

装配式钢筋混凝土拱桥拱上立柱抗震加固
技术规程

2025 - 05 - 09 发布

2025 - 08 - 09 实施

目 次

前言 III

1 范围 1

2 规范性引用文件 1

3 术语和定义 1

4 基本规定 2

5 加固用材料 3

6 抗震性能评价 5

7 抗震加固方法与措施 11

8 施工准备与施工组织 14

9 抗震加固施工工艺 14

10 质量检验与验收 18

前 言

本文件按照GB/T 1.1—2020《标准化工作导则 第1部分：标准化文件的结构和起草规则》的规定起草。

请注意本文件的某些内容可能涉及专利。本文件的发布机构不承担识别专利的责任。

本文件由云南省公路科学技术研究院提出。

本文件由云南省交通运输标准化技术委员会（YNTC13）归口。

本文件起草单位：云南省公路科学技术研究院、云南大学、云南华怡道桥技术工程公司。

本文件主要起草人：邓旭东、宋泽冈、冉志红、粟海涛、刘艳莉、余健、李均进、林帆、瞿发宪、熊世银、施静娴、袁博、李波、赵婧璇、叶春生、洪雅青。

装配式钢筋混凝土拱桥拱上立柱抗震加固技术规程

1 范围

本文件规定了装配式钢筋混凝土拱桥拱上立柱抗震加固技术的加固用材料、抗震性能评价、抗震加固方法与措施、施工准备与施工组织、抗震加固施工工艺、质量检验与验收等内容。

本文件适用于公路装配式钢筋混凝土空腹式拱桥拱上立柱(排架式腹孔墩)的抗震加固设计与施工。对同类桥梁拱上立柱以恢复使用功能、提高承载能力、增强安全性和耐久性为目的的加固设计与施工可参照使用。

本文件适用于抗震设防烈度为Ⅵ度、Ⅶ度、Ⅷ度和Ⅸ度地区的装配式钢筋混凝土拱桥拱上立柱的抗震加固设计与施工。抗震设防烈度大于Ⅸ度地区的拱桥腹孔墩，其抗震加固设计与施工应作专门研究。

2 规范性引用文件

下列文件中的内容通过文中的规范性引用而构成本文件必不可少的条款。其中，注日期的引用文件，仅该日期对应的版本适用于本文件；不注日期的引用文件，其最新版本（包括所有的修改单）适用于本文件。

GB 175 通用硅酸盐水泥
GB 1499.2 钢筋混凝土用钢 第2部分：热轧带肋钢筋
GB/T 1591 低合金高强度结构钢
GB 8076 混凝土外加剂
GB 18306 中国地震动参数区划图
GB 50119 混凝土外加剂应用技术规范
GB 50367 混凝土结构加固设计规范
GB 50661 钢结构焊接规范
JGJ 63 混凝土用水标准
JGJ/T 283 自密实混凝土应用技术规程
JT/T 722 公路桥梁钢结构防腐涂装技术条件
JTG/T 2231-01 公路桥梁抗震设计规范
JTG/T 2231-02 公路桥梁抗震性能评价细则
JTG 3362 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范
JTG/T 3650 公路桥涵施工技术规范
JTG 5220 公路养护工程质量检验评定标准 第一册 土建工程
JTG D60 公路桥涵设计通用规范
JTG F80/1 公路工程质量检验评定标准 第一册 土建工程
JTG/T J22 公路桥梁加固设计规范
JTG/T J23 公路桥梁加固施工技术规范

3 术语和定义

下列术语和定义适用于本文件。

3.1

装配式钢筋混凝土拱桥 precast reinforced concrete arch bridge

主拱圈、拱上建筑采用钢筋混凝土预制构件拼接安装施工的空腹式拱桥。

3.2

排架式腹孔墩 bent-style spandrel pier

上承式拱桥腹孔的支撑结构，是腹孔上部结构及桥面系与主拱圈之间的传力构造物，由立柱、底梁（柱座）和盖梁组成的钢筋混凝土排架结构，高度较大时沿立柱高度设有横系梁。

3.3

拱上立柱 spandrel column

空腹式拱桥排架式腹孔墩的立柱。

3.4

立柱节点 column joint

拱桥腹孔立柱与柱座或盖梁的接头位置。

3.5

自密实混凝土 self-compacting concrete

具有高流动性、均匀性和稳定性，浇筑时无需外力振捣，能够在自重作用下流动并均匀密实地充满模板空间的混凝土。

3.6

桥梁节点加固 bridge joint strengthening

对桥梁的重要节点及其相关部分采取增强、局部更换等措施。

3.7

锚固件 anchor components

将加固用钢构件锚固到混凝土基材上的锚固组件。

4 基本规定

4.1 一般规定

4.1.1 公路装配式钢筋混凝土拱桥拱上立柱的抗震加固设计与施工，除应符合本文件的规定外，尚应符合国家及行业现行标准、规范的相关规定。

4.1.2 一般情况下，地振动参数可按 GB 18306 的规定采用。对桥址已作过专门地震安全性评价的桥梁，应按批准的抗震设防烈度或设计地震动参数进行抗震设防。

4.1.3 拱上立柱抗震加固前，应先对结构原有病害进行调查、处治。

4.1.4 装配式钢筋混凝土拱桥经过抗震能力验算，确认拱上立柱加固能满足结构抗震要求，方可进行加固，加固的内容及范围应根据验算结论和使用要求确定。

4.1.5 主拱圈的抗震验算应满足要求，否则应对主拱圈实施抗震加固。

4.1.6 拱上立柱抗震加固应尽可能不损伤原结构，避免不必要的拆除，防止加固中出现新的结构损伤。

4.1.7 装配式钢筋混凝土拱桥拱上立柱抗震加固施工应按照国家有关基本建设程序以及加固设计施工图的要求，做好施工前的准备工作及技术交底，编制实施性施工组织设计，采取有效措施，确保加固质量，并应遵照本文件的规定进行施工与验收。

4.1.8 装配式钢筋混凝土拱桥拱上立柱抗震加固施工作业时，可不中断交通。

4.2 加固基本原则与设计程序

- 4.2.1 拱上立柱抗震加固设计应根据原桥梁竣工图和设计图的抗震能力验算结果进行。
- 4.2.2 拱上立柱抗震加固设计计算，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、几何等计算参数宜取实测值。
- 4.2.3 拱上立柱抗震加固施工前，应先复核施工图设计与实际结构尺寸偏差，对不符合加固施工要求的问题应及时与相关单位协商解决。
- 4.2.4 拱上立柱抗震加固设计可按下图 1 所示程序进行。

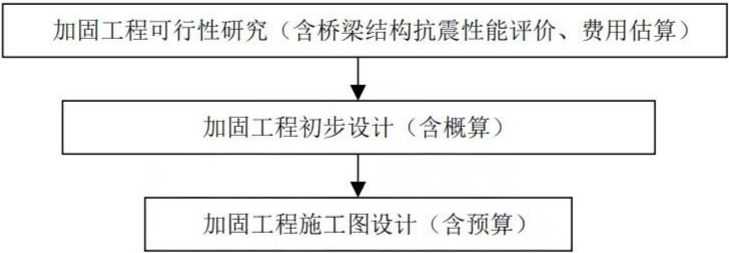


图 1 拱上立柱抗震加固设计程序图

5 加固用材料

5.1 材料选用原则

拱上立柱抗震加固所用材料的品种、规格及使用性能，应符合国家、行业相关标准的规定，并应满足设计要求。

5.2 钢材

- 5.2.1 钢板厚度不应低于 8 mm、等级不宜低于 Q355D 级钢，其性能应符合 GB/T 1591 的规定。
- 5.2.2 普通钢筋应采用 HRB400 级及以上等级热轧带肋钢筋，其性能应符合 GB 1499.2 的规定。

5.3 锚固件

- 5.3.1 锚固件使用钢螺杆时，应采用全螺纹非焊接螺杆，钢材等级不应低于 Q355 级。
- 5.3.2 锚固件为锚栓时，应采用 8.8 级碳素钢或合金钢锚栓，规格不应小于 M12，其钢材的性能指标应符合表 1 的规定。

