

公路桥梁加固设计规范（修订）

Specifications for Strengthening Design of Highway Bridges

征求意见稿

征求意见稿

20XX-XX-XX 发布

20XX-XX-XX 实施

中华人民共和国交通运输部发布

前 言

根据交通运输部公路字【2014】87号文《关于下达2014年度公路工程行业标准制修订项目计划的通知》的要求，由中交第一公路勘察设计研究院有限公司承担《公路桥梁加固设计规范》（JTG/T J22-2008）（以下简称原规范）的修订工作。

本规范是对原规范的全面修订。经批准颁发后以《公路桥梁加固设计规范》（JTG/T J22—XXX）颁布实施。

本规范修订中，编写组开展了多项专题研究工作，调研了我国多年来公路桥梁加固用材料、计算理论、加固方法和已实施工程等方面内容，在此基础上，在加固材料、构件加固后验算、加固方法、构造要求等方面进行重点修订，力求使本规范技术先进、内容合理、可操作性强。

修订后的规范共有17章和7个附录，修订的主要内容有：

- 1.补充胶粘剂、聚合物砂浆等常用加固材料的性能指标要求。
- 2.在新规范基础上对增大截面加固、粘贴钢板加固的验算公式进行简化。
- 3.补充了粘贴纤维复合材料加固钢筋混凝土梁的裂缝宽度、主梁刚度计算方法。
- 4.在新规范基础上对体外预应力加固后的结构验算公式进行调整，补充了预应力碳纤维板加固后结构验算的相关公式。
- 5.对钢桥、钢混组合结构桥梁加固后的结构验算内容和方法进行补充。
- 6.补充完善桥梁各组成构件的加固方法、计算要求及构造要求。

请各单位在执行本规范过程中，将发现的问题和意见，函告本规范日常管理组，联系人：慕玉坤（地址：陕西省西安市高新技术产业开发区科技四路205号中交一公院产业园，中交第一公路勘察设计研究院有限公司，邮编：710075，电话：029—88372356，电子信箱：33830668@qq.com），以便修订时研用。

主编单位：中交第一公路勘察设计研究院有限公司

参编单位：长安大学

重庆交通大学

东南大学

同济大学

中交瑞通路桥养护科技有限公司

交通部公路科学研究院

主 编：王佐

主要参编人员：慕玉坤 叶见曙 黄侨 贺栓海 牛宏 李建中 向中富 宋宁

陈惟珍 侯旭 李承昌 许丽 张娟秀 孙晓红

征求意见稿

目 录

1	总则	- 1 -
2	术语、符号	- 3 -
2.1	术语	- 3 -
2.2	符号	- 4 -
3	基本规定	- 8 -
3.1	一般规定	- 8 -
3.2	加固设计计算基本假定	- 11 -
3.3	加固基本原则与设计程序	- 12 -
4	加固用材料	- 14 -
4.1	材料选用原则	- 14 -
4.2	水泥混凝土	- 14 -
4.3	钢材	- 16 -
4.4	锚固件	- 17 -
4.5	纤维复合材料	- 18 -
4.6	胶粘剂	- 20 -
4.7	注浆料	- 31 -
4.8	水泥基灌浆料	- 32 -
4.9	聚合物砂浆	- 33 -
4.10	混凝土表层防护用材料	- 34 -
5	增大截面加固法	- 36 -
5.1	一般规定	- 36 -
5.2	受弯构件加固计算	- 37 -
5.3	受压构件加固计算	- 48 -
5.4	新老混凝土结合计算	- 55 -
5.5	构造要求	- 56 -
6	粘贴钢板加固法	- 61 -
6.1	一般规定	- 61 -
6.2	受弯构件加固计算	- 62 -
6.3	偏心受压构件加固计算	- 71 -
6.4	受拉构件正截面加固计算	- 73 -
6.5	构造要求	- 75 -
7	粘贴纤维复合材料加固法	- 81 -

7.1	一般规定	- 81 -
7.2	受压构件加固计算	- 83 -
7.3	大偏心受压构件加固计算	- 85 -
7.4	墩柱延性加固计算	- 87 -
7.5	受拉构件加固计算	- 88 -
7.6	抗弯构件加固计算	- 89 -
7.7	构造要求	- 106 -
8	体外预应力加固法	- 112 -
8.1	一般规定	- 112 -
8.2	体外预应力筋（束）加固计算	- 114 -
8.3	体外预应力碳纤维板加固计算	- 135 -
8.4	体外预应力加固结构的持久状况正常使用极限状态计算	- 141 -
8.5	体外预应力筋（束）加固的构造要求	- 154 -
8.6	预应力碳纤维板加固的构造要求	- 160 -
9	改变结构体系加固法	- 164 -
9.1	一般规定	- 164 -
9.2	加固方法	- 166 -
9.3	计算方法	- 169 -
9.4	构造要求	- 170 -
10	梁桥加固	- 174 -
10.1	一般规定	- 174 -
10.2	加固方法	- 174 -
10.3	计算方法	- 175 -
10.4	构造要求	- 176 -
11	拱桥加固	- 178 -
11.1	一般规定	- 178 -
11.2	加固方法	- 179 -
11.3	加固计算	- 179 -
11.4	构造要求	- 182 -
12	斜拉桥、悬索桥加固	- 186 -
12.1	一般规定	- 186 -
12.2	加固方法	- 187 -
12.3	加固计算	- 188 -
12.4	构造要求	- 190 -
13	钢桥及钢—混组合结构桥梁加固	- 191 -
13.1	一般规定	- 191 -

13.2	加固方法.....	- 195 -
13.3	钢桥加固计算.....	- 197 -
13.4	钢—混凝土组合梁桥加固计算.....	- 201 -
13.5	构造要求.....	- 215 -
14	桥梁下部结构及基础加固.....	- 222 -
14.1	一般规定.....	- 222 -
14.2	加固方法.....	- 223 -
14.3	加固计算.....	- 225 -
14.4	构造要求.....	- 226 -
15	桥梁抗震加固.....	- 228 -
15.1	适用范围.....	- 228 -
15.2	抗震评估.....	- 228 -
15.3	桥墩加固.....	- 235 -
15.4	地基与基础加固.....	- 245 -
15.5	支座加固.....	- 248 -
15.6	减隔震措施.....	- 248 -
15.7	防落梁措施.....	- 251 -
16	混凝土裂缝处理.....	- 254 -
16.1	一般规定.....	- 254 -
16.2	裂缝修补方法.....	- 255 -
17	支座、伸缩缝更换.....	- 256 -
17.1	支座更换.....	- 256 -
17.2	伸缩缝更换.....	- 257 -
附录 A	植筋.....	- 258 -
附录 B	锚栓.....	- 263 -
附录 C	钢筋混凝土矩形截面偏心受压构件应力（应变）计算.....	- 268 -
附录 D	碳纤维片材加固混凝土结构粘贴强度现场检测方法.....	- 273 -
附录 E	体外索加固体系结构分析方法和简支体系的内力计算方法.....	- 275 -
附录 F	刚性支撑和弹性支撑铰支法加固的计算步骤.....	- 279 -
附录 G	圆形和矩形截面屈服曲率和极限曲率计算.....	- 280 -

1 总则

1.0.1 为指导公路桥梁加固设计，使其满足安全适用、技术可靠、经久耐用、经济合理、环境保护的要求，制定本规范。

条文说明

本条规定了制定本规范的目的和要求。我国旧桥及有缺陷的桥梁数量巨多，桥梁加固任务相当繁重，加之加固设计队伍水平良莠不齐，对桥梁加固的目的和要求不甚明确，往往只重视安全、适用和技术可靠，而忽视了经济性、耐久性和环境保护等方面的因素。因此必须加以规定，使桥梁的加固设计能够满足上述要求。

1.0.2 本规范适用于各级公路桥梁恢复使用功能、提高承载能力、增强安全性和耐久性为目的的加固设计。

条文说明

本规范涵盖梁桥、拱桥、斜拉桥、悬索桥、钢桥等各种桥型，针对病害产生的不同原因，对桥梁的主要承载构件进行加固设计，包括恢复桥梁使用功能、提高承载能力、结构安全性及耐久性等方面的设计。

1.0.3 桥梁加固前，应按照有关要求及相关规范对其技术状况进行评定、对其承载能力进行鉴定，并对加固设计方案进行社会、经济、技术比较。

条文说明

对被加固桥梁实际承载能力的准确把握是作好加固设计的前提，因此应根据检测、检算及荷载试验资料对其进行详细、客观的评估，使加固设计能够做到有的放矢、安全有效。

1.0.4 有特殊使用要求的桥梁，其荷载标准、加固设计基准期、功能要求通过专门研究确定。

条文说明

本条所指特殊使用要求的桥梁主要是指处在高温、高寒、高腐蚀环境下的桥梁，或者是水电、矿山等行业的专用桥梁。

1.0.5 桥梁加固宜遵循动态设计原则。

条文说明

桥梁加固实施过程中往往会出现新发现的病害及缺陷，因此要根据病害的影响程度及范围及时修改加固设计。

1.0.6 公路桥梁的加固设计除应满足本规范有关规定外，尚应符合国家、行业现行标准、规范的相关规定。

2 术语、符号

2.1 术语

2.1.1 桥梁加固 Strengthening of existing bridges

对桥梁的主要承重结构、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，使其满足现行设计规范要求。

2.1.2 原构件 Existing structure member

桥梁实施加固前的原有构件。

2.1.3 主要承重构件 Main structure member

其自身失效将直接影响或危及桥梁结构安全的承重构件。

2.1.4 纤维复合材料 Fibre reinforced ploymer (FRP)

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，称为纤维复合材料。

2.1.5 植筋 Bonded rebars

以专用的结构胶粘剂将带肋钢筋或螺杆锚固于基材中。

2.1.6 锚栓 Anchor bolt

将被连接件锚固到混凝土基材上的锚固组件。

2.1.7 结构胶粘剂 Structrual adhesives

用于承重构件能长期承受外力和环境作用的胶粘剂。

2.1.8 聚合物砂浆 Polymer mortar

掺有改性环氧乳液或其他改性共聚物乳液的高强度水泥砂浆。

2.1.9 环氧混凝土 Epoxy resin concrete

以改性环氧树脂乳液为主剂，掺入石子、砂子等材料形成的高强度混凝土。

2.1.10 阻锈剂 Corrosion inhibitor for reinforcing steel in concrete

对混凝土结构钢筋起保护作用，能抑制或减轻其锈蚀的材料。

2.1.11 增大截面加固法 Structure member strengthening with R.C & P.C

通过增大原构件截面面积并增配钢筋，以提高其承载力和刚度的方法。

2.1.12 粘贴钢板加固法 Structure member strengthening with bonded steel plate

采用结构胶粘剂粘贴钢板（型钢）以提高构件承载力的方法。

2.1.13 粘贴纤维复合材料加固法 Structure member strengthening with FRP

采用结构胶粘剂粘贴纤维复合材料以提高构件承载力的方法。

2.1.14 体外预应力加固法 Structure member strengthening with external 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方法。

2.1.15 改变结构体系加固法 Strengthening by changing structure system

通过改变结构体系，使原结构的受力得到改善或调整的方法。

2.2 符号

2.2.1 材料性能

E_{s1} ——原构件普通钢筋的弹性模量；

E_{s2} ——新增普通钢筋的弹性模量；

E_c ——原构件混凝土的弹性模量；

E_f ——纤维复合材料的弹性模量；

$E_{p,e}$ 、 $E_{pb,e}$ ——分别为体外预应力水平筋（束）、斜筋（束）的弹性模量；

$f_{cu,k}$ ——原构件混凝土强度等级；

f_{cd1} 、 f_{cd} ——分别为原构件和新增截面混凝土轴心抗压强度设计值；

f_{sd} 、 f'_{sd} ——分别为原构件普通钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值；

f'_{sd1} 、 f'_{sd2} ——分别为原构件钢筋和新增钢筋的抗压强度设计值；

$f_{sd,v}$ 、 $f_{sd,b}$ ——分别为原梁弯起普通钢筋和箍筋的抗拉强度设计值；

f_{sd2} ——新增普通钢筋的抗拉强度设计值；

$f_{pd,i}$ ——原构件体内预应力筋的抗拉强度设计值；

f_{sp} 、 f'_{sp} ——加固钢板的抗拉、抗压强度设计值；

f_f ——纤维复合材料抗拉强度设计值；

f_{fd} ——预应力碳纤维板的抗拉强度设计值；

2.2.2 作用效应及承载力

M_d ——构件加固后的弯矩组合设计值；

N_d ——构件加固后的轴向力组合设计值；

V_d ——构件加固后剪力组合设计值；

$\sigma_{pu,e}$ ——体外预应力筋（束）的极限应力设计值；

ϵ_{cu} ——混凝土极限压应变；

ϵ_f ——纤维复合材料的拉应变；

2.2.3 几何参数

A_{s1} 、 A'_{s1} ——分别为原构件受拉区和受压区普通钢筋的截面积；

A_{s2} ——新增普通钢筋的截面积；

A_{te} ——有效受拉混凝土截面面积；

A_{c1} ——原构件混凝土截面面积；

A_{c2} ——新增部分混凝土截面面积；

$A_{p,i}$ ——原梁体内预应力筋的截面面积；

$A_{p,e}$ ——体外预应力筋（束）的截面面积；

A_{sp} ——钢板的截面面积；

A_{pf} ——预应力碳纤维板的截面面积；

A_f ——纤维复合材料的截面面积；

h_0 ——加固后构件截面有效高度；

h ——加固后构件截面的高度；

h'_c ——截面受压较大边的加厚混凝土厚度；

h_c ——截面受拉边或受压较小边的加厚混凝土厚度；

$h_{p,e}$ ——体外预应力筋（束）合力点到截面顶面的距离；

l_0 ——构件的计算长度(mm)；

l_e ——计算跨体外索的有效长度；

l_p ——受拉钢板粘贴延伸长度；

l_d ——纤维复合材料从强度充分利用截面向外延伸所需的粘结长度；

2.2.4 计算系数及其他有关符号

α_{Es} ——原构件钢筋与混凝土弹性模量之比；

α_{EP} ——原梁体内预应力钢筋与混凝土的弹性模量之比；

γ_0 ——桥梁结构的重要性系数；

γ_1 ——原构件受拉区混凝土塑性影响系数；

γ_2 ——加固后构件受拉区混凝土塑性影响系数；

α ——新增纵向普通钢筋的承载力利用系数；

φ ——轴心受压构件稳定系数；

ψ ——修正系数、折减系数或不均匀系数；

η ——增大系数或提高系数。

征求意见稿

3 基本规定

3.1 一般规定

3.1.1 桥梁经过技术状况评定及适应性评定后，确认经过加固能满足结构安全或正常使用要求时应进行加固。加固的目标及范围应根据评定结论和使用要求确定。

条文说明

公路桥梁经评估认定确系不能正常使用的，应及时进行加固处理，以免引起大的事故；具体加固时应分清主次，优先对影响结构承载能力的主要承重构件进行加固，其次再考虑次要构件的加固。

3.1.2 桥梁加固改造后的设计荷载应不低于原标准。

条文说明

依据交公路发【2013】321号文件，加固改造类桥梁，设计荷载不得低于原标准，原设计荷载等级低于公路—II级的，原则上采用公路—II级或以上标准。

3.1.3 桥梁的加固应尽可能不损伤原结构，避免不必要的拆除及更换，防止加固中造成新的结构损伤或病害。

条文说明

桥梁的加固主要是通过新增构件与原构件有效组合、共同受力，必然会对原结构造成不同程度的损伤，譬如在原结构上钻孔植筋、凿除部分混凝土、增加构件、新增体外预应力束等。具体设计时应采取措施尽量降低对原结构损伤，并对其影响进行评估，使桥梁的加固设计在可控的范围内实施。

3.1.4 桥梁加固时，应避免车致振动，有条件时宜卸除部分恒载。

条文说明

为确保加固质量，裂缝注胶修复、粘贴钢板、混凝土浇筑养生等工序作业时，应避免车致振动对施工作业的不利影响，并在加固设计时采取可控措施。为使桥梁加固新增结构、构件除承担部分可变作用荷载外，更多地承担部分永久作用荷载，加固设计时可采取有效措施卸除原桥部分永久作用荷载，待承重构件加固完成后再恢复卸除的永久作用荷载。

3.1.5 对因如高温、冻融、腐蚀等特殊环境因素作用造成的桥梁结构病害，加固设计应采取针对性的处治措施，并规定施工程序。

条文说明

我国桥梁的分布区域较广，处在不良环境下的桥梁众多，因此加固设计时要考虑地域及使用环境特点，在选择加固时机、工艺、材料方面要有所区别，以保证加固效果。

3.1.6 有抗震要求的桥梁，加固时还应进行抗震能力验算，必要时应进行抗震设防或减隔震设计。

条文说明

抗震加固设计不能造成因局部加强或刚度突变产生新的薄弱部位；同时还应考虑结构刚度增大而导致地震作用效应增大的影响。

3.1.7 特大桥、大桥主要承重构件的加固时，应作多方案的技术、经济比选。

条文说明

大桥、特大桥承重件加固方案比选时，应优先选择设计经验成熟、构造合理、技术可靠、施工难度小、工艺成熟、质量与工期易于控制、安全性高、环境影响小、加固费用低、后期养护费用小的加固方案。

3.1.8 桥梁结构的加固应确保新增构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；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影响。

条文说明

桥梁加固设计时应采取可靠措施确保新、旧构件的有效连接，形成整体共同参与受力，并分析论证加固措施对桥梁其他结构、构件和地基基础的影响，影响较大且无法避免时，应一并进行加固处治。

3.1.9 加固施工方法、流程、工艺的设计，应考虑结构或构件出现倾斜、失稳、坍塌等可能性，并采取有效措施。

条文说明

在加固设计时应首先考虑原结构的绝对安全，对于一些可能出现的不利因素要进行充分的分析论证，提出切实可行的措施进行预防性处理，最大限度降低事故发生概率。

3.1.10 粘贴钢板或纤维复合材料加固时，新增材料表面应进行耐久性防护。

3.2 加固设计计算基本假定

3.2.1 桥梁加固计算应考虑分阶段受力，新加部分与原结构或构件未有效结合前的荷载由原结构截面承担，有效结合后施加的荷载由加固后的组合截面承担。

条文说明

新加材料与原结构或构件未有效结合前的荷载包括原结构恒载及新加材料恒载，有效结合后施加的荷载包括恒载、活载及各种附加荷载。

3.2.2 在不同受力阶段，截面变形符合平截面假定。

条文说明

构件承载能力验算时，认为结构在材料的弹性阶段工作，符合虎克定律，偏安全的不考虑内力重分布影响。

3.2.3 在极限状态下，原结构受压区边缘混凝土的应变达到极限值，截面受压区应力可以简化为矩形计算，混凝土取抗压强度设计值。

条文说明

在极限状态下，截面受压区边缘混凝土应变达到极限值 $\varepsilon_{cu}=0.0033$ 。受压区混凝土应力图形可简化为矩形计算。矩形应力图的宽度取混凝土抗压强度设计值 f_{cd} ，高度取 $\chi_2=\beta\chi_{02}$ （ χ_{02} 为有效结合后，在所加荷载作用下截面中性轴到受压区边缘的距离。 β 为受压区高度的折减系数，对于C50及以下混凝土，可采取 $\beta=0.8$ ）

3.2.4 在极限状态下，原结构受拉区钢筋仍为理想弹塑性材料，钢筋取抗拉强度设计值。

条文说明

原梁受拉钢筋的极限拉应变可取 0.01

3.2.5 混凝土结构加固后的极限承载力，应以原结构截面中混凝土或钢筋强度设计值控制。

条文说明

在极限状态下，新加钢板（钢筋、复合纤维材料）的应力由其应变确定，依平截面假定求得应变后，再乘以弹性模量求得新加材料的应力值。当原截面材料达到设计值时，新加材料应力为最大，依此控制新加材料用量。

3.2.6 加固抗弯构件时，其破坏形式应为正截面破坏先于斜截面破坏。

条文说明

斜截面破坏为脆性破坏，极限破坏时危险性较大，抗弯构件进行抗弯加固设计时，应同时验算抗弯承载力与抗剪承载力，抗剪能力弱于抗弯能力时，应同时进行抗剪加固。

3.3 加固基本原则与设计程序

3.3.1 加固设计应依据原桥梁竣工图和设计图及检测评估报告进行，并经现场核对。资料缺失时，应补充勘察满足设计需要。

3.3.2 加固设计计算应考虑结构病害影响、材料劣化、新旧材料的结合性能及材性差异。材料、几何等参数的取值，应采用桥梁现状的检测结果。

3.3.3 加固设计应进行各施工阶段构件的强度、稳定性及结构变形验算。

3.3.4 加固设计应考虑不同加固施工顺序对加固效果的影响。

3.3.5 加固后的结构验算应考虑温度变化、混凝土收缩及徐变、预加应力、墩台位移、安装应力等附加荷载的影响。

3.3.5 桥梁加固时，结构构件任一截面上的应力不宜超过材料强度的设计值。

3.3.6 桥梁加固设计可按下列程序进行：

1 病害成因明确、处治方案简单的桥梁加固工程或桥梁预防性养护工程，可采用一阶段设计。

2 病害成因复杂、处治方案涉及结构性病害的大桥、特大桥的加固工程，宜采用两阶段设计。必要时应采用三阶段设计。

条文说明

特大桥、大桥或技术复杂桥梁一般应依据桥梁技术状况及承载能力评定结论，综合考虑各种因素进行加固工程可行性研究，编制研究报告，按照本条规定的程序进行加固设计；对于一般性的桥梁，可不进行加固工程可行性研究，直接按一阶段施工图进行加固设计。

4 加固用材料

4.1 材料选用原则

4.1.1 桥梁加固用材料的品种、规格及使用性能，应符合国家、行业相关标准的规定，并满足设计要求。

4.1.2 采用纤维复合材料加固桥梁结构时，应采用与此纤维复合材料相配套的树脂类找平、粘结和表面防护材料。

4.1.3 桥梁加固用材料应根据环境类别选取并满足《公路工程混凝土结构耐久性设计规范》(JTG/T 3310)相关要求。

4.1.4 桥梁加固用新材料必须通过相关管理部门组织的技术鉴定。

4.2 水泥混凝土

4.2.1 桥梁结构加固用混凝土的强度等级应比原结构构件提高一级，且不得低于 C30；当采用预应力混凝土进行加固时，其强度等级不得低于 C40。

4.2.2 水泥的品种、性能和质量应符合下列要求：

- 1 应采用强度等级不低于 32.5 级的硅酸盐水泥、快硬硅酸盐水泥或普通硅酸盐水泥；当有耐腐蚀、耐高温的要求时，应采用相应的特种水泥。
- 2 当配置加固用聚合物砂浆时，所采用的水泥强度等级不应低于 42.5 级。

4.2.3 骨料的品种和质量应符合下列要求：

1 粗骨料应选用质密、坚硬、强度高、耐久性好的碎石或卵石。对于主要承重构件的加固用骨料的粒径：拌合混凝土应不超过 20mm，小石子混凝土不超过 10mm。不得使用含有活性二氧化硅石料制成的粗骨料。

2 细骨料应选用中、粗砂，其细度模数宜控制在 2.6~3.7 之间。

4.2.4 混凝土拌合用水应符合下列要求：

1 水中不应含有影响水泥正常凝结与硬化的有害杂质或油脂、糖类及游离酸类等。

2 污水、pH 值小于 5 的酸性水及含硫酸盐量按 SO_4^{2-} 计超过水的质量 $0.27\text{mg}/\text{cm}^3$ 的水不得使用。

3 不得用海水拌制混凝土。

4 供饮用的水。

4.2.5 混凝土所掺的粉煤灰应是 I 级灰，且烧失量应不大于 3%。

4.2.6 当桥梁加固选用聚合物混凝土或合成短纤维混凝土时，应在施工前进行试配，并应检验其强度、抗干缩性及耐腐蚀性。

4.2.7 当桥梁加固选用补偿收缩混凝土时，混凝土强度等级不宜低于 C30，膨胀剂掺量应通过配合比试验后确定，且应符合《补偿收缩混凝土应用技术规程》(JGJ/T 178) 的相关规定。

4.2.8 桥梁加固用自密实混凝土的水胶比宜小于 0.45，胶凝材料用量宜控制在 $400\text{kg}/\text{m}^3 \sim 550\text{kg}/\text{m}^3$ ，其性能指标应满足《自密实混凝土结构技术规程》(JGJ/T 283) 的相关规定。

4.2.9 混凝土中掺用外加剂时，其质量及相关技术规定应符合《混凝土外加剂》(GB 8076) 与《混凝土外加剂使用技术规范》(GB 50119) 的要求；不得使用含有氯盐、亚硝酸盐、碳

酸盐和硫氰酸盐类成分的外加剂；不应使用铝粉作为混凝土的膨胀剂。

4.3 钢材

4.3.1 加固用普通钢材，其品种、质量和性能应符合下列规定：

1 普通钢筋质量应符合现行国家标准《钢筋混凝土用钢第一部分：热轧光圆钢筋》GB1499.1 和《钢筋混凝土用钢 第二部分：热轧带肋钢筋》（GB 1499.2）的规定。钢筋的基本性能指标应符合现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362）的规定。

2 钢板、型钢、扁钢和钢管质量应符合现行国家标准《碳素结构钢》（GB/T 700）和《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 等的规定。钢材的基本性能指标应按国家现行相关标准的规定执行。

4.3.2 预应力钢材的品种、质量和性能应符合下列要求：

1 桥梁养护加固用预应力钢丝、钢绞线、螺纹钢筋等材料的性能和指标，应符合相应国家标准的规定。钢丝应符合（GB/T 5223）的规定；钢绞线应符合（GB/T 5224）的规定；螺纹钢筋应符合（GB/T 20065）的规定。

2 体外预应力索应采用防腐性能可靠的产品，宜采用成品索；当采用环氧涂层预应力钢材时，涂层的质量及主要性能指标应符合现行国家标准《单丝涂覆环氧涂层预应力钢绞线》（GB/T 25823）和行业标准《环氧涂层预应力钢绞线》（JG/T 387）等标准的规定。当采用无粘结预应力钢绞线时，其性能指标应符合（JG/T 161）的规定。

4.3.3 桥梁养护加固用耐候钢的性能和指标应符合现行国家标准《耐候结构钢》（GB/T 4171）的规定。

4.3.4 焊接材料的型号和质量应符合下列要求：

- 1 焊条材料的品种、规格应符合设计要求；其型号应与被焊接钢材的强度相适应。
- 2 焊缝连接的设计指标应符合公路桥梁钢结构设计规范的相关规定。

4.3.5 高强螺栓应符合国家、行业现行规范的相关规定。

4.3.6 按构造要求配置的钢筋网可采用冷轧带肋钢筋网片，冷轧带肋钢筋的基本性能指标应满足《冷轧带肋钢筋》（GB/T 13788）和《冷轧带肋钢筋混凝土结构技术规程》（JGJ 95）的规定。

4.4 锚固件

4.4.1 桥梁加固需要植筋时，宜采用 HRB335 级热轧带肋钢筋，也可采用 HRB400 级、HRB500 和 HRBF500 级的钢筋。。

4.4.2 后锚固构件为刚螺杆时，锚入部分应为全螺纹螺杆，螺杆质量应符合现行国家标准《碳素结构钢》（GB/T 700）和《低合金高强度结构钢》（GB/T 1591）等的规定。

4.4.3 机械锚栓的性能应符合下列规定：

- 1 机械锚栓的性能应符合现行行业标准《混凝土用膨胀型、扩孔型建筑锚栓》（JG/T 160）的规定。
- 2 机械锚栓的材质宜为碳素钢、合金钢、不锈钢或高抗腐不锈钢，应根据环境条件及耐久性要求选用。
- 3 锚栓的材料性能应符合表 4.4.3 的规定。

表 4.4.3 锚栓主要性能指标

性能等级		抗拉强度标准值 (MPa)	屈服强度标准值 (MPa)	伸长率 (%)
碳素钢 及 合金钢 锚栓	4.8 级	≥400	≥320	≥14
	5.8 级	≥500	≥400	≥10
	6.8 级	≥600	≥480	≥8
	8.8 级	≥800	≥640	≥12
不锈钢	50 (d≤39mm)	≥500	≥210	≥0.6d

锚栓	70 ($d \leq 24\text{mm}$)	≥ 700	≥ 450	$\geq 0.4d$
	80 ($d \leq 24\text{mm}$)	≥ 800	≥ 600	$\geq 0.3d$

注：表中的 d 表示锚栓的公称直径。

4.4.4 化学锚栓的性能应符合下列规定：

- 1 化学锚栓的性能应通过螺杆和锚固胶的匹配性试验确定，不得随意更换其组成部分。
- 2 化学锚栓的螺杆可为普通全牙螺杆和特殊倒锥形螺杆，螺杆材质应根据环境条件及耐久性要求选用。
- 3 采用化学锚栓的混凝土结构，其锚固区基材的长期使用温度不应高于 50°C ；处于特殊环境的混凝土结构采用化学锚栓时，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锚固胶并按专门的工艺要求施工。

4.5 纤维复合材料

4.5.1 纤维复合材料用的纤维应为连续纤维，采用碳纤维、玻璃纤维及芳纶纤维时，其品种和性能应符合下列要求：

- 1 碳纤维应选用不大于 12k ($1\text{k}=1000$) 的小丝束聚丙烯腈基 (PAN 基纤维)，不得使用大丝束纤维。
- 2 玻璃纤维，应选用 S 玻璃纤维或碱金属氧化物含量小于 0.8% 的 E 玻璃纤维，不得使用 A 玻璃纤维或 C 玻璃纤维。
- 3 芳纶纤维的饱和含水率不得大于 4.5% ，其力学指标参照《桥梁结构用芳纶纤维复合材料》(JT/T 531-2004) 执行。
- 4 碳纤维与玻璃纤维复合材料的主要力学性能应符合表 4.5.1 的规定。

表 4.5.1 桥梁加固用纤维复合材料主要力学性能指标

性能项目 纤维类别			抗拉强度 标准值 (MPa)	弹性模量 (MPa)	伸长率 (%)	弯曲强度 (MPa)	纤维复合材料— 混凝土正拉粘结 强度 (MPa)	层间剪 切强度 (MPa)
碳 纤 维	布 材	I级	≥ 3400	$\geq 2.4 \times 10^5$	≥ 1.7	≥ 700	≥ 2.5 且为混凝土 内聚破坏	≥ 45
		II级	≥ 3000	$\geq 2.1 \times 10^5$	≥ 1.5	≥ 600		≥ 35
	板	I级	≥ 2400	$\geq 1.6 \times 10^5$	≥ 1.7	—		≥ 50

	材	II级	≥ 2000	$\geq 1.4 \times 10^5$	≥ 1.5	—		≥ 40
玻璃	S 型（高强）		≥ 2200	$\geq 1.0 \times 10^5$	≥ 2.5	≥ 600		≥ 40
纤维	E 型（无碱）		≥ 1500	$\geq 7.2 \times 10^4$	≥ 2.0	≥ 500		≥ 35

注：纤维复合材料的抗拉强度标准值应根据置信水平 $C=0.99$ 、保证率为 95% 的要求确定。

条文说明

小丝束的抗拉强度十分稳定，离散性很小，其变异系数均在 5% 以下，且胶液容易浸润、渗透，故在生产使用过程中，均能对性能和质量进行有效地控制。

4.5.2 加固用纤维复合材料与胶粘剂应进行抗拉强度标准值、纤维复合材料与混凝土正拉粘结强度和层间剪切强度的适配性检验，且检验结果必须符合表 4.5.1 和 4.5.2 的规定。

表 4.5.2 芳纶纤维适配性检验相关指标

纤维类别	性能项目	纤维复合材料—混凝土粘结正拉强度 (MPa)	层间剪切强度 (MPa)
芳纶纤维	I 型	≥ 2.5 ，且为混凝土内聚破坏	≥ 40
	II 型		≥ 30

条文说明

考虑到不同品牌、型号的纤维束，其所用的偶联剂的不同，以及制作工艺的不同，因而与所使用的结构胶存在着适配性问题。故规定纤维复合材的安全性鉴定必须与所选用的结构胶配套进行。

4.5.3 桥梁加固用单向纤维板材应使用一次成型板，不得使用压合板，纤维板应为整丝连续成型，不得使用长短丝混制。

4.5.4 预应力纤维板应选用 I 级板材，两端带锚具的预应力纤维带的抗拉强度标准值不应低于相应 I 级碳纤维布或板抗拉强度标准值的 0.8 倍。用于混凝土梁的 200 万次疲劳试验后，纤维带不应发生滑移。

4.5.5 纤维复合材料的单位面积纤维质量和纤维体积应符合下列规定：

1 单层碳纤维布材的单位面积纤维质量，不应低于 200g/m^2 ，不宜高于 300g/m^2 ；单向碳纤维板材的厚度不应小于 1.0mm ；不宜大于 2.0mm ；板的宽度不宜大于 150mm ；碳纤维体积含量不应低于 60% 。

2 单层芳纶纤维布材的单位面积纤维质量，不应低于 280g/m^2 ；不宜高于 830g/m^2 。

3 玻璃纤维布材的单位面积纤维质量，不应低于 300g/m^2 ；不宜高于 600g/m^2 。

4.6 胶粘剂

4.6.1 桥梁加固用胶粘剂应进行毒性检验，对完全固化的胶粘剂，其检验结果应符合实际无毒卫生等级的要求。

4.6.2 桥梁加固用胶粘剂，必须进行安全性能检验。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。

4.6.3 桥梁加固用粘贴纤维复合材料用胶粘剂、修补胶、粘贴钢板或型钢用胶粘剂、锚固用胶粘剂和封闭胶，其性能检验应包括基本性能检验、长期使用性能检验和耐介质侵蚀能力检验。检验时，应遵守下列规定：

1 桥梁加固用胶粘剂的基本性能应分别符合 4.6.4、4.6.6、4.6.7、4.6.8-1 的规定。

2 桥梁加固用胶粘剂的长期使用性能检验应符合 4.6.9 的规定，并符合下列要求：

1) 对设计使用年限为 30 年的胶粘剂，应通过耐湿热老化能力的检验；

2) 对设计使用年限为 50 年的胶粘剂，应通过耐湿热老化能力和耐长期应力作用能力的检验；

3) 对承受动荷载作用的胶粘剂，应通过抗疲劳能力的检验；

4) 对寒冷地区使用的胶粘剂，应通过耐冻融能力的检验。

3 桥梁加固用胶粘剂的耐介质侵蚀能力应符合 4.6.10 的规定。

4.6.4 桥梁承重结构（构件）加固用粘贴纤维复合材料的胶粘剂的基本性能指标应符合表

4.6.4 的要求。不得使用不饱和聚酯树脂、醇酸树脂等作为浸渍、粘接胶粘剂。

表 4.6.4 粘贴纤维复合材用胶粘剂的基本性能指标

检验项目		检验条件	合格指标
胶体性能	抗拉强度 (MPa)	浇注毕养护 7d, 到期立即在 $(23\pm 2)^{\circ}\text{C}$ 、 $(50\pm 5)\%RH$ 条件下, 以 2mm/min 加荷速度进行测试	≥ 40
	受拉弹性模量 (MPa)		≥ 2500
	伸长率 (%)		≥ 1.5
	抗弯强度 (MPa)		≥ 50 , 且不得呈碎裂状破坏
	抗压强度 (MPa)		≥ 70
粘结能力	钢对钢拉伸	标准值	$(23\pm 2)^{\circ}\text{C}$ 、 $(50\pm 5)\%RH$
	抗剪强度 (MPa)	平均值	$(60\pm 2)^{\circ}\text{C}$ 、10min
			$(-45\pm 2)^{\circ}\text{C}$ 、30min
	钢对钢对接粘结抗拉强度 (MPa)	浇注毕养护 7d, 到期立即在 $(23\pm 2)^{\circ}\text{C}$ 、 $(50\pm 5)\%RH$ 条件下, 按所执行试验方法标准规定的加荷速度测试	≥ 40
	钢对钢 T 冲击剥离长度 (mm)		≤ 20
	钢对 C45 混凝土正拉粘结强度 (MPa)		≥ 2.5 , 且为混凝土内聚破坏
热变形温度 ($^{\circ}\text{C}$)		室温养护 1d, 40°C 固化、养护 48h, 到期使用 0.45MPa 弯曲应力的 B 法测定	≥ 65
不挥发物含量 (%)		$(105\pm 2)^{\circ}\text{C}$ 、 $(180\pm 5)\text{min}$	≥ 99

注: 表中各项性能指标除标有标准值外, 其余均为平均值。

4.6.5 粘贴纤维复合材料用的底胶与修补胶应与粘贴纤维复合材用胶粘剂相适配, 检验项目及性能指标应符合下列要求:

- 1 底胶的检验项目及性能指标应符合表 4.6.5 的要求。
- 2 修补胶的检验项目及性能指标应按粘贴纤维复合材用胶粘剂的要求确定。

表 4.6.5 底胶的检验项目及性能指标

检验项目	检验要求	合格指标
钢对钢拉伸抗剪强度(MPa)	1 试件的粘合面应经喷砂处理	≥ 20 , 且为结构胶的胶层内聚破坏
钢对混凝土正拉粘结强度 (MPa)	2 试件应先涂刷底胶, 待指干时再涂刷配套胶粘胶, 粘合后固化养护 7d, 到期立即测试	≥ 2.5 , 且为结构胶的胶层内聚破坏
钢对钢 T 冲击剥离强度(MPa)	3 测试条件: $(23\pm 2)^{\circ}\text{C}$ 、 $(50\pm 5)\%RH$	≤ 25
耐湿热老化性能	1 采用钢对钢拉伸抗剪	与对照组相比, 其强度

	试件，涂胶要求同本表上栏 2 试件固化后，置于 (50±2) °C、(95~98)%RH 环境中老化 90d，到期在 室温下测试其抗剪强度	降低率不大于 10%
--	---	------------

注：表中各项性能指标均为平均值。

条文说明

对底胶的要求主要有 4 项：一是其钢对钢拉伸抗剪强度应略高于配套的结构胶；二是其拉伸抗剪的破坏模式，应是结构胶的胶层内聚破坏，而不是结构胶与底胶的粘附破坏，也不应是底胶与钢试件间的粘附破坏；三是底胶与被粘物表面必须相容，不应腐蚀被粘的金属件；四是底胶的耐老化性能应与结构胶相当。

结构加固用的修补胶，也称找平胶；主要用于修补被粘物表面的局部小缺陷。其安全性鉴定，除了要求其性能与配套结构胶相当外，还要求其使用能适应现场施工的条件，即：要求较低的固化温度和固化压力，且对胶接表面无苛求。

4.6.6 粘贴钢板或型钢用胶粘剂的基本性能指标应符合表 4.6.6 的要求。

表 4.6.6 粘贴钢板或型钢用胶粘剂的基本性能指标

检验项目			检验条件	合格指标
胶 体 性 能	抗拉强度（MPa）		浇注毕养护 7d，到期立 即在（23±2）℃、（50±5）%RH 条件下，以 2mm/min 加荷速 度进行测试	≥30
	受拉弹性模 量（MPa）	涂布胶		≥3500
		灌注胶		≥3000
	伸长率（%）			≥1.3
	抗弯强度（MPa）			≥45，且不得呈碎裂状破坏
	抗压强度（MPa）			≥65
粘 结 能 力	钢对钢拉伸 抗剪强度 （MPa）	标准值	（23±2）℃、（50±5）%RH	≥15
		平均值	（60±2）℃、10min	≥17
			（-45±2）℃、30min	≥17
	钢对钢对接粘结抗拉 强度（MPa）		浇注毕养护 7d，到期立	≥33
	钢对钢 T 冲击剥离长度 （mm）		即在（23±2）℃、（50±5）%RH 条件下，按所执行试验方法	≤25
	钢对 C45 混凝土正拉粘 结强度（MPa）		标准规定的加荷速度测试	≥2.5，且为混凝土内聚破坏

热变形温度 (°C)	室温养护 1d, 40°C 固化、 养护 48h, 到期使用 0.45MPa 弯曲应力的 B 法测定	≥65
不挥发物含量 (%)	(105±2) °C、(180±5) min	≥99

注：表中各项性能指标除标有标准值外，其余均为平均值。

4.6.7 锚固用胶粘剂的基本性能指标应符合表 4.6.7 的要求。

表 4.6.7-1 改性环氧树脂类锚固用胶粘剂的基本性能指标

检验项目			检验条件	合格指标
胶 体 性 能	劈裂抗拉强度（MPa）		浇注毕养护 7d, 到期立即在 （23±2）℃、（50±5）%RH 条 件下，以 2mm/min 加荷速度进 行测试	≥8.5
	抗弯强度（试件厚度应为 8mm）（MPa）			≥50，且不得呈碎 裂状破坏
	抗压强度（MPa）			≥65
粘 结 能 力	钢对钢拉伸 抗剪强度 （MPa）	标准值	（23±2）℃、（50±5）%RH	≥12
		平均值	（60±2）℃、10min	≥14
			（-45±2）℃、30min	≥14
	约束拉拔条件下带肋钢筋（或 全螺杆）与混凝土粘结强度 （MPa）		C30 Φ25 l=150	≥12
			C60 Φ25 l=125	≥18
	钢对钢 T 冲击剥离长度（mm）		（23±2）℃、（50±5）%RH	≤20
热变形温度（℃）			室温养护 1d, 40℃固化、养 护 48h，到期使用 0.45MPa 弯曲 应力的 B 法测定	≥65
不挥发物含量（%）			（105±2）℃、（180±5）min	≥99

注：表中的性能指标除标有标准值外，其均为平均值。

表 4.6.7-2 改性乙烯基酯类锚固用胶粘剂的基本性能指标

检验项目		检验条件	合格指标
胶 体 性 能	劈裂抗拉强度（MPa）	浇注毕养护 7d, 到期立即在 （23±2）℃、（50±5）%RH 条 件下，以 2mm/min 加荷速度进 行测试	≥8.5
	抗弯强度（试件厚度应为 8mm）（MPa）		≥50，且不得呈碎 裂状破坏
	抗压强度（MPa）		≥60
	无约束线性收缩率（%）	浇注毕养护 7d, 到期立即在 （23±2）℃条件下测试	≤0.5
粘 结 能 力	钢对钢（钢套筒法）拉伸抗剪 强度标准值（MPa）	（23±2）℃、（50±5）%RH	≥16
	钢对钢（钢套筒法）拉伸抗剪 强度平均值（MPa）	（60±2）℃、10min	≥7

	约束拉拔条件下带肋钢筋（或全螺杆）与混凝土粘结强度（MPa）	(23±2) °C、 (50±5) %RH	C30 Φ25 l=150	≥12
			C60 Φ25 l=125	≥18
	钢对钢 T 冲击剥离长度(mm)	(23±2) °C、(50±5) %RH		≤25
	热变形温度(°C)	室温养护 1d, 40°C 固化、养护 48h, 到期使用 0.45MPa 弯曲应力的 B 法测定		≥65
	不挥发物含量(%)	(105±2) °C、(180±5) min		≥99
	经低周反复拉力作用后的试件粘结抗剪强度降低率(%)	(23±2) °C、(50±5) %RH		≤50

注：表中的性能指标除标有标准值外，其均为平均值。

条文说明

经过数十年的实践，改性环氧树脂类胶粘剂的抗剥离性能、抗冲击性能、抗疲劳性能、耐环境作用性能、耐应力长期作用性能和耐介质侵蚀性能是其他品种胶粘剂所无法比拟的。目前国内外已公认专门研制的改性环氧树脂类结构胶为加固混凝土结构首选的胶粘剂。但是在后锚固工程中，有些场合需要采用乙烯基酯类的快固型锚固胶，因此本规范在此次修订本中增添了对这类锚固胶的安全性鉴定标准。相对于改性环氧树脂类锚固胶，改性乙烯基酯类锚固胶在粘接能力、长期使用性能和耐介质侵蚀性能检测项目中要求采用的方法为钢套筒法。

4.6.8 裂缝修补用胶粘剂包括封闭胶、灌缝胶和嵌缝胶。检验时，应遵守下列规定：

- 1 封闭胶的基本性能指标应符合表 4.6.8-1 的要求。
- 2 灌缝胶的检验项目及性能指标应符合表 4.6.8-2 的要求。
- 3 嵌缝胶的检验项目及性能指标应符合表 4.6.8-3 的要求。

表 4.6.8-1 封闭胶的基本性能指标

检验项目		检验条件	合格指标
胶 体 性 能	抗拉强度 (MPa)	浇注毕养护 7d, 到期立即在 (23±2) °C、(50±5) %RH 条件下，以 2mm/min 加荷速度进行测试	≥30
	受拉弹性模量 (MPa)		≥1500
	伸长率 (%)		≥1.5
	抗弯强度 (MPa)		≥40, 且不得呈碎裂状破坏

	抗压强度（MPa）			≥70
粘 结 能 力	钢对钢拉伸 抗剪强度 （MPa）	标准值	（23±2）℃、（50±5）%RH	≥10
		平均值	（60±2）℃、10min	≥12
			（-45±2）℃、30min	≥12
	钢对钢对接粘结抗拉 强度（MPa）	浇注毕养护 7d，到期立 即在（23±2）℃、（50±5）%RH 条件下，按所执行试验方法 标准规定的加荷速度测试		≥32
	钢对钢 T 冲击剥离长度 （mm）			≤35
	钢对 C45 混凝土正拉粘 结强度（MPa）			≥2.5，且为混凝土内聚破坏
热变形温度（℃）			室温养护 1d，40℃固化、 养护 48h，到期使用 0.45MPa 弯曲应力的 B 法测定	≥60
不挥发物含量（%）			（105±2）℃、（180±5）min	≥99

注：表中各项性能指标除标有标准值外，其余均为平均值。

表 4.6.8-2 灌缝胶的检验项目及性能指标

检验项目		检验条件	合格指标
胶 体 性 能	抗拉强度 (MPa)	浇注毕养护 7d, 到期 立即在 $(23\pm 2)^{\circ}\text{C}$ 、 $(50\pm 5)\%RH$ 条件 下, 以 2mm/min 加荷 速度进行测试	≥ 25
	受拉弹性模量 (MPa)		≥ 1500
	伸长率 (%)		≥ 1.7
	抗弯强度 (MPa)		≥ 30
	抗压强度 (MPa)		且不得呈碎裂状破坏
	无约束线性收缩率 (%)	浇注毕养护 7d, 到期立即在 $(23\pm 2)^{\circ}\text{C}$ 条件下测试	≤ 0.3
粘 结 能 力	钢对钢拉伸抗剪强度 (MPa)	粘合毕养护 7d, 到期立即在 $(23\pm 2)^{\circ}\text{C}$ 、 $(50\pm 5)\%RH$ 条件 下, 以 2mm/min 加荷 速度进行测试	≥ 15
	钢对钢对接粘结抗拉强度 (MPa)		≥ 20
	钢对钢 T 冲击剥离长度 (mm)		≤ 35
	钢对干态混凝土正拉粘结强度 (MPa)		≥ 2.5 , 且为混凝土内聚破 坏
	钢对湿态混凝土正拉粘结强度 (MPa)		≥ 1.8 , 且为混凝土内聚破 坏
耐湿热老化性能		在 $(50\pm 2)^{\circ}\text{C}$ 、 $(95\sim 98)\%RH$ 环境中老化 90d, 冷却至室温进行 钢对钢拉伸抗剪强度试验	与对照组相比, 其强 度降低率不大于 10%
不挥发物含量 (%)		$(105\pm 2)^{\circ}\text{C}$ 、 $(180\pm 5)\text{min}$	≥ 99
可灌注性		在产品说明书规定的压力下	能注入宽度为 0.1mm

注：表中各项性能指标均为平均值。

表 4.6.8-3 嵌缝胶的检验项目及性能指标

检验项目		合格指标	
		单组分	双组份
可工作时间 (min)		—	≥30
表干时间 (h)		≤2	≤12
实干时间 (h)		—	≤24
质量损失率 (%)		≤5	
弹性恢复率 (定伸 150%) (%)		≥85	
100%拉伸模量 (MPa)	23℃	≤0.3	
	-20℃	≤0.4	
拉伸强度 (MPa)	23℃	≥0.8	
	-20℃	≥2.0	
	热老化 (80℃) 336h 后	≥0.6	
	碱处理 336h 后	≥0.6	
	紫外老化 720h 后	≥0.6	
断裂伸长率 (%)	23℃	≥800	
	-20℃	≥600	
	热老化 (80℃) 336h 后	≥600	
	碱处理 336h 后	≥600	
	紫外老化 720h 后	≥600	
定伸粘结性 (150%)	23℃	无破坏	
	-20℃	无破坏	
	热老化 (80℃) 336h 后	无破坏	
	浸水 192h 后	无破坏	
与混凝土粘结破坏面积 (%)		≤20	
冷拉—热压后粘结性		无破坏	
拉伸—压缩循环后粘结性		无破坏	

注：当最冷月平均低温低于-20℃时，嵌缝胶的性能应经过专门的适应性研究和论证。

条文说明

封闭胶用于封闭和填充静止裂缝；灌缝胶用于恢复混凝土构件的整体性和部分强度；嵌缝胶用于填充活动性裂缝。

4.6.9 桥梁加固用胶粘剂的长期使用性能检验应符合 4.6.9 的规定。

表 4.6.9 桥梁加固用胶粘剂的长期使用性能指标

检验项目		检验条件	合格指标
耐环境作用	耐湿热老化能力	在 50℃、95%RH 环境中老化 90d 后, 冷却至室温进行钢对钢拉伸剪切试验	与室温下短期试验结果相比, 其抗剪强度降低率 $\leq 10\%$
	耐热老化能力	在 (80 ± 2)℃温度环境中老化 30d 后, 以同温度进行钢对钢拉伸抗剪试验	与同温度 10min 短期试验结果相比, 其抗剪强度降低率 $\leq 5\%$
	耐冻融能力	在 -25℃ $\square$ 35℃冻融循环温度下, 每次循环 8h, 经 50 次循环后, 在室温下进行钢对钢拉伸抗剪试验	与室温下, 短期试验结果相比, 其抗剪强度降低率不大于 5%
耐应力作用能力	耐长期应力作用能力	在 (23 ± 2)℃、(50 ± 5)%RH 环境中承受 4.0MPa 剪应力持续作用 210d	钢对钢拉伸抗剪试件不破坏, 且蠕变的变形值小于 0.4mm
	耐疲劳应力作用能力	在室温下, 以频率为 5Hz、应力比为 5:1.5、最大应力为 4.0MPa 的疲劳荷载下进行钢对钢拉伸抗剪试验	经 2×10^6 次等幅正弦波疲劳荷载作用后, 试件不破坏

注: 若在申请安全性鉴定前已委托有关科研机构完成该品牌结构胶耐长期应力作用能力的验证性试验与合格评定工作, 且该评定报告已通过质量检验机构的审查, 则允许免做此项检验, 而改做楔子快速测定。

4.6.10 桥梁加固用胶粘剂的耐介质侵蚀能力应符合 4.6.10 的规定。

表 4.6.10 桥梁加固用胶粘剂的耐介质侵蚀能力性能指标

检验项目	检验条件	合格指标	
		与对照组相比强度下降率(%)	处理后的外观质量要求
耐盐雾作用	5%NaCl 溶液; 喷雾压力: 0.08MPa; 试验温度: (35 ± 2)℃; 每 0.5h 喷雾一次, 每次 0.5h; 盐雾应自由沉降在试件上; 作用持续时间: 90d; 到期进行钢对钢拉伸抗剪强度试验	≤ 5	不得有裂纹或脱胶
耐海水浸泡作用(仅用于	海水或人造海水; 试验温度: (35 ± 2)℃; 浸泡时间:	≤ 7	不得有裂纹或脱胶

水下结构胶)	90d; 到期进行钢对钢拉伸抗剪强度试验		
耐碱性介质作用	Ca(OH) ₂ 饱和溶液; 试验温度: (35±2) °C; 浸泡时间: 60d; 到期进行钢对混凝土正拉粘结强度试验	不下降, 且为混凝土破坏	不得有裂纹、剥离或起泡
耐酸性介质作用	5%H ₂ SO ₄ 溶液; 试验温度: (35±2) °C、浸泡时间: 30d; 到期进行钢对混凝土正拉粘结强度试验	混凝土破坏	不得有裂纹或脱胶

4.6.11 低温固化型胶粘剂应在使用说明书中标示的最低温度下, 静置胶样各组分 24h, 使温度达到平衡状态。此时, 胶样各组分应无结晶析出。检验时, 应遵守下列规定:

- 1 低温固化型胶粘剂的基本性能应符合 4.6.11 的规定。
- 2 低温固化型胶粘剂的长期使用性能和耐介质侵蚀性能的检验, 应以低温固化、养护 7d, 再在 (23±2) °C 下养护 3d 的试件进行检验。其检验结果应达到同品种胶粘剂的合格指标要求。

表 4.6.11 低温固化型胶粘剂的基本性能指标

检验项目	检验条件	合格指标
钢对钢拉伸抗剪强度标准值 (MPa)	低温固化、养护 7d, 到期立即在 (23±2) °C、(50±5) %RH 条件下测试	与室温固化型同品种胶粘剂合格指标相比, 强度下降不大于 10%
	低温固化、养护 7d, 再在 (23±2) °C 下养护 3d, 到期立即在 (23±2) °C、(50±5) %RH 条件下测试	与室温固化型同品种胶粘剂合格指标相比, 强度不下降
钢对钢对接粘结抗拉强度 (MPa)	低温固化、养护 7d, 再在 (23±2) °C 下养护 3d, 到期立即在 (23±2) °C、(50±5) %RH 条件下测试	≥30
钢对 C45 混凝土正拉粘结强度 (MPa)		≥2.5, 且为混凝土内聚破坏
钢对钢 T 冲击剥离长度 (mm)		≤35

条文说明

从使用要求来说, 其性能应与室温固化型结构胶无显著差别, 但毕竟是在低温下固化, 故在安全性鉴定中, 既应考核此类胶固化后在室温条件下的常规表现, 又要考核它在低温条件下性能的稳定性。为此, 提出了对低温固化型结构胶鉴定的专门要求。

4.6.12 湿面施工、水下固化型胶粘剂应在 5°C 的环境中，静置胶样各组分 24h，然后进行配胶、拌胶和粘合具有湿面（无浮水）的试件。检验时，应遵守下列规定：

- 1 湿面施工、水下固化型胶粘剂的基本性能应符合 4.6.12 的规定。
- 2 湿面施工、水下固化型胶粘剂的长期使用性能的检验，应以水下固化、养护 7d，再晾干 3d 的试件进行检验。其检验结果应达到同品种结构胶的合格指标要求。
- 3 湿面施工、水下固化型胶粘剂的耐介质侵蚀性能的检验可仅作耐海水浸泡一项。经过 90d 浸泡的试件与浸泡前对照组相比，其钢对钢拉伸抗剪强度的下降百分率不应大于 10%。

表 4.6.12 湿面施工、水下固化型胶粘剂的基本性能指标

检验项目	检验条件	合格指标
钢对钢拉伸抗剪强度标准值 (MPa)	水下固化、养护 7d，到期立即在 5°C 条件下测试	≥ 10
	水下固化、养护 7d 的试件，晾干 3d 后，再在水下浸泡 30d 到期立即测试	≥ 8
钢对钢拉伸抗剪强度平均值 (MPa)	在室温下进行干态粘合的试件，经 7d 固化、养护后立即测试	应达到同品种结构胶的合格指标要求
钢对 C45 混凝土正拉粘结强度 (MPa)		
钢对钢 T 冲击剥离长度 (mm)		

条文说明

湿面（或水下）固化型结构胶，是指能在潮湿面上或饱和水分的粘合面上正常固化的胶粘剂。对这类胶的要求，是它的涂布性必须具有能牢固地附着在水分子集结的被粘物表面上的能力。以此同时，还应要求其所使用的固化剂和促进剂能在湿面和水下进行反应。

4.6.13 混凝土用结构界面剂的性能要求应符合下列规定：

- 1 界面剂宜采用改性环氧类界面剂。
- 2 界面剂干态粘结的基本性能、长期使用性能和耐介质侵蚀性能应按配套胶粘剂的检验标准确定。
- 3 界面剂的剪切粘结性能应不小于 3.5MPa，且为混凝土内聚破坏。

4 界面剂在混凝土对混凝土湿态粘结条件下的压缩抗剪强度，应符合 GB 50728-2011 附录 N《混凝土对混凝土粘结的压缩抗剪强度测定方法及评定标准》的要求。

5 界面剂在钢对钢湿态粘结条件下的拉伸抗剪强度，应符合本规范第 4.6.12 节第 1 款的要求。

6 对重要结构，界面剂胶体的无约束线性收缩率 CS 应符合下列规定：

1) 当不加填料时， $CS \leq 0.4\%$ ；

2) 当加填料时， $CS \leq 0.2\%$ 。

条文说明

根据现行行业标准生产的界面剂，由于其性能要求很低，无法在承重结构加固中应用。因此，有必要另行制定结构加固用界面剂检测的检验项目和合格指标，主要有三个方面：一是其基本性能、长期使用性能和耐介质侵蚀性能应与配套的结构胶相当，并具有相容性。二是其粘结抗剪性能，应不收界面高含水率的影响，在富含水分子的粘合面中能够正常固化，并具有所要求的抗剪强度。三是它的线性收缩率应受到控制，以保证其工作的可靠性。

4.6.14 胶粘剂涉及工程安全的工艺性能应符合表 4.6.14 的规定。

表 4.6.14 结构胶工艺性能指标及检测方法

胶粘剂类别及其用途			工艺性能指标					
			混合后初 粘度 (mPa·s)	触变 指数	25℃下 垂流度 (mm)	在各季节试验温度下测定的 适用期 (min)		
						20℃	30℃	10℃
用于 涂 刷	底胶		≤600	—	—	≥60	≥30	60~180
	修补胶		—	≥3.0	≤2.0	≥50	≥35	50~180
	纤维复 合材结 构胶	织物	—	≥3.0	—	≥90	≥60	90~240
		板材	—	≥4.0	≤2.0	≥50	≥40	50~180
	涂布型粘钢结构胶		—	≥4.0	≤2.0	≥50	≥40	50~180
用于 压 力 灌 注	灌注型粘钢结构胶		≤1000	—	—	≥40	≥30	40~210
	裂缝 修复 胶	0.05≤ω<0.2	≤150	—	—	≥50	≥40	50~210
		0.2≤ω<0.5	≤300	—	—	≥40	≥30	40~180
		0.5≤ω<1.5	≤800	—	—	≥30	≥20	30~180

锚固用胶粘剂	—	≥ 4.0	≤ 2.0	≥ 40	≥ 30	40~120
--------	---	------------	------------	-----------	-----------	--------

注：1 表中的指标，除已注明外，均是在 $(23\pm 0.5)^\circ\text{C}$ 试验温度条件下测定。

2 表中符号 ω 为裂缝宽度，其单位为毫米。

3 用于粘贴碳纤维板的胶粘剂，当涂抹厚度小于 3mm 时，材料的流挂应小于 1mm。

4.7 注浆料

4.7.1 改性环氧基注浆料的检验项目及合格指标应符合表 4.7.1 的要求。

表 4.7.1 改性环氧基注浆料的检验项目及合格指标

检验项目		检验条件	合格指标
浆体性能	劈裂抗拉强度 (MPa)	浆体浇注毕养护 7d, 到期立即在: $(23\pm 2)^\circ\text{C}$ 、 $(50\pm 5)\%RH$ 条件下以 2mm/min 的加荷速度进行测试	≥ 7.0
	抗弯强度 (MPa)		≥ 25
	抗压强度 (MPa)		且不得呈碎裂状破坏
粘结能力	钢对钢拉伸抗剪强度标准值 (MPa)	试件粘各毕养护 7d, 到期立即在: $(23\pm 2)^\circ\text{C}$ 、 $(50\pm 5)\%RH$ 条件下进行测试	≥ 7.0
	钢对钢粘结抗拉强度 (MPa)		≥ 15
	钢对混凝土正拉粘结强度 (MPa)		≥ 2.5 , 且为混凝土内聚破坏
耐湿热老化能力 (MPa)		在 50°C 、 $98\%RH$ 环境中老化 90d 后, 冷却至室温进行钢对钢拉伸抗剪强度试验	老化后的抗剪强度平均值降低率不大于 20%

注：表中各项性能指标均为平均值。

条文说明

由于注浆料中含有一定比例的细骨料，故在检测项目的设置与合格指标的取值要求上均低于灌缝胶。这种注浆料适用于压注宽度为 1.5mm~5.0mm 的裂缝。

4.7.2 改性水泥基注浆料的检验项目及合格指标应符合表 4.7.2 的要求。

表 4.7.2 改性水泥基注浆料的检验项目及合格指标

检验项目	龄期 (d)	合格指标
抗压强度 (MPa)	3	≥ 25.0
	7	≥ 35.0
	28	≥ 55.0
劈裂抗拉强度 (MPa)	7	≥ 3.0
	28	≥ 4.0
抗折强度 (MPa)	7	≥ 5.0
	28	≥ 8.0
对混凝土正拉粘结强度 (MPa)	28	≥ 1.5
耐施工负温作用能力 (抗压强度比, %)	(-7 $\pm$ 28)	≥ 80
	(-7 $\pm$ 56)	≥ 90

注: (-7 $\pm$ 28) 表示在规定的负温下养护 7d 再转标准养护 28d, 其余类推。

4.7.3 注浆料涉及工程安全的工艺性能指标应符合表 4.7.3 的要求。

表 4.7.3 裂缝注浆料涉及工程安全的工艺性能标准

检验项目		合格指标	
		改性环氧类	改性水泥基类
初始粘度 (mPa·s)		≤ 1500	—
流动度 (自流)	初始值 (mm)	—	≥ 380
	30min 保留率 (%)	—	≥ 90
竖向膨胀率	3h (%)	—	≥ 0.10
	24h 与 3h 之差值 (%)	—	≥ 0.020
23°C 下 7d 无约束线性收缩率 (%)		≤ 0.20	—
泌水率 (%)		—	0
25°C 测定的可操作时间 (min)		≥ 60	≥ 90
适合注浆的裂缝宽度 ω (mm)		$1.5 < \omega \leq 3.0$	$3.0 < \omega \leq 5.0$, 且符合材料说明书规定

4.8 水泥基灌浆料

4.8.1 水泥基灌浆料的检验项目及合格指标应符合表 4.8.1 的要求。

表 4.8.1 水泥基灌浆料的检验项目及合格指标

类别		I类	Ⅱ类	Ⅲ类	Ⅳ类
最大骨料粒径 mm		≤4.75			>4.75 且≤25
截锥流动度 (mm)	初始值	—	≥340	≥290	≥650*
	30min	—	≥310	≥260	≥550*
流锥流动度 (s)	初始值	≤35	—	—	—
	30min	≤50	—	—	—
竖向膨胀率 (%)	3h	0.1~3.5			
	24h 与 3h 的 膨胀值之差	0.02~0.50			
抗压强度 (MPa)	1d	≥15	≥20		
	3d	≥30	≥40		
	28d	≥50	≥60		
氯离子含量 (%)		<0.1			
泌水率 (%)		0			

注：*表示坍落扩展度数值。

4.8.2 用于预应力孔道的水泥基灌浆料的检验项目及合格指标应符合表 4.8.2 的要求。

表 4.8.2 用于预应力孔道的水泥基灌浆料的检验项目及合格指标

序号	项 目		合格指标
1	凝结时间 (h)	初凝	≥ 4
		终凝	≤ 24
2	流锥流动度 (s)	初始	10~18
		30min	12~20
3	泌水率 (%)	24h 自由泌水率	0
		压力泌水率 (%), 0.22MPa	≤ 1
		压力泌水率 (%), 0.36MPa	≤ 2
4	24h 自由膨胀率 (%)		0~3
5	充盈度		合格
6	氯离子含量 (%)		≤ 0.06

4.9 聚合物砂浆

混凝土表面缺陷修复用的聚合物砂浆，其检验项目及合格指标应符合表 4.9.1 的要求。

表 4.9.1 聚合物砂浆的检验项目及合格指标

序号	检验项目		合格指标	
			I级	II级
1	凝结时间	初凝 (min)	≥ 45	
		终凝 (h)	≤ 24	
2	抗压强度 (MPa)	7d	≥ 40	≥ 30
		28d	≥ 75	≥ 45
3	抗折强度 (MPa)	7d	≥ 8.0	≥ 7.0
		28d	≥ 12	≥ 10
4	粘结强度 (MPa)	14d	≥ 1.2	≥ 1.0
5	抗渗压力 (MPa)	28d	≥ 2.5	≥ 2.0
6	收缩率 (%)	28d	≤ 0.10	
7	抗冻性能	强度损失率 (%)	≤ 25	
		质量损失率 (%)	≤ 5	

注：有抗冻性能要求时，应进行抗冻性能试验。

条文说明

按聚合物的状态分为干粉类和乳液类。对重要结构构件的加固，应选用乳液类。聚合物改性砂浆中的聚合物材料可选用改性环氧、改性丙烯酸酯、丁苯或者氯丁，不得使用耐水性差的水溶性聚合物，禁止采用可能加速钢筋锈蚀的氯偏乳液、显著影响耐久性能的苯丙乳液等以及对人体健康有危害的其他聚合物。

4.10 混凝土表层防护用材料

4.10.1 桥梁混凝土结构防腐涂料的性能应符合现行行业标准《混凝土桥梁结构表面涂层防腐技术条件》(JT/T 695)的规定。

4.10.2 桥梁钢结构防腐涂料的性能应符合现行行业标准《建筑用钢结构防腐涂料》(JG/T 224)的规定。

4.10.3 处于侵蚀性环境桥梁的钢筋防锈宜采用渗透型阻锈剂，其质量及性能指标应符合

现行国家、行业标准的相关要求；不得采用以亚硝酸盐类为主成分的阳极型阻锈剂。

征求意见稿

5 增大截面加固法

5.1 一般规定

5.1.1 本方法适用于桥梁钢筋混凝土受压构件和受弯构件的加固，以提高受压构件正截面承载力和受弯构件的截面抗弯承载力、抗剪承载力及刚度。

条文说明

增大截面加固法是通过增大构件的截面或在增加钢筋的同时增大截面来提高原有构件承载力和刚度的方法。从桥梁加固工程的经济性和施工可行性上考虑，增大截面加固法主要用于钢筋混凝土受弯构件提高抗弯承载力、抗剪承载力和刚度；用于钢筋混凝土受压构件提高受压正截面承载力和刚度。

5.1.2 按现场检测结果确定的原结构构件混凝土强度应满足：钢筋混凝土受压构件不应低于 C20，受弯构件不应低于 C25。

条文说明

原构件混凝土强度过低，将较大影响加固效果，故本条规定了加固构件混凝土强度的最低等级；同时，也规定了对原构件混凝土的强度应根据现场强度检测值，应按相应的检测规程规定得到强度推算值后，比照现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》 JTG 3362 选定混凝土强度等级。一般情况下，不宜简单采用原构件设计时的混凝土强度设计值。

5.1.3 界面构造和原构件混凝土表面处理符合本规范第 5.5 节规定且施工质量满足要求时，新增混凝土与原构件混凝土变形协调、共同受力，可按加固后构件整体截面计算。

条文说明

新增混凝土在构件受力过程中应与原构件保持变形协调，应采取工程措施保证新旧混凝土的受力变形一致，本规范的设计计算方法均基于这一前提建立。

5.1.4 采用增大截面法加固桥梁混凝土构件时，应禁止桥上车辆通行。

条文说明

采用增大截面法加固的桥梁混凝土构件，会受到原构件已有应力、应变水平的影响，尽量减少这样的影响程度对发挥加固效果有利，工程上采取的措施是卸载。本条要求实际上是卸除车辆荷载作用，同时也可以避免加固施工中对新浇混凝土的扰动。

公路桥梁结构的恒载作用比较大，采用增大截面加固法时不可能卸除全部恒载作用，但在某些特殊情况下，例如同时进行桥面铺装更换、拱上填料更换等，可以在加固前卸除部分桥上恒载进行加固施工，待加固成桥后，再开放交通，因此进行桥梁结构增大截面加固前卸除原桥上的部分恒载以及车辆活载是有利于加固效果的。

5.2 受弯构件加固计算

5.2.1 采用增大受弯构件正截面的加固可分为在构件截面受压区或受拉区增设现浇混凝土加厚层两种方法。

条文说明

采用增大截面加固桥梁钢筋混凝土受弯构件正截面抗弯承载力主要有两种方法，即在截

面受压区增设现浇混凝土加厚层和在截面受拉区增设现浇混凝土层。前者是增设现浇混凝土层来增大正截面高度，进而提高构件正截面抗弯承载力和刚度，而后者一般是在受拉区截面外增设纵向钢筋，但为了保证新增纵向钢筋的正常工作，需要按构造要求新浇混凝土保护层，进而增大了截面尺寸。

5.2.2 仅在截面受压区增设现浇混凝土加厚层的钢筋混凝土和预应力混凝土受弯构件，在加固施工中以原构件为支撑，在其上浇筑混凝土加厚层并与原构件组合，构件的计算原则应按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362）的规定进行。

1 受弯构件截面增大后的相对界限受压区高度 ζ_b ，可根据原构件混凝土强度等级和截面受拉区钢筋种类，按照现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362）规定取用。

2 计算现浇混凝土加厚层与原构件之间混凝土收缩差效应时，应考虑混凝土徐变的影响。无可靠技术资料作依据时，对整体浇筑的混凝土加厚层，可按相应于温度降低 15℃~20℃考虑；对分段浇筑的混凝土加厚层，可按相应于温度降低 10℃~15℃考虑。

3 若计算结果表明增设现浇混凝土加厚层即可满足要求，也应按构造要求配置加厚层内的钢筋。

条文说明

仅在受弯构件截面受压区增设现浇混凝土加厚层的受弯构件，在公路桥梁下搭设支撑构件支架施工是难以做到的。一般是以原构件作为支撑，因而在加固设计计算上是按两阶段受力的混凝土组合构件考虑，故可按照现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362）规定方法进行。

1 两阶段受力组合受弯混凝土构件的截面相对界限受压高度值与相应整体截面的界限受压高度值并不相同。将现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 中对受弯构件整体截面规定的 ζ_b 值与周旺华著《现代混凝土叠合结构》一书中的 ζ_b 值比较：钢筋混凝土受弯构件，比书中的最小值小 6%~7%；预应力混凝土受弯构件，比书中的最小值 11%。为简便，仍取与一般整体浇筑梁相同，即对两阶段受力组合受弯混凝土构件取用现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的规定 ζ_b 值是偏

于安全的。

2 现浇混凝土层与原构件混凝土龄期相差较大,现浇混凝土层的收缩受到原构件混凝土的约束,则会在现浇混凝土层与原构件内引起内力。可按相当于现浇混凝土层内降温若干摄氏度来计算。本条文建议的降温值是参照现行行业推荐性标准《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》JTJ/T D64-01-2015 提出的。

3 为进一步保证增设现浇混凝土加厚层的受力,同时也为减少新增混凝土加厚层在施工期间及营运阶段发生温度、混凝土收缩引起的裂缝,因此,应按构造要求配置受力钢筋和分布钢筋。

5.2.3 在截面受拉区加固受弯构件时的承载力计算,除应符合现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ 3362)对受弯构件正截面承载力计算的基本假定外,尚应满足下列要求:

- 1 构件加固后截面的应变保持平面;
- 2 纵向受拉钢筋的极限拉应变为 0.01。

条文说明

受拉区加固钢筋混凝土矩形、T形截面受弯构件的正截面应变满足平截面假设,已为试验证明。加固后受弯构件受力截面仍保持平截面的假定,为加固设计计算提供了便利,同时也强调必须满足增大截面加固的构造措施要求,以使新增混凝土和新增纵向受拉钢筋要与原有构件形成整体工作,尽量与设计计算采用的平截面的假定相符。

混凝土受弯构件属于截面受压区压应力非均匀分布构件,截面混凝土的极限压应变达到 ε_{cu} 或者受拉钢筋的极限拉应变达到 0.01,只要具备其中一个,即标志构件达到了承载能力极限状态。现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 规定设计采用的热轧钢筋极限拉应变为 0.01,限制了热轧钢筋的强化强度,同时,也以此保证了结构具有必要的延性,本规范引用这一假定。

5.2.4 在矩形截面或翼缘位于受拉边的 T 形截面钢筋混凝土受弯构件的截面受拉区进行抗弯加固时,其正截面受弯承载力应按下列公式计算(图 5.2.4)并满足:

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd1} b_2 x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd1} A'_{s1} (h_0 - a'_{s1}) \quad (5.2.4-1)$$

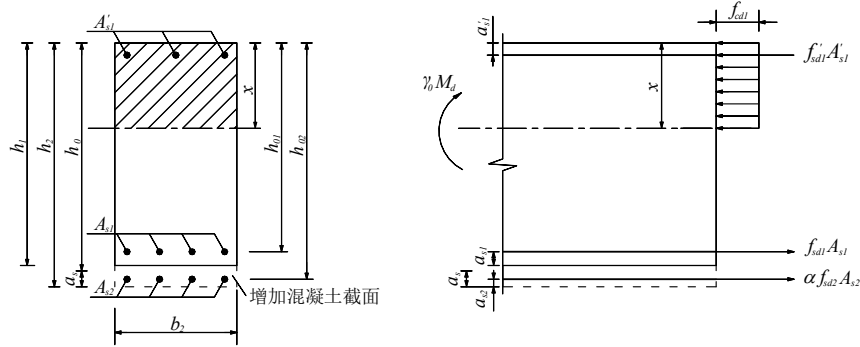


图 5.2.4 增大截面加固受弯构件正截面受弯承载力计算图式

混凝土受压区高度应按下式确定：

$$f_{cd1} b x = f_{sd1} A_{s1} - f'_{sd1} A'_{s1} + \alpha f_{sd2} A_{s2} \quad (5.2.4-2)$$

混凝土受压区高度尚应符合下列条件：

$$2a'_s \leq x \leq 0.85\xi_b h_0 \quad (5.2.4-3)$$

式中： γ_0 ——桥梁结构的重要性系数，按照现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 规定采用；

