

基于应变冲击系数指标的悬索桥损伤识别方法*

朱劲松^{1,2}, 陈旭晟¹

(1. 天津大学建筑工程学院 天津, 300072)

(2. 天津大学滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室 天津, 300072)

摘要 为实现大跨度悬索桥的快速检测与评估,提出了一种基于动力放大系数的改进损伤识别方法。首先,通过对比完好和损伤桥梁的应变冲击系数构建损伤指标,其中完好桥梁的基准动态响应数据通过自编的车桥耦合程序得到;其次,结合全桥损伤指标的峰值与整体变化趋势进行分析,实现对结构损伤的定位与损伤程度的评估;最后,通过数值模拟和悬索桥缩尺模型试验,验证了该方法对于桥梁损伤定位和定量的有效性。数值模拟与试验结果表明,该方法可较为准确地定位悬索桥损伤,对损伤程度实现初步定量判定。利用损伤桥梁与完好桥梁损伤指标的差值评估桥梁损伤情况,可消除桥面不平顺度对损伤识别的影响。该方法抗噪能力较强,具有较好的工程应用前景。

关键词 悬索桥;冲击系数;车桥耦合振动;损伤识别

中图分类号 U448.25;TU997

引言

悬索桥是交通运输网络中的重要枢纽,在运营期间对其进行检测,往往耗时久、成本高,因此采用汽车作为明确的外部激励,获取结构动力响应并加以分析,对桥梁工作状态做出评定,在实现桥梁的快速损伤识别方面具有前景。Li等^[1]通过连续小波变换和 Hilbert Huang 变换分析了移动荷载作用下组合梁桥的动态响应,有效识别出剪力连接件的损伤。Feng等^[2]基于视觉远程监测系统,通过行车激励下简支梁桥的振型曲率变化,可辨识出桥梁的单点与多点损伤。Kordestani等^[3]在活载作用下拾取钢梁加速度数据,采用移动平均滤波法进行降噪处理,基于信号奇异值的位置定位结构损伤。战家旺等^[4]以桥梁在移动车辆作用下的动力响应频谱定义频谱形状差异性指数,并结合频率构造目标函数,通过有限元模型修正方法实现对装配式板梁桥铰接缝损伤的定位和定量。刘景良等^[5]通过车致振动下的时变简支钢桥模型试验,证明了一阶本征函数自功率谱最大值变化比与小波能量变化率均可有效识别桥梁的损伤位置和时变损伤。Azim等^[6]基于聚类时间序列分析了简支梁在行车激励下的加速度响应并建立了损伤指标,考虑了桥梁的各类损伤,可通过损伤指标的变化来定位损伤并衡量损伤程度。现有研究成

果中,考虑车桥耦合效应的桥梁损伤识别方法多应用于中小跨径桥梁,而涉及悬索桥的研究较少。Gonzalez等^[7]以简支梁桥为研究对象,提出了一种基于应变动力放大系数(dynamic amplification coefficient, 简称 DAF)的损伤识别方法,在 10~120 km/h 的范围内等间隔选取 100 个车速,计算得到各测点 DAF 随车速变化的曲线,基于完好与损伤桥梁 DAF 的相对变化定位简支梁损伤。与基于桥梁自振频率变化的损伤检测方法相比,该方法对结构损伤的敏感度更高,但选取的计算车速数量过多,不利于工程应用。此外,该方法未考虑车重对损伤识别效果的影响,对于如何定量桥梁的损伤程度也有待进一步的研究。

为解决上述问题,笔者依托某大跨度悬索桥工程,首先,通过分级搜索确定对冲击效应敏感的车速范围,并基于完好与损伤状态下桥梁的冲击系数构建损伤指标;其次,利用数值模拟建立损伤指标与损伤程度之间的定量关系,并对模拟工况进行分析,实现了悬索桥损伤的定位与损伤程度的评估;然后,分析了桥面不平顺度、车重和噪声等因素对损伤识别效果的影响;最后,通过悬索桥缩尺模型试验,验证了本研究方法在定位与初步定量桥梁损伤方面的有效性。

* 国家自然科学基金面上资助项目(52078333,51578370);天津市交通运输科技发展计划资助项目(2018-29)
收稿日期:2021-01-31;修回日期:2021-05-13

1 车桥耦合振动分析

1.1 桥梁结构模型与振动方程

由于悬索桥有限元分析的计算量较大,因此采用梁单元建立全桥模型可提高计算效率。车桥耦合系统中通过车轮与桥面接触进行荷载传递,使用有限元法列出的桥梁结构振动微分方程为

$$M_b \ddot{Z}_b(t) + C_b \dot{Z}_b(t) + K_b Z_b(t) = P_b(t) \quad (1)$$

其中: $\ddot{Z}_b(t), \dot{Z}_b(t), Z_b(t), P_b(t)$ 分别为桥梁子系统的加速度、速度、位移及等效节点力矢量; M_b, C_b, K_b 分别为桥梁子系统的质量、阻尼及刚度矩阵。

1.2 车辆分析模型与运动方程

车辆分析模型选用美国国家公路与运输协会规范中标准三轴拖车型卡车^[8]进行车桥耦合振动分析,三维车辆模型如图 1 所示,车辆具体参数指标参见文献[9]。根据上述的车辆模型,采用动平衡原理列出汽车振动微分方程为

$$M_v \ddot{Z}_v(t) + C_v \dot{Z}_v(t) + K_v Z_v(t) = P_v(t) \quad (2)$$

其中: $\ddot{Z}_v(t), \dot{Z}_v(t), Z_v(t), P_v(t)$ 分别为车辆的加速度、速度、位移及等效节点力矢量; M_v, C_v, K_v 分别为车辆的质量、阻尼及刚度矩阵。

