

8度区异形柱框架结构的振动台试验研究

潘文¹, 刘建², 杨晓东¹, 李红², 彭春明²,
王依群³, 严士超³, 康谷贻³, 卢文胜⁴

(1. 昆明理工大学 土木工程系, 云南昆明 650051; 2. 昆明市建设局, 云南昆明 650011;
3. 天津大学 建筑工程学院, 天津 300072; 4. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘要:为深入研究异形柱框架结构的抗震性能,探讨其在高烈度地震区的适用性,以8度区Ⅲ类场地为背景,综合考虑实际工程情况和模型试验的可行性等因素,设计了一个6层的异形柱框架结构为原型。按照加速度相似系数等于1和“用人工质量模拟的弹塑性模型”的要求,采用微粒混凝土制作了1/6比例的试验模型,进行了振动台试验,研究了设计计算方法的适用性、结构的总体抗震性能和破坏机制。根据设计计算的结果、试验中观察到的现象以及对试验结果的分析,在指出该种体系具有易于满足位移要求、在大震中以梁铰机制为主等优点的同时,也指出了其在高烈度区应用的重点问题是节点承载力。

关键词:异形柱框架结构;高烈度区;振动台试验;抗震性能;节点承载力
中图分类号: TU375.403 **文献标识码:** A

Shaking table test of RC frame with special-shaped columns designed for seismic fortification intensity 8 zone

PAN Wen¹, LU Jian², YANG Xiaodong¹, LI Hong², PENG Chunming²,
WANG Yiqun³, YAN Shichao³, KANG Guyi³, LU Wensheng⁴

(1. Department of Civil Engineering, Kunming University of Science and Technology, Kunming 650051, China;
2. Kunming Construction Bureau, Kunming 650011, China;
3. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China;
4. State Key Laboratory of Civil Engineering Disaster Prevention, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: In order to further investigate the seismic performance and suitability of RC specially shaped columns structure in high intensity zones, a six-storey RC frame with specially shaped columns in seismic fortification intensity 8 zone and type 3 site was designed as the prototype for shaking table test. According to the requirement of acceleration similitude factor equal to 1 and elasto-plastic properties simulated by artificial mass, a 1/6 scale testing model is constructed by micro aggregate concrete. The shaking table test puts emphasis on the applicability of computational model, the global seismic performance and damage mechanism of structure. Numerical results of structural design and experimental observation reveal the advantages of this structure system, that is the easy attainment for drift control requirement and predominance of beam hinge mechanism under major shock. Above all, more attention has to be paid to joint capacity for its application in high intensity zones.

Keywords: RC frame with specially shaped columns; high intensity zone; shaking table test; performance for earthquake resistance; capacity of joint

基金项目: 云南省自然科学基金项目 2005E0024M、2005E0023M、2007E037M, 昆明市建设局科技项目。

作者简介: 潘文(1968—), 男, 江苏南通人, 教授。

收稿日期: 2005年5月

0 引言

钢筋混凝土异形柱结构近年受到广泛关注和大量应用,得益于两方面的原因:一是该结构具有框架和框架-剪力墙结构易于满足建筑功能要求、抗震性能好的优点;二是目前国家大力推行的墙体改革政策,使之成为取代粘土砖承重结构的较好选择之一。在此背景下,各地展开了一系列的研究和应用工作,天津^[2]、上海^[3]、广东^[4]、江苏^[5]、甘肃^[6]、江西^[7]、河北^[8]、安徽^[9]、昆明^[10]等地分别出台了异形柱结构设计、施工等地方性技术规程,为异形柱结构国家行业标准的制订及推广应用奠定了良好的基础。