M_d ——加固后基本组合的截面弯矩设计值（N·mm）；

f_{cd1} ——原构件混凝土轴心抗压强度设计值(MPa)，可根据现场检测强度推算值按照现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 确定；

f_{sd1} 、 f'_{sd1} ——分别为原构件纵向普通钢筋的抗拉强度设计值(MPa)和抗压强度设计值(MPa)；

A_{s1} 、 A'_{s1} ——分别为原构件截面受拉区和受压区纵向普通钢筋的截面面积(mm²)；

f_{sd2} ——新增纵向普通钢筋的抗拉强度设计值(MPa)；

A_{s2} ——新增纵向普通钢筋的截面面积(mm²)；

α ——新增纵向普通钢筋的承载力利用系数，取 $\alpha = 0.9$ ；

b_2 ——加固后构件截面宽度(mm)；

h_0 ——加固后截面有效高度(mm)， $h_0 = h_2 - a_s$ ， h_2 为加固后截面全高， a_s 为受拉区纵向普通钢筋 A_{s1} 和 A_{s2} 的合力点至截面受拉区边缘的距离；

x —加固后构件正截面的混凝土受压区高度(mm);

ξ_b —正截面相对界限受压区高度,按原构件混凝土和受拉钢筋强度级别,按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)规定选用。

当 $x < 2a'_{s1}$ 时,正截面抗弯承载力按下列公式计算:

$$\gamma_0 M_d \leq f_{sd1} A_{s1} (h_{01} - a'_{s1}) + \alpha f_{sd2} A_{s2} (h_{02} - a'_{s1}) \quad (5.2.4-4)$$

式中: h_{01} —原构件受拉区纵向普通钢筋 A_{s1} 合力点至截面受压区边缘距离(mm);

h_{02} —新增纵向普通钢筋的合力点至截面受压边缘的距离(mm)。

其他符号意义见式(5.2.4-1)~式(5.2.4-3)。

条文说明

钢筋混凝土受弯构件受拉区加固以提高截面受弯承载力,实际是增补纵向受拉钢筋来加固受弯构件,新增的混凝土主要起保护新增钢筋作用。桥梁混凝土受弯构件采用增大截面加固方法施工时,一般情况下,被加固的受弯构件下不设置临时支撑且不能卸除绝大部分的恒载,故从理论上讲受拉区采用增大截面加固钢筋混凝土受弯构件的受力属于二阶段受力构件。

但按二阶段受力构件理论进行的验算和试验结果表明,若原构件的纵向受拉热轧钢筋极限拉应变能达到 0.01,正截面受弯破坏时新增热轧钢筋都能达到屈服,因此,采用增大截面加固桥梁钢筋混凝土受弯构件可近似按一次受力构件计算。但是,新增纵向受拉热轧钢筋在与原构件的连接构造及受力状态上会受到一些因素的影响,特别是现场施工的难度,可能会造成加固后新增热轧钢筋提供的承载力受到影响,因此,对新增热轧钢筋提供的承载力引入利用系数 α ,参照现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 规定,取 $\alpha=0.9$ 。

为了避免因新增钢筋数量过大而导致加固后受弯构件延性降低,以及可能出现加固后受弯构件先发生剪切破坏的情况,加固后受弯构件截面的计算混凝土受压区高度应满足式(5.2.4-3)的要求。

5.2.5 对翼缘位于受压区的 T 形截面钢筋混凝土受弯构件,在其受拉区采用增大截面进行抗弯加固后的正截面抗弯承载力应按下列规定计算。

1 当混凝土受压区高度 $x \leq h_f'$ 时,应以宽度为 b_f' 的矩形截面[图 5.2.5a)],按本规范第

5.2.4 条公式计算正截面抗弯承载力。

2 当混凝土受压区高度 $x > h_f'$ 时, 其正截面抗弯承载力应按下列公式计算[图 5.2.5b)]:

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} \left[b_2 x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + (b_f' - b_2) h_f' \left(h_0 - \frac{h_f'}{2} \right) \right] \quad (5.2.5-1)$$

混凝土受压区高度应按下列式计算, 并应满足本规范式(5.2.4-3)的要求:

$$f_{cd1} b_2 x + f_{cd} (b_f' - b_2) h_f' = f_{sd1} A_{s1} + \alpha f_{sd2} A_{s2} \quad (5.2.5-2)$$

式中: h_f' —T 形截面受压翼缘厚度;

b_f' —T 形截面受压翼缘的有效宽度, 按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62 的规定采用。

其他符号意义见式 (5.2.4-1) ~ 式 (5.2.4-4)。

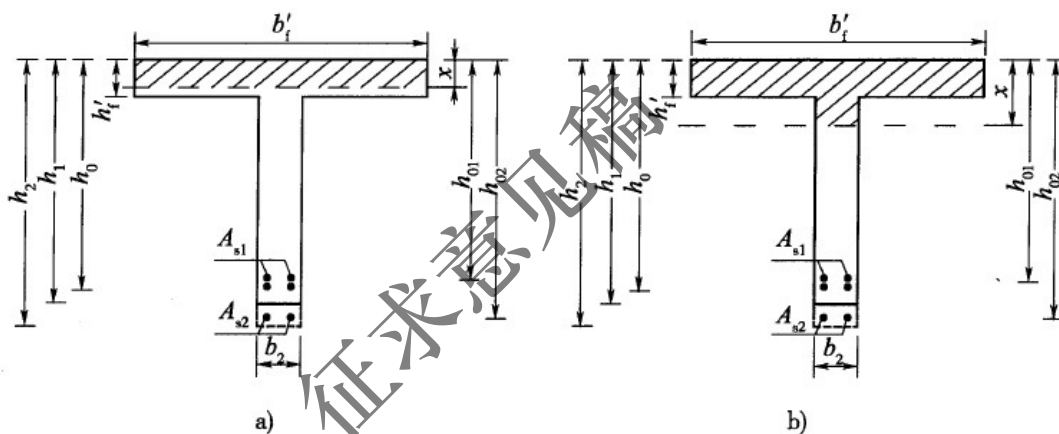


图 5.2.5 T 形截面受弯构件正截面承载力计算

a) $x \leq h_f'$; b) $x > h_f'$

5.2.6 增大截面加固后的钢筋混凝土受弯构件的受剪截面应满足下列要求:

$$\gamma_0 V_d \leq (0.51 \times 10^{-3}) \sqrt{f_{cu,k}} b_2 h_0 \quad (5.2.6)$$

式中: V_d —加固后构件验算截面处的剪力设计值(kN),

b_2 —加固后构件截面宽度 (mm), 取斜截面所在范围内的最小值;

h_0 —自原构件纵向受拉钢筋和新增纵向受拉钢筋的合力点至截面受压边缘的距离 (mm), 取加固后构件斜截面所在范围内截面有效高度的最小值;

$f_{cu,k}$ —原构件混凝土强度等级 (MPa)。

5.2.7 增大截面加固后钢筋混凝土受弯构件的斜截面抗剪承载力按下列公式计算：

$$\gamma_0 V_d \leq (0.45 \times 10^{-3}) \alpha_1 \alpha_3 \psi_{cs} b_2 h_0 \sqrt{(2 + 0.6 P_2) \sqrt{f_{cu,k} \rho_{sv2} f_{sv1}}} + (0.75 \times 10^{-3}) f_{sd1} \sum A_{sb1} \sin \theta_s \quad (5.2.7-1)$$

式中： V_d —剪力设计值(kN)，加固后构件验算截面位置按斜截面剪压区对应正截面处取值；

α_1 —异号弯矩影响系数，计算简支梁和连续梁近边支点梁段的抗剪承载力时，

$\alpha_1 = 1.0$ ；计算连续梁和悬臂梁近中间支点梁段的抗剪承载力时， $\alpha_1 = 0.9$ ；

α_3 —受压翼缘的影响系数，对矩形截面 $\alpha_3 = 1.0$ ；对具有受压翼缘的 T 形或工字形截面，

取 $\alpha_3 = 1.1$ ；

b_2 —加固后梁斜截面剪压区对应正截面处截面宽度(mm)，对 T 形和工字形截面取腹板宽度(mm)；

h_0 —加固后梁斜截面剪压区对应正截面处的有效高度(mm)，按式(5.2.7-2)计算；

ψ_{cs} —与原梁斜裂缝有关的修正系数，加固前未出现斜裂缝时，取 $\psi_{cs}=0.90$ ；斜裂缝宽度小于 0.2mm 时，取 $\psi_{cs}=0.84$ ；斜裂缝宽度大于 0.2mm 时，取 $\psi_{cs} = 0.78$ ；

P_2 —加固后梁斜裂缝内纵向钢筋的配筋百分率， $P_2 = 100\rho_2$ ， $\rho_2 = (A_{s1} + A_{s2})/(b_2 h_0)$ ， A_{s1} 和

A_{s2} 分别为原梁截面纵向钢筋面积和新增纵向钢筋面积，当 $P_2 > 2.5$ 时，取 $P_2 = 2.5$ ；

ρ_{sv2} —增大混凝土截面后的箍筋配筋率，按式(5.2.7-3)计算；

A_{sb1} —加固后梁斜截面内在同一弯起平面的普通弯起钢筋的面积 (mm^2)；

f_{sd1} —加固后梁普通弯起钢筋的抗拉强度设计值 (MPa)。

加固后箱形截面受弯构件的斜截面抗剪承载力可参照本条规定计算。

1 加固后梁斜截面剪压区对应正截面处的有效高度 $h_0=h_2-a_s$ ， a_s 为加固后构件截面受拉区原纵向受拉钢筋和新增纵向受拉钢筋的合力作用点至新增截面受拉边缘的距离，按下列公式计算：

$$a_s = \frac{f_{sd1}A_{s1}(a_{s1} + h_c) + \alpha_s f_{sd2}A_{s2}a_{s2}}{f_{sd1}A_{s1} + \alpha_s f_{sd2}A_{s2}} \quad (5.2.7-2)$$

式中： A_{s1} 、 A_{s2} ——分别为受弯构件截面原有纵向受拉钢筋面积（ mm^2 ）和新增纵向受拉钢筋面积（ mm^2 ）；

f_{sd1} 、 f_{sd2} ——分别为受弯构件截面原有纵向受拉钢筋的抗拉强度设计值（MPa）和新增纵向受拉钢筋的抗拉强度设计值（MPa）；

a_{s1} ——原有纵向受拉钢筋的合力作用点至原截面受拉边缘的距离（mm）；

a_{s2} ——新增纵向受拉钢筋的合力作用点至加固后截面受拉边缘的距离（mm）；

h_c ——截面新增混凝土的厚度（mm）；

α_s ——为新增纵向钢筋承载力利用系数，一般取 0.9。

2 增大混凝土截面加固后的箍筋配筋率 ρ_{sv2} 按下列公式计算：

$$\rho_{sv2} = \frac{A_{sv1}}{S_{v1}b_2} + \frac{0.8A_{sv2}}{S_{v2}b_2} \quad (5.2.7-3)$$

式中： S_{v1} 、 S_{v2} ——分别为加固后斜截面内原梁箍筋的间距（mm）和新增箍筋的间距（mm）；

A_{sv1} 、 A_{sv2} ——分别为加固后斜截面内原梁和新增的配置在同一截面的箍筋各肢总截面面积（ mm^2 ）。

其他符号意义见式(5.2.4-1)。

条文说明

本规范按照公路桥梁钢筋混凝土梁的抗剪承载力计算的方法，参照杨斌、陈世宏《增大截面加固受弯构件的斜截面抗剪承载力计算方法》（公路交通科技，第 33 卷第 8 期）的研究并经过规范修编组进行的二阶段受力试验梁验证，采用合并考虑新旧混凝土和新旧箍筋的综合抗剪承载力计算方法。

该方法也可供采用增大截面法进行预应力混凝土梁斜截面抗剪加固后的抗剪承载力计算，这时应该在式 5.2.7-1 中增加预应力提高系数 α_2 及预应力钢束计算项。

5.2.8 钢筋混凝土受弯构件截面受拉区采用增大截面进行抗弯加固后，其混凝土最大裂缝宽度 W_{cr} 可按下式计算：

$$W_{cr} = C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{ss1} + \sigma_{ss2}}{E_s} \left(\frac{c + d}{0.36 + 1.7 \rho_{te}} \right) \quad (\text{mm}) \quad (5.2.8-1)$$

式中： C_1 —钢筋表面形状系数。对光面钢筋， $C_1=1.40$ ；对带肋钢筋， $C_1=1.0$ ；

C_2 —长期效应影响系数， $C_2=1+(0.5 N_l/N_s)$ ，其中 N_l 和 N_s 分别为作用准永久组合和作用频遇组合计算的弯矩设计值（ $\text{N}\cdot\text{mm}$ ）；

C_3 —与构件受力性质有关的系数，对钢筋混凝土板， $C_3=1.15$ ；对钢筋混凝土梁， $C_3=1.0$ ；

σ_{ss1} 、 σ_{ss2} —分别为原构件截面加固前和加固后受拉钢筋的应力（ MPa ）；

c —最外排纵向受拉钢筋的混凝土保护层厚度（ mm ），当 $c>50\text{mm}$ 时，取 50mm ；

d —纵向受拉钢筋直径（ mm ），当用不同直径的钢筋时， d 改用换算直径 d_e, d_e 的计算按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的规定进行；

ρ_{te} —纵向受拉钢筋的有效配筋率，当 $\rho_{te}>0.1$ 时，取 $\rho_{te}=0.1$ ；当 $\rho_{te}<0.01$ 时，取 $\rho_{te}=0.01$ 。

1 原构件截面加固前受拉钢筋的应力 σ_{ss1} 和加固后受拉钢筋的应力 σ_{ss2} 分别按式（5.2.8-2）和式（5.2.8-3）计算：

$$\sigma_{ss1} = \frac{M_{Gd,1}}{I_{cr,1}} (h_{01} - x_1) \quad (5.2.8-2)$$

式中： $M_{Gd,1}$ —原构件加固前第一阶段受力结构自重产生的弯矩设计值（ $\text{N}\cdot\text{mm}$ ）；

$I_{cr,1}$ —加固前原构件开裂截面的换算截面惯性矩（ mm^4 ）；

h_{01} —加固前原构件开裂截面的有效高度（ mm ）；

x_1 —加固前原构件开裂截面的混凝土受压区高度（ mm ）。

$$\sigma_{ss2} = \frac{M_s}{I_{cr,2}} (h_{01} - x_2) \quad (5.2.8-3)$$

式中： M_s —加固后第二阶段受力按作用频遇组合计算的弯矩值（ $\text{N}\cdot\text{mm}$ ）；

$I_{cr,2}$ —加固后构件开裂截面的换算截面惯性矩（ mm^4 ）；

x_2 —加固后构件开裂截面的混凝土受压区高度（ mm ）。

其余符号与式（5.2.8-2）相同。

2 纵向受拉钢筋的有效配筋率 ρ_{te} 按式（5.2.8-4）计算：

$$\rho_{te} = \frac{A_{s1} + A_{s2}}{A_{te}} \quad (5.2.8-4)$$

式中： A_{s1} 、 A_{s2} —分别为原构件截面和新增纵向受拉钢筋面积（ mm^2 ）；

A_{te} —有效受拉混凝土截面面积（ mm^2 ），按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的规定计算。

条文说明

钢筋混凝土受弯构件截面受拉区采用增大截面进行抗弯加固后，在荷载作用下加固构件仍会产生受力的混凝土裂缝，根据国内相关室内加固构件试验文献的研究并结合现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的方法，给出了考虑二阶段受力特点的增大截面抗弯加固构件混凝土弯曲裂缝最大宽度计算公式，验算结果应满足现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的规定限值。

式 5.2.8--1 适用于钢筋混凝土受弯构件截面受拉区部位采用增大截面进行的抗弯加固情况。

5.2.9 钢筋混凝土受弯构件截面受拉区采用增大截面进行抗弯加固后，其刚度 B 可按式计算：

$$B = \frac{1}{\frac{\beta}{B_1} + \frac{1-\beta}{B_2}} \quad (5.2.9-1)$$

式中： β —系数， $\beta = M_{Gd,1}/M_s$ ，其中 $M_{Gd,1}$ 为加固前原构件第一阶段结构自重产生的弯矩设计值（ $\text{N}\cdot\text{mm}$ ）， M_s 为加固后第二阶段受力按作用频遇组合计算的弯矩值（ $\text{N}\cdot\text{mm}$ ）； B_1 、 B_2 —分别为加固前构件的计算刚度（ $\text{N}\cdot\text{mm}^2$ ）和加固后构件的计算刚度（ $\text{N}\cdot\text{mm}^2$ ）。

1 加固前构件的计算刚度 B_1 按式（5.2.9-2）计算：

$$B_1 = \frac{B_{10}}{\left(\frac{M_{cr,1}}{M_{Gd,1}}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr,1}}{M_{Gd,1}}\right)^2\right] \frac{B_{10}}{B_{1cr}}} \quad (5.2.9-2)$$

式中： B_{10} —原构件全截面的抗弯刚度（ $\text{N}\cdot\text{mm}^2$ ）， $B_{10} = 0.95E_cI_{01}$ ；

I_{01} —原构件全截面的换算截面惯性矩 (mm^4) ;

B_{1cr} —原构件开裂截面的抗弯刚度 ($\text{N}\cdot\text{mm}^2$), $B_{1cr}=E_cI_{cr,1}$;

$I_{cr,1}$ —原构件开裂截面的换算截面惯性矩 (mm^4) ;

$M_{cr,1}$ —原构件截面的开裂弯矩 ($\text{N}\cdot\text{mm}$), 对钢筋混凝土受弯构件, $M_{cr,1}=\gamma_1f_{tk}W_{01}$;

γ_1 —原构件受拉区混凝土塑性影响系数, 按公式 (5.2.9-3) 计算:

$$\gamma_1 = \frac{2S_{01}}{W_{01}} \quad (5.2.9-3)$$

S_{01} —原构件全截面换算截面重心轴以上 (以下) 部分面积对重心轴的面积矩 (mm^3) ;

W_{01} —原构件全截面换算截面开裂边缘的弹性抵抗矩 (mm^3)。

2 加固后构件的计算刚度 B_2 按式 (5.2.9-4) 计算:

$$B_2 = \frac{B_{20}}{\left(\frac{M_{cr,2}}{M_s}\right)^2 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr,2}}{M_s}\right)^2\right] \frac{B_{20}}{B_{2cr}}} \quad (5.2.9-4)$$

式中: B_{20} —加固后构件全截面的抗弯刚度 ($\text{N}\cdot\text{mm}^2$), $B_{20}=0.95E_cI_{02}$;

I_{02} —加固后构件全截面的换算截面惯性矩 (mm^4) ;

B_{2cr} —加固后构件开裂截面的抗弯刚度 ($\text{N}\cdot\text{mm}^2$), $B_{2cr}=E_cI_{cr,2}$;

$I_{cr,2}$ —加固后构件开裂截面的换算截面惯性矩 (mm^4) ;

$M_{cr,2}$ —加固后构件截面的开裂弯矩 ($\text{N}\cdot\text{mm}$), 对钢筋混凝土受弯构件, $M_{cr,2}=\gamma_2f_{tk}W_{02}$;

γ_2 —加固后构件受拉区混凝土塑性影响系数, 按公式 (5.2.9-5) 计算:

$$\gamma_2 = \frac{2S_{02}}{W_{02}} \quad (5.2.9-5)$$

S_{02} —加固后构件全截面换算截面重心轴以上 (以下) 部分面积对重心轴的面积矩 (mm^3) ;

W_{02} —加固后构件全截面换算截面开裂边缘的弹性抵抗矩 (mm^3)。

条文说明

式 5.2.9-1 适用于钢筋混凝土受弯构件截面受拉区部位采用增大截面进行抗弯加固后的挠度验算中, 加固后受弯构件的挠度验算值应满足现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的规定限值。

5.3 受压构件加固计算

5.3.1 采用增大截面加固钢筋混凝土轴心受压构件时，其正截面受压承载力应按下列公式计算：

$$\gamma_0 N_d \leq 0.9\varphi [f_{cd1}A_{c1} + f'_{sd1}A'_{s1} + 0.8(f_{cd2}A_{c2} + f'_{sd2}A'_{s2})] \quad (5.3.1)$$

式中： N_d —加固后构件轴向压力设计值（kN）；

φ —轴心受压构件稳定系数，按表 5.3.1 采用；

f_{cd1} 、 f'_{sd1} —分别为原构件混凝土轴心抗压强度设计值（MPa）和纵向钢筋抗压强度设计值（MPa）；

A_{c1} 、 A_{c2} —分别为原构件和新增部分混凝土截面面积（ mm^2 ）；

f'_{sd1} 、 f'_{sd2} —分别为原有纵向普通钢筋和新增纵向普通钢筋的抗压强度设计值（MPa）；

A'_{s1} 、 A'_{s2} —分别为原有纵向普通钢筋和新增纵向普通钢筋的截面面积（ mm^2 ）。

表 5.3.1 钢筋混凝土轴心受压构件的稳定系数

l_0/b_2	≤ 8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
l_0/d_2	≤ 7	8.5	10.5	12	14	15.5	17	19	21	22.5	24
l_0/r_2	≤ 28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97
φ	1.0	0.98	0.95	0.92	0.87	0.81	0.75	0.70	0.65	0.60	0.56
l_0/b_2	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50
l_0/d_2	26	28	29.5	31	33	34.5	36.5	38	40	41.5	43
l_0/r_2	104	111	118	125	132	139	146	153	160	167	174
φ	0.52	0.48	0.44	0.40	0.36	0.32	0.29	0.26	0.23	0.21	0.19

注：1. 表中 l_0 为加固后构件计算长度， b_2 为矩形截面短边尺寸， d_2 为圆形截面直径， r_2 为截面最小回转半径。

2. 构件计算长度 l_0 的确定，两端固定为 $0.5l$ （ l 为单跨计算跨径）；一端固定、一端为不移动的铰为 $0.7l$ ；两端均不移动的铰为 l ；一端固定、一端自由为 $2l$ 。

当加固后截面全部纵向钢筋配筋率大于 3% 时，式 (5.3.1-1) 中的 A_{c1} 应改用

$A_{n1} = A_{c1} - A'_{s1}$ ， A_{n2} 应改用 $A_{n1} = A_{c2} - A'_{s2}$ 。

条文说明

式 5.3.1 中的 0.8 是综合考虑可能存在新增混凝土和新增受压钢筋的强度利用程度降低而取的折减系数值, 该值是参照国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 制定的。

5.3.2 钢筋混凝土矩形截面偏心受压构件, 可采用在原构件截面的单侧加厚和两侧对称加厚的增大截面加固法。

条文说明

考虑公路桥梁的钢筋混凝土偏心受压构件与其他构件或节点相连, 故本条提出宜采用增大截面加固的一般形式。

5.3.3 两侧加厚的矩形截面偏心受压正截面抗压承载力按下列公式计算:

$$\gamma_0 N_d \leq f_{cd1} b_2 x + f_{sd1}' A_{s1}' + 0.9 f_{sd2}' A_{s2}' - \sigma_{s1} A_{s1} - 0.9 \alpha' \sigma_{s2} A_{s2} \quad (5.3.3-1)$$

$$\gamma_0 N_d e_s \leq f_{cd1} b_2 x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + 0.9 f_{sd2}' A_{s2}' (h_0 - a_{s2}') + f_{sd1}' A_{s1}' (h_0 - a_{s1}') \quad (5.3.3-2)$$

$$f_{cd1} b_2 x \left(e_s - h_0 + \frac{x}{2} \right) = (\sigma_{s1} A_{s1} + 0.9 \alpha' \sigma_{s2} A_{s2}) e_s - (f_{sd1}' A_{s1}' + 0.9 f_{sd2}' A_{s2}') e_s' \quad (5.3.3-3)$$

$$e_s = \eta e_0 + \frac{h_2}{2} - a_s \quad (5.3.3-4)$$

$$e_s' = \eta e_0 - \frac{h_2}{2} + a_s' \quad (5.3.3-5)$$

式中: N_d —构件加固后的轴向压力设计值 (N);

e_s —轴向力作用点至加固后截面受拉边或受压较小边纵向钢筋 A_{s1} 和 A_{s2} 合力点的距离(mm);

e_0 —轴向力对加固后截面重心轴的偏心距(mm), $e_0 = M_d / N_d$;

M_d —相应于轴向力 N_d 的弯矩设计值(N·mm);

x —加固后构件截面混凝土受压区高度(mm);

f_{cd1} —原构件混凝土抗压强度设计值 (MPa);

σ_{s1} 、 σ_{s2} —构件达到承载能力极限状态时, 原构件截面受拉边或受压较小边的纵向普通钢筋应力 (MPa) 和新增纵向普通钢筋的应力 (MPa), 分别按本规范第 5.3.4 条规定执行。压应力为负号, 拉应力为正号;

α' —小偏心受压时, 截面受压较小边新增纵向普通钢筋应力的修正系数, 可取为 0.8;

A'_{s1} 、 A'_{s2} —分别为原构件截面受压较大边的纵向普通钢筋截面积 (mm^2) 和相应新增的纵向普通钢筋截面积 (mm^2);

A_{s1} 、 A_{s2} —分别为原构件截面受拉边或受压较小边的纵向钢筋截面积 (mm^2) 和相应新增的纵向钢筋截面积 (mm^2);

f'_{sd1} 、 f'_{sd2} —分别为原构件截面受压较大边纵向普通钢筋抗压强度设计值 (MPa) 和新增的纵向普通钢筋抗压强度设计值 (MPa);

h_2 —加固后截面的高度(mm);

h_0 —加固后构件截面受拉边或受压较小边纵向普通钢筋 A_{s1} 和 A_{s2} 截面重心至受压较大边缘的距离(mm), $h_0 = h_2 - a_s$;

η —偏心受压构件轴向力偏心距增大系数, 按本规范第 5.3.5 条的规定计算;

a_s —原构件截面受拉边或受压较小边纵向普通钢筋 A_{s1} 和新增纵向普通钢筋 A_{s2} 的合力作用点至加固后截面受拉边或受压较小边的距离(mm);

a'_s —原构件截面受压较大边纵向普通钢筋 A'_{s1} 和新增的纵向普通钢筋 A'_{s2} 的合力作用点至加固后截面受压较大边缘的距离(mm);

其他符号意义见图 5.3.3。

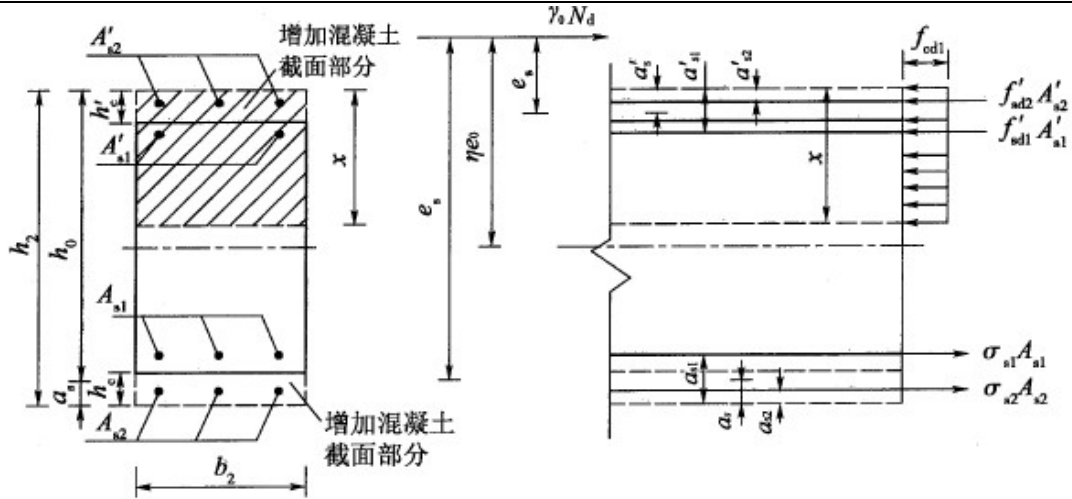


图 5.3.3 两侧加厚矩形截面偏心受压构件正截面抗压承载力计算图式

在承载力计算中,考虑截面受压较大边的纵向受压钢筋时,截面受压区高应符合以下规定:

$$x \geq 2a'_s \quad (5.3.3-6)$$

若不符合公式(5.3.3-6)的条件时,加固后的偏心受压构件正截面抗压承载力的计算应符合下列规定:

$$\gamma_0 N_d e'_s \leq f_{sd1} A_{s1} (h_2 - a_{s1} - a'_s) + 0.9 f_{sd2} A_{s2} (h_2 - a_{s2} - a'_s) \quad (5.3.3-7)$$

式中: f_{sd1} 、 f_{sd2} ——分别为截面受拉边原构件纵向普通钢筋和新增纵向普通钢筋的抗拉强度设计值 (MPa)。

其他符号意义见图 5.3.3。

对小偏心受压构件,当轴向力作用在纵向普通钢筋 A'_{s1} 和 A'_{s2} 合力点与 A_{s1} 和 A_{s2} 合力点之间时,抗压承载力计算尚应符合下列规定:

$$\gamma_0 N_d e' \leq f_{cd1} b_2 h_2 \left(h'_0 - \frac{h_2}{2} \right) + 0.9 f_{sd2}' A_{s2} (h'_0 - a_{s2}) + f_{sd1}' A_{s1} (h'_0 - a_{s1}) \quad (5.3.3-8)$$

$$e' = \frac{h_2}{2} - e_0 - a'_s \quad (5.3.3-9)$$

式中: e' ——轴向力作用点至截面受压较大边纵向受力钢筋 A'_{s1} 和 A'_{s2} 合力点的距离(mm), 计算

时偏心距 e_0 可不考虑偏心距增大系数 η ;

h'_0 ——截面受压较小边边缘至受压较大边纵向受力钢筋合力点的距离(mm),

$$h'_0 = h_2 - a'_s;$$

h_2 —加固后构件截面的高度(mm)。

其他符号意义见式(5.3.3-1)和式(5.3.3-7)。

条文说明

关于钢筋混凝土矩形截面偏心受压构件加固后正截面承载力计算，有以下几点说明：

(1) 偏心受压构件正截面承载力计算假定之一是，在承载能力极限状态下，取原构件截面受压较大边缘混凝土压应变达到极限压应变 $\varepsilon_{cu} = 0.0033$ 和原构件的纵向受拉钢筋极限拉应变能达到 0.01，加固计算公式 (5.3.3) 均建立在上述计算假定上。

这里没有取新增混凝土压应变达到极限压应变，主要是考虑到加固后构件截面受压较大边缘的新增混凝土可能存在压应变滞后，若以此达到极限压应变来控制，则有可能原构件截面受压较大边缘混凝土早已压坏，造成加固构件不安全。

(2) 桥梁加固中，一般新增混凝土强度较原构件高；新增混凝土截面又较原构件小，加固计算中应按新、旧混凝土不同区域取相应的混凝土抗压强度设计值，但将使加固计算复杂，因此有关文献亦建议取原构件和新增混凝土强度的平均值为加固后截面受压区混凝土强度设计代表值，简化了计算。桥梁一般采用带载加固，恒载作用较大且不可能大部份卸除而由原构件承受，因此，本规范从常规加固出发偏安全考虑，加固后构件正截面承载力计算中以原构件混凝土设计强度值为代表值。

(3) 式 (5.3.3-1) 中的 α' 称为小偏心受压时，截面受压较小边新增纵向普通钢筋应力的修正系数，仅用于矩形截面小偏心受压构件的计算。

对于加固的矩形截面小偏心受压构件，规范修编组根据国内已有的二阶段受力构件试验资料的研究，发现破坏前，加固的矩形截面小偏心受压构件截面受压较小边新增纵向普通钢筋应力试验值不太稳定，与一阶段受力构件相比，大约低 25%~15%，规范修编组进行的一组矩形小偏心受压构件（短柱）试验结果分析也有这种情况，因此采用 α' 系数对小偏心受压时，截面受压较小边新增纵向普通钢筋应力计算值进行修订。

(4) 增大截面法加固偏心受压构件，截面受压较大边新增纵向普通钢筋应力较大，容易出现新增纵向普通钢筋受压局部屈曲现象，因此，增大截面法加固偏心受压构件设计时很重要的是新增箍筋的布置间距、与原有箍筋的牢固连接等，应满足本规范第 5.5.4 的构造要求。）

5.3.4 两侧对称加厚的矩形截面偏心受压构件截面受拉边或受压较小边原纵向受力钢筋的应力 σ_{s1} 和新增纵向受力钢筋的应力 σ_{s2} 应按下列情况采用。

1 当 $\xi \leq \xi_b$ 时为大偏心受压构件，此处，相对受压区高度 $\xi = \frac{x}{h_0}$ ， $h_0 = h_2 - a_s$ ， h_2 为加固后截面的高度。这时取 $\sigma_{s1} = f_{sd1}$ ， $\sigma_{s2} = f_{sd2}$ 。

2 当 $\xi > \xi_b$ 时为小偏心受压构件，纵向受力钢筋的应力可按下列公式计算：

$$\sigma_{s1} = \varepsilon_{cu} E_{s1} \left(\frac{\beta h_{01}}{x} - 1 \right) \leq f_{sd1} \quad (5.3.4-1)$$

$$\sigma_{s2} = \varepsilon_{cu} E_{s2} \left(\frac{\beta h_{02}}{x} - 1 \right) \leq f_{sd2} \quad (5.3.4-2)$$

式中： ε_{cu} —混凝土极限压应变，当混凝土强度等级为 C50 及 C50 以下时，取 0.0033；

E_{s1} 、 E_{s2} —分别为原构件纵向受力钢筋和新增纵向受力钢筋的弹性模量（MPa）；

h_{01} 、 h_{02} —分别为原构件截面有效高度(mm)和新增纵向受力钢筋合力点至截面受压较大边缘的距离(mm)；

f_{sd1} 、 f_{sd2} —分别原构件纵向受力钢筋和新增纵向受力钢筋的抗拉强度设计值（MPa）；

x —加固后构件截面混凝土受压区高度(mm)；

β —截面受压区矩形应力图高度与实际受压区高度的比值，当混凝土强度等级为 C50 及 C50 以下时，取 $\beta = 0.8$ ；

其他符号意义见图 5.3.3。

5.3.5 仅对钢筋混凝土矩形截面大偏心受压构件受拉区加固（构件单侧加固）时，其正截面承载力应按下列公式确定：

$$\gamma_0 N_d \leq f_{cd1} b_2 x + f_{sd1}' A_{s1}' - f_{sd1} A_{s1} - 0.9 f_{sd2} A_{s2} \quad (5.3.5-1)$$

$$\gamma_0 N_d e_s \leq f_{cd1} b_2 x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{sd1}' A_{s1}' (h_0 - a_{s1}') \quad (5.3.5-2)$$

$$f_{cd1} b_2 x \left(e_s - h_0 + \frac{x}{2} \right) = (f_{sd1} A_{s1} + 0.9 f_{sd2} A_{s2}) e_s - f_{sd1}' A_{s1}' e_s' \quad (5.3.5-3)$$

$$x \leq 0.85\xi_b h_0$$

式中符号意义见式(5.3.3-1)~式(5.3.3-5),其中, e_s 和 e_s' 计算中的轴向力对加固后截面重心轴的偏心距 e_0 应按下列公式计算:

$$e_0 = \frac{M_d + N_{G1d}e}{N_d} \quad (5.3.5-4)$$

$$e = \frac{h_2 - h_1}{2} \quad (5.3.5-5)$$

式中: N_{G1} — 加固前恒载作用在构件截面上产生的轴向压力设计值 (N·mm);

h_1 、 h_2 — 分别为原截面和加固后截面的截面高度 (mm)。

其他符号意义见式(5.3.3-1)~式(5.3.3-5)。

条文说明

钢筋混凝土矩形截面大偏心受压构件单侧加固(构件受拉区加固)时,原截面的重心轴与加固后截面重心轴不在同一位置,两者之间距离为 $e = (h_2 - h_1)/2$ 。以增大截面法加固后的截面重心轴为计算基准,而加固前恒载 G_1 在构件截面上产生的轴向压力 N_{G1} 的作用点在原截面的重心轴上,根据移轴定理,对加固后截面会在弯矩作用平面上产生附加弯矩 $N_{G1} \cdot e$,因此进行加固设计计算时,作用在加固后截面重心轴的弯矩设计值为 $M_d + N_{G1d} \cdot e$,计算 N_{G1d} 时应考虑恒载作用的分项系数。

加固后截面承载力复核时应满足 $x \leq 0.85\xi_b h_0$, 见本规范第 5.2.4 条条文说明。

5.3.6 计算偏心受压构件正截面承载力时,对长细比 $\frac{l_0}{i} > 17.5$ 的构件,应考虑构件在弯矩作用平面内的挠曲对轴向力偏心距的影响。此时,应将轴向力对截面重心的偏心距 e_0 乘以偏心距增大系数 η , 其值按下列公式计算:

$$\eta = \left[1 + \frac{1}{1300 e_0 / h_0} \left(\frac{l_0}{h_2} \right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \right] \psi_\eta \quad (5.3.6-1)$$

$$\zeta_1 = 0.2 + 2.7 \frac{e_0}{h_0} \leq 1.0 \quad (5.3.6-2)$$

$$\zeta_2 = 1.15 - 0.01 \frac{l_0}{h_2} \leq 1.0 \quad (5.3.6-3)$$

式中: l_0 —构件的计算长度(mm), 按照现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62 规定选用;

ζ_1 —荷载偏心率对截面曲率的影响系数;

ζ_2 —构件长细比对截面曲率的影响系数;

ψ_η —偏心距增大系数的修正系数, 可按截面增大形式选用: 采用对称形式的增大截面,

当 $e_0/h_2 \geq 0.3$ 时, $\psi_\eta = 1.1$; 当 $e_0/h_2 < 0.3$ 时, $\psi_\eta = 1.2$ 。采用非对称形式的增大截面,

当 $e_0/h_2 \geq 0.3$ 时, $\psi_\eta = 1.2$; 当 $e_0/h_2 < 0.3$ 时, $\psi_\eta = 1.3$ 。

其他符号意义见式(5.3.3-4)。

条文说明

本条按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 条文规定并结合现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 编制。

5.3.7 对加固后钢筋混凝土偏心受压构件, 还应按轴心受压构件复核垂直于弯矩作用平面的承载力。此时不考虑弯矩作用, 按轴心受压构件计算, 计算公式见第 5.3.1 条。

5.4 新老混凝土结合计算

5.4.1 在受压区增设现浇混凝土加厚层的梁, 当满足本规范第 5.5.1 条、第 5.5.3 条和第 5.5.5 条构造要求时, 原构件与新增混凝土现浇层之间结合面的抗剪承载力按下列公式计算:

$$\gamma_0 V_d \leq 0.12 f_{cd} b h_0 + 0.85 f_{sv} \frac{A_{sv}}{s_v} h_0 \quad (5.4.1)$$

式中: V_d —加固后剪力设计值(N);

f_{cd} —混凝土抗压强度设计值(MPa), 当原构件与现浇混凝土不同时, 取两者中较低者;

b —新老混凝土的结合面宽度(mm);

h_0 —加固后构件截面的有效高度(mm)；

f_{sv} —结合面配置的箍筋或植筋抗拉强度设计值(MPa)；

A_{sv} —结合面上同一竖向截面配置的箍筋各肢总截面面积或植筋总截面面积(mm²)；

s_v —箍筋或植筋的间距(mm)。

5.4.2 在受压区增设现浇混凝土加厚层的板，当在新老混凝土的结合面上不配置抗剪钢筋且符合本规范第 5.5.5 条的构造规定时，其结合面抗剪承载力应满足下列要求：

$$\frac{V_0 V_d}{b h_0} \leq 0.45 \quad (\text{MPa}) \quad (5.4.2-1)$$

式中符号意义见式 (5.4.1)。

当结合面符合本规范第 5.5.3 条的构造规定，且同一竖向截面配置不少于 $0.3 \frac{b s_v}{f_{sd}}$ (以 mm² 计) 的竖向结合钢筋时，新老混凝土结合面抗剪承载力应满足下列要求：

$$\frac{V_0 V_d}{b h_0} \leq 2 \quad (\text{MPa}) \quad (5.4.2-2)$$

在受拉区采用增大截面加固的受弯梁，原构件与新增混凝土现浇层之间结合面的抗剪承载力可按式 (5.4.1) 计算。

条文说明

增大截面加固混凝土构件最重要的是新老混凝土的结合面的抗剪承载力计算与构造，进而保证新老混凝土共同工作。参照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的有关规定制定的条文。

尽管是针对在受压区加固受弯构件的情况，但对在受弯构件受拉区加固和抗剪加固、受压构件加固情况也可参考使用。

5.5 构造要求

5.5.1 新浇混凝土应符合下列规定：

1 新浇混凝土强度级别宜比原构件设计混凝土强度提高一级，且不低于 C30。

2 新浇混凝土层的最小厚度,对桥面板不宜小于 100mm,对梁和轴向受力构件不宜小于 150mm。

3 当新浇混凝土层厚度小于 100mm 时,可采用小石子混凝土或高性能抗拉复合砂浆。在结构尺寸复杂或新浇混凝土施工条件差的情况下,可采用微膨胀自密实混凝土。

条文说明

增大截面法加固混凝土构件时,对新浇的混凝土必须在施工中能够实现设计的要求,根据工程加固经验,对新浇混凝土的强度级别、最小厚度提出要求,同时根据工程加固对新材料应用研究成果,在桥梁的某些部位或施工困难处采用微膨胀或自密实混凝土、高性能抗拉复合砂浆等可以更好地保证施工质量。

5.5.2 加固用受力钢筋直径不应小于 12mm,不宜大于 25 mm;构造钢筋直径不小于 10mm;箍筋直径不宜小于 8mm。

条文说明

本条对加固构件截面新增纵向受力钢筋与箍筋提出要求。同时,最小的配筋率亦满足现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》 JTG 3362 的相关规定。

5.5.3 受弯构件新增钢筋应按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》 JTG 3362 要求进行设置,并应符合下列规定:

1 对焊接钢筋骨架,新增纵向受力钢筋宜采用直接焊接或短钢筋焊接方法与原纵向受力钢筋可靠连接在一起(图 5.5.3-1a、b)。当新增受力钢筋与原受力钢筋的连接采用短筋焊接时,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。

对绑扎钢筋骨架,新增纵向受力钢筋可采用直接焊接或短钢筋焊接、新增 U 形箍筋方法(图 5.5.3-1c)与原纵向受力钢筋可靠连接在一起。新增 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。U 形箍筋直径应与原有箍筋直径相同。

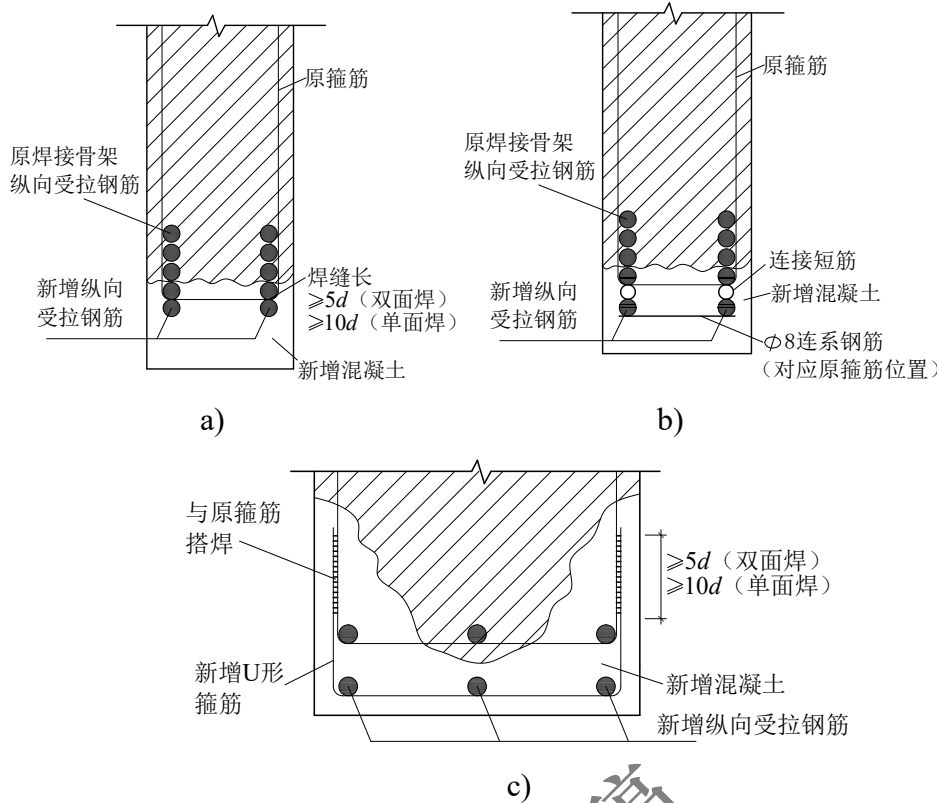


图 5.5.3-1 受弯构件新增纵向受拉钢筋连接构造示意图

2 对截面肋（腹板）两侧增大混凝土截面方法，新增抗剪钢筋网应由竖向钢筋和水平纵向钢筋组成，并且通过在原构件上植锚筋牢固连接（图 5.5.3-2）。对截面肋（腹板）三面围增大截面方法，新增抗剪钢筋网由 U 形筋和水平纵向钢筋组成，并且通过在原构件上植锚筋牢固连接。

对新增的抗剪钢筋网中的竖向钢筋和水平纵向钢筋，所需钢筋面积满足分别满足现行公路桥梁设计规范规定的最小配箍率。

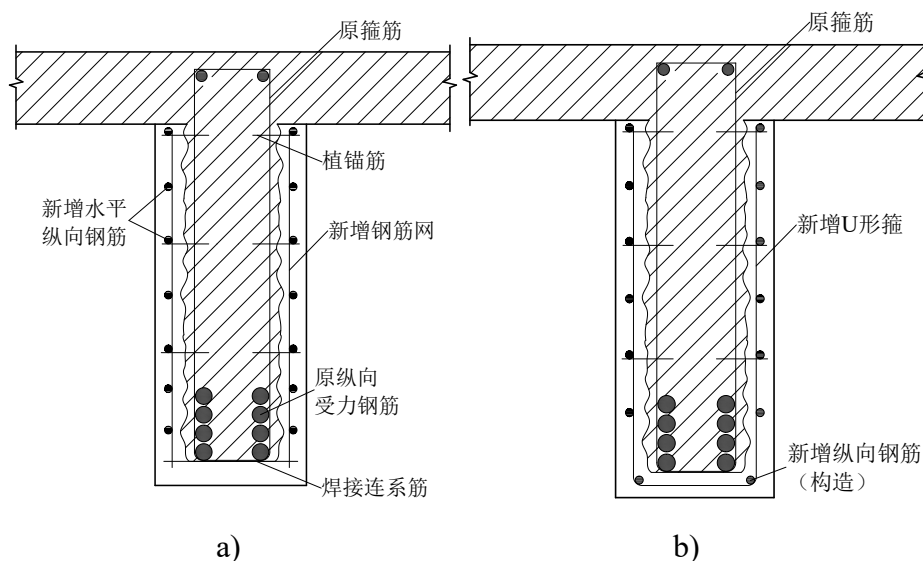


图 5.5.3-2 受弯构件新增抗剪钢筋连接构造示意图

条文说明

新增加固的纵筋、箍筋都应与原构件钢筋有牢固的连接，以保证新增钢筋发挥作用。

5.5.4 矩形截面受压构件新增钢筋应按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 要求进行设置，并应符合下列规定：

1 采用对应两侧增加截面尺寸时，新增纵向受力纵向钢筋中，靠近原纵向受力钢筋（角筋）布置一根新增受力钢筋，并与原受力钢筋采用短筋焊接。短筋的直径不应小于 20mm，长度不应小于 $5d$ (d 为新增纵向受力纵向钢筋和原纵向受力钢筋直径的较小值)，各短筋的中距不应大于 500mm。

用 U 形箍把其他新增纵向受力纵向钢筋连接，U 形箍与原构件箍筋位置对应、直径相同，U 形箍筋要焊接或绑扎在与原受力钢筋采用短筋焊接的新增受力钢筋上（图 5.5.4 a）。

2 采用四侧增加截面尺寸（四周外包混凝土）时，新增 U 形箍固定新增纵向受力钢筋（图 5.5.4 b），同一水平位置上的新增 U 形箍相互搭接并在搭接段焊接，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。

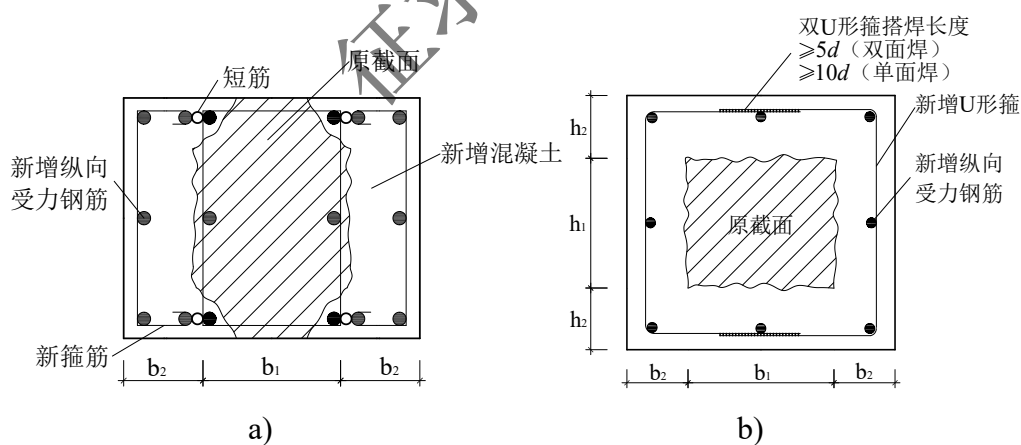


图 5.5.4 受压构件新增钢筋构造示意图

5.5.5 在受拉区增设混凝土加固的受弯构件，新增纵向钢筋需截断时，应从计算截断点外至少增加一个锚固长度。受压构件新增纵向受力钢筋应伸入原结构中并满足锚固要求。

条文说明

此条文针对受拉区加固受弯构件的新增纵向受拉钢筋在跨间截断的问题。在实际工程中，新增纵向受拉钢筋是这类加固的主要目的，而混凝土起保护作用。当纵向受拉钢筋需要截断时必须满足本条要求，以防止加固钢筋因在混凝土中的锚固破坏而丧失作用。

5.5.6 新老混凝土结合面处理应满足以下要求：

- 1 采用增大截面加固法时，原构件混凝土表面应设置剪力槽或进行凿毛处理。
- 2 一般情况下，除原构件混凝土表面应予凿毛等处理外，尚可采取涂刷结构界面胶或种植剪切销钉（钢筋）等措施，以保证新旧混凝土共同工作。

条文说明

加固设计要对原构件的表面处理提出要求。加固工程中常采用构件表面凿毛、砂轮机或高压水射流打毛及人工凿沟槽等方法，主要技术要求分别是：① 原构件混凝土表面经修整露出骨料断面后，应再原构件凿毛成凹凸差不小于 6mm 且露出至少一半的粗骨料的粗糙面；也可凿成点深 4~6mm、间距为不大于 30mm 的梅花形分布麻点。② 采用砂轮机或高压水射流打毛时，在经修整露出骨料断面后的原构件混凝土表面打出方向垂直于剪力作用方向的纹路，纹深不小于 4mm，纹路间距不大于 50mm。③ 采用人工凿沟槽时，在经修整露出骨料断面后的原构件混凝土表面凿出方向垂直于剪力作用方向的沟槽，沟槽深不小于 6mm，沟槽间距不大于 150mm。

5.5.7 为满足式（5.4.1）和式（5.4.2-2）要求，需要在原结构混凝土中植抗剪钢筋时，数量应根据受力及构造要求确定，植筋设计见本规范附录 A。

6 粘贴钢板加固法

6.1 一般规定

6.1.1 本方法适用于钢筋混凝土及预应力混凝土受弯构件、钢筋混凝土受拉和受压构件的加固。

6.1.2 被加固混凝土构件的混凝土强度应符合本规范第 5.1.2 条的规定，粘贴加固用钢板宜采用 Q235 钢和 Q345 钢。

条文说明

在公路桥梁上采用高强度钢材进行混凝土构件的粘贴加固，并没有技术和工程经济的优势，根据粘贴钢板加固混凝土构件原理和工程上使用，粘贴加固用钢板应采用 Q235 钢和 Q345 钢。当钢板厚度小于 16mm 时，Q235 钢材的抗拉设计强度值和抗压设计强度值可取 190MPa；Q345 钢材的抗拉设计强度值和抗压设计强度值可取 275MPa。

6.1.3 粘贴钢板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。

6.1.4 被加固构件处于极端气候、介质侵蚀等特殊环境时，粘贴钢板应采用耐环境因素作用的胶粘剂，并按专门的工艺要求施工。

6.1.5 粘贴钢板加固混凝土构件时，宜将钢板受力方式设计成仅受轴向应力作用。

条文说明

采用粘贴钢板加固混凝土构件，粘贴钢板的受力形式应明确，即应将粘贴的钢板设计成仅承受轴向应力作用。

6.1.6. 采用粘贴钢板加固桥梁混凝土构件时，应采取措施卸除作用在桥梁上的活载。

条文说明

加固施工时采取措施卸除作用在桥梁上的活载，甚至部分恒载，尽量减小加固构件二阶段受力的影响。

6.2 受弯构件加固计算

6.2.1 采用粘贴钢板对受弯构件进行抗弯加固设计时，除应遵守现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.1.3 条正截面承载力计算的基本假定外，尚应符合下列假定与规定：

- 1 构件达到受弯承载力极限状态时，加固后构件截面沿高度的应变符合平截面假定；
- 2 构件达到受弯承载力极限状态时，构件截面原有受拉纵向钢筋的极限拉应变为 0.01；
- 3 设计上必须采用可靠的粘贴钢板端部锚固措施，避免在达到受弯承载力极限状态前发生钢板与混凝土之间的粘结剥离破坏。

条文说明

试验研究表明，粘贴钢板与被加固构件之间将会产生微量的界面滑移，加固后受弯构件截面正应变分布并不完全满足平截面假定，设计计算上采用平截面假定得到的加固构件受弯承载力与试验值相差不大，且使计算公式表达明了，故确认粘贴钢板加固后构件平截面假定仍然适用。

采用在受拉面粘贴钢板加固的受弯构件，在构件截面材料破坏之前往往会发生粘贴钢板的端部锚固区的局部剥离破坏，在加固设计上首先应从构造措施上或专门设计来保证不发生

这种破坏的发生，才能使得粘贴钢板加固受弯构件设计计算的受弯承载力有效。

6.2.2 在矩形截面或翼缘位于受拉区的 T 形截面受弯构件的受拉面粘贴钢板进行加固（图 6.2.2）时，其正截面承载力应按下列公式计算并满足：

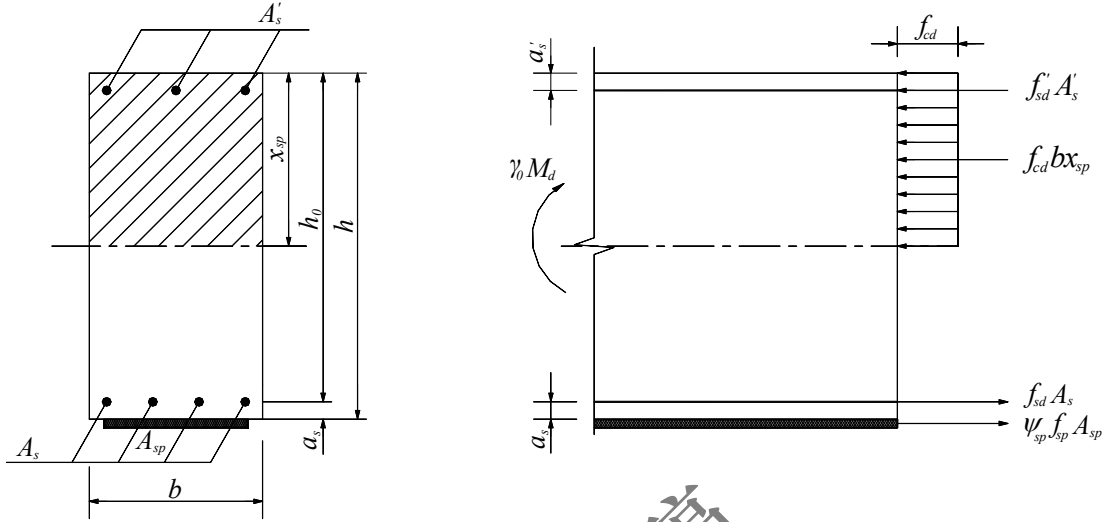


图 6.2.2 受弯构件受拉面粘贴钢板加固正截面受弯承载力计算图式

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} b x_{sp} \left(h_0 - \frac{x_{sp}}{2} \right) + f'_{sd} A'_s \left(h_0 - a'_s \right) + \psi_{sp} f_{sp} A_{sp} a_s \quad (6.2.2-1)$$

混凝土受压区高度应按下式确定：

$$f_{cd} b x_{sp} = f_{sd} A_s - f'_{sd} A'_s + \psi_{sp} f_{sp} A_{sp} \quad (6.2.2-2)$$

混凝土受压区高度应满足下列条件：

$$2a'_s \leq x_{sp} \leq \xi_{b,sp} \quad (6.2.2-3)$$

式中： γ_0 ——桥梁结构的重要性系数，按照现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土

桥涵设计规范》JTG D62 的规定采用；

M_d ——构件加固后组合的弯矩设计值（kN.m）；

f_{cd} ——原构件混凝土抗压强度设计值（N/mm²）；

x_{sp} ——加固后截面混凝土受压区高度（mm）；

b 、 h ——分别为原构件截面宽度（mm）和高度（mm）；

f_{sd} 、 f'_{sd} ——分别为原构件纵向受力普通钢筋的抗拉强度（N/mm²）和抗压强度设计值（N/mm²）；

f_{sp} ——加固钢板的抗拉强度设计值（N/mm²）；

Ψ_{sp} ——考虑加固受弯构件二阶段受力以及已有混凝土裂缝影响的粘贴钢板承载力影响系数，一般可根据加固前受弯构件混凝土表面弯曲裂缝最大宽度选择取值 0.85~0.95，受弯构件表面没有混凝土弯曲裂缝时可取 $\Psi_{sp}=0.95$ ，混凝土弯曲裂缝最大宽度大于或等于 0.2mm 时可取 $\Psi_{sp}=0.85$ ；

A_{sp} ——加固钢板的截面面积（ mm^2 ）；

A_p ——原构件纵向预应力钢筋的截面面积（ mm^2 ）；

A_s 、 A_s' ——分别为原构件受拉区和受压区纵向受力普通钢筋的截面面积（ mm^2 ）；

a_s 、 a_s' ——受拉区和受压区纵向受力普通钢筋合力点至受拉区边缘、受压区边缘的距离（mm）；

h_0 ——原构件截面有效高度（mm）， $h_0=h-a_s$ ；

b_{sp} ——加固后受弯构件相对界限受压区高度， $b_{sp}=0.85 \frac{f_{sd}}{f_{sp}}$ ， b 按原构件混凝土和受拉普通钢筋强度级别，应按照现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 规定选用。

当 $x_{sp} < 2a_s'$ 时，正截面抗弯承载力按下式计算：

$$\gamma_0 M_d \leq f_{sd} A_s (h_0 - a_s') + \eta_{sp} f_{sp} A_{sp} a_s (h_0 - a_s') \quad (6.2.2-4)$$

式中各项符号意义与式（6.2.2-1）相同。

条文说明

通常，公路桥梁粘贴钢板加固混凝土受弯构件施工前构件可能已存在混凝土弯曲裂缝并且加固后构件是属于二阶段受力构件。根据国内室内试验研究观测，加固后的混凝土受弯构件会发生由于已有弯曲裂缝或新生弯曲裂缝宽度的增大，粘贴钢板在宽度较大的裂缝处会发生与混凝土粘贴面上局部粘贴剥离的破坏，影响了粘贴钢板作用发挥和降低了加固构件的承载力，同时二阶段受力对混凝土构件已有裂缝或新生裂缝宽度的增大比一阶段受力影响更大。基于对二阶段受力的粘贴钢板加固混凝土受弯构件结构计算方法，结合国内东南大学、长安大学、武汉水利电力大学、广西大学和辽宁工程技术大学等 15 根二阶段受力钢筋混凝土试验梁和相应的一阶段受力对比试验梁资料进行对比计算分析，采用影响系数 Ψ_{sp} 来考虑加固后受弯构件二阶段受力以及已有混凝土裂缝对粘贴钢板承载力的影响，一般可取 0.85~0.95。加固前构件没有混凝土弯曲裂缝，可取 $\Psi_{sp}=0.95$ ；加固前构件已有的混凝土弯曲

裂缝最大宽度达到或超过限值，可取 $\psi_{sp}=0.85$ ，当检测的混凝土弯曲裂缝最大宽度值在上述两种情况之间时，可在 0.85 和 0.95 之间选取 ψ_{sp} 值。

为了避免因粘贴钢板量过大而导致受弯构件截面的超筋破坏，加固后受弯构件截面的计算混凝土受压区高度应满足式（6.2.2-3）的要求，其中 b_{sp} 为加固后受弯构件截面相对界限受压区高度，参照《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 规定，取 $b_{sp}=0.85 b$ ，保证加固后受弯构件延性的同时，限制过度粘贴钢板而出现加固后的受弯构件发生先剪切破坏的情况。

6.2.3 对翼缘位于受压区的钢筋混凝土 T 形截面受弯构件的受拉面粘贴钢板进行受弯加固时，可参照本规范第 6.2.1 条至 6.2.2 条的原则和现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 中关于 T 形截面受弯承载力的计算方法进行计算。

6.2.4 采用钢板对称地粘贴在混凝土梁的两侧面，且侧面粘贴区域高度控制在距梁底受拉边缘 1/4 梁高范围内，可按下式计算确定梁的两侧面实际需粘贴的钢板截面面积 $A_{sp,l}$ ：

$$A_{sp,l} = A_{sp,b} / k \quad (6.2.4)$$

式中： $A_{sp,b}$ ——与粘贴到混凝土梁肋两侧面钢板等效的、粘贴在梁底面的钢板面积（ mm^2 ）；

k ——修正系数，应按表 6.2.4 采用。

表 6.2.4 修正系数 k 值

h_f/h	0.10	0.15	0.20	0.25
R.C 梁加固	0.83	0.74	0.67	0.59

注： h_f 为从混凝土梁肋受拉边缘算起的侧面粘贴钢板的高度， h 为混凝土梁截面高度。

条文说明

试验研究与分析表明，当粘贴在混凝土梁两侧面的钢板高度 h_f 大于 1/3 的梁高度后，加固梁破坏时钢板与原梁的受拉主筋之间的拉应变很不协调且容易发生由钢板端部处而起的梁体混凝土斜裂缝破坏，抗弯承载力提高不明显，研究文献一般建议侧面粘贴钢板的高度应小于（1/3~1/4）的梁高度。公路桥梁的钢筋混凝土梁焊接钢筋骨架的受拉主筋焊接叠高一般不超过（0.15~0.2）的梁高度，因此，规定粘贴在混凝土梁两侧面的钢板高度 h_f 应小于 1/4

的梁高度，侧面粘贴钢板的截面重心可以尽量接近梁受拉主筋的合力作用点，发挥侧面粘贴钢板的作用。

混凝土梁侧面粘贴钢板加固后的抗弯承载力计算是采用换算成等效的粘贴在梁底面（受拉面）钢板来计算的方法。

与粘贴梁底面钢板受力相比，粘贴梁两侧面的钢板截面高度方向上拉应力分布不均匀，同时截面拉力的合力作用内力偶臂小，因此采用修正系数 k 来获得等效的粘贴梁底面钢板截面积，即等效粘贴梁底面钢板面积 $A_{sp,b}=k A_{sp,l}$ ，参照现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB 50367 的方法并按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的计算规定得到表 6.2.4 的修正系数 k 值。

混凝土梁两侧面粘贴钢板加固应参照本规范第 6.5 节构造规定处理好粘贴钢板端部和中间区段的锚固构造。

6.2.5 对受弯构件正弯矩区的正截面加固，其底面粘贴的纵向受拉钢板截断位置，应从其强度充分利用截面起，取不小于按下式确定的粘贴延伸长度：

$$l_p = \frac{f_{sp} t_{sp}}{f_{bd}} + 350 \quad (6.2.5)$$

式中： l_p ——受拉钢板粘贴延伸长度（mm）；

t_{sp} ——受拉钢板的粘贴总厚度（mm）

f_{sp} ——粘贴的纵向受拉钢板抗拉强度设计值（N/mm²）；

f_{bd} ——粘贴钢板与混凝土之间的粘结强度设计值（N/mm²），取 $f_{bd}=0.5f_t$ ； f_t 为混凝土抗拉强度设计值，按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 计算。当 f_{bd} 的计算值高于 0.8MPa 时取 f_{bd} 为 0.8MPa。

条文说明

钢板粘贴延伸长度 l_p 的计算公式是参照现行国家标准《混凝土结构加固设计规范》GB50367 并按照公路桥梁相关设计规范规定进行校准计算确定的。

6.2.6 当受实际条件限制，加固混凝土受弯构件粘贴纵向受拉钢板的延伸长度无法满足本

规范第 6.2.5 条规定时，可以在粘贴钢板的端部锚固区段加贴带压条双 L 形箍板，构造要求见本规范第 6.5.3 条和第 6.5.4 条。

加贴带压条双 L 形箍板数量 n 应符合下列规定：

(1) 当 $f_{vd}b_{sp} \leq 2f_{bd}l_1$ 时，

$$f_{sp}A_{sp} \leq 0.5f_{bd}l_p b_{sp} + 0.7n f_{vd} b_{sp} b_{vp} \quad (6.2.6-1)$$

式中： f_{vd} —— 钢与钢粘结抗剪强度设计值(N/mm²),对 A 级胶取 3.0MPa, B 级胶取 3.0MPa;

A_{sp} —— 粘贴的纵向受拉钢板截面面积 (mm²);

f_{sp} —— 粘贴的纵向受拉钢板抗拉强度设计值(N/mm²);

f_{bd} —— 粘贴钢板与混凝土之间的粘结强度设计值 (N/mm²),按第 6.2.5

条规定取用;

l_p —— 粘贴的纵向受拉钢板的粘贴延伸长度 (mm), 按式 (6.2.5) 计算后确定的值取用;

b_{sp} —— 粘贴的纵向受拉钢板截面宽度 (mm);

n —— 粘贴的纵向受拉钢板每端加贴双 L 形箍板的道数;

b_{vp} —— 加贴双 L 形箍板宽度 (mm);

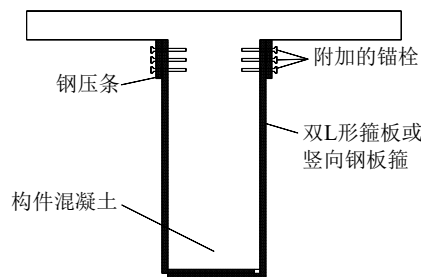
l_1 —— L 形箍板单肢的梁侧粘结长度 (mm),可取 L 形箍板单肢与受弯构件侧面混凝土粘贴的竖向高度。

(2) 当 $f_{vd}b_{sp} > 2f_{bd}l_1$ 时，

$$f_{sp}A_{sp} \leq (0.5 l_p b_{sp} + n b_{sp} l_1 b_{vp}) f_{bd} \quad (6.2.6-2)$$

式中符号意义与式 (6.2.6-1) 相同。

6.2.7 采用粘贴钢板进行配筋混凝土受弯构件斜截面抗剪加固时，宜采用带压条双 L 形箍板或带压条竖向或斜向钢板（图 6.2.7）。



(a)带压条L形箍

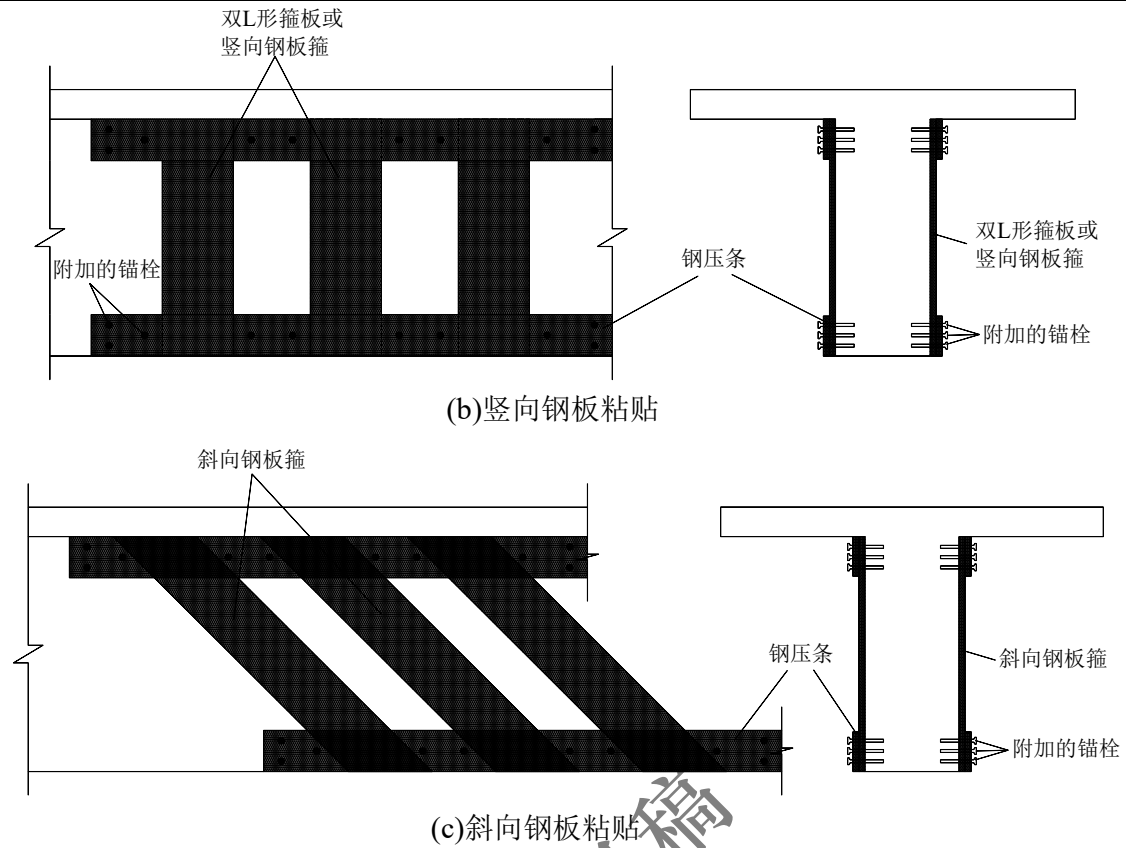


图 6.2.7 受弯构件粘贴钢板抗剪加固方式示意图

条文说明

根据国内公路桥梁配筋混凝土受弯构件加固工程的实践和工程研究，本条对公路桥梁矩形截面、T形截面和箱形截面配筋混凝土受弯构件斜截面抗剪加固的粘贴钢板方式做出规定。

6.2.8 受弯构件加固后的斜截面应满足下列条件：

$$\gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 \quad (6.2.8)$$

式中： γ_0 ——桥梁结构的重要系数，按照现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62 规定采用；

V_d ——加固后构件验算截面处的剪力设计组合值（kN）；

$f_{cu,k}$ ——原构件混凝土强度等级(N/mm²)；

b ——原构件截面宽度（mm）；

h_0 ——原构件截面有效高度（mm）。

条文说明

加固后钢筋混凝土受弯构件斜截面抗剪的截面尺寸限制条件应该满足现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 的规定。

6.2.9 采用粘贴钢板对配筋混凝土受弯构件进行抗剪加固时，在符合构造要求的前提下，其加固后的受剪承载力计算应满足：

$$V \leq V_{b0} + V_{vp} \quad (6.2.9-1)$$

式中： V —— 剪力设计值（kN）；

V_{b0} ——加固前受弯构件的斜截面承载力（kN），按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62 计算；

V_{vp} ——粘贴带压条双 L 形钢板箍或竖向（或斜向）钢板的抗剪承载力（kN）。

1 粘贴带压条双 L 形钢板箍或粘贴带压条竖向钢板时

$$V_{vp} = \frac{\psi_{vb} f_{sp} A_{vp} h_{vp}}{S_{vp}} \quad (6.2.9-2)$$

式中： ψ_{vb} ——考虑粘贴钢板抗剪受力状态及应力不均匀等影响的承载力修正系数，可取 0.8（钢筋混凝土构件）或 0.45（预应力混凝土构件）；

A_{vp} ——配置在同一截面处双 L 形钢板箍或竖向钢板的截面面积之和（mm²）， $A_{vp} = n_{vp} b_{vp} t_{vp}$ ；

b_{vp} 、 t_{vp} ——分别为单块 L 形钢板箍或竖向钢板宽度（mm）和钢板厚度（mm）；

n_{vp} ——粘贴 L 形钢板箍或竖向钢板钢板数，对双 L 形箍板或构件截面的肋板两侧均粘贴竖向钢板时， $n_{vp}=2$ ；

h_{vp} ——单块 L 形钢板箍或竖向钢板与梁侧面混凝土粘结的竖向高度（mm）；

S_{vp} ——沿构件纵向粘贴单块 L 形钢板箍或竖向钢板钢板的间距（mm）。

2 粘贴带压条斜向钢板时

$$V_{vp} = \psi_{vb} \sum f_{sp} A_{b,sp} \sin \alpha \quad (6.2.9-3)$$

式中： ψ_{vb} ——考虑粘贴斜向钢板抗剪受力状态及应力不均匀等影响的承载力修正系数，可取 0.8（钢筋混凝土构件）或 0.75（预应力混凝土构件）；

$A_{b,sp}$ ——配置在同一位置处斜向钢板截面面积之和（mm²）， $A_{b,sp} = n_{sp} b_{sp} t_{sp}$ ；

b_{sp} 、 t_{sp} ——分别为单块钢板宽度（mm）和钢板厚度（mm）； n_{sp} 为粘贴钢板数，肋（腹板）板两侧粘贴钢板时， $n_{sp}=2$ ；
 α ——粘贴斜向钢板与梁中轴线的夹角（°）。

