

古建筑木结构地震损伤分析及抗侧刚度识别

薛建阳,白福玉[†],张锡成,周超锋

(西安建筑科技大学 土木工程学院,陕西 西安 710055)

摘要:为研究地震作用下古建筑木结构层间抗侧能力损伤和识别,根据缩尺比为1:3.52殿堂式古建筑木结构振动台试验,分析不同地震损伤下模型层间等效抗侧刚度、侧移响应及侧移对刚度损伤的敏感性.在考虑柱脚滑移的结构简化力学模型基础上,推导模型的状态方程和观测方程.考虑试验环境噪声干扰,利用奇异值分解偏最小二乘(PLS-SVD)和扩展卡尔曼滤波(EKF)方法定量识别模型等效抗侧刚度.结果表明,随着地震损伤增加,结构层间等效抗侧刚度比减小、侧移峰值对柱架层结构损伤较乳栿层敏感.无损工况下结构等效抗侧刚度识别误差在10%左右;损伤工况下结构等效抗侧刚度识别误差为15%~20%.通过明代古建筑木结构西安钟楼等效抗侧刚度在线识别,验证了PLS-SVD和EKF方法可为古建筑木结构等效抗侧能力监测和震前抗倒塌预警提供理论依据.

关键词:古建筑木结构;抗侧刚度;地震损伤;识别

中图分类号:TU366.2

文献标志码:A

Seismic Damage Analysis and Lateral Stiffness Identification for Ancient Wooden Structures

XUE Jianyang, BAI Fuyu[†], ZHANG Xicheng, ZHOU Chaofeng

(School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China)

Abstract: In order to study the inter-story lateral stiffness damage and identification of ancient wooden structures under strong earthquakes, the inter-story lateral stiffness, lateral displacement response and the sensitivity of displacement to stiffness were analyzed by the shaking table test of an ancient timber frame with a scale ratio 1:3.52. Based on the simplified mechanics model considering the column sliding, the structural state equation and observation equation were deduced. Considering the influence of noise, the lateral stiffness was identified by means of Partial Least Squares-Singular Value Decomposition (PLS-SVD) and Extended Kalman Filter (EKF). The analysis results show that the ratio of inter-story lateral stiffness gradually decreases with the increase of seismic damage. The damage of column layer is especially sensitive to the increase of lateral displacement. The identified error of the lateral stiffness is about 10% without damage. Under the damage condition, the identified error of the lateral stiffness is about 15%~20%. Through the lateral stiffness identification of Bell Tower of Xi'an, it indicates that the method of

* 收稿日期:2018-03-17

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51678478), National Natural Science Foundation of China(51678478);陕西省自然科学基金基础研究基金资助项目(2016JQ5060), Scientific Research Project of Shaanxi Province(2016JQ5060);陕西省教育厅科研计划项目(15JK1444), Scientific Research Plan Project of Shaanxi Education Department(15JK1444)

作者简介:薛建阳(1970—),男,河南洛阳人,西安建筑科技大学教授,博士生导师

[†] 通讯联系人, E-mail: baifuyu360@163.com

PLS-SVD and EKF has high accuracy and good applicability, and can provide a theoretical basis for monitoring the change of lateral stiffness and offering warning before structural collapse.

Key words: ancient wooden structure; lateral stiffness; seismic damage; identification

作为我国弥足珍贵的历史文化遗产,古建筑历经几百甚至上千年,不可避免地遭受不同历史地震作用影响。地震作用下,结构超越变形和反复累积损伤是其遭受破坏的主要原因^[1]。木结构古建筑柱架由于其独特的榫卯连接、斗拱铺作、柱脚摩擦滑移特性具有复杂的抗侧能力。强震作用下,木结构柱脚残余滑移和榫卯连接柱架变形较大,结构倒塌危险性较大。汶川地震调查表明,影响木结构倒塌的主要原因包括构件腐朽和开裂、榫卯松动拔出、斗拱受损、木柱倾斜和滑移、屋架受损等^[2];简单观测可以发现这些局部震害情况,但却无法从全局上把握古建筑的受损情况^[3]。研究基于结构层间等效抗侧刚度的地震损伤,准确识别柱架各层的等效抗侧刚度,对古建筑损伤评估和抗倒塌监测更具有实用性。

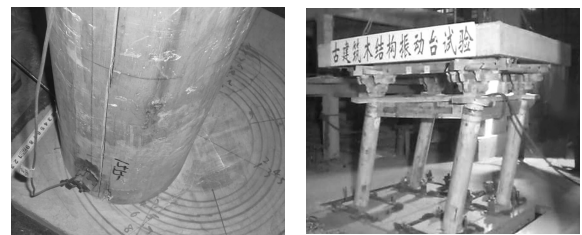
近些年,国内研究者通过在响应时域或频域内,对结构损伤的识别评估开展研究。王娟等^[4]以某典型藏式古建筑多层梁柱排架结构为对象,采用振动响应灵敏度方法对该结构梁、柱的不同损伤状态进行了模拟识别。王鑫等^[5]对随机激励作用下的古木结构梁上各节点的加速度响应信号进行小波包分解,通过小波包能量曲率差指标进行了古木结构的损伤识别。陈清军等^[6]利用振动信号在频域内的变化对某框架结构不同楼层、不同类型振动信号进行了损伤识别。杨斌等^[7]从激励未知情况下的结构响应提取损伤敏感参数,利用基于小波包-局部均值分解和排列熵方法,对三层板件结构进行了有效识别。周云等^[8]从多参考点脉冲激励法的输入输出信号,获取了钢筋混凝土筒支梁和钢-混凝土组合板不同损伤工况构件的模态柔度,识别了对构件的损伤。罗钧等^[9]利用单元损伤系数方程和约束线性最小二乘法对剪切型框架结构损伤进行了定位和定量识别。赵博宇等^[10]利用扩展卡尔曼滤波法识别噪声较大环境下的结构质量、阻尼和刚度,修正了不确定振动台模型。

目前,古建筑木结构的损伤识别研究多停留在构件和方法层面,且研究成果较少,对木结构古建

筑整体损伤和识别方法研究更是缺乏。本文在前人研究成果基础上,根据缩尺比 1:3.52 殿堂结构振动台试验模型构建了考虑柱脚摩擦滑移的结构简化力学模型,推导了模型的状态方程和观测方程。振动台试验确定了不同地震损伤工况下结构模型的动力抗侧刚度和阻尼比。考虑不同工况噪声水平干扰,根据试验模型测试的位移、速度和加速度响应,利用奇异值分解偏最小二乘和扩展卡尔曼滤波定量识别了结构模型动力等效抗侧刚度。所用方法和所得结果可为古建筑木结构整体震前评估和监测保护提供理论依据。

1 古建筑木结构等效抗侧刚度地震损伤分析

选取缩尺比为 1:3.52 的殿堂古建筑模型作为研究对象,将结构模型上面嵌固配重为 14 kN/m² 的钢筋混凝土板,将结构模型 4 块柱础固定在 2.0 m×2.2 m 的振动台上,如图 1 所示。



(a) 柱脚滑移

(b) 柱架变形

图 1 古建筑木结构振动台试验

Fig.1 Shaking table test of the ancient wooden structure

试验发现,随着地震作用增强,柱脚滑移量越来越大,直至结构模型倒塌。当地震加载输入为 50 gal 时,柱脚未发生摩擦滑移,当地震加载输入达 300 gal 时,柱脚开始滑移,柱脚残余滑移量约为 12 mm;当地震加载输入达 600 gal 时,柱脚残余滑移量约为 29 mm;当地震加载输入达 900 gal 时,柱脚残余滑移量约为 50 mm。根据柱脚滑移程度,定义 50 gal El Centro 地震加载为工况 1,400 gal El Centro 地震加载为工况 2,600 gal El Centro 地震加载为工况

3,800 gal El Centro 地震加载为工况 4. 各工况柱架和乳栿层剪力和层相对位移滞回曲线分别如图 2 和图 3 所示.

