第45卷第3期
2025年6月
防灾减灾工程学报
Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering
Vol.45 No.3
Jun. 2025

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20231101002

基于分布式应变数据融合的桥群结构损伤定位方法*

曹建新[1,3], 王永亮[4], 杜继新[1], 黄永亮[2,3], 谢 浩[3], 李 臣[3], 王 凯[3]

(1.山东铁路投资控股集团有限公司高速铁路工程技术研发中心,山东 济南 250102; 2.山东轨道交通研究院有限公司,山东 济南 250014; 3.济南轨道交通集团有限公司,山东 济南 250014; 4.济南黄河路桥建设集团有限公司,山东 济南 250014)

摘要: 既有中小跨径桥群结构健康监测系统广泛存在健康状态数据缺乏、数据受耦合作用影响、测点密度不足等问题,难以对桥群结构的长期运营安全进行精准诊断及评估。针对集群化监测桥梁的结构损伤定位难题,提出了基于分布式应变数据融合的桥群结构损伤定位方法。首先,考虑车体重量、车辆行驶横向位置的不同,理论推导移动荷载作用下简支梁桥的应变时程曲线最大值方程;其次,通过分析桥群内不同桥梁各监测分位点处应变时程曲线最大值的构成特征,构建了基于多桥分布式应变监测数据融合的结构损伤定位指标;最后,提出桥群结构分布式测点损伤定位指标的归一化方法,探讨了归一化损伤定位指标与主梁结构损伤的关系,实现桥群内全部桥梁结构的损伤定位。与传统方法不同,所提方法利用连续的桥群结构承受车辆荷载基本一致的特点,通过融合多座桥梁的监测数据,挖掘出桥梁之间应变监测数据存在的耦联关系,有效提高了桥梁结构损伤定位的精度。结果表明:该方法可以实现在桥梁结构单元3%的刚度衰减和15%测试噪声影响下的损伤定位,特别适用于长距离实际桥群工程的结构损伤快速定位。

关键词: 桥群结构; 损伤定位; 分布式应变; 数据融合; 车辆荷载

中图分类号: U446 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2025)03-0664-08

Damage Localization Method for Bridge Group Structures Based on Distributed Strain Data Fusion

CAO Jianxin[1,3], WANG Yongliang[4], DU Jixin[4], HUANG Yongliang[2,3], XIE Hao[3], LI Chen[3], WANG Kai[3]

(1. High-speed Railway Engineering Technology R&D Center, Shandong Railway Investment Holding Group Co. Ltd., Ji′nan 250102, China; 2. Shandong Rail Transit Research Institute Co. Ltd., Ji′nan 250014, China; 3. Jinan Rail Transit Group Co. Ltd., Ji′nan 250014, China; 4. Jinan Huanghe Road and Bridge Construction Group Co., Ltd., Ji′nan 250014, China)

Abstract: Existing structural health monitoring systems for small- and medium-span bridge groups often suffer from issues such as insufficient health status data, data coupling effects, and low sensor density, making it challenging to accurately diagnose and assess the long-term operational safety of bridge

* **收稿日期:**2023-11-01;**修回日期:**2024-03-05

基金项目:中国博士后科学基金(2023M741361)、山东省自然科学基金(ZR2023QE339,ZR2024ME059)、高速铁路工程技术研发中心开放基金(TTKF2023-03)资助

作者简介:曹建新(1994—),男,高级工程师,博士。主要从事结构健康监测研究。E-mail:cjxxqy2016@163.com

groups. To address the challenge of structural damage localization in cluster-monitored bridge groups, this paper proposed a method based on distributed strain data fusion. Firstly, considering the variations in vehicle weight and lateral position of vehicle travel, a theoretical equation was derived for the maximum value of the strain time-history curve of a simply supported beam bridge under moving loads. Secondly, by analyzing the compositional characteristics of the maximum values in the strain time-history curves at different monitoring positions across various bridges, a structural damage localization index was constructed based on the fusion of distributed strain monitoring data from multiple bridges. Finally, a normalization method for distributed damage localization indices was proposed, and the relationship between the normalized indices and structural damage of the main girder was explored, enabling damage localization across all bridges in the group. Unlike traditional methods, the proposed approach leverages the consistent vehicle load conditions experienced by continuously arranged bridge structures and utilizes the coupling relationships within the strain monitoring data across bridges to significantly improve the accuracy of structural damage localization. The results show that this method can localize damage under a 3% stiffness reduction of structural components and 15% measurement noise, and is particularly effective for rapid damage localization in long-distance, practical bridge group projects.

