

锈蚀 RC 梁加固抗剪试验研究

曾良球, 朱广彬

(长沙理工大学 土木与建筑学院, 湖南 长沙 410004)

**摘要:** 开展 4 根加固梁和 4 根对比梁的静载破坏试验, 分析 U 形箍筋加固梁在固定剪跨比、不同箍筋锈蚀率情况下的受剪性能。结果表明, U 形箍筋抗剪加固 RC 梁对承载力的提升效果较好, 开裂荷载和极限荷载平均提高幅度分别为 16% 和 27% 左右; 随锈蚀率的增大, 梁内箍筋和加固箍筋参与抗剪和屈服的时间提前; 加固梁的梁内箍筋应变发展速度均小于对比梁; U 形箍筋加固可有效限制梁斜裂缝的发展和延伸, 提高梁的最大挠度, 优化梁的刚度和延性。

**关键词:** 桥梁; 锈蚀 RC 梁; 加固; U 形箍筋; 抗剪试验

中图分类号: U445.7

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2018)01-0151-05

实际工程中, 许多 RC 梁因环境侵蚀等不利因素引发箍筋锈蚀, 造成承载力不足, 使梁发生受剪脆性破坏, 且破坏无预兆, 及时加固锈蚀 RC 梁以避免这类破坏是结构工程需面对的重要问题。目前, 加固技术不断发展和更新, 虽然国内外均对 RC 梁抗剪加固开展了很多研究, 也考虑了受损及受火影响, 但常忽略锈蚀因素, 考虑锈蚀对 RC 梁抗剪加固性能影响的研究较少。而且 U 形箍筋主要用于碳纤维等加固材料的锚固, 尚未运用于 RC 梁直接加固。该文通过 4 组不同箍筋锈蚀程度 RC 梁的静载破坏试验, 分析其在固定剪跨比加载下的受剪性能, 对比

分析 U 形箍筋加固梁与未加固梁的破坏模式、砼应变、钢筋应变、跨中挠度及承载力等的变化。

1 试验方案

1.1 试验材料

砼采用 P.O42.5 水泥、5~20 mm 连续级配碎石、细度模数为 2.1 的细砂、矿粉和外加剂, 配合比为水泥: 砂: 石: 水: 矿粉: 外加剂 = 1: 2.12: 3.76: 0.52: 0.25: 0.02, 养护 28 d 后实测立方体抗压强度为 28.77 MPa。钢筋材料的弹性模量为  $2.0 \times 10^5$  MPa, 其相关特征、力学性能指标见表 1。

表 1 钢筋特征、力学性能指标及布置形式

钢筋名称	钢筋等级	钢筋直径/mm	屈服强度/MPa	屈服应变/ $\mu\epsilon$	极限强度/MPa	伸长率/%	布置形式
箍筋	HRB335	8	527	2 635	609	19.38	$\phi 8 @ 100$
架立筋	HRB335	10	512	2 506	612	27.40	$2\phi 10$
纵筋	HRB400	20	475	2 375	585	21.95	$2\phi 20$
加固筋	HRB335	8	527	2 635	609	19.38	$\phi 8 @ 100$

1.2 试验梁制作

共制作 RC 矩形截面梁 8 根, 分为 4 组, 其中 JGB1、JGB2、JGB3、JGB4 为加固梁, DB1、DB2、DB3、DB4 不加固, 作为对比梁。试验梁截面尺寸  $b \times h = 120 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$ , 全跨径  $L = 1\ 200 \text{ mm}$ , 净跨径  $L_0 = 1\ 000 \text{ mm}$ 。RC 梁尺寸及配筋见图 1。

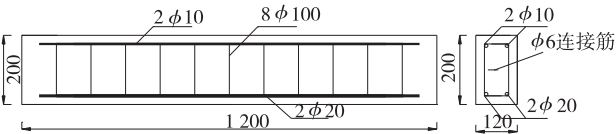


图 1 RC 梁尺寸及配筋示意图(单位: mm)

1.3 箍筋锈蚀方案与锈蚀率控制

利用直流电源通电进行箍筋加速锈蚀。通电加速锈蚀装置见图 2。步骤如下: 将 RC 梁放在 10% NaCl 溶液中浸泡 1 d, 连接预留在梁外的箍筋连接筋与电源线, 再连到直流电源阳极, 其阴极则与不锈钢板连接。钢板放在 RC 梁旁没入 NaCl 溶液, 长  $\times$

