

增大截面法在既有双曲拱桥加固中的应用

高勇¹, 魏景和¹, 阳浩¹, 刘杰²

(1. 佛山市南海纵横交通建设质量检测有限公司, 广东 佛山 528000; 2. 佛山市公路工程质量监测所, 广东 佛山 528000)

摘要: 以广东省道上某双曲拱桥为研究对象, 针对该桥存在的拱肋横向裂缝、拱波纵向开裂、腹拱顶部铰缝开裂等病害, 在分析其成因的基础上, 采用增大截面法进行维修加固, 并采用有限元方法对加固前后桥梁的承载能力进行了分析对比, 结果显示所采取的加固措施能有效改善桥梁的使用性能, 提高主梁的强度和抗弯刚度。

关键词: 桥梁; 双曲拱桥; 增大截面法; 承载能力

中图分类号: U445.7

文献标志码: B

文章编号: 1671-2668(2017)02-0147-02

随着交通量的不断增加, 许多既有桥梁负载日趋加重, 其荷载等级已不能满足现代交通的要求, 对病害严重的旧桥进行维修加固已刻不容缓。桥梁维修加固方法主要有碳纤维加固法、预应力加固法、增大截面法等, 加固时应根据原结构的应力水平、材料特性、施工工艺、结合面构造处理、是否卸载等因素选择合适的方法。增大截面法通过加大原结构截面面积或增配钢筋提高桥梁的承载能力和截面刚度, 具有加固效果好、经济、适应面广等优点。该文根据广东省道上某双曲拱桥的病害特点, 采用增大截面法进行维修加固。

1 桥梁现状及病害成因分析

1.1 桥梁现状

广东省道上某双曲拱桥于 1987 年建成, 跨径布置为 $(37.5+36.0+37.5)$ m = 121.5 m, 桥面横向布置为 0.25 m 护栏 + 7.4 m 车行道 + 0.25 m 护栏 = 7.9 m。主拱肋为钢筋砼结构, 横桥向 5 片拱肋, 共设 7 道横系梁(见图 1)。

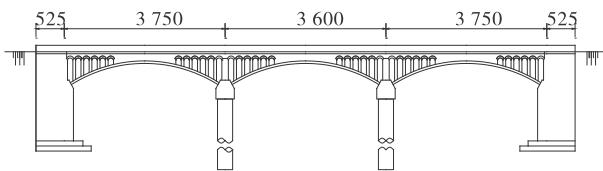


图 1 某双曲拱桥侧面图(单位: cm)

其主要病害如下: 全桥主拱圈拱肋存在大量横向裂缝, 部分拱肋底部的横向裂缝向上发展成 U 形裂缝, 且不少裂缝已超限; 拱波出现大量纵向裂缝, 裂缝宽度为 0.2~0.6 mm; 腹拱顶部拱铰开裂、拱顶上下错位、拱脚与立墙开裂, 拱铰受水侵蚀。

1.2 病害成因分析

(1) 原设计荷载偏低。该桥建于 20 世纪 80 年代, 当时的设计荷载等级偏低(经结构验算, 推测为汽-15 级、挂-80 级), 加上近年来该桥交通量不断增加, 按照汽-20 级、挂-100 荷载等级的要求进行验算, 主要承重结构在承载能力极限状态及正常使用极限状态下部分控制截面不能满足规范要求。通过对有限元计算结果中拱肋控制截面与桥梁裂缝位置的比较, 两者基本吻合, 说明造成拱肋病害的主要原因是超载。另外, 拱波、横系梁开裂、砼破损导致桥梁横向刚度较弱, 单片拱肋的荷载增加, 进一步加剧了病害的发展。

(2) 横向连接薄弱。横系梁和拱波的截面尺寸过小(横系梁截面面积为 15 cm × 30 cm, 拱波厚度为 10 cm), 加上交通量不断增加, 在活载作用下各拱肋间受力和变形不均匀, 导致拱波顶部出现大量纵向裂缝。

(3) 腹拱圈病害严重。该桥腹拱圈采用三铰拱, 属外部静定结构, 其刚度相对于无铰拱和双铰拱来说较差, 在活载和桥墩、台竖向沉降及纵向变位的影响下产生拱铰开裂、拱顶上下错位、拱脚与立墙开裂等病害。

