

桥梁加固综述(二)

易刚祥 龙廖乾 谢芳

(续接上期)

(2) 粘贴加固：粘贴加固和增大惯矩法原理类似但加固对象有区别，如粘贴钢板对加固结构薄弱部份较为方便，但要注意与原结构的连接，方法是用环氧砂浆作为粘结剂，用锚固螺栓作为钢板的加压措施，使钢板粘牢，又可帮助承受结构变形时钢板两端产生大的剪应力。而补强钢筋由于加工便利，易于成型，对加固双曲拱拱肋较钢板容易。顺便提一下纤维（如碳纤维）加固，要注意结构受力方向，因为纤维起作用为单方向的（抗拉强度高），因此准确分析结构的受力分布及方向大小是纤维加固的前提。见图 5。

(3) 改变体系法

- ① 变简支梁为连续结构，要求处理好负弯矩区的钢筋布置。
- ② 加设八字撑，使一跨结构变为三跨结构，要求保证负弯矩区有足够的钢筋。
- ③ 变无铰拱为梁、拱组合结构，见图 6。

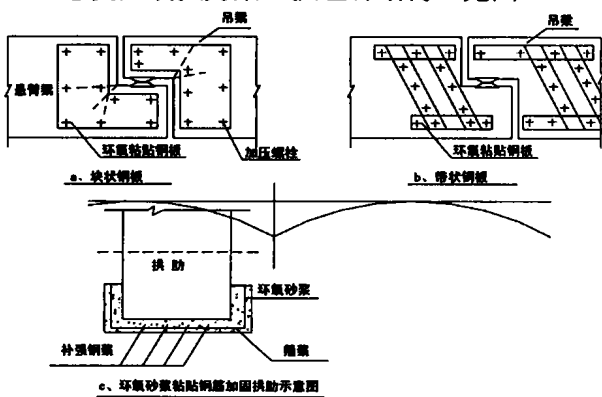


图 5 粘贴钢板加强抗剪、抗弯

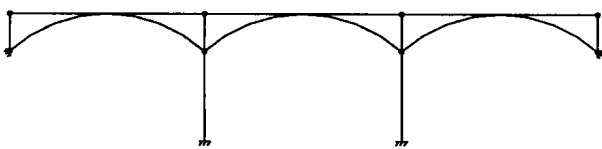


图 6 变拱体系为梁拱组合体系

(4) 预应力加固法

预应力加固属于主动加固，它可以改变原结构的应力分布，同时使得结构整体的受力性能有所提高。其最基本的特点是预应力筋与梁体砣之间无粘结。同一截面内预应力筋与砣之间不存在简单的变形协调关系。实际上是带柔性拉杆的内部超静定混合体系。加固方法见图 7。

(5) 回顶法

回顶法主要用于拱桥台在水平推力作用发生的位移。解决办法为减少水平推力。或是平衡水平推力，见图 8。

五、旧桥加固设计简介

旧桥加固设计必须先了解原桥实际的结构尺寸及材料特性、设计及竣工资料，以及所具有的承载能力。如果资料不全应按前述的办法求证。力求数据真实可靠，然后依据加固目标进行加固设