条文说明

粘贴钢板加固配筋混凝土受弯构件后的斜截面抗剪承载力计算是原受弯构件抗剪承载力计算值 V_{b0} 与粘贴钢板所提供的抗剪承载力计算值 $V_{b,sp}$ 之和，其中， V_{b0} 应按现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 规定方法计算得到，也可采用按现行行业标准《公路桥梁承载能力检测评定规程》JTG/T J21 的评定计算结果。

粘贴钢板所提供的抗剪承载力计算中，系数 ν_b 是考虑粘贴钢板抗剪受力状态及应力不均匀等影响的承载力修正系数。在东南大学、福州大学、广西大学等进行的工程室内试验资料，试验梁的剪跨比在 1.3~3.05 内、一阶段和二阶段受力、带裂缝加固和带压条的不同粘贴钢板形式等，基础上，结合相关研究资料简化后制定的。

对粘贴钢板进行预应力混凝土受弯构件抗剪加固后承载力计算的系数 ν_b 值，是基于东南大学进行的二阶段受力试验梁结果进行研究分析得到的，经对福州大学进行的 3 根试验梁结果考证，在加固前已有斜裂缝的最大宽度在 1mm 之内时，按式（6.2.9-2）得到的粘贴钢板的承载力计算值与试验值 V_u/V_{u1} 之比均值为 0.81，均方差为 0.04。

加固设计时，可由式（6.2.9-1）得到需要粘贴钢板提供的抗剪承载力计算值为 $(V-V_{b0})$ ，再进行粘贴钢板设计计算。对粘贴竖向钢板，可假定竖向钢板尺寸，再由式（6.2.9-2）计算粘贴钢板的间距并结合构造规定确定钢板的设计间距；对粘贴斜向钢板，可由式（6.2.9-3）计算得到斜截面上需要的斜向钢板截面积 $\sum A_{b,sp}$ ，确定斜向钢板尺寸并结合构造要求布置。

6.2.10 粘贴钢板加固混凝土受弯构件最大裂缝宽度可按第 5.2.8 条公式验算。

6.2.11 粘贴钢板加固混凝土受弯构件的抗弯刚度可按第 5.2.9 条公式计算。

6.3 偏心受压构件加固计算

6.3.1 采用粘贴钢板加固钢筋混凝土矩形截面大偏心受压构件时，应将钢板粘贴于大偏心受压构件的受拉侧面、钢板长度方向应与构件纵轴线方向一致，且应按本规范第 6.5.8 条、第 6.5.9 条要求设置闭合钢箍板。

条文说明

本条文要求对钢筋混凝土矩形截面大偏心受压构件采用粘贴钢板加固时，钢板应粘贴于构件的受拉侧面，而不宜在构件的受拉侧面和受压侧面同时粘贴。偏心受压构件受压侧面粘贴的钢板，在构件截面混凝土受压区边缘前往往会发生受压的屈曲变形，造成粘贴钢板局部外凸并与构件分离，退出构件工作，因此偏心受压构件受压侧面粘贴的钢板对提高构件截面承载力作用不大。同时，东南大学进行的粘贴钢板加固钢筋混凝土矩形截面小偏心受压构件验证试验表明，单侧、双侧粘贴钢板加固矩形截面小偏心受压构件都出现构件破坏前受压钢板的局部外凸屈曲变形与分离，而后构件截面受压边缘混凝土突然破坏，并且与未粘贴钢板加固的对比构件相比，实测的构件承载力仅提高不到 5%，因此，粘贴钢板加固方法并不适用于矩形截面小偏心受压构件。

6.3.2 钢筋混凝土矩形截面大偏心受压构件粘贴钢板加固的正截面承载力应按下列公式计算（图 6.3.2）：

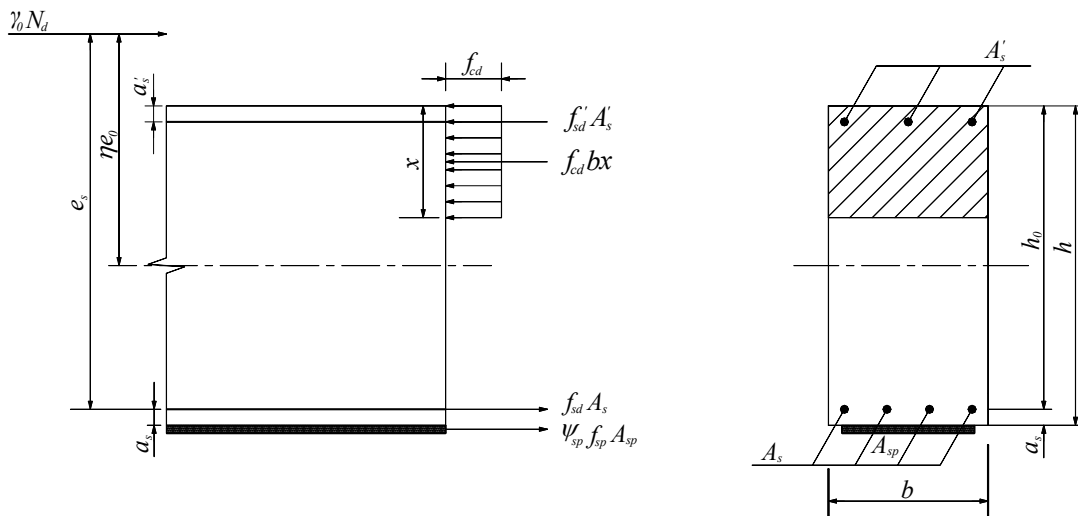


图 6.3.2 粘贴钢板加固矩形截面大偏心受压构件的正截面计算图式

$$\gamma_0 N_d \leq f_{cd} b x_{sp} + f'_{sd} A'_s - f_{sd} A_s - \psi_{sp} f_{sp} A_{sp} \quad (6.3.2-1)$$

$$\gamma_0 N_d e_s \leq f_{cd} b x_{sp} (h_0 - \frac{x_{sp}}{2}) + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + \psi_{sp} f_{sp} A_{sp} a_s \quad (6.3.2-2)$$

$$e_s = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a_s \quad (6.3.2-3)$$

式中： γ_0 ——桥梁结构的重要性系数，按照现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62 规定采用；

N_d ——作用组合的轴向力设计值（N）；

f_{cd} ——原构件混凝土抗压强度设计值（N/mm²）；

A_s 、 A'_s ——分别为构件受拉边或受压较小边普通钢筋和受压普通钢筋的截面面积(mm²)；

A_{sp} ——为构件截面受拉边粘贴钢板的截面面积(mm²)；

f_{sp} ——加固钢板的抗拉强度设计值（N/mm²）；

ψ_{sp} ——粘贴钢板承载力影响系数，一般可取 0.9；

x_{sp} ——加固后截面混凝土受压区高度(mm)；

b 、 h ——分别为原构件截面宽度和高度(mm)；

a_s 、 a'_s ——受拉区、受压区普通钢筋合力点至受拉区边缘、受压区边缘的距离(mm)；

h_0 ——原构件截面的有效高度(mm)， $h_0 = h - a'_s$ ；

e_s ——轴向力作用点至截面受拉普通钢筋 A_s 合力点的距离(mm)；

e_0 ——轴向力对截面重心轴的偏心距(mm)， $e_0 = M_d / N_d$ ；

M_d ——相应于 N_d 的弯矩设计值（N·mm）；

——偏心受压构件考虑二阶弯矩影响的轴向压力偏心距增大系数，

按本规范第 5.3.7 条的规定计算。

6.3.3 单侧贴钢板加固的 I 形截面大偏心受压构件，正截面承载力计算应按照现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG 3362 第 5.3.6 条和本规范第 6.3.1 条和第 6.3.2 条方法进行。

6.4 受拉构件正截面加固计算

6.4.1 采用粘贴钢板加固钢筋混凝土受力构件时，应参照原构件截面纵向受拉钢筋的布置及面积配置来设置粘贴的纵向钢板，且应处理好粘贴钢板的端部锚固及中间锚固的措施。

6.4.2 两侧粘贴钢板加固钢筋混凝土轴心受拉构件的正截面承载力应按式确定：

$$\gamma_0 N_d \leq f_{sd} A_s + \psi_{sp} f_{sp} A_{sp} \quad (6.4.2-1)$$

式中： γ_0 ——桥梁结构的重要性系数，按照现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62）规定采用；

N_d ——作用组合的轴向力设计值（kN）；

f_{sd} ——原构件纵向普通钢筋的抗拉强度设计值（N/mm²）；

A_s ——原构件受拉普通钢筋全部截面面积（mm²）；

f_{sp} ——粘贴加固钢板的抗拉强度设计值（N/mm²）；

A_{sp} ——粘贴钢板全部截面面积（mm²）；

ψ_{sp} ——粘贴钢板承载力影响系数，一般可取 0.9。

其他符号意义见图 6.4.2。

6.4.3 仅受拉侧面粘贴钢板加固钢筋混凝土矩形截面大偏心受拉构件，其正截面承载力按下列公式计算：

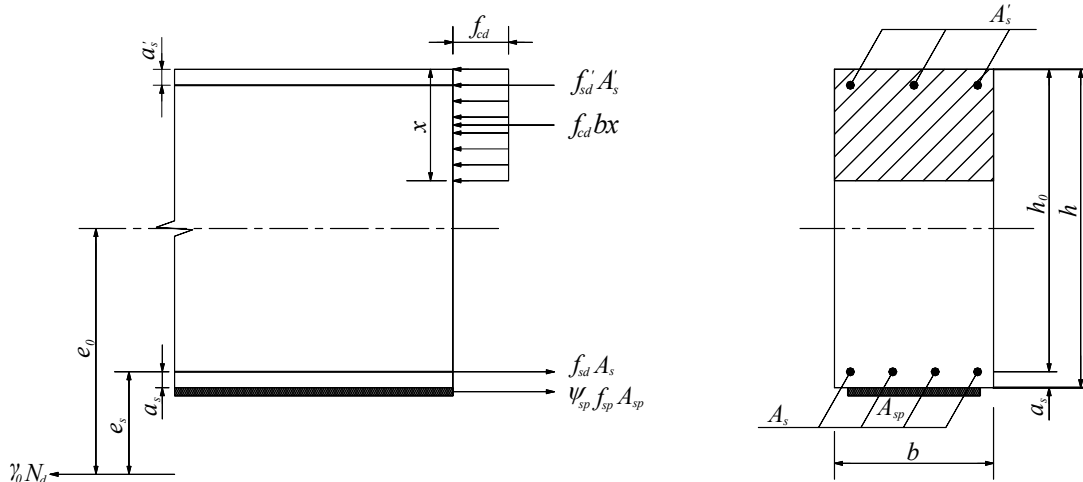


图 6.4.3 粘贴钢板加固大偏心受拉构件正截面承载力的计算

$$\gamma_0 N_d \leq -f_{cd} b x_{sp} - f_{sd}' A_s' + f_{sd} A_s + \psi_{sp} f_{sp} A_{sp} \quad (6.4.3-1)$$

$$\gamma_0 N_d e_s \leq f_{cd} b x_{sp} (h_0 - \frac{x_{sp}}{2}) + f_{sd}' A_s' (h_0 - a_s') + \psi_{sp} f_{sp} A_{sp} a_s \quad (6.4.3-2)$$

$$e_s = e_0 - \frac{h}{2} + a_s \quad (6.4.3-3)$$

式中： γ_0 ——桥梁结构的重要性系数，按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D62）采用；

N_d ——作用组合的轴向拉力设计值（kN）；

f_{cd} ——原构件混凝土抗压强度设计值（N/mm²）；

x_{sp} ——加固后截面混凝土受压区高度（mm）；

f_{sd} 、 f_{sd}' ——分别为原构件纵向普通钢筋的抗拉强度设计值（N/mm²）和抗压强度设计值（N/mm²）；

A_s 、 A_s' ——分别为原构件受拉区和受压纵向普通钢筋的截面面积（mm²）；

f_{sp} ——粘贴受拉钢板的抗拉强度设计值（N/mm²）；

A_{sp} ——粘贴受拉钢板的截面面积（mm²）；

h_0 ——原构件截面有效高度（mm）， $h_0 = h - a_s$ ；

e_s ——轴向拉力作用至截面受拉普通钢筋 A_s 合力点的距离（mm）；

e_0 ——轴向拉力对截面重心轴的偏心距（mm）， $e_0 = M_d / N_d$ ，其中 M_d 为与 N_d 相应的弯矩设计值；

ψ_{sp} ——粘贴钢板承载力的影响系数，一般可取 0.90。

其他符号意义见图 6.4.3。

计算的截面混凝土受压区高度应满足以下条件：

$$2a_s' \leq x_{sp} \leq \xi_{b,sp} h_0 \quad (6.4.3-4)$$

式中： $\xi_{b,sp}$ ——加固后大偏心受拉构件相对界限受压区高度， $\xi_{b,sp} = \xi_b$ ， ξ_b 为原构件截面相对界限受压区高度，应根据原构件混凝土和受拉普通钢筋强度级别，按照现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62 选用；

a_s' ——原构件截面受压区普通的钢筋合力点至受压区边缘的距离（mm）。

条文说明

粘贴钢板加固钢筋混凝土大偏心受拉构件，应采用在构件受拉侧面粘贴纵向钢板。

大偏心受拉构件在受拉侧面粘贴纵向钢板加固的截面设计计算，可以取粘贴钢板承载力的影响系数 $\psi_{sp}=1$ ，联立求解式（6.4.3-1）和式（6.4.3-2）得到截面受压区高度 x_{sp} 并满足式（6.4.3-4），和所需的钢板面积 A_{sp} 。确定受拉钢板截面尺寸后应按本规范 6.5.8 条要求处理好粘贴纵向钢板的端部锚固和中间锚固构造及布置。

6.5 构造要求

6.5.1 加固用钢板厚度不应小于 6mm，不应大于 10mm。

6.5.2 对受弯构件进行加固时，钢板应采用条带粘贴，宽厚比不应小于 30。

条文说明

根据对国内采用条带粘贴钢板加固钢筋混凝土受弯构件的桥梁加固工程调查和分析，从有利于条带粘贴钢板的施工质量控制角度提出设计上对加固钢板宽度和厚度要求。

采用条带粘贴钢板加固时，应优先使用宽厚比较大的条带钢板，以减少钢板两端头粘结锚固区剥离应力，故本条对钢板的宽厚比作了相应的规定。

6.5.3 对受弯构件进行正截面加固时，应在粘贴钢板的端部（包括截断处）设置专门的端锚固件：对梁设置端双 L 形箍板或端锚栓群，对板设置端钢压条等，并可根据粘贴纵向钢板的长度及要求，在粘贴钢板的端部锚固之间再设置相应的中间锚固件。

设置的端锚固件及中间锚固件（图 6.5.3）应满足下列要求：

1 端双 L 形钢箍板的厚度取纵向粘贴钢板厚度的 1/2 和 4mm 中较大值，宽度应不小于纵向粘贴钢板的宽度且不应小于 200mm；中间双 L 形钢箍板的厚度与端钢箍板的厚度相同，宽度不应小于纵向粘贴钢板宽度的 1/2 且不应小于 100mm。

2 端锚栓群应布置在顺粘贴钢板方向不小于纵向粘贴钢板的宽度且不应小于 200mm 的

范围内，锚栓布置应不小于 2 排 2 列。

3 端钢压条和中间钢压条的宽度不应小于纵向粘贴钢板宽度的 $\frac{3}{5}$ ，钢压条的厚度应不小于纵向粘贴钢板厚度的 $\frac{1}{2}$ 。

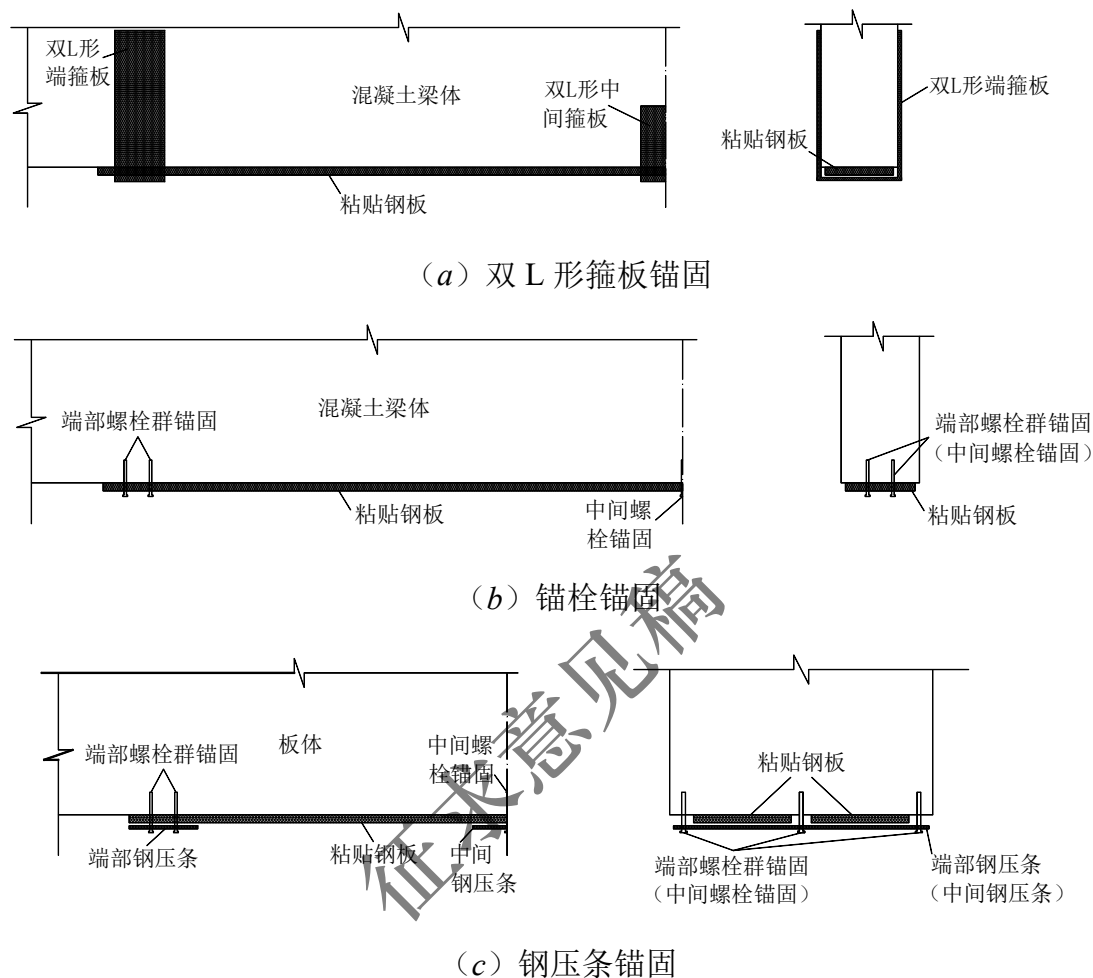


图 6.5.3 受弯构件粘贴钢板端部锚固措施示意图

条文说明

公路桥梁钢筋混凝土受弯构件纵向粘贴钢板满足式 6.2.5 的延伸长度要求，也必须采用专门端部锚固构造措施，统称端锚固件，端锚固件的作用是防止构件受弯的曲率变形可能会造成粘贴钢板端部发生径向剥离。

对粘贴钢板加固钢筋混凝土梁的纵向钢板端锚固件采用双 L 形箍或端锚栓群，后者可用于构件混凝土质量较好场合，且锚栓的机械锚固可以更好压紧粘贴钢板。对粘贴钢板加固钢筋混凝土板（或板梁）的纵向钢板端锚固件采用钢压条。

本条中对端锚固件的构造是参照混凝土结构加固设计规范，并结合桥梁加固良好的工程

实践制定的，其中对端钢箍板宽度和端锚栓布置长度范围，是由相关有限元分析和室内模型试验观测的粘贴钢板端部剥离应力分布及最大剥离应力位置、以及钢板粘结应力分布近似给出的。

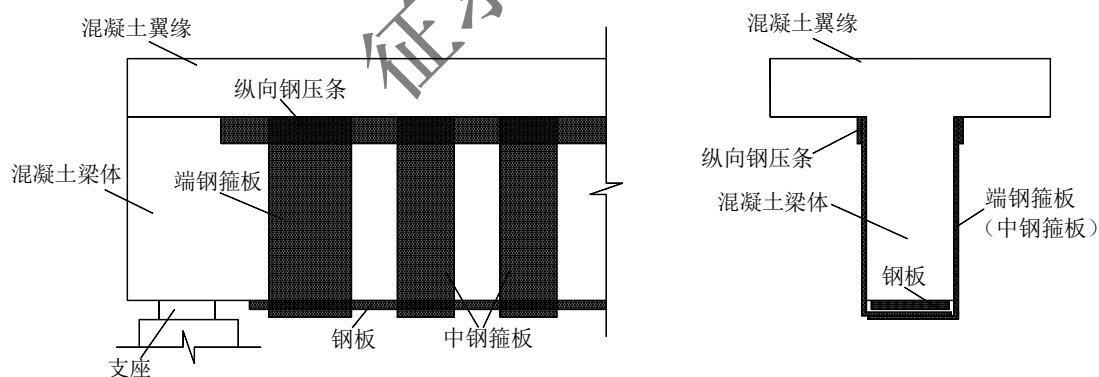
针对粘贴较长的纵向钢板情况，应根据实际工程的情况加设一道或数道中间箍板或中间压条，为提高纵向钢板粘贴施工质量提供保障。中间箍板可采用双 L 形箍，也可采用短肢双 L 形箍（图 6.5.3），其箍板沿构件肋板高度部分不延伸设置到翼缘板下而是在小于 $(1/3 \sim 1/4)$ 肋板高度处截断，然后用附加锚栓固定箍板。

对粘贴的纵向钢板、端箍板（及端压条）和中间箍板（及中间压条）都应设置附加锚栓。

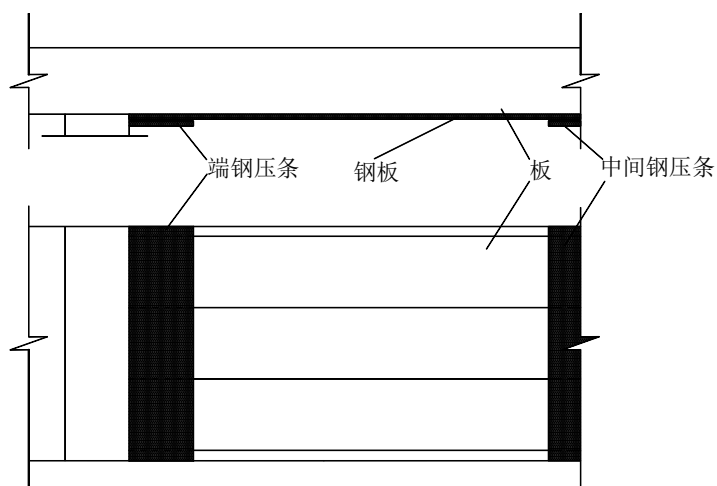
6.5.4 对钢筋混凝土受弯构件，当粘贴的钢板延伸至支座边缘仍不满足规范第 6.2.5 条延伸长度的要求时，应采取下列锚固措施：

1 对梁，应在端钢箍板与理论截断点之间均匀设置中钢箍板（图 6.5.4, a）。采用双 L 形箍时，端钢箍板和中钢箍板应伸至梁翼缘板底面。钢箍板的上端应设置纵向钢压条，纵向钢压条下面的空隙应加胶粘垫块填平。

2 对板，应在粘贴钢板端部的钢压条与理论截断点之间再均匀设置中间钢压条（图 6.5.4, b）。



(a) 双 L 形钢箍板



(b) 钢压条

图 6.5.4 受弯构件粘贴钢板不满足延伸长度时端部锚固措施

6.5.5 当采用粘贴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（图 6.5.5）

- 1 对负弯矩区进行加固时，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 6.2.5 条的原则确定。
- 2 对无法延伸的一侧，应粘贴附加钢压条进行锚固并符合第 6.5.3 条和第 6.5.4 条规定。附加钢压条下面的空隙应加胶粘钢垫块填平。
- 3 负弯矩粘贴钢板表面应设置剪力键。

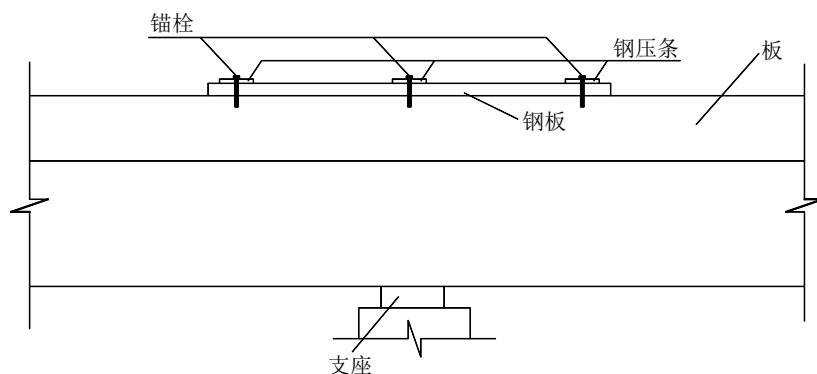


图 6.5.5 负弯矩区粘贴钢板端部锚固措施

6.5.6 当加固的受弯构件需粘贴一层以上钢板时，相邻两层的截断位置应错开一定距离，错开的距离不应小于 300mm，并应在截断处加设双 L 形箍（对梁）或钢压条（对板）进行加固。

6.5.7 当采用粘贴钢板进行钢筋混凝土及预应力混凝土受弯构件斜截面承载力加固时，应采用带压条的双 L 形钢箍板、或带压条的竖向或斜向钢箍板。

1 钢箍板的截面设计应满足本规范第 6.5.1 条的规定。

2 钢箍板之间的净距，对双 L 形箍板和竖向钢板箍，不应大于现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62 规定的最大箍筋间距的 0.7 倍；对于斜向钢箍板，各斜向钢板箍在受弯构件的沿跨径方向的水平轴线上的投影应有相互重叠部分。

3. 钢箍板的上端和下端应粘贴纵向钢压条，纵向钢压条截面尺寸应符合本规范第 6.5.3 规定，纵向钢压条应设置附加锚栓，且布置应满足第 6.5.9 条规定。

3.在斜截面承载力加固区段上至少布置 3 道（条）钢箍板。

条文说明

明确桥梁混凝土受弯构件斜截面承载力加固，除可采用粘贴带压条的双 L 形钢箍板外，还可采用粘贴带压条的竖向和斜向钢板。

粘贴带压条双 L 形钢箍板和粘贴带压条的竖向钢板可用于装配式钢筋混凝土梁和装配式预应力混凝土梁的加固，而粘贴竖向和斜向钢板可用于混凝土箱梁等的斜截面承载力加固。

采用粘贴竖向和斜向钢箍板，必须在上端和下端粘贴纵向附加钢压条，并形成粘贴钢板的刚架，即相交节点处成为刚结点，防止粘贴竖向和斜向钢板的板端剥离和滑移破坏。纵向附加钢压条应满足本规范第 6.5.2 条第 3 款端钢压条的规定。

试验表明，粘贴 U 形箍板，还是粘贴竖向或斜向钢箍板，间距较大时会造成各箍板的拉应力分布很不均匀，因此本条文提出的箍板之间的最大间距限值。

6.5.8 当采用粘贴钢板加固钢筋混凝土矩形截面受压和受拉构件，其构造应符合下列规定：

1 除在纵向粘贴的钢板两端应设置端锚固件外，还要设置中间锚固件。

2 端锚固件和中间锚固件采用钢箍板时，端钢箍板宜采用封闭钢箍板，中间钢钢板可采用双 L 形钢箍板。

箍板尺寸应满足本规范第 6.5.2 条第 1 款的规定。各道钢箍板间净距不应大于现行行业

标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》JTG D62 规定的最大箍筋间距的 0.7 倍；

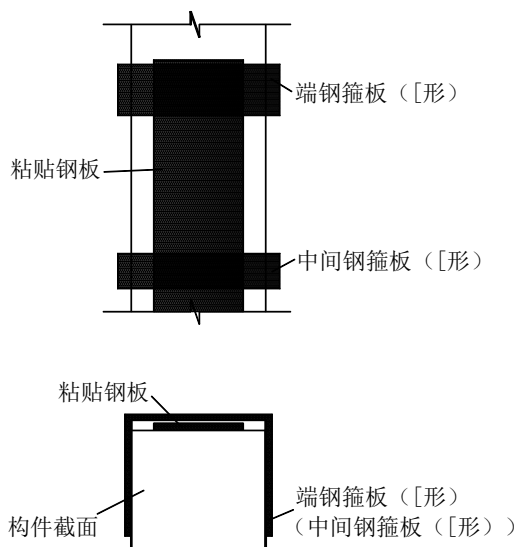


图 6.5.7 受压构件粘贴钢板端部及中间锚固措施示意图

条文说明

本条针对钢筋混凝土受压构件和受拉构件粘贴纵向钢板加固的钢板锚固要求，即应采用双 U 形箍板形成的封闭箍板。当构件粘贴钢板的端锚固牢固，且中间锚固布置合理时，粘贴的纵向钢板在构件破坏时可以达到屈服。

6.5.9 直接涂胶粘贴钢板加固用的附加锚固螺栓，在构件混凝土中的锚固深度 h_{ef} 不应小于 6.5 倍的锚栓直径，且不应小于混凝土保护层厚度。

附加锚固螺栓在钢板上可采用并列或错列布置形式。锚栓布置的最大间距应满足下列要求：

- 1 附加锚固螺栓中心距钢板边缘的距离应大于 3 倍螺栓直径；
- 2 钢板上同一列附加锚栓中心最大间距不应大于 250mm（并列布置时）或 500mm（错列布置时）。

7 粘贴纤维复合材料加固法

7.1 一般规定

7.1.1 本方法适用于混凝土结构的受压、受拉、延性及耐久性加固，亦可用于抗弯加固。

条文说明

根据粘贴纤维复合材的受力特性，规定了粘贴纤维加固的适用范围。受压加固中因大偏心受压构件的受力状态与轴心受压有一定差异应针对其相应的受力状态进行加固，小偏心受压构件可结合轴心受压及大偏心受压构件的加固方法联合使用。

本方法不适用于素混凝土构件，包括配筋率不符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》最小配筋率构造要求的构件的加固。对梁板结构，若曾经在构件截面的受压区采用增大截面法加固过，现在受拉区用粘贴纤维方法进行加固时，应首先检算其最小配筋率是否满足现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的要求。

由于受冲剪作用的构件和支座局部受力复杂，不宜采用粘贴纤维复合材料加固受冲剪作用和支座局部承载能力不足的构件。

当有可靠依据时，纤维复合材料也可用于其它形式和其它受力状况的混凝土结构、构件的加固。如果用于预应力混凝土加固，其设计计算方法应专门研究。

7.1.2 受压加固时，原构件混凝土强度等级不宜低于 C15。抗弯加固时，采用碳纤维复合材料时，混凝土强度等级不宜低于 C25；采用芳纶纤维复合材料、玻璃纤维复合材料时，混凝土强度等级不宜低于 C20。

条文说明

在实际工程中，某些结构的混凝土强度可能低于现行国家规范的最低强度等级。如果结

构混凝土强度过低，它与纤维片材的粘结强度也较低，易发生剥离破坏，纤维复合材料就不能充分发挥作用，因此应对被加固结构的混凝土强度的最低等级提出要求。若仅进行封闭裂缝等构造加固，则混凝土标号不受此限制。本规范附录 D 给出了混凝土表面粘贴强度现场试验检测方法，其室内试验检测方法参见现行中华人民共和国国家标准《混凝土结构加固设计规范》附录 F。

7.1.3 加固时，纤维复合材料与构件应牢固粘贴，协调变形。

条文说明

纤维复合材料为承拉材料，应将纤维复合材料沿受拉方向或围束粘贴，在加固设计中，纤维复合材料应采用配套树脂类粘结材料可靠地粘贴于构件表面，在受力过程中应与构件保证变形协调，不应由于粘贴面的过早剥离而导致纤维复合材料受力失效。本章规范中的设计计算方法均是基于这一条件建立的

7.1.4 采用环向围束法进行墩柱延性加固时，应全段无间隔环向连续粘贴纤维复合材料。

条文说明

采用全长无间隔环向连续粘贴纤维复合材料的方法（环向围束法）加固受压构件最为有效，特别是圆形截面。由于环向围束对混凝土起到约束作用，使其抗压强度得到提高，其原理与配置螺旋箍筋的轴心受压构件相同。。

7.1.5 加固时应采取可靠的锚固措施。

条文说明

附加锚固措施是指用相同纤维材料做成压条进行锚固。也可将钢板或角钢等先粘贴在纤维复合材料的外表，再用锚栓锚固于混凝土中，锚栓的数量及布置方式应根据锚固区受力大

小确定。钢板压条厚度不宜小于 3mm，锚栓规格不宜小于 M6。设计时尚应考虑因采取附加锚固措施而造成的纤维复合材料损伤对加固效果的影响。

7.2 受压构件加固计算

7.2.1 一般规定

1 轴心受压构件可采用环向围束法进行加固。

2 环向围束加固轴心受压构件适用于下列情况：

1) 长细比 $l/D \leq 12$ 的圆形截面柱；

2) 长细比 $l/b \leq 14$ 、截面高宽比 $h/b \leq 1.5$ ，且截面棱角经过圆化打磨的正方形或矩形截面柱。圆化半径见本规范第 7.7.1 条第 4 款的规定。

条文说明

采用环向围束法加固受压构件最为有效，特别是圆形截面。由于环向围束对混凝土起到约束作用，使其抗压强度得到提高，其原理与配置螺旋箍筋的轴心受压构件相同。但当受压柱长细比过大时，过大的纵向变形使得其约束作用丧失，故本条提出了对其的限制。矩形截面柱缠绕纤维复合材料时，截面棱角必须经过圆化打磨，以防纤维复合材料应力集中而破坏。若矩形截面边长差异过大，会使纤维材料对混凝土的约束作用明显降低，故本条规定了采用此方法加固时的适用范围。

7.2.2 加固计算

1 环向围束加固的轴心受压构件，正截面承载力应符合下列要求：

$$\gamma_0 N_d \leq 0.9 \left[(f_{cd} + 4\sigma_1) A_{cor} + f'_{sd} A'_s \right] \quad (7.2.2-1)$$

$$\sigma_1 = 0.5 \beta_c k_c \rho_f E_f \varepsilon_{fe} \quad (7.2.2-2)$$

式中 f_{cd} ——原构件混凝土抗压强度设计值，可根据现场检测强度推算值按照现行《公路钢

筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》确定；

σ_1 ——有效约束应力；

A_{cor} ——原构件截面有效面积，按本条第三款的规定采用；

β_c ——混凝土强度系数；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，按本条第二款的规定采用；

ρ_f ——环向围束体积比，按本条第二款的规定计算；

E_f ——纤维复合材料的弹性模量；

ε_{fe} ——纤维复合材料的有效拉应变设计值；取 $\varepsilon_{fe} = 0.0035$ ；

其他符号意义同本规范第 6.3.1 条。

2 计算参数 k_c 和 ρ_f 。

1) 有效约束系数 k_c 值

对圆形截面柱约束系数为 $k_c = 0.95$ ；

对正方形和矩形截面柱，应按下式计算：

$$k_c = 1 - \frac{(b - 2r)^2 + (h - 2r)^2}{3A_{cor}(1 - \rho_s)} \quad (7.2.2-3)$$

式中 ρ_s ——柱中纵向钢筋的配筋率。

r ——截面棱角的圆化半径。

其他符号意义同式 (7.2.2-1)。

2) 体积比 ρ_f 值

对圆形截面柱，应按下式计算：

$$\rho_f = 4n_f t_f / D \quad (7.2.2-4)$$

对正方形和矩形截面柱，应按下式计算：

$$\rho_f = 2n_f t_f (b + h) / A_{cor} \quad (7.2.2-5)$$

式中 n_f 、 t_f ——分别为纤维复合材料的层数及每层厚度；

D ——圆形截面直径；

b ——正方形截面边长或矩形截面宽度；

h ——矩形截面高度。

3 A_{cor} 的计算

对圆截面： $A_{cor} = \pi D^2 / 4$ (7.2.2-6)

对矩形截面（图 7.2.2）： $A_{cor} = bh - (4 - \pi)r^2$ (7.2.2-7)

式中 D ——圆截面有效直径；

r ——截面棱角的圆化半径，

其他符号意义同式（7.2.2-5）。

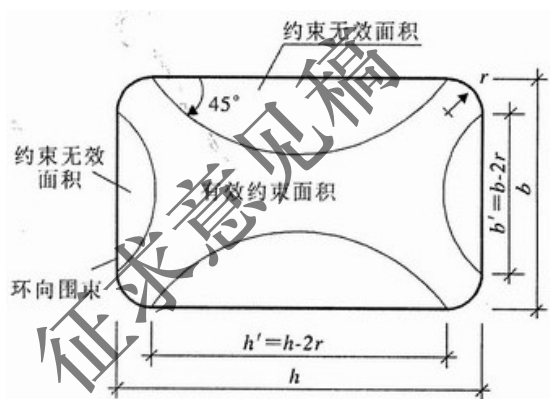


图 7.2.2 环向约束内矩形截面有效约束面积

条文说明

本方法考虑了在三向约束作用条件下，混凝土抗压强度得到提高的有利因素给出的。有效约束应力 σ_1 的取值是参照了 ACI440、CEB-FIP 及我国台湾省的公路规程和工业技术研究院设计实录等制定的。

7.3 大偏心受压构件加固计算

对矩形截面大偏心受压构件进行加固时，其正截面承载力应按下列公式计算：

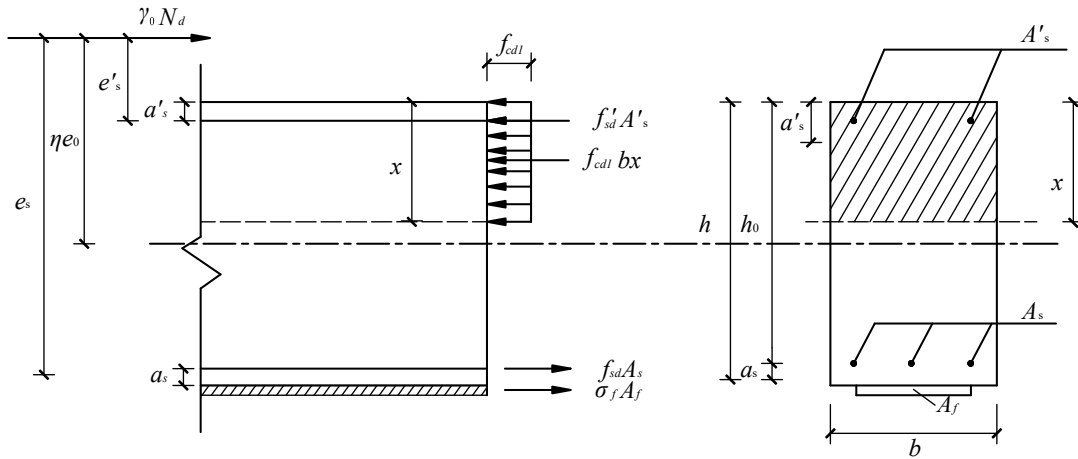


图 7.3.1 大偏心受压构件正截面承载力计算

$$\gamma_0 N_d \leq f_{cd1} b x + f'_{sd} A'_s - f_{sd} A_s - \sigma_f A_f \quad (7.3-1)$$

$$\gamma_0 N_d e \leq f_{cd1} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_f A_f a_s \quad (7.3-2)$$

$$f_{cd1} b x \left(e_s - h_0 + \frac{x}{2} \right) = f_{sd} A_s e_s + \sigma_f A_f (e_s + a_s) - f'_{sd} A'_s e'_s \quad (7.3-3)$$

$$e_s = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a_s \quad (7.3-4)$$

$$e'_s = \eta e_0 - \frac{h}{2} + a'_s \quad (7.3-5)$$

式中 f_{cd1} ——原构件混凝土抗压强度设计值；

η ——偏心受压构件考虑二阶弯矩影响的轴向压力偏心距增大系数，按本规范第 5.3.7 条规定计算；

A_f ——纤维复合材料的面积；

σ_f ——纤维复合材料应力计算值，按平截面假定计算；

其他符号意义同本规范第 6.3.1 条。

条文说明

本条计算公式的计算原理是参照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的规定由力及力矩平衡方程推导的。对被加固结构构件而言，《公路钢筋混凝土及预应力混

凝土桥涵设计规范》规定的考虑二阶弯矩影响的偏心矩增大系数 η 值，还需要引入修正系数 ψ_η 值才能与加固构件计算分析和试验结论相吻合，也才能保证受力的安全。本条与现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》配套使用。

σ_f 计算应按开裂截面考虑，遵循截面内力平衡得出。

7.4 墩柱延性加固计算

采用环向围束法加固墩柱的延性时，总折算体积含筋率可按下列公式计算：

$$\rho_v = \rho_{ve} + \rho_{vf} \quad (7.4-1)$$

$$\rho_{vf} = k_c \rho_f \frac{b_f f_f}{s_f f_{sv}} \quad (7.4-2)$$

式中 ρ_{ve} —— 被加固柱原有箍筋的体积含筋率；当需要重新复核时，应按箍筋范围内的核心截面进行计算；

ρ_{vf} —— 环向围束作为附加箍筋换算的箍筋体积含筋率的增量；

ρ_f —— 环向围束体积比，按本规范式（7.2.2—4~5）计算；

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

b_f —— 环向围束条带的宽度；

s_f —— 环向围束条带的中心间距；

f_f —— 环向围束纤维复合材料的抗拉强度设计值，参见本规范表 4.5.1 之规定；

f_{sv} —— 原构件箍筋抗拉强度设计值。

条文说明

采用纤维复合材构成的环向围束作为附加箍筋来提高墩柱的延性，在我国台湾省震后修复工程中用得较多，而且有设计规程可依。本规范给出的以环形围束作为附加箍筋的体积含

筋率计算公式 (7.4.2) 是由同济大学做了大量分析后给出的, 经试算表明略偏于安全, 供延性加固计算使用。桥梁墩柱尺寸较大, 尺寸效应影响的研究近年进展不大。

7.5 受拉构件加固计算

7.5.1 对轴心受拉构件进行加固时, 正截面承载力应符合下列要求:

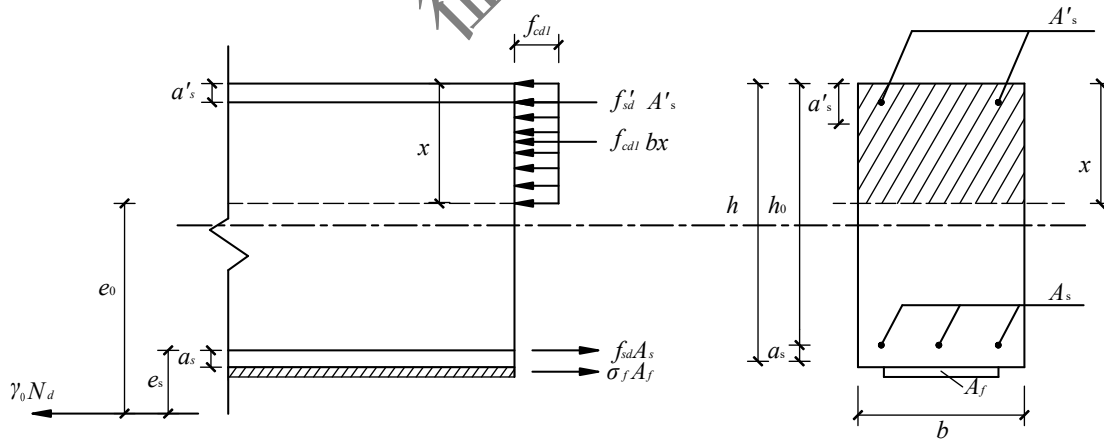
$$\gamma_0 N_d \leq f_{sd} A_s + \sigma_f A_f \quad (7.5.1)$$

式中 N_d ——轴向拉力设计值; 其他符号意义同本规范第 7.3 节。

条文说明

计算轴心受拉构件的承载力时, 可不考虑混凝土的抗拉作用, 仅计钢筋及粘贴纤维的抗拉作用。

7.5.2 对矩形截面大偏心受拉构件加固时, 正截面承载力应按下列公式计算:



$$\gamma_0 N_d \leq f_{sd} A_s + \sigma_f A_f - f_{cd1} b x - f'_{sd} A'_s \quad (7.5.2-1)$$

$$\gamma_0 N_d e_s \leq f_{cd1} b x (h_0 - \frac{x}{2}) + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_f A_f a_s \quad (7.5.2-2)$$

$$e_s = e_0 - \frac{h}{2} + a_s \quad (7.5.2-3)$$

式中 e_s ——轴向拉力作用点至纵向受拉钢筋合力点的距离;

其他符号意义同本规范第 7.3 节。

条文说明

按照加固破坏原则，由力及力矩平衡方程可推导出本条的计算公式。

本条与现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》配套使用。

7.6 抗弯构件加固计算

7.6.1 对混凝土抗弯构件进行加固时，除应遵守现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》相关假定外，尚应遵守下列规定：

1 抗弯构件的作用荷载效应应按两个阶段受力进行计算。

第一阶段为加固前，作用（或荷载）应包括原构件自重在内的实际恒载及施工荷载。

第二阶段为加固后，作用（或荷载）应考虑包括构件自重在内的恒载，二期作用的恒载及使用阶段的可变作用。作用效应组合系数取值：恒载的荷载效应分项系数 1.2；使用阶段的可变作用效应分项系数按现行《公路桥涵设计通用规范》取用。

2 在承载能力极限状态时，按平截面假定确定纤维复合材料的拉应变 ε_f 且纤维复合材料的拉应变 ε_f 不应超过其允许拉应变 $[\varepsilon_f]$ ；纤维复合材料的应力 σ_f 取拉应变 ε_f 与弹性模量 E_f 的乘积，即 $\sigma_f = E_f \varepsilon_f$ 。

3 在承载能力极限状态时，纤维复合材料与混凝土之间不应发生粘结剥离破坏。

条文说明

采用纤维复合材料对混凝土截面进行加固，加固设计除应遵守现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》正截面承载力计算的基本假定外，依据纤维复合材料加固梁、板的受力性质，对纤维复合材料的应力与应变关系、加固构件的二次受力、纤维复合材料的应变限制及避免粘结剥离破坏等亦进行了规定。值得注意的是，采用纤维复合材料对混凝土

截面进行加固, 其承载能力提高幅度有限, 当需要提高的幅度较大时, 纤维复合材料的使用效率较低, 不经济。

7.6.2 对矩形截面或翼缘位于受拉边的 T 形截面抗弯构件, 在受拉面粘贴加固时, 正截面承载力按下列公式计算 (图 7.6.2):

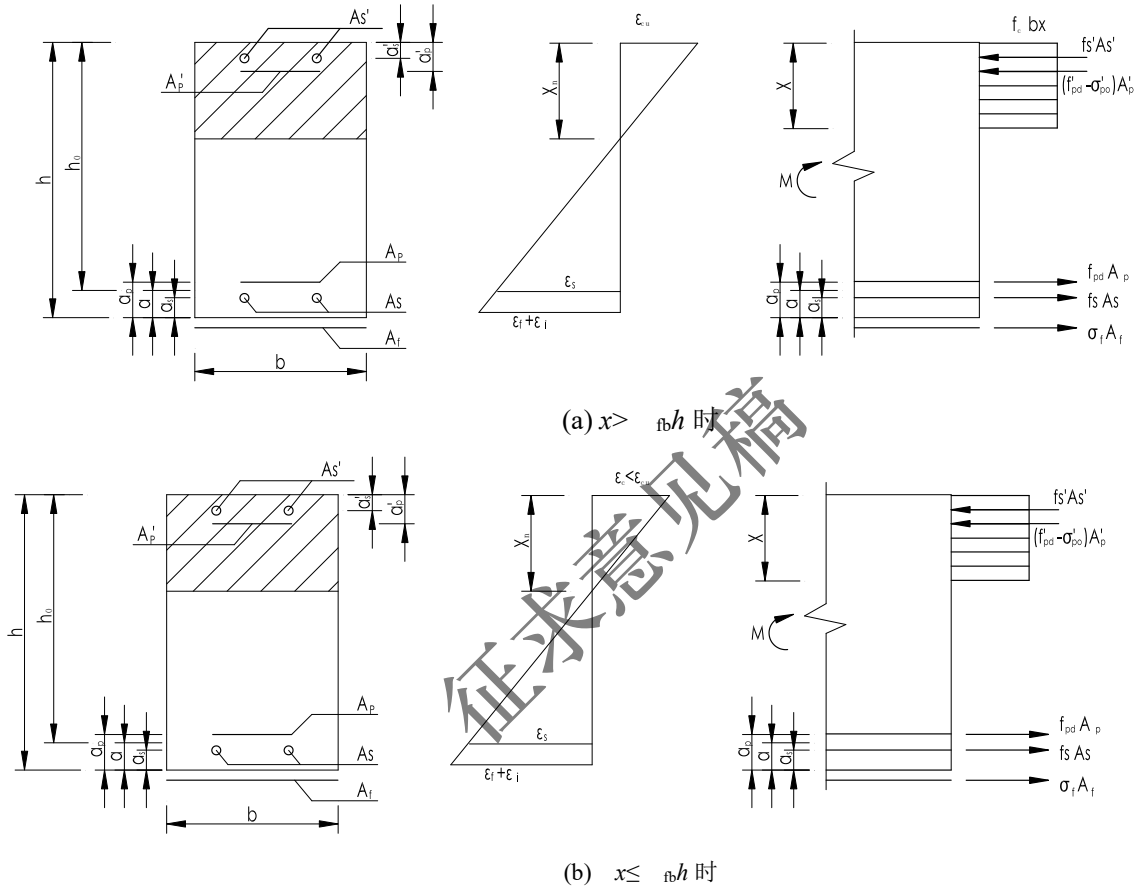


图 7.6.2 粘贴纤维复合材料的矩形截面正截面抗弯承载力计算

- 1 当混凝土受压区高度 x 大于 $\xi_b h$, 且小于 $\xi_b h_0$ 时

$$\gamma_o M_d \leq f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{1}{2} x \right) + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + (f'_{pd} - \sigma'_{po}) A'_p (h_0 - a'_p) + i \quad (7.6.2-1)$$

混凝土受压区高度 x 和受拉面纤维复合材料拉应变 ε_f 按下列公式联立求解:

$$(f'_{pd} - \sigma'_{po}) A'_p + f'_{sd} A'_s + f_{cd} b x = f_{sd} A_s + \quad (7.6.2-2)$$

$$(\varepsilon_{cu} + \varepsilon_f + \varepsilon_1) x = 0.8 \varepsilon_{cu} h \quad (7.6.2-3)$$

- 2 当混凝土受压区高度 $x \leq \xi_b h$ 时

$$\gamma_o M_d \leq (f_{sd} A_s + f_{pd} A_p)(h_0 - 0.5 \xi_{fb} h) + E_f \varepsilon_f A_f h \quad (7.6.2-4)$$

3 当混凝土受压区高度 $x < 2a'_s$ 时

$$\gamma_o M_d \leq (f_{sd} A_s + f_{pd} A_p)(h_0 - \alpha'_s) + E_f \varepsilon_f A_f (h - \alpha'_s) \quad (7.6.2-5)$$

式中： γ_o ——桥梁结构的重要性系数，按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的规定采用；

M_d ——构件加固后的弯矩组合设计值；

ξ_b ——原构件的界限相对受压区高度，按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的规定采用；

A_f ——受拉面粘贴的纤维复合材料的截面面积；

A_s 、 A'_s ——受拉区、受压区纵向普通钢筋的截面面积；

A_p 、 A'_p ——受拉区、受压区纵向预应力钢筋的截面面积；

f_{sd} 、 f'_{cd} ——纵向普通钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值；

f_{pd} 、 f'_{pd} ——纵向预应力钢筋的抗拉强度设计值和抗压强度设计值；

α'_s 、 α'_p ——受压区普通钢筋合力点、预应力钢筋合力点至受压区边缘的距离；

f_{cd} ——原构件混凝土抗压强度设计值，可根据现场检测强度推算值按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》确定；

E_f ——纤维复合材料的弹性模量；

x_n ——实际混凝土受压区高度（图 7.6.2）；

ε_f ——纤维复合材料的拉应变；

ξ_{fb} ——纤维复合材料达到其允许拉应变与混凝土压坏同时发生时的界限相对受压区高度，

$$\xi_{fb} = \frac{0.8 \varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + [\varepsilon_f] + \varepsilon_1} h; \quad (7.6.2-6)$$

ε_1 ——考虑二次受力影响时，加固前构件在初始弯矩作用下，截面受拉边缘混凝土的初

始应变，按式 7.6.2-8 计算，当不考虑二次受力时，取 0；

$[\varepsilon_f]$ ——纤维复合材料的允许拉应变，取 $[\varepsilon_f] = \kappa_m \varepsilon_{fu}$ ，且不应大于纤维复合材料极限拉应变的 2/3 和 0.007 两者中的较小值， ε_{fu} 为纤维复合材料的极限拉应变；

κ_m ——纤维复合材料强度折减因子，取 κ_{m1} 与 κ_{m2} 中的较小值， κ_{m1} 按公式（7.6.2-7）计算， κ_{m2} 的取值见表 7.6.2。

$$\kappa_{m1} = \begin{cases} 1 - \frac{n_f E_f t_f}{428000} & n_f E_f t_f \leq 214000 \\ \frac{107000}{n_f E_f t_f} & n_f E_f t_f > 214000 \end{cases} \quad (7.6.2-7)$$

当 $\kappa_m > 0.9$ 时，取 $\kappa_m = 0.9$ 。

n_f ——纤维复合材料的层数；

t_f ——每层纤维复合材料的厚度；其他符号意义同本规范第 6.2.2 条。

表 7.6.2 纤维复合材料环境影响折减系数 κ_{m2}

环境分类	片材类型	折减系数
I类	碳纤维	0.85
	芳纶纤维	0.75
	玻璃纤维	0.65
II、III、IV类	碳纤维	0.85
	芳纶纤维	0.70
	玻璃纤维	0.50

4 加固前在第一阶段弯矩 M_{d1} 作用下，截面受拉边缘混凝土的初始应变 ε_1 按下列公式计算：

$$\varepsilon_1 = \frac{M_{d1} x_1}{E_c I_{cr}} \quad (7.6.2-8)$$

式中 M_{d1} ——第一阶段弯矩组合设计值；

x_1 ——加固前原构件开裂截面换算截面的混凝土受压区高度；

E_c ——原加固构件混凝土的弹性模量；

I_{cr} ——加固前原构件开裂截面换算截面的惯性矩；

当弯矩 M_{d1} 小于未加固截面抗弯承载力的 20% 时，可忽略二次受力的影响。

7.6.3 对翼缘位于受压区的 T 形截面抗弯构件，当在其受拉面粘贴纤维复合材料，应按本规范 7.6.2 条的规定和《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2012)第 5.2.3 条计算。

条文说明

本说明适用于 7.6.2 -7.6.3 条。

国内外的试验研究表明，在抗弯构件的受拉面粘贴纤维复合材料进行抗弯加固时，截面应变分布仍符合平截面假定。为防止纤维复合材料最终产生脆性拉断破坏，采用的允许拉应变 $[\epsilon_f]$ 一般为设计极限拉应变 ϵ_{fu} 的 $2/3$ ；同时根据现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》对构件塑性变形的控制条件， $[\epsilon_f]$ 不应大于 0.007。计算时，忽略纤维复合材料厚度及胶层对承载能力的影响，即认为纤维中心到受压边缘混凝土距离为梁高 h 。

采用粘贴纤维复合材料进行抗弯加固时，构件的破坏形态主要有以下几种：

1 受拉钢筋先达到屈服，然后受压区混凝土压坏，此时纤维复合材料未达到其允许拉应变 $[\epsilon_f]$ ；

2 受拉钢筋先达到屈服，然后纤维复合材料超过其允许拉应变 $[\epsilon_f]$ 并达到极限拉应变而拉断，此时受压区混凝土尚未压坏；

3 因配筋量过大，在受拉钢筋达到屈服前受压区混凝土先压坏；

4 在达到正截面极限承载力前，纤维复合材料与混凝土发生剥离破坏。

对正截面加固，按前两种破坏形态进行设计计算，对第 3 种破坏形态，可通过控制加固量上限来避免发生。第 7.6.4 条第 1 款规定的受压区高度 x 不大于 $0.8\xi_b h_0$ ，即可控制不产生第 3 种破坏形态。第 4 种破坏形态属于脆性破坏，此时纤维复合材料中的应力很小，必须避免，一般通过构造或锚固措施予以保证。

公式 (7.6.2-1~3) 为第 1 种破坏形态的抗弯承载能力计算公式。公式 (7.6.2-1) 从对

受拉钢筋截面形心取矩的力矩平衡方程得到的, 公式(7.6.2-2)为力的平衡方程, 公式(7.6.2-3)是按平截面假定得到的。

公式(7.6.2-4~5)为第2种破坏形态的抗弯承载力近似计算公式, 此时受压区高度很小。公式(7.6.2-4)偏安全地对受压区边缘混凝土达到极限压应变时的受压区混凝土合力作用点取矩, 此时, 由平截面假定可以求得相应纤维复合材料的计算应变。公式(7.6.2-5)对受压钢筋合力作用点取矩, 并认为受压钢筋合力作用点与受压区混凝土合力作用点重合。

由于被加固混凝土结构的强度等级一般较低, 故本规范对抗弯承载力计算公式中的等效矩形应力图形系数, 未考虑高强混凝土的影响。

7.6.4 计算正截面抗弯承载力时, 尚应满足下列要求:

- 1 受压区高度 x 不宜大于 $0.8\xi_b h_0$;
- 2 加固后在荷载效应基本组合下受拉钢筋的拉应力不应超过其抗拉强度设计值。

条文说明

限制受压区高度 x 不大于 $0.8\xi_b h_0$, 是为了避免因加固量过大而导致超筋性质的脆性破坏。为了控制加固后构件的裂缝宽度和变形, 以及考虑到纤维复合材料的加固应用经验尚有不足之处, 本规范对加固后正常使用阶段的钢筋应力作了控制。

7.6.5 纤维复合材料粘贴于受拉区的梁侧时, 正截面抗弯承载力按式(7.6.2-1)~(7.6.2-4)计算, 其中 h 采用纤维复合材料截面面积形心至梁受压区边缘的距离 h_{f0} 代替, 并将侧面纤维复合材料的截面面积乘以折减系数 $(1-0.5h_f/h)$ 。其中 h_f 为侧面纤维复合材料的粘贴高度。

条文说明

在梁侧面受拉区粘贴纤维复合材料进行抗弯加固时, 仍可按照平截面假定来确定纤维复合材料应变分布, 纤维复合材料距受拉区边缘越远, 应变越小, 越不能充分发挥作用, 因此

本规范限制了纤维复合材料在梁侧面受拉区的粘贴高度，同时乘以折减系数来考虑应变不均匀分布的影响，以简化计算。

7.6.6 加固后的抗弯构件截面应符合下列条件

$$\gamma_0 V_d \leq 0.51 \times 10^{-3} C \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 \quad (7.6.6)$$

式中 C ——截面翼缘扩大系数。对 T 形、I 形截面取 $C = 1.1$ ，其他截面取 $C = 1$ ；
其他符号意义同本规范第 6.2.8 条。

条文说明

采用纤维复合材料对钢筋混凝土适筋截面进行抗弯加固时，加固构件斜截面抗剪的截面尺寸限制条件应满足现行行业标准《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的规定。公式 (7.6.6) 引入了截面翼缘扩大系数是用来考虑截面翼缘对截面的抗剪贡献。

7.6.7 采用纤维复合材料对梁、板构件进行斜截面加固时，其斜截面承载能力计算应符合下列要求（图 7.6.7）：

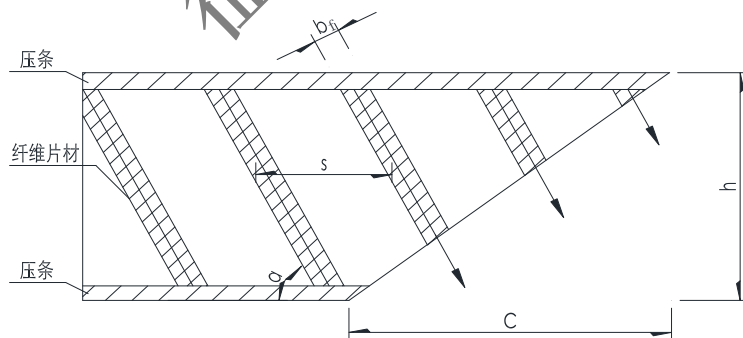


图 7.6.7 粘贴纤维复合材料抗剪加固计算

$$\gamma_0 V_d \leq V_{cs} + V_{sb} + V_{pb} + V_f \quad (7.6.7-1)$$

$$V_f = D_{sh} \kappa_m f_f A_f \frac{C}{s} \sin \alpha \quad (7.6.7-2)$$

式中 V_{cs} ——斜截面内混凝土和箍筋共同的抗剪承载力设计值 (kN)，按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的规定取值；

V_{sb} ——与斜截面相交的普通弯起钢筋抗剪承载力设计值 (kN)，按照现行《公路钢

筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的规定取值；

V_{pb} ——与斜截面相交的预应力弯起钢筋抗剪承载力设计值 (kN)，按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的规定取值；

V_f ——粘贴纤维复合材料加固后的抗剪承载力提高值；

C ——斜裂缝水平投影长度， $C = 0.6mh_0$ ；

m ——原构件的剪跨比；

A_f ——纤维条带截面积， $A_f = n_f t_f b_f$ ；

b_f ——纤维条带宽度 (mm)；

t_f ——纤维条带厚度 (mm)；

n_f ——纤维条带层数；

κ_m ——纤维复合材料强度折减因子，按本规范第 7.6.2 条采用；

D_{sh} ——纤维应力分布系数， $D_{sh} = 1 - \frac{h}{l} \sin \alpha$ ；

α ——纤维受力方向与梁轴线的夹角 ($\leq 90^\circ$)；

L_e ——有效粘贴长度 $L_e = \sqrt{\frac{E_f n_f t_f}{1.7 f_{cd}}}$ ；

f_f ——复合纤维材料的抗拉强度设计值，参见本规范第 4.5.1 条规定；

f_{cd} ——原构件混凝土抗压强度设计值；

S ——斜截面加固纤维条带间距，应满足

$$\frac{b_f}{\sin \alpha} \leq S \leq \frac{h}{2 \tan \alpha} \quad (7.6.7-3)$$

条文说明

本方法在 08 规范的基础上，参考了长安大学近年来的最新研究成果。采用纤维复合材料对混凝土梁进行抗剪加固后的承载力计算的基本原理在国际上已趋于一致，即加固后的承载力由原梁承载力与纤维复合材料对承载力的贡献的叠加，式(7.6.7-1)。但在纤维复合材料

对承载力的贡献计算上存在差异。主要表现在破坏模式及对纤维复合材料应力发挥程度的认识上。编写组分别按照不同规范分析所收集到的试验梁数据,考虑了片材条带间的应力分布不均匀现象,并认为加固后斜截面在破坏阶段,片材已经出现滑移,即混凝土已与片材之间出现不协调变形,建立的计算模型,即式(7.6.7-2)。式中引入纤维应力分布系数 D_{sh} 、强度折减因子等。为了确保抗剪加固方式的有效性,规定了片材条带间距的范围(式7.6.7-3),这样在任何情况下至少会有两条条带与假想的斜裂缝相交,其中至少有一条是有效的。

7.6.8 预应力混凝土抗弯构件采用粘贴纤维复合材料加固后,其正常使用极限状态的计算,可将纤维复合材料折算为普通钢筋,按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的有关规定进行计算。

条文说明

计算粘贴纤维复合材料加固预应力混凝土抗弯构件的正常使用极限状态时,可将纤维复合材料折算为普通钢筋,按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》的有关规定进行计算。

7.6.9 粘贴纤维复合材料加固钢筋混凝土抗弯构件后,正常使用极限状态下构件裂缝宽度可按下列公式计算;

$$w = C_1 C_2 \frac{\sigma_{s0}}{E_s} \left(\frac{30 + d_s}{0.28 + 10\rho_s} \right) + C_1 C_2 \frac{\Delta\sigma_s}{E_s} \left(\frac{1.1 + d_s}{0.14 - 1.98\rho_s} \right) \quad (7.6.9-1)$$

式中: d_s ——受拉钢筋的直径;

ρ_s ——受拉钢筋的配筋率;

E_s ——受拉钢筋的弹性模量。

C_1 ——考虑钢筋表面形状的调整系数,对光圆与带肋钢筋分别取1.4与1;

C_2 ——考虑梁与板受力特点的调整系数,对梁与板分别取1与1.15;

σ_{s0} ——加固前受拉钢筋应力;

$\Delta\sigma$ ——加固后开裂截面钢筋应力增加值；

ρ_e ——加固后考虑复合材料贡献的等效配筋率，即

$$\rho_e = \frac{A_s + \frac{E_f}{E_s} A_f}{bh_0} \quad (7.6.9-2)$$

b ——原构件截面宽度；

h_0 ——原构件截面的有效高度；

A_f ——纤维复合材料截面面积；

E_f ——纤维复合材料的弹性模量。

条文说明

本条参考了长安大学近年来的研究成果。为了研究纤维复合材料加固混凝土梁的裂缝宽度计算方法，收集了国内外 98 片纤维复合材料加固混凝土梁的裂缝宽度试验实测成果进行统计了分析。

若将 FRP 看作特殊的“钢筋”，通过修改配筋率，按照国内外主要规范推荐的混凝土结构的裂缝宽度计算公式直接计算收集到的 98 片纤维复合材料加固混凝土梁的裂缝宽度，其计算值与试验实测值的误差见图 7.6.9-1 所示。可知，除 FIB 14 计算结果偏小外，其余各规范计算结果普遍偏大，离散性也较大。

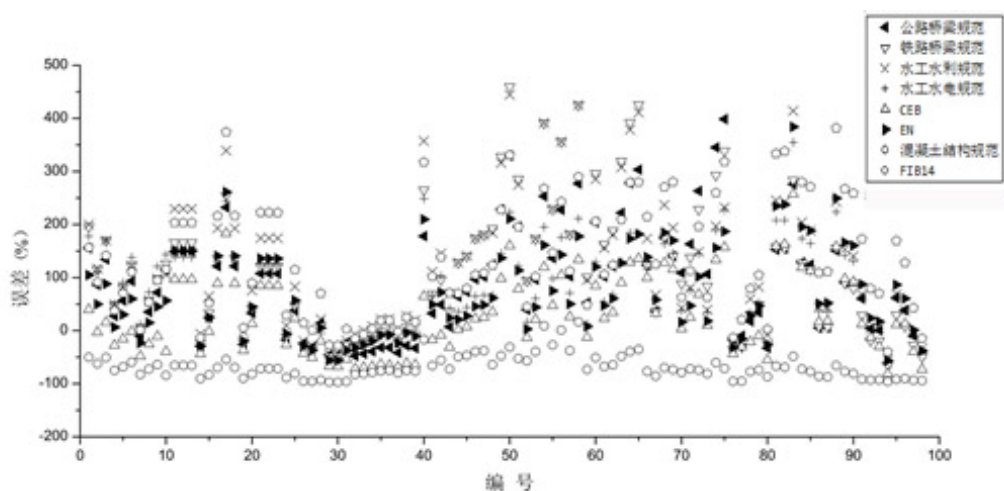


图 7.6.9-1 国内外主要规范的裂缝宽度公式计算纤维复合材料加固混凝土梁的裂缝宽度误差

基于中国公路桥梁设计规范的裂缝宽度计算模式,影响裂缝宽度的主要因素是受拉钢筋的应力 σ_s 和钢筋直径与配筋率的比值(d_s/ρ_s),粘贴纤维可抑制混凝土梁裂缝的发展,纤维对裂缝的抑制程度以其面积与钢筋面积比值来反映。钢筋混凝土梁粘贴加固后的最大裂缝宽度 w 为

$$w = \frac{1}{\lambda} C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_s}{E_s} \frac{30 + d_s}{0.28 + 10\rho_s} \quad (7.6.9-1)$$

式中: d_s ——受拉钢筋的直径;

ρ_s ——受拉钢筋的配筋率;

σ_s ——受拉钢筋应力;

E_s ——受拉钢筋的弹性模量。

$\lambda = 1 + 40.4 \left(\frac{A_f}{A_s} \right)^{1.07}$ 为考虑纤维影响的修正系数,由荷载与最大裂缝宽度的试验回归得

到。在正常使用状态,钢筋应力与荷载成正比,最大裂缝宽度与荷载成正比, A_s 为纵向钢筋截面面积; A_f 为纤维截面面积。此式的优点是简单明确,但精度不高。

基于模型试验成果的统计方法进行分析,主要有:

①裂缝宽度基于统计的半经验半理论公式

基于有、无初始荷载的98片纤维复合材料加固混凝土梁模型试验成果,按统计方法给出裂缝宽度 w 的计算式为

$$w = C_1 C_2 \frac{\sigma_{s0}}{E_s} \left(\frac{30 + d_s}{0.28 + 10\rho_s} \right) + C_1 C_2 \frac{\Delta\sigma_s}{E_s} \left(\frac{1.1 + d_s}{0.14 - 1.98\rho_e} \right) \quad (7.6.9-2)$$

式中: C_1 ——考虑钢筋表面形状的调整系数,对光圆与带肋钢筋分别取1.4与1;

C_2 ——考虑梁与板受力特点的调整系数,对梁与板分别取1与1.15;

σ_{s0} ——加固前钢筋应力;

$\Delta\sigma$ ——加固后开裂截面钢筋应力增加值;

ρ_e ——加固后考虑纤维复合材料贡献的等效配筋率,即

$$\rho_e = \frac{A_s + \frac{E_f}{E_s} A_f}{bh_0} \quad (7.6.9-3)$$

其中 b 为截面宽度； h_0 为截面的有效高度， E_f 为维复合材料的弹性模量。

式 (7.6.9-2) 既适用于无初始荷载情况下的裂缝宽度计算，也适用于有初始荷载情况下的裂缝宽度计算。

基于无初始荷载影响的纤维复合材料加固混凝土梁模型试验成果的数据统计分析，则有

$$w = C_1 C_2 \frac{\sigma_s}{E_s} \left(\frac{5.2 + d_s}{0.23 - 4.24 \rho_e} \right) \quad (7.6.9-4)$$

式中各符号意义同式 (7.6.9-1)。

② 裂缝间距基于统计的半经验半理论公式

该方法的裂缝间距 l_m 用统计方法获得，平均应力通过不均匀系数求得。最大裂缝宽度为

$$w = \alpha_s \psi \frac{\sigma_s}{E_s} l_m \left(1 + \frac{c}{h_c} \right) = 1.07 \psi \frac{\sigma_s}{E_s} (1.46c + 0.03 \frac{d_e}{\rho_e}) \left(1 + \frac{c}{h_c} \right) \quad (7.6.9-5)$$

式中： c ——钢筋形心至混凝土近边缘的距离；

d_e ——钢筋的等效直径；

h_c ——钢筋形心至中性轴的距离；

ψ ——应力（应变）不均匀系数，
$$\psi = 1 - \frac{0.5 f_t b (h - x)}{2(\sigma_s A_s + \psi_f \sigma_f A_f)}$$
。 f_t 为混凝土抗拉强度， b

为构件宽度， h 为构件高度， x 为混凝土受压区高度， ψ_f 维复合材料面积的折减系数； σ_f 为维复合材料的应力；

其余符号意义同前。

利用维复合材料滑移理论计算的裂缝宽度为

$$w = \alpha_f \psi \frac{\sigma_f}{E_f} l_m = 1.04 \psi \frac{\sigma_f}{E_f} (1.46c + 0.03 \frac{d_e}{\rho_e}) \quad (7.6.9-6)$$

式中符号意义同式 (7.6.9-5)。

③ 粘结应力基于统计的半经验半理论公式

裂缝间距根据平均粘结应力通过轴向力平衡获得，平均应力通过拉伸强化系数求得。最

大裂缝宽度为

$$w = \alpha_s \zeta \frac{\sigma_s}{E_s} l_m \left(1 + \frac{c}{h_c}\right) = 1.47 \zeta \frac{\sigma_s}{E_s} \left(\frac{2bh_{c,eff}}{1.8u_s + 1.25b_f}\right) \left(1 + \frac{c}{h_c}\right) \quad (7.6.9-7)$$

式中： ζ ——指拉伸强化系数， $\zeta = 1 - \beta \frac{M_{cr}}{M}$ 。 M_{cr} 为开裂弯矩， M 为截面承受的总弯矩， β 为形状影响系数；

$h_{c,eff}$ ——混凝土有效受拉区高度；

u_s ——钢筋总周长；

b_f ——维复合材料的横截面宽度；

其余符号意义同前。

利用维复合材料滑移理论计算的最大裂缝宽度为

$$w = \alpha_f \zeta \frac{\sigma_f}{E_f} l_m = 1.41 \zeta \frac{\sigma_f}{E_f} \left(\frac{2bh_{c,eff}}{1.8u_s + 1.25b_f}\right) \quad (7.6.9-8)$$

