

大跨度长联矮墩连续梁桥抗震性能研究

蔡纪锋

(福州市规划设计研究院, 福建 福州 350108)

摘要: 采用有限元仿真方法对福州新南港大桥主桥的地震响应进行分析, 对 3 种隔震设计方案下桥梁的承载力、恢复刚度、耗能特性及耐久性等对比, 通过分析位移、弯矩、剪力等参数变化评价不同方案的隔震效果, 确定采用摩擦摆支座进行抗震设计, 并通过参数对比分析得出了摩擦摆支座最优摩擦系数和曲率半径。

关键词: 桥梁; 长连续梁桥; 抗震性能; 摩擦摆支座

中图分类号: U442.5

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2019)03-0109-05

1 工程概况

福州新南港大桥主桥设计为 $70\text{ m} + 4 \times 120\text{ m} + 70\text{ m} = 620\text{ m}$ 预应力砼连续梁桥(见图 1)。主桥箱梁高及底板厚度均按 1.8 次抛物线变化, 跨中梁高 3.0 m , 底板厚 0.32 m ; 中支点截面梁高 7.4 m , 底板厚 2.5 m ; 底板上缘抛物线变化终点截面(距中支点 6 m 处)梁高 6.930 m , 底板厚 0.82 m 。

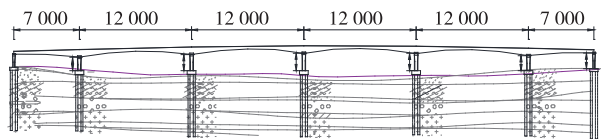


图 1 新南港大桥布置示意图(单位: cm)

主桥箱梁高抛物线方程为 $y = 0.003x + 3.0$, 其中 $0 \leq x \leq 57.5\text{ m}$; 箱梁底板上缘抛物线方程为 $y = 0.0026x + 2.68$, 其中 $0 \leq x \leq 54\text{ m}$ 。坐标原点为箱梁中心顶板上缘与主桥主跨中心线的交点。悬浇段箱梁腹板厚度在 1#~8# 梁段为 0.8 m , 11#~18# 梁段为 0.5 m , 9#、10# 梁段从 0.8 m 直线渐变到 0.5 m 。桥墩高 $14 \sim 18\text{ m}$ 。属于典型的大跨度长联矮墩连续梁桥。

该桥位于大漳溪和闽江汇流口处, 地处福建沿海, 施工受台风影响大, 自然条件较复杂。

2 抗震分析参数

按照 JTG/T B02-01-2008《公路桥梁抗震设计细则》, 该桥主跨属于 B 类抗震设计类别, 抗震设防目标为 E1 和 E2。E1 概率地震主要用于检验结构的设计强度是否满足抗震要求, E2 概率地震主要用于检验结构的变形能力是否满足抗震要求。

根据《闽侯县新南港大桥工程场地地震安全性评价报告》, 该桥抗震分析的地震动参数见表 1。在时程分析中, 对 E1、E2 水准分别进行 3 条输入地震动加速度时程分析, 分析结果取 3 条地震波响应的最大值(见图 2、图 3)。

表 1 新南港大桥地震动参数

地震 设防	超越 概率	衰减 系数	平均峰值加速 度/($\text{cm} \cdot \text{s}^{-2}$)	特征 周期/s
E1	50 年 10%	1.0	101	0.55
E2	100 年 4%	1.0	153	0.75

