

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2026.02.007

基于模态参数识别法的钢拱桥吊杆 断裂损伤识别研究

王忠¹, 周成峰², 郑金伙², 王文辉², 陈康明³

(1. 福州路信公路设计有限公司, 福建 福州 350007; 2. 福建省建筑设计研究院有限公司, 福建 福州 350001;
3. 福州大学 土木工程学院, 福建 福州 350108)

摘要: 钢拱桥吊杆长期承受交变荷载的吊杆易产生高周疲劳损伤并引发断裂, 进而削弱桥梁整体承载能力与稳定性。为探究采用模态参数识别法进行钢拱桥损伤识别的可行性, 以一座钢拱桥为研究对象, 基于有限元模型, 分别拟定吊杆完好、跨中有1根吊杆断裂和跨中有2根横桥向对称吊杆断裂3种情况进行特征值分析, 讨论结构损伤对固有频率和模态振型的影响; 基于白噪声激励产生桥梁振动数据, 采用ERA法对比分析了吊杆断裂前后桥梁的固有频率和振型变化, 探讨了采用ERA法进行桥梁构件损伤识别的精度。结果表明: 实桥构件损伤识别最佳测点布设位置可基于假定构件损伤的有限元模型振动分析结果确定, 对于跨中吊杆损伤识别, 可将 $L/2$ 、 $L/4$ 和 $L/6$ (L 为跨径)处作为结构动力性能监测位置; 以模态振幅的连续性作为模态纯度参数, 可以量化所识别模态的一致性, 且最佳模态阶数为30; 采用模态参数识别法(ERA)可通过测量关键节点的速度响应反映吊杆断裂后结构动力特性变化。

关键词: 钢拱桥; 吊杆断裂; 固有频率; 损伤识别

中图分类号: U441.4

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2026)02-0049-08

Damage Identification of Hanger Fracture in Steel Arch Bridge Based on Modal Parameter Identification Method

WANG Zhong¹, ZHOU Chengfeng², ZHENG Jinhua², WANG Wenhui², CHEN Kangming³

(1. Fuzhou Luxin Highway Design Co., Ltd., Fuzhou, Fujian 350007, China;

2. Fujian Province Architectural Design Research Co., Ltd., Fuzhou, Fujian 350001, China;

3. College of Civil Engineering Fuzhou University, Fuzhou, Fujian 350108, China)

Abstract: Steel arch bridge hangers subjected to long-term alternating loads are prone to high-cycle fatigue damage and subsequent fracture, thereby compromising the overall load-bearing capacity and stability of the bridge. To explore the feasibility of using modal parameter identification method for damage identification of steel arch bridges, a steel arch bridge was selected as the research object. Based on the finite element model, eigenvalue analysis was conducted for three situations: intact suspenders, one suspender fractured at mid-span, and two symmetrical transverse suspenders fractured at mid-span. The influence of structural damage on natural frequencies and mode shapes was discussed. Based on the vibration data of the bridge generated by white noise excitation, the changes in the natural frequencies and mode shapes of the bridge before and after the failure of hangers were compared and analyzed by using the ERA method, and the accuracy of using the ERA method for damage identification of bridge components was discussed. Results indicated that: the optimal location of measurement points for the damage identification in real bridge can be determined based on the vibration analysis results of the finite element model with assumed component damage. For the identification of mid-span hanger ruptured, the positions of $L/2$, $L/4$ and $L/6$ can be selected as the monitoring loca-

tions for the dynamic performance of the structure. The continuity of modal amplitude can be used as the modal purity parameter to quantify the consistency of the identified modes, and the optimal modal order is 30. The modal parameter identification method (ERA) can reflect the changes in the dynamic characteristics of the structure after the hanger breaks by measuring the velocity response at key nodes.

Keywords: steel arch bridge; hanger rupture; natural frequency; damage identification

在中、下承式拱桥的结构体系中,吊杆的核心作用是将桥面荷载传递至主拱。桥梁服役期间,吊杆长期承受交变荷载,容易积累高周疲劳损伤,进而大幅增加其突然断裂的风险。一旦吊杆发生破坏,将直接削弱桥梁的整体承载能力与稳定性,极端情况下会造成桥面结构坠落等^[1-2]。针对这一问题,吴庆雄等^[3]开展了大比例缩尺模型试验和有限元分析,提出了悬吊桥面系简化计算方法。胡志坚等^[4]指出影响矩阵法可以较为准确地分析关键吊杆断裂后剩余吊杆和主纵梁的内力变化。邹兰林等^[5]发现吊杆断裂后,相邻吊杆会发生明显的内力重分布现象。

在桥梁使用周期内对桥梁结构的维护和管理是保证桥梁安全和有效运营的关键。因此,诸多检测技术被应用到桥梁健康诊断当中^[6-9]。传统方法中,通过评估环境激励下的动态特性值变化对结构健康进行诊断^[10-12]。

公路桥梁的模态参数可通过风荷载和移动荷载作用下的响应程序来估算^[13-15]。当前急需解决的是将先进的监测方法所得的振动信息应用于结构的损伤调查。对于大型的土木基础设施,例如大跨高速公路桥梁,通过人工激发的方法来进行振动试验非常困难。一座大表面积的桥梁往往容易受到风荷载的影响,从而产生长期的共振。这些振动可假设为结构在随机白噪声激励下结构的固定响应。当采用这种方法表征时,仅需采用输出数据估算模态参数。

