

# 典型密檐式砖塔振动台试验研究及数值分析

李燕伟<sup>1</sup>, 杨涛<sup>1</sup>, 刘洋<sup>1,2</sup>, 李彬彬<sup>3,4</sup>, 王社良<sup>3</sup>

(1. 西安工程大学城市规划与市政工程学院 西安, 710048) (2. 省部共建西部绿色建筑国家重点实验室 西安, 710055)  
(3. 西安建筑科技大学土木工程学院 西安, 710055) (4. 结构工程与抗震教育部重点实验室 西安, 710055)

**摘要** 为研究密檐式砖塔在不同地震强度作用下的动力响应及抗震性能,以典型的密檐式砖塔——小雁塔为例,设计了1/10的比例模型,并对其进行3条地震波作用下3种地震烈度、9个工况的振动台试验。结合有限元模拟,分析结构的动力特性、加速度响应、位移响应、剪力响应和应力响应等,结果表明:峰值加速度(peak ground acceleration,简称PGA)为0.2g时,结构无明显异样,小雁塔基本处于弹性状态;PGA不小于0.6g时,塔根部东西两侧易形成水平贯通缝,南北券洞处易形成斜向贯通缝,塔身顶部晃动明显;伴随地震激励增强,结构损伤积累,自振频率降低,阻尼比增加,加速度放大效应减弱,惯性和楼层剪力增幅放缓。通过进行典型的密檐式砖塔振动台试验,结合数值分析,可为评定密檐式砖塔抗震能力提供参考。

**关键词** 砖石古塔; 振动台试验; 抗震性能; 动力反应; 数值分析

**中图分类号** TU362; TH82

## 引言

我国的古塔建造历史悠久,造型多变。从形态上划分,有楼阁式塔、密檐式塔、亭阁式塔、喇嘛塔和金刚宝塔等5种类型。密檐式塔的塔身多层叠涩出檐,为隋唐时期较为常见的造型。经过上千年的自然侵蚀和历史变迁不少古塔在地震中遭到破坏甚至倒塌,因此研究现存古塔的抗震性能刻不容缓。

基于这种现状,袁建力<sup>[1-2]</sup>经过现场考证和资料分析,研究了地震烈度和砖石古塔震损之间的联系,探讨了水平地震作用的计算方法。张永亮等<sup>[3]</sup>研究了应用振型分解反应谱法分析不同高度的砖石古塔地震性能的适用性,探讨了砖石古塔的加固措施和抗震性能的评估方法。李胜才等<sup>[5]</sup>应用显式积分法分析了古塔结构破坏的大转动与非线性大位移以及不连续位移场,反演了地震作用下古塔的损伤机制。陈平等<sup>[6]</sup>对崇文塔进行了现场考证及安全评估,应用概念分析方法和有限元分析软件探讨了造成崇文塔损害的原因。芦苇等<sup>[7]</sup>应用时程分析法分析和评估了不同基础刚度条件下万寿寺塔的抗震性能。上述研究多是借助理论分析和数值模拟以及二者结合

来研究结构的抗震性能,缺乏对结构整体地震响应的研究。在此背景下,谢启芳等<sup>[8]</sup>对西安钟楼设计制作了1:6的振动台试验,研究了钟楼模型在不同地震波作用下的抗震性能。Kim等<sup>[9]</sup>对一个石结构古塔制作了足尺的振动台试验,研究石结构古塔的地震响应规律。赵祥等<sup>[10]</sup>设计并制作1:10的古塔模型振动台试验,研究了模型地震激励前后的动力反应。宋晓滨等<sup>[11]</sup>设计制作了1:5的木塔模型振动台试验,研究了不同等级地震作用下结构的动力响应规律。卢俊龙等<sup>[12]</sup>设计制作了1:8的玄奘塔模型,并进行了振动台试验,得到内填黏土的实心古塔在输入单向、双向以及三向地震波时,结构的地震响应规律和破坏机制。

笔者以典型密檐式砖塔——小雁塔为例,通过振动台试验及数值分析来研究密檐式砖塔在不同地震强度作用下的抗震性能,以期对相关研究提供参考。

## 1 试验概况

### 1.1 典型密檐式砖塔

始建于唐景龙年间的西安荐福寺小雁塔是早期

\* 陕西省自然科学基金资助项目(2019JQ-578);教育部重点实验室开发基金资助项目(KL-SEER-ME-202003);西部绿色建筑国家重点实验室开放研究基金资助项目(LSKF202116);陕西省创新能力支撑计划资助项目(2020PT-038);榆林市科技计划资助项目(CXY-2020-053)

收稿日期:2021-03-15;修回日期:2021-05-19

密檐式砖塔中的典型代表,2014年被联合国教科文组织列入《世界文化遗产名录》。现存 13 层,高为 43.30 m,南北各层辟有券门,单壁较厚形成筒体结构。塔体内部中空,平面为正方形,塔身第 1 层边长为 11.38 m,逐层递减,依次收缩,愈上则愈细,整体轮廓呈现为秀丽的卷刹<sup>[14]</sup>,如图 1 所示。为提高小雁塔结构的整体性,曾在塔体第 2,5,9 层处施作钢筋混凝土梁、板,内部设有木构式楼梯,其结构主要尺寸如表 1 所示。

