

木拱廊桥成桥状态下结构力学行为分析

安然¹, 吴春利²

(1. 内蒙古交通职业技术学院, 内蒙古 赤峰 024000; 2. 吉林大学 交通学院)

摘要:木拱廊桥是古代艺人的智慧结晶,是中国桥梁建设的先驱,体现了中国桥梁的工匠精神,是极其珍贵的文化遗产。该文以浙南某木拱廊桥为研究背景,通过数值模拟与现场监测技术相结合,分析木拱廊桥在成桥状态下的结构变形及受力特性,对此进行结构稳定性评价。研究表明:主桥及桥面上、下游线形变化基本一致,变形均匀,高程差值变化较小,结构选型合理;结构建模分析对比监测结果,两者变形相差较小,充分体现该木拱廊桥结构刚度满足计算要求,主桥结构材料处于弹性范围内,选材合理,达到设计要求,结构整体处于稳定状态。

关键词:木拱廊桥; 力学行为; 监控量测; 数值模拟

中国素有木桥故乡之称,很早以前就已经出现了独木桥、木柱梁桥等木结构桥梁。桥梁建设发展至今,木桥是最早出现的桥梁形式。在桥上架凳、廊屋、亭等,就形成木拱廊桥,俗称“架屋桥”。据不完全统计,现存木拱廊桥仅有100余座,主要分布在福建、浙江、甘肃等地,其中绝大多数在福建北部和浙江南部。木拱廊桥被认为是中国乃至世界桥梁史上的独特创造,展现出独有的历史遗迹和文化底蕴,具有独特的几何构造与结构特性。其材质轻,强度高,加工便捷,结构简单,但也存在易燃,易潮,易腐蚀,结构承载力和耐久性易受木材的各向异性及自身微缺陷影响,日后修缮维护难度大,缺乏应急保护系统等。由于木拱廊桥构造及结构受力特殊,在桥梁建设中技术要求较高,特别是木拱廊桥在很大程度上反映出地方的文化传承,成为标志性建筑之一,属于地域历史文化遗产的体现,受到社会各界的高度重视。因此,确保木拱廊桥成桥状态结构的稳定性及后期运维工作任重而道远,是当前急需解决的问题。该文以浙南某木拱廊桥为例,通过对主跨结构变形及受力特性进行模拟分析,并结合监测技术进行结构稳定性评价,对桥梁结构质量安全保证具有重要意义。

1 工程概况

通过现场调查某木拱廊桥全桥共5跨,全长约203.8 m,最大跨度39 m,最小跨度22 m,桥面宽度5

m。该桥设计为行人木拱廊桥,上部结构采用木拱结构,下部结构采用钢筋混凝土桥墩,基础采用扩大基础。桥拱系统以三节苗、五节苗两组拱架相互咬合、交错穿插而成,共同承受桥面传递的竖向荷载。

2 结构荷载计算

此桥为行人木拱廊桥,不考虑机动车或人力车荷载作用,主要荷载来源为结构自重(恒载)及人行荷载(活载)。该文主要研究廊桥成桥状态下结构的力学行为特性,在此只考虑恒载作用下节点立柱竖向作用力效用。

(1) 以桥面宽度方向4根立柱为中线,中间设木枋来承担上部结构重量,每3 m划分为一个计算单元,计算每个单元内的恒载(木材重度 $\gamma=5\text{ kN/m}^3$),每个单元内分布有11根横向铁杉,铁杉截面按 $0.15\text{ m}\times 0.2\text{ m}$ 计算。桥面荷载计算单元如图1所示。

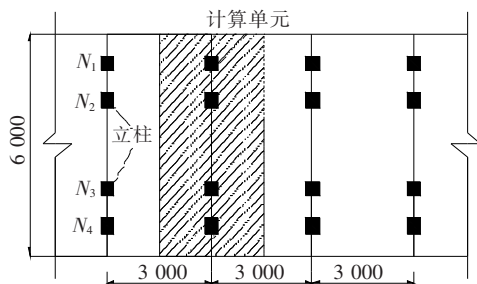


图1 桥面荷载计算单元(单位:mm)

① 桥面构造荷载:

收稿日期:2020-12-04(修改稿)

基金项目:国家自然科学基金资助项目(编号:51478203)