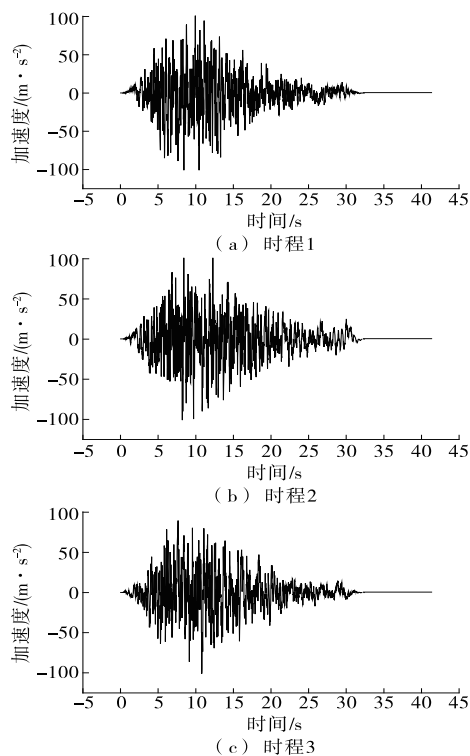


图 2 E1 水准地震动时程曲线

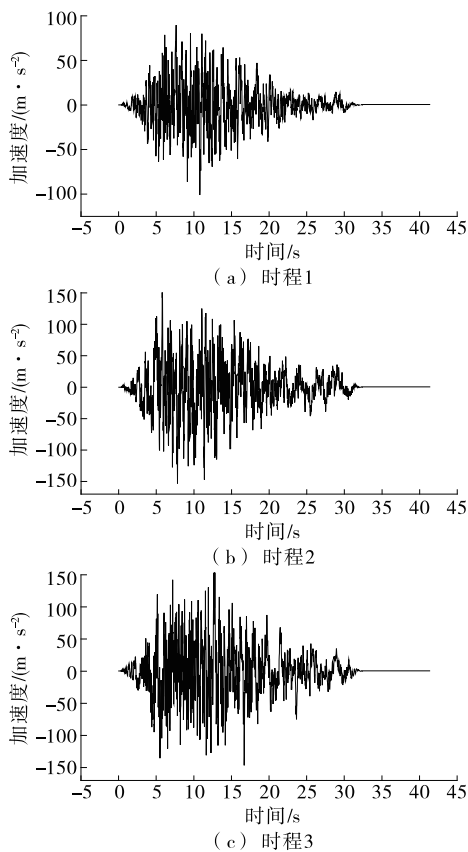


图3 E2水准地震动时程曲线

根据 JTG/T B02—01—2008《公路桥梁抗震设计细则》,地震动输入模式采用顺桥向和横桥向分别输入,不考虑竖向地震作用。

3 动力特性及地震响应分析

3.1 有限元动力模型

采用 ANSYS 建立桥梁模型,其中主梁采用鱼刺骨脊柱梁模型。采用三维空间 Beam188 单元模拟桥墩、桩及主梁;考虑桩、土效应建立桩基础单元,采用 m 法模拟桩、土相互作用;支座采用非线性 Combin40 单元,二期恒载采用 Mass21 单元模拟;各构件截面特性、连接方式及边界条件均按实际情况确定。有限元模型见图 4。



图4 新南港大桥 ANSYS 模型

3.2 动力特性分析

该桥前 10 阶自振频率及振型计算结果见表 2。由表 2 可知:该桥抗震结构的基频为 0.478 Hz,属于中等周期结构类型;结构前 10 阶振型主要表现为主梁纵飘、竖向弯曲振动和侧向弯曲振动,表现出连续梁桥结构体系的特点。

表2 新南港大桥结构自振频率及振型特征

阶次	频率/Hz	振型主要特征
1	0.478	主梁纵飘
2	0.576	主梁反对称竖弯
3	0.819	主梁对称竖弯
4	0.951	10 [#] 墩纵弯
5	0.953	主梁对称侧弯
6	1.035	主梁反对称侧弯
7	1.063	2 [#] 墩纵弯
8	1.101	主梁对称侧弯+主梁反对称竖弯
9	1.123	主梁反对称竖弯
10	1.144	主梁反对称侧弯+主梁反对称竖弯

3.3 地震响应分析

采用反应谱法和时程分析法进行 E1、E2 水准下地震响应分析。由于模型在纵桥向考虑了普通盆式支座的力学性能,其具有双线性性能,这是反应谱法所不能考虑的,故只能对横桥向的地震响应进行反应谱和时程分析,结果见表 3、表 4。由表 3、表 4 可知:时程计算中得到的梁端纵桥向位移响应,E1、E2 水准下的最大值分别为 0.095 6、0.177 m。在纵向地震组合时程作用下,7[#]桥墩的地震响应较大。在 E2 水准纵向地震组合作用下,固定墩 7[#]墩底的