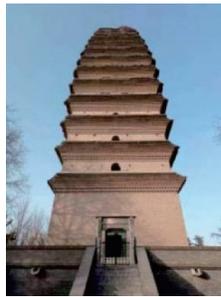


图 1 西安小雁塔

Fig.1 Xiaoyan Pagoda in Xi'an

表 1 小雁塔主要尺寸

Tab.1 Main dimensions of Xiaoyan Pagoda m

层数	层高	边长	墙厚	券洞高	券洞宽
1	6.84	11.38	3.57	2.68	1.770
2	3.75	10.68	3.38	1.45	0.968
3	3.43	10.56	3.28	1.40	0.942
4	3.34	10.41	3.20	1.36	0.882
5	3.09	10.32	3.10	1.22	0.756
6	2.91	10.00	3.00	1.20	0.733
7	2.62	9.64	2.85	0.85	0.655
8	2.47	9.13	2.78	0.80	0.614
9	2.28	8.62	2.50	0.80	0.590
10	1.98	8.04	2.26	0.60	0.537
11	1.60	7.64	2.20	0.40	0.488
12	1.54	7.18	1.94	0.37	0.406
13	1.45	6.53	1.82	0.37	0.360

### 1.2 模型材料性能

根据现场测定的小雁塔结构材料性能,考虑到试验的可行性,胶结材料采用原状黄土、生石灰和糯米浆,其中原状黄土和生石灰按 1:1 进行拌合。模型所需砖块选用经过处理的青砖,其中主体结构用砖为 110 mm × 50 mm × 25 mm,挑檐处用砖为 110 mm × 50 mm × 10 mm。制作时,将生石灰缓

慢加入水中,不间断搅拌。成浆后,将黄土与之拌合焖 8 h。将糯米粉与水混合加热,煮沸后去除杂物,掺入上述拌合物中搅拌均匀,制作试块,养护一定时间测试其强度,图 2 为制作模型所用材料。

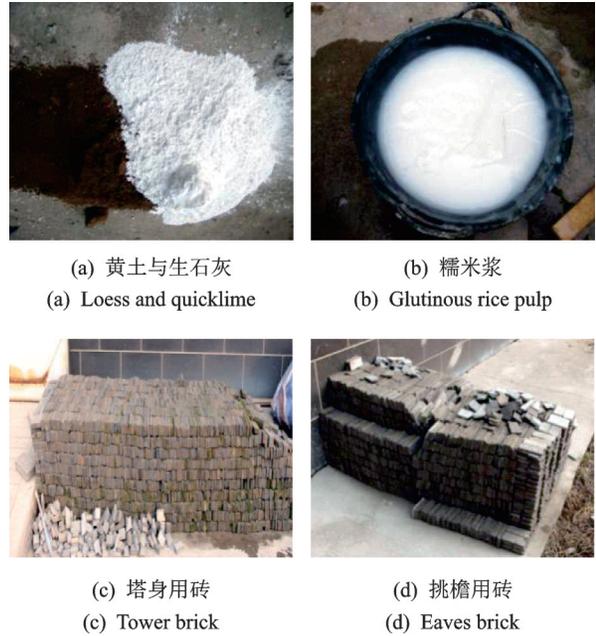


图 2 模型所用材料

Fig.2 Materials used in the model

图 3 所示为砌块和砌体进行的抗压强度试验。通过试验得到胶结材料立方体抗压强度为 0.523 MPa,砌体抗压强度为 2.23 MPa,与现场测试结果相近,具有一定的代表性和相似性,可以反映小雁塔结构的材性特点。

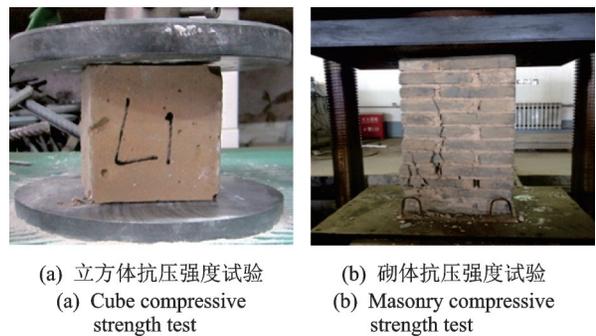


图 3 力学性能试验

Fig.3 Mechanical performance test

### 1.3 试验模型设计与制作

本试验在西安建筑科技大学进行,采用 MTS 系统公司生产的 4.1 m × 4.1 m 三向六自由度地震模拟振动台试验系统,综合考虑场地条件和振动台承载能力等因素,按 1:10 比例制作典型密檐式砖塔

模型。由于模型所用砖砌体的材性与小雁塔原型基本相同,其弹性模量 $S_E$ 可取为1。应用欠人工质量方法设计模型,考虑到模型内部空间大小,附加质量为7.95 t,设置在模型墙壁的配重箱内。等效密度相似比取3.61,结合量纲分析和 Buckingham 理论确定各参数的相似关系<sup>[15]</sup>,如表2所示。小雁塔模型结构采用仿古砌筑方法,制作过程如图4所示。

