

钢管混凝土连续梁拱组合桥施工期拱脚应力监测与分析

王军文¹, 王 罡², 张运波¹

(1. 石家庄铁道大学 土木工程学院, 河北 石家庄 050043;

2. 中铁十七局集团有限公司 勘察设计院, 山西 太原 030032)

摘要:以一座钢管混凝土连续梁拱组合单线铁路桥为工程背景,采用先整体后局部的两步分析法,首先利用 Midas/Civil 软件建立全桥有限元模型,计算拱肋安装及后续施工阶段结构的受力状态,得到局部模型的力边界条件;然后利用 ANSYS 软件建立拱脚结点局部有限元模型,分析施工期间拱脚结点的局部应力分布规律和应力集中程度;最后将拱脚结点应力计算值与实测值进行比较。结果表明,拱肋与梁体间传力顺畅,拱脚混凝土基本处于受压状态;拱脚内侧与箱梁顶板交界处应力集中现象较明显;拱脚上部拱肋周围、拱脚前脚趾处及两拱脚之间箱梁顶板的局部区域出现较大的拉应力,建议在同类桥梁的设计中加强这些部位的构造措施和配筋。拱脚结点应力计算值与实测值比较接近,说明用实体有限元模型计算的局部应力是可靠的,可用于设计验算。

关键词:钢管混凝土;梁拱组合桥;拱脚;局部应力;应力监测;有限元分析

中图分类号:U443.23;TU317.3 **文献标志码:**A **文章编号:**2095-0373(2015)04-0001-06

0 引言

对于梁拱组合桥,拱肋在拱脚处与系梁的两端结合在一起,拱脚成为梁拱组合桥的关键部位,其受力性能直接影响到全桥的承载能力和跨越能力。拱脚下设支座,拱脚结点既要承受拱肋与系梁传来的轴力与弯矩,又要承受支座的反力和系梁的预应力,在横向还要承受端横梁的弯矩及预应力,造成拱脚结点局部受力非常复杂。拱脚结点受力的复杂性以及几何形状的不规则性,使得一般的杆系有限元模型无法求解结点处的应力分布规律。因此,为了深入了解拱脚节点应力场分布规律,为结构设计提供依据,一般采用拱脚结点局部有限元分析或模型试验的方法。如裴若娟等^[1]用 Super SAP 软件对沪宁线 112 m 提篮式系杆拱拱脚局部应力进行了分析;孙潮等^[2]通过空间有限元和光弹模型试验分析了郑州黄河公路二桥成桥后拱脚结点的局部应力;田万俊^[3]通过有限元计算结合三维电测和光弹模型试验,对拉萨河特大桥成桥后拱脚局部应力进行了分析;盛淑敏^[4]利用 ANSYS 软件分析了宿淮线京杭运河特大桥连续梁拱组合桥成桥后拱脚的局部应力。由此可见,目前对梁拱组合桥拱脚结点局部应力的研究多数是基于成桥状态下,而对施工状态下拱脚结点应力分布的研究较少。为此,本文以一座下承式钢管混凝土梁拱组合单线铁路桥为工程背景,采用两步分析法对施工期间拱脚结点局部应力进行实体有限元计算,并与施工期间的监测数据进行比较,分析拱脚结点的局部应力分布规律和应力集中程度。

1 工程背景

某特大桥主桥采用预应力混凝土连续梁与中孔钢管混凝土加劲拱组合结构体系(图 1),主梁全长 257.5 m,计算跨度为(62+132+62) m,梁体采用变高度单箱单室、直腹板截面,中支点处梁高 7.0 m,跨

收稿日期:2014-09-20 责任编辑:刘宪福 DOI:10.13319/j.cnki.sjztdxxb.2015.04.01

作者简介:王军文(1971-),男,教授,研究方向为桥梁结构检测、加固、施工监测及桥梁抗震。E-mail:wjunwen2901@163.com

王军文,王罡,张运波.钢管混凝土连续梁拱组合桥施工期拱脚应力监测与分析[J].石家庄铁道大学学报:自然科学版,2015,28(4):1-5,21.