表3 横桥向梁端、墩顶及支座位移

位置	地震设防	分析法	梁端位移/m	墩顶位移/m	支座位移/m	支座转角/rad
7 [#] 墩顶	E1	反应谱	0.044 4	0.044 4	0.00	0.001 92
		时程	0.041 2	0.041 2	0.00	0.001 77
	E2	反应谱	0.091 7	0.091 7	0.00	0.003 97
		时程	0.091 9	0.091 9	0.00	0.003 96

表 4 桥梁内力及反力响应计算结果

位置	地震 设防	分析法	纵桥向内力及反力响应			横桥向内力及反力响应		
			轴力 N / kN	剪力 Q / kN	弯矩 M / (kN · m)	轴力 N / kN	剪力 Q / kN	弯矩 M / (kN · m)
7# 墩底	E1	反应谱	76 880	10 580	187 900	77 670	11 590	163 300
		时程	78 930	8 667	151 700	78 520	10 850	160 100
	E2	反应谱	76 750	23 780	422 100	78 550	22 910	347 900
		时程	79 080	17 830	312 700	78 640	24 640	359 000
7# 墩边桩	E1	反应谱	25 800	741 300	13 380	24 540	1 191	2 051
		时程	23 090	700	10 810	23 530	1 288	3 815
	E2	反应谱	39 670	1 641	30 010	34 960	2 422	4 180
		时程	33 180	1 314	22 160	38 700	4 374	4 385
7# 墩支座	E1	反应谱	33 200	3 620	—	33 200	3 620	—
		时程	33 460	4 314	—	33 700	33 460	—
	E2	反应谱	33 230	7 453	—	34 050	9 569	—
		时程	33 580	8 775	—	34 760	10 720	—

弯矩达 312 700 kN · m, 超过墩底截面的抗弯能力 306 500 kN · m, 7# 墩支座的最大水平力为 8 775 kN, 超过固定支座最大水平承载力 8 000 kN; 7# 墩基础边桩的弯矩为 22 160 kN · m, 超过基础边桩的抗弯能力 10 510 kN · m。因此, 该桥需采取隔震措施。

4 优化分析

4.1 隔震措施

该桥 7# 墩采用固结体系, 根据有限元分析结果, 在地震作用下其响应较大, 拟在该墩处设置隔震

支座装置减小其地震响应。设计铅芯橡胶支座(方案一)、减振球型支座(方案二)和摩擦摆支座(方案三)3 种隔震方案, 采用非线性时程分析法进行分析, 3 种隔震方案在 E1、E2 水准下的最大地震响应见图 5~10。

由图 5~10 可看出设置隔震支座后, 桥梁的地震响应明显减小, 主要表现在: 1) 设置铅芯橡胶支座、减振球型支座和摩擦摆支座, 在 E2 水准地震下, 主梁纵向位移分别为 0.157、0.175 和 0.166 m, 均比设置支座前主梁纵向位移 0.177 m 小。2) 7# 墩的纵向地震响应显著下降, 在 E2 水准下, 设置铅

