

文章编号: 1000-4750(2015)02-0163-08

部分柱顶滑移钢筋混凝土框剪结构模型试验研究

吴 波¹, 吕文龙^{1,2}, 沈朝勇³

(1. 华南理工大学亚热带建筑科学国家重点实验室, 广州 510640; 2. 广东省建筑科学研究院, 广州 510500; 3. 广州大学工程抗震中心, 广州 510405)

摘 要: 开展了部分柱顶滑移钢筋混凝土框剪结构模型(模型 B)与传统框剪结构模型(模型 A)的地震模拟振动台对比试验, 两模型均为三层两跨两开间, 平面布置相同, 几何相似比 1:10, 第二层为结构薄弱层。此外, 还进行了摩擦支座的力学性能试验, 确定了支座摩擦系数的取值范围。研究发现: 1) 无润滑油时聚四氟乙烯+不锈钢镜面板摩擦支座的摩擦系数均值约 0.070~0.095, 有润滑油时该类摩擦支座的摩擦系数均值约 0.014~0.018; 2) 不同峰值地震波作用下, 模型 B 的薄弱层层间最大位移角、最大顶点相对位移、薄弱层最大绝对加速度和顶层最大绝对加速度分别比模型 A 降低 20%~43%、17%~32%、12%~22% 和 7%~33%; 3) 模型 B 各层的最大层间剪力均不同程度小于模型 A。因此, 部分柱顶滑移钢筋混凝土框剪结构具有比传统框剪结构更优的抗震性能。

关键词: 钢筋混凝土; 框剪结构; 柱顶滑移; 振动台试验; 摩擦系数

中图分类号: TU317.1 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2013.09.0839

MODEL TEST OF RC FRAME-SHEAR WALL STRUCTURE WITH PARTIAL COLUMNS SLIDING AT UPPER ENDS

WU Bo¹, LÜ Wen-long^{1,2}, SHEN Chao-yong³

(1. State Key Laboratory of Subtropical Building Science, South China Univ. of Technology, Guangzhou 510640, China;

2. Guangdong Provincial Academy of Building Research, Guangzhou 510500, China;

3. Earthquake Engineering Research Test Center, Guangzhou University, Guangzhou 510405, China)

Abstract: Comparative shaking table tests were conducted for a reinforced concrete (RC) structural model with partial columns sliding at upper ends (Model B) and an ordinary RC structural model (Model A). The two models with an identical plan layout were 1/10-scale, 3-storey and 2-bay by 2-bay frame-shear wall structures, and the second storey of either model was the weak storey. In addition, the mechanical performances of two friction supports were tested to determine the range of a friction coefficient. Test results show that: 1) the average value of the friction coefficient for the friction supports composed of Teflon and stainless steel mirror plates without lubrication oil is about 0.070~0.095, while that with lubrication oil is about 0.014~0.018; 2) the maximum inter-storey drift ratios related to the weak story, the maximum relative displacements related to the top storey, the maximum absolute accelerations related to the weak storey, and the maximum absolute accelerations related to the top storey for Model B under earthquakes with different peak ground accelerations are, respectively, 20%~43%, 17%~32%, 12%~22%, and 7%~33% less than those for Model A; and 3) the maximum inter-storey shear forces related to each floor of Model B are all less than those of Model A. Generally, the aseismic performances of the RC frame-shear wall structures with partial columns sliding at upper ends are better than those of the ordinary RC frame-shear wall structures.

收稿日期: 2013-09-08; 修改日期: 2014-01-13

基金项目: 国家基金重大研究计划培育项目(90815012); 国家杰出青年科学基金项目(51025829); 亚热带建筑科学国家重点实验室重点研究项目(2009ZA04)

通讯作者: 吴 波(1968-), 男, 重庆人, 研究员, 博士, 主要从事结构抗灾和新型混凝土结构研究(E-mail: bowu@scut.edu.cn).

作者简介: 吕文龙(1981-), 男, 广东揭西人, 高工, 博士生, 主要从事结构抗震及加固改造研究(E-mail: midworm@163.com);

沈朝勇(1972-), 男, 湖北石首人, 副研究员, 博士, 主要从事工程抗震及隔震研究(E-mail: shency@gzhu.edu.cn).

