平地震作用沿高度可采用矩形分布。

$$F_{ik} = \frac{G_i H_j}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{ek} \quad (i = 1, \dots, n) \quad (4.4.8)$$

式中 F_{ik} ——作用于第 i 层的水平地震作用标准值；

G_i 、 G_j ——第 i 、 j 层的重力代表值；

H_i 、 H_j ——分别为第 i 、 j 层的计算高度；

F_{ek} ——结构总水平地震作用标准值。

3 当水平向减震系数不大于 0.50 时，丙类建筑的多层砌体结构，房屋的层数、总高度和高宽比限值，可按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 中 7.1 节中降低一度的有关规定采用。

4.4.9 上部结构的截面抗震验算应符合下列规定：

- 1 上部结构的截面抗震验算，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 对非隔震

结构的规定进行。其中的水平地震作用效应,可依据水平向减震系数确定。

2 上部结构为框架、框架-抗震墙和抗震墙结构时,隔震层顶部的纵、横梁和楼板体系应作为上部结构的一部分进行计算。上部结构为砌体结构时,隔震层顶部各纵、横梁可接受均布荷载的单跨简支或多跨连续托墙梁计算,均布荷载可按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 第 7.2.4、7.2.5 条关于底部框架砖房的钢筋混凝土托墙梁的规定取值;当按连续梁计算的正弯矩小于按单跨简支梁计算的跨中弯矩的 0.8 倍时,应按 0.8 倍单跨简支梁跨中弯矩取值。当计算出现负弯矩时,应进行双向配筋。对托墙梁顶砌体应进行局部承压验算,并在构造上采取适当加强措施。

砌体结构计算托墙梁的地震组合内力时,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时,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,作为简化计算可按下列方法确定:当托墙梁上部各层墙体不开洞和跨中 1/3 范围内仅开一个洞口的情况下,进行弯矩计算时,由重力荷载代表值产生的弯矩,四层以下全部计入组合,四层以上可以折减,取不小于四层的数值计入组合;进行剪力计算时,由重力荷载产生的剪力全部计入组合,不进行折减。

3 对于隔震层以上结构,9 度时和 8 度且水平向减震系数为 0.25 时,应进行竖向地震作用的计算;8 度且水平向减震系数不大于 0.5 时,宜进行竖向地震作用的计算。

计算隔震层以上结构竖向地震作用标准值时,各楼层可视为质点,并按下式计算竖向地震作用标准值沿高度的分布。

$$F_{vi} = \frac{G_i H_i}{\sum G_j H_j} F_{Evk} \quad (4.4.9)$$

式中 F_{vi} ——质点 i 的竖向地震作用标准值;

G_i 、 H_i ——为第 i 个支点的重力荷载代表值和高度。

砌体结构按规定进行竖向地震作用下的抗震验算时,砌体抗震抗剪强度的正应力影响系数,宜按减去竖向地震作用效应后的平均压应力取值。

(Ⅲ) 下部结构和地基基础

4.4.10 隔震建筑地基基础的抗震验算和地基处理仍应按本地区抗震设防烈度进行,甲、乙类建筑宜全部消除液化沉陷。

当在设防烈度下非隔震房屋符合《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 规定的地基和基础不进行抗震验算的范围时,隔震房屋的地基和基础也可不进行验算。

4.4.11 隔震层以下结构(包括支墩、柱子、墙体、地下室)的地震作用和抗震验算,应采用罕遇地震下隔震支座底部的竖向力、水平力和力矩进行计算。

4.4.12 下部结构和地基基础设计

1 上部结构和隔震层传至下部结构顶面的水平地震作用,可按隔震支座的水平刚度分配;当考虑扭转时,尚应计及隔震层的扭转刚度。

2 当下部结构或地基基础需要考虑竖向地震作用时,可按照现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 规定的设防烈度进行验算。

4.5 抗震措施

4.5.1 隔震支座的布置

1 隔震支座一般设置在建筑结构底部梁板的梁底。

1) 当住宅门洞入口处标高低于一层室内标高时,可把门洞口两个支座的标高降低,如图 4.5.1-1(a) 所示。

2) 一栋建筑可能采用不同型号、不同厚度的隔震支座,设计时可采用支座顶面标高相同而底面标

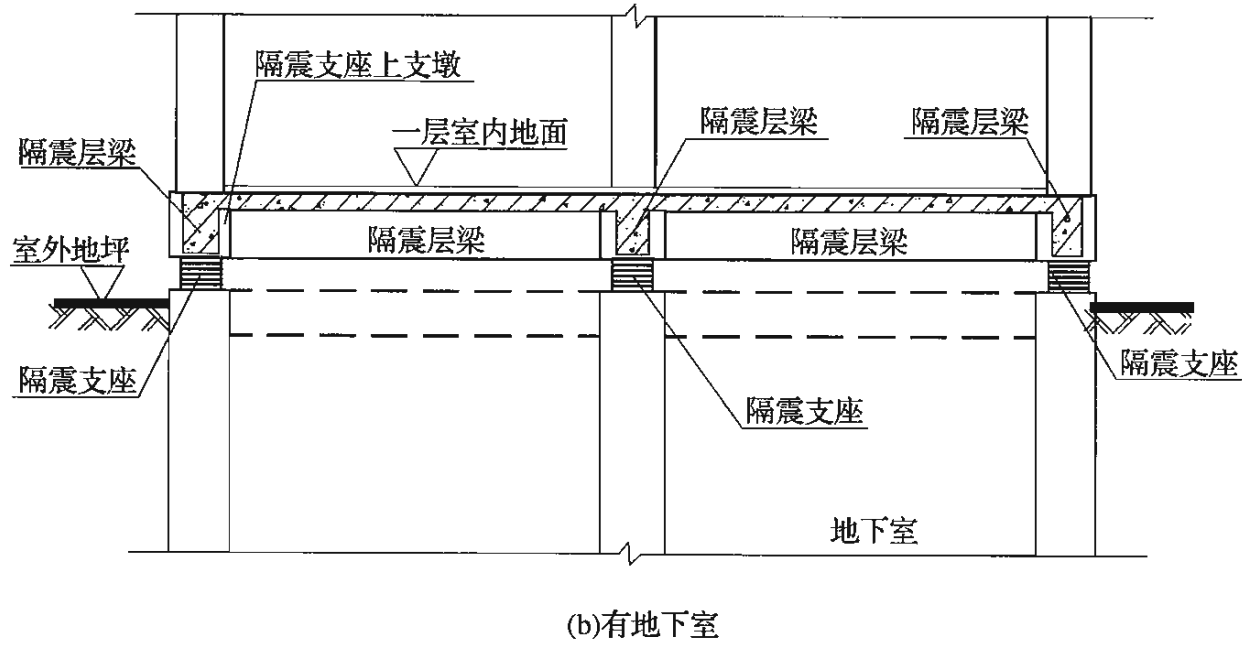


图 4.5.1-2 隔震支座的设置

3 隔震支座置于地下室底板以下时，地上室外墙板四周应设置防震缝（图 4.5.1-3），并合理设置适当数量的检查孔。

4.5.2 隔震层与上部结构的连接，应符合下列规定：

1 隔震层顶部应设置梁板式楼盖，且应符合下列要求：

1) 应采用现浇或装配整体式混凝土楼板。现浇板厚度不宜小于 140mm；配筋现浇面层厚度不应小于 50mm。隔震支座上方的纵、横梁应采用现浇钢筋混凝土结构。

2) 隔震层顶部梁板的刚度和承载力，宜大于一般楼面梁板的刚度和承载力。

3) 隔震支座附近的梁、柱应计算冲切和局部承压，加密箍筋并根据需要配置网状钢筋。

2 隔震支座和阻尼器的连接构造，应符合下列要求：

1) 隔震支座和阻尼器应安装在便于维护人员接近的部位；

2) 隔震支座与上部结构、基础结构之间的连接件，应能传递罕遇地震下支座的最大水平剪力；

3) 抗震墙下隔震支座的间距不宜大于 2.0m；

4) 外露的预埋件应有可靠的防锈措施。预埋件的锚固钢筋应与钢板牢固连接，锚固钢筋的锚固长度宜大于 20 倍锚固钢筋直径，且不应小于 250mm。

4.5.3 隔震层的构造应符合下列要求：

1 隔震支座与上部结构、下部结构应有可靠的连接。进行隔震支座连接件截面设计时，需要考虑的荷载有：

- 1) 水平方向承受支座发生 350% 剪切变形时的最大水平剪力；
- 2) 节点板局部承压验算；
- 3) 竖向平均拉应力达到 1.5MPa。

竖向拉应力只在需要考虑隔震支座竖向受拉可能时进行验算。图 4.5.3 是橡胶支座与结构构件的连接方式及连接件的示意。其中图 4.5.3 (a) 从连接型式角度看不能承受拉力，图 4.5.3 (b) 可以承受一定拉力。

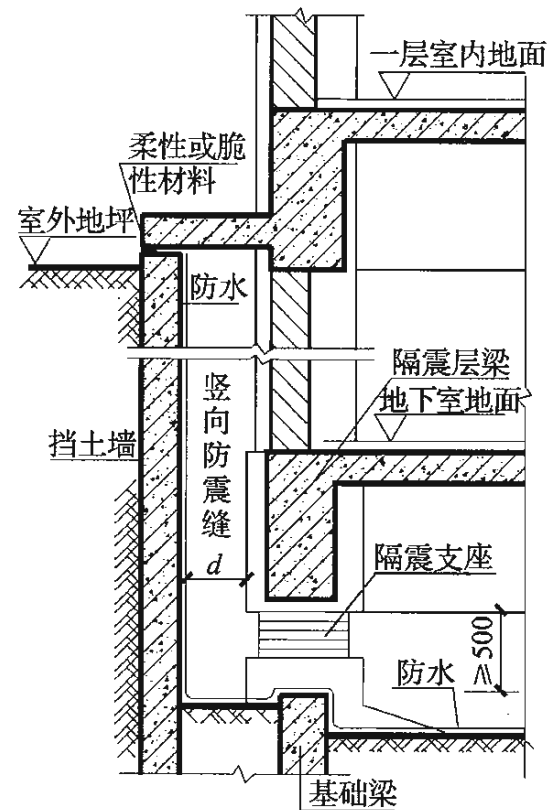


图 4.5.1-3 隔震支座设置

注：图中 d 为隔震层在罕遇地震作用下最大位移的 1.2 倍。

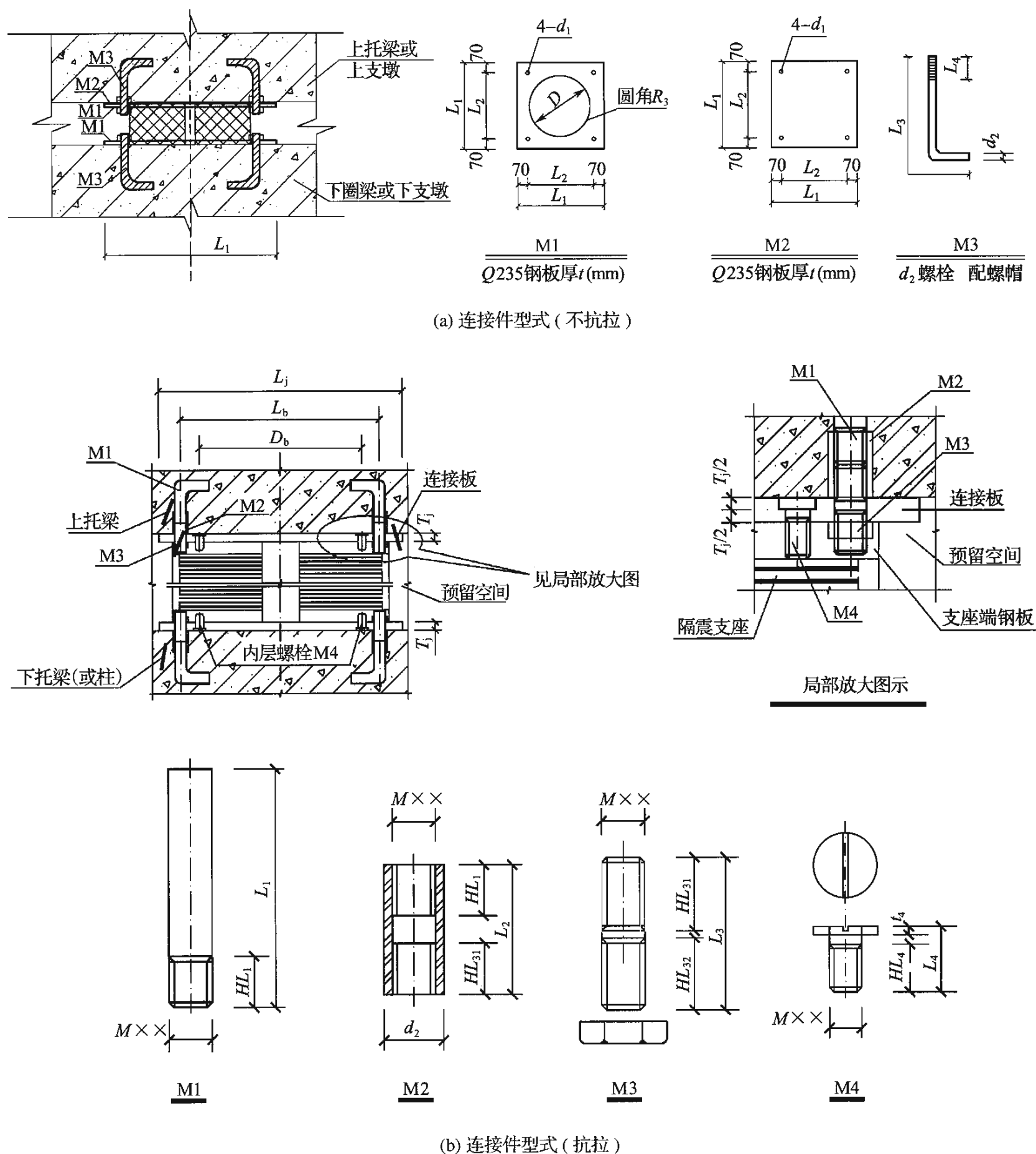


图 4.5.3 连接件型式示意图

注：图中标注尺寸由设计人员根据设计计算结果确定。

2 与隔震支座连接的梁、柱、墩等应考虑水平受剪和竖向局部承压，并采取可靠的构造措施，如加密箍筋或配置网状钢筋。

3 隔震层设置在有耐火要求的使用空间中时，隔震支座和其他部件应根据使用空间的耐火等级采取相应的防火措施。

4 上部结构及隔震层部件应与周围固定物脱开。与水平方向固定物的脱开距离不宜少于隔震层在罕遇地震作用下最大位移的 1.2 倍；与竖直方向固定物的脱开距离可取所采用的隔震支座中橡胶层总厚度最大者的 1/25 加上 10mm，且不宜小于 20mm。

4.5.4 上部结构及隔震层部件应与周围固定物脱开，应合理设置防震缝和水平隔离缝，并应满足下列设置要求：

1 隔震建筑防震缝可按下述规定设置：

1) 体型基本规则的隔震房屋可不设置防震缝。体型复杂的房屋不设防震缝时，应选用符合实际的结构计算模型进行较精确的抗震分析，并根据其局部应力、变形集中及扭转影响，采取措施提高抗震能力。

2) 一般情况下，上部结构周围应设置防震缝。隔震房屋设置伸缩缝、隔离缝或防震缝时，应符合下述要求：

① 仅在上部结构隔震层楼面以上设置伸缩缝或防震缝时，缝的宽度应满足《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 对不同房屋防震缝宽度的要求。

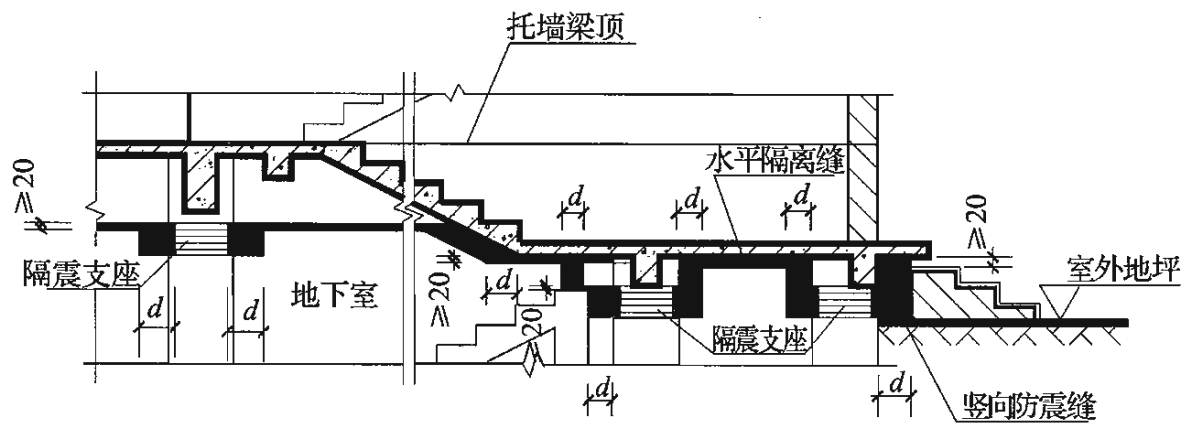
② 上部结构与其他房屋或结构相邻时应设置防震缝，缝宽不宜小于罕遇地震下隔震层水平位移值的 1.2 倍。

③ 隔震建筑需要设置沉降缝时，其宽度应满足上述防震缝的要求。

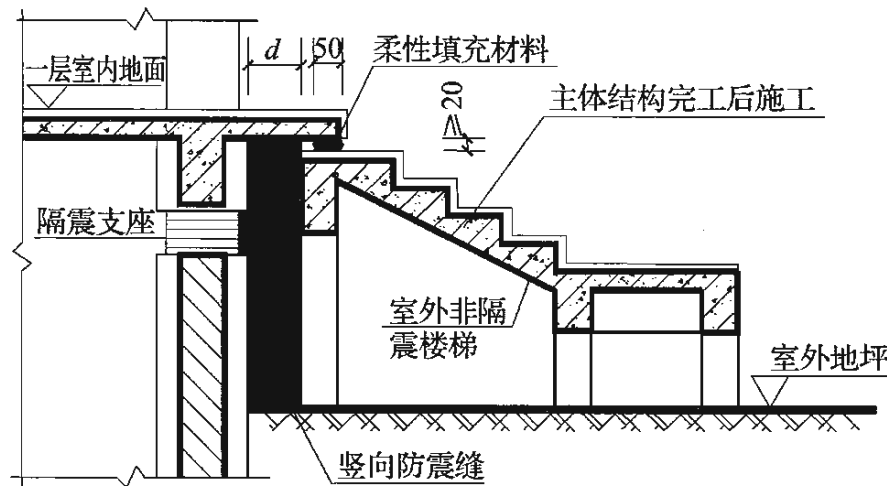
2 上部结构（包括与其相连的任何构件）与地面（包括地下室和与其相连的构件）之间，宜设置明确的水平隔离缝；当设置水平隔离缝确有困难时，应设置可靠的水平滑移垫层。水平隔离缝一般不宜小于 20mm。

水平隔离缝或水平滑移垫层的设置应考虑隔震层由竖向荷载、水平变形、不均匀沉降等引起的隔震层的竖向变形的影响；

3 在走廊、楼梯、电梯等部位，应无任何障碍物。参见楼梯和电梯节点示意，如图 4.5.4-1、图 4.5.4-2。



(a)



(b)

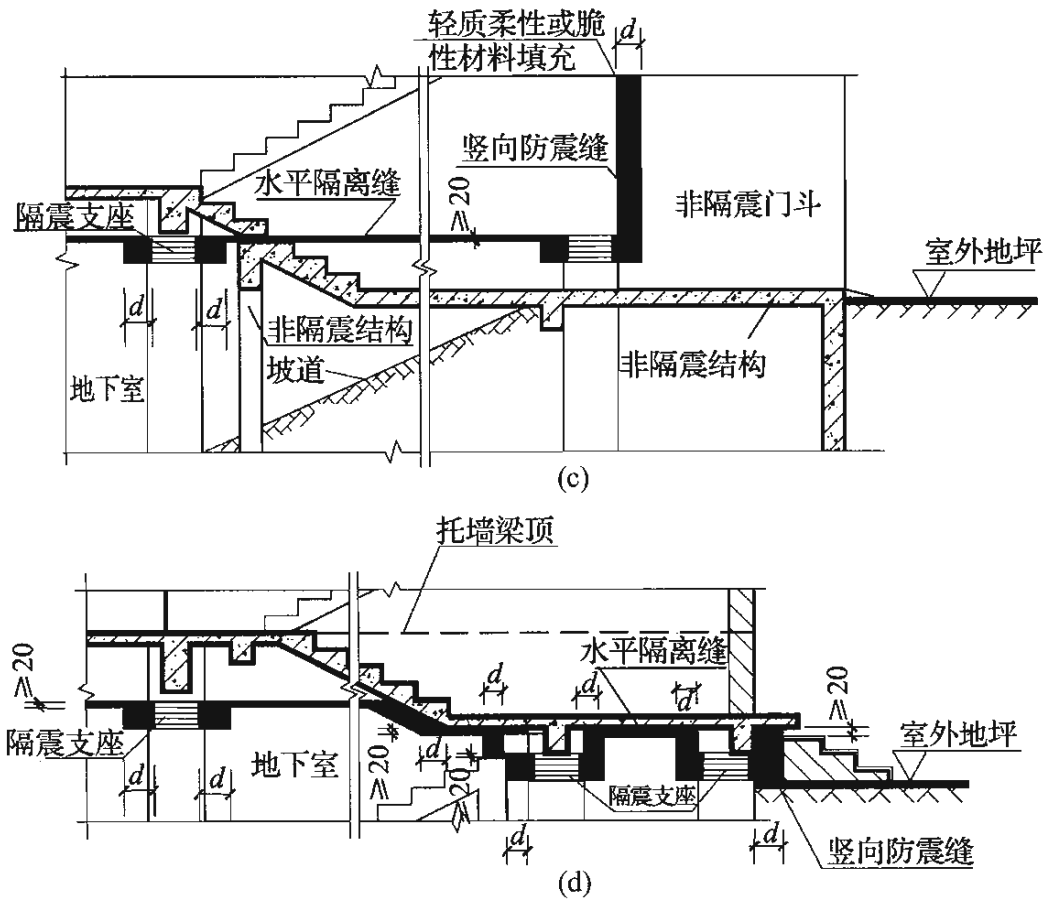


图 4.5.4-1 楼梯踏步节点示意

注：图中 d 为隔震层在罕遇地震作用下最大位移的 1.2 倍。

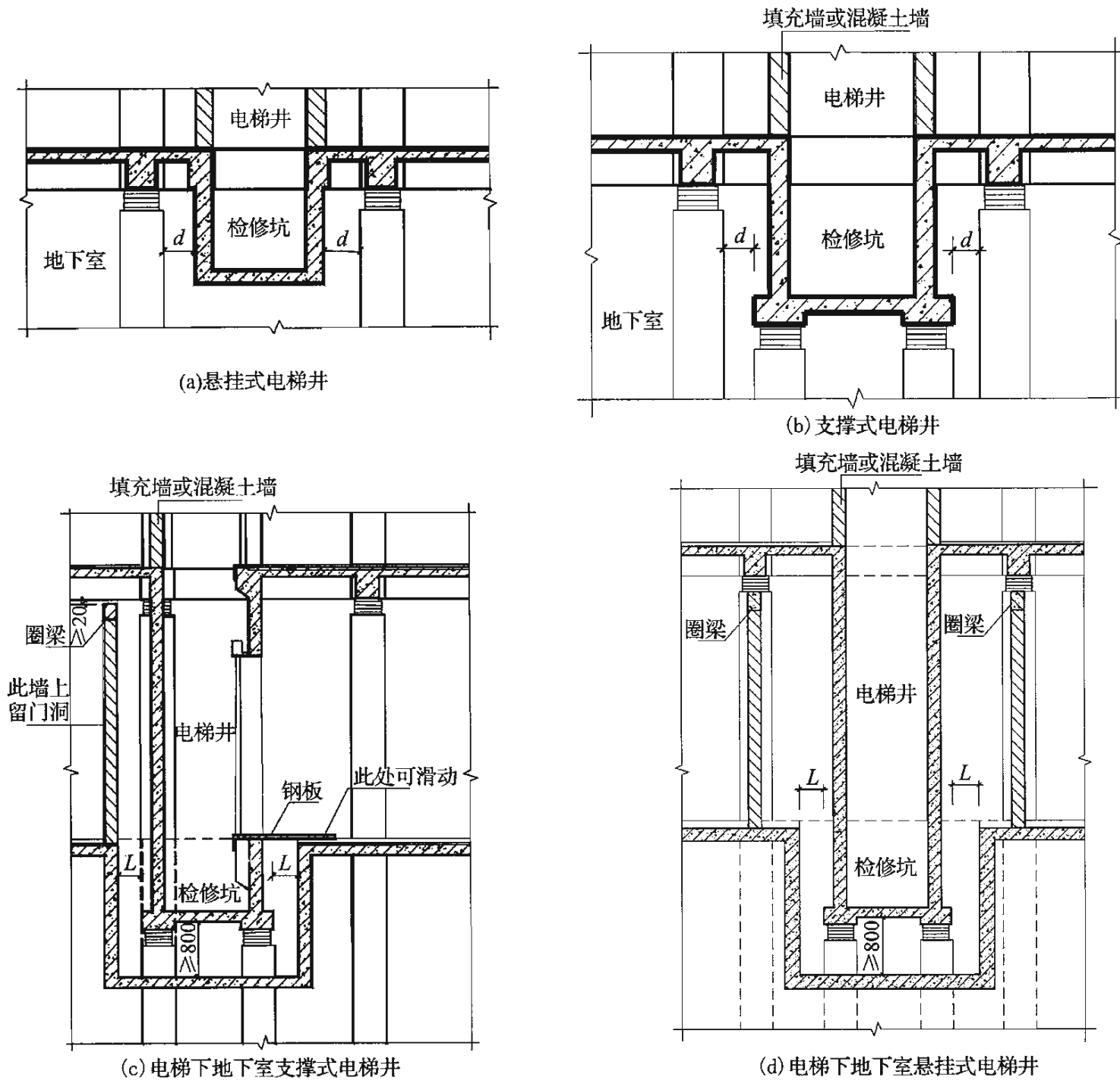


图 4.5.4-2 电梯井节点示意图

注： L 取 d 和 600mm 的较大值， d 为隔震层在罕遇地震作用下最大位移的 1.2 倍。

4.5.5 隔震层以上结构的隔震措施，应符合下列规定：

1 隔震层以上结构应采取不阻碍隔震层在罕遇地震下发生大变形的措施，应合理设置防震缝和水平隔离缝。

2 砌体结构隔震层的构造应符合下列规定：

1) 多层砌体房屋的隔震层位于地下室顶部时，隔震支座不宜直接放置在砌体墙上，并应验算砌体的局部承压。

2) 隔震层顶部纵、横梁的构造均应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 第 7.5.4 条关于底部框架砖房的钢筋混凝土托墙梁的要求，亦即：

①梁的截面宽度不应小于 300mm，梁的截面高度不应小于跨度的 1/10。

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

③沿梁高应设腰筋，数量不应少于 2 ϕ 14，间距不应大于 200mm。

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

3 丙类建筑在隔震层以上结构的抗震措施：

1) 当上部结构设防烈度为 6 度或水平向减震系数为 0.75 时，不应降低非隔震时的有关要求；

2) 当水平向减震系数不大于 0.50 时，可适当降低《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 有关章节对非隔震建筑的要求，但与抵抗竖向地震作用有关的抗震构造措施不应降低。

此时，对砌体结构，应符合下列要求：

①承重外墙尽端至门窗洞边的最小距离及圈梁的截面和配筋构造，应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 按设防烈度的有关规定。

②多层烧结普通粘土砖和烧结多孔粘土砖房屋的钢筋混凝土构造柱设置，水平向减震系数为 0.75 时，仍应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 按设防烈度的有关规定；7~9 度，水平向减震系数为 0.5 和 0.38 时，应符合表 4.5.5-1 的规定，水平向减震系数为 0.25 时，宜符合《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 按设防烈度降低一度的有关规定。

表 4.5.5-1 隔震后砖房构造柱设置要求

房屋层数			设置部位
7 度	8 度	9 度	
三、四	二、三		每隔 15m 或单元横墙与外墙交接处
五	四	二	每隔三开间的横墙与外墙交接处
六、七	五	三、四	楼梯、电梯间四角外墙四角； 错层部位横墙与外纵墙交接处； 9 度四层，外纵墙与内墙（轴线）交接处
八	六、七	五	较大洞口两侧，大房间内外墙交接处 内墙（轴线）与外墙交接处，内墙局部较小墙垛处； 8 度七层，内纵墙与隔开间横墙交接处； 9 度时内纵墙与横墙（轴线）交接处

注：9 度时甲、乙类建筑层数不宜多于五层。

③混凝土小型空心砌块房屋芯柱的设置，水平向减震系数为 0.75 时，仍应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 按设防烈度的有关规定；7~9 度，当水平向减震系数为 0.5 和 0.38 时，应符合表 4.5.5-2 的规定，当水平向减震系数为 0.25 时，宜符合《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001 按设防烈度降低一度的有关规定。

表 4.5.5-2 隔震后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
7度	8度	9度		
三、四	二、三		外墙转角, 楼梯间四角; 大房间内外墙交接处; 每隔 16m 或单元横墙与外墙交接处	外墙转角, 灌实 3 个孔; 内外墙交接处, 灌实 4 个孔
五	四	二	外墙转角, 楼梯间四角; 大房间内外墙交接处; 山墙与内纵墙交接处; 隔三开间横墙(轴线)与外纵墙交接处	
六	五	三	外墙转角, 楼梯间四角; 大房间内外墙交接处; 隔开间横墙(轴线)与外纵墙交接处; 山墙与内纵墙交接处; 8、9度时, 外纵墙与横墙(轴线)交接处, 大洞口两侧	外墙转角, 灌实 5 个孔; 内外墙交接处, 灌实 4 个孔; 洞口两侧各灌实 1 个孔
七	六	四	外墙转角, 楼梯间四角, 各内墙(轴线)与外纵墙交接处; 内纵墙与横墙(轴线)交接处; 8、9度时洞口两侧	外墙转角, 灌实 7 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

注: 8度时甲、乙类建筑层数不宜多于六层, 9度时层数不宜多于四层。

④上部结构的其他抗震构造措施, 水平向减系数为 0.75 时仍按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 按设防烈度的有关规定采用; 7~9度, 水平向减震系数为 0.50 和 0.38 时, 可按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 按设防烈度降低一度的相应规定采用; 水平向减系数为 0.25 时可按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 按设防烈度降低二度且不低于 6 度的相应规定采用。

3) 对钢筋混凝土结构, 柱和墙肢的轴压比控制应仍按非隔震的有关规定采用, 其他计算和抗震构造措施要求, 可按表 4.5.5-3 划分抗震等级, 再按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 第 6 章的有关规定采用。

表 4.5.5-3 隔震后现浇钢筋混凝土结构的抗震等级

结构类型		7度		8度		9度	
框架	高度(m)	<20	>20	<20	>20	<20	>20
	一般框架	四	三	三	二	二	一
抗震墙	高度(m)	<25	>25	<25	>25	<25	>25
	一般抗震墙	四	三	三	二	二	一

4.5.6 穿过隔震层的设备配管、配线, 应采用柔性连接(图 4.5.6-1、图 4.5.6-2)或其他有效措施适应隔震层的罕遇地震水平位移。

1 穿过隔震层的竖向管线应符合下列要求:

1) 直径较小的柔性管线在隔震层处应预留伸展长度, 其值不应小于隔震层在罕遇地震作用下最大水平位移的 1.2 倍;

2) 直径较大的管道在隔震层处宜采用柔性材料或柔性接头;

3) 重要管道、可能泄漏有害介质或可燃介质的管道, 在隔震层处应采用柔性接头。

2 利用构件钢筋作避雷线时, 应采用柔性导线连通上部与下部结构的钢筋。

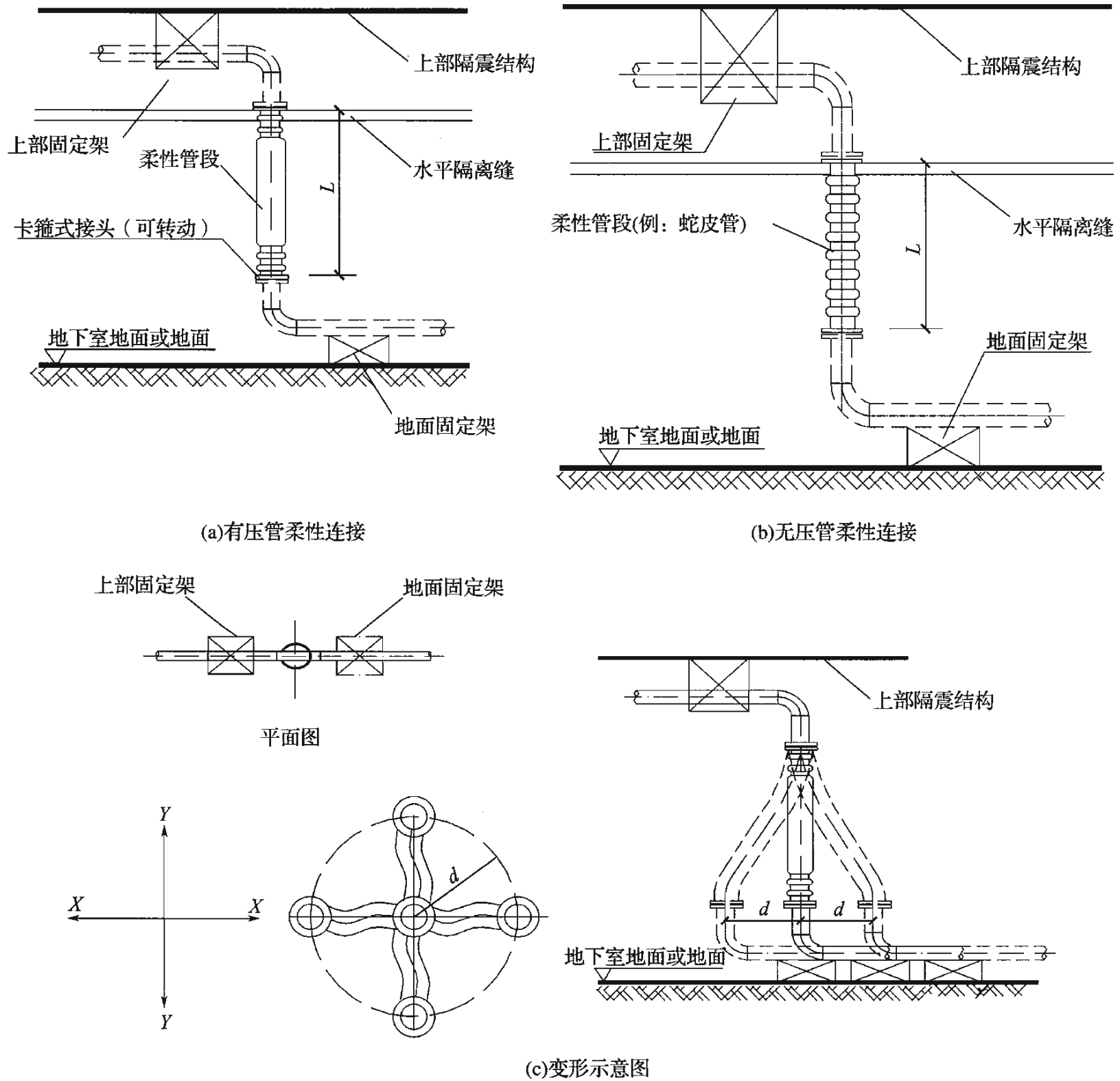
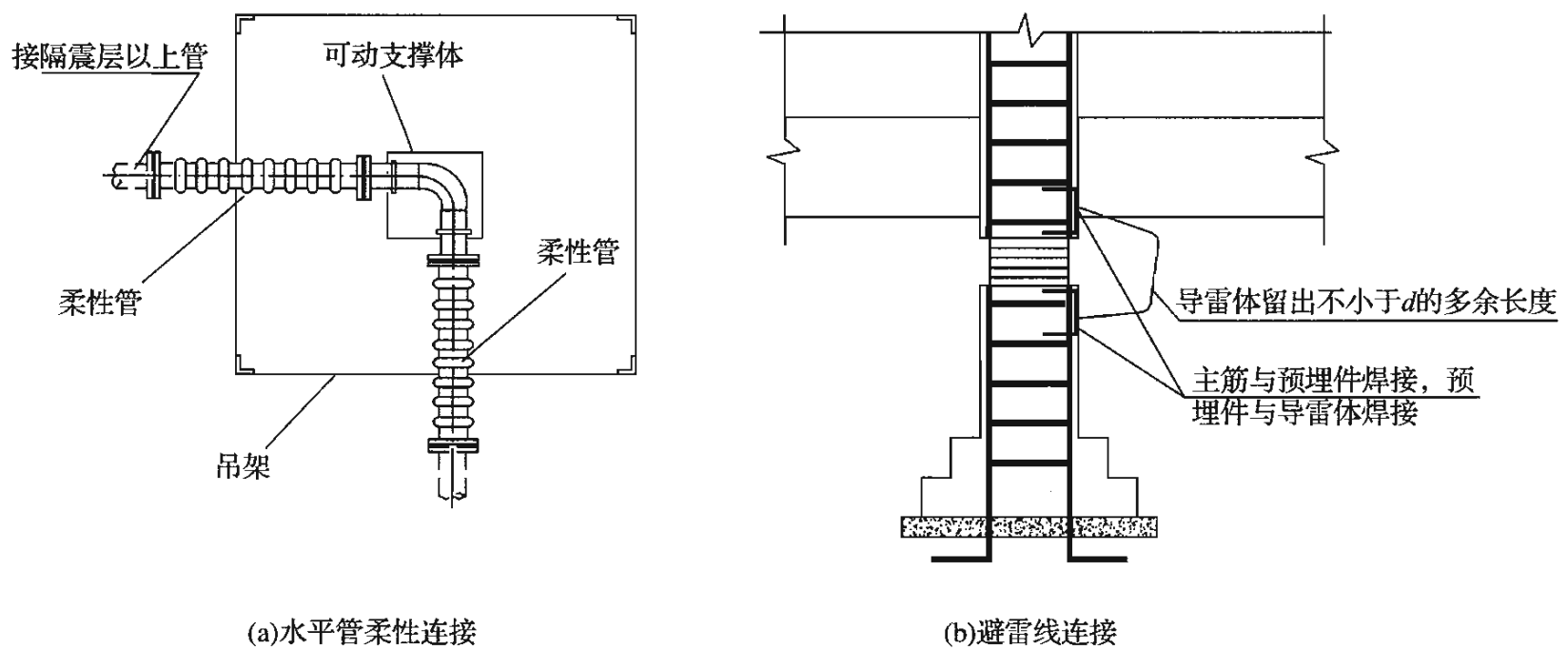


图 4.5.6-1 立管柔性连接

注： L 为隔震层在罕遇地震作用下最大位移的1.2倍。



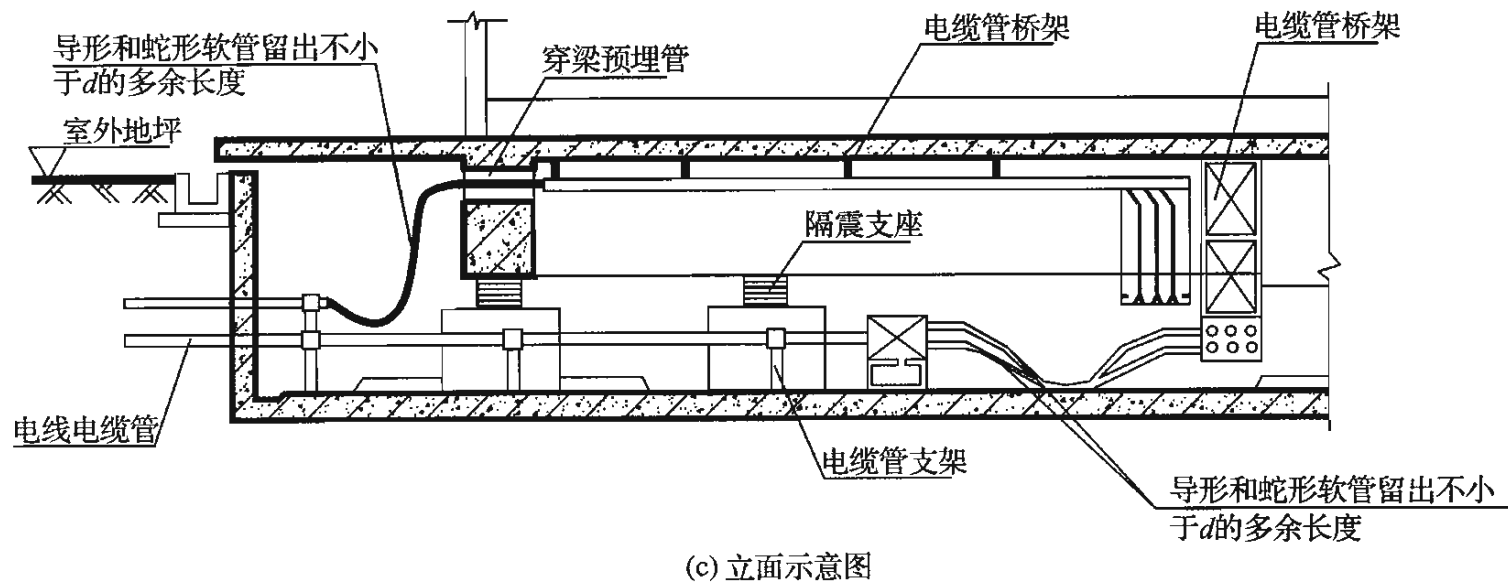


图 4.5.6-2 电缆、电线连接

注： L 为隔震层在罕遇地震作用下最大位移的 1.2 倍。

4.6 隔震支座的安装、施工及验收要求

隔震支座的安装、施工及验收要求

- 1 隔震支座下的混凝土必须振捣密实，不得出现蜂窝麻面，若铺设找平层，必须确保其强度。
- 2 支承隔震支座的支墩（或柱），其顶面水平度误差不宜大于 5%；在隔震支座安装后，隔震支座顶面的水平度误差不宜大于 8%。
- 3 隔震支座中心的平面位置与设计位置的偏差不应大于 5.0mm。
- 4 隔震支座中心的标高与设计标高的偏差不应大于 5.0mm。
- 5 同一支墩上多个隔震支座之间的顶面高差不宜大于 5.0mm。
- 6 隔震支座连接板和外露连接螺栓应采取防锈保护措施。
- 7 在隔震支座安装阶段，应对支墩（或柱）顶面、隔震支座顶面的水平度、隔震支座中心的平面位置和标高进行观测并记录。
- 8 在工程施工阶段，对隔震支座宜有临时覆盖保护措施。
- 9 在工程施工阶段，应对隔震支座的竖向变形作观测并记录。
- 10 在工程施工阶段，应对上部结构、隔震层部件与周围固定物的脱开距离进行检查。

隔震支座的产品尺寸和连接型式可在设计时确定，其安装施工应满足相关的精度、锚固、防锈等要求。

5 楼(屋)盖结构与构造

5.1 选型及一般规定

5.1.1 基本原则

1 楼(屋)盖结构选型要满足房屋的使用功能和建筑造型的需要,合理控制楼层的净高度以及考虑房屋未来改造的可能性。

2 在结构设计方面楼(屋)盖结构应满足承载力、刚度和裂缝宽度限值的要求,并应具有良好的整体性,有利于抗风与抗震。楼(屋)盖的梁、板构件的保护层厚度尚应满足有关防火等级要求。

3 在结构施工方面要有利于工业化生产,便于施工及控制施工质量,有利于缩短施工周期和降低工程造价。对施工期间有堆载要求的楼盖结构,设计中尚应考虑施工堆载的影响。

4 在结构材料选用方面要积极采用轻质高强、节能的新型材料,减轻楼层结构重量。

5 在与建筑设备配合方面要方便设备安装与检修,便于管道线路布设,保证设备正常运行。

6 对有人防和消防(消防通道)要求的楼盖结构以及直升飞机停机坪的屋盖结构,应满足有关标准的要求。

5.1.2 楼(屋)盖设计时应采取必要措施保证楼板平面内具有足够的整体刚度,当楼板平面内相对挠度小于 $1/12000$ 时,可采用楼板在其自身平面内无限刚的假定分析房屋结构的内力和位移。

5.1.3 当楼板会产生较明显的平面内变形时,进行高层建筑内力与位移计算时,应考虑楼板的平面内变形或对采用楼板平面内无限刚的假定的计算结果进行适当调整。

5.1.4 常用的楼(屋)盖结构型式有预制板结构、叠合板结构、无梁楼板结构和肋形板结构。

1 预制板结构有预制双向预应力大板及预制预应力空心板。

1) 普通钢筋混凝土空心板或双钢筋混凝土平板的跨度不宜大于 4.2m ;预应力混凝土空心板的跨度不宜大于 6.9m ;一般预应力混凝土平板的跨度不宜大于 9m 。

2) 对于SP预应力空心板,其最大适用跨度为 18m ,选用原则参见国家标准设计《SP预应力空心板》图集。

2 叠合板结构宜采用预制的预应力薄板作为叠合板的底板,并兼作底模,与上部现浇叠合层共同工作,形成叠合式楼板。预应力薄板的厚度应不小于跨度的 $1/100$,并不小于 50mm 。现浇叠合层的厚度应根据板的跨度、荷载的大小来确定,一般为 $60\sim 150\text{mm}$ 。叠合板的最大跨度可达 7.5m ,适用于各类民用建筑。

3 无梁楼盖结构可按柱网和荷载的大小以及建筑要求设计成现浇带柱帽(托板)或不带柱帽(托板)的无梁楼盖。无梁楼盖适用于柱网尺寸近似方形的公共建筑,当施工条件受到限制时可采用升板法施工。对于普通混凝土结构,无柱帽时跨度不宜大于 7m ,有柱帽时跨度不宜大于 9m ,对于预应力混凝土结构,跨度不宜大于 12m 。震害表明,无梁楼板的板与柱连接节点抗震性能差,不利于抗震。因此,在震区采用此类楼板时应与剪力墙结合,形成板柱-剪力墙结构。

4 密肋楼盖结构分为单向密肋楼盖和双向密肋楼盖两种。密肋楼盖的肋距一般为 $0.9\sim 1.5\text{m}$,采用预制模壳(由塑料、钢、玻璃钢或钢筋混凝土制成)现浇混凝土形成密肋楼盖,适用于中等或大跨度的公共建筑。对于普通混凝土结构,跨度一般不大于 9m ;对于预应力混凝土结构,跨度不大

于12m。

5 肋形楼盖的板有现浇单向板和双向板,宜采用定型模板,也可采用预制板和现浇梁形成装配整体式肋形楼盖以及全装配式肋形楼盖。在层高受到限制时,主梁可采用宽扁梁。

1) 对无吊顶又要求光滑顶棚的建筑,宜采用现浇钢筋混凝土双向板;

2) 确定肋形楼盖梁的截面尺寸时,应注意梁高与降低建筑物层高之间的经济关系。

3) 当主梁采用宽扁梁时,除验算其正截面受弯承载力和斜截面承载力外,还应满足刚度和裂缝宽度限值的有关要求。

4) 不宜将楼面主梁支承在剪力墙之间的连梁上。当不可避免时,应对连梁仔细分析,采用可靠措施,保证地震作用时连梁不致破坏。

5) 当楼面梁与剪力墙连接时,梁内纵向钢筋应伸入墙内,并可靠锚固。

5.1.5 砌体结构的楼(屋)盖

1 多层砌体结构房屋可采用现浇楼(屋)盖,或装配整体式钢筋混凝土楼(屋)盖,或装配式钢筋混凝土楼(屋)盖及木楼(屋)盖。

2 对于有抗震设防要求的多层砌体结构房屋,包括多层普通砖、多孔砖、混凝土空心小砌块、底部框架-抗震墙房屋、多排柱内框架房屋的楼(屋)盖应符合下列要求:

1) 当采用装配式钢筋混凝土楼(屋)盖或木楼(屋)盖时,横墙承重应按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001中表7.3.3的要求设置圈梁;纵墙承重每层均应设置圈梁,且抗震横墙上的圈梁间距应比表内要求适当加密。

2) 当采用现浇或装配整体式钢筋混凝土楼(屋)盖时,应保证其与墙体有可靠连接,此时可不另设圈梁,但楼板沿墙体周边应加强配筋并应与相应的构造柱钢筋可靠连接。

3) 上述楼(屋)盖层的圈梁宜与预制板设在同一标高处或紧靠板底,当所设圈梁的间距内无横墙时应利用楼面梁或在板缝中配置钢筋代替圈梁,圈梁的截面高度不应小于120mm,在6、7度地震区圈梁的配筋纵筋不应小于 $4\phi 10$,箍筋间距不应大于250mm;在8度地震区圈梁的配筋纵筋不应小于 $4\phi 12$,箍筋间距不应大于200mm;在9度地震区圈梁的配筋纵筋不应小于 $4\phi 14$,箍筋间距不应大于150mm。

3 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120mm。

4 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120mm,伸进内墙的长度不应小于100mm,在梁上不应小于80mm。当支承长度不足时,应采取有效的锚固措施。

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

6 房屋端部大房间的楼盖,8度抗震设计时房屋的楼盖和9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、圈梁拉结。

7 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,梁与砖柱的连接不应削弱柱截面,各层独立砖柱顶部应在两个方向均有可靠连接。

8 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;8、9度时,顶层内纵墙顶宜增砌支承山墙的踏步式墙垛。

9 预制阳台应与圈梁和楼板的现浇带可靠连接。

10 对横墙较少的多层砌体房屋(指同一层内开间大于4.2m的房间面积占该层总面积的40%以上),当其总高度和层数接近或达到《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001中表7.1.2的规定限值时,应采取以下加强措施:

1) 房屋的最大开间尺寸不宜大于6.6m。

2) 楼(屋)面板应采用现浇钢筋混凝土板。

3) 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 150mm, 上下纵筋各不应小于 $3\phi 10$, 箍筋不小于 $\phi 6$ 间距不应大于 250mm。

4) 同一结构单元的楼(屋)面板应设置在同一标高处。

11 地震区房屋的楼梯间应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011 中第 7.3.8 条的规定。

12 小砌块多层房屋的楼(屋)盖:

1) 小砌块多层房屋的抗震构造措施应遵守本条 1~9 款的规定。

2) 小砌块多层房屋的现浇钢筋混凝土圈梁应按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 中表 7.4.4 的要求设置, 圈梁宽度不应小于 190mm, 配筋不应少于 $4\phi 12$, 箍筋间距不应大于 200mm。

3) 楼板支承处如无圈梁时, 板下应砌一皮 C20 混凝土的实心砌块或用不低于 C20 的混凝土填实一皮砌块。

4) 梁支承处应设置混凝土垫块或用 C20 混凝土填实下列部位: 主梁下填实宽度不小于 600mm, 填实高度不小于 400mm; 次梁下填实宽度不小于 400mm, 填实高度不小于 200mm。

5) 悬臂梁的悬臂长度大于或等于 1.2m 时, 应在支承部位纵横墙交接处布置 4~5 个芯柱。悬臂梁板的锚固长度应符合《砌体结构设计规范》的要求。

6) 当梁的跨度大于或等于 4.8m 时, 其支承处应设置带插筋的芯柱, 或采用钢筋混凝土柱。

7) 预制楼板在芯柱位置处应预留缺口, 使芯柱内钢筋和混凝土上下贯通, 形成整体。阳台板应现浇。

8) 雨篷梁宜与圈梁连接, 否则在洞口两侧各加一根带插筋的芯柱, 插筋伸过雨篷梁并伸入上下层圈梁内锚固。

9) 屋顶宜做挑檐, 不宜设女儿墙, 当必须设女儿墙时, 应在开间处设置构造柱, 构造柱与女儿墙的压顶连成整体。

13 有抗震设防要求的底部框架-上部多层砌体砖房的楼(屋)盖:

1) 底部框架-上部多层砌体砖房的楼(屋)盖抗震构造措施应遵守本条 1~9 款的规定。

2) 过渡层的楼板应采用现浇钢筋混凝土板, 板厚不应小于 120mm, 并应少开洞开小洞, 当洞口尺寸大于 800mm 时, 洞口边应设置边梁。

3) 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板时, 允许不另设圈梁, 但楼板沿墙体周边应加强配筋并与相应的构造柱可靠连接。

4) 底部框架-上部多层砌体砖房的钢筋混凝土托墙梁应符合下列要求:

①梁的截面宽度不应小于 300mm, 截面高度不应小于跨度的 1/10。

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

③沿梁高应设腰筋, 数量不应少于 $2\phi 14$, 间距不应大于 200mm。

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

14 抗震设计时多排柱内框架梁搁置在外纵墙、外横墙上的长度不应小于 300mm, 且梁端应与圈梁或组合柱、构造柱可靠连接。

15 抗震设防烈度为 9 度时, 楼(屋)盖应选用现浇板或叠合板。

16 厨房、卫生间等楼盖可根据结构整体性等要求采用现浇板或预制钢筋混凝土平板。

5.1.6 钢筋混凝土结构的楼(屋)盖

1 建筑物高度大于 50m 时, 框架-剪力墙结构、筒体结构、带转换层或加强层的结构、错层结构以及连体结构应采用现浇楼(屋)盖。

2 建筑物高度大于 50m 时, 框架结构、剪力墙结构; 建筑物高不大于 50m 时, 8、9 度抗震设计的框架-剪力墙结构, 宜采且现浇楼(屋)盖。

3 建筑物高度小于 50m 时, 6、7 度抗震设计的框架 - 剪力墙结构, 可采用装配整体式楼盖。

4 建筑物高度小于 50m 时, 框架结构、剪力墙结构可采用装配式楼(屋)盖。

5 高层建筑的顶层, 结构转换层, 以及各榀竖向结构的抗侧刚度有显著差异的各层楼面, 应采用现浇楼板, 并应与竖向结构有可靠的连接。

6 框支剪力墙结构的结构转换层楼面应采用现浇楼板, 混凝土强度等级不应低于 C30, 板厚不宜小于 180mm; 当上层为鱼骨式的无外纵墙剪力墙结构时, 板厚不小于 200mm。转换层的上一层楼面宜采用现浇楼板, 板厚不宜小于 150mm。

楼板应采用双向双层配筋, 每层每方向的配筋率不宜小于 0.25%, 楼板中钢筋应锚固在边梁或墙体内; 当上层为鱼骨式的无外纵墙剪力墙结构时, 其配筋率不宜小于 0.3%。

当抗震烈度为 9 度时, 不应采用转换层结构。

筒体结构转换层的抗震设计应符合《建筑抗震设计规范》附录 E 的规定。

7 箱形转换层结构的混凝土强度等级均不应低于 C30, 其上、下楼板厚度不宜小于 180mm。楼板配筋除应考虑弯矩外, 还应考虑其自身平面内的拉力、压力的影响。

8 非地震区和 6 度抗震设计的转换构件可采用厚板, 其混凝土强度等级不应低于 C30, 厚板设计应满足《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 - 2002 中第 10.2.22 条的要求。

9 框架 - 核心筒结构的楼盖, 宜选用结构高度小、整体性强、结构自重轻及有利于施工的楼盖结构形式。

1) 框架 - 核心筒结构的楼(屋)盖宜选用现浇梁板式楼板, 也可选用密肋式楼板、无粘结预应力混凝土平板, 以及预制预应力薄板加现浇层的叠合楼板。

2) 框架 - 核心筒结构的内筒与外框架(或外筒)的中距大于 8m 时, 应优先采用无粘结预应力混凝土楼盖。

3) 楼盖的外角板面宜设置双层双向配筋(图 5.1.6), 单层单向配筋率不宜小于 0.3%, 钢筋的直径不应小于 8mm, 间距不应大于 150mm, 加强范围不宜小于外框架(或外筒)至核心筒(内筒)外墙中距的 1/3, 并不小于 3m。

4) 当框架 - 核心筒结构的楼盖采用现浇梁叠合楼板时, 应符合以下要求:

①现浇层厚度不小于 60mm, 并应配置单层双向钢筋网, 钢筋间距为 150 ~ 200mm, 钢筋直径为 6 ~ 8mm, 钢筋应锚入核心筒外墙内。

②预制板应均匀排列, 板缝拉开的宽度不宜小于 40mm, 板缝应配置钢筋与现浇层一起浇。

③预制板板端应预留锚固筋(胡子筋), 其长度不应小于 100mm, 搁置于梁上的最小支承长度为 35mm。预制预应力薄板的厚度不应小于板跨的 1/100, 且不应小于 50mm, 并应在施工阶段设支撑。

④采用预制预应力薄板叠合楼板时应符合本章第 5.2.2 条的有关要求。

5) 框架 - 核心筒结构的加强层可采用箱形梁、水平伸臂构件、实体梁、斜腹杆桁架或空腹桁架等形式。

①当抗震烈度低于 9 度时, 加强层的大梁或桁架应贯通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。

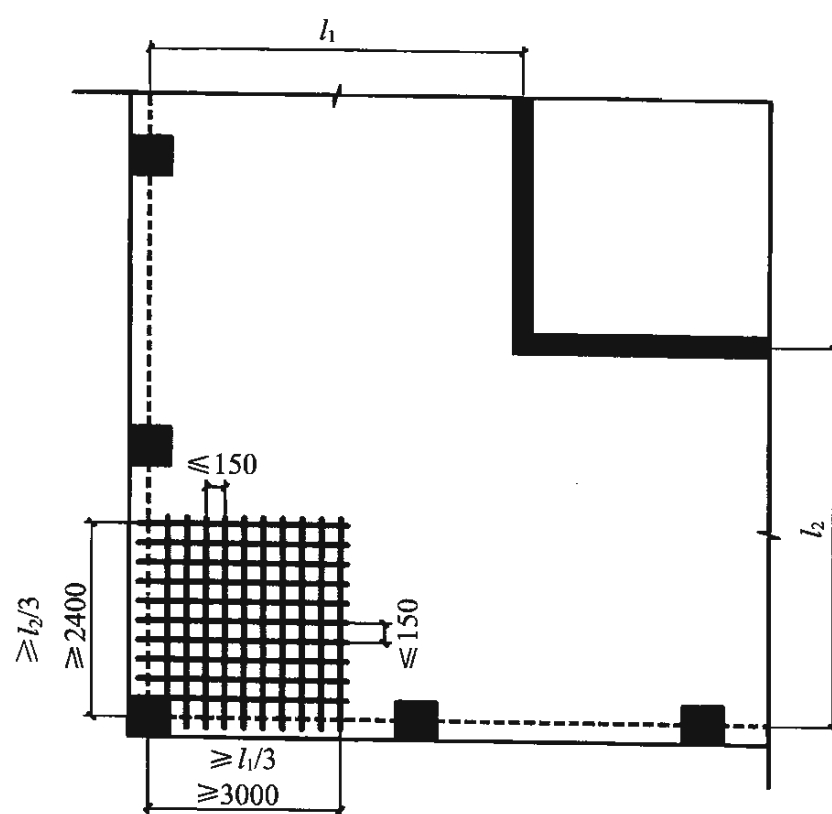


图 5.1.6 楼盖外角板配筋

③在施工程序和连接构造上,应采取措施减小竖向温度变形及轴向压缩对加强层的影响。

④较高的筒体结构可设置具有较大抗弯刚度的刚性层以减少结构的水平位移。刚性层可与技术层、避难层或转换层相结合,设在结构的顶部中部以及结构刚度沿竖向的突变处。

10 现浇预应力板的板厚可按跨度的 $1/40 \sim 1/50$ 采用,且不小于 150mm 。预应力板的预应力钢筋保护层厚度不宜小于 30mm 。

11 现浇预应力楼板设计中应采取措施防止或减少主体结构对楼板施加预应力的阻碍作用。

12 部分预应力混凝土适用于跨度 $\geq 18\text{m}$ 的现浇屋面梁,以减小层高,提高结构的刚度及构件的抗裂度。

13 当剪力墙采用滑模法施工时,宜优先采用滑模一层墙体浇筑一层楼板的方案;如采用先滑墙体,后浇楼板或搁置预制楼板的施工方案时,需验算墙体在施工期间的承载力及稳定性,仔细设计楼板与墙的连接大样。

14 当楼板平面过于狭长或有较大的凹入或开洞而使楼板有过大削弱时,应在设计中考虑楼板变形产生的不利影响,并应符合以下原则:

1) 楼板凹入和开洞尺寸不宜大于楼面宽度的一半,楼板开洞总面积不宜超过楼面面积的 30% ,并在扣除凹入和开洞后,楼板在任意方向的最小净宽度不宜小于 5m ,且开洞后每一边的楼板净宽度不应小于 2m 。

2) 对双十字形、井字形、Y形等外伸长度较大的建筑,当中央部分楼电梯间使楼板过分削弱时,应加强楼板以及外伸墙体根部连接处的构造,必要时还可在外伸段凹槽处设置连接梁或连接板。

3) 楼板一般不宜开大洞,如楼板开大洞削弱后,宜采取以下构造措施予以加强:

①加厚削弱部分楼板,提高楼板的配筋率;采用双层双向配筋,或加配斜向配筋。

②洞口边缘设置边梁、暗梁或以栏板作为边梁。

③在楼板洞口角部集中配置斜向钢筋。

5.1.7 钢结构的楼(屋)盖

1 在单层与多层轻型钢结构房屋设计中,以热轧轻型型钢、轻型焊接和高温焊接型钢、冷弯薄壁型钢以及薄钢板和薄壁钢管等材料作为主要受力构件时,其楼(屋)盖设计应符合以下规定:

1) 屋盖结构一般采用有檩体系。屋面宜采用自重轻、耐火保温及防水性能好、构造简单、施工方便并能工业化生产的建筑材料。

2) 屋盖支撑的布置应能保证结构的整体刚度和稳定性,使其形成空间整体,有效地传递风荷载、吊车荷载和地震作用。用作屋面的压型钢板应按施工阶段和使用阶段的不同工况进行强度和变形验算,尤其应注意风压产生的吸力,加强屋面压型钢板与支承构件的连接。以有效宽厚比确定的有效截面接受弯构件计算时,其挠度与跨度之比,当屋面坡度 $< 1/20$ 时不应超过 $1/300$;当屋面坡度 $\geq 1/20$ 时不应超过 $1/250$ 。当使用长尺压型钢板且侧向搭接采用咬边机连接时,上述限值可增加 20% 。

3) 屋架结构的选用取决于所采用的屋面材料和房屋的使用要求,一般有三角形屋架、梯形屋架、三角拱屋架和菱形屋架等形式。常用的屋面材料及屋面坡度可按表5.1.7采用。

表 5.1.7 常用屋面材料及屋面坡度

序 号	屋 面 材 料	坡 度 i	檩 距 (m)
1	压型钢板	$1/30 \sim 1/10$	1.5 ~ 6.0
2	瓦楞铁(玻璃钢瓦)	$1/5 \sim 1/3$	0.75 (0.5)
3	钢丝网水泥波形瓦	$1/3$	1.5
4	钢筋混凝土槽形或加气混凝土板	$1/12 \sim 1/8$	—

4) 楼板结构主要有钢筋混凝土楼板、压型钢板-现浇混凝土组合楼板,以及其他轻质楼板等。压型钢板-现浇混凝土组合楼板有两种:压型钢板起受拉钢筋作用与混凝土组合一起共同工作的组合板;压型钢板仅作为浇注混凝土时用的永久性模板的非组合楼板。

2 在高层民用建筑钢结构房屋中,楼(屋)盖宜采用压型钢板-现浇混凝土组合楼板或非组合楼板,不宜采用预制钢筋混凝土楼板。当采用预应力叠合楼板加混凝土现浇层或一般现浇钢筋混凝土楼板时,楼板与钢梁应有可靠连接。

1) 高层钢框架-筒体结构,在必要时可设置由筒体外伸的刚臂或外伸刚臂和周边桁架组成的加强层。外伸刚臂应横贯楼层连续布置。

2) 对转换层或设备、管道孔洞较多的楼层,应采用现浇混凝土楼板或设水平刚性支撑。

3) 建筑物中有较大的中庭时,可在中庭的上端楼层采用水平桁架将中庭开口连接,或采用其他增强结构抗扭刚度的有效措施。

3 钢-混凝土混合结构的楼面宜采用压型钢板-现浇混凝土组合楼板,当采用现浇混凝土楼板或预应力叠合楼板时,楼板与钢梁应有可靠连接。

5.1.8 公共建筑的屋盖选型:

1 跨度 $\leq 24\text{m}$ 时,可根据跨度的大小,选用钢筋混凝土结构或预应力混凝土结构,当跨度大于 15m 时应优先采用预应力混凝土结构。当跨度为 $27\sim 30\text{m}$ 时,可选用预应力混凝土结构或钢结构。

2 跨度 $> 30\text{m}$ 时,可采用钢结构。

5.1.9 当地下室顶板作为上部结构的嵌固部位时,地下室顶板应具有较好的整体刚度和强度,保证上部结构的地震剪力能有效地传递到地下室结构。

1 应采用现浇梁板结构,其楼板厚度不宜小于 180mm 、混凝土强度等级不宜低于C30,并应采用双向双层配筋,且每层每个方向的配筋率不宜小于 0.25% 。

2 应避免在地下室顶板上开设大的洞口,洞口处应采取可靠的加强措施。

5.2 预制板楼(屋)盖

5.2.1 预制预应力空心板楼(屋)盖

1 预制预应力空心板按板的跨度划分为两大类,跨度 $1.8\sim 4.2\text{m}$ 的短向板和跨度 $4.5\sim 6.9\text{m}$ 的长向板,常用的预制板其厚度有 120 、 130 、 180 和 190mm 等。

2 预制板的型号应根据楼(屋)盖上的荷载大小进行选择,当预制板的允许荷载不能满足使用要求时,可通过加宽板缝,在板缝内配置按计算确定的钢筋。常规的板缝宽度不应小于 20mm ,地震区的板缝宽度:短向预制板不小于 40mm ;长向预制板不小于 60mm 。板缝内应采用强度等级不低于预制板混凝土强度且不低于C20细石混凝土浇注。

3 预制板的支承长度,预制板与砖墙、混凝土构件(梁和圈梁)的拉结以及预制板之间拉结,是保证楼(屋)盖结构整体性的重要措施。预制板的支承长度应根据板端的钢筋构造,建筑物有无抗震设防要求来确定。

1) 预制板用于无抗震设防要求的结构时,在砖墙上的支承长度不小于 100mm ,在混凝土构件上的支承长度不小于 80mm ,在钢构件上的支承长度不小于 50mm 。当板端伸出钢筋锚入板端混凝土板缝或圈梁内时,板的支承长度可为 40mm ,但板端的板缝宽度不小于 80mm ,灌缝混凝土强度等级不低于C20。

2) 预制板用于有抗震设防要求的结构时,在砖外墙上的支承长度不应小于 120mm ,在砖内墙上的支承长度不应小于 100mm ;在混凝土构件上的支承长度不应小于 80mm ;在钢构件上的支承长度不应小于 50mm 。当板端伸出钢筋锚入板端混凝土板缝内或预制梁叠合层内时,在砖墙上的支承长度取 $50\sim 75\text{mm}$,在混凝土构件上的支承长度取 $65\sim 70\text{mm}$,如图5.2.1-1所示。

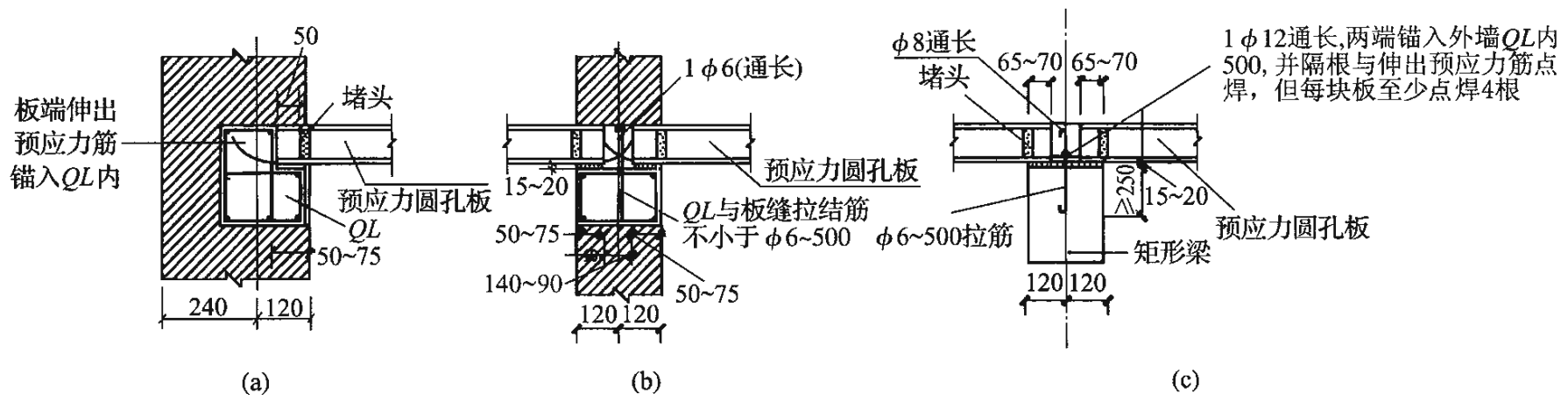


图 5.2.1-1 圆孔板与梁的连接

3) 当预制板的板跨与砖墙平行, 且跨度大于 4.8m 时, 应在板面上设置拉筋, 拉筋的一端锚入墙或圈梁内, 另一端钩入板缝底。当结构为非抗震设计时, 拉筋间距不大于 1500mm, 且每一开间内不少于 2φ6; 抗震设计时, 拉筋间距不大于 1000mm, 拉筋直径为 6mm, 如图 5.2.1-2 (a) 所示。

4) 为便于设备管子穿楼板, 预制板与外纵墙间也可留一定宽度的现浇带, 现浇带内配置按计算确定的纵向钢筋, 如图 5.2.1-2 (b) 所示。

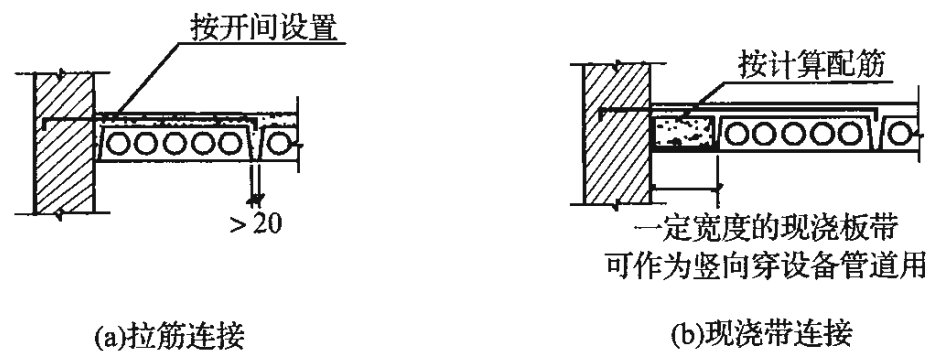


图 5.2.1-2 预制板与砖墙的连接

4 建筑物高度不超过 50m, 无特殊需要的框架结构以及开间小于 7.2m、平面布置较均匀的剪力墙结构, 当采用预制空心板装配式楼盖时, 应符合下列条件:

- 1) 预制板的板端有伸出钢筋, 其长度不小于 100mm, 伸出钢筋锚入框架梁或剪力墙内并能与相邻预制板的板端伸出的钢筋拉结, 如图 5.2.1-1 (c);
- 2) 预制板的板缝宽度不小于 40mm, 当板缝大于 40mm 时应在板缝内配置按计算确定的钢筋, 钢筋宜贯通整个结构单元, 板缝顶面钢筋搭接部位设在跨中。板面和板底钢筋搭接长度为 $1.2 l_a$;
- 3) 预制板在框架梁和剪力墙上的搁置长度分别不宜小于 35mm 和 25mm;
- 4) 剪力墙上下贯通的截面面积不应小于总截面积的 60%, 见图 5.2.1-3;
- 5) 预制板板孔堵头应留出不小于 50mm 的空腔, 并采用强度等级不低于 C20 细石混凝土浇灌密实;

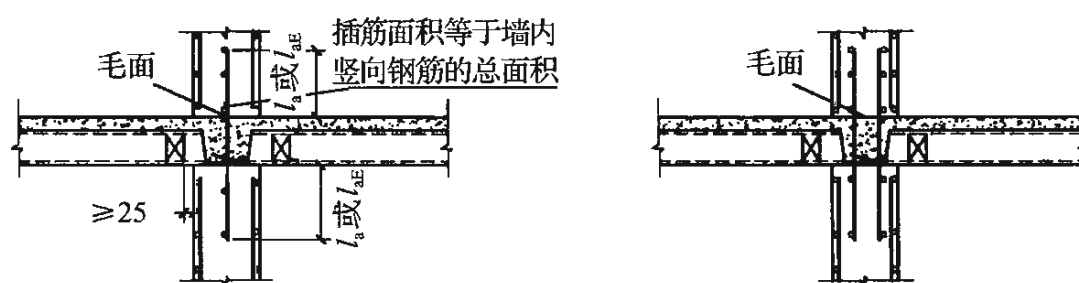


图 5.2.1-3 预制板与剪力墙的连接 (一)

6) 当预制板的板跨与剪力墙平行时, 且跨度大于 4.8m 时, 应在板面上设置拉结筋, 拉筋的一端

锚入剪力墙内, 另一端钩入板缝底。非抗震设计时, 拉筋间距不大于 1500mm, 且每一开间内不少于 2 ϕ 8; 抗震设计时, 拉筋间距不大于 800mm, 拉筋直径为 10mm, 构造图参照图 5.2.1-2。

5 建筑物高度不超过 50m、抗震设防烈度为 6、7 度的框架-剪力墙结构, 当采用预制空心板时, 应在楼(屋)盖板面上设置现浇层, 形成装配整体式楼盖, 以保证水平侧力能有效地传递到该体系中的主要抗侧力结构剪力墙上。

采用装配整体式楼面时, 应符合以下要求:

1) 预制预应力圆孔板不得伸入剪力墙内, 应在墙上留出牛腿以支承圆孔板, 同时应验算传递剪力所需钢筋面积但不计混凝土的承载力, 见图 5.2.1-4。预制板和框架梁的连接, 见图 5.2.1-5。

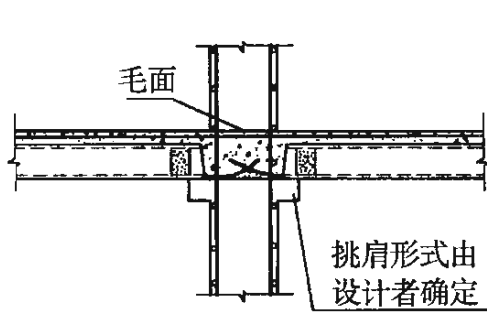


图 5.2.1-4 预制板与剪力墙的连接 (二)

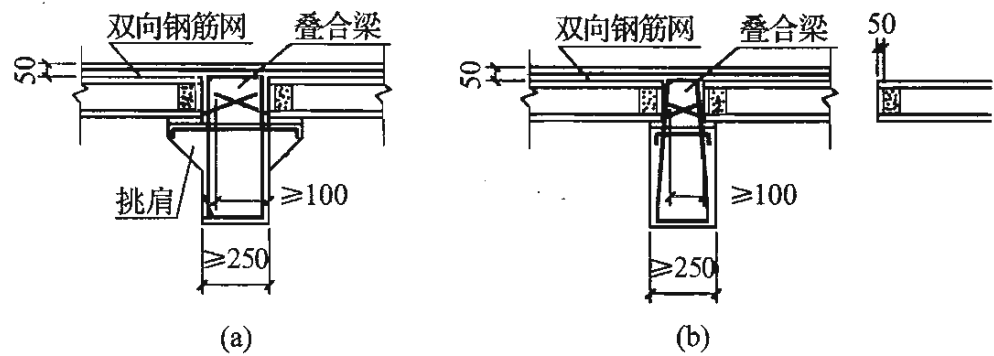


图 5.2.1-5 预制板与框架梁的连接

2) 预制板的板缝缝宽度不应小于 40mm, 当板缝大于 40mm 时应在板缝内配置钢筋, 并宜贯通整个结构单元。预制板板缝的混凝土强度等级应高于预制板的混凝土强度等级, 且不应低于 C20。

3) 楼(屋)盖均应设置钢筋混凝土现浇层, 现浇层应采用强度等级不低于 C20, 也不宜高于 C40 的混凝土浇筑, 现浇层厚度不小于 50mm, 并应配置直径为 6~8mm、间距为 150~250mm 的双向分布钢筋。

4) 混凝土现浇层应与板缝同时浇灌, 叠合层的分布钢筋必须锚入剪力墙内。

5) 混凝土现浇层内不允许埋设直径大于 25mm 的管线, 交叉管线应妥善处理, 如将管线埋设在加宽的板缝中, 除结构需要外, 应尽量避免为埋设管线而加厚混凝土叠合层。

6) 当预制板需要预留孔时, 应在现浇混凝土叠合层浇捣前将预留孔凿好。

6 潮湿房间的楼板不应使用单根钢丝的预制预应力圆孔板。

7 选用预制圆孔板时, 应根据有关国家标准图集或地方标准图集中所示的主筋保护层厚度判断是否满足防火要求。如果不满足时应采取措施, 如板底涂抹防火材料等。

5.2.2 预制预应力混凝土薄板叠合楼板

1 预制预应力混凝土薄板叠合楼板是由预制预应力薄板和现浇混凝土叠合层组成的等跨连续板。适用于抗震设防烈度小于或等于 9 度地区的民用建筑楼(屋)盖。

2 对处于侵蚀环境、结构表面温度高于 60℃、或有生产热源且结构表面温度经常高于 60℃ 时, 应另作处理。

3 对于耐火等级有较高要求的建筑物, 尚应按国家现行有关规范的要求进行处理。

4 预制预应力混凝土薄板叠合楼板不适用于有机器设备振动的楼盖。

5 叠合楼板的预制预应力底板的厚度有 40、50 和 70mm, 叠合层厚度可根据板的跨度、荷载的大小等情况确定, 叠合层的厚度一般不超过预制预应力底板厚度的两倍, 并不小于预制预应力底板厚度。当应用于旅馆、饭店、试验楼等电线管道较多的房屋需在叠合层内埋设管线时, 现浇叠合层厚度不宜小于 100mm。

6 在国家建筑标准设计《预应力混凝土叠合板》95G439-1~3 图集中, 预应力薄板宽度有 900、1200 和 1500mm 三种, 叠合楼板的跨度有 2.4、2.7、3.0、3.3、3.6、3.9 和 4.2m 七种, 设计者可根据房间的平面尺寸选用。

7 支承预制预应力底板的墙或梁顶面应比板底低 15 ~ 20mm，以便浇灌叠合层和墙体混凝土后使板底接触严实。临时支撑需待叠合层混凝土强度达到 100% 后方可拆除。

5.2.3 防止预制楼板裂缝的措施

1 预制圆孔板改用双齿边或半圆槽边的形式，以增强预制板边的咬合力。

2 预制板两端增设抵抗负弯矩的钢筋（板面钢筋），长度为跨度的 1/7 ~ 1/4，其端头伸出板外，伸出长度与板底钢筋相同，并采用硬架支模等加强整体性的措施，防止因支座约束而产生的负弯矩裂缝。如图 5.2.3 所示。

3 设计中明确规定板端圆孔堵头的要求及位置，保证灌缝混凝土浇注密实。

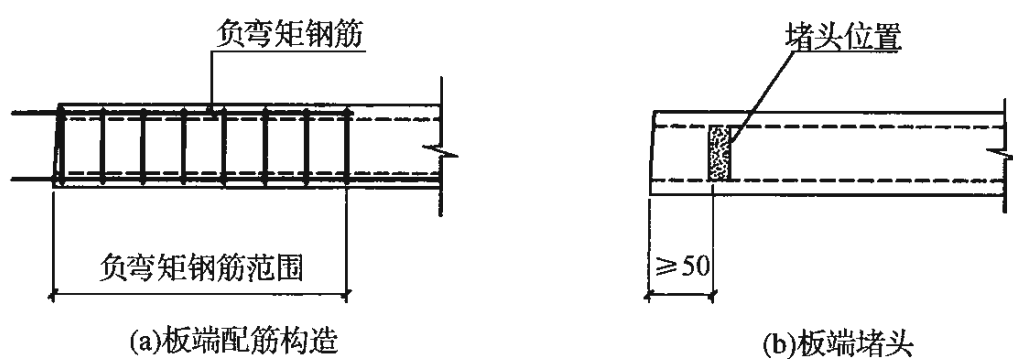


图 5.2.3 预制圆孔板板端设计构造

5.3 现浇楼（屋）盖

5.3.1 现浇楼板的最小厚度，不宜小于表 5.3.1。

表 5.3.1 钢筋混凝土现浇板的最小厚度 (mm)

项次	板的种类		板的最小厚度
1	梁式板（一）	屋面板	60
2		民用建筑的层间楼板	60
3		行车道下的楼板	80
4	双向板		80
5	密肋板 (单向与双向)	肋的间距 ≤ 700	40
6		肋的间距 > 700	50
7	悬臂板	悬臂长度 ≤ 500	板的根部 60
8		悬臂长度 > 500	板的根部 80 及不小于悬臂长度的 1/10
9	无梁楼盖	有柱帽	150
10		无柱帽	150
11	阳台	悬挑阳台板	100
12		悬挑阳台的现浇栏板	80
13	楼 梯	板式楼梯板	80
14		梁式楼梯板	40
15		普通休息板	80
16		悬挑楼梯板	根部 100
17		螺旋楼梯板	180

续表 5.3.1

项次	板的种类		板的最小厚度
18	底部框架上部 多层砌体砖房		首层顶板 120
19	梁式板 (二)	高层建筑	普通地下室顶板 150
20			人防顶板 250
21			标准层楼板 80 (板内有预埋管者 100)
22			顶层楼板 120
23			结构转换层 180
24			上部结构嵌固部位的地下室顶板 180
25			现浇预应力混凝土楼板 150

- 注: 1 液体作用下的侧壁和底板厚度不得小于 100mm。
 2 现浇钢筋混凝土板的厚度一般为 10mm 的倍数。
 3 悬臂板设置挑梁时, 其厚度按项次 1 和 4 规定采用。

5.3.2 各类现浇板厚度的取值必须满足强度和刚度的要求, 现浇楼板的板厚与跨度的最小比值 h/L 可参照表 5.3.2 的规定。

表 5.3.2 板的厚度与跨度的最小比值 (h/L)

项次	板的种类		h/L	常用跨度 (m)	适用范围	备注
1	单向板	简支	1/30	≤ 4	民用建筑的楼板	当 $L > 4\text{m}$ 时应适当加厚
2		连续	1/40			
3	双向板	简支	1/40	≤ 8	民用建筑的楼板	当 $L > 4\text{m}$ 时应适当加厚
4		连续	1/50			
5	悬臂板		1/10	≤ 1.5	雨篷阳台或其他 悬挑构件	当 $L > 1.5\text{m}$ 时宜做挑梁
6	无梁楼盖 (双向平板)	无柱帽	1/30 ~ 1/36	≤ 7	民用建筑的楼板等	
7		有柱帽	1/33 ~ 1/40	≤ 9		
8	无梁楼盖 (带肋板)	双向密肋板	1/20 ~ 1/30	7 ~ 10	民用建筑的楼板等	肋距 600 ~ 1200mm (周边设置边梁)
9		格梁板(井式)	1/20			格梁间距 1500 ~ 3000mm
10	单向密肋板		1/18 ~ 1/20			肋净距 500 ~ 700mm
11	普通板式楼梯		1/25 ~ 1/28			L 为楼梯水平投影长度
12	螺旋板式楼梯		1/25 ~ 1/30			L 为计算轴线的展开长度

- 注: 1 第 3 项至第 4 项 L 为板的短边计算跨度; 第 6 项至第 9 项 L 为板的长边计算跨度; 第 8 项至第 10 项 h 为肋高 (含面层板厚度)。
 2 双向板系指板的长边与短边之比等于 1 的情况, 大于 1 时, 板厚宜适当加厚。
 3 荷载较大时, 板厚另行考虑。
 4 密肋板当肋距较小时, 空格内可填置加气混凝土块或 GRC 等材料; 当肋距较大时, 可采用模壳施工工艺。

5.3.3 板的计算跨度应按表 5.3.3 确定。

表 5.3.3 板的计算跨度

构件名称	支 座 情 况		计算跨度 (L)
单跨板	简支		$L_0 + h$
	一端简支另一端与梁整体固定		$L_0 + h/2$
	两端均与梁整体固定		L_0
多跨板	简支	$a \leq 0.1L_c$	L_c
		$a > 0.1L_c$	$1.1L_0$
	两端均与梁整体固定	按塑性计算	L_0
		按弹性计算	L_c
	一端嵌固墙内	$a \leq 0.1L_c$	$L_0 + (h + a) / 2$
	一端简支	$a > 0.1L_c$	$1.05 L_0 + h/2$
	一端嵌固墙内	按塑性计算	$L_0 + h/2$
	一端与梁固定	按弹性计算	$L_0 + (h + a) / 2$

注： L_0 为支座间净距； L_c 为支座中心间的距离； a 为支座宽度； h 为板的厚度。

5.3.4 在楼盖和有防水层的屋盖中，现浇多跨单向板和双向板在进行内力计算时，可考虑塑性内力重分布。但直接承受动力荷载以及要求不出现裂缝的构件应除外。

5.3.5 现浇板受力钢筋的间距见表 5.3.5-1，分布钢筋的直径及间距见表 5.3.5-2。挑出长度大于 2.0m 的悬臂板，板底部宜根据挑出长度配置与上部受力筋平行的钢筋，直径不小于 8mm。

表 5.3.5-1 板中受力钢筋的间距 (mm)

序号	间距	板厚 ≤ 150	板厚 > 150
1	最大间距	不宜大于 200	不宜大于 1.5h 且不宜大于 250
2	最小间距	70	70

注：当板的温度、收缩应力较大时，钢筋间距应适当增加，宜取 150 ~ 200mm。

表 5.3.5-2 现浇板分布钢筋的直径及间距 (mm)

序号	受力钢筋直径	受力钢筋间距										
		70	75	80	90	100	110	120	140	150	160	200
1	6~8	$\phi 6@250$										
2	10	$\phi 6@200$ $\phi 8@250$			$\phi 6@250$							
3	12	$\phi 8@200$			$\phi 8@250$				$\phi 6@250$			
4	14	$\phi 8@200$		$\phi 8@250$						$\phi 6@250$		
5	16	$\phi 8@150$ $\phi 10@250$		$\phi 8@200$						$\phi 8@250$		

注：1 板中单位长度上的分布钢筋的截面面积，不应小于单位长度上受力钢筋截面面积的 15%，其间距不宜大于 250mm。

2 对集中荷载较大的情况，分布钢筋的截面面积应适当增加，其间距不宜大于 200mm。

3 当板的温度、收缩应力较大时，其分布钢筋应适当增加，钢筋间距宜取 150 ~ 200mm。

5.3.6 现浇板的支承长度除应满足受力钢筋在支座内最小锚固长度5倍受力钢筋直径外,尚应根据不同的支承结构满足:在砌体上时,未设圈梁的楼面板不小于120mm,并沿墙长方向配置不少于 $2\phi 10$ 的纵筋作为圈梁;在混凝土构件上时不小于60mm;在钢构件上时不小于50mm。

5.3.7 板厚度不大时($\leq 120\text{mm}$),受力钢筋宜采用分离式配筋;当板厚度较大或经常承受动力荷载时,宜采用连续式配筋。

1 采用连续式配筋时一般可将跨中钢筋弯起 $1/2$,钢筋的弯起角一般采用 30° ,当板厚度大于120mm时,可采用 45° 。

2 对跨度相差小于或等于20%的连续单向板,中间支座负钢筋伸过支座边缘的长度:当可变荷载标准值 Q_k 小于或等于3倍永久荷载标准值 G_k 时,取相临板跨的 $1/4$;当 Q_k 大于 $3G_k$ 时,取相临板跨的 $1/3$;当跨度相差大于20%时,上部受力钢筋伸过支座边缘的长度应按弯矩图形确定。

3 在连续双向板中,双向板两个方向的支座负筋长度均取短向跨度的 $1/4$ 。

4 按弹性理论计算的双向板,当板的短向跨度大于3m时,可将板在两个方向各分为三个板带,边板带宽为短跨的 $1/4$ 中间板带为短跨的 $1/2$ 。中间板带按计算配筋,边板带按相应中间板带的一半配置,且每个边板带内的钢筋不少于3根;当板的短向跨度小于3m时,不分板带,按计算配筋。跨中受力钢筋小跨度方向在下,大跨度方向在上。

5 单向或双向端跨板的阳角处,包括嵌固于承重墙内或支承于钢筋混凝土梁上的板,在 $1/4$ 短向板跨度长度范围内,应另配置双向的板面钢筋,其间距不大于200mm,直径与端角板之负钢筋相同。对于跨度较大的内跨板,在板角处也宜增加双向的板面钢筋,配置要求与端跨板相同。板角附加板面钢筋如图5.3.7所示。

5.3.8 现浇楼板,当跨中设置后浇施工缝时,相邻两边支座的负钢筋应考虑后浇施工缝浇灌混凝土前的悬臂作用而予以适当加强。后浇带处的板筋先做分离处理,混凝土浇灌前将两侧分离钢筋搭接,并与后加的另一方向钢筋扎牢(图5.3.8)。

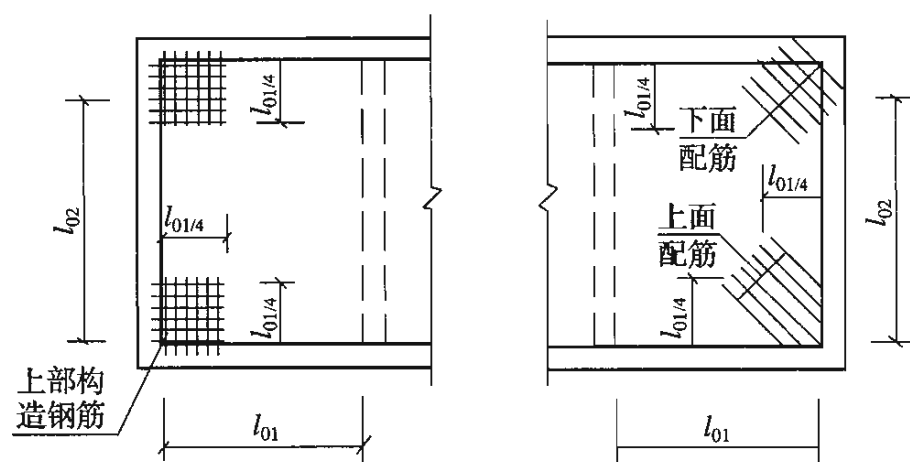


图 5.3.7 板角附加板面钢筋示意

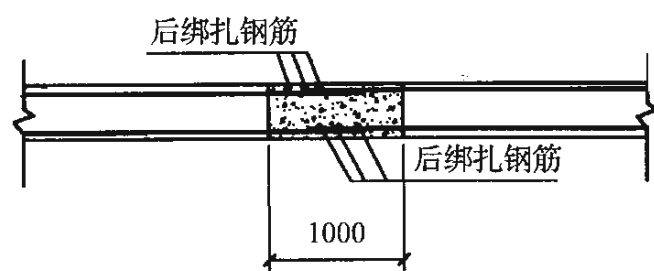


图 5.3.8 楼层板后浇带

5.3.9 现浇板内埋设机电暗管时,管外径不得大于板厚的 $1/3$,交叉管线应妥善处理,并使管壁至板上下边缘净距应不小于25mm。

5.3.10 挑檐转角处应按下列情况配置附加加强钢筋:

1 当挑檐转角位于阳角时,可采用下列两种形式设置加强钢筋:

1) 在转角板的平行于板角对角线配置上部加强钢筋;在转角板的垂直于板角对角线配置下部加强钢筋。配置宽度取悬挑长度 L ,其加强钢筋的直径及间距与板内相应的受力钢筋相同(图5.3.10-1)。

2) 在挑檐转角处配置放射形加强负钢筋,其间距沿 $L/2$ 处应不大于200mm,其直径与悬臂板支座处受力钢筋相同,钢筋的锚固长度应大于悬挑长度且不小于300mm(图5.3.10-2)。

3) 在挑檐转角处设置悬挑梁。

2 当挑檐转角位于阴角时,应在垂直于板角对角线的转角板处配置加强钢筋,钢筋直径不小于12mm,间距为100mm,且不少于3根(图5.3.10-3)。

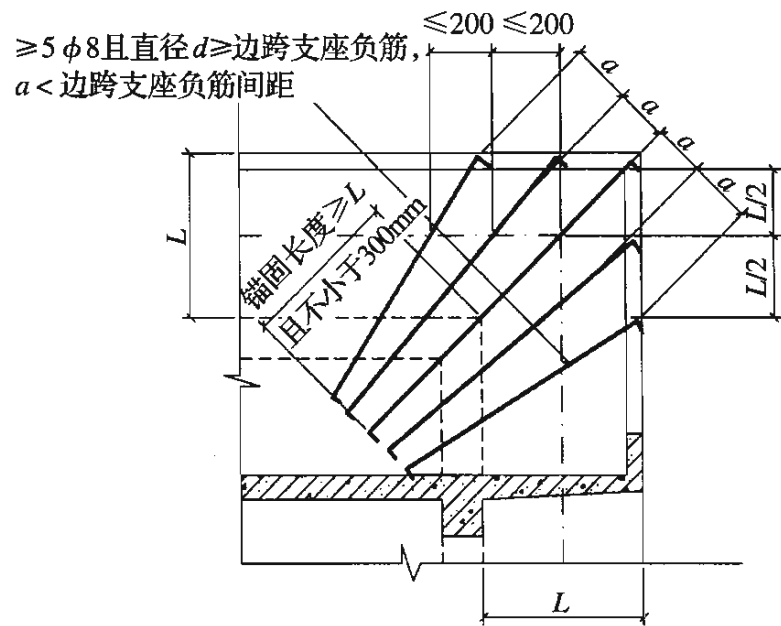
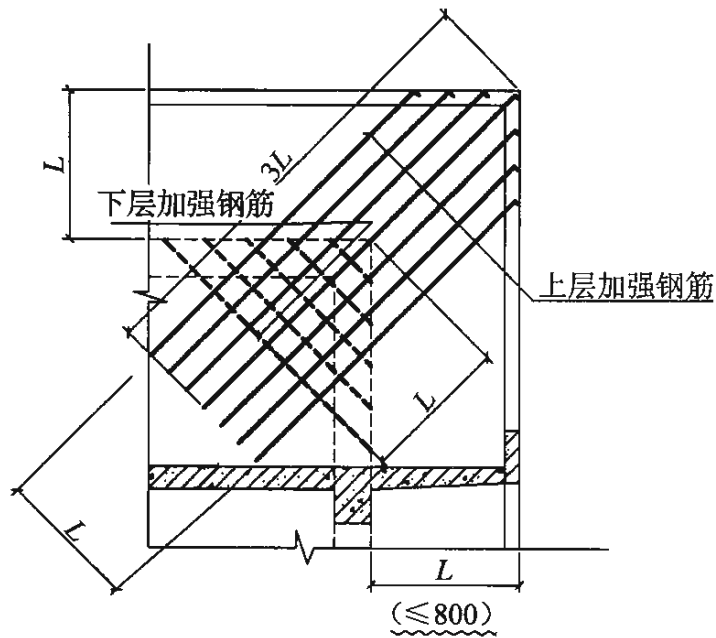


图 5.3.10-1 挑檐转角位于阳角时的加强配筋 图 5.3.10-2 挑檐转角位于阳角时的加强配筋

5.3.11 悬挑预制板应有可靠的锚固连接。单独的阳台板，可在阳台的连接边上预留出短锚筋，在室内留不小于 300mm 宽的现浇板，并使阳台板与室内现浇楼板连成整体。

5.3.12 离地面 30m 以上且悬挑长度大于 1200mm 的悬臂板，以及位于抗震设防区悬挑长度大于 1500mm 的悬挑板，均需配置不少于 $\phi 8@200$ 的底筋。

5.3.13 现浇悬臂挑檐板或天沟板的伸缩缝间距不应大于 15m。伸缩缝隙宽不小于 20mm，缝隙宜用油膏或其他防渗漏措施处理。

5.3.14 对嵌固在承重砖墙或砌块墙内的现浇板，应按本章第 5.3.7 条 5 款规定的要求配置构造钢筋。

5.3.15 当现浇板的受力钢筋与梁肋平行时，应按规范的要求配置与梁肋相垂直的构造钢筋。

5.3.16 控制现浇楼板裂缝的措施

1 在温度收缩应力较大的现浇板区域内，钢筋间距宜取 150 ~ 200mm，并应在板的未配筋表面布置温度收缩钢筋。板的上、下表面沿纵横两个方向的配筋率均不宜小于 0.1%。

2 温度收缩钢筋可利用原有钢筋贯通布置，也可另行设置构造钢筋网，并与原有钢筋按受拉钢筋的要求搭接或在周边构件中锚固。

3 现浇板分布钢筋的设置应符合《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 中第 10.1.8 条的规定。

4 各跨底部钢筋的间距及规格尽可能统一，以便将底部钢筋拉通布置。

5.3.17 当屋面板的长度大于 30m 时，应在配筋构造上加强其抗温度变形的措施（图 5.3.17）。

1 各跨底部钢筋的间距及规格尽可能统一，以便将底部钢筋拉通布置。

2 板面沿纵向拉通的负筋的最小配筋率不少于 0.1%，且不宜小于 $\phi 6@200$ 。支座实际需要量不足时，再另加间距相同的短筋补足。

3 板面沿横向的负筋不宜小于 $\phi 6@200$ ，同样需拉通布置。支座实际需要量不足时，另加相同间距的

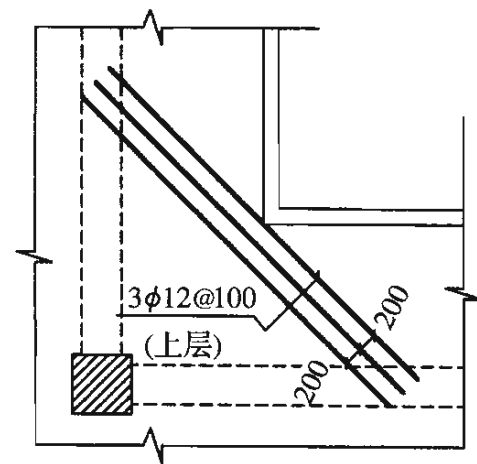


图 5.3.10-3 挑檐转角位于阴角时的加强配筋

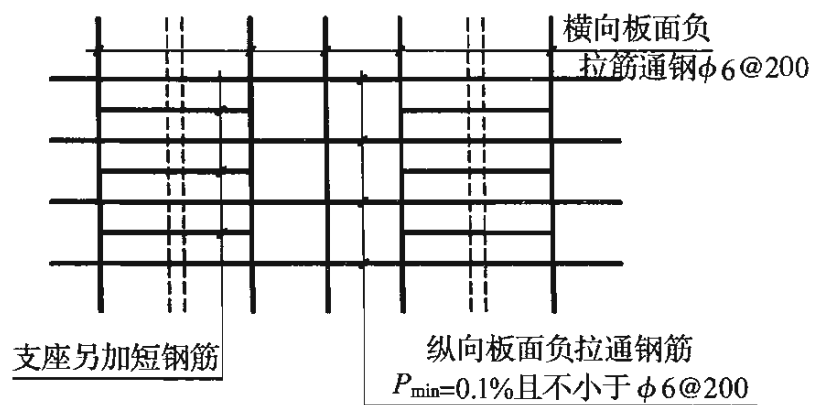


图 5.3.17 屋面板配筋示意 ($L \geq 30m$)

短筋。

4 直通布置的面筋搭接长度不小于 $36d$ ，且不小于 300mm ；搭接口应错开，并且错开距离宜大于或等于 500mm 。

5.3.18 现浇楼板开洞的一般构造要求

1 当预留孔洞直径 D 或宽度 b (b 为矩形孔洞的垂直于板短跨方向的孔洞宽度) 不大于 300mm 时，可不设置附加钢筋，将受力钢筋绕过孔洞边，不要切断 (图 5.3.18-1)。

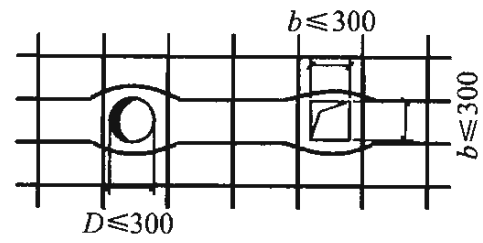


图 5.3.18-1 楼板开洞构造示意 (一)

2 当预留孔洞直径 D 或宽度 b 大于 300mm ，但小于 1000mm ，且孔洞周边无集中荷载时，应在孔洞边每侧配置附加钢筋，其每侧钢筋面积应不小于孔洞宽度内被切断的受力钢筋总面积的一半，且根据板面荷载和洞口大小选用不小于 $2\phi 8 \sim 2\phi 12$ 。圆形洞口附加钢筋可平行布置，也可 45° 斜向布置，并应增设 $2\phi 8 \sim 2\phi 12$ 附加环形钢筋，其搭接长度为 $1.2l_a$ (图 5.3.18-2)，矩形孔洞的附加钢筋布置见图 5.3.18-3。

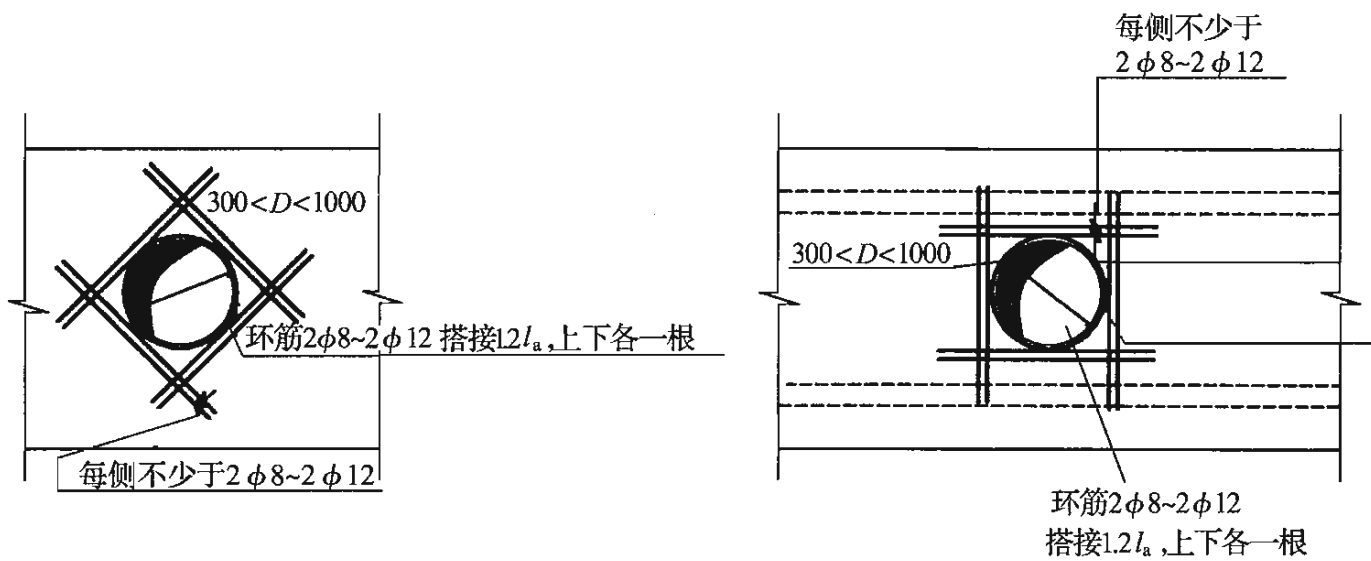


图 5.3.18-2 楼板开洞构造示意 (二)

3 当预留孔洞直径 D 或宽度 b 大于 300mm 或虽小于 1000mm ，但孔洞周边有集中荷载，或孔洞直径 D 或宽度 b 大于 1000mm 时，应在孔洞边加设边梁，其配筋布置见图 5.3.18-4。对于圆形孔洞角处，其配筋应按计算跨度 l_1 为 $0.83D$ (D 为圆孔直径) 的简支板设置，其配筋布置见图 5.3.18-5。

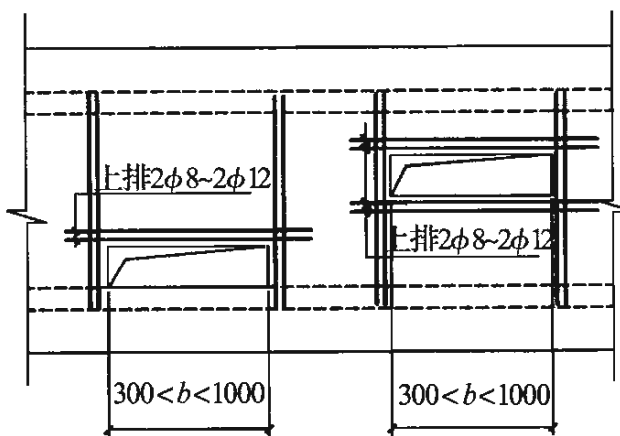


图 5.3.18-3 楼板开洞构造示意 (三)

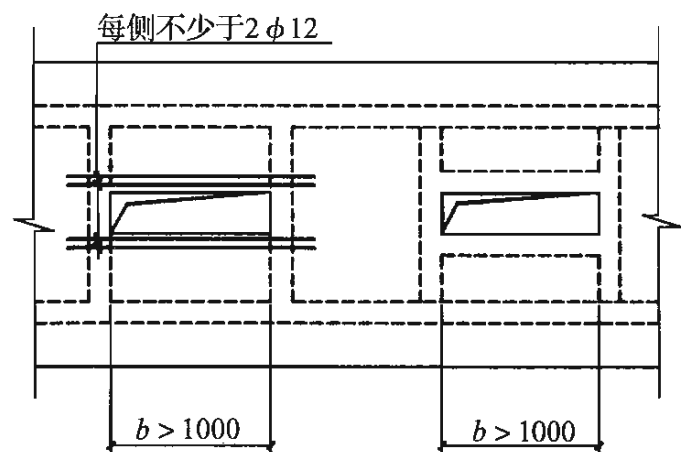


图 5.3.18-4 楼板开洞构造示意 (四)

4 洞边加筋必须在短跨伸入支座，不延伸到支座处的附加钢筋 (孔洞离两端支座较远或此方向钢筋受力较小) 应延伸到从孔洞边算起不小于 l_a 。

5 圆形洞口应配置放射形钢筋 $\phi 6$ ，间距为 $200 \sim 300\text{mm}$ (图 5.3.18-6)。

6 在板上预留小孔洞或预埋管时，孔边或管壁至板的支座边缘净距应不小于 40mm 。

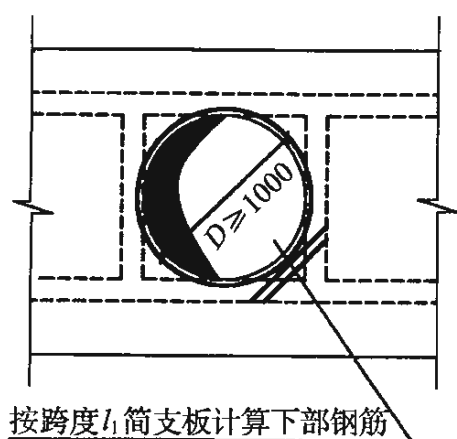


图 5.3.18-5 楼板开洞构造示意 (五)

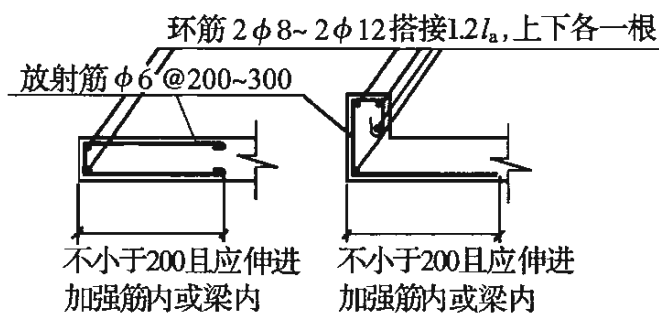


图 5.3.18-6 楼板开洞构造示意 (六)

5.3.19 常见不规则现浇板的处理措施

1 刀把形板如图 5.3.19 所示, 在设计时将小板 AGEF 作为大板 ABCDE 的支座板, 板 AGEF 除了承受自身荷载外, 还承受大板传来的荷载, 配筋构造上要保证大板的受力钢筋放在支座板 (小板) 的受力钢筋之上。刀把形板可按专用程序计算。

2 住宅建筑楼面标高不同时, 小面积的厨房、厕所相邻时, 可设计成同一块板, 或把厨房 (包括走道、过厅) 归入相邻的楼板中, 板面的高低处设置暗梁采用一次浇筑。

3 楼梯间的板式楼梯通常在楼层和半层休息平台处设置平台梁以支承梯板, 当板式楼梯在半层休息平台处的梯板跨度不大时, 宜将梯板和休息平台板合并设计成折板, 以简化平台处的支承构造。

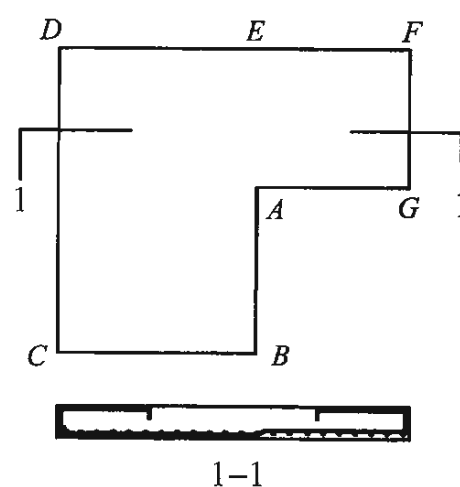


图 5.3.19 整间大板配筋板带

5.3.20 梁的截面高度一般情况下可参照表 5.3.20 采用。

表 5.3.20 钢筋混凝土结构梁截面高度

项次	梁的种类	梁截面高度	常用跨度 (m)	适用范围	备注	
1	现浇整体楼盖	普通主梁	$l/10 \sim l/15$ ($l/10^*$)	≤ 9	民用建筑框架结构、框-剪结构、框-筒结构	1. *表示常用; 2. 扁主梁宜采用等刚度计算方法确定, 其宽度不宜超过柱宽
		扁主梁 (宽扁主梁)	$l/15 \sim l/18$			
		次梁	$l/12 \sim l/15$			
2	独立梁	简支梁	$l/8 \sim l/12$	≤ 12	混合结构	
		连续梁	$l/12 \sim l/15$			
3	悬臂梁	$l/5 \sim l/6$	≤ 4			
4	井字梁	$l/15 \sim l/20$	≤ 15	长宽比小于 1.5 的楼屋盖	梁距小于 3.6m 且周边应有边梁	
5	框支梁	$l/6$ ($l/8$)	≤ 9	框支剪力墙结构	括号内数值为非抗震设计	
6	底层框架梁	$l/10$	≤ 7	底部框架上部为多层砌体砖房结构		

注: 1 l 为梁的计算跨度。

2 梁的跨度大于或等于 9m 时, 表中数值应乘以系数 1.2。

3 在地震区, 宽扁梁的截面尺寸应符合规定: $b_b \leq 2b_c$, $b_b \leq b_c + h_b$ 及 $h_b \geq 16d$ (b_c —柱截面宽度, 对圆形截面取柱直径的 0.8 倍; b_b —梁截面宽度, h_b —梁截面高度, d —柱纵筋直径), 并应满足挠度和裂缝宽度要求, 注意保证使锚入柱内的梁的上部钢筋不应少于其全部钢筋面积的 60%。

4 对于墙梁应按《砌体结构设计规范》GB 50003—2001 第 7.3 节的规定确定。

5.3.21 梁的计算跨度按表 5.3.21 采用。

表 5.3.21 梁的计算跨度

构件名称	支 座 情 况		计算跨度 (l)
单跨梁			$l_0 + a \leq 1.05l_0$
连续梁	简 支	$a \leq 0.05l_c$	l_c
		$a > 0.05l_c$	$1.05l_0$
	两端均与梁整体固定		按塑性计算 l_0 按弹性计算 l_c
	一端嵌固墙内一端简支	$a \leq 0.05l_c$	$1.025l_0 + a/2$
$a > 0.05l_c$		$1.05l_0$	
一端嵌固墙内一端与梁固定		按塑性计算 $1.025l_0$ 按弹性计算 $l_c \leq 1.025(l_0 + a/2)$	

注： l_0 为支座间净距； l_c 为支座中心间的距离； a 为支座宽度。

5.3.22 现浇结构中，主梁截面高度比次梁截面高度一般至少大 50mm（若主梁下部钢筋为双排配置时，应大于 100mm），并应将次梁下部纵向钢筋设置在主梁下部纵向钢筋上面，以保证次梁支座反力传递给主梁。

5.3.23 当次梁截面高度大于主梁时，应将次梁近支座附近处设计成变截面，使次梁与主梁交接处截面高度比主梁截面高度小 50mm，次梁端部切口纵向钢筋及箍筋应进行计算。

5.3.24 梁的截面宽度应按下列规定确定：

- 1 现浇结构中，主梁的截面宽度不应小于 200mm；次梁的截面宽度不应小于 150mm。
- 2 梁截面的高宽比 h/b ：对矩形截面取 2.0 ~ 3.5；对 T 形截面取 2.5 ~ 4.0。
- 3 梁的截面宽度宜采用 150、180、200 或 220mm，若大于 220mm 时，一般应为 50mm 的倍数。

5.3.25 在砌体结构中，梁的支承长度除应满足纵向受力钢筋在支座处的锚固长度及砌体局部承压的要求外，尚应符合下列要求：

- 1 梁在砖墙和砖柱的支承长度应不小于 240mm，当为清水墙面梁高小于 500mm 时，支承长度可适当减小，但不小于 180mm；
- 2 梁支承在钢筋混凝土柱或其他混凝土构件的支承长度应不小于 180mm；
- 3 预制钢筋混凝土檩条、搁栅等小梁的支承长度，支承在砖墙上应不小于 120mm；支承在钢筋混凝土梁上应不小于 80mm；
- 4 6 ~ 8 度和 9 度抗震设计时，预制梁在砖墙上的支承长度应分别不小于 240mm 和 360mm，并且梁端必须与砖墙锚固；
- 5 砌体局部承压的构造要求应符合《砌体结构设计规范》GB 50003—2001 第 6.2 节的有关规定。墙梁及挑梁的设计应符合《砌体结构设计规范》中第 7.3 节与第 7.4 节的有关要求。

5.3.26 受扭矩作用的梁，应按《混凝土结构设计规范》有关规定进行承载力计算；其箍筋和纵向钢筋的配筋率及构造要求应符合规范规定的要求。

5.3.27 位于梁下部或梁截面高度范围内的集中荷载，应全部由附加横向钢筋（吊筋、箍筋）承担。附加横向钢筋的配置应符合《混凝土结构设计规范》的要求。

5.3.28 当梁的内折角处于受拉区时，应按《混凝土结构设计规范》的要求增设箍筋。

1 当梁的内折角 $\alpha \geq 160^\circ$ 时，纵向受拉钢筋可采用折线形，不必断开，如图 5.3.28 (a) 所示。此时，在 S 范围内箍筋所承受的拉力为：

$$N_s = 2f_y A_s \cos \alpha / 2 \quad (5.3.28 - 1)$$

2 当梁的内折角 $\alpha < 160^\circ$ 时，可采用规范的配筋形式，如图 5.3.28 (b)；也可采用在内折角处增

设角托的配筋形式图 5.3.28 (c), 此时, 在 S 范围内箍筋所承受的拉力为:

$$N_s = f_y A_s \cos(\alpha/2) \quad (5.3.28 - 2)$$

$$S = 0.5 h \operatorname{tg}(3\alpha/8) \quad (5.3.28 - 3)$$

式中 A_s ——全部纵向受拉钢筋的截面面积。

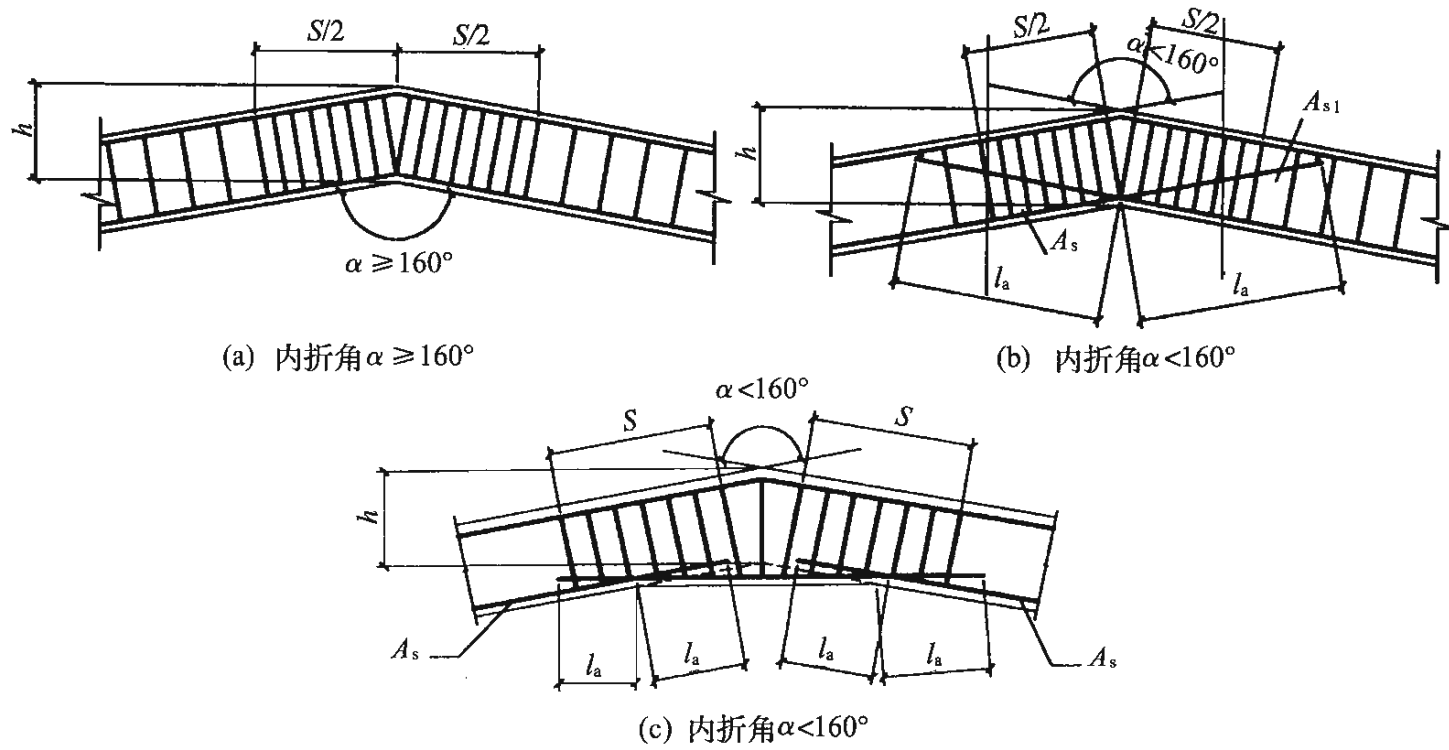


图 5.3.28 梁的内折角配筋

注: A_{s1} ——未在受压区锚固的纵向受拉钢筋的截面面积。

5.3.29 当需要在梁上开洞时, 洞的宽度 l_D 不宜大于梁高 h , 洞高 h_D 不应大于 $h/3$, 且洞口上下剩余的小梁高度均不得小于 200mm。梁开洞构造如图 5.3.29-1 ~ 图 5.3.29-4 所示。

1 洞口上下小梁的内力及配筋根据计算确定 (按偏压或偏拉构件进行配筋计算);

2 洞口小梁的箍筋间距不应大于 100mm; A_{s2} 、 A_{s3} 不小于 $2\phi 10 \sim 2\phi 12$, 倾斜筋可取 $2\phi 12$, 其斜角可取 45° ;

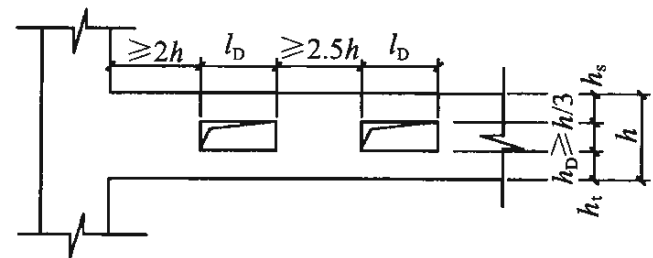


图 5.3.29-1 矩形孔洞位置

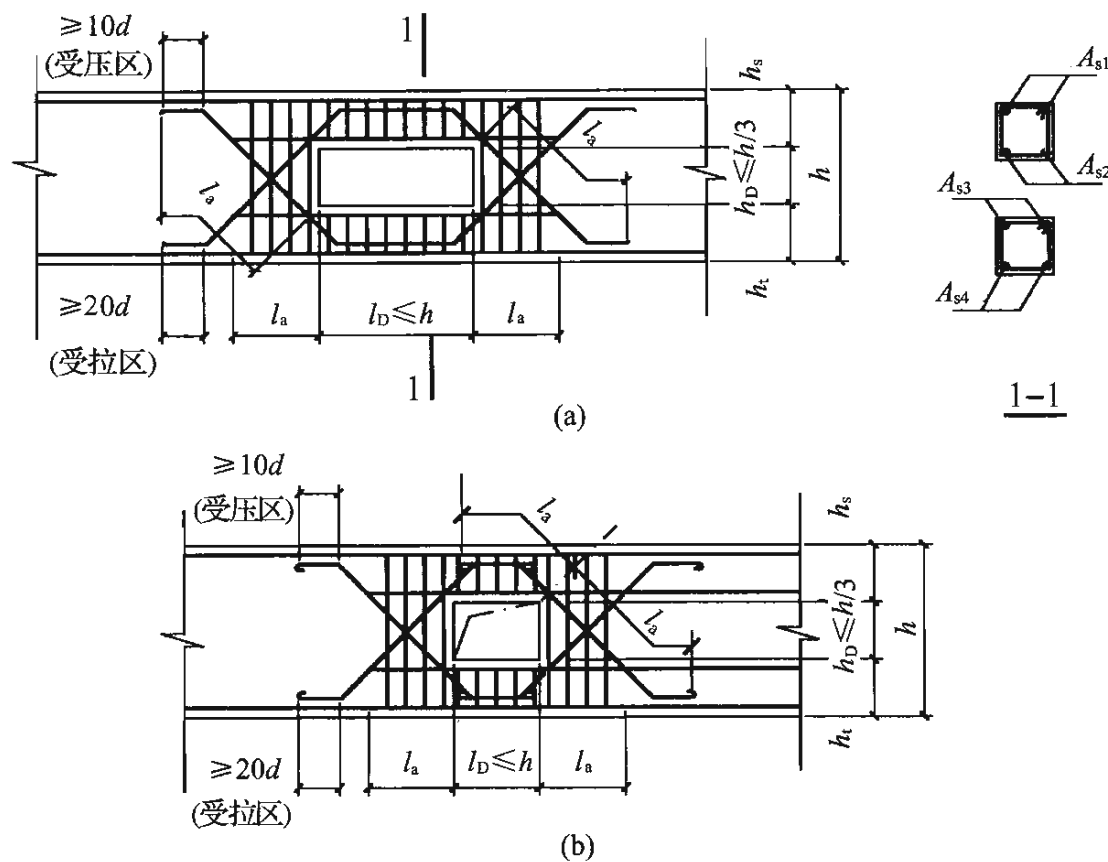


图 5.3.29-2 矩形孔洞周边的配筋构造

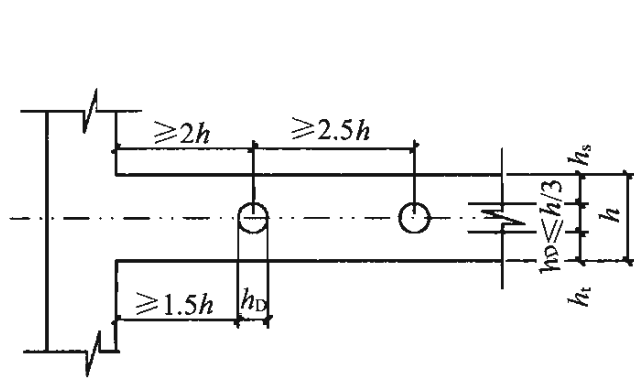


图 5.3.29-3 圆形孔洞位置

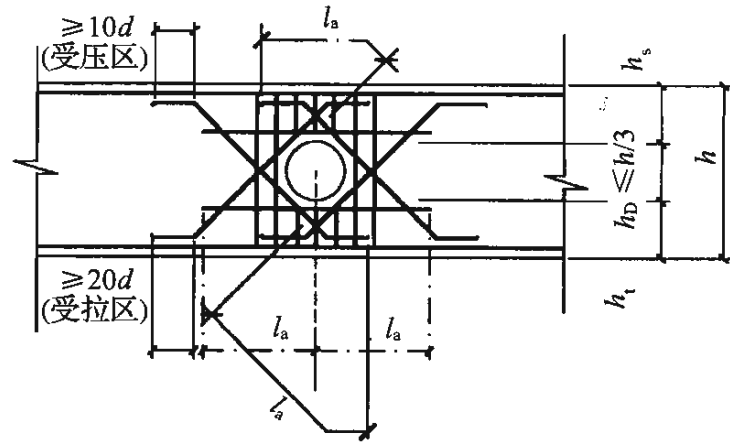


图 5.3.29-4 圆形孔洞周边配筋构造

- 3 洞口上小梁的下钢筋及下小梁的上钢筋, 伸过洞口边的长度 l_a 不小于 $40d$;
- 4 当上小梁的上钢筋及下小梁的下钢筋按计算所需截面积小于整梁的钢筋截面积时, 按整梁要求通长; 当大于整梁钢筋截面积时, 可在洞口范围内局部加筋来补足所需钢筋截面积, 加筋伸过洞口边的长度 l_a 应不小于 $40d$ 。

5.4 无梁楼(屋)盖

5.4.1 一般规定

1 无梁楼盖的板柱结构体系仅适用于非抗震设计的多层建筑; 非抗震设计的高层建筑以及抗震设防烈度不超过 8 度的建筑应采用板柱-剪力墙结构。在地震区, 板柱-剪力墙结构的剪力墙应能承担全部地震作用, 各层板柱部分的截面承载力除满足荷载效应基本组合要求外, 尚应能承担不少于各层全部地震作用的 20%。

2 为减小边跨跨中弯矩, 增强边柱和角柱的抗冲切承载力, 在建筑平面布置允许的条件下, 宜将无梁楼板伸出边柱的外侧, 伸出长度(从板边缘至外柱中心)不宜大于伸出方向跨度的 0.4 倍。当楼板不能外伸时, 应采用有边梁的平板结构体系, 利用边梁受扭减少边柱和角柱节点内由于竖向荷载引起的弯矩与剪力。

3 无梁楼板的板厚除应满足抗冲切要求外, 尚应满足刚度的要求, 其厚度不宜小于表 5.4.1 的规定, 且不应小于 150mm。

表 5.4.1 无内梁且板的长跨与短跨之比不大于 2 时的最小厚度

配筋屈服强度 f_y (MPa)	无托板		有托板			
	外板格		内板格	外板格		内板格
	无边梁	有边梁		无边梁	有边梁	
300	$l/32$	$l/36$	$l/36$	$l/35$	$l/40$	$l/40$
400	$l/30$	$l/33$	$l/33$	$l/33$	$l/36$	$l/36$

注: 表中 l 为长跨方向跨度, 托板尺寸应符合柱帽及托板的外型尺寸要求, 边梁也应具有足够的刚度, 边梁的相对截面抗弯刚度不应小于 0.8, 否则按无边梁的要求取值。

5.4.2 计算原则

承受垂直荷载的无梁楼盖通常以纵横两个方向划分为柱上板带和跨中板带进行配筋, 板带的宽度取垂直于计算方向柱距的一半, 见图 5.4.2。在垂直荷载作用下无梁楼盖的内力分析常采用经验系数法或等代框架法。

当采用经验系数法分析无梁楼盖的内力时, 应符合下列条件:

- 1 活荷载为均布荷载, 且不大于静荷载的 3 倍;
- 2 每个方向至少应有 3 个连续跨;

- 3 任一区格内的长、短边之比不应大于 1.5;
- 4 在同一方向上的最大跨度与最小跨度之比不应大于 1.2。

按经验系数法分析无梁楼盖的内力时，只要算出两个方向板的总弯矩，乘以表 14.2.3 中的弯矩分配系数，即可求得图 5.4.2 中各部位各截面的弯矩设计值。

当不符合上述条件时，在垂直荷载作用下，无梁楼盖的内力可按等代框架法进行分析，此时等代框架梁的计算宽度取垂直于计算跨度方向的两相邻区格中心之间距离，计算中纵横两个方向均应承担全部荷载。有关计算方法，详见本措施第 14 章。

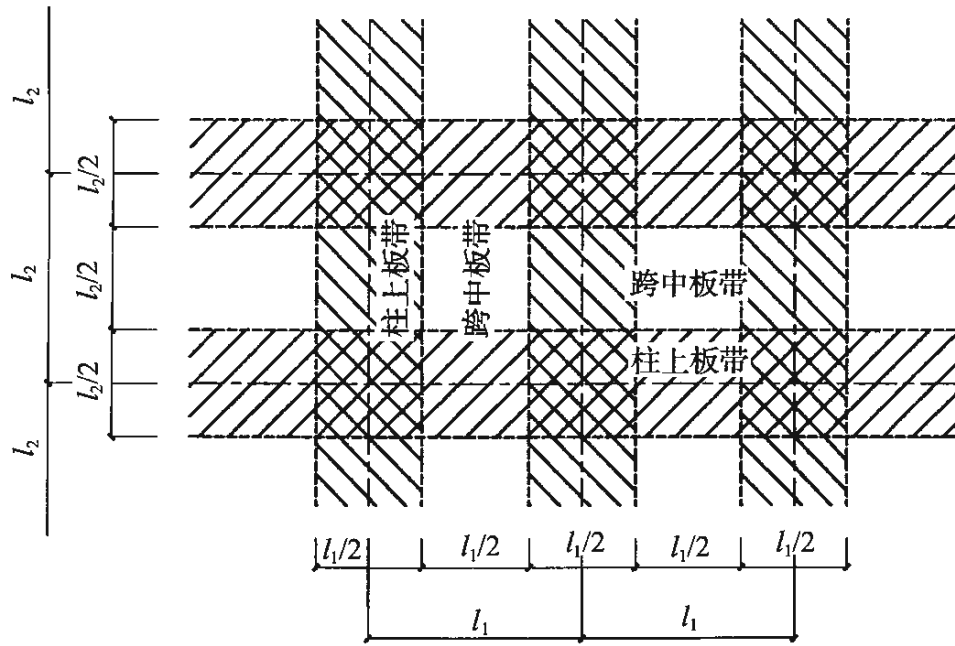


图 5.4.2 无梁楼盖的板带划分 ($l_1 \leq l_2$)

5.4.3 板柱节点的设计

无梁楼盖受力最重要的是柱头对板的冲切，板柱节点的型式及构造应根据板的受冲切承载能力来决定。

1 等厚度板的受冲切承载力的验算位置，应取距离柱边 $h_0/2$ 处的冲切临界截面，冲切临界截面周长取距柱边 $h_0/2$ 处板垂直截面的最不利周长，如图 5.4.3-1 所示。受冲切承载力计算，应按《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 第 7 章第 7.7.1 条规定进行。常见的复杂集中反力作用面的冲切临界截面，如图 5.4.3-2 所示。

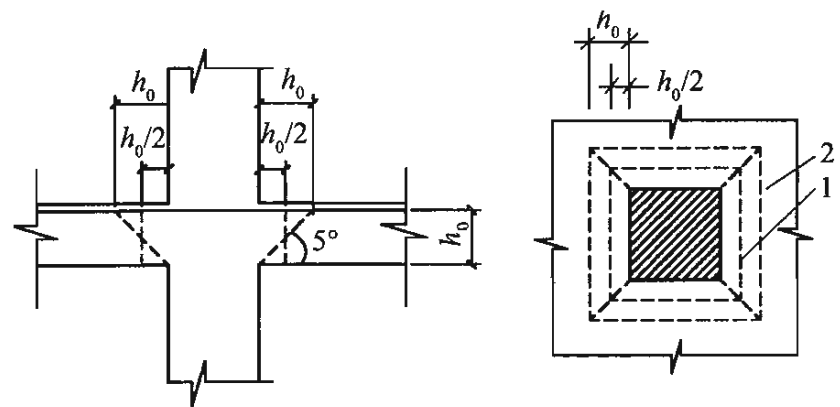


图 5.4.3-1 板的冲切临界截面

1—冲切临界截面的周长；2—冲切破坏锥体的底面线

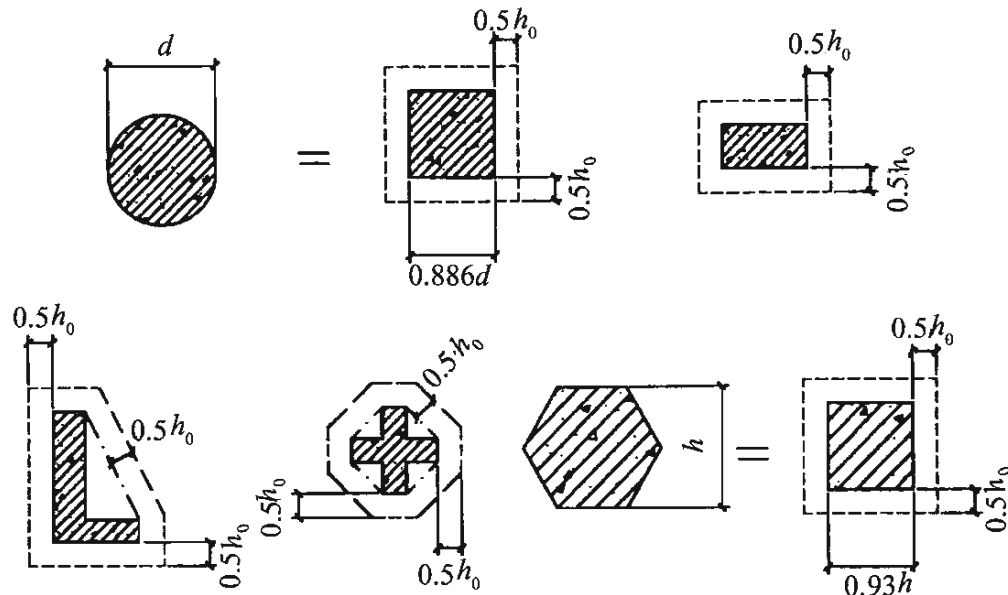


图 5.4.3-2 板的冲切临界截面示例

2 当集中反力较大,等厚度板的受冲切承载力不能满足要求时,可在柱子的周围局部加大板厚,采用带托板(柱帽)来提高冲切承载力。对带托板(柱帽)的不等厚度平板,除了要验算上述临界截面的受冲切承载力外,尚应验算距离托板(柱帽)边缘 $h_0/2$ 处板的受冲切承载力。

3 当等厚度板的受冲切承载力不满足要求,且板厚受到限制时,也可在板内配置箍筋或弯起钢筋。板的抗冲切钢筋应配置在冲切破坏锥体的斜面范围内,如图5.4.3-3(a)与(b)所示。受冲切截面的控制条件及受冲切承载力计算,应按《混凝土结构设计规范》第7章第7.7.3条规定进行。

1) 抗剪箍筋宜为封闭式的双肢或四肢箍,如图5.6.3-3(c)所示,箍筋直径不应小于6mm,间距不应大于 $h_0/3$,箍筋分布范围从柱截面边缘向外延伸长度不应小于 $1.5h_0$ 。

2) 抗剪弯起钢筋其弯起角度按板的厚度在 $30^\circ \sim 45^\circ$ 之间选用,弯起倾斜段应与冲切破坏斜面相交,其交点应在距离柱边缘 $h/2 \sim 2h/3$ 的范围内。直径不应小于12mm,且每一个方向不应少于3根。

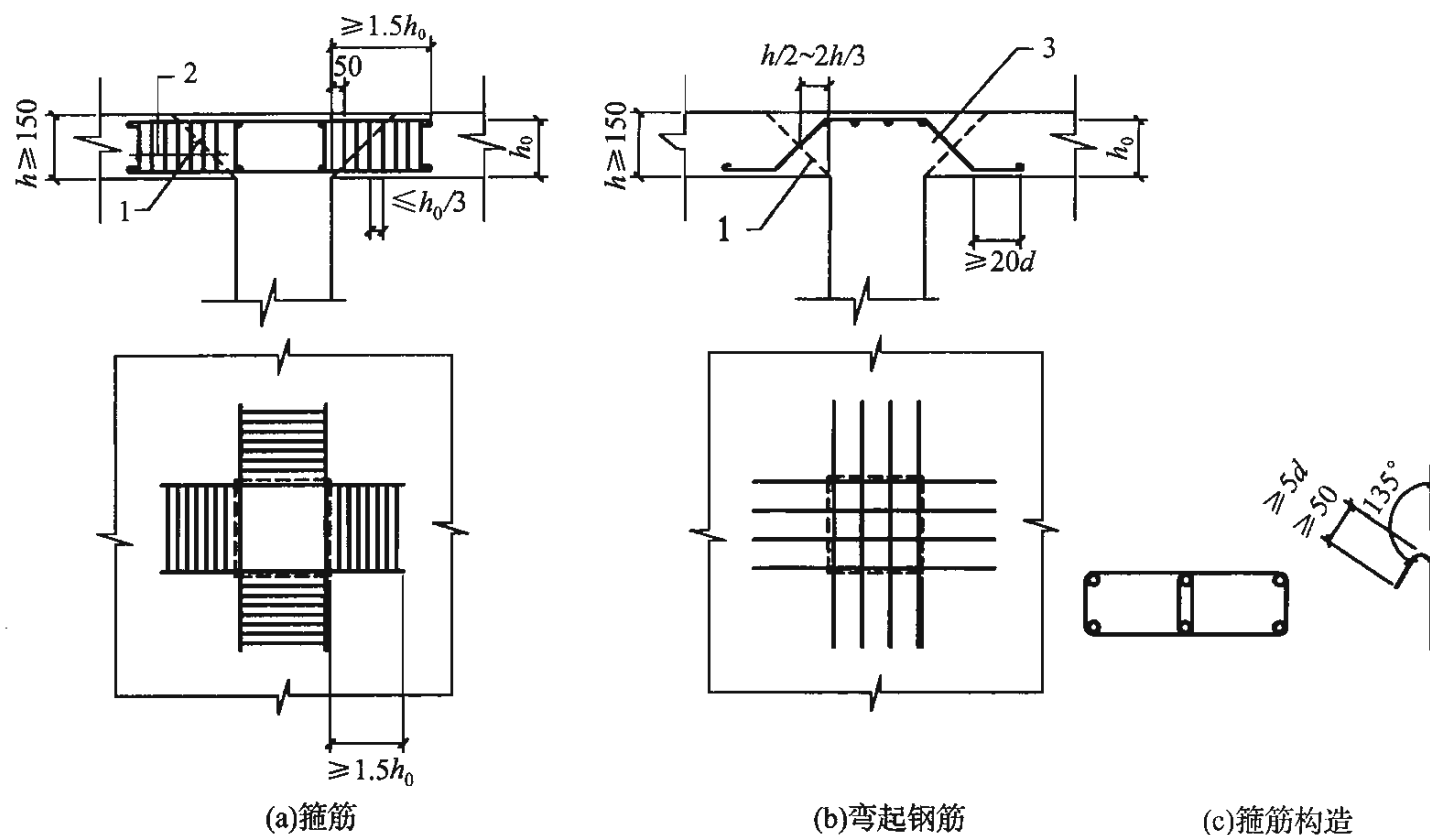


图 5.4.3-3 板中抗冲切钢筋的布置

1—冲切破坏锥体斜截面; 2—抗冲切箍筋; 3—抗冲切弯起钢筋

3) 对配置抗冲切钢筋的破坏锥体以外的截面,尚应按下式验算抗冲切承载力,此时 u_m 应取冲切破坏锥体以外 $0.5h_0$ 处的最不利周长:

$$F \leq 0.7f_t u_m \eta h_0 \quad (5.4.3-1)$$

4 当需要提高无梁板的受冲切承载力且不允许设置托板(柱帽)时,也可在板柱节点内设置工字钢或槽钢(通常称为剪力键),此时板的厚度,非抗震设计时不应小于150mm,抗震设计时不应小于200mm。

1) 剪力键通过柱截面时不得间断,交叉的剪力键用埋弧焊焊成互成直角的等长臂;

2) 为保证剪力键不发生局部失稳,剪力键型钢截面高度 h_s 对腹板厚度 t_w 之比不得大于70;每个剪力键的端部可切成与水平呈不小于 30° 的切角,但切剩下来的削尖截面的塑性抗弯强度应足以承担该剪力键分担的剪力;

3) 剪力键的布置:剪力键的全部受压翼缘应位于距板的受压边缘 $0.3h_0$ 范围内,轻型的剪力键可采用一排放置,重型的剪力键可采用两排放置,如图5.4.3-4所示。剪力键的设计截面应在剪力键键臂内并位于距柱边 $3(l_v - c/2)/4$ 处。剪力键自柱中线的外伸长度 l_v 应保证过其 $3(l_v - c/2)/4$ 点围成的设计截面上作用的冲切剪力设计值不大于 $0.7f_t u_{md} \eta h_0$ 。

4) 工字钢焊接剪力键的伸臂长度可由下列近似公式确定(图5.4.3-4):

$$l_v = u_{md} / (3\sqrt{2}) - b_c / 6 \quad (5.4.3-2)$$

$$u_{md} \geq F_{le} / 0.7 F_t \eta h_0 \quad (5.4.3-3)$$

式中 u_{md} ——设计截面周长；

F_{le} ——距柱周边 $h_0/2$ 处的等效集中反力设计值，可按《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 附录 G 的规定计算；

b_c ——柱计算弯矩方向的边长；

η ——应按下列两公式计算，并取其中较小值。

$$\eta_1 = 0.4 + \frac{1.2}{\beta_s} \quad (5.4.3 - 4)$$

$$\eta_2 = 0.5 + \frac{\alpha_s h_0}{4u_{md}} \quad (5.4.3 - 5)$$

式中 β_s ——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 $\beta_s < 2$ 时，取 $\beta_s = 2$ ；

α_s ——板柱结构的柱类型影响系数；对中柱，取 $\alpha_s = 40$ ；对边柱，取 $\alpha_s = 30$ ；对角柱，取 $\alpha_s = 20$ 。

槽钢焊接剪力键的伸臂长度可按（图 5.4.3-4）所示的设计截面周长，用与工字钢焊接剪力键的相似方法确定。

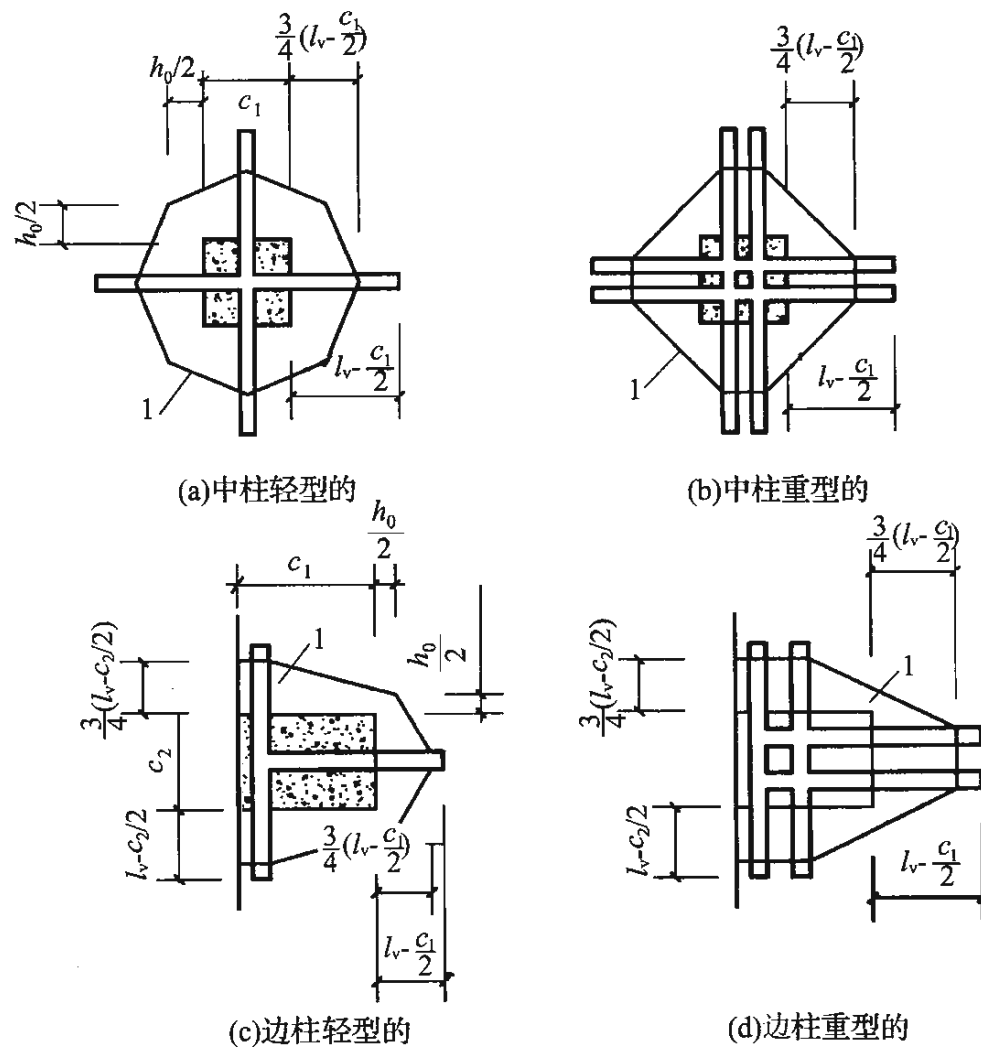


图 5.4.3-4 剪力键及其设计截面

5) 剪力键每个伸臂根部的弯矩设计值及受弯承载力应满足下列要求：

$$M_d = F_{le} [h_a + \alpha_a (l_v - h_c/2)] / 2m \quad (5.4.3 - 6)$$

$$M_d / W \leq f_a \quad (5.4.3 - 7)$$

式中 h_a ——剪力键每个伸臂型钢的截面高度；

F_{le} ——距柱周边 $h_0/2$ 处的等效集中反力设计值；

h_c ——柱计算弯矩方向的边长；

α_a ——型钢剪力键每个伸臂的刚度与混凝土组合板换算截面刚度的比值。

m ——型钢剪力键相同伸臂的数目；

f_a ——钢材的抗拉强度设计值。

6) 配置型钢剪力键的平板受冲切承载力应满足下列要求：

$$F_1 \leq 1.4f_t\eta u_m h_0 \quad (5.4.3-8)$$

7) 当柱两侧剪力键键臂弯矩不相等或异号时, 剪力键应有足够的锚固长度。

5 柱帽及柱上托板的尺寸由板的受冲切承载力控制, 其外形需兼顾建筑外观要求。常用的型式如图 5.4.3-5 所示。型式 I 适用于荷载较轻的情况, 型式 II、III 适用于中级及重级荷载条件, 柱帽有效宽度 b_{ce} 一般为 $0.2 \sim 0.3l$, 对于中级荷载, 经济合理的柱帽宽度 a 为 $0.35l$, 合理值的柱帽有效宽度 b_{ce} 为 $0.22l$ 。

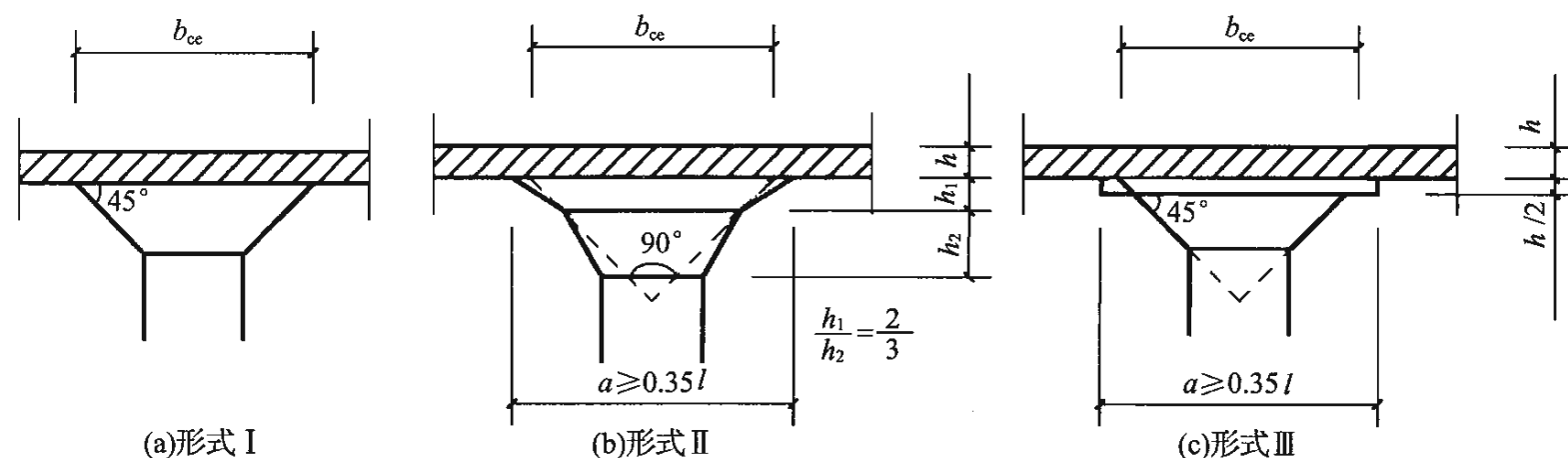


图 5.4.3-5 柱帽及托板的外形尺寸

在地震区, 抗震设防烈度为 8 度时, 无梁楼盖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 倍板厚及柱截面相应边之和。

6 柱帽的构造配筋如图 5.4.3-6 所示。在柱帽的中心线及四角配置 $\phi 8 \sim \phi 10$ 的钢筋, 沿柱帽高度配置 3~4 个且间距不大于 100mm 的 $\phi 6$ 箍筋; 托板下面配置 $\phi 8 \sim \phi 10$ 、间距 100~150mm 的双向钢筋, 且钢筋网四周成直角上弯伸入平板。

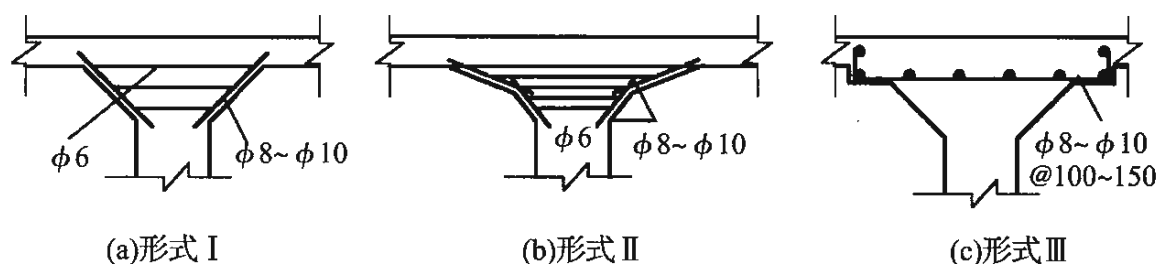


图 5.4.3-6 柱帽的配筋

7 为减小无梁楼盖在柱顶的负弯矩钢筋, 柱顶板加厚的托板尺寸应符合以下规定:

- 1) 托板在每个方向由支座中心向外延伸的长度不应小于该方向支座中至中跨长的 $1/6$ 。
- 2) 托板在板下凸出的厚度不宜小于无梁板厚度的 $1/4$ 。
- 3) 在计算板的负弯矩钢筋时, 托板的厚度不得大于从托板边缘到柱边缘距离的 $1/4$ 。

5.4.4 无梁楼(盖)板的配筋构造

1 有关板配筋的一般构造, 包括混凝土保护层厚度、钢筋伸入支座的锚固长度等, 见《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002。

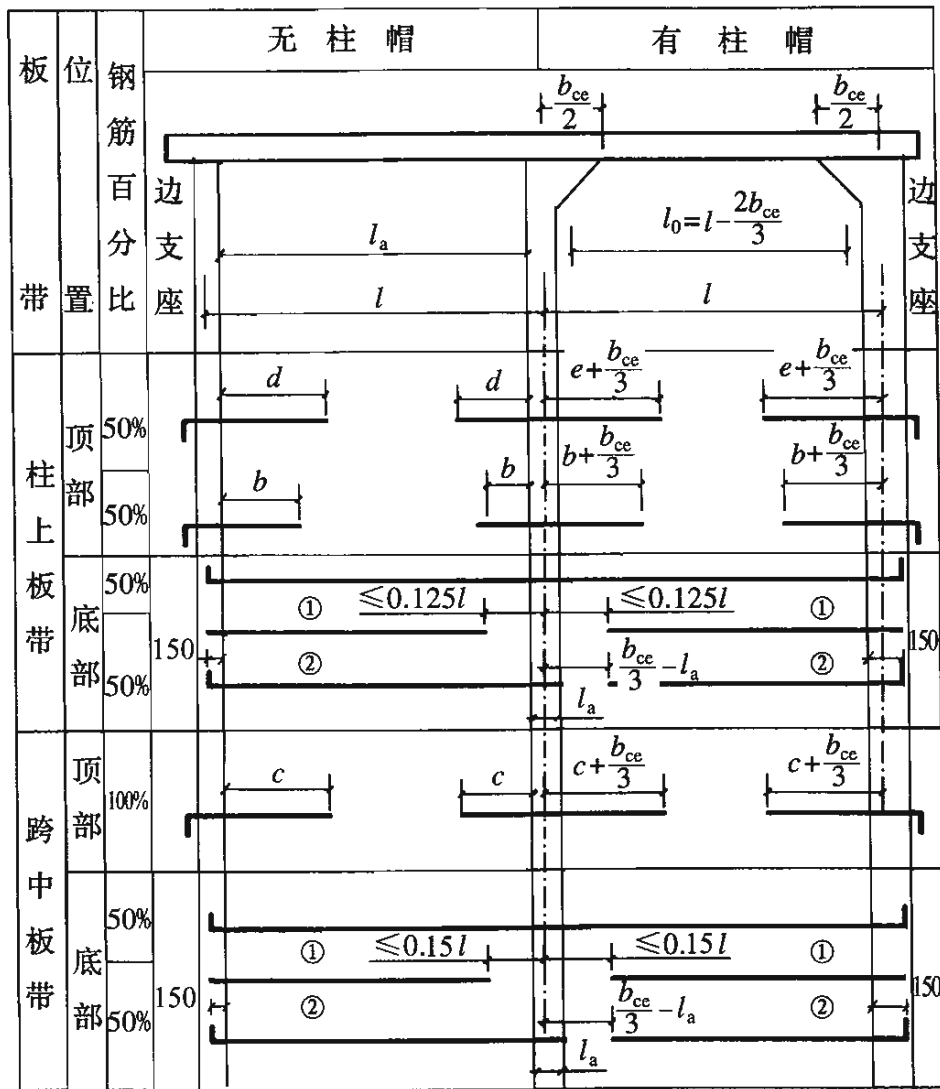
2 当板厚 h 为 150mm 时, 受力钢筋间距不应大于 200; 当板厚大于 150mm 时, 受力钢筋间距不应大于 $1.5h$, 且不应大于 250mm。

3 垂直于非连续边的正弯矩钢筋均应伸到板边, 受力钢筋伸入边梁、墙或柱内的长度应符合《混凝土结构设计规范》规定的锚固长度, 且其直段长度不应小于 150mm。

4 垂直于非连续边的负弯矩钢筋应带垂直于板的弯钩, 钢筋伸入边梁、墙或柱内的长度, 应满足锚固长度要求。当非连续边伸出柱边外侧而不是支承在边梁或墙上时, 负弯矩钢筋应勾住板边缘的纵向通长钢筋。

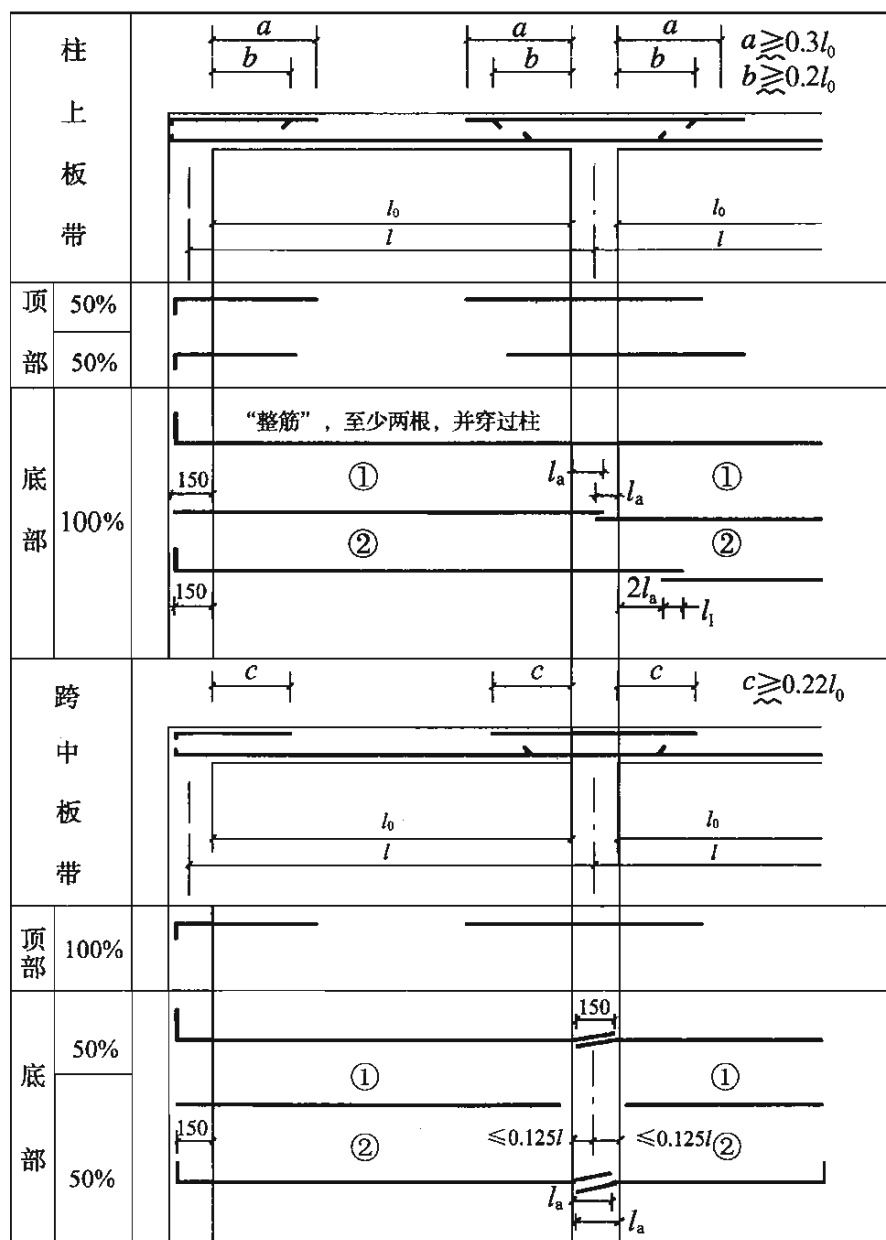
5 无梁楼盖板的配筋方式:

- 1) 无柱帽及有柱帽无梁楼盖板的分离式配筋, 见图 5.4.4-1;
- 2) 无托板无梁楼盖板的分离式配筋, 见图 5.4.4-2;



- 注: 1 $b \geq 0.20l_0$,
 $c \geq 0.25l_0$,
 $d \geq 0.30l_0$,
 $e \geq 0.35l_0$;
 2 ①用于非地震区,
 ②用于地震区;
 3 l_a 为钢筋锚固长度;
 4 b_{ce} 为柱帽在计算弯矩方向的有效宽度。

图 5.4.4-1 无柱帽及有柱帽无梁楼盖板的分离式配筋



注: l_1 为钢筋搭接长度。

图 5.4.4-2 无托板无梁楼盖板的分离式配筋

3) 有托板无梁楼盖板的分离式配筋, 见图 5.4.4-3。

6 无梁楼盖板外角的配筋构造要求。

1) 对于边支座间有梁的无梁板, 在外角顶部沿对角线方向配负弯矩钢筋, 在外角底部垂直于对角线方向配正弯矩钢筋, 如图 5.4.4-4 所示。

2) 当楼盖板四周支座间无梁时, 应在平板外边缘的上下各设一根直径不小于 $\phi 16$ 的通长钢筋。

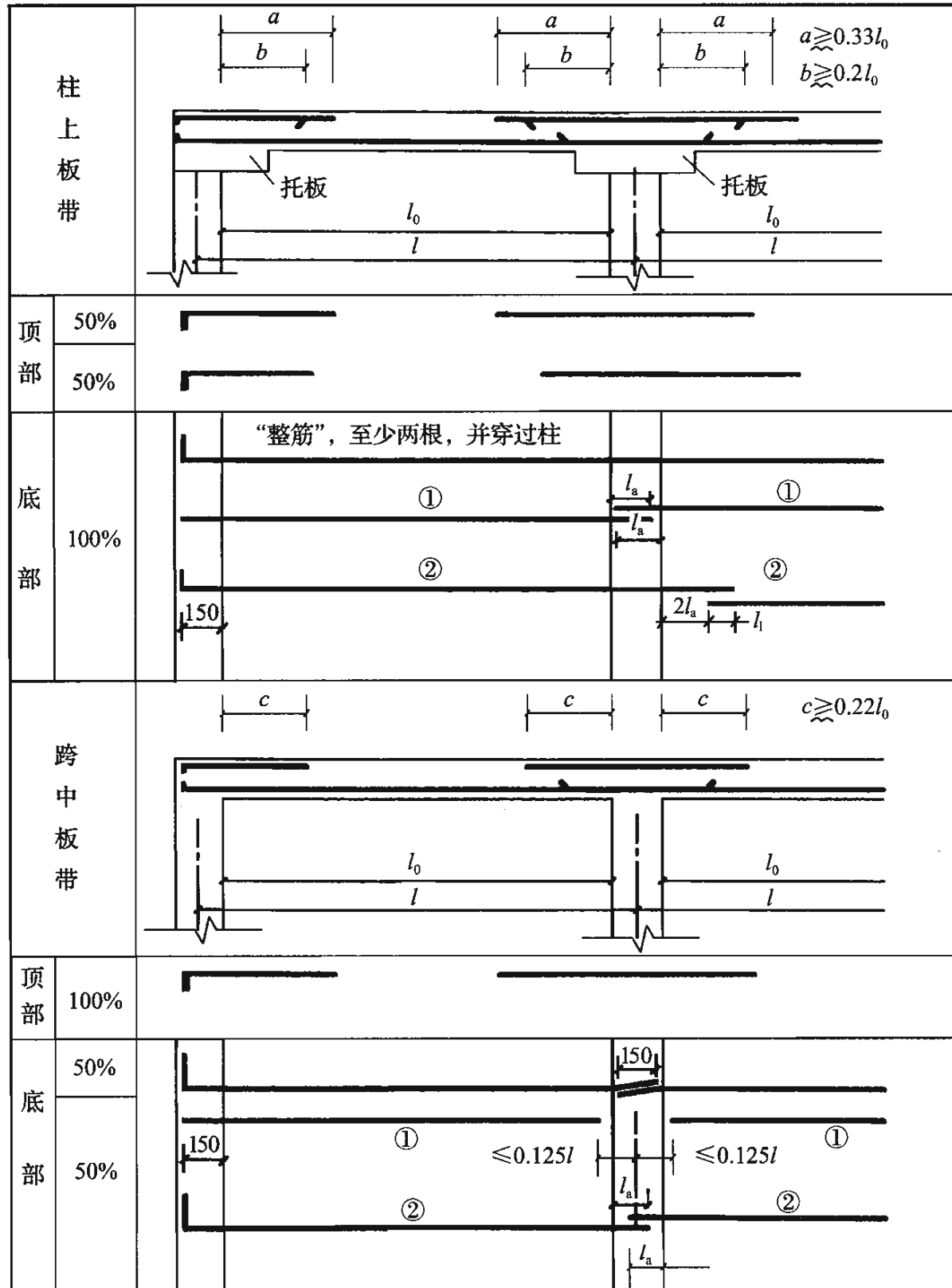
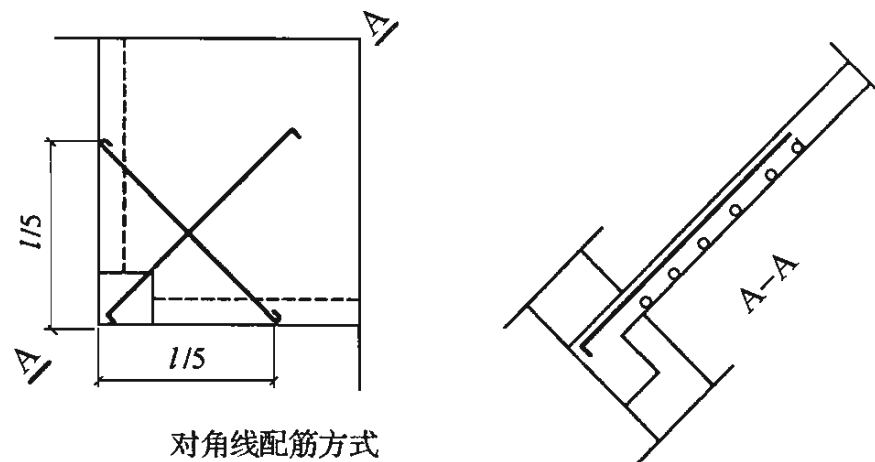