Keywords: bridge group structures; damage localization; distributed strain; data fusion; vehicle load

0 引 言

近年来,桥梁的建造在世界范围内迅速发展。然而,桥梁结构不可避免地会遭受各种损坏和缺陷,从而导致承载能力下降,甚至发生安全事故。结构健康监测作为感知桥梁结构性能变化的主要手段,对于桥梁结构的运营安全变得越来越重要。其中,损伤诊断方法作为结构健康监测技术的核心内容得到了广泛的研究[1-4]。

应变是桥梁结构进行安全监测与评估的关键参数之一,当传感器布置在损伤区域附近时,其对结构的局部损伤高度敏感[5-6]。因此,基于应变数据的桥梁结构损伤识别方法受到越来越多的关注。项长生等[1]利用应力影响线,并构造柔度曲率差变化率指标,对悬索桥结构构件进行了较为精确的损伤识别。Z.W.Chen等[7]开发了一种基于桥梁应力影响线的损伤检测技术,并通过青马悬索桥的案例研究验证了该技术的有效性。B.T.Wu等[8]提出了一种基于长标距应变传感器的混凝土连续梁桥损伤识别方法,该方法可以揭示局部单元刚度分布规律,进而识别连续桥梁的损伤位置。杨书仁等[9]在大量分析车辆荷载作用下桥梁结构应变响应监测数据的基础上,提出了应用应变能量函数进行结构损伤识别的理论方法。

虽然,应变对桥梁结构的损伤高度敏感,然而,应变为结构的局部响应,仅当应变传感器靠近损伤位置时,才能较好地定位结构损伤位置。随着我国桥梁建造规模的不断扩大,桥梁建设呈区域规模化、连续化的方式发展。交通线路内多座连续的中小跨径桥梁构成了桥群结构,例如:城市高架桥群、公路桥群等。因此,如何实现大规模桥群结构的损伤定位是目前亟需解决的难点问题。随着无线传感器性能的不断提升,已开发出轻便型无线应变传感器,以无线传输为主的桥梁健康监测系统正逐步代替电信号有线传输的方式[10]。这些传感器造价较低,一个信号网关即可采集上百个无线应变传感器信号。此外,分布式光纤应变监测技术的发展能够实现桥梁结构长距离应变的分布式测量,测点密度可达1 m[11],这为桥群结构损伤定位提供了基础条件。

此外,基于应变监测数据的桥梁结构损伤识别需要桥梁结构健康状态下基准数据建立的统计模型或精确的有限元模型作为参考,对于损伤未知的既有桥梁,往往难以获取桥梁结构健康状态下的监测数据作为参考,这极大限制了该类方法在实际工程中的有效应用[12-13]。基于此,本文利用桥群结构承受车辆荷载一致的特点,通过融合多座桥梁的分布式应变监测数据,提出了桥群结构损伤定位方法,该方法具有良好的抗噪性能,有效避免了环境温度变化的影响,适用于实际桥群工程的损伤定位。

1 理论方法

1.1 损伤定位指标的构建

本节给出了简支梁桥群结构损伤定位指标的计算过程。考虑车辆轴数、横向行驶位置的不同,推导得出简支梁桥任意测点处应变响应时程最大值方程;在此基础上,通过计算桥梁间相同监测分位点应变响应时程最大值的比值,完成损伤定位指标的构建。

如图1所示,当单位力F从简支梁左侧开始匀速通过梁长为l的简支梁时,根据结构力学知识,在不考虑冲击效应的情况下,当F作用于A点时,可以得到任意测点A处的应变时程的最大值,如式(1)所示。

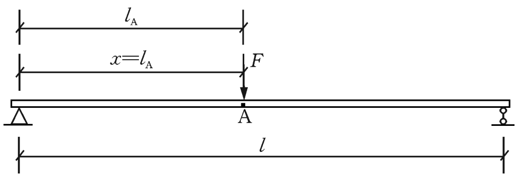

图1 简支梁桥集中力加载示意

Fig.1 Schematic of a simply supported beam bridge concentrated load

$$\varepsilon_{A,\max}=F\frac{(l-l_A)l_A h}{lEI} \tag{1}$$

式中,$\varepsilon_{A,\max}$表示简支梁任意测点A的应变时程最大值;l_A表示简支梁任意测点A至梁左侧端点的距离;h为应变测点至主梁中性轴的距离;EI表示任意测点A处主梁的单元刚度。

受桥宽的影响,需要考虑车轴力在各个主梁之间的横向分配,即任意测点处应变的大小受车辆荷载作用位置和相应测点横断面主梁横向刚度的影响。如图2所示,车辆荷载作用于2#主梁和3#主梁的上部,由于桥梁空间效应的影响,该车辆荷载的轴力也横向分配到1#主梁。通过考虑桥梁主梁间车轴力的横向分配,三维桥梁结构的受力问题可以简化为二维平面问题。在考虑桥梁横向荷载分配后,任意测点A的应变时程最大值,如式(2)所示。

