

基于监测数据的系杆拱桥有限元模型修正

李元吉^{1,2}

(1.青海交通职业技术学院 资产管理处, 青海 西宁 810003; 2.青海交通职业技术学院 交通土木工程系, 青海 西宁 810003)

摘要: 针对复杂超静定杆系拱桥结构有限元建模失真的问题, 结合特征值模态参数识别法、模态置信准则和目标函数修正法, 提出一种基于监测数据的系杆拱桥有限元模型修正方法; 以福建省宁德市福宁路二桥为例, 采用该方法对有限元模型进行修正, 验证其可行性。结果表明, 修正后模型的频率更接近于实测频率, 但拱肋一阶横弯矩存在较大误差; 未出现材料参数因改变幅值太大而失去物理意义的现象, 力学效应值与实测值也相差较小。

关键词: 桥梁; 系杆拱桥; 监测数据; 有限元模型修正

中图分类号: U442.5

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2018)04-0106-04

杆系拱桥将拱与梁两种结构组合在一起, 能充分发挥梁受弯、拱受压的结构性能, 同时具有良好的外观构造, 是中国桥梁建设中桥型重要选择之一。刘钊等通过建立桥梁结构有限元模型实现了结构安全状态评定, 但建模的精准性决定该模型是否能准确预测结构的应力、位移和变形。杆系拱桥通过吊杆将梁的重量传递到拱肋, 由拱肋承受全体结构自重和外荷载, 施工中结构材料参数往往与设计值有所差异, 如钢管内灌注砼的密度不饱和、施工后砼弹性模量与设计值有偏差、施工中吊杆张拉应力损失等, 使基于设计图的有限元模型与实际桥梁结构存在不小误差。不少学者对此提出了修正方法, 如任伟新等基于响应面法将试验数据与设计值进行回归, 得到了一种简化结构模型; 范立础提出了一种针对悬索桥结构特征值敏感性分析的有限元修正方法; 徐张明提出了一种基于频响函数的机械结构有限元修正方法。该文结合特征值模态参数识别法、模态置信准则和目标函数修正法, 研究基于监测数据的系杆拱桥有限元模型修正方法。

1 系杆拱桥有限元修正方法

1.1 特征值模态参数识别法

模态反映结构的基本特征, 可通过对比有限元结构模型的模态与真实结构的模态是否相符来确定有限元模型是否能反映真实桥梁状态。特征值实现算法作为一种高效识别结构模态频率的方法, 能胜任高次超静定杆系梁拱桥的实测模态识别。该方法的振动方程为:

$$M \ddot{w}(t) + D \dot{w}(t) + K w(t) = B_i u(t) \quad (1)$$

式中: M 、 K 、 D 分别为多维结构的质量矩阵、刚度矩阵和阻尼矩阵; $\ddot{w}(t)$ 、 $\dot{w}(t)$ 、 $w(t)$ 分别为结构的加速度、速度和位移随时间的函数功能表达式; B_i 为结构的分配矩阵; $u(t)$ 为输入信号函数。

将式(1)的状态变量表述为:

$$\begin{aligned} x &= \begin{bmatrix} w \\ \dot{w} \end{bmatrix}, \dot{x} = \begin{bmatrix} \dot{w} \\ \ddot{w} \end{bmatrix} \\ A &= \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}D \end{bmatrix} \\ B &= \begin{bmatrix} 0 \\ -M^{-1}B_i \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (2)$$

式中: x 、 \dot{x} 分别为结构的位移、速度和加速度矩阵; A 、 B 分别为结构的系统矩阵和控制矩阵; I 为单位矩阵。

将式(2)带入式(1), 得:

$$\dot{x}(t) = Ax(t) + Bu(t) \quad (3)$$

假设监测传感器的采样频率为 T , 对矩阵 A 进行特征值分解, 得:

$$\phi A \phi^{-1} = \text{diag}(v_1, v_2, \dots, v_n) \quad (4)$$

式中: ϕ 为 A 的特征向量; v_i 为矩阵的第 i 个 A 特征值。

结构模态的频率表达式为:

$$Q_i = \sqrt{\frac{1}{T} \ln v_i^2} \quad (5)$$

1.2 有限元模态判别准则

在提取有限元模型计算模态和桥梁实测模态后, 采用一定准则判别该模型是否需修正。模态置

信准则作为验证数值模拟模态与实测模态的判别指标,其功能函数表达式为:

$$V_{\text{mac}} = \frac{(\phi_a^T \phi_m)^2}{(\phi_a^T \phi_a)(\phi_m^T \phi_m)} \quad (6)$$