表2 模型相似比

Tab.2 Model similarity ratio

类型	物理参数	相似关系式	相似比
材料特性	弹性模量 $E$	$S_E$	1
	质量 $m$	$S_m = S_E S_l^2 / S_a$	0.003 61
	等效密度 $\rho$	$S_\rho$	3.61
	应力 $\sigma$	$S_\sigma = S_E / S_a$	0.361
几何特性	长度 $l$	$S_l$	0.1
	截面面积 $A$	$S_A = S_l^2$	0.01
	频率 $f$	$S_f = 1 / S_l$	5.26
	时间 $t$	$S_t = \sqrt{S_l / S_a}$	0.19
动力特性	加速度 $a$	$S_a = S_E / S_\rho S_l$	2.77
	位移 $u$	$S_u = S_l$	0.1
	速度 $v$	$S_v = \sqrt{S_l S_a}$	0.526



(a) 模型底部  
(a) Bottom of the model

(b) 挑檐  
(b) Overhang



(c) 塔身砌筑  
(c) Tower masonry

(d) 整体模型  
(d) Integral model

图4 模型结构砌筑过程

Fig.4 Laying process of model structure

1.4 地震波选取及试验工况

本试验选取了1条人工波(SHW<sub>2</sub>)及2条自然波(江油南北波和 El-Centro 东西波)进行模拟地震

振动台试验,3种地震波加速度的时程曲线见图5。

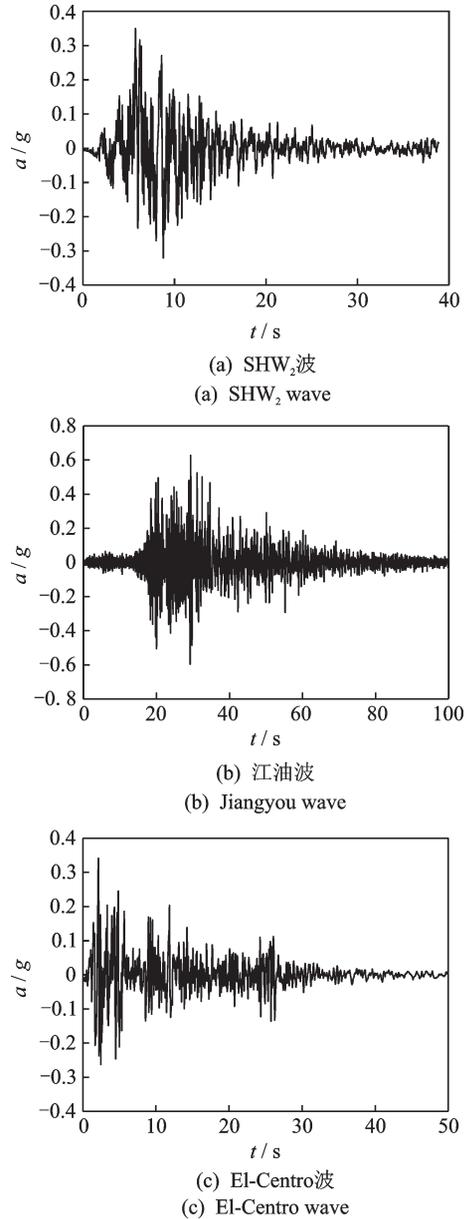


图5 地震波时程图

Fig.5 Time history of seismic waves

西安市抗震设防烈度为8度,试验兼顾小震、中震、大震3种地震烈度和9个工况的地震响应情况,PGA分别为0.07g,0.20g和0.40g。依据相似关系 $S_a=2.77$ ,输入地震激励增大到原来的2.77倍,考虑到振动台系统水平最大加速度为1.0g,8度大震地震动强度基准值下调为0.9g。不同地震强度的地震波输入前后,用白噪声扫频以获得模型结构在不同阶段的动力特性,试验工况如表3所示。

1.5 测点布置

将19个PCB加速度传感器和10个891型位移

表 3 试验工况表  
Tab.3 Test condition list

工况序号	震级强度	地震波	方向	加速度峰值/g
1		白噪声	$x$	50
2		SHW2波		
3	8度小震	江油波		200
4		El-Centro波		
5		白噪声		50
6		SHW2波		
7	8度中震	江油波	$x$	600
8		El-Centro波		
9		白噪声		50
10		SHW2波		50
11	8度大震	江油波	$x$	900
12		El-Centro波		
13		白噪声		50

传感器分别布置在小雁塔模型结构的不同位置,如图 6 所示。图中以  $A$  表示加速度传感器测点,  $D$  表示位移传感器测点。

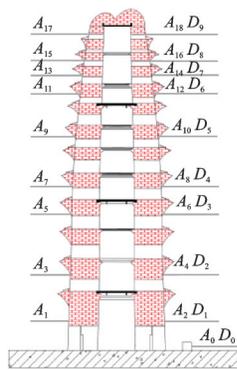


图 6 传感器布置图  
Fig.6 Sensor layout

## 2 试验现象

PGA 为 0.2g 时,地震响应较小,未见明显裂缝,结构整体完好。通过察看设置在模型顶部的观察钢筋可以发现,相较于 El-Centro 波,在 SHW<sub>2</sub>波和江油波作用下,塔顶振动响应略大。PGA 为 0.6g 时,模型底部东西两侧墙体裂缝由中部逐步向两侧延伸,渐渐发展成水平贯通缝,部分墙体与底座脱离,如图 7(a)所示。南北两侧墙体在券洞处沿灰缝逐步开裂,斜向券洞外延伸,偶尔伴有砖块劈裂的声