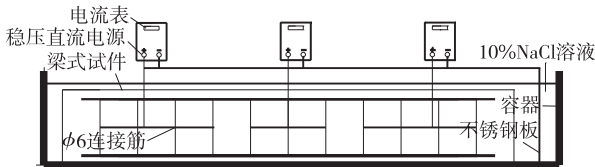


图 2 箍筋快速锈蚀装置

高×厚为1 000 mm×80 mm×4.8 mm,通过NaCl溶液形成回路。各锈蚀箱之间采用串联形式,各接线处采取防水措施。

依据法拉第电解电律,可推出下式:

$$T = \frac{W}{V} = \frac{2WNAe}{Mi} \quad (1)$$

式中: $W$ 为钢筋锈蚀质量; $NA$ 为阿伏加德罗常数, $NA=6.02 \times 10^{23} \text{ mol}^{-1}$ ;  $e=1.6 \times 10^{-19}$ ;  $M$ 为铁的原子量,取56 g;  $i$ 为电流强度(A)。

由式(1)可知:只有电流强度未知可调,只要控制好电流强度,就可取得预期锈蚀率。

在完成静载破坏试验后,砸梁取出箍筋环称重,实测锈蚀率见表2。由表2知:每组梁锈蚀率相差不大,可进行相互对照。

表2 实测箍筋的锈蚀率

试件编号	锈蚀率 $\eta/\%$		试件编号	锈蚀率 $\eta/\%$	
	设计值	实际值		设计值	实际值
DB1	5	3.22	DB3	20	21.86
JGB1		3.76	JGB3		22.13
DB2	10	14.17	DB4	20	27.24
JGB2		12.32	JGB4		28.01

#### 1.4 斜截面加固与测点布置

待试验梁完成锈蚀并清洗干净后,在梁剪跨段直接布置2个 $\phi 8@100$ HRB335级U形箍筋套钢板,两端开螺纹,套上刚度足够大的钢板,再用螺栓拧紧。采用梁底开槽套箍,U形箍筋紧贴RC梁,开槽深度与加固筋直径匹配。同时在RC梁某侧跨中截面沿高度方向均匀粘贴砵应变片4个,位移计布设在梁底跨中和支座位置正中。在加固U形箍筋正中位置粘贴应变片时,注意纵筋和剪跨段箍筋应在浇筑前粘贴好钢筋应变片,箍筋应变片应尽可能与主斜裂缝开裂位置重合。测点布置和U形箍筋加固形式见图3。

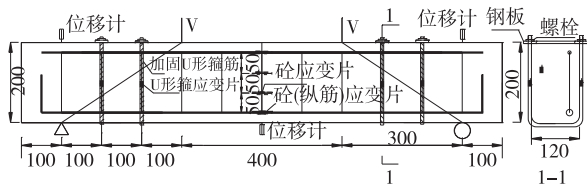


图3 加固梁加固形式、测点及加载点布置(单位:mm)

## 2 锈蚀RC梁抗剪加固静载破坏试验

### 2.1 静载方案及数据采集

采用油泵千斤顶通过分配梁两点对称逐级对试

验梁施加荷载,荷载由分配梁与反力架间的力传感器控制,剪跨比 $\lambda=a/h_0=300/165=1.82$ 。旁边外加一个三角支架,以防加载过程中试验梁和加载装置倾覆,出现不安全事故。

每次试验开始前对试验梁预加荷载20 kN,进行2次加卸载,使试验装置、试验梁等进入工作状态,消除接触面间隙,检查各位置试验设备、仪器等是否正常。准备就绪后开始正式加载,一次性逐级加载,每级5 kN加至试验梁破坏,当施加的荷载临近开裂荷载和极限荷载时,适当降低每级荷载值。

试验过程中,试验梁的钢筋、砵应变测点的数据由综合应变数据采集仪TDS-530采集,应变值通过电脑连接综合应变测试仪进行记录,各试验梁的挠度通过数显百分表显示,采用人工读数记录。裂缝的出现及发展通过放大镜+手电观察,观察梁的最终破坏形式,并用记号笔描线标记斜裂缝。

