



法门寺合十舍利塔结构整体模型振动台试验研究

卢文胜, 韩建平, 吕西林, 周颖, 钱江
(同济大学土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘要:法门寺合十舍利塔为特殊的竖向倒转收进结构,主体结构为倾斜外挑内收的型钢混凝土筒体,沿高度在两处形成拐点,底层为框支转换层,顶部通过型钢混凝土桁架连接形成连体结构。为了研究其抗震性能,对其1/35整体模型进行了模拟地震振动台试验,测试了模型结构的动力特性及其在7度多遇、7度基本、7度罕遇、8度罕遇水准地震作用下的加速度、位移反应等,研究了模型结构的破坏机理和破坏模式,并根据试验结果,分析了原型结构的动力特性及地震反应。试验结果表明:模型结构第1、2、3阶振型频率分别为6.348Hz(平动)、6.836Hz(平动)和14.746Hz(整体扭转),原型结构对应的前3阶振型周期分别为0.933s、0.866s、0.401s,扭转、平动周期比为0.43;在7度基本及7度罕遇水准地震作用下结构最大层间位移角分别为1/754和1/453,表明原型结构整体抗震性能较好,能够满足中震基本弹性、大震不倒的抗震设防要求。建议采取适当措施缓解4层楼板标高附近筒体墙身的应力集中,并进一步研究结构外挑端部及其上下楼层竖向反应及其与水平反应的耦联性。

关键词:高层建筑;倒转收进;振动台试验;抗震性能;抗震设计
中图分类号:TU973.12 TU317.1 **文献标志码:**A

Shaking table model test on Palms Together Dagoba at Famen Temple

LU Wensheng, HAN Jianping, LU Xilin, ZHOU Ying, QIAN Jiang
(State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Palms Together Dagoba at Famen Temple was designed to have a special layout with considerably vertical inversion and setback. The main structure is steel reinforced concrete tubes with inclined projecting and backsetting, and two inflection points are formed along the structural height. The first floor is transfer floor with framed pillars and beams. Tubes are connected by steel reinforced concrete trusses at the top. In order to investigate the seismic performance of this structure, a shaking table test of a 1/35 scaled model was carried out. The dynamic parameters, responses of acceleration, displacement of the model under different earthquake levels are studied. The failure mechanism is discussed as well. Then, the dynamic characteristics and the seismic responses of the prototype are deduced and analyzed based on the model test results. The frequencies of the first three modes of the model are 6.348Hz (translation), 6.836Hz (translation) and 14.746Hz (overall torsion) in turn. The corresponding periods of the first three modes of the prototype are 0.933s, 0.866s and 0.401s respectively. Thus the ratio of the period of the first torsion mode to that of the first translation mode is 0.43. The maximum inter-story drift ratios of the prototype under moderate and rarely occurred earthquakes of intensity VII with design basic acceleration 0.15g are 1/754 and 1/453 respectively. These all indicate that the prototype can satisfy the seismic criteria under different earthquake levels. Appropriate measures to release strain concentration of tube walls near the fourth floor slab are recommended. And further study on vertical response and the coupling effect with horizontal response at out-extended floor and floors near out-extended floor is necessary.

Keywords: high-rise building; vertical inversion and setback; shaking table test; seismic performance; seismic design

基金项目:国家重点基础研究发展计划973项目(2007CB714200)。

作者简介:卢文胜(1967—),男,江西东乡人,工学博士,教授。E-mail:wenshenglu@vip.163.com

收稿日期:2010年1月

0 引言

近年来,由于建筑创意或功能的要求,越来越多新颖、复杂体型的高层建筑不断出现,如法门寺合十舍利塔为典型的竖向倒转收进结构,主体结构为倾斜外挑内收的型钢混凝土筒体结构,沿结构高度在两处形成拐点,底层为框支转换层,顶部通过型钢混凝土桁架连接形成连体结构。对此类结构的竖向不规则性及其不规则程度目前未有明确的判定准则,对其动力特性、地震反应及破坏模式目前也尚未有深入的研究。结构整体模型模拟地震振动台试验可以较好地模拟结构在地震动作用下的性能状态及预测结构的动力性能、破坏机理和薄弱环节,利用这一优势,在结构整体层面对其抗震性能进行试验研究,揭示此类结构在地震作用下的受力性能、反应特点及薄弱环节,可以为这类结构进行抗震分析与设计提供依据^[1-4]。

本文针对法门寺合十舍利塔结构的特点,进行了1/35整体模型模拟地震振动台试验,测试了模型结构的动力特性及其在7度多遇、7度基本、7度罕遇、8度罕遇水准地震作用下的加速度、位移反应等,研究了模型结构的破坏机理和破坏模式,并根据试验结果,分析了原型结构的动力特性及地震反应,提出了对原型结构抗震设计及需要进一步研究问题的建议。

1 结构特点

法门寺合十舍利塔立意于合十的佛手内捧佛祖舍利,佛教象征意义鲜明,整体造型视觉冲击强烈。该塔建筑高度147m,结构高度127m,东西向剖面及典型平面分别如图1、2所示。