Key words: reinforced concrete; frame-shear wall structure; sliding at column upper end; shaking table test; friction coefficient

强震引发结构倒塌是导致严重人员伤亡和财产损失的主要原因。一般情况下,可通过地震模拟振动台试验或数值分析来评估结构的抗震性能,同时发现结构的薄弱部位并进行加强^[1],从而提高结构在强震作用下的抗倒塌能力。1965年英国 Ronan Point 公寓因煤气爆炸导致连续倒塌以来,结构的抗倒塌性能和抗倒塌设计已受到广泛重视。最先在设计规范中对结构抗连续倒塌做出规定的是英国规范^[2-3],随后美国也编制了结构抗倒塌设计规范^[4-6]。我国《建筑抗震设计规范》第 3.5.2 条第二款提到“应避免部分结构或构件破坏而导致整个结构丧失抗震承载力或对重力荷载的承载能力”^[7],但仅是在条文说明中作了定性的描述,没有给出具体的设计准则。实际工程中常常是通过构造措施来改善强震作用下结构的抗倒塌能力,例如在框架梁、柱两端预期出现塑性铰的部位加密箍筋,以提高构件截面的转动能力,进而增加其延性等^[8]。文献[9]在楼面梁的位置预先设置钢缆,框架柱失效后,荷载通过钢缆传递,试验表明这种措施可以防止结构连续倒塌。

文献[10]提出了抗倒塌部分柱顶滑移钢筋混凝土框架结构的基本思想。文献[11]将该思想拓展到超高层建筑的常用结构形式-框剪结构,介绍了部分柱顶滑移钢筋混凝土框剪结构的设想,对比了该新型结构与传统框剪结构的设计过程,并初步比较了二者的经济性及弹塑性地震响应,给出了滑移柱柱顶摩擦系数的估算方法。文献[12]对部分柱顶滑移钢筋混凝土框剪结构进行了深化研究,以进一步提高其经济性,同时增强滑移柱柱顶摩擦系数估算的简便性。

为促进部分柱顶滑移钢筋混凝土框剪结构的工程应用,对其开展地震模拟振动台试验并与传统框剪结构进行对比是必要的,本文对此做了初步探讨。

1 摩擦支座的力学性能试验

首先对不同情况下摩擦支座的摩擦系数进行测定,以便确定地震模拟振动台试验时摩擦支座的具体细节。

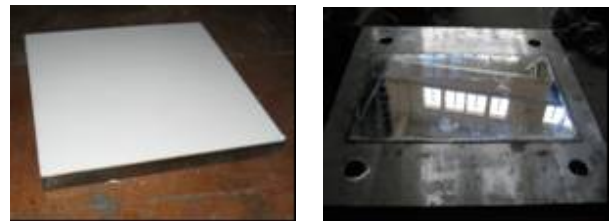
1.1 试验概况

试验用摩擦支座的上摩擦板由 20mm 厚钢板与

4mm 厚聚四氟乙烯板粘贴而成,聚四氟乙烯板尺寸 250mm×250mm(见图 1(a));下摩擦板由 20mm 厚钢板与 1mm 厚不锈钢镜面板焊接而成,不锈钢镜面板尺寸 300mm×480mm(见图 1(b))。共制作上摩擦板 2 块、下摩擦板 1 块,两块上摩擦板先后与下摩擦板配对组成摩擦支座 FS1 和 FS2。试验过程中考虑上摩擦板与下摩擦板之间有、无润滑油两种情况。

试验在广州大学抗震研究中心的电液伺服压剪系统中进行,该设备竖向加载能力 10000kN,水平加载能力±500kN,最大水平位移±200mm。

首先,在无润滑油情况下对 FS1 和 FS2 分别施加 2MPa、4MPa 和 8MPa 的竖向压应力,通过水平加载确定无润滑油时摩擦支座的摩擦系数。随后,在有润滑油情况下再次进行类似试验,以确定有润滑油时摩擦支座的摩擦系数。水平加载采用位移控制,水平位移-时间关系为正弦曲线,最大水平位移±100mm,加载频率 0.05Hz。水平荷载和水平位移由计算机自动采集,采样间隔 60ms。