### 2.2 试验梁破坏过程及破坏形态

4组试验梁的破坏形态见图4。以DB4和JGB4为例进行对比:1)加固梁与对比梁分别在加载25和20 kN时出现竖向裂缝。2)加载60 kN时,加固梁弯剪区斜截面开裂,出现1条斜裂缝;加载至80 kN时出现1条新的斜裂缝,2条斜裂缝共

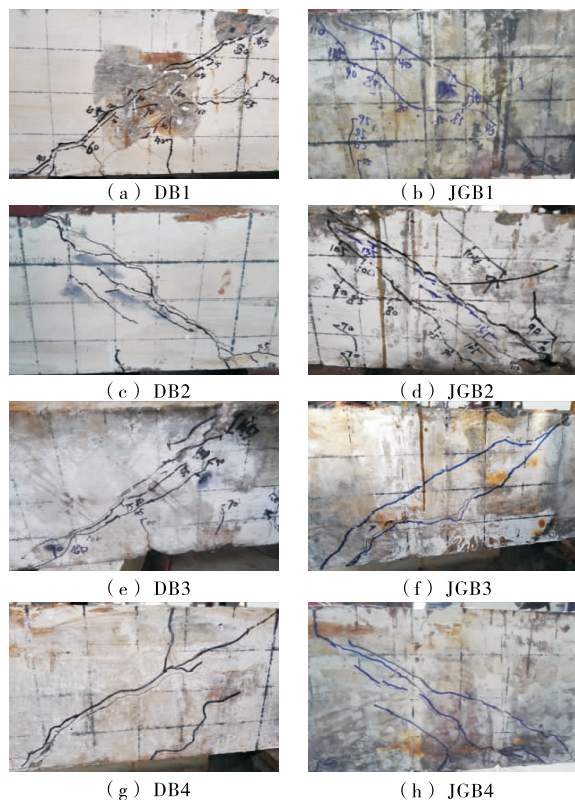


图4 对比梁与加固梁的破坏形态

同发展;加载到 105 kN 时,新斜裂缝向加载点和支座点延伸贯穿,形成主斜裂缝。3) 对比梁在 50 kN 时出现斜裂缝,100 kN 时贯穿。4) 加固梁加载至 135 kN、对比梁加载至 100 kN 时,荷载难以稳定,斜裂缝宽度剧增,卸荷迅速,试验梁发生脆断,属典型剪压破坏。破坏时,加固 U 形箍筋虽未出现大变形,但均已屈服。

### 3 试验结果及分析

#### 3.1 平截面假定

图 5 为梁截面高度—砼应变曲线。由图 5 可知:在试验破坏全过程中,U 形箍筋加固梁的跨中截面应变对平截面假定仍能成立。增加荷载时,梁截面中性轴逐渐出现向上的微小平移,但基本维持在  $0.5h \sim 0.65h$ 。图 5 不完整,可能是裂缝发展经过拉断应变片失效或出现故障。

#### 3.2 开裂荷载和极限荷载

试验梁承载力试验结果见表 3。由表 3 可知:1) 采用文中方式布置 U 形箍筋的加固效果较好,梁的斜截面开裂荷载和极限荷载有较大提高。2) 真实锈蚀率为 3.5%、13%、22%、27.5% 时,对应梁的开裂荷载分别提高 8、7、7、10 kN,平均提高 8.5 kN,提高幅度约 16%。表明 U 形箍筋加固使梁斜裂缝出现滞后,U 形箍筋的套箍效应对梁裂缝的开展和延伸有约束作用,强化了斜裂缝间骨料间的咬合作用。3) 真实锈蚀率为 3.5%、13%、22%、27.5% 时,对应梁的极限荷载分别提高 50、20、35、35 kN,平均提高 35 kN,提高幅度约 27%。说明在体外加 U 形箍筋相当于增大原梁配箍率,U 形箍筋直接参与抗剪,对梁产生的集中挤压应力抵消了原有拉应力,提高了加固梁的抗剪强度。4) 有无 U 形箍筋加固,试验梁的开裂荷载和极限荷载都随锈蚀的加深而减小。表明锈蚀对屈服强度、箍筋与砼间粘结、骨料间咬合等有削弱作用,且锈蚀膨胀造成截面损伤,使其斜截面开裂荷载和极限荷载减小。