Ibrahim 等^[16]提出的 Ibrahim 时域法在频率识别方面精度较高,但振型识别受到噪声影响较大。Luscher 等^[17]运用模态识别方法(ERA)进行了实桥在不同工况条件下振动特性分析。Liu^[18]将奇异值分解与随机子空间法进行结合,指出奇异值分解技术在算法处理中具有便捷性。李团结等^[19]提出了构造 Toeplitz 矩阵的方法,结果表明,该方法缩减了算法运行时间,提高了计算效率。汪涛等^[20]提出一种基于 SSI 的异步测量模态识别方法,通过数值与试验模证了该方法的准确性,并指出当结构不同测点为异步采样时,对结构自振频率识别的影响较小,

而对结构的振型识别影响较大。

峰值拾取法^[21-22](Peak Picking, PP)是通过拾取结构响应的自/互功率谱密度函数曲线的峰值来确定固有频率,随后利用半功率带宽法确定阻尼比,但该方法适用范围有限。通过对 PP 法的改进,Brineker 等^[23-24]对原有的频域分解法进行了改进,提出了增强频域分解法。王彤等^[25]提出的频域空间域分解法利用最小二乘法对频域内的增强功率谱密度函数进行拟合来获得结构的阻尼比。然而,在环境激励的基础上,对现有桥梁损伤类型的确定以及多大的损伤会引起桥梁动力特性的改变是结构损伤检测研究人员亟需解决的问题。

本文建立了钢拱桥跨中吊杆断裂情况下桥梁固有频率和模态形状特征值分析的有限元模型。通过有限元模拟方法来获得吊杆完整和吊杆断裂时桥梁的环境激励数据。采用 ERA 法来分析吊杆断裂前后桥梁的固有频率和振型并进行吊杆断裂前后桥梁的动力性能变化对比分析,探讨采用 ERA 法进行桥梁吊杆损伤检测的可行性与精确度。

1 有限元分析

1.1 工程背景

本文以一座钢拱桥—Kabashima 大桥为背景。Kabashima 大桥位于日本长崎半岛的西端,长期处于强风荷载作用下。Kabashima 大桥总长 227 m,桥宽 7.5 m,主跨跨径为 152 m,主拱矢高 21.5 m。该桥布设有健康监测系统,在跨中、 $L/4$ 和 $L/8$ (L 为跨径)处横桥向对称布置着加速度传感器,共计 10 个,如图 1 所示。



图 1 Kabashima 大桥照片与加速度传感器布设

1.2 有限元模型

本文主要目的是为了探究采用模态识别方法进行拱桥构件损伤识别的可行性。对于中、下承式拱桥,跨中吊杆是影响结构整体刚度的关键部位之一,其断裂往往能引起较为显著的动力响应变化,可以较好地体现结构动力特性变化识别方法的有效性和敏感性。因此,本文仅选取跨中吊杆断裂工况开展研究。分别假定背景桥梁的吊杆完好(模型 1)、跨中有 1 根吊杆断裂(模型 2)、跨中有 2 根横桥向对称的吊杆断裂(模型 3)3 种情况进行有限元模型分析。采用 MIDAS/CIVIL 建立有限元模型进行分析。整个模型由 850 个梁单元组成,如图 2 所示。

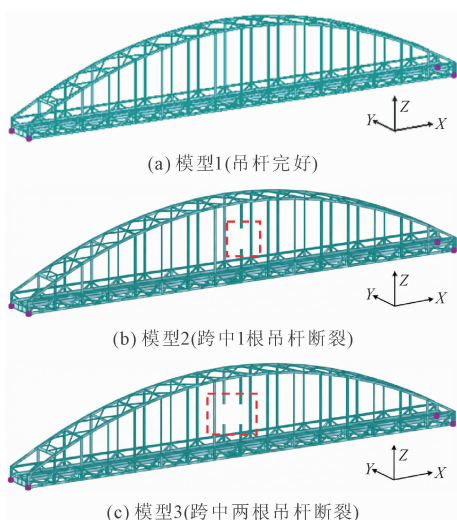


图 2 Kabashima 大桥有限元模型

每根吊杆由一个梁单元模拟,断裂吊杆的杨氏模量设置为 0。约束图 2 中 4 个紫色节点的 Y 和 Z 方向的平动及 Z 方向的转动,约束其中一端两节点的 X 方向的平动。考虑到纵梁和横梁中性轴位置的不同,采用刚性连接将纵梁与横梁连接起来。桥面板采用梁单元模拟,并通过刚性连接与纵梁和横梁连接。桥面铺装的重量通过增大桥面板密度考虑,桥面铺装刚度忽略不计。不计栏杆和检修通道等附属设施的影响。模型中钢材及混凝土参数如表 1 所示。

表 1 模型中钢材及混凝土参数

| 项目 | 杨氏模量 /($\text{kN} \cdot \text{mm}^{-2}$) | 泊松比 | 质量密度 /($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$) |
|-----|-----------------------------------------------|-----|----------------------------------------------|
| 钢材 | 200 | 0.3 | 7852.3 |
| 混凝土 | 28 | 0.2 | 2500.0 |