图 5.4.4-3 有托板无梁楼盖板的分离式配筋



对角线配筋方式

图 5.4.4-4 无梁楼盖板外角的配筋

5.4.5 无梁楼（屋）盖板的开洞

1 无梁楼（屋）盖板允许开局部洞口，但应验算满足承载力及刚度的要求。凡符合图 5.4.5-1 要求的单个孔洞，可不作专门的分析。所有洞边均应设置补强钢筋。

跨中板带相交共有的区域内以及柱上板带相交共有的区域内的洞口，孔洞边每侧的补强钢筋应不小于孔洞宽度内被切断的受力钢筋总面积的一半。在一条柱上板带与一条跨中板带所共有的区域内，因开洞所切断的钢筋不得多于任一板带内钢筋的 1/4，同时洞边每侧的补强钢筋应不小于孔洞宽度内被切断的受力钢筋总面积的一半。

2 若板中孔洞位置距柱边 $h_0/2$ 处冲切临界截面边缘的距离小于 $6h_0$ 时，在确定板的受冲切临界截面周长时，应作以下修正：

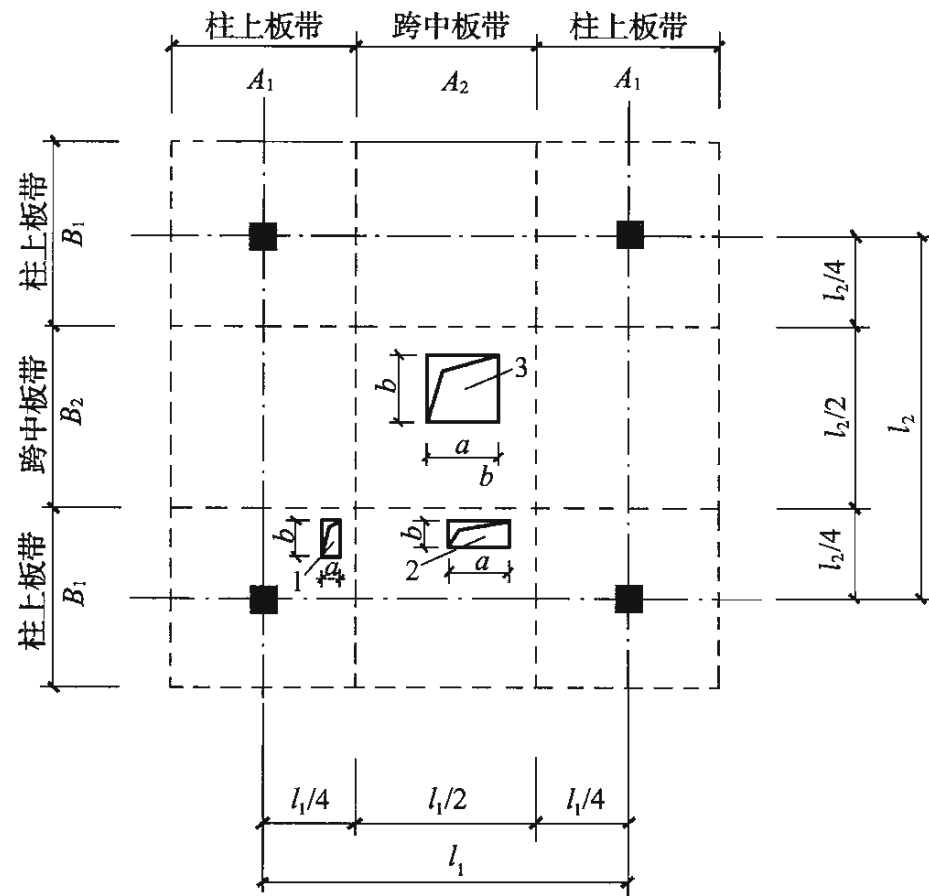


图 5.4.5-1 无梁楼板开洞要求

注：洞 1： $b \leq c/4$ 或 $b \leq h/2$ ；其中， b 为洞口长边尺寸， c 为相应于洞口长边方向的柱宽， h 为板厚；

洞 2： $a \leq A_2/4$ 且 $b \leq B_1/4$ ；洞 3： $a \leq A_2/4$ 且 $b \leq B_2/4$ 。

1) 对于不设剪力键的板，通过集中反力作用面积的中心点作切线与孔洞外轮廓线相切，临界截面位于两切线间所包围的周边部分应认为是无效的， u_m 按图 5.4.5-2 (a) 与 (b) 中虚线所示的长度取值。

2) 对于设置剪力键的板，其周边无效部分应是上述规定的一半。

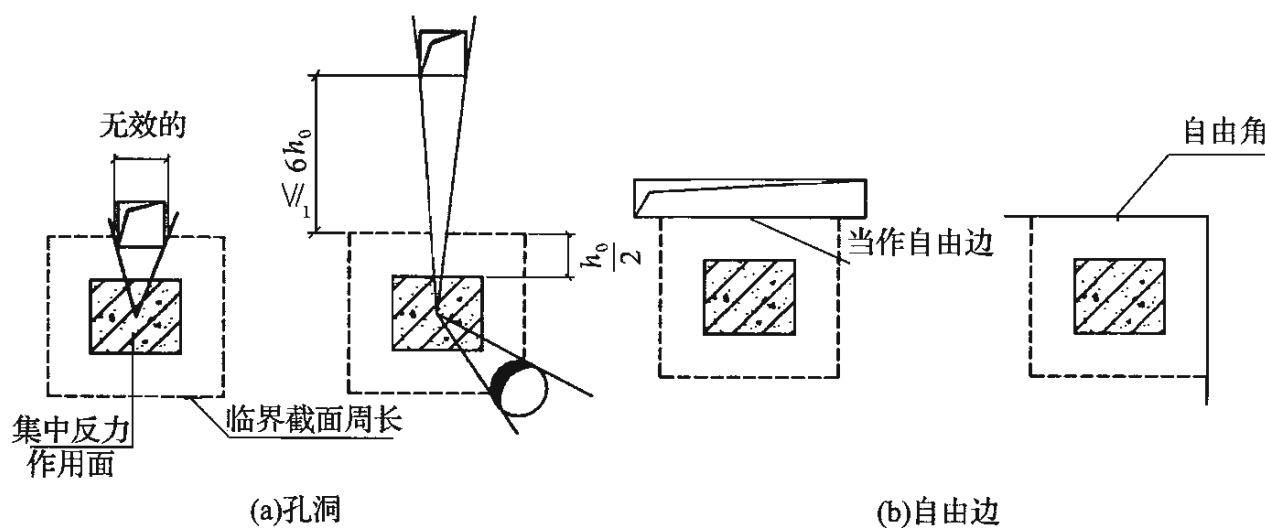


图 5.4.5-2 孔洞与自由边的影响

5.5 密肋楼(屋)盖

5.5.1 一般规定

1 密肋楼盖由薄板和间距较小的肋梁组成,一般用于跨度较大,且梁高受到限制的情况,密肋楼盖可分为单向密肋楼盖和双向密肋楼盖两种,当建筑的柱网为方形或接近方形时,可采用双向密肋楼盖。密肋楼盖的柱距:对于普通混凝土一般不宜大于9m;对于预应力混凝土一般不宜大于12m,肋梁的间距一般为0.9~1.5m,肋梁的高度可取跨度的1/20~1/30,肋梁的宽度为150~200mm,当柱距较小时,肋梁的间距和高度可相应减小。单向密肋楼盖一般用于长宽比大于1.5的楼盖,其跨度不宜大于6.0m,肋梁的间距为500~700mm,肋梁的高度1/18~1/20,肋梁的宽度80~120mm。

2 密肋楼盖的模壳为定型产品,确定密肋网格布置及选用密肋的截面尺寸时必须考虑模壳的规格尺寸。

3 密肋楼盖板的板面最小厚度应根据肋的间距确定,当肋的间距 $\leq 700\text{mm}$ 时,不应小于40mm;当肋间距 $> 700\text{mm}$ 时,不应小于50mm。

5.5.2 模壳的选用(以塑料模壳为例)

1 模壳的规格

1) 基本标准块:塑料模壳是由“四合一”的标准块组合而成,如图5.5.2-1所示。基本标准块有 $600\text{mm} \times 600\text{mm}$ 、 $600\text{mm} \times 300\text{mm}$ 及 $300\text{mm} \times 300\text{mm}$ 三种,组成的塑料模壳平面尺寸有 $1200\text{mm} \times 1200\text{mm}$ 、 $900\text{mm} \times 900\text{mm}$ 及 $600\text{mm} \times 600\text{mm}$ 等不同规格。

2) 盾形辅助标准块:在塑料模壳平面尺寸 $1200\text{mm} \times 1200\text{mm}$ 的基础上插入四块平面尺寸为 $750\text{mm} \times 300\text{mm}$ 的盾形辅助标准块可组成平面尺寸为 $1500\text{mm} \times 1500\text{mm}$ 的大型塑料模壳。如图5.5.2-2所示。

3) 塑料模壳的缺角:组合模壳可以设置成缺角的,定型的缺角平面尺寸有 $600\text{mm} \times 600\text{mm}$ 及 $300\text{mm} \times 300\text{mm}$ 两种,适宜布置在柱的四周或用于在柱四周形成实心的小托板以改善楼盖对柱的抗冲切能力。

4) 模壳的肋高:模壳的肋高 h 主要有400、350和300mm三个系列,其截面尺寸如图5.5.2-3及表5.5.2-1所示。

5) 常用楼盖模壳规格参见表5.5.2-2所示。

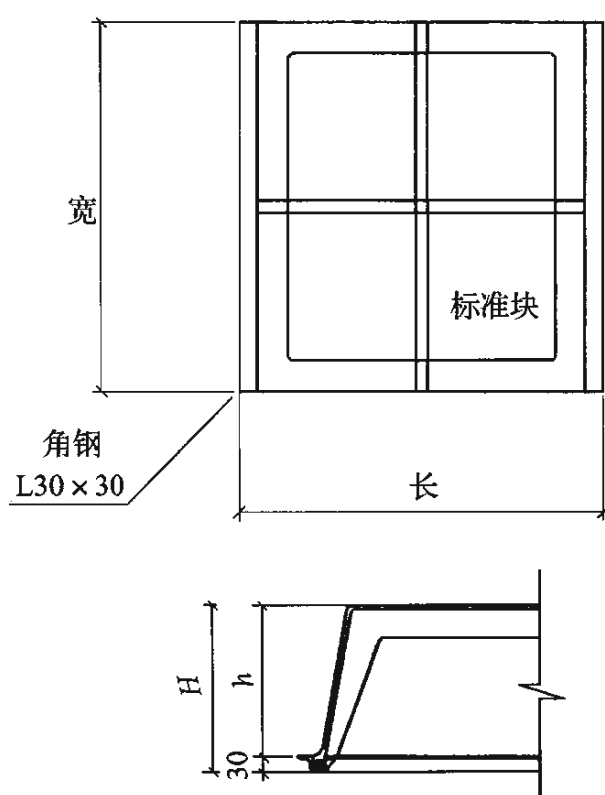


图 5.5.2-1 塑料模壳的组合

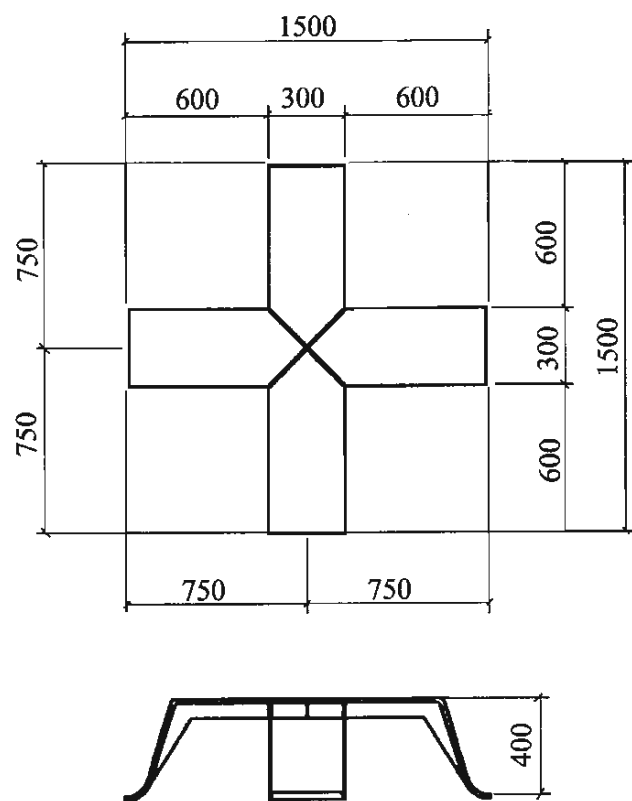


图 5.5.2-2 盾形辅助标准块

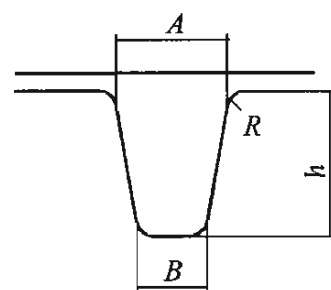


图 5.5.2-3 模壳的肋

表 5.5.2-1 模壳肋的细部尺寸 (mm)

h	A	B	R
300	245	125	75
350	300	165	60
400	320	185	50

注：单向肋截面 A 、 B 各减去 60，其他不变。

表 5.5.2-2 模壳规格 (mm)

密肋楼盖形式	模壳规格尺寸 (长 × 宽 × h)	模壳外形尺寸 (长 × 宽 × H)
单向密肋楼盖	1500 × 1500 × h	1500 × 1437 × H
	1200 × 1200 × h	1200 × 1137 × H
	1200 × 900 × h	1200 × 837 × H
	900 × 1200 × h	900 × 1137 × H
	900 × 900 × h	900 × 837 × H
双向密肋楼盖	1437 × 1500 × h	1437 × 1437 × H
	1137 × 1200 × h	1137 × 1137 × H
	1137 × 900 × h	1137 × 837 × H
	1200 × 837 × h	837 × 837 × H
	837 × 900 × h 900 × 837 × h	837 × 837 × H
浅壳	900 × 900 × 140	900 × 900 × 170

2 模壳的选用及排列方式

1) 根据建筑功能与美学要求、楼盖跨度及荷载大小，在满足刚度要求的情况下，以确定的密肋格形楼盖的结构高度减去楼板厚度得到的楼盖肋高，由模壳规格可选用相近的定型肋高。

2) 当柱网尺寸与模壳规格模数 (300mm) 一致时，可采用全次肋的模壳排列方式，图 5.5.2-4 (a) 为正轴型，图 5.5.2-4 (b) 为骑轴型。也可将其中一列模壳的平面尺寸减少一级 (300mm) 形成带主肋梁的模壳排列方式。

3) 当柱网尺寸与模壳规格模数 (300mm) 不一致时，可采用带主肋梁的模壳排列方式，如图 5.5.2-5 所示。

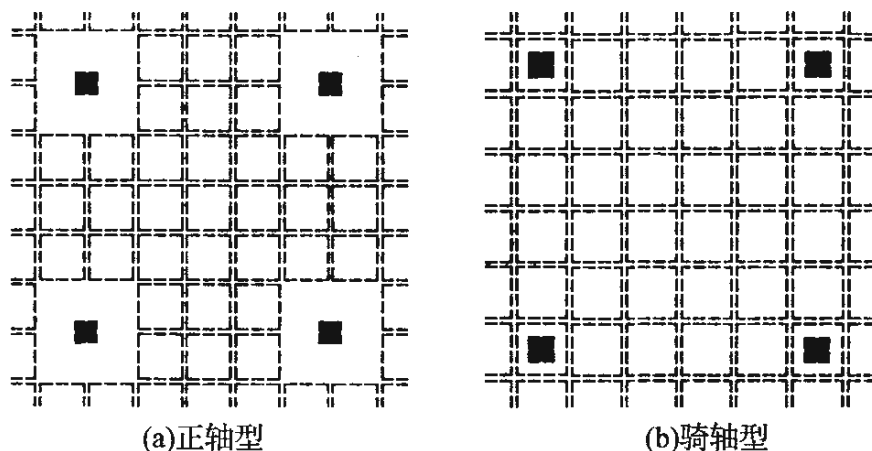


图 5.5.2-4 全次肋梁的模壳排列

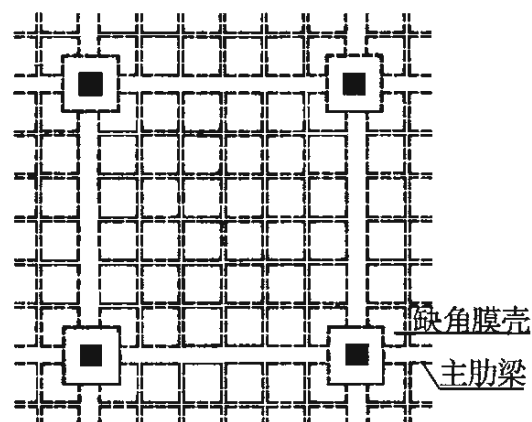


图 5.5.2-5 带主肋梁的模壳排列

5.5.3 计算原则

1 密肋楼盖按刚度折算成平板楼盖后，可采用平板无梁楼盖的计算方法。将柱上板带及跨中板带弯矩按肋间距的大小分配到各个肋梁。

2 对于全次肋梁的密肋楼盖，可按带托板或不带托板的平板无梁楼盖考虑。主要分别对实心的暗

托板及与暗托板相衔接的肋进行抗冲切验算,必要时尚应考虑冲切破坏临界截面上偏心剪应力传递的部分不平衡弯矩。

3 对于带主肋梁的密肋楼盖,可按柱上有梁的平板无梁楼盖考虑。

4 所有不与柱或托板直接衔接的次肋梁可以肋距为荷载范围按等于柱距的简支单跨肋梁计算其应受的弯矩和剪力。

5.5.4 构造要求

1 面板中应配置双向钢筋网,每个方向按楼面板全截面计算的配筋率不宜小于0.15%,钢筋直径不宜小于4mm,钢筋间距不宜大于300mm。在柱顶托板所在的肋网格内,其顶面尚应附加加强钢筋网片。

2 在肋梁中,配有负弯矩钢筋的区段(包括托板的范围内)应配置封闭的箍筋,在正弯矩区段可配置开口箍筋,见图5.5.4所示。

3 正弯矩作用时肋梁按T形截面计算,负弯矩作用时肋梁按宽度等于肋梁底部宽度的矩形截面计算。

4 密肋楼盖次肋梁的钢筋延伸长度可采用平板无梁楼盖的规定,如图5.4.4-1~图5.4.4-3所示。仅当采用分离式配筋时,其正弯矩钢筋宜全部伸入支座。楼盖主肋梁的钢筋延伸长度应按其弯矩包络图或梁的构造规定确定。

5 不带边梁的密肋楼盖,其边肋上下应至少各设两根直径不小于16mm的通长筋,并配置构造用的封闭箍筋,以增强边肋的抗扭能力。

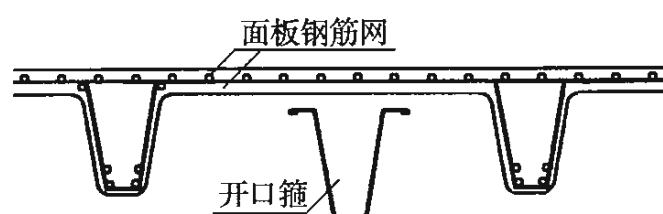


图5.5.4 面板配筋及开口箍筋

6 砌体结构

6.1 材料及选择

6.1.1 块材类型及特点

1 烧结类砖

1) 烧结普通砖包括烧结粘土砖、页岩砖、煤矸石砖和粉煤灰砖,其外观尺寸为 $240\text{mm} \times 115\text{mm} \times 53\text{mm}$;

2) 烧结多孔砖包括烧结粘土砖、页岩砖、煤矸石砖和粉煤灰砖,其孔洞率不小于25%,其中P型砖的外观尺寸为 $240\text{mm} \times 115\text{mm} \times 90\text{mm}$ 。烧结多孔砖的力学性能同烧结普通砖。

2 非烧结类砖

1) 非烧结类砖仅包括蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖,不包括蒸养灰砂砖、蒸养粉煤灰砖;

2) 蒸压灰砂砖、粉煤灰砖干缩率较大(0.05%~0.07%)和表面光滑,砌体抗剪强度较烧结砖低约30%;

3) 确定蒸压粉煤灰砖的强度等级时应乘以自然碳化系数;

4) 砌体的砂浆试件底模应采用相应的砌体块材。

3 混凝土空心砌块

1) 混凝土空心砌块包括普通混凝土和轻骨料(火山渣、浮石、陶粒)混凝土两类,空心率在25%~50%,主规格尺寸为 $390\text{mm} \times 190\text{mm} \times 190\text{mm}$;

2) 混凝土砌块应具有较系统的规格系列(主规格砌块、附规格砌块及各种功能砌块),以满足砌块建筑墙体的组砌要求。表6.1.1-1给出示例,也可参照有关构造图集;

3) 混凝土砌块的块型设计或选型宜符合下列要求:

①砌块的局部尺寸应符合表6.1.1-2的规定;

②相同建筑层高内同类各种块型应具有相同的混凝土强度等级和相同的块高,否则应进行强度修正;

③非主规格砌块的强度等级应由与主规格砌块加工成相应形状的对比试验确定;

④不宜采用整体受力机理不好的块型。如长度大于190mm的U型等。

4) 混凝土砌块应采用专门配套材料(砌块专用砂浆 $M_b \times \times$ 和砌块灌孔混凝土 $C_b \times \times$)。砌块建筑施工尚需采用专门施工机具,必须引起重视和注意。

4 石材

1) 石材包括料石和毛石。石材的规格尺寸、强度等级的确定方法应按《砌体结构设计规范》附录A;

2) 石材应选用无明显风化的天然石材,材料的重力密度不低于 22kN/m^3 。

6.1.2 其他材料

1 砌筑砂浆

应根据块材类别和特点,选用适合的砌筑砂浆:

1) 对烧结类砖,石材宜采用普通砂浆;

2) 对蒸压类砖宜选用较大灰膏比或掺有磨细粉煤灰的粘结性较好的砂浆或专用砂浆;

表 6.1.1-1 砌块主要规格系列参考表

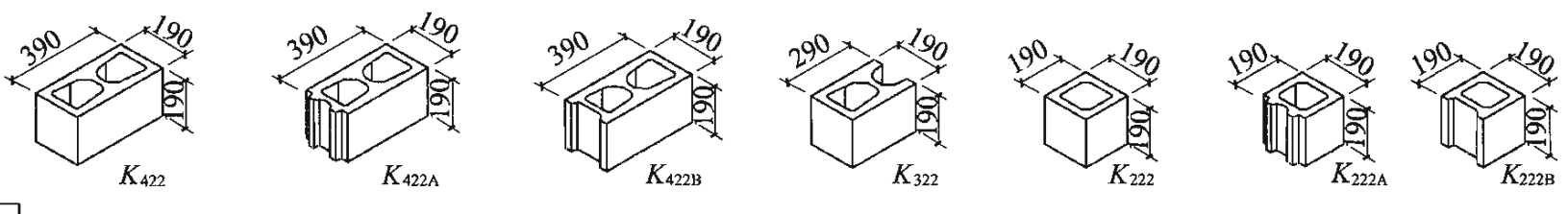
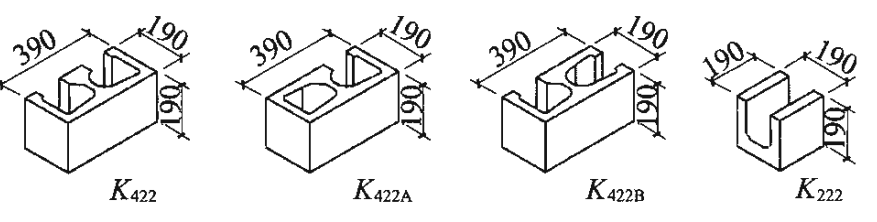
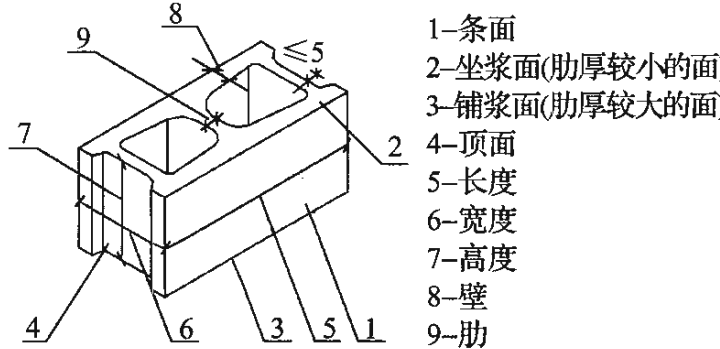
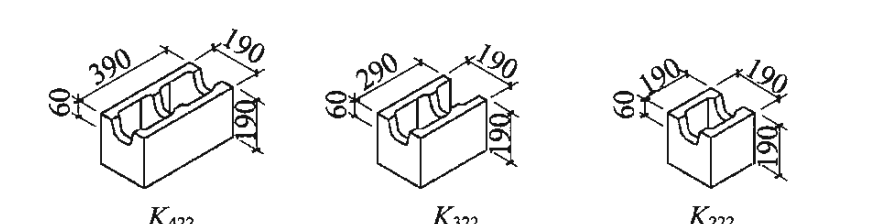
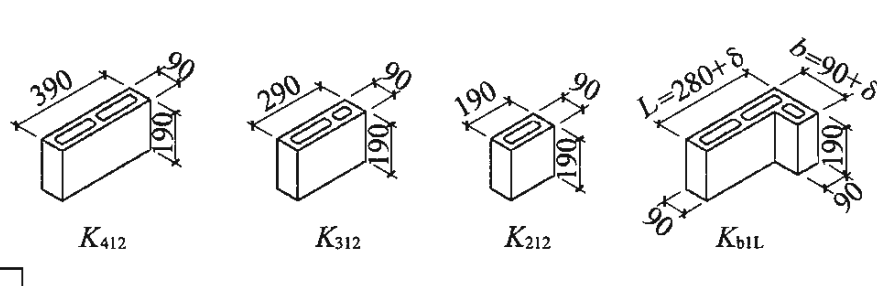
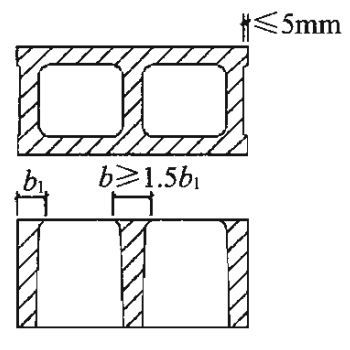
1		
2		 <p>砌块各部位的名称</p>
3		
4		

表 6.1.1-2 砌块局部尺寸限值

名称	类别	承重砌块 (劈裂装饰砌块)	自承重砌块
壁		30 (32)	25
肋		25	20

注: 1 中肋的一端的厚度宜为边肋的 1.5 倍, 或采用局部加腋满足该要求。

2 砌块端部局部突出的长度不宜大于 5mm。

3) 对块高壁薄的混凝土空心砌块, 应选用高粘结、和易性、保水性好的专用砂浆, 常用的强度等级为 Mb5、Mb7.5、Mb10、Mb15。砂浆的制备和性能要求应符合《混凝土小型空心砌块砂浆》JC 860—2000 的规定。

2 灌孔混凝土及钢筋。

1) 混凝土砌块砌体应采用高流态、微膨胀或收缩补偿和高强度的灌孔混凝土, 其强度等级为 Cb20、Cb25、Cb30、Cb35、Cb40。灌孔混凝土的制备和性能要求应符合《混凝土小型空心砌块灌孔混凝土》JC 861—2000 的规定;

2) 纵向受力钢筋宜采用 HRB335、HRB400 或 RRB400 级钢筋, 箍筋宜采用 HPB235 级钢筋, 灰缝钢筋或 $\phi 5$ 及以下的钢筋可采用冷轧带肋钢筋或冷拔低碳钢丝。

6.1.3 材料强度及匹配原则

1 砌体材料的最低强度等级:

- 1) 砖不应低于 MU10;
- 2) 混凝土砌块不应低于 MU5.0;
- 3) 石材不应低于 MU20;
- 4) 普通砂浆不应低于 M2.5, 专用砂浆不应低于 Mb5;
- 5) 灌孔混凝土不应低于 Cb20, 普通混凝土不宜低于 C20。

2 砌体材料匹配原则:

1) 砂浆的强度等级不宜大于块材的强度等级; 对非灌孔砌块砌体, 砂浆的强度等级不宜大于 Mb10; 对灌孔砌块砌体, 砂浆的强度等级宜为 Mb10 ~ Mb15 范围;

2) 灌孔砌体强度匹配应符合下列要求:

- ①灌孔混凝土的强度等级宜为 2 倍的砌块强度等级;
- ②砌体的灌孔率不应小于 33% (即 3 个孔灌 1 个孔);
- ③灌孔砌体抗压强度不应大于非灌孔砌体强度的 2 倍。

6.1.4 砌体房屋构件用材的最低强度等级

1 五层及五层以上房屋的墙, 以及受振动或层高大于 6m 的墙、柱:

- 1) 砖大于等于 MU10;
- 2) 砌块大于等于 MU7.5;
- 3) 石材大于等于 MU30;
- 4) 砂浆大于等于 M5。

对安全等级为一级或设计使用年限大于 50 年的房屋, 墙、柱所用材料的最低强度等级应至少提高一级。

2 地面以下或防潮层以下的砌体、潮湿房间的墙, 所用材料应符合表 6.1.4 的规定。

表 6.1.4 地面以下或防潮层以下砌体所用材料的最低强度等级

基土的潮湿程度	烧结普通砖、蒸压灰砂砖		混凝土砌块	石材	水泥砂浆
	严寒地区	一般地区			
稍湿的	MU10	MU10	MU7.5	MU30	M5
很湿的	MU15	MU10	MU7.5	MU30	M7.5
含水饱和的	MU20	MU15	MU10	MU40	M10

注: 1 在冬季室外计算温度 -10℃ 以下的地区, 砖的抗冻性能应满足有关规定。

2 在冻胀地区, 地面以下或防潮层以下的砌体, 当采用多孔砖时, 其孔洞应用水泥砂浆灌实; 当采用混凝土砌块时, 其孔洞应用不低于 Cb20 的混凝土灌实。

3 对安全等级为一级或设计使用年限大于 50 年的房屋, 表中材料的强度等级应至少提高一级。

3 承重墙梁计算高度范围内的砂浆强度等级不应低于 M10, 托梁的混凝土强度等级不应低于 C30。

4 网状配筋砌体的砂浆强度等级不应低于 M7.5。

5 砖砌体和钢筋混凝土面层或钢筋砂浆面层的组合砌体构件 (柱或墙), 面层为混凝土时宜为 C20, 面层为砂浆时不宜低于 M10, 砌筑砂浆不宜低于 M7.5。

6 底部框架抗震墙多层房屋过渡层砌筑砂浆不应低于 M7.5, 框架柱、抗震墙和托梁的混凝土强度等级不应低于 C30。

7 配筋砌块剪力墙、连梁的砂浆强度等级, 非抗震设防时, 不应低于 Mb7.5, 抗震设防时不低于 Mb10。

6.2 一般规定

6.2.1 砌体类型及结构体系

1 砌体类型

- 1) 无筋砌体 (墙、柱或壁柱)。
- 2) 配筋砖砌体包括:
 - ①网状配筋砖砌体 (柱、墙);
 - ②砖砌体和钢筋混凝土面层或钢筋砂浆面层组合墙砌体 (柱和墙);
 - ③砖砌体和混凝土构造柱组合砌体 (墙或柱);
 - ④混凝土构造柱及网状配筋组合砖砌体 (墙)。
- 3) 配筋混凝土砌块砌体 (墙、柱)。

2 砌体结构体系

- 1) 由不同砌体类型组成的砌体结构体系见表 6.2.1-1。

表 6.2.1-1 砌体结构体系 (房屋) 一览表

房屋类型	砌体类型		
	无筋砌体	配筋砖砌体	配筋混凝土砌块砌体
单层空旷房屋		✓	✓
一般多层房屋	✓	✓	✓
底框 (含框支墙梁) 多层房屋	✓ (砌体部分)	✓	✓
多排柱内框架多层房屋		✓	✓
高层房屋 (8~12 层)		✓	✓
高层房屋 (≥12 层)		✓	✓

2) 结构体系的适用范围。

①在静力或非抗震设防 (<6 度) 条件下, 当每种结构体系满足承载力、稳定和规定的变形要求, 即结构正常使用功能要求, 并同时具有较好的技术经济效果时, 除规范规定者外, 体系的适用高度、层数或跨度允许放宽, 见表 6.2.1-2。

②在有抗震设防要求条件下, 即在规定的地震作用下, 每种结构体系在适用范围内应能满足小震不坏、中震可修和大震不倒的设防标准, 其适用的高度、层数、层高、高宽比、跨度、抗震横墙间距, 以及砌体墙段的局部尺寸均应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 第 7.1.1 条~第 7.1.6 条、第 9.3.1 条~第 9.3.4 条、第 10.1.3 条、第 F1.1 条、第 F1.3 条的要求。

表 6.2.1-2 非抗震设防时砌体结构体系的适用范围 (建议)

结构体系	砌体类型	高度或跨度 (m)	层数或层高	高宽比
单层房屋	砖柱或砖壁柱	跨度 ≤ 15	柱顶高 ≤ 6.6m	
	组合砖柱 (含壁柱)	跨度 ≤ 18	柱顶高 ≤ 7.2m	
	配筋砌块柱 (含壁柱)	跨度 ≤ 24	柱顶高 ≤ 7.8m	
多层及高层房屋	无筋砌体墙	高度 ≤ 30	≤ 10 层	≤ 6
	混凝土组合墙 (加网状配筋)	高度 ≤ 42	≤ 14 层	
高层房屋	配筋砌块剪力墙	高度 ≤ 60	≤ 20 层	≤ 6

注: 1 表中单层房屋的跨越构件系按预应力混凝土双 T 屋面板考虑的, 见东北标办 DYG 2000—10 图集; 当采用其他轻型钢结构屋盖时其跨度或高度可不受此限制。

2 单层房屋宜设计成刚性或刚弹性方案房屋, 多层砌体房屋应设计成刚性方案房屋。

6.2.2 房屋的设计使用年限及安全等级

1 砌体结构房屋的设计使用年限和安全等级, 应根据结构使用功能要求和重要性程度确定, 并不应低于《建筑结构设计可靠度统一标准》GB 50068 的有关规定;

2 对一般砌体房屋可按使用年限 50 年和安全等级二级进行设计。

6.2.3 砌体结构的施工质量控制等级

1 设计时应与业主商定工程采用的施工质量控制等级，并应在工程设计图纸中加以说明。

2 《砌体结构设计规范》GB 50003 中的 B 级，即相当我国目前一般施工质量水平，当采用其他等级时，应对砌体的强度指标进行调整。

3 砌体施工质量控制等级应按《砌体工程施工质量验收规范》GB 50203 执行。砌体施工质量控制等级与砌体材料性能分项系数 r_f 的关系列于表 6.2.3。

表 6.2.3 砌体施工质量控制等级

项 目	施工质量控制等级及 r_f		
	A 级 $r_f = 1.5$	B 级 $r_f = 1.6$	C 级 $r_f = 1.8$
现场质量管理	制度健全，并严格执行；非施工方质量监督人员经常到现场，或现场设有常驻代表；施工方有在岗专业技术管理人员，人员齐全，并持证上岗	制度基本健全，并能执行；非施工方质量监督人员间断地到现场进行质量控制；施工方有在岗专业技术管理人员，并持证上岗	有制度；非施工方质量监督人员很少到现场进行质量控制；施工方有在岗专业技术管理人员
砂浆、混凝土强度	试块按规定制作，强度满足验收规定，离散性小	试块按规定制作，强度满足验收规定，离散性较小	试块强度满足验收规定，离散性大
砂浆拌合方式	机械拌合；配合比计量控制严格	机械拌合；配合比计量控制一般	机械或人工拌合；配合比计量控制较差
砌筑工人	中级工以上，其中高级工不少于 20%	高、中级工不少于 70%	初级工以上

6.2.4 基础选型的基本原则

1 应根据砌体结构体系、砌体房屋的结构特点、建筑功能要求、地域、场地、地基情况和施工条件等因素选择适合的基础类别和形式。

2 多层砌体房屋，当无地下室、地基较好、荷载不大时，宜优先选用墙下条形刚性基础或独立柱基础。当基础宽度较大时，宜采用钢筋混凝土扩展基础；当地基较差且较均匀时，则宜采用筏板基础。按抗震设防的底部框架—抗震墙房屋的抗震墙应采用条形基础、筏式或桩基。

3 高层配筋砌块剪力墙房屋，可视有无防水要求选择基础形式：

1) 当无防水要求，不论有无地下室，当地基较好时，宜优先选用交叉条形基础；

2) 当有防水要求，可选用筏板基础或箱形基础；

3) 高层建筑的地下室，当需设停车库、机房等较大空间时，也可采用筏板基础（在较高烈度如 8 度时，筏板柱距、板厚及抗侧力构件应符合有关规定）；

4) 有地下室的单独基础，基础底面至地下室地面的距离不宜小于 1m；

5) 不论选用何种基础，均应对地下室的外墙承载力进行验算。

4 不应在一个建筑结构单元选用不同的基础形式。

5 基础的设计原则和构造措施要求应按地基基础规范的有关规定执行。

6.3 楼（屋）盖结构设计要点

楼（屋）盖结构设计要点

1 钢筋混凝土楼（屋）盖的结构选型及设计可根据砌体结构体系按本措施第 5 章“楼（屋）盖结构与构造”的有关规定执行。

2 当采用现浇混凝土整体楼（屋）盖结构时，宜优先采用工业化的焊接钢筋网片。对现浇混凝土及叠合式或装配整体式混凝土楼（屋）盖结构的现浇混凝土部分，应根据《混凝土结构设计规范》的要求对温度、干缩应力较大的区域或部位配置足够的抗裂构造钢筋，或按本章 6.8 条的规定采取相应的抗裂措施。

3 在满足建筑结构功能要求的条件下，多层（含单层）砌体结构可根据具体情况采用木屋（楼）盖或轻钢屋盖，其结构造型、设计及构造要求，应符合本措施第 7 章有关的规定要求。

4 当采用木屋（楼）盖时应特别注意以下几点：

1) 结构及构件的防火措施，包括电线及易燃材料的防火保护，各种热源的隔绝等措施，并应符合相应防火等级的有关规定要求；对有较高要求的砌体结构宜设置防火报警系统；

2) 木楼（屋）盖应具有良好的防雨（水）、通风或排湿措施，对埋入或连接砌体的受力部分或部件应采取可靠的防潮和防腐措施；

3) 对可能有白蚁存在的地区，木楼（屋）盖尚应考虑防虫蛀的措施；

4) 抗震设防时，混凝土砌块多层房屋不宜采用木楼盖或木屋盖。

5 当采用轻型钢屋盖时应特别注意以下几点：

1) 轻型屋盖结构系为薄壁构件组成，其防火、防腐要求尤为重要，其防火、防腐措施可按本条第 4 款项 1)、2) 的规定采用；

2) 轻钢屋盖宜优先采用空间杆件结构系统。当采用由平面桁架和侧向支撑组成的屋盖系统时，其支撑结构应能确保屋盖结构的纵向稳定性；

3) 对拱型较大跨度的轻型屋盖，宜采用有拉杆的无推力体系。否则支座应考虑结构跨变引起的附加推力，此时砌体宜采用配筋砌体；主要受力杆件（压构）尚应考虑因屋面超载可能引起结构杆件失稳破坏的影响。

6.4 砌体房屋非抗震设计

6.4.1 结构选型及布置

1 应根据建筑功能要求，选择适合的砌体结构体系，见表 6.2.1-1。

2 结构方案应力求布置合理、受力明确，在满足建筑功能要求的同时，具有较好的整体刚度和稳定性，并注意便于施工、技术经济合理；对高层建筑，结构布置必须考虑有利于抵抗水平和竖向荷载，受力明确、传力直接，力争建筑体型简单、均匀对称，减少扭转影响。

3 单层房屋宜尽量布置为刚性方案，多层房屋应布置成刚性方案，并尽量采用相应的构造措施，根据砌体结构的特点，保证结构正常使用极限状态的要求。

4 多层及高层房屋各层结构布置宜力求一致，合理选择楼（屋）盖的类型；对底框和墙梁房屋的转换层、开间较大的中高层、高层建筑应选择平面内整体刚度较好的楼（屋）盖。

5 房屋高差及荷载相差悬殊时，应考虑设置沉降缝或采取其他构造措施。

6 房屋的长向布置，应首先根据砌体材料特点，使建筑物的长度满足《砌体结构设计规范》GB 50003 表 6.3.1 房屋伸缩缝最大间距的要求，或采取其他有效的构造措施。

7 房屋宜尽量布置山墙，伸缩缝处宜设置横墙，以满足结构刚性或刚弹性方案的要求。

6.4.2 房屋的计算要点

1 单层房屋、单层空旷房屋、多层房屋应根据楼（屋）盖类别和横墙间距，按《砌体结构设计规范》第 4.2.1 条至第 4.2.5 条的规定进行内力计算。

2 高层房屋在竖向和风荷载作用下，作为嵌固于地基的竖向悬臂构件，按弹性方法进行整体楼层弯矩、剪力、轴力及附加轴力的计算。

3 楼层弯矩、剪力可按层间墙段的等效抗侧刚度进行分配。

4 高层房屋的内力分析方法见本措施第 6.7.4 条。

6.4.3 砌体结构构件的计算要点

1 砌体的强度设计值的调整。

1) 应根据《砌体结构设计规范》第 3.2.3 条的规定对各类砌体的强度设计值乘以调整系数 γ_a ;

2) 所有小截面构件和水泥砂浆的调整系数均为对无筋砌体和配筋砌体中无筋砌体部分的砌体强度的调整;

3) 当施工质量控制等级为 A 级时, γ_a 为 1.05, C 级时为 0.89, 配筋砌体不允许采用 C 级;

4) 如同时遇有上述的多种情况时, 应将各调整系数相应连乘。

2 砌体构件按承载力极限状态设计时, 应按《砌体结构设计规范》第 4.1.5 条考虑荷载效应的最不利组合。

3 构件的计算简图。

1) 应根据《砌体结构设计规范》第 4.2 节确定房屋的静力计算方案和相应的计算简图;

2) 应根据《砌体结构设计规范》第 5.1.3 条、第 5.1.4 条确定受力构件的计算高度 H_0 , 配筋砌块剪力墙构件的 H_0 可取构件高度 H ;

3) 墙高 H 的计算可按下列规定采用:

①底层外墙自首层板顶至下端支点的距离, 下端支点可取基础顶面, 当埋置较深时可取室外地坪下 500mm, 如有管沟时, 则算至管沟底;

②底层内墙, 当内墙两侧为厚度不小于 100mm 厚混凝土刚性地面时, 则按楼层高度计算。如有管沟时, 当地沟盖板上为混凝土垫层时, 仍可按楼层高度计算, 否则应算至管沟底; 其他情况应按本项 ①的规定确定;

③楼层按楼层高度计算;

④顶层如为坡屋顶, 层高算至山墙平均高度;

⑤单层空旷房屋, 外墙高度自大梁底 (或屋架端支点) 算至基础顶面, 或当埋置较深时可取室外地坪下 500mm, 或外墙管沟底, 计算稳定时应自梁顶面的板底算;

⑥当预制板与外墙方向平行, 且相邻两横墙间距 $S \geq \mu_1 \mu_2 [\beta] h$ 时 (《砌体结构设计规范》第 6.1.1 条), 如在构造上采取措施 (于预制板侧设间距不大于 1.2m, $\phi 10$ 钢筋与板边圈梁拉结), 加强外墙与预制板的拉结, 此时计算高度仍可按上述 ① ~ ③ 的规定采用。

4 带壁柱墙、丁字墙及转角墙计算规定。

1) 考虑翼墙共同工作的带壁柱墙、丁字墙和转角墙的连接应满足本措施第 6.5.1 第 5 款的规定。当在交接处设置混凝土构造柱时应按规定设置马牙槎和水平拉结钢筋;

2) 带壁柱墙、丁字墙和转角墙的翼墙计算宽度 b_f 应按《砌体结构设计规范》第 4.2.8、4.2.9 条的规定采用;

3) 作用于墙体交接处的集中荷载向下传递和分布可按下列规定:

①对本层时集中荷载在翼墙上的分布长度可按本款 2) 的规定采用;

②上层传至本层或本层传至下一层时, 可按分布在有效截面上的均布荷载计算;

③当集中荷载为挑梁, 挑梁下本层翼墙分担的部分: 当翼墙宽度与墙高比 b_f/H 分别为 1/3、1/2 和 1 时, 翼墙分担的集中荷载分别不宜大于 10%、20% 和 35%;

4) 转角墙可根据受力情况按单向偏心受压或双向偏心受压构件进行承载力计算。

5 计算中必须注意以下五点:

1) 无筋砌体 (含网状配筋砌体) 受压构件, 当偏心受压时, 偏心距 e 不应大于 $0.6y$; 当双偏压时, 每个方向的偏心距 e_x (e_y) 不宜大于 $0.5x$ 或 $0.5y$ 。当不满足上述要求时, 应采用配筋砌体构件;

2) 注意短墙、墙垛等砌体截面较小部位的承载力验算以及因局部预埋管线、孔洞引起的截面削弱

影响；

3) 房屋有单边走廊、阳台等悬挑结构时，应考虑其对房屋内力及变形的不利影响；

4) 房屋的挑廊、阳台、雨篷、天沟等悬挑结构的抗倾覆要求和悬挑梁下支承面处砌体的局部受压承载力计算；

5) 跨度较大的钢筋混凝土楼盖梁的支座伸入壁柱中较长，或楼盖梁、板伸入墙体全厚并与梁垫（圈梁）整浇时，梁下墙体尚应按《砌体结构设计规范》第4.2.5条第4款的规定考虑梁上墙体产生的附加约束弯矩。

6 多层砌体房屋的下列建筑部位应注意验算墙体的稳定性：

- 1) 顶层楼梯间的墙体；
- 2) 当楼板侧边未伸入外纵墙或无拉结的外墙；
- 3) 较高或较长的隔墙；
- 4) 较高或较长的半砖墙；
- 5) 宽度较小的窗间墙；
- 6) 开孔较大的承重墙体；
- 7) 嵌固悬挑构件（如阳台、雨篷、挑檐等）上的墙体；
- 8) 纵横跨交接处的悬墙；
- 9) 较高而无拉结的女儿墙。

7 无筋砌体构件的承载力计算，应按《砌体结构设计规范》第5章的有关条文执行。配筋砖砌体构件的设计，应按《砌体结构设计规范》第8章的有关条文执行。配筋砌块砌体构件的设计应按《砌体结构设计规范》第9章的有关条文执行。

6.5 结构构件及构造要求

6.5.1 砌体墙和柱

1 截面尺寸要求

1) 承重独立砖柱的截面尺寸，不得小于 $240\text{mm} \times 370\text{mm}$ ，应尽量避免采用 $370\text{mm} \times 370\text{mm}$ 截面，否则应在施工图中注明，不得采用柱芯填砌半块砖的包心砌法；当柱截面超过 $490\text{mm} \times 490\text{mm}$ 时，宜采用组合砖柱、配筋砌块柱或钢筋混凝土柱；

2) 承重独立砌块柱的截面尺寸不宜小于 $390\text{mm} \times 390\text{mm}$ ，并应全部用灌孔混凝土灌实；

3) 毛石砌体墙厚不宜小于 350mm ，毛料石柱较小边长不宜小于 400mm 。当有振动荷载或抗震设防要求时，墙、柱不宜采用毛石砌体；

4) 承重砌体墙的厚度不应小于 190mm ，墙段的长度不应小于 490mm ，对砌块墙不宜小于 600mm 。

2 梁下墙体设置壁柱或构造柱条件

1) 对 240mm 厚墙，当梁跨大于 6.0m 时；

2) 对 180mm 厚墙，当梁跨大于 4.8m 时；

3) 对砌块、料石墙，当梁跨大于 4.8m 时；

4) 壁柱的截面尺寸尚应满足独立柱的要求；梁下构造柱尚应满足第6.5.3条的有关规定。

3 梁端墙体设置垫块或垫梁的条件

1) 对砖砌体，当梁跨大于 4.8m 时；

2) 对砌块和料石砌体，当梁跨大于 4.2m 时；

3) 对毛石砌体，当梁跨大于 3.9m 时；

4) 梁端垫块应满足下列要求：

①可采用预制或梁端现浇的刚性垫块，垫块的截面尺寸应按计算确定，但垫块的厚度不宜小于

180mm，每侧挑出的长度不宜大于垫块的厚度；

②垫块混凝土强度不宜低于 C20，垫块应配置双层焊接钢筋网片，总配筋率不应小于垫块体积的 0.5%；

③位于柱顶的垫块，其截面尺寸必须覆盖整个柱截面；

④当圈梁与垫块相遇时应浇成整体。

5) 为减少梁端支承压压力对墙、柱的偏心距，可采取下列措施：

①对跨度较大的屋架、梁或吊车梁及跨度大于 12m 的预应力空心板、双 T 形板，在砌体截面形心的垫块或垫梁顶面预埋锚固件，并与屋架或梁可靠连接；

②对 6m 以上的梁可采用纠偏的带缺口的垫块。

4 墙与楼（屋）盖板的连接

1) 预制混凝土板的支承长度，在墙上不宜小于 100mm；

2) 在混凝土圈梁上不宜小于 80mm；

3) 当利用板端伸出钢筋拉结和安装后浇灌混凝土时，其支承长度可取 40mm，但板端缝宽不宜小于 80mm，并用不低于 C20 的混凝土灌实；

4) 板支座处应座浆找平，跨度较大的板，如大跨度预应力空心板，宜采用专用塑胶垫片（图 6.5.1-1）；

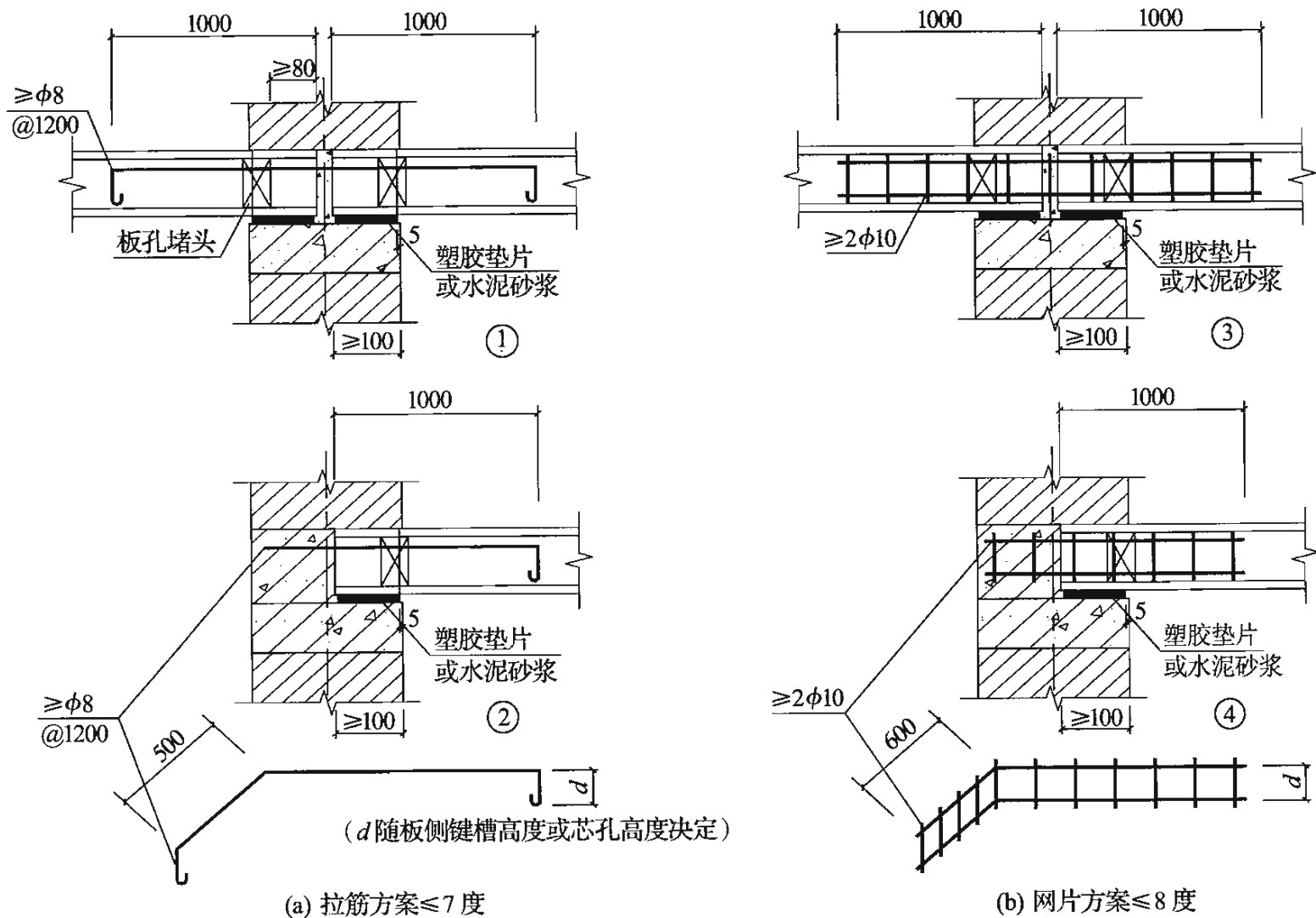


图 6.5.1-1 大跨度预应力空心板支座处理举例

5) 为加强预制板与墙体的整体性，宜在板缝内设置钢筋或钢筋网片，钢筋直径不小于 $\phi 8$ ，其伸过支座每侧的长度不宜小于 1000mm，或符合有关标准图的要求，此时板缝宽度不宜小于 40mm，并用不低于 C20 微膨胀细石混凝土灌缝；

6) 现浇楼板的支承长度不宜小于 120mm；

7) 混凝土砌块墙体的下列部位，当未设圈梁或混凝土垫块时，应采用不低于 C20 的混凝土将孔洞灌实：

①格栅、檩条和混凝土板的支承面下，高度不应小于 200mm 的砌体；

②屋架、梁等构件的支承面下，高度不应小于 600mm，长度不应小于 600mm 的砌体；

③挑梁支承面下，距墙中心每边不应小于 300mm，高度不应小于 600mm 的砌体。

5 墙体间的连接要求

1) 墙体转角、T 字或十字交接处应同时砌筑。混凝土砌块砌体尚应在上列部位设置拉结网片，网片从交接处伸入每侧墙体的长度非抗震时不小于 600mm，抗震设防时不小于 1000mm，竖向间距不宜大于 400mm。当不能同时砌筑又必须留置临时间断处，应砌成斜槎。斜槎长度不应小于高度的 2/3。如留斜槎有困难时，砖砌体可做成齿形直槎，但应设置 $\phi 4 \sim \phi 6$ 钢筋或焊钢筋网，竖向间距不大于 500mm，锚入竖槎两边墙体的长度非抗震时不小于 500mm，抗震时不小于 1000mm，砌块砌体不允许留直槎；

2) 砌块墙体应分皮错缝搭砌，上下皮搭接长度不应小于 90mm。当搭砌长度不满足上述要求时，应在水平灰缝内设置不少于 $2\phi 4$ 的焊接钢筋网片（网片横向钢筋的间距不应大于 200mm），网片每端均应超过该垂直缝，其长度不应小于 300mm；

3) 砌块墙与后砌隔墙交接处，应沿墙高每 400mm 在水平灰缝内设置不少于 $2\phi 4$ 、横筋间距不大于 200mm 的焊接钢筋网片（图 6.5.1-2）。

6 砌体中留槽洞和埋设管线的要求

1) 应在施工图中注明相关槽洞的位置、标高及截面尺寸，交待施工要求，避免竣工后凿槽打洞；

2) 不应在宽度小于 500mm 的承重墙小墙段及壁柱的砌体内埋设管线；

3) 墙体中需设置竖向暗管时，应在施工时预留槽，槽深和宽度不宜大于 $120\text{mm} \times 120\text{mm}$ ，槽洞距墙端的距离不应小于 370mm，管道安装后应用不低于 C15 的细石混凝土或不低于 M10 的水泥砂浆填嵌密实。当槽的平面尺寸大于 $120\text{mm} \times 120\text{mm}$ 时，应对墙身削弱部位补强。如在槽洞两侧增设有相互拉结的钢筋网混凝土面层或钢筋砂浆面层；

4) 混凝土砌块墙体，当受力较小或未灌孔的部位，允许在竖向孔洞中设置管线；

5) 在墙体中水平或斜向埋设管槽的规定。

①混凝土砌块墙体和 190mm 厚的多孔砖墙不允许在墙面水平或斜向预先埋设管线或预留沟槽；

②对其他砖砌体，也宜尽量避免沿墙面水平或斜向穿行暗管线或预留沟槽，当无法避免时，对 240mm 和 370mm 墙，沟槽深度不应大于 15mm 和 20mm，沟槽距洞边的距离不应小于 500mm，沟槽之间的距离不应小于最长沟槽长度的 2 倍，沟槽只允许在墙的一侧留槽，并应设置在楼层之上或之下的 1/8 范围内；超出上述规定时，应采取必要的加强措施，或按削弱后的截面验算墙体的承载力；

6) 宜尽量避免管道穿墙垛、壁柱，确实需要时，应采用带孔的 C20 混凝土块预埋；

7) 墙体中预留的电器开关箱，消防栓箱等洞口宜选择在受力较小的墙段，否则应进行承载力验算或采取加强措施；

8) 当门洞大于等于 2.0m 时，对砖砌体时宜在洞口设置钢筋混凝土门框或壁柱，对砌块砌体应在洞边的 1~2 个孔中设置钢筋混凝土芯柱。当该墙为刚性或刚弹性房屋的横墙时，其洞口宽度不宜大于墙长的 1/2。

7 骨架房屋的填充墙及围护墙

1) 通常作为自承重墙的骨架房屋的填充墙及围护墙，除满足稳定和自承重外，尚应考虑下列荷载

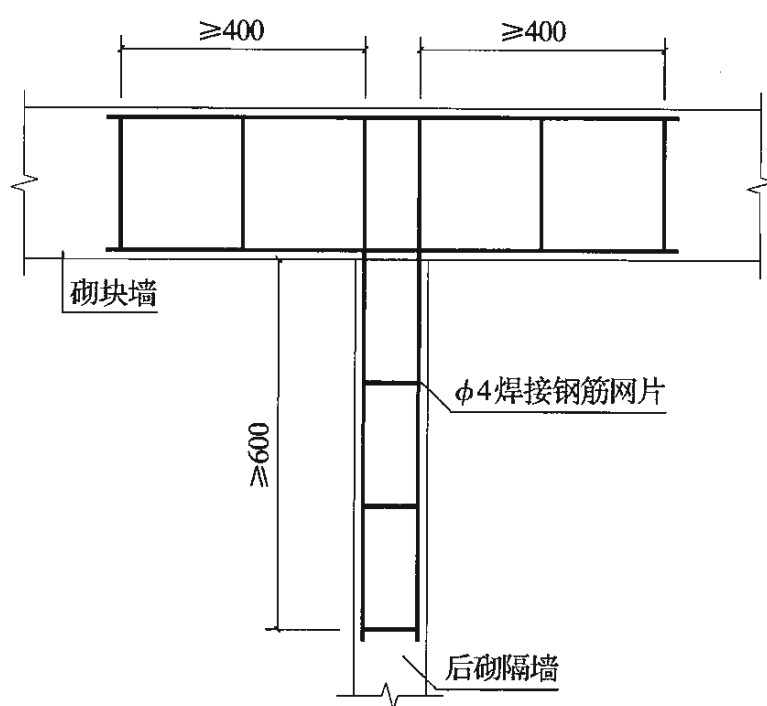


图 6.5.1-2 砌块墙与后砌隔墙交接处钢筋网片

或作用，以及使用功能：

①水平风荷载或地震作用；

②可能的侧向推力或冲击荷载、吊挂荷载；

③骨架或砌体变形引起的约束作用或变形积累产生的过载。这是引起骨架结构或填充墙开裂或破坏的重要原因；

④围护墙应满足防护要求，隔墙应满足隔声及防火要求；

⑤围护墙、隔墙应尽量采用轻质高强材料，砌体强度等级，砌块、空心砖不应低于 MU5.0，砂浆不宜低于 M5.0。

2) 骨架与填充墙或围护墙的连接可根据具体情况采用：

①柔性连接、半柔性或半刚性连接、刚性连接；

②对可能有振动或需抗震设防的骨架或结构的填充墙及围护墙宜优先采用柔性连接或半柔性连接；

③对刚度较小的梁（含挑梁）下的填充墙应设计成柔性连接，并宜在梁底与墙顶之间预留缝隙或设置弹性压缩层（图 6.5.1-3）；

④墙体应视具体情况采用预留钢筋网片或钢筋、水平系梁、圈梁、构造柱等与主体结构可靠的拉结（图 6.5.1-4）；

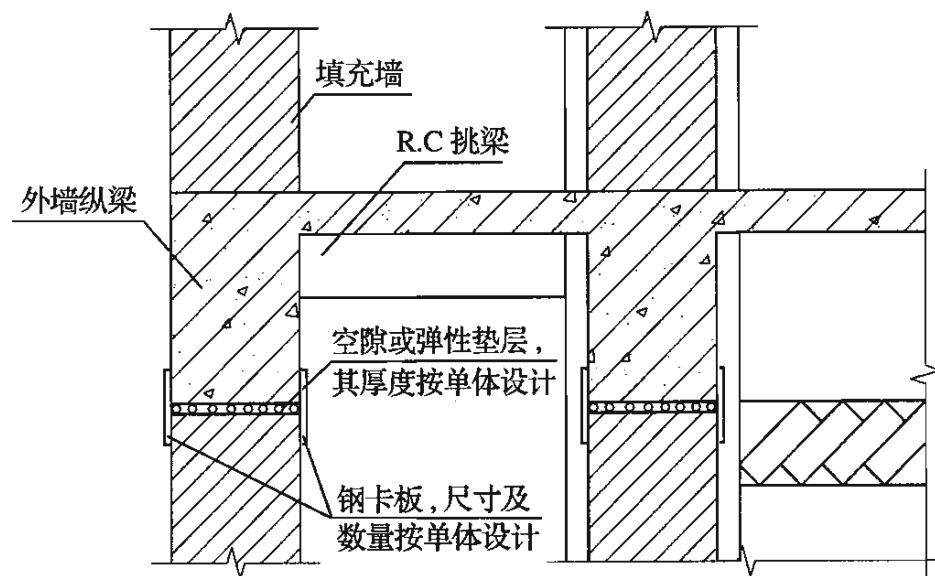


图 6.5.1-3 悬挑外廊填充墙脱开示意图

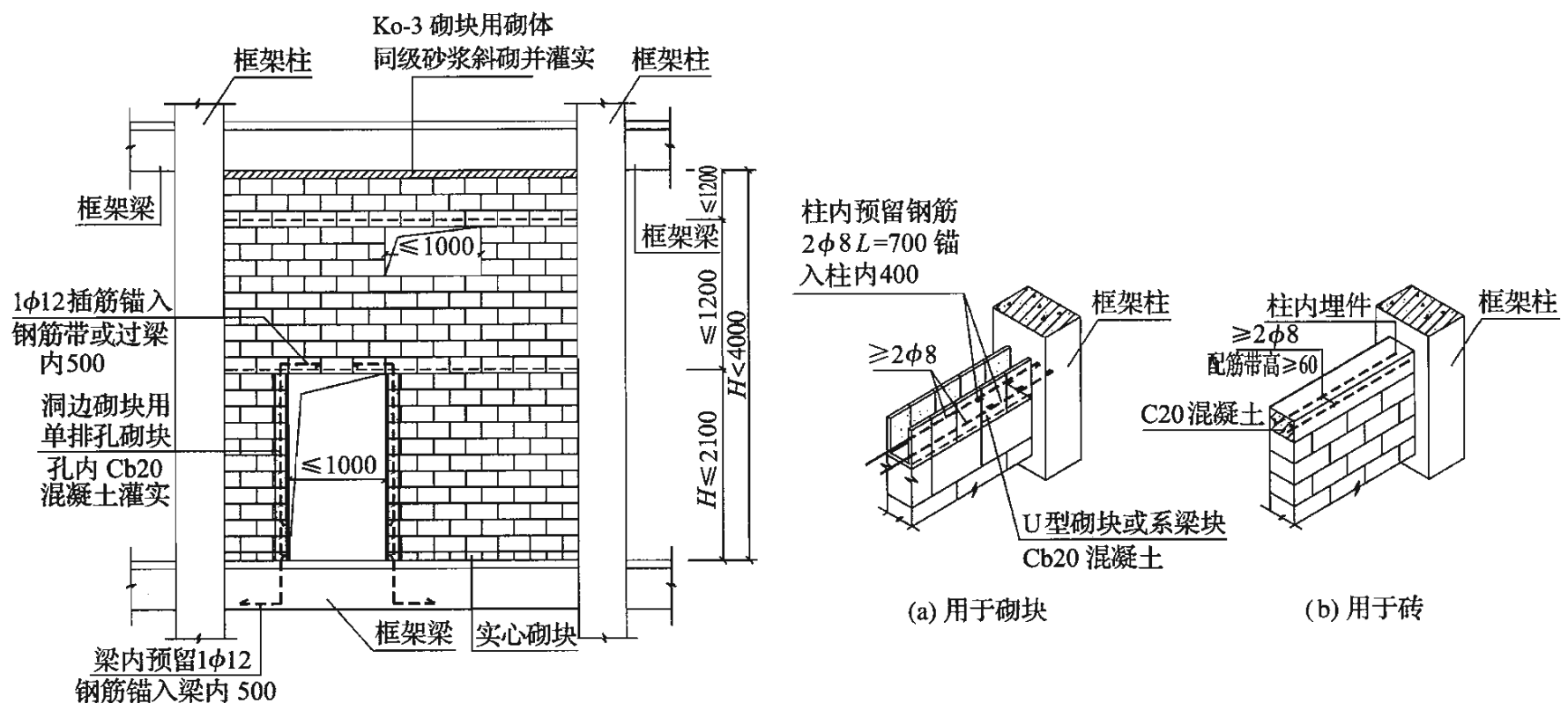


图 6.5.1-4 带洞口填充拉结钢筋布置示例

⑤骨架与砌体交接处的表面缝隙应用钢丝网水泥抹灰或耐碱玻璃布聚合物粘结层等弹性防护材料处理,以防开裂。

6.5.2 圈梁

1 设置原则

1) 应根据结构体系或房屋类别,房屋的长度、高度、开间、墙体类别、墙体高厚比、风荷载、地质条件、整体刚度以及振动设备等因素,在墙体中设置现浇钢筋混凝土圈梁,并应与门窗过梁等统一考虑。

2) 空旷单层房屋(如影剧院、礼堂、仓库、食堂等)。

①砖砌体房屋。当檐口标高为5~8m时,应在檐口标高处设置圈梁一道,檐口标高大于8m时,应在门窗洞顶处增设;对软土地基尚应在基础顶面增设一道圈梁;

②砌块及料石砌体房屋。当檐口标高4~5m时,应在檐口标高处设置圈梁一道,檐口标高大于5m时,应在门窗洞顶处增设;对软土地基尚应在基础顶面增设一道圈梁;

③有较大振动设备的砌体房屋。应在檐口或窗顶标高处及吊车轨顶标高处设置圈梁;对软土地基尚应在基础顶面增设一道圈梁;

④单层房屋可结合基础梁、连系梁、过梁等情况设置圈梁。

3) 多层砌体民用房屋(如宿舍、办公、住宅等)。

①当层数为3~4层时,应在底层和檐口标高处设置圈梁一道;当层数超过4层时,应至少在所有纵横墙上隔层设置圈梁;对软土地基尚应在基础顶面和其他楼层或门窗洞口顶标高增设;

②设置墙梁的多层房屋,应在托梁、墙梁顶面和檐口标高处设置圈梁,其他楼层处应在所有纵横墙上每层设置圈梁;

③对现浇或装配整体式楼(屋)盖的多层砌体房屋,当层数超过5层时,除在檐口标高处设置一道圈梁外,可隔层设置圈梁,并与楼(屋)盖一起现浇。未设置圈梁的楼面板嵌入墙内长度不应小于120mm,并沿墙长配置不小于 $2\phi 10$ 的纵向钢筋。

4) 高层配筋砌体房屋。应在所有楼层(含楼盖)所有纵横墙上设置圈梁。

5) 处于软弱土、膨胀土、湿陷性黄土和土层不均匀的地基上的房屋尚应满足相应规范、规程的有关规定增设圈梁的要求。

2 构造要求

1) 圈梁宜连续地设置在同一水平面上,并形成封闭状。当圈梁被门窗洞口截断时,应在洞口上部增设相同截面的附加圈梁。附加圈梁与圈梁的搭接长度不应小于 $2H$,且不得小于1m(图6.5.2-1),当其垂直间距小于500mm时,圈梁也可沿洞口两侧垂直拐弯与过梁连成框架,并增设连接构造钢筋(图6.5.2-2);

2) 圈梁宜与楼(屋)盖设在同一标高处或紧靠预制板底;

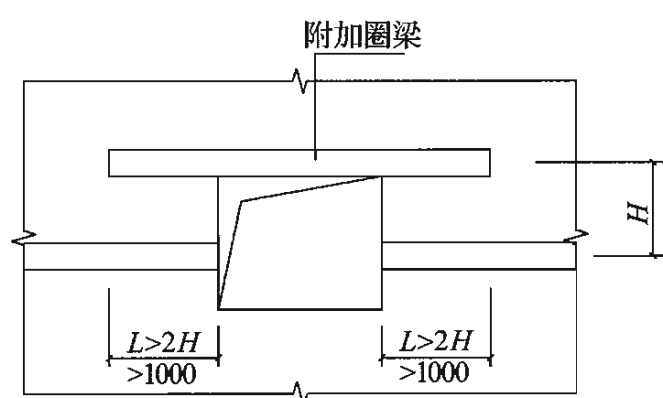


图 6.5.2-1 附加圈梁

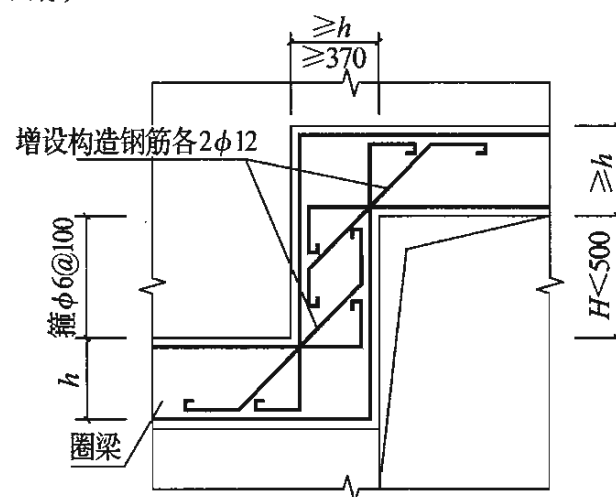


图 6.5.2-2 圈梁拐弯处构造

3) 纵横墙交接处的圈梁应有可靠的连接 (图 6.5.2-3)。刚弹性和弹性房屋圈梁应与屋架、大梁等构件可靠连接;

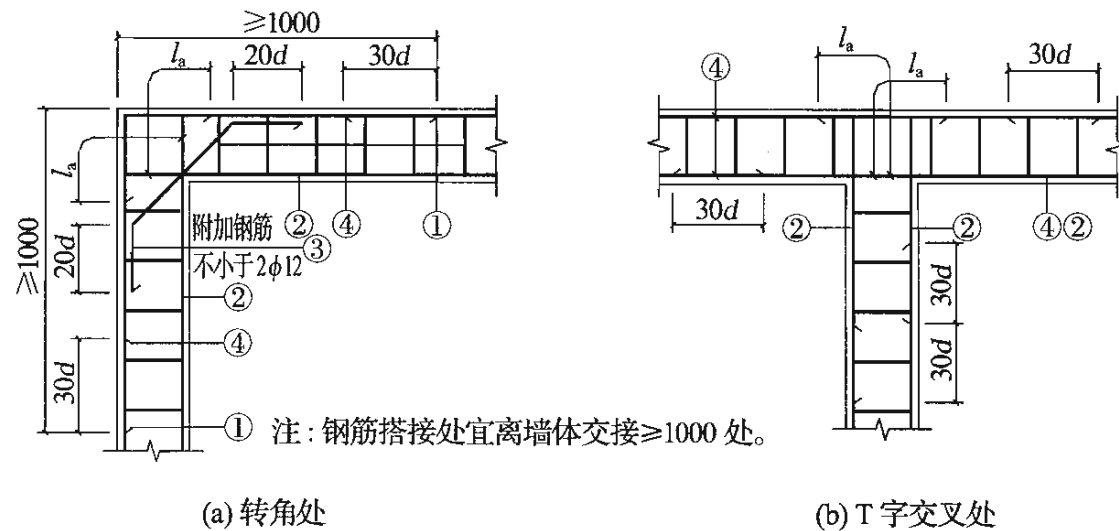


图 6.5.2-3 圈梁连接构造

4) 当圈梁被钢筋混凝土梁或其他构件隔断时, 可与梁或其他构件同时现浇, 也可在梁或其他构件中预埋搭接钢筋, 每边搭接长度不小于 $30d$;

5) 圈梁做过梁时, 过梁部分的钢筋应按计算用量另行增配;

6) 刚性方案房屋, 圈梁应与横墙连接, 并沿横墙设置贯通圈梁, 其间距不应大于《砌体结构设计规范》表 4.2.1 规定的相应横墙间距 s 。刚弹性和弹性方案房屋, 圈梁应与屋架、大梁等构件可靠连接。

7) 圈梁截面及配筋要求:

①对混凝土砌块建筑, 圈梁宽度不小于墙厚, 圈梁高度宜为块高的倍数也不宜小于 200mm , 纵筋多层时不少于 $4\phi 10$, 高层时不少于 $4\phi 12$, 绑扎接头长度不小于 $30d$ 和 300mm , 箍筋多层时 $\phi 6@300$, 高层时 $\phi 6@200$;

②对砖砌体建筑, 圈梁宽度宜为墙厚, 当墙厚 $h > 240\text{mm}$ 时, 其宽度不宜小于 $2h/3$ 。圈梁高度多层时不应小于 120mm , 墙梁房屋的顶梁大于等于 8 层时, 不宜小于 180mm , 纵向配筋不应少于 $4\phi 10$, 绑扎接头的搭接长度不小于 $30d$, 箍筋多层时 $\phi 6@300$, 大于等于 8 层时 $\phi 6@200$ 。

3 抗震设防时圈梁的布置及构造要求应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 7.3.3 条、第 7.3.4 条的有关规定。

6.5.3 构造柱

1 设置原则

1) 应根据砌体结构体系、砌体类型、结构或构件的受力或稳定要求, 以及其他功能或构造要求, 在墙体中的规定部位设置现浇混凝土构造柱;

2) 对大开间荷载较大或层高较高以及层数大于等于 8 层的砌体房屋宜按下列要求设置构造柱:

①墙体的两端;

②较大洞口的两侧;

③房屋纵横墙交接处;

④构造柱的间距, 当按组合墙考虑构造柱受力时, 或考虑构造柱提高墙体的稳定性时, 其间距不宜大于 4m , 其他情况下不宜大于墙高的 $1.5 \sim 2$ 倍及 6m , 或按有关规范的规定执行;

⑤构造柱应与圈梁有可靠的连接。

3) 下列情况宜设置构造柱:

①受力或稳定性不足的小墙垛;

②跨度较大的梁下墙体的厚度受限制时, 在梁下设置构造柱;

③墙体高厚比较大 (如自承重墙) 或风荷载较大时, 可在墙的适当部位设置构造柱, 以形成“带壁柱”的墙体满足高厚比和承载力要求。此时构造柱的间距不宜大于 4m , 构造柱沿高度横向支点的距

离与构造柱截面宽度之比不宜大于 30，构造柱的配筋应满足水平受力的要求。

2 构造要求

1) 构造柱的截面宽度宜为墙厚，且不应小于 180mm，沿墙长方向的尺寸视砌体类别和所在房屋墙体中的部位，一般不宜小于 240mm，边柱、角柱的截面宜适当加大；

2) 构造柱的纵向钢筋，对中柱不宜少于 $4\phi 12$ ，对边柱、角柱不宜少于 $4\phi 14$ 。构造柱的纵向钢筋直径也不宜大于 16mm；构造柱的箍筋，一般部位宜采用 $\phi 6@200$ ，楼层上下 500mm 范围内宜采用 $\phi 6@100$ 。构造柱与圈梁连接处，构造柱的纵向钢筋应穿过圈梁，保证构造柱纵筋上下贯通，构造柱纵筋应在基础梁或深入室外地坪以下 500mm 的墙体混凝土中锚固，并应符合受拉钢筋的锚固要求；

3) 构造柱与墙体连接处砌成马牙槎，并应沿墙高每隔 500mm 设置 $2\phi 6$ 拉结钢筋，每边伸入墙内不宜小于 600mm（非抗震）和 1000mm（抗震设防）；

4) 构造柱的施工程序应为先砌墙后浇混凝土构造柱。

3 地震区砌体房屋构造柱的设置尚应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 7.3.1 条、第 7.3.2 条的有关规定。

6.5.4 钢筋混凝土芯柱

1 设置原则

1) 应根据砌块结构体系、结构和构件的受力或构造要求，在砌块墙体中规定的位置设置钢筋混凝土芯柱；

2) 应在纵横墙交接处每侧 600mm 范围的孔洞内，根据房屋高度或层数、受力情况以及所处的位置，按下述情况设置钢筋混凝土芯柱：

①在外墙转角处为 3~5 个；

②在丁字墙处为 4~7 个；

③在十字墙处为 5~9 个。

3) 在孔洞每侧可按下列情况布置芯柱：

①对多层房屋为 1~2 个；

②对荷载较大、孔洞较大或高层砌块房屋，宜在洞边 600mm 范围内设置芯柱。

4) 芯柱的间距：

①多层房屋不宜大于 2000mm；

②高层房屋不宜大于 600mm。

5) 芯柱布置范围示意图见图 6.5.4。

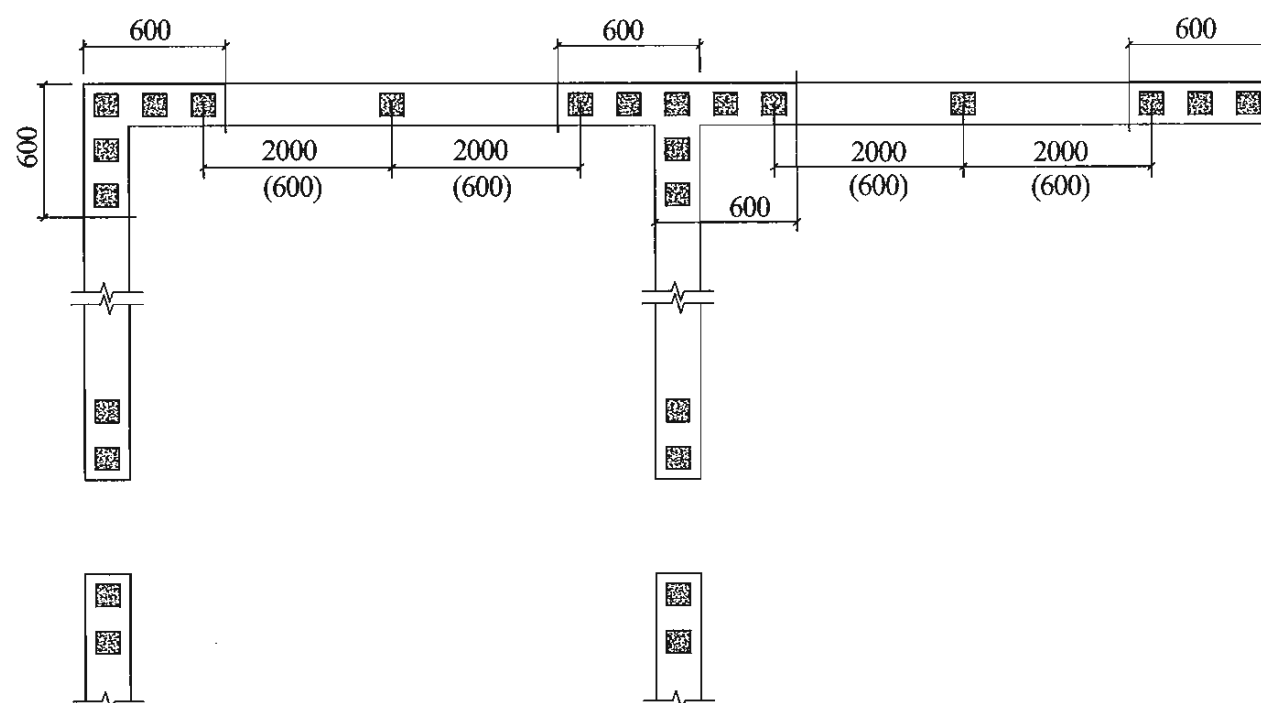


图 6.5.4 砌块房屋墙身芯柱布置范围

2 构造要求

1) 芯柱应沿纵向贯通楼层, 芯柱的截面不宜小于 $120\text{mm} \times 120\text{mm}$ 或 $140\text{mm} \times 100\text{mm}$;

2) 芯柱中的钢筋应按下列规定设置:

①一般情况下, 芯柱中可只设 1 根钢筋;

②多层砌块房屋芯柱钢筋直径不宜小于 $\phi 12$, 也不宜大于 $\phi 16$;

③高层砌块房屋芯柱钢筋不应小于 $\phi 12$, 也不宜大于 $\phi 22$;

④芯柱钢筋宜在楼层间沿纵向连续布置, 钢筋的横向支点间的最大距离不宜大于 $250d$ (d 为钢筋直径);

⑤芯柱钢筋应在基础和顶层圈梁锚固, 并在楼层处进行搭接, 其锚固、搭接长度应满足受拉钢筋的要求, 且不宜小于 $35d$ 及 500mm 。地震区尚应符合抗震规范的规定。

6.5.5 夹心墙

1 夹心墙的构造原理

1) 夹心墙是集承重、保温和装饰于一体的一种墙体, 特别适用于寒冷和严寒地区的建筑外墙;

2) 夹心墙承受的荷载:

①每叶墙单独承受作用其上的竖向荷载, 即不考虑荷载的相互分配;

②由夹心墙支承的水平构件 (如梁、板) 产生的重力荷载, 应由距该构件中心最近的叶墙承受; 绕夹心墙平面外方向的弯矩, 应按每个叶墙的相对刚度进行分配;

③平行于夹心墙平面的荷载, 仅应由受荷载的叶墙承受, 不考虑叶墙间的应力传递;

④横向作用于夹心墙平面的荷载, 应按所有叶墙的抗弯刚度进行分配;

⑤夹心墙设计应考虑叶墙间变形产生的不利影响 (图 6.5.5-2)。

3) 夹心墙的有效厚度:

①当夹心墙的两叶墙均受轴向荷载时, 每叶墙的有效厚度即为其单叶墙的厚度;

②当仅一个叶墙受轴向荷载时夹心墙的有效厚度, 取各叶墙厚度的平方和的开方。

4) 拉结件 (筋) 的作用及保护:

①拉结件应具有足够的长度, 以连接 (咬合) 所有墙片, 拉结件在叶墙上的部分应全部埋入砂浆或混凝土中。拉结件的端部应弯折 90° , 其弯折端的长度不小于 50mm 。在叶墙间未埋入砂浆或混凝土中的拉结件, 应为每端咬合于每个叶墙的单构件;

②拉结件 (筋) 应沿竖向交错布置, 并能将横向荷载从一叶墙传到另一叶墙;

③拉结件或网片应做防腐处理;

④拉结件和灰缝钢筋的保护层, 其最小保护层厚度不小于 16mm , 墙体和灰缝钢筋间的砂浆或混凝土厚度不小于 3mm 。对安全等级为一级或设计使用年限大于 50 年的房屋, 夹心墙叶墙间宜采用不锈钢拉结件。

5) 夹心墙的横向支承:

①夹心墙的横向支承可由交叉墙、墙、壁柱提供; 当竖向跨越时, 可由楼盖、梁或屋盖提供。当以梁为横向支承时, 梁的跨度不应大于其受压截面最小宽度的 32 倍;

②夹心墙的横向支承间距, 在设防烈度小于等于 6 度、7 度和 8 度时, 分别不宜大于 9m 、 6m 和 3m (图 6.5.5-1)。

2 夹心墙的构造要求

1) 应采用高效保温、难燃、憎水材料, 夹心墙夹层的厚度不宜大于 100mm ;

2) 夹心墙外叶墙块体的强度等级不应低于 MU10;

3) 夹心墙拉结件 (筋) 的布置要求:

①当采用环形拉结件时, 钢筋直径不应小于 4mm , 当为 Z 形拉结件时, 钢筋直径不应小于 6mm 。拉结件应沿竖向梅花型布置, 拉结件的水平 and 竖向最大间距分别不宜大于 800mm 和 600mm ; 对有振动或有抗震设防要求时, 其水平和竖向最大间距分别不宜大于 800mm 和 400mm ;

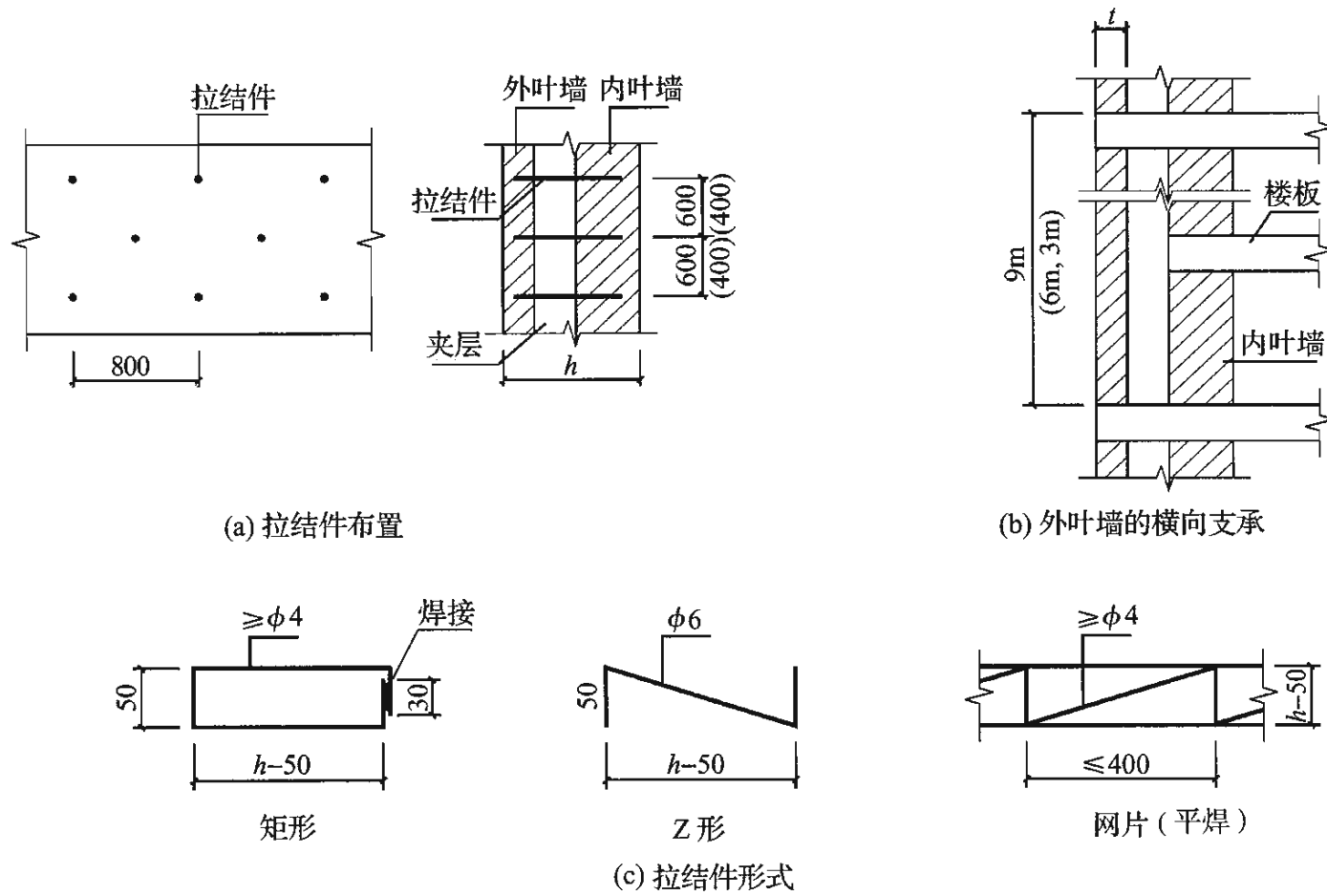


图 6.5.5-1 夹心墙结构构造

②当采用焊接（不允许绑扎）钢筋网片做拉结件时，网片横向钢筋的直径不应小于4mm，其间距不应大于400mm，网片钢筋直径大于4mm时应采用平焊；网片的竖向间距不宜大于600mm，对有振动或有抗震设防要求时，不宜大于400mm；

③拉结件在叶墙上的搁置长度，不应小于叶墙厚度的2/3，并不应小于60mm；

④门窗洞口周边300mm范围内应附加间距不大于600mm的拉结件。

4) 夹心墙横向支承圈梁宜采用节能构造见图6.5.5-2。

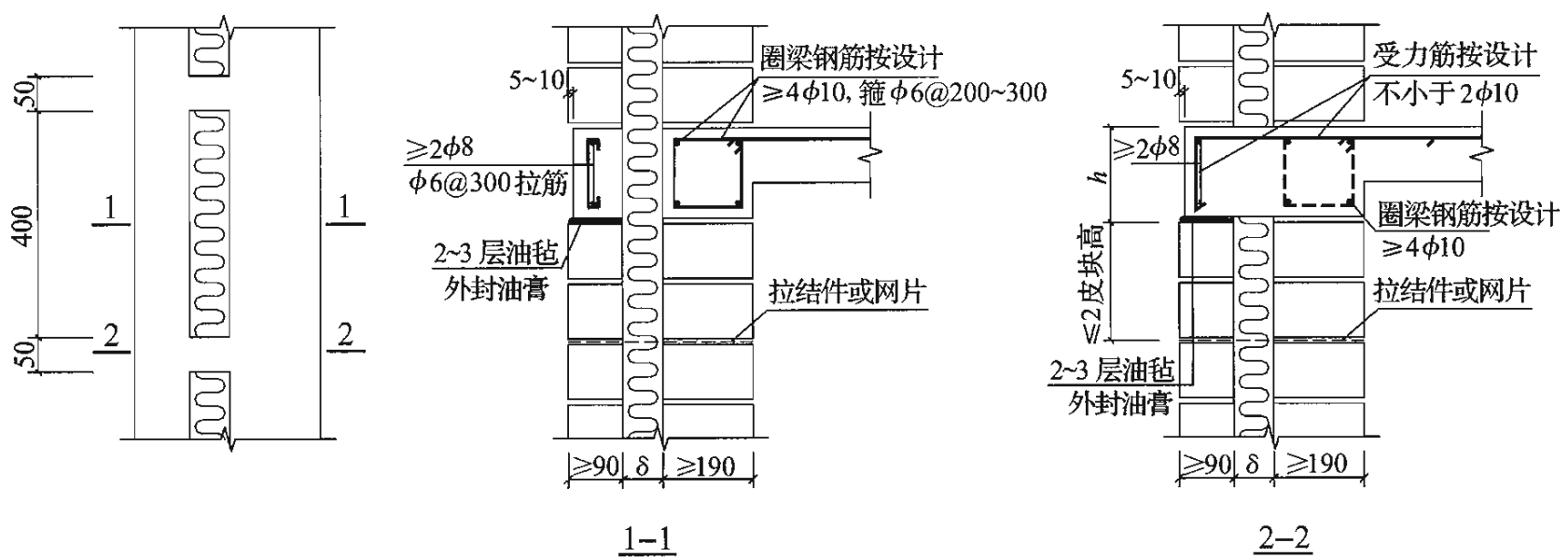


图 6.5.5-2 夹心墙节能构造

6.5.6 过梁

1 砖砌过梁

1) 钢筋砖过梁和砖砌平拱的跨度不应大于1.5m和1.2m；

2) 房屋两端不宜采用无筋砖过梁，房屋的主要出入口、楼梯间等处不宜采用砖砌平拱和砖弧拱；

3) 砖砌平拱应用竖砖砌筑, 高度不应小于 240mm, 砌入支座不应小于 240mm;

4) 钢筋砖过梁底面的砂浆处的钢筋直径不宜小于 6mm, 间距不大于 120mm, 伸入支座砌体的长度不应小于 240mm (抗震时为 370mm), 砂浆层厚度不应小于 30mm。

2 钢筋混凝土或配筋砌块砌体过梁

在遇到下列情况之一时, 应采用钢筋混凝土或配筋砌体过梁:

1) 紧靠近外纵、横墙的洞口处;

2) 外廊式走道端头的洞口处;

3) 承受楼板、屋面板荷载而洞口上部砌体高度小于洞口跨度 1/2 时;

4) 有可能产生不均匀沉陷的房屋时;

5) 有较大的振动荷载时;

6) 门窗洞口宽度超过本条 1 款 1) 的规定时;

7) 当门洞口宽度大于或等于 3m 时, 宜设置钢筋混凝土门框, 门框立柱应与砖墙用 $\phi 6$ 锚筋每隔 500mm 拉结牢固, 门框立柱的纵向受力钢筋不宜小于 $4\phi 12$, 且应埋入基础长度不小于 400mm;

8) 钢筋混凝土过梁应按《混凝土结构设计规范》设计。

3 过梁上的荷载及计算, 应按《砌体结构设计规范》GB 50003 第 7 章第 2 节的条文执行, 对荷载和跨度较大的过梁, 也可采用本措施第 6.5.8 条的方法计算。

6.5.7 挑梁

1 挑梁系指嵌固在砌体中的悬挑式混凝土梁。一般指房屋的阳台挑梁、雨篷挑梁或外廊挑梁。

2 挑梁应按《砌体结构设计规范》第 7.4.1 ~ 7.4.3 条的规定进行抗倾覆验算。挑梁的抗倾覆荷载应取规定的本层内的砌体和楼面恒载标准值的 0.8 倍。

3 挑梁埋入砌体内的长度与挑出长度之比不宜小于 1.2, 当挑梁上无砌体时, 不宜小于 2。

4 挑梁的纵向钢筋至少应有 1/2 的钢筋面积伸入尾端, 且不少于 $2\phi 12$, 其余钢筋伸入支座的长度不少于 2/3 的埋入长度。

5 对跨度较大或荷载较大的挑梁, 应进行挑梁下砌体局压验算或采取措施。如设置混凝土构造柱或圈梁, 对砌块建筑应按《砌体结构设计规范》第 6.2.13 条的规定将挑梁下的砌体灌实。

6 挑梁宜与楼层或墙体中的圈梁整体连接, 以提高结构的整体性和砌体抗裂能力。

7 对单面走廊或单侧大阳台的多层砌体房屋, 尚应考虑挑梁对房屋可能引起的不均匀沉降, 使房屋产生倾斜或墙体开裂等不利影响。

6.5.8 墙梁

1 一般规定

1) 定义和分类:

①由混凝土托梁和托梁上计算高度范围内的砌体墙体组成的组合作用构件, 称为墙梁;

②墙梁包括简支墙梁、连续墙梁和框支墙梁。可划分为承重墙梁和自承重墙梁;

③墙梁中承托砌体墙和楼(屋)盖的混凝土简支梁、连续梁和框架梁, 称为托梁;

④墙梁中考虑组合作用的计算高度范围内的砌体墙, 简称为墙体;

⑤墙梁的计算高度范围内墙体顶面处的现浇混凝土圈梁, 称为顶梁;

⑥墙梁支座处与墙体垂直相连接的纵向落地墙体, 称为翼墙。

2) 适用范围:

①本方法适用于工业与民用建筑工程中受重力荷载为主的简支墙梁、连续墙梁、单跨及多跨框支墙梁的非抗震设计。框支墙梁的抗震设计尚应符合本措施第 6.7.3 条的规定;

②采用烧结普通砖、烧结多孔砖、混凝土砌块和配筋砌体的墙梁的设计应符合表 6.5.8-1 的规定。

③墙体计算高度范围内一般每跨只允许设置 1 个洞口。对多层房屋的纵向连续墙梁或多跨框支墙梁每跨可对称开设 2 个窗洞;

表 6.5.8-1 墙梁的一般规定

墙梁类别	墙体总高度 (m)	跨度 (m)	墙高跨比 (h_w/l_0)	托梁高跨比 (h_b/l_0)	洞宽跨比 (h_b/l_0)	洞高
承重墙梁	≤ 18	≤ 9	≥ 0.4	$\geq 1/10, \leq 1/6$	≤ 0.3	$\leq 5h_w/6$ 且 $h_w - h_h \geq 0.4m$
自承重墙梁	≤ 18	≤ 12	$\geq 1/3$	$\geq 1/15$	≤ 0.8	门窗洞上口至墙顶的距离 $\geq 0.5m$

④洞口边至支座中心的距离, 对边支座不应小于 $0.15l_0$, 对中支座不应小于 $0.07l_0$, 对自承重墙梁不应小于 $0.1l_0$ (l_0 为计算跨度);

⑤多层墙梁的房屋各层洞口应设置在相同位置, 并应上下对齐;

⑥设置框支墙梁的砌体房屋, 以及设有承重的简支或连续墙梁的房屋, 应满足刚性方案房屋的要求;

⑦当墙梁的跨度较大或荷载较大时, 宜采用框支墙梁。

2 计算要点

1) 墙梁结构按承载力极限状态时, 应考虑墙体、托梁自重及楼(屋)盖恒荷载和活荷载的作用, 并应满足《砌体结构设计规范》GB 50003 第 4.1.5 条规定的最不利组合;

2) 支承在砌体墙、柱或混凝土梁上的单跨或多跨墙梁的房屋可分别按简支墙梁或连续墙梁计算。墙梁房屋的纵向框支墙梁在重力荷载作用下可近似按连续墙梁计算;

3) 墙梁应分别进行托梁使用阶段正截面承载力和斜截面受剪承载力计算、墙体受剪承载力和托梁支座上部砌体的局部受压承载力计算, 以及施工阶段托梁的承载力验算。自承重墙梁可不验算墙体的受剪承载力和砌体局部受压承载力。上述计算内容列于表 6.5.8-2。

表 6.5.8-2 墙梁计算内容

计算内容			墙梁类别			
			承重墙梁			自承重墙梁
			简支	连续	框支	
使用阶段	正截面承载力计算	托梁跨中	✓	✓	✓	✓
		托梁支座		✓	✓	
		柱或剪力墙			✓	
	斜截面受剪承载力计算	托梁	✓	✓	✓	✓
		柱或剪力墙			✓	
	墙体承载力计算	墙体受剪	✓	✓	✓	
托梁支座上部砌体局部受压		✓	✓	✓		
施工阶段	托梁承载力验算	正截面	✓	✓	✓	✓
		斜面截面受剪	✓	✓	✓	✓

注: 表中 ✓ 表示必须计算的内容。

3 构造要求

1) 墙梁的材料应符合本措施第 6.1.4 条的规定;

2) 墙体:

①墙梁洞口上方应设置混凝土过梁，其支承长度不应小于 240mm；洞口范围内不应施加集中荷载；

②承重墙梁的支座处应设置落地翼墙，翼墙厚度，对砖砌体不应小于 240mm，对混凝土砌块砌体不应小于 190mm，翼墙宽度不应小于墙梁墙体厚度的 3 倍，并与墙梁墙体同时砌筑。当不能设置翼墙时，应设置落地且上、下贯通的构造柱；

③当墙梁的墙体的受剪或局部受压承载力不满足时，可采用网状配筋砌体或加构造柱等。网状配筋砌体的范围为：从支座中线起每边 $0.4h_w$ ，从托梁顶面起高 $0.6h_w$ （图 6.5.8-1）；

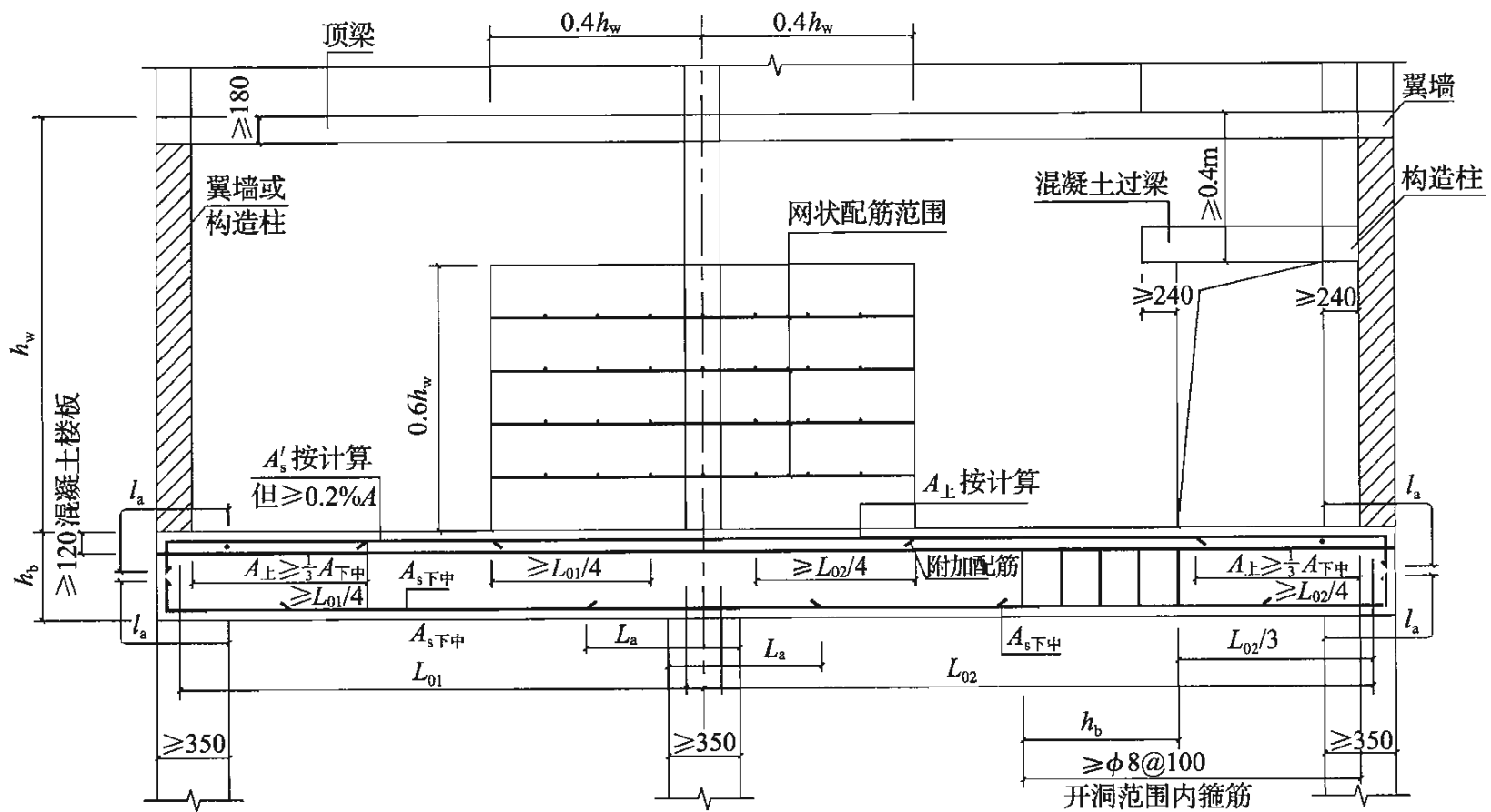


图 6.5.8-1 墙梁主要构造示意图

④当墙梁墙体在靠近支座 $1/3$ 跨度范围内开洞时，支座处应设置落地且上、下贯通的构造柱，并应与每层圈梁连接；

⑤墙梁计算高度范围内的墙体，每天砌筑高度不应超过 1.5m，否则，应加设临时支撑。

3) 托梁:

①设置墙梁的房屋的特梁两边各一个开间及相邻开间处应采用现浇混凝土楼盖，楼板厚度不应小于 120mm，当楼板厚度大于 150mm 时，应采用双层双向钢筋网，楼板上应少开洞，洞口尺寸大于 800mm 时应设洞边梁；

②托梁每跨底部的纵向受力钢筋应通长设置，不得在跨中段弯起或截断。钢筋接长应采用机械连接或焊接；

③墙梁的托梁跨中截面纵向受力钢筋总配筋率不应小于 0.6%；

④托梁距边支座边 $l_0/4$ 范围内，上部纵向钢筋面积不应小于跨中下部纵向钢筋面积的 $1/3$ 。连续墙梁或多跨框支墙梁的托梁中支座上部附加纵向钢筋从支座边算起每边延伸不少于 $l_0/4$ ；

⑤承重墙梁托梁在砌体墙、柱上的支承长度不应小于 350mm。纵向受力钢筋伸入支座应符合受拉钢筋的锚固要求；

⑥当托梁高度 $h_b \geq 500$ mm 时，应沿梁高设置通长水平腰筋，直径不应小于 12mm，间距不应大于 200mm；

⑦墙梁偏开洞口的宽度及两侧各一个梁高 h_b 范围内直至靠近洞口的支座边的托梁箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 100mm（图 6.5.8-2）。

4) 框架柱应满足钢筋混凝土规范的有关要求。

6.5.9 砖砌体和钢筋混凝土构造柱组合墙

1 适用范围。组合墙是由砖墙及其周边的钢筋混凝土边缘构件（两侧的构造柱和上下的圈梁）构成的强约束砌体结构构件。可用于荷载较大的承重结构墙体，包括大开间多层及大于等于 8 层砌体结构的房屋（见表 6.2.1-2）。

2 计算要点

1) 轴心受压组合墙承载力计算应按《砌体结构设计规范》第 8.2.7 条的规定执行；

2) 当组合墙的构造柱处受到由较大跨度的梁传来的集中荷载时，尚应按下列公式验算构造柱的承载力：

$$N_c + F \leq 0.9\varphi_c(f_c A_c + f_y' A_s') \quad (6.5.9-1)$$

$$N_c = \eta_c N \quad (6.5.9-2)$$

式中 N_c ——在组合墙上作用荷载（均布） N 时，构造柱分担的设计轴力；

F ——在构造柱处作用的外加轴力；

η_c ——在组合墙上作用荷载 N 时，构造柱的荷载分配系数，可按表 6.5.9 采用；

φ_c ——混凝土轴心受压构件的稳定系数。计算构件高厚比时可按《砌体结构设计规范》GB 50003 第 6.1.2 条的规定。

表 6.5.9 荷载分配系数 η_c

构造柱间距 (m)	1	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
η_c	0.48	0.4	0.35	0.29	0.23	0.19	0.15

3) 组合墙的偏心受压承载力可按下列规定计算：

①组合墙的偏心受压承载力可按《砌体结构设计规范》第 5.1.1 条的规定计算，但偏心距 e 的限值不宜大于 $0.7y$ ；

②当组合墙构造柱处作用较大的跨度梁时，宜按《砌体结构设计规范》第 4.7.5 条的规定考虑梁端上部墙体约束弯矩的影响。

3 构造措施

1) 组合墙的开洞要求：

①宜将小的洞口，如窗洞设在组合墙（构造柱）的中部，此时除设置混凝土过梁外，洞边可不作加强处理；

②较大的门洞，未靠近构造柱的一侧应设置有侧向拉结的混凝土边框；

③洞口顶至楼层的距离不宜小于 600mm，当洞两侧均设构造柱时可不受此限制；

④混凝土边框的截面高度宜为墙厚，宽度不小于 120mm，纵筋不少于 $2\phi 10$ ，横向拉结钢筋不小于 $2\phi 8$ 或 $3\phi 6$ ，埋长不宜小于 600mm，竖向间距不大于 400mm。当洞口较高时尚宜在洞高的中部附近增设间距不大于 1000mm 的水平配筋带（图 6.5.9）。

2) 组合墙的其他构造要求，应按《砌体结构设计规范》第 8.2.8 条的规定执行。

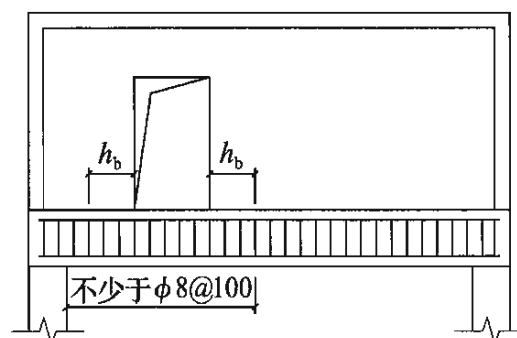


图 6.5.8-2 偏开洞时托梁箍筋加密区

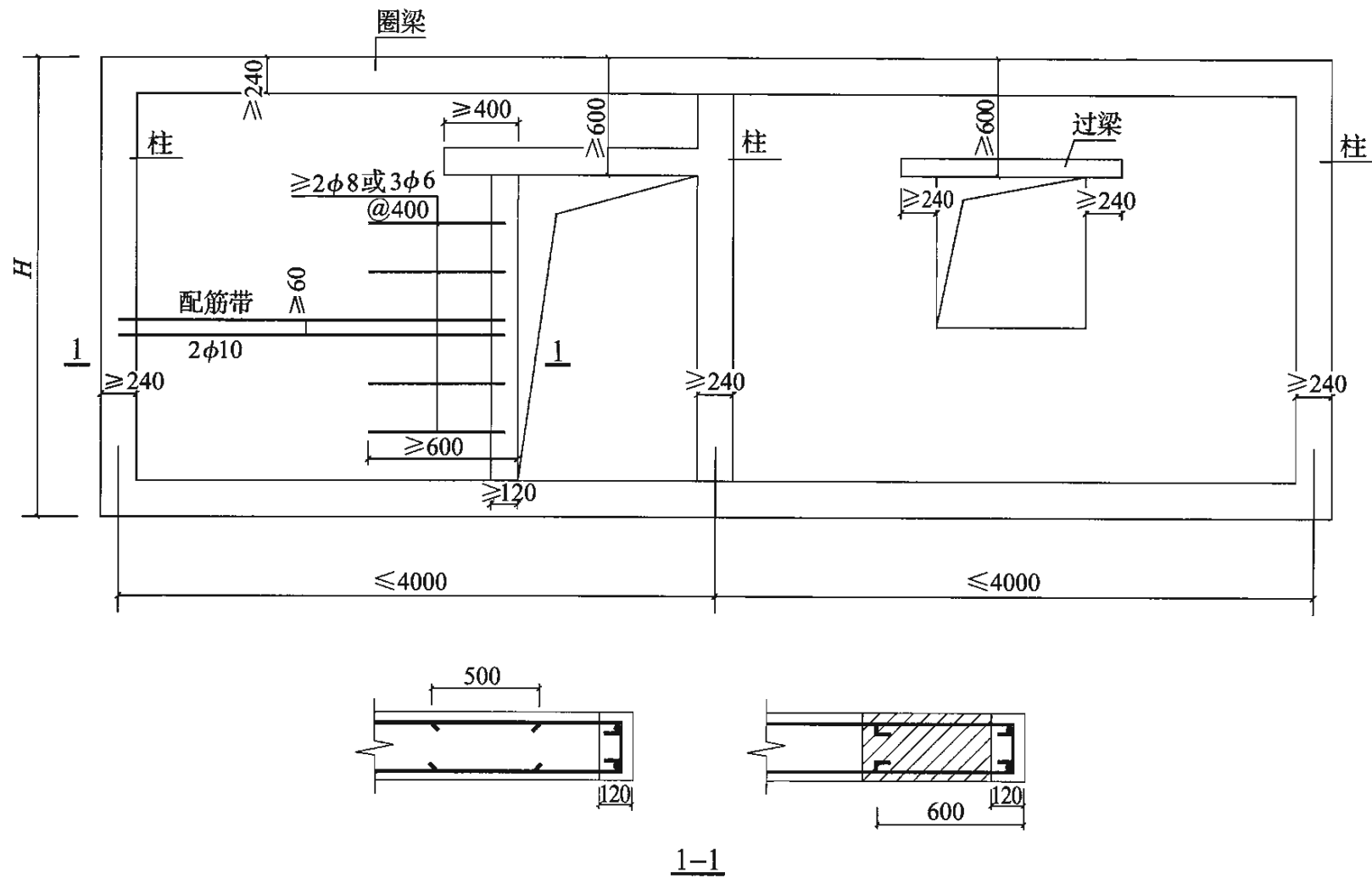


图 6.5.9 组合墙开洞构造示意图

6.6 配筋砌块砌体构件及构造要求

6.6.1 一般规定

1 构件分类

- 1) 配筋砌块梁（包括一般梁、裙梁及剪力墙连梁）；
- 2) 配筋砌块柱；
- 3) 配筋砌块剪力墙；
- 4) 配筋砌块剪力墙壁式框架。

2 钢筋及保护

1) 钢筋规格应符合下列要求：

- ①在孔洞或空腔中不宜大于 25mm；
- ②在灰缝中宜为 1/2 灰缝厚，不大于 6mm 和不少于 4mm；
- ③在系梁凹槽中双筋时不宜大于 14mm，单根筋不宜大于 20mm。

2) 钢筋最小保护层厚度：

- ①灰缝中钢筋外露保护层不宜小于 15mm；
- ②在孔槽内，室内正常环境不宜小于 20mm；室外或潮湿环境不宜小于 30mm；

③对安全等级为一级或使用年限大于 50 年的结构，钢筋保护层至少应比上述规定增加 5mm，或采用经防腐处理的钢筋、抗渗砌块等措施。

3 钢筋的锚固和搭接长度

1) 砌块砌体中受拉钢筋的锚固搭接长度应满足表 6.6.1 的规定；

2) 配筋砌块梁纵向受力钢筋在支座的锚固以及配筋砌块构件受力钢筋在混凝土中的锚固应按《混凝土结构设计规范》的有关规定执行。

表 6.6.1 受拉钢筋的锚固和搭接长度

钢筋所在位置	锚固长度 l_a	搭接长度 l_d
芯柱混凝土中	$35d$ 且不小于 500mm	$38.5d$ 且不小于 500mm
在凹槽混凝土中	$30d$ 且弯折段不小于 $15d$ 和 200mm	$35d$ 且不小于 350mm
在水平灰缝中	$50d$ 且弯折不小于 $20d$ 和 150mm	$55d$ 和 300mm、隔皮错缝搭接长度 $55d + 2h$

注：1 表中 d 为钢筋直径 (mm)。

2 表中 h 为水平灰缝的竖向间距 (mm)。

6.6.2 计算要点

1 正截面承载力应符合下列规定：

1) 正截面承载力基本假定应按《砌体结构设计规范》第 9.2.1 条的规定采用；

2) 截面相对界限受压区高度 ξ_b 应按下列式计算：

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + \frac{f_y}{0.003E_s}} \quad (6.6.2-1)$$

3) 钢筋应力可按下列式计算：

$$\sigma_s = \frac{f_y}{\xi_b - 0.8} \left(\frac{x}{h_0} - 0.8 \right) \quad (6.6.2-2)$$

2 配筋砌块梁的正截面受弯和斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

1) 正截面受弯承载力：

$$M \leq f_g b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_y A_s' (h_0 - a_s') \quad (6.6.2-3)$$

2) 受压区高度：

$$x \leq \frac{f_y A_s - f_y A_s'}{f_g b} \leq \xi_b h_0 \quad (6.6.2-4)$$

3) 当受压区高度 $x < 2a_s'$ 或对称配筋时受弯承载力：

$$M \leq f_y A_s (h_0 - a_s) \quad (6.6.2-5)$$

4) 梁翼缘为现浇混凝土楼盖时，正截面受弯承载力可取宽度 b_f' 的矩形截面按式 (6.6.2-3) 计算，但宜满足下列要求：

$$\begin{aligned} x &\leq h_f' \text{ 或} \\ f_y A_s &\leq f_g b_f' h_f' + f_y A_s' \end{aligned} \quad (6.6.2-6)$$

式中 b_f' 翼缘受压区的计算宽度可按《砌体结构设计规范》表 9.2.5 的规定采用。

5) 斜截面受剪承载力应按《砌体结构设计规范》第 9.3.2 条的规定执行。

3 配筋砌块受压构件承载力计算

1) 轴心受压、偏心受压、偏心受拉时的承载力应按《砌体结构设计规范》第 9.2 及 9.3 节的有关条文执行；

2) 配筋砌块剪力墙出平面的受压承载力计算宜按下列规定：

①当偏心距 $e \leq 0.6y$ 时，按《砌体结构设计规范》第 9.2.3 条的规定；

②当偏心距 $e > 0.6y$ 时，对中心配筋时，取 $a_s = h/2$ ，或将钢筋调至截面孔洞的一侧或两侧，此时可按《砌体结构设计规范》第 9.2.4 条的规定。

6.6.3 配筋砌块砌体构件的构造要求

1 配筋砌块梁

1) 梁的截面尺寸

①配筋砌块由不同块形组成或由部分砌块和部分混凝土组成，其截面一般为矩形，梁宽 b 为块厚，

梁高宜为块高的倍数，对 90mm 宽梁不应小于 200mm，对 190mm 宽梁不宜小于 400mm；

②梁部分的砌体应全部灌芯。梁的截面及配筋形式如图 6.6.3-1 所示。

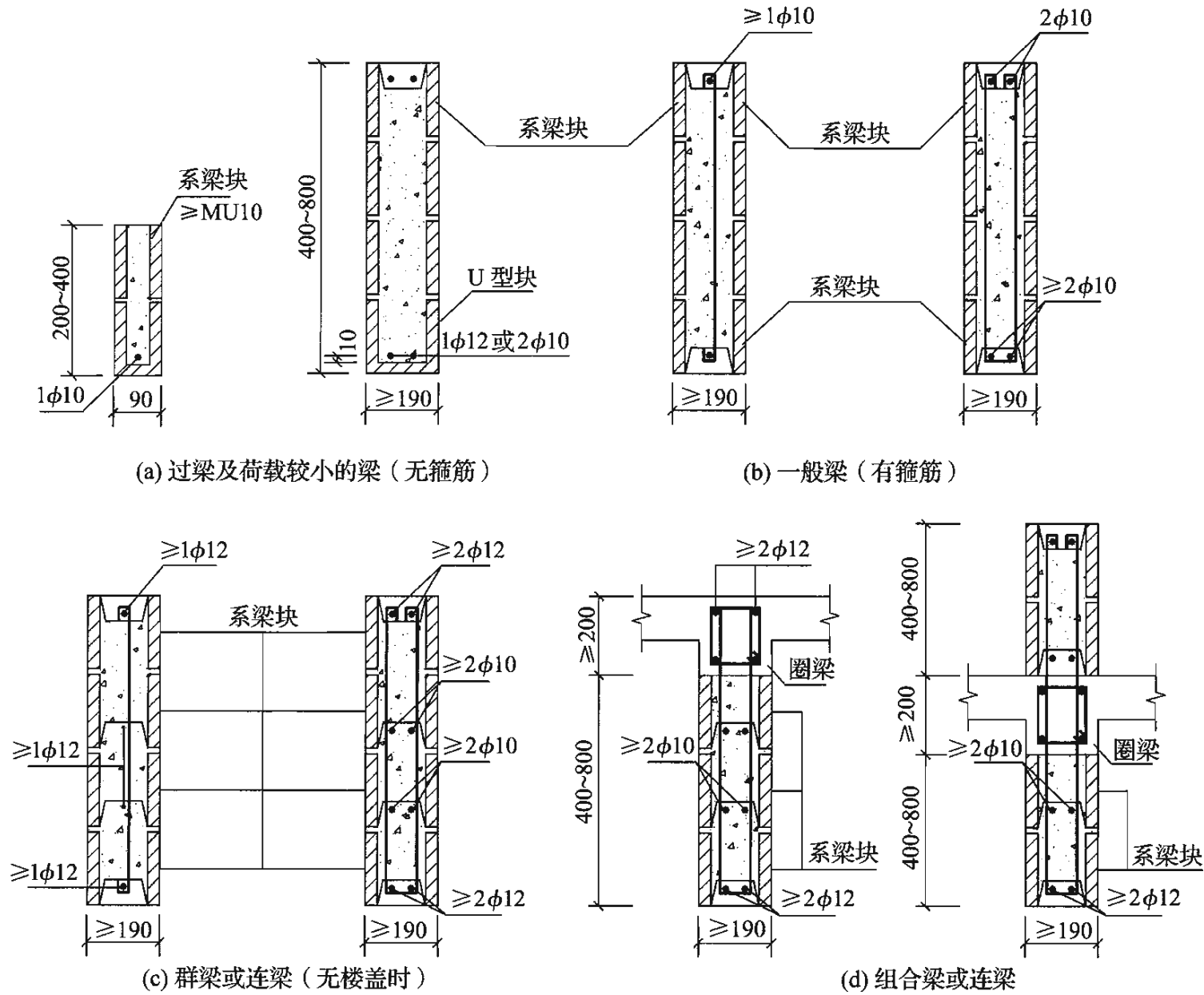


图 6.6.3-1 配筋砌块梁截面及配筋方式示意图

2) 梁的侧向支承间距不应超过下列要求：

①简支或连续梁不大于 $60b_c$ 及 $250b_c^2/h_0$ ；

②悬臂梁不大于 $25b_c$ 及 $100b_c^2/h_0$ 。

注： b_c 为侧向支承中间的梁截面受压边的宽度。

3) 梁的配筋（图 6.6.3-2 ~ 图 6.6.3-4）：

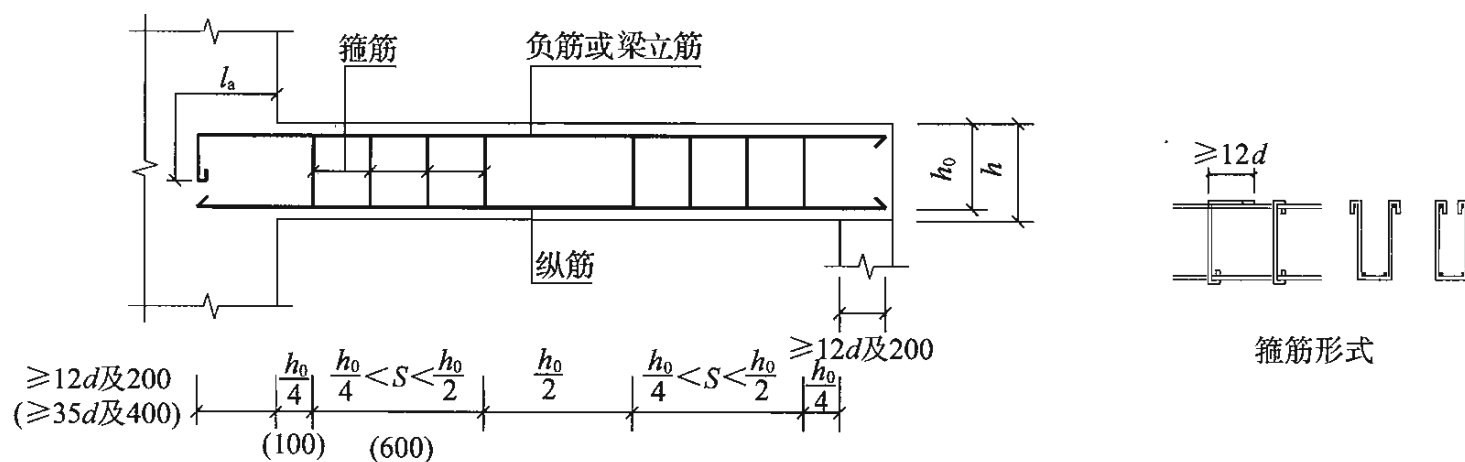


图 6.6.3-2 梁配筋示意图

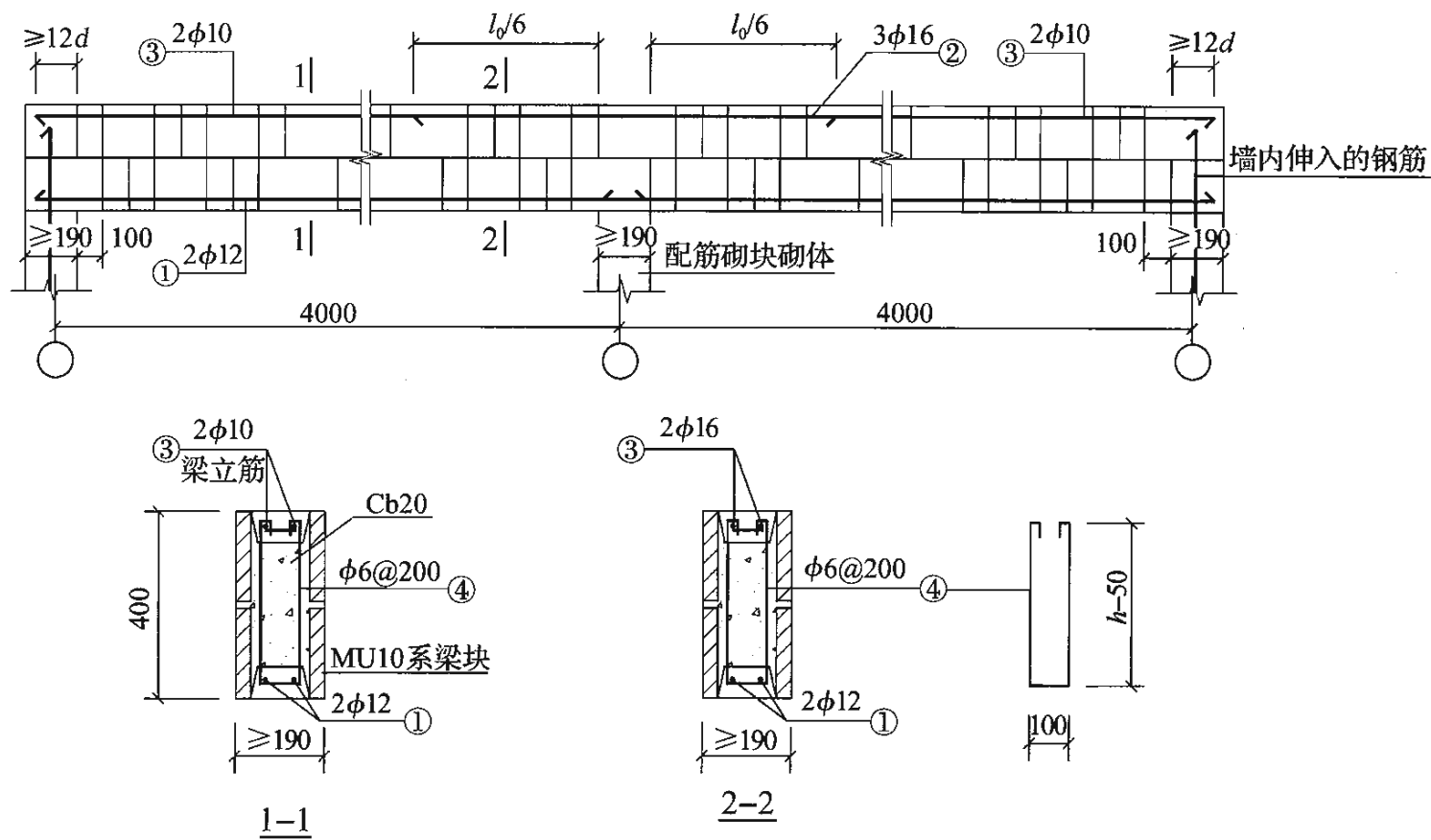


图 6.6.3-3 两跨梁配筋图举例

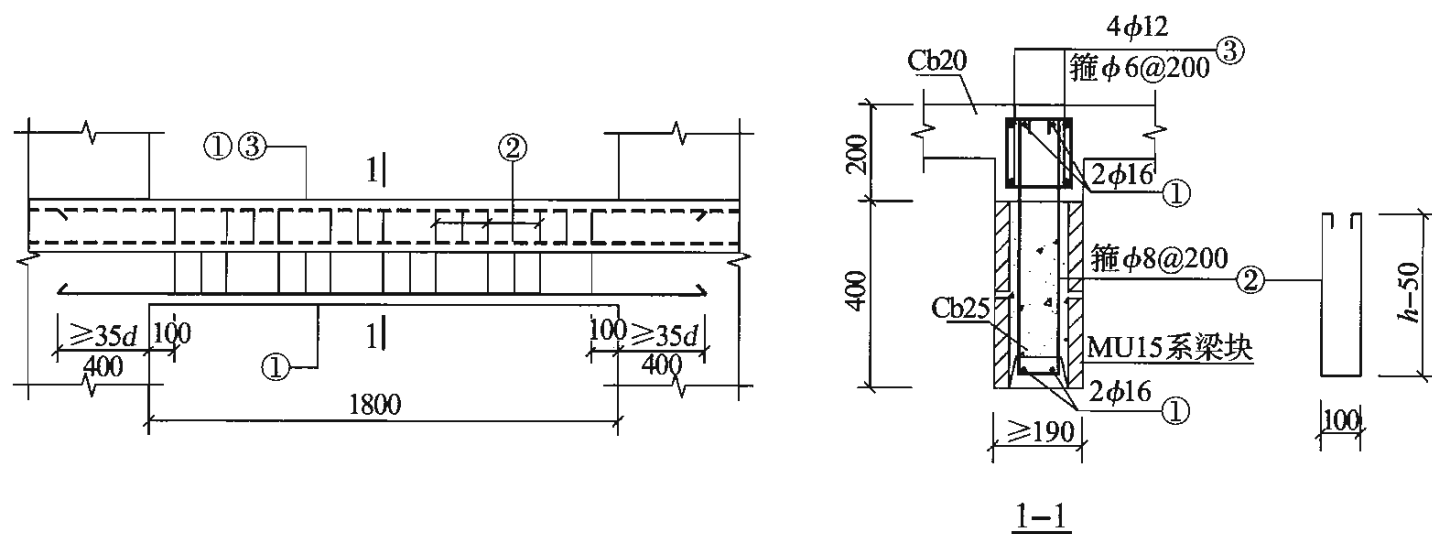


图 6.6.3-4 连梁配筋图举例

①纵向钢筋应通长设置，对梁宽 $b = 90\text{mm}$ ，可只配 1 根钢筋；对一般梁宽 $b \geq 190\text{mm}$ ，当配 1 根钢筋时不应小于 $1\phi 12$ ，配 2 根时不小于 $2\phi 10$ ；对裙梁和剪力墙连梁除上、下对称配筋外，当连梁跨高比 < 2.5 时尚应沿梁高每 200mm 配置不小于 $2\phi 10$ 的水平分布钢筋，当裙梁或连梁由混凝土和砌块组成，且截面 $\leq 600\text{mm}$ 时可不配水平构造钢筋；钢筋应在支座处锚固，对一般梁不宜小于 $12d$ ，且不小于 200mm ；对裙梁不宜少于 $35d$ 和 400mm 。

②箍筋对过梁及跨度和荷载较小的梁 ($V \leq 0.55f_{vg}bh_0$)，可不设箍筋；对需要设置箍筋的梁，箍筋直径应不小于 6mm ，箍筋间距 S ，距支座边的第一个箍筋不应大于 $h_0/4$ ，其他部位最大间距不应大于 $h_0/2$ ；对剪力墙连梁或裙梁，则分别不宜大于 100mm 和 600mm ；箍筋可采用双弯钩单肢箍，一端单钩，一端 90° 平钩，长度大于等于 $12d$ 或 U 形；采用变形钢筋的箍筋也应按规定弯折。箍筋形式见图 6.6.3-2；

③纵向钢筋配筋率，对一般砌块梁不小于 0.15% ，对配筋砌块剪力墙连梁不小于 0.2% ；配箍率对连梁不小于 0.15% 。

2 配筋砌块柱

1) 由标准块和部分异形块可组砌成各种尺寸的配筋砌块矩形柱和壁柱。可作为主要受力构件用于砌块建筑中;

2) 配筋砌块柱的截面及配筋要求:

①柱截面边长不宜小于 400mm, 柱高度与截面短边之比不宜大于 30;

②柱的纵向钢筋的直径不宜小于 12mm, 数量不应少于 4 根, 全部纵向受力钢筋的配筋率不宜小于 0.2%, 也不宜大于 2%。

3) 柱中箍筋的设置:

①当纵向钢筋的配筋率大于 0.25%, 且柱承受的轴向力大于受压承载力设计值的 25% 时, 柱应设箍筋; 当配筋率不大于 25% 时, 或柱承受的轴向力小于受压承载力设计值的 25% 时, 柱中可不设置箍筋;

②箍筋直径不宜小于 6mm;

③箍筋的间距不应大于 16 倍的纵向钢筋直径、48 倍箍筋直径及柱截面短边尺寸中较小者;

④箍筋应封闭, 端部应弯钩;

⑤箍筋应设置在灰缝或灌孔混凝土中。

配筋砌块柱、壁柱配筋形式示于图 6.6.3-5。

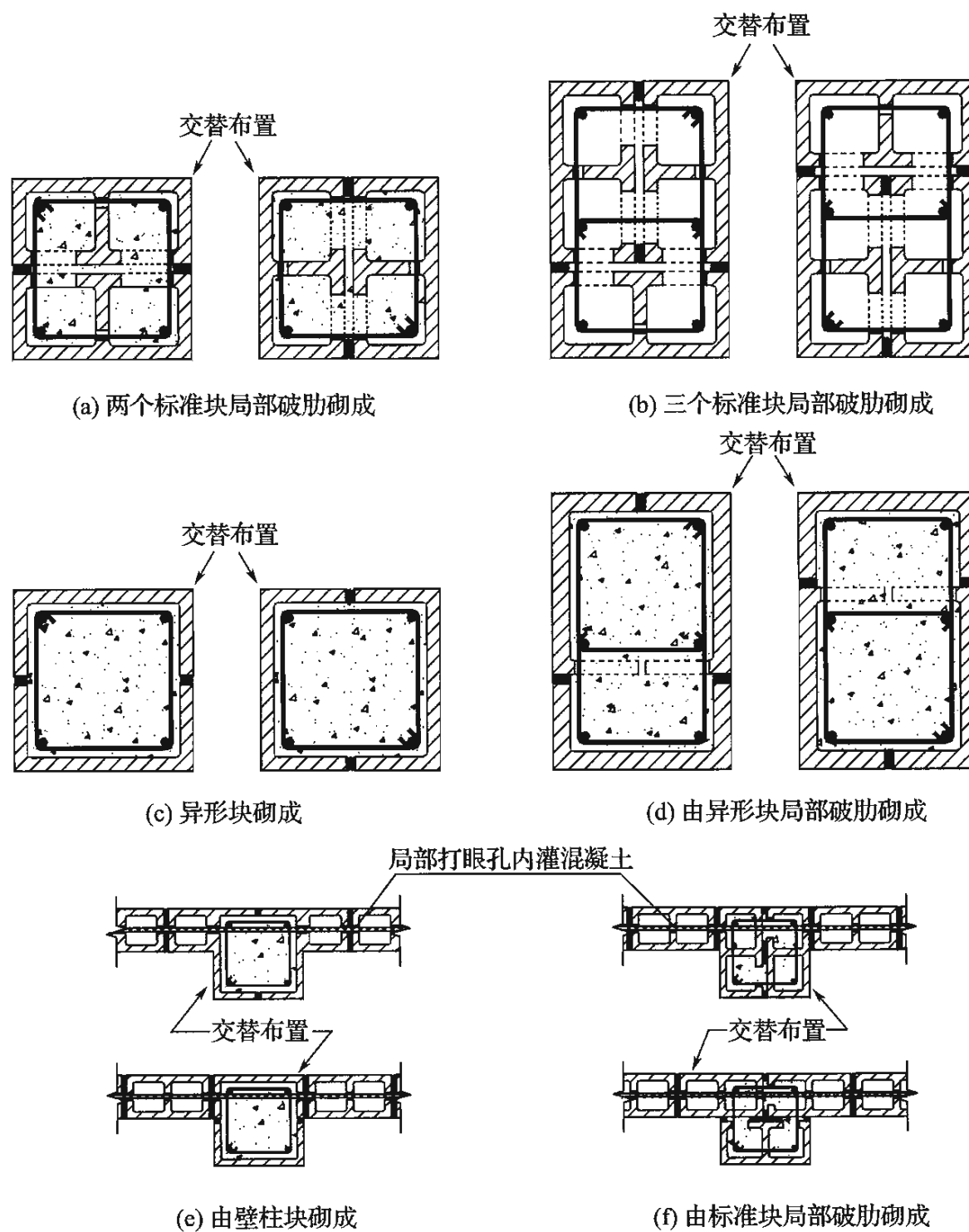


图 6.6.3-5 配筋砌块柱、壁柱配筋形式

3 配筋砌块剪力墙

1) 剪力墙的截面尺寸要求:

①墙厚不应小于 190mm，宽度不宜小于 1000mm；墙高对配筋砌块剪力墙结构不宜大于 5m，对框-剪结构不宜大于 4m；

②剪力墙的翼墙计算宽度应按《砌体结构设计规范》表 9.2.5 的规定数值及剪力墙墙肢总高度的 1/10 中较小值。

2) 剪力墙的配筋:

①竖向钢筋的设置应符合本措施 6.5.4 条的规定。水平配筋可根据情况，采用焊接网或凹槽配筋方案；

②焊接网方案，主要用于墙段高宽比较大或水平荷载较小的配筋砌块构件，如高层砌块建筑开洞较多的外墙和主要用于限制砌块干缩和温度裂缝的多层砌块建筑的墙体，网片的钢筋直径不小于 4mm，竖向间距不大于 400mm；

③凹槽配筋方案，在洞口的底部和顶部配置不小于 $2\phi 10$ ，伸入墙内的长度不小于 $35d$ 和 400mm；其他部位不小于墙高一半，对配筋砌块墙不大于 1200mm，对配筋砌块剪力墙部分灌孔砌体不大于 600mm；

④最小配筋率：对配筋砌块墙不小于 0.03%；对配筋砌块剪力墙不宜小于 0.07%（图 6.6.3-6）；

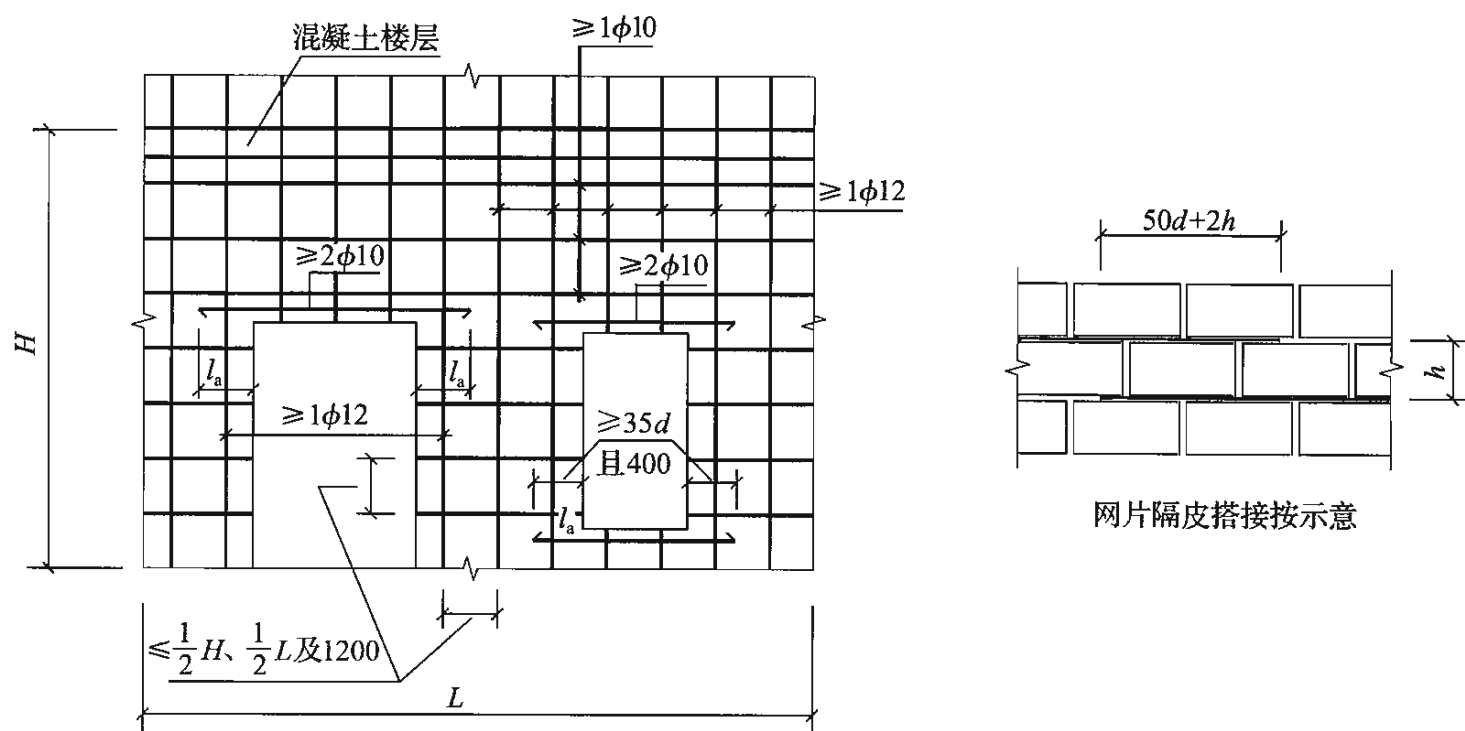


图 6.6.3-6 墙体配筋示意图

⑤配筋砌块剪力墙水平钢筋配筋有两种方法：一是单根钢筋布置，其优点可增大系梁块孔槽的空间，方便灌注混凝土，但墙体钢筋位置偏差较难控制，可能引起墙体偏心受力。故对较高或地震作用较大的配筋砌块剪力墙结构建议选用双筋；二是双根钢筋布置，双根水平配筋使砌块孔槽混凝土的浇注空间减少较多，根据工程经验，双筋搭接接头部位宜重叠布置。另外为施工方便和减少砂浆铺砌工作量，宜将系梁块倒扣，即使水平钢筋放置在倒扣系梁块下部砌块的顶面上。此时该钢筋下应垫设短筋以固定水平筋的位置。配筋砌块墙及配筋砌块剪力墙的水平配筋形式示于图 6.6.3-7 ~ 图 6.6.3-9。

3) 配筋砌块剪力墙应在楼层处按下列要求设置混凝土圈梁:

①圈梁的截面及配筋应符合本措施第 6.5.2 条的规定；

②圈梁的混凝土强度等级不宜低于同层混凝土砌块强度等级的 2 倍，或该层灌孔混凝土的强度等级，也不应低于 C20。

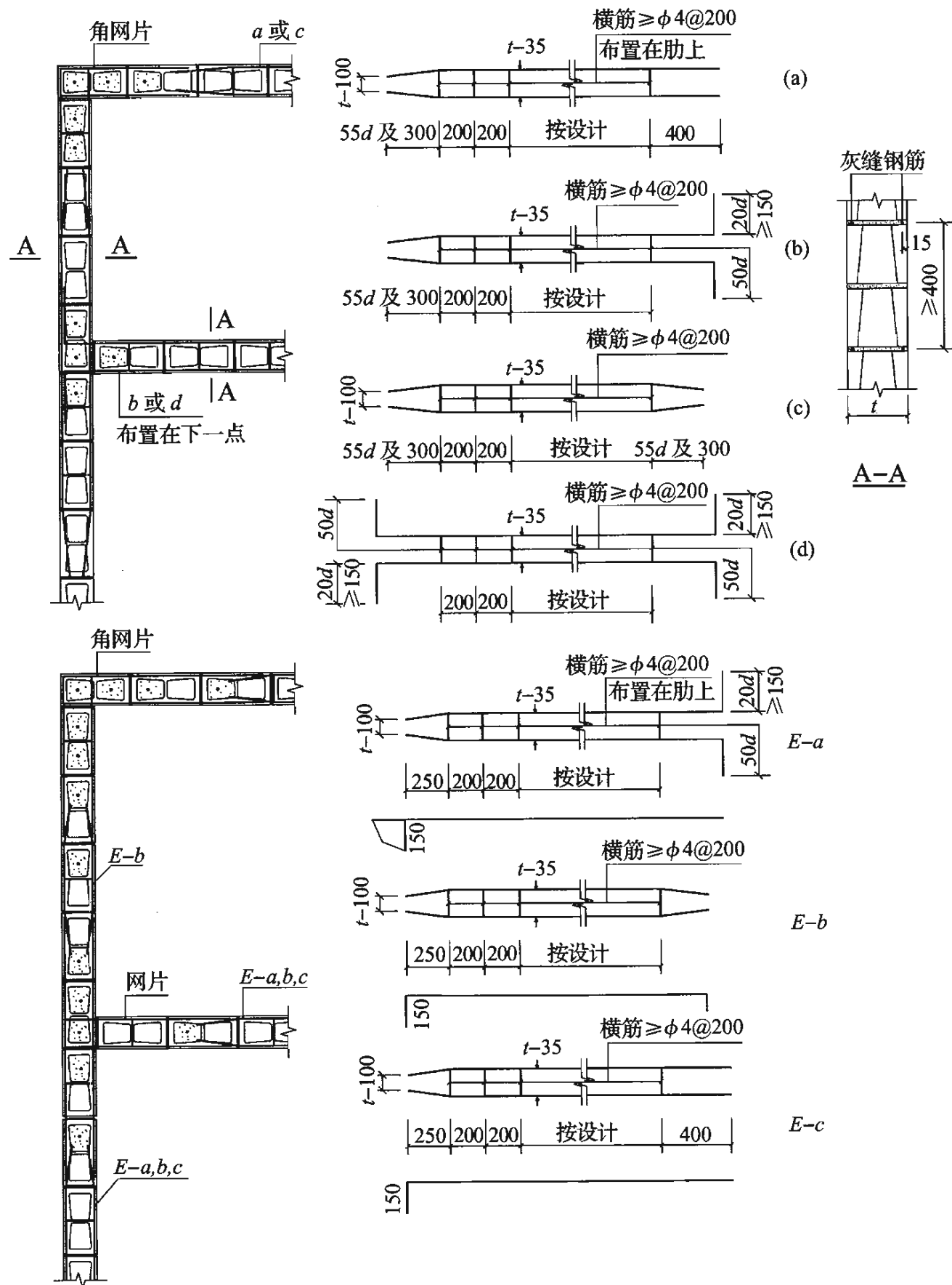


图 6.6.3-7 墙体灰缝配筋方案

4) 剪力墙的连接:

①配筋砌块剪力墙在满足变形要求的情况下,宜采用弱连梁或构造连梁,构造连梁的截面宽度不小于墙厚,高度宜为400mm;

②构造连梁宜采用钢筋混凝土结构,混凝土强度等级宜为同层砌块强度等级的2倍或灌孔混凝土的强度等级,且不应低于C20;砌块连梁的高度不宜小于600mm。连梁的配筋要求见本措施第6.6.3条;

③连梁两侧的砌体竖向钢筋可按边缘构件的要求配置。

5) 剪力墙的边缘构件应按下列要求设置:

①宜优先利用剪力墙端部砌体的孔洞设置边缘构件,其长度不小于600mm,每孔不小于 $1\phi 12$ 的通长竖向钢筋;

②当剪力墙端部的设计压应力大于 $0.8f_g$ 时,除按上述①设置竖向钢筋外,尚应设置间距不大于200mm,直径不小于6mm的水平箍筋或拉结筋,该钢筋宜设置在灌孔混凝土中。

4 配筋砌块剪力墙壁式框架

1) 按壁式框架设计的配筋砌块开洞墙,必须按“强柱弱梁”的设计原则,其构造要求除应满足第3款(一般砌块剪力墙)的要求外,尚应按本款的要求执行。

2) 为满足强柱弱梁的要求,壁式框架的比例应符合下列规定:

①梁高、梁的净跨不小于800mm,梁截面的高宽比不大于6;

②梁的净跨不小于2倍的梁高;

③梁的宽度不小于 $1/26$ 净跨及190mm;

④柱的宽度不小于800mm,也不宜大于2400mm;

⑤墙厚取梁厚190mm、 $1/14$ 柱高的最大值;

⑥柱净高与柱宽的比值不大于5。

3) 砌体壁式框架的受力分析,应同时考虑梁、柱的刚度比以及节点区的刚域,如有楼板应考虑楼板的贡献。刚域长度的计算见本措施第6.7.4条的规定。

4) 壁式框架应为100%灌孔混凝土砌体。

5) 构造配筋示例。配筋砌块壁式框架的构造配筋及示例,见表6.6.3和图6.6.3-10。

表 6.6.3 壁式框架构造配筋

构件名称	纵向钢筋	横向钢筋或箍筋
墙柱	1. 每一片墙中沿全高不小于4根; 2. 沿墙柱的全高配置足够的抗弯钢筋; 3. 最小配筋率不小于0.2%; 4. 最大配筋率不大于 $0.15f_g/f_y$	1. 横筋在端部的锚固可选用图××的做法之一; 2. 横向钢筋的间距:在距梁边1倍墙宽范围内不大于 $1/4$ 墙宽,其余部分不大于 $1/2$ 柱宽; 3. 最小配筋率不小于0.15%
梁	1. 在梁的任一截面上,沿梁高的每一砌块均应配置纵筋; 2. 最小配筋率不小于0.2%; 3. 最大配筋率不大于 $0.15f_g/f_y$; 4. 以抗弯为主的梁,其设计轴力不应超过 $0.1A_n f_g$	1. 箍筋可采用单肢或双肢箍,其构造按梁2的要求; 2. 箍筋的间距:距柱边第一根箍筋间距不大于100mm;距柱边一个梁高及可能在地震或风载下形成塑性铰的区域,间距不大于 $1/4$ 梁高;其余部位的间距不应大于 $1/2$ 梁高; 3. 箍筋最小配筋率不小于0.15%

6.7 砌体房屋抗震设计

6.7.1 一般规定

适用范围

1 抗震设防烈度为6度及以上地区的砌体房屋，不但应进行静力设计，而且必须进行抗震设计。

2 本章相关条文适用于抗震设防烈度为6~9度地区采用烧结普通砖、烧结多孔砖、混凝土小型空心砌块、蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖等砌体承重的多层房屋，配筋混凝土砌块高层房屋和单层空旷房屋。

3 在按本章条文进行抗震设计时，除非另有规定，尚应满足本措施第6.2节和第6.4节砌体房屋非抗震设计有关规定的要求。

6.7.2 多层砌体房屋

1 房屋的基本规定

1) 房屋体形和尺寸：

①按规定设置构造柱、组合柱或芯柱的多层砌体房屋、底部框架-抗震墙房屋和多层内框架房屋，房屋的总高度、层数、高宽比、层高、抗震横墙间距以及砌体墙段局部尺寸，均应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011第7.1.1~7.1.6条的要求。

②外墙开设较多、较宽窗口的半地下室和带采光井的全地下室，应作为一层计算，房屋的总高度则以地下室室内地面算起。

③若因建筑功能要求，房屋某楼层的层高超过规定限值时，应于该楼层承重墙沿墙长每隔不大于2m增设一根构造柱。

2) 抗震构件布置：

①多层砌体房屋、底部框架房屋和内框架房屋的抗震构件布置，应符合《建筑抗震设计规范》第7.1.7~7.1.9条的要求。

②多层砌体房屋应优先采用横墙承重或纵横墙共同承重的结构体系。对于以纵墙承重为主的教学楼、实验楼，特别是单面走廊情况，当设防烈度高于6度时，外纵墙上的每片窗间墙均应在横向轴线位置处设置组合砖柱，必要时还需增设水平配筋带（图6.7.2-1、图6.7.2-2）。

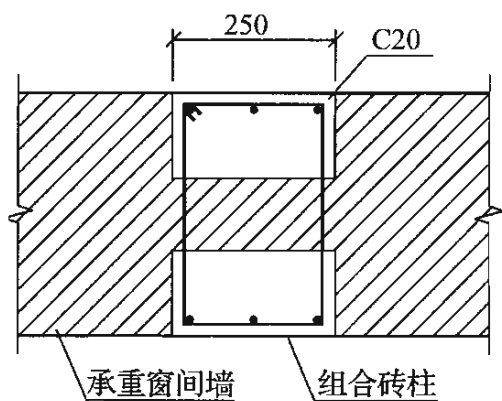


图 6.7.2-1 组合砌体构件截面

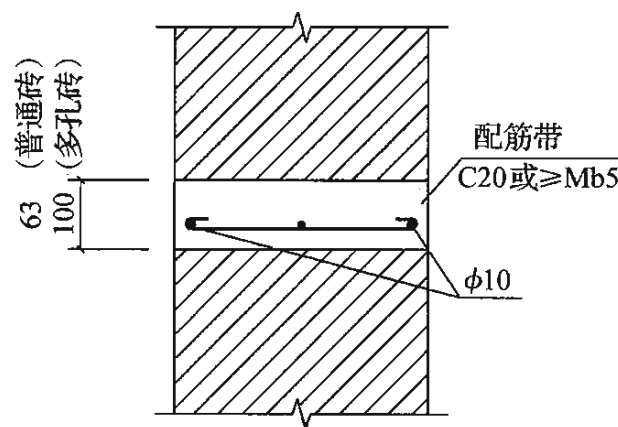


图 6.7.2-2 配筋带示意图

③多层砌体房屋、底部框架房屋、内框架房屋的承重外墙，每个开间均应仅开设一个窗洞，当同一开间内兼有门和窗时，门与窗应连成一个洞口。同一轴线上的窗间墙宜等宽。

④房屋纵、横承重墙体在平面上的布置宜均匀、对称。对于多层砌体房屋，当房屋高宽比大于1.5时，横向承重墙还应尽量沿各自轴线对齐、贯通。

⑤多层砌体住宅应设置不少于三道承重纵墙，每道纵墙还应沿各自轴线对齐、贯通。若因建筑布局要求必须错位时，每段纵墙的高长比不应超过相应烈度的房屋高宽比限值，较窄墙段的两端还应增设构造柱。

⑥纵、横承重墙沿竖向应上下连续。同一结构单元内，应尽可能地将大房间布置在上部楼层，小房间布置在下部楼层。同一楼层内的大房间宜分散、均匀地布置，且不宜布置在单元的端部。

⑦楼梯间不宜设置在结构单元端部第一开间，难以避免时，应将楼梯间休息平台窗洞分成上、下两个，以便让各楼层圈梁连续通过，7度时顶层楼梯间外墙和横墙也应沿高每隔500mm设置 $2\phi 6$ 通长钢筋。此外，楼梯间外墙不应开设较大的出入口。

⑧多层砌体房屋同一结构单元内的各层楼盖宜位于同一标高，若因建筑功能要求错层时，当相邻楼盖高差不大于 $1/4$ 层高且不大于0.8m时，错层交界处的墙体，除两侧楼盖处圈梁照常设置外，还应沿墙长每隔不大于2m增设一根墙中构造柱。

⑨多层砌体房屋顶层设置的大会议室，当横墙间距超过抗震规范的限值时，其外纵墙除应在与横墙交接处设置构造柱外，各开间窗间墙均应于轴线处增设组合柱，此构造柱和组合柱均应至少向下延伸一层。

⑩底部框架房屋的底层，若前立面（临街轴线）各开间均无法布置抗震墙时，该轴线可采取宽柱框架，并于-0.10标高处增设一道纵向框架梁。

2 抗震计算要点

1) 多层砌体房屋、底部框架房屋和内框架房屋的抗震计算，不考虑地震竖向分量的影响，水平地震作用及构件地震作用效应的计算，应按《建筑抗震设计规范》第7.2.1~7.2.6条的规定进行。

2) 高宽比不大于规范限值且按规定设置构造柱或芯柱的多层砌体房屋、底部框架房屋上部砌体结构楼层以及内框架房屋的砌体墙，仅进行水平地震剪力作用下的构件承载力验算，略去地震倾覆力矩的影响。

3) 内框架房屋以及底部框架房屋的底层或底部两层框架-抗震墙结构，纵向或横向地震剪力设计值应全部由各该方向的抗震墙承担，并按该方向各片抗震墙的侧向刚度比例分配。

4) 对底部框架房屋的底部框架-抗震墙结构，确定框架柱所承担的地震剪力设计值时，应根据框架和抗震墙的不同步工作状态，考虑抗震墙的刚度退化，按照《建筑抗震设计规范》GB 50011第7.2.5条的规定，采用抗震墙的有效侧向刚度。框架柱还应计入上面楼层地震倾覆力矩引起的附加轴力；各轴线分担的地震倾覆力矩，应按各轴线框架柱和抗震墙的转动刚度的比例分配确定，也可近似地按底部框架和抗震墙的有效侧向刚度的比例分配。

5) 对内框架房屋，确定框架柱的地震剪力设计值时，应考虑地震时楼盖水平变形的影响，按《建筑抗震设计规范》第7.2.6条的规定计算。

6) 多层砌体住宅的纵向抗震承载力往往低于横向，进行墙体布置，确定墙肢截面尺寸和承载力验算时，应注意这一特点。必要时也可在纵墙内增设墙中构造柱和水平配筋带，以提高纵向受剪承载力。

7) 无筋或水平配筋普通砖、多孔砖、小砌块墙体的截面抗震受剪承载力，应按《建筑抗震设计规范》第7.2.6~7.2.11条的规定进行验算。

8) 多层砌体房屋横向水平地震剪力在各轴线各片横墙之间的分配，可依楼盖类型按下列方法进行：

①现浇或装配整体式钢筋混凝土楼（屋）盖等刚性楼盖，按各片横墙侧向刚度的比例分配；

②木楼（屋）盖等柔性楼盖，按各片横墙的从属面积的比例分配；

③装配式钢筋混凝土楼（屋）盖等半刚性楼盖，取按各片横墙侧向刚度比例分配和从属面积比例分配结果两者的平均值。

9) 房屋纵向水平地震剪力在各片纵墙之间的分配，依楼盖类型按下列方法计算：

①刚性或半刚性楼盖，按各片纵墙侧向刚度的比例分配；

②柔性楼盖，按各片纵墙从属面积的比例分配。

10) 一片横墙、一片纵墙的水平地震剪力，按该片墙体各墙肢（窗、门间墙）侧向刚度的比例，分配到各墙肢。当各墙肢的宽度相差较大时，应首先验算较宽墙肢的抗震受剪承载力。

3 抗震构造措施

1) 砌体承重墙:

①构造柱(芯柱)、圈梁和墙体水平配筋是提高砌体结构延性的有效措施,它对砌体的约束作用使墙体在地震时做到裂而不散,从而保持一定的承重能力,是防止房屋倒塌的可靠保证。

②多层砌体房屋、底部框架房屋和内框架房屋的砌体部分,构造柱、芯柱、圈梁的设置和构造尚应符合《建筑抗震设计规范》第7.3~7.6节的要求。

2) 构造柱:

①防震缝两侧的墙体应按外墙的要求设置构造柱和相应构造措施。

②构造柱的施工程序必须是先砌墙、后浇柱,即在与构造柱连接的纵、横墙砌成后再浇筑。

③在内墙中段墙体内设置的“墙中构造柱”,柱与砌体连接面可砌成直槎,两者之间也可不设置拉结钢筋。

④小砌块房屋纵横墙交接处设置的用以取代芯柱的构造柱,柱与砌体的连接面当设置拉结钢筋网片或水平配筋带时,也可砌成直槎。

⑤8、9度时多层砌体住宅楼梯间横墙的单位门洞边宜设置构造柱。

⑥底层框架房屋的底层采用砌体抗震墙时,必须先砌墙,后浇框架的梁和柱。

⑦当框架间嵌有后砌的砌体隔墙时,应考虑隔墙反力对框架柱上端产生的附加剪力,采取诸如增配45°斜筋等措施提高框架柱上端的受剪承载力(图6.7.2-3)。

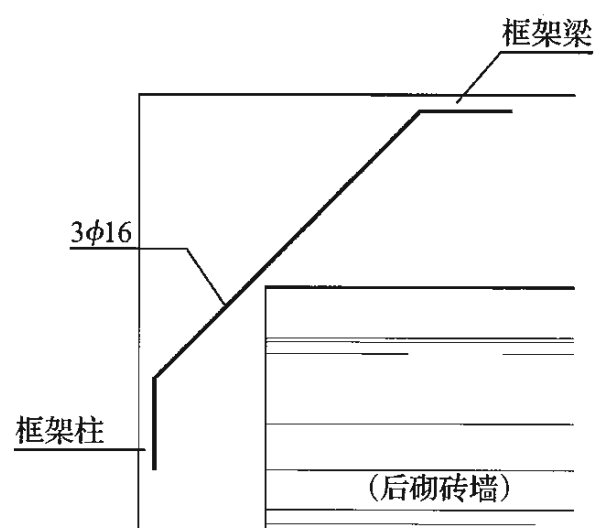


图 6.7.2-3 连接构造

3) 圈梁

①当砖墙、砌块墙的屋盖或楼盖采用现浇或装配整体式钢筋混凝土楼板而未设置圈梁时,对外墙角柱(构造柱、芯柱),沿纵、横外墙;对外墙边柱(构造柱、组合柱、芯柱),沿内墙或横向轴线,于楼板内按圈梁要求设置钢筋骨架,其长度分别不小于一个开间(沿房屋纵向)或4m(沿房屋横向),并与构造柱等可靠连接。