$$\varepsilon_{A,\max}=F(\rho_1^L+\rho_1^R)\frac{(l-l_A)l_A h}{lEI} \tag{2}$$

式中,ρ_1^L表示左侧车轮位置处对于1#主梁的横向分布系数;ρ_1^R表示右侧车轮位置处对于1#主梁的横向分布系数。

在桥梁集群健康监测系统中,分布式应变传感器阵列往往沿主梁多个分位点进行布设,例如

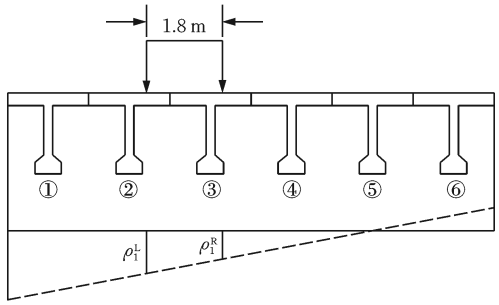

图2 车辆荷载横向分布示意

Fig.2 Schematic of lateral distribution of vehicle load

1/16、1/8、1/6、1/4、1/2等。因此,测点A到主梁左侧端点的距离可如下式所示。

$$l_A=\alpha_A l\ \ (0\leqslant\alpha_A\leqslant 1) \tag{3}$$

式中,α_A表示l_A与主梁长度l的比值,本文将其定义为监测分位点。

将式(3)带入式(2),可得:

$$\varepsilon_{A,\max}=F(\rho_1^L+\rho_1^R)\frac{(\alpha_A-\alpha_A^2)lh}{EI} \tag{4}$$

在连续的桥群结构内,全部相似桥梁所受车辆荷载相同,若选择其中桥梁I的1#主梁作为参考主梁,则任意桥梁p的q#主梁任意监测分位点A处应变响应时程最大值与参考主梁相同监测分位点应变响应时程最大值的比值$\eta_{A,p,q}$如下式所示:

$$\eta_{A,p,q}=\frac{(\varepsilon_{A,p,q})_{\max}}{(\varepsilon_{A,I,1})_{\max}}=\frac{\left(\dfrac{\rho_{p,q}^L+\rho_{p,q}^R}{EI_{p,q}}\right)\cdot f(l^p,h^p,F)}{\left(\dfrac{\rho_{I,1}^L+\rho_{I,1}^R}{EI_{I,1}}\right)\cdot f(l^I,h^I,F)} \tag{5}$$

式中,$f(\cdot)$为与l、h、F相关的函数。

公式(5)中,相同主梁内,各监测分位点处的$\dfrac{f(l^p,h^p,F)}{f(l^I,h^I,F)}$值为固定值。因此,同一主梁内,比值$\eta_{A,p,q}$仅与测点处主梁刚度$EI$和横向分布刚度相关,而与车重、桥梁长度等无关。$\dfrac{f(l^p,h^p,F)}{f(l^I,h^I,F)}$的数值与车速无关,因此,车辆在通过桥群结构时车速上下波动对本节所提损伤定位指标的精度不产生影响。

假设主梁跨内截面横向分布系数相同,若该主梁无结构损伤发生,则各分位点处的比值$\eta_{A,p,q}$相同;若该主梁发生结构损伤,则损伤位置附近测点的比值$\eta_{A,p,q}$将增大。因此,可将同一主梁各监测分位点处获取的比值$\eta_{A,p,q}$组合形成向量$\boldsymbol{\eta}_{p,q}\in\boldsymbol{R}^{1\times n}$,将其定义为损伤定位指标向量,如下式所示。

$$\boldsymbol{\eta}_{p,q}=[\eta_{A_1,p,q},\ \eta_{A_2,p,q},\ \cdots,\ \eta_{A_n,p,q}] \tag{6}$$

式中，n表示主梁应变监测点个数。

1.2 桥群结构损伤的快速定位

上节所提损伤定位指标向量是基于连续的桥梁集群内任意一片主梁与参考主梁的应变时程响应最大值所构建。然而，单座桥梁通常存在数片主梁，因此，利用桥群内所有主梁全部分布式应变监测数据共同决策结构损伤位置，可大大提高损伤定位的精确度。

当桥梁结构未发生损伤时，损伤定位指标向量$\boldsymbol{\eta}_{p,q}$的各元素仅与测点处主梁刚度EI和横向分布刚度相关，因此，损伤定位指标向量的各元素，即各监测分位点处应变响应时程最大值的比值是相等的。为了利用桥群内全部测点处的损伤定位指标进行统一的损伤定位决策，提出一种损伤定位指标向量归一化方法，如下式所示。

$$\bar{\boldsymbol{\eta}}_{p,q}=[\bar{\eta}_{\mathrm{A}_1,p,q},\ \bar{\eta}_{\mathrm{A}_2,p,q},\ \cdots,\ \bar{\eta}_{\mathrm{A}_n,p,q}]=\left[\frac{\eta_{\mathrm{A}_1,p,q}}{\min(\boldsymbol{\eta}_{p,q})},\frac{\eta_{\mathrm{A}_2,p,q}}{\min(\boldsymbol{\eta}_{p,q})},\cdots,\frac{\eta_{\mathrm{A}_n,p,q}}{\min(\boldsymbol{\eta}_{p,q})}\right] \tag{7}$$

