

前 言

根据住房和城乡建设部《关于印发〈2008年工程建设标准规范制订、修订计划〉的通知》建标〔2008〕102号、《关于同意〈混凝土结构加固设计规范〉局部修订调整为全面修订的函》建标〔2011〕103号的要求，规范编制组经广泛调查研究，认真总结实践经验，参考有关国内标准和国际标准，并在广泛征求意见的基础上，修订了《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2006。

本规范的主要内容是：总则、术语和符号、基本规定、材料、增大截面加固法、置换混凝土加固法、体外预应力加固法、外包型钢加固法、粘贴钢板加固法、粘贴纤维复合材加固法、预应力碳纤维复合板加固法、增设支点加固法、预张紧钢丝绳网片-聚合物砂浆面层加固法、绕丝加固法、植筋技术、锚栓技术、裂缝修补技术。

本规范修订的主要技术内容是：1 增加了无粘结钢绞线体外预应力加固技术；2 增加了预应力碳纤维复合板加固技术；3 增加了芳纶纤维复合材作为加固材料的应用规定；4 补充了锚固型快固结构胶的安全性鉴定标准；5 补充了锚固型快固结构胶的抗震性能检验方法；6 修改了钢丝绳网-聚合物砂浆面层加固法的设计要求和构造规定；7 补充了锚栓抗震设计规定；8 补充了干式外包钢加固法的设计规定；9 调整了部分加固计算的参数。

本规范中以黑体字标志的条文为强制性条文，必须严格执行。

本规范由住房和城乡建设部负责管理和对强制性条文的解释，由四川省建筑科学研究院负责具体技术内容的解释。执行过

程中如有意见或建议，请寄送四川省建筑科学研究院（地址：成都市一环路北三段 55 号，邮编：610081）。

本规范主编单位：四川省建筑科学研究院

山西八建集团有限公司

本规范参编单位：同济大学

湖南大学

武汉大学

福州大学

西南交通大学

重庆市建筑科学研究院

福建省建筑科学研究院

辽宁省建设科学研究院

中国科学院大连化学物理研究所

中国建筑西南设计院

大连凯华新技术工程有限公司

湖南固特邦土木技术发展有限公司

厦门中连结构胶有限公司

武汉长江加固技术有限公司

上海怡昌碳纤维材料有限公司

上海同华特种土木工程有限公司

江苏东南特种技术工程有限公司

南京天力信科技实业有限公司

深圳市威士邦建筑新材料科技有限公司

上海康驰建筑技术有限公司

法施达（大连）工程材料有限公司

士凯（北京）建筑材料有限责任公司

杜邦（中国）研发管理有限公司

亨斯迈先进化工材料（广东）有限公司

慧鱼（太仓）建筑锚栓有限公司

喜利得（中国）商贸有限公司

本规范主要起草人员：梁 坦 王宏业 吴善能 梁 爽

张天宇 陈大川 卜良桃 卢亦焱

林文修 王文军 贺曼罗 古天纯

王国杰 张书禹 王立民 宋 涛

毕 琼 程 超 陈友明 单远铭

侯发亮 彭 勃 李今保 张坦贤

项剑锋 张成英 蒋 宗 刘 兵

陈家辉 宋世刚 刘平原 宗 鹏

卢海波 马俊发 周海明 刘延年

黎红兵 赵 斌 乔树伟

本规范主要审查人员：刘西拉 戴宝城 李德荣 高小旺

邓锦纹 程依祖 王庆霖 完海鹰

江世永 陈 宙 弓俊青

目 次

1	总则	1
2	术语和符号	2
2.1	术语	2
2.2	符号	4
3	基本规定	7
3.1	一般规定	7
3.2	设计计算原则	8
3.3	加固方法及配合使用的技术	10
4	材料	11
4.1	混凝土	11
4.2	钢材及焊接材料	11
4.3	纤维和纤维复合材	13
4.4	结构加固用胶粘剂	16
4.5	钢丝绳	17
4.6	聚合物改性水泥砂浆	19
4.7	阻锈剂	19
5	增大截面加固法	21
5.1	设计规定	21
5.2	受弯构件正截面加固计算	21
5.3	受弯构件斜截面加固计算	23
5.4	受压构件正截面加固计算	25
5.5	构造规定	28
6	置换混凝土加固法	31
6.1	设计规定	31
6.2	加固计算	31

6.3	构造规定	33
7	体外预应力加固法	35
7.1	设计规定	35
7.2	无粘结钢绞线体外预应力的加固计算	35
7.3	普通钢筋体外预应力的加固计算	38
7.4	型钢预应力撑杆的加固计算	39
7.5	无粘结钢绞线体外预应力构造规定	42
7.6	普通钢筋体外预应力构造规定	49
7.7	型钢预应力撑杆构造规定	51
8	外包型钢加固法	54
8.1	设计规定	54
8.2	外粘型钢加固计算	55
8.3	构造规定	58
9	粘贴钢板加固法	61
9.1	设计规定	61
9.2	受弯构件正截面加固计算	61
9.3	受弯构件斜截面加固计算	66
9.4	大偏心受压构件正截面加固计算	68
9.5	受拉构件正截面加固计算	70
9.6	构造规定	70
10	粘贴纤维复合材料加固法	75
10.1	设计规定	75
10.2	受弯构件正截面加固计算	76
10.3	受弯构件斜截面加固计算	80
10.4	受压构件正截面加固计算	83
10.5	框架柱斜截面加固计算	85
10.6	大偏心受压构件加固计算	86
10.7	受拉构件正截面加固计算	87
10.8	提高柱的延性的加固计算	88
10.9	构造规定	88

11	预应力碳纤维复合板加固法	95
11.1	设计规定	95
11.2	预应力碳纤维复合板加固受弯构件	97
11.3	构造要求	103
11.4	设计对施工的要求	107
12	增设支点加固法	108
12.1	设计规定	108
12.2	加固计算	108
12.3	构造规定	109
13	预张紧钢丝绳网片-聚合物砂浆面层加固法	112
13.1	设计规定	112
13.2	受弯构件正截面加固计算	113
13.3	受弯构件斜截面加固计算	119
13.4	构造规定	121
14	绕丝加固法	125
14.1	设计规定	125
14.2	柱的抗震加固计算	125
14.3	构造规定	126
15	植筋技术	127
15.1	设计规定	127
15.2	锚固计算	128
15.3	构造规定	130
16	锚栓技术	133
16.1	设计规定	133
16.2	锚栓钢材承载力验算	135
16.3	基材混凝土承载力验算	137
16.4	构造规定	144
17	裂缝修补技术	146
17.1	设计规定	146
17.2	裂缝修补要求	147

附录 A	既有建筑物结构荷载标准值的确定方法	148
附录 B	既有结构混凝土回弹值龄期修正的规定	151
附录 C	锚固用快固胶粘结拉伸抗剪强度测定法之一 钢套筒法	152
附录 D	锚固型快固结构胶抗震性能检验方法	156
附录 E	既有混凝土结构钢筋阻锈方法	161
附录 F	锚栓连接受力分析方法	165
本规范用词说明		169
引用标准名录		170

Contents

1	General Provisions	1
2	Terms and Symbols	2
2.1	Terms	2
2.2	Symbols	4
3	Basic Requirements	7
3.1	General Requirements	7
3.2	Calculation Principles for Design	8
3.3	Strengthening Method and Technology	10
4	Materials	11
4.1	Concrete	11
4.2	Steel and Welding Material	11
4.3	Fiber and Fiber Composite Material	13
4.4	Adhesive for Structural Strengthening	16
4.5	Steel Wire Rope	17
4.6	Polymer Modified Cement Mortar	19
4.7	Rusty Retardant Agent	19
5	Structure Member Strengthening with Increasing Section Area	21
5.1	Design Provisions	21
5.2	Strengthening Calculation of Cross Section Bending Capacity for Flexural Member	21
5.3	Strengthening Calculation of Inclined Section Shear Capacity for Flexural Member	23
5.4	Strengthening Calculation of Cross Section Bending Capacity for Compression Member	25

5.5	Detailing Requirements	28
6	Structure Member Strengthening with Concrete Displacement	31
6.1	Design Provisions	31
6.2	Strengthening Calculation	31
6.3	Detailing Requirements	33
7	Structure Member Strengthening with Externally Prestressed	35
7.1	Design Provisions	35
7.2	Strengthening Calculation of Externally Prestressed Non-cohesive Steel Strands	35
7.3	Strengthening Calculation of Externally Prestressed Conventional Steel Bars	38
7.4	Strengthening Calculation of Prestressed Section Steel Struts	39
7.5	Detailing Requirements for Externally Prestressed Non-cohesive Steel Strands	42
7.6	Detailing Requirements for Externally Prestressed Conventional Steel Bars	49
7.7	Detailing Requirements for Prestressed Section Steel Struts	51
8	Structure Member Strengthening with Externally Wrapped Steel Section	54
8.1	Design Provisions	54
8.2	Strengthening Calculation	55
8.3	Detailing Requirements	58
9	Structure Member Strengthening with Bonded Steel Plate	61
9.1	Design Provisions	61
9.2	Strengthening Calculation of Cross Section Bending	

Capacity for Flexural Member	61
9.3 Strengthening Calculation of Inclined Section Shear	
Capacity for Flexural Member	66
9.4 Strengthening Calculation of Cross Section Bending	
Capacity for Large Eccentricity Compression Member	68
9.5 Strengthening Calculation of Cross Section Bending	
Capacity for Tension Member	70
9.6 Detailing Requirements	70
10 Structure Member Strengthening with Bonded	
Fiber Composite Material	75
10.1 Design Provisions	75
10.2 Strengthening Calculation of Cross Section Bending	
Capacity for Flexural Member	76
10.3 Strengthening Calculation of Inclined Section Shear	
Capacity for Flexural Member	80
10.4 Strengthening Calculation of Cross Section Bending	
Capacity for Compression Member	83
10.5 Strengthening Calculation of Inclined Section Shear	
Capacity for Frame Column	85
10.6 Strengthening Calculation for Large Eccentricity	
Compression Member	86
10.7 Strengthening Calculation of Cross Section Bending	
Capacity for Tension Member	87
10.8 Strengthening Calculation for Improve Ductility of	
Column	88
10.9 Detailing Requirements	88
11 Structure Member Strengthening with Prestressed	
Carbon Fiber Reinforced Plastic	95
11.1 Design Provisions	95
11.2 Flexural Member Strengthening with Prestressed Carbon	

Fiber Reinforced Plastic	97
11.3 Detailing Requirements	103
11.4 Design on Construction Requirements	107
12 Structure Member Strengthening with Adding	
Fulcrums	108
12.1 Design Provisions	108
12.2 Strengthening Calculation	108
12.3 Detailing Requirements	109
13 Structure Member Strengthening with Wire Rope Mesh	
and Polymer Modified Cement Mortar Layer	112
13.1 Design Provisions	112
13.2 Strengthening Calculation of Cross Section Bending	
Capacity for Flexural Member	113
13.3 Strengthening Calculation of Inclined Section Shear	
Capacity for Flexural Member	119
13.4 Detailing Requirements	121
14 Structure Member Strengthening with Wire	
Wrapped	125
14.1 Design Provisions	125
14.2 Seismic Strengthening Calculation for Column	125
14.3 Detailing Requirements	126
15 Embedded Steel Bars Technology	127
15.1 Design Provisions	127
15.2 Anchorage Calculation	128
15.3 Detailing Requirements	130
16 Anchor Technology	133
16.1 Design Provisions	133
16.2 Bearing Capacity Checking for Steel Anchor	135
16.3 Bearing Capacity Checking for Concrete Substrate	137
16.4 Detailing Requirements	144

17	Crack Repair Technology	146
17.1	Design Provisions	146
17.2	Requirements for Crack Repair	147
Appendix A	Determination for Load Characteristic Value of Existing Structures	148
Appendix B	Provisions for Concrete Rebound Value Modification of Existing Structures	151
Appendix C	Determination Method of Tension Shear Strength for Anchor Type Fast Curing Structural Adhesives	152
Appendix D	Test Method of Seismic Performance for Anchor Type Fast Curing Structural Adhesives	156
Appendix E	Reinforcement Rusty Retardant Method for Existing Concrete Structures	161
Appendix F	Stress Analysis Method for Anchor Connection	165
	Explanation of Wording in This Code	169
	List of Quoted Standards	170

1 总 则

1.0.1 为使混凝土结构的加固，做到技术可靠、安全适用、经济合理、确保质量，制定本规范。

1.0.2 本规范适用于房屋建筑和一般构筑物钢筋混凝土结构加固的设计。

1.0.3 混凝土结构加固前，应根据建筑物的种类，分别按现行国家标准《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144 或《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292 进行结构检测或鉴定。当与抗震加固结合进行时，尚应按现行国家标准《建筑抗震鉴定标准》GB 50023 或《工业构筑物抗震鉴定标准》GBJ 117 进行抗震能力鉴定。

1.0.4 混凝土结构加固的设计，除应符合本规范规定外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术 语

2.1.1 结构加固 strengthening of structure

对可靠性不足或业主要求提高可靠度的承重结构、构件及其相关部分采取增强、局部更换或调整其内力等措施,使其具有现行设计规范及业主所要求的安全性、耐久性和适用性。

2.1.2 原构件 existing structure member

实施加固前的原有构件。

2.1.3 重要结构 important structure

安全等级为一级的建筑物中的承重结构。

2.1.4 一般结构 general structure

安全等级为二级的建筑物中的承重结构。

2.1.5 重要构件 important structure member

其自身失效将影响或危及承重结构体系整体工作的承重构件。

2.1.6 一般构件 general structure member

其自身失效为孤立事件,不影响承重结构体系整体工作的承重构件。

2.1.7 增大截面加固法 structure member strengthening with increasing section area

增大原构件截面面积并增配钢筋,以提高其承载力和刚度,或改变其自振频率的一种直接加固法。

2.1.8 外包型钢加固法 structure member strengthening with externally wrapped shaped steel

对钢筋混凝土梁、柱外包型钢及钢板焊成的构架,以达到共同受力并使原构件受到约束作用的加固方法。

2.1.9 复合截面加固法 structure member strengthening with externally bonded reinforced material

通过采用结构胶粘剂粘接或高强聚合物改性水泥砂浆（以下简称聚合物砂浆）喷抹，将增强材料粘合于原构件的混凝土表面，使之形成具有整体性的复合截面，以提高其承载力和延性的一种直接加固法。根据增强材料的不同，可分为外粘型钢、外粘钢板、外粘纤维增强复合材料和外加钢丝绳网-聚合物砂浆面层等多种加固法。

2.1.10 绕丝加固法 structure member strengthening with wire wrapped

该法系通过缠绕退火钢丝使被加固的受压构件混凝土受到约束作用，从而提高其极限承载力和延性的一种直接加固法。

2.1.11 体外预应力加固法 structure member strengthening with externally applied prestressing

通过施加体外预应力，使原结构、构件的受力得到改善或调整的一种间接加固法。

2.1.12 植筋 embedded steel bar

以专用的结构胶粘剂将带肋钢筋或全螺纹螺杆种植于基材混凝土中的后锚固连接方法之一。

2.1.13 结构胶粘剂 structural adhesive

用于承重结构构件粘结的、能长期承受设计应力和环境作用的胶粘剂，简称结构胶。

2.1.14 纤维复合材 fibre reinforced polymer (FRP)

采用高强度的连续纤维按一定规则排列，经用胶粘剂浸渍、粘结固化后形成的具有纤维增强效应的复合材料，通称纤维复合材。

2.1.15 聚合物改性水泥砂浆 polymer modified cement mortar

以高分子聚合物为增强粘结性能的改性材料所配制而成的水泥砂浆。承重结构用的聚合物改性水泥砂浆除了应能改善其自身的物理力学性能外，还应能显著提高其锚固钢筋和粘结混凝土的

能力。

2.1.16 有效截面面积 effective cross-sectional area

扣除孔洞、缺损、锈蚀层、风化层等削弱、失效部分后的截面。

2.1.17 加固设计使用年限 design working life for strengthening of existing structure or its member

加固设计规定的结构、构件加固后无需重新进行检测、鉴定即可按其预定目的使用的时间。

2.2 符 号

2.2.1 材料性能

E_{s0} ——原构件钢筋弹性模量；

E_s ——新增钢筋弹性模量；

E_a ——新增型钢弹性模量；

E_{sp} ——新增钢板弹性模量；

E_f ——新增纤维复合材弹性模量；

f_{c0} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值；

f_{y0} 、 f'_{y0} ——原构件钢筋抗拉、抗压强度设计值；

f_y 、 f'_y ——新增钢筋抗拉、抗压强度设计值；

f_a 、 f'_a ——新增型钢抗拉、抗压强度设计值；

f_{sp} 、 f'_{sp} ——新增钢板抗拉、抗压强度设计值；

f_f ——新增纤维复合材抗拉强度设计值；

$f_{f,v}$ ——纤维复合材与混凝土粘结强度设计值；

f_{bd} ——结构胶粘剂粘结强度设计值；

f_{ud} ——锚栓抗拉强度设计值；

ϵ_f ——纤维复合材拉应变设计值；

ϵ_{fe} ——纤维复合材环向围束有效拉应变设计值。

2.2.2 作用效应及承载力

M ——构件加固后弯矩设计值；

M_{0k} ——加固前受弯构件验算截面上原作用的初始弯矩

标准值；

N —— 构件加固后轴向力设计值；

V —— 构件加固后剪力设计值；

σ_s —— 新增纵向钢筋受拉应力；

σ_{s0} —— 原构件纵向受拉钢筋或受压较小边钢筋的应力；

σ_a —— 新增型钢受拉肢或受压较小肢的应力；

ϵ_{f0} —— 纤维复合材滞后应变；

ω —— 构件挠度或预应力反拱。

2.2.3 几何参数

A_{s0} 、 A'_{s0} —— 原构件受拉区、受压区钢筋截面面积；

A_s 、 A'_s —— 新增构件受拉区、受压区钢筋截面面积；

A_{fe} —— 纤维复合材有效截面面积；

A_{cor} —— 环向围束内混凝土截面面积；

A_{sp} 、 A'_{sp} —— 新增受拉钢板、受压钢板截面面积；

A_a 、 A'_a —— 新增型钢受拉肢、受压肢截面面积；

D —— 钻孔直径；

h_0 、 h_{01} —— 构件加固后和加固前的截面有效高度；

h_w —— 构件截面的腹板高度；

h_n —— 受压区混凝土的置换深度；

h_{sp} —— 梁侧面粘贴钢箍板的竖向高度；

h_f —— 梁侧面粘贴纤维箍板的竖向高度；

h_{ef} —— 锚栓有效锚固深度；

l_s —— 植筋基本锚固深度；

l_d —— 植筋锚固深度设计值；

l_l —— 植筋受拉搭接长度。

2.2.4 计算系数

α_1 —— 受压区混凝土矩形应力图的应力值与混凝土轴心抗压强度设计值的比值；

α_c —— 新增混凝土强度利用系数；

- α_s —— 新增钢筋强度利用系数；
- α_a —— 新增型钢强度利用系数；
- α_{sp} —— 防止混凝土劈裂引用的计算系数；
- β_c —— 混凝土强度影响系数；
- β_1 —— 矩形应力图受压区高度与中和轴高度的比值；
- ψ —— 折减系数、修正系数或影响系数；
- η —— 增大系数或提高系数。

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 混凝土结构经可靠性鉴定确认需要加固时，应根据鉴定结论和委托方提出的要求，按本规范的规定和业主要求进行加固设计。加固设计的范围，可按整幢建筑物或其中某独立区段确定，也可按指定的结构、构件或连接确定，但均应考虑该结构的整体牢固性。

3.1.2 加固后混凝土结构的安全等级，应根据结构破坏后果的严重性、结构的重要性和加固设计使用年限，由委托方与设计方按实际情况共同商定。

3.1.3 混凝土结构的加固设计，应与实际施工方法紧密结合，采取有效措施，保证新增构件和部件与原结构连接可靠，新增截面与原截面粘结牢固，形成整体共同工作；并应避免对未加固部分，以及相关的结构、构件和地基基础造成不利的影响。

3.1.4 对高温、高湿、低温、冻融、化学腐蚀、振动、收缩应力、温度应力、地基不均匀沉降等影响因素引起的原结构损坏，应在加固设计中提出有效的防治对策，并按设计规定的顺序进行治理和加固。

3.1.5 混凝土结构的加固设计，应综合考虑其技术经济效果，避免不必要的拆除或更换。

3.1.6 对加固过程中可能出现倾斜、失稳、过大变形或坍塌的混凝土结构，应在加固设计文件中提出相应的临时性安全措施，并明确要求施工单位应严格执行。

3.1.7 混凝土结构的加固设计使用年限，应按下列原则确定：

- 1 结构加固后的使用年限，应由业主和设计单位共同商定；
- 2 当结构的加固材料中含有合成树脂或其他聚合物成分时，

其结构加固后的使用年限宜按 30 年考虑；当业主要求结构加固后的使用年限为 50 年时，其所使用的胶和聚合物的粘结性能，应通过耐长期应力作用能力的检验；

3 使用年限到期后，当重新进行的可靠性鉴定认为该结构工作正常，仍可继续延长其使用年限；

4 对使用胶粘方法或掺有聚合物材料加固的结构、构件，尚应定期检查其工作状态；检查的时间间隔可由设计单位确定，但第一次检查时间不应迟于 10 年；

5 当为局部加固时，应考虑原建筑物剩余设计使用年限对结构加固后设计使用年限的影响。

3.1.8 设计应明确结构加固后的用途。在加固设计使用年限内，未经技术鉴定或设计许可，不得改变加固后结构的用途和使用环境。

3.2 设计计算原则

3.2.1 混凝土结构加固设计采用的结构分析方法，应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 规定的结构分析基本原则，且应采用线弹性分析方法计算结构的作用效应。

3.2.2 加固混凝土结构时，应按下列规定进行承载能力极限状态和正常使用极限状态的设计、验算：

1 结构上的作用，应经调查或检测核实，并应按本规范附录 A 的规定和要求确定其标准值或代表值。

2 被加固结构、构件的作用效应，应按下列要求确定：

- 1) 结构的计算图形，应符合其实际受力和构造状况；
- 2) 作用组合的效应设计值和组合值系数以及作用的分项系数，应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 确定，并应考虑由于实际荷载偏心、结构变形、温度作用等造成的附加内力。

3 结构、构件的尺寸，对原有部分应根据鉴定报告采用原设计值或实测值；对新增部分，可采用加固设计文件给出的名

义值。

4 原结构、构件的混凝土强度等级和受力钢筋抗拉强度标准值应按下列规定取值：

- 1) 当原设计文件有效，且不怀疑结构有严重的性能退化时，可采用原设计的标准值；
- 2) 当结构可靠性鉴定认为应重新进行现场检测时，应采用检测结果推定的标准值；
- 3) 当原构件混凝土强度等级的检测受实际条件限制而无法取芯时，可采用回弹法检测，但其强度换算值应按本规范附录 B 的规定进行龄期修正，且仅可用于结构的加固设计。

5 加固材料的性能和质量，应符合本规范第 4 章的规定；其性能的标准值应按现行国家标准《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》GB 50728 确定；其性能的设计值应按本规范第 4 章各相关节的规定采用。

6 验算结构、构件承载力时，应考虑原结构在加固时的实际受力状况，包括加固部分应变滞后的影响，以及加固部分与原结构共同工作程度。

7 加固后改变传力路线或使结构质量增大时，应对相关结构、构件及建筑物地基基础进行必要的验算。

3.2.3 抗震设防区结构、构件的加固，除应满足承载力要求外，尚应复核其抗震能力；不应存在因局部加强或刚度突变而形成的新薄弱部位。

3.2.4 为防止结构加固部分意外失效而导致的坍塌，在使用胶粘剂或其他聚合物的加固方法时，其加固设计除应按本规范的规定进行外，尚应对原结构进行验算。验算时，应要求原结构、构件能承担 n 倍恒载标准值的作用。当可变荷载（不含地震作用）标准值与永久荷载标准值之比不大于 1 时，取 $n=1.2$ ；当该比值等于或大于 2 时，取 $n=1.5$ ；其间按线性内插法确定。

3.2.5 本规范的各种加固方法可用于结构的抗震加固，但具体

采用时，尚应在设计、计算和构造上执行现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 和现行行业标准《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116 的规定。

3.3 加固方法及配合使用的技术

3.3.1 结构加固分为直接加固与间接加固两类，设计时，可根据实际条件和使用要求选择适宜的加固方法及配合使用的技术。

3.3.2 直接加固宜根据工程的实际情况选用增大截面加固法、置换混凝土加固法或复合截面加固法。

3.3.3 间接加固宜根据工程的实际情况选用体外预应力加固法、增设支点加固法、增设耗能支撑法或增设抗震墙法等。

3.3.4 与结构加固方法配合使用的技术应采用符合本规范规定的裂缝修补技术、锚固技术和阻锈技术。

4 材 料

4.1 混 凝 土

4.1.1 结构加固用的混凝土，其强度等级应比原结构、构件提高一级，且不得低于 C20 级；其性能和质量应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。

4.1.2 结构加固用的混凝土，可使用商品混凝土，但所掺的粉煤灰应为Ⅰ级灰，且烧失量不应大于 5%。

4.1.3 当结构加固工程选用聚合物混凝土、减缩混凝土、微膨胀混凝土、钢纤维混凝土、合成纤维混凝土或喷射混凝土时，应在施工前进行试配，经检验其性能符合设计要求后方可使用。

4.2 钢材及焊接材料

4.2.1 混凝土结构加固用的钢筋，其品种、质量和性能应符合下列规定：

1 宜选用 HRB335 级或 HPB300 级普通钢筋；当有工程经验时，可使用 HRB400 级钢筋；也可采用 HRB500 级和 HRBF500 级的钢筋。对体外预应力加固，宜使用 UPS15.2-1860 低松驰无粘结钢绞线。

2 钢筋和钢绞线的质量应分别符合现行国家标准《钢筋混凝土用钢 第 1 部分：热轧光圆钢筋》GB 1499.1、《钢筋混凝土用钢 第 2 部分：热轧带肋钢筋》GB 1499.2 和《无粘结预应力钢绞线》JG 161 的规定。

3 钢筋性能的标准值和设计值应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定采用。

4 不得使用无出厂合格证、无中文标志或未经进场检验的钢筋及再生钢筋。

4.2.2 混凝土结构加固用的钢板、型钢、扁钢和钢管，其品种、质量和性能应符合下列规定：

1 应采用 Q235 级或 Q345 级钢材；对重要结构的焊接构件，当采用 Q235 级钢，应选用 Q235-B 级钢；

2 钢材质量应分别符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700 和《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 的规定；

3 钢材的性能设计值应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用；

4 不得使用无出厂合格证、无中文标志或未经进场检验的钢材。

4.2.3 当混凝土结构的后锚固件为植筋时，应使用热轧带肋钢筋，不得使用光圆钢筋。植筋用的钢筋，其质量应符合本规范第 4.2.1 条的规定。

4.2.4 当后锚固件为钢螺杆时，应采用全螺纹的螺杆，不得采用锚入部位无螺纹的螺杆。螺杆的钢材等级应为 Q345 级或 Q235 级；其质量应分别符合现行国家标准《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 和《碳素结构钢》GB/T 700 的规定。

4.2.5 当承重结构的后锚固件为锚栓时，其钢材的性能指标必须符合表 4.2.5-1 或表 4.2.5-2 的规定。

表 4.2.5-1 碳素钢及合金钢锚栓的钢材抗拉性能指标

性能等级		4.8	5.8	6.8	8.8
锚栓钢材 性能指标	抗拉强度标准值 f_{uk} (MPa)	400	500	600	800
	屈服强度标准值 f_{yk} (MPa)	320	400	480	640
	断后伸长率 δ_5 (%)	14	10	8	12

注：性能等级 4.8 表示： $f_{stk} = 400\text{MPa}$ ； $f_{yk}/f_{stk} = 0.8$ 。

表 4.2.5-2 不锈钢锚栓（奥氏体 A1、A2、A4、A5）的钢材性能指标

性能等级		50	70	80
螺纹公称直径 d (mm)		≤ 39	≤ 24	≤ 24
锚栓钢材 性能指标	抗拉强度标准值 f_{uk} (MPa)	500	700	800
	屈服强度标准值 f_{yk} 或 $f_{s,0.2k}$ (MPa)	210	450	600
	伸长值 δ (mm)	$0.6d$	$0.4d$	$0.3d$

4.2.6 混凝土结构加固用的焊接材料，其型号和质量应符合下列规定：

1 焊条型号应与被焊接钢材的强度相适应；

2 焊条的质量应符合现行国家标准《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB/T 5117 和《热强钢焊条》GB/T 5118 的规定；

3 焊接工艺应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 和现行行业标准《钢筋焊接及验收规程》JGJ 18 的规定；

4 焊缝连接的设计原则及计算指标应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定。

4.3 纤维和纤维复合材

4.3.1 纤维复合材的纤维必须为连续纤维，其品种和质量应符合下列规定：

1 承重结构加固用的碳纤维，应选用聚丙烯腈基不大于 15K 的小丝束纤维。

2 承重结构加固用的芳纶纤维，应选用饱和吸水率不大于 4.5% 的对位芳香族聚酰胺长丝纤维。且经人工气候老化 5000h 后，1000MPa 应力作用下的蠕变值不应大于 0.15mm。

3 承重结构加固用的玻璃纤维，应选用高强度玻璃纤维、耐碱玻璃纤维或碱金属氧化物含量低于 0.8% 的无碱玻璃纤维，严禁使用高碱的玻璃纤维和中碱的玻璃纤维。

4 承重结构加固工程，严禁采用预浸法生产的纤维织物。

4.3.2 结构加固用的纤维复合材的安全性能必须符合现行国家标准《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》GB 50728 的规定。

4.3.3 纤维复合材抗拉强度标准值，应根据置信水平为 0.99、保证率为 95% 的要求确定。不同品种纤维复合材的抗拉强度标准值应按表 4.3.3 的规定采用。

表 4.3.3 纤维复合材抗拉强度标准值

品 种	等级或代号	抗拉强度标准值 (MPa)	
		单向织物 (布)	条形板
碳纤维复合材	高强度Ⅰ级	3400	2400
	高强度Ⅱ级	3000	2000
	高强度Ⅲ级	1800	—
芳纶纤维复合材	高强度Ⅰ级	2100	1200
	高强度Ⅱ级	1800	800
玻璃纤维复合材	高强玻璃纤维	2200	—
	无碱玻璃纤维、耐碱玻璃纤维	1500	—

4.3.4 不同品种纤维复合材的抗拉强度设计值,应分别按表 4.3.4-1、表 4.3.4-2 及表 4.3.4-3 采用。

表 4.3.4-1 碳纤维复合材抗拉强度设计值 (MPa)

强度等级 结构类别	单向织物 (布)			条形板	
	高强度Ⅰ级	高强度Ⅱ级	高强度Ⅲ级	高强度Ⅰ级	高强度Ⅱ级
重要构件	1600	1400	—	1150	1000
一般构件	2300	2000	1200	1600	1400

注: L 形板按高强度Ⅱ级条形板的设计值采用。

表 4.3.4-2 芳纶纤维复合材抗拉强度设计值 (MPa)

强度等级 结构类别	单向织物 (布)		条形板	
	高强度Ⅰ级	高强度Ⅱ级	高强度Ⅰ级	高强度Ⅱ级
重要构件	960	800	560	480
一般构件	1200	1000	700	600

表 4.3.4-3 玻璃纤维复合材抗拉强度设计值 (MPa)

纤维品种 结构类别	单向织物 (布)	
	重要构件	一般构件
高强玻璃纤维	500	700
无碱玻璃纤维、耐碱玻璃纤维	350	500

4.3.5 纤维复合材的弹性模量及拉应变设计值应按表 4.3.5 采用。

表 4.3.5 纤维复合材弹性模量及拉应变设计值

品 种		性能项目	弹性模量 (MPa)		拉应变设计值	
			单向织物	条形板	重要构件	一般构件
碳纤维复合材	高强度Ⅰ级	2.3×10^5	1.6×10^5		0.007	0.01
	高强度Ⅱ级	2.0×10^5	1.4×10^5			
	高强度Ⅲ级	1.8×10^5	—	—	—	—
芳纶纤维复合材	高强度Ⅰ级	1.1×10^5	0.7×10^5		0.008	0.01
	高强度Ⅱ级	0.8×10^5	0.6×10^5			
高强玻璃纤维复合材	代号 S	0.7×10^5	—		0.007	0.01
无碱或耐碱玻璃纤维复合材	代号 E、AR	0.5×10^5	—			

4.3.6 对符合安全性要求的纤维织物复合材或纤维复合板材，当与其他结构胶粘剂配套使用时，应对其抗拉强度标准值、纤维复合材与混凝土正拉粘结强度和层间剪切强度重新做适配性检验。

4.3.7 承重结构采用纤维织物复合材进行现场加固时，其织物的单位面积质量应符合表 4.3.7 的规定。

表 4.3.7 不同品种纤维复合材单位面积质量限值 (g/m^2)

施工方法	碳纤维织物	芳纶纤维织物	玻璃纤维织物	
			高强玻璃纤维	无碱或耐碱玻璃纤维
现场手工涂布胶粘剂	≤ 300	≤ 450	≤ 450	≤ 600
现场真空灌注胶粘剂	≤ 450	≤ 650	≤ 550	≤ 750

4.3.8 当进行材料性能检验和加固设计时，纤维复合材截面面

积的计算应符合下列规定：

1 纤维织物应按纤维的净截面面积计算。净截面面积取纤维织物的计算厚度乘以宽度。纤维织物的计算厚度应按其单位面积质量除以纤维密度确定。纤维密度应由厂商提供，并应出具独立检验或鉴定机构的抽样检测证明文件。

2 单向纤维预成型板应按不扣除树脂体积的板截面面积计算，即应按实测的板厚乘以宽度计算。

4.4 结构加固用胶粘剂

4.4.1 承重结构用的胶粘剂，宜按其基本性能分为 A 级胶和 B 级胶；对重要结构、悬挑构件、承受动力作用的结构、构件，应采用 A 级胶；对一般结构可采用 A 级胶或 B 级胶。

4.4.2 承重结构用的胶粘剂，必须进行粘结抗剪强度检验。检验时，其粘结抗剪强度标准值，应根据置信水平为 0.90、保证率为 95% 的要求确定。

4.4.3 承重结构加固用的胶粘剂，包括粘贴钢板和纤维复合材，以及种植钢筋和锚栓的用胶，其性能均应符合国家标准《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》GB 50728-2011 第 4.2.2 条的规定。

4.4.4 承重结构加固工程中严禁使用不饱和聚酯树脂和醇酸树脂作为胶粘剂。

4.4.5 当结构锚固工程需采用快固结构胶时，其安全性能应符合表 4.4.5 的规定。

表 4.4.5 锚固型快固结构胶安全性能鉴定标准

检 验 项 目		性能要求	检验方法
胶 体 性 能	劈裂抗拉强度 (MPa)	≥ 8.5	GB 50728
	抗弯强度 (MPa)	≥ 50 ，且不得呈碎裂状破坏	GB/T 2567
	抗压强度 (MPa)	≥ 60.0	GB/T 2567

续表 4.4.5

检 验 项 目		性能要求	检验方法
粘 结 能 力	钢对钢（钢套筒法）拉伸抗剪强度标准值	≥ 16.0	本规范附录 C
	钢对钢（钢片单剪法）拉伸抗剪强度平均值	≥ 6.5	GB/T 7124
	约束拉拔条件下带肋钢筋与混凝土粘结抗剪强度 (MPa)	C30 $\Phi 25$ 埋深 150mm ≥ 12.0	GB 50728
		C60 $\Phi 25$ 埋深 125mm ≥ 18.0	
	经 90d 湿热老化后的钢套筒粘结抗剪强度降低率 (%)	< 15	GB 50728
	经低周反复拉力作用后的试件粘结抗剪强度降低率 (%)	≤ 50	本规范附录 D

注：1 快固结构胶系指在 $16^{\circ}\text{C} \sim 25^{\circ}\text{C}$ 环境中，其固化时间不超过 45min 的胶粘剂，且应按 A 级的要求采用；

2 检验抗剪强度标准值时，取强度保证率为 95%；置信水平为 0.90，试件数量不应少于 15 个；

3 当快固结构胶用于锚栓连接时，不需做钢片单剪法的抗剪强度检验。

4.5 钢 丝 绳

4.5.1 采用钢丝绳网-聚合物砂浆面层加固钢筋混凝土结构、构件时，其钢丝绳的选用应符合下列规定：

1 重要结构、构件，或结构处于腐蚀介质环境、潮湿环境和露天环境时，应选用高强度不锈钢钢丝绳制作的网片；

2 处于正常温、湿度环境中的一般结构、构件，可采用高强度镀锌钢丝绳制作的网片，但应采取有效的阻锈措施。

4.5.2 制绳用的钢丝应符合下列规定：

1 当采用高强度不锈钢丝时，应采用碳含量不大于 0.15% 及硫、磷含量不大于 0.025% 的优质不锈钢制丝；

2 当采用高强度镀锌钢丝时，应采用硫、磷含量均不大于 0.03% 的优质碳素结构钢制丝；其锌层重量及镀锌质量应符合国家现行标准《钢丝镀锌层》YB/T 5357 对 AB 级的规定。

4.5.3 钢丝绳的抗拉强度标准值 (f_{tk}) 应按其极限抗拉强度确定，且应具有不小于 95% 的保证率以及不低于 90% 的置信水平。

4.5.4 不锈钢钢丝绳和镀锌钢丝绳的强度标准值和设计值应按表 4.5.4 采用。

表 4.5.4 高强钢丝绳抗拉强度设计值 (MPa)

种 类	符 号	高强不锈钢丝绳			高强镀锌钢丝绳		
		钢丝绳 公称直径	抗拉强度 标准值	抗拉强度 设计值	钢丝绳 公称直径	抗拉强度 标准值	抗拉强度 设计值
		(mm)	f_{tk}	f_{rw}	(mm)	f_{tk}	f_{rw}
6×7+IWS	ϕ	2.4~4.0	1600	1200	2.5~4.5	1650	1100
1×19	ϕ	2.5	1470	1100	2.5	1580	1050

4.5.5 高强度不锈钢钢丝绳和高强度镀锌钢丝绳的弹性模量及拉应变设计值应按表 4.5.5 采用。

表 4.5.5 高强钢丝绳弹性模量及拉应变设计值

类 别		弹性模量设计值 E_{rw} (MPa)	拉应变设计值 ϵ_{rw}
不锈钢丝绳	6×7+IWS	1.2×10^5	0.01
	1×19	1.1×10^5	0.01
镀锌钢丝绳	6×7+IWS	1.4×10^5	0.008
	1×19	1.3×10^5	0.008

4.5.6 结构加固用钢丝绳的内部和表面严禁涂有油脂。

4.6 聚合物改性水泥砂浆

4.6.1 采用钢丝绳网-聚合物改性水泥砂浆（以下简称聚合物砂浆）面层加固钢筋混凝土结构时，其聚合物品种的选用应符合下列规定：

- 1 对重要结构的加固，应选用改性环氧类聚合物配制；
- 2 对一般结构的加固，可选用改性环氧类、改性丙烯酸酯类、改性丁苯类或改性氯丁类聚合物乳液配制；
- 3 不得使用聚乙烯醇类、氯偏类、苯丙类聚合物以及乙烯-醋酸乙烯共聚物配制；

4 在结构加固工程中不得使用聚合物成分及主要添加剂成分不明的任何型号聚合物砂浆；不得使用未提供安全数据清单的任何品种聚合物；也不得使用在产品说明书规定的储存期内已发生分相现象的乳液。

4.6.2 承重结构用的聚合物砂浆分为Ⅰ级和Ⅱ级，应分别按下列规定采用：

1 板和墙的加固：

- 1) 当原构件混凝土强度等级为 C30～C50 时，应采用Ⅰ级聚合物砂浆；
- 2) 当原构件混凝土强度等级为 C25 及其以下时，可采用Ⅰ级或Ⅱ级聚合物砂浆。

2 梁和柱的加固，均应采用Ⅰ级聚合物砂浆。

4.6.3 Ⅰ级和Ⅱ级聚合物砂浆的安全性能应分别符合现行国家标准《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》GB 50728 的规定。

4.7 阻 锈 剂

4.7.1 既有混凝土结构钢筋的防锈，宜按本规范附录 E 的规定采用喷涂型阻锈剂。承重构件应采用烷基类或氨基类喷涂型阻锈剂。

4.7.2 喷涂型阻锈剂的质量应符合表 4.7.2 的规定。

表 4.7.2 喷涂型阻锈剂的质量

烷氧基类阻锈剂		氨基类阻锈剂	
检验项目	合格指标	检验项目	合格指标
外观	透明、琥珀色液体	外观	透明、微黄色液体
浓度	0.88g/mL	密度 (20℃时)	1.13g/mL
pH 值	10~11	pH 值	10~12
黏度 (20℃时)	0.95mPa·s	黏度 (20℃时)	25mPa·s
烷氧基复合物含量	≥98.9%	氨基复合物含量	>15%
硅氧烷含量	≤0.3%	氯离子 Cl ⁻	无
挥发性有机物含量	<400g/L	挥发性有机物含量	<200g/L