(a) 上摩擦板 (b) 下摩擦板

图 1 上、下摩擦板照片

Fig.1 Photos of upper and lower friction plates

1.2 试验结果分析

FS1 和 FS2 的摩擦系数实测结果见表 1 和表 2。

表 1 无润滑油时摩擦支座的摩擦系数

Table 1 Friction coefficients of friction supports without lubrication oil

竖向压应力/MPa	摩擦系数	FS1	FS2
2	最大值	0.090	0.104
	最小值	0.043	0.050
	平均值	0.070	0.076
4	最大值	0.110	0.100
	最小值	0.074	0.065
	平均值	0.095	0.084
8	最大值	0.092	0.082
	最小值	0.063	0.056
	平均值	0.077	0.072

表 2 有润滑油时摩擦支座的摩擦系数

Table 2 Friction coefficients of friction supports with lubrication oil

竖向压应力/MPa	摩擦系数	FS1	FS2
2	最大值	0.030	0.033
	最小值	0.005	0.003
	平均值	0.018	0.017
4	最大值	0.023	0.026
	最小值	0.006	0.006
	平均值	0.016	0.016
8	最大值	0.019	0.019
	最小值	0.007	0.006
	平均值	0.015	0.014

表 1 和表 2 中数值是根据水平加载过程中三个半周期的摩擦系数测量结果统计而得, 未计入初始 1/4 周期和最后 1/4 周期的量测结果, 统计时只考虑速度不小于 20mm/s 的采样点(即暂不考虑上、下摩擦板之间水平相对运动的启动和制动阶段, 而只考虑其较稳定运动阶段)。竖向压应力 4MPa 时 FS2 对应水平加载过程中三个半周期的部分实测曲线见图 2~图 5。

从表 1 和表 2 以及图 2~图 5 可以看出:

1) 对应水平加载过程的中间三个半周期, 当滑动速度不小于 20mm/s 时, FS1 无润滑油和有润滑油时的摩擦系数平均值分别为 0.070~0.095 和 0.015~0.018, 而 FS2 无润滑油和有润滑油时的摩擦系数平均值分别为 0.072~0.084 和 0.014~0.017。由文献[11]可知, 这些摩擦系数取值均适用于部分柱顶滑移框剪结构。

2) 随着竖向压应力从 2MPa 增至 8MPa, 无润滑油时摩擦系数平均值总体呈现出先增大后减小的趋势, 而有润滑油时摩擦系数平均值总体呈现出略微减小的趋势。

3) 随着竖向压应力从 2MPa 增至 8MPa, 无论无润滑油还是有润滑油情况, 同一摩擦支座的摩擦系数最大值与最小值之间的差值均逐渐缩小, 即竖向压应力越大摩擦系数的波动幅度越小。

