

# 拱肋损伤肋拱桥动力响应试验研究

范颖芳<sup>\*1</sup>, 胡志强<sup>1</sup>, 周晶<sup>1</sup>, 张学志<sup>2</sup>, 朱彤<sup>1</sup>

(1. 大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024;

2. 吉林省公路管理局, 吉林 长春 130021)

**摘要:** 针对某服役 40 余年的钢筋混凝土旧拱桥制作了有机玻璃缩尺模型, 结合实际工程结构中拱肋的损伤情况, 利用切口在模型中拱肋截面的不同位置来模拟损伤, 对拱肋截面不同位置发生不同程度损伤情况下的拱桥模型进行了动力模型试验研究, 得到了各种损伤情况下结构频率、振型、拱肋上点的动应变; 基于 ANSYS 有限元分析软件对各种损伤状态下结构的动力特性进行了数值模拟; 探讨了动力损伤指纹(频率、振型、动应变)对拱肋损伤的灵敏性和变化规律. 研究表明, 结构的一阶水平自振频率对拱肋截面损伤灵敏度较高, 1/8~1/4 跨度拱肋范围内拱肋截面的损伤对结构自振频率影响较其他位置略微显著; 结构振型曲线对拱肋跨中截面的损伤灵敏度较高; 竖直方向的振型曲线较水平方向振型曲线对损伤的敏感性高; 拱肋动应变对拱肋截面的损伤较为敏感.

**关键词:** 肋拱桥; 模型试验; 损伤指纹; 灵敏度分析

**中图分类号:** U448.222 **文献标志码:** A

## 0 引言

近年来, 国内外许多学者开展了钢筋混凝土桥梁健康诊断方面的研究工作, 在试验研究和理论分析方面都取得了一定的成果<sup>[1~8]</sup>. 综观这些研究工作可以发现, 进行结构健康诊断的主要思想是通过结构损伤前后力学特性的变化来评价结构的健康状态. 从理论上讲, 结构的损伤将引起结构刚度、质量和能量耗散特性的变化, 进而改变结构的动力响应<sup>[5]</sup>. 因此, 国内外一些学者利用结构动力试验, 以结构自振频率、模态振型、阻尼比等模态参数作为结构的动力损伤指纹, 建立这些参数与结构损伤状态之间的关系<sup>[6]</sup>. Farrar 等<sup>[7]</sup> 针对美国新墨西哥州 I-40 梁式桥, 利用电动切割机在梁底进行切割, 人为引入 4 种不同程度的损伤, 进而比较了不同损伤情况对结构自振频率的影响; Law 等<sup>[8]</sup> 制作了 T 形混凝土梁模拟桥梁的上部结构, 利用静力加载设备使梁腹板混凝土开裂, 分别研究了梁在完好状态、较小损伤(卸载后最大

裂缝宽度 0.025 mm) 和较大损伤(卸载后最大裂缝宽度 0.038 mm) 等 3 种情况下梁的动力响应(频率和阻尼比), 研究了行车荷载作用下损伤对桥梁动力特性的影响.

我国拱桥历史悠久, 1997 年建成的重庆万州长江大桥(主跨 420 m) 是世界最大跨度的混凝土拱桥. 肋拱桥是为了适应我国经济的发展, 在传统的钢筋混凝土箱板拱桥基础上优化而产生的一种桥型. 这种桥型工程造价较低, 因而在我国 20 世纪中后期得到推广. 随着这些钢筋混凝土肋拱桥服役年限的增长, 在交通量大增、车辆荷载超重的情况下其安全状态评价已成为摆在土木工程师面前的一个亟待解决的问题. 2005 年 Tang 等<sup>[9]</sup> 从某服役 28 a 后的钢筋混凝土肋拱桥服役现场, 将两个钢筋混凝土拱肋拆卸下来, 在实验室进行了拱肋的静载破坏试验研究, 并基于弹性损伤理论与有限元分析方法对钢筋混凝土拱肋的破坏过程进行了数值模拟. 然而, 有关钢筋混凝土肋拱桥损

收稿日期: 2006-10-15; 修回日期: 2008-01-09.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(重点项目 50439010); 国家自然科学基金青年基金资助项目(50708010); 辽宁省博士启动基金资助项目(1050259).

作者简介: 范颖芳<sup>\*</sup> (1972-), 女, 副教授, E-mail: fanyf72@yahoo.com.cn; 周晶(1949-), 男, 教授, 博士生导师.