4.7.3 喷涂型阻锈剂的性能应符合表 4.7.3 的规定。

表 4.7.3 喷涂型阻锈剂的性能指标

检验项目	合格指标	检验方法标准
氯离子含量降低率	≥90%	JTJ 275-2000
盐水浸渍试验	无锈蚀, 且电位为 0~-250mV	YB/T 9231-2009
干湿冷热循环试验	60 次, 无锈蚀	YB/T 9231-2009
电化学试验	电流应小于 150μA, 且破样检查无锈蚀	YBJ 222
现场锈蚀电流检测	喷涂 150d 后现场测定的电流降低率≥80%	GB 50550-2010

注: 对亲水性的阻锈剂, 宜在增喷附加涂层后测定其氯离子含量降低率。

4.7.4 对掺加氯盐、使用除冰盐或海砂, 以及受海水浸蚀的混凝土承重结构加固时, 应采用喷涂型阻锈剂, 并在构造上采取措施进行补救。

4.7.5 对混凝土承重结构破损部位的修复, 可在新浇的混凝土中使用掺入型阻锈剂; 但不得使用以亚硝酸盐为主成分的阳极型阻锈剂。

5 增大截面加固法

5.1 设计规定

- 5.1.1** 本方法适用于钢筋混凝土受弯和受压构件的加固。
- 5.1.2** 采用本方法时，按现场检测结果确定的原构件混凝土强度等级不应低于 C13。
- 5.1.3** 当被加固构件界面处理及其粘结质量符合本规范规定时，可按整体截面计算。
- 5.1.4** 采用增大截面加固钢筋混凝土结构构件时，其正截面承载力应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的基本假定进行计算。
- 5.1.5** 采用增大截面加固法对混凝土结构进行加固时，应采取措施卸除或大部分卸除作用在结构上的活荷载。

5.2 受弯构件正截面加固计算

- 5.2.1** 采用增大截面加固受弯构件时，应根据原结构构造和受力的实际情况，选用在受压区或受拉区增设现浇钢筋混凝土土外层的加固方式。
- 5.2.2** 当仅在受压区加固受弯构件时，其承载力、抗裂度、钢筋应力、裂缝宽度及挠度的计算和验算，可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 关于叠合式受弯构件的规定进行。当验算结果表明，仅需增设混凝土叠合层即可满足承载力要求时，也应按构造要求配置受压钢筋和分布钢筋。
- 5.2.3** 当在受拉区加固矩形截面受弯构件时（图 5.2.3），其正截面受弯承载力应按下列公式确定：

$$M \leqslant \alpha_s f_y A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{y0} A_{s0} \left(h_{01} - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} \left(\frac{x}{2} - a' \right) \quad (5.2.3-1)$$

$$\alpha_1 f_{c0} b x = f_{y0} A_{s0} + \alpha_s f_y A_s - f'_{y0} A'_{s0} \quad (5.2.3-2)$$

$$2a' \leq x \leq \xi_b h_0 \quad (5.2.3-3)$$

式中: M ——构件加固后弯矩设计值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

α_s ——新增钢筋强度利用系数, 取 $\alpha_s = 0.9$;

f_y ——新增钢筋的抗拉强度设计值 (N/mm^2);

A_s ——新增受拉钢筋的截面面积 (mm^2);

h_0 、 h_{01} ——构件加固后和加固前的截面有效高度 (mm);

x ——混凝土受压区高度 (mm);

f_{y0} 、 f'_{y0} ——原钢筋的抗拉、抗压强度设计值 (N/mm^2);

A_{s0} 、 A'_{s0} ——原受拉钢筋和原受压钢筋的截面面积 (mm^2);

a' ——纵向受压钢筋合力点至混凝土受压区边缘的距离 (mm);

α_1 ——受压区混凝土矩形应力图的应力值与混凝土轴心抗压强度设计值的比值; 当混凝土强度等级不超过 C50 时, 取 $\alpha_1 = 1.0$; 当混凝土强度等级为 C80 时, 取 $\alpha_1 = 0.94$; 其间按线性内插法确定;

f_{c0} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm^2);

b ——矩形截面宽度 (mm);

ξ_b ——构件增大截面加固后的相对界限受压区高度, 按本规范第 5.2.4 条的规定计算。

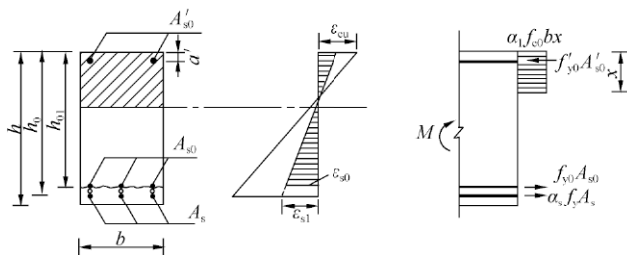


图 5.2.3 矩形截面受弯构件正截面加固计算简图

5.2.4 受弯构件增大截面加固后的相对界限受压区高度 ξ_b , 应按下列公式确定:

$$\xi_b = \frac{\beta_1}{1 + \frac{\alpha_s f_y}{\epsilon_{cu} E_s} + \frac{\epsilon_{sl}}{\epsilon_{cu}}} \quad (5.2.4-1)$$

$$\epsilon_{sl} = \left(1.6 \frac{h_0}{h_{01}} - 0.6 \right) \epsilon_{s0} \quad (5.2.4-2)$$

$$\epsilon_{s0} = \frac{M_{0k}}{0.85 h_{01} A_{s0} E_{s0}} \quad (5.2.4-3)$$

式中： β_1 ——计算系数，当混凝土强度等级不超过 C50 时， β_1 值取为 0.80；当混凝土强度等级为 C80 时， β_1 值取为 0.74，其间按线性内插法确定；

ϵ_{cu} ——混凝土极限压应变，取 $\epsilon_{cu} = 0.0033$ ；

ϵ_{sl} ——新增钢筋位置处，按平截面假设确定的初始应变值；当新增主筋与原主筋的连接采用短钢筋焊接时，可近似取 $h_{01} = h_0$ ， $\epsilon_{sl} = \epsilon_{s0}$ ；

M_{0k} ——加固前受弯构件验算截面上原作用的弯矩标准值；

ϵ_{s0} ——加固前，在初始弯矩 M_{0k} 作用下原受拉钢筋的应变值。

5.2.5 当按公式 (5.2.3-1) 及 (5.2.3-2) 算得的加固后混凝土受压区高度 x 与加固前原截面有效高度 h_{01} 之比 x/h_{01} 大于原截面相对界限受压区高度 ξ_{b0} 时，应考虑原纵向受拉钢筋应力 σ_{s0} 尚达不到 f_{y0} 的情况。此时，应将上述两公式中的 f_{y0} 改为 σ_{s0} ，并重新进行验算。验算时， σ_{s0} 值可按式确定：

$$\sigma_{s0} = \left(\frac{0.8 h_{01}}{x} - 1 \right) \epsilon_{cu} E_s \leq f_{y0} \quad (5.2.5)$$

5.2.6 对翼缘位于受压区的 T 形截面受弯构件，其受拉区增设现浇配筋混凝土层的正截面受弯承载力，应按本规范第 5.2.3 条至第 5.2.5 条的计算原则和现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 关于 T 形截面受弯承载力的规定进行计算。

5.3 受弯构件斜截面加固计算

5.3.1 受弯构件加固后的斜截面应符合下列条件：

1 当 $h_w/b \leq 4$ 时

$$V \leq 0.25\beta_c f_c b h_0 \quad (5.3.1-1)$$

2 当 $h_w/b \geq 6$ 时

$$V \leq 0.20\beta_c f_c b h_0 \quad (5.3.1-2)$$

3 当 $4 < h_w/b < 6$ 时, 按线性内插法确定。

式中: V ——构件加固后剪力设计值 (kN);

β_c ——混凝土强度影响系数; 按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定值采用;

b ——矩形截面的宽度或 T 形、I 形截面的腹板宽度 (mm);

h_w ——截面的腹板高度 (mm); 对矩形截面, 取有效高度; 对 T 形截面, 取有效高度减去翼缘高度; 对 I 形截面, 取腹板净高。

5.3.2 采用增大截面法加固受弯构件时, 其斜截面受剪承载力应符合下列规定:

1 当受拉区增设配筋混凝土层, 并采用 U 形箍与原箍筋逐个焊接时:

$$V \leq \alpha_{cv} [f_{t0} b h_{01} + \alpha_c f_t b (h_0 - h_{01})] + f_{yv0} \frac{A_{sv0}}{s_0} h_0 \quad (5.3.2-1)$$

2 当增设钢筋混凝土三面围套, 并采用加锚式或胶锚式箍筋时:

$$V \leq \alpha_{cv} (f_{t0} b h_{01} + \alpha_c f_t A_c) + \alpha_s f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + f_{yv0} \frac{A_{sv0}}{s_0} h_{01} \quad (5.3.2-2)$$

式中: α_{cv} ——斜截面混凝土受剪承载力系数, 对一般受弯构件取 0.7; 对集中荷载作用下 (包括作用有多种荷载, 其中集中荷载对支座截面或节点边缘所产生的剪力值占总剪力的 75% 以上的情况) 的独立梁,

取 α_{cv} 为 $\frac{1.75}{\lambda+1}$, λ 为计算截面的剪跨比, 可取 λ 等于 a/h_0 , 当 λ 小于 1.5 时, 取 1.5; 当 λ 大于 3 时, 取 3; a 为集中荷载作用点至支座截面或节点边缘的距离;

α_c ——新增混凝土强度利用系数, 取 $\alpha_c=0.7$;

f_t 、 f_{t0} ——新、旧混凝土轴心抗拉强度设计值 (N/mm^2);

A_c ——三面围套新增混凝土截面面积 (mm^2);

α_s ——新增箍筋强度利用系数, 取 $\alpha_s=0.9$;

f_{yv} 、 f_{yv0} ——新箍筋和原箍筋的抗拉强度设计值 (N/mm^2);

A_{sv} 、 A_{sv0} ——同一截面内新箍筋各肢截面面积之和及原箍筋各肢截面面积之和 (mm^2);

s 、 s_0 ——新增箍筋或原箍筋沿构件长度方向的间距 (mm)。

5.4 受压构件正截面加固计算

5.4.1 采用增大截面加固钢筋混凝土轴心受压构件 (图 5.4.1) 时, 其正截面受压承载力应按下列式确定:

$$N \leq 0.9\varphi [f_{c0}A_{c0} + f'_{y0}A'_{s0} + \alpha_s(f_cA_c + f'_yA'_s)] \quad (5.4.1)$$

式中: N ——构件加固后的轴向压力设计值 (kN);

φ ——构件稳定系数, 根据加固后的截面尺寸, 按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定值采用;

A_{c0} 、 A_c ——构件加固前混凝土截面面积和加固后新增部分混凝土截面面积 (mm^2);

f'_y 、 f'_{y0} ——新增纵向钢筋和原纵向钢筋的抗压强度设计值 (N/mm^2);

A'_s ——新增纵向受压钢筋的截面面积 (mm^2);

α_{cs} ——综合考虑新增混凝土和钢筋强度利用程度的降低系数, 取 α_{cs} 值为 0.8。

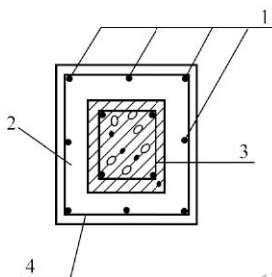


图 5.4.1 轴心受压构件增大截面加固

1—新增纵向受力钢筋；2—新增截面；3—原柱截面；4—新加箍筋

5.4.2 采用增大截面加固钢筋混凝土偏心受压构件时，其矩形截面正截面承载力应按下列公式确定（图 5.4.2）：

$$N \leq \alpha_1 f_{cc} b x + 0.9 f'_y A'_s + f'_{y0} A'_{s0} - \sigma_s A_s - \sigma_{s0} A_{s0} \quad (5.4.2-1)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_{cc} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + 0.9 f'_y A'_s \left(h_0 - a'_s \right) + f'_{y0} A'_{s0} \left(h_0 - a'_{s0} \right) - \sigma_{s0} A_{s0} \left(a_{s0} - a_s \right) \quad (5.4.2-2)$$

$$\sigma_{s0} = \left(\frac{0.8 h_{01}}{x} - 1 \right) E_s \epsilon_{cu} \leq f_{y0} \quad (5.4.2-3)$$

$$\sigma_s = \left(\frac{0.8 h_0}{x} - 1 \right) E_s \epsilon_{cu} \leq f_y \quad (5.4.2-4)$$

式中： f_{cc} ——新旧混凝土组合截面的混凝土轴心抗压强度设计值（N/mm²），可近似按 $f_{cc} = \frac{1}{2} (f_{c0} + 0.9 f_c)$ 确定；

若有可靠试验数据，也可按试验结果确定；

f_c 、 f_{c0} ——分别为新旧混凝土轴心抗压强度设计值（N/mm²）；

σ_{s0} ——原构件受拉边或受压较小边纵向钢筋应力，当为小偏心受压构件时，图中 σ_{s0} 可能变向；当算得 $\sigma_{s0} > f_{y0}$ 时，取 $\sigma_{s0} = f_{y0}$ ；

σ_s ——受拉边或受压较小边的新增纵向钢筋应力（N/mm²）；当算得 $\sigma_s > f_y$ 时，取 $\sigma_s = f_y$ ；

A_{s0} ——原构件受拉边或受压较小边纵向钢筋截面面积 (mm^2);

A'_{s0} ——原构件受压较大边纵向钢筋截面面积 (mm^2);

e ——偏心距, 为轴向压力设计值 N 的作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离, 按本节第 5.4.3 条确定 (mm);

a_{s0} ——原构件受拉边或受压较小边纵向钢筋合力点到加固后截面近边的距离 (mm);

a'_{s0} ——原构件受压较大边纵向钢筋合力点到加固后截面近边的距离 (mm);

a_s ——受拉边或受压较小边新增纵向钢筋合力点至加固后截面近边的距离 (mm);

a'_s ——受压较大边新增纵向钢筋合力点至加固后截面近边的距离 (mm);

h_0 ——受拉边或受压较小边新增纵向钢筋合力点至加固后截面受压较大边缘的距离 (mm);

h_{01} ——原构件截面有效高度 (mm)。

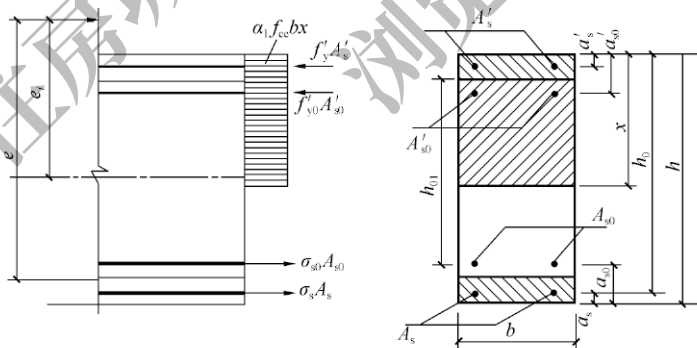


图 5.4.2 矩形截面偏心受压构件加固的计算

5.4.3 轴向压力作用点至纵向受拉钢筋的合力作用点的距离 (偏心距) e , 应按下列规定确定:

$$e = e_i + \frac{h}{2} - a \quad (5.4.3-1)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (5.4.3-2)$$

式中： e_i ——初始偏心距；

a ——纵向受拉钢筋的合力点至截面近边缘的距离；

e_0 ——轴向压力对截面重心的偏心距，取为 M/N ；当需要考虑二阶效应时， M 应按国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010—2010 第 6.2.4 条规定的 $C_m \eta_{ns} M_2$ ，乘以修正系数 ψ 确定，即取 M 为 $\psi C_m \eta_{ns} M_2$ ；

ψ ——修正系数，当为对称形式加固时，取 ψ 为 1.2；当为非对称加固时，取 ψ 为 1.3；

e_a ——附加偏心距，按偏心方向截面最大尺寸 h 确定；当 $h \leq 600\text{mm}$ 时，取 e_a 为 20mm；当 $h > 600\text{mm}$ 时，取 $e_a = h/30$ 。

5.5 构造规定

5.5.1 采用增大截面加固法时，新增截面部分，可用现浇混凝土、自密实混凝土或喷射混凝土浇筑而成。也可用掺有细石混凝土的水泥基灌浆料灌注而成。

5.5.2 采用增大截面加固法时，原构件混凝土表面应经处理，设计文件应对所采用的界面处理方法和处理质量提出要求。一般情况下，除混凝土表面应予打毛外，尚应采取涂刷结构界面胶、种植剪切销钉或增设剪力键等措施，以保证新旧混凝土共同工作。

5.5.3 新增混凝土层的最小厚度，板不应小于 40mm；梁、柱，采用现浇混凝土、自密实混凝土或灌浆料施工时，不应小于 60mm，采用喷射混凝土施工时，不应小于 50mm。

5.5.4 加固用的钢筋，应采用热轧钢筋。板的受力钢筋直径不应小于 8mm；梁的受力钢筋直径不应小于 12mm；柱的受力钢筋直径不应小于 14mm；加锚式箍筋直径不应小于 8mm；U 形箍直径应与原箍筋直径相同；分布筋直径不应小于 6mm。

5.5.5 新增受力钢筋与原受力钢筋的净间距不应小于 25mm，并应采用短筋或箍筋与原钢筋焊接；其构造应符合下列规定：

1 当新增受力钢筋与原受力钢筋的连接采用短筋（图 5.5.5a）焊接时，短筋的直径不应小于 25mm，长度不应小于其直径的 5 倍，各短筋的中距不应大于 500mm；

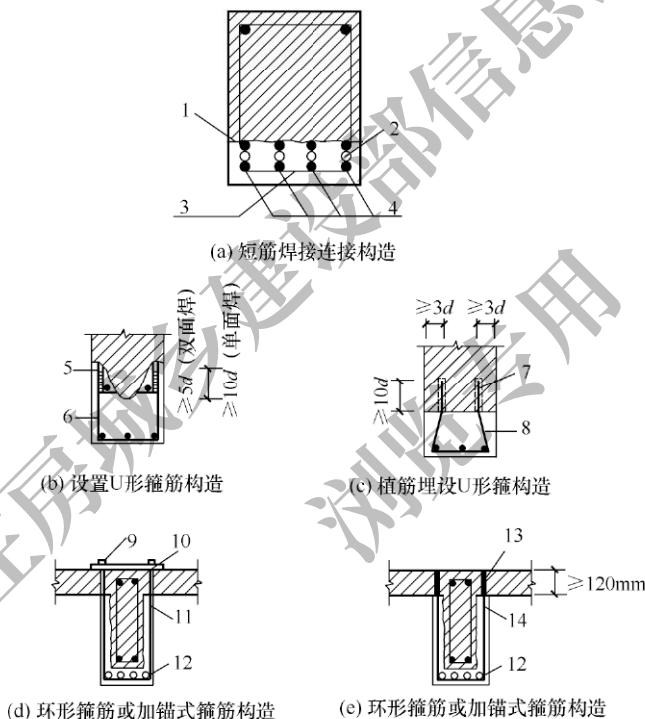


图 5.5.5 增大截面配置新增箍筋的连接构造

1—原钢筋；2—连接短筋；3— $\phi 6$ 连系钢筋，对应在原箍筋位置；4—新增钢筋；5—焊接于原箍筋上；6—新加 U 形箍；7—植箍筋用结构胶锚固；8—新加箍筋；9—螺栓，螺帽拧紧后加电焊；10—钢板；11—加锚式箍筋；12—新增受力钢筋；13—孔中用结构胶锚固；14—胶锚式箍筋； d —箍筋直径

2 当截面受拉区一侧加固时，应设置 U 形箍筋（图 5.5.5b），U 形箍筋应焊在原有箍筋上，单面焊的焊缝长度应为

箍筋直径的 10 倍，双面焊的焊缝长度应为箍筋直径的 5 倍；

3 当用混凝土围套加固时，应设置环形箍筋或加锚式箍筋（图 5.5.5d 或 e）；

4 当受构造条件限制而需采用植筋方式埋设 U 形箍（图 5.5.5c）时，应采用锚固型结构胶种植，不得采用未改性的环氧类胶粘剂和不饱和聚酯类的胶粘剂种植，也不得采用无机锚固剂（包括水泥基灌浆料）种植。

5.5.6 梁的新增纵向受力钢筋，其两端应可靠锚固；柱的新增纵向受力钢筋的下端应伸入基础并应满足锚固要求；上端应穿过楼板与上层柱脚连接或在屋面板处封顶锚固。

6 置换混凝土加固法

6.1 设计规定

6.1.1 本方法适用于承重构件受压区混凝土强度偏低或有严重缺陷的局部加固。

6.1.2 采用本方法加固梁式构件时，应对原构件加以有效的支顶。当采用本方法加固柱、墙等构件时，应对原结构、构件在施工全过程中的承载状态进行验算、观测和控制，置换界面处的混凝土不应出现拉应力，当控制有困难，应采取支顶等措施进行卸荷。

6.1.3 采用本方法加固混凝土结构构件时，其非置换部分的原构件混凝土强度等级，按现场检测结果不应低于该混凝土结构建造时规定的强度等级。

6.1.4 当混凝土结构构件置换部分的界面处理及其施工质量符合本规范的要求时，其结合面可按整体受力计算。

6.2 加固计算

6.2.1 当采用置换法加固钢筋混凝土轴心受压构件时，其正截面承载力应符合下式规定：

$$N \leqslant 0.9\varphi(f_{c0}A_{c0} + \alpha_c f_c A_c + f'_{y0}A'_{s0}) \quad (6.2.1)$$

式中： N ——构件加固后的轴向压力设计值（kN）；

φ ——受压构件稳定系数，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定值采用；

α_c ——置换部分新增混凝土的强度利用系数，当置换过程无支顶时，取 $\alpha_c = 0.8$ ；当置换过程采取有效的支顶措施时，取 $\alpha_c = 1.0$ ；

f_{c0} 、 f_c ——分别为原构件混凝土和置换部分新混凝土的抗压强

度设计值 (N/mm^2);

A_{c0} 、 A_c ——分别为原构件截面扣去置换部分后的剩余截面面积和置换部分的截面面积 (mm^2)。

6.2.2 当采用置换法加固钢筋混凝土偏心受压构件时,其正截面承载力应按下列两种情况分别计算:

1 压区混凝土置换深度 $h_n \geq x_n$,按新混凝土强度等级和现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定进行正截面承载力计算。

2 压区混凝土置换深度 $h_n < x_n$,其正截面承载力应符合下列公式规定:

$$N \leq \alpha_1 f_c b h_n + \alpha_1 f_{c0} b (x_n - h_n) + f'_{y0} A'_{s0} - \sigma_{s0} A_{s0} \quad (6.2.2-1)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_c b h_n h_{0n} + \alpha_1 f_{c0} b (x_n - h_n) h_{00} + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a'_s) \quad (6.2.2-2)$$

式中: N ——构件加固后轴向压力设计值 (kN);

e ——轴向压力作用点至受拉钢筋合力点的距离 (mm);

f_c ——构件置换用混凝土抗压强度设计值 (N/mm^2);

f_{c0} ——原构件混凝土的抗压强度设计值 (N/mm^2);

x_n ——加固后混凝土受压区高度 (mm);

h_n ——受压区混凝土的置换深度 (mm);

h_0 ——纵向受拉钢筋合力点至受压区边缘的距离 (mm);

h_{0n} ——纵向受拉钢筋合力点至置换混凝土形心的距离 (mm);

h_{00} ——受拉区纵向钢筋合力点至原混凝土 ($x_n - h_n$) 部分形心的距离 (mm);

A_{s0} 、 A'_{s0} ——分别为原构件受拉区、受压区纵向钢筋的截面面积 (mm^2);

b ——矩形截面的宽度 (mm);

a'_s ——纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离 (mm);

f'_{y0} ——原构件纵向受压钢筋的抗压强度设计值 (N/mm^2);

σ_{s0} ——原构件纵向受拉钢筋的应力 (N/mm^2)。

6.2.3 当采用置换法加固钢筋混凝土受弯构件时,其正截面承载力应按下列两种情况分别计算:

1 压区混凝土置换深度 $h_n \geq x_n$,按新混凝土强度等级和现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定进行正截面承载力计算。

2 压区混凝土置换深度 $h_n < x_n$,其正截面承载力应按下列公式计算:

$$M \leq \alpha_1 f_c b h_n h_{0n} + \alpha_1 f_{c0} b (x_n - h_n) h_{00} + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a'_s) \quad (6.2.3-1)$$

$$\alpha_1 f_c b h_n + \alpha_1 f_{c0} b (x_n - h_n) = f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0} \quad (6.2.3-2)$$

式中: M ——构件加固后的弯矩设计值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

f_{y0} 、 f'_{y0} ——原构件纵向钢筋的抗拉、抗压强度设计值 (N/mm^2)。

6.3 构造规定

6.3.1 置换用混凝土的强度等级应比原构件混凝土提高一级,且不应低于 C25。

6.3.2 混凝土的置换深度,板不应小于 40mm;梁、柱,采用人工浇筑时,不应小于 60mm,采用喷射法施工时,不应小于 50mm。置换长度应按混凝土强度和缺陷的检测及验算结果确定,但对非全长置换的情况,其两端应分别延伸不小于 100mm 的长度。

6.3.3 梁的置换部分应位于构件截面受压区内,沿整个宽度剔除 (图 6.3.3a),或沿部分宽度对称剔除 (图 6.3.3b),但不得仅剔除截面的一隅 (图 6.3.3c)。

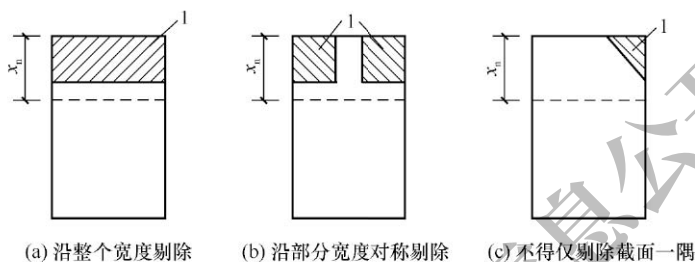


图 6.3.3 梁置换混凝土的剔除部位

1—剔除区； x_n —受压区高度

6.3.4 置换范围内的混凝土表面处理，应符合现行国家标准《建筑结构加固工程施工质量验收规范》GB 50550 的规定；对既有结构，旧混凝土表面尚应涂刷界面胶，以保证新旧混凝土的协同工作。

7 体外预应力加固法

7.1 设计规定

7.1.1 本方法适用于下列钢筋混凝土结构构件的加固：

1 以无粘结钢绞线为预应力下撑式拉杆时，宜用于连续梁和大跨简支梁的加固；

2 以普通钢筋为预应力下撑式拉杆时，宜用于一般简支梁的加固；

3 以型钢为预应力撑杆时，宜用于柱的加固。

7.1.2 本方法不适用于素混凝土构件（包括纵向受力钢筋一侧配筋率小于 0.2% 的构件）的加固。

7.1.3 采用体外预应力方法对钢筋混凝土结构、构件进行加固时，其原构件的混凝土强度等级不宜低于 C20。

7.1.4 采用本方法加固混凝土结构时，其新增的预应力拉杆、锚具、垫板、撑杆、缀板以及各种紧固件等均应进行可靠的防锈蚀处理。

7.1.5 采用本方法加固的混凝土结构，其长期使用的环境温度不应高于 60℃。

7.1.6 当被加固构件的表面有防火要求时，应按现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 规定的耐火等级及耐火极限要求，对预应力杆件及其连接进行防护。

7.1.7 采用体外预应力加固法对钢筋混凝土结构进行加固时，可不采取卸载措施。

7.2 无粘结钢绞线体外预应力的加固计算

7.2.1 采用无粘结钢绞线预应力下撑式拉杆加固受弯构件时，除应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 正截

面承载力计算的基本假定外，尚应符合下列规定：

1 构件达到承载能力极限状态时，假定钢绞线的应力等于施加预应力时的张拉控制应力，亦即假定钢绞线的应力增量值与预应力损失值相等。

2 当采用一端张拉，而连续跨的跨数超过两跨；或当采用两端张拉，而连续跨的跨数超过四跨时，距张拉端两跨以上的梁，其由摩擦力引起的预应力损失有可能大于钢绞线的应力增量。此时可采用下列两种方法加以弥补：

1) 方法一：在跨中设置拉紧螺栓，采用横向张拉的方法补足预应力损失值；

2) 方法二：将钢绞线的张拉预应力提高至 $0.75f_{ptk}$ ，计算时仍按 $0.70f_{ptk}$ 取值。

3 无粘结钢绞线体外预应力产生的纵向压力在计算中不予计入，仅作为安全储备。

4 在达到受弯承载力极限状态前，无粘结钢绞线锚固可靠。

7.2.2 受弯构件加固后的相对界限受压区高度 ξ_{pb} 可采用下式计算，即加固前控制值的 0.85 倍：

$$\xi_{pb} = 0.85\xi_b \quad (7.2.2)$$

式中： ξ_b ——构件加固前的相对界限受压区高度，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算。

7.2.3 当采用无粘结钢绞线体外预应力加固矩形截面受弯构件时（图 7.2.3），其正截面承载力应按下列公式确定：

$$M \leq \alpha_1 f_c b x \left(h_p - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h_p - a') - f_{y0} A_{s0} (h_p - h_0) \quad (7.2.3-1)$$

$$\alpha_1 f_c b x = \sigma_p A_p + f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0} \quad (7.2.3-2)$$

$$2a' \leq x \leq \xi_{pb} h_0 \quad (7.2.3-3)$$

式中： M ——弯矩（包括加固前的初始弯矩）设计值（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）；

α_1 ——计算系数：当混凝土强度等级不超过 C50 时，取

$\alpha_1 = 1.0$ ；当混凝土强度等级为 C80 时，取 $\alpha_1 =$

0.94；其间接线性内插法确定；

f_{c0} ——混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm^2)；

x ——混凝土受压区高度 (mm)；

b 、 h ——矩形截面的宽度和高度 (mm)；

f_{y0} 、 f'_{y0} ——原构件受拉钢筋和受压钢筋的抗拉、抗压强度设计值 (N/mm^2)；

A_{s0} 、 A'_{s0} ——原构件受拉钢筋和受压钢筋的截面面积 (mm^2)；

a' ——纵向受压钢筋合力点至混凝土受压区边缘的距离 (mm)；

h_0 ——构件加固前的截面有效高度 (mm)；

h_p ——构件截面受压边至无粘结钢绞线合力点的距离 (mm)，可近似取 $h_p = h$ ；

σ_p ——预应力钢绞线应力值 (N/mm^2)，取 $\sigma_p = \sigma_{p0}$ ；

σ_{p0} ——预应力钢绞线张拉控制应力 (N/mm^2)；

A_p ——预应力钢绞线截面面积 (mm^2)。

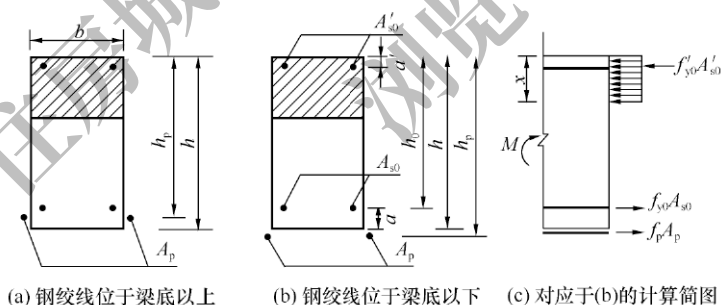


图 7.2.3 矩形截面正截面受弯承载力计算

一般加固设计时，可根据公式 (7.2.3-1) 计算出混凝土受压区的高度 x ，然后代入公式 (7.2.3-2)，即可求出预应力钢绞线的截面面积 A_p 。

7.2.4 当采用无粘结钢绞线体外预应力加固矩形截面受弯构件时，其斜截面承载力应按下列公式确定：

$$V \leq V_{b0} + V_{bp} \quad (7.2.4-1)$$

$$V_{bp} = 0.8\sigma_p A_p \sin\alpha \quad (7.2.4-2)$$

式中：V——支座剪力设计值（kN）；

V_{b0} ——加固前梁的斜截面承载力，应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 计算（kN）；

V_{bp} ——采用无粘结钢绞线体外预应力加固后，梁的斜截面承载力的提高值（kN）；

α ——支座区段钢绞线与梁纵向轴线的夹角（rad）。

7.3 普通钢筋体外预应力的加固计算

7.3.1 采用普通钢筋预应力下撑式拉杆加固简支梁时，应按下列规定进行计算：

1 估算预应力下撑式拉杆的截面面积 A_p ：

$$A_p = \frac{\Delta M}{f_{py} \eta h_{02}} \quad (7.3.1-1)$$

式中： A_p ——预应力下撑式拉杆的总截面面积（mm²）；

f_{py} ——下撑式钢拉杆抗拉强度设计值（N/mm²）；

h_{02} ——由下撑式拉杆中部水平段的截面形心到被加固梁上缘的垂直距离（mm）；

η ——内力臂系数，取 0.80。

2 计算在新增外荷载作用下该拉杆中部水平段产生的作用效应增量 ΔN 。

3 确定下撑式拉杆应施加的预应力值 σ_p 。确定时，除应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定控制张拉应力并计入预应力损失值外，尚应按下式进行验算：

$$\sigma_p + (\Delta N / A_p) < \beta_1 f_{py} \quad (7.3.1-2)$$

式中： β_1 ——下撑式拉杆的协同工作系数，取 0.80。

4 按本规范第 7.2.3 条和第 7.2.4 条的规定验算梁的正截面及斜截面承载力。

5 预应力张拉控制量应按所采用的施加预应力方法计算。

当采用千斤顶纵向张拉时，可按张拉力 $\sigma_p A_p$ 控制；当要求按伸长率控制，伸长率中应计入裂缝闭合的影响。当采用拉紧螺杆进行横向张拉时，横向张拉量应按本规范第 7.3.2 条确定。

7.3.2 当采用两根预应力下撑式拉杆进行横向张拉时，其拉杆中部横向张拉量 ΔH 可按下式验算：

$$\Delta H \leq (L_2/2) \sqrt{2\sigma_p/E_s} \quad (7.3.2)$$

式中： L_2 ——拉杆中部水平段的长度（mm）。

7.3.3 加固梁挠度 ω 的近似值，可按下式进行计算：

$$\omega = \omega_1 - \omega_p + \omega_2 \quad (7.3.3)$$

式中： ω_1 ——加固前梁在原荷载标准值作用下产生的挠度（mm）；计算时，梁的刚度 B_1 可根据原梁开裂情况，近似取 $0.35E_c I_0 \sim 0.50E_c I_0$ ；

ω_p ——张拉预应力引起的梁的反拱（mm）；计算时，梁的刚度 B_p 可近似取为 $0.75E_c I_0$ ；

ω_2 ——加固结束后，在后加荷载作用下梁所产生的挠度（mm）；计算时，梁的刚度 B_2 可取等于 B_p ；

E_c ——原梁的混凝土弹性模量（MPa）；

I_0 ——原梁的换算截面惯性矩（mm⁴）。

7.4 型钢预应力撑杆的加固计算

7.4.1 采用预应力双侧撑杆加固轴心受压的钢筋混凝土柱时，应按下列规定进行计算：

- 1 确定加固后轴向压力设计值 N ；
- 2 按下式计算原柱的轴心受压承载力 N_0 设计值；

$$N_0 = 0.9\varphi(f_{co}A_{co} + f'_{yo}A'_{so}) \quad (7.4.1-1)$$

式中： φ ——原柱的稳定系数；

A_{co} ——原柱的截面面积（mm²）；

f_{co} ——原柱的混凝土抗压强度设计值（N/mm²）；

A'_{so} ——原柱的纵向钢筋总截面积（mm²）；

f'_{yo} ——原柱的纵向钢筋抗压强度设计值（N/mm²）。

3 按下式计算撑杆承受的轴向压力 N_1 设计值:

$$N_1 = N - N_0 \quad (7.4.1-2)$$

式中: N ——柱加固后轴向压力设计值 (kN)。

4 按下式计算预应力撑杆的总截面面积:

$$N_1 \leq \varphi \beta_2 f'_{py} A'_p \quad (7.4.1-3)$$

式中: β_2 ——撑杆与原柱的协同工作系数, 取 0.9;

f'_{py} ——撑杆钢材的抗压强度设计值 (N/mm^2);

A'_p ——预应力撑杆的总截面面积 (mm^2)。

预应力撑杆每侧杆肢由两根角钢或一根槽钢构成。

5 柱加固后轴心受压承载力设计值可按下式验算:

$$N \leq 0.9\varphi (f_{co}A_{co} + f'_{yo}A'_{so} + \beta_3 f'_{py}A'_p) \quad (7.4.1-4)$$

6 缀板应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 进行设计计算, 其尺寸和间距应保证撑杆受压肢及单根角钢在施工时不致失稳。

7 设计应规定撑杆安装时需预加的压应力值 σ'_p , 并可按下式验算:

$$\sigma'_p \leq \varphi_1 \beta_3 f'_{py} \quad (7.4.1-5)$$

式中: φ_1 ——撑杆的稳定系数; 确定该系数所需的撑杆计算长度, 当采用横向张拉方法时, 取其全长的 1/2; 当采用顶升法时, 取其全长, 按格构式压杆计算其稳定系数;

β_3 ——经验系数, 取 0.75。

8 设计规定的施工控制量, 应按采用的施加预应力方法计算:

1) 当用千斤顶、楔子等进行竖向顶升安装撑杆时, 顶升量 ΔL 可按下式计算:

$$\Delta L = \frac{L\sigma'_p}{\beta_4 E_a} + a_1 \quad (7.4.1-6)$$

式中: E_a ——撑杆钢材的弹性模量;

L ——撑杆的全长;

a_1 ——撑杆端顶板与混凝土间的压缩量，取 2mm~4mm；
 β_4 ——经验系数，取 0.90。

2) 当用横向张拉法 (图 7.4.1) 安装撑杆时，横向张拉量 ΔH 按下式验算：

$$\Delta H \leq \frac{L}{2} \sqrt{\frac{2.2\sigma_p}{E_a}} + a_2 \quad (7.4.1-7)$$

式中： a_2 ——综合考虑各种误差因素对张拉量影响的修正项，可取 $a_2 = 5\text{mm} \sim 7\text{mm}$ 。

实际弯折撑杆肢时，宜将长度中点处的横向弯折量取为 $\Delta H + (3\text{mm} \sim 5\text{mm})$ ，但施工中只收紧 ΔH ，使撑杆处于预压状态。

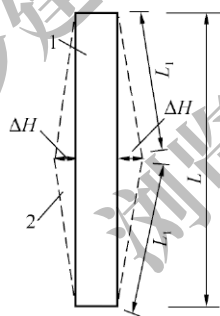


图 7.4.1 预应力撑杆横向张拉量计算图

1—被加固柱；2—撑杆

7.4.2 采用单侧预应力撑杆加固弯矩不变号的偏心受压柱时，应按下列规定进行计算：

- 1 确定该柱加固后轴向压力 N 和弯矩 M 的设计值。
- 2 确定撑杆肢承载力，可试用两根较小的角钢或一根槽钢作撑杆肢，其有效受压承载力取为 $0.9f'_{py}A'_p$ 。

3 原柱加固后需承受的偏心受压荷载应按下列公式计算：

$$N_{01} = N - 0.9f'_{py}A'_p \quad (7.4.2-1)$$

$$M_{01} = M - 0.9f'_{py}A'_p a/2 \quad (7.4.2-2)$$

4 原柱截面偏心受压承载力应按下列公式验算：

$$N_{01} \leq \alpha_1 f_{c0} b x + f'_{y0} A'_{s0} - \sigma_{s0} A_{s0} \quad (7.4.2-3)$$

$$N_{01} e \leq \alpha_1 f_{c0} b x (h_0 - 0.5x) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a'_{s0}) \quad (7.4.2-4)$$

$$e = e_0 + 0.5h - a'_{s0} \quad (7.4.2-5)$$

$$e_0 = M_{01}/N_{01} \quad (7.4.2-6)$$

式中： b ——原柱宽度（mm）；

x ——原柱的混凝土受压区高度（mm）；

σ_{s0} ——原柱纵向受拉钢筋的应力（N/mm²）；

e ——轴向力作用点至原柱纵向受拉钢筋合力点之间的距离（mm）；

a'_{s0} ——纵向受压钢筋合力点至受压边缘的距离（mm）。

当原柱偏心受压承载力不满足上述要求时，可加大撑杆截面面积，再重新验算。

5 缀板的设计应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的有关规定，并应保证撑杆肢或角钢在施工时不失稳。

