

文章编号:1671-6833(2009)03-0030-05

大跨度钢管混凝土拱桥地震响应分析

吴乃森¹,王元生¹,何涛²

(1. 西北工业大学 力学与土木建筑学院,陕西 西安 710129; 2. 漯河市交通局,河南 漯河 462400)

摘要:利用有限元法建立大跨度钢管混凝土拱桥的结构模型,计算其自振性能,应用时程分析法,计算该桥考虑吊杆张力和拱肋初始应力影响的动力特性和地震响应,并与不计吊杆张力和拱肋初始应力影响的桥梁动力特性和地震响应进行了比较,分析了该拱桥的结构抗震反应。结果表明,初始应力对于拱肋的力学性能影响不大,并满足设计要求,本桥抗震性能良好。

关键词:钢管混凝土拱桥;地震响应;动力特性

中图分类号:U 448.2 **文献标识码:**A

0 引言

拱桥是我国使用较为普遍的桥型之一,传统钢筋混凝土拱桥由于自重较大,施工架设问题突出,限制了其跨越能力,钢管混凝土拱桥在解决这两个问题有优势。首先,在钢管混凝土构件中钢管限制了混凝土的横向变形,提高了混凝土的强度,从而可减小截面尺寸;其次,钢管有着良好的自架设能力,在施工中可先分段吊装形成钢管拱,然后再灌注混凝土,解决了拱桥施工中吊装重量大的问题,同时钢管可起到模板的作用,简化了施工工艺,拱肋一般是偏心受压构件,钢管对混凝土的套箍效应较明显,正是这些优点使得近年来钢管混凝土在大跨度拱桥中得到大规模的应用。目前,国内公路最大跨径钢管混凝土拱桥为巫峡长江大桥,主孔净跨达460 m,铁路上则为跨径236 m的北盘江大桥。大跨度拱桥的抗震性能,尤其是铁路钢管混凝土拱桥,现行规范尚无明确规定,笔者以某大桥为工程背景,在初始应力加入和不加入为条件计算了该桥的动力特性和空间地震响应,从而得出在两种情况下对钢管混凝土拱桥的影响,为此桥的建设提出一些建议。

1 钢管混凝土拱桥数学模型及分析

本模型以国内某大桥为背景,大桥全长为832.84 m,主桥为48 m+180 m+48 m的3跨连续下承式钢管混凝土桁架拱桥,桥宽43.6 m,南岸引桥长332.42 m,标准桥宽31.5 m,北岸引桥

长224.42 m,标准桥宽39.0 m,引桥为跨度为28左右的预应力混凝土连续箱梁,主桥拱肋有2片有桁架所连接的钢管混凝土拱和6道风撑组成,2片拱肋的横向中心间距33.6 m,在拱顶处的中心间距4.5 m,下弦杆采用二次抛物线,矢高36 m,矢跨比1/5,上弦杆采用二次抛物线和圆曲线相结合。腹杆在中跨连接上下弦杆,边跨连接上弦杆和主梁。直腹杆和斜腹杆每隔4.5 m交错布置,中边跨斜杆方向相反,全桥呈N型密布钢桁架拱结构形式,拱肋节段之间采用高强螺栓连接。

1.1 在进行有限元离散时,作如下考虑

(1)拱桥的主拱肋是钢管混凝土杆及钢管组成的杆系结构。钢管混凝土杆由钢与混凝土两种材料组合而成,在计算时一般可有两种方法来处理。一种方法是钢管和混凝土作为两根杆件计算,保证其节点坐标相同,另一种方法是将钢和混凝土换算成一种材料来计算^[1],笔者采用第二种方法计算。