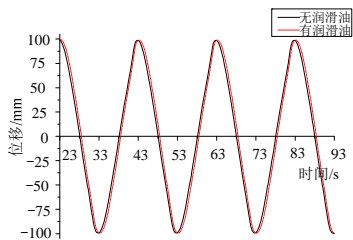


图 2 压应力 4MPa 时 FS2 的位移-时间曲线

Fig.2 Displacement-time curves of FS2 with vertical pressure of 4MPa

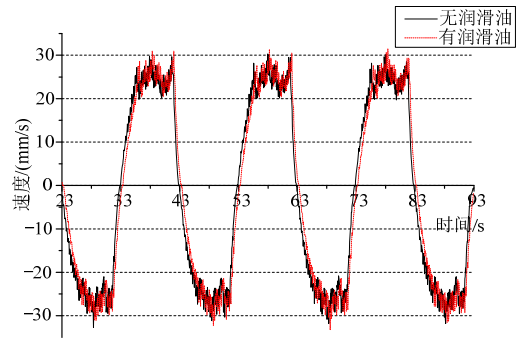


图 3 压应力 4MPa 时 FS2 的速度-时间曲线

Fig.3 Velocity-time curves of FS2 with vertical pressure of 4MPa

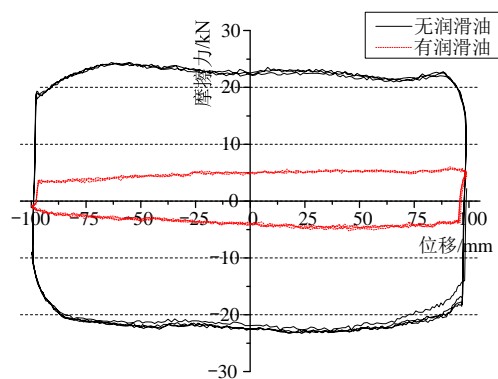


图 4 压应力 4MPa 时 FS2 的摩擦力-位移曲线

Fig.4 Friction force-displacement curve of FS2 with vertical pressure of 4MPa

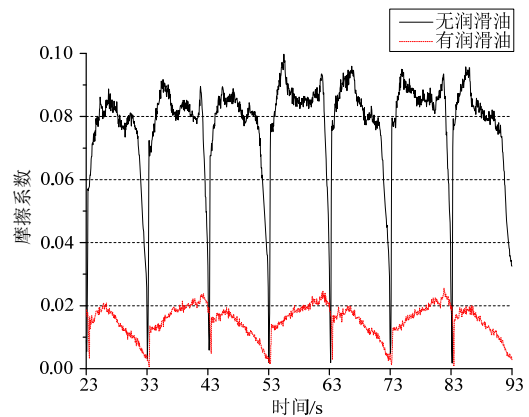


图 5 压应力 4MPa 时 FS2 的摩擦系数-时间曲线

Fig.5 Friction coefficient-time curve of FS2 with vertical pressure of 4MPa

为考察滑动速度对摩擦系数的影响, 通过调整加载频率和最大水平位移, 测试了不同情况下摩擦支座 FS2 的摩擦系数。表 3 所示为竖向压应力 4MPa 且有润滑油时 FS2 的摩擦系数实测结果。与表 1 和表 2 的做法类似, 表 3 数值也是根据水平加载过程中三个半周期的摩擦系数测量结果统计而得, 统计时对应加载频率 0.013Hz、0.025Hz、0.05Hz、

0.075Hz 和 0.2Hz 分别只考虑速度不小于 5mm/s、10mm/s、20mm/s、25mm/s 和 30mm/s 的采样点。

从表 3 可以看出,随着加载频率增大(滑动速度随之增大),摩擦系数开始几乎保持不变,而后有所增加,但其平均值仍处于表 2 所示范围 0.014~0.018 之内或附近。对于无润滑油的情况,摩擦系数的变化规律与之类似。

表 3 不同情况下 FS2 的摩擦系数

Table 3 Friction coefficients of FS2 related to different cases

加载频率/Hz	最大水平位移/mm	摩擦系数		
		最大值	最小值	平均值
0.013	±100	0.028	0.007	0.016
0.025	±100	0.026	0.007	0.016
0.05	±100	0.026	0.006	0.016
0.075	±100	0.033	0.008	0.019
0.2	±50	0.034	0.012	0.024

2 部分柱顶滑移框剪结构模型的振动台试验

2.1 模型设计与制作

考虑一个 3 层部分柱顶滑移框剪结构(结构 B)和一个 3 层传统框剪结构(结构 A),二者平面布置相同(见图 6),层高 3m,板厚 0.15m。梁、柱、剪力墙的混凝土强度等级均为 C30。恒载 10kN/m²,活载 4kN/m²。抗震设防烈度 7 度,II 类场地,框架抗震等级三级,剪力墙抗震等级二级。