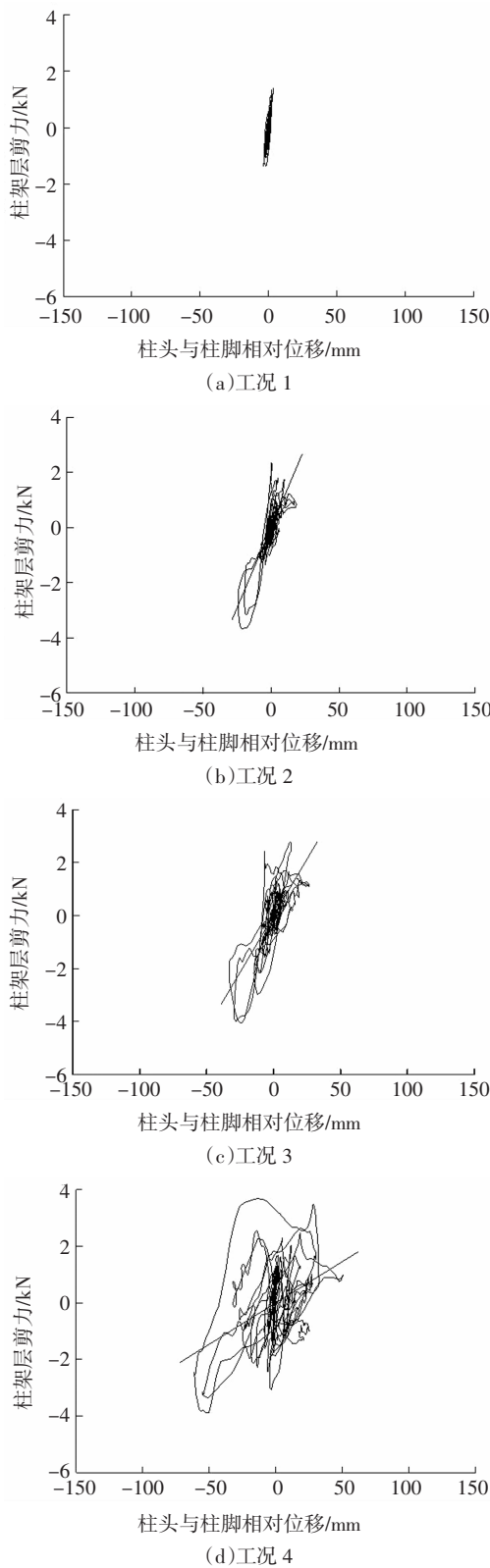


图 2 柱架层滞回曲线和拟合直线
Fig.2 Hysteresis curve and fit line of column layer

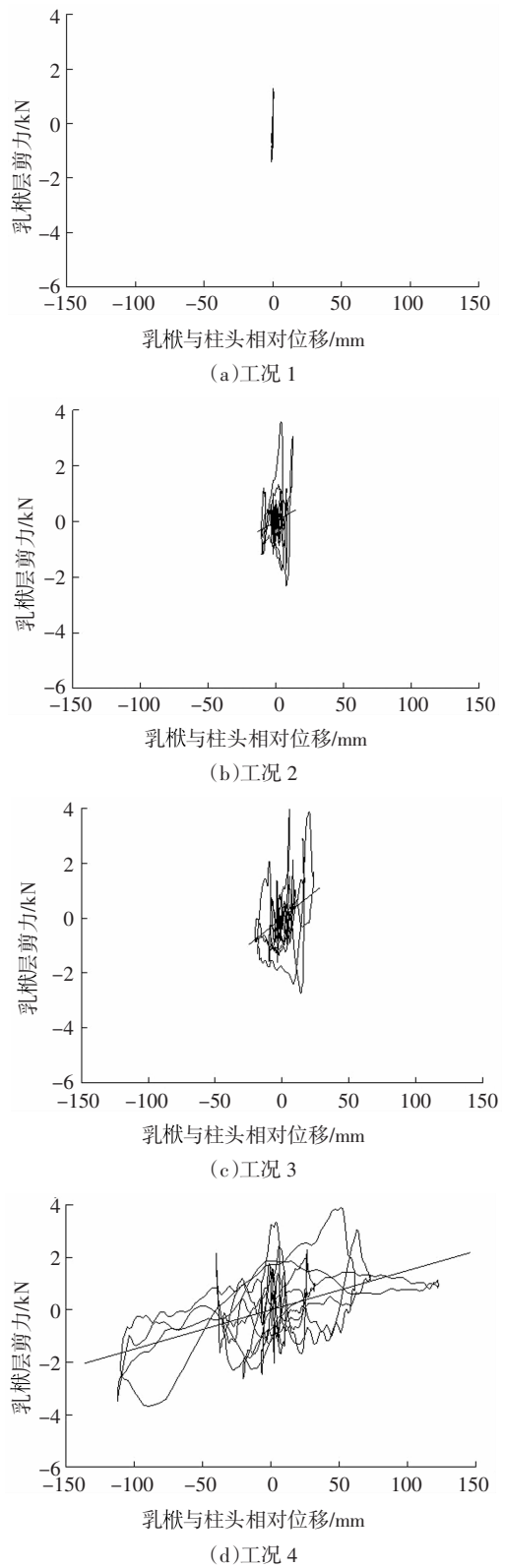


图 3 乳栿层滞回曲线和拟合直线
Fig.3 Hysteresis curve and fit line of bracket layer

地震作用下,结构各层间剪力等于该层以上各质点惯性力之和. 根据模型在不同工况下各位置处测得的实时加速度响应可求得结构各层间剪力值.

由各层间顶部相对底部的位移值,得到水平地震作用下各层结构荷载-位移滞回曲线,将层间荷载-位移关系进行线性拟合得到结构层间等效抗侧刚度 k_1 和 k_2 。

工况 1 结构层间剪力和层相对位移呈近似线性关系. 工况 2、3、4 柱头和乳栿层结构均表现出一定的非线性特征,层间剪力和层相对位移滞回曲线变得不规则.随着地震加载强度增加,结构层间剪力和层相对位移滞回环包围面积不断增大,结构耗能能力不断增大.将层间剪力和层相对位移滞回曲线进行拟合,得到结构层间等效动力抗侧刚度.不同工况下层间结构等效抗侧刚度值如表 1 所示. 工况 1 为无损工况,工况 2 柱架层等效抗侧刚度较无损工况损伤了 68.65%,乳栿层等效抗侧刚度较无损工况损伤达 98.23%,乳栿层水平变形、歪闪角度和自身耗能较大. 工况 3 和工况 4 柱架层等效抗侧刚度损伤程度分别为无损工况的 77.03%和 92.16%,乳栿层等效抗侧刚度损伤程度较工况 2 变化不大.

