

# 纠偏后古砖塔动力性能与地震损伤分析

卢俊龙<sup>1</sup>, 张晨<sup>1</sup>, 王振山<sup>1</sup>, 负作义<sup>2</sup>

(1. 西安理工大学土木建筑工程学院, 陕西 西安 710048; 2. 陕西省建筑科学研究院有限公司, 陕西 西安 710082)

**摘要:** 为研究泰塔纠偏后的动力性能与抗震能力,进行了塔体原位动力测试,采集了地面脉动激励下各楼层结构的振动信号,得到泰塔的动力特性,依据动力特性参数的变化采用柔度曲率法进行古塔损伤识别,确定结构损伤状态;进行结构动力特性数值计算并与测试结果对比,按动力特性的一致性要求确定塔体材料的基本力学参数,引入塑性损伤模型,输入 3 条地震波进行古塔结构的地震损伤分析。结果表明:泰塔沿东西与南北两个水平方向的前 2 阶自振频率较为接近,塔体第 3 层及第 6 层损伤率略高,受地震作用后塔体损伤首先出现于初始损伤严重的楼层,其损伤累积较其他楼层显著,且最终损伤最为严重;同时,各楼层塔檐及洞口周边易形成贯通裂缝而破坏。研究结果能够为砖石古塔抗震能力评定提供参考。

**关键词:** 损伤分析; 古砖塔; 动力特性; 柔度矩阵; 刚度退化

**中图分类号:** TU365; TU371<sup>+</sup>.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2021)06-1112-12

**DOI:** 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2021.06.002

## 引言

古建筑是中国现存极其重要的历史文化遗产,砖石古塔是古建筑的主要形式之一,现存数量约有 2000 余座。因古塔结构高宽比大,地基土体在长期荷载作用及其他因素影响下发生不均匀沉降,引起塔体倾斜。对倾斜过大的古塔进行纠偏是提高其安全性的有效方法,而当古塔纠偏后,结构内力重新分布导致砌体应力状态发生改变,局部刚度及损伤区随之变化,影响塔体结构的动力性能。地震是威胁砖石古塔结构安全的主要灾害之一,当古塔动力性能改变后,地震反应及损伤特征亦随之变化,从而影响塔体的抗震能力。

针对砖石古塔动力性能、结构损伤及抗震能力问题,相关研究在原位动力测试的基础上,进行了结构动力特性计算分析。为确定中江南塔、虎丘塔和金鳌洲塔的动力特性,进行了原位动力测试,并依据动力特性参数进行古塔动力性能分析<sup>[1-3]</sup>。蔡辉腾等<sup>[4]</sup>结合泉州东、西塔测试结果,比较分析了古塔自振周期的经验公式;袁建力<sup>[5]</sup>基于等效质量均匀分布的悬臂竖杆模型,建立了砖石古塔基本周期的简化计算公式。

结构损伤后动力特性随之变化,因而动力特性参数是进行结构损伤识别的有效依据之一。王真

等<sup>[6]</sup>基于结构动力特性反馈控制的损伤统计识别方法,给出了结构损伤指标的计算方法,证明了模态频率对损伤的敏感性;Rahavendruchar 等<sup>[7]</sup>通过三跨混凝土桥的数值模拟与试验研究,表明柔度较频率和振型对局部损伤更为敏感,依据柔度曲率参数可实现结构的损伤识别<sup>[8]</sup>;张丽梅等<sup>[9]</sup>运用柔度曲率法进行了钢桁架的损伤计算,验证了柔度曲率法的可行性。安永辉等<sup>[10]</sup>依据比例柔度矩阵进行了结构损伤识别,并通过集中质量的框架模型进行了验证。徐龙河等<sup>[11]</sup>采用柔度差值的斜率确定结构的损伤位置,并通过频率的二阶灵敏度分析进行损伤程度求解。针对砖石古塔结构损伤识别,邱洪兴等<sup>[12-13]</sup>、曹双寅等<sup>[14]</sup>结合江苏省常熟市崇教兴福寺塔的结构可靠性鉴定工作,提出了砖石古塔结构损伤识别与诊断的系统方法。

就砖石古塔地震损伤与抗震能力分析的问题,潘毅等<sup>[15-16]</sup>结合砖石结构古建筑的震害特征和加固方法,并基于模糊数学理论,提出了砖石结构破坏状态的评估方法。陈平等<sup>[17]</sup>考虑结构的破坏概率和地震损伤,建立了砖石古塔地震风险评估数学模型。Valente 等<sup>[18]</sup>建立意大利东北地区 8 座砖石古塔的有限元模型进行计算,依据意大利文化遗产保护条例给出了古塔地震安全性指数。李胜才等<sup>[19]</sup>通过数值计算,模拟了龙护舍利塔地震损伤演化过程,分析了其地震破坏机制;Gentile 等<sup>[20]</sup>通过环境振动测试

与有限元模拟,进行结构模型参数识别,对古旧钟楼结构进行损伤评定。Saisi等<sup>[21]</sup>采用几何测量,表观检查,环境振动试验、声波以及千斤顶试验等方法,对震后 Gabbia 塔结构的状态及地震易损性进行了评定。袁建力<sup>[22]</sup>以汶川地震中受损的砖石古塔的现状调研结果,分析了古塔震害程度与地震烈度的对应关系。Kim等<sup>[23]</sup>通过5层石结构古塔的振动台试验,研究不同振动模式下结构的破坏特征,提出古塔结构破坏特征与地震动模式的关系,并将塔体结构破坏特征与其历史震害对比,以定量评定历史地震的烈度。

古塔结构的初始损伤对结构动力特性及地震响应均有显著影响,在纠偏过程中塔体的损伤状态亦随之变化,结构地震损伤的机制更加复杂。且古塔结构的地震损伤起始位置、累积特征及演化过程与其地震破坏风险及破坏模式具有一致性。为此,本文就一宋代砖塔纠偏后的动力特性、损伤识别及地震损伤机制进行分析,通过古塔原位动力测试,得到结构的动力特性,采用柔度曲率法进行古塔损伤识别,将损伤植入数值计算模型中,进行古塔地震响应与损伤分析,为纠偏后砖石古塔的抗震能力评定提供依据。

## 1 泰塔概况

泰塔亦称旬邑宝塔,如图1所示,位于陕西省旬邑县,建于北宋嘉祐四年(公元1059年)。塔体为7层楼阁式,平面为八角形,空筒式结构,首层正北面辟有券门,自第2层起各层均有拱形的门洞与长方形的假门相间,逐层依次变换方位,塔内有木梯可登临。泰塔墙体内部为夯土筑成,外部包裹黏土砖墙,首层墙体厚度为4.28 m,其余各层墙厚随楼层平面尺寸减小而减小,顶层墙厚2.48 m。塔体通高53 m,



(a) 纠偏前 (b) 纠偏中 (c) 纠偏后  
(a) Before deviation (b) Deviation rectification construction (c) After deviation rectification

图1 泰塔纠偏前后照片

Fig. 1 The pictures before and after deviation rectification of the Tai Pagoda

底径12 m。因建造年代久远,地基变形导致泰塔严重倾斜,塔体向东北倾斜偏离中心线2.051 m,倾斜角为 $1^{\circ}55'48''$ ,墙体多处出现明显开裂。为避免泰塔结构因倾斜变形继续破坏,2014年开始对塔体结构进行了纠偏,具体方案为:首先采用钢桁架于沉降较大侧对塔体进行预防性支撑,支撑点位于沉降较小一侧约2/5高度,并于沉降较小一侧进行掏土施工,如图2所示,纠偏工程于2018年完工,纠偏后泰塔东北倾斜偏离中心线缩小为0.615 m(如图1(c)所示)。

