

DOI: 10.7511/jslx20220414001

砖石古塔模型振动台试验的离散元模拟分析

卢俊龙^{*1}, 李明东¹, 田鹏刚², 王振山¹, 负作义²

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

摘要: 砖石古塔块体间黏结强度较低, 受地震作用易产生裂缝后发生破坏, 为研究砖石古塔在地震作用下开裂及裂缝发展机制, 以玄奘塔 1/8 缩尺模型结构为对象, 建立离散元模型, 计算了地震波激励下结构的加速度及位移反应, 与振动台试验结果进行对比, 分析了塔体开裂破坏全过程。结果表明, 数值计算所得结构的加速度及位移反应与振动台试验结果一致, 当地震烈度较低时, 两者顶层位移变化曲线基本一致; 烈度提高后, 塔体开裂导致结构动力响应的计算值与试验结果出现差异, 但两者的变化规律相同。在地震波激励下, 塔体首层先开裂, 随地震烈度的提高延伸至中部塔层, 块体第 2 层出现阶梯状错动, 模型损伤过程与试验裂缝发展状况基本吻合。研究结果为砖石古塔地震损伤及破坏过程分析提供了参考。

关键词: 砖石古塔; 离散单元法; 振动台试验; 损伤分析

中图分类号: O346.5; O347.7

文献标志码: A

文章编号: 1007-4708(2024)02-0365-08

1 引言

古塔是中国古代杰出的高层建筑, 因长期受到自然灾害和人为破坏的影响, 塔体结构存在损伤, 受地震作用后极易发生开裂破坏。进行砖石古塔地震响应及破坏机制分析, 是其抗震保护研究的重要内容之一。因古塔砌体材料的力学性能复杂, 构造独特, 将数值模拟及振动台试验相结合成为研究古塔抗震破坏机制的有效途径之一。

在砖石古塔结构数值分析中, 合理模拟材料的不均匀性、不连续性以及塔体损伤断裂过程是抗震研究的关键所在。有限元方法需满足单元连续性条件, 难以模拟古塔砌体的不连续性。针对这一问题, Lemos^[1]运用离散元法分析不同砌体结构的单元失效模式, 验证了离散元法的有效性; Rafiee 等^[2]基于非光滑接触动力学方法进行结构稳定性分析, 模拟了静载作用下石砌拱桥的损伤过程, 确定出拱桥的易损区段; Ferrante 等^[3]采用非光滑接触动力学, 基于三维离散单元法, 分析钟塔结构非线性动力响应, 确定了砌体结构破坏模式与其形状、尺寸、纹理及力学参数的相关性。赵永志等^[4]运用绑定式球形离散单元法, 实现了砌体围墙地震作用下的倒塌及砌块破碎过程模拟; Hentz 等^[5]采用三维颗粒流离

散元程序对钢筋混凝土梁的弯曲试验进行验证, 模拟结构的内部损伤; Dimitri 等^[6]依据通用离散元程序, 模拟多鼓室柱和拱在不同基底运动作用下的动力响应, 得到了其失效域及倒塌模式。

运用三维块体离散元法, Winkler 等^[7]实现了砌体结构刚性化定义的离散元模拟, 与实际地震作用下结构响应具有一致性。基于刚性化定义理论, 何海波等^[8]分析了无筋砖砌体墙在不同荷载下的位移曲线及破坏模式, 得到与试验一致的墙面受力效果; Pulatsu 等^[9]分析了不同砌体拱桥的几何特性, 研究了其荷载效应、破坏模式及损伤机制; Papaloizou 等^[10]对帕台农神庙柱进行时域分析, 预测结构在荷载作用下的变形区域和破坏模式; Çaktı 等^[11]建立了清真寺振动台试验的数值模型, 分析结构的时域响应, 预测出其损伤区域及程度。

采用离散元法能够较为合理地模拟砌体结构的地震破坏及倒塌过程, 而针对砖石古塔古旧砌体结构的动力分析问题, 尚需开展深入研究。古塔砌体因灰浆粘结强度较低, 地震时易发生块体间错动而导致结构变形或局部失效, 为研究该动力过程, 采用离散单元法对兴教寺玄奘塔结构振动台试验进行模拟分析, 为砖石古塔动力分析及抗震性能研究提供参考。

2 振动台试验概况

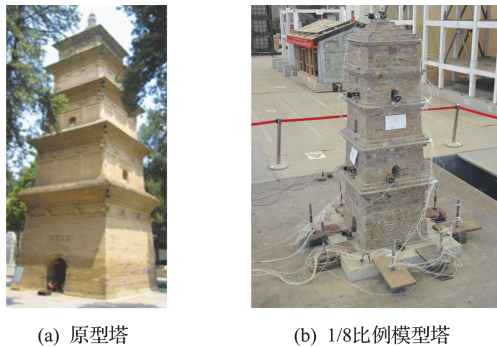
振动台试验对象为 1/8 比例古塔模型, 原型结构为陕西省西安市少陵原畔的兴教寺玄奘塔

收稿日期: 2022-04-14; 修改稿收到日期: 2022-06-13.

基金项目: 国家自然科学基金(51778527); 陕西省重点研发计划(2022SF-376)资助项目.

作者简介: 卢俊龙^{*}(1978-), 男, 博士, 教授, 博士生导师
(E-mail: lujunlong@sohu.com).