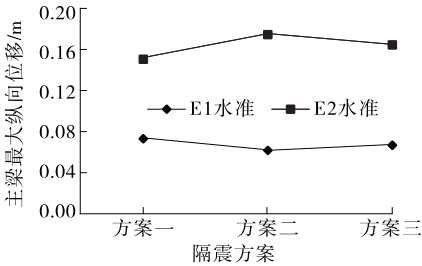


图 5 3 种隔震方案下主梁最大纵向位移

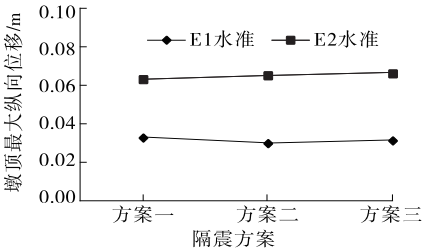


图 6 3 种隔震方案下墩顶最大纵向位移

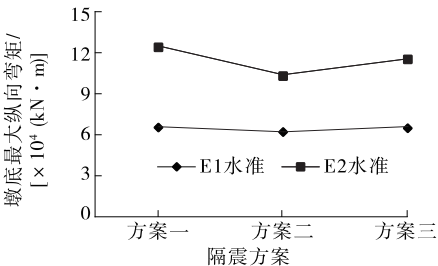


图 7 3 种隔震方案下墩底最大纵向弯矩

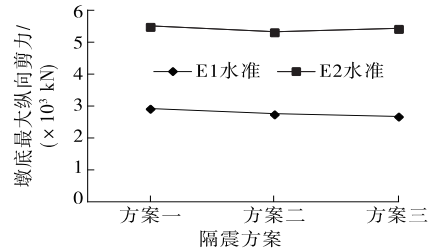


图 8 3 种隔震方案下墩底最大纵向剪力

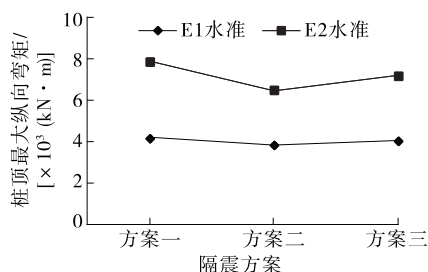


图9 3种隔震方案下桩顶最大纵向弯矩

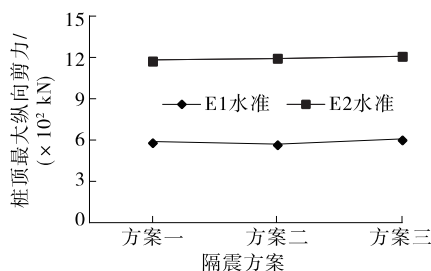


图10 3种隔震方案下桩顶最大纵向剪力

芯橡胶支座、减振球型支座和摩擦摆支座分别减少60.41%、67.06%和64.79%；相邻墩改为隔震支座后，地震响应稍微增加，但数值较小。3) 3种隔震方案均有显著减震效果，且效果接近，相对来说减振

球型支座和摩擦摆支座的竖向承载力更大，耐久性更好，性能更稳定。4) 在E2水准横向地震组合作用下，7#墩支座的横向剪力达到10 720 kN，需采取措施防止支座产生剪切破坏。

4.2 结构抗震安全性能评价

根据该桥主桥的抗震目标确定抗震性能验算准则，对设置隔震装置后桥墩及桩基础等主要构件的各关键截面进行抗弯、抗剪能力验算。结果表明：在E1、E2水准地震作用下，桥墩各关键截面的抗弯、抗剪能力及桥墩潜在塑性铰区的转动能力均满足要求，且具有一定安全储备；基础边桩桩顶截面的抗弯、抗剪能力都满足E1、E2水准下剪力需求，且具有一定安全储备。

4.3 方案比选

综上，3种隔振方案均满足强度和变形要求。该桥为六跨预应力砼连续梁桥，主跨径120 m，上部结构重量大，支座的竖向承载力达4 000 t，且为矮墩结构，桥墩需承受巨大的地震力。而隔震支座作为重要的传力构件，除应具有普通支座稳定的承载力外，还需具有一定的回复刚度、足够的耗能特性及耐久性。3种支座的性能比较见表5。

表5 3种支座的性能比较

支座类型	最大承载力/t	水平位移能力/m	垂直压缩	使用温度	老化	回复刚度
铅芯支座	3 500	有限	存在	低温橡胶硬化	存在	橡胶提供
减振球型支座	8 000	有限	不存在	无影响	不存在	板弹簧
摩擦摆支座	13 600	>1.5	不存在	无影响	不存在	承重和曲率半径

由表5可知：相比其他2种支座，摩擦摆支座的各方面性能都具有一定优势，故采用摩擦摆支座对桥梁进行抗震设计。

4.4 摩擦摆支座参数分析

摩擦摆支座是一种干摩擦滑移隔震装置，主要设计参数为曲率半径和接触面的摩擦系数。取曲率半径2.2、2.5和2.8 m及摩擦系数0.03、0.04、0.05和0.06进行交叉组合，选用E2水准下的3条地震波（取大值，采用纵向输入）对主梁和墩顶的最大纵向位移、墩底和基础边桩桩顶的最大纵向弯矩及剪力进行比较分析，确定合适的支座参数。E2水准地震作用下，主梁和墩顶纵向位移、墩底纵向剪力和弯矩、基础边桩桩顶纵向剪力和弯矩随摩擦摆支座曲率半径 R 和摩擦系数 μ 的变化见图11~16。