伤机理和灾变规律方面的研究工作还十分有限, 相关研究报道较少. 因此, 进行在役钢筋混凝土拱桥损伤机理分析和状态评价迫在眉睫.

为了了解钢筋混凝土拱桥损伤机理和灾变规律, 本文以某服役 40 余年的钢筋混凝土肋拱桥为工程背景, 基于模型相似理论制作有机玻璃缩尺模型. 将拱肋不同位置引入人为切口损伤, 在振动模拟试验台上完成不同损伤情况下肋拱桥动力响应特性试验, 探讨拱肋截面局部损伤对结构整体动力响应的影响.

## 1 试验研究

### 1.1 模型制作与安装

考虑到钢筋混凝土拱桥六跨的体型和条件基本一致, 选择其中一跨作为原型模拟以 20 : 1 的相似比尺制作有机玻璃模型. 按照模型相似关系, 模型长 2 127 mm, 宽 483 mm, 高 874 mm; 主拱圈截面为矩形截面(29 mm×43.5 mm); 立柱截面为方形截面(19.3 mm×19.3 mm); 横梁截面为 T 形截面(上翼缘宽 29 mm, 高 19.3 mm; 下翼缘宽 19.3 mm, 高 14.5 mm); 横撑截面为 14.5 mm×29 mm; 桥面板厚度为 20 mm. 考虑到桥墩的刚度比桥跨结构的大得多, 用水泥砂浆制作. 模型制作过程中采

用先局部构件, 再整体组装的方案进行, 最后将桥墩通过螺栓刚性约束在地震模拟台上<sup>[10]</sup>.

### 1.2 试验设备

动力试验的主要试验设备为电液伺服地震模拟系统, 动态特性的测试系统由 DSPS 数据采集分析仪、日本东京测器(株)的 AR-5F 加速度传感器和应变量测系统等组成. 全部试验均由 Pentium-III 500 型计算机、16Bit 64 通道 A/D-D/A 转换器及 Digital Signal Processor(简称 DSP) 试验数据处理系统处理. 其中加速度量测系统由 12~16 只 YD-50 型晶体压电式加速度传感器及 3109、SD-15B 型电荷放大器等组成.

### 1.3 试验工况

1.3.1 试验中的损伤模型 考虑到拱顶、1/8、3/8及拱脚截面对于拱桥结构而言是关键部位, 针对实际拱桥结构中“拱上混凝土肋杆底部局部发生破坏, 钢筋外露”的现场检测结果, 在这些部位的下表面分别在单侧和两侧进行损伤检测, 考察损伤位置及损伤程度对结构静力变形及受力情况的影响. 分别在 5 种加载工况下对 7 种损伤情况的结构进行了静力试验, 拱肋损伤位置如图 1 所示. 针对这些损伤后的拱桥模型共完成 40 组试验(详见表 1).

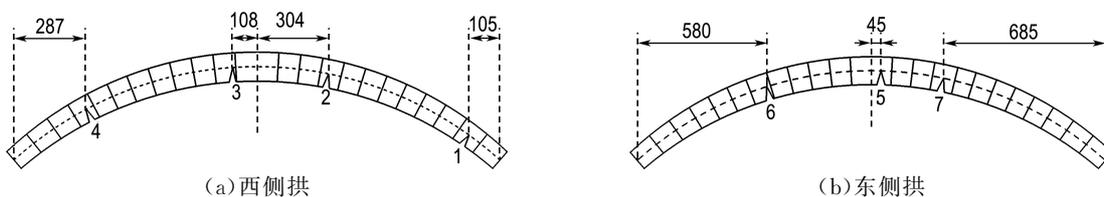


图 1 拱肋切口位置标示图(单位:mm)

Fig. 1 Location of the slots on both sides of arch ribs (unit:mm)

表 1 试验中模型编号

Tab. 1 Model numbers in the experiment

模型编号	模型状态	模型编号	模型状态
HM	完好	DM4	1-4号切口
DM1	3号切口	DM5	1-5号切口
RM1	3号切口填补	DM6	1-6号切口
DM2	2号切口	DM7	1-7号切口
DM3	1-3号切口		