(图1)。塔体为楼阁式方形砖塔,5层,高21 m,是全国首批重点文物保护单位。振动台试验共进行19个工况,采用白噪声、单双向及三向的El-Centro波和天津波加载,地震波烈度分别为7度(加速度峰值 310 cm/s^2)及8度(加速度峰值 620 cm/s^2),试验采集振动台面及各塔层顶加速度以及台面及第1层、第3层和第5层顶位移。详细信息见文献[12]。



(a) 原型塔 (b) 1/8比例模型塔

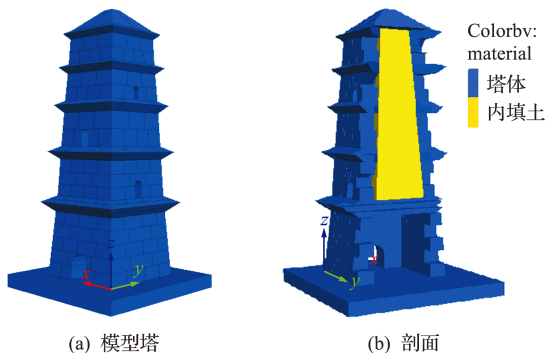
图1 兴教寺玄奘塔

Fig. 1 Xuanzang Tower of Xingjiao Temple

3 离散元模拟分析

3.1 数值模型

基于离散元法理论,选取三维离散单元程序,采用内置命令流由面围成体的方法建立古塔,按塔体构造对节理面切割后形成628个块体单元,经网格划分后,定义块体单元及材料属性,模型塔结构的离散元模型如图2所示。坐标系定义与振动台试验加载方向一致,以东西方向为X轴,南北方向为Y轴。按试验工况进行加载,仅计算输入地震波强震部分的阶段。



(a) 模型塔 (b) 剖面

图2 离散元三维数值模型

Fig. 2 Discrete element three-dimensional numerical model

3.2 接触模型及计算参数

考虑块体与砂浆间的相互作用,古塔模型采用块体刚性化定义,塔体发生剪切变形和拉伸破坏时,灰缝间易产生黏聚力损失,定义接缝的非线性行为符合莫尔-库伦破坏准则^[8],接触面特征如图3所示。

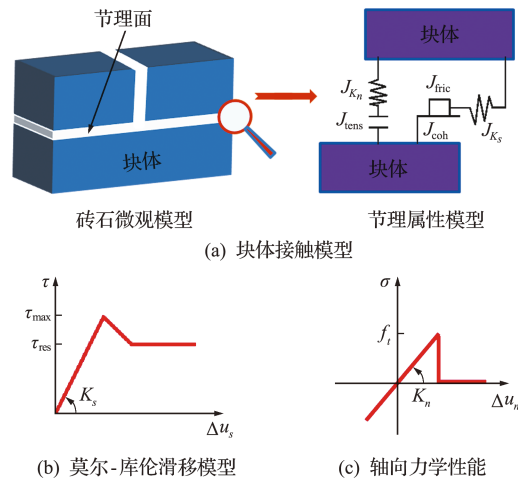


图3 块体接触模型及力学行为

Fig. 3 Block contact model and mechanical behavior

依据塔体材料性能试验并参考文献[12],取塔体材料的弹性模量 $E=1000 \text{ MPa}$,泊松比 $\mu=0.15$,密度 $\rho=1800 \text{ kg/m}^3$;内填土的弹性模量 $E=26 \text{ MPa}$,泊松比 $\mu=0.21$,密度 $\rho=1950 \text{ kg/m}^3$ 。

描述砌体变形性由节理面的法向刚度和剪切刚度决定,块体模型及接触模型计算参数^[14]如下,

$$K = E / [3(1 - 2\mu)] \quad (1)$$

$$G = E / [2(1 + \mu)] \quad (2)$$

$$K_n \leq 10 [(K + 3/4G) / \Delta Z_{\min}] \quad (3)$$

$$K_s = 0.4 K_n \quad (4)$$

式中 K 为体积模量, G 为剪切模量, E 为杨氏模量, μ 为泊松比, K_n 为法向刚度, K_s 为剪切刚度, ΔZ_{\min} 为相邻单元在垂直方向上的最小宽度,经验值取0.4。

将塔体材性试验结果代入式(1~4),求得块体与节理面本构模型所需材料参数,塔体体积模量 $K=480 \text{ MPa}$,剪切模量 $G=435 \text{ MPa}$,节理法向刚度 $J_{K_n}=10 \text{ GPa/m}$,节理剪切刚度 $J_{K_s}=4 \text{ GPa/m}$,节理摩擦角 $J_{\text{fric}}=42^\circ$,节理抗拉强度 $J_{\text{ten}}=5 \text{ MPa}$,节理粘聚力 $J_{\text{coh}}=5 \text{ MPa}$;内填土体积模量 $K=15 \text{ MPa}$,剪切模量 $G=11 \text{ MPa}$,节理法向刚度 $J_{K_n}=11 \text{ MPa/m}$,节理剪切刚度 $J_{K_s}=4 \text{ MPa/m}$,节理摩擦角 $J_{\text{fric}}=33^\circ$,节理抗拉强度 $J_{\text{ten}}=0.5 \text{ MPa}$,节理粘聚力 $J_{\text{coh}}=0.5 \text{ MPa}$ 。

3.3 模态分析

3.3.1 自振频率

进行模型的无阻尼自由振动分析,记录各测点速度响应时程曲线。提取顶层沿东西向和南北向的速度时程曲线,如图4所示。通过快速傅里叶变换,得到不同方向下的塔体一阶频率(图5(a)),模型东西向和南北向一阶频率均为 13.3 Hz ;振动台