1.3 有限元法特征值分析

图 3 选取了图 2 中三种有限元模型中具有类似

振动模式的前 15 阶固有频率,三个模型的模态顺序按 MIDAS 软件计算的三维模型振型和模态方向系数确定。此外,图 3 还显示了基于实桥加速度测试数据分析得到的桥梁频率。由图 3 可知,计算有限元计算值与实测值吻合良好,平均误差在 5% 左右,因此,所建立的有限元模型可进一步用于结构分析。与吊杆完好时相比,吊杆断裂时桥梁的频率略微降低。此外,第 9、11、12 阶模态对应的频率为 3 Hz 和 4 Hz 时出现相对较大的偏差。由此可见,以振动为基础的损伤检测的难点在于损伤一般是局部现象,并且在振动试验过程中通常测定的结构低频响应受结构损伤影响不显著。

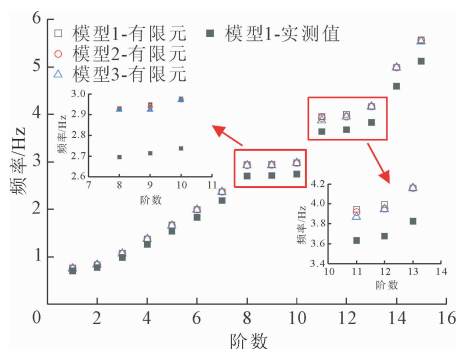


图 3 各模型固有频率(整体模态)

对模型 1、2、3 来讲,同一阶的振动模态是相似的,以模型 1 为例,第 9、11、12 阶模态具有如图 4 所示的相对不同的频率模式。

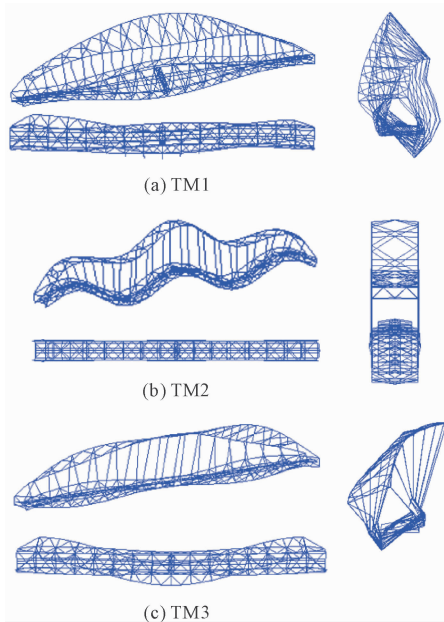


图 4 三种目标模态的形状

记上述三种模态为目标模态,并且按顺序将第

9、11、12 模态分别缩写为 TM1、TM2、TM3。由图 4 可知:在三个模型中, $L/2$ 、 $L/4$ 和 $L/6$ (L 为主跨跨径)节点的振动比其它节点更加显著。因此,当跨中吊杆断裂时,在 $L/2$ 、 $L/4$ 和 $L/6$ 位置安置传感器对损伤检测的可能性较大。因此,对实际的桥梁损伤检测和监测应基于有限元分析的损害假设所得出的特征值,以确定最佳传感器位置。

2 环境激励模拟

桥梁的环境振动是由线性动态响应分析下通过施加在图 5 所示节点上的白噪声来模拟。图 5 所示的是竖直平面的主要结构,白噪声被应用到水平方向上的节点。输入到每个节点的白噪声是独立的,且应用在纵向和横向两个方向。总共有 188 个白噪声。白噪声的频率为 100 Hz,振幅由控制白噪声的节点确定,使每个节点的位移为约 1 mm。由于现实环境振动激发频率在一般情况下小于 10 Hz,因此输入的白噪声采用线性递减函数,斜率为 $-1/10$,且当频率为 10 Hz 时功率谱为 0。过滤的白噪声及其功率谱分别如图 6、图 7 所示。

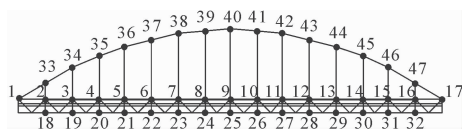


图 5 输入白噪声的节点

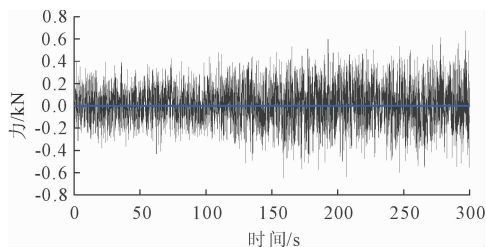


图 6 过滤后的白噪声

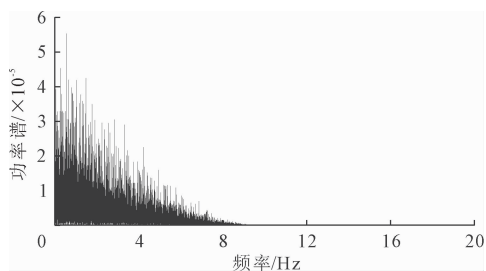


图 7 过滤后的白噪声的功率谱

经受白噪声的桥梁响应通过 Newmark β 法计算。假设每个时间间隔下加速度恒定,阻尼矩阵采用瑞利阻尼,并假定阻尼比为 0.02 时的频率是 1 Hz

和 3 Hz。由于频率的变化比较大,而出现的自然频率并不大,对损伤检测来说,速度响应比加速度响应更加敏感。因此,本研究通过 ERA 方法计算竖向速度进行损伤检测,以节点 9 为例的竖向速度响应如图 8 所示。