式中符号意义同式 (7.6.9-7)。

式 (7.6.9-5) - 式 (7.6.9-8) 的计算误差如图 (7.6.9-2) 所示。

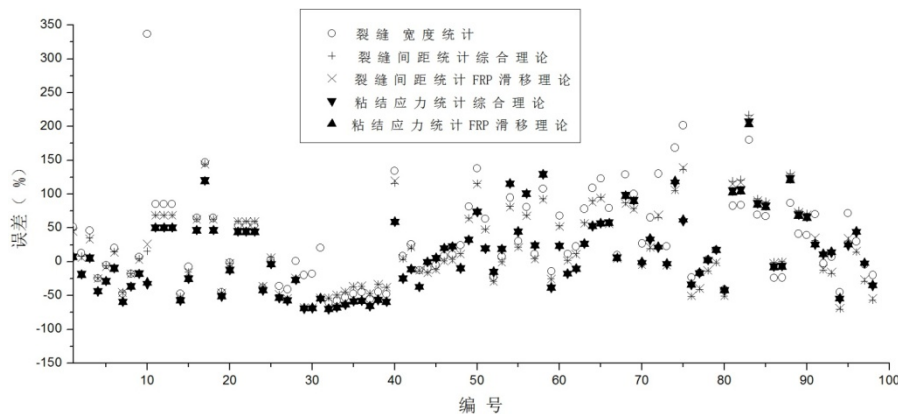


图 7.6.9-2 粘贴纤维复合材料加固梁的裂缝计算误差

可知各公式的计算值整体上偏大，均是较为保守的计算方式，可为 FRP 加固钢筋混凝土梁的裂缝计算提供参考。粘结应力基于统计的半经验半理论方法对钢筋平均粘结应力与 FRP

平均粘结应力和混凝土抗拉强度关系的确定来源于欧洲规范的统计方法，以其为基础计算的平均裂缝间距与资料所提供的实测值吻合度不尽如人意。裂缝间距基于统计的半经验半理论方法的裂缝间距公式为统计所得，与实测值复合程度较高，其应力不均匀系数基于三角函数应力分布求得，计算结果与试验值符合较好，也与我国混凝土规范采用的半经验半理论公式在形式上较为接近。裂缝宽度基于统计的半经验半理论公式（7.6.9-2）与现行设计规范表达形式近似，意义明确，且既适用于无初始荷载情况下的裂缝宽度计算，也适用于有初始荷载情况下的裂缝宽度计算，本规范推荐采用。

7.6.10 粘贴纤维复合材料加固钢筋混凝土抗弯构件后，正常使用极限状态下构件的刚度可按下列公式计算：

$$B = \frac{B_0}{\alpha \left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^\beta + \left[1 - \alpha \left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^\beta \right] \frac{B_0}{B_{cr}}} \quad (7.6.10-1)$$

式中： B_0 ——加固后梁的全截面抗弯刚度；

B_{cr} ——加固后梁的开裂截面抗弯刚度；

M_{cr} ——加固后梁的开裂弯矩；

M_s ——梁体在使用荷载作用下的最大弯矩；

α, β ——回归系数， $\alpha = 8.16$ ， $\beta = 5.15$ 。

条文说明

本条参考了长安大学近年来的研究成果。为了研究纤维复合材料加固混凝土梁的刚度计算方法，对国内 11 家研究单位进行的粘贴 FRP 加固钢筋混凝土梁模型试验进行了统计分析，这些试验都采用 2 对称点加载方式进行分级加载。典型的荷载-挠度曲线见图（7.6.10-1）所示。试验表明，粘贴数量、纵向受拉钢筋的配筋率和初始荷载等均影响加固效果；层数越多加固效果越好，但并不是线性变化；相同的加固方法作用于纵向配筋较小的梁体时加固效果较好。

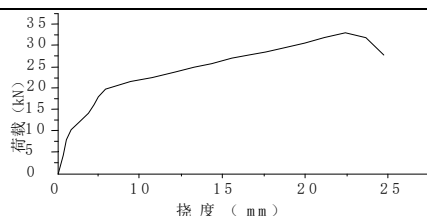


图 7.6.10-1 荷载-挠度曲线示意

挠度计算是以刚度为基础的。钢筋混凝土梁在考虑荷载的长期作用效果时的刚度为长期刚度，在不考虑长期荷载效应时为短期刚度，长期刚度为短期刚度乘以刚度的长期变化系数。钢筋混凝土梁的短期抗弯刚度在混凝土开裂的情况下随着外荷载的增加而减小，并且沿着梁体的纵向截面抗弯刚度分布不均匀，未开裂的截面的刚度相比开裂截面要大；剪跨区的刚度相比纯弯段的刚度要大。大量试验表明，整个梁体的抗弯刚度可以近似的以纯弯段的截面抗弯刚度简化计算，如图（7.6.10-2）所示。

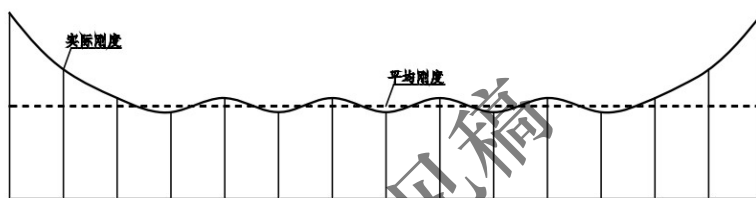


图 7.6.10-2 沿梁体纵向截面抗弯刚度的分布

国内外典型规范均规定了钢筋混凝土抗弯构件刚度的计算方法。如基于等效刚度法的 CEB-FIP、美国桥梁规范和我国公路桥梁规范，基于曲率法的我国混凝土结构规范等。研究表明，等效刚度法和曲率法基本符合钢筋混凝土梁的刚度计算。

现有的 FRP 加固的钢筋混凝土梁的刚度计算方法大多以钢筋混凝土梁刚度计算原理为基础提出来的。考虑到现有学者提出的粘贴纤维布加固钢筋混凝土梁的截面刚度的计算大多是基于曲率法推导的，其结果符合各自的试验或资料范围。规范制定时，采用的方法之一是曲率法，另一方法则采用等效刚度法，但扩大试验资料的验证范围。

（1）曲率法

曲率法得出的粘贴 FRP 加固的钢筋混凝土梁的刚度计算公式的基本形式为

$$B = \frac{E_s A_s h_0^2 + E_f A_{fe} h^2}{\psi_s / \eta + (\alpha_{Es} \rho_s + \frac{h}{h_0} \alpha_{Ef} \rho_f) / \zeta} \quad (7.6.10-1)$$

式中：B——FRP 加固后梁的刚度；

E_s ——受拉钢筋的弹性模量；

A_s ——受拉钢筋的截面面积；

h_0 ——截面的有效高度；

E_f ——纤维布的弹性模量；

A_{fe} ——纤维布的有效面积， $A_{fe}=k_m A_f$ ， k_m 为多层纤维布的折减系数；

h ——截面的高度；

ψ_s ——受拉区钢筋应变不均匀系数；

η ——内力臂系数；

α_{E_s} ——钢筋与混凝土的弹性模量的比值；

α_{E_f} ——纤维布与混凝土的弹性模量的比值；

ζ ——梁体受压区混凝土压应变综合系数；

ρ_s ——纵向受拉钢筋的配筋率；

ρ_f ——纤维布的加固率，即 $\rho_f=A_{fe}/(bh_0)$ 。

令 $K = (\alpha_{E_s} \rho_s + \frac{h}{h_0} \alpha_{E_f} \rho_f) / \zeta = \alpha (\alpha_{E_s} \rho_s + \alpha_{E_f} \rho_f) + \beta$ ，为 FRP 加固梁体的截面刚度影响系

数， α 、 β 为待定系数，则式 (7.6.9-1) 可以写成

$$B = \frac{E_s A_s h_0^2 + E_f A_{fe} h^2}{\frac{\psi_s}{\eta} + \alpha (\alpha_{E_s} \rho_s + \alpha_{E_f} \rho_f) + \beta} \quad (7.6.10-2)$$

对于内力臂系数 η ，大量试验结果对比可知，粘贴纤维布加固的钢筋混凝土梁在正常使用阶段与未加固梁的内力臂影响系数基本一致，出于计算方便，加固后内力臂系数仍取 0.87。

受拉钢筋的应变不均匀系数 ψ_s 为

$$\psi_s = 1.1 - \frac{0.65 f_t}{\sigma_s \rho_{te} [1 + \frac{A_{fe}}{A_s + A_{fe}} (1.226 \frac{E_f}{E_s} - 1)]} \quad (7.6.10-3)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \eta h_0 + \frac{E_f}{E_s} \frac{h}{h_0} A_{fe} (\eta h_0 + a)} \quad (7.6.10-4)$$

其中：

$$\rho_{te} = \frac{A_s + A_{fe}}{0.5bh + (b_f - b)h_f} \quad (7.6.10-5)$$

式中： ρ_{te} ——纵向受拉钢筋的配筋率（此处按有效受拉混凝土截面面积并且考虑纤维布承载的影响下计算）；

σ_s ——纵向钢筋的应力（按短期效应组合计算）；

f_t ——混凝土抗拉强度，可表示为 $f_t = 0.395f_{cu}^{0.55}$ ， f_{cu} 为混凝土立方体抗压强度；

b_f ——受拉区混凝土翼缘板宽度；

h_f ——受拉区混凝土翼缘板厚度；

b ——腹板宽度；

a ——受拉钢筋形心到混凝土外缘的距离。

当计算值 $\psi_s < 0.2$ 时取 0.2；当计算值大于 1 的时取 1。

对于多层纤维布的折减系数 k_m ，当为预成板时 $k_m = 1.0$ ；当为多层纤维布时， k_m 为

$$k_m = 1.16 - \frac{n_f E_f t_f}{308000} \leq 0.90 \quad (7.6.10-6)$$

式中， n_f 和 t_f 分别为纤维布的层数和单层厚度。

根据材料力学求得两点加载的跨中挠度，用统计回归方式确定 α 、 β 值。选取无初始荷载试验样本进行统计回归，得到 $\alpha = 6.982$ ， $\beta = 0.2078$ ，则基于曲率法的加固后梁的截面抗弯刚度公式为

$$B = \frac{E_s A_s h_0^2 + E_f A_{Af} h^2}{1.15\psi_s + 6.98(\alpha_{E_s} \rho_s + \alpha_{E_f} \rho_f) + 0.2} \quad (7.6.10-7)$$

（2）等效刚度法

等效刚度法是在考虑混凝土开裂后，梁截面的实际刚度介于完全开裂截面刚度和全截面刚度之间，通过引入一个分配系数对两种截面刚度进行插值计算，从而得到相应截面的等效刚度。

基于等效刚度法的 FRP 加固钢筋混凝土梁刚度的基本形式为

$$B = \frac{B_0}{\alpha \left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^\beta + \left[1 - \alpha \left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^\beta \right] \frac{B_0}{B_{cr}}} \quad (7.6.10-8)$$

式中：B₀——加固后梁的全截面抗弯刚度；

B_{cr}——加固后梁的开裂截面抗弯刚度；

M_{cr}——加固后梁的开裂弯矩；

M_s——梁体在使用荷载作用下的最大弯矩。

α, β ——待定系数，由试验统计回归求得。

确定系数 α, β 的基本原理与曲率法相同。回归计算时，对于试验梁的 $\alpha(M_{cr}/M_s)^\beta$ 值小于0时，取成一个很小的正值（如0.0001），因为理论上它是一个介于0到1的值。通过统计回归计算出 $\alpha=8.1597$ ， $\beta=5.1546$ ，则基于等效刚度法的加固梁的截面抗弯刚度为

$$B = \frac{B_0}{8.16 \left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^{5.15} + \left[1 - 8.16 \left(\frac{M_{cr}}{M_s} \right)^{5.15} \right] * \frac{B_0}{B_{cr}}} \quad (7.6.10-9)$$

误差分析表明，曲率法的计算挠度与实测挠度比值的平均数为0.82，标准差为0.08，但计算值小于实测值。等效刚度法的平均数为1.26，标准差为0.12，计算值大于实测值。两种方法的吻合程度较好，但等效刚度法偏于安全，挠度与弯矩曲线变化规律一致，且表达式与现行设计规范一致，故本规范推荐采用。

7.7 构造要求

7.7.1 一般规定

- 1 纤维复合材料宜粘贴成条带状，板材不宜超过1层，布材不宜超过2层。
- 2 对混凝土柱进行粘贴纤维复合材料加固时，条带应粘贴成环形箍，且纤维方向应与柱的纵轴线垂直。

加固大偏心受压构件,可将纤维复合材料粘贴于构件受拉区边缘混凝土表面,纤维方向应与柱的纵轴线方向一致。

受拉粘贴时,纤维方向应与构件受拉方向一致。

梁的受拉区两侧粘贴纤维复合材料进行抗弯加固时,粘贴高度不宜高于 $1/4$ 梁高;

采用封闭式粘贴或 U 型粘贴对梁、柱构件进行斜截面加固,纤维方向宜与构件轴线垂直或与其主拉应力方向平行。

3 纤维复合材料沿纤维受力方向的搭接长度不应小于 100mm,当采用多条或多层纤维复合材加固时,其搭接位置应相互错开。

4 当纤维复合材料绕过构件(截面)的外倒角时,构件的截面棱角应在粘贴前打磨成圆弧面(图 7.7.1—1),圆化半径,梁不应小于 20mm;柱不应小于 25mm。对于主要受力纤维复合材料不宜绕过内倒角。

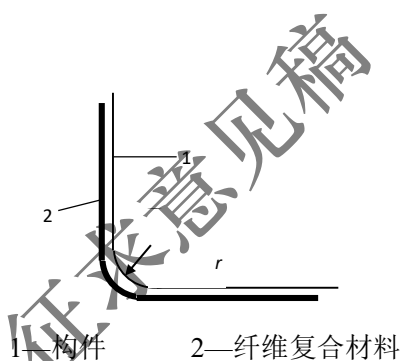


图 7.7.1—1 构件外倒角处粘贴示意

5 粘贴多层纤维复合材料加固时,宜将纤维复合材料逐层截断,并在每层截断处最外侧加压条,其粘贴形式采用内短外长式,见图 7.7.1—2。

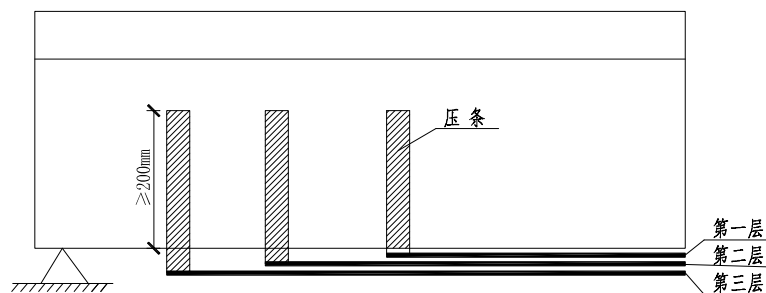


图 7.7.1—2 多层纤维复合材料粘贴构造

6 采用纤维复合材料对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) 宜选用环形箍或加锚固的 U 形箍;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) 一般情况下,在梁的中部应增设一道纵向中压带。

条文说明

1 随着纤维复合材料加固量的增加,加固效果亦会提高,但并非线形增长,即随加固量的增加,纤维复合材料的利用率逐渐降低。若所规定的层数不能满足加固目标要求,应寻求其他加固方式。

2 为了提高纤维复合材料的利用率特做此规定。

采用沿构件全长无间隔地环向连续粘贴纤维织物的方法,即环向围束法,对轴心受压构件正截面承载力进行间接加固,其原理与配置螺旋箍筋的轴心受压构件相同。

采用纤维增强复合材料加固大偏心受压构件时,之所以强调纤维应粘贴在受拉一侧,是因为本规定已在前面做出了将纤维受力方式设计成仅承受拉应力作用的规定。

外贴纤维复合材加固桥梁受拉构件时,由于非预应力的纤维复合材料在受拉杆件(如桁架弦杆、受拉腹杆等)端部锚固的可靠性差,注意处理好围拢(或棱角)部位的搭接与锚固问题。受拉构件加固在桥梁上的适用范围是有限的,应事先做好可行性论证。

因延性不足对钢筋混凝土墩柱进行抗震加固,只有采用环向粘贴纤维复合材料构成的环向围束作为附加箍筋有效,其他粘贴方式不宜使用。

3 试验研究表明,当单位面积纤维质量不超过 $450\text{g}/\text{m}^2$,且纤维复合材料沿受力方向的搭接长度不小于 100mm 时,破坏不会发生在搭接位置。当单位面积纤维质量超过 $450\text{g}/\text{m}^2$ 时,尚应通过试验研究确定纤维复合材料搭接长度。纤维复合材料的搭接位置相互错开是为了施工方便,有资料表明,在施工质量有保证时,纤维复合材料的断裂或破坏一般不会发生在搭接处。

4 纤维复合材料沿其纤维方向弯折时会导致应力集中和纤维丝折断,影响其强度发挥。对于弹性模量较高的纤维复合材料,如要求纤维复合材料强度不受影响,转角处的曲率半径应该更大,但其曲率半径的大小与纤维复合材料的弹性模量高低有关。

5 研究表明,当多层粘贴时,内短外长构造优越性更突出。在粘贴多层纤维布进行加固时,分层截断是科学合理的。截断点之间要留有一定的距离,以免端头锚固传力在混凝土基层表面处形成叠加,造成粘结失效。内短外长再加端部U形箍可以增强最末端头纤维布的抗剥离能

力。

6 此构造规定系根据长安大学的试验研究结果和工程经验提出，并参照了现行的中华人民共和国国家标准《混凝土结构加固设计规范》、中国工程建设标准化协会标准《碳纤维片材加固修复混凝土结构技术规程》及 ACI440 的有关规定。

7.7.2 柱的加固

1 沿柱轴向粘贴纤维复合材料加固时，应有足够的锚固长度。应在纤维复合材料两端增设锚固措施。

2 采用纤维复合材料的环向围束对混凝土柱进行加固时，其构造应符合下列规定：

1) 环向围束的纤维复合材料层数，对圆形截面不应少于 2 层，对矩形截面不应少于 3 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。

条文说明

沿柱轴向粘贴的纤维复合材料的粘贴长度，由于研究不充分，可以参照 8.7.3 的基本原理进行计算，必要时应进行适当锚固。采用环向围束进行提高延性加固时，有必要限制最少的纤维层数及最小的搭接长度，以防在实际应用中起不到应有的效果。

7.7.3 梁和板加固

对梁、板进行抗弯加固时，应在纤维复合材料两端设置 U 型箍或横向压条。其切断位置距其充分利用截面的距离不应小于按下式计算得出的粘结长度 l_d （图 7.7.3-1）：

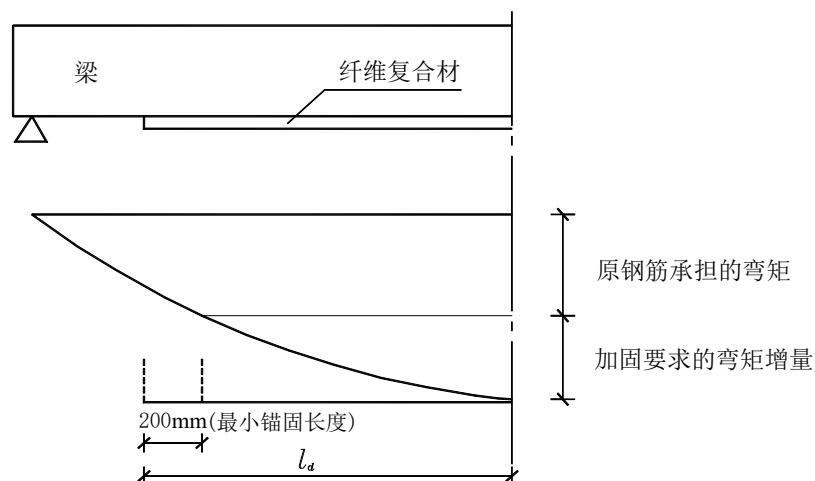


图 7.7.3-1 纤维复合材料的粘贴延伸长度

$$l_d = \frac{E_f \varepsilon_f A_f}{\tau_f b_f} + 200 \quad (7.7.3)$$

式中 l_d ——纤维复合材料从强度充分利用截面向外延伸所需的粘结长度 (mm)；

ε_f ——充分利用截面处纤维复合材料的拉应变，按本规范第 7.6.2 条确定；

τ_f ——纤维复合材料与混凝土间的粘结强度设计值，一般取 0.5MPa；

b_f ——受拉面上粘贴的纤维复合材料的宽度 (mm)。

当纤维复合材料延伸至支座边缘仍不满足粘结长度 l_d 的规定时，应采取以下锚固措施：

1 对于梁，在纤维复合材料延伸长度范围内至少应设置两道纤维复合材料 U 型箍锚固（图 7.7.3-2a）。U 型箍宜在延伸长度范围内均匀布置，且在延伸长度端部必须设置一道。U 型箍的粘贴高度宜伸至顶板底面。每道 U 型箍的宽度不宜小于抗弯加固纤维复合材料宽度的 1/2，U 型箍的厚度不宜小于抗弯加固纤维复合材料厚度的 1/2。

2 对于板，在纤维复合材料延伸长度范围内至少设置两道垂直于受力纤维方向的压条（图 7.7.3-2b）。压条宜在延伸锚固长度范围内均匀布置，且在延伸长度端部必须设置一道。每道压条的宽度不宜小于抗弯加固纤维复合材料条带宽度的 1/2，压条的厚度不宜小于抗弯加固纤维复合材料厚度的 1/2。

3 当纤维复合材料的粘结长度小于按公式 (7.7.3) 计算所得长度的 1/2 时，应采取可靠的附加机械锚固措施。

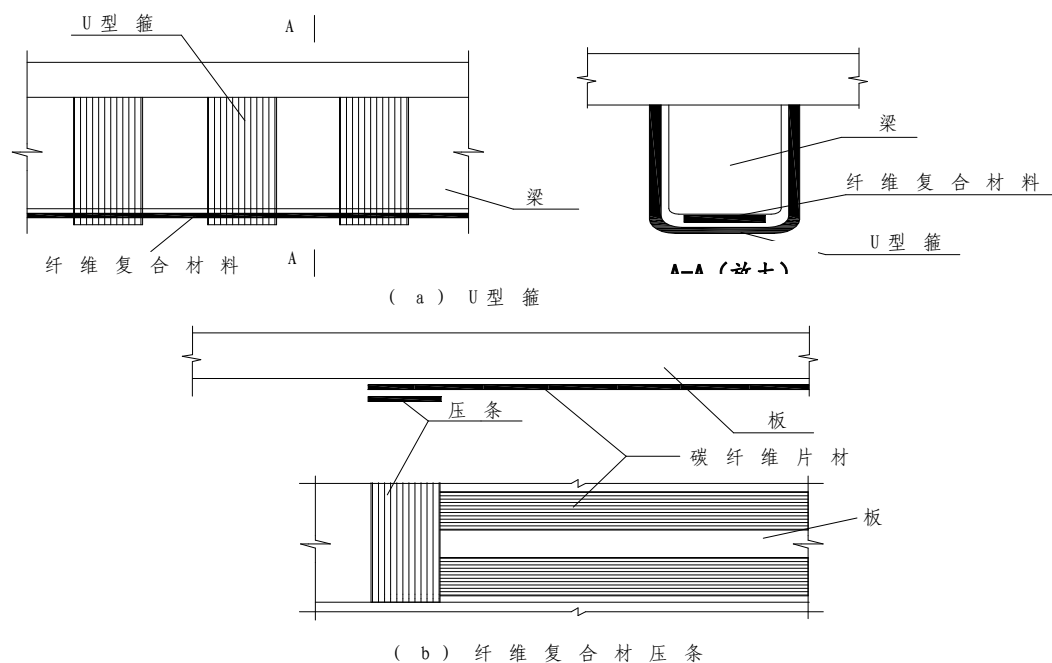


图 7.7.3-2 抗弯加固时纤维复合材料端部附加锚固措施

条文说明

粘贴长度是按照纤维抗拉与粘结抗剪等强度原则并留一定的安全长度(200mm)给出的。其中纤维复合材与混凝土之间粘结强度的取值,是根据试验研究结果和经验并参照国外有关设计指南规定给出的,考虑了施工现场与实验室的施工质量差别、粘结界面的拉应力和剪应力共同作用等因素的影响。粘结强度的取值不宜过大,否则会使计算的粘贴长度过小而不安全。

在实际工程中,会出现粘贴范围已经用尽但仍达不到上述粘贴长度的要求,为保证纤维复合材料与混凝土共同工作,必须采取必要的锚固措施。

8 体外预应力加固法

8.1 一般规定

8.1.1 体外预应力加固适用于桥梁构件的受弯、受剪加固，提高结构承载能力，改善受力状况。预应力材料可采用钢材或纤维板等。

条文说明

体外预应力加固是指通过（简称体外索）对既有混凝土梁体主动施加外力，以改善原结构的受力状况的加固方法。其加固体系主要由预应力钢筋（束）、锚固系统、转向块或滑块、水平束减振装置和梁体组成，可用于钢筋混凝土及预应力混凝土简支梁、连续梁及连续刚构桥的加固。

体外预应力碳纤维板加固是通过张拉高强碳纤维复合板，锚固于梁体并黏结在构件混凝土表面，对原结构混凝土施加预应力以提高抗裂性及抗弯承载力的加固方法。碳纤维板中的预应力靠其两端的锚具传递到梁体。在预应力碳纤维板与梁体混凝土表面间的胶层起辅助作用，确保预应力碳纤维板与梁体共同受力。该方法不宜用于以提高抗剪承载力为目的的桥梁加固。

钢筋混凝土、预应力混凝土梁（板）桥及刚构桥的主梁、混凝土盖梁可采用体外预应力筋（束）加固方法。体外预应力碳纤维（板）加固法可用于中小跨径钢筋混凝土梁（板）桥及预应力混凝土梁（板）桥的加固。

对于同一座桥梁，宜根据实际情况选择体外预应力筋或体外预应力碳纤维板中的一种加固方法。

对于横张预应力、无黏结预应力等其他预应力加固体系，可参考相关规范或指南执行。

8.1.2 体外预应力钢筋（束）可由水平筋（束）和斜筋（束）组成，亦可由通长布置的钢丝束或钢绞线组成。

8.1.3 转向装置可采用钢部件、现浇混凝土块体或附加钢锚箱等构造形式。转向装置必须与梁体连接可靠，其连接强度必须进行验算。

8.1.4 体外索的自由长度超过 10m 时应设置定位装置。

条文说明

体外预应力索在可变作用下将会产生振动，易引起疲劳。定位装置的作用是保证体外索位置的正确性，减小水平筋（束）的自由长度，减小其振动幅度及其位置偏差产生的二次效应。水平筋（束）的自由长度不宜超过 10m。若超过该值，建议进行索的振动计算和分析。

8.1.5 当被加固构件的推定混凝土强度等级低于 C25 时，不宜采用预应力加固方法。

8.1.6 转向装置的尺寸设计应综合考虑体外预应力产生的径向力大小、体外预应力束的根数及其曲线形状、孔道直径、普通钢筋间距及混凝土保护层等因素。

8.1.7 采用体外预应力碳纤维（板）加固法时，预应力碳纤维板只承受单向拉力。其与混凝土表面间应涂有碳纤维专用胶黏剂，胶层的法向受拉黏结强度不得低于 2.5MPa。

条文说明

该值出自《混凝土结构加固设计规范》（GB 50367-2013）中的要求。《桥梁结构用碳纤维片材》（JT/T 532-2004）中取值为 2.5MPa。故取上限值以策安全。

8.1.8 体外预应力碳纤维板加固设计时，应对锚具安装部位的基材强度（参照附录 B）和锚栓的抗剪强度进行验算，锚栓的设计剪应力应小于锚栓材料抗剪强度设计值的 0.6 倍。

条文说明

锚栓是锚固装置受力的关键部位，其抗剪强度直接影响到加固梁的安全性，因此必须对锚栓的抗剪强度进行验算，并留有安全余地。

8.1.9 加固中采用的体外索应具有防腐能力，且宜具有可更换性。

8.2 体外预应力筋（束）加固计算

8.2.1 体外索加固整体计算应包括：持久状况承载能力极限状态的抗弯承载力和抗剪承载力计算、持久状况正常使用极限状态的计算、持久状况和短暂状况的应力计算，以及体外预应力筋（束）的应力及预应力损失计算。

条文说明

体外索加固计算时可采用如下基本假定：梁体内的预应力钢筋或普通钢筋与混凝土具有良好的黏结。在体外索加固桥梁的结构计算中，主要针对持久状态的承载力极限状态和正常使用极限状态，且加固施工过程较短，在无特殊需要的情况下可不做短暂状况的应力计算。

8.2.2 体外索加固局部计算内容应包括：转向构造的承载力和抗裂性计算、锚固区的承载力和抗裂性计算、持久状况下的其他局部构件的承载力计算。

8.2.3 持久状况承载能力极限状态计算

1 正截面抗弯承载力计算

1) 体外索加固梁的正截面抗弯承载力计算图式，参见图 8.2.3-1。

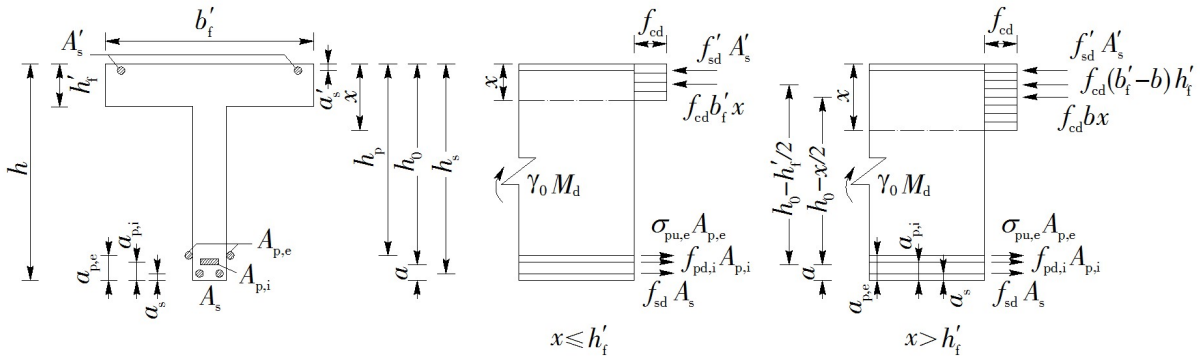


图 8.2.3-1 矩形、T 形截面梁正截面抗弯承载力计算图式

2) 加固结构抗弯承载力计算时应根据截面形状和中性轴的位置分两种情况考虑。

(1) 矩形截面或中性轴位于 T 形或 I 形截面翼板内 ($x \leq h_f'$) :

$$f_{cd} b_f' x + f_{sd}' A_s' = \sigma_{pu,e} A_{p,e} + f_{pd,i} A_{p,i} + f_{sd} A_s \quad (8.2.3-1)$$

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} b_f' x (h_0 - \frac{x}{2}) + f_{sd}' A_s' (h_0 - a_s') \quad (8.2.3-2)$$

(2) T 形或 I 形截面且中性轴位于截面腹板内 ($x > h_f'$) :

$$f_{cd} b x + f_{cd} (b_f' - b) h_f' + f_{sd}' A_s' = \sigma_{pu,e} A_{p,e} + f_{pd,i} A_{p,i} + f_{sd} A_s \quad (8.2.3-3)$$

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} b x (h_0 - \frac{x}{2}) + f_{cd} (b_f' - b) h_f' (h_0 - \frac{h_f'}{2}) + f_{sd}' A_s' (h_0 - a_s') \quad (8.2.3-4)$$

为确保加固后的混凝土梁仍为塑性破坏，上述公式中的截面受压区高度 x 应满足下列条件：

$$x \leq \xi_b h_s \text{ 或 } x \leq \xi_b h_p$$

$$x \geq 2a_s'$$

式中 γ_0 ——桥梁结构重要性系数；

M_d ——计算截面弯矩组合设计值；

$A_{p,e}$ ——体外预应力水平钢筋（束）的截面面积；

$\sigma_{pu,e}$ ——当构件达到极限抗弯承载能力时，体外预应力水平筋（束）的极限应力计算

值按公式（8.2.3-5）计算；

$A_{p,i}$ ——原梁体内预应力筋的截面面积；

$f_{pd,i}$ ——原梁体内预应力筋的抗拉强度设计值；

A_s ——原梁体内纵向受拉普通钢筋的截面面积；

A'_s ——原梁体内纵向受压普通钢筋的截面面积；

f_{sd} ——原梁体内纵向受拉普通钢筋的抗拉强度设计值；

f_{cd} ——混凝土的抗压强度设计值；

b'_f ——受压翼板的有效宽度，按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG

3362) 第 4.3.3 条规定取用；

b ——矩形截面宽度或 T 形截面的腹板宽度；

h'_f ——受压翼板的厚度；

h_s 、 h_p ——分别为原梁中普通钢筋和预应力钢筋的合力作用点至梁顶面的距离；

h_0 ——体（内）外预应力筋和原梁普通钢筋的合力点到梁顶面的距离， $h_0 = h - a$ ；

a ——受拉区体内（外）预应力筋（束）和普通钢筋的合力作用点至受拉区边缘的距离；

a'_s ——受压区普通钢筋的合力作用点至受压区边缘的距离；

ξ_b ——原钢筋混凝土梁或原预应力混凝土梁的相对界限受压区高度；

3) 相对界限受压区高度 ξ_b 可根据原梁中受拉钢筋的种类由表 8.2.3 查取。

表 8.2.3 相对界限受压区高度 ξ_b

原结构中钢筋种类	C50 及 C50 以下混凝土
R235 (I级钢钢筋)	0.62
HRB335 (II级钢钢筋)	0.56
HRB400、KL400 (IV级钢钢筋)	0.53
5 号钢	0.60
钢绞线、钢丝	0.40

精轧螺纹钢

0.40

注：1 截面受拉区内配置不同种类钢筋的受弯构件，其 ξ_b 值应选用相应于各种钢筋的较小者。

2 原构件混凝土强度等级超过 C50 时， ξ_b 应按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTJ D62-2004）第 5.2.1 条规定取值。

3 表中 I、II、IV 级钢筋及 5 号钢是指原《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTJ 023-85）中的钢筋牌号。

4) 正截面抗弯承载力计算中，体外索的水平筋（束）极限应力 $\sigma_{pu,e}$ 按下式计算：

$$\sigma_{pu,e} = \sigma_{pe,e} + 0.03E_{p,e} \frac{h_{p,e} - c}{\gamma_p l_e} \leq f_{pd,e} \quad (8.2.3-5)$$

式中： l_e ——计算跨体外索的有效长度， $l_e = \frac{2l_i}{N_s + 2}$ ；

N_s ——构件失效时形成的塑性铰数目，对于简支梁 $N_s=0$ ，对于连续梁 $N_s=n-1$ ； n 为连续梁的跨数；

l_i ——两端锚具间体外索的总长度；对于简支梁加固体系， $l_e = l_i$ ；

γ_p ——体外预应力钢材的安全系数，取 $\gamma_p = 2.2$ ；

$h_{p,e}$ ——体外预应力筋（束）合力点到截面顶面的距离；

$E_{p,e}$ ——体外预应力筋（束）的弹性模量；

c ——截面中性轴到混凝土受压区顶面的距离；

$$\text{对于 T 形截面: } c = \frac{A_{p,e} \sigma_{pu,e} + A_s f_{sk} + A_p f_{pk} - A'_s f'_{sk} - 0.75 f_{cu,k} \beta (b'_f - b) h'_f}{0.75 f_{cu,k} b \beta}$$

$$\text{对于矩形截面: } c = \frac{A_{p,e} \sigma_{pu,e} + A_s f_{sk} + A_p f_{pk} - A'_s f'_{sk}}{0.75 f_{cu,k} b \beta}$$

β ——混凝土受压区高度折减系数，取 $\beta = 0.80$ ；当混凝土强度等级高于 C50 时，应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTJ 3362-2018）表 5.1.4 折减；

$f_{cu,k}$ ——混凝土轴心抗压强度标准值；

$f_{pd,e}$ ——体外预应力筋（束）的抗拉强度设计值；

$\sigma_{pe,e}$ ——体外预应力筋（束）的永存预应力；

$A_{p,e}$ ——体外预应力筋（束）的截面面积；

其他符号意义见式（8.2.3-1）～（8.2.3-4）。

2 斜截面抗剪承载力计算

1) 体外索加固的矩形、T形和I形截面的受弯构件，其截面尺寸应符合下列要求：

$$\gamma_0 V_d - \sigma_{pub,e} A_{pb,e} \sin \theta_e \leq 0.51 \times 10^{-3} \sqrt{f_{cu,k}} b h_0 \quad (8.2.3-6)$$

式中： V_d ——斜截面受压端剪力的组合设计值（kN）；

γ_0 ——结构重要性系数；

$\sigma_{pub,e}$ ——体外预应力斜筋（束）的极限应力（MPa），按公式（8.2.3-8）计算；

$A_{pb,e}$ ——体外预应力斜筋（束）的截面面积（mm²）；

b ——相应于剪力组合设计值处的矩形截面宽度（mm）或T形和I形截面腹板宽度（mm）；

h_0 ——相应于剪力组合设计值处的截面有效高度，即自纵向受拉钢筋合力点至受压边缘的距离（mm）；

θ_e ——体外预应力筋(束)在竖直平面内的弯起角度（竖弯角）， $\theta_e \leq 45^\circ$ 。

其他符号意义同前。

2) 体外索加固梁的斜截面的抗剪承载力可按钢筋混凝土或预应力混凝土梁计算，参见图8.2.3-2，但必须考虑穿过验算斜截面的体外预应力斜筋的竖向分力的影响，见式（8.2.3-7）。

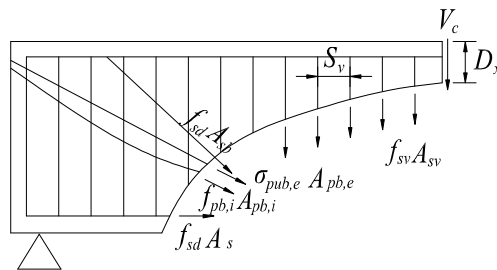


图 8.2.3-2 截面梁的抗剪承载力计算图示

$$\begin{aligned}
\gamma_o V_d \leq & \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \times 0.45 \times 10^{-3} b h_o \sqrt{(2 + 0.6P) \sqrt{f_{cu,k} \rho_{sv} f_{sd,v}}} \\
& + 0.75 \times 10^{-3} f_{sd,b} \Sigma A_{sb} \sin \theta_s + 0.75 \times 10^{-3} f_{pb,i} \Sigma A_{pb,i} \sin \theta_i \\
& + 0.8 \times 10^{-3} \sigma_{pub,e} \Sigma A_{pb,e} \sin \theta_e
\end{aligned} \quad (8.2.3-7)$$

式中: α_1 ——异号弯矩影响系数, 计算简支梁和连续梁近边支点段的抗剪承载力时, $\alpha_1 = 1.0$;

计算连续梁和悬臂梁近中间支点段的抗剪承载力时, $\alpha_1 = 0.9$;

α_2 ——预应力提高系数, 原梁为钢筋混凝土受弯构件 $\alpha_2 = 1.0$, 为预应力混凝土受弯构件 $\alpha_2 = 1.25$, 但原梁中由钢筋合力引起的截面弯矩与外弯矩的方向相同时, 或加固梁为预应力混凝土 B 类受弯构件, 取 $\alpha_2 = 1.0$;

α_3 ——受压翼缘的影响系数, 对于 T 形截面梁, 取 $\alpha_3 = 1.1$; 对于矩形截面梁, 取 $\alpha_3 = 1.0$;

$f_{cu,k}$ ——边长为 150mm 的混凝土立方体抗压强度标准值 (MPa), 即混凝土的强度等级;

P ——原梁斜截面内纵向配筋率: $P = 100\rho$, $\rho = (A_s + A_{p,i}) / b h_o$;

b 、 h_o ——分别为原梁计算斜截面顶端正截面的腹板宽度和有效高度 (mm);

ρ_{sv} ——斜截面内箍筋配筋率, $\rho_{sv} = A_{sv} / S_v b$ (mm);

S_v ——斜裂缝范围内的箍筋间距 (mm);

$f_{sd,v}$ 、 $f_{sd,b}$ ——分别为原梁箍筋和弯起普通钢筋的抗拉强度设计值 (MPa);

A_{sv} ——斜裂缝范围内同一截面内箍筋各肢的总截面面积 (mm²);

$f_{pb,i}$ ——体内预应力筋的抗拉强度设计值 (MPa);

$A_{pb,i}$ ——斜裂缝范围内体内弯起预应力筋的截面面积 (mm²);

A_{sb} ——原钢筋混凝土梁中, 一排普通弯起钢筋 (或斜筋) 的截面面积;

$A_{pb,e}$ ——体外预应力弯起筋 (束) 的截面面积;

θ_i ——体内预应力筋 (束) 在斜截面受压端正截面处与梁轴线的夹角;

θ_e ——体外预应力筋（束）在竖直平面内的弯起角度（竖弯角）， $\theta_e \leq 45^\circ$ ；

θ_s ——体内普通弯起钢筋的弯起角度；

其他符号意义见图 8.2.3-2。

3) 体外索的斜筋极限应力 $\sigma_{pub,e}$ ，与转向块处的摩阻情况有关，可由水平筋（束）的极限应力 $\sigma_{pu,e}$ 求得：

$$\sigma_{pub,e} = \lambda \sigma_{pu,e} \quad (8.2.3-8)$$

式中： λ ——体外索斜筋（束）拉力与水平筋（束）拉力的比例系数，按如下方法确定：

有转向块（或转向横梁）时或采用水平向移动的滑块时

$$\lambda = \frac{1}{\cos \theta_e + f_o \sin \theta_e} \quad (8.2.3-9)$$

采用楔形滑块时：

$$\lambda = \cos \theta_e - f_o \sin \theta_e \quad (8.2.3-10)$$

f_o ——摩擦系数，在缺少可靠实验数据的情况下，钢材间的摩擦取 $f_o = 0.16$ ；采用四氟乙烯滑板时取 $f_o = 0.06$ ；混凝土与钢材间的摩擦取 $f_o = 0.25$ 。

3 转向装置计算

1) 转向装置的设计计算应遵循以下原则：

(1) 混凝土块式转向装置承载力计算时可忽略混凝土抗力的影响，转向力的竖向分力和水平分力均由箍筋承担。

(2) 转向块的承载能力计算可分为抗拉承载力计算和抗剪承载力计算两部分。

(3) 混凝土转向装置在正常使用极限状态和承载能力极限状态下的应力状况需经计算确定。

(4) 必须对转向块或转向肋位置的原结构进行局部分析。

2) 转向装置的作用效应取值。

计算转向装置的作用效应设计值时，不考虑可变荷载应力增量的影响，取永存预加力 $N_{pe,e}$ ，荷载分项系数取 1.3。承受空间体外预应力作用的转向装置，在极限状态下其作用的水平力和竖向力设计值 N_{hd} 和 N_{vd} 由下式确定，参见图 8.2.3-3。

转向装置

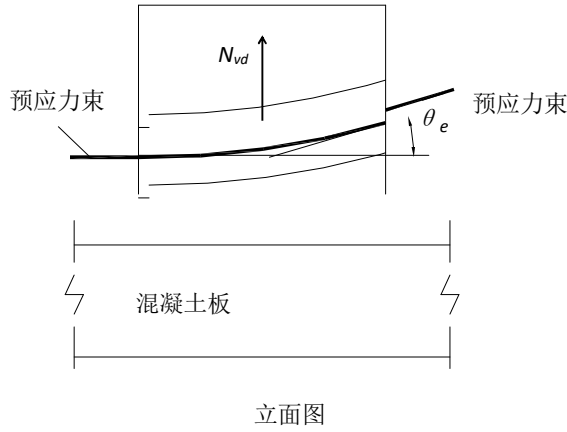


图 8.2.3-3 体外预应力束的竖直转角和水平转角示意图

$$N_{hd} = 1.3N_{p,e} \sqrt{1 - 2 \cos \theta_e \cos \beta_e + \cos^2 \theta_e} \quad (8.2.3-11)$$

$$N_{vd} = 1.3N_{p,e} \sin \theta_e \quad (8.2.3-12)$$

式中: N_{hd} ——转向装置的水平作用设计值, 即体外预应力束张拉时对转向装置的合力在水平面的分力设计值;

N_{vd} ——转向装置的竖向作用设计值, 即体外预应力束张拉时对转向装置的合力在竖直方向的分力设计值;

$N_{p,e}$ ——体外预应力束的永存预加力, 其值为 $N_{p,e} = \sigma_{pe,e} A_{p,e}$;

θ_e ——体外预应力筋(束)在竖直平面内的弯起角度(竖弯角);

β_e ——体外预应力筋(束)在水平面内的弯转角(平弯角);

$\sigma_{pe,e}$ ——体外预应力筋(束)的永存预应力;

$A_{p,e}$ ——体外预应力水平筋(束)的截面面积。

3) 混凝土转向块承载力计算

混凝土转向块承载力计算时, 应计算其与混凝土板连接界面, 即图 8.2.3-4 中 A-A 截面的抗剪承载力和抗拉承载力。

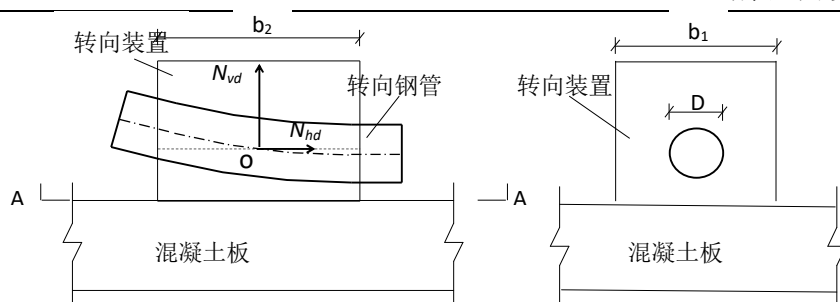


图 8.2.3-4 混凝土转向装置计算示意图

(1) 转向块抗剪承载力计算

转向装置的剪切承载力可按下式计算:

$$\gamma_0 N_{hd} \leq \phi_v f_{sd} \sum A_s \quad (8.2.3-13)$$

式中: γ_0 ——结构重要性系数, 计算时取 $\gamma_0 = 1.1$;

ϕ_v ——由剪拉组合作用引起的环向箍筋抗剪承载力降低系数, 取:

$$\phi_v = 1 / \sqrt{3 + (N_{vd} / N_{hd})^2}$$

f_{sd} ——箍筋的抗拉强度设计值, 按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2016) 表 3.2.3-1 值的 0.8 倍取用;

$\sum A_s$ ——A-A 截面上箍筋截面面积之和。

(2) 转向块抗拉承载力计算

转向块中的箍筋可采用等间距、对称布置。计算其抗拉承载力时可按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362) 第 5.4.2 条规定计算, 见图 8.2.3-5。

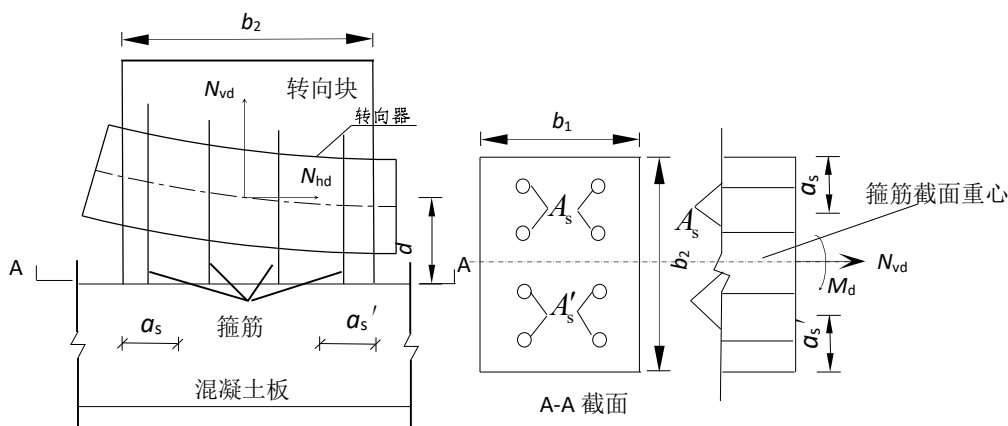


图 8.2.3-5 混凝土转向块抗拉承载力计算图式

$$\gamma_0 N_{vd} e_s \leq \phi_p f_{sd} A'_s (b_0 - a'_s) \quad (8.2.3-14)$$

$$\gamma_0 N_{vd} e'_s \leq \phi_p f_{sd} A_s (b'_0 - a_s) \quad (8.2.3-15)$$

其中:

$$b_0 = b_2 - a_s, \quad b'_0 = b_2 - a'_s$$

$$e_s = b_2 / 2 - e_0 - a_s, \quad e'_s = e_0 + b_2 / 2 - a'_s$$

$$M_d = N_{hd} d, \quad e_0 = M_d / N_{vd}$$

式中: ϕ_p ——由剪拉组合作用引起的环向箍筋抗拉承载力的降低系数, 建议取:

$$\phi_p = 1 / \sqrt{1 + 3(N_{hd} / N_{vd})^2}$$

a_s ——受拉较大侧环向箍筋、锚固钢筋或植入钢筋合力作用点到该侧混凝土边缘距离;

a'_s ——受拉较小侧环向箍筋、锚固钢筋或植入钢筋合力作用点到该侧混凝土边缘距离;

A_s ——受拉较大侧环向箍筋、锚固钢筋或植入钢筋的截面面积;

A'_s ——受拉较小侧环向箍筋、锚固钢筋或植入钢筋的截面面积;

d ——钢管转向器形心距混凝土板表面的竖直距离;

b_1 、 b_2 ——分别为转向块横桥向和纵桥向的平面尺寸;

e_s 、 e'_s ——分别为偏心竖向力 N_{vd} 作用点距受拉较大边和受拉较小边钢筋重心的距离。

4) 对于钢制转向块必须计算其与混凝土接触界面连接的抗剪承载力和抗拉承载力, 计算方法与混凝土转向块的计算方法相同。钢制转向块需满足钢结构的受力要求。

5) 混凝土转向肋承载力计算。

混凝土横向转向肋的抗拉和抗剪承载力计算方法可偏安全地参见混凝土转向块的计算方法。

6) 在混凝土转向肋中转向器的凹向区域内的混凝土承受局部压力, 应进行局压承载力验算, 计算公式如下:

$$\gamma_0 N_{vd} \leq \beta f_{cd} A_l \quad (8.2.3-16)$$

式中: f_{cd} ——转向装置混凝土抗压强度设计值;

β ——局部承压强度提高系数, 对于混凝土肋式转向装置取 $\beta = 1.732$;

A_t ——转向器下混凝土局部受压面积, $A_t = Db_2$;

D ——转向钢管的外径;

b_2 ——转向钢管在混凝土转向装置中的长度。

7) 当采用黏结-摩擦型锚固体系时, 锚固力的大小仅计算黏结层的抗剪强度。

8) 转向装置须进行锚下局部承压区的截面尺寸和局部抗压承载力验算, 计算方法见《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004) 第 5.7 节。

9) 当锚固在原桥结构的横(隔)梁时, 应对原结构配筋进行抗弯、抗剪承载力验算。

条文说明

持久状况承载能力极限状态计算

1 抗弯承载力计算假设

(1) 在极限状态下, 加固梁仍须为适筋梁破坏, 受拉区混凝土退出工作, 全部拉力由原梁中预应力钢筋或普通钢筋与体外索共同承担;

(2) 加固后原梁的正截面变形仍符合平截面假设;

(3) 受压区混凝土的应力分布按矩形应力图考虑, 其应力大小取为混凝土抗压强度设计值 f_{cd} , 混凝土的极限压应变取为 $\epsilon_{cu} = 0.0033$;

(4) 原混凝土梁中普通钢筋或预应力钢筋的应力分别达到其抗拉强度设计值 f_{sd} 或 $f_{pd,i}$;

(5) 体外索水平筋(束)在极限状态下的应力达到其极限应力 $\sigma_{pu,e}$, 且该值可按第 8.2.3 条 1 款第 4) 项确定。

对于用体外预应力加固的连续梁或连续刚构的负弯矩区抗弯承载力计算可参照本节的假设和方法进行。

1) 计算图式 8.2.3-1 中新增的 $f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s)$ 一项, 考虑了原梁中可能存在的受压区受力钢筋对截面抗弯承载力的贡献。当原梁中无受压钢筋或只有受压构造钢筋时, 计算中可取 A'_s 为零。

2) 体外预应力加固体系的抗弯承载力计算图式和方法经多年的理论和试验研究证明是比较成熟的。在上述抗弯承载力计算公式中, 若原梁为钢筋混凝土构件, 取预应力钢筋面积 $A_{p,i}$ 为零; 若原梁为预应力混凝土构件, 取普通钢筋面积 A_s 为零; 若原梁为混合配筋的预应力混凝土构件, 则 $A_{p,i}$ 和 A_s 两者均不为零。

4)在体外预应力加固结构的抗弯承载力计算中, 预应力水平筋(束)的极限应力 $\sigma_{pu,e}$ 是关键性计算参数之一。根据目前的理论研究和试验研究成果, 关于体外预应力水平筋的极限应力 $\sigma_{pu,e}$ 的计算公式有很多。这些公式主要基于两种方法建立:其一是根据某种计算理论建立计算模型, 再根据试验结果修正其中的某些参数; 其二是找出影响 $\sigma_{pu,e}$ 的主要因素, 并根据试验结果进行统计分析, 再建立经验公式。

研究表明, 体外预应力筋(束)的极限应力可以表示为有效预应力与极限应力增量之和的形式。根据大量的文献检索得到国内外关于体外预应力筋(束)的极限应力计算公式, 主要包括美国 ACI318-02 规范公式、Chakrabarti 公式[美]、美国 AASHTO 2004 规范公式、英国 BS8110 规范公式、Harajli 公式[美]、我国 JGJ92-93 规范公式、AASHTO 2004 规范修正公式、哈工大基于塑性理论并考虑二次效应的计算公式、牛斌基于塑性铰理论的计算公式, 以及同济大学基于试验统计分析并拟纳入《体外预应力混凝土桥梁设计指南》(送审稿)中的计算公式等十种。归纳上述公式可以发现, 影响体外预应力筋极限应力的主要因素有跨高比、普通钢筋面积、体外预应力钢筋面积、混凝土强度、加载方式、布索方式等六项。其中跨高比、体内受拉钢筋配筋率为最主要因素。

在上述公式中, ACI318-02、Harajli 钢绞线应力计算模式, 及《无黏结预应力混凝土结构技术规程》(JGJ92-93)均为依据极限应力与截面配筋指标之间关系建立的公式。《美国公路桥梁设计规范》(AASHTO 2004)、《英国预应力混凝土规范》(BS8110)公式均是基于等效塑性区长度理论提出的。《美国公路桥梁设计规范》(AASHTO 1994)曾采用 Naaman 提出的以黏结折减系数法为基础的计算公式, 但由于其计算过程复杂在实际工程中应用不方便, AASHTO 1998 已不再使用此公式。国内现有的考虑二次效应的计算方法虽然计算起来精度较好, 但也存在实际计算起来复杂和只适用于简支梁的一些不足。

为挑选一个适用于我国公路桥梁体外预应力加固设计, 且简捷而准确的计算方法, 在收集到的国内外 48 片体外预应力的钢筋混凝土试验梁数据的基础上, 利用上述极限应力公式分别进行试算, 并采用统计分析的方法, 希望检验上述各公式的计算结果与试验结果的吻合程度。统计分析结果表明, AASHTO-04 公式、哈工大基于塑性理论并考虑二次效应的计算公式、AASHTO-04 修正公式及同济大学基于试验研究的统计公式的计算结果均与试验结果吻合良好, 其计算值与试验值之比的平均值均 $\bar{x}$ 均在 0.88~1.07 之间。其中以哈工大公式的计算精度最高 $\bar{x}=0.95$, 其离散系数为 $c_v=0.04$, 但由于其计算方法比较复杂且仅适用于简支

梁桥，不便于采用。同济大学公式是以截面性质和配筋指标建立的回归公式，从分析结果来看，比值的平均值为 $\bar{x}=0.88$ ，但离散系数 $c_v=0.05$ ，相对大一些。虽然 AASHTO-04 和其修正公式的形式略有不同，但其计算精度相差不多，比值的平均值分别为 $\bar{x}=0.88$ 和 0.85，其离散系数为 $c_v=0.02$ 和 0.01。综合考虑计算精度、简捷适用且能够用于连续结构计算、经过工程实际应用等因素，最终选择了 AASHTO-04 规范的修正公式。该公式除具有上述有利因素外，还可更好地适用于不同种类的体外预应力钢材。

AASHTO-04 规范的修正公式中采用的是混凝土圆柱体强度 f'_c ，考虑到与我国 $15\text{cm}\times 15\text{cm}\times 15\text{cm}$ 立方体强度在形状和尺寸上的差异，须将其换算为我国立方体抗压强度标准值 f_{ak} 或轴心抗压强度的标准值 f_{ck} 。经换算得到原公式中的 $0.85f'_c=0.752f_{\text{cu,k}}=1.124f_{\text{ck}}$ ，取用 $0.85f'_c=0.75f_{\text{cu,k}}$ 并代入到 AASHTO-04 的修正公式中使用。

在计算体外预应力筋（束）的极限应力 $\sigma_{\text{pu,e}}$ 时，首先需求出截面中性轴的位置 c 。美国 AASHTO-04 规范中对于原梁中的钢筋应力均取用钢筋的屈服强度 f_y 和 f_{py} ，公路桥规与之相对应的指标为钢筋强度标准值 f_{sk} 和 f_{pk} 。式(8.2.3-5)中第二项的物理意义可理解为在体外预应力筋有效预应力 $\sigma_{\text{pe,e}}$ 的基础上，达到控制截面附近出现塑性铰时体外预应力筋的应力增量，故在设计中应考虑其钢筋材料的安全系数 γ_p 。确定该安全系数时，主要考虑两方面的因素：首先是《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004) 表 3.2.3-2 中对于高强钢丝、钢绞线和精扎螺纹钢强度设计值与标准值之比；其次是结构出现塑性铰破坏（这是该公式建立的基础）应比控制截面上钢筋屈服破坏具有更大的安全余地。综合考虑上述因素及综合模拟计算的结果，暂取 $\gamma_p=2.2$ 。利用该系数对体外预应力筋的极限应力增量进行折减，并与有效预应力 $\sigma_{\text{pe,e}}$ 相加后，再与体外预应力钢筋的抗拉强度设计值 f_{pd} 相比较，取小者作为体外预应力筋（束）的极限应力 $\sigma_{\text{pu,e}}$ 。

原规范公式(8.2.3-5)计算 $\sigma_{\text{pu,e}}$ 时，已经以体外预应力钢材的安全系数 γ_p 予以考虑，不再重复考虑安全系数，故在公式(8.2.3-6)中取消安全系数 $1/\gamma_{fs}$ 。这样处理亦可充分考虑体外预应力斜筋对抗剪上限承载力的影响。

2 斜截面抗剪承载力计算假设

(1) 在极限状态下, 加固后的混凝土梁仍须为剪压破坏;

(2) 与斜裂缝相交的原梁箍筋、斜筋或梁内弯起预应力钢筋的应力均能达到其各自的抗拉强度设计值;

(3) 体外索斜筋(束)或体外索弯起部分达到其极限应力 $\sigma_{pub,e}$ 。

目前关于体外预应力加固混凝土梁抗剪强度的计算方法虽已有几种, 但其抗剪能力均由混凝土(含纵向钢筋)、箍筋、体内弯起非预应力钢筋或预应力钢筋和体外预应力弯起钢筋提供。考虑到与《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D3362-2018)相协调, 在其抗剪公式的基础上增加了体外预应力弯起钢筋的抗剪强度一项, 并考虑了原梁中非预应力弯起钢筋可能出现的因腐蚀对钢筋面积的折减。该公式与《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D3362-2018)公式具有相同的使用条件和计算精度。

1) 在截面抗剪上限公式中, 将体外预应力斜筋(束)对抗剪强度的贡献放在公式的左端, 即作为截面的外部作用考虑。事实上将其作为对斜截面抗剪能力的贡献, 放在等式的右端也是可以的。

2) 在体外索加固梁的斜截面抗剪承载力计算时, 根据原梁的体内配筋情况选取抗剪公式中各相关项。当原梁为钢筋混凝土时, 应考虑混凝土、箍筋、弯起钢筋和体外索斜筋(束)提供的抗剪承载力; 当原梁为预应力混凝土时, 应考虑混凝土、箍筋、预应力弯起钢筋和体外索斜筋(束)提供的抗剪承载力。原加固规范中, 关于变高度梁段斜截面受压端剪力的组合设计值 V_d 的取值时要求考虑附加剪力的影响, 新编《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018)第5.2.9条第2款的条文说明中认为, 在有限元内力计算时已经考虑了截面形心位置的变化引起的附加剪力, 不必重复计算, 删除了其原条文说明中的相关规定。因此本条款关于 V_d 的变量解释中也做了相应的修改。

钢筋混凝土及预应力混凝土斜截面抗剪强度公式的形式有多种, 且基于不同的抗剪理论模式。在公式选用时主要考虑对钢筋混凝土、预应力混凝土梁抗剪计算的通用性及与《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018)计算方法的一致性。体外预应力加固梁的抗剪承载力计算公式是在《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018)公式的基础上, 将体外预应力斜筋(束)对抗剪承载力的贡献 $0.8 \times 10^{-3} \sigma_{pub,e} \sum A_{pb,e} \sin \theta_e$ 作为抗力的一部分考虑进去。其中系数0.8作为体外预应力斜筋(束)的安全系数, 即1/1.25。由于体外预应力斜筋(束)一般只在梁端斜裂缝区域设置一对, 因

此不考虑其应力不均匀问题。

3) 试验证明, 由于滑块或转向块的形式不同, 体外索的斜筋角度不同, 接触面上的摩擦系数也不同, 因此体外索的斜筋(束)与水平筋(束)中的应力是不同的。在极限状态下也是如此, 两者的比值为 λ , 即 $\sigma_{\text{pub,e}} = \lambda \sigma_{\text{pu,e}}$ 。计算分析表明, 当摩阻系数 $f_0 = 0.16 \sim 0.25$ 、体外预应力斜筋(束)的弯起角度 $\alpha = 10^\circ \sim 30^\circ$ 时, 对于有水平向移动的滑块或转向块的情况, $\lambda = 0.970 \sim 1.057$; 对于采用楔形滑块的情况, $\lambda = 0.741 \sim 0.957$ 。可见, 体外预应力斜筋与水平筋的极限应力差别在抗剪承载力计算时是应该考虑的, 尤其是后者。对于 λ 的计算公式, 是借助于滑块或转向块的节点平衡方程导出的。

根据实际应用情况, 将原加固规范中公式(8.2.3-9)的适用条件的顺序做了调整, 以强调公式适用于工程中经常采用的转向块、转向横隔梁或转向横隔板的情况。

3 根据有限元分析及试验结果, 可认为在正常使用阶段水平剪力即体外预应力束对转向块合力的水平分力由混凝土和箍筋共同承担; 在极限状态下, 当混凝土转向块受拉开裂后, 水平剪力主要由箍筋承担。达到极限状态时, 混凝土转向块受到的拔出力即体外预应力束对转向装置合力的竖向分力由箍筋承担。

1) 转向块设计采用的内力应为由于体外预应力筋(束)产生的最大转向力。为便于计算, 在此采用永存预加力 N_{pe} 。考虑到体外索布束的空间效应, 将其按 θ_e 角分解在竖直方向, 按 β_e 角分解在水平面内, 分别得到其竖向分力 N_{vd} 和水平面内分力 N_{hd} (当 $\beta_e \neq 0$ 时, N_{hd} 为出竖直平面的水平力), 并用于转向装置的抗拉强度和抗剪强度计算。在极限承载力计算时, 预应力的作用应按自重作用考虑其安全系数, 即应取 1.2。但用于转向装置设计采用的最大控制力为永存预加力, 未考虑可变荷载引起的体外预应力筋(束)拉力增量及其可变作用安全系数的影响。由于体外预应力水平筋(束)的可变作用的拉力增量与其永存预加力相比较小, 为便于计算, 忽略可变作用拉力增量的影响, 且偏安全地取用 1.3 作为预应力作用的安全系数。考虑到预应力钢材的安全系数为 $\gamma_{\text{fs}} = 1.25$ (高强钢丝和钢绞线)、 $\gamma_{\text{fs}} = 1.2$ (精轧螺纹钢)及结构重要性系数 $\gamma_0 = 1.1$, 则转向块承载力设计的安全系数可以达到 1.787~2.102。

2) 转向块中的箍筋受拉力和剪力的复合作用。在此情况下, 箍筋的设计强度需考虑组合作用下材料强度的折减。根据第四强度理论的分析结果, 引入箍筋的抗剪承载力降低系数 ϕ_v 和抗拉承载力的降低系数 ϕ_p 。这两个系数的取值与计算目的有关, 与环向箍筋中拉力和剪力

所占的比例有关。考虑到转向块混凝土的抗剪破坏机理尚不够明确,以受拉破坏为主,因此在其抗剪承载力的计算中未计入混凝土的抗剪能力,这样做应是偏于安全的。上一版加固规范中认为转向块中的箍筋非对称布置,即 $A_s \neq A'_s$, 因此 M_d 由 N_{hd} 和 N_{vd} 两项作用效应构成。考虑到实际工程中,转向块中的箍筋通常采用均匀、对称、等间距布置,截面重心与箍筋面积 A_s, A'_s 的重心重合, N_{vd} 为偏心拉力,故将原公式 $M_d = N_{hd}d_1 + N_{vd}d_2$ 简化为 $M_d = N_{hd}d$, 并取消了参数 d_1 和 d_2 。图 8.2.3-5 也作了相应的调整。

3) 混凝土转向块处于剪拉复合受力状态。考虑混凝土开裂的影响,在计算时可不考虑混凝土抗剪作用,全部剪力由钢筋承担。混凝土转向块内的环向箍筋也处于剪拉组合作用下,其承载能力应有所降低,故引入抗剪承载力降低系数 ϕ_v 。

计算转向块抗拉承载力时,可忽略预应力钢束平弯的影响。考虑到水平力作用点一般要高于验算截面 A-A,且箍筋沿纵桥向布置亦有非对称情况,因此认为在竖向力 N_{vd} 和力矩 M_d 作用下应为偏心受拉构件。

根据哈尔滨工业大学最新完成的混凝土转向块试验研究,考虑到转向块受拉的同时有弯矩存在的实际情况,提出了按偏心受拉构件的计算模式。体外预应力钢筋(束)的转向块亦可采用拉杆—压杆模型计算,即钢筋的抗拉承载力应满足 $\gamma_0 N_d \leq f_{sd} A_s$ 的要求,其中 A_s 为转向块中全部受拉钢筋的截面面积。分析结果表明,按偏心受拉的计算承载力要比按中心受拉的计算结果有所降低,其降低程度与偏心距 e_0 的大小有关。计算中近似认为 N_{vd} 作用点在转向钢管的形心处,而转向钢管的形心通常情况下可近似认为与转向块水平面形心重合。因此,当箍筋的截面重心与转向块截面形心重合时,可近似取 $d_2=0$ 。

箍筋或植入的受拉钢筋须有足够的锚固强度。考虑到转向块裂缝控制的需要,建议上述计算中环形箍筋或受拉钢筋的抗拉强度设计值取用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)第 3.2.3 条规定的 0.8 倍。这相当于转向块承载力设计的安全度在 1.787~2.102 的基础上又提高了 25%,即达到了 2.234~2.627。可以认为,桥梁体外预应力加固结构的关键部位,即转向块(肋)已具有足够的安全性。

箍筋或植入的受力钢筋受到拉力和剪力的组合作用,在此情况下材料的强度可由材料力学中第四强度理论确定,即有:

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq [\sigma] \quad (8-1)$$

式中: σ 、 τ ——分别为钢筋中的拉应力和剪应力;

$[\sigma]$ ——钢筋的单向受拉容许应力, 在极限状态下取 $[\sigma] = f_{sd}$ 。

由推导可以得到 $\sigma = \frac{N_{vd}}{N_{hd}} \tau$, 代入式 (8-1) 中有:

$$\left(\frac{N_{vd}}{N_{hd}} \tau \right)^2 + 3\tau^2 \leq f_{sd}^2, \text{ 即 } \tau \leq \sqrt{\frac{1}{3 + (N_{vd}/N_{hd})^2}} \cdot f_{sd} = \phi_v f_{sd}$$

即环向钢筋抗剪强度折减系数可定义为: $\phi_v = 1 / \sqrt{3 + (N_{vd}/N_{hd})^2}$ 。

同理, 将 $\tau = \frac{N_{hd}}{N_{vd}} \sigma$ 代入公式 (8-1), 则有:

$$3 \left(\frac{N_{hd}}{N_{vd}} \sigma \right)^2 + \sigma^2 \leq f_{sd}^2, \text{ 即 } \sigma \leq \sqrt{\frac{1}{1 + 3(N_{hd}/N_{vd})^2}} \cdot f_{sd}$$

即箍筋抗拉强度折减系数定义为: $\phi_p = 1 / \sqrt{1 + 3(N_{hd}/N_{vd})^2}$ 。

4) 钢制转向块的设计应根据转向块上作用的竖向力和水平力按照钢结构的计算方法验算其强度。应注意验算受压较大一侧的转向块内的肋板在转向力作用下的稳定性。

5) 在混凝土竖向转向肋的计算中, 由于混凝土腹板对转向肋的影响目前还难以给出简化、有效的定量分析, 因此需采用有限元分析方法作模拟分析。在有限元分析中可考虑腹板对混凝土竖向转向肋的影响。

6) 在混凝土转向肋中转向器的凹向区域内的混凝土承受局部压力, 设计中必须考虑局部承压强度的问题, 必要时在钢管转向器的凹向区域内配置局部承压钢筋网。局部承压的计算方法引用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018) 第 5.7.1 条的计算方法。

7) 考虑到钢板与混凝土之间的摩擦力的可靠性较差, 高强螺栓提供的抗剪强度可作为安全储备, 不参与计算。其值可按下列式估算:

$$\frac{nP\mu n_m}{K} \leq A_{pb,e} \sigma_{pub,e}$$

式中: n ——用于锚固的高强度螺栓个数;

P ——一个高强螺栓的设计拉力;

K ——锚固安全系数, 取 $K=2.0$;

nm ——摩擦面个数;

$A_{pb,e}$ ——体外索斜筋（束）的面积；

$\sigma_{pub,e}$ ——体外索斜筋（束）的极限应力；

μ ——包含黏结力影响的摩擦系数，取 $\mu=0.5$

8.2.4 体外预应力筋（束）的张拉控制应力及预应力损失

1 体外预应力钢材的张拉控制应力：

钢绞线、钢丝束

$$\sigma_{con,e} \leq 0.65 f_{pk,e} \quad (8.2.4-1)$$

精轧螺纹钢

$$\sigma_{con,e} \leq 0.75 f_{pk,e} \quad (8.2.4-2)$$

式中： $f_{pk,e}$ ——体外预应力钢材的抗拉强度标准值，按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362）表 3.2.3-2 取值。

2 体外预应力筋（束）的预应力损失计算中应考虑：体外预应力筋（束）转向和锚固构造管道中的摩擦损失 σ_{l1} ，锚具变形、预应力筋（束）回缩和接缝压密损失 σ_{l2} ，分批张拉损失 σ_{l4} ，预应力筋（束）的松弛损失 σ_{l5} 。

上述各项预应力损失宜根据试验确定，当无可靠试验资料时可按下列公式估算：

1) 在转向和锚固构造管道内的摩擦引起的预应力损失

$$\sigma_{l1} = \sigma_{con}(1 - e^{-(kx + \mu\theta)}) \quad (8.2.4-3)$$

式中： k ——单位长度管道轴线局部偏差的摩擦系数（1/m）；

x ——自张拉端的管道累计计算长度（m）；

μ ——体外预应力筋（束）与曲线管道的摩擦系数；

θ ——自张拉端的管道累计偏转角（rad），对于空间布束方式，应考虑空间包角的影响。

体外预应力钢筋（束）的摩擦系数可按表 8.2.4-1 取值。

表 8.2.4-1 摩擦系数 k 与 μ 值

管道种类	k	μ
钢管穿无黏结钢绞线	0.004	0.09
钢管穿光面钢绞线	0.001	0.25

HDPE 管穿光面钢绞线	0.002	0.13
--------------	-------	------

2) 锚具变形、筋（束）回缩和接缝压密引起的预应力损失

$$\sigma_{l2} = E_{p,e} \frac{\sum \Delta l}{l} \quad (8.2.4-4)$$

式中: $E_{p,e}$ ——体外预应力钢筋（束）的弹性模量；

Δl ——锚具变形、筋（束）回缩或接缝压密值，按表 8.2.4-2 取用；

l ——预应力筋（束）的计算总长度，对于折线布筋（束）情况应为相关各段长度之和。

表 8.2.4-2 锚具变形、筋（束）回缩和接缝压密值（mm）

锚具、接缝类型		Δl	锚具、接缝类型	Δl
夹片锚具	有顶压	4	镦头锚具	1
	无顶压	6	每块后加钢垫板的缝隙	1
带螺帽锚具的螺帽缝隙		1	水泥或环氧树脂砂浆的接缝	1

注:表中数据以一个锚具或接缝计。

3) 分批张拉引起的构件混凝土弹性压缩预应力损失

弹性压缩损失的平均值可近似按下式估算:

$$\sigma_{l4} = \frac{m-1}{2} \alpha_{E_p} \Delta \sigma_{pe} \quad (8.2.4-5)$$

式中: α_{E_p} ——体外预应力筋（束）的弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

$\Delta \sigma_{pe}$ ——在计算截面先张拉的体外预应力钢（束）中心处，由后张拉每一批体外预应力筋（束）产生的混凝土法向应力；

m ——体外预应力筋（束）分批张拉的次数。

由于施加体外预应力引起的原构件预应力筋（束）的弹性压缩损失 σ_{l4o} 可按下式计算:

$$\sigma_{l4o} = \alpha_{E_p} m \Delta \sigma_{pe} \quad (8.2.4-6)$$

式中: $\Delta \sigma_{pe}$ ——原梁控制截面上预应力钢筋重心处，由张拉的一批体外预应力筋（束）产生的法向应力。

4) 钢筋松弛引起的预应力损失终极值

预应力钢丝、钢绞线:

$$\sigma_{l5} = \Psi \zeta \left(0.52 \frac{\sigma_{p,ei}}{f_{pk}} - 0.26 \right) \sigma_{p,ei} \quad (8.2.4-7)$$

