

# 大跨度上承式钢管砼变截面桁架拱桥抗震分析

肖勇刚, 马千川

(长沙理工大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410114)

**摘要:** 为研究不同参数对大跨度上承式钢管砼变截面桁架拱桥抗震性能的影响,以贵州省大小井特大桥为工程背景,利用有限元软件 MIDAS/Civil 建立成桥后空间有限元模型,采用时程分析法进行地震响应分析计算,分析地震沿不同桥向输入、结构阻尼比选取、几何非线性及行波效应对地震响应的影 响。结果表明,水平地震作用对该类拱桥的位移影响显著,竖向地震作用对其轴力影响较大;阻尼比的改变对拱顶的地震响应影响最大;考虑行波效应时,拱桥的地震响应总体呈增大趋势;几何非线性对地震响应的影 响随着时间的增加而增大。

**关键词:** 桥梁;上承式钢管砼变截面桁架拱桥;地震响应;抗震分析

中图分类号:U442

文献标志码:A

文章编号:1671-2668(2021)01-0109-05

随着施工技术的进步,钢管砼拱桥的跨径不断增大,要求其具有更高的抗震能力。刘洪兵等研究了大跨度桥梁考虑地形及多点激励时的地震响应;熊峰研究了钢管砼拱桥的抗震性能;谢开仲等基于变形或内力和能量的双重破坏准则,研究了钢管砼拱桥的地震破坏程度;Yan Weiming 等对大跨度钢管砼拱桥在空间地震作用下的动力性能进行了试验研究;刘震等研究了大跨度飞燕式钢管砼拱桥在地震行波效应下的损伤;Bi Kaiming 等研究了钢管砼拱桥在考虑局部场地效应的空间地震作用下的地震响应;申现龙等研究了非线性静力分析方法在钢管砼拱桥抗震分析中的作用。目前对大跨度上承式钢管砼变截面桁架拱桥的抗震分析较少。该文利用 MIDAS/Civil 软件,对贵州省大小井特大桥进行地震响应时程分析,探讨不同阻尼比、几何非线性及行波效应对其地震响应的影 响。

## 1 有限元模型的建立

大小井特大桥主桥采用计算跨径 450 m 的上承式钢管砼变截面桁架拱,拱轴线采用悬链线,拱轴系数为 1.55,矢高为 100 m,矢跨比为 1/4.5。主拱由 2 条宽 4 m 的拱肋与横向连接系组成,两拱肋的拱顶中心距 16 m;上、下弦拱肋钢管外径为 1 360 mm,拱肋上弦管自拱脚至拱顶壁厚分别为 35、28、32 mm,拱肋下弦管自拱脚至拱顶壁厚分别 35、32、28 mm。

采用空间杆系有限元法对桥梁进行离散,桥面系钢纵梁、主拱拱上弦杆、下弦杆、斜腹杆、直腹杆、

拱上立柱等构件采用一般梁单元模拟,空钢管与核心采用共节点梁单元模拟,扣、背索采用桁架单元模拟,拱圈及立柱与主梁的联系按照实际约束情况进行模拟,桥面系纵梁截面及主拱圈钢管砼截面按照组合截面进行模拟。全桥共分为 7 000 个单元、4 384 个节点。桥梁空间有限元模型见图 1。

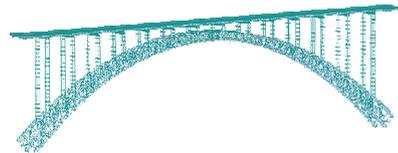


图 1 大小井特大桥 MIDAS/Civil 有限元模型

## 2 自振特性计算

桥梁结构的自振特性是进行结构动力分析和抗震设计的重要参数。一般情况下结构前若干阶自振频率和振型在抗震计算时起控制作用。采用 Ritz 向量法,利用 MIDAS/Civil 对模型进行自振特性分析,计算桥梁结构前 60 阶振型,此时各方向振型参与量已达到 90%,符合规范要求。表 1 为前 10 阶自振频率和自振特性,图 2 为前 2 阶振型模态。