如将钢管混凝土截面换算为相当的混凝土截面,则相当截面的抗拉压刚度为 $EA = E_c(A_c + nA_s)$,抗弯刚度为 $EI = E_c(I_c + nI_s)$,抗扭刚度为 $GIp = G_c(I_{pc} + nI_{ps})$ 。其中: $n = E_s/E_{cn}' = G_s/G_{cn}'$ 为弹性模量; G 为剪切模量; I 为惯性矩; I_p 为扭转惯矩; A 表示截面积;下标 s 表示钢材;下标 c 表示混凝土。值得一提的是,由于钢管混凝土的力学性能十分复杂,以上方法并非十分精确,但方便易行且偏于安全,尤其是在弹性范围内工作时。

收稿日期:2009-01-30;修订日期:2009-04-14

作者简介:吴乃森(1964-),男,陕西西安人,西北工业大学副教授,主要从事钢结构性能研究。

(2)对于长大跨度柔性拱桥来说,分析计算时应考虑系杆、拱肋等的初始轴力对刚度矩阵的影响^[2].由于该桥立柱或吊杆的纵向间距仅4.5 m,相应的梁单元是一个短深梁,其剪切变形的影响也应予以考虑^[3].

(3)为了计算的方便,将对此模型进行简化处理,把桥面板通过质量和刚度的简化,把其质量和刚度都简化到钢管混凝土拱桥的梁上,可以保持其抗弯刚度,从而保持桥梁的稳定性.

1.1.1 模型建立

拟拱桥体系有限元计算模型共分6大模块:拱肋钢管、拱肋钢管内混凝土、两拱肋间横撑、吊杆、系杆、桥面系.两拱肋通过横撑连接,拱肋与桥墩固结,桥面系与拱肋间通过吊杆连接.为节省计算时间,拱肋钢管混凝土桁架简化为箱形钢梁截面梁、箱形混凝土梁截面梁,分析软件为ANSYS.在计算模型中,吊杆及系杆用空间杆单元(LINK10)模拟,其他构件用空间梁单元(BEAM4)模拟.忽略地基土对结构的影响,桥墩节点各自由度固结.其计算模型见下如图1.

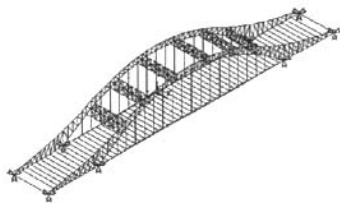


图1 桥梁有限元计算模型
Fig.1 FEM model of the bridge

1.2 动力特性分析

桥梁结构动力特性是进行桥梁动力分析的基本资料,首先对该桥的动力特性进行了分析,桥梁动力特性也是地震响应计算的基础^[4].钢管混凝土拱桥施工过程中,要对桥面的水平标高进行调整,保证桥面在恒载和1/2活载作用下与设计桥面线形一致,成桥后的桥面恒载直接由吊杆承受,然后再传给拱肋,桥梁在恒载、吊杆张力、拱肋初应力共同作用下处于平衡状态,处于平衡状态的位置称为初始平衡构型.在初始平衡构型下,吊杆以及拱肋已经承受很大的力(主要是拉压轴力),这时所受的力叫初应力,初应力是桥梁使用状态下内力的主要部分,桥梁的刚度矩阵分为两部分:一部分是按初始几何构形计算的弹性刚度矩阵;一部分是初应力刚度矩阵,即几何刚度矩阵,初应力刚度矩阵不但与几何形状有关,而且与计算时

的内力有关,对于桁架单元、梁单元由初应力产生的结构几何刚度矩阵的大小是与结构所受内力成正比的,因此对于初应力较大的结构,初应力刚度矩阵相对弹性刚度矩阵是不应忽略的,因此计算拱桥的结构动力特性时,应该考虑结构初应力的影响,横梁和系杆施加预应力后也改变了桥梁结构的刚度,但由于施加的预应力较小,产生的初应力刚度矩阵相对弹性刚度矩阵可以忽略.但是调节桥面平衡的初应力不可忽略,设为0.01,笔者采用Lanczo法^[5]对此桥进行动力特性计算,分为2种情况:情况1为考虑初应力影响的模态分析,即初应力模态分析;情况2为不考虑初应力影响的模态分析,又叫常规的模态计算.2种情况计算的此桥模态结果列于表1.