式中: Ψ ——张拉系数, 一次张拉时, $\Psi=1.0$; 超张拉时, $\Psi=0.9$;

ζ ——钢筋松弛系数, 普通松弛 $\zeta=1.0$; 低松弛 $\zeta=0.3$;

$\sigma_{p,ei}$ ——传力锚固时体外预应力筋(束)的应力, $\sigma_{p,ei} = \sigma_{con,e} - \sigma_{l1} - \sigma_{l2} - \sigma_{l4}$;

f_{pk} ——体外预应力筋(束)的抗拉强度标准值。

精轧螺纹钢筋:

一次张拉:

$$\sigma_{l5} = 0.05 \sigma_{con,e} \quad (8.2.4-8)$$

超张拉:

$$\sigma_{l5} = 0.035 \sigma_{con,e} \quad (8.2.4-9)$$

5) 体外预应力筋(束)的应力损失总值

$$\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l4} + \sigma_{l5} \quad (8.2.4-10)$$

正常使用阶段, 体外预应力筋(束)中的永存预应力 $\sigma_{pe,e}$ 按下式计算:

$$\sigma_{pe,e} = \sigma_{con,e} - \sigma_l = \sigma_{con,e} - (\sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l4} + \sigma_{l5}) \quad (8.2.4-11)$$

条文说明

1 考虑到体外索结构的预应力损失比体内预应力筋小很多, 可变作用引起的拉力增量相对于其有效预应力的比例也很小, 而且体外预应力筋(束)在正常使用阶段也不宜长期处于高应力状态, 因此对于体外索加固结构, 其体外预应力筋(束)的张拉控制应力取值 $\sigma_{con,e}$ 比《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)中关于体内预应力钢筋的取值要小一些。这与近些年的桥梁加固工程实践也是相符合的。

2 考虑到与《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)相协调及设计人员的习惯排序, 在此预应力损失的排序及编号保持不变。考虑到加固桥梁多为运行十几年的旧桥, 其混凝土的收缩、徐变已基本完成, 故在体外预应力加固旧桥的预应力

损失计算中不再考虑由于收缩、徐变引起的应力损失。

1) 对于体外预应力筋（束），如采用无黏结钢绞线，管道理解为其外部的 PE 套管；采用光面钢绞线（束），管道则理解为转向块中钢管或 HDPE 管。管道的累计计算长度是指钢筋（束）在转向和锚固构造内的累计长度。

2) 由于管道的累计计算长度很短，因此摩擦系数 k 的影响可以忽略不计，且其反摩阻的问题也无需考虑。

3) 在此假设每张拉一批体外预应力筋（束）引起其中心处的应力增量 $\Delta\sigma_{pe}$ 是相等的，且近似认为体外预应力筋（束）与原梁混凝土截面变形协调。在实际设计计算时，由于体外预应力筋（束）的分批次数较少，故若采用超张拉或重复张拉工艺，可近似忽略体外预应力筋（束）的分批张拉损失。

4) 当加固梁的体外预应力筋（束）一次张拉时，由此引起的梁体弹性压缩变形在体外预应力筋（束）的控制应力读值时已包含其中，因此无需考虑弹性压缩损失。当加固梁的体外预应力筋（束）分批张拉时，后张拉的体外预应力筋将引起先张拉的体外预应力筋（束）和原梁的体内预应力筋（束）中的应力损失。由于体外预应力筋（束）与原梁混凝土截面的变形不协调，因此 σ_{l4} 的计算结果是近似的，而 σ_{l4e} 的计算结果应是相对准确的。

5) 松弛损失一般在 1000h，即 40d 左右基本完成，且前 10d 可完成松弛总量的 2/3。因此在预应力损失的组合计算中，忽略了松弛损失的时效作用，这样可以简化预应力损失的分组和分阶段计算。当必须分阶段计算预应力钢丝、钢绞线松弛损失时，其中间值与终值的比值可按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362-2018）附录 C 用。

在上述预应力损失计算中，根据实际情况，摩阻损失 σ_{l1} 、分批张拉损失 σ_{l4} 均有可能近似取为零。因此体外预应力加固体系中预应力筋（束）的总的损失量较体内预应力结构要小很多，主要与体外预应力筋（束）的长度及控制应力取值有关。对于高强钢丝、钢绞线，总损失量一般占控制应力的 15% 左右；对于冷拉粗钢筋，则总损失量将有所增加。

当外界环境温度突然升高且高于施工张拉温度时，由于预应力筋（索）与混凝土的线膨胀系数略有差异，将引起体外预应力筋（索）中的应力降低。这种应力降低亦可视为预应力损失 σ_{l3} 。该损失可按下式计算：

$$\sigma_{l3} = (\alpha_p - \alpha_c) \Delta t E_{p,e}$$

式中： Δt ——年最高月平均气温与施工温度差；

α_p 、 α_c ——分别为预应力筋（束）和混凝土的线膨胀系数，如无实测资料时可取为：

$$\alpha_p = 1.2 \times 10^{-5}, \alpha_c = 1.0 \times 10^{-5}。$$

若考虑这种应力变化时，在体外预应力筋（束）的应力损失中应可考虑 σ_{l3} 的影响。该项损失与当地的最高月平均气温及张拉时的气温有关，一般不超过 15MPa。

8.3 体外预应力碳纤维板加固计算

8.3.1 体外预应力碳纤维板加固计算应包括：持久状况承载能力极限状态下抗弯承载力计算，持久状况正常使用极限状态的抗裂性、变形、截面应力，以及预应力碳纤维板的应力及预应力损失等内容。

8.3.2 持久状况下受弯构件的截面抗弯承载力计算

1) 体外预应力碳纤维板加固梁的正截面抗弯承载力计算图式，参见图 8.3.2-1。

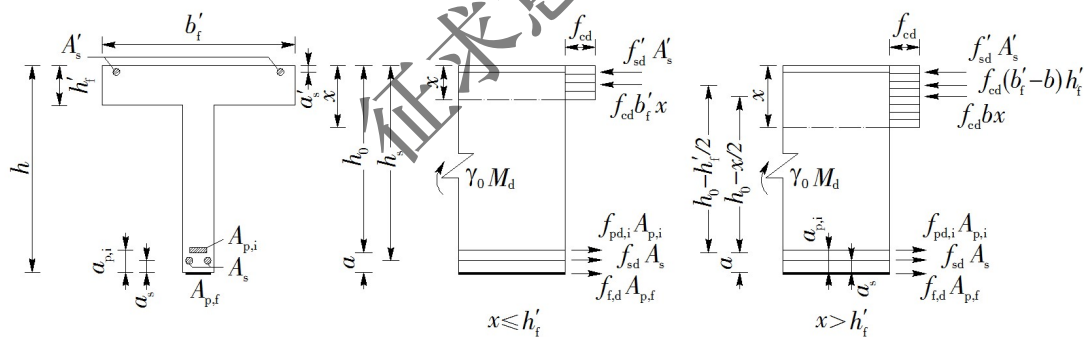


图 8.3.2-1 矩形、T 形截面梁正截面抗弯承载力计算图式

2) 加固结构抗弯承载力计算时应根据截面形状和中性轴的位置分两种情况考虑。

(1) 矩形截面或中性轴位于 T 形或 I 形截面翼板内 ($x \leq h'_f$):

$$f_{cd}b'_fx + f'_{sd}A'_s = f_{fd}A_{pf} + f_{pd,i}A_{p,i} + f_{sd}A_s \quad (8.3.2-1)$$

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd}b'_fx(h_0 - \frac{x}{2}) + f'_{sd}A'_s(h_0 - a'_s) + f_{fd}A_{pf}a \quad (8.3.2-2)$$

(2) T 形或 I 形截面且中性轴位于截面腹板内 ($x > h'_f$):

$$f_{cd}bx + f_{cd}(b'_f - b)h'_f + f'_{sd}A'_s = f_{fd}A_{pf} + f_{pd,i}A_{p,i} + f_{sd}A_s \quad (8.3.2-3)$$

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f_{cd} (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + f'_{sd} A'_s (h_0 - a'_s) + f_{fd} A_{pf} a \quad (8.3.2-4)$$

式中: A_{pf} ——预应力碳纤维板的截面面积;

f_{fd} ——预应力碳纤维板的抗拉强度设计值; (暂建议取其为 $0.5 f_{fk}$)

a ——原梁中受拉区普通钢筋、体内预应力筋和预应力碳纤维板的合力作用点至混凝土受拉边缘的距离。当预应力碳板与梁底间的环氧胶层厚度大于 10mm 时, a 值计算中宜考虑胶层厚度的影响;

h_0 ——原梁中普通钢筋、预应力钢筋(束)和预应力碳纤维板的合力点到梁顶面的距离,

$$h_0 = h - a;$$

图 8.3.2-1 和公式 (8.3.2-1) ~ 公式 (8.3.2-4) 中的其他符号意义同 8.2.3 第 1 款。

3) 加固后的截面受压区高度应满足:

$$x \leq \xi_{fb} h_0 \quad \text{且} \quad x \geq 2a'_s \quad (8.3.2-5)$$

式中: ξ_{fb} ——预应力碳纤维板加固后的相对界限受压区高度,

$$\xi_{fb} = 0.85 \xi_b \quad (8.3.2-6)$$

ξ_b ——原钢筋混凝土梁或原预应力混凝土梁的相对界限受压区高度, 见表 8.2.3;

条文说明

2) 关于预应力碳纤维板的抗拉强度设计值的取值主要涉及到在极限破坏阶段碳纤维板的强度利用率和避免出现具有脆性特征剥离破坏问题。根据湖南大学和广西大学的试验研究成果, 当采用体外预应力碳纤维板加固的梁发生破坏时, 原梁内钢筋屈服、上缘混凝土压碎, 在截面屈服破坏和极限破坏时不会出现碳纤维板剥离, 此时预应力碳纤维板的材料强度利用率可达到 0.5~0.7 f_{fk} , 甚至更高。

《纤维增强复合材料建设工程应用技术规范》GB 50608-2010 中规定了 FRP 强度设计值的取值方法, 即 $f_{fd} = \frac{f_{fk}}{\gamma_f \gamma_e}$ 。其中, γ_f 为 FRP 材料分项安全系数, FRP 板取 1.25; γ_e 为 FRP 材料环境影响系数, 根据其表 3.2.12, 对 CFRP 板, 一般室外环境取 1.1, 海洋环境及侵蚀性

环境取 1.2；由此可知两系数的乘积为 1.375~1.5，其倒数即可作为预应力碳纤维板的强度设计值，即取 0.727~0.667 f_{fk} 。

现行《混凝土结构加固设计规范》GB 50367-2013 中的预应力碳纤维板强度设计值取其强度标准值除以材料安全系数 γ_s 。考虑到纤维板的材料延性相对较差，对一般结构取 $\gamma_s=1.5$ ，对于重要结构还需乘以重要性系数 1.4，以确保安全。经取整后 GB 50367-2013 的强度设计值取值为：I 级，1150MPa；II 级，1000MPa，该强度设计值取值与欧美等国按拉应变设计值 ϵ_f 与弹性模量设计值 E_f 的乘积确定的设计应力值相当。该取值与北京卡本工程技术研究有限公司（2014.07）的结构加固材料手册中给出的抗拉强度设计值取值也是相等的。按上述取值，碳纤维板的材料利用率大致范围为 0.479~0.5 f_{fk} 。

现行《桥梁结构用碳纤维片材》JT/T 532-2004 中未考虑对碳纤维板材分级，要求其抗拉强度标准值 $f_{fk}\geq 2000\text{MPa}$ ，且明确规定其保证率为 95%。现行《结构加固修复用碳纤维片材》GB/T 21490-2008 中仅规定了碳纤维板材的抗拉强度为 2300MPa，但没有其保证率的要求。

上述规范中对碳纤维板材的抗拉强度标准值取值规定均不相同。在此，建议参考 GB 50367-2013 中预应力碳纤维板的强度设计值的取值，或统一采用 $f_{fd}=0.5f_{fk}$ 后取整。

当预应力碳纤维板同时布置在 T 形截面梁的两底面和腹板侧面底部时，需对称布置并进行两侧对称张拉。计算时，图 8.3.2-1 中的 a 应为原梁中受拉区普通钢筋、体内预应力筋和预应力碳纤维板的合力作用点至混凝土受拉边缘的距离；预应力碳纤维板的有效面积 A_{pf} 应由两部分组成，并按下式计算：

$$A_{pf} = A_{f1} + \kappa_f A_{f2} \quad (8.3.2-7)$$

式中： A_{f1} ——梁底面预应力碳纤维板截面面积；

A_{f2} ——梁侧面预应力碳纤维板截面面积；

κ_f ——梁侧面预应力碳纤维板截面面积的折减系数，按下式计算：

$$\kappa_f = 1 - \eta \frac{a_f}{h} \quad (8.3.2-8)$$

a_f ——梁侧预应力碳纤维板截面面积形心至梁受拉边缘的距离（当梁侧面预应力碳纤维板截面面积 A_{f2} 为零时， $a_f=0$ ， $\kappa=1$ ）；

h ——梁的截面高度；

η ——梁侧碳纤维板合力重心高度降低系数，按下式计算：

$$\eta = \frac{1}{1 - 1.25\xi h_0/h} \quad \eta \leq 2 \quad (8.3.2-9)$$

ξ ——经加固后梁的截面相对受压区高度；

采用预应力碳纤维板加固混凝土梁时，碳纤维板应尽量布置在加固梁的底面。若不得已而在接近梁底的侧面水平布置时，施工中应保证两侧对称张拉，避免混凝土 T 形梁出现旁弯。基于平截面假设，考虑到碳纤维板中纵向应力沿梁高方向的不均性，应对预应力碳纤维板的截面面积进行折减。按着《碳纤维片材加固修复混凝土结构技术规程》CECS146:2003，折减系数可取为 $(1-0.5h_f/h)$ ，其中 h_f 为梁侧面底部黏贴预应力碳纤维板的高度， h 为梁的总高度。国内 2010 年完成的预应力碳纤维板加固试验研究结论（邓郎妮）认为该折减系数应取为 $(1-0.6h_f/h)$ 。

3) 理论研究表明，对于桥梁工程中常用的钢筋混凝土梁、板和预应力混凝土梁、板构件，因其梁高明显大于建筑结构，故折减系数 κ_f 不应为常数。东南大学进行的理论研究表明，在抗弯极限状态下折减系数 κ_f 与加固后梁的相对受压区高度 ξ 及梁高等因素有关，其相互关系及取值范围可由公式(8.3.2-8) 和(8.3.2-9)计算确定。公式(8.3.2-8)表明碳纤维板截面面积的折减系数 κ_f 并非定值，与合力重心高度降低系数 η 有关；公式(8.3.2-9)表明系数 η 的主要影响因素、计算方法。 η 的取值范围为 $\eta \leq 2$ ，其物理意义为 $\xi \leq 0.413 \sim 0.394$ 。该值相当于采用预应力碳纤维加固时，若 $h/h_0 = 1.05 \sim 1.1$ ，则其相对界限受压区高度 $\xi_b = 0.41 \sim 0.39$ ，或近似认为 $\xi_b = 0.4$ 可与公式(8.3.2-6)中的 $\xi_{nb} = 0.85\xi_b$ 等效，即限制了预应力碳纤维板的最大加固用量。

本条参照了 GB 50367-2013 中的规定，给出了预应力碳纤维板加固受弯构件的相对界限受压区高度的控制值 ξ_{nb} ，以避免加固量过大而发生具有超筋特征的脆性破坏。对于所有构件均采用原梁加固前相对界限受压区高度控制值的 0.85 倍；满足此条件，实际上已经规定了预应力碳纤维板的最大加固用量，且在加固设计中便于控制。

8.3.3 预应力碳纤维板的控制应力及预应力损失

1 预应力碳纤维板的张拉控制应力按下式取值：

$$\sigma_{con,f} \leq (0.5 \sim 0.55)f_{fk} \quad (\text{拟采用 } 0.5f_{fk}) \quad (8.3.3-1)$$

式中： $\sigma_{con,f}$ ——预应力碳纤维板的张拉控制应力；

f_{fk} ——碳纤维板材的抗拉强度标准值，按表 4.5.1 取值（需补充抗拉强度设计值 f_{fd} ）。

2 预应力碳纤维板的预应力损失应包括锚具变形损失 $\sigma_{l2,f}$ ，温差损失 $\sigma_{l3,f}$ ，弹性压缩损失 $\sigma_{l4,f}$ 和松弛损失 $\sigma_{l5,f}$ 。

1) 锚具变形损失和碳纤维板内缩引起的预应力损失 $\sigma_{l2,f}$ 按下式计算:

$$\sigma_{l2,f} = E_f \frac{\sum \Delta l}{l} \quad (8.3.3-2)$$

式中: E_f ——碳纤维板的弹性模量, 按表 4.5.1 取值;

Δl ——锚具变形和碳纤维板回缩量, 对于一个平板锚具, 可取 1~2mm;

l ——碳纤维板张拉端至锚固端的净距离。

2) 由季节温差造成的温差损失 $\sigma_{l3,f}$ 按下式计算:

$$\sigma_{l3,f} = \Delta T |\alpha_f - \alpha_c| E_f \quad (8.3.3-3)$$

式中: ΔT ——公路桥梁结构的最低有效温度标准值 (见《公路桥梁设计通用规范》JTG D60-2015 第 4.3.12 条) 与预应力碳纤维板张拉锚固时的环境温度差;

α_f, α_c ——分别为碳纤维板和混凝土的轴向温度线膨胀系数, 可取 $\alpha_f = 1.0 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$,

$\alpha_c = 1.0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ 。

3) 由于分批张拉引起的碳纤维板弹性压缩损失 $\sigma_{l4,f}$ 可近似按下式计算:

$$\sigma_{l4,f} = \frac{m-1}{2} \alpha_{\text{Ef}} \Delta \sigma_{\text{pe},f} \quad (8.3.3-4)$$

式中: α_{Ef} ——预应力碳纤维的弹性模量与混凝土弹性模量的比值;

$\Delta \sigma_{\text{pe},f}$ ——在计算截面上先张拉的预应力碳纤维板中心处, 由后张拉每一批碳纤维板产生的混凝土法向应力, 可近似取该截面边缘混凝土的法向应力;

m ——预应力碳纤维板的分批张拉次数。

由于张拉碳纤维板引起的原构件中预应力筋 (束) 的弹性压缩损失 σ_{l4o} 仍可参照公式 (8.2.4-6) 计算。

4) 预应力碳纤维板的松弛损失 $\sigma_{l5,f}$ 可按下式计算:

$$\sigma_{l5,f} = r \sigma_{\text{con},f} \quad (8.3.3-5)$$

式中: r ——预应力碳纤维板的松弛系数, 可取 $r = 6.0\%$ 。

5) 预应力碳纤维板的应力损失总量为:

$$\sigma_{lf} = \sigma_{l2,f} + \sigma_{l3,f} + \sigma_{l4,f} + \sigma_{l5,f} \quad (8.3.3-6)$$

正常使用阶段, 预应力碳纤维板中的永存预应力 $\sigma_{pe,f}$ 按下式计算:

$$\sigma_{pe,f} = \sigma_{con,f} - \sigma_{lf} = \sigma_{con,f} - (\sigma_{l2,f} + \sigma_{l3,f} + \sigma_{l4,f} + \sigma_{l5,f}) \quad (8.3.3-7)$$

式中: $\sigma_{pe,f}$ ——预应力碳纤维板中的永存预应力;

σ_{lf} ——预应力碳纤维板的应力损失总值。

条文说明

1 预应力碳纤维板的张拉控制应力通常受到锚固能力、预应力损失及其强度设计值的制约, 目前取值的差异性较大。国内已有的构件试验中采用的张拉控制应力大多低于 1000MPa, 个别也有达到 1200MPa 者。广西大学针对夹片锚具的静力试验表明, 当碳纤维板的张拉应力达到 2300MPa 以上时, 其锚固系数仍大于 0.95; 并建议构件张拉预应力 CFRP 板的控制应力取为 $0.42 \sim 0.5f_{fk}$, 以保证构件抗弯破坏时预应力碳纤维板具有大于 1.5% 的伸长率。

《OVM 预应力碳纤维板锚固体系及设计施工指南》(2013.12) 中建议碳纤维张拉控制应力一般情况下取 $0.4ffk$, 且应控制最大张拉应力不超过 $0.65ffk$ 。但 OVM 公司在实际加固工程中多用到 $0.5ffk$, 个别也有用到 $0.55ffk$ 。

现有的威士邦预应力纤维板的锚固系统 (WSB 威士邦产品手册) 的张拉控制应力的范围在 1400~1460MPa, 相当于 $0.583 \sim 0.608ffk$ 。

GB 50367-2013 中建议的张拉控制应力为 $(0.6 \sim 0.7) f_{fd}$, 相当于 $(0.288 \sim 0.335) f_{fk}$, 该取值对于桥梁工程似偏低。美国建筑结构规范 ACI 440 2R ERTA-2009, Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures 中采用的控制应力为 $0.55f_u$, 相当于我国的 $0.55ffk$ 。

研究表明: 预应力碳纤维板加固混凝土梁的加固效果与预应力张拉控制值及原梁的截面配筋率有关。提高碳纤维板预应力水平, 可以提高构件在使用阶段的承载能力和变形性能, 但会降低其延性; 对于配筋率较低的试件, 其加固效果更为明显。现从提高碳纤维板的材料强度利用率及现有锚固装置的锚固能力两方面考虑, 暂时建议取张拉控制应力为

$$\sigma_{con,f} \leq (0.5 \sim 0.55) f_{fk}。$$

2 混凝土材料的温度线膨胀系数为 $\alpha_c = 1.0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ ，而碳纤维板材的温度线膨胀系数为 $\alpha_f = 1.0 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ 要比混凝土小一个数量级，因此两者由温度引起的伸缩变形不同步，且不可忽略。若以张拉锚固时的环境温度为准，当环境气温升高时，混凝土的伸长量要大于碳纤维板的伸长量，会使得碳纤维板的伸长变形加大，进而增大了碳纤维板中的预应力；当环境气温降低时，混凝土的缩短量要大于碳纤维板的缩短量，会使得碳纤维板的缩短变形增加，进而产生温差损失。因此可以认为，环境升温会增加有效预应力，反之环境降温就会产生预应力损失。在桥梁加固设计中，因升温引起碳纤维板的拉应力较其抗拉强度相比很小，因此可以忽略；而降温时因其预应力的减小对结构的影响是不能忽略的，即需要考虑其引起的预应力损失。

与体外预应力筋的应力损失计算一样，体外预应力碳纤维板的预应力损失的编号系统与现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》中体内预应力筋的预应力损失编号系统一致。目前国内关于预应力碳纤维板的长期松弛研究仍很少，且局限在 1000 小时。GB 50367-2013 在松弛损失计算时的建议值为 $r = 2.2\%$ ；柳州 OVM 公司的相关试验为 $r = 3.8\%$ ，且与其张拉控制应力有关；广西大学邓朗妮博士的试验结果表明，预应力碳纤维板加固试验梁张拉 7 天后的预应力损失量大约在 2.4~7.7% 范围内，且张拉应力越高，其相对应力损失量越小，其建议的碳纤维板的预应力的总损失量的设计估算值可在 10~15% 的范围内；日本最新的相关研究表明，碳纤维板的长期松弛可以达到 6%。在上述数据的基础上偏于安全地建议取为 $r = 6.0\%$ ，待将来有更多的松弛试验数据时再作调整。

考虑到被加固桥梁通常已使用了一定年限，其混凝土的收缩、徐变已基本完成，因此不再考虑由于混凝土收缩、徐变引起的预应力损失 σ_{l6} 。

8.4 体外预应力加固结构的持久状况正常使用极限状态计算

8.4.1 体外预应力加固受弯构件可按下列三种情况设计：

1) 全预应力混凝土加固结构，在作用（或荷载）短期效应组合下控制截面边缘不容许出现拉应力，在结构自重和体外预应力作用下简支梁控制截面的上缘不得消压。

2) A 类体外预应力混凝土加固结构, 在作用 (或荷载) 短期效应组合下控制截面边缘可出现不超过限值的拉应力。

3) B 类体外预应力混凝土加固结构, 在作用 (或荷载) 短期效应组合下控制截面边缘可出现超过限值的拉应力, 但裂缝宽度应小于限值。

条文说明

预应力碳纤维板加固的受弯构件时, 受其碳纤维板张拉吨位及锚固能力的限制, 不宜设计为全预应力混凝土加固构件。

8.4.2 体外预应力混凝土结构弹性内力分析时, 应采用原梁全截面换算截面几何性质, 亦可近似采用毛截面几何性质。

计算体外预应力混凝土结构的弹性应力时, 全预应力构件、A 类构件应采用全截面换算截面几何性质; B 类构件应采用开裂的换算截面几何性质。

8.4.3 对体外预应力加固的混凝土构件, 在截面几何参数计算中应将梁体内的各类受力钢筋分别按其模量与混凝土模量的比值计入换算截面, 并计算换算截面几何参数。几何参数计算时可忽略碳纤维板厚度的影响。

条文说明

预应力碳纤维板的厚度通常只有 1~2mm, 因此计算中可以忽略其厚度对截面几何参数的影响。

8.4.4 抗裂性及裂缝宽度验算

1 在作用 (或荷载) 频遇 (或准永久) 组合下, 混凝土拉应力或主拉应力的计算方法可参见《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018) 第 6.3.2 和第 6.3.3 条。计算中应考虑由可变作用 (荷载) 频遇值 (或准永久值) 引起的体外预应力筋 (束) 的拉力增量和加固中新增附加恒载的影响。

2 正截面和斜截面的抗裂性验算结果应满足《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018)的相关要求。

3 混凝土转向装置与原结构的交界面在永存张拉力 $N_{pe,e}$ 作用下除按偏心受拉构件验算其承载力之外,还需验算其裂缝宽度。在裂缝宽度验算时,转向装置的水平分力 N_{hc} 、竖向分力 N_{vc} 和弯矩 M_c 分别取为:

$$N_{hc} = 1.1N_{pe,e} \sqrt{1 - 2 \cos \theta_e \cos \beta_e + \cos^2 \theta_e} \quad (8.4.4-1)$$

$$N_{vc} = 1.1N_{pe,e} \sin \theta_e \quad (8.4.4-2)$$

$$M_c = N_{hc}d_1 + N_{vc}d_2 \quad (8.4.4-3)$$

上述式(8.4.4-1)~式 (8.4.4-3)中的符号意义见图 8.2.3-5。

根据上述计算内力,按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018)第 6.4.3 条和第 6.4.4 条中的偏心受拉构件计算混凝土转向块根部截面的裂缝宽度,计算公式为:

$$W_{tk} = C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left(\frac{c+d}{0.36+1.7\rho} \right) \quad (\text{mm}) \quad (8.4.4-4)$$

式中: C_1 ——钢筋表面形状系数,对光圆钢筋, $C_1=1.4$; 对带肋钢筋, $C_1=1.0$; 对环氧树脂涂层带肋钢筋, $C_1=1.15$;

C_2 ——作用(或荷载)长期效应影响系数,对于混凝土转向块抗裂性计算取 $C_2=1.0$;

C_3 ——与构件受力性质有关的系数,混凝土转向块为偏心受拉构件, $C_3=1.1$;

d ——受拉箍筋直径(mm);

ρ_{te} ——受拉钢筋配筋率, $\rho_{te} = (A_s + A'_s) / (b_1 b_2)$;

b_1 、 b_2 ——混凝土转向块的宽度和长度,见图 8.2.3-5;

σ_{ss} ——受拉钢筋拉应力,按下式计算:

$$\sigma_{ss} = \frac{N_{vc}}{A_s + A'_s} \quad (8.4.4-5)$$

4 体外预应力加固后的预应力混凝土 B 类构件,在正常使用极限状态下的裂缝宽度,应按作用(或荷载)短期效应组合并考虑长期效应影响进行计算。其计算的最大裂缝宽度不应超过现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)的相关规定。

5 加固构件截面的裂缝宽度计算时,原构件为钢筋混凝土梁时钢筋应力 σ_{ss} 应取为加固后原构件普通钢筋的应力;原构件为预应力混凝土时钢筋应力 σ_{ss} 应取为加固后原构件预应力钢筋相对于其重心点混凝土应力为零时的拉应力增量。

条文说明

2 体外预应力加固的全预应力混凝土构件和 A 类构件的正截面抗裂性控制条件比《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018)中的相关要求可有所放松,例如《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018)中全预应力混凝土正截面的抗裂控制条件为 $\sigma_{st}-0.85\sigma_{pc}\leq 0$ 可降为 $\sigma_{st}-0.9\sigma_{pc}\leq 0$, $\sigma_{st}-0.8\sigma_{pc}\leq 0$ 可降为 $\sigma_{st}-0.85\sigma_{pc}\leq 0$;A 类构件正截面的控制条件为 $\sigma_{st}-\sigma_{pc}\leq 0.7f_{ck}$ 可降为 $\sigma_{st}-\sigma_{pc}\leq 0.75f_{ck}$ 。斜截面的抗裂性要求也可作了类似的降低。上述抗裂性的降低,主要是考虑对于运营多年的旧桥,其耐久性的要求应比新建桥梁有所降低。同时考虑到旧桥混凝土可能存在损伤或缺陷,不宜对其施加过大的预压应力,以体现出新、旧桥梁之差异。

3 混凝土转向块的裂缝宽度计算公式直接引用了《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018)第 6.4.3 条和第 6.4.4 条的计算方法。控制内力按体外预应力的永存张拉力 $N_{pe,c}$ 取用。考虑到可变作用引起的拉力增量 $\Delta N_{p,c}$ 的不利影响,取用了 1.1 的放大系数。

4 体外索加固体混凝土 B 类构件的抗裂性验算控制指标、容许的裂缝宽度及其相关的计算方法均与《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018)相同。考虑到旧桥对于耐久性的要求可适当放宽,因此裂缝宽度的限值可适当放宽,但不应超过 20%。

5 在裂缝宽度计算公式中的钢筋应力 σ_{ss} 取值时,需考虑原梁为钢筋混凝土梁还是预应力混凝土梁的差异。对于前者取用钢筋的实际应力值,而对于后者应取体内预应力钢筋相对于其重心点混凝土应力为零时的拉应力增量。

8.4.5 变形验算

正常使用极限状态下的挠度,应根据给定的截面刚度计算。

1 全预应力混凝土或 A 类预应力混凝土构件刚度:

$$B_o = 0.95E_c I_o \quad (8.4.5-1)$$

2 B 类预应力混凝土构件刚度:

在开裂弯矩 M_{cr} 作用下:

$$B_o = 0.95E_c I_o \quad (8.4.5-2)$$

在 $(M_s - M_{cr})$ 作用下:

$$B_{cr} = E_c I_{cr} \quad (8.4.5-3)$$

3 截面开裂弯矩 M_{cr} 按下式计算:

$$M_{cr} = (\sigma_{pc} + \gamma f_{tk}) W_o, \quad \gamma = \frac{2S_o}{W_o} \quad (8.4.5-4)$$

式中: S_o ——原梁全截面换算截面重心轴以上(或以下)部分面积对重心轴的面积矩;

I_o ——原梁全截面换算截面对其重心轴的惯性矩;

E_c ——原梁混凝土弹性模量;

I_{cr} ——加固后开裂截面对其中性轴的换算截面惯性矩;

W_o ——原梁全截面换算截面对抗裂边缘的弹性抵抗矩。

注:对于变截面连续梁和连续刚构,当支承截面刚度不大于跨中截面刚度的两倍时,构件刚度仍可采用跨中截面刚度。

σ_{pc} ——由体外(内)预应力筋(束)的永存预加力和水平筋(束)中可变作用频遇值产生的拉力增量 $\Delta N_{p,e}$,或由预应力碳纤维板的永存预应力(含原梁体内预应力筋)在构件抗裂验算边缘产生的混凝土预压应力,可按下述公式计算:

对体外预应力筋(束)的加固截面:

$$\sigma_{pc} = \left(\frac{N_{pe,i}}{A_o} + \frac{N_{pe,i} e_o}{I_o} y_o \right) + \left(\frac{N_{pe,e}}{A_o} + \frac{N_{pe,e} e_c}{I_o} y_o \right) \quad (8.4.5-5)$$

对体外预应力碳纤维板加固截面:

$$\sigma_{pc} = \left(\frac{N_{pe,i}}{A_o} + \frac{N_{pe,i} e_o}{I_o} y_o \right) + \left(\frac{N_{fe,e}}{A_o} + \frac{N_{fe,e} e_f}{W_o} \right) \quad (8.4.5-6)$$

式中: $N_{pe,i}$ ——体内预应力筋的有效预加力 $N_{pe,i} = \sigma_{pe,i} A_{p,i}$, 当原梁为钢筋混凝土梁时, 该项为零;

$N_{pe,e}$ ——体外预应力筋(束)的永存预加力 $N_{pe,e} = \sigma_{pe,e} A_{p,e}$;

$N_{fe,e}$ ——体外预应力碳纤维板的永存预加力 $N_{fe,e} = \sigma_{pe,f} A_f$;

$\sigma_{pe,i}$ ——体内预应力筋的永存预应力, 按 JTG D62 的方法计算;

$\sigma_{pe,e}$ 、 $\sigma_{pe,f}$ ——分别为体外预应力筋和碳纤维板的永存预应力, 按式(8.2.4-11)或式(8.3.3-7)计算;

$A_{p,e}$ 、 A_f ——分别为体外预应力筋(束)和预应力碳纤维板的截面面积;

e_0 、 e_c ——分别为体内、外预应力钢筋重心至原梁全截面换算截面重心的距离;

e_f ——体外预应力碳纤维板的面积中心至原梁全截面换算截面重心的距离。

其他符号意义同前。

4 加固后构件的变形应包括由体外预应力及作用(或荷载)频遇组合引起的结构变形。

5 由体外预应力引起的变形值可按刚度 EJ_0 计算, 计算中须扣除全部预应力损失, 并乘以长期增长系数 $\eta_0=1.35$ 。

6 在使用阶段的挠度应考虑长期荷载效应的影响, 取可变作用的挠度长期增长系数 $\eta_\theta=1.2$ 。

7 受弯构件按上述计算的作用频遇组合引起的长期挠度值在消除结构自重产生的挠度后, 最大挠度值应按下式控制:

$$f_k = \eta_\theta (f_{Ms} - f_{MG}) \leq \frac{l}{600} \text{ 或 } \frac{l_1}{300} \quad (8.4.5-7)$$

式中: f_k ——截面控制挠度;

f_{Ms} ——作用(或荷载)频遇组合产生的计算挠度;

f_{MG} ——自重、恒载及预应力作用产生的计算挠度;

l ——简支梁桥或连续梁、连续刚构桥的单跨计算跨径;

l_1 ——梁式桥主梁的悬臂长度。

条文说明

若原梁是已开裂的钢筋混凝土梁或部分预应力混凝土梁，其混凝土的抗拉强度已不存在，故上式截面开裂弯矩 M_{cr} 中的混凝土抗拉强度标准值 f_{tk} 可取为零。体外预应力加固梁的变形计算中的刚度取值和可变作用的挠度控制指标取值均与《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018) 相同。但考虑到旧桥的混凝土收缩、徐变已基本完成，因此对于计算可变作用和预应力反拱的长期增长系数 η_0 均作了折减，其折减量约为 2/3，即认为混凝土的徐变的 2/3 已完成。考虑到现有旧桥的混凝土强度等级多在 C40 以下，因此将可变作用(或活载)挠度计算的长期增长系数取为 $\eta_0=1.2$ ；若原梁的混凝土强度等级高于 C40，则长期增长系数 η_0 应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018) 第 6.5.3 条取用，并按上述方法折减。由体外预应力引起的使用阶段的反拱值，在计算中长期增长系数取为 $\eta_0=1.35$ 。

8.4.6 应力计算

1 持久状况设计的体外预应力混凝土受弯构件，应计算其使用阶段正截面混凝土法向压应力、斜截面混凝土主压应力，原梁受拉区预应力钢筋的拉应力，以及体外预应力筋(束)或预应力碳纤维板中的拉应力。计算上述应力时，作用(或荷载)取其标准值。应力计算时汽车荷载应考虑其冲击系数。

2 体外预应力筋(束)中的拉力 $N_{p0,e}$ 等于其永存预加力与可变作用标准值产生的拉力增量之和，即：

$$N_{p0,e} = (\sigma_{pe,e} + \Delta\sigma_{p,e}) A_{p,e} \quad (8.4.6-1)$$

式中： $N_{p0,e}$ ——在使用阶段，体外预应力水平筋(束)中的拉力；

$\Delta\sigma_{p,e}$ ——体外预应力水平筋(束)中由可变作用标准值引起的拉应力增量；

$A_{p,e}$ 、 $\sigma_{pe,e}$ ——分别为体外预应力水平筋(束)的截面面积和永存预应力。

使用荷载作用阶段，体外预应力水平筋(束)的最大拉应力为：

$$\sigma_{p,e} = \sigma_{pe,e} + \Delta\sigma_{p,e} \text{ 或 } \sigma_{p,e} = N_{p0,e} / A_{p,e} \quad (8.4.6-2)$$

对简支加固体系，体外预应力水平筋(束)和弯起筋(束)中的拉应力增量可按照本规

范附录 E 中的方法计算。

3 对于体外预应力碳纤维板加固后不开裂的混凝土截面，使用荷载作用阶段碳纤维板中的拉应力可按换算截面方法由下式计算：

$$\sigma_{f,e} = \sigma_{pe,f} + \Delta\sigma_{f,e} = \sigma_{con,f} - \sigma_{lf} + \alpha_{Ef} \frac{M_{Qk}}{I_0} e_f \quad (8.4.6-3)$$

式中： $\sigma_{f,e}$ ——使用荷载作用下碳纤维板中的拉应力；

$\sigma_{pe,f}$ ——预应力碳纤维板材的永存预应力，按式(8.3.3-7)计算；

$\Delta\sigma_{f,e}$ ——由可变作用标准值（含冲击作用）引起的碳纤维板材的拉应力增量；

α_{Ef} ——碳纤维板材的弹性模量与混凝土弹性模量之比， $\alpha_{Ef} = E_f / E_c$ ；

M_{Qk} ——由可变作用标准值（含冲击作用）引起的截面弯矩；

e_f ——碳纤维板截面重心到全截面换算截面重心的距离；

I_0 ——构件加固后全截面换算截面惯性矩。

4 加固后的全预应力混凝土或预应力混凝土 A 类构件的应力应参照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018) 第 7.1.3 条计算。

1) 采用体外预应力筋加固的钢筋混凝土构件的混凝土法向应力可按下式计算：

$$\sigma_{kcp} \text{ 或 } \sigma_{ktp} = \frac{N_{p0,e}}{A_0} \mp \frac{N_{p0,e} h_2}{I_0} y_0 \mp \frac{M_k}{I_0} y_0 \quad (8.4.6-4)$$

式中： σ_{kcp} 、 σ_{ktp} ——分别为使用阶段由作用（或荷载）标准值产生的混凝土法向压应力和拉应力；

$N_{p0,e}$ ——在使用阶段，体外预应力水平筋（束）中的拉力；

M_k ——按作用（或荷载）标准值组合计算的弯矩值；

y_0 ——原梁换算截面重心轴至受压区或受拉区计算纤维处的距离；

其他符号意义见本规范附录 E。

2) 采用体外预应力筋加固的预应力混凝土构件，应考虑原构件中体内预应力筋引起的受压边缘压应力和拉应力。计算中应考虑由体外预应力引起的原构件体内预应力钢筋的弹性

压缩损失的变化，见式(8.2.4-6)。

在体内、体外预应力水平筋(束)和作用（或荷载）标准值组合的共同作用下，原构件的混凝土压应力或拉应力按下式计算：

先张法：

$$\sigma_{kcp} \text{ 或 } \sigma_{ktp} = \frac{N_{p0,e} + N_{p0}}{A_0} \mp \frac{N_{p0,e} h_2}{I_0} y_0 \mp \frac{N_{p0} e_{p0}}{I_0} \pm \frac{M_k}{I_0} y_0 \quad (8.4.6-5)$$

后张法：

$$\sigma_{kcp} \text{ 或 } \sigma_{ktp} = \frac{N_{p0,e}}{A_0} + \frac{N_p}{A_n} \mp \frac{N_{p0,e} h_2}{I_0} y_0 \mp \frac{N_p e_{pn}}{I_n} y_n \pm \frac{M_k}{I_0} y_0 \pm \frac{M_{p2}}{I_n} y_n \quad (8.4.6-6)$$

原构件预应力钢筋的最大应力为：

$$\sigma_{p,i} = \sigma_{pe,i} + \alpha_{EP} \left(\frac{M_k}{I_0} y_0 \pm \frac{M_{p2}}{I_n} y_n \right) \quad (8.4.6-7)$$

式中： N_{p0} 、 N_p ——分别为原构件中预应力钢筋和普通钢筋的合力，按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362-2018）式（6.1.7-1）或（6.1.7-3）计算；

A_n 、 I_n ——分别为原梁（跨中）净截面面积和惯性矩；

α_{EP} ——原梁体内预应力钢筋与混凝土的弹性模量之比， $\alpha_{EP} = E_p / E_c$ ；

σ_{kcp} 或 σ_{ktp} ——原梁混凝土截面由体内、体外预应力、作用（或荷载）标准值组合及预应力二次力矩引起的法向压、拉应力；

$\sigma_{pe,i}$ ——原梁体内预应力筋的永存预应力，应包括体外预应力对其引起的弹性压缩影响；

M_k ——按作用（或荷载）标准值组合计算的弯矩，对先张法应包括原梁自重、二期恒载和可变荷载作用，对于后张法仅考虑后两者；

M_{p2} ——由预加力 N_p 在后张法预应力混凝土连续梁等超静定结构中产生的次弯矩，与 M_k 同号为正，异号为负；

e_{p0} 、 e_{pn} ——分别为原梁中先张法或后张法构件的预应力钢筋和普通钢筋的合力 N_{p0} 或 N_p 对换算截面或净截面的偏心距，按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》

(JTG 3362-2018) 式(6.1.7-2)或式(6.1.7-4) 计算。

3) 当采用体外预应力碳纤维板加固钢筋混凝土或预应力混凝土构件时, 应将上述各项应力计算式中体外预应力水平筋(束)中的拉力 $N_{p0,e}$ 以 $N_{fe,e}$ 代替, 并按下式计算:

$$N_{fe,e} = \sigma_{pe,f} A_f = (\sigma_{con,f} - \sigma_{lf}) A_f \quad (8.4.6-8)$$

式中: $N_{fe,e}$ ——体外预应力碳纤维板的永存预加力的合力;

e_f ——碳纤维板截面重心到其全截面换算截面重心的距离;

A_f ——预应力碳纤维板的截面面积;

$\sigma_{con,f}$ ——预应力碳纤维板的张拉控制应力;

σ_{lf} ——预应力碳纤维板的应力损失总值, 按式(8.3.3-6)计算。

5 采用体外预应力加固后的预应力混凝土 B 类构件的应力计算

1) 混凝土 B 类构件混凝土的法向压应力 σ_{cc} 应按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018) 第 7.1.4 条的方法计算, 相关参数的计算方法如下:

$$\sigma_{cc} = \frac{N_{p0}}{A_{cr}} + \frac{N_{p0} e_{0N} c}{I_{cr}} \quad (8.4.6-9)$$

式中: N_{p0} ——混凝土法向应力等于零时原梁中普通钢筋、体内预应力钢筋、体外预应力钢筋的合力, 应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018) 第 6.1.6 条和 6.1.7 条的公式计算。计算中须增加一项体外预应力水平筋(束)的拉力 $N_{p0,e}$ 或预应力碳纤维板的拉力 $N_{fe,e}$;

e_{0N} —— N_{p0} 作用点至开裂截面重心轴的距离, $e_{0N} = e_N + c$;

e_N —— N_{p0} 作用点至截面受压边缘的距离, N_{p0} 位于截面之外为正, N_{p0} 位于截面之内

为负, $e_N = \frac{M_k \pm M_{p2}}{N_{p0}} - h_{pse}$;

c ——截面受压区边缘至开裂换算截面重心轴的距离;

A_{cr} 、 I_{cr} ——分别为 B 类构件开裂截面换算截面的面积和对其重心轴的惯性矩;

M_k ——按作用（或荷载）标准值组合计算的弯矩，应包括原梁自重、二期恒载和可变荷载作用；

h_{pse} ——体内、外预应力钢筋（或碳纤维板）与普通钢筋合力点至截面受压边缘的距离，应按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362-2018）的式（7.1.4-4）计算，计算时其分子中须增加 $\sigma_{pe} A_{pe} (h + a_{pe})$ 或 $\sigma_{pe,f} A_f h$ 一项，分母中应包括 $N_{p0,e}$ 或 $N_{fe,e}$ 。

2) 原构件开裂截面体内预应力钢筋的应力增量 $\Delta\sigma_{p,i}$ 按下式计算：

$$\Delta\sigma_{p,i} = \alpha_{EP} \left[\frac{N_{p0}}{A_{cr}} - \frac{N_{p0} e_{0N} (h_p - c)}{I_{cr}} \right] \quad (8.4.6-10)$$

式中： α_{EP} ——原构件体内预应力钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值；

h_p ——原构件受拉预应力钢筋合力点至截面受压边缘的距离。

原构件开裂截面体内预应力钢筋的最大拉应力 $\sigma_{p,i}$ 按下式计算：

$$\text{原构件为先张法构件：} \sigma_{p,i} = \sigma_{pe,i} + \Delta\sigma_{p,i} \quad (8.4.6-11)$$

$$\text{原构件为后张法构件：} \sigma_{p,i} = \sigma_{pe,i} + \Delta\sigma_{p,i} - \alpha_{Ep} \left(\frac{M_{G1k}}{I_n} y_{pn} + \frac{M_{G2k}}{I_0} y_{p0} \right) \quad (8.4.6-12)$$

式中： $\sigma_{pe,i}$ ——原构件体内预应力钢筋的永存预应力；

$\Delta\sigma_{p,i}$ ——开裂截面体内预应力钢筋的应力增量；

M_{G1k} 、 M_{G2k} ——分别为原构件自重、二期恒载引起的截面弯矩；

I_n 、 I_0 ——分别为原构件全截面的净截面和换算截面惯性矩；

y_{pn} 、 y_{p0} ——分别为原构件中预应力钢筋重心至全截面净截面和换算截面重心的距离。

用体外预应力筋（束）或碳纤维板加固后的预应力混凝土 B 类构件开裂的换算截面重心轴位置 c ，应先按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362-2018）附录 G 中的方法计算中性轴位置 x 之后计算确定。

3) 加固后正常使用阶段预应力混凝土 B 类构件预应力碳纤维板的最大拉应力，可按下列式计算：

$$\sigma_{f,e} = \sigma_{pe,f} + \alpha_{Ef} \sigma_{cc} \frac{h-x}{x} - \alpha_{Ep} \frac{M_{Gk}}{I_{cr}} (h-c) \quad (8.4.6-13)$$

x ——加固后开裂截面中性轴的位置；

h ——原梁的高度；

σ_{cc} ——原构件混凝土开裂截面最大压应力；

α_{Ef} 、 α_{Ep} ——分别为预应力碳纤维板及原梁体内预应力钢筋与混凝土的弹性模量之比。

当被加固的原梁为钢筋混凝土梁时，应取 $\alpha_{Ep} = 0$ 。

其他符号意义同前。

6 使用阶段体外预应力筋或碳纤维板加固受弯构件正截面混凝土的压应力、预应力钢筋（束）中的拉应力须满足现行 JTG 3362 的相关要求。预应力碳纤维板的最大拉应力应满足下列要求：

$$\sigma_{f,e} \leq 0.5 f_{fk} \quad (8.4.6-14)$$

式中： f_{fk} ——碳纤维板材的强度标准值。

$\sigma_{f,e}$ ——正常使用阶段预应力碳纤维板的最大拉应力，按式(8.4.6-13)计算：

条文说明

不论原梁是钢筋混凝土梁还是预应力混凝土梁，只要其加固后为全预应力混凝土或预应力混凝土 A 类构件，加固后的梁体混凝土截面不开裂，均采用全截面的换算截面几何性质，其截面应力计算应按不开裂的偏心受压构件考虑。由于钢筋混凝土桥梁的混凝土强度等级较低，施加的体外预应力也较小，因此上述两种加固情况在实际工程中出现的概率较小。钢筋混凝土桥梁加固后多为预应力混凝土 B 类构件或预应力钢筋混凝土 A 类构件。

若原梁为预应力混凝土构件，由于体外预应力的作用，将使原梁中预应力钢筋的应力损失发生变化，例如体外预应力将使得原梁预应力筋在原分批张拉损失的基础上新增加弹性压缩损失；由于原梁预应力钢筋重心处的混凝土压应力发生变化，其混凝土收缩徐变损失也将发生变化。原梁预应力筋的应力损失的变化在加固设计中应予以适当的考虑。

在实际工程中,由于自重、恒载作用下混凝土受压边缘常受到体外预应力的拉应力控制,采用体外预应力的方法将钢筋混凝土梁加固成全预应力混凝土的情况是比较少见的;而将原已开裂的或拟提高荷载等级的预应力混凝土梁加固成预应力混凝土 A 类或 B 类构件的可能性则相对大些。

3 对碳纤维板施加预应力是在其与混凝土表面粘贴之前,应属后张法施工。因此,其张拉控制应力或张拉吨位是在加固梁的自重、恒载作用下读取的,因此计算中不再考虑原梁自重、恒载的作用效应。在加固后的使用阶段,可认为预应力碳纤维板已与混凝土表面黏结,无滑移,并与梁体混凝土共同工作。因此对于不开裂的混凝土截面,由可变作用引起的碳纤维板中应力增量可借助于换算截面方法计算确定。

4 式(8.4.6-6),即原公式(8.2.5-6)中 M_k 为按作用(或荷载)标准值组合计算的弯矩值,其中包含了原构件自重弯矩 M_{G1} 。对于后张法构件则应扣除 M_{G1} 的影响。

5 目前采用体外预应力技术对于钢筋混凝土及预应力混凝土桥梁结构进行加固的工程已有许多,但是相关的计算理论研究尚不充分,尤其对于部分预应力混凝土 B 类构件。在此情况下,本规范套用了《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018)第 7.1.4 条中关于部分预应力混凝土 B 类构件开裂后的应力计算方法。其基本思路是将使用阶段可变作用的标准值作用下体外索水平筋(束)中的拉力 $N_{p0,e}$ 计入混凝土法向应力等于零时预应力和非预应力钢筋的合力 N_{p0} 之中,即第 6.1.6 条的相关公式;然后按偏心受压构件计算开裂截面的混凝土压应力和原梁开裂截面中预应力钢筋的拉应力增量,进而考虑原梁预应力钢筋中的永存预应力,求出其最大拉应力。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018)中关于预应力混凝土的计算方法具有通用性,其中包括预应力钢筋和普通钢筋,包括受压区钢筋和受拉区钢筋,唯独缺少的是体外预应力钢筋(束)。因此在引用《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018)中的公式计算体外预应力加固结构时,必须将体外预应力的相关因素考虑进去。同时,当原梁为钢筋混凝土结构时,应取预应力钢筋的相关参数为零;当原梁为预应力混凝土结构,且普通钢筋仅作为构造钢筋时,可取普通钢筋的相关参数为零;仅当原梁为混合配筋的部分预应力混凝土结构时,才须将预应力钢筋和普通钢筋的相关参数全部予以考虑。

值得注意的是,当原梁为钢筋混凝土结构时,《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018)中表示预应力钢筋和普通钢筋合力重心处的收缩、徐变损失的

σ_{l6} 和 σ'_{l6} 的物理意义,应改为由体外预应力引起的原梁受拉区、受压区普通钢筋 A_s 、 A'_s 中的压应力,并忽略原钢筋混凝土梁的收缩、徐变引起普通钢筋的应力变化。可将体外预应力水平筋中的拉力 $N_{p0,e}$ 以偏心压力的方式求出作用在 A_s 和 A'_s 各自重心处的压应力。在一般情况下,体外预应力引起的受压区普通钢筋 A'_s 中的应力可能为拉应力,因此可近似取其为 $\sigma'_{l6}=0$ 。

当原梁为钢筋混凝土或预应力混凝土结构并采用体外预应力加固成预应力混凝土B类构件时,中性轴的位置 c 不仅与截面尺寸、材料性质有关,还与截面上的预加力及荷载作用的大小有关,需求解一元三次方程确定,其计算图式和计算方法参见《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018)图7.1.4和附录E中的受压区高度 x 的相关计算方法。

采用体外预应力筋或碳纤维板加固属于后张法施工,其张拉读值时构件自重恒载已经参与工作。在 e_N 计算时 M_k 中已包含了构件自重恒载弯矩的作用,这对于先张法施工的原构件是成立的。在使用阶段的应力增量 $\Delta\sigma_{p,i}$ 计算是在截面完全消压的基础上,按包括构件自重、恒载弯矩在内的全部使用荷载计算的,因而对后张法施工的原构件会导致原构件体内预应力钢筋应力 $\sigma_{p,i}$ 的计算结果偏大。因此在式(8.4.6-12)计算 $\sigma_{p,i}$ 和(8.4.6-13)计算 $\sigma_{f,e}$ 时应分别减去由原构件自重、恒载弯矩 M_{Gk} 引起的应力值。

6 考虑到桥梁加固后的安全性不能降低,因此使用阶段的体外预应力加固受弯构件正截面混凝土的压应力、体内预应力钢筋中的拉应力及混凝土的主压应力的控制条件,均与《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362-2018)中第7.1.5条和第7.1.6条的相关取值完全相同。体外预应力筋(束)的相关控制应力参照体内预应力筋的相关指标给出,预应力碳板的应力暂建议取 $0.5f_{tk}$ 。

8.5 体外预应力筋(束)加固的构造要求

8.5.1 体外预应力筋(束)的布置

1 体外预应力筋(束)布置方式必须考虑桥梁结构的内力分布状况。体外预应力筋(束)可根据原结构的构造及断面形式布置在梁体的外侧或内侧。

2 简支梁桥常用的体外预应力布索形式主要有四种, 参见图 8.5.1-1, 均可采用本规范附录 E 中图 E.3 的计算图式进行内力分析。

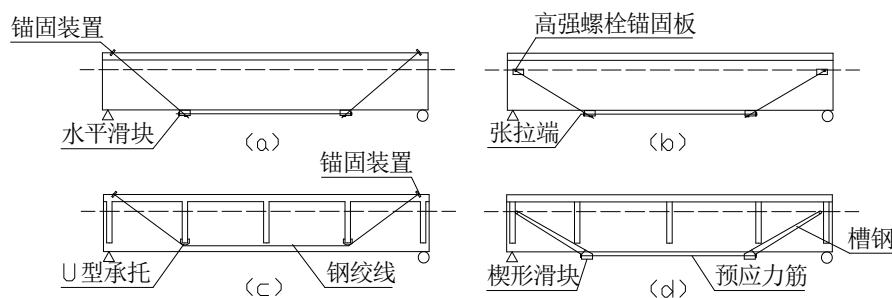


图 8.5.1-1 常用的简支体系的体外预应力布置形式

3 体外预应力筋(束)由水平和倾斜布置的钢筋、钢绞线或钢丝束组成, 两者以滑块相连接[图 8.5.1-1a)、b)]; 其中的斜向部分可由带楔形滑块的槽钢组成[图 8.5.1-1d)]。当体外索采用图 8.5.1-1c) 布置时, 在其转折点应设置转向滑块, 滑块应固定在主梁的横隔板或横隔梁底面。

4 体外索的张拉端或锚固端可设在梁底、梁顶或端横隔板根部, 亦可将体外索的上锚固端布置在主梁端部腹板两侧。

5 对箱梁宜将体外预应力筋(束)布置在箱(室)的内侧(图 8.5.1-2)。体外预应力筋(束)沿桥梁纵向长线布置, 横桥向应对称(图 8.5.1-3)。

6 新增锚固装置、转向装置应尽量靠近承托布置。新增的体外预应力应按可增设、可更换、可调节索力的原则设计。

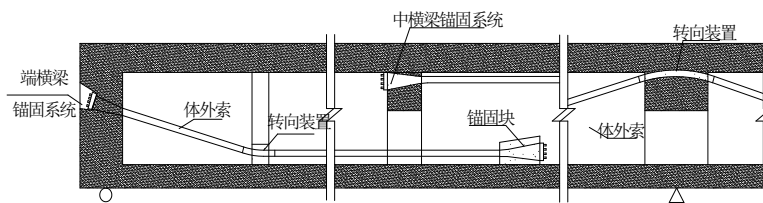
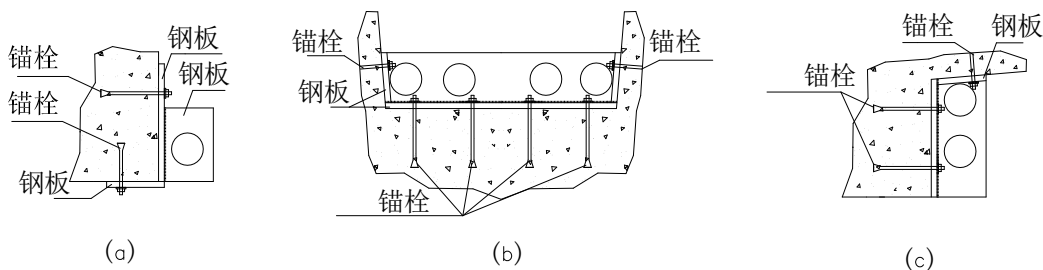


图 8.5.1-2 体外预应力加固束在箱梁内的纵向布束形式



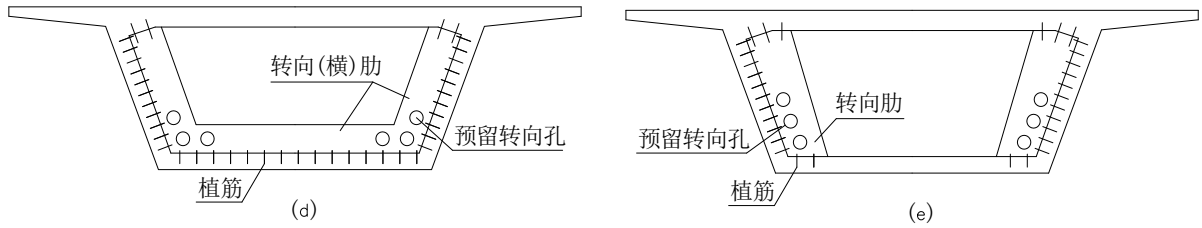


图 8.5.1-3 体外预应力加固束在箱梁内的横向布束形式

8.5.2 T 形梁及 I 形梁加固体系构造

1 水平滑块:水平滑块由连接斜筋和水平筋(束)的活动滑块、支撑座或固定在梁底的支撑钢板组成。水平滑块通常用钢板制作,其构造形式见图 8.5.2-1。

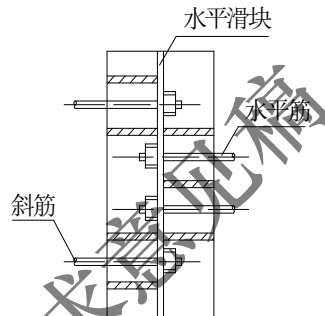


图 8.5.2-1 水平滑块构造平面

2 楔形滑块:楔形滑块一般用钢件焊接,亦可用混凝土结构。可在滑块的斜面(滑动面)上加一层四氟乙烯板或不锈钢板。楔形滑块的构造形式见图 8.5.2-2。

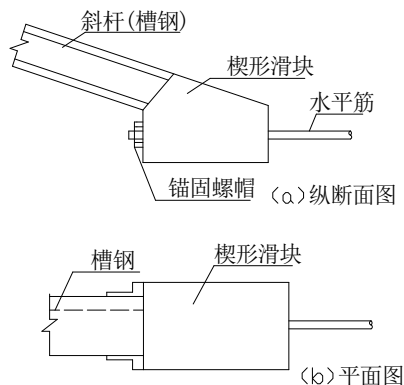


图 8.5.2-2 楔形滑块的构造

3 U 形承托:U 形承托可用钢板弯制而成,套在横隔梁(板)的底部,并用环氧砂浆和锚固螺栓固定在横隔板上,其构造形式见图 8.5.2-3。

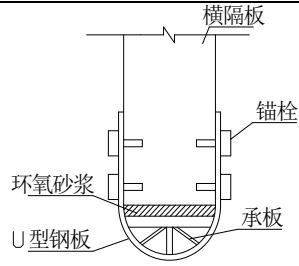


图 8.5.2-3 U 形承托构造形式

4 定位器:当体外索自由长度超过 10m 时,应设置定位器(或减振器),构造可参见图 8.5.2-4。

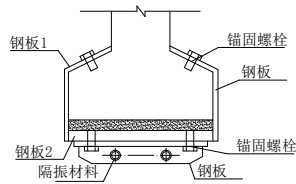


图 8.5.2-4 水平筋(束)的定位器示意图

5 黏结-摩擦锚固:黏结-摩擦锚固的构造见图 8.5.2-5。

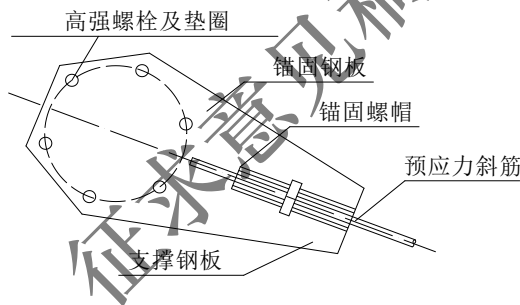


图 8.5.2-5 黏结-摩擦锚固的构造示意图

8.5.3 箱形梁加固体系的转向构造

1 箱形梁加固体系的转向、定位及锚固装置设置在箱梁内部时,转向装置应设置符合预应力束弯转角度的弧形转向钢管,其管口应适当扩大。

2 转向装置可以是整束式,也可以是分束式。整束式转向为预应力束整束在转向钢管中转向,参见图 8.5.3-1a)。分束式转向为钢绞线按一定次序、间距分散在转向器的截面上,参见图 8.5.3-1b)。

转向钢管最小半径控制值见表 8.5.3。管径应比钢绞线束或钢丝束外径大 20mm,其壁厚不宜小于 6mm。

表 8.5.3 转向钢管最小半径 R_{min} 控制值

规 格	控制值
$7 \times \Phi 15.2$	3.0 (m)
$12 \times \Phi 15.2$	3.5 (m)
$19 \times \Phi 15.2$	4.0 (m)
$27 \times \Phi 15.2$	4.5 (m)
$31 \times \Phi 15.2$	5.0 (m)

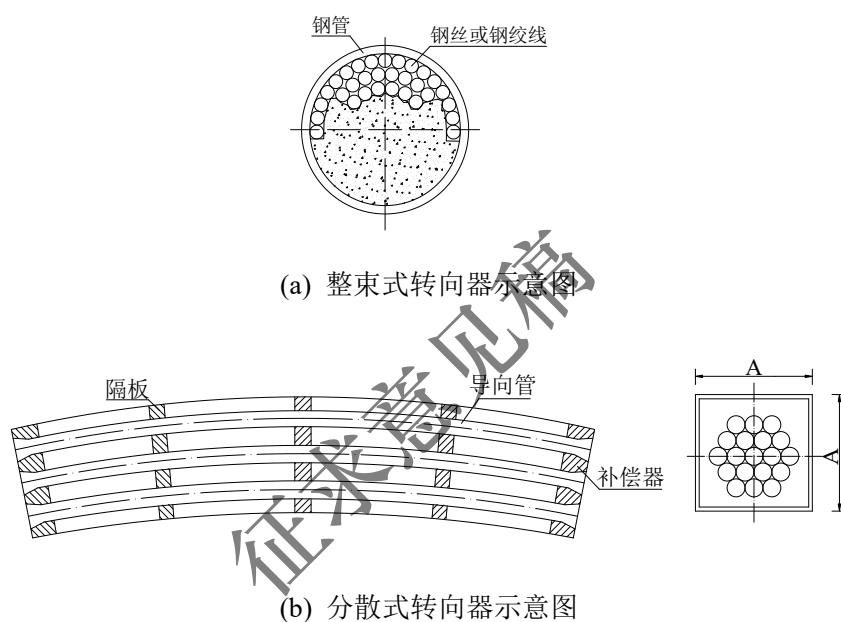


图 8.5.3-1 转向器构造示意图

3 体外索转向装置包括转向块或转向肋，参见图 8.5.3-2。转向装置的平面尺寸与体外索的断面尺寸、束数、间距及转向力大小等因素有关。新浇筑混凝土转向装置的厚度不宜小于 800mm。根据其受力要求选择如下：

1) 块式转向构造[图 8.5.3-2a)]，简称转向块，用于转向钢束较少的情况，或用于两个转向构造之间的钢束定位，以减小钢束的振动及其引起的二次效应。转向块通常用混凝土或钢板制作。

2) 底横肋式转向构造[图 8.5.3-2b)]，简称横向转向肋，用于横桥向转向较大的情况，或用于两个转向构造之间的钢束定位。

3) 带竖肋式转向构造[图 8.5.3-2c)]，简称为竖向转向肋，用于体外索竖向转向力较大的情况。

4) 竖横肋式转向构造[图 8.5.3-2d)], 简称转向横隔板, 用于体外索竖、横向力均比较大的情况。

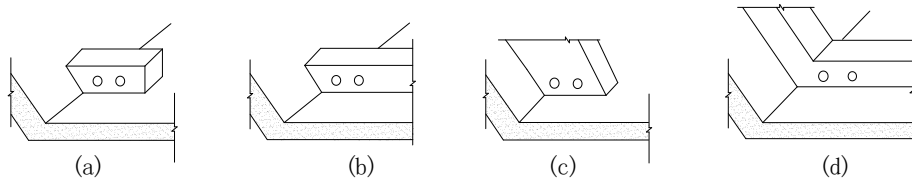


图 8.5.3-2 转向构造示意图

4 混凝土转向块中应设置封闭箍筋, 参见图 8.5.3-3。箍筋宜采用植筋技术与混凝土箱体锚固。植筋设计要求参见本规范附录 A。

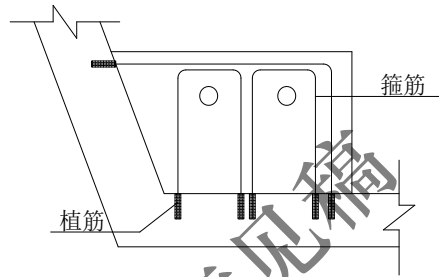


图 8.5.3-3 混凝土转向块的配筋形式

5 箍筋距离转向器上缘的最小距离为 25mm, 直径不宜大于 20mm; 设置多层封闭箍筋时, 层间距不宜小于 50mm; 箍筋的纵向间距不小于 150mm。混凝土骨料粒径不宜超过 15mm。

6 设置在箱内的转向块受力较小时, 亦可采用钢结构。钢制转向块可通过植筋、锚栓及胶黏剂将其可靠锚固。锚栓设计要求参见本规范附录 B。钢制转向块可参见图 8.5.3-4。

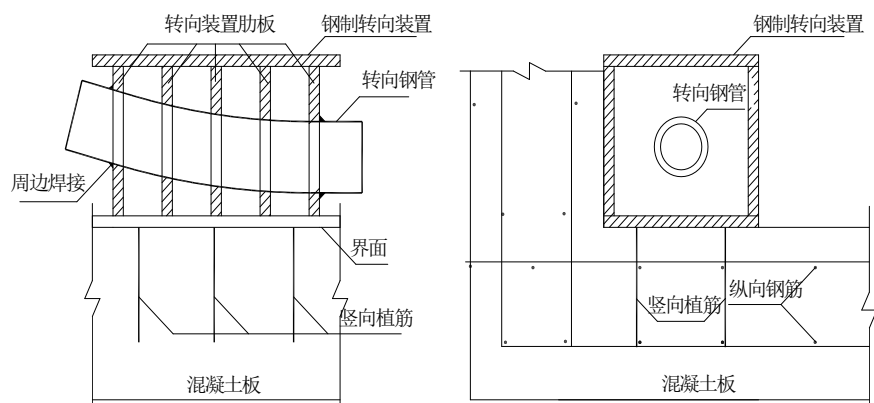


图 8.5.3-4 钢制转向块示意图

7 在定位装置中, 钢束与护套之间应用隔振材料填实。体外预应力筋(束)的定位及减振装置的构造参见图 8.5.3-5。后浇筑的混凝土定位(或减振)装置的厚度不宜小于 400mm。

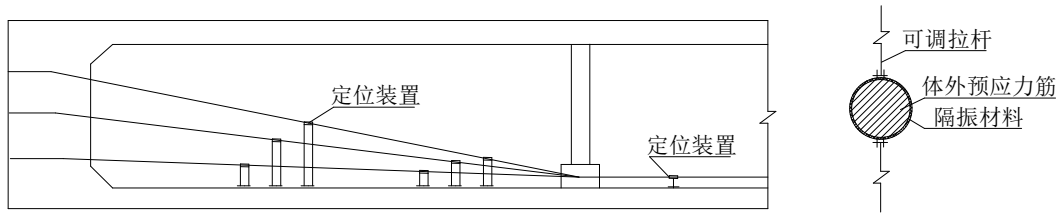


图 8.5.3-5 体外预应力的定位及减振装置构造示意图

8 锚固块的平面尺寸按锚具布置要求确定。锚固块内钢束不转向时，锚块长度可按锚固力传递至箱梁腹板和顶底板所需长度取值。

9 对新增设的横（隔）梁或加劲肋，按整体受力要求的配筋示意图 8.5.3-6。其锚固钢筋可采用植筋或锚栓锚固于原梁混凝土中，并应验算其锚固强度。

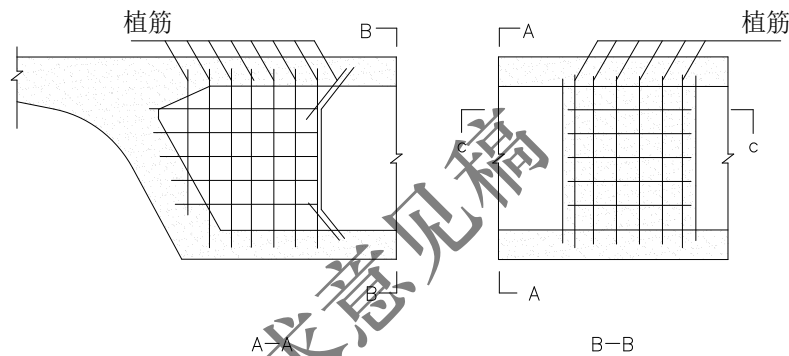


图 8.5.3-6 锚固横隔板受力钢筋布置示意图

10 对增设的混凝土转向装置和锚固装置，需对新、老混凝土结合面设置齿形剪力槽，剪力槽深度宜采用 12~18mm，间距 100~150mm。

8.6 预应力碳纤维板加固的构造要求

8.6.1 采用预应力碳纤维板加固时，应在横桥向对称布置。锚固位置纵向应位于弯矩包络图以外，且延伸距离不应小于梁（板）高度的 0.5 倍。

8.6.2 装配式梁（板）桥预应力碳纤维板锚固点距梁端距离应符合下列规定：

1 原梁为钢筋混凝土简支板（梁）、后张预应力混凝土简支 T 梁或箱梁桥时，预应力碳纤维板的锚固点到梁端的距离：在梁底面布置时不小于 2.5m；在梁侧面底部布置时不小于

2.0m。

2 原梁为先张预应力混凝土空心板梁桥时，预应力碳纤维板的锚固点到梁端的距离不宜小于 3.0m；

条文说明

预应力碳纤维板的粘贴长度通常应满足弯矩包络图及张拉、锚固空间的要求。对原梁为钢筋混凝土或后张预应力混凝土简支 T 梁（含箱梁）而言，由于梁端有弯起钢筋或预应力弯起钢筋，上缘混凝土开裂的可能性很小，因此预应力碳纤维板的粘贴长度确定时主要考虑碳纤维板的张拉和锚固空间问题。由于梁端腹板侧面的张拉空间要好于底面，因此预应力碳纤维板的锚固点到梁端的距离在梁底面布置时不小于 2.5m；而在梁侧面底部布置时可减小至不小于 2.0m。

对于先张预应力混凝土空心板梁，考虑其梁端上缘混凝土的抗裂性差，因此预应力碳纤维板的锚头不宜靠近梁端。因此建议预应力碳纤维板的锚固点到梁端的距离不宜小于 3.0m。

8.6.3 预应力碳纤维板应尽量布置在被加固梁的底面；当原梁梁底钢筋过多或锚固困难时，可布置在梁侧面的底部，但其布置高度不应大于梁高的 1/5。

条文说明

国内外的相关试验研究表明，预应力碳纤维板布置在被加固梁的底面时其材料利用率要明显高于布置在梁的侧面；当原梁底面的受力钢筋较多而需布置在侧面时，亦应尽可能靠近梁底布置，且应对其布置的高度加以控制。建筑结构加固中预应力碳纤维板的布置高度控制在梁高的 1/4。桥梁 T 形梁的结构高度相对较大，为提高碳纤维板材的利用率，建议其布置高度不大于梁高的 1/5。

8.6.4 预应力碳纤维板平板锚具的盖板和底板厚度应分别不宜小于 14mm 和 10mm；其加压螺栓的个数及公称直径需根据锚具的张拉力计算确定，其构造形式参见图 8.6.4。

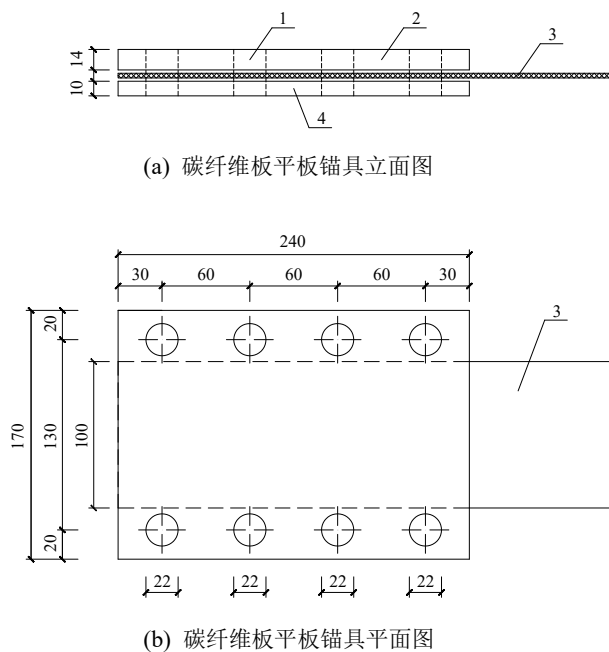


图 8.6.4 碳纤维平板锚具示意

1—螺栓孔；2—盖板；3—碳纤维板；4—底板

8.6.5 加固设计中预应力碳纤维板的宽度不宜大于 100mm，对于截面宽度较大的钢筋混凝土板和箱梁可同时黏贴并锚固多条预应力碳纤维板。碳纤维板与混凝土表面的间距不宜小于 3.5mm。