异形柱规程的编制,在依据现行相关国家标准的基础上,也依赖于一系列专门的研究。在针对构件和简化模型的静力和拟动力试验的基础上,近年来开展的一些结构整体模型试验特别是地震模拟振动台试验(其中有7层^[11]、9层^[12]、12层^[13]等),为规程的编制提供了基础性资料,特别是在结构整体抗震性能分析(如位移指标、破坏机制)、构件和节点抗震构造措施的适用性、结构概念设计、轴压比限值等方面具有较好的参考价值。这些试验均以7度地震设防区作为研究背景,而以8度区作为试验背景的研究尚未见报道。为了进一步掌握这种结构在高烈度地震区的适用性,由异形柱结构技术规程主编单位天津大学协同昆明市建设局、昆明理工大学、同济大学完成了8度区异形柱结构的振动台试验研究,包括一个6层框架(1/6比例)和一个10层框架-剪力墙(1/8比例)。本文分析了2003年11月完成的6层框架结构的整体模型试验。

1 试验概况

1.1 原型结构设计

考虑到本次试验的目的是检验异形柱框架结构在达到预定的高度和层数后的抗震性能,并与前期的一些理论分析进行对比,因此在试验结构的设计上不宜做得过于复杂,以免一些其他的因素在试验中有大的影响。原型结构从一批已建工程中经过选择和简化,确定了如图1所示的平面布置(水平向为X向)。

结构中包含了L形、T形和十字形柱,且各种柱的数量比例与实际工程基本一致。

试验原型结构的设计软件采用PKPM系列中的TAT、SATWE(2003年4月版)和异形柱结构专用软件CRSC(含RC Joint)^[14]。设计基本参数:丙类建筑,6层,层高3m;8度(0.20g)2组,Ⅱ类场地,2级框架;考虑耦连,振型数18,周期折减系数0.7;混凝土设计强度等级柱为C45,梁、板为C30,主筋HRB400,箍筋HPB235;柱按双向偏压计算;配筋归并系数0.25;荷载按住宅考虑,所有荷载按建筑面积平均约为 15kN/m^2 。

设计计算的主要结果:前3阶自振周期分别为0.5827s(X向平动)、0.5713s(Y向平动)、0.5130s(扭转);小震下X向和Y向底部剪力(CQC)为13%左右;最大层间位移角为1/750~1/650(2层和3层);柱子的纵筋配筋率为1.4%~3.1%,梁的纵筋配筋率为0.6%~1.8%;大震下层间位移角为1/43~1/38(2层和3层),后采用TAT计算,最大弹塑性位移角为1/53。在实际工程中,8度区的这种层数和柱子密度的框架结构是不太容易满足位移要求的,这里也可以看到异形柱截面惯性矩大的特点。另外,注意到异形柱结构节点核心区较小的特点,应对其受剪承载力进行认真的验算。CRSC及配套的RC Joint能够正确地选择不利的内力组合对节点进行验算,在设计中,虽然对节点采用了较高的混凝土强度等级,受剪承载力在3层以下的节点尚不完全满足《混凝土异形柱结构技术规程》^[1](JGJ 149—2006)的要求。

1.2 模型相似关系

在进行试验模型设计时,考虑重力加速度 g 的影响,尽量使模型满足“用人工质量模拟的弹塑性模型”。具体方法是调整几何相似系数 S_L 、质量密度相似系数 S_ρ 、强度相似系数 S_f 的大小,使加速度相似系数 S_a 等于1。

若满足加速度相似系数等于1,可在模型中充分考虑竖向荷载的作用,实现竖向荷载下模型结构中“应力与材料强度的比值和原型结构保持一致,有利于实现完全相似动力模型,实现模型与原型开裂的相似性。

1.3 模型制作

为了保证结构模型较好地模拟实际结构的抗震性能,结构模型在设计与施工过程中,尽可能地与原结构形式保持一致。模型材料选用微粒混凝土模拟原型结构的混凝土材料,镀锌铁丝替代原型结构的钢筋。微粒混凝土的施工方法、浇捣方式和养护条件都与普通