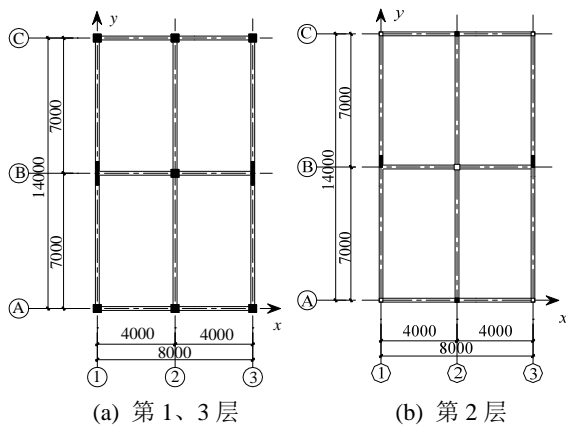


图 6 结构 A 和结构 B 的平面布置 /mm
Fig.6 Plan layout of structures A and B

结构 A 和结构 B 的第 2 层均为薄弱层,二者相同楼层的构件尺寸基本一致,具体如下:1 层、3 层框架柱 400mm×400mm、剪力墙 150mm×1200mm;2 层中柱 300mm×300mm、边柱和角柱 200mm×200mm、剪力墙 150mm×600mm;各层边梁及短跨中梁 200mm×600mm、长跨中梁

200mm×700mm。结构 B 的滑移支座设置在薄弱层的四个角柱及中柱。

滑移支座的上摩擦板采用聚四氟乙烯,下摩擦板采用不锈钢镜面板,上、下摩擦板之间设有润滑油。结构 A 和结构 B 的非薄弱层配筋设计均按现行抗震规范进行,结构 B 薄弱层的配筋设计按文献[12]所提方法进行,结构 A 薄弱层的配筋同结构 B。

以结构 A 和结构 B 为原型,采用微粒混凝土和镀锌铁丝按几何相似比 1/10 分别制作 3 层传统框剪结构模型(模型 A)和 3 层部分柱顶滑移框剪结构模型(模型 B)。微粒混凝土的实测 150mm 立方体抗压强度 5.2MPa、弹性模量 12230MPa,镀锌铁丝的实测弹性模量 2.0×10⁵MPa、极限抗拉强度 420MPa。模型 A 和模型 B 的配筋情况见表 4,实物照片见图 7。

表 4 模型 A 和模型 B 的配筋情况

Table 4 Reinforcement details of Models A and B

构件	纵筋	箍筋
1、3 层柱	4×16#	22#@30/15(2)
2 层柱	4×20#	22#@40/20(2)
1、3 层剪力墙	12×18#	22#@15(6)
2 层剪力墙	4×20#	22#@40(2)
边梁、短跨中梁	面: 3×18#	22#30/15(2)
	底: 2×18#	
长跨中梁	面: 3×14#	22#@30/15(2)
	底: 2×14#	

注: 14#、16#、18#、20#、22#钢筋的横截面积分别为 3.23mm²、2.086mm²、1.168mm²、0.65mm²、0.396mm²。



(a) 模型 A (b) 模型 B

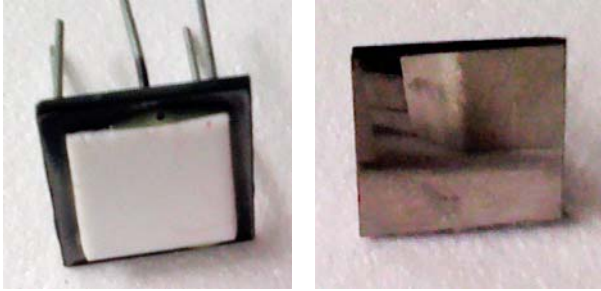
图 7 模型 A 和模型 B 的实物照片

Fig.7 Photos of models A and B

由于模型 B 的滑移中柱和滑移角柱分别仅 30mm×30mm 和 20mm×20mm,为便于摩擦支座的安装,各滑移柱顶部浇筑 40mm×40mm×40mm 的混凝土扩大头(见图 8)。滑移支座的上摩擦板尺寸 25mm×25mm、下摩擦板尺寸 40mm×40mm。

模型 A 和模型 B 的自重均为 0.15t(不包括底座),它们第 1、2、3 层的楼面附加质量均为 0.49t。

根据相似理论^[14]和模型实测数据可知, 本文试验模型与原型结构之间的相似关系为: 几何相似比 1:10、弹模相似比 1:2.5、重力加速度相似比 1:1、质量相似比 1:250、周期相似比 1:3.162。