表 1 不同工况下层间结构等效抗侧刚度值

Tab.1 Inter-story equivalent lateral stiffness under different conditions

损伤 工况	El Centro 地 震输入/gal	k_1 的真实值 /($\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}$)	损伤程 度/%	k_2 的真实值 /($\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}$)	损伤程 度/%
1	50	0.370	0.00	1.582	0.00
2	400	0.116	68.65	0.028	98.23
3	600	0.085	77.03	0.039	97.53
4	800	0.029	92.16	0.015	99.05

工况 2 以后,斗拱开始滑移,普拍枋上的栌斗沿着加载方向滑动了一定位移,栌斗底部的馒头榫发生了一定剪切挤压变形.工况 3,斗拱中的散斗及拱构件变得倾斜,上部散斗由于约束产生与下部散斗及横拱反方向转动,柱头馒头榫与栌斗卯口、上部散斗的暗哨与大梁卯口挤压变形增大,使得乳栿层等效侧向刚度 k_2 的损伤程度出现一定减小.随着地震波继续加载,柱头馒头榫产生了挤压塑性变形,个别柱头馒头榫的纵向纤维出现被剪断声音,导致乳栿层等效侧向刚度 k_2 损伤程度达 99.05%。

定义等效抗侧刚度 k_1 与 k_2 比值为层间抗侧刚度比,则 4 种工况层间抗侧刚度比值分别为 0.23、4.14、2.18、1.93,呈先增大后减小.无损工况下,柱架层相对乳栿层承受的水平荷载小;随着地震损伤增加,结构层间抗侧刚度比一直减小,柱架层对结构抗侧移起主要作用.及时辨识古建筑木结构的等效抗侧刚度,对于控制结构残余承载能力、预警古建

筑木结构可能发生的倾覆或者倒塌、监测保护古建筑木结构具有重要意义。

2 古建筑木结构侧移响应分析

2.1 地震激励下模型侧移响应

振动台试验模型拾震器布置和编号如图 4 所示,其中拾震器标号 1553a5 和 1540a3 所在层为乳栿层(乳栿为宋《营造法式》的叫法,是梁首放在古建筑铺作上、梁尾插入古建筑内柱柱身或放在铺作上的一种结构构件).根据振动台台面、模型东北柱脚、柱架节点及乳栿处位移拾振器测试,确定地震作用下模型柱脚、柱架层及乳栿层侧移响应信息。

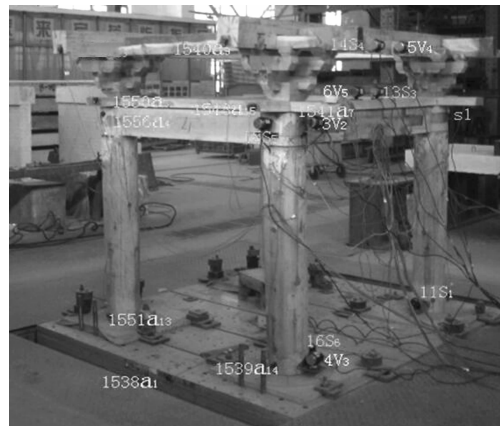


图 4 拾振器布置图

Fig.4 Layout of pick-up instrument

试验得到 4 种工况结构自振频率分别为 2.05 Hz、1.6 Hz、1.6 Hz、1.5 Hz. 结构自振频率均较低,说明古建筑木结构试验模型为柔性结构体系,结构的位移信号可以充分反映结构的振动特性. 试验发现随着等效抗侧刚度损伤程度增加,前 3 阶频率变化较大,后 3 阶频率基本没有变化;第 1 阶振型和第 2 阶振型为平动,第 3 阶振型为结构的整体扭转,第 4 阶至第 6 阶振型表现为斗拱的竖向振动。

由于地震累积作用,结构等效抗侧刚度损伤均变化明显,结构前 3 阶自振频率对应的振型变化明显. 说明古建筑木结构低频振型对等效抗侧刚度的损伤比较敏感,计算中应选取低频部分的响应作为刚度识别的主要依据。

设位移信号采样时间为 20 s,时间步长为 0.009 8 s. 4 种损伤工况台面侧移,模型柱脚、柱头、乳栿层侧移时程响应曲线如图 5 所示. 随着等效抗侧刚度损伤,各部位侧移存在一定的相位滞后、侧移峰值增大,其中柱头侧移峰值增大幅度大于柱脚和乳栿位

移增大幅度,说明古建筑木构柱架较斗拱和柱脚具有更强的变形和耗能能力。

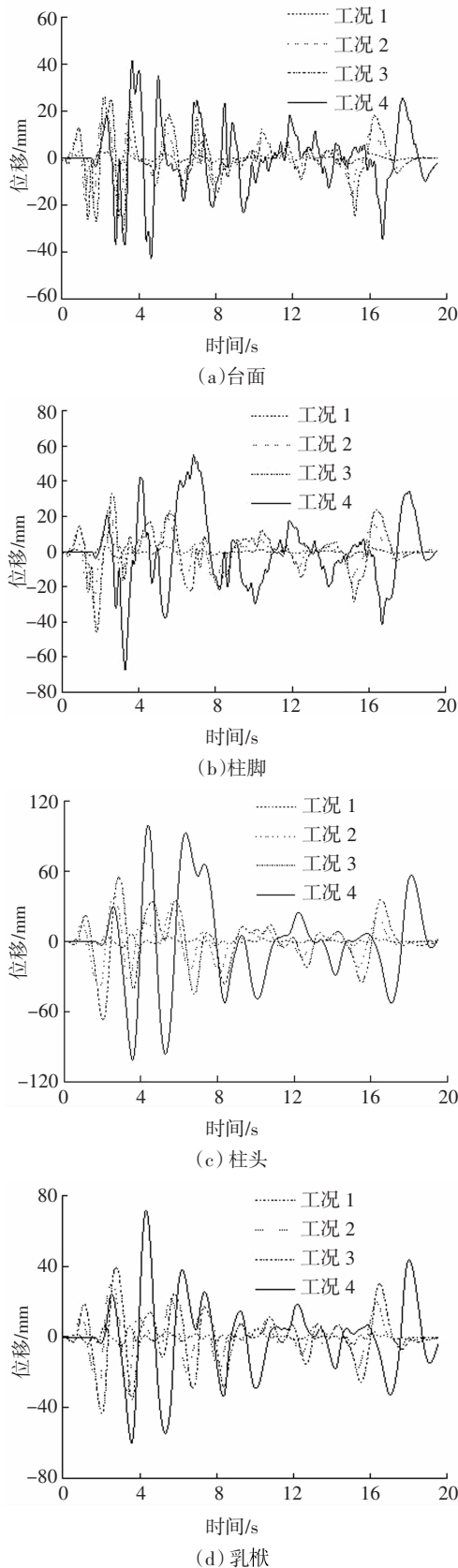


图 5 地震激励下位移时程响应

Fig.5 Displacement time-history curves under seismic excitations

由图 6 可知,侧移峰值增大定性反映了结构层的等效抗侧刚度损伤,峰值变化越大,结构层损伤越严重.侧移峰值对柱架层结构的损伤相对乳栿层更加敏感,说明实际中需更加严格监测受损古建筑木结构榫卯连接柱架层等效抗侧刚度。