式中，$\bar{\boldsymbol{\eta}}_{p,q}$为归一化后的损伤定位指标向量，$\bar{\boldsymbol{\eta}}_{p,q}\in \boldsymbol{R}^{1\times n}$；$\{\boldsymbol{\eta}_{p,q}\}_{\min}$为向量$\boldsymbol{\eta}_{p,q}$中元素的最小值。

由上述分析可知，假定参考主梁无损伤发生，且沿纵向刚度不变，将式(5)代入式(7)后，则归一化后的损伤定位指标向量亦可如式(8)所示。

$$\bar{\boldsymbol{\eta}}_{p,q}=\left\{\begin{matrix}\dfrac{\mu EI_{1,1}}{EI_{\mathrm{A}_1,p,q}}\Big/\dfrac{\mu EI_{1,1}}{EI_{\max,p,q}},\dfrac{\mu EI_{1,1}}{EI_{\mathrm{A}_2,p,q}}\Big/\dfrac{\mu EI_{1,1}}{EI_{\max,p,q}},\\ \cdots,\dfrac{\mu EI_{1,1}}{EI_{\mathrm{A}_n,p,q}}\Big/\dfrac{\mu EI_{1,1}}{EI_{\max,p,q}}\end{matrix}\right\}=\left\{\frac{EI_{\max,p,q}}{EI_{\mathrm{A}_1,p,q}},\frac{EI_{\max,p,q}}{EI_{\mathrm{A}_2,p,q}},\cdots,\frac{EI_{\max,p,q}}{EI_{\mathrm{A}_n,p,q}}\right\} \tag{8}$$

式中，$EI_{\max,p,q}$为任意桥梁p的$\sharp q$主梁中各监测分位点处刚度最大值；μ为固定值，与对应位置处横向分布刚度、车重、桥梁长度等相关。

基于上述分析，假定连续桥群结构内共N片主梁，可将桥群内全部主梁所构建的向量$\bar{\boldsymbol{\eta}}_{p,q}$组合为桥群结构损伤定位矩阵$\Xi_w$，如下式所示。

$$\Xi_w=[\bar{\eta}_w^1,\bar{\eta}_w^2,\cdots,\bar{\eta}_w^{w-1},\bar{\eta}_w^{w+1},\bar{\eta}_w^N]^{\mathrm{T}} \tag{9}$$

由式(8)可以看出，任意测点处归一化后的损伤定位指标等于主梁刚度最大处与该测点处主梁刚度的比值，该比值大于1的部分相当于该处刚度的衰减程度。因此，考虑测试噪声等因素影响，本文将数值1波动范围的5%作为阈值界限，即定义损伤定位阈值为1.05，进而对桥群内全部桥梁进行损伤定位，如下式所示。

$$\begin{cases}\bar{\zeta}_{\mathrm{A}_{j,i}}>1.05 & \text{损伤状态}\\ \bar{\zeta}_{\mathrm{A}_{j,i}}\leqslant 1.05 & \text{健康状态}\end{cases} \tag{10}$$

如式(10)所示，通过对比桥群结构损伤定位矩阵各元素和损伤定位阈值的数值大小，即可有效定位潜在损伤的测点位置。若桥梁结构群损伤定位矩阵中某元素大于损伤定位阈值，则对应测点位置处发生结构损伤；相反，则无结构损伤产生。

2 算例模型

2.1 桥群结构数值模型

为了验证运营荷载下桥群结构损伤快速定位方法的有效性与可靠性，采用ANSYS建立三座T型简支梁结构有限元模型构成桥群结构，分别为桥梁A、桥梁B、桥梁C。三座桥梁有限元模型参数如表1所示，其中桥梁A、B、C分别由633、843、1 053个Beam188梁单元构成。每片主梁分别在1/6、1/3、1/2、2/3、5/6分位点布设5个动态应变测点，梁桥集群内共布设60个应变测点。测点布设位置与模拟损伤位置如图3所示。

表1 桥群结构有限元模型的参数信息

Table 1 Parameter information of finite element model for bridge group structure

参数名称	参数值		
	桥梁A	桥梁B	桥梁C
混凝土弹性模量/(kN•m^{-2})	3.450×10^7	3.450×10^7	3.450×10^7
混凝土泊松比	0.2	0.2	0.2
桥梁长度/m	18	24	30
桥梁宽度/m	7.2	7.2	7.2
T梁高度/m	1.8	1.8	1.8
腹板厚度/m	0.2	0.25	0.3
翼缘板厚度/m	0.2	0.2	0.2

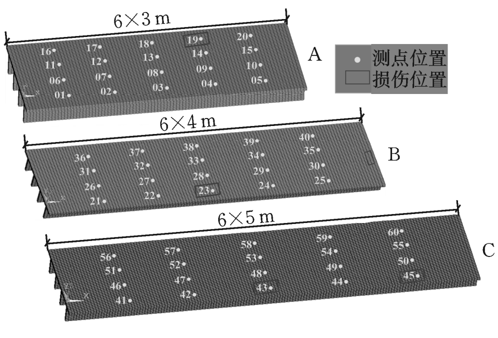

图3 桥群分布式应变测点布置与损伤位置

Fig.3 Layout of distributed strain measurement points and damage locations in bridge group

