

基于模型修正的大跨斜拉桥损伤识别方法*

杨小森^{1,2}, 闫维明¹, 陈彦江¹, 何浩祥¹, 程建旗¹

(1. 北京工业大学工程抗震与结构诊治北京市重点实验室 北京, 100124)

(2. 甘肃省交通规划勘察设计院有限责任公司 兰州, 73000)

摘要 首先,根据斜拉桥的结构特点,将主梁等效为弹性地基梁,由此可推知结构损伤而导致的内力重分布只影响损伤部位附近单元,以此作为结构损伤位置的初步判断的依据;然后,由于内力重分布程度与结构损伤前的初始位移成线性关系,可知汽车荷载作用下的索力变化对损伤更为敏感。根据基准有限元模型,采用优化算法,以损伤单元的损伤程度为设计变量,以实测索力变化和理论索力变化之差为目标函数,对有限元模型进行修正,进而实现结构损伤程度的识别;最后,以苏通长江大桥为例,对4种损伤工况进行了分析识别。计算结果表明,根据同一汽车荷载作用下的索力变化,可以有效地识别主梁单元的损伤位置和程度。

关键词 斜拉桥; 损伤识别; 模型修正; 索力变化; 弹性地基梁; 内力重分布

中图分类号 U441+5

引言

损伤识别是进行桥梁承载力评估和制定维修养护策略的前提,基于模型修正的损伤识别方法大体可分矩阵型和参数型两类。矩阵型模型修正方法需要借助质量和刚度矩阵,不适用于大型结构,且由于修正结果失去了明确的物理意义而难以应用于实际结构。参数型模型修正方法是直接对设计参数修正,如结构材料和截面特性等。该方法物理意义明确,是目前最适合于工程应用的一种模型修正方法^[1]。该方法又可进一步分为基于动态反应和基于静态反应的两种模型修正。

基于动态反应的模型修正技术在桥梁监测中,具有长期实时工作的优点,且监测不影响交通,然而其测量精度易受边界条件和温湿度等因素影响,且较高阶模态无法测量或结果不准确。因此,该方法的应用受到了一定的制约^[2-3]。基于静态反应的模型修正具有精度高和方便测量等优点,但是需要中断交通。基于动、静态反应的模型修正都将最终转化为非线性优化问题^[4-6]。对于大跨桥梁来说,由于单元数量庞大,且在运营过程中每个单元都有可能出现不同程度的损伤,而当待修正参数过多时,数值计算可能会出现病态^[7-8]。因此,同时对所有单元的设计参数进行修正困难很大。有学者提出采用子结构法来

节约计算时间和降低修正单元数量^[9-10],由于子结构法过于复杂,不适合一般桥梁技术人员掌握和应用。笔者根据大跨度斜拉桥的结构特点,提出了一种先利用斜拉索力值的变化初步判断桥梁结构的损伤位置,再采用优化方法进行损伤程度判别的方法。

1 结构损伤分析

在荷载 P 作用下,结构位移 v 可由式(1)得

$$P = K v \quad (1)$$

其中: K 为结构损伤前的刚度矩阵。

各结构单元内力可由下式计算而得

$$F = B v \quad (2)$$

其中: F 为结构损伤前的各单元内力; B 为单元刚度矩阵。

当结构出现损伤后,有

$$P = (K + \Delta K)(v + \Delta v) \quad (3)$$

$$(F + \Delta F) = (B + \Delta B)(v + \Delta v) \quad (4)$$

其中: ΔK 和 ΔB 分别为由于损伤而导致的结构刚度和单元刚度变化; ΔF 和 Δv 分别结构单元内力和节点位移的变化。

由式(1)~式(4)可得,结构损伤后的内力变化为

$$\Delta F = [\Delta B - (B + \Delta B)(K + \Delta K)^{-1}\Delta K]v \quad (5)$$

由式(5)可以看出,损伤前后结构内力的变化大

* 国家自然科学基金资助项目(编号:90715032,50878010);北京市教育委员会科技计划重点资助项目(编号:KZ200910005002)