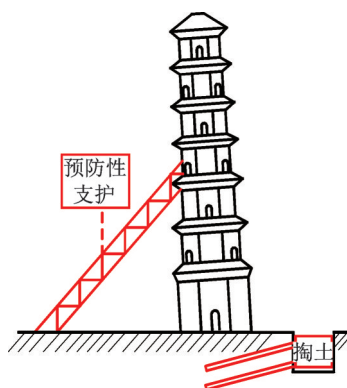


图2 泰塔纠偏方案

Fig. 2 Construction of deviation rectification to the Tai Pagoda

## 2 动力特性

### 2.1 原位动力测试

#### 2.1.1 测试方案

为全面掌握泰塔动力特性的变化,对泰塔纠偏前后进行了两次原位动力测试,首次测试时间为2015年3月,第2次为2018年10月纠偏完成后。采用中国工程力学研究所研发的动态测试系统进行测试,主要设备包括:941B型超低频动态传感器,信号放大器,最大放大倍数为5000;DA1001型动态信号采集器,数字计算机等。对泰塔在地面脉动环境下的振动信号进行同步采样,如图3(a)所示,测点布置如图3(b)所示,因泰塔为空筒式结构,楼板为木质,不宜布置传感器,故将传感器布置于各层券洞内边缘并保持方向一致以满足结构平动振型的测试要求,并以耦合剂与塔体可靠粘接,如图3(c)所示,最后完成测试系统连接,如图3(d)所示。

采集信号时,通过系统自动去直流消除初始电压信号的影响,分别沿南北方向和东西方向持续采集30 min的振动信号,并进行信号平滑化及滤波预处理。

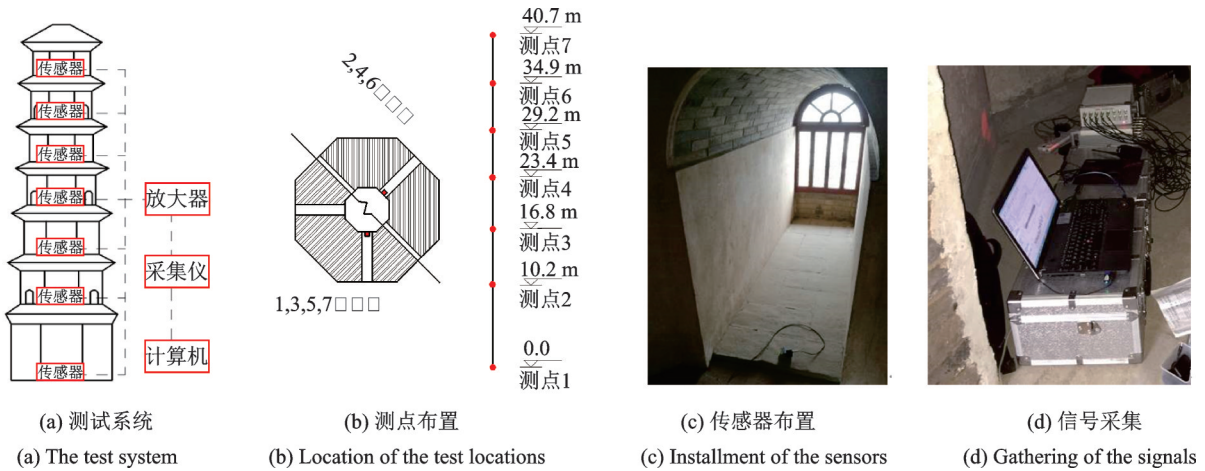


图3 泰塔原位动力测试方案

Fig. 3 The dynamic test in-situ schedule to the Tai Pagoda

## 2.1.2 测试结果

### (1) 自振频率

依据下式估算泰塔的自振频率<sup>[24]</sup>

$$f_j = \frac{\alpha_j b_0}{2\pi H^2} \varphi \quad (1)$$

式中  $f_j$  为塔体的第  $j$  阶频率;  $b_0$  为结构底部两对边的距离;  $H$  为塔体的计算高度, 是从基座顶面到塔刹根部的距离;  $\varphi$  为质量刚度参数, 对砖塔按  $\varphi = 5.4H + 615$  计算;  $\alpha_j$  为结构第  $j$  阶固有频率的综合变形系数, 参照文献[24]进行取值。

由式(1)计算得到泰塔第1阶频率为 0.96725 Hz, 第2阶频率为 4.562 Hz。

对原位动力测试的时域信号预处理后进行自谱分析, 得到各楼层功率谱密度曲线。当结构振动时, 激振力与响应的自功率谱关系为<sup>[25]</sup>

$$|H(\omega)|^2 = \frac{G_{yy}(\omega)}{G_{ff}(\omega)} \quad (2)$$

式中  $H(\omega)$  为频响函数,  $G_{yy}$  和  $G_{ff}$  分别为激振力和结构响应的自功率谱

测试时古塔附近无其他振源, 故可将地面脉动近似为有限频带宽度的白噪声, 其功率谱为常数。计算得到塔体各楼层测点的时域信号的功率谱密度曲线, 如图4所示。可以看出, 底部测点响应的功率谱密度值均小于顶部测点, 其中测点1的值最小, 且对应的频率范围较大, 而随着测点高度的增大, 振动响应值随之增大, 峰值点亦较为显著。表明底部测点振动信号中包含地面脉动的成分较多, 其主频与结构振动相关性较小, 而顶部测点振动信号主要由结构自振引起, 其中沿东西方向的振动信号最强, 故其频域响应值显著大于其他测点, 功率谱密度曲线的峰值点即为塔体自振频率, 提取塔体沿水平东西向及南北向的前2阶频率, 并与纠偏前的测试结果进行对比, 如表1所示。

由表1可见, 泰塔第1阶自振频率的测试结果与按式(1)计算所得结果较为接近, 但第2阶频率的计算值大于实测值, 且塔体倾斜对自振频率的影响不明显。分析其原因在于, 经验公式无法考虑塔体结构的倾斜及损伤状态, 且该塔相邻楼层的开洞方向相互错开, 未形成连续薄弱面, 开洞引起结构刚度的削弱不明显, 故仅有第2阶频率的计算值与实测值相差略大。

### (2) 振型和阻尼

将古塔结构等效为多质点体系, 在平稳随机的信号激励下, 结构各层测点的振型坐标与功率谱有如下关系<sup>[26]</sup>

$$\frac{\varphi_{1i}}{\varphi_{2i}} = \frac{S_{12}(\omega_i)}{S_{22}(\omega_i)} \quad (3)$$

式中  $\varphi_{1i}, \varphi_{2i}$  为测点1和测点2的  $i$  阶振型坐标,  $S_{12}(\omega_i)$  为测点1与测点2的互功率谱峰值;  $S_{22}(\omega_i)$  为测点2的自功率谱峰值。

由式(3)计算得到塔体的前2阶振型坐标, 并进行归一化处理, 如图5所示, 可以看出, 第1振型呈剪切型, 第2阶振型呈现弯剪型。

塔体材料劣化及倾斜对结构阻尼有一定影响, 依据各测点响应的功率谱密度曲线, 采用功率谱半带宽法计算结构的模态阻尼比<sup>[27]</sup>, 结果如表2所示。

$$\xi_i = \frac{\Delta\omega}{2\omega_i}, i=1, 2, \dots, n \quad (4)$$

式中  $\xi_i$  为第  $i$  阶振型阻尼比;  $\Delta\omega$  为半功率点幅值所对应的频率带宽;  $\omega_i$  为第  $i$  阶自振频率。

## 2.2 动力特性计算

采用 ABAQUS 软件建立泰塔计算模型, 并按纠偏后的倾斜量设置塔体倾斜, 即沿东北向偏离中心线 0.615 m, 将塔底嵌固, 塔檐和塔刹作简化处理, 采用四面体单元进行网格划分, 如图6所示。按自