表 1 加固用锚栓主要性能指标

锚栓类型	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	8.8 级	800	640	12

5.4 胶黏剂

- 5.4.1 拱上立柱抗震加固用胶黏剂，应采用 JTG/T J22 规定用于重要结构或构件加固的 A 级胶。
- 5.4.2 粘贴钢板用的胶黏剂，其性能指标应符合表 2 的规定。
- 5.4.3 锚固用的胶黏剂，必须采用专用改性环氧胶黏剂、改性乙烯基酯胶黏剂或改性氨基甲酸酯胶黏剂，其性能指标必须符合表 3 的规定；其填料必须在工厂制胶时添加，严禁在施工现场掺入。不得使用以水泥和微膨胀剂为主要成分配制的锚固剂作为黏结材料。

表 2 粘贴钢板用胶黏剂的性能指标

性能项目		性能要求
胶体性能	抗拉强度/MPa	≥30
	抗拉弹性模量/MPa	≥3 500
	抗弯强度/MPa	≥45，且不得呈脆性破坏
	抗压强度/MPa	≥65
	伸长率/%	≥1.3
黏结能力	钢—钢拉伸抗剪强度标准值/MPa	≥15
	钢—钢不均匀扯离强度/（kN/m）	≥16
	钢—钢黏结抗拉强度/MPa	≥33
	与混凝土的正拉黏结强度/MPa	≥2.5，且为混凝土内聚破坏
不挥发物含量（固体含量）/%		≥99

表 3 锚固用胶黏剂的性能指标

性能项目			性能要求
胶体性能	劈裂抗拉强度/MPa		≥8.5
	抗压强度/MPa		≥60
	抗弯强度/MPa		≥50
黏结能力	钢—钢（钢套筒法）拉伸抗剪强度标准值/MPa		≥16
	约束拉拔条件下带肋钢筋与	C30 Φ25 L=150mm	≥11
	混凝土的黏结强度/MPa	C60 Φ25 L=125mm	≥17
不挥发物含量（固体含量）/%			≥99
注：表中的性能指标除标有标准值者外，其余均为平均值。			

5.4.4 加固用胶黏剂其钢-钢黏结抗性能必须经过湿热老化检验合格，湿热老化检验应在 50℃温度和 98%相对湿度环境下进行；老化时间不得小于 90d；经湿热老化后的试件应在常温条件下进行钢-钢黏结拉伸抗剪试验，其强度降低的百分率(%)不得大于 10%。

5.4.5 加固用胶黏剂应进行毒性检验，对完全固化的胶黏剂，其检验结果应符合实际无毒卫生等级的规定。

5.4.6 在加固用的胶黏剂中，不得使用乙二胺作为改性环氧树脂的固化剂；不得在其中掺入挥发性有害溶剂和非反应性稀释剂。

5.4.7 寒冷地区加固用胶黏剂应通过耐冻融性能检验。

5.5 自密实混凝土

5.5.1 拱上立柱抗震加固填充用自密实混凝土，其强度等级应高于原结构一个等级且不得低于 C40。

5.5.2 配制自密实混凝土宜采用硅酸盐水泥或普通硅酸盐水泥，并应符合 GB 175 的规定。

5.5.3 集料的品种和质量应满足下列要求：

- a) 粗集料宜采用连续级配或 2 个及以上单粒径级配搭配使用，最大公称粒径不宜大于 16mm。粗集料的针片状颗粒含量、含泥量及泥块含量应符合现行 JGJ/T 283 的规定；
- b) 细集料宜采用级配 II 区的中砂，天然砂的含泥量、泥块含量及人工砂的石粉含量应符合 JGJ/T 283 的规定。

5.5.4 自密实混凝土的拌合用水和养护用水应符合 JGJ 63 的规定。

5.5.5 外加剂应符合 GB 8076 和 GB 50119 的有关规定。

5.5.6 自密实混凝土拌合物除应满足普通混凝土拌合物对凝结时间、黏聚性和保水性等的要求外，其自密实性能应符合 JGJ/T 283 的规定。

5.6 混凝土缺陷处治材料

拱上立柱混凝土表层缺陷（破损、露筋、裂缝等病害）处治用的材料，应符合 JTG/T J22 和 JTG/T J23 的有关规定。

5.7 钢材防腐材料

钢板及锚固件外表面应采取结构防腐措施，涂装材料及方案应符合 JT/T 722 的有关规定。

6 抗震性能评价

6.1 加固前抗震性能评价

6.1.1 评价目标

根据桥梁抗震设防目标，确定地震作用下桥梁体系及构件（特别是拱上立柱）的结构易损性，并结合投资效益分析，判别桥梁构件抗震加固的必要性，以及加固后是否满足预期的抗震性能要求。

6.1.2 评价流程

加固前抗震性能评价可按下列基本流程进行：

- a) 收集桥梁的基本概况、勘察设计资料、施工和竣工验收的相关原始资料、施工质量和维护状况等，维护状况包括运营以来历次维修和改造资料、灾害事故报告、检查测试报告等；
- b) 调查桥梁现状与原始资料相符合的程度，查找相关的结构构件缺陷；并根据评价需要进行现场检测和补充实测数据；
- c) 根据桥梁类别、地震危险性水平进行既有桥梁的抗震性能初步评价；
- d) 根据抗震设防分类、抗震性能目标和地震危险性水平，分别进行桥梁加固前、后各关键结构、构件的强度及变形检算；
- e) 桥梁抗震加固经济评价；
- f) 编制桥梁抗震性能评价报告。

6.1.3 定性评价

定性评价主要对桥梁的构造细节和抗震措施进行评价。定性评价内容：主拱圈、拱上立柱和节点构造措施评价，腹孔主梁、支承长度、防落梁措施、支座性能评价，场地地震地质灾害评价等。

6.1.4 详细评价

6.1.4.1 详细评价是对桥梁整体结构及关键构件进行抗震性能评价。包括结构、构件的承载力评价和变形能力评价。

6.1.4.2 在不同水平地震作用下，结构的实际性能应满足以下要求：

- a) 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不需修复可继续使用；

- b) 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 类桥梁可能发生局部轻微损伤, 不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。

6.1.4.3 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, 应符合下列规定:

- a) 抗震能力与地震需求比应大于或等于 1, 该构件满足抗震性能要求; 小于 1, 该构件抗震能力不足;
- b) 抗震能力与地震需求比计算应考虑下列因素: 拱上立柱塑性铰区域的抗弯、抗剪强度及变形能力; 主拱圈、盖梁与拱上立柱连接节点的抗震性能。

6.2 抗震性能验算

6.2.1 加固前建模原则

6.2.1.1 拱桥结构动力计算模型应能正确反映桥梁上部结构、下部结构、支座和地基的刚度、质量分布及阻尼特性, 从而保证在 E1 和 E2 地震作用下引起的惯性力和主要振型能得到反映。一般情况下, 拱桥结构的动力计算模型应满足下列要求:

- a) 计算模型中的主拱圈、腹孔墩和腹孔主梁可采用空间杆系单元模拟, 单元质量可采用集中质量代表; 构件单元划分应反映结构的实际动力特性;
- b) 腹孔主梁的支座单元应反映支座的力学特性;
- c) 混凝土结构和组合结构的阻尼比可取为 0.05, 进行时程分析时, 可采用瑞利阻尼;
- d) 计算模型应考虑相邻结构和边界条件的影响。

6.2.1.2 进行非线性时程分析时, 拱上立柱的非线性应采用弹塑性空间梁柱单元模拟。

6.2.1.3 拱上立柱的计算长度与矩形截面短边尺寸之比大于 8 时, 应考虑 P- Δ 效应。

6.2.2 加固后建模原则

加固后计算模型应满足下列要求:

- a) 对于原立柱箍筋内的核心混凝土采用有约束的 Mander 模型;
- b) 原立柱箍筋外侧的混凝土和套箍加固层内侧的混凝土, 采用有约束的 Mander 模型;
- c) 加固钢板在建模时换算成等效面积的主筋来进行建模计算, 其本构按照钢筋本构来考虑;
- d) 钢筋均按双折线模型考虑其本构关系;
- e) 其余建模原则依照 6.2.1 条相关规定。