音,如图 7(b)所示。部分挑檐砖块松动、掉渣,破坏严重。模型上部券洞处裂缝发展迅速,逐步与周边裂缝连成区域,渐渐形成斜向贯通裂缝,塔体顶部晃动非常明显。PGA 为 0.9g 时,模型整体摆动幅度大,多次听到有砖块劈裂的声音,且伴随砖块飞落的现象。模型底部东西两侧墙体出现与基座瞬时分离又闭合现象,塔身多处砖块碎裂,券洞处裂缝交织发展,挑檐处多个砖块脱落,如图 7(c,d)所示。

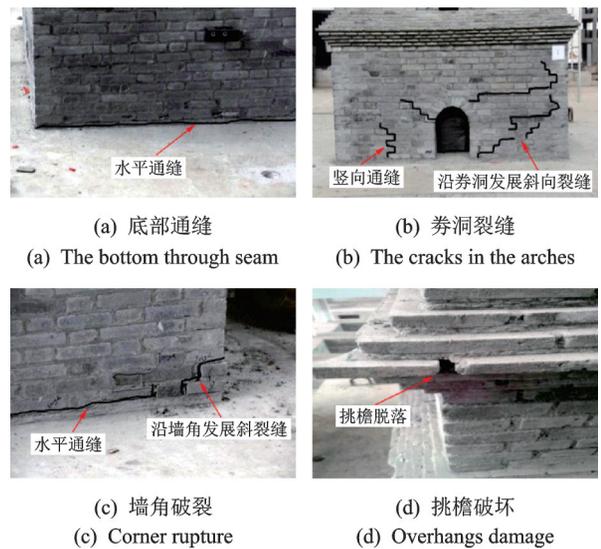


图 7 试验现象

Fig.7 Experimental phenomenon

## 3 试验结果及分析

### 3.1 动力特性

计算白噪声扫频后结构加速度响应,求解得到典型密檐式砖塔模型的自振频率,应用半功率带宽法求解模型的阻尼比。不同工况下,模型的自振频率和阻尼比如图 8 所示。

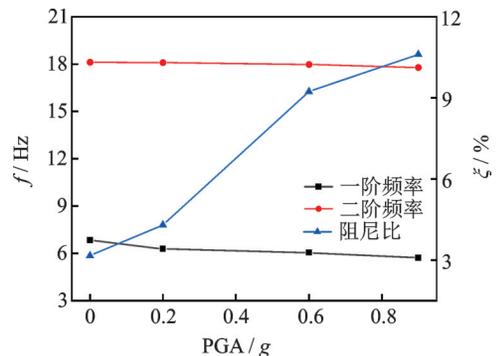


图 8 小雁塔模型结构自振频率和阻尼比

Fig.8 Natural vibration frequency and damping ratio of the Xiaoyan Pagoda model structure

由图 8 可知,地震波激励前模型的一阶频率为 6.84 Hz,随 PGA 的增加,模型结构在 3 种地震烈度下的一阶频率分别为 6.29,6.05 和 5.72 Hz,较地震激励前分别降低了 8.04%,12.56% 和 18.51%。二阶频率变化不大,大震后二阶频率较地震激励前降低了 1.84%。地震激励前模型的阻尼比为 3.17%,随 PGA 的增加,模型结构在 3 种地震烈度下的阻尼比分别为 4.31%,9.23% 和 10.61%,较地震激励前分别增加了 36%,191% 和 235%。震后模型结构的自振频率明显降低,而阻尼比则显著增加,表明模型的损伤逐步累积,刚度不断退化。伴随着输入地震激励的增大,其刚度降低幅度更为明显,塔身的裂缝发展迅速。

### 3.2 加速度响应

通过 LMS 数据采集仪收集的 PCB 加速度传感器反应信号,得到不同工况下模型结构各测点的加速度反应。以实测的台面加速度为参考,计算出小雁塔模型各层的加速度放大系数  $K$ ,如图 9 所示。

由图 9 可知,同一震级强度下,模型结构在不同地震波作用时的加速度响应有所差异,对 SHW<sub>2</sub> 波的反应最为激烈。模型结构的  $K$  值随测点高度的增加而不断增大,塔顶处的  $K$  值最大,说明模型结构存在一定的鞭梢效应。同时,模型结构的  $K$  值并未随测点高度的增加而出现较大的突变,这说明小雁塔虽是高耸结构,但由于其塔身自下至上逐步内收的形态,从而不会加剧结构加速度突变,自身能够抵抗一定程度的地震破坏。