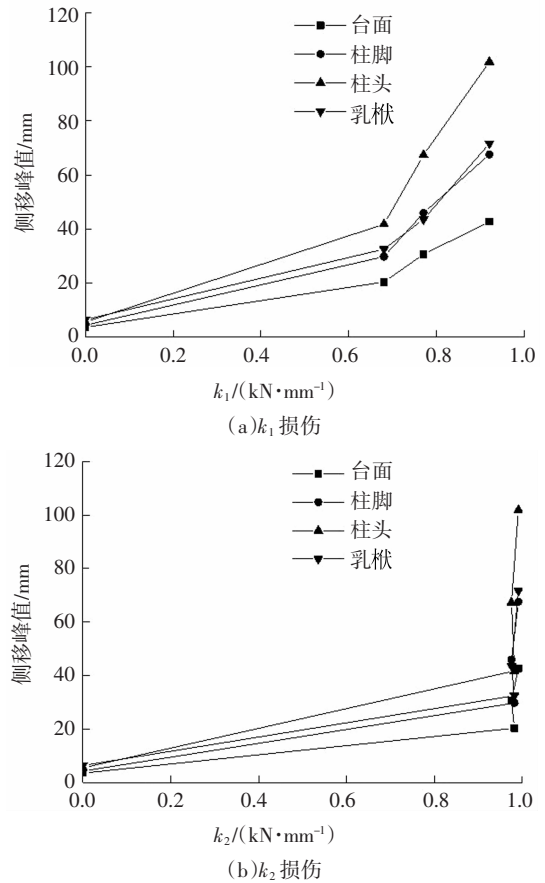


图 6 侧移峰值对刚度损伤的敏感性

Fig.6 Sensitivity relationship between lateral displacement and damage degree

2.2 脉冲激励下模型侧移响应

采用激励锤敲击的人工激励法对古建筑木结构模型混凝土配重块施加冲击,使结构产生微振动信号,然后进行测试.忽略脉冲力锤的质量影响,由于实际施加脉冲激励时间很短,柱脚只发生转动不发生滑动,侧移可以忽略不计;力锤锤击试验获得的柱头和乳栿层侧移时程响应如图 7 所示.随着等效抗侧刚度累积损伤,柱头和乳栿层侧移信号产生相位超前效应。

随着等效抗侧刚度累积损伤,工况 2、工况 3 和工况 4 柱头侧移峰值分别较工况 1 增加了 33%、44%和 27%,峰值出现时间分别提前了 0.75 s、1.85 s、2.1 s;工况 2、工况 3 和工况 4 柱脚侧移峰值分别较工况 1 增加了 33%、44%和 27%,峰值出现时间分

别提前了 0.75 s、1.85 s、2.1 s。

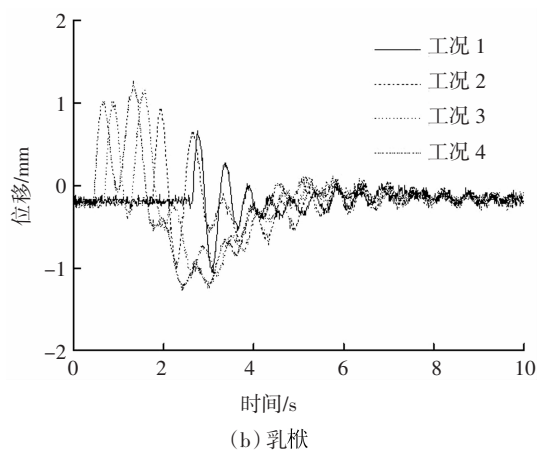
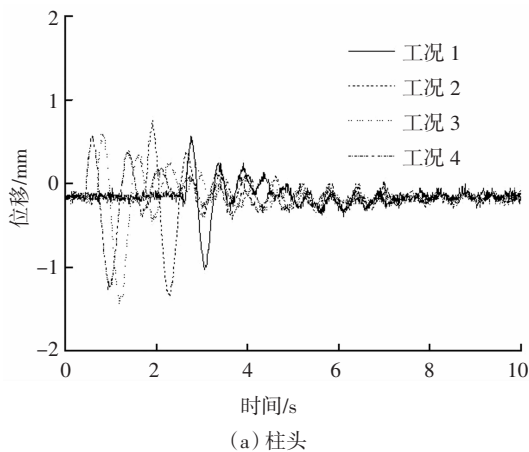


图 7 脉冲激励下位移时程响应

Fig.7 Displacement time-history curves under impulse excitations

对各工况柱头和乳栳全程侧移信号进行 Fourier 变换,得到试验模型频谱函数实部、虚部及幅值曲线.随着加载持时的增加,实部曲线的零点、虚部及幅值曲线的峰值点逐渐向低频移动,主要是由于持续加载导致结构等效刚度累积损伤,结构自振频率不断降低.根据图 7 实测侧移,计算模型各工况阻尼比分别为 2.9%、4.3%、4.8%、3.8%,由于地震累积作用,模型各工况阻尼比波动区间为 3.8%~4.8%,较工况 1 分别提高了 48%、66%、31%。

由于测试噪声水平对结构等效抗侧刚度损伤识别结果存在一定影响,因此在观测侧移响应中应准确评价不同工况侧移信号测量噪声水平.通常用噪声估计分布的均值、标准差、方差、偏度和峰态值评价噪声特性.截取不同工况下 0~0.4 s 时间段侧移时程作为噪声样本,得不同工况下体现试验噪声特性的各项指标,见表 2。

由表 2 可知,不同工况噪声均值主要集中在

-0.15 mm 左右,离散度较小,噪声概率密度函数右侧的尾部比左侧长,绝大多数值位于平均值的左侧,噪声分布峰态值较大,呈尖顶分布.将输出噪声水平用噪声均方根与无噪声信号均方根比值衡量,不同工况试验柱头处测量的噪声水平为 17%,乳栳处测量的噪声水平为 21%。

表 2 不同工况试验噪声特性指标
Tab.2 The characteristic index of noise under different conditions

工况	均值/mm	标准差/mm	偏度	峰态值
1	-0.148	0.028	28.300	110
2	-0.158	0.030	6.882	806
3	-0.162	0.032	6.493	654
4	-0.152	0.032	7.493	502

3 结构状态方程和观测方程

3.1 结构简化力学模型和动力方程

将模型和配重块质量按照静力等效原则分别集中于柱脚、柱架节点及斗栱顶端等各个节点处,如图 8 所示;再分别将柱脚层、柱架层和乳栳层各层节点处质量集中到一块构成层质量。