6.2.3 抗震分析计算方法

装配式钢筋混凝土拱桥的抗震分析计算方法可参见表4。

表 4 拱桥抗震分析可采用的计算方法

地震作用	桥梁分类		
	B类	C类	D类
E1地震作用	MM/TH	MM/TH	MM
E2地震作用	TH	TH	—

注: MM——多模态反应谱方法; TH——线性或非线性时程计算方法。

6.2.4 地震作用

6.2.4.1 地震动参数、加速度反应谱、加速度时程，根据桥梁设计文件及 JTG/T 2231-01 的规定取值。

6.2.4.2 一般情况下，公路拱桥可只考虑水平向地震作用；满足下列条件之一时，应同时考虑水平向和竖向地震作用：

- a) A 类桥梁。
- b) 抗震设防烈度为 IX 度地区的桥梁。
- c) 抗震设防烈度为 VIII 度地区且竖向地震作用效应很重要的桥梁。

6.2.4.3 作用效应组合应包括永久作用效应+地震作用效应，组合方式应包括各种效应的最不利组合。计算中宜采用的地震作用效应组合如下：

- a) 组合 I：恒载+E1 地震（纵桥向）
- b) 组合 II：恒载+E1 地震（横桥向）
- c) 组合 III：恒载+E2 地震（纵桥向）
- d) 组合 IV：恒载+E2 地震（横桥向）

6.2.4.4 满足 6.2.4.2 规定，考虑竖向地震作用时，6.2.4.3 规定的所有地震作用效应组合中，竖向地震作用应参与组合。

6.2.5 反应谱法

6.2.5.1 装配式钢筋混凝土拱桥采用多振型反应谱法计算，所考虑的振型阶数应保证在计算方向的质量参与系数在 90% 以上。

6.2.5.2 单一方向的地震作用效应（内力、位移），一般可采用 SRSS 方法。

6.2.5.3 当结构相邻两阶振型的自振周期接近时（不超过 10%），应采用 CQC 方法计算地震作用效应。

6.2.6 时程分析方法

6.2.6.1 地震加速度时程应按下列方法选取：

- a) 已作地震安全性评价的桥梁工程场地，设计地震动时程应根据专门的工程场地地震安全性评价的结果确定；
- b) 未作地震安全性评价的桥梁工程场地，可根据本规范设计加速度反应谱，合成与其匹配的设计加速度时程；也可选用与设定地震震级、距离大体相近的实际地震动加速度记录，通过调整使其反应谱与本规范设计加速度反应谱匹配，每个周期值对应的反应谱幅值的相对误差应小于 5% 或绝对误差应小于 0.01g；
- c) 设计加速度时程不应少于三组，且应保证任意两组间同方向时程由式（1）定义的相关系数 ρ 的绝对值小于 0.1。

$$|\rho| = \left| \frac{\sum_j a_{1j} \cdot a_{2j}}{\sqrt{\sum_j a_{1j}^2} \cdot \sqrt{\sum_j a_{2j}^2}} \right| \dots\dots\dots (1)$$

式（1）中：

a_{1j} 与 a_{2j} 分别为时程 a_1 与 a_2 第 j 点的值。

6.2.6.2 时程分析的最终结果，当采用 3 组设计加速度时程计算时，应取 3 组计算结果的最大值；当采用 7 组设计加速度时程计算时，可取 7 组计算结果的平均值。

6.2.7 依据 JTG/T 2231-01，进行 E1、E2 地震作用下的设计强度与变形验算。

6.2.8 通过对拱桥结构的时程分析、反应谱分析，排查出拱上立柱端部塑性铰区域的位移或剪力、弯矩最大的构件，确定抗震性能薄弱的拱上立柱及其部位。

6.3 加固后立柱抗震性能评价

6.3.1 桥梁加固后对各关键结构、构件的强度及变形进行检算，对桥梁抗震性能提升水平进行分析评价。

6.3.2 立柱塑性铰区域沿顺桥向和横桥向的斜截面抗剪强度应按式(2)验算：

$$V_{C0} \leq \phi(V_C + V_S) \quad (1)$$

式(2)中：

V_{C0} ——剪力设计值(kN)，可按JTG/T 2231-01的规定计算；

V_C ——塑性铰区混凝土的抗剪能力贡献(kN)，可按式(3)计算；

V_S ——横向钢筋的抗剪能力贡献(kN)，可按式(7)计算；

ϕ ——抗剪强度折减系数， $\phi=0.85$ 。

$$V_C = 0.1v_c A_e \quad (2)$$

式(3)中：

v_c ——塑性铰区混凝土抗剪强度(MPa)，可按式(4)计算；

A_e ——核心混凝土面积，可取 $A_e = 0.8A_g$ 。

$$v_c = \begin{cases} 0, & P_c \leq 0 \\ \lambda(1 + \frac{P_c}{1.38A_g})\sqrt{f_{cd}} \leq \min \left\{ \frac{0.355\sqrt{f_{cd}}}{1.47\lambda\sqrt{f_{cd}}} \right\}, & P_c > 0 \end{cases} \quad (3)$$

式(4)中：

f_{cd} ——混凝土抗压强度设计值(MPa)；

A_g ——立柱塑性铰区域截面全面积(cm^2)；

P_c ——立柱截面最小轴力，对于框架墩横桥向可按JTG/T 2231-01第6.7.5条计算(kN)；

λ ——可按式(5)计算。

$$0.03 \leq \lambda = \frac{\rho_s f_{yh}}{10} + 0.38 - 0.1\mu_\Delta \leq 0.3 \quad (4)$$

式(5)中：

f_{yh} ——箍筋抗拉强度设计值(MPa)；

μ_Δ ——桥墩构件位移延性系数，为构件位移需求与构件屈服位移之比，可按JTG/T 2231-01附录D计算，或近似取6.0；

ρ_s ——按式(6)计算。

$$\rho_s = \begin{cases} \frac{4A_{sp}}{sD'}, & \text{圆形截面} \\ \frac{2A_v}{bs}, & \text{矩形截面} \end{cases} \leq \frac{2.4}{f_{yh}} \quad (5)$$

式(6)中：

A_{sp} ——螺旋箍筋面积(cm^2)；

A_v ——计算方向上箍筋面积总和(cm^2)；

s ——箍筋的间距(cm)；

b ——立柱的宽度(cm)；

D' ——螺旋箍筋环的直径(cm)。

$$V_S = \begin{cases} 0.1 \times \frac{\pi A_{sp} f_{yh} D'}{2s}, & \text{圆形截面} \\ 0.1 \times \frac{A_v f_{yh} h_0}{s}, & \text{矩形截面} \end{cases} \leq 0.08\sqrt{f_{cd}}A_e \quad (6)$$

式(7)中：

h_0 ——核心混凝土受压边缘至受拉侧钢筋重心的距离(cm)。

6.3.3 在进行立柱位移验算时，按弹性方法计算出的地震位移应乘以考虑弹塑性效应的地震位移修正系数 R_d ，地震位移修正系数 R_d 可按式（8）、式（9）计算：

$$R_d = \left(1 - \frac{1}{\mu_\Delta}\right) \frac{T^*}{T} + \frac{1}{\mu_\Delta} \geq 1.0, \quad \frac{T^*}{T} > 1.0 \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$R_d = 1.0, \quad \frac{T^*}{T} \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots (8)$$

式（8）、式（9）中：

T ——计算方向的结构第一阶自振周期；

μ_Δ ——桥墩构件位移延性系数，可按JTG/T 2231-01附录D计算，或近似取6.0。

T^* ——可按式（10）计算。

$$T^* = 1.25T_g \quad \dots\dots\dots (9)$$

式（10）中：

T_g ——反应谱特征周期。

6.3.4 E2地震作用下，应按式（11）、式（12）验算顺桥向和横桥向立柱柱顶的位移或立柱潜在塑性铰区域塑性转动能力：

$$\Delta_d \leq \Delta_u \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$\theta_p \leq \theta_u \quad \dots\dots\dots (11)$$