该结构正立面外倾内收,有大量的殿堂和夹层,质量、刚度分布不均匀;底层为大底盘、框支转换结构;2层设置钢骨混凝土桁架转换层,2层以上为不规则双塔楼,其中2~3层内倾,4~6层向外倾斜,7~10层向内收拢,5~10层(标高54.000~109.000m)双塔完全分开,标高109.000~117.125m采用钢骨混凝土桁架,即图1中的天桥桁架,贯通墙身将双塔结构连接在一起,形成连体结构;主要竖向构件倾斜弯折布置;主体结构为两塔两端布置的型钢混凝土筒体,筒体墙身截面如图3a所示,墙内竖向密排钢管柱及水平钢骨梁、斜撑自成一体,形成墙内暗置的钢支撑框架结构;如图3b所示,筒体间采用钢框架外挂混凝土挂板形成空腔墙体,即图2中的手心墙、手背墙,钢框架延伸至四角筒体内。

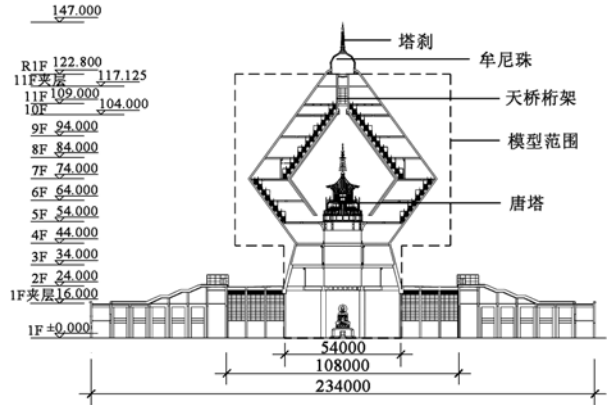


图1 原型结构东西向建筑剖面及模型范围

Fig. 1 East-west profile of prototype structure and model range

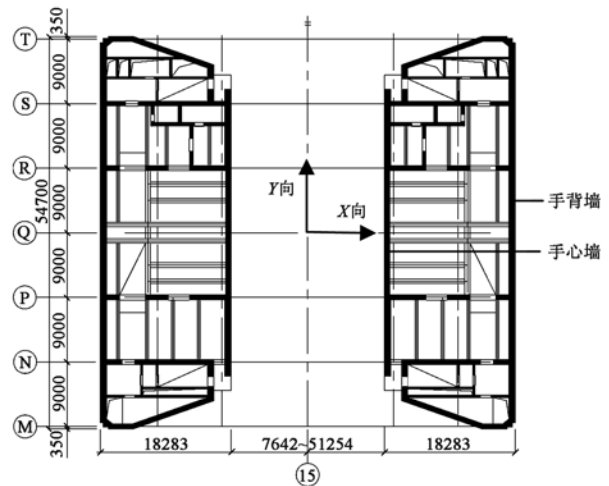


图2 6~10层平面图

Fig. 2 Plan of the 6th floor to the 10th floor

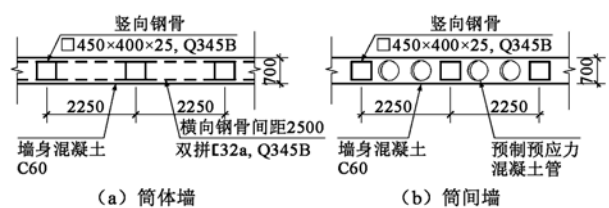


图3 筒体墙与筒间墙断面

Fig. 3 Sections of tube wall and wall between tubes

竖向规则性超限,包括立面收进幅度过大、连体、立面开大洞、大底盘多塔楼及有转换层结构。常见的收进形式包括一般收进、有倾斜面的复杂收进及倒转收进,目前各国规范均是通过规定限制与相邻层的强度、刚度、质量及收进的尺寸判定是否为竖向不规则及其不规则程度^[5-8]。法门寺合十舍利塔则属于一种新的收进形式,双塔在底部连为整体,然后分开并先挑后收,沿高度在两处形成拐点,对此类结构的竖向不规则性及其不规则程度目前未有明确的判定准则。

2 模型设计与制作

2.1 模型相似设计的关键点

模型设计时重点考虑以下结构特征关键点:

(1) 结构底盘尺寸较大,平面尺寸为 234m × 234m。由于振动台能力的限制,若直接以原结构尺度进行缩尺,将使主要关心部分的构件尺寸非常小,从而对结构动力特性的研究产生较大的不利影响。

(2) 结构体型复杂,竖向倒转收进较大,重力荷载及竖向地震动分量影响显著,既要确保重力相似,同时要考虑竖向地震动的影响。

(3) 主体结构为钢骨混凝土组合结构。

(4) 结构自重较大。

2.2 模型结构尺度范围

根据初步设计图纸资料,在模型设计之前,分别对完整结构和忽略中部 54m × 54m 以外竖向构件及平台板的简化结构进行了初步的动力特性分析和反应谱分析。分析结果表明,完整结构与简化结构的前 12 阶振型基本相同,前 3 阶自振周期的对比见表 1;结构不同平面位置各点的位移结果相近,图 4 为同一工况下沿结构不同高度处最大位移的对比。

表 1 简化模型与完整模型的振型对比

Table 1 Mode comparison between full model and simplified model

振型	周期/s		相对误差
	完整模型	简化模型	
1 阶	1.202	1.252	4.16%
2 阶	0.930	0.944	1.51%
3 阶	0.538	0.587	9.11%