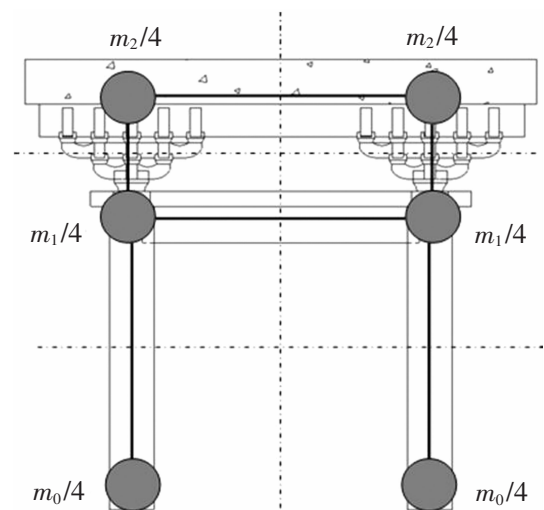


图 8 模型中节点质量的集中

Fig.8 The concentration of node mass in the model

假定古建筑柱脚与柱础摩擦滑动面各向同性、木柱不会倾覆,各柱脚水平滑移量相等,忽略梁、额枋、柱及斗栱轴向变形,不考虑质点转动惯性的影响,质点处只有沿水平方向的动力自由度,对应于每个质点处水平位移的大小与层间抗侧刚度有关。

对于殿堂结构而言,抗侧刚度主要由柱与额枋组成的柱架层及斗拱与梁枋组成的乳栿层两部分提供。若假设模型柱脚、柱架层和乳栿层集中质量分别为 m_0 、 m_1 、 m_2 ,柱架层抗侧刚度为 k_1 ,乳栿层抗侧刚度为 k_2 ,柱架层等效黏滞阻尼系数为 c_1 ,乳栿层等效黏滞阻尼系数为 c_2 ,振动台台面位移为 δ_g ,柱脚、柱头、斗拱顶端位移分别为 δ_1 、 δ_2 、 δ_3 ,则强震作用考虑柱脚滑移的简化力学模型为如图9所示的“糖葫芦串”模型。

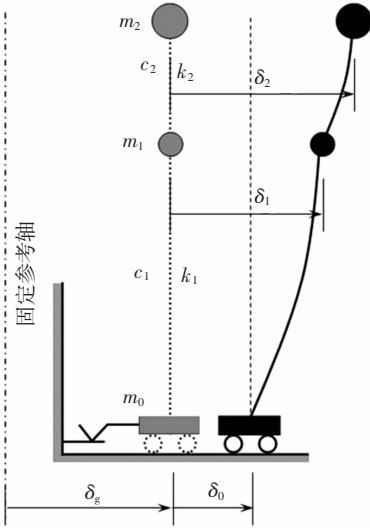


图9 简化力学模型

Fig.9 The simplified mechanical model

模型的动力方程为:

$$\mathbf{M}\ddot{\boldsymbol{\delta}} + \mathbf{C}\dot{\boldsymbol{\delta}} + \mathbf{K}\boldsymbol{\delta} = -\mathbf{M}\ddot{\boldsymbol{\delta}}_g + \mathbf{F}_f \quad (1)$$

式中:质量矩阵 $\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_0 & & \\ & m_1 & \\ & & m_2 \end{bmatrix}$; 阻尼矩阵 $\mathbf{C} =$

$$\begin{bmatrix} c_1 & -c_1 & 0 \\ -c_1 & c_1+c_2 & -c_2 \\ 0 & -c_2 & c_2 \end{bmatrix}; \text{侧向刚度矩阵 } \mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & 0 \\ -k_1 & k_1+k_2 & -k_2 \\ 0 & -k_2 & k_2 \end{bmatrix};$$

位移列向量 $\boldsymbol{\delta} = \{\delta_0 \ \delta_1 \ \delta_2\}^T$; 速度列向量 $\dot{\boldsymbol{\delta}} = \{\dot{\delta}_0 \ \dot{\delta}_1 \ \dot{\delta}_2\}^T$; 加速度列向量 $\ddot{\boldsymbol{\delta}} = \{\ddot{\delta}_0 \ \ddot{\delta}_1 \ \ddot{\delta}_2\}^T$; 台面水平加速度列向量 $\ddot{\boldsymbol{\delta}}_g = \{\ddot{\delta}_g \ \ddot{\delta}_g \ \ddot{\delta}_g\}^T$; 滑动摩擦力列向量 $\mathbf{F}_f = \{F_f \ 0 \ 0\}^T$ 。

$$\mathbf{F}_f = -\mu m g \operatorname{sgn}(\dot{\delta}_0) \quad (2)$$

式中: μ 为柱脚与础石之间的动摩擦因数。

3.2 结构状态方程和观测方程

由速度列向量得:

$$\frac{d}{dt} \boldsymbol{\delta} = \mathbf{I}_3 \dot{\boldsymbol{\delta}} \quad (3)$$

将动力方程中阻尼项和刚度项移到等号右侧,等号两侧各项乘以 \mathbf{M}^{-1} 得:

$$\frac{d}{dt} \dot{\boldsymbol{\delta}} = -\mathbf{M}^{-1} \mathbf{C} \dot{\boldsymbol{\delta}} - \mathbf{M}^{-1} \mathbf{K} \boldsymbol{\delta} - \mathbf{I}_3 \ddot{\boldsymbol{\delta}}_g + \mathbf{I}_3 \mathbf{M}^{-1} \mathbf{F}_f \quad (4)$$

将式(3)和式(4)合并,得结构状态方程为:

$$\frac{d}{dt} \begin{pmatrix} \boldsymbol{\delta} \\ \dot{\boldsymbol{\delta}} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{0}_x & \mathbf{I}_x \\ -\mathbf{M}^{-1} \mathbf{K} & -\mathbf{M}^{-1} \mathbf{C} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \boldsymbol{\delta} \\ \dot{\boldsymbol{\delta}} \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{0}_x \\ -\mathbf{I}_x \end{bmatrix} \ddot{\boldsymbol{\delta}}_g + \begin{bmatrix} \mathbf{0}_x \\ -\mathbf{I}_x \end{bmatrix} \mathbf{M}^{-1} \mathbf{F}_f \quad (5)$$

将状态方程中的未知等效抗侧刚度参数 k_1 、 k_2 和等效黏滞阻尼参数 c_1 、 c_2 看成系统的另外4个状态,这样全部9个状态量包括: δ_0 为柱脚水平侧移, δ_1 为柱架层柱头水平侧移, δ_2 为乳栿层顶端水平侧移, δ_3 为柱脚水平速度, δ_4 为柱架层柱头水平速度, δ_5 为乳栿层顶端水平速度, $\delta_6 = k_1$, $\delta_7 = k_2$, $\delta_8 = c_1$, $\delta_9 = c_2$, 系统的状态方程和观测方程分别如式(6)和式(7)所示。