②采用预制楼板和纵墙承重结构体系的教学楼、实验楼,于屋盖和各层楼盖处,除沿承重外墙、自承重横墙设置板边圈梁外,还应于每片窗间墙组合柱的对应位置,将预制楼板空开250mm,按圈梁要求顺板缝全长配置钢筋骨架,与组合柱可靠连接,并浇灌C20混凝土(图6.7.2-4)。

③当房屋底层沿外墙设置地沟时,应在内墙的地沟管道洞口顶面设置基础墙圈梁,并将其纵筋锚入构造柱内且不少于对受拉钢筋规定的锚固长度。

④夹心墙除应满足本措施第6.5.5条的规定外,砖或小砌块砌体夹心墙楼房,屋盖和各层楼盖处圈梁至少应有60mm厚挑板盖满墙体空腔和外叶墙(图6.7.2-5)。

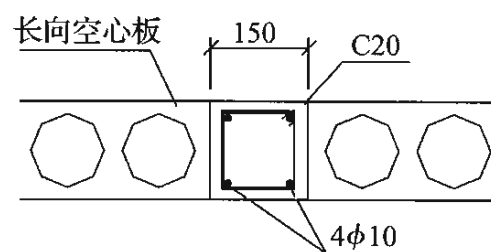


图 6.7.2-4 板缝构造示意图

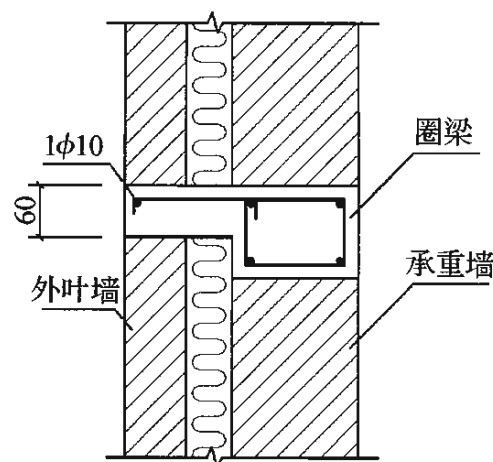


图 6.7.2-5 夹心墙圈梁构造

⑤液化土应根据工程需要采取措施,经处理的液化土和软土地基上的房屋应设置基础圈梁。

4) 屋盖

①坡屋顶房屋若多数轴线处采用三(或四)支点屋架或立贴式屋架时,应参照《建筑抗震设计规范》表9.1.18的规定设置屋架支撑。

②坡屋顶房屋的屋面檩条应与屋架或内、外山墙顶部卧梁可靠连接。

6.7.3 框支墙梁房屋

1 一般规定

1) 多层墙梁房屋宜设计成底部设置抗震墙和框支墙梁,上部为砌体结构的多层房屋,即考虑墙梁组合作用的底部框架-抗震墙多层房屋,简称框支墙梁房屋。

2) 框支墙梁房屋的层数、高度、抗震横墙的间距、结构布置应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011第7.1.2条、7.1.3条、7.1.5条及第7.1.8条的规定。

3) 框架墙梁房屋上部承重墙应沿纵、横两个方向按底部框架和抗震墙的轴线布置,宜上下对齐,分布均匀,使各层的刚度中心接近质量中心,承重墙的间距、楼梯间的位置、墙体洞口大小及位置、窗间墙最小宽度均应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011关于多层砌体房屋的要求。

4) 应在框架柱上方和纵、横向承重墙交接处的墙体中设置构造柱。框支墙梁的托梁处应采用现浇混凝土楼盖,应在托梁和上一层墙体顶面处设置圈梁。其余各层楼盖可采用装配整体式混凝土楼盖,也应沿纵、横向承重墙上层层设置圈梁。

2 计算要点

1) 除应遵守本措施第6.7.2条底部框架房屋抗震计算要点外,尚应按下列规定对框架柱、托梁及抗震墙进行抗震承载力验算。

2) 重力荷载代表值及其效应:

①框支墙梁房屋的抗震等级应按《砌体结构设计规范》GB 50003表10.1.3采用;

②重力荷载代表值,包括托梁顶面的 Q_{1E} 、 F_{1E} 和墙梁顶面的 Q_{2E} ,应按《建筑抗震设计规范》GB 50011第5.1.3条的规定计算,不得另行折减。

③由重力荷载代表值产生的框支墙梁内力应按《砌体结构设计规范》GB 50003第7.3节的有关规定计算。但托梁弯矩系数 α_M 、剪力系数 β_V 应予增大;增大系数:当抗震等级为一级时,取1.10;当抗震等级为二级时,取1.05;当抗震等级为三级时,取1.0。

3) 框架柱:

①计算底层框架承担的地震剪力引起的柱端弯矩时,可取柱的反弯点距柱底为0.55倍柱高;

②框架柱应考虑由上层地震倾覆力矩产生的附加轴力,并与重力荷载代表值引起的内力进行组合;

③框架柱按混凝土偏心受压或偏心受拉构件进行正截面承载力计算;

④框架柱端的弯矩 M_{CE} 和轴力 N_{CE} 可按下列公式计算,并根据抗震等级对 M_{CE} 乘以增大系数 η_c :对柱上端抗震等级为一级取1.4,二级取1.2,三级取1.1;对柱下端,一级取1.5,二级取1.25,三级取1.15。

$$M_{CE} = M_{1CE} + M_{2CE} + V_c y_c \quad (6.7.3-1)$$

$$N_{CE} = N_{1CE} + \eta_N N_{2CE} \pm N_E \quad (6.7.3-2)$$

式中 M_{1CE} 、 N_{1CE} ——托梁顶面重力荷载代表值 Q_{1E} 、 F_{1E} 作用下按框架分析的柱弯矩、轴力设计值;

M_{2CE} 、 N_{2CE} ——墙梁顶面重力荷载代表值 Q_{2E} 作用下按框架分析的柱弯矩、轴力设计值;

V_c ——框架柱承担的地震剪力;

N_E ——框架承担的倾覆力矩 M_f 引起的附加轴力;

y_c ——反弯点距离,对柱顶截面取 $0.45H_c$,对柱底截面取 $0.55H_c$ 。

⑤底层框架承担的地震剪力和柱附加轴力应与重力荷载代表值引起的内力组合,按压(拉)剪构件进行框架柱斜截面抗震承载力验算。框架柱端的组合剪力 V_{CE} 可按下列公式计算:

$$V_{CE} = \eta_{VC} \left(\frac{1.5M_{ICE} + 1.6M_{2CE}}{H_c} + V_c \right) \quad (6.7.3 - 3)$$

式中 η_{VC} ——柱剪力增大系数，一级取 1.4，二级取 1.2，三级取 1.1。

4) 托梁:

①底层框架承担的地震剪力引起的托梁支座弯矩，应与重力荷载代表值引起的弯矩组合，按混凝土受弯构件进行托梁正截面抗震承载力验算。其弯矩 M_{bjE} 可按下式计算:

$$M_{bjE} = M_{1jE} + \alpha_M M_{2jE} + M_{jE} \quad (6.7.3 - 4)$$

式中 M_{1jE} ——托梁顶面重力荷载代表值 Q_{1E} 、 F_{1E} 作用下按框架分析的托梁支座弯矩设计值;

M_{2jE} ——墙梁顶面重力荷载代表值 Q_{2E} 作用下按框架分析的托梁支座弯矩设计值;

α_M ——考虑墙梁组合作用的托梁支座弯矩系数，应按《砌体结构设计规范》GB 50003 第 7.3 节的规定采用，但对一级和二级抗震等级应分别乘以 1.1 和 1.05 的增大系数;

M_{jE} ——框架地震剪力引起的托梁支座弯矩设计值。

②底层框架承担的地震剪力引起的托梁支座剪力，应与重力荷载代表值引起的剪力组合，按混凝土受弯构件进行斜截面抗震承载力验算。其剪力 V_{bjE} 可按下式计算:

$$V_{bjE} = V_{1jE} + \beta_V V_{2jE} + \eta_{Vb} \frac{M_{jE} + M_{(j+1)E}}{l_{0i}} \quad (6.7.3 - 5)$$

式中 V_{1jE} ——托梁顶面重力荷载代表值 Q_{1E} 、 F_{1E} 作用下按框架分析的托梁 j 支座剪力设计值;

V_{2jE} ——墙梁顶面重力荷载代表值 Q_{2E} 作用下按框架分析的托梁 j 支座剪力设计值;

β_V ——考虑墙梁组合作用的托梁剪力系数，应按《砌体结构设计规范》GB 50003 第 7.3 节的规定采用，但对一级和二级抗震等级应分别乘以 1.1 和 1.05 的增大系数;

M_{jE} 、 $M_{(j+1)E}$ ——分别为地震剪力引起的托梁 j 支座和 $(j+1)$ 支座的弯矩设计值;

η_{Vb} ——梁端剪力增大系数，一级取 1.3，二级取 1.2，三级取 1.1。

5) 抗震墙:

①底层混凝土抗震墙应计算其承担的地震剪力所产生的弯矩和剪力，以及所承担的倾覆力矩引起的附加弯矩或轴力；并与重力荷载代表值引起的内力进行组合。按混凝土偏心受压或偏心受拉构件进行截面抗震承载力验算。

②底层嵌砌于框架之间的砌体抗震墙的抗震承载力应按《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 7.2.11 条的有关规定进行验算。

③框支墙梁房屋上部砌体抗震墙的抗震承载力，应按《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 7.2.8 条的有关规定验算，但在计算公式右边应乘以降低系数 0.9。

3 抗震构造要求

框支墙梁房屋抗震构造要求除应符合本措施第 6.5.8 条第 3 款的规定外，尚应按《砌体结构设计规范》GB 50003 第 10.5.10 条及第 10.5.11 条的有关规定执行。

6.7.4 高层房屋配筋砌块剪力墙及钢筋混凝土框架-配筋砌块剪力墙房屋

1 结构布置

1) 平面布置要求:

①在高层建筑的一个独立单元，其平面宜简单、规则、对称，减少偏心，否则要考虑其不利影响;

②平面长度不宜过长，突出部分长度宜减小，凹角处宜采取加强措施;

③剪力墙的布置要求:

a. 单片剪力墙的长度不宜过大，每一肢剪力墙的长度不宜大于 8m;

b. 同一轴线上的剪力墙过长时，应采用楼板（不设过梁）或细弱的连梁分成若干个墙段，每一个墙段相当于一个独立的剪力墙，墙段的高宽比不小于 2;

c. 在内力计算时，可不考虑墙段之间或弱连梁的作用，即每一墙段作为一片独立的剪力墙计算;

d. 剪力墙结构的合理刚度可根据结构的基本周期控制在层数的 4% ~ 5% , 相应的底部剪力控制在建筑总重量的 3% ~ 6% 。当周期过短, 地震作用过大时, 宜对结构的刚度进行调整, 如增大剪力墙的间距、降低连梁高度、增大门窗洞口宽度, 把较长墙肢开洞或分为两个墙肢等。

2) 竖向布置要求:

①剪力墙应在整个建筑物的竖向延续, 上应到顶, 下要到底, 中间楼层也不要中断, 使其竖向体型力求规则、均匀, 避免有过大的外挑和内收, 竖向结构的侧向刚度宜均匀;

②顶层取消部分剪力墙而设置大房间时, 其余的剪力墙应在构造上予以加强;

③底部取消部分剪力墙时, 应设置转换层, 转换层的处理尚符合本条第 3 款的规定;

④剪力墙的洞口宜上下对齐, 成列布置, 使其形成明确的墙肢和连梁;

⑤剪力墙相邻洞口之间以及洞口与墙边缘之间要避免小墙肢, 其间距不宜小于 800mm;

⑥为避免配筋砌块剪力墙的刚度突变, 应考虑下列两种情况:

a. 当需要在混凝土墙上砌筑混凝土砌块墙时, 两种墙体的厚度与材料强度等级宜尽量相同;

b. 在均为 190mm 厚砌块墙体的情况下 (本措施目前的高度适用范围基于 190mm 厚墙体), 砌体的强度和灌孔率宜均匀连续变化。

3) 底部大空间剪力墙的结构布置要求:

①底部大空间剪力墙的结构, 其转换层及以下的结构宜采用钢筋混凝土结构;

②为保证大空间有充分的刚度, 防止沿竖向的刚度突变, 大空间应设置落地剪力墙或落地筒体, 并宜成组布置。对长矩形平面, 横向剪力墙较多时, 落地剪力墙的数目与横向剪力墙的总数量之比, 在非抗震设防时不宜少于 30% , 抗震设防时不宜少于 50% 。刚度比的控制应按下列规定: (1) 当底部大空间为一层时, 对一般平面, 可采用上下层的等效剪切刚度比 r 控制: r 宜接近 1, 在非抗震设计时, 不应大于 3, 在抗震设计时, 不应大于 2; (2) 当底部大空间大于一层时, 其转换层上下结构等效侧向刚度比 r_e 宜接近 1, 非抗震设计时 r_e 不应大于 2, 抗震设防时不应大于 1.3; (3) 当转换层设置在三层及三层以上时, 其楼层侧向刚度尚不应小于相邻楼层侧向刚度的 60% 。结构的等效剪切刚度比 r 及等效侧向刚度比 r_e 应按《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 附录 E 的规定计算。

③落地混凝土剪力墙和转换层以上混凝土砌块墙的开洞要求:

a. 落地混凝土剪力墙尽量不开洞、开小洞, 如需开洞宜布置在剪力墙的中部;

b. 框支墙梁上部一层的配筋砌块墙体与下部的混凝土梁或厚板整体工作很重要, 可组成组合受力构件-墙梁结构。为有效地通过墙梁将荷载传递到下部楼层, 这一层墙体不宜设置靠边的门洞, 且不得在中柱上方开设门洞, 该层的洞口位置应符合本措施第 6.5.8 条墙梁的规定。

2 内力及位移计算要点

1) 高层配筋砌块建筑应进行重力荷载、风荷载或地震作用下的内力分析, 荷载效应和地震作用效应组合应按《高层建筑混凝土结构技术规程》第 5、6 节的有关规定。

2) 高层配筋砌块剪力墙房屋的内力和位移, 按弹性方法计算, 即结构或构件的刚度不折减。

3) 高层配筋砌块剪力墙结构的自振基本周期可采用下列方法确定:

①当房屋的重量和刚度沿高度分布比较均匀时, 其自振基本周期 T_1 可按下式计算:

$$T_1 = 1.7 \sqrt{U_T} \quad (6.7.4 - 1)$$

式中 U_T ——结构单元顶点的假想位移 (m), 即假想把集中在各楼层的重力荷载 G_i 视作水平荷载, 计算得到的结构顶点的侧向位移。

采用计算机计算结构自振周期时, 也应考虑非承重隔墙对结构自振周期的影响。在结构位移计算时可不考虑非承重隔墙的影响。

②初步设计时结构的自振基本周期也可根据剪力墙数量多少和填充墙情况, 按下列公式估算:

a. 抗震墙间距较密 (3m 左右) 时:

$$T_1 = 0.055n \quad (s) \quad (6.7.4 - 2)$$

b. 抗震墙间距较疏 (6m 左右) 时, 应采用下列公式中较小者:

$$T_1 = 0.065n(s) \quad \text{或} \quad (6.7.4-3)$$

$$T_1 = 0.02(3.2H)^{\frac{3}{4}}(s) \quad (6.7.4-4)$$

式中 n ——结构层数;

H ——结构自室外地坪至建筑物檐口的高度 (m)。

4) 高层配筋砌块剪力墙结构可按下列规定进行内力和位移计算:

①当高度不超过 40m, 以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀时, 可按底部剪力法进行地震作用简化计算。其他情况宜采用振型分解反应谱法计算。高层配筋砌块结构可不作竖向地震作用验算;

②高层配筋砌块剪力墙结构用简化方法进行内力和位移计算时, 可将高层建筑结构两个正交主轴划分为若干个平面抗侧力结构, 每一个方向上的水平荷载和水平地震作用由该方向上的平面抗侧力结构承受, 垂直水平荷载和水平地震作用方向的抗侧力结构不参加工作, 由楼板位移保持直线分布的条件进行水平力分配; 在不考虑扭转影响时, 由同一楼层水平位移相等的条件进行水平力分配。当抗侧力结构与主轴斜交, 应考虑抗侧力结构在两个主轴方向各自的功能;

③用计算机进行内力与位移分析时, 布置较为规则时, 可采用平面抗侧力结构的协同工作分析方法; 布置不规则或体型较复杂时, 可采用各种空间分析方法;

④简化计算时, 水平力可按各片剪力墙的等效刚度分配, 然后进行单片剪力墙的计算。剪力墙的等效刚度可按下列规定计算:

a. 可考虑纵横墙的共同工作。纵墙的一部分可以作为横墙的有效翼缘, 横墙的一部分也可作为纵墙的有效翼缘。每一侧有效翼缘的宽度可取翼墙厚度的 6 倍, 墙间距的一半和总高度的 1/20 中的最小者, 且不大于至洞口边缘的距离;

b. 在双十字形和井字形平面的建筑中, 核心墙各墙段轴线错开距离 a 不大于实体连接墙厚度的 8 倍, 并且不大于 2.4m, 整片墙可以作为整体平面剪力墙考虑; 计算所得的内力应乘以增大系数 1.2, 等效刚度应乘以折减系数 0.8 (图 6.7.4-1);

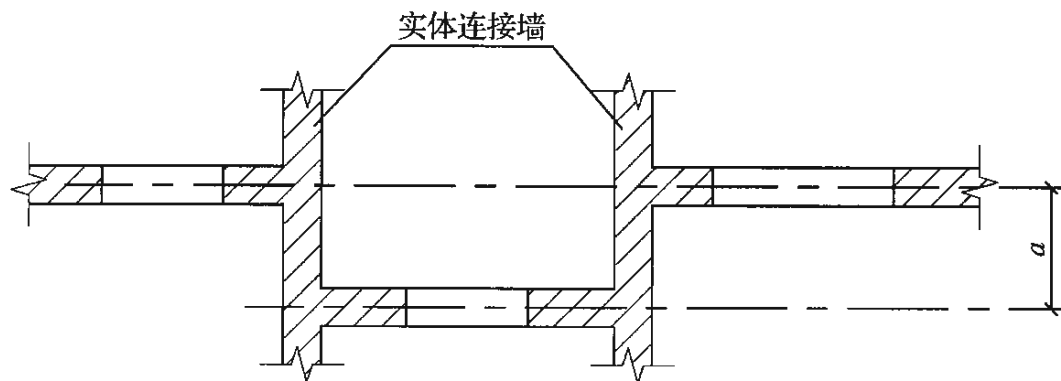


图 6.7.4-1 轴线错开的墙段

c. 当剪力墙孔洞面积与墙面面积之比不大于 0.16 且孔洞净距及孔洞至墙边距离大于孔洞长边尺寸时, 可按实体墙片计算;

d. 当剪力墙由成列洞口划分为若干个比较均匀的墙肢, 且由弱连梁或构造连梁 ($h_b \leq 400\text{mm}$) 连接时, 可不考虑连梁的刚度, 而按单片墙计算;

e. 当剪力墙开洞较多的外墙符合按壁式框架要求的墙柱比例时, 可按壁式框架计算;

f. 按实体墙计算的剪力墙的等效刚度可按下列公式计算:

$$E_g I_{eg} = \frac{E_g I_w}{1 + 9\mu I_w / A_w H^2} \quad (6.7.4-5)$$

$$I_w = \frac{\sum I_i h_i}{\sum h_i} \quad (6.7.4-6)$$

式中 $E_g I_{eg}$ ——配筋砌块剪力墙的等效刚度；

E_g ——砌体的弹性模量；

I_w ——按实体剪力墙计算的截面惯性矩；

I_i ——单片剪力墙的惯性矩；

H ——剪力墙的总高度；

h_i ——相应各墙段的高度，一般可取层高。

g. 按壁式框架计算时带刚域构件的等效刚度可按下列规定计算：

- 刚域的长度可按下列式计算（图 6.7.4-2、图 6.7.4-3）：

$$\left. \begin{aligned} l_{b1} &= a_1 - 0.5h_b \\ l_{b2} &= a_2 - 0.5h_b \\ l_{c1} &= c_1 - 0.5b_c \\ l_{c2} &= c_2 - 0.5b_c \end{aligned} \right\} \quad (6.7.4-7)$$

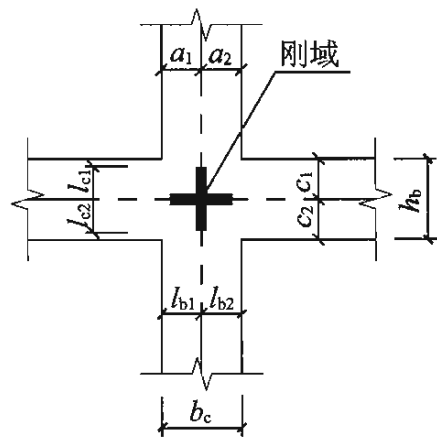


图 6.7.4-2 刚域

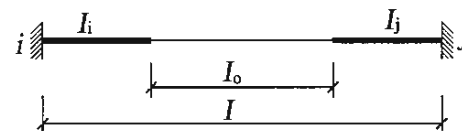


图 6.7.4-3 带刚域杆件

当计算的刚域长度小于零时，可不考虑刚域的影响。

- 带刚域杆件的等效刚度可按下列式计算：

$$EI = EI_0 \eta_v \left(\frac{l}{l_0} \right)^3 \quad (6.7.4-8)$$

式中 EI_0 ——杆件中段截面刚度；

η_v ——考虑剪切变形的刚度折减系数，按表 6.7.4-1 取用；

l_0 ——杆件中段的长度；

h_h ——杆件中段截面高度。

- 壁式框架带刚域杆件变为等效等截面杆件后，可采用 D 值法进行简化计算。

表 6.7.4-1 η_v 值

h_b/l_0	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
η_v	1.00	0.97	0.89	0.79	0.68	0.57	0.48	0.41	0.34	0.29	0.25

5) 剪力墙结构的内力可按下列规定计算：

①当结构单元内只有实体剪力墙时，其总刚度 EI_w 为 m 道墙体的等效刚度之和，沿高度分布的水平荷载和地震作用下，求出各楼层的剪力 V_i 、弯矩 M_i 并分配到各道墙体中，并应考虑附加轴力的影响：

$$V_j = \frac{EI_{eq}}{EI_w} V_i \quad (6.7.4-9)$$

$$M_j = \frac{EI_{eqj}}{EI_w} M_i \quad (6.7.4 - 10)$$

$$N_{ej} = \pm \frac{M_j x_j A_j}{\sum A_j x_j^2} \quad (6.7.4 - 11)$$

$$EI_{eqj} = \frac{1}{\frac{h_i^3}{6Ei_j} + \frac{1.2h_j}{GA_j}} = \frac{EA_j}{h_i \left(\frac{2h_j^2}{b} + 3 \right)} \quad (6.7.4 - 12)$$

式中 EI_{eqj} ——一道墙的等效刚度；

$A_j x_j$ ——墙片 j 的截面面积及其至组合截面转动中心的距离。

②当结构单元内既有实体剪力墙和大开洞的壁式框架时，可分别求出剪力墙的总刚度 EI_w 和壁式框架的总刚度 C_f ，按框墙结构中协同工作计算出在水平力或地震作用下的结构位移和这两类构件的各自总内力值，并分配至各自的墙体中。

6) 剪力墙结构的位移可按下列规定计算：

①在砌体规范规定的高度范围内，当房屋剪力墙布置的较均匀、间距不大于 6m，且高宽比小于等于 4 时，结构可不作变形验算；

②超出上列范围时需要校核结构的顶点位移时，可按下列公式计算：

$$u = \left\{ \begin{array}{ll} \gamma \frac{qH^4}{8E_g I_w} \left(1 + \frac{4\mu E_g I_w}{GAH^2} \right) & \text{(均布荷载)} \\ \gamma \frac{11q_{\max} H^4}{120E_g I_w} \left(1 + \frac{3.67\mu E_g I_w}{GAH^2} \right) & \text{(倒三角形分布荷载)} \\ \gamma \frac{PH^3}{3E_g I_w} \left(1 + \frac{3\mu E_g I_w}{GAH^2} \right) & \text{(顶点集中荷载)} \end{array} \right\} \quad (6.7.4 - 13)$$

式中 A ——截面总面积， $A = \sum_{i=1}^n A_i$ ；

γ ——系数，当为实体时，取 $\gamma = 1.0$ ，按小开口计算时，取 $\gamma = 1.2$ 。

7) 框支剪力墙结构的内力和位移计算可按下列规定：

①风荷载和地震作用下的内力和位移计算，可按一般剪力墙结构的计算原则进行；

②采用简化计算方法时，转换层以上各楼层水平剪力可近似地按各片剪力墙的等效刚度比例进行分配。计算等效刚度时，剪力墙的弯曲刚度可考虑翼缘的作用；

③框支层的落地剪力墙或筒体承受全部楼层剪力，落地剪力墙或筒体之间按各自等效刚度比例分配剪力。框支柱承担的剪力按下列规定采用：

a. 框支柱的数目不大于 10 根时，每根柱所承担的剪力至少取楼层剪力的 2%；

b. 框支柱的数目多于 10 根时，柱子承担的剪力之和至少取楼层剪力的 20%。

④采用计算机进行计算时，可先将剪力墙结构采用平面结构空间协同工作程序或空间三维分析程序计算，求得各片剪力墙的外力，然后用有限元或图表方法进行各榀框支墙的内力分析。框支柱承担的剪力应按上述③的规定调整；

⑤框支剪力墙的托梁（即框支梁）与上方的墙体共同工作，其应力分布宜采用平面有限单元方法或其他有效方法进行计算，也可采用《砌体结构设计规范》中墙梁的计算方法。框支梁的截面承载力计算跨中应按偏心受拉构件考虑，支座应按受弯构件考虑。

8) 高层混凝土框架 - 配筋砌体剪力墙结构的结构布置及内力分析可采用钢筋混凝土框架 - 剪力墙结构相同的方法。

3 高层建筑结构的稳定、倾覆验算及水平位移限值

1) 在《砌体结构设计规范》规定的高度范围内，且高宽比小于等于 5 时，可不进行结构的整体稳

定验算；当超出上列范围时，可按《高层建筑混凝土结构技术规程》第 5.4.4 条的规定验算，但应采用砌体的弹性模量。

2) 在《砌体结构设计规范》规定的高度范围内，且高宽比小于等于 5 时，一般可不作整体结构的抗倾覆验算；当超出上述范围，宜对该结构进行抗倾覆验算。结构抗倾覆计算时，应按风荷载或地震作用计算倾覆力矩设计值。计算稳定力矩时，楼层活荷载取 50%，恒载取 90%。抵抗倾覆的力矩不应小于倾覆力矩设计值。

3) 高层砌块结构水平位移限值，在风荷载和地震作用下结构的层间位移角分别不宜大于 1/1100 和 1/1000。

4 配筋砌块砌体构件抗震承载力计算要点

1) 配筋砌块砌体构件的承载力除应按本措施第 6.6.2 条的执行外，尚应按本条的规定进行抗震承载力验算。

2) 考虑地震作用组合的配筋砌块砌体偏心受压、偏心受拉以及受弯构件，其抗震承载力应按本措施第 6.6.2 条的规定计算，但其抗力应除以承载力抗震调整系数 0.85。

3) 配筋砌块剪力墙应按《砌体结构设计规范》GB 50003 第 10.4.2 条的规定，按结构的抗震等级，对底部加强区（ $H/6$ 及不小于 2 层）范围的剪力墙的剪力计算值进行调整。

4) 剪力墙、剪力墙连梁的抗震承载力应按《砌体结构设计规范》GB 50003 第 10.4.3、10.4.5、10.4.7~10.4.9 条的规定进行验算。

5) 配筋砌块剪力墙房屋中的钢筋混凝土结构构件（底部框架、剪力墙等）的抗震承载力应按《高层建筑混凝土结构设计规程》的有关规定执行。

5 配筋砌块砌体结构构件的构造要求

1) 配筋砌块砌体结构构件除应符合本措施第 6.6 节的规定外，尚应满足下列的规定：

2) 剪力墙的层间高度，对抗震等级一级时不应大于 4m，其余情况下不应大于 5m。

3) 剪力墙中应配置足够的抗裂和结构延性发挥需要的构造钢筋，并应符合表 6.7.4-2 的规定，剪力墙房屋加强区的高度不应小于房屋高度的 1/6，且不应小于 2 层的高度。

表 6.7.4-2 剪力墙水平和竖向分布钢筋的配筋构造

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		竖向钢筋	水平钢筋
一级	0.13	0.13	400	$\phi 12$	$\phi 8$
二级	0.11	0.13	600	$\phi 12$	$\phi 8$
三级	0.10	0.11	600	$\phi 12$	$\phi 6$
四级	0.07	0.10	600	$\phi 12$	$\phi 6$

4) 配筋砌块剪力墙的边缘构件除应符合本措施第 6.6.3 条 3 款的规定外，尚应符合下列要求：

①当剪力墙的压应力大于 $0.5f_g$ 时，其构造配筋应符合表 6.7.4-3 的规定；

②当在砌块剪力墙的端部约束区内，用混凝土暗柱代替灌孔芯柱约束配筋时，其构造应按下列规定：

表 6.7.4-3 剪力墙边缘构件的构造配筋

抗震等级	底部加强区	其他部位	箍筋或拉筋直径和间距
一级	3 $\phi 20$ (4 $\phi 16$)	3 $\phi 18$ (4 $\phi 16$)	$\phi 8@200$
二级	3 $\phi 18$ (4 $\phi 16$)	3 $\phi 16$ (4 $\phi 14$)	$\phi 8@200$
三级	3 $\phi 14$ (4 $\phi 12$)	3 $\phi 14$ (4 $\phi 12$)	$\phi 6@200$
四级	3 $\phi 12$ (4 $\phi 12$)	3 $\phi 12$ (4 $\phi 12$)	$\phi 6@200$

注：括号内数字为暗柱配筋。

- a. 暗柱截面宽度不应小于墙厚，截面长度宜为 1~2 倍墙厚，也不应小于 200mm；
 - b. 暗柱混凝土强度等级不宜低于砌块强度等级的 2 倍，或该墙砌体灌孔混凝土的强度等级，也不应低于 Cb20；
 - c. 墙体中的水平钢筋应在暗柱中锚固，并应满足钢筋的锚固要求；
 - d. 暗柱应与砌块墙体同时浇注灌孔混凝土。
- ③边缘构件示于图 6.7.4-4 中。

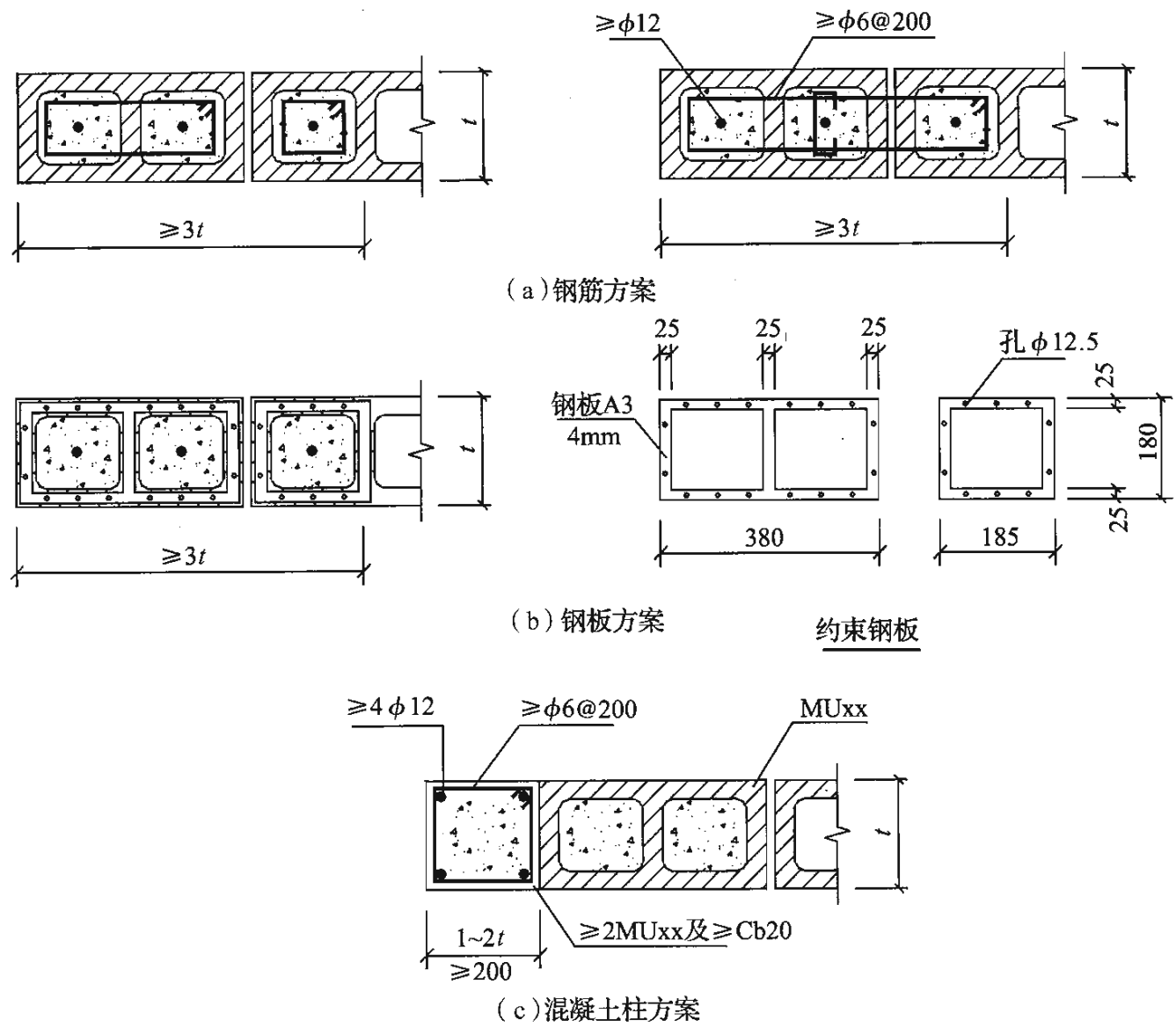


图 6.7.4-4 边缘构件

5) 剪力墙墙肢宜按下列要求处理：

- ①单肢剪力墙和由弱连梁连接的剪力墙，在重力荷载作用下的轴压比不宜大于 0.5；
- ②小墙肢的长度不宜小于 800mm，其轴压比，一级抗震时不宜大于 0.5，二、三级时不宜大于 0.6，小墙肢的配筋应符合边缘构件约束区的要求；
- ③当小墙肢的长度小于 800mm 时，宜按暗柱要求采用局部混凝土构件。

6) 开洞剪力墙连梁的处理要求：

- ①在满足结构变形要求的情况下，开洞墙的连接宜设计成弱连梁或构造连梁，并与楼层圈梁统一考虑；
- ②构造连梁宜采用局部混凝土结构，其配筋按《混凝土结构设计规范》GB 50010 第 7.2~7.5 节的有关规定计算；
- ③采用配筋砌块连梁时应满足《砌体结构设计规范》GB 50003 第 10.4.15 条的规定。

7) 受力钢筋的锚固搭接长度应符合下列要求：

- ①受力钢筋在砌体内的锚固和搭接长度应按表 6.7.4-4 采用；
- ②受力钢筋在混凝土构件中的锚固搭接长度应符合《混凝土结构设计规范》GB 50010 第 11.1.7 条的规定。

表 6.7.4-4 受力钢筋在砌体内的锚固 (l_{ae}) 和搭接长度 (l_{de})

配筋方式及部位		抗震等级		
		一、二	三	四
竖向钢筋	房屋高度 $\leq 50\text{m}$ 所有部位	$1.15l_a$ ($1.2l_a + 5d$)	$1.05l_a$ ($1.2l_a$)	$1.0l_a$ ($1.2l_a$)
	房屋高度 $> 50\text{m}$ 基础顶面搭接	($50d$)	(40d)	
水平配筋方案	钢筋在末端弯 90° 锚入混凝土长度	$\geq 250\text{mm}$	$\geq 200\text{mm}$	
	焊接网在末端弯 90° 锚入混凝土长度	$\geq 150\text{mm}$		

注：1 表中 l_a 为钢筋锚固长度，应按本措施第 6.6.1 条表 6.6.1 采用。

2 表中括号内数字为搭接长度。

8) 其他相关部位或构件的构造要求：

① 混凝土框架结构中的配筋砌块剪力墙应处理成与框架柱和梁为边框的结构。墙中钢筋应在柱和梁中锚固，墙、柱宜采用相同的混凝土浇注（图 6.7.4-5）；

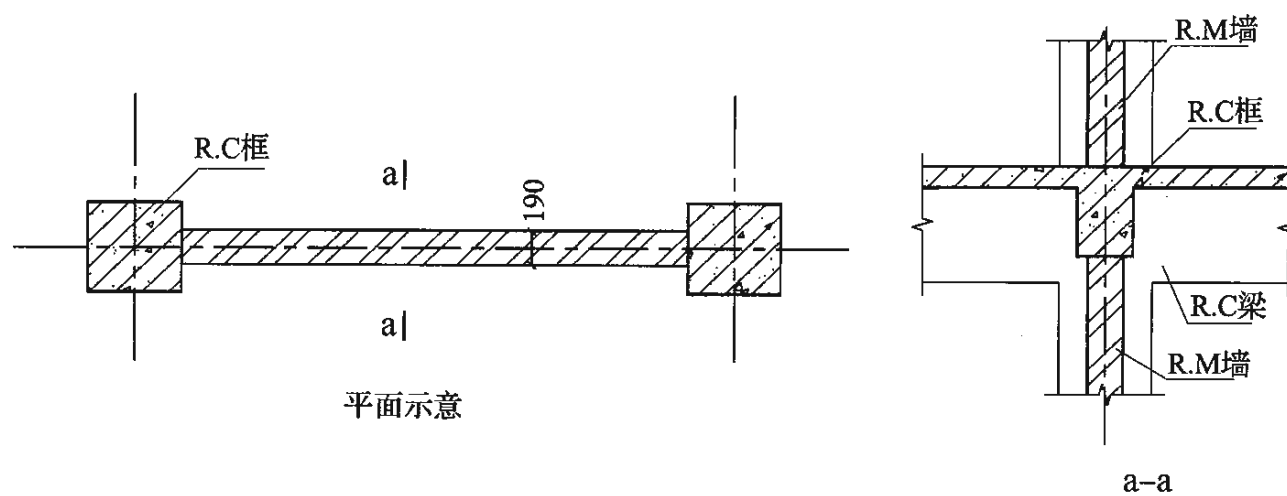


图 6.7.4-5 R.C 框架与 R.M 墙连接构造

② 高层砌块剪力墙结构和框架-剪力墙结构中的电梯井应采用全灌孔混凝土配筋砌体，非 $2M_0$ 尺寸时可将门洞口部位局部处理成混凝土构件，其构造要求尚应符合本条第 5 款 4) 边缘构件的要求。图 6.7.4-6 示出某试点工程电梯井墙体及洞口处理的例子。

③ 当设计中难以避免错层时，除应在结构分析时考虑不利影响外，应在错层处采取加强措施：

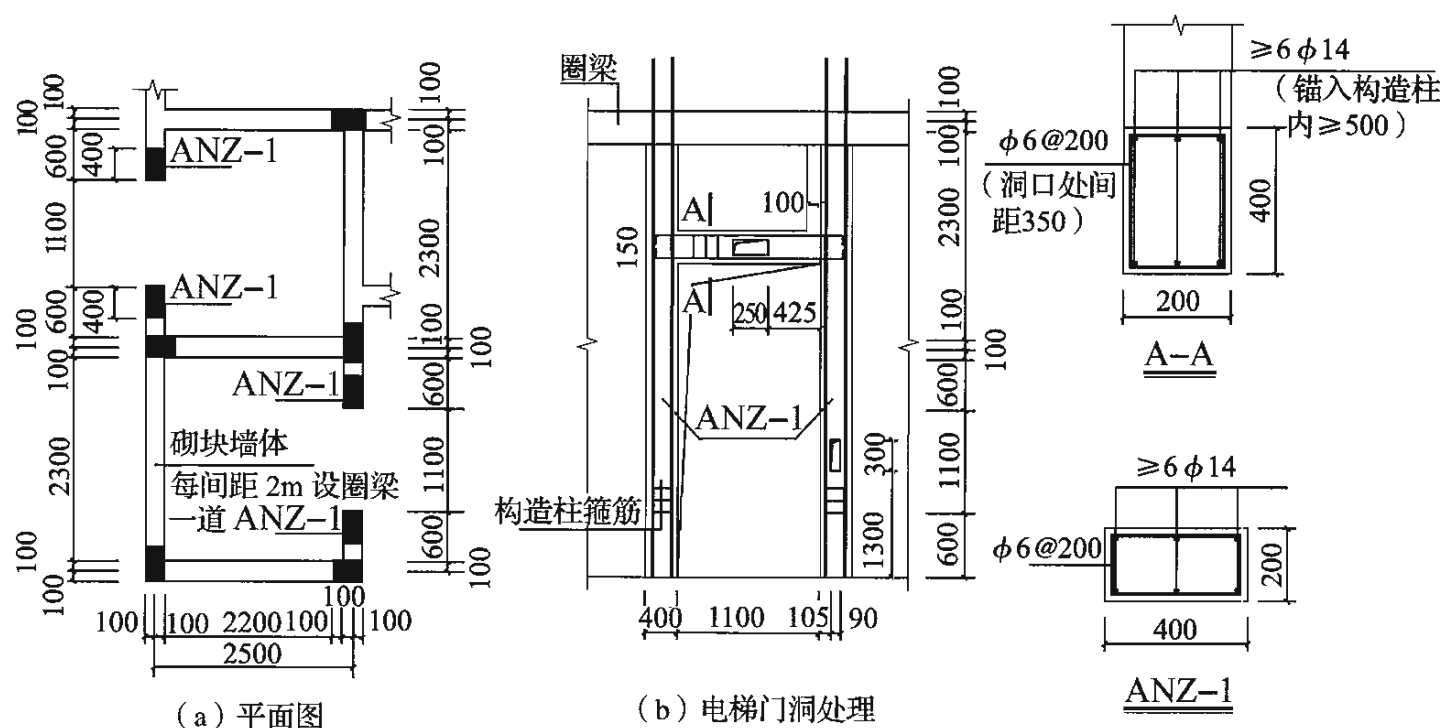


图 6.7.4-6 电梯井构造

- a. 错层上下的楼板应采用现浇混凝土结构, 楼板厚度适当加厚;
- b. 加大错层部位混凝土圈梁的截面及配筋, 圈梁构造尚应符合本措施第 6.5.2 条 2 款的要求;
- c. 适当加大错层上下配筋砌块剪力墙的配筋量。

6.7.5 单层空旷房屋

1 抗震计算要点

1) 房屋横向计算:

①礼堂、影剧院一类房屋, 可采用整体的空间分析法, 也可采用简化的分块计算法, 将房屋划分为门厅、观众厅、舞台三大块, 分别进行横向抗震分析, 并计算相互间的影响, 具体计算方法是: 门厅、舞台, 均可按多层砌体房屋的规定计算; 观众厅则参照单层砖柱厂房的规定计算。

②食堂、仓库及影剧院观众厅, 可采取一个典型开间的单榀排架进行自振周期和地震作用的计算, 当符合《建筑抗震设计规范》GB 50011第 9.3.6 条的规定时, 应考虑房屋空间作用按该规范附录 H 调整排架柱的地震作用效应。

2) 房屋纵向计算:

①礼堂、影剧院可划分为门厅和观众厅加舞台两大部分, 门厅部分可按多层砌体房屋的规定计算; 观众厅加舞台部分的纵向计算, 可采用底部剪力法, 其地震影响系数可取 α_{\max} 。

②食堂、仓库可参照《建筑抗震设计规范》GB 50011第 9.3.7 条的规定执行。

③山墙(包括观众厅与门厅交接处的山墙)的壁柱, 宜进行平面外的截面抗震验算。

2 抗震构造措施

1) 屋盖:

①礼堂、影剧院的观众厅, 宜采用轻型屋盖; 屋架支撑的布置应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011表 9.1.18 或表 9.3.10 的规定。

②各类房屋的大跨度厅堂, 房屋两端第一开间内, 不得设置屋架下弦纵向系杆或屋架跨中竖向支撑与山墙相连。山墙顶部应与屋面构件连接。

③礼堂、影剧院的门厅, 屋面上不得设置砌体女儿墙。

2) 墙体和壁柱:

①食堂、仓库的外纵墙若采用无筋壁柱时, 壁柱采用十字形截面, 不宜采用 T 形截面。

②7 度及以上抗震设防的礼堂、影剧院, 门厅与观众厅的高、低屋面交界处的山墙, 除纵、横墙交接处应设置构造柱外, 还应沿墙长每隔不大于 3m 增设一根墙中构造柱或组合柱。

③舞台口两边的横墙及耳光室斜墙, 宜设置水平钢筋或配筋带, 并锚入横墙两端的后浇的钢筋混凝土柱或构造柱。

④房屋的各主要出入口, 不得设置锚固于无筋砌体墙、柱上的大雨篷。

⑤食堂、仓库、观众厅的外纵墙和山墙, 应按《建筑抗震设计规范》GB 50011第 9.3.4 条和第 10.1.4 条的规定设置组合砌体壁柱, 壁柱的竖向钢筋应锚入混凝土基础内, 不得采取《建筑地基基础设计规范》GB 50007图 8.1.2(b)所示的构造。纵、横墙交接处构造柱的竖向钢筋可锚固在基础圈梁内。

⑥液化土和软土地基上的房屋应设置基础圈梁。

6.8 砌体结构裂缝控制措施

6.8.1 一般规定

1 应根据砌体结构材料、结构体系、房屋建筑平面及体型、地基和基础类别, 以及建筑所处地域和环境条件综合考虑, 选择或采用更适合和有效的结构裂缝控制措施。

2 本裂缝控制措施包括:

1) 防止或减轻砌体结构房屋温度变形和砌体房屋干缩变形致裂的措施。

- 2) 防止或减少地基差异变形致裂的措施。
- 3) 防止或减少强震时结构不规则引起的建筑震害的措施。

3 主要术语

1) 伸缩缝：连续地设置在建筑物应力比较集中的部位，将建筑物分割成两个或若干个独立单元，彼此能自由伸缩的竖向缝，通常有双墙或双柱伸缩缝。伸缩缝在地面以下的结构可不断开。伸缩缝的宽度应满足结构可能的最大伸缩变形的要求，以及其他要求。

2) 控制缝：设置在砌体应力比较集中或墙体灰缝相一致的部位，并允许墙身自由变形，而对垂直墙体平面外的外力有抵抗能力的单墙构造缝，控制缝的宽度宜通过计算确定，不宜大于 14mm，并应用弹性密封材料填嵌或防护。

3) 分割缝：设置在房屋屋盖或楼盖的有关部位，能有效地减少或消除因结构的温度或干缩变形致裂的局部构造缝。分割缝应用弹性防护材料嵌填。

4) 沉降缝：设置在同一建筑中因基础沉降产生显著差异沉降和可能引起结构难以承受的内力和变形的部位的竖直缝，沉降缝不但应贯通上部结构，而且也应贯通基础本身。沉降缝的宽度不宜小于 120mm，并应考虑缝两侧结构非均匀沉降倾斜和地面高差的影响。

5) 防震缝：设置在建筑中层数、质量、刚度差异过大等，而可能在地震时引起应力或变形集中造成破坏的部位的竖向缝。防震缝应在地面以上设置，当不作沉降缝时，基础可不作防震缝。防震缝的宽度应根据设防烈度和房屋高度确定，对多层房屋可采用 50 ~ 100mm，对高层砌体房屋可采用 100 ~ 150mm。

6) 伸缩缝、防震缝、沉降缝应联合考虑。伸缩缝与沉降缝的宽度应满足防震缝的要求。

6.8.2 防止或减轻砌体房屋温度和干缩变形致裂的措施

1 为防止或减轻混凝土屋盖和墙体间的温度差以及墙体干缩变形引起的顶层墙体的开裂，可根据具体情况采取或选择下列措施。

- 1) 根据砌体房屋墙体材料和建筑体型、屋面构造选择适合的温度伸缩区段（表 6.8.2-1）。

表 6.8.2-1 砌体房屋伸缩缝的最大间距 (m)

屋盖或楼盖类别		间距
整体式或装配整体式钢筋混凝土结构	有保温层或隔热层的屋盖、楼盖	50 (40)
	无保温层或隔热层的屋盖	40 (32)
装配式无檩体系钢筋混凝土结构	有保温层或隔热层的屋盖、楼盖	60 (48)
	无保温层或隔热层的屋盖	50 (40)
装配式有檩体系钢筋混凝土结构	有保温层或隔热层的屋盖	75 (60)
	无保温层或隔热层的屋盖	60 (48)
瓦材屋盖、木屋盖或楼盖、轻钢屋盖		100 (80)

注：1 对烧结普通砖、多孔砖、配筋砌块砌体房屋取表中数值；对石砌体、蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖和混凝土砌块房屋取表中括号内数值。当有实践经验并采取有效措施时，可不遵守本表规定。

2 在钢筋混凝土屋面上挂瓦的屋盖应按钢筋混凝土屋盖采用。

3 层高大于 5m 的烧结普通砖、多孔砖，配筋砌块砌体结构单层房屋，其伸缩缝间距可按表中数值乘以 1.3。

4 温差较大且变化频繁地区和严寒地区不采暖的房屋及构筑物墙体的伸缩缝的最大间距，应按表中数值予以适当减小。

2) 屋面应设置有效的保温层或隔热层（包括通风层）。

3) 采用装配式有檩体系钢筋混凝土屋盖或瓦材屋盖、木屋盖、轻钢屋盖。

4) 设置分隔缝或滑动层。

①屋面保温层或屋面刚性面层及砂浆找平层设置分隔缝，其间距不大于 6m，并与女儿墙隔开，缝宽不小于 30mm；

②在屋盖的适当部位设置分割缝，间距不宜大于 20m（图 6.8.2-1）；

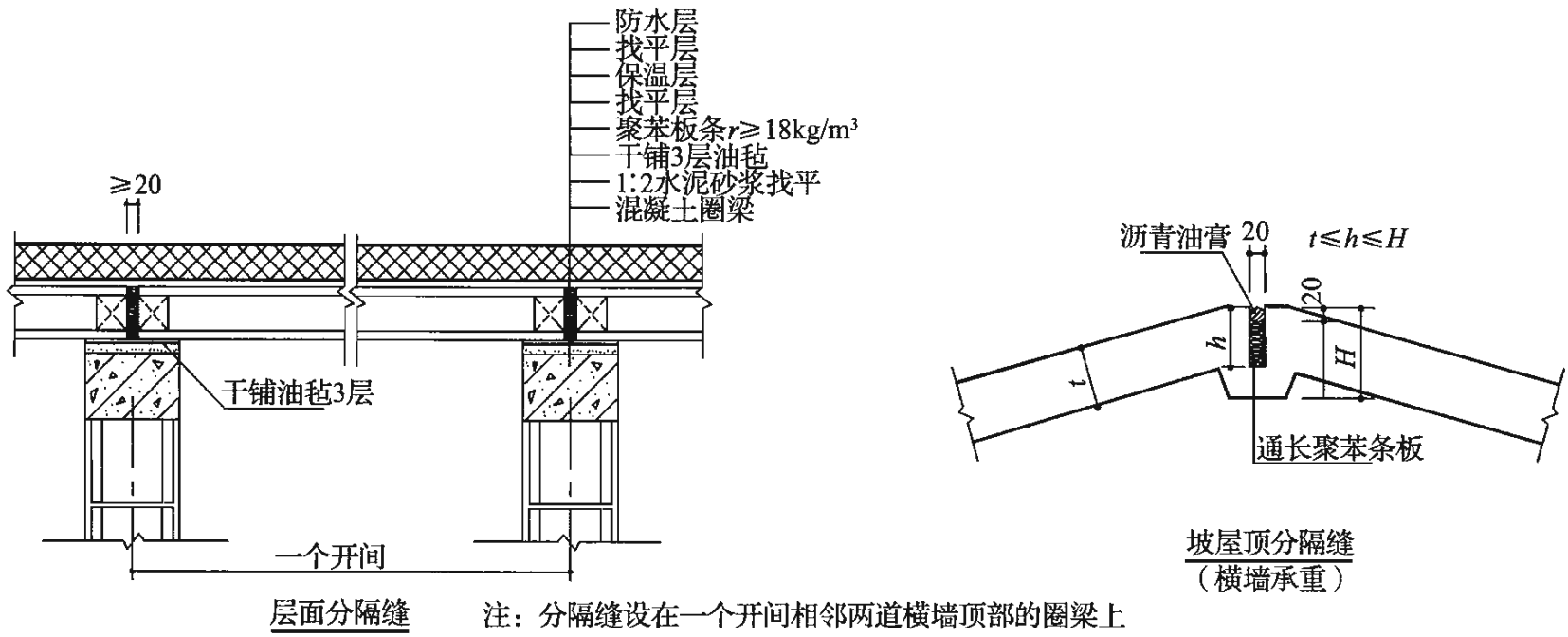


图 6.8.2-1 屋面分隔缝

③当现浇混凝土挑檐或坡屋顶的长度大于 12m，宜沿纵向设置分隔缝或沿坡顶脊部设置分隔缝，缝宽不小于 20mm，缝内应用防水弹性材料嵌填（图 6.8.2-2）；

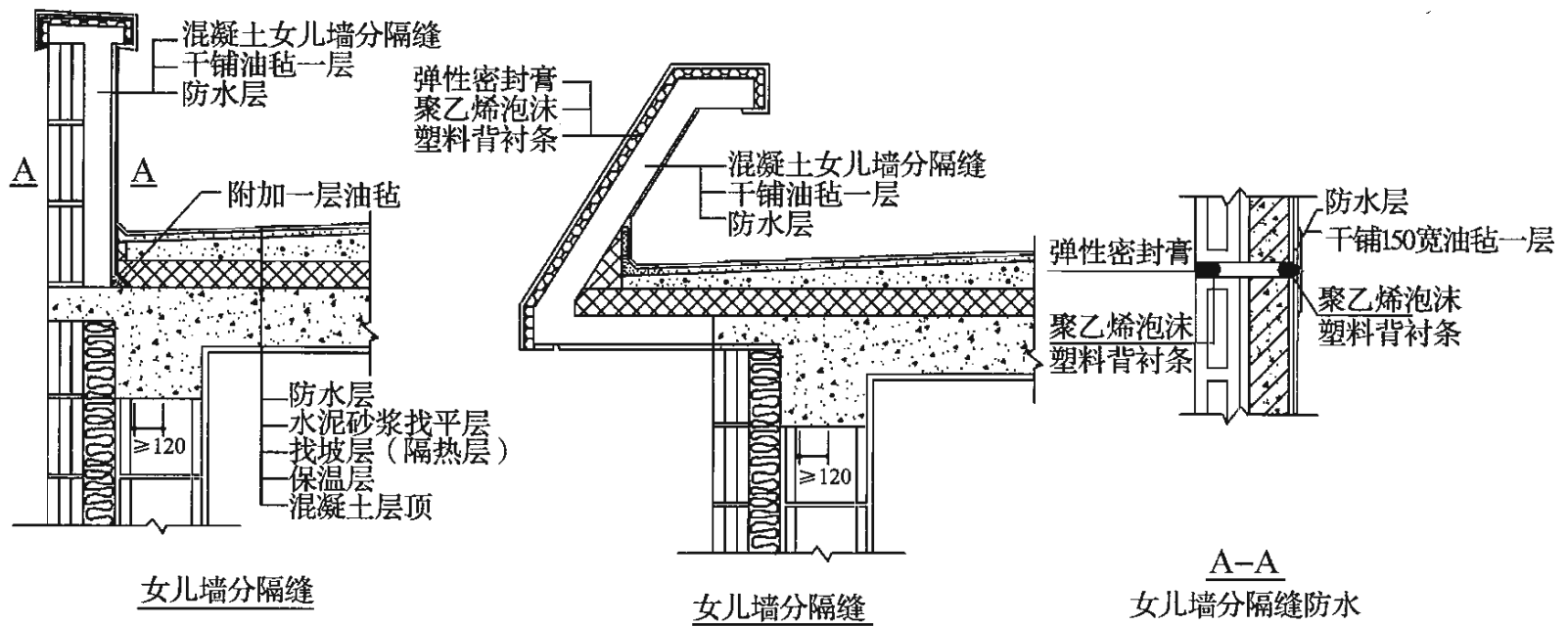


图 6.8.2-2 女儿墙分隔缝

④当房屋进深较大时，在沿女儿墙内侧的现浇板处设置局部分隔缝，缝宽不小于 20mm，缝内应用防水弹性材料嵌填（图 6.8.2-3）；

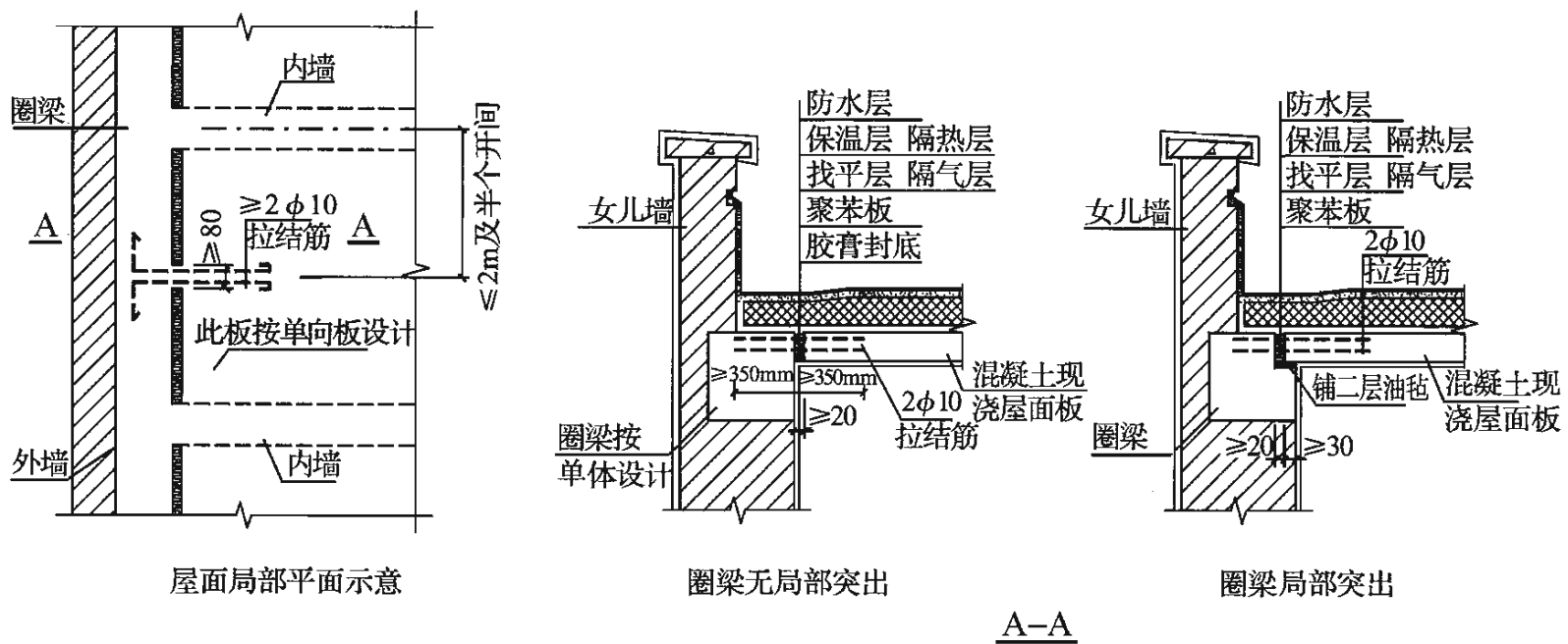


图 6.8.2-3 沿女儿墙屋盖处局部分隔缝

⑤在混凝土屋面板与墙体圈梁间设置滑动层。滑动层可采用两层油毡夹滑石粉或橡胶片：对较长的纵墙可只在两端的2~3个开间内设置，对横墙可只在其两端各1/4墙长范围内设置。

5) 其他加强措施

①顶层挑梁与圈梁拉通。当不能拉通时，在挑梁末端下墙体内设置3道焊接钢筋网片或 $2\phi 6$ 钢筋，其从挑梁末端伸入两边墙体不小于1000mm（图6.8.2-4）；

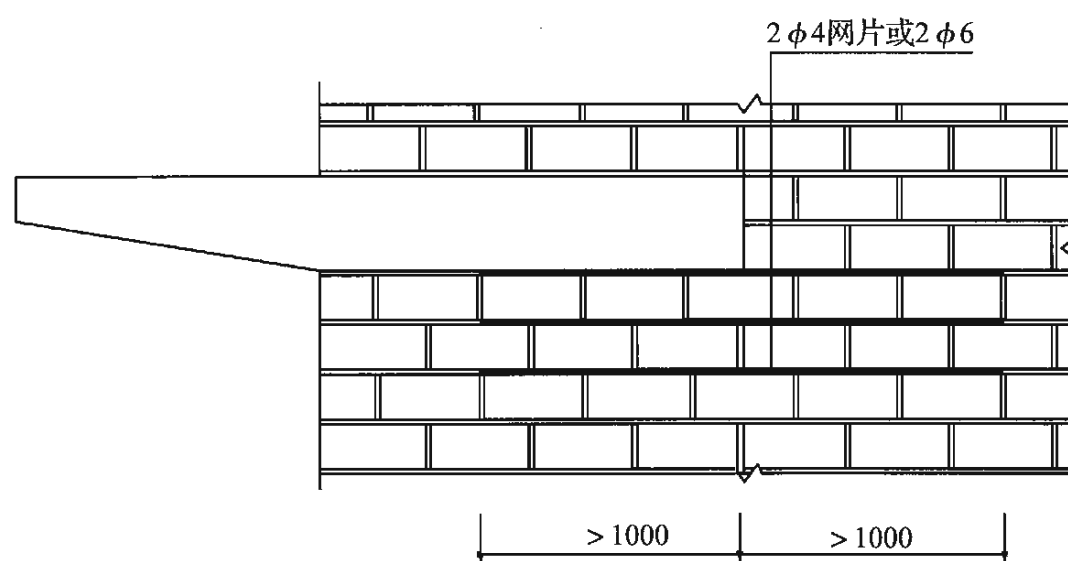


图 6.8.2-4 挑梁末端下墙体内设置3道焊接钢筋网片

②在顶层门窗洞口过梁上的水平灰缝内设置2~3道焊接钢筋网片或 $2\phi 6$ 钢筋，并应伸入过梁两端墙内不小于600mm；

③顶层墙体内适当增设构造柱；

④女儿墙应设构造柱，其间距不大于4m，构造柱应伸入女儿墙顶，并与现浇混凝土压顶板浇在一起。压顶板的纵向钢筋不宜小于 $3\phi 6$ ，横筋 $\phi 4@100$ ，且宜为焊接网片。

2 为防止或减轻房屋主要由砌体材料干缩变形引起的其他有关部位墙体的开裂，应首先从控制块材的龄期和相对含水率入手，然后再按具体情况采用或选择下列措施之一。

1) 块材的龄期和相对含水率控制。

①蒸压灰砂砖、蒸压粉煤灰砖出釜停放期不宜低于28d，上墙含水率宜为5%~8%，严禁采用干砖和含水饱和的砖砌筑。天气干燥需淋水，应提前1d进行；

②砌块的强度等级、相对含水率达不到设计要求和龄期不足28d的砌块不得上墙砌筑；

③应对砌块的收缩率和相对含水率进行控制，使其不大于使用地点的相对湿度，砌块的收缩率和相对含水率应符合表6.8.2-2的规定。

表 6.8.2-2 砌块的收缩率和相对含水率

收缩率 (%)	相对含水率不大于 (%)		
	施工现场或使用地点的湿度条件		
	潮湿	中等	干燥
≤0.03	45	40	35
0.03 ~ 0.045	40	35	30
0.045 ~ 0.065	35	30	25

注：表中潮湿系指年平均相对湿度大于75%的地区；中等系指年平均相对湿度为50%~75%的地区；干燥系指年平均相对湿度小于50%的地区。

2) 增强砌体抗裂能力的措施。

①设置基础圈梁或增加其刚度；

②在底层窗台下砌体灰缝中设置3道 $2\phi 4$ 焊接钢筋网片或 $2\phi 6$ 钢筋；或采用现浇混凝土配筋带或窗台板，灰缝钢筋或配筋带不少于 $3\phi 8$ 并应伸入窗间墙内不小于600mm；

③在墙体转角和纵横墙交接处沿竖向设置拉结钢筋或钢筋网片。对砖砌体拉结筋的数量每120mm厚墙不少于 $1\phi 6$ ，竖向间距不大于500mm；对砌块砌体拉结网片不小于 $2\phi 4$ ，竖向间距不大于400mm。拉结钢筋和钢筋网片埋入砌体的长度，及转角墙或交接墙内侧算起每边不小于600mm；

④对灰砂砖、粉煤灰砖砌体房屋尚宜在下列部位加强：

a. 在各层门窗过梁上方的水平灰缝内及窗下第一和第二道水平灰缝内设置焊接钢筋网片或 $2\phi 6$ 钢筋，其伸入两边窗间墙内不小于600mm；

b. 当实体墙的长度大于5m，在每层墙高中部设置2~3道焊接钢筋网片或 $3\phi 6$ 的通长水平钢筋，其竖向间距为500mm；

⑤对混凝土砌块砌体房屋尚宜在下列部位加强：

a. 在门窗洞口两侧不少于一个洞口中设置不小于 $1\phi 12$ 钢筋，钢筋应在楼层圈梁或基础梁锚固，并采用不低于C20混凝土灌实；

b. 在顶层和底层设置通长钢筋混凝土窗台梁，窗台梁的高度宜为块高的模数，纵筋不少于 $4\phi 10$ ，箍筋 $\phi 6@200$ ，C20混凝土，其他各层门窗过梁上方及窗台下的配筋要求，宜符合上述2)④a的要求；

c. 对实体墙的长度大于5m的砌块墙，沿墙高400mm配置不小于 $2\phi 4$ 通长焊接网片，网片横向钢筋的间距为200mm，直径同主筋；

d. 在门窗洞口两边墙体的水平灰缝中，设置长度不小于900mm，竖向间距为400mm的 $2\phi 4$ 焊接网片；

⑥框架填充墙的抗裂措施宜满足下列要求：

a. 当为干缩性较大材料时，除应满足本条第1款的规定外，墙体应按本条第2款的规定配筋；

b. 填充墙与框架柱和梁的连接除应满足有关规范的要求外，不论采用哪种砌体材料，框架柱、梁与墙间的缝隙应用钢丝网抹灰或耐碱玻璃网布聚合物砂浆加强带进行处理。加强带的宽度不宜小于300mm。

⑦严禁灰砂砖、粉煤灰砖与其他品种的砖在同一楼层内混砌。

3) 在墙体设置竖向控制缝（图6.8.2-5）。对于干缩变形较大的灰砂砖、粉煤灰砖、混凝土砌块等砌体结构，房屋墙体控制缝设置的位置和间距可按下列规定采用：

①在建筑物墙体高度或厚度突然变化处，在门窗洞口的一侧或两侧设置竖向控制缝；并宜在房屋阴角处设置控制缝；

②对3层以下的房屋，应沿墙体的全高设置，对大于3层的房屋，可仅在建筑的1~2层和顶层墙体的上列部位设置；

③控制缝在楼（屋）盖的圈梁处可不贯通，但在该部位圈梁外侧宜留宽度及深度为12mm的槽做成假缝，以控制可预料的裂缝；

④控制缝的间距不宜大于9m；落地窗口上缘与同层顶部圈梁下皮之间距离小于600mm者可视为控制缝；建筑物尽端开间内不宜设置控制缝；

⑤控制缝间长度大于6m的墙体宜沿墙高400mm配置不小于 $2\phi 4$ 通长焊接网片；

⑥控制缝可做成隐式，与墙体的灰缝相一致，控制缝的宽度宜通过计算，且不宜大于14mm，控制缝应用弹性密封材料填缝。

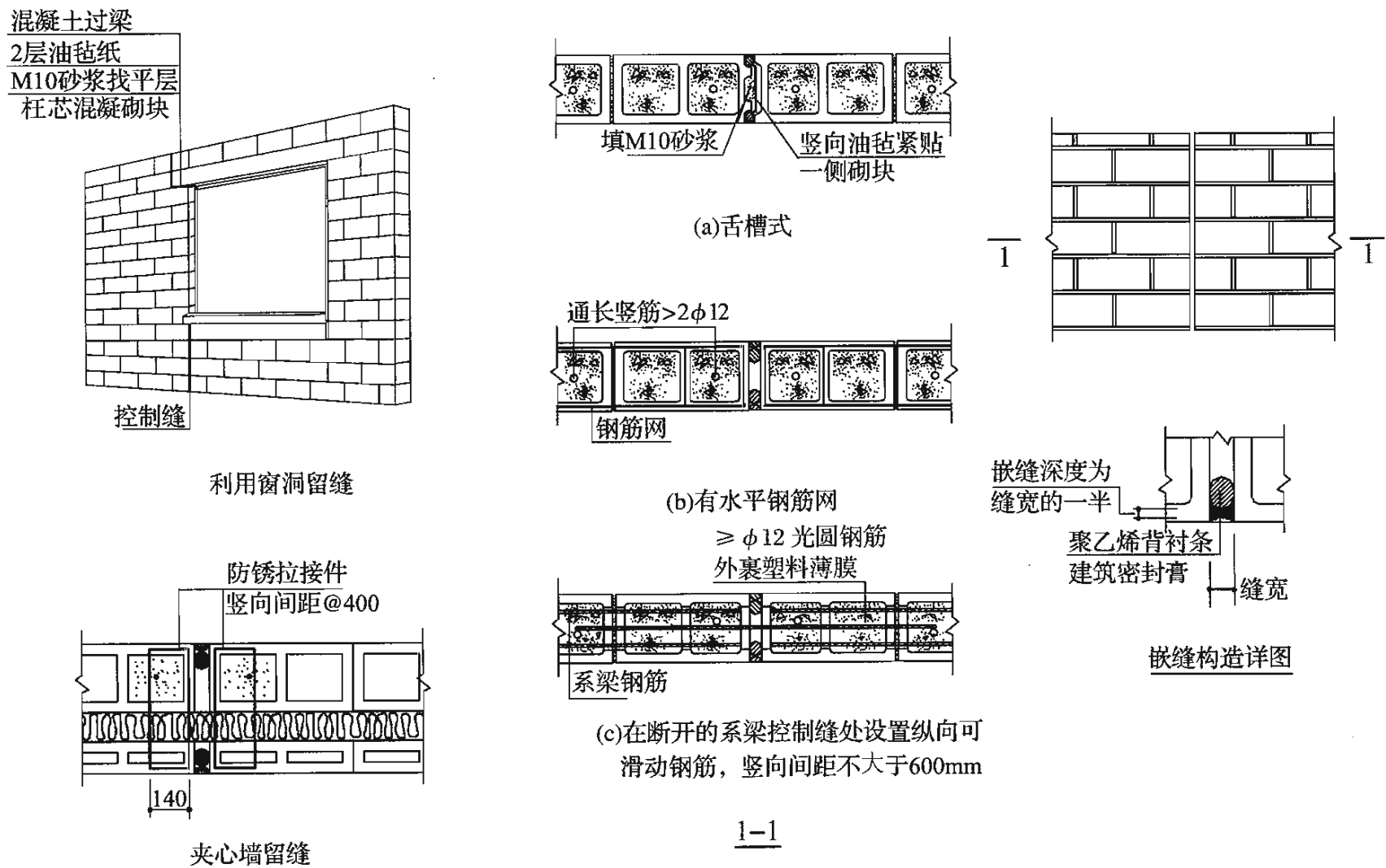


图 6.8.2-5 墙体控制缝

6.8.3 防止或减轻其他因素致裂的措施

- 1 建于寒冷和严寒地区的砌体房屋，其基础埋深应超过冻土深度，或遵照有关规定。
- 2 当房屋地基较差或不均匀时，应根据具体情况采取下列措施：
 - 1) 在满足使用要求的前提下，建筑的体型应力求简单，房屋长度不宜过长。
 - 2) 当房屋高度差较大或荷载较大、房屋突出较大时宜设置沉降缝。
 - 3) 当一幢房屋位于两种不同地基土上时，必须加强防止沉降不均的措施，并进行必要的计算。

4) 一般情况下一幢房屋宜采用相同基础类型。当因地基土差异较大采用不同的基础型式时，宜用沉降缝隔开。否则应进行不均匀沉降计算和采取相应的构造措施。

5) 一般情况下同一栋房屋不宜支承于基岩与土两种类型的地基上。

6) 当利用地形设天桥时，天桥的支座在房屋一端宜设计成铰接并设梁垫，在挡土墙一端宜设计成滑动或滚动支承(如图 6.8.3)。

7) 多层砌体房屋宜采取下列措施加强房屋的整体刚度：

①控制房屋的长高比 $L/H_f \leq 2.5$ ；当房屋的长高比为 $2.5 < L/H_f \leq 3.0$ 时，宜做到纵墙不转折或少转折，并应控制其内横墙间距或增强基础的刚度和强度，当房屋的预估最大沉降量 $\leq 120\text{mm}$ 时，其长宽比可不受限制；

②加强圈梁的设置数量，除应符合本措施第 6.5.2 条规定外，应在基础顶面增大圈梁的断面和配筋，宜在楼层处以及门窗洞口顶部增设圈梁；

③在墙体的开洞部位用构造柱及圈梁加强；

④圈梁和构造柱（芯柱）的构造要求尚应满足本措施第 6.5.2 ~ 6.5.4 条的规定。

3 地震区的砌体房屋应按《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 7.1.7 条及《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ-3 第 4.3.9、4.3.10 条的有关规定设置防震缝。

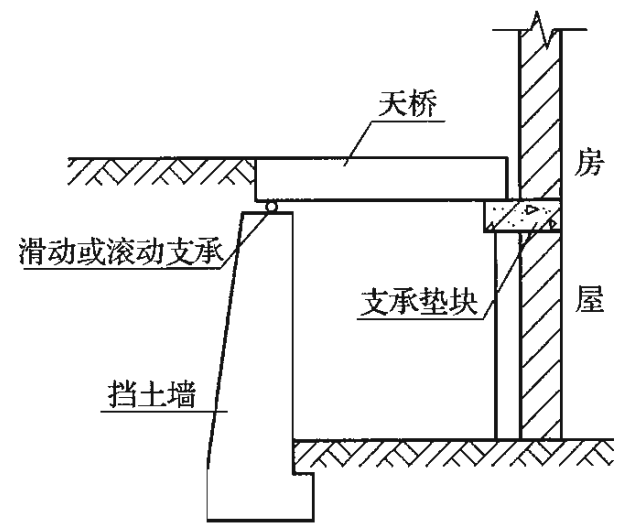


图 6.8.3 天桥的支座处理

7 木 结 构

7.1 材料及材料的选择

7.1.1 木材

1 承重结构用材，按树木种类分为两类：针叶材和阔叶材。结构中的承重构件多采用针叶材，阔叶材主要用作结构中横纹承压强度要求较高的配件（如垫块、夹板等）。按使用要求，分为原木、锯材（方木、板材、规格材）和胶合材。

2 承重结构用材应选择天然缺陷和干缺陷少、耐腐性较好的树种木材。南方地区使用热带木材时，还应注意选择不受虫害的树种木材。一般说来，最好是树干长、纹理直、木节少、能耐腐蚀和虫蛀、易干燥、少开裂、具有较好的力学性质以及便于加工。

3 设计中，应根据就地取材的原则，结合实际经验，在确保工程质量的前提下，积极慎重地逐步扩大树种的利用。对树种不明的木材，应严格遵守先试验、后使用的原则，严禁未经试验就盲目使用。

4 我国各地区可供结构用材的常用树种有：

1) 黑龙江、吉林、辽宁、内蒙古：红松、松木、落叶松、杨木、云杉、冷杉、水曲柳、桦木、槲栎、榆木。

2) 北京、天津、河北、山东、河南、山西：落叶松、云杉、冷杉、松木、华山松、槐树、刺槐、柳木、杨木、臭椿、桦木、槲栎、榆木、水曲柳。

3) 陕西、甘肃、宁夏、青海、新疆：华山松、松木、落叶松、铁杉、云杉、冷杉、榆木、杨木、桦木、臭椿。

4) 广东、广西、海南：杉木、松木、陆均松、鸡毛松、罗汉松、铁杉、白桐、红桐、红锥、黄锥、白锥、檫木、山枣、紫树、红桉、白桉、拟赤杨、木麻黄、乌墨、油楠。

5) 上海、江苏、浙江、福建、江西、安徽、湖北、湖南：杉木、松木、油杉、柳杉、白桐、红桐、红锥、白锥、栗木、杨木、檫木、枫香、荷木、拟赤杨。

6) 重庆、四川、云南、贵州、西藏：杉木、云杉、冷杉、红杉、铁杉、松木、柏木、红锥、黄锥、白锥、红桉、百桉、桉木、木莲、荷木、榆木、檫木、拟赤杨。

7) 台湾：杉木、松木、台湾杉、扁柏、铁杉。

5 《木结构设计规范》GB 50005给出的可供结构用材的进口木材树种：

1) 北美地区：

针叶树种：长叶松、太平洋海岸黄柏、西部铁杉、扭叶松、西加云杉、北美山地云杉、北美短叶松、北美黄松、东部铁杉。

2) 俄罗斯及欧洲地区：

①针叶树种：欧洲赤松、落叶松、海岸松、俄罗斯红松、欧洲云杉、西伯利亚松；

②阔叶树种：栎木、水曲柳、大叶槲、小叶槲。

3) 东南亚及其他国家或地区：

①针叶树种：南亚松；

②阔叶树种：门格里斯木、卡普木、沉水稍克隆、黄梅兰蒂、梅萨瓦木、深红梅兰蒂、浅红梅兰蒂、白梅兰蒂、绿心木、紫心木、李叶豆、塔特布木、达荷玛木、萨佩莱木、苦油树、毛罗藤黄、红

老罗木、巴西红厚壳木。

6 《木结构设计规范》GB 50005 给出的速生树种：速生杉木、速生马尾松、新西兰辐射松。

7 常用建筑木材主要特性：

落叶松——干燥较慢、在干燥过程中容易开裂。早晚材的硬度及收缩均有较大的差异，耐腐蚀性强。

铁杉——干燥较易，干缩度在小至中等之间，耐腐蚀性中等。

云杉——干燥易，干燥后不易变形，干缩较大，不耐腐。

马尾松、云南松、赤松、樟子松、油松等——干燥时可能翘裂；不耐腐，边材最易产生蓝变，最易受白蚁侵害。

红松、华山松、广东松、海南五针松、新疆红松等——干燥易，不易开裂或变形，干缩小，耐腐蚀性中等，边材最易产生蓝变。

栎木、桐木——干燥困难，易开裂，干缩甚大，容重、强度高，硬度高，耐腐蚀性强。

青冈——干燥困难，较易开裂，可能劈裂，干缩甚大，耐腐蚀性强。

水曲柳——干燥困难，易翘裂，耐腐蚀性较强。

桦木——干燥较易，不翘裂，不耐腐。

新利用树种木材的主要特性：

槐木——干燥困难，耐腐蚀性强，易受虫蛀。

乌墨（密脉蒲桃）——干燥较慢，耐腐蚀性强。

木麻黄——木材硬而重，易干燥，易受虫蛀，不耐腐。

隆缘桉、柠檬桉、云南蓝桉——干燥困难，易翘裂。隆缘桉和柠檬桉不耐腐，云南蓝桉耐腐。

檫木——干燥较易，干燥后不易变色。耐腐蚀性较强。

榆木——干燥困难，易翘裂，收缩较大，耐腐中等，易受虫蛀。

臭椿——干燥易，不耐腐，易产生蓝变，木质轻软。

桫木——干燥较易，不耐腐。

杨木——干燥易，不耐腐，易受虫蛀。

拟赤杨——木材轻，质软，收缩小，强度低，易干燥，不耐腐。

8 为了防止和减少木材变形及开裂，应在木材达到平衡含水率再使用。

9 木材密度分为三种：基本密度、气干密度和全干密度。

气干密度 ρ_w 按下式计算：

$$\rho_w = m_w / V_w \quad (7.1.1 - 1)$$

式中 ρ_w ——木材的气干密度 (g/mm^3)；

m_w ——木材气干时的质量 (g)；

V_w ——木材气干时的体积 (mm^3)。

基本密度 ρ_Y 按下式计算：

$$\rho_Y = m_0 / V_{\max} \quad (7.1.1 - 2)$$

式中 ρ_Y ——木材的基本密度 (g/mm^3)；

m_0 ——木材全干时的质量 (g)；

V_{\max} ——木材饱和状态时的体积 (mm^3)。

全干密度 ρ_0 按下式计算：

$$\rho_0 = m_0 / V_0 \quad (7.1.1 - 3)$$

式中 ρ_0 ——木材全干时的密度 (g/mm^3)；

V_0 ——木材全干时的体积 (mm^3)。

10 木材含水率变化会引起木材不均匀收缩，致使木材产生变形。木材在干燥过程中因变形会发生开裂。木材变形和开裂情况如图 7.1.1-1 和图 7.1.1-2 所示。

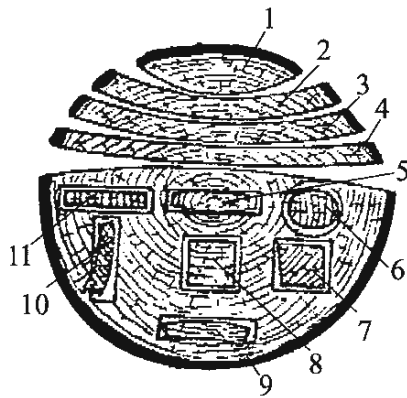


图 7.1.1-1 木材变形

- 1—弓形收缩后成橄榄核形；2、3、4—瓦形反翘；
 5—两头缩小纺锤形；6—圆形收缩后成椭圆形；
 7—方形收缩后成菱形；8—正方形收缩后成矩形；
 9—长方形收缩成瓦形；10—长方形收缩后成不规则状态；
 11—长方形收缩后成矩形

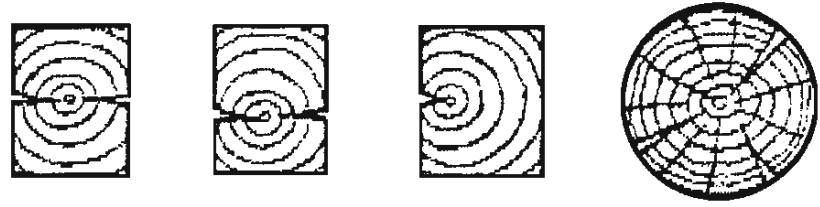


图 7.1.1-2 方木和原木的裂缝位置

11 木材力学性质的各向异性表现在顺木纹受力强度最高，横木纹受力强度最低，斜木纹受力强度介于上述二者之间。木材强度还与取材部位有关，比如树干的根部与梢部、心材与边材及向阳面与背阳面等。不同部位木材强度差异显著，用材时注意选择。

12 木材顺纹受压弹性模量与顺纹受拉弹性模量基本相等。木材横纹弹性模量分为径向弹性模量 E_R 和切向弹性模量 E_T ，它们与木材顺纹弹性模量 E_L 的比值随木材树种的不同而不同。当缺乏试验数据时，可近似取为：

$$\left. \begin{aligned} E_T/E_L &\approx 0.05 \\ E_R/E_L &\approx 0.10 \end{aligned} \right\} \quad (7.1.1-4)$$

13 当缺乏试验数据时，木材剪切弹性模量随产生剪切变形的方向不同而不同。与其顺纹弹性模量 E_L 的相对比值可近似取为：

$$\left. \begin{aligned} G_{LT}/E_L &\approx 0.06 \\ G_{LR}/E_L &\approx 0.075 \\ G_{RT}/E_L &\approx 0.018 \end{aligned} \right\} \quad (7.1.1-5)$$

式中 G_{LT} ——剪切变形发生在纵向和切向所构成的平面上的剪切弹性模量；
 G_{LR} ——剪切变形发生在纵向和径向所构成的平面上的剪切弹性模量；
 G_{RT} ——剪切变形发生在径向和切向所构成的平面上的剪切弹性模量。

14 齿连接中，刻齿深度对木材平均剪切强度影响见表 7.1.1-1。

表 7.1.1-1 刻齿深度对木材平均剪切强度影响

h_c/h	1/3	1/4	1/6	1/8
τ/τ_{max}	0.275	0.313	0.340	0.350
相对值	1.00	1.14	1.24	1.27

注： h_c —刻齿深度； h —构件截面高度； τ —木材平均剪应力； τ_{max} —木材最大剪应力。

15 木材顺纹受剪破坏系突然发生，具有脆性破坏性质，设计时，应注意木材这一力学特性。

16 木材横纹承压时变形较大，无明显破坏特征。一般是取它的比例极限作为木材横纹承压的强度指标。

17 木材含水率在纤维饱和点以下时，含水率愈高则强度愈低。

18 木材顺纹受拉、顺纹受压、顺纹受弯及横纹承压时，试件含水率为 $W\%$ 的相应强度可按下述公式换算成含水率为 12% 时的强度：

$$f_{12} = f_w [1 + \alpha(W - 12)] \quad (7.1.1-6)$$

式中 W ——试验试件的含水率(%)，一般在9%~15%范围内；

α ——含水率换算系数，按表7.1.1-2采用。

19 木材的强度随温度增高而下降，木材长期处在65℃环境中，其强度降低后将不能再恢复。

20 荷载长期作用下，木材的强度会降低。木结构设计以木材的长期强度为依据，木材的长期强度与瞬时强度的比值随树种和受力性质不同而异，一般大约为：

顺纹受拉0.5；顺纹受压0.5~0.59；

顺纹受剪0.5~0.55；静力受弯0.5~0.64

表 7.1.1-2 含水率换算系数 α

受力状况	相应换算强度	相应 f_w	α 值	适用树种
顺纹受压强度	f_{c12}	f_{cw}	0.05	一切树种
顺纹受弯强度	f_{m12}	f_{mw}	0.04	一切树种
弯曲弹性模量	E_{12}	E_w	0.015	一切树种
顺纹受拉强度	f_{t12}	f_{tw}	0.03	一切树种
顺纹受剪强度	f_{v12}	f_{vw}	0.015	阔叶树
横纹全表面承压比例极限	$f_{c,90,12}$	$f_{c,90w}$	0.045	一切树种
横纹局部全表面承压比例极限	$f_{c,90,12}$	$f_{c,90w}$	0.045	一切树种
横纹承压弹性模量	$f_{c,90,12}$	$f_{c,90w}$	0.055	一切树种

21 木材强度与荷载作用持续时间的关系如图7.1.1-3所示。

22 木材密度较大者，其强度亦高。二者之间的关系可近似按下式估计：

$$f_{15} = 854\rho_{15} \quad (7.1.1-7)$$

式中 f_{15} ——当含水率为15%时木材的顺纹受压强度；

ρ_{15} ——当含水率为15%时木材的密度。

23 承重结构用材应提前备料，事先经过自然干燥或人工干燥。

24 在制作构件时，木材含水率应符合下列要求：

- 1) 现场制作的原木或方木结构不应大于25%；
- 2) 板材和规格材不应大于20%；
- 3) 受拉构件的连接板不应大于18%；
- 4) 用作连接件时不应大于15%；
- 5) 叠层胶合木结构不应大于15%，且同一构件各层木板间的含水率差别不应大于5%；
- 6) 当受条件限制需直接使用湿材制作原木或方木结构时，在计算和构造上应符合《木结构设计规范》有关湿材的规定；

7) 经用阻燃剂或其他可降低木材强度的化学药剂处理的木材，其强度应通过试验确定。

7.1.2 钢材

- 1 承重木结构中用的钢材、钢筋、螺栓及焊条等均应符合现行国家标准。
- 2 木结构房屋使用承重钢构件最小尺寸应符合表7.1.2规定。

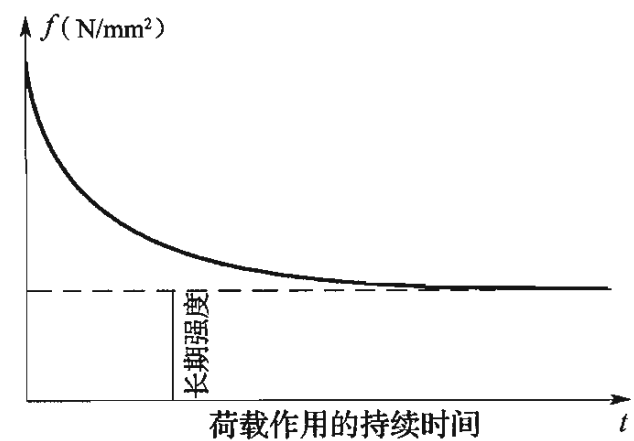


图 7.1.1-3 木材强度与荷载作用持续时间的关系

表 7.1.2 木结构房屋使用承重钢构件最小尺寸

钢构件名称	钢 板		屋架中的圆钢拉杆	钢木檩条的圆钢拉杆及檩间拉条	支撑中的圆钢拉杆
	节点连结	其 他			
厚度或直径 (mm)	5	4	12	8	16

7.1.3 结构使用胶

1 承重结构使用的胶，应保证其胶合强度不低于木材顺纹抗剪和横纹抗拉的强度。胶连接的耐水性和耐久性，应与结构的用途和使用年限相适应。

2 对于在使用中有可能受潮的结构以及重要的建筑物，应采用耐水胶；对于室内正常温、湿度环境中使用的一般胶合木结构，可采用中等耐水性胶。承重结构用胶，除应具有出厂合格证明外，尚应在使用前按《木结构设计规范》GB 50005 附录 E 的规定检验其胶粘能力。

3 木结构用胶应符合有关环境保护要求。

4 承重结构用胶，胶缝抗剪强度不应低于表 7.1.3 规定的数值。

表 7.1.3 承重结构用胶胶粘能力最低要求

试 件 状 态	胶缝顺纹抗剪强度值 (N/mm ²)	
	红松等软木松	栎木或水曲柳
干 态	5.9	7.8
湿 态	3.9	5.4

7.2 一 般 规 定

7.2.1 民用建筑承重木结构用于 3 层及 3 层以下。设计使用年限应按《木结构设计规范》GB 50005 表 4.1.3 采用。

7.2.2 承重木结构构件的分类见表 7.2.2。

表 7.2.2 承重木结构构件的分类

构件种类	构 件 名 称
第一类	受拉构件，当受力为计算承载力 70% 以上时，例如组合梁的受拉构件，桁架下弦，主要受拉腹杆、受拉构件的连接板及被指定的受拉、拉弯构件
第二类	1. 受拉构件，当受力为计算承载力 70% 及以下时； 2. 受弯构件及压弯构件：当受力为计算承载力 70% 以上时，例如节间有荷载的屋架上弦，斜梁式屋架的上弦，檩条及其他被指定的受弯构件，但对于跨度大于或等于 12m 的屋架上弦，及类似的重要受弯构件，即使受力为计算承载力 70% 及以下时，仍须按第二类构件考虑
第三类	1. 受弯构件及压弯构件，当受力为计算承载力 70% 及以下时； 2. 受压构件； 3. 次要受弯构件，例如平顶筋，格栅，撑托式结构中的受弯构件
第四类	1. 次要受压构件，其截面系由构造要求决定； 2. 屋面板、挂瓦条、椽条以及其他不重要的构件，当其损坏时，不致引起承重结构的破坏

7.2.3 木结构在规定的的设计使用年限内,应满足下列功能要求:

- 1 在正常施工和正常使用时,能承受可能出现的各种作用;
- 2 在正常使用时具有良好的工作性能;
- 3 在正常维护下具有足够的耐久性能;
- 4 在设计规定的偶然事件发生时及发生后,仍能保持必需的整体稳定性。

7.2.4 木结构的设计,应考虑下列两种极限状态:

1 承载能力极限状态。这种极限状态对应于结构或结构构件达到最大承载能力,应采用荷载效应的基本组合进行设计;

2 正常使用的极限状态。这种极限状态对应于结构或结构构件达到正常使用的某项规定容许值,应采用荷载效应的标准组合进行设计。

对于所有结构均应按承载能力极限状态计算其强度及稳定性。

对于在使用时变形值须受限制的结构,应按正常使用极限状态的要求验算其变形。

对施工和维修时出现的短暂受力状况,可不进行正常使用极限状态验算。

7.2.5 结构重要性系数 γ_0 可按下列规定采用:

1 对安全等级为一级或设计使用年限为 100 年的结构构件,不应小于 1.1,对安全等级为一级且设计使用年限又超过 100 年的结构构件,不应小于 1.2。

2 对安全等级为二级或设计使用年限为 50 年的结构构件,不应小于 1.0。

3 对安全等级为三级或设计使用年限为 5 年的结构构件,不应小于 0.9,对设计使用年限为 25 年的结构构件,不应小于 0.95。

7.2.6 木结构中的钢构件设计,应遵守国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定。

7.2.7 普通木结构用木材,其树种的强度等级应按《木结构设计规范》GB 50005 表 4.2.1-1 和表 4.2.1-2 采用。在正常情况下,木材的强度设计值及弹性模量,应按该规范表 7.2.1-3 采用。在该规范表 4.1.7-4 所列的使用条件下,木材的强度设计值和弹性模量,尚应乘以该表列的调整系数。

注:树种的归类说明见《木结构设计规范》附录 G,进口木材现场识别要点及其主要材料性能见该规范附录 H。

7.2.8 对于下列情况,木材的强度设计值和弹性模量设计指标,可按下列规定予以调整:

1 当采用原木时,若验算部位未经切削,其顺纹抗压、抗弯强度设计值和弹性模量可提高 15%。

2 当构件矩形截面的短边尺寸不小于 150mm 时,其强度设计值提高 10%。

3 当采用湿材时,各种木材的横纹承压强度设计值和弹性模量以及落叶松木材的抗弯强度设计值宜降低 10%。

7.2.9 木材斜纹承压的强度设计值,可按下列公式确定:

当 $\alpha < 10^\circ$ 时

$$f_{c\alpha} = f_c \quad (7.2.9-1)$$

当 $10^\circ < \alpha < 90^\circ$ 时

$$f_{c\alpha} = \left[\frac{f_c}{1 + \left(\frac{f_c}{f_{c,90}} - 1 \right) \frac{\alpha - 10^\circ}{80^\circ} \sin \alpha} \right] \quad (7.2.9-2)$$

式中 f_c ——木材斜纹承压的强度设计值 (N/mm^2);

α ——作用力方向与木纹方向的夹角 ($^\circ$)。

木材斜纹承压强度设计值亦可根据 f_c 、 $f_{c,90}$ 和 α 数值从图 7.2.9 查得。

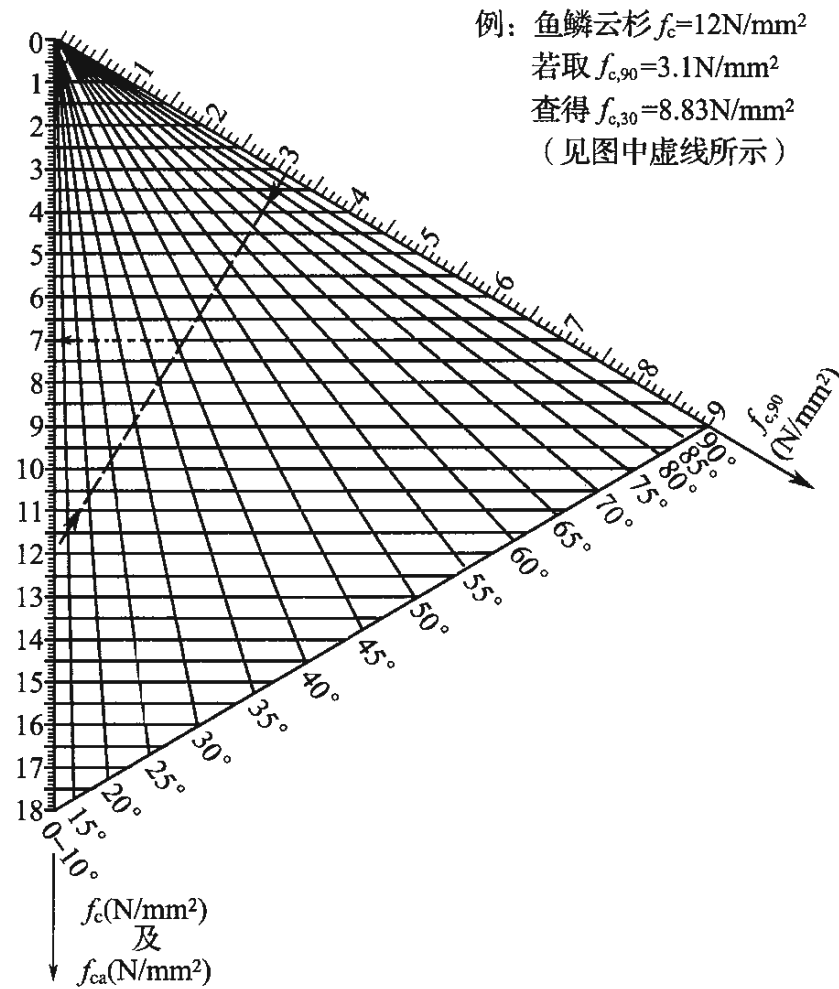


图 7.2.9 木材斜纹承压强度设计值

7.2.10 受弯构件的计算挠度，不应超过表 7.2.10 的容许挠度值。

表 7.2.10 受弯构件的容许挠度值

项次	构件类别	容许挠度值 [w]
1	檩条	$l \leq 3.3\text{m}$
		$l > 3.3\text{m}$
2	椽条	1/150
3	吊顶中的受弯构件	1/250
4	楼板梁和格栅	1/250

注：l—受弯构件的计算跨度。

7.2.11 验算桁架受压构件的稳定时，其计算长度 l_0 应按下列规定采用：

- 1 平面内：取节点中心间距；
- 2 平面外：屋架上弦取锚固檩条间的距离，腹杆取节点中心的距离；在杆系拱、门式刚架、框架及类似结构中的受压下弦，取侧向支撑点间的距离。

7.2.12 受压构件的长细比，不应超过表 7.2.12 的容许长细比。

表 7.2.12 受压构件的容许长细比

	构件类别	容许长细比 [λ]
1	结构的主要构件（包括桁架的弦杆、支座处的竖杆或斜杆以及承重柱等）	120
2	一般构件	150
3	支撑	200

7.2.13 原木构件沿其长度的直径变化率，可按 9mm/m（或当地经验数值）采用。验算挠度和稳定时，可取构件的中央截面，验算抗弯强度时，可取最大弯矩处的截面。

注：标注原木直径时，应以小头为准。

7.2.14 施工图应明确规定构件的用材要求（树种、等级、含水率、钢材品种及加工要求等）。如制作时实际供应的木材不能满足设计规定，则应修改设计。

7.3 计算要点

计算要点：

1 木结构构件在各种受力情况下的计算按下列公式进行：

1) 轴心受拉：

$$N/A_n \leq f_t \quad (7.3.1-1)$$

2) 轴心受压：

按强度

$$N/A_n \leq f_t$$

按稳定

$$N/\phi A_0 \leq f_c$$

$$(7.3.1-2)$$

3) 单向受弯：

按弯曲强度

$$M/W_n \leq f_m$$

按剪切强度

$$VS/Ib \leq f_v$$

按挠度

$$w < [w]$$

$$(7.3.1-3)$$

4) 双向受弯：

按强度

$$\sigma_{mx} + \sigma_{my} \leq f_m$$

按挠度

$$\sqrt{w_x^2 + w_y^2} \leq [w]$$

$$(7.3.1-4)$$

5) 拉弯：

$$N/A_n f_t + M/W_n f_m \leq 1$$

$$(7.3.1-5)$$

6) 压弯及偏心受压：

按强度

$$N/A_n f_c + M/W_n f_m \leq 1, \quad M = Ne_0 + M_0$$

按稳定

$$N/\phi \phi_m A_0 \leq f_c, \quad \phi_m = [1 - K]^2 [1 - kK]$$

$$K = \frac{Ne_0 + M_0}{W_n f_m (1 + \sqrt{N/A_n f_c}), \quad k = Ne_0 / (Ne_0 + M_0)$$

$$(7.3.1-6)$$

7) 压弯及偏心受压作用平面外的侧向稳定：

$$\frac{N}{\phi_y A_0 f_c} + \frac{M}{\phi_t W_n f_m} \leq 1$$

$$(7.3.1-7)$$

式中 f_t ——木材顺纹抗拉强度设计值；
 N ——轴心力设计值；
 A_n ——构件的净截面面积；
 f_c ——木材顺纹抗压及承压强度设计值；
 A_0 ——受压构件截面的计算面积；
 ϕ ——轴心受压构件稳定系数；
 f_m ——木材抗弯强度设计值；
 M ——弯矩设计值；
 W_n ——构件的净截面抵抗矩；
 f_v ——木材顺纹抗剪强度设计值；
 V ——剪力设计值；
 I ——构件的全截面惯性矩；
 b ——构件的截面宽度；

S ——剪切面以上的截面面积对中性轴的面积矩；

h ——构件的截面高度；

σ_{mx} 和 σ_{my} ——对构件截面 x 轴和 y 轴的受弯应力设计值；

ϕ_m ——考虑轴向力和原始弯矩共同作用的折减系数；

M_0 ——跨中最大原始横向弯矩设计值；

e_0 ——构件的原始偏心距；

Ne_0 ——轴向压力产生的杆端原始偏心弯矩；

ϕ_y ——轴心压杆在垂直于弯矩作用平面 $y-y$ 方向按长细比 λ_y 确定的稳定系数；

ϕ_l ——受弯构件的侧向稳定系数。

2 轴心受压构件的承载能力应分别按强度和稳定验算。

3 受弯构件的抗弯承载能力一般可按弯矩最大处截面进行验算，但在构件截面有较大削弱且被削弱截面不在最大弯矩处时，尚应按被削弱截面处的弯矩对该截面进行验算。

4 普通木结构承重柱截面尺寸，方形截面不小于 $150\text{mm} \times 150\text{mm}$ ，圆形截面直径不小于 180mm ，且不应小于被支承构件的宽度。特殊情况应按计算确定。

5 在地震地区设计木结构时，房屋的建筑体型应力求简单规整，避免拐角或突出，其质量和刚度分布应力求均匀对称，并注意降低房屋重心；在构造上应注意加强构件之间的连接和结构与支承物之间的连接，特别注意刚度差别较大的两部分或两个构件（如屋架与柱、檩条与屋架、木柱与基础等）之间的连接是否可靠；还应注意加强结构的空间作用。按《木结构设计规范》要求设置屋盖的水平与竖向支撑。

6 在地震区的木柱承重房屋中，木柱柱脚应用螺栓及铁件锚固在基础上，在木柱柱脚与基础接触面做防潮层。

7 当设防烈度为8度、9度时：

1) 钢木屋架应采用型钢下弦，屋架的弦杆与腹杆宜用螺栓系紧，屋架中所有的圆钢拉杆和拉力螺栓均采用双螺帽；

2) 当设置天窗时，应做得小而轻；

3) 采用斜放檩条并设置密铺屋面板，檐口瓦应与挂瓦条扎牢；

4) 檩条必须与屋架连牢，双脊檩应相互拉结，上弦节点处檩条，特别是用作支撑系统的檩条，应与屋架上弦用螺栓连接；

5) 支承在山墙上的檩条，其搁置长度不应小于 120mm ，节点处檩条应与山墙卧梁用螺栓锚固；

6) 屋架端部必须用不小于 $\phi 20$ 的螺栓与墙、柱锚固。

8 设防烈度为8度或8度以上时，根据需要可采用基础隔震方法。

9 胶合木构件计算时可视为整体截面构件，不考虑胶缝的松弛性。

10 胶合木构件计算时应考虑构件外形、截面形状、温度和湿度等的影响。

11 轻型木结构建筑的抗震设计应符合国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定。抗震计算可采用底部剪力法。轻型木结构的自振周期可按下列经验公式近似计算。

$$T = 0.05H_n^{0.05} \quad (7.3.1-8)$$

12 在轻型木结构建筑中，由地震作用或其他侧向荷载引起的剪力，由以木基结构板材和轻型木结构框架构件以钉连接组成的剪力墙和起剪力墙横向支撑的楼（屋）盖来承受。当计算抗震时，取其抗震调整系数 $\gamma_{RE} = 0.80$ ，阻尼比取 0.05 。具体计算见《木结构设计规范》GB 50005。

7.4 连 接

7.4.1 齿连接（图7.4.1-1、图7.4.1-2）

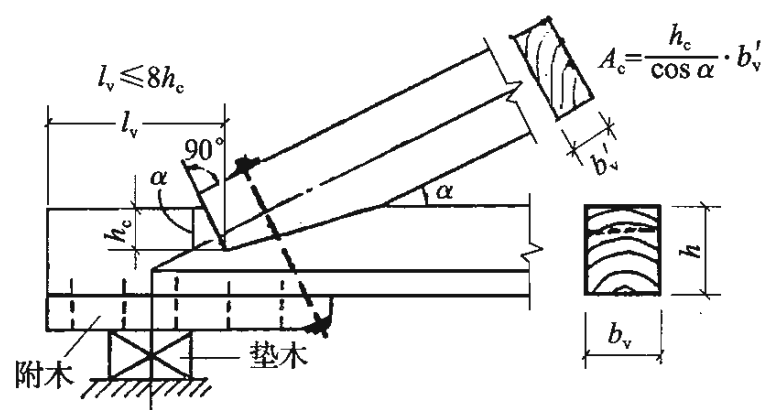


图 7.4.1-1 单齿连接

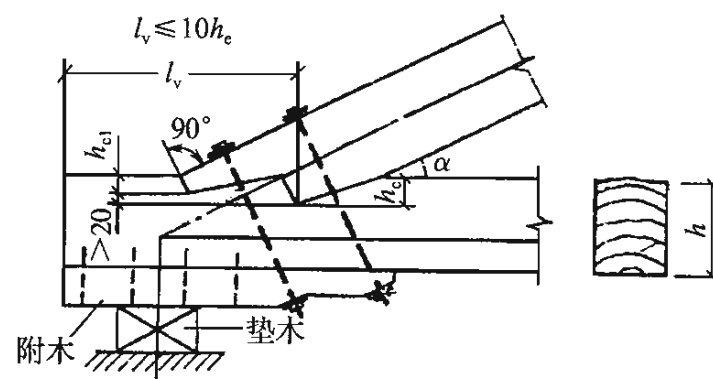


图 7.4.1-2 双齿连接

1 单齿和双齿连接应验算木材的承压、受剪及受拉强度。

2 齿连接的承压面应与所连接的压杆轴线垂直。

3 压杆轴线应通过承压面的形心。

4 木桁架支座节点处上弦轴线和支座反力作用线，当下弦为方木或板材时，宜与下弦净截面的中心线交汇于一点；当下弦为原木时，可与下弦毛截面的中心线交汇于一点。此时，下弦刻齿处截面可按轴心受拉计算。

5 木桁架支座节点齿深不应大于 $h/3$ ，在中间节点处不应大于 $h/4$ 。 h 为沿齿深方向的构件截面高度，对方木或板材为横截面高度，对原木为削平后截面高度。并且，对于方木齿深不应小于 20mm；对于原木不应小于 30mm。

6 双齿连接中，第二齿齿深 h_{c2} 应比第一齿齿深 h_{c1} 至少大 20mm，第二齿的齿尖应位于上弦轴线下弦上表面的交点。单齿和双齿第一齿的剪面长度均不应小于该齿齿深的 4.5 倍。

7 剪面应避开髓心。

8 当采用湿材制作时，木桁架支座节点齿连接的剪面长度应比计算值加大 50mm。

9 桁架支座节点采用齿连接时，必须设置保险螺栓、附木（厚度不小于 $h/3$ ）和经防腐处理的垫木。保险螺栓应与上弦轴线垂直，一般位于非承压面的中央。

10 设计齿连接时，不应考虑保险螺栓与齿共同工作。

7.4.2 采用钢夹板连接时，钢夹板螺孔端距取螺栓直径的 2 倍，螺孔边距取螺栓直径的 1.5 倍。

7.4.3 当钉从连接的两面钉入时，须符合钉入中间构件的深度不应大于该构件厚度的 $2/3$ 的条件，才容许从两面钉入。此时，钉的间距可不考虑钉子相互搭接的影响。当中间构件的钉子深度大于构件厚度的 $2/3$ 时，两面的钉子必须错位钉入，而其在中间构件的间距不小于 $15d$ （ d 为钉子直径）。

7.4.4 连接设计的一般要求

1 力求避免由于木材含水率变化而产生的干缩裂缝引起连接的剪坏和劈裂，在受拉和受剪连接中，特别要避免剪面与木材髓心重合。

2 在同一连接中不得考虑两种或两种以上刚度不同连接的共同作用。

3 连接必须传力简捷明确，在同一连接中不得同时采用直接传力和间接传力两种传力方式。

4 设计齿连接时，要注意减少对构件的削弱和防止因木材因干缩或湿胀变形引起剪面产生劈裂、撕裂，同时，应保证受剪面有一定的横向压紧力。

5 受拉接头的螺栓连接不应采用单行排列。两纵行排列时，螺栓直径不要大于构件截面高度的 $1/9.5$ 。

6 受拉接头的木夹板应采用纹理平直、无木节和髓心的气干材制作，木夹板在任何情况下均不得采用湿材。

7 采用木夹板时，螺栓孔要求夹板与构件一次钻通；采用钢夹板时，要求钢夹板与构件的钻孔必须吻合。

7.5 构造要求

7.5.1 普通木结构

1 设计木结构,应符合下列要求:

1) 采用以木构件受压或受弯的结构型式,如钢木桁架或撑托式结构。对于在干燥过程中容易翘裂的树种木材(如落叶松、云南松等),当用作桁架时,宜采用钢下弦;若采用木下弦,对于原木,其跨度不宜大于15m,对于方木不应大于12m,且应采取有效的防止裂缝危害的措施。

2) 应积极创造条件采用胶合木构件或胶合木结构。

3) 木屋盖宜采用外排水。若必须采用内排水时,不应采用木制天沟。

4) 必须采取通风和防潮措施,以防木材腐朽和虫蛀。

5) 合理地减少构件截面的规格,以符合工业化生产的要求。

6) 应保证木结构特别是钢木桁架在运输和安装过程中的强度、刚度和稳定性,必要时应在施工图中提出注意事项。

2 木结构的设计,应从构造上采取有效措施,以加强建筑物的抗风能力。如:尽量减小天窗的高度和跨度;做成短出檐或封闭出檐;瓦面(特别在檐口处)宜加压砖或座灰;两端山墙宜做成硬山;节点处檩条与桁架(或山墙)、桁架与墙(或柱)、门窗框与墙体等均应可靠锚固。

3 为防止瞬间风吸力造成屋面被掀起,应加强屋面材与屋盖木基层整体性连接。

4 杆系结构中的主要木构件,当有对称削弱时,其净截面面积不应小于毛截面面积的50%;当有不对称削弱时,其净截面面积不应小于毛截面面积的60%。受弯构件的跨中受拉边,不得打孔或开设缺口。

5 圆钢拉杆和拉力螺栓的直径,应按计算确定。但不宜小于12mm。

6 桁架的圆钢下弦、三角形桁架竖向钢拉杆必须采用双螺帽。木结构的钢材部分,应有防锈措施。

7 在房屋或构筑物建成后,应进行木结构的检查和维护。对于用湿材或新利用树种木材制作的木结构,必须注意工程交付使用前和使用后的第一、二年内的检查和维护工作。

8 方木檩条宜正放,其截面高宽比不宜大于2.5。当方木檩条斜放时,其截面高宽比不宜大于2,并按双向受弯构件进行计算。若有可靠措施以消除或减少沿屋面方向的弯矩和挠度时,可根据采取措施后的情况进行计算。

当采用钢木檩条时,应采取措施保证受拉钢筋下弦折点处的侧向稳定。

檩条在屋脊处应相互连接牢固。

9 木梁截面高宽比一般不宜大于4。在支座处应有可靠锚固。

当采用方木梁时,其高宽比大于4时,应采取足以保证木梁侧向稳定的必要措施。

当采用胶合木梁时,矩形、工字形及曲线形截面时,高宽比一般不宜大于4,对直线形受压或压弯构件,截面高宽比一般不大于5,超过上述高宽比的构件,应设置必要的侧向支撑,以保证稳定。

10 当采用木檩条时,桁架间距不宜大于4m;当采用钢木檩条或胶合木檩条时,桁架间距不宜大于6m。

11 桁架高跨比,一般不大于1/5。制作时应按桁架跨度的1/200起拱。

12 设计木桁架时,其构造应符合下列要求:

1) 受拉下弦接头应保证轴心传递拉力。下弦接头不宜多于两个。接头处应锯平,宜采用螺栓和夹板连接。采用螺栓夹板(木夹板或钢夹板)连接时,接头每端的螺栓数由计算确定,但不宜少于6个,且不应排成单行。当采用木夹板时,其厚度不应小于下弦宽度的1/2。若桁架跨度较大,木夹板的厚度不宜小于100mm。当采用钢夹板时,其厚度不应小于6mm。

2) 桁架上弦的受压接头应设在节点附近。接头应锯平, 并应用木夹板对接连接; 在接缝每侧至少应有两个螺栓系紧。木夹板的厚度宜取上弦宽度的 $1/2$, 长度宜取上弦宽度的 5 倍。

3) 若支座节点采用齿连接, 应使下弦的受剪面避开髓心并应在施工图中注明。

13 钢木桁架的下弦, 可采用圆钢拉杆。当跨度较大或有振动影响时, 宜采用型钢。圆钢下弦应设有调整松紧的装置。

14 当设置双面天窗时, 天窗架的跨度不应大于屋架跨度的 $1/3$ 。并应设置斜杆与屋架上弦连接, 以保证其平面内的稳定, 在房屋两端开间内不宜设置天窗。

15 木桁架应采取有效措施保证结构在施工和使用期间的空间稳定。

16 在下列部位, 均应设垂直支撑:

- 1) 在梯形屋架的支座竖杆处;
- 2) 当屋架下弦低于支座呈折线形(下沉式屋架)时, 在下弦的折点处;
- 3) 当设有悬挂吊车时, 在吊轨处;
- 4) 在杆系拱、框架及类似结构的受压下弦节点处;
- 5) 在屋盖承重胶合大梁的支座处。

17 在木柱承重的房屋中, 若柱间无刚性墙或木质剪力墙, 除应在柱顶设置通长的水平系杆外, 尚应在房屋两端及沿房屋纵向每隔 $20 \sim 30\text{m}$ 设置柱间支撑。木柱和桁架之间应设抗风斜撑, 斜撑上端应连在桁架上弦节点处, 斜撑与木柱的夹角不应小于 30° 。

18 对于下列非开敞式的房屋, 可不设置支撑, 但若房屋纵向很长, 则应沿纵向每隔 $20 \sim 30\text{m}$ 设置一道支撑:

- 1) 有密铺屋面板和山墙, 且跨度不大于 9m 时;
- 2) 当房屋为四坡顶, 且半屋架与主屋架有可靠连接时;
- 3) 当房屋的屋盖两端与其他刚度较大的建筑物相连时。

19 当屋架设有双面天窗时, 应设置天窗支撑。天窗架的两边柱处, 应设置柱间支撑。在天窗范围内沿主屋架脊节点和支撑节点, 应设置通长的纵向水平系杆。

20 为加强木结构整体性, 保证支撑系统的正常工作, 下列部位的檩条应与桁架上弦锚固:

- 1) 支撑的节点处(包括参加工作的檩条);
- 2) 为保证桁架上弦侧向稳定所需的支承点;
- 3) 屋架的脊节点处。

若有山墙时, 上述檩条尚应与山墙锚固。

檩条的锚固可根据房屋跨度、支撑方式及使用条件选用螺栓、卡板、暗销或其他可靠方法。上弦横向支撑的斜杆应用螺栓与桁架上弦锚固。其他情况下的支撑设置详见《木结构设计规范》。

21 当桁架跨度大于或等于 9m 时, 桁架支座应用螺栓与墙、柱锚固。当采用木柱时, 木柱柱脚与基础应用螺栓锚固。

22 设计轻屋面(如油毡、合成纤维板材、压型钢板屋面等)或开敞式建筑的木屋盖时, 不论桁架跨度大小, 均应将上弦节点处的檩条与桁架、桁架与柱、木柱与基础等予以锚固。

7.5.2 胶合木结构

1 直线形胶合木构件的截面可做成矩形和工字形; 弧形构件和变截面构件宜采用矩形截面, 胶合檩条可采用工字形截面。

2 设计胶合木构件时, 采用干燥使用条件下的有关设计值。

3 胶合木构件设计应根据使用环境注明对结构用胶的要求。

4 设计弧形构件, 其曲率半径 R 与木板厚度 t 之比应大于 125。

5 对于弧形构件, 其木板厚度不应大于构件曲率半径的 $1/300$, 并不大于 30mm , 对于弯曲特别严重的构件, 木板厚度不应大于 25mm 。

6 为了保证屋架不产生可见的垂度,胶合木桁架在制作时应预先向上起拱。起拱数值取为跨度的 $1/200$ 。

7 制作胶合木构件所用的木板接长宜采用指接。用于承重构件的指接,其指接边坡度 η 不应大于 $1/10$,指长不应小于 20mm ,指端宽度 b_f 宜取 0.2mm (图7.5.2)。木板的接长不宜采用斜搭接和对接。

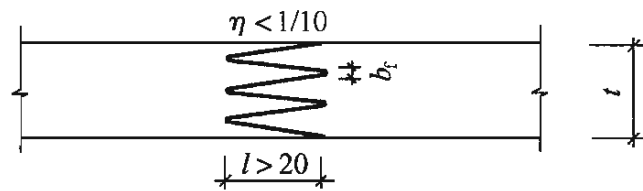


图7.5.2 木板指接

8 同一层木板指接接头间距不应小于 1.5m ,相邻上下两层木板层的指接接头距离不应小于 $10t$ (t 为板厚)。

9 胶合木构件同一截面上板材指接接头数目不应多于木板层数的 $1/4$ 。应避免将各层木板指接接头沿构件高度布置成阶梯形。

10 木板胶合构件符合下列规定时,可不设置加劲肋:

- 1) 木板胶合工字形截面构件的腹板厚度不小于 80mm ,且不小于翼板宽度的一半;
- 2) 矩形、工字形截面胶合木构件的高度 h 与其宽度 b 之比值,对于梁一般不大于 6 ,对于直线形受压或压弯构件一般不大于 5 ,对于弧形构件一般不大于 4 。超过上述高宽比的构件,为保证其侧向稳定,应设置必要的侧向支撑。

11 线性变截面构件设计时应注明坡度开始处和坡度终止处的截面高度。

12 曲线形构件设计时应注明弯曲部分的曲率半径或曲线方程。

7.5.3 轻型木结构

1 采用轻型木结构时,要注意当地自然环境和使用环境对建筑物的影响,应采取可靠措施,防止木构件腐朽或被虫蛀。必须保证结构达到预期寿命的要求。

2 轻型木结构的平面布置宜规则,质量和刚度变化宜均匀。所有构件之间均应有可靠的连接,必要的锚固、支撑。以保证结构的强度、刚度和良好的整体性。

3 轻型木结构建筑的构件设计应根据树种、材质等级、荷载及相关尺寸,按《木结构设计规范》中第5章的计算方法进行。

4 用于屋盖木基板、墙体面板和楼板的各种木基结构板材应具有该产品制作所遵循的法定标准名称、注明制造厂商及用于室内或室外等文字说明。

5 轻型木结构建筑的抗震计算可采用底部剪力法。

6 在轻型木结构建筑中,由地震作用或风荷载引起的水平力,由剪力墙承担。抗震调整系数 $\gamma_{RE}=0.80$,阻尼比取 0.05 。剪力墙的截面设计按《木结构设计规范》附录Q进行。

7 楼(屋)盖除承担竖向荷载外,还是墙体的横向支承,承担和传递由于侧向荷载引起的内力,起着水平横隔板的作用。当需要设计楼(屋)盖抗侧力时,可按《木结构设计规范》附录P进行设计。

8 当满足下列规定时,轻型木结构抗侧力设计可按构造要求进行。

- 1) 建筑物每层面积不超过 600m^2 ,层高不大于 3.6m ;
- 2) 当抗震设防烈度为 6 度、 7 度或基本风压小于或等于 0.6kN/m^2 时,建筑物不超过三层;当抗震设防烈度为 8 度($0.20g$)或基本风压大于 0.6kN/m^2 但小于或等于 0.8kN/m^2 时,建筑物不超过二层。

3) 楼面活荷载标准值不大于 2.5kN/m^2 ;屋面活荷载标准值不大于 2.0kN/m^2 ;雪荷载按国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009有关规定取值。

4) 剪力墙的最小长度符合表7.5.3的规定的。

表 7.5.3 按构造要求设计时剪力墙的最小长度

抗震设防烈度或 最大基本风压	纵墙之间 或横墙之 间的最大 中心距离 (m)	最大允许 层数	剪力墙的最小长度						
			单层 二层或三层的顶层		二层的底层 三层的二层		三层的底层		
			面板用 石膏板	面板用 木基结 构板材	面板用 石膏板	面板用 木基结 构板材	面板用 石膏板	面板用 木基结 构板 材	
6 度或基本风压 $\leq 0.40\text{kN/m}^2$	10.6	3	0.40 <i>l</i>	0.20 <i>l</i>	0.60 <i>l</i>	0.30 <i>l</i>	0.90 <i>l</i>	0.45 <i>l</i>	
7 度或基本风压 $\leq 0.60\text{kN/m}^2$	0.10g	10.6	3	0.60 <i>l</i> *	0.30 <i>l</i>	0.90 <i>l</i> *	0.45 <i>l</i>	—	0.70 <i>l</i>
	0.15g	7.6	3	0.60 <i>l</i> *	0.30 <i>l</i>	0.90 <i>l</i> *	0.45 <i>l</i>	—	0.70 <i>l</i>
8 度 (0.20g) 或基本风压 $\leq 0.80\text{kN/m}^2$	7.6	2	0.90 <i>l</i>	0.45 <i>l</i>	—	0.70 <i>l</i>	—	—	

注：1 表中建筑物长度 *l* 指平行于该剪力墙方向的建筑物长度。

2 当墙体用石膏板作面板时，墙体两侧均应采用；当用木基结构板材作面板时，至少墙体一侧采用。

3 位于基础顶面和底层之间的架空层剪力墙的最小长度应与底层要求相同。

4 * 号表示当屋面或楼面有混凝土面层时，面板不允许采用石膏板。

9 剪力墙的设置应符合下列规定：

1) 单个墙段的高宽比不大于 2:1。

2) 同一轴线上墙段的水平中心距不大于 7.6m。

3) 相邻剪力墙之间横向间距与纵向间距的比值不应大于 2.5:1。

4) 剪力墙墙端与离墙端最近的垂直方向的墙段边的水平距离不应大于 2.4m。

5) 剪力墙中部分墙段可与墙体不在同一平面，但出平面外距离不大于 1.2m。

6) 构件的净跨距不大于 12.2m。

7) 除专门设置的梁和柱外，轻型木结构承重构件的水平中心距不大于 600mm。

8) 建筑物屋面坡度不小于 1:12，也不宜大于 1:1；纵墙上檐口悬挑长度不大于 1.2m；横墙上檐口悬挑长度不大于 0.4m。

对于不满足上述构造要求规定的轻型木结构，不能仅按构造要求进行设计，而应经过计算进行设计。

10 轻型木结构墙骨柱最低材质等级应符合下列规定：

1) 承重墙墙骨柱：VII_b、V_b、III_b。

2) 非承重墙墙骨柱：VII_b、V_b、IV_b。

11 墙骨柱在层高内应连续。墙骨柱间距不得大于 600mm。墙骨柱间距和净高由计算确定。开孔大于墙骨柱间距的孔口两侧的墙骨柱应采用双柱。

12 墙体底部应有底梁板或地梁板（对底层墙称地梁板），墙体顶部应有顶梁板，承重墙的顶梁板宜不少于二层，非承重墙的顶梁板可为单层。

13 楼盖格栅可采用矩形、工字形截面的工程木产品。楼盖格栅在支座上的搁置长度不得小于 40mm。楼盖格栅可支承在梁顶或梁侧。

14 轻型木结构的屋盖，可采用由结构规格材制作的、间距不大于 600mm 的轻型桁架；跨度较小时，也可直接由屋脊板（或屋脊梁）、椽条和天棚格栅等构成。椽条和天棚格栅的截面应根据树种、材质等级、荷载、间距及跨度由计算确定。

1) 桁架应根据荷载情况进行计算和设计，以满足承载能力和正常使用的要求，并应做好桁架的锚

固和支撑。

2) 屋盖椽条和天棚格栅沿长度方向应连续,但可用连接板在竖向支座上连接。椽条和格栅在支座上的搁置长度不得小于40mm,椽条或格栅在屋脊板(梁)两侧位置应对称,且在顶端用连接板或按钉连接构造要求相互连接。

3) 屋谷和屋脊椽条截面高度应比普通椽条大50mm。

15 屋面椽条或格栅在屋脊处可由从支座延伸至屋脊的承重墙或者是支座的搁置长度不小于90mm的屋脊梁支承。

1) 当天棚格栅与椽条连杆的截面大于或等于40mm×90mm时,对于屋面坡度大于1:3的屋盖,可视为椽条或屋面格栅的中间支座,以减小椽条或屋面格栅的跨距。

2) 当椽条连杆跨度大于2.4m时,应在连杆中心附近加设侧向支撑,支撑的截面不小于20mm×90mm,并与连杆垂直。

3) 屋面坡度不小于1:3时,当椽条底部有可靠的连接能防止椽条向外侧移,则屋脊板不需支座。此时,屋脊两侧的椽条可用钉与天棚格栅相连,按钉连接的要求设计。

16 轻型木结构构件之间应有可靠的连接。各种连接件均应符合国家现行的有关标准,进口产品应符合《木结构设计规范》管理机构审查认可的相关标准生产的合格产品。在认为有必要时,对进口产品应进行抽样检验。

对有抗震要求的轻型木结构,其构件之间在关键部位应根据抗震设防烈度,采用螺栓连接,以加强连接强度。

17 剪力墙和楼(屋)盖应符合下列要求:

1) 剪力墙和楼(屋)盖构件的宽度不得小于40mm,构件最大间距为600mm;

2) 经常处于潮湿环境条件下的钉应有防护涂层,以防止钉的锈蚀;

3) 钉离每块面板边的距离不得小于9mm,中间支座上钉的间距不得大于300mm,钉应牢固的打入框架构件中,且应保持钉面与板面齐平。

4) 当墙体两侧均有面板,并且每侧面板边缘钉间距小于150mm时,墙体两侧面板的接缝应互相错开,避免在同一根框架构件上。当支座构件的宽度大于65mm时,墙体两侧面板拼缝可在同一根构件上,但钉应交错布置。

5) 当直接铺在外墙构件上作外墙板时,板的厚度不宜小于9.5mm。

18 当木屋盖和楼盖用来作为混凝土或砌体墙体的侧向支座时,木屋盖和楼盖与墙体之间应有可靠的锚固;锚固连接应能抵抗墙体引起的侧向力,且其抵抗力沿墙体方向应不小于3.0kN/m。与混凝土或砌体的锚固连接不得采用斜钉连接或其他不抗拔的钉连接。此外,托木不得设计成为承受横纹受拉。

19 轻型木结构构件的开孔和缺口应符合下列规定:

1) 允许在屋盖、楼盖和天棚格栅上开缺口,但缺口必须位于格栅顶面,缺口离支座边缘的距离不得大于格栅截面高度的1/2,缺口高度不得大于格栅截面高度的1/3。如缺口高度大于格栅高度的1/3时,则应根据缺口高度要求,相应增加格栅截面高度。

2) 应保证墙骨柱在开孔或开缺口后,对于承重墙,墙骨柱截面的剩余高度不应小于其总高度的2/3;对于非承重墙不应小于40mm。如果超过上述规定,则应采取加强措施。

3) 顶梁板在开孔或开缺口后的剩余宽度不得小于50mm。如果剩余宽度小于50mm,则墙体顶梁板应采取加强措施。

20 柱底与基础应有可靠锚固,以满足抗拔和抗侧移的要求。

21 梁在支座上的搁置长度不得小于90mm。

22 组合梁中单根规格材的对接应位于梁的支座上。

23 若组合截面梁为连续梁,则组合截面梁中单根规格材的对接位置应位于距支座1/4梁净跨处

左右 150mm 范围内。已经在该范围内对接了的单根规格材，不得再在本跨的支座上对接；相邻的单根规格材不得在同一位置上对接；在同一截面上对接的规格材数量不得超过组合梁组合规格材总数的一半；任一单根规格材在任一跨中均不得有二个或二个以上的对接点。不得在边跨内对接。

24 当组合截面梁采用 40mm 宽的规格材组成时，规格材之间应采用沿高度等分布置的 2 排钉连接，钉长不得小于 90mm，钉的中距不得小于 450mm，钉的端距为 100 ~ 150mm。

25 当组合截面梁中 40mm 宽的规格材采用螺栓连接时，螺栓直径不得小于 12mm，螺栓中距不得大于 1.2m，螺栓端距不得大于 600mm。

26 室内外地坪高差不得小于 300mm，无地下室的底层木楼板必须架空，并应有通风防潮措施。

27 在易遭虫害的地方，宜采用经防虫处理的木材作结构构件。木构件底部与室外地坪高差不得小于 450mm。

28 地梁板应经过防护剂加压处理，直接安装在基础顶面用直径不小于 12mm、间距不大于 2.0m 的锚栓与基础锚固。锚栓埋入基础深度不得小于 300mm，每根地梁板两端各应有一根锚栓，端距为 100 ~ 300mm，锚栓与地梁板通过螺栓和垫板连接。

29 当底层楼板格栅直接置于混凝土基础上时，构件端部应做防腐防虫处理；如格栅搁置在混凝土或砌体基础的预留槽内，除构件端部应做防腐防虫处理外，尚应在构件端部两侧留出不小于 20mm 的空隙，且空隙中不得填充保温或防潮材料。

30 当轻型木结构构件底部距架空层下地坪的净距离小于 150mm 时，构件应采用经过防腐防虫处理的木材，或在地坪上铺设聚乙烯膜或其他防潮材料的防潮层。

31 当地梁板承受楼面荷载时，其截面不得小于 40mm × 90mm。地梁板应直接放置在水平基础上，在地梁板和基础顶面的缝隙间应填充密封材料。

32 在底层架空木楼板下宜铺设 100mm 厚粗颗粒材料层（卵石，碎石）做防潮处理。

7.6 防 火

7.6.1 木结构的防火设计除遵守《木结构设计规范》GB 50005 规定外，尚应遵守《建筑设计防火规范》GB 50016、《村镇建筑设计防火规范》GBJ 39、《自动喷水灭火系统设计规范》GB 50084、《火灾自动报警系统设计规范》GB 50116、《汽车库、修车库、停车场设计防火规范》GB 50067、《城镇燃气设计规范》GB 50028 以及《建筑材料难燃性试验方法》GB 8625 等国家标准中与之相关的规定。木结构建筑防火分类和耐火等级的涵义等同于相关规范所定义的“重要建筑”和“四级耐火等级”。

7.6.2 木结构建筑对下列使用范围明确限制规定：

1 婴、幼、老、病、残以及关、管失去自由的人员等类公共用房严禁设置在地下层、半地下层、地面二层及其以上；

2 聚会、庆典、娱乐、休闲等类的人员密集场所不应设置在三层楼及其以上。

7.6.3 当屋顶坡度与水平呈 60° 或以上的夹角，并紧邻另外一栋建筑时，此屋顶应被视为隔墙，且其耐火极限不应低于 1.00h。

7.6.4 当采用防火墙分隔一栋建筑物时，每一个被分隔后的部分应当视为一个单独的建筑物。

7.6.5 根据木结构建筑的使用性质、火灾危险性、疏散条件及扑救难度等情况，将其分为两类。

一类建筑：公共建筑；二类建筑：居住建筑。

7.6.6 木结构建筑的耐火等级分为 A、B 两级。

一类建筑的耐火等级应为 A 级；二类建筑的耐火等级应不低于 B 级。

7.6.7 建筑构件的燃烧性能和耐火极限不应低于表 7.6.7 的规定。各类建筑构件的燃烧性能和耐火极限可按《木结构设计规范》附录 R 确定。

表 7.6.7 建筑构件的燃烧性能和耐火极限

构件名称	耐火极限 (h)	
	A 级	B 级
防火墙	不燃烧体 3.00	不燃烧体 3.00
承重墙、楼梯和电梯井墙体	难燃烧体 1.00	难燃烧体 0.75
非承重外墙、疏散走道两侧的隔墙	难燃烧体 1.00	难燃烧体 0.75
分户墙、楼梯间及电梯井墙	难燃烧体 1.00	难燃烧体 0.75
房间隔墙	难燃烧体 0.50	难燃烧体 0.50
多层承重柱	难燃烧体 1.00	难燃烧体 0.75
单层承重柱	可燃烧体 1.00	可燃烧体 0.75
梁	难燃烧体 1.00	难燃烧体 0.75
地板、天花板组合构件	难燃烧体 1.00	难燃烧体 0.75
屋顶承重构件	可燃烧体 (不要求)	可燃烧体 (不要求)
疏散楼梯	难燃烧体 0.50	可燃烧体 (不要求)
室内吊顶 (含格栅)	难燃烧体 0.25	难燃烧体 0.25

注: 1 屋顶表层应采用不可燃材料。

2 一类建筑和设置地下停车库的二类建筑地下室与首层之间的楼板应为耐火极限不低于 2.00h 的非燃烧体。

7.6.8 木结构建筑附带的地下室的耐火等级应为 A 级。

7.6.9 木结构建筑物内的承重钢构件, 必须按规定的耐火极限要求进行防火保护。但是, 属下列情况可不进行防火保护:

1 置于墙体洞口上方的钢梁:

- 1) 洞口所在的墙为承重墙, 且开口宽度不超过 2.00m;
- 2) 洞口所在的墙为非承重墙, 且开口宽度不超过 3.00m。

2 电梯入口的钢结构框架、电梯导轨、梯箱、梯门以及梯井内的相关支撑件等。

3 金属楼梯。

4 外走道、外阳台、外楼梯、防火梯、雨棚、外挑檐等的金属支撑及连结、紧固部件。

7.6.10 未具备消防通道穿过的木结构建筑, 其长边不应超过《木结构设计规范》中表 7.5.1-10 的规定, 消防通道的设置应符合现行国家标准《建筑设计防火规范》的要求。

7.6.11 二类木结构建筑在同时紧邻 2 条或 3 条能够停靠消防车的街道时, 其地上每层楼的防火分区面积不应超过《木结构设计规范》中表 7.5.1-11 的规定。

7.6.12 安装有自动喷水灭火系统且至少有一面临街的木结构建筑, 其地上每层楼的防火分区面积不应超过《木结构设计规范》中表 7.5.1-12 的规定。

7.6.13 木结构建筑之间、木结构建筑与其他结构建筑之间的防火间距, 不应小于表 7.6.13 的规定。

表 7.6.13 木结构建筑的防火间距 (m)

耐火等级	与木结构建筑		与其他结构民用建筑	
	A 级	B 级		
木结构建筑	A 级	8.00	10.00	7.00
	B 级	10.00	12.00	9.00

注: 1 表中防火间距应按相邻建筑外墙的最近距离计算, 当外墙有突出可燃构件时, 应从突出部分的外缘算起。

2 外表面无不燃或难燃材料保护层的木结构建筑, 其防火间距应在本表的基础之上扩大 1 倍。

7.6.14 两座木结构建筑相邻, 任何一面的外墙为防火墙时, 其防火间距可没限制。

7.6.15 室内装修材料、管道及其包覆材料或内衬的防火要求见《木结构设计规范》中第 7.5.16 条、

7.5.17 条规定。

7.6.16 以固体、液体、气体作燃料及电热烹饪炉与其上部的木框架、饰面层的距离不得小于 0.75m，其边距不得小于 0.45m。

7.6.17 居住单元的防火分隔

- 1 居住单元之内的分室隔墙，耐火极限不应低于 0.50h；
- 2 居住单元之间的分户隔墙，其耐火极限不应低于 1.00h。

7.6.18 天窗与外围墙面上的门、窗等洞口之间最小距离不应小于 5.00m。若为固定式乙级防火窗及安装了自动喷水灭火系统，其距离可不受限制。

7.6.19 一类建筑应安装自动喷水灭火系统。其喷水强度应按中危险级的 I 级设计，其用水量应符合国家标准《自动喷水灭火系统设计规范》GB 50084 的要求。

7.6.20 一类建筑中应安装自动喷水灭火系统的区域：

- 1 营业或非营业公共用房（不宜用水和水作业的房间除外）；
- 2 用于居住及其配套用房；
- 3 长度超过 15.00m 的走道；
- 4 闷顶；
- 5 夹层；
- 6 紧邻屋顶下方的楼层的任何房间和壁橱。

7.7 防腐和防虫

7.7.1 设计木结构时，必须从构造上采取通风和防潮措施，使木结构构件的含水率经常不超过 20%。

7.7.2 在气候潮湿地区或长期处于潮湿工作条件的木结构内，其木构件的含水率会超过 20%，当采用耐腐性差的木材时，必须对全部木构件进行防腐处理。

7.7.3 处于房屋隐蔽部分的木结构，应设通风孔洞。

7.7.4 对露天结构在构造上应避免任何部分有积水的可能，并应在构件之间留有空隙（连接部位除外），使木材易于通风干燥。

7.7.5 防止木材表面产生水气凝结，当室内外温差很大时，房屋的围护结构（包括保温吊顶），应采取有效的保温和隔气措施。

7.7.6 木构件（包括胶合木构件）的机械加工应在药剂处理前进行。

7.7.7 桁架和大梁的支座下设置防潮层，在木柱下设置柱墩，并严禁将木柱直接埋入土中。

7.7.8 屋架、大梁、格栅等承重构件或其他承重木构件的端部及支座节点不应封闭在墙、保温层或其他通风不良的环境中，其周围应留有至少不小于 30mm 的空隙。

7.7.9 设计北方地区采暖房屋时，不应将木结构构件一部分置于正温度环境中，另一部分置于负温度环境中。

7.7.10 设置吊顶的房屋，屋盖应开设通风口或老虎窗。

7.7.11 为防止屋面硬山因泛水处理不妥漏雨，该处木檩条端部应做防腐处理。

7.7.12 在白蚁危害地区，凡阴暗潮湿、与墙体或土壤接触的木构件，除应保证通风、防潮和便于检查外，均应进行有效的防腐防虫处理。

7.7.13 对于下列情况，除从结构上采取通风防潮措施外，尚应采用药剂处理：

- 1 露天结构；
- 2 内排水桁架的支座节点处；
- 3 檩条、格栅、柱等木构件直接与砌体、混凝土接触部位；
- 4 在白蚁容易繁殖的潮湿环境中使用的木构件；

5 承重结构中使用马尾松、云南松、湿地松、桦木以及新利用树种中腐朽或易遭虫害的木材。常用的药剂配方及处理方法，可按国家标准《木结构工程施工质量验收规范》GB 50206的规定采用。

注：1 虫害主要指白蚁、长蠹虫、粉蠹虫及天牛等的蛀蚀。

2 实践证明，沥青只能防潮，防腐效果很差，不宜单独使用。

在任何情况下，均不得使用未经鉴定合格的药剂。

7.8 常见设计质量问题及预防措施

7.8.1 木结构设计方案选择面窄，现代木结构技术含量低。

长期以来，由于我国森林资源砍伐过量，以往工程中限制使用木结构，木结构技术的广泛应用受到制约。加之观念因素影响，宣传不够，木结构未能在建筑工程中，尤其是大、中型建筑中得到合理地应用，而仅被用在一些简陋的、民间的房屋及中、小型单层工业厂房中；在此之前，我国木结构设计规范主要内容也侧重于对木屋盖系统的设计要求。随着我国对外开放与现代化建设发展，国家对现代木结构技术发展和应用非常重视，新修订的《木结构设计规范》也依此体现了这一要求，这将对我国木结构，特别是现代木结构的应用和发展起到积极作用。

7.8.2 构件木材材质等级选用不当。

承重木结构用原木、锯材（方木、板材、规格材）和胶合材都应按规范规定材质标准选择用材。在这些选材标准中，针对各种不同受力状态构件，分别规定了对各种缺陷的不同要求和限制。在实际工程中，施工制作木构件时选择用材和设计要求的会出现不完全一致的情况，可能使木结构的安全度不足，甚至会造成事故。因而，必须严格控制构件用材按木材材质等级划分选用，不得“以次充好”或混级使用。

7.8.3 木构件含水率不符合规范要求。

木结构工程设计时，对所处地区自然条件、气候和工作环境状况注意不够，构件含水率变化会使木构件某些时候吸湿，某些时候解湿，使木构件产生膨胀和收缩，出现变形或开裂。从而导致木构件抗力降低及连接松动。为此，设计时，必须认真考虑相关环境因素影响，按规范要求图纸中注明对施工制作以及工程使用中对木构件含水率要求。

7.8.4 树种选择不当。

木材在高温、高湿或侵蚀性化学介质影响下产生腐朽或虫蛀是造成木结构破坏的重要原因之一，而木材腐朽和虫蛀的发生和发展除与木腐菌及昆虫的生物学特性、木结构所处环境有关外，与树种有密切关系。不同树种的木材对生物腐朽或蛀蚀抵抗能力强弱也不同。木结构工程设计时，选择适当树种对木结构的耐久性有着重要作用。同时，也要注意木结构设计中在使用金属件提出防腐蚀措施。

7.8.5 应重视对木结构检查和维护。

为了使木结构能够安全耐久，注意检查和维护是十分必要的。内容包括：

1 施工制作阶段检查：是否严格按设计要求实施，有否擅自更改原设计或不按设计要求标准办理。

2 竣工验收阶段检查：应按《木结构工程施工质量验收规范》进行逐项检查验收。

3 使用初期阶段检查：在木结构交付使用后的2年内，应对工程整体和局部进行逐项检查。查看是否出现倾斜、下沉、构件裂缝、变形、节点有无松动、因装修破坏承重结构、有无漏雨及腐朽和虫蛀。若发现问题，应高度重视、及时处理。

4 长期定期检查：在使用过程中，应每隔1~2年做一次定期检查。检查时，除做一般普查外，应着重检查有无腐蚀和虫害发生，地震或其他突发性灾害发生后，若发现结构损害情况，应及时处理和维修。

8 多层及高层钢筋混凝土结构的 概念设计与结构分析

8.1 结构体系的选择

8.1.1 常用的多层及高层钢筋混凝土结构体系主要有：框架结构、框架-剪力墙结构、剪力墙结构、筒体结构和板柱-剪力墙。各种结构体系的适用高度和高宽比见表 8.1.1-1、表 8.1.1-2。

表 8.1.1-1 钢筋混凝土高层建筑的最大适用高度 (m)

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度			
			6 度	7 度	8 度	9 度
框架		70	60	55	45	25
框架-剪力墙		140	130	120	100	50
剪力墙	全部落地剪力墙	150	140	120	100	60
	部分框支剪力墙	130	120	100	80	不应采用
筒体	框架-核心筒	160	150	130	100	70
	筒中筒	200	180	150	120	80
板柱-剪力墙		70	40	35	30	不应采用

- 注：1 房屋高度指室外地面到主要屋面高度，不包括局部突出屋面的电梯机房、水箱间等高度。
 2 表中框架不含异型柱框架结构。
 3 部分框支剪力墙结构指地面以上有部分框支剪力墙的剪力墙结构。
 4 平面和竖向均不规则的结构或Ⅳ类场地上的结构，最大适用高度应适当降低。
 5 甲类建筑，6、7、8 度抗震设防时宜按本地区抗震设防烈度提高 1 度后符合本表的要求，9 度时应专门研究。
 6 9 度抗震设防、房屋高度超过本表数值时，结构设计应有可靠依据，并采取有效措施。

表 8.1.1-2 钢筋混凝土高层建筑结构适用的最大高宽比

结构体系		非抗震设计	抗震设防烈度		
			6 度、7 度	8 度	9 度
框架、板柱-剪力墙		5	4	3	2
框架-剪力墙		5	5	4	3
剪力墙		6	6	5	4
筒中筒、框架-核心筒		6	6	5	4

8.1.2 框架结构的特点是建筑平面布置灵活，具有较好的延性，抗震性能较好，但其整体侧向刚度较小，水平位移较大。框架结构高度不超过 50m，当采用预制装配式结构时，宜采用现浇柱预制叠合梁方案。有抗震设防要求的框架结构，不应采用部分砌体墙承重的混合形式。框架结构的楼梯、电梯间及局部出屋顶的楼梯、电梯间、水箱间等应采用框架承重，不应用砌体墙承重。

8.1.3 剪力墙结构刚度大，空间整体性好，在水平力作用下侧向变形小，其缺点是平面布置不灵活，结构自重较大。剪力墙的门窗洞宜上下对齐；墙肢截面高度不宜大于 8m，较长的剪力墙宜开洞口分成若干墙段，墙段之间宜用弱连梁连接，墙段的总高度与其截面高度之比不应小于 2；高层建筑剪力墙结

构不应采用全部为短肢剪力墙（短肢剪力墙是指墙肢截面高度与墙厚之比为5~8的剪力墙）。

8.1.4 框架-剪力墙结构具有框架结构布置灵活、使用方便的特点，又有较大的刚度和较好的抗震性能。

8.1.5 筒体结构主要包括：框架-核心筒结构，筒中筒结构和多筒体结构。框架-核心筒结构中的主要抗侧力构件是布置在楼层中央由剪力墙围起的芯筒，它具有较大的抗侧力刚度和强度，框架-核心筒结构的周边为大柱距的框架，这种体系的受力特点类似于框架-剪力墙。与框架-核心筒结构不同的是，筒中筒结构的外筒是由密排柱和截面高度相对较大的边梁组成，它的受力特点不同于普通框架，具有很好的空间作用，更大的抗侧力刚度和强度。通常，在结构高宽比大于3时，才能充分发挥外筒的作用，因此不宜用于高度低于60m的建筑。

8.2 抗震要求对结构体系的基本要求

8.2.1 在一个独立结构单元内，平面布置力求简单、规则、对称，避免应力集中的凹角和狭长的缩颈部位；避免在凹角和端部设置楼、电梯间；避免楼、电梯间偏置以免产生扭转的影响。

8.2.2 竖向体型尽量避免外挑，内收也不宜过多、过急，力求刚度均匀、渐变，避免产生变形集中。

8.2.3 结构的承载力、变形能力和刚度要均匀连续变化，以适应结构的地震反应要求。

8.2.4 高层建筑突出屋面的塔楼必须具有足够的承载力和延性，以承受高振型产生的鞭梢效应影响。必要时可以采用型钢混凝土结构或钢结构。

8.2.5 在设计构造上宜有多道防线。

8.2.6 体形复杂、平立面不规则的结构，可在适当部位设置防震缝。一般情况下宜采取调整平面形状与尺寸，加强构造措施，设置后浇带等方法尽量不设缝、少设缝。设缝时必须保证有足够的缝宽。

8.2.7 节点的承载力和刚度要与构件的承载力与刚度相适应。节点的承载力应大于构件的承载力。要从构造上采取措施防止反复荷载作用下刚度过早退化。装配式框架和大板结构必须加强节点的连接构造。

8.2.8 构件设计时应采取有效措施防止脆性破坏，保证构件有足够的延性。以受弯为主的梁构件，设计时应保证抗剪承载力大于抗弯承载力，按“强剪弱弯”的方针进行配筋。对受剪为主的剪力墙和压应力较高的柱子，应控制其剪压比和轴压比，保证构件有足够的延性。加强约束箍筋是有效措施。设计中应避免出现“短梁”和“短柱”的现象，当不可避免时应采取有效构造措施，如在短梁中设置斜筋，或在梁截面高度中开缝，或沿柱高全长加密箍筋以及柱内设置型钢等措施。

8.2.9 减轻结构自重，最大限度地降低地震的作用。

8.3 结构平面布置

8.3.1 结构平面布置应尽量简单、规则、对称，尽量使结构的刚度中心和质量中心重合，以减少扭转。

8.3.2 楼、电梯间不宜设在平面凹角部位和端部角区，如果确实非设不可，则应采用剪力墙或筒体予以加强。

8.3.3 剪力墙布置宜尽量对称，贯通全高。在高度较大的建筑中，剪力墙宜布置成井筒式，以加大结构的抗侧力刚度和抗扭刚度。

8.3.4 在框架-剪力墙结构中，剪力墙宜均匀布置在建筑物端部附近，楼、电梯间、平面形状变化较大及恒载较大处，剪力墙的间距不宜过大。

8.3.5 在底部大空间剪力墙结构中，一般应把落地剪力墙布置在靠近两端和中部，采取加大墙厚，提高混凝土强度等级等措施以增强落地剪力墙的刚度，减少整个结构上下刚度差别。上部则应采取开间

较大的剪力墙布置方案。

8.3.6 如果设计中采用了复杂的平面，不能满足有关规范对于规则性结构的要求，则应进行更细致的抗震验算并采取加强措施。

8.4 结构竖向布置

8.4.1 结构的竖向布置要做到刚度均匀而连续，避免刚度突变，避免薄弱层，有抗震设计要求时，结构的承载力和刚度宜自下而上逐渐地减小。

8.4.2 当上下层结构布置发生变化时，要设置结构转换层。

8.4.3 当底层或底部若干层取消部分剪力墙或柱子时，应加大落地剪力墙和下层柱的截面尺寸，尽量减少刚度削弱的程度，避免产生刚度突变，并提高这些楼层的楼板厚度。

8.4.4 上、下刚度相差太大时，宜设置刚性楼层，加设端部井筒，构成巨型框架结构，以提高结构抗震性能。

8.4.5 如果建筑功能需要从中间楼层取消部分墙体时，则取消的墙量不宜多于总墙量的 1/4。

8.4.6 如果在顶层取消部分剪力墙或内柱，顶层取消的剪力墙也不宜多于总墙量的 1/3。框架取消内柱后，全部剪力应由外柱箍筋承受，顶层柱的箍筋应全部加密。

8.4.7 避免局部错层的布置方式。当不可避免时，应在错层交接位置采取增加抗剪能力的措施。

8.4.8 顶部内收形成塔楼，要采取特殊的措施加强。在可能的情况下，宜采用台阶形多次内收的立面。

8.4.9 倒摆形或水塔形的结构，在抗震设计的高层建筑中，尽量避免使用。

8.4.10 高层建筑结构宜设置地下室，同一结构单元应全部设置地下室，不宜采用部分地下室，且地下室宜有相同的埋深。

8.5 变形缝和后浇带的设置

8.5.1 设计中应尽可能调整建筑平面尺寸和结构布置，采取必要的构造和施工措施，能不设缝（沉降缝、防震缝）就不设缝，能少设缝就少设缝；当必须设缝时应保证必要的缝宽，以防止发生碰撞破坏。

8.5.2 在较长的区段上不设温度伸缩缝时，需采取以下的构造和施工措施：

- 1 提高温度影响较大部位的构件配筋率，这些部位是：顶层、底层、山墙、内纵墙端开间。
- 2 直接受阳光照射的屋面应加厚屋面隔热保温层，或设置架空通风双层屋面，避免屋面结构温度变化过于激烈。
- 3 在顶层剪力墙的侧面和屋面板的顶面设置钢筋网，或将顶层分为若干个长度较小的区段。
- 4 施工中留后浇带。
- 5 采取专门的预加应力措施。

8.5.3 后浇带应通过建筑物的整个横截面，分开全部墙、梁和楼板，使得两边都可自由收缩。

8.5.4 后浇带可以选择在结构受力影响较小的部位曲折通过，不要在一个平面内，以免全部钢筋都在同一部位内搭接。

8.5.5 当后浇带是为减少混凝土施工过程的温度应力时，后浇带的保留时间不宜少于两个月；当后浇带是为调整结构不均匀沉降而设置时，后浇带中的混凝土应在两侧结构单元沉降基本稳定后再进行浇筑。

8.5.6 沉降缝应贯通基础和上部结构，其缝宽应满足防震缝最小宽度的要求。

8.5.7 抗震设计的建筑在下列情况下宜设防震缝：

- 1 平面长度和外伸长度尺寸超出了规范的限值而又没有采取加强措施时；

- 2 各部分刚度相差悬殊, 采取不同材料和不同结构体系时;
- 3 各部分质量相差很大时;
- 4 各部分有较大错层时。

8.5.8 当防震缝不作为沉降缝时, 防震缝应在地面以上沿全高设置, 基础无须设置防震缝。

8.6 结构计算分析的原则

8.6.1 房屋结构进行内力和位移计算时, 所选用的结构分析模型以及分析时采用的简化处理和计算假定, 应符合结构的实际工作情况。简化的程度视所采用的计算工具, 按必要和合理的原则决定。

8.6.2 结构的内力与位移按弹性方法计算。在竖向荷载作用下, 框架梁及连梁等构件可考虑梁端塑性变形内力重分布的影响对梁端负弯矩进行调幅。当竖向荷载效应和水平作用效应组合时, 应先对竖向荷载作用下框架梁的弯矩进行调幅, 再与水平作用产生的框架梁弯矩进行组合。

8.6.3 对于罕遇地震的第二阶段设计, 不要求进行内力计算, “大震不倒”主要通过构造措施予以保证。对一些要求进行罕遇地震弹塑性分析的结构, 其弹塑性层间位移角应满足规范要求的限值。

8.6.4 对带转换层的结构、带加强层的结构、连体结构应选用合适的计算单元进行分析。在整体分析后, 应对简化处理过的转换层、加强层及连接体进行更细微的应力分析。

对平、立面复杂的剪力墙结构, 应采用合适的计算模型进行分析。当采用有限元模型时, 应在复杂变化处合理划分单元; 当采用杆件模型时, 对错洞墙可采用适当的模型化处理后进行整体分析, 在确有必要的情况下, 对局部的剪力墙可采用有限条或有限元进行更加细微的应力分析。

8.6.5 在内力与位移计算中, 楼板一般可假定在其自身平面内为刚度无限大, 平面内只有刚体位移, 包括两个方向的平移和楼板的整体转动。

8.6.6 在下列情况下, 楼板变形比较显著, 楼板刚度无限大的假定不符合实际情况, 应对采用刚性楼面假定的计算结果进行修正, 或采用楼板面内为半刚性的计算方法:

- 1 楼面有很大的开洞或缺口, 楼面宽度狭窄;
- 2 平面上有较长的外伸段;
- 3 底层大空间剪力墙结构的转换层楼面;
- 4 楼面的整体性较差。

8.6.7 一般情况下不考虑楼板的出平面刚度, 但在无梁楼盖中, 由于没有框架梁, 楼板起等效框架梁的作用, 这时楼板的平面外刚度即作为等效框架梁的刚度。

8.6.8 对于高层建筑结构, 应在重力荷载效应分析时考虑墙和柱子轴向变形的影响。在考虑轴向变形影响时, 宜考虑施工过程分层施加竖向荷载这一因素, 不能简单按一次加载考虑。施工过程的模拟可根据需要采用适当的简化方法。

8.6.9 8度、9度抗震设计时, 高层建筑中的大跨度和长悬臂结构应考虑竖向地震作用, 竖向地震作用标准值不小于该构件重力荷载代表值的10%和20%; 当设计基本地震加速度为 $0.3g/m^3$ 时, 取该构件重力荷载代表值的15%。

8.7 常用结构分析程序的基本假定、模型及其适用范围

目前, 常用的结构分析程序主要有两大类: 第一类为平面结构空间协同法; 第二类为三维空间分析法。

1 平面结构空间协同法。将结构划分为若干片正交或斜交的平面抗侧力结构, 但对任一方向的水平荷载和水平地震作用, 所有正交和斜交抗侧力结构均参加工作, 由空间位移协调条件进行水平力的分配。楼板假定在其自身平面内为刚度无限大。适用于平面布置较为规则的框架、框架-剪力墙和剪

力墙结构等。

2 三维空间分析法。将结构作为空间体系，梁和柱均采用空间杆单元，剪力墙单元模型目前国内有开口薄壁杆件模型，墙板单元，板壳单元模型以及墙组元模型。楼板假定有无限刚和弹性两种。

1) 剪力墙为开口薄壁杆件模型。该模型采用开口薄壁杆件理论，将整个平面联肢墙或整个空间剪力墙模拟为开口薄壁杆件，每一杆件有两个端点，各有7个自由度，前6个自由度的含义与空间梁、柱单元相同，第7个自由度是用来描述薄壁杆件截面翘曲的。开口薄壁杆件理论的基本假定为：

①在小变形条件下，杆件截面外形轮廓线在其自身平面内保持刚性，在出平面方向可以翘曲。

②楼板假定为无限刚，采用薄壁杆件原理计算剪力墙，忽略了剪切变形的影响。将同一层彼此相连的剪力墙墙肢作为一个薄壁杆件单元，把上下层剪力墙洞口间部分作为连系梁单元，以大大减少结构的自由度。上述假定只有同时符合以下条件的剪力墙才能应用：

- a. 剪力墙垂直落地，剪力墙上下洞口对齐，截面剪心基本在同一垂线上。
- b. 剪力墙在每层楼面均有楼板嵌固。

下述情况的剪力墙不适合薄壁杆件单元计算：长墙、矮墙、多肢剪力墙、悬挑剪力墙、框支剪力墙、无楼板约束的剪力墙等。

结构设计时应注意如下问题：

- 由于采用楼板平面内无限刚，则不能考虑楼板的弹性变形。
- 由于忽略了剪切变形的影响，不能反映剪力滞后现象，导致结构偏刚，对于复杂连接的剪力墙，高估了剪力墙的刚度，特别是有较大的剪力墙中心筒时整个筒体两向惯性矩过大，造成实际计算相对位移偏小。
- 墙梁交接时引入刚臂，对梁的嵌固作用过大，使梁端弯矩偏大。
- 剪力墙洞口间的连系梁，减弱了剪力墙的变形协调关系，分析结果偏柔，连梁越多，偏柔的程度越大。

适用于框架、框架-剪力墙、剪力墙及筒体结构，应用时应根据结构的实际情况对剪力墙进行处理。

2) 墙板单元模型。该模型的主要特点是：每个墙肢在楼层间作为一个墙板单元，并具有竖向拉压刚度、平面内弯曲刚度和剪切刚度，符合规范要求的剪力墙受力特性。边柱作为墙板单元的定位和墙肢长度的几何条件，一般墙肢采用定位虚柱并不影响实际墙板单元的刚度及受力状态。对于带有实际端柱的墙肢可直接采用端柱截面及其形心作为定位边柱。这种情况下，边柱在墙平面内与墙板单元共同形成组合的单元刚度，边柱在墙平面外与普通框架柱类似具有其相应的刚度，符合规范对剪力墙端柱的设计要求。另外为保证墙板单元与边柱之间以及上下层单元在楼层边界处的变形协调条件，在单元顶部设置特殊刚性梁，其刚度在墙平面内为无穷大，而在墙平面外为零，从而既保持了墙板单元的原有特征，又使墙板单元在楼层边界上全截面变形协调并符合平截面假定。因此，该模型自由度少而精度高，比薄壁杆件模型更合理。

墙板单元经改进后，允许在楼层处设置单元内部节点，为墙肢或洞口上下不对齐、不等宽、垂直于墙面的梁支承在墙肢中间等问题的处理提供了方便，同时避免了此类问题给建模和精度带来的缺陷。此类模型可称为改进型墙板单元模型。

适用于框架、框架-剪力墙、剪力墙以及筒体结构。

3) 板壳单元模型。该模型的主要特点是用每一节点6个自由度的壳元来模拟剪力墙单元。剪力墙既有平面内刚度，又有平面外刚度，楼板既可以按弹性考虑，也可以按刚性板考虑，这是一种接近于实际情况的模型。该模型的优点是：

①具有平面内、平面外刚度，可与空间任何构件连接，较好地反映剪力墙真实受力状态，其刚度与实际刚度较为一致。

②通过静力凝聚形成的墙元来模拟剪力墙，解决了剪力墙的模型化问题。

③允许剪力墙洞口不对齐，适用于较为复杂的结构，较真实地分析出剪力墙的内力和变形。

值得注意的是：并不是墙元划分得越细越好。当墙元划分过细时，由于单元有一定的厚度，当单元的长、宽与单元的厚度比较接近时，墙单元就不能再作为墙单元计算。

适用于框架、框架-剪力墙、剪力墙、筒体等各类结构。

4) 墙组元模型。该模型是在薄壁杆件模型的基础上作了实质性的改进,不但考虑了剪切变形的影响,而且引入节点竖向位移变量代替薄壁杆件模型的形心竖向位移变量,更准确地描述剪力墙的变形状态,是一种介于薄壁杆件单元和连续体有限元之间的分析单元。其基本假定为:

- ①沿墙厚方向,纵向应力均匀分布;
- ②纵向应变近似定义为: $\epsilon_2 \approx \sigma_2/E$;
- ③墙组截面形状保持不变。

适用于框架、框架-剪力墙、剪力墙及筒体结构。

8.8 程序总信息中各种调整参数

总信息是控制全局的参数,每个程序有所不同,应用程序时应熟读和理解程序的说明,且应在正确理解参数的物理概念的基础上,根据工程的实际情况及规范相关要求经分析后确定。以下是总信息中几个重要参数的确定。

1 周期折减系数

周期折减的目的是为了充分考虑框架结构和框剪结构的填充墙刚度对计算周期的影响,其大小由结构类型和填充墙多少决定,取值如表 8.8.0 所示。

表 8.8.0 周期折减系数

结构类型	填充墙较多	填充墙较少
框架结构	0.6~0.7	0.7~0.8
框剪结构	0.7~0.8	0.8~0.9
剪力墙结构	0.9~1.0	1.0

注:表中填充墙是指砖填充墙。

2 框架-剪力墙结构中,任一层框架部分承担的地震力调整系数

框架-剪力墙结构,由于剪力墙刚度很大,剪力墙承担了大部分地震剪力,若框架按其刚度分担的地震作用来进行设计,则在剪力墙开裂后会很不安全。所以需要让框架部分承担至少 20% 的基底剪力与 $1.5Q_{fmax}$ (最大楼层剪力) 两者之较小值,以增加框架的安全度。

调整时应注意:

1) 该调整系数适用于平面较为简单规则的结构,对于体型复杂、框架柱沿竖向变化很大及调整后可能出现不合理的内力,此时不宜由程序自动调整,改由设计人自行调整,对于多塔结构,如需调整,那么调整应在每个塔块之内进行。

2) 非抗震设计时,框架剪力不进行调整。

3) 该调整系数只针对框架梁柱的弯矩和剪力,不调整轴力。

3 地震作用调整系数

此系数可用于放大或缩小地震作用,一般情况下取 1.0;特殊情况下,为了提高或降低结构安全度,可取其他值,取值范围为 0.85~1.50。

4 计算振型数

振型数的多少与结构层数及结构形式有关,高层建筑地震作用振型数应至少取 9;当考虑扭转耦联计算时,振型数不应小于 15;对多塔结构则振型数不应小于多塔数 $\times 9$,且计算振型数应保证振型参与质量不小于总质量的 90%。