由图11可知：E2水准地震作用下， $\mu < 0.05$ 时，

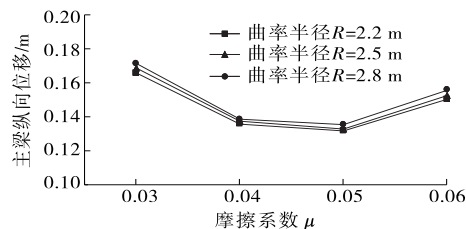


图11 E2水准地震作用下主梁纵向位移随支座曲率半径和摩擦系数的变化

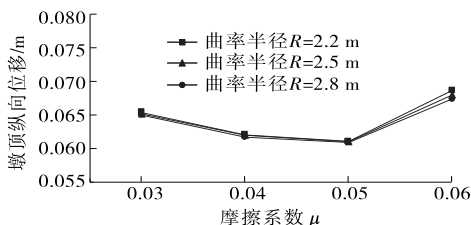


图12 E2水准地震作用下墩顶纵向位移随支座曲率半径和摩擦系数的变化

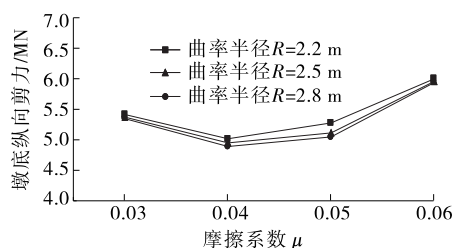


图 13 E2 水准地震作用下墩底纵向剪力随支座曲率半径和摩擦系数的变化

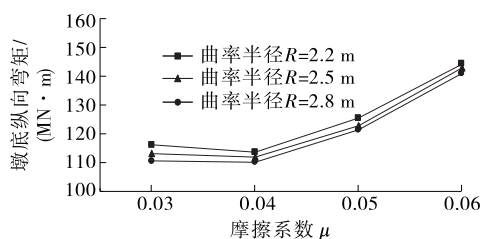


图 14 E2 水准地震作用下墩底纵向弯矩随支座曲率半径和摩擦系数的变化

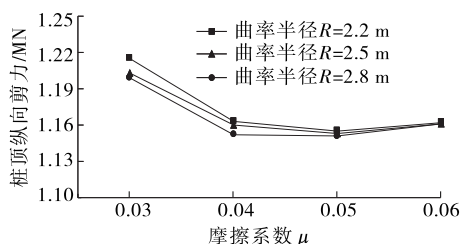


图 15 E2 水准地震作用下桩顶纵向剪力随支座曲率半径和摩擦系数的变化

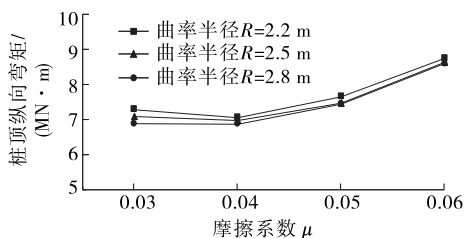


图 16 E2 水准地震作用下桩顶纵向弯矩随支座曲率半径和摩擦系数的变化

主梁纵向位移随摩擦摆支座摩擦系数 μ 的增大而减小, $\mu > 0.05$ 时则增大; 主梁纵向位移随曲率半径 R 的增大而增大, 但不敏感。

由图 12 可知: E2 水准地震作用下, $\mu < 0.05$ 时, 墩顶纵向位移随摩擦摆支座摩擦系数 μ 的增大而减小, $\mu > 0.05$ 时则增大; 墩顶纵向位移随曲率半径 R 的增大而减小, 但不敏感。

由图 13、图 14 可知: E2 水准地震作用下, 墩底

纵向剪力和弯矩都随摩擦摆支座摩擦系数 μ 的增大先减小后增大, $\mu = 0.04$ 时墩底内力最小, 减震效果最好; 墩底纵向剪力和弯矩都随曲率半径 R 的增大而减小。