6 撑杆施工时应预加的压应力值 σ'_p 宜取为 50MPa～80MPa。

7.4.3 采用双侧预应力撑杆加固弯矩变号的偏心受压钢筋混凝土柱时，可按受压荷载较大一侧用单侧撑杆加固的步骤进行计算。选用的角钢截面面积应能满足柱加固后需要承受的最不利偏心受压荷载；柱的另一侧应采用同规格的角钢组成压杆肢，使撑杆的双侧截面对称。

缀板设计、预加压应力值 σ_p 的确定以及横向张拉量 ΔH 或竖向顶升量 ΔL 的计算可按本规范第 7.4.1 条进行。

7.5 无粘结钢绞线体外预应力构造规定

7.5.1 钢绞线的布置（图 7.5.1）应符合下列规定：

1 钢绞线应成对布置在梁的两侧；其外形应为设计所要求的折线形；钢绞线形心至梁侧面的距离宜取为 40mm。

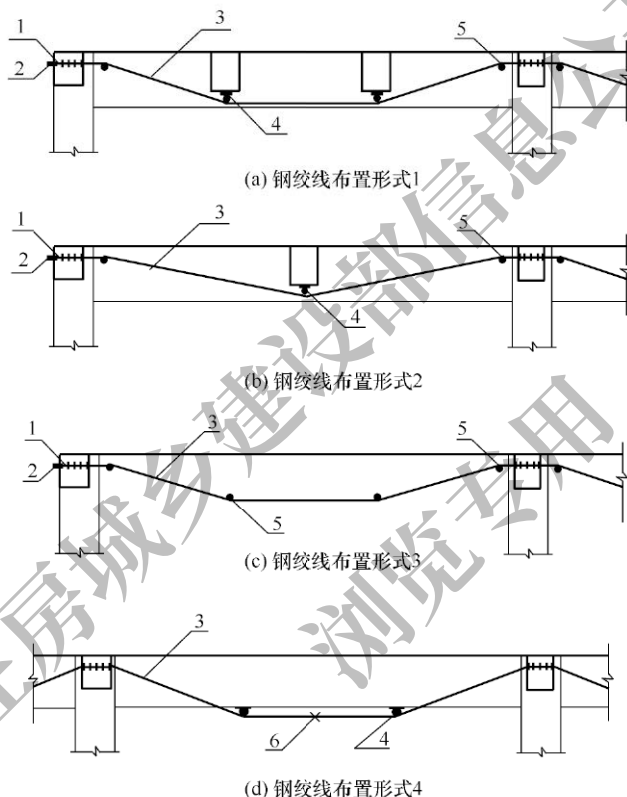


图 7.5.1 钢绞线的几种布置方式

1—钢垫板；2—锚具；3—无粘结钢绞线；4—支承垫板；
5—钢吊棍；6—拉紧螺栓

2 钢绞线跨中水平段的支承点，对纵向张拉，宜设在梁底以上的位置；对横向张拉，应设在梁的底部；若纵向张拉的应力不足，尚应依靠横向拉紧螺栓补足时，则支承点也应设在梁的底部。

7.5.2 中间连续节点的支承构造，应符合下列规定：

1 当中柱侧面至梁侧面的距离不小于 100mm 时, 可将钢绞线直接支承在柱子上 (图 7.5.2a)。

2 当中柱侧面至梁侧面的距离小于 100mm 时, 可将钢绞线支承在柱侧的梁上 (图 7.5.2b)。

3 柱侧无梁时可用钻芯机在中柱上钻孔, 设置钢吊棍, 将钢绞线支承在钢吊棍上 (图 7.5.2c)。

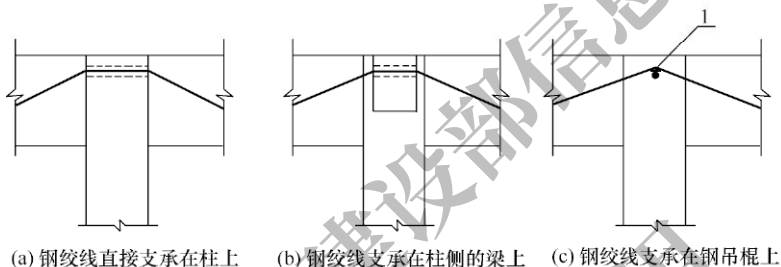


图 7.5.2 中间连续节点构造方法

1—钢吊棍

4 当钢绞线在跨中的转折点设在梁底以上位置时, 应在中间支座的两侧设置钢吊棍 (图 7.5.1a~c), 以减少转折点处的摩擦力。若钢绞线在跨中的转折点设在梁底以下位置, 则中间支座可不设钢吊棍 (图 7.5.1d)。

5 钢吊棍可采用 $\phi 50$ 或 $\phi 60$ 厚壁钢管制作, 内灌细石混凝土。若混凝土孔洞下部的局部承压强度不足, 可增设内径与钢吊棍相同的钢管垫, 用锚固型结构胶或堵漏剂坐浆。

6 若支座负弯矩承载力不足需要加固时, 中间支座水平段钢绞线的长度应按计算确定。此时若梁端截面的受剪承载力不足, 可采用粘贴碳纤维 U 形箍或粘贴钢板箍的方法解决。

7.5.3 端部锚固构造应符合下列规定:

1 钢绞线端部的锚固宜采用圆套筒三夹片式单孔锚。端部支承可采用下列四种方法:

1) 当边柱侧面至梁侧面的距离不小于 100mm 时, 可将柱子钻孔, 钢绞线穿过柱, 其锚具通过钢垫板支承于

边柱外侧面；若为纵向张拉，尚应在梁端上部设钢吊棍，以减少张拉的摩擦力（图 7.5.3a）；

- 2) 当边柱侧面至梁侧面距离小于 100mm 时，对纵向张拉，宜将锚具通过槽钢垫板支承于边柱外侧面，并在梁端上方设钢吊棍（图 7.5.3b）；
- 3) 当柱侧有次梁时，对纵向张拉，可将锚具通过槽钢垫板支承于次梁的外侧面，并在梁端上方设钢吊棍（图 7.5.3c）；对横向张拉，可将槽钢改为钢板，并可设钢吊棍；
- 4) 当无法设置钢垫板时，可用钻芯机在梁端或边柱上钻孔，设置圆钢销棍，将锚具通过圆钢销棍支承于梁端（图 7.5.3d）或边柱上（图 7.5.3e）。圆钢销棍可采用直径为 60mm 的 45 号钢制作，锚具支承面处的圆钢销棍应加工成平面。

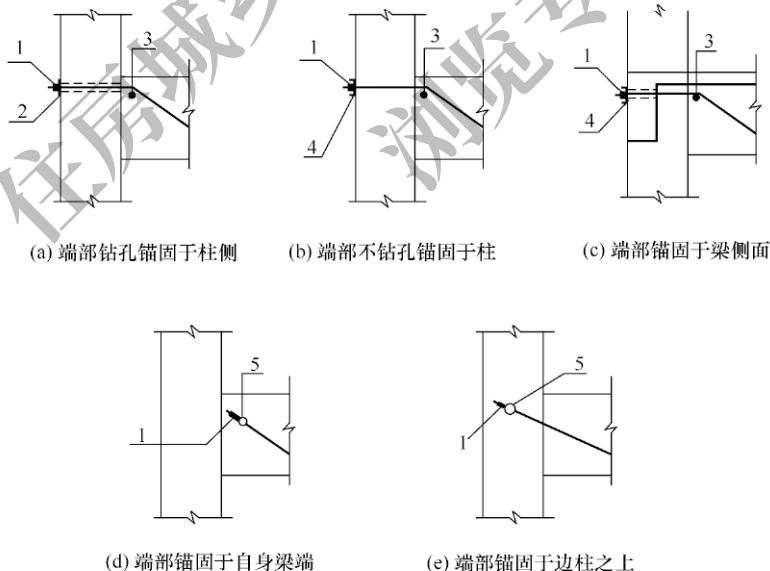


图 7.5.3 端部锚固构造示意图

1—锚具；2—钢板垫板；3—圆钢吊棍；4—槽钢垫板；5—圆钢销棍

2 当梁的混凝土质量较差时,在销棍支承点处,可设置内径与圆钢销棍直径相同的钢管垫,用锚固型结构胶或堵漏剂坐浆。

3 端部钢垫板接触面处的混凝土面应平整,当不平整时,应采用快硬水泥砂浆或堵漏剂找平。

7.5.4 钢绞线的张拉应力控制值,对纵向张拉,宜取 $0.70f_{ptk}$; 当连续梁的跨数较多时,可取为 $0.75f_{ptk}$; f_{ptk} 为钢绞线抗拉强度标准值;对横向张拉,钢绞线的张拉应力控制值宜取 $0.60f_{ptk}$ 。

7.5.5 采用横向张拉时,每跨钢绞线被支撑垫板、中间撑棍和拉紧螺栓分为若干个区段(图 7.5.5)。中间撑棍的数量应通过

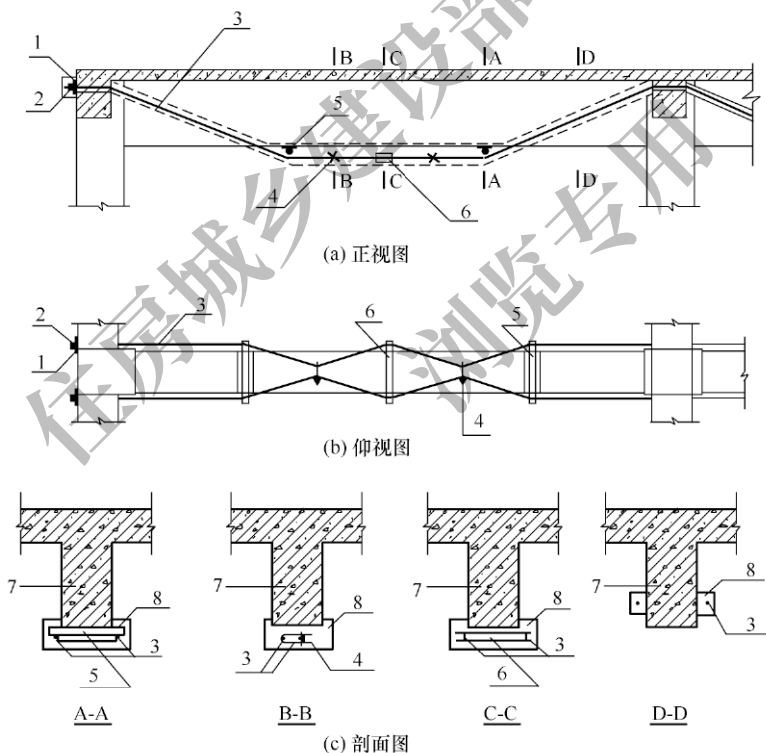


图 7.5.5 采用横向张拉法施加预应力

- 1—钢垫板; 2—锚具; 3—无粘结钢绞线, 成对布置在梁侧; 4—拉紧螺栓;
5—支撑垫板; 6—中间撑棍; 7—加固梁; 8—C25 混凝土

计算确定，对跨长 6m~9m 的梁，可设置 1 根中间撑棍和两根拉紧螺栓；对跨长小于 6m 的梁，可不设中间撑棍，仅设置 1 根拉紧螺栓；对跨长大于 9m 的梁，宜设置 2 根中间撑棍及 3 根拉紧螺栓。

7.5.6 钢绞线横向张拉后的总伸长量，应根据中间撑棍和拉紧螺栓的设置情况，按下列规定计算：

1 当不设中间撑棍，仅有 1 根拉紧螺栓时，其总伸长量 Δl 可按下列式计算：

$$\Delta l = 2(c_1 - a_1) = 2 \times (\sqrt{a_1^2 + b^2} - a_1) \quad (7.5.6-1)$$

式中： a_1 ——拉紧螺栓至支承垫板的距离（mm）；

b ——拉紧螺栓处钢绞线的横向位移量（mm），可取为梁宽的 1/2；

c_1 —— a_1 与 b 的几何关系连线（图 7.5.6-1）（mm）。

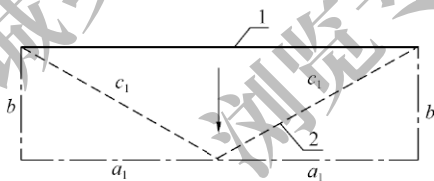


图 7.5.6-1 不设中间撑棍时总伸长量的计算简图

1—钢绞线横向拉紧前；2—钢绞线横向拉紧后

2 当设 1 根中间撑棍和 2 根拉紧螺栓时，其总伸长量 Δl 应按下列式计算：

$$\Delta l = 2 \times (\sqrt{a_1^2 + b^2} + \sqrt{a_2^2 + b^2} - a_1 - a_2) \quad (7.5.6-2)$$

式中： a_2 ——拉紧螺栓至中间撑棍的距离（mm）；

c_2 —— a_2 与 b 的几何关系连线（图 7.5.6-2）（mm）。

3 当设 2 根中间撑棍和 3 根拉紧螺栓时，其总伸长量 Δl 应按下列式计算：

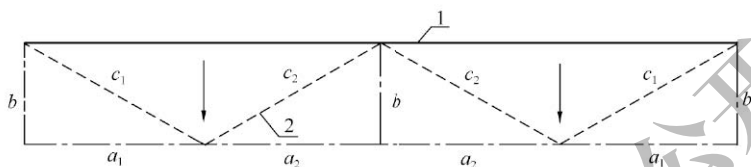


图 7.5.6-2 设 1 根中间撑棍时总伸长量的计算简图

1—钢绞线横向拉紧前；2—钢绞线横向拉紧后

$$\Delta l = 2\sqrt{a_1^2 + b^2} + 4\sqrt{a_2^2 + b^2} - 2a_1 - 4a_2 \quad (7.5.6-3)$$

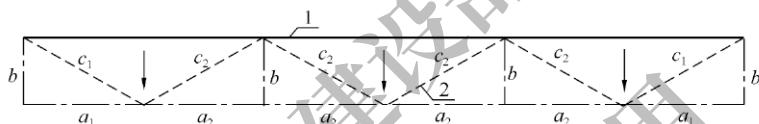


图 7.5.6-3 设 2 根中间撑棍时总伸长量的计算简图

1—钢绞线横向拉紧前；2—钢绞线横向拉紧后

7.5.7 拉紧螺栓位置的确定应符合下列规定：

- 1 当不设中间撑棍时，可将拉紧螺栓设在中点位置。
- 2 当设 1 根中间撑棍时，为使拉紧螺栓两侧的钢绞线受力均衡，减少钢绞线在拉紧螺栓处的纵向滑移量，应使 $a_1 < a_2$ ，并符合下式规定：

$$\frac{c_1 - a_1}{0.5l - a_2} \approx \frac{c_2 - a_2}{a_2} \quad (7.5.7-1)$$

式中： l ——梁的跨度（mm）。

- 3 当设有 2 根中间撑棍时，为使拉紧螺栓至中间撑棍的距离相等，并使两边拉紧螺栓至支撑垫板的距离相靠近，应符合下式规定：

$$\frac{c_2 - a_2}{a_2} \approx \frac{c_1 - a_1}{0.5l - a_2} \quad (7.5.7-2)$$

7.5.8 当采用横向张拉方式来补偿部分预应力损失时，其横向手工张拉引起的应力增量应控制为 $0.05f_{\text{ptk}} \sim 0.15f_{\text{ptk}}$ ，而横向手工张拉引起的应力增量应按下列公式计算：

$$\Delta\sigma = E_s \frac{\Delta l}{l} \quad (7.5.8)$$

式中： Δl ——钢绞线横向张拉后的总伸长量；

l ——钢绞线在横向张拉前的长度；

E_s ——钢绞线弹性模量。

7.5.9 防腐和防火措施应符合下列规定：

1 当外观要求较高时，可用 C25 细石混凝土将钢部件和钢绞线整体包裹；端部锚具也可用 C25 细石混凝土包裹。

2 当无外观要求时，钢绞线可用水泥砂浆包裹。具体做法为采用 $\phi 80$ PVC 管对开，内置 1:2 水泥砂浆，将钢绞线包裹在管内，用钢丝绑扎；24h 后将 PVC 管拆除。

7.6 普通钢筋体外预应力构造规定

7.6.1 采用普通钢筋预应力下撑式拉杆加固时，其构造应符合下列规定：

1 采用预应力下撑式拉杆加固梁，当其加固的张拉力不大于 150kN，可用两根 HPB300 级钢筋；当加固的预应力较大，宜用 HRB400 级钢筋。

2 预应力下撑式拉杆中部的水平段距被加固梁下缘的净空宜为 30mm~80mm。

3 预应力下撑式拉杆（图 7.6.1）的斜段宜紧贴在被加固梁的梁肋两旁；在被加固梁下应设厚度不小于 10mm 的钢垫板，其宽度宜与被加固梁宽相等，其梁跨度方向的长度不应小于板厚的 5 倍；钢垫板下应设直径不小于 20mm 的钢筋棒，其长度不应小于被加固梁宽加 2 倍拉杆直径再加 40mm；钢垫板宜用结构胶固定位置，钢筋棒可用点焊固定位置。

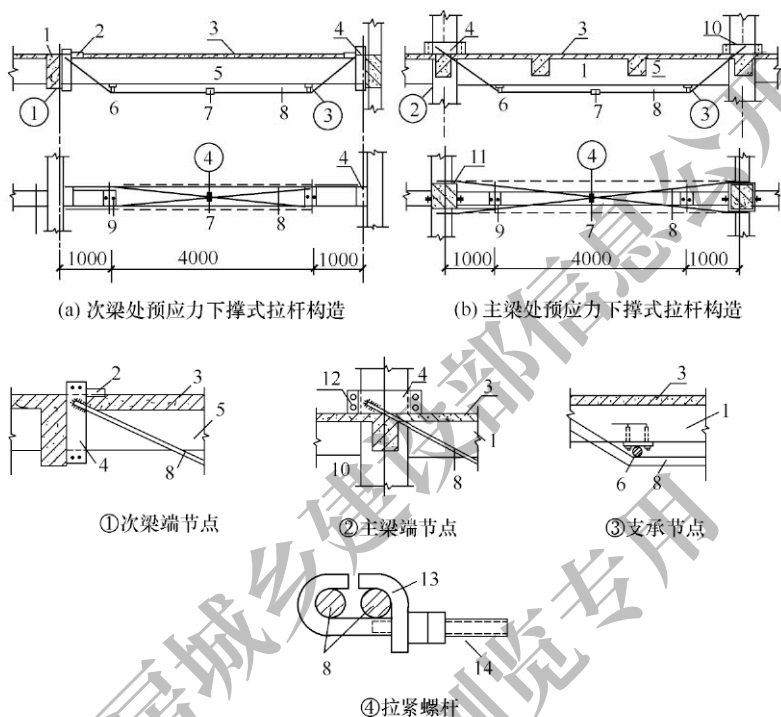


图 7.6.1 预应力下撑式拉杆构造

- 1—主梁；2—挡板；3—楼板；4—钢套箍；5—次梁；6—支撑垫板及钢筋棒；
7—拉紧螺栓；8—拉杆；9—螺栓；10—柱；11—钢托套；12—双帽螺栓；
13—L形卡板；14—弯钩螺栓

7.6.2 预应力下撑式拉杆端部的锚固构造应符合下列规定：

1 被加固构件端部有传力预埋件可利用时，可将预应力拉杆与传力预埋件焊接，通过焊缝传力。

2 当无传力预埋件时，宜焊制专门的钢套箍，套在梁端，与焊在负筋上的钢挡板相抵承，也可套在混凝土柱上与拉杆焊接。钢套箍可用型钢焊成，也可用钢板加焊加劲肋制成（图 7.6.1②）。钢套箍与混凝土构件间的空隙，应用细石混凝土或自密实混凝土填塞。钢套箍与原构件混凝土间的局部受压承载力应

经验算合格。

7.6.3 横向张拉宜采用工具式拉紧螺杆(图 7.6.1④)。拉紧螺杆的直径应按张拉力的大小计算确定,但不应小于 16mm,其螺帽的高度不得小于螺杆直径的 1.5 倍。

7.7 型钢预应力撑杆构造规定

7.7.1 采用预应力撑杆进行加固时,其构造设计应符合下列规定:

1 预应力撑杆用的角钢,其截面不应小于 $50\text{mm} \times 50\text{mm} \times 5\text{mm}$ 。压杆枝的两根角钢用缀板连接,形成槽形的截面;也可用单根槽钢作压杆枝。缀板的厚度不得小于 6mm,其宽度不得小于 80mm,其长度应按角钢与被加固柱之间的空隙大小确定。相邻缀板间的距离应保证单个角钢的长细比不大于 40。

2 压杆枝末端的传力构造(图 7.7.1),应采用焊在压杆枝上的顶板与承压角钢顶紧,通过抵承传力。承压角钢嵌入被加固柱的柱身混凝土或柱头混凝土内不应少于 25mm。传力顶板宜用厚度不小于 16mm 的钢板,其与角钢枝焊接的板面及与承压角钢抵承的面均应刨平。承压角钢截面不得小于 $100\text{mm} \times 75\text{mm} \times 12\text{mm}$ 。

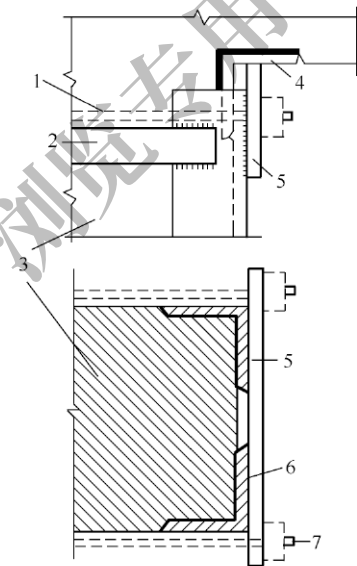


图 7.7.1 撑杆端传力构造

7.7.2 当预应力撑杆采用螺栓横向拉紧的施工方法时,双侧加固的撑杆,其两个压杆枝的中部应向外弯折,并应在弯折

1—安装用螺杆; 2—箍板; 3—原柱;
4—承压角钢,用结构胶加锚栓粘锚;
5—传力顶板; 6—角钢撑杆; 7—安装用螺杆

处采用工具式拉紧螺杆建立预应力并复位（图 7.7.2-1）。单侧加固的撑杆只有一个压杆肢，仍应在中点处弯折，并应采用工具式拉紧螺杆进行横向张拉与复位（图 7.7.2-2）。

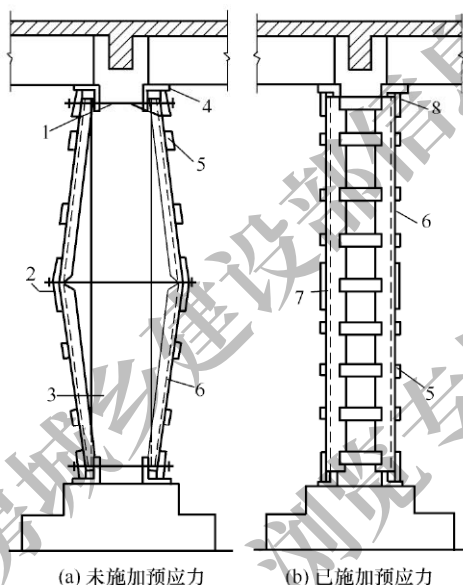


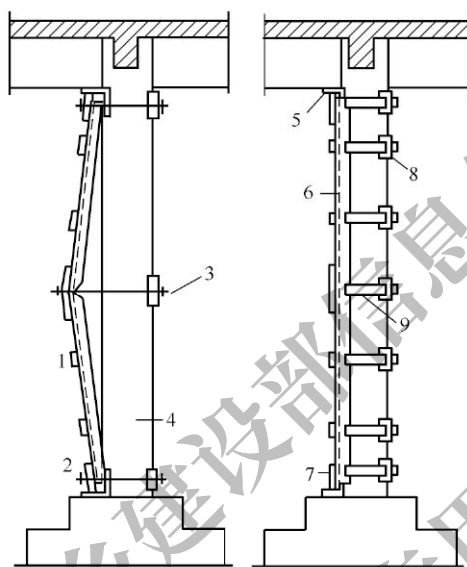
图 7.7.2-1 钢筋混凝土柱双侧预应力加固撑杆构造

1—安装螺栓；2—工具式拉紧螺杆；3—被加固柱；4—传力角钢；
5—箍板；6—角钢撑杆；7—加宽箍板；8—传力顶板

7.7.3 压杆肢的弯折与复位的构造应符合下列规定：

1 弯折压杆肢前，应在角钢的侧肢上切出三角形缺口。缺口背面，应补焊钢板予以加强（图 7.7.3）。

2 弯折压杆肢的复位应采用工具式拉紧螺杆，其直径应按张拉力的大小计算确定，但不应小于 16mm，其螺帽高度不应小于螺杆直径的 1.5 倍。



(a) 未施加预应力

(b) 已施加预应力

图 7.7.2-2 钢筋混凝土柱单侧预应力加固撑杆构造

1—箍板；2—安装螺栓；3—工具式拉紧螺栓；4—被加固柱；5—传力角钢；6—角钢撑杆；7—传力顶板；8—短角钢；9—加宽箍板

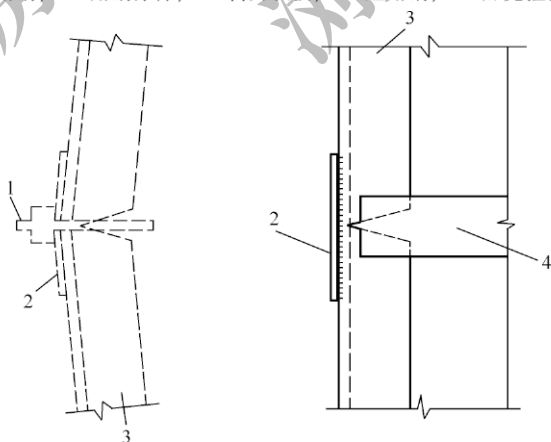


图 7.7.3 角钢缺口处加焊钢板补强

1—工具式拉紧螺杆；2—补强钢板；3—角钢撑杆；4—剖口处箍板

8 外包型钢加固法

8.1 设计规定

8.1.1 外包型钢加固法，按其与原构件连接方式分为外粘型钢加固法和无粘结外包型钢加固法；均适用于需要大幅度提高截面承载能力和抗震能力的钢筋混凝土柱及梁的加固。

8.1.2 当工程要求不使用结构胶粘剂时，宜选用无粘结外包型钢加固法，也称干式外包钢加固法。其设计应符合下列规定：

1 当原柱完好，但需提高其设计荷载时，可按原柱与型钢构架共同承担荷载进行计算。此时，型钢构架与原柱所承受的外力，可按各自截面刚度比例进行分配。柱加固后的总承载力为型钢构架承载力与原柱承载力之和。

2 当原柱尚能工作，但需降低原设计承载力时，原柱承载力降低程度应由可靠性鉴定结果进行确定；其不足部分由型钢构架承担。

3 当原柱存在不适于继续承载的损伤或严重缺陷时，可不考虑原柱的作用，其全部荷载由型钢骨架承担。

4 型钢构架承载力应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017规定的格构式柱进行计算，并乘以与原柱协同工作的折减系数 0.9。

5 型钢构架上下端应可靠连接、支承牢固。其具体构造可按本规范第 8.3.2 条的规定进行设计。

8.1.3 当工程允许使用结构胶粘剂，且原柱状况适于采取加固措施时，宜选用外粘型钢加固法（图 8.1.3）。该方法属复合截面加固法，其设计应符合本章规定。

8.1.4 混凝土结构构件采用符合本规范设计规定的外粘型钢加固时，其加固后的承载力和截面刚度可按整截面计算；其截面刚

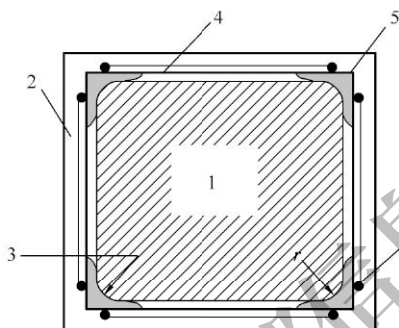


图 8.1.3 外粘型钢加固

1—原柱；2—防护层；3—注胶；4—缀板；
5—角钢；6—缀板与角钢焊缝

度 EI 的近似值，可按下列式计算：

$$EI = E_c I_c + 0.5 E_a A_a a_a^2 \quad (8.1.4)$$

式中： E_c 、 E_a ——分别为原构件混凝土和加固型钢的弹性模量 (MPa)；

I_c ——原构件截面惯性矩 (mm^4)；

A_a ——加固构件一侧外粘型钢截面面积 (mm^2)；

a_a ——受拉与受压两侧型钢截面形心间的距离 (mm)。

8.1.5 采用外包型钢加固法对钢筋混凝土结构进行加固时，应采取措施卸除或大部分卸除作用在原结构上的活荷载。

8.1.6 对型钢构架的涂装工程（包括防腐涂料涂装和防火涂料涂装）的设计，应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 及《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定。

8.2 外粘型钢加固计算

8.2.1 采用外粘型钢（角钢或扁钢）加固钢筋混凝土轴心受压构件时，其正截面承载力应按下列式验算：

$$N \leq 0.9\varphi(\psi_{sc} f_c A_c + f_{y0}' A_{s0}' + \alpha_a f_a' A_a') \quad (8.2.1)$$

式中： N ——构件加固后轴向压力设计值（kN）；

φ ——轴心受压构件的稳定系数，应根据加固后的截面尺寸，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010采用；

ψ_{sc} ——考虑型钢构架对混凝土约束作用引入的混凝土承载力提高系数；对圆形截面柱，取为 1.15；对截面高宽比 $h/b \leq 1.5$ 、截面高度 $h \leq 600\text{mm}$ 的矩形截面柱，取为 1.1；对不符合上述规定的矩形截面柱，取为 1.0；

α_a ——新增型钢强度利用系数，除抗震计算取为 1.0 外，其他计算均取为 0.9；

f'_a ——新增型钢抗压强度设计值（ N/mm^2 ），应按现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 的规定采用；

A'_a ——全部受压肢型钢的截面面积（ mm^2 ）。

8.2.2 采用外粘型钢加固钢筋混凝土偏心受压构件时（图 8.2.2），其矩形截面正截面承载力应按下列公式确定：

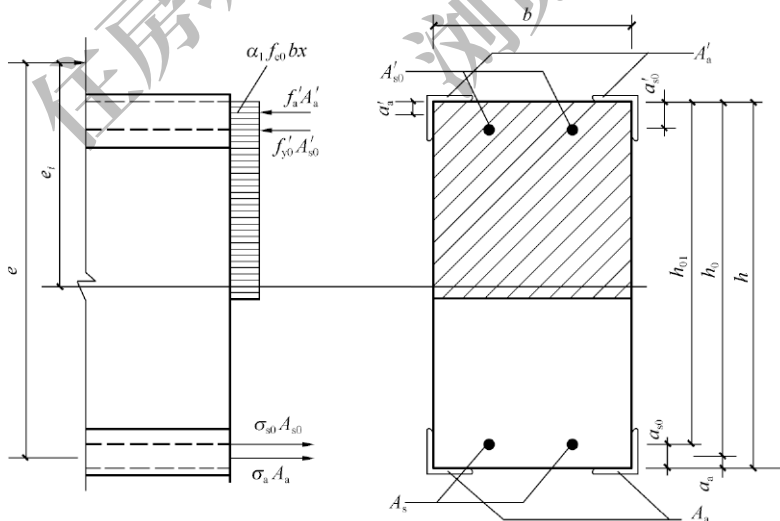


图 8.2.2 外粘型钢加固偏心受压柱的截面计算简图

$$N \leq \alpha_1 f_{c0} b x + f'_{y0} A'_{s0} - \sigma_{s0} A_{s0} + \alpha_a f'_a A'_a - \sigma_a A_a \quad (8.2.2-1)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_{c0} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a'_{s0}) - \sigma_{s0} A_{s0} (a_{s0} - a_a) + \alpha_a f'_a A'_a (h_0 - a'_a) \quad (8.2.2-2)$$

$$\sigma_{s0} = \left(\frac{0.8h_{01}}{x} - 1 \right) E_{s0} \epsilon_{cu} \quad (8.2.2-3)$$

$$\sigma_a = \left(\frac{0.8h_0}{x} - 1 \right) E_a \epsilon_{cu} \quad (8.2.2-4)$$

式中：N——构件加固后轴向压力设计值（kN）；

b——原构件截面宽度（mm）；

x——混凝土受压区高度（mm）；

f_{c0} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值（N/mm²）；

f'_{y0} ——原构件受压区纵向钢筋抗压强度设计值（N/mm²）；

A'_{s0} ——原构件受压较大边纵向钢筋截面面积（mm²）；

σ_{s0} ——原构件受拉边或受压较小边纵向钢筋应力（N/mm²），当为小偏心受压构件时，图中 σ_{s0} 可能变号，当 $\sigma_{s0} > f_{y0}$ 时，应取 $\sigma_{s0} = f_{y0}$ ；

A_{s0} ——原构件受拉边或受压较小边纵向钢筋截面面积（mm²）；

α_a ——新增型钢强度利用系数，除抗震设计取 $\alpha_a = 1.0$ 外，其他取 $\alpha_a = 0.9$ ；

f'_a ——型钢抗压强度设计值（N/mm²）；

A'_a ——全部受压肢型钢截面面积（mm²）；

σ_a ——受拉肢或受压较小肢型钢的应力（N/mm²），可按式（8.2.2-4）计算，也可近似取 $\sigma_a = \sigma_{s0}$ ；

A_a ——全部受拉肢型钢截面面积（mm²）；

e——偏心距（mm），为轴向压力设计值作用点至受拉区型钢形心的距离，按本规范第5.4.3条计算确定；

h_{01} ——加固前原截面有效高度 (mm);

h_0 ——加固后受拉肢或受压较小肢型钢的截面形心至原构件截面受压较大边的距离 (mm);

a'_{s0} ——原截面受压较大边纵向钢筋合力点至原构件截面近边的距离 (mm);

a'_a ——受压较大肢型钢截面形心至原构件截面近边的距离 (mm);

a_{s0} ——原构件受拉边或受压较小边纵向钢筋合力点至原截面近边的距离 (mm);

a_a ——受拉肢或受压较小肢型钢截面形心至原构件截面近边的距离 (mm);

E_a ——型钢的弹性模量 (MPa)。

8.2.3 采用外粘型钢加固钢筋混凝土梁时,应在梁截面的四隅粘贴角钢,当梁的受压区有翼缘或有楼板时,应将梁顶面两隅的角钢改为钢板。当梁的加固构造符合本规范第 8.3 节的规定时,其正截面及斜截面的承载力可按本规范第 9 章进行计算。

8.3 构造规定

8.3.1 采用外粘型钢加固法时,应优先选用角钢;角钢的厚度不应小于 5mm,角钢的边长,对梁和桁架,不应小于 50mm,对柱不应小于 75mm。沿梁、柱轴线方向应每隔一定距离用扁钢制作的箍板(图 8.3.1)或缀板(图 8.3.2a、b)与角钢焊接。当有楼板时,U 形箍板或其附加的螺杆应穿过楼板,与另加的条形钢板焊接(图 8.3.1a、b)或嵌入楼板后予以胶锚(图 8.3.1c)。箍板与缀板均应在胶粘前与加固角钢焊接。当钢箍板需穿过楼板或胶锚时,可采用半重叠钻孔法,将圆孔扩成矩形扁孔;待箍板穿插安装、焊接完毕后,再用结构胶注入孔中予以封闭、锚固。箍板或缀板截面不应小于 $40\text{mm} \times 4\text{mm}$,其间距不应大于 $20r$ (r 为单根角钢截面的最小回转半径),且不应大于 500mm;在节点区,其间距应适当加密。

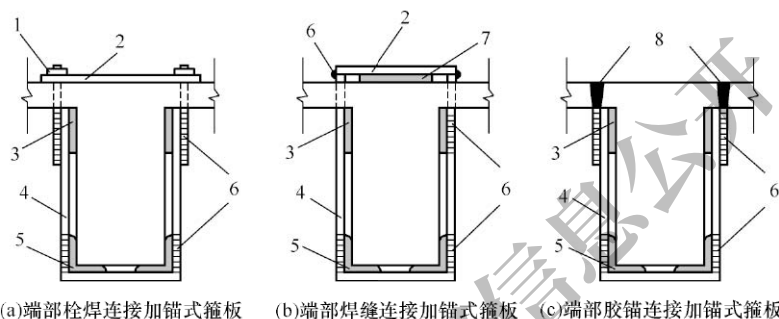


图 8.3.1 加锚式箍板

1—与钢板点焊；2—条形钢板；3—钢垫板；4—箍板；5—加固角钢；6—焊缝；
7—加固钢板；8—嵌入箍板后胶锚

8.3.2 外粘型钢的两端应有可靠的连接和锚固（图 8.3.2）。对柱的加固，角钢下端应锚固于基础；中间应穿过各层楼板，上端应伸至加固层的上一层楼板底或屋面板底；当相邻两层柱的尺寸不同时，可将上下柱外粘型钢交汇于楼面，并利用其内外间隔嵌入厚度不小于 10mm 的钢板焊成水平钢框，与上下柱角钢及上柱钢箍相互焊接固定。对梁的加固，梁角钢（或钢板）应与柱角钢相互焊接。必要时，可加焊扁钢带或钢筋条，使柱两侧的梁相互连接（图 8.3.2c）；对桁架的加固，角钢应伸过该杆件两端的节点，或设置节点板将角钢焊在节点板上。

8.3.3 当按本规范构造要求采用外粘型钢加固排架柱时，应将加固的型钢与原柱顶部的承压钢板相互焊接。对于二阶柱，上下柱交接处及牛腿处的连接构造应予加强。

8.3.4 外粘型钢加固梁、柱时，应将原构件截面的棱角打磨成半径 r 大于等于 7mm 的圆角。外粘型钢的注胶应在型钢构架焊接完成后进行。外粘型钢的胶缝厚度宜控制在 3mm~5mm；局部允许有长度不大于 300mm、厚度不大于 8mm 的胶缝，但不得出现在角钢端部 600mm 范围内。

8.3.5 采用外包型钢加固钢筋混凝土构件时，型钢表面（包括

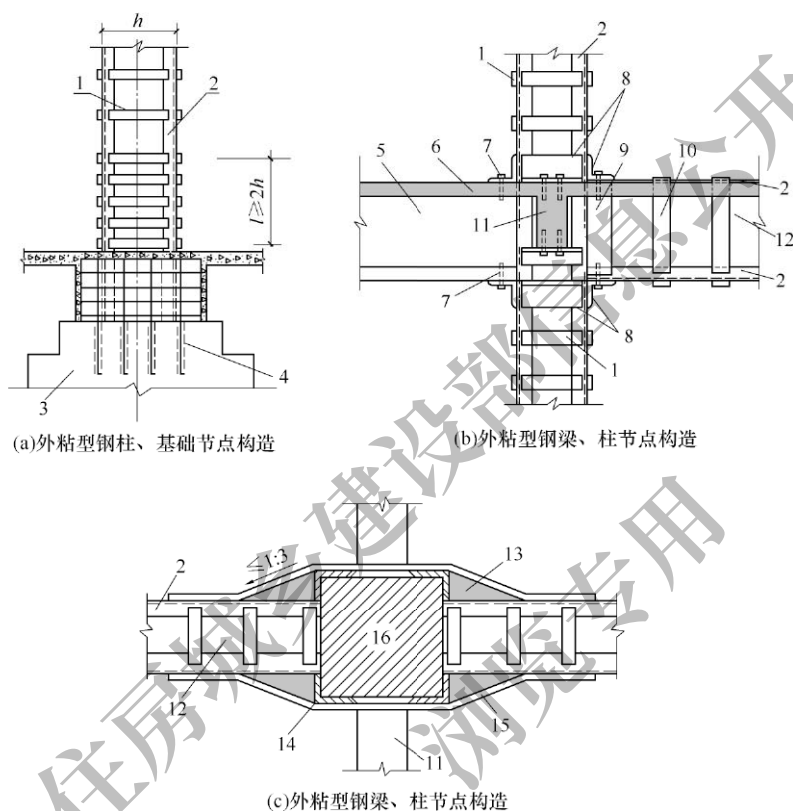


图 8.3.2 外粘型钢梁、柱、基础节点构造

1—级板；2—加固角钢；3—原基础；4—植筋；5—不加固主梁；6—楼板；7—锚螺栓；8—柱加强钢筋箍；9—梁加强扁钢箍；10—箍板；11—次梁；12—加固主梁；13—环氧砂浆填实；14—角钢；15—扁钢带；16—柱； l —级板加密区长度