表1 自振频率及模态特性
Tab.1 Nature frequency and mode shape

阶数	工况1 /Hz	工况2 /Hz	偏差 /%	模态特征
1	0.380 3	0.395 5	4.0	主拱对称侧向弯曲
2	0.709 2	0.773 0	9.0	主拱反对称侧向弯曲
3	0.867 8	0.870 3	0.4	主拱对称竖向弯曲
4	1.227 1	1.228 3	0.1	主拱反对称侧向弯曲
5	1.376 2	1.385 8	0.7	主拱对称侧向弯曲
6	1.671 5	1.713 3	2.5	拱圈对称侧向弯曲
7	1.683 2	1.728 6	2.7	拱圈对称侧向弯曲
8	1.761 1	1.761 1	0.0	拱圈对称竖向弯曲
9	2.080 9	2.087 1	0.3	拱圈对称扭转
10	2.223 8	2.268 2	2.0	拱圈对称竖向弯曲

从计算结果可知:

1)由于第1阶振型周期为2.63 s,一般计算都表明钢管混凝土拱桥第1阶振型的周期远大于一般单孔刚性结构0.3~0.4 s的基本周期,说明钢管混凝土拱桥属于柔性结构,采用振型叠加法时,应考虑比中、小跨度多一些的振型;

(2)第1阶、第2阶振型为侧弯振型,到9阶之后才出现竖弯振型,表明面外刚度小于面内刚度.拱肋和桥面扭转振型出现较晚,表明结构的抗扭刚度较大,容易满足刚度要求;

(3)可以看出,该桥基频较低,频率密集,2种工况下,桥梁前10阶模态特征均相同,对比2种工况结果可以看出,初应力对频率有一定影响,工况1的各阶频率多数小于工况2对应的频率,说明该桥初应力使结构竖向、横向、扭转刚度减小,固有频率下降,各阶频率下降程度不同,前2阶频率下降较多,其中第2阶频率下降最大,约为

9%. 图 2 为该桥梁前 5 阶振型图。

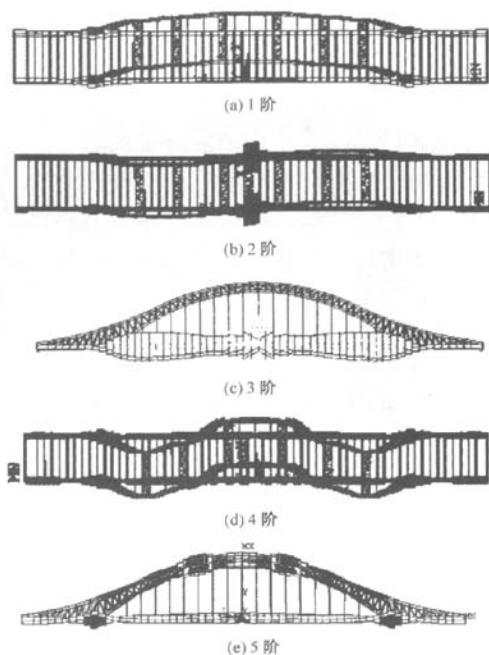


图 2 桥梁前 5 阶振型图

Fig. 2 The first 5 mode shapes of the bridge

2 地震响应计算

工程结构地震响应计算常用的方法有反应谱法和时程分析法^[6], 反应谱法局限于结构的线弹性分析, 对大型结构除采用反应谱法分析外, 多再用时程分析法验证, 动态时程分析法属瞬态动力学分析方法, 可确定地震荷载作用下结构的位移、应力等随时间的变化关系, 既可进行结构线性地震响应分析又可进行非线性地震响应分析^[7-9]. 笔者采用时程分析法计算此桥地震响应情况, 计算分考虑初应力和不考虑初应力 2 种工况分别进行。

