

微动测试技术在古塔结构整体性损伤检测中的应用研究

范岩旻¹ 李森曦¹ 彭冬¹ 车爱兰¹

(1 上海交通大学 200240 上海)

摘要: 在古建筑结构保护中, 无损/微损且便携快速的高精度检测手段, 以及识别结构损伤的方法一直是个重要的研究课题。本文基于古塔结构的动力特性, 建立了基于模态信息的古塔结构损伤识别方法, 采用损伤前后结构的低阶模态信息差异进行损伤定位和损伤程度评估。首次将该方法对典型砖木混合古塔结构-上海市松江方塔开展了应用研究。采用微动测试技术, 获取损伤结构的动力特性参数(模态信息), 采用数值方法计算获取结构未损伤模型的特征值。对测试参数及计算参数进行统一物理量的数据归一化处理后, 利用结构的单元刚度矩阵作为诊断项, 根据损伤表征向量进行了损伤定位及损伤程度评估。通过微动测试技术评价的结构整体损伤与以往的历史记录及测绘结果取得了良好的一致性。

关键词: 古塔结构; 微动测试; 固有模态; 整体性损伤

中图分类号:

文献标识码: A

1 引言

中华民族在数千年的历史长河中留下了无穷尽的优美文化遗产, 其中古塔更是成为世界古建筑之林中独特而瑰丽的典范。古塔结构主要有砌体结构、木结构、石结构等材料构成复杂多样的结构形式[1]。古塔结构检测和修缮保护中存在许多技术难题, 例如原始的设计资料缺失、施工等原因导致结构刚度分配不均匀、经历数次修整后设计及修补、重建资料不完善, 以及自然、人为复杂因素造成的累计损伤等[2]。为了明确古塔结构的力学特性以及保证古文物建筑结构的安全, 需要尽早诊断出结

构刚度分布以及结构损伤, 并及时采取保护性修复措施[3]。

古建筑结构在《中华人民共和国文物保护法》的要求下, 出于保护古建筑文物的目的, 其安全评估须采用无损或微损的方法, 目前采用的无损探测技术和方法, 如 X 射线, 超声波探伤、工业 CT 检测技术等, 都属于结构局部损伤检测方法。这类检测手段要求事先已知损伤产生的大致部位, 并且需要检查的结构部位容易接近[4]。基于振动响应测试的结构损伤检测方法由于具有原理明确、操作简单、结果精确、无需事先了解损伤部位等优点, 作为整体性损伤检测方法正逐步受到重视[5]。结构振动测试有人工激励以及利用环境荷载激励的。其中比较

基金项目: 国家自然科学基金项目(11372180)

收稿日期: 2015-03-26

修回日期: 2015-04-16

第一作者简介: 范岩旻, 性别, 1993 年生, 本科, 上海交通大学, 在读; 研究方向——目前主要从事振动测试以及结构损伤分析技术研究。

通讯作者: 车爱兰,

E-mail: alche@sjtu.edu.cn

成熟的检测方法有：(1) 位移模态损伤检测方法：基于结构损伤引起刚度、阻尼等参数发生改变的原理，通过准确测量这些参数的变化，并采用相应的分析方法定性或定量评估结构损伤程度和部位结构损伤的发生[6]。(2) 应变模态损伤检测方法：应变对应于每一阶位移模态，良好的反应结构的局部特性变化如局部应力、局部结构损伤 [7]。(3) 频响函数损伤检测法。这种方法是采用峰值频率的大小和位置对结构损伤进行评价[8]。

微动测试技术便是一种利用环境激励的振动响应测试方法[9]。自然条件下，地球表层任何点，都在不停的振动着，除了地震以及周围明显的震源外，还有因各种各样的扰动引起的震动，这种震动称之为微动，其周期为 $0.05 \sim n \times 10 \text{ s}$ (n 为 1, 2, 3...), 振幅通常在 μm 级。这种微小震动的构成及属性由各种无定向震源产生，由四面八方传来的各种波随机集合而成。利用传感器技术测试结构在微动作用下的动力响应数据，通过一定的分析手段，获取建筑结构的振动特性（特征值，阻尼系数，振动模态等）。魏剑伟等[10]采用自然脉动法对蓟县独乐寺观音阁进行了检测，Che 等[11]采用地脉动法对应县木塔进行了检测，为古建筑结构修缮提供了重要的参考依据。