混凝土表面）应抹厚度不小于 25mm 的高强度等级水泥砂浆（应加钢丝网防裂）作防护层，也可采用其他具有防腐和防火性能的饰面材料加以保护。若外包型钢构架的表面防护按钢结构的涂装工程（包括防腐涂料涂装和防火涂料涂装）设计时，应符合现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 及《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定。

9 粘贴钢板加固法

9.1 设计规定

9.1.1 本方法适用于对钢筋混凝土受弯、大偏心受压和受拉构件的加固。本方法不适用于素混凝土构件，包括纵向受力钢筋一侧配筋率小于 0.2% 的构件加固。

9.1.2 被加固的混凝土结构构件，其现场实测混凝土强度等级不得低于 C15，且混凝土表面的正拉粘结强度不得低于 1.5MPa。

9.1.3 粘贴钢板加固钢筋混凝土结构构件时，应将钢板受力方式设计成仅承受轴向应力作用。

9.1.4 粘贴在混凝土构件表面上的钢板，其外表面应进行防锈蚀处理。表面防锈蚀材料对钢板及胶粘剂应无害。

9.1.5 采用本规范规定的胶粘剂粘贴钢板加固混凝土结构时，其长期使用的环境温度不应高于 60℃；处于特殊环境（如高温、高湿、介质侵蚀、放射等）的混凝土结构采用本方法加固时，除应按国家现行有关标准的规定采取相应的防护措施外，尚应采用耐环境因素作用的胶粘剂，并按专门的工艺要求进行粘贴。

9.1.6 采用粘贴钢板对钢筋混凝土结构进行加固时，应采取措施卸除或大部分卸除作用在结构上的活荷载。

9.1.7 当被加固构件的表面有防火要求时，应按现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 规定的耐火等级及耐火极限要求，对胶粘剂和钢板进行防护。

9.2 受弯构件正截面加固计算

9.2.1 采用粘贴钢板对梁、板等受弯构件进行加固时，除应符合

合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 正截面承载力计算的基本假定外，尚应符合下列规定：

1 构件达到受弯承载力极限状态时，外贴钢板的拉应变 ε_{sp} 应按截面应变保持平面的假设确定；

2 钢板应力 σ_{sp} 取等于拉应变 ε_{sp} 与弹性模量 E_{sp} 的乘积；

3 当考虑二次受力影响时，应按构件加固前的初始受力情况，确定粘贴钢板的滞后应变；

4 在达到受弯承载力极限状态前，外贴钢板与混凝土之间不致出现粘结剥离破坏。

9.2.2 受弯构件加固后的相对界限受压区高度 $\xi_{b,sp}$ 应按加固前控制值的 0.85 倍采用，即：

$$\xi_{b,sp} = 0.85\xi_b \quad (9.2.2)$$

式中： ξ_b —— 构件加固前的相对界限受压区高度，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算。

9.2.3 在矩形截面受弯构件的受拉面和受压面粘贴钢板进行加固时（图 9.2.3），其正截面承载力应符合下列规定：

$$M \leq \alpha_1 f_{c0} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h - a') + f'_{sp} A'_{sp} h - f_{y0} A_{s0} (h - h_0) \quad (9.2.3-1)$$

$$\alpha_1 f_{c0} b x = \psi_{sp} f_{sp} A_{sp} + f_{y0} A_{s0} - f'_{y0} A'_{s0} - f'_{sp} A'_{sp} \quad (9.2.3-2)$$

$$\psi_{sp} = \frac{(0.8\varepsilon_{cu}h/x) - \varepsilon_{cu} - \varepsilon_{sp,0}}{f_{sp}/E_{sp}} \quad (9.2.3-3)$$

$$x \geq 2a' \quad (9.2.3-4)$$

式中： M —— 构件加固后弯矩设计值（kN·m）；

x —— 混凝土受压区高度（mm）；

b 、 h —— 矩形截面宽度和高度（mm）；

f_{sp} 、 f'_{sp} —— 加固钢板的抗拉、抗压强度设计值（N/mm²）；

A_{sp} 、 A'_{sp} —— 受拉钢板和受压钢板的截面面积 (mm^2);
 A_{s0} 、 A'_{s0} —— 原构件受拉和受压钢筋的截面面积 (mm^2);
 a' —— 纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离 (mm);
 h_0 —— 构件加固前的截面有效高度 (mm);
 ψ_{sp} —— 考虑二次受力影响时, 受拉钢板抗拉强度有可能达不到设计值而引用的折减系数; 当 $\psi_{sp} > 1.0$ 时, 取 $\psi_{sp} = 1.0$;
 ϵ_{cu} —— 混凝土极限压应变, 取 $\epsilon_{cu} = 0.0033$;
 $\epsilon_{sp,0}$ —— 考虑二次受力影响时, 受拉钢板的滞后应变, 应按本规范第 9.2.9 条 的规定计算; 若不考虑二次受力影响, 取 $\epsilon_{sp,0} = 0$;

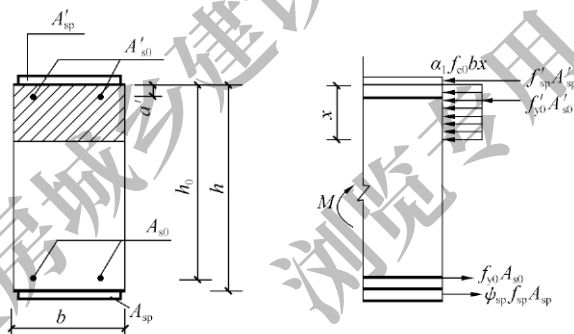


图 9.2.3 矩形截面正截面受弯承载力计算

9.2.4 当受压面没有粘贴钢板(即 $A'_{sp} = 0$), 可根据式(9.2.3-1)计算出混凝土受压区的高度 x , 按式 (9.2.3-3) 计算出强度折减系数 ψ_{sp} , 然后代入式 (9.2.3-2), 求出受拉面应粘贴的加固钢板量 A_{sp} 。

9.2.5 对受弯构件正弯矩区的正截面加固, 其受拉面沿轴向粘贴的钢板的截断位置, 应从其强度充分利用的截面算起, 取不小于按下式确定的粘贴延伸长度:

$$l_{sp} \geq (f_{sp} t_{sp} / f_{bd}) + 200 \quad (9.2.5)$$

式中: l_{sp} —— 受拉钢板粘贴延伸长度 (mm);

t_{sp} —— 粘贴的钢板总厚度 (mm);

f_{sp} —— 加固钢板的抗拉强度设计值 (N/mm^2);

f_{bd} —— 钢板与混凝土之间的粘结强度设计值 (N/mm^2),
 取 $f_{bd} = 0.5f_t$; f_t 为混凝土抗拉强度设计值, 按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定值采用; 当 f_{bd} 计算值低于 0.5MPa 时, 取 f_{bd} 为 0.5MPa ; 当 f_{bd} 计算值高于 0.8MPa 时, 取 f_{bd} 为 0.8MPa 。

9.2.6 对框架梁和独立梁的梁底进行正截面粘钢加固时, 受拉钢板的粘贴应延伸至支座边或柱边, 且延伸长度 l_{sp} 应满足本规范第 9.2.5 条的规定。当受实际条件限制无法满足此规定时, 可在钢板的端部锚固区加贴 U 形箍板 (图 9.2.6)。此时, U 形箍板数量的确定应符合下列规定:

1 当 $f_{sv}b_1 \leq 2f_{bd}l_{sp}$ 时

$$f_{sp}A_{sp} \leq 0.5f_{bd}l_{sp}b_1 + 0.7nf_{sv}b_{sp}b_1 \quad (9.2.6-1)$$

2 当 $f_{sv}b_1 > 2f_{bd}l_{sp}$ 时

$$f_{sp}A_{sp} \leq 0.5f_{bd}l_{sp}b_1 + nf_{bd}b_{sp}h_{sp} \quad (9.2.6-2)$$

式中: f_{sv} —— 钢对钢粘结强度设计值 (N/mm^2), 对 A 级胶取为 3.0MPa ; 对 B 级胶取为 2.5MPa ;

A_{sp} —— 加固钢板的截面面积 (mm^2);

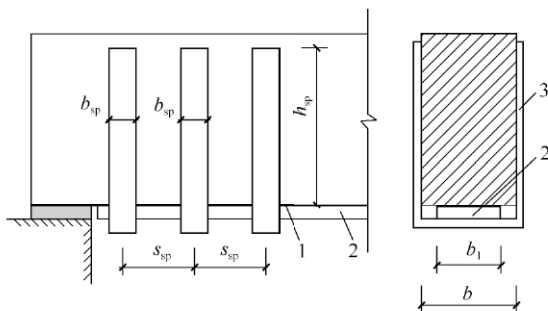


图 9.2.6 梁端增设 U 形箍板锚固
 1—胶层; 2—加固钢板; 3—U 形箍板

- n ——加固钢板每端加贴 U 形箍板的数量；
- b_1 ——加固钢板的宽度 (mm)；
- b_{sp} ——U 形箍板的宽度 (mm)；
- h_{sp} ——U 形箍板单肢与梁侧面混凝土粘结的竖向高度 (mm)。

9.2.7 对受弯构件负弯矩区的正截面加固，钢板的截断位置距充分利用截面的距离，除应根据负弯矩包络图按公式 (9.2.5) 确定外，尚宜按本规范第 9.6.4 条的构造规定进行设计。

9.2.8 对翼缘位于受压区的 T 形截面受弯构件的受拉面粘贴钢板进行受弯加固时，应按本规范第 9.2.1 条至第 9.2.3 条的原则和现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中关于 T 形截面受弯承载力的计算方法进行计算。

9.2.9 当考虑二次受力影响时，加固钢板的滞后应变 $\epsilon_{sp,0}$ 应按下式计算：

$$\epsilon_{sp,0} = \frac{\alpha_{sp} M_{0k}}{E_s A_s h_0} \quad (9.2.9)$$

式中： M_{0k} ——加固前受弯构件验算截面上作用的弯矩标准值 (kN·m)；

α_{sp} ——综合考虑受弯构件裂缝截面内力臂变化、钢筋拉应变不均匀以及钢筋排列影响的计算系数，按表 9.2.9 的规定采用。

表 9.2.9 计算系数 α_{sp} 值

ρ_{te}	≤ 0.007	0.010	0.020	0.030	0.040	≥ 0.060
单排钢筋	0.70	0.90	1.15	1.20	1.25	1.30
双排钢筋	0.75	1.00	1.25	1.30	1.35	1.40

注：1 ρ_{te} 为原有混凝土有效受拉截面的纵向受拉钢筋配筋率，即 $\rho_{te} = A_s/A_{te}$ ； A_{te} 为有效受拉混凝土截面面积，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算。

2 当原构件钢筋应力 $\sigma_{s0} \leq 150\text{MPa}$ ，且 $\rho_{te} \leq 0.05$ 时，表中 α_{sp} 值可乘以调整系数 0.9。

9.2.10 当钢板全部粘贴在梁底面（受拉面）有困难时，允许将部分钢板对称地粘贴在梁的两侧面。此时，侧面粘贴区域应控制在距受拉边缘 $1/4$ 梁高范围内，且应按下式计算确定梁的两侧面实际需粘贴的钢板截面面积 $A_{sp,l}$ 。

$$A_{sp,l} = \eta_{sp} A_{sp,b} \quad (9.2.10)$$

式中： $A_{sp,b}$ ——按梁底面计算确定的、但需改贴到梁的两侧面的钢板截面面积；

η_{sp} ——考虑改贴梁侧面引起的钢板受拉合力及其力臂改变的修正系数，应按表 9.2.10 采用。

表 9.2.10 修正系数 η_{sp} 值

h_{sp}/h	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
η_{sp}	1.09	1.20	1.33	1.47	1.65

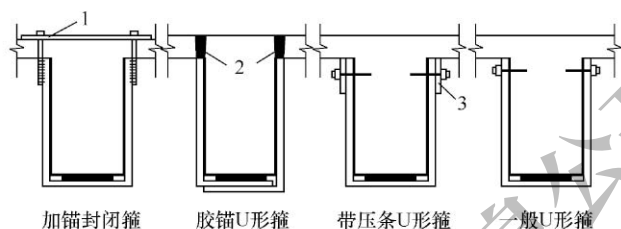
注： h_{sp} 为从梁受拉边缘算起的侧面粘贴高度； h 为梁截面高度。

9.2.11 钢筋混凝土结构构件加固后，其正截面受弯承载力的提高幅度，不应超过 40%，并应验算其受剪承载力，避免受弯承载力提高后而导致构件受剪破坏先于受弯破坏。

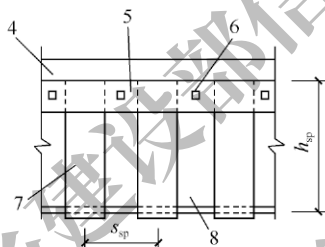
9.2.12 粘贴钢板的加固量，对受拉区和受压区，分别不应超过 3 层和 2 层，且钢板总厚度不应大于 10mm。

9.3 受弯构件斜截面加固计算

9.3.1 受弯构件斜截面受剪承载力不足，应采用胶粘的箍板进行加固，箍板宜设计成加锚封闭箍、胶锚 U 形箍或钢板锚 U 形箍的构造方式（图 9.3.1a），当受力很小时，也可采用一般 U 形箍。箍板应垂直于构件轴线方向粘贴（图 9.3.1b）；不得采用斜向粘贴。



(a) 构造方式



(b) U形箍加纵向钢板压条

图 9.3.1 扁钢抗剪箍及其粘贴方式

1—扁钢；2—胶锚；3—粘贴钢板压条；4—板；
5—钢板底面空鼓处应加钢垫板；6—钢板压条
附加锚栓锚固；7—U形箍；8—梁

9.3.2 受弯构件加固后的斜截面应符合下列规定：

当 $h_w/b \leq 4$ 时

$$V \leq 0.25\beta_c f_{c0} b h_0 \quad (9.3.2-1)$$

当 $h_w/b \geq 6$ 时

$$V \leq 0.20\beta_c f_{c0} b h_0 \quad (9.3.2-2)$$

当 $4 < h_w/b < 6$ 时，按线性内插法确定。

式中： V ——构件斜截面加固后的剪力设计值；

β_c ——混凝土强度影响系数，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 规定值采用；

b ——矩形截面的宽度；T形或I形截面的腹板宽度；

h_w ——截面的腹板高度：对矩形截面，取有效高度；对T

形截面，取有效高度减去翼缘高度；对 I 形截面，取腹板净高。

9.3.3 采用加锚封闭箍或其他 U 形箍对钢筋混凝土梁进行抗剪加固时，其斜截面承载力应符合下列公式规定：

$$V \leq V_{b0} + V_{b,sp} \quad (9.3.3-1)$$

$$V_{b,sp} = \psi_{vb} f_{sp} A_{b,sp} h_{sp} / s_{sp} \quad (9.3.3-2)$$

式中： V_{b0} ——加固前梁的斜截面承载力（kN），按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 计算；

$V_{b,sp}$ ——粘贴钢板加固后，对梁斜截面承载力的提高值（kN）；

ψ_{vb} ——与钢板的粘贴方式及受力条件有关的抗剪强度折减系数，按表 9.3.3 确定；

$A_{b,sp}$ ——配置在同一截面处箍板各肢的截面面积之和（mm²），即 $2b_{sp}t_{sp}$ ，此处： b_{sp} 和 t_{sp} 分别为箍板宽度和箍板厚度；

h_{sp} ——U 形箍板单肢与梁侧面混凝土粘结的竖向高度（mm）；

s_{sp} ——箍板的间距（图 9.3.1b）（mm）。

表 9.3.3 抗剪强度折减系数 ψ_{vb} 值

箍板构造		加锚封闭箍	胶锚或钢板锚 U 形箍	一般 U 形箍
受力条件	均布荷载或剪跨比 $\lambda \geq 3$	1.00	0.92	0.85
	剪跨比 $\lambda \leq 1.5$	0.68	0.63	0.58

注：当 λ 为中间值时，按线性内插法确定 ψ_{vb} 值。

9.4 大偏心受压构件正截面加固计算

9.4.1 采用粘贴钢板加固大偏心受压钢筋混凝土柱时，应将钢

板粘贴于构件受拉区，且钢板长向应与柱的纵轴线方向一致。

9.4.2 在矩形截面大偏心受压构件受拉边混凝土表面上粘贴钢板加固时，其正截面承载力应按下列公式确定：

$$N \leq \alpha_1 f_{c0} b x + f'_{y0} A'_{s0} - f_{y0} A_{s0} - f_{sp} A_{sp} \quad (9.4.2-1)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_{c0} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a') + f_{sp} A_{sp} (h - h_0) \quad (9.4.2-2)$$

$$e = e_i + \frac{h}{2} - a \quad (9.4.2-3)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (9.4.2-4)$$

式中：\$N\$——加固后轴向压力设计值（kN）；

\$e\$——轴向压力作用点至纵向受拉钢筋和钢板合力作用点的距离（mm）；

\$e_i\$——初始偏心距（mm）；

\$e_0\$——轴向压力对截面重心的偏心距（mm），取为 \$e_0 = M/N\$；当需要考虑二阶效应时，\$M\$ 应按本规范第 5.4.3 条确定；

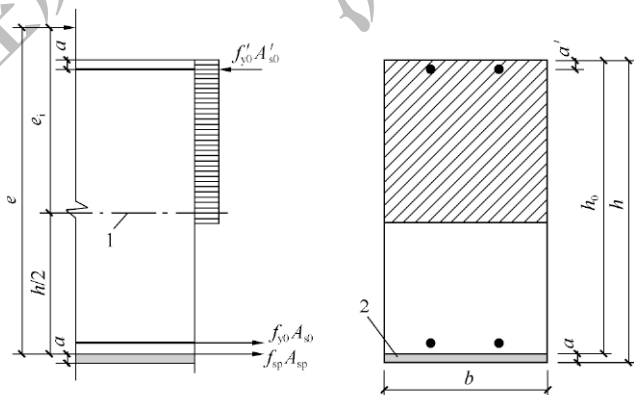


图 9.4.2 矩形截面大偏心受压构件粘钢加固承载力计算

1—截面重心轴；2—加固钢板

e_a ——附加偏心距 (mm), 按偏心方向截面最大尺寸 h 确定; 当 $h \leq 600\text{mm}$ 时, $e_a = 20\text{mm}$; 当 $h > 600\text{mm}$ 时, $e_a = h/30$;

a, a' ——分别为纵向受拉钢筋和钢板合力点、纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离 (mm);

f_{sp} ——加固钢板的抗拉强度设计值 (N/mm^2)。

9.5 受拉构件正截面加固计算

9.5.1 采用外贴钢板加固钢筋混凝土受拉构件时, 应按原构件纵向受拉钢筋的配置方式, 将钢板粘贴于相应位置的混凝土表面上, 且应处理好端部的连接构造及锚固。

9.5.2 轴心受拉构件的加固, 其正截面承载力应按下式确定:

$$N \leq f_{y0} A_{s0} + f_{sp} A_{sp} \quad (9.5.2)$$

式中: N ——加固后轴向拉力设计值;

f_{sp} ——加固钢板的抗拉强度设计值。

9.5.3 矩形截面大偏心受拉构件的加固, 其正截面承载力应符合下列规定:

$$N \leq f_{y0} A_{s0} + f_{sp} A_{sp} - \alpha_1 f_{c0} b x - f'_{y0} A'_{s0} \quad (9.5.3-1)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_{c0} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a')$$

$$+ f_{sp} A_{sp} (h - h_0) \quad (9.5.3-2)$$

式中: N ——加固后轴向拉力设计值 (kN);

e ——轴向拉力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离 (mm)。

9.6 构造规定

9.6.1 粘钢加固的钢板宽度不宜大于 100mm。采用手工涂胶粘贴的钢板厚度不应大于 5mm; 采用压力注胶粘结的钢板厚度不

应大于 10mm，且应按外粘型钢加固法的焊接节点构造进行设计。

9.6.2 对钢筋混凝土受弯构件进行正截面加固时，均应在钢板的端部（包括截断处）及集中荷载作用点的两侧，对梁设置 U 形钢箍板；对板应设置横向钢压条进行锚固。

9.6.3 当粘贴的钢板延伸至支座边缘仍不满足本规范第 9.2.5 条延伸长度的规定时，应采取下列锚固措施：

1 对梁，应在延伸长度范围内均匀设置 U 形箍（图 9.6.3），且应在延伸长度的端部设置一道加强箍。U 形箍的粘贴高度应为梁的截面高度；梁有翼缘（或有现浇楼板），应伸至其底面。U 形箍的宽度，对端箍不应小于加固钢板宽度的 $2/3$ ，且不应小于 80mm；对中间箍不应小于加固钢板宽度的 $1/2$ ，且

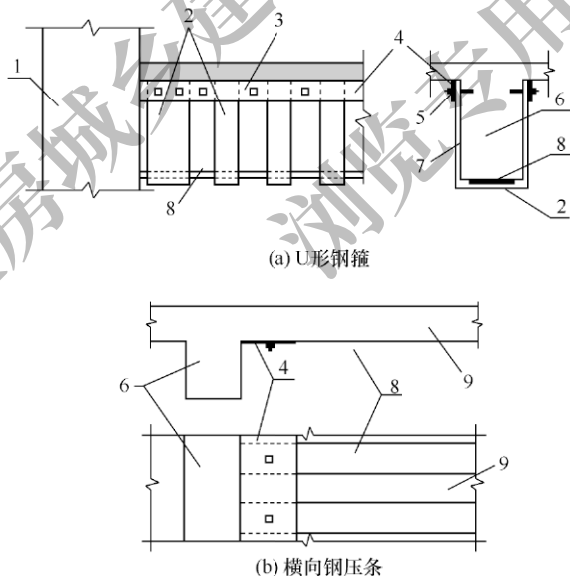


图 9.6.3 梁粘贴钢板端部锚固措施

1—柱；2—U 形箍；3—压条与梁之间空隙应加垫板；

4—钢压条；5—化学锚栓；6—梁；7—胶层；

8—加固钢板；9—板

不应小于 40mm。U 形箍的厚度不应小于受弯加固钢板厚度的 $1/2$ ，且不应小于 4mm。U 形箍的上端应设置纵向钢压条；压条下面的空隙应加胶粘钢垫块填平。

2 对板，应在延伸长度范围内通长设置垂直于受力钢板方向的钢压条。钢压条一般不宜少于 3 条；钢压条应在延伸长度范围内均匀布置，且应在延伸长度的端部设置一道。压条的宽度不应小于受弯加固钢板宽度的 $3/5$ ，钢压条的厚度不应小于受弯加固钢板厚度的 $1/2$ 。

9.6.4 当采用钢板对受弯构件负弯矩区进行正截面承载力加固时，应采取下列构造措施：

1 支座处无障碍时，钢板应在负弯矩包络图范围内连续粘贴；其延伸长度的截断点应按本规范第 9.2.5 条的原则确定。在端支座无法延伸的一侧，尚应按本条第 3 款的构造方式（图 9.6.4-2）进行锚固处理。

2 支座处虽有障碍，但梁上有现浇板时，允许绕过柱位，在梁侧 4 倍板厚（ $4h_b$ ）范围内，将钢板粘贴于板面上（图 9.6.4-1）。

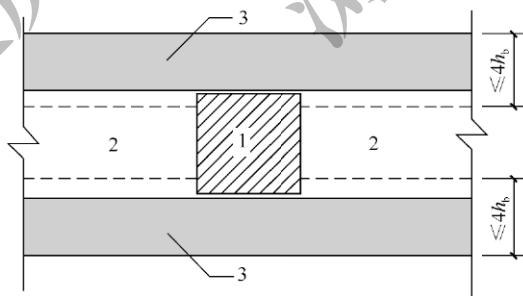
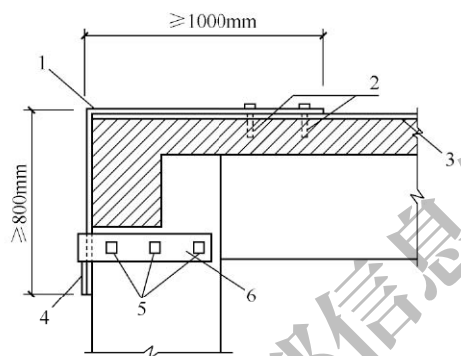


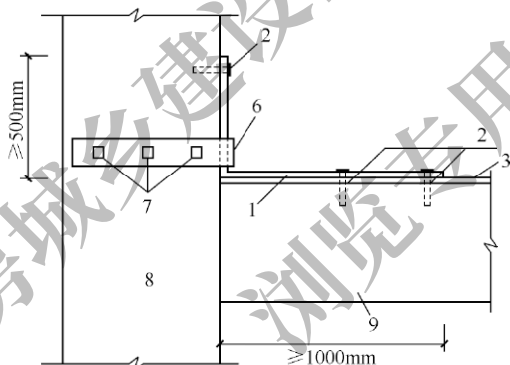
图 9.6.4-1 绕过柱位粘贴钢板

1—柱；2—梁；3—板顶面粘贴的钢板； h_b —板厚

3 当梁上负弯矩区的支座处需采取加强的锚固措施时，可采用图 9.6.4-2 的构造方式进行锚固处理。



(a) 柱顶加贴L形钢板的构造



(b) 柱中部加贴L形钢板的构造

图 9.6.4-2 梁柱节点处粘贴钢板的机械锚固措施

- 1—粘贴 L 形钢板；2—M12 螺栓；3—加固钢板；
4—加焊顶板（预焊）；5— $d \geq M16$ 的 6.8 级螺栓；
6—胶粘于柱上的 U 形钢箍板；7— $d \geq M22$ 的
6.8 级螺栓及其钢垫板；8—柱；9—梁

9.6.5 当加固的受弯构件粘贴不止一层钢板时，相邻两层钢板的截断位置应错开不小于 300mm，并应在截断处加设 U 形箍（对梁）或横向压条（对板）进行锚固。

9.6.6 当采用粘贴钢板箍对钢筋混凝土梁或大偏心受压构件的斜截面承载力进行加固时，其构造应符合下列规定：

1 宜选用封闭箍或加锚的 U 形箍；若仅按构造需要设箍，也可采用一般 U 形箍；

2 受力方向应与构件轴向垂直；

3 封闭箍及 U 形箍的净间距 $s_{sp,n}$ 不应大于现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 规定的最大箍筋间距的 0.70 倍，且不应大于梁高的 0.25 倍；

4 箍板的粘贴高度应符合本规范第 9.6.3 条的规定；一般 U 形箍的上端应粘贴纵向钢压条予以锚固；钢压条下面的空隙应加胶粘钢垫板填平；

5 当梁的截面高度（或腹板高度） h 大于等于 600mm 时，应在梁的腰部增设一道纵向腰间钢压条（图 9.6.6）。

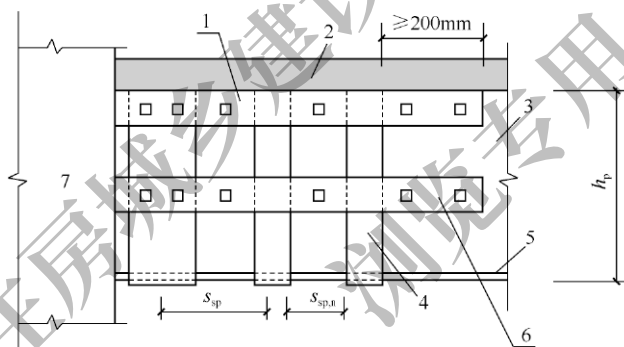


图 9.6.6 纵向腰间钢压条

1—纵向钢压条；2—楼板；3—梁；4—U 形箍板；

5—加固钢板；6—纵向腰间钢压条；7—柱

9.6.7 当采用粘贴钢板加固大偏心受压钢筋混凝土柱时，其构造应符合下列规定：

1 柱的两端应增设机械锚固措施；

2 柱上端有楼板时，粘贴的钢板应穿过楼板，并应有足够的延伸长度。

10 粘贴纤维复合材加固法

10.1 设计规定

10.1.1 本方法适用于钢筋混凝土受弯、轴心受压、大偏心受压及受拉构件的加固。

本方法不适用于素混凝土构件，包括纵向受力钢筋一侧配筋率小于 0.2% 的构件加固。

10.1.2 被加固的混凝土结构构件，其现场实测混凝土强度等级不得低于 C15，且混凝土表面的正拉粘结强度不得低于 1.5MPa。

10.1.3 外贴纤维复合材加固钢筋混凝土结构构件时，应将纤维受力方式设计成仅承受拉应力作用。

10.1.4 粘贴在混凝土构件表面上的纤维复合材，不得直接暴露于阳光或有害介质中，其表面应进行防护处理。表面防护材料应对纤维及胶粘剂无害，且应与胶粘剂有可靠的粘结强度及相互协调的变形性能。

10.1.5 采用本方法加固的混凝土结构，其长期使用的环境温度不应高于 60℃；处于特殊环境（如高温、高湿、介质侵蚀、放射等）的混凝土结构采用本方法加固时，除应按国家现行有关标准的规定采取相应的防护措施外，尚应采用耐环境因素作用的胶粘剂，并按专门的工艺要求进行粘贴。

10.1.6 采用纤维复合材对钢筋混凝土结构进行加固时，应采取措施卸除或大部分卸除作用在结构上的活荷载。

10.1.7 当被加固构件的表面有防火要求时，应按现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 规定的耐火等级及耐火极限要求，对纤维复合材进行防护。

10.2 受弯构件正截面加固计算

10.2.1 采用纤维复合材对梁、板等受弯构件进行加固时，除应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 正截面承载力计算的基本假定外，尚应符合下列规定：

1 纤维复合材的应力与应变关系取直线式，其拉应力 σ_f 等于拉应变 ϵ_f 与弹性模量 E_f 的乘积；

2 当考虑二次受力影响时，应按构件加固前的初始受力情况，确定纤维复合材的滞后应变；

3 在达到受弯承载能力极限状态前，加固材料与混凝土之间不致出现粘结剥离破坏。

10.2.2 受弯构件加固后的相对界限受压区高度 $\xi_{b,f}$ ，应按下式计算，即按构件加固前控制值的 0.85 倍采用：

$$\xi_{b,f} = 0.85\xi_b \quad (10.2.2)$$

式中： ξ_b ——构件加固前的相对界限受压区高度，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算。

10.2.3 在矩形截面受弯构件的受拉边混凝土表面上粘贴纤维复合材进行加固时（图 10.2.3），其正截面承载力应按下列公式确定：

$$M \leq \alpha_1 f_{cd} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h - a') - f_{y0} A_{s0} (h - h_0) \quad (10.2.3-1)$$

$$\alpha_1 f_{cd} b x = f_{y0} A_{s0} + \phi_f f_f A_{fe} - f'_{y0} A'_{s0} \quad (10.2.3-2)$$

$$\phi_f = \frac{(0.8\epsilon_{cu}h/x) - \epsilon_{cu} - \epsilon_{f0}}{\epsilon_f} \quad (10.2.3-3)$$

$$x \geq 2a' \quad (10.2.3-4)$$

式中： M ——构件加固后弯矩设计值（kN·m）；

x ——混凝土受压区高度（mm）；

- b 、 h —— 矩形截面宽度和高度 (mm);
 f_{y0} 、 f'_{y0} —— 原截面受拉钢筋和受压钢筋的抗拉、抗压强度设计值 (N/mm^2);
 A_{s0} 、 A'_{s0} —— 原截面受拉钢筋和受压钢筋的截面面积 (mm^2);
 a' —— 纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离 (mm);
 h_0 —— 构件加固前的截面有效高度 (mm);
 f_f —— 纤维复合材的抗拉强度设计值 (N/mm^2), 应根据纤维复合材的品种, 分别按本规范表 4.3.4-1、表 4.3.4-2 及表 4.3.4-3 采用;
 A_{fe} —— 纤维复合材的有效截面面积 (mm^2);
 ϕ_f —— 考虑纤维复合材实际抗拉应变达不到设计值而引入的强度利用系数, 当 $\phi_f > 1.0$ 时, 取 $\phi_f = 1.0$;
 ϵ_{cu} —— 混凝土极限压应变, 取 $\epsilon_{cu} = 0.0033$;
 ϵ_f —— 纤维复合材拉应变设计值, 应根据纤维复合材的品种, 按本规范表 4.3.5 采用;
 ϵ_{f0} —— 考虑二次受力影响时纤维复合材的滞后应变, 应按本规范第 10.2.8 条的规定计算, 若不考虑二次受力影响, 取 $\epsilon_{f0} = 0$ 。

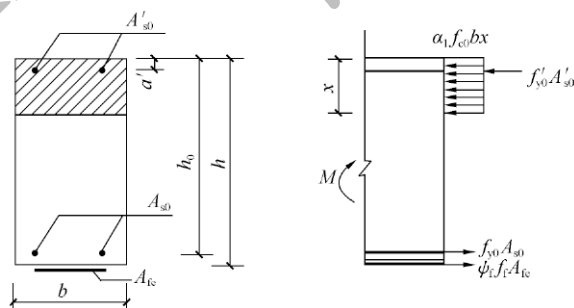


图 10.2.3 矩形截面构件正截面受弯承载力计算

10.2.4 实际应粘贴的纤维复合材截面面积 A_f , 应按下式计算:

$$A_f = A_{fe} / k_m \quad (10.2.4-1)$$

纤维复合材厚度折减系数 k_m ，应按下列规定确定：

- 1 当采用预成型板时， $k_m = 1.0$ ；
- 2 当采用多层粘贴的纤维织物时， k_m 值按下式计算：

$$k_m = 1.16 - \frac{n_f E_f t_f}{308000} \leq 0.90 \quad (10.2.4-2)$$

式中： E_f ——纤维复合材弹性模量设计值（MPa），应根据纤维复合材的品种，按本规范表 4.3.5 采用；

n_f ——纤维复合材（单向织物）层数；

t_f ——纤维复合材（单向织物）的单层厚度（mm）；

10.2.5 对受弯构件正弯矩区的正截面加固，其粘贴纤维复合材的截断位置应从其强度充分利用的截面算起，取不小于按下式确定的粘贴延伸长度（图 10.2.5）：

$$l_c = \frac{f_{t,A_f}}{f_{t,v} b_f} + 200 \quad (10.2.5)$$

式中： l_c ——纤维复合材粘贴延伸长度（mm）；

b_f ——对梁为受拉面粘贴的纤维复合材的总宽度（mm），对板为 1000mm 板宽范围内粘贴的纤维复合材总宽度；

f_{t,A_f} ——纤维复合材抗拉强度设计值（N/mm²），按本规范表 4.3.4-1、表 4.3.4-2 或表 4.3.4-3 采用；

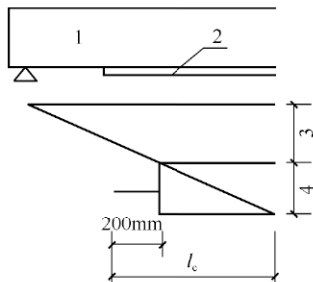


图 10.2.5 纤维复合材的粘贴延伸长度

1—梁；2—纤维复合材；3—原钢筋承担的弯矩；

4—加固要求的弯矩增量

$f_{f,v}$ ——纤维与混凝土之间的粘结抗剪强度设计值 (MPa),
取 $f_{f,v} = 0.40f_t$; f_t 为混凝土抗拉强度设计值, 按
现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010
规定值采用; 当 $f_{f,v}$ 计算值低于 0.40MPa 时, 取
 $f_{f,v} = 0.40\text{MPa}$; 当 $f_{f,v}$ 计算值高于 0.70MPa 时,
取 $f_{f,v} = 0.70\text{MPa}$ 。

10.2.6 对受弯构件负弯矩区的正截面加固, 纤维复合材的截断位置距支座边缘的距离, 除应根据负弯矩包络图按上式确定外, 尚应符合本规范第 10.9.3 条的构造规定。

10.2.7 对翼缘位于受压区的 T 形截面受弯构件的受拉面粘贴纤维复合材进行受弯加固时, 应按本规范第 10.2.1 条至第 10.2.4 条的计算原则和现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中关于 T 形截面受弯承载力的计算方法进行计算。

10.2.8 当考虑二次受力影响时, 纤维复合材的滞后应变 ϵ_{f0} 应按下式计算:

$$\epsilon_{f0} = \frac{\alpha_f M_{0k}}{E_s A_s h_0} \quad (10.2.8)$$

式中: M_{0k} ——加固前受弯构件验算截面上原作用的弯矩标准值;
 α_f ——综合考虑受弯构件裂缝截面内力臂变化、钢筋拉应变不均匀以及钢筋排列影响等的计算系数, 应按表 10.2.8 采用。

表 10.2.8 计算系数 α_f 值

ρ_{te}	≤ 0.007	0.010	0.020	0.030	0.040	≥ 0.060
单排钢筋	0.70	0.90	1.15	1.20	1.25	1.30
双排钢筋	0.75	1.00	1.25	1.30	1.35	1.40

注: 1 ρ_{te} 为混凝土有效受拉截面的纵向受拉钢筋配筋率, 即 $\rho_{te} = A_s/A_{te}$, A_{te} 为有效受拉混凝土截面面积, 按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算。

2 当原构件钢筋应力 $\sigma_{s0} \leq 150\text{MPa}$, 且 $\rho_{te} \leq 0.05$ 时, 表中 α_f 值可乘以调整系数 0.9。

10.2.9 当纤维复合材全部粘贴在梁底面（受拉面）有困难时，允许将部分纤维复合材对称地粘贴在梁的两侧面。此时，侧面粘贴区域应控制在距受拉区边缘 $1/4$ 梁高范围内，且应按下式计算确定梁的两侧面实际需要粘贴的纤维复合材截面面积 $A_{f,l}$ ：

$$A_{f,l} = \eta_t A_{f,b} \quad (10.2.9)$$

式中： $A_{f,b}$ ——按梁底面计算确定的，但需改贴到梁的两侧面的纤维复合材截面面积；

η_t ——考虑改贴梁侧面引起的纤维复合材受拉合力及其力臂改变的修正系数，应按表 10.2.9 采用。

表 10.2.9 修正系数 η_t 值

h_f/h	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
η_t	1.09	1.19	1.30	1.43	1.59

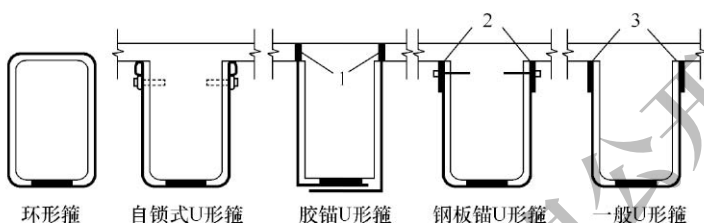
注： h_f 为从梁受拉边缘算起的侧面粘贴高度； h 为梁截面高度。

10.2.10 钢筋混凝土结构构件加固后，其正截面受弯承载力的提高幅度，不应超过 40%，并应验算其受剪承载力，避免因受弯承载力提高后而导致构件受剪破坏先于受弯破坏。

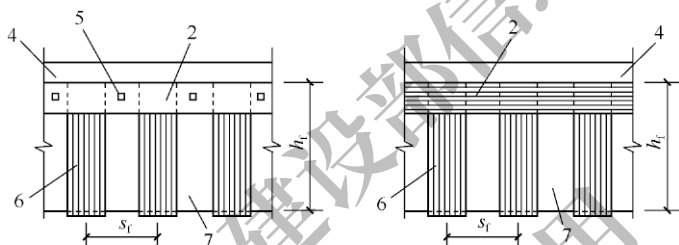
10.2.11 纤维复合材的加固量，对预成型板，不宜超过 2 层，对湿法铺层的织物，不宜超过 4 层，超过 4 层时，宜改用预成型板，并采取可靠的加强锚固措施。

10.3 受弯构件斜截面加固计算

10.3.1 采用纤维复合材条带（以下简称条带）对受弯构件的斜截面受剪承载力进行加固时，应粘贴成垂直于构件轴线方向的环形箍或其他有效的 U 形箍（图 10.3.1）；不得采用斜向粘贴方式。



(a) 条带构造方式



(b) U形箍及纵向压条粘贴方式

图 10.3.1 纤维复合材料抗剪箍及其粘贴方式

1—胶锚；2—钢板压条；3—纤维织物压条；4—板；
5—锚栓加胶粘锚固；6—U形箍；7—梁

10.3.2 受弯构件加固后的斜截面应符合下列规定：

当 $h_w/b \leq 4$ 时

$$V \leq 0.25\beta_c f_{co} b h_0 \quad (10.3.2-1)$$

当 $h_w/b \geq 6$ 时

$$V \leq 0.20\beta_c f_{co} b h_0 \quad (10.3.2-2)$$

当 $4 < h_w/b < 6$ 时，按线性内插法确定。

式中：V——构件斜截面加固后的剪力设计值（kN）；

β_c ——混凝土强度影响系数，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定值采用；

f_{co} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值（N/mm²）；

b——矩形截面的宽度、T形或I形截面的腹板宽度

(mm);

h_0 ——截面有效高度 (mm);

h_w ——截面的腹板高度 (mm), 对矩形截面, 取有效高度; 对 T 形截面, 取有效高度减去翼缘高度; 对 I 形截面, 取腹板净高。

10.3.3 当采用条带构成的环形 (封闭) 箍或 U 形箍对钢筋混凝土梁进行抗剪加固时, 其斜截面承载力应按下列公式确定:

$$V \leq V_{b0} + V_{bf} \quad (10.3.3-1)$$

$$V_{bf} = \psi_{vb} f_f A_f h_f / s_f \quad (10.3.3-2)$$

式中: V_{b0} ——加固前梁的斜截面承载力 (kN), 应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 计算;