#### 3.3 钢筋应变

##### 3.3.1 梁内箍筋应变

梁内箍筋应变典型变化曲线见图 6。由图 6 可知:梁斜截面开裂前,梁内箍筋应变几乎无变化,所受剪力很小,此时梁是弹性变形;开裂后,梁内箍筋应变有拐点,增长迅速,梁的变形亦增大,由加固箍筋和梁内箍筋共同承担剪力。同荷载下加固梁的梁内箍筋变形滞后和慢于对比梁,加固箍筋分担了梁

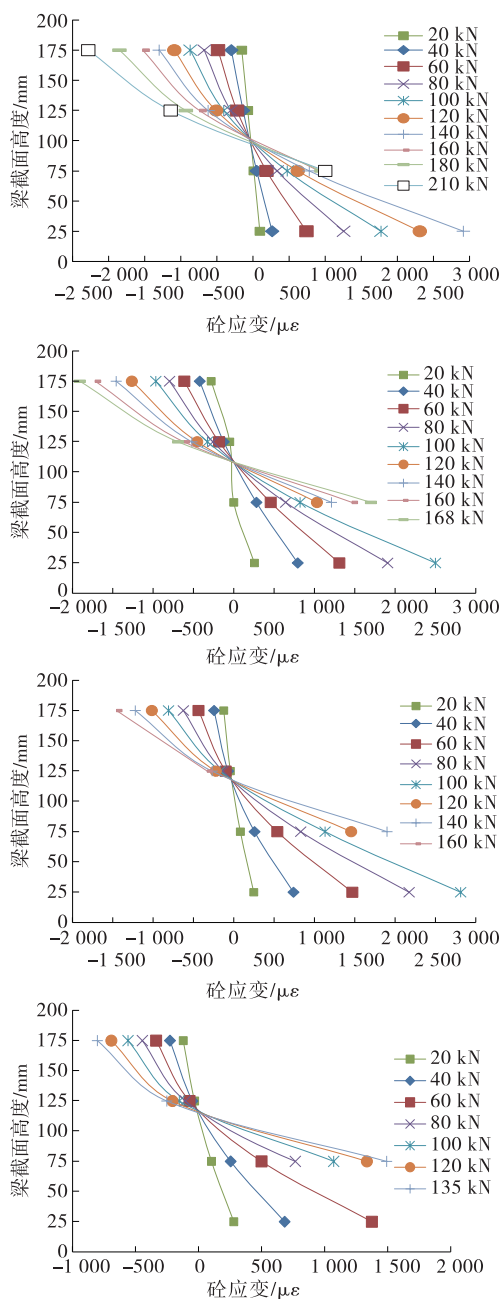


图 5 加固梁(1—4)跨中截面梁高一砼应变曲线

内箍筋的部分剪应力。破坏时,梁内箍筋应变均已达到其屈服点。

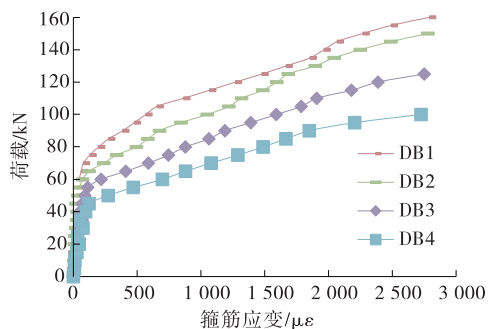
##### 3.3.2 加固箍筋应变

加固箍筋应变发展曲线见图 7。由图 7 可知:斜截面开裂前,加固箍筋应变很小,伴有少量压应变,梁剪切变形很小,加固箍筋基本不受剪;开裂后,加固箍筋应变变化有明显拐点,加固箍筋开始受剪,应变平稳增长;在梁内箍筋达到屈服点后,加固箍筋应变急剧增长。破坏时,加固箍筋应变均已达到其屈服点。

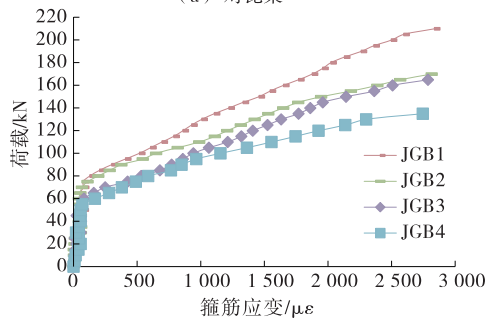


表3 试验梁的承载力试验结果

试件 编号	锈蚀 率/%	斜截面开裂荷载		极限荷载	
		试验结 果/kN	提高幅 度/%	试验结 果/kN	提高幅 度/%
DB1	3.22	72	11.1	160	31.3
JGB1	3.76	80		210	
DB2	14.17	65	18.4	148	13.5
JGB2	12.32	78		168	
DB3	21.86	57	14.0	125	28.0
JGB3	22.13	65		160	
DB4	27.24	50	20.0	100	35.0
JGB4	28.01	60		135	