本文采用微动测试技术与有限元分析相结合的方法，建立了基于模态信息的古塔结构损伤识别方法。采用微动测试技术，获取损伤结构的动力特性参数（模态信息），采用数值方法计算获取结构未损伤模型的特征值。对测试参数及计算参数进行统一物理量的数据归一化处理后，利用结构的单元刚度矩阵作为诊断项，根据损伤表征向量进行了损伤定位及损伤程度评估。首次将该方法对典型砖木混合古塔结构-上海市松江方塔开展了应用研究。

2 基于模态信息的古塔结构整体损伤识别方法

结构损伤导致结构的刚度或质量的损伤，从而导致结构的动态特性，如固有频率、固有模态和阻尼等发生变化。结构损伤的存在会使结构整体固有频率降低而模态阻尼比升高[11]。通过固有频率、阻尼比和模态振型的变化可以判断结构损伤。尤其是结构的模态振型的变化，对结构损伤定位更易识

别[12]。本文通过微动测试获取结构的动态特性，根据传统测绘建立古塔有限元模型，计算模型动态特性，二者相对比分析，通过分析残损古塔模型，对结构损伤进行定位、定量的评价。分析步骤如下：

(1) 现场测试：根据被测结构的力学特点，尽可能全面布设检测点，进行微动测试。微动具有较复杂的性质，这种性质与微动源性质、传播机理以及介质特性参数的变化等因素密切相关。微动源是由观测场地周围以及远处一系列振源所组成的，微动的激发和波的成分等具有随机性，在一定的条件下，它可近似地当成一种平稳随机过程。微动的谱 $M(\omega)$ 是震源特性 $S(\omega)$ 、拾震器(含耦合条件)特性 $P(\omega)$ ，放大记录系统特性 $I(\omega)$ 及介质特性 $G(\omega)$ 的函数(式 1)。假设微动信号的平稳性以及震源的同时性，可以利用微动谱的特点，获取测试损伤后的结构动力响应数据，利用模态参数识别技术识别其模态参数，提取出结构的 N_j 阶模态。

$$M(\omega) = S(\omega) \cdot P(\omega) \cdot I(\omega) \cdot G(\omega) \quad (1)$$

(2) 基准模型：根据历史资料以及测绘数据，建立未损伤（理想化）状态下结构数值分析模型，进行特征值计算，根据多自由体系无阻尼运动方程（式 2），当结构为自由振动时（式 3），若其存在非零解则系数行列式为零，可得式 4，其中 $[M]$ ， $[K]$ 分别为质量矩阵及刚度矩阵， ω_i 是第 i 阶特征值，获得其固有周期及固有模态等动响应参数。作为损伤诊断的基准模型。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} \quad (2)$$

$$([K] - \omega^2[M])\overline{p} = 0 \quad (3)$$

$$[K] - \omega^2[M] = 0 \quad (4)$$

(3) 损伤识别：从试验模型中提取出结构的 N_j 阶模态，从基准模型中提取出结构的 N_i 阶模态，通过基准模型和试验模型的交叉，以及不同阶模态的交叉形成 $N_m = N_i \times N_j$ 个交叉模态方程。写为矩阵形式（式 5），上标 T 表示转置， K_n 表示第 n 层的单元刚度矩阵， Φ_i 、 Φ_j^* 分别指结构基准模型和试验模型的模态振型。损伤定量由于测量信息的不完整，因而可以按照最小二乘法进行迭代求解，或者根据振动模态变化量直接进行刚度损伤评价。

$$G \gamma, G_{n,ij} = \Phi_i^T K_n \Phi_j^* \quad (5)$$

(4) 损伤程度评估: 通过修正各层的单元刚度, 调整修正系数 $\gamma_i (i=1, \dots, Ne)$ 的值, 若 $0 < \gamma_i < 1$ 则表示第 i 层发生损伤, γ_i 的大小代表了相应结构层的损伤程度。

3 松江方塔微动测试

3.1 松江方塔概况

松江方塔, 原名“兴圣教寺塔”, 坐落在上海松江区方塔公园内。该塔建于宋代熙宁至元佑年间(公元 1068—1094 年), 距今已有 900 多年的历史, 塔为砖木结构, 大出檐, 瘦塔身, 因塔的平面呈方形而俗称方塔, 如图 1 所示。

