

考虑非线性影响的下承式钢拱桥地震响应

许庆春, 徐涛, 李佳

河海大学力学与材料学院, 南京 210098

摘要 为研究下承式钢拱桥的非线性地震响应和损伤机理, 结合徐州京杭运河大桥工程, 采用考虑非线性的计算方法, 分析了下承式钢拱桥在强震作用下的地震响应和损伤情况。结果表明, 下承式钢拱桥具有良好的抗震性能, 在强震作用下损伤程度不明显; 在考虑几何非线性与材料非线性条件下, 拱顶面外弯矩显著增大; 考虑非线性对结构横向振动与竖向振动位移响应的影响基本一致; 下承式钢拱桥在拱脚、风撑端部及拱肋容易发生损伤; 风撑作为连接构件是横向地震作用下的薄弱环节, 在地震高烈度地区设计该类桥梁时, 对上述薄弱环节应予以重视。

关键词 下承式钢拱桥; 几何非线性; 地震响应

中图分类号 P315.9, U448.22

文献标志码 A

doi 10.3981/j.issn.1000-7857.2013.12.010

Seismic Response Analysis of Steel Through Arch Bridge Considering Effects of Nonlinearity

XU Qingchun, XU Tao, LI Jia

College of Mechanics and Materials, Hohai University, Nanjing 210098, China

Abstract Nonlinear seismic response analysis was carried out to study the seismic response and damage mechanism of long span steel through arch bridges which were subjected to strong earthquake. Taking the Beijing-Hangzhou canal bridge in Xuzhou as an example, the seismic response and damage of the bridge under strong earthquake were calculated. The results showed that steel through arch bridges had preferable seismic resistant ability and yielded only limited damage under strong earthquake action. The moment for out of plane significantly increased when considering the geometric and material nonlinear state, while the effect of the geometric and material nonlinear state on the transversal and the vertical displacement response was consistent. Steel through arch bridge was prone to be damaged at arch base, lateral bracing and arch rib. Lateral bracings were the weakness of the structure under the lateral earthquake action. We should pay more attention to these weak parts in case this type of bridge is built in a high earthquake intensity area.

Keywords steel through arch bridge; geometric nonlinear; seismic response

0 引言

钢结构由于其质量轻强度高、工厂制作程度高和施工速度快等优点, 在我国桥梁建设中得到越来越普遍的应用。钢结构一直被认为是抗震性能优越的结构, 但是 1994 年的美国 Northridge 地震和 1995 年的日本 Kobe 地震中, 许多钢结构建筑物发生断裂破坏, 结构工程界开始重新认识和研究钢

结构的抗震性能。道路、桥梁作为抗震救灾的生命线, 必须保证结构使用功能在地震后能够迅速得到恢复, 满足灾后应急使用的要求。

对大跨度钢拱桥受力性能的研究和分析已经十分广泛, 其中大部分是针对结构的极限承载力^[1,2]。汤岳飞^[3]应用桥梁专业软件 MIDAS Civil 研究上海某下承式钢桁架拱桥的动力

收稿日期: 2013-02-05; 修回日期: 2013-02-27

基金项目: 国家自然科学基金项目(51079044); 水利部公益性行业科研专项(201001035); 江苏省普通高校研究生科研创新计划项目(CXLX12_0252)

作者简介: 许庆春, 教授, 研究方向为结构优化设计, 电子信箱: qcxu@hhu.edu.cn; 徐涛(通信作者), 研究方向为桥梁抗震, 电子信箱: Hohai_xt@126.com

特性及有关的抗震设计问题,明确设计中应注意的问题;杜思义等^[4]考虑吊杆张力和拱肋初应力影响的动力特性和地震响应,结果表明,初应力对主拱肋的轴力、剪力和弯矩影响不大;Sakai等^[5]对混凝土拱桥的弹塑性地震响应以及轴力和弯矩的耦合作用效应进行了讨论;Usami等^[6]以提高横桥向的抗震性能为目的,采用纤维模型计算了钢拱桥的弹塑性地震响应。