中 20 m 直线段及边跨 6.75 m 直线段梁高为 3.5 m, 梁底下缘按二次抛物线变化; 主拱计算跨径 132 m, 矢跨比 1/6, 拱肋由 2 根 $\Phi 1\,000$ mm 钢管和腹板组成, 其中近拱脚的第一、二段拱肋钢板厚度为 20 mm, 其余为 16 mm, 拱肋截面为哑铃形截面; 全桥共设 14 对吊杆, 顺桥向间距 8 m; 全桥横撑共有一字撑 3 道, K 撑 4 道。主梁采用 C55 混凝土, 主拱内填充 C50 微膨胀混凝土。

主桥采用“先梁后拱”的施工方法,主要施工步骤为:(1)利用挂篮悬臂浇筑主梁;(2)依次合龙主梁边孔、中孔;(3)在桥面上搭设支架,分段拼装拱肋并合龙;(4)依次灌注拱肋下弦管、上弦管、缀板内混凝土;(5)张拉吊杆;(6)施工桥面系;(7)调整吊杆力至设计索力。

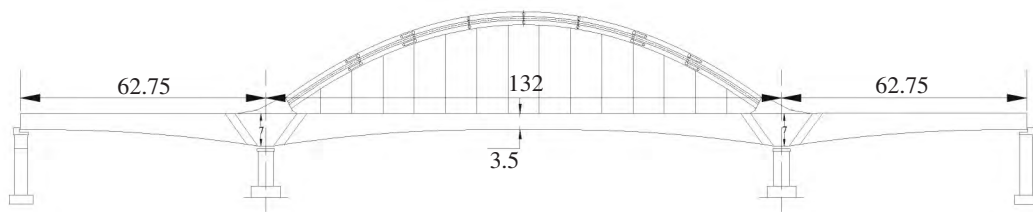


图 1 某梁拱组合桥总体布置图(单位:m)

2 拱脚构造及局部应力监测

2.1 拱脚结构局部构造

设计单位经过有限元计算,提出加大拱肋钢管埋深、钢管外壁设剪力钉、设拱脚钢板(钢板连接锚固筋,下设钢筋网)、设置预应力精轧螺纹钢、加密普通钢筋等 5 条措施应对拱脚局部应力^[4],加强后的拱脚结构局部构造如图 2 所示。

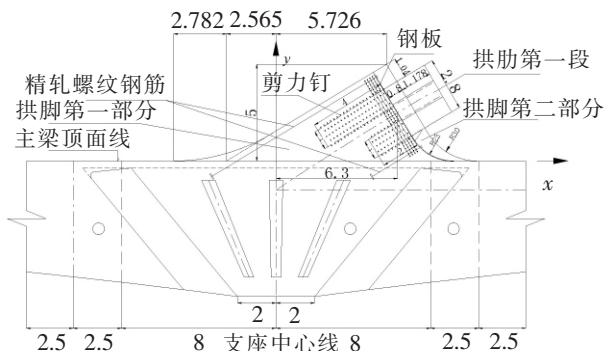


图 2 拱脚结构局部构造(单位:m)

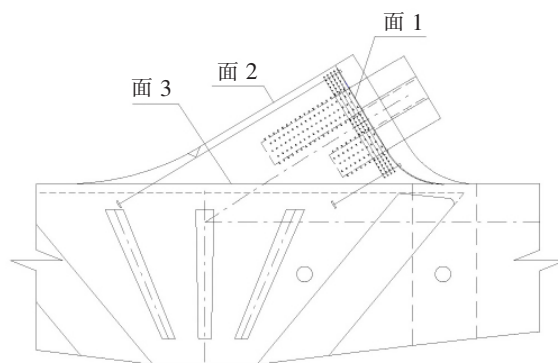


图 3 拱脚监测截面示意图

2.2 拱脚结点局部应力监测

根据文献[4]分析的拱脚局部应力分布特征,选定拱脚结点区域的面1、面2、面3共3个监测截面(图3),布置如图4所示的测点监测施工过程中拱脚的局部应力。其中,1~6测点皆布设3向应变计(图5),7~9测点均布设双向应变计,分别沿顺桥向和横向各设一个;3向应变计的测点编号依次为: $n-a$ 、 $n-b$ 、 $n-c$, n 代表测点号, a 、 b 、 c 分别表示垂直于关注面、平行于关注面和 45° 方向。