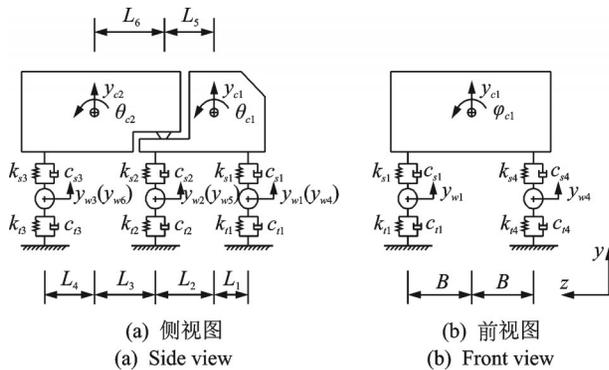


图 1 三维车辆模型

Fig.1 Three-dimensional vehicle model

1.3 桥面不平顺度模拟

桥面不平顺度作为外部激励,可改变汽车振动特性,从而影响桥梁所承受的移动荷载,并导致结构动力响应时刻变化^[10]。基于功率谱密度函数,利用三角级数叠加法得出桥面不平顺度函数^[11]为

$$r(x) = \sum_{k=1}^N \alpha_k \cos(2\pi\omega_k x + \theta_k) \quad (3)$$

其中: α_k 为函数幅值, $\alpha_k^2 = 4S(\omega_k)\Delta\omega$, $S(\omega_k)$ 为路面功率谱函数, $S(\omega_k) = \alpha\omega_k^{-\beta}$; α 为桥面粗糙度系数^[12]; $\omega_k = \omega_u + (k - 1/2)\Delta\omega$ ($\omega_k \in [\omega_u, \omega_l]$), $\Delta\omega = (\omega_l -$

$\omega_u)/N$, ω_l, ω_u 为有效振动频率上、下限; x 为桥面上某点到上桥端的距离; θ_k 表示在 $[0, 2\pi]$ 满足均匀分布的相位差; N 为随机平顺度模拟点数。

根据桥面粗糙度系数 α 取值的差异,将桥面不平顺度分为 5 个等级^[13],各等级桥面分级标准如表 1 所示。

表 1 各等级桥面分级标准

Tab.1 Bridge deck classification standards for each grade

桥面等级	评价	$\alpha/(m^3 \cdot \text{cycle}^{-1})$	不平顺极值/m
1	很好	0.24×10^{-6}	0.009
2	好	0.62×10^{-6}	0.018
3	一般	2.50×10^{-6}	0.031
4	差	10.00×10^{-6}	0.063
5	很差	20.00×10^{-6}	0.095

将桥面不平顺谱作为激振源写入计算程序中,车轮与桥面接触点的竖向位移公式为

$$z(x, t) = z_b(x, t) + r_i(x) \quad (4)$$

其中: $z_b(x, t)$ 为接触点处桥面的竖向位移; $r_i(x)$ 为汽车行驶某距离时对应的桥面不平顺值。

1.4 车桥耦合振动响应的求解

假设车桥耦合系统中车轮始终与桥面保持接触,在接触点处二者之间满足位移与力的协调条件。根据汽车与桥梁子系统之间力和位移的约束关系,建立车桥耦合系统的振动微分方程

$$\begin{bmatrix} M_{vv} & 0 \\ 0 & M_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{Z}_v(t) \\ \ddot{Z}_b(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{vv} & C_{vb} \\ C_{bv} & C_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{Z}_v(t) \\ \dot{Z}_b(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{vv} & K_{vb} \\ K_{bv} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Z_v(t) \\ Z_b(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_v^b(t) \\ P_b^v(t) \end{Bmatrix} \quad (5)$$

针对上述微分方程,采用直接积分法中的 Newmark- β 法^[14]进行求解,依据时域加速度变化对结构的动力响应差异进行计算,并且以力与位移协调作为收敛条件。

2 悬索桥损伤识别方法

2.1 基于应变冲击系数损伤指标的构建

悬索桥在运营期间可能发生各种损伤,桥梁各构件的损伤会造成局部刚度降低、承载能力削弱,且悬索桥的动位移数据较难获取,因此选择结构应变作为基础信息进行损伤判别。

移动荷载在桥梁上行驶过程中引起的结构竖向动力效应的扩大系数称为冲击系数^[15],即

$$\mu = Y_{d\max}/Y_{j\max} - 1 \quad (6)$$

其中: $Y_{d\max}$ 为行车作用下结构响应时程曲线上最大动态值; $Y_{j\max}$ 为相同荷载作用下结构最大静态值。

分级搜索对冲击效应敏感的车速范围, 首先在常规车速区间 $[V_{\min}, V_{\max}]$ 内等间隔选取 n 个车速 (一级车速范围), 在关键截面布置传感器, 根据各测点的应变时程数据计算冲击系数, 以此确定敏感车速 V_s ; 其次, 在敏感车速 V_s 附近再次细分车速范围为 m 个车速 (二级车速范围) 计算冲击系数; 最后, 为降低误差影响, 取同一测点二级车速范围的冲击系数均值作为平均冲击系数 (average impact factor, 简称 AIF), 计算公式为

$$AIF = \frac{1}{m} \sum_{k=1}^m \left(\frac{\epsilon_{k,d\max}}{\epsilon_{k,j\max}} - 1 \right) \quad (7)$$

其中: m 为计算车速数量; $\epsilon_{k,d\max}$ 为移动荷载作用下结构应变最大值; $\epsilon_{k,j\max}$ 为结构静态应变最大值。

为了定位损伤并对损伤程度进行评估, 建立一种基于应变冲击系数的无量纲损伤指标 (damage index, 简称 DI), 计算公式为

$$DI = \left[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left| \frac{AIF_{i,d} - AIF_{i,h}}{AIF_{i,h}} \right| \right] \times 100 \quad (8)$$

其中: n 为同一断面测点总数; $AIF_{i,d}$ 为损伤状态平均冲击系数; $AIF_{i,h}$ 为完好状态平均冲击系数。

为降低桥面不平顺度对损伤评估的影响, 设定桥梁无损基准值 δ 为

$$\delta = \xi \delta_0 \quad (9)$$

其中: ξ 为铺装劣化系数, $\xi = \delta_{sd} / \delta_{sh}$, δ_{sh} 和 δ_{sd} 分别为桥梁完好与损伤状态时对应的 δ_s , δ_s 为对应桥面等级下的无损基准值模拟值; δ_0 为新建桥梁多次测试中各测点的损伤指标均值。