收稿日期:2010-04-01;修改稿收到日期:2010-07-19

小与损伤前的结构初始位移 v 成正比。对于大跨度斜拉桥而言,成桥时在斜拉索索力和主梁自重的共同作用下,主梁挠度很小,因此,结构损伤的出现不会明显改变结构内力。文献[11]利用自重作用下斜拉索的索力变化来识别主梁单元损伤,其计算结果表明当主梁单元损伤 50% 时,斜拉索索力才改变 2%。由于目前尚未有任何索力测试方法能达到如此高的测量精度,所以,若以结构的内力改变作为损伤识别的依据,必须加大损伤前的结构的初始位移 v 。因此,笔者采用固定车辆荷载作用下斜拉索索力的变化进行损伤识别。

2 斜拉桥结构特点

大跨度斜拉桥一般采用密索体系,且主梁梁高较低,因此在外荷载作用下,斜拉索为主要承重构件,而主梁发挥传力的作用,此时,可将主梁等效为一根弹性地基梁^[12]。集中力和弯矩作用下的主梁挠度分别由式(6)和式(7)表示为^[13]

$$w_1(x) = \frac{P\lambda}{2k} e^{-\lambda x} (\cos\lambda x + \sin\lambda x) \quad (6)$$

$$w_2(x) = \frac{M}{k} \lambda^2 e^{-\lambda x} \sin\lambda x \quad (7)$$

其中: P 和 M 分别为集中力和集中弯矩; k 为斜拉索等效支撑刚度。

由式(8)计算给出, λ 代表斜拉索刚度与主梁刚度的比值,如式(9)所示

$$k = E_s A_s \sin^2 \alpha / ld \quad (8)$$

$$\lambda^4 = k / 4E_c I_c \quad (9)$$

其中: $E_s A_s$ 为单根斜拉索的轴向刚度; $E_c I_c$ 为主梁截面的抗弯刚度; l 和 d 分别斜拉索长度和梁上间距; α 为斜拉索与主梁的夹角。

由式(6)、式(7)可知,集中荷载作用下的主梁挠度在远离荷载作用点时将迅速衰减(见图1、图2),衰减速度和斜拉索与主梁的刚度比有关。又由于斜拉索的索力与主梁挠度成正比关系,因此可知,远离荷载作用位置的斜拉索的索力基本不变。

斜拉桥结构发生损失必然导致结构刚度的降低,其损伤程度可以近似表示为^[12]

$$\Delta K = (1 - \alpha) K \quad (10)$$

当结构刚度由损伤前的 K 降低为 αK 时,原来由损伤单元承受的内力得以释放,可以将其等效为单元节点力(弯矩和剪力)添加到受损单元的两端节点上,计算再次平衡后结构的内力即可得到损伤导致的结构内力变化。根据式(6)、式(7)又可知,斜拉桥结构出现损伤只会改变与损伤部位相邻的几根斜拉索索力,由此可证明,根据相同荷载作用下各斜拉索

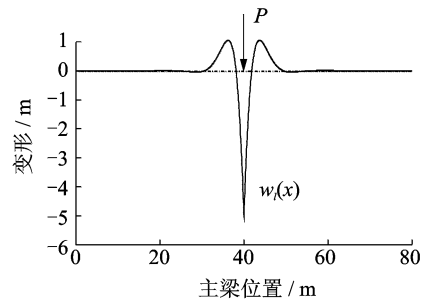


图1 集中力作用下主梁挠度

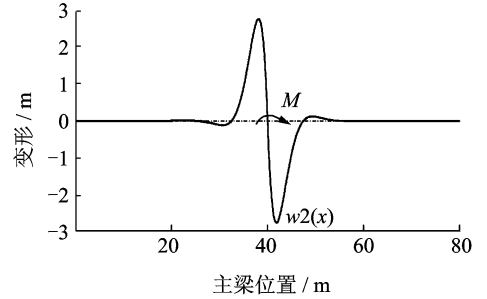


图2 集中弯矩作用下主梁挠度

索力的变化情况可以判断损伤出现的位置和范围,进而对损伤单元进行分组,以在进行损伤程度识别时减少优化变量的数目。

3 损伤识别指标的选择

采用频率法测量斜拉索索力具有简单、经济等优点,因此得到广泛应用^[15],其计算公式如下

$$F = 4ml \left(\frac{f_n}{n} \right)^2 - \frac{EI\pi^2}{l^2} n^2 \quad (11)$$

其中: F 为斜拉索索力; m 为斜拉索单位长度质量; l 为斜拉索有效长度,与索根部的边界条件有关; EI 为斜拉索抗弯刚度; n 为斜拉索振型阶数; f_n 为第 n 阶自振频率。