众所周知,下承式钢拱桥的最大特点是自平衡体系,拱脚的水平推力用系杆的预应力平衡,弯矩则由拱肋、系杆和吊杆共同分担,传给墩台的只剩下垂直反力,从而对下部结构和地基的要求大大降低,适应性却提高,故中国在强震区建设钢拱桥多为下承式。为深入研究其抗震性能,本文以一实际大跨度下承式钢拱桥为对象,研究其在罕遇地震输入时的弹塑性响应。

1 三维动力分析模型

徐州京杭运河大桥主桥全长116m,为一下承式钢箱系杆拱桥,拱肋内倾成为提篮拱,主拱为矩形截面。矢跨比 $f/l=1/5$,桥面宽16.5m,采用叠合梁结构,桥面板采用25cm厚预制砼桥面板。每肋拱脚间用1860MPa预应力钢绞线作为预应力系杆,以承担恒载作用下的拱脚水平推力。吊杆采用1670MPa平行钢丝。其余部分钢材采用Q235钢。

建立合理的三维动力分析模型是结构动力分析的关键,必须处理好桥梁结构的刚度、质量和边界条件的模拟的关系。在地震响应计算中,结构阻尼采用Rayleigh阻尼理论,即 $C=\alpha M+\beta K$,式中 M 、 K 分别为结构的质量矩阵和刚度矩阵, α 、 β 为系数,考虑到钢结构的阻尼比较小, α 、 β 按主要振型的阻尼比不超过2%条件确定,故计算时取 $\alpha=0.1$ 、 $\beta=0.000545$ 。

本文采用空间有限元建立模型,主拱、风撑、主梁模拟为空间梁单元,吊杆模拟为空间杆单元,桥面板模拟为空间壳单元。不考虑支座单元,拱脚在承台处固结,有限元模型如图1所示。结构非线性地震响应计算采用通用有限元分析程序ABAQUS 6.10,计算时考虑几何非线性的影响,材料非线性应力-应变关系采用双直线弹塑性模型,屈服强度为235MPa,极限强度390MPa。

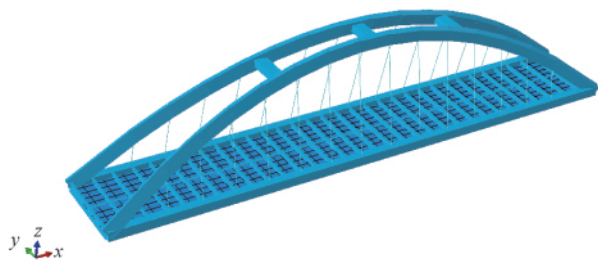


图1 下承式钢拱桥有限元模型

Fig. 1 Finite element model of steel through arch bridge

2 非线性对结构的影响

多自由度体系的动力方程为

$$M(\ddot{u})+C(\dot{u})+K(u)=F \quad (1)$$

式中, M 为质量矩阵, C 为结构阻尼矩阵, K 为切线刚度矩阵, F 为外荷载列向量。 u 、 \dot{u} 、 \ddot{u} 分别为结构相对于地面的位移、速度、加速度。

切线刚度矩阵由下面几项构成^[7]

$$K=K_0+K_\sigma+K_I \quad (2)$$

式中, K_0 为小位移弹塑性刚度矩阵,本文的材料非线性通过 K_0 实现; K_σ 为初应力刚度矩阵,当考虑地震荷载引起的几何非线性时,它包括以下两部分

$$K_\sigma=K_{\sigma\sigma}+K_{\sigma I} \quad (3)$$

其中, $K_{\sigma\sigma}$ 为结构恒载引起的几何刚度矩阵, $K_{\sigma I}$ 为由动荷载引起的几何刚度矩阵; K_I 为大位移弹塑性刚度矩阵,它包括以下两部分

$$K_I=K_{I1}+K_{I2} \quad (4)$$

其中 K_{I1} 为结构恒载引起的大位移刚度矩阵, K_{I2} 为由动荷载引起的几何大位移刚度矩阵。在大多数的抗震计算中,一般只考虑由恒载产生的轴力引起结构的初始应力^[8],但如果结构在强震作用下产生了较大的形变,考虑到结构由于动力荷载产生的轴力的变化 $K_{\sigma I}$ 和构型的变化 K_{I1} ,在抗震分析中是否应考虑几何非线性的影响以及影响大小值得探究。

