

北京市地方标准

建筑抗震加固技术规程

Technical specification for seismic strengthening
of buildings

DB11/ 689—2016

主编单位：北京市建筑设计研究院有限公司

批准部门：北京市规划和国土资源管理委员会

北京市质量技术监督局

实施日期：2017年7月1日

2017 北京

市规划自然资源委 市规划自

规划自然资源委 市规划自然资源委

划自然资源委 市规划自然资源委

北京市规划和国土资源管理委员会文件

市规划国土发〔2017〕53号

北京市规划和国土资源管理委员会 关于实施北京市地方标准《建筑抗震加固 技术规程》的通知

各有关单位：

为进一步提高我市建筑抗震加固水平，北京市规划和国土资源管理委员会组织修订了北京市地方标准《建筑抗震加固技术规程》（DB11/689-2016），现已与市质监局联合发布。请认真组织学习，贯彻落实。

该规程自2017年7月1日起实施。其中第3.0.3条、第5.3.13条、第6.3.1条、第6.3.4条、第6.3.7条、第7.3.1条、第

标准449号
2017年7月1日

9.3.1条、第9.3.5条为强制性条文，凡实施之日及以后取得“规划许可证”的建设项目必须严格审查。

原《建筑抗震鉴定与加固技术规程》(DB 11/T689-2009)自即日起废止。

本规程由北京市规划和国土资源管理委员会归口管理，北京市建筑设计研究院有限公司负责具体技术内容的解释。

特此通知。

北京市规划和国土资源管理委员会
(代章)

2017年2月13日

北京市规划和国土资源管理委员会

2017年2月15日印发

北京市地方标准公告

2016 年标字第 11 号 (总第 194 号)

以下 1 项北京市地方标准经北京市质量技术监督局批准,北京市质量技术监督局、北京市规划和国土资源管理委员会共同发布,现予以公布(见附件)。

附件: 批准发布的北京市地方标准目录



北京市质量技术监督局



北京市规划和国土资源管理委员会

2016 年 12 月 26 日

附件

批准发布的北京市地方标准目录

序号	地方标准编号	地方标准名称	代替标准号	批准日期	实施日期
1	DB11/689-2016	建筑抗震加固技术规程	DB/T 689-2009	2016-12-21	2017-7-1

注：以上地方标准文本可登录北京市质量技术监督局网站（www.bjtsb.gov.cn）或首都标准网（www.capital-std.com）查阅。

前 言

根据《北京市规划委员会“十二五”时期城乡规划标准化工作规划》和北京市质量技术监督局《关于印发 2015 年北京市地方标准制修订项目计划的通知》(京质监发〔2015〕22 号)的要求,编制组在广泛调查研究、认真总结实践经验、参考有关国际标准和国外先进标准、吸取科研成果以及广泛征求意见的基础上,修订本规程。

本规程的主要内容是:1. 总则;2. 术语和符号;3. 基本规定;4. 地基和基础;5. 多层砌体房屋;6. 多层和高层钢筋混凝土房屋;7. 内框架和底层框架砌体房屋;8. 单层工业厂房;9. 单层砖柱厂房与空旷房屋;10. 预制装配式大板房屋;11. 内浇外砌、内浇外挂结构房屋;12. 消能减震技术加固;13. 隔震技术加固;14. 外套结构加固。

本规程修订的主要内容是:

1. 取消了关于建筑抗震鉴定的内容;2. 新增了砌体结构后张预应力加固、内浇外砌和内浇外挂结构房屋加固、消能减震技术加固、隔震技术加固、外套结构加固的内容。

本规程中以黑体字标志的第 3.0.3 条为本规程强制性条文,以斜体字标志的第 5.3.13、6.3.1、6.3.4、6.3.7、7.3.1、9.3.1、9.3.5 条为国家(行业)相关标准强制性条文,均必须严格执行。

本规程由北京市规划和国土资源管理委员会归口管理,北京市建筑设计研究院有限公司负责具体技术内容的解释,标准日常管理机构为北京市建筑设计标准化办公室。

在执行过程中,希望各单位结合工程实践总结设计、施工经验,如发现需要修改和补充之处,请将意见和有关资料寄交北京市建筑设计研究院有限公司(北京市西城区南礼士路 62 号,邮编:100045),联系电话:88043399。

DB11/ 689—2016

北京市城乡规划标准化办公室电话：68017520，邮箱：
bjbb3000@163.com。

本规程主编单位：北京市建筑设计研究院有限公司

本规程参编单位：清华大学

中国建筑科学研究院

北京工业大学

北京市建筑工程研究院有限责任公司

北京市住宅建筑设计研究院有限公司

北京羿射旭科技有限公司

北京筑福国际工程技术有限责任公司

北京欣兴奥建筑结构工程技术有限公司

北京荣大兴业建筑材料有限公司

北京市建筑工程质量第二检测所

北京建院科技发展有限公司

本规程主要起草人：苗启松 李文峰 孙宏伟 刘航 邱仓虎

赵作周 石彪 高向宇 潘鹏 閻东东

方云飞 林劲松 杨涛 王家祥 阮爱兵

陈曦 刘红 王宏伟 刘少军 周建

公维卿 白同宇

本规程主要审查人：任庆英 钱稼茹 程绍革 薛彦涛 张惠江

曾德民 刘彦生

目次

1	总则	1
2	术语和符号	2
2.1	术语	2
2.2	主要符号	4
3	基本规定	6
4	地基和基础	10
4.1	一般规定	10
4.2	承载力验算及变形计算	10
4.3	地基处理与加固	12
4.4	基础加固	13
5	多层砌体房屋	14
5.1	一般规定	14
5.2	抗震加固方案	15
5.3	抗震加固设计与施工	18
6	多层和高层钢筋混凝土房屋	36
6.1	一般规定	36
6.2	抗震加固方案	37
6.3	抗震加固设计与施工	39
7	内框架和底层框架砌体房屋	54
7.1	一般规定	54
7.2	抗震加固方案	54
7.3	抗震加固设计与施工	56

8	单层工业厂房	60
8.1	一般规定	60
8.2	抗震加固方案	60
8.3	单层钢筋混凝土柱厂房加固设计与施工	62
8.4	单层钢结构厂房加固设计与施工	65
9	单层砖柱厂房与空旷房屋	67
9.1	一般规定	67
9.2	抗震加固方案	67
9.3	单层砖柱厂房加固设计与施工	68
9.4	空旷房屋加固设计与施工	72
10	预制装配式大板房屋	74
10.1	一般规定	74
10.2	抗震加固方案	74
10.3	抗震加固设计与施工	75
11	内浇外砌、内浇外挂结构房屋	79
11.1	一般规定	79
11.2	抗震加固方案	79
11.3	抗震加固设计	79
12	消能减震技术加固	81
12.1	一般规定	81
12.2	减震加固方案	81
12.3	减震加固设计	82
12.4	减震加固施工、验收和维护	90
13	隔震技术加固	94
13.1	一般规定	94
13.2	隔震加固设计	94
13.3	隔震加固施工、验收和维护	100
14	外套结构加固	106
14.1	一般规定	106

14.2 抗震加固设计	107
14.3 加固施工和验收	111
本规程用词说明	113
引用标准名录	114
条文说明	115

市规划自然资源委

市规划自然资源委

市规划自然资源委

市规划自然资源委

CONTENTS

1	General Provisions	1
2	Terms and Symbols	2
2.1	Terms	2
2.2	Symbols	4
3	Basic Requirements	6
4	Soil and Foundation	10
4.1	General Requirements	10
4.2	Bearing Capacity Calculation and Deformation Calculation	10
4.3	Ground Treatment and Strengthening	12
4.4	Seismic Strengthening of Soil and Foundation	13
5	Multi-story Masonry Buildings	14
5.1	General Requirements	14
5.2	Seismic Strengthening Schemes	15
5.3	Design and Construction of Seismic Strengthening	18
6	Multi-story and Tall Reinforced Concrete Buildings	36
6.1	General Requirements	36
6.2	Seismic Strengthening Schemes	37
6.3	Design and Construction of Seismic Strengthening	39
7	Multi-story Masonry Buildings with Inner-frame or Bottom-frame	54
7.1	General Requirements	54
7.2	Seismic Strengthening Schemes	54
7.3	Design and Construction of Seismic Strengthening	56
8	Single-story Factory Buildings	60

8.1	General Requirements	60
8.2	Seismic Strengthening Schemes	60
8.3	Design and Construction of Seismic Strengthening of Single-story Factory Buildings with Reinforced Concrete Columns	62
8.4	Design and Construction of Single-story Steel Factory Buildings	65
9	Single-story Factory Buildings with Brick Columns and Single-story Spacious Buildings	67
9.1	General Requirements	67
9.2	Seismic Strengthening Schemes	67
9.3	Design and Construction of Single-story Factory Buildings with Brick Columns	68
9.4	Design and Construction of Single-story Spacious Buildings	72
10	Prefabricated Large Panel Building	74
10.1	General Requirements	74
10.2	Seismic Strengthening Schemes	74
10.3	Design and Construction of Seismic Strengthening	75
11	Building With Internal Cast-in-situ Concrete Wall and Masonry External Wall and Buidig with Internal Cast-in-situ Concrete Wall and Out-hung Panel	79
11.1	General Requirements	79
11.2	Seismic Strengthening Schemes	79
11.3	Design of Seismic Strengthening	79
12	Seismic Strengthening Using Energy Dissipation Devices	81
12.1	General Requirements	81
12.2	Energy Dissipation and Seismic Mitigation Design of Strengthening Schemes	81
12.3	Energy Dissipation and Seismic Mitigation Design of Seismic Strengthening	82

12.4 Construction、Acceptance and Maintenance of Seismic Mitigation Strengthening	90
13 Seismic Strengthening Using Isolation Devices	94
13.1 General Requirements	100
13.2 Isolation Design of Seismic Strengthening	106
13.3 Isolation Construction of Seismic Strengthening	100
14 Seismic Strengthening Using Outer Concrete Structure	106
14.1 General Requirements	106
14.2 Seismic Strengthening Schemes	107
14.3 Design and Construction of Seismic Strengthening	111
Explanation of Wording in This Specification	113
List of Quoted Standards	114
Explanation of Provisions	115

市规划自然资源委

市规划自然资源委

市规划自然资源委

市规划自然资源委

1 总 则

1.0.1 为贯彻执行《中华人民共和国建筑法》和《中华人民共和国防震减灾法》，实行以预防为主方针，减轻地震破坏，减少损失，使既有建筑的抗震加固做到抗震安全、经济、合理、有效、实用，制定本规程。

1.0.2 本规程适用于北京市行政区域内既有建筑的抗震加固，不适用于新建建筑工程的抗震设计和施工质量评定。

既有建筑的抗震加固应采用建筑所在地的抗震设防烈度。

古建筑和有行业特殊要求的建筑，其抗震加固应遵循专门的规定进行。

1.0.3 既有建筑的抗震加固设计、施工及验收，除应符合本规程的规定外，尚应符合国家及北京市现行有关标准、规范的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 既有建筑 existing buildings

除古建筑、新建建筑以外的依法建成的建筑。

2.1.2 建筑抗震加固 seismic strengthening of buildings

使既有建筑满足抗震鉴定要求所进行的设计及施工。

2.1.3 综合抗震能力 compound seismic capability

整个建筑结构综合考虑其构造和承载力等因素所具有的抵抗地震作用的能力。

2.1.4 面层加固法 masonry strengthening with mortar splint

在砌体墙侧面增抹一定厚度的无筋或有钢筋网的水泥砂浆，形成组合墙体的加固方法。

2.1.5 板墙加固法 masonry or concrete wall with few reinforcement strengthening with concrete splint

砌体或低配筋混凝土墙侧面植入钢筋并浇注或喷射一定厚度的混凝土，形成抗震墙的加固方法。

2.1.6 外加柱加固法 masonry strengthening with tie-columns

在砌体墙纵横墙交接处等位置增设钢筋混凝土构造柱，形成约束砌体墙的加固方法。

2.1.7 壁柱加固法 brick column strengthening with concrete columns

在砌体墙垛、墙柱或柱侧面增设钢筋混凝土柱，形成组合构件的加固方法。

2.1.8 钢筋混凝土套加固法 structure member strengthening with reinforced concrete

在原有的钢筋混凝土梁柱或砌体柱外包一定厚度的钢筋混凝土，扩大原构件截面的加固方法。

2.1.9 钢构套加固法 structure member strengthening with bonded steel frame

对钢筋混凝土梁、柱外包型钢、扁钢焊成的构架并灌注结构胶粘剂，实现整体受力，共同约束原构件的加固方法。

2.1.10 碳纤维布加固法 structure member strengthening with carbonic fibre reinforced polymer

在原有的钢筋混凝土梁柱表面用胶粘材料粘贴碳纤维片材等的加固方法。

2.1.11 钢绞线网片聚合物砂浆面层加固法 structure member strengthening with strand steel wire web-polymer mortar

在原有的砌体墙面或钢筋混凝土梁柱表面外抹一定厚度的钢绞线网片聚合物砂浆层的加固方法。

2.1.12 消能减震加固法 seismic strengthening using energy dissipation devices

通过在既有建筑中增设可有效耗散地震能量的消能器和配套的构件，减小既有结构地震响应，使其达到规定的抗震设防目标的加固方法。

2.1.13 隔震加固法 seismic strengthening using isolation devices

通过在既有建筑基础、底部或者下部结构与上部结构之间设置由隔震装置等组成的隔震层，减小既有结构所承受的地震作用，提高既有结构的抗震性能的加固方法。

2.1.14 内浇外砌结构 structure with internal cast-in-situ concrete wall and masonry external wall

外墙采用实心砖砌体嵌砌，内墙采用现浇混凝土墙的结构，也称为内模外砖结构。

2.1.15 内浇外挂结构 structure with internal cast-in-situ concrete wall and out-hung panel

外墙采用外挂预制混凝土墙板，内墙采用现浇混凝土墙的结构。

2.1.16 内板外砖结构 structure with internal fabricated concrete wall and

masonry external wall

内墙采用预制混凝土墙板，外墙采用实心砖砌体墙的结构。

2.1.17 低配筋混凝土墙 reinforced concrete wall with few reinforcement

按墙体全截面面积计算，水平或竖向配筋率小于 0.10% 的配筋混凝土墙。

2.1.18 装配式大板结构 fabricated large panel structure

墙体、楼面、屋盖承重构件采用装配式板材的结构，包括全装式大板结构、部分墙体现砌的内板外砖结构、局部现浇混凝土与装配式大板相结合的结构。

2.1.19 少筋大板结构 fabricated structure with low reinforcement panel

按墙体全截面面积（包括竖缝）计算，配筋率为 0.10%~0.15% 的大板结构。

2.1.20 后张预应力加固法 masonry wall strengthening with post-tensioning tendons

在砌体墙两侧对称布置竖向无粘结预应力筋的加固方法。

2.1.21 外套结构加固法 seismic strengthening of masonry structure using outer concrete structure

在砌体结构外部增设外套钢筋混凝土结构，并使之与原砌体结构连成整体，达到约束原结构、提高结构整体抗震性能的加固方法。

2.2 主要符号

2.2.1 作用和作用效应

σ_0 ——对应于重力荷载代表值的砌体截面平均压应力；

σ_p ——对应于后张预应力的砌体截面平均压应力；

V ——墙段的剪力设计值；

V_R ——墙段加固后的受剪承载力设计值；

2.2.2 材料性能和抗力

f_{sE} ——调整后的地基抗震承载力；

f_a ——深宽修正后的地基承载力标准值；

f_{ac} ——长期压缩 - 固结作用地基承载力标准值；

f_{ay} ——扁钢抗拉屈服强度；

Δu_{py} ——消能器及连接消能器部件在水平方向的屈服位移或起滑位移；

2.2.3 几何参数

A ——墙体横截面面积；

A_p ——加固预应力筋横截面面积；

t_v ——黏弹性消能器的黏弹性材料总厚度；

s ——扁钢缀板的间距；

2.2.4 计算系数

ψ_1 ——体系影响系数；

ψ_2 ——局部影响系数；

ζ_c ——地基承载力压缩 - 固结作用提高系数；

ζ_a ——地基抗震承载力调整系数；

γ_{R_s} ——抗震加固的承载力调整系数。

3 基本规定

3.0.1 既有建筑抗震加固的设计原则应满足下列要求：

1 加固方案应根据抗震鉴定结果经综合分析后确定，分别采用房屋整体加固、区段加固或构件加固，加强整体性、改善构件的受力状况、提高综合抗震能力，满足结构整体抗震要求。

2 加固或新增构件的布置，应消除或减少不利因素，防止局部加强导致结构平面不规则或竖向不规则。

3 新增构件与原有构件之间应有可靠连接；新增的抗震墙、柱等竖向构件应有可靠的基础。

4 加固所用材料类型与既有结构相同时，其强度等级不应低于既有结构材料的实际强度等级。

5 对于鉴定结果不符合抗震要求的女儿墙、门脸、出屋顶烟囱等易倒塌伤人的非结构构件，应拆除或降低高度，需要保持原高度时应加固。

6 中小学校、幼儿园、医院等乙类建筑的抗震加固宜采用消能减震或隔震技术。

3.0.2 抗震加固的方案、结构布置和连接构造，尚应满足下列要求：

1 加固后结构的质量和刚度分布宜均匀、对称。

2 对抗震薄弱部位、易损部位和不同类型结构的连接部位，其承载力或变形能力宜采取比一般部位增强的措施。

3 宜采取提高上部结构抵抗不均匀沉降能力的措施，减少地基基础的加固工程量；并应计及不利场地的影响。

4 抗震加固方案采用新技术、新材料时，应结合既有结构具体特点进行技术经济分析。

5 消能减震或隔震加固方案应注重提高结构整体抗震性能，同时应注意加固后既有结构构件受力的变化。

6 抗震加固方案宜结合维修改造，改善使用功能，并注意美观。

7 既有建筑安全性鉴定不满足要求时，应采取相应加固措施。

8 加固方法应便于施工，并应减少对生产、生活的影响。

3.0.3 既有建筑抗震加固前，应依据其设防烈度、抗震设防类别、后续使用年限和结构类型，按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 和北京市标准《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/ 637 的相应规定进行抗震鉴定。

3.0.4 既有建筑抗震加固时，应按现行国家标准《建筑工程抗震设防分类标准》GB 50223 分为四类，其抗震措施及抗震验算应满足下列要求：

1 标准设防类，抗震措施和抗震验算应满足本地区设防烈度的要求。

2 重点设防类，抗震措施应满足比本地区设防烈度提高一度的要求；抗震验算应按不低于本地区设防烈度的要求采用。

3 特殊设防类，抗震措施应经专门研究并应满足不低于重点设防类的要求，抗震验算应按高于本地区设防烈度的要求采用。

4 适度设防类，抗震措施应满足比本地区设防烈度降低一度的要求，抗震验算应允许比本地区设防烈度适当降低要求。

注：本规程中，特殊设防类、重点设防类、标准设防类、适度设防类分别简称为甲类、乙类、丙类、丁类。

3.0.5 既有建筑抗震加固设计时，地震作用和结构抗震验算应符合下列规定：

1 加固后结构的分析和构件承载力计算，应满足下列要求：

1) 结构的计算简图，应根据加固后的荷载、地震作用 and 实际受力状况确定；当加固后结构刚度和重力荷载代表值的变化分别不超过原来的 10% 和 5% 时，可不计入地震作用变化的影响；在条状突出的山嘴、高耸孤立的丘、非岩石的陡坡、河岸和边坡边缘等不利地段，水平地震作用应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定乘以增大系数 1.1~1.6；

2) 结构构件的计算截面面积，应采用实际有效的截面面积；

3) 结构构件承载力验算时, 应计入实际荷载偏心、结构构件变形等造成的附加内力; 并应计入加固后的实际受力程度、新增部分的应变滞后和新旧部分协同工作的程度对承载力的影响。

2 当采用楼层综合抗震能力指数进行结构抗震验算时, 体系影响系数和局部影响系数应根据房屋加固后的状态取值, 加固后楼层综合抗震能力指数应大于 1.0, 并应防止出现新的综合抗震能力指数突变的楼层。

3.0.6 加固后结构抗震验算时, 宜计入加固后仍存在的构造影响, 并应满足下列要求:

1 对于后续使用年限 50 年的结构, 材料性能设计指标、地震作用、地震作用效应调整、结构构件承载力抗震调整系数均应按国家现行设计规范、规程的有关规定执行;

2 对于后续使用年限少于 50 年的结构, 即现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 规定的 A、B 类建筑结构, 可采用现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的规定进行抗震验算, 也可采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的方法进行。当采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的方法进行抗震验算时, 应满足下列要求:

1) 结构构件抗震验算应按下式进行:

$$S \leq R' / \gamma_{RE} \quad (3.0.5-1)$$

式中: S ——结构构件内力(轴向力、剪力、弯矩等)组合的设计值; 计算时, 有关的地震作用、作用分项系数、组合值系数和作用效应系数、内力调整等, 应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定采用;

R' ——调整后的结构构件承载力设计值, 应按下式计算:

$$R' = \psi_1 \psi_2 R \quad (3.0.5-2)$$

R ——结构构件承载力设计值, 按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定采用;

γ_{RE} ——抗震鉴定的承载力调整系数, 按现行国家标准《建筑抗

震设计规范》GB50011的承载力抗震调整系数值采用；

ψ_1 ——体系影响系数，取值应符合现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023的规定；

ψ_2 ——局部影响系数，取值应符合现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023的规定。

2) 抗震验算时应根据不同的后续使用年限和地震作用重现期，确定地震影响系数最大值。后续使用年限30年、40年对应的地震影响系数最大值与50年对应的地震影响系数最大值的比值分别为0.75、0.88。

3) 构件的承载力验算中，荷载取值应按现行规范采用；材料强度等级按现场实际情况确定，结构材料强度的设计指标应按现行规范采用。

3.0.7 加固所用的砌体块材、砂浆和混凝土的强度等级，钢筋、钢材的性能指标，应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的有关规定；其他各种加固材料和胶粘剂的性能指标应满足国家现行相关标准、规范的要求，其耐久性尚应满足建筑后续使用年限的要求。

3.0.8 抗震加固的施工应满足下列要求：

1 应采取措施避免或减少损伤原结构构件。

2 发现原结构或相关工程隐蔽部位的构造有严重缺陷时，应会同加固设计单位采取有效处理措施后方可继续施工。

3 应编制专项加固施工方案，必要时应对施工过程的结构安全性进行分析，并采取可靠措施，避免出现结构失稳等施工安全问题；对可能出现的倾斜、开裂或局部倒塌等情况，应预先采取安全措施。

3.0.9 本规程未规定的加固方法和未涵盖的既有建筑结构类型的加固方案，应进行专项论证。

4 地基和基础

4.1 一般规定

4.1.1 既有建筑地基和基础抗震加固时，应根据地基和基础鉴定结果及上部结构抗震加固方案的需要，结合搜集的已有资料和调查的情况进行综合分析，确定地基和基础抗震加固方案。

4.1.2 软弱土地基、严重不均匀地基上的建筑，以及Ⅲ、Ⅳ类场地上高层建筑，或既有建筑抗震加固而增加荷载时，应进行静载情况下的地基承载力验算和地基抗震承载力验算，必要时根据现行北京市标准《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》DBJ 11-501等相关标准要求进行地基沉降变形计算。验算和计算结果不满足相关要求时应确定适宜的应对方案。

4.1.3 应根据液化地基的液化等级及建筑物类别等参数，结合上部结构，综合分析确定液化地基应对方案。

4.1.4 既有建筑地基基础加固设计，应遵循新、旧基础，新增桩和原有桩变形协调原则。新、旧基础的连接应采用可靠的技术措施。

4.2 承载力验算及变形计算

4.2.1 应按现行北京市标准《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》DBJ 11-501进行天然地基在静载和地震作用下的承载力验算；地基承载力应按下列公式计算：

$$f_{sE} = \zeta_a f_{ac} \quad (4.2.1-1)$$

$$f_{ac} = \zeta_c f_a \quad (4.2.1-2)$$

式中： f_{sE} ——调整后的地基抗震承载力（kPa）；

ζ_a ——地基抗震承载力调整系数，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011确定取值；

f_{ac} ——长期压缩-固结作用地基承载力标准值（kPa）；

ζ_c ——地基承载力压缩-固结作用提高系数，可参照表 4.2.1；
 f_a ——深宽修正后的地基承载力标准值（kPa），应按现行北京市标准《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》DBJ 11-501 确定取值。

表 4.2.1 地基承载力压缩-固结作用提高系数

年限与土类	p_a/f_a				适用条件
	1.0	0.8	0.4	< 0.4	
2 年以上的砂土地基 5 年以上的粉土和粉质粘土 8 年以上地基承载力标准值大于 130kPa 的粘性土	1.2	1.05	1.0	1.0	对不均匀沉降敏感的建筑或地基土质不均匀的建筑
		1.1	1.05		地基土质均匀的一般建筑

注：① p_a 指基础底面实际平均压力。

② 对于年限不够或碎石土、软弱土，地基承载力压缩-固结作用提高系数可取 1.0。

4.2.2 建筑桩基的抗震承载力验算，可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的方法和要求进行。

4.2.3 同一建筑单元存在不同类型基础或基础埋深不同时，宜根据地震时可能产生的不利影响，计算地震导致不同部位地基的差异沉降，并检查基础抵抗差异沉降的能力及上部结构相应部位的构造抵抗附加地震作用和差异沉降的能力。

4.2.4 建筑地基最终沉降变形量可按下式确定：

$$s = s_0 + s_1 + s_2 \quad (4.2.4)$$

式中： s ——地基最终沉降变形量（mm）；

s_0 ——地基基础加固前或增加荷载前，已完成的地基沉降变形量（mm），可由沉降观测资料确定或根据工程经验估算；

s_1 ——地基基础加固或增加荷载后产生的地基变形量（mm），应按现行北京市标准《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》DBJ 11-501 通过计算确定；

s_2 ——原建筑物尚未完成的地基变形量（mm），可由沉降观测结果推算，或根据地方经验估算；当原建筑物基础沉降已稳

定时，此值可取零。

4.2.5 对液化地基、软弱土地基或明显不均匀地基上的建筑，可采取下列提高上部结构抵抗不均匀沉降能力的措施：

- 1 提高建筑的整体性或合理调整荷载。
- 2 对砌体结构，加强圈梁与墙体的连接或用钢筋网砂浆面层或板墙加固墙体。

4.2.6 存在严重不均匀地基的建筑物、对不均匀沉降敏感的或重点的建筑物，在抗震加固施工期间及使用期间应进行基础沉降变形观测，直至沉降达到稳定为止。

4.2.7 建筑物的地基最终沉降变形计算值，不应大于地基沉降变形允许值。当大于地基沉降变形允许值时，应进行地基处理、基础加固或采取其他有效措施。

4.3 地基处理与加固

4.3.1 液化地基的液化等级判别为轻微时，宜采取消除液化沉陷或提高上部结构抵抗不均匀沉降能力的措施；液化地基的液化等级判别为中等～严重时，对液化沉陷敏感的乙类和丙类建筑，应采取消除液化沉陷或提高上部结构抵抗不均匀沉降能力的措施。

4.3.2 为消除或减小地基液化沉陷进行地基处理时，可采取加密地基土、增加液化地基上覆压力和改善周边的排水条件等方法。

4.3.3 当地基承载力或沉降变形不满足设计要求时，地基处理可采取注浆法、灰土挤密桩法、深层搅拌法和旋喷桩法等方法。

4.3.4 采取加密地基土的处理方法，处理后桩间土的标准贯入锤击数不宜小于现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的液化判别标准贯入锤击数临界值，其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。

4.3.5 地基加固措施的设计和施工应按现行行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123 和《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 有关规定执行。

4.4 基础加固

4.4.1 当地基或桩基的水平承载力不能满足要求时，可按下列方法处理：

- 1 基础旁无刚性地坪时，可增设刚性地坪。
- 2 可增设基础梁，将水平荷载分散到相邻的基础上。

4.4.2 当地基竖向承载力不能满足要求时，结构与基础可作下列处理：

1 当基础底面压力标准值未超过地基承载力标准值 f_{ac} 的1.1倍时，可采用提高上部结构抵抗不均匀沉降能力的措施。

2 当基础底面压力标准值超过地基承载力标准值 f_{ac} 的1.1倍时，或建筑已出现不容许的沉降和裂缝时，可采取放大基础底面积、加深基础或减少荷载的措施。

3 管道穿过建筑处应预留足够尺寸或采用柔性接头等措施。

4.4.3 当上述措施不能解决承载力问题时，或为消除液化沉陷影响需要进行基础加固时，可采用深基础、桩基托换、旋喷桩法等措施。

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

4.4.5 处于液化土中的桩基承台周围，宜用密实干土填筑夯实，若用砂土或粉土则应使土层的标准贯入锤击数不小于液化判别标准贯入锤击数临界值。液化判别标准贯入锤击数临界值的确定，按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011要求执行。

4.4.6 基础加固措施的设计和施工应按现行行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123和《建筑地基处理技术规范》JGJ 79有关规定执行。

5 多层砌体房屋

5.1 一般规定

5.1.1 本章适用于烧结普通黏土砖、烧结多孔黏土砖、混凝土小型空心砌块等砌体承重的多层房屋。

5.1.2 房屋的抗震加固应满足下列要求：

1 同一楼层中，自承重墙体加固后的抗震能力不应超过承重墙体加固后的抗震能力。

2 对非刚性结构体系的房屋，应选用有利于消除不利因素的抗震加固方案；当采用加固柱或墙垛、增设支撑或支架等保持非刚性结构体系的加固措施时，应控制层间位移和提高其变形能力。

3 当选用区段加固的方案时，应对楼梯间的墙体采取加强措施。

4 加固后房屋的层间受剪承载力沿高度应比较均匀，防止相邻楼层的层间受剪承载力相差较大而导致出现薄弱层。

5 同一楼层中，墙段受力宜均匀，防止个别构件失效后导致结构发生严重破坏。

5.1.3 加固后的楼层和墙段的综合抗震能力指数，应按下列公式验算：

$$\beta_s = \eta \psi_1 \psi_2 \beta_0 \quad (5.1.3)$$

式中： β_s ——加固后楼层或墙段的综合抗震能力指数；

η ——加固增强系数，可按本规程 5.3 节的规定确定；

β_0 ——楼层或墙段原有的抗震能力指数，应分别按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 规定的有关方法计算；

ψ_1 、 ψ_2 ——分别为体系影响系数和局部影响系数，应根据房屋加固后的状况，按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的有关规定取值。

5.1.4 墙体加固后，按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011

的规定只选择从属面积较大或竖向应力较小的墙段进行抗震承载力验算时，截面抗震受剪承载力可按下列公式验算：

$$\text{不计入构造影响时} \quad V \leq V_R \quad (5.1.4-1)$$

$$\text{计入构造影响时} \quad V \leq \psi_1 \psi_2 V_R \quad (5.1.4-2)$$

式中： V ——墙段的剪力设计值（N）；

V_R ——墙段加固后的受剪承载力设计值（N），对于后张预应力加固技术可直接按本规程 5.3 节的规定确定，对于其他加固技术，可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定计算墙段原有的受剪承载力，并乘以本规程 5.3 节的加固增强系数确定；其中的材料性能设计指标、承载力抗震调整系数应按现行行业标准《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116 的有关规定取值。

5.2 抗震加固方案

5.2.1 当既有多层砌体房屋的高度、层数超过规定限值时，应采取下列抗震对策：

1 当既有多层砌体房屋的总高度超过规定而层数不超过规定的限值时，应采取高于一般房屋的承载力且加强墙体约束的有效措施。

2 当既有多层砌体房屋的层数超过规定限值时，应改变结构体系或减少层数；对抗震横墙较少或很少的房屋，也可增设抗震横墙减小横墙间距；乙类设防的房屋，也可改变用途按丙类设防使用，并满足丙类设防的层数限值要求。当采用改变结构体系的方案时，可在两个方向均匀增设一定数量的钢筋混凝土抗震墙或总厚度不小于 120mm 的钢筋混凝土双面夹板墙，新增的混凝土墙或双面夹板墙应计入竖向应力滞后的影响并宜承担结构的全部地震作用。

3 横墙较少的丙类多层砌体房屋超出规定限值一层和 3m 以内时，应提高墙体承载力且新增构造柱、圈梁等应达到现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 对横墙较少房屋不减少层数和高度的相关要求。

4 多层砌体房屋的总高度、层数或高宽比超过设防烈度的规定限值，但未超过比设防烈度低一度的规定限值时，可采取水平向减震系数不大于 0.40 的隔震加固措施。

5.2.2 房屋抗震承载力不能满足要求时，可以选择如下的加固方法：

1 拆砌或增加抗震墙：对强度过低或严重破坏的原墙体以及抗震性能差的墙体，如空斗墙，采取拆除重砌的办法，重砌和增设抗震墙的材料可以为砖或砌块，也可用轻骨料混凝土或普通混凝土，最大限度地减小对下部结构与基础的影响；拆除时，应采取可靠的支撑和防护措施。

2 灌浆加固：对开裂的墙体，可采用局部灌浆加固，对砌筑砂浆饱满度差或砌筑砂浆强度等级偏低的墙体，可用满墙灌浆加固。局部灌浆加固后墙体的刚度和抗震能力，可按原砌筑砂浆强度等级计算；满墙灌浆加固后的墙体，可按原砌筑砂浆强度等级提高一级计算。

3 增设砂浆面层或板墙加固：在墙板的一侧或两侧采用水泥砂浆面层、钢筋网砂浆面层、钢绞线网片聚合物砂浆面层或喷射混凝土板墙加固。

4 外加柱加固：在墙体交接处采用现浇钢筋混凝土构造柱加固，柱应与圈梁、拉杆连成整体，或与现浇钢筋混凝土楼、屋盖可靠连接。

5 包角或镶边加固：在柱、墙角或门窗洞口边用型钢或钢筋混凝土包角或镶边；柱、墙垛还可用现浇钢筋混凝土套加固。

6 后张预应力加固：沿墙体两侧按设计间距对称布置竖向无粘结预应力筋并施加预应力进行加固。

7 隔震加固：在房屋基础设置隔震层，减小房屋的地震反应。

5.2.3 房屋的整体性不满足要求时，应选择下列加固方法：

1 当墙体布置在平面内不闭合时，可增设墙段或在开口处增设现浇钢筋混凝土框形成闭合。

2 当纵横墙连接较差时，可采用钢拉杆、长锚杆、外加柱或外加圈梁等加固。

3 楼、屋盖构件支承长度不满足要求时，可增设钢或混凝土托梁或采取增强楼、屋盖整体性等的措施；对腐蚀变质的构件应更换；对无下弦的人字屋架应增设下弦拉杆。

4 当构造柱或芯柱设置不满足鉴定要求时，应增设外加柱；当墙体采用双面钢筋网砂浆面层或钢筋混凝土板墙加固，且在墙体交接处增设相互可靠拉结的配筋加强带时，可不另设构造柱。

5 当圈梁设置不满足鉴定要求时，应增设圈梁；外墙圈梁宜采用现浇钢筋混凝土，内墙圈梁可用钢拉杆或在进深梁端加锚杆代替。当采用双面钢筋网砂浆面层或钢筋混凝土板墙加固，且在上下两端增设配筋加强带时，可不另设圈梁。