由式(11)可以看出,索力与有效长度、抗弯刚度、单位长度质量和自振频率有关,然而有效长度和抗弯刚度难以得到精确数值,势必影响索力测量结果的精度。

文献[16]提出采用斜拉索索力变化率CFCR作为损伤识别指标,表达如下

$$CFCR = \frac{F^D - F^I}{F^I} = \frac{\left(4ml \left(\frac{f_n^D}{n} \right)^2 - \frac{EI\pi^2}{l^2} n^2 \right)}{\left(4ml \left(\frac{f_n^I}{n} \right)^2 - \frac{EI\pi^2}{l^2} n^2 \right) - 1} \quad (12)$$

其中:CFCR 为索力变化率; F^I 和 F^D 为结构损伤前后的斜拉索索力; f_n^I 和 f_n^D 为损伤前后的斜拉索第 n

阶自振频率。

由式(12)可知,该损伤识别指标与有效长度、抗弯刚度这两个不确定因素有关,因此其计算精度难以保证。另一方面,由于结构损伤的出现不会导致索力发生大幅度的变化,即由于损伤产生的索力变化率可能会被计算误差所湮没。

为了克服采用CFCR作为损伤识别指标的不足,笔者提出以结构损伤前后在相同汽车荷载作用下的索力增量的变化率CFCR'为损伤识别指标,如式(13)所示。由式(13)可以看出,该损伤识别指标只与索的实测频率有关,采用先进的数据采集设备很容易提高实测频率的精度。因此,采用CFCR'作为损伤识别指标的可保证精度

$$\text{CFCR}' = \frac{\Delta F_Q^D - \Delta F_Q^I}{\Delta F_Q^I} = \frac{(F_Q^D - F^D) - (F_Q^I - F^I)}{(F_Q^I - F^I)} = \frac{(f_{nQ}^D)^2 - (f_n^D)^2 - (f_{nQ}^I)^2 + (f_n^I)^2}{(f_n^I)^2 - (f_n^D)^2} \quad (13)$$

其中:CFCR'为斜拉索索力增量变化率; ΔF_Q^I 和 ΔF_Q^D 分别为结构损伤前后在相同汽车荷载作用下产生的索力增量; F_Q^I 和 F_Q^D 分别为结构损伤前后在汽车荷载作用下的总索力; F^I 和 F^D 分别为结构损伤前后的初始索力; f_{nQ}^I 和 f_n^I 分别为结构损伤前后在汽车荷载作用下索的自振频率; f_n^I 和 f_n^D 分别为结构损伤前后索的初始自振频率。

4 斜拉桥损伤识别

斜拉桥结构单元出现损伤后,首先通过索力增量变化率CFCR'判定损伤单元出现的位置,即当损伤识别指标CFCR'超过一定预设阈值时,即可认为该斜拉索附近单元可能出现一定程度损伤,如图3所示。阈值的选取既要考虑斜拉索自振频率的测试精度,又要考虑损伤识别指标CFCR'对损伤的敏感程度,阈值过低将会出现错判,阈值过高亦将出现漏判的情况。当判断出损伤单元的位置后,即可将各损