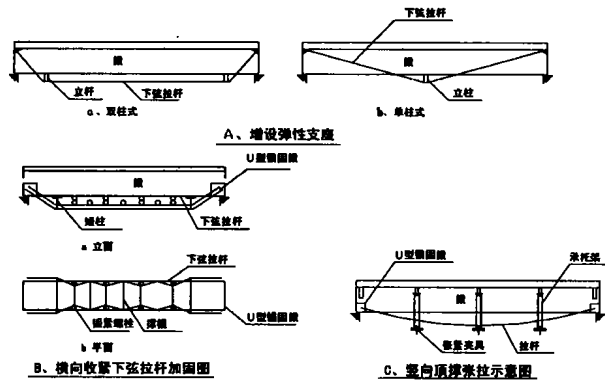


图 7 以外预应力增设弹性支点加固法

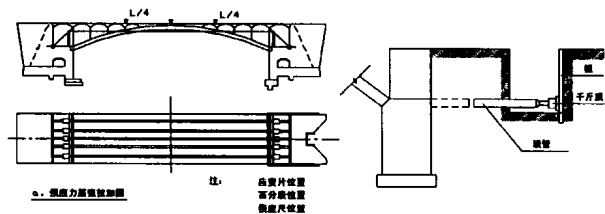


图 8 使桥台位移稳定的加固方法

易刚祥：柳州欧维姆机械有限责任公司 高工

计。

(一) 桥梁加固薄弱构件正截面承载能力计算：

桥梁加固薄弱构件一般采用带载加固，其承载能力应按两阶段受力迭合梁计算(如图 9)。

一期荷载 $r_0 M_{d1}$ (包括构件自重、桥面铺装、栏杆自重引起的内力) 由原梁承受，构件处于弹性工作阶段，截面几何特征值按开裂的换算截面计算(旧桥弱态构件一般都有裂纹，具体尺寸由实测值定)。

原梁砼压应变为：

$$\epsilon_{c1} = \frac{\sigma_{c1}}{E_c} = \frac{1}{E_c} \left[\frac{r_0 M_{d1}}{J_{01}} \times X_{01} \right] \quad (1)$$

原梁受拉钢筋的拉应变为：

$$\epsilon_{s1} = \frac{\sigma_{s1}}{E_s} = \frac{1}{E_s} \left[\frac{r_0 M_{d1}}{J_{01}} \times (h_{01} - x_{01}) \right] \quad (2)$$

活载(包括加固后作用的附加恒载)效应 $r_0' M_{d2}$ 由加固后的截面承受。在极限状态下，上翼缘砼压应变达到极限值 $\epsilon_{cu} = 0.0033$ 。这样在二期荷载效应作用下，上翼缘砼的压应变的增量为 $\epsilon_{c2} = \epsilon_{cu} - \epsilon_{c1}$ 。则在极限状态下后加钢筋(或其它加固材料)的应变为：

$$\epsilon_R = \epsilon_{c2} \frac{h_{02} - x_{02}}{h_{02}} = (\epsilon_{cu} - \epsilon_{c1}) \frac{h_{02} - x_{02}}{h_{02}} \quad (3)$$

则后加钢筋的应力为：

$$\sigma_R = \epsilon_R E_R \leq f_{Rd} \quad (4)$$

二期荷载效应作用下，原梁受拉钢筋应变增量为：

$$\epsilon_{s2} = \epsilon_{c2} \frac{h_{01} - x_{02}}{h_{01}} = (\epsilon_{cu} - \epsilon_{c1}) \frac{h_{01} - x_{02}}{h_{01}} \quad (5)$$

在极限状态下，原梁受拉钢筋的总应变为： $\epsilon_s = \epsilon_{s1} + \epsilon_{s2}$ 。为保证加固后梁的塑性破坏特性

$$\epsilon_s = \epsilon_{s1} + \epsilon_{s2} \geq f_{Rd} / E_s \quad (6)$$

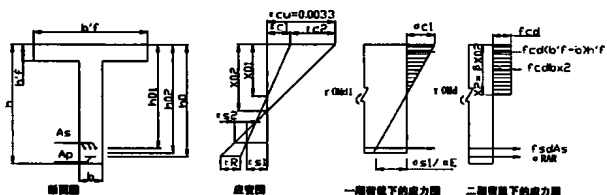


图 9 两阶段受力迭合梁正截面承载能力计算图式

根据内力平衡条件，在极限状态下，加固薄弱构件承载能力计算公式为：

$$\Sigma F = 0$$

$$f_{cd} b x_2 + f_{cd} (b_i' - b) h_f' = f_{sd} A_s = \sigma_R A_R \quad (7)$$

$$\Sigma M_f \geq r_0' M_d$$

$$r_0' M_d \leq f_{cd} b x_2 (h_0 - x_2 / 2) + f_{cd} (b_i' - b) h_f' (h_0 - h_f' / 2) \quad (8)$$