### 1.3.2 台面振动波(正弦波和 El-Centro 波)

试验中动力输入包括规则波和随机波. 其中, 规则波为各种工况下拱桥模型基频正弦波, 波形见图

2; 试验中所用随机波分为两种, 一种是具有合适带宽的白噪声波, 另一种是国际上使用广泛的美国 1940 El-Centro 地震波, 对于 El-Centro 地震波要按照时间相似比尺进行时间变换, 根据模型相似关系得到本试验所采用的时间比尺为 7.07. 试验中对 El-Centro 波进行了 7 倍频的频率压缩, 并用不同输入加速度峰值对模型进行随机波驱动, 进而对各种物理量响应进行比较. 图 3 中给出了 7 倍频压缩波水平方向地震波和垂直方向地震波的时间历程曲线. 模型振动输入方向分别为水平方向激励、垂直方向激励以及水平与垂直同

时激励. 试验中加速度测点、应变片布置如图 4、5 所示.

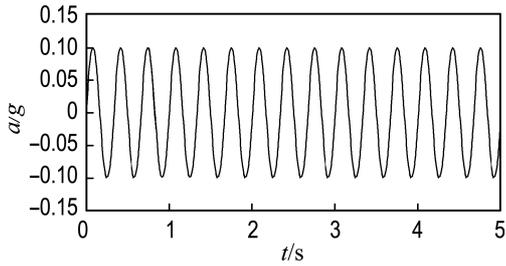


图 2 正弦波输入波形

Fig. 2 Sine wave input waveform

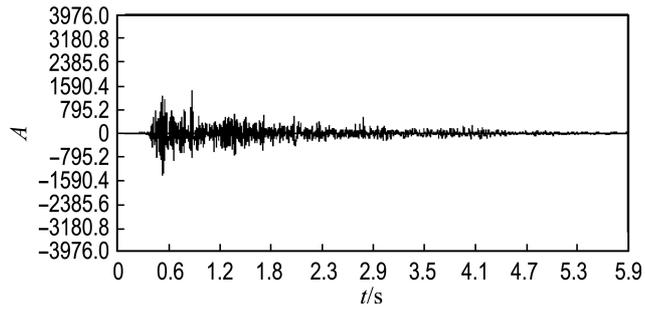
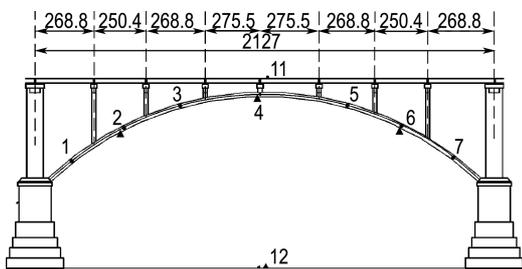


图 3 试验用 El-Centro 地震波时程

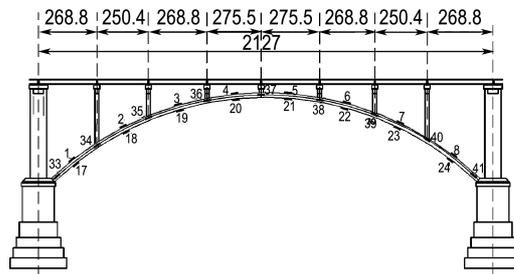
Fig. 3 Time-history of El-Centro seismic wave used in the test



注:1)另一侧拱肋上在 3、4、5 点对应位置布置 8、9、10 号加速度传感器;  
 2)图中▲为双向地震波输入时竖向加速度位置;  
 • 为双向地震波输入时水平向加速度位置

图 4 加速度传感器布置及编号图(单位: mm)

Fig. 4 Position and numbering of accelerometers (units: mm)



注:另一侧拱圈上应变传感器布置相同

图 5 应变片布置图(单位: mm)

Fig. 5 Position of strain gauges (units: mm)

### 1.4 试验过程

试验中针对表 1 中所列的各模型分别进行了动力模型试验. 在每组工况中, 利用正弦波和 El-Centro 地震波在水平和竖直两个方向激励, 分别测量了拱肋上各测点加速度时程和应变时程, 得到拱桥的基频和振型曲线.

## 2 试验结果分析

### 2.1 拱肋损伤的描述

实际工程中在役钢筋混凝土桥梁结构的损伤破坏受到多种因素(如腐蚀、冻融等环境荷载、外荷载等)的综合影响, 混凝土的损伤具有很强的随机性和不确定性. 本文试验研究的目的是讨论拱肋不同位置发生不同程度的损伤对结构动力响应的影响, 因此本文试验中利用拱肋截面发生局部

缺口(切口宽 2 mm、深 20 mm)来模拟损伤, 没有考虑模型材料本身力学性能的退化. 在损伤宽度(2 mm)范围内, 截面刚度将折减 81.3%. 由于试验中考虑的损伤范围较小, 单侧最多为 4 个切口, 共 8 mm 长, 占拱肋总长度的 0.38%, 因此, 虽然局部刚度变化较大, 但整体刚度变化仅 1%.