由图 15、图 16 可知: E2 水准地震作用下, 基础边桩桩顶纵向剪力和弯矩都随摩擦摆支座摩擦系数 μ 的增大先减小后增大, $\mu = 0.04$ 时桩顶内力最小, 减震效果最好; 桩顶纵向剪力和弯矩都随曲率半径 R 的增大而减小。

综合考虑主梁和墩顶纵向位移、墩底和基础边桩桩顶的内力情况, 推荐取 $\mu = 0.04$ 、 $R = 2.5$ m 的参数组合, 在 6[#]、7[#]、8[#] 墩采用摩擦摆支座进行抗震设计, 支座摩擦力为 1 393 kN。

5 结论

(1) 未采取隔震措施时, 新南港大桥 7[#] 墩在 E2 水准地震作用下, 墩底弯矩、支座水平剪力及基础边桩地震响应很大, 抗力均不能满足要求。采取隔震措施后, 无论是在 E1 还是 E2 地震作用下, 各桥墩及边桩的控制截面都能满足正截面强度和抗剪强度要求。

(2) $\mu < 0.05$ 时, 主梁和墩顶纵向位移都随摩擦摆支座摩擦系数 μ 的增大而减小, $\mu > 0.05$ 时则增大; 墩底纵向剪力和弯矩都随摩擦系数 μ 的增大先减小后增大, $\mu = 0.04$ 时效果最好; 墩底纵向剪力和弯矩都随着曲率半径 R 的增大而减小; 基础边桩桩顶纵向剪力和弯矩都随摩擦系数 μ 的增大先减小后增大, $\mu = 0.04$ 时效果最好; 桩顶纵向剪力和弯矩都随曲率半径 R 的增大而减小。综合考虑, 推荐取 $\mu = 0.04$ 、 $R = 2.5$ m 作为摩擦摆支座参数。

参考文献:

- [1] JTG/T B02-01-2008, 公路桥梁抗震设计细则[S].
- [2] 陆本燕, 刘伯权, 邢国华, 等. 中欧桥梁抗震设计规范有关条文的比较与研究[J]. 世界地震工程, 2010, 26(3).
- [3] 范立础, 王君杰. 桥梁抗震设计规范的现状与发展趋势[J]. 地震工程与工程振动, 2001, 21(2).
- [4] 曾国良, 陈明芳, 伍健强. B 型斜连续箱梁桥结构动力试验分析研究[J]. 公路工程, 2011, 36(5).
- [5] 俞琦, 陈语, 王家林. 桥梁抗震分析方法[J]. 重庆交通大学学报: 自然科学版, 2006, 25(增刊 1).
- [6] 聂肃非. 连续梁桥橡胶铅芯隔震支座的力学性能研究及应用[D]. 武汉: 华中科技大学, 2010.

表 3 两种加固方式下拱上结构关键截面加固效果对比

截面位置	抗力			效应抗力比		
	不拆除	拆除	增幅/%	不拆除	拆除	降幅/%
1—拱顶	15 539.5	16 289.5	4.83	0.36	0.32	-0.04
1—4 [#] 立柱	14 101.1	14 941.1	5.96	0.41	0.36	-0.05
1—3 [#] 立柱	13 448.7	13 798.7	2.60	0.43	0.41	-0.02
1—2 [#] 立柱	11 478.2	11 878.2	3.48	0.52	0.48	-0.04
1—拱脚	6 950.1	7 302.1	5.06	0.88	0.82	-0.06
2—拱顶	13 739.8	14 139.8	2.91	0.39	0.36	-0.03
2—4 [#] 立柱	13 185.4	13 885.4	5.31	0.43	0.38	-0.05
2—3 [#] 立柱	12 276.3	12 976.3	5.70	0.46	0.42	-0.04
2—2 [#] 立柱	10 476.3	11 176.3	6.68	0.56	0.51	-0.05
2—拱脚	9 465.0	10 065.0	6.34	0.63	0.57	-0.06

主拱圈抗力增大,最大增幅达 6.68%;荷载效应和抗力的比值降低,整个桥的安全储备得到显著提升。拆除拱上建筑后进行加固时主拱圈第一跨上下缘应力分别见图 9、图 10。