为了验证环境激励模拟的有效性,对节点 2 到 9 的竖向速度响应功率谱进行快速傅立叶变换 (FFT) 得到如图 9 所示的频率谱。图 9 表明,由有限元特征值分析所得的频率,可使用该模拟环境振动数据得到的功率谱进行鉴定。除少数平面外模态振型对应的固有频率,如第二固有频率,环境激励模拟是有效的。

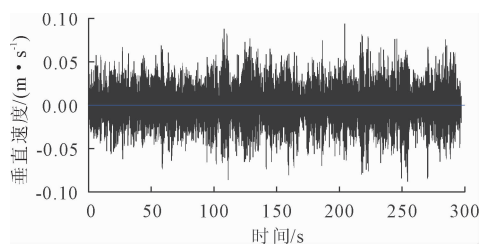


图 8 节点 9 竖向速度响应

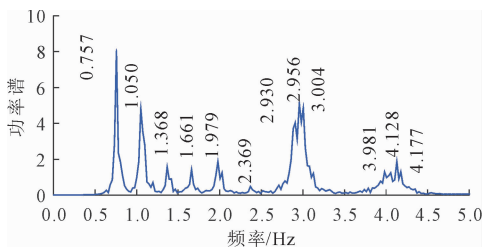


图 9 吊杆完好桥梁的频率谱

3 ERA 法估算动力特性

3.1 状态空间运动方程

公路桥梁的动力特性使用有限元法模拟,由运动的 n 个自由度公式表示^[26]:

$$m\ddot{z}(t) + c\dot{z}(t) + kz(t) = dw(x) \quad (1)$$

式中: $z(t) \in R^n$ 为位移,且 $w(t) \in R^r$ 为外力。 $m \in R^{n \times n}$ 、 $c \in R^{n \times n}$ 、 $k \in R^{n \times n}$ 和 $d \in R^{n \times n}$ 分别表示质量、一般粘性阻尼、刚度矩阵和作用在桥梁上的第 r 节点上的外力。

通过引入状态变量 $x(t) \in R^{2n}$ 表达(1)式的状态矢量空间:

$$x(t) = \begin{bmatrix} z(t) \\ \dot{z}(t) \end{bmatrix} \quad (2)$$

在振动测量中,所述观测信号是由采样时间 T 决定。 $W(t)$ 假定在 $t_k \leq \tau < t_{k+1} = t_k + T$,即 $w(t) =$

$\mathbf{w}(t = t_k) = \mathbf{w}(k)$ 。为简化形式,令 $\mathbf{x}(t_{k+1}) = \mathbf{x}(k+1)$, $\mathbf{x}(t_k) = \mathbf{x}(k)$,在此情况下,方程(1)可以改写成离散时间状态空间形式:

$$\mathbf{x}(k+1) = \mathbf{A}\mathbf{x}(k) + \mathbf{B}\mathbf{w}(k) \quad (3)$$

$$\mathbf{y}(k) = \mathbf{C}\mathbf{x}(k) \quad (4)$$

其中,系数矩阵 $\mathbf{A} \in \mathbf{R}^{2n \times 2n}$, $\mathbf{B} \in \mathbf{R}^{2n \times r}$, $\mathbf{C} \in \mathbf{R}^{m \times 2n}$ 如下:

$$\mathbf{A} = e^{\bar{\mathbf{A}}\Delta t}, \mathbf{B} = (e^{\bar{\mathbf{A}}\Delta t} - \mathbf{I})\bar{\mathbf{A}}^{-1}\bar{\mathbf{B}}, \mathbf{C} = \bar{\mathbf{C}} \quad (5)$$

其中, $\bar{\mathbf{A}} \in \mathbf{R}^{2n \times 2n}$, $\bar{\mathbf{B}} \in \mathbf{R}^{2n \times r}$, $\bar{\mathbf{C}} \in \mathbf{R}^{m \times 2n}$,并且在系统中,力和观测矩阵定义为:

$$\bar{\mathbf{A}} = \begin{bmatrix} 0 & \mathbf{I} \\ -\mathbf{m}^{-1}\mathbf{k} & -\mathbf{m}^{-1}\mathbf{c} \end{bmatrix}, \bar{\mathbf{B}} = \begin{bmatrix} 0 \\ \mathbf{m}^{-1}\mathbf{d} \end{bmatrix}, \bar{\mathbf{C}} = [\mathbf{I} \quad 0] \quad (6)$$

3.2 协方差矩阵衍生的 Hankel 矩阵

公式(3)和公式(4)是白噪声激发的一种随机过程,因此,观测数据为零的协方差矩阵 $\mathbf{A}(s)$ 意味着白噪声应变将被归入随机过程的结果。如果 S 表示时间间隔,每次间隔为离散时间 T ,则 m 维观测矢量 $\mathbf{y}(k)$ 的一个单元产生的协方差矩阵为:

$$\mathbf{A}(s) = E[\mathbf{y}(k+s)\mathbf{y}^T(s)] \quad (s = 1, \dots, N) \quad (7)$$