### 2.2 拱肋损伤对结构自振频率的影响

由动力试验(包括水平白噪声扫频、水平 El-Centro 地震波、水平向基频正弦波、竖向白噪声扫频、竖向 El-Centro 地震波、竖向基频正弦波等几种激励形式)可以得到结构的水平和竖向频率, 不同损伤情况下拱桥模型的频率列于表 2.

由表 2 可以看出, 随着拱肋损伤程度的增加, 结构的一阶水平自振频率将不断降低; 竖直方向和二阶水平方向的自振频率变化规律并不明显.

表2 几种模型动力特性的比较

Tab. 2 Comparison of structural dynamic properties for different damaged models

模型编号	一阶自振频率 / Hz		二阶自振频率 / Hz	
	水平方向	竖直方向	水平方向	竖直方向
DM1	6.750	23.750		
RM1	6.875	24.875		
DM2	6.500	25.250		
DM3	6.100	21.750	25.1	39.5
DM4	6.000	21.750	25.1	39.5
DM5	5.990	23.750	25.7	40.6
DM6	5.875	22.375	25.2	39.7
DM7	5.750	22.250	25.2	39.8

2.3 损伤位置对结构振型曲线的影响

在利用结构动力参数进行损伤诊断的研究中,更多的研究致力于同时利用结构特征值和特征向量来综合分析.频率是表征结构刚度及其他物理参数发生改变的一个宏观指标,而振型却能

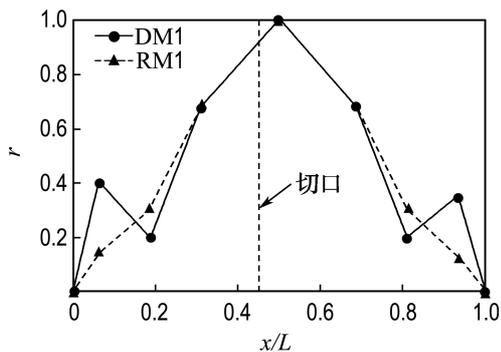
更加敏感地反映结构局部的变化.因此,本文研究了不同损伤情况下,拱肋振型曲线的变化规律(图6~8).

2.3.1 拱肋跨中截面损伤对结构振型曲线的影响 由图1可知,3号损伤切口位于西侧拱肋拱顶附近,偏离跨中位置108 mm.通过结构动力试验可以得到损伤前后模型的振型曲线如图6所示.

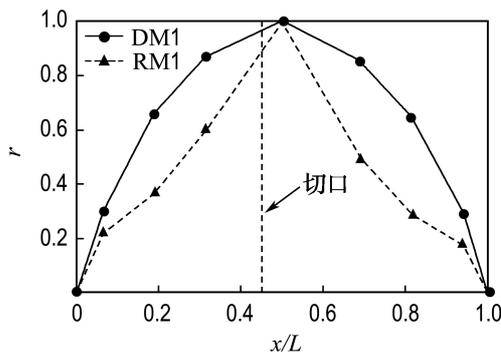
由图6可以看出,拱肋跨中截面的损伤对其水平和竖向振型曲线有较为明显的影响.

2.3.2 1/4拱肋截面损伤对结构振型曲线的影响 如图1所示,6号切口位于东侧拱肋1/4截面附近,切口偏离跨中位置483.5 mm.通过结构动力试验得到损伤前后模型的振型曲线如图7所示.

由图7可以看出,1/4跨拱肋截面损伤对拱肋的竖直方向振型曲线有一定的影响,而水平方向振型曲线变化较小.