$$\text{适应条件 } x_2 \leq \xi_b \cdot h_{01} \quad (9)$$

上述公式中：

f_{cd} — 砼抗压强度设计值；

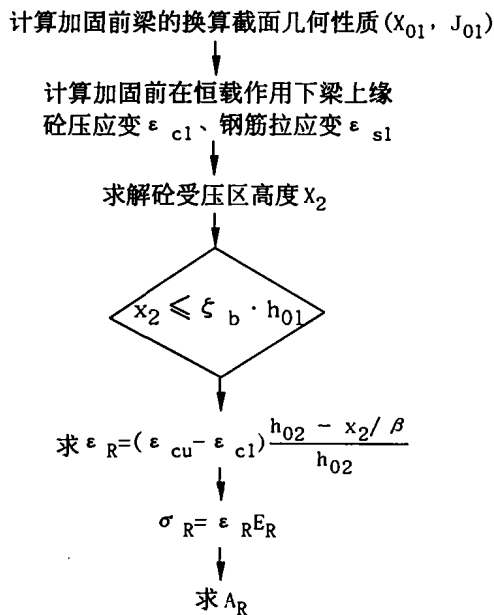
f_{sd} — 加固前梁受拉钢筋抗拉强度设计值；

σ_R — 在极限状态下，加固钢筋(或其它材料)的应力；

ξ_b — 加固前梁受拉钢筋的砼受压区高度

界限系数，I 级钢筋 $\xi_b = 0.62$ ，II 级钢筋 $\xi_b = 0.56$ 。

利用以上公式进行加固配筋设计的方法及计算步骤如下：



应指出，加固桥梁薄弱构件正截面的承载能力一般由原结构受拉钢筋的应力达到屈服强度来控制。当 $x_2 = \xi_b \cdot h_{01}$ 时，加固后构件的承载能力最大。

$$M_{max} = f_{sd} \cdot b(\xi \cdot h_{01})[\xi h_{02} - \frac{\xi \cdot h_{01}}{2}] + f_{sd}(b' - b)[\xi h_{02} - \frac{h'_{01}}{2}] + f_{sd} \cdot A_s(h_{02} - h_{01}) \quad (10)$$

加固后梁的承载能力主要与加固前梁的截面尺寸有关，加固后梁的承载能力受加固前梁的砼受压区高度控制。因此盲目加大后加钢筋截面面积是不安全的。因为这样做梁将发生脆性破坏。

(二)体外预应力加固设计(计算简图见图10)

(1)活载作用下，体外预应力筋应力增量计算
体外索应力增量实用简化公式为：

$$\Delta \sigma_p = \frac{K_1 \times K_2}{10 E_p J_0} E_p \quad (11)$$

式中： K_1 —荷载系数，其数值按下式计算

$$K_1 = \frac{q}{\alpha} L_2 \quad (12)$$

q —作用于梁上的均布荷载集度 (N/m)。

L —梁的计算跨径 (m)

K_2 —体外索布筋形状系数

$$K_2 = (1 + 0.5\alpha)e_m + \frac{e_s}{3}(1 - \alpha) \quad (13)$$

(2)体外预应力损失

体外索加固中只考虑锚具变形和钢筋应力松弛两项损失。

$$\text{锚具变形损失 } \alpha_{L2} = \frac{\Delta L}{l} E_p \quad (14)$$

ΔL —锚具变形值 (由实测得到)；

l —体外索有效长度；

E_p —体外索弹性模量。

钢筋应力松弛损失

$$\sigma_{L5} = 0.07 \sigma_{con} \quad (\text{一次张拉}) \quad (15)$$

σ_{con} —张拉钢筋时锚下控制应力

(3)体外预应力加固梁使用阶段正截面应力验算。

a、全预应力及部分预应力砼 A 类构件

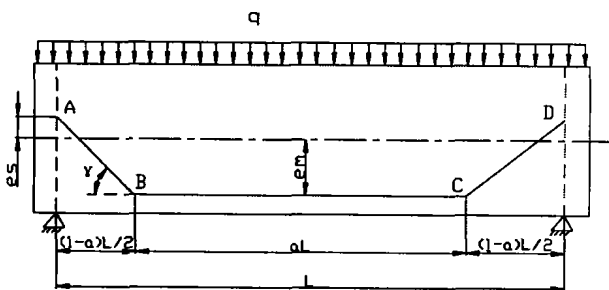


图 10 计算简图

砼应力：

$$\sigma_c = \frac{N_{pe} + \Delta N}{A_0} \mp \frac{(N_{pe} + \Delta N)e_m}{J_0} y_0 \pm \frac{M}{J_0} y_0 \quad (16)$$