由表 1 可知:1) 前 2 阶振型周期较大,第 1 阶振型为 Y 方向主振型,拱梁整体横向振动;第 2 阶振型为 X 方向主振型,拱圈出现竖向振动。2) 前 10 阶自振频率为 0.176 561~0.871 180 Hz,振型分布较密集。模型基频为 0.176 561 Hz,1~10 阶频率相差幅度小于 1 Hz,结构整体偏柔性(刚性桥梁基频一般为 2.5~3.5 Hz)。这与该桥跨径较大而桥

宽较小的设计形式相吻合。

表1 大小井特大桥前10阶振型特性

阶次	频率/Hz	特性
1	0.176 561	拱梁横向1阶对称弯曲
2	0.303 797	拱梁反对称纵飘
3	0.342 994	拱梁横向1阶反对称弯曲
4	0.504 186	拱梁竖向1阶反对称弯曲
5	0.579 265	梁横向2阶对称弯曲
6	0.690 552	拱梁竖向2阶对称弯曲
7	0.749 369	拱梁1阶扭转
8	0.759 142	拱横向1阶对称弯曲
9	0.837 429	拱上立柱1阶局部纵飘
10	0.871 180	拱上立柱2阶局部纵飘

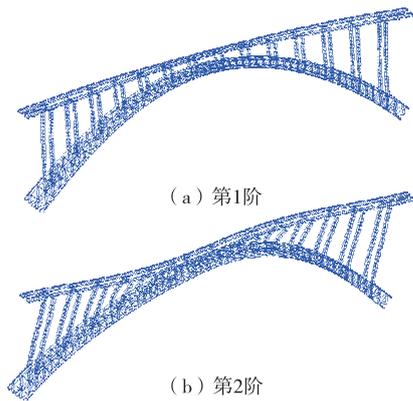


图2 大小井特大桥前2阶振型模态

### 3 地震响应参数敏感性分析

#### 3.1 地震波的选取

地震作用强度是结构抗震设计中最重要地震动参数之一。该桥抗震设防烈度为7度,场地类别为II类。根据《公路工程抗震规范》,取结构抗震重要系数为1.0、场地系数为1.0。该地区的场地特征周期为0.35 s,地震动加速度峰值为 $0.10g$ 。考虑地震波的频谱特性、有效峰值和持续时间,选取实录1940年EL-Centro南北向地震波进行输入。

这里仅考虑E1地震作用,原始地震波加速度峰值为 $0.3569g$ ,调整水平向输入地震加速度峰值为 $0.10g$ ,竖向输入的地震加速峰值取水平向地震加速度峰值的0.65倍。计算步长取0.02 s。考虑输入地震波的时长为结构基本周期的5~10倍,选取地震波前30 s输入。地震波原波形见图3,调整后水平向、竖向地震波分别见图4、图5。