试验所得频率测试结果为 13.27 Hz(图 5(b)),两者基本一致。

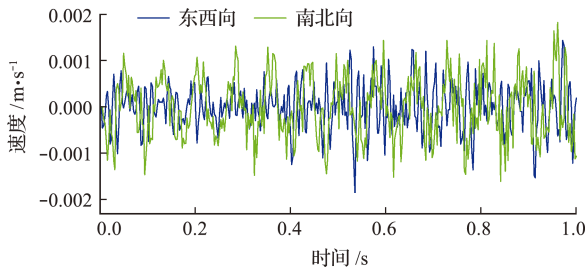
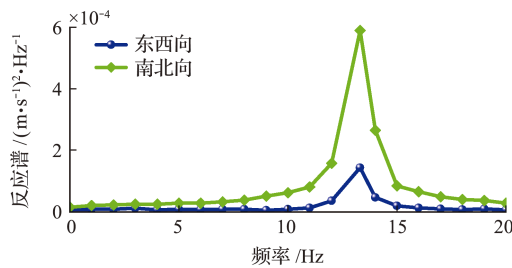
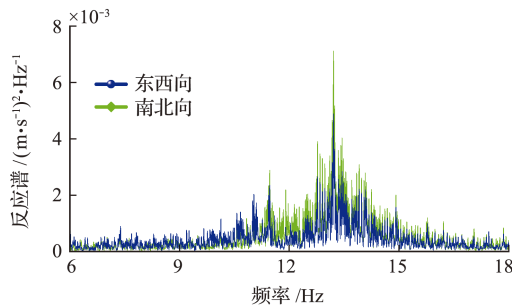


图 4 顶层测点不同方向速度时程曲线
Fig. 4 Time-history curve of velocity in different directions at the top measuring point



(a) 第一阶频率计算结果



(b) 第一阶频率试验结果

图 5 模型一阶频率

Fig. 5 First-order frequency of model

3.3.2 振型及阻尼

将古塔结构等效为多质点悬臂杆体系,以各层塔檐位置作为质点的计算高度,第五层塔檐与塔顶并为一个质点进行简化计算,等效模型如图 6 所示。

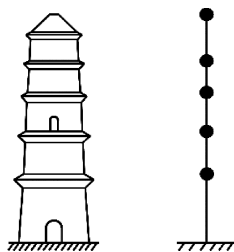


图 6 玄奘塔的等效多质点悬臂杆体系

Fig. 6 Equivalent multi-particle cantilever bar system of Xuanzang Tower

结构自振时各层测点的振型坐标与功率谱有如下关系

$$\varphi_{1i}/\varphi_{2i} = S_{12}(\omega_i)/S_{22}(\omega_i) \quad (5)$$

式中 φ_{1i} 和 φ_{2i} 分别为测点 1 和测点 2 的第 i 阶振型坐标, $S_{12}(\omega_i)$ 为测点 1 和测点 2 的互功率谱峰值, $S_{22}(\omega_i)$ 为测点 2 的自功率谱峰值。

计算各层测点响应的功率谱密度,按式(5)得到结构沿水平方向的一阶振型如图 7 所示,其沿东西、南北向第 1 阶振型曲线变化规律基本一致。

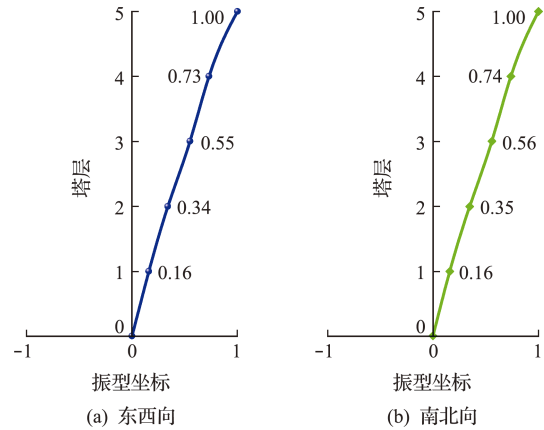


图 7 塔体模型沿水平方向的第一阶振型

Fig. 7 Calculate the first mode shape of the model in different directions

为提高计算效率,采用自适应全局阻尼,阻尼功率与节点动能变化率的比值取为 0.5。

3.4 加速度响应分析

提取塔体各层的加速度响应峰值,计算动力放大系数。地震烈度为 7 度时,输入单向地震波后(图 8(a,b)),放大系数随塔层高度不断变大,顶层放大系数值均在 5 左右,沿 Y 向动力响应值略大于 X 向,且 El-Centro 波激励下响应值大于天津波。输入双向地震波后(图 8(c,d)),各层放大系数差值明显减小,天津波激励下,沿 X 和 Y 向塔体 1 层至 3 层放大系数值均较为接近,顶层响应值为 2 左右,塔体各层逐渐达到共振。随三向地震波的输入(图 8(e,f)),放大系数值在塔体 1 层与振动台面产生较大差值,其余各层响应值趋于稳定,且天津波激励下各层响应值均大于 El-Centro 波,首层动力响应较为显著,为塔体薄弱层。

地震烈度提高至 8 度,塔体动力响应持续增加,沿塔层变化的峰值加速度放大系数曲线也随之改变,如图 9 所示。输入单向地震波后(图 9(a,b)),El-Centro 波、天津波激励下结构沿 X 向放大系数变化曲线呈 S 形,拐点在 1 层和 2 层,表明薄弱层延伸至塔体第 2 层;沿 Y 向系数值随层高呈增大趋势。输入双向地震波后(图 9(c,d)),El-Centro 波激励下结构沿 X 和 Y 向响应值在塔体第 3 层出现新的拐点,天津波激励下振动台面与塔体 1

层和2层系数差值不断增大。输入三向地震波后(图9(e,f)),沿X向各层放大系数变化幅度较小;沿Y向系数随层高呈S形变化,裂缝的出现使块体间粘结强度降低,各层加速度放大系数差值增大,导致塔体1层至3层产生拐点,此时塔体各层已有不同程度损伤。