根据桥梁结构损伤程度的不同，设置4种不同的损伤工况。采用局部范围内抗弯刚度（材料弹性模量）的衰减来模拟结构损伤现象[14-15]，损伤工况如表2所示。

表2　损伤工况

Table 2　Damage cases

工况编号	损伤桥梁	损伤单元	损伤程度/%
1		无损伤	0
2	A\B\C	A：330#（19号测点处） B：60#（23号测点处） C：75#（43号测点处）、125#（45号测点处）	3
3	A\B\C	A：330#（19号测点处） B：60#（23号测点处） C：75#（43号测点处）、125#（45号测点处）	5
4	A\B\C	A：330#（19号测点处） B：60#（23号测点处） C：75#（43号测点处）、125#（45号测点处）	10

2.2　加载车辆的有限元模型

本节将车辆荷载模拟为三轴空间加载模型，如图4所示。车辆模型采用质量-弹簧-阻尼系统模拟[16]，车辆模型的相关参数如表3所示。利用质量单元Mass21模拟车体和车轮质量，利用连接单元MPC184模拟车辆连接架，悬架和车轮的刚度和阻尼采用弹簧单元Combin14模拟。车辆加载时，采用位移接触法计算车桥的耦合作用。车辆的移动通过对车辆模型的节点施加纵向位移实现，采集的数据为车辆通过时测点处单元底部的动态应变时程曲线。

上述车桥耦合振动分析方法采用了基于ANSYS的位移接触法，其有效性已在文献[17]中的大跨径曲弦桁梁桥车桥耦合振动分析中予以证明。该研究指出通过接触单元传递车桥相互作用力，不必考虑车体每步必须移动到梁节点位置，桥面单元长度不受限制，因此，适合本节所建立的桥群有限元模型。

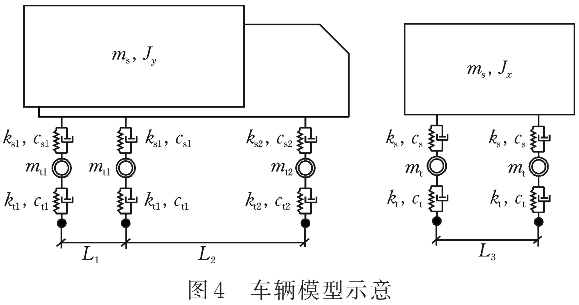

图4　车辆模型示意

Fig.4　Schematic of vehicle model

表3　车辆模型参数

Table 3　Parameters of vehicle model

参数名称	数值	参数名称	数值
车体质量 m_s/kg	300 000	前轴悬架阻尼系数 c_{s1}/(N•s•m^{-1})	5 000
前后转动惯量 J_y/(kg•m^2)	50 000	中后轴车轮刚度系数 k_{t2}/(N•m^{-1})	2 250 000
左右转动惯量 J_x/(kg•m^2)	20 000	中后轴车轮阻尼系数 c_{t2}/(N•s•m^{-1})	12 000
中后轴车轮质量 m_{t2}/kg	1 000	前轴车轮刚度系数 k_{t1}/(N•m^{-1})	700 000
前轴车轮质量 m_{t1}/kg	500	前轴车轮阻尼系数 c_{t1}/(N•s•m^{-1})	6 000
中后轴悬架刚度系数 k_{s2}/(N•m^{-1})	1 300 000	中轴后轴前后间距 L_1/m	1.4
中后轴悬架阻尼系数 c_{s2}/(N•s•m^{-1})	5 000	前轴中轴前后间距 L_2/m	4
前轴悬架刚度系数 k_{s1}/(N•m^{-1})	300 000	车轮左右间距 L_3/m	1.8

3　损伤定位性能测试

3.1　无噪声影响下损伤定位性能测试

利用上述建立的车辆荷载模型，将车辆沿桥梁右侧车道（桥梁右侧两片主梁上方）以15 m/s初速度、0.15 m/s^{2}的加速度依次通过3座桥梁模型，采用得到桥群结构全部分布式应变测点的车载时程曲线。#1～5#测点应变时程曲线如图5所示，采用零相位数字滤波法[18]剔除动载效应后应变时程曲线如图6所示。在未考虑测试噪声的情况下，4种工况的损伤定位结果如图7所示。可以看出，利用应变时程曲线最大值所构造的损伤定位指标，可有效反应损伤发生的位置。在未发生损伤的位置损伤定位指标虽然接近于1，但存在数据起伏状况，该现象的原因在于沿桥梁纵向横向分布系数存在细微差异。未发生损伤位置处损伤定位指标数据起伏幅值皆小于1.5%。