式中: ϕ_a 、 ϕ_m 分别为实测结构模态振型向量和有限元模态振型向量。

$V_{\text{mac}}=1$ 时,表示有限元模态和实测模态相符; $V_{\text{mac}}=0$ 时,说明两个模态正交,即完全不相相关。这里设 $V_{\text{mac}} < 0.9$ 时模型需进行修正。

1.3 有限元模型修正方法

待修正的桥梁状态目标函数 $f_r = f(x_1, x_2, \dots, x_n)$, 目标函数可选取的指标很多,常用的有频率、振型及模态柔度等。频率是反映结构整体动力性能的动力指标,选取实测频率与模拟值的残差作为目标函数 f_r , 有限元模型修正目标可表示为:

$$f_r = \min f(x_1, x_2, \dots, x_n) \quad (7)$$

式中: x_1, x_2, \dots, x_n 为待修正的参数变量。

建立系杆拱桥初始模型时,结构几何尺寸严格按照设计图选取,但由于施工质量问题,可能会存在一些偏差,使结构的实际刚度与有限元模型不相符。材料参数方面,砼弹性模量及密度受施工质量的制约会与标准值存在一定差异,故选择拱肋砼弹性模量、密度作为修正参数之一;钢管由于制造及施工工艺成熟,其弹性模量与密度的离散性较弱,若盲目修正容易与工程实际不符,不作为修正对象。在几何尺寸方面,结构的施工工艺及质量会影响构件尺寸,选择拱肋砼纵桥向惯性矩修正系数、拱肋砼横桥向惯性矩修正系数、桥面砼纵桥向惯性矩修正系数、桥面砼横桥向惯性矩修正系数作为修正参数。在模型修正过程中,为防止参数修改幅度过大而失去物理意义,施加约束条件,将所有材料参数的修正范围约束在 $\pm 20\%$ 以内。

2 工程算例

2.1 工程概况

福建宁德市福宁路二桥建于 2009 年 5 月,为三跨下承式钢管砼系杆拱桥,拱肋采用砼拱肋和钢管桁架拱肋组合形式,部分拱肋采用钢管砼桁架形式,拱脚采用砼形式。跨径组合为 35 m+100 m+35 m,拱肋矢高为 20 m,矢跨比为 1/5,拱轴线采用二次抛物线。桥面标准宽度为 2×4 m 人行道+0.5 m 花坛+4 m 非机动车道+12 m 机动车道+0.5 m 防撞护栏+7 m 中央分隔带。下部结构采用重力式桥墩、钻孔灌注桩基础、埋置式轻型桥台(见图 1)。设计荷载等级为城-A 级,人群荷载为 2.4 kN/m²。

墩、钻孔灌注桩基础、埋置式轻型桥台(见图 1)。设计荷载等级为城-A 级,人群荷载为 2.4 kN/m²。



图 1 福宁路二桥侧面

2.2 有限元建模及动力分析

采用 MIDAS 软件建立该桥有限元模型。根据设计施工图确定其几何尺寸、边界条件及结构所用材料,再根据规范规定的材料特性建立初始模型。桥面纵梁采用 MIDAS 中的梁单元模拟,其截面形状为矩形,几何尺寸与设计施工图一致。钢管砼拱桥拱肋由钢管和砼组成,两者协同工作,采用双单元法建模,钢管和砼单元均采用梁单元,砼截面为哑铃形。吊杆在拱桥中只承受拉力,在 MIDAS 中采用三维杆索单元模拟其受力,并通过设置初始应变实现吊杆预张拉,每根吊杆的长度及预张拉力根据施工图确定。有限元模型见图 2。

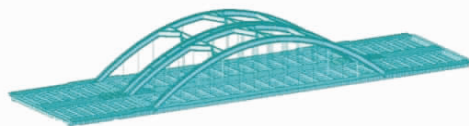


图 2 福宁路二桥有限元模型

采用 MIDAS 中自带的 Block lanczos(模态叠加法)方法对有限元模型进行自振分析,得到各阶模态。图 3 为一阶模态的振型,表 1 为前五阶模态的固有频率及累计模态有效质量参与系数。



图 3 桥面一阶竖弯

2.3 实测模态分析

分别在拱肋和桥面跨度的 1/4L、1/2L 和 3/4L 位置布置加速度传感器(见图 4),实时监测桥梁主要构件在交通、环境荷载等作用下的加速度响应,挖掘结构的整体动力特性,并为评价结构安全状况提供

表 1 前五阶固有频率及累计模态有效质量参与系数

阶次	频率/Hz	质量参与系数					
		竖向 Z	纵向 X	横向 Y	绕 X 轴转动方向	绕 Y 轴转动方向	绕 Z 轴转动方向
1	0.665	0.000	0.000	0.356	0.512	0.000	0.284
2	1.338	0.000	0.743	0.356	0.512	0.090	0.285
3	1.378	0.000	0.743	0.894	0.514	0.090	0.714
4	1.510	0.000	0.743	0.894	0.514	0.090	0.780
5	2.276	0.064	0.743	0.894	0.533	0.144	0.780