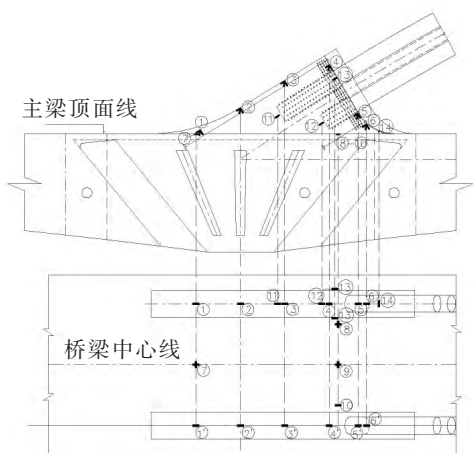


图 4 拱脚局部应力测点布置图

3 拱脚结点局部应力有限元分析

3.1 全桥施工过程中模拟计算

3.1.1 全桥有限元模型建立

采用 Midas/Civil 软件建立全桥有限元模型(图 6),主梁

与拱肋采用梁单元模拟,吊杆采用索单元模拟,拱肋截面采用施工联合截面形成,仅考虑纵向预应力效应;结构整体升(降)温温度荷载按表 1 考虑。以左侧主墩中心线与桥梁纵轴线交点为原点,顺桥向为 x 轴,横桥向为 y 轴,竖桥向为 z 轴。

3.1.2 梁体与拱肋截面内力

利用图 6 的全桥有限元模型进行施工过程模拟计算,得到 3.2.1 节拱脚结点有限元模型在梁体与拱肋截断面的力边界条件(表 2)。其中,轴力受拉为正、剪力按顺时针方向为正,弯矩以下侧受拉为正。

表 1 主梁关键工序施工日期及气温情况

工序	完成日期/(年/月/日)	温度/℃	工序	完成日期/(年/月/日)	温度/℃
传感器埋设	2010/10/11	16	CS1	2012/02/29	14
0 号块浇筑	2010/10/14	15	CS2	2012/05/17	18
主梁合龙	2011/05/26	14	CS3	2012/06/09	23
拱肋合龙	2011/12/26	8	CS4	2012/06/25	24
初始测试	2010/10/11	15	CS5	2012/08/07	26

注: CS1~CS5 分别表示:拱肋安装、浇筑拱内混凝土、吊杆初张拉、桥面系铺设、吊杆终张拉;拱肋安装持续时间较长系停工造成。



图 5 弦式应变计安装

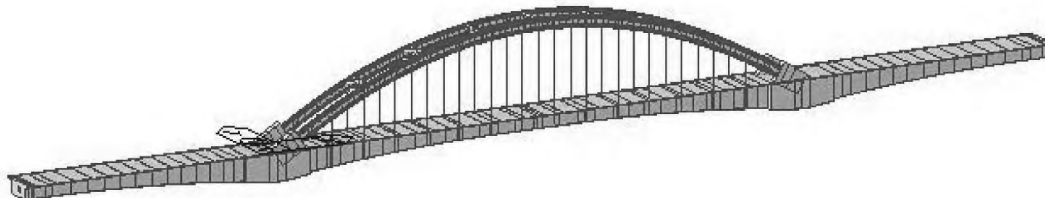


图 6 全桥有限元模型

表 2 截断处截面内力表

工况	左梁端			右梁端			单根拱肋		
	N/kN	Q/kN	M/(kN·m)	N/kN	Q/kN	M/(kN·m)	N/kN	Q/kN	M/(kN·m)
CS1	-186 694	383	67 275	-183 386	1 722	41 834	-1 670	53	-556
CS2	-186 744	343	69 211	-174 399	2 305	52 625	-7 391	-2	-633
CS3	-185 570	1 271	23 161	-171 632	-186	18 154	-8 582	-215	3 812
CS4	-185 214	-1 237	40 062	-165 743	1 911	54 705	-12 070	-55	3 951
CS5	-185 193	-1 186	37 308	-165 633	1 859	52 777	-12 183	-23	3 881