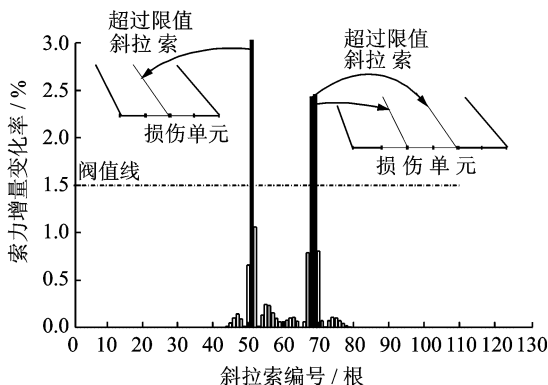


图3 斜拉桥损伤位置判断

伤单元的损伤程度作为设计变量。以各斜拉索的实测CFCR'与其理论计算值CFCR''间残差的平方和作为目标函数,如式(14)所示,通过非线性优化算法^[14],可得到使目标函数最小的一组解,进而得各损伤单元的损伤程度

$$f(x) = \sum_{i=1}^m [\text{CFCR}'_i - \text{CFCR}''_i(x)]^2 \quad (14)$$

其中: $f(x)$ 为索力增量变量率实测值与理论值的残差和; CFCR'_i 为第*i*根索实测索力增量变化率, $\text{CFCR}''_i(x)$ 为第*i*斜拉索索力增量理论值,是结构单元损伤程度的函数; m 为斜拉索根数。

由于结构损伤只影响其相邻几根斜拉索索力,因此用式(14)计算的斜拉索根数可以只取与损伤部位相邻的几个斜拉索即可。同理,当结构出现多处损伤时,为了简化计算,可以认为各种损伤相互独立,各自分别采用式(14)进行优化计算,即结构出现如图4所示损伤时,可将其分为5种不同损伤工况,每种损伤工况识别时只采用几根斜拉索索力即可。

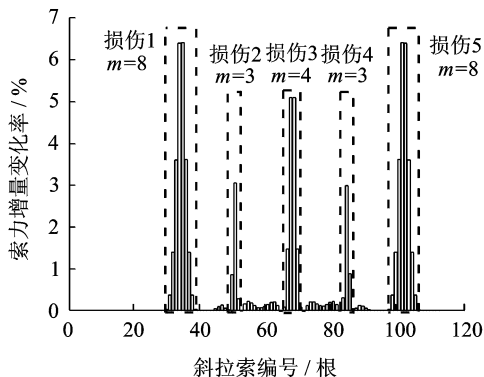


图4 斜拉桥损伤程度识别

5 数值模拟

以苏通大桥为工程实例,其跨径布置为 $100+100+300+1\ 088+300+100+100=2\ 088$ (m),主梁为钢箱梁,梁高4.0 m,倒Y行主塔,梁上塔高236 m,全桥共136对斜拉索,梁上索距分为12和16 m两种,如图5所示。

表1 4种损伤工况模拟

损伤模拟	损伤位置	主梁损伤单元编号(损伤程度)			
工况1	主跨墩顶	124 (10%)	125 (10%)	126 (10%)	127 (10%)
工况2	主跨L/4	190 (20%)	191 (20%)	192 (20%)	193 (20%)
工况3	主跨跨中	260 (20%)	261 (20%)	262 (20%)	263 (20%)
工况4	令工况1,2和3同时发生	损伤单元及程度同上			

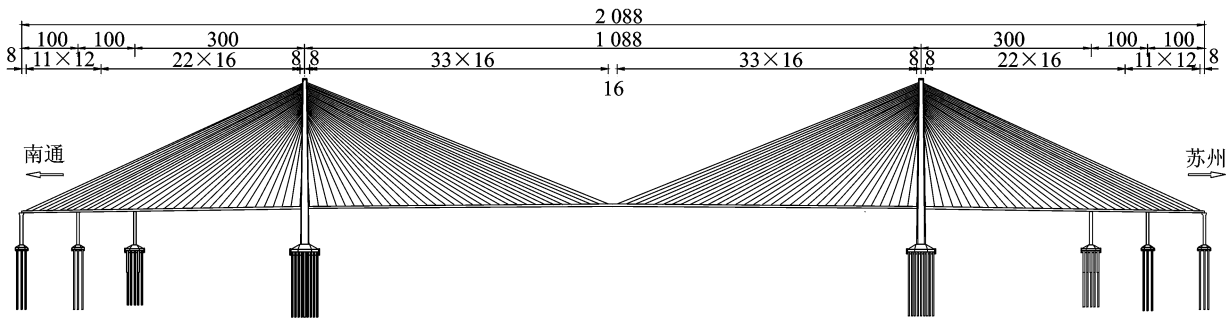


图5 苏通大桥桥型布置图(单位:m)