6 当预制楼、屋盖不满足抗震鉴定要求时，可增设钢筋混凝土现浇层或增设托梁加固楼、屋盖，钢筋混凝土现浇层做法应符合本规程第7章的规定。

5.2.4 对房屋中易倒塌的部位，宜选择下列加固方法：

1 窗间墙宽度过小或抗震能力不满足要求时，可增设钢筋混凝土窗框或采用钢筋网砂浆面层、板墙等加固。

2 支承大梁等的墙段抗震能力不满足要求时，可增设组合柱、钢筋混凝土柱或采用钢筋网砂浆面层、板墙加固。

3 支承悬挑构件的墙体不满足鉴定要求时，宜在悬挑构件端部增设钢筋混凝土柱或组合柱加固，并对悬挑构件进行复核。

4 隔墙无拉结或拉结不牢，可采用镶边、埋设钢夹套、锚筋或钢拉杆加固；当隔墙过长、过高时，可采用钢筋网砂浆面层进行加固。

5 出屋面的楼梯间、电梯间和水箱间不满足鉴定要求时，可采用面层或外加柱加固，其上部应与屋盖构件有可靠连接，下部应与主体结构加固措施相连。

6 出屋面的烟囱、无拉结女儿墙、门脸等超过规定的高度时，宜拆除、降低高度或采用型钢、钢拉杆加固。

7 悬挑构件的锚固长度不满足要求时，可加拉杆或采取减少悬挑长度的措施。

5.2.5 当具有明显扭转效应的多层砌体房屋抗震能力不满足要求时，可优先在薄弱部位增砌砖墙、现浇钢筋混凝土墙或采取在原墙加面层的措施。

5.3 抗震加固设计与施工

(1) 水泥砂浆和钢筋网砂浆面层加固

5.3.1 采用水泥砂浆面层和钢筋网砂浆面层加固墙体时，应符合下列规定：

1 钢筋网应采用呈梅花状布置的锚筋、穿墙筋固定于墙体上；钢筋网四周应采用锚筋、插入短筋或拉结筋等与楼板、大梁、柱或墙体可靠连接；钢筋网外保护层厚度不应小于 10mm，钢筋网片与墙面的空隙不应小于 5mm。

2 面层加固验算时，有关构件支承长度的影响系数应作相应改变，有关墙体局部尺寸的影响系数应取 1.0。

5.3.2 采用水泥砂浆面层和钢筋网砂浆面层加固墙体的设计，尚应符合下列规定：

1 原砌体实际的砌筑砂浆强度等级不宜高于 M2.5。

2 面层的材料和构造尚应满足下列要求：

1) 面层的砂浆强度等级，宜采用 M10；

2) 水泥砂浆面层的厚度宜为 20mm；钢筋网砂浆面层的厚度宜为 35mm；

3) 钢筋网的钢筋直径宜为 4mm 或 6mm；网格尺寸，实心墙宜为 300mm × 300mm；

4) 单面加面层的钢筋网应采用 $\phi 6$ 的 L 形锚筋，双面加面层的钢筋网应采用 $\phi 6$ 的 S 形穿墙筋连接；L 形锚筋的间距宜为 600mm，S 形穿墙筋的间距宜为 900mm；

5) 钢筋网的横向钢筋遇有门窗洞时，单面加固宜将钢筋弯入洞口侧边锚固，双面加固宜将两侧的横向钢筋在洞口闭合；

6) 底层的面层, 在室外地面下宜加厚并伸入地面下 500mm。

3 面层加固后, 楼层和各墙段抗震能力的增强系数可按下列公式计算:

$$\eta_{pi} = 1 + \frac{\sum_{j=1}^n (\eta_{pij} - 1) A_{y0}}{A_{i0}} \quad (5.3.2-1)$$

$$\eta_{pij} = \frac{240}{t_{w0}} [\eta_0 + 0.075 (\frac{t_{w0}}{240} - 1) / f_{vE}] \quad (5.3.2-2)$$

式中: η_{pi} ——面层加固后第 i 楼层抗震能力的增强系数;

η_{pij} ——第 i 楼层第 j 墙段面层加固的增强系数;

η_0 ——基准增强系数, 砖墙体可按表 5.3.2-1 采用;

A_{i0} ——第 i 楼层中验算方向原有抗震墙在 1/2 层高处净截面的面积 (mm^2);

A_{y0} ——第 i 楼层中验算方向面层加固的抗震墙 j 墙段在 1/2 层高处净截面的面积 (mm^2);

n ——第 i 楼层中验算方向的面层加固抗震墙数量;

t_{w0} ——原墙体厚度 (mm);

f_{vE} ——原墙体的抗震抗剪强度设计值 (N/mm^2)。

表 5.3.2-1 面层加固的基准增强系数

面层厚度 (mm)	面层砂浆 强度等级	钢筋网规格 (mm)		单面加固			双面加固		
				原墙体砂浆强度等级					
		直径	间距	M0.4	M1.0	M2.5	M0.4	M1.0	M2.5
20	M10	无筋	—	1.46	1.04	—	2.08	1.46	1.13
30		6	300	2.06	1.35	—	2.97	2.05	1.52
40		6	300	2.16	1.51	1.16	3.12	2.15	1.65

4 加固后砖墙段刚度的提高系数应按下列公式计算:

$$\text{实心墙单面加固} \quad \eta_k = \frac{240}{t_{w0}} \eta_{k0} - 0.75 \left(\frac{240}{t_{w0}} - 1 \right) \quad (5.3.2-3)$$

$$\text{实心墙双面加固} \quad \eta_k = \frac{240}{t_{w0}} \eta_{k0} - \left(\frac{240}{t_{w0}} - 1 \right) \quad (5.3.2-4)$$

式中： η_k ——加固后墙段的刚度提高系数；

η_{k0} ——刚度的基准提高系数，可按表 5.3.2-2 采用。

表 5.3.2-2 面层加固时墙段刚度的基准提高系数

面层厚度 (mm)	面层砂浆 强度等级	单面加固			双面加固		
		原墙体砂浆强度等级					
		M0.4	M1.0	M2.5	M0.4	M1.0	M2.5
20	M10	1.39	1.12	—	2.71	1.98	1.70
30		1.71	1.30	—	3.57	2.47	2.06
40		2.03	1.49	1.29	4.43	2.96	2.41

5.3.3 面层加固的施工应符合下列规定：

1 面层宜按下列顺序施工：原有墙面清底、钻孔并用水冲刷，孔内干燥后安设锚筋并铺设钢筋网，浇水湿润墙面，抹水泥砂浆并养护，墙面装饰。

2 原墙面碱蚀严重时，应先清除松散部分并用 1:3 水泥砂浆抹面，已松动的勾缝砂浆应剔除。

3 在墙面钻孔时，应按设计要求先画线标出锚筋（或穿墙筋）位置，并应采用电钻在砖缝处打孔，穿墙孔直径宜比 S 形筋大 2mm，锚筋孔直径宜采用锚筋直径的 1.5~2.5 倍，其孔深宜为 100mm~120mm，锚筋插入孔洞后可采用水泥基灌浆料、水泥砂浆等填实。

4 铺设钢筋网时，竖向钢筋应靠墙面并采用钢筋头支起。

5 抹水泥砂浆时，应先在水泥浆一道再分层抹灰，且每层厚度不应超过 15mm。

6 面层应浇水养护，防止阳光曝晒，冬季应采取防冻措施。

(II) 钢绞线网片聚合物砂浆面层加固

5.3.4 钢绞线网片聚合物砂浆面层加固砌体墙的材料性能，应满足下列要求：

1 钢绞线网片应满足下列要求：

1) 钢绞线应采用 6×7 -IWS 金属股芯的不锈钢钢绞线或热镀锌钢绞线，单根钢绞线的公称直径应为 $2.5\text{mm} \sim 4.5\text{mm}$ ；

2) 钢绞线的基本力学性能指标应符合表 5.3.4 的规定；

表 5.3.4 钢绞线的基本力学性能指标 (N/mm^2)

型号	公称直径 (mm)	抗拉强度标准值 f_k	抗拉强度设计值 f_m	弹性模量 E_m
6 × 7-IWS 热镀锌钢绞线	2.5~3.6	1650	1050	1.30×10^5
	4.5	1560	1000	
6 × 7-IWS 不锈钢钢绞线	3.0~3.2	1800	1100	1.05×10^5
	4.0~4.5	1700	1050	

3) 钢绞线网片应无锈蚀、无破损、无死折、无散束，卡扣无开口、脱落，主筋和横向筋间距均匀，表面不得涂有油脂、油漆等污物。

2) 聚合物砂浆可采用 I 级或 II 级聚合物砂浆，其正拉粘结强度、抗拉强度和抗压强度以及老化检验、毒性检验等应满足现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的有关要求。

5.3.5 钢绞线网片聚合物砂浆面层加固砌体墙的设计，应符合下列规定：

1 原墙体砌筑的块体实际强度等级不宜低于 MU7.5，砂浆强度等级不宜高于 M5。

2 宜设置单层钢绞线网片加固，聚合物砂浆面层的厚度不宜小于 25mm，钢绞线保护层厚度不应小于 15mm。

3 钢绞线网片聚合物砂浆面层可单面或双面设置，钢绞线网应采用专用金属胀栓固定在墙体上，其间距宜为 600mm，且呈梅花状布置。

4 钢绞线网四周应与楼板或大梁、柱或墙体可靠连接；在底层可不延伸至基础，外墙在室外地面下宜加厚并伸入地面下 500mm。

5 墙体加固后，有关构件支承长度的影响系数应作相应改变，有关墙体局部尺寸的影响系数可取 1.0；楼层和各墙段抗震能力的增强系数，可按本规程公式（5.3.2-1）和（5.3.2-2）采用，其中，面层加固的基准增强系数，对普通黏土砖可按表 5.3.5-1 采用；墙段刚度的提高系数，可按本规程公式（5.3.2-3）和（5.3.2-4）采用，其中，墙段刚度的基准提高系数，可按表 5.3.5-2 采用。

表 5.3.5-1 钢绞线网片聚合物砂浆面层加固的基准增强系数

面层厚度 (mm)	钢绞线网片		单面加固				双面加固			
	直径 (mm)	间距 (mm)	原墙体砂浆强度等级							
			M0.4	M1.0	M2.5	M5.0	M0.4	M1.0	M2.5	M5.0
25	3.05	80	2.42	1.92	1.65	1.48	3.1	2.17	1.89	1.65
		120	2.25	1.69	1.51	1.35	2.9	1.95	1.72	1.52

表 5.3.5-2 钢绞线网片聚合物砂浆面层加固墙段刚度的基准提高系数

面层厚度 (mm)	单面加固				双面加固			
	原墙体砂浆强度等级							
	M0.4	M1.0	M2.5	M5.0	M0.4	M1.0	M2.5	M5.0
25	1.55	1.21	1.15	1.1	3.14	2.23	1.88	1.45

5.3.6 钢绞线网片聚合物砂浆面层加固砌体墙的施工，应符合下列规定：

1 面层宜按下列顺序施工：放线定位，基层处理，钢绞线网片下料及安装，浇水湿润墙面，界面剂配置及喷涂施工，聚合物砂浆搅拌、喷涂施工并养护，墙面装饰。

2 钢绞线网应双层布置并绷紧安装，竖向钢绞线网布置在内侧，水平钢绞线网布置在外侧，分布钢绞线应贴向墙面，受力钢绞线应背离墙面。

3 将钢绞线网片中平行于主受力方向的钢绞线一端的端头穿过锚板通孔，套上专用金属固定接头，用专用机具压制形成固定端头；另

一端为张拉端，应用金属压环穿成环状，用专用机具压制，保证夹裹力一致，安装牢固，张拉端从金属压环包裹处外露长度宜为 50mm。

4 应对钢绞线网片使用张力器或其它张拉措施进行张拉；张拉力应以钢绞线绷紧并满足设计要求为准，张拉到位后应对张拉端进行固定；应使钢绞线承受拉力，并应与结构构件变形协调，共同受力。

5 聚合物砂浆抹面应在界面处理后随即开始施工，第一遍抹灰厚度以基本覆盖钢绞线网片为宜，后续抹灰应在前次抹灰初凝后进行，后续抹灰的分层厚度控制在 10mm~15mm。

6 常温下，聚合物砂浆施工完毕 6 小时内，应采取可靠保湿养护措施；养护时间不少于 7 天；雨季、冬季或遇大风、高温天气时，施工应采取可靠应对措施。

(III) 板墙加固

5.3.7 采用现浇钢筋混凝土板墙加固墙体时，应符合下列规定：

1 板墙应采用呈梅花状布置的锚筋、穿墙筋与原有砌体墙连接；其左右应采用拉结筋等与两端的原有墙体可靠连接；底部应有基础；板墙上下应与楼、屋盖可靠连接，至少应每隔 1m 设置穿过楼板且与竖向钢筋等面积的短筋，短筋两端应分别锚入上下层的板墙内，其锚固长度不应小于短筋直径的 40 倍。

2 板墙加固验算时，有关构件支承长度的影响系数应作相应改变，有关墙体局部尺寸的影响系数应取 1.0。

3 原有墙体的砌筑砂浆强度等级低于 M2.5 时，应采用双面板墙加固；原有墙体的砌筑砂浆强度等级不低于 M2.5 时，可采用单面或双面板墙加固。

5.3.8 现浇钢筋混凝土板墙加固墙体的设计，应满足下列要求：

1 板墙的材料和构造尚应满足下列要求：

1) 混凝土的强度等级宜采用 C20，钢筋宜采用 HPB300 级或 HRB400 级热轧钢筋；

2) 板墙厚度宜采用 60mm~100mm；

3) 板墙可配置单排钢筋网片, 竖向钢筋可采用 $\phi 12$ (对于 HRB400 级钢筋, 可采用 $\phi 10$), 横向钢筋可采用 $\phi 6$, 间距宜为 150mm~200mm ;

4) 板墙与原有墙体的连接, 可沿墙高每隔 0.7m~1.0m 在两端各设 1 根 $\phi 12$ 的拉结钢筋, 其一端锚入板墙内的长度不宜小于 500mm, 另一端应锚固在端部的原有墙体内部 ;

5) 单面板墙宜采用 $\phi 8$ 的 L 形锚筋与原砌体墙连接, 双面板墙宜采用 $\phi 8$ 的 S 形穿墙筋与原墙体连接 ; 锚筋在砌体内的锚固深度不应小于 120mm ; 锚筋的间距宜为 600mm, 穿墙筋的间距宜为 900mm ;

6) 板墙基础埋深宜与原有基础相同 ;

7) 板墙不要求设置边缘构件。

2 板墙加固后, 楼层和墙段抗震能力的增强系数可分别按本规程公式 (5.3.2-1) 和 (5.3.2-2) 计算 ; 其中, 单面板墙加固墙段的增强系数, 原有墙体的砌筑砂浆强度等级为 M2.5 和 M5 时可取 2.5, 砌筑砂浆强度等级为 M7.5 时可取 2.0, 砌筑砂浆强度等级为 M10 时可取 1.8。

3 双面板墙加固且总厚度不小于 120mm 时, 其增强系数可按增设钢筋混凝土抗震墙加固法取值, 即当原有墙体的砌筑砂浆强度等级不高于 M7.5 时可取 3.8, 砌筑砂浆强度等级为 M10 时可取 3.5。

5.3.9 板墙加固的施工应符合下列规定 :

1 板墙加固施工的基本顺序、钻孔注意事项, 可按本规程第 5.3.3 条对面层加固的相关规定执行。

2 板墙可支模浇灌或采用喷射混凝土工艺, 应采取措施使墙顶与楼板交界处混凝土密实, 浇筑后应加强养护。

(IV) 增设抗震墙加固

5.3.10 增设砌体抗震墙加固房屋的设计, 应满足下列要求 :

1 抗震墙的材料和构造应满足下列要求 :

1) 砌筑砂浆的强度等级应比原墙体实际强度等级高一级, 且不应低于 M2.5 ;

2) 墙厚不应小于 190mm ;

3) 墙体中宜设置现浇带或钢筋网片加强 : 可沿墙高每隔 0.7m~1.0m 设置与墙等宽、高 60mm 的细石混凝土现浇带, 其纵向钢筋可采用 $3\phi 6$, 横向系筋可采用 $\phi 6$, 并于平面内点焊, 其间距宜为 200mm ; 当墙厚为 240mm 或 370mm 时, 可沿墙高每隔 300mm~700mm 设置一层焊接钢筋网片, 网片的纵向钢筋可采用 $3\phi 4$, 横向系筋可采用 $\phi 4$, 其间距宜为 150mm ;

4) 墙顶应设置与墙等宽的现浇钢筋混凝土压顶梁, 并与楼、屋盖的梁(板)可靠连接 ; 可每隔 500mm~700mm 设置 $\phi 12$ 的锚筋或 M12 锚栓连接 ; 压顶梁高不应小于 120mm, 纵筋可采用 $4\phi 12$, 箍筋可采用 $\phi 6$, 其间距宜为 150mm ;

5) 抗震墙应与原有墙体可靠连接 : 可沿墙体高度每隔 500~600mm 设置 $2\phi 6$ 且长度不小于 1m 的钢筋与原有墙体用螺栓或锚筋连接 ; 当墙体内有混凝土带或钢筋网片时, 可在相应位置处加设 $2\phi 12$ (对钢筋网片为 $\phi 6$) 的拉筋, 锚入混凝土带内长度不宜小于 500mm, 另一端锚在原墙体或外加柱内, 也可在新砌墙与原墙间加现浇钢筋混凝土内柱, 柱顶与压顶梁连接, 柱与原墙应采用锚筋或螺栓连接 ;

6) 抗震墙应有基础, 其埋深宜与相邻抗震墙相同, 宽度不应小于计算宽度的 1.15 倍。

2 加固后, 横墙间距的体系影响系数应作相应改变 ; 楼层抗震能力的增强系数可按下列公式计算 :

$$\eta_{wi} = 1 + \frac{\sum_{j=1}^n \eta_{ij} A_{ij}}{A_{i0}} \quad (5.3.10)$$

式中 : η_{wi} ——增设抗震墙加固后第 i 楼层抗震能力的增强系数 ;

η_{ij} ——第 i 楼层第 j 墙段的增强系数 ; 对黏土砖墙, 无筋时取 1.0, 有混凝土带时取 1.12, 有钢筋网片时, 240mm 厚墙取 1.10, 370mm 厚墙取 1.08 ;

A_{ij} ——第 i 楼层中验算方向增设的抗震墙 j 墙段在 1/2 层高
处净截面的面积 (mm^2)；

n ——第 i 楼层中验算方向增设的抗震墙数量。

5.3.11 增设砌体抗震墙施工中，配筋的细石混凝土带可在砌到设计标高时浇筑，当混凝土终凝后方可在其上砌砖。

5.3.12 采用增设现浇钢筋混凝土抗震墙加固砌体房屋时，应符合下列规定：

1 楼、屋盖类型宜为现浇或叠合楼、屋盖。

2 原墙体砌筑的砂浆实际强度等级不宜低于 M2.5，现浇混凝土墙沿平面宜对称布置，沿高度应连续布置，其厚度可为 140mm~160mm，混凝土强度等级宜采用 C20；可采用构造配筋；抗震墙应设基础，与原有的砌体墙、柱和梁板均应有可靠连接。

3 加固后，横墙间距的影响系数应作相应改变；楼层抗震能力增强系数可按本规程公式 (5.3.10) 计算，其中，增设墙段的厚度可按 240mm 计算；墙段的增强系数，原墙体砌筑砂浆强度等级不高于 M7.5 时可取 2.8，M10 时可取 2.5。

(V) 外加圈梁 - 钢筋混凝土柱加固

5.3.13 采用外加圈梁 - 钢筋混凝土柱加固房屋时，应满足下列要求：

1 外加柱应在房屋四角、楼梯间和不规则平面的对应转角处设置，并根据房屋的设防烈度和层数在内外墙交接处隔开间或每开间设置；外加柱应由底层设起，并应沿房屋全高贯通，不得错位；外加柱应与圈梁（含相应的现浇板等）或钢拉杆连成闭合系统。

2 外加柱应设置基础，并应设置拉结筋、销键、压浆锚杆或锚筋等与原墙体、原基础可靠连接；当基础埋深与外墙原基础不同时，不得浅于冻结深度。

3 增设的圈梁应与墙体可靠连接；圈梁在楼、屋盖平面内应闭合，在阳台、楼梯间等圈梁标高变换处，圈梁应有局部加强措施；变形缝两侧的圈梁应分别闭合。

4 加固后采用综合抗震能力指数验算时，圈梁布置和构造的体系影响系数应取 1.0；墙体连接的整体构造影响系数和相关墙垛局部尺寸的局部影响系数应取 1.0。

5.3.14 外加钢筋混凝土柱的设计，尚应符合下列规定：

1 外加柱的布置尚应符合下列规定：

1) 外加柱宜在平面内对称布置；
2) 内廊房屋的内廊在外加柱的轴线处无连系梁时，应在内廊两侧的内纵墙加柱，或在内廊楼、屋盖的板下增设与原有的梁板可靠连接的现浇钢筋混凝土梁或钢梁。

2 外加柱的材料和构造尚应符合下列规定：

1) 柱的混凝土强度等级宜采用 C20；
2) 柱截面可采用 240mm × 180mm 或 300mm × 150mm；扁柱的截面面积不宜小于 36000mm²，宽度不宜大于 700mm，厚度可采用 70mm；外墙转角可采用边长为 600mm 的 L 形等边角柱，厚度不应小于 120mm；

3) 纵向钢筋不宜少于 4 ϕ 12，转角处纵向钢筋可采用 12 ϕ 12，并宜双排布置；箍筋可采用 ϕ 6，其间距宜为 150mm~200mm，在楼、屋盖上下各 500mm 范围内的箍筋间距不应大于 100mm；

4) 外加柱宜在楼层 1/3 和 2/3 层高处同时设置拉结钢筋与墙体连接，亦可沿墙体高度每隔 500mm 左右设置锚栓或锚筋与墙体连接。

3 外加柱加固后，当抗震鉴定需要有构造柱时，与构造柱的有关的体系影响系数可取 1.0；当抗震鉴定无构造柱设置要求时，楼层的抗震能力增强系数应按下列公式计算：

$$\eta_{ci} = 1 + \frac{\sum_{j=1}^n (\eta_{cij} - 1) A_{ij0}}{A_0} \quad (5.3.14)$$

式中： η_{ci} ——外加柱加固后第 i 楼层抗震能力的增强系数；

η_{cij} ——第 i 楼层第 j 墙段外加柱加固的增强系数；砖墙可按表

5.3.14 采用，但 B 类砖房的窗间墙，增强系数宜取 1.0；

A_{j0} ——第 i 楼层中验算方向外加柱加固的抗震墙 j 墙段在 1/2 层高处净截面的面积 (mm^2);

n ——第 i 楼层中验算方向有外加柱的抗震墙数量。

表 5.3.14 外加柱加固黏土砖墙的增强系数

砌筑砂浆 强度等级	外加柱在加固墙体的位置			
	一端	两端		窗间墙中部
		墙体无洞口	墙体有洞口	
$\leq M2.5$	1.1	1.3	1.2	1.2
$\geq M5$	1.0	1.1	1.1	1.1

5.3.15 外加柱的拉结钢筋、锚筋应分别符合下列规定：

1 拉结钢筋可采用 $2\phi 12$ 钢筋，长度不应小于 1.5m，应紧贴横墙布置；其一端应锚在外加柱内，另一端应锚入横墙的孔洞内；孔洞尺寸宜采用 $120\text{mm} \times 120\text{mm}$ ，拉结钢筋的锚固长度不应小于其直径的 15 倍，并用混凝土填实。

2 锚筋适用于砌筑砂浆实际强度等级不低于 M2.5 的实心砖墙体，并可采用 $\phi 12$ 钢筋，锚孔直径可依据胶粘剂的不同取 18mm~25mm，锚入深度可采用 150mm~200mm。

5.3.16 后加圈梁的材料和构造，尚应符合下列规定：

1 圈梁应现浇，其混凝土强度等级不应低于 C20，钢筋可采用 HRB400 级或 HPB300 级热轧钢筋。

2 圈梁截面高度不应小于 180mm，宽度不应小于 120mm；圈梁的纵向钢筋，7、8、9 度时可分别采用 $4\phi 10$ 、 $4\phi 12$ 和 $4\phi 14$ ；箍筋可采用 $\phi 6$ ，其间距宜为 200mm；外加柱和钢拉杆锚固点两侧各 500mm 范围内的箍筋应加密。

3 钢筋混凝土圈梁与墙体的连接，可采用螺栓、锚栓或锚筋连接；型钢圈梁宜采用螺栓连接。采用的螺栓、锚栓或锚筋应满足下述要求：螺栓和锚筋的直径不应小于 12mm，锚入圈梁内的垫板尺寸可采用 $60\text{mm} \times 60\text{mm} \times 6\text{mm}$ ，螺栓间距可为 1m~1.2m；

5.3.17 代替内墙圈梁的钢拉杆，应满足下列要求：

1 代替圈梁的钢拉杆应在墙两侧对称设置。当每开间均有横墙时，应至少隔开间在横墙的两侧各设置一根直径不小于 12mm 的钢筋；当多开间有横墙时，应在横墙的两侧各设置一根直径不小于 14mm 的钢筋。当采用外加柱增强墙体的受剪承载力时，替代内墙圈梁的钢拉杆不宜少于 $2\phi 16$ 。

2 沿内纵墙端部布置的钢拉杆长度不得小于两开间；沿横墙布置的钢拉杆两端应锚入外加柱、圈梁内或与原墙体锚固，但不得直接锚固在外廊柱头上；单面走廊的钢拉杆在走廊两侧墙体上都应锚固。

3 当钢拉杆在增设圈梁内锚固时，可采用弯钩或加焊 $80\text{mm} \times 80\text{mm} \times 8\text{mm}$ 的锚板埋入圈梁内；弯钩的长度不应小于拉杆直径的 35 倍；锚板与墙面的间隙不应小于 50mm。

4 钢拉杆在原墙体锚固时，应采用钢垫板，拉杆端部应加焊相应的螺栓；钢拉杆在原墙体锚固的方形钢锚板的尺寸可按表 5.3.17 采用：

表 5.3.17 钢拉杆方形锚板尺寸（边长 × 厚度 mm）

钢拉杆直径 (mm)	原墙体厚度 (mm)				
	370		180~240		
	原墙体砂浆强度等级				
	M1	M2.5	M0.4	M1	M2.5
12	100 × 10	100 × 14	200 × 10	150 × 10	100 × 12
14	150 × 12	100 × 14	—	250 × 10	100 × 12
16	200 × 15	100 × 14	—	350 × 14	200 × 14
18	200 × 15	150 × 16	—	—	250 × 15
20	300 × 17	200 × 19	—	—	350 × 17

5.3.18 圈梁和钢拉杆的施工应符合下列规定：

1 增设圈梁处的墙面有酥碱、油污或饰面层时，应清除干净；圈梁与墙体连接的孔洞应用水冲洗干净；混凝土浇筑前，应浇水润湿墙面和木模板；锚筋和锚栓应可靠锚固。

2 圈梁的混凝土宜连续浇筑，不应在距钢拉杆或横墙 1m 以内处留施工缝，圈梁顶面应做泛水，其底面应做滴水槽。

3 钢拉杆应张紧，不得弯曲和下垂；外露铁件应涂刷防锈漆。

(VI) 后张预应力加固

5.3.19 后张预应力加固砖砌体墙的材料性能，应满足下列要求：

1 加固用预应力筋应采用无粘结预应力筋。宜选用高强低松弛钢绞线，必要时也可选用具有低松弛性能的高强钢丝、钢筋等性能可靠的预应力筋，其性能应满足现行国家标准《预应力混凝土用钢绞线》GB/T 5224 和《预应力混凝土用钢丝》GB/T 5223 的要求。

2 加固用预应力筋的锚固系统应符合现行国家标准《预应力筋用锚具、夹具和连接器》GB/T 14370 的规定。

5.3.20 后张预应力技术加固砖砌体墙的设计，应满足下列要求：

1 原墙体砌筑的块体实际强度等级不宜低于 MU7.5，且由竖向荷载及有效预应力的合作用所产生的轴向力设计值 N 应满足下列公式：

$$N \leq \phi fA \quad (5.3.20)$$

式中： ϕ ——高厚比和轴向力的偏心距 e 对受压构件承载力的影响系数，按现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003 的规定确定；

f ——砌体的抗压强度设计值 (N/mm^2)；

A ——被加固砌体墙体的截面面积 (mm^2)。

2 预应力筋宜沿被加固墙体两侧等间距成对对称布置，预应力筋间距不宜小于 500mm，且不宜大于 2000mm。

3 预应力筋上端可锚固于被加固墙体顶部设置的压顶梁或墙顶传力垫块上，下端可锚固于墙体底部设置的基础传力垫块或楼层圈梁上。应验算预应力筋锚固端的局部受压承载力，保证预应力的可靠传递。

5.3.21 采用后张预应力技术加固墙体的设计，尚应符合下列规定：

1 采用后张预应力进行抗震加固后，被加固墙体沿阶梯形截面破坏的抗震抗剪强度设计值应按下列公式确定：

$$f_{vE} = \zeta_{NP} f_v \quad (5.3.21-1)$$

式中： f_{vE} ——预应力加固砌体沿阶梯形截面破坏的抗震抗剪强度设计值（ N/mm^2 ）；

f_v ——非抗震设计的砌体抗剪强度设计值（ N/mm^2 ）；

ζ_{NP} ——砖砌体抗震抗剪强度由于竖向荷载和预应力筋的合作用产生的正应力影响系数，应按表 5.3.21-1 采用；

表 5.3.21-1 砖砌体强度的正应力影响系数

砌体类别	$(\sigma_0 + \sigma_p) / f_v$						
	0.0	1.0	3.0	5.0	7.0	10.0	12.0
普通砖，多孔砖	0.80	0.99	1.25	1.47	1.65	1.90	2.05

注： σ_0 为对应于重力荷载代表值的砌体截面平均压应力， σ_p 为对应于后张预应力的砌体截面平均压应力。

2 无筋砖砌体墙体加固后，其截面抗震受剪承载力设计值，应按下列公式计算：

$$V_R = (f_{vE} A + \beta_p \sigma_{pe} A_p) / \gamma_{Rs} \quad (5.3.21-2)$$

式中： V_R ——墙体加固后的抗震受剪承载力设计值（ N ）；

A ——墙体横截面面积（ mm^2 ）；

A_p ——加固预应力筋横截面面积（ mm^2 ）；

σ_{pe} ——加固预应力筋的有效预应力（ N/mm^2 ）；

β_p ——预应力筋参与工作系数，对整截面墙，取 0.15，对开洞口墙，取 0.1；

γ_{Rs} ——抗震加固的承载力调整系数。

3 带有水平配筋的墙体加固后，其截面抗震受剪承载力设计值，应按下列公式计算：

$$V_R = (f_{vE} A + \zeta_s f_{yh} A_{sh} + \beta_p \sigma_{pe} A_p) / \gamma_{Rs} \quad (5.3.21-3)$$

式中： ζ_s ——水平钢筋参与工作系数，可按表 5.3.21-2 采用；

f_{yh} ——墙体水平纵向钢筋的抗拉强度设计值（ N/mm^2 ）；

A_{sh} ——层间墙体竖向截面的总水平纵向钢筋面积（ mm^2 ），其配筋率不应小于 0.07% 且不大于 0.17%。

表 5.3.21-2 钢筋参与工作系数

墙体高宽比	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
ζ_s	0.10	0.12	0.14	0.15	0.12

4 对于中部设置截面不小于 240mm × 240mm，间距不大于 4m 的构造柱的墙段，其加固后的截面抗震受剪承载力设计值，应按下列公式计算：

$$F_R = \frac{1}{\gamma_{Rs}} \left[\eta_c f_{vE} (A - A_c) + \zeta_c f_t A_c + 0.08 f_{yc} A_{sc} + \beta_p \sigma_{pe} A_p + \zeta_s f_{yh} A_{sh} \right] \quad (5.3.21-4)$$

式中： A_c ——中部构造柱的横截面面积（mm²），对横墙和内纵墙， $A_c > 0.15A$ 时，取 0.15A；对外纵墙， $A_c > 0.25A$ 时，取 0.25A；

f_t ——中部构造柱的混凝土轴心抗拉强度设计值（N/mm²）；

A_{sc} ——中部构造柱的纵向钢筋截面总面积（mm²），配筋率不应小于 0.6%，大于 1.4% 时取 1.4%；

f_{yc} ——中部构造柱的纵向钢筋抗拉强度设计值（N/mm²）；

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

η_c ——墙体约束修正系数，一般情况取 1.0，构造柱间距不大于 3m 时取 1.1。

5 砖砌体墙体采用后张预应力加固后，其预应力筋的有效预应力应按下列公式计算：

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - (\sigma_{11} + \sigma_{14} + \sigma_{15}) \quad (5.3.21-5)$$

式中： σ_{con} ——加固预应力筋的张拉控制应力（N/mm²）；

σ_{11} ——预应力筋因张拉端锚具变形和预应力筋内缩引起的预应力损失值（N/mm²）；

σ_{14} ——预应力筋应力松弛引起的预应力损失值（N/mm²）；

σ_{15} ——因砌体收缩徐变引起的预应力损失值（N/mm²）。

6 砖砌体墙体加固后，加固用无粘结预应力筋的各项预应力损失中， σ_{11} 、 σ_{14} 可按现行《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 的

规定计算。由砌体收缩徐变引起的预应力损失 σ_{l5} 按下列公式计算：

$$\sigma_{l5} = k_{sh} E_p + k_{cr} \sigma_p E_p \quad (5.3.21-6)$$

式中： σ_p ——后张预应力施加产生的砌体截面平均压应力（N/mm²）；

E_p ——加固预应力筋的弹性模量（N/mm²）；

k_{sh} ——砌体墙体的收缩系数，可按表 5.3.21-3 确定；

k_{cr} ——砌体墙体的徐变系数，可按表 5.3.21-3 确定。

表 5.3.21-3 砌体墙体的收缩、徐变系数

墙体类型	k_{sh}	$k_{cr} ((N/mm^2)^{-1})$
黏土砖砌体	0	1×10^{-5}
混凝土砌块	3.25×10^{-4}	3.6×10^{-5}

5.3.22 采用后张预应力技术加固墙体的施工，应符合下列规定：

1 后张预应力加固砖砌体墙体的施工宜按下列顺序施工：清理原结构；在加固墙体上定位放线，标注预应力筋的位置；预应力筋张拉端和固定端结构或垫块的安装施工；预应力筋加工制作及锚具试装配；在预应力筋安装部位墙体两侧剔凿出凹槽，对应部位楼板穿孔；安装并固定预应力筋及其锚固装置、支承垫板等零部件；预应力筋张拉并锚固；施工质量检验；防护面层施工。

2 当预应力锚固端位于屋面时，应先剔除屋面局部装饰面层，并对屋面板与锚固端结构结合部位的混凝土表面进行打磨处理，锚固端结构可通过化学植筋或化学锚栓固定，底面应与屋面板顶面紧密贴合。

3 当预应力锚固端位于建筑地坪以下时，应对基础两侧开挖，露出墙下基础，在安装传力垫块部位基础墙上开洞并安装基础传力垫块。

4 当预应力锚固端位于楼层内时，应在设置锚固垫块的部位采用静力切割的方法开洞，对洞口部位楼板表面进行清理。垫块施工完毕后，应采用高强灌浆材料或高标号水泥砂浆将洞口与垫块之间的缝隙浇筑密实。

5 墙体表面开槽前应先复核墙内水电管线位置，避免开槽损坏水电管线。可采用云石切割机或其他开槽设备进行开槽施工，开槽应定

位准确，确保槽沟为直线，开槽的深度与宽度应保证预应力筋可以完全封闭于墙体内。

6 无粘结预应力筋安装前，应检查其规格尺寸和数量，确认可靠无误后，方可在工程中使用。预应力筋应顺直穿过楼、屋面板的孔洞，安置在墙体表面的凹槽内，在穿筋过程中应防止保护套受到机械损伤。预应力筋铺设就位后方可安装固定端和张拉端锚固节点组件。