2 维修加固措施

2.1 拱肋病害处治

(1) 采用环氧砂浆对拱桥主肋宽度 ≥ 0.15 mm 的裂缝进行灌浆封闭处理; 对拱肋宽度 < 0.15 mm 的裂缝进行封闭处理。凿除拱肋砼剥落和钢筋锈蚀部位周围松散的砼, 并对钢筋进行除锈处理, 然后用环氧砂浆修补砼剥落和钢筋锈蚀部位。

(2) 在主拱圈每片拱肋两侧面和底面植 $\phi 22$ 纵向钢筋,然后现浇 15 cm 厚 C40 微膨胀砼增大拱肋截面,并使加固截面与原结构结合成为整体,提高双曲拱桥的整体结构性能(见图 2、图 3)。



图 2 拱肋植筋



图 3 拱肋增大截面钢筋骨架

(3) 在全桥拱脚的主拱圈上缘(两个腹拱间)全宽范围内植筋,然后浇筑一层 20 cm 厚 C40 微膨胀砼,增大拱脚截面面积,通过加固截面与原结构结合成为整体共同受力,提高拱肋抵抗拱脚轴力和负弯矩的能力。

2.2 横系梁病害处治

针对横系梁病害及横向联系较弱的情况,在横系梁底面及两侧钻孔植筋,然后采用 C40 微膨胀砼进行浇筑。全桥横系梁截面在底面及两侧各增大 15 cm 钢筋砼与原结构结合成为整体,增强拱肋横向联系,加强双曲拱桥的整体性。

2.3 腹拱

先拆除拱上防撞护栏、桥面铺装、拱上填料,重新预制腹拱圈进行更换。腹拱原结构形式为三铰拱,在荷载及桥墩和桥台竖向沉降下变形过大,导致拱顶错位及铰缝开裂等病害,加固时将三铰拱改为双铰拱,以减少错位、铰缝开裂等病害。腹拱重新浇筑后采用双铰拱结构形式,在两侧立墙预留弧形槽,并在腹拱拱脚处设置油毛毡与立柱弧形槽连接。

3 加固效果评定

由于原设计资料缺失,原设计荷载等级不详,加

固前的结构复算依照 JTJ 023—85《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》要求进行,采用 MIDAS/Civil 有限元软件建立三跨空间模型(见图 4)进行计算分析。

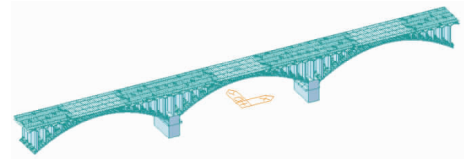


图 4 双曲拱桥计算模型

通过现场检测试验确定砼强度等级为 C25。验算发现,主拱圈拱肋、拱脚等部分截面达不到汽—20 级、挂—100 级荷载等级要求,截面承载力满足该荷载等级要求,故推测原结构设计荷载等级为汽—15 级、挂—80 级。

该桥加固措施主要包括拱肋增大截面、横系梁增大截面、三铰腹拱更换为两铰腹拱等,加固计算采用汽—15 级、挂—80 荷载等级,按 JTJ 023—85《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》要求进行,旧桥参数取值同加固前结构参数,增大截面砼采用 C40。按汽—15 级、挂—80 级荷载进行计算,加固前后中跨主肋跨中挠度见表 1,砼底表面应变见表 2。

表 1 加固前后中跨主肋跨中挠度计算结果

主肋编号	主肋跨中挠度/mm		加固前后 挠度对比/%
	加固前	加固后	
1#	3.08	2.46	79.9
2#	3.44	2.80	81.4
3#	4.17	3.23	77.5
4#	3.45	2.80	81.2
5#	3.08	2.47	80.2

表 2 加固前后中跨主肋跨中应变计算结果

主肋编号	主肋跨中应变/ $\mu\epsilon$		加固前后 应变对比/%
	加固前	加固后	
1#	143	116	81.1
2#	188	148	78.7
3#	240	182	75.8
4#	185	144	77.8
5#	142	114	80.3

由表 1 可知:加固前 1#~5# 主肋跨中计算挠度分别为 3.08、3.44、4.17、3.45、3.08 mm,加固后分

(下转第 153 页)