3 地震响应分析

3.1 输入地震波

该桥址的场地类型属II类场地土,根据场地特征,通过对一些天然强震加速度记录的比较,确定采用结构地震反应分析中常用的埃尔森特罗(El-Centro)地震波。本文主要分析钢拱桥在大震作用下的地震响应及钢结构损伤,时程分析时输入的地震波的加速度峰值越高,结构的地震响应和损伤程度越大,埃尔森特罗的NS波和UD波,分别为横桥向地震运动和竖桥向地震运动,并进行2倍调幅^[9],计算采用的地震波如图2所示。

3.2 非线性对结构内力响应的影响

为探索几何非线性与材料非线性对钢拱桥各部位地震响应的影响,分别按考虑线性(L)、几何非线性(NL)、材料非线性(ML)和双非线性(NL+ML)的4种方法计算结构的地震响应,见表1。

从表1可以看出,当有限元计算考虑材料非线性后,几何非线性对拱桥的内力影响加大。与线弹性时程计算结果相比,影响最大的是拱顶的面外弯矩,二者之差达到了弹性时程计算结果的27.6%。实际情况,结构在强震作用下,钢拱桥拱顶产生了较大的形变,几何非线性效果显著,与计算结果相符。

从表1也可知,地震波对同一结构不同部位产生的非线性影响是不同的。对于拱顶,考虑双非线性影响后,其轴力与

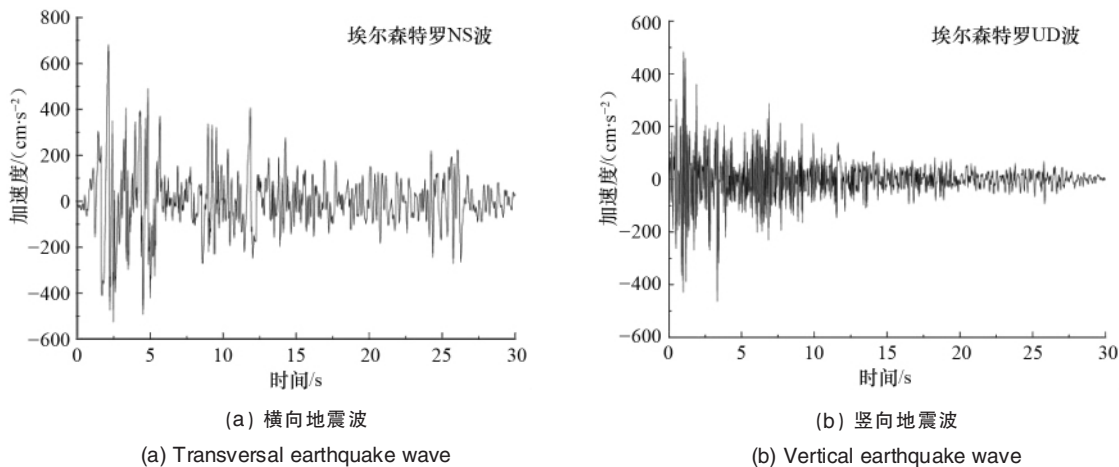


图 2 计算采用的地震波

Fig. 2 Earthquake wave used in computation

表 1 钢拱桥各部位地震荷载的非线性响应

Table 1 Nonlinear seismic responses of earthquake load in several parts of the steel arch bridge

方法	轴力/kN					弯矩/(kN·m)				
	拱脚	拱顶	1/4 拱肋	主梁端部	横撑	拱脚	拱顶	1/4 拱肋	主梁端部	横撑
L	19469	11644	17339	12565	362.5	14675	4598	10690	7465	10762
NL	17642	11415	15536	11346	285.7	14379	5285	11544	7482	11368
ML	18194	12966	16025	10369	305.9	11219	5706	8707	6154	8295
NL+ML	18296	13685	16063	10491	275.8	12105	5868	9547	6437	8347
方法比较	轴力响应结果比较/%					弯矩响应结果比较/%				
	拱脚	拱顶	1/4 拱肋	主梁端部	横撑	拱脚	拱顶	1/4 拱肋	主梁端部	横撑
(NL-L)/L	-9.4	-2.0	-10.4	-9.7	-21.2	-2.0	14.9	8.0	0.2	5.6
(ML-L)/L	-6.5	11.4	-7.6	-17.5	-15.6	-23.6	24.1	-18.6	-17.6	-22.9
(NL+ML-L)/L	-6.0	17.5	-7.4	-16.5	-23.9	-17.5	27.6	-10.7	-13.8	-22.4