三向地震波输入下,塔体各层竖向加速度峰值变化曲线如图10所示。地震烈度7度(图10

(a)),El-Centro波激励下动力响应在首层突增,其余各层与首层响应值基本一致;天津波激励下动力响应随层高呈增大趋势,且各层竖向动力响应值均大于El-Centro波。烈度8度时(图10(b)),El-Centro波激励下,响应值在塔体第2层出现较大拐点,其余各层响应值基本一致,均小于0.5;天津波激励下,塔体首层响应值较大,3层至5层响应值与振动台面基本一致,表明塔体薄弱层在1层和2层。

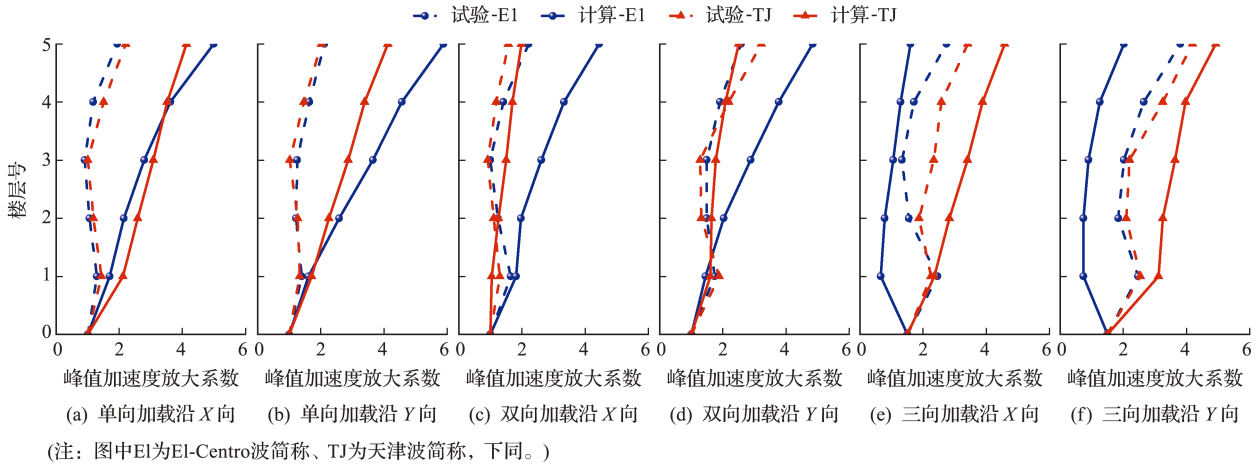


图8 7度地震波加载后水平向峰值加速度放大系数对比
Fig. 8 Comparison diagram of horizontal peak acceleration amplification coefficient after 7 degree seismic wave loading

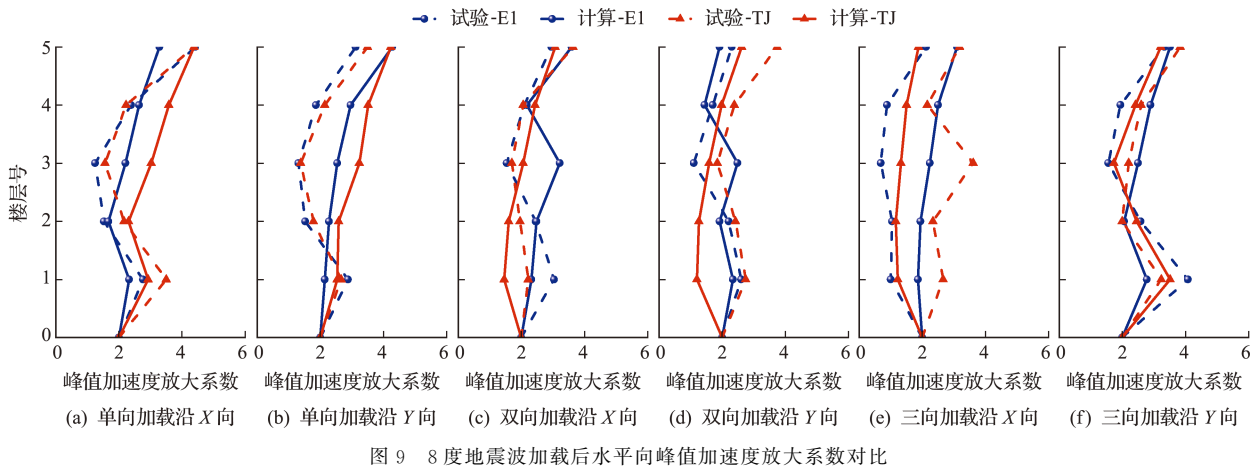


图9 8度地震波加载后水平向峰值加速度放大系数对比
Fig. 9 Comparison diagram of horizontal peak acceleration amplification coefficient after 8 degree seismic wave loading

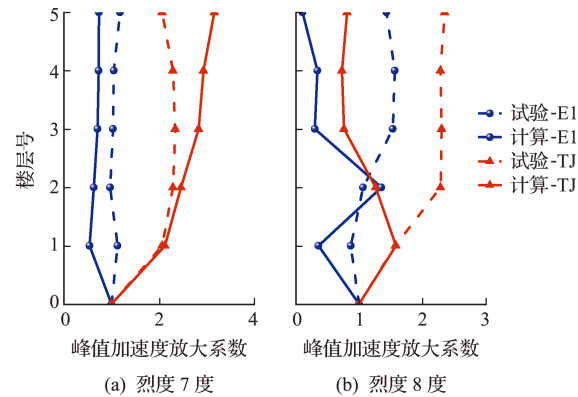


图10 地震波加载后竖向峰值加速度放大系数对比
Fig.10 Comparison diagram of vertical peak acceleration amplification coefficient after seismic wave loading