作者简介:安然,男,讲师.E-mail:zhenbeigood@126.com

30 mm 厚青石板(石灰石):

$$26.4 \times 6 \times 3 \times 0.03 = 14.26 \text{ kN} \quad (1)$$

40 mm 厚水泥砂浆:

$$20 \times 6 \times 3 \times 0.04 = 14.4 \text{ kN} \quad (2)$$

30 mm 厚铺桥木板:

$$5 \times 6 \times 3 \times 0.03 = 2.7 \text{ kN} \quad (3)$$

走道纵向木枋:

$$5 \times 0.15 \times 0.2 \times 6 \times 11 = 9.9 \text{ kN} \quad (4)$$

柱脚木垫枋:

$$5 \times 0.2 \times 0.3 \times 6 = 1.8 \text{ kN} \quad (5)$$

柱间横向木枋:

$$5 \times 0.2 \times 0.4 \times 6 = 2.4 \text{ kN} \quad (6)$$

桥面座椅(折算成均布荷载):

$$5 \times 10^3 \times 2 \times 0.3 \times 0.05 = 15 \text{ kN} \quad (7)$$

风雨板(折算成集中荷载)3.75 kN (8)

式(1)~(8)求和,得到桥面构造荷载合计:

$$14.26 + 14.4 + 2.7 + 9.9 + 1.8 + 2.4 + 15 + 3.75 = 64.21 \text{ kN} \quad (9)$$

② 单侧挑檐计算单元尺寸为长 3 m、宽 1.7 m,荷载增大系数取 1.1,荷载换算为线荷载如下:

小青瓦:

$$1.1 \times 3 \times 1.7 = 5.61 \text{ kN} \quad (10)$$

30 mm 厚混合砂浆:

$$20 \times 0.03 \times 3 \times 1.7 = 3.06 \text{ kN} \quad (11)$$

15 mm 厚杉木望板:

$$5 \times 0.015 \times 3 \times 1.7 = 0.38 \text{ kN} \quad (12)$$

70 mm × 50 mm 杉木椽@180:

$$5 \times 0.07 \times 0.05 \times 1.7 \times \frac{3000}{(50+180)} = 0.4 \text{ kN} \quad (13)$$

挑檐间横梁:

$$5 \times 0.12 \times 0.3 \times 1.8 = 0.32 \text{ kN} \quad (14)$$

式(10)~(14)求和,得到单侧挑檐结构荷载合计:

$$(5.61 + 3.06 + 0.38 + 0.4 + 0.32) \times 1.1 = 10.75 \text{ kN} \quad (15)$$

③ 屋架构造荷载如下:

5 根 $\phi 180$ mm 的圆杉木檩:

$$5 \times \frac{\pi \times 0.18^2}{4} \times 3 \times 5 = 1.91 \text{ kN} \quad (16)$$

2 根(100 mm × 180 mm)方檩:

$$5 \times 0.1 \times 0.18 \times 3 \times 2 = 0.54 \text{ kN} \quad (17)$$

200 mm × 250 mm 屋架梁:

$$5 \times 0.2 \times 0.25 \times (5.35 + 2.4) = 1.94 \text{ kN} \quad (18)$$

式(16)~(18)求和,得到屋架构造荷载合计:

$$(1.91 + 0.54 + 1.94) \times 1.1 = 4.83 \text{ kN} \quad (19)$$

④ 单侧屋架计算单元尺寸为长 3 m、宽 3.3 m,荷载增大系数取 1.1,故单侧屋架重:

$$\left[\begin{aligned} &(5.61 + 3.06 + 0.38 + 0.4) \times \frac{3.3}{1.7} + \\ &\frac{1.91 + 0.54 + 1.94}{2} \end{aligned} \right] \times 1.1 = 22.59 \text{ kN} \quad (20)$$

(2) 竖向立柱杆件。

边柱: $\phi 270$ mm 的圆木杉

$$5 \times \frac{\pi \times 0.27^2}{4} \times 2.5 = 0.72 \text{ kN} \quad (21)$$

中柱: $\phi 300$ mm 的圆木杉

$$5 \times \frac{\pi \times 0.3^2}{4} \times 6.2 = 2.19 \text{ kN} \quad (22)$$

每个计算单元的荷载通过 4 根立柱传递至桥面,4 根柱子与桥面节点作用如图 2 所示,通过结构力学方法得出桥面荷载到每根柱子的传力系数依次为: $N_1(-0.083)$ 、 $N_2(0.583)$ 、 $N_3(0.583)$ 、 $N_4(-0.083)$ 。