5 梁端弯矩调幅系数

考虑梁在竖向荷载作用下的塑性内力重分布,通过调整使梁端负弯矩减少,相应增加跨中弯矩,使梁上下配筋均匀一些。装配整体式框架梁取 0.7~0.8,现浇框架梁取 0.8~0.9。框架梁端负弯矩调

幅后，梁跨中弯矩按平衡条件相应增大。

6 梁跨中弯矩放大系数

当不计算活荷载或没有考虑活荷载的不利布置作用时，可通过此参数来调整梁在恒载和活载作用下的跨中弯矩。梁跨中弯矩放大系数可参照如下取值：

一般高层建筑	1.0；
活荷载较大的高层、一般多层建筑	1.1 ~ 1.2；
活荷载较大的多层	1.2 ~ 1.3。

7 连梁刚度折减系数

抗震设计的框架-剪力墙或剪力墙结构中的连梁，由于梁两端的变位差很大，因此剪力就很大，连梁往往出现超筋现象。在内力和位移计算中，连梁刚度折减系数取 0.50，当结构位移由风荷载控制时，连梁刚度折减系数不宜小于 0.8。

8 梁刚度增大系数

主要考虑现浇楼板对梁的作用，楼板和梁连成一体按照 T 形截面梁工作，而计算时梁截面取矩形，因此可将现浇楼面和装配整体式楼面中梁的刚度放大。通常现浇楼面的边框梁取 1.5，中间框架梁取 2.0。有现浇面层的装配整体式的框架梁其刚度增大系数可适当减小。对无现浇面层的装配式结构楼面梁，板柱体系的等代梁取 1.0，该系数对连梁不起作用。

9 梁扭矩折减系数

当程序没有考虑楼板对梁扭转的约束作用时，梁的计算扭矩偏大，在实际配筋时应予以适当的折减。梁扭矩折减系数一般可取 0.4。

8.9 计算结果分析、判断和调整

1 对重要的高层结构、复杂的高层结构，应至少用两个不同的力学模型的结构分析程序进行计算比较，并对计算结果的合理性进行判断，确认其可靠性后，方可用于工程设计。一般可参考以下各点进行分析：

1) 合理性。根据结构类型分析其动力特性和位移特性，判断其合理性。

①关于周期、振型和地震力。非耦连计算地震作用时，其第一周期一般在以下范围内，即：

框架结构	$T_1 = 0.1 \sim 0.15N$ ；
框剪结构	$T_1 = 0.08 \sim 0.12N$ ；
剪力墙结构	$T_1 = 0.04 \sim 0.08N$ ；
筒中筒结构	$T_1 = 0.06 \sim 0.10N$ 。

其中 N 为结构计算层数（对于 40 层以上的建筑，上述近似周期的范围可能有较大差别）。

振型曲线光滑连续，零点位置符合一般规律。耦连计算时，扭转为主的周期应小于平动为主的周期的 0.9 或 0.85。

底部总剪力也在合理范围内。对第一周期小于 3.5 秒的结构，底部总剪力与总重量的比一般为：7 度、II 类土： $Q/W = 1.6\% \sim 2.8\%$ ；8 度、II 类土： $Q/W = 3.2\% \sim 5\%$ 。

耦连计算地震作用时，其第一周期剪重比也应在常规范范围之内，但不能简单地与非耦连时计算比较，因其振型较为复杂，地震底部剪力与非耦连计算结果相近或略小。

②关于位移。参考点位移曲线应上下渐变，不应出现大的突变，位移值须满足规范有关要求。位移与结构的总体刚度有关，计算位移愈小，其结构的总体刚度就愈大，反之，位移值愈大，其结构总体刚度就愈小，故可以根据初算的结果对整体结构进行调整。如位移值偏小，则可以减小整体结构的刚度，对墙、梁的截面尺寸可适当减小或取消部分剪力墙。反之，如果位移偏大，则考虑如何增加整体结构的刚度，包括加大有关构件的尺寸，改变结构抵抗水平力的形式、增设加强层、斜撑等。

③关于构件配筋的合理性。结构计算完毕，除对整体分析结构进行判断和调整外，还应对构件的配筋的合理性进行分析判断，包括如下内容：

a. 一般构件的配筋值是否符合构件的受力特性。

b. 特殊构件（如转换梁、大悬臂梁、转换柱、跨层柱、特别荷载作用的部位）应分析其内力、配筋是否正常？必要时应进一步分析，包括手算（导荷载及内力计算）以及采用其他程序进行复核。

c. 柱的轴压比是否符合规范要求？短肢剪力墙的轴压比是否满足有关要求？竖向构件的加强部位（如角柱、框支柱、底层剪力墙等）的配筋是否得到反映？

d. 个别构件的超筋的判断和处理。

2) 平衡性。分析在单一重力荷载或风荷载作用下内外力平衡条件是否满足。进行内外力平衡分析时需注意：

①应在框架内力调整之前。

②平衡校核只能对同一结构在同一荷载条件下进行，故不能考虑施工过程的模拟加载的影响。

③平衡分析时必须考虑全部内力。

④经过 RSS 或 CQC 法组合的地震作用效应是不能作平衡分析的，当需要进行平衡校核时，可利用第一振型的地震作用进行平衡分析。

2 结构的局部计算和分析

由于结构整体分析无法包括所有构件，或者包括了但由于模型关系而给不出较准确的内力，故除了整体分析外，有时还需对结构的局部进行补充计算和分析。

1) 异型板的计算模型的确定。一般楼板都是矩形板（双向板和单向板），只有在结构平面复杂情况下才不可避免地出现异形板，对于任意形状的楼板，首先从其基本形状确定主要传力方向，然后用与其面积相同或相近的矩形在受力方向上拉伸，使板块凸出矩形外的面积和凹入矩形内的面积相近，这时锁定的矩形板即为任意板的计算模型。由于板支座受力方向与布置钢筋方向的不一致性，故计算时按周边简支板考虑。实际配筋时支座面筋按相邻板受力确定或构造设置，底筋则按受力方向双向配置。

2) 框支梁与框支柱的分析和设计。整体分析时，有些程序未能恰当地反映框支梁、柱及其上剪力墙的受力及配筋情况，此时需进行局部的有限元分析，其计算模型如图 8.9.0 所示。

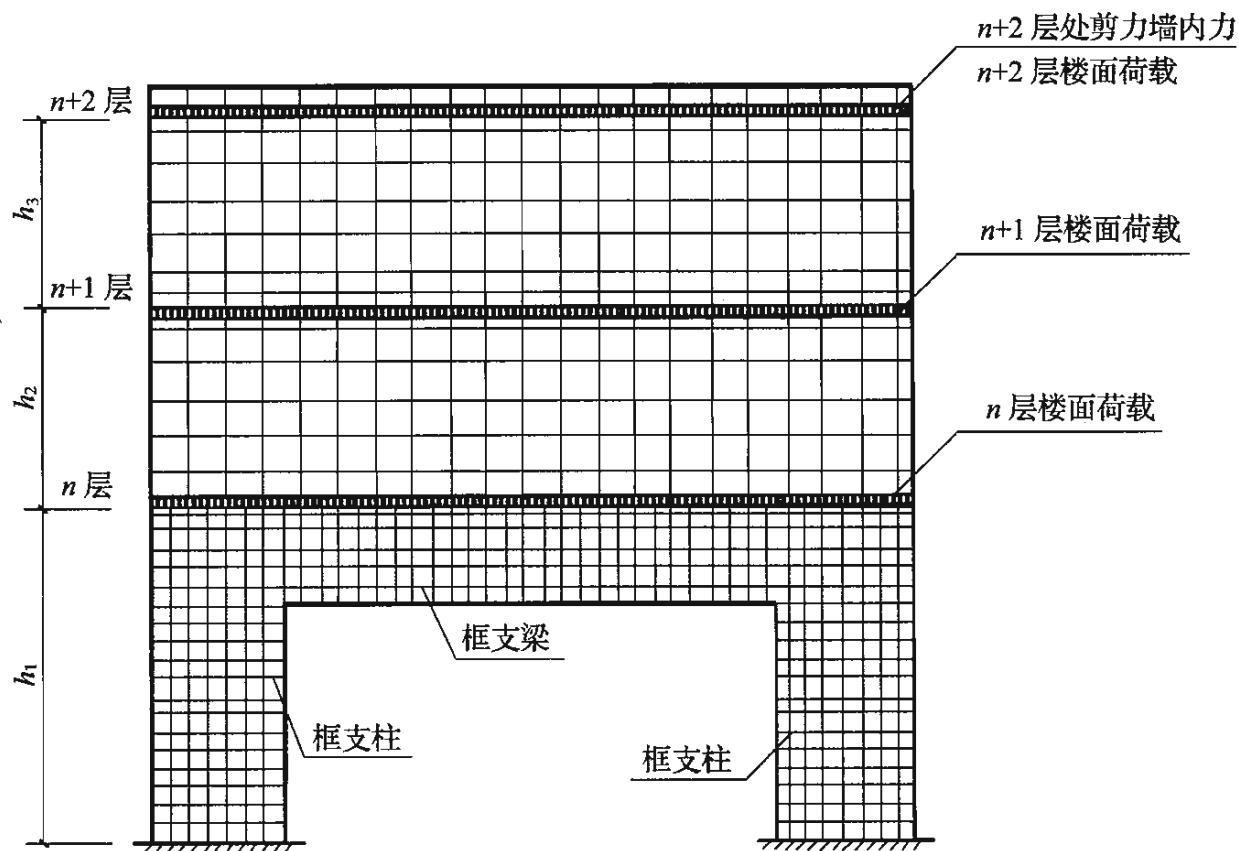


图 8.9.0 框支剪力墙计算简图

单元格的划分，框支梁与框支柱的间距一般取 250 ~ 300，剪力墙的间距一般取 300 ~ 500，以确保计算精度，满足有关的配筋要求，在上机分析求得对应单元的应力后，再根据应力的分布及构造要求进行配筋，配筋时需注意：

①除根据应力配筋外，尚应按已有的试验构件的破坏形态在薄弱位置处加强配筋。

②框支梁应加强腰筋的配置，腰筋肢数和大小及间距也应随着单元的应力的分布情况确定，而不应按一般梁的构造设置。

③框支梁以上的二层剪力墙需特别加强。

④有抗震设防要求的建筑物，框支梁的配筋尚应考虑其上剪力墙可能出现的裂缝改变了计算的应力分布，应根据工程实践经验适当加强配筋。

8.10 时程分析的几点注意事项

1 采用时程分析法时，应根据建筑场地类别和设计地震分组选用至少两条实际强震地震波和至少一条人工模拟的地震波。

2 弹性时程分析时每条波计算所得的结构底部剪力不应小于按振型分解反应谱法计算结果的 65%，多条波计算所得的结构底部剪力其平均值不应小于按振型分解反应谱法计算结果的 80%。

3 当选用的地震波满足上述条款 2 的要求时，加速度时程的最大值可按表 8.10.0 采用；当选用的地震波不能满足上述条款 2 的要求时，可采用增大加速度幅值的方法来满足条款 2 的要求，并按增大后的加速度幅值进行时程分析。

表 8.10.0 时程分析所用地震加速度时程曲线的最大值 (cm/s²)

地震影响	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	18	35 (55)	70 (110)	140
罕遇地震	—	220 (310)	400 (510)	620

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

4 选用的地震波其加速度时程的持续时间，一般为结构基本周期的 5 ~ 10 倍，且高层建筑不宜小于 20s。

5 弹塑性时程分析应根据工程的实际情况选用合理的分析模型（层间模型，三维空间模型）和材料的本构模型。

9 框架结构

9.1 一般规定

9.1.1 钢筋混凝土框架结构的设计,除应满足本章的要求外,结构分析应符合第8章的规定,截面设计以及本章未涉及的构造要求应符合《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002和《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001的规定,用于高层建筑尚应符合《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002的有关规定。

9.1.2 钢筋混凝土框架结构房屋的最大适用高度、结构布置和变形缝的设置应符合本措施第8章有关条款的规定。

9.1.3 结构材料应符合下列要求:

1 现浇框架梁、柱、节点的混凝土强度等级按特一级、一级抗震等级设计时不应低于C30;按二、三、四级抗震等级和非抗震设计时不应低于C20。且现浇框架梁混凝土强度等级不宜超过C40;框架柱的混凝土强度等级,抗震设防烈度为9度时不宜超过C60,8度时不宜超过C70。

2 抗震等级为特一、一、二级的框架梁、柱纵向受力普通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,且钢筋的屈服强度实测值与强度标准值的比值不应大于1.3,并应在设计图中注明。

9.1.4 柱与梁的混凝土强度等级相差不宜大于5MPa,否则,设计应仔细验算节点区的受剪、轴心受压、偏心受压承载力,并采取保证节点核心区混凝土强度等级的措施。

9.1.5 框架结构应采用纵横双向刚接的梁柱抗侧力结构体系,以承受纵横两个方向的地震作用或风荷载作用,且宜结合使用要求,采用较大柱网(6~9m)的布置方案。主体结构除个别部位外,不应采用铰接。

9.1.6 梁柱中心线宜重合,梁柱中心线间的偏心距,抗震设计时,9度不应大于柱截面在该方向宽度的1/4;6~8度和非抗震设计不宜大于1/4柱宽,当大于1/4柱宽时,可按《高层建筑混凝土结构技术规程》的要求采取增设梁的水平加腋等措施。当梁柱中心线不能重合时,在计算中应考虑偏心对梁柱节点核心区受力和构造的不利影响,以及梁荷载对柱子的偏心影响。

9.1.7 当上、下柱截面形心偏心距过大时,应考虑上、下柱的偏心对框架的影响。

9.1.8 建筑物楼板宜设置在同一标高,避免出现错层、夹层,否则,应考虑其不利影响,采用更严格的抗震构造措施。

9.1.9 多层框架的梁宽宜比柱宽小50mm。当边框架的梁必须贴柱边设置时,应使梁的主筋位于柱的主筋内侧。

9.1.10 抗震设计时,框架不应采用部分由砌体承重的混合形式。框架中的楼梯、电梯间及局部突出屋面的电梯机房、楼梯间、水箱间和设备间等,应采用框架承重,不应采用砌体墙承重。屋顶设置的水箱或其他设备应可靠地支承在顶层结构上。

9.1.11 框架结构的填充墙及隔墙宜选用轻质墙体。抗震设计时,框架结构如采用砌体填充墙,应符合下列要求:

1 砌体填充墙在平面和竖向的布置,宜均匀对称,避免形成短柱,减少抗侧刚度偏心所造成的扭转。

- 2 砌体砂浆强度等级不应低于 M5，墙顶应与框架梁或楼板密切结合。
- 3 砌体填充墙应沿框架柱的高度每隔 500mm 左右设置 2φ6 的拉筋，拉筋伸入填充墙内的长度：6、7 度时不应小于墙长的 1/5，且不小于 700mm；8、9 度时宜沿墙全长贯通。
- 4 墙长大于 5m，墙顶与梁（板）宜有钢筋拉结；墙长超过层高 2 倍时，宜设置钢筋混凝土构造柱；墙高超过 4m 时，墙体半高处（或门窗洞口上皮）宜设置与柱连接且沿墙全长贯通的钢筋混凝土水平系梁。

9.1.12 其他非结构构件的抗震设计，应由相关专业人员分别负责进行。非结构构件对结构抗震计算分析的影响，应按《建筑抗震设计规范》GB 50011 中第 13 章的有关规定执行。

9.1.13 箍筋、拉筋及预埋件等不应与框架梁、柱的纵向受力钢筋焊接。

9.1.14 钢筋的连接和锚固应符合《混凝土结构设计规范》和《高层建筑混凝土结构技术规程》的有关规定。非抗震设计时，纵向受力钢筋的受拉锚固长度 l_a 及搭接长度 l_l 可分别按表 9.1.14-1、表 9.1.14-2 选用；抗震设计时，钢筋的锚固长度 l_{aE} 及搭接长度 l_{lE} 可按表 9.1.14-3 选用。

表 9.1.14-1 非抗震设计普通钢筋的受拉锚固长度 l_a

钢筋种类	混凝土		C20		C25		C30		C35		≥C40	
	钢筋直径 (mm)		≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25
HPB 235			31d	—	27d	—	24d	—	22d	—	20d	—
HRB 335			39d	42d	33d	37d	30d	33d	27d	30d	25d	27d
HRB 400 RRB 400			46d	51d	40d	44d	36d	39d	33d	36d	30d	33d

注：1 HRB 335、HRB 400 和 RRB 400 级环氧树脂涂层钢筋，锚固长度应乘以修正系数 1.25；HRB 335、HRB 400 和 RRB 400 级钢筋在锚固区的保护层厚度大于 3 倍钢筋直径且配有箍筋时，锚固长度可乘以修正系数 0.80；钢筋在混凝土施工中易受扰动（如滑模）时，表中锚固长度应乘以修正系数 1.1；必要时尚可根据《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 第 9.3.1 条 5 款进行修正，缩短锚固长度。

2 以上修正系数可以连乘，但最小锚固长度不应小于表中钢筋直径 ≤25mm 时数值的 0.7 倍，且不应小于 250mm。

3 纵向受力钢筋的受压锚固长度取受拉锚固长度的 0.7 倍。

表 9.1.14-2 非抗震设计普通钢筋受拉搭接长度 l_l

钢筋种类	混凝土		C20		C25		C30		C35		≥C40	
	纵向钢筋接头百分率 (%)		≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25	≤25	>25
HPB 235	≤25		38d	—	33d	—	29d	—	27d	—	24d	—
	50		44d	—	38d	—	34d	—	31d	—	28d	—
	100		50d	—	44d	—	39d	—	36d	—	32d	—
HRB 335	≤25		47d	51d	40d	45d	36d	40d	33d	36d	30d	33d
	50		55d	59d	47d	52d	42d	47d	38d	42d	35d	38d
	100		63d	68d	53d	60d	48d	53d	44d	48d	40d	44d
HRB 400 RRB 400	≤25		56d	62d	48d	53d	44d	47d	40d	44d	36d	40d
	50		65d	72d	56d	62d	51d	55d	47d	51d	42d	47d
	100		74d	82d	64d	71d	58d	63d	53d	58d	48d	53d

注：1 表中搭接长度尚应根据表 9.1.14-1 注 1 及注 2 进行相应修正，但最小搭接长度不应小于 300mm。

2 纵向受力钢筋的受压塔接长度取受拉搭接长度的 0.7 倍，且在任何情况下不应小于 200mm。

表 9.1.14-3 抗震设计普通钢筋的锚固长度 l_{aE} 和搭接长度 l_{lE}

抗震等级	钢筋锚固长度 l_{aE}	钢筋搭接长度 l_{lE}		
		钢筋接头面积百分率 $\leq 25\%$	钢筋接头面积百分率 50%	钢筋接头面积百分率 100%
特一级、 一、二级	$l_{aE} = 1.15l_a$	$l_{lE} = 1.38l_a$	$l_{lE} = 1.61l_a$	$l_{lE} = 1.84l_a$
三级	$l_{aE} = 1.05l_a$	$l_{lE} = 1.26l_a$	$l_{lE} = 1.47l_a$	$l_{lE} = 1.68l_a$
四级	$l_{aE} = l_a$	$l_{lE} = 1.20l_a$	$l_{lE} = 1.40l_a$	$l_{lE} = 1.60l_a$

注： l_a 为非抗震设计时，普通钢筋的受拉锚固长度。

9.2 计算要点

9.2.1 抗震设计时，框架结构的设计计算，应遵循“强柱弱梁”、“强剪弱弯”、“节点更强”和“避免短柱”的设计原则。框架柱的受弯承载力应大于框架梁的受弯承载力；框架梁、柱的受剪承载力应大于其受弯承载力；框架节点的设计应保证所连接的构件达到所需的延性水平。不同抗震等级的框架应按抗震规范的规定进行调整计算。

9.2.2 框架结构的内力分析和位移计算方法可参考表 9.2.2，应优先选用三维空间程序，由计算机进行分析计算。

表 9.2.2 框架结构内力分析和位移计算方法选用表

适用条件		计算方法
规则框架	不考虑扭转	平面分析程序，协同工作程序
	考虑扭转	空间协同程序，三维空间程序
复杂框架		三维空间程序

9.2.3 框架梁的计算跨度可取底层柱截面形心间的距离。当各跨跨度相差不超过 10% 时，可按等跨度框架计算。

9.2.4 框架柱的计算长度按以下规定采用：

1 现浇楼盖：

底层柱 $l_0 = 1.00H$ ；

其余各层柱 $l_0 = 1.25H$ 。

2 装配式楼盖：

底层柱 $l_0 = 1.25H$ ；

其余各层柱 $l_0 = 1.50H$ 。

对底层柱， H 取为基础顶面到一层楼盖顶面的距离；对其余各层柱， H 可近似取为上、下层两层楼（屋）盖顶面的距离。

3 当水平荷载产生的弯矩设计值占总弯矩设计值的 75% 以上时，框架柱的计算长度应按《混凝土结构设计规范》GB 50010 第 7.3.11 条第 3 款的规定，由计算确定。

9.2.5 进行框架结构内力和位移计算时，现浇楼板可以作为框架梁的有效翼缘，每侧翼缘的有效宽度为板厚的 6 倍，装配整体式楼面可取等于或小于 6 倍。无现浇面层的装配式楼面，板的作用不予考虑。

为了简化计算，在设计中允许采用表 9.2.5 中数值计算框架梁的惯性矩。

表 9.2.5 各种情况下框架梁惯性矩

框架部位	施工方法	现浇框架	装配整体式框架
边框架梁		$I = 1.5I_0$	$I = 1.2I_0$
中框架梁		$I = 2.0I_0$	$I = 1.5I_0$

注： I_0 为框架梁矩形部分的惯性矩。

9.2.6 采用宽扁梁结构时, 结构整体分析计算应取梁全截面, 并按《混凝土结构设计规范》和《高层建筑混凝土结构技术规程》进行正截面受弯承载力、斜截面受剪承载力计算和挠度、抗裂验算。在计算挠度时, 可扣除梁的合理起拱值; 对现浇梁板结构, 宜考虑梁受压翼缘的有利影响。

9.2.7 框架结构或框架-剪力墙结构的底部嵌固部位应按下列情况考虑本措施第1章1.2.8条第7款的规定确定。

1. 上部结构为框架或框架-剪力墙结构, 单层箱基, 结构的嵌固部位可认为在箱基的顶板面。
2. 其他情况, 当地下室顶板作为上部结构嵌固部位时, 应满足《建筑抗震设计规范》第6.1.14条的规定。

注: 地下室四周回填土应分层夯实。

9.2.8 在竖向荷载作用下可以考虑梁端塑性变形内力重分布而对梁端负弯矩进行调幅。装配整体式框架调幅系数取0.70~0.80; 现浇框架调幅系数取0.80~0.90。两端支座弯矩调幅后, 应按平衡条件计算调幅后的跨中弯矩。

竖向荷载产生的梁的弯矩应先行调幅, 然后与水平荷载产生的弯矩进行组合。

水平荷载产生的梁端弯矩不得进行调幅。

截面设计时, 跨中正弯矩不应小于竖向荷载按简支梁计算的跨中弯矩的50%。

9.2.9 抗震设计时, 计入纵向受压钢筋的框架梁端部的混凝土受压区高度应符合下列规定:

一级抗震等级: $x \leq 0.25h_0$; (9.2.9-1)

二、三级抗震等级: $x \leq 0.35h_0$; (9.2.9-2)

其他情况: $x \leq \xi_b h_0$ 。 (9.2.9-3)

式中 ξ_b ——相对界限受压区高度, 按《混凝土结构设计规范》GB 50010 第7.1.4条计算。

9.3 框架梁构造要求

9.3.1 框架梁宜采用现浇梁; 当采用预制梁时应设计为叠合梁, 后浇部分应与整浇层组成整体楼盖, 以保证楼面对框架的整体作用。

9.3.2 框架梁的截面尺寸应符合下列各项要求:

- 1 截面宽度不宜小于200mm, 高宽比不宜大于4。
- 2 截面高度取(1/10~1/18)梁的计算跨度, 且不宜大于1/4梁的净跨。
- 3 不宜采用预制构件的截面高度与叠合梁截面高度之比 h_1/h 小于0.4的二阶段受力叠合构件, 后浇部分的截面高度不宜小于100mm(不包括板面整浇层厚度)。叠合梁在施工阶段的挠度 f 值宜控制在 $f \leq l/300$, 施工图中应说明是否设置临时支撑及支撑的布置和拆除时间。使用阶段的挠度应符合《混凝土结构设计规范》的有关规定。

9.3.3 框架梁不设弯起钢筋, 全部剪力由箍筋和混凝土承担。框架梁的配筋率、配筋布置以及抗震设计时, 梁端箍筋的加密区长度、箍筋最大间距和最小直径应符合《混凝土结构设计规范》、《建筑抗震设计规范》和《高层建筑混凝土结构技术规程》的有关规定。梁纵向受拉钢筋最小配筋百分率 ρ_{min} 和沿梁全长箍筋最小面积配筋率 ρ_{sv} 可直接按表9.3.3-1和表9.3.3-2选用。抗震设计时, 梁端箍筋加密区长度、箍筋最大间距和最小直径应按表9.3.3-3采用, 当梁端纵向受拉钢筋配筋率大于2%时, 表中箍筋最小直径应增大2mm。

9.3.4 非抗震设计时, 在梁的跨中上部, 至少应配置2根直径为12mm的钢筋与梁支座负筋搭接, 搭接长度为 $1.2l_a$ 。非抗震设计时, 如梁下部钢筋在中间节点处锚固过于拥挤, 可以按《混凝土结构设计

当梁下部或梁截面高度范围内有集中荷载时, 应按《混凝土结构设计规范》的有关规定, 设置附加横向钢筋(箍筋、吊筋), 承担全部集中荷载。当梁上托柱时, 则无需配置上述附加钢筋。

9.3.4 非抗震设计时, 在梁的跨中上部, 至少应配置2根直径为12mm的钢筋与梁支座负筋搭接, 搭接长度为 $1.2l_a$ 。非抗震设计时, 如梁下部钢筋在中间节点处锚固过于拥挤, 可以按《混凝土结构设计

表 9.3.3-1 框架梁纵向受拉钢筋最小配筋率 (%)

钢筋种类	截面位置	抗震等级	C25	C30	C35	C40	C45	C50
HRB 335	支 座	特一级、一级	—	0.400	0.419	0.456	0.480	0.504
		二级	0.300	0.310	0.340	0.371	0.390	0.410
		三、四级	0.250	0.262	0.288	0.314	0.330	0.347
		非抗震	0.250	0.250	0.250	0.257	0.270	0.284
	跨 中	特一级、一级	—	0.310	0.340	0.371	0.390	0.410
		二级	0.250	0.262	0.288	0.314	0.330	0.347
		三、四级	0.200	0.215	0.236	0.257	0.270	0.284
		非抗震	0.200	0.215	0.236	0.257	0.270	0.284
HRB 400 RRB 400	支 座	特一级、一级	—	0.400	0.400	0.400	0.400	0.420
		二级	0.300	0.300	0.300	0.309	0.325	0.341
		三、四级	0.250	0.250	0.250	0.261	0.275	0.289
		非抗震	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
	跨 中	特一级、一级	—	0.300	0.300	0.309	0.350	0.341
		二级	0.250	0.250	0.250	0.261	0.275	0.289
		三、四级	0.200	0.200	0.200	0.214	0.225	0.236
		非抗震	0.200	0.200	0.200	0.214	0.255	0.236

表 9.3.3-2 框架梁全长箍筋最小面积配筋率 (%)

混凝土强度等级	C25	C30	C35	C40	C45	C50	
非抗震设计	0.145	0.163	0.179	0.195	0.206	0.216	
弯剪扭受力	0.169	0.191	0.209	0.228	0.240	0.252	
抗震设计	特一级 (加密区)	—	0.225	0.247	0.269	0.283	0.297
	特一级 (非加密区)、 一级	—	0.204	0.224	0.244	0.257	0.270
	二级	0.169	0.191	0.209	0.228	0.240	0.252
	三、四级	0.157	0.177	0.194	0.212	0.223	0.234

注: 1 表内数值为 HPB 235 级钢筋的最小面积配箍率, 当箍筋为 HRB 335 级钢筋时, 表内数值需乘以折减系数 0.70。

2 当箍筋为 HRB 400 级钢筋时, 表内数值需乘以折减系数 0.583。

3 表中非抗震设计箍筋最小面积配筋率适用于梁的剪力设计值大于 $0.7f_t b h_0$ 时。

表 9.3.3-3 梁端箍筋加密区长度、最大间距和最小直径

抗震等级	加密区长度 (采用较大值) (mm)	最大间距 (采用最小值) (mm)	最小直径 (mm)
特一级、一级	$2.0h_b, 500$	$h_b/4, 6d, 100$	10
二级	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d, 100$	8
三级	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d, 150$	8
四级	$1.5h_b, 500$	$h_b/4, 8d, 150$	6

注: 1 d 为纵向受力钢筋直径, h_b 为梁截面高度, b_b 为梁截面宽度。

2 抗震设计时, 非加密区的箍筋间距不应大于 $h_b/2$ 、 b_b 及 250mm, 且不宜大于加密区箍筋间距的 2 倍。

规范》GB 50010 第 10.4.2 条第 2 款采用在节点范围外，并在梁中弯矩较小处设置搭接接头的做法；同样，抗震设计时，梁下部钢筋也可在节点范围外采用机械连接接头的做法，并应符合本措施第 9.4.5 条的规定，其贯穿中柱纵向钢筋的直径，对一、二级抗震等级，不宜大于柱在该方向截面尺寸的 1/20（中间层中间节点）或 1/25（顶层中间节点）。

9.3.5 采用宽扁梁时，除应进行挠度及裂缝宽度的验算外，尚应符合下列规定：

1 应采用现浇楼板，梁中线宜与柱中线重合，应双向布置，且不宜用于一级框架结构。

2 梁高可取梁计算跨度的 $1/15 \sim 1/18$ （对预应力梁可取 $1/18 \sim 1/25$ ），其截面尺寸应符合下列要求：

$b_b \leq 2b_c$ ， $b_b \leq b_c + h_b$ ， $h_b \geq 16d$ ；其中 b_c 为柱截面宽度，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 为柱纵筋直径。

3 宽扁梁框架的边梁不宜采用宽度大于柱截面在该方向尺寸的梁；当与框架边梁相交的内部框架宽扁梁大于柱宽时，对边梁应采取措施，以考虑其受扭的不利影响。

4 宽扁梁纵向受力钢筋的最小配筋率，除应符合《混凝土结构设计规范》的规定外，尚不应小于 0.3%，一般为单层放置，间距不宜大于 100mm。

5 宽扁梁节点的内、外核心区均可视为梁的支座，梁纵向受力钢筋在支座区的锚固和搭接均按《混凝土结构设计规范》有关框架梁的规定执行，其中支座梁底的钢筋宜贯通或按受拉钢筋一样搭接；梁面钢筋宜有 60% 贯通。

6 宽扁梁的箍筋肢距不宜大于 200mm。

7 宽扁梁两侧面应配置腰筋，其直径不宜小于 12mm，间距不宜大于 200mm。

8 抗震设计时，梁、柱节点核心区应符合下列要求：

1) 应根据《建筑抗震设计规范》GB 50011 附录 D.2 的规定，分别按节点的内、外核心区验算节点受剪承载力；

2) 节点内核心区的配箍量及构造要求同普通框架；

3) 节点外核心区（两向宽扁梁相交面积扣除柱截面面积部分），对于中柱节点可配置附加水平箍筋及竖向拉筋，拉筋勾住宽扁梁纵向钢筋并与其绑扎；拉筋直径：一、二级抗震等级不宜小于 10mm，三、四级抗震等级不宜小于 8mm；当核心区受剪承载力不能满足计算要求时，可配置附加腰筋；对于宽扁梁边柱节点核心区，也可配置附加腰筋。

9 宽扁梁框架的其他构造要求（含梁端箍筋加密区长度）可按《预应力混凝土结构抗震设计规程》的有关规定执行。

9.4 框架柱构造要求

9.4.1 矩形截面框架柱截面边长，非抗震时不宜小于 250mm，抗震设计时不宜小于 300mm；圆柱截面直径不宜小于 350mm。柱剪跨比宜大于 2；柱截面高宽比不宜大于 3。柱剪跨比不大于 2 时，应按短柱进行相关处理。

柱可沿全高分阶段改变截面尺寸和混凝土强度等级，但不宜在同一楼层同时改变截面尺寸和混凝土强度等级。

9.4.2 抗震设计时，钢筋混凝土柱的轴压比不宜超过表 9.4.2 的规定；建造于 IV 类场地且房屋高度在 40m 以上的框架结构，或高于 60m 的其他结构体系，柱轴压比限值宜减小 0.05。

9.4.3 框架柱的纵向受力钢筋、箍筋和框架节点核心区水平箍筋的配置，除应符合《混凝土结构设计规范》、《建筑抗震设计规范》和高层建筑应符合《高层建筑混凝土结构技术规范》的规定外，尚应符合下列规定：

1 框架柱中全部纵向受力钢筋的配筋率不应小于表 9.4.3-1 中规定值，且柱截面每一侧纵向钢筋配筋率不应小于 0.20%（角钢筋可重复计算）；抗震设计时，对 IV 类场地上高度超过 40m 的框架结构，或高度高于 60mm 的其他结构体系，表中数值应增加 0.1。

表 9.4.2 柱轴压比限值

结构体系	抗震等级		
	特一级、一级	二级	三级
框架结构	0.70	0.80	0.90
框架-剪力墙结构、筒体结构	0.75	0.85	0.95
部分框支剪力墙结构	0.60	0.70	—

- 注：1 表内数值适用于混凝土强度等级不高于 C60 的柱。当混凝土强度等级为 C65 ~ C70 时，轴压比限值应减小 0.05；为 C75 ~ C80 时应减小 0.10。
- 2 表内数值适用于剪跨比 λ 大于 2 的柱。当 $1.5 \leq \lambda \leq 2$ 时，轴压比限值应减小 0.05；当剪跨比 $\lambda < 1.5$ 时，轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施。
- 3 当沿柱全高采用井字复合箍，且箍筋间距不大于 100mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm 或沿柱全高采用复合螺旋箍，且螺距不大于 100mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 12mm；或沿柱全高采用连续复合矩形螺旋箍，且螺距不大于 80mm、肢距不大于 200mm、直径不小于 10mm 时，轴压比限值均可增加 0.10。上述三种箍筋的配箍特征值 λ ，均应按增大的轴压比按《混凝土结构设计规范》的规定确定。
- 4 当在柱截面中部设置由附加纵向钢筋形成的芯柱，且附加钢筋总截面面积不少于柱截面面积的 0.8% 时，柱轴压比限值可比表中增加 0.05，当本项措施与注 3 的措施同时采用时，柱轴压比限值可比表中增加 0.15，但配箍的配箍特征值仍可按轴压比增加 0.10 的要求确定。
- 5 柱轴压比限值不应大于 1.05。

表 9.4.3-1 框架柱全截面纵向受力钢筋最小配筋百分率 (%)

柱类型	非抗震	抗震等级				
		特一级	一级	二级	三级	四级
中柱、边柱	0.60	1.4	1.0	0.8	0.7	0.6
角柱	0.60	1.6	1.2	1.0	0.9	0.8

- 注：1 当混凝土强度等级为 C60 及以上时，除特一级外，表中的数值应增加 0.1。
- 2 采用 HRB 400、RRB 400 级钢筋时，除特一级外，表中数值应允许减少 0.1。

2 纵向受力钢筋直径不宜小于 12mm；圆柱中纵筋宜沿周边均匀布置，且不应少于 6 根，不宜少于 8 根。

3 框架柱中周边箍筋应为封闭式，其末端应做成 135°弯钩且弯钩末端平直段长度；对非抗震设计不应小于 5 倍箍筋直径；对抗震设计不应小于 10 倍箍筋直径，且不应小于 75mm，也可采用焊接箍（建议优先采用闪光接触对焊）。柱中拉筋末端的弯钩也采用相同做法。

对圆柱中的箍筋，搭接长度不应小于 l_a （非抗震）或 l_{aE} （抗震），且末端应做成 135°弯钩，弯钩末端平直段长度不应小于箍筋直径的 5 倍（非抗震）或 10 倍（抗震）。

抗震设计时，柱端箍筋加密区的构造应符合表 9.4.3-2 的要求。柱端箍筋加密区最小体积配箍率可按表 9.4.3-3 选用。

表 9.4.3-2 柱端箍筋加密区的构造要求

抗震等级	箍筋最大间距（取较小值）(mm)		箍筋最小直径 (mm)
特一级、一级	6d, 100		10
二级	8d	100	8
		150（柱根）100	10
三级	8d, 150（柱根）100		8
四级	8d, 150（柱根）100		6（柱根）

- 注：1 d 为柱纵筋最小直径，柱根指框架底层柱的嵌固部位。
- 2 二级框架柱，当采用表中第三行数值时，箍筋肢距应不大于 200mm。

表 9.4.3-3 柱端箍筋加密区最小体积配箍率 (%)

抗震等级	箍筋形式	柱 轴 压 比									
		混凝土 强度等级	≤0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.05
特一级	普通箍 复合箍	≤C35	0.954	1.034	1.193	1.352	1.511	1.750	1.988		
		C40	1.091	1.182	1.364	1.546	1.728	2.001	2.274		
		C45	1.206	1.306	1.507	1.708	1.909	2.210	2.512		
		C50	1.320	1.430	1.650	1.870	2.090	2.420	2.750		
		C55	1.446	1.566	1.807	2.048	2.289	2.650	3.012		
		C60	1.571	1.702	1.964	2.226	2.488	2.881	3.274		
	螺旋箍 复合螺旋箍 或连续复合 螺旋箍	≤C35	0.800	0.875	1.034	1.193	1.352	1.590	1.829		
		C40	0.910	1.000	1.182	1.364	1.546	1.819	2.092		
		C45	1.005	1.105	1.306	1.507	1.708	2.010	2.311		
		C50	1.100	1.210	1.430	1.650	1.870	2.200	2.530		
		C55	1.205	1.325	1.566	1.807	2.048	2.410	2.771		
		C60	1.310	1.440	1.702	1.964	2.226	2.619	3.012		
一级	普通箍 复合箍	≤C35	0.800	0.875	1.034	1.193	1.352	1.590	1.829		
		C40	0.910	1.000	1.182	1.364	1.546	1.819	2.092		
		C45	1.005	1.105	1.306	1.507	1.708	2.010	2.311		
		C50	1.100	1.210	1.430	1.650	1.870	2.200	2.530		
		C55	1.205	1.325	1.566	1.807	2.048	2.410	2.771		
		C60	1.310	1.440	1.702	1.964	2.226	2.619	3.012		
	螺旋箍 复合螺旋箍 或连续复合 螺旋箍	≤C35	0.800	0.800	0.875	1.034	1.193	1.431	1.670		
		C40	0.800	0.819	1.000	1.182	1.364	1.637	1.910		
		C45	0.804	0.904	1.105	1.306	1.507	1.809	2.110		
		C50	0.880	0.990	1.200	1.430	1.650	1.980	2.310		
		C55	0.964	1.084	1.325	1.566	1.807	2.169	2.530		
		C60	1.048	1.179	1.440	1.702	1.964	2.357	2.750		
二级	普通箍 复合箍	≤C35	0.636	0.716	0.875	1.034	1.193	1.352	1.511	1.750	1.909
		C40	0.728	0.819	1.000	1.182	1.364	1.546	1.728	2.001	2.183
		C45	0.804	0.904	1.105	1.306	1.507	1.708	1.909	2.210	2.411
		C50	0.880	0.990	1.210	1.430	1.650	1.870	2.090	2.420	2.640
		C55	0.964	1.084	1.325	1.566	1.807	2.048	2.289	2.650	2.891
		C60	1.048	1.179	1.440	1.702	1.964	2.226	2.488	2.881	3.143
	螺旋箍 复合螺旋箍 或连续复合 螺旋箍	≤C35	0.600	0.600	0.716	0.875	1.034	1.193	1.352	1.590	1.750
		C40	0.600	0.637	0.819	1.000	1.182	1.364	1.546	1.819	2.001
		C45	0.603	0.703	0.904	1.105	1.306	1.507	1.708	2.010	2.210
		C50	0.660	0.770	0.990	1.210	1.430	1.650	1.870	2.200	2.420
		C55	0.723	0.843	1.084	1.325	1.566	1.807	2.048	2.410	2.650
		C60	0.786	0.917	1.179	1.440	1.702	1.964	2.226	2.619	2.881
三级	普通箍 复合箍	≤C35	0.477	0.557	0.716	0.875	1.034	1.193	1.352	1.590	1.750
		C40	0.546	0.637	0.819	1.000	1.182	1.364	1.546	1.819	2.001
		C45	0.603	0.703	0.904	1.105	1.306	1.507	1.708	2.010	2.210
		C50	0.660	0.770	0.990	1.210	1.430	1.650	1.870	2.200	2.420
		C55	0.723	0.843	1.084	1.325	1.566	1.807	2.048	2.410	2.650
		C60	0.786	0.917	1.179	1.440	1.702	1.964	2.226	2.619	2.881

续表 9.4.3-3

抗震等级	箍筋形式	柱轴压比									
		混凝土强度等级	≤0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.05
三级	螺旋箍 复合螺旋箍 或连续复合 螺旋箍	≤C35	0.400	0.477	0.557	0.716	0.875	1.034	1.193	1.431	1.590
		C40	0.455	0.546	0.637	0.819	1.000	1.182	1.364	1.637	1.819
		C45	0.502	0.603	0.703	0.904	1.105	1.306	1.507	1.809	2.010
		C50	0.550	0.660	0.770	0.990	1.210	1.430	1.650	1.980	2.200
		C55	0.602	0.723	0.843	1.084	1.325	1.566	1.807	2.169	2.410
		C60	0.655	0.786	0.917	1.179	1.440	1.702	1.964	2.357	2.619

注：表内数值为 HPB 235 级钢筋的最小体积配箍率，当箍筋为 HRB 335 级钢筋时，表内数字需乘以折减系数 0.70；当箍筋为 HRB 400 级钢筋时，表内数字需乘以折减系数 0.583。

9.4.4 框架柱的箍筋可采用图 9.4.4 的形式。

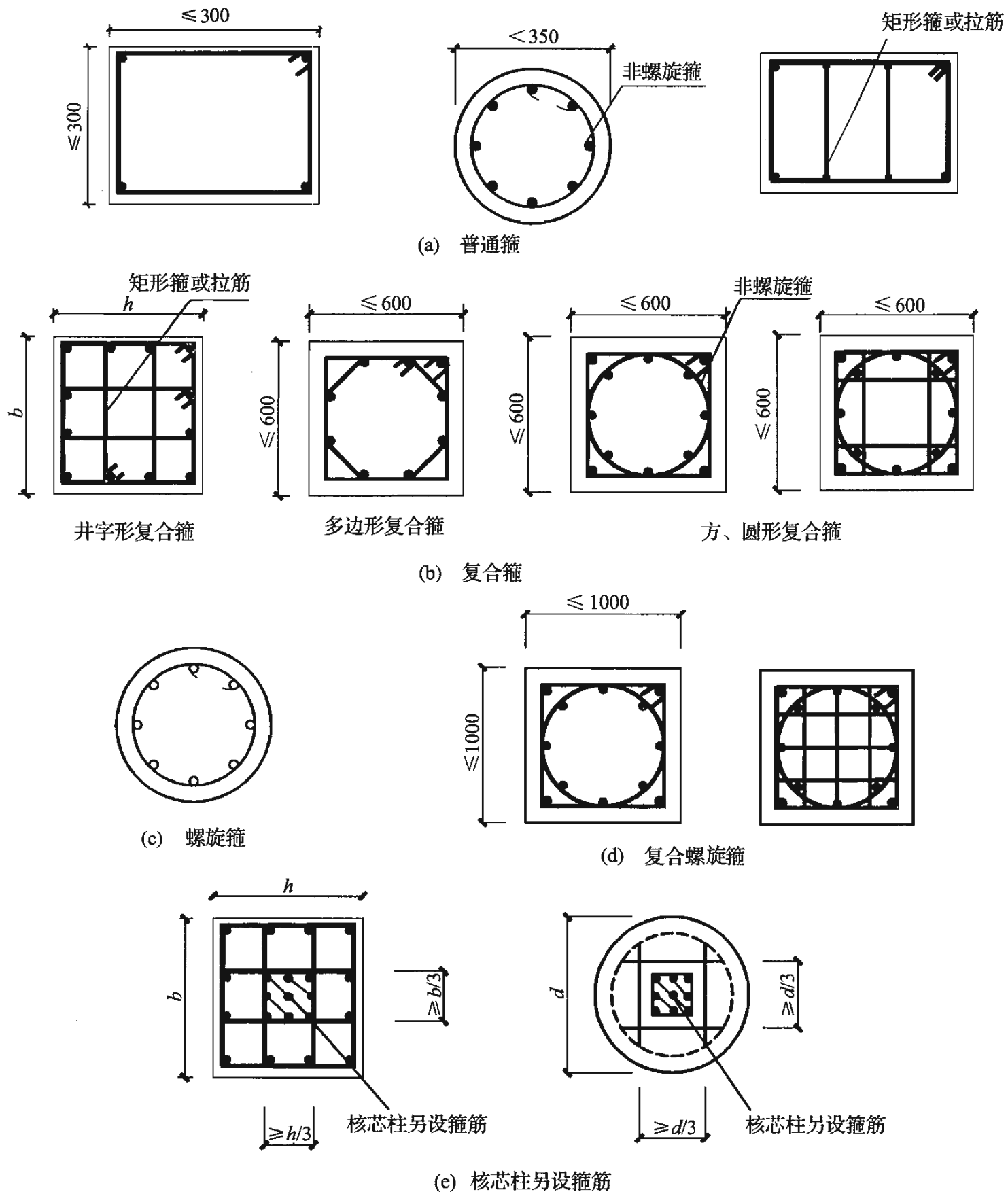


图 9.4.4 柱箍筋形式示例

9.4.5 一、二级抗震等级框架柱的各部位以及三级抗震等级柱的底部的受力钢筋宜采用机械连接接头，也可采用绑扎搭接或焊接接头；其他情况可采用绑扎搭接或焊接接头；钢筋连接接头宜避开有抗震设防要求的梁端、柱端箍筋加密区（即塑性铰区），当无法避开时，应采用Ⅰ级或Ⅱ级机械连接接头，且接头百分率不应大于50%。

9.4.6 装配整体式框架结构的设计、构造，应遵循以下基本原则：

1 装配整体式结构适用非地震区及抗震设防烈度为6~8度地区的丙类、丁类钢筋混凝土框架结构房屋。

2 装配整体式框架结构宜采用预制梁，现浇柱方案；地震区不宜采用梁柱均为预制的方案。8度区楼板应设置整浇层，最小配 $\phi 4@200$ 钢筋网片，且应先做整浇层，后砌隔墙。

3 装配整体式框架的刚性节点应满足现浇结构的有关设计规定，节点的承载力与延性均应满足《混凝土结构设计规范》、《建筑抗震设计规范》的有关要求。

4 节点接头应进行施工阶段和使用阶段的承载力、稳定性和变形的验算。构件连接部位的承载力，不应低于其连接构件的承载力；预埋件的承载力，不应低于其连接件的承载力。

5 框架节点在保证结构整体受力性能的前提下，连接形式应力求简单、传力直接、受力明确；构造上应安装方便，易于调整误差，并且连接后能较早承受荷载，便于上部结构继续施工。

6 刚性连接设计的柱与柱、梁与柱、梁与梁之间的接头，应采用以钢筋焊接连接的整体式接头，有条件时，优先采用机械连接接头，且使用阶段在竖向荷载作用下内力计算时，应考虑节点刚度降低对框架内力的影响。

7 装配整体式框架结构应考虑节点刚度降低对框架位移的影响，结构层间位移应增大20%。

9.5 其他构造问题

9.5.1 纵向受力钢筋的布置

1 主筋布置：梁、柱主筋应均匀设置，箍筋肢距可以不等（图9.5.1-1）。

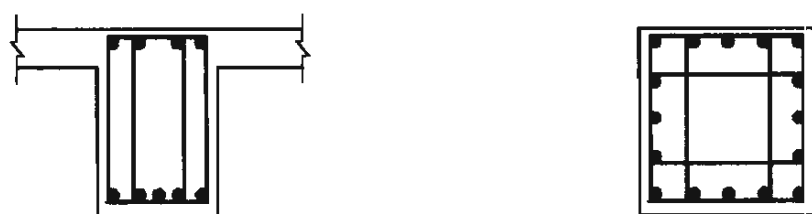


图9.5.1-1 梁、柱主筋均匀设置

2 主筋不应并列布置（图9.5.1-2）。

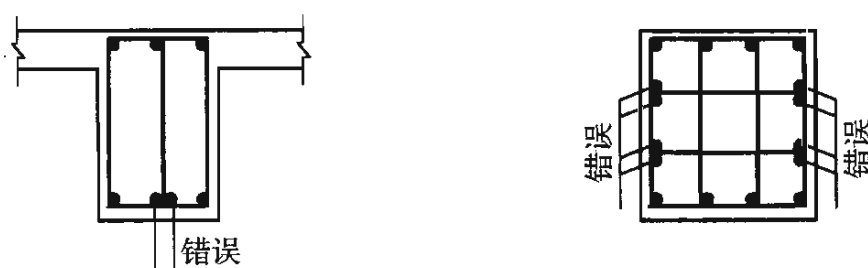


图9.5.1-2 主筋不应并列布置

9.5.2 在上、下柱截面变化处，当梁高范围内柱纵向钢筋斜度不大于1:6时，可将纵向钢筋倾斜伸入上柱；当斜度大于1:6时，应设连接钢筋或将上柱纵向钢筋锚入下柱。

9.5.3 下柱伸入上柱的钢筋面积不应小于上柱的钢筋面积。当上柱的配筋量多于下柱时，如纵向钢筋的斜度不大于1:6时，下柱钢筋可以弯折伸入上柱中，不足部分另加插筋；如大于1:6，则应在下柱上部预插短筋，短筋的直径与根数与上柱相同；如上下柱截面相同，预插的短筋为上下柱主筋配筋量之差值（图9.5.3）。

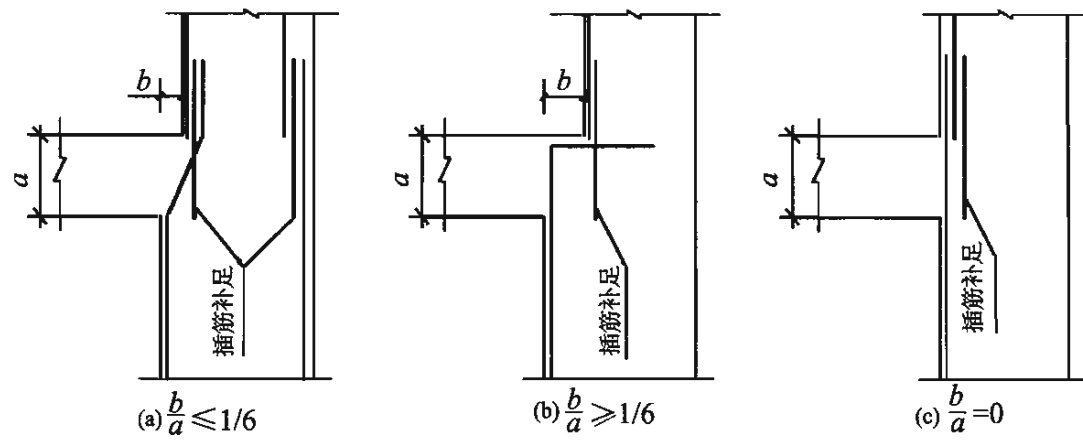


图 9.5.3 上柱配筋量大于下柱时插筋示意

9.5.4 带支托节点的框架梁除满足上述有关要求外，应符合下列构造规定（图 9.5.4）。

- 1 非抗震设计及抗震等级为四级抗震设计，支托坡度一般为 1:3，其长度 l_h 可取 $l_n/6 \sim l_n/8$ ，且不小于 $l_n/10$ (l_n 为梁净跨)；其高度 h_h 小于等于 $0.4h_b$ ，且应满足 $V_b \leq 0.25f_c b_b (h_b + h_h - a_s)$ 。
- 2 一、二、三级抗震等级的抗震设计，支托坡度一般为 1:1 ~ 1:2，其长度 $l_h \leq 0.8h_b$ ，且不超过 $20d$ (d 为柱端负弯矩钢筋直径)，其高度 $h_h \leq 0.4h_b$ ，且应满足 $V_b \leq 0.20f_c b_b (h_b + h_h - a_s) / \gamma_{RE}$ 。
- 3 支托下部纵向钢筋的直径和根数一般不宜少于梁伸进支托的下部纵向钢筋的直径和数量。
- 4 支托内的箍筋应按计算确定，且应符合相应抗震等级的构造要求，支托纵筋和梁底纵筋相交处，应设附加箍筋两个，直径同梁内箍筋。

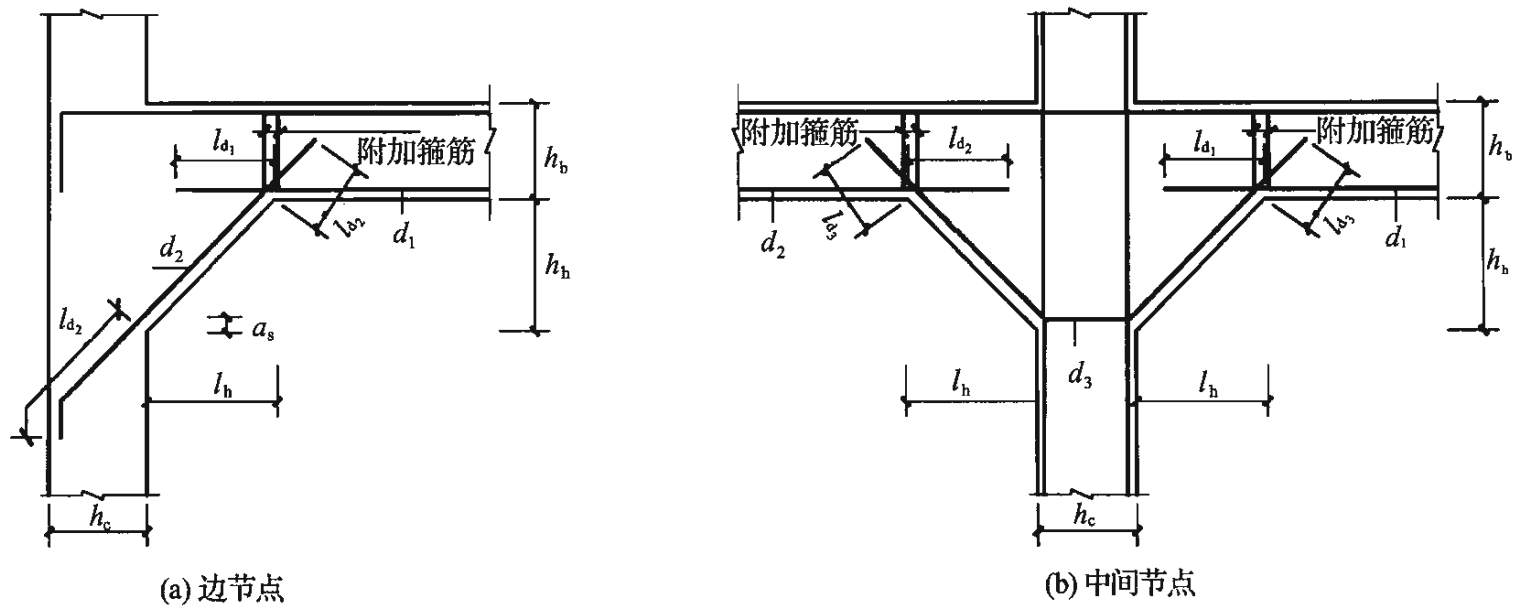


图 9.5.4 带支托框架节点构造要求

10 剪力墙结构

10.1 一般规定

10.1.1 本章适用于无抗震设防和抗震设防烈度为 6、7、8 及 9 度地区的钢筋混凝土剪力墙结构房屋设计，钢筋混凝土剪力墙结构的设计，除应满足本章的要求外，结构分析、截面计算以及其他未列入的构造要求均应按《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 和《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 等国家现行的有关规范规程执行。高层建筑尚应符合《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002 的有关规定。

10.1.2 钢筋混凝土剪力墙结构最大适用高度和抗震等级应按本措施第 8 章的规定采用，并选用相应的计算和构造措施。

10.1.3 钢筋混凝土剪力墙结构房屋的结构布置和变形缝的设置应符合本措施第 8 章有关条款的规定。

10.1.4 楼（屋）盖的设计，除本章有规定外，可按本措施第 5 章的有关条款执行。

10.1.5 剪力墙结构的混凝土强度等级不应低于 C20，且 9 度时不宜高于 C60，8 度时不宜高于 C70。

10.1.6 高层建筑钢筋混凝土剪力墙截面和厚度应符合下列规定：

1 剪力墙的受剪截面应符合《高层建筑混凝土结构技术规程》第 7.2.2 条第 6 款的规定。

2 非抗震设计的剪力墙，其截面厚度不应小于层高或剪力墙无支承长度的 1/25，且不应小于 160mm。

3 按一、二级抗震等级设计的剪力墙截面厚度，底部加强部位不应小于层高或剪力墙无支承长度的 1/16，且不应小于 200mm。其他部位不应小于层高或剪力墙无支承长度的 1/20，且不应小于 160mm。当为无端柱或翼墙的一字形剪力墙时，底部加强部位截面厚度不应小于层高的 1/12；其他部位尚不应小于层高的 1/15，且不应小于 180mm。剪力墙井筒中，分隔电梯井或管道井的墙肢截面厚度可适当减少，但不宜小于 160mm。

4 抗震设计时，三、四级剪力墙的截面厚度，底部加强部位不应小于 160mm，且不应小于层高或剪力墙无支承长度的 1/20，其他部位不应小于层高或剪力墙无支承长度的 1/25 且不应小于 160mm。

注：1 本条所述“层高”均指建筑的楼板之间高度，有地下室时，可取底层地面与二层楼面之间高度；无地下室时，宜取二层楼面与基础梁顶面之间的高度。

2 对于无抗震设防要求的多层建筑，当施工条件允许可考虑将墙厚减薄，但不应小于 140mm。

5 墙厚满足不了上述 1、2、3 款要求时，应按《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002 中附录 D 的规定计算墙体的稳定。

10.1.7 高层建筑结构不应采用全部为短肢剪力墙的剪力墙结构。短肢剪力墙较多时，应布置筒体（或一般剪力墙），形成短肢剪力墙与筒体（或一般剪力墙）共同抵抗水平力的剪力墙结构，并应符合《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002 中第 7.1.2 条及第 7.1.3 条的有关规定。

注：短肢剪力墙是指墙肢截面高度与厚度之比为 5~8 的剪力墙，一般剪力墙是指墙肢截面高度与厚度之比大于 8 的剪力墙。

10.1.8 剪力墙宜沿竖向连续布置，墙体宜逐渐减薄，并多采用小开口墙、连肢墙，以提高结构的延性。一级抗震等级的结构中不应采用截面高度较大的单片墙或只有与楼板连接而无连系梁连接的剪力

墙，二、三级中不宜采用此类剪力墙。B级高度的高层建筑和9度抗震设计的A级高度的高层建筑，不应采用本措施第10.1.7条规定的具有较多短肢剪力墙的剪力墙结构。

较长的剪力墙宜开设洞口，使该剪力墙分成若干较均匀且长度小于等于8m的墙段，墙段间宜用弱连梁连接。每个独立墙段的总高度与其截面高度之比不应小于2，完工后洞口宜用砌体填充。

剪力墙的门窗洞口应力求布置均匀，上下对齐，形成明确的墙肢和连梁。不宜采用错洞墙，洞口设置应避免各墙肢间刚度相差悬殊。

10.1.9 B级高度的高层建筑不应在角部剪力墙上开设转角窗。抗震设计时，8度及8度以上设防区的高层建筑不宜在角部剪力墙上开设转角窗；必须设置时，应进行专门研究，并宜采取下列措施：

1 洞口不应过大，过梁不宜过小，并应上下对齐；

2 洞口附近应避免采用短肢剪力墙和单片剪力墙，宜采用“T”、“L”、“C”形截面的墙体，墙厚宜适当加大；

3 转角处楼板宜局部加厚，配筋宜适当加大，并配置双层的直通受力钢筋；必要时，可于转角处板内设置连接两侧墙体的暗梁。

10.1.10 抗震设计的剪力墙上开设门窗等孔洞时，应避免3个以上洞口集中于同一十字交叉墙附近。

10.1.11 抗震设计时，应尽量避免在洞口与墙边或在两个洞口之间形成墙肢截面高度与厚度之比小于5的小墙肢。当小墙肢截面的高度小于等于墙厚的4倍时，应按框架柱设计，箍筋按框架柱加密区要求全高加密。

10.1.12 抗震设计时，一、二级抗震等级的剪力墙底部加强部位，在重力荷载代表值作用下，墙肢的轴压比不宜超过表10.1.12-1的限值。

表 10.1.12-1 剪力墙墙肢轴压比要求

类别	特一级、一级 (9度)	一级 (7、8度)	二级
最大轴压比 $N/(Af_c)$	0.4	0.5	0.6

注： N —重力荷载代表值作用下剪力墙墙肢的轴向压力设计值； A —剪力墙墙肢截面面积； f_c —混凝土轴心抗压强度设计值。

10.1.13 剪力墙上的门窗洞口宜上下对齐、成列布置，形成明确的墙肢和连梁，且各墙肢的刚度不宜相差悬殊。抗震设计时，一、二、三级抗震等级剪力墙的底部加强部位不宜采用错洞墙；一、二、三级抗震等级的剪力墙均不宜采用叠合错洞墙，无法避免时，应按本措施第10.3.11条的规定采取措施。

具有不规则洞口布置的错洞墙，可按弹性平面有限元方法进行应力分析，并按应力进行截面配筋设计或校核，其构造应符合本措施的有关规定。

10.1.14 剪力墙开洞形成的跨高比小于5的连梁，应按《高层建筑混凝土设计规程》JGJ 3—2002中第7.2.22~7.2.26条的规定进行设计；当跨高比不小于5时，宜按框架梁进行设计。

10.1.15 为避免结构刚度和质量沿竖向突变成薄弱层，结构截面尺寸和混凝土强度等级不宜在同一层改变。混凝土强度等级一般一次降一级，截面尺寸随层每次可减少50mm或100mm。

10.1.16 当剪力墙墙肢与其平面外方向的楼面梁连接时，应至少采取以下措施中之一，控制剪力墙平面外的弯矩，减小端部弯矩对墙的不利影响：

1 沿梁轴线方向设置与梁相连的剪力墙，抵抗该墙肢平面外弯矩；

2 当不能设置与梁轴线方向相连的剪力墙时，宜在墙与梁相交处设置扶壁柱，扶壁柱宜按计算确定截面及配筋；

3 当不能设置扶壁柱时，应在墙与梁交接处设置暗柱，并宜按计算确定配筋；

4 必要时，可在剪力墙内设置型钢。

10.1.17 不宜将楼面主梁支承在剪力墙之间的连梁上，不能避免时，应进行仔细分析并采取可靠的构造措施，除满足静力计算要求外，尚应防止大震时主体结构的破坏。

10.2 计算要点

10.2.1 剪力墙因其孔洞的大小和数量的不同,影响其受力特点、内力分布和变形状态,按其开洞的情况,可分为整截面墙、整体小开口墙、连肢墙等。

当剪力墙不开洞口或洞口面积小于墙体总面积的16%,且洞口长边尺寸均小于洞口间净距及洞口至墙边的净距,可视为为整截面墙。其受力性能类似整体的悬臂,墙肢的法向应力呈线性变化,截面变形符合平截面假定。

当剪力墙的洞口沿竖向成列布置,洞口稍大,各列墙肢和连梁刚度比较均匀,并符合一定条件,为整体小开口墙 [图 10.2.1 (a)],其受力性能亦可按整体的悬臂考虑,并应考虑墙肢的局部弯矩,水平荷载引起的整体弯矩 M 的85%以上由墙肢轴力 N 所产生的内力矩 $N \cdot C$ 来平衡,局部弯矩不超过整体弯矩的15%; $N \cdot C \geq 0.85M$, $M_1 + M_2 \leq 0.15M$ 。

当剪力墙的洞口沿竖向成列布置,且洞口面积超过墙体总面积的16%,连梁刚度远小于墙肢刚度,为联肢墙。开有一列较大洞口的剪力墙为双肢墙 [图 10.2.1 (b)、(c)]。开有多列较大洞口的剪力墙为多肢墙 [图 10.2.1 (c)]。联肢墙宜在保证连梁有足够延性的前提下,尽量增加梁的刚度和强度,使连梁能消耗较多的能量以减轻墙肢的破坏,一般宜使 $N \cdot C \geq 0.6M$ 。

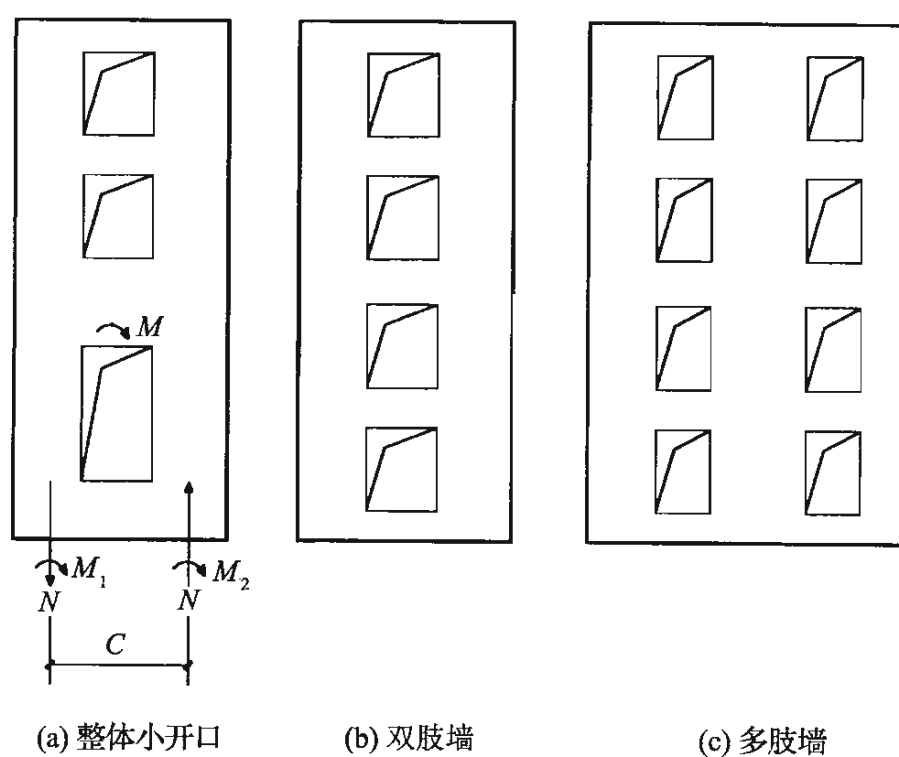


图 10.2.1 开洞剪力墙

10.2.2 计算剪力墙的内力与变形时,其剪力墙应计入端部翼缘的共同工作。翼缘的有效长度每侧由墙面算起可取以下三种情况中的最小值:

- 1 相邻剪力墙净距离的一半;
- 2 至门窗洞口的墙长度;
- 3 剪力墙总高度的15%。

10.2.3 剪力墙结构宜采用三维空间的分析方法作整体分析,对不同的结构,应选用与其相适应的计算模型的计算程序进行结构计算分析;对较复杂的剪力墙结构应采用两种以上计算模型进行计算比较。

10.2.4 地下室顶板作为剪力墙结构的嵌固部位时,地下室顶板和剪力墙结构的设计应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 第 6.1.14 条的规定。

10.3 构造要求

10.3.1 剪力墙竖向、水平向分布钢筋的配筋，应符合下列要求：

- 1 一、二、三级剪力墙的竖向和水平向分布钢筋最小配筋率均不应小于 0.25%；四级及非抗震剪力墙不应小于 0.20%；钢筋最大间距不应大于 300mm，最小直径不应小于 8mm。
- 2 剪力墙竖向、横向分布钢筋的直径不宜大于墙厚的 1/10。
- 3 房屋顶层剪力墙以及长矩形平面的房屋的楼梯间和电梯间剪力墙、端开间的纵向剪力墙、端山墙的水平向分布钢筋的最小配筋率不应小于 0.25%，钢筋间距不应大于 200mm。

10.3.2 一、二级抗震等级设计的剪力墙底部加强部位及其上一层墙肢端部应按《高层建筑混凝土结构技术规程》第 7.2.16 条的要求设置约束边缘构件（表 10.3.2-1）；一、二级抗震设计剪力墙的其他部位以及三、四级抗震设计非抗震设计的剪力墙墙肢端部均应按该规程第 7.2.17 条设置构造边缘构件（图 10.3.2-1）。

表 10.3.2-1 约束边缘构件范围 l_c 及其配箍特征值 λ_v

项 目	特一级	一级 (9 度)	一级 (7、8 度)	二级
λ_v	0.24	0.20	0.20	0.20
l_c (暗柱)	$0.30h_w$	$0.25h_w$	$0.20h_w$	$0.20h_w$
l_c (有翼墙或端柱)	$0.25h_w$	$0.20h_w$	$0.15h_w$	$0.15h_w$

- 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，视为无翼墙、无端柱。
 2 l_c 为约束边缘构件沿墙肢长度，不应小于表内数值、 $1.5b_w$ 和 450mm 三者的最大值；有翼墙或端柱时尚不应小于翼墙厚度或端柱沿墙肢方向截面高度加 300mm。
 3 λ_v 为约束边缘构件的配箍特征值，计算配箍率时，箍筋或拉筋抗拉强度设计值超过 360N/mm^2 ，应按 360N/mm^2 计算；箍筋或拉筋沿竖向间距，一级不宜大于 100mm，二级不宜大于 150mm。
 4 h_w 为抗震墙墙肢长度。

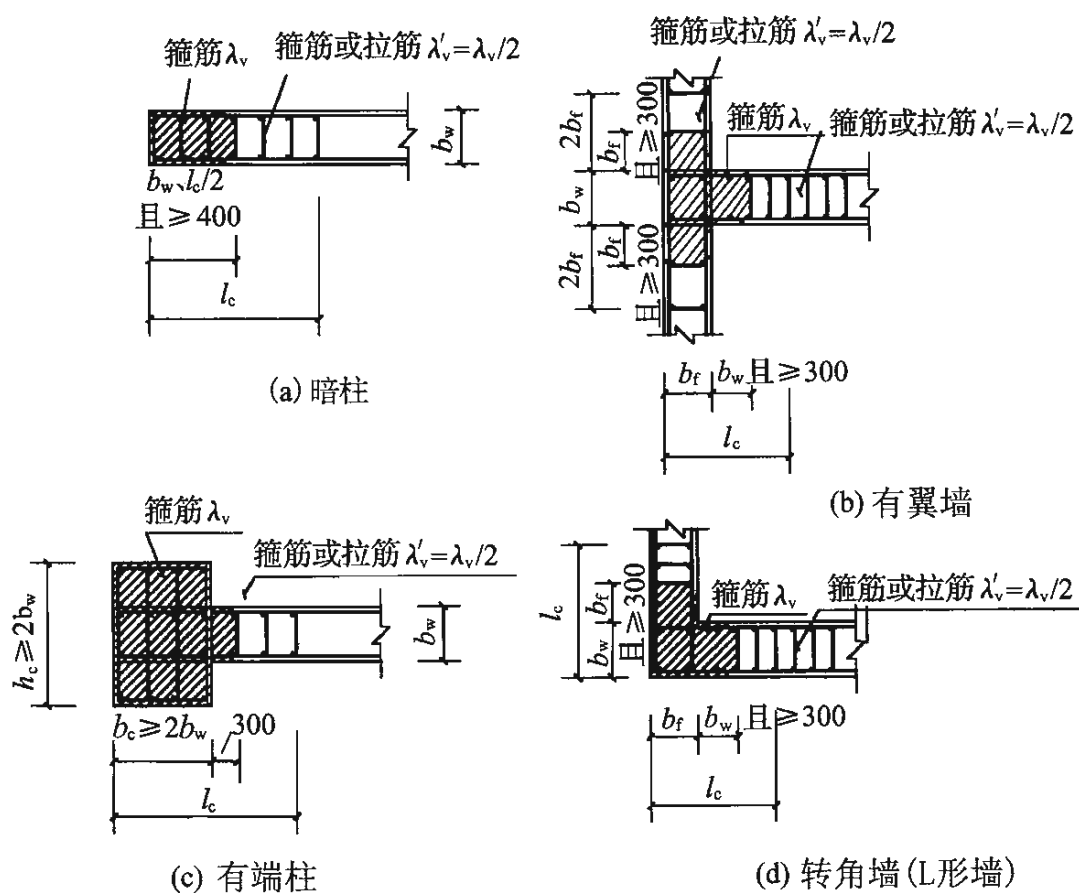


图 10.3.2-1 剪力墙约束边缘构件

剪力墙端部设置的约束边缘构件（暗柱、端柱、翼墙和转角墙）应符合图 10.3.2-1 和《高层建筑混凝土结构技术规程》的要求。约束边缘构件沿墙肢的长度 l_c 及配筋特征值 λ_v 应满足表 10.3.2-1 的要求，其配箍率应满足表 10.3.2-2 的要求。

表 10.3.2-2 剪力墙约束边缘构件最小配箍率 (%)

抗震等级	钢筋种类	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
特一级	HPB235	1.097	1.360	1.634	1.908	2.183	2.412	2.640	2.892	3.143
	HRB335	0.768	0.952	1.144	1.336	1.528	1.688	1.848	2.024	2.200
一级	HPB235	0.914	1.133	1.362	1.590	1.819	2.010	2.200	2.410	2.619
	HRB335	0.640	0.793	0.953	1.113	1.273	1.407	1.540	1.687	1.833

约束边缘构件的纵向钢筋配筋范围不应小于图 10.3.2-1 的阴影面积，其纵向钢筋的最小截面面积，特一、一、二级抗震设计时，分别不应小于图中阴影面积的 1.4%、1.2%、1.0%；并分别不应小于 $6\phi 18$ 、 $6\phi 16$ 和 $6\phi 14$ 。

剪力墙构造边缘构件的设计宜符合《高层建筑混凝土结构技术规程》的要求。其范围和计算纵向钢筋用量的截面面积 A_c 宜取图 10.3.2-2 的阴影部分。

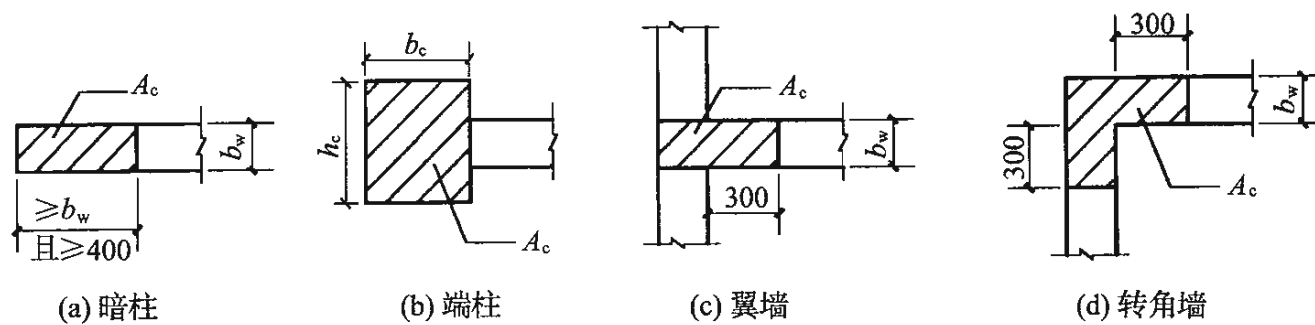


图 10.3.2-2 剪力墙的构造边缘构件

注：图中尺寸单位为 mm。

构造边缘构件的纵向钢筋除应满足计算要求外，尚应符合表 10.3.2-3 的要求。

表 10.3.2-3 剪力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、拉筋		纵向钢筋最小量 (取较大值)	拉筋、箍筋	
		最小直径 (mm)	竖向最大 间距 (mm)		最小直径 (mm)	竖向最大 间距 (mm)
特一	$0.012A_c$, $6\phi 18$	8	100	$0.010A_c$, $6\phi 16$	8	150
一	$0.010A_c$, $6\phi 16$	8	100	$0.008A_c$, $6\phi 14$	8	150
二	$0.008A_c$, $6\phi 14$	8	150	$0.006A_c$, $6\phi 12$	8	200
三	$0.005A_c$, $4\phi 12$	6	150	$0.004A_c$, $4\phi 12$	6	200
四	$0.005A_c$, $4\phi 12$	6	200	$0.004A_c$, $4\phi 12$	6	250

- 注：1 对其他部位，拉筋的水平间距不应大于纵筋间距的 2 倍，转角处宜用箍筋。
 2 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。
 3 抗震设计时，对于复杂高层建筑结构、混合结构、框架-剪力墙结构、筒体结构以及 B 级高度的剪力墙结构中的剪力墙（筒体），其构造边缘件纵向钢筋的最小配筋中的 $0.008A_c$ 、 $0.006A_c$ 、 $0.004A_c$ 应分别用 $0.010A_c$ 、 $0.008A_c$ 、 $0.005A_c$ 代替。箍筋配筋范围宜取图 10.3.2b 中阴影部分，其配箍特征值 λ_v 不宜小于 0.1。

10.3.3 非抗震设计的剪力墙两端均应配置竖向受力钢筋，每端不宜小于 $4\phi 12$ 或 $2\phi 16$ ，且该竖向钢筋沿高度方向的拉筋不宜小于 $\phi 6@250$ 。

10.3.4 抗震设计时，一般剪力墙结构底部加强部位的高度可按墙肢总高度的 1/8 和底部两层二者中

的较大者，当剪力墙高度超过 150m 时，其底部架墙部位的高度可取墙肢总高度的 1/10。

10.3.5 高层建筑剪力墙中竖向和水平分布钢筋，不应采用单排配筋。当剪力墙截面厚度 b_w 不大于 400mm 时，可采用双排配筋；当 b_w 大于 400mm，但不大于 700mm 时，宜采用三排配筋；当 b_w 大于 700mm 时，宜采用四排配筋。受力钢筋可均匀分布成数排。各排分布钢筋之间的拉接筋间距不应大于 600mm，直径不应小于 6mm，间距不宜大于表 10.3.5 的规定，并呈梅花状布置。拉筋应与外侧水平钢筋钩牢。在底部加强部位，约束边缘构件以外的拉接筋间距尚应适当加密。

表 10.3.5 拉筋间距 (mm)

剪力墙部位	非抗震设计	抗震等级			
		特一级	一级	二级	三、四级
底部加强部位	600	300	400	500	600
其他部位	600	400	500	600	600

10.3.6 截面高度和截面厚度之比不大于 3 的剪力墙小墙肢，宜按框架柱的要求进行设计。

10.3.7 剪力墙内竖向和水平向分布钢筋的连接，宜采用机械连接或焊接，直径小于等于 20mm 可采用搭接。采用搭接时（图 10.3.7），一、二级抗震等级剪力墙的加强部位，接头位置应错开，每次连接的钢筋数量不宜超过总数量的 50%，错开净距不宜小于 500mm；其他情况剪力墙的钢筋可在同一部位连接。分布钢筋的搭接长度 l_d ，非抗震设计不应小于 $1.2l_a$ ；抗震设计时，不应小于 $1.2l_{aE}$ ；暗柱及端柱内纵向钢筋的连接要求与框架柱相同。

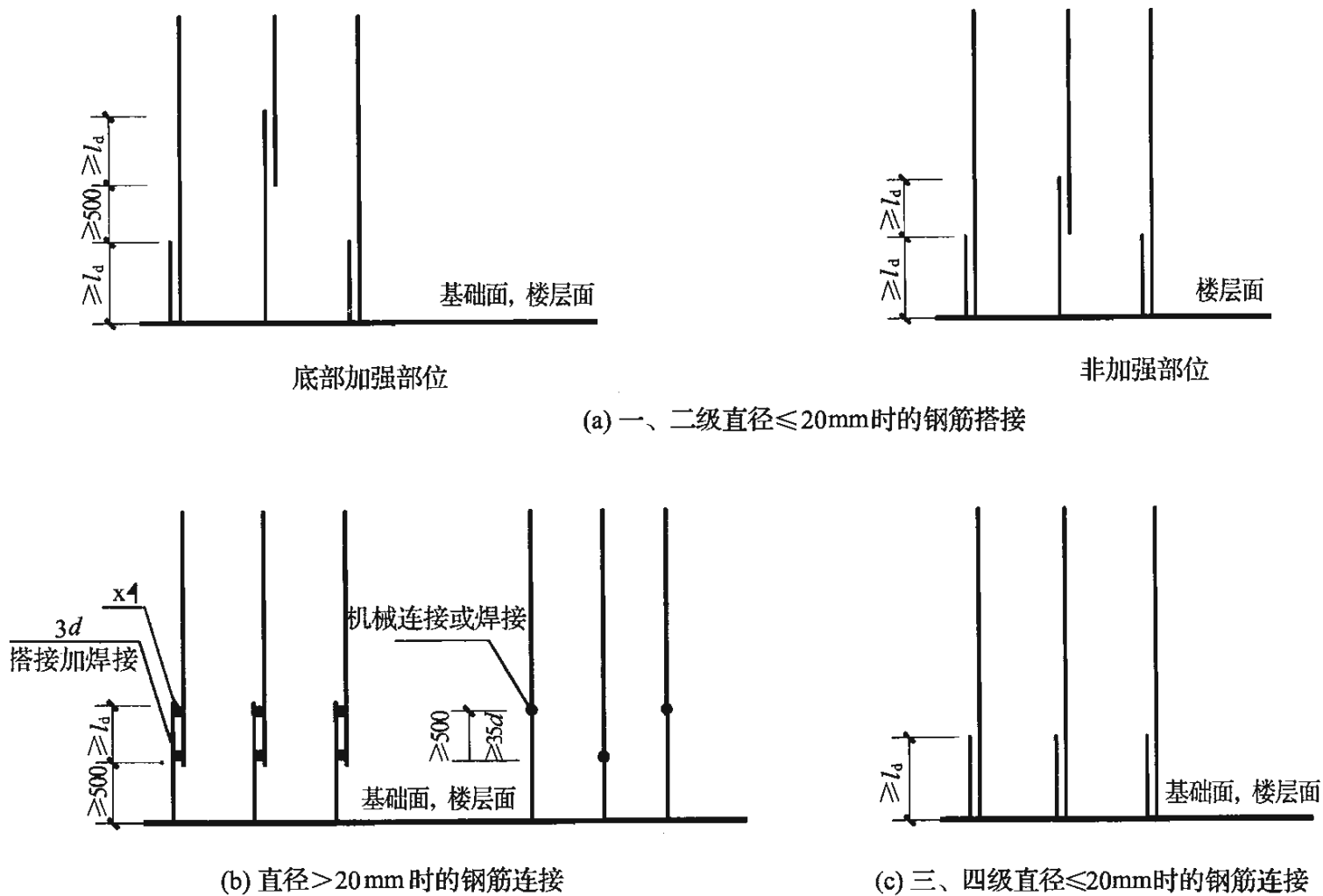


图 10.3.7 墙内竖向钢筋的连接

10.3.8 剪力墙内分布钢筋的锚固应符合下列要求：

- 1 剪力墙纵向钢筋的最小锚固长度应符合《混凝土结构设计规范》的要求，非抗震设计应取 l_a ，抗震设计时，应取 l_{aE} 。暗柱及端柱内纵向钢筋的锚固宜与框架柱相同。
- 2 剪力墙水平分布钢筋的锚固应符合图 10.3.8 的要求。
- 3 带边框的剪力墙水平和竖向分布钢筋宜分别贯穿柱、梁（暗梁）或锚固在柱、梁（暗梁）内，其锚固长度按受拉钢筋确定。顶层竖向分布钢筋应锚入楼板内 l_a 。

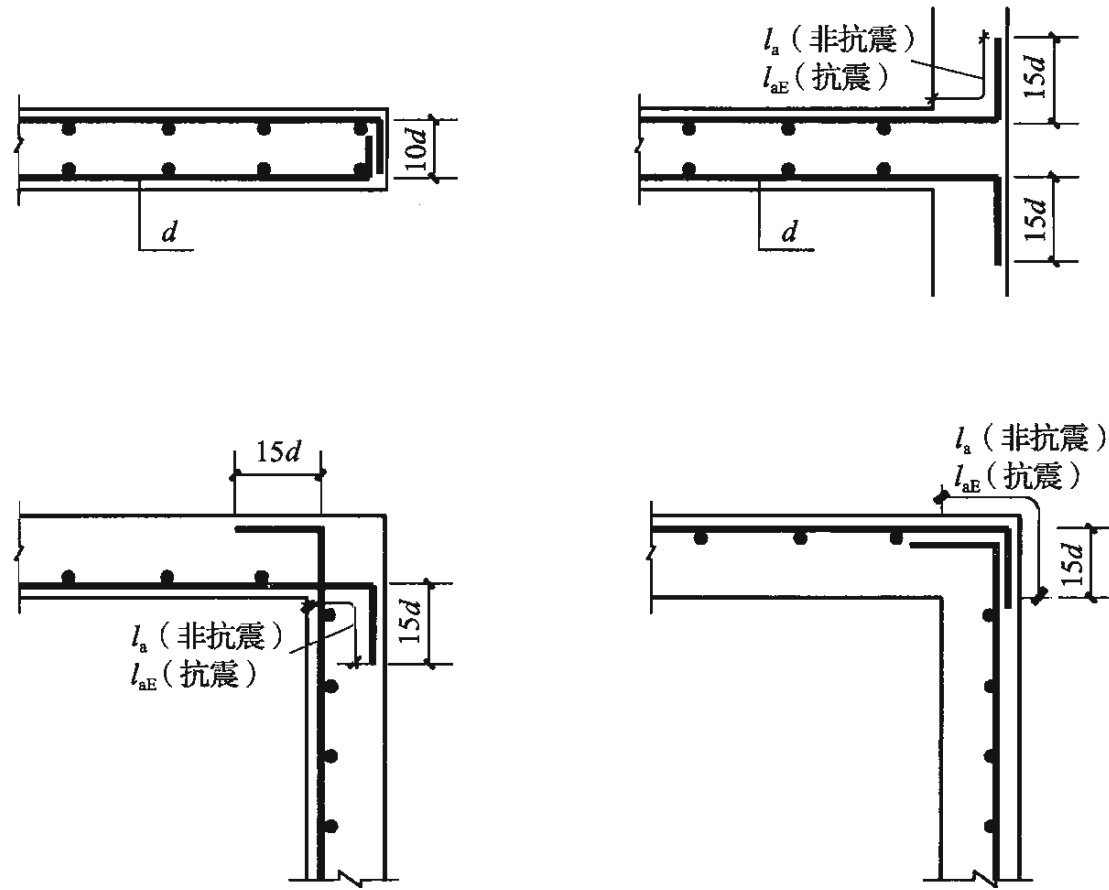


图 10.3.8 剪力墙水平分布筋的锚固要求

10.3.9 剪力墙纵向钢筋的最小搭接长度和最小锚固长度 l_1 、 l_{aE} 、 l_a 值，可按本措施第 9 章表 9.1.14-1 ~ 表 9.1.14-3 取用。

10.3.10 楼面梁与剪力墙连接时，梁内纵向钢筋应伸入墙内，并可靠锚固。

10.3.11 剪力墙上一般小洞口 ($\leq 800\text{mm}$) 按图 10.3.11-1 加强。小于 $300\text{mm} \times 300\text{mm}$ 的洞口按要求预留，洞口四周可不另加钢筋，碰到洞口的墙内钢筋可绕过洞口在洞边通过。

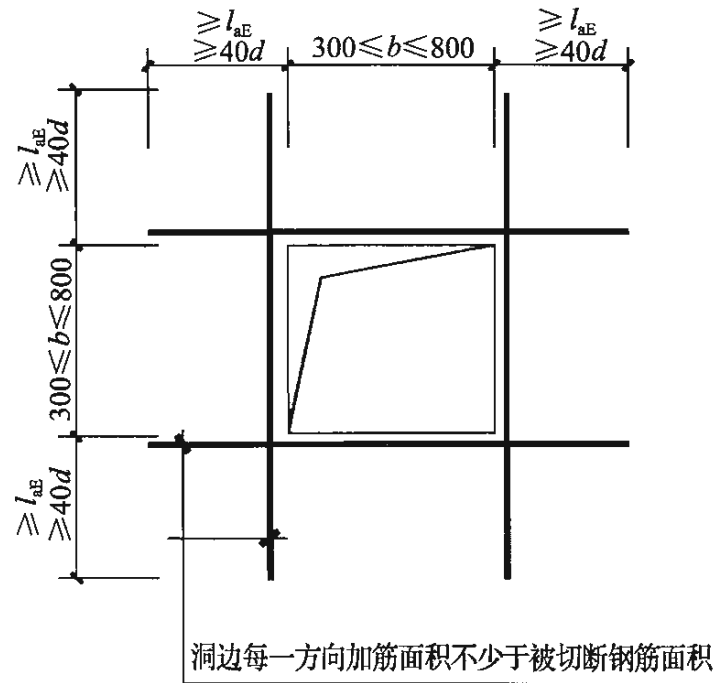


图 10.3.11-1 剪力墙一般小洞口的加筋示意

无法避免错洞墙时，宜控制错洞墙洞口间的水平距离不小于 2m，设计时应仔细计算分析，并按图 10.3.11-2 的示意在洞口边采取有效的构造措施。其标准层洞口部位的竖向钢筋应延伸到底层，并在一、二层形成上、下连续的暗柱，二层洞口下设暗梁并加强配筋，底层墙截面的端部暗柱（包括洞边）应伸入二层，并应符合锚固长度的要求。

对于无法避免的叠合错洞墙，除应按上述要求采取措施外[图 10.3.11-2(c)]，尚可以采用其他轻质材料填充将不规则叠合洞口转化为规则洞口[图 10.3.11-2(d)，其中阴影部分表示轻质填充墙体]。

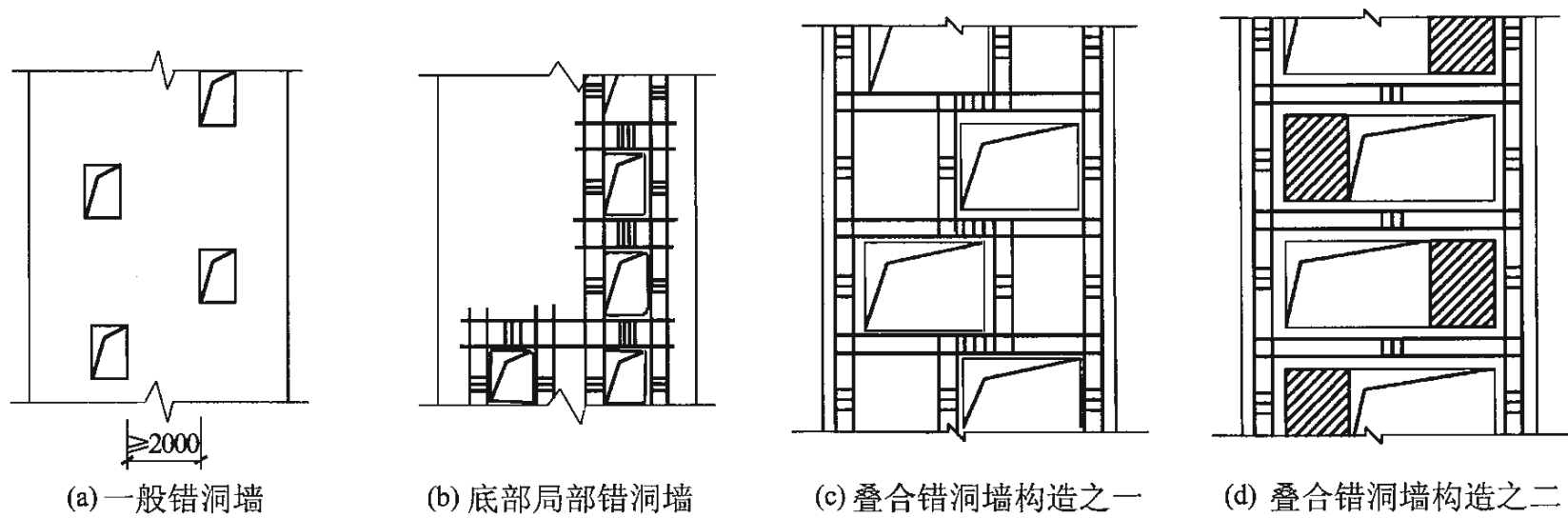


图 10.3.11-2 剪力墙洞口不对齐时的构造措施

10.3.12 连梁配筋应满足下列要求 (图 10.3.12):

- 1 连梁顶面、底面纵向受力钢筋伸入墙内的锚固长度 l_a , 抗震设计时不应小于 l_{aE} , 非抗震设计时不应小于 l_a , 且不应小于 600mm;
- 2 抗震设计时, 沿连梁全长箍筋的构造应按框架梁梁端加密区箍筋的构造要求采用; 非抗震设计时, 沿梁全长的箍筋直径不应小于 6mm, 间距不应大于 150mm;
- 3 顶层连梁纵向钢筋伸入墙体长度范围内, 应配置间距不大于 150mm 的构造箍筋, 箍筋直径应与该连梁的箍筋直径相同;

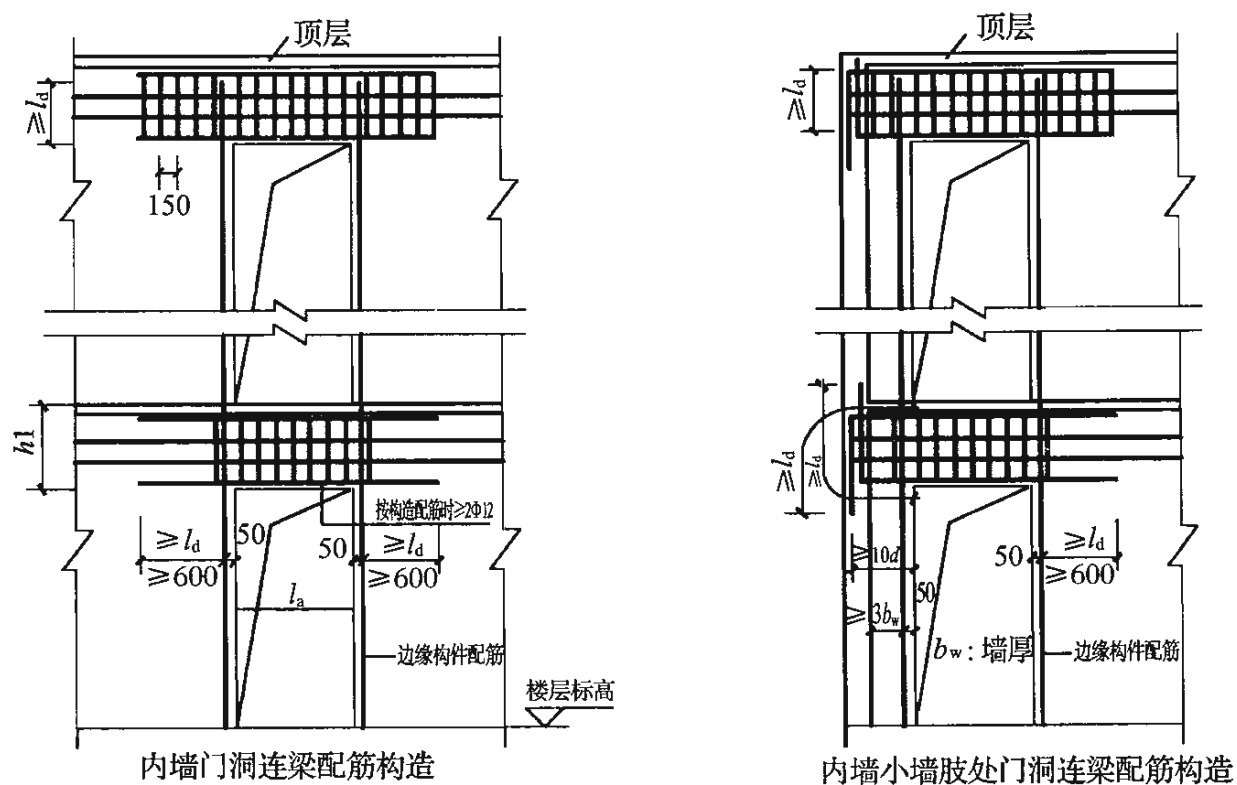


图 10.3.12 连梁配筋要求

- 4 墙体水平分布钢筋应作为连梁的腰筋在连梁范围内拉通连续配置; 当连梁截面高度大于 700mm 时, 其两侧面沿梁高度范围设置的纵向构造钢筋 (腰筋) 的直径不应小于 10mm, 间距不应大于 200mm; 对跨高比不大于 2.5 的连梁, 梁两侧的纵向构造钢筋 (腰筋) 的面积配筋率不应小于 0.3%。

10.3.13 连梁上需开洞时, 宜在跨度中间 1/3 范围内开洞。

管道穿过连梁时, 其洞口宜预埋套管, 洞口上、下的有效高度不小于梁高的 1/3, 且不小于 200mm, 洞口处宜配置补强钢筋 (见图 10.3.13-1)。被洞口的削弱部分应进行承载力验算。

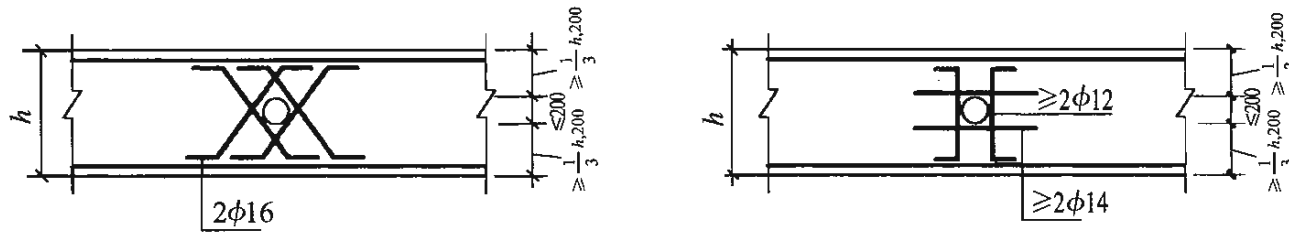


图 10.3.13 - 1 连梁洞口补强

当梁中部有较大洞口时，其尺寸要求和验算见图 10.3.13 - 2 所示。如不能满足，则连梁只能作为铰接连杆。

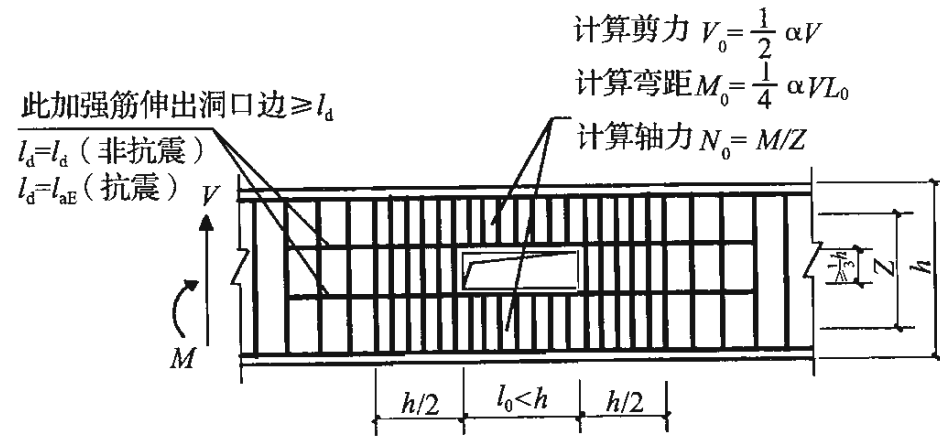


图 10.3.13 - 2 连梁开洞配筋要求

10.3.14 当连梁的跨高比小于等于 2.5 时，宜在梁中根据具体情况设置交叉斜筋，其直径不宜小于 12mm，斜筋应按受拉钢筋的锚固长度要求锚入墙内。

11 框架 - 剪力墙结构

11.1 一般规定

11.1.1 钢筋混凝土框架 - 剪力墙结构的设计除应满足本章的规定外,尚应满足第 9 章和第 10 章的有关规定。

11.1.2 带边框的剪力墙,其截面厚度应符合下列规定:

1 非抗震设计时,墙厚不应小于 160mm,且不应小于层高的 1/20。

2 抗震设计时,墙厚不应小于 160mm,且不应小于层高的 1/20。一、二级抗震等级底部加强部位的墙厚,不应小于 200mm,且不应小于层高的 1/16。

3 当剪力墙墙厚不满足上述要求时,应按《高层建筑混凝土结构技术规程》附录 D 计算墙体稳定。

当采用其他类型的剪力墙时,其厚度应符合第 10 章的规定。

11.1.3 框架 - 剪力墙结构在两个主轴方向均应布置剪力墙,并应设计为纵、横双向刚接框架体系,除个别节点外,不应采用铰接,其剪力墙宜采用横向与纵向剪力墙相连组成 L 形、T 形和 C 形等的布置方案。

框架梁、柱与剪力墙的轴线宜重合在同一平面内,梁、柱轴线间偏心距不宜大于柱截面在该方向边长的 1/4。

11.1.4 框架 - 剪力墙结构中剪力墙布置应按“均匀、分散、对称、周边”的基本原则考虑,符合下列要求:

1 剪力墙宜均匀布置在建筑物的周边附近、楼(电)梯间、平面形状变化及恒载较大的部位,剪力墙间距不宜过大。

2 平面形状凹凸较大时,宜在凸出部分的端部附近布置剪力墙。

3 单片剪力墙底部承担的水平剪力不宜超过结构底部总水平剪力的 40%。

4 剪力墙宜贯通建筑物的全高,宜避免刚度突变;剪力墙开洞时,洞口宜上下对齐。

5 剪力墙不宜设在需要开大洞口的部位,当需要开洞时,洞口面积不宜大于墙面面积的 1/6。

6 楼梯间、电梯间等竖井宜尽量与靠近的抗侧力结构结合布置。

7 墙肢截面高度不宜大于 8m。

8 房屋纵(横)向区段较长时,纵(横)向剪力墙不宜集中设置在房屋的端开间。

9 为避免施工困难,不宜在变形缝两侧同时设置剪力墙。

10 抗震设计时,剪力墙的布置宜使结构各主轴方向的侧向刚度接近。

11 剪力墙之间的距离应符合表 11.1.4 的要求,剪力墙之间的楼盖有较大开洞时,剪力墙的间距应予减小。

表 11.1.4 剪力墙的最大间距

楼面类别	非抗震设计	抗震设计		
		6 度、7 度	8 度	9 度
现浇	$\leq 5B$ 且 $\leq 60\text{m}$	$\leq 4B$ 且 $\leq 50\text{m}$	$\leq 3B$ 且 $\leq 40\text{m}$	$\leq 2B$ 且 $\leq 30\text{m}$
装配整体	$\leq 3.5B$ 且 $\leq 50\text{m}$	$\leq 3B$ 且 $\leq 40\text{m}$	$\leq 2.5B$ 且 $\leq 30\text{m}$	不应采用

注: 1 表中 B 为楼屋面的宽度。

2 装配整体式楼(屋)面的要求应符合《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002 第 4.5.3 条的要求。

3 现浇层厚度大于 60mm 的叠合楼板可按现浇楼板考虑。

11.1.5 框架-剪力墙结构中的砌体填充墙的抗震要求及对框架-剪力墙的影响应符合第9章的有关规定。

11.2 计算要点

11.2.1 框架-剪力墙结构的计算应考虑剪力墙与框架两种类型结构的不同受力特点，按协同工作条件进行内力、位移分析。不应将楼层剪力简单地按某种比例在框架与剪力墙之间分配。

框架结构中设置钢筋混凝土电梯井、楼梯间或其他剪力墙型的抗侧力构件时，必须按框架-剪力墙结构计算。

11.2.2 框架-剪力墙结构应优先采用三维空间分析方法进行内力与位移计算。

11.2.3 框架-剪力墙结构的底部嵌固部位按本措施第9.2.7条的规定确定。

11.2.4 框架-剪力墙结构中，当剪力墙部分承受的地震倾覆力矩小于结构总地震倾覆力矩的50%时，尚应按《高层建筑混凝土结构技术规程》第6.1.7条、第8.1.3条的规定进行补充计算，并按不利情况取值。

11.3 构造要求

11.3.1 带边框的剪力墙，框架梁可通过剪力墙顶连通设置，否则应设置暗梁与端柱组成边框。端柱截面宜与同层该榀框架其他柱相同，并应满足第9章对框架柱构造配筋的要求；剪力墙底部加强部位的端柱和紧靠剪力墙洞口的端柱宜按柱箍筋加密区的要求全高加密。剪力墙应与端柱有可靠连接，截面设计宜按整体工字形截面计算，主要纵向受力钢筋应配置在端柱截面内。

11.3.2 剪力墙配筋应符合下列要求：

1 墙内水平和竖向分布钢筋配筋率，非抗震设计时，不应小于0.2%；抗震设计时不应小于0.25%，其布置应符合本措施第10.3.5条的要求。

2 钢筋直径不应小于8mm，间距不应大于300mm。

3 各排钢筋网之间应设置拉结筋，拉筋直径和间距应符合本措施第10.3.5条的规定。

11.3.3 预制柱与现浇剪力墙之间的钢筋应互相连接，当墙体水平分布筋直径大于或等于16mm时，可采用机械连接或焊接，单面焊缝长度为 $10d$ 。直径小于16mm时，可采用搭接。墙内水平钢筋的锚固应符合本措施第9.1.14条的规定，竖向钢筋在锚固端应加 $10d$ 的直钩，直钩方向与墙面垂直。

11.3.4 剪力墙开设边长不大于800mm的洞口时，洞边可不设暗柱，可按图11.3.4的要求加筋。

11.3.5 框架柱轴压比应满足第9.4.2条规定。当剪力墙部分承受的地震倾覆力矩等于或小于结构总地震倾覆力矩的50%时，其框架部分应按框架结构的抗震等级采用；柱轴压比限值应按框架结构的规定采用。

11.3.6 剪力墙应按规定设置约束边缘构件及构造边缘构件；约束边缘构件及构造边缘构件的设计应符合《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002第7.2.16条和第7.2.17条的要求，设计约束边缘构件时，当墙肢在重力荷载代表值作用下的轴压比达到或接近该规程表7.2.14的限值时，约束边缘构件的配箍特征值 λ_v 应按该规程表7.2.16采用，当墙肢轴压比较小时， λ_v 可适当降低。

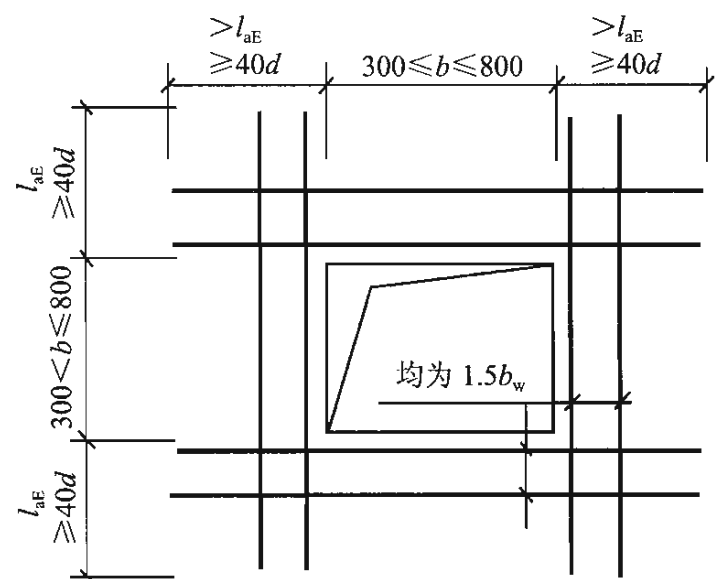


图 11.3.4 框-剪结构的洞口加筋 ($b_w \leq 300$)

注：每边钢筋不应小于被切断钢筋面积的一半；
抗震设计：一级： $6\phi 22\phi 8@100$ ；三级： $6\phi 12\phi 6@150$ ；
四级： $6\phi 20\phi 8@150$ ；四级： $4\phi 12\phi 6@150$ ；
非抗震： $4\phi 12\phi 6@200$ 。

12 部分框支抗震墙结构

12.1 一般规定

12.1.1 底部大空间部分框支-剪力墙高层建筑结构在地面以上的大空间层数, 8度时不宜超过3层, 7度时不宜超过5层, 6度时层数可适当增加。对于部分框支剪力墙结构, 当转换层的位置设置在3层及3层以上时, 其框支柱、剪力墙底部加强部位的抗震等级应按《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002的规定提高一级采用, 已是特一级的不再提高。9度抗震设计时不应采用带转换层的结构。

12.1.2 部分框支抗震墙结构的截面设计和构造措施除满足本章有关规定外, 还应满足框架结构和剪力墙结构的有关规定。

12.1.3 结构布置

1 平面布置应力求简单规则, 均衡对称, 尽量使水平荷载的合力中心与结构刚度中心重合, 避免扭转的不利影响。

2 底部必须有落地剪力墙和(或)落地筒体, 落地纵横剪力墙最好成组布置, 结合为落地筒, 在平面为长方形、横向剪力墙的片数较多时, 落地的横向剪力墙的数目与横向剪力墙总数目之比, 非抗震设计时不宜少于30%; 抗震设计时不宜少于50%。

3 长方形建筑中, 落地剪力墙的最大间距 L 应符合以下要求:

非抗震设计: $L \leq 3B$, 且 $L \leq 36\text{m}$;

抗震设计: $\begin{cases} \text{底部为1~2层框支层时: } L \leq 2B \text{ 且 } L \leq 24\text{m}; \\ \text{底部为3层及3层以上框支层时: } L \leq 1.5B \text{ 且 } L \leq 20\text{m}. \end{cases}$

其中 L ——落地剪力墙的间距;

B ——楼盖宽度。

4 落地剪力墙与相邻框支柱的距离, 1~2层框支层时不宜大于12m, 3层及3层以上框支层时不宜大于10m。

5 结构竖向布置应使框支层与相邻上层的侧向刚度比满足《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002附录E的规定。1层框支层时, 上下层结构的等效剪切刚度比 γ 非抗震设计时不应大于3, 抗震设计时不应大于2; 框支层层数大于1时, 转换层与其下层结构的等效侧向刚度比 γ 非抗震设计时不应大于2, 抗震设计时不应大于1.3; 当转换层设置在3层及3层以上时, 其楼层侧向刚度尚应小于相邻上层楼层侧向刚度的60%。

12.1.4 落地剪力墙底层洞口宜设置在墙体的中部; 框支剪力墙转换梁上一层墙体内不宜设边门洞, 不宜在中柱上方开设门洞; 剪力墙内洞口宜上下对齐, 以形成明确的墙肢, 当不能避免小墙肢时, 其截面高度不得小于 $3b_w$ (b_w 为墙肢的截面宽度)。

12.1.5 转换层楼板不应在大空间范围内开大洞口。楼梯间、电梯间处, 应将其周边落地剪力墙围成筒体。

12.1.6 转换层及其上下层的各楼板及转换层以上相邻楼层板的楼板应加强。

12.1.7 剪力墙底部加强部位的高度, 可取框支层加框支层以上二层的高度及落地剪力墙总高度的 $1/8$ 两者中的较大者。

12.1.8 框支梁截面中心线宜与框支柱截面中心线重合。

12.2 计算要点

12.2.1 框支剪力墙结构的内力分析应分两步：首先采用三维空间分析方法进行整体结构的内力分析，得到各构件的内力和配筋；然后对框支梁附近楼层进行平面有限元分析，取得详细应力分布，然后决定框支梁和附近墙体中的配筋。平面有限元分析的范围应为底层框架和框支层以上3至4层墙。底层框支梁柱的有限单元划分宜选用高精度元，在梁柱全截面高度下可划三至五等分，上层墙体可结合洞口位置均匀划分。

12.2.2 内力分析以后，应对楼层剪力作如下调整：

- 1 底层落地剪力墙承担该层全部剪力。
- 2 底层框支柱承担20%~30%的底层剪力，其分配原则见表12.2.2。

表 12.2.2 框支柱的最小设计剪力 V_{cj}

柱数 n_c	上层为一般剪力墙结构	
	1~2层框支层	3层及3层以上框支层
≤ 10	0.02V	0.03V
> 10	$0.2V/n_c$	$0.3V/n_c$

注：框支柱剪力调整后，应相应调整框支柱的弯矩及柱端梁（不包括转换梁）的剪力、弯矩，框支柱的轴力可不调整。

12.2.3 部分框支剪力墙结构的落地剪力墙墙肢不宜出现偏心受拉。

12.2.4 带转换层的高层建筑结构，其薄弱层的地震剪力应按《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2000 第5.1.15规定计算乘以1.15的增大系数。特一、一、二级转换构件水平地震作用计算内力应分别乘以增大系数1.8、1.5、1.25；8度抗震设计时转换构件应考虑竖向地震的影响。

12.2.5 特一、一、二级落地剪力墙底部加强部位的弯矩设计值应按墙底截面有地震组合的弯矩值乘以增大系数1.8、1.5、1.25采用；其剪力设计值应按一般剪力墙结构的剪力墙加强部位计算和调整，但特一级的剪力值的增大系数应取1.9。

12.2.6 框支柱的设计应符合《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002 第10.2.11、10.2.12条的有关规定。

12.2.7 框支梁上部墙体的构造应满足下列要求：

1 当框支梁上部的墙体开有门洞时，洞边墙体宜设置翼缘墙、端柱或加厚，并按约束边缘构件的要求进行配筋设计；

2 配筋可按下式计算并按图12.2.7-1、图12.2.7-2配筋：

柱上墙体的端部竖向钢筋 A_s ：

$$A_s = h_c b_w (\sigma_{01} - f_c) / f_y \quad (12.2.7-1)$$

柱边 $0.2l_n$ 宽度范围内的竖向分布钢筋：

$$A_{sw} = 0.2l_n b_w (\sigma_{02} - f_c) / f_y \quad (12.2.7-2)$$

框支梁上方的 $0.2l_n$ 范围内的横向水平钢筋：

$$A_{sh} = 0.2l_n b_w \sigma_{x \cdot \max} / f_{yh} \quad (12.2.7-3)$$

式中 l_n ——框支梁净跨；

h_c ——框支柱截面高度；

b_w ——墙厚；

σ_{01} ——柱上墙体在 h_c 范围内，考虑风荷载、地震作用组合的平均压应力， $\sigma_{01} = (\sigma_1 + \sigma_2) / 2$ ；

σ_{02} ——柱边墙体在 $0.2l_n$ 范围，考虑风荷载、地震作用组合的平均压应力， $\sigma_{02} = (\sigma_2 + \sigma_3) / 2$ ；

12.3 构造要求

12.3.1 框支剪力墙结构构件的混凝土强度等级，按下列规定选用：

- 1 框支梁、框支柱、转换层楼板不应低于 C30；
- 2 框支梁上的墙体不应低于 C20；
- 3 落地剪力墙在转换层以下的墙体不应低于 C30。

12.3.2 转换层楼板厚度不宜小于 180mm，应双层双向配筋，且每层每反方向的配筋率不宜小于 0.25%，楼板中钢筋应锚固在边梁或墙体内；落地剪力墙和筒体外周围的楼板不宜开洞。楼板边缘构件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 1.0%，钢筋接头宜采用机械连接或焊接。与转换层相邻楼层的楼板也应适当加强。

12.3.3 框支剪力墙的截面尺寸和构造除应满足一般剪力墙的要求，尚应满足下列要求：

- 1 落地剪力墙和筒体底部加强部位应加厚；
- 2 框支剪力墙底部加强部位的水平和竖向分布钢筋最小配筋率，抗震设计不应小于 0.30%，非抗震设计不应小于 0.25%；抗震设计钢筋间距不应大于 200mm，钢筋直径不应小于 8mm；
- 3 剪力墙底部加强部位，墙体两侧宜设翼墙或端柱，抗震设计时，应设置约束边缘构件；
- 4 落地剪力墙应有良好的整体性和抗转动能力。

12.3.4 框支柱的宽度 b_c 宜与梁宽 b_b 相等，抗震设计时不宜小于 450mm，非抗震设计时不宜小于 400mm；截面高度 h_c 不宜小于 b_c ，抗震设计时不宜小于框支梁跨度的 1/12，非抗震设计时不宜小于梁跨度的 1/15。框支柱不宜采用短柱，柱净高与柱截面高度之比不宜小于 4，当不满足此项要求时，宜加大框支楼层的层高。

12.3.5 框支柱柱内全部纵向钢筋配筋率应符合《高层建筑混凝土结构技术规程》对框架结构纵向钢筋的有关规定。纵向钢筋的间距，抗震设计时不宜大于 200mm；非抗震设计时，不宜大于 250mm，且均不应小于 80mm。抗震设计时柱内全部纵向钢筋配筋率不宜大于 4.0%。框支柱在上部墙体范围内的纵向钢筋应伸入墙体内不少于一层，其余柱筋应锚入梁内或板内。锚入梁内的钢筋长度，从柱边算起不应小于 l_{aE} （抗震设计）或 l_a （非抗震设计）。

纵向钢筋的接头，宜设在楼板面 700mm 以上的区段，并宜用机械连接或焊接。如采用搭接接头，则搭接长度不少于 l_1 （非抗震设计）或 l_{1E} （抗震设计）， l_1 、 l_{1E} 见表 9.1.14-2、表 9.1.14-3。钢筋的机械连接、焊接及绑扎搭接尚应符合国家现行有关标准的规定。竖向钢筋在柱顶锚固要求见图 12.3.5，能伸入上部墙体的钢筋应伸入墙体；不能伸入墙体的钢筋应在梁内或板内锚固。



图 12.3.5 框支柱竖向主筋锚固要求

注：在上部墙体范围内的①号图②号筋应伸入上部墙体内不少于一层，其余柱钢筋应锚入梁内或板内，并满足锚固长度要求。

箍筋的配置应符合下列要求：

- 1 抗震设计时，应采用复合螺旋箍和井字复合箍，箍筋直径不应小于 10mm，间距不应大于 100mm 和 6 倍纵向钢筋直径的较小值，并应沿柱全高加密。
- 2 抗震设计时，一、二级柱加密区的配箍特征值应比一般框架结构柱的规定值增加 0.02，且箍筋体积配箍率不应小于 1.5%。

3 非抗震设计时,宜采用复合螺旋箍和井字复合箍;箍筋体积配箍率不宜小于0.8%,箍筋直径不应小于10mm,间距不应大于150mm。

12.3.6 框支梁的宽度 b_b 不宜大于框支柱相应方向的截面宽度,不宜小于上部墙体厚度的2倍,且不宜小于400mm;当梁上托柱时,尚不应小于梁宽方向的柱截面宽度;梁高在抗震设计时不应小于跨度的1/6;非抗震设计时不应小于跨度的1/8。当梁高受限时,可以采用加腋梁。

12.3.7 框支梁设计应符合下列要求:

1 梁上、下部纵向钢筋的最小配筋率,非抗震设计时,不应小于0.30%;抗震设计时,特一、一和二级分别不应小于0.60%、0.50%、0.40%。

2 偏心受拉的框支梁,其支座上部纵向钢筋至少应有50%沿全长贯通,下部纵向钢筋应全部直通到柱内;沿梁高应配置间距不大于200mm、直径不小于16mm的腰筋。

3 梁上、下纵向钢筋和腰筋的锚固应符合图12.3.7的要求。

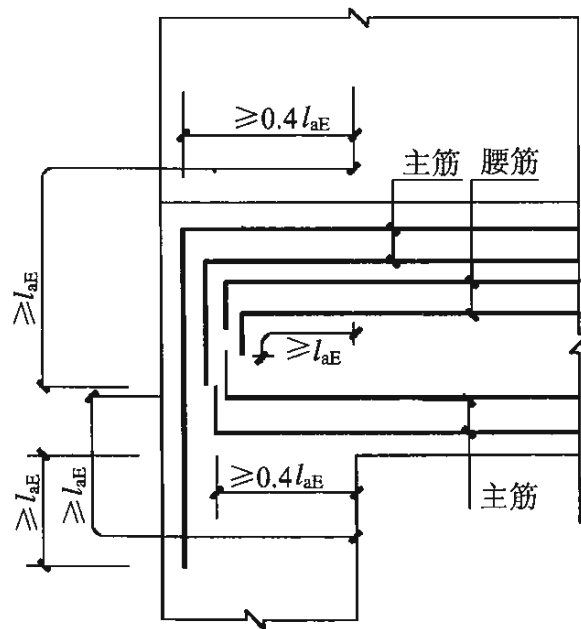


图 12.3.7 框支梁主筋和腰筋的锚固

注:非抗震设计时图中 l_{aE} 应取为 l_a 。

当梁上部配置多排纵向钢筋时,其内排钢筋锚入柱内的长度可适当减小,但不应小于锚固长度 l_a (非抗震设计)或 l_{aE} (抗震设计)。

4 框支梁不宜开洞。若需开洞时,洞口位置宜远离框支柱边,上、下弦杆应加强抗剪配筋,或用型钢加强,被洞口削弱的截面应进行承载力计算。

5 框支梁支座处(离柱边1.5梁截面高度范围内)箍筋应加密,加密区箍筋直径不应小于10mm,间距不应大于100mm;加密区箍筋最小面积含箍率,非抗震设计时不应小于 $0.9f_t/f_{yv}$;抗震设计时,特一、一和二级分别不应小于 $1.3f_t/f_{yv}$ 、 $1.2f_t/f_{yv}$ 和 $1.1f_t/f_{yv}$ 。抗震设计时,主筋不宜有接头,不得采用绑扎接头,同一截面上,接头的钢筋截面面积不应超过全部钢筋截面面积的50%,接头应避开上部墙体的开洞部位。上部钢筋在跨中切断的数量不宜超过50%,框支梁不应采用弯起钢筋,下部钢筋应全部伸入支座。

12.3.8 框支梁上部的墙体开有门洞时,门洞处及距门洞两侧不小于1.5倍梁高范围内的框支梁箍筋应按12.3.7条的5款加密。

12.3.9 框支柱的轴压比 μ_c 应符合表12.3.9的要求,轴压比不满足限值或抗剪要求时,应加大截面尺寸或提高混凝土强度等级。

表 12.3.9 框支柱的轴压比 μ_c 限值

抗震等级	特一级	一级	二级
μ_c 限值	0.6	0.6	0.7

注:表中数值适用于剪跨比大于2的柱。剪跨比小于2但不小于1.5的柱,其数值应按表中数值减小0.05;剪跨比小于1.5的柱,其轴压比限值应专门研究并采取特殊构造措施。

12.3.10 当框支梁上部墙体开边门洞时，应设外墙翼缘并加强小墙肢配筋，同时应加强这一区段框支梁的抗剪承载力，必要时采用加腋梁（图 12.3.10）；墙与梁的水平施工缝宜按《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002 第 7.2.13 条的规定验算抗滑移能力。

12.3.11 剪力墙底部加强部位墙体的竖向和水平分布钢筋配筋率，抗震设计不应小于 0.30%，非抗震设计不应小于 0.25%；抗震设计时钢筋间距不应大于 200mm，钢筋直径不应小于 8mm。落地双肢剪力墙宜使连梁具有较大的约束弯矩，同时要避免由于连梁过强在地震作用下使一侧墙肢出现拉力。

12.3.12 抗震等级一级的落地双肢剪力墙，当轴向平均压应力较小及剪应力较大时，为防止剪切滑动，在墙肢根部可设交叉斜筋，斜筋宜设在两层分布筋之间，采用根数不太多的较粗钢筋（图 12.3.12），一端锚入基础另一端锚入墙内，一般情况下，钢筋按承担作用于底部剪力设计值的 30% 考虑。

注：有些文献提出，当轴向平均压力 $\leq 0.2f_c$ 及剪应力 $> 0.15f_c$ 时，宜采用此项构造措施。

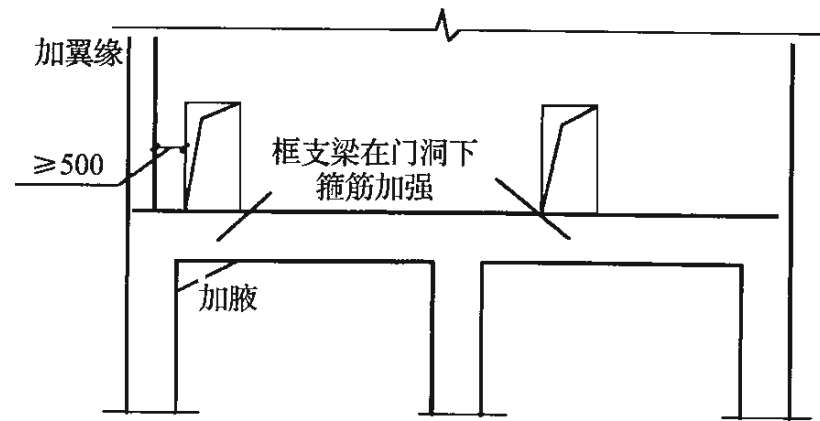


图 12.3.10 框支梁上方门洞

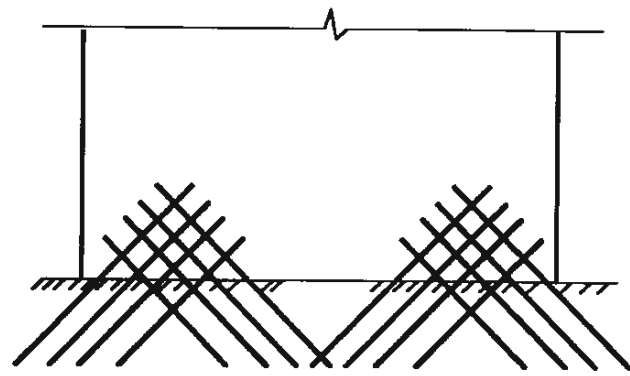


图 12.3.12 框支层的落地双肢剪力墙根部斜筋构造

13 筒体结构

13.1 一般规定

13.1.1 筒体结构包括框筒结构、筒中筒结构以及其他筒体结构，如框架-筒体结构体系、成束筒结构体系、钢-混组合筒结构体系等，本规定适用于框架-核心筒和筒中筒结构，其他筒体结构也可参照执行。

13.1.2 筒体结构高宽比不应小于3，并宜大于4。

13.1.3 筒中筒结构适用于高度不低于60m的高层建筑。

13.1.4 筒体构件（剪力墙、外框筒梁、内筒连梁、楼盖）的截面设计和构造措施除应遵守本措施的规定外，尚应符合《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002有关框架结构、剪力墙结构和框架-剪力墙结构的有关规定。

13.2 平面布置

13.2.1 筒中筒结构的平面形状宜选圆形、正多边形、椭圆形或矩形，以圆形和正多边形为最有利的平面形状，内筒宜居中。采用矩形平面时，其平面尺寸应尽量接近于正方形，长宽比不宜大于1.5。

13.2.2 筒中筒的内筒的边长可为高度的 $1/12 \sim 1/15$ ，如有2~3处的角筒或剪力墙时，内筒平面尺寸可适当减小。内筒宜贯通建筑物全高，竖向刚度宜均匀变化。

13.2.3 筒中筒结构中的外框筒的柱距不宜大于4m，洞口面积不宜大于墙面面积的60%。筒体结构的内筒与外筒或外框架的中距，当非抗震设计大于12m，抗震设计大于10m时，宜采用预应力混凝土楼（屋）盖，必要时可增设内柱。

13.2.4 当矩形框筒的长宽比不大于2和墙面开洞率不大于50%时，外框筒的柱距可以适当放宽。

13.2.5 框架-核心筒结构的周边柱间必须设置框架梁。

13.2.6 宜限制筒体结构的以扭转为主的最大周期与以平动为主的最大周期之比，以减小筒体结构在风荷载或地震作用下的扭转和最大层间位移，对较高、较细的筒体结构更应严加控制。

13.2.7 三角形平面宜将角部切去，或在角部设刚度较大的角柱或角筒，以避免角部应力过分集中（图13.2.7）。外筒的切角长度不宜小于相应边长的 $1/8$ ，内筒的切角长度不宜小于相应边长的 $1/10$ ，切角处的筒壁宜适当加厚。角柱截面面积可取中柱的1~2倍。

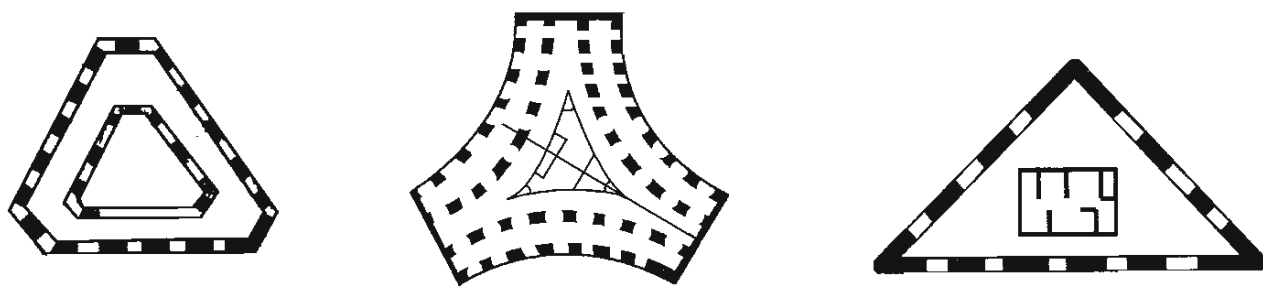


图 13.2.7 三角形平面结构示意图

13.2.8 框架筒体结构的核心筒应符合下列规定：

- 1 边长不宜小于外框架或外框筒相应边长的 $1/3$ ，且不宜小于筒体高度的 $1/12$ ，当外框架内设置角筒或剪力墙时，核心筒的边长可适当减小；
- 2 核心筒或内筒的周边宜闭合，楼梯、电梯间应布置混凝土内墙；
- 3 筒角平面双向不应同时开洞，筒角内壁至洞口的距离不应小于 500mm ；
- 4 外墙洞口沿竖向宜上、下对齐，成列布置，洞间墙肢的截面高度不宜小于 1200mm 。

13.2.9 外框筒采用矩形或 T 形柱时，柱长边宜沿筒壁方向布置。

13.3 竖向布置

13.3.1 筒体结构竖向构件的布置应力求规则、均匀，结构沿竖向的刚度变化不宜过大，上、下层刚度相差不宜大于 30% ，避免有过大的外挑或内收。一般情况，除顶层外，立面收进部分的尺寸不宜大于该方向尺寸的 25% 。

13.3.2 相邻层柱不连通的筒体结构，竖向的结构布置应符合以下要求：

- 1 在竖向结构变化处应设置具有足够强度和刚度的转换梁等构件，转换梁的高度不宜小于跨度的 $1/6$ ；
- 2 框架核心筒和筒中筒的内筒应贯通建筑物全高，且转换层下的筒壁应加厚；
- 3 地面上的大空间层数应根据结构设防烈度加以限制，8 度设防不宜大于 3 层，7 度设防不宜大于 5 层，超过上述规定的高位转换，应经专门的结构抗震分析，并采取可靠措施；当转换层上部为筒中筒结构或框架-核心筒结构时，底部大空间的层数可适当增加；
- 4 当底部大空间为 1 层时，转换层上层与底层结构的侧向刚度比宜接近 1，且不应大于 2；当底部大空间多于 1 层时，转换层上部与下部结构的等效侧向刚度比宜接近 1，且不应超过 1.3；
- 5 大转换构件的结构设计应符合《高层建筑混凝土结构技术规程》中有关“复杂高层建筑结构设计”的规定。

13.3.3 当筒体结构的侧向刚度不能满足要求时，可沿竖向利用建筑避难层、设备层空间设置加强层。加强层宜采用刚度适宜的伸臂桁架、伸臂梁和整层或跨若干层高的箱形梁、空腹桁架等，必要时，也可设置周边水平环带构件。设计中宜避免采用刚度极大的板式加强层。当布置一个加强层时，位置可设在 $0.6H$ 附近；当布置两个加强层时，位置可设在顶层和 $0.5H$ 附近， H 为建筑物高度；当布置多个加强层时，加强层宜沿竖向从顶层向下均匀布置。

13.3.4 加强层的水平伸臂宜贯通核心筒，其上、下层各构件及其节点的刚度和配筋应适当加强。在施工程序上及构造上应采取措施减小结构竖向温度变形及轴压缩对加强层的影响。

13.4 整体计算

13.4.1 为了保证计算精度和结构安全，筒体结构整体计算宜采用能反映空间受力的结构计算模型，以及相应的计算方法。

13.4.2 在计算结构内力及位移时，一般可假定楼盖在自身平面内具有绝对刚性。

13.4.3 筒体结构嵌固位置的确定应符合《建筑抗震设计规范》第 6.1.14 条的规定。

13.4.4 对开孔较大、整体较差、有较长外伸段或相邻层刚度突变的楼盖，在侧向荷载作用下，须考虑楼盖变形对筒体结构部分竖向构件的不利影响，一般不应采用楼盖在自身平面绝对刚性的假定。如果仍然采用此计算假定，则构件的最不利内力须乘以 $1.1 \sim 1.2$ 的增大系数。

13.4.5 筒体结构应符合《高层建筑混凝土结构技术规程》的有关规定，采用三维空间分析方法进行内力分析。对《高层建筑混凝土结构技术规程》中规定的 B 级高度或体型复杂的筒体结构应采用两个

或两个以上力学模型的空间分析程序进行内力分析和比较,并宜考虑双向水平地震下的扭转地震作用效应。

13.4.6 当底部大空间为1~2层时,大空间层每根柱的计算剪力不应小于相应楼层剪力的2%;当底部大空间为3~5层时,大空间层每根柱的计算剪力不应小于相应楼层剪力的3%;柱端弯矩应按修正的剪力作相应调整。

13.5 构造要求

13.5.1 对于框架-核心筒结构,框架的混凝土强度等级不宜低于C30,框架节点核心区的混凝土强度等级不宜低于柱的混凝土强度等级,且应进行核心区斜截面承载力计算;特殊情况下不应低于柱混凝土强度等级的70%,但应进行核心区斜截面和正截面承载力验算。

13.5.2 落地筒剪力墙的底部加强区可取框支部分加转换层上部一层或二层(当建筑高度较高时)的高度,其总高不应小于筒体房屋高度的1/8;墙体厚度不应小于300mm,水平及竖向钢筋的配筋率均不应小于0.3%。

13.5.3 对框支高度及转换层上面一层楼(当建筑高度较高时为二层)的内筒应予加强,特别应加强内筒与转换层相交的下截面和底部截面的配筋。底部截面的弯矩设计值应乘以增大系数。当剪力墙的剪跨比小于1.5时,应加严控制墙体的截面限值,防止墙体脆性破坏。

13.5.4 转换层的混凝土强度等级不应低于C30,转换层的楼板厚度不宜小于180mm,转换层相邻层的楼板宜适当加厚。

13.5.5 楼板开洞位置尽可能远离侧边,洞口周边应增设构造钢筋,其截面面积不应小于被孔洞截断钢筋截面面积之和。筒体结构楼盖外角宜采用双层双向配筋,单层单向的配筋率不宜小于0.30%,钢筋直径不应小于8mm。

13.5.6 对特一级、一级和二级抗震等级的框支梁,同一截面的总配筋率分别不应小于1.2%、1.0%和0.8%,主筋不宜有接头;当不可避免时,应采用机械或焊接连接的接头,同一截面内接头钢筋截面面积不应超过全部主筋截面面积的50%;接头位置应避开上部墙体开洞部位、梁上托柱部位及受力较大部位;支座上部主筋至少有50%沿梁全长贯通,下部主筋全部直通至柱内,沿梁高应配间距不大于200mm、直径不小于16mm的腰筋。

13.5.7 框支柱截面高度宜与梁宽度相等,也可以比梁宽度大50mm;框支柱截面高度不宜小于梁跨度的1/12,且不宜小于450mm;柱净高与截面长边尺寸之比宜大于4。

13.5.8 框支柱的混凝土强度等级不应低于C30。

13.5.9 外框筒的裙梁截面高度不宜小于柱净距的1/4及600mm。非抗震设计时,裙梁箍筋直径不应小于8mm,间距不应大于150mm;抗震设计时,箍筋直径不应小于10mm。箍筋间距沿梁长不变,且不应大于100mm。

13.5.10 跨高比不大于2的框筒梁和内筒连梁宜采用交叉暗撑,跨高比不大于1的框筒梁和内筒连梁应采用交叉暗撑;交叉暗撑应承受全部剪力(图13.5.10)。当梁内设置交叉暗撑时,梁宽不宜小于300mm;暗撑箍筋直径不应小于8mm,间距不应大于200mm和梁的截面宽度的一半;端部加密区箍筋间距不应大于100mm,加密区长度不应小于600mm及梁截面宽度的2倍。框筒梁上下纵向钢筋的直径均不应小于16mm,腰筋的直径不应小于10mm,腰筋间距不应大于200mm。斜筋伸入竖向构件的长度不应小于 l_{a1} ,非抗震设计时 l_{a1} 可取 l_a ;抗震设计时 l_{aE} 宜取 $1.15l_a$ 。

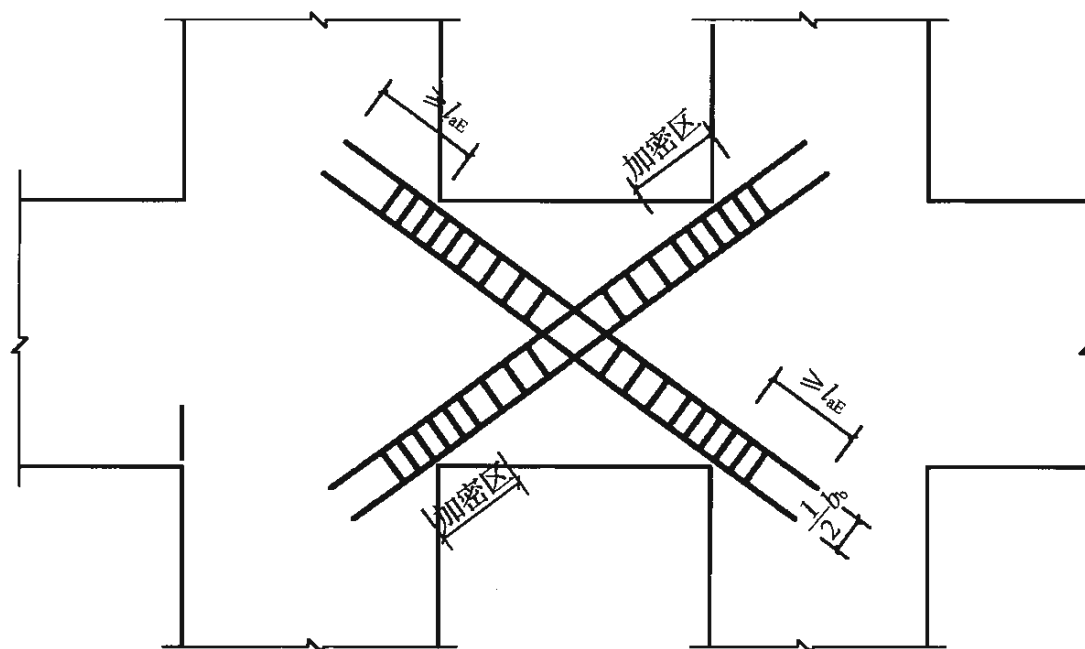


图 13.5.10 梁内交叉暗撑的配筋

13.5.11 外框筒梁和内筒连梁的构造配筋应符合下列要求：

- 1 非抗震设计时，箍筋直径不应小于 8mm，间距不应大于 150mm；抗震设计时，箍筋直径不应小于 10mm，间距不应大于 100mm，且沿梁长不变，当有暗撑时，间距不应大于 100mm；
- 2 框筒梁上下纵向钢筋的直径均不应小于 16mm，腰筋的直径不应小于 10mm，腰筋间距不应大于 200mm。

14 板柱结构、板柱 - 剪力墙结构

14.1 一般规定

14.1.1 板柱结构适用于多层非抗震设计的建筑，板柱 - 剪力墙结构适用于多层、高层非抗震设计以及抗震设防烈度不超过 8 度的建筑，其设计应符合概念设计的要求，不应采用严重不规则的设计方案。采用平板时，跨度不宜大于 7m，有柱帽时跨度不宜大于 9m，采用预应力时不宜大于 12m；密肋板时为 7~10m。其最大适用高度，应符合表 14.1.1 的规定。

注：有关建筑结构不规则的说明详见《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001。

表 14.1.1 房屋建筑的最大适用高度 (m)

结构类型	非抗震设计	抗震设计		
		6 度	7 度	8 度
板柱结构	20	—	—	—
板柱 - 剪力墙结构	70	40	35	30

14.1.2 板柱 - 剪力墙高层建筑结构的高宽比不宜超过表 14.1.2 的规定。

表 14.1.2 板柱 - 剪力墙结构的最大高宽比

结构类型	非抗震设计	抗震设防烈度	
		6 度、7 度	8 度
板柱 - 剪力墙结构	5	4	3

注：1 建筑结构高宽比指房屋高度与结构平面最小投影宽度之比；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 当主体结构与裙房相连时，高宽比可按裙房以上建筑的高度和宽度计算。

14.1.3 板柱结构、板柱 - 剪力墙结构的平面布置，应符合下列要求：

- 1 结构布置宜均匀、对称，刚度中心与质量中心宜重合。
- 2 板柱结构每方向单列柱数不得少于 3 根。
- 3 抗震设计时，必须采用板柱 - 剪力墙结构。结构两主轴方向均应布置剪力墙，成双向抗侧力体系。

4 为减小边跨跨中弯矩和柱的不平衡弯矩，可将沿周边的楼板伸出边柱外侧，伸出长度（从板边缘至外柱中心）不宜超过板沿伸出方向跨度的 0.4 倍；当楼板不伸出边柱外侧时，在板的周边应设边梁，边梁截面高度不应小于板厚的 2.5 倍。边梁应按与半个柱上板带共同承受弯矩、剪力和扭矩进行设计，并满足各最小配筋率的要求。

5 抗震设计时，房屋的周边应采用有梁框架，有楼梯、电梯间等较大开洞时，洞口周围宜设置框架梁或边梁。房屋的顶层及地下一层顶板宜采用梁板结构。

14.1.4 板柱 - 剪力墙结构中剪力墙的布置应符合下列要求：

- 1 剪力墙宜均匀布置在建筑物的周边附近、楼梯间、电梯间、平面形状变化及恒载较大的部位，剪力墙不宜过分集中，剪力墙不宜集中布置在房屋的两尽端。

2 纵、横剪力墙宜组成 L 形、T 形和 U 形等型式，避免采用单片短肢墙，少数不能避免时，应控制其轴压比：一、二、三级分别不应大于 0.5、0.6、0.6，并按框架柱进行设计。

3 剪力墙不宜过长，单片剪力墙底部承担的水平剪力不宜超过结构底部总水平剪力的 30%。

4 剪力墙宜贯通建筑物的全高，宜避免刚度突变；剪力墙开洞时，洞口宜上下对齐。

5 剪力墙之间无大洞口的楼（屋）盖的长宽比，不宜超过表 14.1.4 的规定，超过时，应计入楼盖平面内变形的影响；当这些剪力墙之间的楼板有较大开洞时，表中数据应予减小。

表 14.1.4 剪力墙之间楼、（屋）盖的长宽比

楼盖形式	非抗震设计	抗震设防烈度	
		6 度、7 度	8 度
现浇	3.0	2.5	2.0

14.1.5 剪力墙两侧楼板不应全部开洞，当墙边有较大洞口时，应采取有效的构造措施，以保证侧向水平力能可靠地传递至剪力墙上，且需通过计算分析，适当折减剪力墙的抗侧力刚度。

14.1.6 板柱结构、板柱-剪力墙结构不应有错层，不应出现短柱。对楼梯间等的局部短柱，应采取切实可行的加强措施。

14.1.7 板柱-剪力墙结构抗震设计时，宜调整平面形状，采用适宜的基础形式，采取有效的构造及施工措施，不设抗震缝。当遇下列情况之一，又无法调整及采取有效的措施时，宜设防震缝将其划分为若干个较简单的结构单元：

- 1 建筑平面有较大凸出部位或不规则；
- 2 建筑物内有局部错层或建筑层高相差较大；
- 3 建筑物内各部分结构刚度或荷载相差悬殊。

防震缝的最小宽度按《建筑抗震设计规范》的有关规定确定。

14.1.8 板柱-剪力墙结构的结构布置、计算分析、截面设计及构造要求等除应符合本章的规定外，尚应分别符合现行规范中框架结构、框架-剪力墙结构的有关规定。

14.2 计算要点

14.2.1 板柱结构、板柱-剪力墙结构在垂直荷载和水平荷载作用下的内力及位移计算，宜优先采用连续体有限元空间模型的计算方法，也可采用等代框架杆系结构有限元法或其他计算方法。

14.2.2 符合下列条件时，在垂直荷载作用下板柱结构的平板和密肋板的内力可用经验系数法计算：

- 1 活荷载为均布荷载，且不大于恒载的 3 倍；
- 2 每个方向至少有 3 个连续跨；
- 3 任一区格内的长边与短边之比不应大于 1.5；
- 4 同一方向上的最大跨度与最小跨度之比不应大于 1.2；
- 5 不规则柱网，柱的偏离值不应大于跨度的 10%。

14.2.3 按经验系数法计算时，应先算出垂直荷载产生的板的总弯矩设计值，然后按表 14.2.3 确定柱上板带和跨中板带的弯矩设计值。

对 X 方向板的总弯矩设计值，按下式计算：

$$M_x = ql_y(l_x - 2C/3)^2/8 \quad (14.2.3 - 1)$$

对 Y 方向板的总弯矩设计值，按下式计算：

$$M_y = ql_x(l_y - 2C/3)^2/8 \quad (14.2.3 - 2)$$

式中 q ——垂直荷载设计值；

l_x 、 l_y ——等代框架梁的计算跨度，即柱子中心线之间的距离；

C ——柱帽在计算弯矩方向的有效宽度，见图 14.2.3；无柱帽时，取 $C=0$ 。

表 14.2.3 柱上板带和跨中板带弯矩分配值（表中系数乘 M_0 ）

截面位置	柱上板带	跨中板带
端跨：		
边支座截面负弯矩	0.33	0.04
跨中正弯矩	0.26	0.22
第一个内支座截面负弯矩	0.50	0.17
内跨：		
支座截面负弯矩	0.50	0.17
跨中正弯矩	0.18	0.15

注：1 在总弯矩量不变的条件下，必要时允许将柱上板带负弯矩的 10% 分配给跨中板带。

2 本表为无悬挑板时的经验系数，有较小悬挑板时仍可采用。当悬挑板较大且负弯矩大于边支座截面负弯矩时，须考虑悬臂弯矩对边支座及内跨的影响。

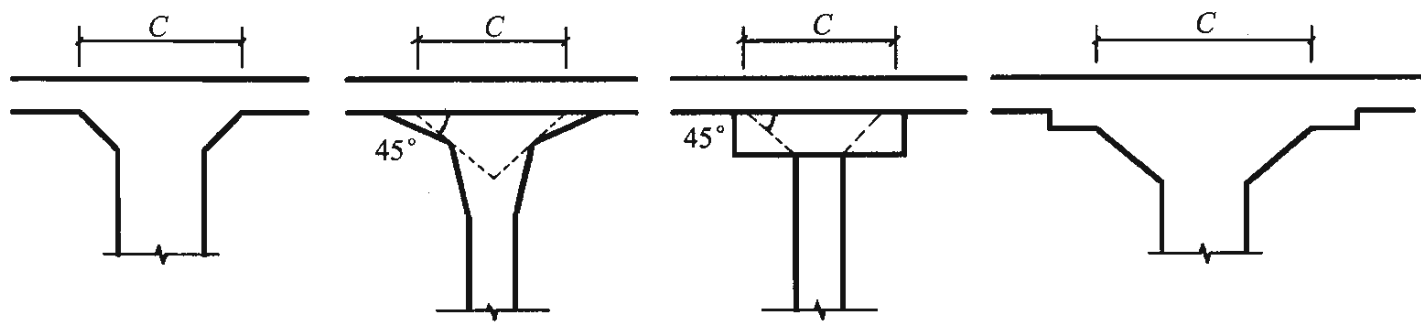


图 14.2.3 柱帽在计算弯矩方向的有效宽度

14.2.4 按经验系数法计算时，板柱节点处上柱和下柱弯矩设计值之和 M_c 可采用以下数值：

$$\text{中柱：} \quad M_c = 0.25M_x \quad (M_y) \quad (14.2.4-1)$$

$$\text{边柱：} \quad M_c = 0.40M_x \quad (M_y) \quad (14.2.4-2)$$

式中 M_x (M_y) ——按本措施第 14.2.3 条计算的总弯矩设计值。

中柱或边柱的上柱和下柱的弯矩设计值可根据式 (14.2.4-1) 或 (14.2.4-2) 的值按其线刚度分配。

14.2.5 按其他方法计算时，柱上端和柱下端弯矩设计值取实际计算结果。当有柱帽时，柱上端的弯矩设计值取柱刚域边缘处的值。

14.2.6 当不符合第 14.2.2 条规定时，在垂直荷载作用下，板柱结构的平板和密肋板可采用等代框架法计算其内力：

- 1 等代框架的计算宽度，取垂直于计算跨度方向的两个相邻平板中心线的间距；
- 2 有柱帽的等代框架梁、柱的线刚度，可按现行国家标准《钢筋混凝土升板结构技术规程》的有关规定确定；
- 3 计算中纵向和横向每个方向的等代框架均应承担全部作用荷载；
- 4 计算中宜考虑活荷载的不利组合。

14.2.7 按等代框架计算垂直荷载作用下板的弯矩，当平板与密肋板的任一区格长边与短边之比不大于 2 时，可按表 14.2.7 的规定分配给柱上板带和跨中板带；有柱帽时，其支座负弯矩应取刚域边缘处的值，除边支座弯矩和边跨中弯矩外，分配到各板带上的弯矩应乘以 0.8 的系数。

表 14.2.7 柱上板带和跨中板带弯矩分配比例 (%)

截面位置	柱上板带	跨中板带
内跨:		
支座截面负弯矩	75	25
跨中正弯矩	55	45
端跨:		
第一个内支座截面负弯矩	75	25
跨中正弯矩	55	45
边支座截面负弯矩	90	10

注：在总弯矩量不变的条件下，必要时允许将柱上板带负弯矩的 10% 分配给跨中板带。

14.2.8 当采用等代框架-剪力墙结构杆系有限元法计算时，其板柱部分可按板柱结构等代框架法确定等代框架梁的计算宽度及等代框架梁、柱的线刚度。

14.2.9 水平荷载作用下，板柱结构的内力及位移，应沿两个主轴方向分别进行计算。当柱网较为规则、板面无大的集中荷载和大开孔时，可按等代框架法进行计算。

14.2.10 按等代框架法计算板柱结构在水平荷载作用下的内力及位移时，应符合下列规定：

- 1 假定楼板在其平面内为绝对刚性；
- 2 等代框架梁的计算宽度取式 (14.2.10-1)、(14.2.10-2) 的较小值：

$$b_y = 0.5(l_x + C) \quad (14.2.10-1)$$

$$b_y = 0.75l_y \quad (14.2.10-2)$$

式中 b_y —— y 向等代框架梁的计算宽度；

l_x 、 l_y ——等代框架梁的计算跨度，即柱子中心线之间距离；

C ——柱帽在计算弯矩方向的有效宽度，见图 14.2.3；无柱帽时取 $C=0$ 。

3 有柱帽的等代框架梁、柱的线刚度，可按现行国家标准《钢筋混凝土升板结构技术规程》有关规定确定。

14.2.11 板柱-剪力墙结构横向及纵向剪力墙应能承担该方向全部地震作用，各层的柱子部分除满足垂直荷载计算要求外，尚应能承担不少于各层相应方向全部地震作用的 20%。

14.2.12 板柱结构、板柱-剪力墙结构中的等代框架梁、柱、墙、节点的内力设计值，除应符合本章的有关规定外，还应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》中的框架结构或框架-剪力墙结构的相应规定进行调整。

14.2.13 板柱结构、板柱-剪力墙结构应有足够的抗侧刚度，在地震作用下其弹性层间位移和薄弱层（部位）的弹塑性层间位移均应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》中框架结构或框架-剪力墙结构的有关规定。

14.2.14 密肋板的肋间距、高度、宽度及面板厚度符合构造要求时，其内力可采用 T 形截面特征按平板计算。

14.2.15 板面有集中荷载时，其配筋应由计算确定。当楼板上某区格内的集中荷载设计值不大于该区格内均布活荷载设计值总量的 10% 时，可按荷载折算总量为 F_t 的折算均布活荷载设计值进行计算：

$$F_t = 1.1(F + F_q) \quad (14.2.15)$$

式中 F ——某区格内的集中荷载设计值；

F_q ——某区格内均布活荷载设计值总量。

14.3 构造要求

14.3.1 抗震设计时，板柱-剪力墙结构房屋的抗震等级按表 14.3.1 确定。

表 14.3.1 板柱-剪力墙结构房屋的抗震等级

结构类型		设防烈度		
		6度	7度	8度
板柱-剪力墙结构	板柱的柱	三	二	一
	剪力墙	二	二	二

14.3.2 板柱结构、板柱-剪力墙结构的混凝土强度等级，对于板不应低于 C20，采用无粘结预应力混凝土时，不宜低于 C30；对于柱、墙等其他承重构件不宜低于 C30。

14.3.3 双向无梁板厚度与柱网长跨之比，不宜小于表 14.3.3 的规定。平板最小厚度不应小于 150mm。

表 14.3.3 双向无梁板厚度与长跨的最小比值

非预应力楼板		预应力楼板	
无柱帽板	有柱帽板	无柱帽板	有柱帽板
1/36 (1/30)	1/40 (1/35)	1/40	1/45

注：括号内数字用于密肋板。

14.3.4 无梁板可根据承载力和变形要求采用无柱帽板或有柱帽板，8度抗震设计时宜采用有柱帽的板柱节点。当采用托板式柱帽时，托板的长度和厚度应按计算确定，且托板每方向的长度不宜小于板跨度的 1/6，托板的厚度不宜小于 1/4 无梁板的厚度；抗震设计时，托板或柱帽根部总厚度（包括无梁板的厚度）尚不宜小于 16 倍柱纵筋直径。当不满足承载力要求且不允许设置柱帽时，可采用剪力架，此时板的厚度，非抗震设计时不应小于 150mm，抗震设计时不应小于 200mm。当采用柱顶加托板以减少在柱顶的负弯矩配筋时，托板尺寸除符合上述要求外，尚须注意托板厚度不得大于 1/4 托板长度。

14.3.5 采用密肋板时，密肋板的肋净距不宜大于 800mm，肋宽不宜小于 80mm，肋高（包括面板厚度）不应小于柱长跨尺寸的 1/30，也不宜大于肋宽的 3 倍。密肋板的面板厚度不应小于 40mm。其板柱节点周围应做成实心板，实心板的长度应由计算确定，并满足托板的构造尺寸要求。

14.3.6 板柱结构、板柱-剪力墙结构周边框架梁配筋应满足抗扭计算要求，纵向钢筋不应少于 4 ϕ 12，箍筋直径不应小于 6mm，间距不应大于 150mm，且在离柱边两倍梁高范围内，间距不应大于 100mm。

14.3.7 板柱结构、板柱-剪力墙结构中的柱截面较小边长不得小于 350mm，柱的剪跨比应大于 2，柱截面高度与宽度的比值不宜大于 3。

14.3.8 带边框剪力墙的截面厚度应符合下列规定：

- 1 抗震设计时，一、二级剪力墙的底部加强部位不应小于 200mm，且不应小于层高的 1/16；
- 2 除第一项以外的其他情况下不应小于 160mm，且不应小于层高的 1/20。

14.3.9 板柱-剪力墙结构中，剪力墙的竖向及水平分布钢筋的配筋率，抗震设计时均不应小于 0.25%，非抗震设计时均不应小于 0.20%，并应双排双向布置。每排分布钢筋之间应设置拉筋拉接，拉筋直径不应小于 6mm，间距不应大于 600mm。抗震设计时，剪力墙的抗震构造措施尚应符合《建筑抗震设计规范》第 6 章第 6.4 节的有关规定，且底部加强部位及相邻上一层应按该规范第 6.4.7 条设置约束边缘构件，其他部位应按第 6.4.8 条设置构造边缘构件；柱（包括剪力墙端柱）的抗震构造措施应符合该规范第 6 章第 6.3 节对框架柱的有关规定。

14.3.10 带边框剪力墙的构造应符合下列要求：

- 1 剪力墙的水平钢筋应全部锚入边框柱内，锚固长度不应小于 l_a （非抗震设计）或 l_{aE} （抗震设计）；
- 2 带边框剪力墙的混凝土强度等级宜与边框柱相同；
- 3 与剪力墙重合的框架梁可保留，亦可做成宽度与墙厚相同的暗梁，暗梁截面高度可取墙厚的 2 倍

或与该片框架梁截面等高，暗梁的配筋可按构造配置且应符合一般框架梁相应抗震等级的最小配筋要求；

4 剪力墙截面宜按“工”字形设计，其端部的纵向受力钢筋应配置在边框柱截面内；

5 边框柱截面宜与该片框架其他柱的截面相同，边框柱应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》有关框架柱构造配筋的规定；剪力墙底部加强部位边框柱的箍筋宜沿全高加密；当带边框剪力墙上的洞口紧邻边框柱时，边框柱的箍筋宜沿全高加密。

14.3.11 剪力墙开洞应符合下列要求：

1 当剪力墙墙面开有非连续的小洞口，（其各边长度不大于800mm），且在整体计算中不考虑其影响时，应将洞口处被截断的分布筋分别集中布置在洞口上、下和左、右两边，且每侧补强钢筋不应少于 $2\phi 12$ 。

2 当剪力墙墙面开有宽度超过800mm的洞口时，洞口边缘至边框柱的净距不宜小于洞口高度的 $1/4$ ；洞口顶边至边框梁顶面的距离不宜小于层高的 $1/5$ ，且不宜小于0.75倍洞口宽度，洞口面积不宜大于柱距与层高乘积的0.16，洞边应设置构造边缘构件或约束边缘构件。

14.3.12 板柱结构、板柱-剪力墙结构中，板的构造应符合下列规定：

1 抗震设计时无柱帽的板柱-剪力墙结构应沿纵横柱轴线在板内设置暗梁，暗梁宽度可取与柱宽度相同或柱宽加上柱宽度以外各1.5倍板厚，暗梁配筋应符合下列规定（图14.3.12-1）：

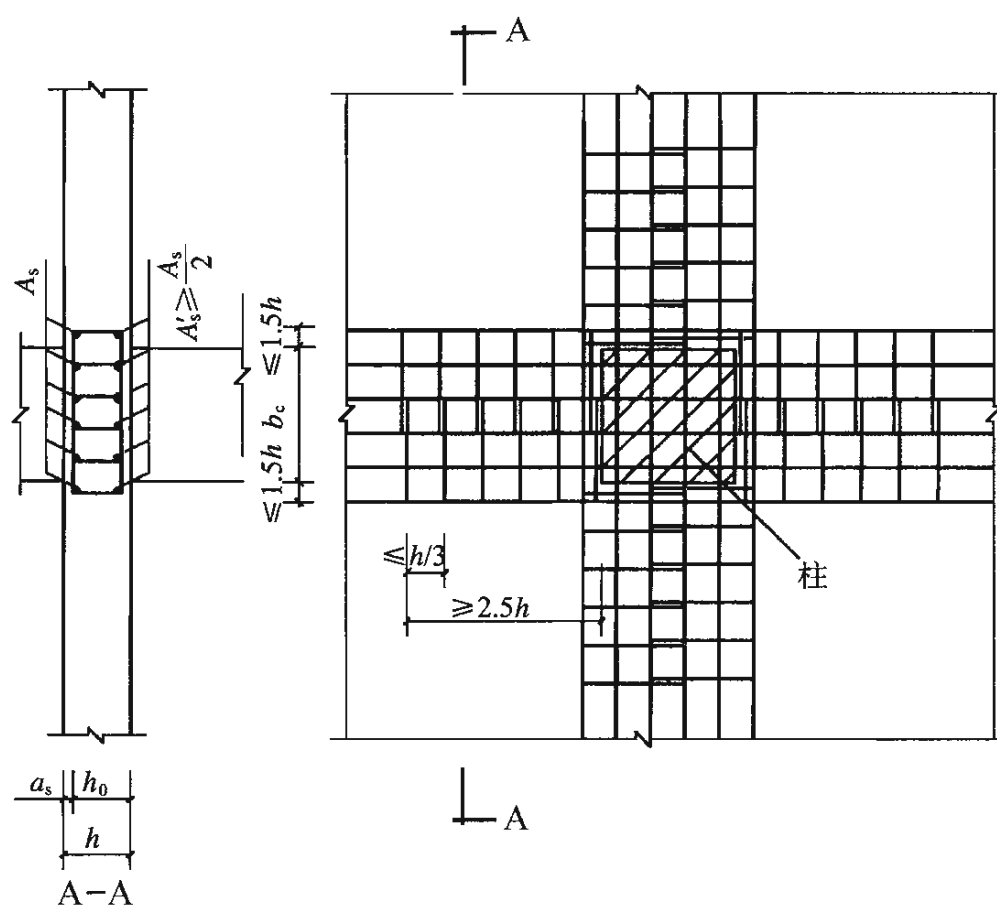


图 14.3.12-1 暗梁构造

1) 暗梁上、下纵向钢筋应分别取柱上板带上、下钢筋总截面面积的50%，且下部钢筋不宜小于上部钢筋的 $1/2$ 。纵向钢筋应全跨拉通，其直径宜大于暗梁以外板钢筋的直径，但不宜大于柱截面相应边长的 $1/20$ ，间距不宜大于300mm。