7 安装预应力张拉设备时，应使张拉力的作用线与无粘结预应力筋的中心线重合。沿墙体两侧对称布置的预应力筋必须两根同时张拉，且张拉过程尽可能保持同步。

8 张拉控制应力应满足设计要求。当采用应力控制方法进行张拉时，应校核无粘结预应力筋的伸长值，当实际伸长值与设计计算伸长值相对偏差超过 $\pm 6\%$ 时，应暂停张拉，查明原因并采取措施予以调整后，方可继续张拉。

9 张拉后应采用砂轮锯或其他机械方法切割超长部分的无粘结预应力筋，其切断后露出锚具夹片外的长度不得小于 30mm。张拉后的锚具应进行防护处理。

5.3.23 采用后张预应力技术加固墙体的施工质量验收，应符合下列规定：

1 后张预应力加固分项工程根据预应力材料类别，可划分为预应力筋、锚具和传力垫块用钢材、混凝土检验批。原材料的批量划分、质量标准和检验方法应符合国家现行有关产品标准的规定。

2 后张预应力加固分项工程根据施工工艺流程，可划分为制作及安装、张拉、封闭等三个检验批。每个检验批的范围可按施工段划分。

3 施工检验批的质量验收应由监理工程师组织施工单位项目检查员进行，并作出记录。

4 检验批合格质量应符合下列规定：

- 1) 主控项目和一般项目的质量经抽样检验合格；
- 2) 具有完整的施工操作依据和质量检查记录。

5 后张预应力加固分项工程的验收应由监理工程师组织施工单位

项目技术负责人进行，并作出记录。

- 6 后张预应力加固分项工程质量验收合格应符合下列规定：
 - 1) 分项工程所含的检验批均符合合格质量的规定；
 - 2) 分项工程验收资料完整并满足验收要求。
- 7 后张预应力加固分项工程质量验收时应提供下列文件和记录：
 - 1) 后张预应力加固分项工程的设计及变更文件；
 - 2) 后张预应力加固工程专项施工方案及有关变更记录；
 - 3) 预应力筋位置坐标、锚固端构造等详图；
 - 4) 材料质量证明书；
 - 5) 预应力筋、锚具进场复验报告；
 - 6) 张拉设备标定报告；
 - 7) 预应力筋张拉见证记录；
 - 8) 检验批质量验收记录。

6 多层和高层钢筋混凝土房屋

6.1 一般规定

6.1.1 本章适用于既有现浇及装配整体式多层和高层钢筋混凝土框架（包括填充墙框架）、框架抗震墙、抗震墙结构的抗震加固，其适用的最大高度和层数应符合现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023和北京市标准《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/ 637 的有关规定。钢筋混凝土房屋的抗震等级，A类房屋按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的方法进行抗震计算分析时，抗震等级宜取四级；B类房屋应符合现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的有关规定；C类房屋应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的有关规定。

6.1.2 既有钢筋混凝土房屋的抗震加固应满足下列要求：

1 抗震加固时应根据房屋的实际情况选择加固方案，分别采用主要提高结构构件抗震承载力、主要增强结构变形能力或改变框架结构体系的方案。

2 加固后的框架应避免形成短柱、短梁或强梁弱柱。

6.1.3 既有 A 类钢筋混凝土房屋加固后，可采用现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 中规定的抗震验算方法进行抗震验算；当采用楼层综合抗震能力指数进行抗震验算时，可采用现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 和北京市标准《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB 11/ 637 规定的计算公式，对框架结构可选择平面结构计算；构件抗震加固的承载力调整系数，可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的承载力抗震调整系数值的 0.85 倍采用。当采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的方法进行房屋加固后结构的抗震验算时，应满足本规程第 3.0.6 条第 2 款的要求。

6.1.4 既有 B 类钢筋混凝土房屋加固后的抗震验算，结构的地震内力

调整系数、构件承载力可采用现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 规定的方法进行抗震验算；抗震加固的构件承载力调整系数宜仍按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的承载力抗震调整系数值采用。当采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的方法进行房屋加固后结构的抗震验算时，应满足本规程第 3.0.6 条第 2 款的要求。

6.1.5 既有 C 类钢筋混凝土房屋加固后的抗震验算，可直接采用国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的方法。抗震加固的构件承载力调整系数按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的承载力抗震调整系数值采用。

6.1.6 既有建筑加固后结构罕遇地震下层间位移角小于现行规范标准限值的 1/2 时，既有建筑结构抗震构造措施可按抗震等级降低一级考虑。

6.1.7 既有钢筋混凝土房屋构件加固后的抗震承载力应根据其加固方法按本章的规定计算；本章无规定时，应按现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的规定计算，此时，各式中对原有混凝土构件的承载力应除以抗震加固的承载力调整系数 γ_{RE} ，对新增部分材料抗震加固的承载力调整系数取 1。

6.1.8 既有钢筋混凝土房屋的抗震加固设计，应与实际施工方法紧密结合，保证新增构件和部件与既有结构连接可靠，新增截面与原截面粘结牢固，形成整体工作。同时，应按本章规定考虑新增构件应变滞后和新旧构件协同工作程度的影响。

6.2 抗震加固方案

6.2.1 既有钢筋混凝土房屋的结构体系、抗震措施和抗震承载力不满足要求时，可选择下列加固方法：

1 框架结构宜优先采用消能减震技术或隔震技术加固，也可采取增设抗震墙、支撑等抗侧力构件的措施，增强结构整体抗震性能。新增抗震墙、支撑宜优先设置在楼梯间四周，以减小楼梯构件地震反应。

2 单向框架应加固，或改为双向框架，或采取加强楼、屋盖整体性且同时增设抗震墙、支撑等抗侧力构件的措施。

3 单跨框架不满足鉴定要求时，应在不大于框架—抗震墙结构的抗震墙最大间距且不大于24m的间距内增设抗震墙、翼墙、支撑等抗侧力构件或将对应轴线的单跨框架改为多跨框架。

4 房屋刚度不足、明显不均匀或有明显的扭转效应时，可增设钢筋混凝土抗震墙或翼墙加固，也可采用增设支撑进行加固。

5 当框架梁柱实际受弯承载力的关系不满足鉴定要求时，可采用外包型钢、增大混凝土截面或粘贴钢板等加固框架柱；也可通过罕遇地震下的结构弹塑性分析结果确定对策。

6 框架梁柱配筋不满足鉴定要求时，可采用外包型钢、增大混凝土截面或粘贴钢板、碳纤维布、钢绞线网片聚合物砂浆等加固。

7 框架柱轴压比不满足鉴定要求时，可采用增大混凝土截面等加固。

8 钢筋混凝土抗震墙配筋不满足鉴定要求时，可加厚原有墙体或增设端柱、墙体等。

9 当楼梯构件不满足鉴定要求时，可采用粘贴钢板、碳纤维布、钢绞线网片聚合物砂浆等加固。

6.2.2 局部钢筋混凝土承重构件受压区混凝土强度偏低或有严重缺陷时，可选择采用置换混凝土加固法。

6.2.3 钢筋混凝土构件有局部损伤时，可采用细石混凝土修复；出现裂缝时，可灌注水泥基灌浆料等补强。

6.2.4 填充墙体与框架柱连接不满足鉴定要求时，可增设拉筋连接；填充墙体与框架梁连接不满足鉴定要求时，可在墙顶增设钢夹套等与梁拉结；楼梯间的填充墙不满足鉴定要求，可采用钢筋网砂浆面层加固。

6.2.5 女儿墙等易倒塌部位不满足鉴定要求时，可按本规程第5章的有关规定选择加固方法。

6.3 抗震加固设计与施工

(1) 增设抗震墙或翼墙加固

6.3.1 增设钢筋混凝土抗震墙或翼墙加固房屋时，应满足下列要求：

1 混凝土强度等级不应低于 C20，且不应低于原框架柱的实际混凝土强度等级。

2 墙厚不应小于 140mm，竖向和横向分布钢筋的最小配筋率，均不应小于 0.20%。对于 B、C 类钢筋混凝土房屋，其墙厚和配筋应符合其抗震等级的相应要求。

3 增设抗震墙后应按框架—抗震墙结构进行抗震分析，增设的混凝土和钢筋的强度均应乘以规定的折减系数。加固后抗震墙之间楼、屋盖长宽比的局部影响系数应作相应改变。

6.3.2 增设钢筋混凝土抗震墙或翼墙加固房屋的设计，尚应满足下列要求：

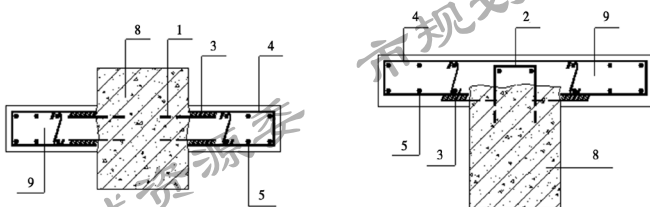
1 抗震墙宜设置在框架的轴线位置；翼墙宜在柱两侧对称布置。

2 抗震墙或翼墙的墙体构造应符合下列规定：

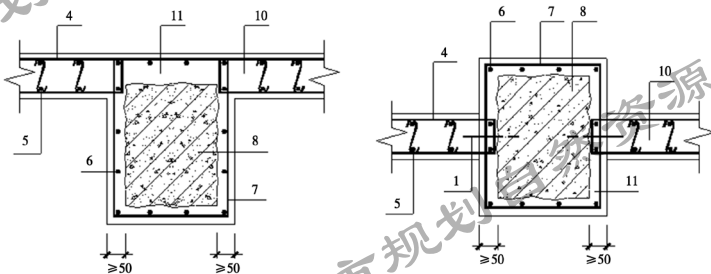
1) 墙体的竖向和横向分布钢筋宜双排布置，且两排钢筋之间的拉结筋间距不应大于 600mm；墙体周边宜设置边缘构件；

2) 墙与原有框架可采用锚筋或现浇钢筋混凝土套连接（图 6.3.2）；锚筋可采用 $\phi 10$ 或 $\phi 12$ 的钢筋，与梁柱边的距离不应小于 30mm，与梁柱轴线的间距不应大于 300mm，钢筋的一端应采用胶粘剂锚入梁柱的钻孔内，且埋深不应小于钢筋直径的 10 倍，另一端宜与墙体的分布钢筋焊接（单面焊 $10d$ ，双面焊 $5d$ ）；现浇钢筋混凝土套与柱的连接应符合本规程第 6.3.7 条的有关规定，且厚度不应小于 50mm。

3 增设翼墙后，翼墙与柱形成的构件可按整体偏心受压构件计算。新增钢筋、混凝土的强度折减系数不宜大于 0.85；当新增的混凝土强度等级比原框架柱高一个等级时，可直接按原强度等级计算而不再计入混凝土强度的折减系数。



(a) 锚筋连接



(b) 钢筋混凝土套连接

- 1—锚筋；2—U型锚筋；3—焊缝；4—墙体水平筋；5—墙体竖向筋；6—新增柱纵筋；
7—新增柱箍筋；8—原柱；9—翼墙；10—抗震墙；11—现浇钢筋混凝土套

图 6.3.2 增设墙与原框架柱连接示意图

6.3.3 抗震墙和翼墙的施工应满足下列要求：

- 1 原有的梁柱表面应凿毛，浇筑混凝土前应清洗并保持湿润，浇筑后应加强养护。
- 2 锚筋应除锈，锚孔应采用钻孔成形，不得用手凿，孔内应采用压缩空气吹净并用水冲洗，注胶应饱满并使锚筋固定牢靠。
- 3 为确保剪力墙顶部与梁板可靠连接，至少在梁板以下 500mm 高度范围内的剪力墙采用微膨胀混凝土浇筑。

(II) 钢构套加固

6.3.4 采用钢构套加固框架时，应满足下列要求：

- 1 钢构套加固梁时，纵向角钢、扁钢两端应与柱有可靠连接。

2 钢构套加固柱时, 应采取措施使楼板上下角钢、扁钢可靠连接; 顶层的角钢、扁钢应与屋面板可靠连接; 底层的角钢、扁钢应与基础锚固。

3 加固后梁、柱截面抗震验算时, 角钢、扁钢应作为纵向钢筋, 钢缀板应作为箍筋进行计算, 其材料强度应乘以规定的折减系数。

6.3.5 采用钢构套加固框架的设计, 尚应满足下列要求:

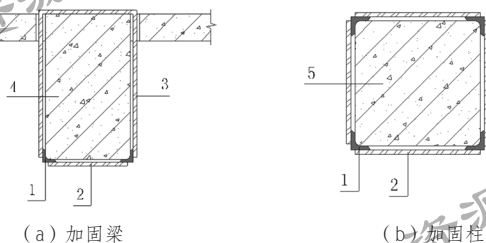
1 钢构套加固梁时, 应在梁的阳角外贴角钢(图 6.3.5a), 角钢应与钢缀板焊接, 钢缀板应穿过楼板形成封闭环形。

2 钢构套加固柱时, 应在柱四角外贴角钢(图 6.3.5b), 角钢应与外围的钢缀板焊接。

3 钢构套的构造应满足下列要求:

1) 角钢不宜小于 $L 50 \times 6$; 钢缀板截面不宜小于 $40\text{mm} \times 4\text{mm}$, 其间距不应大于单肢角钢的截面最小回转半径的 40 倍, 且不应大于 400mm, 构件两端应适当加密;

2) 钢构套与梁柱混凝土之间应采用胶粘剂粘结。



1—角钢; 2—钢缀板; 3—“Π”形钢缀板; 4—原梁; 5—原柱

图 6.3.5 钢构套加固示意图

4 加固后按楼层综合抗震能力指数验算时, 梁柱箍筋构造的体系影响系数可取 1.0。构件按组合截面进行抗震验算, 加固梁的钢材强度宜乘以折减系数 0.8; 加固柱应符合下列规定:

1) 柱加固后的初始刚度可按下列公式计算:

$$K=K_0+0.5E_a I_a \quad (6.3.5-1)$$

式中： K ——加固后的初始刚度；

K_0 ——原柱截面的弯曲刚度；

E_a ——角钢的弹性模量；

I_a ——钢构套对柱截面形心的惯性矩。

2) 柱加固后的正截面受弯承载力可按下列公式计算：

$$M_y = M_{y0} + 0.7A_a f_{ay} h \quad (6.3.5-2)$$

式中： M_{y0} ——原柱既有正截面受弯承载力（N·mm）；

A_a ——柱一侧外包角钢、扁钢的截面面积（mm²）；

f_{ay} ——角钢、扁钢的抗拉屈服强度（N/mm²）；

h ——验算方向柱截面高度（mm）。

3) 柱加固后的斜截面受剪承载力可按下列公式计算：

$$V_y = V_{y0} + 0.7f_{ay} (A_a/s) h \quad (6.3.5-3)$$

式中： V_y ——柱加固后的既有斜截面受剪承载力（N）；

V_{y0} ——原柱斜截面受剪承载力（N）；对 A、B 类钢筋混凝土结构，可按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的有关规定确定；

A_a ——同一柱截面内扁钢缀板的截面面积（mm²）；

f_{ay} ——扁钢抗拉屈服强度（N/mm²）；

s ——扁钢缀板的间距（mm）。

6.3.6 钢构套的施工应满足下列要求：

- 1 加固前应卸除或大部分卸除作用在梁上的活荷载。
- 2 原有的梁柱表面应清洗干净，缺陷应修补，角部应磨出小圆角。
- 3 楼板凿洞时，应避免损伤原有钢筋。
- 4 构架的角钢应采用夹具在两个方向夹紧，缀板应分段焊接。注胶应在构架焊接完成后进行，胶缝厚度宜控制在 3mm~5mm。

5 钢材表面应涂刷防锈漆，或在构架外围抹 25mm 厚的 1:3 水泥砂浆保护层，也可采用其他具有防腐和防火性能的饰面材料加以保护。

（Ⅲ）钢筋混凝土套加固

6.3.7 采用钢筋混凝土套加固梁柱时，应满足下列要求：

1 混凝土的强度等级不应低于 C20,且不应低于原构件实际的混凝土强度等级。

2 柱套的纵向钢筋遇到楼板时,应凿洞穿过并上下连接,其根部应伸入基础并满足锚固要求,其顶部应在屋面板处封顶锚固;梁套的纵向钢筋应与柱可靠连接。

3 加固后梁、柱按整体截面进行抗震验算,新增的混凝土和钢筋的材料强度应乘以规定的折减系数。

6.3.8 采用钢筋混凝土套加固梁柱的设计,应满足下列要求:

1 当采用钢筋混凝土套加固混凝土构件时,可根据原构件的受力性质,构造特点和现场条件,选用四面加厚(即围套式)、三面加厚或两面加厚等形式。

2 钢筋混凝土套加固的材料和构造应满足下列要求:

1) 宜采用细石混凝土,其强度宜高于原构件一个等级;新增混凝土的最小厚度,加固梁、柱时不应小于 60mm,用喷射混凝土施工时不应小于 50mm;

2) 纵向钢筋宜采用 HRB400 级热轧钢筋,箍筋可采用 HPB300 级热轧钢筋;

3) A 类钢筋混凝土结构,箍筋直径不宜小于 8mm,间距不宜大于 200mm;B、C 类钢筋混凝土结构,箍筋直径和间距应满足其抗震等级的相关要求;靠近梁柱节点处应加密;柱套的箍筋应封闭,梁套的箍筋应有一半穿过楼板后弯折封闭;

4) 加固的受力钢筋与原构件的受力钢筋间的净距不应小于 20mm,并应采用短筋焊接连接,箍筋应采用封闭箍筋或 U 型箍筋,并按照现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 对箍筋的构造要求进行设置;

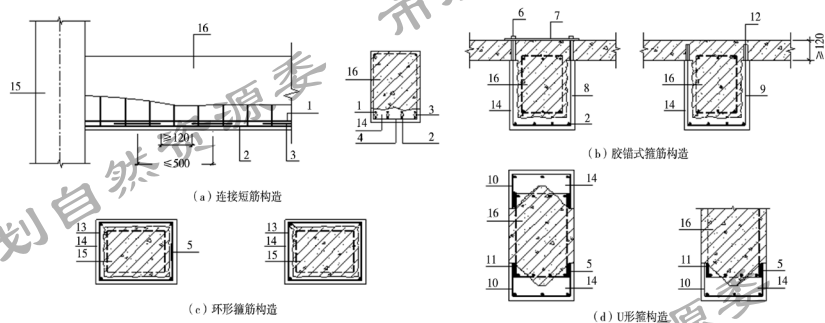
5) 当新增受力钢筋与原构件的受力钢筋采用短筋焊接时,短筋的直径不应小于 20mm,长度不小于 $5d$ (d 为新增纵筋和原有纵筋直径的较小值),各短筋的中心距不大于 500mm(图 6.3.8a);

6) 当用混凝土套进行加固时,应设置胶锚式箍筋(图 6.3.8b)

或环形箍筋（图 6.3.8c）；

7) 当用单侧或双侧加固时，应设置 U 型箍筋（图 6.3.8d）。U 型箍筋应焊在原有箍筋上，单面焊缝长度应为 $10d$ ，双面焊缝应为 $5d$ （ d 为 U 型箍筋直径）。U 型箍筋可直接植入锚孔内，植筋直径 d 不应小于 10mm，距构件边缘不小于 $3d$ ，且不小于 40mm，锚固深度不小于 $10d$ 。

3 加固后的梁柱可作为整体构件进行抗震验算，其现有承载力，A、B 类钢筋混凝土结构可按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 规定的方法确定，C 类钢筋混凝土结构可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的方法确定。其中，新增钢筋、混凝土的强度折减系数不宜大于 0.85；当新增的混凝土强度等级比原框架梁柱高一个等级时，可直接按原强度等级计算而不再计入混凝土强度的折减系数。对 A 类钢筋混凝土结构，按楼层综合抗震能力指数验算时，梁柱箍筋、轴压比等的体系影响系数可取 1.0。



- 1—原钢筋；2—新增受力钢筋；3—连接短筋；4— $\phi 6$ 连系钢筋；
 5—焊缝长度 $\geq 10d$ （单面） $\geq 5d$ （双面）；6—螺栓（螺帽拧紧后加点焊）；
 7—钢板；8—夹锚式箍筋；9—胶锚式箍筋；10—新增 U 型箍筋；11—焊于原箍筋；
 12—孔中用结构胶锚固；13—新增箍筋；14—新增混凝土；15—原柱；16—原梁

图 6.3.8 钢筋混凝土套加固配置钢筋构造示意图

6.3.9 钢筋混凝土套加固房屋时，应满足如下施工要求：

- 1 加固混凝土结构的施工过程，应遵循下列工序和原则：

1) 对原构件混凝土存在的缺陷清理至密实部位, 并将表面凿毛或打成沟槽, 沟槽深度不宜小于 6mm, 间距不宜大于箍筋间距或 200mm, 被包的混凝土棱角应打掉, 同时应除去浮渣、尘土;

2) 加固前应卸除或大部分卸除作用在梁上的活荷载, 原有混凝土梁柱表面应凿毛并清理浮渣, 缺陷应修补; 浇注混凝土前, 原混凝土表面以水泥浆或其它界面剂进行处理; 浇筑后应加强养护。

2) 对原有和新增受力钢筋应进行除锈处理; 在受力钢筋上施焊前应采取卸荷或支撑措施, 并应逐根分区分段分层进行焊接。

3 新加混凝土的施工, 宜优先采用喷射混凝土工艺, 其喷射方法、技术条件和质量应满足现行行业标准《喷射混凝土应用技术规程》JGJ/T 372。当采用常规方法浇筑混凝土时, 模板搭设、钢筋安置以及新混凝土的浇注和养护, 应满足现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的要求。

(IV) 粘贴钢板加固

6.3.10 采用粘贴钢板加固梁柱时, 应满足下列要求:

1 原构件的混凝土实际强度等级不应低于 C15; 混凝土表面的受拉粘结强度不应低于 1.5MPa。粘贴钢板应采用粘结强度高且耐久的胶粘剂; 钢板可采用 Q235 或 Q345 钢, 厚度宜为 2~5mm。

2 钢板的受力方式应设计成仅承受轴向应力作用。钢板在需要加固的范围以外的锚固长度, 受拉时不应小于钢板厚度的 200 倍, 且不应小于 600mm; 受压时不应小于钢板厚度的 150 倍, 且不应小于 500mm。

3 粘贴钢板与原构件尚宜采用专用金属锚栓连接。

4 粘贴用钢板的焊接连接必须在粘贴前进行, 粘贴以后不得对构件进行任何焊接连接。

5 粘贴钢板加固钢筋混凝土结构的胶粘剂材料性能、加固构造和承载力验算, 可按现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的有关规定执行, 其中, 对构件承载力的新增部分, 其抗震加固的承载力调整系数采用 1.0, 且对 A、B 类钢筋混凝土结构, 原构件的

材料强度设计值和抗震承载力，应按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的有关规定采用。

6 被加固构件长期使用的环境和防火要求，应符合国家现行有关标准的规定。

6.3.11 粘贴钢板加固法加固房屋时，应满足下列施工要求：

1 粘钢加固施工应按如下工艺流程进行：表面处理——卸荷——配胶并涂敷胶——粘贴——固定加压——固化——卸支撑检验——粉刷防护处理。

2 混凝土构件表面处理：对原混凝土构件的粘合面，可用硬毛刷沾高效洗涤剂，刷除表面油垢污物后用清水冲洗，再对粘合面进行打磨，去掉 1~2mm 厚表层，用无油压缩空气除去粉尘或用清水冲洗干净，待完全干燥后用脱脂棉沾丙酮擦拭表面即可。

3 钢板粘结面，须进行除锈和粗糙处理。对钢板未生锈或轻微锈蚀，可用喷砂、砂布或平砂轮打磨，直至出现金属光泽。打磨粗糙度越大越好，打磨纹路应与钢板受力方向垂直。其后，用脱脂棉沾丙酮擦拭干净。

4 粘贴钢板前，应对被加固构件进行卸荷或大部分卸荷。一般采用千斤顶顶升方式卸荷，对承受均布荷载的梁，应采用多点（至少两点）均匀顶升；对有次梁作用的主梁，每根次梁下设一台千斤顶，顶升吨位以顶面不出现裂缝为准。

5 粘结剂使用前应现场抽样，进行质量检验，合格后方可使用，按产品使用说明书规定配制。注意搅拌时应避免雨水进入容器，按同一方向进行搅拌，容器内不得有油污、灰尘和水分。

6 粘结剂配制好后，在已处理好的混凝土表面和钢板面上用抹刀同时涂抹粘结剂，厚度 1~3mm，中间厚边缘薄，然后将钢板贴在预定位置。当立面粘贴时，为防止流淌，可加一层脱蜡玻璃丝布。粘好钢板后，用手锤沿粘贴面轻轻敲击钢板，如无空洞声，表示已粘贴密实，否则应剥下钢板，补胶，重新粘贴。

7 粘贴钢板后立即用夹具夹紧，并用专用金属锚栓固定，适当加

压，以使胶液刚从钢板边缘挤出为度。

8 承重用的粘结剂在常温下固化，保持在 20℃以上，24 小时即可拆除夹具或支撑，3 天可受力使用。若低于 15℃，应采取人工加温，一般用红外线灯加热。

9 加固完工并经验收合格后，钢板表面应粉刷水泥砂浆保护。如钢板表面积较大，为利于砂浆粘结，可粘一层铁丝网或点粘一层豆石。

6.3.12 粘钢加固工程质量及验收应按如下方式进行：

1 拆除临时固定设备后，应用小锤轻轻敲击粘结钢板，从音响判断粘贴效果或用超声波法探测粘结密度。如锚固区粘结面积少于 90%，非锚固区粘结面积少于 70%，则此粘结件无效，应剥下重新粘贴。

2 对于重大工程，为检验其加固效果，尚需抽样进行荷载试验，一般仅加荷至准永久荷载，其结构的变形和裂缝开展应满足设计使用要求。

(V) 粘贴纤维布加固

6.3.13 采用粘贴纤维布加固梁柱时，应满足下列要求：

1 既有结构构件实际的混凝土强度等级不应低于 C15，且混凝土表面的正拉粘结强度不应低于 1.5MPa。

2 碳纤维的受力方式应设计成仅承受拉应力作用。当提高梁的受弯承载力时，碳纤维布应设在梁顶面或底面受拉区；当提高梁的受剪承载力时，碳纤维布应采用 U 形箍加纵向压条或封闭箍的方式；当提高柱受剪承载力时，碳纤维布宜沿环向螺旋粘贴并封闭，当矩形截面采用封闭环箍时，至少缠绕 3 圈且搭接长度应超过 200mm。粘贴纤维布在需要加固的范围以外的锚固长度，受拉时不应小于 600mm。

3 纤维布和胶粘剂的材料性能，加固的构造和承载力验算，可按现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的有关规定执行，其中，对构件承载力的新增部分（碳纤维布），其抗震加固的承载力调整系数采用 1.0，且对 A、B 类钢筋混凝土结构，原构件的材料强度设计值和抗震承载力，应按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB

50023 的有关规定采用。

4 被加固构件长期使用的环境和防火要求，应符合国家现行有关标准的规定。

6.3.14 采用粘贴碳纤维布加固梁柱时，应满足下列施工要求：

1 粘贴碳纤维布加固梁柱施工应按如下工艺流程进行：放线定位——表面处理——卸荷——配底层树脂并涂敷——配浸渍树脂并粘贴碳纤维布——卸支撑检验——防护处理。

2 混凝土构件表面处理：对原混凝土构件的粘合面，可用硬毛刷沾高效洗涤剂，刷除表面油污污物后用清水冲洗，再对粘合面进行打磨，除去 1~2 mm 厚表层，直至完全露出新面，并用无油压缩空气除去粉尘或用清水冲洗干净并保持干燥。转角粘贴处应进行导角处理并打磨成圆弧状，圆弧半径不应小于 20mm。

3 粘贴碳纤维布前，应对被加固构件进行卸荷或大部分卸荷。一般可采用千斤顶顶升方式卸荷，对承受均布荷载的梁，应采用多点（至少两点）均匀顶升；对有次梁作用的主梁，每根次梁下设一台千斤顶，顶升吨位以顶面不出现裂缝为准。

4 底层树脂使用前应现场抽样，进行质量检验，合格后方可使用；底层树脂按产品使用说明书提供的工艺规定配制；并采用滚筒刷将底层树脂均匀涂抹于混凝土表面。宜在底层树脂表面指触干燥后，尽快进行下一工序的施工。

5 应按设计要求的尺寸裁剪碳纤维布；并按产品使用说明书提供的工艺规定配制浸渍树脂，并均匀涂抹于粘贴部位；应将碳纤维布用手轻压贴于需粘贴的位置，采用专用的滚筒顺纤维方向多次滚压，挤出气泡，使浸渍树脂充分浸透碳纤维布，滚压时不得损伤碳纤维布；多层粘贴时应重复上述步骤，并宜在纤维表面的浸渍树脂指触干燥后尽快进行下一层粘贴；应在最后一层碳纤维布的表面均匀涂抹浸渍树脂。

6 加固完工并经检验验收合格后，当需要做表面防护时，应按有关标准的规定处理，并保证防护材料与碳纤维布之间有可靠的粘结。

6.3.15 粘贴纤维布加固梁柱时工程质量及验收应按如下方式进行：

1 碳纤维片材与混凝土之间的粘结质量，可用小锤轻轻敲击或手压碳纤维片材表面的方法检查，总有效粘结面积不应低于 95%。当碳纤维布的空鼓面积不大于 10000mm² 时，可采用针管注胶的方法进行修补。当空鼓面积大于 10000mm² 时，宜将空鼓部位的碳纤维片材切除，重新搭接贴上等量的碳纤维片材，搭接长度应满足现行相关规范的要求。

2 对于重大工程，为检验其加固效果，尚需抽样进行荷载试验，一般仅加荷至准永久荷载，其结构的变形和裂缝开展应满足设计使用要求。

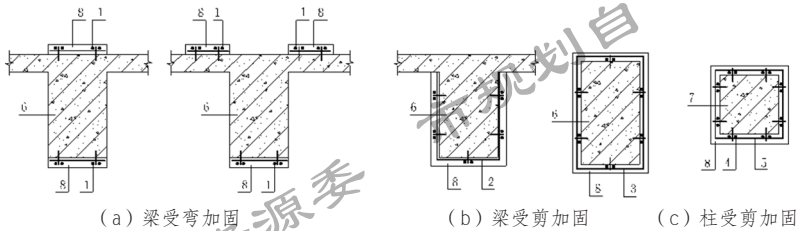
(VI) 钢绞线网片聚合物砂浆面层加固

6.3.16 钢绞线网片聚合物砂浆面层加固梁柱的钢绞线网片、聚合物砂浆的材料性能，应符合本规程第 5.3.4 条的规定。界面剂的性能应符合现行行业标准《混凝土界面处理剂》JC/T 907 关于 I 型的规定。

6.3.17 钢绞线网片聚合物砂浆面层加固梁柱的设计，应满足下列要求：

1 原有构件混凝土的实际强度等级不应低于 C15，且混凝土表面的正拉粘结强度不应低于 1.5MPa。

2 钢绞线网的受力方式应设计成仅承受拉应力作用，其受力钢绞线的间距不应小于 20mm，也不应大于 40mm；分布钢绞线不应考虑其受力作用，间距在 200mm~500mm。当提高梁的受弯承载力时，钢绞线网应设在梁顶面或底面受拉区（图 6.3.17a）；当提高梁的受剪承载力时，钢绞线网应采用三面围套或四面围套的方式（图 6.3.17b）；当提高柱受剪承载力时，钢绞线网应采用四面围套的方式（图 6.3.17c）。



(a) 梁受弯加固 (b) 梁受剪加固 (c) 柱受剪加固
 1—水平钢绞线网；2—U形围套钢绞线网；3—四面围套钢绞线网；
 4—纵向钢绞线网；5—环向钢绞线网；6—梁；7—柱；8—聚合物砂浆

图 6.3.17 钢绞线网片聚合物砂浆面层加固梁柱构造示意图

3 钢绞线网片可采用单层或双层，钢绞线网片应采用专用金属胀栓固定在构件上，端部胀栓应错开布置，中部胀栓应交错布置，且间距不宜大于 300mm。

4 当设置单层钢绞线网片时，聚合物砂浆面层的厚度不宜小于 25mm；当设置双层钢绞线网片时，聚合物砂浆厚度不宜小于 40mm，钢绞线保护层厚度不应小于 15mm。

5 钢绞线网片加固底层柱时，钢绞线网片应伸至柱基础顶部。

6 结构构件处于现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中划分的一类环境类别中，可采用热镀锌钢绞线网片加固，处于其他环境类别中宜采用不锈钢钢绞线网片加固。

7 钢绞线网片聚合物砂浆面层加固梁柱的承载力验算，可按照现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 中的有关规定进行，其中，对构件承载力的新增部分其抗震加固的承载力调整系数采用 1.0，且对 A、B 类钢筋混凝土结构，原构件的材料强度设计值和抗震承载力，应按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的有关规定采用。

8 被加固构件长期使用的环境和防火要求，应符合国家现行有关标准的规定。

6.3.18 钢绞线网片聚合物砂浆的施工应满足下列要求：

- 1 加固前应卸除或大部分卸除作用在梁上的活荷载。
- 2 加固的施工应按如下工艺流程进行：放线定位——表面处理——卸荷——钢绞线网片下料——钢绞线网片安装——基层清理、润湿——界面剂配制——界面剂喷涂施工——聚合物砂浆搅拌——聚

合物砂浆喷涂施工——养护——卸支撑检验——防护处理。

3 加固时应清除原有抹灰等装修面层，处理至裸露原混凝土结构的坚实面，结构缺陷应涂刷界面剂后用聚合物砂浆修补，基层处理的边缘应比设计抹灰尺寸外扩 50mm。

4 界面剂喷涂施工应与聚合物砂浆抹面施工段配合进行，界面剂应随用随搅拌，分布应均匀，不得遗漏被钢绞线网遮挡的基层。

6.3.19 钢绞线网片聚合物砂浆加固工程的施工质量及验收应按如下方式进行：

1 检验批的划分应符合下列规定：加固墙时，相同材料、工艺和施工条件的钢绞线网片、聚合物砂浆每 300m² 划分为一个检验批，不足 300m² 的也应划分为一个检验批。加固梁柱时，相同材料、工艺和施工条件的钢绞线网片、聚合物砂浆每 10 个独立构件为一个检验批，不足 10 个独立构件的也应划分为一个检验批。

2 每个检验批应至少抽查 10%，并不应少于 3 个独立加固构件，不足 3 个独立构件时应全数检查。

3 检验批质量应符合下列规定：主控项目的质量经抽样检验合格；一般项目的质量经抽样检验合格。一般项目当采用计数检验时，除有专门要求外，合格点率应达到 90% 及以上，且不得有严重缺陷。

4 应具有完整的施工操作依据和质量验收记录。

5 对验收合格的检验批，宜作出合格标志。

(VII) 增设支撑加固

6.3.20 采用钢支撑加固框架结构时，应满足下列要求：

1 支撑的布置应有利于减少结构沿平面或竖向的不规则性；支撑的间距不应超过框架 - 抗震墙结构中墙体最大间距的规定。

2 支撑的形式可选择 X 形、人字形等，支撑的水平夹角宜为 35° ~ 55°。

3 支撑杆件的长细比和板件的宽厚比，应依据设防烈度的不同，按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 对钢结构设计的有关

规定采用。

4 支撑节点构造应满足现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 中有关钢框架—中心支撑节点的构造要求。

5 支撑可采用钢箍套与原有钢筋混凝土构件可靠连接，并应采取将支撑的地震内力可靠地传递到基础。

6 新增钢支撑可采用两端铰接的计算简图，且只承担地震作用。

7 钢支撑应采取防腐、防火措施。

6.3.21 采用消能支撑加固框架结构时，应满足本规程第 12 章的要求。

(VIII) 混凝土缺陷修补

6.3.22 混凝土构件局部损伤和裂缝等缺陷的修补，应满足下列要求：

1 修补所采用的细石混凝土，其强度等级宜比原构件的混凝土强度等级高一级，且不应低于 C20；修补前，损伤处松散的混凝土和杂物应剔除，钢筋应除锈，并采取措施使新、旧混凝土可靠结合。