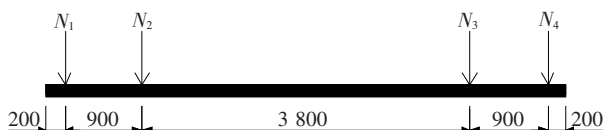


图 2 桥面节点计算(单位:mm)

将上部建筑荷载简化为集中力施加到桥面平苗上,故计算得出每根柱子的节点处竖向作用力为:

$$N_1 = N_4 = 64.21 \times (-0.083) + 10.75 + 4.83 + 0.72 = 10.97 \text{ kN};$$

$$N_2 = N_3 = 64.21 \times 0.583 + 22.59 + 2.19 = 62.21 \text{ kN}。$$

3 数值分析

3.1 参数选取

拱架构造按传统手法制作,桥木拱架部分由上、下两层系统组成。上层采用 5 根稍短的圆木纵连成五折边形拱架,俗称“五节苗”,下层为 3 根圆木纵向连成八字形拱架,俗称“三节苗”。“三节苗”与“五节苗”互相穿插,交错排列,通过牛头连接共同承受桥面传递来的竖向荷载。牛头木材强度按 TC17,三节苗、五节苗强度按 TC15,斜撑木材强度按 TC13 计算。所用木材按 GB 50005—2003《木结构规范》取值,具体材料参数见表 1。

3.2 模型建立

采用有限元 SAP2000 建模计算,模型材料属性见表 1。将桥面沿长度方向按照上述结构荷载计算等间

表 1 材料参数

材料名称	弹性模量 E/MPa	重度 $\gamma/$ $(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	顺纹抗压 f_c/MPa	顺纹抗拉 f_t/MPa	顺纹抗剪 f_v/MPa	泊松比 ν
TC13	8 500	4.5	12.0	8.5	1.0	0.4
TC15	8 500	5.0	13.0	9.0	1.6	0.4
TC17	8500	6.0	16.0	10.0	1.7	0.4

距划分计算单元,每个计算单元 4 个受力点,单元与单元只在节点处相连,只通过节点传力,外部荷载均移到节点上,四节点荷载值 $N_1=N_4=10.97\text{ kN}$, $N_2=N_3=62.21\text{ kN}$,计算单元面积为 $3\text{ m}\times 6\text{ m}$,选取最大主跨为研究对象。

3.3 结果分析

3.3.1 变形结果

廊桥在恒载作用下的变形图如图 3 所示。

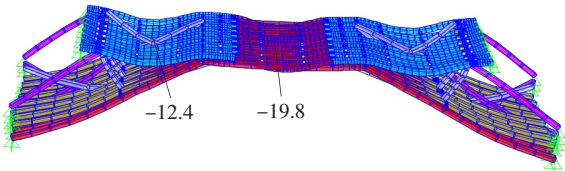


图 3 廊桥恒载挠度图(单位:mm)

从图 3 可以看出:① 在自重作用下,结构整体变形协调,三节苗上部牛头、跨中挠度最大值分别为 12.4、19.8 mm;② 根据结构荷载计算结果,按主跨跨中最不利位置计算最大挠度为 17.56 mm,两者相差较小,说明结构选型合理。

3.3.2 内力结果

廊桥在荷载作用下的内力如图 4 所示。

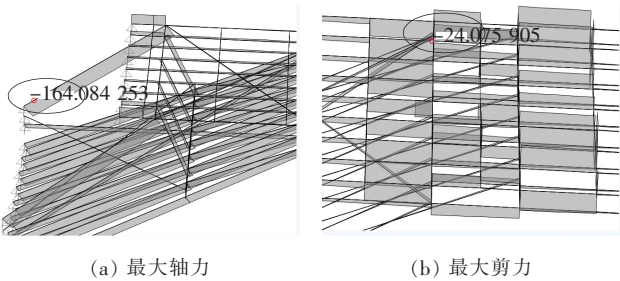


图 4 廊桥内力图(单位:kN)