在损伤识别过程中, 当某测点 $DI > \delta$ 时, 则认为该处发生损伤的概率较高。根据已知损伤的模拟结果计算桥梁损伤系数 λ , 即

$$\lambda = \frac{2}{p(p-1)} \sum_{k,j=1, k \neq j}^n \frac{\Delta_k - \Delta_j}{d_k - d_j} \quad (10)$$

其中: p 为损伤工况数; Δ_k, Δ_j ($k, j = 1, 2, \dots, n, k \neq j$) 为各工况损伤指标峰值与无损基准值间的差值 ($\Delta = DI - \delta$); d_k, d_j ($k, j = 1, 2, \dots, n, k \neq j$) 为各工况相应损伤程度。

考虑到桥梁损伤的区域效应, 利用损伤位置及相邻测点 DI 结果, 计算区域效应系数 Ω 为

$$\Omega = 2DI_{\max} / (DI_L + DI_R) \quad (11)$$

其中: DI_{\max} 为损伤位置的损伤指标; DI_L, DI_R 为损伤位置相邻测点的损伤指标。

建立损伤指标与损伤程度之间的定量关系 $d =$

$\Omega \frac{\Delta}{\lambda}$ (%), 可据此结合全桥损伤指标的峰值与整体变化趋势评估桥梁的损伤状况。当 DI 图呈单峰状, 则判定 DI 峰值处为损伤位置, 根据 $d = \Omega \frac{\Delta}{\lambda}$ (%) 计算损伤程度, 此时不考虑损伤的区域效应, 即 $\Omega = 1$; 当 DI 图呈凸起平台状, 则判定平台区域间存在损伤, 根据 $d = \Omega \frac{\Delta}{\lambda}$ (%) 对损伤程度进行定量分析。

2.2 损伤识别方法应用流程

为了快速、准确地对悬索桥的运营状态进行评估, 现将损伤识别方法分为以下 4 个步骤:

1) 针对待测桥梁进行车桥耦合模拟计算, 确定对冲击效应敏感的车速范围, 同时求解出桥梁损伤系数 λ 、区域效应系数 Ω 以及铺装劣化系数 ξ ;

2) 获取新建悬索桥在敏感车速范围下各测点平均冲击系数 $AIF_{i,h}$, 并确定桥面等级与无损基准值 δ_0 , 以此作为该桥梁的先验信息;

3) 在后续检测时, 采用移动车辆以敏感车速范围驶过损伤桥梁, 得到结构的应变时程, 计算平均冲击系数 $AIF_{i,d}$, 再通过 $AIF_{i,h}$ 与 $AIF_{i,d}$ 计算各测点损伤指标 DI, 并根据桥面等级确定无损基准值 δ ;

4) 通过桥梁损伤指标峰值出现的位置进行损伤定位, 并依照定量关系 $d = \Omega \frac{\Delta}{\lambda}$ ($\Delta = DI - \delta$) 对悬索桥的损伤程度进行初步判定。

3 算例分析

3.1 悬索桥有限元模型

本研究依托某主跨为 720 m 的单跨钢-混组合梁悬索桥, 利用梁单元建立加劲梁与桥塔模型, 4 道纵梁间采用横梁连接形成梁格; 主缆与吊杆均选择杆单元模拟; 吊杆与加劲梁、吊杆与主缆间连接均采用共节点方式模拟; 塔顶处主缆节点与主塔节点耦合, 桥塔下横梁与加劲梁端部节点耦合, 约束相应自由度分别模拟主索鞍及支座作用; 缆索附属系统、混凝土桥面板和桥面铺装均采用质量单元模拟。悬索桥基准有限元模型如图 2 所示。应变测点位于悬索桥 8 分点断面 4 道纵梁底, 共计 28 个测点, 应变测点布置如图 3 所示。

3.2 完好悬索桥动力响应

为了获取对冲击效应敏感的车速范围, 采用质

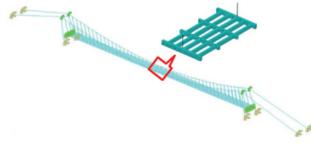


图 2 悬索桥基准有限元模型

Fig.2 Reference finite element model of suspension bridge

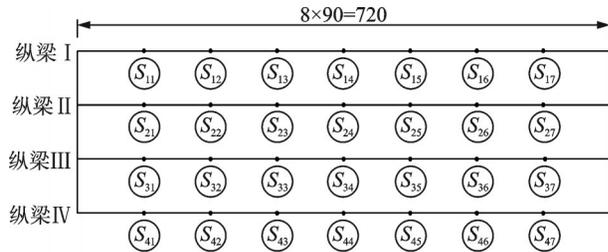


图 3 应变测点示意图(单位:m)

Fig.3 Diagram of strain measuring points (unit: m)

量为 32.5 t 的三轴货车,在 20~100 km/h 范围内以 20 km/h 的速度间隔匀速通过完好桥梁,行车位置距桥梁中心线 2.75 m。以测点 S₂₅ 结果为例,纵梁 II 3/4 跨梁底应变时程曲线如图 4 所示。选取多个测点计算加劲梁冲击系数,结果如图 5 所示。

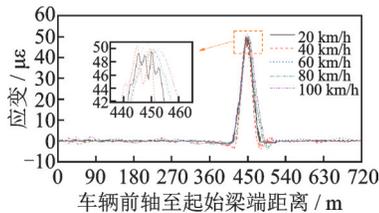


图 4 纵梁 II 3/4 跨梁底应变时程曲线

Fig.4 Strain time history curve at the bottom of 3/4 span girder II

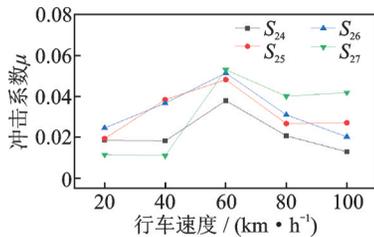


图 5 完好悬索桥各测点冲击系数

Fig.5 Impact factor at each measuring point of intact suspension bridge

由图 5 可知,当车速在 20~60 km/h 范围内,各测点冲击系数呈上升趋势,当车速超过 60 km/h 冲击系数转而下降。这表明车速为 60 km/h 时,移动荷载对桥梁不同位置的冲击效应较为显著且冲击系数相近。因此,选择 55,60,65 km/h 作为二级车速范围计算平均冲击系数,完好悬索桥各测点平均冲击系数如图 6 所示。该桥各桥面不平顺度下无损基