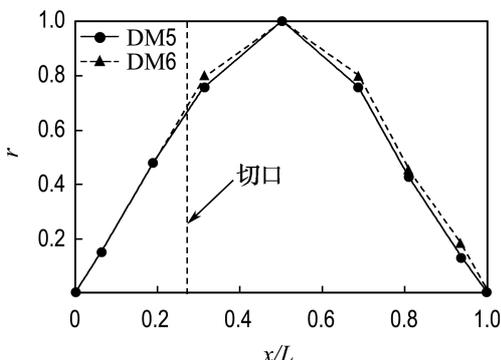
(a)水平方向一阶振型曲线



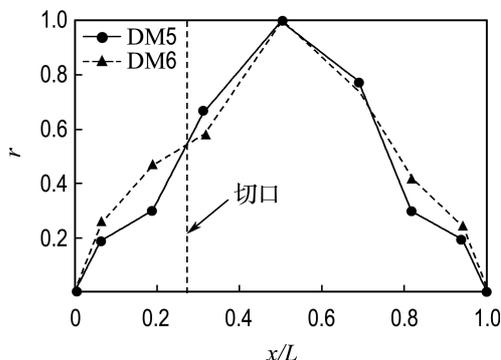
(b)竖直方向一阶振型曲线

图6 模型西侧拱肋振型曲线(3号切口)

Fig. 6 Mode shape of west arch-rib for damaged model (No. 3 notch location)



(a)水平输入正弦波



(b)竖向输入正弦波

图7 模型东侧拱肋振型曲线(6号切口)

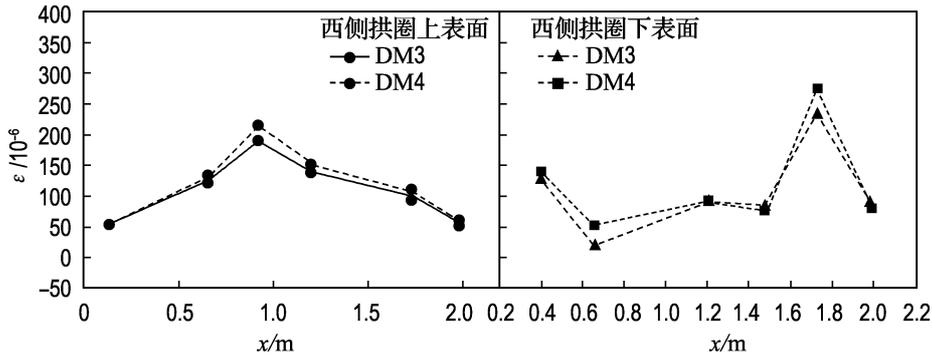
Fig. 7 Mode shape of east arch-rib for damaged model (No. 6 notch location)

### 2.4 拱肋不同位置损伤对拱肋动应变分布的影响

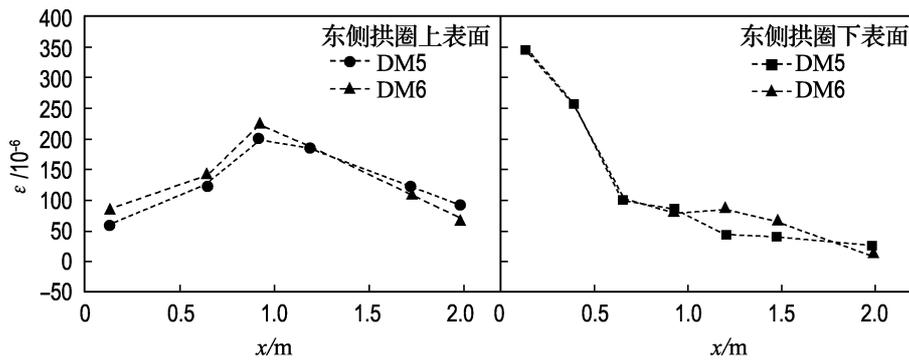
2.4.1 损伤后拱肋截面动应变分布规律 在对各种损伤拱桥模型进行动力试验中,通过应变片测定了拱肋上各测点的动应变.这里将几种损伤模型在水平和竖向基频正弦波作用下的应变测试结果绘于图 8.

由图 8 可以看出,当基频正弦波以水平和竖直两种方向输入时,拱肋应变片应变分布都将发生变化.因此,应变对于截面的损伤是敏感的.