2 压力灌浆的浆液或浆料的可灌性和固化性应满足设计、施工要求；灌浆前应对裂缝进行处理，并埋设灌浆嘴；灌浆时，可根据裂缝的范围和大小选用单孔灌浆或分区群孔灌浆，并应采取使浆液饱满密实。

(IX) 填充墙加固

6.3.23 砌体墙与框架连接的加固应满足下列要求：

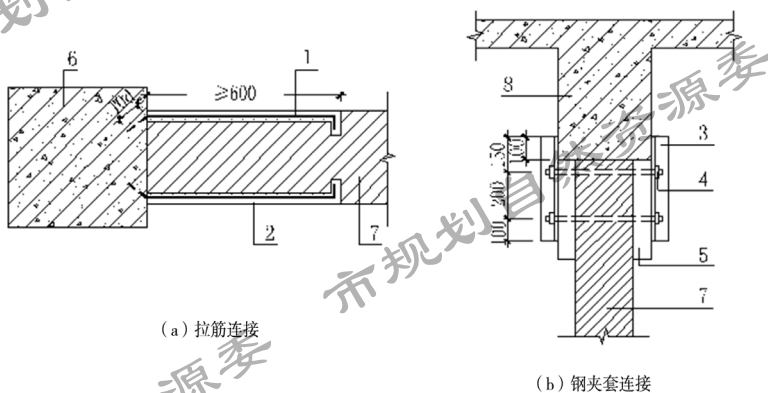
1 墙与柱的连接可增设拉筋加强（图 6.3.23a）；拉筋直径可采用 6mm，其长度不应小于 600mm，沿柱高的间距不宜大于 600mm，8、9 度时或墙高大于 4m 时，墙半高的拉筋应贯通墙体；拉筋的一端应采用胶粘剂锚入柱的斜孔内，或与锚入柱内的锚栓焊接；拉筋的另一端弯折后锚入墙体的灰缝内，并用 1:3 水泥砂浆将墙面抹平。

2 墙与梁的连接，可按本条第 1 款的方法增设拉筋加强墙与梁的连接；亦可采用墙顶增设钢夹套加强墙与梁的连接（图 6.3.23b）；墙长超过层高 2 倍时，在中部宜增设上下拉接的措施。钢夹套的角钢不应

小于 $L\ 63\times 6$ ，螺栓不宜少于2根，其直径不应小于12mm，沿梁轴线方向的间距不宜大于1.0m。

3 加固后按楼层综合抗震能力指数验算时，墙体连接的局部影响系数可取1.0。

4 拉筋的锚孔和螺栓孔应采用钻孔成形，不得用人工凿；钢夹套的钢材表面应涂刷防锈漆。



1—拉筋；2—砂浆；3—角钢；4—螺栓；5—垫木；6—柱；7—墙；8—梁

图 6.3.23 砌体墙与框架的连接示意图

7 内框架和底层框架砌体房屋

7.1 一般规定

7.1.1 本章适用于内框架、底层框架与砌体混合承重的多层房屋，其适用的最大高度与层数应符合现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 与北京市标准《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/ 637 的有关规定。

7.1.2 内框架和底层框架砌体房屋的抗震加固应满足下列要求：

1 底层框架房屋加固后，框架层与相邻上部砌体层的刚度比，应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相应规定。

2 采用综合抗震能力指数验算时，楼层屈服强度系数、加固增强系数、加固后的体系影响系数和局部影响系数应根据房屋加固后的状态设计与取值。

7.1.3 当既有的 A、B 类底层框架砌体房屋的层数和总高度超过现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 和北京市标准《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/ 637 规定的层数和高度限值，但未超过现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 规定的层数和高度限值时，应提高其抗震承载力并采取增设外加构造柱等措施，达到现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 对其承载力与构造柱的相关要求。当其层数超过现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的层数时，应改变结构体系或减少层数。

7.1.4 底层框架、底层内框架砌体房屋上部各层的加固，应符合本规程第 5 章的相关规定；底层加固时，应计入上部各层加固后对底层的影响。框架梁与框架柱的加固应符合本规程第 6 章的有关规定。

7.2 抗震加固方案

7.2.1 底层框架、底层内框架砌体房屋的底层和多层内框架砌体房屋

的结构体系、抗震措施和抗震承载力不满足要求时，可选择下列加固方法：

1 横墙间距满足鉴定要求而抗震承载力不满足要求时，宜对原有墙体采用钢筋网砂浆面层、钢绞线网片聚合物砂浆面层或板墙加固，也可增设抗震墙加固。

2 横墙间距超过规定值时，宜在横墙间距内增设抗震墙加固；或对原有墙体采用板墙加固且同时增强楼盖的整体性和加固钢筋混凝土框架、砖柱混合框架；也可在砌体房屋外增设抗侧力结构减小横墙间距。

3 钢筋混凝土柱配筋不满足要求时，可增设钢筋网砂浆面层加固、现浇钢筋混凝土套、粘贴纤维布、钢绞线网片聚合物砂浆面层等方法加固；也可增设抗震墙或钢支撑减少柱承担的地震作用。

4 底层框架砌体房屋的框架柱轴压比不满足要求时，可增设钢筋混凝土套或粘贴纤维布加固或按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关规定增设约束箍筋提高体积配箍率。

5 外墙的砖柱（墙垛）承载力不满足要求时，可采用钢筋混凝土外壁柱或内、外壁柱加固；也可增设抗震墙以减少砖柱（墙垛）承担的地震作用。

6 多层内框架房屋进行抗震加固时，应采用改变结构体系的加固方案，加固后的房屋应根据其新结构体系类别满足本规程的相应要求。

7 底层框架砌体房屋底层为单跨框架时，应增设框架柱形成双跨；当底层刚度较弱或有明显扭转效应时，可在底层增设钢筋混凝土抗震墙或翼墙加固；当过渡层刚度、承载力不满足鉴定要求时，可对过渡层的原有墙体采用钢筋网砂浆面层、钢绞线网片聚合物砂浆面层加固或采用钢筋混凝土墙替换底部为钢筋混凝土墙的部分砌体墙等方法加固。

8 底层框架砌体房屋底层与相邻上层刚度比不满足要求时，宜在底层增设钢筋混凝土抗震墙或钢支撑加固，也可采用耗能减震方法进行加固。

7.2.2 内框架和底层框架砌体房屋整体性不满足要求时，应选择下列加固方法：

1 底层框架、底层内框架砌体房屋的底层楼盖为装配式混凝土楼板时，可增设钢筋混凝土现浇层加固。

2 圈梁布置不满足鉴定要求时，应增设圈梁；外墙圈梁宜采用现浇钢筋混凝土或钢板圈梁，内墙圈梁可用钢拉杆或在进深梁端加锚杆代替；当墙体采用双面钢筋网砂浆面层或板墙进行加固且在上下两端增设配筋加强带时，可不另设圈梁。

3 当构造柱设置不满足鉴定要求时，应增设外加柱；当墙体采用双面钢筋网砂浆面层或板墙进行加固且在对应位置增设相互可靠拉结的配筋加强带时，可不另设外加柱。

4 外墙四角或内、外墙交接处的连接不满足鉴定要求时，可增设钢筋混凝土外加柱或外包钢筋混凝土面层加固。

5 楼、屋盖构件的支承长度不满足要求时，可增设托梁或采取增强楼、屋盖整体性的措施。

7.2.3 女儿墙等易倒塌部位不满足鉴定要求时，可按本规程第5章的有关规定选择加固方法。

7.2.4 现有的A类底层内框架、单排柱内框架房屋需要继续使用时，应在原壁柱处增设钢筋混凝土柱形成梁柱固接的结构体系或改变结构体系。

7.3 抗震加固设计与施工

7.3.1 增设钢筋混凝土壁柱加固内框架房屋的砖柱（墙垛）时，应满足下列要求：

1 壁柱应从底层设起，沿砖柱（墙垛）全高贯通；在楼、屋盖处应与圈梁或楼、屋盖拉结；壁柱应设基础，埋深与外墙基础不同时，不得浅于冻结深度。

2 壁柱的截面面积不应小于 36000mm^2 ，内壁柱的截面宽度应大于相连内框架梁的宽度。

3 壁柱的纵向钢筋不应少于 $4\phi 12$ ；箍筋间距不应大于 200mm ，在楼、屋盖标高上下各 500mm 范围内，箍筋间距不应大于 100mm ；内外壁柱间沿柱高度每隔 600mm ，应拉通一道箍筋。

7.3.2 增设钢筋混凝土壁柱加固内框架房屋的砖柱（墙垛）的设计，尚应符合下列规定：

1 壁柱的混凝土强度等级不应低于 C20；纵向钢筋宜采用 HRB400、HRB500 级热轧钢筋，箍筋可采用 HPB300、HRB400 级热轧钢筋。

2 壁柱的构造尚应满足下列要求：

1) 壁柱的截面宽度不宜大于 700mm ，截面高度不宜小于 70mm ；内壁柱的截面，每侧比相连的梁宽出的尺寸应大于 70mm ；

2) 内壁柱应有不少于 50% 纵向钢筋穿过楼板，其余的纵向钢筋可采用插筋相连，插筋上下端的锚固长度不应小于插筋直径的 40 倍；

3) 外壁柱与砖柱（墙垛）的连接，可按本规程第 5.3.15 条的有关规定采用。

3 采用壁柱加固后形成的组合砖柱（墙垛），其抗震验算应满足下列要求：

1) 横墙间距满足鉴定要求时，加固后组合砖柱承担的地震剪力可取楼层地震剪力按各抗侧力构件的有效侧移刚度分配的值；有效侧移刚度的取值，对原有框架柱和加固后的组合砖柱不折减，钢筋混凝土抗震墙可取实际值的 30%，对砖抗震墙可取实际值的 20%；

2) 横墙间距超过规定值时，加固后的组合砖柱承担的地震剪力可按下列公式计算：

$$V_{cij} = \frac{\eta K_{cij}}{\sum K_{cij}} (V_i - V_{wi}) \quad (7.3.2-1)$$

$$\eta = 1.6L / (L+B) \quad (7.3.2-2)$$

式中： V_{cij} ——第 i 层第 j 柱承担的地震剪力设计值（kN）；

K_{cij} ——第 i 层第 j 柱的侧移刚度（kN/m）；

V_i ——第 i 层的层间地震剪力设计值，应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定确定（kN）；

V_{wi} ——第 i 层所有抗震墙既有受剪承载力之和；对内框架，可按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的有关规定确定（kN）；

η ——楼、屋盖平面内变形影响的地震剪力增大系数；当 $\eta \leq 1.0$ 时，取 $\eta = 1.0$ ；

L ——抗震横墙间距（m）；

B ——房屋宽度（m）。

3) 加固后的组合砖柱（墙垛）可采用梁柱铰接的计算简图，并按钢筋混凝土壁柱与砖柱（墙垛）共同工作的组合构件验算其抗震承载力。验算时，钢筋和混凝土的强度宜乘以折减系数 0.85，加固后有关的体系影响系数和局部尺寸的影响系数可取 1.0。

7.3.3 增设钢筋混凝土现浇层加固楼盖时，现浇层的厚度不应小于 40mm，钢筋的直径不应小于 6mm，其间距不应大于 300mm；尚应采取措加强现浇层与原有楼板、墙体的连接。

7.3.4 增设的现浇层与原有墙、板的连接，应满足下列要求：

1) 现浇层的分布钢筋应有 50% 的钢筋穿过墙体。另外 50% 的钢筋，可通过插筋相连，插筋两端的锚固长度不应小于插筋直径的 40 倍；也可锚固于现浇层周边的加强配筋带中，加强配筋带应通过穿过墙体的钢筋相互可靠连接。

2) 现浇层宜采用呈梅花形布置的 L 形锚筋或锚栓与既有楼板相连，锚筋、锚栓应通过钻孔并采用胶粘剂锚入预制板缝内，锚固深度不小于 80mm~100mm。

3) 施工时，应去掉原有装饰层，板面应凿毛、涂刷界面剂，并注意养护。

7.3.5 底层框架、底层内框架砌体房屋的底层和多层内框架砌体房屋加固后进行抗震验算时，各层的地震剪力，宜全部由该方向的抗震墙承担；加固后墙段抗震承载力的增强系数和有关的体系影响系数、局

部影响系数，应根据不同的加固方法分别取值。

7.3.6 采用本规程其他加固方法加固砌体和钢筋混凝土部分时，其材料、构造和施工应分别满足本规程第 5、6 章的相关要求。

8 单层工业厂房

8.1 一般规定

8.1.1 本章适用于装配式单层钢筋混凝土柱厂房和混合排架厂房，单层钢柱、钢屋架或实腹梁承重的单层钢结构厂房。

注：混合排架厂房指边柱列为砖柱、中柱列为钢筋混凝土柱的厂房。

8.1.2 厂房的加固，应着重提高其整体性和连接的可靠性，应避免形成新的抗震薄弱环节。

8.1.3 当厂房出现关键环节不满足要求时应进行加固；一般部位不满足要求时，可根据不满足的程度和影响范围，提出相应对策。

8.1.4 增设支撑等构件时，应避免有关节点应力的加大和地震作用在原有构件间的重分配；对一端有山墙和体型复杂的厂房，宜采取减少厂房扭转效应的措施。

8.1.5 混合排架厂房的砖柱的抗震加固，应符合本规程第9章的有关规定。

8.2 抗震加固方案

8.2.1 单层钢筋混凝土柱厂房的抗震加固应符合下列规定：

1 厂房的屋盖支撑布置或柱间支撑布置不满足鉴定要求时，应增设支撑，7度时也可采用钢筋混凝土窗框代替天窗架竖向支撑。

2 厂房构件抗震承载力不满足要求时，可采用下列加固方法：

1) 天窗架立柱的抗震承载力不满足要求时，可加固立柱或增设支撑并加强连接节点；

2) 排架柱和屋架的混凝土构件的配筋或截面尺寸不满足抗震鉴定要求时，可选择采用增设钢构套、钢筋混凝土套、粘贴钢板、粘贴纤维复合材料等加固方法加固；

3) 排架柱纵向钢筋不满足要求时,还可采取加强柱间支撑系统且加固相应柱的措施。

3 厂房构件连接不满足鉴定要求,可采用下列加固方法:

1) 下柱柱间支撑的下节点构造不满足鉴定要求时,可在下柱根部增设局部的现浇钢筋混凝土套加固,但不应使柱形成新的薄弱部位;

2) 构件的支承长度不满足要求或连接不牢固时,可增设支托或采取加强连接的措施;

3) 墙体与屋架、钢筋混凝土柱连接不满足鉴定要求时,可增设拉筋或圈梁加固。

4 女儿墙超过规定的高度时,宜拆矮或采用角钢、钢筋混凝土竖杆加固。

5 柱间的隔墙、工作平台不满足鉴定要求时,可采取剔缝脱开、改为柔性连接、拆除或根据计算加固排架柱和节点的措施。

8.2.2 单层钢结构厂房的抗震加固方案应符合下列规定:

1 厂房的加固,应着重提高其整体性和连接的可靠性,宜优先采用增设消能支撑、钢支撑等改变结构受力体系、提高结构整体抗震性能的方法。

2 厂房构件、连接抗震承载力不能满足要求时,可采用下列加固方法:

1) 改变结构受力模式的加固方法:采用改变传力途径、节点性质和边界条件、增设附加杆件和支撑、施加预应力、考虑空间协同工作等措施对结构进行加固;

2) 加大构件截面等直接加固方法;

3 厂房的屋盖支撑布置或柱间支撑布置不符合要求时,应增设支撑。

8.3 单层钢筋混凝土柱厂房加固设计与施工

(I) 屋盖加固

8.3.1 A类厂房钢筋混凝土Ⅱ型天窗架T形截面立柱的加固，应满足下列要求：

- 1 当为7度时，应加固竖向支撑的节点预埋件。
- 2 当为8度且为Ⅰ、Ⅱ类场地时，尚应加固竖向支撑的立柱。
- 3 当为8度Ⅲ、Ⅳ类场地或9度时，除按第1款的要求加固外，尚应加固所有立柱。

8.3.2 增设屋盖支撑时，宜满足下列要求：

- 1 原有上弦横向支撑设在厂房单元两端的第二开间时，可在抗风柱柱顶与原有横向支撑节点间增设水平压杆。
- 2 增设的竖向支撑与原有的支撑宜采用同一形式，当原来无支撑时，宜采用“W”形支撑，且各杆应按压杆设计；支撑节点的高度差超过3m时，宜采用“X”形支撑。
- 3 屋架和天窗支撑杆件的长细比，压杆不宜大于200，拉杆不宜大于300。

8.3.3 对8度时跨度不小于18m的多跨厂房中柱和9度时多跨厂房各柱，宜在柱顶增设通长水平压杆来增加结构的整体性，钢筋混凝土系杆端头与屋架间的空隙应采用混凝土填实。

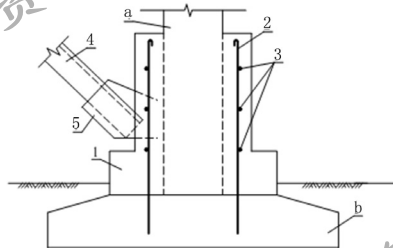
(II) 柱间支撑加固

8.3.4 增设钢筋混凝土套加固下柱支撑的下节点时（图8.3.4），应满足下列要求：

- 1 混凝土宜采用细石混凝土，其强度等级宜比原柱的混凝土强度提高一个等级；厚度不宜小于60mm且不宜大于100mm，并应与基础可靠连接；纵向钢筋直径不应小于12mm，箍筋应封闭，其直径不宜小于8mm，间距不宜大于100mm。

2 加固后,柱根沿厂房纵向的抗震受剪承载力可按整体构件进行截面抗震验算,但新增的混凝土和钢筋强度应乘以 0.85 的折减系数。

3 施工时,原柱加固部位的混凝土表面应凿毛、清除酥松杂质,灌注混凝土前应用水清洗并保持湿润。



1—后浇混凝土; 2—纵向钢筋; 3—箍筋; 4—钢支撑; 5—连接板;
a—混凝土下柱; b—下柱基础;

图 8.3.4 柱根部加固示意图

8.3.5 增设的柱间支撑应采用型钢,杆件的长细比不宜超过表 8.3.5 的规定。交叉支撑在交叉点应设置节点板,斜杆与该节点板应焊接,支撑与柱连接的端节点板宜焊接,其厚度不应小于 10mm。柱间支撑开间的基础之间宜增加水平压梁。

表 8.3.5 柱间支撑交叉斜杆的最大长细比

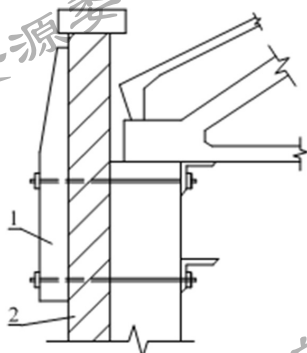
位置	烈 度		
	7	8	9
上柱支撑	250	200	150
下柱支撑	200	150	150

(III) 封檐墙、女儿墙加固

8.3.6 封檐墙、女儿墙的加固,应满足下列要求:

1 竖向角钢或钢筋混凝土竖杆应设置在厂房排架柱位置处的墙外(图 8.3.6)。

2 钢材可采用 Q235，混凝土强度等级宜采用 C20。



1—钢筋混凝土竖杆或角钢；2—女儿墙

图 8.3.6 女儿墙加固示意图

3 无拉结高度不超过 1.5m 时，竖向角钢可按表 8.3.6-1 采用，钢筋混凝土竖杆可按表 8.3.6-2 采用。

4 竖向角钢或钢筋混凝土竖杆应与柱顶或屋架节点可靠连接，出入口上部的女儿墙尚应在角钢或竖杆的上端设置联系角钢。

表 8.3.6-1 竖向角钢截面尺寸 (mm)

无拉结高度 h (mm)	烈度和场地类别		
	7 度各类场地和 8 度 I、II 类场地	8 度 III、IV 类场地和 9 度 I、II 类场地	9 度 III、IV 类场地
$h \leq 1000$	2 L 75 × 6	2 L 90 × 7	2 L 100 × 12
$1000 < h \leq 1500$	2 L 90 × 10	2 L 100 × 12	2 L 125 × 14

表 8.3.6-2 钢筋混凝土竖杆截面尺寸和配筋 (mm)

无拉结高度 h (mm)		烈度和场地类别		
		7 度各类场地和 8 度 I、II 类场地	8 度 III、IV 类场地和 9 度 I、II 类场地	9 度 III、IV 类场地
$h \leq 1000$	截面 (宽 \times 高)	120 \times 120	120 \times 150	120 \times 200
	配筋	4 ϕ 12	4 ϕ 16	4 ϕ 18
$1000 < h \leq 1500$	截面 (宽 \times 高)	120 \times 150	120 \times 200	120 \times 250
	配筋	4 ϕ 16	4 ϕ 18	4 ϕ 18

8.4 单层钢结构厂房加固设计与施工

8.4.1 厂房构件、连接抗震承载力不能满足要求时,可采用下列加固方法:

- 1 加大构件截面的加固方法。
- 2 焊缝连接的加固,可采用增加焊缝长度、有效厚度或两者同时增加的方法。
- 3 螺栓和铆钉连接的加固,可采用更换或新增、变单剪为双剪的方法,且应首先考虑采用适宜直径的高强螺栓连接。
- 4 钢柱可采用补强柱的截面、增设支撑、四周外包钢筋混凝土等方法进行加固。
- 5 柱脚底板厚度不足时可采用增设柱脚加劲肋、柱脚型钢间浇筑混凝土等方法进行加固。
- 6 柱脚锚固不足时可采用增设附加锚栓、采用钢筋混凝土包裹柱脚等方法进行加固。
- 7 裂纹的修复应优先采用焊接方法,也可采用嵌板、附加盖板的方法。

8.4.2 厂房其他构件的加固方法尚应满足本规程相关要求。

8.4.3 钢结构厂房加固设计应与实际施工方法紧密结合,并应采取有效措施,保证新增截面、构件和部件与既有结构连接可靠,形成整体

共同工作。应避免对未加固的部分或构件造成不利的影晌。

8.4.4 钢结构厂房加固可按下列原则进行承载能力及正常使用极限状态验算：

1 结构构件的计算截面应考虑结构在加固时的实际受力状况，即既有结构的应力超前和加固部分的应变滞后特点，以及加固部分与既有结构共同工作的程度。

2 完全卸载状态下采用增加截面的方法加固钢构件时，构件的强度和稳定性，按加固后的截面，用与新结构相同的方法进行计算；负荷状态下采用增加截面的方法加固钢构件时，应根据实际荷载状态和内力分布形式进行加固后校核。

3 厂房加固后如改变传力路线或使结构重量增大，应对相关结构构件及厂房地基基础进行必要的验算。

8.4.5 钢结构厂房加固时的施工方法有：负荷加固、卸荷加固和从既有结构上拆下加固或更新部件进行加固。应根据结构实际受力状态，在确保质量和安全的前提下确定加固施工方法。

8.4.6 钢结构厂房在加固施工过程中，若发现既有结构或相关工程隐蔽部位有未预计的损伤或严重缺陷时，应立即停止施工，并会同加固设计者采取有效措施进行处理后再继续施工。

8.4.7 对于加固时可能出现倾斜、失稳或倒塌等不安全因素的钢结构厂房，在加固施工前，应采取相应的临时安全措施，以防止事故的发生。

8.4.8 钢结构厂房的加固设计、构造与施工验收尚应满足相关规范的要求。

9 单层砖柱厂房与空旷房屋

9.1 一般规定

9.1.1 本章适用于砖柱（墙垛）承重的单层厂房与砖墙承重的单层空旷房屋。

注：单层厂房包括仓库、泵房等，单层空旷房屋指剧场、礼堂、食堂等，主要包括前厅、大厅、附属房屋和舞台等部分。

9.1.2 单层砖柱厂房与单层空旷房屋，当关键薄弱部位不符合规定时，应按要求进行加固或处理；一般部位不符合规定时，可根据不符合的程度和影响的范围，提出相应对策。

9.1.3 单层砖柱厂房与单层空旷房屋的抗震加固方案，应有利于砖柱（墙垛）抗震承载力的提高、屋盖整体性的加强和结构布置上不利因素的消除。

9.1.4 当既有的 A、B 类单层空旷房屋的大厅超出砌体墙承重的适用范围时，宜改变结构体系或提高构件承载力且加强墙体的约束达到现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关要求。

9.1.5 混合排架房屋的钢筋混凝土部分，应按本规程第 8 章的有关要求加固；附属房屋应根据其结构类型按本规程相应章节的要求加固，但其与车间或大厅相连的部位，尚应满足本章的要求并计入相互间的不利影响。

9.2 抗震加固方案

9.2.1 砖柱（墙垛）抗震承载力不能满足要求时，可采用下列加固方法：

1 7 度时或抗震承载力低于要求在 30% 以内的轻屋盖房屋，可采用钢构套加固。

2 乙类设防，或 8、9 度的重屋盖房屋或延性、耐久性要求高的

房屋，可采用钢筋混凝土壁柱或钢筋混凝土套加固。

3 除本条 1 与 2 款外的情况，可采用钢筋网砂浆面层加固。

4 独立砖柱房屋的纵向，尚可增设到顶的柱间抗震墙或钢筋混凝土门窗框加固。

9.2.2 房屋的整体性连接不符合鉴定要求时，可选择下列加固方法：

1 屋盖支撑布置不满足鉴定要求时，应增设支撑。

2 构件的支承长度不能满足要求或连接不牢固时，可增设支托或采取加强连接的措施。

3 墙体交接处连接不牢固或圈梁布置不满足鉴定要求时，可增设圈梁加固。

4 大厅与前后厅、附属房屋的连接不满足鉴定要求时，可增设圈梁加固。

5 舞台口大梁的支撑部位不满足鉴定要求时，可增设钢筋网砂浆面层组合柱、钢筋混凝土壁柱等加固。

9.2.3 局部的结构构件或非结构构件不满足鉴定要求时，可选择下列加固方法：

1 高大的山墙山尖不满足鉴定要求时，可采用轻质隔墙替换。

2 砌体隔墙不满足鉴定要求时，可将砌体隔墙与承重构件间改为柔性连接。

3 女儿墙、封檐墙不满足鉴定要求时，可按第 8 章的相关规定处理。

9.3 单层砖柱厂房加固设计与施工

(1) 面层组合柱加固

9.3.1 增设钢筋网砂浆面层与原有砖柱（墙垛）形成面层组合柱时，面层应在柱两侧对称布置；纵向钢筋的保护层厚度不应小于 20mm，钢筋与砌体表面的空隙不应小于 5mm，钢筋的上端应与柱顶的垫块或圈梁连接，下端应锚固在基础内；柱两侧面层沿柱高应每隔 600mm 采

用 $\phi 6$ 的封闭钢箍拉结。

9.3.2 增设面层组合柱的材料和构造，尚应满足下列要求（图 9.3.2）：

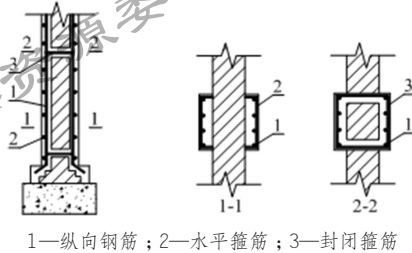


图 9.3.2 面层组合柱加固墙垛示意图

- 1 水泥砂浆的强度等级不应低于 M10。
- 2 面层的厚度不应小于 40mm。
- 3 纵向钢筋直径不宜小于 8mm，间距不应小于 60mm；水平钢筋的直径不应小于 6mm，间距不应大于 300mm，在距柱顶和柱脚的 500mm 范围内，间距应加密。
- 4 面层应深入地坪下 500mm。

9.3.3 面层组合柱的抗震验算应满足下列要求：

- 1 加固后，柱顶在单位水平力作用下的位移可按下列公式计算：

$$u = \frac{H_0^3}{3(E_m I_m + E_c I_c + E_s I_s)} \quad (9.3.3)$$

式中： u ——面层组合柱柱顶在单位水平力作用下的位移；

H_0 ——面层组合柱的计算高度，可按现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003 的规定采用，按弹性或刚弹性方案取值；
 I_m 、 I_c 、 I_s ——分别为砖砌体（不包括翼缘墙体）、混凝土或砂浆面层、纵向钢筋的横截面面积对组合柱折算截面形心轴的惯性矩；

E_m 、 E_c 、 E_s ——分别为砖砌体、混凝土或砂浆面层、纵向钢筋的弹性模量；砖砌体的弹性模量应按现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003 的规定采用；混凝土和钢筋

的弹性模量应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定采用。砂浆的弹性模量，对 M10 取 9300N/mm^2 ，对 M15 取 12000N/mm^2 。

2 加固后形成的面层组合柱，当不计入翼缘的影响时，计算的排架基本周期，宜乘以表 9.3.3 的折减系数；

表 9.3.3 基本周期的折减系数

屋架类别	翼缘宽度小于腹板宽度 5 倍	翼缘宽度不小于腹板宽度 5 倍
钢筋混凝土和组合屋架	0.9	0.8
木、钢木和轻钢屋架	1.0	0.9

3 面层组合柱的抗震承载力验算，可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定进行。其中，增设的砂浆或混凝土和钢筋的强度应乘以折减系数 0.85。

9.3.4 面层组合柱的施工，宜满足本规程第 5.3.3 条的有关要求。

(II) 组合壁柱加固

9.3.5 增设钢筋混凝土壁柱或套与原有砖柱（墙垛）形成组合壁柱时，应满足下列要求：

1 壁柱应在砖墙两面相对位置同时设置，并应采用钢筋混凝土腹杆拉结。在砖柱（墙垛）周围设置钢筋混凝土套遇到砖墙时，应设钢筋混凝土腹杆拉结。壁柱或套应设基础，基础的横截面面积不得小于壁柱截面面积的一倍，并应与原基础可靠连接。

2 壁柱或套的纵向钢筋，保护层厚度不应小于 25mm，钢筋与砌体表面的净距不应小于 5mm；钢筋的上端应与柱顶的垫块或圈梁连接，下端应锚固在基础内。

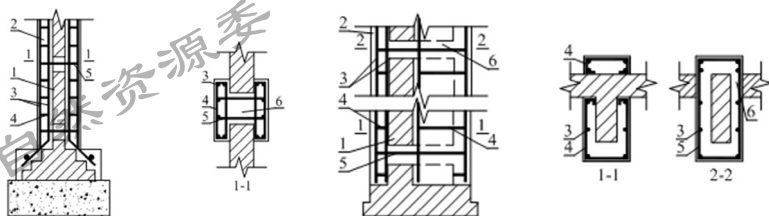
3 壁柱或套加固后按组合砖柱进行抗震承载力验算，但增设的混凝土和钢筋的强度应乘以规定的折减系数。

9.3.6 增设钢筋混凝土壁柱或钢筋混凝土套加固砖柱（墙垛）的设计，尚应满足下列要求：

1 壁柱和套的混凝土宜采用细石混凝土，强度等级不低于 C20；钢筋宜采用 HRB400 级或 HPB300 级热轧钢筋。

2 采用钢筋混凝土壁柱加固砖墙（图 9.3.6a）或钢筋混凝土套加固砖柱（墙垛）（图 9.3.6b）时，其构造尚应符合下列规定：

- 1) 壁柱和套的厚度宜为 60mm~120mm；
- 2) 纵向钢筋宜对称配置，配筋率不应小于 0.2%；
- 3) 箍筋的直径不应小于 6mm 且不应小于纵向钢筋直径的 0.2 倍，间距不应大于 400mm 且不应大于纵向钢筋直径的 20 倍，在距柱顶和柱脚的 500mm 范围内，其间距应加密；当柱一侧的纵向钢筋多于 4 根时，应设置复合箍筋或拉结筋；
- 4) 钢筋混凝土拉结腹杆沿柱高度的间距不宜大于壁柱最小厚度的 12 倍，配筋量不宜少于两侧壁柱纵向钢筋总面积的 25%；
- 5) 壁柱或套的基础埋深宜与原基础相同，当有较厚的刚性地坪时，埋深可浅于原基础，但不宜浅于室外地面下 500mm。



1—砖墙；2—混凝土壁柱；3—纵向钢筋；4—箍筋；5—拉结筋；6—拉结腹杆
1—砖墙；2—混凝土壁柱；3—纵向钢筋；4—水平钢筋；5—拉结筋；6—拉结腹杆

(a) 钢筋混凝土壁柱加固砖柱（墙垛） (b) 钢筋混凝土套加固砖柱（墙垛）

图 9.3.6 砖柱（墙垛）加固示意图

3 采用壁柱或套加固后的抗震承载力验算，应符合本规程第 9.3.3 条的有关规定，钢筋和混凝土的强度应乘以折减系数 0.85。

9.3.7 外加圈梁加固单层砖柱厂房时，其设计及施工应符合本规程第 5 章的有关规定。

9.3.8 女儿墙、封檐墙的加固设计及施工，应符合本规程第 8.3.6 条的

有关规定。

(III) 钢构套加固

9.3.9 增设钢构套加固砖柱（墙垛）的设计，应满足下列要求：

1 钢构套的纵向角钢不应小于 L63×6。角钢应紧贴砖砌体，下端应伸入刚性地坪不小于 200mm，上端应与柱顶垫块、圈梁通过植入螺杆或拉杆连接，利用上端横向缀板环绕砖柱加强约束作用。

2 钢构套的横向缀板截面不应小于 50×5，系杆直径不应小于 18mm，缀板与系杆的间距不应大于纵向单肢角钢最小截面回转半径的 40 倍，在柱上下端和变截面处间距应当适当加密。

3 当抗震承载力低于要求在 30% 以内的轻屋盖房屋，增设钢构套加固后，砖柱（墙垛）可不进行抗震承载力验算。

9.3.10 钢构套加固砖柱（墙垛）时，砖柱（墙垛）的四角应打磨成圆角且用不低于 M10 的砂浆抹平，其施工尚应符合本规程第 6.3.6 条的有关规定。

9.4 空旷房屋加固设计与施工

9.4.1 当舞台的后墙平面外稳定性不满足鉴定要求时，可增设壁柱、工作平台或天桥等构件增强其稳定性，新增设的构件应与既有结构可靠拉结。

9.4.2 当悬挑式挑台的锚固不满足鉴定要求时，宜增设壁柱减少悬挑长度，或增设拉杆等加固。

9.4.3 当高大的山墙山尖不满足鉴定要求时，应沿山尖在山墙表面或屋面增设钢筋混凝土卧梁，截面高度不小于 200mm，并应与屋盖构件锚拉；山墙上增设构造柱或组合砖柱，其截面和配筋分别不宜小于排架柱或纵墙砖柱，并应通到山墙的顶端与卧梁连接，也可采用轻质隔墙替换。

9.4.4 当砌体隔墙不满足鉴定要求时，可将砌体隔墙与承重构件间改为柔性连接。

9.4.5 当舞台口大梁上部的墙体、女儿墙、封檐墙不满足鉴定要求时，可按本规程第 8.2.1、8.3.6 条的规定处理。

9.4.6 当舞台口处横墙或舞台口大梁和梁上承重墙体不满足抗震要求时，可对舞台口两侧墙体采用钢筋混凝土墙体加固，对舞台口大梁加固的同时应同时加固大梁上的承重墙体。

9.4.7 大厅的无筋砖柱可改为配筋组合柱或外包格构钢组合柱或钢筋混凝土柱。组合柱的纵向钢筋，应按计算确定，且不应少于 $6\phi 14$ 。

9.4.8 单层空旷房屋的抗震加固设计与施工验收尚应符合本规程其他章节的规定。

10 预制装配式大板房屋

10.1 一般规定

10.1.1 本章主要适用于不超过 12 层的装配式钢筋混凝土大板结构、不超过 7 层的普通混凝土少筋大板结构和内板外砖结构。

10.1.2 本章涉及的原构件既有承载力的计算应符合现行北京市标准《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/ 637 的规定。