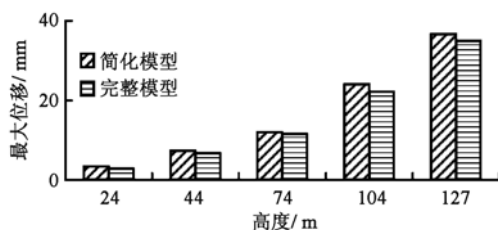


图 4 结构不同高度最大位移对比

Fig. 4 Comparison of maximum displacements along height

因此,仅选择 54m × 54m 以内部分(图 1 所示虚线内)结构作为振动台试验模拟对象以降低模型质量,并更有利于观察结构的开裂及破坏情况。

2.3 模型相似关系

根据该结构竖向倒转收进的特点,重力失真将带来较大的试验误差,因此加速度相似常数为 1.0,以较好地模拟结构竖向地震反应以及重力荷载的影响。模型试验采用的相似关系如表 2 所示。

表 2 模型相似常数

Table 2 Similitude scale factors

物理参数	相似常数
长度	1/35
应变	1.00
等效弹性模量	0.15
等效应力	0.15
质量密度	5.25
频率	5.92
加速度	1.00

2.4 模型材料选择与结构设计制作

整体结构模型中的钢筋混凝土部分,采用微粒混凝土、镀锌铁丝和铁丝网制作,钢骨混凝土梁、柱及桁架中的钢骨选用紫铜模拟。模型构件的设计原则为控制截面的承载能力相似和刚度相似^[9]。

模型设计制作过程中主要简化有:

(1) 忽略唐塔及顶层的塔刹及牟尼珠等,仅模拟其质量贡献。

(2) 将原结构 R1F 层(标高 122.800m)作为模型结构屋面层,忽略该标高以上结构构件,仅将这些构件的设计荷载加至该层,因此模型结构实际完成标高为 3.509m。

(3) 2 层钢骨混凝土转换桁架按强度相似、刚度相似简化为钢筋混凝土梁。

(4) 手心、手背墙原设计为钢框架外挂 100mm 厚钢筋混凝土板,模型设计时忽略内外钢筋混凝土挂板,只考虑钢框架,并根据刚度等效的原则确定模型竖向及水平构件的截面。

(5) 2 层及以上各层夹层板对结构整体动力特性贡献有限且影响筒体内配重的布置,模型设计时取消 24m 以上各楼层的夹层板。

(6) 模型 6 层及以上各层手心手背墙间楼板的开洞,按原结构楼板开洞率控制。

2.5 楼层质量模拟

依据相似关系,质量密度相似常数为 5.25。由于模型尺度较小、空间封闭,而需布置的附加质量较大,常规配重方案不能满足要求,因此选择密度较大的铅并依据结构特点精心设计、制作成不同规格的配重板、配重条及配重块,并在模型制作施工过程中分阶段放置。

由于多数结构构件竖向倾斜布置,为充分研究地震动作用下的扭转效应,附加质量按偏心布置,且偏心布置使整体结构扭转反应有增大的趋势。结合结构特点,确定两塔楼附加质量沿 Y 向反向各 5% 偏心布置。

就位后即将试验的模型照片如图 5 所示。



图5 试验前的模型
Fig. 5 Model before test

3 模拟地震振动台试验

3.1 试验及加载方案

3.1.1 传感器布置

试验时分别在1层、2层测点C及4层、5层、7层、11层及屋面测点B、C各布置X向、Y向和Z向加速度传感器;在2层、4层、5层、7层、11层及屋面各布置X向、Y向位移传感器,在7层、9层及11层各布置1个Z向位移传感器,并在7层另外各布置1个X向、Y向位移传感器,以测量扭转反应。另外,为了监测唐塔桁架、天桥桁架、2层转换梁、钢骨混凝土斜柱、底层框支柱及筒体斜墙等关键部位在各种工况下的应力变化情况,在相应位置分别布置了应变测点,同时选择6层手背斜墙,在竖向及水平骨架上分别布置应变测点^[9]。模型第7层平面及测点布置如图6所示。

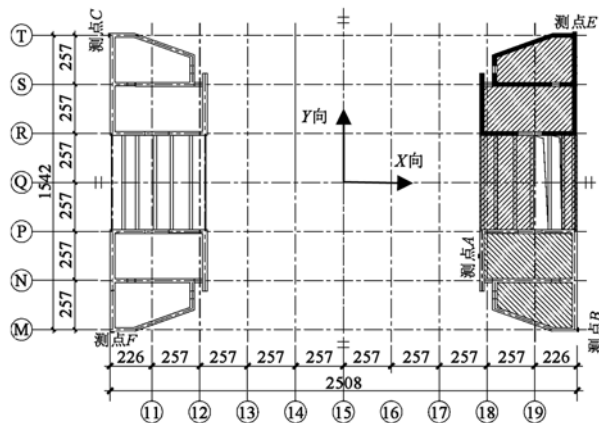


图6 模型7层平面及测点布置

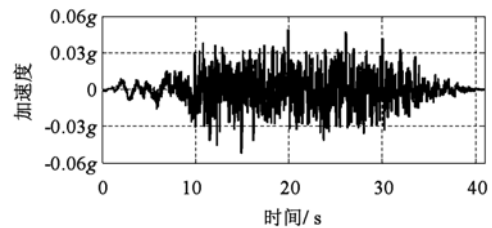
Fig. 6 The 7th floor plan and configuration of measuring points