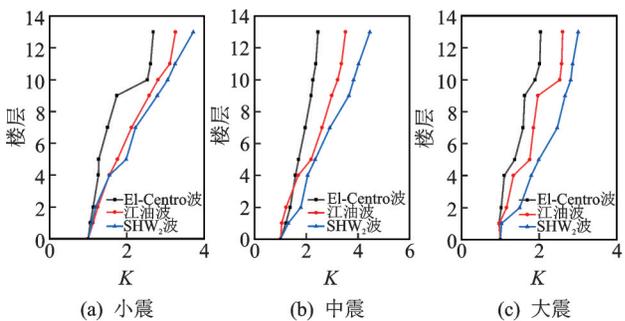


图 9 8 度地震作用下结构的加速度放大系数

### 3.3 位移响应

通过 LMS 数据采集仪收集的 891 型位移传感

器反应信号,得到不同波形、不同震级作用下模型结构各测点的位移时程响应。以实测的台面位移为参考,计算出小雁塔各层的最大侧向位移,如图 10 所示。由图 10 可知,模型结构的最大侧向位移沿楼层高度而逐步增大,塔顶的位移反应最为激烈。同时,伴随着地震激励强度的增加,模型结构各测点的位移反应逐渐增大。在 SHW<sub>2</sub> 波激励下,3 种地震烈度塔顶的最大侧向位移分别为 5.32,10.20,31.84 mm,为同一震级强度下的位移反应最大值,说明小雁塔结构对 SHW<sub>2</sub> 波更加敏感。

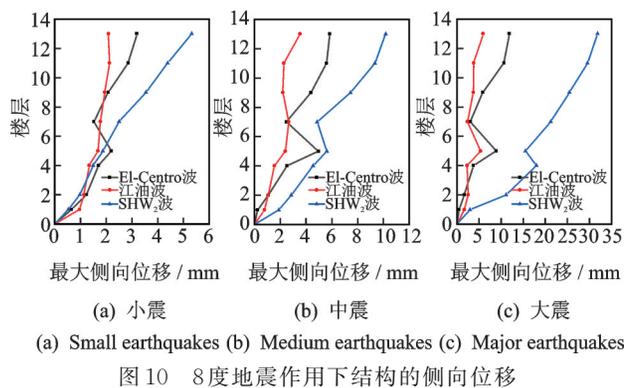


图 10 8 度地震作用下结构的侧向位移

层间位移角是从宏观层面评定结构损坏程度的重要依据<sup>[15]</sup>。由模型结构的最大侧向位移除以层高得到各层的最大层间位移角,表 4 给出了小雁塔模型在不同地震强度下各层的最大层间位移角。由表 4 可知,在 3 种波形、不同强度作用下,小雁塔结构最大层间位移角均发生在顶部,分别为 1/566,1/293,1/131。根据文献[4]砖石古塔破坏状态和层间位移角的联系, $\theta \geq 1/150$  则视为倒塌。由此推断,模型结构基本满足大震不倒的抗震设计要求。文献[17]指出,地震作用下砖石古塔弹性层间位移角极限值为 1/565,弹塑性层间位移角极限值为 1/100~1/200。由此推论:小雁塔结构在 3 种波形小震作用下基本处于弹性状态。当 PGA 为 0.6g 时,在 El-Centro 波、SHW<sub>2</sub> 波作用下,小雁塔塔顶进入弹塑性阶段;当 PGA 为 0.9g 时,在江油波作用下,除底层外均处于弹塑性阶段。

### 3.4 惯性力和楼层剪力

通过 LMS 数据采集仪收集的各层最大水平加速度,结合小雁塔模型各层质量,可以得到模型结构的惯性力分布,见图 11。由图 11 可知,模型结构下部

表 4 8 度地震作用下塔身各层最大层间位移角

Tab.4 Maximum inter-layer displacement angle of each layer of the tower body under 8-degree earthquake action

楼层	$\theta_{max}$								
	工况 2	工况 3	工况 4	工况 6	工况 7	工况 8	工况 10	工况 11	工况 12
1	1/10 443	1/7 059	1/12 809	1/29 483	1/8 724	1/3 621	1/14 400	1/4 071	1/2 333
2	1/3 041	1/3 304	1/3 830	1/3 444	1/3 531	1/1 319	1/2 219	1/1 476	1/472
4	1/3 975	1/5 026	1/4 513	1/2 678	1/4 399	1/1 486	1/1 799	1/2 931	1/527
5	1/1 401	1/1 838	1/1 650	1/622	1/1 289	1/551	1/347	1/580	1/279
7	1/3 636	1/3 105	1/2 212	1/2 240	1/2 086	1/1 139	1/1 844	1/2 299	1/365
9	1/2 285	1/2 433	1/1 340	1/1 086	1/2 156	1/636	1/807	1/1 264	1/261
11	1/1 254	1/1 684	1/815	1/641	1/1 582	1/383	1/335	1/934	1/169
13	1/935	1/1 428	1/566	1/514	1/847	1/293	1/252	1/506	1/131

楼层的惯性力普遍偏大,一般在首层达到最大,其原因是下部楼层偏高,质量偏大,地震耗能大,易出现通缝现象。模型结构上部楼层虽然质量小,但随着地震激励的增大,惯性力有所增大。不同震级下,结构的最大惯性力分别为 7.78,18.45,27.82 kN,中震较小震增加了 137%,大震较小震增加了 51%。可以看出随着震级强度的提高,惯性力增加的幅度反而减缓,这是因为结构损伤累积,塑性变形耗能增大。