10.1.3 既有预制装配式大板房屋构件加固后的抗震承载力应根据其加固方法按本章的规定计算；本章无规定时，应按现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的规定计算，各式中承载力应除以抗震加固的承载力调整系数 γ_{R_s} ，本章所涉及的抗震加固的承载力调整系数统一取值 $\gamma_{R_s}=1.0$ 。

10.2 抗震加固方案

10.2.1 结构的抗震措施和抗震承载力不满足要求时，可选择下列加固方法：

1 抗震加固时可根据房屋的实际情况，分别采用提高结构变形能力、墙板抗震承载力及墙板接缝承载力的方案。

2 当墙板承载力、墙板构造、墙板混凝土强度等级等不满足要求或施工质量存在严重缺陷时，钢筋混凝土大板结构墙板可采用钢筋混凝土板墙、钢绞线网片聚合物砂浆面层等方法加固，少筋大板结构墙板可采用钢筋混凝土板墙等方法加固。

3 当墙板水平接缝、竖向接缝的承载力不满足鉴定要求时，可采用钢筋混凝土板墙方法加固。

4 内外墙板的锚拉钢筋承载力不满足鉴定要求时，可在内外墙板锚固角钢、高强螺栓或植筋加固补强。

10.2.2 内板外砖结构的内墙板加固应满足本章的要求，外砖墙加固应

满足本规程第 5 章的要求。

10.2.3 墙板表面有局部损伤时,可采用细石混凝土修复;出现裂缝时,可采用现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 规定的裂缝修补技术修复。

10.3 抗震加固设计与施工

(1) 板墙加固

10.3.1 采用板墙加固设计时应满足下列要求:

1 采用板墙加固后的预制装配式大板结构可按装配式钢筋混凝土墙板结构或普通混凝土少筋大板结构进行分析。新增混凝土材料强度利用系数正截面加固计算时取 0.8,斜截面加固计算时取 0.7;新增钢筋材料强度利用系数 0.9。

2 板墙加固的材料及构造应满足下列要求:

1) 板墙混凝土强度等级不应低于 C20 且应比原板墙提高一级;

2) 板墙混凝土厚度应由计算确定,一般不应小于 60mm,可采用喷射法施工或者浇筑混凝土;

3) 板墙钢筋网规格,竖向不应小于 $\phi 10$,其间距宜为 150mm~200mm,横向不应小于 $\phi 8$,其间距宜为 150mm~200mm;竖筋在里,横筋在外。新增钢筋网与原墙应有可靠连接固定,一般可穿孔采用拉结筋对拉或化学植筋锚接。拉结筋或植筋规格可采用 $\phi 6$ ~ $\phi 8$,植筋间距宜为 600mm,拉结筋间距宜为 900mm,宜为梅花形布置。连接筋穿墙后应焊以斜筋并与墙面钢筋网点焊连接。纵横钢筋端部应有可靠锚固,可采用化学植筋方法锚固于基础、现浇节点等;

4) 加固墙板水平接缝、墙板竖向接缝、连梁竖向接缝的钢筋应在接缝两侧有足够的锚固长度。

3 少筋大板结构墙板采用钢筋混凝土板墙方法加固后,墙板偏心受压斜截面受剪承载力可按普通钢筋混凝土结构墙板计算。

10.3.2 墙板水平接缝加固后的受剪承载力设计值可按下列公式计算:

$$V_b = V_{b0} + 0.56 \psi_s \sum A_s f_y \quad (10.3.2)$$

式中： V_b ——加固后的受剪承载力设计值（N）；

V_{b0} ——原构件既有的受剪承载力设计值（N）；

A_s ——穿过水平接缝的竖向加固钢筋截面面积（ mm^2 ）；

f_y ——加固钢筋抗拉强度设计值（ N/mm^2 ）；

ψ_s ——加固钢筋材料强度利用系数，取 $\psi_s=0.9$ 。

10.3.3 墙板竖向接缝加固后的受剪承载力设计值可按下列公式计算：

$$V_b = V_{b0} + 0.5 \psi_s \sum A_s f_y \quad (10.3.3)$$

式中： V_b ——加固后的受剪承载力设计值（N）；

V_{b0} ——原构件既有的受剪承载力设计值（N）；

A_s ——穿过竖向接缝的水平加固钢筋截面面积（ mm^2 ）；

f_y ——加固钢筋抗拉强度设计值（ N/mm^2 ）；

ψ_s ——加固钢筋材料强度利用系数，取 $\psi_s=0.9$ 。

10.3.4 连梁竖向接缝加固后的受剪承载力设计值可按下列公式计算：

$$\text{销键接缝} \quad V_b = V_{b0} + 0.5 \psi_s \sum A_s f_y \quad (10.3.4-1)$$

$$\text{直缝} \quad V_b = V_{b0} + 0.25 \psi_s \sum A_s f_y \quad (10.3.4-2)$$

式中： V_b ——加固后的受剪承载力设计值（N）；

V_{b0} ——原构件既有的受剪承载力设计值（N）；

A_s ——穿过竖向接缝的水平加固钢筋截面面积（ mm^2 ）；

f_y ——加固钢筋抗拉强度设计值（ N/mm^2 ）；

ψ_s ——加固钢筋材料强度利用系数，取 $\psi_s=0.9$ 。

10.3.5 连梁竖向接缝加固后的受弯承载力设计值可按下列公式计算：

$$M_b = M_{b0} + 0.65 \psi_s \sum A_s f_y h_0 \quad (10.3.5)$$

式中： M_b ——加固后的受弯承载力设计值（ $\text{N} \cdot \text{mm}$ ）；

M_{b0} ——原构件既有的受弯承载力设计值（ $\text{N} \cdot \text{mm}$ ）；

A_s ——穿过竖向接缝的受弯加固钢筋截面面积（ mm^2 ）；

h_0 ——连梁截面有效高度（mm）；

f_y ——加固钢筋抗拉强度设计值（ N/mm^2 ）；

ψ_s ——加固钢筋材料强度利用系数，取 $\psi_s=0.9$ 。

(II) 内外墙板锚拉钢筋加固

10.3.6 采用锚固角钢和高强螺栓对内外墙板的锚拉钢筋加固时(图 10.3.6), 应满足下列要求:

1 加固后的抵抗外墙板外甩拉力的承载力设计值可按下列公式计算:

$$N_b = N_{b0} + 0.8\psi_s \sum A_s f_y \quad (10.3.6)$$

式中: N_b ——加固后的抵抗外墙板外甩拉力的承载力设计值(N);

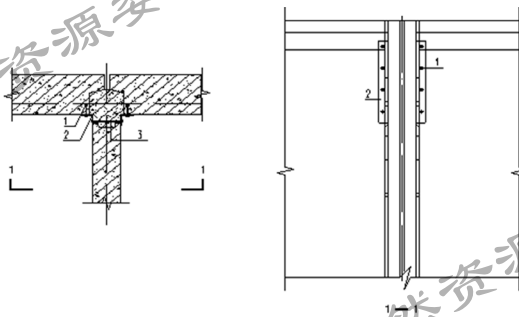
N_{b0} ——原构件既有的内外墙板锚拉钢筋承载力设计值(N);

A_s ——高强螺栓截面面积(mm^2);

f_y ——高强螺栓抗拉强度设计值(N/mm^2);

ψ_s ——高强螺栓材料强度利用系数, 取 $\psi_s=0.9$ 。

2 锚固于内墙的高强螺栓应进行抗剪承载力验算, 个数由计算确定。锚固于外墙的高强螺栓应进行抗拉承载力验算, 个数由计算确定。锚固于内墙的角钢应进行抗拉承载力验算, 截面由计算确定。



1—外墙锚栓; 2—角钢; 3—内墙锚栓

图 10.3.6 内外墙板锚拉钢筋承载力补强加固示意图

10.3.7 锚固角钢、高强螺栓的材料及构造应满足下列要求:

1 角钢可采用 Q235-B 级钢, 角钢的厚度不应小于 6mm, 角钢的边长不应小于 100mm。螺栓的强度级别宜高于 8.8 级, 直径规格不宜小于 M16, 间距宜为 600mm~900mm。

DB11/ 689—2016

2 角钢与钢筋混凝土墙板之间采用后灌改性环氧树脂胶粘剂粘接工艺粘接。

3 角钢表面应进行防腐防火处理。

10.3.8 采用锚固角钢对内外墙板的锚拉钢筋加固时的施工应满足普通钢筋混凝土结构采用钢构套加固法的要求。

市规划自然资源委

市规划自然资源委

市规划自然资源委

市规划自然资源委

11 内浇外砌、内浇外挂结构房屋

11.1 一般规定

11.1.1 本章适用于高度不超过 24m、层数不超过 6 层的内浇外砌、内浇外挂结构房屋的抗震加固。

11.1.2 内浇外砌、内浇外挂结构房屋的抗震加固应根据房屋的实际情况进行选择加固方案，分别采用主要提高墙体延性、承载力的方案或采用隔震加固的方案。

11.2 抗震加固方案

11.2.1 内浇外砌、内浇外挂结构房屋的内墙为低配钢筋混凝土墙时，抗震加固方案的选择应符合下列规定：

1 应采用现浇钢筋混凝土板墙加固法对低配钢筋混凝土墙进行加固。

2 条件适宜时，也可采用外套结构方式或基础隔震方式进行抗震加固；采用外套结构方式进行抗震加固时，应符合本规程第 14 章的相关规定，并结合原结构情况采用保证新老结构可靠连接的措施。采用隔震技术进行抗震加固时，应符合本规程第 13 章的相关规定。

3 宜对外墙进行加固。

11.2.2 外墙与内部现浇墙体连接不满足要求时，可增设拉筋连接。

11.2.3 混凝土构件有局部损伤时，可采用细石混凝土修复；出现裂缝时，应进行裂缝修补。

11.2.4 女儿墙等易倒塌部位不满足鉴定要求时，可按本规程第 5 章的有关规定选择加固方法。

11.3 抗震加固设计

11.3.1 采用现浇钢筋混凝土板墙加固墙体时，应满足下列要求：

1 板墙应采用呈梅花状布置的锚筋、穿墙筋与原有砌体墙连接；

其左右应采用拉结筋等与两端的原有墙体可靠连接。

2 板墙上下应与楼、屋盖可靠连接，至少应每隔 1m 设置穿过楼板且与竖向钢筋等面积的短筋，短筋两端应分别锚入上下层的板墙内，其锚固长度不应小于短筋直径的 40 倍。

3 板墙基础埋深宜与原有基础相同。

11.3.2 采用现浇钢筋混凝土板墙加固墙体时，板墙的材料和构造应满足下列要求：

1 混凝土的强度等级不宜低于 C25，并应比原墙体混凝土强度等级高至少一级。

2 板墙厚度宜为 60mm~100mm。

3 板墙可配置单排钢筋网片，钢筋可采用 $\phi 10$ ，间距宜为 150mm~200mm；加固后的墙体全截面水平和竖向配筋率均不应小于 0.15%。

4 板墙与原有墙体的连接，可沿墙高每隔 0.7m~1.0m 在两端各设 1 根 $\phi 12$ 的拉结钢筋，其一端锚入板墙内的长度不宜小于 500mm，另一端应锚固在端部的原有墙体内。

5 单面板墙宜采用 $\phi 8$ 的 L 形锚筋与原墙体连接，双面板墙宜采用 $\phi 8$ 的 S 形穿墙筋与原墙体连接；锚筋在砌体内的锚固深度不应小于 120mm；锚筋的间距宜为 600mm，穿墙筋的间距宜为 900mm。

6 板墙可不设置边缘构件。

11.3.3 采用现浇钢筋混凝土板墙加固后的结构验算应满足下列要求：

1 结构分析可按照剪力墙结构进行；原砌体墙可按照等刚度原则折算为一定厚度的混凝土墙参与整体计算。

2 加固验算时，有关构件支承长度的影响系数应作相应改变，有关墙体局部尺寸的影响系数应取 1.0。

11.3.4 板墙加固的施工应满足本规程第 5 章的要求。

12 消能减震技术加固

12.1 一般规定

12.1.1 本章适用于既有钢筋混凝土结构、单层厂房、底层（部）框架砖房中底层（部）框架等结构的消能减震加固设计与施工。

12.1.2 房屋的消能减震加固设计，除应符合本章的规定外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

12.1.3 当结构加固采用抗震性能化设计时，应根据既有建筑设防目标的实际需求，分别确定消能器、连接消能器部件和附加框架的性能目标。

12.2 减震加固方案

12.2.1 消能减震加固设计时，应按既有建筑的抗震鉴定结果、多遇地震作用下的预期设计要求及罕遇地震作用下的预期结构变形控制要求，并考虑既有建筑状况，选择并设置适当的消能器。消能器的选择应考虑消能器在不同水准地震作用下的工作状态、消能器与既有建筑的连接形式和技术可靠性、技术经济指标等。

12.2.2 多层和高层钢筋混凝土房屋存在下列情况时，可采用消能减震技术进行加固：

1 房屋刚度不足、明显不均匀或有明显扭转效应时，可增设位移相关型消能器加固。

2 结构构件的承载力不足或抗震构造措施不满足要求且房屋刚度足够时，可增设速度相关型消能器加固。

3 单跨框架，可设置屈曲约束支撑加固，并在必要时加强楼盖和屋盖的整体性。

12.2.3 底层框架砖房的底层存在下列情况时，可采用消能减震技术进行加固：

1 抗震承载力不满足要求时，可增设屈曲约束支撑或刚度较大的位移相关型消能器加固。

2 当底层为单跨框架或底层刚度较弱或有明显扭转效应时，可增设位移相关型消能器加固。

12.2.4 单层钢筋混凝土柱和单层钢结构厂房存在下列情况时，可采用消能减震技术进行加固：

1 厂房柱间支撑布置不满足要求时，可增设位移相关型消能器。

2 厂房扭转较大、纵向刚度不足时，宜将既有柱间支撑按等刚度原则替换为位移相关型消能器，同时还可调整支撑的刚度及布置以减小扭转。

3 当采用较大刚度的位移相关型消能器替代既有柱间支撑，遇到既有预埋件、连接件承载力不足时，应按国家现行标准对预埋件、连接件的要求进行抗震设计校核，也可采用附加框架并设置消能器进行加固。

4 厂房排架柱纵向承载力不满足要求时，可增设位移相关型消能器并加强连接构造措施，也可增设速度相关型消能器，或增设附加框架并设置消能器进行加固。

12.3 减震加固设计

12.3.1 消能器可根据需要沿结构的两个主轴方向分别设置。消能器宜设置在层间相对位移或相对速度较大的位置。消能器的数量和分布应通过综合分析确定，并有利于提高整个结构的消能减震能力，形成均匀合理的受力体系。

12.3.2 消能器可直接布置于既有建筑内部，并对既有建筑进行抗震性能验算，必要时对连接部位或个别构件进行局部加固；当在既有建筑内部不便于设置消能器时，可采用附加框架设置消能器进行加固。

12.3.3 结构加固的消能减震设计应符合国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011和《建筑消能减震技术规程》JGJ 297关于消能减震设计的相关规定。

12.3.4 消能器的安装形式一般分为支撑型、墙型、柱型、门架型和腋撑型等，设计时应根据工程具体情况和消能器的类型合理选择安装形式及连接构造。

12.3.5 B类和C类既有建筑采用消能减震技术进行加固，消能减震结构罕遇地震下层间位移角小于国家现行标准限值的1/2时，既有建筑抗震构造措施可按抗震等级降低一级考虑。

12.3.6 消能减震加固设计的计算分析，应符合下列规定：

1 当既有建筑基本处于弹性工作阶段时，可采用振型分解反应谱法、弹性时程分析法。

2 当消能减震结构主体结构处于弹性工作状态，且消能器处于非线性工作状态时，可将消能器进行等效线性化，采用附加等效阻尼比和有效刚度的振型分解反应谱法、弹性时程分析法；也可采用弹塑性时程分析法。

3 当消能减震结构主体结构进入弹塑性状态时，结构静力分析或动力分析应采用弹塑性方法。

4 消能减震加固结构的自振周期应根据消能减震加固结构的总刚度确定，总刚度应包括结构刚度和消能部件的有效刚度。

5 消能减震结构的总阻尼比应包括结构黏滞阻尼比和消能器附加给结构的等效阻尼比；多遇地震和罕遇地震作用下的总阻尼比应分别计算。消能减震加固结构的恢复力模型应包括结构恢复力模型和消能部件的恢复力模型。

12.3.7 消能部件的设计参数应符合下列规定：

1 位移相关型消能器与斜撑、墙体、支墩、梁等支承构件组成消能器部件时，消能部件的恢复力模型参数应符合下列规定：

$$\Delta u_{py} / \Delta u_y \leq 2/3 \quad (12.3.7-1)$$

式中： Δu_{py} ——消能部件在水平方向的屈服位移或起滑位移，其中连接消能器部件应保持弹性状态；

Δu_y ——设置消能器的主体结构层间屈服位移（m）。

2 黏弹性消能器的黏弹性材料的总厚度应符合下列规定：

$$t_v \geq \Delta u_{dmax} / [\gamma] \quad (12.3.7-2)$$

式中： t_v ——黏弹性消能器的黏弹性材料总厚度（m）；

Δu_{dmax} ——沿消能方向消能器的最大可能位移（m）；

$[\gamma]$ ——黏弹性材料允许的最大剪切应变。

3 速度线性相关型消能器与斜撑、支墩、梁等支承构件组成消能部件时，支承构件沿消能器消能方向的刚度应满足下式：

$$K_b \geq (6\pi/T_1) C_D \quad (12.3.7-3)$$

式中： K_b ——支承构件沿消能器方向的刚度（kN/m）；

C_D ——消能器的线性阻尼系数[kN·s/m]；

T_1 ——消能减震加固结构的基本自振周期（s）。

4 消能部件的屈服起始位移、屈服承载力按对应的材料性能标准值确定，消能器的屈服起始位移应计入连接消能器部件沿消能器消能方向的间隙。判断消能部件是否达到屈服时，按地震作用标准值计算作用效应。

5 消能器的极限位移、速度与承载力应满足下述要求：

1) 消能器极限位移应不小于罕遇地震作用下消能器最大位移的 1.2 倍；

2) 速度相关型消能器，消能器的极限速度应不小于罕遇地震作用下消能器最大速度的 1.2 倍，且消能部件应满足在此极限速度下的承载力要求。

12.3.8 消能部件附加给结构的有效刚度和等效阻尼比，可按下列方法确定：

1 位移相关型消能器和非线性速度相关型消能器及相应的连接消能器部件附加给结构的有效刚度可采用等效线性化方法确定。

2 消能部件附加给结构的等效阻尼比可按下式计算：

$$\xi_a = \sum_j W_{ej} / (4\pi W_s) \quad (12.3.8-1)$$

式中： ξ_a ——消能减震加固结构的附加等效阻尼比；

W_{ej} ——第 j 个消能器在结构预期层间位移 Δ_w 下往复循环一周所消耗的能量（kN·m）；

w_s ——消能减震加固结构在水平地震作用下的总应变能 (kN·m)；

注：当消能部件在结构上分布较均匀，且附加给结构的等效阻尼比小于 20% 时，消能部件附加给结构的等效阻尼比也可采用强行解耦方法确定。

3 不计及扭转影响时，消能减震加固结构在水平地震作用下的总应变能，可按下列公式计算：

$$W_s = \sum F_i u_i / 2 \quad (12.3.8-2)$$

式中： F_i ——质点 i 的水平地震作用标准值 (kN)；

u_i ——质点 i 对应于水平地震作用标准值的位移 (m)。

4 速度线性相关型消能器在水平地震作用下所往复一周所消耗的能量，可按下列公式计算：

$$W_{vj} = (2\pi^2/T_1) C_j \cos^2 \theta_j \Delta u_j^2 \quad (12.3.8-3)$$

式中： T_1 ——消能减震加固结构的基本自振周期 (s)；

C_j ——第 j 个消能器的线性阻尼系数 [kN·s/m]；

θ_j ——第 j 个消能器的消能方向与水平面的夹角 (°)；

Δu_j ——第 j 个消能器两端的相对水平位移 (m)。

当消能器的阻尼系数和有效刚度与结构振动周期有关时，可取相应于消能减震加固结构基本周期的值。

5 位移相关型消能器、非线性黏滞消能器在水平地震作用下往复一周所消耗的能量，可按下列公式计算：

$$W_{vj} = A_j \quad (12.3.8-4)$$

式中： A_j ——第 j 个消能器的恢复力滞回环在相对位移 Δu_j 时的面积 (kN·m)。

消能器的有效刚度可取消能器恢复力滞回环在相对水平位移 Δu_j 时的割线刚度。

6 消能部件的有效刚度、等效阻尼比参数应与同一地震水准下结构性能相协调。

12.3.9 连接消能器的结构构件的抗震验算应符合下列规定：

1 连接消能器的构件节点核心区的抗震验算，应考虑消能器对结构的作用。

2 连接消能器的构件在罕遇地震作用下应能保证消能器正常工作。

3 消能部件采用高强度螺栓或焊接连接时，连接消能器的结构节点部位组合弯矩设计值应考虑连接器连接部件端部的附加弯矩。

4 连接消能器的结构节点和构件应进行消能器极限位移和极限速度下的消能器引起的阻尼力作用下的截面验算，并应满足抗剪不屈服的要求。

5 当消能器的轴线与其连接的结构构件的轴线有偏差时，结构构件截面验算应考虑相应的附加弯矩。

12.3.10 附加框架的抗震验算应符合下列规定：

1 附加框架的截面组合内力包括附加框架自重和地震作用下所分担的内力，构件截面抗震验算、节点核心区抗震验算应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。

2 设置消能器的附加框架与既有结构的后锚固抗剪键的抗剪验算，应能保证消能器达到极限位移或极限速度时附加框架与既有结构之间有效连接。抗剪键的设计应考虑群锚效应，梁上群锚可按开裂混凝土考虑，柱上群锚可按不开裂混凝土考虑，并应符合国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《混凝土结构后锚固技术规程》JGJ 145 的规定。

3 附加框架的抗震等级应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。

4 附加框架内连接消能器的结构构件的抗震验算应符合本规程第 12.3.9 条的规定。

12.3.11 连接消能器部件的抗震验算应符合下列规定：

1 连接消能器部件，应符合钢构件连接、钢与钢筋混凝土构件连接、钢与钢管混凝土构件连接构造的规定。

2 连接消能器部件的作用力取值应不小于消能器在设计位移或设计速度下对应阻尼力的 1.2 倍。

3 在消能器极限位移或极限速度对应阻尼力作用下,连接消能器部件应避免出现整体或局部失稳,连接消能器部件中的支撑、墙、框架、支墩应处于弹性工作状态。

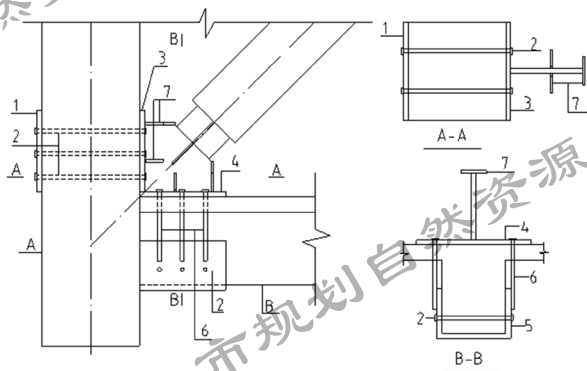
12.3.12 应进行加固后结构的抗震变形验算,加固后结构在多遇地震和罕遇地震下的层间位移角应满足现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的要求。

12.3.13 消能器与既有建筑之间的连接构造应符合下列规定:

1 消能支撑与既有建筑的连接可采用对穿式连接(图 12.3.13-1)和外包式直连(图 12.3.13-2)。

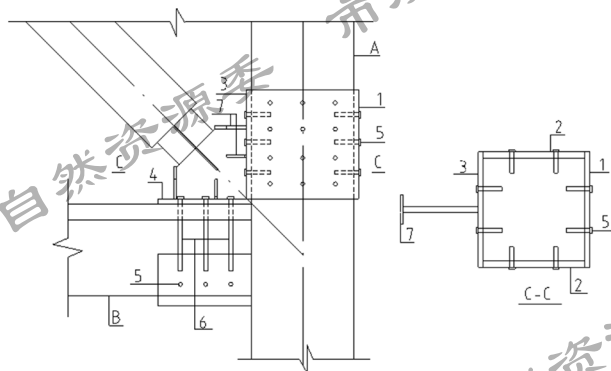
2 连接消能器部件中的锚板、锚栓、节点板、连接件、预埋件(图 12.3.13-1~12.3.13-2)等连接构造在消能器设计承载力范围内应处于正常工作状态,不应出现平面外失稳、局部屈曲、开焊、滑脱、滑移或拔出破坏等。

3 连接消能器部件的构造措施应符合国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB 50010、《钢结构设计规范》GB 50017、《混凝土结构后锚固技术规程》JGJ 145等的规定。



A—既有框架柱;B—既有框架梁;1—背板;2—对穿螺杆;3—柱锚板;
4—梁锚板;5—侧板;6—对穿螺杆,穿侧板与钢板焊接;7—加劲肋。

图 12.3.13-1 柱对穿式直连示意图



A—既有框架柱；B—既有框架梁；1—背板；2—侧板；3—柱锚板；
4—梁锚板；5—锚栓；6—对穿螺杆，穿楼板焊接；7—加劲肋。

图 12.3.13-2 柱外包式直连示意图

12.3.14 附加框架的构造应符合下列规定：

1 附加框架宜采用钢框架或现浇混凝土框架。

2 现浇混凝土附加框架与既有建筑可采用贯穿螺栓连接或采用后锚固抗剪键连接，连接区域宜避开节点核心区，与附加框架相连的既有结构构件表面应凿毛。抗剪键锚筋应在附加框架内设置拉结弯钩或其它可靠拉结措施。

3 后锚固抗剪键可采用后锚固扩底型机械锚栓或特殊倒锥形化学锚栓连接（图 12.3.14-1），或后锚固锚栓 + 钢筋混凝土抗剪键连接（图 12.3.14-1）等形式。

4 附加框架与消能器采用连接消能器部件进行连接，按本规程第 12.3.11 条和第 12.3.13 条执行。

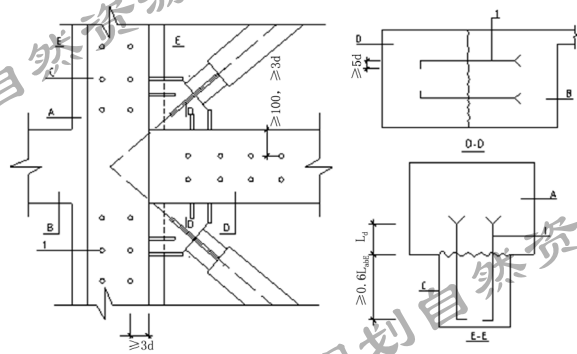
5 附加框架采用现浇钢筋混凝土时，其抗震构造应满足相同抗震等级的新建混凝土框架的要求，内部箍筋宜通高（跨）加密。

6 附加框架采用钢结构时，钢框架与既有结构构件宜采用后锚固抗剪键连接（图 12.3.14-2），并应采取必要的防锈措施。

7 附加框架宜上下连通设置，宜设置基础，或与既有建筑基础连

为整体。

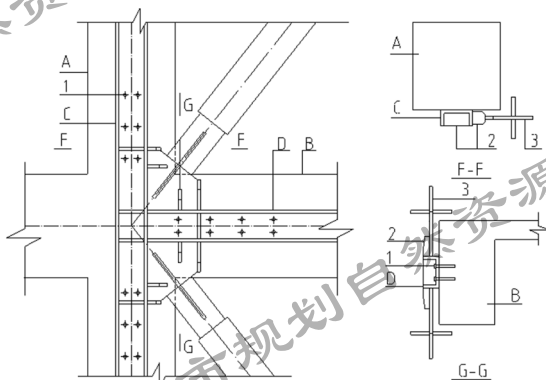
- 8 后锚固抗剪键的施工应考虑附加框架自重变形的影响。
- 9 附加框架施工宜在既有结构构件或节点的加固完成后进行。



A—既有框架柱；B—既有框架梁；C—附加框架柱；D—附加框架梁；

1—后锚固抗剪键

图 12.3.14-1 外贴附加现浇混凝土框架后锚固抗剪键连接示意图



A—既有框架柱；B—既有框架梁；C—附加框架柱；D—附加框架梁；

1—后锚固抗剪键；2—加劲肋；3—节点板

图 12.13.14-2 外贴附加钢框架后锚固抗剪键连接示意图

12.4 减震加固施工、验收和维护

12.4.1 消能减震加固结构的施工、验收和维护，应符合国家现行标准《建筑消能减震技术规程》JGJ 297、《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 和《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定。

12.4.2 消能器的性能检验，应符合下列规定：

1 对黏滞流体消能器，应由第三方进行抽样检验，其数量为同一工程同一类型同一规格数量的 20%，但不少于 2 个，检测合格率为 100%，检测后的消能器可用于既有建筑；对其他类型消能器，抽检数量为同一类型同一规格数量的 3%，当同一类型同一规格的消能器数量较少时，可以在同一类型消能器中抽检总数的 3%，但不应少于 2 个，检测合格率为 100%，检测后的消能器不能用于既有建筑。

2 对速度相关型消能器，在消能器设计位移和设计速度幅值下，以结构基本频率往复循环 30 圈后，消能器的主要设计指标误差和衰减量不应超过 15%；对位移相关型消能器，在消能器设计位移幅值下往复循环 30 圈后，消能器的主要设计指标误差和衰减量不应超过 15%，且不应有低周疲劳现象。

3 屈曲约束支撑试验指标包括屈服承载力及屈服位移、极限荷载、极限位移、最大疲劳圈数、滞回曲线稳定性等，测试及性能要求按国家现行标准《建筑消能减震技术规程》JGJ 297 和《建筑消能阻尼器》JG/T 209 的规定执行。

4 既有混凝土结构加固中使用的设计承载力超过 1000kN 的消能器，或在附加框架中连接使用的设计承载力超过 2000kN 的消能器，应进行包括消能部件在内的部件或子结构试验。试验方法和性能要求应按国家现行标准《建筑消能减震技术规程》JGJ 297、《建筑消能阻尼器》JG/T 209 的规定执行。

12.4.3 消能部件的施工尚应符合下列规定：

1 消能部件施工宜在结构构件和节点的加固工作完成后进行，施工安装顺序应由设计单位、施工单位和消能器生产厂家共同商讨确定，

并符合国家现行标准的相关规定。

2 同一部位各消能部件的局部安装制作单元超过一个时，宜先将各制作单元及连接件拼装为扩大安装单元后，再与主体结构进行连接；各扩大安装单元安装顺序宜遵循保留一端为自由端的原则进行安装，从上到下或从下到上依次进行安装。

3 消能部件安装前，需对现场进行施工测量定位。连接消能器部件的构件下料尺寸可根据现场实际测量情况进行适当的放量。

4 消能器与结构构件采用斜撑或支墩连接时，消能器和斜撑或支墩的轴线应保持共平面。

5 连接消能器的斜撑与节点板采用螺栓连接或销轴连接或消能器为屈曲约束支撑时，斜撑或屈曲约束支撑的轴线与其它相关构件或连接件的轴线应共平面，偏差应控制在斜撑或约束套管宽度 1/100 以内；该平面与既有结构构件轴线所在平面的偏差应控制在最小柱截面尺寸 25% 范围内；连接螺栓扩孔误差应控制在屈曲约束支撑屈服位移的 5% 以内；屈曲约束支撑平面外垂直度偏差应控制在结构层高的 1/1000 以内；屈曲约束支撑与节点板采用焊缝连接时，应采取对应措施控制焊接变形，并防止锚板与混凝土表面明显开裂。

6 消能部件中的钢构件应按国家现行标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定进行除锈和防腐处理。

12.4.4 既有结构构件的加固施工尚应根据结构类型分别符合本规程相应章节的规定。

12.4.5 消能部件的验收应符合下列要求：

1 消能部件所用的钢材、焊接材料、紧固件和涂料等材料进场时应具有质量合格证书，并应符合设计文件规定。

2 消能部件的施工应符合国家现行相关标准的有关规定，其相关检测项目和合格标准如下表：

表 12.4.5 消能部件检测项目和合格标准

项次	项目	抽检数量及检验方法	合格质量标准
1	见证取样送样检测项目： (1) 消能部件钢材复验； (2) 高强度螺栓预拉力和扭矩系数复验；(3) 摩擦面抗滑移系数复验	《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定	《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定
2	焊缝质量：(1) 焊缝尺寸； (2) 内部缺陷；(3) 外观缺陷	一、二级焊缝按焊缝处数随机抽检 3%，且不应少于 3 处；检验采用超声波或射线探伤机量规、观察	《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定
3	高强度螺栓施工质量：(1) 终拧扭矩；(2) 梅花头检查	按节点数随机抽检 3%，且不应少于 3 个节点；检验方法应符合《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定	《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定
4	消能部件平面外垂直度	随机抽查 3 个部位的消能部件	符合设计文件及《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定

12.4.6 消能部件的维护应满足下列要求：

1 消能部件的检查根据检查时间或时机可分为定期检查和应急检查，根据检查方法可分为目测检查和抽样检验。

2 消能部件应根据消能器的类型、使用期间的具体情况、消能器设计使用年限和设计文件要求等进行定期检查。金属消能器、屈曲约束支撑和摩擦消能器在正常使用情况下可不进行定期检查；黏滞消能器和黏弹性消能器在正常使用情况下一般 10 年或二次装修时应进行目测检查，在达到设计使用年限时应进行抽样检验。消能部件在遭遇地震、强风、火灾等灾害后应进行抽样检验。

3 消能器目测检查时，应观察消能器、支撑及连接构件等的外观、变形及其他问题。目测检查内容及维护方法应符合表 12.4.6-1 的规定。

表 12.4.6-1 消能器检查内容及维护方法

序号	检查内容	维护方法
1	黏滞消能器的导杆上漏油，黏滞阻尼材料泄漏	更换消能器
2	黏弹性材料层龟裂、老化	更换消能器
3	金属消能器产生明显的累积损伤和变形	更换消能器
4	摩擦消能器的摩擦材料磨损、脱落，接触面施加压力的装置产生松弛	更换相关材料和压力装置
5	消能器连接部位的螺栓出现松动，或焊缝有损伤	拧紧、补焊
6	黏滞消能器的导杆、摩擦消能器的外露摩擦界面出现腐蚀、表面污垢硬化结斑结块	及时清除
7	消能器被涂装的金属表面外露、锈蚀或损伤，防腐或防火涂装层出现裂纹、起皮、剥落、老化等	重新涂装
8	消能器产生弯曲、局部变形	更换消能器
9	消能器周围存在可能限制消能器正常工作的障碍物	及时清除

4 支撑目测检查时，应检查支撑、连接部位变形和外观及其他问题等，目测检查内容及维护处理方法应符合表 12.4.6-2 的规定。

表 12.4.6-2 支撑目测检查内容及维护处理方法

序号	目测检查内容	维护方法
1	出现弯曲、扭曲	更换支撑
2	焊缝有裂纹、螺栓、锚栓的螺母松动或出现间隙，连接件出现错位移位、松动等	拧紧、补焊
3	支撑和连接部位被涂装的金属表面、焊缝或紧固件表面上，出现金属外露、锈蚀或损伤等	重新涂装

5 消能部件抽样检验时，应在结构中抽取在役的典型消能器，对其基本性能进行实验室测试，测试内容应能反映消能器在使用期间可能发生的性能参数变化，并应能推定可否达到预定的使用年限。