3.1.2 台面输入激励及加载方案

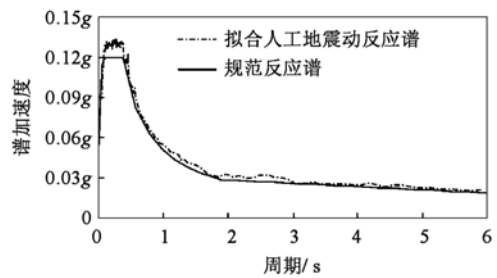
根据7度(0.15g)抗震设防及II类场地要求,

选择两条实际地震记录和一条人工模拟地震时程曲线作为模拟地震振动台台面输入,分别为El Centro、Taft及拟合规范反应谱的人工地震动时程GB。人工地震动时程及其加速度反应谱与规范反应谱的对比如图7所示。

地震动同步输入时,各方向加速度幅值之比取1.00(水平主向):0.85(水平次向):0.65(竖向),加载以三向地震动、双向水平地震动为主,并选择部分单独的竖向地震动工况(1.00,竖向)进行试验。各水准地震作用激励输入前、后,均输入三向白噪声对模型扫频。



(a) 加速度时程



(b) 加速度反应谱

图7 拟合人工地震动

Fig. 7 Code-matched artificial ground motion

3.2 试验现象

3.2.1 7度多遇地震试验阶段

按加载顺序依次输入El Centro波、Taft波和人工地震波GB,各激励输入后,模型表面未发现可见裂缝;各工况结束后的白噪声扫描发现模型自振频率基本未下降,说明结构尚未发生微小裂缝,模型结构处于弹性工作阶段。

3.2.2 7度基本地震试验阶段

在7度基本地震试验阶段各激励输入下,模型结构的反应规律与7度多遇地震试验阶段基本相似,外观观察未发现明显的破坏现象,但模型自振频率略有下降,说明结构虽发生微小裂缝,但模型结构仍基本处于弹性工作阶段。

3.2.3 7度罕遇地震试验阶段

在7度罕遇地震试验阶段各激励输入下,外观观察仍未发现明显的破坏现象,但结构的自振频率有较大幅度的下降,说明模型内部或不易观测部位已开始产生一定程度的损伤。

3.2.4 8度罕遇地震试验阶段

在8度罕遇地震试验阶段各激励输入下,模型多处出现可见裂缝;结构自振频率大幅下降;除平动模态外,扭转模态和竖向模态已肉眼可辨。

从试验的全过程来看,模型结构的裂缝主要集中于下列构件及其相关部位:①角筒4层楼板位置,即手腕处(图8a,8b);②2层转换梁根部(图8c);③唐塔桁架根部及其附近筒体墙身区域(图8d);④天桥桁架底部(图8e);⑤角筒墙身7层阴角位置,即手心处(图8f)。裂缝开展情况及描述详见文献[10]。

4 振动台试验结果及分析

4.1 模型结构动力特性

模型结构在不同水准地震前后的自振频率、阻尼比与振型形态,如表3所示。

(1) 试验前,模型结构前3阶频率分别为6.348Hz、6.836Hz和14.746Hz,振型形态分别为Y向平动、X向平动和整体扭转。

(2) 模型结构低阶振型的振型形态主要为平动和整体扭转。

(3) 模型结构的自振频率随输入地震动幅值的加大而降低。

(4) 在完成8度罕遇地震试验阶段后,模型结构前3阶频率分别降低为5.078Hz、5.566Hz和11.816Hz,降低幅度分别为20.01%、18.58%和19.87%,对应的振型形态及出现的顺序未发生改变。

根据各测点的加速度响应数据,利用特征系统实现算法识别的模型结构X向、Y向1阶振型见图9^[11]。

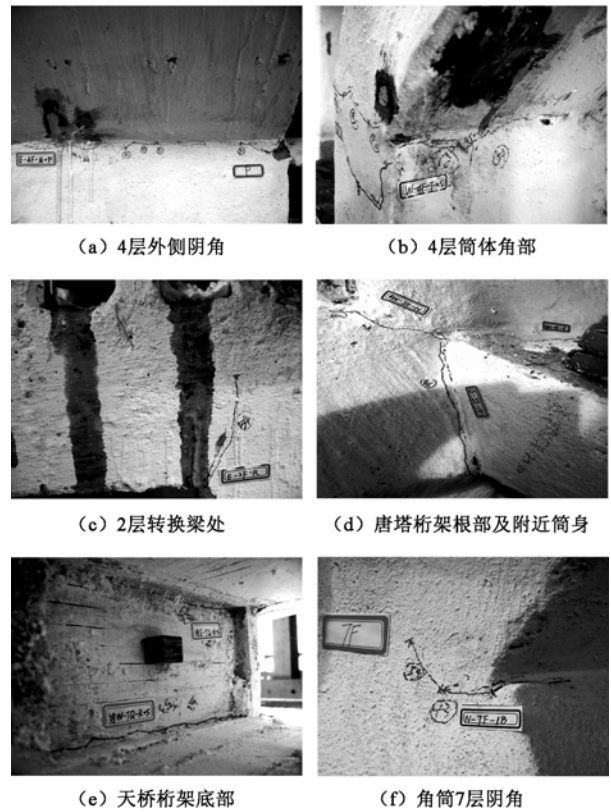


图8 模型开裂模式

Fig. 8 Cracking patterns of model

4.2 模型结构加速度反应

由试验结果可得不同水准地震作用下各楼层加速度最大动力放大系数 K ,本文仅给出7度多遇及7度罕遇水准各地震动输入下X、Y、Z向的加速度动力放大系数 K 沿高度的分布,分别如图10、11所示。