系统状态方程:

$$\dot{\delta}_0 = f_1 = \delta_3 \quad (6a)$$

$$\dot{\delta}_1 = f_2 = \delta_4 \quad (6b)$$

$$\dot{\delta}_2 = f_3 = \delta_5 \quad (6c)$$

$$\dot{\delta}_3 = f_4 = k_1(\delta_1 - \delta_0)/m_{00} + c_1(\delta_4 - \delta_3)/m_{00} - F_f/m_{00} - \ddot{\delta}_g \quad (6d)$$

$$\dot{\delta}_4 = f_5 = k_1(\delta_0 - \delta_1)/m_{11} + k_2(\delta_2 - \delta_1)/m_{11} + c_1(\delta_3 - \delta_4)/m_{11} + c_2(\delta_5 - \delta_4)/m_{11} - \ddot{\delta}_g \quad (6e)$$

$$\dot{\delta}_5 = f_6 = k_2(\delta_1 - \delta_2)/m_{22} + c_2(\delta_4 - \delta_5)/m_{22} - \ddot{\delta}_g \quad (6f)$$

$$\dot{\delta}_6 = \dot{\delta}_7 = \dot{\delta}_8 = \dot{\delta}_9 = 0 \quad (6g)$$

系统观测方程:

$$\mathbf{Z}_1 = k_1(\delta_1 - \delta_0)/m_{00} + c_1(\delta_4 - \delta_3)/m_{00} - F_f/m_{00} \quad (7a)$$

$$\mathbf{Z}_2 = k_1(\delta_0 - \delta_1)/m_{11} + k_2(\delta_2 - \delta_1)/m_{11} + c_1(\delta_3 - \delta_4)/m_{11} + c_2(\delta_5 - \delta_4)/m_{11} \quad (7b)$$

$$\mathbf{Z}_3 = k_2(\delta_1 - \delta_2)/m_{22} + c_2(\delta_4 - \delta_5)/m_{22} \quad (7c)$$

4 损伤识别方法

4.1 线性参数系统的偏最小二乘算法

通过观测古建筑柱脚、柱头和乳栿层初始位移、速度和加速度状态向量,柱脚滑移时观测矩阵 \mathbf{H} 、刚度参数 \mathbf{X} 、 \mathbf{Z} 分别为:

$$\mathbf{H} = \begin{bmatrix} \delta_0 - \delta_1 & 0 & \delta_3 - \delta_4 & 0 \\ \delta_1 - \delta_0 & \delta_1 - \delta_2 & \delta_4 - \delta_3 & \delta_4 - \delta_5 \\ 0 & \delta_2 - \delta_1 & 0 & \delta_5 - \delta_4 \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$\mathbf{X} = [k_1 \ k_2 \ c_1 \ c_2]^T \quad (9)$$

$$\mathbf{Z}=[F_1-m_{00}(\ddot{\delta}_0+\ddot{\delta}_g)-m_{11}(\ddot{\delta}_1+\ddot{\delta}_g)-m_{22}(\ddot{\delta}_2+\ddot{\delta}_g)]^T \quad (10)$$

基于奇异值分解的偏最小二乘法(PLS-SVD)计算步骤如下:

1) \mathbf{H} 和 \mathbf{Z} 进行标准化得到 \mathbf{H}_0 和 \mathbf{Z}_0 ;

2) 计算 \mathbf{H}_0 的权向量矩阵 \mathbf{W} , \mathbf{Z}_0 的权量矩阵 \mathbf{C} , 其中 \mathbf{W} 为 $\mathbf{H}_0^T \mathbf{Z}_0$ 的左奇异矩阵, \mathbf{C} 为 $\mathbf{H}_0^T \mathbf{Z}_0$ 的右奇异矩阵;

3) 计算 \mathbf{H}_0 的潜变量矩阵 \mathbf{T} , \mathbf{Z}_0 的潜变量矩阵 \mathbf{U} , 其中 $\mathbf{T}=\mathbf{H}_0 \mathbf{W}$, $\mathbf{U}=\mathbf{Z}_0 \mathbf{C}$.

考虑结构系数矩阵存在病态和不可逆性, 则利用奇异值分解的信号特征提取方法处理, 将有用信号作为偏最小二乘使用, 获得结构刚度参数初步估计.

4.2 非线性参数系统的扩展卡尔曼滤波算法

扩展卡尔曼滤波是用递推状态空间方程一阶泰勒公式代替非线性方程进行线性估计的一种方法, 适用剪切型结构体系参数识别. 对剪切型木构架体系而言, 结构状态向量微分方程和反应的观测方程为^[11]:

$$\dot{\mathbf{X}}(t_{i+1})=f[\mathbf{X}(t_i), t_i]+W(t_i) \quad (11)$$

$$\mathbf{Z}(t_{i+1})=h[\mathbf{X}(t_{i+1}), t_{i+1}]+V(t_{i+1}) \quad (12)$$

式中: $\mathbf{X}(t_i)$ 、 $\mathbf{X}(t_{i+1})$ 分别为 t_i 和 t_{i+1} 时刻状态向量; $\mathbf{Z}(t_{i+1})$ 为 t_{i+1} 时刻观测向量; $W(t_i)$ 为系统噪声向量; $V(t_{i+1})$ 为 t_{i+1} 时刻观测噪声向量. $W(t_{i+1})$ 和 $V(t_{i+1})$ 均为相互独立的零均值高斯白噪声, \mathbf{Q} 和 \mathbf{R} 分别为 $W(t_{i+1})$ 和 $V(t_{i+1})$ 的协方差矩阵. 扩展卡尔曼滤波方程如下.

状态预测:

$$\hat{\mathbf{X}}(t_{i+1}/t_i)=\hat{\mathbf{X}}(t_i/t_i)+\int_{t_i}^{t_{i+1}} f[\hat{\mathbf{X}}(t_i/t_i), t]dt \quad (13a)$$

$$\mathbf{P}(t_{i+1}/t_i)=\Phi[\hat{\mathbf{X}}(t_{i+1}/t_i), t_i, t_{i+1}]\mathbf{P}(t_i/t_i)\times \\ \Phi[\hat{\mathbf{X}}(t_{i+1}/t_i), t_i, t_{i+1}]+Q(t_i) \quad (13b)$$

增益矩阵:

$$\mathbf{G}[\hat{\mathbf{X}}(t_{i+1}/t_i), t_{i+1}]=\mathbf{P}(t_{i+1}, t_i)\mathbf{H}^T[\hat{\mathbf{X}}(t_{i+1}/t_i, t_{i+1})]\times \\ \{\mathbf{H}[\hat{\mathbf{X}}(t_{i+1}/t_i), t_{i+1}]\times\mathbf{P}(t_{i+1}, t_i)\times \\ \mathbf{H}[\hat{\mathbf{X}}(t_{i+1}/t_i), t_{i+1}]^T+\mathbf{R}(t_{i+1})\}^{-1} \quad (13c)$$

状态滤波:

$$\hat{\mathbf{X}}(t_{i+1}/t_{i+1})=\hat{\mathbf{X}}(t_{i+1}/t_i)+\mathbf{G}[\hat{\mathbf{X}}(t_{i+1}/t_i), t_{i+1}]\times \\ \{\mathbf{Z}(t_{i+1})-\mathbf{H}[\hat{\mathbf{X}}(t_{i+1}/t_i), t_{i+1}]\} \quad (13d)$$

$$\mathbf{P}(t_{i+1}/t_{i+1})=\{\mathbf{I}-\mathbf{G}[\hat{\mathbf{X}}(t_{i+1}/t_i), t_{i+1}]\times \\ \mathbf{H}[\hat{\mathbf{X}}(t_{i+1}/t_i), t_{i+1}]\}\mathbf{P}(t_{i+1}/t_i) \quad (13e)$$

其中: $\hat{\mathbf{X}}(t_i/t_i)$ 和 $\mathbf{P}(t_i/t_i)$ 分别为 t_i 时刻状态估计向量和误差协方差矩阵; $\hat{\mathbf{X}}(t_{i+1}/t_i)$ 和 $\mathbf{P}(t_{i+1}/t_i)$ 分别为由 t_i 时刻对 t_{i+1} 的预测值. 状态转移矩阵为:

$$\Phi=\mathbf{I}+\Delta t\cdot\mathbf{A}[\hat{\mathbf{X}}(t_{i+1}/t_i)] \quad (14)$$

式中: \mathbf{A} 为状态雅可比矩阵; \mathbf{H} 为观测雅可比矩阵; \mathbf{I} 为单位矩阵.