准值 δ_s 的计算结果见表 2。

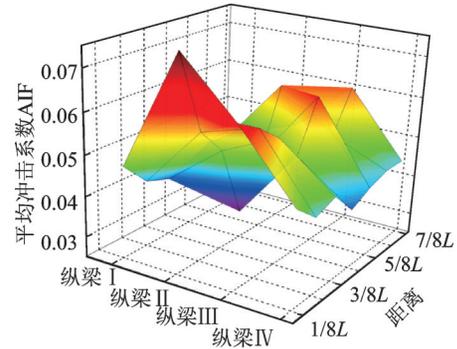


图 6 完好悬索桥各测点平均冲击系数

Fig.6 Average impact factor at each sensor of intact suspension bridge

表 2 各桥面等级下对应的 δ_s 计算结果

Tab.2 Each deck grade corresponds to the results of δ_s

桥面等级	1	2	3	4	5
无损基准值 δ_s	1.269	2.368	3.292	5.293	8.271

3.3 悬索桥损伤识别

悬索桥有限元模型梁单元尺寸为 0.5 m,由于实际加劲梁节段长为 3 m,因此选择损伤位置附近 15 个梁单元为损伤单元,通过降低单元弹性模量的方式模拟损伤。加劲梁损伤工况如表 3 所示,各工况加劲梁刚度损失分别为 5%,10% 和 20%。

表 3 加劲梁模拟损伤工况

Tab.3 Damage conditions of stiffening girder

损伤工况	损伤纵桥向位置	损伤横桥向位置
1	1/4 跨	纵梁 I~II
2	1/4 跨	纵梁 I~IV
3	5/16 跨	纵梁 I~II
4	5/16 跨	纵梁 I~IV
5	3/8 跨	纵梁 I~II
6	3/8 跨	纵梁 I~IV
7	1/2 跨	纵梁 I~II
8	1/2 跨	纵梁 I~IV

纵梁 I 和 II 损伤时各工况损伤指标计算结果如图 7 所示。当加劲梁刚度损失 10% 时,损伤工况 1,5 和 7 损伤指标计算结果如图 7(a)~(c) 所示。由图可知,损伤指标峰值约为 13.750,损伤处纵向相邻测点损伤指标值约为 2.000,根据 DI 峰值位置可定位损伤。以损伤工况 1 为例,不同损伤程度各测点损伤指标计算结果如图 7(d) 所示。DI 峰值随加劲梁刚度损失程度的增加而增大,表明损伤指标具有量化损伤的作用。在损伤程度相同时, S₁₁, S₂₁, S₁₃ 和

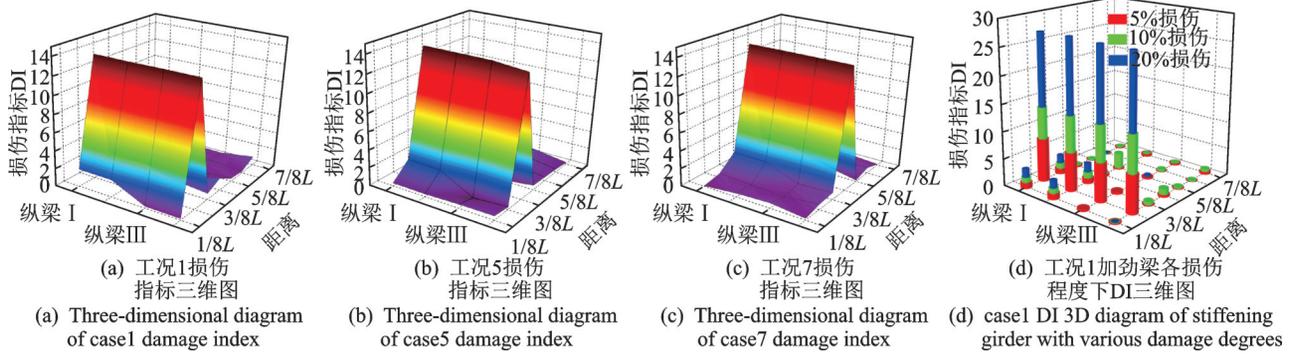


图 7 纵梁 I 和 II 损伤时各工况损伤指标计算结果

Fig.7 DI calculation results of girder I and II damage

S_{23} 处损伤指标相比于其他未损伤位置数值较大,说明结构损伤对移动荷载产生的冲击效应具有区域性影响。

为考量本研究方法对损伤横向位置的识别效果,当纵梁 I ~ IV 刚度损失 10% 时,各工况损伤指标计算结果如图 8 所示。与纵梁 I ~ II 损伤结果相比,在损伤纵桥向位置及损伤程度相同时,纵梁 I ~

II 处 DI 值基本一致,纵梁 III, IV 处 DI 最大增量为 0.300,表明损伤横向位置的变化对加劲梁损伤识别效果影响较小。以工况 2 为例,不同损伤程度时各测点 DI 结果如图 8(d) 所示。相较于图 7(d), S_{31} , S_{41} , S_{33} 和 S_{43} 处 DI 存在较为明显的增长,其余测点 DI 变化较小,说明加劲梁损伤对移动荷载冲击效应的区域性影响在纵桥向更为显著。