方塔的形态结构沿袭了唐代砖塔的建筑风格, 通高 42.5 米, 共 9 层, 正方形的塔平面, 最底层每边宽 6 米。塔身各面均有圆形木壁柱, 柱上装有木制斗拱来承托木构的瓦屋檐, 上架有木梁。塔外壁四面均开有门壶形的门洞, 门内通道上施叠涩澡井, 内室用券门, 设有木梯。七、八、九三层为清代重砌。

方塔年代久远, 自建成以来, 经历了数次翻修, 7、8、9 层于清代重建, 重建时 8、9 层中部修建了圆木柱支撑塔顶结构, 第 9 层层高只有不到 1.3 m, 且其向外通道极小, 接近于封闭结构。另外, 根据方塔的倾斜和不均匀沉降的调查, 方塔西南角沉降最为严重, 较中心点降低 14 cm。根据方塔内部测绘, 由于不均匀沉降, 方塔每一层均有轻微的扭转变形, 塔身整体出现逆时针扭转, 最大扭转发生在第二层, 扭转角度为 0.001 rad。



图 1 松江方塔
Fig.1 Photo of Fang pagoda

3.2 数据采集

微动观测是利用结构不同位置设置的群地震仪同时观测波浪等自然现象及交通振动等的人类活动引起的微小震动, 获取结构的动力特性的观测方法。微动观测系统使用日本东京测振株式会社生产的网络型速度型地震仪 (CV-374AV)、三分量检波器 (2 个水平方向、1 个上下方向)、电源 (12V)、

GPS 等, 如图 2 所示。为了保证各观测点的仪器间的同步性, 采用在观测开始前和结束时, 通过接收 GPS 卫星的标准时间信号自动进行内部时间校正, 并记录校正量。

将方塔结构视为一维多层结构, 为把握结构各层的动力特性, 将观测点布设于方塔各楼层 (共 9 层), 测点布设如图 3 所示。各层观测点尽量布设于结构的中心, 避开楼板、楼梯、电缆等特殊位置。分别测试方塔的东西向(EW)、南北向(NS)和垂直向(UD)三个方向的微动信号。

微动观测首先以平稳随机过程理论为依据, 基于微动是一种由体波和面波组成的复杂振动, 并且面波占优势, 微动的振幅随时间、地点等变化很大, 但在一定时空范围内具有统计稳定性。观测时选取公园闭园时 18 点-6 点作为观测时间。采集参数设置为采样间隔 0.01s, 记录长度 1 小时, 总采样点为 360000 个。



图 2 微动观测系统
Fig.2 Microtremor measurement system

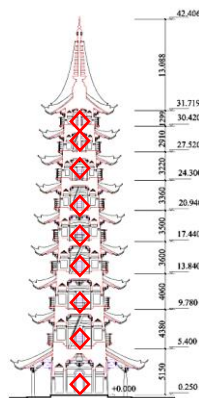


图 3 方塔微动观测点 (单位: m)

Fig.3 Microtremor measurement points at Fang pagoda, unit: m

3.3 数据分析方法及结果

数据处理以稳态随机过程理论为基础, 通过大量的统计分析来求取信号的卓越特性。为了保证分析的有效性和准确性, 每组数据中选取较为稳定的 5 个时间段, 每个数据段长 60 s, 对选取的数据段进行快速傅里叶分析

$$(C_k = \frac{1}{N} \sum_{m=0}^{N-1} X_m e^{-i(2\pi km/N)} \quad k=0,1,2,\dots,N-1),$$

并对 5 组傅立叶谱相加取平均值 $\frac{\sqrt{NS \cdot EW}}{UD}$ 。对每组

傅里叶频谱以一层数据为参照, 获取各层数据的放大率。最后取 5 组数据的平均值作为该检测点的响

应频谱即 $(\frac{\sum_{i=1}^5 NS_i}{NS_1})$ 和 $(\frac{\sum_{i=1}^5 EW_i}{EW_1})$ 。提取各层采集数据的平均频谱曲线的卓越频率及卓越振幅作为结构的卓越特性参数, 识别结构的模态参数。