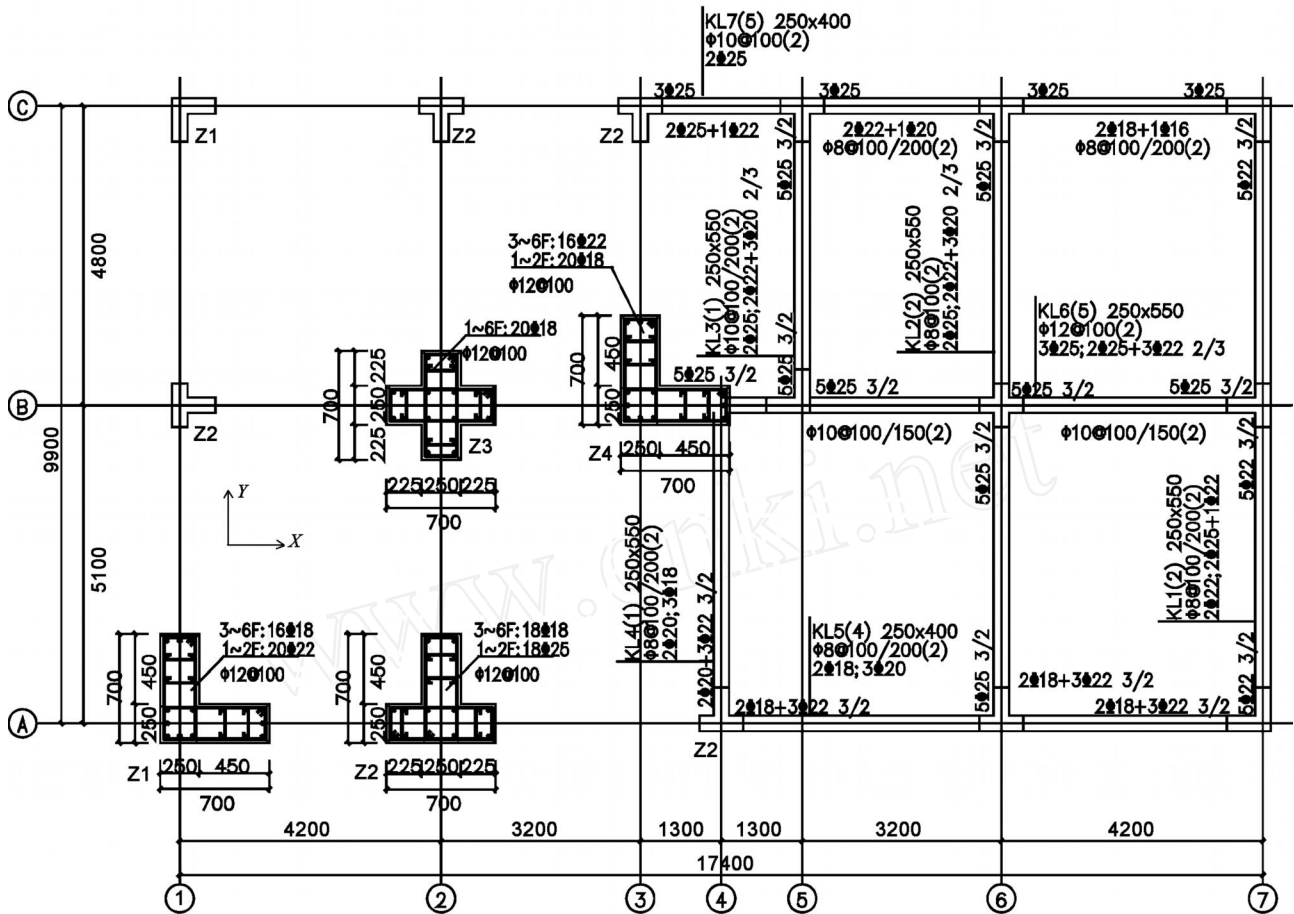


图 1 试验结构平面布置、柱配筋、1~3层梁配筋

Fig 1 Layout of test model, reinforcement of columns and beams in floor 1~3

混凝土相同,与普通混凝土材性相似,和原型混凝土一样具有几级连续级配,不同粒径的砂砾占有其相应的比例,其力学性能和级配与原型混凝土具有较好的相似性。微粒混凝土模型进行试验时可以做到模型从开裂至破坏阶段,具有试验现象比较直观的优点。考虑到镀锌铁丝与混凝土的粘结锚固性能和变形钢筋与混凝土的粘结锚固性能相比稍差的特点,加强了铁丝在混凝土中的锚固措施。

各结构构件的几何尺寸和配筋均由相似关系计算得出。板中配筋采用焊接铁丝网;梁柱中纵向钢筋和箍筋均采用铁丝。在模型制作中,为方便施工,梁、板混凝土强度均按 C45 考虑,通过最终测得的试块强度(各层试块抗压强度均值为 6.9 N/mm^2),确定其相似关系为 $1/6$,并据此计算所需的附加质量。柱模采用木模板,梁、板则采用泡沫塑料作为模板。泡沫塑料易于成型,便于作出各种形状、组合成整体和拆模,即使局部不能拆除,对模型的刚度和质量影响也很小。将

泡沫塑料切割成一定形状,形成构建所需的空间,布置绑扎好配筋后进行浇筑,边浇边振捣密实。微粒混凝土每搅拌一次浇筑一层,待形成强度后安置上一层模板及配筋,重复以上步骤,直至模型全部浇筑完成(图 2)。模型总高度 3300mm,其中模型本身高 3000mm,计 6 层,每层高 500mm,模型底座厚 300mm。模型总质量为 12t,其中模型和附加质量 7.5t,底座质量 4.5t。

1.4 试验设备、仪器与测点布置