13 隔震技术加固

13.1 一般规定

13.1.1 本章适用于多层砌体、多高层钢筋混凝土等结构的隔震加固设计与施工。

13.1.2 采用隔震技术加固前应根据结构抗震设防类别、场地条件和使用要求等，对隔震技术加固方案进行技术和经济综合分析后确定。

13.1.3 采用隔震技术加固的既有建筑结构周边应具备预留隔震层变形空间的条件。隔震技术加固方案应考虑施工的可行性，应考虑穿越隔震层楼梯、电梯和管线的构造做法以及隔震支座检修、维护和更换的需求。

13.1.4 隔震技术加固结构的地基基础应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 中对隔震结构地基基础的有关规定。

13.1.5 隔震技术加固工程施工前应编制施工组织设计及专项施工方案。

13.2 隔震加固设计

13.2.1 隔震层布置应满足下列要求：

- 1 隔震层刚度中心宜与上部结构质量中心一致。
- 2 隔震支座的平面布置宜与上部结构和下部结构中竖向构件的平面位置相一致，隔震支座底面宜布置在相同标高位置上。
- 3 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空间尺寸。

13.2.2 隔震支座的性能应满足设计要求，橡胶隔震支座应符合现行国家标准《橡胶支座 第3部分：建筑隔震橡胶支座》GB 20688.3 和行业标准《建筑隔震橡胶支座》JG 118 的有关规定。

13.2.3 采用隔震技术加固结构的高宽比宜不大于4。

13.2.4 隔震层可采用橡胶隔震支座，隔震支座的选型应满足下列要求：

- 1 宜采用极限变形能力相近的隔震支座。
- 2 橡胶隔震支座在重力荷载代表值作用下的竖向压应力不应超过表 13.2.4 的规定。

表 13.2.4 橡胶隔震支座压应力限值 (MPa)

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
压应力限值 (MPa)	10	12	15

- 3 隔震层的总屈服力应满足下列公式要求：

$$r_w V_{wk} \leq V_{rw} \quad (13.2.4)$$

式中： r_w ——风荷载分项系数，取 1.4；

V_{wk} ——风荷载作用下隔震层水平剪力标准值；

V_{rw} ——隔震层水平屈服力的设计值。

13.2.5 隔震技术加固结构的计算分析可采用时程分析法和振型分解反应谱法。计算分析应符合下列规定：

- 1 时程分析法宜选用两条天然加速度时程曲线和一条人工加速度时程曲线。所选加速度时程曲线的平均地震影响系数曲线应与振型分解反应谱法所采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符，其加速度最大值应按表 13.2.5 采用。弹性时程分析时，每条时程曲线计算所得结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的 65%，多条时程曲线计算所得结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法计算结果的 80%。计算结果应取多条加速度时程曲线分析结果的包络值。

表 13.2.5 时程分析所用地震加速度时程最大值 (cm/s²)

地震影响	7 度	8 度	9 度
多遇地震	35 (55)	70 (110)	140
设防地震	100 (150)	200 (300)	400
罕遇地震	220 (310)	400 (510)	620

注：括号中数值分别用于设计基本加速度为 0.15g 和 0.30g 的地区。

2 采用时程分析法计算水平地震作用减震系数时应按照设防地震进行计算。

3 采用振型分解反应谱法计算水平地震作用减震系数时，应取剪切变形 100% 的等效刚度和等效黏滞阻尼比；对罕遇地震验算，宜采用剪切变形 250% 时的等效刚度和等效黏滞阻尼比。

13.2.6 隔震层的水平等效刚度和等效黏滞阻尼比可按下列公式计算：

$$K_h = \sum K_j \quad (13.2.6-1)$$

$$\xi_{eq} = \sum K_j \xi_j / K_h \quad (13.2.6-2)$$

式中： ξ_{eq} ——隔震层等效黏滞阻尼比；

K_h ——隔震层水平等效刚度；

ξ_j ——隔震支座由试验确定的等效黏滞阻尼比，设置阻尼装置时，应包含相应阻尼比；

K_j ——隔震支座由试验确定的水平等效刚度。

13.2.7 采用隔震方法加固时，A类、B类建筑隔震层以上结构抗震验算应符合现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的有关规定；C类建筑隔震层以上结构抗震验算应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关规定。

13.2.8 隔震层以上结构的地震作用计算，应符合下列规定：

1 对多层结构，水平地震作用沿高度可按重力荷载代表值分布。

2 隔震后按水平地震作用计算的水平地震影响系数可按《建筑抗震设计规范》GB50011 确定。其中，水平地震影响系数最大值可按下列公式计算：

$$\alpha_{max1} = \beta \alpha_{max} / \psi \quad (13.2.8)$$

式中： α_{max1} ——隔震后的水平地震影响系数最大值；

α_{max} ——非隔震的水平地震影响系数最大值；

β ——水平向减震系数；

ψ ——调整系数，一般橡胶隔震支座，取 0.80；橡胶隔震支座剪切性能偏差为 S—A 类，取 0.85；隔震装置带有阻尼器时，相应减少 0.05。

13.2.9 水平向减震系数应通过隔震后上部结构的层间剪力和对应的基础固定结构的层间剪力的比值确定。水平向减震系数应取隔震和非隔震结构各楼层剪力最大比值。对高层建筑结构，尚应计算隔震与非隔震各楼层倾覆力矩的最大比值，并与层间剪力的最大比值相比较，取二者的较大值。

13.2.10 隔震加固设计应进行罕遇地震下结构弹性时程分析计算，分析计算应考虑隔震层、上部结构和下部结构的非线性行为。

13.2.11 隔震加固设计应验算罕遇地震下隔震支座的水平位移，橡胶隔震支座在罕遇地震下的极限水平变形应不大于其有效直径的 0.55 倍和支座内部橡胶总厚度 3 倍二者的较小值。

13.2.12 隔震加固设计应进行抗倾覆验算。抗倾覆验算应满足下列要求：

1 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，并按上部结构重力荷载代表值计算抗倾覆力矩，抗倾覆安全系数应大于 1.2。

2 上部结构传递到隔震支座的短期压应力应考虑倾覆力矩所引起的增加值，橡胶隔震支座的短期压应力限值应按表 13.2.12-1 采用。

3 在罕遇地震作用下，橡胶隔震支座不宜出现拉应力。当隔震支座不可避免处于受拉状态时，橡胶隔震支座的拉应力限值应按表 13.2.12-2 采用。对隔震支座进行罕遇地震下拉应力计算时，橡胶隔震支座的受拉刚度宜取受压刚度的 1/10。

表 13.2.12-1 橡胶隔震支座短期压应力限值 (MPa)

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
压应力限值 (MPa)	20	25	30

表 13.2.12-2 橡胶隔震支座拉应力限值 (MPa)

建筑类别	甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
拉应力限值 (MPa)	0	0.5	1

13.2.13 隔震装置的性能参数应经试验确定，设计文件上应注明对隔

震装置的性能要求。

13.2.14 隔震支座与上部结构和下部结构应有可靠的连接，并按罕遇地震作用下的内力进行强度验算。在预埋钢板中起连接作用的预埋锚筋应对称布置，且不应少于4根，直径不应小于20mm，其锚固长度应大于20倍的锚筋直径。预埋钢板的厚度不应小于12mm。连接螺栓在连接板上应均匀对称分布，螺栓孔径间距应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017的规定。

13.2.15 隔震层的构造应满足下列要求：

1 与隔震支座连接的上、下托换梁、支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。

2 隔震层有耐火要求时，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防火措施。

3 上、下部结构所形成的缝隙，应根据使用功能要求，采用柔性材料封堵、填塞。

4 隔震层应留有便于观测和更换隔震支座的空間。

5 隔震装置应满足可更换的要求。

13.2.16 穿越隔震层的竖向管线应满足下列要求：

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 管道在隔震层处宜采用柔性材料或柔性接头。

3 重要管道、可能泄露有害介质或燃气介质的管道，在隔震层处应采用柔性接头。

4 当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。

13.2.17 隔震层的上部结构应与周围固定物体脱开，与水平向和竖向固定物体的脱开距离应符合下列规定：

1 与水平向固定物的脱开距离不宜小于隔震层在罕遇地震作用下最大水平位移的1.2倍，且不应小于200mm。对相邻隔震建筑，脱开距离宜取最大水平位移之和的1.2倍，且不应小于400mm。

2 采用橡胶隔震支座时，与竖向固定物的脱开距离宜取所采用的橡胶隔震支座总厚度的 1/25 加 10 mm，且不应小于 15mm，其间的缝隙应用柔性材料填充。

13.2.18 隔震层下部结构的验算应考虑上部结构在罕遇地震下传递至下部结构的轴力、剪力和弯矩，与隔震层直接相连的支墩等构件应保持弹性。隔震层下部结构应按罕遇地震进行抗剪承载力验算，隔震层以下地面以上结构在罕遇地震下的层间位移角限值应满足表 13.2.18 的要求。

表 13.2.18 隔震层以下地面以上结构在罕遇地震作用下弹性

层间位移角限值

下部结构类型	弹性层间位移角限值
钢筋混凝土框架结构和钢结构	1/100
钢筋混凝土框架 - 抗震墙	1/200
钢筋混凝土抗震墙	1/250

13.2.19 采用隔震技术加固砌体结构时，托换部件应满足下列要求：

1 隔震层上、下销键梁和上、下托换梁混凝土强度不宜低于 C30，其截面和配筋应根据构件承受的荷载大小由计算确定。

2 销键梁的截面尺寸应根据局部压应力计算确定，布置间距应不大于 1m，预留钢筋应满足钢筋混凝土锚固长度要求。

3 托换梁应按隔震后罕遇地震下的内力进行截面验算；单侧上托换梁断面高度不宜小于 500mm，宽度不宜小于 250mm。

13.2.20 采用隔震技术加固混凝土框架结构时，托换部件应满足下列要求：

1 隔震支座上、下预埋板锚固区的混凝土强度不宜低于 C30，配筋应根据构件承受的荷载大小由计算确定。

2 隔震支座上、下柱的截面宜大于支座连接板，上、下柱截面小于支座连接板时应设置柱帽，确保支座与上、下柱的可靠连接。

13.3 隔震加固施工、验收和维护

13.3.1 隔震支座应满足国家相关产品的质量和性能要求，应有型式检验报告、出厂检验报告、产品合格证以及其它必要的证明文件，进场后应在明显位置处挂标识牌，标明产品名称、生产单位、生产日期、支座型号、技术指标、合格证等标识。隔震装置安装前应由具有相关资质的独立第三方检测机构按相关规定进行检测。

13.3.2 隔震加固施工的质量管理应有相应的施工技术措施、健全的质量管理体系、施工质量控制和质量检验制度。

13.3.3 隔震技术加固工程施工过程中，应对原结构进行检查和监测，由专人负责记录原结构的位移、变形、裂缝、主要受力构件及地基基础的变化情况，施工单位各专业间应协调配合，并配合相关单位进行阶段性检查和隐蔽工程验收。

13.3.4 隔震技术加固工程施工前应具备下列条件：

- 1 施工图及其它技术文件齐全，并通过审查和设计交底。
- 2 施工组织设计及专项施工方案已经批准，并进行了技术交底。
- 3 材料、施工队伍、设备等已准备就绪，施工现场环境已具备正常施工条件。
- 4 主要设备、材料、成品和半成品进场检验记录齐全，并满足本规程和设计要求。

13.3.5 既有砌体结构隔震技术加固施工流程宜按下列步骤进行，施工前应对砌体结构隔震支座部位墙体剔除后剩余的墙体进行承载力验算：

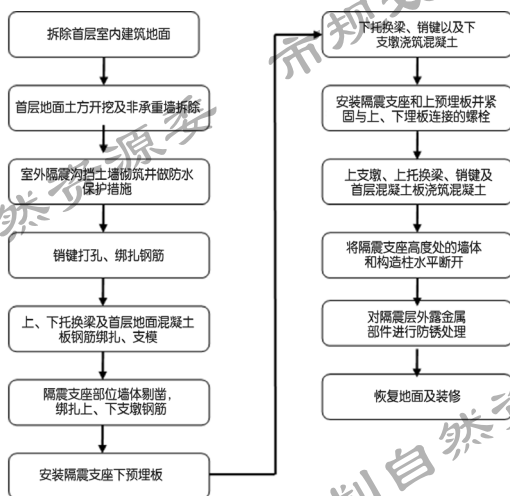


图 13.3.5 既有砌体结构隔震支座加固施工流程图

13.3.6 多层和高层钢筋混凝土框架结构的隔震技术加固施工流程宜按下列步骤进行，并在施工前对框架结构卸载支撑的承载力和变形进行验算：

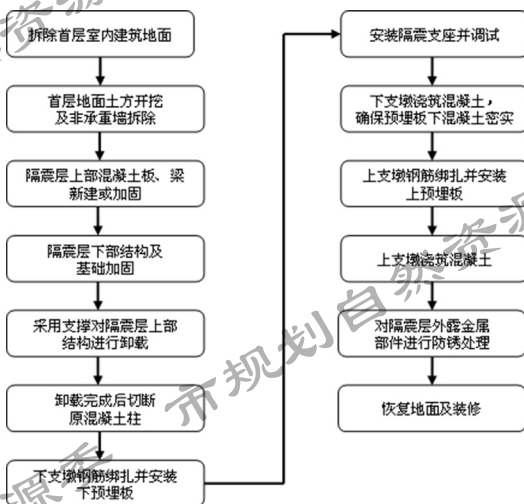


图 13.3.6 多层和高层钢筋混凝土框架结构隔震支座加固施工流程图

13.3.7 隔震支座的施工允许偏差应满足下列要求：

1 支承隔震支座的下支墩，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‰。

2 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。

3 隔震支座中心的标高与设计标高的偏差不应大于5.0mm。

13.3.8 隔震支座预埋钢板和外露连接螺栓应采取防锈、防腐保护措施。

13.3.9 在隔震技术加固工程施工阶段，应采取下列措施：

1 应对隔震支座采取临时覆盖保护措施。

2 应对支墩顶面、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精确测量校正。

3 应保证上部结构、隔震层构配件与周围固定物的最小允许间距。

13.3.10 在隔震层周边应布置沉降观测点，各沉降观测点之间的距离不宜超过15m；伸缩缝两侧应各布置1个观测点，施工全过程及竣工后均应进行沉降观测，直至竖向变形量趋于稳定，并应进行裂缝观测。

13.3.11 采用基础隔震技术加固时，隔震沟的挖土施工应满足下列要求：

1 基础剥露及隔震沟挖土深度和宽度应满足设计要求。

2 室内外土方的挖土深度应确保结构安全并满足施工要求，应根据土质不同进行适当的放坡或支护，室内、外土方宜同时开挖。

3 隔震沟挖土在雨季施工时，应采取临时覆盖或排水措施，冬季应严格按照冬季施工标准进行。

4 隔震沟开挖过程中应及时进行挡土墙施工，并按设计要求做好防潮、防水处理。

13.3.12 采用隔震技术加固砌体结构时，销键梁的施工应满足下列要求：

1 严格依据设计图纸，进行现场测量放线，确定墙体开洞的位置。

2 销键梁钢筋伸入托换梁的长度不应小于钢筋在混凝土中的锚固长度。

3 销键梁的混凝土浇筑应与各托换梁同时进行，混凝土振捣应密实。销键梁、墙体、托换梁和支墩应形成整体。

13.3.13 隔震技术加固砌体结构时，托换梁的施工应满足下列要求：

1 根据设计图纸，绑扎上托换梁钢筋，内外托换梁钢筋应与销键梁伸出墙外的钢筋绑扎，并按设计要求错开接头。

2 下托换梁钢筋和下支墩钢筋应同时进行绑扎，且下托换梁钢筋应伸入支墩内并贯通。

3 下托换梁钢筋和下支墩钢筋绑扎完成后，按几何尺寸支模，检查无误后进行混凝土浇筑。下支墩宜先浇筑部分混凝土，剩余部分在安装隔震支座预埋钢板后进行二次浇筑。

4 上托换梁钢筋绑扎要求同下托换梁。

5 上托换梁的混凝土应与上支墩的混凝土同时浇筑。

13.3.14 隔震技术加固砌体结构时，安装隔震支座的施工应满足下列要求：

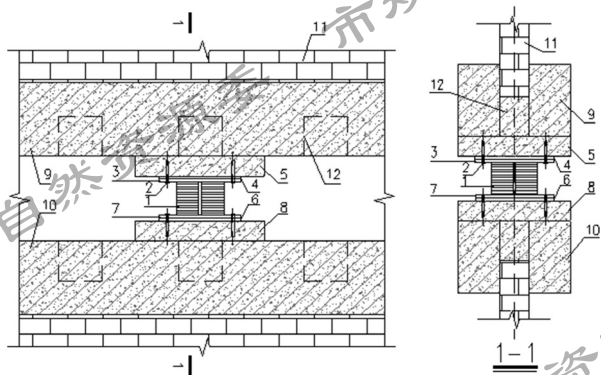
1 间隔切断准备安放隔震支座处的构造柱，并做支撑保护。

2 在下支墩处安装隔震支座的预埋钢板，将预埋钢板螺栓和下支墩钢筋进行有效连接，确保浇筑混凝土时不移位不变形，并校准预埋钢板的标高和水平度，经检查无误后，进行下支墩混凝土的浇筑。

3 待混凝土达到设计强度的 80% 以上时，方可进行隔震支座安装。隔震支座安装如图 13.3.14 所示。

4 安装上部预埋钢板及螺栓，将预埋钢板螺栓和上支墩钢筋进行有效连接，确保浇筑混凝土时不移位不变形，经检查无误后进行上支墩混凝土的浇筑。

5 当混凝土强度达到设计要求后，应按设计要求的位置和缝宽将原有墙体断开，并填充柔性材料。



- 1—隔震支座；2—连接螺栓；3—连接板（上）；4—预埋钢板（上）；
5—上支墩；6—预埋钢板（下）；7—连接板（下）；8—下支墩；
9—上托换梁；10—下托换梁；11—原墙体；12—抗剪键。

图 13.3.14 隔震支座安装示意图

13.3.15 采用隔震技术加固钢筋混凝土框架结构时，上、下框架柱的施工应满足下列要求：

- 1 宜设置满堂红竖向支撑托起上部结构，并完成全部框架柱卸载。
- 2 应设置限制上部结构水平移位的水平支撑。
- 3 切断框架柱宜遵循由内向外，间隔分批完成隔震支座施工。

4 隔震支座的下支墩的混凝土宜分两次浇筑，第一次浇筑至预埋板下方 3~5cm 处，第二次浇筑宜采用无收缩混凝土或灌浆料，确保预埋板下无空洞。

5 宜一次性拆除全部竖向支撑和水平支撑，应避免上部结构承受不均匀变形。

13.3.16 支墩等与隔震支座直接相连构件的纵向钢筋在端部宜采用 135 度弯钩进行锚固，并宜采用双向钢筋网片对纵筋进行拉结，钢筋网片采用的钢筋直径不宜小于 16mm。

13.3.17 对隔震层外露金属部件应进行防锈处理，处理方法应符合现行国家标准《建筑防腐蚀工程施工验收规范》GB 50224 的有关规定。

13.3.18 对穿越隔震层的管道和管线应进行柔性连接，隔震沟盖板施工时应预留维修孔。

13.3.19 当进行模板安装和混凝土浇筑时，应对模板及支架进行观察和维护。当发生异常情况时，应按施工技术方案及时进行处理。

13.3.20 在涂刷模板隔离剂时，不得沾污钢筋和混凝土接搓处。

13.3.21 当进行模板拆除时，混凝土强度应满足设计要求。

13.3.22 现浇的隔震层构件不应有影响结构性能和设备安装的尺寸偏差。在支墩混凝土二次浇筑前，应对混凝土接搓处进行处理，剔除浮石、凿毛，并对预埋螺栓、预埋钢板进行检查校正，洒水、冲洗湿润后，方可浇筑混凝土。

13.3.23 已安装完毕的隔震支座，应在现浇隔震层构件强度达到设计要求后，方可承受全部设计荷载。

13.3.24 隔震技术加固工程竣工验收前，应具有完整、齐备，并能真实反应工程实际的技术档案和竣工图，作为工程竣工验收依据。

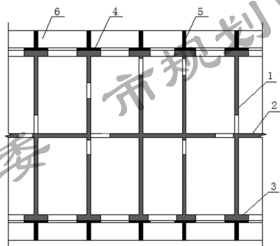
13.3.25 隔震技术加固结构的管理者应充分理解隔震结构的特点，对隔震技术加固结构进行日常维护，确保隔震层的变形能力。隔震层遭遇火灾和浸水等灾害后，应请专业人员对隔震装置进行检查。

14 外套结构加固

14.1 一般规定

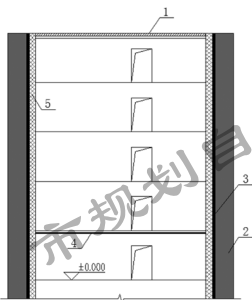
14.1.1 本章适用于实心砖砌体承重的多层砌体房屋的外套结构加固，其适用的最大高度和层数应符合现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 的有关规定。

14.1.2 多层砌体结构抗震能力不足时，可在其外部增设钢筋混凝土结构（图 14.1.2-1、14.1.2-2），并使之与原砌体结构连成整体，达到约束原结构、提高结构整体抗震性能的目的。



1- 原横墙；2- 原内纵墙；3- 原外纵墙；4- 外贴纵墙；5- 外加横墙；6- 外加楼板

图 14.1.2-1 结构加固平面示意图



1- 屋顶拉梁或钢拉杆；2- 外加横墙；3- 外贴纵墙；4- 钢拉杆；5- 原外纵墙

图 14.1.2-2 结构加固立面示意图

14.1.3 采用外套结构加固方案时，既有建筑结构应满足下列要求：

1 结构平面布置宜规则对称。

2 原房屋应为横墙承重或纵横墙承重；原房屋大多数横墙的间距不应大于 6.0m。

3 原房屋墙体应为厚度不小于 240mm 的普通砖实心墙。

14.1.4 外套结构加固设计应满足下列要求：

1 外套结构宜采用装配式混凝土结构，也可采用现浇混凝土结构。

2 建筑内部存在局部不满足抗震鉴定要求的部位时，尚应采取相应加强措施。

3 建筑内部存在竖向承载力不满足的墙体时，尚应对其进行加固。

4 应考虑施工过程及基础沉降对原墙体的影响，避免外加结构引起原墙体开裂。

14.1.5 采用外套装配式结构进行抗震加固时，尚应满足下列要求：

1 所有构件承受的荷载和作用，应通过可靠的传递途径连续传至基础。

2 装配式结构的节点设计应构造简单、传力直接、受力明确、便于施工。

3 装配式结构的节点和连接的承载能力和延性不宜低于同类现浇结构，亦不宜低于预制构件本身，且应满足“强剪弱弯、更强节点”的要求。

14.2 抗震加固设计

14.2.1 外套结构应满足下列要求：

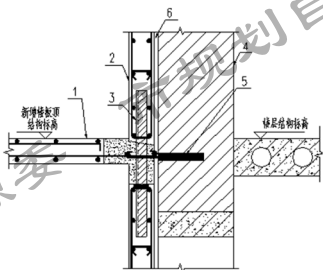
1 房屋各层均应设置外套结构进行加固，各层外套结构的布置应上下对齐。

2 外加横墙宜与原结构横墙对齐，外加横墙的最大间距不宜大于 6.0m。

3 原结构地上部分外纵墙的窗下墙位置，可不设置外贴纵墙；各层外纵墙窗上或门上墙体应进行加固。

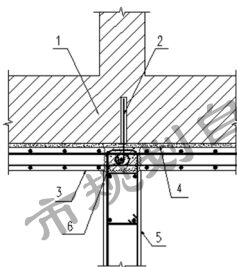
4 对原外纵墙首层洞口以下的墙体,宜对其正负零以下的部分进行加固。

14.2.2 外贴纵墙、外加横墙、外加楼板与原砌体结构外墙之间应有可靠连接;外套结构采用装配式结构时,应在楼层标高处设置水平现浇配筋混凝土带,以连接外纵墙、外加横墙及外加楼板(图 14.2.2-1);并应在原砌体结构纵横墙交接处外侧设置竖向现浇配筋混凝土带(图 14.2.2-2),以连接原砌体结构横墙、外贴纵墙及外加横墙。外加横墙的上下层之间在楼层标高处宜设置水平现浇配筋混凝土带,以连接上下层外加横墙。外贴纵墙与原砌体结构之间应灌注无收缩灌浆料。外贴纵墙现浇时,其与原砌体结构外墙的连接应满足现行国家标准《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116 的相关要求。



1- 外加楼板; 2- 外贴纵墙; 3- 型钢埋件; 4- 原有内墙; 5- 原砖墙植筋; 6- 缝隙内灌浆

图 14.2.2-1 新旧墙体节点连接立面示意图



1- 原砖墙; 2- 原砖墙植筋; 3- 外贴纵墙; 4- 缝隙内灌浆; 5- 外加横墙; 6- 竖向配筋后浇带

图 14.2.2-2 新旧墙体节点连接平面示意图

14.2.3 外套结构采用装配式混凝土结构时，预制构件的混凝土强度等级不宜低于 C25，现浇连接节点的混凝土强度不应低于预制构件的混凝土强度；现浇混凝土的混凝土强度等级不应低于 C25，并应满足耐久性的要求。

14.2.4 加固后结构的计算分析应满足下列要求：

1 可采用线弹性分析假定；并应考虑砌体、混凝土等不同材料的特性。

2 原砌体材料泊松比可取 0.15，弹性模量应符合现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003 的相关规定；新增混凝土材料采用的相关计算参数应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的相关规定。

3 结构平面布置规则时，多遇地震作用下结构的整体分析可按纵、横两个方向分别计算。

4 荷载取值及荷载组合应满足现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的要求。

5 多遇地震作用下结构弹性层间位移角不应大于 1/2000。

14.2.5 结构构件及接缝承载力验算应满足下列要求：

1 原砌体外纵墙与外贴纵墙形成的组合外纵墙应能承担全部纵向地震作用。

2 新增墙体的拉弯、压弯和水平抗剪承载力验算应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关规定。

3 原结构墙体的水平抗剪承载力应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关规定。

4 原砌体墙的抗压承载力应满足现行国家标准《砌体结构设计规范》GB 50003 的要求。

5 预制墙板水平缝受剪承载力应满足现行国家标准《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1 的要求。

14.2.6 外贴墙体的构造应满足下列要求：

1 外加横墙厚度 t 不应小于 160mm；其截面高度 d 不应小于 $h/18$ ，不宜小于 $h/15$ ； h 为同一横墙顶部拉梁或拉杆与底层钢拉杆之间的距离；外加横墙厚度 t 应大于等于表 14.2.6 中规定的数值。

表 14.2.6 外套结构外加横墙厚度最小要求

截面高度 d (mm)	截面厚度 t (mm)
$h/18$	400
$h/15$	300
$h/12$	220
$h/10$	160

注：1. h 为同一横墙顶部拉梁或拉杆与底层钢拉杆之间的距离。

2. 外加横墙厚度 t 与表中数值不同时，可按内插取值。

2 外贴纵墙厚度不应小于 120mm，不宜小于 140mm。

3 新增墙体与现浇混凝土交接的一侧应将水平筋锚入现浇混凝土中。

4 新增墙体抗震构造措施尚应满足现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 关于抗震等级三级抗震墙的要求。

5 预制构件之间、预制构件与现浇混凝土的结合面应为粗糙面。

14.2.7 外加楼板及水平现浇带的构造应满足下列要求：

1 板厚不应小于 100mm，并应满足竖向刚度和承载力要求。

2 外加楼板与周边预制墙板之间应设置水平后浇带，外加楼板钢筋总量应有一半以上锚入水平后浇带。

3 水平现浇带与原砖墙之间可采用锚筋连接；锚筋的直径不应小于 8mm，间距宜为 400mm，植入砖墙的深度不应小于 150mm，锚筋孔内应灌注植筋胶。

14.2.8 钢拉杆或拉梁的设置应满足下列要求：

1 应在建筑底层设置钢拉杆；底层每道横墙两侧应各设置一道钢拉杆，钢拉杆直径不应小于 25mm；当有地下室时，钢拉杆可设置于地下室顶板下；在满足等强度的条件下，也可采用在原结构基础位置设

置压浆锚杆或植筋代替钢拉杆。

2 应在屋顶板上部每道横墙对应的位置设置混凝土拉梁、钢拉梁或钢拉杆；钢拉梁或混凝土拉梁纵筋总截面面积不应小于 10cm^2 ；其他楼层可不设置。

3 钢拉杆或拉梁端部应与新增横墙有可靠拉接。

14.2.9 外套结构基础设计应满足下列要求：

1 宜选择对原建筑影响小、沉降量小、弃土少、施工安全、施工速度快捷的基础形式。

2 应根据土质、地下水位、新增结构类型及荷载大小选用合理的基础形式，当地质勘察资料不足时，应重新进行岩土工程勘察。

3 新增基础与原基础宜脱开，并应考虑新设基础下土体沉降对原基础的影响，防止原砌体房屋发生裂损；外套结构不应坐于软弱地基上。

4 应考虑地基受荷后的变形，避免新旧结构产生标高差异。

14.3 加固施工和验收

14.3.1 施工前应拆除原有散水、空调板、女儿墙、外挑阳台等外墙突出部分，宜移除外墙附属管线；拆除工程应避免扰动原结构。

14.3.2 原有砖墙表面应进行清洁，去除外墙外表面装修层，外贴纵墙部分的砖墙应进行勾缝。

14.3.3 施工前，应对建筑层高、建筑总高度、轴线尺寸、建筑总宽度、窗洞尺寸等建筑数据进行复测及核对。

14.3.4 对施工过程中可能导致的倾斜、开裂或局部倒塌等情况，应预先采取安全措施。应进行施工阶段结构稳定分析，采取可靠措施防止新增结构在施工过程中失稳。

14.3.5 对外套装配式结构，应合理规划构件运输通道和存放场地，设置必要的现场临时存放架，并制订成品保护措施。

14.3.6 预制构件、安装用材料及配件应按标准规定进行进场检验，未经检验或不合格的产品不得使用。

14.3.7 构件吊装前，应检查构件装配连接构造详图，包括构件的装配位置、节点连接详细构造及临时支撑设计计算校核等。

14.3.8 预制构件应按施工方案要求的顺序进行吊装，吊装就位后，应及时在预制构件和已施工现浇结构间设置临时支撑及临时固定措施。

14.3.9 预制构件应经测量校准定位后再安装与其相邻的构件，需要传递荷载的构件应在其连接部位承载力达到设计要求后才能拆除支撑结构。

14.3.10 装配式结构预制构件间的连接或预制构件与现浇结构间的连接采用螺栓连接时，应按要求进行施工检查和质量控制，并做好露明铁件的防腐和防火处理。

14.3.11 外套结构的基础施工不应扰动原地基基础。

14.3.12 外套结构加固的施工期间应进行基础沉降变形观测。

14.3.13 施工中应采取措施减小对室内的干扰及对周边环境的影响。

14.3.14 抗震加固验收应满足现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204、《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1、《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116 等的相关要求。

本规程用词说明

1 为了便于在执行本规程条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的用词：

正面词采用“必须”；反面词采用“严禁”。

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的用词：

正面词采用“应”；反面词采用“不应”或“不得”。

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的用词：

正面词采用“宜”；反面词采用“不宜”。

表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 条文中指定应按其他有关标准、规范的规定执行时，写法为：“应按……执行”、“应满足……要求”或“应符合……规定”。

引用标准名录

- 1 《建筑抗震鉴定标准》GB 50023
- 2 《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116
- 3 《建筑抗震设计规范》GB 50011
- 4 《混凝土结构加固设计规范》GB 50367
- 5 《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》DBJ 11-501
- 6 《装配式混凝土结构技术规程》JGJ 1
- 7 北京地区《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB11/637

市规划自

市规划自然资源委

北京市地方标准

建筑抗震加固技术规程

DB11/ 689—2016

条文说明

市规划自然资源委

规划自然资源委

市规划自然资源委

划自然资源委

编制说明

本规程是根据《北京市规划委员会“十二五”时期城乡规划标准化工作规划》和北京市质量技术监督局《关于印发 2015 年北京市地方标准制修订项目计划的通知》(京质监发〔2015〕22 号)的要求,由北京市建筑设计研究院有限公司会同有关单位进行修编。

本规程是在北京市地方标准《建筑抗震鉴定与加固技术规程》DB11/T 689—2009 的基础上修订而成,上一版的主编单位是北京市建筑设计研究院,参编单位是清华大学、中国建筑科学研究院、北京市抗震办公室、北京市住宅建筑设计研究院、北京市建设工程质量第一检测所、北京市建设工程质量第二检测所、北京建院科技发展有限公司,主要起草人员是苗启松、李文峰、周炳章、石彪、刘少军、刘岸雄、刘航、孙宏伟、邱仓虎、何西令、苏倩兮、张海明、李晨光、赵作周。本次修订的主要技术内容是:

1. 取消了关于建筑抗震鉴定的内容。建筑抗震鉴定的内容纳入了北京市地方标准《房屋结构综合安全性鉴定标准》DB 11/637—2015 中。

2. 结合北京市近年来的抗震加固工程实践经验和需求,新增了砌体结构后张预应力加固、内浇外砌和内浇外挂结构房屋加固、消能减震技术加固、隔震技术加固、外套结构加固的内容。

3. 与现行行业标准《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116 的内容进行了协调。

规程编制组于 2015 年 3 月成立并召开了第一次工作会议,讨论通过了规程编制大纲,并明确了各参编单位分工及修订进度。2015 年 4 月召开编制组第二次工作会议,对规程初稿进行了讨论,会后对初稿进行了修改;于 2015 年 7 月 22 日对征求意见稿的初稿进行了集中讨论;于 2015 年 7 月底形成了征求意见稿;于 2015 年 11 月收到意见,根据意见进行修改后形成送审稿。于 2015 年 12 月 29 日通过专家审查会。

目次

1	总则	119
3	基本规定	121
4	地基和基础	123
4.1	一般规定	123
4.2	承载力验算及变形计算	123
4.3	地基处理与加固	125
4.4	基础加固	125
5	多层砌体房屋	127
5.1	一般规定	127
5.2	抗震加固方案	127
5.3	抗震加固设计与施工	128
6	多层和高层钢筋混凝土房屋	133
6.1	一般规定	133
6.2	抗震加固方案	135
6.3	抗震加固设计与施工	137
7	内框架和底层框架砌体房屋	142
7.1	一般规定	142
7.2	抗震加固方案	143
7.3	抗震加固设计与施工	143
8	单层工业厂房	145
8.1	一般规定	145
8.2	抗震加固方案	145
8.3	单层钢筋混凝土柱厂房加固设计与施工	145
8.4	单层钢结构厂房加固设计与施工	146

9	单层砖柱厂房与空旷房屋	147
9.1	一般规定	147
9.2	抗震加固方案	147
9.3	单层砖柱厂房加固设计与施工	147
9.4	空旷房屋加固设计与施工	147
10	预制装配式大板房屋	148
10.1	一般规定	148
10.3	抗震加固设计与施工	148
11	内浇外砌、内浇外挂结构房屋	149
12	消能减震技术加固	150
12.1	一般规定	150
12.2	减震加固方案	150
12.3	减震加固设计	151
12.4	减震加固施工、验收和维护	153
13	隔震技术加固	154
13.1	一般规定	154
13.2	隔震加固设计	154
13.3	隔震加固施工、验收和维护	159
14	外套结构加固	162
14.1	一般规定	162
14.2	抗震加固设计	162

1 总 则

1.0.1 地震中建筑物的破坏和倒塌是造成地震灾害的主要原因。北京地区既有的建筑中,有很大一部分未进行抗震设防,或与现行抗震设防标准存在很大差距。近年来的建筑抗震加固的实践及震害经验,尤其是汶川地震的震害情况表明,对既有建筑进行抗震加固,是减轻地震灾害的重要途径。