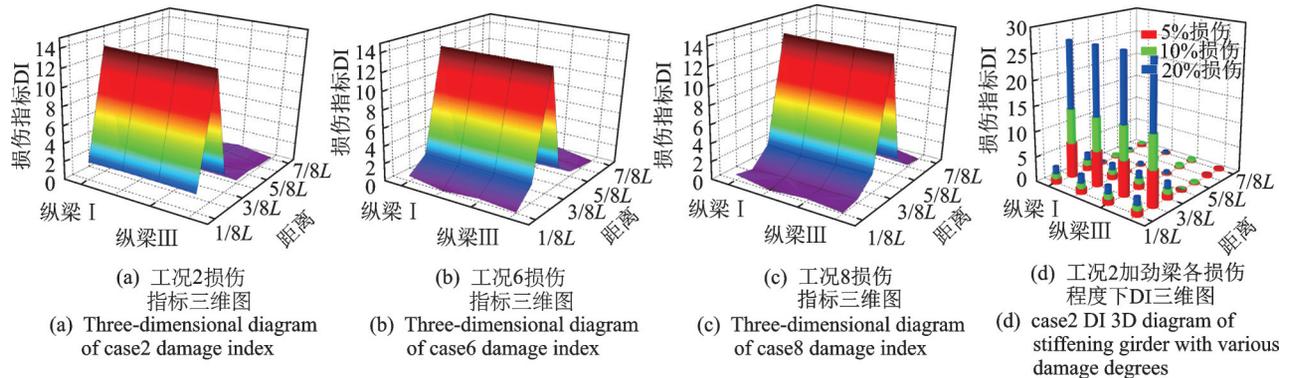


图 8 纵梁 I ~ IV 损伤时各工况损伤指标计算结果

Fig.8 DI calculation results of girder I to IV damage

由图 8(d) 可知,损伤指标于悬索桥 1/4 跨出现单峰值,可判定此处存在损伤。工况 2 中加劲梁刚度损失为 5%, 10% 和 20% 时, DI 峰值分别为 7.043, 13.794 和 27.331。桥面等级与桥梁完好状态时相同,无损基准值 $\delta_0 = 1.269$, 因此铺装劣化系数 $\xi = 1$, $\delta = 1.269$ 。计算 DI 与 δ 差值分别为 $\Delta_{5\%} = 5.774$, $\Delta_{10\%} = 12.525$, $\Delta_{20\%} = 26.062$ 。根据式 (10)、式 (11) 求解得到损伤系数 $\lambda = 1.452$, $DI_{max} = 27.331$, $DI_l = 3.494$, $DI_r = 3.386$, 区域效应系数 $\Omega = 7.945$, 由此获取该桥损伤指标 DI 与损伤程度 d 之间的定量关系。

为验证该方法的损伤识别效果,选取损伤状态悬索桥桥面不平顺度为 3 级,以工况 3 加劲梁刚度损失 10% 为例,损伤指标三维图如图 9 所示。

由图 9 可知, 1/4 跨至 3/8 跨纵梁 I, II 间呈现凸起平台,此区域内测点 DI 值大于 δ , 因此认定此区域

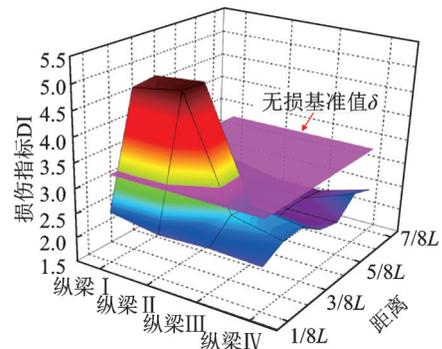


图 9 工况 3 损伤指标三维图

Fig.9 3D diagram of case3 damage index

间存在损伤。此时桥面等级为 3 级,故铺装劣化系数 $\xi = 3.292/1.269 = 2.594$, 无损基准值 $\delta = 3.292$ 。受损区域损伤指标 $DI_{mean} = 4.874$, $\Delta = 1.582$, 损伤系数 $\lambda = 1.452$, 区域效应系数 $\Omega = 7.945$ 。根据 $d =$

$\Omega \frac{\Delta}{\lambda}$ (%)求解得到的损伤程度为 8.7%,结果与预设损伤位置及损伤程度较为接近。

3.4 载重车质量影响

车重的不同意味着外部荷载激励的改变,对桥梁的冲击效应会发生变化,影响结构动力响应,从而对损伤识别效果产生影响。载重车基准质量 $M_0 = 32.5t$,规范中车重上限为 55 t (1.7倍基准质量)。以工况 1 为例,纵梁 I 各测点损伤指标随车重变化曲线如图 10 所示。

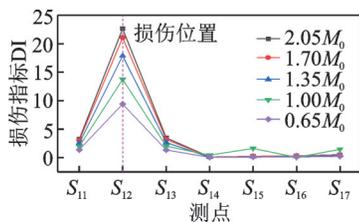


图 10 纵梁 I 损伤指标随车重变化曲线

Fig.10 Curves of girder I damage index with vehicle weight

由图 10 可见,随着车重的增加,桥梁损伤指标峰值增大,仍可有效地识别出桥梁损伤。其主要原因在于,车重增加导致结构响应静态分量增加,动态分量降低,桥梁所受冲击作用减弱。因此,随着车重的增加,式(8)中分子基本不变,分母则有所减小,故损伤指标峰值增大。

3.5 桥面不平顺度影响

桥梁在长期服役过程中,由于外部荷载及环境因素影响,路面破损程度逐步加重。采用 1 级桥面模拟完好桥梁初始状态,分别采用 2~5 级不平顺度模拟不同桥面破损程度。以纵梁 I 为研究对象,计算工况 1 桥梁 DI 随桥面不平顺度变化曲线,结果如图 11 所示。

由图 11 可知,桥面破损越严重,车辆对桥梁的冲击效应越明显,各测点 DI 数值越大,且增幅逐级增大。例如,当不平顺度为 1 级时, S_{12} 处 DI 为

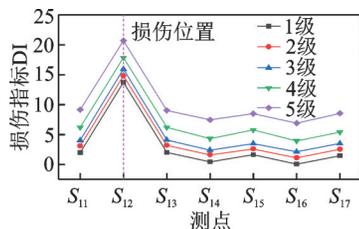


图 11 纵梁 I 损伤指标随桥面不平顺等级变化曲线

Fig.11 Curves of girder I damage index with road surface roughness grade

13.760,其后逐级差值分别为 1.053,1.158,2.190 和 2.851。随着桥面不平顺度等级的提升,无损基准值 δ 增大,该方法利用 DI 峰值与 δ 的差值进行桥梁状态评估,可消除桥面不平顺度对损伤识别的影响。