式（11）、式（12）中：

Δ_d ——E2地震作用下柱顶的位移（cm）；当采用弹性方法计算E2地震作用下的柱顶位移时，则应乘以本文件第6.3.3条规定的地震位移修正系数；

Δ_u ——立柱容许位移（cm），可按式（13）计算；

θ_p ——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，可按式（17）计算。

6.3.5 加固后单柱容许位移可按下式计算：

$$\Delta_u = \frac{1}{3}H^2 \times \phi_y + \left(H - \frac{L_p}{2}\right) \times \theta_u + \frac{1}{3}h^2 \times \phi'_y \quad \dots\dots\dots (12)$$

式（13）中：

H ——悬臂墩的高度或塑性铰截面到反弯点的距离（cm）；

h ——立柱加固段高度（cm）；

ϕ_y ——截面的等效屈服曲率（1/cm），一般情况下，可按本文件第6.3.8条计算；但对于矩形截面和圆形截面桥墩，按JTG/T 2231-01附录A计算；

ϕ'_y ——加固段截面的等效屈服曲率（1/cm），一般情况下，可按本文件第6.3.8条计算；但对于矩形截面和圆形截面桥墩，可按JTG/T 2231-01附录A计算；

θ_u ——塑性铰区域的最大容许转角，可按本文件第6.3.6条计算；

L_p ——等效塑性铰长度（cm），可按式（14）、式（15）、式（16）计算。

$$L_{p1} = 0.08H + 0.022f_y d_s \geq 0.044f_y d_s \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$L_{p2} = \frac{2}{3}b \quad \dots\dots\dots (14)$$

$$L_p = \min(L_{p1}; L_{p2}) \quad \dots\dots\dots (15)$$

式（14）、式（15）中：

b ——矩形截面的短边尺寸或圆形截面的直径（cm）；

f_y ——纵向钢筋抗拉强度标准值（MPa）；

d_s ——纵向钢筋的直径（cm）。

6.3.6 塑性铰区域的最大容许转角应根据极限破坏状态的曲率能力确定，应按式（17）计算：

$$\theta_u = \frac{L_p(\phi_u - \phi_y)}{K_{ds}} \quad (16)$$

式（17）中：

ϕ_u ——未加固段极限破坏状态的曲率能力（1/cm），一般情况下，可按本文件第 6.3.8 条计算；

但对于矩形截面和圆形截面桥墩，可按 JTG/T 2231-01 附录 A 计算；

K_{ds} ——延性安全系数，可取 2.0。

6.3.7 对双柱墩、排架墩，其顺桥向的容许位移可按本文件第 6.3.5 条计算，横桥向的容许位移可在盖梁处施加水平力 F （图 2），进行非线性静力分析，当立柱的任一塑性铰达到其最大容许转角时，盖梁处的横向水平位移即为容许位移。

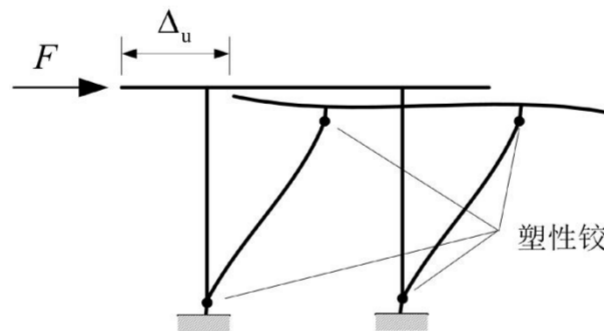


图 2 双柱墩的容许位移

6.3.8 截面的等效屈服曲率 ϕ_y 和等效屈服弯矩 M_y 可通过把实际的轴力—弯矩—曲率曲线等效为理想弹塑性轴力—弯矩—曲率曲线来求得（图 3），等效方法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。

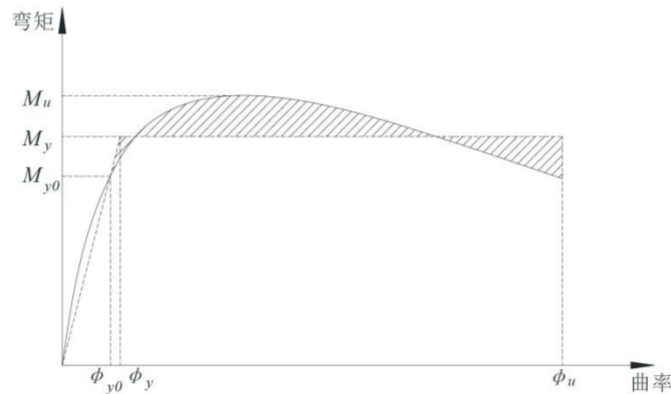


图 3 弯矩—曲率曲线

注：图中 M_{y0} 和 ϕ_{y0} 分别为截面初始屈服弯矩和初始屈服曲率；和 ϕ_u 分别为截面极限弯矩和极限破坏状态的曲率能力。

6.3.9 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 $P - M - \phi$ 曲线确定，为混凝土应变达到极限压应变 ε_{cu} ，或约束钢筋达到折减极限应变 ε_{su}^R ，或纵筋达到折减极限应变 ε_{lu} 时（纵筋折减极限应变取值 0.1）。混凝土的极限压应变 ε_{cu} 可按式（18）计算：

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{kh} \varepsilon_{su}^R}{f_{cc}} \quad (17)$$

式（18）中：

f_{kh} ——箍筋抗拉强度标准值（MPa）；

f_{cc} ——约束混凝土的峰值应力（MPa），一般情况下可取 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， $\varepsilon_{su}^R=0.09$ ；
 ρ_s ——约束钢筋的体积含筋率，对于矩形箍筋，可按式（19）计算：
$$\rho_s = \rho_x + \rho_y \dots\dots\dots(18)$$

式（19）中：
 ρ_x ——顺桥向箍筋体积含筋率；
 ρ_y ——横桥向箍筋体积含筋率。

7 抗震加固方法与措施

7.1 加固高度

7.1.1 拱上立柱上、下端抗震加固高度 H 按式（20）确定：

$$H = \begin{cases} H_l + H_{\Delta}, & H < H_c \\ H_c, & H \geq H_c \end{cases} \dots\dots\dots(1)$$

式（20）中：
 H_l ——理论分析必须加固高度；有效加固范围根据承载力及变形能力需求计算，但不小于 2 倍塑性铰高度；
 H_{Δ} ——过渡段高度，取 $H_{\Delta}=0.5\text{m}$ ；
 H_c ——立柱净高度。

7.1.2 当按本文件第 8.1.1 条确定的抗震加固高度 $H < 1.3\text{m}$ 且 $H < H_c$ 时，取加固高度 $H = 1.3\text{m}$ 。

7.1.3 立柱塑性铰可按式（14）至式（16）确定。

7.2 加固方法

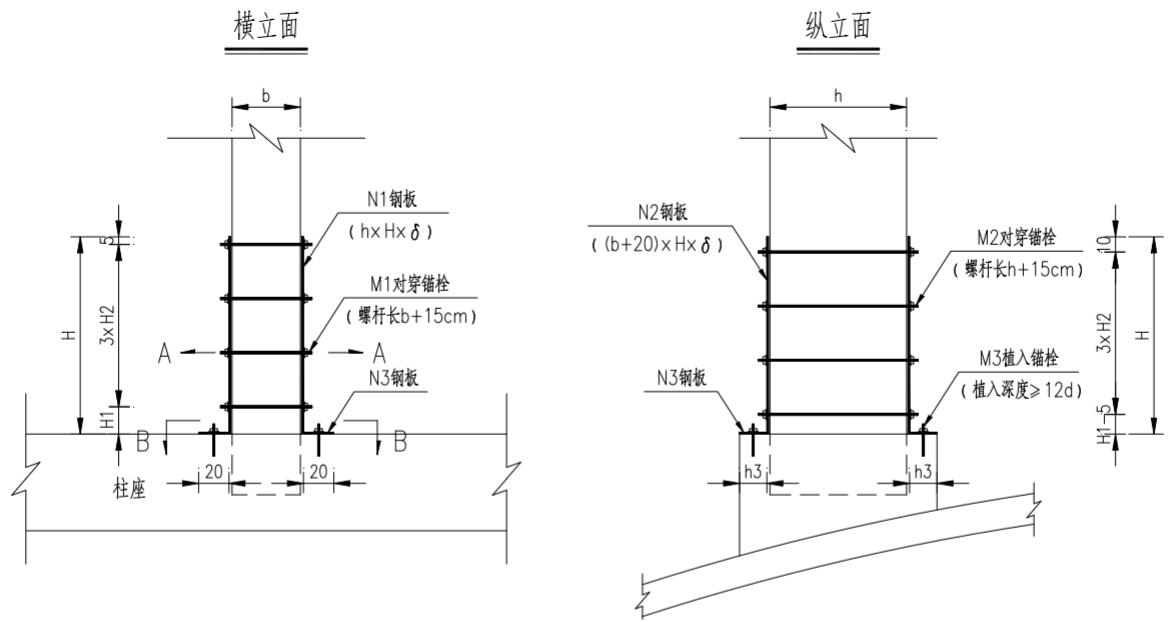
7.2.1 拱上立柱为矩形截面时，可采用“外包钢板（厚度不小于 8 mm）”的加固方法。加固示意图见图 4、图 5。