本规程既有建筑进行抗震加固的目标,与《建筑抗震设计规范》GBJ11-89的设防目标大体相当。对于后续使用年限50年的既有建筑,具有与现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB50011相同的设防目标。后续使用年限少于50年的既有建筑,在遭遇同样的与基本烈度相当的地震影响和高于基本烈度的罕遇地震影响时,其损坏程度略大于按后续50年鉴定及加固的建筑;当遭受与既有建筑后续使用年限相应的多遇地震影响时,其损坏程度与按后续50年鉴定及加固的建筑基本一致。

建筑抗震加固中的抗震安全、经济、合理、有效、实用,含义如下:

抗震安全,指既有建筑经过抗震加固后达到的设防目标,依据其后续使用年限的不同,分别不低于本规程规定的抗震设防目标。

经济,就是要在北京地区的经济条件下,根据国家和北京地区有关抗震加固方面的政策,按照规定的程序进行审批,严格掌握加固标准。

合理,就是要在加固设计过程中,根据既有建筑的实际情况,从提高结构整体抗震能力出发,综合提出加固方案。

有效,就是要达到预期的加固目标,要根据具体条件选择加固方法,要严格按照要求进行施工,保证质量,特别要采取措施尽量减少对原结构的损伤,并加强对新旧构件连接效果的检查。

实用,就是抗震加固可结合建筑的维修、改造,包括节能环保改造,在经济合理的前提下,改善使用功能,并注意美观。

本规程以《建筑抗震鉴定标准》GB 50023—2009、《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116—2009 等为主要依据，参考《建筑抗震设计规范》GBJ11—89 及近年来相关研究成果，结合北京地区抗震鉴定和加固设计实践编制。

1.0.2 本规程适用于北京地区既有建筑的抗震加固。

由于新建建筑工程应符合设计规范的要求，古建筑及属于文物的建筑有专门的要求，因此本规程的既有建筑不包括古建筑和新建的建筑。

1.0.3 建筑抗震加固的有关规定，主要包括：

- 1 抗震主管部门发布的有关通知。
- 2 混凝土结构加固设计规范，施工质量验收规范和标准等。
- 3 现行建筑结构设计规范中，关于建筑结构设计统一标准的原则、术语和符号的规定、静力设计的荷载取值等。
- 4 国家和北京地区关于材料性能的产品标准。

3 基本规定

3.0.1 本条规定抗震加固设计应遵守的基本原则：

1 抗震加固的方案应根据抗震鉴定的结果，综合分析既有建筑的现状和加固目标，区别对待，提出合理的加固方案：

1) 对不符合抗震鉴定要求的建筑进行抗震加固，一般采用提高承载力、提高变形能力或既提高承载力又提高变形能力的方法；

2) 需要提高承载力同时提高结构刚度，则以扩大原构件截面、新增部分构件为基本方法；需要提高承载力而不提高刚度，则以外包钢构套、粘钢或碳纤维加固为基本方法；

3) 当原结构的结构体系明显不合理时，应优先采用改变结构体系的方法；

4) 当结构的整体性连接不符合要求时，应采取提高变形能力的方法；

5) 当局部构件的构造不符合要求时，应采取不使薄弱部位转移的局部处理方法；或通过结构体系的改变，使地震作用由增设的构件承担，从而保护局部构件。

2 为减少加固施工对生活、工作在既有房屋内的人们的环境影响，还需采取专门对策。例如，在房屋内部加固和外部加固的效果相当时，尽量采用外部加固；干作业与湿作业相比，施工进度快且影响面小，有条件时尽量采用；需要在房屋内部湿作业加固时，尽量选择集中加固的方案，宜减少对内部环境的影响。

3.0.7~3.0.8 为使抗震加固达到有效的要求，加固材料的质量与施工质量，便成为直接关系抗震加固工程安全和质量的要害所在。针对加固的特殊性，本规程在材料和施工方面所提出的要求是：

1 对于加固所用的特殊材料应明确材料性能及其耐久性，对特殊的加固工法应要求由具有相应资质的专业队伍施工；

2 采取有效措施，避免损伤原构件，并加强对新旧构件连接效果

DB11/ 689—2016

的检查；

3 原图纸的尺寸只是名义尺寸，加固施工前要复核实际尺寸，作相应调整；

4 注意发现原结构存在的隐患，及时采取补救措施；

5 努力减少施工对生产、生活的影响，并采取措施防止施工的安全事故。

4 地基和基础

4.1 一般规定

4.1.1 20世纪五六十年代甚至更早的一些建筑,在勘察、设计阶段未进行抗震设防。采用天然地基的建筑物,液化常常造成建筑物的倾斜和整体倾覆。对于坡地岸边采用桩基的建筑物,可能会造成桩头部位混凝土受到剪压破坏。因此对于重要的既有建筑物可能存在液化或震陷问题时,应进行抗震加固。不仅要搜集既有建筑的原有勘察报告,必要时尚应搜集处于同一工程地质单元的周边已有建筑的勘察资料和区域性地质资料。

4.1.2 上部结构抗震加固增加荷载时,应进行静载情况下的承载力验算。

4.1.3 建筑的场地类别与地基液化判定应按现行《建筑抗震设计规范》GB 50011 进行评价。可依据既有建筑的原有勘察报告以及处于同一地质单元的周边建筑的勘察资料进行综合评价。当原有建筑及周边建筑的勘察资料均不足以作为评价依据时,应进行补充勘察。

4.2 承载力验算及变形计算

4.2.1 本条列出了天然地基的静载作用下承载力验算和抗震承载力验算的内容。

4.2.4 筏形及箱形基础的沉降变形量可按分层总和法计算并按现行北京市标准《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》DBJ 11-501 确定相关参数;条形及独立基础的沉降量可按北京地区地基压力变形非线性关系计算确定。

4.2.5 本条列举了提高上部结构抵抗不均匀沉降能力的措施,以减少地基和基础加固工作量。

4.2.6 本条主要是针对严重不均匀地基以及对不均匀沉降变形敏感

的和重要的建筑物。建筑物的沉降变形观测包括从加固施工开始，整个加固施工期内和使用期间对建筑物进行的沉降变形观测。应以实测资料作为工程质量检查的依据之一。根据北京地区工程经验，当最后100d的沉降变形速率小于0.01mm/d时，可认为建筑物沉降变形进入稳定阶段。

4.2.7 地基变形特征可分为沉降量、沉降差、倾斜、局部倾斜。地基变形允许值参照现行北京市标准《北京地区建筑地基基础勘察设计规范》DBJ 11-501确定，更为重要的是结合上部承重结构或围护系统的实际工作状态，对既有建筑地基基础实际的性能状况做出正确的工程判断。

当结构形式为框架结构、排架结构、砌体承重结构，基础型式为独立基础或条形基础时，地基沉降许可值可参照表4.2.7：

表 4.2.7

地基土类别		长期最大沉降量 s_{\max} (mm)
人工填土	中低压压缩性人工填土	30
	中等压缩性人工填土	50
	均匀的中高压压缩性人工填土	80
新近沉积土	均匀的、中密的新近沉积粘性土及粘质粉土	80
	均匀的新近沉积软粘性土	120
	新近沉积砂质粉土及粉、细砂	30
一般第四纪土	一般第四纪砂质粉土及粉、细砂	30
	一般第四纪粘性土及粘质粉土	50

既有建筑地基和基础的处理需要十分慎重，应根据具体情况和问题的严重性采取因地制宜的对策。常用的地基和基础加固方法包括基础补强注浆加固法、加大基础底面积法、加深基础法、锚杆静压桩法、树根桩法、坑式静压桩法、石灰桩法、注浆加固法、夯实水泥土桩法

等，可参照现行行业标准《既有建筑地基基础加固技术规范》JGJ 123 和《建筑地基处理技术规范》JGJ 79 采用。

4.3 地基处理与加固

4.3.1 本条款参照现行行业标准《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116—2009 4.0.5 条，抗震加固时液化地基的处理要求可低于设计规范，仅强调对液化等级为中等～严重且对液化沉陷敏感建筑的既有地基采取抗液化措施。

4.3.2 为消除液化沉降进行地基处理时，可选用下列措施进行地基加固：

1 压重法：对地面标高无严格要求的建筑，可在建筑周围堆土或重物，增加覆盖压力。

2 覆盖法：将建筑的地坪和外侧排水坡改为配筋混凝土整体地坪。地坪应与基础或墙体锚固，地坪下应设厚度为 300mm 的砂砾或碎石排水层，室外地坪宽度宜为 4~5m。

3 排水桩法：在基础外侧设碎石排水桩，在室内设整体地坪。排水桩不宜少于两排，桩距基础外缘的净距不应小于 1.5m。

4.3.3 当承载力或沉降变形不满足结构设计要求时，可选用以下措施进行地基加固：

1 注浆法：根据地质条件选择合适的浆液及其配比，保证基底地基土均被饱和注浆，必要时在加固基础周边设置隔水层。

2 灰土挤密桩法、深层搅拌法：可配合基础加固方案，在既有基础或准备加宽基础范围内进行处理。

4.4 基础加固

4.4.3 为消除液化沉陷影响需要进行基础加固时，可选用下列措施进行基础加固：

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

2 桩基托换：可采用锚杆静压桩法、树根桩法和坑式静压桩法等，桩体可采用现浇钢筋混凝土、钢桩或预制混凝土桩，将基础荷载通过桩传到非液化土层上。

3 旋喷桩法：穿过基础或紧贴基础打孔，制作旋喷桩，桩长应穿过液化层并支承在非液化、力学性能较好的土层上。

5 多层砌体房屋

5.1 一般规定

5.1.2 为了防止在抗震加固中出现建筑沿高度出现局部刚度突变，要求加固楼层的抗震能力不超过下一楼层抗震能力的 20%，非承重墙与自承重墙体加固后的抗震能力不应超过同一楼层承重墙体的抗震承载力。同时，为了防止加固方案不合理造成个别墙段的承载力过高，层总抗震承载力满足抗震要求但过度集中，当该墙段发生屈服或破坏后造成整体承载力损失严重，应限制每个墙肢加固后的承载力，保证墙段的受力均匀。

5.2 抗震加固方案

5.2.1 本条明确了超高、超层砌体房屋的加固、加强原则。考虑到既有房屋的层数和高度已经存在，可优先选择给具有可操作性的抗震对策。

改变结构体系，指结构的全部地震作用，不能由原有的仅设置构造柱的砌体墙来承担。

砌体结构主要抗震墙体增设厚度不小于 120mm 的钢筋混凝土双面夹板墙后，可视为改变了结构体系，可按照钢筋混凝土墙计算抗剪承载力。

5.2.2~5.2.5 这几条分别针对砌体结构抗震承载力不足、房屋的整体性不满足要求、局部易倒塌部位拉结不足及房屋有明显扭转效应的情况给出了多种有效的加固方法，可根据房屋的实际情况采用。其中对于后张预应力加固技术，在国际上有在墙体两侧布置体外预应力筋和墙体中间钻孔穿入预应力筋两种方式，考虑到国内施工设备的限制，本规程主要推荐了前一种施工工艺。

5.3 抗震加固设计与施工

(I) 水泥砂浆和钢筋网砂浆面层加固

5.3.1、5.3.2 这两条明确规定了水泥砂浆和钢筋网砂浆面层加固墙体的设计方法。为使面层加固有效，除了要注意原墙体的砌筑砂浆强度不高于 M2.5 外，强调了以下几点：①钢筋网的保护层及钢筋距墙面空隙；②钢筋网与墙面的锚固；③钢筋网与周边原有结构构件的连接。

对砌筑砂浆强度等级 M2.5 的墙体，试验结果表明，钢筋间距以 300mm 为宜，过稀或过密都不能使钢筋充分发挥作用。

试验和现场检测发现，钢筋网竖筋紧靠墙面会导致钢筋与墙体无粘结，加固失效；试验表明，采用 5mm 间隙可有较强的粘结能力。钢筋网的保护层厚度应满足规定，提高耐久性，避免钢筋锈蚀后丧失加固效果。

面层加固可根据综合抗震能力指数的控制，只在某一层进行，不需要自上而下延伸至基础。但在底层的外墙，为提高耐久性，面层在室外地面以下宜加厚并向下延伸 500mm。

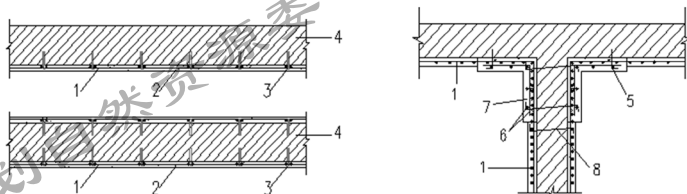
当利用面层中的配筋加强带起构造柱圈梁的约束作用时，一般需在墙体周边设置 3 根 $\phi 10$ 的钢筋，净距 50mm；水平钢筋间距局部加密；墙体两面的钢筋还需要相互可靠拉结。在纵横墙交接处，则形成十字或 T 字形的组合柱。

5.3.3 注意钢筋网与原有墙面、周边构件的拉接筋应检验合格才能进行下一道工序的施工。锚筋除采用水泥基灌浆料、水泥砂浆外还可采用结构加固用胶粘剂，根据不同的材料和施工工艺，锚孔直径需相应调整。

(II) 钢绞线网片聚合物砂浆面层加固

5.3.4~5.3.6 本方法与钢筋网砂浆面层加固的主要区别是，采用钢绞

线网片，与原有墙体连接采用锚固在砖块上的专用金属胀栓，在墙体交接处需设置钢筋网等加强与左右两端墙体的连接，如图 5.3.4 所示：



1—钢绞线网；2—聚合物砂浆；3—专用金属锚栓；4—砖墙；5—L形锚筋；
6—钢筋网；7—混凝土或灌浆料面层；8—穿墙锚筋梅花型布置

图 5.3.4 钢绞线网片聚合物砂浆加固砖墙示意图

(III) 板墙加固

5.3.7~5.3.9 钢筋混凝土板墙加固时，考虑到混凝土与砖砌体的弹性模量相差较大，混凝土不能充分发挥作用，其强度等级不宜过高，厚度不宜过大。

本条强调了以下几点：①板墙与原有楼板、周边结构构件应采用短筋、拉结钢筋可靠连接；②板墙的钢筋应与原墙体充分锚固；③板墙应有基础，条件允许时基础埋深同原有基础。

板墙可支模浇灌或采用喷射混凝土工艺，板墙厚度较薄时应优先采用喷射混凝土工艺。

(IV) 增设抗震墙加固

5.3.10~5.3.12 新增砌的墙体应有基础，为防止新旧地基的不均匀沉降造成墙体开裂，按工程经验将基础宽度加大 15%。

砖墙内设置钢筋网片和钢筋细石混凝土带的加固方法，是经过许多单位大量的试验提出的，其增强系数是试验结果的综合。

钢筋混凝土抗震墙加固时，如采用增强系数进行抗震验算，在规定的范围内，其取值可不考虑墙厚的不同。

(V) 外加圈梁 - 钢筋混凝土柱加固

5.3.13 本条与行业标准《建筑抗震加固技术规程》JGJ116-2009 中第 5.3.13 条强制性条文等效。

利用外加钢筋混凝土柱、圈梁和替代内墙圈梁的拉杆,在水平和竖向将多层砌体结构的墙段加以分割和包围,形成对墙段的约束,能有效提高抗倒塌能力。这种加固方法已经受过地震的考验。其设置需依据设防类别的不同区别对待,为使约束系统的加固有效,强调了以下几点:①外加柱设置的位置应合理,还应与圈梁或钢拉杆连成封闭系统;②外加柱、圈梁应通过设置拉结钢筋、锚栓或锚筋与墙体可靠连接;③外加柱应有足够深度的基础;④圈梁遇阳台、楼梯间、变形缝时,应妥善处理;⑤拉杆应按照替代内墙圈梁的要求设置,并满足与墙体锚固的规定,使拉杆能保持张紧状态,切实发挥作用。

5.3.14、5.3.15 外加柱的截面和配筋均不必过大。外加柱应沿房屋全高贯通,不得错位;外加柱埋深不得小于冻结深度;圈梁应连续闭合,内墙圈梁可用满足锚固要求的保持张紧的拉杆替代;钢筋混凝土板墙中,沿墙体交接处、墙体与楼板交界处的集中配筋,也可替代该位置的构造柱和圈梁。

5.3.16~5.3.18 圈梁、钢拉杆应与构造柱配合形成封闭系统。

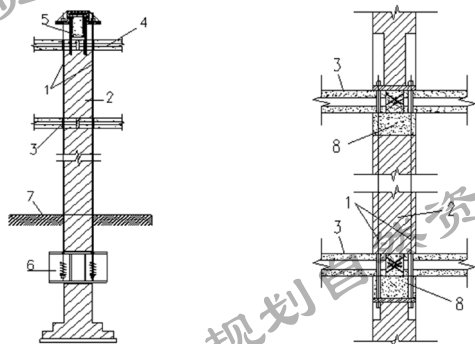
外加圈梁的截面、配筋和钢拉杆的直径,系按外墙墙体外甩计算得到。

(VI) 后张预应力加固

5.3.19 后张预应力加固砖砌体结构技术在欧洲、新西兰、澳大利亚等国家已有较多研究和应用,在国内主要是北京市建筑工程研究院有限责任公司、同济大学等单位开展了相关研究工作。试验研究表明,通过对砖砌体墙体施加一定幅度的竖向预压力,不仅可以显著提高墙体的抗裂能力和抗剪承载力,还可以大幅度提高墙体的延性和耗能能力,且震后预应力筋对结构有较好的变形恢复作用。在预应力筋材料性能的要求方

面，考虑到预应力筋与砌体的弹性模量相差很大，为避免墙体可能出现的局部应力集中而过早破坏，应选用无粘结预应力筋。同时，预应力钢材应优先选择具有低松弛性能的钢材，以减小预应力损失。

5.3.20 由于预应力的施加增加了墙体的压应力，该项技术在应用时首先应保证被加固墙体有足够的受压承载力。试验研究表明，砌体墙体的抗剪承载力与预应力产生的墙体截面平均压应力呈正比；对于无筋砖砌体墙体，当竖向荷载与预应力的合作用在墙体中产生的轴压比达到 0.66 时，墙体的抗剪承载力仍然保持线性增长的趋势，但是延性和变形能力会有一定程度的降低。考虑到该项加固技术主要用于提高砌体墙体的抗剪承载力，故未对轴压比的上限另行作出限制。实际上，按照公式（5.3.20）考虑高厚比和轴向力的偏心距对受压构件承载力的影响系数 ϕ 后，已经可以根据不同砂浆强度等级限制墙体的轴压比了。同时，预应力筋的布置、间距的规定主要是考虑到减少施工工艺可能对墙体造成的损伤，同时应保证墙体均匀受压，避免出现平面外弯矩。现场实施时，为保证预应力筋的可靠传递，应设置必要的传力结构，该加固做法示意图如图 5.3.20 所示。



(a) 多层墙体贯通加固做法

(b) 单层墙体加固做法

1—无粘结预应力筋；2—墙体；3—楼板；4—屋面板；5—压顶梁；

6—基础传力垫块；7—首层地面；8—圈梁

图 5.3.20 预应力加固砖墙示意图

5.3.21 试验研究和计算分析表明,砌体墙体采用后张预应力技术加固后,其抗剪承载力的提高来源于两方面,一是由于墙体正应力的提高,二是预应力筋作为砌体配筋的作用。

在确定砌体抗震抗剪强度时,考虑了竖向荷载与预应力的合作用在砌体中产生的截面平均压应力的提高作用。在确定截面抗震受剪承载力时,在《砌体结构设计规范》GB 50003 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 相关计算公式的基础上,增加了加固预应力筋对承载力的提高作用项。试验研究中,预应力筋参与工作系数对于整截面墙可以达到 0.3~0.35,对于开洞口墙可以达到 0.2~0.25,考虑到实际工程应用与试验研究的差异,适当降低了预应力筋参与工作系数的取值。

按照该项技术的施工工艺,预应力筋张拉施工时表面未进行封闭处理,因此与体外预应力筋相似,预应力筋由摩擦引起的预应力损失值可以忽略不计。加固预应力筋的预应力损失主要包括预应力筋因张拉端锚具变形和预应力筋内缩引起的预应力损失值 σ_{11} 、预应力筋应力松弛引起的预应力损失值 σ_{14} 、因砌体收缩徐变引起的预应力损失值 σ_{15} 。其中, σ_{11} 、 σ_{14} 主要取决于锚具形式和预应力筋材料,可以参照我国现行行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》JGJ 92 计算。 σ_{15} 主要反映的是由于砌体墙体的收缩徐变所引起的预应力损失,此处参考美国 ACI530 砌体规范中关于砌体收缩系数和徐变系数的取值而确定。

5.3.22 由于国内施工设备条件的限制,后张预应力技术加固砖砌体墙体的施工,主要推荐采用沿墙体两侧对称布筋的体外预应力加固方式。该项技术可以将预应力筋安装于墙体表面剔出的凹槽内,并在表面进行防护处理,基本可以不改变建筑的外观,也不减少使用面积。预应力筋锚固端结构或垫块的设置主要是为满足墙体的局部承压要求,同时保证预应力作用可靠、均匀地传递给加固墙体。

5.3.23 砌体结构预应力加固工程的验收应包括材料和施工工艺两个方面,并分别按现行国家相关标准划分检验批。验收时,所有检验批均应符合合格质量的规定,同时验收资料完整并符合验收要求。

6 多层和高层钢筋混凝土房屋

6.1 一般规定

6.1.1 本条明确了本章的适用范围。后续使用年限 30 年的混凝土结构，结构形式多为现浇及装配整体式的框架结构；后续设计使用年限 40 年的建筑，大多建于 20 世纪 90 年代以后，结构形式多为现浇钢筋混凝土框架、框架剪力墙、剪力墙结构。本条不区分建造年代，最大适用高度除部分框支剪力墙结构、板柱抗震墙结构外，其余均引用了《建筑抗震设计规范》GBJ11-89 的规定。部分框支剪力墙结构 89 抗规不推荐使用，但对其适用高度在条文中有限制，其适用高度也同《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001 的规定。北京地区 20 世纪 90 年代以前也建造了一些板柱抗震墙结构房屋，其高度当时无规范可循，有高有低，其最大适用高度限值同《建筑抗震设计规范》GB 50011-2001 的规定。本条涉及房屋所属的抗震等级，需依据其后续使用年限的不同，分别由现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 第 6 章和《建筑抗震设计规范》GB 50011 第 6 章予以规定。

6.1.2 本条与行业标准《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116-2009 的内容相同。钢筋混凝土房屋的加固，体系选择和综合抗震能力验算是基本要求，注意以下几点：

- 1 要从提高房屋的整体抗震能力出发，防止因加固不当而形成楼层刚度、承载力分布不均匀或形成短柱、短梁、强梁弱柱等新的薄弱环节。

- 2 在加固的总体决策上，应从房屋的实际情况出发，侧重于提高承载力，或提高变形能力，或二者兼有；必要时，也可采用增设墙体、改变结构体系的集中加固，而不必每根梁柱普遍加固。

6.1.3 本条规定 A 类钢筋混凝土房屋结构抗震加固的设计验算方法同抗震鉴定的验算方法。国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 中规

定，A类建筑，抗震鉴定分为二级，第一级鉴定以宏观控制与构造鉴定为主进行评价，第二级鉴定是以抗震验算为主结合构造影响进行综合评价。对A类建筑，当符合第一级鉴定的各项要求时，可评定为满足抗震鉴定要求，不再进行第二级鉴定，否则应进行第二级鉴定。A类建筑的第二级鉴定，国家标准《建筑抗震鉴定标准》中给出了两种计算方法：一是简化计算方法，即综合抗震能力指数计算，如多层钢筋混凝土结构的楼层屈服强度计算方法。二是按现行国家《建筑抗震设计规范》GB 50011的方法进行计算，但材料强度的取值、地震作用效应计算、内力调整、抗震验算应按《建筑抗震鉴定标准》GB 50023中的规定进行。目前，专用程序计算实际上等同于按照1989系列建筑结构设计规范计算，承载力抗震调整系数取现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011承载力抗震调整系数的0.85倍采用。

6.1.4 本条规定了B类钢筋混凝土房屋结构抗震加固的设计验算方法同抗震鉴定的验算方法。国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023中规定，B类建筑，抗震鉴定分为二级，分别为抗震措施鉴定和抗震承载力验算，且第一级鉴定通过后也要进行第二级的抗震承载力验算鉴定。第二级鉴定的方法按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的方法进行抗震验算，但结构的地震内力调整系数、构件承载力应按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023第6章第6.3.10条及附录D和E的规定计算。实质上，B类建筑的抗震验算，是依据89系列规范对钢筋混凝土结构抗震计算分析和构件抗震验算的要求归纳和整理而成，其中，不同于现行设计规范的内力调整系数和构件承载力验算公式，均在《建筑抗震鉴定标准》GB 50023中附录D和E体现。

6.1.5 本条规定了C类钢筋混凝土房屋结构抗震加固的设计验算方法，既现行抗震规范方法。

6.1.6 既有建筑加固后结构罕遇地震下层间位移角小于现行规范标准限值的1/2时，表明加固后的结构抗侧刚度大，抗变形能力强，具有足够的抗倒塌能力，抗震构造措施可按抗震等级降低一级考虑。

6.1.7 《混凝土结构加固设计规范》GB 50367的承载力计算公式是针

对静载的，采用本章加固方法加固的结构构件，在拉压反复作用下的性能与静载下有所区别，从偏于安全的角度考虑，本条规定，采用《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的计算公式时，原有混凝土构件的抗震承载力与抗震加固时的取值相同，即各式中对原有混凝土构件的承载力应除以抗震加固的承载力调整系数 γ_{R_s} （其值依据后续使用年限的不同而变，均小于 1.0），对新增部分材料（如钢筋、型钢、钢板、碳纤维布及钢绞线网片聚合物砂浆）抗震加固的承载力调整系数偏安全地取 1，但对新增钢筋混凝土构件、砌体墙体仍按原有构件对待。

6.1.8 本条规定了既有钢筋混凝土房屋抗震加固施工的一般要求。同时，需按本章规定考虑新增构件应变滞后和新旧构件协同工作程度的影响。

6.2 抗震加固方案

6.2.1 本条列举了结构体系和抗震承载力不满足要求时，可供选择的有效加固方法。在加固之前，应尽可能卸除加固构件相关部位的全部活荷载。加固方案的选择以加强结构的整体性、增强结构的整体抗震性能为目标，以施工的可行性为前提，以加固材料性能最大发挥为导向。

汶川地震中，框架结构的梯板、梯梁、梯柱出现了严重破坏，主要原因是楼梯构件产生斜向支撑作用，受力集中，为减小楼梯间的破坏，框架结构增设抗震墙时，新增抗震墙（支撑）应尽量布置在楼梯间四周。

当原有的 A 类混凝土框架结构体系属于单向框架时，需通过节点加固成为双向框架；考虑到节点加固的难度较大，也可按《建筑抗震设计规范》GB 50011 对框架-抗震墙结构的墙体布置要求，对 A 类混凝土框架结构增设一定数量的钢筋混凝土墙体并加固相关节点而改变结构体系，提高楼层的抗剪承载力，从而减少对所有的节点进行加固。对于 B、C 类混凝土框架结构，当时施行的《建筑抗震设计规范》GB 50011 已明确规定应设计为双向框架，一般不出现这类框架。

单跨框架对抗震不利，89 抗规以前设计的混凝土房屋存在单向框架的情况，出现此类情况时，可按本条规定选择增设墙体、翼墙、支撑或框架柱的方法，增设的墙体、支撑的最大间距，应考虑多道防线的设计原则，符合设计规范对框架—抗震墙结构的墙体布置最大间距的规定，且不得大于 24m。见表 6.2.1。

表 6.2.1 框架—抗震墙结构的抗震墙之间楼、屋盖的长宽比

楼、屋盖类型	烈 度		
	7	8	9
现浇或叠合楼盖、屋盖	4	3	2
装配式楼盖、屋盖	3	2.5	不宜采用

每个方法的具体设计要求列于本规程 6.3 节中。其中：外包型钢加固，是在原有的钢筋混凝土梁柱外包角钢、扁钢等制成的构架，约束原有构件的加固方法；现浇钢筋混凝土套法加固，是在原有的钢筋混凝土梁柱外包一定厚度的钢筋混凝土，扩大原构件截面的加固方法。这两种加固方法，是提高梁柱承载力、改善结构延性的切实可行的方法；当仅加固框架柱时，还可提高“强柱弱梁”的程度。

粘贴钢板的方法是将钢板与混凝土面粘结使其协同工作来提高构件的承载力，粘结质量的好坏直接影响到加固效果；粘贴纤维布是近年来已经使用成熟的加固方法，但对胶粘剂的质量和粘贴工艺要求较严，同粘钢一样，粘结质量的好坏直接影响到加固效果。上述两种加固方法，要进行防火处理。

钢绞线网片聚合物砂浆面层加固是近年来发展的一种新型环保、耐久性较好的加固方法，对提高构件的承载力和刚度都有贡献，但需要满足本规程规定的材料性能和施工构造要求。

增设抗震墙或翼墙，是提高框架结构抗震能力及减少扭转效应的有效方法。

消能支撑加固是通过增设消能支撑的耗能吸收部分地震力，从而减小整个结构的地震作用。

增设抗震墙会较大地增加结构自重，要考虑基础承载的可行性。

增设翼墙适合于大跨度时采用，以避免梁的跨度减少后导致梁剪切破坏。

6.2.3 钢筋混凝土构件的局部损伤，可能形成结构的薄弱环节。按本条列举的方法进行构件局部修复加固，是恢复构件承载力的有效措施。

6.2.4 本条列举了墙体与结构构件连接不良时可供选择的、有效的加固方法。对于砖填充墙与框架柱的连接，拉筋的方案比较有效；对于填充墙体与框架梁的连接，相比拉筋方式，采取在墙顶增设钢夹套与梁拉结的方案更为有效。

鉴于楼梯间和人流通道填充墙的震害，要求采用钢丝网抹面加强保护。

6.3 抗震加固设计与施工

(1) 增设抗震墙或翼墙加固

6.3.1 本条为强制性条文，与行业标准《建筑抗震加固技术规程》JGJ116—2009 的内容基本相同。给出了增设墙体加固的构造和计算的最基本要求。增设抗震墙可避免对全部梁柱进行普遍加固，一般按框架—抗震墙结构进行抗震加固设计。

为使增设墙体的加固有效，强调了以下几点：①墙体最小厚度；②墙体的最小竖向和横向分布筋；③考虑新增构件的应力滞后，抗震承载力验算时，新增混凝土和钢筋的强度，均应乘以折减系数。④A类房屋加固后可采用楼层抗震综合能力指数进行抗震验算，增设抗震墙加固后抗震墙之间的楼、屋盖长宽比发生了变化，故增设抗震墙加固后抗震墙之间楼、屋盖长宽比的局部影响系数应作相应改变。

6.3.2 本条规定了增设钢筋混凝土抗震墙或翼墙加固方法的构造要求以及加固后截面的抗震验算方法。

增设抗震墙，需注意复核原有地基基础的承载力；增设翼墙需复核原有框架梁跨度减少后梁端的配筋。

增设抗震墙或翼墙加固的主要构造是确保新旧构件的连接,以便传递剪力。

6.3.3 本条规定了抗震墙和翼墙的施工要点,对于结构抗震加固,施工方法的正确与否直接关系到加固效果,应遵守执行。

(II) 钢构套加固

6.3.4 本条为强制性条文,与行业标准《建筑抗震加固技术规程》JGJ116—2009的内容相同。本条规定了采用钢构套加固框架的基本要求。钢构套加固,是在原有的钢筋混凝土梁柱外包角钢、扁钢等制成的构架,约束原有构件的加固方法,故对既有结构的刚度影响较小,可避免结构地震反应的加大。

为确保钢构套加固效果,强调了钢构套加固框架梁柱时两端的锚固要求。

6.3.5 本条规定了采用外包型钢加固框架的设计要求及计算要求。

为简化计算,当刚度和重力荷载代表值变化在规定的范围内时,可直接将抗震鉴定结果中计算配筋的差距,按本条规定的梁、柱钢材强度折减系数换算为所需的型钢截面面积。

6.3.6 本条规定了外包型钢加固的施工要点,需采取措施加强钢材与原有混凝土构件的连接,并注意防火和防腐,这些要求直接关系到加固效果,应遵守执行。

(III) 钢筋混凝土套加固

6.3.7 本条为强制性条文,与行业标准《建筑抗震加固技术规程》JGJ116—2009的内容相同。本条规定了采用钢筋混凝土套加固梁柱的基本要求。为使钢筋混凝土套加固法加固有效,特别强调:①混凝土套的纵向钢筋要与其两端的既有结构构件,如楼盖、屋盖、基础和柱等可靠连接;②应考虑新增部分的应力滞后,作为整体构件验算承载力时,新增的混凝土和钢筋的强度,均应乘以折减系数。

钢筋混凝土套加固后构件刚度有一定增加,整个结构的地震作用

有所增大，但试验研究表明，钢筋混凝土套加固后可作为整体构件计算，其承载力和延性的提高比刚度的增加要大，从而达到加固的目的。

6.3.8 本条规定了采用钢筋混凝土套加固梁柱的设计要求，并明确区分 A、B、C 类建筑的不同。对新增的箍筋，应采取措施加强与原有构件的拉接，如采用锚筋、锚栓或短筋焊接等方法。

当新增混凝土的强度等级比原有构件提高一个等级时，截面抗震验算可有所简化：仍按原构件的混凝土强度等级采用，即相当于混凝土强度乘以折减系数 0.85，然后，将计算所需增加的配筋乘以 1.15，即为原钢筋等级所需新增的钢筋截面面积。

6.3.9 本条规定了钢筋混凝土套加固法的施工要点，这些要求直接关系到加固效果，需遵守执行。

(IV) 粘贴钢板加固

6.3.10 本条参照《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的规定，文字有所调整。本条规定了采用粘贴钢板加固方法的要求，加固前应卸载，并注意防腐和防火要求。

考虑到《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的承载力计算公式是针对静载的，胶粘剂在拉压反复作用下的性能与静载下有所区别，从偏于安全的角度，本条规定，采用《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的计算公式时，原有混凝土构件的抗震承载力与抗震加固时的取值相同，需取 γ_{R_s} （其值依据后续使用年限的不同而变，均小于 1.0），而钢板部分承载力的“抗震加固的承载力调整系数”取 1.0。例如，斜截面受剪承载力验算公式为：

$$V \leq V_0 / \gamma_{R_s} + V_{sp}$$

式中， V_0 / γ_{R_s} 为原有钢筋混凝土构件的抗震承载力，对于 A、B 类，可按《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 第 6 章的有关附录计算，即材料强度、计算公式与现行《混凝土结构设计规范》GB 50010 不同； V_{sp} 为粘贴钢板加固后，梁斜截面承载力的提高值。

6.3.11 本条为粘贴钢板法加固房屋时的施工要求。粘钢加固应用方

便，适应性强，且效果主要取决于施工质量，故粘钢加固应严格按照施工工艺进行。施工应由专业施工队伍完成。卸除或大部分卸除作用在被加固构件上的活荷载，是保证被粘钢板与加固件共同受力且防止受力滞后的重要措施，应尽可能实现。

(V) 粘贴纤维布加固

6.3.13 本条参照《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的规定，对抗震加固不同之处加以规定。采用粘贴纤维布加固梁柱时，对既有结构构件的混凝土强度有要求，并规定了采用碳纤维加固的设计和施工要求，加固前应卸载，并强调对碳纤维的防火要求。

考虑到《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的承载力计算公式是针对静载的，胶粘剂在拉压反复作用下的性能与静载下有所区别，从偏于安全的角度，本条规定，采用《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的计算公式时，原有混凝土构件的抗震承载力与抗震加固时的取值相同，需取 γ_{Rs} （其值依据后续使用年限的不同而变，均小于 1.0），而碳纤维部分的承载力的“抗震加固的承载力调整系数”取 1.0。