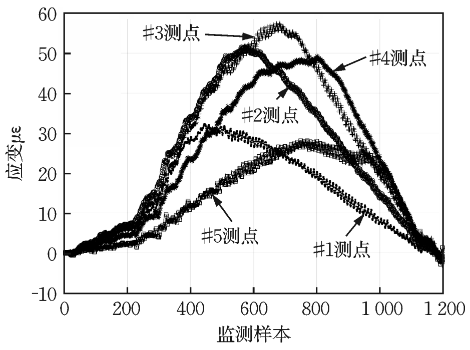

图5　应变时程曲线原始数据

Fig.5　Raw data of strain time-history curves

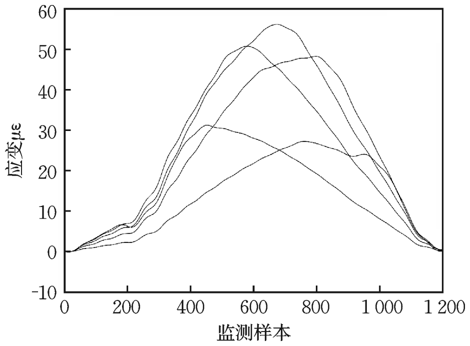

图6　剔除动载效应后应变时程曲线

Fig.6　Strain time-history curves after eliminating dynamic load effect

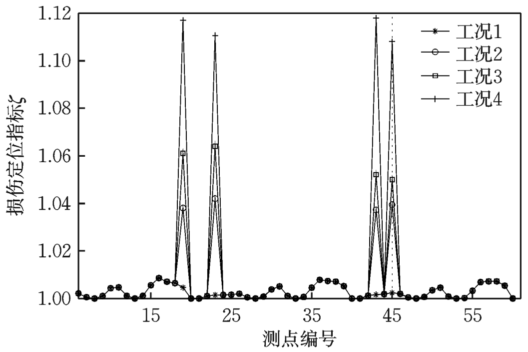

图7　无噪声影响下的损伤定位结果

Fig.7　Damage localization results without noise influence

3.2　考虑噪声与桥面不平整度下的损伤定位性能测试

在上述分析的基础上，进一步计算考虑桥面不平整度情况下的损伤定位结果。本节利用功率谱密度函数[19]表示的随机过程来模拟桥面不平整度，如式(11)所示。3座桥梁的桥面不平度整度模拟如图8所示。当车轮与桥面接触时，将桥面不平整度引起的节点力施加到车轮和桥面对应自由度上；当车轮与桥面脱离时，不再施加由桥面不平整度引起的节点力作用。

$$r(x)=\sum_{k=1}^{N}\sqrt{2G(p_k)\Delta p}\cos(2\pi p_k x-\theta_k)\quad(11)$$

式中，$r(x)$为沿桥梁长度方向的不平整度；Δp为空间频率间隔，可表示为$(p_1-p_2)/N$，其中p_1和p_2分别为截止频率的上界和下界，取值为5 Hz和0.1 Hz；$G(p_k)$为功率谱密度函数，可表示为$a/(2\pi p_k)^2$，其中a为桥面不平整系数，取值2×10^{-6}；θ_k为随机相位角，取值为$[0,2\pi]$。

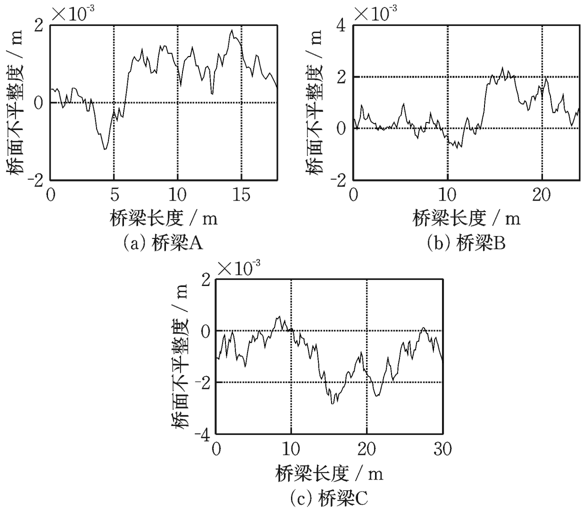

图8　桥面不平整度

Fig.8　Bridge deck roughness

在此基础上，对桥群结构全部应变测点的时程曲线数据加入不同程度的噪声，噪声水平设置为5%、10%及15%。上述4种工况在加入桥梁不平整度影响和测试噪声后的损伤定位结果如图9所示。零相位数字滤波法在剔除应变数据中动载效应外，还可一定程度上降低噪声的影响，因此在加入较高水平的噪声后，依然可以较好的识别损伤位置。从损伤定位结果中可以看出，随着噪声的不断增大，除损伤位置处损伤定位指标发生波动外，未发生损伤位置处的损伤定位指标波动范围不断增大。当加入15%噪声时，已基本较难有效确定工况2(损伤程度3%)中结构的损伤位置。因此，若要有效识别微小损伤，应保证足够的车辆加载效率，使得应变测试噪声不大于15%。

在本数值算例中，选取A桥边梁作为参考主梁。在参考主梁未发生损伤时，可有效定位集群内全部桥梁的损伤位置。若参考主梁结构本身存在结构损伤，其它主梁将全部发生损伤的误判。若出现上述情况，应交换参考主梁并重新按照上述步骤进行结构损伤定位。