5 结构层间等效抗侧刚度识别

各工况质量矩阵中: $m_{00}=50\text{ kg}$, $m_{11}=200\text{ kg}$, $m_{22}=3\ 600\text{ kg}$; 各工况刚度矩阵分别为:

$$\mathbf{K}_1^1=\begin{bmatrix} 0.37 & -0.37 & 0 \\ -0.37 & 1.952 & -1.582 \\ 0 & -1.582 & 1.582 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K}_1^2=\begin{bmatrix} 0.116 & -0.116 & 0 \\ -0.116 & 0.144 & -0.028 \\ 0 & -0.028 & 0.028 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K}_1^3=\begin{bmatrix} 0.085 & -0.085 & 0 \\ -0.085 & 0.124 & -0.039 \\ 0 & -0.039 & 0.039 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K}_1^4=\begin{bmatrix} 0.029 & -0.029 & 0 \\ -0.029 & 0.044 & -0.015 \\ 0 & -0.015 & 0.015 \end{bmatrix}$$

刚度矩阵上标代表不同损伤工况, 刚度单位为 kN/mm . 根据各工况阻尼比例系数和自振频率可计算各工况阻尼矩阵.

为测定接近真实持荷条件下木柱石础接触面的摩擦力, 西安建筑科技大学古建筑木结构课题组开展了木柱石础摩擦滑移试验研究, 实测得到两者之间最大静摩擦因数为 $0.4\sim 0.5$. 水平地震作用下, 柱与柱础临界滑移条件为地震影响系数与摩擦因数相等. 本文根据振动台试验加速度峰值达到 $0.4g$ 后木柱柱础间滑移增加加快及位置情况, 确定两者之间的滑动摩擦因数约为 0.4 ^[11].

利用 Newmark- β 逐步积分法得到不同损伤工况柱头、乳栿的位移、速度和加速度响应组装观测矩阵; 由于反演计算中观测矩阵呈病态性, 应对观测矩阵进行奇异值分解. 对位移、速度和加速度响应进行快速傅里叶变换, 确定各响应主频个数均为 2, 有效秩的阶数均为 2; 选取观测矩阵奇异值分解阶

次为2,分离阶数为2。

利用偏最小二乘初步估计各工况刚度参数,采样点数取100个。设定参数收敛区域 k_1 识别值上限为0.37 kN/mm,下限为0.029 kN/mm; k_2 识别值上限为1.582 kN/mm,下限为0.015 kN/mm,剔除识别结果中的超限不合理数据。各工况刚度识别值以及与真实值相对误差如表3所示。

表3 PLS-SVD 识别值

Tab.3 The identification values by the method of PLS-SVD

工况	k_1 识别值 (kN·mm ⁻¹)	误差/%	k_2 识别值 (kN·mm ⁻¹)	误差/%
1	0.321	13.2	1.396	11.8
2	0.096	17.2	0.022	21.4
3	0.071	16.5	0.031	20.5
4	0.023	20.7	0.012	20.0

各工况下, c_1 识别值分别为0.009、0.005、0.004和0.001, c_2 识别值分别为0.039、0.001、0.002和0.0006。

在近似估计基础上,以上述近似识别值为初值,给定初始协方差和量测值,根据振动台试验获得模型柱脚、柱头、乳栿层侧移时程响应,利用扩展卡尔曼滤波方法进一步识别各工况抗侧刚度 k_1 和 k_2 ,结果如表4所示。

表4 EKF 识别值

Tab.4 The identification values by the method of EKF

工况	k_1 识别值 (kN·mm ⁻¹)	误差/%	k_2 识别值 (kN·mm ⁻¹)	误差/%
1	0.3350	9.5	1.4200	10.2
2	0.0962	17.1	0.0224	20.0
3	0.0715	15.9	0.0313	19.7
4	0.0230	20.0	0.0120	20.0

无损工况下,结构等效抗侧刚度的识别误差在10%左右;各损伤工况下,结构等效抗侧刚度的识别误差为15%~20%。各损伤工况下柱头水平位移识别值和真实值时程轨迹存在一定偏差,参考已往研究成果^[12],表明古建筑木结构等效抗侧刚度 k_1 和 k_2 识别值尚在合理的范围内。

6 识别方法在古建筑监测中应用

文献[13-14]以明代古建筑西安钟楼微振动监

测为例,在其一层柱础和二、三层楼板处分别布置水平速度和加速度监测点,如图10所示,一层柱础实测水平加速度可看作台基上部木结构外部激励,二、三层楼板处实测加速度和速度可视为一、二层楼顶输出响应,通过积分变换可得到一、二层楼顶输出位移响应。

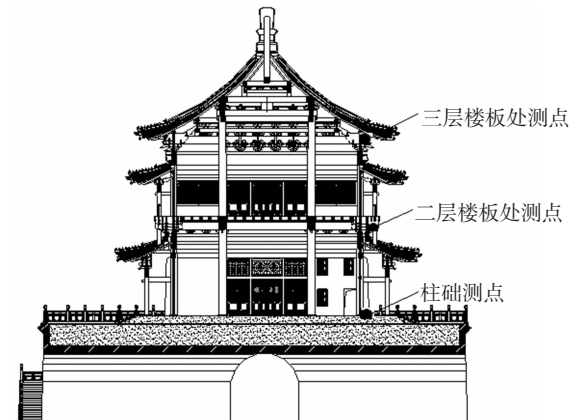


图10 西安钟楼监测点布置

Fig.10 The measurement points layout of Bell Tower of Xi'an

钟楼台基上部木结构抗侧刚度识别如下:

1)建立结构简化力学模型,确定结构层质量和模型振动状态:利用集中质量法将钟楼台基上部木结构质量等效至楼层处,根据屋面和檐柱等质量确定 $m_{11} = 85\ 000\ \text{kg}$, $m_{22} = 115\ 000\ \text{kg}$;由于测试响应为微振动响应,柱脚未发生滑移。

2)根据测点响应,确定结构基本动力参数:根据测点实测响应,确定结构水平一阶固有频率 $\omega = 0.958\ \text{rad/s}$,一层层间阻尼为 $0.216\ \text{kN}\cdot\text{s/mm}$,二层层间阻尼为 $0.276\ \text{kN}\cdot\text{s/mm}$ 。