可以看出:除水平向外,竖向加速度放大效应也

表3 不同水准地震作用后模型结构频率、阻尼比及振型形态

Table 3 Natural frequencies, modal damping ratios and vibration modes of model under different earthquake levels

白噪声	动力特性	振型					
		1阶	2阶	3阶	4阶	5阶	6阶
WN-1 (7度多遇激励前)	频率/Hz	6.348	6.836	14.746	24.512	27.344	27.539
	阻尼比	0.0389	0.0409	0.0078	0.0079	0.0026	0.0023
	振型形态	Y向平动	X向平动	扭转	Y向平动	Z向平动	X向平动
WN-2 (7度多遇激励后)	频率/Hz	6.250	6.738	14.355	20.215	26.660	27.051
	阻尼比	0.0283	0.0367	0.0035	0.0161	0.0217	0.0132
	振型形态	Y向平动	X向平动	扭转	Y向平动	Z向平动	X向平动
WN-3 (7度基本激励后)	频率/Hz	6.055	6.445	13.770	19.531	25.977	26.953
	阻尼比	0.0295	0.0282	0.0048	0.0026	0.0163	0.0082
	振型形态	Y向平动	X向平动	扭转	Y向平动	Z向平动	X向平动
WN-4 (7度罕遇激励后)	频率/Hz	5.762	6.152	13.379	19.043	25.000	25.684
	阻尼比	0.0201	0.0232	0.0044	0.0041	0.0069	0.0032
	振型形态	Y向平动	X向平动	扭转	Y向平动	Z向平动	X向平动
WN-5 (8度罕遇激励后)	频率/Hz	5.078	5.566	11.816	18.066	22.168	24.121
	阻尼比	0.0141	0.0285	0.0052	0.0239	0.0033	0.0051
	振型形态	Y向平动	X向平动	扭转	Y向平动	Z向平动	X向平动

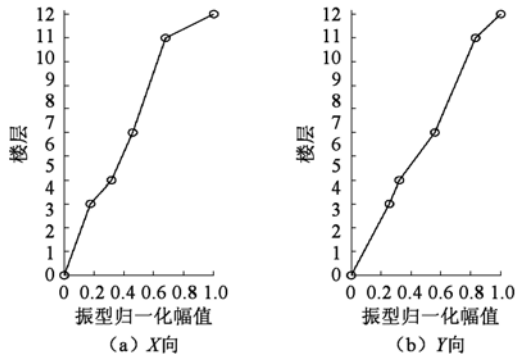


图9 模型结构 X、Y 向 1 阶振型
Fig. 9 Identified 1st vibration modes in X- and Y- directions

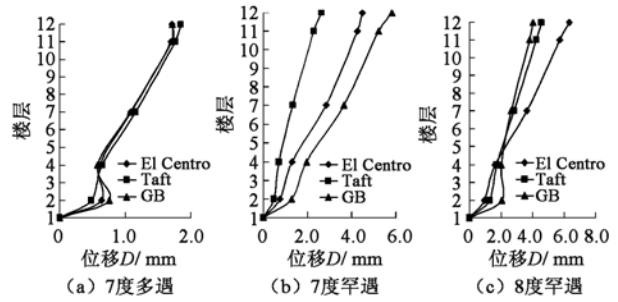


图 12 不同水准地震作用下模型结构 X 向最大位移
Fig. 12 Maximum X-direction displacements of model under different earthquake levels

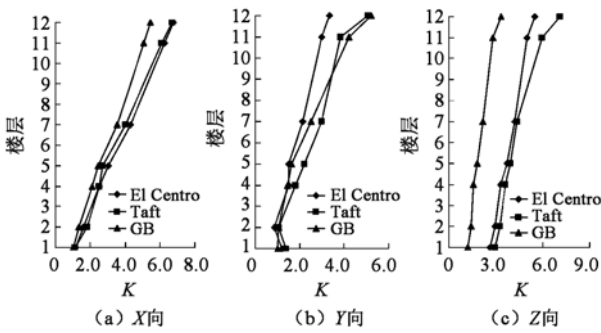


图 10 7 度多遇地震作用下模型结构
加速度放大系数 K

Fig. 10 Maximum amplification factors of model acceleration under frequent earthquakes of intensity VII

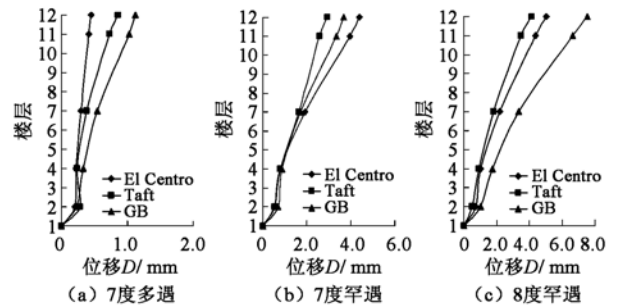


图 13 不同水准地震作用下模型结构 Y 向最大位移
Fig. 13 Maximum Y-direction displacements of model under different earthquake levels