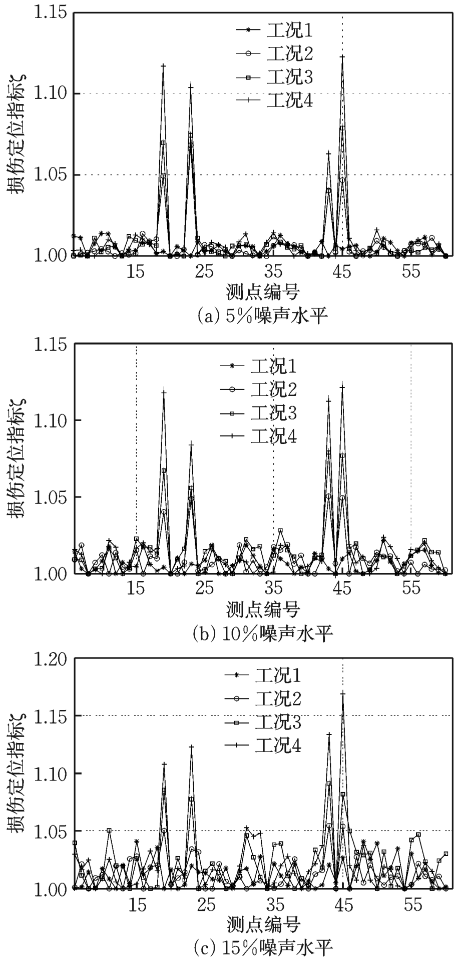

图9　噪声影响下的损伤定位结果

Fig.9　Damage localization results under noise influence

3.3　模拟运营荷载下损伤定位性能测试

在运营荷载下，为了克服单次车载作用下损伤定位结果的不稳定性，削弱噪声水平过大对定位结果带来的影响。可利用多组不同车道单个车辆荷载作用下的应变时程曲线构造损伤定位指标矩阵，进而通过观察多组损伤定位指标结果完成损伤位置的识别。

本节根据车重、车速变化、行驶横向位置的不同，共模拟了100辆随机三轴车辆行驶通过的工况。车重的随机取值为30～50 t；50辆车为匀速行驶，车速随机取值为10～25 m/s；25辆车为加速行驶，初始速度随机取值为10～15 m/s，加速度随机取值为0.5～1.5 m/s^2；25辆车为减速行驶，初始速度随机取值为15～25 m/s，加速度随机取值为－1.5～－0.5 m/s^2。行驶横向位置随机取为左偏行驶、右偏行驶和对称行驶。车辆的其它参数同表3。

在100组随机车辆作用下，工况2（损伤程度3%，噪声水平15%）的损伤定位结果如图10所示。损伤定位结果显示，在小损伤和较高噪声水平下，尽管单次车载作用下的损伤定位结果可靠性不足，然而通过多辆车载作用下的应变时程曲线构造的损伤定位指标集合可以较好地识别损伤位置，极大提高了所提方法的损伤定位稳定性。在实际工程应用中，应变监测系统在进行车辆作用下时程曲线提取时，建议配合摄像设备，以获取有效的应变时程曲线，增加损伤定位结果的可靠性。

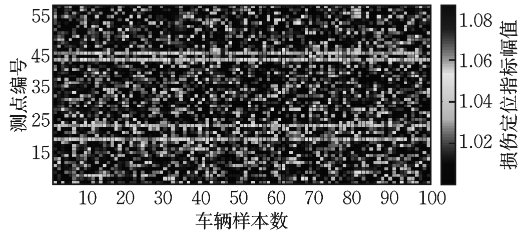

图10　多组车辆作用下的损伤定位结果

Fig.10　Damage localization results under multiple vehicle loads

4　结　论

(1)利用桥群内不同桥梁各监测分位点处应变时程曲线最大值的构成特征，建立了融合多座桥梁分布式应变监测数据的损伤定位指标，该损伤定位指标沿主梁纵向各测点处数值相同，且仅与主梁的刚度变化相关；在此基础上，桥群结构分布式测点损伤定位指标的归一化方法，实现桥群内全部桥梁结构的损伤定位。

(2)数值算例验证结果表明：所提方法具有良好的抗噪性能，并对结构刚度降低识别敏感，在15% 测试噪声下，通过对多次测量结果可视化处理，可有效定位3% 单元刚度衰减的损伤；同时，所提损伤定位指标的幅值可一定程度上反应结构损伤程度，为进一步进行结构损伤程度识别提供可靠的参考值。

(3)所提方法不需要桥群结构健康状态下的海量监测数据或精准有限元模型作为参考，有效克服了桥梁健康状态和损伤状态下环境条件变化对损伤精度的影响。因此，与传统方法相比，所提方法更加适合在实际桥梁工程中应用。

(4)在运营环境下，虽然单次车载作用下的损伤定位结果可靠性不足，然而通过多辆车载作用下的应变时程曲线构造的损伤定位指标集合可以较好地识别损伤位置。

参考文献：

[1] 项长生,党聪,周宇,等.基于铰缝损伤度的空心板桥铰缝损伤识别方法[J].防灾减灾工程学报,2022,22(1):313-323.
Xiang C S, Dang C, Zhou Y, et al. Hinge joint damage identification method of hollow slab bridge based on hinge joint damage degree[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2022, 22(1): 313-323.(in Chinese)

[2] Sun L M, Shang Z Q, Xia Y, et al. Review of bridge structural health monitoring aided by big data and artificial intelligence: from condition assessment to damage detection[J]. Journal of Structural Engineering, 2020, 146(5):4020073.