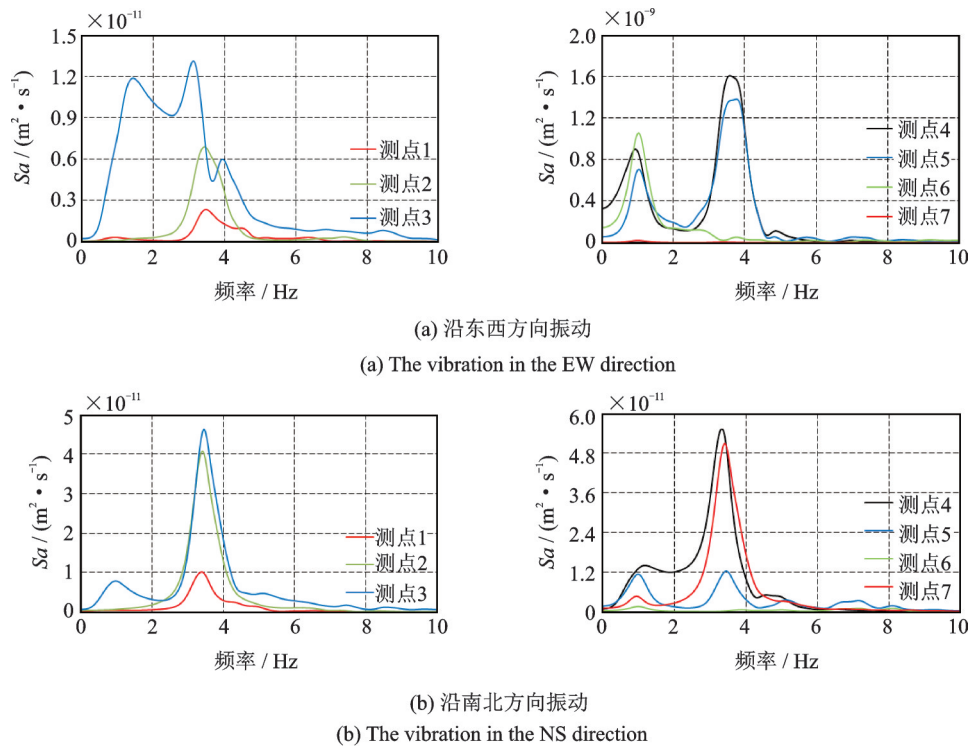


图 4 泰塔结构楼层的自功率谱密度

Fig. 4 The self-power spectrum of vibration of the Tai Pagoda

表 1 泰塔纠偏前后自振频率

Tab. 1 The vibration frequencies of the Tai Pagoda before and after deviation rectification

频率阶次	东西向		南北向	
	纠偏前/Hz	纠偏后/Hz	纠偏前/Hz	纠偏后/Hz
第 1 阶	0.998	1.046	0.993	0.983
第 2 阶	3.395	3.437	3.528	3.574

表 2 纠偏后泰塔结构的振型阻尼比

Tab. 2 The damping ratio of the Tai Pagoda after deviation rectification

振型阶次	东西向	南北向
第 1 阶	2.19%	2.50%
第 2 阶	1.21%	1.26%

表 3 泰塔各阶频率模拟结果误差

Tab. 3 Errors of simulation results of each order frequency of the Tai Pagoda

方向	第 1 阶频率/Hz			第 2 阶频率/Hz		
	实测值	模拟值	误差	实测值	模拟值	误差
东西向	1.046	0.958	8.41%	3.437	3.095	9.95%
南北向	0.983	0.965	1.83%	3.574	3.328	6.88%

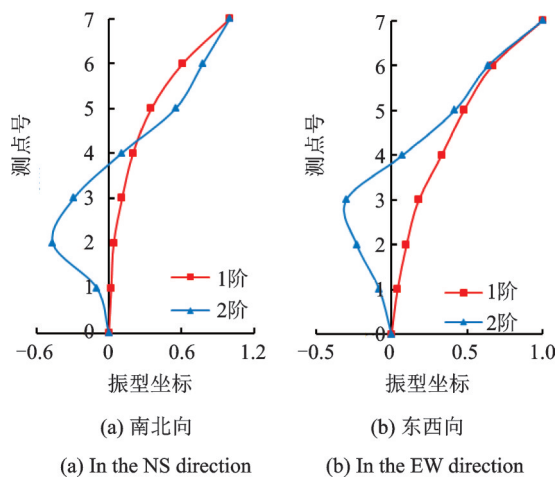


图 5 泰塔前 2 阶振型

Fig. 5 The first two order vibration modes of the Tai Pagoda

振频率计算结果与测试结果一致的要求(见表 3), 对塔体材料的力学参数进行修正, 以保证数值模型与塔体结构地震反应的一致性。经试算后确定弹性模量取值为 2000 MPa, 密度为 1800 kg/m<sup>3</sup>, 结构振型计算结果如图 7 和 8 所示。

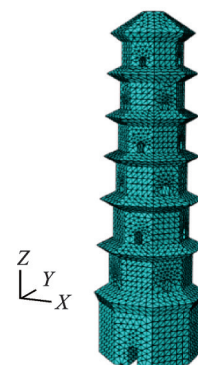


图 6 数值模型  
Fig. 6 Numerical model



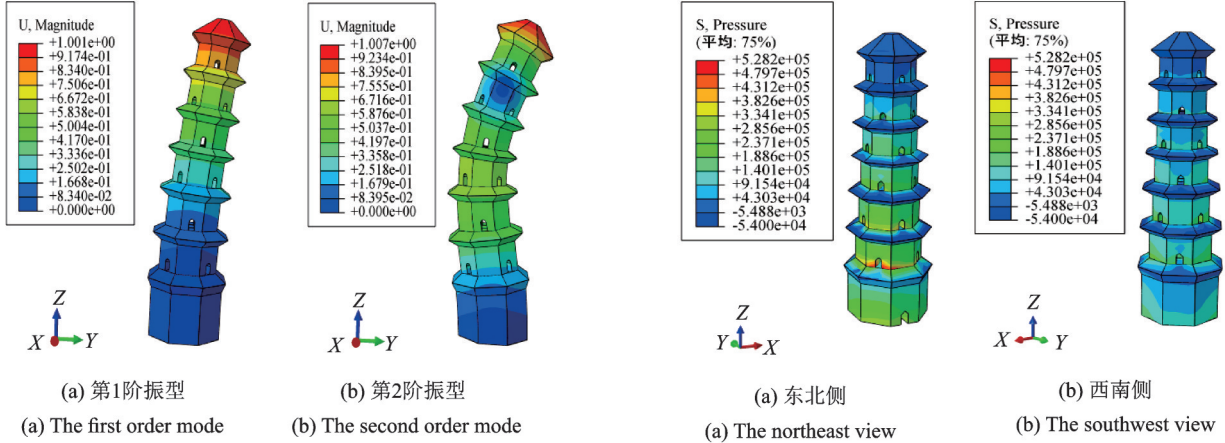


图7 沿水平南北向振型  
Fig. 7 The vibration mode in the NS direction

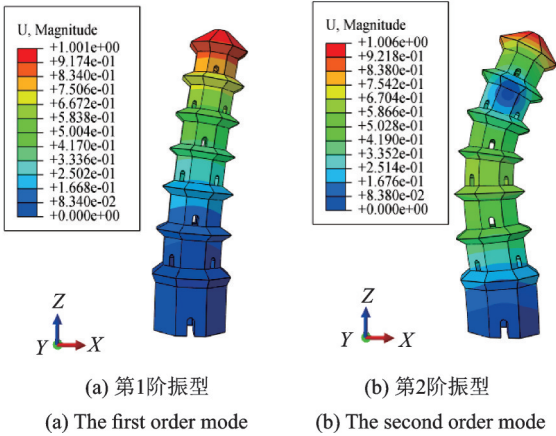


图8 沿水平东西向振型  
Fig. 8 The vibration mode in the EW direction

### 3 塔体初始损伤分析

#### 3.1 塔体受压分析

计算泰塔纠偏前后倾斜状态下的竖向压应力如图9和10所示。图9中纠偏前塔体向东北倾斜偏离中心线2.051 m,图10中纠偏后塔体向东北倾斜偏离中心线0.615 m,可以看出,纠偏前后塔体结构压应力均随着高度的增加而减小,东北侧的压应力均高于西南侧,纠偏前塔体东北侧和西南侧压应力均较纠偏后增大约0.1 MPa。

对比塔底面边缘东北、西南两侧应力后发现,沿东北侧向西南侧逐渐减小,纠偏前塔底东北侧最大压应力值为0.4 MPa,与西南侧最大压应力差值为0.31 MPa,纠偏后其最大值为0.34 MPa,与西南侧最大压应力差值为0.21 MPa,较纠偏前略有减小。因纠偏前后塔底均为全截面受压,故塔体发生倾覆的风险较小。

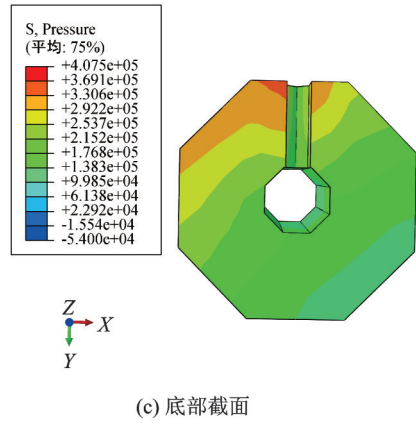


图9 泰塔纠偏前压应力  
Fig. 9 The pressure stress of the Tai Pagoda before deviation rectification