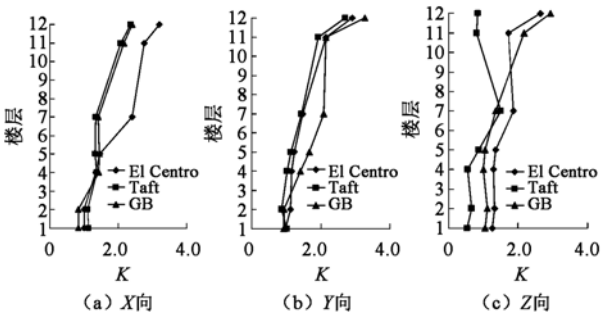


图 11 7 度罕遇地震作用下模型结构
加速度放大系数 K

Fig. 11 Maximum amplification factors of model acceleration under rarely occurred earthquakes of intensity VII

较明显;11 层及以上连体部分存在一定的鞭梢效应。

4.3 模型结构位移反应

模型结构在不同水准地震作用下的 X 向、Y 向各楼层最大位移如图 12、13 所示。

利用布置在模型第 7 层两端相对方向两测点的位移时程相减,确定最大相对位移后,计算扭转角最大值,以衡量结构的扭转反应。

另外值得注意的是,在各水准地震作用下,7 层、9 层及 11 层竖向位移最大值均发生在三向地震动输入或单独水平地震动输入工况下,本文仅列出 7 度多遇及 7 度罕遇地震下的结果,分别如表 4、表 5 所示。表明该结构由于竖向倒转收进这一特点,使得竖向地震反应较大,且竖向地震反应和水平地震反应有较大的耦联关系。

表 4 7 度多遇地震作用下模型结构相对于底座的
竖向最大位移

Table 4 Maximum vertical displacements of model relative to base under frequent earthquakes of intensity VII

地震激励	主振方向	竖向最大位移/mm		
		11 层	9 层	7 层
El Centro	XY,X	3.00	2.14	2.38
	XY,Y	3.47	2.60	2.78
	Z	0.25	0.26	0.35
Taft	XY,X	3.34	2.50	2.70
	XY,Y	3.13	2.29	2.35
	Z	0.29	0.28	0.30
GB	X	1.18	1.16	1.37
	Y	0.32	0.34	0.51
	Z	0.34	0.32	0.48

注:表内“XY,X”表示 X、Y 双向水平地震动激励, X 向为主振方向; X 表示仅 X 向激励,其余类推。

表 5 7 度罕遇地震作用下模型结构相对于底座的
竖向最大位移

Table 5 Maximum vertical displacements of model
relative to base under rarely earthquakes of intensity VII

地震激励	主振方向	竖向最大位移/mm		
		11 层	9 层	7 层
El Centro	XYZ, X	0.75	0.53	0.93
	XYZ, Y	4.46	3.38	3.23
	Z	2.01	0.42	0.95
Taft	XYZ, X	4.45	3.18	3.26
	XYZ, Y	2.84	3.01	3.23
	Z	2.11	2.19	2.49
GB	X	0.92	0.94	1.04
	Y	0.75	0.53	0.93
	Z	4.46	3.38	3.23

注:表内“XYZ, X”表示 X、Y、Z 三向地震动激励, X 向为主振方向;“X”表示仅 X 向激励,其余类推。

5 原型结构抗震性能分析

5.1 原型结构动力特性

根据相似关系推算出原型结构在不同水准地震作用下的自振频率和振动形态。

原型结构未遭受地震时第 1~6 阶的自振频率分别为 1.072Hz、1.155Hz、2.491Hz、4.141Hz、4.619Hz、4.652Hz, 振动形态分别为 Y 向平动、X 向平动、扭转、Y 向平动、Z 向平动、X 向平动, 相应的周期分别为 0.933s、0.866s、0.401s、0.241s、0.216s、0.215s。

结构频率随输入地震动幅值的增大而降低; 结构遭受 8 度罕遇地震后与未遭受地震时相比, X 向 1 阶频率下降 18.61%, X 向 2 阶频率下降 12.42%; Y 向 1 阶频率下降 19.96%, 2 阶频率下降 26.30%; Z 向 1 阶频率下降 18.92%; 1 阶扭转频率下降 19.87%。

5.2 原型结构位移反应

不同水准地震作用下原型结构的总位移角、层

间位移角和 7 层扭转角最大值如表 6 所示。

在 7 度多遇烈度地震作用下, 结构有较小的位移、扭转变形。X 向、Y 向层间位移角最大值分别为 1/952 和 1/1306, 小于 1/800, 结构处于弹性阶段。

在 7 度基本烈度地震作用下, 结构自振频率和刚度稍有降低, 层间位移有一定的增大, X 向、Y 向层间位移角最大值分别为 1/813 和 1/754, 结构基本仍处于弹性阶段。

在 7 度罕遇烈度地震作用下, 结构出现少量开裂, 结构自振频率有一定的下降。X 向、Y 向层间位移角最大值分别为 1/519 和 1/453, 小于 1/100, 原型结构能够满足现行抗震规范“大震不倒”的抗震设防标准。

在 7 度多遇、7 度基本及 7 度罕遇和 8 度罕遇等不同水准地震动作用下, 原型结构 9 层与 7 层的竖向相对位移最大值分别为 42.27mm、41.60mm、53.10mm 和 79.18mm, 以此为基础计算的竖向层间位移角分别为 1/473、1/481、1/377、1/253。