对比加速度放大系数计算与试验结果可知,烈度较低时,加速度响应值的计算结果略大于试验结果;烈度提高后,两者响应值相差较大,但各层的响应变化规律基本一致。其原因在于,计算时仅输入地震波的强震部分,与试验各工况中的累积损伤存在差距,导致响应值出现差异。

3.5 顶层位移响应分析

塔体截面沿高度增大而减小,地震作用下顶部截面刚度减小导致塔体顶层位移变化幅度最大,产生鞭端效应。输入地震波三个方向的加速度峰值按 $a_x:a_y:a_z=1:0.85:0.65$,故对比分析各工况下顶层监测点沿X向位移时程曲线。

7度 El-Centro 波激励下,顶层沿 X 向位移响应如图 11 所示,不同方向加载的位移时程曲线沿基线振幅平稳。三向加载时位移响应幅度略小于单向和双向加载,位移时程曲线的计算与试验结果基本一致。

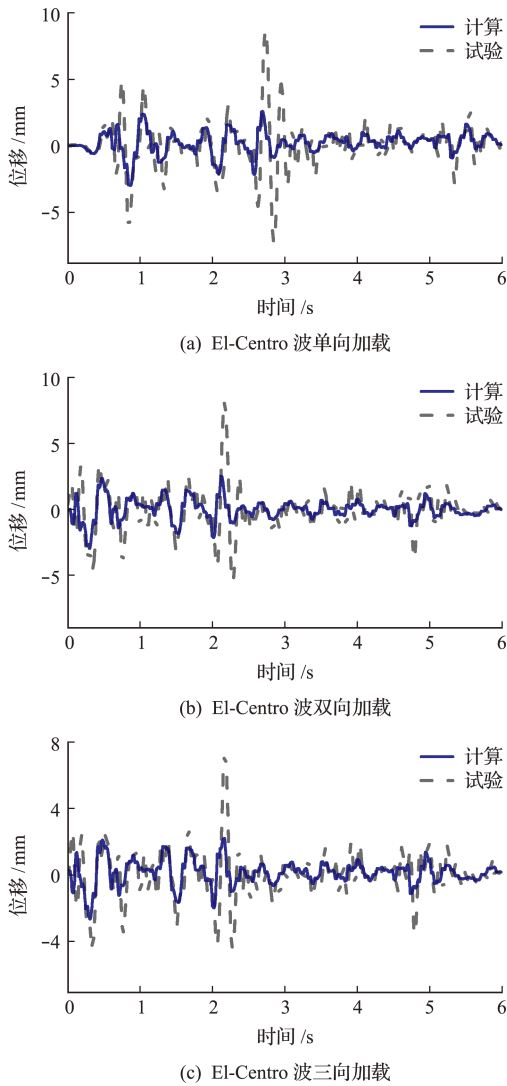


图 11 7度 El-Centro 波加载顶层沿 X 向位移时程曲线对比
Fig. 11 Comparison of displacement time-history curves of the top layer loaded by 7-degree El-Centro wave along X direction

天津波激励下(图 12),顶层沿 X 向位移响应明显偏向于基线一侧变化。单向加载时位移响应略大于双向和三向加载,在加载 1 s~2 s 内位移变化幅度较小,与试验结果存在差异,是由于塔体为克服粘性阻尼系数取值,采用全局自适应阻尼所致;双向和三向加载时位移响应基本一致,加载至 0.6 s 左右出现位移峰值,分别为 5.2 mm 和 5.5 mm,比试验峰值分别小 42%和 38%,其原因在于将塔体定义为刚体,以模拟开裂破坏过程,材料属性的不同导致地震荷载下结构位移响应与试验值产生了误差,但两者位移变化规律一致。

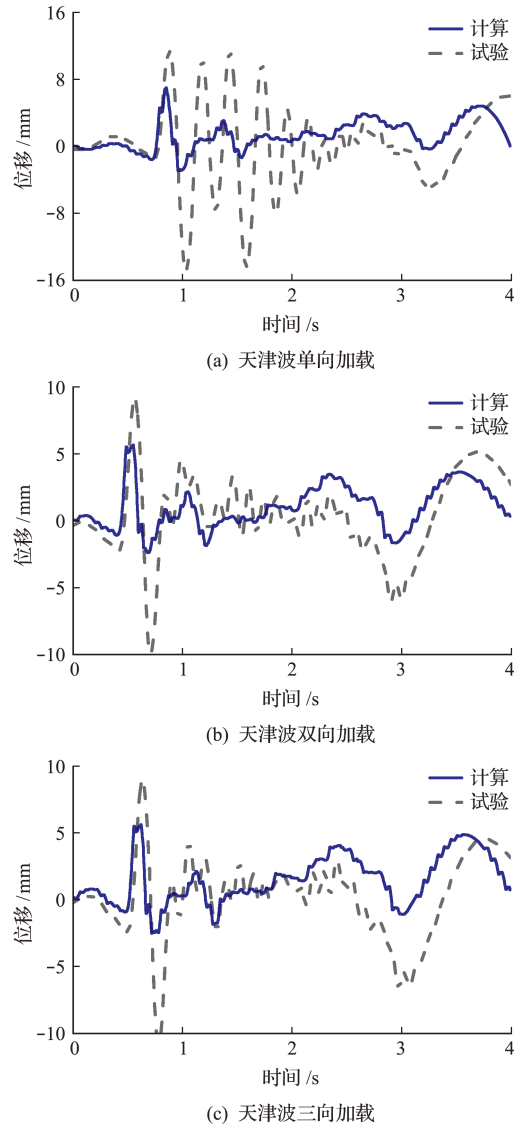
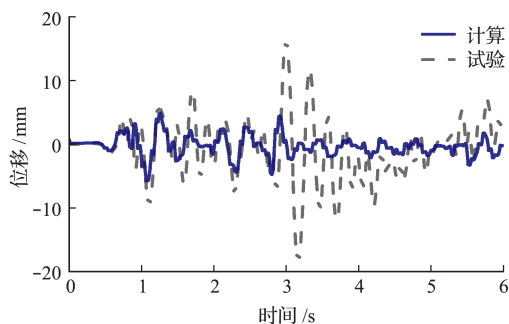