协方差 Hankel 矩阵块^[27]可由公式(7)导出:

$$\mathbf{H}(k-1) = \begin{bmatrix} \mathbf{A}(k) & \cdots & \mathbf{A}(k+\alpha-1) \\ \mathbf{A}(k+1) & \cdots & \mathbf{A}(k+\alpha) \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{A}(k+\beta-1) & \cdots & \mathbf{A}(k+\alpha+\beta-2) \end{bmatrix} \quad (8)$$

式中: $\mathbf{H}(k-1) \in \mathbf{R}^{(m \times \beta) \times (m \times \alpha)}$, α 和 β 为整数。

3.3 ERA 方法

ERA 方法^[14]开始于汉克尔矩阵协方差块的分解。对于 $k=1$,通过使用奇异值分解(SVD),结果为:

$$\mathbf{H}(0) = [\mathbf{U}_n \quad \mathbf{U}_0] \begin{bmatrix} \mathbf{D}_n & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{V}_n^T \\ \mathbf{V}_0^T \end{bmatrix} \approx \mathbf{U}_n \mathbf{D}_n \mathbf{V}_n^T \quad (9)$$

其中, $\mathbf{D}_n \in \mathbf{R}^{n \times n}$,通过舍弃相对较小的奇异值获得对角矩阵, \mathbf{U}_n 和 \mathbf{V}_n 是正交矩阵。对于 $k=2$,公式(8)可变形为:

$$\mathbf{H}(1) = \mathbf{U}_n \mathbf{D}_n^{\frac{1}{2}} \mathbf{A} \mathbf{D}_n^{\frac{1}{2}} \mathbf{V}_n^T \quad (10)$$

其中,系数矩阵 \mathbf{A} 和 \mathbf{C} 由 ERA 方法得到,使用式(11)计算:

$$\mathbf{A} = \mathbf{D}_n^{-\frac{1}{2}} \mathbf{U}_n \mathbf{H}(1) \mathbf{V}_n^T \mathbf{D}_n^{-\frac{1}{2}} \quad (11)$$

$$\mathbf{C} = \mathbf{E}_m^T \mathbf{U}_n \mathbf{D}_n^{\frac{1}{2}} \quad (12)$$

其中, \mathbf{E}_m 由公式(13)定义, $\mathbf{0}_i$ 和 \mathbf{I}_i 分别为 $i \times i$ 阶的零矩阵和单位矩阵。

$$\mathbf{E}_m^T = [\mathbf{I}_m \quad \mathbf{0}_m \cdots \mathbf{0}_m] \quad (13)$$

由公式(11)推导出的系数矩阵 \mathbf{A} 的特征值生成系统的动态特性,以此表征系统动态特性。在此过程中,复共轭特征值对应频率和阻尼比,特征向量对应振型。定义系数矩阵 \mathbf{A} 为 Φ 的特征矩阵,估算振型的采样点为:

$$\hat{\Phi} = \mathbf{C}\Phi \quad (14)$$

3.4 模态纯度

通过奇异值的截断来减少分块矩阵,由于部分噪声仍然存在于减少的分块矩阵中,无法将具有相同秩的矩阵作为真正的底层系统,因此在本文中,将模态振幅的连续性(MAC)定义为一种特殊情况下的模态纯度参数,量化所识别模态的一致性。

$$MAC = |\bar{q}_i \hat{q}_i^T| / [|\bar{q}_i \bar{q}_i^T| |\hat{q}_i \hat{q}_i^T|]^{1/2} \quad (15)$$

其中, \bar{q}_i 与振型有关,要求所确定模态振幅的时间历程为第 i 个模式, \hat{q}_i 表示时间序列从所识别的特征值和模态参与因子开始重建。参数 MAC 接近 1 时表明估计系统的特征值和初始模态振幅都接近真实系统之间的值。MAC 接近 0 时表明所识别的模式是噪声驱动的模式。此参数决定被识别模式中测量噪声的纯度水平。

4 基于 ERA 法的损伤检测

4.1 通过 FFT 方法估计固有频率

ERA 法是一种基于振动的方法,如果组件的损坏对隐含在振动响应的动力特性没有影响,则不能由 ERA 方法检测得到振动数据。通过使用 FFT 方法测得的功率谱与频率的关系图中虽然会出现假峰值,但 FFT 方法是一个检测构件损坏是否影响固有频率改变的更简单方法。分析中固有频率由 ERA 方法估算,在估计图 4 中所示节点 4 ($L/6$ 点)、5 ($L/4$ 点)、9 ($L/2$ 点)速率响应的功率谱之前先通过 FFT 方法对其进行分析。

取节点 4 的速度反应频率谱为例,完整桥的功率谱与一个或两个 $L/2$ 处有吊杆断裂的桥进行比较,分别如图 10 和图 11 所示。图 10 和 11 表明,吊杆完好和有吊杆破裂的桥之间的频率谱差距大约在 3.75~4.5 Hz 的范围内,3.75~4.5 Hz 的范围被称为相关范围 A 和 B。

相关范围 A 和 B 放大并示于图 12 和图 13,图中完整桥,以及有一根或两根吊杆断裂的桥功率谱的峰值用符号 Im, ORm 和 TRm 表示, m 表示峰值。图 12 表明,在完好桥的频谱峰值点 I4(4.01 Hz)处, $L/2$ 处一根吊杆断裂的桥梁无峰值点。图 13 表明,