7.2.2 拱上立柱为工字形（或 I 形）截面时，可采用“外包钢板（厚度不小于 8 mm）、工字形（或 I 形）截面左右侧面内凹处浇筑自密实混凝土（强度等级不低于 C40）”的加固方法。加固示意图见图 6、图 7。

7.2.3 加固采用的钢板厚度应根据计算确定，接缝处应焊接，形成闭合套箍。

7.3 构造措施

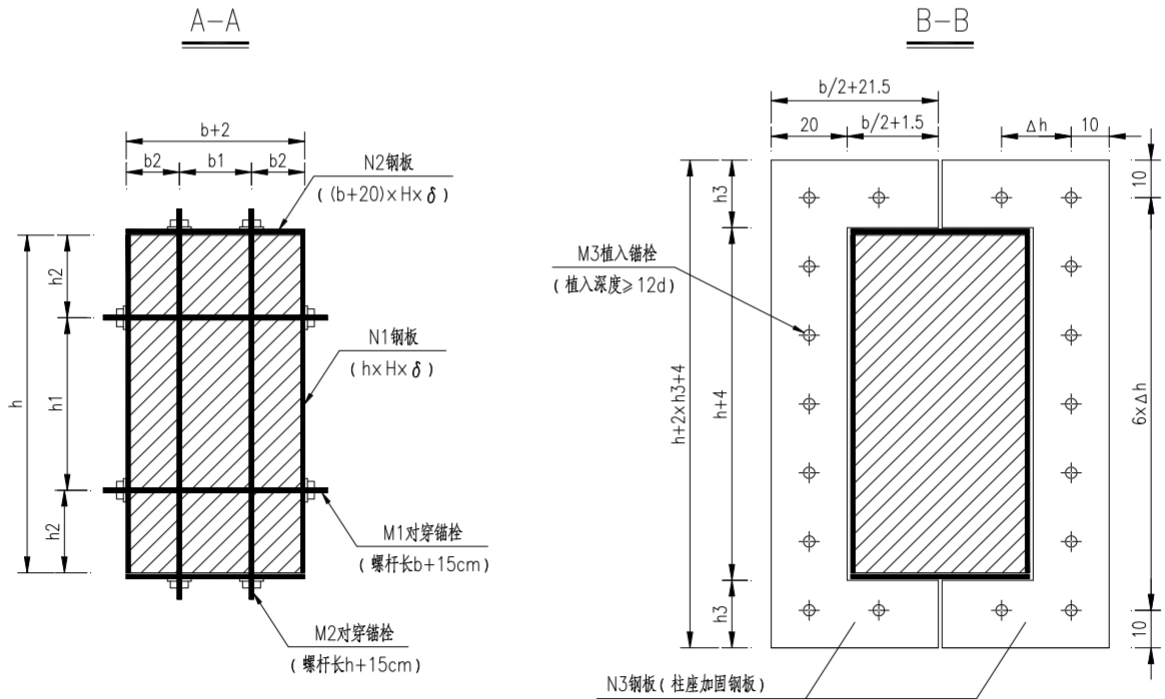
- 7.3.1 拱上立柱加固钢板采用对穿锚栓（钢螺杆）锚固，柱座处加固钢板采用植入锚栓锚固。
- 7.3.2 对穿锚栓（钢螺杆）安装钻孔位置应避开截面较厚位置，减小对原结构的损害。
- 7.3.3 钻孔前应对原结构内部钢筋进行探测定位，当钻孔与钢筋位置冲突时，适当调整孔位，避免损害原结构钢筋。
- 7.3.4 钢螺杆、锚栓轴心距离钢板边缘最短距离不宜小于 9 cm。
- 7.3.5 立柱对穿锚栓（钢螺杆）竖向间距宜在 30 cm~40 cm 范围。
- 7.3.6 柱座处植入锚栓的间距宜在 15 cm~25 cm 范围。