7 层扭转角的结果表明该结构扭转效应整体处于较低水平, 说明该结构体系具有较大的抗扭刚度。该楼层的扭转效应要显著大于其它楼层的扭转效应, 值得注意的是 X 向的扭转反应明显大于 Y 向的扭转反应。

5.3 原型结构剪力与倾覆力矩分布

根据原型结构的加速度反应和结构楼层的质量分布, 得到原型结构在不同水准地震作用下的剪重比以及剪力分布、倾覆力矩。

剪重比结果见表 7, 图 14 为基底剪力 V_{base} 、顶点位移 D_{roof} 与峰值加速度的关系曲线。

结构各楼层剪力分布如图 15 所示, 倾覆力矩分布如图 16 所示, 其中 5 层至 11 层分体部分的楼层剪力及倾覆力矩分别依据图 6 所示测点 B 和 C 的记录数据整理。

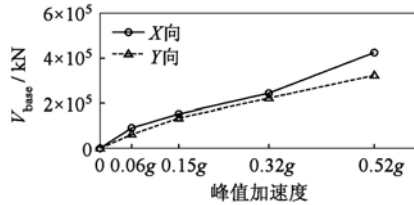
表 6 不同水准地震作用下原型结构总位移角、层间位移角和扭转角最大值

Table 6 Maximum roof displacement ratios, inter-story drift ratios and torsion ratios
of prototype structure under different earthquake levels

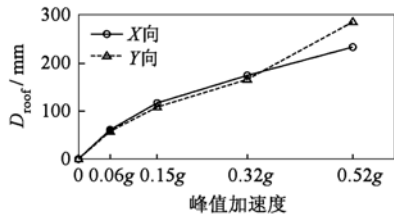
地震水准	方向	总位移角	层间位移角					7 层扭转角
			屋面~11 层	11~7 层	7~4 层	4~2 层	2~1 层	
7 度多遇	X	1/2017	1/3161	1/1520	1/1790	1/2099	1/952	1/2751
	Y	1/2167	1/1617	1/1463	1/2478	1/1390	1/1306	1/6458
7 度基本	X	1/1061	1/1484	1/944	1/813	1/1158	1/1009	1/2119
	Y	1/1147	1/1224	1/754	1/1081	1/1680	1/1066	1/3139
7 度罕遇	X	1/704	1/770	1/657	1/519	1/935	1/621	1/1759
	Y	1/741	1/850	1/453	1/708	1/1829	1/945	1/2775
8 度罕遇	X	1/544	1/369	1/558	1/404	1/1041	1/244	1/1003
	Y	1/381	1/399	1/219	1/409	1/651	1/772	1/3386

表 7 不同水准地震作用下原型结构剪重比
Table 7 Base shear coefficients of prototype structure under different earthquake levels

剪重比/%							
7 度多遇		7 度基本		7 度罕遇		8 度罕遇	
X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向
6.37	4.26	11.67	11.00	20.12	17.38	34.40	25.72



(a) 基底剪力



(b) 顶点位移

图 14 基底剪力、顶点位移与峰值加速度的关系
Fig. 14 Curves of base shear and roof displacement versus peak ground acceleration

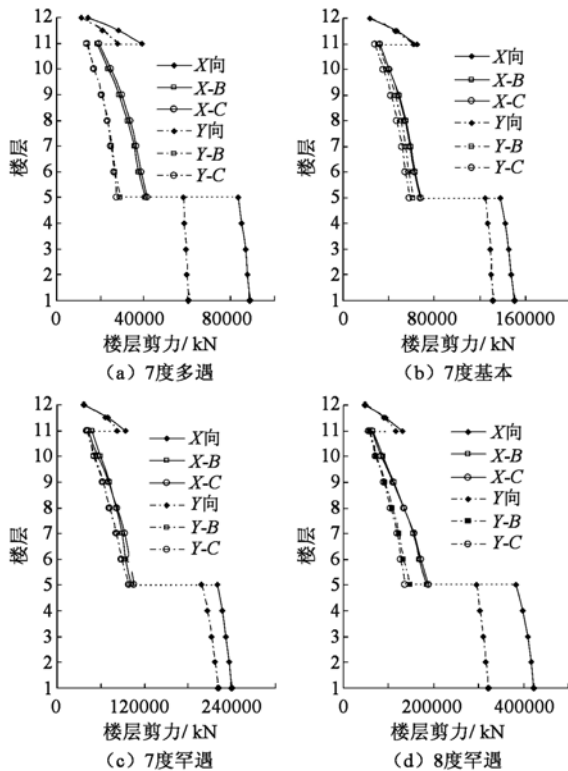


图 15 不同水准地震作用下原型结构楼层剪力
Fig. 15 Floor shear distribution of prototype structure under different earthquake levels