#### 3.2 柔度曲率幅值突变系数法

当刚度、阻尼、质量等参数因结构损伤而改变后,其模态参数亦随之改变,故可依据模态参数的变化关系,进行古塔结构损伤位置的判定。

塔体结构的刚度矩阵和柔度矩阵用模态参数表示为:

$$K = M(\omega_i^2 \phi_i \phi_i^T) M \quad (5)$$

$$F = \frac{1}{\omega_i^2} \phi_i \phi_i^T \quad (6)$$

式中  $K$  为结构刚度矩阵;  $F$  为柔度矩阵;  $M$  为质量矩阵;  $\omega_i$  为结构的  $i$  阶自振频率;  $\phi_i$  为按质量归一化后的振型向量。

由式(6)可见,柔度系数与结构自振频率的平方为反比关系,故结构的高阶频率在柔度矩阵中所占权重较小,结构柔度取决于低阶模态,故采用前2阶模态进行损伤分析。

结构损伤区域对应的柔度系数局部增大,柔度矩阵表示为<sup>[28]</sup>

$$F_d = \frac{1}{\omega_{di}^2} \phi_{di} \phi_{di}^T \quad (7)$$

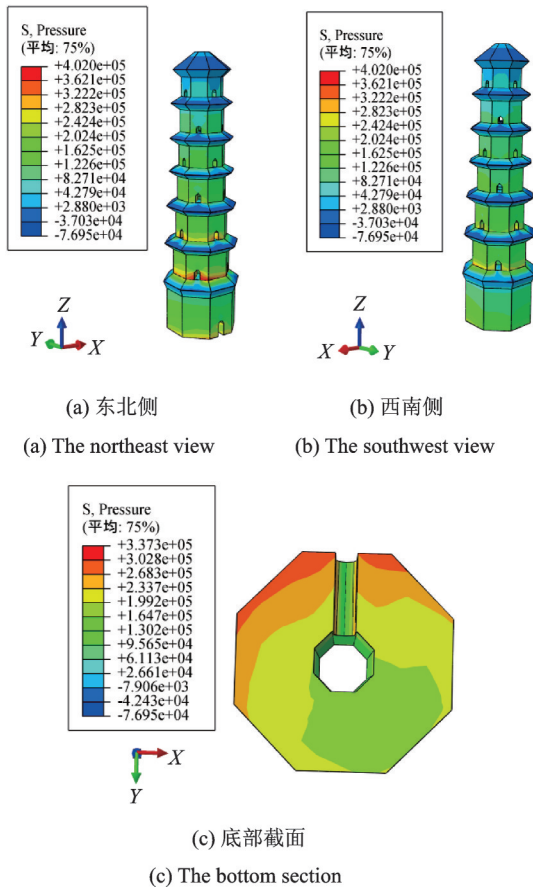


图 10 泰塔纠偏后压应力分布  
Fig. 10 The pressure stress of the Tai Pagoda after deviation rectification

式中  $\omega_{di}$  为结构的  $i$  阶自振频率;  $\phi_{di}$  为质量归一的振型向量。

采用柔度差法进行损伤分析时需确定损伤前的结构柔度, 不便于分析。而引入柔度曲率后, 应用中心差分法得到相应的柔度曲率为<sup>[29]</sup>:

$$F'' = \frac{F_{i,j+1} - 2F_{i,j} + F_{i,j-1}}{\Delta x^2} \quad (8)$$

$$F''_d = \frac{F_{di,j+1} - 2F_{di,j} + F_{di,j-1}}{\Delta x^2} \quad (9)$$

式中  $F''$ ,  $F''_d$  为结构损伤前、后的柔度曲率;  $F_{i,j+1}$  与  $F_{di,j+1}$ ,  $F_{i,j}$  与  $F_{di,j}$ ,  $F_{i,j-1}$  与  $F_{di,j-1}$  分别为损伤前后第  $j+1, j, j-1$  个测点的第  $i$  阶振型柔度系数;  $\Delta x$  为相邻测点间的距离。

由式(8)及(9)可得结构损伤前后的柔度差值曲率为<sup>[30]</sup>

$$\delta F''_j = \frac{\delta F_{j+1} - 2\delta F_j + \delta F_{j-1}}{\Delta x^2} \quad (10)$$

若损伤结构的柔度曲率已知, 则可通过柔度曲率幅值突变系数  $\alpha_{ij}$  进行损伤区段的判定, 其计算公式为<sup>[9]</sup>

$$\alpha_{ij} = \left| \frac{2F''_{dij}}{F''_{di(j+1)} + F''_{di(j-1)}} \right| \quad (11)$$

式中  $F''_{dij}$ ,  $F''_{di(j+1)}$ ,  $F''_{di(j-1)}$  分别为损伤结构计算的测点及其相邻测点的柔度曲率值。

### 3.3 柔度曲率及幅值突变系数

由泰塔各测点的振型坐标计算柔度曲率, 因各层均布置有测点, 将塔体沿高度分为 5 个区段, 无需进行柔度曲率插值, 由式(10)计算泰塔东西、南北向的柔度差值曲率如图 11 所示。

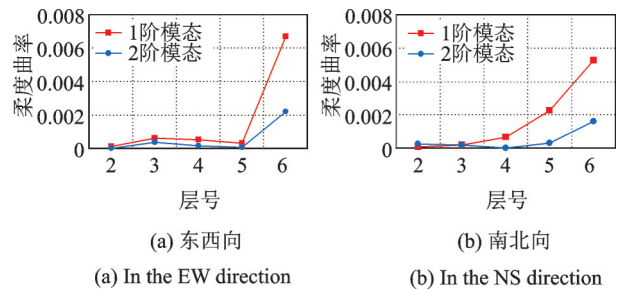


图 11 泰塔结构水平向振动模式柔度曲率

Fig. 11 Flexibility curvature of vibration mode of the Tai Pagoda in horizontal directions

由图 11 可见, 沿水平两个方向的前 2 阶柔度曲率随高度变化规律一致, 其中东西向的第 1 阶模态柔度曲率在 6 测点发生明显突变, 南北向变化则比较平滑, 各阶模态柔度曲率均在 6 测点出现峰值。因塔体结构底部的楼层墙体厚度及截面尺寸均远大于其他楼层, 层间刚度差别过大, 模态柔度曲率的变化受结构损伤的影响并不明显, 故由式(11)计算柔度曲率幅值突变系数进一步判定结构损伤的位置, 如图 12 所示。

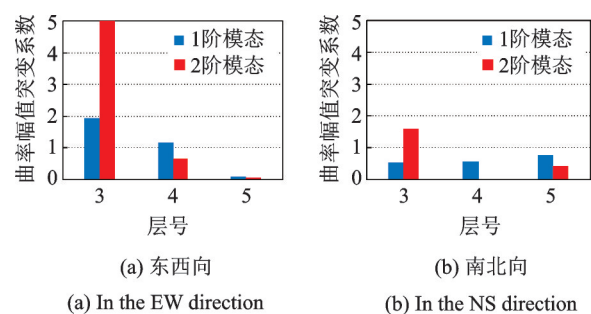


图 12 水平向振型模态曲率幅值突变系数

Fig. 12 The abrupt coefficient of curvature amplitude in horizontal direction

由图 12 可见, 泰塔沿东西向前 2 阶模态的柔度曲率幅值突变系数均随测点高度增大而减小, 其中第 2 阶模态的下降幅度明显, 且测点 3 的曲率幅值突变系数均大于其他楼层。由图 12(b) 可见, 沿南北向的第 1 阶模态曲率幅值突变系数随高度增大而增大,

但增幅较小,第2阶模态曲率幅值突变系数在测点3的值较大。同时可见,除测点5外,其余测点第1,2阶模态的曲率幅值突变系数明显小于沿东西向的突变系数。模态曲率幅值突变系数沿水平东西向与南北向的变化规律不一致,表明结构楼层沿两个方向的抗侧刚度的变化不一致。