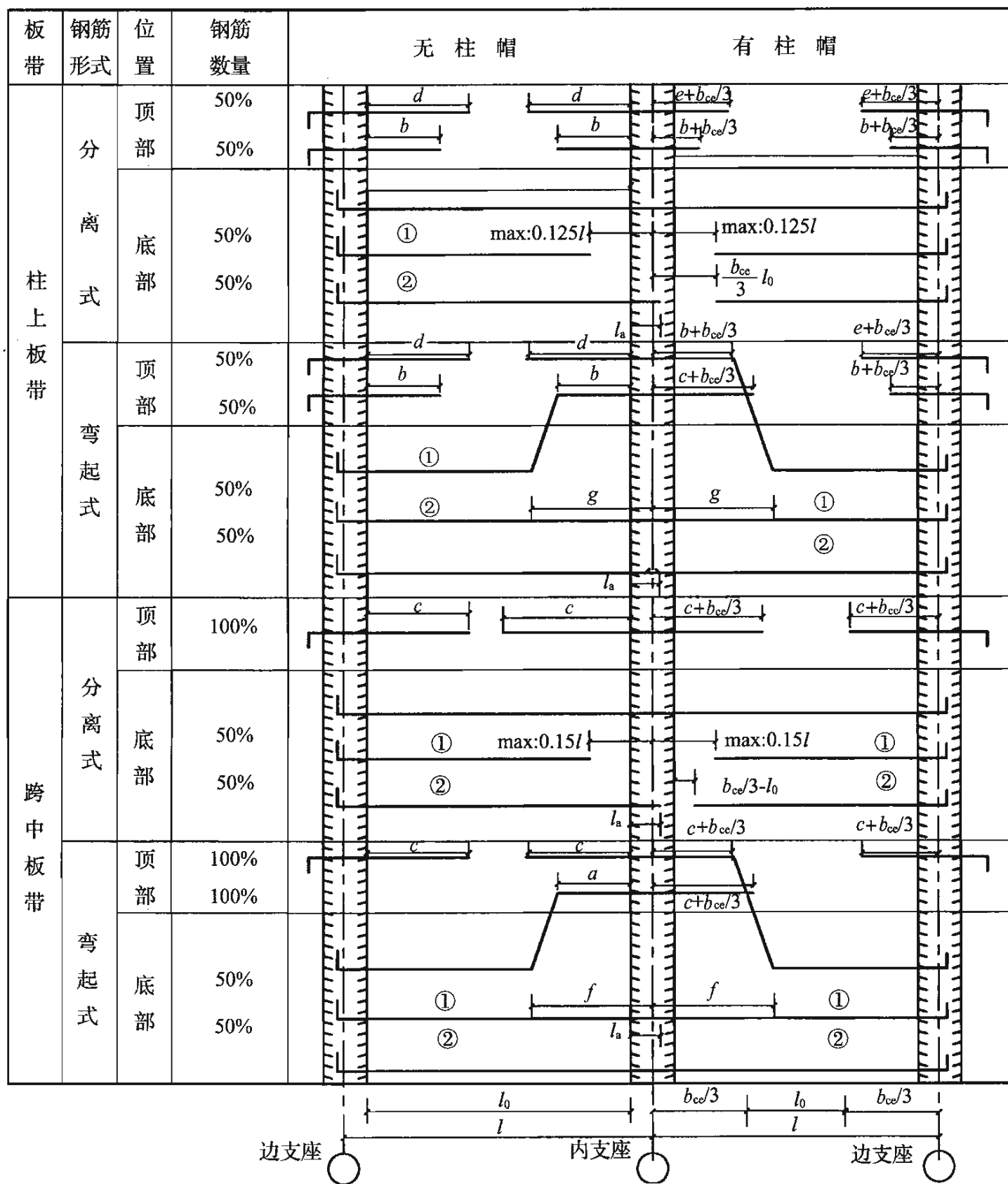
2) 暗梁的箍筋，在构造上至少应配置四肢箍，直径不应小于8mm，从柱边缘向外不小于 $2.5h$ 的范围内，箍筋间距不应大于 $h/3$ ，其余范围内箍筋间距不应大于300mm。

2 无柱帽板的配筋及最小延伸长度可按图14.3.12-2处理；当相邻跨长不同时，负弯矩钢筋按图14.3.12-2从支座的延伸长度，应以长跨为依据。

3 板的两个方向底筋应置于暗梁底筋之上。

4 边、角区格内板的边支座负筋，应满足在边梁内的抗扭锚固长度。

5 抗震设计时，除按计算外，柱上板带的跨中区格内的板面钢筋一般可将柱上板带的支座配筋不少于 $1/3$ 拉通。柱上板带的板底钢筋宜在距柱面为2倍纵筋锚固长度以外搭接，钢筋端部宜有垂直于板面的弯钩。



- 注：1 b_{cc} 为柱帽在计算弯距方向的有效宽度。
 l_a 为钢筋锚固长度； l_0 为净跨度；当有柱帽时，取 $l_0 = l - 2b_{cc}/3$ 。
 2 板边缘上下各加 $1\phi 16$ 抗扭钢筋。
 3 跨中板带底部正钢筋应放在柱上板带正钢筋上面。
 4 ①号钢筋适用于非抗震区，②号钢筋适用于抗震区。
 5 图中钢筋的最大和最小长度应符合下表要求。

符号	a	b	c	d	e	f	g
符号	$\geq 0.15l_0$	$\geq 0.20l_0$	$\geq 0.25l_0$	$\geq 0.30l_0$	$\geq 0.35l_0$	$\leq 0.20l_0$	$\leq 0.25l_0$

图 14.3.12-2 无梁楼板配筋构造

6 设置托板式柱帽时,非抗震设计时托板底部应布置构造钢筋;抗震设计时托板底部钢筋应按计算确定,并应满足抗震锚固要求。计算柱上板带的支座钢筋时,可考虑托板厚度的有利影响。

7 柱帽配筋构造要求见图 14.3.12-3。

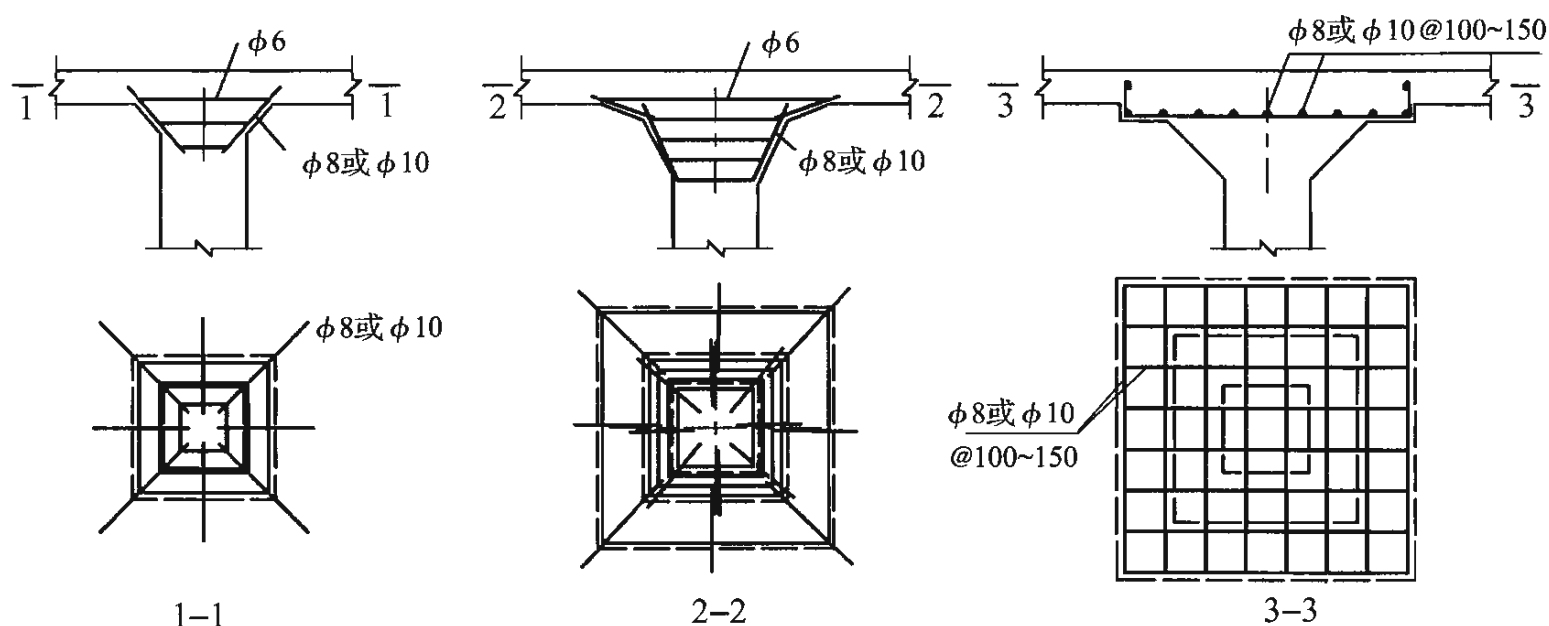


图 14.3.12-3 柱帽配筋构造

14.3.13 密肋板在肋中配有负弯矩钢筋的范围内,宜配置构造封闭箍筋。箍筋直径不应小于 4mm,间距不应大于肋高,且不应大于 250mm;抗震设计时箍筋直径不应小于 6mm,间距不应大于 100mm。

密肋板主筋的配置长度可按平板的规定,密肋板的面板应配置双向钢筋网,其直径不应小于 4mm,间距不应大于 300mm。平板边缘的边肋上、下应至少各配 2φ16 的通长钢筋及构造封闭箍筋。

14.3.14 板柱-剪力墙结构中,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:

$$A_s \geq N_c / f_y \quad (14.3.14)$$

式中 A_s ——两个方向通过柱截面的板底连续钢筋的总截面面积;

N_c ——在该层楼面重力荷载代表值作用下的柱轴向压力设计值;

f_y ——通过柱截面的板底连续钢筋的抗拉强度设计值。

14.3.15 抗震设计时,采用预应力楼板的板柱-抗震墙结构,楼板的纵向受力钢筋应以非预应力钢筋为主,部分预应力钢筋主要用作提高楼板刚度和抗裂能力。

14.3.16 板柱结构、板柱-剪力墙结构的承重柱应按双向偏心受压构件进行截面设计,其内力应取地震作用下一个方向为 100% 和另一个方向为 30% 的内力与其他荷载作用下内力的组合值。

14.3.17 抗震设计时,一、二、三级板柱-抗震墙结构的底层柱底弯矩设计值应分别乘以增大系数 1.5、1.25、1.15。

14.3.18 有抗震设防要求的板柱节点处柱的箍筋间距不应大于 100mm,板面、板底两处均设双层套箍,见图 14.3.18。

14.3.19 无梁楼板允许开局部洞口,但应验算满足承载力及刚度要求。当未作专门分析时,在板的不同部位开单个洞的大小应符合图 5.4.5-1 的要求。若在同一部位开多个洞时,则在同一截面上各个洞宽之和不应大于该部位单个洞的允许宽度。所有洞边均应设置补强钢筋。

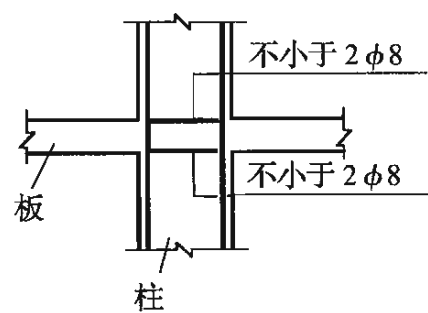


图 14.3.18 板柱节点设双层套箍筋示意图

14.4 抗冲切计算

14.4.1 为增强板柱节点的抗冲切承载力，可采用下列方法：

- 1 将板柱节点附近板的厚度局部加厚 [图 14.4.1 (a)] 或加柱帽；
- 2 可采用穿过柱截面布置于板内的暗梁，暗梁由抗剪箍筋与纵向钢筋构成 [图 14.4.1 (b)]，此时纵筋可与本措施第 14.3.12 条柱上板带暗梁所需纵筋合并考虑，其直径不应小于 16mm；
- 3 可采用互相垂直并通过柱子截面的型钢（工字钢、槽钢等）焊接而成的型钢剪力架 [图 14.4.1 (c)]。

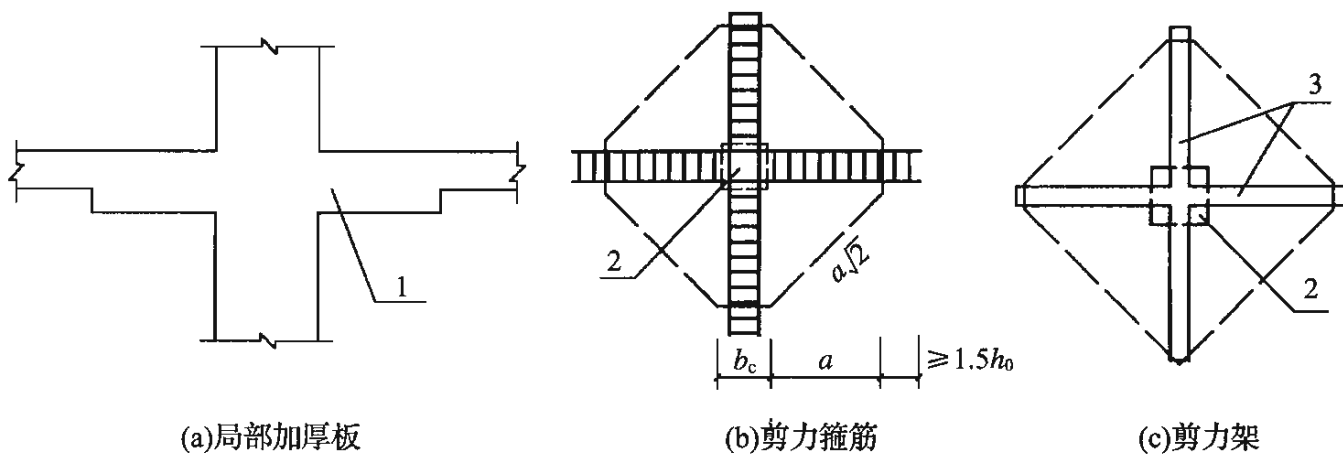


图 14.4.1 节点型式及构造
1—局部加厚；2—柱；3—剪力架

14.4.2 板柱节点在垂直荷载、水平荷载作用下的受冲切承载力计算，应考虑板柱节点冲切破坏临界截面上偏心剪应力传递的部分不平衡弯矩。其集中反力设计值，应以等效集中反力设计值代替。等效集中反力设计值可按《混凝土结构设计规范》附录 G 的规定计算。

14.4.3 不配置箍筋或弯起钢筋的板，其节点的受冲切承载力计算，应按《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 第 7.7.1 条规定进行。当板柱节点附近采取局部加厚楼板的做法时，尚应验算板厚变化处板的抗冲切承载力。

14.4.4 当板开有孔洞且孔洞至距柱边 $h_0/2$ 处冲切临界截面边缘的距离不大于 $6h_0$ 时，受冲切承载力计算中取用的临界截面周长 u_m ，应扣除集中反力作用面积中心至开孔外边画出两条连线之间所包含的长度（见图 14.4.4）。

14.4.5 板柱节点板中配置受冲切箍筋或弯起钢筋，其节点受冲切承载力计算及受冲切截面的控制条件应按《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 第 7.7.3 条规定进行，其构造要求按该规范第 10.1.10 条规定进行。

对配置受冲切钢筋的冲切破坏锥体以外的截面，尚应按本措施第 14.4.3 条的要求进行受冲切承载力计算。

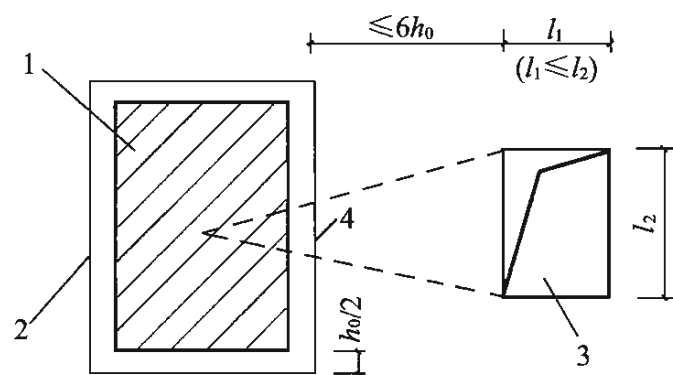


图 14.4.4 邻近孔洞时的临界截面周长

1—集中反力作用面；2—临界截面周长；
3—孔洞；4—应扣除的长度

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

受冲切钢筋的型式，除一般采用的垂直于构件的闭合箍筋、焊接钢筋骨架外，亦可采用：

- 1 与纵向受拉钢筋相交成 45° 或大于 45° 的箍筋；
- 2 弯起钢筋，弯起角 30° ；
- 3 箍筋与弯起钢筋共同组成；
- 4 当有可靠依据时，亦可采用抗剪锚栓。

14.4.6 板柱节点中当用采型钢剪力架时,应符合下列规定:

- 1 型钢剪力架每个伸臂末端可削成与水平呈 $30^\circ \sim 60^\circ$ 的斜角;
- 2 型钢剪力架每个伸臂的刚度与混凝土组合板换算截面刚度的比值 α_a 应符合下列要求:

$$\alpha_a \geq 0.15 \quad (14.4.6-1)$$

$$\alpha_a = E_a I_a / (E_c I_{0CR}) \quad (14.4.6-2)$$

式中 I_a ——型钢截面惯性矩;

I_{0CR} ——混凝土组合板裂缝截面的换算截面惯性矩;

E_a 、 E_c ——分别为剪力架和混凝土的弹性模量。

计算惯性矩 I_{0CR} 时,按型钢和钢筋的换算面积以及混凝土受压区的面积计算确定,此时组合板截面宽度取垂直于所计算弯矩方向的柱宽 b_c 与板的有效高度 h_0 之和。

型钢的全部受压翼缘应位于距混凝土板的受压边缘 $0.3h_0$ 范围内;剪力架的型钢高度不应大于其腹板厚度的 70 倍。

- 3 工字钢焊接剪力架伸臂长度可由下列近似公式确定 [图 14.4.6 (a)]:

$$l_a = u_{md} / (3\sqrt{2}) - b_c / 6 \quad (14.4.6-3)$$

$$u_{md} \geq F_{lc} / (0.7f_t \eta h_0) \quad (14.4.6-4)$$

上式中的系数 η ,应按下列两个公式计算,并取其中较小值:

$$\eta_1 = 0.4 + 1.2/\beta_s \quad (14.4.6-5)$$

$$\eta_2 = 0.5 + \alpha_s h_0 / (4u_{md}) \quad (14.4.6-6)$$

式中 β_s ——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 $\beta_s < 2$ 时,取 $\beta_s = 2$;

α_s ——板柱结构的柱类型影响系数:对中柱,取 $\alpha_s = 40$;对边柱,取 $\alpha_s = 30$;对角柱,取 $\alpha_s = 20$ 。

u_{md} ——设计截面周长;

F_{lc} ——距柱周边 $h_0/2$ 处的等效集中反力设计值,可按《混凝土结构设计规范》GB 50010附录 G 的规定计算;

b_c ——柱计算弯矩方向的边长。

槽钢焊接剪力架的伸臂长度可按 [图 14.4.6 (b)] 所示的设计截面周长,用与工字钢焊接剪力架相似方法确定。

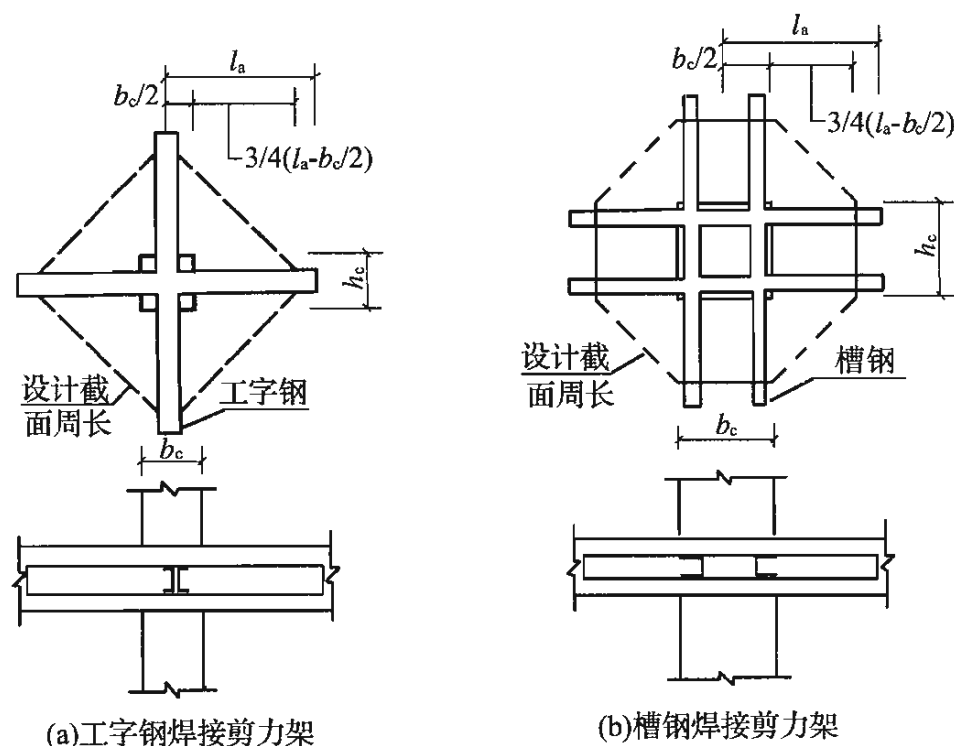


图 14.4.6 剪力架及其计算冲切面

4 剪力架每个伸臂根部的弯矩设计值及受弯承载力应满足下列要求:

$$M_d = F_{le} [h_a + \alpha_a (l_a - h_c/2)] / (2m) \quad (14.4.6 - 7)$$

$$M_d / W \leq f_a \quad (14.4.6 - 8)$$

式中 h_a ——剪力架每个伸臂型钢的全高;

F_{le} ——距柱周边 $h_0/2$ 处的等效集中反力设计值;

h_c ——柱计算弯矩方向的边长;

m ——型钢剪力架相同伸臂的数目;

f_a ——钢材的抗拉强度设计值。

5 配置型钢剪力架板的受冲切承载力应满足下列要求:

$$F_{le} \leq 1.4f_t\eta u_m h_0 \quad (14.4.6 - 9)$$

15 异形柱结构

15.1 一般规定

- 15.1.1** 异形柱指截面几何形状为 L、T、+ 字形截面的柱，其截面有对称轴及无对称轴两类，其各肢的肢长与肢厚之比不大于 4，肢厚不小于 180mm。
- 15.1.2** 异形柱结构包括单纯或主要由异形柱构成的现浇钢筋混凝土框架结构和异形柱 - 剪力墙结构。
- 15.1.3** 异形柱结构主要适用于多层及小高层住宅建筑，其填充墙应优先采用轻质墙体材料。
- 15.1.4** 异形柱结构平面布置原则：在独立的结构单元内，宜使结构平面形状和刚度均匀对称，柱网尺寸力求均匀，纵向及横向柱位尽量对齐，避免扭转对结构受力的不利影响，保证结构的整体受力性能。
- 15.1.5** 异形柱结构竖向布置原则：竖向体型应力求规则均匀，不应有错层，避免有过大的外挑、内收和楼层刚度沿竖向的突变。
- 15.1.6** 异形柱的轴压比限值应低于矩形柱结构。

注：1. 本措施是根据一些地区采用异形柱结构的设计规定编写的，采用此类结构应征得项目所在地区抗震设计管理部门同意，并遵守有关异型柱结构设计规程的规定。

2. 异形柱结构的抗震等级应根据当地的工程经验研究确定。

15.2 计算要点

- 15.2.1** 结构基本自振周期应考虑非承重墙体刚度的影响予以折减。折减系数 ψ_T 可按下列规定取值：
- 框架结构： $\psi_T = 0.6 \sim 0.7$
- 框架 - 剪力墙结构： $\psi_T = 0.7 \sim 0.8$
- 15.2.2** 结构整体计算时应优先采用基于空间工作的计算机分析方法。异形柱应按“柱”构件输入其截面尺寸。
- 15.2.3** 异形柱正截面承载力计算的基本假定可按《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 第 7.1.2 条规定采用。
- 15.2.4** 异形柱双向偏心受压、双向偏心受拉的正截面承载力的计算可采用数值积分电算法。
- 15.2.5** 异形柱考虑抗震等级的剪力设计值的计算，应符合《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002、《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002 的有关规定。
- 15.2.6** 非抗震设计和抗震设计的异形柱结构均应对梁柱节点进行受剪承载力计算。
- 15.2.7** 异形柱的混凝土强度等级不应低于 C25，也不应高于 C50。

15.3 构造要求

- 15.3.1** 异形柱的纵向钢筋可按图 15.3.1 的方式设置。在同一截面内，纵向受力钢筋宜采用相同的直径，钢筋直径不应大于 25mm，也不应小于 14mm。柱中纵向钢筋间距不宜大于 200mm，最大不应超过 250mm，不能满足时应设置纵向构造钢筋，其直径可采用 12mm，并设拉筋，拉筋竖向间距为柱箍筋间距的 2 倍。

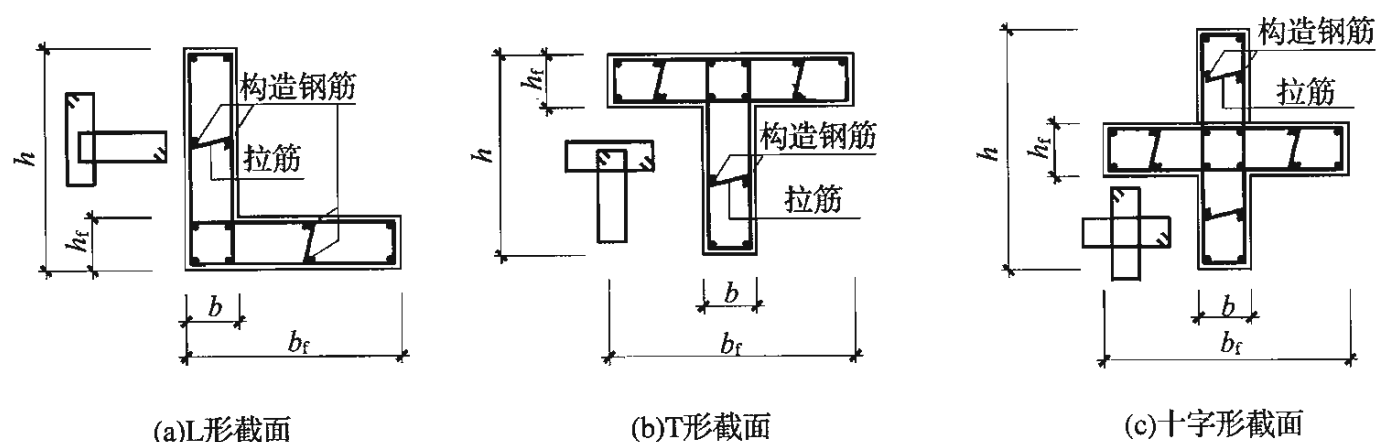


图 15.3.1 异形柱截面配筋形式

15.3.2 柱肢截面厚度小于 200mm 时，纵向钢筋每排不应多于 2 根。必要时可分两排配置，两排钢筋之间的净距为 50mm。

15.3.3 异形柱截面的箍筋应采用复合箍筋形式（图 15.3.1），严禁采用有内折角的箍筋，且箍筋必须做成封闭式。

15.3.4 异形柱加密箍筋的配置应满足受剪承载力计算值的需要，且不应小于最小体积配箍率及表 15.3.4 规定的构造要求。

加密区最小配箍率应按《建筑抗震设计规范》GB 50009—2001 第 6.3.12 条规定计算。

表 15.3.4 异形柱箍筋加密区的箍筋构造要求

抗震等级	箍筋加密区范围	箍筋最大间距（取小值）	箍筋最小直径
二级	1. 柱端取截面长度尺寸、柱净高的 1/6 和 500mm 三者最大值；	8d, 100	8
三级	2. 底层柱柱根不小于柱净高的 1/3，当有刚性地面时，尚应取刚性地面上下各 500mm；	8d, 150（柱根 100）	8
四级	3. 剪跨比不大于 2 或因设置填充墙而形成柱净高与柱截面长度不大于 4 的柱及二、三级抗震等级角柱的全高	8d, 150（柱根 100）	6（柱根 8）

注：对于二级抗震等级的异形柱，当箍筋最小直径为 10mm 时，其箍筋最大间距可取 150mm。

15.3.5 在柱箍筋加密区范围内的箍筋肢距，对于二级抗震等级的结构不宜大于 200mm；对于三、四级抗震等级的结构不宜大于 250mm。当用拉筋组成复合箍筋时，拉筋宜紧靠纵向钢筋并钩住封闭箍。

15.3.6 异形柱非加密区箍筋的配置应满足受剪承载力计算值的要求，且其箍筋配置不宜少于加密区的 50%。

15.3.7 当框架梁截面宽度大于柱肢厚度时，凸出柱肢一侧不应大于柱肢厚度的一半，且梁的截面宽度不应凸出另一方向柱肢的肢长。

15.3.8 当框架梁的截面宽度与异形柱的肢宽相等，或梁截面宽度凸出柱肢一侧小于 50mm 时，位于梁四角的纵向受力钢筋应在离柱边 800mm 处开始按 1/25 的坡度弯折伸入柱筋内侧的梁柱节点内 [图 15.3.8 (a)]。

当框架梁的截面宽度的任一侧凸出柱肢大于或等于 50mm 时，则该侧梁角上的纵向受力钢筋可在本肢柱筋外侧径直伸入梁柱节点内 [图 15.3.8 (b)]。

15.3.9 当梁角上的纵向受力钢筋在柱筋外侧伸入梁柱节点时，梁箍筋应延长设置到另一向框架梁相交处（见图 15.3.9）。在柱截面范围内的梁箍筋可用开口箍相互搭接。节点处的梁侧向钢筋须加密，其间距应小于等于 100，直径同梁的腰筋或用 $\phi 10 \sim \phi 12$ ，长度不小于该方向柱肢长度与梁端箍筋加密区长度之和。

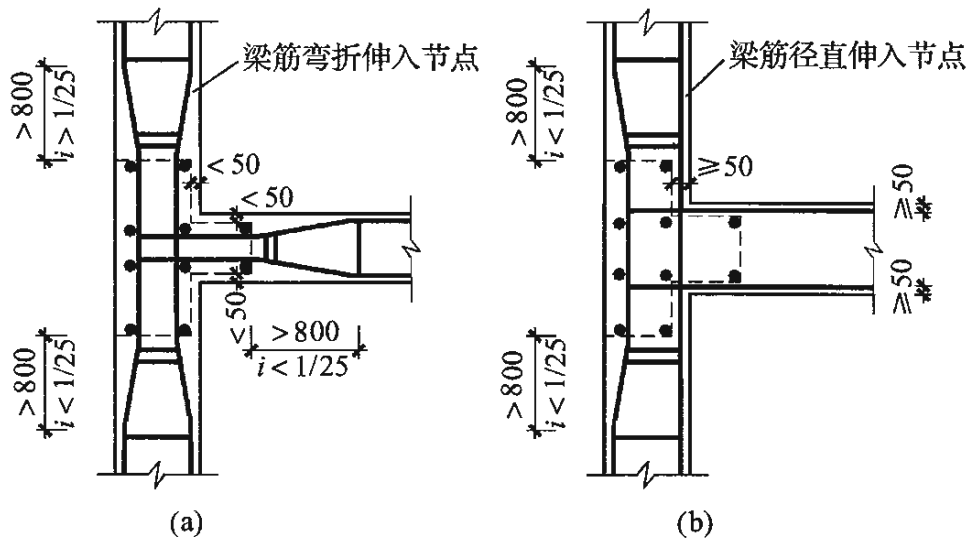


图 15.3.8 框架梁纵向钢筋伸入节点的构造要求

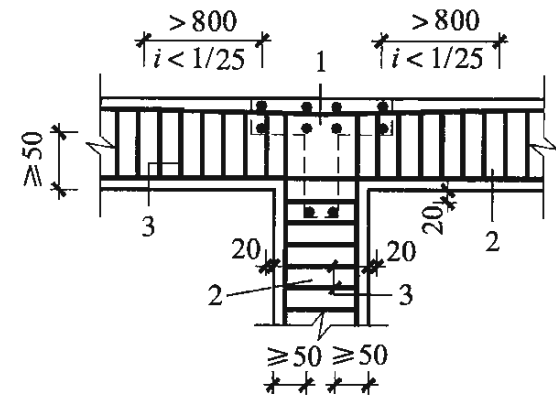


图 15.3.9 框架梁纵向钢筋从柱筋外侧伸入节点时箍筋的布置
1—异形柱；2—框架梁；3—梁箍筋

15.4 常见设计质量问题及预防措施

15.4.1 异形柱纵向钢筋的最小总配筋率宜略高于矩形柱结构，通常为相应抗震等级各类矩形柱（角柱、中柱和边柱）总配筋率加 0.05%。

15.4.2 梁、柱、斜撑内纵向受力钢筋 应采用焊接连接或机械连接；同一截面内钢筋接头不应超过纵向钢筋面积的 50%，接头位置应在受力较小的区域，不得设在节点区内。用于层高较小的住宅建筑时，柱子纵向受力钢筋宜采用每两个楼层高度连接一次的方法。

16 预应力混凝土结构

16.1 一般规定

16.1.1 预应力结构构件应根据结构类型及构件部位选择采用有粘结或无粘结预应力。对于主要承重构件和抵抗地震作用的构件宜采用有粘结预应力，并保证灌浆质量；对于板类构件（包括扁梁和次梁）宜采用无粘结预应力；在水下或高腐蚀环境中的结构构件，不应采用无粘结预应力结构；悬臂大梁不应采用无粘结预应力。

16.1.2 预应力混凝土结构构件，除应根据使用条件进行承载力计算及变形、抗裂、裂缝宽度和应力验算外，尚应按具体情况对制作、运输及安装等施工阶段进行验算，必要时应考虑振动影响。

16.1.3 预应力混凝土结构设计中，应考虑预应力施加顺序与结构施工顺序的关系及其对结构的影响。

16.1.4 预应力构件截面尺寸的确定除考虑结构方案、荷载等条件外，还应考虑预应力束及锚具的布置要求。

16.1.5 预应力混凝土结构设计中，应确保预加应力能够有效地施加到预应力结构构件中，必要时应采取措减少竖向支承构件或相邻结构对施加预应力的阻碍作用，并尽量避免对非预应力构件的不利影响。

16.1.6 预应力作为荷载效应考虑时，对承载能力极限状态，当预应力效应对结构有利时，预应力分项系数应取 1.0；不利时应取 1.2。对正常使用极限状态，预应力分项系数应取 1.0。

16.1.7 预应力混凝土结构的混凝土强度等级不应低于 C30；当采用钢绞线、钢丝、热处理钢筋作预应力筋时，混凝土强度等级不宜低于 C40。一般选择混凝土强度等级为 C30 ~ C60。

16.1.8 预应力钢筋宜采用预应力钢绞线、钢丝，也可采用热处理钢筋。常用的预应力筋的强度标准值及设计值见表 16.1.8-1 和表 16.1.8-2。

表 16.1.8-1 预应力钢筋强度标准值 (N/mm²)

种 类		符 号	d (mm)	f_{ptk}
钢绞线	1×3	ϕ^s	8.6、10.8	1860、1720、1570
	1×7		12.9	1720、1570
			9.5、11.1、12.7	1860
			15.2	1860、1720
消除应力钢丝	光面螺旋肋	ϕ^p	4、5	1770、1670、1570
			ϕ^h	6
		ϕ^i	7、8、9	1570
	刻痕	ϕ^i	5、7	1570
热处理钢筋	40Si2Mn	ϕ^{HT}	6	1470
	48Si2Mn		8.2	
	45Si2Cr		10	

注：1 钢绞线直径 d 系指钢绞线外接圆直径，即现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 中的公称直径 D_g ，钢丝和热处理钢筋的直径 d 均指公称直径。

2 消除应力光面钢丝直径 d 为 4~9mm，消除应力螺旋肋钢丝直径 d 为 4~8mm。

表 16.1.8-2 预应力钢筋强度设计值 (N/mm²)

种 类	符 号	f_{ptk}	f_{py}	f'_{py}	
钢绞线	ϕ^s	1860	1320	390	
		1720	1220		
		1570	1110		
		1860	1320	390	
		1720	1220		
		1570	1110		
消除应力钢丝	ϕ^p ϕ^H	1770	1250	410	
		1670	1180		
		1570	1110		
	刻痕	ϕ^l	1570	1110	410
热处理钢筋	ϕ^{HT}	40Si2Mn	1470	1040	400
		48Si2Mn			
		45Si2Cr			

注：当预应力钢绞线、钢丝的强度标准值不符合表 16.1.8-1 的规定时，其强度设计值应进行换算。

16.1.9 预应力筋锚具应根据所采用的预应力钢材及适用的结构情况合理选用，锚具性能应符合《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370，设计时可参照表 16.1.9 选择使用。

表 16.1.9 预应力筋锚具选用表

预应力筋	预应力钢筋种类	张 拉 端	固 定 端
有粘结	热处理钢筋	夹片锚具、墩头锚具	墩头锚具、夹片锚具
	钢绞线	夹片锚具	夹片锚具、挤压锚具、压花锚具
	钢丝束	夹片锚具、墩头锚具	墩头锚具、挤压锚具
无粘结	钢绞线	夹片锚具、球墨铸铁一体化锚具	夹片锚具、挤压锚具
	钢丝束	夹片锚具、墩头锚具	墩头锚具、挤压锚具

16.1.10 当通过一部分纵向钢筋施加预应力已能使构件符合裂缝控制要求时，承载力计算所需的其余纵向钢筋可采用非预应力钢筋。非预应力钢筋宜采用 HRB 400 级、HRB 335 级钢筋，也可采用 RRB 400 级钢筋。

16.1.11 后张预应力混凝土超静定结构，在进行正截面受弯承载力计算及抗裂验算时，在弯矩设计值中次弯矩应参与组合；在进行斜截面受剪承载力计算及抗裂验算时，在剪力设计值中次剪力应参与组合。

次弯矩、次剪力的计算应符合下列规定：

1 次弯矩 M_2 宜按下式计算：

$$M_2 = M_r - M_1 \tag{式 16.1.11}$$

$$M_1 = N_p e_{pN}$$

式中 N_p ——预应力钢筋及非预应力钢筋的合力；

e_{pN} ——净截面重心至预应力钢筋及非预应力钢筋合力点的距离；

M_1 —— N_p 对净截面重心引起的弯矩值；

M_r ——由 N_p 的等效荷载在结构构件截面上产生的弯矩值。

2 次剪力宜根据结构构件各截面次弯矩的分布按结构力学方法计算。

16.1.12 预应力混凝土结构设计施工图中除表示结构构件的形状、尺寸、材料品种等内容外,尚应明确下列事项:

- 1 预应力筋的张拉方式及粘结类型;
- 2 混凝土强度等级及张拉时混凝土强度;
- 3 预应力筋品种、规格及质量标准;
- 4 张拉锚固体系、锚具规格、质量标准;
- 5 预应力筋张拉力或张拉控制应力;
- 6 预应力筋的张拉顺序;
- 7 模板及支撑拆除顺序;
- 8 其他应明确的事项。

16.1.13 预应力混凝土结构构件的构造要求,除应满足普通钢筋混凝土结构的有关规定外,尚应根据预应力筋张拉工艺、锚固方法、预应力筋的种类和布置方式采取相应的构造措施。

16.1.14 预应力混凝土受弯构件中的纵向受拉钢筋配筋率应符合下列要求:

$$M_u \geq M_{cr} \quad (16.1.14)$$

式中 M_u ——构件的正截面受弯承载力设计值;

M_{cr} ——构件的正截面开裂弯矩值。

16.1.15 有粘结预应力混凝土受弯构件,非预应力钢筋的配筋率不应少于0.2%和 $\frac{45f_t}{f_y}\%$ 中的较大值。

16.1.16 无粘结预应力混凝土梁受拉区配置的非预应力钢筋,其最小截面面积 A_s 应符合下列规定:

$$\frac{A_s f_y}{A_s f_y + A_p \sigma_p} \geq 0.25 \quad (16.1.16-1)$$

或 $A_s = 0.003bh$ (16.1.16-2)

取以上两式中的较大值,其钢筋直径不应小于14mm。

16.1.17 当预应力筋为碳素钢丝或钢绞线时,宜配置一定数量的中、低强非预应力钢筋,非预应力筋应布置在构件受拉区外侧。

16.1.18 无粘结预应力混凝土单向平板非预应力钢筋的最小截面面积 A_s 应符合下列规定:

$$A_s \geq 0.002bh \quad (16.1.18)$$

式中 b ——截面宽度;

h ——截面高度。

且非预应力钢筋直径不小于8mm,其间距不应大于200mm。

16.1.19 后张预应力混凝土构件端部锚固区应进行局部受压承载力验算。

16.1.20 预应力结构构件及与之相连的竖向构件的普通钢筋宜采用大直径钢筋,减小钢筋数量,增大钢筋间距,以方便预应力筋及锚具的布置。

16.1.21 先张预应力混凝土构件宜采用变形钢筋、刻痕钢丝、钢绞线等的预应力筋,以保证钢筋与混凝土之间有可靠的粘结力。当采用光面钢丝作预应力钢筋时,应采取适当措施,保证钢丝在混凝土中可靠地锚固,防止钢丝与混凝土粘结力不足而造成钢丝滑动。

16.1.22 在先张法预应力混凝土构件中,预应力筋之间的净距,应根据浇筑混凝土、施加预应力及钢筋锚固等要求确定,并应符合下列规定:

- 1 单根预应力钢丝间的净距不宜小于15mm,当排列有困难时,可采用2根并丝配筋方法;
- 2 预应力筋之间的净距不应小于其公称直径或等效直径的1.5倍。

16.1.23 在预应力混凝土构件中,埋入式锚具与构件表面之间的保护层厚度不应小于25mm。

16.1.24 为防止施加预应力时在构件端部截面产生纵向水平裂缝,宜在靠近支座部分将一部分预应力

筋弯起，且沿构件端部均匀布置。同时，可将锚固区段内的构件截面加宽，并设置沿梁高方向的焊接钢筋网、封闭式箍筋或其他型式的构造钢筋。

16.1.25 后张法预应力混凝土构件的曲线预应力筋的曲率半径：当采用钢丝束、钢绞线束以及钢筋直径 $d \leq 12\text{mm}$ 的钢筋束时，不宜小于 4m ；当采用 $d = 12 \sim 15\text{mm}$ 的钢筋时，不宜小于 12m 。

16.1.26 在连续梁的全长上，预应力筋不应急剧增加或减少。在荷载作用下梁的正负弯矩交替区，预应力筋宜分散布置在梁的上下翼缘附近。若不得已需将预应力筋集中配在截面重心附近，则在上下翼缘处按计算要求采用非预应力钢筋补强。中间支承处，由于应力状态复杂和由反力引起腹板上水平方向的拉力，需在腹板内布置纵向构造钢筋。

16.1.27 预应力混凝土曲梁宜采用箱形截面。当曲率较大时，应根据计算适当增加腹板厚度或增加腹板箍筋和腹板外侧水平分布钢筋数量，必要时也可沿预应力束布置 U 形钢筋。

16.1.28 在板内，无粘结预应力筋可分两侧绕过开洞处铺设，无粘结预应力筋距洞口不宜小于 100mm ，水平偏移的曲率半径不宜小于 6.5m 。洞口边应配置构造钢筋加强。

16.2 抗震设计

16.2.1 预应力混凝土结构适用于抗震设防烈度 6 度、7 度、8 度区，当 9 度区需采用预应力混凝土结构时，应有充分依据，并采取可靠措施。

16.2.2 预应力混凝土结构设计中应注意因结构跨度增加造成的侧向刚度的减弱，宜适当加大柱子断面或布置适量的抗震墙。

16.2.3 预应力框架梁的梁高宜为计算跨度的 $(1/12 \sim 1/20)$ 。当采用预应力混凝土扁梁时，扁梁的跨高比不宜大于 25，梁高宜大于板厚的 2 倍，梁宽度不宜大于 $b_c + h_b$ (b_c 为柱宽， h_b 为扁梁高)，一级框架结构的扁梁宽度不宜大于柱宽。

16.2.4 框架梁、柱应采用后张有粘结预应力钢筋和非预应力钢筋的混合配置方式。

16.2.5 对后张有粘结预应力混凝土框架梁，其考虑受压钢筋的梁端受压区高度应符合下列要求：

$$\text{一级抗震等级：} \quad x \leq 0.25h_0 \quad (16.2.5-1)$$

$$\text{二、三级抗震等级：} \quad x \leq 0.35h_0 \quad (16.2.5-2)$$

且纵向受拉钢筋按非预应力钢筋抗拉强度设计值折算的配筋率不应大于 2.5% (HRB 400 级钢筋) 或 3.0% (HRB 335 级钢筋)。

16.2.6 对后张有粘结预应力混凝土框架梁，其梁端的配筋强度比宜符合下列要求：

$$\text{一级抗震等级：} \quad \frac{A_p f_{py}}{A_p f_{py} + A_s f_y} < 0.55 \quad (16.2.6-1)$$

$$\text{二、三级抗震等级：} \quad \frac{A_p f_{py}}{A_p f_{py} + A_s f_y} < 0.75 \quad (16.2.6-2)$$

式中 A_p 、 A_s ——分别为受拉区预应力筋、非预应力筋截面面积；

f_{py} 、 f_y ——分别为预应力筋、非预应力筋的抗拉强度设计值。

16.2.7 在后张有粘结预应力混凝土框架梁的端截面中，底面和顶面纵向非预应力钢筋截面面积的比值，除按计算确定外，对一、二、三级抗震等级均不小于 1.0，且纵向受压非预应力钢筋的配筋率不应小于 0.2%。

16.2.8 预应力混凝土悬臂梁的加强段应采用悬臂构件根部荷载效应组合的弯矩设计值；并应将加强段的箍筋加密，加强段系指自梁根部算起 $1/4$ 跨长、截面高度及 500mm 三者的较大值；对于集中荷载为主要情况，箍筋加密区应延伸至集中荷载作用截面处，且不应小于加强段的长度。预应力混凝土悬臂梁应采用预应力筋和非预应力筋混合配置方式，配筋强度比以及考虑受压钢筋的混凝土受压区高度和有效高度之比可按预应力框架梁考虑。预应力混凝土长悬臂梁应考虑竖向地震作用。

16.2.9 预应力混凝土框架柱主要用于多层大跨度框架顶层的边柱，可以减小柱截面尺寸、减少钢筋用量，并有利于柱的抗裂。对于偏心弯矩较大的柱宜采用非对称配筋，一侧采用混合配筋；另一侧仅配普通钢筋，并应符合有关构造要求。预应力柱的箍筋应沿全高加密，预应力框架柱应满足强柱弱梁、强剪弱弯要求。

16.2.10 预应力钢筋穿过节点核心区有利于提高节点的受剪承载力和抗裂度，施加预应力后受剪承载力提高值 V_p 为：

$$V_p = 0.4N_p \quad (16.2.10)$$

式中 N_p ——作用在节点核心范围内预应力筋的有效预应力合力。

16.2.11 后张预应力筋的锚具不宜设置在梁柱节点核心区，并应布置在梁端箍筋加密区以外。当有试验依据或其他可靠的工程经验将锚具设置在节点区时，应合理处理箍筋布置问题，必要时应考虑锚具对受剪截面产生削弱的不利影响。

16.2.12 板柱-剪力墙结构中的平板，由后张预应力筋所提供的平均预应力不宜大于 2.5MPa；在柱上板带平板截面承载力计算中，板端受压区高度应符合下列要求：

$$8 \text{ 度设防:} \quad \frac{x}{h_0} \leq 0.25 \quad (16.2.12-1)$$

$$6 \text{ 度、7 度设防:} \quad \frac{x}{h_0} \leq 0.35 \quad (16.2.12-2)$$

受拉纵筋按非预应力钢筋抗拉强度设计值折算的配筋率不宜大于 2.5%；柱上板带板端预应力筋按强度比计算的含量宜符合以下要求：

$$\frac{A_p f_{py}}{A_p f_{py} + A_s f_y} \leq 0.75 \quad (16.2.12-3)$$

沿两个方向在柱的主要受力钢筋中间通过柱截面的预应力和非预应力连续钢筋总截面面积应符合下式要求：

$$A_s f_y + A_p f_{py} \geq N_G \quad (16.2.12-4)$$

式中 A_s ——板底连续非预应力筋总截面面积；

A_p ——板中连续预应力筋总截面面积；

N_G ——对应于该层楼板重力荷载代表值作用下的柱轴压力设计值。

连续预应力钢筋宜布置在板柱节点上部，呈下凹进入板跨中；连续非预应力筋应布置在板柱节点下部及预应力筋的下方。

柱上板带上部普通钢筋应有 1/2 通长设置，其配筋率应不小于 0.25ρ (ρ 为支座处负弯矩钢筋的配筋率)。柱上板带的底部配筋伸入支座的配筋率应大于支座负弯矩钢筋配筋率的一半。

由侧向力在板支座产生的弯矩所需的全部钢筋应设置在该柱上板带中，且其中不少于 1/2 应配置在柱两侧各 $1.5h$ (h 为板厚或托板的厚度) 有效宽度范围内。在该范围内应设置暗梁，暗梁箍筋应在离柱边至少 $2.5h$ 范围内加密，箍筋间距不大于 100mm，肢数不得少于 4 肢，且应采用封闭箍或焊接箍。对于柱侧双梁式结构，在实心平板节点内应设置十字形暗梁，暗梁配筋要求同柱间单梁。

预应力悬挑平板的顶面和底面均应配置受力普通钢筋。

16.2.13 对多跨预应力连续单向板应考虑任一跨预应力筋由于地震作用失效时，可能引起其他各跨连续破坏。为避免发生连续破坏，宜将无粘结预应力筋分段锚固，或增设中间锚固点。

16.2.14 主体结构与裙房结构不得共用预应力筋。

16.3 楼（屋）盖类型

16.3.1 主次梁楼盖（图 16.3.1）

1 该类楼盖由板、次梁和主梁组成，适用于 $(6 \sim 21)\text{m} \times (12 \sim 30)\text{m}$ 柱网的建筑。

- 2 次梁间距一般为 2 ~ 4m。
- 3 次梁的跨高比：当次梁横向布置时宜取 16 ~ 20；当次梁纵向布置时次梁一般设计为钢筋混凝土，若跨度 $\geq 9\text{m}$ 宜设计为预应力混凝土，跨高比宜取 18 ~ 25。
- 4 主梁的跨高比宜取 15 ~ 20。
- 5 次梁可采用无粘结预应力筋；当跨度 $\geq 15\text{m}$ 时，宜采用有粘结预应力筋。
- 6 当主梁跨度 $> 9\text{m}$ 时，宜采用有粘结预应力筋。

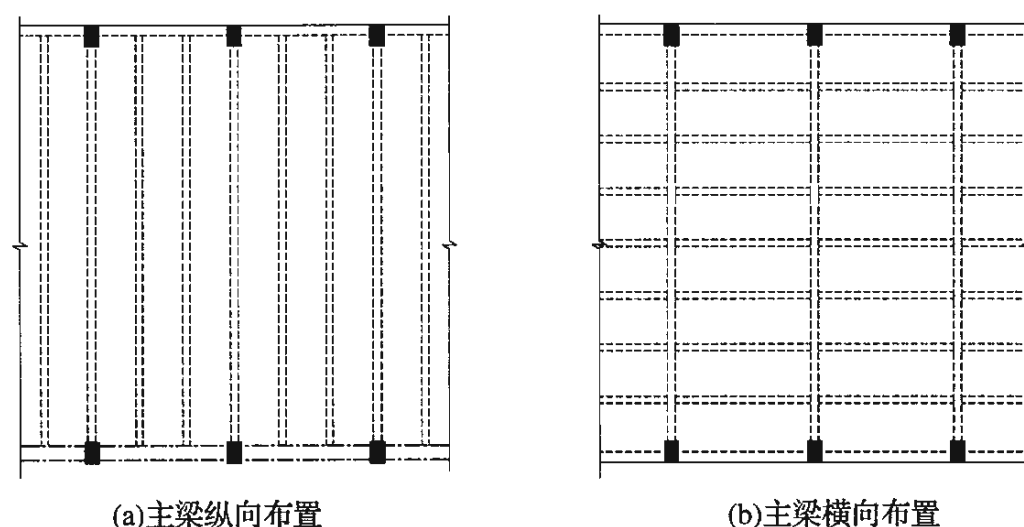


图 16.3.1 主次梁楼盖

16.3.2 井式梁楼盖 (图 16.3.2)

1 该类楼盖由双向板和相互垂直或斜交的交叉梁系组成，适用于荷载较大或跨度较大的建筑。该类楼盖的适用跨度为 12 ~ 36m。

2 井式梁结构有以下三种形式：

- 1) 正交网格梁：网格梁的方向与楼盖矩形平面周边相垂直，适用于矩形平面边长比不大于 1.5 的平面；
- 2) 斜交网格梁：网格梁的方向与楼盖矩形平面周边相斜交，适用于矩形平面边长比大于 1.5 的平面；
- 3) 三向网格梁：当楼盖的平面为三角形或六角形时，宜将网格梁的方向与平面周边平行布置，形成三向网格梁。

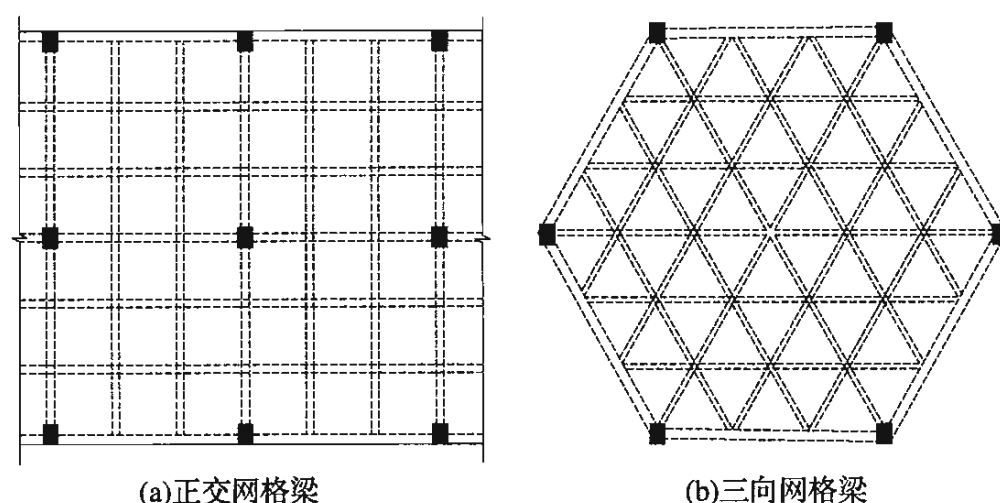


图 16.3.2 井式梁楼盖

- 3 网格梁间距一般为 2.4 ~ 4.2m。
- 4 网格梁的跨高比：双向网格梁可取 20 ~ 25；三向网格梁可取 25 ~ 30。
- 5 网格梁可采用无粘结预应力筋。
- 6 框架梁的跨高比可取 12 ~ 20；当采用扁梁时，跨高比可取 18 ~ 25。

16.3.3 双向密肋楼盖 (图 16.3.3)

1 该类楼盖由钢筋混凝土薄板和间距较小、相互正交、高度相等的预应力混凝土肋梁组成,适用于 $(9 \sim 15) \text{m} \times (9 \sim 15) \text{m}$ 柱网的建筑。

2 肋梁间距一般不大于 1.5m 。

3 肋梁跨高比可取 $25 \sim 30$,肋梁的最小宽度为 160mm 。

4 肋梁宜采用无粘结预应力筋。

5 框架梁的跨高比可取 $12 \sim 20$;当采用扁梁时,跨高比可取 $18 \sim 25$ 。

6 双向密肋楼盖的模板常采用塑料模壳或玻璃钢模壳。

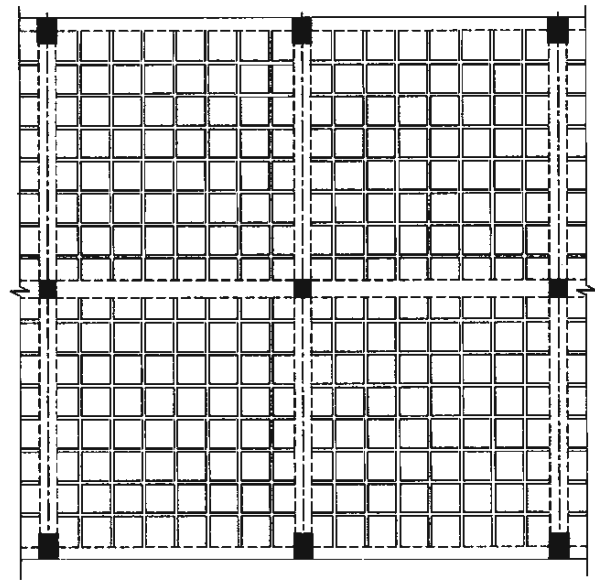


图 16.3.3 双向密肋楼盖

16.3.4 带扁梁单向平板楼盖 (图 16.3.4)

1 该类楼盖由扁梁和平板组成,扁梁布置在长跨方向,扁梁之间的短跨布置单向板。适用于柱网一个方向大、另一方向小的建筑,柱网短向尺寸一般为 $9 \sim 11 \text{m}$,长跨方向尺寸一般为 $10 \sim 14 \text{m}$ 。

2 扁梁突出于板下的高度一般不超过 1.5 倍板厚,扁梁的跨高比约为 $22 \sim 28$,扁梁的宽度约为梁高的 $3 \sim 6$ 倍。

3 预应力筋的布置,沿长跨方向全部布置于柱宽及其邻近的扁梁宽度范围内,沿短跨方向的预应力筋则均匀分布。

16.3.5 框架梁平板楼盖 (图 16.3.5)

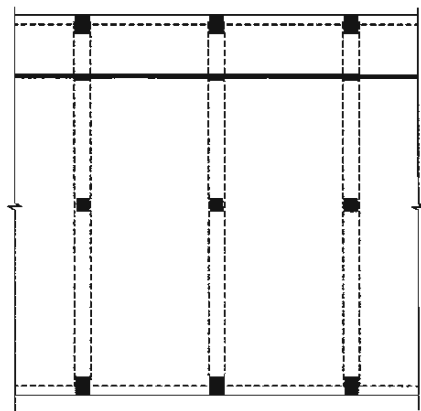


图 16.3.4 带扁梁单向平板楼盖

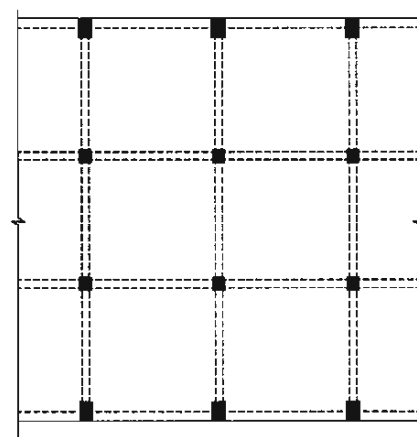


图 16.3.5 框架梁平板楼盖

1 该类楼盖由框架梁和大平板组成,适用于柱网为 $(6 \sim 12) \text{m} \times (6 \sim 12) \text{m}$ 的建筑。其优点是:抗震性能好,模板简单,施工方便。

2 框架梁的跨高比可取 $12 \sim 18$;当采用扁梁时,跨高比可取 $18 \sim 25$ 。

3 平板的边长比不宜大于 1.3 ;平板的跨高比宜取 $45 \sim 55$ 。

4 平板可按周边支承板进行计算,其连续边中点弯矩可折减 $10\% \sim 20\%$;也可采用有限元法进行分析。

5 平板宜采用无粘结预应力混凝土,预应力筋可带状双向布置,预应力筋的并筋数量不宜多于 4 根。

6 柱网不大于 $8 \text{m} \times 8 \text{m}$ 时,平板可设计为普通钢筋混凝土。

16.3.6 无梁平板楼盖 (图 16.3.6)

1 适用于柱网为 $(7 \sim 12) \text{m} \times (7 \sim 12) \text{m}$ 的建筑。

2 无梁楼盖有以下两种形式:

1) 无柱帽无梁楼盖,其跨高比为 $35 \sim 42$,最大跨度不宜超过 10m ,楼板厚度一般由板的受冲切承载力控制;

2) 有柱帽或托板无梁楼盖,其跨高比为 $45 \sim 50$,最大跨度不宜超过 12m ,平托板的延伸长度不宜小于板跨的 $1/6$,其厚度不宜小于 1.5 倍板厚。

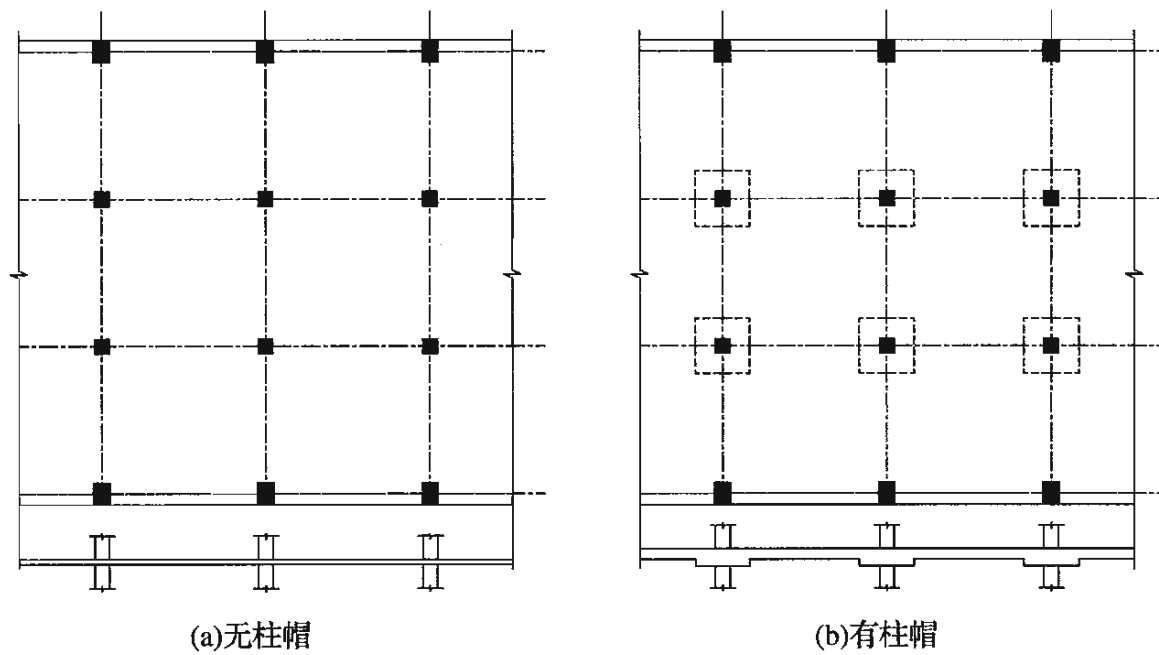


图 16.3.6 无梁平板楼盖

3 矩形柱网无梁平板，可按等代框架法分别进行纵横两个方向的内力计算；在竖向荷载作用下，等代梁的梁宽可取柱两侧半跨之和；在水平力作用下，等代梁的梁宽取下列公式计算结果的较小值：

$$b_y = \frac{1}{2}(l_x + b_d) \text{ 或 } b_y = \frac{3}{4}l_y \quad (16.3.6 - 1)$$

式中 b_y ——Y 向等代框架梁的计算宽度；

l_x, l_y ——等代梁的计算跨度；

b_d ——平托板的有效宽度。

4 对格梁板、柱网较特殊的板、承受大集中荷载和大开孔的板，宜采用有限单元法等方法进行计算。

5 在均布荷载作用下，平板中无粘结预应力筋有以下两种布筋方式：

1) 按柱上板带和跨中板带布置，分配在柱上板带的数量可占 60%~75%，其余 40%~25% 分配在跨中板带上；

2) 一向均匀布置，另一向集中布置。集中布置的预应力筋应分布在柱的两侧离柱边 1.5 倍板厚的范围内。

每一方向穿过柱子的无粘结预应力筋不应少于 2 根。

6 平板纵横两个方向的混凝土平均预压应力均不宜小于 1.0N/mm^2 ，也不宜大于 3.5N/mm^2 。

7 非预应力钢筋的布置：

1) 平板柱边负弯矩区每一方向上的非预应力钢筋：

$$A_s \geq 0.00075hl \quad (16.3.6 - 2)$$

式中 l ——平行于计算纵向钢筋方向上板的跨度；

h ——板的厚度。

2) 平板正弯矩区每一方向上的非预应力钢筋：

$$A_s \geq 0.0015bh \quad (16.3.6 - 3)$$

8 在平板的边缘和拐角处，应设置暗圈梁或钢筋混凝土边梁。

9 平板应进行受冲切承载力计算。

10 对有柱帽或托板的无梁楼盖，计算柱上板带的支座钢筋时，可考虑柱帽或托板厚度的有利影响。

11 无梁楼盖允许开局部洞口，但应满足承载力、刚度及构造要求。

12 纯板柱结构当层数较多时，宜设置抗震墙；板柱结构的首层底板及屋盖宜设计为梁板式楼盖。

16.4 楼盖选型及设计中应注意的问题

16.4.1 框架结构体系楼盖选型

常规的预应力楼盖体系均可应用于框架结构体系中，实际选用时应根据柱网大小及不同楼盖的结构特点灵活选用。

16.4.2 剪力墙结构体系楼盖选型

1 当剪力墙结构体系墙间距在 3 ~ 5m 之间时，可采用钢筋混凝土楼盖。当剪力墙间距达 6 ~ 9m 时，可采用预应力平板楼盖。

2 当采用短肢墙或异形柱结构体系时，仍可采用预应力平板楼盖，但应注意下列问题：

1) 当短肢墙或异形柱布置比较规则时，可在短肢墙或异形柱之间设置预应力暗梁，将楼盖划分为若干传力明确的板块单元；当短肢墙或异形柱布置不规则时，宜采用有限元法进行计算；

2) 必要时应验算楼盖在短肢墙或异形柱处的抗冲切承载力，穿过短肢墙或异形柱的预应力筋不宜少于 2 根。

16.4.3 框架 - 剪力墙结构体系楼盖选型

1 适合采用预应力平板楼盖，其跨度不宜大于 10m。

2 跨度大于 10m 时，宜采用肋梁楼盖或扁梁楼盖。

3 框架柱与板交接处板的负钢筋宜适当加大，以适应板柱交接处局部弯矩的影响。

16.4.4 筒体结构体系楼盖选型

1 框架 - 筒体结构体系

1) 适合采用预应力混凝土平板楼盖，其跨度一般宜在 7 ~ 11m。

2) 计算时内筒处可按嵌固端考虑，外框架边梁处宜按铰支考虑，应同时考虑边梁的扭转刚度。

3) 一般在内筒角部有较大的应力集中现象，跨度较大时宜单向或双向设置扁梁，以缓解应力集中现象。

4) 板与框架柱交接处沿跨度方向宜设置暗梁或增配普通钢筋。

5) 跨度较大且荷载较重时宜采用肋梁楼盖或扁梁楼盖。

2 筒中筒结构体系 (图 16.4.4)

1) 最适合采用预应力平板楼盖，内外筒间的跨度一般可达 7 ~ 12m。

2) 一般在内筒角部有较大的应力集中现象，跨度较大时宜单向或双向设置扁梁，以缓解应力集中现象。

3) 跨度较大且荷载较重时，也可采用单向肋梁楼盖或井梁楼盖。

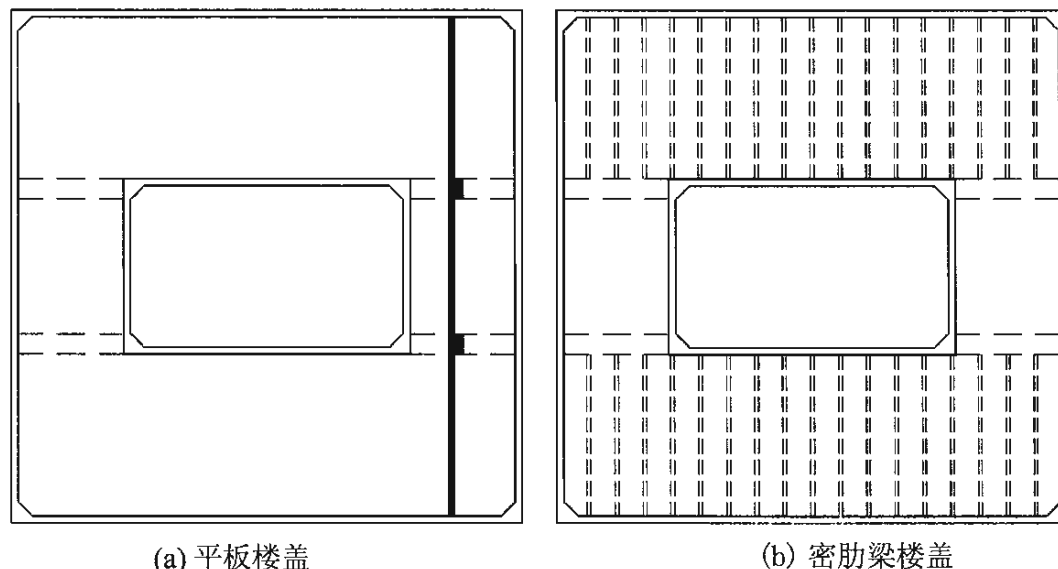


图 16.4.4 筒中筒结构体系预应力混凝土楼盖

16.4.5 板柱-剪力墙结构体系楼盖选型

楼盖设计与板柱结构基本相同，需符合下列要求：

- 1 房屋的周边需设置边框梁；房屋的顶层及地下一层顶板应采用梁板结构；
- 2 应沿纵横柱轴线在板内设置暗梁；暗梁宽度可取与柱同宽或柱宽加上柱宽度以外各 1.5 倍板厚，暗梁纵向钢筋直径不宜小于 $\phi 14$ ，根数不宜少于 6 根；

3 抗震设计时，暗梁配筋应符合下列规定：

1) 暗梁上下纵向钢筋应分别取柱上板带上下钢筋总截面面积的 50%，且下部钢筋不宜小于上部钢筋的 1/2。纵向钢筋应全跨拉通，其直径宜大于暗梁以外板钢筋的直径，但不宜大于柱截面相应边长的 1/20；

2) 暗梁的箍筋，在构造上应至少配置四肢箍，直径不应小于 8mm，间距不应大于 300mm。

16.4.6 预应力楼盖对结构总体侧移刚度的影响

当采用预应力平板楼盖时，应注意结构总体侧移刚度有所降低。当结构总体侧移刚度不满足规范要求时，可适当加大墙厚或增加墙肢长度或采用肋梁楼盖。

16.4.7 竖向构件变形差对预应力楼盖的影响

框架-剪力墙或框架-筒体结构中墙肢和框架柱的轴压比是有差异的，往往墙肢的轴压比较小，而框架柱的轴压比较大，所以结构形成后因竖向荷载的影响，作为楼盖支座的内墙肢和外框架柱的竖向变形可能有较大的差异。当某一层的楼盖两端竖向变形差异较大时，楼盖的内力会发生变化，甚至会出现支座弯矩反号现象。这种情况当结构高度不大时并不严重，当结构高度较大时（如 30 层以上），可能会较严重，应在设计中加以考虑。一般沉降较大的支座处，其负弯矩会降低，甚至出现正弯矩，此时，预应力筋的束形，应在沉降较大的支座处取较小的偏心，同时增配梁或板的底筋。

16.4.8 墙体出平面弯曲及对梁端弯矩的影响

梁板等水平构件由墙体支撑时，由于节点为刚接，梁或板的端部弯矩直接由墙体出平面的弯曲来平衡。当跨度较大、荷载较重时，墙体尤其是梁墙连接处出平面弯曲可能会造成墙体混凝土开裂，应采取墙体局部加强措施，同时对梁端弯矩进行适当折减（图 16.4.8）。

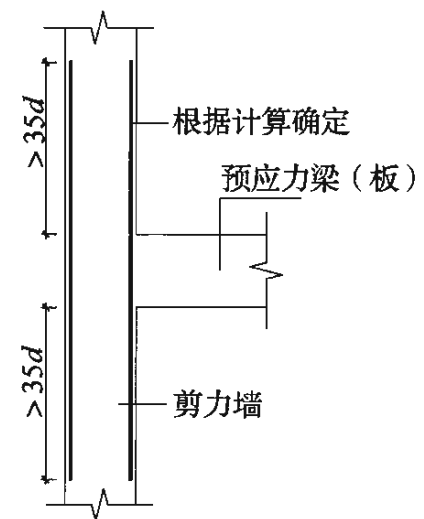


图 16.4.8 墙体局部加强

16.4.9 墙体开洞对板（梁）约束的影响

当墙上洞口较大时，板（梁）的支座弯矩应根据弹性计算结果进行适当折减。

16.4.10 扁梁对板的支承作用

平板楼盖中设置的扁梁，当扁梁高度和板厚的比值小于 2 时，不宜将扁梁作为板的支座考虑，宜将扁梁视为板的加强带。

16.4.11 竖向结构构件对预应力楼盖结构构件轴向压缩的约束

当竖向承重构件（剪力墙、筒体、柱）在预加力方向有较大刚度时，剪力墙与柱的约束将阻碍楼面混凝土弹性压缩，使预加力发生转移，从而减少楼面结构的轴向压力。同时，剪力墙与柱的约束还将阻碍楼面收缩和徐变变形，可能引起楼面混凝土出现裂缝。因此在确定楼面结构平面布置时，应将剪力墙、筒体尽量布置在楼盖结构平面压缩变形的位移不动点附近，并采用细长的柱子，以减少对楼面结构的约束作用。此外，也可以采用分块分段施工（预留后浇带）的方法解决预加力时竖向构件对楼盖的约束影响。一般情况下，多高层建筑仅需考虑第一个预应力楼层相对于下一层的压缩，而上面各楼层间的相对压缩、收缩和徐变，其差值一般都较小，可忽略不计。

16.4.12 锚具对剪力墙等竖向构件的截面削弱的影

预应力平板支承于剪力墙时，一般要求将锚具设置在剪力墙内，势必对剪力墙截面造成削弱，尤其在住宅工程中，通常剪力墙厚度较小，削弱影响更为严重。因此应尽量采用对墙体截面削弱较小的锚具，如一体化锚具等。

16.4.13 预应力楼板对边梁扭转的影响

钢筋混凝土楼板开间较小，对边梁的扭转影响一般不大，但大跨度预应力楼板对边梁扭转的影响十分显著，因此在预应力楼板设计中应同时考虑边梁的扭转问题。边梁应按弯剪扭复合受力进行设计。边梁的扭转为协调扭转，通常简化计算中未考虑楼板与边梁的空间协调作用，故可将计算扭矩按 0.4 ~ 1.0 系数作适当折减。

16.5 结构构件设计及构造

16.5.1 预应力混凝土板及梁的截面高度选择

1 预应力板的厚度宜符合表 16.5.1-1 的规定。

表 16.5.1-1 预应力板的厚度与跨度的比值 (h/l)

项次	板的支承情况	板的种类				
		单向板	双向板	悬挑板	无梁楼盖	
					有柱帽	无柱帽
1	简支	1/35 ~ 1/40	1/45	—	1/45 ~ 1/50	1/35 ~ 1/45
2	连续	1/40 ~ 1/45	1/50	1/10		

注：1 l 为板的短边计算跨度；无梁楼盖中 l 为板的长边计算跨度。

- 2 双向板系指板的长边与短边之比小于 2 的情况。
- 3 荷载较大时，板厚应适当增加。
- 4 考虑预应力筋的布置及效应，板厚不宜小于 150mm。

2 预应力梁的截面高度宜符合表 16.5.1-2 的规定。

表 16.5.1-2 预应力梁的截面高度与跨度的比值 (h/l)

分 类	梁截面高跨比
简支梁	1/13 ~ 1/20
连续梁	1/20 ~ 1/25
单向密肋梁	1/20 ~ 1/25
井字梁	1/20 ~ 1/25
悬挑梁	1/6 ~ 1/8
框架梁	1/15 ~ 1/20
简支扁梁	1/15 ~ 1/25
连续扁梁	1/20 ~ 1/30
框架扁梁	1/18 ~ 1/30

注：1 表中 l 为短跨计算跨度。

- 2 双向密肋梁的截面高度可适当减小。
- 3 梁的荷载较大时，截面高度取较大值，预应力度较大时可以取较小值。
- 4 有特殊要求的梁，截面高度尚可较表列数值减小，但应验算刚度，并采取加强刚度的措施，如增加梁宽，增设受压钢筋等。

16.5.2 预应力梁、板可实现的跨度及经济跨度

预应力混凝土结构可实现的跨度及经济跨度与采用的截面形式、支座条件及荷载等因素有关，并与预应力度有关。房屋建筑结构中预应力混凝土结构可实现的跨度及经济跨度如表 16.5.2 所示。

表 16.5.2 房屋建筑结构中预应力混凝土结构可实现的跨度及经济跨度

构件类型	可实现的跨度 (m)	经济跨度 (m)
梁	15 ~ 40	15 ~ 25
板	6 ~ 12	7 ~ 10

16.5.3 预应力混凝土梁

1 翼缘宽度取值

现浇预应力混凝土结构设计计算中, 梁的翼缘宽度除应符合设计规范的有关规定外, 尚宜根据结构计算的不同内容及施加预应力的实际情况, 进行如下调整:

- 1) 预应力筋在梁端部锚固时, 预加力的轴向力在端部集中并沿梁跨度方向逐渐扩散, 当计算预应力轴向力效应时, 在端支座截面宜取梁宽, 而在跨中或内支座截面翼缘宽度 B_2 宜取板全宽;
- 2) 当计算截面弯曲应力及受弯承载力时翼缘宽度 B 应按《混凝土结构设计规范》有关规定取值 (图 16.5.3-1)。

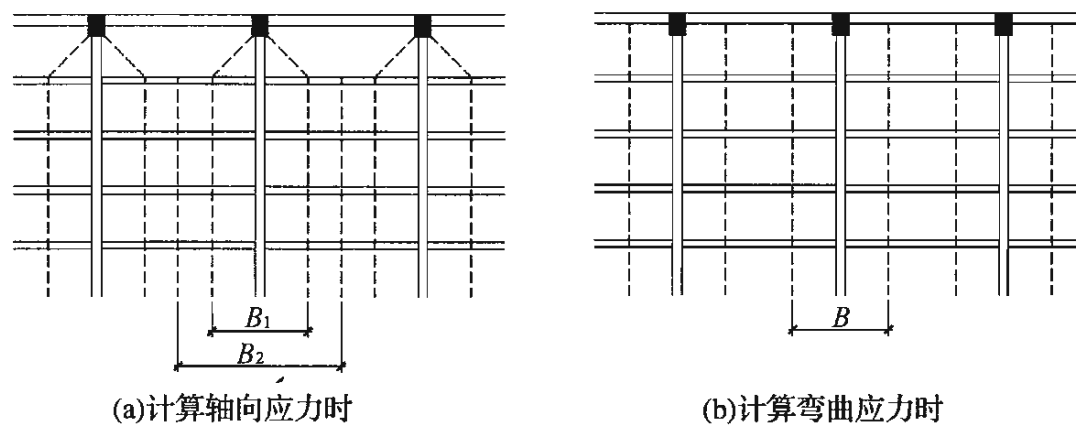


图 16.5.3-1 翼缘宽度的取值

2 预应力筋束形

预应力筋应根据梁上荷载情况采用不同的束形 (图 16.5.3-2)。当梁上荷载为均布线荷载时宜采用抛物线; 有两处较大的集中荷载时宜采用双折线; 有一处较大的集中荷载时宜采用单折线; 悬挑梁宜采用直线束, 但在悬挑尖部预应力筋仍宜水平伸出。

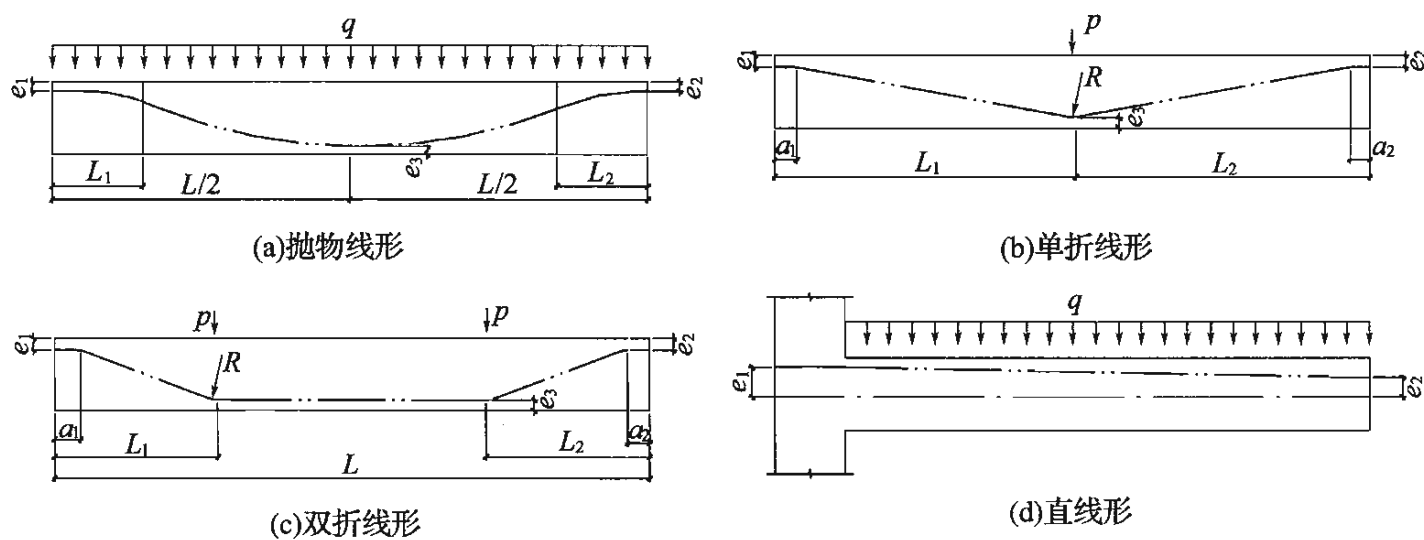


图 16.5.3-2 常用的预应力筋束形

3 预应力筋束形参数确定

当梁的预应力筋束形设计为抛物线时, 可按图 16.5.3-3 所示确定预应力筋束形参数。

1) 单跨。

沿跨度方向: $a_1 = a_2 = 1000\text{mm}$ 左右。 $1000 < a_3 < (L - a_1 - a_2) / 5$ 。 $L_1 = L_2$ 。

高度方向: c_1, c_2 应考虑所采用的张拉锚固体系, 尺寸应不小于张拉锚固体系所要求的最小尺寸;

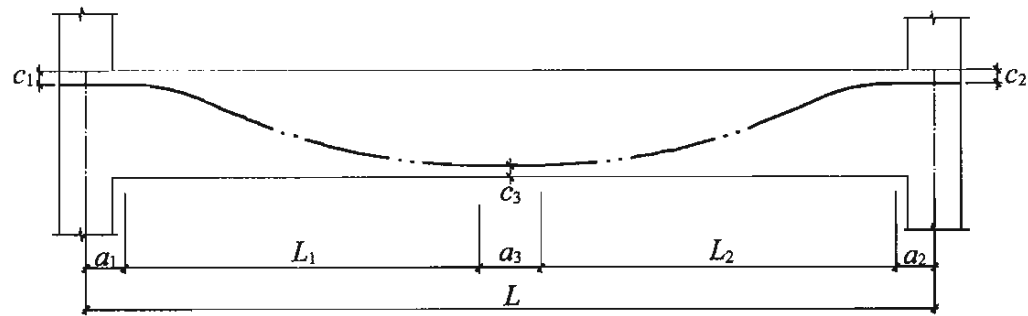


图 16.5.3-3 抛物线预应力筋束形

同时应确保不与垂直于预应力梁的钢筋发生矛盾。 c_1, c_2 一般取相同值。

预应力束的最低点与梁底的距离一般与管道直径及所需保护层厚度有关，同时应考虑与普通钢筋之间的位置关系，一般 c_3 最小取值宜为 120mm（有粘结）或 100mm（无粘结）。

预应力束的曲率半径不宜小于 4m，当预应力束为折线时，在预应力束的弯折处的曲率半径可适当减小。

顶层框架梁端支座预应力筋的上偏心距宜适当减小，以降低节点偏心力偶对顶层柱大偏压的影响。简支梁的预应力筋束形通常可与单跨次梁相同，只是预应力筋在支座的偏心距宜取为 0。对预制构件，为抵消外荷载下的剪力，可将预应力筋布置成单波抛物线（图 16.5.3-4）。弯起的预应力筋宜尽量分散。

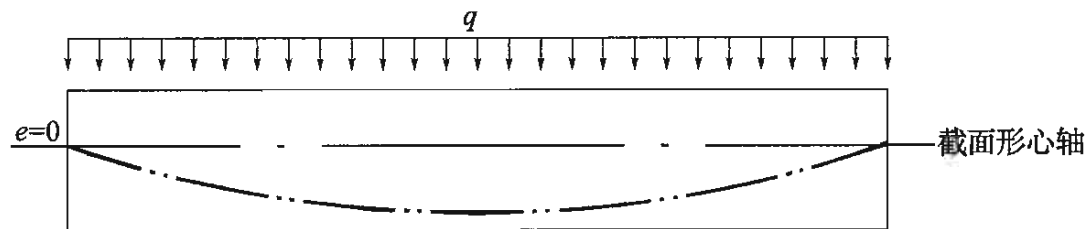


图 16.5.3-4 单波抛物线

2) 连续跨。预应力筋束形控制参数的取法原则上与单跨相同，但应注意下列事项：

考虑弯矩的分布， $L_2 > L_1$ ；连续跨处的弯矩一般比端支座大，且往往成为控制截面，框架梁端支座预应力束的上偏心距宜适当减小；连续次梁的端支座预应力束的上偏心距，当边梁的抗扭刚度较大时，宜取较大值，抗扭刚度较小时，宜取较小值。

当梁的预应力筋束形设计为折线形时，可按图 16.5.3-5 所示确定预应力筋束形参数。

折线形预应力筋的转折点 $L_1、L_2$ 至支座的距离不宜小于梁跨度 L 的 1/5，转折点处预应力筋宜尽量平滑过渡，避免硬弯折；在预应力筋弯折处，应加密箍筋或沿弯折处内侧设置钢筋网片。

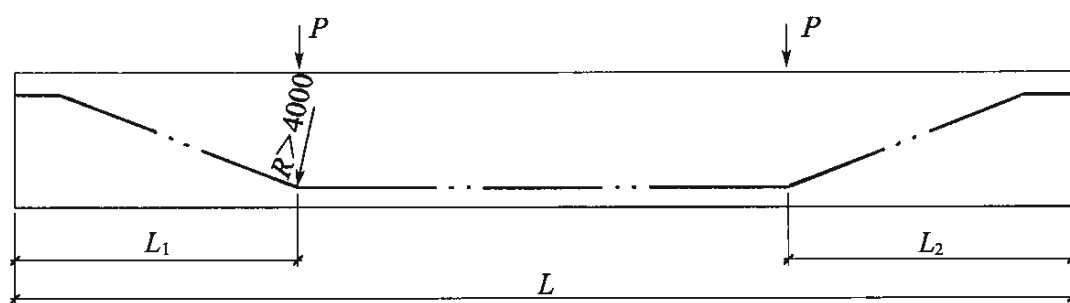


图 16.5.3-5 折线形预应力筋束形

4 预应力筋张拉锚固端的设置及锚具的排布

1) 后张法预应力筋的锚固往往采用设置于构件端部或构件中间部位（凸起锚固或凹槽锚固）的锚具实现机械锚固；此外，也有完全埋入混凝土中锚固预应力筋的方法，此时锚具称为埋入端锚具或固定端锚具。

2) 当预应力筋锚固于梁的跨间时，因局部集中力，在锚具附近混凝土中将产生拉应力，梁中易出现裂缝，此时锚具宜布置在活荷载作用下内力变化不大的截面处，锚具在截面中的位置宜尽量位于截

面形心处。

3) 无粘结预应力筋束长不大于40m时可一端张拉、一端固定, 大于40m时宜两端张拉。有粘结预应力筋束长不大于25m时可一端张拉, 大于25m时宜两端张拉; 当预应力筋为直线束时, 一端张拉的长度可延长至35m。

4) 锚固区的设计应考虑上述因素及有关建筑及抗震等要求。具体设计中除应参考各张拉锚固体系对设计的有关建议外, 尚应注意下列事项:

① 锚具的布置应遵守最小排布尺寸;

② 应考虑锚具的形状及尺寸, 注意锚具与柱、梁钢筋不应发生矛盾 (图 16.5.3-6)。

5 锚固区的局部加强

一般各种张拉锚固体系中都有满足局部承压安全度所需的最小排布尺寸和相应的加强钢筋。满足张拉锚固体系中的有关规定时, 局部承压强度就可满足安全要求。但设计中尚应注意局部压力作用下局压区混凝土各部位的应力情况, 做出合理的配筋, 防止张拉阶段混凝土出现裂缝。一般局部加强钢筋有螺旋筋、网片筋、U形筋等, 常用张拉锚固体系中给出的局压加强钢筋多为螺旋筋, 但在实际工程中有时螺旋筋不易配置, 此时可采用网片钢筋、U形筋等进行加强。不同部位的局部加强可参考下列配筋示例。附加钢筋应根据预应力筋张拉力的大小及延伸结构的约束情况计算确定, 当张拉力较小时可不配置。

1) 端部锚固区局部加强 (图 16.5.3-7)。

2) 跨间锚固区 (突起锚固) 局部加强 (图 16.5.3-8)。

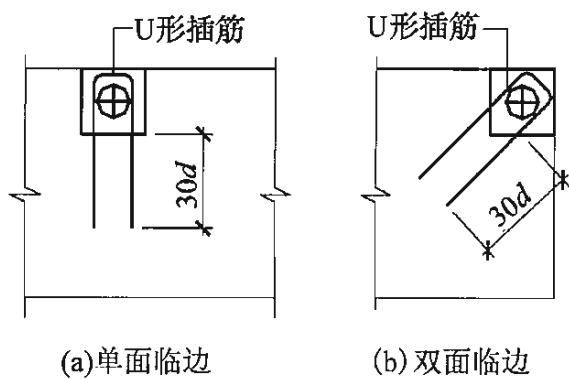


图 16.5.3-7 端部锚固区防劈裂加强

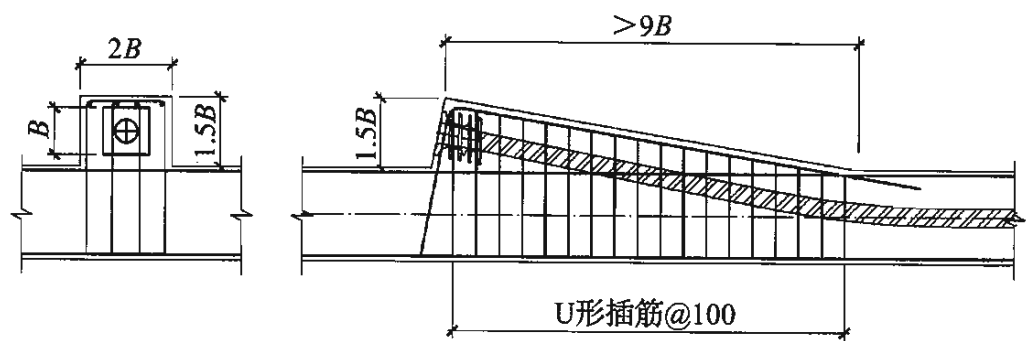


图 16.5.3-8 突起锚固局部加强

3) 跨间锚固区 (凹槽锚固) 局部加强 (图 16.5.3-9)

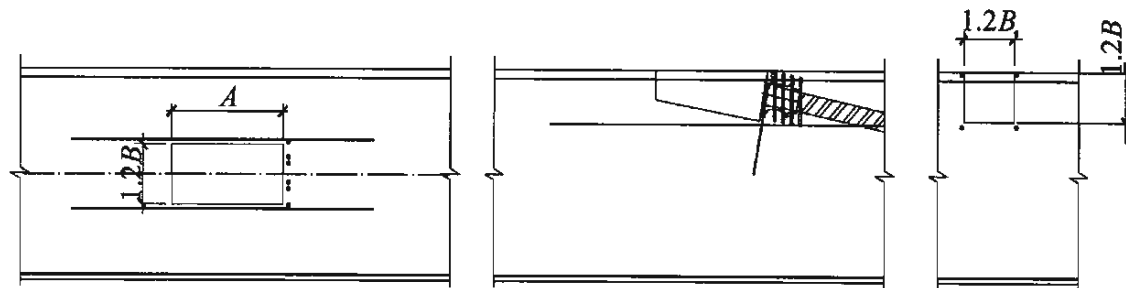


图 16.5.3-9 凹槽锚固局部加强

A—单孔锚具时, 不宜小于 300mm; 群锚时, 不宜小于 500mm; B—垫板宽度

6 锚固区附近板的加强

预应力混凝土梁, 因锚固区局部轴向压力的扩散, 在板内将产生较大的劈裂应力, 板可能会产生裂缝, 所以宜按图 16.5.3-10 所示进行配筋加强。

7 锚具封闭保护

外露于结构端部的锚具应采取有效的防护措施进行永久保护，确保外露锚头不致受机械损伤和腐蚀的影响。外露金属锚具应采取涂刷油漆或砂浆、混凝土封闭等防锈措施。当采用砂浆或混凝土封闭时，锚具及垫板的混凝土保护层厚度应根据环境等级采取不同的值，一类环境中，A、C 应保证锚具及垫板的保护层厚度不小于 30mm，二、三类环境中，A、C 应保证锚具及垫板的保护层厚度不小于 50mm。

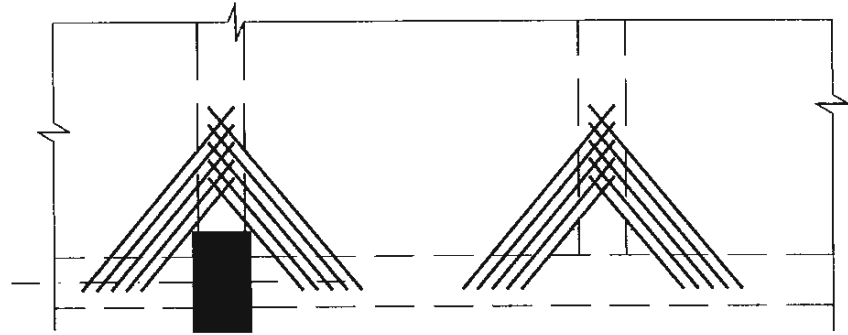


图 16.5.3-10 预应力梁端板的加强

1) 无粘结预应力筋锚具。无粘结预应力混凝土一般采用高强钢绞线作为预应力筋，锚具分为固定端锚具和张拉端锚具。固定端常采用挤压锚具，并直接埋入混凝土中，其防腐一般不成为问题。而张拉端常采用夹片锚具，无粘结预应力筋要求全长封闭，所以张拉端锚具应尽量含在结构混凝土内，并宜采用具有良好封闭性的球墨铸铁一体化锚具。封闭前混凝土表面或凹槽内应清理干净，必要时应凿毛，涂刷粘接剂。砂浆或细石混凝土应密实并完全封裹锚具。封闭做法见图 16.5.3-11。

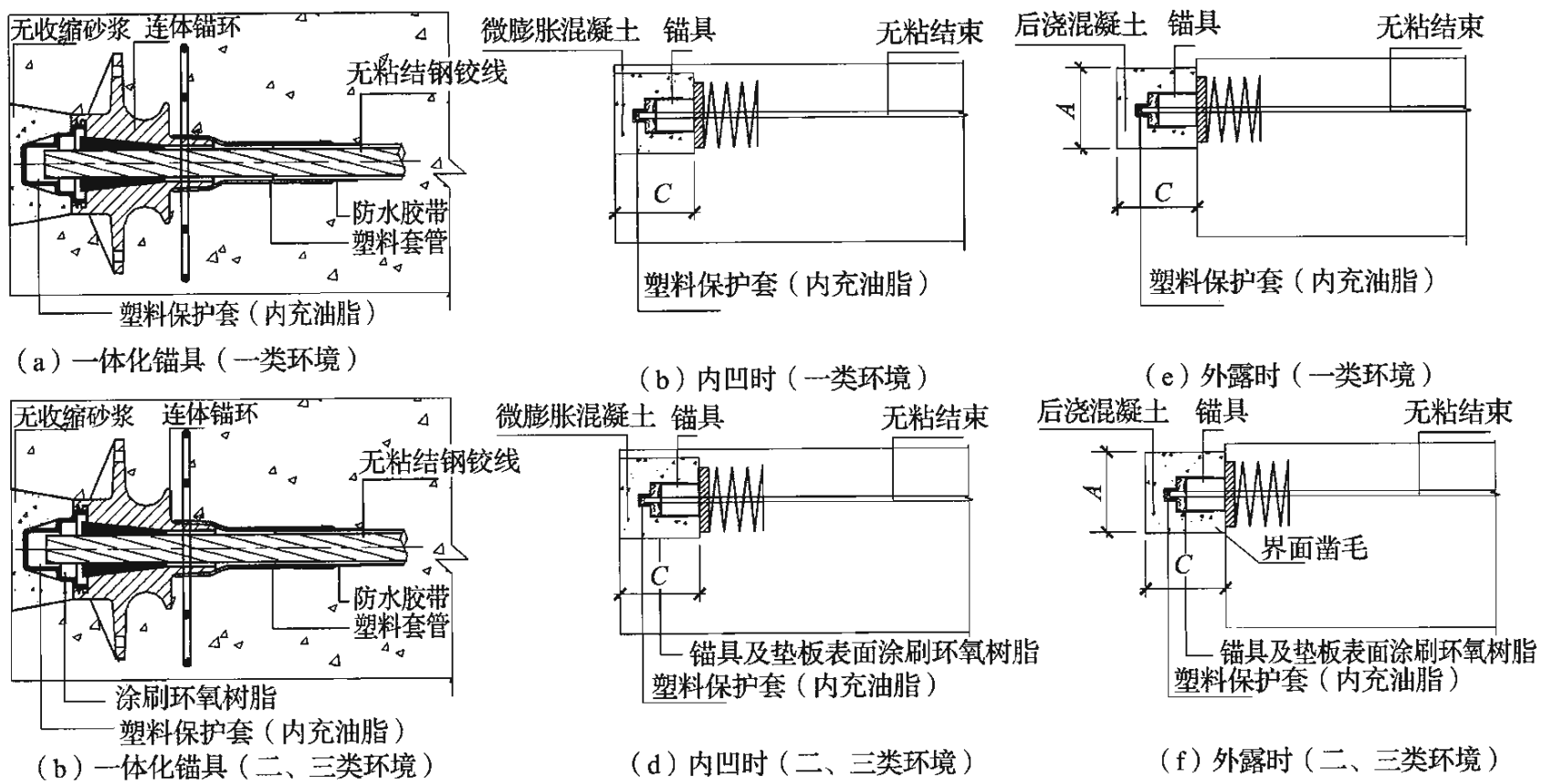


图 16.5.3-11 无粘结预应力筋锚具封闭

2) 有粘结预应力筋锚具。张拉并灌浆完毕后，一般用混凝土进行封闭保护，如果锚具外露于结构构件，封锚混凝土内宜有伸自结构构件的拉结钢筋，混凝土接口应清理干净，并冲水润湿。封闭保护大样（见图 16.5.3-12）。

8 预应力筋管道间距及保护层厚度

1) 预应力梁中，预留孔道在竖直方向的净距不宜小于孔道外径，水平方向净距不宜小于 1 倍孔道外径，且不宜小于 50mm；必要时，2 个孔道可并排布置（图 16.5.3-13）；

2) 保护层厚度。从孔壁算起的混凝土保护层厚度，梁底不宜小于 50mm，梁侧不宜小于 40mm。孔道至构件边缘的净距不宜小于孔道直径的一半。同时应满足对不同耐火等级的要求。无粘结预应力板和梁的防火与防腐最小保护层厚度见表 16.5.3-1 及表 16.5.3-2。锚固区的净混凝土保护层最小厚度应比相应构件所取保护层厚度值增加 7mm。

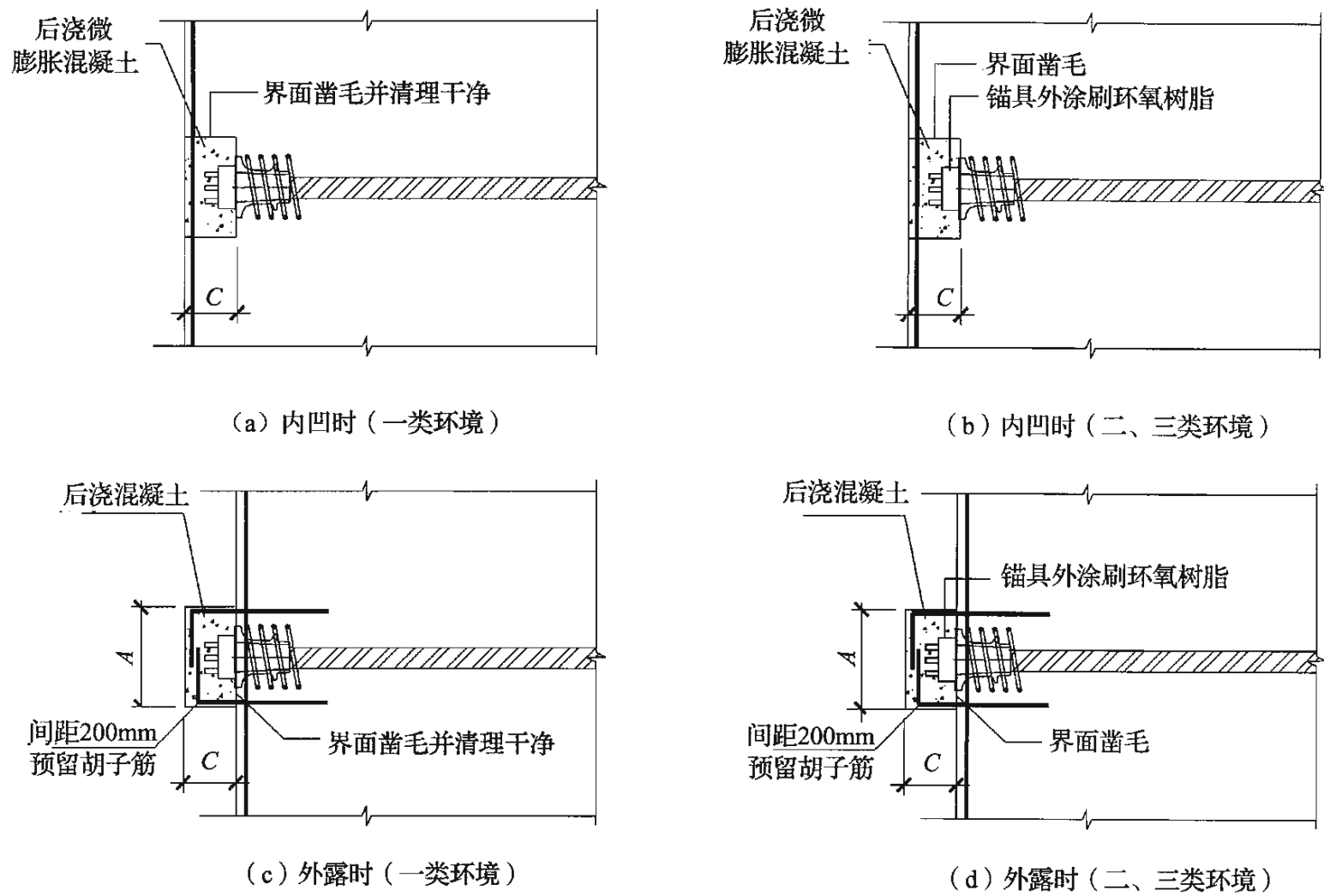


图 16.5.3-12 有粘结预应力筋锚具封闭

3) 在构件两端及跨中应设置灌浆孔或排气孔, 其孔距对抽拔管不宜大于 12m, 对波纹管不宜大于 30m。

4) 凡制作时需要预先起拱的构件, 预留孔道应随构件同时起拱。

5) 无粘结预应力筋的并束规则见图 16.5.3-14。

9 梁上开孔

预应力梁上开圆孔时, 应遵循下列原则:

1) 开孔最大直径应不大于梁截面高度的 1/5 ~ 1/6;

2) 并列开孔时, 孔间距宜大于相邻孔直径平均值的 3 倍;

3) 梁上开孔范围应在梁跨间中部 1/2 跨内, 开孔位置应位于梁截面中心。孔中心位置应距与开孔梁相垂直的次梁侧面 1.5h 以上(h 为梁高);

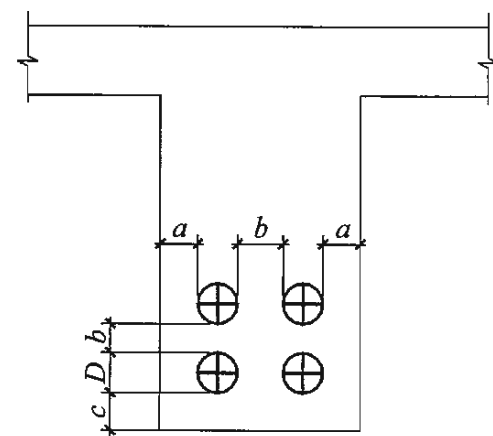


图 16.5.3-13 预应力束布置

注: 1 a、c 应大于 1.0D 且满足耐火极限的要求; 2 a > 40mm, c > 50mm; 3 b > 1.0D。

表 16.5.3-1 板的混凝土保护层最小厚度 (mm)

约束条件	耐火极限			
	1h	1.5h	2h	3h
简支	25	30	40	50
连续	20	20	25	30

表 16.5.3-2 梁的混凝土保护层最小厚度 (mm)

约束条件	梁宽	耐火极限			
		1h	1.5h	2h	3h
简支	200	45	50	65	
简支	> 300	40	45	50	65
连续	200	40	40	45	50
连续	> 300	45	40	40	45

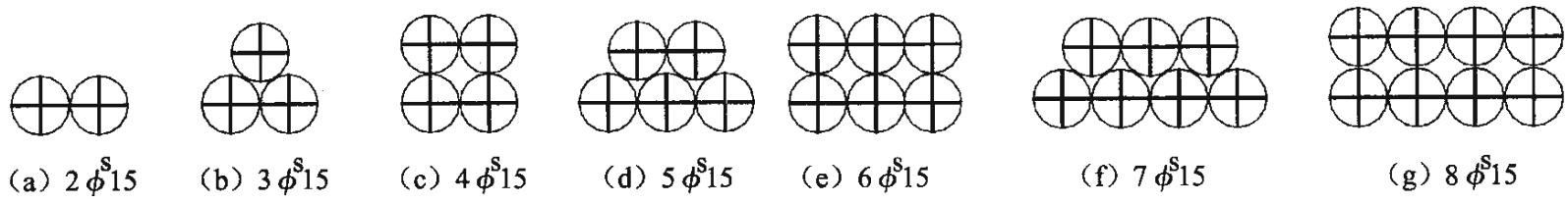


图 16.5.3-14 无粘结预应力筋的并束

4) 开孔处应进行配筋加强, 加强构造见图 16.5.3-15。

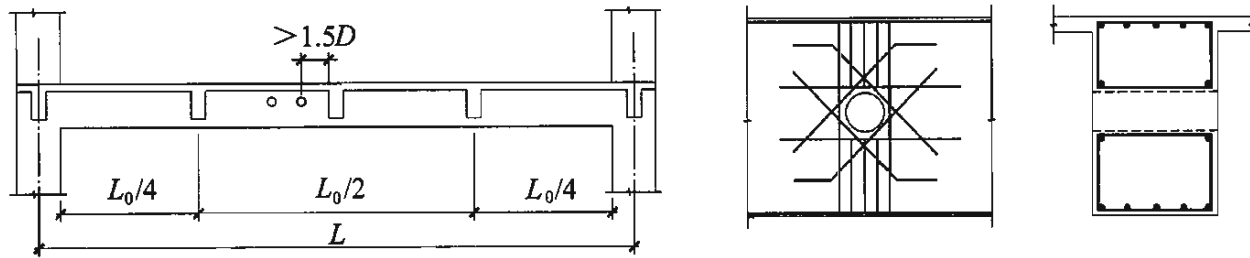


图 16.5.3-15 预应力梁上开圆形孔及加强构造

预应力梁上开矩形孔洞时应遵循下列原则:

- 1) 孔洞应尽可能设置于剪力较小的跨中 $L/2$ 区域内, 孔洞偏心宜偏向受拉区, 偏心距 e_0 不宜大于 $0.05h$;
- 2) 并列开孔时, 相邻孔洞边缘间的净距不应小于 $2.5h_h$, 孔洞高度和截面高度的比值 $h_h/h \leq 0.35$, 孔洞长度和截面高度的比值 $l_h/h \leq 1.6$, 孔洞上弦杆截面高度与梁截面高度的比值 $h_c/h \geq 0.3$;
- 3) 孔洞长度和高度之比应满足 $l_h/h_h \leq 4$;
- 4) 开孔处应进行配筋加强, 加强构造见图 16.5.3-16。

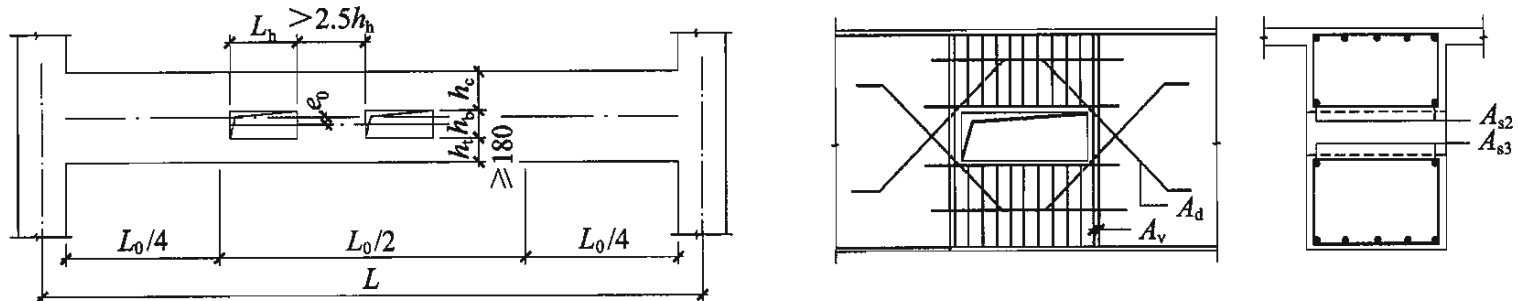


图 16.5.3-16 预应力梁上开矩形孔及加强构造

① 当矩形孔洞高度小于 $h/6$ 及 100mm , 且孔洞长度小于 $h/3$ 及 200mm 时, 其孔洞周边配筋可按构造设置。弦杆纵筋 A_2 、 A_3 可采用 $2\phi 10 \sim 2\phi 12$; 弦杆箍筋采用 $\phi 6$, 间距不应大于 0.5 倍弦杆有效高度及 100mm 。垂直箍筋 A_v 宜靠近孔洞边缘, 倾斜钢筋 A_d 可取 $2\phi 12$, 其倾斜角 α 可取 45° 。

② 当孔洞尺寸不满足①项要求时, 孔洞周边的配筋应按计算确定, 但不应小于按构造要求设置的钢筋。

10 预应力混凝土梁的箍筋设置构造要求与普通钢筋混凝土构件基本相同。在 T 形截面梁的马蹄中, 应设闭合式箍筋, 其间距不大于 150mm 。

16.5.4 预应力混凝土单向板

1 单向实心板

1) 预应力筋沿连续平板受力方向宜采用多波连续抛物线布置, 束形参数的确定可参照本措施 16.5.3 条。预应力筋一般沿板宽单根均匀布置, 也可并筋均匀布置, 每束预应力筋不宜超过 4 根, 预应力束的间距不宜大于 1200mm 。

2) 在受力方向选定的平衡荷载 (包括恒载和准永久性活荷载) 应适当。在无粘结预应力筋垂直方向, 为抵抗收缩应力和温度应力, 尚需配置非预应力筋, 其配筋率一般为 0.2% 。

3) 分布钢筋的布置与普通钢筋混凝土单向板相同。

2 单向中空板

大跨度楼盖设计中,当结构高度受到严格限制时,板是结构厚度最小的结构构件,但往往折算厚度也最大,较大的自重荷载使设计指标并不理想。为减轻结构自重,在板中通过轻质泡沫塑料等材料设置孔洞,可减轻自重 30%~40%,这种板称为中空板。中空板的跨度可达 12~18m,跨高比一般为 30~35。一般中空板是单向的,所以其设计计算方法基本同单向实心板。截面设计及构造要求如下(图 16.5.4):

- 1) 平面布置要求。柱轴线上应为实心板,实心板的宽度不宜小于柱宽,并宜按暗梁构造要求进行配筋。
- 2) 配筋及构造: $a > 50\text{mm}$ 。

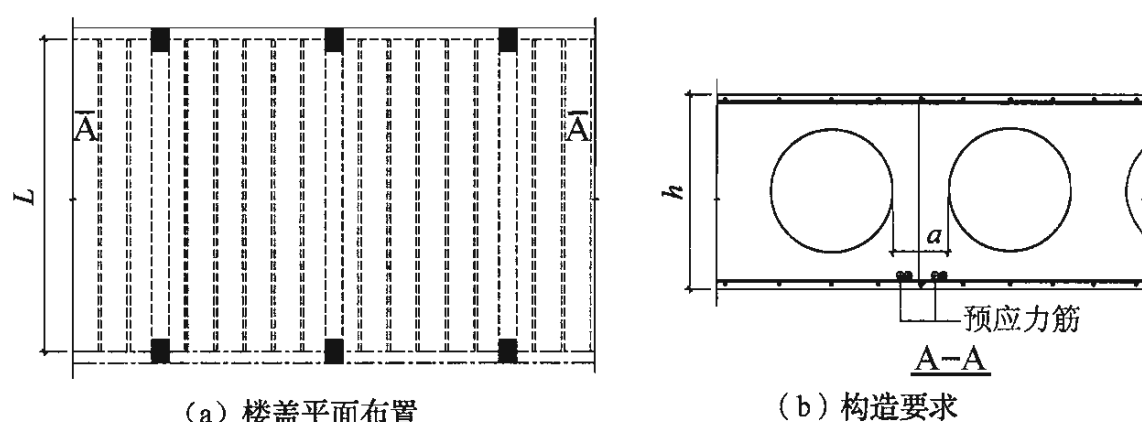


图 16.5.4 中空板楼盖

16.5.5 预应力混凝土双向板

1 预应力筋宜采用双向多波连续抛物线布置(预应力筋也可采用折线形布置),抛物线的参数取值应考虑双向普通钢筋及预应力筋交叉编网的影响。一般双向均沿板宽单根均匀布筋,也可并筋均匀布置,但靠近板边缘处可适当减少。每束预应力筋不宜超过 4 根,预应力束的间距不宜大于 1200mm。

2 沿短跨的预应力筋在跨中宜布置在长跨预应力筋的下面,沿短跨的普通钢筋在跨中宜布置在长跨普通钢筋的上面(图 16.5.5)。

3 双向板每个方向的平均预压应力不宜小于 1.0N/mm^2 ,也不宜大于 3.5N/mm^2 。

4 在长跨方向用最低平均预压应力确定最小预应力配筋面积,以平衡部分荷载,再计算短向预应力配筋面积以平衡另一部分荷载。

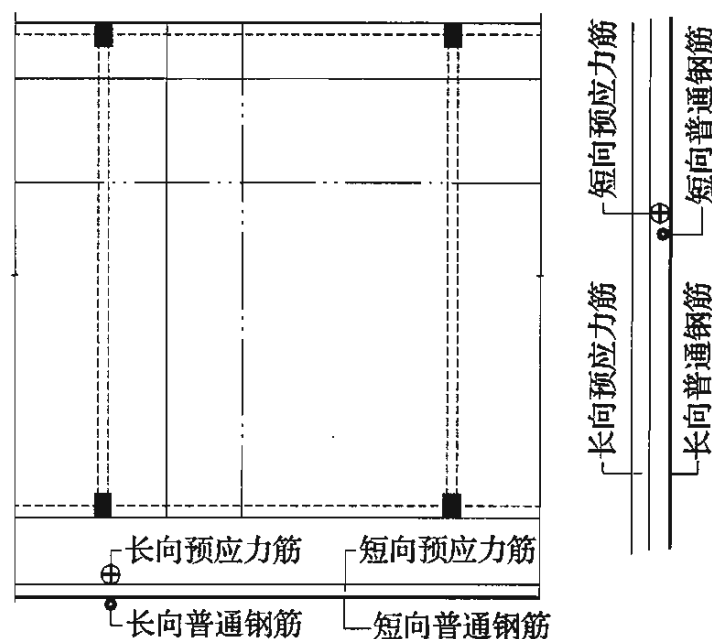


图 16.5.5 预应力筋与普通钢筋的位置关系

16.5.6 预应力柱

柱一般作为压弯构件,通常其轴力是主要的,混凝土截面处于受压状态,无需采用预应力混凝土。但多层框架的顶层边柱往往承受大偏心受压,轴力小而弯矩大,近似于受弯构件。当框架梁的跨度不大时,仅对梁施加预应力,即可同时抵消大部分外荷载引起的柱子弯矩,因而柱子抗裂问题可同时得到解决;当梁跨度较大,且荷载较重时,仅靠施加于梁上的预应力难于消除柱子弯矩,须对柱子施加预应力才能解决柱子截面的抗裂问题。

- 1 柱子的预应力筋宜采用直线或折线布置。
- 2 预应力束长度不宜小于顶层层高,并宜延伸至下层柱的中部。当采用夹片式锚具时,预应力束尚不宜小于 6m。
- 3 柱受拉边采用普通钢筋和预应力筋混合配筋,受压边只配普通钢筋。
- 4 预应力筋的束形及参数可参考图 16.5.6。

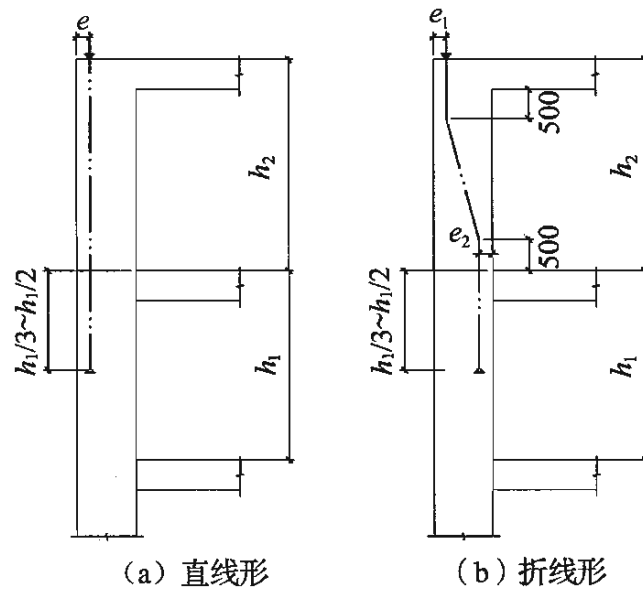


图 16.5.6 柱预应力筋束形

16.6 常见设计质量问题及预防措施

16.6.1 预应力筋束形控制点的保护层厚度选取不合理，很难在施工中实现。

措施：预应力筋束形控制点保护层厚度除应考虑力学性能、耐久性及防火要求外，尚应考虑与普通钢筋的位置关系，合理确定预应力筋在最高点、最低点处的保护层厚度。一般板中预应力筋的最小保护层厚度为 40mm，双向板时另一方向预应力筋在跨中的保护层将进一步加大，至少为 60mm；梁跨中及支座处预应力筋的保护层厚度不宜小于 80 mm。

16.6.2 预应力筋集中锚固于梁或板的跨间截面引起局部应力集中，易造成张拉阶段混凝土开裂。

措施：宜将预应力筋分散错开锚固，降低局部应力过于集中现象。如果不得已将大量预应力筋集中锚固时，应进行局部构造加强设计。

16.6.3 梁内预应力筋多列布置时管道水平位置难以保证。

措施：应根据梁截面宽度设计预应力束的编排，并在施工图中注明梁箍筋的肢距，以避免施工单位仍按传统钢筋混凝土施工习惯加工安装箍筋，造成预应力筋的水平位置难以保证。

16.6.4 扁梁的截面高度很小时，设计中仍将扁梁视作板的支承，从而板支座负钢筋大量增加，跨中钢筋减少，不仅造成浪费，而且跨中安全度不足。

措施：只有当扁梁的截面高度大于板厚的 2 倍时，扁梁才可以作为板的支承考虑，否则只能视为板的局部加强。

16.6.5 大小跨框架梁或连续梁板设计中，仅大跨部分设计为预应力，导致相邻小跨梁或板截面抗裂不足。

措施：宜将大跨梁或板的预应力筋一部分或全部延伸至相邻小跨，使小跨梁或板也满足抗裂要求；或将大跨梁截面延伸至相邻短跨或在短跨连续截面处设计为加腋。

16.6.6 连续结构跨度差异较大时预应力筋仍通常配置，并每跨均取最大矢高。控制截面跨内平衡荷载满足设计抗裂要求，而短跨平衡荷载过大，导致张拉阶段混凝土出现裂缝，或使用阶段反拱过大。

措施：调整预应力筋束形，调整每跨的荷载平衡率，一般短跨的预应力矢高应相应降低。或调整各跨预应力筋的配筋数量（图 16.6.6）。

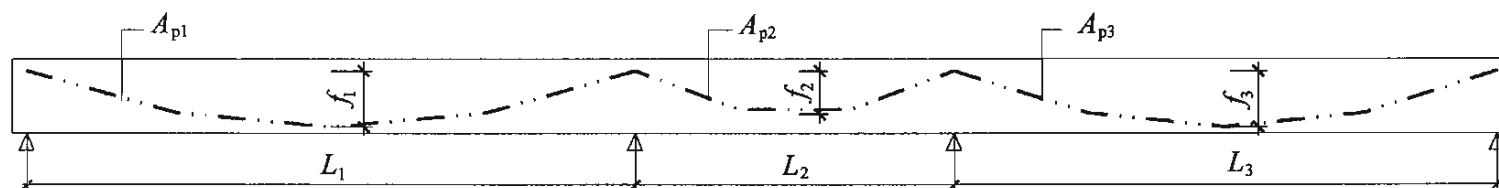


图 16.6.6 连续结构跨度差异较大时预应力束的调整

注：当 $L_1 > L_3 > L_2$ 时，若 $A_{p1} = A_{p2} = A_{p3}$ ，应使 $f_1 > f_3 > f_2$ ；

若 $f_1 = f_3 = f_2$ ，应调整 A_{p1} 、 A_{p2} 、 A_{p3} 。

16.6.7 超长结构采用了通长的预应力束，且未明确施工中应采取的措施。一方面将发生过多的摩擦损失，降低预应力筋的有效预应力，不利于预应力筋材料强度的充分利用；另一方面轴向预加力大部分被竖向结构所吸收，对结构造成不利影响。

措施：宜设置后浇带；预应力筋分段张拉锚固。

16.6.8 楼盖的局部构件设计为预应力混凝土时，与周边钢筋混凝土结构的协调问题。常常因为局部构件施加的预应力较大，而周边钢筋混凝土结构构件没有采取相应的加强或其他合理的构造措施，张拉阶段往往出现裂缝。

措施：设计中应考虑结构构件变形的协调，不协调处应配置额外钢筋进行加强，或采取留置后浇带等措施，使得张拉时结构构件的弹性变形能够自由发生（图 16.6.8）。

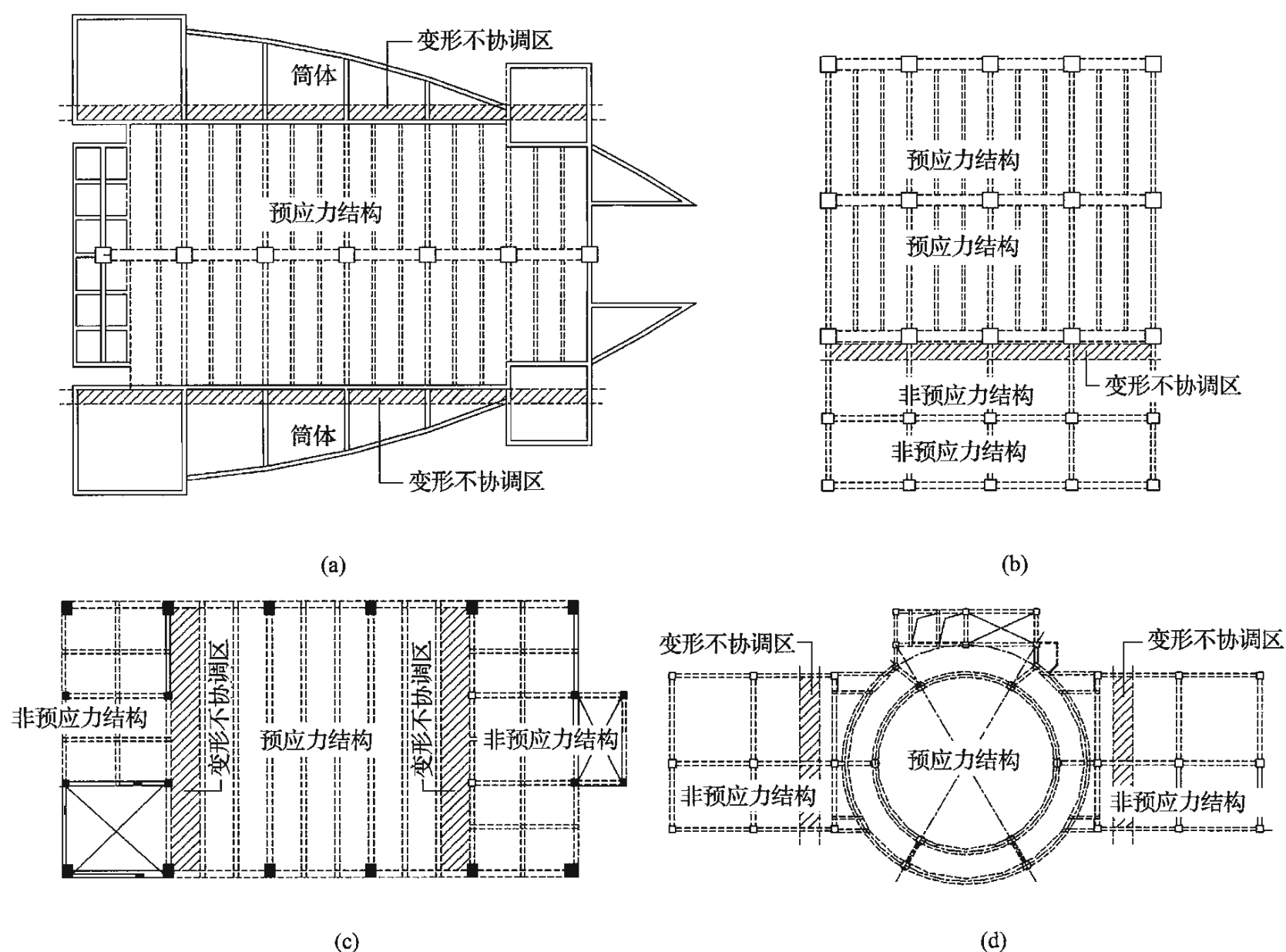


图 16.6.8 预应力结构与周边结构的协调措施

16.6.9 对活荷载较大的建筑结构，截面高度选取过小，因而配置了过多的预应力筋。易导致张拉阶段预拉区出现裂缝或使用阶段反拱过大，影响正常使用。

措施：宜选取大一些的截面高度，严格控制荷载平衡值。一般除平衡全部恒载外，平衡少量的活荷载比较合适，并应进行施工阶段验算。一般情况下，应控制预应力构件的平均预压应力，板中应控制在 $1.0 \sim 3.5 \text{ N/mm}^2$ ，梁中应控制在 $3 \sim 7 \text{ N/mm}^2$ 。

16.6.10 设计说明中缺少预应力施工的有关参数，因而施工单位按各自的习惯确定的施工参数往往不能反映设计意图。

措施：设计图纸中应明确预应力施工的有关参数，如张拉控制力、是否超张拉、张拉伸长值、张拉顺序、后浇带的位置和封闭要求及施工控制荷载等。

17 房屋钢结构设计的基本规定

17.1 钢材及连接材料的选用

17.1.1 房屋钢结构钢材选用规定

一般工业与民用房屋承重钢结构（梁、柱、刚架、桁架等）的设计选材，应符合以下规定：

1 钢材的牌号一般应在设计规范推荐的、不同强度级别的碳素结构钢 Q235 钢及低合金高强度钢 Q345 钢中选用。当有合理依据时，亦可选用强度更高的低合金高强度钢 Q390 钢或 Q420 钢。上述牌号钢材的性能应分别符合《碳素结构钢》GB 700 及《低合金高强度钢》GB 1591 的规定，其力学性能及化学成分见表 17.1.1-1 ~ 表 17.1.1-5。

表 17.1.1-1 Q235 钢的力学性能

牌号	等级	拉 伸 试 验											冲击试验			
		屈服点 σ_s (N/mm ²)						抗拉 强度 σ_b (N/mm ²)	伸长率 δ_5 (%)						温度 (°C)	V 型 冲击功 (纵向) (J) 不小于
		钢材厚度 (直径) (mm)							钢材厚度 (直径) (mm)							
		≤16	17~40	41~60	61~100	101~150	>150		≤16	17~40	41~60	61~100	101~150	>150		
不 小 于						不 小 于						—	—			
Q235	A	235	225	215	205	195	185	375~460	26	25	24	23	22	21	—	—
	B														20	27
	C														0	
	D														-20	

表 17.1.1-2 Q235 钢的冷弯性能

牌 号	试样方向	冷弯试验 $B=2a$ 180°		
		钢材厚度 (直径) (mm)		
		60	>60~100	>100~200
		弯 心 直 径 d		
Q235	纵	a	$2a$	$2.5a$
	横	$1.5a$	$2.5a$	$3a$

注：B 为试样宽度；a 为钢材厚度（直径）。

表 17.1.1-3 Q235 钢的化学成分

牌 号	等 级	化 学 成 分 (%)					脱氧方法
		C	Mn	Si	S	P	
Q235	A	0.14~0.22	0.30~0.65	0.30	0.050	0.045	F—沸腾钢
	B	0.12~0.20	0.30~0.70		0.045		b—半镇静钢
	C	≤0.18	0.35~0.80		0.040	0.040	Z—镇静钢
	D	≤0.17			0.035	0.035	TZ—特种镇静钢

注：A 级钢含碳量、含锰量及 B、C、D 级钢碳锰含量下限，在保证力学性能条件下可不作交货条件。

表 17.1.1-4 Q345、Q390、Q420 钢的力学性能

牌号	质量等级	屈服点 σ_s (MPa)				抗拉强度 σ_b (MPa)	伸长率 δ_5 (%)	冲击功, A_{KV} (纵向) (J)				180°弯曲试验 $d =$ 弯心直径 $a =$ 试样厚度 (直径)		
		厚度 (直径, 边长) (mm)						不小于	+20℃	0℃	-20℃	-40℃	钢材厚度 (直径) (mm)	
		≤16	17~35	36~50	51~100								≤16	16~100
		不小于												
Q345	A					21								
	B					21	34							
	C	345	325	295	275	470~630	22		34			$d = 2a$	$d = 3a$	
	D						22			34				
	E						22				27			
Q390	A					19								
	B					19	34							
	C	390	370	350	330	490~650	20		34			$d = 2a$	$d = 3a$	
	D						20			34				
	E						20				27			
Q420	A					18								
	B					18	34							
	C	420	400	380	360	520~680	19		34			$d = 2a$	$d = 3a$	
	D						19			34				
	E						19				27			

表 17.1.1-5 Q345、Q390、Q420 钢的化学成分

牌号	质量等级	化 学 成 分 (%)										
		C ≤	Mn	Si ≤	P ≤	S ≤	V	Nb	Ti	Al ≥	Cr ≤	Ni ≤
Q345	A	0.20			0.045	0.045				—		
	B	0.20			0.040	0.040				—		
	C	0.20	1.00~1.60	0.55	0.035	0.035	0.02~0.15	0.015~0.060	0.02~0.20	—	—	—
	D	0.18			0.030	0.030				0.015		
	E	0.18			0.025	0.025				0.015		
Q390	A				0.045	0.045				—		
	B				0.040	0.040				—		
	C	0.20	1.00~1.60	0.55	0.035	0.035	0.02~0.20	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015	0.30	0.70
	D				0.030	0.030				0.015		
	E				0.025	0.025				0.015		
Q420	A				0.045	0.045				—		
	B				0.040	0.040				—		
	C	0.20	1.00~1.70	0.55	0.035	0.035	0.02~0.20	0.015~0.060	0.02~0.20	0.015	0.40	0.70
	D				0.030	0.030				0.015		
	E				0.025	0.025				0.015		

2 钢结构构件所用钢材的性能与质量要求应考虑结构的重要性、荷载特征 (是否直接承受动荷载)、连接方法 (焊接或非焊接结构)、环境温度 (是否低温工作) 及钢材厚度等要素, 正确合理的选用。各种使用条件下钢结构构件所用钢材的牌号、性能质量等级及应保证的力学性能与化学成分项目等, 可按表 17.1.1-6 选用。

表 17.1.1-6 钢材牌号及级别选用表

项号	荷载性质	结构类别	工作环境温度	焊接结构			非焊接结构		
				钢材牌号及质量等级	力学性能保证项目	化学成分保证项目	钢材牌号及质量等级	力学性能保证项目	化学成分保证项目
1	承受静载及间接动荷载	一般承重结构	高于 -30℃	Q235B·F (或 B·Z) Q345A Q390A	σ_s 、 σ_b δ_5	C P S	Q235A·F (或 A·Z) Q345A Q390A	σ_s 、 σ_b δ_5	P S
2			低 (等) 于 -30℃	Q235B·Z Q345A (或 B) Q390A (或 B)			Q235A·Z (或 B·Z) Q345A (或 B) Q390A (或 B)		
3		重要承重结构	高于 -20℃	Q235B·Z Q345A (或 B) Q390A (或 B)	σ_s 、 σ_b δ_5 冷弯		Q235A·Z (或 B·Z) Q345A (或 B) Q390A (或 B)	σ_s 、 σ_b δ_5 冷弯	
4			低 (等) 于 -20℃	Q235B·Z Q345B Q390B			Q235B·Z Q345B Q390B		
5	直接承受动荷载	不需验算疲劳的结构	高于 -20℃	同等 3 项结构并增加冷弯			同等 3 项结构		
6			低 (等) 于 -20℃	同等 4 项结构			同等 4 项结构		
7		常温 ($\geq 0^\circ\text{C}$)	同等 4 项结构, 附加常温冲击功			同等 4 项结构, 附加常温冲击功			
8	需验算疲劳的结构	需验算疲劳的结构	低于 0℃ 但高于 -20℃	Q235C Q345C Q390C	σ_s σ_b δ_5	C P S (或碳当量)	Q235B Q345B Q390C	σ_s σ_b δ_5	P S
9			等于或低于 -20℃	Q235D Q345D Q390D			冷弯 冲击功		

注: 1 各表中钢材 A、B、C、D、E 代号表示钢材的性能质量等级; F 表示沸腾钢、Z 表示镇静钢。

2 力学性能 σ_s 、 σ_b 、 δ_5 分别表示屈服强度、抗拉强度及伸长率 (标距 50mm); 化学成分 C、P、S 分别表示碳、磷、硫。

3 当需要选用 Q420 钢时, 其质量等级可参照 Q390 钢选用。

4 环境温度对非采暖房屋, 可采用国标《采暖通风和空气调节设计规范》(GBJ 19) 中所列的最低日平均温度; 对采暖房屋内的结构可提高 10℃ 采用。

5 当钢材厚度 $t \geq 50\text{mm}$ (Q235 钢) 或 $t \geq 40\text{mm}$ (Q345、390 钢) 时, 宜适当从严选用。

6 使用 Q235C、D, Q345C、D 和 Q390C、D 级钢时, 宜增加限制碳当量的要求。

7 当选用各种牌号的钢材时一般按热轧状态交货, 当有技术经济性依据时, 亦可要求各种牌号的 B 级钢可控轧交货, C、D 级钢正火或控轧交货, E 级钢正火交货, Q420 钢淬火加回火交货。交货状态应在设计中注明。

3 当选用 Q235 - A、Q235 - B 级钢时, 尚应遵守以下规定:

1) Q235 - A、Q235 - B 级钢宜优先选用镇静钢 (其标示为 Q235 - A·Z 或 Q235 - B·Z 及 Q235 - A 或 Q235 - B);

2) 焊接承重钢结构不应采用 Q235 - A 钢;

3) 下列各类钢结构不应采用 Q235 - A、Q235 - B 级的沸腾钢 (其标示为 Q235 - A·F 或 Q235 - B·F);

- ①直接承受动力荷载，并需验算疲劳的焊接结构；
- ②直接承受动力荷载，不需验算疲劳但工作温度低于 -20°C 的焊接结构；
- ③直接承受动力荷载，不需验算疲劳但工作温度低于 -30°C 的非焊接结构；
- ④工作温度低于 -20°C 的受弯、受拉的重要焊接结构，或工作温度低于 -30°C 的所有承重焊接结构。

17.1.2 有特殊使用条件或要求的钢结构选材补充规定

1 按抗震设防设计计算的承重钢结构，其钢材材性应符合以下要求：

- 1) 钢材的强屈比，即抗拉强度与屈服强度之比（按实物性能值）不应小于 1.2；
- 2) 钢材应有明显的屈服台阶，且延伸率（ δ_5 ）应大于 20%；
- 3) 具有良好的可焊性及合格的冲击韧性。

2 高烈度（8 度及 8 度以上）抗震设防地区的主要承重钢结构，以及高层、大跨等建筑的主要承重钢结构所用的钢材宜参照表 17.1.1-6 中直接承受动荷载的结构钢材选用。当为下列应用条件时，其主要承重结构（框架、大梁、主桁架等）钢材的质量等级不宜低于 C 级，必要时还可要求碳当量（ C_{eq} ）的附加保证。

- 1) 设计安全等级为一级的工业与民用建筑钢结构；
- 2) 抗震设防类别为甲级的建筑钢结构。

3 重要承重钢结构（高层或多层钢结构框架等）的焊接节点，当截面板件厚度 $t \geq 40\text{mm}$ ，并承受沿板厚方向拉力（撕裂作用）时，该部位或构件的钢材应按《厚度方向性能钢板》GB 5313 的规定，附加保证板 Z 向的断面收缩率（分 Z15、Z25、Z35 三个级别），一般可按 Z15 或 Z25 两级选用。

4 高层钢结构或大跨钢结构等的主要承重焊接构件，其板材应选用符合《高层建筑结构用钢板》YB 4104 标准的 Q235GJ 钢或 Q345GJ 钢，当所用板材厚度 t 大于等于 40mm 并有抗撕裂 Z 向性能要求时，该部位钢材应选用标准中保证 Z 向性能的 Q235GJZ 钢或 Q345GJZ 钢。并在设计文件中应注明所选钢材的牌号、等级及 Z 向性能等级（Z15、Z25、Z35）及碳当量要求。上述钢材的力学性能及化学成分、碳当量等应符合表 17.1.2-1 ~ 表 17.1.2-3 的规定。

表 17.1.2-1 Q235GJ (Z)、Q345GJ (Z) 钢的力学性能

牌号	质量等级	屈服点 σ_s (MPa)				抗拉强度 σ_b (MPa)	伸长率 δ_5 (%)	冲击功 A_{KV} 纵向		180° 弯曲试验		屈强比 σ_s/σ_b
		钢板厚度 (mm)						钢板厚度 (mm)				
		6~16	>16~35	>35~50	>50~100			温度 (°C)	(J) 不小于	≤16	>16~100	
Q235GJ	C	≥235	235~345	225~335	215~325	400~510	23	0	34	2a	3a	0.80
	D							-20				
	E							-40				
Q345GJ	C	≥345	345~455	335~445	325~435	490~610	22	0	34	2a	3a	0.80
	D							-20				
	E							-40				
Q235GJZ	C	—	235~345	225~335	215~325	400~510	23	0	34	2a	3a	0.80
	D							-20				
	E							-40				
Q345GJZ	C	—	345~455	335~445	325~435	490~610	22	0	34	2a	3a	0.80
	D							-20				
	E							-40				

表 17.1.2-2 Q235GJ (Z)、Q345GJ (Z) 钢的化学成分

牌 号	质量等级	厚度 (mm)	化学成分 (%)								
			C	Si	Mn	P	S	V	Nb	Ti	Als
Q235GJ	C	6 ~ 100	≤0.20	≤0.35	0.60 ~ 1.20	≤0.025	≤0.015	—	—	—	≥0.015
	D		≤0.18								
	E		≤0.18								
Q345GJ	C	6 ~ 100	≤0.20	≤0.55	≤1.60	≤0.025	≤0.015	0.02 ~ 0.15	0.015 ~ 0.060	0.01 ~ 0.10	≥0.015
	D		≤0.18								
	E		≤0.18								
Q235GJZ	C	> 16 ~ 100	≤0.20	≤0.35	0.60 ~ 1.20	≤0.020	Z15 ≤0.10 Z25	—	—	—	≥0.015
	D		≤0.18								
	E		≤0.18								
Q345GJZ	C	> 16 ~ 100	≤0.20	≤0.55	≤1.60	≤0.020	≤0.007 Z35 ≤0.005	0.02 ~ 0.15	0.015 ~ 0.060	0.01 ~ 0.10	≥0.015
	D		≤0.18								
	E		≤0.18								

注：Z15、Z25、Z35 为 Z 向抗层状撕裂性能等级，应保证沿厚度方向拉伸时，断面收缩率 ϕ 分别大于 15%、25% 及 35%，并符合《厚度方向性能板》GB 5313 的规定，适用板厚为 15 ~ 150mm。

表 17.1.2-3 Q235GJ (Z)、Q345GJ (Z) 钢的碳当量 C_{eq}

牌 号	交货状态	碳当量 C_{eq}		焊接裂纹敏感性指数 P_{cm}	
		≤50mm	> 50 ~ 100mm	≤50mm	> 50 ~ 100mm
Q235GJ Q235GJZ	热轧或正火	≤0.36	≤0.36	≤0.26	
Q345GJ	热轧或正火	≤0.42	≤0.44	≤0.29	
Q345GJZ	TMCP	≤0.38	≤0.40	≤0.24	≤0.26

注：1 碳当量按熔炼分析计算并作为交货条件。

2 碳当量按下式计算：

$$C_{eq} (\%) = C + Mn/6 + Si/24 + Ni/40 + Cr/5 + Mo/4 + V/14。$$

3 供货质量证明书上应注明用于计算碳当量的化学成分。

5 荷载较大并形状复杂的构件支座或节点连接件（如球形支座、黄金树分岔连接件等）需要采用铸钢件制作时，应按现行国家标准《钢结构设计规范》选用铸钢件的钢号，其力学性能及化学成分应符合《一般工程用铸造碳钢件》GB 11352 的规定。

6 在室外侵蚀性环境（其侵蚀程度分类见表 17.3.1-1）中的承重钢结构构件，可选用《焊接结构用耐候钢》GB 4172 要求的耐候钢。其力学性能及化学成分应符合表 17.1.2-4 的规定。同时承重钢结构选用耐候钢时，其表面仍应进行除锈与涂装处理。

7 当有充分技术经济依据，承重钢结构需按抗火设计方法（如上海“建筑钢结构防火技术规程”DG/TJ 08—008—2000 规定的方法）设计时，其钢材宜选用耐火钢，有关材质、钢号、性能及技术要求可按相应的企业标准（如武钢、宝钢与马钢等企业）妥善确定。同时，高温下耐火钢的材料特性（如弹性模量与强度的高温折减系数等）并应经试验确定。作为参考，表 17.1.2-5 列出了由武钢生产的高性能耐火耐候 Z 向钢的力学性能。

表 17.1.2-4 焊接结构用耐候钢的力学性能及化学成分

力学性能	牌 号	钢材厚度 (mm)	屈服点 σ_s (N/mm ²) 不小于	抗拉强度 σ_b (N/mm ²)	δ_5 断后伸长率 不小于 (%)	180°弯曲 试验	V形冲击试验				
							试样 方向	质量 等级	温度 (°C)	冲击功(J) 不小于	
	Q235NH	≤16	235	360~490	25	$d=a$	纵 向	C	0	34	
		>16~40	225		25	$d=2a$		D	-20		
		>40~60	215		24			E	-40		27
		>60	215		23						
	Q355NH	≤16	355	490~630	22			$d=2a$	C	0	34
		>16~40	345		22	$d=3a$		E	-20		
		>40~60	335		21			E	-40	27	
		>60~100	325		20						
化学成分	牌 号	统一数字代号	化学成分 (%)								
			C	Si	Mn	P	S	Cu	Cr	V	
	Q235NH	L52530	≤0.15	0.15~ 0.40	0.20~ 0.60	≤0.035	≤0.035	0.20~ 0.50	0.40~ 0.80	—	
Q355NH	L53550	≤0.16	≤0.50	0.90~ 1.50	≤0.035	≤0.035	0.20~ 0.50	0.40~ 0.80	0.02~ 0.10		

注： d —弯心直径； a —钢材厚度。

表 17.1.2-5 高性能耐候 Z 向钢力学性能

牌 号	交货 状态	板厚 (mm)	屈服点 σ_s (MPa)	抗拉强度 σ_b (MPa)	伸长率 δ_5 (%)	600°C时 屈服点 σ_s^t (MPa)	冲击功 0°C A_{kv} (J)	冷弯 180°	厚度方向 断面收缩 率 ϕ (%)
WGJ510C2	热轧或 正火+回火	≤16	≥325	≥510	≥19	≥217	≥47	$d=a$	≥35%
		>16~36	≥315	≥490		≥210		$d=3a$	
		>36~60	≥305	≥470	≥204				

注： d 为弯心直径， a 为钢材厚度。

17.1.3 冷弯型钢钢结构及彩涂钢板构件所用钢材的选材规定

1 冷弯薄壁型钢构件所用钢材应选用《冷弯薄壁型钢结构技术规范》建议的 Q235 钢及 Q345 钢，其应保证的基本力学性能为屈服强度 (σ_s)、抗拉强度 (σ_b)、伸长率 (δ_5) 及冷弯等项；同时，应保证硫、磷的极限含量，对焊接结构尚应保证碳的极限含量。所有力学性能及化学成分指标均应符合相应国标，见表 17.1.1-1~表 17.1.1-5 的有关规定。

2 冷弯型钢所用钢材应具有良好的延性、冷弯与冷加工性能，其最小强屈比 (σ_b/σ_s) 不得小于 1.08，最小伸长率 (δ_5) 不得小于 10%。

3 当选用 Q235 钢或 Q345 钢时，其要求保证项目及质量等级、脱氧方法等可参照本措施第 17.1.1 条中第 2~6 款的规定进行选定。承重结构选用 Q235-A、Q235-B 级钢时，宜优先选用镇静钢；同时有焊接连接的承重结构，不应选用 Q235-A 级钢。

4 冷弯型钢壁厚 $t \leq 6\text{mm}$ 时，其基板一般采用冷轧或热轧带钢或板卷，冷弯成型后的薄壁型钢在

现场交货时,其截面任何部位(圆弧角部除外)的厚度负公差不得大于5%。

5 冷弯薄壁型钢构件用于室外或侵蚀环境中时,宜参照本措施第17.1.2条6款的规定选用焊接耐候钢。

6 冷弯薄壁型钢要求有镀锌涂层保护时,应采用热浸镀锌板(卷)直接进行冷弯成型,不得采用电镀锌板,也不宜冷弯成型后再进行热浸镀锌。承重冷弯型钢用热浸镀锌板钢基板时其牌号宜选用符合《一般结构钢热镀锌钢板及钢带》DIN 17162或宝钢企业标准《连续热镀锌钢板及钢带》Q/BQB 420—200中的StE280-2Z钢或StE345-2Z钢,并遵守以下要求:

1) 荷载不大的以稳定或变形为主要控制条件的构件,宜选用StE280-2Z钢,要求较高强度时,宜选用StE345-2Z钢;

2) 镀锌层重量(双面)对应于正常使用环境、弱侵蚀环境及中等侵蚀环境,应分别不小于180g/m²、220g/m²及275g/m²;

3) 实际工程中镀锌板供货或经复验后,应提供每炉号每种厚度规格的屈服强度最低检验值 σ_s° ,设计时强度设计值可按 $0.9\sigma_s^\circ$ 采用;

4) 设计文件中应注明所选用钢的牌号、标准名称、力学性能(表17.1.3-1)、化学成分(表17.1.3-2)以及镀锌层厚度,基板厚度负公差要求等。

表 17.1.3-1 结构用热镀锌板力学性能 (DIN 17162 或 Q/BQB 420—2001)

钢材牌号	力学性能			锌 层		备 注
	屈服点 ≥ (MPa)	抗拉强度 (MPa)	伸长率 δ_5 ≥ (%)	锌层代号	锌层弯曲试验 时弯心直径	
StE280-2Z	280	375-510	18	001-275	2a	1. 锌层代号表示双面镀锌层重量; 2. a 为板厚
StE345-2Z	345	≥450	12	180-275	—	

表 17.1.3-2 热镀锌板化学成分 (DIN 17162 或 Q/BQB 420—2001)

钢材牌号	C≤	Si≤	Mn≤	P≤	S≤	残余元素
StE280-2Z	0.2	—	0.8	0.035	0.035	Cu < 0.15% Ni < 0.15% Cr < 0.15%
StE345-2Z	0.2	—	0.9	0.200	0.035	As < 0.05% Sn < 0.05%

8 彩涂压型钢板构件的选材规定。

1) 设计彩色涂层压型钢板(包括拱型波纹金属板)制成的有承重性能的彩板构件或制品时,其基板钢材牌号、力学性能要求、厚度与厚度公差要求以及镀锌层厚度等均应由结构工程师根据承载要求及基板寿命要求确定,彩镀层种类、构造及板型等宜由建筑师根据装饰性寿命等条件选定。所有上述技术要求均应在设计文件中注明。

2) 彩色涂层板的基板应采用热镀锌板,其钢材牌号、力学性能、钢材标准、锌层厚度等均可参照上述第1款至第6款要求确定。当有技术经济合理性依据时,基板也可采用镀铝锌板,其选用性能条件可参照有关企业标准确定。一般屋面板、墙面板及拱型波纹板等宜选用StE280-2Z钢,确有较高强度要求时,可选用StE345-2Z钢。一般不宜选用强度更高的钢材(如500或550级钢)。

3) 彩涂钢板的彩涂层种类与性能应按《彩色涂层钢板及钢带》GB/T 12754选用。对屋面板、墙

板等建筑外用板,当使用环境为一般或轻度侵蚀条件时,宜选用聚酯类涂层,当为中等侵蚀条件时,宜采用硅改性聚酯涂层。涂层构造一般选用板正面、背面均为两涂两烘的做法,当室内湿度较大或有侵蚀性介质作用时,宜要求背面与正面相同的二涂二烘做法。板面光泽度一般可选用中等(正面)及低等(背面)。

4) 按加工性要求,屋面板与墙面板的冷弯参数一般选用3~4t。

5) 屋面板与墙面板的基板厚度分别不应小于0.6mm及0.5mm。

17.1.4 选用各种型材(工字钢、H型钢、角钢、槽钢等)及板材规格时的注意事项:

1 各种型材及板材应优先选用国产钢材,各种规格及截面特性均应按相应的技术标准选用,钢结构用主要型材与板材的技术标准如下:

1) 《热轧钢板和钢带》GB 709,厚度0.5~200mm。

2) 《冷轧钢板和钢带》GB 708,厚度0.2~5.0mm。

3) 《花纹钢板》GB/T 3277,厚度2.5~8.0mm。

4) 《高层建筑结构用钢板》YB 4104,厚度16~100mm,有Z向性能及碳当量保证。

5) 《热轧H型钢和剖分T型钢》GB/T 11263,分HW(宽翼缘)、HM(中翼缘)、HN(窄翼缘)、HP(桩用)4个系列,截面高度100~700mm,截面标示为HW400(高)×400(宽)×13(腹厚)×21(翼缘厚)。

6) 《热轧工字钢》GB 706,高度规格100~630mm,自I 20起,每种高度有b型或b、c型加厚截面规格,如I 20b、I 36b、I 36c。

7) 《热轧槽钢》GB 707,高度规格50~400mm,自□14起每种高度有a型(普通型)及无角标加厚规格(□14、□16、□18、□20、□22等)或b、c型加厚规格(□25b、□25c~□40b、□40c)。

8) 《热轧等边角钢》GB 9787,截面规格L 20×3~L 200×24。

9) 《热轧不等边角钢》GB 9788,截面规格L 25×16×3~L 200×125×18。

10) 《热轧圆钢、方钢》GB 702,直径或边长5.5~250mm;标示为●60或■60×60。

11) 《焊接H型钢》YB-3301,截面规格BH300×200×6×10~BH1200×600×14×25。

12) 《轻型焊接H型钢》YB3302,截面规格BHQ100×50×3.5×5~BHQ454×300×9×12。

13) 《结构用高频焊薄壁H型钢》JG/T137,截面规格FLH100×50×2.3×3.2~FLH400×200×6×8(其中少量规格翼缘需按有效宽度计算)。

14) 《无缝钢管》GB 8162,规格○32×2.5~○630×16。

15) 《电焊钢管(直缝管)》YB242~263,规格○32×2~○152×5.5。

16) 《螺旋焊钢管》GB 9711,规格○219.1×5.5~○1420×16。

17) 《通用冷弯开口型钢》GB 6723,冷弯等边角钢(规格L 20×1.2~L 120×4)、冷弯不等边角钢(规格L 20×15×1.2~L 120×80×6)、冷弯C型钢(规格C40×40×9×2.5~C400×50×15×3)、冷弯卷边Z型钢(规格Z70×40×40×2.5~Z215×75×20×3),实际上一些企业已可供应截面高度160~400之间的任意规格C型钢与Z型钢(厚度2~3.5mm)。

18) 《冷弯型钢》GB/T 6725(技术条件)、《结构用冷弯空心型钢尺寸、外形重量及允许偏差》GB/T 6728冷弯圆管规格○21.3×1.2~○610×16、方管规格□20×1.2~□500×16,矩管规格□30×20×1.5~□600×400×16。

2 选用型材及板材时,宜尽量选用厚度稍薄(强度设计值较高)的规格。对工字钢及槽钢一般不应选用加厚型截面(规格型号带b、c或无角标加厚型槽钢),同时,不应再选用轻型工字钢截面(原标准YB 163—63)或轻型槽钢截面(原标准YB 164—63)。

3 当构件选用工字钢或热轧H型钢时,宜优先选用热轧H型钢,其两者重量相近的规格性能对照关系可见表17.1.5。

表 17.1.5 H 型钢与工字钢型号及性能参数比较表

工字钢 型号	相应的 H 型钢型号	H 型钢与工字钢性能参数比较						工字钢 型号	相应的 H 型钢型号	H 型钢与工字钢性能参数比较					
		横截 面积	抗弯 强度	抗剪 强度	抗弯 刚度	惯性半径				横截 面积	抗弯 强度	抗剪 强度	抗弯 刚度	惯性半径	
						i_x	i_y							i_x	i_y
I 10	H125 × 60	1.19	1.36	1.63	1.70	1.20	0.86	I 40a	H400 × 200	0.98	1.09	0.79	1.09	1.06	1.64
I 12.6	H150 × 75	1.00	1.17	1.19	1.39	1.18	1.02		H450 × 150	0.97	1.11	0.97	1.25	1.13	1.11
I 14	H175 × 90	1.08	1.37	1.15	1.71	1.26	1.18		H446 × 199	0.99	1.20	0.88	1.34	1.16	1.56
I 16	H175 × 90	0.89	0.99	0.92	1.08	1.10	1.08	I 40b	H400 × 200	0.89	1.04	0.67	1.04	1.08	1.68
	H198 × 99	0.90	1.16	0.95	1.43	1.26	1.16		H450 × 150	0.89	1.06	0.83	1.19	1.15	1.14
	H200 × 100	1.06	1.33	1.16	1.67	1.25	1.17		H446 × 199	0.90	1.14	0.75	1.27	1.19	1.59
I 18	H200 × 100	0.90	1.01	0.95	1.13	1.12	1.11	I 40c	H450 × 200	1.04	1.32	0.85	1.48	1.19	1.62
	H248 × 124	1.07	1.55	1.09	2.13	1.41	1.39		H500 × 150	1.04	1.35	1.01	1.89	1.27	1.12
I 20a	H248 × 124	0.93	1.21	0.91	1.50	1.28	1.31	I 40c	H400 × 200	0.82	0.99	0.59	0.99	1.11	1.71
	H250 × 125	1.07	1.38	1.09	1.72	1.28	1.32		H450 × 150	0.82	1.01	0.72	1.14	1.18	1.15
I 20b	H248 × 124	0.83	1.15	0.72	1.42	1.31	1.35	I 40c	H446 × 199	0.83	1.09	0.65	1.22	1.22	1.63
	H250 × 125	0.96	1.30	0.86	1.63	1.31	1.35		H450 × 200	0.95	1.26	0.74	1.41	1.22	1.65
I 22a	H250 × 125	0.90	1.05	0.92	1.20	1.16	1.21	I 40c	H500 × 150	0.96	1.29	0.89	1.61	1.30	1.15
	H298 × 149	0.99	1.40	1.02	1.90	1.38	1.41		H496 × 199	0.99	1.42	0.81	1.76	1.34	1.61
I 22b	H250 × 125	0.81	1.00	0.74	1.14	1.18	1.23	I 45a	H450 × 200	0.95	1.05	0.81	1.05	1.05	1.52
	H298 × 149	0.89	1.33	0.82	1.80	1.41	1.44		H500 × 150	0.96	1.07	0.97	1.19	1.12	1.05
	H300 × 150	1.02	1.50	0.96	2.05	1.41	1.44		H496 × 199	0.99	1.18	0.89	1.30	1.15	1.48
I 25a	H298 × 149	0.86	1.08	0.84	1.29	1.22	1.36	I 45b	H450 × 200	0.87	1.00	0.70	1.00	1.07	1.54
	H300 × 150	0.98	1.22	0.99	1.47	1.22	1.36		H500 × 150	0.88	1.03	0.84	1.14	1.14	1.07
I 25b	H298 × 149	0.78	1.03	0.68	1.22	1.25	1.36	I 45b	H496 × 199	0.91	1.13	0.75	1.24	1.17	1.50
	H300 × 150	0.89	1.16	0.81	1.39	1.25	1.36		H500 × 200	1.03	0.28	0.86	1.42	1.18	1.52
	H346 × 174	0.99	1.54	0.87	2.12	1.46	1.61		H450 × 200	0.81	1.03	0.67	0.96	1.09	1.57
I 28a	H346 × 174	0.96	1.28	0.90	1.57	1.28	1.54	I 45c	H500 × 150	0.82	1.05	0.80	1.09	1.16	1.09
I 28b	H346 × 174	0.87	1.21	0.74	1.50	1.31	1.55		H496 × 199	0.84	1.16	0.73	1.19	1.19	1.53
	H350 × 175	1.04	1.46	0.87	1.83	1.32	1.58		H500 × 200	0.95	1.31	0.82	1.35	1.20	1.55
I 32a	H350 × 175	0.95	1.13	0.83	1.24	1.15	1.50		H596 × 199	1.01	1.59	0.97	1.96	1.40	1.45
I 32b	H350 × 175	0.87	1.08	0.70	1.18	1.17	1.51	I 50a	H500 × 200	0.96	1.03	0.86	1.03	1.04	1.41
	H400 × 150	0.97	1.30	0.89	1.62	1.29	1.23		H596 × 199	1.02	1.25	1.01	1.49	1.21	1.32
	H396 × 199	0.98	1.39	0.79	1.72	1.33	1.72	I 50b	H506 × 201	1.02	1.07	0.83	1.16	1.07	1.47
I 32c	H350 × 175	0.80	1.03	0.60	1.13	1.20	1.51		H596 × 199	0.94	1.20	0.88	1.43	1.23	1.34
	H400 × 150	0.89	1.24	0.77	1.54	1.33	1.23	H600 × 200	1.05	1.25	0.97	1.61	1.24	1.37	
I 36a	H396 × 199	0.90	1.33	0.68	1.64	1.36	1.72	I 50c	H500 × 200	0.82	1.02	0.71	0.94	1.08	1.46
	H400 × 150	0.93	1.07	0.90	1.19	1.13	1.19		H506 × 201	0.94	1.10	0.79	1.12	1.09	1.50
I 36b	H396 × 199	0.94	1.15	0.80	1.27	1.16	1.67	I 50c	H596 × 199	0.87	1.23	0.84	1.37	1.26	1.36
	H400 × 150	0.85	1.02	0.76	1.13	1.16	1.22		H600 × 200	0.97	1.29	0.93	1.54	1.27	1.39
	H396 × 199	0.86	1.10	0.68	1.21	1.18	1.70	I 56a	H596 × 199	0.90	0.99	0.87	1.06	1.09	1.27
	H400 × 200	1.01	1.29	0.78	1.43	1.19	1.72		H600 × 200	1.00	1.04	0.96	1.19	1.10	1.29
	I 36c	H450 × 150	1.00	1.31	0.98	1.64	1.28	1.17	I 56b	H606 × 201	1.05	1.14	0.92	1.33	1.13
H446 × 199		1.02	1.41	0.86	1.75	1.31	1.63	I 56c	H600 × 200	0.86	1.02	0.81	1.09	1.13	1.30
I 36c	H396 × 199	0.79	1.05	0.59	1.15	1.21	1.72		I 56c	H606 × 201	0.97	1.18	0.89	1.27	1.15
	H400 × 200	0.93	1.23	0.68	1.37	1.22	1.75	I 63a	H582 × 300	1.13	1.10	0.89	1.10	0.99	2.00
	H450 × 150	0.92	1.25	0.83	1.56	1.30	1.18	I 63b	H582 × 300	1.04	1.05	0.78	1.05	1.00	2.02
	H446 × 199	0.94	1.35	0.75	1.67	1.34	1.66	I 63c	H582 × 300	0.97	1.09	0.76	1.01	1.02	2.03

4 选用工字钢、槽钢及角钢时，一般不宜选用最大型号规格，以适应市场易于供货的条件。

5 轻型屋面、墙面的檩条一般应选用冷弯薄壁型钢，C型钢，屋面坡度较大的檩条可选用冷弯薄壁Z型钢，应避免选用热轧工字钢、槽钢。当檩条荷载较大或跨度较大时，可选用端部有搭接连续构造的大小端C型钢或斜卷边Z型钢。同时与冷弯型钢檩条配套的檩托宜采用冷弯角钢或T型薄板（规格尺寸可按需要设计，厚度4~6mm），不应采用热轧不等边角钢。

6 在同一工程或同一构件中，同类型钢或钢板的规格种类不宜过多，一般不超过5~6种；不同钢号的钢板或型钢应避免选用同一厚度或同一规格。

17.1.5 钢材复验与代用

1 加工制作单位必需按设计要求进行钢材订货，钢材到货时必需按所附材质保证单（每批号）验收，重要承重结构用材应进行主要力学性能及化学成分的复验，经确认后方可使用。钢材的复验应由有国家认可资质的专业单位进行。

2 当因故材料需代用时，不论是材质或规格代用，均应由加工制作单位提出代用方法及相应材料的性能参数与依据标准，经设计确认后，方可代用。无论何种情况，承重结构不得使用无牌号、无质量保证书的钢材。

3 当因故需使用国外钢材时，应经上一级审核或主管单位、业主单位同意，并完全遵守国外相应的钢材标准、性能等进行设计，提出选材技术要求。

4 在工程中以H型钢替代工字钢时，可参照表17.1.5进行选用。

按照截面积大体相近，并且绕X轴的抗弯强度不低于相应工字钢的原则，国产H型钢有关型号与GB/T 706—88《热轧工字钢尺寸、外形、重量及允许偏差》中的工字钢的有关型号二者性能比较参数，如表17.1.5所列，可供以H型钢替代工字钢时参考。