图 4 方塔在 NS, EW 两个方向的响应频谱分布。如图所示, 微动测试可以良好的把握方塔的 1, 2, 3 次特征值, 方塔的一次固有频率为 0.9Hz, 二次固有频率为 3.2Hz, 三次固有频率为 5.0Hz。

通过模态识别技术获取方塔 NS, EW 两个方向的动响应模态, 如图 5 所示。方塔呈现非对称响应特性, 各阶振动模态均揭示古塔在 7、8、9 层的响应差最大, 可以认为由于 7、8、9 层清代重建后材质不同, 且 8、9 层中部加设了支撑柱引起的。在 1 阶, 2 阶振动模态中 EW 方向的响应大于 NS 方向响应。根据现场不均匀沉降调查, 西南角有明显沉降, 可以认为, 该不对称响应由于结构的不均匀沉降所致。2, 3 阶振动模态显示方塔在 3 层的响应差最大, 可以认为是由于 2、3 层扭转角度最大导致的。

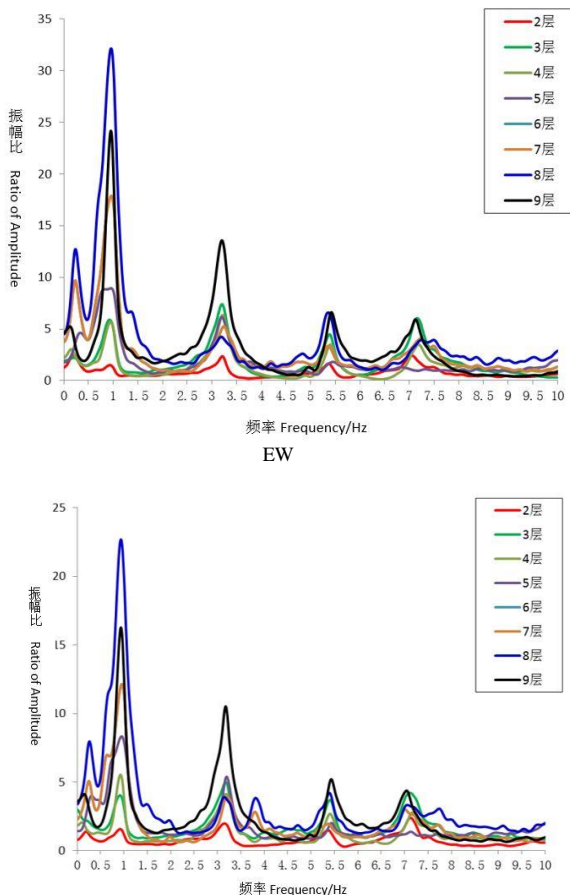


图 4 方塔结构各层响应频谱分布图

Fig.4 Distribution of FFT spectrum

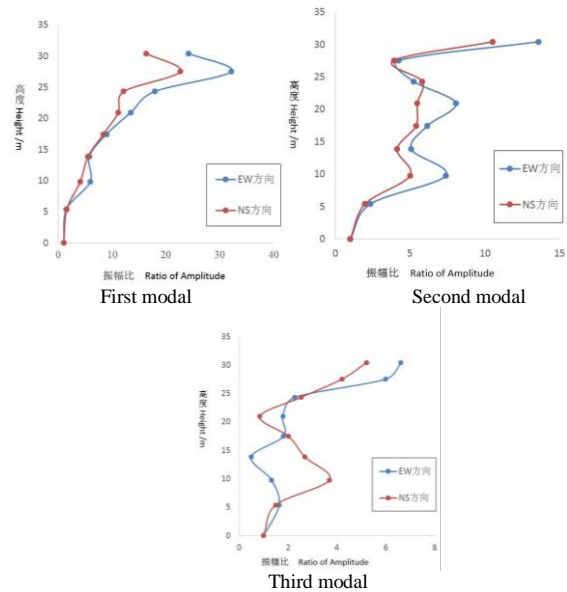


图 5 方塔结构 NS, EW 方向的动响应模态

Fig.5 Modal distribution of the structure

4 结构基准模型振动特性

3.1 模型参数

本文建立方塔的有限元计算模型, 对其动力特性进行计算模拟, 从而给出方塔结构的基本动力特性。根据历史记载及历年测绘等资料建立计算模型, 模型既要在结构上与原型符合, 又要反映其力学本质, 主要包括以下几个方面: 方塔是多层建筑, 塔身呈四角型, 砖砌结构, 外观九层九檐。塔层高由下至上层层递减, 塔身呈现刚度较大的整体。方塔中的木结构, 柱、木梁、斗拱主要是外檐悬挑的支撑结构, 梁柱之间上下叉接, 左右卡连, 斗拱在结构上起到连接梁和柱的作用, 由于相对于塔身整体刚度很小, 计算中简化为刚性连接。方塔中的檐瓦和刹顶有相当大的重量, 计算模型中刹顶及外檐均采用刚度较大的实体单元。