由泰塔柔度曲率及幅值突变系数曲线可见,测点3和测点6的幅值显著高于其相邻两层测点幅值,表明结构在3层和6层的损伤较其他楼层严重;同时可见,虽然结构首层开有券洞,但结构首层曲率幅值突变并不明显,其原因在于塔体截面为正八边形,仅在单面开洞对其刚度削弱不明显,且结构底层截面较大,墙体较厚,楼层整体刚度较大。

依据塔体竖向压力分布及各楼层的损伤状态,将初始损伤植入计算模型中进行地震损伤分析。结合古旧砌体轴心受压应力-应变曲线,基于塑性损伤理论,确定砌体受压及受拉本构模型<sup>[31-32]</sup>,图13为引入塑性损伤后塔体材料的应力-应变以及应变-损伤因子的关系曲线。

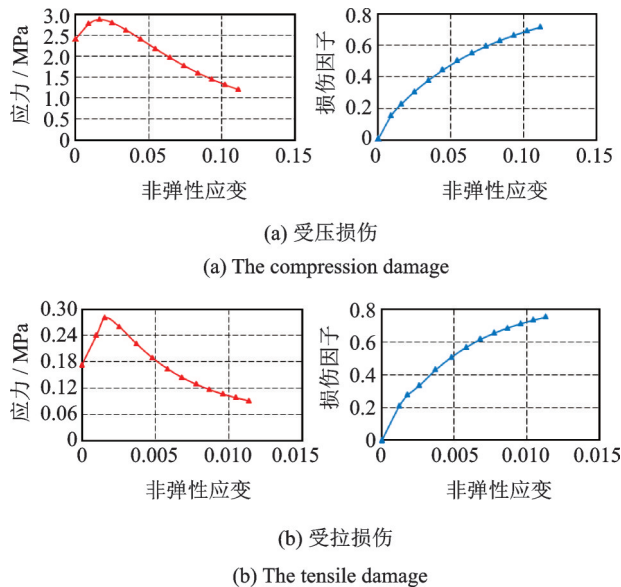


图13 砌体的塑性损伤参数

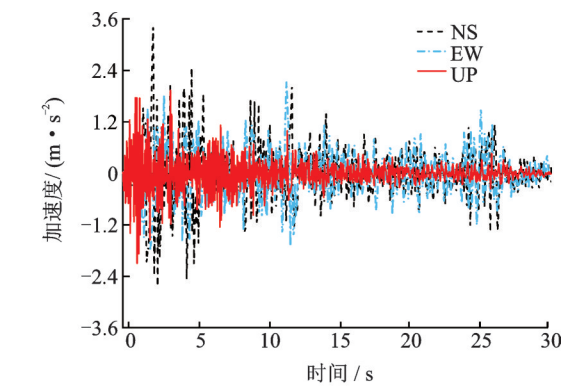
Fig. 13 The plastical damage parameters of the masonries

砌体材料的基本参数取值为<sup>[33-34]</sup>:抗压强度值 $f_{cm}=2.58$  MP,抗拉强度值 $f_m=0.27$  MPa;受压峰值应变取 $\epsilon_m=0.02$ ;砌体抗强度标准值及受拉峰值应变取受压的1/10;膨胀角取值 $34^\circ$ ;偏心率采用默认值0.1;双轴抗压强度与单轴抗压强度的比值取2;拉压子午线上第二应力不变量的比值取0.6667,黏性参数取值0.005。

## 4 塔体地震损伤分析

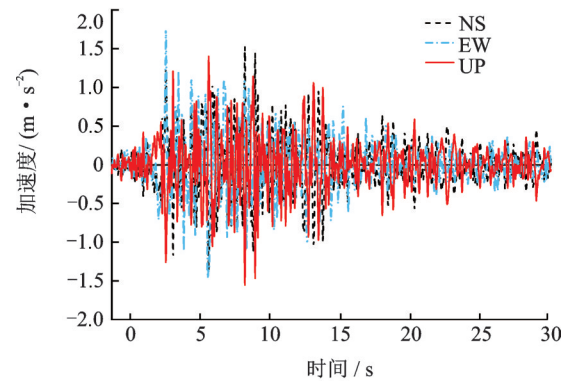
### 4.1 地震波输入

泰塔位于6度抗震设防区,场地类别为Ⅲ类,因其为国家级重点文物保护单位,故提高1度按7度进行设防。选用El-Centro波、Taft波两条强震波及人工合成的兰州波3条地震波作为激励,其波形如图14所示,按小震、中震、大震的设防水准对加速度进



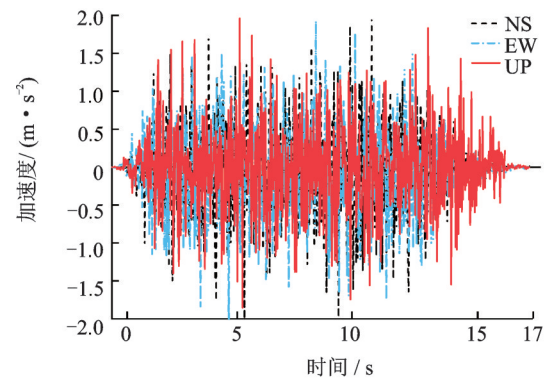
(a) El-Centro波

(a) El-Centro wave



(b) Taft波

(b) Taft wave



(c) 兰州人工波

(c) Artificial Lanzhou wave

图14 地震波的加速度时程曲线

Fig. 14 Acceleration time history curves of seismic wave



行调幅后输入。其中以南北方向(NS)为X向,东西方向(EW)为Y向,垂直方向为Z向,并调整3个方向的峰值加速度  $a_x : a_y : a_z = 1 : 0.85 : 0.65$  后进行输入。

#### 4.2 最大主拉应力

输入3向地震波后,计算得到泰塔结构的动力响应,提取其峰值时刻的主拉应力如图15-17所示。其中最大主拉应力峰值均随输入地震波的强度提高

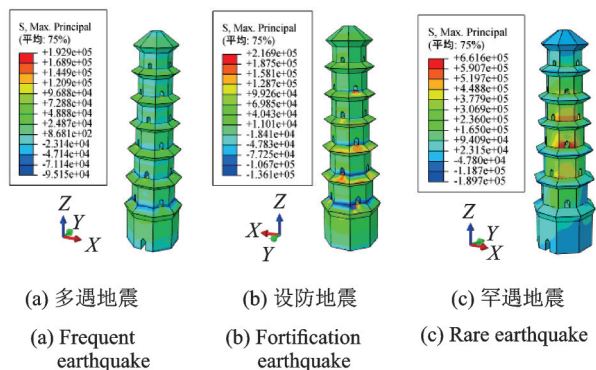


图 15 El-Centro 波作用下的最大主拉应力

Fig. 15 The maximum principal tensile stress affected by El-Centro wave

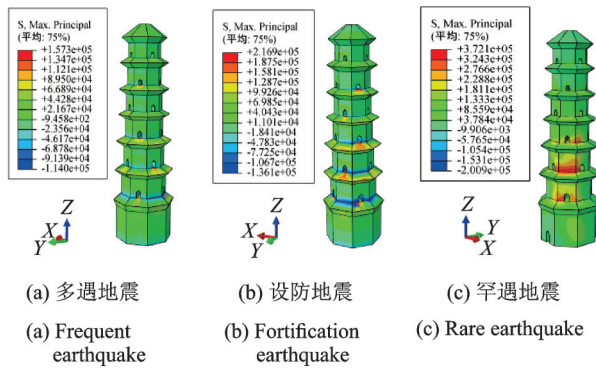


图 16 Taft 地震波下最大主拉应力

Fig. 16 The maximum principal tensile stress affected by Taft wave

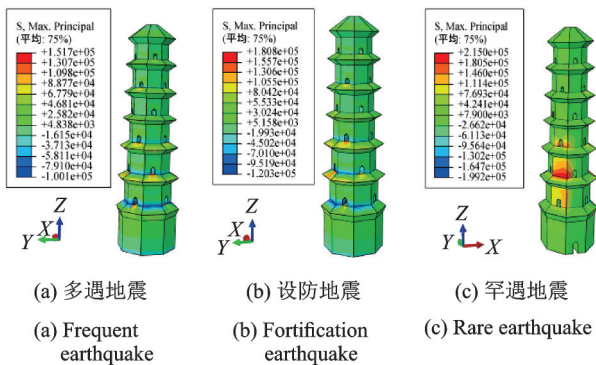


图 17 人工兰州地震波下最大主拉应力

Fig. 17 The maximum principal tensile stress affected by the Lanzhou artificial wave