6.3.14 本条为粘贴纤维布加固房屋时的施工要求。粘贴纤维布加固是上世纪末发展起来的一种方法，同粘钢加固方法一样，应用方便，适应性强，且效果主要取决于施工质量，故粘贴纤维布加固应严格按照施工工艺进行。施工应由专业施工队伍完成。卸除或大部分卸除作用在被加固构件上的活荷载，是保证被粘纤维布与加固件共同受力且防止受力滞后的重要措施，应尽可能实现。

(VI) 钢绞线网片聚合物砂浆面层加固

6.3.16 本条参照《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的规定，对抗震加固不同之处加以规定，本条规定了采用钢绞线网片聚合物砂浆面层加固梁柱的钢绞线网片、聚合物砂浆的材料性能。

6.3.17 本条规定了钢绞线网片聚合物砂浆面层加固梁柱的设计要求，该方法只能承受拉应力。

考虑到《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的承载力计算公式是针对静载的，胶粘剂在拉压反复作用下的性能与在静载下有所区别，从偏于安全的角度，本条规定，采用《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的计算公式时，原有混凝土构件的抗震承载力与抗震加固时的取值相同，需取 γ_{Rs} （其值依据后续使用年限的不同而变，均小于 1.0），而钢绞线网片聚合物砂浆面层部分的承载力的“抗震加固的承载力调整系数”取 1.0。

(VII) 增设支撑加固

6.3.20 本条列举了新增钢支撑加固框架结构时的设计要点，这类支撑宜按不承担静载仅承担地震作用的要求进行设计，同时加固与支撑相连的框架节点，并将支撑承担的地震作用可靠地传递到基础。

(VIII) 混凝土缺陷修补

6.3.22 本条规定了对混凝土构件局部损伤和裂缝等缺陷进行修补时的材料要求、施工要求。

(IX) 填充墙加固

6.3.23 本条规定了砌体墙与框架连接的加固的方法以及要求，适合单独加强墙与梁柱的连接时采用。砌体墙与框架柱连接的加强，尽可能在框架全面加固时通盘考虑，设计人员可根据抗震鉴定的要求，结合具体情况处理。

墙与柱的连接可增设拉筋加强；墙与梁的连接，可设拉筋加强墙与梁的连接，亦可采用墙顶增设钢夹套加强墙与梁的连接，钢夹套应注意防锈防火。

7 内框架和底层框架砌体房屋

7.1 一般规定

7.1.1 内框架和底层框架砌体房屋包括内框架与外砌体混合承重的多层内框架房屋、底部框架上部砌体结构的底框砖混房屋以及底部内框架上部砌体结构的房屋三类。对北京地区不同类型房屋抗震加固的适用的最大高度与层数进行规定。

7.1.2 内框架和底层框架房屋均是混合承重结构，其加固设计的基本要求与多层砌体房屋、多层钢筋内混凝土房屋相同。针对内框架和底层框架砖房的结构特点，需要注意：

1 加固的总体决策，除采取提高承载力或增强整体性的加固方案外，尚应采取措施调整二层与底层的侧移刚度比，使之符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相应规定，避免形成柔底层或薄弱层转移至二层。

2 抗震验算所采用的计算模型和参数，应按加固后的实际情况取值。例如，墙体采用钢筋混凝土板墙加固，承载力增强系数、楼盖支承长度的体系影响系数等均可按本规程第 5 章对砌体墙加固的相关规定取值；增设横墙后，原横墙间距的影响系数相应改变；壁柱加固后，外纵墙局部尺寸、大梁与墙体连接的有关影响系数也可能相应变化。

7.1.3 本条规定了既有的底层框架砖房的层数和总高度超过规定限值的处理方法。

7.1.4 对底层框架，其上部各层按多层砖房的有关规定进行加固的竖向构件需延续到底层。即，混凝土板墙、构造柱等需通过底层落到基础上，面层需锚固在底层的框架梁上；底层的框架也需考虑上部各层加固后重量、刚度变化造成的影响。

7.2 抗震加固方案

7.2.1 破坏性地震震害表明，底层框架、底层内框架砌体房屋的底层易发生由于抗震承载力不足导致的薄弱层破坏特征，提出对底层的框架柱与外墙的砖柱（墙垛）加固，提高其承载力与侧向变形能力，同时，建议增设抗震墙或钢支撑等，改变结构体系，控制水平地震作用下结构的层间位移，降低框架柱承担的抗震需求。

对多层内框架砌体房屋，由于内外结构的抗震性能特别延性差异大，外部砌体由于抗侧刚度较大而分担加大的水平地震作用，但是，砌体的抗震性能特别变形能力与延性较内框架差，导致外部砌体首先发生损伤后结构的抗侧刚度与承载力下降较大，震害严重。提出控制横墙间距，对原砌体墙、框架柱与外墙的砖柱（墙垛）加固的措施，提高结构的承载力与变形能力，增设抗震墙或钢支撑改变结构体系的方式完成抗震加固的概念与相关要求。

其中砌体结构的抗震加固设计与施工要求，参见第五章的相关要求，钢筋混凝土框架的抗震加固设计与施工要求，参见第六章的相关要求。

7.2.2 本条列举了整体性不足时可供选择的加固方法：楼面现浇层、圈梁、外加柱和托梁等。

7.3 抗震加固设计与施工

7.3.1、7.3.2 这两条给出了增设混凝土壁柱的构造和计算要求，其中 7.3.1 条与行业标准《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116-2009 中第 7.3.1 条强制性条文等效。壁柱加固主要适用于纵向抗震能力不足，或者横墙间距过大需考虑楼盖平面内变形导致砌体柱（墙垛）承载力不足的加固方法。由于组合构件相关计算的复杂性特别新增部分受力滞后，强调加固构造的最低要求，以确保壁柱的抗震加固效果。使用时注意：

1 壁柱与多层砖房的构造柱有所不同，其截面应严格控制，其构

造应能使壁柱与砖柱（墙垛）形成组合构件，按组合构件进行验算；壁柱可单面或双面设置，与砖柱四周的钢筋混凝土套也有所不同。

2 可采用外壁柱、内壁柱或内外侧同时设置，当需要保持外立面原貌时，应采用内壁柱。壁柱需与砖柱（墙垛）形成组合构件，按组合构件计算刚度并进行验算。

3 抗震加固时，对多道抗震设防的要求稍低，故加固后砖柱（墙垛）承担的地震作用少于设计规范的要求，墙体有效侧移刚度的取值比规范大些；此外，根据试验结果，提出了横墙间距超过规定值时，加固后砖柱（墙垛）受力的计算方法。

4 作为简化，砖柱（墙垛）用壁柱加固后按组合构件计算其抗震承载力，考虑增设的部分受力滞后，新增的混凝土和钢筋的强度需乘以0.85的折减系数。

为使壁柱的加固有效，强调了以下几点：①壁柱应从底层设起，沿砖柱（墙垛）全高贯通；②壁柱应满足最小截面和最小纵筋、箍筋设置要求；③壁柱应在楼屋盖处与原结构拉结，并应有基础。

7.3.3、7.3.4 这两条给出了楼盖面层加固的构造要求。

增设钢筋混凝土现浇层加固楼盖，可使底层框架房屋满足抗震鉴定对楼盖整体性的要求。为确保现浇面层的加固有效，楼盖面层加固的细部构造，要确实加强原预制楼盖的整体性。强调了以下几点：①现浇层的最小厚度不得过小；②现浇层的最小分布钢筋应满足构造要求。

8 单层工业厂房

8.1 一般规定

8.1.1 本章的单层工业厂房适用于装配式单层钢筋混凝土柱厂房和混合排架厂房，单层钢柱、钢屋架或实腹梁承重的单层钢结构厂房三类。对不同类型厂房的抗震加固要点与技术要求，进行了规定。

8.2 抗震加固方案

8.2.1 本条列举了单层钢筋混凝土柱厂房的加固方法。

8.2.2 本条列举了单层钢结构厂房的加固方法。

8.3 单层钢筋混凝土柱厂房加固设计与施工

(I) 屋盖加固

8.3.2 增设的竖向支撑与原有支撑形式相同，有利于地震作用的均匀分配。

当支撑全部为新增时，W形的刚度较好，但支撑高大于3m时，其腹杆较长，需要较大的截面尺寸，改用X形比较经济。

(II) 柱间支撑加固

8.3.4、8.3.5 这两条规定了增设钢筋混凝土套加固下柱支撑的下节点构造要求与支撑型钢的的长细比要求，当长细比较大时采用交叉支撑比较经济。

(Ⅲ) 封檐墙、女儿墙加固

8.3.6 厂房的女儿墙、封檐墙，在 7 度时就可能出现震害，但适当加固后则效果明显。

8.4 单层钢结构厂房加固设计与施工

8.4.1~8.4.8 对单层钢结构厂房的加固设计和施工进行了规定。

9 单层砖柱厂房与空旷房屋

9.1 一般规定

9.1.2~9.1.4 对单层砖柱厂房与单层空旷房屋的抗震加固重点提出规定与要求。

9.2 抗震加固方案

9.2.1~9.2.3 建议了提高砖柱或墙垛抗震承载力、房屋整体性连接与局部结构构件或非结构构件不符合鉴定要求时的加固方法，加固设计人员根据实际情况选用合适的方法。

9.3 单层砖柱厂房加固设计与施工

9.3.1~9.3.10 规定了面层加固砖柱或墙垛形成组合柱、增设钢筋混凝土壁柱或套与原有砖柱或墙垛形成组合壁柱与增设钢构套加固砖柱或墙垛的加固设计与构造要求。

9.4 空旷房屋加固设计与施工

9.4.1~9.4.8 规定了空旷房屋主要包括悬挑式挑台、高大的山墙山尖以及舞台口处横墙或舞台口大梁和梁上承重墙体等不满足抗震鉴定要求时的加固设计与施工。

10 预制装配式大板房屋

10.1 一般规定

10.1.1 本条规定了本章的适用范围，北京地区的装配式大板建筑大部分是多层少筋大板结构，少量为 12 层以下的钢筋混凝土大板结构，个别为 13 层以上的钢筋混凝土大板结构。

10.3 抗震加固设计与施工

10.3.2 墙体水平缝、竖向缝及连梁的竖向缝的抗剪承载力由混凝土销键、混凝土节点及穿过接缝的钢筋组成，选用对穿过接缝并与接缝垂直的钢筋进行补强的加固方法，施工比较方便。

11 内浇外砌、内浇外挂结构房屋

11.1.1 北京市在上世纪七、八十年代建造了一批内浇外砌、内浇外挂的多层住宅，该类型房屋层数一般是5~6层，平面布置规整，一般有一道现浇混凝土内纵墙和多道现浇混凝土横墙，楼盖为装配式楼盖。其中，早期建造的内浇外砌、内浇外挂房屋的横墙多为低配钢筋混凝土墙，其墙体延性较差，结构整体的抗倒塌能力也较差。

11.1.2 外墙与内部现浇墙体拉结的要求，可参考现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023中6.2.7、6.2.8条关于A类钢筋混凝土框架结构中承重砌体结构的要求。

11.2.1 内浇外砌、内浇外挂房屋的抗震加固可从提高墙体延性或减小地震输入两个方面入手。对内墙采用板墙加固可提高墙体延性，但对建筑内部破坏较多；采用外套结构方式可明显提高结构整体性能及延性，但需要占用一定的外部空间；采用基础隔震方式加固可显著降低地震输入，但对首层或地下室有影响，也需要占用一定场地。需结合结构现状及外部条件选择合理的抗震加固方案。

12 消能减震技术加固

12.1 一般规定

12.1.1 本条规定了既有建筑结构消能减震加固的适用范围。

12.1.2~12.1.3 除本章规定的具体要求外，尚应符合国家和行业标准的相关规定。当消能减震加固设计确定抗震性能化目标时，性能化指标应具体化。本章中消能器与连接消能器部件统称为消能部件。

12.2 减震加固方案

12.2.1 消能减震加固方案的确定是一个综合平衡的过程，本条规定了在此过程中应考虑的主要因素。

12.2.2 本条列举了几种多层和高层钢筋混凝土房屋采用消能减震技术可采用的具体方法，具体可根据所列情况选用位移相关型消能器（含屈曲约束支撑，以下同）、速度相关型消能器等。

12.2.3 底层框架砖房和底层单跨框架的刚度和承载力较低，使用屈曲约束支撑或刚度较大的位移相关型消能器能同时提供较大的刚度和承载力。

12.2.4 单层钢筋混凝土柱厂房和单层钢结构厂房存在下列情况时，可采用消能减震技术进行加固：

1 增设位移相关型消能器可提供柱间支撑所具备的刚度、承载力，且布置数量和位置可根据需要进行调整。

2 使用位移相关型消能器对既有柱间支撑按等刚度原则进行替换，有利于使用既有预埋件和连接件，且刚度分布可根据需要进行调整。

3 既有预埋件和连接件承载力不足时，需进行局部加固，或采用附加框架设置消能器，以保证消能器正常工作。

4 厂房排架柱纵向抗震承载力不足时，如增设位移相关型消能器要保证连接消能器部件的承载力。

12.3 减震加固设计

12.3.1 为充分发挥消能器的消能减震作用，对消能器在平面和竖直方向上的布置提出了建议。消能器的设计方案需要综合考虑结构地震反应、抗震性能、加固工程量、经济条件等因素。

12.3.2 在建筑内部加设消能器，消能器所连接的原结构构件及节点的内力发生明显变化，应关注并校核原结构构件的抗震承载力。如不满足，应对连接部位或个别构件进行加固。

12.3.3 本条规定了既有建筑结构消能减震加固设计应符合的国家现行标准。

12.3.4 应根据既有建筑加固工程建筑及使用功能和抗震目标的实际需要，选择合理的消能器安装形式及对应的连接构造形式。

12.3.5 消能减震加固后的结构在罕遇地震下的层间位移角不超过规范限值的 1/2 时，说明结构具有足够的抗震能力储备，抗震等级可适当降低。

12.3.6 消能减震加固结构的总刚度、动力特性、动力反应、总阻尼比等与既有结构、消能器、连接消能器部件乃至附加框架等的刚度及非线性状况有关，设计计算时应区分不同情况选择适当的方法。

当消能器处在耗能工作阶段、主体结构处于弹性工作阶段时，两者的计算模型比较准确，可引入等效线性化方法，并采用附加等效阻尼比和有效刚度计算地震作用。

当既有主体结构构件进入弹塑性状态时，应采用静力或动力弹塑性分析方法计算，等效线性化方法可做参考。

多遇地震和罕遇地震下结构与消能器对总阻尼比的贡献大小比例不同，应分别计算；结构与消能器的恢复力也可能处于不同的状态，应分别建模计算。

12.3.7 消能部件设计参数的选取应符合国家现行标准的规定。

12.3.8 消能部件附加给结构的有效刚度和等效阻尼比的计算应符合国家现行标准的规定。

12.3.9 本条规定了连接消能器的结构构件的抗震验算，要考虑消能器的出力特点对结构及节点的影响。连接消能器的结构构件及节点要保证消能器达到极限状态下的功能性。

12.3.10 附加框架是为设置消能器而单独新建的，一般只承受附加框架自重和地震作用下所分担的内力，其抗震验算应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定执行。

附加框架与主体框架通过后锚固连接销键进行连接，后锚固抗剪连接键承受地震剪力，其值与既有结构和附加框架位移协调性有关。抗剪键要保证设在附加框架内的消能器达到极限条件下的抗剪安全。后锚固抗剪连接键的设计应按国家现行标准执行。

12.3.11 连接消能器部件的抗震验算应保证各种连接构造的可靠性，保证在连接消能器达到极限状态下的功能性。

12.3.12 消能减震加固结构的抗震变形验算应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的要求。

12.3.13 推荐消能器与主体结构之间的几种连接方式，各部件具体尺寸及要求服从结构设计的要求。

连接消能器的连接件、预埋件及全部连接消能器部件要求受力明确，设计可靠，构造设计应符合国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB 50010、《钢结构设计规范》GB 50017、《混凝土结构后锚固技术规程》JGJ 145 等相关要求。

12.3.14 对附加框架的构造进行规定。

试验表明，对既有混凝土框架主体结构来说，附加框架采用钢框架或现浇混凝土框架可达到同样的消能减震效果。

具体采取扩底型机械锚栓还是倒锥形化学锚栓，主要取决于既有结构状况和施工条件。两种抗剪销键类型（后锚固扩底型机械锚栓或特殊倒锥形化学锚栓）应符合国家现行标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 和《混凝土结构后锚固技术规程》JGJ 145 的规定，采用扩底型和倒锥形主要是为防止附加框架外倾，抗剪销键预埋及附加框架内的长度需满足锚固要求。

试验研究表明,连接消能器的现浇钢筋混凝土附加框架在地震作用下存在较大的轴力和剪力,其开裂和受力特点与弯剪框架有所不同,宜采用加密箍筋,保证其抗震承载力和必要的延性。

上下连通设置的附加框架可承受竖向连续分布的消能器所产生的内力。

12.4 减震加固施工、验收和维护

12.4.1 本条规定了消能减震加固施工、验收和维护应符合的国家现行标准的规定。

12.4.2 对黏滞流体消能器、速度相关型消能器、屈曲约束支撑的性能检验应符合国家现行标准的规定。

在既有混凝土框架结构中设置消能器,当其工作时会对既有结构和附加框架产生附加作用力,对连接消能器的柱轴压比、梁柱节点核心区抗剪等可能产生不利影响,连接件、预埋件的设计和施工有其特殊性。对于消能器的设计承载力超过 1000kN 的加固,目前对直连式加固后的抗震性能尚缺少试验验证。对于消能器的设计承载力超过 2000kN 的加固,目前对附加框架式加固后的抗震性能尚缺少试验验证。

12.4.3~12.4.6 对主要施工顺序、工艺、质量要求、验收步骤及维护等提出要求。

13 隔震技术加固

13.1 一般规定

13.1.1 隔震体系通过延长结构的自振周期减少结构的水平地震作用，已被国外强震记录所证实。国内外的大量试验和工程经验表明：隔震一般可使结构的水平地震加速度反应降低 60% 左右，从而消除或有效地减轻结构和非结构的地震损坏，提高建筑物及其内部设施和人员的地震安全性，增强了震后建筑物继续使用的功能。

13.1.2 隔震技术是提高结构抗震安全的有效方法，但可能需要增加投资。进行方案比较时，需对建筑的抗震设防分类、抗震设防烈度、场地条件、使用功能及建筑、结构的方案，从安全和经济两方面进行综合分析对比。

13.1.3 对既有建筑采用隔震技术进行加固，最基本的要求就是保证建筑物在隔震装置周围有移动空间，在隔震建筑与其他建筑物周围场地之间至少留有水平间距不小于罕遇地震下隔震层最大水平位移的 1.2 倍。隔震技术对穿越隔震层的配管、配线有专门要求。2008 年汶川地震中，部分隔震建筑的上部结构完好，但隔震层的管线受损，故需要特别注意改进。

13.1.4 对隔震结构的地基基础应进行与设防地震和罕遇地震有关的验算，并适当提高抗液化措施。隔震建筑地基基础的抗震验算和地基处理应按本地区抗震设防烈度进行，甲、乙类建筑的抗液化措施应按提高一个液化等级确定，直至全部消除液化沉陷。隔震房屋对抗液化措施提出了较高的要求，原因是在日本新泻地震中对隔震房屋的震害观察发现，地基液化对隔震房屋的破坏较大。

13.2 隔震加固设计

13.2.1 研究发现，即使上部结构立面或平面很不规则，结构的刚度中

心与质量中心并不重合，但如果隔震层的刚心与上部结构的重心一致，隔震层的扭转振动也较小，有利于控制隔震层的地震响应。隔震支座放置在不同标高位置时，相关的隔震构造较难处理，因此宜放置在同一标高。当同一建筑物串选用多个型号的隔震支座，由于每种型号的隔震支座高度并不相同，所以一般隔震支座底面宜取相同标高。

13.2.2 为了确保隔震效果，隔震支座的性能参数应严格检验。按照现行国家标准《橡胶支座 第3部分：建筑隔震橡胶支座》GB 20688.3-2006的规定，橡胶支座产品在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验。

13.2.3 高宽比大于4的结构倾覆现象明显，倾覆容易导致隔震支座受拉。

13.2.4 按稳定要求，以压缩荷载下叠层橡胶水平刚度为零的压应力作为屈曲应力 σ_{cr} ，该屈曲应力取决于橡胶的硬度、钢板厚度与橡胶厚度的比值、第一形状参数 s_1 （有效直径与中央孔洞直径之差 $D-D_0$ 与橡胶层4倍厚度 $4t_r$ 之比）和第二形状参数 s_2 （有效直径 D 与橡胶层总厚度 m_t 之比）等。通常，隔震支座中间钢板厚度是单层橡胶厚度的一半，取比值为0.5。对硬度为30~60共七种橡胶，以及 $s_1=11、13、15、17、19、20$ 和 $s_2=3、4、5、6、7$ ，累计210种组合进行了计算。结果表明：满足 $s_1 \geq 15$ 和 $s_2 \geq 5$ 且橡胶硬度不小于40时，最小的屈曲应力值为34.0MPa。将橡胶支座在地震下发生剪切变形后上下钢板投影的重叠部分作为有效受压面积，以该有效受压面积得到的平均应力达到最小屈曲应力作为控制橡胶支座稳定的条件，取容许剪切变形为 $0.55D$ （ D 为支座有效直径），则可得本条规定的丙类建筑的压应力限值： $\sigma_{max} = 0.45$ ， $\sigma_{cr} = 15.0\text{MPa}$ 。对 $s_2 < 5$ 且橡胶硬度不小于40的支座，当 $s_2=4$ ， $\sigma_{max} = 12.0\text{MPa}$ ；当 $s_2=3$ ， $\sigma_{max} = 9.0\text{MPa}$ 。因此规定，当 $s_2 < 5$ 时，平均压应力限值需予以降低。

13.2.5 进行时程分析时，鉴于不同地震波输入进行时程分析的结果不同，本条规定一般可以根据小样本容量下的计算结果来估计地震作用效应值。通过大量地震加速度记录输入不同结构类型进行时程分析

结果的统计分析，选用不少于二组实际记录和一组人工模拟的加速度时程曲线作为输入，计算结果在结构主方向的平均底部剪力一般不会小于振型分解反应谱法计算结果的 80%，每条地震波输入的计算结果不会小于 65%。从工程角度考虑，这样可以保证时程分析结果满足最低安全要求。但计算结果也不能太大，每条地震波输入计算不大于 135%，平均不大于 120%。

正确选择输入的地震加速度时程曲线，要满足地震动三要素的要求，即频谱特性、有效峰值和持续时间均要符合规定。频谱特性可用地震影响系数曲线表征，依据所处的场地类别和设计地震分组确定。

加速度的有效峰值按本规程表 13.2.5 中所列地震加速度最大值采用，计算输入的加速度曲线的峰值，必要时可比上述有效峰值适当加大。

当结构采用三维空间模型等需要双向（二个水平向）或三向（二个水平和一个竖向）地震波输入时，其加速度最大值通常按 1（水平向 1）：0.85（水平向 2）：0.65（竖向）的比例调整。人工模拟的加速度时程曲线，也应按上述要求生成。

输入的地震加速度时程曲线的有效持续时间，一般从首次达到该时程曲线最大峰值的 10% 那一点算起，到最后一点达到最大峰值的 10% 为止；不论是实际的强震记录还是人工模拟波形，有效持续时间一般为结构基本周期的 5~10 倍，即结构顶点的位移可按基本周期往复 5~10 次。

13.2.8 《建筑抗震设计规范》GB 50011—2001 确定隔震后水平地震作用时所考虑的安全系数 1.4，对于当时隔震支座的性能是合适的。当前，在国家产品标准《橡胶支座 第 3 部分：建筑隔震橡胶支座》GB 20688.3—2006 中，橡胶支座按剪切性能允许偏差分为 S-A 和 S-B 两类，其中 S-A 类的允许偏差为 $\pm 15\%$ ，S-B 类的允许偏差为 $\pm 25\%$ 。因此，随着隔震支座产品性能的提高，该系数可适当减少。按照《建筑结构设计统一标准》的要求，确定设计用的水平地震作用的降低程度，需根据概率可靠度分析提供一定的概率保证，一般考虑 1.645 倍变异系

数。于是，依据支座剪切刚度与隔震后体系周期及对应地震总剪力的关系，由支座刚度的变异导出地震总剪力的变异，再乘以 1.645，则大致得到不同支座的 ψ 值，S-A 类为 0.85，S-B 类为 0.80。当设置阻尼器时还需要附加与阻尼器有关的变异系数， ψ 值相应减少，对于 S-A 类，取 0.80，对于 S-B 类，取 0.75。

13.2.9 隔震后，隔震层以上结构的水平地震作用可根据水平向减震系数确定。隔震结构与非隔震结构最大水平剪力的比值即为水平向减震系数。对于多层结构，层间地震剪力代表了水平地震作用取值及其分布，可用来识别结构的水平向减震系数。对于高层建筑，尚应考虑倾覆弯矩的取值和分布。

13.2.10 隔震结构中，如果上部结构进入非线性，则整体结构的动力特性可能发生显著变化。因此，罕遇地震下隔震结构的弹塑性分析不仅仅应考虑隔震层的非线性，尚应考虑上部结构的非线性。

13.2.11 叠层橡胶支座的水平极限变形能力是指支座在水平荷载作用下，上下面板产生的最大水平相对位移。可以用剪应变 $\gamma = \delta_{H}/t_r$ 来表示，即支座上下板面水平相对位移与橡胶层总厚度之比。由于支座的竖向极限压应力是在水平位移为 $0.55D$ 时求得的，因此，为保证支座不明显降低承载能力，水平极限变形应大于 $0.55D$ ，从国内外的大量实验结果可知，质量良好、上下连接牢靠的叠层橡胶支座，在保持恒定设计压应力的情况下，出现水平剪切（或失稳）破坏时剪应变超过 400%，最大位移超过 $0.65D$ ，而在剪应变 $\gamma \leq 350\%$ 时，叠层橡胶支座不会出现破坏。支座水平极限剪切变形不应小于橡胶总厚度的 350%，偏于安全区 300%。

13.2.12 进行隔震结构的抗倾覆验算，旨在保障隔震体系可稳定承载。本条规定了罕遇地震作用下，隔震房屋上部结构抗倾覆安全系数的大小。抗倾覆安全系数等于抗倾覆力矩与倾覆力矩之比。抗倾覆安全力矩由上部结构竖向荷载提供，在竖向荷载计算中应考虑竖向地震作用的不利影响；倾覆力矩的计算应考虑水平地震作用与风荷载的组合。隔震结构抗倾覆验算方法与传统抗震结构完全相同，但水平地震作用

是罕遇地震的数值。

规定隔震支座控制拉应力，主要考虑下列因素：①橡胶受拉后内部有损伤，降低了支座的弹性性能；②隔震支座出现拉应力，意味着上部结构存在倾覆危险；③叠层橡胶支座的受拉承载力是由钢板与橡胶之间的黏结来保证的，当支座受拉时，虽然从外观上看并无多大损伤，但内部会产生很多空孔，对支座性能有较大影响，试验表明，叠层橡胶支座经较大受拉变形后再受压，竖向刚度会降低 1/2 左右。对于设防类别高的建筑结构，对拉应力限值提出了更高的要求。

13.2.14 为了保证隔震层能够有效的工作，上部结构与隔震支座的连接件、隔震支座与基础的连接件应具有传递上部结构最大底部剪力的能力。连接件包括连接钢板、预埋钢板、螺栓及其他相关配件。

连接钢板尺寸一般按照构造要求来确定。与隔震支座相连的螺栓的形式与大小会影响连接钢板的厚度，此外还需要验算连接钢板的抗弯能力，以确定钢板厚度是否满足要求。

预埋钢板埋入上下连接件中，起到固定连接螺栓及定位隔震支座的作用。锚筋与预埋钢板传递隔震支座的力，隔震支座承受压力、剪力和弯矩，将预埋钢板与锚筋当作一个同时承受压、弯、剪的预埋件，计算详见现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 相关内容。

13.2.16 对穿越隔震层的管线，特别是重要管线，强调应采用柔性接头，以避免产生次生灾害。

13.2.17 本条规定了隔震结构应采取不阻碍隔震层在罕遇地震下发生大变形的相关措施，确保隔震结构在罕遇地震下相关构件之间不发生碰撞。

13.2.18 对隔震层以下的结构部分，设计 requirements 是：保证隔震设计能在罕遇地震下发挥隔震效果。设置隔震层后，下部结构的水平地震作用和结构抗震验算按罕遇地震进行，并考虑隔震层水平位移产生的附加影响。下部结构在罕遇地震作用下的验算，需取隔震后各个隔震支座底部在罕遇地震时向下传递的内力进行验算。这里区别于传统二阶段

设计中，结构在小震下验算强度、在大震下仅验算变形，而是采用罕遇地震下的结构内力来进行结构的截面强度设计。

13.2.19 本条规定了销键梁的截面尺寸、间距、配筋等。由销键梁伸出墙外的钢筋不应进入托换梁外侧钢筋的混凝土保护层。托换梁的力学特性为框支梁，如以上、下支墩为支座，则为等跨或不等跨连续梁，建议截面尺寸高度不小于 500mm，宽度不小于 250mm。

13.3 隔震加固施工、验收和维护

13.3.1 按照现行国家标准《橡胶支座 第 3 部分：建筑隔震橡胶支座》GB 20688.3 的规定，橡胶支座产品在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验，其要求是：(1) 采用随机抽样方式确定检测试件。若有一件抽样的一项性能不合格，则该次抽样检验不合格。(2) 对一般建筑，每种规格的产品抽样数量应不少于总数 20%；若有不合格，应重新抽取总数的 30%，若仍有不合格，则应 100% 检测。(3) 一般情况下，每项工程抽样总数不少于 20 件，每种规格的产品抽样数量不少于 4 件。(4) 型式检验和出厂检验应由第三方完成。

13.3.2 本条对隔震支座托换工程施工现场和施工项目的质量管理以及质量保证体系提出了要求。

13.3.4 在进场施工前，施工单位应组织技术、生产、材料、预算等相关人员对现场进行实地勘察，并对施工图等进行会审，审核设计与现场是否相符，设备配置、安装位置是否合理等。

13.3.5 本条对采用隔震技术加固砌体结构给出了施工流程示范，实际工程中可根据实际情况，参照执行。隔震支座托换就其工作位置分为有地下室和无地下室两种情况，其施工流程无本质区别。无地下室拆除首层地面，有地下室的需考虑首层楼板是否满足刚度要求，若不足需进行加固，然后进行楼板开洞。

13.3.6 本条对采用隔震技术加固混凝土框架结构给出了施工流程示范，实际工程中可根据实际情况参照执行。

13.3.7 本条明确规定了下支墩顶面、隔震支座安装后顶面水平度的允

许误差。

13.3.9 安装前要认真检查隔震支座的质量，对支墩的水平、垂直、中心线偏差进行测量校正，确认合格后再进行安装。在施工的全过程中，应有完善的保护措施，防止损坏隔震支座。

13.3.10 施工过程中应严格控制结构的变形及位移，采用规范的监测方案、可靠的仪器、可行的方法进行监控、记录施工的全过程，特别是结构受力转换过程中位移、裂缝等的微细变化，保证施工过程中结构的绝对安全。

13.3.11 土方开挖时应注意以下两点：(1) 室外隔震沟土方开挖时，应注意防水及施工安全。(2) 室外隔震沟土方在挖至设计标高后，应进行砌筑，以免塌方，危及人身安全。

13.3.12 对销键梁施工提出要求，确保其钢筋锚固长度及混凝土饱满度符合要求。

13.3.14 在下支墩和预埋钢板螺栓进行二次浇筑前，应确保预埋钢板表面水平，位置准确，预埋钢板螺栓与钢筋连接牢固。确保浇灌混凝土时不发生移位和变形。为保证隔震支座可更换，隔震支座预埋钢板、预埋螺栓与上、下托换梁浇筑在一起，预埋钢板、连接板通过预埋螺栓、内螺栓套管和紧固螺栓进行连接。更换支座时，拧开紧固螺栓，就可取出原隔震支座进行更换。隔震支座下部混凝土强度不应小于 C30，且连接部位配筋应加密。

13.3.17 设计时应注意对外露预埋件进行可靠的防锈处理，建议采用的有镀锌、刷防锈漆和橡胶防护帽等方法。其中，镀锌的防锈效果最佳，但价格比较昂贵。通常采用刷防锈漆的方法。可刷环氧富锌底漆一道，环氧云铁中间漆两道，氯磺化聚乙烯面漆两道，涂装方案参见选用油漆的说明，涂层干漆膜总厚度不得小于 150um，钢材表面进行除锈处理时，除锈等级不得低于 S₂，且符合《涂覆涂料前钢材表面处理 表面清洁度的目视评定 第 1 部分：未涂覆过的钢材表面和全面清除原有涂层后的钢材表面的锈蚀等级和处理等级》GB/T 8923.1 的规定。

13.3.18 本条强调了穿过隔震层的管线应采用柔性连接，防止地震时

水平位移过大，造成损坏。为保证隔震层能定期维护，本条提出了预留隔震沟维修孔。

13.3.23 本条规定现浇隔震层构件强度达到设计要求后，方可承受全部设计荷载。

14 外套结构加固

14.1 一般规定

14.1.1 北京市在上世纪七十年代末以前建造了大量的多层砌体结构住宅，该类型房屋层数一般不超过6层，平面布置规整，楼盖为装配式楼盖，其抗震措施多数不满足要求。针对该类型建筑，北京市建筑设计研究院有限公司提出了外套结构加固的方法，进行了深入的实验及理论研究，并在实际工程中进行了应用。

内浇外砌、内浇外挂、装配式钢筋混凝土大板、普通混凝土少筋大板、内板外砖结构采用外套结构加固方法时也可参考本章的规定。本章的加固方法不适用于墙体为空斗墙、振动砖板的房屋。

14.1.2 对于原结构未设置圈梁构造柱的多层砌体结构，根据实验结果，采用外套结构加固后的房屋在纵墙方向水平作用下，其纵向破坏模式类似多层剪力墙结构；在横墙方向水平作用下，外加横墙出现水平裂缝，原墙体出现斜向裂缝，墙体斜向裂缝延伸至外加横墙后未形成贯通裂缝；新老结构交接位置未出现明显开裂。采用外套结构对砌体房屋进行加固后，房屋在纵横两个方向的破坏模式发生明显变化，表现出较好的延性，结构整体抗震性能得到了明显提高。

14.1.3 房屋大多数横墙指对应房间面积超过80%以上的横墙。

14.1.4 由于北京地区老旧房屋一般位于建筑密集区域，抗震加固方案选择应综合施工难度、施工工期及对环境的影响；装配式混凝土结构具有施工速度快、现场噪音小等优点，现场具备吊装条件时宜优先采用。

14.2 抗震加固设计

14.2.4 由于砌体与混凝土的材料特性不同，因此应依据相关标准采用不同的参数进行计算分析。

原结构材料为脆性材料，相关实验结果和计算分析表明，其适应变形的能力较差；为避免罕遇地震下原结构发生倒塌，根据罕遇地震下的结构性能研究结果，对加固后结构在多遇地震下的层间位移角提出了要求。

14.2.5 由于北京地区上世纪 70 年代及以前的砌体结构一般采用装配式楼盖，因此要求加固后的外纵墙能承担全部地震作用。

采用外套结构加固后，对于带有洞口的内横墙，其水平地震下的破坏模式可能为竖向受压破坏；因此对原砌体墙在水平地震下的抗压承载力提出了要求。水平地震下的原砌体墙抗压承载力验算时，抗震加固的承载力调整系数可取为 1.0。