模型尺寸: 高度尺寸如图 3 所示, 方塔呈正方形, 一层主体结构平面尺寸 5.75m 至 9 层平面尺寸 2.4m, 中间层递减。外屋檐平面尺寸一层 10.3m 至 9 层 3.7m, 中间层递减。网格划分: 主结构砖砌部分及塔顶采用六面体实体单元, 材料为砖; 主结构梁、柱采用梁单元, 其中清代重建时 8、9 层塔正设立的支撑木柱, 亦采用梁单元, 材料为木材; 楼板以及外屋檐采用板单元, 屋檐为木梁铺砖, 模型简化为砖材的刚性板, 边界设置: 模型底部设置为固定边界。模型单元总数为 30018 个, 最小几何尺寸 0.15 m。每层留出内部空间和通道, 简化了塔内木楼梯。有限元模型如图 6 所示。模型材料参数如表 1 所示, 砌体材料参数依

照砌体结构规范取值 (GB 50003-2011), 木结构材料参数参照木结构设计规范取值 (GB 50165-92)。

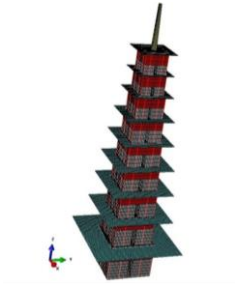


图 6 方塔三维有限元基准模型

Fig.6 Three-dimensional finite-element model of Fang pagoda

表 1 材料参数

Table1 Material parameters

材料	部位	密度(kg/m³)	弹性模量(GPa)	泊松比
砖石	塔身	1600	1.8	0.2
砖石	楼板	1400	1.6	0.2
木材	圈梁	410	1.5	0.1
木材	柱	410	1.5	0.1

3.2 方塔结构特性

通过特征值计算可获得结构的各阶固有频率如下: 一阶固有频率 1.0Hz, 二阶固有频率 3.5Hz, 三阶固有频率 4.2 Hz。比较微动测试结果, 结构的固有频率稍有降低 (约 8‰), 可以认为方塔结构的整体刚度损失很小。图 8 为方塔结构基准模型 1~4 阶固有模态分布。可以看到, 结构 1、2、3 阶固有模态呈弯曲模态分布, 4 阶模态呈扭转模态分布。方塔的弯曲固有 1 阶模态中, 第 9 层响应最大, 2 阶模态中第 6、7 层响应最大, 3 阶模态中第 2、7 层响应最大。