弯矩显著增大。对于拱脚、拱肋、主梁端部和风撑,考虑双非线性影响后,其轴力与弯矩几乎都减少。考虑到地震动的随机性,针对具体工程,应考虑材料非线性与几何非线性的影响,并分析其不同受力部位的影响,找出影响相对较大的部位,并在设计中予以重视。

3.3 非线性对结构位移响应的影响

为了比较非线性效应对结构地震位移响应的影响,分别按考虑线性和双非线性影响的两种方法,计算结构顶点的地震响应。图 3 为该钢拱桥在地震作用下顶点横、竖向地震位移响应。

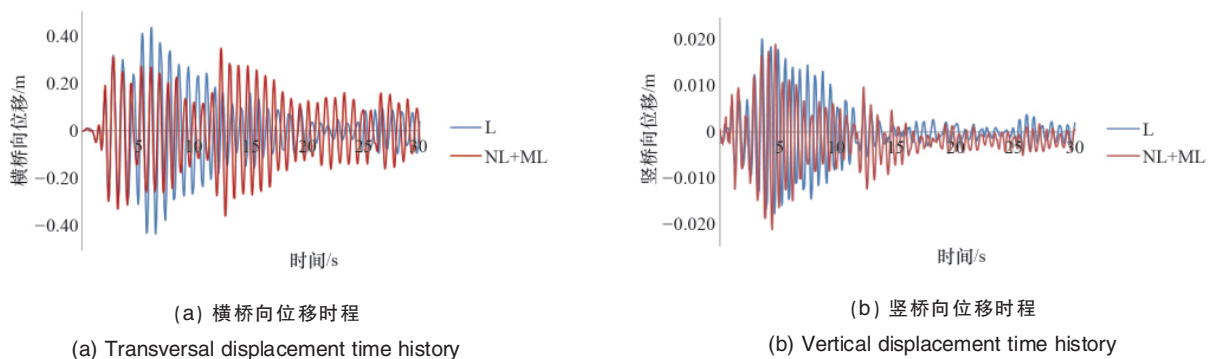


图 3 拱顶位移时程

Fig. 3 Displacement time history on the top of arch

由图3可知,横桥向振动与竖桥向振动规律基本一致。4.5s内,振动加速度较小,线性与非线性地震位移响应一致。4.5~12s,结构局部材料进入塑性,虽然应力增大,应变增加却很小,所以非线性地震位移响应明显小于线性地震位移响应。12s后,由于几何非线性的影响,尤其是材料进入非线性后,拱桥的整体刚度减小,钢拱桥的位移响应增大,说明非线性地震位移响应远大于线性地震位移响应。

3.4 考虑非线性影响的地震损伤

图4是钢拱桥关键部位累积塑性应变的比较。分别考虑材料非线性与双非线性,取结构塑性应变最显著的部位作为比较对象。

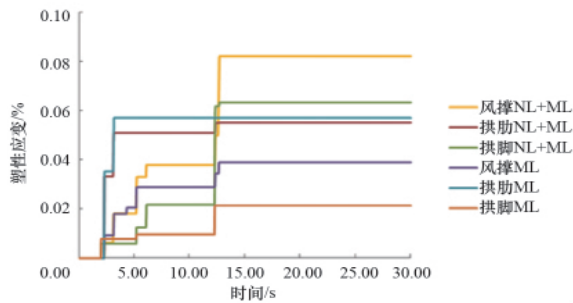


图4 钢拱桥损伤部位的等效累积塑性应变

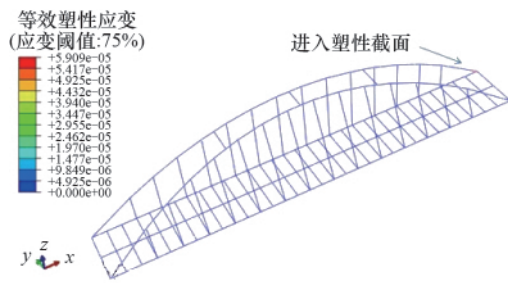
Fig. 4 PEEQ of damaged parts of the steel arch bridge