式中： N_{pe} —体外索的有效预加力；

$$N_{pe} = (\sigma_{con} - \sum \sigma_L) A_p$$

M —设计弯矩标准值，(包括二期恒载及活载弯矩)；

A_0 、 J_0 —加固前梁的换算截面面积和惯性矩；

e_m —体外索相对加固前梁换算截面的偏心距。

体外索应力：

$$\sigma_p = (\sigma_{con} - \sum \sigma_L) + \Delta \sigma_p$$

梁受拉钢筋应力

$$\sigma_s = \alpha_{Es} \left(\frac{N_{pe} + \Delta N}{A_0} + \frac{(N_{pe} + \Delta N)e_m}{J_0} y_{s0} \right) - \frac{\mu}{J_0} y_{s0} \quad (17)$$

式中： α_{Es} —梁内受拉钢筋与砼的弹性模量之比；

y_{s0} —受拉钢筋重心至换算截面重心的距离。

b、部分预应力砼 B 类构件

若按式 (16) 计算砼拉应力大于砼抗拉强度标准值，应按部分预应力砼 B 类构件计算截面应力(见图 11)。

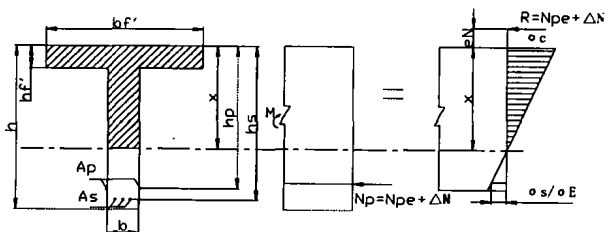


图 11 体外预应力混凝土 B 类构件计算图式

偏心压力 N_p 和弯矩的作用可用一个距砼受压边缘 e_N 处的合力 R 来代替。

$$R = N_p = N_{pe} + \Delta N$$

$$e_N = (M - N_p \cdot h_p) / R = \frac{M}{N_p} - h_p \quad (18)$$

在偏心力 R 作用下有：

$$\frac{1}{2} \alpha \cdot b' x (e_N + \frac{x}{3}) + \frac{1}{2} \alpha \frac{x - h'_{01}}{x} (b' - b)(x - h'_{01})(e_N + h'_{01} + \frac{x - h'_{01}}{3}) - \alpha A_s (e_N + h_0) = 0 \quad (19)$$

$$\sigma_s = \alpha_{Es} \frac{h_0 - x}{x} \sigma_c$$

解 (19) 方程得 x

砼受压边缘的压应力：

$$\sigma_c = \frac{Rx}{S_0} = \frac{(N_{pe} + \Delta N)x}{S_0} \quad (20)$$

S_0 — 梁换算截面对中性轴的面积矩

$$S_0 = \frac{1}{2} b_f' x^2 - \frac{1}{2} (b_f' - b)(x - b_f')^2 - \alpha_{Es} A_s (h_s - x) \quad (21)$$

(4) 体外预应力加固构件承载能力极限状态计算

解决体外预应力筋极限应力合理取值问题是体外预应力砼梁承载能力极限状态的核心问题。

极限状态下，体外预应力筋的应力发挥程度与梁的高跨比，砼强度等级，预应力和非预应力筋的配筋率有关。极限应力取值公式根据试验结果确定。

体外索水平筋极限应力（我国现行规范）

$$\sigma_{pu} = \sigma_{pe} + R/100 \mu_p + 62 \leq f_{pd} \quad (22)$$

式中： σ_{pe} — 水平筋有效预应力

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - \sum \sigma_L$$

R — 砼的强度

μ_p — 体外索水平筋的配筋率

体外预应力砼受弯构件正截面承载能力计算

(见图 12)