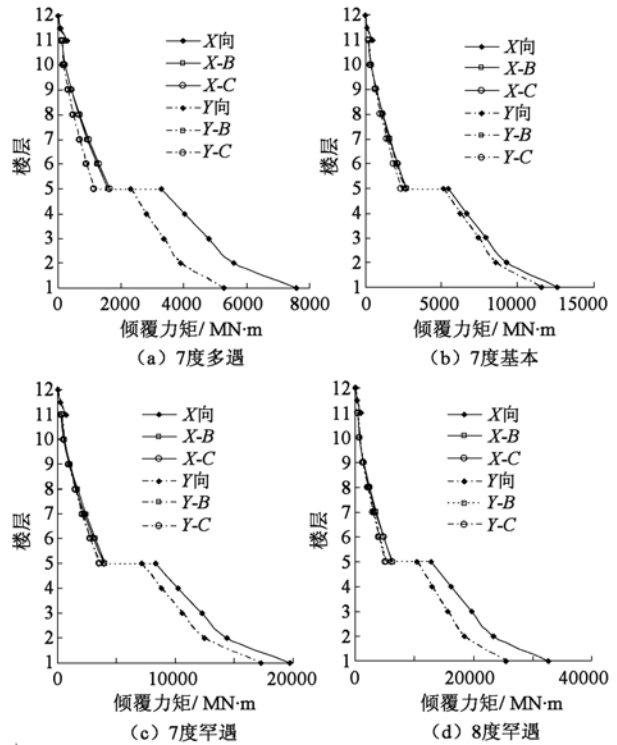


图 16 不同水准地震作用下原型结构倾覆力矩
Fig. 16 Overturning moment distribution of prototype under different earthquake levels

6 结论与建议

通过对法门寺合十舍利塔结构整体模型振动台试验研究,得到以下结论:

(1) 该结构能够满足中震基本弹性、大震不倒的抗震设防目标。结构由于显著的竖向倒转收进特点,使得结构外挑端部及其上下楼层竖向位移反应较大,且竖向位移与水平位移明显耦联,因此结构的竖向位移应作为结构设计的控制指标。由于目前我国及其他国家现行规范对此均无规定,因此需要进一步研究。

(2) 该结构无明显的薄弱环节,但在特大地震作用(8度罕遇)下,原型结构尚存在以下薄弱部位:角筒外侧4层阴角位置;唐塔桁架根部及其附近筒体墙身区域;天桥桁架根部。结构设计时要对这些部位采取合理的加强措施。

根据振动台试验结果及分析,提出以下建议:

(1) 采取适当措施以缓解4层楼板标高附近筒体墙身的应力集中。

(2) 还需对4层拐点处筒体墙身、唐塔桁架及其与筒体墙身的连接、天桥桁架及其与筒体墙身的连接等关键节点和关键部位做进一步的研究分析,包括有限元分析和大比例节点试验。

参 考 文 献

- [1] 吕西林, 蒋欢军. 建筑结构抗震研究的若干进展[J]. 同济大学学报:自然科学版, 2004, 32(10): 1278-1284. (Lu Xilin, Jiang Huanjun. Progress of seismic research in the field of building structural engineering[J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2004, 32(10): 1278-1284. (in Chinese))
- [2] Lu Xilin, Fu Gongkang, Shi Weixing, et al. Shake table model testing and its application[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2008, 17(1): 181-201.
- [3] 李检保, 吕西林, 卢文胜, 等. 北京 LG 大厦单塔结构整体模型模拟地震振动台试验研究[J]. 建筑结构学报, 2006, 27(2): 10-14. (LI Jianbao, LU Xilin, LU Wensheng, et al. Shaking table model test of Beijing LG Building[J]. Journal of Building Structures, 2006, 27(2): 10-14. (in Chinese))
- [4] Lu Xilin, Zou Yun, Lu Wensheng, et al. Shaking table model test on Shanghai World Financial Center Tower [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2007, 36(4): 439-457.
- [5] 肖从真, 徐培福, 王翠坤. 体型收进对高层建筑结构抗震性能的影响[J]. 建筑结构, 2003, 33(9): 12-15. (Xiao Congzhen, Xu Peifu, Wang Cuikun. Effects on the aseismic behavior of tall buildings with step-back [J]. Building Structure, 2003, 33(9): 12-15. (in Chinese))
- [6] Das S, Nau J M. Seismic design aspects of vertically irregular reinforced concrete buildings[J]. Earthquake Spectra, 2003, 19(3): 455-477.
- [7] GB 50011—2001 建筑抗震设计规范[S]. (GB 50011—2001 Code for seismic design of buildings [S]. (in Chinese))
- [8] JGJ 3—2002 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. (JGJ 3—2002 Technical specifications for concrete structures of tall building[S]. (in Chinese))
- [9] 周颖, 卢文胜, 吕西林. 模拟地震振动台模型实用设计方法[J]. 结构工程师, 2003, 19(3): 30-33. (Zhou Ying, Lu Wensheng, Lu Xilin. Practical model design method of shaking table tests[J]. Structural Engineers, 2003, 19(3): 30-33. (in Chinese))
- [10] 同济大学土木工程防灾国家重点实验室. 法门寺合十舍利塔结构模型模拟地震振动台试验研究报告[R]. 上海: 同济大学, 2007. (State Key Laboratory of Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University. Research report of shaking table test on Palm Together Dagoba at Famen Temple[R]. Shanghai: Tongji University, 2007. (in Chinese))
- [11] Han Jianping, Lu Xilin, Wang Feixing. Comparison of modal parameter identification algorithms based on shaking table model test data[C]// He Xiaoyuan, Xie Huimin, Kang YiLan. Proceedings of the SPIE v7375. Nanjing, Chian: The International Society for Optical Engineering, 2009: 73750K-1-7.