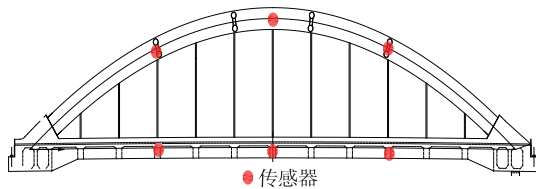


图 4 加速度传感器布置示意图

依据。监测结果见表 2。

表 2 桥梁实测频率

模态	初始模型 频率/Hz	实测频 率/Hz	误差/%	V_{mac}
拱肋一阶横弯	0.665	0.815	-18.40	—
桥面一阶竖弯	1.338	1.237	8.16	0.982 5
桥面一阶扭转	2.282	2.329	-2.02	0.975 0
拱肋二阶横弯	2.774	2.778	-0.14	—
桥面二阶扭转	3.478	3.405	2.14	0.885 0
桥面三阶扭转	4.220	4.110	2.14	0.885 0
桥面三阶扭转	4.310	4.100	2.14	0.885 0
桥面三阶扭转	4.210	4.160	2.14	0.885 0

由表 2 可知:实测模态频率与有限元模型计算频率存在一定误差,其中拱肋一阶横弯频率模拟值与实测值误差较大,达 18.4%,桥面一阶竖弯和拱肋二阶横弯、桥面一阶和二阶扭转的误差相对较小。拱肋一阶横弯误差较大的主要原因是风撑结构与实桥不符,而实地测量风撑尺寸存在较大困难,产生一定误差。另外,拱肋一阶横弯对风撑参数较敏感,而二阶横弯对风撑参数的敏感性较低,故二阶横弯误差相对较小。

2.4 模型修正

基于 MIDAS 中的优化设计方法,先采用零阶问题法寻找最优参数的基本位置,再采用一阶方法对最优参数进行精确定位,通过多次迭代实现模型修正。如前所述,以拱肋砼弹性模量 E_{ca} 和密度 D_{ca} 、拱肋砼纵桥向惯性矩修正系数 U_{gx} 、拱肋砼横桥向惯性矩修正系数 U_{gy} 、桥面砼纵桥向惯性矩修

正系数 U_{sx} 、桥面砼横桥向惯性矩修正系数 U_{sy} 作为修正参数,并将所有材料参数的修正范围约束在 $\pm 20\%$ 以内(见表 3)。修正后模型参数见表 4。

表 3 模型修正前后材料参数变化

修正参数	修正值	初始值	变化幅度/%
E_{ca}	2.605×10^4 MPa	0.690 MPa	-19.80
D_{ca}	2.486 kg/m ³	1.259 kg/m ³	-0.56
U_{gx}	1.039	2.280	3.90
U_{gy}	1.070	2.750	7.00
U_{sx}	0.964	3.340	-3.60
U_{sy}	1.080	1.000	8.00

表 4 初始模型频率、实测频率及模型修正结果

模态	初始模型 频率/Hz	修正后模型 频率/Hz	实测频 率/Hz	修正后误 差/%
拱肋一阶横弯	0.665	0.690	0.815	-18.40
桥面一阶竖弯	1.338	1.259	1.237	8.16
桥面一阶扭转	2.282	2.280	2.329	-2.01
拱肋二阶横弯	2.774	2.750	2.778	-0.14
桥面二阶扭转	3.478	3.340	3.405	2.14

由表 4 可知:模型修正后模态频率更接近实际值,但拱肋一阶横弯频率因风撑设计与实桥尺寸不符,且该阶模态频率对风撑参数较敏感,仍存在较明显误差;修正后材料参数因为在修正前设置了约束变化不太大,未失去物理意义。

2.5 原模型与修正模型对比

为验证修正后有限元模型的计算精度,设计 3 种加载工况对比有限元模型修正前后的位移理论值和实测数据。工况 1、2 和 3 分别为车重 400 kN 的三轴货车加载(4 辆对称加载)在桥跨的 1/4L、跨中和 3/4L 处。各荷载工况下位移对比见图 5。

由图 5 可知:在荷载工况 1、2 和 3 作用下,修正前模型竖向位移计算值与实测值的误差分别为 21%、25% 和 20%,修正后模型计算值与实测值的误差分别为 7%、8% 和 5%,修正后模型的竖向位移