注1：图中钢板规格以mm计，其余以cm计。

注2：b表示立柱横断面宽度，h表示立柱横断面高度；H1、H2表示M1对穿锚栓沿高度分布间距；h3表示N3钢板沿纵向细部尺寸； δ 表示钢板厚度。

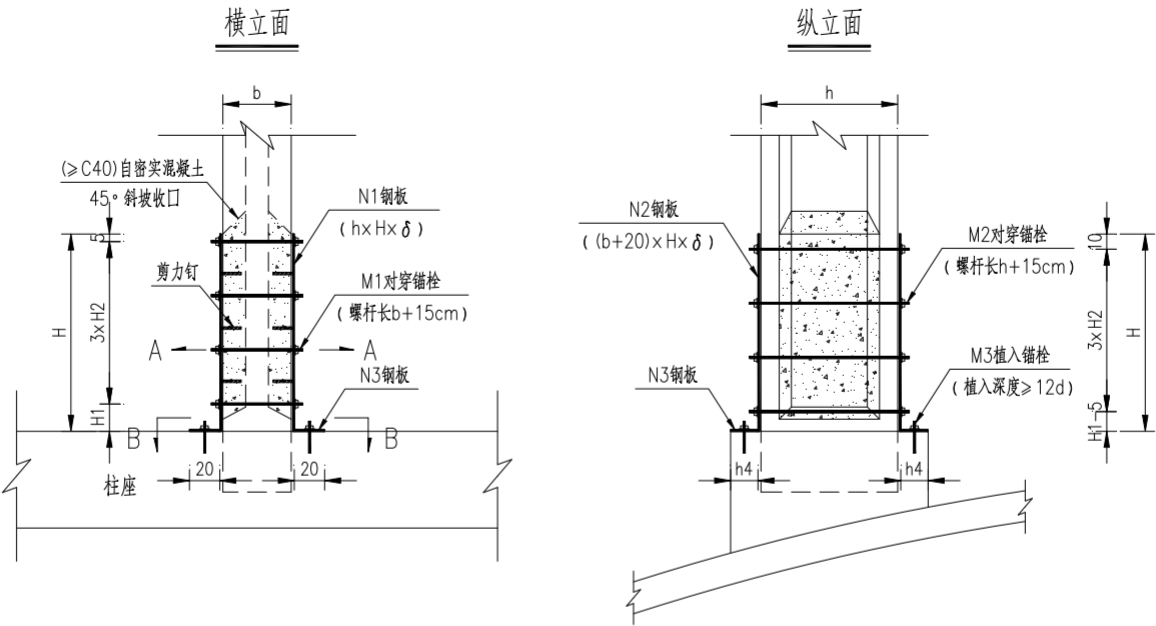
图4 矩形截面立柱节点加固立面示意图



注1：图中钢板规格以mm计，其余以cm计。

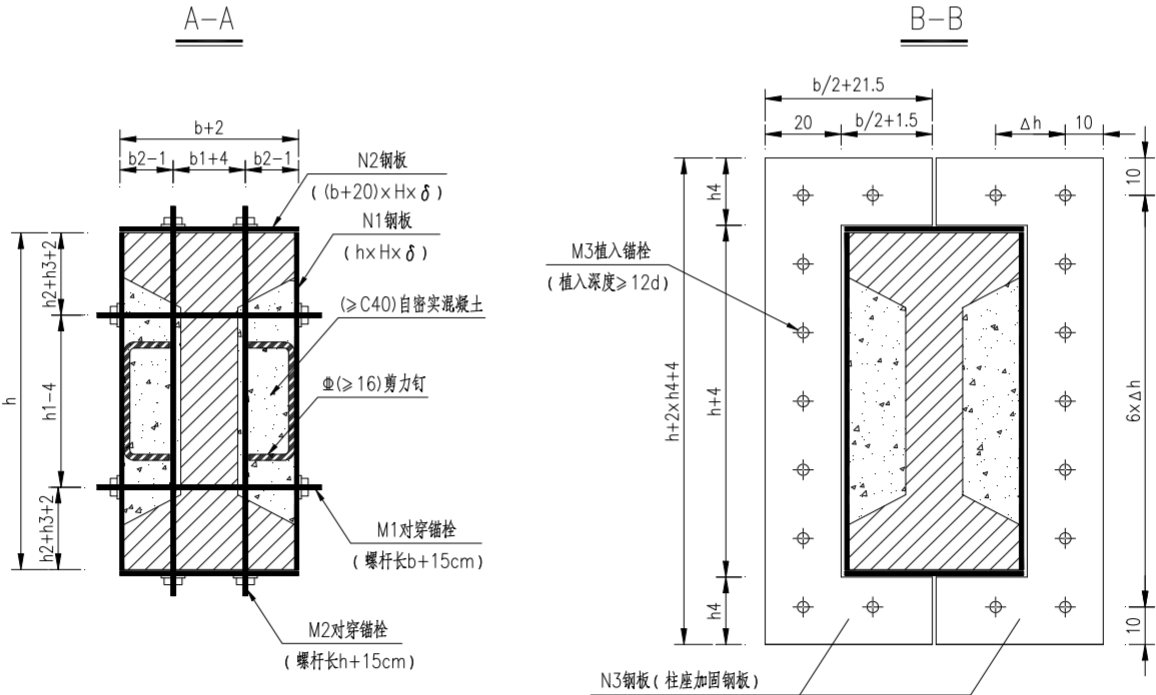
注2：b表示立柱横断面宽度，h表示立柱横断面高度；h1、h2表示M1对穿锚栓沿纵向分布间距，b1、b2表示M2对穿锚栓沿横向分布间距；h3表示N3钢板沿纵向细部尺寸； Δh 表示M3植入锚栓横向间距； δ 表示钢板厚度。

图5 矩形截面立柱节点加固平面示意图



注1：图中钢板规格以mm计，其余以cm计。
注2：b表示立柱横断面宽度，h表示立柱横断面高度；H1、H2表示M1对穿锚栓沿高度分布间距；h4表示N3钢板沿纵向细部尺寸；δ表示钢板厚度。

图6 工字形（或I形）截面立柱节点加固立面示意图



注1：图中钢板规格以mm计，其余以cm计。
注2：b表示立柱横断面宽度，h表示立柱横断面高度；h1、h2表示M1对穿锚栓沿纵向分布间距，b1、b2表示M2对穿锚栓沿横向分布间距；h3表示N3钢板沿纵向细部尺寸；Δh表示M3植入锚栓横向间距；δ表示钢板厚度。

图7 工字形（或I形）截面立柱节点加固平面示意图

- 7.3.7 柱座处植入锚栓的锚固深度不应小于 12 倍螺杆直径。
- 7.3.8 钢板钻孔位置根据钢螺杆、锚栓实际钻孔位置确定。
- 7.3.9 为保证灌注胶层的厚度，钢板与混凝土表面的间隙应在 3 mm 以上，且应采用压力注胶黏结。
- 7.3.10 立柱为工字形（或 I 形）截面时，加固钢板上缘处自密实混凝土应做成 45° 斜坡收口。
- 7.3.11 加固用的裸露钢构件必须进行防腐处理，表面处理与涂装工艺应满足 JT/T 722 的有关规定。

8 施工准备与施工组织

8.1 施工准备

- 8.1.1 在施工前，应对加固桥梁拱上立柱结构尺寸进行复核，并对施工荷载及荷载冲击力进行验算。在拱桥拱上立柱抗震加固施工过程中，应加强观测与检查，及时反馈信息指导施工。
- 8.1.2 材料检验。抗震加固施工使用的主要材料，应具有国家相关管理部门认定的产品性能检测报告和产品合格证，其物理力学性能指标及耐久性应满足设计要求。
- 8.1.3 器具标定、设备校验。用于桥梁试验与检测的各类器具应进行标定，桥梁加固设备应按要求校验。标定和校验应由经有关主管部门认定的计量机构进行。

8.2 施工组织设计

- 8.2.1 应按照设计文件和技术规范要求编制实施性施工组织设计。
- 8.2.2 桥梁抗震加固实施性施工组织设计应包括以下内容：编制说明、旧桥概况（含技术状况评定结果）、施工准备及施工总体策划、施工组织机构、加固施工方案、交通组织方案、资金计划、总进度计划及进度图、质量管理和质量保证体系、安全生产、环境保护、职业健康等。属于危大工程的按规定编制专项施工方案。
- 8.2.3 桥梁抗震加固施工前应进行施工技术交底。

8.3 施工安全及环境保护

- 8.3.1 桥梁抗震加固施工，必须严格遵守安全操作规程，建立健全安全生产管理制度。
- 8.3.2 桥梁抗震加固施工应严格控制对原结构的损伤。
- 8.3.3 施工作业开展前，应根据现场实际情况制定保通方案和交通应急预案，减少对交通的影响。
- 8.3.4 桥梁抗震加固施工宜在晴天和白天进行。确需在不良天气或夜间施工时，应有相应的施工保障措施。
- 8.3.5 桥梁抗震加固施工，应采取必要措施保护生态环境。

9 抗震加固施工工艺

9.1 加固施工流程

9.1.1 矩形截面立柱加固施工流程

9.1.1.1 矩形截面立柱加固施工宜按下列流程进行：

- a) 立柱及柱座加固区域混凝土表面处理：钢板粘贴区域，打磨混凝土粘贴面，去除疏松物及杂质并清理干净；混凝土表面凹处用环氧树脂纯浆液涂抹，待纯浆液半干时，再用环氧胶泥或环氧砂浆找平；

- b) 立柱、柱座上对应钢板锚栓位置钻孔。钻孔要求按本文件第 7.3.2、7.3.3 条执行。清孔、注胶，安装立柱对穿锚栓、柱座植入锚栓；
- c) 钢板粘贴面打磨除锈，排架立柱外包钢板打孔：根据立柱实际孔位放样钢板孔位；柱座加固钢板打孔：根据柱座实际孔位放样钢板孔位；
- d) 安装钢板，将钢板固定在锚栓上并临时锚固；焊接（满焊）钢板：立柱四角棱边、立柱钢板下缘与底座钢板交接处；
- e) 钢板周边密封，制备胶黏剂，注胶；
- f) 胶液开始初凝时紧固螺栓；
- g) 钢板及螺栓（锚固件）防锈处理。