V_{bf} ——粘贴条带加固后, 对梁斜截面承载力的提高值 (kN);

ψ_{vb} ——与条带加锚方式及受力条件有关的抗剪强度折减系数 (表 10.3.3);

f_f ——受剪加固采用的纤维复合材抗拉强度设计值 (N/mm^2), 应根据纤维复合材品种分别按表 4.3.4-1、表 4.3.4-2 及表 4.3.4-3 规定的抗拉强度设计值乘以调整系数 0.56 确定; 当为框架梁或悬挑构件时, 调整系数改取 0.28;

A_f ——配置在同一截面处构成环形或 U 形箍的纤维复合材条带的全部截面面积 (mm^2); $A_f = 2n_f b_f t_f$, n_f 为条带粘贴的层数, b_f 和 t_f 分别为条带宽度和条带单层厚度;

h_f ——梁侧面粘贴的条带竖向高度 (mm); 对环形箍, 取 $h_f = h$;

s_f ——纤维复合材条带的间距 (图 10.3.1b) (mm)。

表 10.3.3 抗剪强度折减系数 ψ_{vb} 值

条带加锚方式		环形箍及自锁式 U 形箍	胶锚或钢板锚 U 形箍	加织物压条的一般 U 形箍
受力条件	均布荷载或剪跨比 $\lambda \geq 3$	1.00	0.88	0.75
	$\lambda \leq 1.5$	0.68	0.60	0.50

注：当 λ 为中间值时，按线性内插法确定 ψ_{vb} 值。

10.4 受压构件正截面加固计算

10.4.1 轴心受压构件可采用沿其全长无间隔地环向连续粘贴纤维织物的方法（简称环向围束法）进行加固。

10.4.2 采用环向围束法加固轴心受压构件仅适用于下列情况：

1 长细比 $l/d \leq 12$ 的圆形截面柱；

2 长细比 $l/d \leq 14$ 、截面高宽比 $h/b \leq 1.5$ 、截面高度 $h \leq 600\text{mm}$ ，且截面棱角经过圆化打磨的正方形或矩形截面柱。

10.4.3 采用环向围束的轴心受压构件，其正截面承载力应符合下列公式规定：

$$N \leq 0.9 [(f_{co} + 4\sigma_l)A_{cor} + f'_{y0}A'_{s0}] \quad (10.4.3-1)$$

$$\sigma_l = 0.5\beta_c k_c \rho_l E_f \epsilon_{fe} \quad (10.4.3-2)$$

式中： N ——加固后轴向压力设计值（kN）；

f_{co} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值（N/mm²）；

σ_l ——有效约束应力（N/mm²）；

A_{cor} ——环向围束内混凝土面积（mm²）；圆形截面： $A_{cor} =$

$$\frac{\pi D^2}{4}, \text{ 正方形和矩形截面: } A_{cor} = bh - (4 - \pi)r^2;$$

D ——圆形截面柱的直径（mm）；

b ——正方形截面边长或矩形截面宽度（mm）；

h ——矩形截面高度（mm）；

r ——截面棱角的圆化半径（倒角半径）；

β_c ——混凝土强度影响系数；当混凝土强度等级不大于

C50 时, $\beta_c = 1.0$; 当混凝土强度等级为 C80 时, $\beta_c = 0.8$; 其间按线性内插法确定;

k_c —— 环向围束的有效约束系数, 按本规范第 10.4.4 条的规定采用;

ρ_f —— 环向围束体积比, 按本规范第 10.4.4 条的规定计算;

E_f —— 纤维复合材的弹性模量 (N/mm^2);

ϵ_{fe} —— 纤维复合材的有效拉应变设计值; 重要构件取 $\epsilon_{fe} = 0.0035$; 一般构件取 $\epsilon_{fe} = 0.0045$ 。

10.4.4 环向围束的计算参数 k_c 和 ρ_f , 应按下列规定确定:

1 有效约束系数 k_c 值的确定:

1) 圆形截面柱: $k_c = 0.95$;

2) 正方形和矩形截面柱, 应按下式计算:

$$k_c = 1 - \frac{(b-2r)^2 + (h-2r)^2}{3A_{cor}(1-\rho_s)} \quad (10.4.4-1)$$

式中: ρ_s —— 柱中纵向钢筋的配筋率。

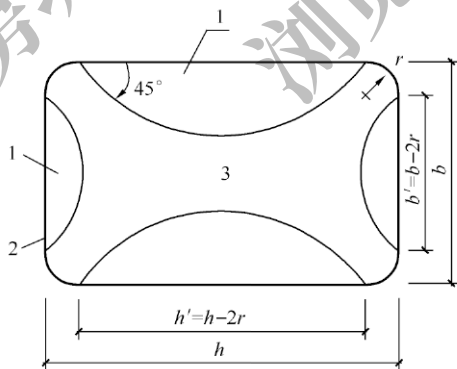


图 10.4.4 环向围束内矩形截面有效约束面积
1—无效约束面积; 2—环向围束; 3—有效约束面积

2 环向围束体积比 ρ_f 值的确定:

对圆形截面柱:

$$\rho_f = 4n_f t_f / D \quad (10.4.4-2)$$

对正方形和矩形截面柱：

$$\rho_f = 2n_f t_f (b + h) / A_{cor} \quad (10.4.4-3)$$

式中： n_f ——纤维复合材的层数；

t_f ——纤维复合材每层厚度（mm）。

10.5 框架柱斜截面加固计算

10.5.1 当采用纤维复合材的条带对钢筋混凝土框架柱进行受剪加固时，应粘贴成环形箍，且纤维方向应与柱的纵轴线垂直。

10.5.2 采用环形箍加固的柱，其斜截面受剪承载力应符合下列公式规定：

$$V \leq V_{co} + V_{cf} \quad (10.5.2-1)$$

$$V_{cf} = \phi_{vc} f_f A_f h / s_f \quad (10.5.2-2)$$

$$A_f = 2n_f b_f t_f \quad (10.5.2-3)$$

式中： V ——构件加固后剪力设计值（kN）；

V_{co} ——加固前原构件斜截面受剪承载力（kN），按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算；

V_{cf} ——粘贴纤维复合材加固后，对柱斜截面承载力的提高值（kN）；

ϕ_{vc} ——与纤维复合材受力条件有关的抗剪强度折减系数，按表 10.5.2 的规定值采用；

f_f ——受剪加固采用的纤维复合材抗拉强度设计值（N/mm²），按本规范第 4.3.4 条规定的抗拉强度设计值乘以调整系数 0.5 确定；

A_f ——配置在同一截面处纤维复合材环形箍的全截面面积（mm²）；

n_f ——为纤维复合材环形箍的层数；

b_f 、 t_f ——分别为纤维复合材环形箍的宽度和每层厚度（mm）；

h —— 柱的截面高度 (mm);
 s_f —— 环形箍的中心间距 (mm)。

表 10.5.2 抗剪强度折减系数 ψ_{vc} 值

轴 压 比		≤ 0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
受力 条件	均布荷载或 $\lambda_c \geq 3$	0.95	0.84	0.72	0.62	0.51
	$\lambda_c \leq 1$	0.90	0.72	0.54	0.34	0.16

注: 1 λ_c 为柱的剪跨比; 对框架柱 $\lambda_c = H_n/2h_0$; H_n 为柱的净高; h_0 为柱截面有效高度。

2 中间值按线性内插法确定。

10.6 大偏心受压构件加固计算

10.6.1 当采用纤维增强复合材加固大偏心受压的钢筋混凝土柱时, 应将纤维复合材粘贴于构件受拉区边缘混凝土表面, 且纤维方向应与柱的纵轴线方向一致。

10.6.2 矩形截面大偏心受压柱的加固, 其正截面承载力应符合下列公式规定:

$$N \leq \alpha_1 f_{cd} b x + f'_{y0} A'_{s0} - f_{y0} A_{s0} - f_t A_f \quad (10.6.2-1)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a') + f_t A_f (h - h_0) \quad (10.6.2-2)$$

$$e = e_i + \frac{h}{2} - a \quad (10.6.2-3)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (10.6.2-4)$$

式中: e —— 轴向压力作用点至纵向受拉钢筋 A_s 合力点的距离 (mm);

e_i —— 初始偏心距 (mm);

e_0 —— 轴向压力对截面重心的偏心距 (mm), 取为 M/N ; 当需考虑二阶效应时, M 应按本规范第 5.4.3 条确定;

e_a ——附加偏心距 (mm), 按偏心方向截面最大尺寸 h 确定: 当 $h \leq 600\text{mm}$ 时, $e_a = 20\text{mm}$; 当 $h > 600\text{mm}$ 时, $e_a = h/30$;

a, a' ——纵向受拉钢筋合力点、纵向受压钢筋合力点至截面近边的距离 (mm);

f_f ——纤维复合材抗拉强度设计值 (N/mm^2), 应根据其品种, 分别按本规范表 4.3.4-1、表 4.3.4-2 及表 4.3.4-3 采用。

10.7 受拉构件正截面加固计算

10.7.1 当采用外贴纤维复合材加固环形或其他封闭式钢筋混凝土受拉构件时, 应按原构件纵向受拉钢筋的配置方式, 将纤维织物粘贴于相应位置的混凝土表面上, 且纤维方向应与构件受拉方向一致, 并处理好围拢部位的搭接和锚固问题。

10.7.2 轴心受拉构件的加固, 其正截面承载力应按下列公式确定:

$$N \leq f_{y0} A_{s0} + f_f A_f \quad (10.7.2)$$

式中: N ——轴向拉力设计值;

f_f ——纤维复合材抗拉强度设计值, 应根据其品种, 分别按本规范表 4.3.4-1、表 4.3.4-2 及表 4.3.4-3 的规定采用;

10.7.3 矩形截面大偏心受拉构件的加固, 其正截面承载力应符合下列公式规定:

$$N \leq f_{y0} A_{s0} + f_f A_f - \alpha_1 f_{c0} b x - f'_{y0} A'_{s0} \quad (10.7.3-1)$$

$$Ne \leq \alpha_1 f_{c0} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h_0 - a'_s) + f_f A_f (h - h_0) \quad (10.7.3-2)$$

式中: N ——加固后轴向拉力设计值 (kN);

e ——轴向拉力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离 (mm);

f_f ——纤维复合材抗拉强度设计值 (N/mm^2), 应根据其

品种，分别按本规范表 4.3.4-1、表 4.3.4-2 及表 4.3.4-3 采用。

10.8 提高柱的延性的加固计算

10.8.1 钢筋混凝土柱因延性不足而进行抗震加固时，可采用环向粘贴纤维复合材构成的环向围束作为附加箍筋。

10.8.2 当采用环向围束作为附加箍筋时，应按下列公式计算柱箍筋加密区加固后的箍筋体积配筋率 ρ_v ，且应满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 规定的要求：

$$\rho_v = \rho_{v,e} + \rho_{v,f} \quad (10.8.2-1)$$

$$\rho_{v,f} = k_c \rho_f \frac{b_f f_f}{s_f f_{yv0}} \quad (10.8.2-2)$$

式中： $\rho_{v,e}$ ——被加固柱原有箍筋的体积配筋率；当需重新复核时，应按箍筋范围内的核心截面进行计算；

$\rho_{v,f}$ ——环向围束作为附加箍筋算得的箍筋体积配筋率的增量；

ρ_f ——环向围束体积比，应按本规范第 10.4.4 条计算；

k_c ——环向围束的有效约束系数，圆形截面， $k_c = 0.90$ ；正方形截面， $k_c = 0.66$ ；矩形截面 $k_c = 0.42$ ；

b_f ——环向围束纤维条带的宽度（mm）；

s_f ——环向围束纤维条带的中心间距（mm）；

f_f ——环向围束纤维复合材的抗拉强度设计值（N/mm²），应根据其品种，分别按本规范表 4.3.4-1、表 4.3.4-2 及表 4.3.4-3 采用；

f_{yv0} ——原箍筋抗拉强度设计值（N/mm²）。

10.9 构造规定

10.9.1 对钢筋混凝土受弯构件正弯矩区进行正截面加固时，其受拉面沿轴向粘贴的纤维复合材应延伸至支座边缘，且应在纤维复合材的端部（包括截断处）及集中荷载作用点的两侧，设置纤

维复合材的 U 形箍（对梁）或横向压条（对板）。

10.9.2 当纤维复合材延伸至支座边缘仍不满足本规范第 10.2.5 条延伸长度的规定时，应采取下列锚固措施：

1 对梁，应在延伸长度范围内均匀设置不少于三道 U 形箍锚固（图 10.9.2a），其中一道应设置在延伸长度端部。U 形箍采用纤维复合材制作；U 形箍的粘贴高度应为梁的截面高度；当梁有翼缘或有现浇楼板，应伸至其底面。U 形箍的宽度，对端箍不应小于加固纤维复合材宽度的 $2/3$ ，且不应小于 150mm；对中间箍不应小于加固纤维复合材条带宽度的 $1/2$ ，且不应小于 100mm。U 形箍的厚度不应小于受弯加固纤维复合材厚度的 $1/2$ 。

2 对板，应在延伸长度范围内通长设置垂直于受力纤维方

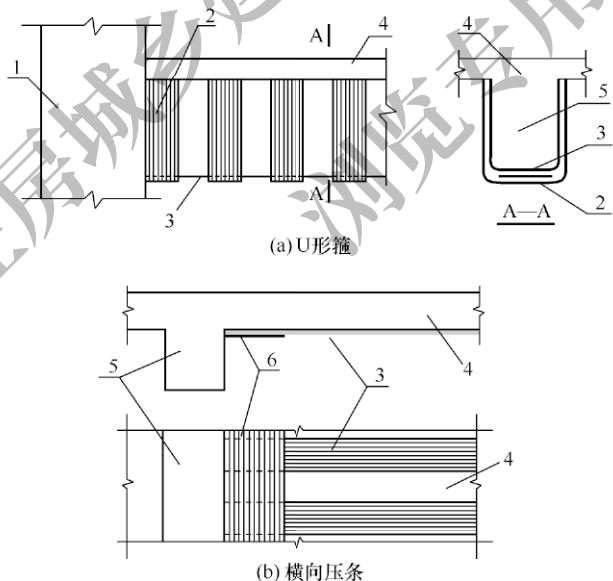


图 10.9.2 梁、板粘贴纤维复合材端部锚固措施

1—柱；2—U 形箍；3—纤维复合材；4—板；

5—梁；6—横向压条

注：(a) 图中未画压条。

向的压条 (图 10.9.2b)。压条采用纤维复合材制作。压条除应在延伸长度端部布置一道外,尚宜在延伸长度范围内再均匀布置 1 道~2 道。压条的宽度不应小于受弯加固纤维复合材条带宽度的 $3/5$,压条的厚度不应小于受弯加固纤维复合材厚度的 $1/2$ 。

3 当纤维复合材延伸至支座边缘,遇到下列情况,应将端箍 (或端部压条) 改为钢材制作、传力可靠的机械锚固措施:

- 1) 可延伸长度小于按公式 (10.2.5) 计算长度的一半;
- 2) 加固用的纤维复合材为预成型板材。

10.9.3 当采用纤维复合材对受弯构件负弯矩区进行正截面承载力加固时,应采取下列构造措施:

1 支座处无障碍时,纤维复合材应在负弯矩包络图范围内连续粘贴;其延伸长度的截断点应位于正弯矩区,且距正负弯矩转换点不应小于 1m。

2 支座处虽有障碍,但梁上有现浇板,且允许绕过柱位时,宜在梁侧 4 倍板厚 (h_b) 范围内,将纤维复合材粘贴于板面上 (图 10.9.3-1)。

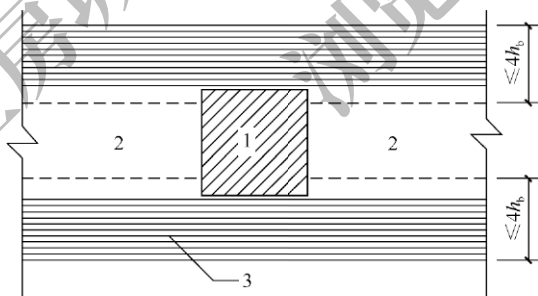
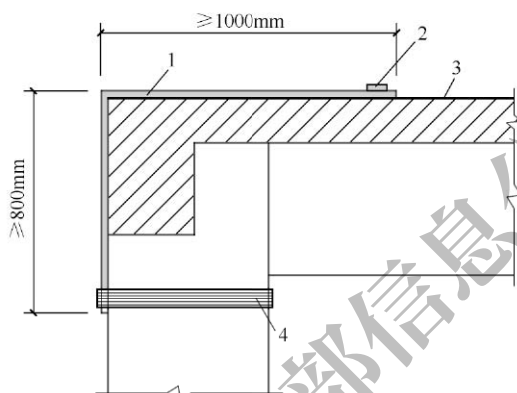


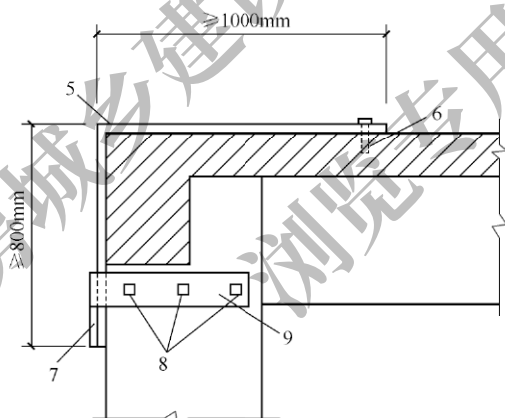
图 10.9.3-1 绕过柱位粘贴纤维复合材

1—柱; 2—梁; 3—板顶面粘贴的纤维复合材; h_b —板厚

3 在框架顶层梁柱的端节点处,纤维复合材只能贴至柱边缘而无法延伸时,应采用结构胶加贴 L 形碳纤维板或 L 形钢板进行粘结与锚固 (图 10.9.3-2)。L 形钢板的总截面面积应按下式进行计算:



(a) 柱顶加贴 L 形碳纤维板锚固构造



(b) 柱顶加贴 L 形钢板锚固构造

图 10.9.3-2 柱顶加贴 L 形碳纤维板或钢板锚固构造

- 1—粘贴 L 形碳纤维板；2—横向压条；3—纤维复合材；
4—纤维复合材围束；5—粘贴 L 形钢板；6—M12 锚栓；
7—加焊顶板（预焊）；8— $d \geq M16$ 的 6.8 级锚栓；
9—胶粘于柱上的 U 形钢箍板

$$A_{a,1} = 1.2\psi_f f_t A_f / f_y \quad (10.9.3)$$

式中： $A_{a,1}$ ——支座处需粘贴的 L 形钢板截面面积；

ψ_f ——纤维复合材的强度利用系数，按本规范第 10.2.3

条采用；

f_f ——纤维复合材的抗拉强度设计值，按本规范第 4.3.4 条采用；

A_f ——支座处实际粘贴的纤维复合材截面面积；

f_y ——L 形钢板抗拉强度设计值。

L 形钢板总宽度不宜小于 0.9 倍梁宽，且宜由多条 L 形钢板组成。

4 当梁上无现浇板，或负弯矩区的支座处需采取加强的锚固措施时，可采取胶粘 L 形钢板（图 10.9.3-3）的构造方式。但柱中箍板的锚栓等级、直径及数量应经计算确定。当梁上有现浇板，也可采取这种构造方式进行锚固，其 U 形钢箍板穿过楼板处，应采用半叠钻孔法，在板上钻出扁形孔以插入箍板，再用结构胶予以封固。

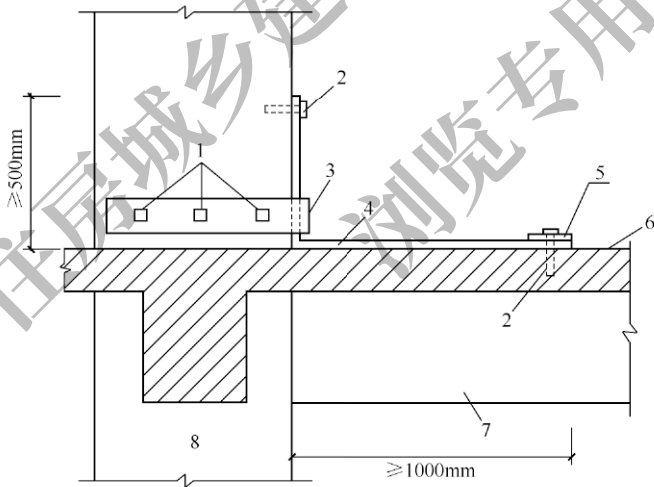


图 10.9.3-3 柱中部加贴 L 形钢板及 U 形钢箍板的锚固构造示例

1— $d \geq M22$ 的 6.8 级锚栓；2—M12 锚栓；3—U 形钢箍板，
胶粘于柱上；4—胶粘 L 形钢板；5—横向钢压条，锚于楼板上；
6—加固粘贴的纤维复合材；7—梁；8—柱

10.9.4 当加固的受弯构件为板、壳、墙和筒体时，纤维复合材应选择多条密布的方式进行粘贴，每一条带的宽度不应大于

200mm；不得使用未经裁剪成条的整幅织物满贴。

10.9.5 当受弯构件粘贴的多层纤维织物允许截断时，相邻两层纤维织物宜按内短外长的原则分层截断；外层纤维织物的截断点宜越过内层截断点 200mm 以上，并应在截断点加设 U 形箍。

10.9.6 当采用纤维复合材对钢筋混凝土梁或柱的斜截面承载力进行加固时，其构造应符合下列规定：

1 宜选用环形箍或端部自锁式 U 形箍；当仅按构造需要设箍时，也可采用一般 U 形箍；

2 U 形箍的纤维受力方向应与构件轴向垂直；

3 当环形箍、端部自锁式 U 形箍或一般 U 形箍采用纤维复合材条带时，其净间距 $s_{f,n}$ (图 10.9.6) 不应大于现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 规定的最大箍筋间距的 0.70 倍，且不应大于梁高的 0.25 倍；

4 U 形箍的粘贴高度应符合本规范第 10.9.2 条的规定；当 U 形箍的上端无自锁装置，应粘贴纵向压条予以锚固；

5 当梁的高度 h 大于等于 600mm 时，应在梁的腰部增设一道纵向腰压带 (图 10.9.6)；必要时，也可在腰压带端部增设自锁装置。

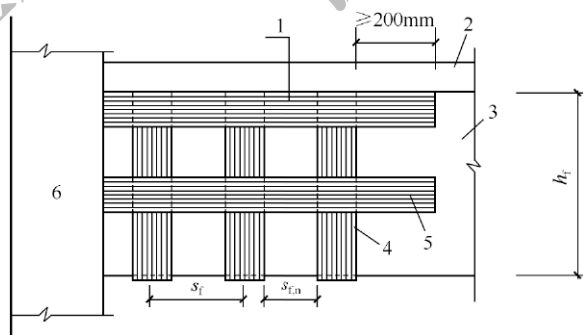


图 10.9.6 纵向腰压带

1—纵向压条；2—板；3—梁；4—U 形箍；5—纵向腰压条；

6—柱； s_f —U 形箍的中心间距； $s_{f,n}$ —U 形箍的净间距；

h_f —梁侧面粘贴的条带竖向高度

10.9.7 当采用纤维复合材的环向围束对钢筋混凝土柱进行正截面加固或提高延性的抗震加固时,其构造应符合下列规定:

1 环向围束的纤维织物层数,对圆形截面不应少于2层;对正方形和矩形截面柱不应少于3层;当有可靠的经验时,对采用芳纶纤维织物加固的矩形截面柱,其最少层数也可取为2层。

2 环向围束上下层之间的搭接宽度不应小于50mm,纤维织物环向截断点的延伸长度不应小于200mm,且各条带搭接位置应相互错开。

10.9.8 当沿柱轴向粘贴纤维复合材对大偏心受压柱进行正截面承载力加固时,纤维复合材应避开楼层梁,沿柱角穿越楼层,且纤维复合材宜采用板材;其上下端部锚固构造应采用机械锚固。同时,应设法避免在楼层处截断纤维复合材。

10.9.9 当采用U形箍、L形纤维板或环向围束进行加固而需在构件阳角处绕过时,其截面棱角应在粘贴前通过打磨加以圆化处理(图10.9.9)。梁的圆化半径 r ,对碳纤维和玻璃纤维不应小于20mm;对芳纶纤维不应小于15mm;柱的圆化半径,对碳纤维和玻璃纤维不应小于25mm;对芳纶纤维不应小于20mm。

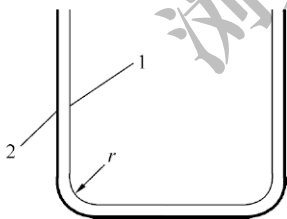


图 10.9.9 构件截面棱角的圆化打磨

1—构件截面外表面;2—纤维复合材; r —角部圆化半径

10.9.10 当采用纤维复合材加固大偏心受压的钢筋混凝土柱时,其构造应符合下列规定:

1 柱的两端应增设可靠的机械锚固措施;

2 柱上端有楼板时,纤维复合材应穿过楼板,并应有足够的延伸长度。

11 预应力碳纤维复合板加固法

11.1 设计规定

11.1.1 本方法适用于截面偏小或配筋不足的钢筋混凝土受弯、受拉和大偏心受压构件的加固。本方法不适用于素混凝土构件，包括纵向受力钢筋一侧配筋率低于 0.2% 的构件加固。

11.1.2 被加固的混凝土结构构件，其现场实测混凝土强度等级不得低于 C25，且混凝土表面的正拉粘结强度不得低于 2.0MPa。

11.1.3 粘贴在混凝土构件表面上的预应力碳纤维复合板，其表面应进行防护处理。表面防护材料应对纤维及胶粘剂无害。

11.1.4 粘贴预应力碳纤维复合板加固钢筋混凝土结构构件时，应将碳纤维复合板受力方式设计成仅承受拉应力作用。

11.1.5 采用预应力碳纤维复合板对钢筋混凝土结构进行加固时，碳纤维复合板张拉锚固部分以外的板面与混凝土之间也应涂刷结构胶粘剂。

11.1.6 采用本方法加固的混凝土结构，其长期使用的环境温度不应高于 60℃；处于特殊环境（如高温、高湿、动荷载、介质侵蚀、放射等）的混凝土结构采用本方法加固时，除应按国家现行有关标准的规定采取相应的防护措施外，尚应采用耐环境因素作用的结构胶粘剂，并按专门的工艺要求施工。

11.1.7 当被加固构件的表面有防火要求时，应按现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 规定的耐火等级及耐火极限要求，对胶粘剂和碳纤维复合板进行防护。

11.1.8 采用预应力碳纤维复合板加固混凝土结构构件时，纤维复合板宜直接粘贴在混凝土表面。不推荐采用嵌入式粘贴方式。

11.1.9 设计应对所用锚栓的抗剪强度进行验算，锚栓的设计剪应力不得大于锚栓材料抗剪强度设计值的 0.6 倍。

11.1.10 采用预应力碳纤维复合板对钢筋混凝土结构进行加固时，其锚具（图 11.1.10-1、图 11.1.10-2、图 11.1.10-3、图 11.1.10-4）的张拉端和锚固端至少应有一端为自由活动端。

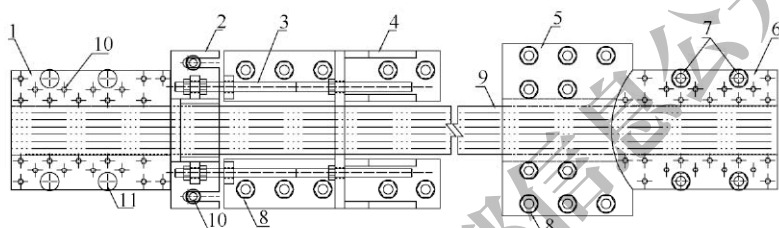


图 11.1.10-1 张拉前锚具平面示意图

- 1—张拉端锚具；2—推力架；3—导向螺杆；4—张拉支架；
5—固定端定位板；6—固定端锚具；7—M20 胶锚螺栓；
8—M16 螺栓；9—碳纤维复合板；10—M12 螺栓；
11—预留孔，张拉完成后植入 M20 胶锚螺栓

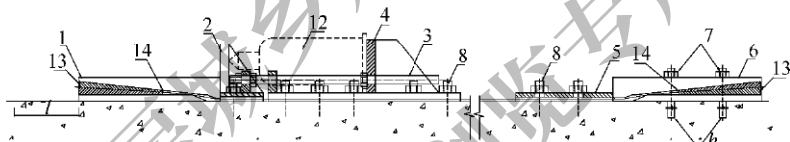


图 11.1.10-2 张拉前锚具纵向剖面示意图

- 1—张拉端锚具；2—推力架；3—导向螺杆；4—张拉支架；
5—固定端定位板；6—固定端锚具；7—M20 胶锚螺栓；
8—M16 螺栓；12—千斤顶；13—楔形锁固；14—6°倾斜角；
 l —张拉行程； h —锚固深度，取为 170mm

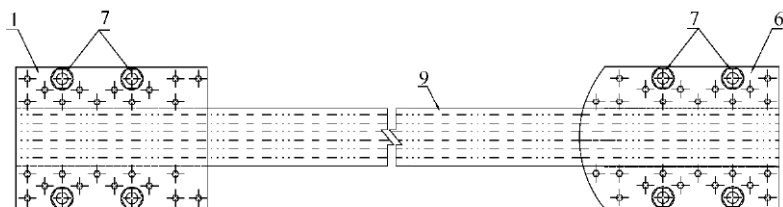


图 11.1.10-3 张拉完成锚具平面示意图

- 1—张拉端锚具；6—固定端锚具；7—M20 胶锚螺栓；9—碳纤维复合板

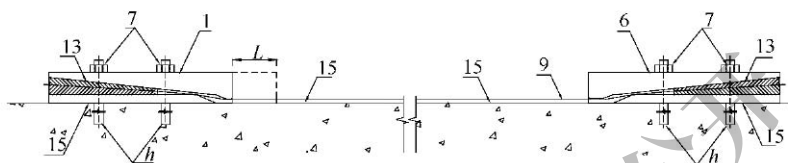


图 11.1.10-4 张拉完成锚具纵向剖面示意图

1—张拉端锚具；6—固定端锚具；7—M20 胶锚螺栓；9—碳纤维复合板；

13—楔形锁固；15—结构胶粘剂；

L —张拉位移； h —锚固深度，取为 170mm

11.2 预应力碳纤维复合板加固受弯构件

11.2.1 当采用预应力碳纤维复合板对梁、板等受弯构件进行加固时，其预应力损失应按下列规定计算：

1 锚具变形和碳纤维复合板内缩引起的预应力损失值 σ_{l1} ：

$$\sigma_{l1} = \frac{a}{l} E_f \quad (11.2.1-1)$$

式中： a ——张拉锚具变形和碳纤维复合板内缩值（mm），应按表 11.2.1 采用；

l ——张拉端至锚固端之间的净距离（mm）；

E_f ——碳纤维复合板的弹性模量（MPa）。

表 11.2.1 锚具类型和预应力碳纤维复合板内缩值 a （mm）

锚具类型	a
平板锚具	2
波形锚具	1

2 预应力碳纤维复合板的松弛损失 σ_{l2} ：

$$\sigma_{l2} = r \sigma_{con} \quad (11.2.1-2)$$

式中： r ——松弛损失率，可近似取 2.2%。

3 混凝土收缩和徐变引起的预应力损失值 σ_{l3} ：

$$\sigma_{l3} = \frac{55 + 300 \sigma_{pe} / f'_{cu}}{1 + 15 \rho} \quad (11.2.1-3)$$

式中: σ_{pc} ——预应力碳纤维复合板处的混凝土法向压应力;

ρ ——预应力碳纤维复合板和钢筋的配筋率, 其计算公式为: $\rho = (A_f E_f / E_{s0} + A_{s0}) / b h_0$;

f'_{cu} ——施加预应力时的混凝土立方体抗压强度。

4 由季节温差造成的温差损失 σ_{l4} :

$$\sigma_{l4} = \Delta T |\alpha_f - \alpha_c| E_f \quad (11.2.1-4)$$

式中: ΔT ——年平均最高(或最低)温度与预应力碳纤维复合材料张拉锚固时的温差;

α_f 、 α_c ——碳纤维复合板、混凝土的轴向温度膨胀系数。 α_f 可取为 $1 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$; α_c 可取为 $1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ 。

11.2.2 受弯构件加固后的相对界限受压区高度 $\xi_{b,f}$ 可采用下式计算, 即取加固前控制值的 0.85 倍:

$$\xi_{b,f} = 0.85 \xi_b \quad (11.2.2)$$

式中: ξ_b ——构件加固前的相对界限受压区高度, 按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算。

11.2.3 采用预应力碳纤维复合板对梁、板等受弯构件进行加固时, 除应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 正截面承载力计算的基本假定外, 尚应符合下列补充规定:

1 构件达到承载能力极限状态时, 粘贴预应力碳纤维复合板的拉应变 ϵ_f 应按截面应变保持平面的假设确定;

2 碳纤维复合板应力 σ_f 取等于拉应变 ϵ_f 与弹性模量 E_f 的乘

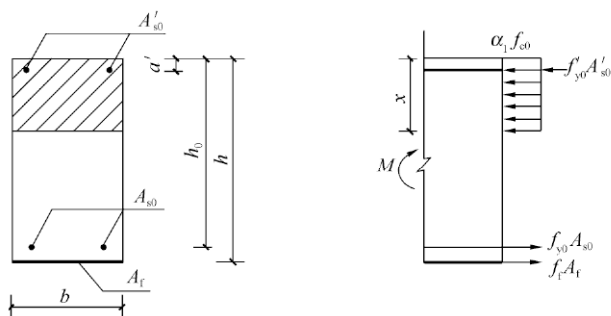


图 11.2.3 矩形截面正截面受弯承载力计算

积；

3 在达到受弯承载力极限状态前，预应力碳纤维复合板与混凝土之间的粘结不致出现剥离破坏。

11.2.4 在矩形截面受弯构件的受拉边混凝土表面上粘贴预应力碳纤维复合板进行加固时，其锚具设计所采取的预应力纤维复合板与混凝土相粘结的措施，仅作为安全储备，不考虑其在结构计算中的粘结作用。在这一前提下，其正截面承载力应符合下列规定：

$$M \leqslant \alpha_1 f_{co} b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h - a') - f_{y0} A_{s0} (h - h_0) \quad (11.2.4-1)$$

$$\alpha_1 f_{co} b x = f_f A_f + f_{y0} A_{y0} - f'_{y0} A'_{s0} \quad (11.2.4-2)$$

$$2a' \leqslant x \leqslant \xi_{b,i} h_0 \quad (11.2.4-3)$$

式中： M ——弯矩（包括加固前的初始弯矩）设计值（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）；

α_1 ——计算系数：当混凝土强度等级不超过 C50 时，取 $\alpha_1 = 1.0$ ，当混凝土强度等级为 C80 时，取 $\alpha_1 = 0.94$ ，其间按线性内插法确定；

f_{co} ——混凝土轴心抗压强度设计值（ N/mm^2 ）；

x ——混凝土受压区高度（ mm ）；

b 、 h ——矩形截面的宽度和高度（ mm ）；

f_{y0} 、 f'_{y0} ——受拉钢筋和受压钢筋的抗拉、抗压强度设计值（ N/mm^2 ）；

A_{s0} 、 A'_{s0} ——受拉钢筋和受压钢筋的截面面积（ mm^2 ）；

a' ——纵向受压钢筋合力点至混凝土受压区边缘的距离（ mm ）；

h_0 ——构件加固前的截面有效高度（ mm ）；

f_f ——碳纤维复合板的抗拉强度设计值（ N/mm^2 ）；

A_f ——预应力碳纤维复合材的截面面积（ mm^2 ）。

加固设计时，可根据公式（11.2.4-1）计算出混凝土受压区的高度 x ，然后代入公式（11.2.4-2），即可求出受拉面应粘贴

的预应力碳纤维复合板的截面面积 A_f 。

11.2.5 对翼缘位于受压区的 T 形截面受弯构件的受拉面粘贴预应力碳纤维复合板进行受弯加固时, 应按本规范第 11.2.2 条至第 11.2.4 条的规定和现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中关于 T 形截面受弯承载力的计算方法进行计算。

11.2.6 采用预应力碳纤维复合板加固的钢筋混凝土受弯构件, 应进行正常使用极限状态的抗裂和变形验算, 并进行预应力碳纤维复合板的应力验算。受弯构件的挠度验算按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定执行。

11.2.7 采用预应力碳纤维复合板进行加固的钢筋混凝土受弯构件, 其抗裂控制要求可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 确定。

11.2.8 在荷载效应的标准组合下, 当受拉边缘混凝土名义拉应力 $\sigma_{ck} - \sigma_{pc} \leq f_{tk}$ 时, 抗裂验算可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的方法进行; 当受拉边缘混凝土名义拉应力 $\sigma_{ck} - \sigma_{pc} > f_{tk}$ 时, 在荷载效应的标准组合并考虑长期作用影响的最大裂缝宽度应按下列公式计算:

$$\omega'_{\max} = 1.9\psi \frac{\sigma_{sk}}{E_s} \left(1.9c + 0.08 \frac{d_{eq}}{\rho_{te}} \right) \quad (11.2.8-1)$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{sk}} \quad (11.2.8-2)$$

$$d_{eq} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i \nu_i d_i} \quad (11.2.8-3)$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s + A_f E_f / E_s}{A_{te}} \quad (11.2.8-4)$$

$$\sigma_{sk} = \frac{M_k \pm M_2 - N_{p0} (z - e_p)}{(A_f E_f / E_s + A_s) z} \quad (11.2.8-5)$$

$$z = \left[0.87 - 0.12 (1 - \gamma'_f) \left(\frac{h_0}{e} \right)^2 \right] h_0 \quad (11.2.8-6)$$

$$e = e_p + \frac{M_k \pm M_2}{N_{p0}} \quad (11.2.8-7)$$

式中： ψ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数：当 $\psi < 0.2$ 时，取 $\psi = 0.2$ ；当 $\psi > 1.0$ 时，取 $\psi = 1.0$ ；对直接承受重复荷载的构件，取 $\psi = 1.0$ ；

σ_{sk} ——按荷载准永久组合计算的受弯构件纵向受拉钢筋的等效应力 (N/mm^2)；

E_s ——钢筋的弹性模量 (N/mm^2)；

E_f ——预应力碳纤维复合板的弹性模量 (N/mm^2)；

c ——最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离 (mm)；当 $c < 20$ 时，取 $c = 20$ ；当 $c > 65$ 时，取 $c = 65$ ；

ρ_{te} ——按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋的等效配筋率；

A_f ——预应力碳纤维复合板的截面面积 (mm^2)；

A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积 (mm^2)，受弯构件取 $A_{te} = 0.5bh + (b_f - b)h_f$ ，其中 b_f 、 h_f 为受拉翼缘的宽度、高度；

d_{eq} ——受拉区纵向钢筋的等效直径 (mm)；

d_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的公称直径 (mm)；

n_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的根数；

ν_i ——受拉区第 i 种纵向钢筋的相对粘结特性系数：光圆钢筋为 0.7；带肋钢筋为 1.0；

M_k ——按荷载效应的标准组合计算的弯矩值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)；

M_2 ——后张法预应力混凝土超静定结构构件中的次弯矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)，应按国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010-2010 第 10.1.5 条确定；

N_{p0} ——纵向钢筋和预应力碳纤维复合板的合力 (kN)；

z ——受拉区纵向钢筋和预应力碳纤维复合板合力点至截面受压区合力点的距离 (mm)；

γ'_f ——受压翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值，计

$$\text{算公式为 } \gamma'_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0};$$

b'_f 、 h'_f ——受压区翼缘的宽度、高度 (mm), 当 $h'_f > 0.2h_0$ 时, 取 $h'_f = 0.2h_0$;

e_p ——混凝土法向预应力等于零时 N_{p0} 的作用点至受拉区纵向钢筋合力点的距离 (mm)。

11.2.9 采用预应力碳纤维复合板加固的钢筋混凝土受弯构件, 其抗弯刚度 B_s 应按下列方法计算:

1 不出现裂缝的受弯构件:

$$B_s = 0.85E_c I_0 \quad (11.2.9-1)$$

2 出现裂缝的受弯构件:

$$B_s = \frac{0.85E_c I_0}{k_{cr} + (1 - k_{cr})\tau_w} \quad (11.2.9-2)$$

$$k_{cr} = \frac{M_{cr}}{M_k} \quad (11.2.9-3)$$

$$\tau_w = \left(1.0 + \frac{0.21}{\alpha_E \bar{\rho}}\right) (1.0 + 0.45\gamma_f) - 0.7 \quad (11.2.9-4)$$

$$M_{cr} = (\sigma_{pc} + \gamma f_{tk})W_0 \quad (11.2.9-5)$$

式中: E_c ——混凝土的弹性模量 (N/mm^2);

I_0 ——换算截面惯性矩 (mm^4);

α_E ——纵向受拉钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值, 计算公式为: $\alpha_E = E_s/E_c$;

$\bar{\rho}$ ——纵向受拉钢筋的等效配筋率, $\bar{\rho} = (A_f E_f/E_s + A_s)/ (bh_0)$;

γ_f ——受拉翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值;

k_{cr} ——受弯构件正截面的开裂弯矩 M_{cr} 与弯矩 M_k 的比值, 当 $\kappa_{cr} > 1.0$ 时, 取 $\kappa_{cr} = 1.0$;

σ_{pc} ——扣除全部预应力损失后, 由预加力在开裂边缘产生的混凝土预压应力 (N/mm^2);

γ ——混凝土构件的截面抵抗矩塑性影响系数，应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算；

f_{tk} ——混凝土抗拉强度标准值 (N/mm^2)。

11.3 构造要求

11.3.1 预应力碳纤维复合板加固用锚具可采用平板锚具，也可采用带小齿齿纹锚具（尖齿齿纹锚具和圆齿齿纹锚具）等。

11.3.2 设计普通平板锚具的构造时，其盖板和底板的厚度应分别不小于 14mm 和 10mm；其加压螺栓的公称直径不应小于 22mm（图 11.3.2-1、图 11.3.2-2）。

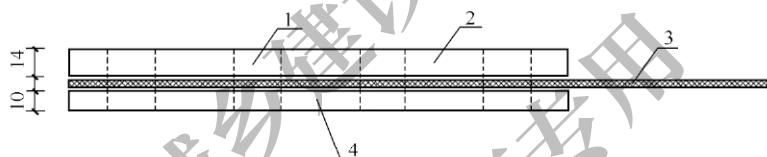


图 11.3.2-1 碳纤维板平板锚具

1—螺栓孔；2—盖板；3—碳纤维板；4—底板

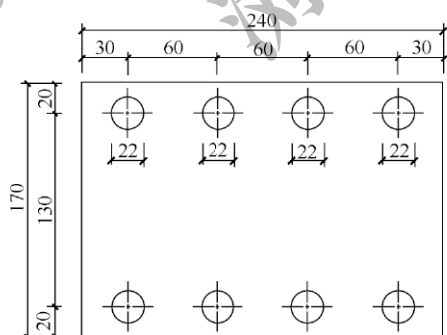


图 11.3.2-2 平板锚具盖板和底板平面

11.3.3 设计尖齿齿纹锚具的构造时，其齿深宜为 0.3mm～0.5mm，齿间距宜为 0.6mm～1.0mm（图 11.3.3-1、图 11.3.3-2）。

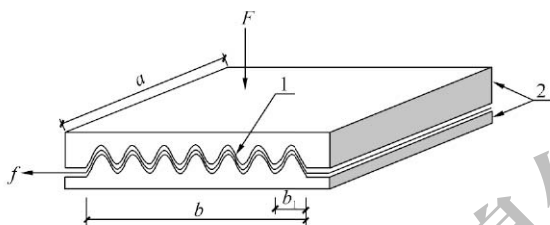


图 11.3.3-1 尖齿齿纹锚具示意图

1—碳纤维复合板；2—夹具； F —锚具的夹紧力； f —锚具摩擦力；
 a —锚具宽度； b —锚具齿纹长度； b_1 —齿间距

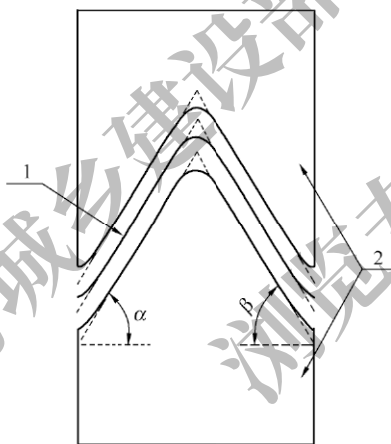


图 11.3.3-2 尖齿齿纹锚具单齿示意图

1—碳纤维复合板；2—锚具； α —左侧齿纹与水平方向的夹角；
 β —右侧齿纹与水平方向的夹角

11.3.4 尖齿齿纹锚具摩擦力可按下式进行计算：

$$f = 2\mu F \frac{\sin \alpha + \sin \beta}{\cos \alpha \times \sin \beta + \cos \beta \times \sin \alpha} \quad (11.3.4)$$

式中： F ——锚具的夹紧力（kN）；

μ ——碳纤维板与锚具之间的摩擦系数；

α ——左侧齿纹与水平方向的夹角；

β ——右侧齿纹与水平方向的夹角。

11.3.5 设计圆齿齿纹锚具的构造时,其齿深宜为 0.3mm~0.5mm,齿间距宜为 0.6mm~1.0mm (图 11.3.5-1、图 11.3.5-2)。

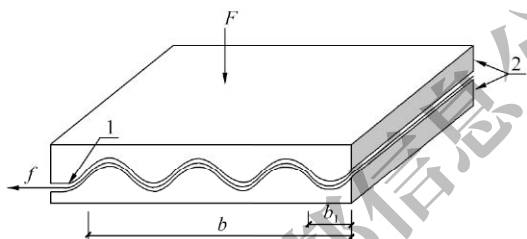


图 11.3.5-1 圆齿齿纹锚具示意图

1—碳纤维复合板; 2—锚具; F —锚具的夹紧力;
 f —锚具摩擦力; b —锚具齿纹长度; b_1 —齿间距

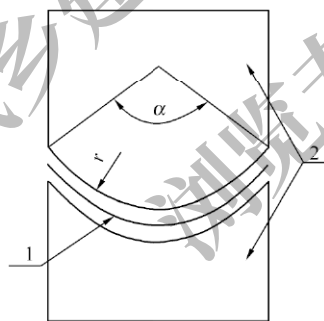


图 11.3.5-2 圆齿齿纹锚具单齿示意图

1—碳纤维复合板; 2—锚具; α —齿纹弧度圆心角; r —齿纹半径

11.3.6 圆齿齿纹锚具摩擦力可按式下进行计算:

$$f = \mu F \frac{\alpha}{\sin (\alpha / 2)} \quad (11.3.6)$$

式中: F ——锚具的夹紧力 (kN);

μ ——碳纤维板与锚具之间的摩擦系数;

α ——齿纹弧度圆心角。

11.3.7 预应力碳纤维复合材的宽度宜为 100mm, 对截面宽度

较大的构件，可粘贴多条预应力碳纤维复合材进行加固。

11.3.8 锚具的开孔位置和孔径应根据实际工程确定，孔距和边距应符合国家现行有关标准的规定。

11.3.9 对于平板锚具，锚具表面粗糙度 $25\mu\text{m} \leq R_a \leq 50\mu\text{m}$, $80\mu\text{m} \leq R_y \leq 150\mu\text{m}$, $60\mu\text{m} \leq R_z \leq 100\mu\text{m}$ 。

11.3.10 为了防止尖齿齿纹锚具将预应力碳纤维复合板剪断，该类锚具在尖齿处应进行倒角处理（图 11.3.3-2）。

11.3.11 对圆齿齿纹锚具，为防止预应力碳纤维复合板在锚具出口处因与锚具摩擦而产生断丝现象，锚具在端部切线方向应与预应力碳纤维复合板受拉力方向平行。

11.3.12 现场施工时，在锚具与预应力碳纤维复合材之间宜粘贴 2 层~4 层碳纤维织物作为垫层（图 11.3.12），并在锚具、预应力碳纤维复合材以及垫层上均应涂刷高强度固型结构胶，并在凝固前迅速将夹具锚紧，以防止预应力碳纤维复合板与锚具间的滑移。

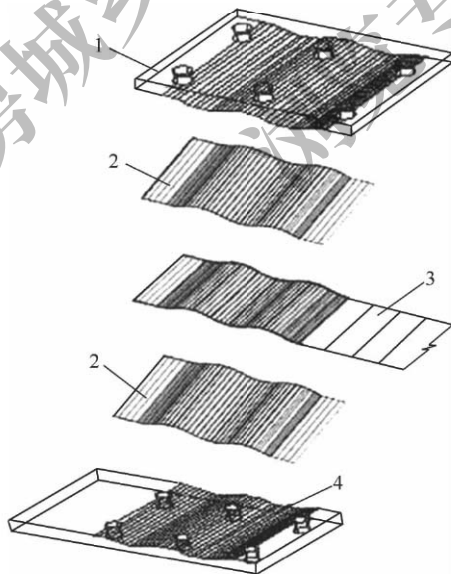


图 11.3.12 锚具内加贴的碳纤维织物垫层

1—盖板；2—碳纤维布垫片；3—预应力碳纤维板；4—底板

11.4 设计对施工的要求

11.4.1 采用本方法加固在施加预应力前，可不采取卸除作用在被加固结构上活荷载的措施。

11.4.2 预应力碳纤维复合材的张拉控制应力值 σ_{con} 宜为碳纤维复合材抗拉强度设计值 f_f 的 0.6 倍~0.7 倍。

11.4.3 对外露的锚具应采取防腐措施加以防护。

11.4.4 锚固和张拉端的碳纤维应平直、无表面缺陷。

11.4.5 当张拉过程中发现有明显滑移现象或达不到设计张拉应力时，应调整螺栓紧固力后重新张拉。当张拉过程顺利且达到设计应力后，松开张拉装置，涂布胶粘剂，二次张拉至设计应力值。

12 增设支点加固法

12.1 设计规定

12.1.1 本方法适用于梁、板、桁架等结构的加固。

12.1.2 本方法按支承结构受力性能的不同可分为刚性支点加固法和弹性支点加固法两种。设计时，应根据被加固结构的构造特点和工作条件选用其中一种。

12.1.3 设计支承结构或构件时，宜采用有预加力的方案。预加力的大小，应以支点处被支顶构件表面不出现裂缝和不增设附加钢筋为度。

12.1.4 制作支承结构和构件的材料，应根据被加固结构所处的环境及使用要求确定。当在高湿度或高温环境中使用钢构件及其连接时，应采用有效的防锈、隔热措施。

12.2 加固计算

12.2.1 采用刚性支点加固梁、板时，其结构计算应按下列步骤进行：

- 1 计算并绘制原梁的内力图；
- 2 初步确定预加力（卸荷值），并绘制在支承点预加力作用下梁的内力图；
- 3 绘制加固后梁在新增荷载作用下的内力图；
- 4 将上述内力图叠加，绘出梁各截面内力包络图；
- 5 计算梁各截面实际承载力；
- 6 调整预加力值，使梁各截面最大内力值小于截面实际承载力；
- 7 根据最大的支点反力，设计支承结构及其基础。

12.2.2 采用弹性支点加固梁时，应先计算出所需支点弹性反力

的大小，然后根据此力确定支承结构所需的刚度，并按下列步骤进行：

- 1 计算并绘制原梁的内力图；
- 2 绘制原梁在新增荷载下的内力图；
- 3 确定原梁所需的预加力（卸荷值），并由此求出相应的弹性支点反力值 R ；
- 4 根据所需的弹性支点反力 R 及支承结构类型，计算支承结构所需的刚度；
- 5 根据所需的刚度确定支承结构截面尺寸，并验算其地基基础。

12.3 构造规定

12.3.1 采用增设支点加固法新增的支柱、支撑，其上端应与被加固的梁可靠连接，并应符合下列规定：

1 湿式连接：

当采用钢筋混凝土支柱、支撑为支承结构时，可采用钢筋混凝土套箍湿式连接（图 12.3.1a）；被连接部位梁的混凝土保护层应全部凿掉，露出箍筋；起连接作用的钢筋箍可做成 Π 形；也可做成 Γ 形，但应卡住整个梁截面，并与支柱或支撑中的受力筋焊接。钢筋箍的直径应由计算确定，但不应少于 2 根直径为 12mm 的钢筋。节点处后浇混凝土的强度等级，不应低于 C25。

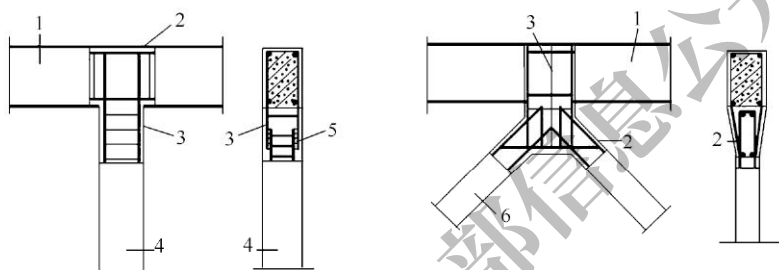
2 干式连接：

当采用型钢支柱、支撑为支承结构时，可采用型钢套箍干式连接（图 12.3.1b）。

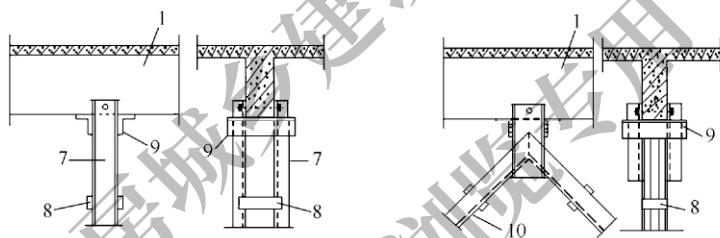
12.3.2 增设支点加固法新增的支柱、支撑，其下端连接，当直接支承于基础上时，可按一般地基基础构造进行处理；当斜撑底部以梁、柱为支承时，可采用下列构造：

1 对钢筋混凝土支撑，可采用湿式钢筋混凝土围套连接（图 12.3.2a）。对受拉支撑，其受拉主筋应绕过上、下梁（柱），并采用焊接。

2 对钢支撑，可采用型钢套箍干式连接（图 12.3.2b）。



(a) 钢筋混凝土套筒湿式连接



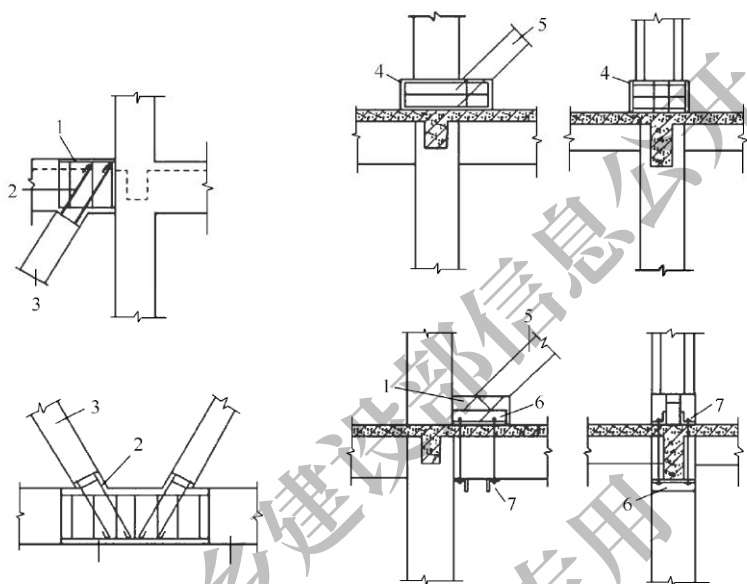
(b) 型钢套筒干式连接

图 12.3.1 支柱、支撑上端与原结构的连接构造

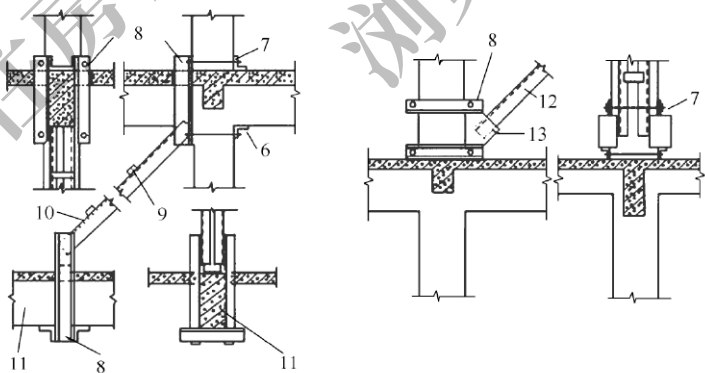
1—被加固梁；2—后浇混凝土；3—连接筋；4—混凝土支柱；

5—焊缝；6—混凝土斜撑；7—钢支柱；8—缀板；

9—短角钢；10—钢斜撑



(a) 钢筋混凝土围套湿式连接



(b) 型钢套箍干式连接

图 12.3.2 斜撑底部与梁柱的连接构造

- 1—后浇混凝土；2—受拉钢筋；3—混凝土拉杆；4—后浇混凝土套箍；
5—混凝土斜撑；6—短角钢；7—螺栓；8—型钢套箍；9—缀板；
10—钢斜拉杆；11—被加固梁；12—钢斜撑；13—节点板

13 预张紧钢丝绳网片-聚合物砂浆面层加固法

13.1 设计规定

13.1.1 本方法适用于钢筋混凝土梁、柱、墙等构件的加固，但本规范仅对受弯构件的加固作出规定。本方法不适用于素混凝土构件，包括纵向受拉钢筋一侧配筋率小于0.2%的构件加固。

13.1.2 采用本方法时，原结构、构件按现场检测结果推定的混凝土强度等级不应低于C15级，且混凝土表面的正拉粘结强度不应低于1.5MPa。

13.1.3 采用钢丝绳网片-聚合物砂浆面层加固混凝土结构构件时，应将网片设计成仅承受拉应力作用，并能与混凝土变形协调、共同受力。

13.1.4 钢丝绳网片-聚合物砂浆面层应采用下列构造方式对混凝土结构构件进行加固：

1 梁和柱，应采用三面或四面围套的面层构造（图13.1.4a和b）；

2 板和墙，宜采用对称的双面外夹层构造（图13.1.4d）。当采用单面的面层构造（图13.1.4c）时，应加强面层与原构件的锚固与拉结。

13.1.5 钢丝绳网片安装时，应施加预张紧力；预张紧应力大小取 $0.3 f_{rw}$ ，允许偏差为 $\pm 10\%$ ， f_{rw} 为钢丝绳抗拉强度设计值。施加预张紧力的工序及其施力值应标注在设计、施工图上，不得疏漏，以确保其安装后能立即与原结构共同工作。

13.1.6 采用本方法加固的混凝土结构，其长期使用的环境温度不应高于60℃。处于特殊环境下（如介质腐蚀、高温、高湿、放射等）的混凝土结构，其加固除应采用耐环境因素作用的聚合物配制砂浆外，尚应符合现行国家标准《工业建筑防腐蚀设计规

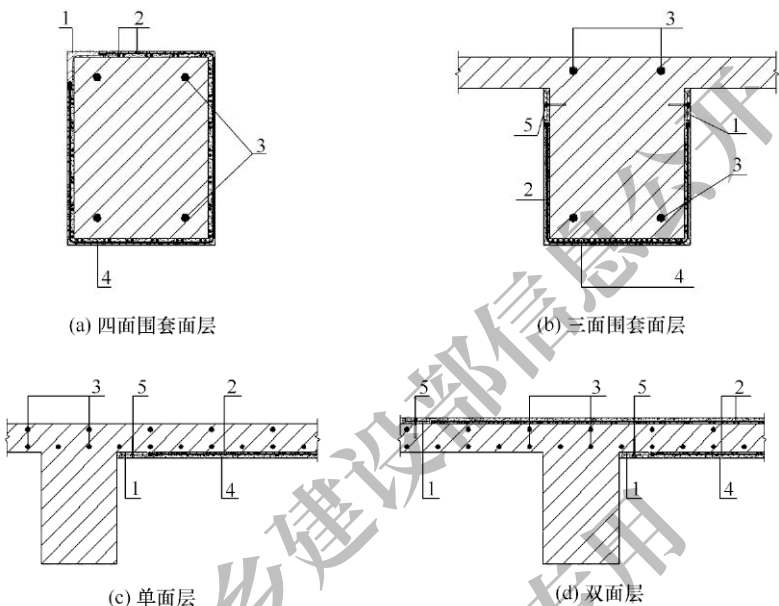


图 13.1.4 钢丝绳网片-聚合物砂浆面层构造示意图

1—固定板；2—钢丝绳网片；3—原钢筋；
4—聚合物砂浆面层；5—胶粘型锚栓

范》GB 50046 的规定，并采取相应的防护措施。

13.1.7 采用本方法加固时，应采取措施卸除或大部分卸除作用在结构上的活荷载。

13.1.8 当被加固结构、构件的表面有防火要求时，应按现行国家标准《建筑设计防火规范》GB 50016 规定的耐火等级及耐火极限要求，对钢丝绳网片-聚合物改性水泥砂浆外加层进行防护。

13.2 受弯构件正截面加固计算

13.2.1 采用钢丝绳网片-聚合物砂浆面层对受弯构件进行加固时，除应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 正截面承载力计算的基本假定外，尚应符合下列规定：

1 构件达到受弯承载力极限状态时, 钢丝绳网片的拉应变 ϵ_{rw} 可按截面应变保持平面的假设确定;

2 钢丝绳网片应力 σ_{rw} 可近似取等于拉应变 ϵ_{rw} 与弹性模量 E_{rw} 的乘积;

3 当考虑二次受力影响时, 应按构件加固前的初始受力情况, 确定钢丝绳网片的滞后应变;

4 在达到受弯承载力极限状态前, 钢丝绳网与混凝土之间不出现粘结剥离破坏;

5 对梁的不同面层构造, 统一采用仅按梁的受拉区底面有面层的计算简图, 但在验算梁的正截面承载力时, 应引入修正系数 η_{rl} 考虑梁侧面围套内钢丝绳网片对承载力提高的作用。

13.2.2 受弯构件加固后的相对界限受压区高度 $\xi_{b,rw}$ 应按下式计算, 即加固前控制值的 0.85 倍采用:

$$\xi_{b,rw} = 0.85\xi_b \quad (13.2.2)$$

式中: ξ_b ——构件加固前的相对界限受压区高度, 按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算。

13.2.3 矩形截面受弯构件采用钢丝绳网片-聚合物砂浆面层进行加固时 (图 13.2.3), 其正截面承载力应按下列公式确定:

$$M \leq \alpha_1 f_c b x \left(h - \frac{x}{2} \right) + f'_{y0} A'_{s0} (h - a') - f_{y0} A_{s0} (h - h_0) \quad (13.2.3-1)$$

$$\alpha_1 f_c b x = f_{y0} A_{s0} + \eta_{rl} \psi_{rw} f_{rw} A_{rw} - f'_{y0} A'_{s0} \quad (13.2.3-2)$$

$$\psi_{rw} = \frac{(0.8\epsilon_{cu}h/x) - \epsilon_{cu} - \epsilon_{rw,0}}{f_{rw}/E_{rw}} \quad (13.2.3-3)$$

$$2a' \leq x \leq \xi_{b,rw} h_0 \quad (13.2.3-4)$$

式中: M ——构件加固后的弯矩设计值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

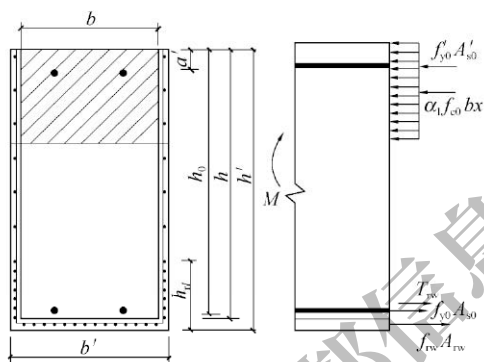
x ——等效矩形应力图形的混凝土受压区高度 (mm);

b 、 h ——矩形截面的宽度和高度 (mm);

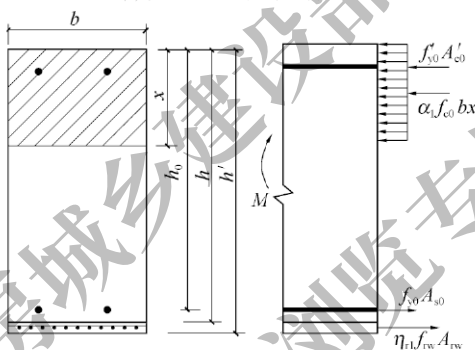
- f_{rw} —— 钢丝绳网片抗拉强度设计值 (N/mm^2);
- A_{rw} —— 钢丝绳网片受拉截面面积 (mm^2);
- a' —— 纵向受压钢筋合力点至混凝土受压区边缘的距离 (mm);
- h_0 —— 构件加固前的截面有效高度 (mm);
- η_{rl} —— 考虑梁侧面围套 h_{rl} 高度范围内配有与梁底部相同的受拉钢丝绳网片时, 该部分网片对承载力提高的系数; 对围套式面层按表 13.2.3 的规定值采用; 对单面面层, 取 $\eta_{rl}=1.0$;
- h_{rl} —— 自梁侧面受拉区边缘算起, 配有与梁底部相同的受拉钢丝绳网片的高度 (mm); 设计时应取 h_{rl} 小于等于 $0.25h$;
- ϕ_{rw} —— 考虑受拉钢丝绳网片的实际拉应变可能达不到设计值而引入的强度利用系数; 当 ϕ_{rw} 大于 1.0 时, 取 ϕ_{rw} 等于 1.0;
- ϵ_{cu} —— 混凝土极限压应变, 取 $\epsilon_{cu}=0.0033$;
- $\epsilon_{rw,0}$ —— 考虑二次受力影响时, 钢丝绳网片的滞后应变, 按本规范第 13.2.4 条的规定计算。若不考虑二次受力影响, 取 $\epsilon_{rw,0}=0$ 。

表 13.2.3 梁侧面 h_{rl} 高度范围配置网片的承载力提高系数

h/b h_{rl}/h	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5
0.05	1.09	1.14	1.18	1.23	1.28	1.32	1.37	1.41
0.10	1.17	1.25	1.34	1.42	1.50	1.59	1.67	1.76
0.15	1.23	1.34	1.46	1.57	1.69	1.80	1.92	2.03
0.20	1.28	1.42	1.56	1.70	1.83	1.97	2.11	2.25
0.25	1.32	1.47	1.63	1.79	1.95	2.10	2.26	2.42



(a) 围套式外层原计算图



(b) 本规范采用的计算图

图 13.2.3 受弯构件正截面承载力计算

13.2.4 当考虑二次受力影响时, 钢丝绳网片的滞后应变 $\epsilon_{rw,0}$ 应按下式计算:

$$\epsilon_{rw,0} = \frac{\alpha_{rw} M_{0k}}{E_{s0} A_{s0} h_0} \quad (13.2.4)$$

式中: M_{0k} ——加固前受弯构件验算截面上原作用的弯矩标准值;

E_{s0} ——原钢筋的弹性模量;

α_{rw} ——综合考虑受弯构件裂缝截面内力臂变化、钢筋拉应变不均匀以及钢筋排列影响的计算系数, 按表 13.2.4 的规定采用。

表 13.2.4 计算系数 α_{rw} 值

ρ_{te}	≤ 0.007	0.010	0.020	0.030	0.040	≥ 0.060
单排钢筋	0.70	0.90	1.15	1.20	1.25	1.30
双排钢筋	0.75	1.00	1.25	1.30	1.35	1.40

注：1 ρ_{te} 为混凝土有效受拉截面的纵向受拉钢筋配筋率，即 $\rho_{te} = A_{s0} / A_{te}$ ， A_{te} 为有效受拉混凝土截面面积，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定计算。

2 当原构件钢筋应力 $\sigma_{s0} \leq 150\text{MPa}$ ，且 $\rho_{te} \leq 0.05$ 时，表中 α_{rw} 值可乘以调整系数 0.9。

13.2.5 对翼缘位于受压区的 T 形截面受弯构件的受拉面粘结钢丝绳网-聚合物砂浆面层进行受弯加固时，应按本规范第 13.2.1 条至第 13.2.4 条的规定和现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 中关于 T 形截面受弯承载力的计算方法进行计算。

13.2.6 钢筋混凝土结构构件加固后，其正截面受弯承载力的提高幅度，不宜超过 30%，当有可靠试验依据时，也不应超过 40%；并且应验算其受剪承载力，避免因受弯承载力提高而导致构件受剪破坏先于受弯破坏。

13.2.7 钢丝绳计算用的截面面积及参考质量，可按表 13.2.7 的规定值采用。

表 13.2.7 钢丝绳计算用截面面积及参考重量

种类	钢丝绳 公称 直径 (mm)	钢丝 直径 (mm ²)	计算用 截面 面积 (mm ²)	参考 重量 (kg/ 100m)	种类	钢丝绳 公称 直径 (mm)	钢丝 直径 (mm ²)	计算用 截面 面积 (mm ²)	参考 重量 (kg/ 100m)
6×7 +IWS	2.4	(0.27)	2.81	2.40	6×7 +IWS	3.6	0.40	6.16	6.20
	2.5	0.28	3.02	2.73		4.0	(0.44)	7.45	6.70
	3.0	0.32	3.94	3.36		4.2	0.45	7.79	7.05
	3.05	(0.34)	4.45	3.83		4.5	0.50	9.62	8.70
	3.2	0.35	4.71	4.21	1×19	2.5	0.50	3.73	3.10

注：括号内的钢丝直径为建筑结构加固非常用的直径。

13.2.8 采用钢丝绳网片-聚合物砂浆面层加固的钢筋混凝土矩形截面受弯构件，其短期刚度 B_s 应按下列公式确定：

$$B_s = \frac{E_{s0} A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + 0.6\alpha_E \rho} \quad (13.2.8-1)$$

$$A_s = A_{s0} + A'_{rw} = A_{s0} + \frac{E_{rw}}{E_{s0}} A_{rw} \quad (13.2.8-2)$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65 f_{tk}}{\rho_{te} \sigma_{ss}} \quad (13.2.8-3)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bh_0} \quad (13.2.8-4)$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s}{0.5bh} = \frac{A_s}{0.5b(h_1 + \delta)} \quad (13.2.8-5)$$

$$\sigma_{ss} = \frac{M_k}{0.87h_0 A_s} \quad (13.2.8-6)$$

式中： E_{s0} ——原构件纵向受力钢筋的弹性模量（N/mm²）；
 A_s ——结构加固后的钢筋换算截面面积（mm²）；
 h_0 ——加固后截面有效高度（mm）；
 ψ ——原构件纵向受拉钢筋应变不均匀系数；当 $\psi < 0.2$ 时，取 $\psi = 0.2$ ；当 $\psi > 1.0$ 时，取 $\psi = 1.0$ ；
 α_E ——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量比值： $\alpha_E = E_{s0}/E_c$ ；
 ρ_{te} ——按有效受拉混凝土截面面积计算，并按纵向受拉配筋面积 A_s 确定的配筋率；当 ρ_{te} 小于 0.01 时，取 ρ_{te} 等于 0.01；
 A_{s0} ——原构件纵向受拉钢筋的截面面积（mm²）；
 A_{rw} ——新增纵向受拉钢丝绳网片截面面积（mm²）；
 A'_{rw} ——新增钢丝绳网片换算成钢筋后的截面面积（mm²）；
 E_{rw} ——钢丝绳弹性模量（N/mm²）；
 h ——加固后截面高度（mm）；
 h_1 ——原截面高度（mm）；
 δ ——截面外加层厚度（mm）；

σ_{ss} ——截面受拉区纵向配筋合力点处的应力 (N/mm^2);
 M_k ——按荷载效应标准组合计算的弯矩值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)。

13.3 受弯构件斜截面加固计算

13.3.1 采用钢丝绳网片-聚合物砂浆面层对受弯构件斜截面进行加固时,应在围套中配置以钢丝绳构成的“环形箍筋”或“U形箍筋”(图 13.3.1)。

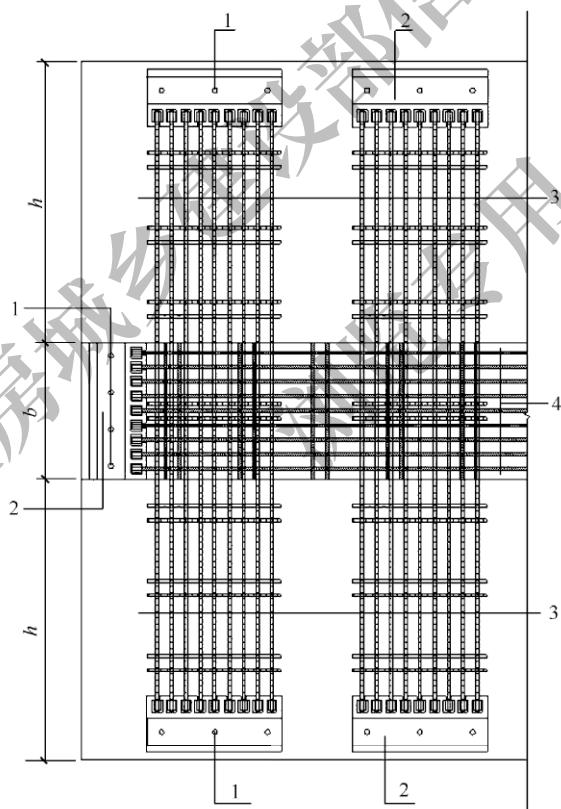


图 13.3.1 采用钢丝绳网片加固的受弯构件三面展开图

1—胶粘型锚栓; 2—固定板; 3—抗剪加固钢筋网(横向网);
 4—抗弯加固钢筋网片(主网); b —梁宽; h —梁高

13.3.2 受弯构件加固后的斜截面应符合下列公式规定:

当 $h_w/b \leq 4$ 时

$$V \leq 0.25\beta_c f_{co} b h_0 \quad (13.3.2-1)$$

当 $h_w/b \geq 6$ 时

$$V \leq 0.20\beta_c f_{co} b h_0 \quad (13.3.2-2)$$

当 $4 < h_w/b < 6$ 时, 按线性内插法确定。

式中: V —— 构件斜截面加固后的剪力设计值 (kN);

β_c —— 混凝土强度影响系数, 当原构件混凝土强度等级不超过 C50 时, 取 $\beta_c = 1.0$; 当混凝土强度等级为 C80 时, 取 $\beta_c = 0.8$; 其间接直线内插法确定;

f_{co} —— 原构件混凝土轴心抗压强度设计值 (N/mm^2);

b —— 矩形截面的宽度或 T 形截面的腹板宽度 (mm);

h_0 —— 截面有效高度 (mm);

h_w —— 截面的腹板高度 (mm); 对矩形截面, 取有效高度; 对 T 形截面, 取有效高度减去翼缘高度。

13.3.3 采用钢丝绳网片-聚合物砂浆面层对钢筋混凝土梁进行抗剪加固时, 其斜截面承载力应按下列公式确定:

$$V \leq V_{b0} + V_{br} \quad (13.3.3-1)$$

$$V_{br} \leq \phi_{vb} f_{rw} A_{rw} h_{rw} / s_{rw} \quad (13.3.3-2)$$

式中: V_{b0} —— 加固前, 梁的斜截面承载力 (kN), 按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 计算;

V_{br} —— 配置钢丝绳网片加固后, 对梁斜截面承载力的提高值 (kN);

ϕ_{vb} —— 计算系数, 与钢丝绳箍筋构造方式及受力条件有关的抗剪强度折减系数, 按表 13.3.3 采用;

f_{rw} —— 受剪加固采用的钢丝绳网片强度设计值 (N/mm^2), 按本规范第 13.1.5 条规定的强度设计值乘以调整系数 0.50 确定; 当为框架梁或悬挑构件时, 该调整系数取为 0.25;

A_{rw} —— 配置在同一截面处构成环形箍或 U 形箍的钢丝绳网的全部截面面积 (mm^2);

h_{rw} —— 梁侧面配置的钢丝绳箍筋的竖向高度 (mm); 对矩形截面, $h_{rw} = h$; 对 T 形截面, $h_{rw} = h_w$; h_w 为腹板高度;

s_{rw} —— 钢丝绳箍筋的间距 (mm)。

表 13.3.3 抗剪强度折减系数 ϕ_{vb} 值

钢丝绳箍筋构造		环形箍筋	U 形箍筋
受力 条件	均布荷载或剪跨比 $\lambda \geq 3$	1.0	0.80
	$\lambda \leq 1.5$	0.65	0.50

注: 当 λ 为中间值时, 按线性内插法确定 ϕ_{vb} 值。

13.4 构造规定

13.4.1 钢丝绳网的设计与制作应符合下列规定:

1 网片应采用小直径不松散的高强度钢丝绳制作; 绳的直径宜为 $2.5\text{mm} \sim 4.5\text{mm}$; 当采用航空用高强度钢丝绳时, 可使用规格为 2.4mm 的高强度钢丝绳。

2 绳的结构形式 (图 13.4.1-1) 应为 $6 \times 7 + \text{IWS}$ 金属股芯右交互捻钢丝绳或 1×19 单股左捻钢丝绳。

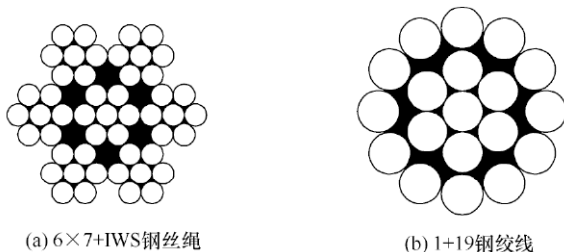


图 13.4.1-1 钢丝绳的结构形式

3 网的主筋 (即纵向受力钢丝绳) 与横向筋 (即横向钢丝

绳，也称箍筋）的交点处，应采用同品种钢材制作的绳扣束紧；主筋的端部应采用固定结固定在固定板上；固定板以胶粘型锚栓锚于原结构上，胶粘型锚栓的材质和型号的选用，应经计算确定。预张紧钢丝绳网片的固定构造应按图 13. 4. 1-2 进行设计；当钢丝绳采用锥形锚头紧固时，其端部固定板构造应按图 13. 4. 1-3 进行设计。

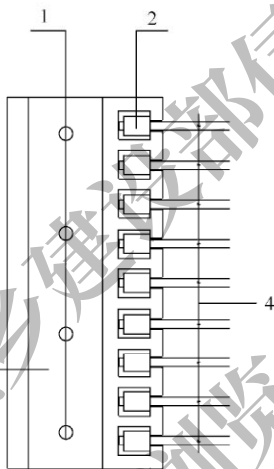


图 13. 4. 1-2 采用固定结紧固钢丝绳的
端头锚固构造

1—胶粘型锚栓；2—固定结；3—固定板；4—钢丝绳

4 网中受拉主筋的间距应经计算确定，但不应小于 20mm，也不应大于 40mm。

5 网中横向筋的间距，当用作梁、柱承受剪力的箍筋时，应经计算确定，但不应大于 50mm；当用作构造箍筋时，梁、柱不应大于 150mm；板和墙，可按实际情况取为 150mm～200mm。

6 网片应在工厂使用专门的机械和工艺制作。板和墙加固用的网，宜按标准规格成批生产；梁和柱加固用的围套网，宜按设计图纸专门生产。

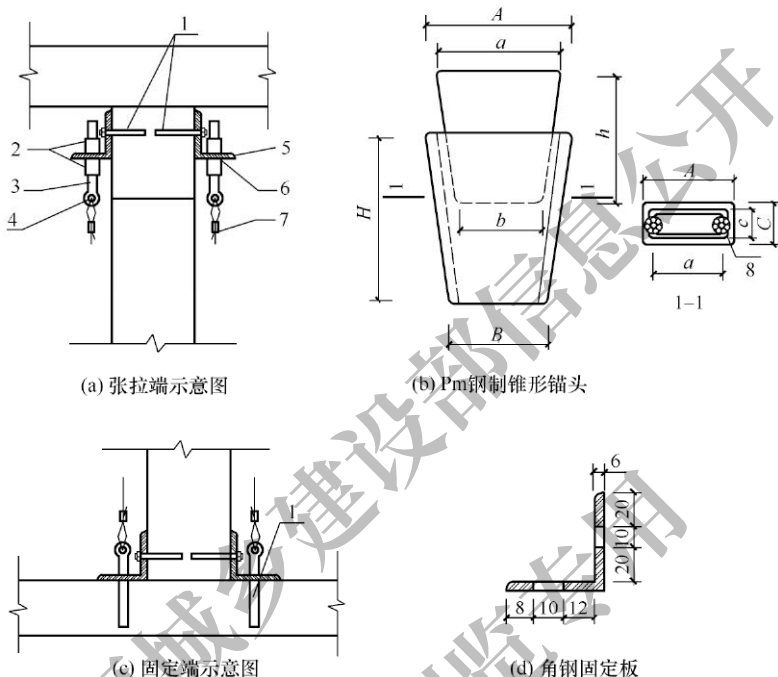


图 13.4.1-3 采用锥形锚头紧固钢丝绳的端部锚固构造

- 1—锚栓或植筋；2—Pm 调节螺母；3—Pm 调节螺杆；4—穿绳孔；
5—角钢固定板；6—张拉端角钢锚固；7—锥形锚头；8—钢丝绳

13.4.2 采用钢丝绳网-聚合物砂浆面层加固钢筋混凝土构件前，应先清理、修补原构件，并按产品使用说明书的规定进行界面处理；当原构件钢筋有锈蚀现象时，应对外露的钢筋进行除锈及阻锈处理；当原构件钢筋经检测认为已处于“有锈蚀可能”的状态，但混凝土保护层尚未开裂时，宜采用喷涂型阻锈剂进行处理。