2.4.2 损伤位置动应变分布规律 为了研究各种损伤情况下损伤尖端应变分布的变化规律,在 3 号切口的尖端沿水平、垂直和 45°方向粘贴应变花,量测随机波、规则波和地震波作用下及各种不同损伤工况下,尖端应变分布情况.3 号切口处应变花应变随拱肋损伤缺口个数  $N$  变化的曲线如图 9 所示.由图 9 中给出的裂缝尖端应变分布情况的变化可以看出:



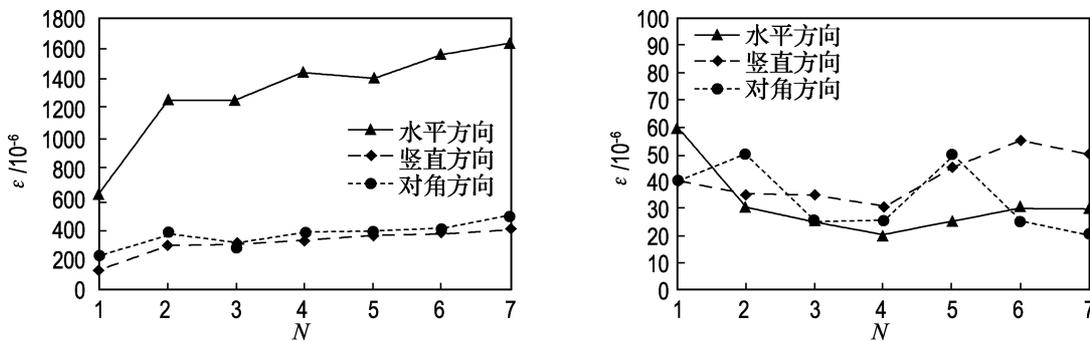
(a) 水平输入基频正弦波应变分布



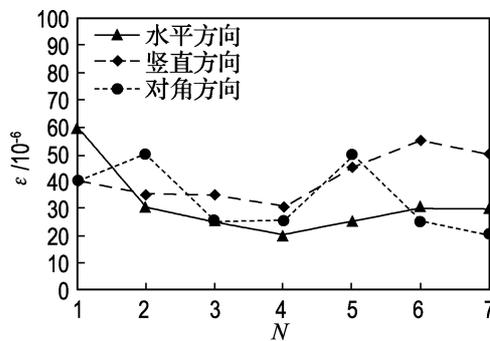
(b) 竖向输入基频正弦波应变分布

图 8 拱肋测点动应变分布曲线

Fig. 8 Distribution of dynamic strain along the arch



(a) 水平输入基频正弦波应变分布



(b) 竖向输入基频正弦波应变分布

图 9 损伤缺口处应变变化

Fig. 9 Strain at the notch point

(1)各种损伤情况的模型结构在基频正弦波沿水平方向输入时,3号切口尖端3个方向的应变都随着拱肋损伤个数的增加而增加,而水平方向的应变较另外两个方向的应变对损伤更为敏感;

(2)竖向输入基频正弦波时,裂缝尖端的应变较水平方向输入正弦波时小,且3个方向的应变变化对损伤的灵敏度较低.

### 3 数值分析

#### 3.1 有限元模型的建立

结合拱桥模型各区域材料强度特性的实际试验结果,建立单跨桥的 ANSYS 空间有限元(FE)计算模型(图 10).有限元模型(FEM)主要选用了3种类型的单元,其中桥面板采用壳体单元,梁、柱及拱肋采用空间梁单元,混凝土桥墩采用块体单元,附加铅块采用质量单元.整个模型共剖分为8 076个单元,共有9 925个节点.其中壳体单元205个,有462个节点;空间梁单元530个,有1 053个节点;空间块体元7 120个,有8 414个节点.

#### 3.2 损伤对结构自振频率的影响

##### 3.2.1 损伤的数值模拟 拱肋处损伤缺口减小

了拱肋截面,改变截面的抗弯刚度,实际受力过程中在裂缝尖端将产生应力集中现象.在计算中,采用降低损伤处单元的弹性模量来模拟截面损伤,研究截面弹性模量降低程度对结构力学性能的影响.

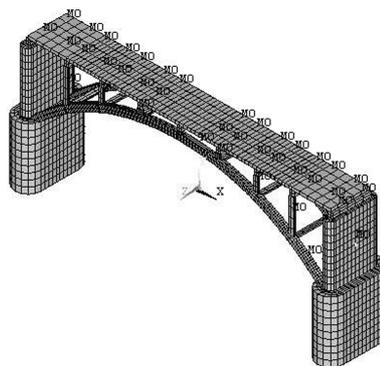


图 10 拱桥模型有限元模型

Fig. 10 FEM of the arch bridge model

3.2.2 损伤程度对结构自振频率的影响 首先考虑拱肋跨中截面损伤对结构动力响应的影响,在有限元模型中利用损伤单元弹性模量不同模拟在西侧拱肋3号切口的位置(距跨中108 mm)处单元发生50%和90%两种程度的损伤,可以得到结构前10阶自振频率,计算结果见表3.