注: N 、 Q 、 M 分别代表轴力、剪力、弯矩。

3.2 拱脚结点局部应力有限元分析

3.2.1 拱脚结点有限元模型的建立

假定拱肋钢管与拱内混凝土协调变形,不考虑几何非线性、材料非线性、拱肋与拱脚混凝土间的滑移。根据圣维南原理,为消除边界效应,确定出拱脚局部的截取范围:在主墩支座中心线两侧 13 m 处截断梁体,于 $2L/33$ 处截断(L 为拱肋跨径)拱肋,拱肋截断面垂直于拱轴线。利用有限元软件 ANSYS 建立拱脚局部有限元模型(图 7),模型中顺桥向为 x 轴,竖桥向为 y 轴,横桥向为 z 轴。拱肋采用钢管和拱内混凝土分离式模型,主梁、拱肋及拱

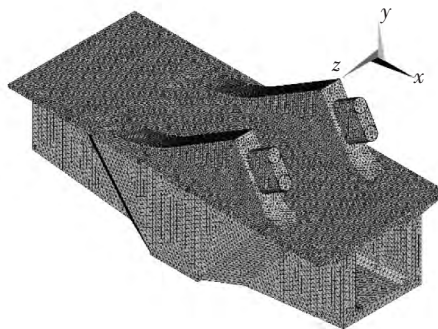


图 7 拱脚结点有限元模型

内混凝土采用 SOLID45 单元,普通钢筋与预应力钢筋采用 LINK8 单元。拱脚混凝土、拱肋钢管及拱内混凝土采用粘接^[5]命令共享边界,钢筋单元与实体单元连接采用耦合^[6]命令共享节点。混凝土、钢材质量密度分别取 $2\,500\text{ kg/m}^3$ 、 $7\,850\text{ kg/m}^3$,混凝土、钢材弹性模量分别取 34.5 GPa 、 210 GPa ,混凝土、钢材泊松比分别取 0.2 、 0.3 ;预应力钢筋弹性模量取 195 GPa 。

梁底在主墩处安装支座施加位移边界条件,在拱肋截断处及主梁截断处施加内边界条件(表 2),其中拱肋承受的力以应力形式施加在拱肋断面上。为考虑摩擦损失,在单元划分后,采用分段降温的方法施加预应力荷载。

3.2.2 拱脚结点局部应力分析

利用图 7 的模型计算出 CS1~CS5 工况下拱脚结点的局部应力。由于篇幅所限,下面仅给出拱脚受力最不利的 CS4 工况 x 、 z 方向及 CS1 工况 y 方向、第一主应力云图(图 8)。通过图 8(a)可以看出,由于拱肋传递弯矩的作用,导致拱脚上部拱肋周围区域产生较大的纵向拉应力,在 CS4 工况时最大纵向拉应力 0.52 MPa ;由图 8(b)、8(d)可知,拱脚内侧与箱梁顶板交界处竖向拉应力与主拉应力均较大,在拱脚内侧与顶板交界处出现明显的应力集中,在 CS1 工况时最大竖向拉应力、主拉应力分别达 2.13 、 2.49 MPa ;从图 8(c)可以看出,拱脚前脚趾处、两拱脚之间顶板的局部区域出现较大的横向拉应力,在 CS4 工况时,拱脚前脚趾处最大横向拉应力约 1.30 MPa ,以上拉应力均小于 C55 混凝土拉应力容许值 $0.8f_{ct} = 2.64\text{ MPa}$ ^[6]。

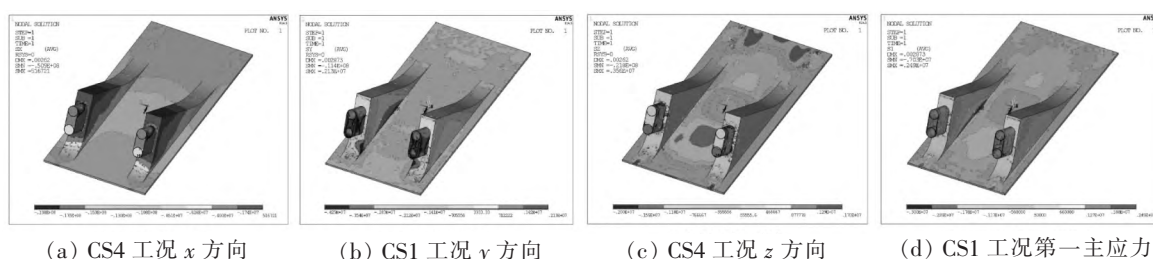


图 8 拱脚结点应力云图(单位:Pa)