而增大,对比3条波作用下的最大主拉应力发现,最大主拉应力均分布于洞口及塔檐处,其中El-Centro波作用下的拉应力最大,Taft波作用次之,兰州人工波作用时最小;在罕遇地震作用下,El-Centro波作用下最大应力值为0.6 MPa,Taft波作用时为0.37 MPa,兰州人工波作用时为0.69 MPa。

由最大主拉应力计算结果可见,小震作用下塔体的主拉应力值为0.02 MPa左右,仅在门洞附近略大于砌体抗拉强度,中震作用下结构最大主拉应力值随之增大,达到0.07 MPa,破坏区分布于券洞和塔檐处,大震作用下塔体主拉应力值均大于0.09 MPa,全截面中形成局部破坏区并贯通塔檐和洞口。

计算结果表明,El-Centro波作用下应力值最大,塔体受拉破坏最早出现于洞口处,随着输入地震波强度的提高而向塔檐部位延伸,最终导致塔体结构破坏。

#### 4.3 等效塑性应变

等效塑性应变反映了塔体结构开裂破坏的分布特征,图18-20分别为3条地震波作用下塔体峰值响应时刻的等效塑性应变。可以看出,等效塑性应变值亦随输入地震波的强度增大而增大,三条波作用

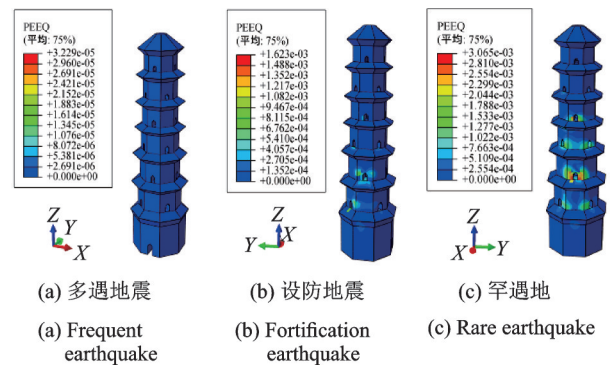


图 18 El-Centro 地震波下等效塑性应变图

Fig. 18 The equivalent plastic strain affected by the El-Centro wave

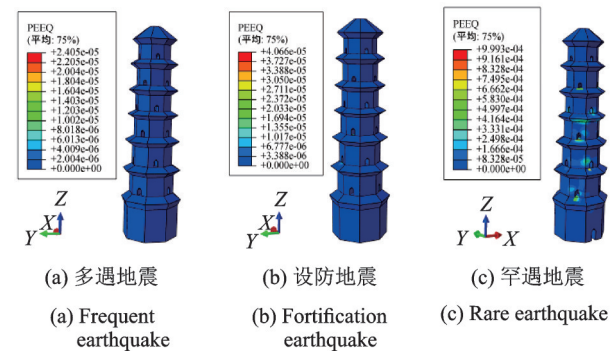


图 19 Taft 地震波下等效塑性应变图

Fig. 19 The equivalent plastic strain affected by the Taft wave

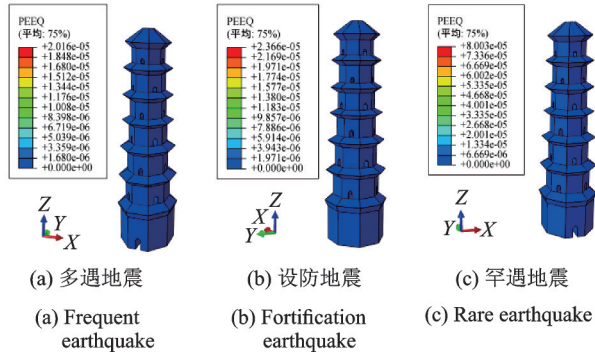


图20 兰州人工地震波下等效塑性应变图

Fig. 20 The equivalent plastic strain affected by the Lanzhou artificial wave

下结构等效塑性应变的关系与最大主拉应力一致。罕遇地震时 El-Centro 波激励下等效塑性应变的最大值为 0.003, Taft 地震波激励下为 0.001, 兰州人工波激励下为 0.0009。

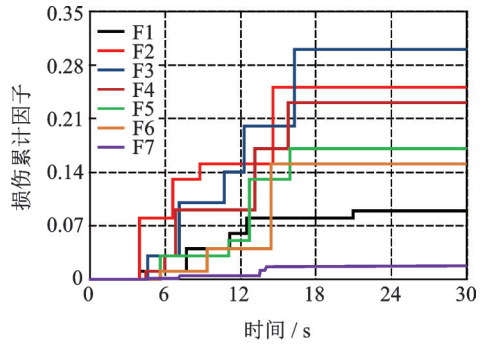
除 El-Centro 波中震及大震作用、Taft 波大震作用 3 个工况外, 其余工况塔体等效塑性应变的分布较为均匀, 全结构应变变化不明显, 其中在兰州波作用下, 3 个设防水准下塔体塑性应变沿全结构均基本无变化。同时可见, 大震时结构裂缝由洞口开始扩展, 在塔檐区开裂亦较为明显, 沿第 2 层至第 4 层洞口周边易形成贯通裂缝。

对比塔体结构最大主拉应力与等效塑性应变的计算结果发现, 二者分布规律一致。由此可见, 大震作用下塔体结构的破坏首先发生于洞口及塔檐处, 且随着地震作用强度的提高, 最终沿水平横向形成贯通裂缝而破坏。

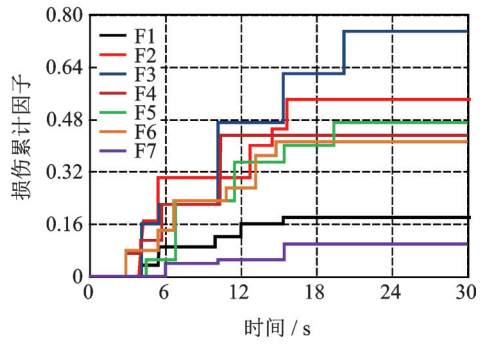
#### 4.4 地震损伤

主拉应力及等效塑性应变计算结果表明, 小震作用下塔体结构基本完好, 而在中震及大震作用下塔体开裂后引起结构损伤, 依据图 12 中古塔砌体损伤因子与非弹性应变的关系, 计算地震作用过程中各楼层损伤因子的变化关系, 如图 21-23 所示。可以看出, 输入地震波后, 塔体损伤出现的时间为加载 5-6 s 后, 地震损伤最早开始于第 3 层及第 5 层, 随地震波持续加载楼层的损伤增长较快, 其余楼层起始损伤的时刻接近, 地震作用全过程各楼层的最终损伤参数的变化规律一致, 其中各工况下第 1 层及第 7 层的损伤出现时间略滞后, 最终的损伤值亦最小。

对比同一条地震波作用下的中震及大震损伤结果可见, 在 El-Centro 波作用下, 3 层损伤值最大, 在 Taft 波作用下, 5 层损伤值最大; 在两条波作用下, 中震与大震时各楼层损伤的累计值基本一致, 且大震时各楼层的损伤值约为中震作用时的 2 倍左右; 而在人工波激励下, 5 层损伤值仍最大, 中震与大震

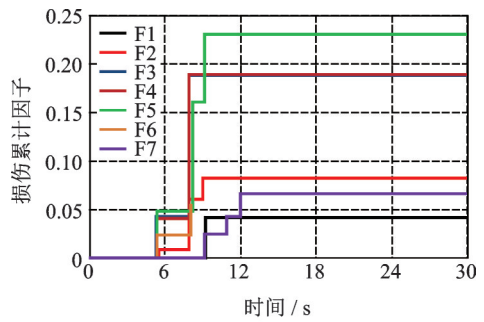


(a) Fortification earthquake

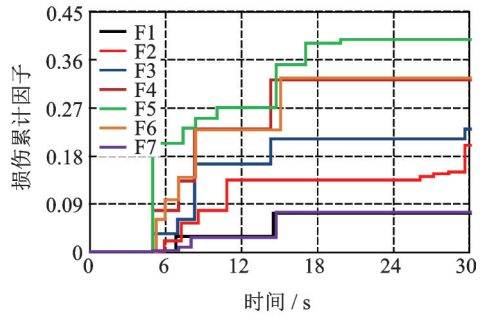


(b) Rare earthquake

图 21 El-Centro 波作用下塔体损伤累计曲线  
Fig. 21 The cumulative damage curve of the Tai Pagoda affected by El-Centro wave