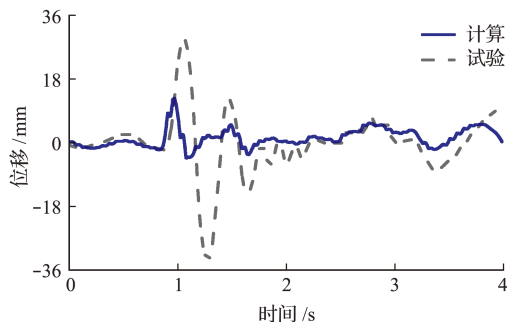
图 12 7度天津波加载顶层沿 X 向位移时程曲线对比
Fig. 12 Comparison diagram of time history curve of displacement of top layer along X direction under 7-degree Tianjin wave loading

地震烈度提高至 8 度,塔体位移响应明显增大。如图 13 所示,El-Centro 波单向加载时,顶层沿 X 向位移响应在 5 mm 左右,而双向及三向加载时,位移幅度差值逐渐增大,三向加载时已达到 14 mm 左右,位移响应峰值与烈度 7 度时相比提高了 2 倍。当天津波加载时(图 14),位移沿基线上下变化较明显,位移峰值随加载方向增加而变大,表明塔体薄弱层已出现裂缝,致使结构位移显著增大。

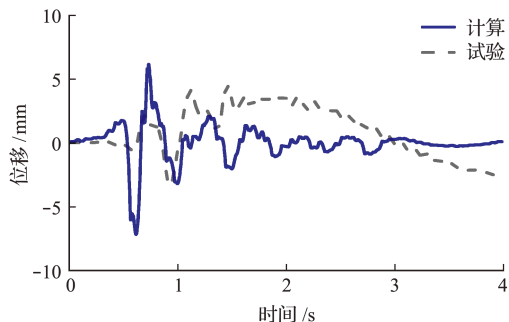
对比塔体模型结构顶层位移曲线计算值与试验值可以看出,烈度 7 度时数值模型的位移时程曲线变化和试验结果基本一致;当烈度为 8 度时,两者位移响应存在较大误差,其原因在于数值计算中仅输入强地震部分,塔体内部累计损伤与试验效果存在差异,且灰缝开裂使塔体产生非连续变形,复杂的非线性响应致使两者位移变化不一致。



(a) El-Centro 波单向加载

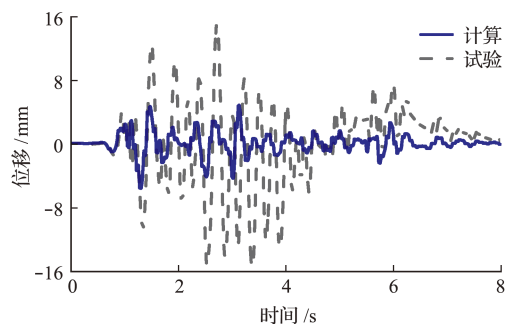


(b) El-Centro 波双向加载

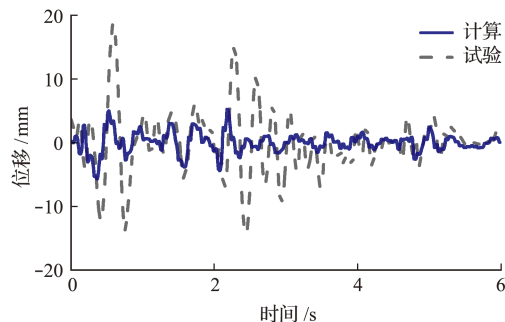


(c) El-Centro 波三向加载

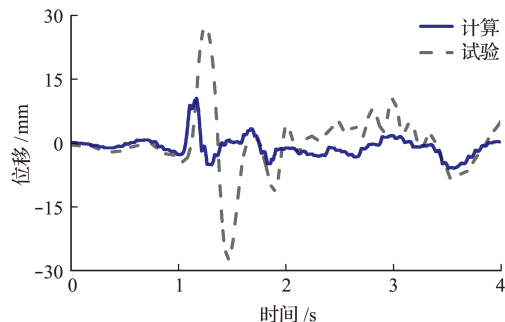
图 13 8 度 El-Centro 波加载顶层沿 X 向位移时程曲线对比
Fig. 13 Comparison of displacement time-history curves of the top layer loaded by 8-degree El-Centro wave along X direction



(a) 天津波单向加载



(b) 天津波双向加载

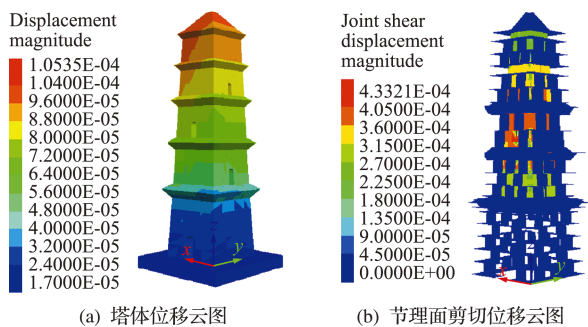


(c) 天津波三向加载

图 14 8 度天津波加载顶层沿 X 向位移时程曲线对比
Fig. 14 Comparison of time-history curve of displacement of top layer along X direction under 8-degree Tianjin wave loading