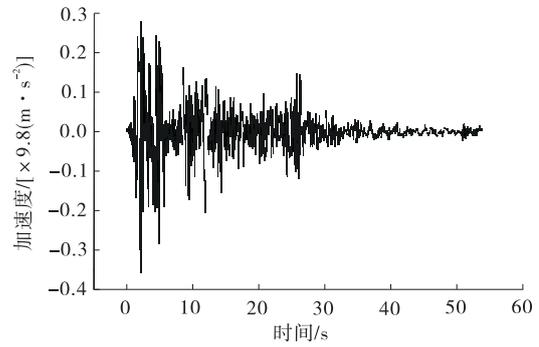


图3 EL-Centro地震波

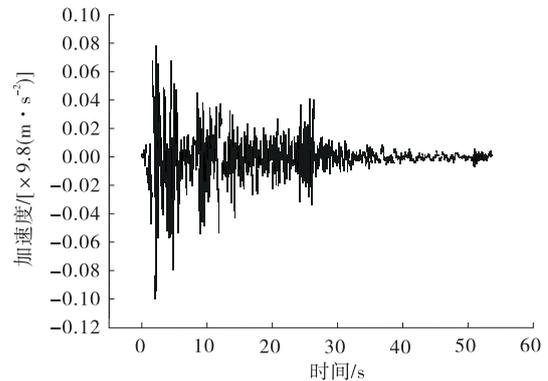


图4 调整后水平向EL-Centro地震波

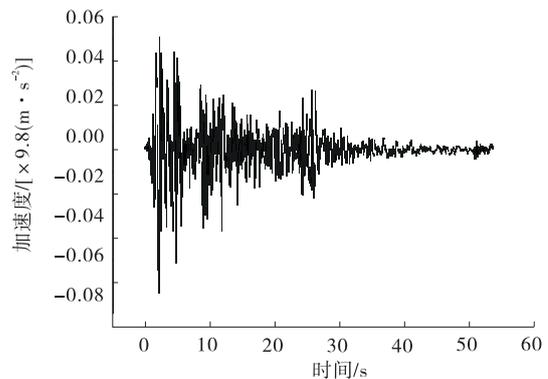


图5 调整后竖向EL-Centro地震波

#### 3.2 沿不同桥向输入的影响

为考虑大桥在不同方向输入地震下的响应,分别沿顺桥向、纵桥向及竖桥向输入地震荷载,取结构阻尼比为0.05,得到拱脚、 $1/4L$ 拱肋及拱顶在3个方向地震荷载作用下的最大轴力和最大位移(见表2、表3)。

从表2可看出:不同方向地震荷载作用下,拱脚的轴力最大;横桥向与纵桥向地震荷载对该桥轴力的影响相近,竖桥向地震荷载对该桥轴力的影响最大。说明拱脚轴力对地震荷载最敏感,受力也最大。在钢管砼拱桥抗震设计中,应更注重拱脚位置的内

表2 不同方向地震荷载下主拱圈各位置最大轴力

输入方向	位置	最大轴力/kN
横桥向	拱脚	3 247.87
	1/4L 拱肋	1 655.64
	拱顶	1 529.09
纵桥向	拱脚	3 259.86
	1/4L 拱肋	2 320.05
	拱顶	2 474.54
竖桥向	拱脚	4 044.97
	1/4L 拱肋	3 618.80
	拱顶	3 104.00

表3 不同方向地震荷载下主拱圈各位置最大位移

输入方向	位置	最大位移/cm
横桥向	拱脚	3.021 8
	1/4L 拱肋	7.626 2
	拱顶	8.824 3
纵桥向	拱脚	2.330 2
	1/4L 拱肋	2.785 0
	拱顶	2.774 4
竖桥向	拱脚	1.534 7
	1/4L 拱肋	1.652 3
	拱顶	1.434 1

力验算,特别是竖向地震荷载对拱脚轴力的影响。

从表3可看出:横桥向地震荷载对该桥位移的影响最大,纵桥向地震荷载次之,竖桥向地震荷载的影响最小;最大位移一般发生拱顶,竖向地震荷载作用下,最大位移发生在拱顶与1/4L拱肋交界处。说明拱顶位移对地震荷载最敏感,变形也最大。在钢管砼拱桥抗震设计中,应更注意拱顶位置的抗震约束,特别是横向地震对拱顶位移的影响。

### 3.3 阻尼比的影响

一般砼结构的阻尼比取0.05,钢结构的阻尼比取0.03,钢混叠合梁桥的阻尼比取0.02~0.05。钢管砼拱桥地震响应分析中,阻尼比主要按经验取值,研究阻尼比对钢管砼拱桥地震响应的影响非常有必要。取阻尼比0.02和0.05两种情况,分别进行地震荷载输入,选取该桥对地震作用最敏感的拱脚和拱顶,对其地震时程响应进行对比分析。

输入地震荷载时同时考虑水平向地震作用和竖向地震作用,设置地震荷载工况为顺桥向 $E_x$ +横桥向 $E_y$ +竖桥向 $0.3E_z$ 。表4为不同阻尼比下拱脚、拱顶的最大轴力和最大位移,图6~9为拱脚、拱顶最大轴力及最大位移时程图。

表4 不同阻尼比下拱脚、拱顶的最大轴力和最大位移

阻尼比	位置	最大轴力/kN	最大位移/cm
0.02	拱脚	6 518.99	8.821 0
	拱顶	6 066.11	9.273 3
0.05	拱脚	3 630.95	3.035 0
	拱顶	2 678.39	3.482 8