在结构的每层均布置相应的传感器。应变测点分布在框架柱上,用于监测其在各种工况下的应力变化情况。本试验在结构模型上布置了 12 个应变片,其中 9 个竖向贴在底层 7 根不同类别柱的柱脚上方距柱脚 50mm 处。位移传感器布置了 6 个,用于检验屋顶层 X 向和 Y 向的位移、4 层 X 向和 Y 向的位移以及底层 X 向和 Y 向的位移。加速度传感器共布置 15 个:顶层 X 向布置两个, Y 向布置一个,以下各层 X 向和 Y 向各布置一个。

选定 3 条地震波作为振动台台面输入,分别是 EI



图 2 制作完成的模型
Fig 2 Test model

Centro波(1940年5月18日美国帝国山谷地震)、Taft波(1952年7月21日美国加利福尼亚地震)、人工拟合波(按抗震设计规范类场地、8度二组、5%阻尼比的反应谱进行拟合,其加速度时程和频谱如图3所示)。

1.5 试验步骤

试验加载工况按照8度多遇烈度和8度罕遇烈度的顺序分两个阶段对模型结构进行模拟地震试验。8度多遇烈度依次输入为:人工波(X单向、Y单向)、El Centro波(XY双向、YX双向)和Taft波(XY双向、YX双向);8度罕遇烈度依次输入为:人工波(Y单向、X单向)、El Centro波(X单向、Y单向)、Taft波(X单向、Y单向)和El Centro波、Taft波(均为XY双向)。在8度多遇烈度水准地震波输入前后及以后的每次地震波输入前后,对模型进行白噪声扫频,测量模型的自振频率、振型和阻尼比等动力特征参数。地震波持续时间按相似关系压缩为原地震波的 $1/2.45$ 。台面输入加

速度峰值,依据设防烈度8度地震作用相应的多遇地震、罕遇地震最大峰值,按前述的相似关系确定。

2 试验现象概述

(1)依次输入峰值加速度为 $0.07g$ 的人工拟合波、El Centro波和Taft波并进行白噪声扫频后,模型表面已有几条在梁端的微细裂缝,裂缝宽度在 0.05mm 以下。用白噪声扫描发现模型自振频率略微下降。总体上看,本试验阶段模型结构仍基本处于弹性工作阶段。