(a) 对比梁



(b) 加固梁

图6 梁内箍筋应变典型变化曲线

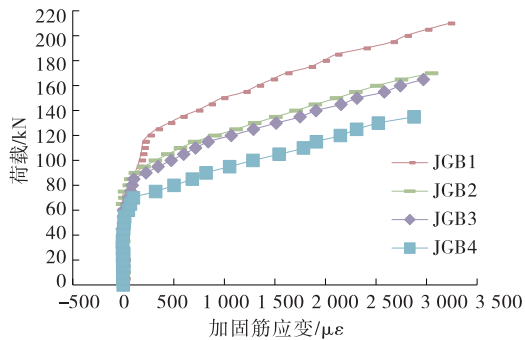


图7 加固箍筋应变发展曲线

### 3.3.3 纵筋应变

分析纵筋应变数据可知,所有 RC 梁纵筋均未屈服,加固梁纵筋应变均大于对比梁,纵筋作用也能更好利用,其中 JGB1 纵筋应变相对较大,最大纵筋应变达  $2\,300\,\mu\epsilon$ ,接近纵筋屈服应变  $2\,375\,\mu\epsilon$ 。

### 3.4 跨中挠度

试验梁的跨中挠度提高幅度见表4,发展变化曲线见图8。由表4和图8可知:加载前期,加固梁挠度实测值与未加固梁相比差别不大,U形箍筋加固对试验梁的挠度变化几乎无影响;加载至斜截面开裂后,加固箍筋逐渐发挥受剪作用,约束了斜裂缝的扩展,放缓了梁的变形发展,增强了梁的塑性变形能力。梁加固后最大挠度均有所提高,提高幅度为  $21.16\%\sim 33.65\%$ ,平均约  $27.17\%$ ,表明 U 形箍筋加固使梁的延性得到一定优化。

表4 试验梁跨中挠度

梁组号	跨中挠度/mm		提高幅度/%
	对比梁	加固梁	
B1	5.20	6.95	33.65
B2	6.43	8.01	24.57
B3	7.42	8.99	21.16
B4	8.12	10.50	29.31

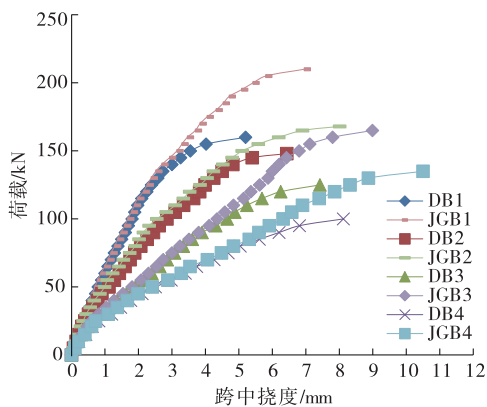


图8 荷载—跨中挠度关系曲线

## 4 结论

(1) U 形箍筋抗剪加固 RC 梁几乎不影响跨中截面平截面假定,有无 U 形箍筋加固,梁中性轴均有微小向上移动,基本维持在  $0.5h\sim 0.65h$ 。

(2) U 形箍筋抗剪加固 RC 梁对承载力提升效果较好,开裂荷载和极限荷载分别平均提高  $8.5$  和  $35\,\text{kN}$ ,提高幅度分别为  $16\%$  和  $27\%$  左右。有无 U 形箍筋加固,梁的开裂荷载和极限荷载都随锈蚀加

深而逐渐减小。

(3) 随锈蚀率的增大,梁内箍筋和加固箍筋参与抗剪和屈服的时间提前。加固梁的梁内箍筋应变发展速度均小于对比梁。

(4) U 形箍筋的套箍效应可有效限制梁斜裂缝的发展和延伸,提高梁的最大挠度,优化梁的刚度和延性。

该文仅对 2 个  $\phi 8 @ 100$  U 形箍筋的加固效果进行研究,对 U 形箍筋加固的施工工艺、数量、位置变化等相关参数仍有待进一步研究。

### 参考文献:

- [1] GB 50367—2006,混凝土结构加固设计规范[S].
- [2] 徐福泉,赵基达,李东彬.既有建筑结构加固改造设计与施工技术指南[M].北京:中国物资出版社,2013.
- [3] 卜良桃,曾坚,李为.钢纤维水泥砂浆钢筋网加固 RC 梁

抗剪试验研究[J].湖南大学学报:自然科学版,2012,39(2).