3.6 噪声影响

为了研究本方法的抗噪能力,在计算所得应变时程数据中加入均值为 0、标准差为 1 的随机噪声

$$\epsilon_n = \epsilon + E_p NS(\epsilon) \quad (12)$$

其中: ϵ_n 为添加噪声后响应; E_p 为噪声水平; N 为随机数序列; $S(\epsilon)$ 为响应标准差。

在工况 1 纵梁 I 的应变时程数据中,分别添加噪声水平为 2% 和 5% 的随机噪声,对桥梁进行损伤识别,在噪声影响下的损伤指标计算结果如图 12 所示。由图可知,在无噪声及 2% 和 5% 噪声水平下, S_{12} 处 DI 值分别为 13.760,13.544 和 13.219。与无噪声相比,存在噪声时各测点产生的 DI 平均差值分别为 0.216 和 0.541。上述结果表明,噪声对损伤指标的计算无显著影响,可以较为准确地确定加劲梁的损伤位置,说明该方法具有一定的鲁棒性。

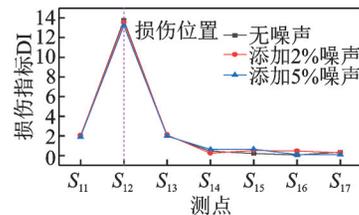


图 12 噪声影响下纵梁 I 的损伤指标计算结果

Fig.12 Girder I damage index under the influence of noise

4 悬索桥缩尺模型试验验证

4.1 悬索桥缩尺模型

悬索桥缩尺模型为装配式单跨地锚式悬索桥,主跨为 7.2 m,主缆及加劲梁上安装配重块,按比例复现桥梁的自重刚度。缩尺模型的加劲梁由 2 道 180 mm×110 mm×10 mm 的 L 型主纵梁与 100 mm×100 mm×8 mm×6 mm 的 T 型横隔梁组成,各梁段间通过高强螺栓进行连接。悬索桥缩尺模型如图 13 所示,在加劲梁的 8 分点 2 道纵梁底粘贴应变片,测点布置如图 14 所示。



图 13 悬索桥缩尺模型

Fig.13 Scale model of the suspension bridge

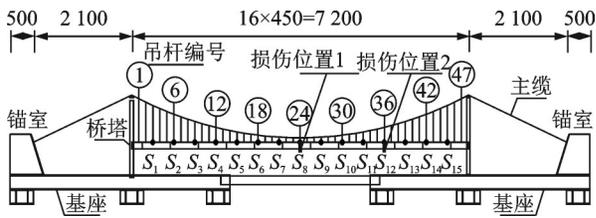


图14 测点布置图(单位:mm)

Fig.14 Diagram of measuring points (unit: mm)

试验采用不同厚度的连接钢板,实现加劲梁截面竖向抗弯惯性矩的减小,进而实现刚度的降低,以此模拟加劲梁不同的损伤程度。损伤梁段及连接钢板如图15所示。完好加劲梁厚度为10 mm,竖向抗弯惯性矩为 $2.793 \times 10^{-6} \text{m}^4$ 。经计算,8 mm和6 mm钢板对应刚度损失分别为15.6%与32.8%。

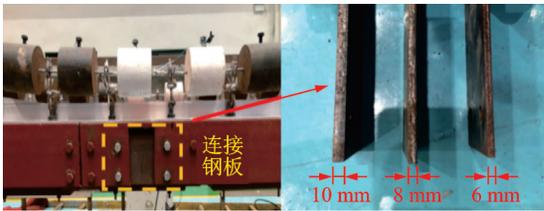


图15 损伤梁段及连接钢板

Fig.15 Damaged girder section and connecting steel plate

4.2 敏感车速范围的确定

采用ANSYS建立了缩尺悬索桥的空间有限元模型,对加劲梁、主塔及主缆进行精细化建模,缩尺悬索桥有限元模型如图16所示。加劲梁、主塔、锚固螺杆和基础底座均采用梁单元进行模拟,吊杆和主缆采用杆单元模拟,采用质量单元模拟主缆配重与加劲梁配重。全桥模型共2328个节点和1554个单元。

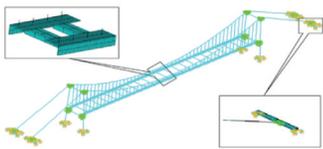


图16 缩尺悬索桥有限元模型

Fig.16 Finite element model of scale suspension bridge

为了得到对冲击效应敏感的车速范围,利用完好缩尺悬索桥有限元模型以0.1~0.5 m/s、间隔为0.1 m/s的多车速进行车桥耦合振动计算,其中桥面不平顺度为1级,车重为120 kg。获取加劲梁的应变时程曲线后,计算桥梁各测点冲击系数,结果如图17所示。由图可知,当车速为0.4 m/s时,移动荷载对模型桥各位置的冲击效应比较接近,且各测点冲击系数趋于峰值。因此,确定0.35,0.40和0.45 m/s作为试验车速范围,并计算完好桥梁各测

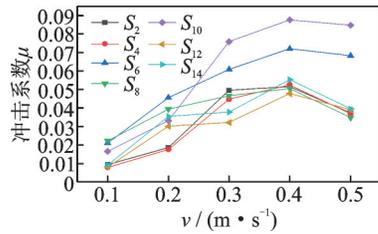


图17 完好桥梁模型各测点冲击系数

Fig.17 Impact factor at each measuring point of intact suspension bridge

点的平均冲击系数作为后续损伤识别工作的先验信息。

4.3 损伤程度与损伤指标关系的建立

为建立模型桥损伤程度与损伤指标之间的关系,在数值模拟过程中选取桥梁16分点提取应变时程数据,桥面不平顺度为1级,小车总重为120 kg。以1/4跨加劲梁损伤为例,各测点损伤指标计算结果如图18所示。