(a) 上摩擦板 (b) 下摩擦板



(c) 安装后的摩擦支座

图 8 摩擦支座

Fig.8 Photos of friction support

2.2 仪器布置与试验工况

试验在广州大学 3m×3m 地震模拟振动台上进行。每个模型安装 24 个加速度传感器, 其中 12 个直接用于测量各层的水平绝对加速度, 剩余 12 个则是通过积分之后用于测量各层的水平绝对位移。模型 A 和模型 B 的传感器布置相同, 具体见图 9 和表 5。

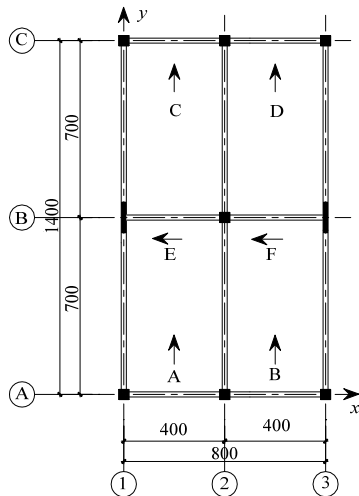


图 9 传感器的布置

Fig.9 Locations of accelerometers

表 5 传感器的布置情况

Table 5 Locations of accelerometers

传感器	测点测向	底座	1 层	2 层	3 层
加速度传感器	A 点 y 向	A1	A2	A3	A4
	B 点 y 向	B1	B2	B3	B4
	E 点 x 向	E1	E2	E3	E4
位移传感器	C 点 y 向	C1	C2	C3	C4
	D 点 y 向	D1	D2	D3	D4
	F 点 x 向	F1	F2	F3	F4

试验时振动台单向(y 向)输入 ElCentro 地震波, 并根据时间相似比对原波进行压缩。地震波峰值考虑 0.035g、0.07g、0.1g、0.15g 四种情况, 模型 A 和模型 B 的试验工况相同, 具体见表 6。

表 6 试验工况

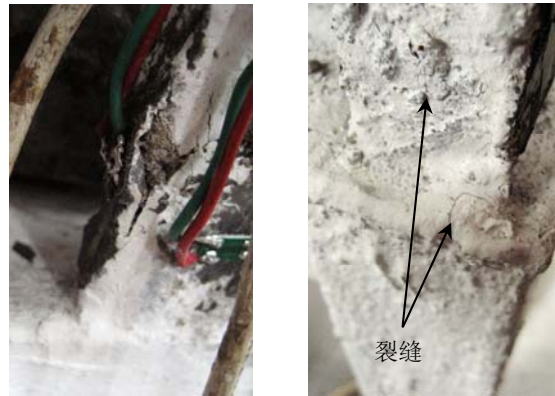
Table 6 Test cases

工况	1	2	3	4	5	6	7	8	9
台面输入	白噪声	地震波	白噪声	地震波	白噪声	地震波	白噪声	地震波	白噪声
峰值加速度/g	25	35	25	70	25	100	25	150	25

2.3 试验现象

峰值 0.035g 和 0.07g 的地震波作用后, 模型 A 和模型 B 均未发现明显裂缝。图 10 和图 11 所示分别为峰值 0.15g 的地震波作用后模型 A 和模型 B 的破坏情况。从图中及试验现场可以看出:

- 1) 模型 A 第 2 层剪力墙出现明显交叉斜裂缝, 剪力墙边缘混凝土压碎, 局部混凝土剥落; 第 2 层柱根出现较明显水平裂缝, 柱下部出现较明显斜裂缝。
- 2) 模型 B 第 2 层剪力墙边缘出现一条竖向裂缝, 未发现混凝土压碎, 第 2 层柱轻微开裂, 总体来看模型 B 的破坏程度明显轻于模型 A。