在动力分析中, 原则上可以把式(10)看作是给与加速度有关的惯性力和与速度有关的阻尼力包括在内的时刻的静力平衡方程^[6], 在实用的有限元分析中, 一般选用地震台站记录到的地震波加速度时间历程数据, 采用直接积分法对其逐步进行数值积分, 以求得各个时刻 Wilson- θ 的地震响应值。直接积分法中应用较为广泛的是 Wilson- θ 法。

Wilson- θ 法实质上是线性加速度法的推广, 线性加速度法假定加速度从时刻 t 到时刻 $t + \Delta t$

为线性变化。Wilson- θ 法假定加速度从时刻 t 到时刻 $t + \Delta t$ 为线性变化, 其中 $\theta \geq 1.0$ 。当 $\theta = 1.0$ 时, 这种方法就简化为线性加速度格式。如果达到无条件稳定, 则必须满足 $\theta > 1.37$, 通常取 $\theta = 1.4$ 。

如果令 τ 表示时间的增量, 其中 $0 \leq \tau \leq \theta \Delta t$, 于是对从时刻 t 到时刻 $t + \Delta t$ 的时间区间, 可以假定

$$\ddot{U}_{t+\tau} = \ddot{U}_t + \frac{\tau}{\theta \Delta t} (\ddot{U}_{t+\theta \Delta t} - \ddot{U}_t) \quad (1)$$

积分(1)式, 可以得到

$$\dot{U}_{t+\tau} = \dot{U}_t + \dot{U}_{t+\theta \Delta t} \frac{\tau^2}{2\theta \Delta t} (\ddot{U}_{t+\theta \Delta t} - \ddot{U}_t) \quad (2)$$

同时可以得到

$$U_{t+\tau} = U_t + \dot{U}_{t+\theta \Delta t} \frac{\tau}{2} + \frac{\tau^3}{6\theta \Delta t} (\ddot{U}_{t+\theta \Delta t} - \ddot{U}_t) \quad (3)$$

利用(2)和(3)式, 在时刻上有 $t + \Delta t$

$$\dot{U}_{t+\theta \Delta t} = \dot{U}_t + \frac{\theta \Delta t}{2} (\ddot{U}_{t+\theta \Delta t} - \ddot{U}_t) \quad (4)$$

$$U_{t+\theta \Delta t} = U_t + \theta \Delta t \dot{U}_t + \frac{\theta^2 \tau^2}{6} (\ddot{U}_{t+\theta \Delta t} - \ddot{U}_t) \quad (5)$$

因此可以利用 $U_{t+\theta \Delta t}$ 来求出 $\dot{U}_{t+\theta \Delta t}$ 和 $\ddot{U}_{t+\theta \Delta t}$:

$$\ddot{U}_{t+\theta \Delta t} = \frac{6}{\theta^2 \Delta t^2} (U_{t+\theta \Delta t} - U_t) - \frac{6}{\theta \Delta t} \dot{U}_t - \ddot{U}_t \quad (6)$$

$$\dot{U}_{t+\theta \Delta t} = \frac{3}{\theta \Delta t} (U_{t+\theta \Delta t} - U_t) - 2\dot{U}_t - \frac{\theta \Delta t}{2} \ddot{U}_t \quad (7)$$

这样, 要得到在时刻 $t + \Delta t$ 的位移、速度和加速度的值, 就只需考虑在时刻 $t + \theta \Delta t$ 平衡方程(1)。然而, 因为假定加速度为线性变化, 故所用的投影荷载向量是线性变化的, 即所用的方程是

$$M\ddot{U}_{t+\theta \Delta t} + C\dot{U}_{t+\theta \Delta t} + KU_{t+\theta \Delta t} = \ddot{R}_{t+\theta \Delta t} \quad (8)$$