3.6 塔体地震破坏过程分析

首先进行 7 度单向 El-Centro 波加载,如图 15 所示,该工况加载完成后,塔体位移变化云图随塔层升高而增大,塔体内部因内填土抗剪强度远小于塔体而优先产生较大位移响应。



(a) 塔体位移云图

(b) 节理面剪切位移云图

图 15 7 度 El-Centro 波单向加载后模型位移云图
Fig. 15 Cloud image of model displacement after unidirectional loading of 7-degree El-Centro wave

三向地震波的加载使块体间沿灰缝开裂,模型节理面剪切位移主要集中于塔体首层东西侧(图 16),在模型首层东侧中部、塔檐处出现不同剪切位移差,与振动台试验中开裂部位一致。模型底部位移明显,是将底板与模型定为同一属性所致,因而与试验现象不一致。

地震烈度提高至 8 度,塔体首层裂缝不断增加,三向地震波的加载,使裂缝沿灰缝延伸至中部塔层,薄弱层也相应改变。直至地震波加载结束后,模型第二层西侧呈现较大阶梯状剪切位移差,由上至下贯穿塔身,如图 17(a)所示。试验结果(图 17(b))中塔体此处灰缝位移响应较大,裂缝开展形式与计算结果一致。与此同时,塔体东侧(图 18)伴随着第二层券洞顶沿灰缝发生的剪切破坏,并蔓延至二层塔檐,且计算与试验中裂缝部位相吻合。

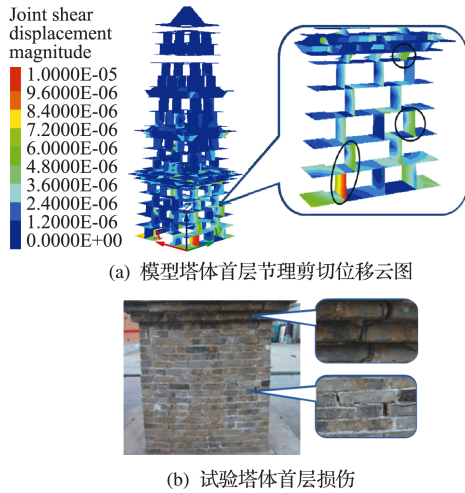


图 16 7 度三向地震波加载后塔体东侧损伤
Fig. 16 Damage diagram of tower after three dimensional loading of 7-degree seismic wave

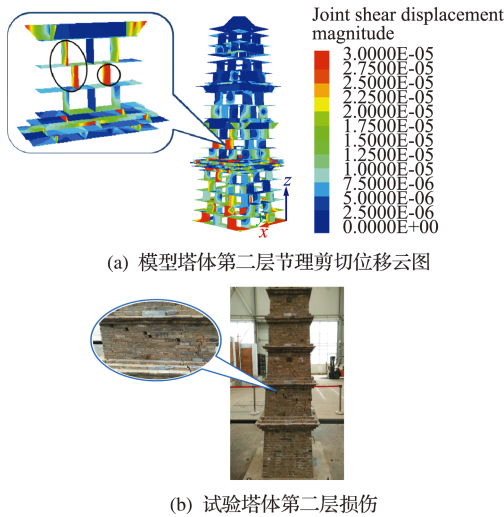


图 17 8 度三向地震波加载后塔体西侧损伤
Fig. 17 Damage map of the west side of the tower after 8-degree three-dimensional seismic wave loading

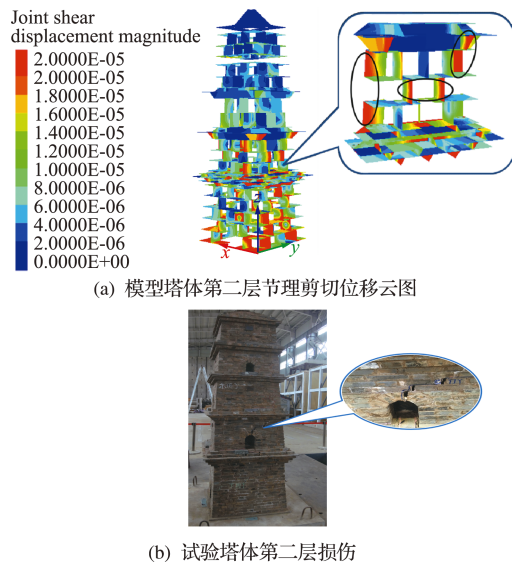


图 18 8 度三向地震波加载后塔体东侧损伤
Fig. 18 Damage map of the east side of the tower after 8-degree three-dimensional seismic wave loading

各工况加载完成后,块体间位移变化如图 19 所示,底部塔层因裂缝间相互错动消耗大量地震能,位移变化相对减小。由损伤系数变化特征发现中下部塔层东西侧存在较多块体错动,与试验现象一致,表明塔体将由下至上逐层开裂破坏。

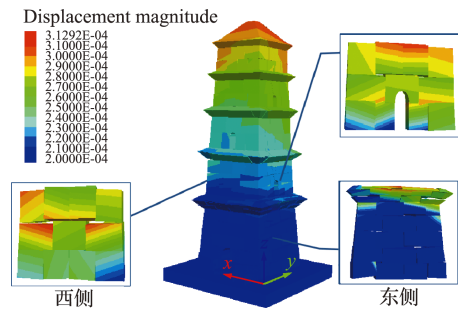


图 19 所有地震波加载后塔体位移云图
Fig. 19 Cloud images of tower displacement after all seismic waves are loaded