由图4可知,相对于只考虑材料非线性,考虑双非线性后,风撑和拱脚在地震波输入条件下塑性程度显著增加,非线性时程分析能精确判断结构进入塑性的时间和程度。几何非线性与材料非线性的影响对于结构关键部位塑性损伤的判断极为重要。

考虑几何非线性与材料非线性,对结构横向和竖向输入地震波进行时程分析,计算结果显示,拱脚部位首先发生屈服,进入塑性形变,一开始塑性应变较小,为0.0059%,见图5(a)。随着地震波的输入,拱肋在与风撑连接的位置进入塑性,如图5(b)。接着左边风撑两端进入塑性,见图5(c)。地震波输入结束时,最大塑性应变出现在左边风撑端部为0.0822%,见图5(d)。

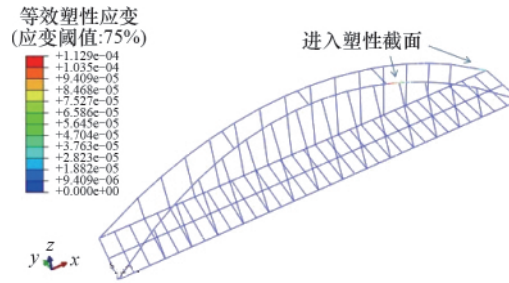
从1995年阪神地震的震后调查看,钢拱桥的风撑在地震后都发生了较大的破坏。风撑在充当连接构件的同时,本身受到了较大的地震作用,因此成为一个易损部位。本文研究发现,最大塑性应变出现在左边风撑端部。在对钢拱桥抗震设计时应对应风撑的设计予以重视。

该下承式钢拱桥在罕遇地震作用下,材料进入塑性区的程度相对较小。30s地震波输入结束时,结构最大塑性应变仅为0.0822%,拱脚等关键部位发生的地震损伤并不严重。结果表明,大跨度下承式钢拱桥具有良好的抗震性能,在本文设定的强地震作用下,结构损伤轻微,可以抵抗强烈地震荷载。