4 拱脚结点局部应力计算值与实测值比较

从表 1 可以看出,0 号块浇筑时与主梁合龙时的温差较小,而拱肋合龙时与 0 号块浇筑时的温度差较大,该温差引起的应变不容忽视;另外,由于该桥的施工工期较长,主梁合龙前混凝土收缩、徐变应变也较大。由于以上两部分应变在结构中均不产生应力,故应在实测应变中扣除。

根据规范^[6]计算出各测试点由于温度、混凝土收缩、徐变引起的无应力应变如表 3 所示,其中,应变值以拉应变为正,压应变为负。从实测应变中扣除表 3 的无应力应变后计算出实测应力值,将应力实测值与计算值列于表 4 进行对比。

表 3 无应力应变表

$\mu\epsilon$

应变类型	主梁测试点					拱脚测试点	
	7-a	8-a	9-a	10	其余	1-6	11-13
温度应变	-11.0	-11.0	-11.0	-11.0	-11.0	-77.0	-77.0
收缩应变	-10.7	-10.7	-10.7	-10.7	-10.7	-15.0	-15.0
徐变应变	-47.8	-48.1	-36.5	-57.4	—	—	—

从表 4 可以看出,拱脚基本处于受压状态,实测最大压应力 8.24 MPa 出现于 CS4 工况下测点 9,仅 2、3、4 号测点出现很小的拉应力,实测最大拉应力 0.34 MPa 出现于 CS1 工况下测点 3,说明文献[4]给出的拱脚局部加强措施是有效的;应力计算值与实测值比较接近,验证了有限元计算结果的可靠性。

表 4 应力计算值与实测值对比表										MPa
测点	CS1		CS2		CS3		CS4		CS5	
	计算应力	实测应力	计算应力	实测应力	计算应力	实测应力	计算应力	实测应力	计算应力	实测应力
1-b	-0.82	-0.48	-0.80	-0.72	-0.84	-0.64	-0.81	-0.72	-0.68	-1.03
1-c	-1.85	-1.35	-1.91	-1.35	-2.05	-1.43	-2.00	-1.67	-1.79	-1.63
2-b	0.02	-0.09	0.02	-0.17	0.02	0.06	0.02	0.02	0.02	-0.05
3-a	-0.40	0.34	-0.98	-0.05	-1.08	0.22	-1.59	-0.21	-1.24	0.11
3-b	0.00	-0.15	0.00	-0.19	0.00	-0.11	0.01	-0.19	0.01	-0.35
3-c	-0.10	0.04	-0.37	0.00	-0.40	0.04	-0.65	-0.07	-0.49	-0.11
4-b	0.16	-0.14	0.08	-0.02	0.14	-0.22	-0.03	-0.02	0.09	-0.71
4-c	0.02	-0.07	0.05	0.13	0.05	-0.07	0.10	0.05	0.06	-0.27
7-b	-1.10	-0.91	-0.99	-0.79	-0.99	-1.02	-0.88	-1.10	-0.83	-1.39
8-a	-6.85	-5.66	-6.56	-6.37	-6.92	-7.01	-6.32	-6.26	-5.90	-6.49
8-b	-1.10	-1.28	-0.99	-1.18	-0.99	-1.27	-0.85	-1.39	-0.83	-1.38
9-a	-7.55	-7.85	-7.22	-7.90	-7.63	-7.79	-6.99	-8.24	-6.47	-7.72
9-b	-1.10	-1.19	-0.99	-1.10	-0.99	-1.22	-0.85	-1.21	-0.83	-1.30
10	-6.82	-6.47	-6.53	-6.33	-6.89	-7.41	-6.30	-7.37	-5.88	-7.10
11	-2.73	-1.85	-3.24	-2.36	-3.57	-2.53	-3.85	-2.79	-3.62	-3.00
12	-2.02	-1.81	-2.72	-1.96	-3.22	-2.50	-3.47	-2.56	-3.70	-2.70