[3] 杨书仁,丁松.基于应变比的桥梁损伤识别与评估方法[J].公路交通科技,2021,38(1):87-111.
Yang S R, Ding S. A method for bridge damage identification and evaluation based on strain ratio[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2021, 38(1):87-111.(in Chinese)

[4] 俞鹏,彭卫,王银辉,等.基于马氏距离累积量的斜拉桥主梁损伤识别方法[J].科学技术与工程,2018,18(12):299-304.
Yu P, Peng W, Wang Y H, et al. Structural damage detection for the main girder of cable-staved bridges based on mahalanobis distance cumulants[J]. Science Technology and Engineering, 2018, 18(12):299-304.(in Chinese)

[5] Anastasopoulos D, De S M, Vandewalle L, et al. Damage identification using modal strains identified from operational fiber-optic Bragg grating data[J]. Structural Health Minitoring, 2018, 17(6):1441-1459.

[6] Sazonov E, Klinkhachorn P. Optimal spatial sampling interval for damage detection by curvature or strain energy mode shapes[J]. Journal of Sound and Vibration, 2005, 285(4-5):783-801.

[7] Chen Z W, Zhu S Y, Xu Y L. Damage detection in long suspension bridges using stress influence lines[J]. Journal of Bridge Engineering, 2015, 20(3):05014013.

[8] Wu B T, Wu G, Yang C Q, et al. Damage identification method for continuous girder bridges based on spatially-distributed long-gauge strain sensing under moving loads[J]. Mechanical Systems and Signal Processing, 2018, 104:415-435.

[9] 杨书仁,姚建群,丁松.基于应变能量函数的桥梁损伤识别方法[J].公路,2021,66(6):157-165.
Yang S R, Yao J Q, Ding S. Bridge damage identification method based on strain energy function[J]. Highway, 2021, 66(6):157-165.(in Chinese)

[10] Sim S H, Li J, Jo H, et al. A wireless smart sensor network for automated monitoring of cable tension[J]. Smart Materials and Structures, 2014, 23(2):025006.

[11] Liu Y, Li H, Wang Y L, et al. Damage detection of tunnel based on the high-density cross-sectional curvature obtained using strain data from BOTDA sensors[J]. Mechanical Systems and Signal Processing, 2021, 158:107728.

[12] An Y K, Lim H J, Kim M K, et al. Application of local reference-free damage detection techniques to in situ bridges[J]. Journal of Structural Engineering, 2014, 140(3):04013069.

[13] Santos J P, Orcesi A D, Cremona C, et al. Baseline-free real-time assessment of structural changes[J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2015, 11(2):145-161.

[14] Serker N H M K, Wu Z S, Li S Z. A Nonphysics-based approach for vibrationbased structural health monitoring under changing environmental conditions[J]. Structural Health Monitoring, 2010, 9(2):145-158.

[15] Meruane V, Heylen W. Structural damage assessment under varying temperature conditions[J]. Structural Health Monitoring, 2012, 11(3):345-357.

[16] 杨婷婷,李岩,林雪琦.基于车辆制动激励和小波包能量分析的连续梁桥基础冲刷识别方法[J].中国公路学报,2021,34(2):51-60.
Yang T T, Li Y, Lin X Q. Foundation scour identification method based on vehicle braking excitation and wavelet packet energy analysis for continuous beam bridges[J]. China Journal of Highway and Transport, 2021, 34(2):51-60.(in Chinese)

[17] 周瑞娇,王艳,陈淮.在役大跨径曲弦桁架梁桥车桥耦合振动分析[J].振动工程学报,2022,35(1):103-112.
Zhou R J, Wang Y, Chen H. Analysis of vehicle-bridge coupled vibration of long-span curved truss bridge in service[J]. Journal of Vibration Engineering, 2022, 35(1):103-112.(in Chinese)

[18] Prateek G V, Yo-El J, Nehorai A. Sparsity-assisted signal denoising and pattern recognition in time-series data[J]. Circuits Systems and Signal Processing, 2022, 41(1):249-298.

[19] Zheng X, Yang D H, Yi T H, et al. Bridge influence line identification from structural dynamic responses induced by a high-speed vehicle[J]. Structural Control & Health Monitoring, 2020, 27(7):e2544.

（本文编辑:池营营）