采用大型有限元软件 ANSYS 进行模拟计算,其中主梁、塔、墩采用梁单元(Beam189)模拟,斜拉索采用索单元(Link 8)模拟。每 4 m 划分一个主梁单元,全桥共522 个主梁单元。主梁单元和斜拉索单元编号从左到右依次增加。下面以 4 种不同的损伤工况为例(见表1),来验证笔者所提出的损伤识别方法的有效性。

如上所述,损伤位置判断与预设阈值有关,为了给出一个合理的阈值,笔者分析了不同位置及程度的主梁损伤对斜拉索索力增量变化率的影响(见图6)。由图6可以看出,当阈值为1%时,能够对主梁出现10%以上的损伤进行有效的辨别。因此,笔者以1%作为参考标准进行损伤位置的判断,即某根斜拉索的索力增量变化率超过1%时,即可认为其相邻的主梁单元可能出现损伤。根据该阈值和各工况下的索力增量变化率(见图7~图10),可以判断出各工况下的主梁损伤单元位置(见图11~图14)。

初步判断出主梁单元的损伤位置和范围后,利用 ANSYS 软件中的优化模块进行损伤程度识别,以各斜拉索的索力增量变化率之和为目标函数,利用一阶优化方法进行求解,优化结果如图11~图14所示,求解过程中目标函数的收敛变化如图15所示。由图11~图14可以看出,对于紧邻斜拉索的主梁单元损伤程度识别效果较好,相隔的主梁单元损

伤程度相对略差。计算结果表明,利用斜拉索在车辆荷载下的索力增量变化率进行斜拉桥主梁损伤识别

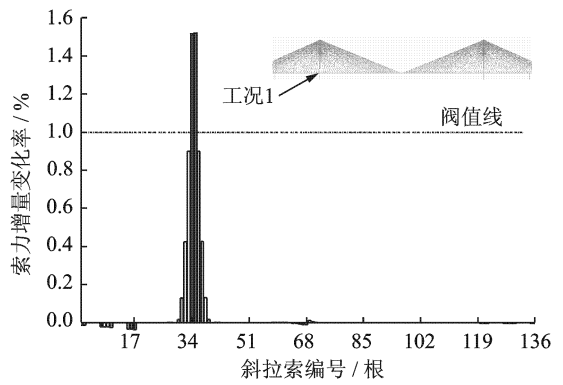


图7 工况1的CFPCR'

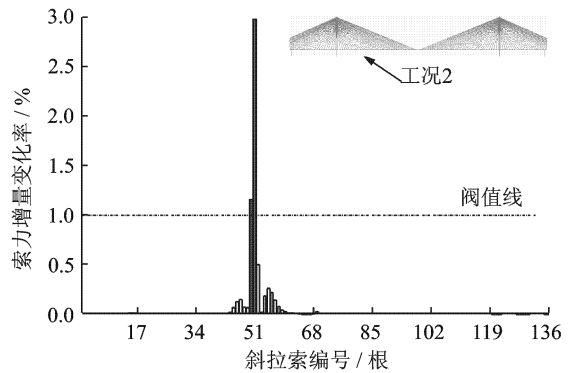


图8 工况2的CFPCR'

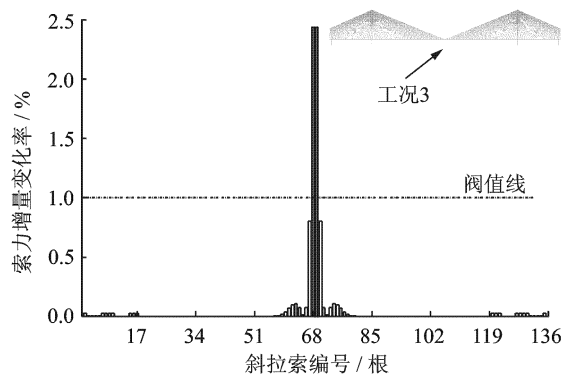


图9 工况3的CFPCR'