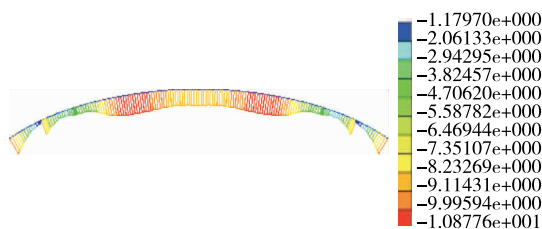


图 9 拆除拱上建筑加固时第一跨上缘应力(单位:MPa)

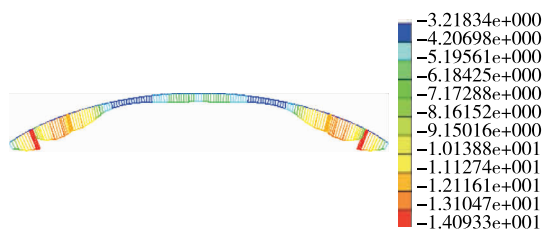


图 10 拆除拱上建筑加固时第一跨下缘应力(单位:MPa)

由图 9 和图 10 可知:先拆除拱上建筑再进行加固时,主拱圈关键截面上下缘应力均为压应力,全截面受压,第一跨压应力为 1.18~14.1 MPa,满足规

范要求。先拆除拱上建筑再采用增大截面法进行加固可行。

4 结论

相比于传统的不拆除拱上建筑直接采用增大截面法进行加固,先拆除拱上建筑再采用增大截面法进行加固,主拱圈关键截面轴力和弯矩降低,主拱圈抗力增大,荷载效应和抗力的比值进一步降低,整桥的安全储备提高;主拱圈关键截面全截面受压,第一跨压应力为 1.18~14.1 MPa,其余桥跨应力也均满足规范要求。根据静载试验结果,拆除拱上建筑进行加固后,该桥挠度和应力均得到较大改善,承载力得到较大提高,满足现行荷载要求,达到了预期加固效果。该方法的加固效果优于不拆除拱上建筑直接进行加固的方法,可作为双曲拱桥加固的优选方案。

参考文献:

- [1] 高勇,魏景和,阳浩,等.增大截面法在既有双曲拱桥加固中的应用[J].公路与汽运,2017(2).
- [2] 吴涛,林君武.增大截面法加固拱桥承载力计算[J].山西建筑,2010,36(31).
- [3] 赵川,王起才,王艳艳.增大截面法进行双曲拱桥加固的研究[J].水利与建筑工程学报,2009,7(3).
- [4] 狄生奎,李吉勇,项长生,等.增大截面法加固双曲拱桥的仿真分析[J].中外公路,2013,33(6).
- [5] 唐登波.增大截面法加固双曲拱桥主拱肋浇筑顺序分析[J].中外公路,2015,35(4).
- [6] 赵磊.运用增设横梁法和增大截面法加固双曲拱桥效应分析[D].西安:长安大学,2017.
- [7] 李吉勇.增大截面法加固双曲拱桥的仿真分析[D].兰州:兰州理工大学,2013.
- [8] 黄灿,刘思孟,周建庭,等.基于组合截面分析的拱桥加固效果评价[J].重庆交通大学学报:自然科学版,2012,31(3).

收稿日期:2018—11—13

(上接第 113 页)

- [7] 王志英,张常勇.大跨度连续钢桁梁桥摩擦摆支座减隔震设计分析[J].桥梁建设,2015(2).
- [8] 顾正伟,钟铁毅.双曲面球型减隔震支座曲线连续梁桥的减隔震[J].中国铁道科学,2011,32(3).
- [9] 范立础,卓卫东.桥梁延性抗震设计[M].北京:人民交通出版社,2001.

- [10] 范立础,王志强.桥梁减隔震设计[M].北京:人民交通出版社,2001.
- [11] 赵伟,薛素铎,李雄彦,等.摩擦摆支座的摩擦系数对结构隔震性能影响分析[A].第 16 届全国结构工程学术会议论文集(第Ⅲ册)[C].2007.

收稿日期:2018—09—05