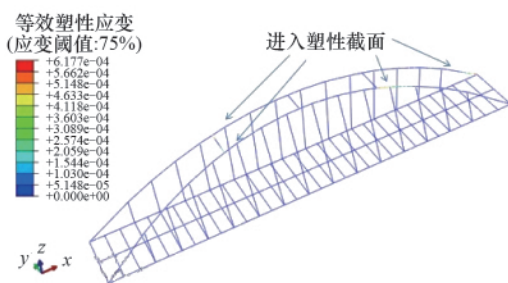
(a) 2.24s 钢拱桥塑性应变

(a) PEEQ of steel arch bridge in 2.24s



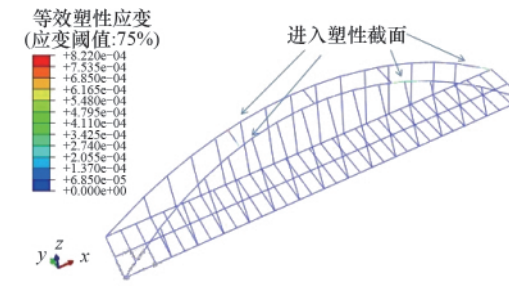
(b) 2.29s 钢拱桥塑性应变

(b) PEEQ of steel arch bridge in 2.29s



(c) 12.51s 钢拱桥塑性应变

(c) PEEQ of steel arch bridge in 12.51s



(d) 30.00s 钢拱桥塑性应变

(d) PEEQ of steel arch bridge in 30.00s

图5 钢拱桥塑性区发展状况

Fig. 5 Plastic zone development of steel arch bridge

4 结论

本文以大跨度下承式钢拱桥为对象,进行动力非线性分析,从不同角度分析该结构的地震响应,得出以下结论。

(1) 对于下承式钢拱桥,地震荷载引起的几何非线性会对拱顶受力不利。考虑材料非线性后,部分构件进入塑性区,几何非线性对结构内力影响显著增大,计算时不能忽略。

(2) 非线性效应对结构横桥向与竖桥向振动位移响应的影晌基本一致。

(3) 下承式钢拱桥是一种抗震性能较好的桥梁结构形式,在强地震荷载作用下,结构的地震损伤并不严重。非线性时程分析能精确判断钢结构发生屈服的时间和程度。在地震荷载作用下拱脚、拱肋与风撑连接的位置容易发生损伤,最大塑性应变出现在风撑端部,在设计时应予以考虑。

参考文献 (References)

- [1] Nazmy A S. Stability and load-carrying capacity of three-dimensional long-span steel arch bridges [J]. Computer and Structures, 1997, 65(6): 857-868.
- [2] Cheng J, Jiang J J, Xiao R C, et al. Ultimate load carrying capacity of the Lu Pu steel arch bridge under static wind loads [J]. Computer and Structures, 2003, 81(3): 61-73.
- [3] 汤岳飞. 下承式钢桁架拱桥 E1 地震作用分析研究 [J]. 结构工程师,

2011, 27(1): 93-97.

Tang Yuefei. Structural Engineers, 2011, 27(1): 93-97.

- [4] 杜思义, 陈淮, 王宝聚. 某下承式钢管混凝土拱桥抗震分析[J]. 郑州大学学报: 理学版, 2007, 39(3): 158-162.
Du Siyi, Chen Huai, Wang Baoju. Journal of Zhengzhou University: Engineering Science, 2007, 39(3): 158-162.
- [5] Sakai J, Kawashima K. Seismic response of a reinforced concrete arch bridge taking account of axial force and moment interaction[J]. Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering, 2003(724): 69-81.
- [6] Usami T, Ge H, Hioki K, et al. Seismic performance upgrading of steel arch bridges using structural control dampers against transverse directional earthquake motions [J]. Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering, 2004(766): 245-261.
- [7] 崔军. 大跨度钢管混凝土拱桥受力性能分析[D]. 杭州: 浙江大学, 2003.
Cui Jun. Structural characteristic study on large span CFST arch bridge [D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2003.
- [8] 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.
Fan Lichu, Hu Shide, Ye Aijun. Seismic design of large span bridge[M]. Beijing: People's Communications Press, 2001.
- [9] 段红霞, 李守巨, 刘迎曦. 地震作用下钢结构损伤过程数值模拟[J]. 工程力学, 2011, 28(2): 198-204.
Duan Hongxia, Li Shouju, Liu Yingxi. Engineering Mechanics, 2011, 28(2): 198-204.

(责任编辑 王媛媛)

·学术动态·

芦山地震是否汶川地震余震

第一种观点认为:“芦山地震非汶川地震余震”。

四川地震局公告,芦山地震的震中处于龙门山断裂带南段,7.0 级的震级是该区域历史上最大的地震。芦山地震非汶川地震余震 (<http://news.sciencenet.cn/htmlnews/2013/4/277009.shtml>)。

中国地震局地质研究所研究员周本刚认为,芦山地震不是汶川地震的余震,而是 2 次独立的地震。长达 500 多公里的龙门山断裂带,总体分成 3 段,汶川地震发生在龙门山断裂带中段,芦山地震发生在龙门断裂带南段。(<http://news.sciencenet.cn/htmlnews/2013/4/277024.shtml>)。

第二种观点认为:“芦山地震是汶川地震余震”。

中国科学院院士、地球物理学家陈运泰认为,从震源位置、震源机制、震级大小看,芦山地震是汶川地震的强余震,是汶川大地震的破裂向西南方向的发展(<http://news.sciencenet.cn/htmlnews/2013/4/277024.shtml>)。

美国地质勘探局地球物理学家杰西卡·特纳认为,芦山地震是在南北走向的龙门山断层上发生东西反向运动造成的,芦山地震是汶川地震的一次余震(<http://news.sciencenet.cn/htmlnews/2013/4/277009.shtml>)。