条文说明

预应力碳纤维板的宽度为 100mm。主要是根据同济大学等单位相关实验研究结果推荐的。当宽度大于 100mm 时，对锚具的要求会更高，在混凝土梁体内的锚固将更为困难。

8.6.6 锚具在混凝土梁上的开孔位置应考虑实际加固构件中的钢筋位置确定。锚具上的孔距和边距应符合国家现行有关标准的规定。

条文说明

锚板上的开孔间距和边距要求可参考《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015) 的相关条文。

征求意见稿

9 改变结构体系加固法

9.1 一般规定

9.1.1 改变结构体系加固法是采用一定技术措施改变原结构受力体系，改善控制截面内力，提高桥梁结构整体承载能力的一种加固方法。

条文说明

改变结构受力体系加固法是通过改变桥梁结构受力体系以达到提高结构整体承载能力为目的，一种变被动为主动的加固方法。该方法需对原结构的受力状况进行仔细的现场调查与分析，在此基础上，确定拟采用的新结构受力体系转换方法以及施工工艺、措施，并对转换后的桥梁结构进行可靠的受力分析，最终确定桥梁结构承载能力的提高幅度，判断是否满足设计荷载等级的需要。

9.1.2 改变结构体系加固可采用以下方法：

- 1 增设支承结构；
- 2 简支结构变为连续结构；
- 3 增设主梁或加设大边主梁；
- 4 连续梁、连续刚构、T型刚构改变为拉索体系桥；
- 5 梁底增设钢拱的梁式桥

条文说明

用于结构的改变结构体系加固方法较多，本条列出了桥梁工程应用较多的改变结构体系加固方法。如需采用其他增设结构（杆件）而使原结构受力体系发生改变的方法加固桥梁时，应按照其受力原理及施工方法对其进行研究论证。

9.1.3 对拟采用改变结构体系法加固的桥梁，应进行方案论证。

条文说明

改变结构体系加固法，对原结构的扰动较大，甚至出现加固后结构内力反向的情况。因此，采用改变结构体系加固法应持慎重态度。如需采用，应对原结构进行详细检测、检算，并对加固后结构及相关构件进行全面验算，以确保在加固施工及运营期间的安全性。

9.1.4 采用改变结构体系加固时，应对新、旧整体结构的各受力阶段进行验算，必要时可与增大截面、粘贴钢板、体外预应力等结合使用。

条文说明

结构体系改变后，结构、构件的内力发生重分布，其对相关结构构件的承载能力和使用功能都有一定影响。因此，应对相关结构或构件进行必要的补充验算。例如，对被加固结构、构件的强度验算、连接件的局部验算、简支变连续后连续端桥面板强度验算、多片梁（板）式结构加固后横向传递能力验算等。

9.1.5 采用改变结构体系加固导致原桥下部结构内力增加时，应对下部结构进行验算，并根据需要对下部结构进行加固。

9.1.6 采用改变结构体系设计时，应对施工工序、工艺予以详细规定。

条文说明

改变结构体系加固方法属于一种系统加固范畴，其最终目的是提高桥梁结构的整体工作性能。因此加固方案、施工组织也应成为一个完整的系统，所选用的加固方法、施工顺序及关键技术和工艺必须在设计阶段就有严格规定，并作为整个加固过程的指导原则，不得随意改变。

9.2 加固方法

9.2.1 增设支承结构

- 1 适用于桥下净空有利用条件的梁、板、桁架等结构的加固。
- 2 为充分发挥新增构件作用，宜通过预顶调整原结构内力，预顶力的大小及作用位置应根据计算确定。

条文说明

增设支点加固法是一种传统的加固方法，适用于对外观和使用功能要求不高的梁、板等结构的加固。此外，由于它具有简便、可靠和易拆的优点，因此，还经常用于抢险工程。

增设支点加固法是通过减小被加固结构的跨度或位移，来改变结构不利的受力状态，以提高其承载力。根据支承结构及构件受力变形性能的不同，可分为固接加固法和铰支加固法。前者一般是以支顶的方法直接将荷载传给基础，但由于支点与原结构固接，新增支顶构件需承受一定弯矩，因此对新增构件基础要求较高。对于后者则需根据其支承传力构件是否有较大弹性变形分别考虑，对于较小弹性变形时，加固后各构件受力明确，较容易分析，而对于支撑构件有较大弹性变形的，在分析中应考虑上、下部协调变形的问题。

有预顶力的方案，其预顶力与外荷载的方向相反，可以抵消原结构部分内力，能较大地发挥支承结构的作用。但具体设计时应以不致使结构、构件出现裂缝以及不增设附加钢筋为度。

9.2.2 多跨简支结构改变为连续结构时，应根据计算，配置上缘受力钢筋或增设预应力束

条文说明

简支变连续梁法是多跨简支梁桥加固改造、提高承载能力的行之有效的方法。该方法可结合桥面铺装整修，在两跨主梁之间的现浇混凝土前，在其上翼缘板添加负弯矩钢筋或预应力筋，从而将简支梁改变为连续梁的受力体系，以减小原桥主梁跨中截面的活载弯矩和挠度值，提高原桥的承载能力，达到加固目的。

简支变连续梁的方法加固多跨简支梁桥，跨中抗弯承载能力能够使活载等级提高，但梁端的抗剪能力未有明显改进。建议在采用此方法加固多跨简支梁桥的同时，应对中间支点梁

段的抗剪承载力进行验算。必要时对其抗剪区进行加固处理。原梁的截面尺寸出现不足时，应采用增大截面法等措施。

9.2.3 增设主梁或加设大边主梁加固

1 增设主梁加固法多用于加宽与加固同时进行；加设大边主梁法多用于优化调整原结构荷载横向分布。

2 合理选择新设主梁的位置，增设主梁应与原主梁间隔使用，主梁的截面高度宜与原主梁高度相同，其他截面尺寸由结构构造及计算确定。

3 原梁的截面尺寸出现不足时，需采用增大截面法等措施。

4 新设横向联系应与原横向联系整体受力，新设桥墩盖梁及桥台台帽应与原结构整体受力。

5 应对下部结构进行分析验算，必要时进行适当加固。

条文说明

对于结构完好而需提高荷载标准的装配式梁板式桥，可采取增设主梁或加设大边主梁的方法来加固，此方法可同桥面加宽结合起来，其做法有两种。一是保持原有主梁的位置不动，在主梁之间现浇增加新主梁；二是预制新增主梁，吊装就位。加宽幅度不大或原结构荷载横向分布不均匀时，可以把边主梁更换为截面较大的主梁，在拓宽的同时，调整结构的荷载横向分布。

此方法一般需要加强结构的横向联系，以增强桥梁的整体性，达到提高承载能力的目的。方法有增大横隔板（梁）的截面、增设横隔板（梁）、铺设桥面补强层或设置横向拉紧钢筋以加强横梁与纵梁的联结作用等。

9.2.4 连续梁、连续刚构、T型刚构改变为协作体系桥梁

1 连续梁、连续刚构、T型刚构出现下挠、开裂或承载力不足时可采用索梁协作体系、拱梁协作体系等进行加固。

2 桥塔宜采用钢结构，设置在中墩位置。

3 原结构改变为斜拉桥时宜采用部分斜拉桥，改变为悬索桥时宜采用自锚悬索桥。

4 应对桥塔处下部结构进行分析验算，必要时进行适当加固。

5 体系转换过程应在严密的监控下进行。

条文说明

1 本方法包括新增斜拉体系加固法和新增悬索体系加固法两种,前者宜采用部分斜拉桥,后者宜采用自锚式悬索桥。此方法为主动加固法,可以有效改善结构受力状况,部分恢复并抑制主梁下挠。

2 新增斜拉体系加固法源自部分斜拉桥体系概念,即将体外预应力加固体系转变为部分斜拉加固体系,将梁桥的体内索转换到体外,增大了预应力索的有效偏心距,从而提高了预应力的作用效率。采用斜拉体系加固大跨径预应力混凝土连续梁桥、连续刚构桥、T型刚构桥,近年来被证明从理论和实践上是可靠有效的方法。此加固结构由于原桥梁体刚度较大,承担大部分荷载作用,而新增斜拉索相当于作用在主梁上的弹性支承,共同参与受力。新增索塔、索面的位置取决于原结构、主墩及桥面构造等因素。斜拉索两端分别锚固于新增索塔及新增托梁构造的主梁上。

3 新增悬索体系加固法主要是通过通过在原有桥墩处增设新索塔,架设连续主缆,并将其锚固在主梁上,利用吊索将部分主梁自重及活载传递到主缆,通过索塔传递到基础的同时,为主梁施加了压力。新增索塔、索面的位置取决于原结构、主墩及桥面构造等因素。吊索的下端锚固于新增托梁构造的主梁上。

9.2.5 梁底增设钢拱的梁式桥加固

1 梁底增设钢拱即在施工、运输较为方便的梁、板桥底增设钢板拱、波型钢拱、钢肋拱等结构,与原结构形成整体共同受力的加固方式。

2 钢拱结构形式的选择应满足承载要求外,还应考虑泄洪、通航、过车及施工方便等要求,尽量采用薄型结构。

3 钢拱结构的跨径不宜大于桥梁净跨径,矢高不宜高于桥梁净高,不宜采用坦拱结构。

条文说明

增设钢拱加固梁式桥是所有被动加固方法中提高承载力幅度最大的方法,此方法可以在不封闭或少封闭交通情况下进行施工,欧美工程实例较多,近年来,我国亦有几例。

除满足拱结构的构造及承载能力外,拱与梁的连接、拱脚构造及传力途径和其对下部结构的影响是加固考虑的重点。

9.3 计算方法

9.3.1 增设支承结构加固时，支承结构与原结构的连接，计算应符合下列规定：

- 1 支承结构与主梁固结时，计算时应根据主梁预顶情况对结构进行必要的验算。新增支承结构的基础验算时，应考虑新增结构传递弯矩的影响。
- 2 支承结构与主梁铰接时，主梁应验算预顶力及位移所产生的效应；同时应验算支承结构及基础在预顶力作用下的效应。
- 3 支承结构的竖向变形对主梁内力的影响可以忽略时按刚性支撑计算，否则按弹性支撑考虑。刚性支撑和弹性支撑的铰支法加固内力计算步骤见附录 F。

条文说明

固结法加固时新增下部结构属偏心受压构件。其计算方法可参见现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》。铰支法加固是主梁与新加构件以铰形式联结。支撑点的位置由该点主梁截面所容许承担的弯矩和剪力来确定，在恒载和活载组合的情况下，控制新加支点处不出现负弯矩。主梁按弹性支承连续梁验算。

9.3.2 多跨简支结构改变为连续结构加固时，体系转换前的恒载仍由简支体系承担，转换后新加恒载及活载由连续体系承担。对于桥龄 10 年以上的桥梁，可不考虑原混凝土收缩、徐变的影响。

9.3.3 增设主梁或加设大边主梁加固时，计算应符合下列要求：

- 1 应根据结构体系形成过程，进行结构内力计算，并对新增主梁及下部结构进行验算。
- 2 应考虑新增主梁与原有主梁之间由于收缩、徐变差而产生的内力影响。
- 3 横向联系完成前，新旧主梁恒载由新旧主梁或主梁体系分别承担；横向联系完成后的新加恒载及活载由组合体系承担。

9.3.4 连续梁、连续刚构、T 型刚构改变为协作体系桥梁

- 1 体系转换前原结构恒载仍由原结构体系承担，体系转换过程及转换后新加恒载及活载

由拉索结构体系承担。

- 2 对于桥龄 10 年以上的桥梁，可不考虑原混凝土收缩、徐变的影响。
- 3 应对原结构及新增结构进行验算。
- 4 应对斜拉索、吊索的锚固部位进行局部受力验算

条文说明

此方法加固后结构体系复杂，空间受力特征明显，需按照体系形成过程对全桥结构进行严密计算，并跟踪施工过程进行控制，并应对斜拉索、吊索的锚固部位进行局部受力验算。

9.3.5 梁底增设钢拱的梁式桥加固

- 1 原结构恒载仍由原结构体系承担，钢拱自重及拱背与原梁之间的构造恒载由钢拱结构承受，其余新加恒载及活载由拱梁组合结构体系承担。
- 2 对于桥龄 10 年以上的桥梁，可不考虑原混凝土收缩、徐变的影响。
- 3 除对新加拱结构进行分析强度、稳定性验算外，还应对加固跨的下部结构进行分析验算，特别是拱推力对下部结构的影响验算，必要时应对下部结构进行适当加固。

9.4 构造要求

9.4.1 增设支承加固法应符合下列构造要求：

- 1 增设支承加固法的支承构造按现行桥梁设计规范相应构造要求执行。
- 2 固接法的支承与原梁（基础）结构的连接构造应牢固可靠，使用植筋或锚栓技术时见本规范附录 A 和附录 B。铰支法的支承与原梁之间应设置支座，与基础的连接构造应牢固可靠。

条文说明

增设支点加固涉及到上、下部结构的安全，其各自构造应满足对应的现行规范。对于新老结构（支承结构与原梁或基础）连接，应特别给予关注，必要时应采用植筋、锚栓技术，确保其可靠连接。

9.4.2 简支变连续加固应符合下列构造要求:

1 墩顶采用设置普通钢筋形成连续构造时,纵向受力钢筋应为螺纹钢筋,直径不应小于 12mm; 布设长度应超出连续梁墩顶的负弯矩包络图范围并不应小于梁高的 2 倍,还应与原梁钢筋牢固连接; 连接困难时,亦可以植筋技术(附录 A)或锚栓技术(附录 B)与原梁形成整体。墩顶采用设置预应力钢束形成连续构造时,宜采用小吨位预应力扁锚分散错位锚固,纵向错位间距不宜小于 1.5m,布设长度应超出连续梁墩顶负弯矩包络图范围并不宜小于梁高的 4 倍。

2 墩顶连续构造处顶面应设置一定数量的防裂钢筋,新老混凝土结合面应设置一定数量抗剪钢筋。墩顶两端横隔板间宜现浇形成整体横梁,混凝土强度应高于原梁一个等级,并采取措施做好桥面防水。

3 墩顶宜采用新设单支座。确需保留双排支座形式时,应对墩柱承载力进行计算。

4 连续钢筋或预应力钢束具体构造按《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62-2004)第 9.2.3 条、9.3.4 的有关规定执行。

条文说明

简支变连续加固法的构造难点是中支点的连续构造,目前常用的普通钢筋和预应力钢束连接。前者构造简单、施工方便,但效果不如后者。对纵向受力钢筋的布设长度,除满足结构受力要求外,亦按照经验给出了最小限制,是为了确保连接构造有效。预应力筋太短时,其回缩损失较大,张拉质量较难保证。

支点连续构造处的桥面防裂、防水非常重要,本规范仅给出一般性要求,设计时应结合实际情况进行周密设计。

目前简支变连续的加固实践中,保留原有的双排支座及更换为单排支座的情形均存在,两者在受力上并无太大区别,为经济方便起见,原支座基本完好时,可保留双排支座应为首选,但由于原双排支座距离较近,简支变连续后其中一排支座会脱空,这时在自重作用下墩柱也受偏心力作用,故应对墩柱进行承载力检算。

9.4.3 增设主梁或加设大边主梁加固应符合下列构造要求:

1 新增主梁构造按现行桥梁设计规范相应构造要求执行。

2 新旧梁的翼板及横向联系的横向连接宜采用湿接缝,接缝宽度不宜少于 30cm,原梁

的翼板及横向联系凿除宽度不宜少于 15cm，应设置环形筋，并现浇形成整体，混凝土强度应高于原梁一个等级。

3 盖梁及墩帽接长时，应采用湿接缝，接缝宽度不宜少于 30cm，原桥盖梁及墩帽凿除长度不宜少于 15cm，新老混凝土结合面应设置一定数量抗剪钢筋及环形筋，并现浇形成整体。

4 接缝处钢筋构造按现行桥梁设计规范相应构造要求执行。

条文说明

新增主梁或加设大边主梁加固涉及到新结构的建造（主梁、桥面铺装）和新老主梁（桥面板、横隔板）连接，其各自构造应满足对应的现行规范。对于新旧结构的连接应特别给予关注，必要时应采用植筋、锚栓等技术，确保其连接可靠。

9.4.4 连续梁、连续刚构、T 型刚构改变为拉索体系桥加固应符合下列构造要求：

1 新增桥塔、索体系构造按现行桥梁设计规范相应构造要求执行。

2 支承在原基础上的桥塔结构，其与原基础、墩台身的连接构造应牢固可靠，使用植筋或锚栓技术时见本规范附录 A 和附录 B。新增基础及墩、塔构造按现行桥梁设计规范相应构造要求执行。

3 斜拉索、吊索的梁端锚固宜选择在靠近腹板处，条件允许时应选择在腹板与肋板的交汇处，锚固结构与梁结构的连接构造应牢固可靠。使用植筋或锚栓技术时见本规范附录 A 和附录 B。

4 斜拉索、吊索的锚具及锚固构造应牢固可靠，其构造按现行桥梁设计规范相应构造要求执行。

5 钢构件应按照腐蚀环境、构件工作条件、维护条件等定期进行涂装防腐。

条文说明

拉索体系加固法涉及到新结构的建造（新增的斜拉体系或悬索体系）和新老结构的连接构造（斜拉索与梁的锚固、吊索与梁的锚固、索塔与墩的连接、主缆在梁上的锚固等），其各自构造应满足对应的现行规范。对于索在梁上的锚固，托梁的构造及与梁的连接，在满足安全可靠的前提下，应尽量减少对原梁结构的损伤。

9.4.5 梁底增设钢拱的梁式桥加固应符合下列构造要求：

- 1 新增钢拱构造按现行桥梁设计规范相应构造要求执行。
- 2 新增钢拱拱脚与原基础连接构造应牢固可靠。深入原基础时，其深入深度不宜小于拱肋高度的 2 倍，使用植筋或锚栓技术时见本规范附录 A 和附录 B。
- 3 新增钢拱的拱背部位与原梁之间采用填充式连接，填充最小厚度不宜小于 8cm，宜采用微膨胀混凝土等材料，以确保密实，利于传力；采用立柱连接时，宜先预顶再连接，立柱与拱的连接宜固结，与梁的连接宜通过支座连接。预顶连接过程应在严密的监控下进行。
- 4 填充用混凝土、立柱、支座构造按现行桥梁设计规范相应构造要求执行。
- 5 钢拱结构宜采用工厂化制作、现场拼装方式施工，现场拼装宜采用栓接方式。
- 6 钢拱构件应按照腐蚀环境、构件工作条件、维护条件等定期进行涂装防腐。

条文说明

梁底增设钢拱加固梁桥，涉及到钢拱结构的建造和其余原梁结构、基础的连接，钢拱结构的构造应满足现行《公路桥梁钢结构设计规范》。拱与原梁的连接，可采用膨胀混凝土或预先以拱结构为支点对原梁结构进行顶升后再进行连接的方法进行。拱与基础的连接应确保其可靠有效。

10 梁桥加固

10.1 一般规定

10.1.1 本章规定适用于混凝土梁桥上部结构的加固设计。当梁（板）强度、刚度、整体性及耐久性不足时，应对其进行加固。

条文说明

梁桥的结构性病害主要有抗弯承载能力不足（包括因拟提高承载力水平而引起的承载力的不足）、板间横向联系削弱或失效、耐久性因素附加引起的结构承载能力的降低产生的各类病害以及桥面系与预制或先期浇筑的结构层分离。T 梁结构尚有翼缘板混凝土的剥落、钢筋锈蚀、裂缝，斜截面抗弯承载能力不足和部分区域截面混凝土主拉应力或主压应力超限导致混凝土开裂、钢筋锈蚀等病害。加固设计时应针对不同的病害特征采用相对应的加固方法。

10.1.2 梁桥的加固主要采用增大截面、施加体外预应力、增强横向整体性、粘贴钢板或粘贴纤维复合材料、改变结构体系、更换主梁等方法，也可采用上述多种方法组合。

10.2 加固方法

10.2.1 等截面梁（板）桥

1 主梁（板）抗弯承载能力不足或跨中挠度过大时，宜选用增大截面、施加体外预应力、简支变连续等加固法。

2 主梁斜截面抗剪能力不足时，可采用增大截面或粘贴钢板等方法加固。

3 梁（板）横向联系不足时，可采用增强横梁、增设横向预应力或加强桥面横向联系等方法加固。

4 个别梁（板）出现断裂等严重病害时，而其他主梁技术状况良好，宜更换病害严重

的梁板。

5 装配式梁（板）的底面纵向裂缝，宜按本规范第 16 章进行裂缝处理，并进行耐久性加固。

10.2.2 连续梁（刚构）桥、悬臂梁桥

1 箱梁跨中产生严重下挠时，宜采用施加体外预应力或改变体系进行加固。

2 箱梁的抗剪承载能力不足时，可采用增大截面、粘贴钢板、粘贴纤维复合材料或增设竖向预应力等方法加固。

3 箱梁的抗弯承载能力不足时，可采用体外预应力、增大截面、粘贴钢板等方法进行加固。

4 箱梁顶、底板因承载能力不足纵向开裂时，可采用粘贴钢板、粘贴纤维复合材料或新增横肋等方法加固。

5 箱梁齿板局部承压不足引起齿板破坏或锚固区箱梁局部开裂时，可采用增大截面或粘贴钢板等方法加固。

6 箱梁跨中区域底板因底板钢束径向力作用出现混凝土分层、崩裂时，可采用增设横肋或对拉钢板等方法加固。

7 悬臂端牛腿开裂时，宜采用粘贴钢板或施加体外预应力等方法加固。

8 连续箱梁横向稳定性不足时，宜采用增设横梁与增大横向支座间距相结合的方法或增设下部支撑、增设上下部结构连接装置等方法加固。

10.3 计算方法

10.3.1 增大截面加固法、粘贴钢板和纤维复合材料加固法、体外预应力加固法、改变结构体系加固法的设计计算，分别见本规范第 5 章~第 9 章。

10.3.2 增强横向整体性、加强桥面横向联系、增设主梁、粘贴法或增大截面加固部分主梁（板）的横向分布计算，应计入增强后结构刚度的变化影响。

10.3.3 结构加固后应进行整体计算，并应考虑加强部分对结构刚度的影响。

10.3.4 新增的锚固装置、牛腿、转向装置等构造应按空间结构计算局部应力，并应考虑

对原结构的影响。

10.3.5 当采用的加固方法增加桥梁恒载时，应对下部结构进行承载能力、稳定性计算。

10.3.6 当采用增加横向支撑间距提高桥梁抗倾覆能力措施时，应计算对桥梁结构受力的影响和支座承载能力是否满足要求。

10.4 构造要求

10.4.1 增大主梁截面而更换混凝土铺装层，应将原有混凝土调平层和桥面铺装清除。在原桥面板上设置齿形剪力槽或采取植筋的措施增强结合面的抗剪强度。

剪力槽深度宜采用 12~18mm，间距 100~150mm；植筋宜呈梅花形布置，间距不宜大于 500mm。新浇桥面混凝土层中应设置钢筋网，其钢筋间距不宜大于 100x100mm，钢筋直径不宜小于 12mm。

10.4.2 更换（新增）主梁（板）加固时，应清除拟更换（新增）主梁（板）梁两侧各 1.0m 范围内的桥面铺装。铰缝处增设的横向连接钢筋不宜少于原有横向连接钢筋数量的 1/4。

10.4.3 采用体外预应力加固时，新增锚固装置、转向装置应尽量靠近承托布置。新增的体外预应力应按可增设、可更换、可调节索力的原则设计。

10.4.4 新增或增强的横向联系宜设置在梁（板）端部及其他控制截面。新增横梁（横隔板）应采取措施与原结构可靠锚固。

10.4.5 采用增加下部支撑提高梁体抗倾覆能力时，支撑柱形式可采用混凝土柱或钢管混凝土柱，新增支撑与原墩应有横梁连接以保证整体性。横向增设支座后，应考虑部分支座脱空的不利影响，必要时设置拉压支座。

10.4.6 针对空心板铰缝病害宜结合桥面铺装的更换或改造进行，在铰缝处增设横向连接钢筋。

10.4.7 其他构造要求见相关加固方法的构造要求。

征求意见稿

11 拱桥加固

11.1 一般规定

11.1.1 当拱桥承载力、稳定性、整体性以及耐久性不满足要求时应进行加固。

11.1.2 当拱上建筑为纵向连续结构或拱式腹拱时可计入拱上建筑与主拱圈的联合作用。

11.1.3 应严格控制增大截面法加固后的圬工拱桥主拱截面拉应力水平。

条文说明

拱桥的优势在于拱圈结构以受压为主，截面不出现拉应力，更不能出现开裂，所以，对拱圈截面应力控制很严。

11.1.4 拱桥结构加固前应对混凝土裂缝、混凝土破损、钢管混凝土脱空等病害进行处治。

11.1.5 拱桥钢构件应按照腐蚀环境、构件工作条件、维护条件等进行涂装防腐设计。

11.1.6 具有文物保护价值的石拱桥应修旧如旧。

11.1.7 因加固导致恒载增加时，应对拱座、基础及地基进行验算。

条文说明

拱桥主拱圈受力与拱上恒载布置与大小有关，通常不会随意改变。本条所述是指不影响主拱圈受力安全的恒载增加。

11.1.8 既有结构材料、几何等参数宜通过实测确定。

11.2 加固方法

11.2.1 圯工拱桥可采用增大主拱截面、调整拱上建筑恒载以及增强横向整体性等方法加固。

11.2.2 双曲拱桥可采用增大拱肋截面、拱肋下缘通过增设钢筋混凝土板改变截面形式、在拱肋上粘贴钢板以及增强横向整体性等方法加固。

11.2.3 桁架（刚架）拱桥可采用增强横向整体性、粘贴钢板、施加体外预应力以及增大构件截面等方法加固。

11.2.4 钢筋混凝土箱板（肋）拱桥可采用增大截面、调整拱上建筑恒载、增加拱肋以及增强横向整体性等方法加固。

11.2.5 钢管混凝土拱桥可采用外包混凝土增大截面、更换吊杆或系杆、改造桥面系结构以及增强肋间横向联系等方法加固。

11.3 加固计算

11.3.1 加固设计计算应考虑既有结构损伤与材料劣化、新增结构与既有结构之间的结合性能、新增混凝土收缩徐变与材性差异等因素的影响。

11.3.2 增大主拱截面加固时，新浇混凝土与既有混凝土或砌体结合面的抗剪能力应满足要求；应计入新增混凝土收缩徐变引起的结构内力（应力）重分布影响。

11.3.3 增大主拱圈或构件截面加固时应分阶段计算受力。

11.3.4 增大拱圈截面加固时的恒载作用应符合下列规定：

1 在拱腹增大截面时，支架方式新增的主拱圈截面混凝土恒载应由加固后的组合截面拱

圈承担；吊架方式新增的主拱圈截面混凝土恒载以及模板系统临时恒载应由既有拱圈承担。

- 2 在拱背增大截面时，新增的主拱圈截面混凝土恒载应由既有拱圈承担；
- 3 加固中临时卸除恒载的恢复及使用荷载应由加固后的组合截面拱圈承担。

条文说明

在拱腹增大截面以支架方式实现的加固效率最高，但在桥梁高度较大且不便搭设支架时，通过在既有拱圈上悬吊模板系统的吊架方式也常有使用。

11.3.5 采用混凝土增大主拱圈截面加固时，应根据平截面假定计算既有拱圈和新增拱圈部分的应力。

11.3.6 圬工拱桥加固计算应符合下列规定：

- 1 计算内容与截面除应满足现行《公路圬工桥涵设计规范》（JTG D61）要求外，还应

- 2 采用混凝土增大主拱截面加固后的截面验算可按照下列方法进行：

- 1) 可针对既有圬工砌体与新增混凝土拱圈截面应力进行验算。采用应力叠加法计算的既有石砌体与新增混凝土拱圈截面上、下缘不宜出现拉应力，且其压应力 σ_a 应在材料允许应力范围内。

- 2) 在计入既有拱圈初应力影响系数后，可将新增的混凝土部分视为与既有拱圈相同的砌体，并按照现行《公路圬工桥涵设计规范》（JTG D61）相关规定进行既有与新增拱圈形成的整体截面拱圈截面强度以及整体“强度—稳定”验算。

- 3 采用调整拱上建筑恒载或加强横向联系加固后的主拱截面验算应按照现行《公路圬工桥涵设计规范》（JTG D61）进行。

11.3.7 双曲拱桥采用增大拱肋截面或改变拱肋形式加固计算除应满足现行《公路圬工桥涵设计规范》（JTG D61）要求外，还应符合下列规定：

- 1 第一阶段计算应按原构件截面进行；
- 2 第二阶段计算应按加固后的组合截面进行；
- 3 对不同强度等级混凝土及新增的钢筋按其弹性模量进行截面换算。

11.3.8 桁架（刚架）拱桥加固计算应符合下列规定：

- 1 计算应包括各构件承载力和稳定性以及整体刚度和稳定性。
- 2 增大构件混凝土截面、粘贴钢板加固后的截面验算应分别按照本规范第 5 章、第 6 章、第 7 章有关规定进行。
- 3 增强横向整体性以及施加体外预应力加固后的结构截面验算应按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362）及本规范第 8 章有关规定进行。
- 4 加固后的桥梁整体刚度应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362）的要求。

11.3.9 钢筋混凝土箱板（肋）拱桥加固计算应符合下列规定：

1 计算内容及截面除应符合现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362）、《公路圬工桥涵设计规范》（JTG D61）相关规定外，还应对截面突变处和其他控制截面进行计算。

2 增大混凝土截面加固后的主拱圈可采用下列方法进行截面验算：

1) 应力叠加法：在现行《公路桥涵设计通用规范》（JTG D60）规定的作用（荷载）标准值组合下，采用应力叠加法计算的既有拱圈与新增拱圈截面上、下缘不应出现拉应力，且压应力 σ_a 应满足下式要求：

$$\sigma_a \leq 0.75f_{ck} \quad (11.3.9)$$

式中， f_{ck} —混凝土强度标准值，按照《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG D 3362）相关规定取值。

2) 承载力折减法：可按照现行《公路圬工桥涵设计规范》（JTG D61）相关规定对增大截面加固后的整体截面进行强度以及整体“强度—稳定”进行验算，但应针对既有拱圈初应力影响程度对整体截面验算结果进行折减。

3) 双拱模型法：对于增大截面的比例较大时，可按照现行《公路圬工桥涵设计规范》（JTG D61）相关规定分别对既有拱圈与新增拱圈截面强度以及整体“强度—稳定”进行验算。

3 增加拱肋加固时应按照现行《公路圬工桥涵设计规范》（JTG D61）或《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362）相关规定对新增拱圈进行验算。

4 调整主拱内力分布或增强横向整体性加固后的截面强度以及整体“强度—稳定”验算应按照现行《公路圬工桥涵设计规范》（JTG D61）相关规定执行。

5 加固后的主拱刚度应符合现行《公路圬工桥涵设计规范》(JTG D61)的相关要求。

6 中、下承式钢筋混凝土箱肋拱更换后的吊杆、系杆抗拉安全系数宜按照现行《公路钢管混凝土拱桥设计规范》(JTG D65-06)相关规定执行。

11.3.10 钢管混凝土拱桥加固计算应符合下列规定：

1 钢管混凝土拱桥拱上结构、悬吊结构及吊杆、系杆加固及其加固后的主拱计算应符合现行《公路钢管混凝土拱桥设计规范》(JTG/T D65-06)相关规定。

2 外套钢管混凝土增大截面加固主拱时，主拱计算时可针对恒载与使用荷载分别计入既有钢管混凝土拱截面和新增钢管混凝土部分的套箍效应，并应计入外套钢管与既有拱圈之间混凝土的收缩徐变影响。其强度、刚度、稳定性应符合《公路钢管混凝土拱桥设计规范》(JTG/T D65-06)的规定。

3 采用外包混凝土增大截面加固主拱时，主拱可针对分次形成的组合截面进行结构强度验算，其中可计入既有钢管混凝土拱截面部分的套箍效应，并应计入外包混凝土部分的收缩徐变影响。其强度、刚度、稳定性可按照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG3362)相关规定执行。

11.4 构造要求

11.4.1 圬工拱桥采用增大拱圈截面加固除应符合本规范第 5 章要求外，还应符合下列构造要求：

1 采用钢筋混凝土增大石拱圈截面加固

1) 在既有主拱拱腹增设钢筋混凝土加固石拱桥时，新增厚度应不小于 150mm。

2) 在既有主拱拱腹增设钢筋混凝土拱肋加固石拱桥时，拱顶、四分点处拱肋间应设置横系梁；新增拱肋高度不宜小于 300mm；拱脚截面可适当加厚。

3) 应在对全拱灰缝进行压浆处理或缺损修复后紧贴既有拱圈下部浇筑新增部分拱圈截面。

4) 新增混凝土截面部分内的钢筋应通过植筋与既有结构相联系，植筋位置距离灰缝或拱圈结构边缘不得小于 100mm。

2 采用钢筋混凝土增大混凝土拱圈截面加固

1) 在既有主拱拱腹增设钢筋混凝土加固混凝土拱时，新增厚度应不小于 150mm。

2) 应在对全拱裂缝进行修复处理后紧贴既有拱圈下部浇筑新增部分拱圈截面。

3) 新增混凝土截面部分内的钢筋应通过植筋与既有结构相联系, 植筋位置距离拱圈结构边缘不得小于 50mm。

11.4.2 双曲拱桥加固应符合下列构造要求:

1 增大主拱肋截面加固双曲拱桥时, 除应符合本规范第 5 章要求外, 新增部分的宽度宜采用半包围既有结构形式, 如图 11.4.2 所示。其最小厚度不宜小于 150mm。新增部分钢筋应采用植筋或与原结构钢筋焊接方式形成整体。

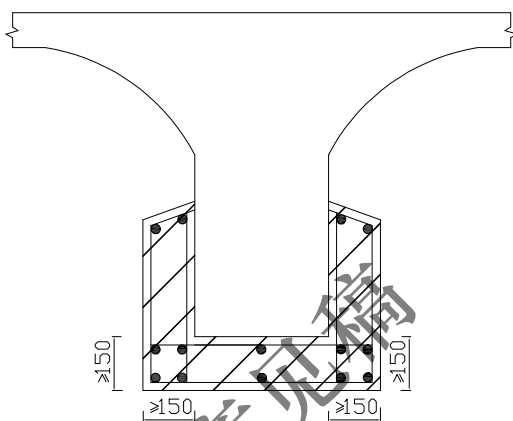


图 11.4.2 增大主拱肋截面加固构造示意 (单位: mm, 植筋未示)

2 增强拱圈横向整体性加固应符合下列规定:

1) 加强横向系梁加固时, 系梁位置宜选择在拱顶、拱肋分段接头处、腹拱墩(或立柱)下和拱脚附近, 系梁构造应满足现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362) 的相关要求。

2) 增设横向拉杆加固时, 应在跨中、1/8 跨径和 1/4 跨径附近对应横系梁位置设置横向拉杆。

3 通过增设底板将双曲拱改变为箱型拱加固时, 新增底板厚度不得小于 150mm, 底板内钢筋应在横桥向保持连续。

11.4.3 钢筋混凝土桁架拱、刚架拱桥加固应符合下列构造要求:

1 采用粘贴钢板、粘贴纤维复合材料加固的构造要求应分别按照本规范第 6 章、第 7 章有关规定执行。

2 采用增大截面加固时应符合下列要求:

1) 新增混凝土厚度应不小于 100mm, 新增混凝土强度等级应比既有构件提高一级。

2) 构件上新增混凝土内应设置纵向受力钢筋和封闭箍筋, 纵向钢筋直径不宜小于 12mm;

箍筋直径不宜小于 8mm，间距不宜大于 150mm。

3) 各构件内纵向钢筋在杆件节点处以及下弦杆与拱座连接处的锚固长度应满足受力要求。

11.4.4 钢筋混凝土肋拱在拱腹增大钢筋混凝土截面加固的同时，拱顶、四分点处拱肋间应设置横系梁；新增拱肋高度不宜小于 300mm；拱脚截面可适当加厚。

11.4.5 钢筋混凝土箱板（肋）拱桥加固应符合下列构造要求：

1 增加顶板厚度加固箱板拱

1) 新增混凝土厚度应不小于 150mm，混凝土强度等级应比既有结构提高一级。

2) 新增混凝土内应设置纵桥向主筋、横桥向构造钢筋和带肋钢筋网。主筋直径不宜小于 12mm，构造钢筋直径不宜小于 10mm。钢筋网间距不宜大于 150×150mm，直径不宜小于 6mm。

3) 新增混凝土内设置的纵向钢筋在拱上横墙或立柱底梁处应保持连续，或通过植筋使其满足锚固长度要求。

4) 应通过增大拱座尺寸或植筋方式使新增纵向钢筋锚固长度满足现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362) 的相关规定。

5) 拱背面应种植剪力筋，直径不应小于 12mm，间距应不大于 500mm，并应与其他新增钢筋形成整体。

2 增加底板厚度（套拱）加固箱板拱

1) 新增厚度宜沿拱腹横向布置成双肋或多肋形式，肋宽不宜大于 2m，肋高不宜小于 250mm；应在 L/4、L/2 处设置肋间系板，系板宽度不宜小于 800mm，厚度不宜小于 250mm。

2) 新增混凝土肋内应设置纵向主筋、横向构造筋和带肋钢筋网；系板内应设置沿横桥向的主筋、沿纵桥向的构造钢筋和带肋钢筋网。钢筋构造要求见本规范第 11.4.5 本条第 1 款第 2) 项规定。

3) 拱腹面新增肋及系板范围内应种植剪力筋，剪力筋应采用直径不小于 12mm 的螺纹钢，间距应不大于 400mm，并应与其他新增钢筋形成整体。

4) 其他构造要求见本规范第 11.4.5 条第 1 款第 4) 项规定。

3 钢筋混凝土套箍加固箱肋拱：

1) 新增顶、底板混凝土厚度应不小于 150mm，腹板厚度不宜小于 100mm，新增混凝土强度等级应比原构件提高一级。

2) 新增顶(底)板以及腹板内应分别设置直径不小于 12mm 和 10mm 的纵向钢筋, 应沿拱轴设置直径不小于 12 mm、间距不大于 200mm 的封闭箍筋。应通过植筋使新增部分与原结构形成整体。

3) 其他构造要求见本规范第 11.4.5 条第 1 款第 4) 项规定。

4 增加拱肋加固时应通过增大拱座尺寸或植筋方式使新增纵向钢筋锚固长度满足现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362) 的相关规定。

5 更换后的短吊杆上、下端宜采用球铰连接。更换后的吊杆、系杆及其锚固构造应具有防水、防腐措施。

11.4.6 钢管混凝土拱桥加固应符合下列构造要求:

1 外套钢管增大拱圈截面加固时, 外套管直径不宜小于原管直径+200mm。

2 外包钢筋混凝土增大拱圈截面加固时, 外包混凝土厚度不宜小于 200mm, 纵向钢筋直径不宜小于 20mm, 环向钢筋直径不宜小于 12mm。

3 新增钢管或钢筋应通过植筋、剪力键等方式与拱肋及拱座连接可靠, 必要时应增大拱座尺寸。

12 斜拉桥、悬索桥加固

12.1 一般规定

12.1.1 悬索桥、斜拉桥整体或构件出现影响结构安全性病害时，应进行加固；悬索桥、斜拉桥出现影响结构耐久性病害时，应进行维修。

12.1.2 悬索桥吊索（杆）、斜拉桥斜拉索出现损伤或其他因素导致承载力不足时，应增加辅助索或更换。

12.1.3 不易更换的悬索桥主缆及无法加固的锚碇，承载力不足时，可降低荷载等级使用。

12.1.4 桥梁加固导致上部结构恒载增加时，应对下部结构、基础及地基进行验算。

12.1.5 桥梁各构件维修加固时，应按照腐蚀环境、构件材质、工作条件、维护条件等进行耐久性设计，混凝土构件应满足《公路工程混凝土结构耐久性设计规范》（JTG/T 3310），钢构件应满足《公路钢结构设计规范》（JTG D64-2015）及其它相关现行规范要求。

12.1.6 悬索桥吊索（杆）、斜拉桥斜拉索维修或更换设计时，宜设置可达、可检、可修、可换的养护设施。

条文说明

本章修订主要从结构满足安全性、耐久性的角度进行加固设计规定。安全性是指结构及构件强度、刚度、稳定性等受力性能满足设计要求；耐久性是指结构及构件在预定的期限内的正常使用性能满足设计要求。

12.2 加固方法

12.2.1 悬索桥、斜拉桥刚度不满足要求时，可采取以下加固措施：

- 1 悬索桥可采用增设斜拉索、设置中央扣件、直吊索改为斜吊索或交叉斜吊索、加强加劲梁风构等加固。
- 2 斜拉桥可采用增设辅助墩、增设纵、横向主梁限位装置、增设斜拉索减振装置等加固。

12.2.2 悬索桥加劲梁或索塔、斜拉桥主梁或桥塔等构件强度不满足要求时，可采用更换加劲梁构件、加大截面、体外预应力、粘贴钢板等加固。

12.2.3 悬索桥、斜拉桥构件出现耐久性病害时，应按本规范相关章节进行局部维修。

12.2.4 悬索桥锚碇出现开裂、变位过大等导致承载力不足病害时，应采取加固或降低标准使用。悬索桥锚碇出现进水受潮、开裂等病害时，应结合病害采取“排”、“堵”、“涂”等维修措施。

12.2.5 悬索桥索鞍出现滑移、偏位病害时，可采取顶推复位、减轻自重结合主缆索力调整等措施。

12.2.6 悬索桥主缆及吊索（杆）、斜拉桥斜拉索病害维修加固

- 1 悬索桥主缆涂层缠丝等防护体系破坏、主缆索股锈蚀损伤时，应排出索内水分后，重新修复防腐体系。悬索桥主缆下垂过大时，应对主缆垂度进行调整。
- 2 悬索桥吊索（杆）、斜拉桥斜拉索 PE 损伤时，应采取修补：
 - ① PE 损伤深度 $\leq 3\text{mm}$ 时，采用打磨处理；
 - ② PE 损伤深度 $> 3\text{mm}$ 时，采用冷补法修补；
 - ③ PE 局部开裂，钢丝裸露时，应除锈、除湿后，用同材料 PE 修补或冷补法修补。
- 3 悬索桥吊索（杆）、斜拉桥斜拉索索体锈蚀时，应根据锈蚀等级（表 12.2.1）进行分级处治：
 - ① 索钢丝锈蚀程度达到IV级时，应检查索内湿度，判断索钢丝锈蚀发展，并加强观测；
 - ② 索钢丝锈蚀等级达到V级及以上时，应更换或加辅助索加固。

表 12.2.1 钢丝锈蚀分级描述

锈蚀等级	外观形貌描述
I	钢丝完好无锈，表面泛着金属光泽，钢丝直径无损失。
II	钢丝表面因镀锌锈蚀而出现白色粉末，但钢丝基质没有锈蚀，钢丝直径无损失。
III	钢丝表面局部镀锌耗尽，基质锈蚀导致黄色斑点出现，用钢丝刷、抹布清洁这些黄色斑点后，钢丝恢复光滑外表，无肉眼可见的锈蚀痕迹，钢丝直径损失小于 0.2%。
IV	钢丝表面出现黄色斑点，且无法用钢丝刷清理，钢丝直径损失在 0.2%~1%。
V	钢丝表面黄色锈斑验收变深，数量增多，部分锈斑连接成片，但铁锈面积比白粉面积小，锈斑中心出现易脱落的锈蚀产物，除锈后可见浅坑，钢丝直径损失在 1%~4%。
VI	钢丝表面锈斑成片出现，铁锈的面积比锌粉面积大，锈蚀产物膨胀隆起，除锈后钢丝表面出现明显凹坑，钢丝直径损失在 4%~10%。
VII	镀锌耗尽，钢丝严重锈蚀，除锈前即可发现明显截面损失，除锈后钢丝截面呈不规则状，钢丝直径损失在 10%~50%。
VIII	钢丝断裂，或接近断裂，钢丝直径损失大于 50%。

4 悬索桥吊索（杆）、斜拉桥斜拉索减震器损坏或缺失时，应及时修复；振动较大时，可采取改变索的气动外形、结构特性或增加拉索阻尼等方式进行减振。

12.3 加固计算

12.3.1 加固设计计算应考虑结构损伤、材料劣化、新旧材料的结合性能及材性差异。材料、几何等参数应采用桥梁检测结果。

12.3.2 悬索桥

1 加固悬索桥结构及构件强度、刚度及稳定性等计算，应按照现行相关设计规范规定执行。

2 悬索桥吊索（杆）更换设计计算应按《公路桥梁悬索桥设计规范》（JTG/T D65-05—2015）第 10.4 节执行。

3 悬索桥吊索（杆）钢丝或钢丝绳、主缆钢丝抗拉强度分项系数应符合下列规定：

销接式吊索（杆）：2.20

骑跨式吊索（杆）：2.95

主缆：1.85

条文说明

本条适用于悬索桥吊索及主缆采用《公路悬索桥设计规范》（JTG/T D65-05—2015）设计的桥梁，镀锌高强钢丝的抗拉强度设计值应按其抗拉强度标准值除以钢丝抗拉强度分项系数确定；钢丝绳最小破断力设计值应按其最小破断力除以钢丝绳抗拉强度分项系数确定。采用老规范设计的悬索桥，仍沿用《公路桥梁加固设计规范》（JTG/T J22-2008）相关要求。

12.3.3 斜拉桥

1 加固斜拉桥结构及构件强度、刚度及稳定性等计算，应按照现行相关设计规范规定执行。

2 斜拉桥拉索更换设计计算按《公路斜拉桥设计规范》（JTG/T 3365-01—2020）第 7.2 节、第 7.3 节相关规定执行。

3 斜拉索承载力应满足下式要求：

$$\frac{\gamma_0 N_d}{A} \leq \Phi_d f_d$$

式中： γ_0 ——结构重要性系数；

N_d ——斜拉索的轴向拉应力设计值（N）；

A ——斜拉索截面面积（mm²）；

Φ_d ——斜拉桥的结构体系修正系数，对于部分斜拉桥 $\Phi_d=1.5$ ；对于其余构体系

$\Phi_d=1.0$ ；

f_d ——斜拉索的抗拉强度设计值（MPa）。

条文说明

本条取自《公路斜拉桥设计规范》（JTG/T 3365-01—2020），相关参数取值参照该规范执行。

12.3.4 悬索桥吊索（杆）、斜拉桥斜拉索更换工艺应通过计算确定。

12.3.5 悬索桥吊索（杆）、斜拉桥拉索更换及调索，应按索力、线形“双控”原则控制。

12.3.6 悬索桥、斜拉桥各混凝土构件加固，应按照本规范相应规定执行。

12.3.7 悬索桥、斜拉桥各钢构件加固，应按照本规范相关规定进行执行。

12.4 构造要求

12.4.1 悬索桥主缆、锚碇、吊索（杆）及斜拉桥斜拉索应采取可靠的防水、排水措施。

图 12.4.1 为斜拉桥斜拉索桥面设置防水、排水防护罩构造示意。

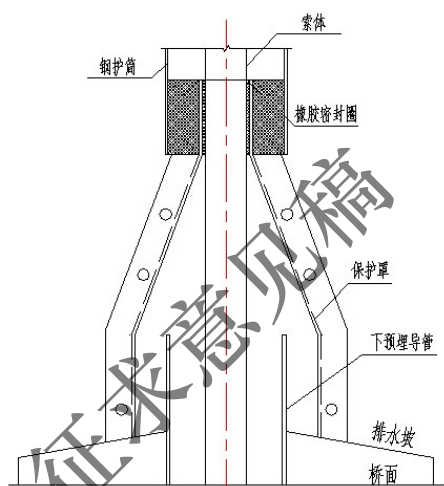


图 12.4.1 斜拉桥斜拉索桥面设置防护罩

12.4.2 新更换索应采用可检、易换、耐久的索，连接构造应兼顾在桥梁结构体系中的检修、更换。

12.4.3 悬索桥主缆、吊索（杆）及斜拉桥斜拉索宜设置检修通道或平台。

12.4.4 索 PE 防护层表面宜设置螺旋丝、增设抑振索等表面措施减振。

12.4.5 混凝土构件加固构造应符合本规范相关规定要求。

12.4.6 钢构件加固构造应符合本规范相关规定要求。

13 钢桥及钢—混凝土组合结构桥梁加固

13.1 一般规定

13.1.1 当钢桥或钢—混凝土组合梁桥的承载能力极限状态和正常使用极限状态不满足后续使用年限要求时应进行加固。

13.1.2 钢桥加固设计时，永久作用的取值宜采用实测的平均值乘以 1.05 作为其标准值。钢—混凝土组合梁桥加固时，宜根据实测的结构尺寸计算确定其永久作用的标准值。

条文说明

考虑到钢梁结构长期积灰、油漆、安装荷载、焊接作用及其它桥上附属物的重量变化等影响难以实际测得（钢箱梁内部积水、施工杂物等），因此乘以永久作用放大系数 1.05。当原桥缺少图纸时，须采用现场勘测的方式获得桥梁各构件的实际尺寸，并作为永久作用计算的依据。对于钢—混凝土组合梁由于其自重相对较大，因此不计入 1.05 的放大系数。

13.1.3 加固钢桥结构可按下列原则进行验算：

1 加固钢桥结构内力分析时，应考虑结构的实际有效截面尺寸和结构加固时的实际受力特点，确保加固部分与原结构共同工作。计算加固钢桥的截面抗弯承载力时，须考虑加固材料的应变滞后。

2 钢桥加固时若有新增杆件，并导致结构体系发生变化或重量增加，应对相关结构构件及桥梁基础进行必要的验算。

3 当对加固钢桥或钢—混凝土组合梁桥进行正常使用极限状态的应力、变形和疲劳计算时，应取用实桥各种荷载作用的标准值；当对加固钢桥或钢—混凝土组合梁桥进行承载能力极限状态验算时，应取用实桥各种作用效应的设计值。

4 当采用粘贴钢板或纤维复合材料对钢桥或钢—混凝土组合梁桥进行加固时，宜卸除桥梁的部分永久作用，并应实时监测和控制卸载大小以及结构和构件的变形。

条文说明

若按正常使用极限状态计算钢桥应力、变形和疲劳时，应取用各种荷载作用的标准值进行组合，即不考虑各种荷载作用的分项安全系数；若按承载能力极限状态计算钢桥截面承载力时，应取用各种作用效应的设计值进行组合，即考虑各种荷载作用的分项安全系数。上述计算中须采用《公路桥梁钢结构设计规范》(JTG D64)中的计算方法和控制条件。

当采用增设钢板或碳纤维复合材料对桥梁结构进行加固时，要求卸载的目的是为更好地发挥加固钢板材料或加固用碳纤维复合材料的强度。如果桥梁卸载确有困难，在加固截面的应力计算中应考虑分阶段受力问题。

13.1.4 钢桥或钢—混凝土组合梁桥存在局部损伤时，宜对其进行处治后再进行加固。

13.1.5 控制截面的应力、变形状态应按弹性理论方法计算，截面极限承载力可根据弹性理论或塑性理论的方法计算。

13.1.6 在正常使用极限状态下，加固后的钢—混凝土组合梁桥在不计冲击的活载短期效应作用下负弯矩区段的混凝土桥面板的裂缝宽度可近似按现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)中的偏心受拉构件计算。其上层纵向钢筋应力可根据截面弹性应力分析得到。

条文说明

钢筋混凝土桥面板的裂缝宽度计算时，其钢筋应力可采用按换算截面弹性应力分析得到的混凝土桥面板中的上层纵向钢筋中的应力。当裂缝宽度不能满足要求是，可增设体外预应力筋（束）或预应力碳纤维板，粘贴碳纤维片材或钢板以减小或消除混凝土桥面板开裂的不利影响。

13.1.7 钢—混凝土组合梁桥中的混凝土桥面板的加固计算可参照现行《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362)中有关混凝土板(梁)的规定。连接件的计算分析应按现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)或《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》(JTG D64-01)的有关方法进行。

条文说明

钢—混凝土组合梁桥中的混凝土桥面板本身应属钢筋混凝土或预应力混凝土结构。尽管桥面板在钢—混凝土组合梁桥中的作用极其重要,但由于其结构特点的相对独立性,仍可将其作为局部构件考虑,即按钢筋混凝土或预应力混凝土结构进行加固计算。

13.1.8 钢主梁加固应选择对原结构影响小的构造形式和加固工艺,,并应采用厚度较薄的轧制板件。

13.1.9 钢材的强度设计值应按现行《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64)取用。对于符合国家标准旧牌号或牌号不明的非标准钢材,其容许应力值可按表 13.1-9 中的容许应力值取用,或采用实测法(硬度法、取样拉伸试验法)确定。

表 13.1.9 钢材的容许应力值(MPa)

应 力 种 类	钢 材 种 类						
	Q235 (A3)	Q345 (16Mn)	ZG25II	ZG35II	ZG45II	45 号钢	35 号钢
轴向应力	140	200	130	150	170	210	—
弯曲应力	145	210	135	155	180	220	220
剪应力	85	120	80	90	100	125	110
端部承压应力	210	300	—	—	—	—	—
紧密接触的承压应力	70	100	65	75	85	105	105

自由接触的承压应力	5.5	8.0	5.0	6.0	7.0	8.5	8.5
节点销子的孔壁承压应力	210	300	195	195	255	—	180
节点销子的弯曲应力	210	340	—	—	—	360	—

- 注：1 表列 Q345(16Mn)钢的容许应力与屈服点 340MPa 对应；如按国标（GB/T 1591）的规定，由于厚度影响，屈服点有变动时，各类容许应力可按屈服点的比例予以调整。
- 2 验算紧密接触和自由接触的承压应力时，其面积取枢轴或辊轴的直径及其长度的乘积。其容许承压应力取两接触钢材强度较低者。
- 3 节点销子的孔壁容许压应力系指被连接件钢材的孔壁承压应力；节点销子的容许弯应力仅适用于被连接构件之间只有极小缝隙的情况。

条文说明

在钢桥加固中，容许应力值 $[\sigma]$ 不应大于 $f_{sk}/1.7$ 。钢材强度设计值为 $f_{sd} = f_{sk}/1.2$ 。其中 f_{sk} 为钢材的强度标准值（或屈服强度）。在确定钢材分项安全系数时，考虑到旧桥已存在疲劳损伤和桥梁荷载的动载特性，材料分项安全系数的取值宜比建筑《钢结构设计规范》（GB 50017—2003）中取值 1.111 再大一些，故取用 $\gamma_{fs} = 1.2$ 。表 13.1.9 中的钢材容许应力值出自《公路桥涵钢结构及木结构设计规范》（JTJ 025-86），可用于早期建造的钢桥或钢—混凝土组合梁桥的钢结构的容许应力取值。

13.1.10 当桥梁控制截面的钢材锈蚀严重，其截面面积损失率大于 25%，或其钢板件剩余厚度小于 8mm 时，其材料强度设计值尚应根据环境条件乘以表 13.1.10 所列的降低系数。对承受循环应力的构件应按实测锈损程度进行剩余寿命评估。

表 13.1.10 钢材强度腐蚀环境降低系数

桥梁结构使用环境	降低系数	桥梁结构使用环境	降低系数
I类环境-一般环境	1.00	V类环境-盐结晶环境	0.85
II类环境-冻融环境	1.00	VI类环境-化学腐蚀环境	0.85
III类环境-近海或海洋氯化物环境	0.95	VII类环境-磨蚀环境	1.00

IV类环境-除冰盐或其它氯化物环境	0.90	—	
-------------------	------	---	--

注：表中桥梁使用环境的分类方法同《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362）中第 4.5.2 条。

条文说明

表 13.1.10 中钢材强度腐蚀环境降低系数参考《钢结构加固技术规范》（CECS 77:96），并结合《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》（JTG 3362—2018）的表 13.1.10 中的环境分类确定。其目的是从结构耐久性角度考虑桥梁周边环境对钢材的不利影响，并对钢材的强度指标进行合理的折减。

13.2 加固方法

13.2.1 钢桥结构加固的主要方法有：加大截面法（加焊钢板、型钢）或粘贴碳纤维复合材料、加大连接强度、增设体外预应力束或预应力碳纤维板、改变结构受力体系、减轻永久作用（荷载）及阻止裂纹扩展等方法。

13.2.2 对钢桥结构进行加固或设计加固件的连接时，可采用高强度螺栓连接、局部粘结等方法。对于主要构件应采用栓接或粘贴连接，对于非主要构件亦可采用焊接。当原桥连接点的铆钉脱落时宜用高强螺栓更换。

条文说明

由于钢桥通常是带载加固，对于主体结构的主要受力构件，应尽量采用高强螺栓连接或粘结；对于非主体结构或次要构件可以采用焊接加固。这一规定的主要目的是尽量减小由于焊接工艺对原钢桥结构的损伤。目前铆接工艺已被淘汰，因此原桥结构中的铆钉失效应以高强螺栓替换。

13.2.3 在原始资料不全、材料不明的情况下，为保证可焊性，必须取材样复验后才能确定是否采用焊接加固。不同年代的钢材不宜互相焊接，原铆接连接节点不宜采用焊接加固。

13.2.4 钢桥或钢—混凝土组合梁桥的截面刚度不足时可采用增加钢构件、增大截面等方法加固。当钢桥或钢—混凝土组合梁桥的截面抗弯承载力不足时，可采用粘贴钢板或纤维复合材料、施加体外预应力等方法加固。

13.2.5 在钢—混凝土组合梁桥的墩顶负弯矩区裂缝的宽度超过限值时，可采用体外预应力、粘贴碳纤维板等方法加固，或在负弯矩区混凝土桥面板的表面粘贴纤维复合材料或其他高性能材料进行加固。

条文说明

采用体外预应力加固钢桥或混凝土组合梁桥时，对于减小负弯矩区的应力、减小或闭合其裂缝宽度及提高截面承载能力是有明显意义的。但其对桥梁刚度的贡献不大，也就是说对减小活载作用下的变形效果不明显。对于永久荷载作用下变形较大的桥梁，采用体外预应力方法可以有效地减小结构的长期变形，改善其使用性能。

13.2.6 对于箱形截面的钢—混凝土组合梁桥，当桥下净空受限且箱内空间允许，可在箱内张拉和锚固体外预应力束或预应力碳纤维板。

13.2.7 梁端混凝土桥面板与钢梁之间发生较明显的相对滑动时，可采取措施增加连接件的数量，确保混凝土桥面板与钢梁间的连接，必要时可重新设置混凝土桥面板。

13.2.8 钢结构构件上发现疲劳裂纹时，首选处治措施应为更换疲劳开裂构件。确实无法更换时，应在距裂缝前端外 0.5~1.0 倍板厚处钻止裂孔，阻止裂缝进一步急剧扩展。应在消除诱发因素的条件下进行修复和加固。

13.2.9 对于钢桁架桥的纵、横梁腹板上出现的疲劳裂纹，应优先采用堵焊的方法修补裂

纹，然后再采用高强螺栓贴补板件，以改善细部疲劳受力性能。对于已开裂的连接角钢则必须更换，原不满足要求的钉距可以不改变。

13.3 钢桥加固计算

13.3.1 考虑剪力滞影响的受弯构件的受拉或受压翼缘的有效截面宽度应参照现行《公路钢结构桥梁设计规范》5.1.8 节计算。

13.3.2 按弹性理论计算钢桥加固构件正常使用阶段的控制截面应力必须满足下式要求：

$$\sigma \leq k[\sigma] \quad (13.3.1)$$

式中 σ ——可能出现的作用（荷载）效应标准值组合的截面最大计算应力；

$[\sigma]$ ——钢材的容许应力；

k ——不同作用组合下的容许应力提高系数，见表 13.3.2。

表 13.3.2 容许应力的提高系数 k

构造物类型	荷载组合	k
永久性结构	仅考虑自重、恒载和活载的组合	1.0
	在上述组合基础上考虑其他作用的组合	1.25
	偶然组合	1.30~1.40
临时性结构	仅考虑自重、恒载和活载的组合	1.30
	在上述组合基础上考虑其他作用的组合	1.40
	偶然组合	1.4

条文说明

按容许应力法计算加固钢桥的截面强度时，若以粘贴碳纤维复合材料或钢板作为加固材料，应将其按弹性模量的比例换算为同一材料后再按容许应力法计算。由于钢桥自重较轻，在弹性计算时可不考虑加固材料的应力滞后问题。当加固用的钢板和碳纤维复合材料的强度

不小于原钢桥材料的强度且荷载等级不提高的情况下，可不必验算加固材料的应力或强度。

表 13.3.2 考虑了现行《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015) 与原 (JTJ 021-89) 在荷载组合上的差异。在此，第一行的标准值组合是指现行 (JTG D60—2015) 第 4.1.8 条中只含自重、恒载、汽车荷载、冲击和人群作用的标准值组合，相当于原 (JTJ 021-89) 规范组合 I；第二行的标准值组合相当于现行规范中在上述自重、恒载和汽车 (含冲击) 与人群作用基础上，考虑制动力、温度等其它可变作用，相当于原规范 (JTJ 021-89) 中的组合 III 和组合 IV。现行 (JTG D60—2015) 中的偶然组合与原规范 (JTJ 021-89) 基本一致，仅增加了一项汽车撞击作用。原规范 (JTJ 021-89) 中的组合 II 是针对挂车荷载的组合，现已取消。

13.3.3 按弹性理论计算加固后结构的整体稳定性及变形时应计入加固材料对截面面积、刚度以及构件纵向弯曲的影响，参照现行《公路钢结构桥梁设计规范》第 4 章中的要求进行。

条文说明

以受压为主的构件，还应验算构件的整体稳定性。稳定验算中须考虑加固材料的影响。

13.3.4 对加固后结构的构件和连接可参照现行《公路钢结构桥梁设计规范》第 5.5 节的方法进行疲劳强度验算。

条文说明

在疲劳强度验算时，可根据桥梁实际行车情况，选用实际经常发生的荷载组合中的车辆荷载 (或疲劳车) 进行计算。在疲劳验算中采用的净截面几何性质 A_j 和 W_j 中应扣除原桥铆钉孔和螺栓孔的影响，同时可考虑加固材料对截面几何参数的有利影响。对只承受压力的构件和临时性结构的构件，可不验算疲劳强度。

13.3.5 加固连接计算应注意以下要点：

1 当采用焊接连接加固时，焊缝的形式、构造及计算应按照现行《公路钢结构桥梁设计规范》第 6 章的方法进行。

2 当原桥连接点的铆钉脱落时宜用高强螺栓替代，形成高强螺栓和铆钉混合连接。此时，应考虑原有铆钉连接的受力状况，宜将缺损铆钉和与其相对应布置的非缺损铆钉一并更换。摩擦型高强螺栓与铆钉混合连接时，其承载力按共同工作考虑。

3 当在负荷下进行结构加固，需要拆除结构原有螺栓、铆钉或增加、扩大钉孔时，除应验算结构原有构件和加固件的承载力外，还必须校核板件的净截面强度和钉孔间距的构造要求。

4 采用焊接连接加固普通螺栓或铆钉连接，不考虑两种连接共同工作，应按焊接承受全部作用力计算，但不宜拆除原有连接件。

5 当采用高强螺栓连接加固时，须验算连接处高强度螺栓的承载力和构件连接截面的承载力。

1) 单个高强度螺栓的容许抗剪承载力可按下式计算：

$$[N_v^b] = 0.6P\mu n_m \quad (13.3.5-1)$$

式中 $[N_v^b]$ ——单个高强螺栓的容许抗剪承载力；

P ——单个高强螺栓的设计拉力，按表 13.3.4-1 取值；

n_m ——摩擦面个数，对于钢桥加固的情况，一般取 $n_m=1$ 或 $n_m=2$ ；

μ ——摩擦面抗滑移系数，根据接触面的处理方法按表 13.3.4-2 取用

表 13.3.5-1 单个高强度螺栓的预拉力 P (kN)

螺栓的性能等级	螺栓公称直径 (mm)					
	M16	M20	M22	M24	M27	M30
8.8 级	80	125	150	175	230	280
10.9 级	100	155	190	225	290	355

表 13.3.5-2 摩擦面的抗滑移系数 μ

在连接处构件接触面的处理方法	构件的钢种		
	Q235 钢	Q345 钢、Q390 钢	Q420 钢
喷砂 (丸)	0.45	0.50	0.50

喷砂（丸）后涂无机富锌漆	0.35	0.40	0.40
喷砂（丸）后生赤锈	0.45	0.50	0.50
钢丝刷清除浮锈或未经处理的干净轧制表面	0.30	0.35	0.40

2) 单个高强度螺栓的容许抗拉承载力可按式计算：

$$[N_{vt}^b] = 0.6P \quad (13.3.5-2)$$

3) 高强度螺栓承受剪力和拉力共同作用时，单个高强度螺栓在受拉状态下的容许抗剪承载力按下式计算：

$$[N_v^b] = 0.6\mu n_m(P - 1.25N_t) \quad (13.3.5-3)$$

式中， N_t 为单个高强度螺栓承受的外拉力。其他符号意义同前。

4) 采用焊缝与高强度螺栓混合连接时，新加焊缝的承载力与原有高强度螺栓的承载力的比值宜大于或等于 0.5。连接的内力可由高强度螺栓和焊缝共同承担。其承载力可按下列公式计算，并取其中的较小值：

$$N = \min \{0.9(N_w + N_b), N_w + 0.62N_b\} \quad (13.3.5-4)$$

式中： N ——连接的总承载力；

N_w ——焊缝的承载力；

N_b ——高强度螺栓的承载力。

6 增设的加固钢件自身须有足够的設計承载力和刚度，同时还必须与被加固结构有可靠连接，以保证二者共同工作。加固件与被加固结构间的连接，应根据设计要求计算并考虑构造和施工条件确定。

7 加固件的焊缝、螺栓、铆钉等连接的计算可按《公路钢结构桥梁设计规范》（JTG D64—2015）或《钢结构设计规范》（GB 50017—2017）的规定方法进行。计算时，对角焊缝强度设计值应乘以 0.85，其他强度设计值或承载力设计值应乘以 0.95。

条文说明

5 高强螺栓的容许承载力与容许应力法相对应。各承载力公式中的系数 0.6 相当于容许

应力法的安全系数 1.7 的倒数。1.25 为承受剪力和拉力共同作用时对拉力 N_t 的附加安全系数。

13.3.6 构件承载力计算

1 加固钢桥构件应按弹性理论进行承载能力极限状态验算；加固钢—混凝土组合梁桥时可按弹性理论或塑性理论计算。

2 承载能力极限状态验算时，应按现行《公路桥涵设计通用规范》第 4.1.5 条中的基本组合和偶然组合。

3 按弹性理论计算钢桥构件的截面强度应参照现行《公路钢结构桥梁设计规范》第 5 章的方法进行。

4 粘结钢板、粘贴纤维复合材料、体外预应力加固后的承载力计算考虑两阶段受力影响，并参照《公路钢结构桥梁设计规范》进行。

条文说明

目前对钢桥进行承载能力极限状态的计算上缺少成熟的方法。在承载能力极限状态下《公路桥梁钢结构设计规范》(JTG D64—2015)和《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》(JTG D64-1—2015)中采用了验算截面强度的计算方法；《钢-混凝土组合桥梁设计规范》(G 50917—2013)则采用了塑性承载力验算的方法，客观上出现了弹性方法和塑性方法并存的局面。在本修编中对于钢桥仍采用基于弹性方法的截面强度验算方法，而对于钢-混凝土组合梁桥则弹性方法和塑性方法均可使用。

13.4 钢—混凝土组合梁桥加固计算

13.4.1 采用粘贴钢板、纤维复合材料及预应力方法加固的钢—混凝土组合梁桥，在正常使用极限状态下，若抗剪连接度大于等于 1，可采用换算截面法计算截面法向应力、剪应力和主应力。计算构件截面应力和变形时，应采用荷载效应的标准值。

条文说明

当采用体外预应力方法加固钢—混凝土组合梁时，在正常使用极限状态下，截面应力和变形验算时采用换算截面，按弹性理论计算。

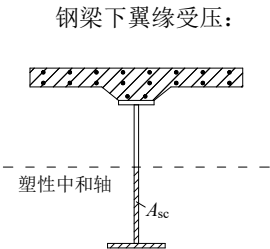
13.4.2 钢—混凝土组合梁整体内力和变形计算时，翼缘板有效宽度可取构件的实际宽度；对承载能力极限状态的截面承载力和正常使用极限状态的截面强度计算时，有效宽度应按《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》（JTG D64-01—2015）的相关规定取用。

13.4.3 采用上述方法加固的钢—混凝土组合梁的截面弹性抗弯、抗剪强度可采用换算截面法按现行《公路钢混组合梁桥设计与施工规范》（JTG/T D 64-01—2015）中第 7.2 条的方法计算；计算中应采用荷载效应基本组合设计值。

13.4.4 钢梁受压板件的宽厚比满足表 13.4.4 的要求时，加固后的钢—混凝土组合梁塑性抗弯承载力应按本章第 13.4.8 和 13.4.9 条的方法计算。

表 13.4.4 钢梁板件宽厚比限值

截面形式			
正、负弯矩作用区段截面示意图		翼缘	腹板
正弯矩作用区段	塑性中和轴在钢梁截面内： 塑性中和轴	符合构造要求	当 $\alpha > 0.5$ 时： $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{376}{13\alpha - 1} \sqrt{\frac{345}{f_y}}$ 当 $\alpha \leq 0.5$ 时： $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{34}{\alpha} \sqrt{\frac{345}{f_y}}$

负 弯 矩 作 用 区 段	钢梁下翼缘受压: 	下翼缘: $\frac{b}{t} \leq 8 \sqrt{\frac{345}{f_y}}$ $\frac{b_0}{t} \leq 31 \sqrt{\frac{345}{f_y}}$	当 $\alpha > 0.5$ 时: $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{376}{13\alpha - 1} \sqrt{\frac{345}{f_y}}$ 当 $\alpha \leq 0.5$ 时: $\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{34}{\alpha} \sqrt{\frac{345}{f_y}}$
---------------------------------	---	--	--

注: 表中 α 为钢梁受压区腹板高度的比例系数, 可近似采用下列各式计算:

$$\text{正弯矩作用区段, 塑性中和轴在钢梁截面内时: } A_{sc} = \frac{A_s f_d - A_c f_{cd} - A_r f_{sd}}{2 f_d}, \quad \alpha = \frac{A_{sc} - A_{st}}{h_w t_w}$$

$$\text{负弯矩作用区段: } A_{sc} = \frac{A_s f_d + A_r f_{sd}}{2 f_d}, \quad \alpha = \frac{A_{sc} - A_{sb}}{h_w t_w}$$

式中: A_{st} 、 A_{sb} ——分别为钢梁上翼缘、下翼缘面积; A_{sc} ——钢梁受压区的截面积。

条文说明

钢梁板件宽厚比限值是钢结构按塑性理论计算的前提, 对于不满足宽厚比限值的钢结构, 在构件达到塑性状态之前, 将首先出现局部失稳破坏, 进而可导致整体失稳的提前发生。

13.4.5 对于钢梁板件不满足宽厚比限值的钢—混凝土组合梁, 仍应按本章 13.4.3 条确定截面的弹性强度。

13.4.6 采用体外索加固钢—混凝土组合梁桥的结构内力分析内容和方法可参考本规范第 8 章的相关内容及其附录 E。对正常使用极限状态的计算方法可参考本规范第 8.4 条的相关条文进行。

13.4.7 加固的钢—混凝土组合梁桥通常采用栓钉连接件、槽钢连接件和钢筋连接件。当连接件失效或更换混凝土桥面板和连接件时, 连接件的数量须经计算确定。连接件的承载力、数量计算及其构造要求应参照现行《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》或现行《钢—混凝土组合桥梁设计规范》的相关规定。

13.4.8 预应力碳纤维板加固钢—混凝土组合梁正弯矩区的截面塑性抗弯承载力可按下列方法计算：

1 第一类型截面（ $x \leq h_d$ ）

组合截面的塑性中性轴位于混凝土翼板内，判断条件如下（图 13.4.8-1）：

$$b_{\text{eff}} h_d f_{\text{cd}} \geq A_s f_d + A_{\text{pf}} f_{\text{fd}} \quad (13.4.8-1)$$

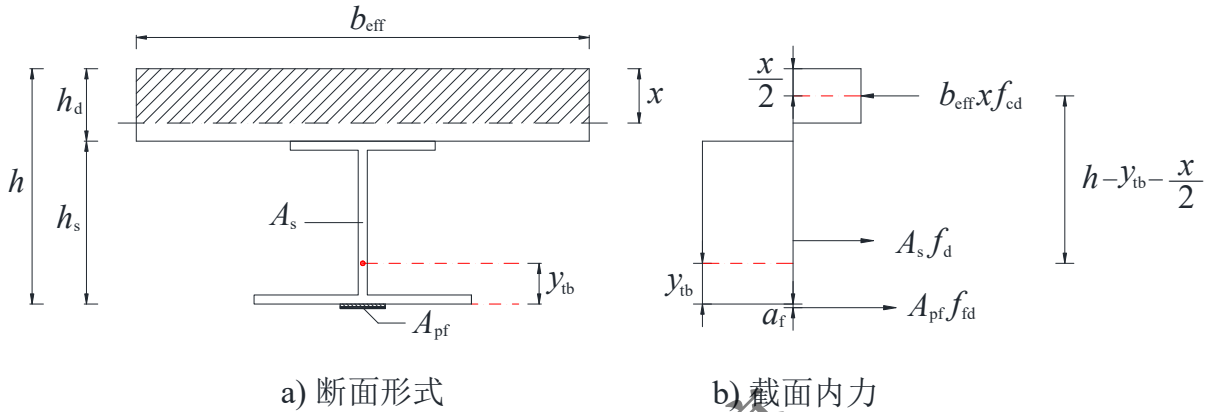


图 13.4.8-1 第一类型截面计算图式

加固后组合截面的塑性中性轴位置及塑性抗弯承载力可由下列公式确定：

$$b_{\text{eff}} x f_{\text{cd}} = A_s f_d + A_{\text{pf}} f_{\text{fd}} \quad (13.4.8-2)$$

$$M_{\text{ud}} = (A_s f_d + A_{\text{pf}} f_{\text{fd}}) \left(h - y_{\text{tb}} - \frac{x}{2} \right) \quad (13.4.8-3)$$