从图 4 可以看出:① 廊桥上部廊屋结构受力不大。在竖向荷载作用下,桥主体结构三节苗、五节苗系统以受压为主;② 结构受到轴力最大位置位于平苗牛头上斜撑,其值为 164.08 kN,据此计算最大正应力为 6.45 MPa,满足强度要求;剪力最大值为三节苗上部牛头侧的平苗,其值为 24.07 kN,计算最大剪应力为 0.97 MPa,满足强度要求,与轴力相比,剪力值相对较小。

4 监控量测

4.1 监测测点布置

主桥测点布置:在每跨平苗牛头、三节苗牛头、三节平苗跨中处粘贴反射片,并进行标识。使用全站仪对每跨平苗牛头、三节苗牛头、三节平苗跨中处的反光片进行测量;桥面测点布置:在廊桥的东侧阁处选取可靠的位置,在地面打设十字铆钉,设置永久观测控制点,其中桥面上游永久观测点为廊桥入口左边紧靠第 1 根柱子,桥面下游永久观测点为进廊入口右边紧靠第 1 根柱子,记录两测点标高,以此基点为原点,测量桥面上部两侧木椅位置上固定线形测点的标高。

4.2 标高监测结果

主桥线形监测结果见图 5;桥面线形监测结果见图 6。

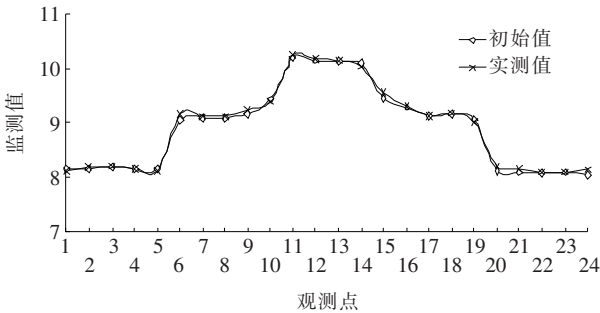


图 5 主桥线形监测曲线图

从图 5、6 可以看出:主桥初始值与实测值及桥面上、下游线形变化基本一致,且高程差值变化较小,说明结构选型合理。

4.3 桥面变形监测结果

通过现场实测数据结果,对比数值模拟,得到全桥变形曲线如图 7 所示。

从图 7 可以看出:① 桥面整体变形分布较均匀,在可控变形范围内;② 桥面主跨跨中变形最大,现场监测结果最大值为 21 mm,边跨跨中变形最大值为 17 mm;数值模拟结果最大值为 19.8 mm,边跨跨中变形最大值为 15.6 mm,两者相差较小,结构满足刚度要求。

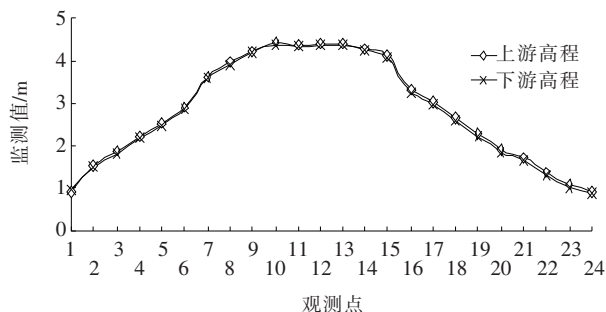


图 6 桥面线形监测曲线图

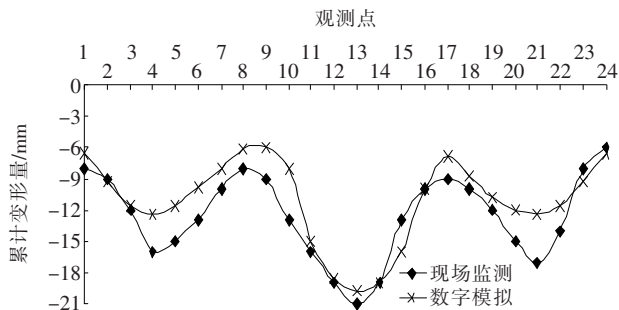


图 7 桥面线形变化曲线图

5 结论

(1) 廊桥(主跨 39 m 跨度)在恒载作用下,结构施工过程中变形相对较小,整体变形协调,挠度沿桥纵向分布较均匀,结构选型合理。

(2) 廊桥在成桥状态下,实测结构主跨跨中累积变形为 21.0 mm,与数值分析结果 19.8 mm 基本接近,表明该廊桥的结构刚度满足计算要求,主桥结构材料处在弹性范围内,满足设计要求,同时说明有限元计算结果能够较准确地反映实际受力情况。