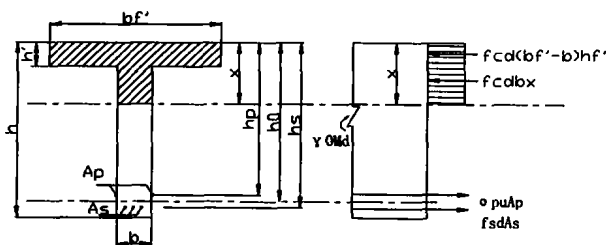


图 12 体外预应力混凝土受弯构件正截面承载能力计算图式

正截面承载能力可按一般预应力砼结构计算

$$f_{cd} b_x + f_{cd} (b_f' - b) h_f = f_{sd} A_s + \sigma_{pu} A_p \quad (23)$$

$$\gamma_0 M_d \leq f_{cd} b_x (h - \frac{x}{2}) + f_{cd} (b_f' - b) h_f (h_0 - \frac{h_f}{2}) \quad (24)$$

$$\text{适用条件: } x \leq \xi_b h_s \quad (25)$$

当 $x = \xi_b h_s$ 时，加固后梁的最大承载力为：

$$M_u = f_{cd} b (\xi_b h_s) (h_1 - \frac{\xi_b h_s}{2}) + f_{cd} (b_f' - b) h_f (h_0 - \frac{h_f}{2}) - f_{cd} A_s (h_b - h_s) \quad (26)$$

(5) 体外预应力加固构件正常使用极限状态计算

体外预应力加固构件的正常使用极限状态计算和 B 类构件的裂缝宽度计算。

1、变形计算

体外预应力体系 — 钢筋砼梁的变形包括：

- a) 有效预应力 N_{pe} 产生的反拱 f_p ；
- b) 恒载弯矩 M_G 产生的挠度 f_g ；
- c) 活载弯矩（不计冲击力）产生的挠度 f_q ；
- d) 活载引起的体外索拉力增量 ΔN （共计冲击力）引起的反拱 $f_{\Delta N}$ 。

上述各次挠度值计算在不同受力状况下梁的刚度取值不同。

在有效预应力和恒载作用下，梁全截面参与工作，刚度取值 $B = 0.85 E_c J_0$ (J_0 为梁的换算截面惯性矩)。

在活载作用下，梁体可能处于开裂状态，开裂前后截面刚度取值不同，其变形应分别计算。

在开裂弯矩 M_{cr} 作用下，刚度取值 $B_0 = 0.85 E_c J_0$ (J_0 为梁的换算截面惯性矩)；在 $M - M_{cr}$ 作用下，刚度取值 $B_{cr} = 0.85 E_c J_{01}$ (J_{01} 为梁体不计受拉区砼面积的换算截面惯性矩)。

开裂弯矩计算：

$$M_{cr} = (\sigma_{pr} + \gamma f_{ctk}) W_0 \quad (27)$$

式中： σ_{pr} — 梁体受拉边缘的有效预压力；

γ — 受拉区砼的塑性系数； $\gamma = 2S_0/W_0$

S_0 — 换算截面重心轴以下的面积对重心轴的面积矩；

W_0 — 所核算的拉应力边缘的换算截面抵抗矩；

f_{ctk} — 砼抗拉强度的标准值。

活载弯矩 M_q （不计冲击力）产生的挠度：

$$f_q = \frac{5}{48} \times \frac{L^2}{0.85 E_c} \left[\frac{M_q}{J_0} + \frac{M_q - M_{\alpha}}{J_{01}} \right] \quad (28)$$

活载引起的体外索拉力增量 ΔN 引起的反拱，严格讲应按开裂前后的不同刚度分别计算。但因 ΔN 相对较小，近似按不开裂截面计算：

$$f_{\Delta N} = \frac{\Delta N}{0.85 E_c J_0} \left\{ \frac{L^2}{8} (1 - \alpha)^2 [e_c \cos \gamma - \frac{(1 - \alpha)}{3} L \cdot \sin \gamma - \frac{\alpha L^2}{8} (1 - \frac{\alpha}{8}) \mu] \right\} \quad (29)$$

式中： $\Delta N = \Delta \sigma_p A_g$

由活载引起的总挠度为 $f_q - f_{\Delta N}$ ；其值不应超过规范规定的限值；

即： $(f_q - f_{\Delta N}) \leq L/600$

L—计算跨径 (m)

2、B类构件的裂缝宽度计算：

体外预应力加固体系在使用荷载作用下，若梁体处于开裂状态，则属于部分预应力 B 类构件，进行裂宽度计算。

桥规 JTJ023-85 中规定：

$$\delta_{\max} = c_1 \cdot c_2 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \left(\frac{30+d_s}{0.28+10\mu} \right)$$