其中,

$$\ddot{R}_{t+\theta \Delta t} = \ddot{R}_t + \theta (\ddot{R}_{t+\theta \Delta t} - \ddot{R}_t) \quad (9)$$

地震加速度时程的选择在地震动特性中, 对结构破坏有重要影响的因素为地震动强度、频谱特性、强震持续时间等。在选择强震记录时, 除了最大峰值加速度应符合所在地区的烈度要求外, 场地条件也应尽量接近, 也就是该地震加速度时程的主要周期应尽量接近于桥址场地的卓越周期。强震持续时间, 原则上应采用较长的记录。因为持续时间长时, 地震能量大, 结构反应强烈。

多自由度体系基于地面一致激励建立的经典运动方程:

$$[M]\{\ddot{\delta}\} + [C]\{\dot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = -[M]\{I\}\ddot{\delta}_g(t) \quad (10)$$

式中: $[M]$ 、 $[C]$ 和 $[K]$ 分别为结构的总质量矩阵、总阻尼矩阵与总刚度矩阵; $[\delta]$ 为结构体系的节点位移矢量; $\ddot{\delta}_g$ 为地面运动加速度; $[I]$ 为惯性力指示向量。

从此拱桥的基频知道,拱桥的首先发生的是侧弯,说明其反映了拱肋横向刚度较其他方向刚度低,因此地震波采用一组实测的天津波沿横向输入,大桥所在地区为抗震设防烈度为7度,Ⅲ类场地,根据《公路工程抗震设计规范》(JTJ004—89)^[10]要求,设计地震波最大水平加速度为0.15g不考虑地基土与桥梁基础的动力相互作用的影响,桥梁结构的阻尼比取0.05。

用时程分析法对该桥梁进行地震响应分析,可得2种工况下拱肋顶点横向位移的时程曲线,曲线基本相似,如图3所示(工况1)考虑初应力工况的最大位移为0.168m。如果不考虑初应力工况的最大位移为0.174m,拱肋顶点位移均在9.5s达到最大值,然后根据该时刻的结果分别扩展处理,求得结构各部分的响应,计算所得2种工况下拱肋最大内力,如表2所示,2种工况下拱肋各部分的轴力、剪力、弯矩相差不大均小于4%,具体如图4所示,图中实线为考虑初应力工况的计算结果,虚线为不考虑初应力工况的计算结果。

结果表明,该桥梁拱肋在恒载和横向地震波的作用下最大应力为20.31MPa,系杆最大拉应力为0.517MPa,桥梁结构仍在弹性范围内工作,2种工况计算结果都满足现行规范要求,表明该桥在7度地震作用下抗震性能良好。

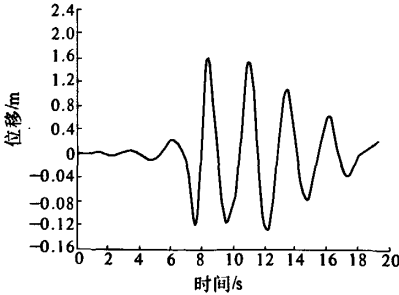


图3 拱肋顶点位移响应时程曲线
Fig.3 Displacement time curve on arch toe

在地震作用下拱桥拱肋内力计算分布见表2。

3 结论

(1)大桥的第一振型为拱肋面外对称挠曲振

动,第二振型为拱肋面外反对称挠曲振动,面内自

表2 地震作用下拱肋内力分布
Tab.2 Internal force distribution in arch
under earthquake

工况1				
位置	轴力 /kN	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)	位移 /m
拱脚	1 163.7	889.8	4 529.9	0.000
1/4	1 140.9	168.9	1 040.8	0.120
拱顶	238.1	134.6	515.7	0.168

工况2				
位置	轴力 /kN	剪力 /kN	弯矩 /(kN·m)	位移 /m
拱脚	1 152.9	876.5	4 410.5	0.000
1/4	1 129.8	156.7	984.3	0.125
拱顶	224.6	128.5	496.8	0.174