- [4] 孙延华,陈秋冬,熊光晶.钢筋钢丝网砂浆加固 RC 梁的抗剪试验[J].建筑材料学报,2015,18(5).
- [5] 荀勇,尹红宇,肖保辉.织物增强混凝土加固 RC 梁的斜截面抗剪承载力试验研究[J].土木工程学报,2012,45(5).
- [6] 林于东,宗周红,陈宏磊.粘钢加固混凝土梁受剪性能试验研究[J].建筑结构学报,2011,32(8).
- [7] 彭小丽.CFRP 加固火灾后钢筋混凝土梁抗剪性能的试验研究[D].泉州:华侨大学,2013.
- [8] 朱建科.基于锈蚀特征的纤维布加固钢筋混凝土梁抗剪承载力分析[D].杭州:浙江大学,2013.
- [9] 张兴才,李洪明,叶方洁,等.箍筋锈蚀 RC 梁抗剪加固性能试验研究[J].低温建筑技术,2014(9).

收稿日期:2017-04-06

(上接第 150 页)

$$h_{BM92-2} = h_{BM92} + h_1 + h_2$$

权系数矩阵和转置矩阵分别为:

$$f_2 = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}, f_2^T = [1 \quad 1 \quad 0 \quad 0]$$

转换系数方程式为:

$$Nq_a + AP^{-1}f_2 = 0$$

$$AP^{-1}f_2 = [1 \quad 1 \quad 1 \quad 1] \times$$

$$\begin{bmatrix} 0.15 & & & \\ & 0.3 & & \\ & & 0.4 & \\ & & & 0.45 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = 0.45$$

$$1.3 \times q_a + 0.45 = 0, q_a = -0.346 \text{ 2}$$

$$f_2^T P^{-1} f_2 = [1 \quad 1 \quad 0 \quad 0] \times$$

$$\begin{bmatrix} 0.15 & & & \\ & 0.3 & & \\ & & 0.4 & \\ & & & 0.45 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = 0.45$$

$$f_2^T P^{-1} A^T = [1 \quad 1 \quad 0 \quad 0] \times$$

$$\begin{bmatrix} 0.15 & & & \\ & 0.3 & & \\ & & 0.4 & \\ & & & 0.45 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} = 0.45$$

平差值权倒数为:

$$\frac{1}{P_2} = f_2^T P^{-1} f_2 - f_2^T P^{-1} A^T q_a = 0.45 +$$

$$0.45 \times (-0.346 \text{ 2}) = 0.294 \text{ 2}$$

平差值中误差为:

$$m_{BM92-2} = m_0 \sqrt{\frac{1}{P_2}} = \pm 4.385 \text{ 4} \times 0.542 \text{ 4} = \pm 2.378 \text{ 6 mm}$$

最弱点中误差为  $\pm 2.378 \text{ 6 mm}$ , 小于规范值  $\pm 10 \text{ mm}$ , 满足要求。

### 3 结语

渠江大桥施工中采用水准测量严密平差,将主桥边跨合龙高差控制在  $6 \text{ mm}$ 、主桥中跨合龙高差控制在  $8 \text{ mm}$ ,测量精度符合规范要求值  $\pm 10 \text{ mm}$ 。与近视平差计算相比,水准测量严密平差的计算速度在很大程度上依赖高等数学的熟练程度,其计算精度更合理,且不存在任何累积误差。缺点在于软件计算速度虽然快,但导出的成果一目了然,且手工计算过于烦琐,在以后测量平差中有待提高,尽量做到步骤化、公式化、表格化、计算简单明了。

### 参考文献:

- [1] JTG C10—2007,公路勘测规范[S].
- [2] JTG/T C10—2007,公路勘测细则[S].

收稿日期:2017-04-09