(a) Fortification earthquake



(b) Rare earthquake

图 22 Taft 波作用下塔体损伤累计曲线  
Fig. 22 The cumulative damage curve of the Tai Pagoda affected by Taft wave

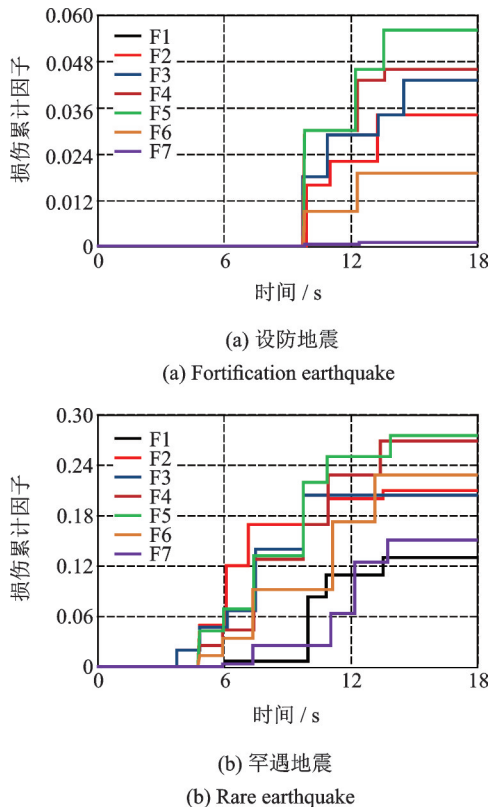


图23 兰州人工波作用下塔体损伤累积曲线

Fig. 23 The cumulative damage curve of the Tai Pagoda affected by the Lanzhou artificial wave

作用下各楼层间损伤因子值的大小关系一致,但大震作用下的损伤值为中震时的5倍左右。综合比较各工况下塔体结构各楼层的损伤参数的变化可见,第3层及第5层为塔体地震损伤累积最明显的区域。

将地震损伤累积过程与塔体初始损伤对比后发现,虽然初始损伤较为严重的楼层与地震损伤累积最快的楼层并不完全相同,但二者的分布区域具有一致性;同时,底层及顶层在地震过程中的损伤均不明显。

## 5 结论

通过对泰塔纠偏后的动力特性、结构损伤识别、地震损伤分析,得到了泰塔地震损伤的基本特征,具体结论如下:

(1)泰塔纠偏前后结构自振频率变化不大,动力特性的测试结果与数值计算结果基本一致。

(2)泰塔倾斜引起塔底竖向压力分布不均匀,其中东北侧压应力明显大于西南侧。

(3)通过塔体结构的模态柔度曲率法可实现结构损伤识别,其中结构第3层及第6层的初始损伤较为严重。

(4)塔体应力及等效塑性应变结果表明,地震作用下,洞口与塔檐区域首先发生破坏,底部楼层将产

生水平向的贯通裂缝。

(5)不同地震波作用下塔体各楼层损伤累积的计算结果略有不同,但损伤累积的规律具有相似性,塔体地震损伤的分布与初始损伤具有一致性。

## 参考文献:

- [1] 樊华,胡跃祥,袁建力. 中江南塔结构动力特性测试研究[J]. 扬州大学学报(自然科学版), 2013, 16(3): 57-60.  
Fan Hua, Hu Yuexiang, Yuan Jianli. The structure of the south tower of Zhongjiang in dynamic test research [J]. Journal of Yangzhou University (Natural Science Edition), 2013, 16(3): 57-60.
- [2] 袁建力,樊华,陈汉斌,等. 虎丘塔动力特性的试验研究[J]. 工程力学, 2005, 22(5): 158-164.  
Yuan Jianli, Fan Hua, Chen Hanbin, et al. Experimental study of dynamic behavior of Huqiu Pagoda [J]. Engineering Mechanics, 2005, 22(5): 158-164.
- [3] 陈太聪,邓晖,罗小虎. 金鳌洲塔动力测试与特性的研究[J]. 振动与冲击, 2010, 29(4): 193-196.  
Chen Taicong, Deng Hui, Luo Xiaohu. Dynamic characteristic analysis and test for Jinaozhou Pagoda [J]. Journal of Vibration and Shock, 2010, 29(4): 193-196.
- [4] 蔡辉腾,李强. 福建泉州古石塔结构动力特性测试与分析[J]. 地震研究, 2009, 32(1): 51-55.  
Cai Huiteng, Li Qiang. Measurement and analysis for structure dynamic properties of ancient masonry pagodas in Quanzhou, Fujian [J]. Journal of Seismological Research, 2009, 32(1): 51-55.
- [5] 袁建力. 砖石古塔基本周期的简化计算方法[J]. 地震工程与工程振动, 2015, 35(2): 151-156.  
Yuan Jianli. A simplified method for calculating the fundamental period of ancient masonry pagodas [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2015, 35(2): 151-156.
- [6] 王真,程远胜. 基于反馈控制结构动力特性的损伤统计识别方法[J]. 工程力学, 2008, (1): 116-121.  
Wang Zhen, Cheng Yuansheng. Statistical damage detection based on dynamic characteristics of feedback controlled structure [J]. Engineering Mechanics, 2008, (1): 116-121.
- [7] Rahavendrchar M, Aktan A E. Flexibility by multi reference impact testing for bridge diagnostics [J]. Journal of Structural Engineering, 1992, 118(8): 2186-2203.
- [8] 杨秋伟,刘济科. 工程结构损伤识别的柔度方法研究进展[J]. 振动与冲击, 2011, 30(12): 147-153.  
Yang Qiwei, Liu Jike. Structural damage identification with flexibility changed: A review [J]. Journal of Vibration and Shock, 2011, 30(12): 147-153.
- [9] 张丽梅,陈务军,杜守军,等. 钢桁架结构损伤检测的