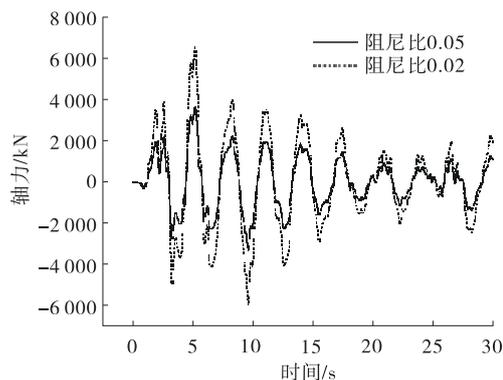


图6 拱脚在不同阻尼比下的最大轴力时程图

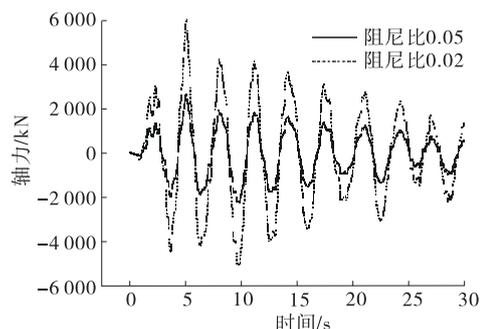


图7 拱顶在不同阻尼比下的最大轴力时程图

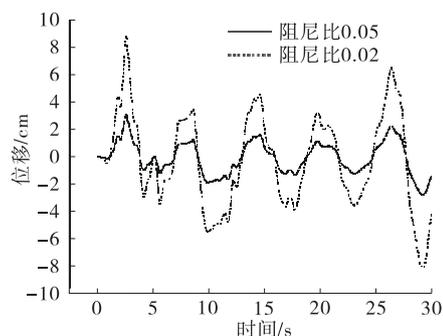


图8 拱脚在不同阻尼比下的最大位移时程图

从表4、图6~9可看出:阻尼比的减小使该桥地震响应增大,其中拱脚和拱顶处最大轴力分别增加79.5%、126.5%,最大位移分别增加190.6%、166.3%。相比于拱脚,阻尼比的改变对拱顶地震响应的影响更明显。相比于轴力,阻尼比的改变对位移地震响应的影响更显著。因此,选择合适的阻尼比在钢管砼拱桥抗震中非常重要,适当增加桥梁的

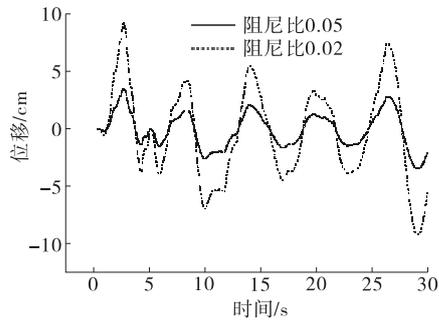


图9 拱顶在不同阻尼比下的最大位移时程图

阻尼比对于位移的地震响应控制十分有效。

### 3.4 几何非线性的影响

非线性情况下输入的地震波同样选用 EL-Centro 波,设置地震荷载工况为顺桥向  $E_x$  + 横桥向  $E_y$  + 竖桥向  $0.3E_z$ ,地震加速度峰值未作调整,计算时间步长为 0.02 s,取地震波前 30 s 输入,阻尼比取 0.05,分析该桥拱脚和拱顶在几何非线性与线性两种情况下的地震响应,并对结果进行对比分析,结果见表 5、图 10~13。

表5 两种情况下拱脚、拱顶的最大轴力和最大位移

工况	位置	最大轴力/kN	最大位移/cm
非线性	拱脚	21 665.48	10.840 0
	拱顶	9 565.70	21.505 0
线性	拱脚	18 628.96	7.832 4
	拱顶	9180.12	14.892 7