在完好桥梁频谱峰值点 14 (3.98 Hz) 和 15 (4.01 Hz) 处, $L/2$ 处两根吊杆断裂的桥梁无峰值点。由此可见, $L/2$ 处断裂的吊杆对桥的固有频率有一定的影响, 并能引起某些固有频率的改变, 这些变化可以通过 ERA 方法来检测。

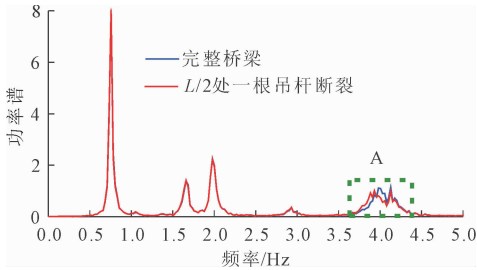


图 10 吊杆完好和跨中一根吊杆断裂时比较

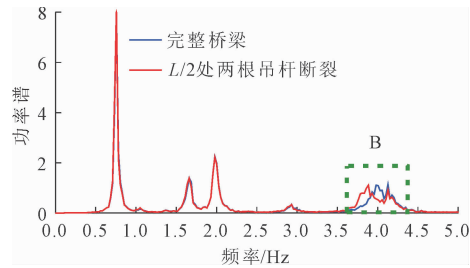


图 11 吊杆完好和跨中两根吊杆断裂时比较

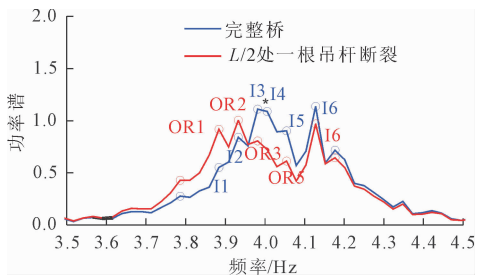


图 12 相关范围 A 放大图

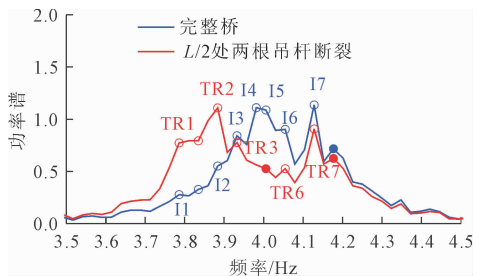


图 13 相关范围 B 放大图

4.2 模型参数的一致性

节点 4、5、9 的垂直速率响应可通过 ERA 方法来识别。取模型 3 节点 4 的速率响应为例, 模态阶数与确定固有频率的关系示于图 14。在图 14 中, 模态阶数参照矩阵 D_n 对角线元素在式 (9) 中所示

的顺序, 并且范围从 1 到 100。MAC (模态振幅的连续性) 的固有频率不小于 0.7 时在图中用圆表示, MAC 的固有频率大于 0.7 时用“X”符号表示。MAC 小于 0.7 时可认为是噪声模式, 或受噪声支配的模式。当模态阶数小于 30 时某些模态消失后, 图 14 第 30 阶模态可以看作是在奇异值分解中缺少保护。

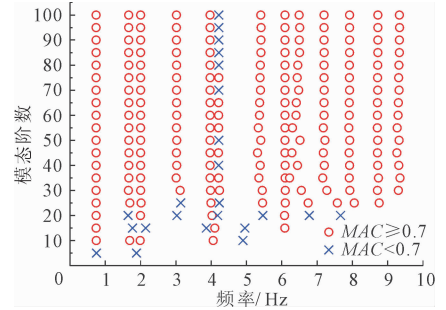


图 14 模态阶数与频率之比

在所有的情况下, 模态的 MAC 均大于 0.8, 因此, 分析中三个目标模态是一致的。取模型 3 节点 4 的反应为例, 模型频率在 4 Hz 附近的相关系数为 0.83, 并且推测的模型振幅 $|\bar{q}_i, \bar{q}_i^T|$ 分别以图 15 的蓝色实线和红色虚线作比较。

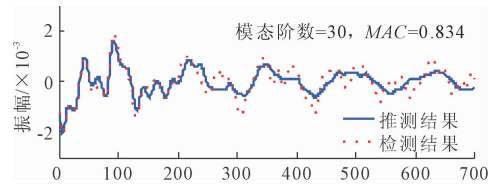
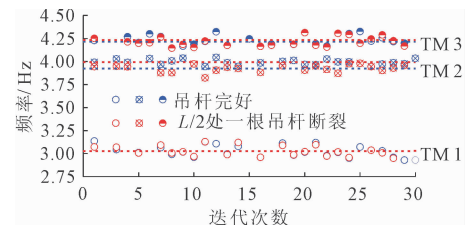


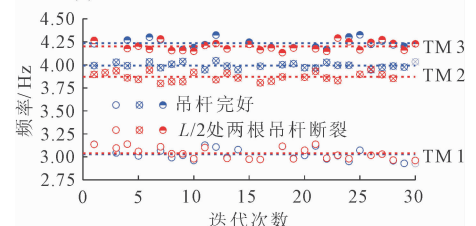
图 15 模型振幅推测结果与检测结果比较

4.3 损伤检测

图 16—图 18 分别使用节点 4、5、9 中的速率响应对吊杆完好和吊杆断裂桥梁的固有频率进行估算。



(a) 吊杆完好和跨中一根吊杆断裂时比较



(b) 吊杆完好和跨中两根吊杆断裂时比较

图 16 基于节点 4 ($L/6$) 速度响应的损伤检测

图中,相同的目标频率在每次迭代中用相同符号,并且虚线表示各目标频率的平均值。此外,吊杆完好和吊杆断裂桥梁分别由蓝,红两种颜色表示。平均值、标准偏差 (SD) 和各次频率变化的变异系数