- 柔度曲率幅值突变系数法[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2005, 35(A1): 133-138.
- Zhang Limei, Chen Wujun, Du Shoujun, et al. Testing damage on the steel truss structure using the method of the sudden change coefficient of flexibility of curvature [J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2005, 35(A1): 133-138.
- [10] 安永辉, 欧进萍. 框架结构损伤定位的比例柔度矩阵分解法试验研究[J]. 振动工程学报, 2014, 27(6): 819-826.
- An Yonghui, Ou Jinping. A proportional flexibility matrix decomposition-based damage localization method for frame structure [J]. Journal of Vibration Engineering, 2014, 27(6): 819-826.
- [11] 徐龙河, 钱稼茹, 纪晓东. 基于特征灵敏度的 Benchmark 结构损伤诊断[J]. 天津大学学报, 2005, 38(10): 89-93.
- Xu Longhe, Qian Jiuru, Ji Xiaodong. Damage diagnosis of a Benchmark structure based on the eigen sensitivity analysis [J]. Journal of Tianjin University, 2005, 38(10): 89-93.
- [12] 邱洪兴, 蒋永生, 曹双寅. 古塔结构损伤的系统识别 I: 理论[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2001, 31(2): 81-85.
- Qiu Hongxing, Jiang Yongsheng, Cao Shuangyin. System identification for structural damage of ancient tower I: Theory [J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2001, 31(2): 81-85.
- [13] 邱洪兴, 蒋永生, 曹双寅. 古塔结构损伤的系统识别 II: 应用[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2001, 31(2): 86-90.
- Qiu Hongxing, Jiang Yongsheng, Cao Shuangyin. System identification for structural damage of ancient tower II: Application [J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2001, 31(2): 86-90.
- [14] 曹双寅, 邱洪兴, 李一平. 古塔结构可靠性诊断的系统方法及应用[J]. 特种结构, 1999, 16(4): 50-52.
- Cao Shuangyin, Qiu Hongxing, Li Yiping. The reliable evaluating systematic method for ancient tower structures [J]. Special Structures, 1999, 16(4): 50-52.
- [15] 潘毅, 李玲娇, 姚蕴艺, 等. 砖石结构古建筑震后破坏状态评估方法[J]. 西南交通大学学报, 2016, 51(4): 704-713.
- Pan Yi, Li Lingjiao, Yao Yunyi, et al. Evaluation methods for post-earthquake damage state of ancient masonry buildings [J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2016, 51(4): 704-713.
- [16] 潘毅, 谢丹, 袁双, 等. 尼泊尔文化遗产建筑震害特征及加固对策——以尼泊尔 Ms 8.1 级地震中 3 个杜巴广场为例[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2016, 48(12): 172-182.
- Pan Yi, Xie Dan, Yuan Shuang, et al. Seismic damages of Nepalese cultural heritage buildings and strengthening measures: Case studies on three Durbar Squares in Ms 8.1 Gorkha earthquake [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2016, 48(12): 172-182.
- [17] 陈平, 负作义, 宋泽维. 砖石古塔的地震风险评估[J]. 工业建筑, 2015, 45(4): 98-102.
- Chen Ping, Yun Zuoyi, Song Zewei. Earthquake risk assessment of ancient masonry tower [J]. Industrial Construction, 2015, 45(4): 98-102.
- [18] Valente Marco, Milani Gabriele. Seismic assessment of historical masonry towers by means of simplified approaches and standard FEM [J]. Construction and Building Materials, 2016, 108: 74-104.
- [19] 李胜才, 赵有军, D'Ayala Dina, 等. 砖石古塔地震损伤演化的数值模拟[J]. 扬州大学学报(自然科学版), 2014, 17(4): 60-63.
- Li Shengcai, Zhao Youjun, D'ayala Dina, et al. Numerical simulation on the seismic damage evolution of masonry ancient pagodas [J]. Journal of Yangzhou University (Natural Science Edition), 2014, 17(4): 60-63.
- [20] Gentile C, Saisi A. Ambient vibration testing of historic masonry towers for structural identification and damage assessment [J]. Construction and Building Materials, 2007, 21: 1311-1321.
- [21] Saisi Antonella, Gentile Carmelo. Post-earthquake diagnostic investigation of a historic masonry tower [J]. Journal of Cultural Heritage, 2015, 16: 602-609.
- [22] 袁建力. 砖石古塔震害程度与地震烈度的对应关系研究[J]. 地震工程与工程振动, 2013, 33(2): 163-167.
- Yuan Jianli. Study on corresponding relation between seismic intensity and damage degree of ancient masonry pagodas [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2013, 33(2): 163-167.
- [23] Kim Jae Kwan, Ryu Hyeuk. Seismic test of a full-scale model of a five-storey stone pagoda [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2003, 32(5): 731-750.
- [24] 古建筑防工业振动技术规范: GB/T 50452-2008 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
- Technical Specifications for protection of Historic Buildings against Man-made Vibration: GB/T 50452-2008 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008.
- [25] 卢俊龙, 司建辉, 田鹏刚, 等. 兴教寺基师塔动力特性测试分析[J]. 建筑结构, 2017, 47(21): 105-108.
- Lu Junlong, Si Jianhui, Tian Penggang, et al. Dynamic characteristic test analysis of Jishi Pagoda of Xingjiao Temple [J]. Building Structure, 2017, 47(21): 105-108.
- [26] 卢俊龙. 实心砖石古塔动力特性与结构损伤分析[J].

- 力学与实践, 2016, 38(5): 560-566.
- Lu Junlong. Damage and dynamic characteristics analysis of a solid structure pagoda [J]. *Mechanics in Engineering*, 2016, 38(5): 560-566.
- [27] 杨 华. 基于柔度矩阵法的结构损伤识别[J]. *吉林大学学报(理学版)*, 2008, 46(2): 242-244.
- Yang Hua. Structural damage identification based on flexibility matrix method [J]. *Journal of Jilin University (Science Edition)*, 2008, 46(2): 242-244.
- [28] 唐小兵, 沈成武, 陈定方. 结构损伤识别的柔度曲率法[J]. *武汉理工大学学报*, 2001, 23(8): 18-20.
- Tang Xiaobing, Shen Chengwu, Chen Dingfang. Flexibility curvature method in the damage detection of structures [J]. *Journal of Wuhan University of Technology*, 2001, 23(8): 18-20.
- [29] 徐飞鸿, 戴 斌. 基于柔度相对变化率曲率矩阵的损伤结构识别方法[J]. *长沙理工大学学报(自然科学版)*, 2015, 12(4): 63-68.
- Xu Feihong, Dai Bin. Identification method for damage structure based on the relative change rate of flexibility curvature matrix [J]. *Journal of Changsha University of Science & Technology (Natural Science)*, 2015, 12(4): 63-68.
- [30] 吕伟荣, 施楚贤. 普通砖砌体受压本构模型[J]. *建筑结构*, 2006, (11): 77-78.
- Lü Weirong, Shi Chuxian. Constitutive relationship of brick masonry [J]. *Building Structures*, 2006, (11): 77-78.
- [31] 刘桂秋, 颜友清, 施楚贤. 砌体受压本构关系统一模型的研究[J]. *湖南大学学报(自然科学版)*, 2009, 36(11): 6-9.
- Liu Guiqiu, Yan Youqing, Shi Chuxian. Research on the unified model of the compressive constitutive relations of masonry [J]. *Journal of Hunan University (Natural Sciences)*, 2009, 36(11): 6-9.
- [32] 卢俊龙, 李传立, 韩 鑫, 等. 实心结构砖塔地震损伤数值模拟与试验验证[J]. *振动工程学报*, 2020, 33(2): 364-371.
- Lu Junlong, Li Chuanli, Han Xin, et al. Numerical simulation and test verification of seismic damage for a brick masonry pagoda [J]. *Journal of Vibration Engineering*, 2020, 33(2): 364-371.
- [33] 杨卫忠, 樊 潜. 砌体受压应力-应变关系[J]. *郑州大学学报(工学版)*, 2007, 28(1): 47-50.
- Yang Weizhong, Fan Jun. A generic stress strain equation for masonry materials in compression [J]. *Journal of Zhengzhou University (Engineering Science)*, 2007, 28(1): 47-50.
- [34] 王蓓蓓, 董 军. 基于损伤塑性模型的砌体墙体非线性有限元分析[J]. *防灾减灾工程学报*, 2014, 34(2): 216-222.
- Wang Beibei, Dong Jun. Nonlinear finite element analysis of masonry wall using damaged plasticity model [J]. *Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering*, 2014, 34(2): 216-222.

## Seismic damage and dynamic properties of the ancient brick masonry pagoda after deviation rectification

LU Jun-long<sup>1</sup>, ZHANG Chen<sup>1</sup>, WANG Zhen-shan<sup>1</sup>, YUN Zuo-yi<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering and Architecture, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China;

2. Shaanxi Architecture Science Research Institute Co. Ltd., Xi'an 710082, China)

**Abstract:** In order to study the dynamic performance and seismic capacity of the Tai Pagoda after deviation rectification, the in-situ dynamic test of the pagoda was carried out. The vibration signals of each floor excited by the ground pulsation were gathered and the dynamic properties of the pagoda were acquired. Based on the varying of the dynamic characteristic parameters, the flexibility curvature method was used to identify the damage of the ancient pagoda and determine the damage of the structure. The numerical calculations of structural dynamic properties were carried out and compared with the test results. The mechanical parameters of the materials used in the Tai Pagoda were determined according to the consistency of dynamic characteristics. The plastic damage model was introduced and the seismic damage of pagoda's structure was analyzed excited by three seismic waves. As results, the first two vibration frequencies of the pagoda in the east-west and north-south horizontal directions are relatively close, and the damage rate in the third and the sixth floors of the pagoda is slightly higher. The damage of the pagoda's structure first appears on the floor with serious initial damage after the earthquake and the damage accumulation is more significant than that of other floors, and the final damage presents most serious. Penetrating cracks are always occurred along pagoda eaves and surrounding openings that cause the damage of pagoda's structure. The research results can provide references for evaluation to seismic capacity of the ancient masonry pagoda.

**Key words:** damage analysis; ancient masonry pagoda; dynamic properties; flexibility matrix; stiffness degradation;

**作者简介:** 卢俊龙(1978-),男,博士,教授,博士生导师。电话:13720727096;E-mail: lujunlong@sohu.com