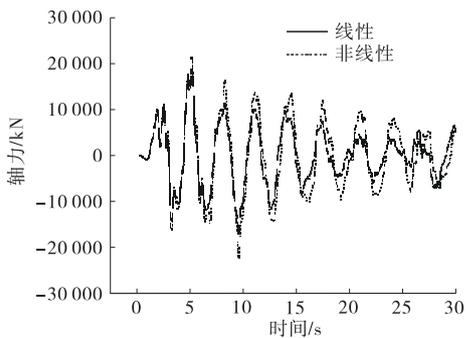


图10 拱脚在两种情况下的最大轴力时程图

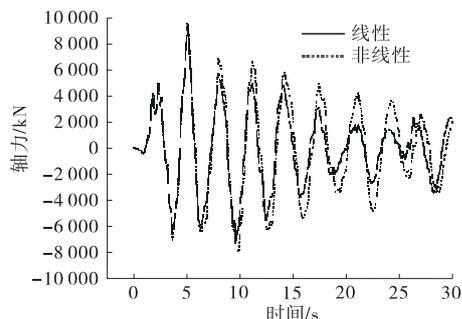


图11 拱顶在两种情况下的最大轴力时程图

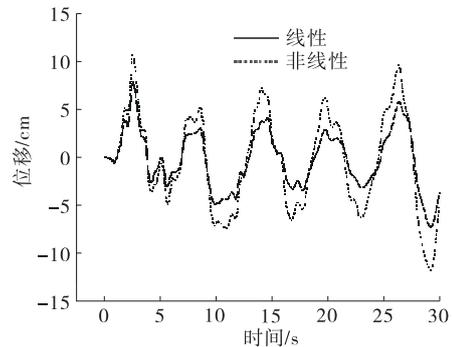


图12 拱脚在两种情况下的最大位移时程图

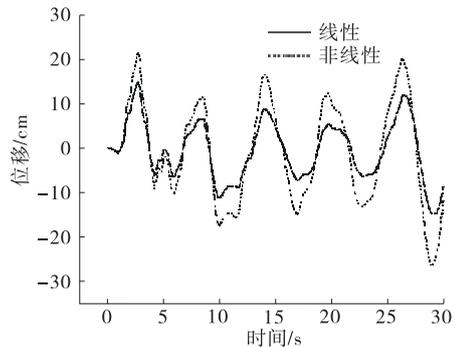


图13 拱顶在两种情况下的最大位移时程图

从表 5、图 10~13 可看出:考虑几何非线性的情况下,该桥的地震响应最大值变大,其中拱脚最大轴力增加 16.3%、最大位移增加 38.4%,拱顶最大轴力增加 4.2%、最大位移增加 44.4%。在前期线弹性阶段,线性与非线性的地震响应几乎没有差别,随着时间的增加,线性与非线性的地震响应差别逐渐增大。几何非线性对钢管砼拱桥的地震响应有一定影响,但并不十分显著。

### 3.5 行波效应的影响

对于大跨度桥梁,当支座间距较大时,地震波到达各支座的时间存在滞后效应,抗震分析中一般需考虑行波效应对其地震响应的影响。利用 MIDAS/Civil 进行多点激励分析,采用相对运动法考虑行波效应对该桥地震响应的影响。设地震波视波速分别为 500、1 000 m/s,则地震波到达两个拱脚的时间差分别为 0.225、0.45 s。假设地震波按该桥模型从左往右传播,取阻尼比为 0.05,只考虑纵桥向地震荷载的输入,计算主拱圈各位置的最大地震响应。表 6 为主拱圈各位置最大轴力,表 7 为主拱圈各位置最大位移。

从表 6、表 7 可看出:随着地震波速的增加,该桥主拱圈各位置的地震响应逐渐减小。地震波速一定时,该桥从左到右最大地震响应呈波形振动,而非

表6 考虑行波效应下主拱圈各位置最大轴力

波速/( $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ )	位置	最大轴力/kN
500	左拱脚	5 414.16
	1/4L 拱肋	2 717.40
	拱顶	2 919.00
	3/4L 拱肋	2 659.26
	右拱脚	3 720.22
1 000	左拱脚	3 996.37
	1/4L 拱肋	2 645.30
	拱顶	2 338.49
	3/4L 拱肋	1 590.19
	右拱脚	2 466.28
一致激励	拱脚	3 259.86
	1/4L 拱肋	2 320.05
	拱顶	2 474.54