式中： σ_s —在预应力（包括活载载体外索应力增量 $\Delta \sigma_s$ ）和活载（不计冲击力）作用下，梁中受拉钢筋的应力。

μ —梁中受拉钢筋的配筋率。

体外索加固设计流程：

从正截面抗弯承载力，确定体外索截面面积

↓
计算活载引起体外索应力增量

↓
验算截面应力、变形及裂缝宽度

六、碳纤维加固设计

(一) 碳纤维的特点

碳纤维材料强度高，弹模与钢材的弹模接近，而粘贴碳纤维的胶粘剂其抗剪能力大于砼的抗剪能力，因此碳纤维材料类似钢索，主要承受拉力。

(二) 抗弯加固设计(计算图式见图 13)

抗弯加固设计流程：

1、求出构件目前的抗弯能力 M_{rc}

2、由分析计算所需抗弯能力 M_u ，若 $M_{rc} < M_u$

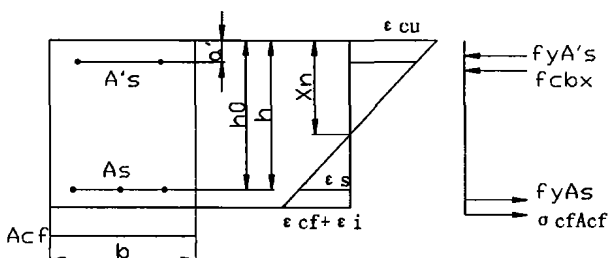


图 13 加后梁正截面受弯计算

则需加固

3、计算界限相对受压高度 ξ_{cfb}

$$\xi_{cfb} = \frac{0.8 \times 0.0033}{0.0033 + \epsilon_{sr} + \epsilon_i}$$

$$[\epsilon_{sr}] = \left[1 - \frac{n_c E_{cf} \epsilon_{cf}}{420000} \right] \times 0.015 \leq 0.01$$

4、求出砼受压高度 x 及界限受压高度 x_b

$$f_c b x = f_y A_s - f_y A_s' + E_{cf} \epsilon_{cf} A_{cf}$$

$$x = \frac{0.8 \times 0.0033}{0.0033 + \epsilon_{sr} + \epsilon_i} h$$

$$x_b = \frac{0.8 \times 0.0033}{0.0033 + f_y / E_s} h_0$$

5. 若 $x > \xi_{cfb}$ 且 $x < x_b$ 则

$$M = f_c b x (h_0 - x/2) + f_y A_s' (h_0 - a') + E_{cf} \epsilon_{cf} A_{cf} (h - h_0) \geq M_u$$

($h - h_0$) $\geq M_u$

若 $x \leq \xi_{cfb}$ 则

$$M = f_c A_s (h_0 - 0.5 \xi_{cfb} h) + E_{cf} [\epsilon_{cf}] A_{cf} h$$

($1 - 0.5 \xi_{cfb}$) $\geq M_u$

若 $x < 2a^1$ 则

$$M = f_y A_s (h_0 - a^1) + E_{cf} [\epsilon_{cf}] A_{cf} (h - a^1) \geq M_u$$

七、旧桥加固实例简介

国道 324 线坂头大桥旧桥始建于 1953 年，其结构为普通钢筋砼变高度 4 跨连续梁桥，再加上一跨简支梁桥，连续梁跨径布置 16m+22.5m+22.5m+16m，原设计荷载等级为汽车—13 级，现要求荷载等级为汽车—超 20，挂—120。

为明确旧桥实际承载能力，对该桥进行详细的检测，其中包括动静载试验检测，为该桥的加固处理提供依据。

a) 静载试验

1、应变测量

全桥共选择五个截面，每个截面选择 2 片梁。用电阻应变片测，砼和钢筋的应变值，见图 14。

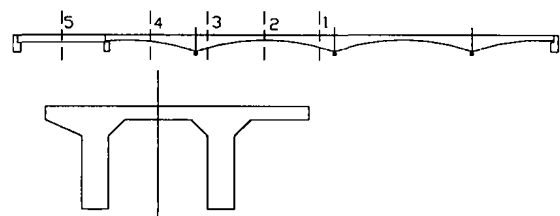


图 14 测试截面及测点布置图

2、挠度测量

选择 2-2、4-4、5-5 三个截面，每个截面选择 2 片梁，采用挠度计测量跨中的挠度值。

3、试验荷载及加载工况

试验荷载采用 4 辆载重汽车，每辆总重 $P=15.2t$ 。共采用五种加载工况，两辆试验车前轮中心距 1.3m。第四工况为偏载，行车道左侧或右侧（均离桥中心 0.65m）各加载两次。汽车的位置除注明外，均布置在各跨跨中。