楼层剪力由模型结构各层惯性力自上至下累加可得<sup>[18]</sup>,图 12 给出了不同工况下各楼层剪力的大小。由图 12 可知,楼层剪力沿楼层高度逐渐递减,模型结构惯性力分布虽不均匀,但整体的剪力增幅相对平缓,说明模型结构自身具有一定的耗能能力。比较图 12(a,b,c)可以发现,曲线最大值均是在 SHW<sub>2</sub> 波作用下产生的,说明 SHW<sub>2</sub> 波相较于 El-Centro 波和江油波,对模型结构的损害最大,这与加速度和位移响应的分析相符。

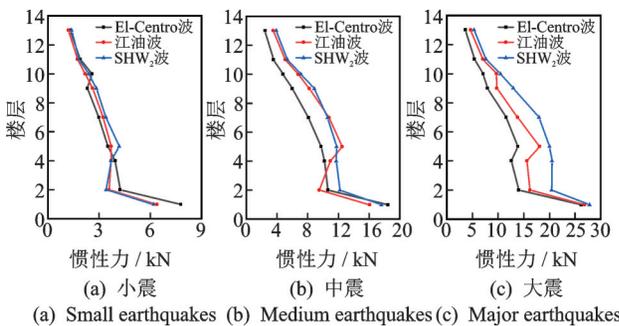


图 11 8 度地震作用下结构的惯性力  
Fig.11 Inertial forces of the structure under the action of 8-degree earthquake

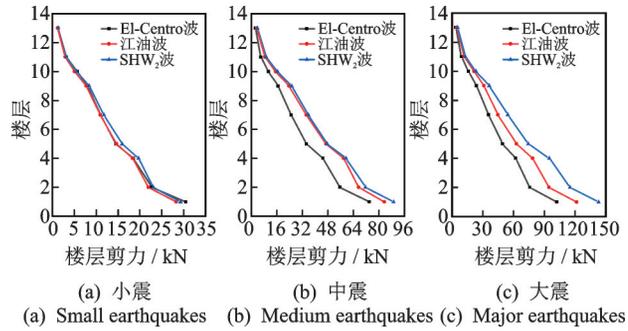


图 12 8 度地震作用下结构的楼层剪力  
Fig.12 Floor shear of the structure under the action of an 8-degree earthquake

## 4 有限元分析

### 4.1 模型的建立

采用 ABAQUS 软件对典型密檐式砖塔的抗震性能进行研究,将砌块同砂浆视为整体建立足尺模型,根据现场实测数据确定模型的各项材料本构参数,如表 5 所示。网格单元选取实体六面体单元 C3D8,对砖塔挑檐部分进行一定程度的简化,有限元模型如图 13 所示,采用与振动台试验相同工况研究原型结构地震动下的震损特点。

### 4.2 数值对比

根据表 2 中的模型相似比,由试验模型的动力

表 5 材料参数表

材料参数	砌体	混凝土
泊松比	0.15	0.16
密度/(kg·m <sup>-3</sup> )	1 200	2 400
弹性模量/MPa	703	30 000



图 13 有限元模型

Fig.13 Finite element model

特性及动力响应可推算出原型结构的动力特性及动力响应。表 6 为试验模型与有限元模型前 3 阶自振频率的对比,表 7 为 8 度大震作用下试验模型与有限元模型塔身及塔顶最大加速度的对比,表 8 为 8 度大震作用下试验模型与有限元模型塔身及塔顶最大位移的对比。

由表 6 可知,典型密檐式砖塔前 3 阶自振频率试

表 6 典型密檐式砖塔自振频率

Tab.6 Natural vibration frequency of typical dense eaves brick pagoda

振型	试验频率/Hz	有限元频率/Hz	误差/%
1 阶	6.84	6.53	4.73
2 阶	18.12	19.03	4.78
3 阶	27.26	26.24	3.88

验结果同有限元结果误差均小于 4.78%;由表 7 可知,8 度大震时 3 条地震波作用下,典型密檐式砖塔塔身最大加速度的试验结果同有限元结果最大误差为 5.93%,塔顶最大加速度的试验结果同有限元分析结果误差小于 5%;由表 8 可知,8 度大震时 3 条地震波作用下,典型密檐式砖塔塔身最大位移的试验结果同有限元结果误差在 4% 以内,塔顶最大位移的试验结果同有限元分析结果误差小于 3%。对比结果可以看出,在同一地震强度下,试验模型同有限元模型动力反应总体上较为接近,有限元模型能较好地反映原型结构的动力特性。

表 7 典型密檐式砖塔最大加速度

Tab.7 Maximum acceleration of typical dense eaves brick pagoda

地震波	塔身(第 5 层)			塔顶(第 13 层)		
	试验加速度/g	有限元加速度/g	误差/%	试验加速度/g	有限元加速度/g	误差/%
El-Centro 波	0.439	0.434	1.14	0.655	0.638	2.60
江油波	0.573	0.607	5.93	0.850	0.810	4.71
SHW <sub>2</sub> 波	0.635	0.659	3.78	0.962	0.923	4.05