3)根据微振动测试和环境干扰情况估计结构侧移测量噪声水平,噪声水平取10%。

4)根据测试响应确定结构观测矩阵 H 和量测矩阵 Z ,运用PLS-SVD识别钟楼一、二层层间抗侧刚度值分别为 $23.52\ \text{kN/mm}$ 和 $29.34\ \text{kN/mm}$ 。

5)以上述近似识别值为初值,给定初始协方差和量测值,根据测试结构位移和速度,运用EKF迭代识别结构一、二层层间抗侧刚度值分别为 $21.67\ \text{kN/mm}$ 和 $27.82\ \text{kN/mm}$,这与文献[14]确定抗侧刚度值 $19.3\ \text{kN/mm}$ 和 $24.6\ \text{kN/mm}$ 比较,相对偏差分别为12.3%和13.1%。

结果表明,PLS-SVD和EKF混合方法监测识别古建筑木结构抗侧刚度具有较好效果,可为古建筑木结构抗侧能力监测和震前抗倒塌预警提供理论依据。

7 结论

本文基于柱脚滑移状态下古建筑木结构简化力学模型,推导结构状态方程和观测方程,研究了考虑柱脚滑移条件下结构振动响应和等效抗侧刚度的地震损伤和识别,得到以下结论:

1)无损伤工况下,柱架层相对乳栿层承受水平荷载小;随着地震损伤增加,结构层间抗侧刚度比一直减小,柱架层对结构抗侧移起主要作用。

2)古建筑等效抗侧刚度的损伤对结构低频振型敏感。随着等效抗侧刚度损伤的增加,力锤锤击激励下柱头和乳栿层侧移响应存在一定的相位超前;地震激励下各部位侧移存在一定的相位滞后、侧移峰值增大现象,侧移峰值对柱架层结构的损伤相对乳栿层更加敏感。

3)强震作用考虑柱脚滑移的“糖葫芦串”简化力学模型和相应的状态方程、观测方程可推广应用 to 木结构古建筑或其子结构的损伤监测中。

4)无损工况下,试验模型等效抗侧刚度的识别误差在 10%左右;损伤工况下,试验模型等效抗侧刚度的识别误差为 15%~20%。说明 PLS-SVD 和 EKF 混合方法监测识别古建筑木结构抗侧刚度具有较好效果。

参考文献

- [1] ZHANG X C, XUE J Y, ZHAO H T, *et al.* Experimental study on Chinese ancient timber-frame building by shaking table test [J]. *Structural Engineering and Mechanics*, 2011, 40(4): 453—457.
- [2] 谢启芳, 薛建阳, 赵鸿铁. 汶川地震中古建筑的震害调查与启示 [J]. *建筑结构学报*, 2010, 31(增刊 2): 18—23.
XIE Q F, XUE J Y, ZHAO H T. Seismic damage investigation and analysis of ancient buildings in Wenchuan earthquake [J]. *Journal of Building Structures*, 2010, 31(Suppl 2): 18—23. (In Chinese)
- [3] 程亮, 王焕定. 等效剪切刚度的框架结构损伤识别方法 [J]. *哈尔滨工业大学学报*, 2009, 41(10): 36—40.
CHENG L, WANG H D. Damage identification approach of frame structure based on equivalent shear stiffness [J]. *Journal of Harbin Institute of Technology*, 2009, 41(10): 36—40. (In Chinese)
- [4] 王娟, 杨庆山. 藏式古建筑木结构损伤识别的数值模拟 [J]. *振动、测试与诊断*, 2014, 34(1): 160—167.
WANG J, YANG Q S. Numerical simulation of damage identification for Tibetan ancient timber structure [J]. *Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis*, 2014, 34(1): 160—167. (In Chinese)
- [5] 王鑫, 胡卫兵, 孟昭博. 基于小波包能量曲率差的古木结构损伤识别 [J]. *振动与冲击*, 2014, 33(7): 153—159.
WANG X, HU W B, MENG Z B. Damage detection of an ancient wood structure based on wavelet packet energy curvature difference [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2014, 33(7): 153—159. (In Chinese)
- [6] 陈清军, 周成杰, 杨永胜. 基于环境振动信号的框架结构震后损伤识别 [J]. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2014, 41(9): 20—26.
CHEN Q J, ZHOU C J, YANG Y S. Damage identification of frame structure after earthquakes based on environmental vibration records [J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)*, 2014, 41(9): 20—26. (In Chinese)
- [7] 杨斌, 程军圣. 基于 WPD-LMD 和排列熵的结构损伤识别方法 [J]. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2014, 41(8): 41—46.
YANG B, CHENG J S. Damage identification based on wavelet packet decomposition-local mean decomposition and permutation entropy [J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)*, 2014, 41(8): 41—46. (In Chinese)
- [8] 周云, 蒋运忠, 易伟健, 等. 基于模态柔度理论的结构损伤诊断试验研究 [J]. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2015, 42(5): 36—45.
ZHOU Y, JIANG Y Z, YI W J, *et al.* Experimental research on structural damage detection based on modal flexibility theory [J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)*, 2015, 42(5): 36—45. (In Chinese)
- [9] 罗钧, 刘纲, 黄宗明. 基于约束最小二乘法的剪切型框架结构损伤识别新方法 [J]. *振动与冲击*, 2016, 35(20): 119—124.
LUO J, LIU G, HUANG Z M. Damage detection for a shear frame structure based on the constrained least squares method [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2016, 35(20): 119—124. (In Chinese)
- [10] 赵博宇, 丁勇, 吴斌. 基于扩展卡尔曼估计算法的地震模拟振动台模型识别 [J]. *振动与冲击*, 2014, 33(12): 145—150.
ZHAO B Y, DING Y, WU B. Identification of shaking table model for seismic simulation based on an extended Kalman estimator [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2014, 33(12): 145—150. (In Chinese)
- [11] 姚侃, 赵鸿铁. 木构古建筑柱与柱础的摩擦滑移隔震机理研究 [J]. *工程力学*, 2006, 23(8): 127—131.
YAO K, ZHAO H T. Study on the mechanism of sliding friction shock isolation between timber column and plinth in historical buildings [J]. *Engineering Mechanics*, 2006, 23(8): 127—131. (In Chinese)
- [12] 李国强, 李杰. *工程结构动力检测理论与应用* [M]. 北京: 科学出版社, 2002: 173—194.
LI G Q, LI J. *Theory and application of dynamic detection for engineering structures* [M]. Beijing: Science Press, 2002: 173—194. (In Chinese)
- [13] 孟昭博. 西安钟楼的交通振动响应分析与评估 [D]. 西安: 西安建筑科技大学土木工程学院, 2009: 37—44.
MENG Z B. Analysis and assessment of the vibration response traffic-induced of Xi'an Bell Tower [D]. Xi'an: School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, 2009: 37—44. (In Chinese)
- [14] 曾建. 交通激励作用下西安钟楼动力特性分析 [D]. 西安: 西安建筑科技大学土木工程学院, 2013: 38—43.
ZENG J. The dynamic characteristics analysis of Xi'an Bell Tower under traffic incentives [D]. Xi'an: School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, 2013: 38—43. (In Chinese)