(2)输入峰值加速度为 $0.4g$ 的人工波后(X向和Y向各一次),2层和3层顶梁柱交接处裂缝数量增多,分布区域增大,有些裂缝开展到接近梁的跨中区域,有些已经贯通梁或者柱的截面。⊙、轴线边柱3层顶、2层梁端和⊙、轴线4层节点的梁端较为明显,梁柱节点处内侧出现的裂缝数量急剧增加并变宽(图4),模型中间十字形柱的底层柱脚处,混凝土开始酥落。

(3)输入峰值加速度为 $0.4g$ 的El Centro波后(X向和Y向各一次),模型外立面的裂缝继续发展,数量和长度继续增加,部分梁柱节点下方外表面混凝土保护层呈圆形或半圆形剥离(图5),这个现象在2、3层顶尤为显著,部分梁柱节点的拐角处明显开裂,并有混凝土脱落现象,个别节点下方的混凝土保护层鼓出。3层顶梁柱节点核心区已出现裂缝(图6)。

(4)输入峰值加速度为 $0.4g$ 的Taft波后(X向和Y向各一次),由于很多裂缝开展后连成一片,导致圆形或半圆形剥离现象明显,个别严重的已经脱落(图7),中间十字形柱的底层柱脚部位崩塌现象严重(图8),L形柱的柱脚以及2、3层十字形中柱的柱底也有