表 8 典型密檐式砖塔最大位移

Tab.8 Maximum displacement of typical dense eaves brick pagoda

地震波	塔身(第 5 层)			塔顶(第 13 层)		
	试验位移/mm	有限元位移/mm	误差/%	试验位移/mm	有限元位移/mm	误差/%
El-Centro 波	88.93	85.86	3.45	118.49	121.75	2.75
江油波	53.28	51.45	3.43	59.08	57.60	2.51
SHW <sub>2</sub> 波	155.26	153.00	1.46	318.37	317.90	0.15

### 4.3 应力响应

地震作用下,砖塔结构破坏主要为主拉应力过大造成的,根据现场实测,小雁塔砌体结构轴心抗压强度  $f_{t,m} = 0.089$  MPa。图 14 给出了不同强度地震波作用下有限元模型的主拉应力分布。

由图 14 可知,小震作用下,模型对 SHW<sub>2</sub>波更为敏感,其主拉应力主要集中在第 2 和 7 层。最大主拉应力 0.078 MPa 发生在第 2 层,虽然未超过

0.089 MPa,但仍可判定该处为模型结构的裂缝源,由该处裂缝上、下发展。当 PGA 为 0.6g 时,模型在 3 种地震波下局部主拉应力均超过 0.089 MPa,出现塑性破坏。其中 El-Centro 波作用下,主拉应力主要分布在第 4 和 6 层,最大主拉应力发生在第 4 层;江油波作用下,主拉应力主要集中在第 3 和 7 层,最大主拉应力出现在第 3 层;SHW<sub>2</sub>波作用下,主拉应力主要分布在第 2 和 6 层,最大主拉应力发生在第 6 层。据此可判定,中震作用下,模型结构主裂缝由塔

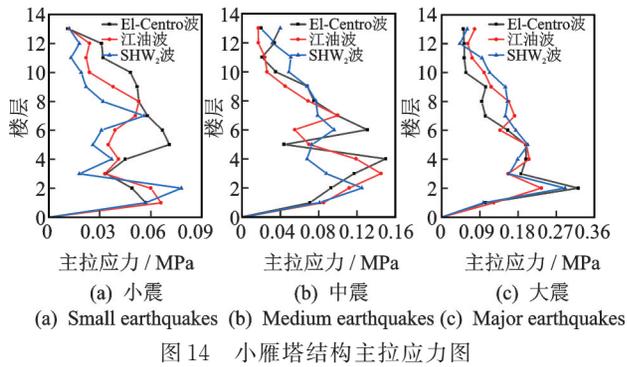


图14 小雁塔结构主拉应力图

Fig.14 Main stress diagram of Xiaoyan Pagoda structure

体中下部开始沿重力方向上、下发展。当PGA为0.9g时,3种地震波作用下,模型结构各层主拉应力均较大,尤其El-Centro波作用时,结构的主应力达到0.322 MPa,是 $f_{t,m}$ 的3.62倍。在此基础上,裂缝将迅速发展,券洞、挑檐等应力集中处是裂缝发展的主要对象。

## 5 结论

1) 券洞处、塔根部、各层挑檐以及塔顶部是典型密檐式砖塔在震动作用下的薄弱位置,券洞处和塔根部最为薄弱。PGA为0.2g时,结构无明显异常;PGA不小于0.6g时,塔根部东西两侧易形成水平贯通缝,南北券洞处易形成斜向贯通缝,塔体顶部晃动明显。

2) 随地震激励的增强,结构的动力响应越剧烈,模型的自振频率明显降低,阻尼比显著增加,各测点位移反应逐渐增大,损伤不断累积,刚度逐步退化,塔身的裂缝发展迅速,加速度放大效应表现出减弱的趋势,模型结构自身能抵抗一定程度的地震破坏。

3) 地震作用下,模型结构因下部楼层偏高,质量偏大,地震耗能大,其惯性力普遍偏大。模型结构上部楼层虽质量偏小,但随着地震激励的增大,鞭梢效应逐渐明显,惯性力有所增大。由于结构损伤累积,塑性变形耗能增大,惯性力增加的幅度减缓。

4) 当PGA为0.2g时,小雁塔结构基本处于弹性状态;当PGA为0.6g时,在El-Centro波、SHW<sub>2</sub>波作用下,小雁塔塔顶进入弹塑性阶段;当PGA为0.9g时,在江油波作用下,除底层外均处于弹塑性阶段。