b) 动载试验

用汽车以 40km/h 的速度通过桥面，用动应变仪记录截面 2-2 的动应变和动挠度，以便估计荷载的动载效应，并测定结构自振周期。

c) 材料强度测定

采用四弹仪测定砼强度等级，从实桥中截取钢筋来测定钢筋强度和弹性模量。

d) 试验结果分析。

1、材料强度

表 4

| | | | | | |
|------|-----|-----|-----|-----|-----|
| 截面 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 强度等级 | C35 | C40 | C35 | C40 | C40 |

表 5

| 试件编号 | 钢筋平均直径(mm) | 拉断力(KN) | 屈服强度(MPa) | 极限强度(MPa) | 弹性模量(MPa) |
|------|------------|---------|-----------|-----------|------------------|
| 1 | 13.25 | 60.4 | 295 | 438 | 2.30×10 |
| 2 | 12.45 | 58.9 | 330 | 484 | 2.34×10 |
| 3 | 12.73 | 89.8 | 440 | 706 | 2.54×10 |

表 6 各截面弯矩值

| 截面 | 各工况实测及计算值 | | | | 按规范规定的计算值(包括恒载) | | |
|----|-----------|------|-------|----|-----------------|--------|-------|
| | 实测 | 计算 | 比值 | 工况 | 实际抵抗力矩 | 汽—超 20 | 挂—120 |
| 1 | -221 | -285 | 0.775 | 1 | -2960 | -2813 | -2460 |
| 2 | +130 | +201 | 0.647 | 1 | +690 | +1071 | +1010 |
| 3 | -257 | -267 | 0.963 | 1 | -2960 | -2482 | -2280 |
| 4 | +147 | +215 | 0.684 | 2 | +690 | +1036 | +990 |
| 5 | +169 | +261 | 0.648 | 5 | 1609 | +1730 | +1697 |

表 7 各跨中截面挠度值

| 工况 | F2 | | | F4 | | | F5 | | |
|----|--------|--------|-------|--------|--------|-------|--------|--------|-------|
| | 实测 | 计算 | 比值 | 实测 | 计算 | 比值 | 实测 | 计算 | 比值 |
| 1 | +0.791 | +1.066 | 0.742 | 0.433 | -0.524 | 0.826 | | | |
| 2 | -0.543 | -0.712 | 0.763 | +0.512 | +0.609 | 0.841 | | | |
| 3 | +0.269 | +0.420 | 0.640 | +0.172 | +0.116 | 1.483 | | | |
| 4 | | | | | | | +0.123 | +0.196 | 0.623 |

各截面强度等级汇总表见表 4、钢筋试件试验

结果见表 5。

从表中可知，砼强度均高于原设计 C_{35} ，钢筋达到工级钢筋的标准。

2、弯矩与挠度分析

各截面弯矩值见表 6。

表 7 列出了各跨中截面各工况实测的挠度值及相应的计算值。

各跨跨中挠度值（包括恒载）见表 8。

从表中可知：连续梁各跨中截面不能承受 324 国道改造工程要求的荷载等级汽—20 级，而支座截面测可承受。

3、动载试验分析

该桥实测自振频率为 $3.034H_2$ ，其动力系数 $K=1.118$ 。

(五) 加固方案设计

根据以上的检测结果和分析，并考虑到该桥连续梁为变截面（跨中梁高 0.8m，支座处梁高 1.8m）的特点，决定采用直线型体外索对该桥进行加固。按正截面抗弯强度计算，每片梁肋两侧各设置一束预应力筋，每束 4 根 $\phi 15.24$ 钢绞线组