9.1.1.2 装配式钢筋混凝土拱桥拱上矩形截面立柱加固流程见图 8。

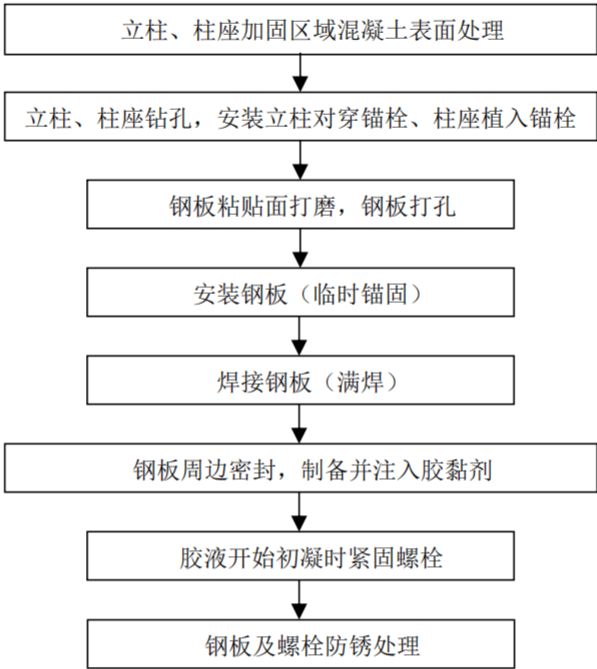


图 8 装配式钢筋混凝土拱桥矩形截面立柱节点加固流程图

9.1.2 工字形（或 I 形）截面立柱加固施工流程

9.1.2.1 工字形（或 I 形）截面立柱加固施工宜按下列流程进行：

- a) 立柱加固区域混凝土表面处理应符合下列要求：
 - 1) 立柱工形截面左、右侧内凹面凿毛至露出粗骨料（凹凸差不小于 6 mm），去除疏松物并清理干净；
 - 2) 钢板粘贴区域，打磨混凝土粘贴面，去除疏松物及杂质并清理干净；混凝土表面凹处用环氧树脂纯浆液涂抹，待纯浆液半干时，再用环氧胶泥或环氧砂浆找平。
- b) 柱座加固区域混凝土表面处理：钢板粘贴区域，打磨混凝土粘贴面，去除疏松物及杂质并清理干净；混凝土表面凹处用环氧树脂纯浆液涂抹，待纯浆液半干时，再用环氧胶泥或环氧砂浆找平；
- c) 立柱、柱座上对应钢板锚栓位置钻孔。钻孔要求按本文件第 7.3.2、7.3.3 条执行。清孔、注胶，安装立柱对穿锚栓、柱座植入锚栓；

- d) 钢板粘贴面打磨除锈，排架立柱外包钢板打孔：根据立柱实际孔位放样钢板孔位；左、右侧钢板下缘开孔（浇筑自密实混凝土的出气孔）；柱座加固钢板打孔：根据柱座实际孔位放样钢板孔位；
- e) 立柱左、右侧面钢板剪力钉制作，并焊接（双面满焊）于钢板内侧面；
- f) 安装钢板，将钢板固定在锚栓上并临时锚固；焊接（满焊）钢板：立柱四角棱边、立柱钢板下缘与底座钢板交接处；
- g) 钢板周边密封，制备胶黏剂，注胶；
- h) 胶液开始初凝时紧固螺栓；
- i) 自密实混凝土制备并浇筑；
- j) 自密实混凝土养生；
- k) 封闭浇筑自密实混凝土的出气孔；
- l) 补注胶。
- m) 钢板及螺栓（锚固件）防锈处理。

9.1.2.2 装配式钢筋混凝土拱桥拱上工字形（或 I 形）截面立柱加固流程见图 9。

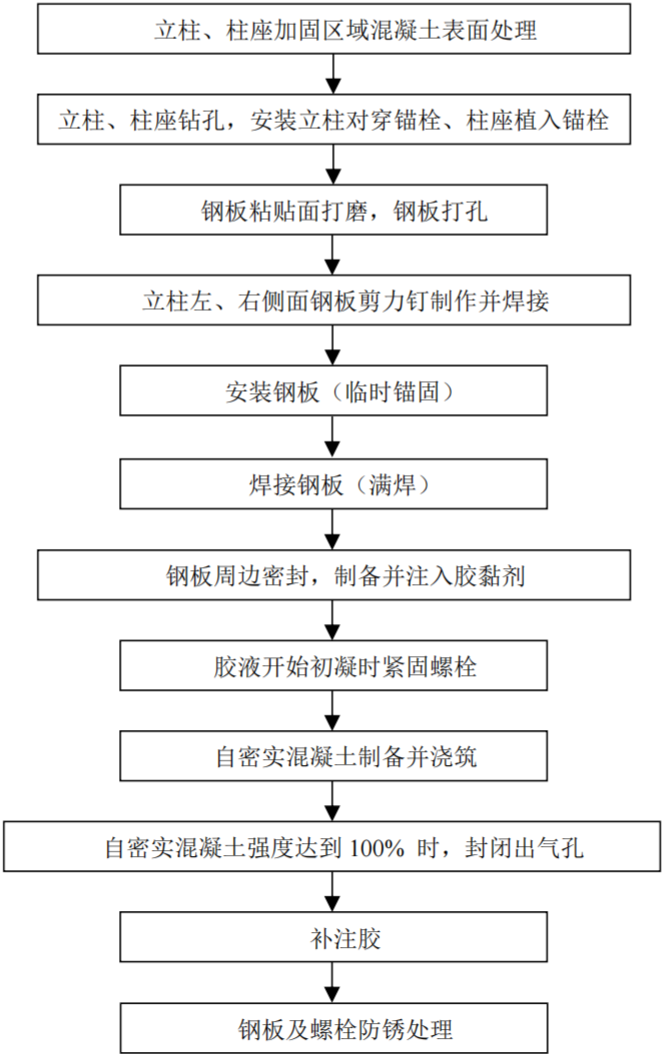


图 9 装配式钢筋混凝土拱桥工字形（或 I 形）截面立柱节点加固流程图

9.2 植筋、锚栓施工

- 9.2.1 立柱采用对穿锚栓（钢螺杆）、柱座处采用植入锚栓。
- 9.2.2 柱座处植入锚栓的锚固深度不应小于 12 倍螺杆直径。
- 9.2.3 安装螺栓时，应采用与螺栓直径配套的钻头进行钻孔。
- 9.2.4 在钻孔前应探明钢筋位置，并作标记，当钻孔与钢筋位置冲突时，适当调整孔位。若设计立柱采用 $\Phi 12$ 对穿锚栓（钢螺杆）、柱座采用 M12 植入锚栓，则钻孔直径为 16 mm。
- 9.2.5 钻孔应清理干净，保持干燥，不得有油污。
- 9.2.6 植筋、锚栓的施工工艺按照 JTG/T J23 执行。
- 9.2.7 植筋胶应满足设计要求的各项力学指标和耐久性要求。
- 9.2.8 植筋施工应注意以下问题：
 - a) 严禁采用将胶黏剂直接涂抹在钢筋上植入孔中的植筋方式；
 - b) 废孔处理：施工中钻出的废孔，应采用高于构件混凝土 5MPa 的水泥砂浆、聚合物水泥砂浆或锚固胶黏剂进行填实，必要时应插入钢筋，材料性能应满足 JTG/T J22 的规定。
- 9.2.9 锚栓应整套使用，不得替换任何部件。

9.3 钢板施工

9.3.1 钢板制作

钢板制作应符合下列要求：

- a) 钢板下料宜采用工厂自动、半自动切割方法，切割边缘表面光滑，无毛刺、咬口及翘曲等缺陷；
- b) 钢板黏合面可用喷砂或平砂轮打磨直至露出金属光泽，打磨纹路应与钢板受力方向垂直，钢板黏结面应有一定的粗糙度；钢板外露面必须除锈至呈现金属光泽并保持干燥；
- c) 依据现场安装的锚栓位置对钢板钻孔。孔的边缘应清除毛刺。

9.3.2 钢板安装与锚固

钢板安装与锚固应符合下列要求：

- a) 钢板安装前，钢板粘贴区域混凝土表面应当凿毛，去除疏松物及杂质并清理干净；混凝土表面凹处用环氧树脂纯浆液涂抹，待纯浆液半干时，再用环氧胶泥或环氧砂浆找平；
- b) 钢板粘贴面应按设计要求进行糙化处理，表面平整，不得有折角，粘贴前应清理、擦拭干净；
- c) 安装钢板并临时紧固螺帽，需保证钢板与混凝土表面的间隙在 3 mm 以上，以确保灌注胶层的厚度；
- d) 宜优先外包立柱钢板，柱座锚固钢板尺寸可根据现场适当调整，以保证立柱钢板与柱座钢板组装后的焊接间隙满足要求。

9.3.3 钢板焊接

钢板焊接应符合下列要求：

- a) 将立柱四角棱边、立柱钢板下缘与底座钢板交接处焊接。焊接质量应符合 JTG/T J22 的规定；
- b) 焊接前，应将钢板待焊区的铁锈、氧化皮、污垢、水分等有害物清除干净，使其表面露出金属光泽；
- c) 钢板焊接时，应设立防风、防雨设施，遮盖全部焊接处。现场焊接时要求：风力应小于 5 级；温度应大于 5 度；相对湿度应小于 80%。且钢板应在组装后 12 h 内焊接成一体；
- d) 施焊时，钢板非焊接部位严禁焊接引弧，焊接后应及时清除熔渣及飞溅物。