## 参 考 文 献

- [1] 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]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2013, 33(2): 163-167. (in Chinese)
- [2] 袁建力. 砖石古塔水平地震作用的分析方法[J]. 地震工程与工程振动, 2018, 38(2): 18-27.  
YUAN Jianli. Analytical method on horizontal earthquake action of ancient masonry pagoda [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2018, 38(2): 18-27. (in Chinese)
- [3] 张永亮, 宁贵霞, 赵成江. 砖石古塔弹性地震反应分析方法研究[J]. 兰州交通大学学报, 2017, 36(1): 1-4, 28.  
ZHANG Yongliang, NING Guixia, ZHAO Chengjiang. Research on analysis method of elastic seismic response for masonry pagoda [J]. Journal of Lanzhou Jiaotong University, 2017, 36(1): 1-4, 28. (in Chinese)
- [4] 张永亮, 汪振新, 刘尊稳, 等. 砖石古塔抗震性能评估方法及抗震加固措施研究[J]. 世界地震工程, 2019, 35(2): 41-47.  
ZHANG Yongliang, WANG Zhenxin, LIU Zunwen, et al. Research on seismic performance assessment method and seismic strengthening measures for masonry pagodas [J]. World Earthquake Engineering, 2019, 35(2): 41-47. (in Chinese)
- [5] 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 D, 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. (in Chinese)
- [6] 陈平, 郭琦, 张鹏丽. 崇文塔震害分析及安全性评估[J]. 工业建筑, 2015, 45(2): 65-69.  
CHEN Ping, GUO Qi, ZHANG Pengli. Analysis of seismic damage and evaluation on the safety of Chongwen Pagoda [J]. Industrial Construction, 2015, 45(2): 65-69. (in Chinese)
- [7] 芦苇, 赵冬, 王玉兰. 基础刚度对砖石古塔地震响应影响研究[J]. 地震工程学报, 2016, 38(4): 498-503.  
LU Wei, ZHAO Dong, WANG Yulan. Impact of foundation stiffness on the seismic response of ancient masonry pagoda [J]. China Earthquake Engineering Jour-

- nal, 2016, 38(4):498-503.(in Chinese)
- [8] 谢启芳,王龙,张利朋,等.西安钟楼木结构模型振动台试验研究[J].建筑结构学报,2018,39(12):128-138.  
XIE Qifang, WANG Long, ZHANG Lipeng, et al. Shaking table tests on wooden structure model of Xi'an Bell Tower[J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(12):128-138.(in Chinese)
- [9] KIM J K, RYU H. Seismic test of a full-scale model of a five-storey stone pagoda[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2010, 32(5):731-750.
- [10] 赵祥,王社良,周福霖,等.某古塔结构振动台试验研究[J].世界科技研究与发展,2012,34(1):69-75.  
ZHAO Xiang, WANG Sheliang, ZHOU Fulin, et al. Shaking table test of mosque pagoda model structure [J]. World Sci-Tech R & D, 2012, 34(1):69-75.(in Chinese)
- [11] 宋晓滨,吴亚杰,罗烈,等.传统楼阁式木结构塔振动台试验研究[J].建筑结构学报,2017,38(2):10-19.  
SONG Xiaobin, WU Yajie, LUO Lie, et al. Shaking table test on a traditional pavilion-style wooden pagoda [J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(2):10-19.(in Chinese)
- [12] 卢俊龙,李晓蕾.内填黏土实心结构砖塔振动台试验研究[J].建筑结构学报,2017,38(12):154-162.  
LU Junlong, LI Xiaolei. Shaking table test on brick masonry pagoda with solid structure in-filled by clay [J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(12):154-162.(in Chinese)
- [13] 卢俊龙,李晓蕾,崔晓玲,等.实心结构古塔模型频域地震响应试验研究[J].振动与冲击,2019,38(9):238-245.  
LU Junlong, LI Xiaolei, CUI Xiaoling, et al. Tests for frequency domain seismic responses of masonry pagoda with solid structure[J]. Journal of Vibration and Shock, 2019, 38(9):238-245.(in Chinese)
- [14] 杨涛,王社良,刘德明,等.基于IDA方法的小雁塔结构抗震性能评估[J].世界地震工程,2020,36(1):162-174.  
YANG Tao, WANG Sheliang, LIU Deming, et al. Seismic performance evaluation of small wild goose pagoda structure based on IDA method[J]. World Earthquake Engineering, 2020, 36(1):162-174.(in Chinese)
- [15] XU Q K, ZHANG H, LIU Q, et al. Seismic analysis on reinforced concrete group silos through shaking table tests[J]. Structural Concrete, 2021, 22(3):1285-1296.
- [16] 许清风,张富文,马瑜蓉,等.五层梁柱式胶合木结构振动台试验研究[J].土木工程学报,2018,51(12):52-62.  
XU Qingfeng, ZHANG Fuwen, MA Yurong, et al. Shaking table test on a five-story post-and-beam glulam structure [J]. China Civil Engineering, 2018, 51(12):52-62.(in Chinese)
- [17] 林建生.泉州古石塔的抗震分析[J].工程抗震,1990(3):37-42.  
LIN Jiansheng. Seismic analysis of Quanzhou ancient stone pagoda [J]. Earthquake Resistant Engineering, 1990(3):37-42.(in Chinese)
- [18] 周靖,方小丹,曾繁良.超高层钢管混凝土重力柱-混凝土核心筒结构振动台试验研究[J].建筑结构学报,2020,41(1):1-14.  
ZHOU Jing, FANG Xiaodan, ZENG Fanliang. Shaking table test of super-high-rise concrete-filled steel tube gravity column-concrete core tube structure [J]. Journal of Building Structures, 2020, 41(1):1-14.(in Chinese)



**第一作者简介:**李燕伟,男,1996年9月生,硕士生。主要研究方向为工程结构抗震。

E-mail:liyanwei1996@126.com

**通信作者简介:**杨涛,男,1984年6月生,博士、副教授。主要研究方向为古建筑保护和工程结构抗震。

E-mail:yangtao0604@163.com