13.4.3 钢丝绳网与基材混凝土的固定，应在网片就位并张拉绷紧的情况下进行。一般情况下，应采用尼龙锚栓或胶粘螺杆植入混凝土中作为支点，以开口销作为绳卡与网连接。锚栓或螺杆的长度不应小于 55mm；其直径 d 不应小于 4.0mm；净埋深不应

小于 40mm；间距不应大于 150mm。构件端部固定套环用的锚栓，其净埋深不应小于 60mm。

13.4.4 当钢丝绳网的主筋需要接长时，应采取可靠锚固措施保证预张紧应力不受损失（图 13.4.4），且不应位于最大弯矩区。

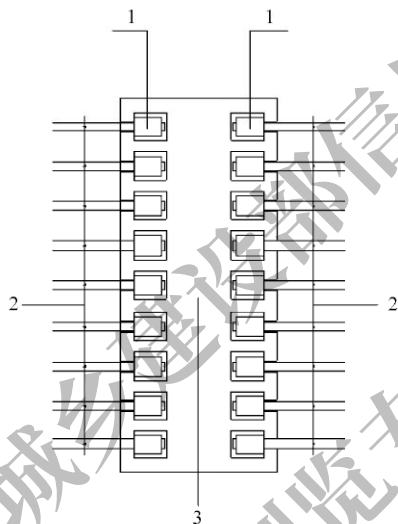


图 13.4.4 主绳连接锚固构造示意图

1—固定结或锥形锚头；2—钢丝绳；3—连接型固定板

13.4.5 聚合物砂浆面层的厚度，不应小于 25mm，也不宜大于 35mm；当采用镀锌钢丝绳时，其保护层厚度尚不应小于 15mm。

13.4.6 聚合物砂浆面层的表面应喷涂一层与该品种砂浆相适配的防护材料，提高面层耐环境因素作用的能力。

14 绕丝加固法

14.1 设计规定

14.1.1 本方法适用于提高钢筋混凝土柱的位移延性的加固。

14.1.2 采用绕丝法时，原构件按现场检测结果推定的混凝土强度等级不应低于 C10 级，但也不得高于 C50 级。

14.1.3 采用绕丝法时，若柱的截面为方形，其长边尺寸 h 与短边尺寸 b 之比，应不大于 1.5。

14.1.4 当绕丝的构造符合本规范的规定时，采用绕丝法加固的构件可按整体截面进行计算。

14.2 柱的抗震加固计算

14.2.1 采用环向绕丝法提高柱的位移延性时，其柱端箍筋加密区的总折算体积配箍率 ρ_v 应按下列公式计算：

$$\rho_v = \rho_{v,e} + \rho_{v,s} \quad (14.2.1-1)$$

$$\rho_{v,s} = \psi_{v,s} \frac{A_{ss} l_{ss}}{s_s A_{cor}} \frac{f_{ys}}{f_{yv}} \quad (14.2.1-2)$$

式中： $\rho_{v,e}$ ——被加固柱原有的体积配箍率，当需重新复核时，应按原箍筋范围内核心面积计算；

$\rho_{v,s}$ ——以绕丝构成的环向围束作为附加箍筋计算得到的箍筋体积配箍率的增量；

A_{ss} ——单根钢丝截面面积（ mm^2 ）；

A_{cor} ——绕丝围束内原柱截面混凝土面积（ mm^2 ），按本规范第 10.4.3 条计算；

f_{yv} ——原箍筋抗拉强度设计值（ N/mm^2 ）；

f_{ys} ——绕丝抗拉强度设计值（ N/mm^2 ），取 $f_{ys} = 300 \text{ N}/\text{mm}^2$ ；

- l_{ss} —— 绕丝的周长 (mm);
- s_s —— 绕丝间距 (mm);
- $\psi_{v,s}$ —— 环向围束的有效约束系数; 对圆形截面, $\psi_{v,s} = 0.75$, 对正方形截面, $\psi_{v,s} = 0.55$, 对矩形截面, $\psi_{v,s} = 0.35$ 。

14.3 构造规定

14.3.1 绕丝加固法的基本构造方式是将钢丝绕在 4 根直径为 25mm 专设的钢筋上 (图 14.3.1), 然后再浇筑细石混凝土或喷抹 M15 水泥砂浆。绕丝用的钢丝, 应为直径为 4mm 的冷拔钢丝, 但应经退火处理后方可使用。

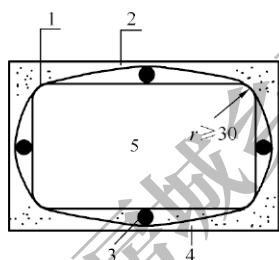


图 14.3.1 绕丝构造示意图
1—圆角; 2—直径为 4mm 间距为 5mm~30mm 的钢丝;
3—直径为 25mm 的钢筋; 4—细石混凝土或高强度等级水泥砂浆; 5—原柱; r —圆角半径

14.3.2 原构件截面的四角保护层应凿除, 并应打磨成圆角 (图 14.3.1), 圆角的半径 r 不应小于 30mm。

14.3.3 绕丝加固用的细石混凝土应优先采用喷射混凝土; 但也可采用现浇混凝土; 混凝土的强度等级不应低于 C30 级。

14.3.4 绕丝的间距, 对重要构件, 不应大于 15mm; 对一般构件, 不应大于 30mm。绕丝的间距应分布均匀, 绕丝的两端应与原构件主筋焊牢。

14.3.5 绕丝的局部绷不紧时, 应加

钢楔绷紧。

15 植 筋 技 术

15.1 设 计 规 定

15.1.1 本章适用于钢筋混凝土结构构件以结构胶种植带肋钢筋和全螺纹螺杆的后锚固设计；不适用于素混凝土构件，包括纵向受力钢筋一侧配筋率小于 0.2% 的构件的后锚固设计。素混凝土构件及低配筋率构件的植筋应按锚栓进行设计。

15.1.2 采用植筋技术，包括种植全螺纹螺杆技术时，原构件的混凝土强度等级应符合下列规定：

1 当新增构件为悬挑结构构件时，其原构件混凝土强度等级不得低于 C25；

2 当新增构件为其他结构构件时，其原构件混凝土强度等级不得低于 C20。

15.1.3 采用植筋和种植全螺纹螺杆锚固时，其锚固部位的原构件混凝土不得有局部缺陷。若有局部缺陷，应先进行补强或加固处理后再植筋。

15.1.4 种植用的钢筋或螺杆，应采用质量和规格符合本规范第 4 章规定的钢材制作。当采用进口带肋钢筋时，除应按现行专门标准检验其性能外，尚应要求其相对肋面积 A_r 符合大于等于 0.055 且小于等于 0.08 的规定。

15.1.5 植筋用的胶粘剂应采用改性环氧类结构胶粘剂或改性乙烯基酯类结构胶粘剂。当植筋的直径大于 22mm 时，应采用 A 级胶。锚固用胶粘剂的质量和性能应符合本规范第 4 章的规定。

15.1.6 采用植筋锚固的混凝土结构，其长期使用的环境温度不应高于 60℃；处于特殊环境（如高温、高湿、介质腐蚀等）的混凝土结构采用植筋技术时，除应按国家现行有关标准的规定采

取相应的防护措施外，尚应采用耐环境因素作用的胶粘剂。

15.2 锚固计算

15.2.1 承重构件的植筋锚固计算应符合下列规定：

- 1 植筋设计应在计算和构造上防止混凝土发生劈裂破坏；
- 2 植筋仅承受轴向力，且仅允许按充分利用钢材强度的计算模式进行设计；
- 3 植筋胶粘剂的粘结强度设计值应按本章的规定值采用；
- 4 抗震设防区的承重结构，其植筋承载力仍按本节的规定进行计算，但其锚固深度设计值应乘以考虑位移延性要求的修正系数。

15.2.2 单根植筋锚固的承载力设计值应符合下列公式规定：

$$N_t^b = f_y A_s \quad (15.2.2-1)$$

$$l_d \geq \psi_N \psi_{ae} l_s \quad (15.2.2-2)$$

式中： N_t^b ——植筋钢材轴向受拉承载力设计值（kN）；

f_y ——植筋用钢筋的抗拉强度设计值（N/mm²）；

A_s ——钢筋截面面积（mm²）；

l_d ——植筋锚固深度设计值（mm）；

l_s ——植筋的基本锚固深度（mm），按本规范第 15.2.3 条确定；

ψ_N ——考虑各种因素对植筋受拉承载力影响而需加大锚固深度的修正系数，按本规范第 15.2.5 条确定；

ψ_{ae} ——考虑植筋位移延性要求的修正系数；当混凝土强度等级不高于 C30 时，对 6 度区及 7 度区一、二类场地，取 $\psi_{ae}=1.10$ ；对 7 度区三、四类场地及 8 度区，取 $\psi_{ae}=1.25$ 。当混凝土强度高于 C30 时，取 $\psi_{ae}=1.00$ 。

15.2.3 植筋的基本锚固深度 l_s 应按下列公式确定：

$$l_s = 0.2\alpha_{\text{spt}}d f_y / f_{\text{bd}} \quad (15.2.3)$$

式中： α_{spt} ——为防止混凝土劈裂引用的计算系数，按本规范表 15.2.3 的确定；

d ——植筋公称直径（mm）；

f_{bd} ——植筋用胶粘剂的粘结抗剪强度设计值（N/mm²），按本规范表 15.2.4 的规定值采用。

表 15.2.3 考虑混凝土劈裂影响的计算系数 α_{spt}

混凝土保护层厚度 c (mm)		25		30		35	≥ 40
箍筋设置情况	直径 ϕ (mm)	6	8 或 10	6	8 或 10	≥ 6	≥ 6
	间距 s (mm)	在植筋锚固深度范围内, s 不应大于 100mm					
植筋直径 d (mm)	≤ 20	1.00		1.00		1.00	1.00
	25	1.10	1.05	1.05	1.00	1.00	1.00
	32	1.25	1.15	1.15	1.10	1.10	1.05

注：当植筋直径介于表列数值之间时，可按线性内插法确定 α_{spt} 值。

15.2.4 植筋用结构胶粘剂的粘结抗剪强度设计值 f_{bd} 应按表 15.2.4 的规定值采用。当基材混凝土强度等级大于 C30，且采用快固型胶粘剂时，其粘结抗剪强度设计值 f_{bd} 应乘以调整系数 0.8。

表 15.2.4 粘结抗剪强度设计值 f_{bd}

胶粘剂等级	构造条件	基材混凝土的强度等级				
		C20	C25	C30	C40	$\geq \text{C60}$
A 级胶或 B 级胶	$s_1 \geq 5d$; $s_2 \geq 2.5d$	2.3	2.7	3.7	4.0	4.5
A 级胶	$s_1 \geq 6d$; $s_2 \geq 3.0d$	2.3	2.7	4.0	4.5	5.0
	$s_1 \geq 7d$; $s_2 \geq 3.5d$	2.3	2.7	4.5	5.0	5.5

注：1 当使用表中的 f_{bd} 值时，其构件的混凝土保护层厚度，不应低于现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定值；

2 s_1 为植筋间距； s_2 为植筋边距；

3 f_{bd} 值仅适用于带肋钢筋或全螺纹螺杆的粘结锚固。

15.2.5 考虑各种因素对植筋受拉承载力影响而需加大锚固深度的修正系数 ψ_N ，应按下式计算：

$$\psi_N = \psi_{br} \psi_w \psi_T \quad (15.2.5)$$

式中： ψ_{br} ——考虑结构构件受力状态对承载力影响的系数：当为悬挑结构构件时， $\psi_{br}=1.50$ ；当为非悬挑的重要构件接长时， $\psi_{br}=1.15$ ；当为其他构件时， $\psi_{br}=1.00$ ；

ψ_w ——混凝土孔壁潮湿影响系数，对耐潮湿型胶粘剂，按产品说明书的规定值采用，但不得低于1.1；

ψ_T ——使用环境的温度 T 影响系数，当 $T \leq 60^\circ\text{C}$ 时，取 $\psi_T=1.0$ ；当 $60^\circ\text{C} < T \leq 80^\circ\text{C}$ 时，应采用耐中温胶粘剂，并按产品说明书规定的 ψ_T 值采用；当 $T > 80^\circ\text{C}$ 时，应采用耐高温胶粘剂，并应采取有效的隔热措施。

15.2.6 承重结构植筋的锚固深度应经设计计算确定；不得按短期拉拔试验值或厂商技术手册的推荐值采用。

15.3 构造规定

15.3.1 当按构造要求植筋时，其最小锚固长度 $l_{\min}$ 应符合下列构造规定：

- 1 受拉钢筋锚固： $\max \{0.3l_s; 10d; 100\text{mm}\}$ ；
- 2 受压钢筋锚固： $\max \{0.6l_s; 10d; 100\text{mm}\}$ ；
- 3 对悬挑结构、构件尚应乘以1.5的修正系数。

15.3.2 当植筋与纵向受拉钢筋搭接（图 15.3.2）时，其搭接接头应相互错开。其纵向受拉搭接长度 l_l ，应根据位于同一连接区段内的钢筋搭接接头面积百分率，按下式确定：

$$l_l = \zeta_l l_d \quad (15.3.2)$$

式中： ζ_l ——纵向受拉钢筋搭接长度修正系数，按表 15.3.2 取值。

表 15.3.2 纵向受拉钢筋搭接长度修正系数

纵向受拉钢筋搭接接头面积百分率 (%)	≤ 25	50	100
ζ_l 值	1.2	1.4	1.6

- 注：1 钢筋搭接接头面积百分率定义按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定采用；
- 2 当实际搭接接头面积百分率介于表列数值之间时，按线性内插法确定 ζ_l 值；
- 3 对梁类构件，纵向受拉钢筋搭接接头面积百分率不应超过 50%。

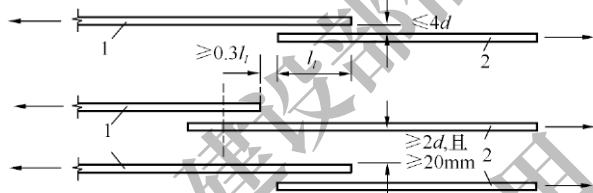


图 15.3.2 纵向受拉钢筋搭接
1—纵向受拉钢筋；2—植筋

15.3.3 当植筋搭接部位的箍筋间距 s 不符合本规范表 15.2.3 的规定时，应进行防劈裂加固。此时，可采用纤维织物复合材的围束作为原构件的附加箍筋进行加固。围束可采用宽度为 150mm，厚度不小于 0.165mm 的条带缠绕而成，缠绕时，围束间应无间隔，且每一围束，其所粘贴的条带不应少于 3 层。对方形截面尚应打磨棱角，打磨的质量应符合本规范第 10.9.9 条的规定。若采用纤维织物复合材的围束有困难，也可剔去原构件混凝土保护层，增设新箍筋（或钢箍板）进行加密（或增强）后再植筋。

15.3.4 植筋与纵向受拉钢筋在搭接部位的净间距，应按本规范图 15.3.2 的标示值确定。当净间距超过 $4d$ 时，则搭接长度 l_t 应增加 $2d$ ，但净间距不得大于 $6d$ 。

15.3.5 用于植筋的钢筋混凝土构件，其最小厚度 $h_{\min}$ 应符合下式规定：

$$h_{\min} \geq l_d + 2D \quad (15.3.5)$$

式中： D ——钻孔直径（mm），应按表 15.3.5 确定。

表 15.3.5 植筋直径与对应的钻孔直径设计值

钢筋直径 d (mm)	钻孔直径设计值 D (mm)
12	15
14	18
16	20
18	22
20	25
22	28
25	32
28	35
32	40

15.3.6 植筋时，其钢筋宜先焊后种植；当有困难而必须后焊时，其焊点距基材混凝土表面应大于 $15d$ ，且应采用冰水浸渍的湿毛巾多层包裹植筋外露部分的根部。

16 锚 栓 技 术

16.1 设 计 规 定

16.1.1 本章适用于普通混凝土承重结构；不适用于轻质混凝土结构及严重风化的结构。

16.1.2 混凝土结构采用锚栓技术时，其混凝土强度等级：对重要构件不应低于 C25 级；对一般构件不应低于 C20 级。

16.1.3 承重结构用的机械锚栓，应采用有锁键效应的后扩底锚栓。这类锚栓按其构造方式的不同，又分为自扩底（图 16.1.3-1a）、模扩底（图 16.1.3-1b）和胶粘-模扩底（图 16.1.3-1c）三种；承重结构用的胶粘型锚栓，应采用特殊倒锥形胶粘型锚栓（图 16.1.3-2）。自攻螺钉不属于锚栓体系，不得按锚栓进行设计计算。

16.1.4 在抗震设防区的结构中，以及直接承受动力荷载的构件中，不得使用膨胀锚栓作为承重结构的连接件。

16.1.5 当在抗震设防区承重结构中使用锚栓时，应采用后扩底锚栓或特殊倒锥形胶粘型锚栓，且仅允许用于设防烈度不高于 8 度并建于 I、II 类场地的建筑物。

16.1.6 用于抗震设防区承重结构或承受动力作用的锚栓，其性能应通过现行行业标准《混凝土用膨胀型、扩孔型建筑锚栓》JG 160 的低周反复荷载作用或疲劳荷载作用的检验。

16.1.7 承重结构锚栓连接的设计计算，应采用开裂混凝土的假定；不得考虑非开裂混凝土对其承载力的提高作用。

16.1.8 锚栓受力分析应符合本规范附录 F 的规定。

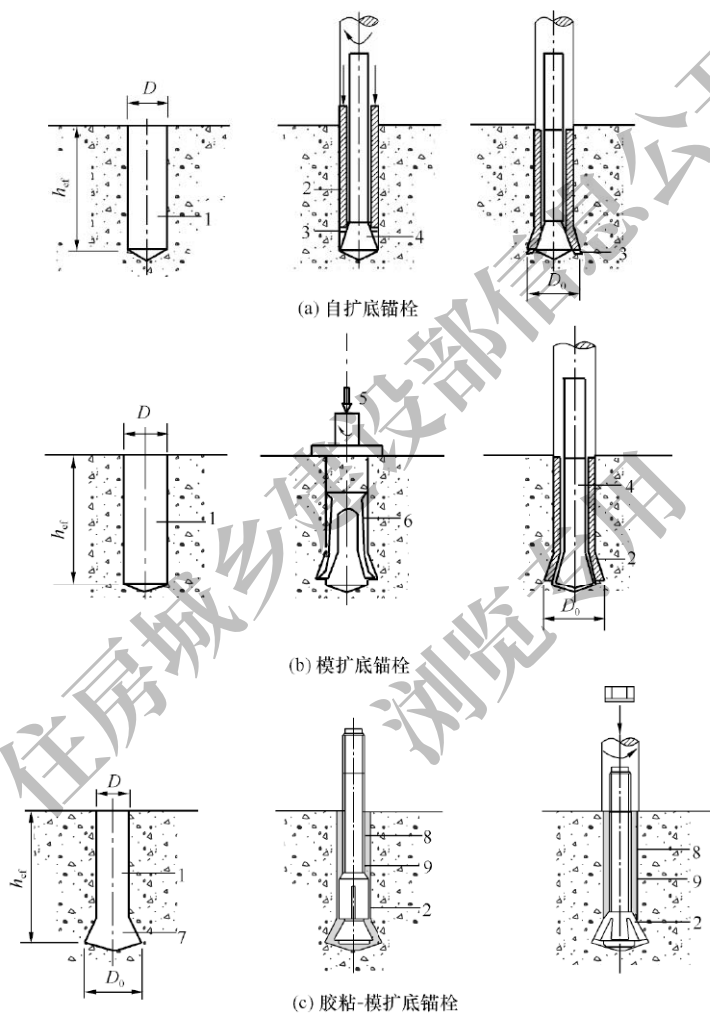


图 16.1.3-1 后扩底锚栓

1—直孔；2—扩张套筒；3—扩底刀头；4—柱锥杆；5—压力直线推进；
6—模具式刀具；7—扩底孔；8—胶粘剂；9—螺纹杆； h_{ef} —锚栓的有效
锚固深度； D —钻孔直径； D_0 —扩底直径

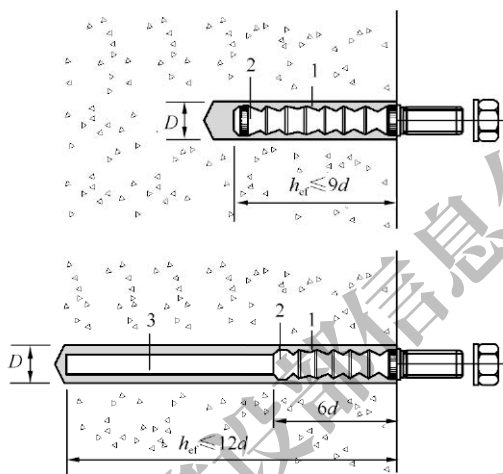


图 16.1.3-2 特殊倒锥形胶粘型锚栓

1—胶粘剂；2—倒锥形螺纹套筒；3—全螺纹螺杆；D—钻孔直径；
d—全螺纹螺杆直径； h_{ef} —锚栓的有效锚固深度

16.2 锚栓钢材承载力验算

16.2.1 锚栓钢材的承载力验算，应按锚栓受拉、受剪及同时受拉剪作用等三种受力情况分别进行。

16.2.2 锚栓钢材受拉承载力设计值，应符合下式规定：

$$N_t^a = \varphi_{E,t} f_{ud,t} A_s \quad (16.2.2)$$

式中： N_t^a ——锚栓钢材受拉承载力设计值（N/mm²）；

$\varphi_{E,t}$ ——锚栓受拉承载力抗震折减系数；对 6 度区及以下，取 $\varphi_{E,t}=1.00$ ；于 7 度区，取 $\varphi_{E,t}=0.85$ ；对 8 度区 I、II、III 类场地，取 $\varphi_{E,t}=0.75$ ；

$f_{ud,t}$ ——锚栓钢材用于抗拉计算的强度设计值（N/mm²），应按本规范第 16.2.3 条的规定采用；

A_s ——锚栓有效截面积（mm²）。

16.2.3 碳钢、合金钢及不锈钢锚栓的钢材强度设计指标必须符合表 16.2.3-1 和表 16.2.3-2 的规定。

表 16.2.3-1 碳钢及合金钢锚栓钢材强度设计指标

性能等级		4.8	5.8	6.8	8.8
锚栓强度设计值 (MPa)	用于抗拉计算 $f_{ud,t}$	250	310	370	490
	用于抗剪计算 $f_{ud,v}$	150	180	220	290

注：锚栓受拉弹性模量 E_s 取 $2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$ 。

表 16.2.3-2 不锈钢锚栓钢材强度设计指标

性能等级		50	70	80
螺纹直径 (mm)		≤ 32	≤ 24	≤ 24
锚栓强度设计值 (MPa)	用于抗拉计算 $f_{ud,t}$	175	370	500
	用于抗剪计算 $f_{ud,v}$	105	225	300

16.2.4 锚栓钢材受剪承载力设计值，应区分无杠杆臂和有杠杆臂两种情况（图 16.2.4）按下列公式进行计算：

1 无杠杆臂受剪

$$V^a = \psi_{E,v} f_{ud,v} A_s \quad (16.2.4-1)$$

2 有杠杆臂受剪

$$V^a = 1.2 \psi_{E,v} W_{el} f_{ud,t} \left(1 - \frac{\sigma}{f_{ud,t}} \right) \frac{\alpha_m}{l_0} \quad (16.2.4-2)$$

式中： V^a ——锚栓钢材受剪承载力设计值 (kN)；

$\psi_{E,v}$ ——锚栓受剪承载力抗震折减系数；对 6 度区及以下，取 $\psi_{E,v}=1.00$ ；对 7 度区，取 $\psi_{E,v}=0.80$ ；对 8 度区 I、II、III 类场地，取 $\psi_{E,v}=0.70$ ；

A_s ——锚栓的有效截面面积 (mm^2)；

W_{el} ——锚栓截面抵抗矩 (mm^3)；

σ ——被验算锚栓承受的轴向拉应力 (N/mm^2)，其值按 N_t^a/A_s 确定；符号 N_t^a 和 A_s 的意义见式 (16.2.2)；

α_m ——约束系数，对图 16.2.4 (a) 的情况，取 $\alpha_m=1$ ；对图 16.2.4 (b) 的情况，取 $\alpha_m=2$ ；

l_0 ——杠杆臂计算长度 (mm)；当基材表面有压紧的螺帽时，取 $l_0=l$ ；当无压紧螺帽时，取 $l_0=l+0.5d$ 。

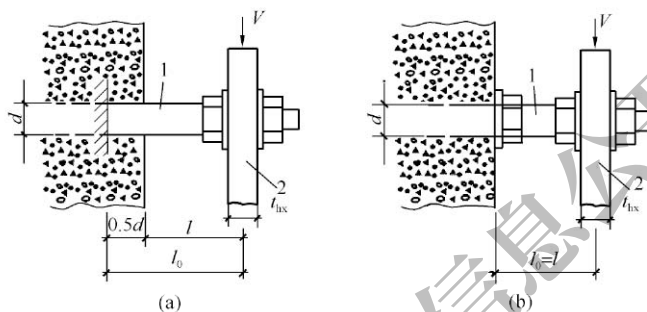


图 16.2.4 锚栓杠杆臂计算长度的确定
1—锚栓；2—固定件； l_0 —杠杆臂计算长度

16.3 基材混凝土承载力验算

16.3.1 基材混凝土的承载力验算，应考虑三种破坏模式：混凝土呈锥形受拉破坏（图 16.3.1-1）、混凝土边缘呈楔形受剪破坏（图 16.3.1-2）以及同时受拉、剪作用破坏。对混凝土剪撬破坏（图 16.3.1-3）、混凝土劈裂破坏，以及特殊倒锥形胶粘锚栓的组合破坏，应通过采取构造措施予以防止，不参与验算。

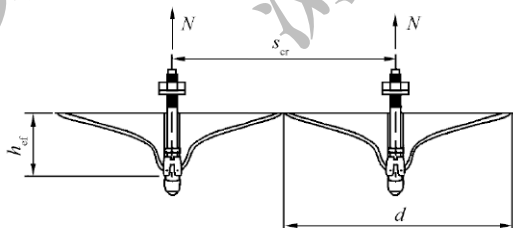


图 16.3.1-1 混凝土呈锥形受拉破坏

16.3.2 基材混凝土的受拉承载力设计值，应按下列公式进行验算：

1 对后扩底锚栓

$$N_t^c = 2.8\psi_a\psi_N\sqrt{f_{cu,k}}h_{ef}^{1.5} \quad (16.3.2-1)$$

2 对本规范采用的胶粘型锚栓

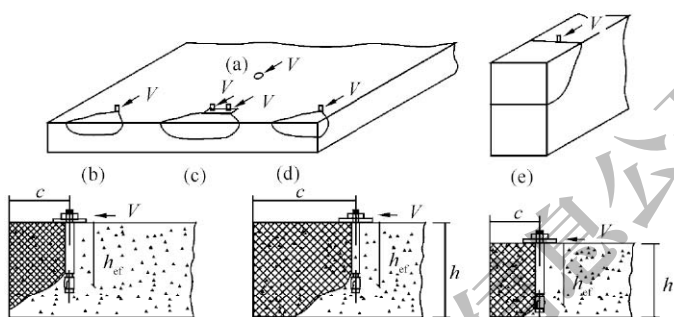


图 16.3.1-2 混凝土边缘呈楔形受剪破坏

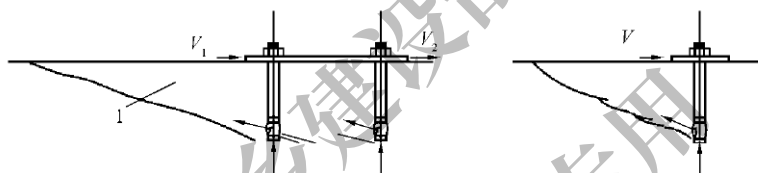


图 16.3.1-3 混凝土剪撬破坏

1—混凝土锥体

$$N_t^c = 2.4\phi_b\phi_N\sqrt{f_{cu,k}}h_{ef}^{1.5} \quad (16.3.2-2)$$

式中： N_t^c ——锚栓连接的基材混凝土受拉承载力设计值（kN）；
 $f_{cu,k}$ ——混凝土立方体抗压强度标准值（N/mm²），按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定采用；
 h_{ef} ——锚栓的有效锚固深度（mm）；应按锚栓产品说明书标明的有效锚固深度采用；
 ϕ_a ——基材混凝土强度等级对锚固承载力的影响系数；当混凝土强度等级不大于 C30 时，取 $\phi_a=0.90$ ；当混凝土强度等级大于 C30 时，对机械锚栓，取 $\phi_a=1.00$ ；对胶粘型锚栓，仍取 $\phi_a=0.90$ ；
 ϕ_b ——胶粘型锚栓对粘结强度的影响系数；当 $d_0 \leq 16\text{mm}$ 时，取 $\phi_b=0.90$ ；当 $d_0 \geq 24\text{mm}$ 时，取 $\phi_b=0.80$ ；

介于两者之间的 ϕ_b 值,按线性内插法确定;

ϕ_N ——考虑各种因素对基材混凝土受拉承载力影响的修正系数,按本规范第 16.3.3 条计算。

16.3.3 基材混凝土受拉承载力修正系数 ϕ_N 值应按下列公式计算:

$$\phi_N = \phi_{s,h} \phi_{e,N} A_{cN} / A_{c,N}^0 \quad (16.3.3-1)$$

$$\phi_{e,N} = 1 / [1 + (2e_N / s_{cr,N})] \leq 1 \quad (16.3.3-2)$$

式中: $\phi_{s,h}$ ——构件边距及锚固深度等因素对基材受力的影响系数,取 $\phi_{s,h}=0.95$;

$\phi_{e,N}$ ——荷载偏心对群锚受拉承载力的影响系数;

$A_{cN} / A_{c,N}^0$ ——锚栓边距和间距对锚栓受拉承载力影响的系数,按本规范第 16.3.4 条确定;

c ——锚栓的边距 (mm);

$s_{cr,N}$ 、 $c_{cr,N}$ ——混凝土呈锥形受拉时,确保每一锚栓承载力不受间距和边距效应影响的最小间距和最小边距 (mm),按本规范表 16.4.4 的规定值采用;

e_N ——拉力 (或其合力) 对受拉锚栓形心的偏心距 (mm)。

16.3.4 当锚栓承载力不受其间距和边距效应影响时,由单个锚栓引起的基材混凝土呈锥形受拉破坏的锥体投影面积基准值 $A_{c,N}^0$ (图 16.3.4) 可按下式确定:

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N}^2 \quad (16.3.4)$$

16.3.5 混凝土呈锥形受拉破坏的实际锥体投影面积 $A_{c,N}$,可按下列公式计算:

1 当边距 $c > c_{cr,N}$, 且间距 $s > s_{cr,N}$ 时

$$A_{c,N} = n A_{c,N}^0 \quad (16.3.5-1)$$

式中: n ——参与受拉工作的锚栓个数。

2 当边距 $c \leq c_{cr,N}$ (图 16.3.5) 时

1) 对 $c_1 \leq c_{cr,N}$ (图 16.3.5a) 的单锚情形

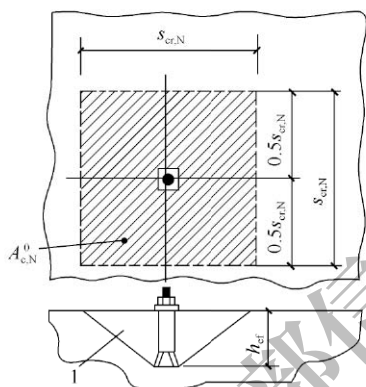


图 16.3.4 单锚混凝土锥形破坏理想锥体投影面积

1—混凝土锥体

$$A_{e,N} = (c_1 + 0.5s_{cr,N})s_{cr,N} \quad (16.3.5-2)$$

2) 对 $c_1 \leq c_{cr,N}$, 且 $s_1 \leq s_{cr,N}$ (图 16.3.5-2b) 的双锚情形

$$A_{e,N} = (c_1 + s_1 + 0.5s_{cr,N})s_{cr,N} \quad (16.3.5-3)$$

3) 对 $c_1, c_2 \leq c_{cr,N}$, 且 $s_1, s_2 \leq s_{cr,N}$ 时 (图 16.3.5c) 的角部四锚情形

$$A_{e,N} = (c_1 + s_1 + 0.5s_{cr,N})(c_2 + s_2 + 0.5s_{cr,N}) \quad (16.3.5-4)$$

16.3.6 基材混凝土的受剪承载力设计值, 应按下式计算:

$$V^c = 0.18\psi_v \sqrt{f_{cu,k}} c_1^{1.5} d_0^{0.3} h_{ef}^{0.2} \quad (16.3.6)$$

式中: V^c ——锚栓连接的基材混凝土受剪承载力设计值 (kN);

ψ_v ——考虑各种因素对基材混凝土受剪承载力影响的修正系数, 应按本规范第 16.3.7 条计算;

c_1 ——平行于剪力方向的边距 (mm);

d_0 ——锚栓外径 (mm);

h_{ef} ——锚栓的有效锚固深度 (mm)。

16.3.7 基材混凝土受剪承载力修正系数 ψ_v 值, 应按下列公式计算:

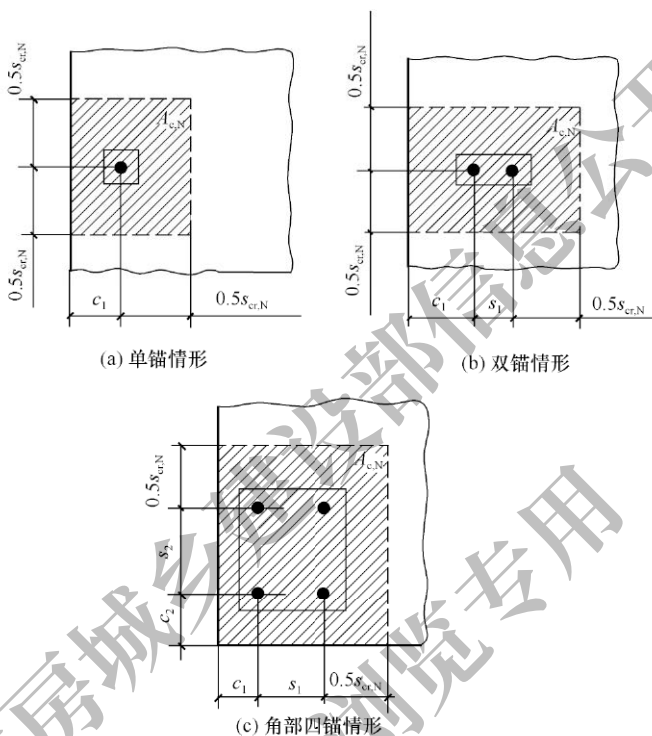


图 16.3.5 近构件边缘混凝土锥形受拉破坏实际锥体投影面积

$$\psi_v = \psi_{s,v} \psi_{h,v} \psi_{a,v} \psi_{e,v} \psi_{u,v} A_{cv} / A_{c,v}^0 \quad (16.3.7-1)$$

$$\psi_{s,v} = 0.7 + 0.2 \frac{c_2}{c_1} \leq 1 \quad (16.3.7-2)$$

$$\psi_{h,v} = (1.5c_1/h)^{1/3} \geq 1 \quad (16.3.7-3)$$

$$\psi_{a,v} = \begin{cases} 1.0 & (0^\circ < \alpha_v \leq 55^\circ) \\ 1/(\cos \alpha_v + 0.5 \sin \alpha_v) & (55^\circ < \alpha_v \leq 90^\circ) \\ 2.0 & (90^\circ < \alpha_v \leq 180^\circ) \end{cases} \quad (16.3.7-4)$$

$$\psi_{e,v} = 1/[1 + (2e_v/3c_1)] \leq 1 \quad (16.3.7-5)$$

$$\phi_{u,v} = \begin{cases} 1.0 (\text{边缘没有配筋}) \\ 1.2 (\text{边缘配有直径 } d \geq 12\text{mm} \text{ 钢筋}) \\ 1.4 (\text{边缘配有直径 } d \geq 12\text{mm} \text{ 钢筋及 } s \geq 100\text{mm} \text{ 箍筋}) \end{cases} \quad (16.3.7-6)$$

式中: $\phi_{s,v}$ ——边距比 c_2/c_1 对受剪承载力的影响系数;

$\phi_{h,v}$ ——边距厚度比 c_1/h 对受剪承载力的影响系数;

$\phi_{\alpha,v}$ ——剪力与垂直于构件自由边的轴线之间的夹角 α_v (图 16.3.7) 对受剪承载力的影响系数;

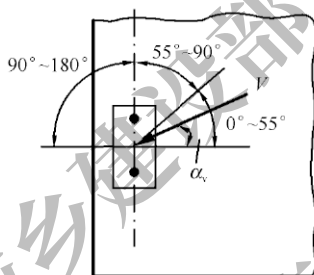


图 16.3.7 剪切角 α_v

$\phi_{e,v}$ ——荷载偏心对群锚受剪承载力的影响系数;

$\phi_{u,v}$ ——构件锚固区配筋对受剪承载力的影响系数;

$A_{c,v}/A_{c,v}^0$ ——锚栓边距、间距等几何效应对受剪承载力的影响系数,按本规范第 16.3.8 条及第 16.3.9 条确定;

c_2 ——垂直于 c_1 方向的边距 (mm);

h ——构件厚度 (基材混凝土厚度) (mm);

e_v ——剪力对受剪锚栓形心的偏心距 (mm)。

16.3.8 当锚栓受剪承载力不受其边距、间距及构件厚度的影响时,其基材混凝土呈半锥体破坏的侧向投影面积基准值 $A_{c,v}^0$,可按下式计算 (图 16.3.8):

$$A_{c,v}^0 = 4.5c_1^2 \quad (16.3.8)$$

16.3.9 当单锚或群锚受剪时,若锚栓间距 $s \geq 3c_1$ 、边距 $c_2 \geq 1.5c_1$,且构件厚度 $h \geq 1.5c$ 时,混凝土破坏锥体的侧向实际投

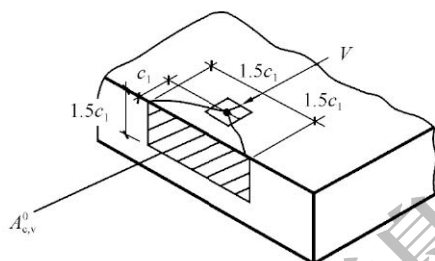


图 16.3.8 近构件边缘的单锚受剪混凝土楔形投影面积

影面积 $A_{c,v}$ ，可按下式计算：

$$A_{c,v} = nA_{c,v}^0 \quad (16.3.9)$$

式中： n ——参与受剪工作的锚栓个数。

16.3.10 当锚栓间距、边距或构件厚度不满足本规范第 16.3.9 条要求时，侧向实际投影面积 $A_{c,v}$ 应按下列公式的计算方法进行确定（图 16.3.10）。