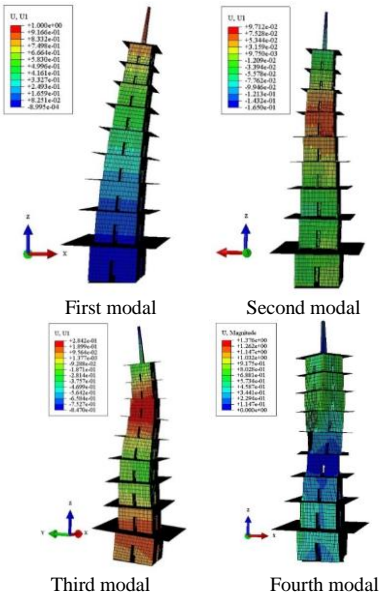


图 7 方塔结构的有限元基准模型固有模态

Fig.7 Natural modes of comprehensive model of Fang pagoda

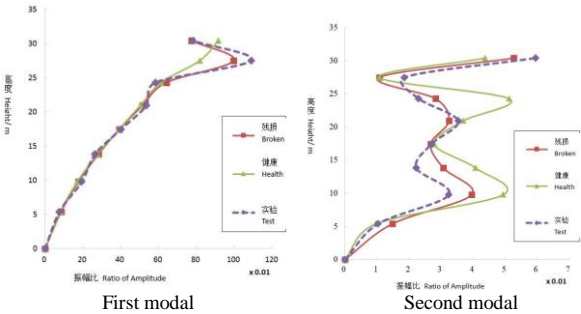
4 损伤程度评价

从试验模型中提取出结构的 N3 阶模态, 从基准模型中提取出结构的 N3 阶模态, 通过基准模型和试验模型的交叉, 假设不同组合形式各层的单元刚度, 计算中只考虑材料弹性模量的影响, 不考虑材料密度的变化。经过对比分析, 最终确定结构各层材料参数如表 2 所示。模型 1-3 阶固有模态与试验获取的结构固有模态对比如图 9 所示。可以看到, 通过修正各层的单元刚度, 损伤模型 1-3 阶固有模态与试验模型获取的固有模态取得了良好的一致性。根据各层调整修正系数 $\gamma_i (i=1, Ne)$ 的值进行刚度损伤程度评价。可以认为, 结构 7、8 层刚度损失最大, 达到 0.56, 其次为第 9 层, 达到 0.78。其余层刚度基本不变。试验模型中的 NS 方向与 EW 方向的响应差是由于结构的不均匀沉降引起的, 数值模型中未考虑结构的不均匀沉降, 因此结构响应为对称形式。

表 2 残损模型各层材料参数以及修正系数

Table2 Material parameters and corrective coefficient of damaged model

楼层	材料	部位	密度(kg/m³)	弹性模量(GPa)	泊松比	修正系数
7、8	砖石	塔身	1900	1.0	0.2	0.56
7、8	砖石	楼板	1600	0.9	0.2	0.56
9	砖石	塔身	1900	1.4	0.2	0.78
9	砖石	楼板	1600	1.2	0.2	0.78
7、8	木材	圈梁	410	0.7	0.1	0.56
7、8	木材	柱	410	0.7	0.1	0.56
9	木材	圈梁	410	1.1	0.1	0.78
9	木材	柱	410	1.1	0.1	0.78



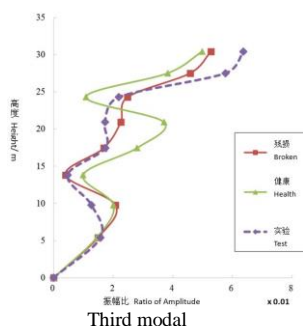


图9 方塔基准模型、损伤模型以及实验模型模态响应对比图

Fig.9 Comparison of the vibration modes with FEM model, damaged model and measurement model

5 结 论

1) 基于古塔结构的动力特性,建立了基于模态信息的古塔结构损伤识别方法。利用微动观测技术获取损伤模型模态信息,利用数值方法计算获取基准模型模态信息,对比实测与计算的结构低阶模态信息,利用结构的单元刚度矩阵作为诊断项,根据损伤表征向量进行损伤定位及损伤程度评估。

2) 对典型的砖木混合古塔-松江方塔结构进行了微动测试,得到了结构的1,2,3阶固有频率及固有模态分布。测试结果中8,9层的响应差最大,考虑清代时方塔7、8、9层进行了重建,其中8、9层增加了木支撑,由于刚度的变化导致8,9层存在较大的响应差。1阶,2阶振动模态中EW方向的响应明显大于NS方向,这种不对称响应结果与测量结果的西南角沉降量有着良好的一致性。结构2,3阶振动模态中方塔在2,3层的响应差最大,与测量结果进行对比,可以认为是由于2层存在扭转变形导致的。

3) 通过基准模型和试验模型的对比,修正各层的单元刚度,根据各层调整修正系数 $\gamma_i (i=1, \dots, Ne)$ 的值进行刚度损伤程度评价。经反复计算,方塔结构7、8层刚度损失最大,达到0.56,其次为第9层,达到0.78,其余层刚度基本不变。

参 考 文 献 (References)