5 结语

通过对某拱脚施工期间局部应力的现场监测与有限元计算,发现:

(1) 拱肋与梁体间传力顺畅,拱脚混凝土基本处于受压状态。

(2) 拱脚上部拱肋周围、拱脚前脚趾处及两拱脚之间箱梁顶板的局部区域出现较大的拉应力,建议在同类桥梁的设计中加强这些部位的构造措施和配筋。

(3) 拱脚内侧与箱梁顶板交界处应力集中现象较明显,建议在此处设置过渡段,并加强此处配筋。

(4) 拱脚结点应力计算值与实测值比较接近,说明用实体有限元模型计算的局部应力是可靠的,可用于设计验算。

参 考 文 献

[1]裴若娟,宗金东,李朝锋. 高速铁路提篮拱桥拱脚应力分析[J]. 铁道工程学报,2002(1):23-29.

[2]孙潮,陈宝春,张伟中,等. 钢管混凝土拱梁组合桥拱脚结点应力分析[J]. 福州大学学报:自然科学版,2004(4):195-200.

[3]田万俊. 拉萨河特大桥拱脚设计及局部应力分析[J]. 桥梁建设,2005(5):20-23.

[4]盛淑敏. 京杭运河特大桥连续梁拱组合体系拱脚应力分析[J]. 现代城市轨道交通,2010(3):55-57.

[5]王新敏. ANSYS 工程结构数值分析[M]. 北京:人民交通出版社,2007.

[6]中铁工程设计咨询集团有限公司. TB10002.3—2005 铁路桥涵钢筋混凝土和预应力混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国铁道出版社,2005.

(下转第 21 页)

The Study on One Kind of Structural Parameters of Low Tower Cable-stayed Bridge

Wang Bin

(Shanxi Transportation Research Institute, Taiyuan 030006, China)

Abstract: This paper study on long-distance and other cross-sectional Extradossed Bridge girder deformation, internal forces and stay cable the force of impact of structural performance from the edge of the cross-ratio, high-span ratio tower, length of no cable area, beam girder high four parameters of low tower cable-stayed bridge, and analysis of various parameters in the reasonable range of such bridge, provide a reference for future low tower cable-stayed bridge design.

Key words: low tower cable-stayed bridge; cross-ratio; high-span ratio tower; length of no cable area; beam girder high; structural performance



(上接第 5 页)

Monitoring and Analysis of Springing Stress for Continuous Composite Bridge of CFST Arch and Tied Girders Under During Construction

Wang Junwen¹, Wang Gang², Zhang Yunbo¹

(1. School of Civil Engineering, Shijiazhuang Tiedao University, Shijiazhuang 050043, China;

2. Survey and Design Institute, China Railway 17th Bureau Group Co. Ltd, Taiyuan 030032, China)

Abstract: Based on a continuous composite bridge of concrete-filled steel tube(CFST) arch and tied girder on single-track railway, using two step method of first whole and local analysis, the finite element(FE) model of whole bridge is built by Midas/Civil. The internal forces at the border of local FE model are calculated in arch installation and subsequent construction stages. Secondly, local FE model of springing joint is developed by ANSYS, and the distribution and stress concentration of local stresses are analyzed during construction. Finally, the calculated stresses of springing joint are compared with measured stresses. The results indicate that forces transfer smoothly between arch rib and girder, the concrete in springing joint is in compression condition mainly; distinct stress concentration occurs in the junction between the inside of springing and top deck of box girder; large tensile stresses appears around arch rib at top of springing, in front toe of springing, and top deck between two adjacent springings. It is advised that structural measures and reinforcement design of these parts should be strengthened in the design of similar bridges. Calculated stresses of springing are close to measured values, which shows local stress calculated by solid finite element model is reliable and can be used in the design checking.

Key words: CFST; composite bridge of arch and girder; springing; local stress; stress monitor; finite element analysis