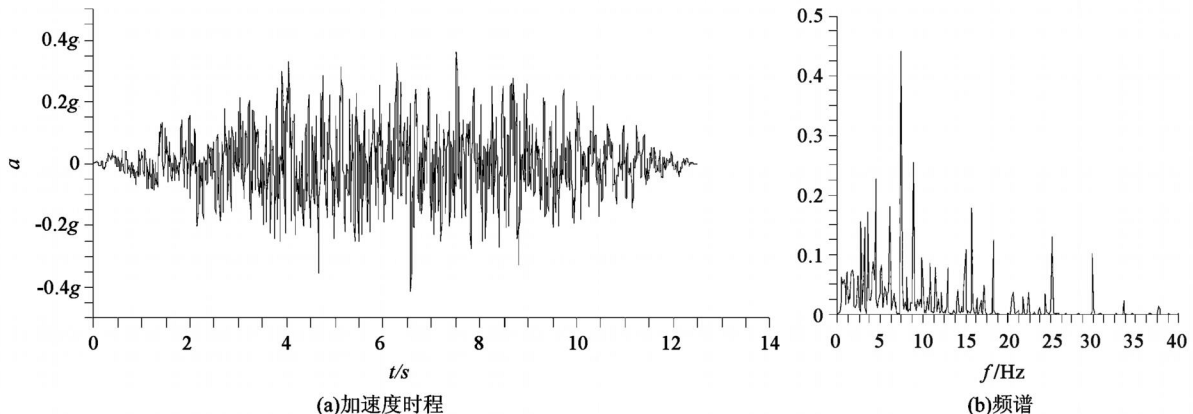


图 3 试验用人工拟合地震波

Fig 3 Synthesized earthquake record for test input

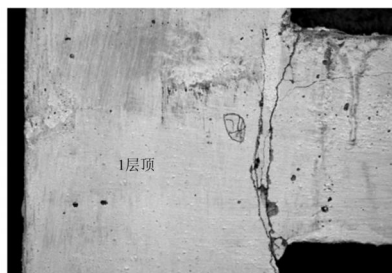


图 4 梁柱节点处的裂缝
Fig 4 Cracks in joints



图 5 节点附近混凝土剥离
Fig 5 Concrete spall near joints

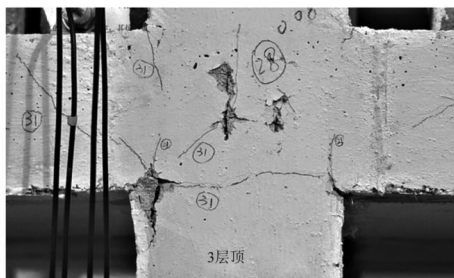


图 6 3层顶梁柱节点核心区裂缝
Fig 6 Cracks cross the core of joints in floor 3



图 7 节点下方混凝土圆形脱落
Fig 7 Concrete circle spall under joints



图 8 十字形柱肢端压溃
Fig 8 Compress collapse in end of cross section column

缘的两侧和 L形柱翼缘的一侧应力则比较小,局部区域的应力集中使此处混凝土破碎,开始鼓出,发展到外表面则变成了圆形或者接近圆形^[15]。

3 主要试验结果分析

模型结构前 3 阶频率分别为 3.95Hz、4.67Hz 和 5.39Hz,按相似比推算原型的周期为 0.620s、0.525s 和 0.455s,与计算结果相近;低阶振型的振动形态主要为平动和整体扭转;模型结构频率随输入地震动幅值的加大而降低,而阻尼比则随结构破坏的加剧而提高;在完成罕遇地震试验后,模型结构前 3 阶频率分别降低为 1.44Hz、1.80Hz 和 2.15Hz。

模型位移反应值从两方面获得:一方面由 LVDT 大量程位移传感器获得,另一方面由加速度值对时间进行两次积分获得,二者互为校核,吻合程度较好。从图 9 可以得知结构的变形属于明显的剪切型变形:由上到下,位移增量逐层增加。

在 8 度多遇地震作用下,从模型反应推算所得的原型结构总位移角最大值为: X 向 1/895, Y 向 1/923;

类似现象出现;楼板表面出现沿梁侧走向的裂缝,这一现象在 3 层楼板的上表面尤为明显,2 层和 4 层也有;5 层梁柱交接处的裂缝数量增加。

(5)最后分别进行了 El Centro 波和 Taft 波的双向输入 (0.4g + 0.34g),某些节点核心区裂缝明显,混凝土压酥起皮(图 6)。在模型外围的一些柱脚处,混凝土保护层半圆形剥离现象明显,脱落现象严重,可以听到碎屑落地声音。柱在顶部或者底部产生了塑性铰,而此处混凝土保护层往往又过厚,集中在这一狭窄区域的较大塑性转角迫使混凝土保护层鼓出。T 形柱和 L 形柱的翼缘表面只有在空间位置与腹板对应的狭小区域内的应力比较大,而远离腹板处的 T 形柱翼

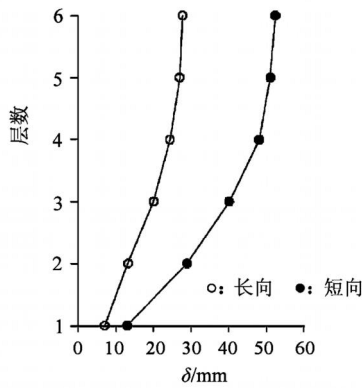


图 9 大震时各层相对位移包络图

Fig 9 Floor relative displacements envelop under major shock

层间位移角最大值为: X 向 1/543, 发生在 2 层; Y 向 1/526, 发生在 3 层。

在 8 度罕遇地震作用下, 2 层到 5 层大多数梁柱节点区域出现不同程度的开裂, 局部开裂严重部位出现混凝土压酥、崩落现象。结构自振频率进一步下降, 刚度降低。在进入 8 度罕遇地震试验开始 (两次人工波) 一直到第 7 个罕遇地震工况 (双向 El Centro 波), 模型层间位移角都满足不大于 1/50 的要求, 直到最后一个工况 (双向 Taft 波) 才超出这个指标。所有工况完成后, 结构总位移角最大值为: X 向 1/54, Y 向 1/93; 层间位移角最大值为: X 向 1/53.2, 发生在 2 层; Y 向 1/29.5, 发生在 2 层, 见表 1。