17.2 连接设计与构造

17.2.1 钢结构连接的分类及适用范围（表17.2.1）

表 17.2.1 钢结构连接的分类与适用范围

连接种类		特 点	适 用 范 围
焊接连接	对接焊缝 焊接 ^①	1. 构造及加工简便，可自动化操作，费用较低； 2. 一般不会造成母材截面削弱； 3. 连接的刚度大、强度较高并密封性好； 4. 由于可焊性要求，对母材材性要求较高； 5. 焊接区对疲劳及低温冷脆较敏感； 6. 因焊接残余应力与变形，对构件加工及使用有不利影响，重要焊接接头应作焊接工艺评定	1. 各种板件的对接连接或“T形连接”； 2. 要求熔透（可与母材等强）的焊接；其焊缝质量要求一级及二级标准； 3. 板件材料的等强拼接（抗震设计除外）
	角焊缝焊接		1. 各种型材（板材）与板材的搭接连接与非熔透T形连接； 2. 板件之间或与型材之间的构造连接
普通螺栓连接	C级粗制螺栓	1. 为粗制螺栓，施工简便，加工及安装精度要求较低； 2. 强度级别较低（为4.6、4.8级）要求材质为Q235钢，价格并较低； 3. 开孔部位会造成母材截面削弱	1. 受静载的受拉连接及次要的抗剪连接； 2. 需拆装的结构连接或现场安装连接
	A、B级精制螺栓	1. 为精制螺栓，加工及安装精度要求高； 2. 承载能力及强度级别高（为8.8级）价格较高； 3. 开孔处削弱母材截面	1. 建筑钢结构极少应用； 2. 可用于强度要求稍高的静载构件连接

续表 17.2.1

连接种类	特 点	适 用 范 围	
高强度螺栓连接	承压型连接	<ol style="list-style-type: none"> 1. 承载力及强度级别高, 为 8.8 及 10.9 级, 要求高强度材料, 并需热处理加工, 价格较高; 2. 连接紧密, 组装时需施加预拉力并用特殊施拧工具, 但接触面要求干净无浮锈或干净的轧制表面; 3. 达最大承载力时, 连接可能产生微量滑移; 4. 抗剪计算需考虑母材削弱 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 要求承载力很高, 并受静载的现场连接; 2. 对变形控制不严格的, 大型拆装结构的连接; 3. 实际建筑工程中较少应用
	磨擦型连接	<ol style="list-style-type: none"> 1. 同上 1、2、4 条, 但尚要求连接处做摩擦面处理; 2. 同样强度级别条件下, 承载力较承压型连接低, 但抗疲劳性能良好; 3. 轴心受力时因有孔前传力作用, 母材削弱影响较小 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 承受直接动荷载或需作疲劳验算的结构连接; 2. 高层、大跨或高烈度地震区等重要结构的连接或大型拼接
其他螺栓连接	锚栓连接	<ol style="list-style-type: none"> 1. 为一端锚固于混凝土基础内的螺栓连接; 2. 仅承受拉力, 不考虑承受剪力, 强度按其材质为 Q235 或 Q345 考虑; 3. 施工时应预埋入基础并保证所需锚固长度 	仅用于钢柱、钢构架、塔桅等柱脚的抗拉锚固连接与构造锚固连接
	栓钉连接	<ol style="list-style-type: none"> 1. 一种类似无螺帽螺栓 (栓钉) 杆的杆端焊接, 并以专用焊接机具施焊; 2. 施工方便, 可保证连接界面上有良好的锚固抗剪性能 	仅用于钢 - 混凝土组合构件接合面上的抗剪拉结连接
	自攻钉连接	<ol style="list-style-type: none"> 1. 单面施拧时, 可同时具有钻孔、车径及紧固的功能, 一般为较小直径 (3 ~ 8mm), 自攻厚度一般 ≤4mm; 2. 施工方便, 但需专门材质及施拧搬手 	为冷弯薄壁型钢及压型钢板等薄壁构件最常用的紧固件连接方法
栓 - 焊连接	<ol style="list-style-type: none"> 1. 在同一截面上, 翼缘采用熔透对接焊, 腹板采用高强螺栓摩擦连接的并用连接; 2. 兼有焊接、栓接两者的优点, 承载性能较好 	较普遍用于高层或较重要框架结构的梁柱刚性连接或拼接	

注*：用于 T 形接头的对接焊缝应定义为对接与角接的组合焊缝。

17.2.2 钢结构连接材料的选用及计算指标

1 焊接连接材料

1) 焊接连接材料应按强度、性能与母材相匹配选用 (见表 17.2.2-1), 当两种不同钢号焊接时, 宜采用与强度较低钢号匹配的焊条或焊丝。

2) 手工焊焊条、自动焊焊丝与焊剂及 CO₂ 保护焊焊丝等焊接材料, 均应按现行国家标准选用, 并在设计文件中注明。

3) 承受直接动荷载的焊接连接或重要的厚板焊接连接等宜选用低氢型焊条或冲击韧性较好的焊条, 如 E4315、E4316、E5015、E5016 等型号。

4) 焊接材料的强度计算指标及其与母材的匹配关系见表 17.2.2-1。

2 普通螺栓及焊 (栓) 钉材料

1) 建筑钢结构连接用的普通螺栓一般应采用 C 级螺栓;

表 17.2.2-1 焊接材料的匹配与焊缝强度设计值

焊接材料与钢材的匹配					焊缝强度设计值 (N/mm ²)				
手工焊 焊条 型号	埋弧自动焊 焊剂与焊丝 型号	CO ₂ 气体 保护焊 焊丝型号	匹配钢 材牌号	相应的钢材 厚度或直径 (mm)	对接焊缝			角焊缝 抗拉、抗 压和抗剪 f_t^w	
					抗压 f_c^w	焊缝质量为下列等级 时, 抗拉 f_t^w			抗剪 f_v^w
						一级、二级	三级		
E43XX 焊条	F4AX 型焊剂, H08A 或 H08MA 焊丝	ER49-1	Q235A、B	≤16	215	215	185	125	160
				>16~40	205	205	175	120	
		ER50-6	Q235C、D	>40~60	200	200	170	115	
				>60~100	190	190	160	110	
E50XX 焊条	F50XX 型焊 剂, H10MnSi、 H08MnA 或 H10Mn ₂ 焊丝	ER49-1	Q345A	≤16	310	310	265	180	200
				>16~35	295	295	250	170	
		ER50-3	Q345B	>35~50	265	265	225	155	
				ER50-2	Q345C、D	>50~100	250	250	
E55XX 焊条	F50XX 型焊 剂, H10MnSi、 H10Mn ₂ 或 H08MnMoA 焊 丝	ER50-3	Q390 A、B、C			≤16	350	350	300
				>16~35	335	335	285	190	
		ER50-2	Q390D	>35~50	315	315	270	180	
				>50~100	295	295	250	170	
E55XX 焊条	F60XX 型焊 剂, H10Mn ₂ 或 H08MnMoA 焊 丝	ER55-D2	Q420	≤16	380	380	320	220	220
				>16~35	360	360	305	210	
				>35~50	340	340	290	195	
				>50~100	325	325	275	185	

注: 1 手工焊所用碳钢焊条与低合金钢焊条的性能应分别符合《碳钢焊条》GB 5117 及《低合金钢焊条》GB 5118 的要求。

2 埋弧焊所用碳钢焊丝与焊剂或低合金钢焊丝与焊剂的性能应分别符合《埋弧焊用碳钢焊丝和焊剂》GB/T 5293 及《低合金钢埋弧焊用焊剂》GB 12740、《熔化焊用钢丝》GB/T 14957 等规定的要求。

3 CO₂ 气体保护焊所用实芯焊丝的性能应符合《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110 的规定。

4 焊缝的质量等级标准应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定。

5 对接焊缝抗弯时, 其受压区强度设计值取 f_c^w , 受拉区强度设计值取 f_t^w 。

2) C 级螺栓适用于不承受直接动力荷载的受拉连接、较次要的受剪连接及安装连接, 设计时可直接注明所要求的强度级别 4.6 级或 4.8 级*, 其材质宜为 Q235 钢。

注*: 级别第 1 位数表示材料的公称抗拉强度 (400MPa), 第二位数表示其屈强比 (0.6 或 0.8)。

3) 当确有必要选用较高强度的精制螺栓时, 可选用 A、B 级螺栓中的 8.8 级螺栓。

4) 螺栓应按所要求强度级别及产品标准供货, 其强度设计值见表 17.2.2-2。

6) 用于组合结构中抗剪件的焊(栓)钉, 其材料性能等级宜为 4.6 级, 其强度设计值可取为 215N/mm²。其性能及规格: 直径 6、8、10、13、16、19、22mm 等应符合《圆柱头栓钉》GB 10433 的要求。

3 高强度螺栓的材料及类别选用

1) 《钢结构设计规范》所规定的高强度螺栓为由高强度钢经热处理的材料所制成的, 并在连接时需施加预拉力的螺栓紧固件。

表 17.2.2-2 螺栓的强度设计值 (N/mm²)

螺栓的钢材牌号 (或性能等级) 和连接构件的钢材牌号		普通螺栓						锚栓	承压型连接的 高强螺栓		
		C级螺栓			A级、B级螺栓						
		抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b	承压 f_c^b		抗拉 f_t^b	抗拉 f_t^b	抗剪 f_v^b
普通螺栓	4.6级、 4.8级	170	140								
	5.6级				210	190					
	8.8级				400	320					
锚 栓	Q235 钢						140				
	Q345 钢						180				
承压型连接 的高强螺栓	8.8级							400	250		
	10.9级							500	310		
构 件	Q235 钢			305							465
	Q345 钢			385							590
	Q390 钢			400							615
	Q420 钢			425							655

- 注：1 普通 C 级螺栓的性能及技术规格应分别符合《紧固件机械性能螺栓、螺钉和螺柱》GB 3098.1 及《六角头螺栓 C 级》GB 5780 的规定。
- 2 高强度螺栓可选用大六角型或扭剪型，前者性能应符合《钢结构用高强度大六角头、大六角螺母、垫圈技术条件》GB/T 1231 的规定；后者仅有 10.9 级级别，且最大直径为 24mm，其性能应符合《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接的技术条件》GB 3632—3633。
- 3 螺栓孔的允许偏差和孔壁表面粗糙度，均应符合现行国家标准《钢结构施工质量验收规范》GB 50205 的要求。

2) 按强度（或承载力）选用高强螺栓时，可选用 8.8 级或 10.9 级螺栓（其级别第一位数表示螺栓材料的抗拉强度级别，第二位数表示其屈强比），前者材质可为 35 号钢、45 号钢，后者材质可为 20MnTiB、40B 或 35VB 等牌号钢。在实际工程应用时只注明所选用的级别即可，不必提出钢种钢号要求。

3) 选用高强螺栓时应注明螺栓的类别，可选用扭剪型高强螺栓（仅有 10.9 级）或大六角型高强螺栓，其产品及性能应分别符合表 17.2.2-2 注 2 的要求。

4) 设计高强螺栓的连接时，可分别选用摩擦型连接（连接面需作摩擦面处理）或承压型连接（连接面只需做除锈处理），二者的适用范围见表 17.2.1-1。承压型连接的高强螺栓，其抗剪、承压强度设计值见表 17.2.2-2。

17.2.3 钢结构连接设计的基本规定

1 连接设计应合理的选型、选材。其选型、选材不仅应与构件的强度、材质性能相匹配，而且应满足在特殊工作条件下的连接接头抗震性能、抗疲劳性能、抗冷脆性能等应用的专门的要求。

2 连接设计应综合考虑承载可靠、构造合理、施工方便、造价经济等因素。对现场连（拼）接应充分考虑其合理位置、操作空间等条件，避免采用仰焊、高空大量焊接接头等构造。

3 工程设计时可参照表 17.2.1-1 选择连接类型，一般构件的工厂连接宜采用焊接，现场连接应优先采用高强（普通）螺栓连接，对重要的连接与拼接，应选用高强螺栓摩擦型连接栓-焊连接。

4 工程项目的设计文件中必须包括连接设计计算的内容。构件的连接应按连接强度大于杆件截面强度进行设计，对按抗震设防的构件连接（框架梁、柱连接、支撑连接等），除按有地震作用的组合并

计入竖向地震作用 V_{RE} 进行验算外，尚应进行连接最大承载力的验算。

5 在普通螺栓连接中，一般选用 C 级（4.6 级 ~ 5.6 级）螺栓。在高强螺栓连接中，一般采用摩擦型连接。

6 焊接或螺栓连接接头的构造，应尽量使焊缝与螺栓的布置对称于构件重心，避免附加偏心。对表 17.2.3-1 连接接头，在计算连接的承载力时，应考虑附加偏心及温度作用等影响，乘以强度折减系数。

表 17.2.3-1 连接接头的强度折减系数

序号	连接接头状态	折减系数
1	单面连接的单角钢，当按轴心受力计算其连接时	0.85
2	仅以翼缘连接的 T 型钢，当按轴心受力计算其连接时	0.85
3	在栓-焊并用连接中，当施工工序为先拧固腹板连接的高强螺栓，再进行翼缘的焊接时，其高强螺栓的承载力	0.9
4	无垫板的单面施焊对接焊缝的承载力	0.85
5	施工条件较差的高空安装焊缝强度	0.9

7 柱底端及支承加劲肋顶端等为刨平顶紧传力，同时又以焊缝连接时，焊缝可按传递 15% 总承载力计算。

8 设计特殊工作条件下的构件连接时，尚应遵守以下专门规范或条款的规定：

- 1) 构件抗震连接设计：本措施第 19 章、20 章的规定。
- 2) 高层钢结构构件节点与连接：本措施第 20 章的有关规定。
- 3) 承受直接动力荷载构件的连接：《钢结构设计规范》第 6 章和第 8 章第 5 节的规定。
- 4) 直接焊接钢管的节点连接：《钢结构设计规范》第 10 章的有关规定。
- 5) 高寒地区构件的连接：《钢结构设计规范》第 8 章第 7 节的规定。
- 6) 网架焊接球节点的杆件焊接连接：《网架结构与施工规程》的规定。

9 在工程设计中，应按规范或表 17.2.3-2 的规定，正确、合理地要求各类焊缝应保证达到的质量等级（分级具体规定见《钢结构工程质量验收规范》）。

表 17.2.3-2 焊缝的质量等级要求

序号	焊缝类别	焊接要求	质量等级
1	需进行疲劳计算的构件，其对接焊缝均应焊透，其中：		
	1) 横向对接焊缝或受轴力的 T 形对接与角接组合焊缝，受拉时	焊透	一级
	2) 横向对接焊缝或受轴力的 T 形对接与角接组合焊缝，受压时	焊透	二级
	3) 纵向对接焊缝	焊透	二级
2	不需计算疲劳的构件中与母材等强的对接焊接，受拉时	焊透	不低于二级
	不需计算疲劳的构件中与母材等强的对接焊接，受压时	焊透	二级
3	重级工作制及起重量 $Q \geq 50t$ 中级工作制吊车梁的腹板与上翼缘之间的 T 形接头焊缝	焊透	不低于二级
4	梁、柱腹板与翼缘之间不要求焊透的 T 形接头焊缝或构件端部连接的角焊缝，其中		三级，外观缺陷符合二级
	1) 对吊车梁或较重要构件的连接焊缝		
	2) 一般构件		三级

10 在工程设计的技术文件中,应注明连接的型式与类别,连接材料的选材要求,焊缝的质量要求,高强螺栓的预拉力与摩擦面处理要求以及其他技术要求(如可焊性、冲击韧性等)。

17.2.4 焊接连接计算与构造

1 焊接连接计算的注意事项

1) 对无地震作用组合的构件采用等强设计时,对构件的焊接接头中采用焊透的对接焊缝及对接与角接组合焊缝,并加引弧板施焊时,可不必再验算焊缝的强度。

2) 对不焊透对接焊缝,应按焊缝所在截面的最不利组合内力进行焊缝强度的验算,当截面同时有弯矩、剪力及轴力等组合作用时,应分别验算其正应力、剪应力及折算应力等。

3) 厚板对接接头、角接接头或 T 型接头中的部分焊透对接焊缝,或部分焊透的对接与角接组合焊缝,可按角焊缝计算强度。

4) 每道对接焊缝计算长度(不带引弧板时)应取为焊缝实际长度减去 $2t$ (t 为焊件厚度);每道角焊缝的计算长度应取为焊缝实际长度减去 $2h_f$ (h_f 为焊脚尺寸)。

5) 设计杆端侧面角焊缝时,考虑沿长度方向受力的不均匀性,每道角焊缝的有效计算长度不宜大于 $60h_f$,其超过部分在计算中不予考虑。同时在角焊缝接头中,每道侧(正)面焊缝的计算长度不得小于 $8h_f$ 和 40mm ,否则只能作为构造焊缝考虑。

6) 不论受力简单的单道角焊缝,或受力复杂的角焊缝群(接头),角焊缝均按计算有效厚度(直角角焊缝计算厚度 $h_e = 0.7h_f$) 抗剪计算其承载力。计算时可验算焊缝剪应力,也可计算所需焊长与焊脚尺寸。在计算中对正面焊缝可考虑强度增大系数 $\beta = 1.22$ 。

计算同时作用有弯矩、剪力、轴力的角焊缝群截面(工字形、T 形或 C 形等)时,应按焊缝群截面的截面特性及应力组合用向量合成的方法,分别验算截面各控制部位的最大应力强度。计算中对腹板连接角焊缝的剪应力,均按平均剪应力计算。

7) 用以支承较大竖向力的托板,仅以两侧角焊缝连接时,计算每道侧焊缝所承受的竖向荷载,应乘以 1.3 的增大系数,同时两侧焊缝的布置应符合表 17.2.4 等项的要求,若不符时,可如图 17.2.4-1 中虚线所示将托板开槽,以增加连接焊缝。

2 焊接连接的布置与构造要求

1) 杆端传力的焊缝群重心,应与杆件作用力的重心相一致,并应避免采用有较大附加偏心的构造,如图 17.2.4-1 中角钢杆端的连接焊缝(图中 l_{f1} 、 l_{f2}) 应按肢背、肢尖的传力比例大小分别配置,同时节点板尺寸不应按图中实线尺寸切割(造成焊缝 l_{f3} 承受附加偏心弯矩),而应按虚线尺寸切割。当偏心较大而构造中又不可避免时,应在连接计算中计入偏心影响。

2) 焊缝的厚度、长度与布置,应按传力计算情况合理配置,不得任意加大焊缝,应避免焊缝立体交叉或不必要的围焊焊缝及大量焊缝的集中,在设计文件中应避免标注“所有焊缝一律满焊”等一类不明确甚至有害的焊接要求。

3) 杆端角焊缝接头宜采用两面侧焊的布置,少用侧焊缝与正面(端)焊缝并用的三面围焊布置。

4) 在角焊缝 T 形接头中,角焊缝宜在板件两侧对称布置。当有可靠依据时对较薄的板件($t \leq 4\text{mm}$) 也可采用单侧角焊缝连接(如焊接 H 型钢薄腹板的焊接)。

5) 在连接的疲劳敏感等部位需避免起灭弧缺陷的影响时,角焊缝应采用回焊或绕角焊后灭弧的构造(图 17.2.4-2),绕角及回焊均应连接施焊。

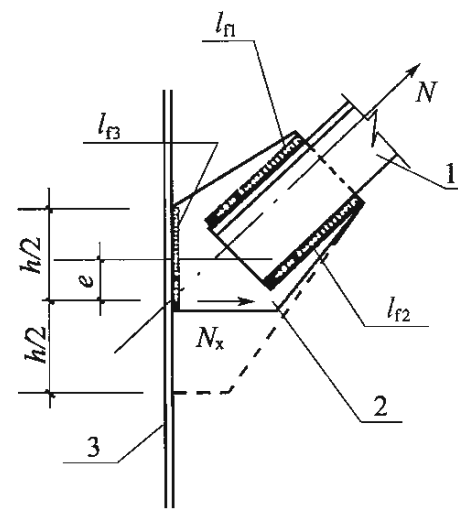


图 17.2.4-1 节点板焊缝的偏心示意图

1—角钢杆件; 2—节点板; 3—柱

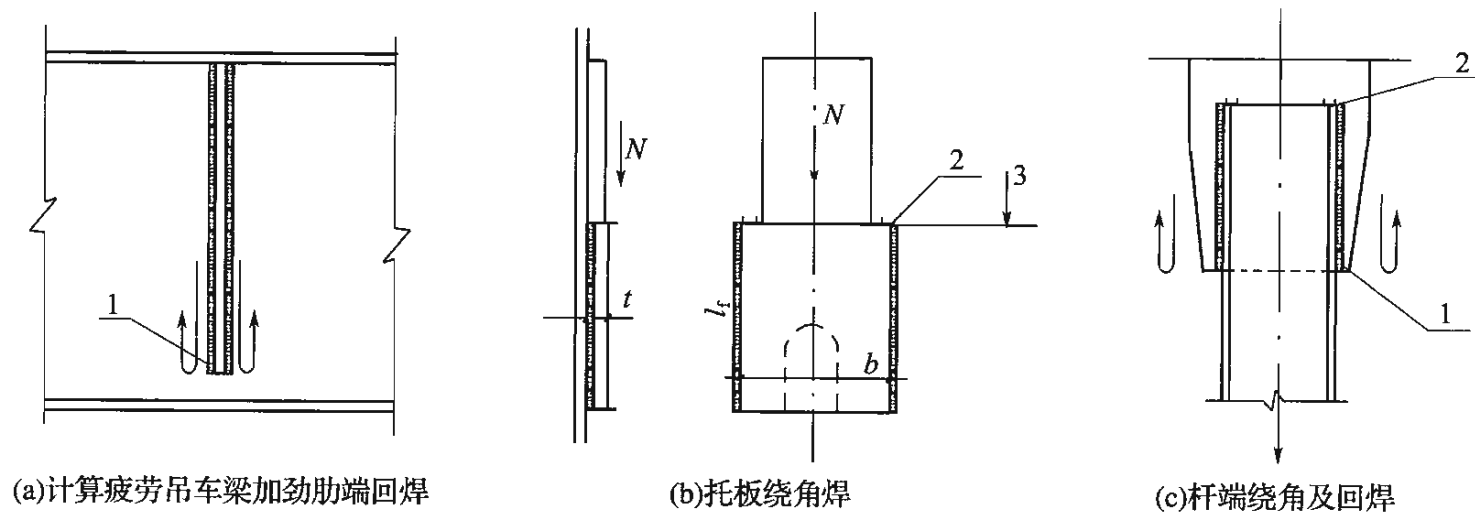


图 17.2.4-2 回焊、绕角焊示例

1—端头连续回焊后灭弧；2—连续绕角焊 $2h_f \sim 3h_f$ 后灭弧；3—端面刨平顶紧

6) 承受直接动力荷载、高烈度地震作用及要求等强连（拼）接等各类重要接头的对接焊缝，设计应要求为熔透焊缝，如：

- ① 吊车梁翼缘与腹板的拼长对接焊缝，重级吊车梁上翼缘与腹板 T 形接头的焊缝；
- ② 工作温度 t 小于等于 -20°C 地区钢结构的对接焊缝；
- ③ 抗弯端板连接的端板与梁端的 T 形接头焊缝；
- ④ 工厂接料的对接焊缝。

对接焊缝处的坡口形式与尺寸，可按《建筑钢结构焊接规程》采用。

7) 较厚板件的对接接头、角接接头与 T 形对接接头，当无等强焊透要求时可采用部分焊透的对接焊缝或对接角接组合焊缝。

8) 在板件的等强对接拼接中，若因条件限制，亦可采用不焊透斜对接焊缝的等强对接构造，此时斜焊缝与板件轴向力的夹角应 $\leq 56^\circ$ ，并宜在 $50^\circ \sim 55^\circ$ 之间采用。

9) 对有障碍或遮挡的现场焊接部位，应考虑其施焊及操作的可行性，重要构件的现场焊接应采用耳板、夹具等定位措施。

10) 焊接连接的主要构造要求（表 17.2.4）。

表 17.2.4 焊接连接的主要构造要求

构造项目	构造要求
1 角接接头焊缝 	焊件厚度 $t > 20\text{mm}$ 的角接接头，应采用不易引起层状撕裂的构造，其坡口做法如右图所示，(a) 为 V 形坡口、(b) 为 U 形坡口
2 不同宽度、厚度板件的对接焊缝 	应按右图做成倾斜度的过渡，(a) 为变宽度、(b) 为变厚度，括号中坡度限值用于直接承受动载时的构造
3 角焊缝最小焊脚尺寸 h_f	<ul style="list-style-type: none"> • $h_f \geq 1.5\sqrt{t}$，t 为较厚焊件厚度，但采用低氢碱型焊条时，可为较薄厚度 • 当采用埋弧自动焊时，$h_f \geq 1.5\sqrt{t} - 1\text{mm}$ • 角钢等单面连接的偏心连接焊缝 $h_f \geq \sqrt{t} + 1\text{mm}$ • 焊件厚度 $t \leq 4\text{mm}$ 时，$h_f = t$

续表 17.2.4

构造项目	构造要求
4 角焊缝最大焊脚尺寸 h_f	<ul style="list-style-type: none"> · 宜不大于较薄焊件厚度 t 的 1.2 倍, $h_f \leq 1.2t$; · 板件(厚度为 t) 边缘角焊缝, $h_f \leq t$ ($t \leq 6\text{mm}$ 时) 或 $h_f \leq t - (1 \sim 2)\text{mm}$ ($t > 6\text{mm}$ 时); · 钢管节点支管管端角焊缝 h_f 不宜大于支管壁厚 t 的 2 倍, $h_f \leq 2t$; · 网架杆件与焊接球的角焊缝 $h_f \leq 1.5t$ ($t \leq 4\text{mm}$ 时) 或 $h_f \leq 1.2t$ ($t > 4\text{mm}$ 时), t 为杆件壁厚
5 角焊缝搭接连接的搭接长度	搭接长度不得小于焊件较小厚度的 5 倍, 并不小于 25mm
6 板件端部的两侧角焊缝	板端仅有两侧角焊缝连接时, 每道侧焊缝的长度 L_f 不宜小于两侧焊缝之间的距离 b , 同时 b 不宜大于 $16t$ (当 $t > 12\text{mm}$) 或 200mm ($t \leq 12\text{mm}$)

17.2.5 螺栓连接的计算与构造

1 螺栓连接计算的注意事项

1) 在受力单一(轴力或剪力)的螺栓接头中, 可按作用力及单个螺栓承载力的条件, 计算布置所需的螺栓数量; 当螺栓群(接头)同时承受面内或面外的弯矩、剪力或轴力作用时, 应先确定栓群的布置、数量及直径, 再按栓群的截面特性验算受力最大螺栓(一般为边端或角部螺栓)的承载力。

2) 普通螺栓或承压型连接的高强螺栓连接的接头受剪时, 应同时按双控条件计算螺栓的抗剪及承压强度, 此时普通螺栓的直径采用螺杆直径 d , 高强螺栓的抗剪计算直径应采用螺杆直径 d (剪切面未进入螺纹处) 或螺纹处有效直径 d_e (剪切面已进入螺纹处)。

普通螺栓或承压型连接的高强螺栓所连接的接头受拉、受剪联合作用时, 应同时按双控条件计算螺栓的抗拉剪强度(相关公式)与承压强度。

3) 下列附加填板的连接 [图 17.2.5 (a)] 与单面拼接 [图 17.2.5 (b)] 的构造因偏心影响, 其螺栓数量应按计算增加 10%; 对有附加短角钢构造 [图 17.2.5 (c)], 其短角钢任一肢上的连接螺栓数量, 应按计算增加 50%。

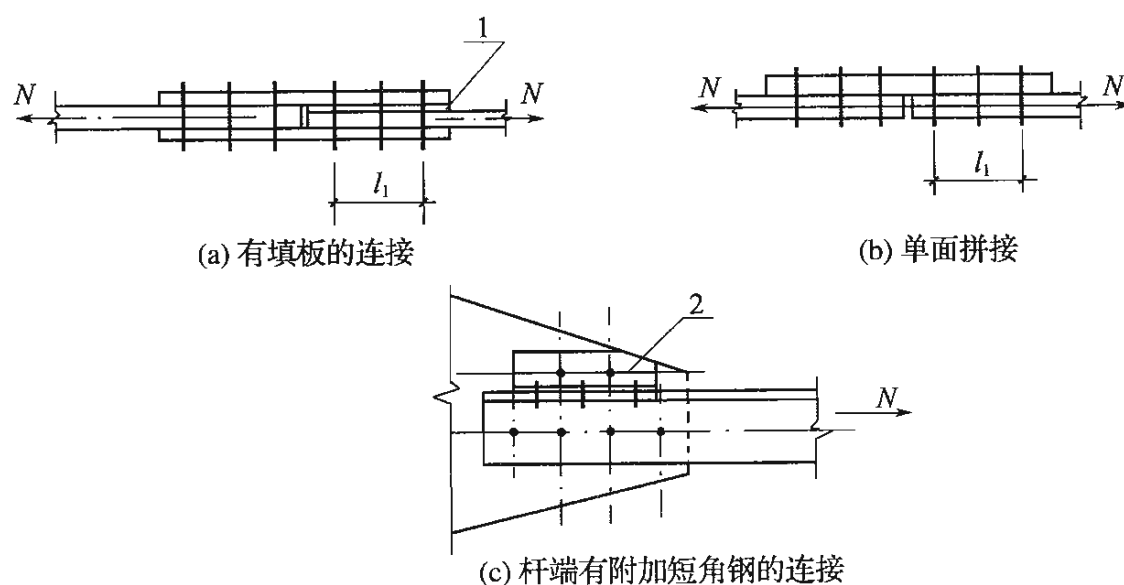


图 17.2.5 有附加偏心的螺栓连接

1—填板; 2—附加短角钢

4) 计算柱脚或构件端部锚固用的受拉锚栓时, 只能考虑其锚固的抗拉强度, 而不能考虑其抗剪作用。同时其锚固长度必须保证等强的传递锚拉力。

5) 构件或拼接接头的一端, 当螺栓沿受力方向的连接长度 L_1 (见图 17.2.5) 大于 $15d_0$ (d_0 为螺栓孔径) 时, 应将螺栓的承载力乘以折减系数 $(1.1 - \frac{L_1}{150d_0})$, 当 L_1 大于 $60d_0$ 时, 折减系数取为定值 0.7。

6) 高强螺栓摩擦型连接中, 每个螺栓的抗剪承载力 N_v^b 与抗拉承载力 N_t^b 分别按下式计算:

$$N_v^b = \alpha n_f \mu P \quad (17.2.5-1)$$

$$N_t^b = 0.8P \quad (17.2.5-2)$$

式中 α ——系数, 对壁厚 $t \leq 6\text{mm}$ 的冷弯薄壁型钢构件 $\alpha = 0.8$, 其他构件 $\alpha = 0.9$;

n_f ——摩擦面数;

μ 、 P ——摩擦面抗滑移系数与预拉力 P , 分别按《钢结构设计规范》及《冷弯薄壁型钢结构技术规范》查取。

对冷弯薄壁型钢, 高强螺栓的直径不宜大于 16mm , 当冷弯型钢壁厚 $t \leq 4\text{mm}$ 时, 其摩擦面处理, 宜采用清除油垢, 钢丝刷清除浮锈的方法。

7) 构件采用螺栓连接时, 其开有栓孔的截面强度计算, 应考虑开孔削弱影响按净截面计算。但对采用高强螺栓摩擦型连接接头的轴心受力构件净截面验算, 可考虑孔前传力的有利影响, 其等强接头的高强螺栓数量 n 可按下式计算:

$$\text{当 } A_{fn}/A_f \geq 0.85 \text{ 时, } n \geq \frac{1.18A_{fn}}{N_v^b} f \quad (17.2.5-3)$$

$$\text{当 } A_{fn}/A_f < 0.85 \text{ 时, } n \geq \frac{A_{fn}}{N_v^b} f \quad (17.2.5-4)$$

式中 A_{fn} 、 A_f ——构件在开孔处的净截面面积与毛面积;

f ——构件的强度设计值;

N_v^b ——每一个高强螺栓的抗剪承载力设计值。

8) 计算受弯矩作用的螺栓连接端板接头 (T 形接头) 螺栓数量时, 对普通螺栓栓群可假定抗弯中和轴位于受压侧的最外排螺栓处; 对高强螺栓栓群宜假定中和轴在螺栓群中心的对称轴上。

9) 计算受拉或受弯的螺栓连接 T 形接头 (端板接头) 时, 宜考虑撬力的不利影响, 端板的厚度不应小于螺栓直径 d 。

2 螺栓连接的布置与构造要求

1) 螺栓连接的主要构造要求见表 17.2.5。

2) 同一工程中选用的螺栓直径及种类不宜过多, 螺栓产品的供货均应附有材料质量保证单。高强螺栓应按高强螺栓副 (包括螺栓、垫圈、螺母等配套紧固件) 供货, 其材料复验、施工验收等应遵照《钢结构高强度螺栓连接的设计、施工及验收规程》及《钢结构工程施工质量验收规范》执行。

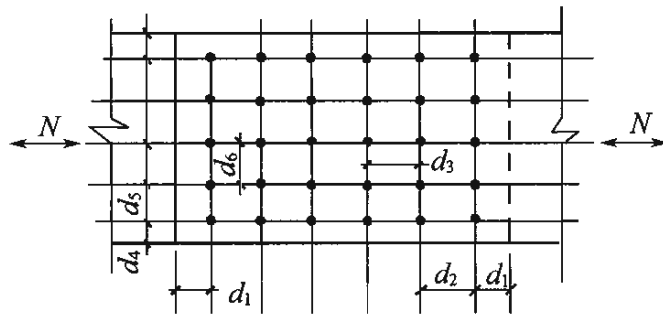
3) 现场连接的螺栓在施拧完毕后, 应按设计要求补涂防锈漆。对露天或侵蚀性介质环境中使用的螺栓, 除补涂防锈漆外, 尚应对其连接板板缝及时用油膏或腻子等封闭。

4) 实际连接接头中, 对能起到镶边紧固作用的安装螺栓, 宜保留作为永久螺栓使用。

表 17.2.5 螺栓连接的主要构造要求

构造项目	构造要求
1 螺栓孔的孔径	<ul style="list-style-type: none"> · 螺栓孔均应采用钻成孔; · 普通 C 级螺栓与摩擦型连接中的高强螺栓孔径 d_0 较螺栓公称直径 d 大 1.5mm ($d = 12 \sim 20\text{mm}$ 时) 或 2.0mm ($d = 22 \sim 30\text{mm}$ 时)。A、B 级螺栓孔径 d, 应按《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的要求规定确定 · 承压型连接中的高强螺栓孔径 d_0 较螺栓公称直径 d 大 1.0mm ($d = 12 \sim 16\text{mm}$ 时) 或 1.5mm ($d = 20 \sim 30\text{mm}$ 时)
2 杆端螺栓数量	每一杆件在节点上或拼接接头一端的永久性连接螺栓不宜少于两个, 但组合构件的小截面缀条, 其端部可采用一个螺栓

续表 17.2.5

构造项目	构造要求
<p>3 螺栓间距</p>	<div style="text-align: center;">  </div> <ul style="list-style-type: none"> · 最小端距（顺力方向）$d_{1min} \geq 2d_0$； · 最小边距（垂直方向）d_{4min} 距切割边 $d_{4min} \geq 1.5d_0$ 距轧制（自动气割）边 $d_{4min} \geq 1.2d_0$（普通螺栓） $d_{4min} \geq 1.5d_0$（高强螺栓） · 最小间距 $d_2, d_3, d_5, d_6 _{min} \geq 3d_0$ · 最大边距或端距 $d_{1max}, d_{4max} \leq 4d_0$ 或 $8t$ · 外排最大中心间距 $d_{2max}, d_{5max} \leq 8d_0$ 或 $12t$ · 中间排最大中心间距（垂直受力方向）$d_{6max} \leq 16d_0$ 或 $24t$ （顺力方向、N 为拉力）$d_{3max} \leq 16d_0$ 或 $24t$ （顺力方向，N 为压力）$d_{3max} \leq 12d_0$ 或 $18t$ <p>d_0 为栓孔直径、t 为外层较薄板件的厚度</p>
<p>4 普通螺栓防松要求</p>	<ul style="list-style-type: none"> · 风荷载为主要荷载的杆件，或工业厂房环境有振动影响等的构件，其普通螺栓连接，宜配置弹簧垫圈； · 直接承受动力荷载或地震作用的普通螺栓或柱脚锚栓，应配置双螺帽防松； · 永久螺（锚）栓的防松构造应避免点焊螺帽或打乱丝扣等做法
<p>5 螺栓直径</p>	<ul style="list-style-type: none"> · 连接螺栓的直径宜与所连接板件的厚度相协调，最大螺栓直径不宜大于 30mm，壁厚 $t \leq 4\text{mm}$ 的冷弯薄壁型钢连接用螺栓，其直径不宜大于 16mm

17.3 防锈与防火

17.3.1 钢结构的防锈与涂装

1 钢结构的防锈及涂装设计应遵守《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046 与《钢结构管道涂装技术规程》YB/T 9256 的有关规定，凡钢结构工程设计中，均应有防锈涂装设计的内容。

2 钢结构防锈及涂装设计应综合考虑结构的重要性、环境侵蚀条件、维护条件及使用寿命，以及施工条件与工程造价等因素，合理的选用或确定钢材表面原始锈蚀等级、除锈方法与等级（《涂装前钢材表面锈蚀等级和涂装等级》GB 8923）、涂料与涂装要求以及涂装施工的质量检验要求（《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205）等。

3 本节各条款中所述环境侵蚀作用的类别划分，见表 17.3.1-1。

4 构件所用钢材表面原始锈蚀等级的应用范围应符合以下要求：

- 1) 在弱侵蚀及中等侵蚀性环境中的构件，不应用表面原始锈蚀等级低于 B 级的钢材。
- 2) 重要的承重结构及使用中很难维护的承重结构，不应采用表面原始锈蚀等级低于 B 级的钢材。
- 3) 不论何种构件，均不得采用表面原始锈蚀等级为 D 级的钢材。

表 17.3.1-1 钢结构环境侵蚀作用的分类

序号	地 区	相对湿度 (%)	对结构的侵蚀作用分类		
			室内 (采暖房屋)	室内 (非采暖房屋)	露天
1	农村、一般城市的 商业区及住宅区	干燥, <60	无侵蚀性	无侵蚀性	弱侵蚀性
2		普通, 60~75	无侵蚀性	弱侵蚀性	中等侵蚀性
3		潮湿, >75	弱侵蚀性	弱侵蚀性	中等侵蚀性
4	工业区、沿海地区	干燥, <60	弱侵蚀性	中等侵蚀性	中等侵蚀性
5		普通, 60~75	弱侵蚀性	中等侵蚀性	中等侵蚀性
6		潮湿, >75	中等侵蚀性	中等侵蚀性	中等侵蚀性

注: 1 表中的相对湿度系指当地的年平均相对湿度, 对于恒温恒湿或有相对湿度指标的建筑物, 则按室内相对湿度采用。

2 一般城市的商业区及住宅区泛指无侵蚀性介质的地区, 工业区则包括受侵蚀性介质影响及散发轻微侵蚀性介质的地区。

5 各类构件的物理除锈方法与等级可按表 17.3.1-2 选用。

表 17.3.1-2 各类构件的物理除锈方法与等级

构件种类	除锈方法	除锈等级
无侵蚀作用一般构件	手工及动力工具除锈	St2 (彻底) 级或 St3 级 (非常彻底)
弱侵蚀作用的承重构件	喷射 (丸、砂) 除锈	Sa2 (彻底) 级或 Sa2 $\frac{1}{2}$ 级 (非常彻底)
中等侵蚀作用的承重构件	喷射 (丸、砂) 除锈	Sa2 $\frac{1}{2}$ 级 (非常彻底)

注: 1 对使用期内很难维修的承重构件, 其除锈等级宜适当提高 (最高不超过 Sa2 $\frac{1}{2}$ 级)。

2 除锈前后应仔细消除油垢、毛刺、药皮、飞溅物及氧化铁皮等。

3 除锈及涂装工程的质量验收应符合《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定。

6 在中等侵蚀作用环境中的承重钢构件, 当其形状较复杂或体型较特殊时, 亦可采用酸洗除锈方法。酸洗应有专门的工艺控制保证 (不宜用盐酸), 应附加缓蚀剂, 并清洗到位, 确保角、凹部位不致积酸, 引起材质氢脆变异。

7 经除锈后的钢材表面在检查合格后, 应在要求的时限内进行涂装。其防锈涂料的选用, 应符合以下规定:

1) 防锈涂层一般应由底漆、中间漆及面漆组成, 选择涂料时应考虑漆与除锈等级的匹配, 以及底漆与面漆的匹配组合。钢结构工程中所用防锈底漆、中间漆与面漆的配套组合可参见表 17.3.1-3。

表 17.3.1-3 钢结构用底漆、中间漆与面漆的配套组合

序号	底漆与中间漆	面 漆	最低除锈等级	适用环境构件
1	红丹系列 (油性防锈漆、醇酸或酚醛防锈漆) 底漆 2 遍 铁红系列 (油性防锈漆、醇酸底漆、酚醛防锈漆) 底漆 2 遍 云铁醇酸防锈漆底漆 2 遍	各色醇酸磁漆 2~3 遍	St2	无侵蚀作用构件

续表 17.3.1-3

序号	底漆与中间漆	面漆	最低除锈等级	适用环境构件
2	氯化橡胶底漆 1 遍	氯化橡胶面漆 2~4 遍	Sa2	1. 室内、外弱侵蚀作用的重要构件； 2. 中等侵蚀环境的各类承重结构
3	氯磺化聚乙烯底漆 2 遍 + 氯磺化聚乙烯中间漆 1~2 遍	氯磺化聚乙烯面漆 2~3 遍		
4	铁红环氧酯底漆 1 遍 + 环氧防腐漆 2~3 遍	环氧清(彩)漆 1~2 遍		
5	铁红环氧底漆 1 遍 + 环氧云铁中间漆 1~2 遍	氯化橡胶漆 2 遍		
6	聚氨酯底漆 1 遍 + 聚氨酯磁漆 2~3 遍	聚氨酯清漆 1~3 遍		
7	环氧富锌底漆 1 遍 + 环氧云铁中间漆 2 遍	氯化橡胶面漆 2 遍		
8	无机富锌底漆 1 遍 + 环氧云铁中间漆 1 遍	氯化橡胶面漆 2 遍	Sa2 $\frac{1}{2}$	需特别加强防锈蚀的重要结构
9	无机富锌底漆 2 遍 + 环氧中间漆 2~3 遍 (75~100 μm) + (75~125 μm)	脂肪族聚氨酯面漆 2 遍 (50 μm)		

注：1 第 4 项匹配组合（环氧清漆面漆）不适用于室外曝晒环境。

2 当要求较厚的涂层厚度（总厚度 > 150 μm ）时，第 2、5 及 6 项组合的中间漆或面漆宜采用厚浆型涂料。

3 第 8、9 项无机富锌底漆要求除锈等级及施工条件更为严格，一般较少采用。

2) 对一般涂装要求的构件，并采用手工及动力工具除锈时，可采用两道底漆、两道面漆的做法。对涂装要求较高的构件，并采用喷射除锈时，宜采用 2 遍底漆，1~2 遍中间漆及 2 遍面漆的做法。漆膜总厚度不宜小于 120 μm （弱侵蚀）及 150 μm （中等侵蚀）、200 μm （较强侵蚀的重要构件）。需加重防腐的部位，可适当增加涂层厚度 20~60 μm 。

3) 对涂层的耐磨、耐久和抗渗性能有较高要求时，宜选用玻璃鳞片面漆的配套涂料，如环氧富锌底漆（1 遍）+ 环氧玻璃鳞片涂料（1~2 遍）+ 环氧清漆（1~2 遍）的配套组合，或环氧富锌底漆（1 遍）+ 聚氨酯玻璃鳞片涂料（1~2 遍）+ 聚氨酯清漆（1 遍）的配套组合。

4) 新建钢结构工程一般不采用带锈涂料（有化学除锈作用）作防腐涂料。

5) 需作防火涂层的钢材表面，可除锈后只作底漆涂层。当要求底漆为耐高温漆（400℃）时，宜选用有机硅富锌底漆或溶剂型无机富锌底漆。

8 在较强侵蚀环境中的重要承重构件，或表面需特别加强防护防锈的重要承重构件，当有技术经济合理依据时，也可采用钢材表面热喷涂锌（铝或锌、铝复合）涂层，并外加封闭涂层的长效复合涂层的防护做法。其工艺应符合《热喷涂锌及试验方法》GB 9793—9794、《热喷涂铝及试验方法》GB 9795—9796 的要求。热喷涂层总厚度可为 120~150 μm ，其面层封闭涂料可按环境条件分别选用乙烯树脂类、聚氨酯类、氧化橡胶或环氧树脂涂料。

9 在室外腐蚀性环境中的承重钢结构，亦可采用耐候钢，其应用条件及钢材性能要求等可参见本措施第 17.1.2 条。采用耐候钢时其表面仍应按上述规定进行除锈及涂装。

10 受侵蚀环境影响而需防锈防护的钢结构构件，其设计与构造应遵守以下注意事项：

1) 中等侵蚀环境中的承重结构，不宜采用拉杆式悬索式结构、格构式结构及薄壁型钢构件。应尽量选用表面积与重量比较小的管形封闭截面，以及较规则、简单，便于涂装、维修的实腹式（工字型、T 型）截面。

2) 由角钢组合的承重桁架，其弦杆、端斜杆等重要构件及节点板的厚度不应小于 8mm，其他杆件厚度不应小于 6mm。由钢板组合的杆件厚度不应小于 6mm，闭口截面的板件厚度不应小于 4mm。

3) 主梁、柱及桁架等重要构件的传力焊缝，应采用连续焊缝。角焊缝的焊脚尺寸不应小于 8mm 及所焊板件的厚度（当板件厚度小于 8mm 时）。在室外或室内湿度较大的侵蚀环境中，构件的螺栓连接处，应增设防水垫圈、防水帽或以防水油膏封闭连接处缝隙。

4) 钢结构节点及连接构造应避免易于积灰、积湿的角、槽，连接零件之间应有可供检查与维修的

空间（净空不宜小于 120mm）。

5) 钢柱脚埋入地下部分，应以 C10 级混凝土包覆（厚度不小于 50mm），并包出地面 120 ~ 150mm。所埋入部分表面应做除锈处理，但不做涂料涂装，当地下有侵蚀作用时柱脚不应埋入地下。

6) 钢构件直接与铝金属制品等接触，会引起接触腐蚀时，应在构件接触表面涂 1 ~ 2 遍铬酸锌底漆及配套面漆阻隔，或设置镀锌层、绝缘层隔离。其相互间的连接紧固件应采用热镀锌的紧固件。

7) 钢结构所在室内环境的湿度不宜过高，一般宜控制使长期环境湿度 $\leq 75\%$ 。当为高湿作业环境时，应采取有效的通风排湿措施。

11 冷弯薄壁型钢构件应按《冷弯薄壁型钢结构技术规范》的要求更严格地防锈与涂装措施，并遵守本节各条款及以下注意事项：

1) 中等侵蚀环境中的承重构件不宜采用壁厚 $t \leq 3\text{mm}$ （封闭截面）或 $t \leq 5\text{mm}$ （非封闭截面）的厚度。

2) 薄壁型钢构件所用钢材表面的原始锈蚀等级不应低于 B 级。当壁厚 $t \leq 4\text{mm}$ 时，其表面除锈宜采用钢丝刷清除浮锈的方法。

3) 对除锈防护要求较高时，冷弯型钢檩条等构件，可采用热浸镀锌薄板直接加工成型（一般不外加其他涂层）。其镀锌板的材质要求及镀锌量要求等见第 17.1.3 条。当镀锌面层外尚需再加防护涂层时，应按《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018 附录选用锌黄类底漆及配套面漆。

12 压型钢板的防腐设计应遵守本措施第 17.1.3 条的有关规定及以下注意事项：

1) 非临时工程用压型钢板均应采用热浸镀锌板作基板。

2) 镀锌压型钢板可用于无侵蚀或弱侵蚀环境，其镀锌量分别不小于 $220\text{kg}/\text{m}^2$ （双面）及 $275\text{kg}/\text{m}^2$ （双面）；带彩涂层的镀锌压型钢板可用于无侵蚀、弱侵蚀与中等侵蚀环境，其镀锌量应分别不小于 $180\text{kg}/\text{m}^2$ 、 $220\text{kg}/\text{m}^2$ 及 $275\text{kg}/\text{m}^2$ （均为双面）。

3) 用于屋面压型钢板的钢基板厚度不应小于 0.6mm，用于墙面的钢基板厚度不应小于 0.5mm。

4) 压型钢板配套使用的钢质连接件及固定支架必须进行镀锌防护。

17.3.2 钢结构的防火设计

1 钢结构的防火设计应符合国家《建筑设计防火规范》GBJ 16、《高层民用建筑设计防火规范》GB 50045 及《石油化工企业设计防火规范》GB 50160、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 等的有关规定。建筑师应慎重并合理地确定工业建筑物的防火类别与建筑物的防火等级，必要时应与消防部门共同商定设防标准。

2 钢结构构件的防火设计原则，是在设计所采用的防火措施条件下，能保证构件在所规定的耐火极限时间内，其承载力仍不小于各种作用产生和组合效应。建筑物等级所要求的承重构件耐火时限如表 17.3.2-1 所示。

表 17.3.2-1 建筑构件的耐火时限 (h)

耐火等级	耐火时限 (h)	《高层民用建筑设计防火规范》			《建筑设计防火规范》				
		柱	梁	楼板、屋顶承重构件	支承多层的柱	支承单层的柱	梁	楼板	屋顶承重构件
一级		3.0	2.0	1.5	3.0	2.5	2.0	1.5	1.5
二级		2.5	1.5	1.0	2.5	2.0	1.5	1.0	0.5
三级					2.5	2.0	1.0	0.5	

注：建筑物耐火等级应由建筑师确定。

3 民用建筑及大型公用建筑的承重钢结构宜采用防火涂料防火，一般应由建筑师与结构工程师按建筑物耐火等级及构件耐火时限，根据《钢结构防火涂料应用技术规范》CECS 24，选用涂料的类别（薄涂型或厚涂型）及构造做法，并遵守以下注意事项：

1) 喷涂防火涂料前，钢材表面应按本措施第 17.3.1 条有关规定进行除锈，并进行 1 ~ 2 遍底漆涂

装，底漆成分性能不应与防火涂料产生化学反应。当防火涂料同时有防锈功能时，可采用喷射除锈后直接喷涂防火涂料，涂料不应使钢结构有腐蚀作用。

2) 各类防火涂料的特性及适用范围见表 17.3.2-2，选用时宜优先选用薄涂型防火涂料，选用厚涂型涂料时，其外需做装饰面层防护。装饰要求较高的部位可选用超薄型防火涂料。

表 17.3.2-2 防火涂料的类别及适用范围

类别	特性	厚度 (mm)	耐火时限 (h)	适用范围
薄涂型防火涂料	附着力强，可以配色，一般不需外保护层	2~7	1.5	工业与民用建筑楼盖与屋盖钢结构，如 LB 型、SG-1 型、SS-1 型
超薄型防火涂料	附着力强，干燥快，可配色，有装饰效果，不需外保护层	3~5	2.0~2.5	工业与民用建筑梁、柱等钢结构，如 SB-2 型、BTCB-1 型、STI-A 型
厚涂型防火涂料	喷涂施工，密度小，物理强度及附着力低，需装饰面层防护	8~50	1.5~3.0	有装饰面层的民用建筑钢结构柱、梁，如 LG 型、ST-1 型、SG-2 型
露天用防火涂料	喷涂施工，有良好的耐候性	薄涂 3~10 厚涂 25~40	0.5~2.0 3.0	露天环境中的框架、构架等钢结构，如 STI-B 型、SWH 型、SWB 型（薄涂）

3) 防火涂层的厚度，宜直接采用实际构件的耐火试验数据。当构件的截面尺寸或形状与试验标准构件不同时，应按现行《钢结构防火涂料应用技术规程》CECS 24 附录三的方法，推算所需防火涂层厚度。

4) 实际工程中选用的防火涂料必须有国家检测机构对其耐火性能认可的检测报告及生产许可证。防火涂料的施工应由专业队伍承担，并按《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 及《钢结构防火涂料应用技术规程》CECS 24 检查验收。

5) 不得将饰面型防火涂料（适用于木结构）用于钢结构的防火保护。

4 室外环境的钢结构，一般不考虑防火防护。但石化企业的室内、外钢结构应按《石油化工企业设计防火规范》的规定进行防火防护设计。当室外钢结构需防火保护时，应采用专用的露天用防火涂料，并以防锈底漆打底。当环境条件尚有防腐要求时，宜选用薄涂型露天用防火涂料，再加防锈面漆的外漆层，所用底漆与面漆均不得与防火涂料有化学反应。

5 高层民用建筑钢结构的防火设计，除遵守本节规定外，尚应符合《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的有关规定。

6 办公与居住建筑等的钢结构，当同时有防火与装饰要求时，亦可在钢材表面做除锈及涂底漆（粘贴面可不涂底漆）后，采用以防火板（如 ALC 板）等专用的、可模制定型的装饰性板材外包防火构造。其板材不同厚度与不同构造的耐火性能、时限等，均应有国家检测机构的检测认定。可供初步设计参考的防火构造耐火时限见表 17.3.2-3。

无装饰要求的工业与民用建筑钢结构，亦可根据造价、施工条件等因素，采用防火板材外包防火构造。其板材可用石膏板、石棉板、硅酸钙板、珍珠岩板等硬质防火板，其性能及耐火时限亦均应经国家检测机构检测认定。可供初步设计参考的防火构造耐火性能、时限等见表 17.3.2-3。

7 重型工业厂房的主要承重钢结构（柱、吊车架、屋架等），其可能受到短时间炽热（气体、熔液）或大火作用的部位，宜采用砖、混凝土或硬质防火板材作隔热、防火的保护。金属构件表面长期受辐射热 150℃ 以上的部位，亦应采取相同隔热措施。

8 当有技术经济依据时，重要的承重构件可采用耐火钢外加防火涂料的防火做法，其防火设计及对材料性能、构造施工等方面的技术要求，可参照上海市地方标准《钢结构防火技术规程》的规定。

9 钢结构的防火设计与构造应遵守以下注意事项:

1) 凡有防火要求的钢结构工程设计,应包括防火设计的内容,包括构件耐火时限的确定、防火涂料或板材类别、厚度、构造与计算选定,对防火材料的性能、施工、验收等技术要求以及所依据的防火设计施工或材料规范等。

2) 应慎重并合理的确定设计项目的防火类别与建筑物防火等级,必要时应与消防部门共同商定设防标准。

3) 重要的钢柱构件采用防火涂料保护时,一般应采用厚涂型防火涂料,且节点部位宜做加厚处理。当所用防火涂料的粘接强度小于或等于 0.05MPa 时,涂层内应设置与钢构件相连的钢丝网。当采用防火板材外包防火时,应采用硬质防火板材,当包覆层数等于或大于 12 层时,各层板应分别固定,其板缝应相互错开不小于 400mm。

4) 承重钢梁构件采用厚涂型防火涂料时,其重要节点部位宜加厚处理。当为下列任一种情况时,涂层内应设与钢梁相连的钢丝网。

- ①受振动作用的梁;
- ②涂层厚度大于或等于 40mm 的梁;
- ③梁用防火涂料粘接强度小于或等于 0.05MPa 时;
- ④梁腹板高度超过 1.5m 时。

5) 有防火要求的屋盖钢结构,宜选用实腹式截面,若采用桁架结构时,宜采用 T 型钢截面(或圆管方形、矩形管截面)的杆件,不宜采用双角钢组合带节点板的 T 形截面或双槽钢组合带节点板的工字形截面。

6) 组合楼盖中以压型钢板兼作钢筋承重并有防火要求时,应选用有自耐火性的板型(如燕尾板),其整体耐火时限应满足承重楼盖的耐火要求(并经国家检测机构检验认证),而不必再以防火涂料防护。同时,若楼盖下空间用不燃性板材封闭时,该压型板亦可不做防火处理。

7) 屋盖、楼盖钢构件的防火材料宜采用薄涂涂料或轻质防火板材,必要时应将防火材料的质量计入结构计算荷载之中。

表 17.3.2-3 钢构件外包防火构造的耐火时限

构件类别	序号	结构和材料性质	外包最小厚度 (mm)						
			耐火时限						
			1/2h	1h	1 1/2h	2h	3h	4h	
钢梁 (三面受火)	1	围护材料 与钢翼缘面 无间隙	涂有含轻集料石膏的钢板	13	13	15	20	25	
	2		涂有含轻集料石膏的钢板,涂层外敷以 $\phi 1.6@100\text{mm}$ 金属网						
			a. 当涂层厚度不小于 9.5mm b. 当涂层厚度不小于 19mm	10 10	10 10	15 13	20		
	3		石棉绝热板,板厚为: a. 单层厚,搭接长度 6mm b. 双层厚,其总厚度			19	25		38 50
	4		加气混凝土板外包 (ALC 板)		25		50	75	
	5	外包混凝土	普通混凝土: a. 混凝土不承重 b. 混凝土承重		25 50	25 50	25 50	25 50	50 75
轻混凝土: 混凝土不承重				25	25	25	25	40	60

续表 17.3.2-3

构件类别	序号	结构和材料性质	外包最小厚度 (mm)					
			耐火时限					
			1/2h	1h	1 1/2h	2h	3h	4h
钢柱 (四面受火)	1	涂有含轻集料石膏的钢板	13	13	15	20	25	
	2	涂有含轻集料石膏的钢板, 涂层外敷以 $\phi 1.6@100\text{mm}$ 金属网 a. 当涂层厚度不小于 9.5mm b. 当涂层厚度不小于 19mm	10	10	15			
			10	10	13	20		
	3	石棉绝热板 a. 单层厚, 搭接长度 6mm b. 双层厚			19	25		
							38	50
	4	实心粘土砖, 灰砂砖 (不含涂层)	50	50	50	50	75	100
	5	膨胀矿渣或浮石砌块 (不带涂层)	50	50	50	50	60	75
	6	蒸压加气混凝土砌块 (密度为 $457 \sim 1200\text{kg/m}^3$)	60	60	60	60		
	7	轻混凝土砌块	50	50	50	50	60	75
	8	加气混凝土板 (ALC 板) 外包		25		50	75	
9	普通混凝土: a. 混凝土不承重 b. 混凝土承重	25	25	25	25	50	75	
		50	50	50	50	75	75	
10	轻混凝土: 混凝土不承重	25	25	25	25	40	60	

18 门式刚架轻型房屋钢结构

18.1 一般规定

18.1.1 本措施适用于主要承重结构为单跨或多跨实腹式门式刚架，具有轻型屋盖和轻型外墙、无桥式吊车或起重量不大于 20t 的起重机工作级别为中、轻级（A1 ~ A5）的桥式吊车或 3t 悬挂吊车的单层房屋钢结构设计。不适用于具有强烈侵蚀性气体和构件表面温度大于 150℃ 的房屋。

18.1.2 受拉强度按净截面计算，受压强度按有效净截面计算。稳定性按有效截面计算，变形和多种稳定系数均可按毛截面计算。

18.1.3 悬挂的附加永久物体重量：如喷淋系统、机械设备、电力系统和吊顶等悬挂荷载应视为恒载，按实际情况取用。

18.1.4 屋面均布活荷载标准值应取 0.5kN/m²，对支承压型钢板等轻屋面构件，当仅有一个可变荷载，且受荷水平投影面积超过 60m² 时，屋面均布活荷载标准值可取 0.3kN/m²。

18.1.5 屋面施工或检修集中荷载，其标准值取 1.0kN，当施工荷载有可能超过上述荷载时，应按实际情况取用。

18.1.6 跨高比 l/h 小于等于 4 的门式刚架应按《建筑结构荷载规范》GB 50009—2001 计算风荷载标准值 W_k 及风荷载体形系数 μ_s ，不考虑风振系数 β_z ，但当跨高比 l/h 大于 4 的门式刚架及房屋所有围护结构的风荷载标准值 W_k 宜按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》CECS 102:2002 取用。

18.1.7 限值规定

1 受弯构件的挠度与其跨度的比限值，不应大于表 18.1.7-1 规定。

表 18.1.7-1 受弯构件的挠度与跨度比限值

	构件类别	构件挠度限值
竖向 挠度	门式刚架斜梁： 仅支承压型钢板屋面和冷弯型钢檩条	1/180
	尚有吊顶	1/240
	有悬挂吊车	1/400
	檩条： 支承压型钢板和金属夹芯板屋面 有吊顶且抹灰	1/200 1/300
水平 挠度 和位移	压型钢板屋面板，当屋面坡度 $i \geq \frac{1}{20}$ 时	1/200
	带有玻璃窗的墙梁	1/200
	压型钢板及金属夹芯板墙板	1/150
	墙梁： 支承压型钢板及金属夹芯板墙 支承砌体墙 带有玻璃窗的墙梁	1/150 1/250 1/200

注：对悬臂梁，按悬伸长度的 2 倍计算受弯构件的跨度。

- 2 受压构件的长细比限值, 不宜大于表 18.1.7-2 规定。
- 3 受拉构件的长细比限值, 不宜大于表 18.1.7-3 规定。

表 18.1.7-2 受压构件的容许长细比值

构件类别	长细比限值
主要构件	150
其他构件及支撑	200

表 18.1.7-3 受拉构件的长细比限值

构件类别	承受静态荷载或间接承受 动态荷载的结构	直接承受动态荷载的结构
桁架构件	350	250
吊车梁或吊车桁架以下的柱间支撑	300	—
其他支撑 (张紧的圆钢或钢绞线支撑除外)	400	—

- 注: 1 对承受静态荷载的结构, 可仅计算受拉构件在竖向平面内的长细比。
 2 对直接或间接承受动荷载的结构, 计算单角钢受拉构件的长细比时, 应采用角钢的最小回转半径; 在计算单角钢交叉受拉杆件平面外长细比时, 应采用与角钢肢边平行轴的回转半径。
 3 在永久荷载与风荷载组合作用下受压的构件, 其长细比不宜大于 250。

18.1.8 焊接构件宜选用 Q235B 级钢材, 非焊接构件可选用 Q235A 级钢材; Q345A 可用于一般焊接构件, 压型钢板根据板型选用钢材; 冷弯薄壁型钢的钢材强度设计值应按《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB 50018—2002 取用。

18.2 结构布置

18.2.1 门式刚架轻型房屋钢结构的温度区段长度 (伸缩缝间距) 不超过下列规定时一般可不考虑温度应力和温度变形的影响:

- 1 纵向温度区段 (垂直刚架跨度方向) 不大于 220m;
- 2 对柱底铰接的横向温度区段 (沿刚架跨度方向) 不大于 150m;
- 3 对全刚接刚架的横向温度区段 (沿刚架跨度方向) 不大于 120mm;
- 4 当在采暖地区的非采暖房屋, 以上区段长度宜降低 15%;
- 5 当有计算依据时, 温度区段可适当加大。

18.2.2 设伸缩缝的具体做法

- 1 纵向温度伸缩缝:
 - 1) 设置双排刚架。
 - 2) 框架纵向的檩条等构件螺栓连接处采用椭圆孔。
- 2 横向温度伸缩缝:
 - 1) 屋面板宜采用浮动式屋面板体系, 屋脊盖板宜采用可伸缩的形式。
 - 2) 增设双柱将框架分开。
 - 3 不论采用何种方案构件间 (椭圆孔尺寸) 应留有足够的伸缩裕量。

18.2.3 对多跨刚架局部抽去中间柱或边柱处, 宜布置托梁或托架。

18.2.4 檩条布置应考虑天窗, 通风屋脊、采光带、屋面材料、檩条供货规格等因素影响。

18.2.5 山墙处宜采用门式刚架结构, 在非地震区也可设置由抗风柱、斜梁、墙架和支撑组成的山墙墙架代替。

18.3 门式刚架

18.3.1 门式刚架可采用变截面实腹式刚架，采用弹性分析方法确定各种内力。

18.3.2 门式刚架分为单跨和多跨；也可分为单坡、双坡和多坡，一般采用双坡。多跨刚架中间柱与斜梁的连接可采用铰接。

18.3.3 当设有桥式或梁式吊车时，门式刚架柱宜采用等截面构件，柱脚应设计成刚接。

18.3.4 无桥式和梁式吊车的门式刚架的柱脚多按铰接设计，一般用平板支座，地脚锚栓设一对，柱脚较大时可设两对。

18.3.5 门式刚架轻型房屋屋面坡度，一般取 $1/10 \sim 1/20$ ，南方多雨地区可取靠近 $1/10$ 。斜梁在外荷载作用下产生的挠度，使斜梁坡度的减少量不宜大于坡度的 $1/3$ 。

18.3.6 门式刚架的跨度、高度的取值原则

1 门式刚架的跨度、高度和轴线确定；门式刚架的跨度，应取横向刚架柱轴线间的距离。

2 门式刚架的计算高度，应取柱脚底板面到柱轴线与斜梁轴线交点的高度。

3 柱轴线可取通过柱下端中心的竖向轴线，工业建筑边柱的定位轴线宜取柱外皮，斜梁的轴线可取通过变截面梁段最小端中心与斜梁上翼缘表面平行的轴线。

18.3.7 门式刚架的跨度宜为 $12 \sim 36\text{m}$ 。门式刚架的高度宜为 $4.5 \sim 12\text{m}$ ，当房屋内设有桥式吊车时，高度可根据起重量不大于 20t 桥式吊车使用的要求确定，不宜超过 12m 。门式刚架的间距宜为 $6 \sim 9\text{m}$ ，间距 7.5m 较佳。

18.3.8 变截面门式刚架内力可采用有限元法计算，计算时宜将构件分为若干段，每段的几何特征可视为等截面，也可用楔形单元。

18.3.9 变截面门式刚架的柱顶位移应采用弹性整体分析方法确定。

单层门式刚架轻型房屋钢结构的刚架柱顶位移在风荷载标准值作用下不应大于表 18.3.9 的限值。

表 18.3.9 刚架柱顶位移（计算值）限值

吊车情况	其他情况	柱顶位移限值
不设吊车	当采用轻型金属墙板时	$h/80$
	当采用砌体墙时	$h/120$
设有桥式吊车	当吊车有驾驶室时	$h/400$
	当吊车由地面操作时	$h/300$

注： h 为刚架柱高度。

18.3.10 门式刚架工字形实腹截面的梁和柱构件腹板的计算高度与其厚度之比，不应大于 $250\sqrt{235/f_y}$ ，其中 f_y 为钢材屈服强度。

18.3.11 工字形截面构件腹板的受剪板幅，当腹板高度变化不超过 60mm/m 时，可考虑屈曲后强度；当满足屈曲后强度时，可不设加劲肋；当不满足时，可设横向加劲肋；横向加劲肋的间距宜取腹板计算高度 $1.0 \sim 2.0h_w$ 。

18.3.12 当工字形截面构件腹板受弯及受压板幅利用屈曲后强度时，应按有效宽度计算截面特性。

18.3.13 梁腹板应在较大集中荷载作用处和翼缘转折处设置横向加劲肋。

18.3.14 钢构件的除锈等级要求不应低于 Sa2 $\frac{1}{2}$ 等级，涂层干漆膜总厚度：室内应为 $125\mu\text{m}$ ，室外应为 $150\mu\text{m}$ 。各种防锈漆要求最低的除锈等级见表 18.3.14。

表 18.3.14 除锈质量等级与涂料的适应性

除锈方法	除锈等级 (GB 8923—88)	涂 料 种 类							
		洗涤底漆	有机富锌	无机富锌	油性涂料	长油醇酸涂料	环氧沥青涂料	环氧树脂涂料	氯化橡胶涂料
喷砂除锈	Sa3	○	○	○	○	○	○	○	○
	Sa2 1/2	○	○	○-△	○	○	○	○	○
	Sa2	○	○-△	×	○	○	○-△	○-△	○
动力工具除锈	St3	△	△	×	○	○-△	△	△	△
手工工具除锈	St2	×	×	×	△	△	×	×	×

注：○—适合；△—稍不适合；×—不适合。

18.4 屋面檩条和屋面板

18.4.1 檩条宜优先采用实腹式卷边槽形或带卷边的 Z 形冷弯薄壁型钢。壁厚不宜小于 1.5mm。跨度大于 9m 时，可采用格构式檩条。

18.4.2 檩条一般设计成单跨简支构件，实腹檩条也可设计成连续构件。连续檩条在不同跨度受到不同的弯矩，其最大弯应力发生在端跨。故端跨檩条宜比中间跨檩条有更强的截面，并提供较大的搭接长度，连续檩条的搭接长度由供应厂家经试验后提供。

连续檩条的搭接长度不宜小于图 18.4.2 所示数值。

18.4.3 当檩条跨度小于等于 6m 时，应在檩条跨中位置设拉条，如图 18.4.3 (a)、(c) 所示。

当檩条跨度大于 6m 时，应在檩条跨度三分点处各设 1 道拉条或撑杆，如图 18.4.3 (b) 所示。

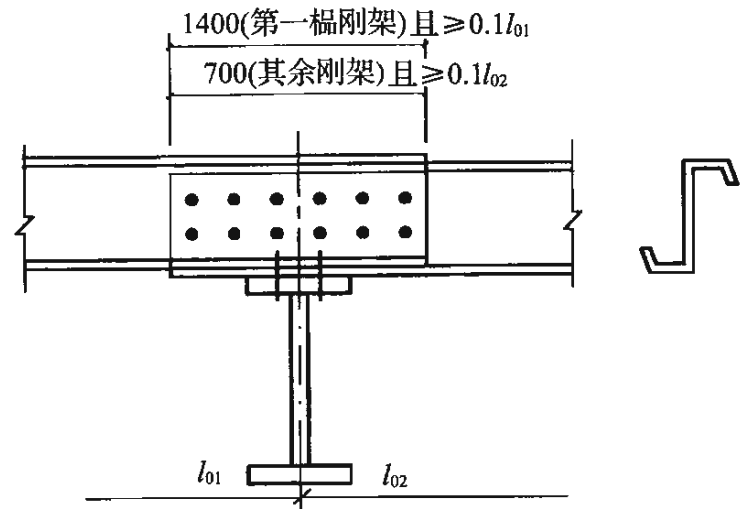


图 18.4.2 连续檩条搭接长度

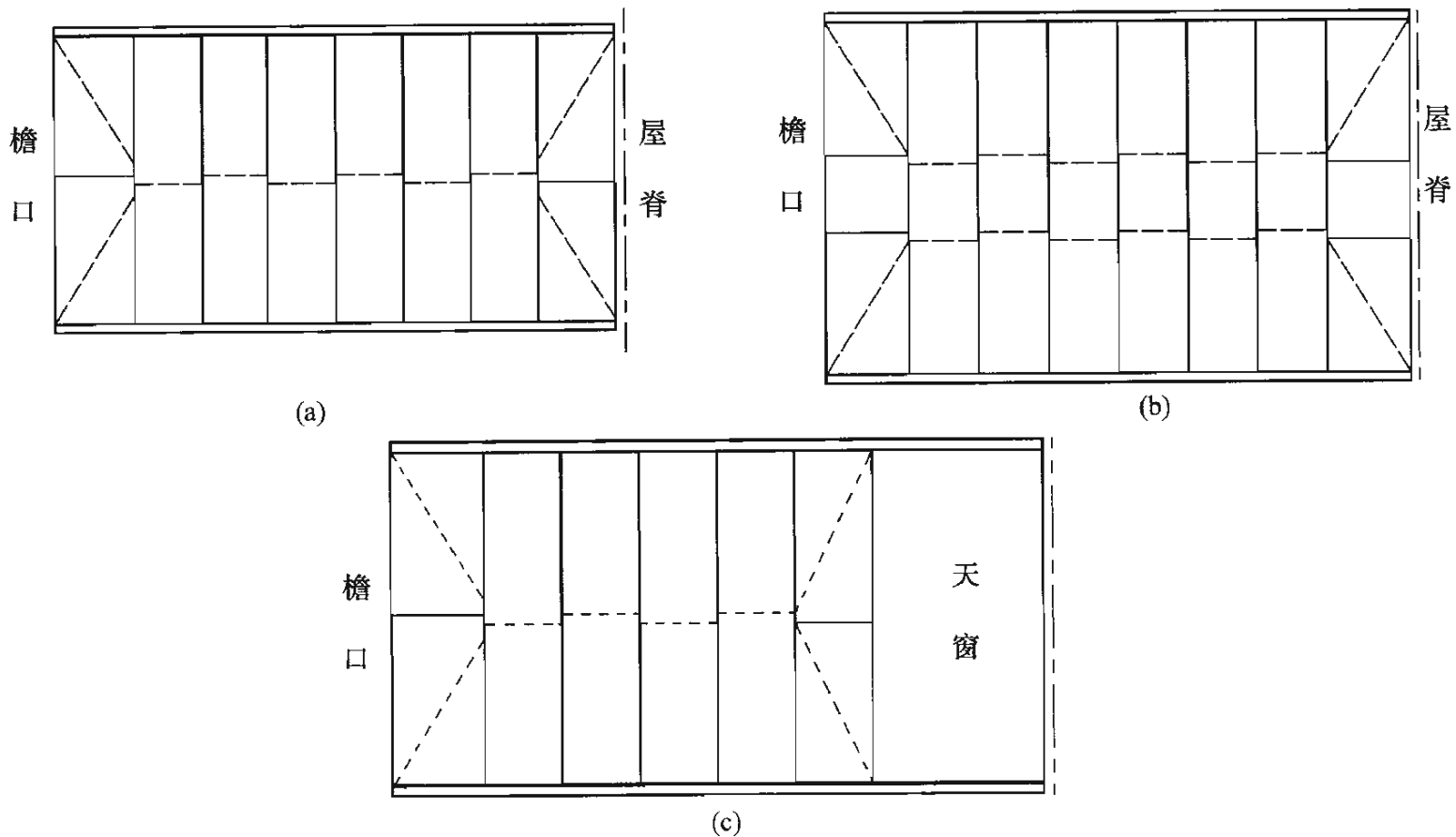


图 18.4.3 拉条设置示意图

18.4.4 檩条承受的线荷载可分解为坡度方向的分量和垂直于坡度方向的分量，如图 18.4.4 所示，垂直于坡度方向的分量 q_y 由檩条承担，坡度方向的分量 q_x 由拉条承担，为使两坡度方向的分量在屋脊处平衡，应将屋脊处两根脊檩连成整体。为防止檩条向屋脊方向弯扭失稳，必须在檐口处加设斜拉条和直撑杆（实线），见图 18.4.3。当设天窗架时为使屋面坡向分量传至斜梁，应在天窗缺口处增设斜拉条和直撑（图 18.4.3 (c)）。图 18.4.3 (a)、(c) 中，当屋脊左右对称（坡向分量 q_y 相等）时可取消屋脊处的斜拉条和直撑杆，改为直拉条。

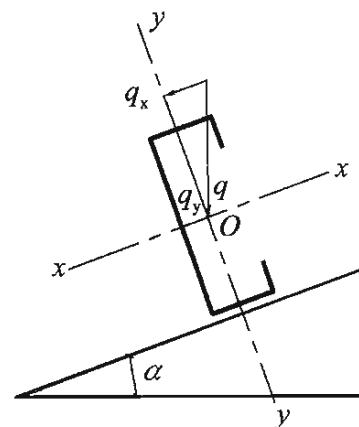


图 18.4.4 檩条荷载示意图

18.4.5 檩条间的拉条设计应取屋脊处受力最大一根拉条按轴心受拉构件选择截面，拉条所受的最大轴向拉力应取半跨屋面产生的总坡向力。

18.4.6 简支檩条在支座处应设檩托，用 2 个螺栓将腹板与檩托沿竖向连接。檩托可采用热轧角钢，当采用冷弯角钢或竖钢板时应设加劲板。

18.4.7 当檩条间的拉条采用圆钢时，圆钢直径不宜小于 10mm。也可采用扁钢或冷弯小角钢做拉条。

18.4.8 檩条计算时，不应以隅撑作为檩条的支承点。

18.4.9 当风荷载较大时，檩条应验算在屋面恒载和风吸力组合作用下截面强度和稳定性是否满足受力要求。此时恒载的荷载分项系数 $r_g = 1$ ，风载的 $r_q = 1.4$ 。

18.4.10 檩条宜采用热浸镀锌防腐，镀层标准为 A 级，镀锌量 250 ~ 275g/m²。

18.4.11 屋面板的设置原则

1 屋面板除覆盖屋面完成屋顶封闭外，应满足受力、防水、保温隔热等要求。一般屋面板分为固定式和浮动式两类。

2 固定式屋面板系指用自攻螺丝直接连接屋面板和檩条。固定式屋面板不宜用于降雨或降雪频繁地区，屋面坡度不宜小于 4%。

3 浮动式屋面板系指屋面板通过具有双向移动功能的连接件连接檩条，浮动式屋面外形为直立缝，也称直立缝屋面。浮动式屋面板，当缝卷成或扣合成 360° 时，屋面坡度不宜小于 2%。

18.4.12 屋面板的厚度一般为 0.5 ~ 1.0mm，彩涂热镀锌板基板的牌号宜用 StE 280 - 2Z 及 StE 345 - 2Z。允许集中荷载不小于 1.0kN。

18.4.13 屋面板材料和涂层

- 1 不锈钢板、铝锰镁合金板宜用于高级建筑物。
- 2 镀铝锌本色板，镀层 165g/m²，宜用于年限较长久。
- 3 镀锌彩板镀层量 275g/m²，宜用于要求较高建筑。
- 4 镀锌彩板镀层量 180g/m²，宜用于非重要建筑。
- 5 彩色涂层钢板，涂层采用聚偏氯乙烯，宜用于要求较高建筑。
- 6 涂层采用硅改性聚酯或高耐用性聚酯，宜用于一般性建筑。

18.4.14 屋面采光板应和屋面板型一致，采光板不宜沿纵向连续布置，纵向间隔不宜小于 2 个标准檩距，降雪频繁地区不宜采用采光板。

18.4.15 屋面开洞材料标准应不低于屋面板材料，在屋面支承开洞处应做好防水和导水。

18.4.16 各种开洞应考虑设备、门窗等重量并控制相应构件挠度。

18.5 支撑体系

18.5.1 当每个温度区段或分期建设的区段长度，小于第 18.2.1 条规定的区段长度较多时，可在端部

的第一个开间或第二个开间（并在第一开间相应位置设置刚性系杆）设置柱间支撑，同时应设置屋盖横向支撑，在横向交叉支撑之间应设刚性系杆以组成几何不变体系。

18.5.2 柱间支撑

1 柱间支撑的间距一般取 36 ~ 45m。

2 当房屋高度较大时，柱间支撑应分层设置，并加设水平压杆。

3 当房屋内无吊车梁时，柱间支撑可按第 18.5.1 条设置。当房屋内有吊车梁时，柱间支撑应分层设置，吊车梁以上的上部支撑应设置在端开间，并在中间或三分点处同时设置上、下部柱间支撑。

4 当边柱桥式吊车起重量大于或等于 10t 时，下柱支撑宜设两片，吊车起重量较小时，下部柱间支撑可设置单片。

5 在边柱柱顶、屋脊以及多跨门式刚架中间柱柱顶应沿房屋全长设置刚性系杆。

6 多跨门式刚架的内柱应设置柱间支撑。

18.5.3 支撑一般采用圆钢或型钢，当房屋中设有桥式或梁式吊车时，支撑宜采取型钢支撑。圆钢支撑宜配置花篮螺丝或做成可张紧装置。支撑与构件间的夹角在 $30^\circ \sim 60^\circ$ 范围。

18.5.4 檩条可兼作刚性系杆，其长细比应符合压杆 $\lambda = 200$ 的长细比要求，并应满足压弯杆件的承载力要求，但是当檩条经验算强度不满足要求时，应另设置刚性系杆。

18.5.5 在檐口位置，刚架斜梁与柱内翼缘交接点附近，应各设置一道隅撑。在门式刚架斜梁上下翼缘受压区的侧向支承长度（含支撑节点和隅撑间距）不大于其受压翼缘宽度 b 的 $16\sqrt{235/f_y}$ 倍时不需计算斜梁的整体稳定性。

18.5.6 应在设有托梁或托架的开间斜梁两端与托梁两端相邻的开间斜梁两端设置纵向水平撑。

18.5.7 当房屋中不允许设置柱间支撑时，应设置纵向框架式支撑。

18.6 围护结构

18.6.1 门式刚架轻型房屋钢结构侧墙墙梁的布置应考虑设置门窗、挑檐遮雨篷等构件和围护材料的要求。

18.6.2 当侧墙采用压型金属板作围护面时，墙梁宜布置在刚架柱的外侧，其间距根据板型和规格确定，但不应大于计算要求的值。

18.6.3 墙梁型式一般采用卷边“C”或“Z”形，或为轻型薄壁 H 型钢，其厚度不应小于 1.5mm，宜采用热浸镀锌，镀锌量为 $250 \sim 275\text{g/m}^2$ （三点测试值）。

18.6.4 墙梁可设计成简支或连续构件，两端支承在焊接于刚架柱的支托上。支托同第 18.4.6 条檩条支托。当墙面有条形窗或房屋较高且墙梁跨度较大时，墙架柱的数量应由计算确定，当墙梁需承受墙板重及自重时，应考虑双向弯曲。

18.6.5 当墙梁跨度小于等于 6m 时，应在墙梁跨度中间位置设拉条。当墙梁跨度大于 6m 时，应在墙梁跨度三分点处各设一道拉条或撑杆。在最上层墙梁处宜设斜拉条将拉力传至承重柱或墙架柱。当墙梁在风吸力作用下，应注意墙梁内侧的稳定性，也可采取相应的构造措施。

18.6.6 墙板材料参照屋面板选用。

18.6.7 自承重墙，墙板落地，自重宜直接传至地面，板与板间也应适当连接。

18.6.8 墙面开洞应提供必要的饰边，饰边材质应与墙板相同，厚度宜大于墙板。

18.7 节点及构造

18.7.1 门式刚架斜梁与柱的连接宜采用高强度螺栓连接，可采用端板竖放、端板平放和端板斜放三

种形式，如图 18.7.1。一般采用端板竖放，节点构造及尺寸不需要放大样确定，螺栓比较容易排列。端板平放受力合理，安装方便，也常被采用。

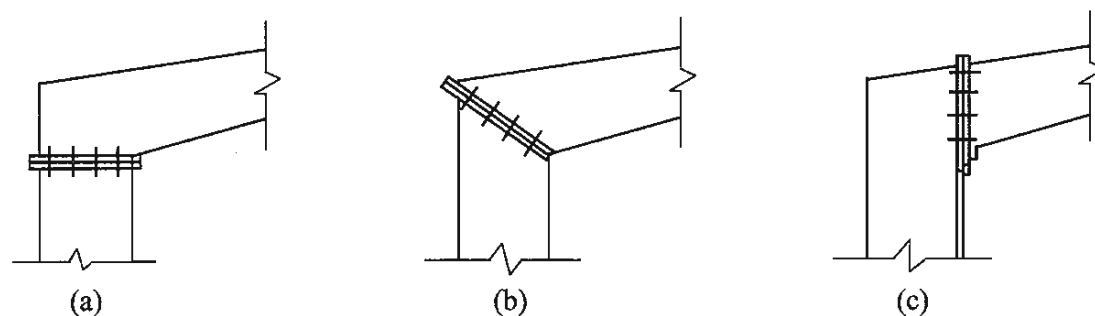


图 18.7.1 斜梁与柱连接形式示意图

18.7.2 《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》CECS 102—2002 中关于端板厚度的计算公式，系按平面端板塑性分析和将屈服线控制在端板边缘的方法，简化了计算和限制变形。因此，端板连接螺栓必须采用高强度螺栓，以确保假定计算模型的成立。此时，端板厚度计算可按该规程规定：

外伸式竖放端板采用该规程 (7.2.9-3a) 公式计算端板厚度（外伸部分中间有加劲肋，如图 [18.7.3 (b)]）。

平齐式竖放端板采用该规程 (7.2.9-3b) 公式计算端板厚度。

若采用普通螺栓连接，则不能采用上述公式计算端板厚度。

一般端板厚度不小于理论计算所得的连接螺栓直径的 1.0 倍，且不应小于 16mm。

18.7.3 端板竖放宜采用外伸式中间有加劲肋，除了构造上螺栓容易排列外，主要是外伸式节点受力合理，承载力明显高于平齐式节点，如图 18.7.3。

18.7.4 与斜梁端板连接的柱翼缘部分应与斜梁端板厚度相同。

18.7.5 端板主要承受弯矩和轴向力，当有吊车时，应采用高强度螺栓磨擦型连接。当端板连接承受剪力小于按抗滑移系数 0.3 计算的承载力时，若采用高强度螺栓承压型的端板表面可不做专门处理。

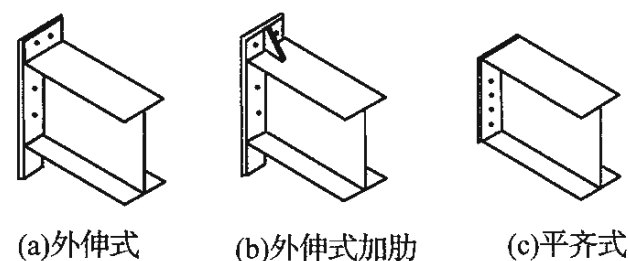


图 18.7.3 端板构造示意图

18.7.6 端板连接螺栓的受力计算，按《门式刚架轻型房屋钢结构技术规程》规定是假定以高强度螺栓群中心为抗弯中和轴进行计算。端板螺栓连接应对称的对称布置，应使受拉翼缘和受压翼缘的螺栓群中心与翼缘中心重合或接近，截面中部螺栓间距不宜超过该规程允许的最大间距 16d。

18.7.7 刚架柱和斜梁翼缘板与端板的连接应采用全熔透对接焊接，焊缝质量等级为二级。

18.7.8 刚架柱柱脚宜采用平板式铰接柱脚，当有吊车时，应采用刚接柱脚。

18.7.9 柱脚底板的厚度按计算求得，一般底板不小于 16mm，且不小于柱翼缘厚度的 1.5 倍。

18.7.10 柱脚锚栓按承受拉力设计，计算时不考虑锚栓承受水平力。锚栓直径的确定除按计算求得外，还应考虑构造要求，以及工程上实际可能承受部分剪力等不利因素，直径不宜太小。锚栓应采用双螺母，锚栓应有足够锚固长度或在端部设置锚板。

一般当刚架跨度小于等于 18m 时，采用 2 个 M24；

小于等于 27m 时，采用 4 个 M24；

大于等于 30m 时，采用 4 个 M30。

18.7.11 在刚架柱内侧翼缘的受压区，至少在靠近斜梁连接端下部应设置隅撑，其他处要视柱子高度和内侧翼缘受压情况决定隅撑设置的数量，如图 18.7.11。

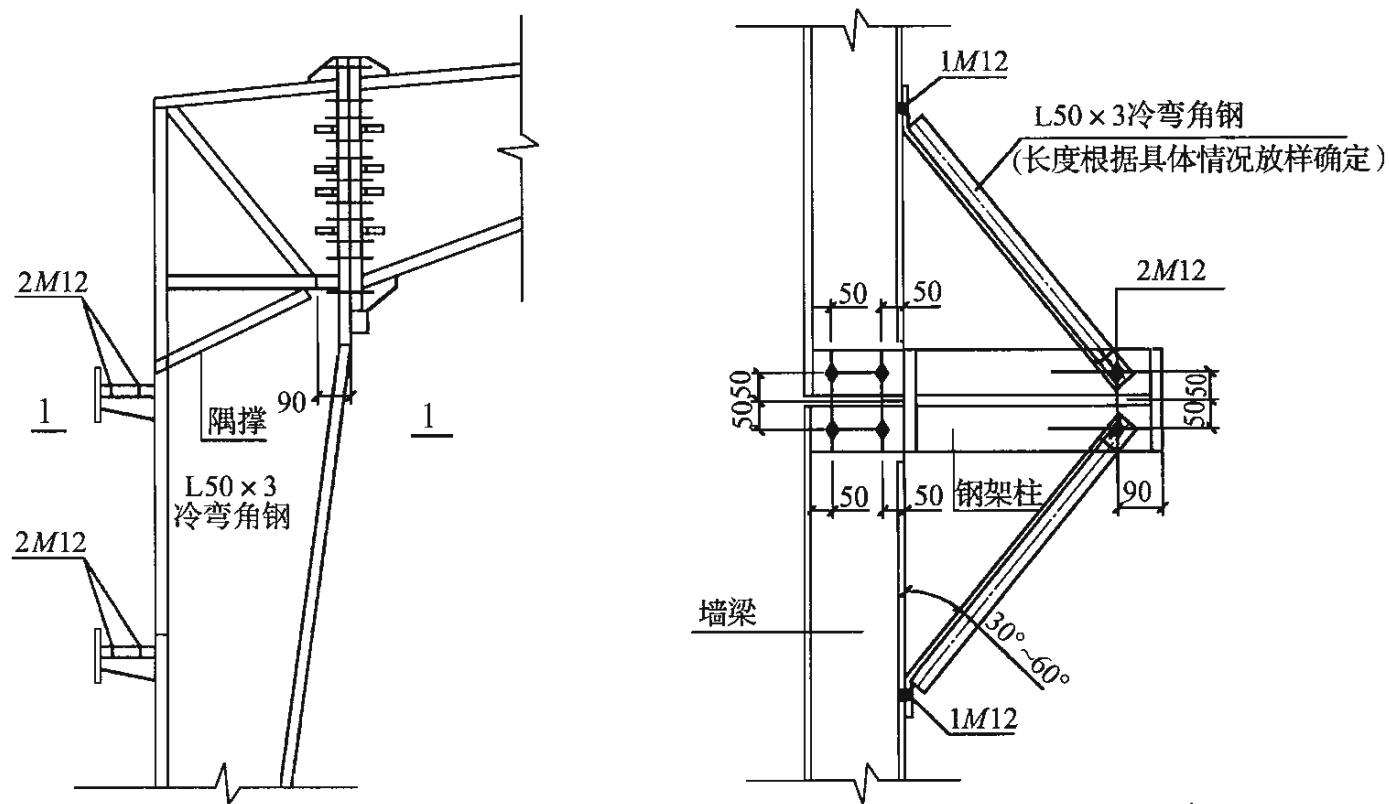


图 18.7.11 柱隅撑节点

18.7.12 隅撑宜采用单角钢端部弯折与斜梁下翼缘（或柱内翼缘）螺栓连接，或在距翼缘不大于 100mm 处与腹板处相连，夹角宜为 45°，如图 18.7.12。

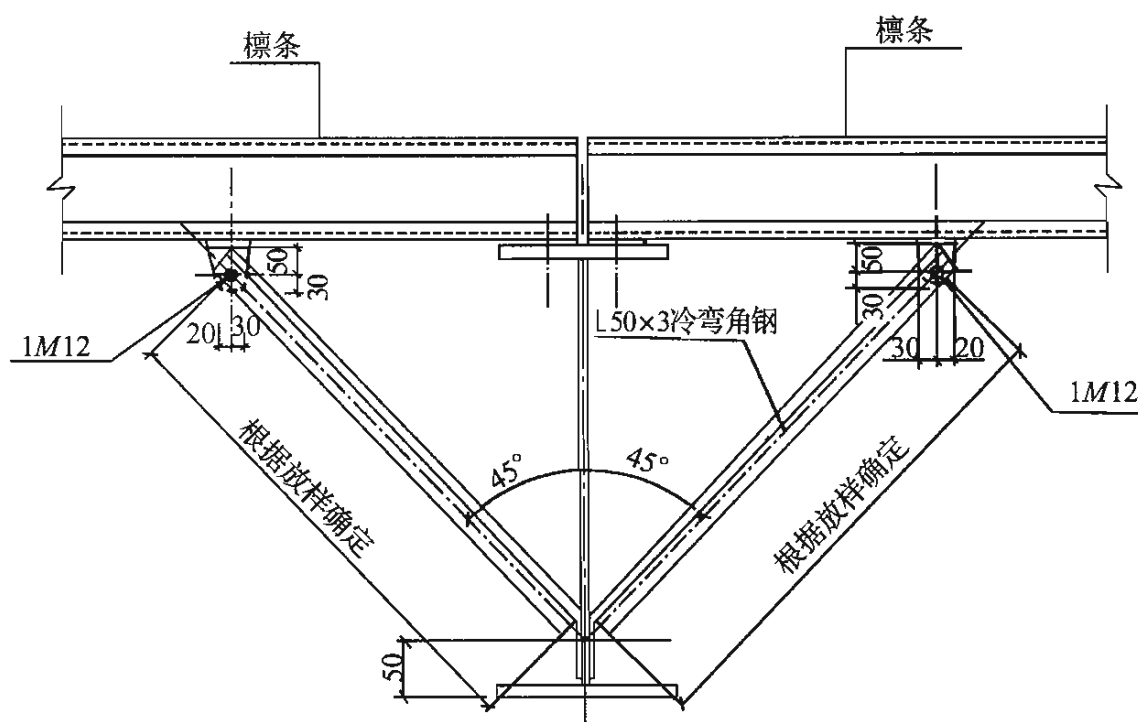


图 18.7.12 斜梁隅撑节点

18.7.13 圆钢支撑与刚架构件的连接，可设节点板，也可在刚架构件腹板外侧加弧形支承板或楔形垫块，如图 18.7.13。当腹板厚度小于等于 5mm 时，对支撑孔周围加强圆钢端部应设可张紧装置，如图 18.7.13 支撑就位后，应将圆钢支撑张紧。

18.7.14 考虑檩条有可能向屋脊方向弯扭失稳，在檐口的檩条间应设斜拉条及撑杆，其构造如图 18.7.14-1。图中撑杆为直拉条外套钢管。屋脊两根脊檩间应连成一体共同受力，如图 18.7.14-2 所示。

18.7.15 多跨门式刚架中柱宜采用摇摆柱，中柱只承受轴压力，不承担弯矩，故应做成铰接，如图 18.7.15 所示。

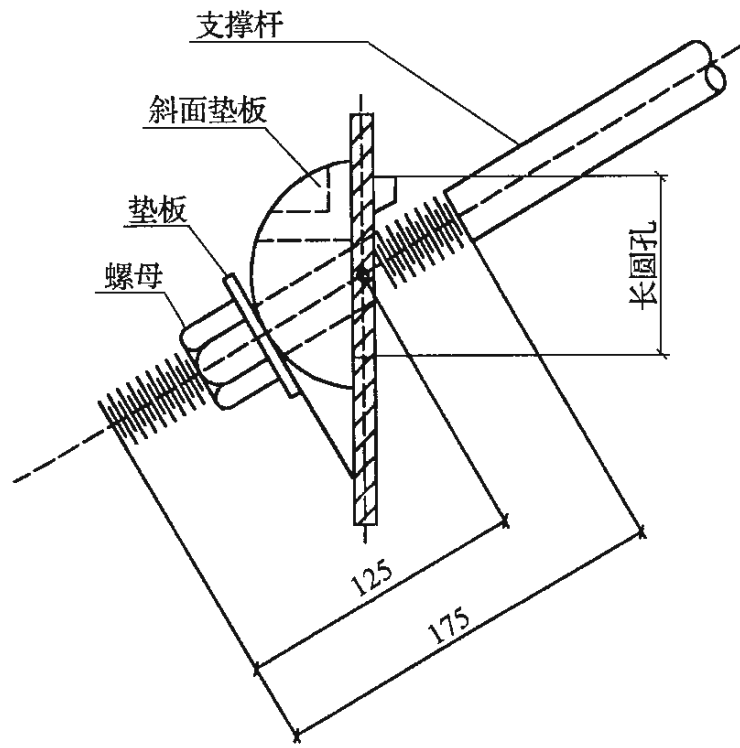


图 18.7.13 支撑节点

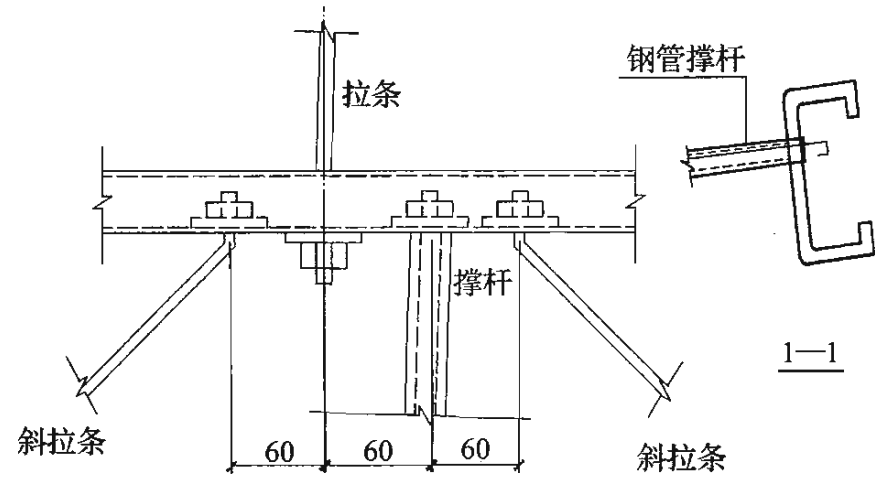


图 18.7.14-1 檩条、拉条和撑杆

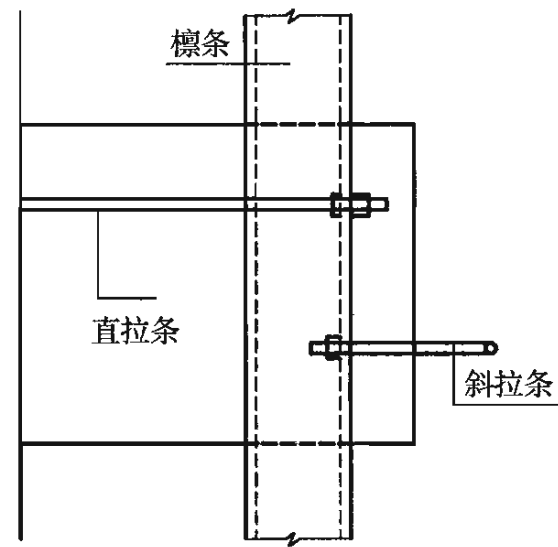
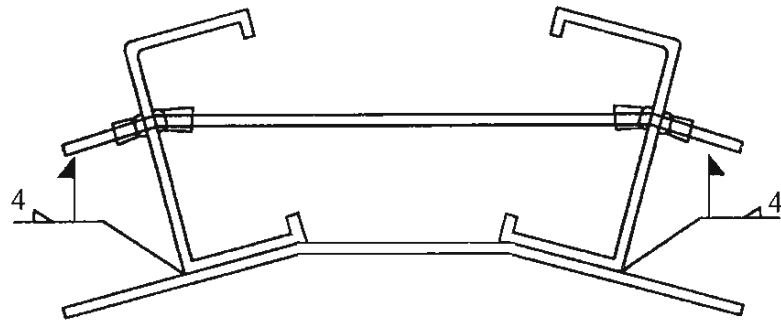


图 18.7.14-2 脊檩构造示意图

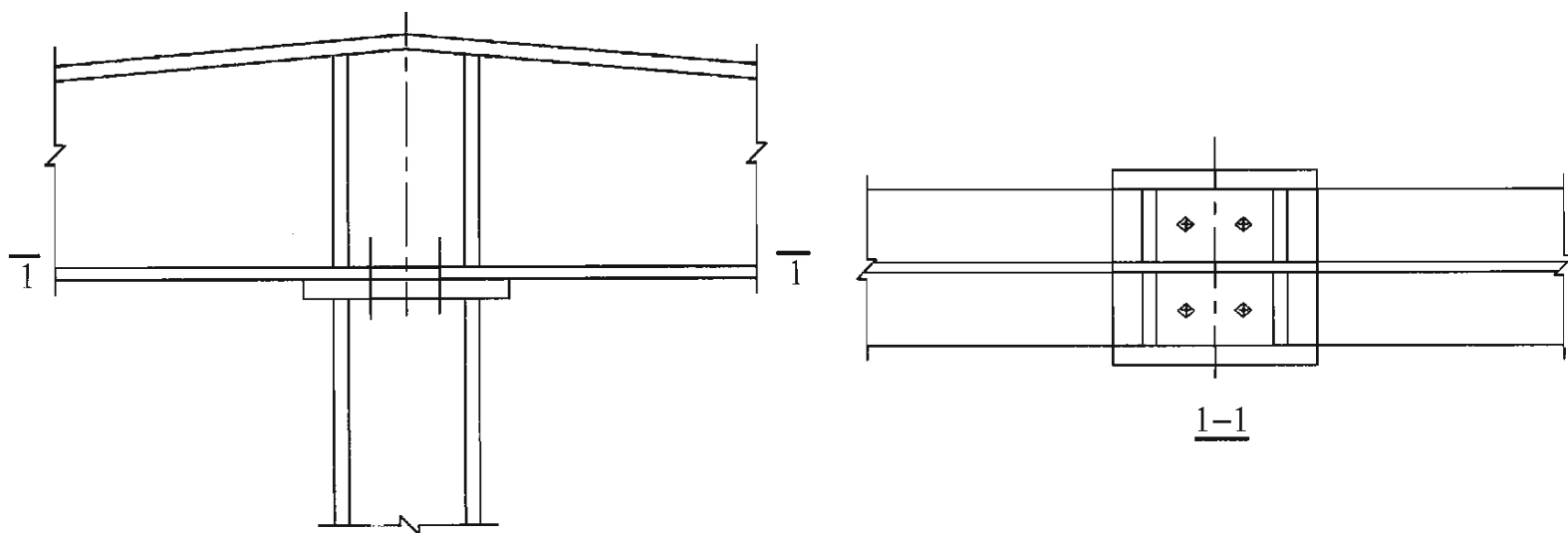


图 18.7.15 中柱、柱顶构造示意图

18.8 抗震措施

18.8.1 单层门式刚架轻型房屋钢结构一般在抗震设防烈度小于等于7度的地区可不进行抗震计算。

18.8.2 当房屋纵向很长，或跨度很大、高度很高，或宽度方向有多排摇摆柱，或有吊重、桥式吊车

等情况时,则应进行地震作用效应组合验算。

18.8.3 当有多于一层且与门式刚架相连的附属房屋时,应按有关规范规定进行抗震验算。

18.8.4 门式刚架的阻尼比可取 0.05。

18.8.5 单层门式刚架轻型房屋钢结构抗震设计可按底部剪力法计算。

18.8.6 当验算抗震强度时,梁、柱翼缘的外伸部分,宽厚比 b/t 小于等于 $13\sqrt{235/f_y}$ 。

18.8.7 当地震设防烈度为 7 度及以上时,应采取相应抗震构造措施:

1 构件之间的连接宜采用螺栓连接。

2 在梁柱拼接处,斜梁下翼缘宜用加腋方式加强,在该处附近翼缘受压区的宽厚比及腹板高厚比宜适当减小。

3 柱间支撑和屋盖水平支撑的设置应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 中第 9.1 节的规定。

4 锚栓应按柱间支撑传来的抗拔力验算。

5 设有柱间支撑的柱脚底板应设置抗剪键。

18.9 常见设计质量问题及预防措施

18.9.1 梁、柱拼接节点一般按刚接节点计算,但往往由于端部封板较薄而导致与计算有较大出入,故应严格控制封板厚度,以保证端板有足够刚度。

18.9.2 有的设计斜梁与柱按刚接计算而实际工程则把钢柱省去,把斜梁支承在钢筋混凝土柱上或砖柱上,造成工程事故。设计时应注意把节点构造表达清楚,节点构造一定要与计算相符。

18.9.3 多跨门式刚架中柱按摇摆柱设计,而实际工程却把中柱与斜梁焊死致使计算简图与实际构造不符,造成工程事故。

18.9.4 檩条设计常忽略验算在风吸力作用下的稳定,导致大风吸力作用下很容易失稳破坏,设计时应注意验算檩条截面在风吸力作用下是否满足要求。

18.9.5 有的工程在门式刚架斜梁拼接时,把翼缘和腹板的拼接接头放在同一个截面上,造成工程隐患,设计拼接接头时翼缘接头与腹板接头一定要错开。

18.9.6 有的单位檩条设计时只简单要求镀锌,没有提出镀锌方法和镀锌量,故施工单位用电镀,造成工程尚未建成,檩条已生锈。设计时要提出宜采用热镀锌带钢压制而成的檩条,并提出镀锌量要求。

18.9.7 隅撑的设置和檩条(或墙梁)间拉条的设置是保证整体稳定的重要措施,有的工程设计把它们取消,可能造成工程隐患。如果因特殊原因不设隅撑时,应采取有效的可靠措施保证梁柱翼缘不出现屈曲。

18.9.8 柱脚底板下如采用剪力键,或有空隙,在安装完成时,一定要采用灌浆料填实,注意底板设计时应设有灌浆孔。

18.9.9 檩条和屋面金属板要根据支承条件和荷载情况进行选用,不应任意减薄檩条和金属板的厚度。

18.9.10 为节省檩条和墙梁而采用连续构件,但其搭接长度不少单位没有经过试验确定,而往往搭接长度及连接难于满足连续梁的条件。在设计时,要强调若采用连续的檩条和墙梁,其搭接长度要经试验确定。也应注意在温度变化和支座不均匀沉降下可能产生的隐患。

18.9.11 不少单位为了省钢材和省人工将檩条和墙梁用钢板支托的侧向加劲肋取消,这将影响檩条的抗扭刚度和墙梁受力的可靠性。设计时应在图纸标明支托的具体做法,总说明应强调施工单位不得任意更改。

18.9.12 门式刚架斜梁和钢柱的翼缘板或腹板可以变厚度,但有的单位翼缘板由 20mm 突然变为 8mm,相邻板突变对受力很不利。设计时应逐步的变薄,一般以 2mm 至 4mm 板厚的级差变化为宜。

18.9.13 有的工程建在 8 度地震区,可是其柱间支撑仍用直径不大的圆钢,建议在 8 度地震区的工程

柱间支撑应进行计算求得其杆件截面，一般采用角钢截面为宜。

18.9.14 有的工程，不管门式刚架跨度多大，柱脚锚栓均按最小直径 M20 选用，造成工程事故。锚栓应按最不利的工况设计计算，并应考虑与柱脚的刚度相称，还要考虑相关的不利因素影响，建议按本措施第 18.7.10 条采用。

18.9.15 有的门式刚架安装时没有采用临时措施保证门式刚架的侧向稳定，造成安装过程门式刚架倒地。建议在设计总说明中应写明对门式刚架安装的要求。

18.9.16 屋面防水和保温隔热是关键问题之一，设计时要与建筑专业配合，认真采取有效措施。

19 多层房屋钢结构的补充规定

19.1 一般规定

19.1.1 多层钢结构房屋，当其总高不大于30m，（层数不超过12层）高宽比在4以下时，可以钢框架为主要承重结构。其抗侧力体系宜以框架、框架-中心支撑或框架-钢筋混凝土剪力墙等为主。

19.1.2 在非抗震设防区或7度（含7度）以下抗震设防区的多层结构中，各层楼盖可采用叠合板上浇整浇层的后浇整体式组合楼盖，但预制迭合板应与楼面钢梁可靠连接，以保持钢梁的稳定和楼面的整体性。当楼面开孔对上述功能有影响时，则应增设楼面水平支撑加强。对8度（含8度）以上的抗震设防区，宜采用钢梁上现浇板的组合楼盖。

侧向支撑体系的设置，应考虑结构刚度、传力直接、平面与竖向布置不产生偏心与突变等要求外，尚须使侧向传力体系之间楼盖的长宽比不宜大于3。

19.1.3 多层房屋框架的布置应遵循下列原则：

1 框架布置除考虑结构设计原则外尚应考虑建筑物内房间的划分、建筑物的平、立面设计等使用功能要求，并与建筑物整体布置综合考虑确定。

2 合理的确定柱距柱网，平面模数（即采用同一或乘以系数的尺寸）与基本区格，使结构成为布置有序、承载可靠的工作体系。并与电（楼）梯间等有特殊功能的隔间相配合，使建筑物内的结构件、隔墙、楼盖等均可形成有规则的标准尺寸。

柱网的最优间距要注意到建筑的耗钢量，一般建筑物愈低，其柱网尺寸宜偏小。当有地下车库时柱距尚应考虑停车位的净空要求。

3 立面布置时应使柱能沿建筑物全高通过而不致中途切断，即避免出现悬空柱和高度不一致的错层。当房屋纵向高低相差较大或刚度相差较大时，宜设防震缝分隔为两个结构单元。房屋横向高差较大时，宜设置传递水平力的体系。

4 多层钢结构建筑物的最大伸缩缝区段长度一般可为150m左右，若外墙为砖墙时一般可取60~90m。此外，在同一多层建筑中若高度相差较多时，为了避免不均匀沉降的影响，可设置自上而下的沉降缝（兼作防震缝）分离建筑物。

5 对多层钢结构的变位及振幅的限制，可采用控制水平荷载作用下的位移限值予以保证，当为多层民用建筑时，其在风荷载组合下的框架柱顶总侧移不宜超过 $1/500H$ （ H 为框架总高度），层间相对水平位移不宜超过 $1/400h$ （ h 为层间高度）。当装饰要求较高时，其层间相对位移宜适当从严限制。

19.1.4 楼盖梁的布置宜采用平接方案，即主梁和次梁均布置在同一层平面内；次梁与主梁的连接一般为铰接构造，有必要时，也可采用次梁端为刚接连接的连续构造。

19.1.5 多层钢结构采用的钢材，可按本措施第17.1节有关规定选用Q235或Q345等牌号钢。位于地震区重要的多层建筑的钢材，可选用符合标准《高层建筑结构用钢板》YB 4104的板材。当板材厚度等于或大于40mm，并要求抗层状撕裂性能时，应选用要求具有厚度方向性能的钢材。

19.1.6 多层建筑的基本风压值 W_0 应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009中规定的数值采用，对重要建筑可乘以系数1.1采用。当建筑物高度大于30m，且高宽比 H/B 大于1.5时，计算风荷载时应计入顺风向的风振系数。

19.2 结构的抗侧力体系

19.2.1 平面为矩形的多层钢结构，横向一般（短边）要求较大的柱距，纵向（长边）可为较小的柱距（图 19.2.1-1），适宜于采用的抗侧力结构形式为：纵向、横向均为垂直支撑体系（图 19.2.1-2）；纵向、横向均为框架体系（图 19.2.1-3）；纵向为垂直支撑，横向为框架体系（图 19.2.1-4）。

框架体系的优点为使用空间较大，便于实现人流、物流等建筑功能，但节点构造复杂、结构用钢量较多和侧向刚度弱于垂直支撑体系。采用垂直支撑体系的特点是设计、制作及安装较简便，承载功能明确，且侧向刚度较大，但支撑的设置易与建筑师的门窗、开间布置有矛盾。当对侧向刚度要求较严时，可采用框架-垂直支撑混合体系，其垂直支撑的设置可根据建筑功能的要求进行布置（见图 19.2.1-5）。

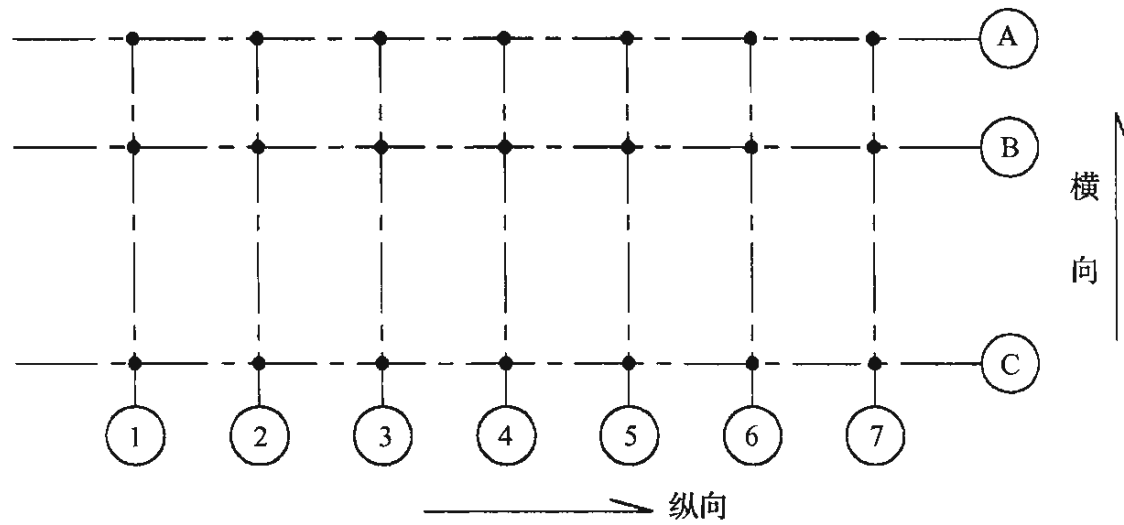


图 19.2.1-1 多层结构柱网图

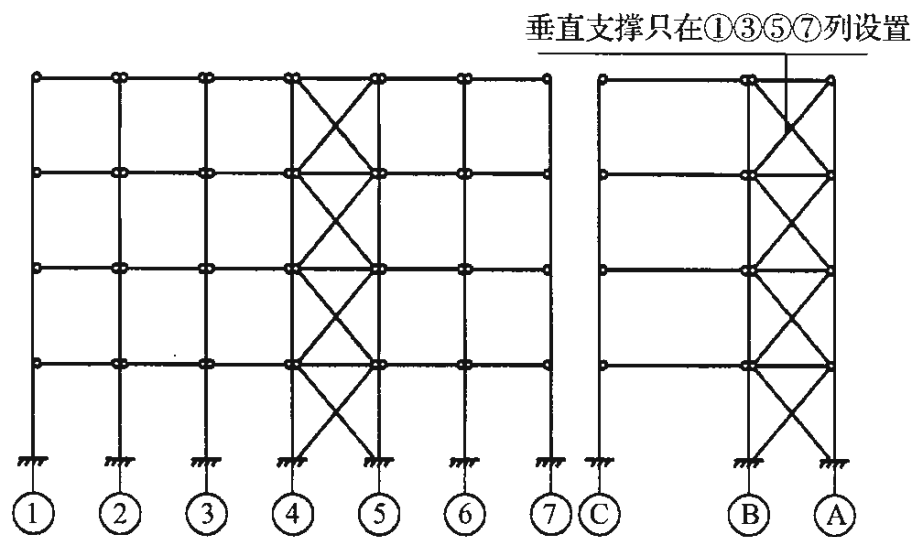


图 19.2.1-2 纵、横向垂直支撑体系

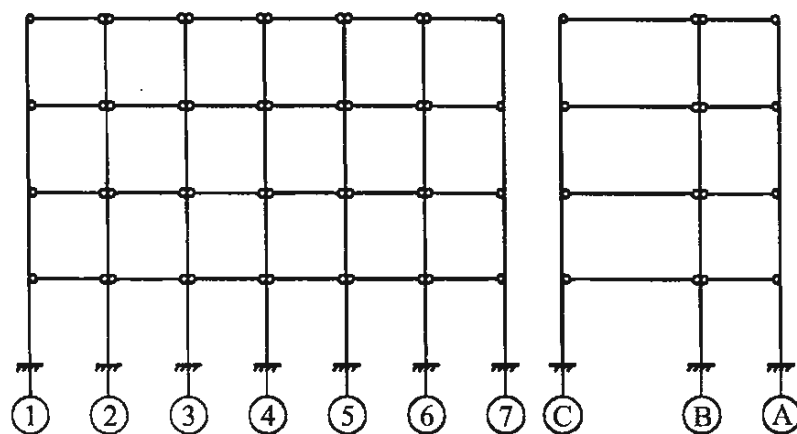


图 19.2.1-3 纵、横向框架结构体系

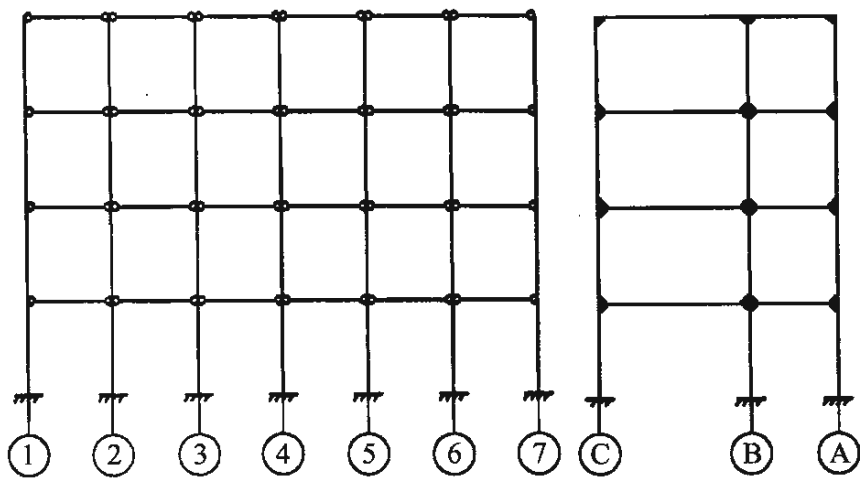


图 19.2.1-4 纵向垂直支撑及横向框架结构体系

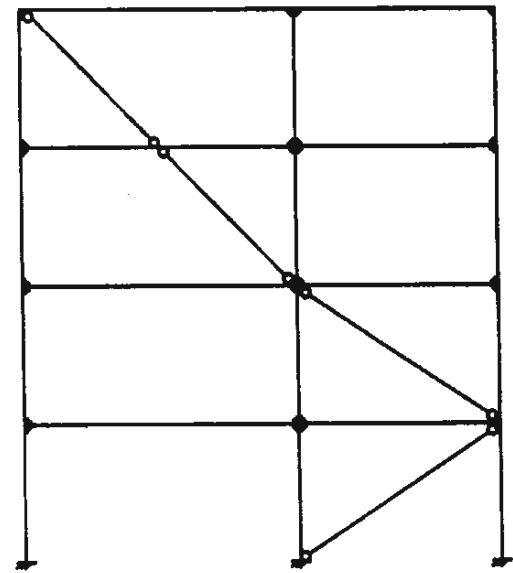


图 19.2.1-5 框架-垂直支撑混合体系

19.2.2 对于规则形状的民用多层钢结构房屋可以根据柱网布置和建筑使用功能的要求,按纵向和横向分别设置抗侧力体系,如图 19.2.2。

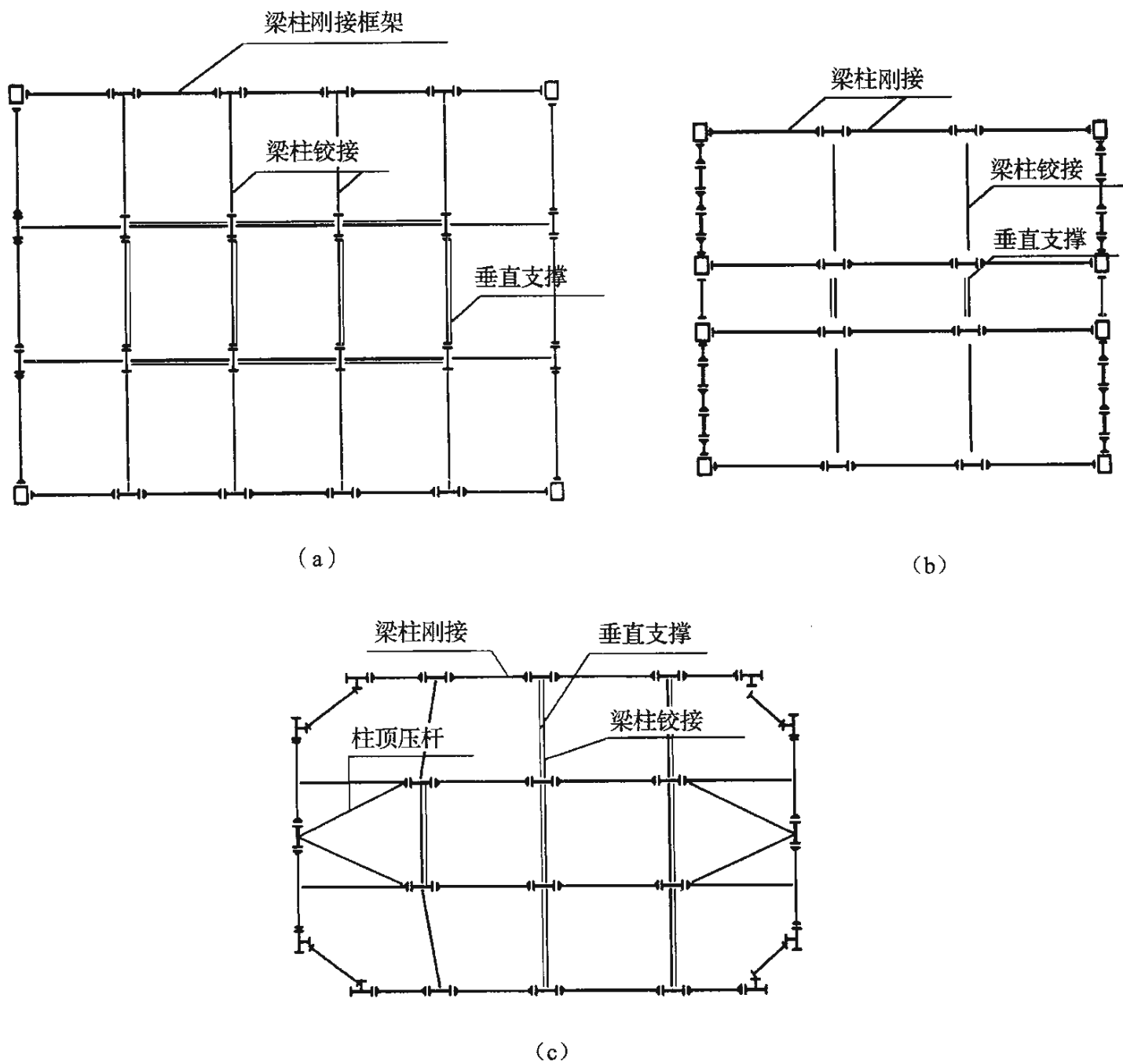


图 19.2.2 民用多层钢结构房屋柱网及抗侧力体系

19.2.3 垂直支撑沿房屋高度方向连续布置,如果无法连续贯通时,应移到相邻柱距间,此时为了更可靠的传递力,下部支撑应伸入上部支撑至少搭接一层[图 19.2.3(a)].对非抗震或 6 度以下(含 6 度)设防地区,顶部贯通设置支撑有困难时亦可不设支撑而采用梁柱连接为刚接的框架[图 19.2.3(b)].

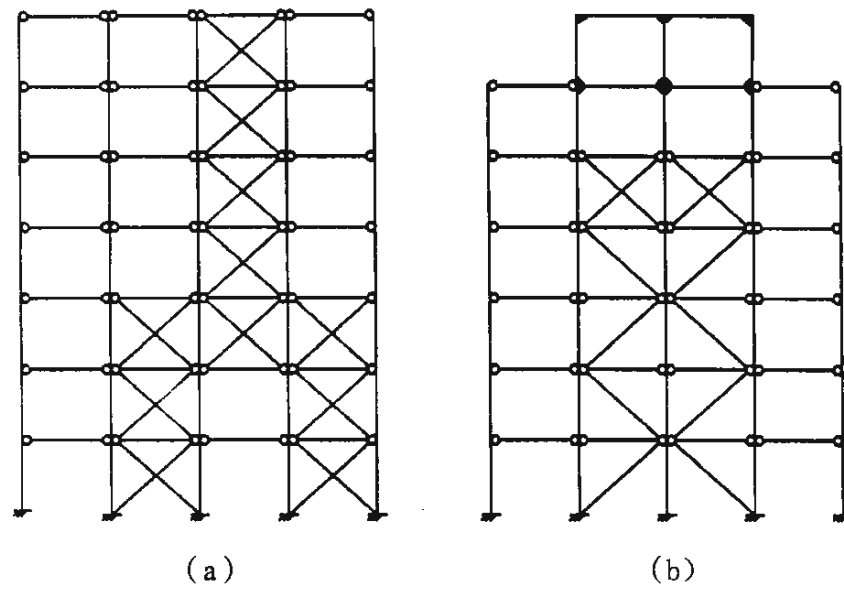
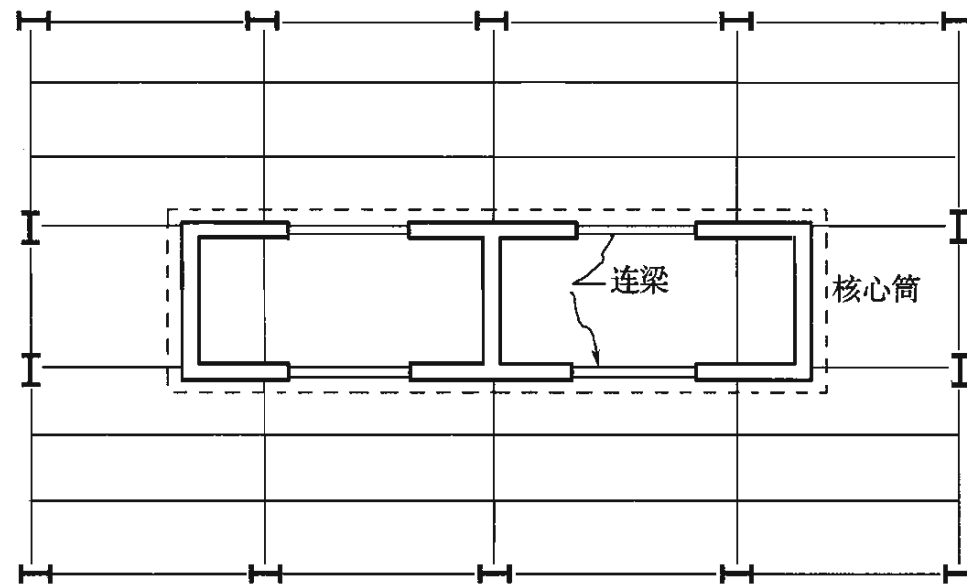


图 19.2.3 垂直支撑的立面错位布置

19.2.4 依靠钢筋混凝土（或钢骨混凝土）核心筒（墙）抗侧力的钢结构体系，其布置见图 19.2.4。



19.2.4 核心筒抗震的结构平面布置

19.2.5 框架柱间垂直支撑的布置如（图 19.2.5）所示。当柱网平面图为方形或接近方形时，支撑可布置在四角及其中间部分；当柱网为狭长形时，宜在横向（即短边）的两端及中部布置，纵向（即长边）宜布置在柱网中部，以避免在纵向端部布置限制温度变形。

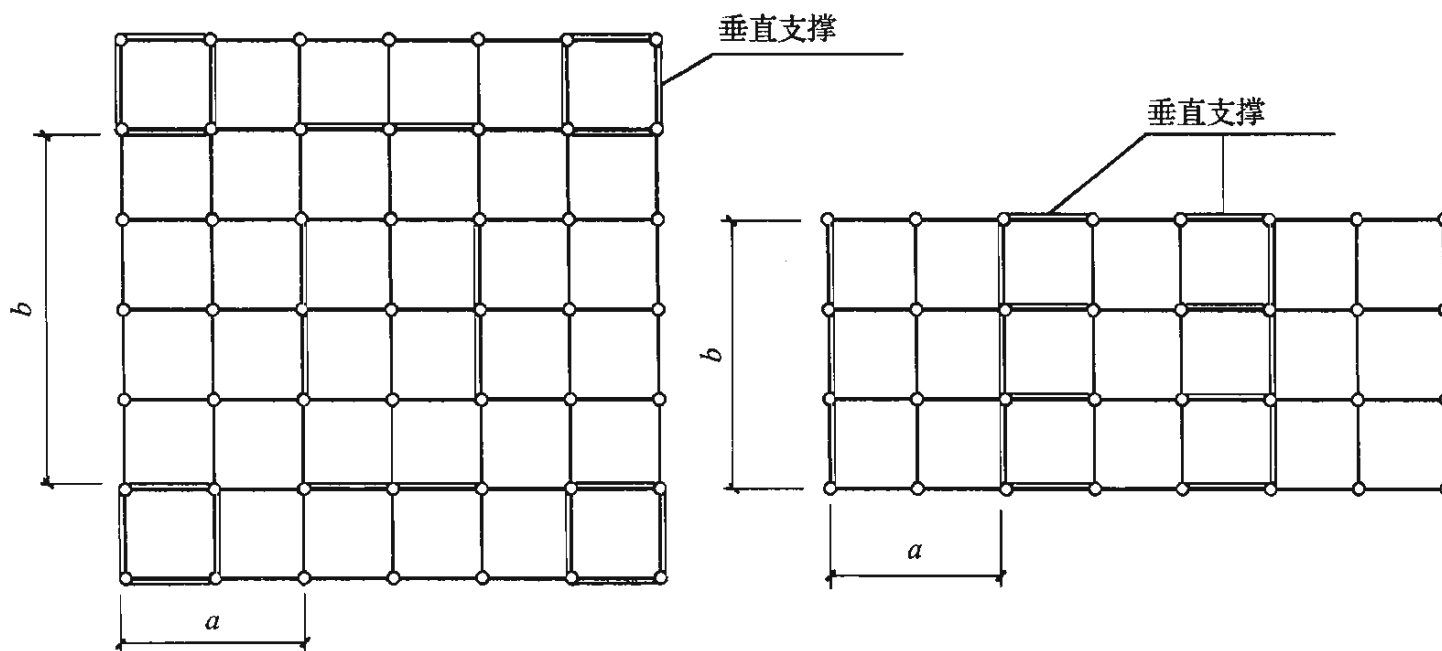


图 19.2.5 柱网及垂直支撑平面布置

19.2.6 支撑框架布置宜基本对称，支撑框架之间楼盖的长宽比（图 19.2.5 中 b/a 比值）不宜大于 3。

19.3 支撑体系

19.3.1 支撑的截面宜选用抗压、抗拉承载性能良好的型钢截面，如宽翼缘 H 型钢或槽钢、角钢组合截面以及焊接 H 型钢截面。

19.3.2 非抗震设防区结构的中心支撑，当按拉杆设计时其长细比宜不大于 $350\sqrt{235/f_y}$ ，当按压杆设计时其长细比宜不大于 $150\sqrt{235/f_y}$ 。

19.3.3 十字形交叉支撑宜按拉杆设计，其两交叉支撑杆应取相同截面并均不中断，当交叉支撑的杆件长细比等于或小于 150 时，在计算交叉支撑的强度刚度时应计及另一杆（压杆）的卸载和刚度。

19.3.4 人字形支撑的斜杆应同时分别按拉杆和压杆计算，并按压杆选择截面，其长细比不宜大于 $120\sqrt{235/f_y}$ ，当楼盖梁兼作支撑横杆时，斜杆尚应计及楼盖梁传来的垂直荷载。横杆在交叉点应连续贯通不得断开，楼盖梁兼作支撑横杆时，其计算应不考虑人字支撑的支承作用。

19.3.5 V 形支撑的设计与人字形支撑相同。但当斜杆与横梁的连接采用只传递水平力不传递垂直力的构造时，则斜杆可不考虑横梁传来的垂直力。人字支撑与梁的节点构造可见图 19.3.5。

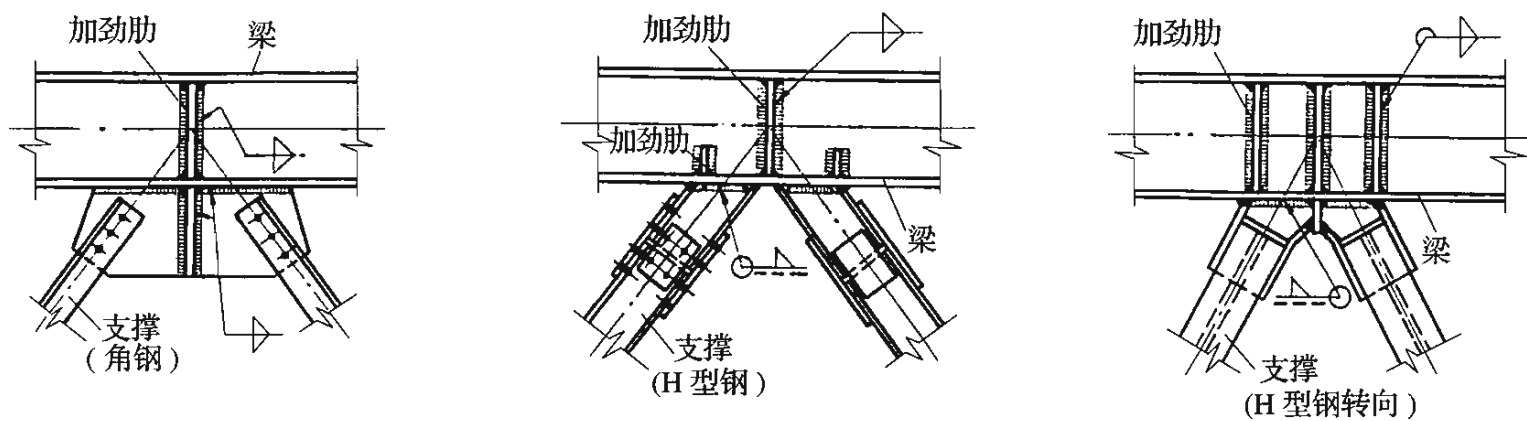


图 19.3.5 人字支撑与横梁的连接构造

19.3.6 当多层钢结构的柱计算计及 $P-\Delta$ 效应，即框架整体按弱支撑计算时，则垂直支撑的计算尚应计入因水平位移由重力荷载所产生的楼层附加剪力，其值按下式计算：

$$V_i = 1.2 \frac{\Delta u_i}{h_i} \sum G_i \quad (19.3.6)$$

式中 V_i ——计算楼层的附加剪力；

h_i ——计算楼层的高度；

Δu_i ——计算楼层的层间位移；

$\sum G_i$ ——计算楼层以上各层的全部重力荷载。

19.3.7 当多层房屋钢结构的层数较少时（如 5 层及以下），则由重力荷载使柱产生弹性压缩变形，而引起柱间支撑产生的附加压应力可忽略不计。

19.4 柱及框架

19.4.1 一般常用的柱截面型式如（图 19.4.1）所示，分别为 H 型钢（热轧或焊接）柱、箱形（或方管混凝土）柱、十字形柱（H 型钢与剖分 T 型钢组合）与圆管（或钢管混凝土）柱等。



图 19.4.1 常用的截面形式

19.4.2 非抗震设计时，柱的长细比不宜大于 $120\sqrt{235/f_y}$ ，其组成板件的宽厚比的限值对非地震区框架见《钢结构设计规范》GB 50017，对地震区框架见本章抗震措施一节。

19.4.3 多层钢结构房屋的结构分析，应根据其抗侧力体系的类型分别按下列情况进行计算：

1 框架结构应根据《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用一阶弹性分析或二阶弹性分析。

2 对框架-支撑体系和垂直支撑+框架体系，应按《钢结构设计规范》的规定确定其为强支撑体系和弱支撑体系。

当为强支撑体系时，框架柱在垂直荷载下按无侧移框架计算，其侧力按框架与支撑刚度进行分配后的值计算，或为安全计框架侧力按不小于 0.2 总侧力计算，支撑则按承受全部侧力进行计算。

当为弱支撑体系时，框架柱在垂直荷载下的计算按有侧移框架计算，支撑除承受由刚度分配得来的剪力外，尚应增加按有侧移框架所产生的剪力。

19.4.4 根据本措施第 19.4.3 条所采用的不同框架计算方法，对柱的计算长度系数应按《钢结构设计规范》GB 50017 的规定确定。

19.5 节点计算及构造

19.5.1 梁与柱连接的节点，根据多层钢结构体系的情况，节点可分为两类：

1 框架梁柱刚接节点 如图 19.5.1-1 所示的。

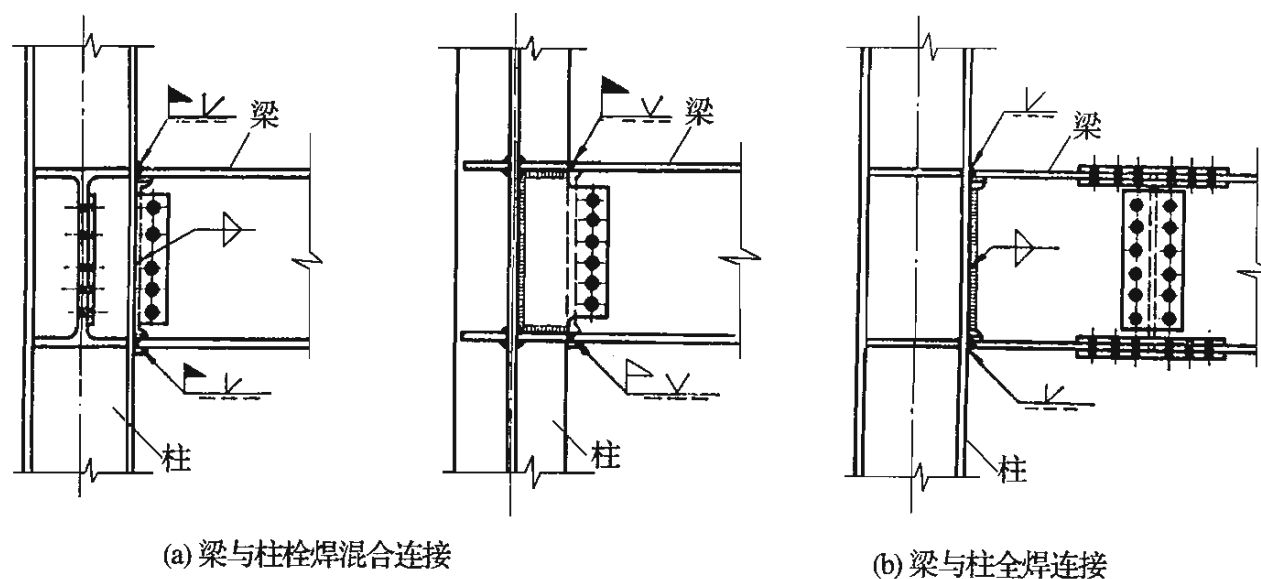


图 19.5.1-1 刚接框架节点

2 梁与柱铰接节点，适合于框架-支撑体系中的连接（图 19.5.1-2）。

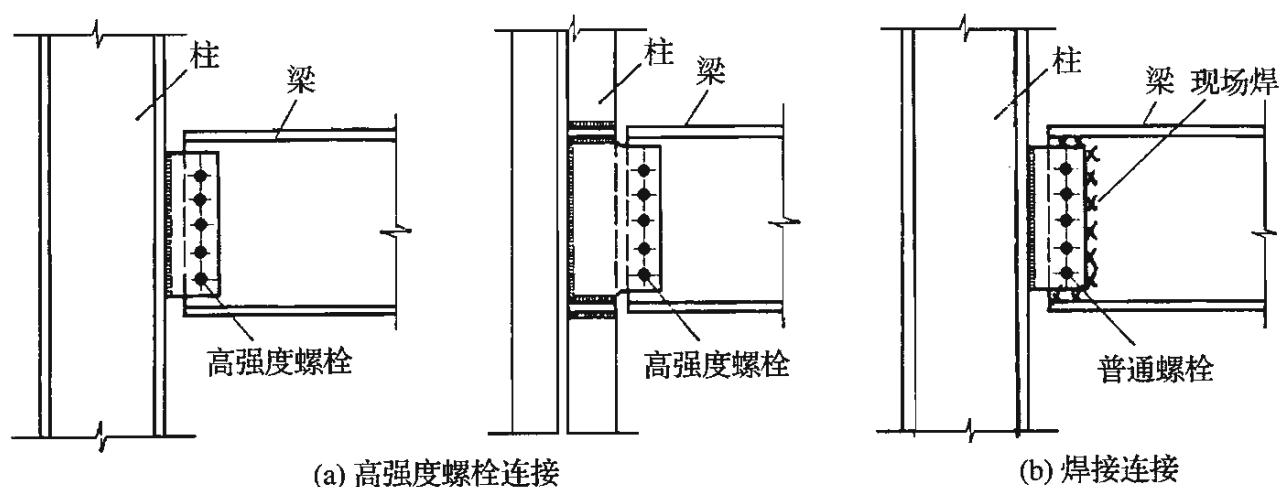


图 19.5.1-2 铰接节点

19.5.2 节点连接应进行下述验算:

1 梁柱连接应满足节点处梁端传递内力的要求。对刚接节点, 梁翼缘的连接采用全溶透坡口焊缝, 并按与翼缘等强来设计, 即按 $N = A_f f$ (A_f 梁翼缘腹板面积, f 为梁翼缘所用钢材的设计抗拉强度值); 腹板连接按梁端剪力和腹板所受弯矩 M_w 设计, M_w 值按下式计算:

$$M_w = M_x \times \frac{I_w}{I} \quad (19.5.2-1)$$

式中 M_x ——梁端截面所承受的弯矩;
 I_w ——梁腹板部分的截面惯性矩;
 I ——梁全截面惯性矩。

若刚接框架按弹塑性进行分析时, 其 M_w 值可按下式计算:

$$M_w = \frac{1}{4} h_w^2 t_w f \quad (19.5.2-2)$$

式中 h_w 、 t_w ——梁腹板的高度与厚度; 对重要建筑物的刚接节点 M_w 亦可按下式计算:

$$M_w = \frac{1}{6} h_w^2 t_w f \quad (19.5.2-3)$$

对铰接节点, 其腹板连接应按梁端所传递的最大剪力及连接处因连接产生偏心 e 所形成的弯矩设计, 最大剪力 V 亦可按下式计算:

$$V = h_w \cdot t_w \cdot \tau \quad (19.5.2-4)$$

式中 τ ——梁腹板所用钢材抗剪强度设计值。

2 刚接节点在节点处柱翼缘与水平加劲肋所形成的节点域的腹板抗剪强度 (图 19.5.1-1), 应按《高层民用建筑钢结构技术规程》的有关规定进行计算。

19.5.3 垂直支撑宜按以梁、柱重心线的交点来确定几何图形。当梁为组合梁且截面高度较高, 按相交于梁柱重心来设计垂直支撑会在节点构造上引起很大的不便时, 可采用如图 19.5.3 (a) 所示, 使支

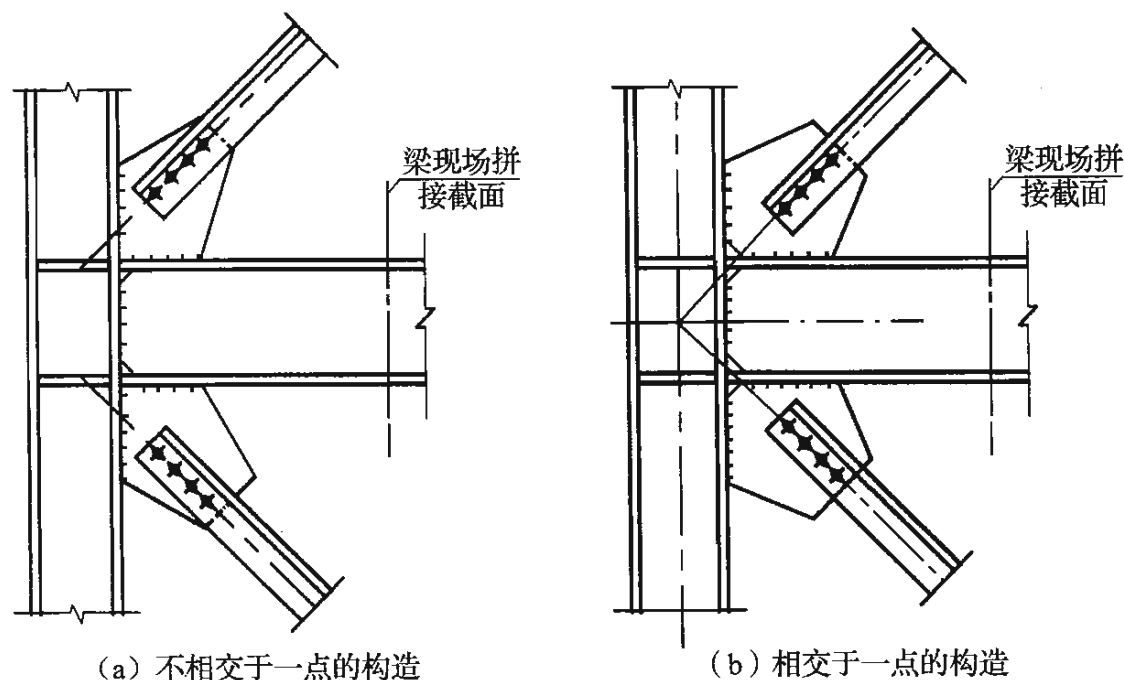


图 19.5.3 垂直支撑的节点构造

撑交汇于梁上下翼缘延长线与柱重心线的相交点来确定几何图形。此时，节点域计算应计及垂直支撑水平分力引起的弯矩来校核节点域的抗剪能力。在计算柱、梁端部强度时，应将此弯矩按相交于节点杆件的线刚度进行分配后计入。

19.5.4 垂直支撑应设置在柱截面有较大刚性的平面内，并使其合力位于柱截面重心线内。

1 工字形截面在强轴方向设置垂直支撑时，应设置在腹板平面内 [图 19.5.4 (a)]。在弱轴方向当截面高度小于等于 600mm，可设置在截面中心线上，但节点处应设置水平和垂直加劲肋 [图 21.5.4 (b)]。当截面高度大于 600mm 时，宜分成两片设置在翼缘平面内 [图 21.5.4 (c)]。

2 箱形截面宜分成两片设置在箱形壁板的一侧或其侧面 [图 21.5.4 (d)]。

3 十字形截面宜设置在腹板平面内，并应在附近设截面横向加劲肋将截面连在一起 [图 21.5.4 (e)]。

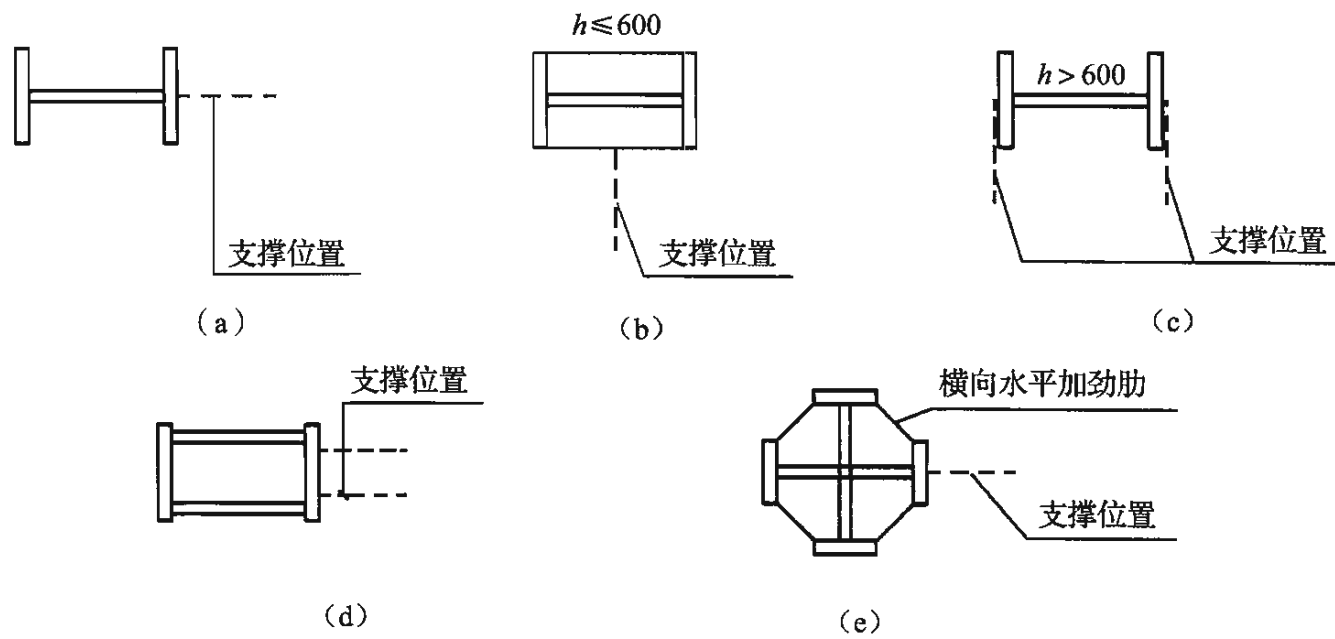


图 19.5.4 垂直支撑在截面上的位置

19.5.5 柱的安装段一般取柱长为 10 ~ 12m，即约 3 ~ 4 层楼层设置一现场接头，位置距楼层面为 1 ~ 1.3m 左右，其接头详细构造与高层建筑钢结构相同，接头宜按等强度设计，如有确实依据亦可按节点处的最不利弯矩、轴力与剪力组合来设计接头连接。

19.5.6 多层厂房沿柱全高需变换截面时，一般采用两种办法：

1 变翼缘厚度，变换位置可在刚架节点附近，图 19.5.6-1。

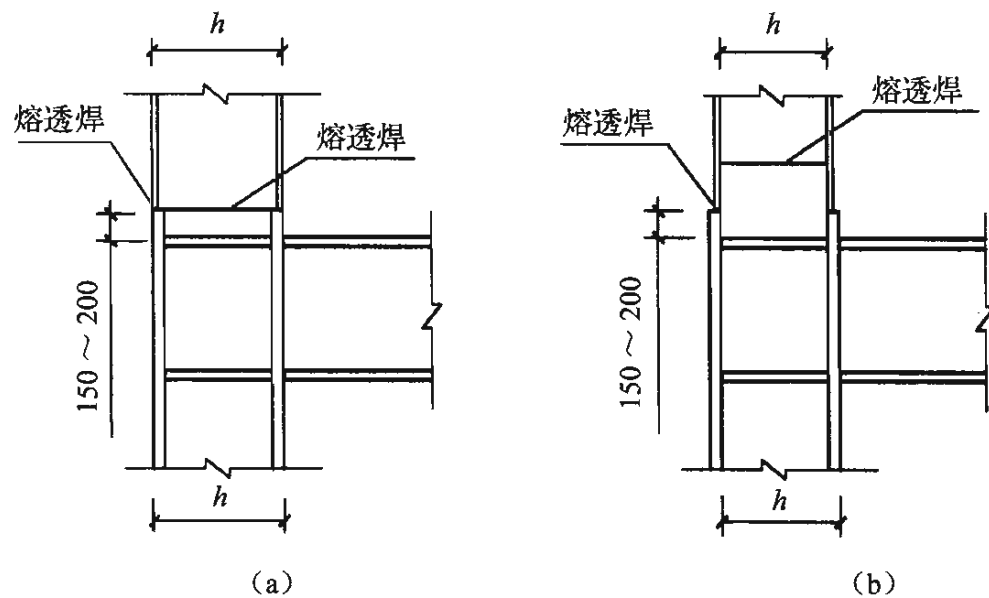


图 19.5.6-1 工字形柱变换翼缘厚度

2 变换截面高度，位置在刚架节点处，图 19.5.6-2。

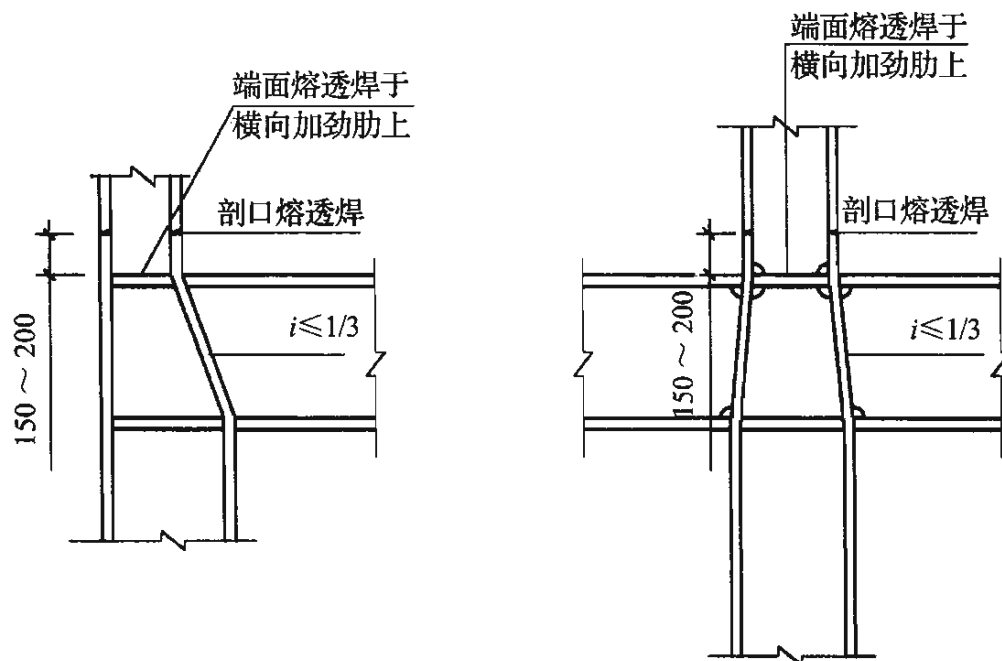


图 19.5.6-2 工字形截面变换截面高度

19.5.7 垂直支撑的端部连接采用焊接时应以杆件重心线为轴线，采用高强度螺栓连接时，应以靠近杆件重心线的螺栓准线为轴线（对角钢截面），按轴线布置支撑图形。

19.5.8 单肢支撑节点板的强度可用有效宽度法进行验算：

$$\delta = \frac{N}{b_e t} \leq f \quad (19.5.8)$$

式中 b_e ——为板件的有效宽度（图 19.5.8），当用螺栓连接时应取净宽度；
 t ——节点板厚度。

节点板中由于受压斜杆的压力作用，对其自由边长度 l_f 应加以控制，即使 l_f/t 不得大于 $60\sqrt{235/f_y}$ ，否则自由边应设加劲肋加固。

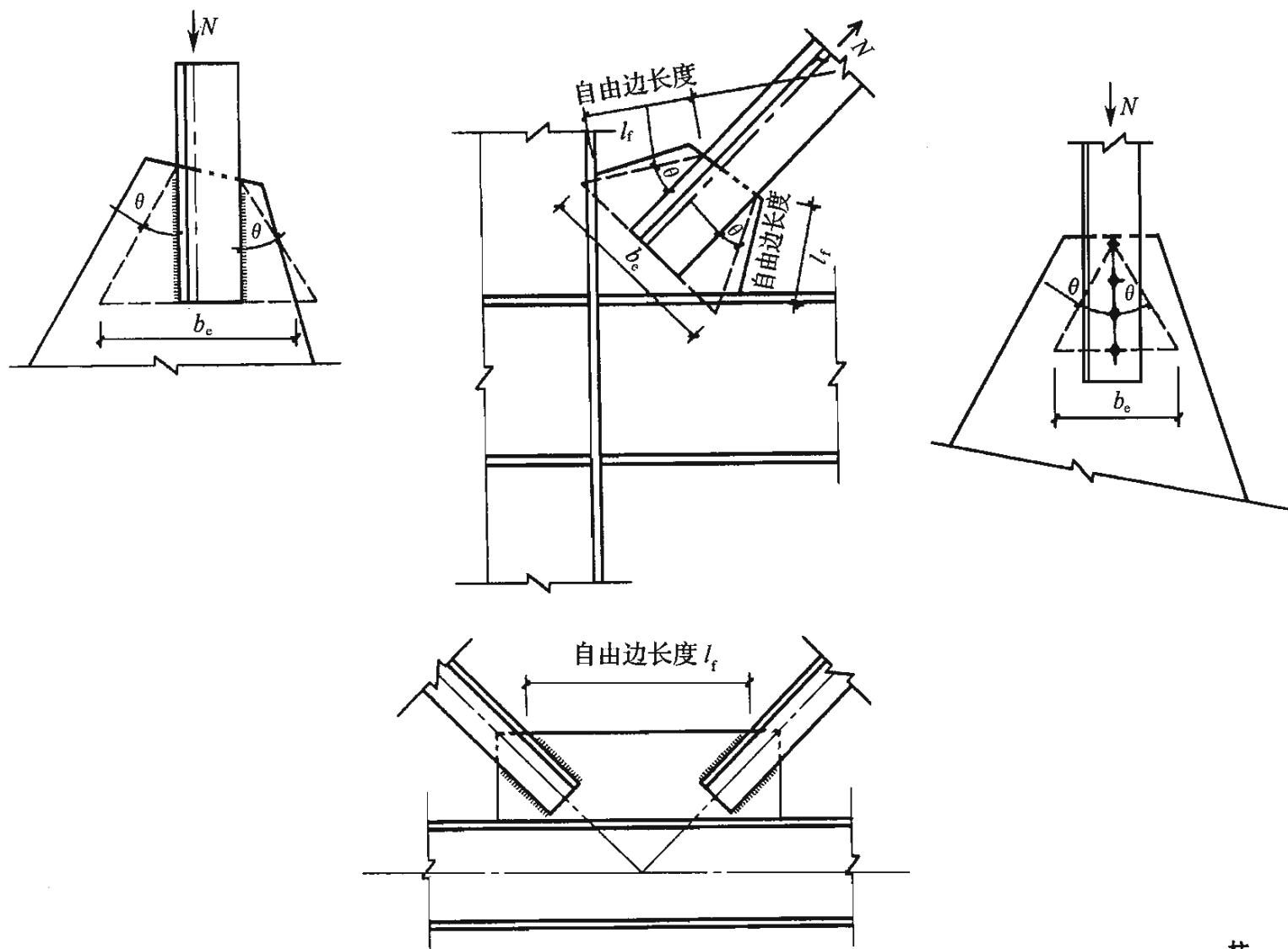


图 19.5.8 板件的有效宽长与自由边长度
 注： θ 为应力扩散角，少取 30° 。

19.5.9 采用工字形截面作为支撑杆件,当强轴位于连接平面时,不得采用仅连接工字形截面腹板的构造,应同时连接其翼缘和腹板(图 19.5.9)。

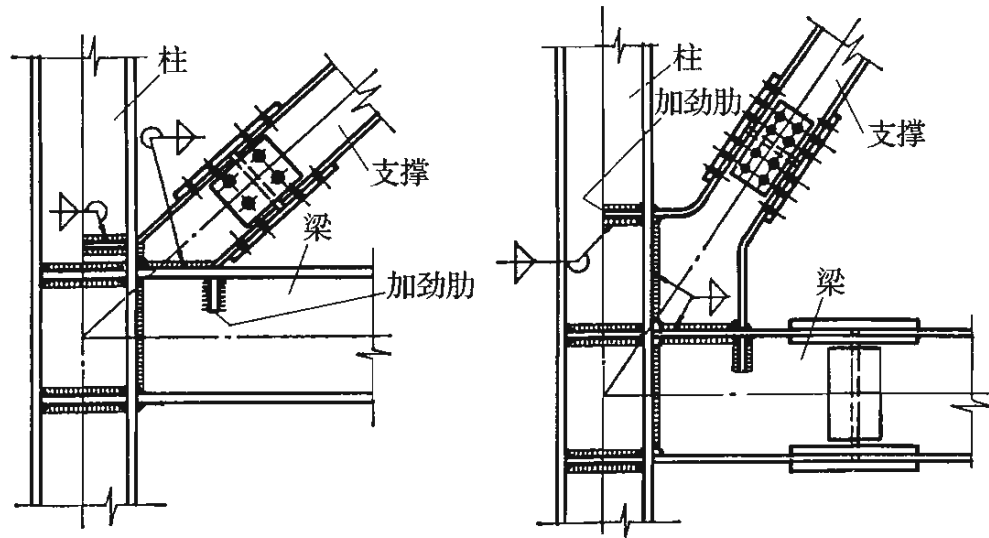


图 19.5.9 工字形撑杆强轴面连接

19.5.10 采用剖分 T 型钢作为支撑杆件仅连接翼缘时(图 19.5.10),由于连接传力有偏心,在 T 型钢杆件强度计算时,其截面应乘以折减系数 η , η 值按下式计算:

$$\eta = (1 - c/l) \quad (19.5.10)$$

式中 c ——T 型钢重心至翼缘表面的距离;
 l ——连接长度即连接焊缝长度或第一个螺栓至最末一个螺栓长度。

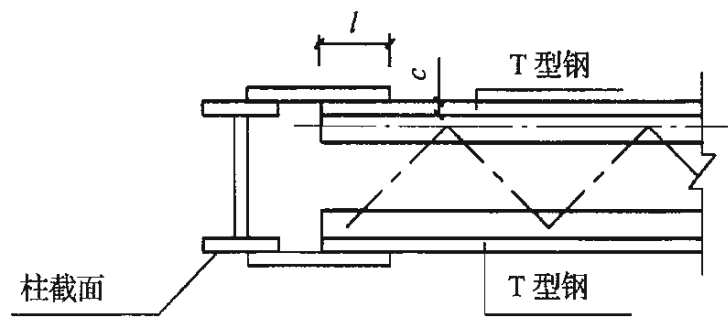


图 19.5.10 T 型钢连接节点

19.5.11 楼盖开孔设置楼盖水平支撑时,一般宜设置在次梁下翼缘平面内,亦可利用次梁作为撑杆,次梁与主梁的连接应为平接,并应对连接进行所传递水平力的验算。若次梁长度内有水平支撑的相交节点时,应在次梁相交节点的相应上、下翼缘间设横向加劲肋,以减少截面的差异变形。

19.5.12 工字形截面组合柱受有较大剪力时,其翼缘与腹板连接的角焊缝厚度除应符合《钢结构设计规范》GB 50017 最小焊缝的规定外,应按下式验算此焊缝的强度:

$$\frac{1}{2h_e} \left(\frac{VS_1}{I} \right) \leq f_t^w \quad (19.5.12)$$

式中 h_e ——腹板一边角焊缝的有效厚度;
 V ——内力组合中的最大剪力;
 S_1 ——翼缘毛截面对梁中和轴的面积矩;
 I ——柱的毛截面惯性矩。

在距梁柱节点上、下翼缘高度各 500mm 范围内柱翼缘与胶板连接的角焊缝宜加大一级厚度(即加厚 2mm),如增加厚度后角焊缝大于 14mm 时,一般宜采用剖口焊缝代替。

19.5.13 钢梁与核心筒的连接一般按铰接连接计算与构造,如图 19.5.13 (a),其荷载计算见图 19.5.13 (b)。

楼板与核心筒的连接,当假定全部侧力由楼盖钢梁传递时,则其连接可如非地震区仅按垂直荷载计算,用焊接于筒壁的板件承担。

19.5.14 框架柱的柱脚宜采用刚接的外露式柱脚,当有条件时亦可采用外包式柱脚。

外露式柱脚宜采用带靴梁的构造,若一个方向的弯矩(M_x)远大于另一个方向的弯矩(M_y),或仅有一个方向有弯矩时,其柱脚的构造可参考单层工业厂房刚接柱的柱脚构造;如两个方向的弯矩接近时,则可如高层钢结构的刚性柱脚构造。当柱脚剪力 V 大于 $0.4N$ (N 为相应组合的轴力)时,则柱脚底部应设置抗剪键以传递剪力。($V \leq 0.4N$ 时可按柱底摩擦力传力计算),柱脚设靴梁时应假定弯矩全部由靴梁传递。