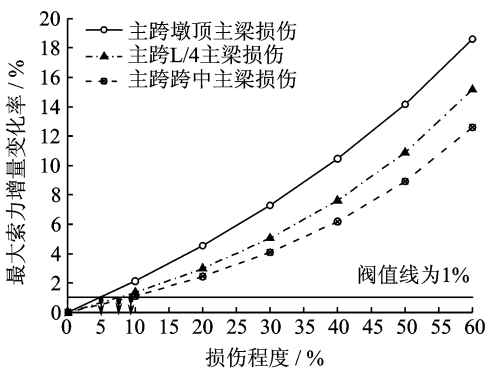


图6 主跨跨中主梁不同程度损伤下的CFPCR'

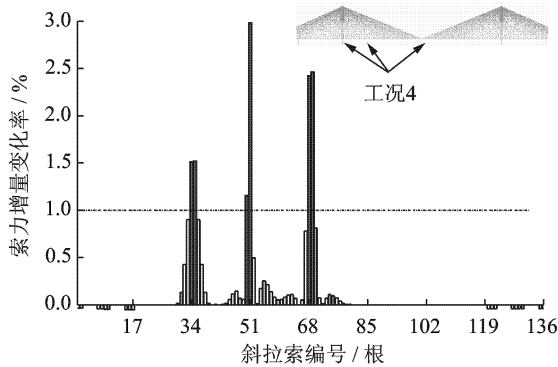


图10 工况4的CFCR'