计算值与实测值更接近。

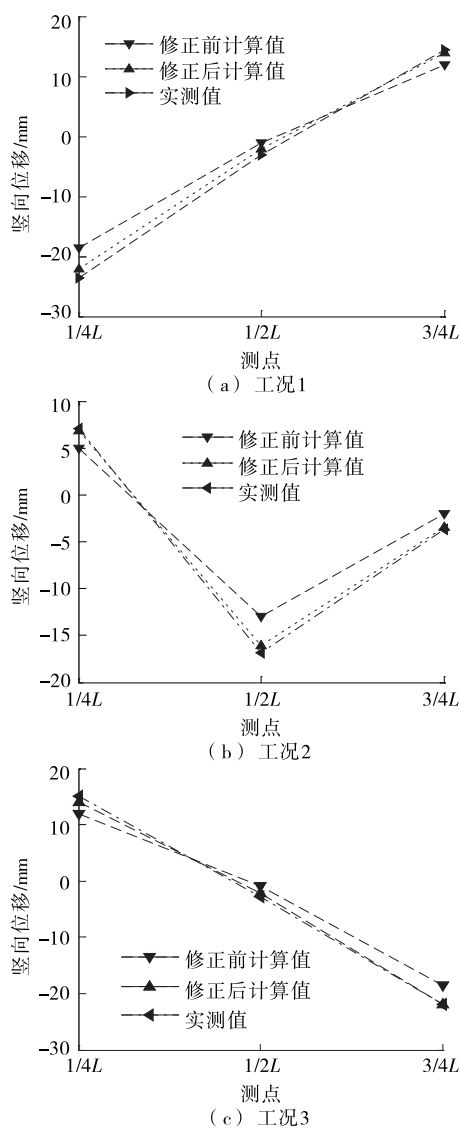


图5 不同荷载工况下位移对比

3 结语

该文结合特征值模态参数识别法、模态置信准

则和目标函数修正法,提出一种基于监测数据的系杆拱桥有限元模型修正方法。根据工程实际情况,选择拱肋砼弹性模量和密度、拱肋砼纵桥向惯性矩修正系数、拱肋砼横桥向惯性矩修正系数、桥面砼纵桥向惯性矩修正系数、桥面砼横桥向惯性矩修正系数作为修正参数,基于MIDAS平台修正有限元模型。修正后模型的频率更接近于实测频率,但拱肋一阶横弯仍存在较大误差,同时材料参数的改变限制在一定范围内,未出现因改变幅值太大而失去物理意义的现象。

参考文献:

- [1] 刘钊,王文清.预应力混凝土斜吊杆系杆拱桥结构设计概要[J].桥梁建设,1998(1).
- [2] 刘钊,吕志涛.竖吊杆与斜吊杆系杆拱结构的桥式研究[J].土木工程学报,2000,33(5).
- [3] 任伟新,陈华斌.基于响应面的桥梁有限元模型修正[J].土木工程学报,2008,41(12).
- [4] 范立础,袁万城.悬索桥结构基于敏感性分析的动力有限元模型修正[J].土木工程学报,2000,33(1).
- [5] 胡志坚,胡钊芳.中小跨径公路混凝土桥梁技术状态评估[M].北京:人民交通出版社,2009.
- [6] Meng Xiaolin.Real-time deformation monitoring of bridges using GPS/accelerometers[D].University of Nottingham, 2002.
- [7] 荣双龙,李传日,徐飞,等.试验模态分析最佳测试点选取方法的优化[J].北京航空航天大学学报,2014,40(4).
- [8] 田园,潘宏侠,毕静伟,等.应用模态置信准则最优解的高速自动机测点优化[J].机械设计与研究,2016(1).
- [9] 田园,潘宏侠,马凌芝,等.基于MAC与PSO的自动机测点优化[J].机械设计与制造,2016(7).

收稿日期:2018-03-02

(上接第105页)

- [9] Vamvatsikos D, Cornell C A. Incremental dynamic analysis[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2002, 31(3).
- [10] 崔双双.RC框架结构整体抗震性能系数与综合反应修正系数研究[D].哈尔滨:哈尔滨工业大学,2013.
- [11] 李业骏.新型外包钢混凝土组合梁延性性能研究[D].镇江:江苏大学,2016.
- [12] 钟仲华.高强度抗震钢筋在不同温度下的拉伸变形行为研究[D].昆明:昆明理工大学,2015.

- [13] 刘文浩.大跨度连续刚构桥弹塑性地震反应分析[D].长沙:长沙理工大学,2008.
- [14] 张新培.钢筋混凝土抗震结构非线性分析[M].北京:科学出版社,2003.
- [15] FEMA356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings[S].
- [16] 卓卫东.桥梁延性抗震设计研究[D].上海:同济大学,2000.

收稿日期:2017-05-19