表3 不同损伤程度下结构前10阶自振频率有限元计算值

Tab. 3 Numerating results of the first 10-order structural frequencies by FEM for different damage degrees

阶次	完好状态	3号切口弹性模量降低50%		3号切口弹性模量降低90%	
	频率/Hz	频率/Hz	降低程度/%	频率/Hz	降低程度/%
1阶	6.301	6.296	0.078	6.270	0.492
2阶	14.242	14.235	0.049	14.188	0.379
3阶	16.637	16.625	0.072	16.562	0.451
4阶	24.092	24.025	0.278	23.611	1.997
5阶	26.098	26.052	0.176	25.810	1.104
6阶	31.886	31.870	0.050	31.770	0.364
7阶	32.837	32.803	0.104	32.617	0.670
8阶	34.433	34.421	0.035	34.363	0.203
9阶	43.866	43.825	0.090	43.340	1.199
10阶	44.157	44.124	0.075	43.963	0.439

表3所列计算结果表明,拱肋跨中截面附近的损伤对结构的频率改变不大.当损伤缺口弹性模量降低90%时,第4阶自振频率变化最大,但仅有接近2%的降低.

##### 3.2.3 损伤位置对结构自振频率的影响 按照

本文模型试验的工况,计算西侧拱肋3个损伤位置对结构动力特性的影响.结构前10阶频率计算结果列于表4中,结构前2阶频率变化率 $\Delta f$ 与损伤位置之间的关系如图11所示.

表 4 不同损伤位置下结构前 10 阶自振频率有限元计算值

Tab. 4 Numerating results of the first 10-order structural frequencies by FEM for different damage locations

阶次	2 号切口弹性模量降低 90%		3 号切口弹性模量降低 90%		4 号切口弹性模量降低 90%	
	频率 /Hz	降低程度 /%	频率 /Hz	降低程度 /%	频率 /Hz	降低程度 /%
1 阶	6.232	1.083	6.282	0.300	6.267	0.525
2 阶	13.959	1.987	14.219	0.161	14.232	0.070
3 阶	16.573	0.385	16.609	0.168	16.556	0.487
4 阶	24.017	0.311	23.711	1.581	23.759	1.382
5 阶	25.985	0.433	26.014	0.322	25.950	0.567
6 阶	31.807	0.248	31.854	0.100	31.812	0.232
7 阶	32.529	0.938	32.641	0.597	32.597	0.731
8 阶	34.389	0.128	34.214	0.636	34.244	0.549
9 阶	42.701	2.657	43.158	1.614	43.636	0.524
10 阶	43.181	2.210	43.850	0.695	43.794	0.822

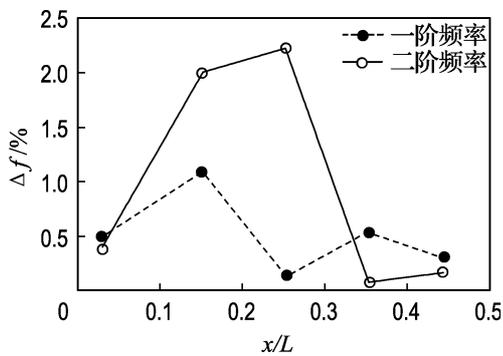


图 11 前 2 阶频率与拱肋损伤位置之间的关系

Fig. 11 Relationship between the first 2-order frequencies and the damage locations

由表 4 和图 11 可以看出,拱肋单个截面的损伤对结构的自振频率并不敏感,而  $1/8 \sim 1/4$  跨度的拱肋范围内拱肋截面的损伤对结构的动力响应较其他位置略微显著.

## 4 结 论

(1) 结构的一阶水平自振频率对拱肋截面损伤灵敏度高; 竖直方向和二阶水平方向的自振频率变化规律并不显著.

(2) 结构振型曲线对拱肋跨中截面的损伤灵敏度高; 高于  $1/4$  拱肋位置的损伤; 竖直方向的振型曲线较水平方向振型曲线对损伤的敏感性高.

(3) 拱肋动应变对拱肋截面的损伤较为敏感.

(4) 在基频正弦波沿水平方向输入时, 损伤切口尖端 3 个方向的应变都随着拱肋损伤个数的增加而增加, 其中水平方向的应变较另外 2 个方向的应变对损伤更为敏感; 而竖向输入基频正弦波

时, 裂缝尖端 3 个方向的应变对损伤的灵敏度较低.