续表 8

控制截面	轴力			横向剪力/kN			横向弯矩		
	几何线性/kN	几何非线性/kN	偏差/%	几何线性/kN	几何非线性/kN	偏差/%	几何线性/(kN·m)	几何非线性/(kN·m)	偏差/%
14#墩顶左端	90.80	92.30	1.69	1.93	2.06	6.70	5.41	5.77	6.67
14#墩顶梁截面右端	2.82	2.96	4.81	53.60	54.30	1.26	22.50	21.50	-4.34
边跨跨中	1 500.00	1 490.00	-0.85	532.00	573.00	7.66	2 810.00	2 850.00	1.44
主跨跨中	2 190.00	2 110.00	-3.56	11 000.00	11 000.00	0.00	1 750.00	1 770.00	1.09

4 结论

(1) 竖向地震对横向位移的影响不明显,但对纵向位移的影响显著。

(2) 竖向地震对主梁轴力、竖向剪力、竖向弯矩的影响较大;对墩轴力的影响较大,对墩竖向剪力、竖向弯矩的影响较小;对主梁及墩横向剪力、横向弯矩的影响很小。

(3) 反应谱法计算所得结构位移增加值与结构内力增加值明显大于一致激励计算结果,计算得到的相同部位各截面较一致激励更为平均。主要是因为反应谱法在不同地震分量引起的结构地震反应组合时未考虑各分量的相关性,计算结果比一致激励的结果粗糙。

(4) 对大跨度桥梁必须考虑非一致激励效应。一致激励下位移比值、剪力比值一般小于非一致激励下的比值,但主梁轴力、弯矩比值一般大于非一致激励下的比值;一致激励下墩轴力、剪力比值一般小

于非一致激励下的比值,但弯矩比值一般大于非一致激励下的比值。

(5) 由于结构主要是墩梁固结,几何非线性对地震激励的响应并不明显,与不考虑非线性的情况最大差值不到8%,高墩刚构桥仍属于刚性体系。

参考文献:

[1] 范立础.桥梁抗震[M].上海:同济大学出版社,2001.
 [2] 范立础,胡世德,胡爱君.大跨度桥梁抗震设计[M].北京:人民交通出版社,2001.
 [3] 李忠献,史志利.行波激励下大跨度连续刚构桥的地震反应分析[J].地震工程与工程振动,2003,4(2).
 [4] 郑史雄,奚绍中,杨建忠.大跨度刚构桥的地震反应分析[J].西南交通大学学报,1997,32(6).
 [5] 中国地震局地壳应力研究所.贵州镇宁至胜境关公路重点工程场地地震安全性评价及工程场区地震动区划报告[R].北京:中国地震局地壳应力研究所,2004.

收稿日期:2016-12-20

(上接第 148 页)

别为 2.46、2.80、3.23、2.80、2.47 mm,为加固前的 79.9%、81.4%、77.5%、81.2%、80.2%。加固后各主肋在汽-15、挂-80 荷载作用下主肋跨中挠度比加固前最大减小 22.5%,提高了主梁的抗弯刚度。

由表 2 可以看出:加固前 1#~5# 主肋跨中计算应变分别为 143、188、240、185、143 $\mu\epsilon$,加固后分别为 116、148、182、144、114 $\mu\epsilon$,为加固前的 81.1%、78.7%、75.8%、77.8%、80.3%。加固后桥梁的强度显著提高。

4 结语

该文以某双曲拱桥为工程实例,通过对桥梁结构裂缝、钢筋锈蚀、局部砼破损等病害的修补,有效抑制了裂缝的发展,增强了结构的耐久性;通过对拱肋、横系梁等构件采用增大截面法加固,增大了拱桥的强度和刚度,提高了结构的安全性。加固后桥梁

的抗变形能力和承载能力显著提高,效果明显。

参考文献:

[1] 郭大进,廖锦翔.桥梁加固维修技术应用[J].公路交通科技,2004,21(8).
 [2] 史青峰.桥梁加固的研究与应用[D].合肥:合肥工业大学,2010.
 [3] 彭晖,尚守平,金勇俊,等.预应力碳纤维板加固受弯构件的试验研究[J].工程力学,2008,25(5).
 [4] 刘丽娜,王伟超,丁亚红.预应力加固法在土木工程中的研究应用[J].混凝土,2012(4).
 [5] 韩继东.拱桥病害分析与增大截面法加固技术研究[D].重庆:重庆交通大学,2013.
 [6] 贺国京,仝秋果,叶光华,等.已加固钢筋混凝土双曲拱桥承载能力评定[J].中南林业科技大学学报,2010,30(12).

收稿日期:2016-06-15