4 结 论

对玄奘塔 1/8 比例模型振动台试验进行离散元模拟,将计算与试验结果进行对比,分析塔体地震响应及破坏机制,主要结论如下。

(1) 离散元数值计算所得结构模型动力响应与试验结果一致,能够较好反映古塔结构的地震破坏过程,计算所得损伤区域与试验中的破坏区一致。

(2) 当地震烈度较低时,模型顶层动力响应的计算值与试验值较为接近;当地震烈度较高时,模型中块体间相对错动较大,与试验结果一致,充分验证了块体刚性化定义的合理性。

(3) 灰缝间剪切位移首先出现于塔体首层,随烈度提高后延至 2 层和 3 层,剪切位移的分布与试验中裂缝开展区域一致,反映了结构破裂区的分布。

(4) 地震波作用下,底层块体因节理面剪切位移差而率先发生错动,随着烈度的提高,剪切位移差增大,块体错动延伸至中部塔层,集中于券洞及塔檐,与塔体试验开裂破坏过程一致。

参考文献(References):

[1] Lemos J. Discrete element modeling of the seismic behavior of masonry construction[J]. *Buildings*, 2019, **9** (2): 43.
 [2] Rafiee A, Vinches M. Mechanical behaviour of a stone masonry bridge assessed using an implicit discrete element method [J]. *Engineering Structures*, 2013, **48**: 739-749.
 [3] Ferrante A, Loverdos D, Clementi F, et al. Discontinuous approaches for nonlinear dynamic analyses of an ancient masonry tower [J]. *Engineering Structures*,

- 2021, **230**:111626.
- [4] 赵永志,陈友川,郑津洋. 砌体结构破坏倒塌过程的离散单元模拟[J]. 计算力学学报, 2011, **28**(4): 523-529. (ZHAO Yong-zhi, CHEN You-chuan, ZHENG Jin-yang. Discrete element simulation of the breakage and collapse of masonry structures[J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2011, **28**(4): 523-529. (in Chinese))
- [5] Hentz S, Daudeville L, Donzé F V. Discrete element modeling of a reinforced concrete structure[J]. *Journal of the Mechanical Behavior of Materials*, 2009, **19**(4): 249-258.
- [6] Dimitri R, De Lorenzis L, Zavarise G. Numerical study on the dynamic behavior of masonry columns and arches on buttresses with the discrete element method [J]. *Engineering Structures*, 2011, **33**(12): 3172-3188.
- [7] Winkler T, Meguro K, Yamazaki F. Response of rigid body assemblies to dynamic excitation[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1995, **24**(10): 1389-1408.
- [8] 何海波,钱 昆. 基于三维离散单元法的无筋砌体墙受力性能分析[J]. 低温建筑技术, 2021, **43**(8): 57-61. (HE Hai-bo, QIAN Kun. Analysis of mechanical behavior of unreinforced masonry wall based on discrete element method [J]. *Low Temperature Architecture Technology*, 2021, **43**(8): 57-61. (in Chinese))
- [9] Pulatsu B, Erdogmus E, Lourenço P B. Comparison of in-plane and out-of-plane failure modes of masonry arch bridges using discontinuum analysis[J]. *Engineering Structures*, 2019, **178**: 24-36.
- [10] Papaloizou L, Komodromos P. Planar investigation of the seismic response of ancient columns and colonnades with epistyles using a custom-made software [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2009, **29**(11): 1437-1454.
- [11] Çaktı E, Saygılı Ö, Lemos J V. Discrete element modeling of a scaled masonry structure and its validation [J]. *Engineering Structures*, 2016, **126**: 224-236.
- [12] Lu J L, Han X, Wang Z S. Research on dynamic properties of ancient masonry pagoda with solid structure in China [J]. *International Journal of Architectural Heritage*, 2022, **16**(5): 746-766.
- [13] Sun X M, Li G, Zhao C W. Investigation of deep mine shaft stability in alternating hard and soft rock strata using three-dimensional numerical modeling [J]. *Processes*, 2018, **7**(1): 2.

Discrete element simulation analysis of shaking table test of masonry ancient pagoda model

LU Jun-long^{*1}, LI Ming-dong¹, TIAN Peng-gang², WANG Zhen-shan¹, YUN Zuo-yi²

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

2. Shanxi Architecture Science Research Institute Company Limited, Xi'an 710082, China)

Abstract: Historical masonry pagodas have low bonding strength, which is easy to crack and destroy under earthquake action. How to study the cracking and fracture development mechanism of masonry pagodas under earthquake excitation, a discrete element model was established for the 1/8 scale model structure of the pagoda of Xuanzang, and the acceleration and displacement responses of the structure under seismic wave excitation was analyzed. Compared with the shaking table test results, the whole tower cracking and destruction. The results show that the acceleration and displacement responses of the structure obtained by numerical calculation are consistent with the shaking table test results. When the earthquake intensity is low, the displacement curves of the top floor from the numerical analysis and the experiment are close. After the earthquake intensity increases, the numerical results of the structural dynamic response caused by the tower cracking differ from the test results. Still, the trends of both are the same. Under the excitation of seismic waves, the tower's first floor cracked first, and with the increase of seismic intensity, cracking extended to the middle tower floor, and the block staggered on the second floor. The damage process of the model is consistent with the development of experimental cracks. The research results provide a reference for the analysis of earthquake damage and the failure process of masonry pagodas.

Key words: masonry pagoda; discrete element method; shaking table test; damage analysis

引用本文/Cite this paper:

卢俊龙,李明东,田鹏刚,等. 砖石古塔模型振动台试验的离散元模拟分析[J]. 计算力学学报, 2024, **41**(2): 365-372.

LU Jun-long, LI Ming-dong, TIAN Peng-gang, et al. Discrete element simulation analysis of shaking table test of masonry ancient pagoda model[J]. *Chinese Journal of Computational Mechanics*, 2024, **41**(2): 365-372.