4 结论

(1) 所采用的计算模型基本能够正确反映结构的动力特性以及在小震和大震输入下的位移反应。

(2) 从模型试验结果按相似关系推算得到的原型位移数据说明, 原型结构能够满足我国现行抗震规范“小震不坏、大震不倒”的抗震设防目标。

(3) 从模型的破坏形态上看, 属于梁铰耗能机制, 可以实现“强柱弱梁”的要求。

(4) 2、3 层一些节点出现的局部混凝土压溃剥离现象说明异形柱结构的梁柱节点破坏具有自身的特点, 结合以往的节点试验和分析资料, 在高烈度条件下节点受剪承载力的验算应当予以重视。

参 考 文 献

- [1] JGJ 149—2006 混凝土异型柱结构技术规程 [S].
- [2] DB 29—16—2003, J 10246—2003 钢筋混凝土异形柱结构技术规程 [S].
- [3] DG/TJ 08—009—2002, J 10208—2002 钢筋混凝土异形柱结构技术规程 [S].
- [4] DBJ/T 15—15—95 钢筋混凝土异形柱设计规程 [S].
- [5] DB 32/512/2002 钢筋混凝土异形柱框架结构技术规程 [S].
- [6] DBJ/T 25—77—99 钢筋混凝土异形柱框架构造图集 [S].
- [7] DB 36/T 386—2002 钢筋混凝土异形柱结构技术规程 [S].
- [8] 河北省钢筋混凝土异形柱框轻结构住宅技术规程 [S].
- [9] 安徽省异形柱框架轻质墙结构 (抗震) 设计规程 [S].
- [10] 昆明市钢筋混凝土异形柱结构设计与审查要点 [S].
- [11] 张晋. 异形柱框轻结构体系抗震能力研究 [D]. 南京: 东南大学, 2002.
- [12] 刘军进, 吕志涛. 9 层 (带转换层) 钢筋混凝土异形柱框架结构模型振动台试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2002, 23 (1): 21-26.
- [13] 王滋军, 刘伟庆. 中高层大开间钢筋混凝土异形柱框架结构抗震性能研究 [J]. 地震工程与工程振动, 1999, 19 (3): 59-64.
- [14] 王依群. 钢筋砼异形柱结构配筋计算程序 CRSC [C] // 第十六届全国高层建筑结构学术会议论文. 上海: 同济大学出版社, 2000.
- [15] 土木工程防灾国家重点实验室振动台试验室. 八度区六层异形柱框架结构模型模拟地震振动台实验研究报告 (A20031125—416—1) [R]. 上海: 同济大学, 2003.

表 1 大震输入下的各层层间位移角

Table 1 Floor drifts under major shock

层数	人工波		El Centro		Taft		El Centro 双向		Taft 双向	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向
6	1/500.0	1/423.7	1/450.5	1/375.9	1/434.8	1/362.3	1/359.7	1/365.0	1/188.0	1/277.8
5	1/250.0	1/188.0	1/215.5	1/173.0	1/217.4	1/139.3	1/153.8	1/201.6	1/109.6	1/98.2
4	1/154.8	1/101.6	1/123.8	1/104.8	1/140.1	1/77.5	1/100.2	1/80.6	1/159.2	1/52.4
3	1/97.8	1/74.7	1/71.7	1/72.7	1/92.4	1/56.0	1/59.0	1/83.5	1/104.8	1/38.3
2	1/86.7	1/71.8	1/67.8	1/69.0	1/81.4	1/50.0	1/53.2	1/75.3	1/71.7	1/29.5
1	1/137.0	1/126.6	1/103.7	1/117.1	1/128.2	1/69.6	1/91.7	1/115.2	1/64.9	1/36.6