(3) 数值模拟与监控量测结果说明木拱廊桥的结构处于安全稳定状态。

参考文献:

- [1] 周先雁,李旌豪,张仲凤.我国现代木结构桥梁的发展现状及前景分析[J].中南林业科技大学学报,2011(4).
- [2] 戴志坚.中国廊桥[M].福州:福建人民出版社,2005.
- [3] 李娜.现代木结构桥梁在我国的应用可行性及前景研究[D].长安大学硕士学位论文,2014.
- [4] Tom F. Peters. The Development of Wooden Bridge in Europe[C]. The Fourth China International Symposium on the Roofed Bridges of Wooden arch Structure. Qingyuan, 2011.
- [5] 吕伟荣,陈智,王智丰,等.大跨木拱廊桥的数值模拟与内力分析[J].中南林业科技大学学报,2014(8).
- [6] 季光耀.基于结构几何构造分析木拱廊桥结构特性[J].

丽水学院学报,2014(2).

- [7] Yoda T, Akagi R, Morimoto H. Historical Study on the Structural Characteristics of the Kintaikyo — Bridge[J]. Civil Hist. Res. Proc. 2004, 24.
- [8] Wang, EY, Liu, J, Hu, YX, et al. Study on the Wooden Arch Structure of Gansu Weiyuan Baling Gallery Bridge [C]. Fuzhou, PEOPLES R CHINA, 2010: 427—430.
- [9] Chiara Tardini, Claudio Chesi. The Wooden Bridge of Joseph Ritter: the Evolution of the Structural Type, Proceedings of the third International Conference on Preservation and Research of Historic Bridges, 2010.
- [10] 缪小龙.闽浙木拱廊桥防火研究[J].消防科学与技术, 2009(12).
- [11] Ross, Robert J, Brashaw B K, et al. Nondestructive Evaluation of Wood[J]. Forest Products Journal, 1998, 48 (1): 14—19.
- [12] 赵兵.基于杉木特性的闽浙木拱廊桥保护措施[J].山西大同大学学报(自然科学版), 2015(2).
- [13] 陈发明.闽浙木拱廊桥的保护与传承[J].艺术科技, 2016(7).
- [14] Yoda, T. Investigation of Mechanical Behavior of the Japanese Historical Timber Arch Bridge: Kintaikyo Bridge[C]. Fuzhou, PEOPLES R CHINA, 2010: 419—426.
- [15] 张鹰.闽浙木拱廊桥的建构技术解析[J].福州大学学报(自然科学版), 2011(6).
- [16] 欧加加.木拱廊桥受力机理的有限元分析[D].浙江大学硕士学位论文, 2014.
- [17] 张亮.木拱廊桥受力机理的模型试验研究[D].浙江大学硕士学位论文, 2014.
- [18] 张大海.现代木结构拱桥力学性能分析与试验研究[D].中南林业科技大学硕士学位论文, 2014.
- [19] 张光英.闽东北浙西南木拱廊桥的文脉研究[J].温州大学学报(自然科学版), 2010(3).
- [20] 张可永.地域文化视野下的闽东木拱廊桥文化生态[J].福州大学学报(哲学社会科学版), 2017(4).
- [21] 唐留雄, 胡记芳.浙南古廊桥“世界遗产”价值分析与保护开发[J].浙江学刊, 2005(5).
- [22] 唐留雄.泰顺古廊桥“世界遗产”价值分析与保护开发对策研究[J].温州大学学报, 2005(4).
- [23] 曹春平.闽浙木拱廊桥[J].福建建筑, 2009(9).
- [24] GB 50005—2003 木结构设计规范[S].
- [25] 朱伯芳.有限单元法原理与应用 [M].北京:中国水利水电出版社, 1998.
- [26] 北京金土木软件技术有限公司, 中国建筑标准设计研究院. Sap2000 中文版使用指南[M]. 2 版. 北京:人民交通出版社, 2012.
- [27] 张洪俊. SAP2000 桥梁结构分析应用方法与实例[M]. 北京:人民交通出版社, 2005.