表7 考虑行波效应下主拱圈各位置最大位移

波速/( $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ )	位置	最大位移/cm
500	左拱脚	2.411 0
	1/4L 拱肋	6.267 0
	拱顶	6.390 0
	3/4L 拱肋	5.122 0
	右拱脚	2.337 0
1 000	左拱脚	2.023 0
	1/4L 拱肋	3.712 0
	拱顶	3.661 0
	3/4L 拱肋	3.553 0
	右拱脚	1.971 0
一致激励	拱脚	2.330 2
	1/4L 拱肋	2.785 0
	拱顶	2.774 4

一致激励下对称振动。与一致激励相比,地震波速为 1 000 m/s 时,3/4L 拱肋轴力和右拱脚位移下降较明显,分别下降 45.9%、18.2%;其余情况下地震响应与一致激励下相比总体呈增大趋势。考虑行波效应时,该桥的地震响应更复杂,拱脚和拱顶处于更不利状况。在进行大跨度拱桥抗震分析时,行波效应的地震影响不容忽视。

#### 4 结论

利用 MIDAS/Civil 对大小井特大桥建立成桥有限元模型,采用时程分析法,对比分析沿不同方向输入地震波、阻尼比取值、几何非线性和行波效应对钢管砼拱桥地震响应的影响,得到以下结论:

(1) 不同方向地震荷载作用下,拱脚的轴力最

大,说明拱脚轴力对地震荷载最敏感,受力也最大。横桥向地震荷载对位移的影响最大,纵桥向地震荷载次之,竖桥向地震荷载最小,且最大位移一般发生拱顶。

(2) 相比于拱脚,拱顶的地震响应对阻尼比的改变更敏感。相比于轴力,阻尼比的改变对位移地震响应的的影响更显著。适当增加桥梁阻尼比,对于该类桥位移的地震响应控制十分有效。

(3) 在前期线弹性阶段,线性与非线性的地震响应几乎没有差别;随着时间的增加,线性与非线性的地震响应差别逐渐变大。几何非线性对钢管砼拱桥的地震响应有一定影响,但并不十分显著。

(4) 随着地震波速的增加,主拱圈各位置的地震响应逐渐减小。地震波速一定时,从左到右最大地震响应呈波形振动,而非一致激励下对称振动。考虑行波效应时,地震响应相比一致激励总体呈增大趋势。

#### 参考文献:

- [1] 范立础,胡世德,叶爱君.大跨度桥梁抗震设计[M].北京:人民交通出版社,2001.
- [2] 刘洪兵,范立础.大跨度桥梁考虑地形及多点激励的地震响应分析[J].同济大学学报(自然科学版),2003,31(6):641-646.
- [3] 熊峰.钢管混凝土拱桥抗震性能研究[D].成都:四川大学,2001.
- [4] 谢开仲,吕文高,覃乐勤,等.钢管混凝土拱桥地震破坏评估研究[J].中国公路学报,2012,25(2):53-59.
- [5] YAN Weiming, LI Yong, CHEN Yanjiang. Seismic testing of a long-span concrete filled steel tubular arch bridge[J]. Key Engineering Materials, 2011, 46(12): 89-102.
- [6] 刘震,韩小宇,张哲.基于行波效应飞燕式钢管混凝土拱桥地震损伤分析[J].四川大学学报(工程科学版), 2015, 47(6): 54-60.
- [7] BI Kaiming, HAO Hong, REN Weixin. Seismic response of a concrete filled steel tubular arch bridge to spatially varying ground motions including local site effect[J]. Advances in Structural Engineering, 2012, 16(10): 1799-1817.
- [8] 申现龙,陈永祁,刘荷,等.Pushover 方法在钢管混凝土拱桥抗震分析中应用[J].工程力学,2018,37(6):182-194.
- [9] 范立础,王君杰.桥梁抗震设计规范的现状与发展趋势

(下转第 117 页)