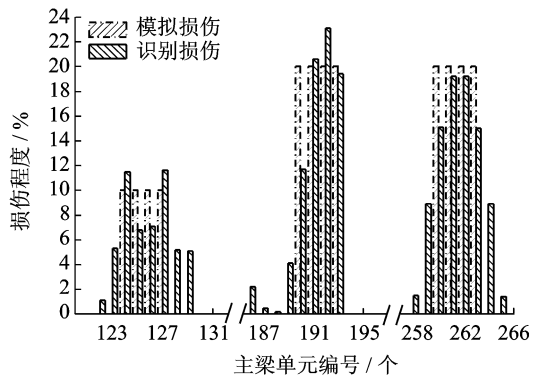


图14 工况4损伤识别效果对比

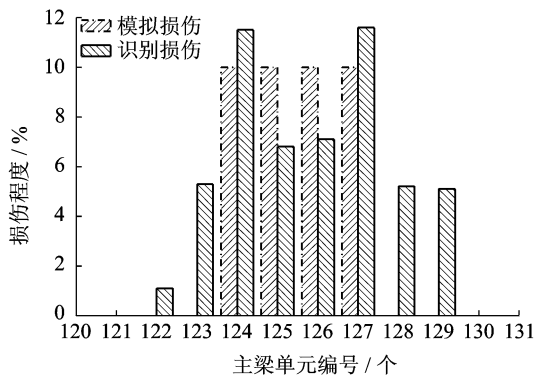


图11 工况1损伤识别效果对比

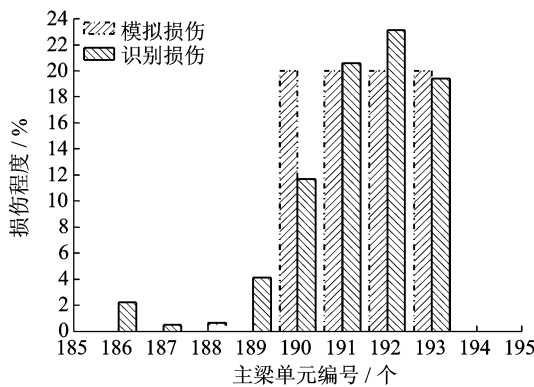


图12 工况2损伤识别效果对比

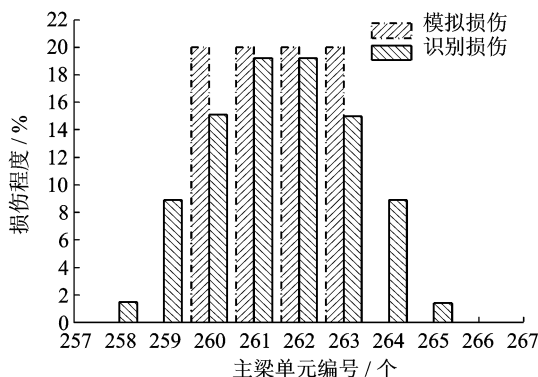


图13 工况3损伤识别效果对比

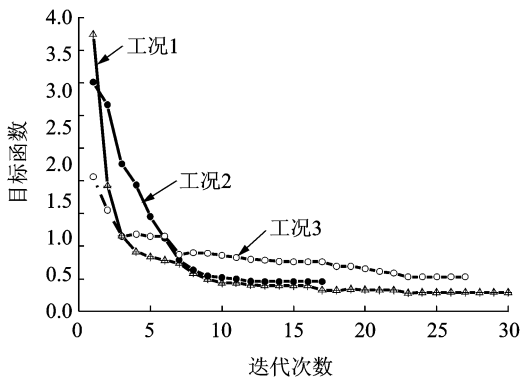


图15 各工况下的目标函数收敛效果

是可行的。若联合其他损伤识别指标,如应力和挠度等,将会得到更为精确的结果。

6 测量误差分析

如上所述,使用CFCR''作为损伤识别指标时,其值只与斜拉索自振频率测量有关,由式(13)和误差传递公式可得,由测量噪声引起的CFCR''误差可计算为

$$\delta_{\text{CFCR}''} = 2 \frac{f_{nQ}^D \delta_{f_{nQ}^D} - f_n^D \delta_{f_n^D}}{(f_{nQ}^D)^2 - (f_n^D)^2} - 2 \frac{(f_{nQ}^I \delta_{f_{nQ}^I} - f_n^I \delta_{f_n^I})((f_{nQ}^D)^2 - (f_n^D)^2)}{((f_{nQ}^I)^2 - (f_n^I)^2)^2} \quad (15)$$

由式(15)可知,4种条件下的自振频率和各频率误差值共同决定了CFCR''误差。以苏通大桥为例,斜拉索的一阶频率在2~3 Hz之间,测量误差经过传递后放大4~6倍,即为了保证CFCR''以1%的作为门限值的有效性,必须保证斜拉索频率测量误差控制在0.2%以内。

7 结论

1) 结构损伤导致其内力变化程度与损伤前结构的初始位移成正比关系,斜拉桥成桥时主梁位移很小。若以斜拉索索力变化作为损伤识别的依据,则需

要借助车辆加载增大其初始位移。

2)由弹性地基梁理论可知,大跨度斜拉桥主梁出现损伤后,只影响与损伤部位相邻的几根斜拉索索力。可由斜拉索索力的变化情况对损伤位置进行初步判断,以达到进行损伤程度识别时减少优化变量数目的目的。