表 8 各跨跨中挠度值(包括恒载) (单位: cm)

| | 汽—超 20 | 挂—120 | 规范规定允许值 |
|----|--------|-------|--------------|
| F2 | 3.137 | 3.497 | 3.375(4.500) |
| F4 | 2.272 | 2.633 | 2.267(3.200) |
| F5 | 1.197 | 1.444 | 2.267(3.200) |

(单位: KN·M)

成钢束位置距梁顶 66cm。

经计算加固后,跨中 2-2、4-4 截面每片梁的抵抗矩为 1378kn·m,大于 1071kn·m (汽—超 20 计算值),比值为 1.287。支座处负弯矩 1-1、3-

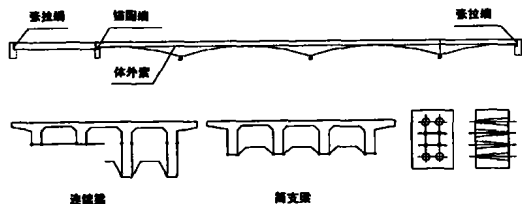


图 15 体外预应力钢绞线布置图

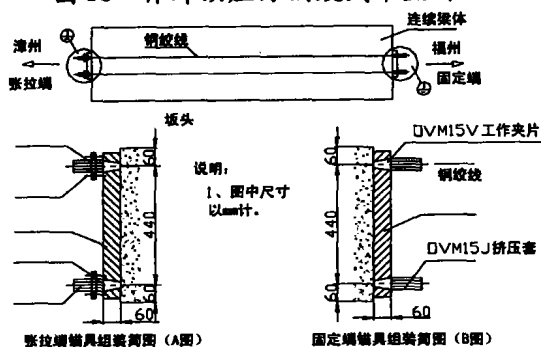


图 16 锚具布置示意图

3 截面抵抗矩为 -3744 kn·m,亦大于 -2813 kn·m (汽超—20 计算值),比值为 1.331。

八、加固工艺

加固工艺见图 15、图 16。

参考文献

- 1、《现代预应力混凝土理论与应用》，卢树圣
- 2、《桥梁预测评估与维修加固》，贺检海、守一凡
- 3、《旧桥的评定和加固》，楼庄鸿
- 4、《旧桥加固加宽技术与设计理论研究成果简介》，张树仁
- 5、《桥梁预应力损失检测技术及安全评估》，翁冠群
- 6、《体外预应力索加固连续梁的实践与体会》，黄易

●信息窗●

湖南湖北两省水电系统预应力锚固技术研讨会在柳州召开

2003年9月24日至9月29日,湖南、湖北两省水力发电工程学会水工专业委员会,水利部湖南省水利学会水工专业委员会和柳州欧维姆机械有限责任公司联合在广西柳州召开了水利水电工程预应力锚固技术研讨会。参加会议的60余位代表分别来自国电公司中南勘测设计研究院、长江勘测规划设计院、水利部湖南省水利水电勘测设计研究院、武汉大学水利电力学院、湖南省电力公司、湖北省电力公司、湖北清江水电开发公司、丹江口汉江集团公司、葛洲坝水利水电工程局、中国水电八局、长江工程职业技术学院、湖北省水利厅、三峡开发总公司梯级调度中心、湖南凤滩水电站、湖南马迹塘水电站、湖南常德市水电设计院、湖南邵阳市水电设计院、湖南怀化市水电设计院、湖南新化县水电局、湖南水电学校、柳州欧维姆机械有限责任公司等单位。湖南

省水力发电工程学会理事长、原国电公司中南勘测设计研究院院长刘信真同志代表三个学会讲话。柳州欧维姆公司总经理助理方中予代表公司在会上致辞。

本次会议收到论文33篇,内容涉及理论分析、设计方法、施工工艺、锚索材料、张拉设备、安装质量监测等。徐年丰等15位代表在会上宣读了学术论文,会议充满浓厚的学术气氛。会议期间,结合会议主题安排与会人员参观和考察了中国预应力产品研制和生产企业的当然代表——柳州欧维姆机械有限责任公司,并赴广西天峨县,实地考察了具有大规模边坡和大型地下厂房围岩加固的龙滩水电站工地。理论和实践密切结合的会议,给代表们留下深刻的印象,对湖南、湖北两省的水利水电工程预应力锚固技术的应用和发展将会起

(下转第25页)