- [1] 梁思成, 中国建筑史[M]. 北京, 文化出版社, 1951.
Liang Sicheng, Great Chinese architectural tradition and Heritage[M], Cultural references, 1951.
- [2] 俞茂宏, ODA Y, 方东平, 赵均海, 张德良, 竺润祥, 车爱兰, 中国古建筑结构力学研究进展[J], 力学进展, 2006, 36(01): 43-64. Yu Mao-hong, ODA Yoshiya, Fang Dong-ping, Zhao Jun hai, Zhang De-liang, Zhu Run-xiang, Che Ailan, Advance in structural mechanics of Chinese ancient structures[J], Advance Mechanics, 2006, 36(01): 43-64.
- [3] 吴向男, 桥梁结构损伤识别研究现状与展望[J], 长安大学学
- 2013, 33(6): 49-48. WU Xiang-nan, Research status and prospect of bridge structure damage identification [J], Journal of Chang-an University, 2013, 33(6): 49-48.
- [4] 王江龙, 砖石结构古建筑的研究现状分析[J], 工程抗震与加固改造, 2013, 33(6): 49-48. Wang Jiang-long, Research situation of historical masonry structure [J], Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2013, 33(6): 49-48.
- [5] Doebling S W, Farrar C R, Prime M B. A summary review of vibration-based damage identification[J]. The Shock and Vibration Digest, 1998, 30(2): 91-105.
- [6] 董广, 结构损伤检测与诊断的方法研究进[J], 沈阳工业大学学报, 2004, 26(4): 457-460. Dong Guang, Method research of structure damage detection and diagnosis[J], Journal of Shengyang University of Technology, 2004, 26(4): 457-460.
- [7] 彭翠玲, 实验模态分析技术应用于桥梁损伤检测[J], 公路交通科技, 2003, 20(4): 44-46. Peng Cui-lin, Application of Experiment Modal Analysis in Bridge Damage Detection[J], Journal of Highway and Transportation Research and Development.
- [8] 马宏伟, 杨桂通, 结构损伤探测的基本方法和研究进展[J], 力学进展, 1999, 29(4): 513-527. Ma Hong-wei, Yang Gui-tong, Methods and advances of structural damage detection[J], Advance in Mechanics, 1999, 29(4): 513-527.
- [9] Nakamura Y. A method for dynamic characters estimation of subsurface using microtremors on the ground surface[R], QR of RTRI 30. 1989. 25-33.
- [10] 魏剑伟, 李铁英, 李世温, 独乐寺观音阁动力特性实测分析[J] 太原理工大学学报, 2002, 33(4): 430-432. Wei Jian-wei, Li Tie Ying, Li Shi-wen, Dynamic Characteristic Analysis of Kwanyin Pavilion in Doule Temple[J], Journal of Taiyuan University of Technology, 2002, 33(4): 430-432.
- [11] Ailan Che, Xiurun Ge, Yueming Li, Use of Non-destructive Techniques in Chinese Traditional Timber Structures, Structures and Buildings, 2013, 166(6), 307-315.
- [12] Ma J. et al. Detecting Multiple Damages in a Civil Structure Model [R], Smart Structures and Materials, San Diego, 2002, 4696-18.
- [13] 孙正华, 方平, 陆斌, 秦峰塔动力特性试验分析[J], 防灾减灾工程学报 2008, 28(1): 14-18. Sun Zheng-hua, Fang Ping, Lu Bin, Field Measurement of Dynamic Characteristic of Qinfeng Pagoda[J], Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2008, 28(1): 14-1

Application of microtremor technology on integrated damage detection of ancient pagoda structure

Fan Yanmin¹, Li Senxi¹, Peng Dong¹, Che Ailan¹

(1.Shanghai Jiaotong University)

Abstract: In the structural protection of ancient architecture, a key research subject is to use a precise non-destructive detection method that can identify structural damage very conveniently and efficiently. Based on dynamic characteristics of ancient pagoda, a method to identify its structural damage is established by using modal information. It locates damages and evaluates its degree from the differences between modal information of structure in lower order before and after damaged. As a case study of Shanghai Fang Pagoda in Songjiang area, Shanghai city, microtremor technology is used to obtain dynamic characteristics parameters (modal information) of damaged structures. And eigenvalues of undamaged structure models are obtained with the calculation of FEM. After normalized sorting of data with unified quantities including testing parameters and calculation parameters, element stiffness matrix of the structure is calculated as diagnosis item to locate damage and assess its degree on the basis of representation vector quantity of damages.

Key words: ancient pagoda structure, microtremor measurement, natural mode of vibration, integrated damage