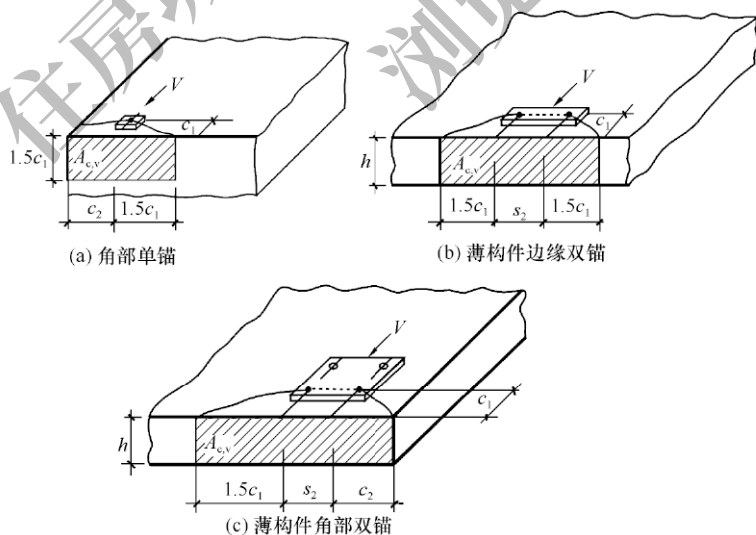


图 16.3.10 剪力作用下混凝土楔形破坏侧向投影面积

1 当 $h > 1.5c_1$, $c_2 \leq 1.5c_1$ 时: $A_{c,v} = 1.5c_1 (1.5c_1 + c_2)$
(16.3.10-1)

2 当 $h \leq 1.5c_1$, $s_2 \leq 3c_1$ 时: $A_{c,v} = (3c_1 + s_2) h$
(16.3.10-2)

3 当 $h \leq 1.5c_1$, $s_2 \leq 3c_1$, $c_2 \leq 1.5c_1$ 时: $A_{c,v} = 1.5 (3c_1 + s_2 + c_2) h$
(16.3.10-3)

16.3.11 对基材混凝土角部的锚固, 应取两个方向计算承载力的较小值 (图 16.3.11)。

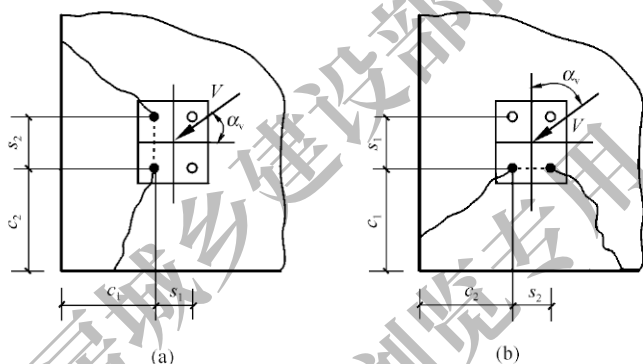


图 16.3.11 剪力作用下的角部群锚

16.3.12 当锚栓连接承受拉力和剪力复合作用时, 混凝土承载力应符合下式的规定:

$$(\beta_N)^\alpha + (\beta_v)^\alpha \leq 1 \quad (16.3.12)$$

式中: β_N ——拉力作用设计值与混凝土抗拉承载力设计值之比;

β_v ——剪力作用设计值与混凝土抗剪承载力设计值之比;

α ——指数, 当两者均受锚栓钢材破坏模式控制时, 取 $\alpha = 2.0$; 当受其他破坏模式控制时, 取 $\alpha = 1.5$ 。

16.4 构造规定

16.4.1 混凝土构件的最小厚度 $h_{\min}$ 不应小于 $1.5h_{ef}$, 且不应小于 100mm。

16.4.2 承重结构用的锚栓，其公称直径不得小于 12mm；按构造要求确定的锚固深度 h_{ef} 不应小于 60mm，且不应小于混凝土保护层厚度。

16.4.3 在抗震设防区的承重结构中采用锚栓时，其埋深应分别符合表 16.4.3-1 和表 16.4.3-2 的规定。

表 16.4.3-1 考虑地震作用后扩底锚栓的埋深规定

锚栓直径 (mm)	12	16	20	24
有效锚固深度 h_{ef} (mm)	≥ 80	≥ 100	≥ 150	≥ 180

表 16.4.3-2 考虑地震作用胶粘型锚栓的埋深规定

锚栓直径 (mm)	12	16	20	24
有效锚固深度 h_{ef} (mm)	≥ 100	≥ 125	≥ 170	≥ 200

16.4.4 锚栓的最小边距 c_{min} 、临界边距 $c_{cr,N}$ 和群锚最小间距 s_{min} 、临界间距 $s_{cr,N}$ 应符合表 16.4.4 的规定。

表 16.4.4 锚栓的边距和间距

c_{min}	$c_{cr,N}$	s_{min}	$s_{cr,N}$
$\geq 0.8h_{ef}$	$\geq 1.5h_{ef}$	$\geq 1.0h_{ef}$	$\geq 3.0h_{ef}$

16.4.5 锚栓防腐标准应高于被固定物的防腐要求。

17 裂缝修补技术

17.1 设计规定

17.1.1 本章适用于承重构件混凝土裂缝的修补；对承载力不足引起的裂缝，除应按本章适用的方法进行修补外，尚应采用适当的加固方法进行加固。

17.1.2 经可靠性鉴定确认为必须修补的裂缝，应根据裂缝的种类进行修补设计，确定其修补材料、修补方法和时间。

17.1.3 裂缝修补材料应符合下列规定：

1 改性环氧树脂类、改性丙烯酸酯类、改性聚氨酯类等的修补胶液，包括配套的打底胶、修补胶和聚合物注浆料等的合成树脂类修补材料，适用于裂缝的封闭或补强，可采用表面封闭法、注射法或压力注浆法进行修补。

修补裂缝的胶液和注浆料的安全性能指标，应符合现行国家标准《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》GB 50728 的规定。

2 无流动性的有机硅酮、聚硫橡胶、改性丙烯酸酯、聚氨酯等柔性的嵌缝密封胶类修补材料，适用于活动裂缝的修补，以及混凝土与其他材料接缝界面干缩性裂隙的封堵。

3 超细无收缩水泥注浆料、改性聚合物水泥注浆料以及不回缩微膨胀水泥等的无机胶凝材料类修补材料，适用于 w 大于 1.0mm 的静止裂缝的修补。

4 无碱玻璃纤维、耐碱玻璃纤维或高强度玻璃纤维织物、碳纤维织物或芳纶纤维等的纤维复合材与其适配的胶粘剂，适用于裂缝表面的封护与增强。

17.2 裂缝修补要求

17.2.1 当加固设计对修复混凝土裂缝有恢复截面整体性要求时，应在设计图上规定：当胶粘材料到达 7d 固化期时，应立即钻取芯样进行检验。

17.2.2 钻取芯样应符合下列规定：

- 1 取样的部位应由设计单位决定；
- 2 取样的数量应按裂缝注射或注浆的分区确定，但每区不应少于 2 个芯样；
- 3 芯样应骑缝钻取，但应避开内部钢筋；
- 4 芯样的直径不应小于 50mm；
- 5 取芯造成的孔洞，应立即采用强度等级较原构件提高一级的细石混凝土填实。

17.2.3 芯样检验应采用劈裂抗拉强度测定方法。当检验结果符合下列条件之一时应判为符合设计要求：

- 1 沿裂缝方向施加的劈力，其破坏应发生在混凝土内部，即内聚破坏；
- 2 破坏虽有部分发生在裂缝界面上，但这部分破坏面积不大于破坏面总面积的 15%。

附录 A 既有建筑物结构荷载 标准值的确定方法

A.0.1 对既有结构上的荷载标准值取值,尚应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定。

A.0.2 结构和构件自重的标准值,应根据构件和连接的实测尺寸,按材料或构件单位自重的标准值计算确定。对难以实测的某些连接构造的尺寸,允许按结构详图估算。

A.0.3 常用材料和构件的单位自重标准值,应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定采用。当该规范的规定值有上、下限时,应按下列规定采用:

- 1 当荷载效应对结构不利时,取上限值;
- 2 当荷载效应对结构有利(如验算倾覆、抗滑移、抗浮起等)时,取下限值。

A.0.4 当遇到下列情况之一时,材料和构件的自重标准值应按现场抽样称量确定:

- 1 现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 尚无规定;
- 2 自重变异较大的材料或构件,如现场制作的保温材料、混凝土薄壁构件等;
- 3 有理由怀疑材料或构件自重的原设计采用值与实际情况有显著出入。

A.0.5 现场抽样检测材料或构件自重的试样数量,不应少于 5 个。当按检测的结果确定材料或构件自重的标准值时,应按下列规定进行计算:

- 1 当其效应对结构不利时

$$g_{k, \sup} = m_g + \frac{t}{\sqrt{n}} s_g \quad (\text{A. 0.5-1})$$

式中： $g_{k, \sup}$ ——材料或构件自重的标准值；

m_g ——试样称量结果的平均值；

s_g ——试样称量结果的标准差；

n ——试样数量；

t ——考虑抽样数量影响的计算系数，按表 A. 0.5 采用。

2 当其效应对结构有利时

$$g_{k, \sup} = m_g - \frac{t}{\sqrt{n}} s_g \quad (\text{A. 0.5-2})$$

表 A. 0.5 计算系数 t 值

n	t 值	n	t 值	n	t 值	n	t 值
5	2.13	8	1.89	15	1.76	30	1.70
6	2.02	9	1.86	20	1.73	40	1.68
7	1.94	10	1.80	25	1.71	≥ 60	1.67

A. 0.6 对非结构的构、配件，或对支座沉降有影响的构件，当其自重效应对结构有利时，应取其自重标准值 $g_{k, \sup} = 0$ 。

A. 0.7 当房屋结构进行加固验算时，对不上人的屋面，应计入加固工程的施工荷载，其取值应符合下列规定：

1 当估算的荷载低于现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 规定的屋面均布活荷载或集中荷载时，应按该规范采用。

2 当估算的荷载高于现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定值时，应按实际估算值采用。

当施工荷载过大时，宜采取措施予以降低。

A. 0.8 对加固改造设计的验算，其基本雪压值、基本风压值和楼面活荷载的标准值，除应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 的规定采用外，尚应按下一目标使用年限，乘以

本附录表 A.0.8 的修正系数 ψ_a 予以修正。

下一目标使用年限，应由委托方和鉴定方共同商定。

表 A.0.8 基本雪压、基本风压及楼面活荷载的修正系数 ψ_a

下一目标使用年限	10 年	20 年	30 年~50 年
雪荷载或风荷载	0.85	0.95	1.00
楼面活荷载	0.85	0.90	1.00

注：对表中未列出的中间值，可按线性内插法确定，当下一目标使用年限小于 10 年时，应按 10 年取 ψ_a 值。

附录 B 既有结构混凝土回弹 值龄期修正的规定

B.0.1 本规定适用于龄期已超过 1000d，且由于结构构造等原因无法采用取芯法对回弹检测结果进行修正的混凝土结构构件。

B.0.2 当采用本规定的龄期修正系数对回弹法检测得到的测区混凝土抗压强度换算值进行修正时，应符合下列规定：

- 1 龄期已超过 1000d，但处于干燥状态的普通混凝土；
- 2 混凝土外观质量正常，未受环境介质作用的侵蚀；
- 3 经超声波或其他探测法检测结果表明，混凝土内部无明显的不密实区和蜂窝状局部缺陷；
- 4 混凝土抗压强度等级在 C20 级～C50 级之间，且实测的碳化深度已大于 6mm。

B.0.3 混凝土抗压强度换算值可乘以表 B.0.3 的修正系数 α_n 予以修正。

表 B.0.3 测区混凝土抗压强度换算值龄期修正系数

龄期 (d)	1000	2000	4000	6000	8000	10000	15000	20000	30000
修正系数 α_n	1.00	0.98	0.96	0.94	0.93	0.92	0.89	0.86	0.82

附录 C 锚固用快固胶粘结拉伸抗剪强度测定法之一钢套筒法

C.1 适用范围及应用条件

C.1.1 本方法适用于以快固型结构胶粘剂粘结带肋钢筋（或锚栓螺杆）与钢套筒的拉伸抗剪强度测定。

C.1.2 本方法不得用于测定非快固型胶粘剂的拉伸抗剪强度。

C.2 试验设备及装置

C.2.1 试验机的加荷能力，应使试件的破坏荷载处于试验机标定满负荷的 20%~80%。试验机力值的示值误差不应大于 1%。试验机应能连续、平稳、速率可控地施荷。

C.2.2 夹持器及其夹具：试验机配备的夹持器及其夹具，应能自动对中，使力线与试件的轴线始终保持一致。

C.3 试件

C.3.1 试件由受检胶粘剂粘结直径为 12mm 的带肋钢筋或锚栓螺杆与专用钢套筒组成（图 C.3.1）。试件的剪切面长度为 (36 ± 0.5) mm。

C.3.2 受检胶粘剂应按规定的抽样规则从一定批量的产品中抽取。

C.3.3 专用钢套筒应采用 45 号碳钢制作。套筒内壁应有螺距为 4mm、深度为 0.4mm 的梯形螺纹。

C.3.4 试件数量应符合下列规定：

1 常规试验的试件：每组不应少于 5 个；

2 确定粘结抗剪强度标准值的试件数量应按现行国家标准《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》GB 50728 的规定

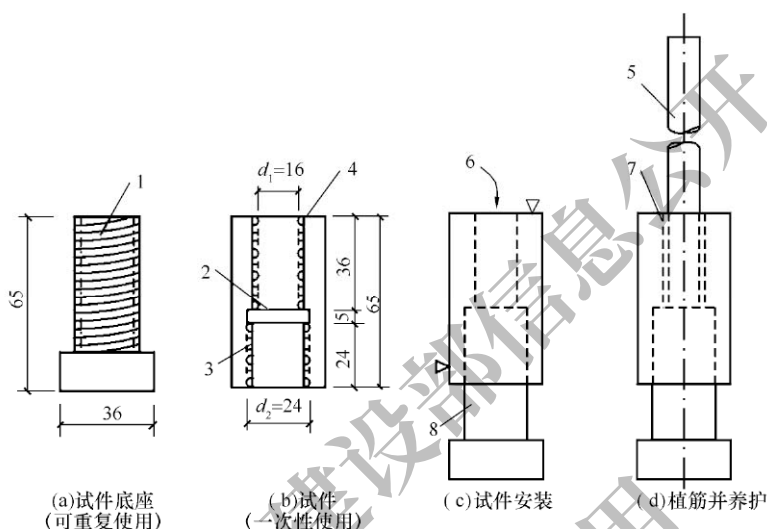


图 C.3.1 标准试件的形式与尺寸 (mm)

1—M24 标准件; 2—退刀槽 $D=26$; 3—M24 标准螺纹;

4—梯形螺纹 (螺距 4, 深度 0.4); 5—带肋钢筋 (或锚栓螺杆)

($l=150$); 6—注胶; 7—胶缝; 8—底座

确定。

C.4 试件制备

C.4.1 钢筋、螺杆和钢套筒, 应经除锈、除油污; 套筒内壁尚应无毛刺; 粘结前, 钢筋、螺杆和套筒应用工业丙酮清洗一遍。

C.4.2 钢筋的直径以及套筒的内径和深度, 应用量具测量, 精确到 0.05mm。

C.4.3 粘结时, 胶粘剂的配合比、粘结工艺要求以及养护时间均应按该产品的使用说明书确定。

C.5 试验条件

C.5.1 试件应在胶粘剂养护到期时立即进行试验。当因故需推迟试验日期时, 应征得有关方面一致同意, 且不得超过 1d。

C.5.2 试验应在室温为 $(23 \pm 2)^{\circ}\text{C}$ 的环境中进行。仲裁性试验或对环境湿度敏感的胶粘剂，其相对湿度尚应控制为 45%~55%。

C.5.3 对温度、湿度有要求的试验，其试件在测试前的调控时间不应少于 24h。

C.6 试验步骤

C.6.1 试验时应将试件（图 C.6.1）对称地夹持在夹具中；夹持长度不应少于 50mm。

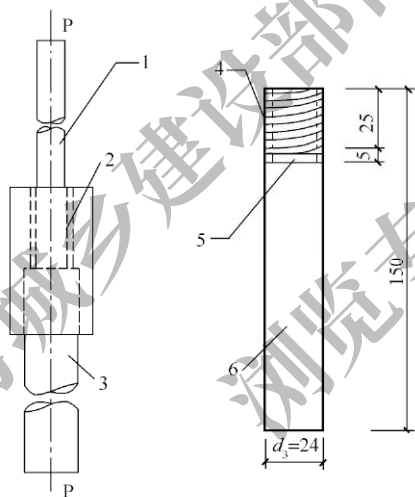


图 C.6.1 试件安装钢螺杆

1—长度为 150mm 的钢筋或螺杆；2—砂浆缝；

3—将底座换为钢螺杆；4—M24 标准螺纹；

5—退刀槽；6—可重复使用的 C₄₀ 螺杆

C.6.2 开动试验机，以连续、均匀的速率加荷；自试样加荷至破坏的时间应控制为 1min~3min。

C.6.3 试样破坏时，应记录其最大荷载值，并记录粘结的破坏形式（如内聚破坏、粘附破坏等）。

C.7 试验结果

C.7.1 胶粘剂的粘结抗剪强度 f_{vu} ，应按下式计算：

$$f_{vu} = P / 0.8\pi D l \quad (C.7.1)$$

式中： P ——拉伸的破坏荷载（N）；

D ——钢套筒的内径（mm）；

l ——粘结面长度（mm）。

注：当试件为螺杆拉断破坏时，应视为该试件粘结抗剪强度达到合格标准。

C.7.2 试验结果的计算应取三位有效数字。

C.7.3 试验报告应包括下列内容：

- 1 受检粘结材料的品种、型号和批号；
- 2 抽样规则及抽样数量；
- 3 试件制备方法及其养护条件；
- 4 试件的编号及其剪切面的尺寸；
- 5 试验环境的温度和相对湿度；
- 6 仪器设备的型号、量程和检定日期；
- 7 加荷方式及加荷速度；
- 8 试件破坏荷载及破坏形式；
- 9 试验结果的整理和计算；
- 10 试验人员、校核人员及试验日期。

附录 D 锚固型快固结构胶抗震性能检验方法

D.1 适用范围

D.1.1 本方法适用于锚固型快固结构胶的抗震性能检验。

D.1.2 采用本方法时，应以受检快固胶粘结全螺纹螺杆或锚栓，埋置于混凝土基材内测定其抗拔和抗震性能。

D.1.3 本方法不推荐用于环氧类结构胶的抗震性能测定。

D.1.4 当不同行业标准的检验方法与本规范不一致时，对承重结构加固用的锚固型快固结构胶抗震性能检验，应按本规范的规定执行。

D.2 取样规则

D.2.1 锚固型快固结构胶抗震性能检验的受检胶样本，应取自同品种、同型号、同批号生产的库存产品中；至少随机抽取 3 件；每件抽取 2 支（含双组分），构成两组试件用胶、一组为检验组；另一组为对照组。当为仲裁性检验时，试件数量应加倍。

D.2.2 作为锚固件的全螺纹螺杆，其直径应为 M16；其钢材应为 8.8 级碳素结构钢，并取自有合格证和有中文标志的批次中；钢材的抗拉性能应符合本规范表 4.2.5-1 的规定。

D.3 种植全螺纹螺杆的基材

D.3.1 种植全螺纹螺杆的基材，应为强度等级为 C30 的混凝土块体。块体的设计应符合下列规定：

1 块体尺寸：应按每块种植一根螺杆设计；一般取单块尺寸为 300mm×300mm×600mm（图 D.3.1）。

2 块体配筋：沿块体纵向周边配置 4 Φ 12 钢筋和 Φ 8@100 箍筋（单位均为 mm）。

3 外观要求：混凝土表面应平整，且无裂缝。

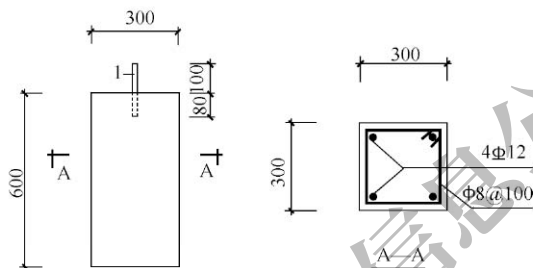


图 D.3.1 种有螺杆的试件 (单位 mm)

1—直径为 16mm 的螺杆

D.3.2 混凝土块体的制作，应按所要求的强度等级进行配合比设计。块体浇筑后应经 28d 标准养护。在养护期间应保持混凝土处于湿润状态，以防出现早期裂纹。

D.3.3 混凝土块体种植螺杆的方法和要求，应符合现行国家标准《建筑结构加固工程施工质量验收规范》GB 50550 的规定。

D.4 试验设备和装置

D.4.1 试验应在 2000kN 伺服试验系统上进行。种植在试件上的螺杆应通过连接板与伺服机的千斤顶相连 (图 D.4.1)。连接板与千斤顶的连接需采用 4 个 M20 螺栓连接；连接板与螺杆间的连接，其上下均应用螺母固定；下螺母与混凝土面的间隙宜控制在 5mm~10mm。试件下部与试验台座应有可靠连接，也可以在试件侧面设置固定螺栓。试件安装完毕应保证其垂直度偏差不大于 0.1%。

D.4.2 检测用的加荷设备，应符合下列规定：

1 设备的加荷能力应比预计的检验荷载值至少大 20%，且应能连续、平稳、速度可控地运行；

2 设备的测力系统，其整机误差应为全量程的 $\pm 2\%$ ，且应具有峰值储存功能；

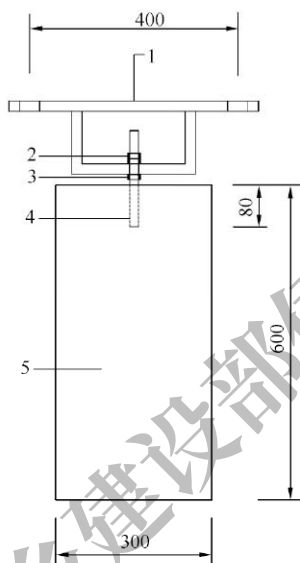


图 D.4.1 试件与伺服试验机的连接 (单位 mm)

1—连接板, 与伺服机的千斤顶相连; 2—双螺母;
3—单螺母; 4—直径为 16mm 的螺杆; 5—混凝土基材

3 设备的液压加荷系统在小于等于 5min 的短时保持荷载期间, 其降荷值不得大于 5%;

4 设备的夹持器应能保持力线与锚固件轴线的对中;

5 仪表的量程不应小于 50mm; 其测量的误差应为 $\pm 0.02\text{mm}$;

6 测量位移装置应能与测力系统同步工作, 连续记录, 测出锚固件相对于混凝土表面的垂直位移, 并绘制荷载-位移的全程曲线。

D.5 试验步骤与方法

D.5.1 螺杆胶粘好后的试件, 其试验应在胶粘剂固化达到产品使用说明书规定的时间立即进行。

D.5.2 首先应进行对照组 3 个试件的拉拔承载力试验,其加荷宜采用连续加荷制度,以均匀速率加荷,控制在 2min~3min 时间内发生破坏。

D.5.3 对照组检验结果以螺杆最大抗拔力的平均值 $N_{u,m}$ 表示。

D.5.4 在取得对照组检验结果后,即可对检验组 3 个试件进行低周反复荷载试验,加荷等级为 $0.1 N_{u,m}$,加载制度按图 D.5.4 执行;以确定试件抗拔力的实测平均值 $N_{ue,m}$ 和实测最小值 $N_{ue,min}$ 。

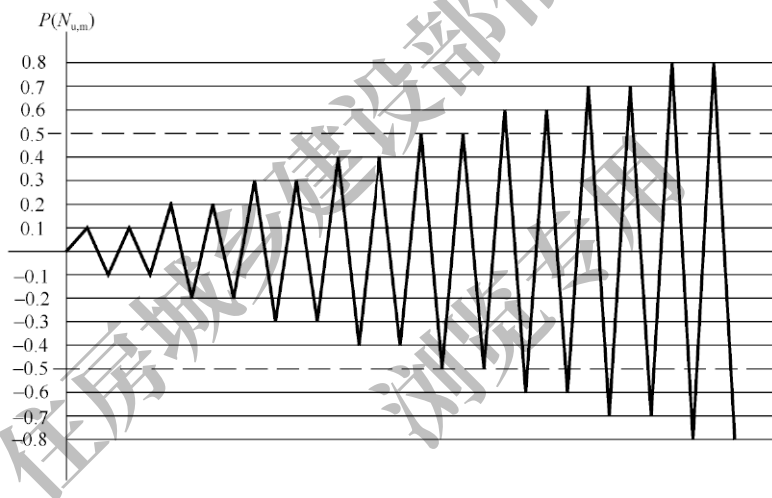


图 D.5.4 抗震性能检验加载制度

D.6 检验结果的评定

D.6.1 锚固型快固结构胶抗震性能评定,当 $N_{ue,m} \geq 0.50 N_{u,m}$ 且 $N_{ue,min} \geq 0.45 N_{u,m}$ 时,为合格。

D.6.2 试验报告应包括下列内容:

- 1 受检胶粘剂的品种、型号和批号;
- 2 抽样规则及抽样数量;
- 3 试坯及试件制备方法及养护条件;

- 4 试件的编号和尺寸；
- 5 试验环境温度和相对湿度；
- 6 仪器设备的型号、量程和检定日期；
- 7 加荷方式及加荷速度；
- 8 试件的破坏荷载及破坏形式；
- 9 试验结果整理和计算；
- 10 试验人员、校核人员及试验日期。

D.6.3 当委托方有要求时，试验报告应附有试验结果合格评定报告，且合格评定标准应符合本附录的规定。

附录 E 既有混凝土结构钢筋阻锈方法

E.1 设计规定

E.1.1 本方法适用于以喷涂型阻锈剂对既有混凝土结构、构件中的钢筋进行防锈与锈蚀损坏的修复。

E.1.2 在下列情况下，应进行阻锈处理：

1 结构安全性鉴定发现下列问题之一时：

- 1) 承重构件混凝土的密实性差，且已导致其强度等级低于设计要求的等级两档以上；
- 2) 混凝土保护层厚度平均值不足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 规定值的 75%；或两次抽检结果，其合格点率均达不到现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 的规定；
- 3) 锈蚀探测表明：内部钢筋已处于“有腐蚀可能”状态；
- 4) 重要结构的使用环境或使用条件与原设计相比，已显著改变，其结构可靠性鉴定表明这种改变有损于混凝土构件的耐久性。

2 未作钢筋防锈处理的露天重要结构、地下结构、文物建筑、使用除冰盐的工程以及临海的重要工程结构；

3 委托方要求对既有结构、构件的内部钢筋进行加强防护时。

E.1.3 采用阻锈剂时，应选用对氯离子、氧气、水以及其他有害介质滤除能力强、不影响混凝土强度和握裹力，并不致在修复界面形成附加阳极的阻锈剂。

E.2 喷涂型钢筋阻锈剂使用规定

E.2.1 喷涂型钢筋阻锈剂的使用，应符合下列规定：

1 喷涂前应仔细清理混凝土的表层，不得粘有浮浆、尘土、油污、水渍、霉菌或残留的装饰层；

2 剔凿、修复局部劣化的混凝土表面，如空鼓、松动、剥落等；

3 喷涂阻锈剂前，混凝土龄期不应少于 28d；局部修补的混凝土，其龄期不应少于 14d；

4 混凝土表面温度应为 $5^{\circ}\text{C} \sim 45^{\circ}\text{C}$ ；

5 阻锈剂应连续喷涂，使被涂表面饱和溢流；喷涂的遍数及其时间间隔应按产品说明书和设计要求确定；

6 每一遍喷涂后，均应采取措施防止日晒雨淋；最后一遍喷涂后，应静置 24h 以上，然后用压力水将表面残留物清除干净。

E.2.2 对露天工程或在腐蚀性介质的环境中使用亲水性阻锈剂时，应在构件表面增喷附加涂层进行封护。

E.2.3 当混凝土表面原先刷过涂料或各种防护液，已使混凝土失去可渗性且无法清除时，本附录规定的喷涂阻锈方法无效，应改用其他阻锈技术。

E.3 阻锈剂使用效果检测与评定

E.3.1 本方法适用于已有混凝土结构喷涂阻锈剂前后，通过量测其内部钢筋锈蚀电流的变化，对该阻锈剂的阻锈效果进行评估。

E.3.2 评估用的检测设备和条件应符合下列规定：

1 应采用专业的钢筋锈蚀电流测定仪及相应的数据采集分析设备，仪器的测试精度应能达到 $0.1\mu\text{A}/\text{cm}^2$ 。

2 电流测定可采用静态化学电流脉冲法（GPM 法），也可采用线性极化法（LPM 法）。当为仲裁性检测时，应采用静态化

学电流脉冲法。

3 仪器的使用环境要求及测试方法应按厂商提供的仪器使用说明书执行，但厂商应保证该仪器测试的精度能达到使用说明书规定的指标。

E. 3.3 测定钢筋锈蚀电流的取样规则应符合下列规定：

1 梁、柱类构件，以同规格、同型号的构件为一检验批。每批构件的取样数量不少于该批构件总数的 1/5，且不得少于 3 根；每根受检构件不应少于 3 个测值。

2 板、墙类构件，以同规格、同型号的构件为一检验批。至少每 200m²（不足者按 200m² 计）设置一个测点，每一测点不应少于 3 个测值。

3 露天、地下结构以及临海混凝土结构，取样数量应加倍。

4 测量钢筋中的锈蚀电流时，应同时记录环境的温度和相对湿度。条件允许时，宜同步测量半电池电位、电阻抗和混凝土中的氯离子含量。

E. 3.4 混凝土结构中钢筋锈蚀程度及锈蚀破坏开始产生的时间预测可按表 E. 3. 4 进行估计。

表 E. 3. 4 混凝土构件中钢筋锈蚀程度判定及破坏发生时间预测

锈蚀电流	锈蚀程度	锈蚀破坏开始时间预测
$<0.2\mu\text{A}/\text{cm}^2$	无	不致发生锈蚀破坏
$0.21\mu\text{A}/\text{cm}^2$	轻微锈蚀	>10 年
$110\mu\text{A}/\text{cm}^2$	中度锈蚀	2 年 10 年
$>10\mu\text{A}/\text{cm}^2$	严重锈蚀	<2 年

注：对重要结构，当检测结果大于 $2\mu\text{A}/\text{cm}^2$ 时，应加强锈蚀监测。

E. 3.5 喷涂阻锈剂效果的评估应符合下列规定：

1 应在喷涂阻锈剂 150d 后，采用同一仪器（至少应采用相同型号的测试仪）对阻锈处理前测试的构件进行原位复测。其锈蚀电流的降低率应按下式计算：

$$\text{锈蚀电流的降低率} = \frac{I_0 - I}{I_0} \times 100\% \quad (\text{E. 3. 5})$$

式中： I ——150d 后的锈蚀电流平均值；

I_0 ——喷涂阻锈剂前的初始锈蚀电流平均值。

2 当检测结果达到下列指标时，可认为该工程的阻锈处理符合本规范规定，可以重新交付使用：

(1) 初始锈蚀电流 $>1\mu\text{A}/\text{cm}^2$ 的构件，其 150d 后锈蚀电流的降低率不小于 80%；

(2) 初始锈蚀电流 $<1\mu\text{A}/\text{cm}^2$ 的构件，其 150d 后锈蚀电流的降低率不小于 50%。

附录 F 锚栓连接受力分析方法

F.1 锚栓拉力作用值计算

F.1.1 锚栓受拉力作用（图 F.1.1-1、图 F.1.1-2）时，其受力分析应符合下列基本假定：

- 1 锚板具有足够的刚度，其弯曲变形可忽略不计；
- 2 同一锚板的各锚栓，具有相同的刚度和弹性模量；其所承受的拉力，可按弹性分析方法确定；
- 3 处于锚板受压区的锚栓不承受压力，该压力直接由锚板下的混凝土承担。

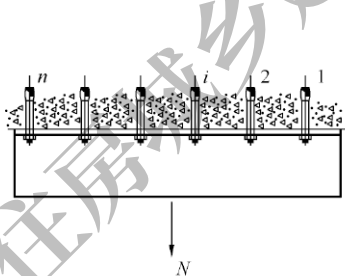


图 F.1.1-1 轴向拉力作用

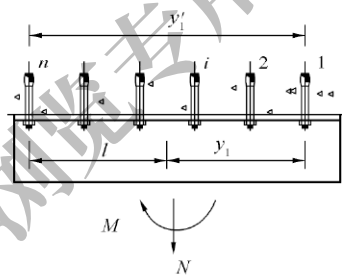


图 F.1.1-2 拉力和弯矩共同作用

F.1.2 在轴向拉力与外力矩共同作用下，应按下列公式计算确定锚板中受力最大锚栓的拉力设计值 N_h ：

- 1 当 $N/n - My_1/\sum y_i^2 \geq 0$ 时

$$N_h = N/n + (My_1/\sum y_i^2) \quad (\text{F.1.2-1})$$

- 2 当 $N/n - My_1/\sum y_i^2 < 0$ 时

$$N_h = (M + Nl)y_1'/\sum (y_i')^2 \quad (\text{F.1.2-2})$$

式中： N 、 M ——分别为轴向拉力（kN）和弯矩（kN·m）的设计值；

- y_1 、 y_i ——锚栓 1 及 i 至群锚形心的距离 (mm);
 y'_1 、 y'_i ——锚栓 1 及 i 至最外排受压锚栓的距离 (mm);
 l ——轴力 N 至最外排受压锚栓的距离 (mm);
 n ——锚栓个数。

注：当外边距 $M=0$ 时，上式计算结果即为轴向拉力作用下每一锚栓所承受的拉力设计值 N_i 。

F.2 锚栓剪力作用值计算

F.2.1 作用于锚板上的剪力和扭矩在群锚中的内力分配，按下列三种情况计算：

1 当锚板孔径与锚栓直径符合表 F.2.1 的规定，且边距大于 $10h_{ef}$ 时，则所有锚栓均匀承受剪力（图 F.2.1-1）；

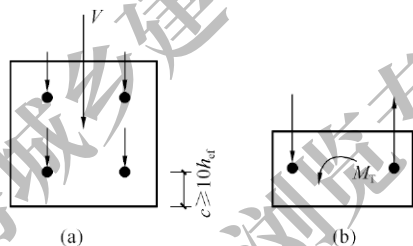


图 F.2.1-1 锚栓均匀受剪

2 当边距小于 $10h_{ef}$ （图 F.2.1-2a）或锚板孔径大于表 F.2.1 的规定值（图 F.2.1-2b），则只有部分锚栓承受剪力；

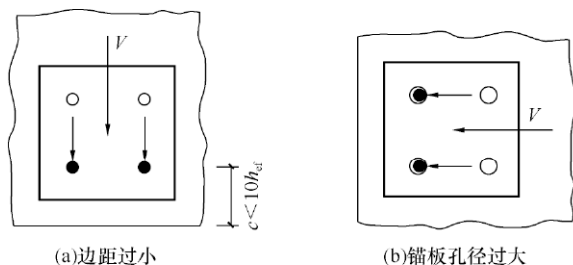


图 F.2.1-2 锚栓处于不利情况下受剪

3 为使靠近混凝土构件边缘锚栓不承受剪力, 可在锚板相应位置沿剪力方向开椭圆形孔 (图 F. 2. 1-3)。

表 F. 2. 1 锚板孔径 (mm)

锚栓公称直径 d_0	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
锚板孔径 d_f	7	9	12	14	16	18	20	22	24	26	30	33

F. 2. 2 剪切荷载通过受剪锚栓形心 (图 F. 2. 2) 时, 群锚中各受剪锚栓的受力应按下列公式确定:

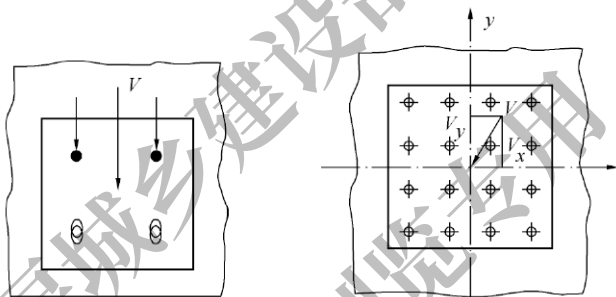


图 F. 2. 1-3 控制剪力分配方法

图 F. 2. 2 受剪力作用

$$V_i^V = \sqrt{(V_{ix}^V)^2 + (V_{iy}^V)^2} \quad (\text{F. 2. 2-1})$$

$$V_{ix}^V = V_x / n_x \quad (\text{F. 2. 2-2})$$

$$V_{iy}^V = V_y / n_y \quad (\text{F. 2. 2-3})$$

式中: V_{ix}^V 、 V_{iy}^V ——分别为锚栓 i 在 x 和 y 方向的剪力分量 (kN);

V_i^V ——剪力设计值 V 作用下锚栓 i 的组合剪力设计值 (kN);

V_x 、 n_x ——剪力设计值 V 的 x 分量 (kN) 及 x 方向参与受剪的锚栓数目;

V_y 、 n_y ——剪力设计值 V 的 y 分量 (kN) 及 y 方向参

与受剪的锚栓数目。

F.2.3 群锚在扭矩 T (图 F.2.3) 作用下, 各受剪锚栓的受力应按下列公式确定:

$$V_i^T = \sqrt{(V_{ix}^T)^2 + (V_{iy}^T)^2} \quad (\text{F.2.3-1})$$

$$V_{ix}^T = \frac{T y_i}{\sum x_i^2 + \sum y_i^2} \quad (\text{F.2.3-2})$$

$$V_{iy}^T = \frac{T x_i}{\sum x_i^2 + \sum y_i^2} \quad (\text{F.2.3-3})$$

式中: T ——外扭矩设计值 ($\text{kN} \cdot \text{m}$);

V_{ix}^T 、 V_{iy}^T —— T 作用下锚栓 i 所受剪力的 x 分量和 y 分量 (kN);

V_i^T —— T 作用下锚栓 i 的剪力设计值 (kN);

x_i 、 y_i ——锚栓 i 至以群锚形心为原点的坐标距离 (mm)。

F.2.4 群锚在剪力和扭矩 (图 F.2.4) 共同作用下, 各受剪锚栓的受力应按下列公式确定:

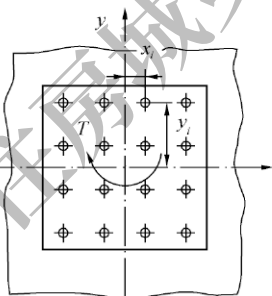


图 F.2.3 受扭矩作用

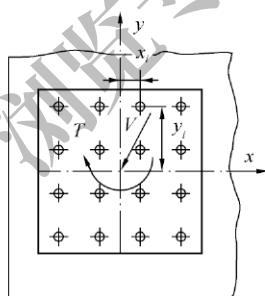


图 F.2.4 剪力与扭矩共同作用

$$V_i^g = \sqrt{(V_{ix}^V + V_{ix}^T)^2 + (V_{iy}^V + V_{iy}^T)^2} \quad (\text{F.2.4})$$

式中: V_i^g ——群锚中锚栓所受组合剪力设计值 (kN)。

本规范用词说明

1 为便于在执行本规范条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

- 1) 表示很严格，非这样做不可的：
正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；
- 2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：
正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；
- 3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样做的：
正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；
- 4) 示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为：“应按……执行”或“应符合……的规定”。

引用标准名录

- 1 《建筑结构荷载规范》GB 50009
- 2 《混凝土结构设计规范》GB 50010
- 3 《建筑抗震设计规范》GB 50011
- 4 《建筑设计防火规范》GB 50016
- 5 《钢结构设计规范》GB 50017
- 6 《建筑抗震鉴定标准》GB 50023
- 7 《工业建筑防腐蚀设计规范》GB 50046
- 8 《工业构筑物抗震鉴定标准》GBJ 117
- 9 《工业建筑可靠性鉴定标准》GB 50144
- 10 《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204
- 11 《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205
- 12 《民用建筑可靠性鉴定标准》GB 50292
- 13 《建筑结构加固工程施工质量验收规范》GB 50550
- 14 《钢结构焊接规范》GB 50661
- 15 《工程结构加固材料安全性鉴定技术规范》GB 50728
- 16 《碳素结构钢》GB/T 700
- 17 《钢筋混凝土用钢 第 1 部分：热轧光圆钢筋》GB 1499.1
- 18 《钢筋混凝土用钢 第 2 部分：热轧带肋钢筋》GB 1499.2
- 19 《树脂浇铸体性能试验方法》GB/T 2567
- 20 《低合金高强度结构钢》GB/T 1591
- 21 《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB/T 5117
- 22 《热强钢焊条》YB/T 5357
- 23 《胶粘剂 拉伸剪切强度的测定（刚性材料对刚性材

料)》GB/T 7124

24 《钢筋焊接及验收规程》JGJ 18

25 《建筑抗震加固技术规程》JGJ 116

26 《混凝土用膨胀型、扩底型建筑锚栓》JG 160

27 《无粘结预应力钢绞线》JG 161

28 《冶金建设试验检验规程 第3分册 化学分析》
YBJ 222.3

29 《耐火浇注料抗热震性试验方法(水急冷法)》YB/
T 2206.2

30 《钢丝镀锌层》YB/T 5357

31 《钢筋阻锈剂应用技术规程》YB/T 9231

32 《海港工程混凝土结构防腐蚀技术规范》JTJ 275