续表 2

m

横坐标 $x$	拱轴下缘设计标高	拱轴下缘实际标高	差值	横坐标 $x$	拱轴下缘设计标高	拱轴下缘实际标高	差值	横坐标 $x$	拱轴下缘设计标高	拱轴下缘实际标高	差值
25	322.028	322.030	0.002	37	325.641	325.637	-0.004	49	327.688	327.694	0.006
26	322.393	322.396	0.003	38	325.870	325.870	0.000	50	327.792	327.800	0.008
27	322.747	322.751	0.004	39	326.087	326.092	0.005	51	327.886	327.887	0.001
28	323.088	323.095	0.007	40	326.294	326.300	0.006	52	327.969	327.962	-0.007
29	323.417	323.420	0.003	41	326.490	326.492	0.002	53	328.043	328.043	0.000
30	323.735	323.735	0.000	42	326.678	326.676	-0.002	54	328.107	328.111	0.004
31	324.041	324.033	-0.008	43	326.851	326.854	0.003	55	328.161	328.168	0.007
32	324.336	324.336	0.000	44	327.016	327.023	0.007	56	328.205	328.209	0.004
33	324.619	324.615	-0.004	45	327.171	327.178	0.007	57	328.24	328.245	0.005
34	324.891	324.888	-0.003	46	327.315	327.323	0.008	58	328.264	328.270	0.006
35	325.152	325.146	-0.006	47	327.449	327.457	0.008	59	328.279	328.279	0.000
36	325.402	325.397	-0.005	48	327.573	327.574	0.001	60	328.284	328.288	0.004

由表 2 可知:主拱圈拱轴线下缘处实际标高与设计标高差值最大为 8 mm,小于设计和施工监测要求。

### 3 结语

在拱桥施工过程中进行拱轴线线形控制是保证桥梁施工安全、线形顺适的重要保障,是提高施工质量的重要手段。太平渡大桥采用二次抛物线方式设置预拱度,提前预留与变形方向相反的校正量,使桥梁拱轴线与压力线姿态基本重合,主拱圈实际标高与设计标高的误差均在合理范围内,符合施工控制要求,结构各项成桥指标符合设计及《公路桥涵施工技术规范》的要求,效果良好。

### 参考文献:

[1] 中交公路规划设计院有限公司.公路桥涵设计通用规范:JTG D60-2015[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2015.  
 [2] 中交第一公路工程局有限公司.公路桥涵施工技术规

范:JTG/T F50-2011[S].北京:人民交通出版社,2011.  
 [3] 中华人民共和国住房和城乡建设部.钢结构设计规范:GB 50017-2017[S].北京:中国建筑工业出版社,2017.  
 [4] 杨允表,李坚,彭俊.大跨度中承式杆拱桥拱轴线的调整[J].上海公路,2001(1):19-20.  
 [5] 周旻昊.常用拱轴线的研究[J].公路工程,2010,35(3):92-95.  
 [6] 毛杰,林大山.后张预应力小箱梁预制构件预拱度分析[J].中外公路,2003,23(5):5-7.  
 [7] 郑莉媛,余明书.水力机械试验研究数据处理的二次抛物线回归方法[J].大电机技术,1986(4):47-50.  
 [8] 王康平,张齐.均布荷载下的抛物线形拱矢跨比的优化理论解[J].三峡大学学报(自然科学版),2018,40(6):53-55.  
 [9] GÁBOR Pál, KÁROLY HIROS. Pedestrian bridge over Türr-channel Baja, ungary: A unique arch bridge design [J]. Procedia Engineering, 2016, 156: 312-319.

收稿日期:2020-03-18

\*\*\*\*\*

(上接第 113 页)

[J].地震工程与工程震动,2001,21(2):70-77.  
 [10] 中交路桥技术有限公司.公路工程抗震规范:JTG-B02-2013[S].北京:人民交通出版社,2013.  
 [11] 尹成,余钱华.桩土相互作用对大跨度刚构桥抗震影响分析[J].公路与汽运,2020(2):119-121.  
 [12] 曹操,李传习,刘永明.小半径曲线连续梁桥地震反应分析[J].交通科学与工程,2018,34(2):64-70.

[13] 刘震.基于人工神经网络的钢箱拱桥抗震分析方法研究[D].大连:大连理工大学,2019.  
 [14] 高浩原.近断层地区钢桁架拱桥地震响应及 BRB 减震研究[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2020.  
 [15] 中交公路规划设计院有限公司.公路桥涵设计通用规范:JTG D60-2015[S].北京:人民交通出版社股份有限公司,2015.

收稿日期:2020-02-26