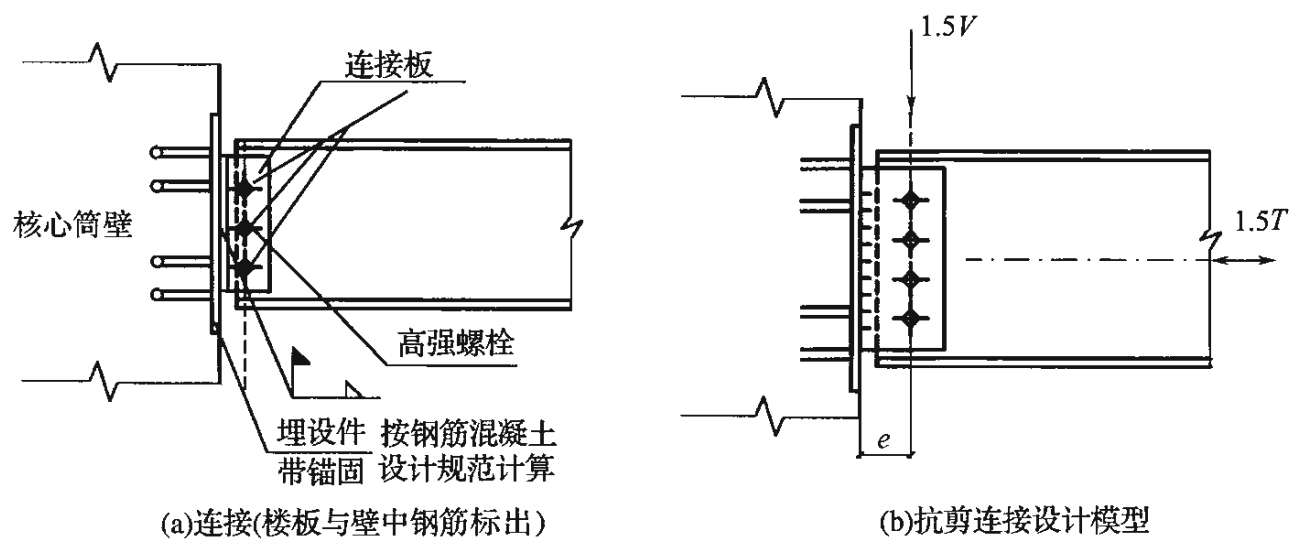


图 19.5.13 抗剪连接

- 设计时建议：1 宜假定仅受压区的锚固件起抗剪作用。
2 荷载数值乘以 1.5 的系数是为了保证处于延性破坏状态。

19.6 抗震措施

(I) 一般规定

19.6.1 位于地震区的多层钢结构，其整体布置应符合抗震概念设计的要求。平面布置应考虑柱网及梁系布置合理，每层楼盖平面内的主要框架柱的两个主轴方向均应有平台梁或特设压杆支撑，建筑物平面及竖向规则，抗侧力体系所形成的刚度中心与建筑物形心宜接近，构件传力明确类型统一，节点构造简捷可靠。

19.6.2 各层楼（屋）盖应采用刚性铺板，如现浇钢筋混凝土板或装配整体式结构，楼板主、次梁的布置宜采用平接连接。当楼盖开孔较大或可能产生较大地震作用的部位，应布置楼面水平传力体系（如支撑）并进行验算。现浇或装配式楼板应与主次梁锚接。

19.6.3 多层钢结构的抗侧力体系采用垂直支撑时宜采用中心支撑，并宜布置在荷载较大的柱间，且在同一柱间上、下贯通连续布置。其支撑型式应优先选用十字交叉支撑，亦可选用单斜杆支撑或人字型支撑，采用单斜杆支撑时应在相对应的柱间成对反向设置，并应控制其截面面积差不得超过 10%。

19.6.4 多层钢结构的楼层宜布置在同一水平标高面，当不得已采用错层时，除在构造上尽量予以加强（如加隅撑等）外，并应复核错层所形成节点域的抗剪能力。

(II) 荷载作用

19.6.5 多层建筑钢结构竖向作用中各楼层的活荷载、自重、雪荷载的标准值应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定采用，在计算各层的活荷载标准值时应计入该规范规定的折减系数。

按竖向荷载计算构件效应时，可仅考虑各跨满载的情况。但当无地震作用组合时，其各跨活荷载的布置应按构件不利状态考虑。

19.6.6 多层建筑钢结构任意高度处的风荷载标准值中的风振系数 β_z ，仅在建筑高度大于 30m 且高宽比大于 1.5 时考虑，其他情况按 $\beta_z = 1.0$ 考虑。

19.6.7 地震作用计算中重力荷载代表值应取结构自重和活荷载（可变荷载）组合值之和；其组合值系数见《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 第 5.1.3 条，此时各层活荷载不计入《建筑结构荷载规范》所规定的折减系数。

19.6.8 多层钢结构的设计反应谱，当采用多遇地震分析时，采用阻尼比为 0.035；当采用罕遇地震分析时，采用阻尼比为 0.05。

(III) 作用效应计算

19.6.9 按多遇地震作用计算多层钢结构的作用效应时,应将各层荷载分层集中于楼面或屋面形成质点,将质点荷载转化为水平地震作用再进行地震作用效应计算。

19.6.10 按多遇地震作用计算多层钢结构时,应分别按结构的两个主轴计算地震作用效应(一般为结构的纵轴与横轴)计算时,应按此两个方向布置的抗侧力体系来分析。

19.6.11 当结构不能按平面结构假定,即质点变位为二维或三维或结构沿立面刚度有变化时,其水平地震作用可采用振型分解反应谱法。

19.6.12 多层房屋钢结构求得水平地震作用后,尚应按标准荷载组合验算结构的层间侧移标准值,不得超过结构层高的 $1/300$ 。如以钢筋混凝土结构为主要抗侧力构件时,其侧移限值应符合《高层建筑钢筋混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002 的规定。

(IV) 构件设计

19.6.13 当钢结构房屋的抗侧力体系为纯框框架结构时,在符合公式(20.3.2)的情况下,应采用二阶弹性分析。计算结构的侧移时可不考虑梁柱节点域变形的影响。

19.6.14 框架柱的长细比限值和梁柱板件的宽厚比限值,应符合高层房屋层数低于12层的相应规定(表20.3.9、表20.3.10-1)。

19.6.15 结构构件和连接在包括地震作用的组合下的抗震验算,应计入抗震调整系数 γ_{RE} ,其数值按表20.7.3取用。

19.6.16 中心支撑的长细比和板件宽厚比限值按本措施表20.5.4取用,计算有地震作用组合的支撑压杆截面时,应按《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99第6.4.6条的规定计入受循环荷载时的设计强度降低系数 η 。

(V) 连接和节点

19.6.17 房屋钢结构主要构件的工厂拼接,一般采用加引弧板的全熔透焊接连接,其节点连接可采用焊接、高强螺栓连接或栓焊连接。

结构构件的连接应按地震组合内力进行设计,并应进行最大承载力的验算。

19.6.18 框架柱梁刚性连接的节点在无地震作用组合下的计算可按本措施20.7.7第3款进行,有地震作用组合时可按本措施20.7.4进行。

19.6.19 在有地震作用组合的支撑节点及其连接,应对支撑节点板的厚度、支撑杆件与节点板的连接、节点板与梁(或柱)的连接分别进行验算:

1 支撑节点板的厚度 t_j (图19.6.19)按下式计算:

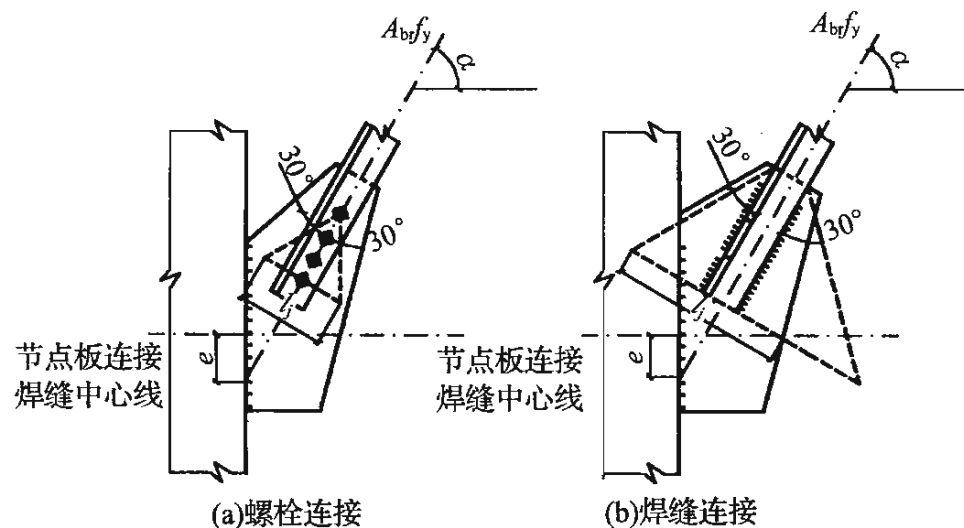


图 19.6.19 节点板及其连接详图

$$t_j \geq 1.2 \frac{A_{br} f_y}{l_j f_{yj}} \quad (19.6.19-1)$$

式中 A_{br} ——支撑斜杆的净截面面积；
 l_j ——节点板的传力计算宽度，力的扩散角取 30° ；
 f_y 、 f_{yj} ——分别为支撑斜杆和节点板的屈服强度。

2 支撑杆件与节点连接的最大承载力：

采用角焊缝时：

$$\frac{K(1.2A_{br} f_y)}{A_f} \leq f_{fu}^w \quad (19.6.19-2)$$

采用高强度摩擦型螺栓连接时：

$$\frac{1.2A_{br} f_y}{n} \leq N_{cu}^b \text{ 或 } N_{vu}^b \quad (19.6.19-3)$$

式中 K ——采用角钢截面时的传力分配系数；
 A_f ——角焊缝的有效截面面积；
 N_{cu}^b 、 N_{vu}^b ——一个高强度螺栓的最大承压承载力和最大受剪承载力；
 f_{fu}^w ——角焊缝的最大抗剪强度；
 n ——采用的高强度螺栓个数。

3 节点板与梁（或柱）连接焊缝的最大强度应满足下式要求：

$$\sqrt{\left[\frac{1.2A_{br} f_y \sin\alpha}{A_f}\right]^2 + \left[1.2A_{br} f_y \cos\alpha \left(\frac{e}{W_f} + \frac{1}{A_f}\right)\right]^2} \leq f_{fu}^w \quad (19.6.19-4)$$

式中 e ——支撑轴心力作用点与连接焊缝中心线之间的距离；
 A_f 、 W_f ——分别为连接焊缝的有效截面面积和抵抗矩；
 f_{fu}^w ——焊缝的最大强度。

19.6.20 焊缝与摩擦型高强度螺栓连接的最大承载力

1 角焊缝受剪与对接焊缝受压、受拉的最大强度按表 19.6.20-1 采用。

表 19.6.20-1 角焊缝和对接焊缝的最大强度 (N/mm²)

焊接方法和焊条型号	焊件钢材牌号	焊缝受压、受拉 f_u^w	角焊缝 $0.58f_u^w = f_{fu}^w$
自动焊、半自动焊和采用 E43 型焊条的手工焊	Q235	375	215
自动焊、半自动焊和采用 E50 型焊条的手工焊	Q345	470	270

摩擦型高强度螺栓的最大承载力，系按螺栓进入极限状态即螺栓与孔壁相接触传力，其承载力与承压型高强度螺栓相同，应按下式计算并取其较小值：

$$N_{uv}^b = N_v \frac{\pi d_1^2}{4} f_{uv}^b \quad (19.6.20-1)$$

$$N_{uc}^b = d \sum t f_{uc}^b \quad (19.6.20-2)$$

式中 n_v ——螺栓受剪面数目；
 d_1 ——螺栓直径，当受剪面在螺纹处时取有效直径；当受剪面在螺杆处时取螺杆直径；
 f_{uv}^b 、 f_{uc}^b ——螺栓抗剪和承压强度值，按表 20.6.20-2 取用；
 d ——螺栓螺杆直径；
 $\sum t$ ——同一受力方向的承压板件总厚度。

表 19.6.20 -2 承压型螺栓抗剪、承压强度值 (N/mm²)

强 度	抗 剪 强 度		承 压 强 度	
	8.8 级螺栓	10.9 级螺栓	Q235 钢	Q345 钢
数 值	250	310	465	590

19.6.21 为了防止在梁柱节点附近出现塑性铰时平面外侧向无支承而失稳（需截面上、下翼缘处均有支承），故在一般情况下，楼面梁布置时，优先考虑将靠近节点的次梁，形成能支承主梁的侧向支承。

要求采用罕遇地震作用计算的框架系统，应注意梁、柱构件的侧向支承，并使其符合可能出现塑性铰对支承点及支承长度的要求。

19.7 楼（屋）盖结构和围护结构

19.7.1 常用的楼盖结构有现浇混凝土板与钢梁组合的组合楼板，带压型钢板的混凝土板与钢梁组合的组合楼板、钢筋混凝土现浇楼板、叠合板上现浇层的钢筋混凝土楼板和钢板楼板。

19.7.2 各种楼板的使用及设计情况

1 组合楼盖主要用于有抗震设防或要求楼盖整体平面刚度较强的多层钢结构，混凝土楼板或带压型钢板的混凝土楼板与钢梁之间设栓钉连接成整体，其设计及构造见本措施 21.2。

2 预制钢筋混凝土楼板，主要用于无抗震设防的结构。

3 上面有钢筋混凝土现浇层的预制混凝土楼板，多用于民用建筑，预制混凝土板肋端部必须设置埋设件，安装后与梁焊接，作为钢梁的侧向支承。

4 钢板楼板，一般多用于工业建筑，钢板与钢梁面应焊接，以作为钢梁的侧向支承。

19.7.3 多层房屋钢结构维护结构采用的材料一般有预制钢筋混凝土大型墙板、压型钢板和保温夹芯板。

19.7.4 各种围护结构的使用与设计

1 预制钢筋混凝土大型墙板一般主要用于工业建筑，长度一般与柱距相同，宽度为 0.9 ~ 1.2m，此时可不设置檩条。

2 压型钢板和保温夹芯板各类型建筑均可使用，为悬挂此类构件一般均需设檩条，檩条按强度与挠度设计，其挠度的容许值见表 19.7.4：

表 19.7.4 墙支构件的挠度容许值

项 次	构 件 类 别	挠度允许值
1	支 柱	$L/400$
2	抗风桁架（作为连续支柱的支承时）	$L/1000$
3	檩条（水平方向） 当为砌体墙时 当为压型钢板或夹芯板时	$L/300$ $L/200$
4	檩条带有玻璃窗（垂直及水平）	$L/200$

注： L 为受弯构件的跨度（悬臂时取悬臂长度的2倍）。

19.8 常见设计质量问题及预防措施

19.8.1 在结构布置上容易忽略的方面

1 在楼盖梁系统中应注意，建筑物中的每一主要框架柱或独立柱的两个主要方向均应有楼盖梁与

之相连并形成支承。当柱截面的主轴方向与建筑物梁布置系统不相同时,则其两支承梁间所形成的角度应在 $60^{\circ} \sim 120^{\circ}$ 之间,不可能布置梁时应特设支撑压杆,支撑压杆的长细比不宜大于100。

2 在抗震设防建筑物的楼盖上有较重的荷载作用处,应视为较大集中水平作用的作用点,考虑其水平荷载的传递路线,并进行验算,若需要时可设置楼面水平支撑。

3 楼面水平支撑一般设置在次梁下翼缘水平标高平面内,若支撑交点交于次梁下翼缘,则应在其次梁的相交点上、下翼缘间设置双面横向加劲肋。

19.8.2 支撑的设计与支撑节点

1 十字交叉支撑是超静定结构形式,在多层结构中一般交叉两杆均取相同截面面积,按各承受 $1/2$ 层间剪力的拉杆、压杆来考虑,因之其杆件截面由压杆计算确定,在抗震设防建筑中,压杆考虑到重复荷载的作用除稳定系数外,尚应计入卸载系数 η 。

2 当柱截面为工字形而垂直支撑为单片且设置于柱翼缘平面内时,在支撑节点处的柱截面应设横向加劲肋将柱截面连成一体。

3 柱截面较高或用箱形截面柱时,宜用双片支撑或双节点板构造。

20 高层房屋钢结构

20.1 一般规定

20.1.1 设计高层房屋钢结构时,应分别按房屋层数不超过12层和超过12层考虑,并符合其相应的规定进行设计。

20.1.2 在布置高层房屋钢结构的侧向抗力构件时,应注意避免产生整体结构的扭转,使按《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99附录二计算的偏心率小于0.15,或在整个建筑物中任一单元的最大水平位移不大于楼层两端单元平均值的1.2。当超过上述限值时,宜调整水平抗侧力构件的刚度或布置,予以消除。

20.1.3 高层房屋钢结构的底层采用钢筋混凝土结构,其余各层采用钢结构时,宜在两不同结构变换的层间设置过渡层(用钢骨混凝土结构),以免刚度差异过大形成薄弱层;在高层钢结构设置设备层时,亦应注意其层高差异引起的刚度差别。

20.1.4 高层房屋钢结构应注意各层楼盖是否完整,当因局部开孔削弱楼盖刚度时,应在楼板平面内设置支撑。

20.1.5 高层房屋钢结构的材料应根据建筑物的安全等级、房屋高度和建筑抗震设防类别分别选用下述钢材牌号:

1 符合国家标准《碳素结构钢》GB 700规定的Q235等级为B、C、D的钢材。

2 符合国家标准《低合金高强度结构钢》GB/T 1591规定的Q345等级为B、C、D、E的钢材。

3 符合国家行业标准《高层建筑结构用钢板》YB4104规定的Q235GJ或Q345GJ钢材,当要求抗撕裂的Z向性能时,可采用该标准规定的Q235GJZ钢或Q345GJZ钢。

20.1.6 对焊接钢结构中采用钢板厚度不小于40mm且承受沿厚度方向的拉力的板材(如柱翼缘与梁翼缘直接焊接并承受梁翼缘传来的拉力作用),其所采用的材质应保证Z向性能,不应小于国家标准《厚度方向性能钢板》GB 50313关于Z15级规定的容许值。

20.1.7 对位于设防烈度8度及以上地区、甲类及乙类建筑物中采用钢框架作为抗地震作用的抗侧力体系,其框架梁翼缘与柱的连接采用坡口的焊透焊缝时,其连接节点应具有良好的韧性与可靠的质量保证,因此应采用下列措施:

1 焊接应在良好的施焊条件下进行,如采用预热和缓冷措施,并避免在低温条件下施焊,焊接过程中避免风速过大等。

2 焊接应用具有优良韧性(如低氢型焊条)的焊条,并应保证其焊缝金属的冲击韧性可达到在 -20°C 时不低于27J的要求。

3 焊接由合格的焊工在符合施焊的条件下进行。

20.2 结构的体系和布置

20.2.1 高层钢结构房屋应根据所设计的建筑物高度和抗震设防烈度(无抗震设防要求时可按设防烈度6度考虑)按《建筑抗震设计规范》GB 50011表8.1.1的要求选用相应的结构体系。其建筑物的最

大高宽比应符合该规范表 8.1.2 的要求。

注：计算高宽比的高度当只一侧有裙房时，应从地面算起，当两侧有裙房形成大底盘时，应从大底盘顶部算起。

20.2.2 层数不超过 12 层的高层钢结构房屋，其结构体系可采用一个方向为纯框架，另一个方向为支撑的体系。

20.2.3 在地震设防烈度为 8 度及以上的地区使用钢框架 - 支撑体系时，其支撑宜采用偏心支撑，但亦可采用如开缝剪力墙板、内藏钢支撑剪力墙板和钢板剪力墙等延性剪力墙板。

20.2.4 当采用钢框架 - 混凝土核心筒体系时，混凝土核心筒宜采用钢骨混凝土组合结构或预埋小钢柱以增加筒体延性，并有利于施工。

20.2.5 强震区不宜采用中部增设腰桁架或外伸刚臂的框架体系，此种结构体系对风力控制的结构效果较好。

20.2.6 超过 12 层的高层房屋钢结构应设置带有混凝土墙的地下室，此时其侧向抗力构件（如支撑、剪力墙）应延伸至基础面，并不得错开，框架柱应至少延伸至地下一层。

20.2.7 高层建筑房屋钢结构柱的柱脚应采用埋入式柱脚，12 层以下的钢柱柱脚位于低烈度地区时（即 6.7 度）可采用外包式柱脚，当有充分根据时方可采用外露式刚接柱脚。

20.2.8 超高层房屋钢结构的层间位移和顶点位移起控制作用时，采用下部楼层为截锥型以扩大底部尺寸的方法较为有效。

20.2.9 6 度地震区和非地震区采用钢框架支撑体系时，可根据建筑物内部具体要求，对梁与柱的刚性连接适当灵活布置，但应符合《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 8.1.6 条的规定。非地震区可不采用双重抗侧力体系。

20.3 抗震措施

20.3.1 一般情况下，应按房屋结构的两个主轴方向分别计算地震作用与效应并进行抗震验算，各方向的水平地震作用应该由该方向的抗侧力构件承担。此时，角柱和两个方向的支撑或剪力墙所共有的柱构件，其水平地震作用引起的构件内力应提高 30%。当有斜交抗侧力构件且交角大于 15° 时，应分别计算各抗侧力构件方向的水平地震作用。质量及刚度分布明显不对称、不均匀的结构，应计入双向水平地震作用下的扭转影响。

20.3.2 高层房屋钢结构在下述情况下应采用二阶弹性分析，并按相应结果计算结构杆件的稳定性：

$$\frac{\sum F_v \Delta u}{\sum F_h h} > 0.1 \quad (20.3.2)$$

式中 $\sum F_h$ ——产生层间侧移 Δu 的所计算楼层及以上各层的水平荷载之和；

Δu ——按一阶弹性分析求得的所计算楼层的层间位移；

$\sum F_v$ ——所计算楼层以上各层的竖向荷载之和；

h ——所计算楼层的高度。

当在以风重力荷载为主要水平荷载计算时，其荷载（水平及垂直）数值取标准值。当在以地震作用为主要水平荷载计算时，竖向荷载取重力荷载代表值，地震作用取标准值。

20.3.3 建筑结构地震影响系数曲线（图 20.3.3）应根据建筑结构所采用的阻尼比进行计算。对高层房屋钢结构在弹性阶段，当房屋层数在 12 层以下取 0.035，在 12 层以上取 0.020，在弹塑性阶段取 0.050；对钢混组合结构的阻尼比取 0.035，（详见表 20.3.3）。

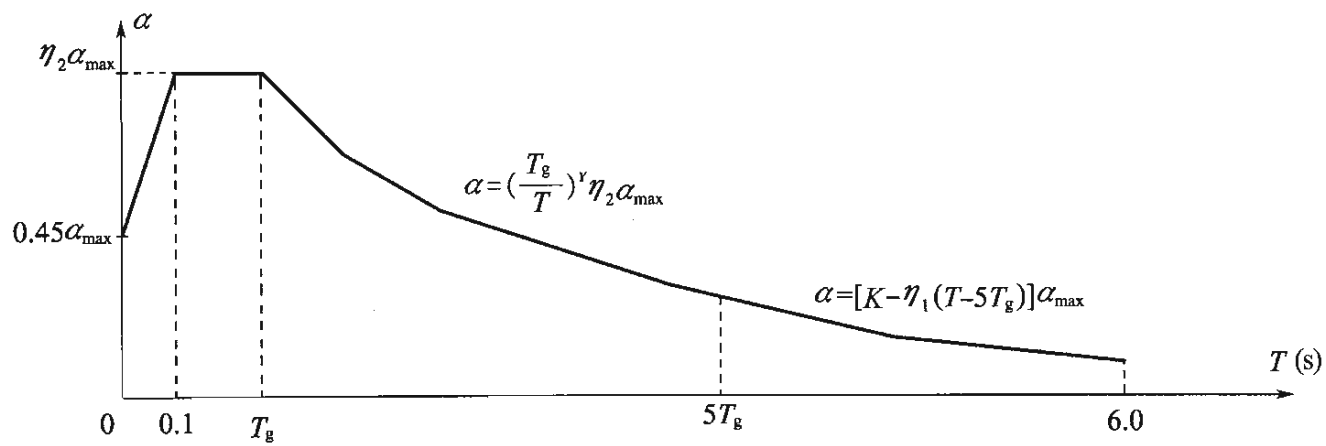


图 20.3.3 地震影响系数曲线

α —地震影响系数； α_{\max} —地震影响系数最大值； η_1 —直线下降段的下降斜率调整系数； γ —衰减系数
 T_g —特征周期； η_2 —阻尼调整系数； T —结构自振周期； K —下降段系数

表 20.3.3 地震影响系数曲线中系数

系 数 \ 阻尼比	0.020	0.035	0.050
η_2	1.32	1.13	1.0
γ	0.95	0.922	0.9
K	0.285	0.256	0.235
η_1	0.0238	0.0219	0.02

20.3.4 对双重抗侧力体系中的钢框架-支撑体系，框架部分按计算所得的地震剪力，应达到不小于整体结构底部总地震剪力的 25% 和框架部分地震剪力的 1.8 倍中两者的较小值（图 20.3.4）。即框架独立承受的地震剪力不应小于 $F_{KE}^K = 0.25F_{KE}$ 或 $1.8F_{KE}^K$ 之较小值，然后将此加大后的地震剪力再分配给其中每一框架，并按《建筑抗震设计规范》GB 50011 中式 (5.2.1-2) 进行层间分配。当采用振型分解反应谱法计算地震效应时，可只对框架部分用上述数据进行验算其是否满足要求。

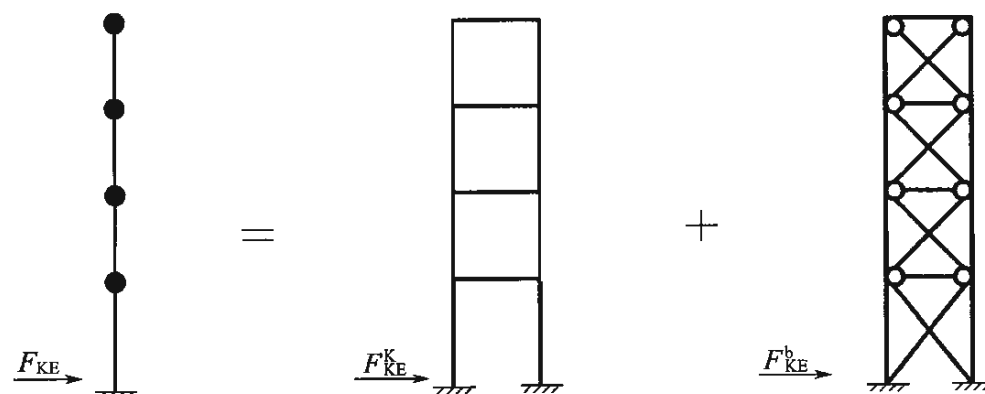


图 20.3.4 双重抗侧力体系侧力分配示意图

20.3.5 抗震设防的高层房屋钢框架柱，除符合下述任一条件外，应按下式进行强柱弱梁要求的验算：

$$\sum W_{pc} (f_{yc} - N/A_c) \geq \eta \sum W_{pb} f_{yb} \quad (20.3.5)$$

式中 W_{pc} 、 W_{pb} ——分别为节点处柱和梁的塑性截面模量；

N ——包括地震作用在内的柱轴向压力设计值；

A_c ——柱截面面积；

f_{yc} 、 f_{yb} ——分别为柱和梁的钢材屈服强度；

η ——强柱系数，超过 6 层的钢框架，6 度 IV 类场地和 7 度时可取 1.0，8 度时可取 1.05，9 度时可取 1.15。

- 任一楼层的受剪承载力比其上一层的受剪承载力高 50%。
- 柱轴力设计值与柱截面面积和其抗拉强度设计值乘积的比值不超过 0.4。

3 2倍地震作用组合值的柱轴力设计值不大于柱构件考虑稳定系数后的承载力设计值(即 ϕAf 值)。

20.3.6 高层房屋钢结构应验算在侧力作用下的位移:

1 验算结构在风荷载作用下的顶点位移及层间位移,并应符合《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 中第 5.5.1 条(二)款的规定,对高层和超高层尚应按 JGJ 99 中第 5.5.1 条(三)款的规定验算十年一遇风荷载下的顶点加速度,以满足人居住的舒适性。

2 对处于地震区的高层房屋,尚应验算其在所处地震设防烈度的地震作用下层间位移不得大于层高的 1/300,对进行弹塑性变形验算的结构,尚应满足其层间位移不得大于层高的 1/50。

20.3.7 高层房屋钢结构应在下列情况下进行计及二阶效应的弹塑性变形验算:

- 1 高度大于 150m。
- 2 根据抗震设防标准规定的甲类建筑和在设防烈度 9 度地区的乙类建筑。
- 3 采用隔震和消能减震设计的结构。

在下列情况下宜进行计及二阶效应的弹塑性变形验算:

1) 在《建筑抗震设计规范》GB 50011 表 5.1.2-1 高度范围内,且其竖向不规则类型符合《建筑抗震设计规范》GB 50011 中表 3.4.2-2 的高层建筑结构。

2) 抗震设防标准规定的乙类建筑位于 7 度地震区 III、IV 类场地和 8 度地震区内。

3) 高度小于 150m 且符合《建筑抗震设计规范》GB 50011 表 5.1.2-1 的范围。

20.3.8 钢框架的节点域应按《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 8.2.5 条 2 款、3 款的规定验算其承载力和稳定性。

20.3.9 高层房屋钢结构中的框架柱长细比,不应超过表 20.3.9 规定的限值:

表 20.3.9 框架柱长细比的限值

房屋层数	非抗震设防结构	抗震设防结构的设防烈度			
		6 度	7 度	8 度	9 度
≤12 层	150	120	120	120	100
>12 层	120	120	80	60	60

注:当为其他牌号时应乘以 $\sqrt{235/f_y}$, f_y 为钢材牌号的屈服点。

20.3.10 高层房屋钢结构框架梁、柱板件的宽厚比不应超过下面所规定的限值(表 20.3.10-1 ~ 表 20.3.10-5)。

表 20.3.10-1 不超过 12 层的框架柱、梁宽厚比限值

板件位置			设防烈度				罕遇地震按弹塑性设计	
			6 度	7 度	8 度	9 度		
柱	工字形截面	翼缘外伸部分	同非抗震区	13	12	11	9	
		腹板		$N/Af < 0.37$	$85 - 120 \frac{N}{Af}$	$80 - 110 \frac{N}{Af}$	$72 - 100 \frac{N}{Af}$	$72 - 100 \frac{N}{Af}$
				$N/Af \geq 0.37$	40	39	35	35
	两个方向受弯的箱型截面壁板		同非抗震区	40	38	36	30	
	一个方向受弯的箱形截面	箱型截面二腹板之间的翼缘		40	38	36	30	
		腹板		$N/Af < 0.37$	$85 - 120 \frac{N}{Af}$	$80 - 110 \frac{N}{Af}$	$72 - 100 \frac{N}{Af}$	$72 - 100 \frac{N}{Af}$
				$N/Af \geq 0.37$	40	39	35	35

续表 20.3.10-1

板件位置			设防烈度				罕遇地震按弹塑性设计
			6度	7度	8度	9度	
梁	工字形截面	翼缘外伸部分	同非抗震区	11	10	9	9
		腹板		$85 - 120 \frac{N}{Af}$	$80 - 110 \frac{N}{Af}$	$72 - 100 \frac{N}{Af}$	$72 - 100 \frac{N}{Af}$
	箱形截面	两腹板间的翼缘		40	38	36	30
		腹板		$85 - 120 \frac{N}{Af}$	$80 - 110 \frac{N}{Af}$	$72 - 100 \frac{N}{Af}$	$72 - 100 \frac{N}{Af}$

注：1 表中数值适用于 Q235 钢，当为其他牌号钢材时应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ 。
 2 表中 N 为构件轴力， A 为截面面积， f 为构件钢材强度设计值，梁由 N/Af 算得的值不能大于 0.37。

表 20.3.10-2 超过 12 层的框架柱、梁宽厚比限值

板件位置			设防烈度				罕遇地震按弹塑性设计	
			6度	7度	8度	9度		
柱	工字形截面	翼缘外伸部分	13	11	10	9	9	
		腹板	$\frac{N}{Af} \leq 0.37$	43	43	43	43	$72 - 100 \frac{N}{Af}$
			$\frac{N}{Af} > 0.37$					35
	两个方向受弯的箱型截面 - 壁板		39	37	35	33	30	
	一个方向受弯的箱形截面	箱型两腹板之间的翼缘		39	37	35	33	30
		腹板	$\frac{N}{Af} \leq 0.37$	$85 - 120 \frac{N}{Af}$	$80 - 110 \frac{N}{Af}$	$72 - 100 \frac{N}{Af}$	$72 - 100 \frac{N}{Af}$	$72 - 100 \frac{N}{Af}$
			$\frac{N}{Af} > 0.37$	39	37	35	35	35
	梁	工字形截面	翼缘外伸部分	11	10	9	9	9
腹板			$85 - 120 \frac{N}{Af}$	$80 - 110 \frac{N}{Af}$	$72 - 100 \frac{N}{Af}$	$72 - 100 \frac{N}{Af}$	$72 - 100 \frac{N}{Af}$	
箱形截面		两腹板之间的翼缘	36	32	30	30	30	
		腹板	$85 - 120 \frac{N}{Af}$	$80 - 110 \frac{N}{Af}$	$72 - 100 \frac{N}{Af}$	$72 - 100 \frac{N}{Af}$	$72 - 100 \frac{N}{Af}$	

注：1 表中数值适用于 Q235 钢，当为其他牌号钢材时应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ 。
 2 表中 N 为构件轴力， A 为截面面积， f 为构件钢材强度设计值，梁由 N/Af 算得的值不能大于 0.37。

表 20.3.10-3 非地震区轴压构件的宽厚比限值

板件位置		宽厚比当条件为		
		$\lambda < 30$	$30 \leq \lambda \leq 100$	$\lambda > 100$
工字形截面	翼缘外伸部分	$13 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$(10 + 0.1\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$20 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
	腹板	$40 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$(25 + 0.5\lambda) \sqrt{\frac{235}{f_y}}$	$75 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
箱形截面	两腹板之间的翼缘	$40 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$		
	腹板	$40 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$		

注： λ 取构件两个方向长细比的较大值。

表 20.3.10-4 非地震区压弯构件的宽厚比限值

板 件 位 置		宽 厚 比
工字形截面	翼缘外伸部分	
	腹板	当 $0 \leq \alpha_0 \leq 1.6$ 时 $h_w/t_w = (16\alpha_0 + 40) \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
		当 $1.6 < \alpha_0 \leq 2.0$ 时 $h_w/t_w = (48\alpha_0 - 11.2) \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
		当 $0 \leq \alpha_0 \leq 1.6$ 时 $h_w/t_w = (16\alpha_0 + 75) \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
		当 $1.6 < \alpha_0 \leq 2.0$ 时 $h_w/t_w = (48\alpha_0 + 23.8) \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
	$30 < \lambda < 100$	当 $0 \leq \alpha_0 \leq 1.6$ 时 $\frac{h_w}{t_w} = (16\alpha_0 + 0.5\lambda + 25) \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
当 $1.6 < \alpha_0 \leq 2.0$ 时 $\frac{h_w}{t_w} = (48\alpha_0 + 0.5\lambda - 26.2) \sqrt{\frac{235}{f_y}}$		
箱形截面	两腹板之间的翼缘	同轴压构件相应部分
	腹板	按工字形截面腹板计算求得之值乘以 0.8, 当小于 40 时取 40

注: 1 表中 $\alpha_0 = (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) / \sigma_{\max}$ 。

σ_{\max} 为腹板计算高度边缘的最大压应力, 计算时不考虑构件的稳定系数。 σ_{\min} 为腹板计算高度另一边缘相应的应力。压应力取正值, 拉应力取负值。

2 λ 为构件在弯矩作用平面内的长细比。

表 20.3.10-5 非地震区弯曲构件的宽厚比限值

板 件 位 置		宽 厚 比
工字形截面	翼缘外伸部分	截面全弹性时取 $15 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$; 截面部分进入塑性时 $13 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
	腹板	需按腹板上用加劲肋形成的板段进行局部稳定校核
箱形截面	两腹板之间的翼缘	$40 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
	腹板	同工字形截面

注: 对工字形和箱形截面的腹板若只考虑截面正应力时则利用压弯构件的公式可得出工字形截面腹板为 $85 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 箱形截面腹板按 $68 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ 进行截面假定。

20.4 楼（屋）盖结构

20.4.1 房屋层数超过 12 层的高层房屋钢结构的楼（屋）盖宜采用压型钢板现浇钢筋混凝土的组合楼板或非组合楼板。对不超过 12 层的高层房屋钢结构尚可采用装配整体式钢筋混凝土楼板、预制板或其他轻型楼板。采用装配整体式钢筋混凝土楼板、预制板或其他轻型楼板时, 应将楼板预埋件与钢梁焊接, 或采取其他保证楼盖整体性的措施。

20.4.2 强震区的混凝土楼板与钢框架柱相接触处在混凝土楼板内宜放置上、下层的加强钢筋, 以加大挤压强度。

在强震区的框架组合梁塑性铰区内不宜设置栓钉, 故当楼（屋）盖梁格构布置时, 应优先在不设栓钉范围内布置次梁, 以维持框架梁平面外的稳定。

20.4.3 框架横梁的侧向支承应满足下列要求: 抗震设计时, 为防止框架横梁在大震下侧向屈曲, 应在可能出现塑性铰截面处的上、下翼缘设置侧向支撑, 其侧向支撑的结构形式视位置而定。

1 当塑性铰出现在梁柱连接处附近时，可作成如图 20.4.3 (a) (b) 所示的水平隅撑，此支撑可起到支承两根梁的作用。

2 在设有偏心支撑的框架梁中，当塑性铰出现在框架梁的跨中段，以及在偏心支撑跨间的耗能梁段，当其侧向支撑的间距 $> 13b_f\sqrt{235/f_y}$ 时，可利用次梁与框架梁的连接作一些特殊处理也可起到支撑的作用。如图 20.4.3 (c) (d) 所示。

其相邻两支点之间构件的长细比不应超过表 20.4.3 规定的限值。

表 20.4.3 在框架节点塑性区段内，梁的受压翼缘在侧向支承点间长细比的限值

条 件	弯矩作用平面外的长细比 λ_y
当 $-1 \leq \frac{M_1}{W_{px}f} \leq 0.5$ 时	$\left(60 - 40 \frac{M_1}{W_{px}f}\right) \sqrt{235/f_y}$
当 $0.5 \leq \frac{M_1}{W_{px}f} \leq 1.0$ 时	$\left(45 - 10 \frac{M_1}{W_{px}f}\right) \sqrt{235/f_y}$

注： $\lambda_y = l_1/i_y$ ； l_1 —为侧向支承点间的距离； i_y —为截面回转半径；

M_1 —与塑性铰相距为 l_1 的侧向支承点处的弯矩； W_{px} —对 X 轴的毛截面塑性抵抗矩。

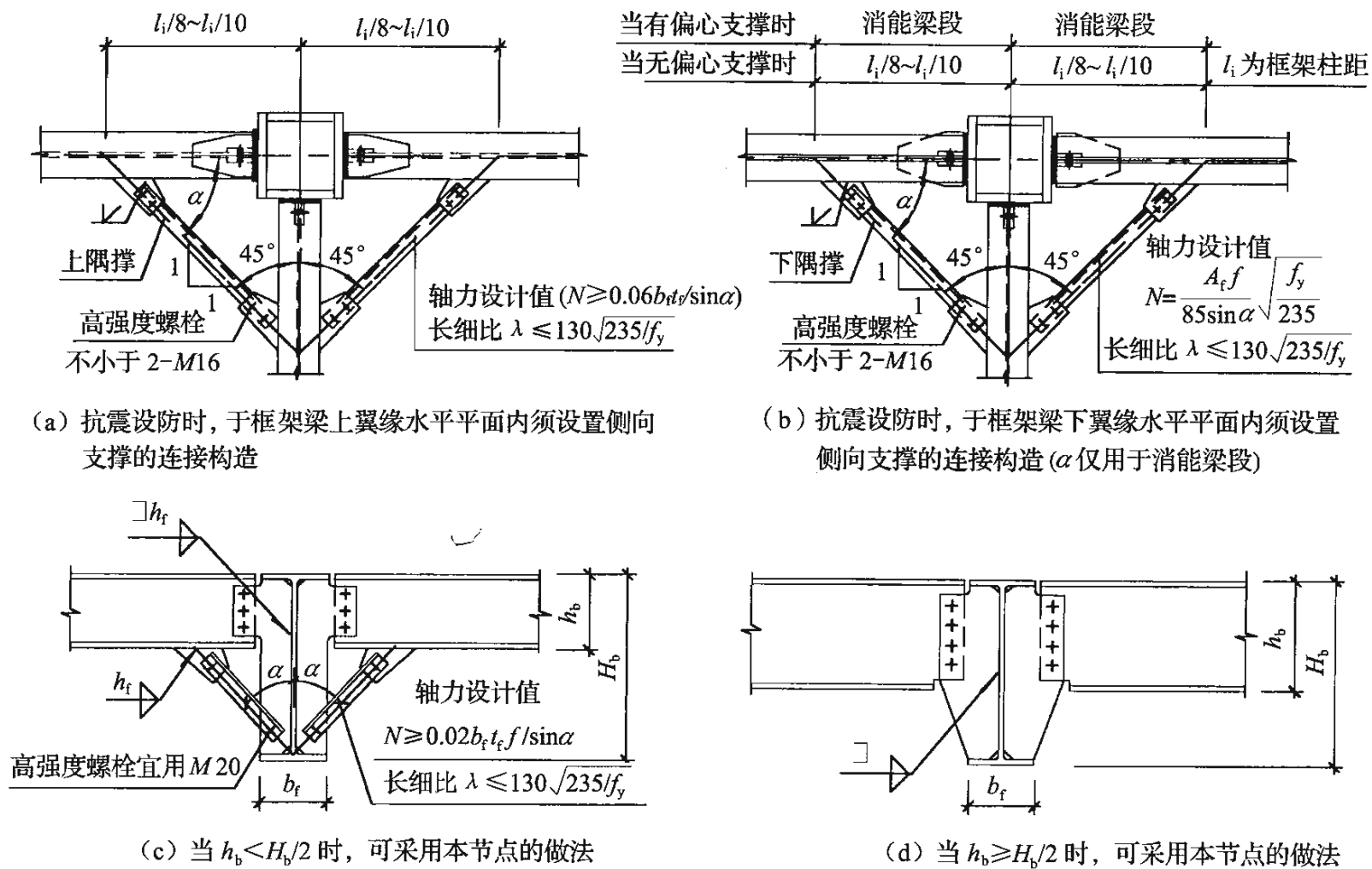


图 20.4.3 框架梁设置侧向支撑图

20.5 支撑体系

20.5.1 不超过 12 层的钢结构宜采用中心支撑。

20.5.2 当高层建筑采用偏心支撑时，底层可用中心支撑，但其承载力应比它的上一层承载力大 50%。

20.5.3 偏心支撑宜采用耗能梁段位于梁中间的门架式偏心支撑，耗能梁段的塑性受剪承载力，应按《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 8.2.7 条 1 款的公式，进行验算。

20.5.4 中心支撑的类型和构造要求

1 中心支撑的类型见图 20.5.4-1，当采用单斜杆支撑时应按图 20.5.4-1 (e) 布置，并在每层中两不同倾斜方向单斜杆的截面面积在水平方向的投影面积之差不得大于 10%。

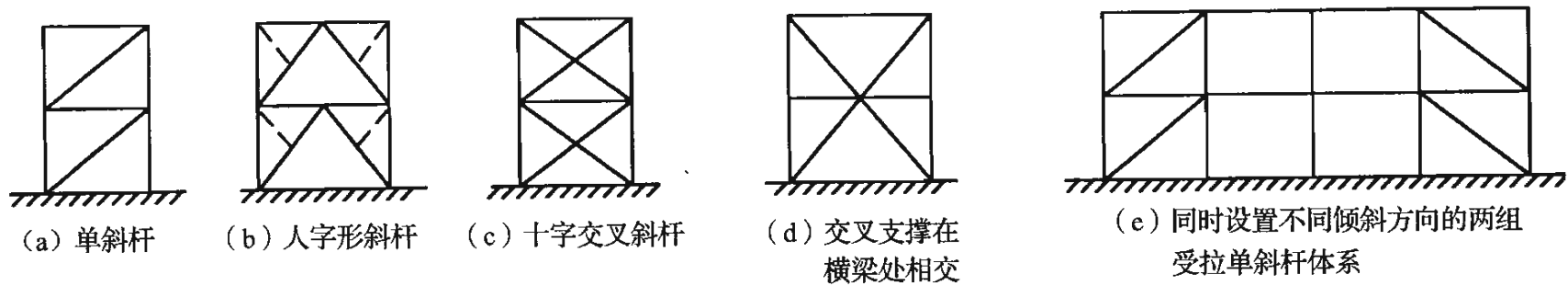


图 20.5.4-1 中心支撑的类型

2 中心支撑杆件的长细比及其板件的宽厚比不应大于表 20.5.4 的限值。

表 20.5.4 中心支撑杆件的长细比及其板件的宽厚比限值

类别	项目	非抗震设防	抗震设防				
			6度	7度	8度	9度	
不超过 12 层	长细比	按压杆设计	150	150	150	120	120
		按拉杆设计	300	200	200	150	150
超过 12 层	长细比	150	120	120	90	60	
不超过 12 层	板件	翼缘外伸部分	见表 20.3.10-3	同非抗震	13	11	9
		工字形截面腹板		(见表 20.3.10-3)	33	30	27
		箱形截面腹板		31	28	25	
超过 12 层	宽厚比	翼缘外伸部分	见表 20.3.10-3	9	8	8	7
		工字形截面腹板		25	23	23	21
		箱形截面腹板		23	21	21	19
		圆管外径与壁厚比		100	42	40	40

注：表列数值适用于 Q235 钢，当材料为其他牌号时，圆管应乘以 $235/f_y$ ，其余应乘以 $\sqrt{235/f_y}$ 。

3 在抗震设防结构中，超过 12 层时，支撑宜采用 H 型钢制作，两端与框架可采用圆弧构造相连，做成刚架节点。梁柱在支撑 H 型钢翼缘连接处应设置加劲肋，其典型构造见图 20.5.4-2，图中的 V 形支撑为了保持在 x 与 y 方向细长比相接近，在拼接处进行了截面转换，并设置了角撑以达到此目的。

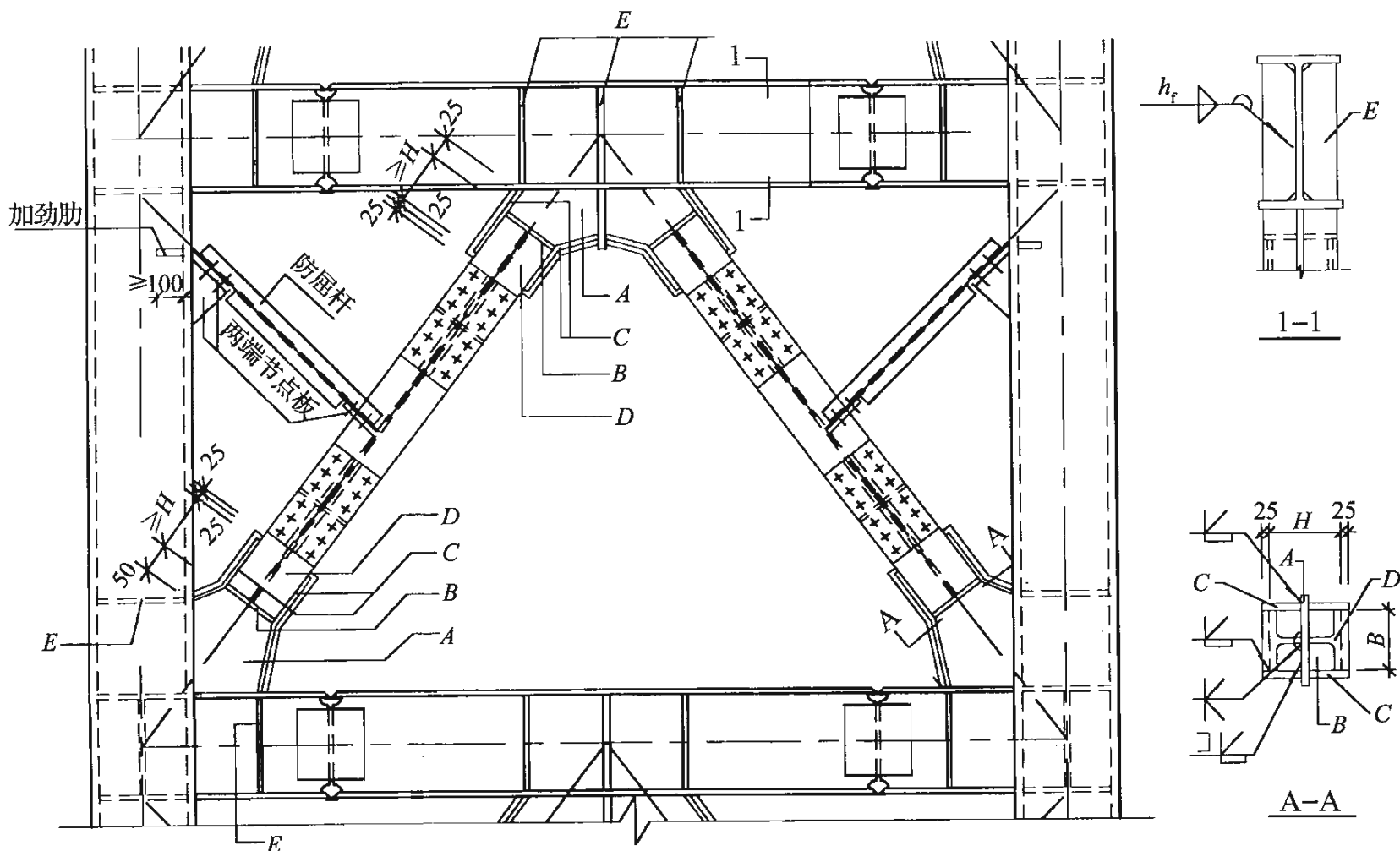


图 20.5.4-2

注：板号 A~C 及 E，板厚 $\geq t_f$ ；零件号 D 为 H 型钢，同斜杆截面。

4 在 7 度及以上抗震设防的结构中，支撑采用以填板连接的实腹构件时，填板的间距不得大于 $40i$ ， i 为单肢构件的回转半径；支撑采用以缀条相连的实腹构件时，其分肢的长细比 λ_1 不应大于构件两个方向长细比较大值的 0.7 倍，缀条的长细比不得大于 100。

5 梁在其与 V 形支撑或人字支撑相交处，应设置侧向支承，该支承点与梁端支承点间的侧向长细比，不应超过： $13b_f\sqrt{235/f_y}$ ，否则可如图 20.5.4-1 (c) (d) 进行处理。

6 在抗震设防结构中，支撑节点的连接在多遇地震效应组合作用下，应将人字形和 V 形中心支撑斜杆的内力乘以 1.5 的增大系数；十字交叉支撑和单斜杆支撑的斜杆内力应乘以 1.3 的增大系数后按表达式 $S \leq R/\gamma_{RE}$ 进行验算。

20.5.5 偏心支撑的类型和构造要求

1 偏心支撑的类型见图 20.5.5-1。

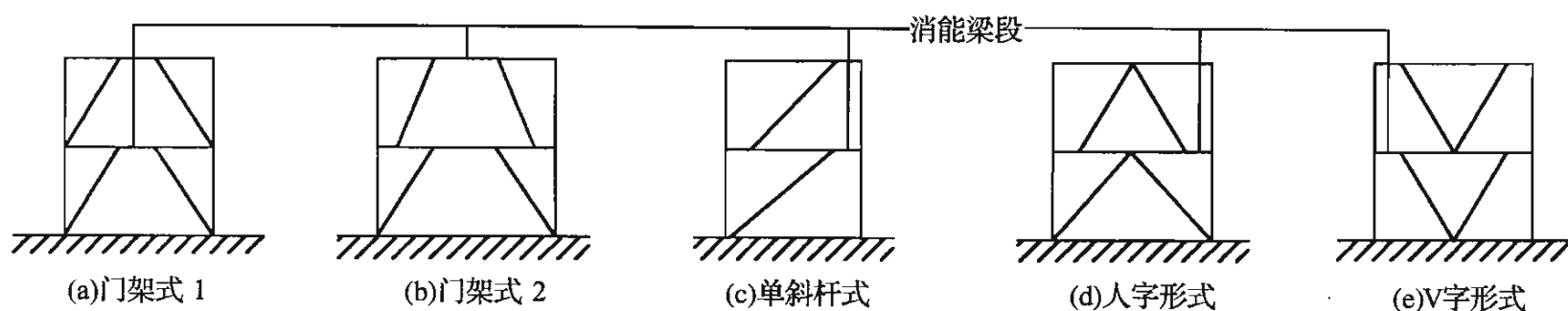


图 20.5.5-1 偏心支撑类型

2 偏心支撑的构造要求：

1) 抗震设防时，超过 12 层的钢结构房屋，8 度、9 度时，宜采用偏心支撑、带缝钢筋混凝土抗震墙板、内藏钢筋混凝土墙板或其他耗能支撑，不超过 12 层的钢结构，当有条件时也可采用偏心支撑等耗能支撑，超过 12 层的钢结构采用偏心支撑框架时，顶层可采用中心支撑。

2) 偏心支撑的构造措施应遵守《建筑抗震设计规范》GB 50011 中 8.5 节的规定。

3) 偏心支撑的节点连接在多遇地震效应组合作用下，应将下列各杆件的内力设计值作如下调整后按表达式 $S \leq R/\gamma_{RE}$ 进行验算。

① 支撑斜杆的轴力设计值，应取与支撑斜杆相连的耗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。其值在 8 度及以下时不应小于 1.4，9 度时不应小于 1.5。

② 位于耗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。其值在 8 度及以下时不应小于 1.5，9 度时不应小于 1.6。

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。其值在 8 度及以下时不应小于 1.5，9 度时不应小于 1.6。

4) 在抗震设防结构中，偏心支撑的做法及其构造如图 20.5.5-2 所示。

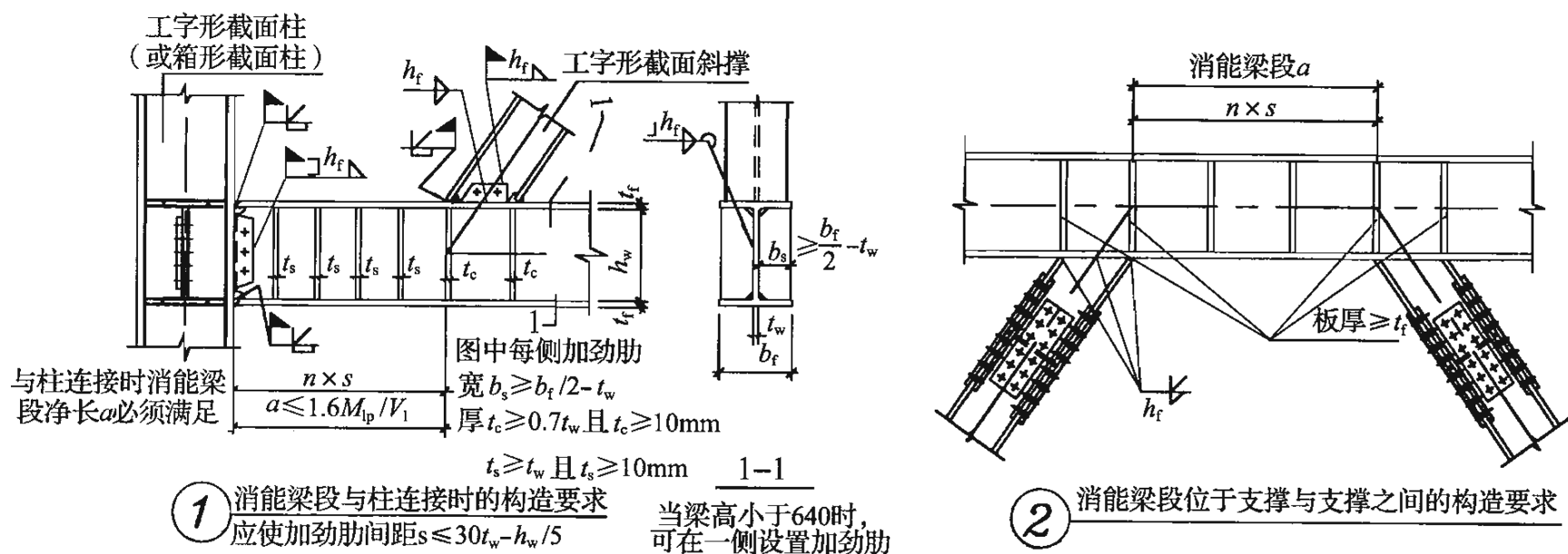


图 20.5.5-2 偏心支撑构造

20.6 围护结构

高层钢结构的外墙宜采用幕墙，其与框架的连接应采用活动连接，以避免围护结构产生裂纹和增加侧向刚度变化的不利影响。12层以下的高层房屋钢结构在采用墙板和砌体时，也应计及上述因素。

20.7 节点及构造

20.7.1 处于地震地区的高层房屋钢结构构件的连接，应先按无地震作用的组合进行设计，再用有地震作用的组合进行验算。在进行抗震验算时对不同的构件、连接型式及节点，分别采用其承载力调整系数，来确定截面及截面应力。

20.7.2 处于地震区的高层房屋钢结构构件的连接和节点，除分别按有、无地震作用组合进行验算外，尚应进行节点最大承载力的验算。

20.7.3 构件及节点计算时所采用的承载力抗震调整系数 γ_{RE} 见表 20.7.3：

表 20.7.3 承载力抗震调整系数 γ_{RE}

γ_{RE}	构件或节点			
	梁、柱	支 撑	节点及连接螺栓	连接焊缝
层数不超过 12 层的高层房屋	0.75	0.80	0.85	0.90
层数等于或大于 12 层的高层房屋	0.80	0.85	0.90	0.95

注：仅考虑地震作用竖向效应组合时，其承载力抗震调整系数均取 1.0。

20.7.4 抗震设防的高层房屋钢框架，其梁柱刚性连接的节点最大承载力，应符合下述要求：

$$M_u \geq 1.2M_p \quad (20.7.4-1)$$

$$V_u \geq \frac{2 \times (1.2M_p)}{l} + V_{Gb} \quad (20.7.4-2)$$

式中 M_u ——按连接的极限抗拉强度最小值计算的连接最大受弯承载力，仅由翼缘的连接承受；

V_u ——按连接的极限强度抗剪强度最小值计算的节点连接的最大受剪承载力，仅由腹板的连接承受；

M_p ——梁构件（柱贯通时）的全塑性受弯承载力；

l ——梁的净跨；

1.2——考虑梁构件材料的超强和应变硬化的影响而采用的系数；

V_{Gb} ——梁在重力荷载（乘分项系数）作用下，梁端截面的剪力设计值。

在柱贯通型连接中，当梁翼缘用全熔透焊缝与柱连接并采用引弧板时，式 20.7.4-1 将自行满足。

20.7.5 抗震设防的高层房屋钢框架，若梁柱刚性节点的梁翼缘与柱焊接采用全熔透坡口焊缝，并按规定焊缝下面设置衬板，坡口两侧设置引弧板，梁腹板上、下端作扇形切角，采用上述措施后在强震区（即地震烈度 8 度及以上）应采用下述措施：

1 建议采用的最好办法为：对上翼缘在梁端的衬板采用在衬板与柱翼缘相接触的一边用角焊缝焊接加强；对下翼缘梁端的衬板切除后用角焊缝补焊以消除坡口焊缝根部可能存在的任何缺陷。但后者费用可能较高。

2 将所有衬板与柱翼缘相接触的一边下部，均以小角缝沿全长补焊加强。考虑梁上翼缘一般有接板加强，也可仅对下翼缘焊缝的衬板补焊加强。

所有上述补焊均要求焊缝的表面质量不低于一级。

20.7.6 在房屋层数不超过 12 层的高层房屋框架结构中建议如有可能时，框架梁柱的刚性节点采用带悬臂段的全部工厂焊接连接，梁的拼接全部采用螺栓连接。研究表明，此种连接的抗震性能甚好。

20.7.7 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通形。

2 在抗震设防结构中，当柱在两个互相垂直的方向都与梁刚接时，宜采用箱形截面柱或十字形截面柱。当仅在一个方向刚接时，宜采用工字形截面柱，并将柱腹板置于刚接框架平面内。

3 对非抗震结构的梁、柱刚性连接节点可按下述要求设计：

1) 在工字形柱、十字形柱与工字梁的刚性连接中，可采用如图 20.7.7-1 所示的梁端非加强式连接。此时梁翼缘的连接可视为与翼缘等强，梁腹板与柱的连接可按腹板所承受的弯矩和剪力进行设计，或腹板按弯矩为 $M_w = t_w h_w^2 f / 6$ 与承受的剪力设计。

2) 在箱形柱与工字形截面梁的刚性连接中，由于考虑到梁腹板与箱形柱壁板的连接无法传递梁腹板所承受的弯矩，故：

①当梁翼缘的塑性截面模量大于梁全截面塑性模量的 70% 时，可按梁翼缘传递全部弯矩，腹板只传递剪力设计。其连接构造与图 20.7.7-1 相似。

②当梁翼缘的塑性截面模量小于梁全截面塑性模量的 70% 时，则应在梁端的上、下翼缘增设盖板。如图 20.7.7-2 所示。盖板截面按腹板的抗弯能力确定。此时工字梁的连接可按翼缘（连同盖板在内）承受全部弯矩，腹板承受剪力设计。

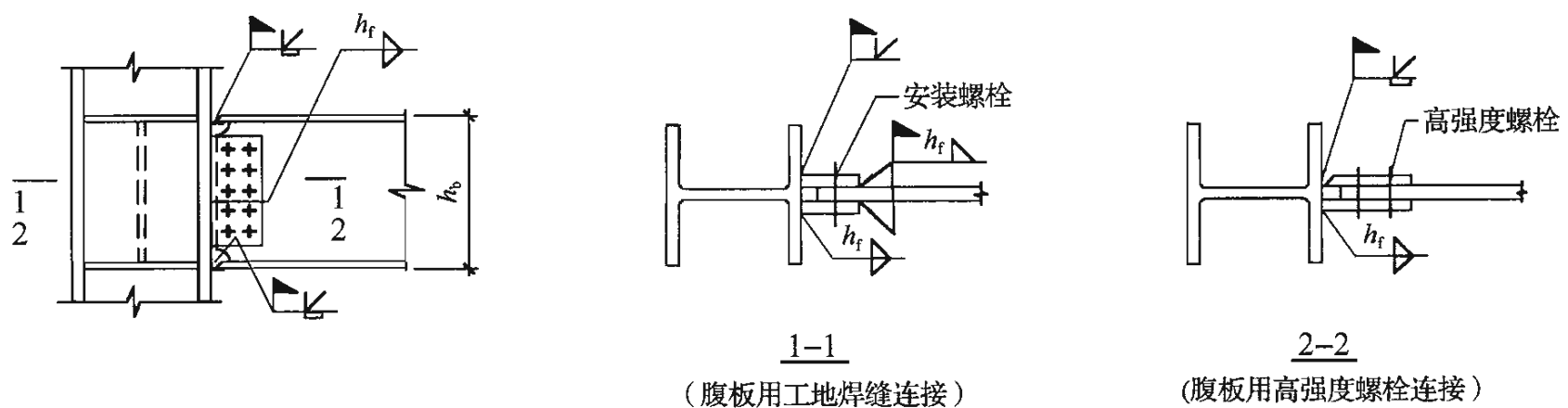


图 20.7.7-1 非加强式框架梁与工字形截面柱的刚性连接

③增强加焊盖板的厚度 t_{gb} 按公式 (20.7.7-1) 计算，板厚 t_{gb} 宜小于 t_f ，且不宜小于 6mm， $t_{gb} + t_f$ 应小于 t_c 。在梁上翼缘宜采用楔形，其最大宽度为 $b_f - 3t_{gb}$ ，梁下翼缘最大宽度可取 $b_f + 3t_{gb}$ ，板应与翼缘板在组装前焊接，并同时开坡口。加焊盖板长度 l_{gb} 按公式 (20.7.7-2) 计算确定，且不宜小于 6mm，加焊盖板与工字梁翼缘采用相同牌号的钢材，当为 Q235 钢时其最小长度为 $1.3b_f$ ，当为 Q345 钢时其最小长度为 $1.5b_f$ 。

$$t_{gb} = \frac{t_w (h_b - 2t_f)^2}{6(b_f - 3t_{gb})h_b} \quad (20.7.7-1)$$

$$l_{gb} = \frac{t_{gb}(b_f + 3t_f)f_t^w}{1.4(t_{gb} - 1)f_f^w} + 2h_f \quad (20.7.7-2)$$

式中 h_f ——增强盖板所采用焊缝焊脚尺寸，本措施采用的焊角尺寸为 $(t_{gb} - 1)$ ，单位：mm，楔形盖板切割坡度取 1/3 ~ 1/5。

4 对设防烈度为 8 度或 8 度以上的框架梁，为了保证连接具有足够的承载力，使节点处因梁端最大弯矩形成的塑性铰向梁跨中部转移，可采用如图 20.7.7-3 所示的梁端加强式或图 20.7.7-4 所示的梁端削弱式连接。其有关计算可见本措施附录四。

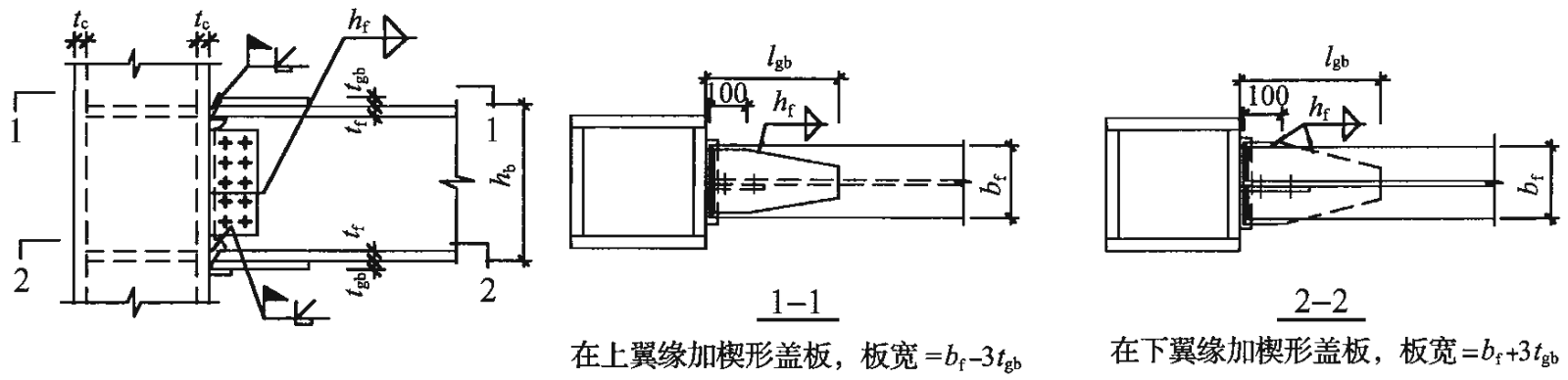


图 20.7.7-2 翼缘加强式框架梁与箱形截面柱的刚性连接

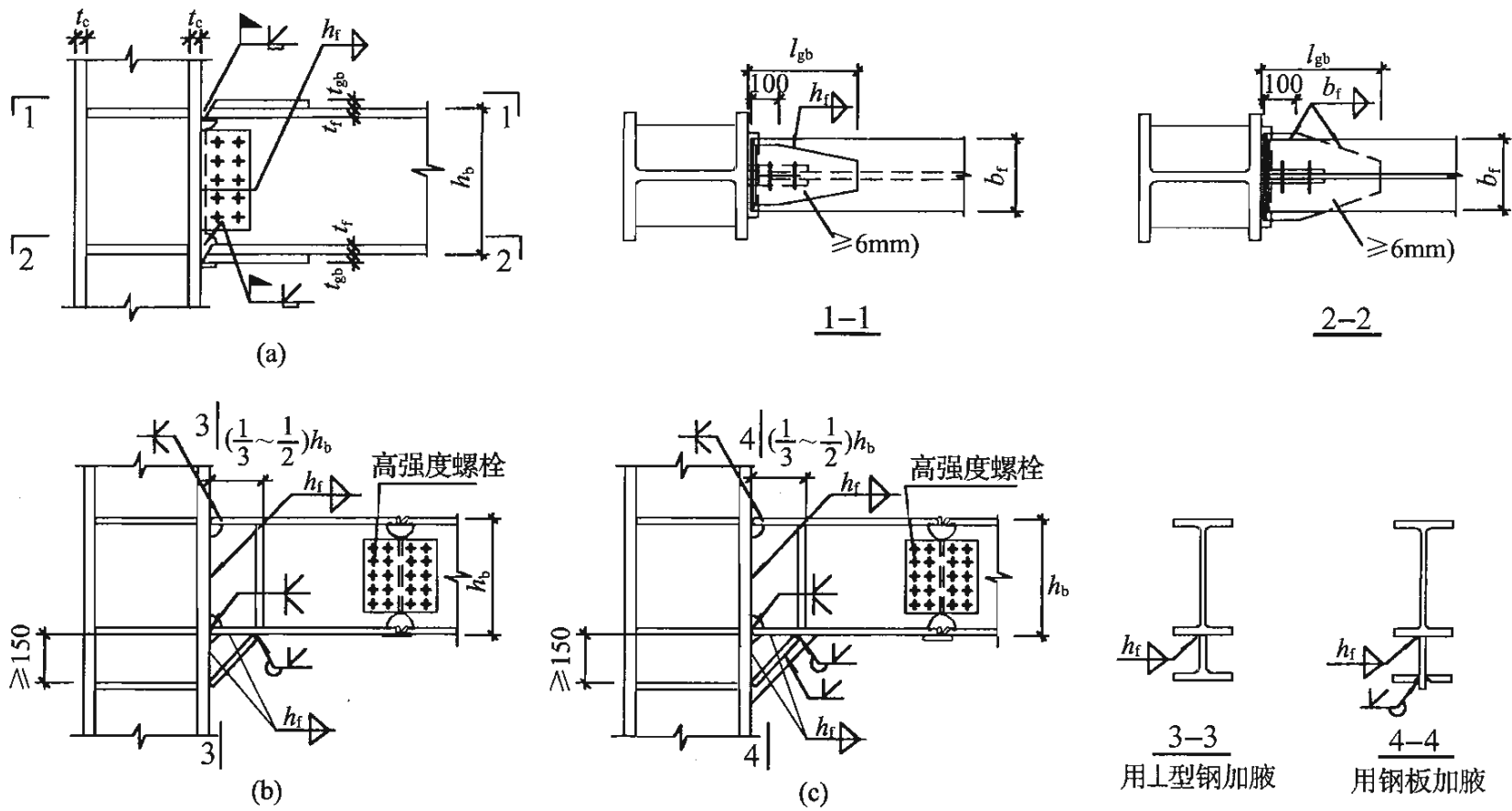


图 20.7.7-3 梁端加强式框架梁柱刚性连接

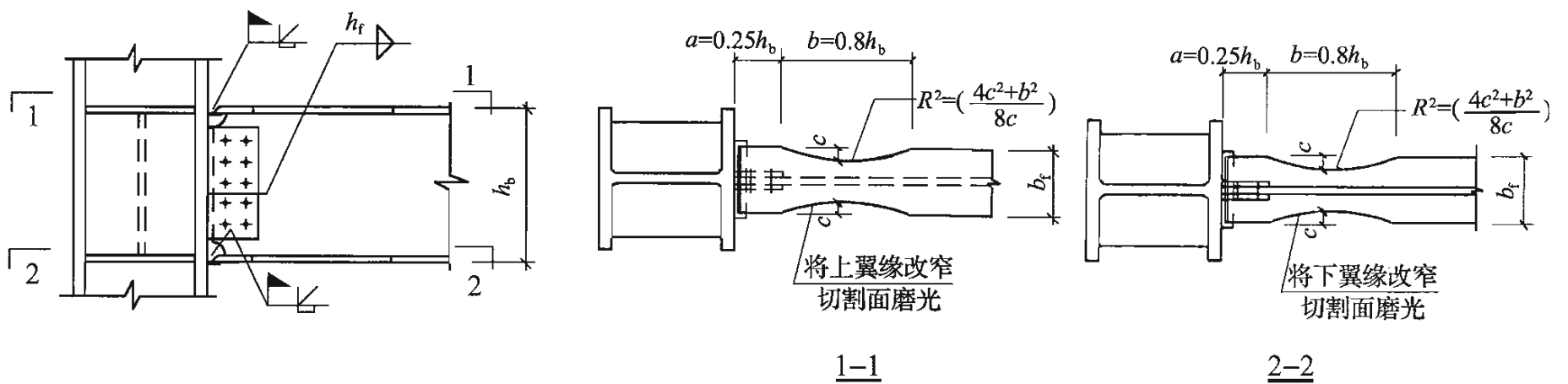


图 20.7.7-4 梁端削弱式框架梁柱刚性连接

20.7.8 框架梁采用悬臂梁段与柱刚性连接时，悬臂梁段与柱应预先采用全焊接连接。梁的现场拼接可采用如图 20.7.8 (a) 所示的翼缘焊接、腹板螺栓连接，或如图 20.7.8 (b) 所示的全部螺栓连接。

在抗震设防结构中，梁的拼接点应避开塑性区，将拼接点放在距柱边 $1/10$ 跨长或 2 倍梁高范围之外，但应考虑运输的因素。

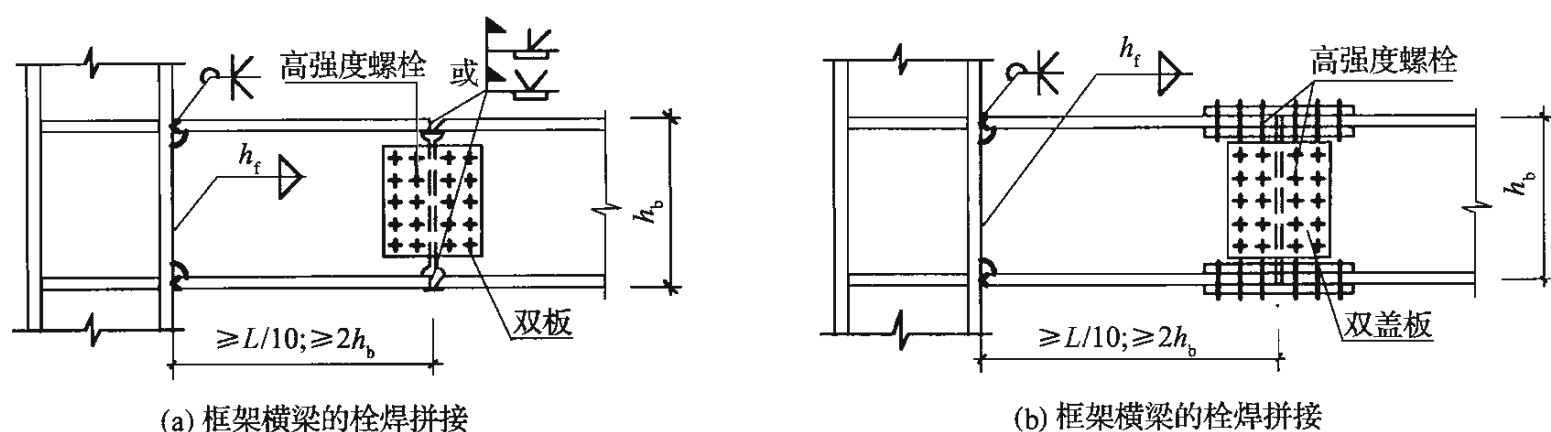


图 20.7.8 框架梁悬臂梁段与中间梁段的拼接构造

20.7.9 当设备配管穿过工字形截面梁时，腹板开洞周围应予以补强。其补强原则是，弯矩考虑仅由翼缘承担，剪力由开洞腹板和补强板共同承担。梁开洞部位腹板应按加补强板后的截面面积与原梁腹板截面面积相等的原则予以补强。

一般情况，应避免在梁端 $1/10$ 跨度范围内设孔，孔洞高度（或直径） h_d 不应大于梁高的 $1/2$ ，孔的净距不应大于梁高。当孔直径小于 100mm 时，可不予补强。其具体做法如下：

1 梁开圆孔需要补强时，可采用环形加劲肋、套管或环形补强板等补强方法。如图 20.7.9 (a)、(b)、(c) 所示。当用环形加劲肋补强时，其板厚不宜小于 10mm ，每侧的肋宽不宜小于 100mm ；当用套管补强时，套管壁厚不得小于梁腹板厚度，套管与梁腹板连接的角焊缝的焊脚尺寸取 $0.7t_w$ ；当在腹板两侧用环形补强板时，补强板厚度不得小于 0.7 倍的腹板厚度，环形板的宽度取 $b = 75 \sim 125\text{mm}$ 。

2 当在梁腹板上开矩形孔时，其对受剪承载力的影响比圆孔更大，洞口的边缘应采用纵向和横向加劲肋加强。纵向加劲肋伸过矩形孔边的长度不应小于矩形孔边的高度 h_d 。加劲肋每侧的宽度为梁翼缘的外伸宽度，厚度与梁腹板的厚度相同。矩形孔的高度不宜大于梁高的 0.5 倍，如图 20.7.9 (d) 所示。

20.7.10 框架柱的翼缘与腹板的连接焊缝应遵守《钢结构设计规范》GB 50017 关于最小角焊缝焊脚尺寸的规定，当采用部分焊透的对接焊缝时尚不得小于最小计算厚度的规定，此外尚应符合以下规定：

1 梁与箱形截面柱刚性连接时，柱在梁翼缘上下各 500 的节点范围内，翼缘与柱腹板间的连接焊缝，应采用全熔透焊缝。在箱型柱承受集中荷载处，应校核翼缘与腹板连接焊缝的抗剪（图 20.7.10）。

2 层数超过 12 层的高层建筑钢结构的工字型截面框架柱与梁刚性连接时，柱在梁翼缘上下各 500 的节点范围内，柱翼缘与腹板间的连接焊缝，应采用全熔透焊缝；当层数不超过 12 层时，亦可采用加大其连接角焊缝焊脚尺寸的方法。

20.7.11 钢框架的节点域应按《建筑抗震设计规范》GB 50011 公式 (8.2.5-2)、(8.2.5-5)、(8.2.5-6) 验算其抗剪强度、稳定性和屈服要求，当不满足公式要求时，可采用图 20.7.11 所示方法加强。

20.7.12 框架柱的接头宜位于框架梁上方 1.3m 附近。在接头处应设置耳板，耳板厚度应根据阵风和其他施工荷载确定，并不得小于 10mm 。各类型截面柱拼接接头处的构造如下：

1 工字形截面柱及十字形截面柱的工地拼接，通常腹板用高强度螺栓连接，翼缘用坡口全熔透焊缝连接。当腹板较厚螺栓用量较多时，宜改为焊缝连接。

2 箱形截面柱的工地拼接，应采用坡口全熔透焊缝。焊接接头的下柱应设置盖板，其厚度一般不小于 16mm 。工地焊接接头的上柱也应设置上柱横隔板，以防止运输、堆放和焊接时截面变形，其厚度一般不小于 10mm 。

当工字形截面柱、十字形截面柱和箱形截面柱为焊接组合截面时，在柱拼接接头上下各 $1/2$ 柱高范围内，其工字形截面柱、十字形截面柱翼缘和腹板间以及箱形截面柱角部壁板间的焊缝，应采用全熔透焊缝，如图 20.7.12 所示。

20.7.13 外包式钢柱脚和埋入式钢柱脚的设计，见《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 第 8 章第 6 节的规定，其构造见图 20.7.13。

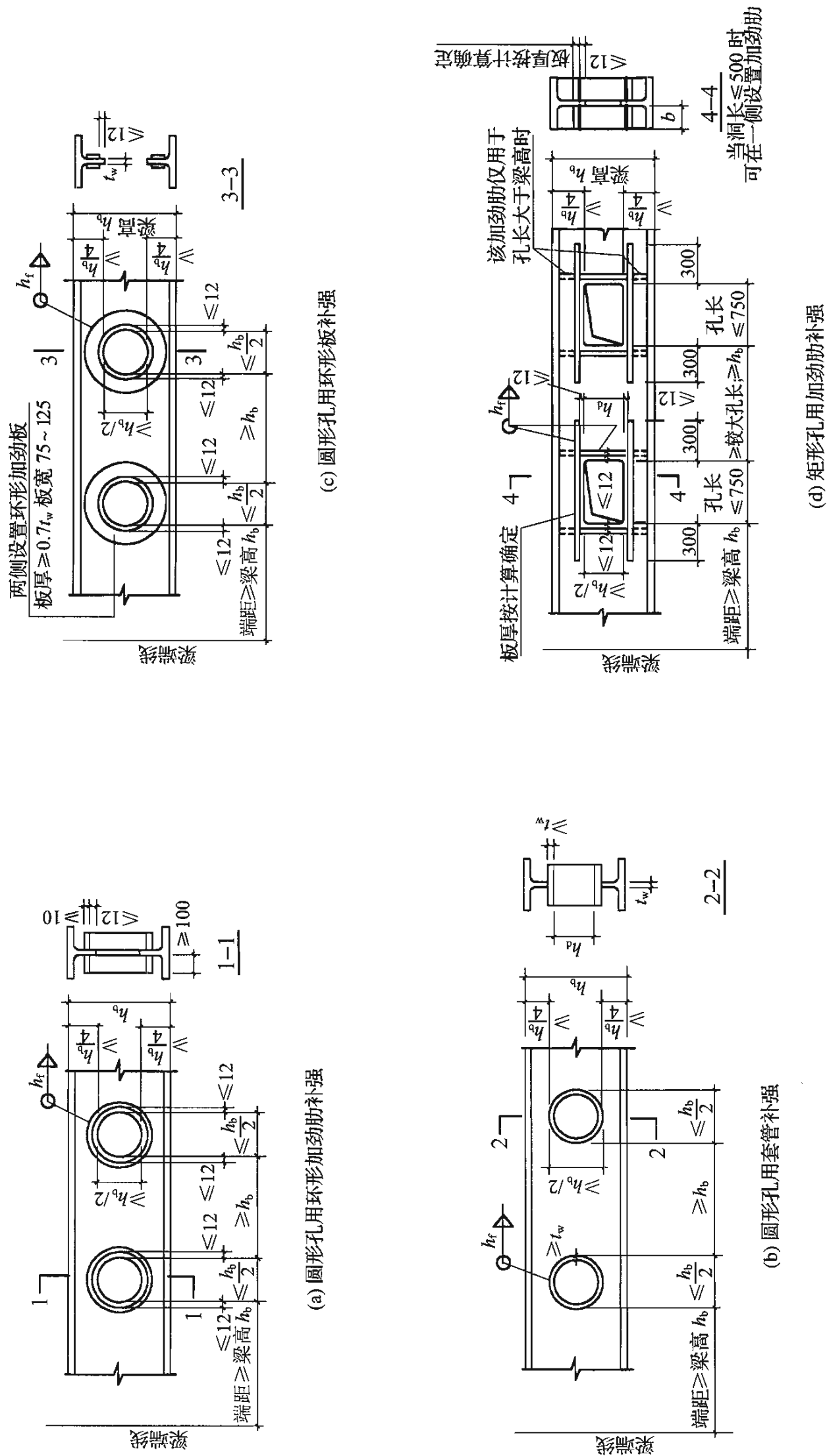
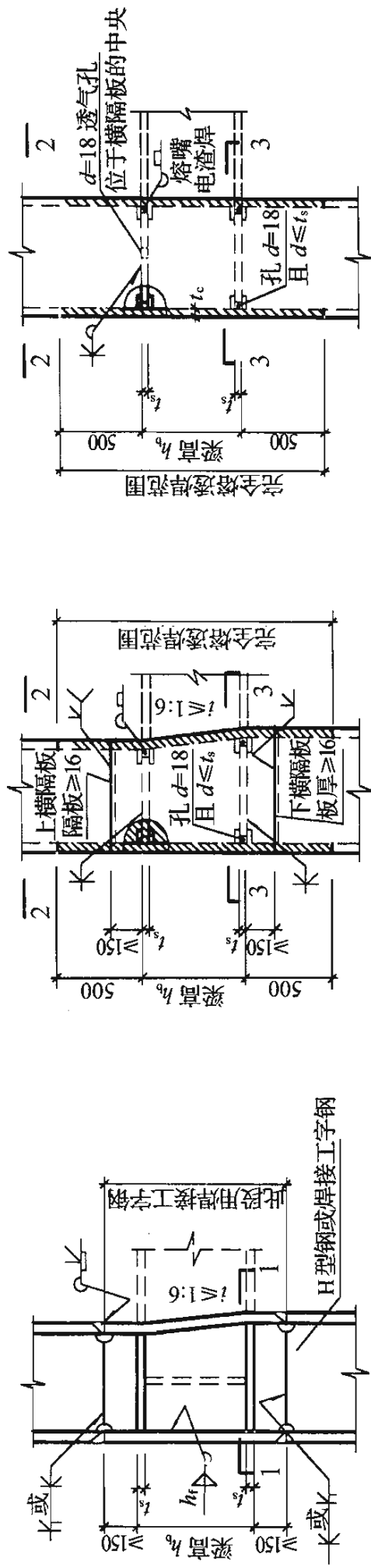
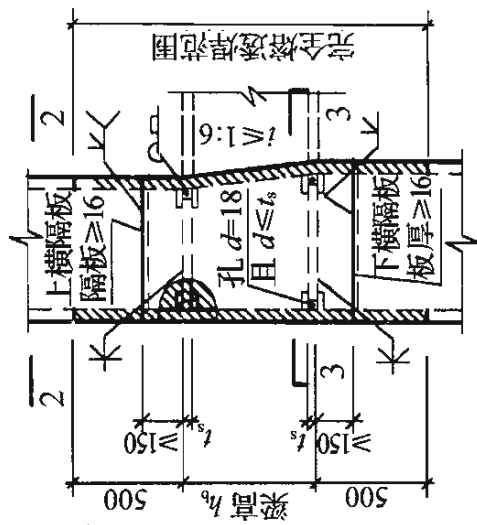


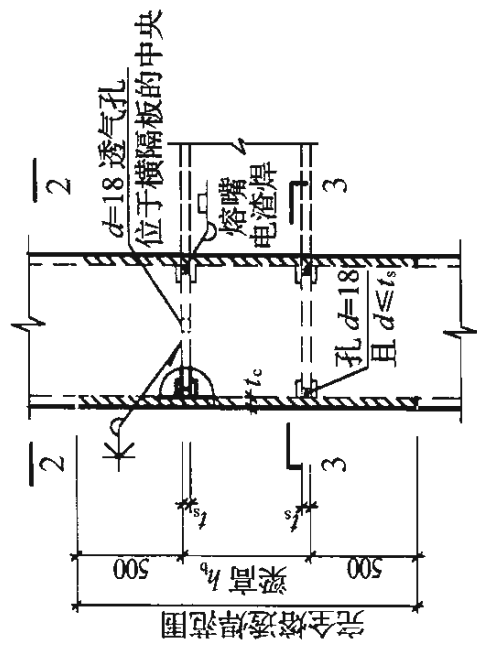
图 20.7.9 梁腹板孔口的补强措施



(a) 变截面工字形柱



(b) 变截面箱形柱



(c) 箱形截面柱

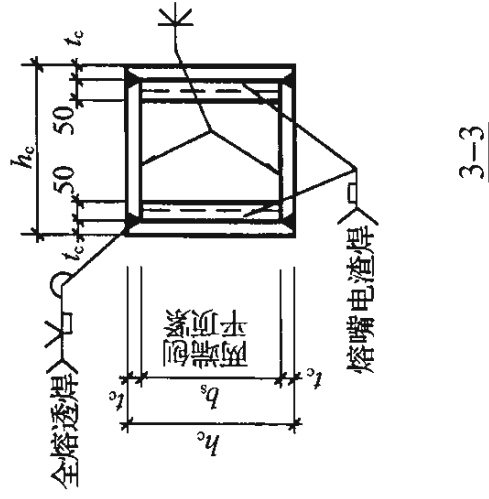
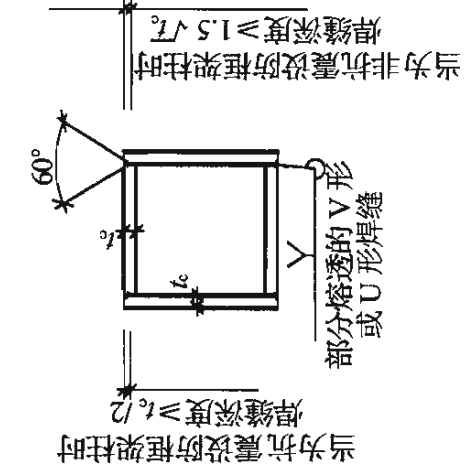
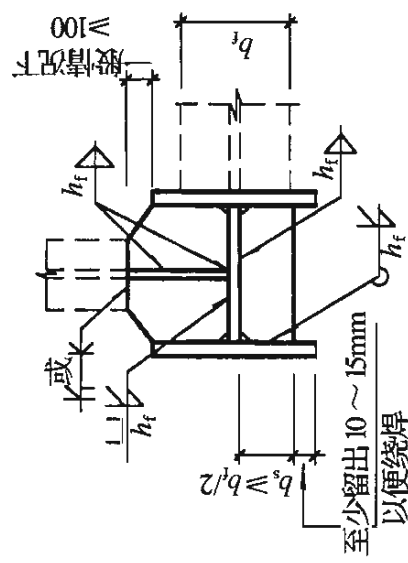


图 20.7.10 框架柱与梁刚性连接构造

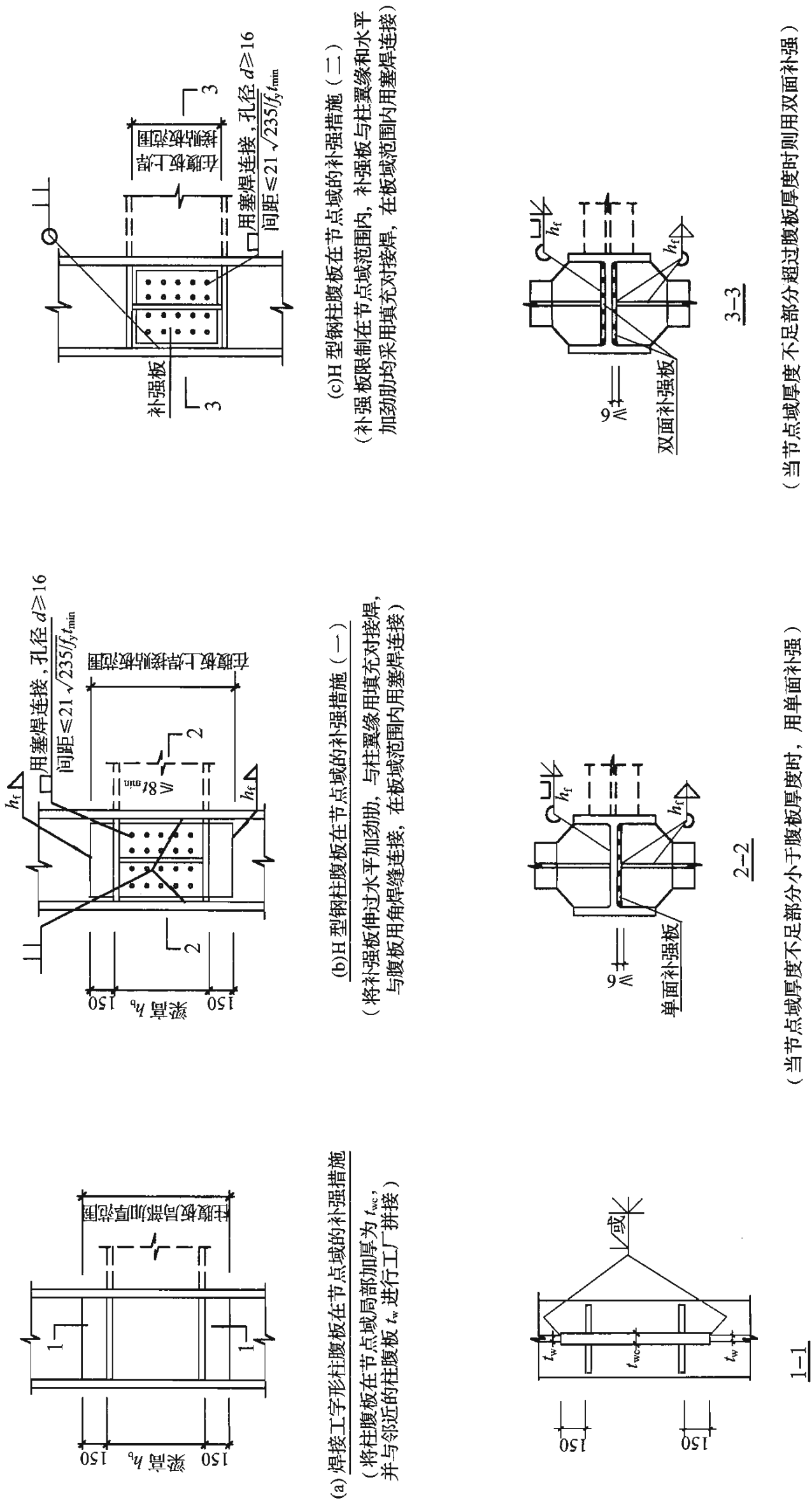


图 20.7.11 节点域补强措施

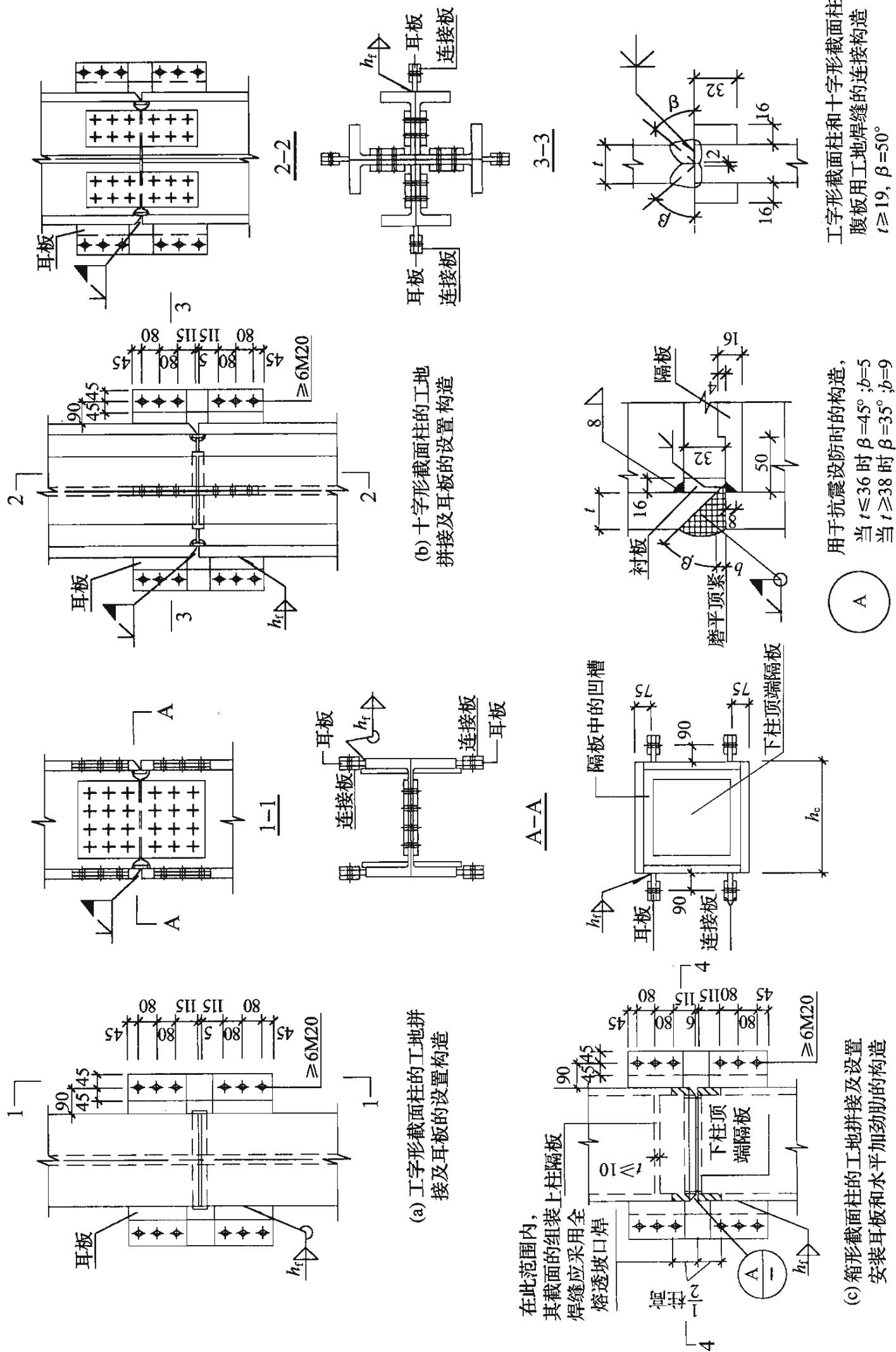


图 20.7.12 各类型柱截面的工地拼接

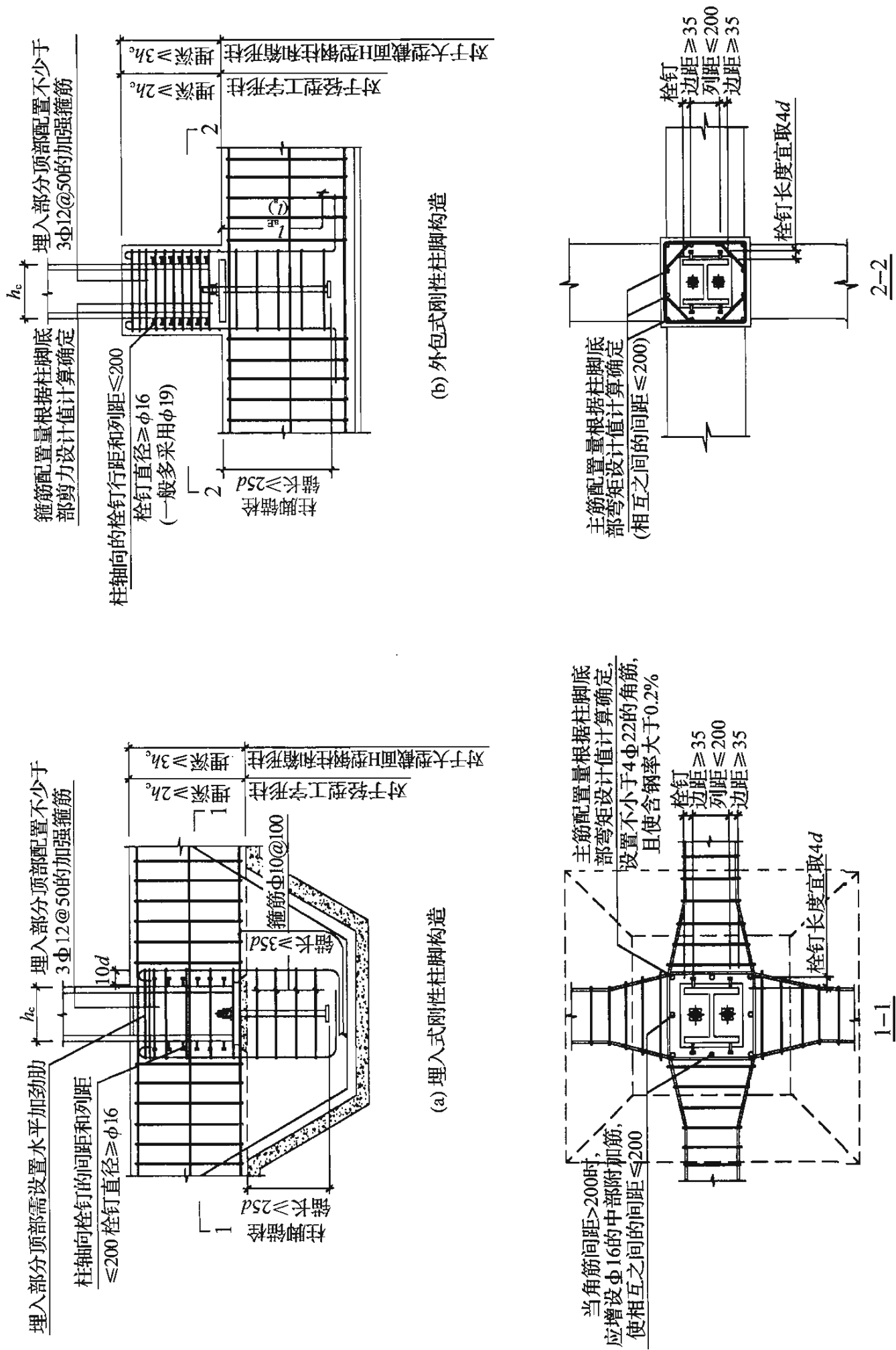


图 20.7.13 外包式和埋入式钢柱脚构造

20.7.14 在抗震设防的钢结构按第一阶段抗震设计时,在构件的承载力计算中引入了承载力调整系数 γ_{RE} ,由于对接焊缝与构件本身所采用的 γ_{RE} 系数的差异,因此采用全溶透的对接焊缝(带引弧板)不与被焊接的构件本体等强度,在设计时应注意下列事项:

1 若梁、柱等构件采用板件切割组合时,则在设计中应限定板件因长度不足采用钢材全溶透对接焊缝的部位,或不得采用全溶透对焊,否则构件按抗震设计组合验算钢材时设计强度应乘以 0.83 的系数。

2 框架柱与梁的刚性连接,若采用梁翼缘板与柱坡口焊透的对接焊缝时,则在其按抗震设计组合的端弯矩计算中梁端承载力应取焊缝连接的承载力抗震调整系数。

20.7.15 梁的工地拼接。

1 梁在工地拼接的基本形式通常有以下三种:

- 1) 翼缘和腹板均采用高强度螺栓连接;
- 2) 翼缘采用完全溶透的坡口对接焊缝连接、腹板采用高强度螺栓连接;
- 3) 翼缘和腹板均采用完全溶透的坡口对接焊缝连接。

2 计算假定:

1) 当梁翼缘采用高强度螺栓拼接时,翼缘拼接板及其每侧的高强度螺栓,由等强条件确定,即翼缘拼接板的净截面面积不小于翼缘的净截面面积。高强螺栓应能承受按翼缘净截面面积计算的轴向力。

2) 腹板拼接板及每侧的高强度螺栓,按拼接处的弯矩和剪力设计值计算。即腹板拼接板及每侧的高强螺栓承受拼接截面的全部剪力及按刚度分配到腹板上的弯矩。当内力较小时,其拼接强度不应低于原截面抗弯承载力的 50%。

3) 当梁翼缘采用高强度螺栓拼接时,腹板拼接螺栓的受力应符合梁截面中的应力分布,即腹板角点上的螺栓在弯矩作用下所产生的水平剪力值应与翼缘螺栓水平剪力值成线性关系(当翼缘采用完全溶透的坡口对接焊时,不受此限)。

4) 当梁为抗震构件时,应验算工地拼接点包括地震作用在内的组合所得的弯矩,并小于按梁净截面面积计算的弯曲承载力的 0.83 倍。

3 计算公式

1) 梁翼缘用螺栓拼接的计算:

①梁上下翼缘的拼接,按等强度原则进行。取以下公式中较小值:

$$N_f = A_{nf} f + 0.5 \times n_1 N_v^b \quad (20.7.15 - 1)$$

$$N_f = A_f f \quad (20.7.15 - 2)$$

式中 A_{nf} 和 A_f ——分别为一个翼缘的净截面面积和毛截面面积;

$0.5n_1 N_v^b$ ——考虑摩擦型高强度螺栓的孔前传力;

n_1 ——翼缘连接一系列的螺栓数。

②其连接一侧所需的螺栓数为:

$$n = N_f / N_v^b \quad (20.7.15 - 3)$$

式中 N_v^b ——一个摩擦型高强度螺栓的抗剪承载力设计值。

③上、下翼缘上下侧拼接板的板宽和板厚,应使其净截面面积各不小于翼缘净截面面积的一半为原则。

2) 梁腹板用螺栓拼接的计算:

①根据梁截面尺寸合理布置的螺栓群,拼接板一侧的螺栓群中心在弯矩和剪力作用下,角点处螺栓所受的剪力应满足下式要求:

$$\sqrt{(N_{1y}^v + N_{1y}^M)^2 + (N_{1x}^M)^2} \leq N_v^b \quad (20.7.15 - 4)$$

式中 $N_{1y}^v = \frac{V}{mn}$; $N_{1y}^M = \frac{(M I_w / I_x) x_1}{\sum (x_i^2 + y_i^2)}$; $N_{1x}^M = \frac{(M I_w / I_x) y_1}{\sum (x_i^2 + y_i^2)}$

当翼缘采用摩擦型高强度螺栓拼接时，角点处螺栓尚应满足下式要求：

$$N_{1x}^M = \frac{(MI_w/I_x)y_1}{\sum(x_i^2 + y_i^2)} \leq N_v^b h_f/h_b \quad (20.7.15 - 5)$$

式中 m, n ——分别为梁腹板拼接一侧螺栓的行、列数；

I_w, I_x ——分别为梁腹板和全截面的惯性矩。

其余符号的意义见图 (20.7.15)。

注：在梁的工地拼接中，当翼缘为焊接、腹板为摩擦型高强度螺栓连接，当采用先栓后焊的方法时，在计算中考虑翼缘施焊温度对腹板连接螺栓预拉力的损失，其螺栓承载力宜乘以 0.9。

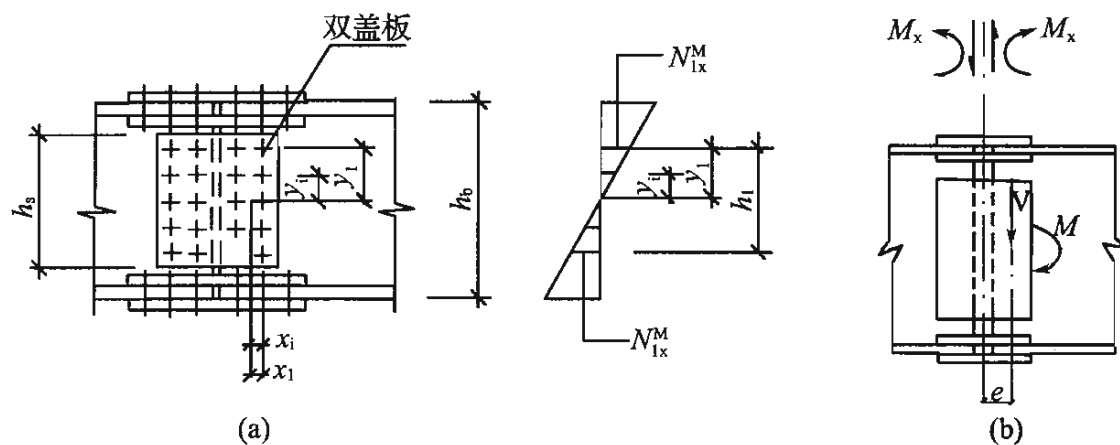


图 20.7.15 梁的高强螺栓拼接及受力图

②拼接板的厚度的确定（取下列四项中最大值）。

a. 根据拼接板承受的弯矩求板厚：

$$t_s^M = \frac{Mh_b}{4[h_s^3/12 - n \sum y_3^2(d+2)]f} \quad (20.7.15 - 6)$$

式中 d ——为螺栓的公称直径；

n ——为梁腹板拼接一侧螺栓的列数。

b. 根据拼接板承受的剪力求板厚：

在腹板拼接处，由于有很多螺栓孔削弱，应力分布很复杂，我国现行钢结构规范无应力分布的明确规定。在此假定腹板净截面均匀承受全部剪力，即：

$$t_s^V = \frac{V}{2[h_s - m(d+2)]f_v} \quad (20.7.15 - 7)$$

式中 m ——为螺栓的行数。

c. 根据螺栓间距 s 的构造要求，确定连接板的厚度：

$$t_s^s \geq s/12 \quad (20.7.15 - 8)$$

d. 根据构造要求，拼接板的截面面积原则上不宜小于腹板的截面面积，即：

$$t_s^A = \frac{[h_w - m(d+2)]t_w}{2[h_s - m(d+2)]} \quad (20.7.15 - 9)$$

20.7.16 次梁与主梁（或与柱）用螺栓的简支连接

1 用螺栓简支连接节点的基本形式，一般分为以下两类：

- 1) 将梁腹板直接与主梁的加劲板或与柱的竖板相连。如图 20.7.16-1 (a) (b) 所示。
- 2) 用连接板与主梁的加劲板（或与柱的竖板）相连。如图 20.7.16-1 (c) (d) 所示。

2 计算方法

1) 连接螺栓的计算为假定连接板与次梁为一体，支点在主梁腹板的中心线上。

其连接螺栓除承受次梁的剪力外，尚应考虑由于连接偏心所产生的附加弯矩 $M = V_e$ 作用。当连接螺栓采用摩擦型高强度螺栓时，其抗剪承载力设计值为：

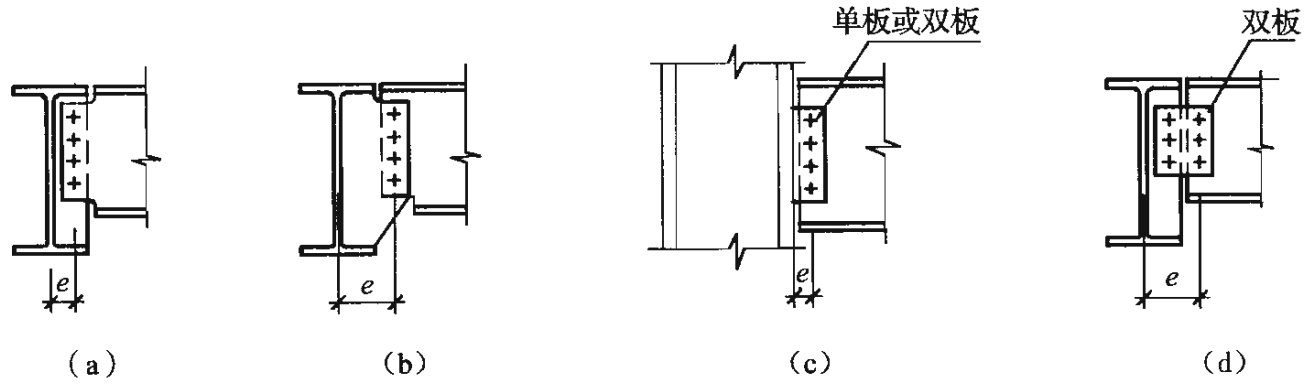


图 20.7.16-1 次梁与主梁（或与柱）的简支连接构造

$$N_v^b = 0.9n_f \mu P \quad (20.7.16-1)$$

当连接螺栓采用承压型高强度螺栓时，其抗剪承载力设计值取下列公式中之较小者：

$$\text{抗剪时：} \quad N_v^b = nA_e f_v^b \quad (20.7.16-2)$$

$$\text{承压时：} \quad N_c^b = d \sum t f_c^b$$

式中 n ——抗剪面数。

2) 当采用如图 20.7.16-1 (c) (d) 所示的连接板时，则板的厚度按板的净截面抗剪和抗弯强度确定 (图 20.7.16-2)。

3) 当采用如图 20.7.16-1 (a) (b) 所示的连接方法时，则应按可能发生的抗剪撕裂面按下式进行验算：

$$\left. \begin{aligned} \frac{V}{\sum (\eta_i A_i)} &\leq f \\ \eta_i &= \frac{l}{\sqrt{l^2 + 2\cos^2 \alpha_i}} \end{aligned} \right\} \quad (20.7.16-3)$$

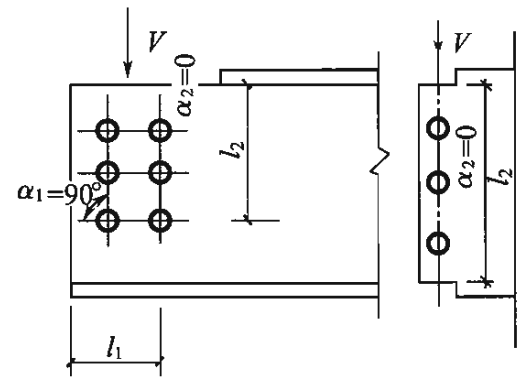


图 20.7.16-2 板件的拉剪撕裂

式中 V ——作用于板件的拉剪力；

A_i ——第 i 段破坏面的截面积 $A_i = l_i t$ ，当有孔时取净截面积；

l_i ——第 i 段的破坏长度，应取板件中最危险的破坏线长度， t 为板件厚度；

η_i ——第 i 段的拉剪折算系数；

α_i ——第 i 段破坏线与剪力轴线的夹角。

4) 确定连接板在主梁上（或柱翼缘上）的焊脚尺寸。

焊缝宜采用双面角焊缝，按承受剪力 V 和附加弯矩 $M = V_e$ 设计，为简化只考虑其连接板与主梁腹板的连接焊缝，按焊缝中的合成剪应力进行验算，即：

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_f^M}{\beta}\right)^2 + (\sigma_f^V)^2} \leq f_f^w \quad (20.7.16-4)$$

21 钢 - 混组合结构

21.1 组合梁的设计与构造

21.1.1 组合梁截面形式及材料选用

1 组合梁为钢梁通过抗剪连接件与混凝土楼板相组合并整体工作的梁式结构。其截面形式按构造可分为现浇板组合、压型钢板组合板或预制板与整浇层组合等(图 21.1.1)。本章规定适用于混凝土翼板与钢梁间以抗剪连接件牢固结合并整体计算的组合梁。

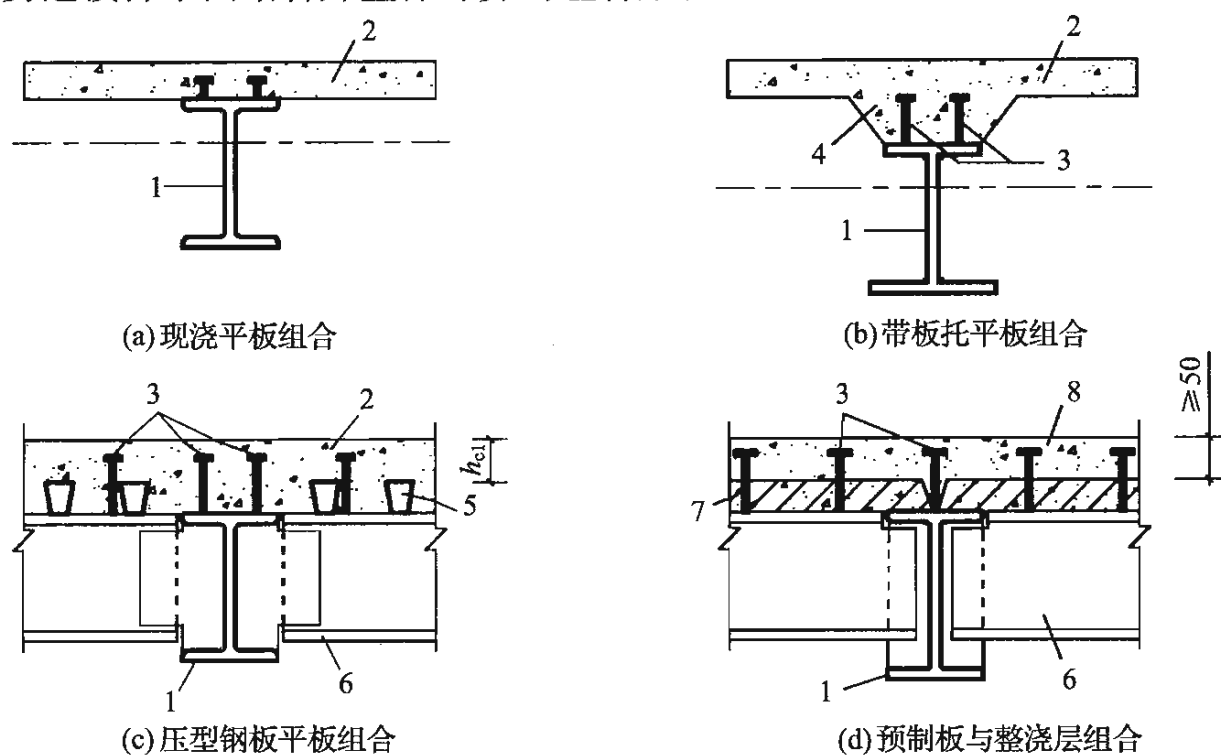


图 21.1.1 组合梁截面形式

1—钢梁; 2—现浇混凝土板; 3—抗剪连接件; 4—板托; 5—压型钢板(楼盖用);
6—钢次梁; 7—预制板; 8—配筋细石混凝土整浇层

2 楼层不多的楼盖结构或工业厂房平台结构,宜选用现浇板构造[图 21.1.1(a)]非抗震区楼盖可选用叠合板构造[图 21.1.1(d)];对高层钢结构,宜采用压型钢板上现浇板的组合构造[图 21.1.1(c)],此时若考虑压型板作为板的受力钢筋参与工作,则宜采用带刻痕的闭口型板等板型,并保证楼板的自耐火性能满足建筑防火要求。带板托组合板[图 21.1.1(b)]支模复杂,在民用建筑很少采用。

3 组合梁中的钢梁可选用热轧 H 型钢,亦可采用对称或不对称焊接 H 型钢[图 21.1.1(b)]。钢号一般可采用 Q235B 级钢或 Q345 号钢。

4 组合梁翼板(及板托)混凝土的强度等级不宜低于 C30,其强度设计值及弹性模量见表 21.1.1。板内钢筋可采用 I 级(性能符合《钢筋混凝土用热轧光圆钢筋》GB 13013 中 HPB 235 级)或 II 级(性能符合《钢筋混凝土用热轧带肋钢筋》GB 1499 中 HRB 335 级)钢筋。

5 抗剪连接件当采用焊钉连接件($\phi 6 \sim \phi 22$)时,材质应符合《圆柱头焊钉》GB 10433 的要求,其强度设计值 f_s 见表 21.1.1。焊钉与钢梁的焊接时,应配用耐热稳弧焊接瓷环。当采用弯起钢筋时,一般采用 HPB 235 级钢筋;采用槽钢时,一般为 4 型号槽钢,材质为 Q235B。

6 当采用压型钢板组合梁时,压型钢板基板宜选用符合《一般结构钢热镀锌钢板及钢带》DIN 17162(或宝钢《连续热镀锌钢板及钢带》Q/BQB420)的 StE280-2Z 钢号或 StE345-2Z 钢号热镀锌冷轧薄板,其板型应为楼盖专用板型,厚度可为 0.7mm~1.4mm。

表 21.1.1 焊钉的机械性能与抗拉强度设计值 f_s (N/mm²)

屈服强度 (N/mm ²)	抗拉强度 (N/mm ²)	延伸率 δ_5	抗拉强度设计值 f_s
≥ 240	400 ~ 550	$\geq 14\%$	215

21.1.2 组合梁设计一般规定

1 本规定适用于不直接承受动力荷载的组合梁。

2 组合楼盖中的简支梁及荷载较大或跨度较大的连续梁，均应按整体组合梁进行设计并配置抗剪连接件。设计计算时梁的内力可按弹性方法计算确定，截面强度及连接件强度按塑性方法计算，但梁的挠度及裂缝宽度验算仍按弹性方法计算。

3 组合梁设计应分别按施工阶段及使用阶段进行计算。

1) 施工阶段:单独验算钢梁强度、稳定与挠度,其荷载为混凝土板强度达到 75% 以前的施工活荷载(可取 1.0kN/m²)及混凝土板、钢梁等自重。若钢梁下设临时支撑(支撑点间距小于等于 3.5m)时,可不作此项验算。

2) 使用阶段:按全部荷载及内力不利组合进行整体组合梁的强度、稳定、挠度及裂缝宽度(连续梁支座截面)等项计算。

4 按正常使用极限状态计算组合梁的裂缝宽度时,采用荷载标准组合(一、二级环境类别)及准永久组合(二级环境类别),或标准组合,并考虑长期影响(三级环境类别)计算梁的挠度时,采用荷载标准组合及准永久组合。

5 组合梁的混凝土翼板应按有效宽度 b_e 计算,在有效宽度内压应力沿宽度均匀分布,连续梁支座截面在有效宽度内的受拉钢筋均匀受拉。 b_e 应按式 21.1.2 与图 21.1.2-1 确定。

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \quad (21.1.2)$$

式中 b_0 ——板托顶部的宽度,当板托倾角 $\alpha < 45^\circ$ 时,应按 $\alpha = 45^\circ$ 计算托板顶部宽度;当无板托时,则取钢梁上翼缘的宽度;

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 h_{c1} 的 6 倍中的较小值;同时尚应满足: $b_1 \leq S_1$, S_1 为翼板实际外伸宽度; $b_1 \leq S_0/2$, S_0 为相邻板托间净距;

h_{c1} ——混凝土翼板的厚度,当采用压型钢板组合板时,为板的总厚度减去压型板波高。

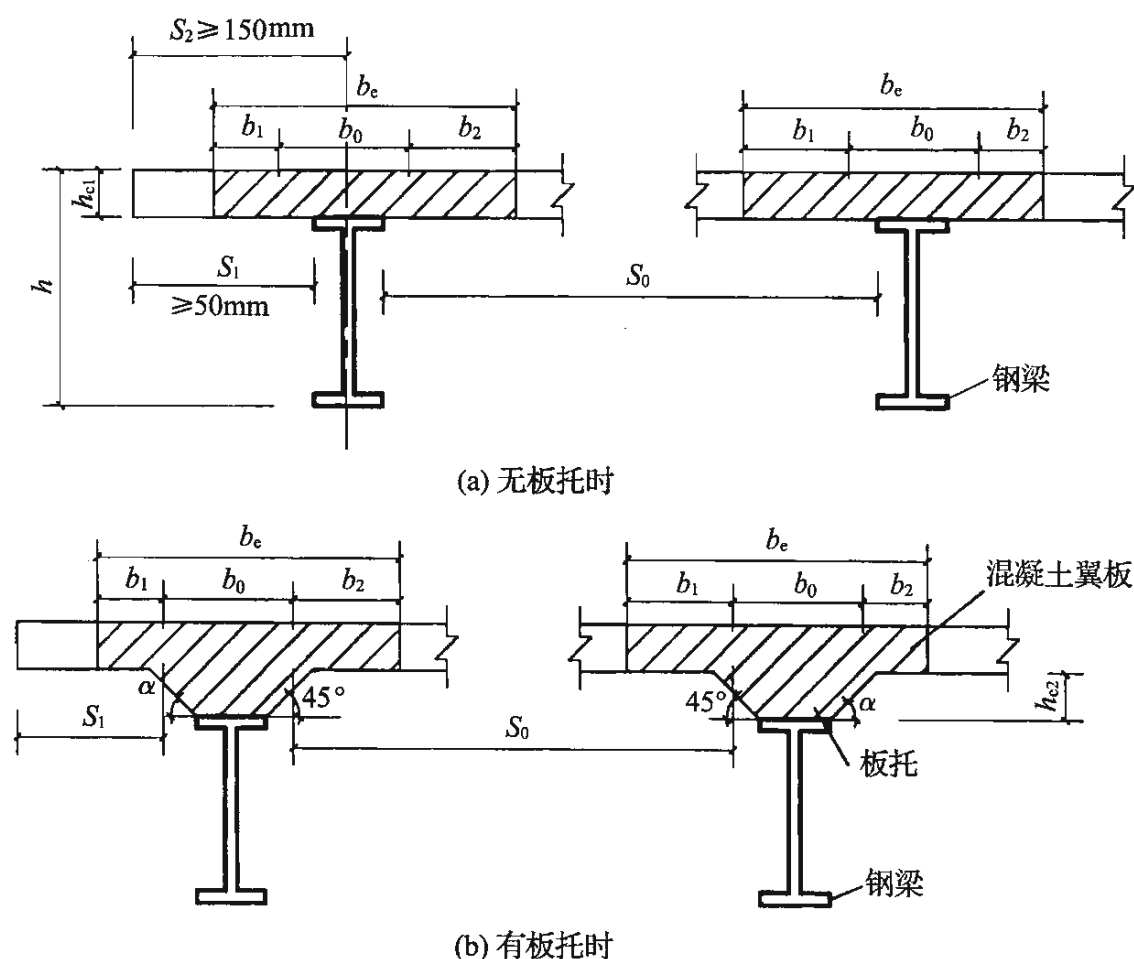


图 21.1.2-1 组合梁混凝土翼板计算宽度

6 计算连续组合梁时, 对应于支座截面及跨中截面的有效翼板宽度 b_e 的计算长度 l_e , 可按图 21.1.2-2 近似采用。

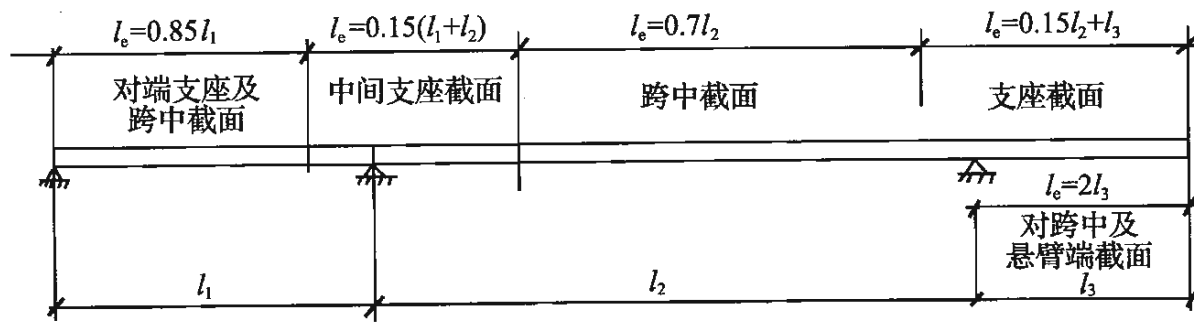


图 21.1.2-2 计算板有效宽度 b_e 时连续梁的计算长度

7 连续组合梁一般宜用于主梁结构中, 次梁结构因连续构造复杂, 并增加工序及费用, 故一般仍宜采用简支组合梁。当必须采用时其钢梁的连接亦应采用连续构造。

8 对于仅承受静荷载且集中力不大及跨度不大于 20m 的等截面组合梁, 可以采用部分抗剪连接组合梁。

9 当按弹性方法计算连续组合梁的内力时, 考虑塑性发展的内力调幅系数不宜超过 15%。同时在计算梁的强度及变形时, 应考虑各跨活荷载的不利分布组合。

21.1.3 抗剪连接件的计算

1 组合梁的抗剪连接件 (图 21.1.3-1) 宜尽量选用专用圆柱头焊钉 (栓钉) 连接件, 也可选用槽钢或弯起钢筋连接件。每个连接件的抗剪承载力可按表 21.1.3 所列公式计算:

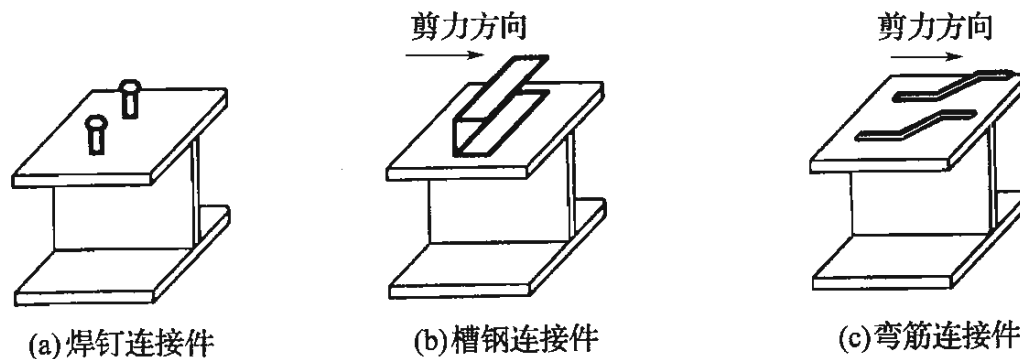


图 21.1.3-1 连接件的类型及设置方向

表 21.1.3 每个抗剪连接件的抗剪承载力设计值 N_v^c

连接件类别	计算公式	说明
焊钉	$N_v^c = 0.43A_s \sqrt{E_c f_c} \leq 0.7A_s \gamma f$ (21.1.3-1)	与压型钢板底模合用时应为穿透焊并折减强度
短槽钢	$N_v^c = 0.26(t + 0.5t_w) l_c \sqrt{E_c f_c}$ (21.1.3-2)	槽钢肢尖、肢背与钢梁焊连, 焊缝按承受该连接件承载力 N_v^c 计算
弯起钢筋	$N_v^c = A_{st} f_{st}$ (21.1.3-3)	

注: 各式中符号定义如下:

E_c —混凝土的弹性模量;

A_s —圆柱头焊钉 (栓钉) 钉杆截面面积;

f —圆柱头焊钉 (栓钉) 抗拉强度设计值, 当栓钉强度级别为 4.6 级时, 可取 $f = 215 \text{N/mm}^2$;

γ —栓钉材料抗拉强度最小值与屈服强度之比, 当栓钉强度级别为 4.6 级时, 可取 $\gamma = 1.67$;

t —槽钢翼缘的平均厚度;

t_w —槽钢腹板的厚度;

l_c —槽钢的长度;

A_{st} —弯筋的截面面积;

f_{st} —弯筋的抗拉强度设计值。

2 当连接件用于下列情况时, 其抗剪承载力 N_v^c 应予降低:

1) 组合梁翼板为压型钢板组合板且压型钢板连续跨越钢梁上翼缘时, 其焊钉连接件应要求为穿透焊 (图 21.1.3-2, 相应要求为 B 形瓷环), 同时其抗剪承载力应乘以折减系数 β_v , β_v 按下式计算。

当压型钢板板肋平行于钢梁布置 [图 21.1.3-2 (a)], 并 $b_w/h_e < 1.5$ 时:

$$\beta_v = 0.6 \frac{b_w}{h_e} \left(\frac{h_d - h_e}{h_e} \right) \leq 1.0 \quad (21.1.3 - 1)$$

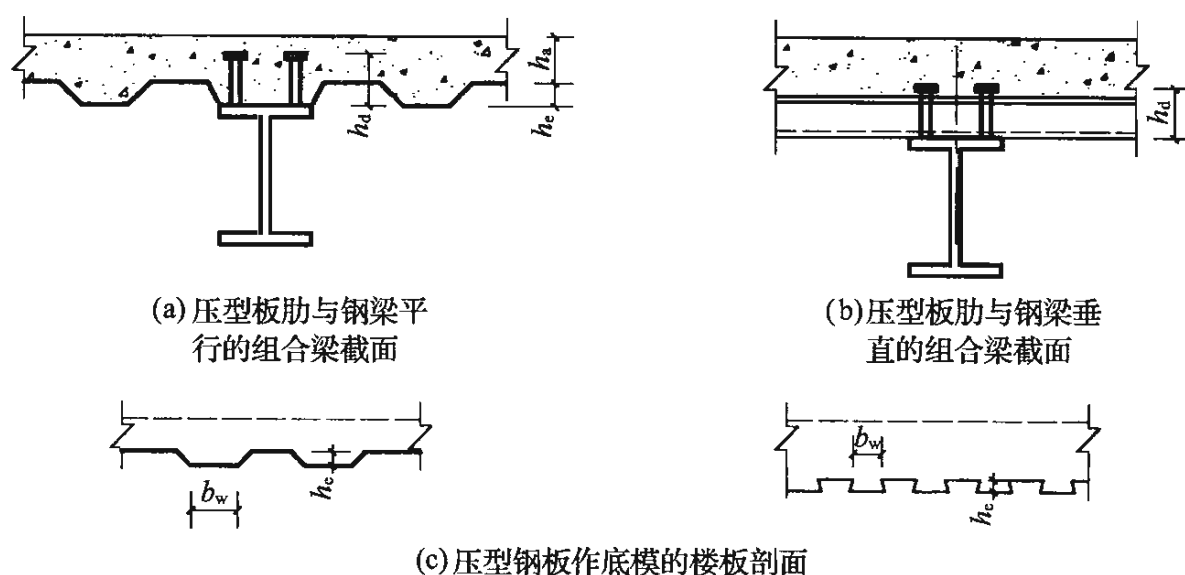


图 21.1.3-2 底模为压型钢板的组合梁连接件

当压型钢板板肋垂直于钢梁布置时 [21.1.3-2 (b)]:

$$\beta_v = \frac{0.85}{\sqrt{n_0}} \frac{b_w}{h_e} \left(\frac{h_d - h_e}{h_e} \right) \leq 1.0 \quad (21.1.3 - 2)$$

式中 b_w ——混凝土凸肋的平均宽度, 当肋为上窄下宽 [图 21.1.3-2 (c)] 时则为凸肋上部宽度;

h_e ——混凝土凸肋高度 (压型板波高);

h_d ——焊钉高度;

n_0 ——梁截面处一个板肋中布置的焊钉数, 当多于 3 个时, 按 3 个计算。

2) 位于负弯矩区段的抗剪连接件, 其抗剪承载力 N_v^c 折减系数 β_v 可取为 0.9 (中间支座) 或 0.85 (悬臂部分)。

3 组合梁内连接件的配置计算, 应按以下规定进行:

1) 完全抗剪连接的组合梁。

①连接件按塑性方法计算, 并在每一剪跨区内均匀布置, 剪跨区按最大正 (负) 弯矩点至零弯矩点来划分 (如图 21.1.3-3 中 $m_1 \sim m_5$) 每个剪跨区所需的连接件总数按下式计算:

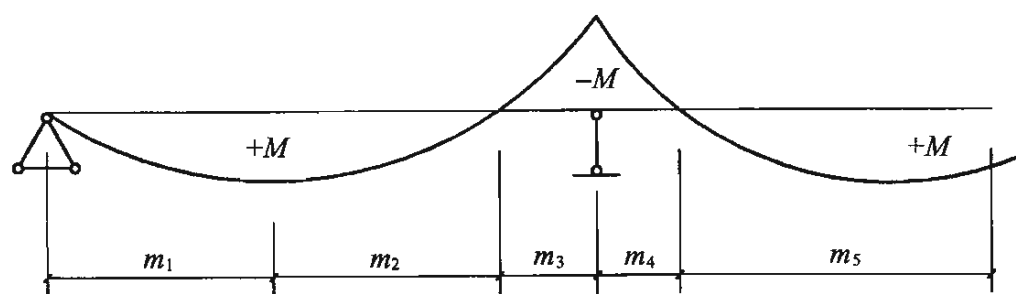


图 21.1.3-3 剪跨区 ($m_1 \sim m_5$) 划分图

$$n_f = V_L / (\beta_v N_v^c) \quad (21.1.3 - 3)$$

式中 n_f ——每一剪跨区内所需连接件总数;

V_L ——每一剪跨区内总的纵向剪力设计值, 可如下计算:

对正弯矩段剪跨区, 当塑性中和轴在翼板内时 $V_L = A_s f$;

对正弯矩段剪跨区, 但塑性中和轴在钢梁内时 $V_L = b_e h_{cl} f_c$;

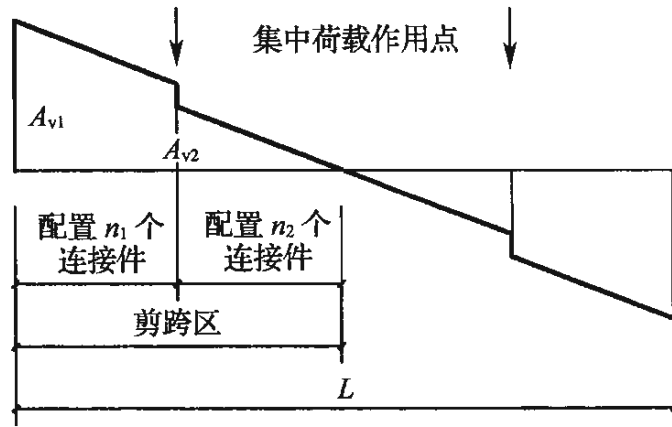
对负弯矩段剪跨区 $V_L = A_{st} f_{st}$;

N_v^c ——每个连接件的抗剪承载力设计值, 按表 21.1.3 各式计算;

β_v ——连接件抗剪承载力折减系数，按式 21.1.3-1、式 21.1.3-2 计算。

当采用栓钉和槽钢抗剪件时，为了设计施工简化起见，也可以分别把 m_2 和 m_3 、 m_4 和 m_5 合并考虑，此时 $V_L = b_e h_c f_c + A_{st} f_{st}$ 。

②当组合梁剪跨区段内有较大集中力作用时（图 21.1.3-4），仍按式（21.1.3-3）计算该区段内的连接件总数 n_f ，再按式（21.1.3-4）计算各分段连接件数 n_1 、 n_2 后，各自分段均匀配置。



$$\left. \begin{aligned} n_1 &= \frac{A_{v1}}{A_{v1} + A_{v2}} n_f \\ n_2 &= \frac{A_{v2}}{A_{v1} + A_{v2}} n_f \end{aligned} \right\} \quad (21.1.3-4)$$

图 21.1.3-4 有集中力的剪力图及连接件配置

2) 部分抗剪连接组合梁，其连接件的实配个数不得小于 n_f 的 50%。

21.1.4 组合梁设计与计算

1 完全抗剪连接的组合梁，其截面抗弯承载力 M_0 可按图 21.1.4-1 及表 21.1.4-1 所列各式计算。

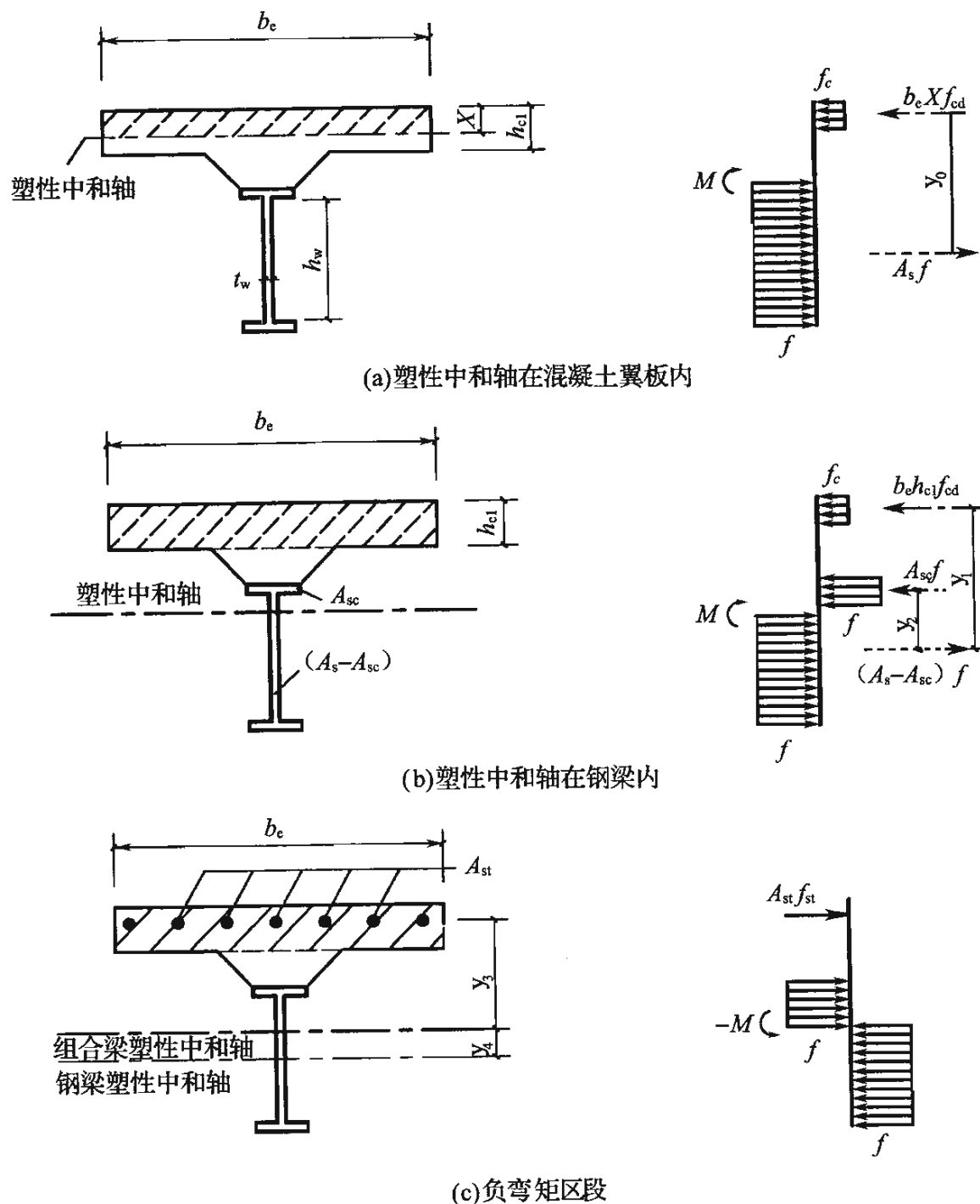


图 21.1.4-1 完全抗剪连接组合梁抗弯承载力计算简图

表 21.1.4-1 完全抗剪连接组合梁抗弯承载力计算公式

截面区段	抗弯承载力计算公式	说明
正弯矩作用区段	$\left. \begin{aligned} M_0 &= b_e x f_c y_0 \\ \text{或 } M_0 &= A_s f y_0 \end{aligned} \right\} \quad (21.1.4-1)$	见图 21.1.4-1 (a)
	$x = A_s f / (b_e f_c) \quad (21.1.4-2)$	
正弯矩作用区段	$M_0 = b_e h_{cl} f_c y_1 + A_{sc} f y_2 \quad (21.1.4-3)$	见图 21.1.4-1 (b)
	$A_0 = 0.5 (A_s - b_e h_{cl} f_c / f) \quad (21.1.4-4)$	
负弯矩作用区段	$M'_0 = M_p + A_{st} f (y_3 + y_4 / 2) \quad (21.1.4-5)$	见图 21.1.4-1 (c)

注：表内各式符号定义如下：

M_0 、 M'_0 —组合梁正弯矩区段及负弯矩区段的抗弯承载力；

b_e —混凝土翼板有效宽度；

h_{cl} —混凝土翼板厚度；

y_0 —钢梁截面应力合力至混凝土受压区截面应力合力间距离；

A_s —钢梁截面面积；

A_{sc} —钢梁受压区截面面积；

y_1 —钢梁受拉区截面形心至混凝土翼板受压区截面形心的距离；

y_2 —钢梁受拉区截面形心至钢梁受压区截面形心的距离；

M_p —钢梁塑性抵抗弯矩， $M_p = W_p f$ ， W_p 为钢梁截面塑性抵抗矩；

A_{st} —负弯矩区翼板有效宽度内的纵向受拉钢筋截面总面积；

y_3 —纵向钢筋截面形心至组合梁塑性中和轴的距离；

y_4 —组合梁塑性中和轴至钢梁塑性中和轴的距离。当组合梁塑性中和轴在钢梁腹板内时，取 $y_4 = A_{st} f_{st} / (2t_w f)$ ，当该中和轴在钢梁翼缘内时，可取 y_4 等于钢梁塑性中和轴至腹板上边缘的距离；

x —混凝土翼板受压区高度。

2 部分抗剪连接组合梁的抗弯承载力按下列公式计算（图 21.1.4-2）

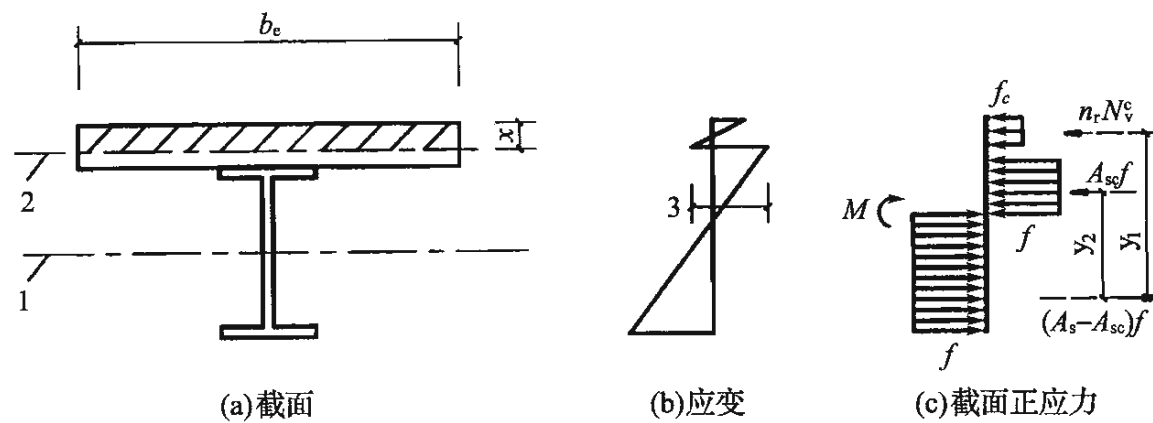


图 21.1.4-2 部分抗剪连接组合梁计算简图

1—钢梁中和轴；2—混凝土翼板中和轴；3—相对滑移应变

$$M_{or} = n_r N_v^c y_1 + 0.5 (A_s f - n_r N_v^c) y_2 \quad (21.1.4-6)$$

$$x = n_r N_v^c / (b_e f_c) \quad (21.1.4-7)$$

$$A_{sc} = 0.5 (A_{st} - n_r N_v^c) / f \quad (21.1.4-8)$$

式中 M_{or} —部分抗剪连接组合梁的抗弯承载力设计值；

n_r —剪跨区内实际配置的抗剪连接件数量。

3 组合梁截面上的全部剪力均考虑由钢梁腹板承受，其抗剪承载力按下式计算：

$$V_0 = h_w t_w f_v \quad (21.1.4-9)$$

式中 V_0 —组合梁抗剪承载力设计值；

h_w 、 t_w —钢梁腹板的高度及厚度， h_w 取圆弧角起点之间距离；

f_v ——钢梁腹板的抗剪强度设计值，按腹板厚度分组取值。

4 对受负弯矩的组合梁截面，其翼板有效宽度内受拉钢筋的配置宜满足 $A_{st}f_{st} \geq 0.15A_s f$ 的条件，此时可不考虑截面抗弯与抗剪强度的相关影响。

5 组合梁的整体稳定应符合以下要求：

1) 当组合梁混凝土翼板的全部实际宽度不小于钢梁高度，且与钢梁的受压翼缘间以抗剪连接件连接，构造符合本措施 21.7 节有关规定时，则可不计算组合梁的整体稳定性。

2) 组合梁负弯矩区段钢梁受压下翼缘以相连的次梁为侧向支承点（或用隅撑）时，此支承点间距离不应大于 $16B_s$ （ B_s 为钢梁受压翼缘宽度），否则，应沿受压翼缘平面设置几何图形稳定的平面隅撑。

3) 施工阶段钢梁的整体稳定应符合设计规范的有关规定，或在设计中要求施工时采取临时侧向支撑等措施保证。

6 组合梁内钢梁截面板件的局部稳定，应符合以下要求：

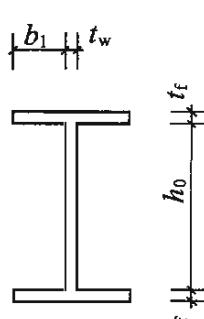
1) 施工阶段验算钢梁时，应符合《钢结构设计规范》的有关规定。

2) 组合梁内混凝土翼板与钢梁上翼缘有焊钉等抗剪件可靠连接时，钢梁上翼缘可不必验算局部稳定。

3) 组合梁按塑性设计并当跨中截面塑性中和轴位于钢梁内时，其腹板的高厚比应符合表 21.1.4-2 的规定。

4) 连续组合梁中钢梁受压翼缘的宽厚比与受压腹板的高厚比应满足表 21.1.4-2 的规定。

表 21.1.4-2 塑性设计时组合梁内 H 型钢梁截面宽（高）比限值

截面简图	钢 号	受压翼缘	腹 板
	Q235	$b_1/t_f \leq 9$	$N/A_s f < 0.37$ 时, $h_0/t_w \leq (72 - 100N/A_s f)$ $N/A_s f \geq 0.37$ 时, $h_0/t_w \leq 35$
	Q345	$b_1/t_f \leq 7.4$	$N/A_s f < 0.37$ 时, $h_0/t_w \leq (60 - 83N/A_s f)$ $N/A_s f \geq 0.37$ 时, $h_0/t_w \leq 29$

注：1 系数 α 为腹板受压区高度与腹板计算高度 h_0 的比值。

2 热轧 H 型钢的 b_f 及 h_0 均由弧角的边缘算起。

21.1.5 混凝土翼板内横向钢筋的验算

1 组合梁混凝土翼板的纵向抗剪强度及横向配筋应符合以下要求：

1) 对混凝土翼板有连接件的部位，应按式 (21.1.5-1) 验算沿连接件边线的纵向抗剪竖界面（图 21.1.5 中 a-a）及沿连接界外轮廓的纵向抗剪包络界面（图 21.1.5 中 b-b）的抗剪强度，在翼板单位长度抗剪界面上作用的剪力 V_L 及纵向抗剪承载力 V_{OB} 应按表 21.1.5 中各式计算。

$$V_{OB} \geq V_L \quad (21.1.5-1)$$

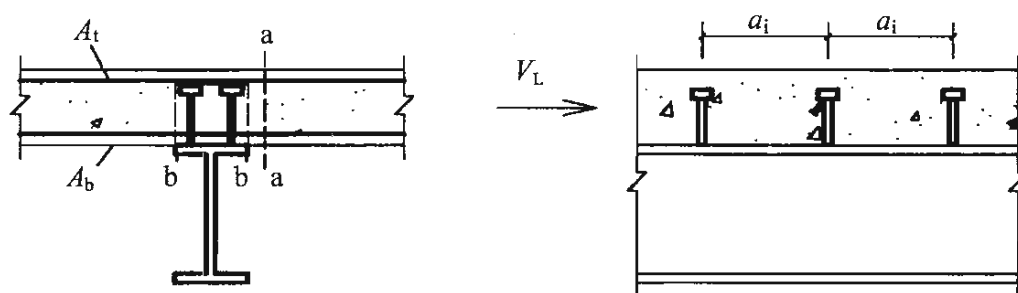


图 21.1.5 混凝土翼板的纵向抗剪界面

表 21.1.5 翼板单位梁长纵向抗剪界面的作用剪力与抗剪承载力

界面部位	界面抗剪承载力 V_{OB} 设计值	界面上作用的纵向剪力 V_L 设计值
纵向抗剪竖界面 (图 21.1.5 中 a-a 界面)	取下列公式中的较小值 $V_{OB} = k_1 B_s + 0.7 A_{sv} f_{st}$ (21.1.5-2)	取下列公式中的较大值 $V_L = n_i N_v^c b_1 / (a_i b_e)$ (21.1.5-2) $V_L = n_i N_v^c b_2 / (a_i b_e)$ (21.1.5-3)
包络抗剪界面 (图 21.1.5 中 b-b 界面)	$V_{OB} = k_2 B_s f_c$ (21.1.5-3)	$V_L = n_i N_v^c / a_i$ (21.1.5-4)

注：1 对弯起钢筋连接件，只验算 a-a 界面。

2 各式符号定义如下：

V_{OB} 、 V_L —翼板单位长度纵向抗剪界面的抗剪承载力与作用纵向剪力 (N/mm)；

k_1 —系数，采用普通混凝土时， $k_1 = 0.9 \text{N/mm}^2$ ；轻质混凝土时 $k_1 = 0.7 \text{N/mm}^2$ ；

k_2 —系数，采用普通混凝土时， $k_2 = 0.19$ ；轻质混凝土时 $k_2 = 0.15$ ；

B_s —截面展开长度 (mm)，对 a-a 界面，为翼板厚度 h_{cl} ，对 b-b 界面，为沿连接件外边缘轮廓线的实际展开长度；

A_{sv} —单位梁长纵向受剪界面上与界面相交的横向钢筋截面面积 (mm^2/mm)，对 a-a 界面 $A_{sv} = A_b + A_1$ ；

对 b-b 界面 $A_{sv} = 2A_b$ ； A_b 、 A_1 均为单位梁长上的板上下配筋截面面积 (mm^2)；

n_i —一个横截面上的连接件个数；

b_1 、 b_2 —有效宽度范围内梁一侧的翼板宽度，按第 21.1.2 条确定，并取两侧中的较大值。

2 翼板内参与纵向抗剪的横向钢筋 (A_{sv})，最小配筋量应满足下列条件：

$$A_{sv} f_{st} \geq 0.75 B_s (N/\text{mm}) \quad (21.1.5-5)$$

21.1.6 组合梁的变形计算及裂缝宽度验算

1 组合梁的挠度应满足式 21.1.6-1 的要求，即计算分别考虑荷载的标准组合及准永久组合，此时应将组合梁整体截面折算为钢梁截面 (图 21.1.6-1) 后计算其刚度，折算方法为将翼板有效宽度折算为 b_e/α 等效宽的钢板 (对标准组合)，或折算为 $b_e/2\alpha$ 等效宽的钢板 (对准永久组合)， α 为钢板与混凝土弹性模量之比值， $\alpha = E_s/E_c$ 。

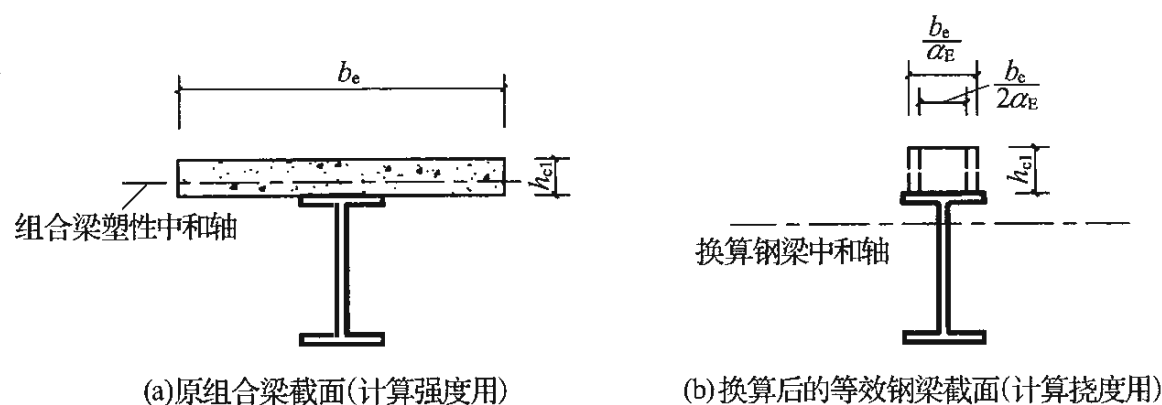


图 21.1.6 计算组合梁挠度时截面的换算

$$\left. \begin{aligned} v_s + v_1 &\leq v \\ \text{并 } v_L + v_1 &\leq v \end{aligned} \right\} \quad (21.1.6-1)$$

比较时不等式左端取二者中较大值：

式中 v_s —按荷载标准组合及 b_e/α_E 折算的换算钢梁截面算得的挠度；

v_L —按荷载准永久组合及 $b_e/2\alpha_E$ 折算的换算钢梁截面算得的挠度；

v_1 —钢梁未加临时支撑时，在施工阶段受组合梁及板自重作用而产生的挠度，若钢梁下加施工临时支撑时则 $v_1 = 0$ ；

v —组合梁的挠度限值，可按表 21.1.6 取值：

表 21.1.6 组合梁容许挠度 u

构件类别		施工阶段容许挠度	最终容许挠度
屋盖、楼盖及楼梯构件	$L < 7\text{m}$ 时	$L/200$	$L/200$ ($L/250$)
	$7\text{m} \leq L \leq 9\text{m}$		$L/250$ ($L/300$)
	$L > 9\text{m}$		$L/300$ ($L/400$)

- 注：1 L 为构件计算跨度，计算悬臂梁时， L 按悬臂长度的 2 倍计算。
 2 施工阶段挠度按钢梁计算，其荷载为组合梁自重（标准值）与施工活荷载 1kN/m^2 （标准值）的组合值。当施工中梁下设临时支撑时，可不考虑施工阶段挠度。
 3 最终挠度按施工阶段钢梁挠度与使用阶段组合梁挠度相叠加计算，其容许挠度中的括号值适用于对挠度有较严格限制的构件。
 4 当构件预先起拱时，其计算挠度应减去起拱值。

2 组合梁的挠度计算可按结构力学公式进行，计算梁的刚度时应采用考虑滑移效应的折减刚度 B ， B 可按下式确定：

$$B = \frac{EI_{\text{eq}}}{1 + \zeta} \quad (21.1.6 - 2)$$

式中 E ——钢梁的弹性模量；

I_{eq} ——组合梁的换算截面惯性矩，对荷载的标准组合，可将截面中的混凝土翼板有效宽度除以钢材与混凝土弹性模量的比值 α_E 换算为钢截面宽度后，计算整个截面的惯性矩；对荷载的准永久组合，则除以 $2\alpha_E$ 进行换算。对于钢梁与压型钢板组合板构成的组合梁，取薄弱截面的换算截面进行计算，且不计压型钢板的作用；

ζ ——刚度折减系数，按下式计算（当 $\zeta \leq 0$ 时，取 $\zeta = 0$ ）：

$$\zeta = \eta \left[0.4 - \frac{3}{(\alpha l)^2} \right] \quad (21.1.6 - 3)$$

$$\eta = \frac{36Ed_cPA_0}{n_s k h l^2} \quad (21.1.6 - 4)$$

$$\alpha = 0.81 \sqrt{\frac{n_s k A_1}{EI_0 P}} \quad (21.1.6 - 5)$$

$$A_0 = \frac{A_{\text{cf}} A_s}{\alpha_E A + A_c} \quad (21.1.6 - 6)$$

$$A_1 = \frac{I_0 + A_0 d_c^2}{A_0} \quad (21.1.6 - 7)$$

$$I_0 = I + \frac{I_{\text{cf}}}{\alpha_E} \quad (21.1.6 - 8)$$

- 式中 A_{cf} ——混凝土翼缘截面面积，对压型钢板组合板翼缘，取薄弱截面的面积，且不考虑压型钢板；
 A ——钢梁截面面积；
 I_0 ——钢梁截面惯性矩；
 I_{cf} ——混凝土翼缘的截面惯性矩，对压型钢板组合板翼缘，取薄弱截面的惯性矩，且不考虑压型钢板；
 d_c ——钢梁截面形心到混凝土翼缘截面（对压型钢板组合板为薄弱截面）形心的距离；
 h ——组合梁截面高度；
 l ——组合梁的跨度；
 k ——抗剪连接件刚度系数， $k = N_v^c$ （N/mm）；
 P ——抗剪连接件的平均间距；

n_s ——在一根梁上抗剪连接件的列数；

α_E ——钢材与混凝土弹性模量的比值。

注：当按荷载效应的准永久组合进行计算时，公式(21.1.6-6)和(21.1.6-8)中的 α_E 应乘以2。

3 连续组合梁一般可不验算其挠度，当因梁跨或荷载很大有必要验算时，可按以下要求计算：

1) 连续组合梁的挠度按变刚度梁计算，其跨中区段截面（即图21.1.3-3中 $m_1 + m_2$ 段和 m_5 段）刚度按式(21.1.6-2)计算，支座负弯矩区段截面刚度按区段截面为板有效宽度 b_e 内受拉钢筋与钢梁的组合截面（不计混凝土板截面）来计算（IE），其变刚度梁的各区段长度按图21.1.2-2确定。

2) 连续组合梁跨中部最大挠度的计算公式见本措施附录四，计算时宜考虑各跨荷载的不利分布。

4 钢梁在施工阶段（混凝土强度达到75%以前）的挠度应满足钢梁单独承载时挠度限值的要求。此时梁上荷载为组合梁、板自重及施工活荷载（标准值 1.0kN/m^2 ）。若不能满足限值要求时宜加设梁下临时支撑。

5 对连续组合梁支座负弯矩截面，应进行裂缝宽度验算。按式21.1.6-9计算所得的最大裂缝宽度 w_{\max} 值，不应超过 0.3mm （正常环境）或 0.2mm （室内高湿或露天环境）。

$$w_{\max} = 2.7\psi \frac{\sigma_r}{E_s} \left(2.7C + \frac{0.11d}{\rho_{te}} \right) k \quad (21.1.6-9)$$

式中 w_{\max} ——最大裂缝宽度（mm）；

k ——与纵向受拉钢筋表面特征有关的系数，对变形钢筋取 $k=0.7$ ；对光面钢筋取 $k=1.0$ ；

σ_r ——荷载（标准值）短期效应组合下负弯矩作用的钢筋应力，由下式确定：

$$\sigma_r = (M_k/I_{st})y_3$$

ψ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数，按下式计算，并当 $\psi < 0.4$ 时，取 $\psi = 0.4$ ；当 $\psi > 1.0$ 时，取 $\psi = 1.0$ ；

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_{tk}}{\rho_{te}\sigma_r} \quad (21.1.6-10)$$

d ——纵向钢筋直径（mm）；当用不同钢筋直径时 $d = \frac{4A_r}{u}$ ，其中 u 为钢筋截面的总周长（mm）；

c ——纵向钢筋保护层厚度（mm），当 $c < 20\text{mm}$ 时，取 $c = 20$ ；

ρ_{te} ——按有效受拉混凝土面积计算的纵向受拉钢筋配筋率， $\rho_{te} = \frac{A_{st}}{b_e h_{cl}}$ ；当 $\rho_{te} \leq 0.01$ 时，取

$$\rho_{te} = 0.01；$$

A_{st} ——混凝土翼板有效宽度范围内纵向钢筋的截面面积（ mm^2 ）；

M_k ——荷载短期组合下最大负弯矩标准值；

I_{st} ——翼板内钢筋与钢梁组合钢截面的惯性矩；

f_{tk} ——混凝土抗拉强度标准值；

y_3 ——钢筋截面重心至组合钢梁截面重心（钢筋与钢梁相组合的截面重心）的距离（见图21.1.4-1）；

E_s ——钢筋弹性模量。

21.1.7 构造要求

1 组合梁截面总高度不应超过钢梁截面高度的2.5倍，混凝土板托高度 h_{c2} 不宜超过板厚 h_{cl} 的1.5倍，板托的顶面宽度不宜小于 h_{c2} 的1.5倍。

2 混凝土翼板及配筋应符合以下构造要求：

1) 组合梁混凝土板厚度，一般在 $100 \sim 160\text{mm}$ 间采用，对采用压型钢板的组合楼盖，压型钢板凸肋顶面至钢筋混凝土板顶距离应不小于 50mm 。组合楼板的总厚度不应小于 90mm ；

2) 连续组合梁在中间支座负弯矩区的上部纵向受拉钢筋应伸过梁的反弯点, 并留有足够的锚固长度或弯钩; 下部纵向钢筋在支座处应连续配置。

3) 作为边梁的组合梁, 其翼板外伸宽度 s_1 、 s_2 (图 21.1.2-1), 应分别不小于 50mm 及 150mm。

4) 采用叠合板的组合梁, 在预制板面宜保持自然粗糙面, 并设置构造抗剪钢筋, 同时板底部应有埋设件与钢梁连接。

3 抗剪连接件的构造要求

1) 连接件沿梁长方向的最大间距不得大于混凝土板 (包括板托) 厚度的 4 倍, 且不得大于 600mm, 其顶面混凝土保护层厚度不应小于 15mm。

2) 焊钉或槽钢的外侧边至钢梁上翼缘侧边的距离不应小于 20mm, 当有板托时焊钉外表面或槽钢端面至混凝土翼板边缘的距离不应小于 100mm。

3) 圆柱头焊钉的直径 d 一般可选用 16mm、19mm, 其长度不应小于 $4d$, 钉头直径不应小于 $1.5d$ 。焊钉布置时, 沿梁长度方向最小间距为 $5d$, 垂直长度方向最小间距为 $4d$, d 为焊钉直径。

4) 当焊钉位置应正对钢梁腹板, 且钢梁翼缘承受拉力时, 则焊钉直径不应大于梁翼板厚度的 1.5 倍, 如钢梁上翼缘不承受拉力, 则焊钉直径不应大于梁翼板厚度的 2.5 倍。