式中： M_{ud} ——组合截面塑性抗弯承载力设计值；

f_{cd} ——混凝土的抗压强度设计值；

f_d ——钢材的抗拉、抗压强度设计值；

f_{fd} ——碳纤维板的抗拉强度设计值；

A_s ——钢梁的截面面积；

A_{pf} ——碳纤维板的截面面积；

b_{eff} 、 h_d ——混凝土板的有效宽度和高度；

y_{tb} ——加固后组合截面受拉区合力作用点至钢梁下边缘的距离，可按下列公式计算：

$$y_{tb} = \frac{A_s f_d y_{sb}}{A_s f_d + A_{pf} f_{fd}} \quad (13.4.8-4)$$

y_{sb} ——钢梁截面重心至组合截面下边缘的距离；

图 13.4.8-1 中， h 为组合梁的高度， a_f 为碳纤维板的形心至钢梁下边缘的距离。

2 第二类型截面（ $x \geq h_d + t'$ ）

组合截面的塑性中性轴位于钢梁腹板中，判断条件如下（图 13.4.8-2）：

$$b_{eff} h_d f_{cd} + 2b_{su} t' f_d \leq A_s f_d + A_{pf} f_{fd} \quad (13.4.8-5)$$

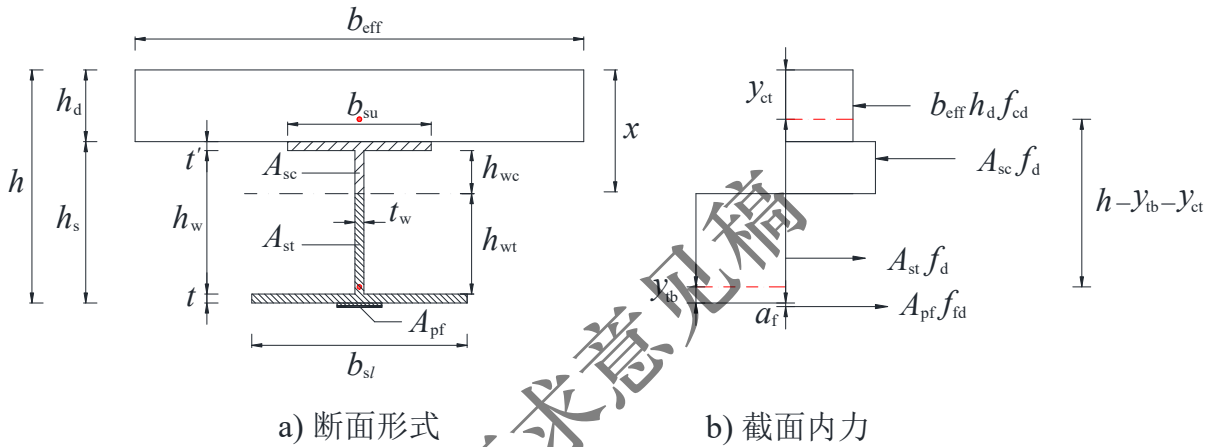


图 13.4.8-2 第二类型截面计算图式

截面塑性中性轴位置和截面抗弯承载力可由下式确定：

$$b_{eff} h_d f_{cd} + b_{su} t' f_d + (x - h_d - t') t_w f_d = (h - x - t) t_w f_d + b_{sl} t f_d + A_{pf} f_{fd} \quad (13.4.8-6)$$

$$M_{ud} = (A_{st} f_d + A_{pf} f_{fd}) (h - y_{tb} - y_{ct}) \quad (13.4.8-7)$$

式中： y_{tb} ——组合截面受拉区合力作用点至钢梁下边缘的距离，按下式计算：

$$y_{tb} = \frac{A_{st} f_d y_{stb}}{A_{st} f_d + A_{pf} f_{fd}} \quad (13.4.8-8)$$

A_{st} ——钢梁受拉区面积， $A_{st} = t_w h_{wt} + b_{sl} t$ ；

y_{stb} ——钢梁受拉区的合力作用点至钢梁下边缘的距离，按下式计算：

$$y_{stb} = \frac{t_w h_{wt} (t + h_{wt} / 2) + b_{sl} t^2 / 2}{A_{st}} \quad (13.4.8-9)$$

y_{ct} ——组合截面受压区合力作用点至混凝土板上边缘的距离，可按下式计算：

$$y_{ct} = \frac{h_d}{2} + \frac{f_d}{2} \cdot \frac{A_{sc}(h_d + t') + A_{wc}(h_{wc} + t')}{b_{eff}h_d f_{cd} + A_{sc}f_d} \quad (13.4.8-10)$$

h_{wc} ——钢梁受压腹板高度， $h_{wc} = x - h_d - t'$ ；

A_{wc} ——钢梁受压腹板面积， $A_{wc} = h_{wc} t_w$ ；

A_{sc} ——钢梁受压区面积， $A_{sc} = A_{wc} + b_{su} t'$ 。

条文说明

钢—混凝土组合梁正弯矩作用截面塑性抗弯承载力的计算方法基于如下假设：

- (1) 混凝土翼板与钢梁之间、钢梁与碳纤维板之间连接可靠；
- (2) 混凝土不承担拉应力；
- (3) 位于塑性中性轴以上的受压混凝土取矩形应力图，其应力达到混凝土抗压强度设计值 f_{cd} ；
- (4) 钢梁的受压区和受拉区均进入塑性状态，钢梁截面应力分布为矩形，应力分别达到钢材的抗拉、抗压强度设计值 f_d 和 f'_d ，且 $f_d = f'_d$ 。
- (5) 碳纤维板的应力取用其材料抗拉强度设计值 f_{fd} ，忽略其厚度影响。

1 上式中组合截面指由混凝土板、钢梁及碳纤维板组成的截面，组合截面的下边缘即钢梁下缘。公式 (13.4.8-4) 的原型应为：

$$y_{tb} = \frac{A_s f_d y_{sb} - A_{pf} f_{fd} a_f}{A_s f_d + A_{pf} f_{fd}} \quad (13-1)$$

可近似取碳纤维板的截面重心（或合力作用点）至组合截面下边缘的距离 $a_f=0$ ，故有公式(13.4.8-4)：

$$y_{tb} = \frac{A_s f_d y_{sb}}{A_s f_d + A_{pf} f_{fd}}$$

故组合截面的梁高 h 和力臂 y_{tb} 中可忽略碳纤维板厚度和胶层厚度。

2 组合截面受压区合力作用点至混凝土板上边缘距离的理论公式如下：

$$y_{ct} = \frac{b_{eff} h_d f_{cd} \cdot \frac{h_d}{2} + b_{su} t' f_d \left(h_d + \frac{t'}{2} \right) + h_{wc} t_w f_d \left(h_d + t' + \frac{h_{wc}}{2} \right)}{b_{eff} h_d f_{cd} + b_{su} t' f_d + h_{wc} t_w f_d} \quad (13-2)$$

将上式化简后可得公式(13.4.8-10)。

3 除上述两种截面破坏模式外，还存在第三类型截面（ $h_d < x < h_d + t'$ ），即中性轴位于钢梁上翼板内的情况。其组合截面塑性中性轴位置及截面塑性抗弯承载力可按下列方法计算，见图 13-1。

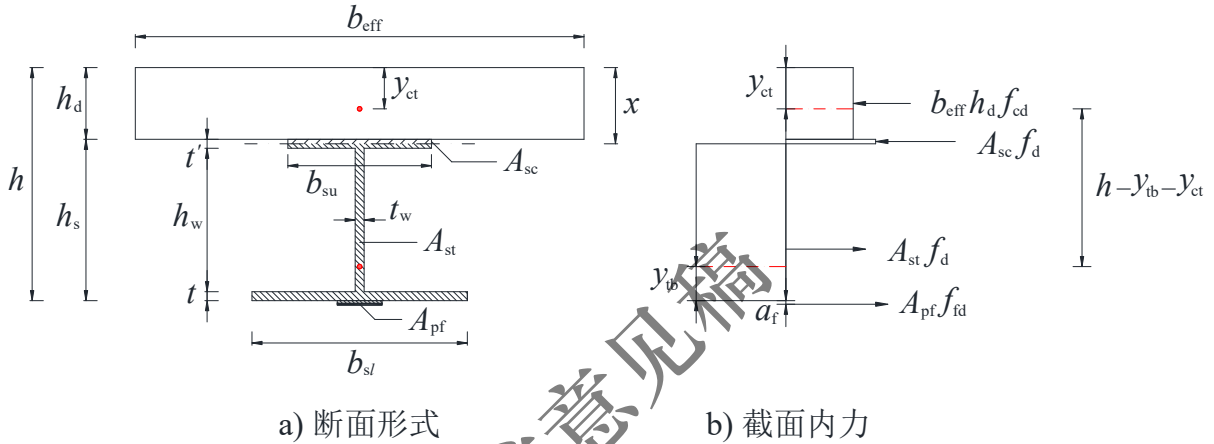


图 13-1 第三类型截面计算图式

塑性中性轴 x 位于钢梁上翼板内，判断条件为：

$$b_{eff} h_d f_{cd} < A_s f_d + A_{pf} f_{fd} < b_{eff} h_d f_{cd} + 2b_{su} t' f_d \quad (13-3)$$

截面中性轴位置可由下列公式确定：

$$b_{eff} h_d f_{cd} + 2b_{su} (x - h_d) f_d = A_s f_d + A_{pf} f_{fd} \quad (13-4)$$

式中： y_{tb} ——组合截面受拉区合力作用点至钢梁下边缘的距离，可按公式(13.4.8-8)近似计算：

y_{stb} ——钢梁受拉区合力作用点至钢梁下边缘的距离，按下式计算：

$$y_{stb} = \frac{t_w h_w (t + h_w / 2) + b_{sl} t^2 / 2}{A_{st}} \quad (13-5)$$

A_{st} ——钢梁受拉区面积，按下式计算：

$$A_{st} = t_w h_w + b_{sl} t \quad (13-6)$$

y_{ct} ——组合截面受压区合力作用点至混凝土板上边缘的距离，有：

$$y_{ct} = \frac{h_d}{2} + \frac{f_d}{2} \cdot \frac{A_{sc} x}{b_{eff} h_d f_{cd} + A_{sc} f_d} \quad (13-7)$$

A_{sc} ——受压区钢梁面积, $A_{sc} = b_{su}(x - h_d)$ 。

截面抗弯承载力可按公式(13.4.8-7)确定,其中参数 y_{ct} 和 y_{tb} 应根据公式(13-7)和(13.4.8-8)计算。

在实际钢—混凝土组合梁桥正弯矩区加固工程中,建议的加固后的组合截面为第二类截面或第一类截面。

13.4.9 采用预应力碳纤维板加固的钢—混凝土组合梁负弯矩区时,当截面的拉力比满足 $\gamma = (A_r f_{sd} + A_p f_{pd} + A_{pf} f_{fd}) / A_s f_d \leq 0.5$ 时,截面塑性抗弯承载力计算可按下列方法进行:

截面塑性中性轴的位置在钢梁腹板中,判断条件如下(图 13.4.9-1):

$$A_r f_{sd} + A_p f_{pd} + A_{pf} f_{fd} + 2b_{su} t' f_d \leq A_s f_d \quad (13.4.9-1)$$

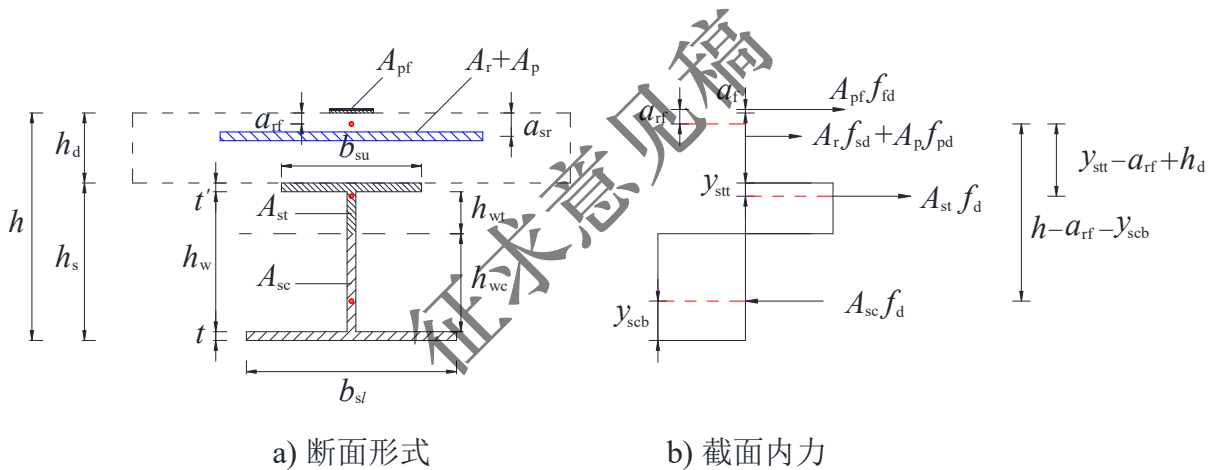


图 13.4.9-1 负弯矩区截面塑性抗弯承载力计算图式

中支点截面塑性抗弯承载力 M_{ud} 可由下式确定:

$$M_{ud} = A_{sc} f_d (h - a_{rf} - y_{scb}) - A_{st} f_d (y_{stt} - a_{rf} + h_d) \quad (13.4.9-2)$$

式中: A_r ——混凝土翼板有效宽度内的纵向普通钢筋截面面积;

f_{sd} ——普通钢筋的抗拉强度设计值;

A_{pf} 、 f_{fd} ——碳纤维板的截面面积、抗拉强度设计值;

A_p 、 f_{pd} ——混凝土板内预应力钢筋的截面面积、抗拉强度设计值;

b_{su} 、 t' ——钢梁上翼缘板的宽度、厚度；

A_s ——钢梁的截面面积；

f_d ——钢材的抗拉、抗压强度设计值；

A_{sc} 、 A_{st} ——钢梁受压区面积、钢梁受拉区面积，按下式计算：

$$A_{sc} = \frac{A_r f_{sd} + A_p f_{pd} + A_{pf} f_{fd} + A_s f_d}{2f_d}, \quad A_{st} = A_s - A_{sc} \quad (13.4.9-3)$$

h ——组合梁截面的高度，不含碳纤维板厚度和胶层厚度；

a_{rf} ——普通钢筋、预应力钢筋和碳纤维板合力作用点至混凝土板上缘的距离：

$$a_{rf} = \frac{A_r f_{sd} a_{sr} + A_p f_{pd} a_p - A_{pf} f_{fd} a_f}{A_r f_{sd} + A_p f_{pd} + A_{pf} f_{fd}} \quad (13.4.9-4)$$

a_{sr} ——普通钢筋合力作用点距混凝土桥面板顶面的距离；

a_p ——预应力钢筋的截面重心至混凝土桥面板顶面的距离；

a_f ——碳纤维板的截面重心至混凝土桥面板顶面的距离，可近似取为零；

y_{scb} ——钢梁塑性受压区合力作用点到钢梁下边缘的距离：

$$y_{scb} = \frac{t_w h_{wc} (t + h_{wc}/2) + b_{sl} t^2/2}{A_{sc}} \quad (13.4.9-5)$$

y_{stt} ——钢梁塑性受拉区合力作用点到钢梁上边缘的距离：

$$y_{stt} = \frac{t_w h_{wt} (t' + h_{wt}/2) + b_{su} t'^2/2}{A_{st}} \quad (13.4.9-6)$$

h_{wc} 、 h_{wt} ——分别为钢梁腹板受压区高度、钢梁腹板受拉区高度：

$$h_{wc} = \frac{A_{sc} - b_{sl} t}{t_w} \quad (13.4.9-7)$$

$$h_{wt} = h_w - h_{wc} \quad (13.4.9-8)$$

条文说明

试验研究表明, 预应力碳纤维板加固的钢—混凝土组合梁负弯矩作用截面塑性抗弯承载力的计算方法可基于如下假设:

- (1) 混凝土翼板与钢梁之间、混凝土翼板与碳纤维板之间有可靠的连接;
- (2) 混凝土板不承担拉应力;
- (3) 钢梁的受拉区和受压区均进入塑性状态, 钢梁截面应力分布为矩形, 应力分别达到钢材的抗拉、抗压强度设计值 f_d 和 f'_d , 且两者相等;
- (4) 混凝土桥面板内的钢筋应力分别达到抗拉强度设计值 f_{sd} 和 f_{pd} ;
- (5) 碳纤维板的应力取用其材料抗拉强度设计值 f_{fd} , 忽略其厚度影响。

研究表明, 当负弯矩区同时配有普通钢筋和预应力钢筋时, 由于在极限状态下预应力筋的合力很大, 因此图 13.4.9-1 (b) 的等效图式中的合成截面中性轴到钢梁截面重心轴间的距离 y_{so} 数值聚增, 甚至会超过钢梁腹板的高度, 这意味着等效图式已不成立。因此对于配有普通钢筋和预应力钢筋的组合梁负弯矩截面应注意控制截面的总的拉力比 $\gamma = (A_r f_{sd} + A_p f_{pd} + A_{pf} f_{fd}) / A_s f_d \leq 0.5$ 的合理范围, 可直接由截面平衡方程的方法验算其塑性抗弯承载力。当不满足上述拉力比条件时, 不宜采用预应力碳纤维板的加固方法。

针对负弯矩区的加固计算中, 由于碳纤维板厚度很薄, 还有可能将碳纤维板嵌入混凝土表面, 故其截面重心至混凝土桥面板顶面的距离很小, 可近似取为零。

当负弯矩截面的塑性中性轴在钢梁上翼板内时, 截面受压面积和截面塑性抗弯承载力可借助下列方法确定。其判断条件如下 (图 13.4.9-1):

$$A_s f_d - 2b_{su} t' f'_d < A_r f_{sd} + A_p f_{pd} + A_{pf} f_{fd} < A_s f_d \quad (13-8)$$

加固后负弯矩的截面塑性抗弯承载力可按下式计算:

$$M_{ud} = t_w h_w f_d (h - t - h_w / 2 - a_{rf}) + t b_{sl} f_d (h - t / 2 - a_{rf}) \quad (13-9)$$

式中其他符号意义同前。

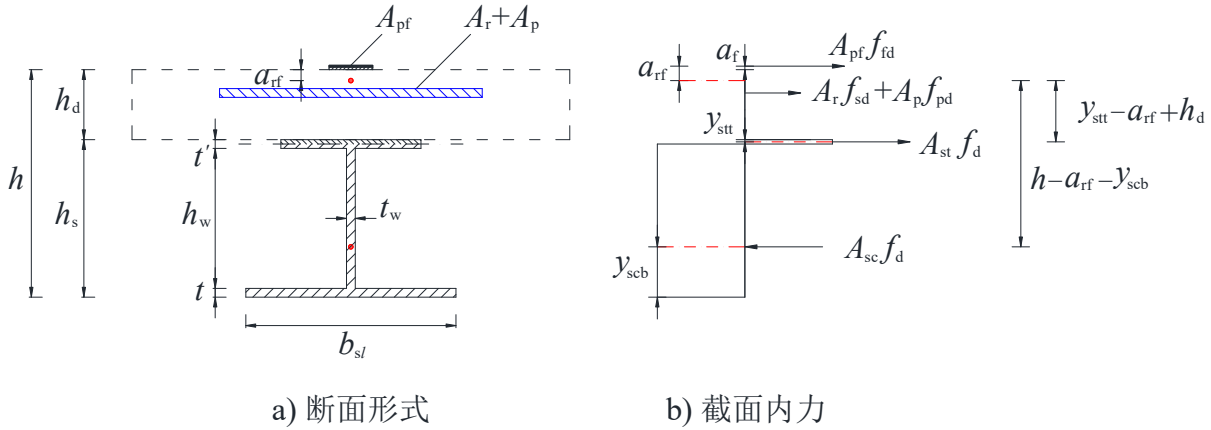


图 13-2 负弯矩区塑性抗弯承载力计算图式

13.4.10 截面塑性抗弯承载力验算均应满足下列条件：

$$\gamma_0 M_d \leq M_{ud} \quad (13.4.10-1)$$

式中： γ_0 ——桥梁结构重要性系数；

M_d ——截面基本组合的弯矩设计值；

M_{ud} ——加固后的组合截面的塑性抗弯承载力设计值，按上述方法计算。

13.4.11 采用预应力碳纤维板加固的钢—混凝土组合连续梁桥负弯矩区的抗裂性可按下列方法进行验算：

1 按全预应力混凝土桥面板验算

负弯矩区组合截面上缘的消压弯矩 M_0 应按下列式求得：

$$M_0 = \frac{n_E I_0}{h - y_0} \left[\frac{N_{pf}}{n_E A_0} + \frac{M_{pf}}{n_E I_0} (h - y_0) \right] \quad (13.4.11-1)$$

式中： M_0 ——混凝土桥面板上缘的消压弯矩；

M_{pf} ——由碳纤维板有效预应力引起的总预矩，按下式计算：

$$M_{pf} = N_{pf} y_{pf} \pm M'_{pf} \quad (13.4.11-2)$$

N_{pf} ——由碳纤维板有效预应力引起的截面轴向压力，计算方法参见 8.3.3 条；

y_{pf} ——预应力碳纤维板截面重心至换算截面重心的距离，按下式计算：

$$y_{pf} = h - y_0 + a_f \quad (13.4.11-3)$$

M'_{pf} ——由有效预加力 N_{pf} 引起的计算截面的次预矩，其正负号取决于计算截面的位置，可从有限元计算中直接提取；

n_E ——混凝土与钢梁材料的弹性模量比；

I_0 ——加固后组合梁换算截面对其重心轴的惯性矩；

y_0 ——加固后换算截面重心到钢梁下边缘的距离；

A_0 ——加固后组合梁换算截面面积；

h ——组合梁截面高度，可忽略碳纤维板及胶层的厚度。

由下式判断混凝土桥面板上缘的抗裂性：

$$M_s \leq M_0 \quad (13.4.11-4)$$

式中： M_s ——作用效应频遇组合计算的组合梁负弯矩截面的弯矩设计值；

$$M_s = M_g + 0.7M_q + M_r \quad (13.4.11-5)$$

M_g ——由恒载引起的弯矩标准值，分阶段受力的组合梁应取二期恒载引起的弯矩标准值；

M_q ——由汽车作用（不计冲击系数）引起的弯矩标准值；

M_r ——由人群作用引起的弯矩标准值；其他符号意义同前。

2 按预应力混凝土 A 类构件验算

负弯矩区组合截面上缘的开裂弯矩 M_{cr} 应按下式计算：

$$M_{cr} = \frac{n_E I_0}{h - y_0} \left[0.7 f_{tk} + \frac{N_{pf}}{n_E A_0} + \frac{M_{pf}}{n_E I_0} (h - y_0) \right] \quad (13.4.11-6)$$

由下式判断混凝土桥面板顶面的抗裂性：

$$M_s \leq M_{cr} \quad (13.4.11-7)$$

式中： M_{cr} ——混凝土桥面板顶面的开裂弯矩；

f_{tk} ——桥面板混凝土抗拉强度标准值。

其他符号意义同前。

13.4.12 负弯矩区桥面板混凝土裂缝宽度验算

当按上述 A 类构件验算不能通过时,应按规范 JTG 3362—2018 的方法验算桥面板负弯矩区混凝土上缘的裂缝宽度。验算中桥面板上层纵向钢筋的应力 σ_{ss} 可根据弹性截面分析方法确定。裂缝宽度验算结果应满足:

$$w_{f\max} \leq [w_f] \quad (13.4.12-1)$$

式中: $w_{f\max}$ ——中支点桥面板最大计算裂缝宽度,可按 JTG 3362—2018 的 6.4 节中钢筋混凝土受拉构件计算;

$[w_f]$ ——最大裂缝宽度限值,建议取 0.15mm;

条文说明

中支点负弯矩区桥面板的裂缝宽度的主要影响因素是混凝土桥面板中的上层纵向钢筋应力水平,该应力 σ_{ss} 可依据弹性截面分析原理按下述方法确定,计算中可忽略预应力碳纤维板的厚度。

1 对预应力筋(束)加固的混凝土桥面板:

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s + M_{p2} - N_p y_p}{I_{sr0}} y_{ps} - \frac{N_p}{A_{sr0}} \quad (13-9)$$

式中: M_s ——按作用频遇组合计算的中支点截面的弯矩,结构自重弯矩取值时应考虑分阶段受力的影响;

M_{p2} ——由预加力 N_p 在后张法预应力连续组合梁等超静定结构中产生的次弯矩;

N_p ——预应力钢筋的有效预加力合力(含体内、体外预应力筋);

y_p ——体内预应力筋截面重心至普通钢筋、体内预应力筋和钢梁形成的合成截面重心轴的距离;

y_{ps} ——桥面板上层普通钢筋截面重心至普通钢筋、预应力钢筋和钢梁形成的合成截面重心轴的距离;

I_{sr0} ——由纵向普通钢筋、体内预应力钢筋与钢梁形成的合成截面的惯性矩;

A_{sro} ——由纵向普通钢筋、体内预应力钢筋与钢梁形成的合成截面的面积；

2 对预应力碳纤维板加固的混凝土桥面板：

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s + M'_{pf} - N_{pf} y_{pf}}{I_{srf}} y_{ps} - \frac{N_{pf}}{A_{srf}} \quad (13-10)$$

式中： M_s ——按作用频遇组合计算的中支点截面的弯矩，结构自重弯矩取值时应考虑分阶段受力的影响；

M'_{pf} ——由碳纤维板的有效预加力 N_{pf} 引起的计算截面的次预矩，可从有限元计算中直接提取；

N_{pf} ——由碳纤维板的有效预应力引起的截面轴向压力，计算方法参见 8.3.3 条；

y_{pf} ——预应力碳纤维板截面重心至普通钢筋、预应力钢筋和钢梁形成的合成截面重心轴的距离；

y_{ps} ——桥面板上层普通钢筋截面重心至普通钢筋（预应力钢筋）和钢梁形成的合成截面重心轴的距离；

I_{srf} ——由纵向普通钢筋、预应力碳纤维板与钢梁形成的合成截面的惯性矩；

A_{srf} ——由纵向普通钢筋、预应力碳纤维板与钢梁形成的合成截面的面积；

3 未经加固的钢筋混凝土桥面板：

$$\sigma_{ss} = \frac{M_s y_s}{I_{sr}} \quad (13-11)$$

式中： M_s ——按作用频遇组合计算的中支点截面的弯矩，结构自重弯矩取值时应考虑分阶段受力的影响；

I_{sr} ——由纵向普通钢筋与钢梁形成的合成截面的惯性矩；

y_s ——桥面板上层钢筋截面重心至钢筋和钢梁形成的合成截面重心轴的距离，

$$y_s = h - y_{sr} \quad (13-12)$$

h ——中支点组合梁截面高度；

y_{sr} ——钢梁和桥面板钢筋的合成截面重心到钢梁下边缘的距离。

按上述方法，针对本次试验中 4 组连续组合梁的 46 个负弯矩区最大裂缝观测数据，将钢筋应力 σ_{ss} 按上述公式 (13-10) 计算，最大计算裂缝宽度 w_{fmax} 按 JTG 3362—2018 的 6.4 节中钢筋混凝土偏心受拉构件进行了最大裂缝宽度验算，计算中根据试验情况取 $C_1=1.4$ ，

$C_2=1.0$, $C_3=1.1$ 。计算结果表明, 中支点负弯矩区混凝土桥面板上层纵向钢筋应力 σ_{ss} 的计算值与实测值的比值平均值为 1.129, 标准差为 0.158; 最大计算裂缝宽度 w_{fmax} 的计算值与实测值的比值平均值为 0.889, 标准差为 0.107。若将受拉桥面板按轴心受拉构件考虑, 最大裂缝宽度的计算值尚可提高约 10%, 但合理性略有降低。考虑到实际工程计算中尚需考虑 C_2 的影响, 故仍建议按偏心受拉构件计算负弯矩区桥面板的最大裂缝宽度。

JTG 3362—2018 规范中根据构件所处环境规定了不同的裂缝宽度限值, 范围在 0.1-0.2mm。考虑到与限值 0.1mm 对应的第 V 类环境, 即盐结晶环境不适宜建造钢—混凝土组合梁桥, 且中支点负弯矩区裂缝的开口朝上, 钢筋易被雨水腐蚀, 故建议取 0.15mm 做为裂缝宽度的限值。

13.5 构造要求

13.5.1 加大截面法的加固方法和构造

1 采用加大截面法加固桥梁钢结构构件时, 常见的拉、压杆件加固形式见下图 13.5.1-1 和图 13.5.1-2。

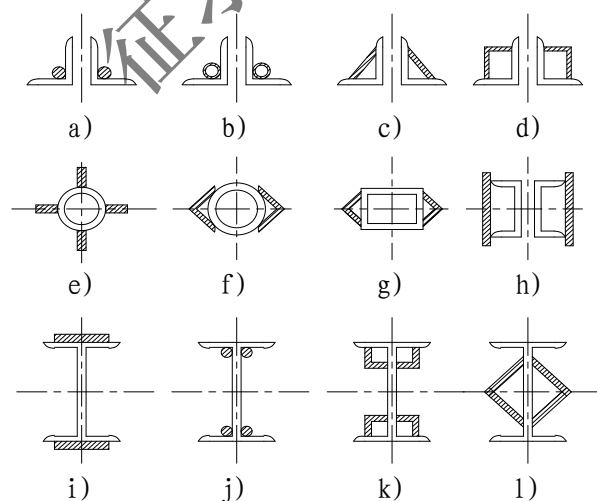


图 13.5.1-1 轴心受拉构件截面加固形式

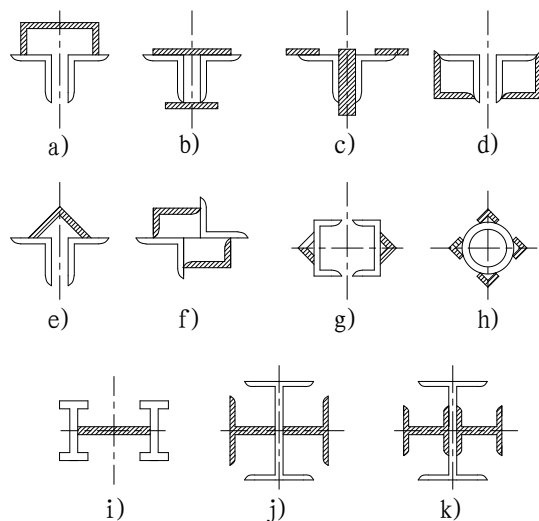


图 13.5.1-2 轴心受压构件截面加固形式

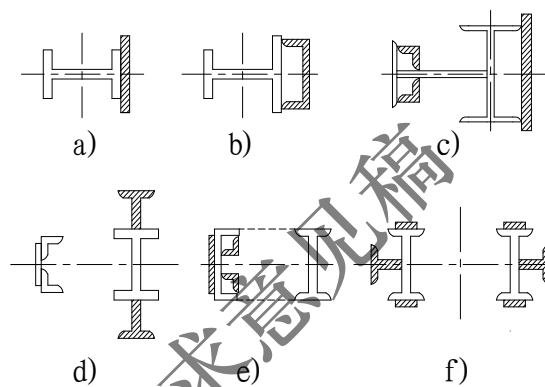


图 13.5.1-3 偏心受压构件截面加固形式

2 常用的偏心受压构件截面加固形式见图 13.5.1-3，受弯构件截面加固形式见图 13.5.1-4。加固主桁杆件截面时，加固钢件常见的分布形式由图 13.5.1-5 给出。

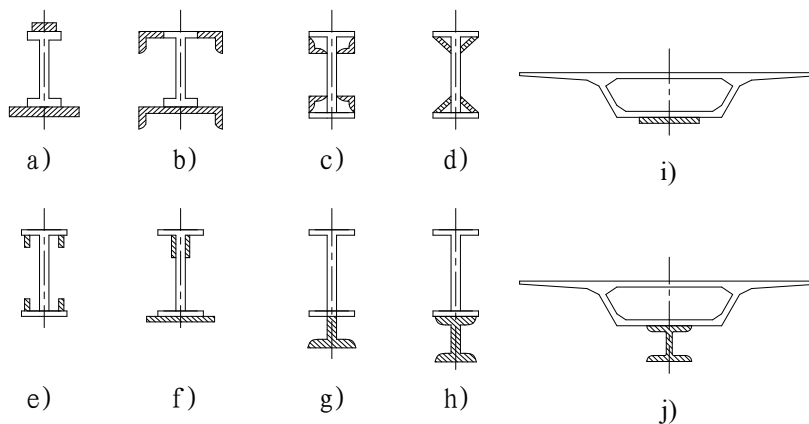


图 13.5.1-4 受弯构件截面加固形式

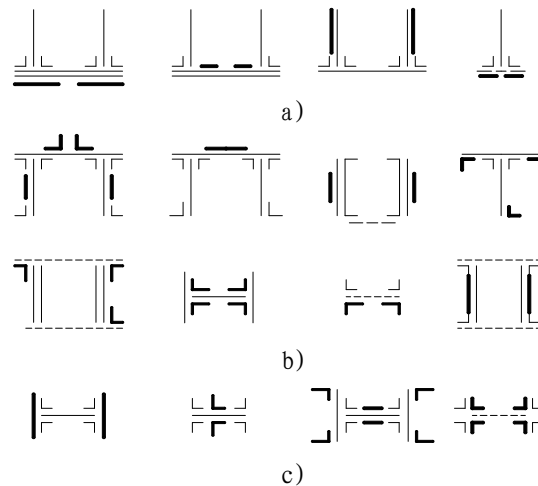


图 13.5.1-5 主桁杆件截面中加固钢件分布示意图

a) 弦杆；b) 斜杆；c) 立杆和吊杆

注：以上各图中阴影线或加粗部分为加固杆件的断面。

3 加大截面法的构造要求：

- 1) 应保证加固构件有合理的传力路径，加固件与原有构件应能够协同工作。加固件须与原有构件的支点（或节点）连接可靠。
- 2) 加固件的布置应适应原有构件的几何形状或已发生的变形，以便于施工。但也应尽量避免引起截面形心偏移。难以避免时，应在加固计算中考虑形心轴偏移的影响。
- 3) 不应过多削弱原有构件。栓接时应选用较小直径的高强螺栓。焊接时应尽量避免采用与原构件应力方向垂直的焊缝。
- 4) 加大截面加固桥梁构件时，加固件的切断位置应尽可能减小应力集中并使被加固处截面在设计荷载作用下处于弹性工作状态。
- 5) 当采用螺栓（或铆钉）连接进行加大截面加固时，加固与被加固板件相互压紧后，应从加固件端部向中间逐次钻孔、安装、拧紧螺栓（或铆钉），尽量减少加固过程中对截面的削弱。

13.5.2 钢板梁的加固构造

- 1 可用水平盖板或角钢加固梁体翼缘。
- 2 可增设普通的加劲杆或体外预应力钢筋（束），见图 13.5.2。

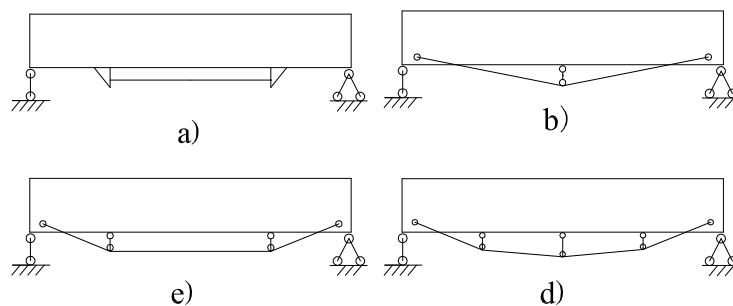


图 13.5.2 用加劲杆加固钢板梁

3 对下承式钢桥，可采用在原钢主梁上翼缘安装与之共同工作的钢筋混凝土桥面板，即加固后形成钢梁与钢筋混凝土桥面板共同工作的钢—混凝土组合受弯构件。混凝土桥面板的构造要求参考钢筋混凝土结构的板结构。抗剪连接件构造可参考现行《公路钢结构桥梁设计规范》。

13.5.3 钢桁梁加固方法与构造

1 钢桁梁常用的加固方法有补强杆件、更换杆件、增加杆件、对构件施加预应力、变更连续梁支承位置、减小跨径、改变桁梁体系和减轻荷载等方法，如图 13.5.3-1 所示。

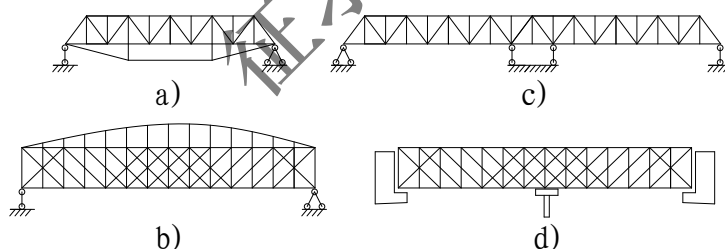


图 13.5.3-1 改变钢桁梁桥桥跨、结构体系的加固示意图

a) 桥下设置加劲杆；b) 安装第三弦；c) 变单支座为双支座；d) 增设中间墩

2 加固上承式钢桁架叠合梁桥时，可将原桥面板拆除，设置抗剪连接件并重新浇筑钢筋混凝土或预应力混凝土桥面板，形成钢—混凝土组合结构桥梁。

3 沿钢桁梁桥的杆件施加体外预应力时，应验算钢桁梁的每一根杆件的强度、刚度和稳定性。图 13.5.3-2(a)、(b)所示为沿桁梁的主要受拉杆件施加预应力。图 13.5.3-2(c)、(d)、(e)所示为体外预应力加固方法。

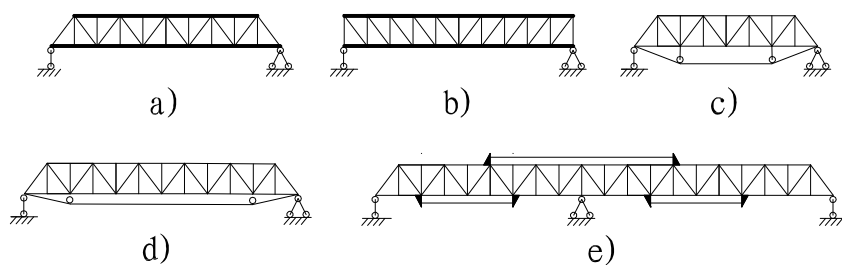


图 13.5.3-2 预应力拉杆加固钢桁架桥示意图

4 加固设计中,应尽量避免在杆件截面及连接中产生附加的偏心,并应使加固杆件拆卸的铆钉数量达到最小。

5 钢板加固工字形和箱形截面的主桁弦杆时,宜将原铆钉更换成高强度螺栓。

6 应避免同时沿板(束)全宽拆掉弦杆加固区段的铆钉,可将整块水平钢板分成两窄条钢板分别进行加固,亦可使用角钢代替窄条钢板。

7 原有螺栓松动、损伤失效或连接强度不足需要更换或新增时,应首先考虑采用相同直径的高强螺栓连接。若钢材的可焊性满足要求,也可采用焊接。用高强螺栓更换有缺陷的螺栓或铆钉时,可选用直径比原钻孔小 1mm~3mm 的高强螺栓;承载力不能满足要求时,在满足强度和构造要求的前提下可扩大螺栓孔径,并应将更换的螺栓直径提高一级。

8 对桁梁桥桥道纵横梁腹板上的疲劳裂纹进行修复和加固时,应在裂纹或缺陷区域的每侧采用双排螺栓,贴板宽度应以能布置螺栓为宜,贴板长度每边应超出裂纹或缺陷区域 150mm。

13.5.4 钢—混凝土组合梁的加固方法

1 预应力碳纤维板可用于加固钢—混凝土组合梁桥的负弯矩区混凝土桥面板的抗裂性和正弯矩区抗弯承载力补强。针对负弯矩区加固时,碳纤维板应锚固在混凝土桥面板的上缘;针对正弯矩区的补强时,碳纤维板应锚固在钢梁下翼缘。

2 预应力碳纤维板的锚固装置与钢梁应采用高强螺栓连接,并验算高强螺栓提供的锚固力,其计算方法可参考《公路钢结构桥梁设计规范》(JGJ D64—2015)的相关内容。

条文说明

在张拉碳纤维板加固钢—混凝土组合梁的正弯矩区段时,应验算预拉力在混凝土板上缘

产生的拉应力，避免张拉过程中混凝土板上缘出现受拉裂缝。

13.5.4 钢—混凝土组合梁的加固构造

1 当预应力碳纤维板的锚固装置安装在钢梁上时，可采用焊接加劲肋板对锚固区进行局部加强，避免张拉时锚固区钢板产生局部屈曲。

2 在中支点负弯矩区的混凝土桥面板上，应采用钻孔植筋方法将预应力碳纤维板的锚固装置固定在混凝土中。植筋的构造要求可参考《混凝土结构后锚固技术规范》（JGJ 145—2013）的相关规定。

3 采用预应力碳纤维板对钢—混凝土组合梁加固时宜采用有黏结加固法。黏结材料的力学性能应满足《碳纤维片材加固修复混凝土结构技术规范》（CECS 146: 2003）的相关要求。

4 锚固装置和预应力碳纤维板安装在钢梁表面之前，应局部清除其表面涂装、浮锈和油污，直至露出金属光泽；锚具和碳纤维板安装在混凝土桥面板之前，应局部打磨掉表面浮浆，露出混凝土新面，打磨平整并清除粉尘。最后用无水酒精或丙酮溶液清洗打磨后的混凝土表面。

5 碳纤维板与钢板之间，碳纤维板与混凝土板之间应同时涂抹胶黏剂。黏结面应保证均匀密实，无空洞、起伏现象。张拉预应力碳纤维板时，应分级、平稳、缓慢加载。张拉后应清理碳纤维板边缘挤出的胶黏剂，并对于张拉后黏结面产生的空隙应进行补胶处理。

13.5.5 应在锚具所在混凝土区域设置钢板，增加植筋深度和分散局部应力。钢垫板应在锚具下方并粘贴在混凝土表面，植筋贯穿钢垫板后再进入混凝土顶板。

13.5.6 锚固完成后，应采用环氧砂浆对锚具和碳纤维板表面进行封闭防护，防护处理时应考虑美观因素。

条文说明

为避免锚具发生锈蚀和碳纤维板受紫外线侵蚀，应采用环氧砂浆对锚具和碳纤维板表面进行封闭防护。

征求意见稿

14 桥梁下部结构及基础加固

14.1 一般规定

14.1.1 当桥梁下部结构、基础及地基的承载力、变形或稳定性、耐久性不满足要求时，应进行加固或处治。

14.1.2 下部结构加固，应严格确施工过程安全，并符合下列规定：

- 1 应保证上部结构在施工过程的稳定性，必要时应增加临时措施，并进行沉降、位移等主要指标的监测。
- 2 承台加固基坑开挖深度以及土坡稳定性应符合相关规范要求，否则应采取加固或支护措施。
- 3 水中承台加固应考虑承台尺寸、埋深、损坏位置、水流流速、桥下净空、航道等因素，确保实施安全。水中承台宜采用围堰施工。

14.1.3 下部结构加固宜在其结构表层裂缝、缺陷等病害处理后进行构件主体加固。

14.1.4 因基础不均匀沉降引起的墩台开裂，应先处治基础病害。

条文说明

基础不均匀沉降引起的墩台身开裂，如仅封闭裂缝，不能根治病害，设计时需要与基础治理一般考虑。

14.1.5 水位变化区承台、桩基等加固应根据病害类型、环境类别明确工艺措施和材料性能指标。

条文说明

水位变化区各构件受有害离子侵蚀、冰凌泥沙磨蚀、冻融循环作用，易发生各类病害，维修加固时建议论证病害类别、产生原因、环境影响等因素，并参照《公路工程混凝土结构耐久性设计规范》（JTG/T-3310）进行加固设计。

14.1.6 墩台受冲击损伤，应经论证或采取必要措施，确保安全后再移除撞击物，经全面检测后根据损伤程度进行加固。

条文说明

墩台被撞击后，撞击物可能与墩台共同处于临时稳定平衡状态，如贸然移动将可能破坏这种平衡，造成更大的次生事故。故移除前需要进行详细论证或采取必要的支护措施，确保桥梁主体结构安全。

14.1.7 对可能被撞击且未设置防撞设施的桥梁，应按类别进行防撞验算并增设完善的防撞保护装置。

条文说明

墩台受撞击可能包括车辆撞击、船舶撞击、山体落石冲击等，损伤很大，为确保桥梁安全，需要增设防撞保护措施。增设船舶撞击防护措施，可参照《公路桥梁防船撞装置技术指南》（T/CHTS 20005）执行。增设车辆撞击防护措施，可参照《桥梁附着式柔性防车撞装置》（JT/T 1061）执行。

14.2 加固方法

14.2.1 下部结构及基础加固应符合下列规定：

- 1 盖梁可采用施加体外预应力、增大截面、粘贴钢板等方法加固。
- 2 墩柱可采用增大截面、钢套管内灌注混凝土、粘贴纤维复合材料或钢板等方法加固。
- 3 台身可采用增大截面、更换台后填土、增设辅助挡土墙、增设框架梁并辅以锚杆注浆或拉杆等方法加固。

- 4 承台可采用增大截面、增设预应力、粘贴钢板等方法加固。
- 5 基础可采用增大基础底面积、增大桩头面积或增加基桩、增设支撑梁等方法加固。
- 6 地基可采用高压旋喷注浆、土体注浆等方法加固。

条文说明

下部结构采用增大截面法加固一般需对基础等的影响进行验算。

扩大基础承载力不足或局部掏空，当地基比较坚实时，可以采用增大截面法进行加固；当地基承载力不足的问题，可采增加桩基进行加固。

14.2.2 加固盖梁、墩柱所使用的混凝土的强度等级不应低于 C30，且不应低于原构件实际的混凝土强度等级。采用预应力加固盖梁、薄壁墩台等钢筋混凝土构件时，原构件混凝土推定强度等级不宜低于 C25。

14.2.3 墩台受堆载偏压或侧压损伤，宜采用卸载沟、应力释放孔等措施卸载水平推力，对变形严重的结构，应首先进行复位；对损伤严重的结构，按本规范 14.2.1 规定的方法进行加固。

条文说明

通常情况下桥梁的墩身、桩基配筋不考虑水平抗弯。堆载或堆载压力引起的软土层横向滑移，相当于给下部结构施加过大水平荷载，可造成桩基、墩柱的横向承载力不足，引起变位、开裂甚至剪断墩柱。下部结构变位联动上部结构和桥面系发生变位和损伤，情况严重时可能引起桥梁垮塌。需引起桥梁管养单位的重视。

对损伤较轻的桥梁，在消除不良堆载影响后，采用设置变形缝的措施来卸载水平推力。对损伤严重的结构，采用增设桩基、承台和横系梁的加固措施，形成排架桩保证向新桩传递横向力，提高桥墩整体横向的刚度和强度的同时，也有利提高纵向承载力。

14.2.4 桥下净空不足，影响桥梁的安全使用时，可降低被交路路面标高、加高墩台或调整支座垫石高度。

14.2.5 台后沉降过大，台后填土不密实，可采用换填或注浆加固等方法，换填施工应重

做台后防排水系统。

14.2.6 基础加固当基坑开挖至设计标高后，应对地基承载力进行检测，如达不到设计要求，应对地基进行加固。

14.2.7 基础冲刷加固应依据水文特征、河床地质选择适宜方法。墩台基础冲刷过大，可采用抛石、砌石防护、石笼、板桩防护、上游设导流坝、下游设回淤坝等方法加固。

14.3 加固计算

14.3.1 墩台采用增大截面加固法、粘贴钢板和纤维复合材料加固法、增设体外预应力加固法的设计计算分别按本规范第5~8章进行。

14.3.2 盖梁加固应进行承载能力极限状态和正常使用极限状态计算。

14.3.3 桥梁墩柱加固应进行强度和变形验算。

14.3.4 扩大基础采用增大基础加固应进行抗弯、抗冲切等计算，基底面积应根据现行《公路桥涵地基与基础设计规范》（JTG 3363）的规定由地基强度验算确定，并对地基进行承载力、稳定性、沉降等计算。

14.3.5 桩基础应进行承载力、沉降等计算并考虑两阶段受力。增补桩基加固计算应考虑新、旧桩基支撑条件、桩径、桩间距等因素。增补桩基数量及群桩基础沉降量计算应根据现行《公路桥涵地基与基础设计规范》（JTG 3363）规定进行。

14.3.6 基础冲刷加固

1 基础的冲刷深度应取现有河床断面计算最大冲刷深度。

2 回淤坝顶、底面高程应按实际冲刷深度计算。基础承载力验算应考虑回淤影响。

3 桩基承载能力验算应考虑冲刷深度变化的影响。采用抛石防护的桩基，其承载力应计入抛石的负摩阻力。

14.4 构造要求

14.4.1 墩台采用增大截面加固法、粘贴钢板加固法、粘贴纤维复合材料加固法、增设体外预应力加固法的构造要求分别按本规范第5~8章进行。

14.4.2 下部结构加固时，新增构造应与原结构可靠连接，并符合下列规定：

- 1 墩台、基础增大截面，当采用植筋技术时，其构造见本规范附录A的相关规定。必要时可凿除连接部位的混凝土，接长钢筋宜与原主筋有效焊接。
- 2 混凝土缺陷应凿除、修复后清理干净，连接面应凿毛。

14.4.3 钢筋混凝土框架梁（均改，并针对圯工桥台）加固应符合下列规定：

- 1 钢筋混凝土墩台出现环向裂缝时，沿裂缝布置一道套箍，套箍高度不小于1.5m，厚度250~400mm。
- 2 钢筋混凝土墩台竖向裂缝可采用套箍加固，间隔一定高度设置，其宽度视裂缝分布和宽度而定，厚度采用100~200mm。
- 3 被加固墩台为圯工结构时，套箍宜与注浆锚杆共同使用，锚杆间距根据墩台结构尺寸确定，一般为1.5~2.0m。外露锚具应进行防腐处理。
- 4 套箍混凝土强度等级不低于C30，配筋率不小于0.4%。

14.4.4 增补桩基加固应符合下列规定：

- 1 新增桩的构造、布置、间距等应考虑对既有基础的影响。
- 2 灌注桩成孔方法的选择应综合考虑原桩基深度、地基类型、原桥下空间等因素，以减少施工对原结构的损伤。
- 3 静压桩应考虑压桩对临近桩基以及地面隆起的影响，若影响过大，应采取可靠措施予以消除。

14.4.5 用支撑梁法加固扩大基础桥台时，钢筋混凝土支撑梁顶面标高不得高于计算冲刷线。

14.4.6 基础冲刷加固应符合下列规定：

- 1 浆砌片石铺砌范围：桥墩上游 6~8m，下游 8~12m。
- 2 扩大基础（或承台）底掏空宜采用抛石、铅丝笼等措施防护，其加固高度要达到基础底面以上 1.0m，坡度不大于 1: 1。

征求意见稿

15 桥梁抗震加固

15.1 适用范围

本规范抗震加固部分适用于跨径不超过 150m 的钢筋混凝土和预应力混凝土梁桥、圬工或钢筋混凝土拱桥的抗震设计。

条文说明

自上世纪 80 年代,我国桥梁建设发展非常快,修建了大量单跨跨径超过 150m 的特大跨径桥梁,以及大跨径的斜拉桥和悬索桥等特殊桥梁。这类桥梁一般在日常的交通和经济运行中占据非常重要的地位,并常常处于震后交通生命线的关键节点部位,部分桥梁甚至还承担电力、城市用水等的输送功能,其抗震设防标准与性能目标应根据其功能需求进行深入的研究,故不在本规范加固适用范围内。

15.2 抗震评估

15.2.1 应根据《公路工程抗震规范》(JTG B02)的设防标准,对桥梁进行抗震评估,如不满足抗震要求,应确定桥梁加固后应达到的性能标准。

条文说明

对桥梁结构进行抗震性能的评估的原因来自两个方面,首先是地震中桥梁的严重破坏后震害的修复或加固;其次是随着新规范的颁布执行、设计方法的发展和更新,需要对按以前方法设计的或根本就没有进行抗震设计的桥梁的抗震性能进行评估。桥梁抗震性能评估及加

固过程不同于新建桥梁的抗震设计，在对桥梁进行抗震评估后，并结合投资效益分析确定桥梁是否需要加固以及加固的标准。既有公路桥梁有相当一部分未考虑抗震设防，有些虽然考虑了抗震设防，但与现行《中国地震动参数区划图》（GB18306-2001）的规定相比，并不能满足相应的设防标准的要求，而且随着抗震理论水平的发展和震害经验的不断总结，抗震设计规范也进行了改进。桥梁抗震性能评估及加固过程不同于新建桥梁的抗震设计，在对桥梁进行抗震评估后，并结合投资效益分析确定桥梁是否需要加固以及加固的标准。

15.2.2 桥梁抗震评估应分为抗震初步评估和抗震详细评估。

1 初步评估综合考虑桥梁场地危险性、结构的重要性和经济性等因素，确定桥梁是否需要抗震加固。

2 详细评估时应对需加固桥梁的实际性能以及在不同水平地震作用下所处的状态进行评价，并应满足以下要求：

1) 当遭受桥梁设计基准期内发生概率较高的 E1 地震作用时，各类桥梁一般不受损坏或无需修复可继续使用；

2) 当遭受桥梁设计基准期内发生概率较低的 E2 地震作用时，A 类桥梁可发生局部轻微损伤，无需修复或经简单修复可继续使用；B 类、C 类桥梁应保证不致倒塌应保证不致倒塌或产生严重结构损伤，经临时加固后可供维持应急交通使用。

条文说明

1 首先确定最危险及最需要加固的结构，可称为优先研究阶段；其次是对需要加固的桥梁进行详细的结构分析阶段。并非一个地区或一个国家中的所有可能遭受震害的桥梁均要同时进行加固，有些桥梁即使在地震中遭到一定的破坏，但仍能满足运行的要求，或者在降低车辆荷载等级后无需加固仍可继续使用。在选择需要加固的桥梁时，除了最危险的桥梁需优先考虑之外，同时也受到桥梁的重要性、结构的实际破坏情况和经济实力等因素的制约。

对既有公路桥梁进行抗震性能评价和抗震加固时，待评价的公路桥梁应根据路线等级及桥梁的重要性和修复（抢修）的难易程度，按新编公路桥梁抗震设计规范将公路桥梁分为 A 类、B 类、C 类、D 类四个抗震设防类别。在抗震评估的优先研究阶段，主要从以下几个主要方面着手：

(1) 桥梁结构的重要性；

(2) 结构本身的特点及结构的易损性, 结构易损性不但与结构的形式有关(如: 桥梁的跨数、上下部结构的连接情况、桥墩的形式、桥台的布置等), 而且与桥梁设计时间及建筑质量有关, 有些桥梁没有进行抗震设计, 有些桥梁的抗震设计单一依据强度方法, 而对延性的考虑不够, 桥墩在地震作用下的耗能能力很差;

(3) 基础及场地的特征, 主要包括砂土液化的可能性、场地土的类型等;

(4) 桥梁所在地区的设防烈度;

(5) 结构建造的年代。

2 对于不同重要性的桥梁, 按设计基准期内的风险概率采取相近的原则: 当遭受桥梁设计基准期内发生概率较高的地震 E1 影响时, 一般不受损坏或不需修理可继续使用; 当遭受桥梁设计基准期内发生概率较低的地震 E2 影响时, 应保证不致倒塌或产生严重结构损伤, 经加固修复后仍可继续使用。其中, 根据新编公路桥梁抗震设计规范, 地震 E1 为设计基准期内超越概率为 63.2% 的地震作用; 而地震 E2 为设计基准期内超越概率为 2% 的地震作用。

15.2.3 桥梁抗震性能详细评估应根据 E1 和 E2 地震作用下的桥梁各构件的抗震能力与其对应的地震需求比进行验算评估:

1 能力与地震需求比大于或等于 1, 该构件满足抗震性能要求; 能力与地震需求比小于 1, 该构件抗震能力不足。

2 能力与地震需求比计算应考虑下列因素:

- 1) 桥墩塑性铰区域的抗弯、抗剪强度及变形能力;
- 2) 盖梁与桥墩节点的抗震性能;
- 3) 承台的抗剪及抗倾覆性能;
- 4) 桥梁地基与基础的强度、支座的连接、变形性能。

3 抗震详细评估应对抗震加固措施进行技术、经济评价。

4 抗震性能详细评估流程可按图 15.2.3 所示进行。

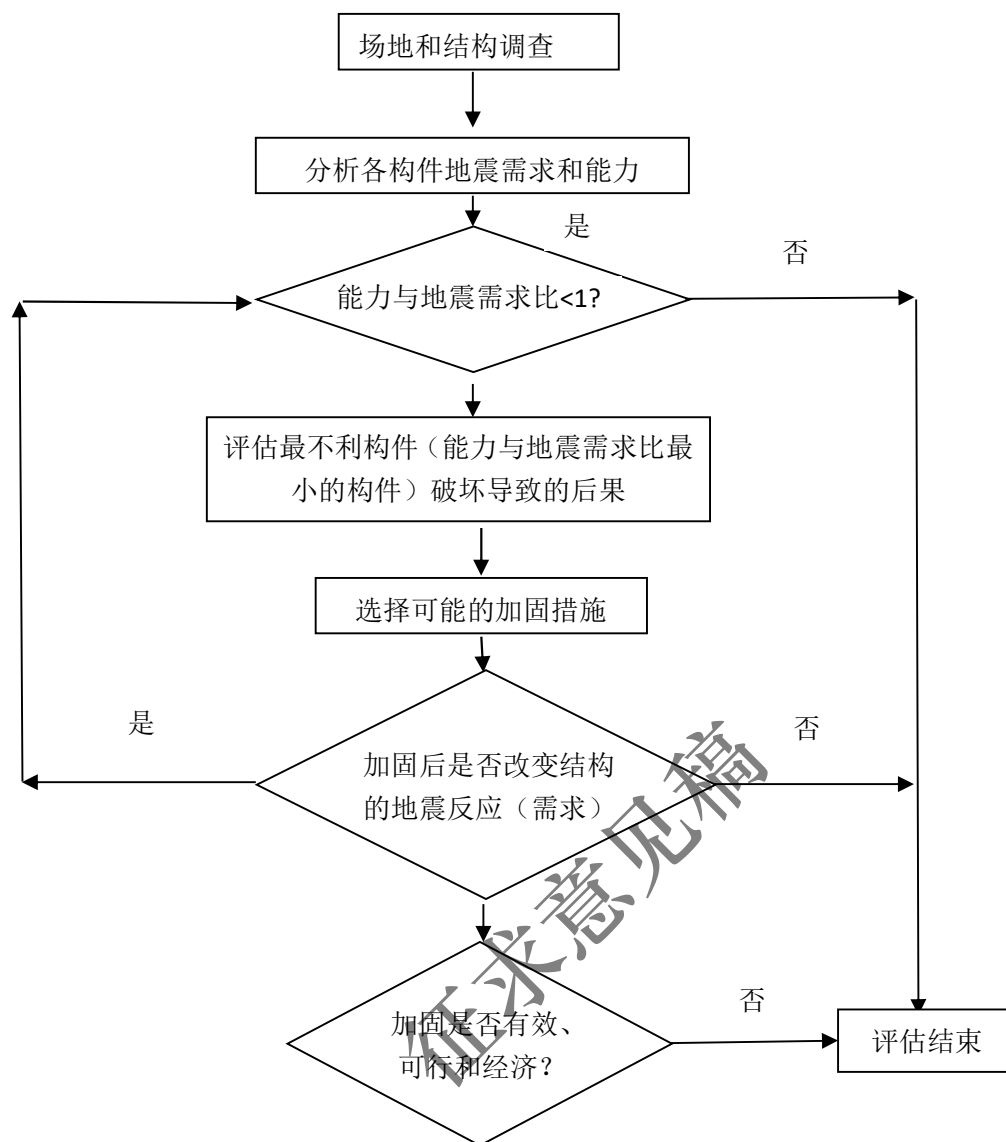


图 15.2.3 抗震性能详细评估流程

条文说明

根据历次大地震桥梁震害的调查和大量的实验、理论研究结果，公路桥梁的地震破坏主要为：（1）承台的抗剪及抗倾覆性能不足，导致承台倾覆；（2）桥墩塑性铰的抗弯、抗剪强度及变形能力不足，导致桥墩破坏；（3）桥墩钢筋的连接及锚固性能导致桥墩破坏；（4）盖梁与桥墩的节点处的破坏；（5）桩基的强度、桥梁支座连接等破坏。因此对现有桥梁的抗震性能评估应从这下几方面着手。

对既有公路桥梁进行抗震性能评价时，应根据一般调查时所掌握的资料，通过与现行抗震设防标准的比较，确定待评价桥梁抗震的抗震性能水平。

地震需求为结构地震反应，包括：墩柱、桥台、支座、基础等的弯矩、剪力、轴力值以

及支座、墩柱、基础和伸缩缝等的位移、转角和延性值等；能力为根据构件的实际尺寸和材料经计算分析得到或试验验证所具有的能力值。

能力/地震需求比值大于等于 1 表明该构件在该水准地震作用下不会发生破坏，小于 1 表明该构件在该水准地震作用下，可能发生破坏。从结构中最底的比值开始，调查每一比值低于 1 的构件，评价由于该构件的破坏对整个结构抗震性能的影响，从而确定评价结果。如果被评价某构件的破坏导致不可接受的后果，经加固后的构件满足了抗震性能，这时仍需对整个桥梁结构的抗震性能进行重新评价。当加固好的构件改变了结构其他构件的响应，也必须对其进行重新评价，重新计算各构件的抗震能力/地震需求比值，重新评价各构件的抗震性能。

15.2.4 在 E1 地震作用下，可采用弹性地震分析方法确定结构构件的地震需求；在 E2 地震作用下，除本规范特别规定以外，宜根据结构特点采用非线性地震反应方法确定结构构件的地震需求。

条文说明

地震 E1 作用下，结构处在弹性工作范围，可采用反应谱方法和线性时程方法计算，对于规则桥梁，由于其可简化为单自由度，因此可考虑采用简化的单模态反应谱方法计算。地震 E2 作用下，由于结构已进入弹塑性工作范围，对于非规则桥梁只有采用非线性时程的方法才能正确预计结构的非线性地震反应；但对于规则桥梁，可以利用结构的弹性反应，采用修正系数的方法来考虑弹塑性效应，因此可采用简化方法。

15.2.5 对于 D 类桥梁和采用重力式桥墩的桥梁，可只进行 E1 地震作用下的抗震性能评估。

条文说明

由于重力式桥墩一般为混凝土等结构，结构尺寸大、延性能力低，因此可只考虑进行地震影响 E1 作用下的抗震性能评估。D 类桥梁是指位于三、四级公路上的抗震次要的桥梁，也只考虑进行地震影响 E1 作用下的抗震性能评估。

15.2.6 根据桥梁在地震作用下动力响应特性的复杂程度，应将梁式桥、高架桥分为规则性桥梁和非规则性桥梁两类。表 15.2.6 限定范围内的梁式桥属于规则性桥梁，不在此表限定范围内的梁式桥和拱桥，属于非规则性桥梁。

表 15.2.6 规则性桥梁的定义

参 数	参数值				
单跨最大跨径	≤ 90 米				
墩高	≤ 30 米				
单墩高度与直径、或宽度比	大于 2.5 且小于 10				
跨数	2	3	4	5	6
曲线桥梁圆心角 φ 及半径 R	单跨 $\varphi < 30^\circ$ 且一联累计 $\varphi < 90^\circ$ ，同时曲梁半径 $R \geq 20b$ (b 为桥宽)				
跨与跨间最大跨长比	3	2	2	1.5	1.5
轴压比	< 0.3				
跨与跨间桥墩最大刚度比	4	4	3	2	
支座类型	普通板式橡胶支座、盆式支座（铰接约束）等。使用滑板支座、减隔震支座等属于非规则性桥梁				
下部结构类型	桥墩为单柱墩、双柱框架墩、多柱排架墩。				
地基条件	不易液化、侧向滑移或易冲刷的场地，远离断层				

条文说明

为了简化桥梁结构的动力响应计算及抗震设计和校核，将梁式桥、高架桥，根据其结构在地震作用下动力响应的复杂程度分为两大类，即规则性桥梁和非规则性桥梁。对于规则性桥梁的抗震评估、设计与校核，根据目前积累的大量震害经验及理论研究成果，采用简化计算方法和设计校核步骤就可以很好把握其在地震作用下的动力响应特性，并使设计的结构满足预期的性能要求。对于非规则性桥梁，由于其动力响应特性的复杂程度，采用简化计算方法不能很好的把握其动力响应特性，因此对非规则性桥梁，要求采用比较复杂的分析方法和

设计校核过程来保证其在实际地震作用下的性能满足要求。

若实际桥梁结构在地震作用下的动力反应可以近似简化为单自由度系统的动力反应，则这类结构称为规则性桥梁结构。根据这个定义，规则性桥梁的地震反应应以一阶振型为主，进而可以采用本规范建议的各种简化计算公式进行分析。对规则性桥梁采用简化的设计、校核过程也可以保证其能够满足规范规定的预期抗震设计性能目标。

显然，要满足规则性桥梁这个定义，实际桥梁结构应在跨数、几何形状、质量分布、刚度分布以及桥址的地质条件上等需要服从一定的限制。具体地讲，要求实际桥梁的跨数不应太多，跨径不宜太大（避免轴压力过高），在桥梁纵向和横向上的质量分布、刚度分布以及几何形状都不应有突变，相邻桥墩的刚度差异不应太大，桥墩长细比应处于一定范围，桥址的地形、地质没有突变，而且桥址场地不会有发生液化和地基失效的危险等等。对弯桥和斜桥，要求其最大圆心角和斜交角应处于一定范围；对安装有隔震支座和（或）阻尼器的桥梁，则不属于规则桥梁结构定义范围。为了便于实际操作，此处对规则性桥梁给出了一些规定。迄今为止，国内还没有对规则桥梁结构的定义范围作专门研究，这里仅借鉴国外一些桥梁抗震设计规范的规定并结合国内已有的一些研究成果。

15.2.7 根据 15.2.6 条的规则和非规则分类，各类桥梁的抗震分析计算方法可参见表 15.2.7。

表 15.2.7 桥梁抗震分析可采用的计算方法

	B 类		C 类		D 类	
	规则	非规则	规则	非规则	规则	非规则
地震 E1 作用	SM/MM	MM/TH	SM/MM	MM/TH	SM/MM	MM
地震 E2 作用	SM/MM	TH	SM/MM	TH	----	----

表中 TH—代表线性和非线性时程计算方法；

SM—单模态反应谱方法；

MM—多模态反应谱方法。

15.2.8 E1 和 E2 地震作用下桥梁结构构件抗震能力应按现行《公路桥梁抗震设计细则》（JTG/T B02-01）的相关规定计算。

15.3 桥墩加固

15.3.1 可采用增大截面、外包钢管或粘贴纤维复合材料等方法对桥墩进行加固。

1 增大截面加固法

在墩柱的外增加混凝土并配置纵、横向钢筋，纵筋必须锚固在承台中。承台也相应进行加固。增大截面加固法通常采用的型式有圆形、矩形（见图 15.3.1-1）；加固方式可分为：全截面加固和部分截面加固。

圆形墩柱应采用密布箍筋或螺旋式箍筋；矩形截面应添加辅助箍筋，凿去原有墩柱转角处的混凝土，采用多角形箍筋。密布箍筋的直径不应小于 10mm，最大肢距不宜大于 250mm，最大间距应取 100mm、 $6d_s$ 、 $b/4$ 三者的小值，其中 d_s 为纵筋直径， b 为墩柱弯曲方向的截面宽度；螺旋式箍筋的接头必须采用对接，矩形箍筋应有 135°弯钩，并伸入核心混凝土之内 $6d_s$ 以上。

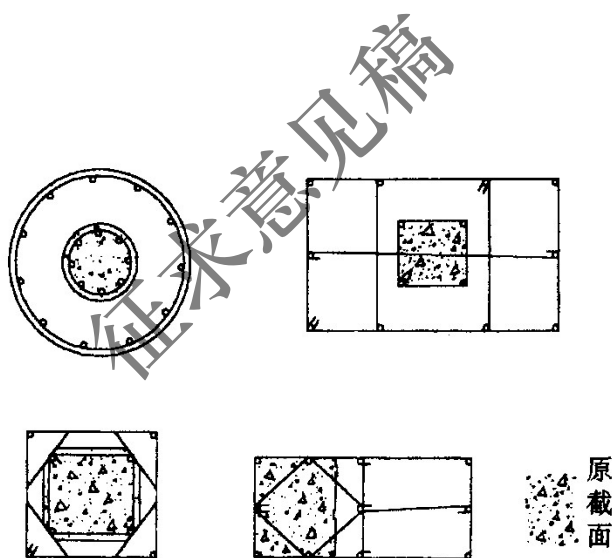


图 15.3.1-1 加大截面法

2 外包钢管加固法

圆形桥墩采用薄钢管外包塑性铰区的加固技术时，宜采用两块半圆形的钢管现场沿竖向接缝焊接而成，钢管的内径比桥墩直径略大，空隙中灌注微膨胀水泥砂浆，钢管的下端与承台顶面应有 40mm 的间隙。

矩形墩柱应选用图 15.3.1-2 所示椭圆形钢管加固，较大的空隙可灌注与原柱同标号的微膨胀混凝土。

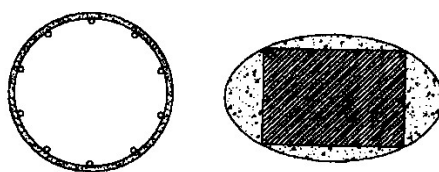


图 15.3.1-2 钢管外包加固法

3 粘贴纤维复合材料加固法

纤维复合材料适用于钢筋混凝土墩柱的延性加固，应按照本规范第 7 章的有关条款进行设计。

条文说明

加大截面法是一种常用的墩柱加固方法，在原有墩柱的表面增加一层混凝土及纵向钢筋和横向钢筋，增加的横向钢筋能提高墩柱的剪切强度及延性能力，而纵向钢筋能否提高墩柱的弯曲强度则取决于纵筋是否锚固在承台中，承台也必须加固以便承受增加的剪力及倾覆弯矩。若纵筋在承台表面处被切断，则弯曲强度不会增加，由于外包混凝土对核心混凝土的约束作用，提高了墩柱的延性能力。加大截面加固方法通常采用的截面形式有圆形、矩形等，加固方式可分为全截面加固和部分加固方法。为提高加固后墩柱的延性能力，必须保证加大截面对原有墩柱截面的约束作用，对圆形墩柱而言比较容易实现，可采用密布箍筋或螺旋式箍筋，而对于矩形或方形墩柱截面，则采用添加辅助箍筋，同时凿去原有墩柱转角处的混凝土，并采用多角形箍筋，可获得较好的约束效果。

钢管外包技术：这个技术最初是针对圆柱桥墩提出的。采用两块半圆形的钢管现场沿竖向接缝焊接，钢管内径比桥墩直径略大，空隙中灌注添加微膨胀剂的水泥沙浆，钢管的下端与承台顶面有 3-5cm 的间隙，防止桥墩在地震作用下弯曲时因钢管的受压而增加截面的弯曲强度。钢管提供的是有效的被动约束应力，这种被动约束应力来自于混凝土受压而引起的膨胀受到钢管环向强度和刚度的限制。类似的效果当桥墩发生对角剪切破坏裂缝时也存在。因此，钢管可被看作连续的环向箍筋。对于矩形桥墩，为了提供类似于圆柱桥墩的连续的约束效果，建议加固时采用椭圆形的钢管，较大空隙可灌注与原桥墩（柱）同标号的混凝土。加固后的矩形桥墩具有很好的弯曲和抗剪能力。矩形钢管对提高桥墩、柱的抗剪能力是有效的。

但桥墩进行抗剪加固时必须保证足够的弯曲延性能力，但矩形钢管提供的延性能力很差。

复合材料加固方法：通过外包组合纤维/环氧树脂套管来实现约束效果已经通过试验的研究得到证实。在桥墩的关键区域如桥墩底部可由无应力纤维/环氧树脂缠绕套管提供被动约束应力。这个加固技术试验研究表明可有效提高圆形桥墩的弯曲延性能力和抗剪强度。现场安装和耐久性等因素是否能满足要求是该项技术能否应用的关键。

15.3.2 增大截面加固法钢筋搭接长度应满足下式要求：

$$l_s \min \geq \frac{0.25d_b f_{sd}}{\sqrt{f_{cd}}} \quad (\text{mm}) \quad (15.3.2)$$