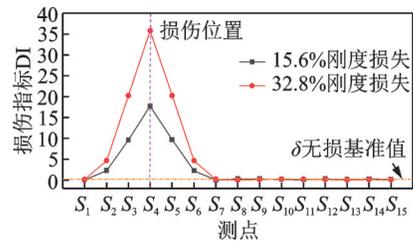


图18 1/4跨加劲梁损伤工况DI计算结果

Fig.18 DI calculation results of 1/4 span stiffening girder damage

由图18可知,损伤指标于悬索桥1/4跨出现单峰值,可判定损伤位置为1/4跨截面。加劲梁刚度损失为15.6%和32.8%时,DI峰值分别为17.720和35.772。桥梁无损基准值 $\delta = 0.170$, 计算得到 $\Delta_{15.6\%} = 17.550, \Delta_{32.8\%} = 35.602$, 因此求解出损伤系数 $\lambda = 1.050$ 。由于模型桥损伤件切口长度为9 cm,模拟中相邻测点间距仅为45 cm,损伤长度占单节段长度的20%,因此损伤的区域效应由 S_4 辐射至 S_2 及 S_6 处,故确定 $DI_{\max} = 35.772, DI_L = 4.640, DI_R = 4.630$, 计算区域效应系数 $\Omega = 7.718$ 。由此可根据 $d = \Omega \frac{\Delta}{\lambda}$ (%) 衡量实桥的损伤程度。

4.4 缩尺模型桥试验结果与分析

为了评估模型桥加劲梁的损伤状况,利用总重为120 kg的载重小车分别以0.35,0.40和0.45 m/s的速度驶过模型桥,各工况多次重复进行,并采集各测点应变时程数据。其中,进行试验工况3时采用2/3

跨测点 S_{12} 替换原测点 S_{12} 。试验过程中,完好与损伤状态模型桥的桥面不平顺度相同,因此 $\xi = 1$, 获取无

损基准值 $\delta = \delta_0 = 4.908$ 。各试验损伤工况损伤指标计算结果如图 19 所示,图中阴影为标准误差范围。

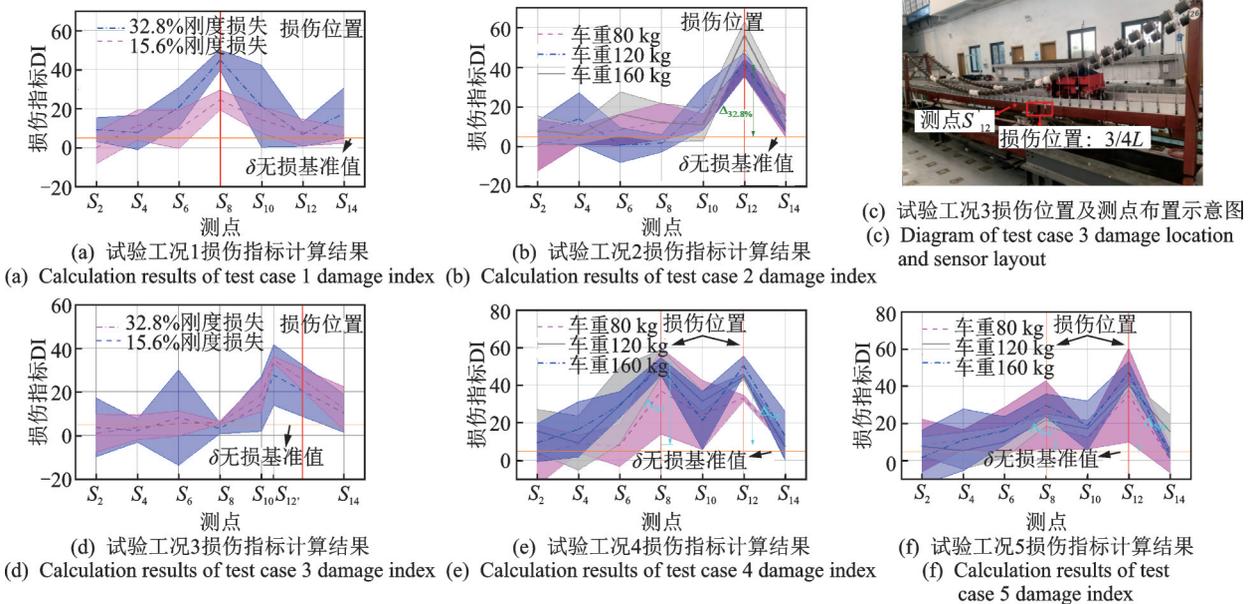


图 19 各工况损伤指标计算结果

Fig.19 Damage index calculation results of each case

由图 19(a, b)可知,损伤指标分别于悬索桥 S_8 与 S_{12} 处出现单峰值,可判定加劲梁跨中和 3/4 跨截面为损伤位置。试验工况 1 与 2 为测点截面单损伤

工况,无损基准值 $\delta = 4.908$,加劲梁刚度损失分别为 18.6%, 38.1% 和 34.8%,与预设损伤程度较为接近,试验各工况计算结果见表 4。

表 4 试验各工况计算结果

Tab.4 Calculation results of each test condition

试验工况	损伤位置	预设刚度损失/%	损伤指标 DI	无损基准值 δ	$\Delta = DI - \delta$	损伤程度/%	相对误差/%
1	1/2 跨	15.6	24.461	4.908	19.553	18.6	19.4
		32.8	44.944	4.908	40.036	38.1	16.2
2	3/4 跨(测点截面)	32.8	41.405	4.908	36.497	34.8	6.0
3	3/4 跨(非测点截面)	15.6	27.669	4.908	22.761	21.7	39.0
		32.8	34.567	4.908	29.659	28.2	13.9
4	1/2 跨+3/4 跨	32.8+32.8	51.561+44.308	4.908	46.653+39.400	44.4+37.5	35.5+14.4
5	1/2 跨+3/4 跨	15.6+32.8	29.806+47.520	4.908	24.898+42.612	23.7+40.6	52.0+23.7

考虑到实际桥梁受损位置的不确定性,进行了试验工况 3 非测点截面损伤测试。由图 19(d)可知,测点 S_{10} 与 S_{14} 处 DI 值较高, S_{12} 处出现 DI 峰值,可推断 $S_{10} \sim S_{14}$ 区域间加劲梁存在损伤,并且损伤位置更接近 S_{10} 。因此,求解出损伤程度分别为 21.7% 和 28.2%,与预设损伤程度存在一定偏差。