5) 对采用压型钢板的组合楼盖, 其焊钉顶面应高出压型板顶面 30mm 以上; 焊钉直径不宜大于 19mm。

6) 槽钢连接件一般采用小型槽钢 ([8]、[10]), 其翼缘肢尖方向应与混凝土板中水平剪应力方向一致。

7) 弯起钢筋宜采用直径不小于 12mm 的 I 级钢筋对称布置, 其弯起角度一般为 45° , 弯折方向应与板纵向水平剪应力方向一致; 在梁跨中可能产生剪应力变号处, 必须两个方向均有弯起钢筋 (∇ 形钢筋)。每个弯起钢筋从起弯点算总长度不宜小于 $25d$ (I 级钢筋另加弯钩), 其水平长度不应小于 $10d$ 。

8) 弯起钢筋与钢梁连接的双侧焊缝的有效长度为 $4d$ (采用 I 级钢筋) 或 $5d$ (采用 II 级钢筋)。两个弯起钢筋沿梁长的距离不应小于混凝土翼板 (包括板托) 厚度的 0.7 倍, 并不大于翼板厚度 2 倍。

4 钢梁上翼缘顶面在浇灌混凝土翼板前, 应仔细除锈、清除焊渣污垢等, 并不得涂刷油漆或涂料。

5 组合梁的施工说明中应包括钢梁是否需要临时支撑及支撑间距, 混凝土翼板的浇捣要求等。

6 钢梁在施工阶段的承载强度不足或挠度过大时, 应在设计说明中要求设置梁下的临时支撑, 其支承点间距离不宜大于 3.0~3.5m。此时可不必再进行钢梁施工阶段的验算。当钢梁上直接现浇钢筋混凝土平板时, 应采用挂模法 (无脚手架) 施工。

21.2 组合楼板的设计与构造

21.2.1 一般要求

1 本规定的压型钢板仅作模板使用, 可不作防火保护层, 比做组合楼板使用经济。其钢板厚不得小于 0.5mm。并应采用镀锌钢板, 其镀锌层厚度应能满足在使用期间不致锈蚀的要求。

2 用压型钢板作模板的混凝土楼板, 仅考虑单向受力, 其板肋方向即为板跨方向, 可按常规的钢筋混凝土密肋板进行设计。如图 21.2.1-1 所示。

3 当不考虑次梁和框架梁为组合梁时, 在楼板与钢梁接触面处仍应设置构造栓钉。其直径可根据板跨按表 21.2.1 选用。但其间距不宜大于 450mm。如图 21.2.1-2 (a)、(b) 所示。

4 栓钉应设置在压型钢板的凹肋处, 穿透压型钢板, 并将栓钉和压型钢板焊牢在钢梁上。焊后栓钉高度应大于压型钢板波高加 35mm; 栓钉顶面的混凝土保护层厚度不应小于 15mm。

5 压型钢板在钢梁上的支承长度不得小于 50mm。

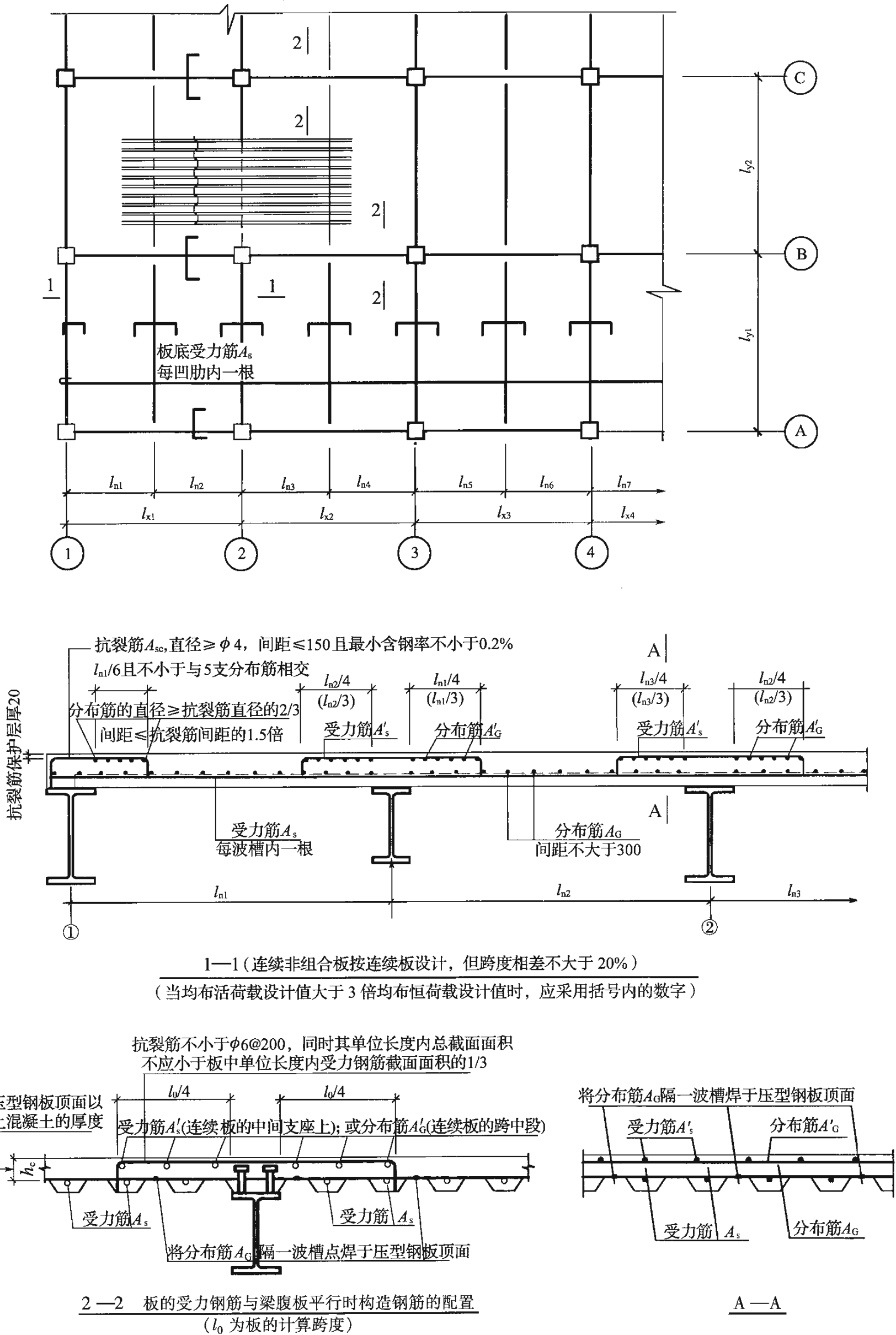


图 21.2.1-1 梁、板平面布置及板的配筋示意图

注：图中未注明的分布筋及上部受力筋伸过支座边缘的长度详见 1-1 剖面。

表 21.2.1 栓钉直径与板跨关系表

板跨 (m)	<3.0	3.0 ~ 6.0	>6.0
栓钉直径 (mm)	13 ~ 16	16 ~ 19	19

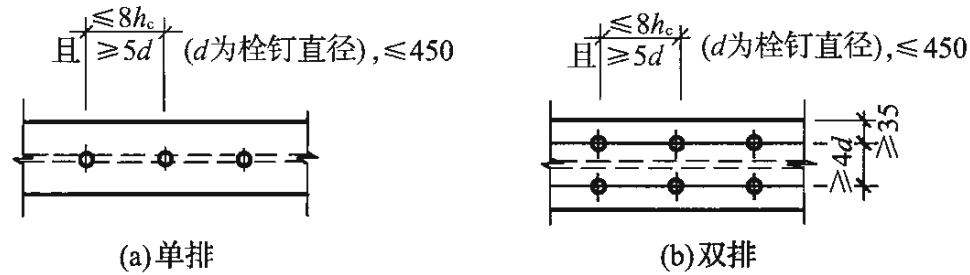


图 21.2.1-2 梁翼缘上栓钉排列

21.2.2 连续非组合板的配筋构造

- 1 在图 21.2.1-1 的 1-1 剖面中, 当跨度相差大于 20% 时, 上部受力钢筋伸过支座边缘的长度应根据弯矩图形确定, 并应满足现行《混凝土结构设计规范》中有关延伸长度的要求。
- 2 单向板中单位长度上的分布钢筋, 其截面面积 A_G 与 A'_G 分别不应小于单位长度上受力钢筋截面面积 A_s 与 A'_s 的 10%。
- 3 板的下部钢筋(A_s)在支座处宜连续配置, 当必须截断时, 钢筋与钢筋之间搭接长度不小于 $1.2l_a$ 。
- 4 板中配筋尚应符合现行《混凝土结构设计规范》中有关板的设计规定。

21.2.3 简支组合次梁和连续组合次梁的配筋构造

- 1 简支组合次梁和连续组合次梁的配筋构造分别如图 21.2.3-1 及图 21.2.3-2 所示。
- 2 连续组合次梁在负弯矩的纵向钢筋应设置在混凝土翼缘板的有效宽度 b_{ce} 内。 b_{ce} 取以下最小值: $b_{ce} = l_0/3$; $b_{ce} = b_{c0} + 12h_c$; $b_{ce} = b_{c0} + b_{c1} + b_{c2}$ 。 其中 l_0 为钢梁的计算跨度; b_{c0} 为钢梁翼缘宽度, h_c 为压型钢板顶面以上混凝土的厚度; b_{c1} , b_{c2} 分别为相邻钢梁净间距的 1/2。
- 3 在组合梁中, 焊于钢梁受拉翼缘的栓钉直径不得大于翼缘板厚度的 1.5 倍。 焊于无拉力部位的栓钉直径不得大于翼缘板厚度的 2.5 倍。
- 4 在组合梁中, 栓钉一般在压型钢板端每一个凹肋处设置, 其间距和边距应符合图 21.2.1-2 的要求。
- 5 栓钉应穿透压型钢板将栓钉穿过钢板焊牢在钢梁上, 其直径不得大于 19mm。 焊后栓钉高度应大于压型钢板波高加 35mm。 栓钉顶面的混凝土保护层厚度不应小于 15mm。
- 6 在图 21.2.3-2 中, 中间支座负弯距区上部纵向钢筋伸过支座边缘的长度 S_i 应伸过反弯点, 并留有足够的锚固长度和弯钩。 下部纵向钢筋在支座处宜连续配置, 当必须截断时, 钢筋与钢筋之间搭接长度不小于 $1.2l_a$ 。

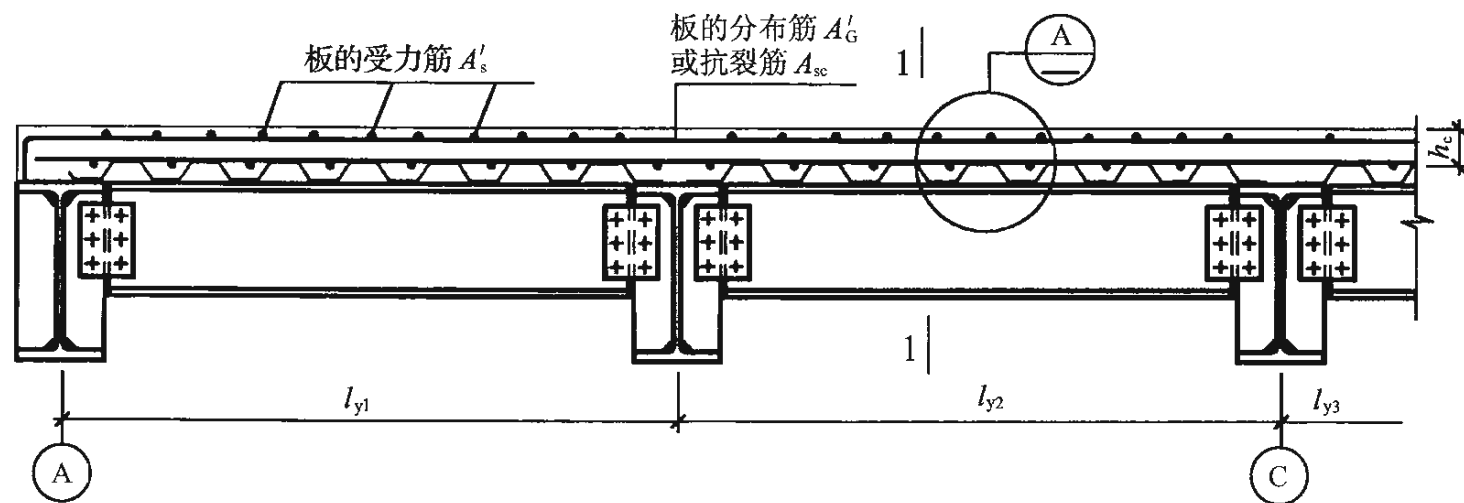


图 21.2.3-1 简支组合次梁的配筋构造

注: 次梁在各跨支座处均为铰接连接。

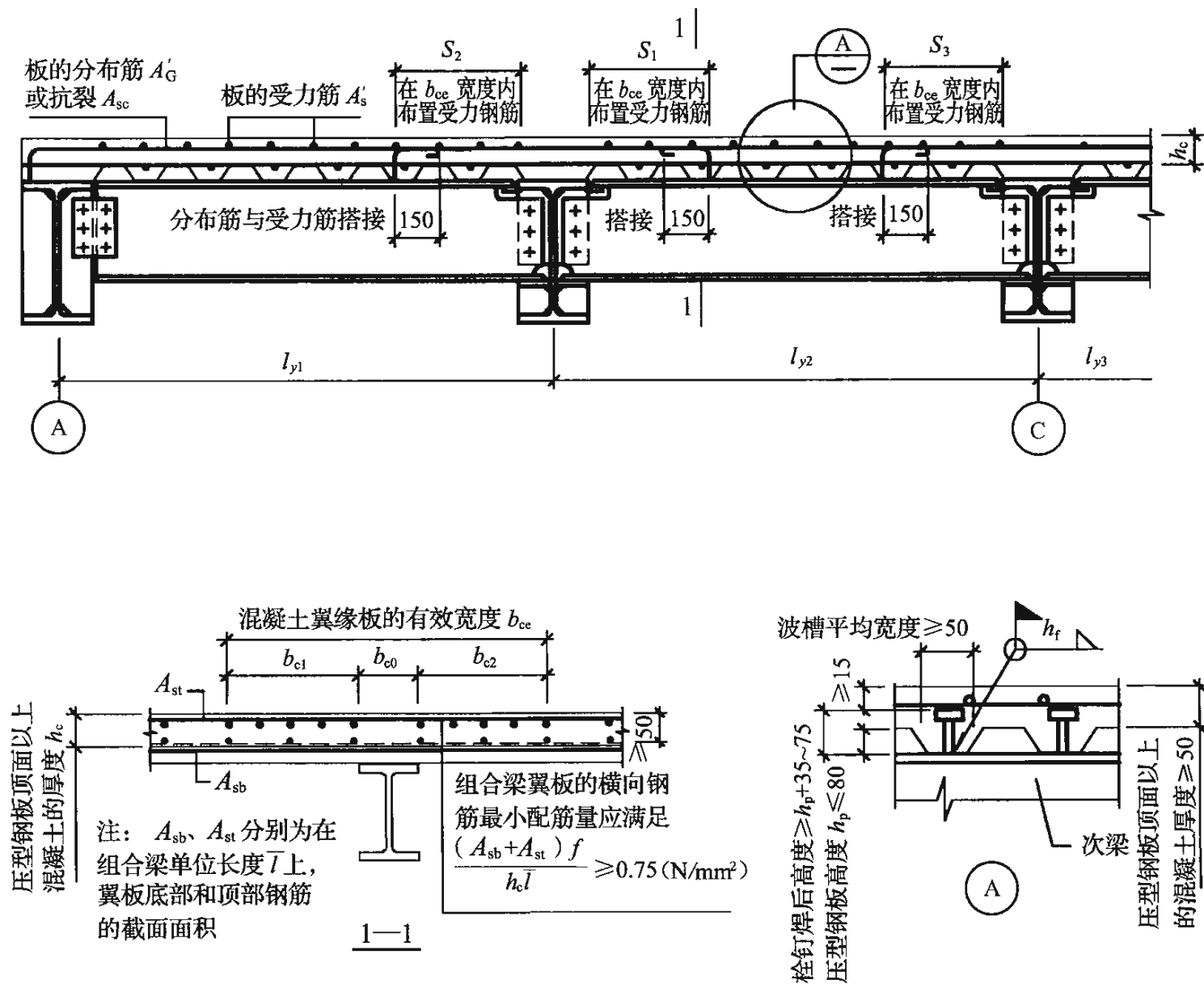


图 21.2.3-2 连续组合次梁的配筋构造图

注：次梁在端跨端支座处为铰接连接，在各中间支座处为连续连接。

7 组合梁的塑性中和轴通过钢梁截面时，钢梁翼缘和腹板的板件宽厚比不应超过表 20.3.10-1 和表 20.3.10-2 规定的限值。

8 组合梁负弯矩区段钢梁的受压翼缘在弯矩作用平面外的长细比不应超过表 20.3.10-4 规定的限值。

21.2.4 组合梁的设计计算

组合梁的设计计算，详见本措施 21.1 节的有关规定。

21.2.5 压型钢板开孔时的补强措施

- 1 当压型钢板开孔的孔口尺寸小于 300mm 时，可不必加强。
- 2 当压型钢板开孔的孔口尺寸为 300~750mm 时，可按图 21.2.5-1 所示的方法进行加强。
- 3 当压型钢板开孔的孔口尺寸为 750~1500mm 时，可按图 21.2.5-2 所示的方法进行加强。

21.2.6 压型钢板的边缘节点图

1 当框架梁的翼缘边到柱边的距离大于 150mm 时，应在柱与梁的交接处设置支承压型钢板的托座，其做法如图 21.2.6-1 所示。

2 当用压型钢板做底模的现浇混凝土楼板与已浇筑完的混凝土剪力墙连接时，可参照如图 21.2.6-2 所示的做法。

3 当用压型钢板做底模的现浇混凝土楼板，其楼面有高低差时，可参照如图 21.2.6-3 所示的做法。

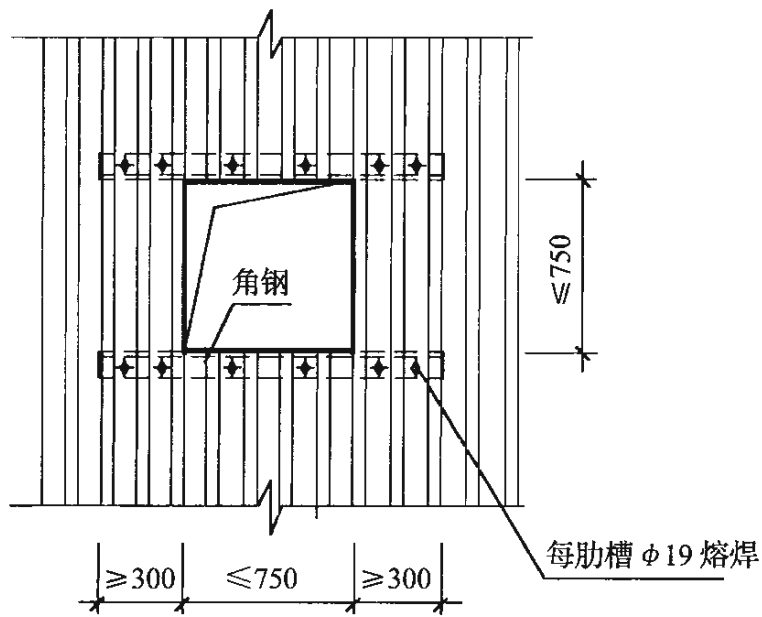


图 21.2.5-1 压型钢板开孔洞口加强示意图 (一)
注: 压型钢板开孔 300 ~ 750 时的加强措施, 压型钢板的波高不宜小于 50mm。

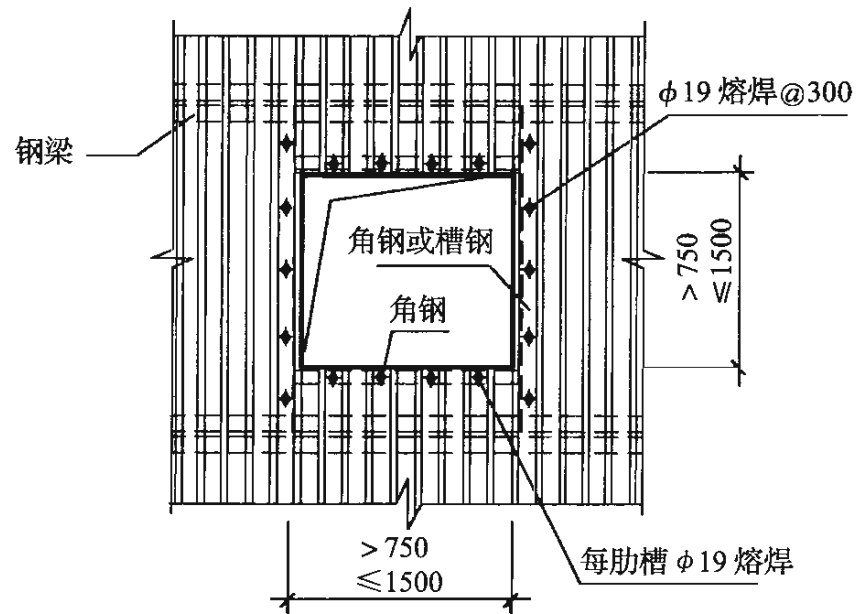


图 21.2.5-2 压型钢板开孔洞口加强示意图 (二)
注: 压型钢板开孔 750 ~ 1500 时的加强措施, 压型钢板的波高不宜小于 50mm。

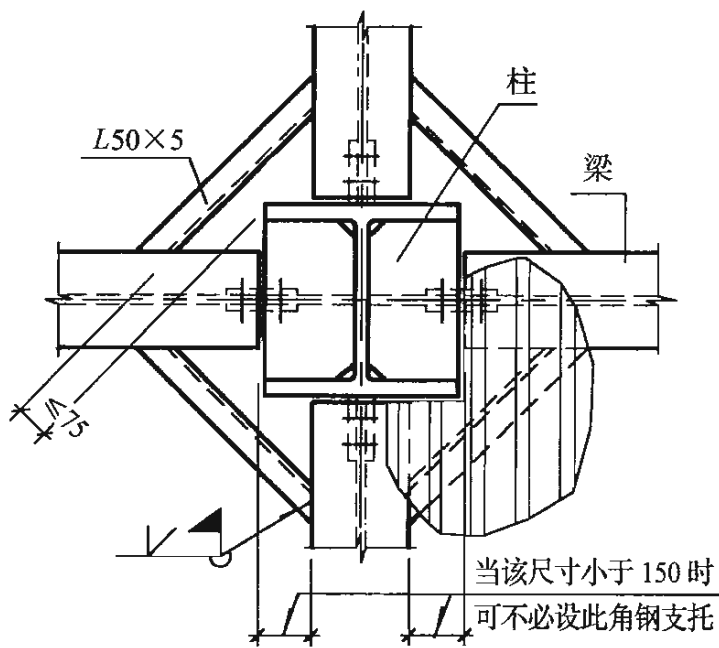


图 21.2.6-1 柱与梁交接处的压型钢板支托示意图

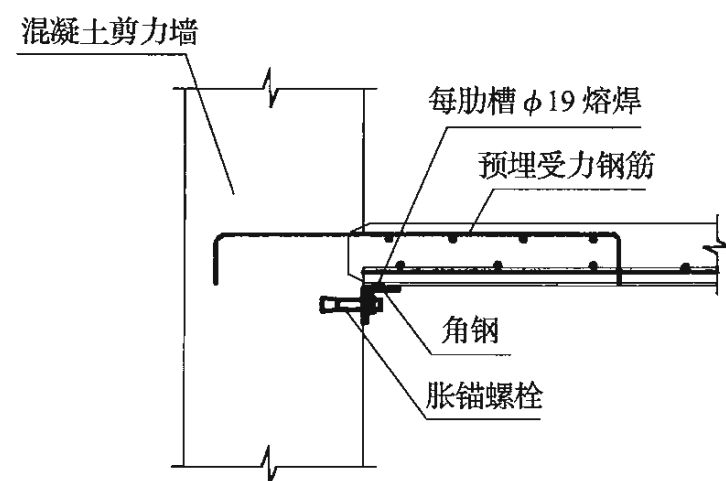


图 21.2.6-2 楼板与剪力墙连接示意图

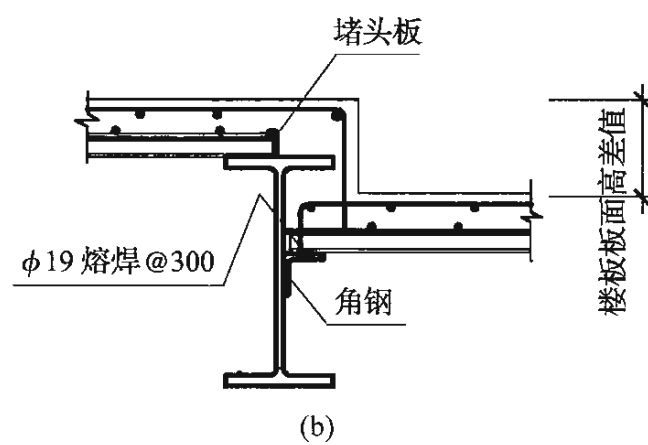
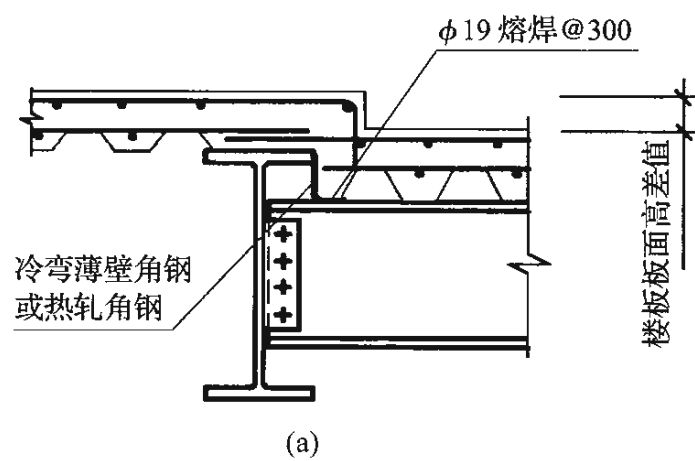


图 21.2.6-3 一般楼面降低标高做法

21.3 型钢混凝土组合结构

21.3.1 型钢混凝土组合结构的设计应符合《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 138 的基本规定，并补充如下：

1 型钢混凝土组合结构的构件应由混凝土、型钢、纵向钢筋和箍筋组成。常用的型钢混凝土构件有柱、梁、剪力墙三种。

1) 型钢混凝土框架柱：型钢宜采用实腹式宽翼缘的 H 形轧制型钢、高频焊接型钢和各种截面形式的焊接型钢；非地震区或设防烈度为 6 度地区的多层、高层建筑，可采用带斜腹杆的格构式焊接型钢（图 21.3.1-1）。

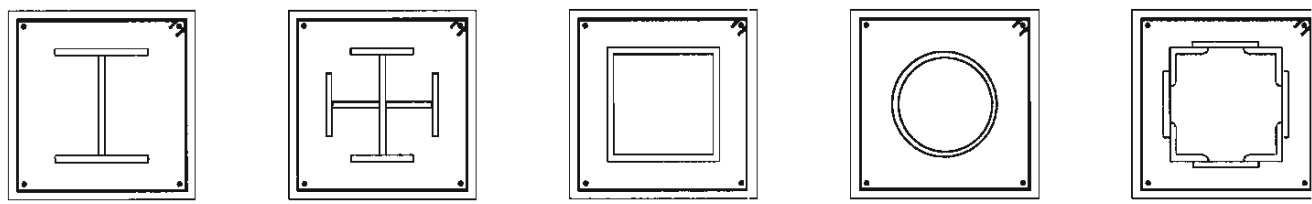


图 21.3.1-1 型钢混凝土柱的型钢截面配筋形式

2) 混凝土框架梁：型钢宜采用充满型实腹型钢，充满型实腹型钢的一侧翼缘宜位于受压区，另一侧翼缘宜位于受拉区（图 21.3.1-2）；当梁截面较高时，可采用桁架式型钢混凝土梁，但地震区不宜采用。

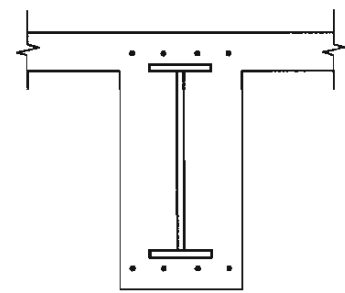


图 21.3.1-2 型钢混凝土梁的型钢截面配筋形式

3) 型钢混凝土剪力墙：可采用有边框剪力墙和无边框剪力墙，无边框的型钢混凝土剪力墙宜在端部设置实腹型钢。

注：充满型实腹型钢指型钢上翼缘处于截面受压区，下翼缘处于截面受拉区，即议论中应考虑在满足型钢混凝土保护层要求和便于施工的前提下，型钢的上翼缘和下翼缘尽量靠近混凝土截面的近边。

2 当全部结构构件均采用型钢混凝土结构时，房屋的最大适用高度可比《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002 规定的最大适用高度相应提高 30% ~ 40%。型钢混凝土框架和钢筋混凝土筒体组成的混合结构，应按《高层建筑混凝土结构技术规程》中混合结构的最大适用高度取用。型钢混凝土组合结构阻尼比宜取 0.04。

3 型钢混凝土结构按承载力极限状态设计时，其荷载效应与地震作用效应的组合应符合《建筑结构荷载规范》GB 50009 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定，按地震作用组合内力设计值设计的型钢混凝土构件，其承载能力应除以调整系数 γ_{RE} ， γ_{RE} 按表 21.3.1-1 采用。

表 21.3.1-1 承载力抗震调整系数

正截面承载力计算				斜截面承载力计算	连接
梁	柱	支撑	剪力墙	各类构件及节点	焊缝与高强螺栓
0.75	0.8	0.85	0.85	0.85	0.9

型钢混凝土组合结构的抗震等级应根据设防烈度、结构类型、房屋高度按《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 138 和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002 的规定采用。

4 型钢混凝土构件的型钢宜采用 Q235B、C、D 等级的碳素结构钢，或 Q345B、C、D、E 级的低合金结构钢，质量标准应分别符合现行国家标准《碳素结构钢》GB 700 和《低合金高强度结构钢》GB/T 1951 的规定。焊接型钢的焊缝和焊条应符合国家有关焊接规范和焊条标准的要求。

5 型钢混凝土构件中设置的栓钉应符合现行国家标准《圆柱头焊钉》GB 10433的规定。栓钉的直径规格宜选用19mm和22mm，其长度不应小于4倍栓钉直径（常用长度为80、85、100、120、130、150mm），栓钉间距不宜小于6倍栓钉直径。栓钉的力学性能可采用制作栓钉材料材质的力学性能，但不应低于表21.3.1-2的要求。

表 21.3.1-2 栓钉力学性能要求 (N/mm²)

屈服强度 f_y^{st}	抗拉强度 f_t^{st}
≥ 240	≥ 400

6 型钢采用的螺栓、锚栓材料应符合国家有关标准的规定。

7 纵向钢筋宜采用 HRB 400 级和 HRB 335 级钢筋；箍筋宜采用 HPB 235 级和 HRB 335 级钢筋。

8 混凝土强度等级不宜小于 C30，最大骨料直径宜小于型钢外侧混凝土保护层厚度的 1/3，且不宜大于 25mm。

9 型钢混凝土组合结构在正常使用极限状态下，按风荷载和地震作用组合，以弹性方法计算的楼层层间位移与层高之比值 $\Delta u/h$ 、顶点位移与总高度之比值 u/H 的限值，以及型钢混凝土组合结构的薄弱层层间弹性位移 Δu_p ，应符合《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3—2002 的规定。

10 型钢混凝土组合构件的最大裂缝宽度应符合《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 的有关规定。

21.3.2 型钢混凝土组合结构的计算应按下列规定进行：

1 型钢混凝土矩形受弯构件正截面承载力计算，应根据截面中和轴与型钢截面的相对位置，按下列几种情况分别进行：

1) 充满型实腹型钢混凝土梁（中和轴经过型钢腹板）的受弯承载力计算，应按《型钢混凝土组合结构技术规程》的规定进行（图 21.3.2-1）。

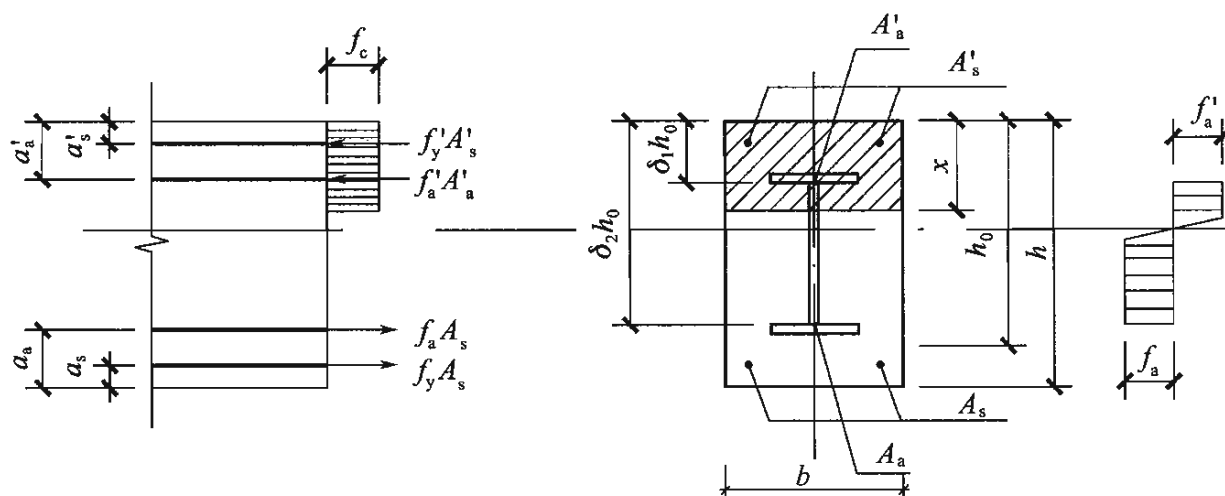


图 21.3.2-1 中和轴经过型钢腹板充满型实腹型钢混凝土梁受弯承载力计算简图

2) 中和轴不经过型钢时，应按下式进行计算（图 21.3.2-2）：

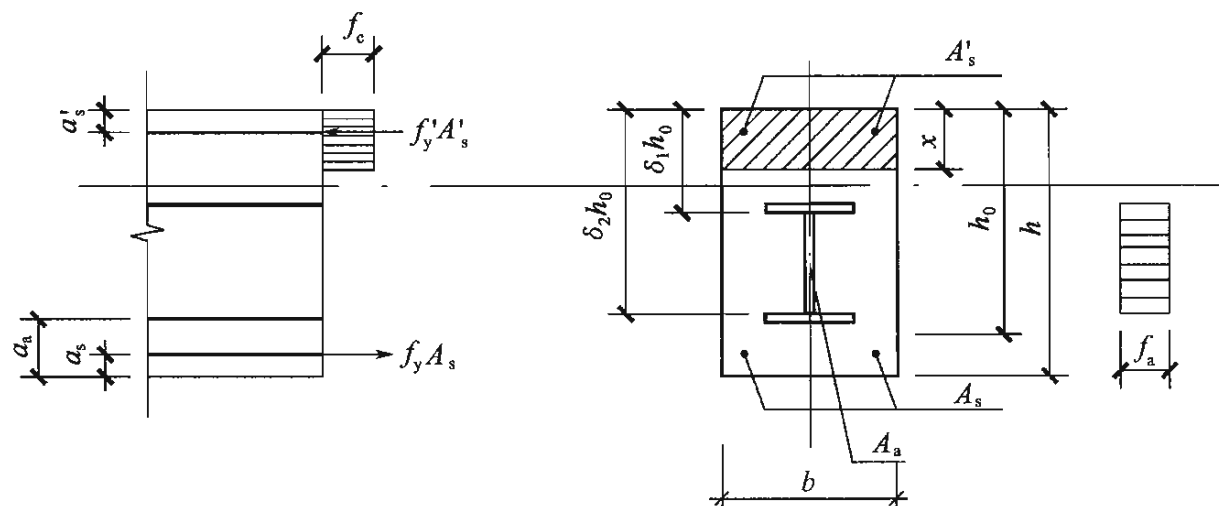


图 21.3.2-2 中和轴不经过型钢腹板充满型实腹型钢混凝土梁受弯承载力计算简图

$$\left. \begin{aligned} f_a A_a + f_y A_s - f_c b x - f'_y A'_s &= 0 \\ M &\leq f_c b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \end{aligned} \right\} \quad (21.3.2-1)$$

式中 h_0 ——型钢和纵向受拉钢筋合力点至混凝土受压边缘距离；
 A_{ss} ——型钢面积。

3) 中和轴经过型钢翼缘时，可假定中和轴经过型钢上翼缘的重心（图 21.3.2-3），应按下式进行计算：

$$M \leq f_c b x \left(a'_a - \frac{x}{2} \right) + f_y A_s (h - a'_a - a_s) + f'_y A'_s (a'_a - a'_s) + f_a A_a (\gamma - a'_a) \quad (21.3.2-2)$$

式中 γ ——型钢截面重心至构件受压区外边缘的距离。

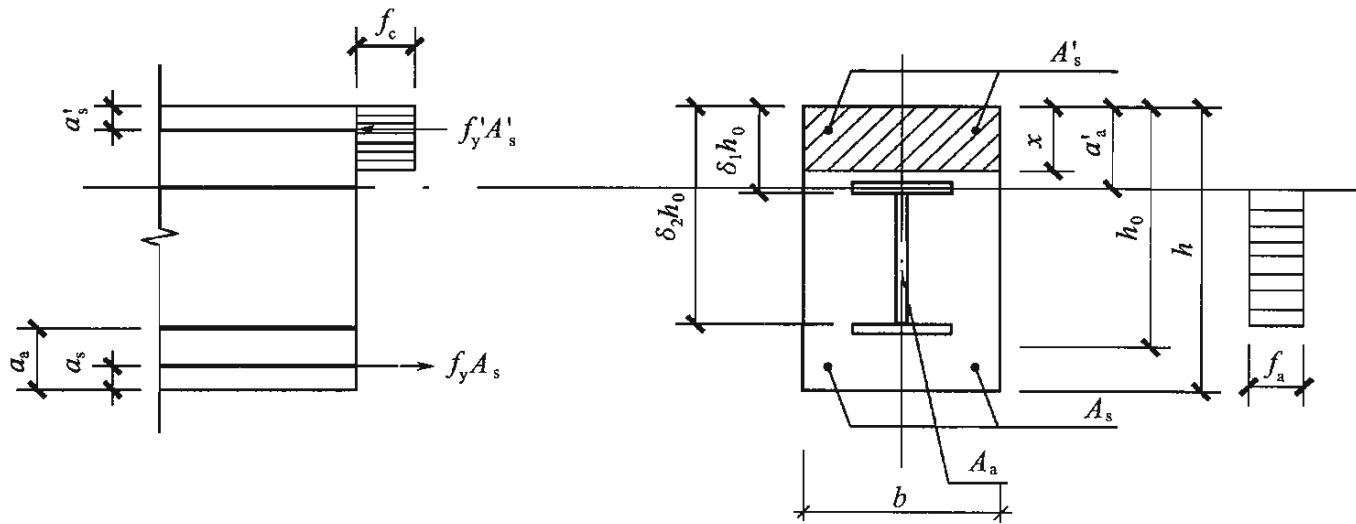


图 21.3.2-3 中和轴经过型钢翼缘满型实腹型钢混凝土梁受弯承载力计算简图

2 配置桁架式型钢的型钢混凝土梁的受弯承载力可按《混凝土结构设计规范》的有关公式计算，计算中将上下弦型钢考虑为纵向钢筋，斜腹杆承载力的竖向分力可作为受剪箍筋考虑。

3 T形截面及倒L形截面型钢混凝土受弯构件，位于受压区的翼缘计算宽度 b'_f 应按表 21.3.2-1 所列各项中的最小值采用：

表 21.3.2-1 T形截面及倒L形截面受弯构件翼缘计算宽度 b'_f

项次	考虑情况	T形截面		倒L形截面
		肋形梁(板)	独立梁	肋形梁(板)
1	按跨度 L 考虑	$L/3$	$L/3$	$L/6$
2	按梁(肋)净距 S_0 考虑	$b + S_0$	—	$b + 1/2 S_0$
3	按翼缘高度 h'_f 考虑	当 $h'_f/h_0 \geq 0.1$	$b + 12h'_f$	—
		当 $0.1 > h'_f/h_0 \geq 0.05$	$b + 6h'_f$	$b + 5h'_f$
		当 $h'_f/h_0 < 0.05$	b	$b + 5h'_f$

注：1 表中 b 为梁的腹板宽度。

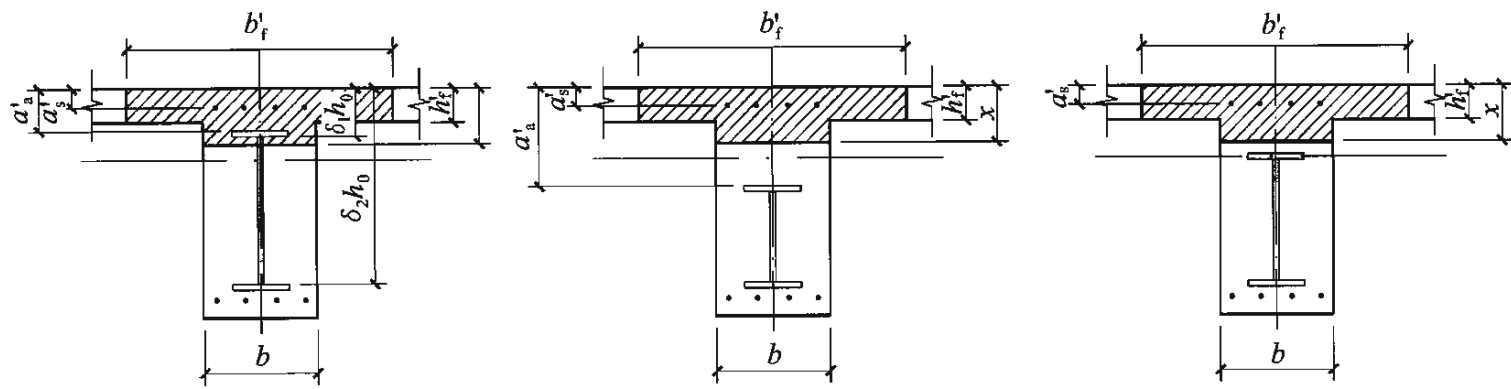
2 如肋形梁在梁跨内设有间距小于纵肋间距的横肋时，可不遵守表中项次 3 的规定。

3 如有加腋的梁，当受压区加腋高度 $h_h \geq h'_f$ 且加腋宽度 $b_h \leq 3h_h$ 时，则其翼缘计算宽度可按表中项次 3 的规定增加 $2b_h$ (T形) 和 b_h (倒L形)。

4 独立梁受压翼缘板在荷载作用下如产生沿纵向肋方向的裂纹，则计算宽度取腹板宽度 b 。

4 T形截面及倒L形截面型钢混凝土受弯构件的正截面受弯承载力，当中和轴经过构件翼缘时，可按宽度为 b'_f 的矩形截面进行计算，当中和轴经过肋部时，应按中和轴与型钢截面的相对位置，并考虑肋部受压混凝土参加工作进行计算（见图 21.3.2-4）：

1) 中和轴经过充满型实腹型钢腹板，当型钢上下翼缘相等时 [图 21.3.2-4 (a)]，应按下式计算：



(a) 中和轴在型钢腹板内 (b) 中和轴不经过型钢截面 (c) 中和轴在型钢翼缘内

图 21.3.2-4 T形截面型钢混凝土受弯构件承载力计算简图

$$\left. \begin{aligned} f_c b_f' h_f' + f_c b(x - h_f') + f_y' A_s' + f_a' A_{af}' - f_y A_s - f_a A_{af} + N_{aw} &= 0 \\ M \leq f_c [(b_f' - b) h_f' (h_0 - h_f'/2) + bx(h_0 - x/2)] + f_y' A_s' (h_0 - a_s') + f_a' A_{af}' (h_0 - a_a') + M_{aw} \end{aligned} \right\} \quad (21.3.2-3)$$

式中 N_{aw} ——型钢腹板承受的轴向合力, $N_{aw} = [2.5\xi - (\delta_1 + \delta_2)] t_w h_0 f_a$;

M_{aw} ——型钢腹板承受的轴向合力对型钢受拉翼缘和纵向受拉钢筋合力点的力矩,

$$M_{aw} = \left[\frac{1}{2} (\delta_1^2 + \delta_2^2) - (\delta_1 + \delta_2) + 2.5\xi - (1.25\xi)^2 \right] t_w h_0^2 f_a;$$

ξ ——相对受压区高度, $\xi = x/h_0$ 。

2) 中和轴不经过型钢截面 [图 21.3.2-4 (b)], 应按下式计算:

$$\left. \begin{aligned} f_c b_f' h_f' + f_c b(x - h_f') + f_y' A_s' - f_a A_{ss} - f_y A_s &= 0 \\ M \leq f_c b (h_0 - x/2) + f_y (b_f' - b) h_f' (h_0 - h_f'/2) + f_y' A_s' (h_0 - a_s') \end{aligned} \right\} \quad (21.3.2-4)$$

3) 中和轴经过型钢上翼缘, 可假定中和轴经过上翼缘的重心 [图 21.3.2-4 (c)], 应按下式计算:

$$M \leq f_c [(b_f' - b) h_f' (h_0 - h_f'/2) + bx(h_0 - x/2)] + f_y' A_s' (h_0 - a_s') \quad (21.3.2-5)$$

5 型钢混凝土受弯构件的混凝土受压区高度 x 尚应符合下列公式要求:

$$x \leq \xi_b h_0 \quad (21.3.2-6)$$

$$x \geq a'_a + t_f \quad (21.3.2-7)$$

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + \frac{f_y + f_a}{2 \times 0.003 E_s}} \quad (21.3.2-8)$$

式中 ξ_b ——相对界限受压区高度;

t_f ——型钢翼缘厚度。

6 型钢混凝土框架梁考虑抗震等级的剪力设计值 V_b 应按《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 的规定计算。

型钢混凝土框架梁的受剪截面应符合《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 138—2001 第 5.1.4 的有关规定。

7 开孔型钢混凝土梁的孔位宜设置在剪力较小截面附近 (图 21.3.2-5), 且宜采用圆形孔 (图 21.3.2-6), 当孔洞位于离支座 1/4 跨度以外时, 圆形孔的直径不宜大于 0.4 倍梁高, 且不宜大于型钢截面高度的 0.7 倍; 当孔洞位于离支座 1/4 跨度以内时, 圆孔的直径不宜大于 0.3 倍梁高, 且不宜大于型钢截面高度的 0.5 倍。孔洞周边宜设置钢套管 (图 21.3.2-7), 管壁厚度不宜小于梁型钢腹板厚度, 套管与梁型钢腹板连接的角焊缝高度宜取 0.7 倍腹板厚度; 腹板孔周围两侧宜各焊上厚度稍小于腹板厚度的环形补强板, 其环板宽度应取 75 ~ 125mm; 且孔边应加设构造箍筋和水平筋。抗震时, 不宜开洞。

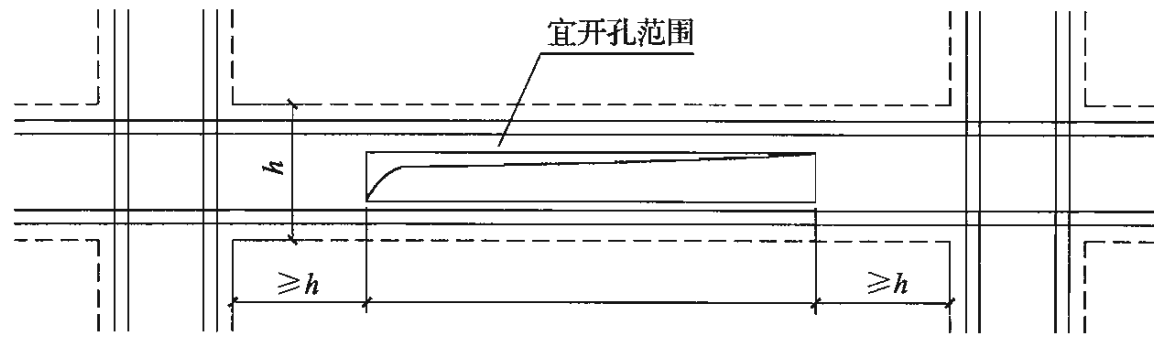


图 21.3.2-5 型钢混凝土梁的开孔范围

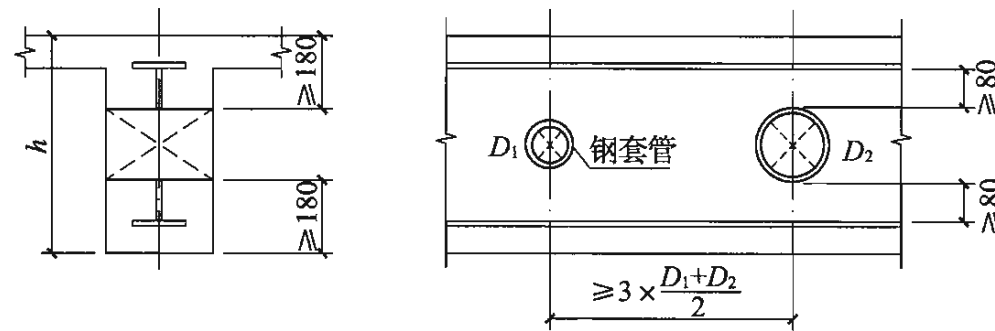


图 21.3.2-6 型钢混凝土梁的开孔尺寸、间距要求及钢套管

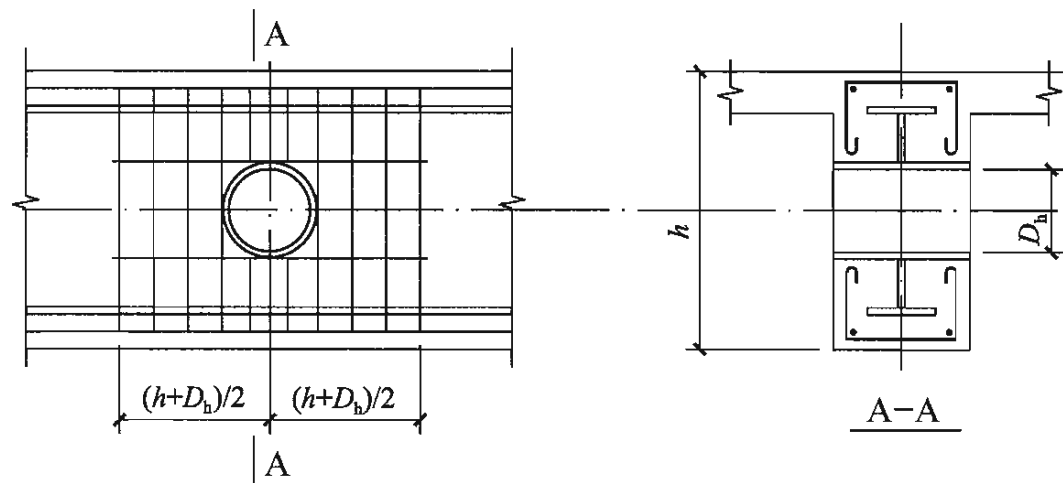


图 21.3.2-7 圆形孔开孔位置处加强筋的设置

圆形孔洞截面处的正截面受弯承载力可按本措施第 21.3.2 条 1 款计算，但应扣除孔洞面积。受剪承载力按下列公式计算：

非抗震设计：

$$V_b \leq 0.08f_c b f_0 \left(1 - 1.6 \frac{D_h}{h}\right) + 0.58f_{at_w} (h_w - D_h) \gamma + \sum f_{yv} A_{sv} \quad (21.3.2-9)$$

抗震设计：

$$V_b \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[0.06f_c b h_0 \left(1 - 1.6 \frac{D_h}{h}\right) + 0.58f_{at_w} (h_w - D_h) \gamma + 0.8 \sum f_{yv} A_{sv} \right] \quad (21.3.2-10)$$

式中 γ ——孔边条件系数，孔边设置钢套管时取 1.0，孔边不设钢套管时取 0.85；

D_h ——圆孔洞直径；

$\sum f_{yv} A_{sv}$ ——从孔中心到两侧 1/2 梁高范围内加强箍筋的受剪承载力（图 21.3.2-7）。

孔洞截面处两侧可配置加强箍筋或在型钢腹板上焊接加强钢板来提高受剪承载力。

对于矩形孔洞，两侧边缘各 1/2 梁高范围内应配置竖向箍筋，其截面按下式计算：

$$A_{sv} \geq \frac{1.3V_1 - V_{by}^{ss}}{f_{yv}} \quad (21.3.2-11)$$

式中 V_1 ——孔洞两侧边缘截面处选取的较大的梁剪力设计值；

A_{sv} ——孔洞边缘 1/2 梁高范围内竖向箍筋的面积 (图 21.3.2-8)；

V_{by}^{ss} ——孔洞截面处实腹钢骨的受剪承载力
 $V_{by}^{ss} = \gamma_h t_w (h_w - h_h) f_a$ 。

矩形孔洞上下受压弦杆和受拉弦杆分别按型钢混凝土受压构件和受拉构件验算其受弯和受剪承载力。受压和受拉弦杆的内力设计值分别按下式计算：

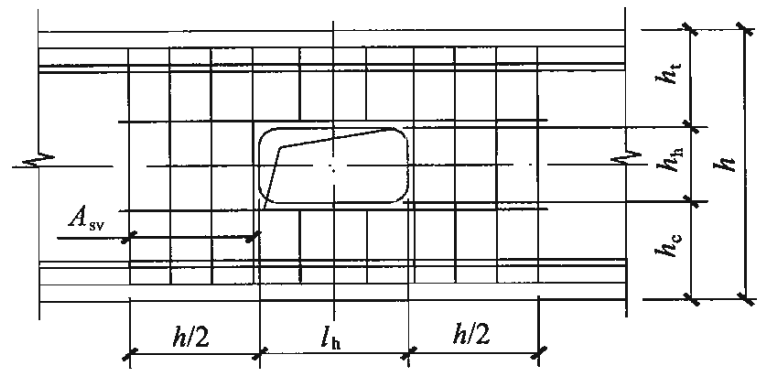


图 21.3.2-8 矩形孔开孔位置处加强筋的设置

$$\left. \begin{aligned} \text{受压弦杆:} \quad & V_c = 0.9V_h \\ & N_c = M_h / (0.5h_c + h_h + 0.55h_t) \\ & M_c = 0.5V_c l_h \end{aligned} \right\} \quad (21.3.2-12)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{受拉弦杆:} \quad & V_t = 0.4V_h \\ & N_t = M_h / (0.5h_c + h_h + 0.55h_t) \\ & M_t = 0.5V_t l_h \end{aligned} \right\} \quad (21.3.2-13)$$

式中 M_h 、 V_h ——分别为孔洞中心截面处的弯矩和剪力设计值；

V_c 、 N_c 、 M_c ——分别为受压弦杆的剪力、压力和弯矩设计值；

V_t 、 N_t 、 M_t ——分别为受拉弦杆的剪力、压力和弯矩设计值；

h_c 、 h_t ——分别为受压弦杆和受拉弦杆底截面高度；

h_h 、 l_h ——分别为矩形孔洞的高度和宽度。

8 型钢混凝土轴心受压构件，当配有箍筋或在纵向型钢上焊有缀板或缀条时，其正截面强度应按下列式计算：

$$N \leq \phi (f_c A_c + f_y A'_s + f_a A'_{ss}) \quad (21.3.2-14)$$

式中 N ——设计轴向力；

ϕ ——型钢混凝土柱的稳定系数，可按表 21.3.2-2 采用；

f_a ——型钢的抗压强度设计值；

f_y ——钢筋的抗压强度设计值；

A_{ss} ——型钢的有效截面面积，即扣除因孔洞而削弱的部分。

表 21.3.2-2 型钢混凝土构件稳定系数 ϕ

l_0/i	≤ 28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97
ϕ	1.00	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81	0.75	0.70	0.65	0.60	0.56
l_0/i	104	111	118	125	132	139	146	153	160	167	174
ϕ	0.52	0.48	0.44	0.40	0.36	0.32	0.29	0.26	0.23	0.21	0.19

注： l_0 ——构件的长度。

i ——截面最小回转半径， $i = \sqrt{\frac{I_0}{A_0}}$ ， I_0 为折算截面惯性矩： $I_0 = I_c + \alpha_{ss} I_{ss} + \alpha_s I_s$ 。

A_0 ——换算截面面积： $A_0 = A_c + \alpha_{ss} A_{ss} + \alpha_s A_s$ 。

9 型钢截面为充满型实腹型钢，其偏心受压构件正截面受压承载力按《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 138—2001 计算。

10 型钢呈十字形、对角十字形或箱形对称布置于截面中心的的型钢混凝土柱，其矩形截面正截面强度按公式 (21.3.2-16) 计算，并应符合下列条件：

$$\left. \begin{aligned} h_{ss}/h &\geq 0.3 \\ e_i \eta h / i^2 &\leq K_1 \end{aligned} \right\} \quad (21.3.2-15)$$

$$N = \frac{KN_{uo}}{1 + \frac{e_i \eta h}{2.5i^2}} \quad (21.3.2-16)$$

式中 N_{uo} ——短柱轴心抗压强度, $N_{uo} = f_c b h + (f'_a - f_c) A_{ss} + (f'_y - f_c) A_s$;

A_{ss} ——型钢截面积;

A_s ——纵向钢筋截面积;

K ——系数, 当型钢为 Q235 钢时为 1.1, 当型钢为 Q345 钢时为 1.0;

η ——偏心矩增大系数, 按《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 138—2001 计算;

i ——构件的换算截面的回转半径;

h_{ss} ——型钢截面高度;

K_1 ——系数, 当型钢为箱形时, $K_1 = 2$, 当型钢为其他截面时, $K_1 = 3$ 。

11 矩形截面双向弯曲的偏心受压构件, 当其型钢及钢筋均为对称配置, 且每一对称平面均能符合式 (21.3.2-15) 时, 可按以下公式进行正截面强度计算:

$$N \leq \frac{1}{\frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_{uo}}} \quad (21.3.2-17)$$

式中 N_x ——在给定的沿 x 轴的偏心矩下, 截面所能承受的极限纵向力, 按式 (21.3.2-16) 计算;

N_y ——在给定的沿 y 轴的偏心矩下, 截面所能承受的极限纵向力, 按式 (21.3.2-16) 计算;

N_{uo} ——轴压短柱截面所能承受的极限纵向力。

此时, 截面尚需符合以下条件:

核心形: $\frac{h_{ss}}{h} \geq 0.3, \frac{b_{ss}}{b} \geq 0.3$;

十字形: $\frac{h_{ss}}{h} \geq 0.5, \frac{b_{ss}}{b} \geq 0.5$;

箱形: $\frac{h_{ss}}{h} \geq 0.75, \frac{b_{ss}}{b} \geq 0.3$;

工字形: $\frac{h_{ss}}{h} \geq 0.5, \frac{b_{ss}}{b} \geq 0.2$ 。

12 型钢混凝土柱斜截面受剪承载力按《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 138—2001 的规定进行计算。

13 考虑地震作用组合的框架柱, 其轴压比 $\frac{N}{f_c A_c + f_a A_a}$ 不宜大于表 21.3.2-3 规定的限值。

表 21.3.2-3 型钢混凝土框架柱的轴压比限值

结构类型	箍筋形式	抗震等级		
		一级	二级	三级
框架结构	复合箍筋	0.65	0.75	0.85
框架-剪力墙结构 框架-筒体结构	复合箍筋	0.70	0.80	0.90
框支结构	复合箍筋	0.60	0.70	0.80

注: 剪跨比不大于 2 的框架柱, 其轴压比限值应比表中数值减小 0.05。

14 型钢混凝土框架梁柱节点考虑抗震等级的剪力设计值及框架节点的受剪承载力按《型钢混凝土

土组合结构技术规程》JGJ 138—2001 的规定进行计算。

15 型钢混凝土框架节点受剪的水平截面应符合下列要求：

无地震作用组合：
$$V \leq 0.5\eta_j f_c b_j h_j \quad (21.3.2-18)$$

有地震作用组合：
$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.4\eta_j f_c b_j h_j) \quad (21.3.2-19)$$

式中 η_j ——梁对节点的约束系数：对两个正交方向对梁有约束的中间节，当梁的截面宽度均大于柱截面宽度的 1/2，且框架次梁的截面高度不小于主梁截面高度的 3/4 时，可取 $\eta_j = 1.5$ ；其他情况的节点，可取 $\eta_j = 1$ ；

h_j ——框架节点水平截面的高度，可取 $h_j = h_c$ ， h_c 为框架柱的截面高度；

b_j ——框架节点水平截面的宽度，当 b_b 不小于 $b_c/2$ 时，可取 b_c ；当 b_b 小于 $b_c/2$ 时，可取 $b_b + 0.5h_c$ 和 b_c 二者较小值，此处 b_b 为梁的截面宽度， b_c 为柱的截面宽度。

21.3.3 型钢混凝土组合梁、柱的构造应符合《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 138 的有关要求。

21.3.4 型钢混凝土结构中剪力墙的构造应符合下列要求：

1 无边框剪力墙的厚度或有边框剪力墙腹板部分的厚度应符合下列要求：

1) 无抗震设防要求的结构，剪力墙的厚度不应小于墙净高的 1/25，且无边框剪力墙的厚度不应小于 160mm，有边框剪力墙腹板部分或框架剪力墙结构中的剪力墙厚度不应小于 140mm。

2) 一、二级抗震等级的剪力墙厚度，不小应于层高和的 1/20，且无边框剪力墙底部加强区的厚度不应小于 200mm；有边框剪力墙腹板部分或框架剪力墙结构中的剪力墙厚度不应小于 160mm。

3) 三、四级抗震等级，剪力墙厚度不应小于 140mm，且不应小于层高的 1/25。当厚度不能满足此要求时，应计算其稳定性。

2 无边框剪力墙或有边框剪力墙腹板部分的竖向及水平分布筋应符合下列要求：

1) 无抗震设防要求和四级抗震等级的结构，面积配筋率不应小于 0.2%，双排布筋，直径不应小于 8mm，间距不应大于 300mm。

2) 一、二、三级抗震等级的剪力墙，其水平和竖向分布钢筋配筋率均不应小于 0.25%，双排布筋，分布钢筋间距不应大于 300mm，直径不应小于 8mm。

3) 部分框支剪力墙结构的剪力墙底部加强部位，水平和竖向分布钢筋配筋率不应小于 0.3%，钢筋间距不应大于 200mm。

4) 剪力墙水平和竖向分布钢筋的直径不宜大于墙厚的 1/10。

3 无边框型钢混凝土剪力墙端部型钢应采用工字钢或槽钢等截面形式，以保证型钢与混凝土的粘结，其强轴应与墙面平行。型钢保护层宜大于 50mm；水平分布钢筋应绕过或穿过墙端型钢，且应满足钢筋锚固长度要求。

4 有边框型钢混凝土剪力墙边框柱中的型钢和钢筋构造要求与型钢混凝土柱相同。剪力墙腹板内的水平钢筋应伸入边柱，有足够的锚固长度。边框梁可为型钢混凝土梁或钢筋混凝土梁。如剪力墙有边框柱而无边框梁时，应设置钢筋混凝土暗梁，暗梁的高度可取 2 倍墙厚。

21.3.5 型钢混凝土结构梁柱节点、柱与柱的连接、柱与墙的构造应符合《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ 138 的要求，并有以下补充：

1 钢筋混凝土梁—型钢混凝土柱的节点连接可采用下列几种形式：

1) 梁中所有钢筋从型钢翼缘侧边通过，在腹板中开孔贯通（图 21.3.5-1）。

2) 在与型钢混凝土柱连接的梁端，设置一段钢牛腿与梁主筋搭接

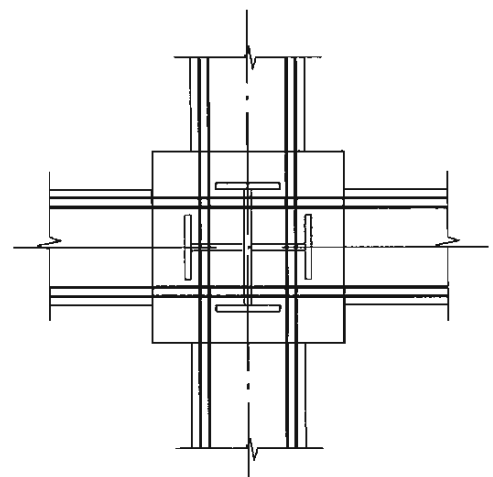


图 21.3.5-1 型钢混凝土内型钢梁柱节点穿筋构造

或焊接，牛腿的高度不宜小于梁高的 0.7 倍，长度应满足钢筋内力传递要求。当采用搭接时，在牛腿的上下翼缘上应设置两排栓钉连接件，栓钉的直径不小于 19mm，栓钉的间距不应小于 100mm。从梁端至牛腿端部以外 1.5 倍梁高范围内，箍筋应满足国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 梁端箍筋加密区的要求。

2 当柱为型钢混凝土，节点一侧为型钢混凝土梁，另一侧为钢筋混凝土梁时，型钢混凝土梁中的型钢应伸入邻跨钢筋混凝土梁中，伸入长度不小于 1/4 梁的跨度，并应在型钢伸入长度的上下翼缘上设置栓钉连接件。栓钉的直径不小于 19mm，栓钉的间距不大于 200mm，且栓钉至型钢板材边缘的距离不大于 50mm。梁端至型钢截断处以外 2 倍梁高范围内，应按钢筋混凝土梁端箍筋加密区要求配置箍筋。

3 型钢混凝土梁或钢梁垂直于钢筋混凝土墙的连接，可做成铰接或刚接。由于钢筋混凝土墙不宜承受较大的出平面弯矩，一般宜做成铰接。铰接连接可在钢筋混凝土墙中设置预埋件，预埋件上应焊连接板，连接板与型钢梁腹板用高强螺栓连接，也可在预埋件上焊接支承钢梁的钢牛腿来连接型钢梁。型钢混凝土梁中的纵向受力钢筋应锚入墙中，锚固长度以及箍筋配置应符合国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010—2002 的有关规定。当型钢混凝土梁与墙需要刚接时，必须在钢筋混凝土墙中设置型钢柱，型钢梁与墙中型钢柱形成刚性连接，其纵向钢筋应伸入墙中，且满足锚固要求（图 21.3.5-2）。

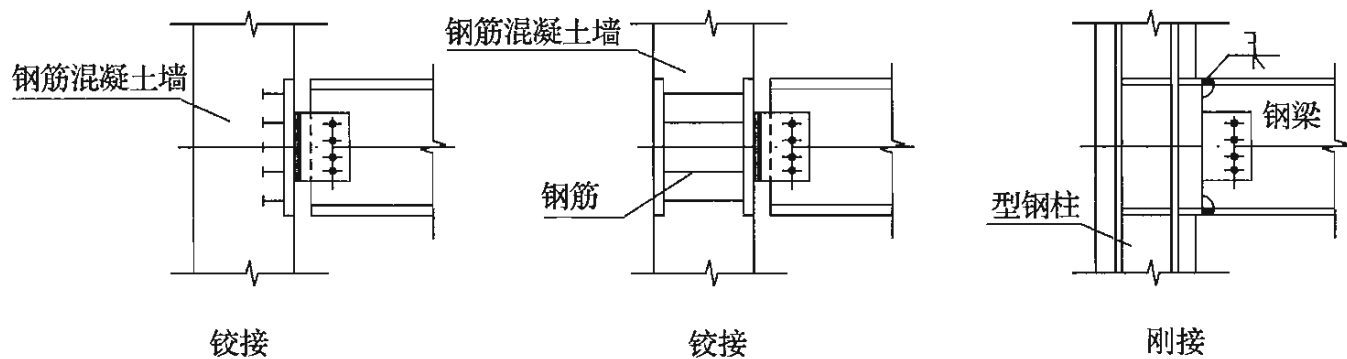


图 21.3.5-2 梁与墙连接构造

21.3.6 型钢混凝土柱的柱脚分为埋入式和非埋入式柱脚，在抗震设防的结构中，当型钢混凝土柱脚设在刚度较大的地下室顶板上时，宜采用埋入式柱脚。

采用埋入式柱脚时，柱脚型钢的混凝土最小保护层厚度，应满足图 21.3.6-1 的有关规定，并应满足下列要求：

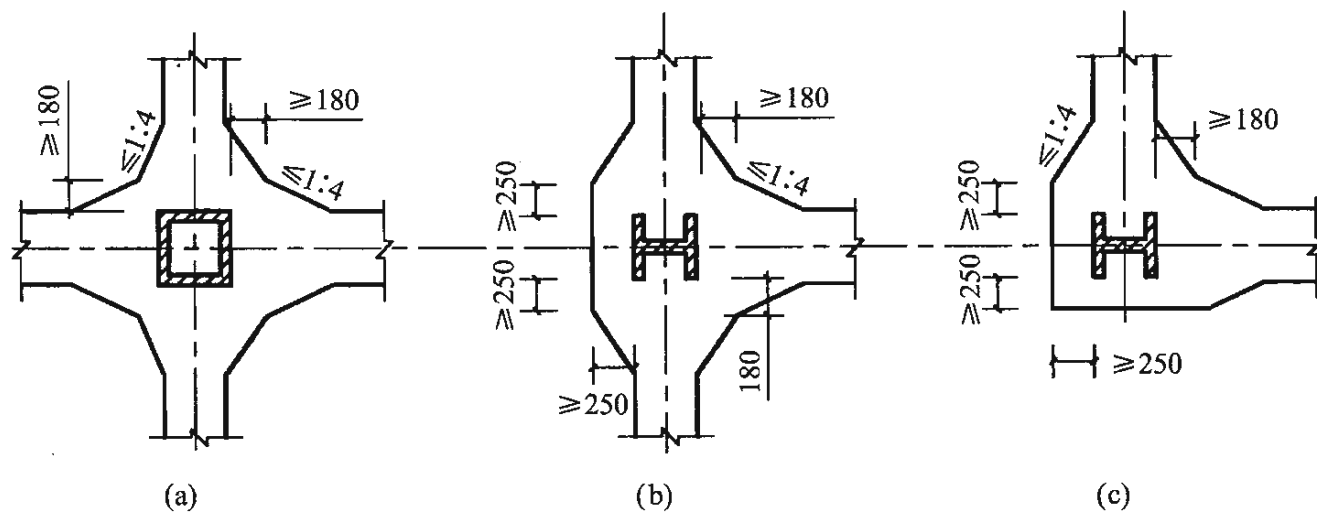


图 21.3.6-1 柱脚型钢的混凝土最小保护层

1 中间柱，混凝土保护层厚度不得小于 180mm；

2 对边柱和角柱，外侧混凝土保护层厚度不得小于 250mm。在柱脚部位，和柱脚向上一层的范围内，型钢翼缘外侧宜设置栓钉，栓钉直径不宜小于 $\phi 19$ ，间距不宜大于 200mm 且栓钉至型钢钢板边缘距离宜大于 50mm。

埋入式柱脚的埋置深度 d (图 21.3.6-2) 可按下式计算, 同时不应小于 3 倍型钢柱截面高度:

$$\sigma_c = \frac{M + V \cdot \frac{d}{2}}{W_c} \leq f_c \quad (21.3.6-1)$$

式中 σ_c ——埋入的型钢柱受压侧翼缘处的基础混凝土的受压应力;

M ——基础顶面型钢柱的弯矩设计值;

V ——基础顶面型钢柱的剪力设计值;

d ——型钢柱的埋入深度;

W_c ——相当于埋入的型钢柱翼缘宽度和型钢柱埋入深度的混凝土截面的抵抗矩, 可按下式计算:

$$W_c = \frac{b_f d^2}{6} \quad (21.3.6-2)$$

b_f ——型钢柱的翼缘宽度。

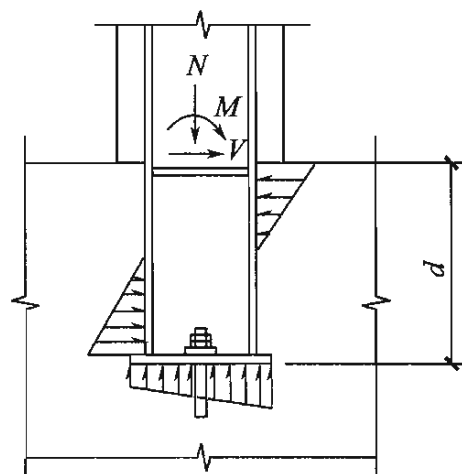


图 21.3.6-2 埋入式柱脚的受力状态

21.4 钢管混凝土结构

21.4.1 基本规定

1 钢管混凝土在建筑结构中, 一般用于框架柱。钢管混凝土柱有圆形和矩形之分。钢管混凝土的外径或边长不应小于 100mm, 壁厚不应小于 4mm。钢管混凝土的含钢率不应小于构件总面积的 4%。

2 钢管混凝土宜与钢梁或 SRC 梁配合使用, 组成框架, 不提倡与钢管混凝土梁配合使用。

3 圆形钢管混凝土受压时。钢管对内填混凝土有较强的约束作用, 能显著提高混凝土的承载力, 宜用于大厅、外廊以及作为建筑物核心的抗侧力构件。矩形钢管混凝土与梁等构件连接方便, 室内外露部分较易处理, 宜用于一般框架结构。据日本 1999 年统计, 用于 60m 以下房屋的钢管混凝土结构, 矩形钢管混凝土柱占 64%, 圆钢管混凝土柱占 19%, 矩形和圆形兼用的占 17%。

21.4.2 计算要点

1 钢管混凝土框架柱的抗弯刚度, 目前国内各规程的规定不尽相同。考虑到构件受弯时混凝土开裂的可能, 对混凝土部分的抗弯刚度宜适当折减, 建议按《矩形钢管混凝土结构技术规程》中的提出的下列规定采用:

$$EI = E_s I_s + 0.8 E_c I_c$$

2 钢管混凝土结构的阻尼比界于钢结构与混凝土结构之间, 一般可取 0.035。

3 钢管混凝土柱目前在小高层钢结构住宅中应用较多。现行抗震设计规范对 12 层以下和超过 12 层的房屋采用不同抗震设计标准, 在选择层数时宜考虑这一因素。

4 钢管混凝土管壁的稳定性, 由于存在内填混凝土而有所提高。但其径厚比或壁板宽厚比限值, 不得大于无混凝土时相应限值的 1.5 倍。

5 钢管混凝土柱与钢梁组成的钢框架, 当位于地震区且与支撑或剪力墙组成双重抗侧力体系时, 框架部分应能承受结构总底部剪力的 25% 或所受剪力的 1.8 倍。

6 框架柱应符合抗震规范关于强柱弱梁的要求。

21.4.3 构造要求

1 钢管混凝土与钢梁的抗弯连接是结构的关键部位, 也是设计的重点。在钢梁上下翼缘对应位置, 应设置内隔板或外隔板, 以便将翼缘的集中力传给柱。隔板厚度不应小于对应梁翼缘的厚度。两种形式都用得很多。箱形柱可采用内隔板或外隔板, 圆形柱通常仅采用外隔板。

2 采用内隔板时, 隔板中部应设浇筑孔, 孔径不应小于 200mm。在隔板四角应设透气孔, 孔径宜

为 25mm，距内隔板角点距离不大于 200mm，大致位于内隔板的对角线上。

3 根据构造和运输要求，框架柱可取 2~3 层为一运送单元，分段接头位置宜在楼面以上 1.0~1.3 处。不同壁厚钢管的连接可采用内壁平齐对接连接或外壁平齐对接连接。内壁平齐连接时，当管壁厚度相差大于 4mm，较厚钢管内壁应加工成一定斜率后连接，必要时可用内套管加强。外壁平齐对接连接时，钢管内壁高差不宜超过 1.5mm；当管壁较厚时也不应超过 3mm。

4 隔板的厚度宜与柱壁板厚度接近，以便焊接。箱形柱内隔板与柱壁板间的连接应采用全熔透焊缝，需采用熔化嘴电渣焊。也可采用由两根槽形钢合在一起形成的箱形截面，此时内隔板可分为两个半块，分别焊于各槽形钢的相应部位，不必采用电渣焊，但应将两个半块隔板对齐。施工时，应注意将梁翼缘与内隔板对齐。

5 外隔板环带的最小宽度不得小于 $0.7B$ (图 21.4.3)， B 为外隔板与梁的连接宽度。

6 采用内隔板的矩形钢管混凝土柱与梁的连接，应注意使隔板厚度和管壁厚度的不要相差太多，以满足焊接要求。内隔板厚度不得小于梁翼缘厚度，且不得错位。应采用全熔透焊缝。在强震区，梁端焊缝在反复地震作用下易出现断裂，此时宜采用抗震性能更好的连接方法。

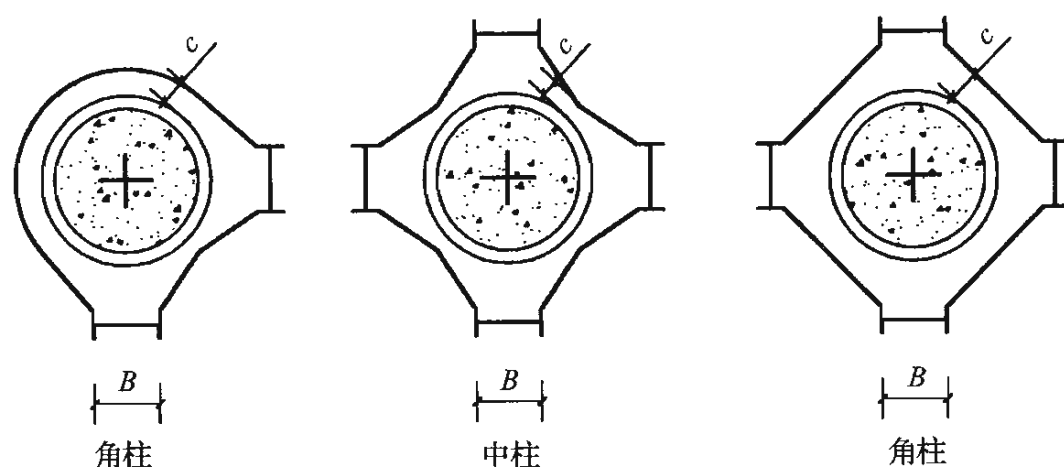


图 21.4.3 外隔板的构造要求

21.4.4 常见的质量问题和构造措施

1 钢管混凝土目前应用最多的是中、高层钢结构住宅。结构体系采用钢管混凝土柱和钢梁组成的框架，抗侧力体系采用混凝土核心筒。混凝土核心筒通常利用楼梯（电梯）间周边的隔墙。由于建筑布置常将楼梯间靠近入口处，出现在建筑平面的较大偏心。应对平面布置加以调整，力求避免此种情况出现。

2 有的工程为了节省柱子，将梁支承在分户墙上。虽然可以满足竖向荷载下的承载力要求，却不能满足抗震规范关于框架部分至少应能承受 25% 的总底部剪力或它所承担的水平剪力的 1.8 倍的要求。位于地震区的建筑应避免此种布置。

3 有的工程将梁下翼缘处的隔板省去，此做法虽有一定根据，但不符合现行规范的规定，故不宜采用。

4 不少工程梁翼缘宽度较小，其下翼缘受压部位侧向刚度很差，却未设置隅撑，可能影响结构安全，应注意避免。

22 网架与网壳

22.1 网架结构

22.1.1 一般规定

1 网架结构系指由许多杆件按照一定规律布置通过节点连接而成的平板型网格状结构体系，适用于工业与民用建筑的屋盖及楼盖，其中屋盖跨度不宜大于120m，楼层跨度不宜大于40m。不适用于具有强烈腐蚀介质的环境和构件表面温度高于150℃的环境。

2 网架结构的容许挠度不应超过下列数据：

用作屋盖： $L_2/250$ ； L_2 为网架短向跨度；用作楼屋： $L_2/300$ 。

3 有起拱要求的网架结构，其拱度可取不大于短向跨度的1/300。

4 多点支承网架的悬臂长度可取跨度的1/4~1/3。

5 多点支承网架宜设置柱帽，柱帽宜设置于下弦平面之下。

6 网架屋面排水坡度形成的型式，可采用下列办法：

1) 网架变高度；

2) 整个网架起拱；

3) 上弦节点加小立柱找坡（必须注意小立柱自身的稳定性）；

4) 支承柱变高度。

22.1.2 网架结构选型

网架的选型应根据建筑形式、跨度大小、支承方式、荷载形式及结构力学特性、屋面构造和材料、制作安装方法等要求综合确定。网架杆件布置必须保证不出现结构几何可变情况。

1 周边支承矩形平面的平板型网架，当其边长比（长边/短边）小于或等于1.5时，宜选用棋盘形四角锥网架、正放抽空四角锥网架、两向正交斜放网架、两向正交正放网架、正放四角锥网架。对中小跨度，也可选用斜放四角锥网架、星形四角锥网架和蜂窝形三角锥网架。当建筑要求长宽两个方向支承距离不等时，可选用斜交斜放网架。

2 周边支承矩形平面的平板型网架，当其边长比大于1.5时，宜选用两向正交正放网架、正放四角锥网架或正放抽空四角锥网架。对中小跨度，也可采用斜放四角锥网架。

3 三边支承一边开口矩形平面的平板型网架宜选用两向正交斜放网架、两向正交正放网架、正放四角锥网架、正放抽空四角锥网架、棋盘形四角锥网架。网架开口边必须形成竖直的或倾斜的边桁架，以确保结构静定。

4 多点支承矩形平面的平板型网架，可根据具体情况选用：正放四角锥网架、正放抽空四角锥网架、两向正交正放网架。对多点支承和周边支承相结合的中小跨度多跨网架，还可选用两向正交斜放网架或斜放四角锥网架。

5 周边支承圆形、正六边形及接近正六边形平面的平板型网架，可根据具体情况选用：三向网架、三角锥网架或抽空三角锥网架。对中小跨度，也可选用蜂窝形三角锥网架。

6 对跨度不大于40m的楼层及跨度不大于60m的屋盖，可采用以钢筋混凝土板代替上弦的组合网架结构。组合网架宜选用正放四角锥网架、正放抽空四角锥网架、两向正交正放网架、斜放四角锥网架和蜂窝形三角锥网架。组合网架仅适用于单跨周边支承的结构形式。

7 平板型网架可采用上弦支承或下弦支承,对三层网架可采用中弦支承、中弦与下弦相结合支承、中弦与上弦相结合支承方式,如采用下弦支承时,应在支座边形成竖直或倾斜的边桁架。

22.1.3 网格尺寸和网架高度

网格尺寸和网架高度与网架跨度、支承情况、建筑平面、屋面材料、荷载大小及管道布置穿行等因素有关。网格尺寸(s)网架高度(h)有密切关系, s/h 之比越大,斜腹杆与下弦平面夹角越小,通常应使斜腹杆与弦杆夹角为 $40^\circ \sim 55^\circ$,参照表 22.1.3。

表 22.1.3 平板型网架的上弦网格数和跨高比

网架形式	钢筋混凝土屋面体系		钢檩条屋面体系	
	网格数	跨高比	网格数	跨高比
两向正交正放网架、 正放四角锥网架、 正放抽空四角锥网架	(2~4) $+0.2L_2$	10~14	(6~8) $+0.07L_2$	(13~17) $-0.03L_2$
两向正交斜放网架、 棋盘形四角锥网架、 斜放四角锥网架、 星形四角锥网架	(6~8) $+0.08L_2$			

注: L_2 为网架主要传力方向的跨度,单位:m。当跨度小于18m时,网格数可适当减少。

22.1.4 网架结构的静力计算

1 荷载和作用

1) 荷载和作用的类型。网架结构的荷载和作用主要是永久荷载、可变荷载和作用。

永久荷载:网架自重和节点自重,楼面或屋面覆盖材料自重、吊顶材料自重、设备管道自重。

可变荷载:屋面或楼面活荷载、雪荷载、风荷载、积灰荷载、吊车荷载。

作用:温度作用和地震作用。

风荷载及雪荷载的体型系数可按国家规范《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定确定。对于具有复杂体型的平板网架、悬挑网架等,缺乏可靠的体型系数时,应做风洞试验以确定其体型系数和风压分布。

2) 荷载效应组合。网架结构设计时应按静荷载、活荷载、雪荷载、风荷载、移动荷载、施工荷载、地震作用、温度变化、支承变形等效应进行组合。效应组合时应根据使用过程和施工过程中可能出现的最不利荷载进行效应组合。分析各荷载效应时,网架结构杆件截面面积及结构刚度不得变化。对承受移动荷载的网架结构必须按移动荷载的不同位置进行最不利的效应组合,并应考虑可能发生杆件内力的变化。

2 材料和截面形式

网架结构的钢材应根据结构的重要性、荷载特征(恒荷载、活荷载、移动荷载、动力荷载、风荷载、地震作用等以及它们所占的比例)、连接方法、工作温度等不同情况选择其牌号。

钢材主要为 Q235 钢和 Q345 钢,杆件的截面形式有圆管、有两个角钢组成 T 型截面、单角钢、H 型钢和方管等,网架结构的钢材应按国家现行规范《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用。

网架结构的焊接材料选用应符合国家标准《碳钢焊条》GB 5117 和《低合金钢焊条》GB 5118 的规定。

3 一般计算原则

1) 网架结构应进行在外荷载作用下内力、位移计算,并应根据具体情况,对地震、温度变化、支座沉降及施工安装荷载等作用下的内力、位移进行计算。其基本假定归纳为:

①节点为理想的铰接,忽略节点弯曲刚度的影响,杆件只承受轴力;

②按小挠度理论计算；

③按弹性方法分析。

2) 网架杆件上不宜承受荷载。当杆件上作用荷载时，应考虑杆件受弯的影响。

3) 特别重要的、工程上有特殊要求的网架，内力很大的大跨度悬臂网架，其他特殊的网架，宜考虑轴向力对结构刚度的影响，采用几何非线性分析方法进行分析。

4) 分析网架结构时，应根据网架结构的支座节点构造及支承结构的特性，确定合理的边界约束条件。边界约束可根据结构支座构造假定为自由、弹性约束、固定或强迫位移。

5) 组合网架按组合结构体系分析时。上弦节点假定为刚节点、下弦节点假定为铰节点、腹杆与上弦的联结为铰节点。

6) 分析网架结构的位移、内力，应根据结构的几何外形、平面形状、荷载形式、边界约束条件及不同设计阶段等采用计算方法。网架的各种计算方法，其计算模型大致可分为三种：

①铰接杆件计算模型。把网架看成为铰接杆件的集合，未列入其他任何假定。

②梁系计算模型。在满足基本假定同时，还需要通过折算方法把网架简化为交叉梁，以梁段作为分析基本单位，求出梁的内力后，再回代求杆的内力。

③平板计算模型。在满足基本假定同时，把网架折算为平板，求出板的内力后回代求杆的内力。

7) 目前国内网架工程设计大部分采用空间桁架位移法进行静力计算，一般大型网架或重要的网架采用一个程序计算，然后用第二个程序进行校核。计算后应按内力重新设计重新分析，重分析次数宜3~4次。

8) 直接承受动力荷载的网架或楼层网架必须进行疲劳验算，其疲劳强度及构造应经过专门的试验确定。

22.1.5 网架结构在地震作用下的动力计算

1 基本假定：

1) 网架的节点均为空间铰接节点，每一个节点具有三个自由度。

2) 质量集中在各节点上。

3) 杆件只承受轴力。

4) 不考虑阻尼作用。

2 根据《网架结构设计与施工规范》JGJ 7—91 规定，对建筑在抗震区的网架，在进行计算时作如下规定：

1) 在抗震设防烈度为6度或7度的地区，网架屋盖结构可不进行竖向抗震验算。

2) 在抗震设防烈度为7度或8度的地区，可不进行网架结构水平抗震验算（对于周边支承的中小跨度网架）。

3) 在抗震设防烈度为8度或9度的地区，网架应进行竖向抗震验算。

4) 在抗震设防烈度为9度的地区，网架应进行水平抗震验算。

3 网架地震反应分析，可采用振型分解反应谱法和时程法。对于周边支承网架以及多点支承和周边支承相结合的网架，可采用简化计算方法进行竖向抗震计算。竖向地震作用标准值可按下式确定：

$$F_{vi} = \pm \psi_v \cdot G_i \quad (22.1.5)$$

式中 F_{vi} ——作用在网架第*i*节点上竖向地震作用标准值；

G_i ——网架第*i*节点的重力荷载代表值，其中恒载取100%，雪荷载及屋面积灰荷载取50%，不考虑屋面活荷载；

ψ_v ——竖向地震作用系数，查表22.1.5。

将 F_{vi} 乘上荷载分项系数，作为网架总刚度方程右端项，采用空间桁架位移法进行求解。

4 对于周边支承、平面形式为矩形的正放类和斜放类（指上弦杆平面）网架，竖向地震作用效应，可按《网架结构设计与施工规范》JGJ 7—91 附录四计算。

表 22.1.5 竖向地震作用系数

设防烈度	场地类别			悬挑长度较大
	I	II	III、IV	
8	—	0.08	0.10	0.10
9	0.15	0.15	0.20	0.20

注：对于一般民用建筑，计算重力荷载代表值时可取楼面活荷载的 50%。

5 对于悬挑长度较大的网架屋盖结构以及用于楼层的网架结构，当设防烈度为 8 度或 9 度，其竖向地震作用标准值可分别取该结构重力荷载代表值的 10% 或 20%，计算重力荷载代表值时，对一般民用建筑可取楼层活荷载的 50%。

22.1.6 温度作用引起的网架杆件内力计算：

$$N_{ij} = \bar{N}_{ij} - E\Delta t\alpha A_{ij} \quad (22.1.6-1)$$

式中 \bar{N}_{ij} ——温变等效荷载作用下的杆件内力；

A_{ij} ——杆件的截面面积；

Δt ——气温差或温度差。

网架不考虑温度应力的条件。根据行业标准《网架结构设计施工规定》JGJ 7—91 中规定，当网架结构符合下列条件之一者，可不考虑由于温度变化而引起的内力。

$$u \geq \frac{L}{2\xi EA_m} \left(\frac{E \cdot \Delta t \cdot \alpha}{0.038f} - 1 \right) \quad (22.1.6-2)$$

$$u = \frac{b_c^3}{3E_c I_c} \quad (22.1.6-3)$$

式中 u ——在单位力作用下的柱顶位移；

f ——钢材的强度设计值；

L ——网架在验算方向的跨度；

A_m ——支承平面弦杆截面面积的算术平均值；

E ——钢材的弹性模量；

α ——钢材的线膨胀系数。

E_c, I_c, b_c ——分别为支承结构的弹性模量、惯性矩和高度。

1) 支座节点的构造允许网架侧移时，其侧移值应等于或大于式 (22.1.6-2) 的计算值。

2) 当周边支承的网架，且网架验算方向跨度小于 40m 时，支承结构为独立柱或砖壁柱。

3) 在单位力作用下，柱顶位移大于或等于式 (22.1.6-3) 的计算值。

22.1.7 网架的构件和节点的设计与构造

1 杆件截面选择原则

1) 杆件截面的最小尺寸应根据网架跨度与网格大小确定，普通型钢不宜小于角钢 L 50 × 3，钢管不宜小于 $\phi 48 \times 2$ ，对于跨度较大的网架不宜小于 $\phi 60 \times 2$ 。

2) 每个网架所选截面规格不宜太多，一般较小跨度网架以 2~3 种规格为宜，较大跨度网架也不宜超过 6~7 种规格。

3) 宜选用厚度较薄截面，使杆件在同样截面条件下，可获得较大回转半径，对杆件受压有利。

4) 钢管出厂一般均有负公差，故选择截面时应适当留有余量。对管形截面，应将两端封闭。

5) 连接于同一个节点各根杆件的刚度应比较协调，各杆件的刚度不宜相差很大。

6) 设计时注意周边复杆的拉杆在安装过程中可能出现受压状态，故其长细比应适当考虑。

7) 确定网架杆件的长细比时其计算长度 L ，应按表 22.1.7-1 采用。

表 22.1.7-1 计算长度取值

杆件	螺栓球	焊接球	板节点
弦杆及支座腹杆	L	$0.9L$	L
腹杆	L	$0.8L$	$0.8L$

注： L —杆件几何长度。

8) 网架杆件长度细比不宜超过下列数值：

①受压杆件：180；

②受拉杆件：一般杆件：400；支座处杆件：300；直接承受动力荷载杆件：250。

2 节点设计原则

1) 应根据结构的形体、荷载、制作、施工条件进行设计,确保传力准确,结构安全、可靠和合理。

2) 节点必须有足够的强度和刚度。受荷载后,节点不会较杆件先破坏,也不应产生不可忽略的变形。

3) 网架结构分析时所作的假定宜与网架节点构造相一致,节点设计或验算时应考虑分析计算时各种简化的影响。

4) 保证汇交杆件交于一点,不产生附加弯矩。

3 网架的抗震构造要求

1) 抗震设防烈度为7度和7度以上时,网架在其支承平面周边区段宜设置水平支撑。

2) 沿周边2~3网格区域内杆件的长细比不应大于180。

3) 有檩体系屋盖的檩条必须与网架可靠连接,并应有足够的支承长度,若采用焊接时焊缝长度不应小于60mm;无檩体系屋盖的钢筋混凝土屋面板必须保证与网架三点焊牢,屋面板搁置长度不应小于80mm。

4) 网架屋面排水坡度的形式宜采用变高度或整个网架起拱办法。

4 焊接空心球节点

1) 空心球外径 D 主要根据构造要求确定,在构造上要求连接于同一球节点各杆件之间空隙不小于10mm,空心球体直径可近似按下式计算:

$$D \geq \frac{d_1 + d_2 + 2a}{\theta} \quad (22.1.7-1)$$

式中 d_1, d_2 ——相邻两根杆件的外径 (mm);

θ ——相邻两根杆件间的夹角,一个节点有多根杆件相交在一起,相邻两根杆件的夹角也有多个,应取其中最小夹角 (rad);

a ——相邻两根杆件之间的空隙,取 $a \geq 10\text{mm}$,见图 22.1.7-1。

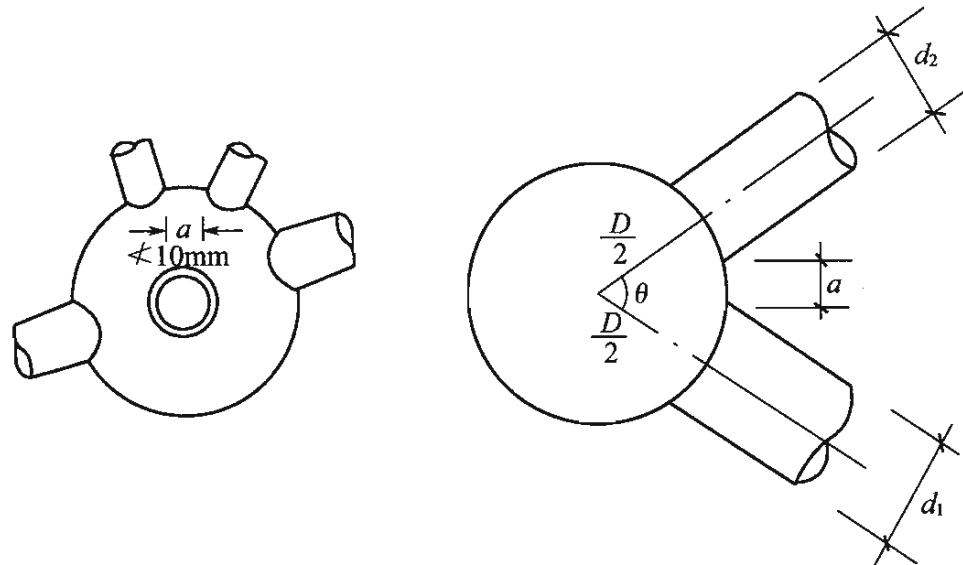


图 22.1.7-1

2) 当空心球直径为 120 ~ 900mm 时, 其受压和受拉承载力设计值 N_R 可按下式计算:

$$N_R = \left(0.32 + 0.6 \frac{d}{D} \eta_a \pi t d f \right) \quad (22.1.7 - 2)$$

式中 D ——空心球的外径 (mm);

d ——与空心球相连的圆钢管杆件的外径 (mm);

t ——空心球壁厚 (mm);

f ——钢材的抗拉强度设计值 (N/mm^2);

η_a ——加肋承载力提高系数, 受压空心球加肋采用 1.4, 受拉空心球加肋采用 1.1。

3) 不加肋的空心球如图 22.1.7-2 所示。当空心球外径等于或大于 300mm 且杆件内力较大需要提高承载能力时, 球内可加设肋板, 其厚度不应小于球壁厚。内力较大的杆件应位于肋板平面内, 如图 22.1.7-3。

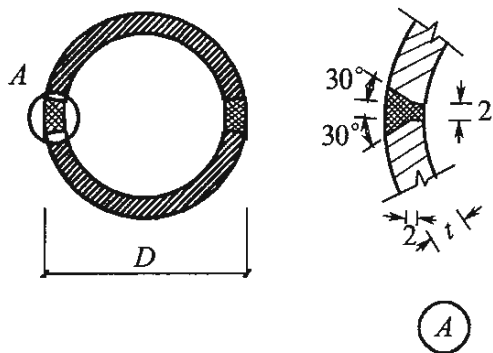


图 22.1.7-2 不加肋的空心球

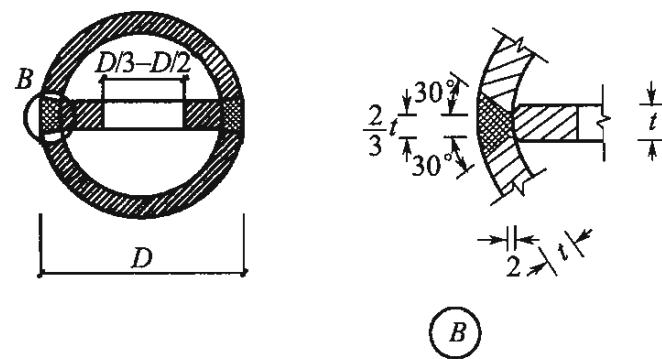


图 22.1.7-3 加肋的空心球

4) 钢管杆件与空心球连接, 钢管应开坡口。在钢管与空心球之间应留有一定缝隙予以焊透, 以实现焊缝与钢管等强, 否则应按角焊计算。为保证焊缝质量, 钢管端头可加套管与空心球焊接。

角焊缝的焊脚尺寸 h_f 应符合以下要求: 当钢管壁厚 t_c 小于等于 4mm 时, h_f 小于等于 $1.5t_c$; 当钢管壁厚 t_c 大于 4mm 时, h_f 小于等于 $1.2t_c$ 。

5 螺栓球节点

1) 钢球的直径可按下式确定 (图 22.1.7-4):

$$D \geq \sqrt{\left(\frac{d_2}{\sin\theta} + d_1 \operatorname{ctg}\theta + 2\xi d_1 \right)^2 + \eta^2 d_1^2} \quad (22.1.7 - 3)$$

为满足套筒接触面的要求尚应按下式核算:

$$D \geq \sqrt{\left(\frac{\eta d_2}{\sin\theta} + \eta d_1 \operatorname{ctg}\theta \right)^2 + \eta^2 d_1^2} \quad (22.1.7 - 4)$$

式中 D ——钢球直径 (mm);

θ ——两个螺栓之间的最小夹角 (rad);

d_1 、 d_2 ——螺栓直径 (mm), $d_1 > d_2$;

ξ ——螺栓伸进钢球长度与螺栓直径的比值;

η ——套筒外接圆直径与螺栓直径的比值。

ξ 和 η 值应分别根据螺栓承受拉力和压力设计值确定, 其值可取 $\xi = 1.1$, $\eta = 1.8$ 。

钢球直径应取两式计算结果中的较大者。

2) 螺栓球节点推荐材料, 如表 22.1.7-2。

3) 高强度螺栓的性能等级应按螺栓直径大小分别选用, 对于 M12 ~ M36 的高强度螺栓, 其强度等级为 10.9S; 对于 M39 ~ M64 的高强度螺栓, 其强度等级为 9.8S。螺栓的形式与尺寸应符合《钢网架螺栓球节点用高强度螺栓》GB/T 16939 的要求。

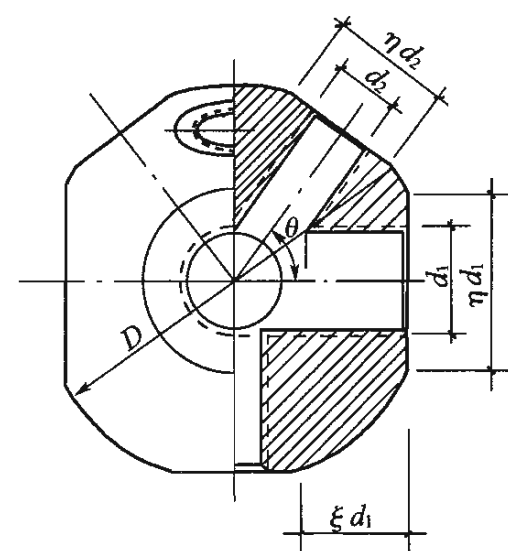


图 22.1.7-4 螺栓球

表 22.1.7-2 螺栓球节点零件推荐材料

零件名称	推荐材料	材料标准编号	备注
钢球	45 号钢	《优质碳素结构钢技术条件》GB 699	
锥头或封板	Q235B 钢	《碳素结构钢》GB 700	钢号宜与杆件一致
	Q345 钢	《低合金高强度结构钢》GB/T 1591	
套筒	Q235 钢	《碳素结构钢》GB 700	套筒内孔径为 13 ~ 34mm
	Q345 钢	《低合金高强度结构钢》GB/T 1591	套筒内孔径为 37 ~ 65mm
	45 号钢	《优质碳素结构钢技术条件》GB 699	
高强度螺栓	20MnTiB, 40Cr, 35CrMo	《合金结构钢技术条件》GB 3077	螺栓规格 M12 ~ M24
	35VB, 40Cr, 35CrMo		螺栓规格 M27 ~ M36
	35CrMo, 40Cr		螺栓规格 M39 ~ M64

高强度螺栓的直径应由杆件内力控制。每个高强度螺栓的受拉承载力设计值 N_t^b 应按下式计算：

$$N_t^b = A_{eff} f_t^b \quad (22.1.7-5)$$

式中 f_t^b ——高强度螺栓经热处理后的受拉强度设计值，对 10.9S，取 430N/mm^2 ；对 9.8S，取 385N/mm^2 ；

A_{eff} ——高强度螺栓的有效截面面积，可按表 22.1.7-3 选取。当螺栓上钻有键槽或钻孔时， A_{eff} 值取螺栓处或键槽、钻孔处二者中的较小值。

表 22.1.7-3 常用螺栓在螺纹处的有效截面面积 A_{eff} 及承载力设计值 N_t^b

性能等级	10.9S										
	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30	M33	M36
螺栓规格 d	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30	M33	M36
螺距 P (mm)	1.75	2	2	2.5	2.5	2.5	3	3	3.5	3.5	4
A_{eff} (mm^2)	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561	694	817
N_t^b (kN)	36.2	49.5	67.5	82.7	105	130.5	151.5	197.5	241.0	298	351
性能等级	9.8S										
	M39	M42	M45	M48	M52	M56 × 4	M60 × 4	M64 × 4			
螺栓规格 d	M39	M42	M45	M48	M52	M56 × 4	M60 × 4	M64 × 4			
螺距 P (mm)	4	4.5	4.5	5	5	4	4	4			
A_{eff} (mm^2)	967	1121	1306	1473	1758	2144	2485	2851			
N_t^b (kN)	375.6	431.5	502.8	567.1	676.7	825.4	956.6	1097.6			

注：螺栓在螺纹处的有效截面面积 $A_{eff} = \pi (d - 0.932\rho)^2 / 4$ 。

4) 受压杆件的连接螺栓，可按其内力所求得的螺栓直径适当减少，但必须保证套筒具有足够的抗压强度，套筒应按承压进行计算，并验算其开槽处和端部有效截面的承压力。

5) 套筒外形尺寸应符合扳手开口系列，端部要保持平整，内孔径可比螺栓直径大 1mm。

套筒端部到开槽端距离应使该处有效截面抗剪力不低于销钉（或螺钉）抗剪力，且不应小于 1.5 倍开槽的宽度。

套筒长度 (mm) 可按下式计算：

$$l = a + 2a_1 \quad (22.1.7-6)$$

$$a = \xi d_0 - a_2 + d_s + 4\text{mm} \quad (22.1.7-7)$$

式中 d_s ——销子直径 (mm)；

a_1 ——套筒端部到滑槽端部距离 (mm);

ξd_0 ——螺栓伸入钢球的长度 (mm), $\xi = 1.1$;

a_2 ——螺栓露出套筒长度, 可预留 4~5mm, 但不应少于 2 个丝扣。

6) 当杆件直径大于或等于 76mm 时, 应采用锥头连接; 当杆件直径等于或小于 76mm 时, 可采用封板或锥头连接。

7) 杆件端部可采用锥头 (图 22.1.7-5) 或封板 (图 22.1.7-6) 连接, 其连接焊缝以及锥头的任何截面必须与连接的钢管等强, 其焊缝宽度 b 可根据连接钢管壁厚加 2mm。封板厚度应按实际受力大小计算决定, 且不宜小于钢管外径的 1/5。锥头底板厚度也不宜小于锥头底部外径的 1/6, 封板及锥头底部厚度可按表 22.1.7-4 采用。

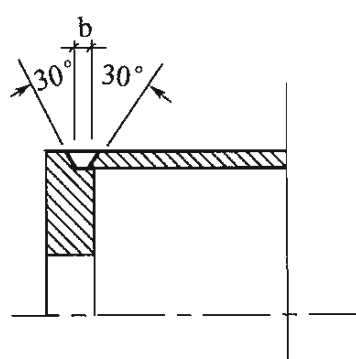


图 22.1.7-5 锥头连接

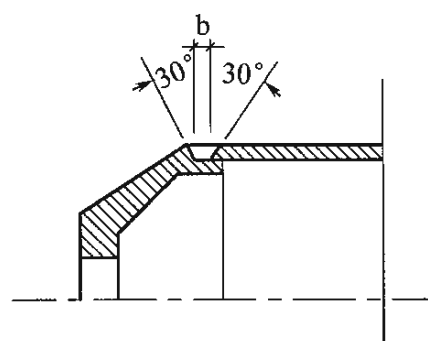


图 22.1.7-6 封板连接

表 22.1.7-4 封板及锥头底部厚度

螺栓规格	封板或锥底厚度 (mm)	螺栓规格	封板或锥底厚度 (mm)
M12、M14	14	M33	28
M16	16	M36 ~ M42	35
M20	18	M45 ~ M52	38
M22 ~ M24	20	M56 ~ M60	45
M27 ~ M30	23	M64	48

8) 销子或螺钉宜采用高强度钢材, 其直径可取螺栓直径的 0.16~0.18 倍, 不宜小于 3mm。螺钉直径可采用 6~8mm。

6 支座节点

1) 支座节点应采用传力可靠, 连接简单的构造形式, 并应符合计算假定。

2) 网架支座节点可根据计算假定选用平板压力支座、单面弧形压力支座、双面弧形压力支座、球铰压力支座、板式橡胶支座、平板拉力支座和单面弧形拉力支座。

关于支座节点的具体构造参见本措施第 22.2.8 条第 4 款支座节点的各种做法。

22.2 网壳结构

22.2.1 一般规定

1 网壳结构系指由许多杆件沿着曲面有规律地布置, 通过节点连接而成的曲面网状结构体系, 适用于以钢杆件组成单层或双层网壳的设计。

2 单层网壳结构不宜设计设置悬挂吊车, 双层网壳结构直接承受工作级别为 A3 及以上的悬挂吊车荷载, 当应力变化的循环次数等于或大于 10^5 次时, 应进行疲劳计算, 其容许应力幅及构造应经过专门的试验确定。

3 网壳结构的最大位移计算值不应超过短向跨度的 1/400, 悬挑网壳的最大位移值不应超过悬挑

长度的 1/200。

4 双层网壳杆件计算长度 L_0 按表 22.2.1-1 采用。

表 22.2.1-1 双层网壳杆件的计算长度 L_0

杆件	节 点		
	螺栓球	焊接空心球	板节点
弦杆及支座腹杆	L	$0.9L$	L
腹杆	L	$0.9L$	$0.9L$

注： L 为杆件几何长度（节点中心间距离）。

5 单层网壳杆件的计算长度 L_0 按表 22.2.1-2 采用。

表 22.2.1-2 单层网壳杆件的计算长度 L_0

弯曲方向	节 点	
	焊接空心球	鞍节点
壳体曲面内	$0.9L$	L
壳体曲面外	$0.6L$	$1.6L$

注： L 为杆件几何长度（节点中心间距离）。

6 网壳杆件的长细比不宜超过表 22.2.1-3 规定的数值。

表 22.2.1-3 网壳杆件的容许长细比 $[\lambda]$

网壳类别	受压杆件 和压弯杆件	受拉杆件和拉弯杆件	
		承载静力荷载	直接承载动力荷载
双层网壳	180	300	250
单层网壳	150	300	—

22.2.2 网壳结构选型

网壳结构可采用单层或双层，可采用以下常用形式：圆柱面网壳、球面网壳、椭圆抛物面网壳（双面扁壳）及双曲抛物面网壳（鞍型网壳、扭网壳），也可采用组合形式。

22.2.3 网格尺寸和网壳高度

1 网壳结构的网格在构造上可采用以下尺寸：当跨度小于 50m 时，为 1.5 ~ 3.0m；当跨度为 50m ~ 100m 时，为 2.5 ~ 3.5m；当跨度大于 100m 时，为 3.0 ~ 4.5m，网壳相邻杆件间的夹角大于 30°。

2 两端支承的圆柱面网壳，其宽度 B 与跨度 L 之比宜小于 1.0，壳体的矢高可取宽度的 1/3 ~ 1/6，沿纵向边缘落地支承的圆柱面网壳可取 1/2 ~ 1/5。

双层圆柱面网壳的厚度可取跨度的 1/20 ~ 1/50。

单层圆柱面网壳支承在两端横隔时，其跨度 L 不宜大于 30m，当沿纵向边缘落地支承时，其跨度（此时为跨度 B ）不宜大于 25m。

3 球面网壳的矢高可取跨度（平面直径）的 1/3 ~ 1/7，沿周边落地支承可放宽至 3/4。

双层球面网壳的厚度可取跨度（平面直径）的 1/30 ~ 1/60。

单层球面网壳的跨度（平面直径）不宜大于 60m。

4 椭圆抛物面网壳底边边长比不宜大于 1.5，壳体每个方向的矢高可取短向跨度的 1/6 ~ 1/9。

双层椭圆抛物面网壳的厚度可取短向跨度的 1/20 ~ 1/50。

单层椭圆抛物面网壳的跨度不宜大于 40m。

5 双曲抛物面网壳底面对角线之比不宜大于 2，单块双曲抛物面壳体的矢高可取跨度的 1/2 ~ 1/4（跨度为两个对角支承点之间的距离）。四块组合双曲抛物面壳体每个方向的矢高可取相应跨度的 1/4 ~ 1/8。

双层双曲抛物面网壳的厚度可取短向跨度的 $1/20 \sim 1/50$ 。

单层双曲抛物面网壳的跨度不宜大于 50m。

22.2.4 网壳的设计与计算

1 荷载和作用

1) 荷载和作用的类型。网壳结构的荷载和作用主要是永久荷载、可变荷载和作用。

永久荷载：网壳自重和节点自重，屋面和吊顶自重、设备管道自重。

可变荷载：屋面活荷载、雪荷载、风荷载。

作用：温度作用和地震作用。

风荷载及雪荷载的体型系数可按国家规范《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定确定。对于多个连接的球面网壳、圆柱面网壳和双曲抛物面网壳，以及各种复杂体型的网壳结构，缺乏可靠的体型系数时，应做风洞试验以确定其体型系数和风压分布。

2) 荷载效应组合。网壳结构设计时应考虑静荷载、活荷载、雪荷载、风荷载、移动荷载、施工荷载、地震作用、温度变化、支承变形等效应进行组合。效应组合时应根据使用过程和施工过程中可能出现的最不利荷载进行效应组合。在组合风荷载效应时，应计算多个风载方向，以便得到最不利效应组合。

2 材料和截面形式

网壳结构的钢材应根据结构的重要性、荷载特征（恒荷载、活荷载、风荷载、地震作用等以及它们所占的比例）、连接方法、工作温度等不同情况选择其牌号。

钢材主要为 Q235 钢和 Q345 钢，杆件的截面形式有普通型钢、薄壁型钢和高频焊管或无缝钢管，当有条件时应采用薄壁管型截面。网壳结构的钢材应按国家现行规范《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用。

网壳结构的连接材料选用应符合国家标准《碳钢焊条》GB 5117 和《低合金钢焊条》GB 5118 的规定。

3 一般计算原则

1) 网壳结构应进行在外荷载作用下内力、位移计算和必要的稳定性计算，并应根据具体情况，对地震、温度变化、支座沉降及施工安装荷载等作用下的内力、位移进行计算。

2) 网壳结构的外荷载可按静力等效原则将节点所辖区域内的荷载集中作用在该节点上。分析双层网壳时可假定节点为铰接，杆件只承受轴向力；分析单层网壳时假定节点为刚接，杆件除承受轴向力外，还承受弯矩、剪力等。当杆件上作用有局部荷载时，必须另行考虑局部弯曲内力的影响。

3) 网壳结构的支承条件，可根据支座节点的位置、数量和构造情况以及支承结构的刚度确定，对于双层网壳分别假定为二向可侧移、一向可侧移、无侧移的铰接支座或弹性支承；对于单层网壳分别假定为二向或一向可侧移、无侧移的铰接支座、刚接支座或弹性支承。

网壳结构的支承必须保证在任意竖向和水平荷载作用下结构的几何不变性和各种网壳计算模型对支承条件的要求。

4) 网壳结构根据网壳类型、节点构造、设计阶段可分别选用不同方法进行内力、位移和稳定性计算：

- ① 双层网壳宜采用空间杆系有限元法进行计算；
- ② 单层网壳宜采用空间梁系有限元法进行计算；
- ③ 对单、双层网壳在结构方案选择和初步设计时可采用拟壳分析法进行估算。

5) 网壳结构的内力和位移可按弹性阶段计算；网壳结构的稳定性计算应考虑结构的几何非线性影响。

22.2.5 地震作用下的内力计算原则

1 基本假定

- 1) 网壳的节点均为完全刚接的空间节点, 每一个节点具有 6 个自由度。
 - 2) 质量集中在各节点上, 只考虑线性位移加速度引起的惯性力, 不考虑角加速度引起的惯性力。
 - 3) 作用在质点上的阻尼力与对地面的相对速度成正比, 但不考虑由角加速度引起的阻尼力。
- 2 对建筑在地震区的网壳, 在进行计算时作如下规定:

- 1) 在抗震设防烈度为 7 度的地区, 网壳结构可不进行竖向抗震计算, 但必须进行水平抗震计算。
 - 2) 在抗震设防烈度为 8 度、9 度的地区, 网壳结构必须应进行水平、竖向抗震计算。
- 3 按时程分析法分析网壳结构地震效应时, 其动力平衡方程为:

$$M\ddot{U} + C\dot{U} = -M\ddot{U}_g \quad (22.2.5)$$

式中 M 、 K ——网壳结构的质量矩阵、刚度矩阵;

C ——阻尼矩阵, 对于周边固定铰支承的网壳结构, 阻尼比可取 0.02;

\ddot{U} 、 \dot{U} 、 U ——网壳节点在整体坐标系中的加速度、速度和位移向量;

\ddot{U}_g ——地面运动加速度向量。

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不小于两组的实际强震记录和一组人工模拟的加速度时程曲线。加速度曲线幅值应根据与抗震设防烈度相应的多遇地震的加速度峰值进行调整, 加速度时程的最大值可按表 22.2.5 采用。

表 22.2.5 时程分析所用的地震加速度时程曲线的最大值 (cm/s²)

地震影响	6 度	7 度	8 度	9 度
多遇地震	18	35 (55)	70 (110)	140

注: 括号内的数值分别用于设计基本地震加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

4 对网壳结构进行地震效应计算时可采用振型分解反应谱法, 按此法分析宜取前 20 阶振型进行网壳地震效应计算; 对于体型复杂或重要的大跨度网壳结构, 应采用时程分析法进行补充计算。

22.2.6 稳定性计算

1 单层的球面网壳、圆柱面网架和椭圆抛物面网壳, 以及厚度小于 22.2.3 条规定范围的双层网壳均应进行稳定性计算。

2 网壳的稳定性可按考虑几何非线性的有限元分析方法 (荷载 - 位移全过程分析) 进行计算, 分析中可假定材料保持为线弹性。

全过程分析采用的迭代方程为:

$$K_t \Delta U^{(i)} = F_{t+\Delta t} - N_{t+\Delta t}^{(i-1)} \quad (22.2.6)$$

式中 K_t —— t 时刻结构的切线刚度矩阵;

$\Delta U^{(i)}$ ——当前位移的迭代增量;

$F_{t+\Delta t}$ —— $t + \Delta t$ 时刻外部所施加的节点荷载向量;

$N_{t+\Delta t}^{(i-1)}$ —— $t + \Delta t$ 时刻相应的杆件节点内力向量。

3 球面网壳的全过程分析可按满跨均布荷载进行, 圆柱面网壳和椭圆抛物面网壳宜补充考虑半跨活荷载分布。

进行网壳全过程分析时应考虑初始曲面形状的安装偏差的影响, 可采用结构的最低阶屈曲模态作为初始缺陷分布模态, 其最大计算值可按网壳跨度的 1/300 取值。

4 根据上述内容进行网壳结构全过程分析求得的第一个临界点处的荷载值, 可作为该网壳的极限承载力。将极限承载力除以系数 K 后, 即为按网壳稳定性确定的容许承载力 (标准值)。系数 K 可取为 5。

22.2.7 杆件设计

1 网壳杆件的截面应根据最不利效应组合下承载能力和稳定性的计算和验算来确定。网壳杆件的受力一般有两种状态: 一种为轴心受力; 另一种为拉弯或压弯。

2 杆件截面的最小尺寸应根据网壳的跨度与网格大小确定, 钢管不宜小于 $\phi 45 \times 3$, 普通型钢不宜

小于L 50 × 3。

3 网壳杆件在构造设计时，宜避免有难于检查、清刷、油漆以及积留湿气或灰尘的死角，钢管端部应进行封闭。

22.2.8 节点构造设计

1 焊接空心球节点，参照本措施第 22.1.7 条执行。

对于单层网壳结构，空心球承受压弯或拉弯的承载力设计值 N_M 可按下式计算：

$$N_M = \eta_M N_R \quad (22.2.8)$$

式中 η_M ——考虑空心球受压弯或拉弯作用的影响系数，可采用 0.8。

为了可靠地传递杆件内力，以及使空心球能有效地布置所连接的圆钢管杆件，焊接空心球应满足以下构造要求：

1) 单层网壳空心球外径与壁厚的比值应不大于 35；双层网壳空心球外径与壁厚的比值宜取 25 ~ 45；空心球壁厚与钢管最大壁厚的比值宜选用 1.5 ~ 2.0；空心球壁厚与连接钢管外径之比宜选用 2.4 ~ 3.0；空心球壁厚不宜小于 4mm。

2) 无肋空心球和有肋空心球的成型对接焊缝，应分别满足图 22.1.7-2 和图 22.1.7-3 的要求。加肋空心球的肋板可用平台或凸台；采用凸台时，其高度不得大于 1mm。

3) 对双层网壳，当节点汇交杆件较多时，容许部分杆件相贯连接，但应满足汇交杆件的轴体必须通过球体中心线；相贯连接的两杆中，截面积大的主杆件必须全截面焊在球上，另一杆件则坡口焊在主杆上，但必须保证有 3/4 截面焊在球上，并以加劲肋板补足削弱的面积。

2 螺栓球节点，参照本措施第 22.1.7 条执行。

3 嵌入式鞍节点：

1) 嵌入式鞍节点应由柱状鞍体、杆端嵌入件、盖板、中心螺栓、平垫圈、弹簧垫圈等零件组成（图 22.2.8-1），适用于跨度不大于 50m 的单层球面网壳，以及跨度不大于 25m 的圆柱面网壳。

2) 用于制造嵌入式鞍节点的鞍体、杆端嵌入件、压盖、中心螺栓的材料可按表 22.2.8 的规定，并应符合相应标准的技术条件。产品质量应符合行业标准《单层网壳嵌入式鞍节点》JG/T 136 的规定。

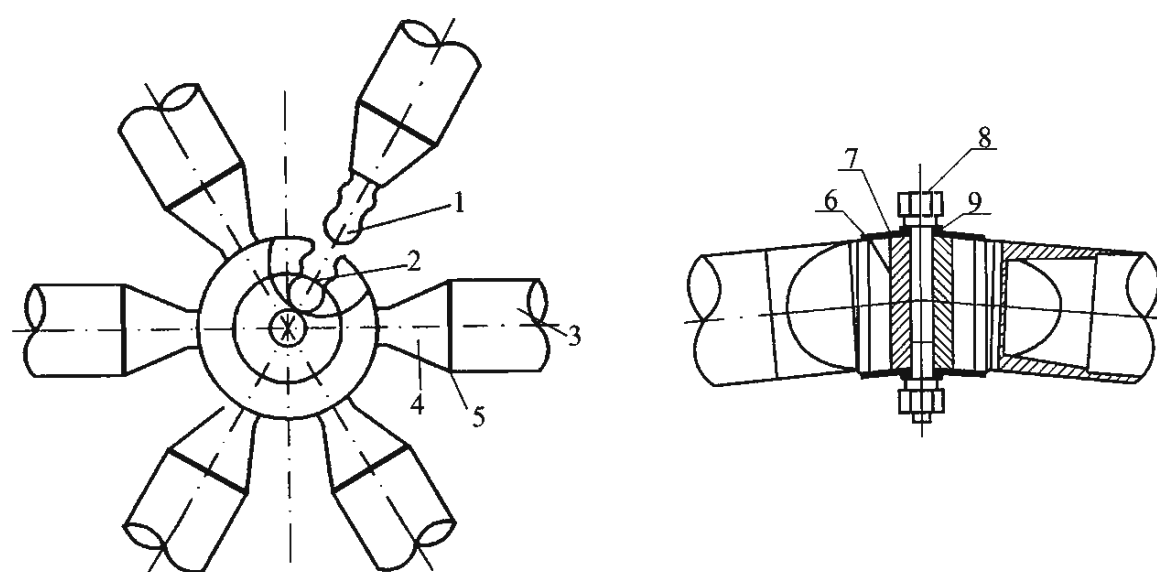


图 22.2.8-1 嵌入式鞍节点

1—嵌入件嵌入榫；2—鞍体嵌入槽；3—杆件；4—杆端嵌入件；5—连接焊缝；
6—鞍体；7—压盖；8—中心螺栓；9—平垫圈及弹簧垫圈

表 22.2.8 嵌入式鞍节点零件推荐材料

零件名称	推荐材料	材料标准编号	备注
鞍体	Q235 钢	《碳素结构钢》GB/T 700	鞍体直径宜采用 100 ~ 165mm
压盖			
中心螺栓			
杆端嵌入件	ZG 230—450	《一般工程用铸造碳钢》GB/T 7659	精密铸造

4 支座节点:

滚轴支座 (图 22.2.8-2) 适用于产生一定水平线位移的网架和网壳支座节点。

球铰支座 (图 22.2.8-3) 适用于较大跨度的网架和网壳。

弧形铰支座 (图 22.2.8-4) 适用于较小跨度的网架和网壳。

双向弧形铰支座 (图 22.2.8-5) 适用于较大跨度的网架和网壳。

双向板式橡胶支座 (图 22.2.8-6) 适用于较大跨度的网架和网壳。

弹性支座 (图 22.2.8-7) 适用于节点需在水平方面产生一定弹性变位且能转动的网壳支座节点。

刚性支座 (图 22.2.8-8) 适用于既能传递轴向力又能传递弯矩和剪力的网壳支座节点。

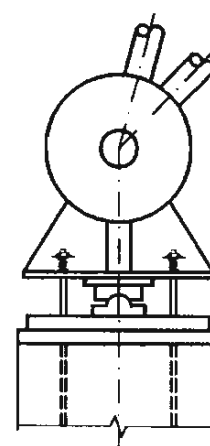
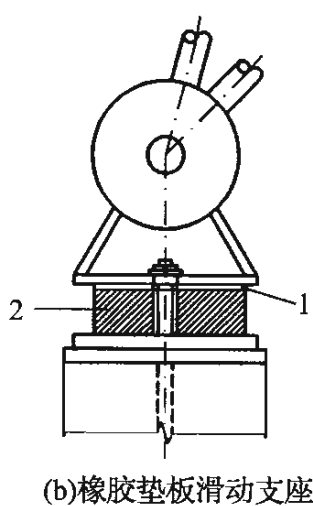
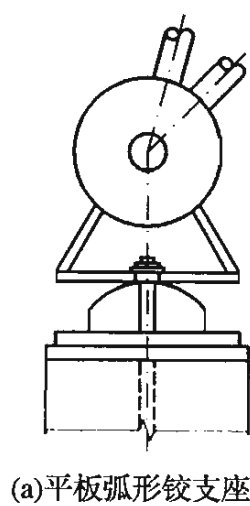


图 22.2.8-2 滚轴支座

1—不锈钢板或聚四氟乙烯板; 2—橡胶垫板

图 22.2.8-3 球铰支座

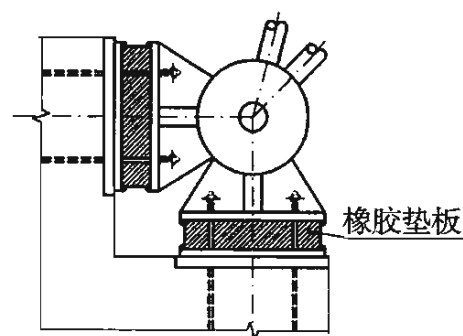
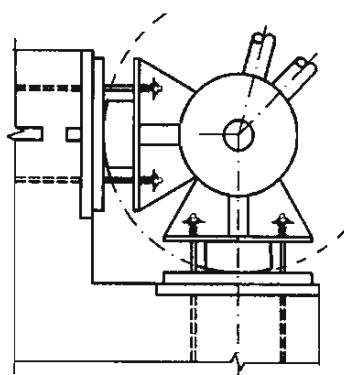
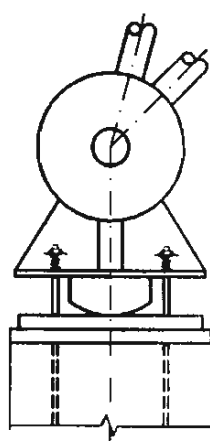


图 22.2.8-4 弧形铰支座

图 22.2.8-5 双向弧形铰支座

图 22.2.8-6 双向板式橡胶支座

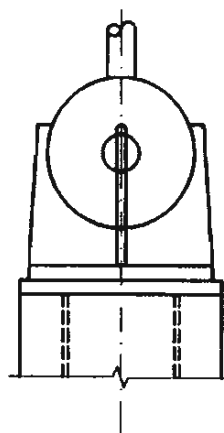
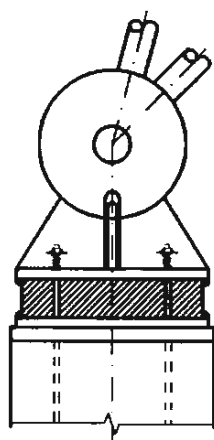


图 22.2.8-7 弹性支座

图 22.2.8-8 刚性支座

22.3 常见的设计质量问题及预防措施

22.3.1 边界条件对于网架和网壳的计算分析影响很大，对结构承载能力影响也很大，但有的工程实际的节点构造与设计计算时假定的边界约束条件根本不相符。因而工程出事故；有的工程设计甚至支座节点没有底板，简单地用几条扁钢直接插到钢筋混凝土圈梁的钢筋上，另一端与钢球相连。屋面板一上去就塌下来。故设计计算分析时的边界约束条件假定，实际工程一定要设法使支座节点构造与假定相符。

22.3.2 有的工程设计时对网架结构选型不重视，以为网架结构刚度大，任意抽去杆件，使网架成为一个几何可变的结构体系，因而工程出了问题，设计时应按规范提供的结构类型选用，有创新的结构型式必须经过专家论证说明是切实可行的，方可用于工程设计。

22.3.3 有的工程建筑在震烈度较高的地区而对网架没有进行抗震验算，故在较大地震作用下矛盾就暴露出来。因此，在网架或网壳设计时均应按规范规定的范围进行抗震验算。

22.3.4 有的工程设计对支座沉降量没有认真计算更没有严格控制沉降量，造成各支座产生不均匀沉降，引起网架塌下来。在设计时必须对各支座下的地质资料搞清楚，认真计算沉降量，特别是点式支承的网架更应按规范规定控制好各支承点的沉降差。

22.3.5 某工程屋面排水坡度采用立小钢柱找坡的方法，小立柱有的比较高，设计时没有采取措施保证小钢柱群柱的稳定性，某次下大雨，屋面因有积水小立柱马上失稳造成网架工程倒塌，故采用小立柱找坡时，一定要注意采取有效措施保证小立柱的稳定性。

22.3.6 某个网架工程将网架支座设置在变形缝上，这样的工程必然会出事故。教训告诫我们：从事网架设计的人员必须具有起码的基本素质，必须掌握有关规范的规定，并严格执行。

22.3.7 某网壳设计时有较大的推力，安装时临时增设了一根临时的拉杆，使网壳就位，可是在网壳支座尚未固定之前竟把临时拉杆砍断，造成网壳向外大量推移，而后又采用强迫就位，造成工程事故。因此在设计时在设计总说明中必须提醒安装单位在安装过程应注意的事项及必须对安装过程中的各种工况进行验算等。

22.3.8 有的单位没有设计资质，也不懂网架设计，随意设计，任意采用结构材料，甚至用双螺母代替套筒，受压复杆超应力，网架的杆件穿墙而过等造成工程事故。网架和网壳设计一定要由具有相应设计资质的单位负责设计。

22.3.9 螺栓球节点各种零件属于机加工，有的设计单位在图纸上没有提出允许加工偏差和有关的质量要求，因而有的制作单位加工误差大，钢球钻孔角度偏差大大超允许值，焊接质量也不能达到强度要求等，一经安装立即出现事故。因此，设计图上一定要对各零件加工质量提出要求，一定要求加工单位按照产品标准规定执行。

22.3.10 焊接球节点网架质量与钢球的减薄量是否超标很有关系，而且目前钢球的减薄量超标较普遍，故设计图上对焊接球的减薄量要提出明确要求，并要求加工单位在下料时要认真选择负偏差少的钢板，加工球的模具一定要精心制作保证精度，确保减薄量在规定允许偏差范围内，以保证其承载力。

附录一 超限高层建筑工程抗震设防管理规定

(中华人民共和国建设部令第111号 2002年7月25日)

第一条 为了加强超限高层建筑工程的抗震设防管理,提高超限高层建筑工程抗震设计的可靠性和安全性,保证超限高层建筑工程抗震设防的质量,根据《中华人民共和国建筑法》、《中华人民共和国防震减灾法》、《建设工程质量管理条例》、《建设工程勘察设计管理条例》等法律、法规,制定本规定。

第二条 本规定适用于抗震设防区内超限高层建筑工程的抗震设防管理。

本规定所称超限高层建筑工程,是指超出国家现行规范、规程所规定的适用高度和适用结构类型的高层建筑工程,体型特别不规则的高层建筑工程,以及有关规范、规程规定应当进行抗震专项审查的高层建筑工程。

第三条 国务院建设行政主管部门负责全国超限高层建筑工程抗震设防的管理工作。

省、自治区、直辖市人民政府建设行政主管部门负责本行政区内超限高层建筑工程抗震设防的管理工作。

第四条 超限高层建筑工程的抗震设防应当采取有效的抗震措施,确保超限高层建筑工程达到规范规定的抗震设防目标。

第五条 在抗震设防区内进行超限高层建筑工程的建设时,建设单位应当在初步设计阶段向工程所在地的省、自治区、直辖市人民政府建设行政主管部门提出专项报告。

第六条 超限高层建筑工程所在地的省、自治区、直辖市人民政府建设行政主管部门,负责组织省、自治区、直辖市超限高层建筑工程抗震设防专家委员会对超限高层建筑工程进行抗震设防专项审查。

审查难度大或者审查意见难以统一的,工程所在地的省、自治区、直辖市人民政府建设行政主管部门可请全国超限高层建筑工程抗震设防专家委员会提出专项审查意见,并报国务院建设行政主管部门备案。

第七条 全国和省、自治区、直辖市的超限高层建筑工程抗震设防审查专家委员会委员分别由国务院建设行政主管部门和省、自治区、直辖市人民政府建设行政主管部门聘任。

超限高层建筑工程抗震设防专家委员会应当由长期从事并精通高层建筑工程抗震的勘察、设计、科研、教学和管理专家组成,并对抗震设防专项审查意见承担相应的审查责任。

第八条 超限高层建筑工程的抗震设防专项审查内容包括:建筑的抗震设防分类、抗震设防烈度(或者设计地震动参数)、场地抗震性能评价、抗震概念设计、主要结构布置、建筑与结构的协调、使用的计算程序、结构计算结果、地基基础和上部结构抗震性能评估等。

第九条 建设单位申报超限高层建筑工程的抗震设防专项审查时,应当提供以下材料:

- (一) 超限高层建筑工程抗震设防专项审查表;
- (二) 设计的主要内容、技术依据、可行性论证及主要抗震措施;
- (三) 工程勘察报告;
- (四) 结构设计计算的主要结果;
- (五) 结构抗震薄弱部位的分析和相应措施;
- (六) 初步设计文件;
- (七) 设计时参照使用的国外有关抗震设计标准、工程和震害资料及计算机程序;
- (八) 对要求进行模型抗震性能试验研究的,应当提供抗震试验研究报告。

第十条 建设行政主管部门应当自接到抗震设防专项审查全部申报材料之日起25日内,组织专家委员会提出书面审查意见,并将审查结果通知建设单位。

第十一条 超限高层建筑工程抗震设防专家审查费用由建设单位承担。

第十二条 超限高层建筑工程的勘察、设计、施工、监理,应当由具备甲级(一级及以上)资质的勘察、设计、施工和工程监理单位承担,其中建筑设计和结构设计应当分别由具有高层建筑设计经验的一级注册建筑师和一级注册结构工程师承担。

第十三条 建设单位、勘察单位、设计单位应当严格按照抗震设防专项审查意见进行超限高层建筑工程的勘察、设计。

第十四条 未经超限高层建筑工程抗震设防专项审查,建设行政主管部门和其他有关部门不得对超限高层建筑工程

施工图设计文件进行审查。

超限高层建筑工程的施工图设计文件审查应当由经国务院建设行政主管部门认定的具有超限高层建筑工程审查资格的施工图设计文件审查机构承担。

施工图设计文件审查时应当检查设计图纸是否执行了抗震设防专项审查意见；未执行专项审查意见的，施工图设计文件审查不能通过。

第十五条 建设单位、施工单位、工程监理单位应当严格按照经抗震设防专项审查和施工图设计文件审查的勘察设计文件进行超限高层建筑工程的抗震设防和采取抗震措施。

第十六条 对国家现行规范要求设置建筑结构地震反应观测系统的超限高层建筑工程，建设单位应当按照规范要求设置地震反应观测系统。

第十七条 建设单位违反本规定，施工图设计文件未经审查或者审查不合格，擅自施工的，责令改正，处以20万元以上50万元以下的罚款。

第十八条 勘察、设计单位违反本规定，未按照抗震设防专项审查意见进行超限高层建筑工程勘察、设计的，责令改正，处以1万元以上3万元以下的罚款；造成损失的，依法承担赔偿责任。

第十九条 国家机关工作人员在超限高层建筑工程抗震设防管理工作中玩忽职守，滥用职权，徇私舞弊，构成犯罪的，依法追究刑事责任；尚不构成犯罪的，依法给予行政处分。

第二十条 省、自治区、直辖市人民政府建设行政主管部门，可结合本地区的具体情况制定实施细则，并报国务院建设行政主管部门备案。

第二十一条 本规定自2002年9月1日起施行。1997年12月23日建设部颁布的《超限高层建筑工程抗震设防管理暂行规定》（建设部令第59号）同时废止。

附录二 构配件计算书表达内容及格式

结构专业计算书应包括的内容、深度及格式可参考本附录的规定。

1 计算书的书写与签字

- 1.1 除计算机打印的结果外,书写计算书可用钢笔、签字笔;不准使用圆珠笔。计算书的书写应清楚、整洁。
- 1.2 设计人(计算人)对自己的计算结果先自校,然后交给校对,校对人对计算书中的原始数据、计算简图、计算过程(包括使用的公式、手册、图表)及计算结果校对,并对其正确结果做出标记。
计算错误的部分,由原设计人(计算人)修改。对改正后的结果,应再次校对。
- 1.3 专业负责人对校对、修改后的计算书核定。
- 1.4 设计人(计算人)、校对及专业负责人在计算书封面上签字,交设计总负责人归档。

2 计算书中应有以下文字说明

- 2.1 计算书应有目录,计算书的首页应有说明本计算书所包括的计算内容(部位),计算完成的时间。对于修改部位的计算书,应注明修改了那些部位,那些部位已经作废等内容。
- 2.2 电算计算书中应说明所采用的程序名称、版本号。
- 2.3 无论是电算还是手算,在计算书中必须有各种荷载取值的计算内容,特殊荷载要说明荷载取值来源。
- 2.4 计算书中应说明场地的基本烈度及建筑物的抗震设防烈度,结构的抗震等级。
- 2.5 计算书中应说明钢筋混凝土构件的混凝土强度等级,钢材种类;对砌体结构应说明采用的砖、砌块、砂浆等材料标准、规格。
- 2.6 计算书中的楼层标记宜采用标高 $\pm \times \times \times$ 层,不宜用一、二、三层等标记法。
- 2.7 电算时,应对结构计算简图做必要的说明。对手算的计算书,应有结构(构件)计算简图、计算公式,对于复杂的计算公式,应说明公式或计算图表、手册的名称公式所在页数。
- 2.8 计算书中应有说明基础埋置深度,持力层的选定等内容。
- 2.9 采用标准图的标准构件时,应给出构件实际承受荷载标准值(或设计值)及所选构件允许荷载值,应注明标准图集的名称和图集号,并应作必要的复核与验算。

3 荷载取值

无论是电算还是手算,荷载为最基本的数据,现将工程设计中常出现的荷载归纳如下,以引起充分注意。

3.1 屋面荷载

1) 屋面自重。根据建筑专业屋面做法和结构构件截面尺寸等条件确定。设计时要特别注意屋面找坡层、保温层材料,厚度对总荷载的影响;同时要注意屋面上有较高女儿墙或檐口外挑较大对局部构件上荷载增大的影响。注意有较重的吊顶或吊挂荷载。

2) 屋面活荷载。注意上人屋面的做法和荷载取值。雪荷载和积灰荷载对屋面高低变化处产生的不利影响。对高层建筑四周的裙房屋面的活荷载,应根据不同地区、不同规定增大活荷载值。

3) 屋面上的设备荷载。根据各专业条件,确定冷却塔、风机、烟囱及设备管道等局部和集中荷载。此部位荷载应在会签时进一步核算。

4) 注意建筑有特殊要求的屋面、檐口做法可能造成屋面局部积水和积冰雪时,应适当考虑由此引起的荷载增加值。

5) 高层建筑顶层女儿墙计算时,要注意在局部风压作用下的不利荷载。

3.2 楼层荷载

1) 楼板自重。根据建筑楼(地)面构造和结构尺寸确定,注意建筑楼面面层做法,对于水泥地面、水磨石、大理石、花岗岩等不同地面,其荷载相差较大。

要注意楼面因设备专业要求（埋管、地热）设有较厚垫层，材料不同对荷载的影响。

注意卫生间不同做法选用不同荷载值。

2) 楼板上均布活荷载。一般按规范采用，对于特殊用途房间应与甲方共同研究（必要时应进行调研）确定荷载值。

3) 梁板上的设备荷载。根据设备专业条件，注意风机、水泵、配电箱或其他专业设备。

4) 梁板上设有较重隔墙荷载。注意墙体材料、构造做法不同荷载值相差会很大。注意个别部位采用实心砖的防火墙。

5) 梁板下的吊挂荷载。设备管道吊挂荷载，吊天棚荷载，注意大厅或大会议室可能设有较重吊灯荷载。

6) 对于公共建筑±0.000层楼板，施工中可能堆放材料，应根据各地情况，适当增加此层楼板活荷载值，一般情况下建议采用 8kN/m^2 。

3.3 墙体荷载

1) 外墙自重荷载。注意外墙墙面做法，采用喷涂、贴花岗岩（包括干挂）或水刷石等不同材料荷载相差很大。幕墙荷载应与设计施工厂家配合确定。电算输入外墙自重时，可经计算采用折算值。

2) 承重墙、填充墙、内隔墙重。注意采用实心砖、空心砖（各种类型），混凝土砌块、加气混凝土、石膏板等不同材料，容重相差很大。

3) 注意墙体上、女儿墙、阳台护板等建筑有特殊装饰的部位、墙体自重的变化。

3.4 风荷载

一般应按规范采用，对体型特殊的建筑，应注意体型系数变化较大，如无可靠根据，应做风洞试验。

3.5 地下室主要荷载

1) 注明设防等级，覆土厚度、顶板、外墙等荷载取值及顶板活荷载值。

2) 地下室外墙计算时，应根据使用要求确定是否考虑地面由于消防车等其他活荷载对外墙产生的不利影响。

3) 抗浮计算。地下水位较高且上部结构层数较少时，应进行抗浮计算，应由勘察单位提供计算水头高度。

3.6 吊车荷载

4 计算结果应包括的主要内容

4.1 电算时，应输出给定的总信息，包括几何参数、材料、荷载、调整系数等。

4.2 在水平荷载作用下（风荷载、地震作用），结构的周期，层间位移及总位移值。在地震作用下应给出 F_{EX}/G 值（其中 F_{EX} ——结构底部水平地震作用标准值， G ——建筑物的重量）。

4.3 梁（板）计算配筋值：纵筋、箍筋、吊筋面积。给出实际的配筋值，如配筋有较大调整，应有说明。

4.4 给出柱子的计算纵筋，箍筋面积和实配面积，如有较大调整应有说明。

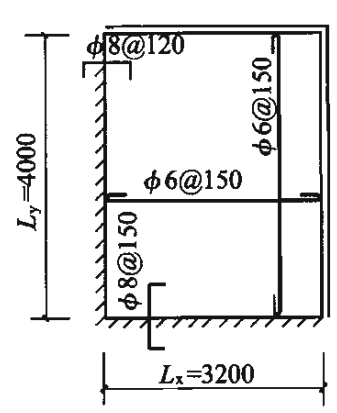
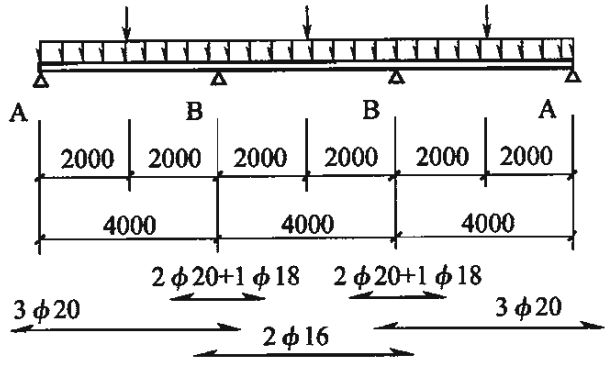
4.5 剪力墙竖向和水平计算配筋和实配值。

4.6 柱子轴压比、剪力墙的小墙肢轴压比等。

4.7 对较大跨度的梁板应给出梁板挠度、裂缝宽度的计算值。

4.8 所有构件的超筋、超限信息及其处理。

5 手算计算书格式举例

<p>2B₁, 板厚 120 C15, I 级钢</p>	<p>自重 $25 \times 0.12 = 3.0 \text{ kN/m}^2$ 建筑面层 0.65 kN/m^2 板底抹灰 $\frac{0.20 \text{ kN/m}^2}{g_k = 3.85 \text{ kN/m}^2}$ 活载 $q_k = 3.0 \text{ kN/m}^2$ $r_G g_k + r_{Q1} q_k = 1.2 \times 3.85 + 1.4 \times 3.0 = 8.82 \text{ kN/m}^2$</p>   <p>$L_x/L_y = 3.2/4 = 0.8$</p> <p>$M_{x\max} = (0.0361 + \frac{1}{6} \times 0.0218) \times 8.82 \times 3.2^2 = 3.59 \text{ kNm}$</p> <p>$A_s = 180 \text{ mm}^2/\text{m}$, 配 $\phi 6 @ 150 = 189 \text{ mm}^2/\text{m}$</p> <p>$M_{y\max} = (0.0218 + \frac{1}{6} \times 0.0361) \times 8.82 \times 3.2^2 = 2.51 \text{ kNm}$</p> <p>构造配筋, 配 $\phi 6 @ 200 = 141 \text{ mm}^2$ 因配筋低于 $\rho_{\min} = 0.15\%$, 故配 $\phi 6 @ 150$</p> <p>$M_{x0} = -0.0883 \times 8.82 \times 3.2^2 = -7.98 \text{ kNm}$</p> <p>$A_s = 400 \text{ mm}^2/\text{m}$, 配 $\phi 8 @ 120 = 419 \text{ mm}^2/\text{m}$</p> <p>$M_{y0} = -0.0748 \times 8.82 \times 3.2^2 = -6.76 \text{ kNm}$</p> <p>$A_s = 330 \text{ mm}^2/\text{m}$, 配 $\phi 8 @ 150 = 335 \text{ mm}^2/\text{m}$</p>
<p>2L₂ 200 × 350 C20, II 级钢 (不考虑活载不利组合)</p>	<p>板传来 $g_k = 2.5 \times 2 = 5.0 \text{ kN/m}$ $q_k = 2.5 \times 2 = 5.0 \text{ kN/m}$ 梁自重 $g_k = 25 \times 0.2 \times 0.35 = 1.75 \text{ kN/m}$ $\Sigma g_k = 5.0 + 1.75 = 6.75 \text{ kN/m}$ 2L₁ 传来 $P = 65 \text{ kN}$ (设计值) 均布荷载 $g + q = 1.2 \times 6.75 + 1.4 \times 5.0 = 15.1 \text{ kN/m}$</p> <p>$M_{AB} = 0.08 \times 15.1 \times 4^2 + 0.175 \times 65 \times 4 = 64.83 \text{ kNm}$ $A_s = 819 \text{ mm}^2$, $3\phi 20 = 941 \text{ mm}^2$ $M_{BB} = 0.025 \times 15.1 \times 4^2 + 0.1 \times 65 \times 4 = 32.04 \text{ kNm}$ $A_s = 378 \text{ mm}^2$, $2\phi 16 = 402 \text{ mm}^2$ $M_B = - (0.10 \times 15.1 \times 4^2 + 0.15 \times 65 \times 4) = -63.16 \text{ kNm}$</p> <p>$A_s = 787 \text{ mm}^2$, $2\phi 20 + 1\phi 18 = 882 \text{ mm}^2$</p> <p>$V_{AB} = 0.4 \times 15.1 \times 4 + 0.35 \times 65 = 46.91 \text{ kN}$ $V_{BA} = - (0.6 \times 15.1 \times 4 + 0.65 \times 65) = -78.49 \text{ kN}$ $\phi 6 @ 150$ $V_{BB} = 0.5 \times 15.1 \times 4 + 0.5 \times 65 = 62.70 \text{ kN}$, $\phi 6 @ 200$</p> <p>$R_A = 46.91 \text{ kN}$ $R_B = 78.49 + 62.70 = 141.19 \text{ kN}$ 集中重处两侧密箍 $3\phi 6$, 承受集中重 $71.3 \text{ kN} > 65 \text{ kN}$</p>

何关系式:

$$\frac{0.833M_0}{L_0} = \frac{M_x}{(L_0 - 0.65h_b)} \quad (\text{附1})$$

由于连接焊缝截面的抗弯承载力设计值及钢梁截面的抗弯承载力设计值均与其截面的惯性矩成正比故可改为如下表达式:

$$\frac{0.833I_0}{L_0} = \frac{I_x}{(L_0 - 0.65h_b)} \quad \text{即} \quad I_x = \frac{0.833I_0(L_0 - 0.65h_b)}{L_0} \quad (\text{附2})$$

为求削弱处削弱深度的C值,根据附图1,可建立如下关系式:

$$\left. \begin{aligned} I_0 - I_x &= 0.5ctf(h_b - t_f)^2 \\ \text{即} \quad C &= \frac{2(I_0 - I_x)}{t_f(h_b - t_f)^2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{附3})$$

式中 I_0 ——为梁截面的惯性矩;

I_x ——为翼缘削弱处梁截面的惯性矩,由式(附2)计算。

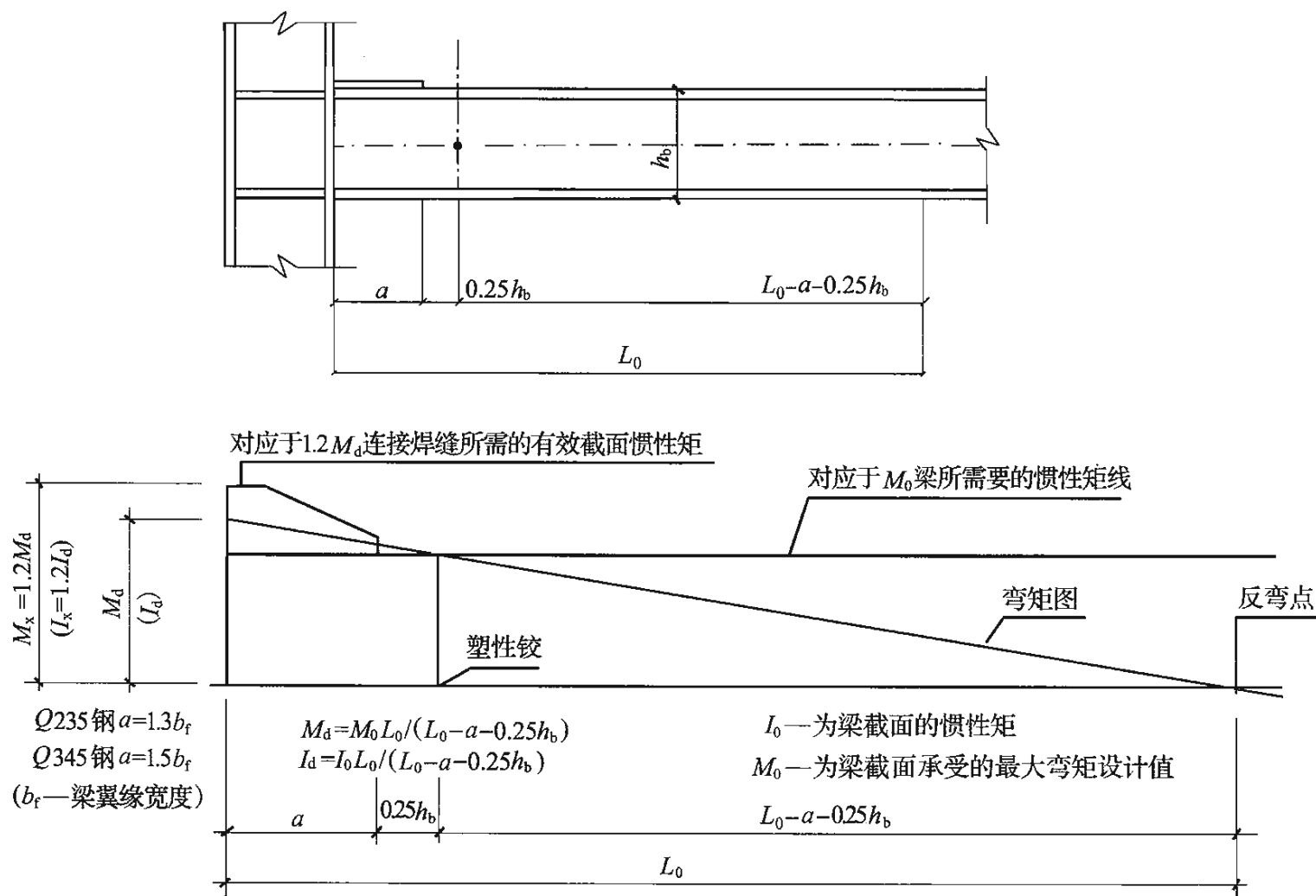
注:1 式中符号的意义见附图1。

2 当求得的 $C > b_f/4$ 时,应采用梁端加强式和削弱式相结合的方式。

3 构造要求。梁翼缘的切割面要求光滑无突出棱角,加工尺寸准确,加工磨平时要求顺翼缘长度方向加工。

二、梁端加强式连接

1 梁端可采用加肋或加盖板的形式,在梁与柱刚性连接处形成局部加强以迫使塑性铰向跨中移动。本规定推荐采用楔形盖板加强的形式,其型式如附图3。



附图3 塑性铰处的截面惯性矩与节点处连接焊缝有效截面惯性矩的关系与加强几何图

2 楔形盖板的厚度,可由梁端弯矩与楔形盖板末端外移 $0.25h_b$ (参考国外资料取值)处弯矩之间的几何关系来确定,如附图3所示。其几何关系式是:

$$\frac{M_d}{L_0} = \frac{M_0}{L_0 - a - 0.25h_b} \quad (\text{附4})$$

由于梁的抗弯承载力与 I 成正比,故可改为如下表达式:

$$\frac{I_d}{L_0} = \frac{I_0}{L_0 - a - 0.25h_b} \quad \text{即} \quad I_d = \frac{I_0}{L_0 - a - 0.25h_b} L_0 \quad (\text{附5})$$

上式表明当梁端增设盖板后,其梁柱焊缝连接处的弯曲应力 f 与 M_0 (塑性铰)处的弯曲应力 f 相等时 I_d 与 I_0 的线性关系。但根据《建筑抗震设计规范》规定的 γ_{RE} 系数值关系,其连接焊缝的抗弯承载力设计值应是钢梁抗弯承载力设计值的 $0.9/0.75=1.2$ 倍。为此,梁的上下翼缘增设盖板后的惯性矩应为:

$$I_x = 1.2I_d = \frac{1.2I_0}{L_0 - a - 0.25h_b}L_0 \quad (\text{附6})$$

为了求得盖板的厚度需先求出盖板的惯性矩,即:

$$I_{gb} = I_x - t_w(h_b - 2t_f)^3/12 - 0.5b_f t_f (h_b - t_f)^2 \quad (\text{附7})$$

从而可得梁上、下翼缘所需的盖板厚度为: $t_{gb}^s = I_{gb} / [0.5(b_f - 3t_{gb})h_b^2]$ (附8)

$$\left. \begin{array}{l} \text{梁的上翼缘所需的盖板宽度为: } b_{gb}^s = b_f - 3t_{gb} \\ \text{梁的下翼缘所需的盖板厚度为: } b_{gb}^x = b_f + 3t_f \end{array} \right\} \quad (\text{附9})$$

式中 t_{gb} 、 t_f ——分别为盖板和梁翼缘板的厚度。

注:根据地震后考察结构破坏的情况来看,其破坏部位均发生在梁下翼缘与柱的焊缝连接处。这一现象说明,混凝土楼板参与了梁的部分工作,使钢梁的中和轴上移,下翼缘力臂加大,受力比上翼缘不利。故加大下翼缘盖板的宽度,可使下翼缘的受力得到改善。

注意事项:1 所求得的盖板厚度不宜大于梁翼缘的厚度。

2 盖板与梁翼缘的总厚度不得大于柱翼缘(或箱形截面柱壁板)的厚度。

3 当盖板厚度大于6mm时,其角焊缝的焊脚尺寸,最大只能取板厚减1mm。

3 梁上、下翼缘所需盖板的长度计算。根据国外研究资料介绍,盖板与梁翼缘的连接焊缝只宜采用角形侧焊缝,不宜在尾部再用端焊缝。为此,盖板长度 l_{gb} 可根据梁下翼缘盖板侧面的角形焊缝平衡板端对接焊缝的拉力而得,按式(20.7.7-2)计算。

当为Q235钢时,盖板最小长度可近似取梁翼缘宽度的1.3倍,即 $l_{gb} = 1.3b_f$ 。

当为Q345钢时,盖板最小长度可近似取梁翼缘宽度的1.5倍,即 $l_{gb} = 1.5b_f$ 。

4 梁的上、下翼缘增焊盖板后对节点域的影响。梁的上下翼缘增焊盖板后,会对梁的刚度有所加大,对层间位移和结构自振周期有所影响。但在大多数情况下这种影响是很小的。但为了满足强柱弱梁的要求,必须考虑由于塑性铰外移,使梁端弯矩将明显加大所带来的对节点域的影响。其梁端弯矩加大值为附图3中的 $M_x - M_0$ 。

5 与箱形截面柱刚接的梁用楔形盖板加强的连接节点计算。

1) 框架梁在塑性铰处的截面惯性矩与节点处连接焊缝有效截面惯性矩的关系与附图3相同。其盖板所需的惯性矩为:

$$I_{gb} = I_x - 0.5b_f t_f (h_b - t_f)^2 \quad (\text{附10})$$

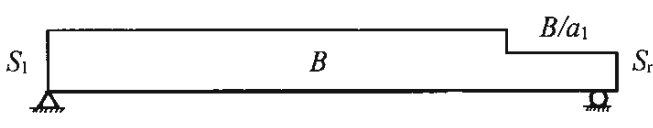
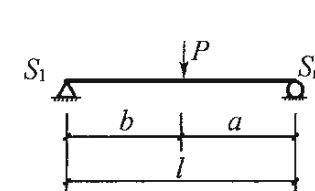
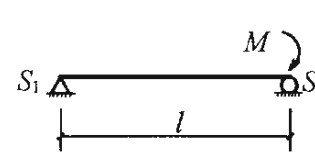
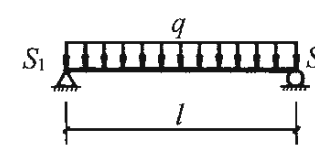
式中 $I_x = 1.2I_d = \frac{1.2I_0}{L_0 - a - 0.25h_b}L_0$

梁的上、下翼缘所需盖板的厚度和宽度分别与式附8、附9和式20.7.7-2相同。

2) 梁的上、下翼缘增焊盖板后,对节点域的影响,与梁和工字形截面柱用楔形盖板加强后的连接节点计算相同。

附录四 连续组合梁变形计算公式

附表1 连续组合梁边跨变形计算公式表

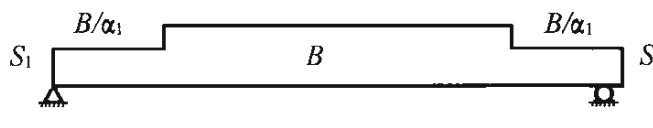
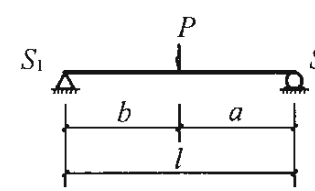
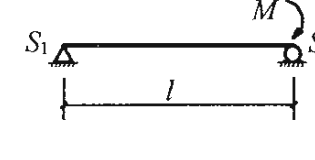
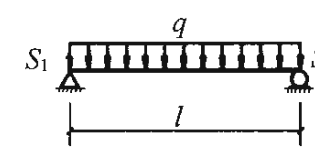
梁跨简图	
	$\Delta = \frac{Pl^3}{48B} \left[\frac{3a}{l} - \frac{4a^3}{l^3} + \frac{8b\beta_1^3}{l} (\alpha_1 - 1) \right]$ $\Delta = \frac{Pl^3}{48B} \left[\frac{4ab^2}{l^3} + \frac{b}{l^2} (3a - b) + \frac{8b}{l} \beta_1^3 (\alpha_1 - 1) \right]$ $\theta_{ar} = \frac{Pl^2}{6B} \left[\frac{a^2 b^2}{l^4} + \frac{ab}{l^2} - \frac{2b}{l} \beta_1^2 + \frac{2b}{l} \beta_1 + \frac{b\beta_1^2 (3 - 2\beta_1) (\alpha_1 - 1)}{l} \right]$ $\theta_{al} = \frac{Pl^2}{6B} \left[\frac{2a^3 b}{l^4} + \frac{ab^2 (3 + 2\beta_1)}{l^3} + \frac{2b\beta_1^3 (\alpha_1 - 1)}{l} - \frac{2ab\beta_1 (1 - \beta_1)}{l^2} \right]$
	$\Delta = \frac{Ml^2}{48B} [3 + 4\beta_1^2 (3 - 2\beta_1) (\alpha_1 - 1)]$ $\theta_{ar} = \frac{Ml}{6B} [2(1 - \beta_1)^3 + 3\alpha_1 \beta_1 (1 - \beta_1) (2 - \beta_1) + \alpha_1 \beta_1^2 (3 - \beta_1)]$ $\theta_{al} = \frac{Ml}{6B} [(1 - \beta_1)^2 (1 + 2\beta_1) + \alpha_1 \beta_1^2 (3 - 2\beta_1)]$
	$\Delta = \frac{ql^4}{384B} [5 + 8(4\beta_1^3 - 3\beta_1^4) (\alpha_1 - 1)]$ $\theta_{ar} = \frac{ql^3}{24B} \{ \alpha_1 + (1 - \alpha_1) [4(1 - \beta_1)^3 - 3(1 - \beta_1)^4] \}$ $\theta_{al} = \frac{ql^3}{24B} [1 + (4\beta_1^3 - 3\beta_1^4) (\alpha_1 - 1)]$

注： α_1 —组合梁正弯矩段的折减刚度 B_a 或 B_1 与中支座段的刚度之比， $\beta_1 = 0.15$ 。

θ_{ar} —梁右端的转角。

θ_{al} —梁左端的转角。

附表2 连续组合梁中跨变形计算公式表

梁跨简图	
	$\Delta = \frac{Pl^3}{48B} \left[\frac{3ab}{l^2} + \frac{4ab^2}{l^3} - \frac{b^2}{l^2} + 8\beta_1^3 (\alpha_1 - 1) \right]$ $\theta_{ar} = \frac{Pl}{6B} \left[\frac{ab}{l} \left(1 + \frac{b}{l} - \frac{b}{l} \beta_1 + 3\beta_1 \right) + \beta_1^3 (3b - 2b\beta_1 + 2\alpha_1 \beta_1) (\alpha_1 - 1) \right]$ $\theta_{al} = \frac{Pl}{6B} \left[\frac{ab}{l} \left(1 + \frac{a}{l} - \frac{a}{l} \beta_1 + 3\beta_1 \right) + \beta_1^3 (3a - 2a\beta_1 + 2b\beta_1) (\alpha_1 - 1) \right]$
	$\Delta = \frac{Ml^2}{48B} [12\beta_1^2 (\alpha_1 - 1) + 3]$ $\theta_{ar} = \frac{Ml}{6B} [2\beta_1 (3 - 3\beta_1 + \beta_1^2) (\alpha_1 - 1) + 2]$ $\theta_{al} = \frac{Ml}{6B} [2\beta_1^2 (3\beta_1 - 2\beta_1^2) (\alpha_1 - 1) + 1]$
	$\Delta = \frac{ql^4}{384B} [(5 + 16\beta_1^3 (4 - 3\beta_1) (\alpha_1 - 1)]$ $\theta_{ar} = \frac{ql^3}{24B} [1 + 2\beta_1^2 (3 - 2\beta_1) (\alpha_1 - 1)]$ $\theta_{sl} = -\theta_{ar}$