(CV) 见表 2, 变异系数等于标准偏差除以平均值。

通过对吊杆完好和吊杆断裂的桥梁在不同节点三个速率下固有频率的比较,可知频率在约 4 Hz 时的变化可以仅通过使用节点 4 或 5 的反应来检测。

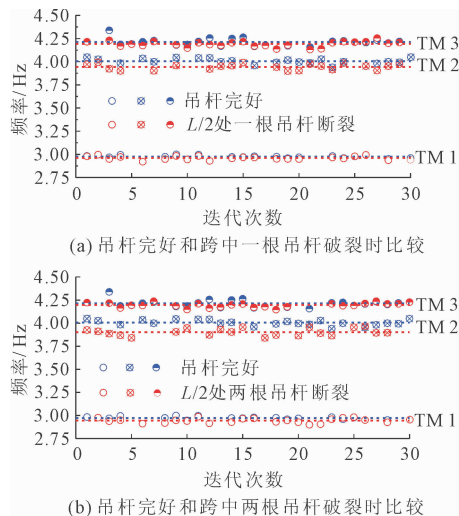


图 17 基于节点 5 ($L/4$) 速度响应的损伤检测

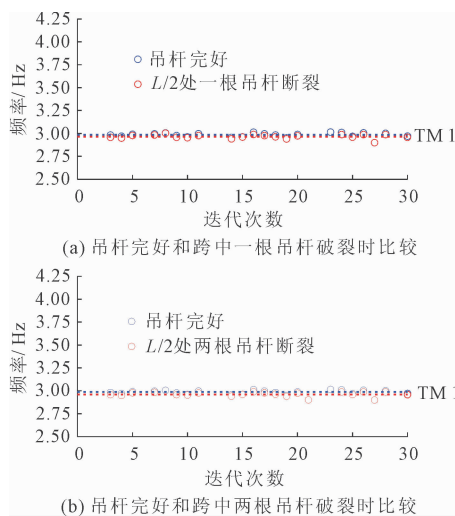


图 18 基于节点 9 ($L/2$) 速度响应的损伤检测

表 2 模型 1、2、3 固有频率比较

单位: Hz

| 节点号 | 目标模态 | 模型 1 | | | 模型 2 | | | 模型 3 | | | | |
|------|------|-------|-------|---------|-------|-------|---------|-----------|-------|-------|---------|-----------|
| | | $F1$ | SD | $CV/\%$ | $F2$ | SD | $CV/\%$ | $F2 - F1$ | $F3$ | SD | $CV/\%$ | $F3 - F1$ |
| 节点 4 | TM1 | 3.028 | 0.054 | 1.772 | 3.027 | 0.047 | 1.536 | -0.001 | 3.039 | 0.054 | 1.778 | 0.011 |
| | TM2 | 3.994 | 0.024 | 0.593 | 3.924 | 0.032 | 0.819 | -0.069 | 3.872 | 0.039 | 1.018 | -0.122 |
| | TM3 | 4.235 | 0.042 | 1.001 | 4.215 | 0.042 | 1.004 | -0.020 | 4.201 | 0.040 | 0.963 | -0.034 |
| 节点 5 | TM1 | 2.973 | 0.012 | 0.389 | 2.960 | 0.017 | 0.567 | -0.013 | 2.944 | 0.021 | 0.705 | -0.029 |
| | TM2 | 4.005 | 0.025 | 0.619 | 3.945 | 0.027 | 0.691 | -0.060 | 3.903 | 0.032 | 0.816 | -0.102 |
| | TM3 | 4.212 | 0.030 | 0.721 | 4.191 | 0.025 | 0.590 | -0.022 | 4.195 | 0.021 | 0.495 | -0.018 |
| 节点 9 | TM1 | 2.986 | 0.017 | 0.556 | 2.966 | 0.018 | 0.590 | -0.020 | 2.961 | 0.018 | 0.621 | -0.025 |

5 结 论

通过有限元法模拟吊杆完好和有吊杆断裂桥梁在环境激励下的振动响应。得到主要结论如下:

(1) 通过固有频率有限元计算值与实测值对比,二者之间的误差在 5% 左右,证明所建立的有限元模型计算结果具有较高的精度。通过快速傅立叶变换得到的节点竖向速度响应功率谱验证了环境激励模拟的有效性。

(2) 实桥构件损伤识别最佳测点布置位置可基于假定构件损伤的有限元模型振动分析结果确定。对于跨中吊杆损伤识别,可将 $L/2$ 、 $L/4$ 和 $L/6$ 处作为结构动力性能监测位置。

(3) 以模态振幅的连续性作为一种特殊情况下的模态纯度参数,可以量化所识别模态的一致性,且

最佳模态阶数为 30。

(4) $L/2$ 处断裂的吊杆对桥的固有频率有一定的影响,并能引起某些固有频率的改变,通过 ERA 方法可以有效检测结构因构件损伤产生的振动频率变化。

参考文献:

[1] 赵文豪. 吊杆损伤对钢管混凝土拱桥静力行为影响研究[D]. 重庆:重庆交通大学,2025.