式中 d_b —为纵筋的直径(mm)；

f_{sd} —箍筋抗拉强度设计值(MPa)；

f_{cd} —混凝土轴心抗压强度设计值(MPa)；

15.3.3 外包钢管加固法的钢管壁厚（图15.3.3）应满足下式要求：

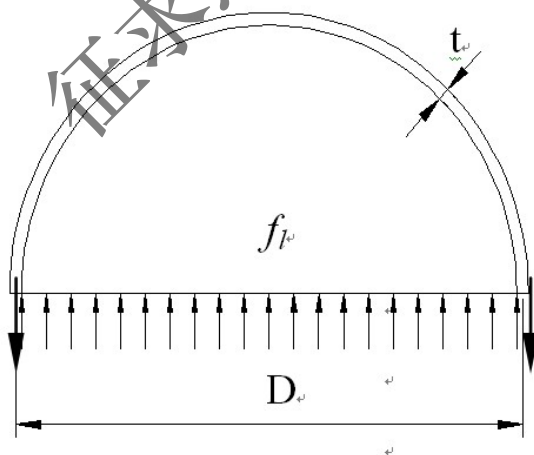


图 15.3.3 外包钢管对原混凝土的约束

$$t \geq \frac{f_l D}{400} (\text{mm}) \quad (15.3.3)$$

式中 D —为外包钢管内直径(mm)

f_l —为相应于外包钢管屈服时，混凝土的横向约束应力 (MPa)。

15.3.4 顺桥向和横桥向 E1 地震作用效应和永久作用效应组合后, 应按现行的公路桥涵设计规范相关规定验算加固后桥墩的强度。

15.3.5 E2 地震作用下, 应按式 15.3.5 验算加固后桥墩潜在塑性铰区域沿顺桥向和横桥向的塑性转动能力。对规则桥梁, 按式 15.3.8 验算桥墩墩顶的位移。

$$\theta_p \leq \theta_u \quad (15.3.5)$$

式中 θ_p —— 在 E2 地震作用下, 潜在塑性铰区域的塑性转角;

θ_u —— 塑性铰区域的最大容许转角, 按本规范第 15.3.6 条计算。

15.3.6 加固后塑性铰区域的最大容许转角按下式计算:

$$\theta_u = L_p(\phi_u - \phi_y)/K \quad (15.3.6-1)$$

式中 ϕ_y —— 截面的等效屈服曲率, 一般情况下, 可按本规范 15.3.7 条计算; 但对于矩形截面和圆形截面桥墩, 可按本规范附录 G 计算;

ϕ_u —— 极限破坏状态的曲率, 一般情况下, 可按本规范第 15.3.7 条计算; 但对于矩形截面和圆形截面桥墩, 可按本规范附录 G 计算;

K —— 延性安全系数, 取 2.0;

L_p —— 等效塑性铰长度, 可取下两式计算结果的较小值:

$$L_p = 0.08H + 0.022f_{sk}d_s \geq 0.044f_{sk}d_s \quad (15.3.6-2)$$

$$L_p = \frac{2}{3}b \quad (15.3.6-3)$$

式中 H —— 悬臂墩的高度或塑性铰截面到反弯点的距离;

b —— 矩形截面的短边尺寸或圆形截面直径;

f_{sk} —— 纵向钢筋抗拉强度标准值(MPa);

d_s —— 纵向钢筋的直径。

条文说明

假设截面的极限曲率 ϕ_u 和屈服曲率 ϕ_y 在塑性铰范围内均匀分部（见图 15.1），塑性铰的长度为 L_p ，则塑性铰的极限塑性转角为：

$$\theta_u = (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p$$

塑性铰等效长度 L_p 同塑性变形的发展和极限压应变有很大的关系，由于实验结果离散性很大，目前主要用经验公式来确定。欧洲规范和加州抗震设计准则（CALTRANS SEISMIC DESIGN CRITERIA）所采用的公式为：

$$L_p = 0.08H + 0.022f_y d_s \geq 0.044f_y d_s \quad (\text{cm})$$

$$L_p = \frac{2}{3}b$$

式中： H —— 悬臂墩的高度或塑性铰截面到反弯点的距离；

b —— 矩形截面的短边尺寸或圆形截面直径；

f_y —— 纵向钢筋屈服强度(MPa)；

d_s —— 纵向钢筋的直径。

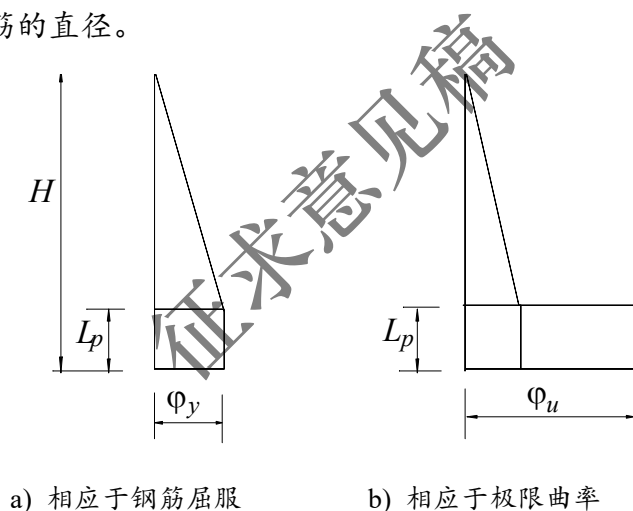


图 15.1 曲率分部模式

15.3.7 加固后桥墩屈服曲率 ϕ_y 和极限破坏状态曲率 ϕ_u

1 加固后桥墩塑性铰区域的等效屈服强度和屈服曲率 ϕ_y 定义为理想弹塑性轴力-弯矩-曲率（ $P-M-\phi$ ）曲线的等效屈服曲率，如图 15.3.7 所示；等效的理想弹塑性 $M-\phi$ 曲线可根据图中两个阴影面积相等求得，计算中应考虑最不利轴力组合。

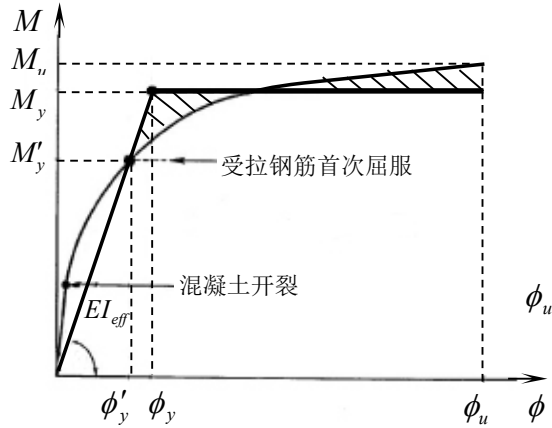


图 15.3.7 等效屈服曲率定义

2 极限破坏状态的曲率能力 ϕ_u 应通过考虑最不利轴力组合的轴力-弯矩-曲率 ($P-M-\phi$) 曲线确定, 定义为混凝土应变达到极限压应变 ε_{cu} 、约束钢筋达到折减极限应变 ε_{su}^R 、纵筋应变达到极限应变 ε_{lu} 时相应的曲率, 混凝土的极限压应变 ε_{cu} 可按下式计算:

1) 增大截面加固法时, 混凝土的极限压应变 ε_{cu} 可按下式计算:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s \cdot f_{sk} \cdot \varepsilon_{su}^R}{f_{c,ck}} \quad (15.3.7-1)$$

式中 ρ_s ——加固后的体积含筋率, 对于矩形箍筋;

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y \quad (15.3.7-2)$$

ρ_x 、 ρ_y ——分别为顺桥向与横桥向箍筋体积含筋率;

f_{sk} —— 箍筋的标准强度 (MPa);

$f_{c,ck}$ —— 约束混凝土的峰值应力 (MPa), 可取 1.25 倍的混凝土抗压强度标准值;

ε_{su}^R —— 约束钢筋的折减极限应变, $\varepsilon_{su}^R=0.09$ 。

ε_{lu} —— 纵筋的极限应变, $\varepsilon_{lu}=0.1$ 。

2) 钢管外包加固法设计时, ε_{cu} 可按下式计算:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{0.672tf_{yk}}{Df_{c,ck}} \quad (15.3.7-3)$$

式中 t —外包钢管的壁厚(mm);

D —外包钢管直径(mm);

f_{yk} —外包钢管抗拉强度标准值 (MPa);

$f_{c,ck}$ —外包钢管约束混凝土的峰值应力(MPa), 可按下列式计算:

$$f_{c,ck} = f_{ck} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f_l}{f_{ck}} - \frac{2f_l}{f_{ck}}} \right) \quad (15.3.7-4)$$

式中 f_{ck} —加固前混凝土的抗压强度标准值(MPa);

f_l —外包钢管屈服时, 对混凝土的横向约束应力(MPa);

3) 粘贴纤维复合材料加固法

加固墩柱延性时, 极限破坏状态的曲率能力 ϕ_u 宜通过试验确定, 亦可按照本规范第 7.4 节和式 15.3.7—1 确定。

条文说明

加固后桥墩塑性铰区域的等效屈服强度、屈服曲率和破坏状态极限曲率可以通过轴力—弯矩—曲率($P-M-\phi$)分析来得到, 截面的轴力—弯矩—曲率($P-M-\phi$)关系曲线, 可采用条带法(图 15.2)计算, 其基本假定为:

- 1 平截面假定。
- 2 剪切应变的影响忽略不计。
- 3 钢筋和混凝土之间无滑移现象。
- 4 采用前述的钢筋和混凝土的应力—应变关系。

用条带法求弯矩—曲率关系时有两种方法, 对于给定的轴力, 采用逐级加荷载法和逐级加变形法。逐级加荷载法的主要问题是每改变一次荷载, 截面曲率和应变都要同时改变, 而且加载到最大弯矩之后, 曲线进入软化段, 很难确定相应的曲率和应变, 一般采用逐级加曲率法。

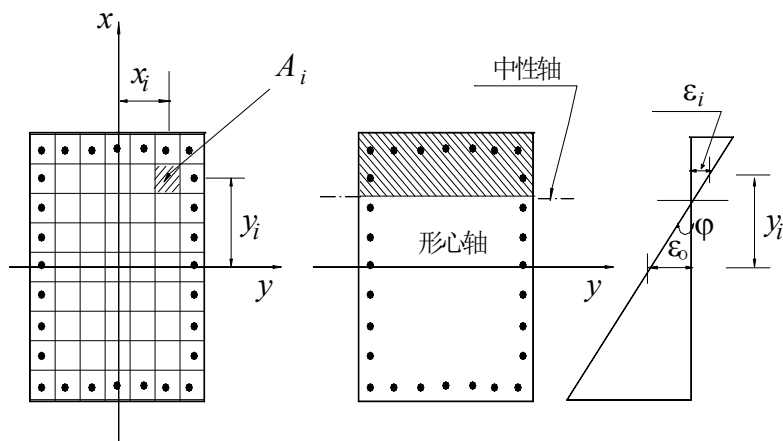


图 15.2 计算简图

约束混凝土的极限压应变 ε_{cu} ，定义为横向约束箍筋开始发生断裂时的混凝土压应变，可由横向约束钢筋达到最大应力时所释放的总应变能与混凝土由于横向钢筋的约束作用而吸收的能量相等的条件进行推导。Mander 给出的混凝土极限压应变的保守估计为：

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s \cdot f_{yh} \cdot \varepsilon_{su}^R}{f'_{cc}}$$

式中， ρ_s —— 约束钢筋的体积含筋率，对于矩形箍筋， $\rho_s = \rho_x + \rho_y$ ，其中

ρ_x 、 ρ_y 分别为顺桥向与横桥向箍筋体积含筋率；

f_{yh} —— 箍筋的屈服强度 (MPa)；

f'_{cc} —— 约束混凝土的峰值应力 (MPa)；

ε_{su}^R —— 约束钢筋的折减极限应变。

15.3.8 在 E2 地震作用下，规则桥梁可按式验算桥墩墩顶的位移：

$$\Delta_d \leq \Delta_u \quad (15.3.8)$$

式中 Δ_d —— E2 地震作用下墩顶的位移；

Δ_u —— 桥墩容许位移，按本规范第 15.3.9 条计算；

15.3.9 规则桥梁墩顶容许位移

1 单柱墩容许位移按下式计算：

$$\Delta_u = \frac{1}{3} H^2 \times \phi_y + (H - \frac{L_p}{2}) \times \theta_u \quad (15.3.9)$$

式中 H —— 悬臂墩的高度或塑性铰截面到反弯点的距离；

L_p —— 等效塑性铰长度

ϕ_u 和 ϕ_y —— 分别为加固后桥墩屈服曲率和极限破坏状态曲率。

2 双柱墩、排架墩顺桥向的容许位移可按本规范式 15.3.9 计算；横桥向的容许位移可在盖梁处施加水平力 F 进行非线性静力分析（图 15.3.9），当墩柱的任一塑性铰达到最大容许转角时，盖梁处的横向水平位移即为容许位移。

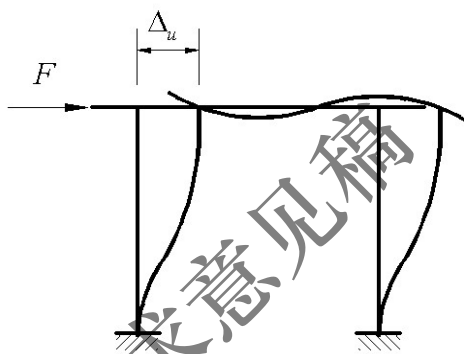


图 15.3.9 双柱墩的容许位移

条文说明

对于规则桥梁的单柱墩，由于可简化为单自由体系，E2 水平地震作用下，墩顶的容许位移可以根据塑性铰的塑性转动能力，参考美国《加州抗震设计规范》，按 3.1.3 条计算出。对于双柱墩横向，由于很难根据塑性铰转动能力直接给出计算墩顶的容许位移的计算公式，建议采用静力推导方法（Pushover），计算墩顶容许位移。

15.3.10 加固后在 E2 地震作用下墩柱塑性铰区域的抗剪强度应满足以下要求：

1 增大截面法

加固后墩柱沿纵桥向和横桥向的斜截面抗剪承载能力应按下式计算：

$$V_{c0} \leq \phi(2.3 \times 10^{-5} \times \sqrt{f_{ck}} \times A_e + V_s) \quad (15.3.10-1)$$

式中 V_{c0} ——取为按能力保护原则计算出的沿纵向或横向剪力设计值和 E2 地震作用下的纵向或横向剪力 (kN) 的较小者;

f_{ck} ——混凝土抗压强度标准值(MPa);

V_s —— 箍筋提供的抗剪能力(kN);

$$V_s = 0.001 \frac{A_k b}{S_k} f_{sk} \leq 6.7 \times 10^{-4} \times \sqrt{f_{ck}} A_e \quad (15.3.10-2)$$

A_e —— 核芯混凝土截面面积(mm²);

A_k —— 同一截面上箍筋的总面积(mm²);

S_k —— 箍筋的间距(mm);

f_{sk} —— 箍筋抗拉强度设计值(MPa);

b —— 沿计算方向墩柱的宽度 (直径) (mm);

ϕ —— 抗剪强度折减系数, $\phi = 0.85$ 。

2 外包钢管加固法

由外包钢管提供的抗剪能力可按下式计算:

$$V_{c0} \leq 0.001 \phi \left(\frac{\pi}{2} t f_{yd} D \cos \theta \right) \quad (\text{kN}) \quad (15.3.10-3)$$

式中 t — 外包钢管的壁厚(mm);

D — 外包钢管直径(mm);

f_{yd} — 外包钢管的抗拉强度设计值(MPa);

$\theta = 30^\circ$

3 粘贴纤维复合材料加固法

采用粘贴纤维复合材料加固混凝土桥墩时宜考虑其对加固区抗剪承载力的提高, 并应通过试验确定。

条文说明

地震中大量钢筋混凝土墩柱的剪切破坏表明：在墩柱塑性铰区域由于弯曲延性增加会使混凝土所提供的抗剪强度降低。为此，各国对墩柱塑性铰区域的抗剪强度进行了许多研究，ACI-319-89 要求在端部塑性铰区域当轴压比小于 0.05 时，不考虑混凝土的抗剪能力，新西兰规范 NZS-3101 中规定当轴压比小于 0.1 时，不考虑混凝土的抗剪能力。而我国《公路工程抗震设计规范》没有对地震荷载作用下的钢筋混凝土墩柱抗剪设计作出特别的规定，工程设计中缺乏有效的依据，只能套用普通设计中采用的斜截面强度设计公式来进行设计和校核，存在较大缺陷。因此，对增大截面法加固的桥墩，采用《美国加州抗震设计准则》的抗剪计算公式，但对其混凝土提供抗剪能力计算公式进行了简化，具体如下。

《美国加州抗震设计准则》的抗剪计算公式中塑性铰区域内混凝土提供的名义抗剪应力为：

$$v_c = c_1 c_2 \sqrt{f'_c} \leq 0.33 \sqrt{f'_c} \quad (\text{Mpa})$$

上式中， f'_c 为混凝土圆柱体抗压强度， c_1, c_2 为系数，按下式计算：

$$c_1 = 0.025 \leq \frac{\rho_s f_{yh}}{12.5} + 0.305 - 0.083 \mu_d \leq 0.25$$

$$c_2 = 1 + \frac{P_c}{13.8 A_g} \leq 1.5$$

其中： μ_d 为结构的位移延性。

为了简化计算，保守的取 $c_1 = 0.025, c_2 = 1.0$

钢管外包加固法的抗剪计算式直接引用，美国“Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges”的计算式。

15.4 地基与基础加固

15.4.1 基础加固设计时应考虑土的特性及各种可能的破坏模式。

条文说明

在桥梁抗震加固中，基础的加固可能是最昂贵的。发现的缺陷主要有承台弯曲强度、剪

切强度、承台/柱剪切强度、桥墩纵筋锚固、桩承载力和抗倾覆能力等不足。

15.4.2 为了提高承台抗弯强度，可在既有承台表面（见图 15.4.2）、侧面及底面增设钢筋混凝土，并通过植筋与原有承台连接。

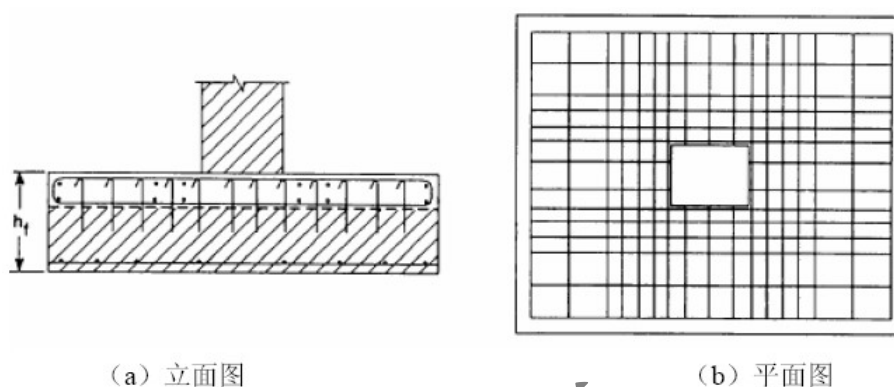


图 15.4.2 承台抗弯强度加固

条文说明

由于承台顶部钢筋较少，使承台与桩的抗拉连接不足导致承台的弯曲强度较低。底部钢筋也可能不足，尤其对于宽的承台，远离桥墩的钢筋发挥的作用很低。

15.4.3 在承台加固中，设置钢筋的位置宜布置在距离墩柱的一倍承台厚度的范围内。

条文说明

如果超过一倍承台厚度的范围内，则这些钢筋提供的抗弯强度是很少的，除非允许承台中发生较大的延性变形。

15.4.4 如果抗剪植筋的抗拉能力不足以满足加固要求，可采用扩大承台并在承台周边的整个厚度内设置箍筋来代替。

15.4.5 可采用设置预应力筋提高承台的正、负弯矩区的抗弯强度；可采用增加承台厚度、穿过承台的竖向钢筋或预应力筋、水平向穿过承台的预应力筋等提高承台的抗剪能力。

条文说明

当受到情况限制无法采用增加钢筋混凝土来提高承台的弯曲强度时，可以使用预应力技术进行加固。预应力管宜穿过原有的承台，如果不允许，也可从增加的钢筋混凝土中穿过，但后一种方式效果可能比前一种要差。

承台剪切强度不足时的加固比弯曲强度加固要复杂的多。在大多数既有承台中，在桥墩压力和基础、桩反力之间的剪力是由承台内对角受压部分的混凝土承担的，这往往要求承台底部的钢筋锚固牢固，作成 90 度弯钩。如果对角受压部分混凝土倾斜角度少于 30 度，或底部受拉钢筋锚固不足，则需通过增加承台厚度（这将增加混凝土抗剪机构承受的能力）、或穿过承台的竖向钢筋或预应力筋（相当于增加额外的箍筋）水平向穿过承台的预应力筋（一般用于增强弯曲强度，同时也可增强抗剪能力）来提高承台的抗剪能力，如图 15.3。

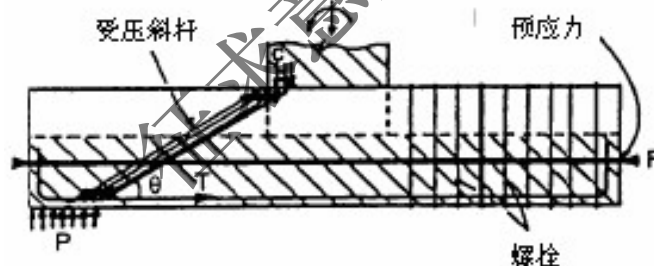


图 15.3 承台剪切强度加固

15.4.6 承台倾覆抗力的提高可通过扩大承台的平面尺寸，增加抗拉桩或其他措施将其直接锚固到基岩等措施实现。

条文说明

扩大基础（承台）或桩基础支撑承台在地震作用下可能发生上拔（提离）。这中响应有时是可以允许的。当倾覆弯矩小于墩柱的弯曲强度时，这种承台摇摆可以起到隔震的效果，从而避免墩柱、承台发生屈服。然而当摇摆的位移很大或承台可能发生破坏，这时需进行加固，以提高抗倾覆的能力。增加拉力桩一般与增大承台平面尺寸同时应用。值得指出的是，

利用地基锚固很难从地基锚固中得到主动的拉力，因此，当发挥地基锚固作用以提高倾覆抗力之前，承台就可能会发生较大的位移而达不到预期效果。

15.4.7 对于饱和砂土或饱和粉土（不含黄土）等存在液化风险的地基，可采用加密法进行加固。

15.5 支座加固

15.5.1 在 E2 地震作用下，桥梁板式橡胶支座的抗滑性能不满足《公路桥梁抗震细则》（JTG/T B02-01）的相关要求时，可采取以下措施：

- 1 通过设置梁体限位装置，与支座共同传递水平地震力。
- 2 在梁墩间附加弹塑性耗能装置，按本规范 15.6 节进行减隔震加固。

15.5.2 地震作用下，如连续梁桥固定支座水平抗震能力不满足《公路桥梁抗震细则》（JTG/T B02-01）要求，应通过计算设置连接梁体和墩柱间的剪力键，由剪力键承受支座所受水平地震力，或按本规范 15.6 节的要求进行减隔震加固。

15.6 减隔震措施

15.6.1 基本要求

1 当桥梁中有刚性墩，桥的基本振动周期比较短、桥墩高度相差较大或桥址区的预期地面运动特性主要能量集中在高频段时，可采用减隔震措施加固。

2 当基础土层不稳定、原有结构的固有周期比较长、位于软弱场地易引起共振或支座中出现负反力时，不宜采用减隔震措施加固。

3 减隔震支座应具有足够的刚度和屈服强度，避免在正常使用条件下出现因风荷载、制动力等引起的桥梁有害振动。

4 设置减隔震支座时，应保证相邻上部结构之间具有足够的位移空间。

条文说明

在桥梁抗震设计中,引入隔震技术的目的就是利用隔震装置在满足正常使用功能要求的前提下,达到延长结构周期,消耗地震能量,降低结构的响应。因此,对于桥梁的隔震设计,最重要的因素就是设计合理、可靠的隔震装置并使其在结构抗震中充分发挥作用。即桥梁结构的大部分耗能、塑性变形应集中于这些装置,允许这些装置中在罕遇地震作用下发生大的塑性变形和存在一定的残余位移,而结构其它构件的响应基本为弹性或有限塑性。应注意到,当隔震装置采用的是铅芯橡胶支座或高阻尼橡胶支座时,已改变了传统钢支座等提供的约束关系,其与传统的钢支座不同,不再是提供简单的“固定”、“可动”约束条件,而是弹性约束条件。为设计人员提供了一种比较自由的方式来确定分配到下部结构各构件中的水平力,改善了整个桥梁下部结构的受力。此外,在桥梁结构中使用隔震装置还具有以下一些优点:

通过设计隔震系统,可改善降低后的地震力在下部结构各支座间的分布,以保护桥墩、桥台,必要时还保护上部结构。

对结构横向地震反应采用隔震,可以调节横向刚度,因而可改善结构的扭转平衡,降低地震力。当上部结构隔震段在平面图上又细又长时,有时可以通过调节隔震支座的横向刚度使得下部结构的刚度近似相等,从而达到调节结构的地震反应。

上部结构隔震可用来减小或消除在设计水准地震下下部结构超出弹性范围的现象,在难以检查或修复的地方,如部分埋置的桥墩和它们的基础,可避免在这些部位发生严重的非弹性变形。

采用隔震系统后,在同等造价情况下可获得比传统抗震设计高的抗震性能,如保护墩柱。

这些隔震支座在正常使用条件下,由温度、收缩、徐变等变形引起的抗力很小,这为城市高架桥梁中超多跨连续梁桥的采用,即减少伸缩缝的使用提供了可能,使连续梁桥一联的长度增加,大大改善了行车条件并降低了维护费用。

同传统非隔震桥梁比,在经历较大地震后,隔震装置的更换比较容易,维修时间和费用均比较低,而传统桥梁的抗震加固在时间、费用上一般比较高。值得指出的是,隔震技术的应用并不是在任何情况下均适用。对于基础土层不稳定,易于发生液化的场地;下部结构柔性大,桥梁结构本身的固有周期比较长;位于场地特征周期比较长,延长周期可能引起地基与桥梁结构共振以及支座中出现较大负反力等情况,不宜采用隔震技术。

15.6.2 采用减隔震加固时,减隔震装置宜构造简单、性能可靠,并具有可换性。

15.6.3 采用减隔震措施进行抗震加固有以下两种方式：

- 1 采用减隔震支座，常用的减隔震支座有：铅芯橡胶支座，高阻尼橡胶支座和摩擦摆式减隔震支座等；
- 2 附加弹塑性阻尼器或粘滞阻尼器。

15.6.4 设置减隔震措施后桥梁抗震分析宜采用非线性动力时程分析方法。

条文说明

由于弹性反应谱分析方法的简洁性和已为大多数设计人员所熟悉，且在一定条件下，使用该分析方法进行减隔震桥梁的分析仍可得到较理想的计算结果。尤其在初步设计阶段，可帮助设计人员迅速把握结构的动力特性和响应值，因此，它仍是隔震桥梁分析中一种十分重要的分析方法。但由于目前大多数减隔震装置的力学特性是非线性的，必须借助于等效线性化模型才能采用反应谱分析方法。由于隔震装置的非线性特性，在分析开始时，隔震装置的设计位移是未知的，因而其等效刚度、等效阻尼比也是未知的，所以弹性反应谱分析过程是一个迭代过程。正是由于隔震装置的非线性特性及其与桥墩非线性特性的相互影响以及隔震桥响应对伸缩装置、挡块等防落梁装置的敏感性等因素，如果需要合理的考虑这些因素的影响时，宜采用非线性动力时程分析方法。因此要求，在进行抗震性能校核时，采用非线性动力时程分析方法进行分析。

15.6.5 减隔震装置的设计、校核应满足以下要求：

- 1 橡胶型减隔震支承，在 E1 地震作用下产生的剪切应变必须在 100%以下，E2 地震作用下产生的剪切应变必须在 250%以下，并校核其稳定性；
- 2 非橡胶型减隔震装置，应根据具体的产品指标进行设计与校核；
- 3 应对减隔震装置在正常使用条件下的性能进行校核。

15.6.6 减隔震装置的变形、阻尼等力学参数应进行试验测试。试验得到的力学参数值与设计值的偏差应在 $\pm 10\%$ 以内。

条文说明

由于减隔震装置是减隔震桥梁中的重要组成部分，它们必须具有设计要求的预期的性能。因此，本规范要求在实际采用减隔震装置前，必须对预期减隔震装置的性能和特性进行严格的检测实验。原则上须由原形测试结果来确认隔震系统在地震时的性能与设计相符。检测实验包括减隔震装置在动力荷载下、静力荷载下的试验两部分。并依据相关的试验检测条文、检测规程等进行。

15.7 防落梁措施

15.7.1 典型的横桥向防落梁装置的构造参见图 15.7.1-1，典型的纵桥向防落梁措施如图 15.7.1-2，亦可采用其它更为可靠的构造措施。

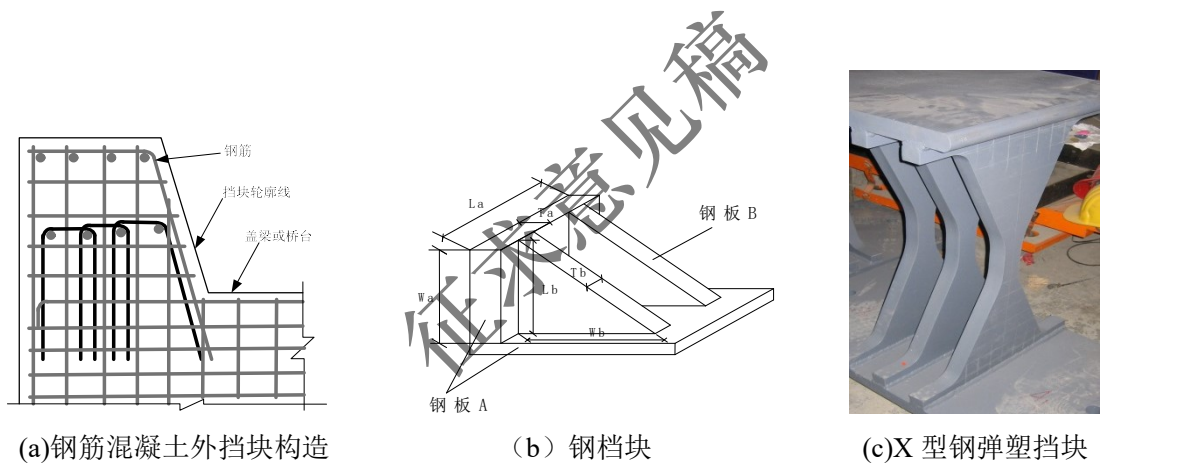


图 15.7.1-1 典型的横桥向防落梁装置

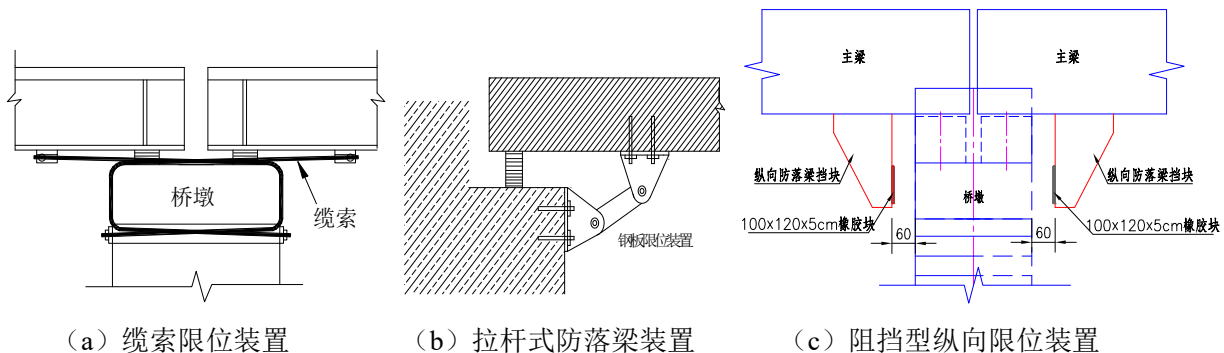


图15.7.1-2 纵向防落梁构造

15.7.2 防落梁装置应满足如下要求：

- 1 有足够的变形能力，不影响主梁的正常使用功能；
- 2 不妨碍支座的移动或转动等功能，便于支座的维护管理；
- 3 有足够的强度，能有效防止地震落梁。

条文说明

使用横向和纵向限位装置可以实现桥梁结构的内力反应和位移反应之间的协调，一般来讲，限位装置的间隙小，内力反应增大，而位移反应减小；相反若限位装置的间隙大，则内力反应减小，但位移反应增大；横向和纵向限位装置的使用应使内力反应和位移反应二者之间达到某种平衡，另外桥轴方向的限位装置移动能力应与支承的变形能力相适应；限位装置必须无损于支承的移动或回转等功能；限位装置必须考虑到支承部分的维护管理；限位装置的设置不得有碍于防落梁构造机能的发挥。

15.7.3 纵桥向防落梁装置在 E2 地震作用下应保持在弹性范围内。

15.7.4 横向位移约束装置在 E1 地震作用下应保持弹性状态，在 E2 作用下可进入塑性，但须具有足够的塑性变形能力。

15.7.5 桥台前墙应适当加强，并在梁与梁之间和梁与桥台前墙之间加装橡胶垫或其它弹性衬垫。其构造示意如图 15.7.5-1、图 15.7.5-2 所示。

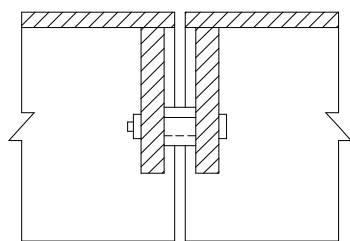


图 15.7.5-1 梁与梁之间的缓冲设施

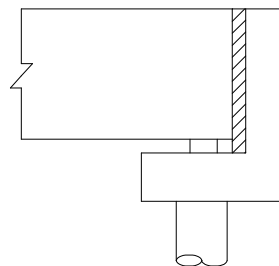


图 15.7.5-2 梁与桥台之间的缓冲设施

15.7.6 桥面不连续的简支梁(板)桥和挂梁，宜采用挡块、螺栓连接和钢夹板连接等防止纵、横向落梁措施。连续梁和桥面连续简支梁(板)桥应采取防止横向落梁措施。

征求意见稿

16 混凝土裂缝处理

16.1 一般规定

16.1.1 桥梁混凝土裂缝一般分为结构性裂缝和非结构性裂缝。

条文说明

结构性裂缝是由外荷载引起的裂缝，其裂缝的分布及宽度与外荷载有关，这种裂缝的出现，预示着桥梁结构承载力可能不足或者存在其他严重问题。非结构性裂缝是由变形引起的裂缝，如温度变化、混凝土收缩等因素引起的裂缝。对桥梁的承载能力影响较小，两种裂缝对结构耐久性都有影响，因此均需要进行处理。

16.1.2 桥梁混凝土构件裂缝应分析其成因，根据裂缝的类型确定修补的方法、选择修补材料与时机。对于结构性裂缝还应经过计算分析确定结构加固方案。

16.1.3 当裂缝区的钢筋锈蚀时，应先对钢筋进行除锈，再进行裂缝修补。

16.1.4 裂缝修补后，可进行表观处理。

16.1.5 对桥梁粘贴钢板、纤维复合材料加固后，应保留典型裂缝检查空间。

16.1.6 裂缝修补材料的性能及要求应符合本规范第 4.7 节的要求。

16.2 裂缝修补方法

16.2.1 裂缝修补方法一般分为表面封闭法、自动低压渗注法及压力灌注法。

条文说明

表面封闭法是采用沿构件表面涂刷水泥砂浆、胶粘剂等材料来修补构件表面细小的混凝土裂缝；自动低压渗注法是借助于较小的压力装置，利用注浆材料良好的渗透性能进行修补的方法；压力灌注法是以一定的压力将裂缝修补胶液或水泥浆注入裂缝腔内，达到充填密实的效果。

16.2.2 当裂缝宽度小于 0.15mm 时宜采用表面封闭法进行处理。

16.2.3 当裂缝数量较多、宽度在 0.1mm~1.5mm 同时宜采用自动低压渗注法进行处理。

16.2.4 当裂缝较深、宽度 $\geq 0.15\text{mm}$ 时宜采用压力灌注法进行处理。

17 支座、伸缩缝更换

17.1 支座更换

17.1.1 桥梁支座经检测评定不满足使用要求时，应及时更换。更换支座时，应分析判断支座病害产生的原因，并对相应病害进行处理。

17.1.2 更换的桥梁支座应与结构体系相适应。

17.1.3 桥梁支座更换宜采用整联顶升，横桥向应严格同步，并加强施工监控。应验算相邻墩台处顶升位移差对结构的影响，确保结构安全。

17.1.4 桥梁支座更换时应充分考虑病害发展及使用年限，宜将同一墩台上的同一排支座全部更换。

17.1.5 新换支座宜与原支座使用功能和几何尺寸一致。

17.1.6 支座更换时，顶升位置、顺序和支座顶升量应通过计算确定。

17.1.7 当设置临时支撑结构顶升更换支座时，应对其强度、变形和稳定性进行验算。设置钢抱箍等措施进行顶升时，宜按永久构造进行设计和验算。

条文说明

《公路桥涵设计通用规范》3.6.8条规定“桥梁墩台应预留支座安装、维护、更换的工作空间和操作安全防护设施。”作为可更换构件，支座更换如需设置钢抱箍等措施，一般按永久构造设计，满足后期更换、养护需求。

17.1.8 高地震烈度区桥梁，更换支座应考虑抗震设防要求。并符合本规范15.5节规定。

17.2 伸缩缝更换

17.2.1 伸缩缝经检测评定不满足使用要求，应进行更换。

17.2.2 更换前应调查论证原伸缩缝结构类型、伸缩量等与桥梁结构的匹配性。如原伸缩缝设置不合理，应选择与桥梁结构匹配的伸缩缝进行更换。

条文说明

作为可更换构件，伸缩缝老化引起的病害，更换后可予以改善。但伸缩缝病害亦可能由于原缝设置不当，不满足使用需求引起，在此情况下，需更换为适宜的伸缩缝。

17.2.3 更换伸缩缝时宜选择梳齿板式、模数式等技术先进、合理的伸缩装置，伸缩量应满足桥跨结构变形要求，严格控制开口量，应安装平整，牢固可靠，不得渗漏水。

17.2.4 槽口新浇混凝土强度等级可比原结构混凝土提高一级，宜采用早强混凝土。

17.2.5 新更换的伸缩缝下应设置排水装置。

附录A 植筋

本附录的植筋锚固计算及构造规定均引自《混凝土结构加固设计规范》(GB 50367)。

A.1 设计规定

A.1.1 本附录适用于桥梁钢筋混凝土、预应力混凝土构件的锚固；桥梁圬工构件的植筋应按照本规范附录B—锚栓的规定进行设计计算。

A.1.2 采用植筋技术时，桥梁主要构件的混凝土强度等级不得低于C25，其它构件混凝土强度等级不得低于C20。

A.1.3 采用植筋锚固时，桥梁锚固部位混凝土若有局部缺陷，应先进行补强或加固处理后再植筋。

A.1.4 种植用钢筋的质量和性能应符合本规范第4章的相关规定。

A.1.5 桥梁受力植筋用胶粘剂应采用A级胶；仅按构造要求植筋时可采用B级胶。其质量和性能应符合本规范第4章规定。

A.1.6 采用植筋锚固的桥梁结构，其长期使用的环境温度不应高于 60℃；对处于特殊环境（如高温、高湿、介质腐蚀等）的桥梁结构进行植筋时，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。

A.2 锚固计算

A.2.1 承重构件的植筋锚固计算应遵守下列规定：

- 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 植筋胶粘剂的粘结强度设计值应按本附录的规定值采用；
- 3 地震区的承重结构，其植筋承载力仍按本附录的规定进行计算，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。

A.2.2 单根植筋锚固的承载力设计值应符合下列规定：

$$N_t^b = f_y A_s \quad (\text{A.2.2-1})$$

$$l_d \geq \psi_N \psi_{ae} l_s \quad (\text{A.2.2-2})$$

式中 N_t^b — 植筋钢筋轴向受拉承载力设计值；

f_y — 植筋用钢筋的抗拉强度设计值；

A_s — 钢筋截面面积；

l_d — 植筋锚固深度设计值；

l_s — 植筋的基本锚固深度，按本附录第A.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，按本附录第A.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 $\psi_{ae} = 1.1$ ；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 $\psi_{ae} = 1.0$ 。

A.2.3 植筋的基本锚固深度 l_s 应按下列公式确定：

$$l_s = 0.2 \alpha_{spt} d f_y / f_{bd} \quad (\text{A.2.3})$$

式中 α_{spt} — 为防止混凝土劈裂引用的计算系数，按本附录表A.2.3的确定；

d — 植筋公称直径；

f_{bd} — 植筋用胶粘剂的粘结强度设计值，按本规范附录A.2.4的规定值采用。

表A.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
植筋直径	≤20	1.0	1.0	1.0	1.0
	25	1.05	1.0	1.0	1.0

d (mm)	32	1.15	1.1	1.1	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。

A.2.4 植筋用胶粘剂的粘结强度设计值 f_{bd} 应按表A.2.4的规定值采用。

表A.2.4 粘结强度设计值 f_{bd}

胶粘剂等级	构造条件	混凝土强度等级				
		C20	C25	C30	C40	≥C60
A级胶或B级胶	$s_1 \geq 5d; s_2 \geq 2.5d$	2.3	2.7	3.4	3.6	4.0
A级胶	$s_1 \geq 6d; s_2 \geq 3.0d$	2.3	2.7	3.6	4.0	4.5
	$s_1 \geq 7d; s_2 \geq 3.5d$	2.3	2.7	4.0	4.5	5.0

注：1 当使用表中的 f_{bd} 值时，其构件的混凝土保护层厚度，应不低于现行《混凝土结构设计规范》（GB 50010）的规定值；

2 表中 s_1 为植筋间距； s_2 为植筋边距；

3 表中 f_{bd} 值仅适用于带肋钢筋的粘结锚固。

A.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 ，应按下列公式计算：

$$\psi_N = \psi_{br} \psi_w \psi_T \quad (\text{A.2.5})$$

式中 ψ_{br} —考虑结构构件受力状态对承载力影响的系数：当为主要承重构件时， $\psi_{br} = 1.5$ ；

当为一般构件接长时， $\psi_{br} = 1.15$ ；当为构造植筋时 $\psi_{br} = 1.0$ ；

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。

A.2.6 承重结构植筋的锚固深度必须经设计计算确定；严禁按短期拉拔试验值或厂商技术手册的推荐值采用。

A.3 构造规定

A.3.1 当按构造要求植筋时，其最小锚固长度 $l_{\min}$ 应符合下列构造要求：

- 1 受拉钢筋锚固： $\max\{0.3l_s; 10d; 100\text{mm}\}$ ；
- 2 受压钢筋锚固： $\max\{0.6l_s; 10d; 100\text{mm}\}$ 。

A.3.2 当所植钢筋与原钢筋搭接（图A.3.2）时，其受拉搭接长度 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，按下列公式确定：

$$l_l = \zeta l_d \quad (\text{A.3.2})$$

式中 ζ —受拉钢筋搭接一长度修正系数，按表A.3.2取值。

表A.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 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《混凝土结构设计规范》（GB50010）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 值；

3 对梁类构件，受拉钢筋搭接接头面积百分率不应超过50%。



图A.3.2钢筋搭接

A.3.3 当植筋搭接部位的箍筋间距 s 不符合表A.2.3的规定时，应进行防劈裂加固。此时，可采用纤维复合布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0.111mm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。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。

A.3.4 新植钢筋与原有钢筋在搭接部位的净间距，应按本规范图A.3.2的标示值确定。若净间距超过4d，则搭接长度 l_l 应增加2d，但净间距不得大于6d。

A.3.5 用于植筋的钢筋混凝土构件，其最小厚度 $h_{\min}$ 应符合下列规定：

$$h_{\min} \geq l_d + 2D \quad (\text{A.3.5})$$

式中 D 为钻孔直径，应按表A.3.5确定。

表A.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 D (mm)
12	15
14	18
16	20
18	22
20	25
22	28
25	31
28	35
32	40

A.3.6 植筋时，其钢筋宜先焊后种植；若有困难而必须后焊，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包裹植筋外露部分的根部。

附录B 锚栓

本附录的锚栓钢材承载力验算及构造规定均引自《混凝土结构加固设计规范》(GB 50367)。

B.1 设计规定

B.1.1 本附录适用于混凝土桥梁的主要承重构件的锚固；不适用于严重风化的混凝土桥梁。

B.1.2 混凝土桥梁采用锚栓加固时，主要承重构件混凝土强度等级不应低于C30；对一般构件不应低于C20。

B.1.3 桥梁承重构件用的锚栓，应采用有机械锁键效应的后扩底锚栓(图B.1.3)，也可采用适应开裂混凝土性能的定型化学锚栓。当采用定型化学锚栓时，其有效锚固深度：对承受拉力的锚栓，不得小于 $8.0d_0$ (d_0 为锚栓公称直径)；对承受剪力的锚栓，不得小于 $6.5d_0$ 。

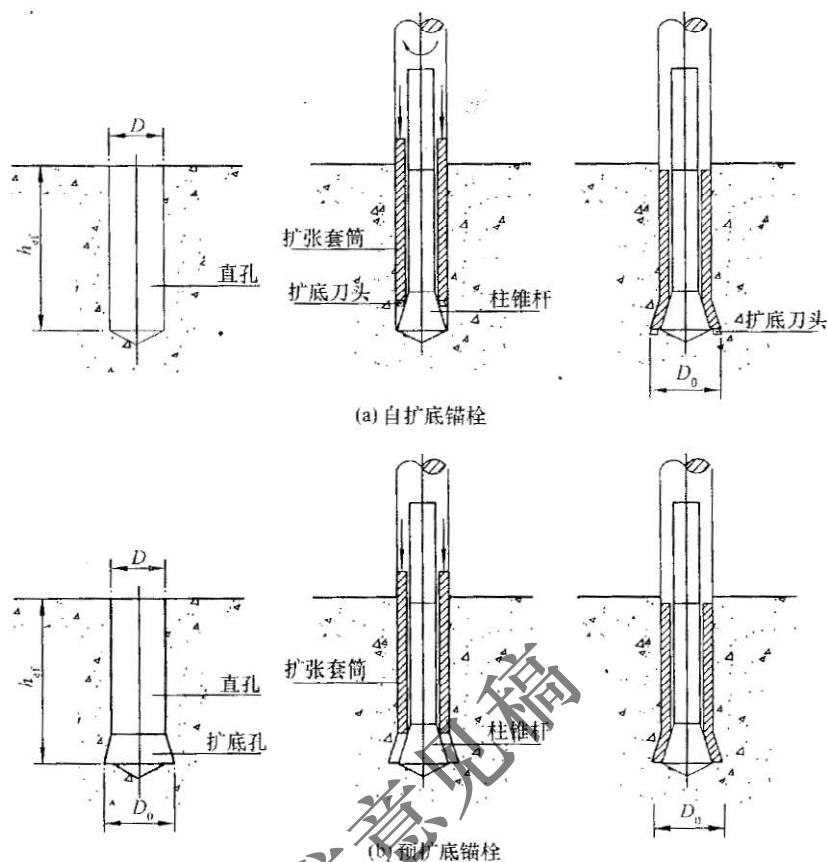
B.1.4 不得采用膨胀型锚栓作为桥梁主要承重构件的连接件。

B.1.5 处于地震区桥梁结构中采用锚栓时，应采用加长型后扩底锚栓，且仅允许用于设防烈度不高于8度、建于I、II类场地的桥梁结构；定型化学锚栓仅允许用于设防烈度不高于7度桥梁结构。

B.1.6 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。

B.1.7 锚栓的受力分析应符合《混凝土结构加固设计规范》(GB 50367—2006)附录M的规

定。



图B.1.3 后扩底锚栓(D_0 为扩底直径)

B.2 锚栓钢材承载力验算

B.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。

B.2.2 锚栓钢材受拉承载力设计值，应符合下列规定：

$$N_t^a = f_{ud,t} A_s ; \quad (\text{B.2.2})$$

式中 N_t^a —锚栓钢材受拉承载力设计值；

$f_{ud,t}$ —锚栓钢材用于抗拉计算的强度设计值，必须按本规范第B.2.3条的规定采用；

A_s —锚栓有效截面面积。

B.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B.2.3-1和表B.2.3-2的规

定。

表B.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 $f_{ud,t}$	150	180	220	290

注：锚栓受拉弹性模量 E_s 取 $2.0 \times 10^5 \text{MPa}$ 。

表B.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 $f_{ud,t}$	105	225	300

B.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B.2.4)进行计算；

1 无杠杆臂受剪

$$V^a = f_{ud,v} A_s \quad (\text{B.2.4-1})$$

2 有杠杆臂受剪

$$V^a = 1.2 W_{el} f_{ud,t} \left(1 - \frac{\sigma}{f_{ud,t}} \right) \frac{\alpha_m}{l_o} \quad (\text{B.2.4-2})$$

式中 V^a — 锚栓钢材受剪承载力设计值；

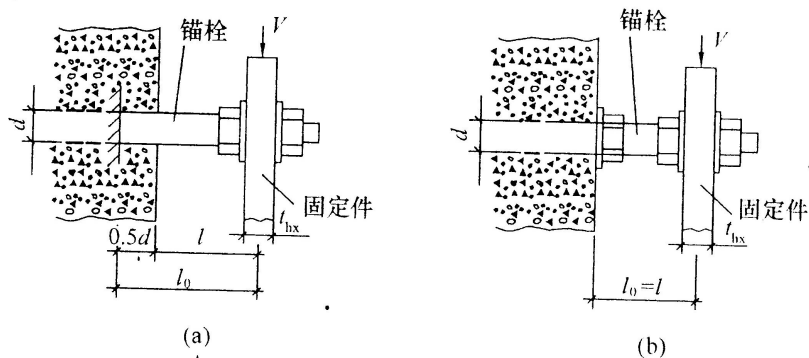
A_s — 锚栓的有效截面面积；

W_{el} — 锚栓截面抵抗矩；

σ — 被验算锚栓承受的轴向拉应力，其值按 N/A_s 确定；符号 N 为轴向拉力； A_s 的意义见(B.2.2) 式注；

α_m — 约束系数，对图B.2.4(a)，取 $\alpha_m = 1$ ；对图B.2.4(b)，取 $\alpha_m = 2$ ；

l_o — 杠杆臂计算长度；当基材表面有压紧的螺帽时，取 $l_o = l$ ；当无压紧螺帽时，取 $l_o = l + 0.5d$ 。



图B.2.4 锚栓杠杆臂计算长度的确定

B.3 基材混凝土承载力验算

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、混凝土边缘呈楔形受剪破坏以及同时受拉、剪作用破坏。具体计算可按照《混凝土结构加固设计规范》GB50367-2006中第13章的方法执行。

B.4 构造规定

B.4.1 桥梁混凝土构件的最小厚度不应小于100mm。

B.4.2 桥梁主要承重结构用锚栓，其公称直径不得小于12mm；按构造要求确定的锚固深度不应小于80mm，且不应小于混凝土保护层厚度。

B.4.3 锚栓的最小边距 $D_{\min}$ 、临界边距 $D_{Dr,N}$ 和群锚最小间距 $S_{\min}$ 、临界间距 $S_{Dr,N}$ 应符合表B.4.3的要求。

表B.4.3 碳钢及合金钢锚栓钢材强度设计指标

$D_{\min}$	$D_{Dr,N}$	$S_{\min}$	$S_{Dr,N}$
$\geq 0.8 h_{ef}$	$\geq 1.5 h_{ef}$	$\geq 1.0 h_{ef}$	$\geq 3.0 h_{ef}$

注： h_{ef} —锚栓的有效锚固长度（mm），按定型产品说明书中的推荐值取用。

B.4.4 地震区锚栓的实际锚固深度，应按本规范计算确定的有效锚固深度乘以抗震构造修正系数 ψ_{aE} 后采用；对6度区，取 $\psi_{aE} = 1.0$ ；对7度区，取 $\psi_{aE} = 1.1$ ；对8度区 I、II类场地，取 $\psi_{aE} = 1.2$ 。

B.4.5 锚栓防腐标准应高于桥梁本身的防腐要求。

征求意见稿

附录C 钢筋混凝土矩形截面偏心受压构件应力（应变）计算

采用增大截面法、粘贴钢板和粘帖纤维片材法加固钢筋混凝土偏心受压构件正截面承载力计算中，第一阶段荷载作用下原构件截面受压较大边缘混凝土应变 ε_{c1} 及受拉边纵向钢筋应变 ε_{s1} 计算方法是以钢筋混凝土构件弹性计算理论为基础，计算公式如下。

C.1 偏心距增大系数 η_1

η_1 为偏心距增大系数，按下列公式计算：

$$\eta_1 = \frac{1}{1 - \frac{kN_d l_0^2}{10\alpha_e E_c I_c}} \quad (\text{C.1-1})$$

式中 k ——系数，一般可取1.8；

α_e ——刚度修正系数，按附表C.1-1查得；

I_c ——混凝土全截面对其重心轴的惯性矩，对矩形截面， $I_c = \frac{1}{12} b_1 h_1^3$ ；

l_0 ——构件在其弯矩作用平面内的计算长度，

b_1 、 h_1 ——分别为构件截面宽度和高度。

表C.1-1 系数 α_e 值

e/h_1	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35
α_e	0.560	0.493	0.445	0.410	0.382	0.360	0.342
e/h_1	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	≥ 1.0
α_e	0.327	0.303	0.285	0.271	0.260	0.251	0.25

注： e 为轴向力作用点至构件截面重心的距离，即初始偏心值。

矩形截面构件，当 $l_0/h_1 \leq 8$ 时，取 $\eta_1 = 1.0$ 。

C.2 小偏心受压构件

1. 原构件截面受压较大边缘混凝土应力 σ_{c1} 与应变 ε_{c1} 按下列公式计算：

$$\sigma_{c1} = -\frac{N_{d1}}{A_0} - \eta_1 \frac{N_{d1}e_0}{I_0} y' \quad (\text{C.2-1})$$

$$\varepsilon_{c1} = \sigma_{c1} / E_c \quad (\text{C.2-2})$$

式中 N_{d1} ——第一阶段轴向力设计组合值；

A_0 ——构件全截面的换算截面面积，

$$A_0 = b_1 h_1 + (\alpha_{Es} - 1)(A_{s1} + A'_{s1}) \quad (\text{C.2-3})$$

I_0 ——构件全截面换算截面对换算截面重心轴的惯性矩，

$$I_0 = \frac{1}{3} b_1 (y'^3 + y^3) + (\alpha_{Es} - 1)[A'_{s1}(y' - a'_{s1})^2 + A_{s1}(y - a_{s1})^2] \quad (\text{C.2-4})$$

y' ——构件截面受压较大边至换算截面重心轴的距离，

$$y' = \frac{\frac{1}{2} b_1 h_1^2 + (\alpha_{Es} - 1)[A'_{s1} a'_{s1} + A_{s1}(h_1 - a_{s1})]}{A_0} \quad (\text{C.2-5})$$

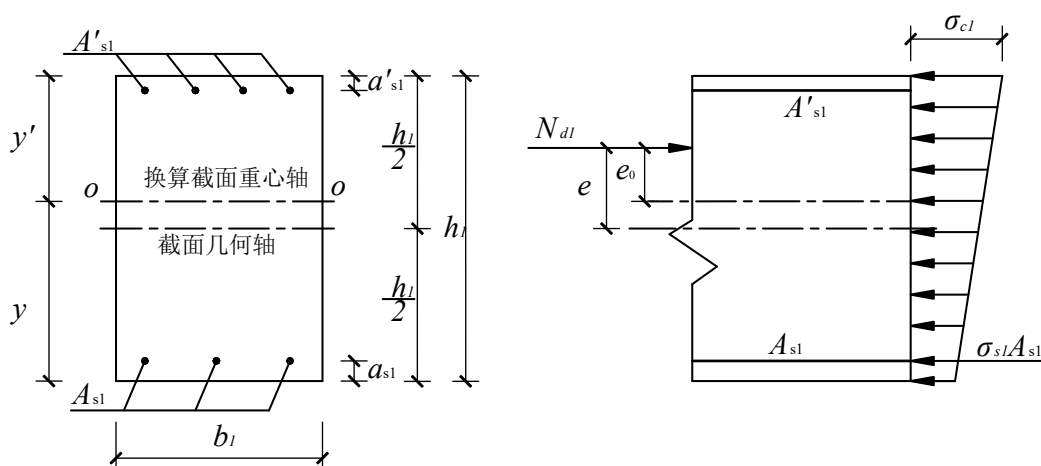
y ——构件截面受压较小边至换算截面重心轴距离， $y = h_1 - y'$ ；

e_0 ——轴向力作用点至换算截面重心轴的距离， $e_0 = e + y' - \frac{h_1}{2}$ ；

e ——轴向力作用点至混凝土截面重心轴的距离， $e = \frac{M_{d1}}{N_{d1}}$ ；

M_{d1} ——第一阶段弯矩设计组合值；

E_c ——混凝土弹性模量；



附图C-1 小偏心受压构件截面及计算简图

2. 截面受压较小边钢筋的应力与应变按下列公式计算：

$$\sigma_{s1} = \alpha_{Es} \left[-\frac{N_{d1}}{A_0} + \eta_1 \frac{N_{d1}e_0(y - a_{s1})}{I_0} \right] \quad (\text{C.2-6})$$

$$\varepsilon_{s1} = \sigma_{s1} / E_s \quad (\text{C.2-7})$$

式中符号意义与式 (C.2-1) 相同。

C.3 大偏心受压构件

1. 原构件截面受压较大边缘混凝土的应力 σ_{c1} 与应变 ε_{c1} 按下列公式计算：

$$\sigma_{c1} = -\frac{N_{d1}}{A_{01}} - \eta_1 \frac{N_{d1} e_0 y'}{I_{cr}} \quad (\text{C.3-1})$$

$$\varepsilon_{c1} = \sigma_{c1} / E_c \quad (\text{C.3-2})$$

式中 N_{d1} —— 第一阶段轴向力设计组合值；

A_{01} —— 原构件开裂截面换算截面面积，

$$A_{01} = b_1 x_1 + \alpha_{Es} A_{s1} + (\alpha_{Es} - 1) A'_{s1} \quad (\text{C.3-3})$$

y' —— 开裂截面换算截面重心轴至截面受压边缘距离，

$$y' = \frac{\frac{1}{2} b_1 x_1^2 + \alpha_{Es} A_{s1} a_{s1} + (\alpha_{Es} - 1) A'_{s1} h_{01}}{A_{01}} \quad (\text{C.3-4})$$

h_{01} —— 受拉区纵向钢筋重心至受压区边缘距离， $h_{01} = h_1 - a_{s1}$ ；

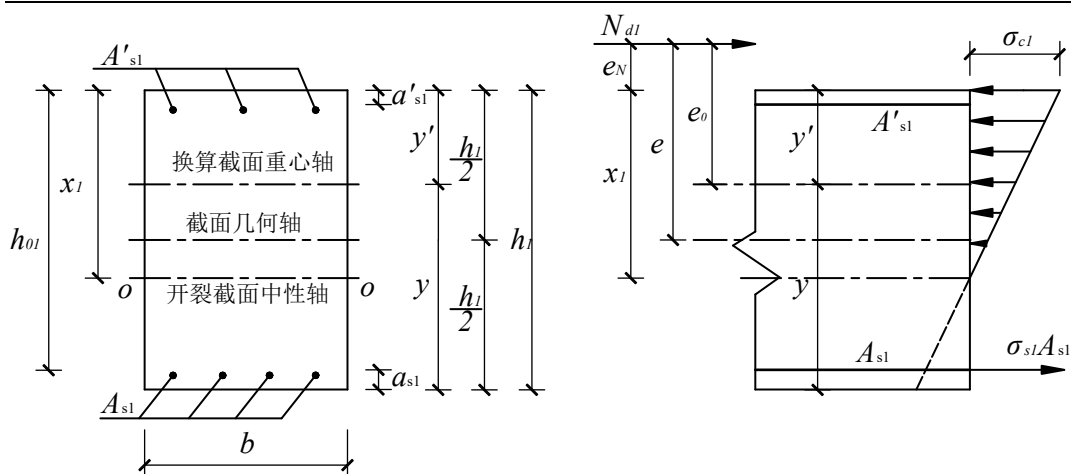
y —— 开裂截面换算截面重心轴至截面受拉边缘距离， $y = h_1 - y'$ ；

I_{cr} —— 开裂截面换算截面惯性矩，

$$I_{cr} = \frac{1}{3} b_1 [y^3 + (x_1 - y')^3] + (\alpha_{Es} - 1) A'_{s1} (y' - a'_{s1})^2 + \alpha_{Es} A_{s1} (y - a_{s1})^2 \quad (\text{C.3-5})$$

e_0 —— 轴向力作用点至原构件开裂截面换算截面重心轴距离， $e_0 = y' + e_N$ ，见附图E-2；

η_1 —— 偏心距增大系数，按公式 (C.1-1) 计算；



C-2 大偏心受压构件截面及计算简图

2. 原构件截面受拉边纵向钢筋 A_{s1} 重心处应变 ε_{s1} 按下列公式计算:

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\sigma_{s1}}{E_s} \quad (\text{C.3-6})$$

$$\sigma_{s1} = \alpha_{Es} \frac{\sigma_{cl}}{x_1} (h_{01} - x_1) \quad (\text{C.3-7})$$

式中符号意义与公式 (C.3-2) 相同。

3. 矩形截面受压区高度 x_1 可按下列公式计算 (C-2):

$$Ax_1^3 + Bx_1^2 + Cx_1 + D = 0 \quad (\text{C.3-8})$$

$$A = b_1 \quad (\text{C.3-9})$$

$$B = 3b_1 e_N \quad (\text{C.3-10})$$

$$C = 6\alpha_{Es} (A_{s1} g_{s1} + A'_{s1} g'_{s1}) \quad (\text{C.3-11})$$

$$D = -6\alpha_{Es} (A_{s1} h_{01} g_{s1} + A'_{s1} a'_{s1} g'_{s1}) \quad (\text{C.3-12})$$

式中 b ——矩形截面的宽度;

e_N ——轴向力 N_{dl} 作用点至截面受压区边缘的距离, $e_N = e - \frac{h_l}{2}$, N_{dl} 位于截面外为正;

位于截面内为负;

h_{01} ——受拉区纵向钢筋重心至受压区边缘的距离, $h_{01} = h_l - a_{s1}$;

g_{s1} ——受拉区纵向钢筋重心至 N_d 作用点的距离, $g_{s1} = h_{01} + e_N$;

a'_s ——受压区纵向钢筋重心至受压区边缘的距离;

g'_{s1} ——受压区纵向钢筋重心至 N_d 作用点的距离, $g'_{s1} = a'_{s1} + e_N$;

C.4 两种偏心受压构件的判断

当偏心距 $\eta e_0 \leq a$ 时, 为小偏心受压; 偏心距 $\eta e_0 > a$ 时, 为大偏心受压, 截面核心距 a 按下列公式计算:

$$a = \frac{I_0}{A_0 y'} \quad (\text{C.4})$$

式中各符号意义同式 (C.2-1)。

征求意见稿

附录D 碳纤维片材加固混凝土结构粘贴强度现场检测方法

D.1 本方法适用于碳纤维片材加固混凝土结构粘贴强度施工质量的现场检测。

D.2 检验用粘结强度检测仪可参照现行行业标准《数显式粘结强度检测仪》JF3056的规定。粘结强度检测仪应每年检定一次，发现异常时应随时维修、检定。

D.3 现场检测应在已完成碳纤维片材粘贴加固的结构表面上进行。按实际粘贴碳纤维片材的加固结构表面面积计，每500m²工程取一组3个试样，不足500m²时按一组计。检测点应由随机抽取，试样间距不得小于1m。

D.4 被测部位的加固表面应清除污渍并保持干燥；从加固表面向混凝土基体内部切割预切缝，切入混凝土深度2~3mm，宽度1~2mm，预切缝形状为直径40mm的圆形；采用取样粘结剂粘贴直径为40mm的圆形钢标准块（图D.1）。取样粘结剂的正拉粘结强度应大于碳纤维片材粘贴树脂的正拉粘结强度。钢标准块粘贴后应及时固凝。

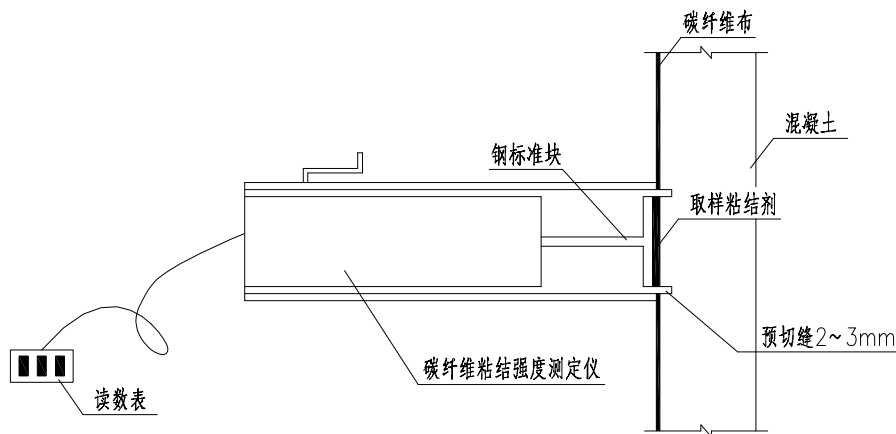


图 D.1 碳纤维片材粘结质量现场检测示意

D.5 按照粘结强度检测仪生产厂提供的使用说明书，连接钢标准块；以1500~2000N/min 匀速加载，记录破坏时的荷载值，并观察破坏形态。

D.6 正拉粘结强度应按下式计算:

$$f = \frac{P}{A} \quad (\text{D.1})$$

式中 f ——正拉粘结强度, MPa;

P ——试件破坏时的荷载值, N;

A ——钢标准块的粘结面面积, mm^2 。

D.7 破坏形式判别: 破坏类型A: 混凝土破坏—混凝土试块破坏; 破坏类型B: 层间破坏—树脂与混凝土间复合涂层界面积破坏; 破坏类型C: 碳纤维片材破坏—碳纤维片材内部破坏; 破坏类型D: 粘结失效—碳纤维片材与钢标准块之间破坏。

D.8 试验结果: 每组3个被测试点, 以算术平均值作为该组正拉粘结强度的试验结果。试验结果应包括破坏形式、3个试样的正拉粘强度值和该组正拉粘结强度的试验平均值。

D.9 施工质量判定:

破坏形式为A时, 施工质量判定为合格;

破坏形式为B、C、D时, 如满足每组试样的正拉粘结强度试验平均值不小于2.5MPa, 且其中单个试样的正拉粘结强度最小值不小于2.25MPa的要求, 施工质量判定为合格;

破坏形式为B、C, 如不能满足每组试样的正拉粘结强度试验平均值不小于2.5MPa, 且其中单个试样的正拉粘结强度最小值小于2.25MPa的要求, 施工质量判定为不合格, 或根据实际工程情况加大样本数量重新检验;

破坏形式为D时, 如不能满足每组试样的正拉粘强度试验平均值不小于2.5MPa, 且其中单个试样的正拉粘结强度最小值不小于2.25MPa的要求, 应重新制备试样和检验。

θ_e ——体外预应力筋（束）在竖直平面内的弯起角度（竖弯角）， $\theta_e \leq 45^\circ$ ；

a ——单位力引起的梁端弯矩零点至上锚固点的水平距离；

b ——单位力引起的梁端弯矩零点至垫板中心的水平距离；

y_1 ——单位力引起的梁端弯矩图面积重心的竖坐标；

λ ——体外预应力水平和弯起筋（束）的拉力比例系数，按前述公式计算；

q ——作用在一片梁上的可变作用集度：

当取标准值计算时，对于车辆荷载可取其等效荷载；对于车道荷载取 $q = q_1 + q_2$ ，其中 q_1 为车道荷载的均布荷载， q_2 为由车道荷载的集中力 P 产生的等效均布荷载， $q_2 = 2P/L$ ；

当取可变作用的频遇值或准永久值计算时，应考虑相应汽车荷载的频遇值系数或准永久值系数进行组合计算；

L ——简支梁桥的计算跨径， $L = 2l_3 + l_2$ ；

y_{os} 、 y_{ox} ——分别为原梁（跨中）换算截面重心至截面上、下缘的距离；

a_{pe} ——体外索水平筋（束）重心到原梁底面的距离，以水平筋（束）位于原梁底面以下为正，以上为负；

h_1 、 h_2 ——分别为原梁（跨中）换算截面重心至上锚固点和水平筋（束）中心的垂直距离，上锚固点位于原梁（跨中）换算截面重心上方为正，下方为负，在重心上为零，

$$h_2 = y_{ox} + a_{pe};$$

l_1 ——上锚固点至滑块垫板中心的水平距离；

l_2 ——两滑块垫板中心间的水平距离；

l_3 ——滑块垫板中心至支座中心的水平距离；

$E_{p,e}$ 、 $E_{pb,e}$ ——分别为体外索水平筋（束）、斜筋（束）的弹性模量；

$A_{p,e}$ 、 $A_{pb,e}$ ——分别为体外索水平筋（束）、斜筋（束）的截面面积；

E_c ——原梁混凝土弹性模量；

A_o 、 I_o ——分别为原梁（跨中）换算截面面积和惯性矩。

当原梁为钢筋混凝土梁且体外索斜筋的锚固点位于支承截面上时，可采用下式近似估算体外预应力水平筋（束）的拉（应）力增量：

$$\Delta N_{p,e} = \Delta \sigma_{p,e} A_{p,e} = \alpha_{ES} e_{re} \frac{M_q}{I_o} A_{p,e} \quad (\text{E.0.3-7})$$

式中: α_{ES} ——原梁钢筋与混凝土的弹性模量之比;

M_q ——按简支梁计算的跨中截面可变作用弯矩, 根据计算目的选用其标准值、频遇值或准永久值组合;

e_{re} ——体外预应力筋(束)的折算偏心矩, 可按下列式计算:

$$e_{re} = 0.8\left(\frac{1}{\alpha} + 0.5\right)h_2 - 0.2667\left(\frac{1}{\alpha} - 1\right)h_1 \quad (\text{E.0.3-8})$$

α ——体外预应力筋(束)两转向点间的距离与梁的跨径之比, $\alpha = l_2 / L$ 。

对于连续梁和连续刚构加固体系, 各段体外索的水平筋(束)中可变作用的拉(应)力增量需采用有限元方法计算求得。

征求意见稿

附录F 刚性支撑和弹性支撑铰支法加固的计算步骤

F.1 刚性支撑加固法

- 1 计算并绘制原梁的内力图；
- 2 初步确定支撑位置及预加顶升力（卸荷值），并绘制在支承点预加顶升力作用下梁的内力图；
- 3 绘制加固后主梁在新增荷载作用下的内力图；
- 4 将上述内力图迭加，绘出主梁各截面内力包络图；
- 5 计算主梁各截面实际承载力；
- 6 调整预加顶升力值，使主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，设计支撑结构及其基础。

F.2 弹性支撑加固计算步骤

- 1 计算并绘制原主梁的内力图；
- 2 绘制原主梁在新增荷载下的内力图；
- 3 确定原主梁所需的预加顶升力（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 根据所需的刚度设计支承结构及其基础。

附录G 圆形和矩形截面屈服曲率和极限曲率计算

G.0.1 对于圆形截面和矩形截面，其截面屈服曲率可按下式计算：

$$\text{圆形截面：} \phi_y \cdot D = 2.213 \varepsilon_y \quad (\text{G1-1})$$

$$\text{矩形截面：} \phi_y \cdot H = 1.975 \varepsilon_y \quad (\text{G1-2})$$

式中： ϕ_y —为截面屈服曲率；

ε_y —为相应于钢筋屈服时的应变；

D —为圆形截面的直径；

H —为矩形截面计算方向的截面高度。

G.0.2 截面极限曲率可按下式计算：

1 圆形截面

对于圆形截面，可分别根据以下两式计算，取两式计算出 ϕ_m 的小者，作为截面的极限曲率。

$$\phi_m \cdot D = (2.826 \times 10^{-3} + 6.850 \cdot \varepsilon_{cu}) - (8.575 \times 10^{-3} + 18.638 \cdot \varepsilon_{cu}) \cdot \left(\frac{P}{f_{ck} A_g} \right) \quad (\text{G2-3})$$

$$\phi_m \cdot D = (1.635 \times 10^{-3} + 1.179 \cdot \varepsilon_{su}^R) + (28.739 (\varepsilon_{su}^R)^2 + 0.656 \varepsilon_{su}^R + 0.010) \cdot \left(\frac{P}{f_{ck} A_g} \right) \quad (\text{G2-4})$$

式中： ϕ_m —为截面的极限曲率；

P —为截面所受到的轴力；

f_{ck} —为混凝土抗压强度标准值；

A_g —为混凝土毛截面面积；

ε_{cu} —为约束混凝土的极限压应变，可按下式计算：

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s \cdot f_{sk} \cdot \varepsilon_{su}^R}{f_{c,ck}} \quad (\text{G2-5})$$

式中 ρ_s — 约束钢筋的体积含筋率, 对于矩形箍筋 $\rho_s = \rho_x + \rho_y$;

f_{sk} — 箍筋的标准强度;

$f_{c,ck}$ — 约束混凝土的峰值应力, 一般可取 1.25 倍的混凝土抗压强度标准值;

准值;

ε_{su}^R — 为钢筋极限拉应变, 可取 $\varepsilon_{su}^R = 0.09$ 。

2 矩形截面

对于矩形截面, 可分别根据以下两式计算, 取两式计算出 ϕ_m 的小者, 作为截面的极限曲率。

$$\phi_m \cdot H = (4.999 \times 10^{-3} + 11.825 \cdot \varepsilon_{cu}) - (7.004 \times 10^{-3} + 44.486 \cdot \varepsilon_{cu}) \cdot \left(\frac{P}{f_{ck} A_g} \right) \quad (\text{G2-6})$$

$$\phi_m \cdot H = (5.378 \times 10^{-4} + 1.097 \cdot \varepsilon_{su}^R) + (37.722 (\varepsilon_{su}^R)^2 + 0.039 \varepsilon_{su}^R + 0.015) \cdot \left(\frac{P}{f_{ck} A_g} \right) \quad (\text{G2-7})$$

式中符号意义同前。