9.3.4 钢板粘贴

钢板粘贴应符合下列要求：

- a) 钢板粘贴应选择干燥环境下进行，现场的环境温度应符合胶粘剂产品使用说明书的规定。若未作具体规定，应按不低于 15 ℃，不高于 35 ℃进行控制；
- b) 粘贴钢板宜按下列流程进行：
 - 1) 将注浆嘴黏贴在钢板低端的注入孔上，再在钢板角点处及钢板边缘插入排气管，排气孔间距 30 cm~40 cm，在螺杆上罩上盖碗，然后用钢板封边胶封闭钢板边缘，完成封边；可用封边胶封堵螺栓孔，通气试漏；
 - 2) 封边完成后，以不小于 0.1 MPa 的压力压入胶黏剂；胶黏剂从钢板最低位置开始注入，当全部排气孔出现浆液后停止加压，最上一个排气管应在维持注入压力的情况下封堵，以较低压力维持 10 min 以上，以防胶层脱空；在灌注过程中，用橡皮锤敲打钢板以确认是否灌注密实；
 - 3) 胶液开始初凝时，由下到上拧紧立柱对穿锚栓，按顺序拧紧柱座植入锚栓，分级达到全部紧固的程度；待使钢板与混凝土紧密粘合，挤出多余的胶黏剂；
- c) 胶黏剂应满足设计要求的各项力学指标和耐久性要求。

9.4 自密实混凝土施工

- 9.4.1 立柱内凹混凝土结合面凿毛至露出粗骨料（凹凸差不小于 6 mm），去除疏松物并清理干净。
- 9.4.2 生产自密实混凝土必须使用强制式搅拌机。
- 9.4.3 自密实混凝土施工过程中不允许振捣。采用从立柱左、右侧上口进料（可采用导管辅助），直至浇筑至加固区域上缘为止，浇筑过程中应保证上、下出气通畅。
- 9.4.4 自密实混凝土浇筑时应保证浇筑连续性，入模温度不高于 35 ℃，不低于 5 ℃，雨天禁止施工。浇筑时，应当辅助敲击。混凝土浇筑应控制浇筑速度，排出腔内空气，确保混凝土质量。
- 9.4.5 自密实混凝土应保证在其高工作性能状态下完成浇筑，不得延误时间过长。从开始接料运输至卸料的时间不宜大于 120 min。
- 9.4.6 拱上立柱自密实混凝土浇筑应均匀、对称。
- 9.4.7 自密实混凝土强度达到 100%设计强度时，用环氧砂浆封闭出气孔。
- 9.4.8 为防止雨水积聚，自密实混凝土应在立柱加固区上缘做成 45° 斜坡收口。

9.5 钢材防腐涂装施工

- 9.5.1 涂层体系应满足设计要求，采用的涂敷系统应经车间或现场的工艺试验验证后方可施工。
- 9.5.2 钢板及螺栓在涂装前应对表面进行除锈处理，涂装前表面应保持干燥，无灰尘、油脂、氧化皮、锈斑及其他污物，出现返锈、灰尘污染时应重新处理。
- 9.5.3 加固用钢板涂装方案、厚度应符合设计要求，并应符合 JT/T 722 的规定。
- 9.5.4 在完成一道涂敷后，其干膜厚度应经检验合格，方可进行下一道涂敷，两道涂层涂装间隔时间不宜超过 7d。
- 9.5.5 损坏的防腐涂层应修复。
- 9.5.6 涂装施工时，钢板表面不应有雨水或结露，相对湿度不高于 80%；环境温度对环氧类漆不得低于 10 ℃，对水性无机富锌防锈底漆、聚氨酯漆和氟碳面漆不得低于 5 ℃。在风沙天、雨天、雾天不应进行涂装施工；涂装后 4 h 内应采取保护措施，避免遭受雨淋。

10 质量检验与验收

10.1 总体要求

- 10.1.1 桥梁加固施工使用的主要材料性能，应在加固工程现场取样进行检验，并应符合设计要求。
- 10.1.2 加固钢板、自密实混凝土、植筋、焊接等的质量要求应符合 JTG/T J23、JTG/T 3650 的相关规定。

10.2 植筋施工质量检验

- 10.2.1 钻孔要求。 $\Phi 12$ 对穿锚栓（钢螺杆）钻孔直径为 16 mm，允许偏差+2 mm~1 mm；钻孔垂直度、位置的允许偏差应满足表 5 的要求。

表 5 植筋施工允许偏差

植筋位置	钻孔垂直度允许偏差	位置允许偏差/mm
连接节点	2°	5

10.3 锚栓施工质量检验

- 10.3.1 锚栓数量不得少于设计数量，锚固螺栓的螺母承压面应与钢板密贴。
- 10.3.2 锚栓的植入深度应符合设计要求，钻孔深度偏差不应大于 5 mm。

10.4 粘贴钢板施工质量检验

- 10.4.1 目测钢板边缘的溢胶，色泽应均匀，胶体应固化。
- 10.4.2 钢板的有效黏结面积不应小于 95%，可采用以下三种方法检查：
- a) 敲击检测法；
 - b) 超声波检测法；
 - c) 红外线检测法。
- 10.4.3 胶黏剂饱满程度的检查，用手锤沿粘贴面敲击钢板，如无空洞声表示已粘贴密实，否则应剥下钢板，重新进行钢板的粘贴或补胶处理。注胶施工后最初几小时应注意检查是否有流胶现象，以防脱胶。根据胶黏剂的特性，注意其基本固化时间，此后即可受力。固化后应用小锤轻轻的敲击钢板，从音响中判断粘贴效果，粘贴牢固面积要求大于 95%以上，否则认为不合格，重新粘贴操作。
- 10.4.4 植筋要求。锚孔内胶黏剂应饱满，不得有未固结现象；植入钢筋不得有松动，表面不应有损伤，钢筋不得弯曲 90° 以上。

10.5 防腐涂装施工质量检验

- 10.5.1 钢板防腐涂装总干膜厚度、附着力应满足表 6 的要求。

表 6 钢板防腐涂装实测项目

检查项目	规定值或允许偏差	检查方法和频率
总干膜厚度/ μm	满足设计要求；设计未要求时，干膜厚度小于设计值的测点数量 $\leq 10\%$ ，任意测点的干膜厚度 $\geq$ 设计值的 90%	按设计要求检查；设计未要求时用测厚仪检查：每构件测不少于 10 点
附着力/ MPa	满足设计要求	按设计要求检查；设计未要求时用拉开法检查：每构件测 1 处

- 10.5.2 防腐涂装外观质量应符合下列规定：
- a) 钢板、锚固螺栓的防护应无破损。

- b) 涂层流挂、皱皮、水纹印的最大面积不应大于 900 mm²。
- c) 不得出现起泡、裂纹、起皮、大熔滴、松散粒子、掉块及返锈，应无露涂。

10.6 立柱外包钢板质量检验

10.6.1 钢板焊缝应无裂纹、焊瘤、夹渣、电弧擦伤、未焊透、未填满弧坑，构件表面应无焊渣和飞溅物。

10.6.2 立柱外包钢实测项目见表 7。

表 7 立柱外包钢实测项目

检查项目	规定值或允许偏差	检查方法和频率
自密实混凝土强度/MPa	满足设计要求	符合现行 《公路养护工程质量检验评定标准 第一册 土建工程》（JTG 5220）相关规定
外包钢套箍偏位/mm	≤20	尺量：检查3个断面，每个断面测相互2个垂直方向
外包钢套箍与立柱表面的间隙/mm	±5	尺量：每侧查3~5点
脱空率/ %	满足设计要求；设计未要求时1.2	敲击法或超声法：检查全部
焊缝尺寸/mm	满足设计要求	量规：检查全部，每条焊缝检查2处
焊缝探伤	满足设计要求	超声法：检查全部，每条焊缝全长探伤