[2] 王 渠,魏小康,吴庆雄,等. 基于电磁原理的吊杆瞬时失效触发控制方法与应用[J]. 福州大学学报(自然科学版),2025,53(1):86-93.

[3] 吴庆雄,罗健平,陈康明,等. 吊杆断裂破坏安全极限状态下中、下承式拱桥悬吊桥面系简化计算方法[J]. 土木工程学报,2024,57(10):57-70.

[4] 胡志坚,王登华,周 知,等. 基于影响矩阵法拱桥吊杆破断安全性评估[J]. 振动·测试与诊断,2024,44

- (6):1207-1213,1251-1252.
- [5] 邹兰林,胡言书. 空间网状吊杆系杆拱桥吊杆断裂对结构的力学性能分析[J]. 石家庄铁道大学学报(自然科学版),2023,36(4):28-33,68.
- [6] Farrar C R, Worden K. An introduction to structural health monitoring[J]. *Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 2007,365(1851):303-315.
- [7] Gharehbaghi V R, Noroozinejad Farsangi E, Noori M, et al. A critical review on structural health monitoring: Definitions, methods, and perspectives[J]. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 2022, 29(4): 2209-2235.
- [8] 郝常顺,刘保东,孙武鹏,等. 大跨度铁路桥梁健康监测技术研究与应用综述[J]. 铁道科学与工程学报, 2025,22(4):1662-1685.
- [9] 蒋田勇,喻晨宇,彭琦,等. 基于 SVM-D-KLD-DWT 的桥梁挠度监测数据温度效应分离方法[J]. 中国公路学报,2025,38(8):305-320.
- [10] Peeters B, De Roeck G. Stochastic system identification for operational modal analysis: a review[J]. *Journal of Dynamic Systems, Measurement, and Control*, 2001, 123(4):659-667.
- [11] Quek S T, Wang W, Koh C G. System identification of linear MDOF structures under ambient excitation[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1999, 28(1):61-77.
- [12] Huang C S. Structural identification from ambient vibration measurement using the multivariate AR model[J]. *Journal of Sound and Vibration*, 2001, 241(3):337-359.
- [13] Gevers M. A personal view of the development of system identification: A 30-year journey through an exciting field[J]. *IEEE Control Systems Magazine*, 2006, 26(6):93-105.
- [14] 张晋喜. 环境激励下的桥梁振动监测与模态参数识别系统研发与实现[D]. 西安:长安大学,2024.
- [15] 张智谋,秦李冯,任伟新,等. 基于工作模态参数的公路桥梁静挠度预测[J]. 工程力学,2025,42(5):42-48.
- [16] Ibrahim S R. Random decrement technique for modal identification of structures[J]. *Journal of Spacecraft and Rockets*, 1977,14(11):696-700.
- [17] Luscher D J, Borwnjohn J M. Modal parameter extraction of Z24 bridge data[R]. Los Alamos National Lab. (LANL), Los Alamos, NM (United States), 2000.
- [18] Liu K. Modal parameter estimation using the state space method[J]. *Journal of Sound and Vibration*, 1996,197(4):387-402.
- [19] 李团结,刘伟萌,唐雅琼,等. 一种改进的识别结构模态参数的随机子空间法[J]. 西安电子科技大学学报,2017,44(6):26-30.
- [20] 汪涛,任伟新,杨栋,等. 基于随机子空间法的异步实测桥梁模态识别[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版),2023,46(3):333-340.
- [21] Andersen P, Brincker R, Peeters B, et al. Comparison of system identification methods using ambient bridge test data[C]//*Proceedings of the 17th International Modal Analysis Conference (IMAC)*, Kissimmee, Florida, USA, February 8-11, 1999. Society for Experimental Mechanics, 1999:1035-1041.
- [22] Ren W X, Zatar W, Harik I E. Ambient vibration-based seismic evaluation of a continuous girder bridge[J]. *Engineering Structures*, 2004,26(5):631-640.
- [23] Brincker R, Zhang L, Andersen P. Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition[C]//*IMAC 18: Proceedings of the International Modal Analysis Conference (IMAC)*, San Antonio, Texas, USA, February 7-10, 2000. 2000:625-630.
- [24] Brincker R, Ventura C E, Andersen P. Damping estimation by frequency domain decomposition[C]//*Proceedings of IMAC 19: A Conference on Structural Dynamics*; Februar 5-8, 2001, Hyatt Orlando, Kissimmee, Florida, 2001. Society for Experimental Mechanics, 2001:698-703.
- [25] 王彤,张令弥. 运行模态分析的频域空间域分解法及其应用[J]. 航空学报,2006,42(1):62-66.
- [26] 张云龙,张家源,钱雪松,等. 环境激励下桥梁模态参数识别的频谱方法综述[J]. 吉林大学学报(工学版),2023,53(6):1580-1591.
- [27] 包龙生,韩旭,马明,等. 基于 Hankel 矩阵最优参数的桥梁密集模态自动识别[J]. 中国公路学报, 2025,38(12):385-403.