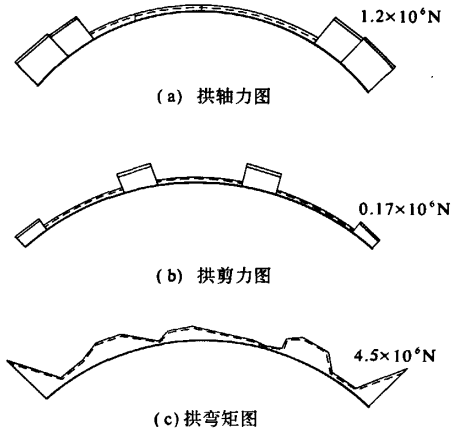


图4 地震作用下的拱轴力图、拱剪力图和拱弯矩图
Fig.4 Axis diagram, shear diagram and
bending moment diagram in arch under earthquake

振频率较面外大,基频之比为2.871。表明面内刚度明显大于面外刚度。人体对振动感觉比较敏感的范围是2~6 Hz^[3],大桥的基频未落入此围,桥的振动不会对行人和司机产生明显的不适感。

(2)本模型桥基频较低,频率密集,反映了大跨度空间结构的典型动力特性,桥梁前2阶模态均为拱的横向振动,反映了该桥的横向刚度相对其他方向较弱。

(3)桥梁结构的自振周期与场地的卓越周期越接近,其地震响应越大。因此在选择地震波进行时程分析时应考虑场地土的卓越周期同地震波的频率特征相一致,否则会得出不合理的结果。

(4)初应力对本模型桥动力特性和地震响应有一定影响,但总体不大,在工程应用中可以不作

考虑.

(5)在7度地震作用下桥梁仍在弹性范围内工作,表明该桥在设计地震烈度下抗震性能良好.

参考文献:

- [1] 陈宝春. 钢管混凝土拱桥的设计与施工[M]. 北京:人民交通出版社,2000:180-190.
- [2] 项海帆,刘光栋. 拱结构的稳定与振动[M]. 北京:人民交通出版社,1991:124-144.
- [3] 李国豪. 桥梁结构稳定与振动[M]. 北京:中国铁道出版社,1992.
- [4] 范立础. 桥梁抗震[M]. 上海:同济大学出版社,1996:272
- [5] 殷学刚,陈 淮,蹇开林. 结构振动分析的子结构方法[M]. 北京:中国铁道出版社,1991:99.
- [6] 陈 淮,申哲会,胡 锋,等. 斜靠式拱桥动力特性研究[J]. 郑州大学学报:工.学版,2005,29(4):25-28
- [7] MOUNIR B, EDUARDO K. Response spectrum analysis of structures subjected to spatially varying motions[J]. E. E. S. D. 1992,(21):461-470.
- [8] 郑史雄. 大跨度钢管混凝土拱桥的地震反应性能[J]. 西南交通大学学报,1999,36(3):320-324.
- [9] 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):165-169.
- [10] 中华人民共和国交通部标准. JTJ004-89《公路工程抗震设计规范》. 北京:中国交通出版社,1989.

Analysis of Seismic Response for CFST Arch Bridge

WU Nai-sen¹, WANG Yuan-sheng¹, HE Tao²

(1. School of Mechanics, Civil Engineering and Architecture, Northwestern Polytechnic University, Xi'an 710072, China; 2. Luohe City Department of Transportation, Luohe 462400, China)

Abstract: According to the structural feature of the bridge, spatial finite element analysis model is established to calculate its natural vibrations, by use of the seismic time-history response, dynamic characteristics and the seismic responses derived from history analysis are analyzed and compared whether under initial stress or not. The results show that the response of initial stress do not have too much effect on the bridge. The anti-seismic capability of the bridge is good.

Key words: CFST arch bridge; seismic response; dynamic characteristics