为验证本研究方法在多位位置损伤时的识别能力,开展了加劲梁多位位置损伤识别试验(如表 4 中的试验工况 4 与 5)。由图 19(e, f)可知,跨中及 3/4 跨 DI 均出现峰值,由于损伤具有一定的区域效应,受 S_8 和 S_{12} 处加劲梁损伤的影响,测点 S_{10} 处的 DI 值偏

大。工况 1 与 2 的损伤程度识别相对误差小于 20%;多损伤工况相对误差范围为 14.4%~52.0%,对损伤程度的评估结果离散性较高;试验工况 3 损伤识别的平均相对误差约为 26%,表明对加劲梁非测点截面损伤的识别精度存在较大的提升空间。

由图 19(b, e, f)可知,在车重 80~160 kg 范围内,同一损伤工况损伤指标峰值随车重的增加而增大。试验结果表明,采用不同车重时,均可有效识别悬索桥模型的损伤位置。综上所述,本研究方法可对悬索桥加劲梁损伤进行较为准确的定位,但对损伤程度的定量识别稳定性不足,识别精度尚需提高。

5 结 论

1) 通过数值模拟与模型桥损伤识别试验,证明了本研究方法可较为准确地识别悬索桥的损伤位置。由试验结果可知,对损伤程度识别的最大相对误差达到52.0%,表明该方法对桥梁损伤程度的识别精度尚存较大的提升空间。

2) 桥面破损越严重,车辆对桥梁的冲击效应越明显,各测点损伤指标越大,且增幅逐级增大。随桥面粗糙度的增加,无损基准值 δ 增大,该方法利用DI峰值与 δ 的差值评估桥梁损伤情况,可消除桥面不平顺度对损伤识别的影响。

3) 在噪声影响下,桥梁各测点损伤指标数值变化较小,仍可有效地确定悬索桥的损伤位置,表明该损伤识别方法具有一定的鲁棒性。

参 考 文 献

- [1] LI J, HAO H. Damage detection of shear connectors under moving loads with relative displacement measurements [J]. *Mechanical Systems & Signal Processing*, 2015(60/61):124-150.
- [2] FENG D, FENG M Q. Output-only damage detection using vehicle-induced displacement response and mode shape curvature index [J]. *Structural Control and Health Monitoring*, 2016, 23 (8):1088-1107.
- [3] KORDESTANI H, XIANG Y, YE X. Output-only damage detection of steel beam using moving average filter [J]. *Shock and Vibration*, 2018, 8:1-13.
- [4] 战家旺,高胜星,张飞,等.基于在线动力响应的板梁桥铰接缝损伤评估方法[J].*中国公路学报*, 2018, 31(7):156-166.
ZHAN Jiawang, GAO Shengxing, ZHANG Fei, et al. Damage evaluation method for hinged joints in slab-girder bridges using online dynamic response [J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2018, 31(7):156-166. (in Chinese)
- [5] 刘景良,高源,廖飞宇,等.移动荷载作用下时变简支钢桥损伤识别[J].*振动、测试与诊断*, 2020, 40(1):12-19.
LIU Jingliang, GAO Yuan, LIAO Feiyu, et al. Damage detection of a time-varying simply supported steel bridge under moving load [J]. *Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis*, 2020, 40(1):12-19. (in Chinese)
- [6] AZIM M R, MUSTAFA G. Damage detection of steel girder railway bridges utilizing operational vibration response [J]. *Structural Control and Health Monitoring*, 2019, 26:e2447.
- [7] GONZALEZ A, MOHAMMED O. Damage detection in bridges based on patterns of dynamic amplification [J]. *Structural Control and Health Monitoring*, 2019, 26(7):e2361.
- [8] 朱劲松,香超,祁海东.大跨度悬索桥冲击系数影响因素研究[J].*天津大学学报(自然科学与工程技术版)*, 2019, 52(4):81-90.
ZHU Jinsong, XIANG Chao, QI Haidong. Study of influencing factors of impact coefficient of long-span suspension bridge [J]. *Journal of Tianjin University (Science and Technology)*, 2019, 52(4):81-90. (in Chinese)
- [9] LEI G, MOE S C. Computer simulation of dynamic interaction between vehicle and long span box girder bridges [J]. *Tsinghua Science and Technology*, 2008, 13(S1):71-77.
- [10] 朱劲松,张一峰,陈兴达.移动车辆荷载作用下梁体裂缝扩展规律[J].*东南大学学报(自然科学版)*, 2018, 48(4):678-686.
ZHU Jinsong, ZHANG Yifeng, CHEN Xingda. Crack propagation of concrete beams under moving vehicle loads [J]. *Journal of Southeast University (Natural Science Edition)*, 2018, 48(4):678-686. (in Chinese)
- [11] AU F T K, CHENG Y S, CHEUNG Y K. Effects of random road surface roughness and long-term deflection of pre-stressed concrete girder and cable-stayed bridges on impact due to moving vehicles [J]. *Computers and Structures*, 2001, 79(8):853-872.
- [12] 田芳.大跨度悬索桥的参数研究与静动力分析[D].北京:北京交通大学,2011.
- [13] 卜建清,娄国充,罗韶湘.汽车对桥梁冲击作用分析[J].*振动与冲击*, 2007, 26(1):52-64.
BU Jianqing, LOU Guochong, LUO Shaoliang. Analysis of impact effects of moving vehicles on a continuous bridge [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2007, 26(1):52-64. (in Chinese)
- [14] 钟春意.车桥耦合系统随机振动时域显式方法研究[D].广州:华南理工大学,2018.
- [15] 杨旭.汽车荷载作用下梁桥的动力响应与冲击系数分析[D].重庆:重庆交通大学,2016.



第一作者简介:朱劲松,男,1975年10月生,博士、教授、博士生导师。主要研究方向为桥梁健康监测与损伤识别。曾发表《基于小波包能量的桥梁损伤识别指标》(《振动、测试与诊断》2015年第35卷第4期)等论文。

E-mail: jszhu@tju.edu.cn