(5) 数值分析结果表明, 拱肋单个截面的损伤对结构的自振频率并不敏感, 而  $1/8 \sim 1/4$  跨度的拱肋范围内拱肋截面的损伤对结构的自振频率影响较其他位置略微显著.

我国大批在役钢筋混凝土拱桥将面临安全评定的问题, 本文的试验研究为同类结构健康诊断的研究工作积累了宝贵的试验资料. 由于对于结构损伤试验而言具有不可重复性, 也就是说损伤的结构经过恢复并不能完全反映结构的原有状态. 数值理论分析在此方面具有优越性, 但所建立的模型是否能够反映结构的特性是一个关键的问题. 本文建立的有限元模型已经得到模型试验的验证, 可以反映模型结构的动力学特性, 为桥梁结构的损伤识别研究建立了可靠的有限元分析模型, 为结构损伤识别的研究工作提供了参考.

## 参考文献:

- [1] AKTAN A E, FARHEY D N, HELMICKI D J, *et al.* Structural identification for condition assessment: experimental arts [J]. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 1997, **123**(12): 1674-1684
- [2] AKTAN A E, CATBAS F N, TURER A, *et al.* Structural identification, analytical arts [J]. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 1998, **124**(7): 817-829
- [3] LEE J W, KIM J D. Health-monitoring method for bridges under ordinary traffic loadings [J]. *Journal of*

- Sound and Vibration**, 2002, **257**(2):247-264
- [4] DUTTA A, TALUKDAR S. Damage detection in bridges using accurate modal parameters [J]. **Finite Elements in Analysis and Design**, 2004, **40**:287-304
- [5] SOHN H, FARRAR C R, HEMEZ F M, *et al.* A review of structural health monitoring literature: 1996-2001[R] // **Los Alamos National Laboratory Report LA-13976-MS**. USA: Los Alamos National Laboratory, 2003
- [6] SALAWU O S. Detection of structural damage through changes in frequency: a review [J]. **Engineering Structures**, 1997, **19**(9):718-723
- [7] FARRAR C R, BAKER W E, BELL T M, *et al.* Dynamic characterization and damage detection in the I-40 bridge over the Rio Grande [R] // **Los Alamos National Laboratory Report LA-12767-MS**. USA: Los Alamos National Laboratory, 1994
- [8] LAW S S, ZHU X Q. Dynamic behavior of damaged concrete bridge structures under moving vehicular loads [J]. **Engineering Structures**, 2004, **26**:1279-1293
- [9] TANG X S, ZHANG J R, LI C X, *et al.* Damage analysis and numerical simulation for failure process of a reinforced concrete arch structure [J]. **Computers and Structures**, 2005, **83**:2609-2631
- [10] FAN Y F, ZHOU J, HU Z Q, *et al.* Study on mechanical response of an old reinforced concrete arch bridge [J]. **Structural Control and Health Monitoring**, 2007, **14**(6):876-894

## Experimental study of dynamic response of ribbed arch bridge with damaged ribs

FAN Ying-fang<sup>\*1</sup>, HU Zhi-qiang<sup>1</sup>, ZHOU Jing<sup>1</sup>, ZHANG Xue-zhi<sup>2</sup>, ZHU Tong<sup>1</sup>

( 1. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China;  
2. Jilin Highway Management Bureau, Changchun 130021, China )

**Abstract:** Based on an old reinforced concrete arch bridge, which has been in-service for about 40 years, a scaled one-span bridge model was fabricated by organic-glasses. Notches fabricated by saw cutting were introduced into the arch ribs to simulate the damage. Dynamic experiments were executed on the undamaged and damaged model. Dynamic responses (structural frequency, mode shape, dynamic strain) of different damaged models were achieved. Numerical simulation was performed by ANSYS software. Sensitivity analyses of the dynamic signature to the damage location were investigated. Relation between structural dynamic signature and the damage was discussed. It is shown that the 1st-order horizontal frequency, vertical mode shape and the dynamic strain are sensitive to the damage on the arch rib, and the structural frequency is more sensitive to the damage on 1/8-1/4 of the arch rib span than the damage on other locations, and the structural mode shape is more sensitive to the mid-span damage.

**Key words:** ribbed arch bridge; model test; damage signature; sensitivity analysis