3)降低结构损伤单元的识别数目后,利用 Ansys 软件中的优化模块对损伤单元的损伤程度进行优化计算,可以得到较好效果。

参 考 文 献

- [1] 朱劲松,肖汝诚. 桥梁损伤识别的实用模型修正方法研究[J]. 工业建筑,2006,36(S):219-214.
Zhu Jinsong, Xiao Rucheng. Research on damage identification of bridges based on FE model updating[J]. Industrial Construction, 2006, 36(S): 219-214. (in Chinese)
- [2] 田仲初,彭涛,陈政清. 佛山东平大桥静动力分层次有限元模型修正研究[J]. 振动与冲击,2007,26(6):162-164.
Tian Zhongchu, Peng Tao, Chen Zhengqing. Study on dynamic and static stratified finite element model updating for foshan dongpin bridge[J]. Journal of Vibration and Shock, 2007, 26(6): 162-164. (in Chinese)
- [3] 宋宇,项贻强,徐兴. 基于结构振动的桥梁损伤识别[J]. 振动、测试与诊断, 2005, 25(3): 222-226.
Song Yu, Xiang Yiqiang, Xu Xing. Mode sharp-based damage identification of bridges[J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2005, 25(3): 222-226. (in Chinese)
- [4] 刘纲,杨溥,侍刚,等. 大跨度桥梁模型修正方法研究[J]. 桥梁建设, 2008, 1: 19-22.
Liu Gang, Yang Pu, Shi Gang, et al. Mode sharp-based damage identification of bridges[J]. Bridge Construction, 2008, 1: 19-22. (in Chinese)
- [5] Hendrik S, Mario P, Kent G. Improved bridge evaluation through finite element model updating using static and dynamic measurements [J]. Engineering Structures, 2009, 31: 1477-1485.
- [6] 费庆国,韩晓林,苏鹤玲. 响应面有限元模型修正的实现与应用[J]. 振动、测试与诊断, 2010, 30(2): 132-134.
Fei Qingguo, Han Xiaolin, Su Heling. Response surface based finite element model updating and its application[J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2010, 30(2): 132-134. (in Chinese)
- [7] 宗周红,任伟新,阮毅. 土木工程结构损伤诊断研究进展[J]. 土木工程学报, 2003, 36(5): 105-110.
Zong Zhouhong, Ren Weixin, Ruan Yi. Recent advances in research on damage diagnosis for civil engineering structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2003, 36(5): 105-110. (in Chinese)
- [8] 陈宇. 有限元模型修正技术在桥梁工程中的应用研究[D]. 成都:西南交通大学, 2006.
- [9] 张育智,李乔,单德山. 复杂结构损伤识别的广义子结构法[J]. 西南交通大学学报, 2009, 44(2): 160-165.
Zhang Yuzhi, Li Qiao, Shan Deshan. Identification method of general sub-structure for damage location of complex structures[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2009, 44(2): 160-165. (in Chinese)
- [10] 樊素英,李忠献. 桥梁结构物理参数识别的双单元子结构法[J]. 工程力学, 2007, 24(6): 68-72.
Fan Suying, Li Zhongxian. A double-element sub-structure method for physical parameter identification of bridge structures[J]. Engineering Mechanics, 2007, 24(6): 68-72. (in Chinese)
- [11] Hua Xugang, Ni Yiqing, Chen Zhengqing, et al. Structural damage detection of cable-stayed bridges using changes in cable forces and model updating[J]. Journal of Structural Engineering, 2009, 135(9): 1093-1106.
- [12] 柳惠芬,姚玲森. 斜拉桥非线性实用简化分析[J]. 同济大学学报, 2001, 29(1): 118-121.
Liu Huifen, Yao Lingsen. Practically simplified analysis of nonlinearity of cable-stayed bridges[J]. Journal of Tongji University, 2001, 29(1): 118-121. (in Chinese)
- [13] 黄义,何芳社. 弹性地基上的梁、板、壳[M]. 北京:科学出版社, 2005.
- [14] Zhu Xinqun, Law S S. Damage detection in simply supported concrete bridge structure under moving vehicular loads [J]. Journal of Vibration and Acoustics, 2007, 129(59): 58-64.
- [15] 谭艳. 斜拉桥索力测量及索力状态评估研究[D]. 长沙:湖南科技大学, 2009.
- [16] 孙宗光,伍雪南,苏健. 基于斜拉索张力测定的斜拉桥健康诊断[J]. 公路交通科技, 2008, 25(8): 57-60.
Sun Zongguang, Wu Xuenan, Su Jian. Damage locating for cable-stayed bridge on stay cable tension measurement[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2008, 25(8): 57-60. (in Chinese)

第一作者简介:杨小森,男,1981年9月生,博士研究生。主要研究方向为桥梁结构施工控制和健康监测等研究。曾发表《大跨钢管混凝土拱桥拱肋混凝土灌注顺序优化》(《公路交通科技》2010年第27卷第1期)等论文。
E-mail: yangxiaosen2008@emails. bjut. edu. cn