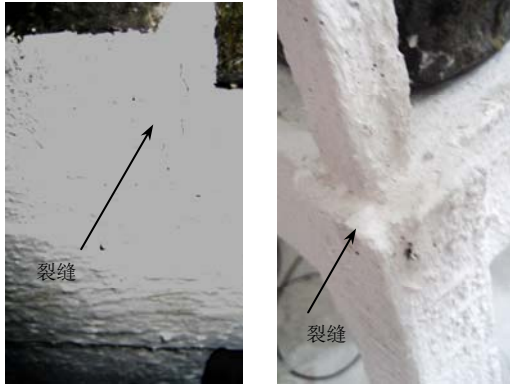


(a) 第 2 层剪力墙

(b) 第 2 层柱

图 10 模型 A 的破坏形态

Fig.10 Failure modes of model A



(a) 第2层剪力墙 (b) 第2层柱

图 11 模型 B 的破坏形态

Fig.11 Failure modes of model B

2.4 动力特性

表 7 所示分别为输入地震波之前、输入峰值 0.1g 的地震波之后、输入峰值 0.15g 的地震波之后模型 A 与模型 B 的 y 向基频实测结果。从表中可以看出：

1) 输入地震波之前，模型 A 和模型 B 的基频大体相当，后者比前者略微偏大 7%。

2) 峰值 0.10g 的地震波作用后，模型 A 和模型 B 的基频相比输入地震波之前分别降低了 9.3% 和 10.3%，后者比前者略微偏大 6%。值得指出的是，在峰值 0.10g 的地震波作用下，肉眼观测到了模型 B 摩擦支座的滑动。

3) 峰值 0.15g 的地震波作用后，模型 A 和模型 B 的基频相比输入地震波之前分别降低了 20.4% 和 15.5%，此时后者比前者偏大 14%，表明峰值 0.15g 的地震波作用后模型 B 的破坏程度相较模型 A 为轻。

表 7 模型 A 和模型 B 的 y 向基频

Table 7 Fundamental frequencies of Models A and B in y-direction

工 况	模型 A/Hz	模型 B/Hz	(模型 B-模型 A)
			模型 A
工况 1	13.5	14.5	7%
工况 7	12.25	13.0	6%
工况 9	10.75	12.25	14%

2.5 位移反应

对每层两个传感器测得的水平绝对位移进行平均可得该层水平绝对位移-时间曲线，第 1、2、3 层的水平绝对位移-时间曲线分别与底座的水平绝对位移-时间曲线相减即得各层相对位移-时间曲线。表 8 所示为不同峰值地震波作用下模型 A 和模型 B 各层最大相对位移的实测结果，表 9 所示为不

同峰值地震波作用下模型 A 和模型 B 各层层间最大位移角的实测结果。从表 8 和表 9 可以看出：

1) 两模型薄弱层的层间最大位移角均明显大于非薄弱层。

2) 不同峰值地震波作用下模型 B 的薄弱层层间最大位移角和最大顶点相对位移(即第 3 层最大相对位移)分别比模型 A 偏小 20%~43% 和 17%~32%，表明部分柱顶滑移钢筋混凝土框剪结构具有比传统框剪结构更优的抗震性能。

3) 不同峰值地震波作用下模型 B 的第 3 层层间最大位移角，以及峰值 0.035g 的地震波作用下模型 B 的第 1 层层间最大位移角均比模型 A 有所增大，但由于第 1 层、第 3 层不是薄弱层，它们对结构的地震破坏不起决定作用。实际上从表 9 可知，不同峰值地震波作用下模型 B 的第 1 层、第 3 层始终处于弹性阶段。

表 8 模型 A 和模型 B 的各层最大相对位移

Table 8 Maximum relative displacements of models A and B

工况	楼层	模型 A/mm	模型 B/mm	(模型 B-模型 A)
				模型 A/(%)
工况 2	1	0.09	0.14	56
	2	0.62	0.32	-48
	3	0.62	0.42	-32
工况 4	1	0.16	0.15	-6
	2	1.33	0.93	-30
	3	1.44	1.02	-29
工况 6	1	0.30	0.23	-23
	2	2.33	1.72	-26
	3	2.48	1.90	-23
工况 8	1	0.28	0.27	-4
	2	3.38	2.69	-20
	3	3.42	2.83	-17

表 9 模型 A 和模型 B 的各层层间最大位移角

Table.9 Maximum interstory drift ratios of models A and B

工况	楼层	模型 A	模型 B	(模型 B-模型 A)
				模型 A/(%)
工况 2	1	1/3252	1/2083	56
	2	1/564	1/990	-43
	3	1/2479	1/1852	34
工况 4	1	1/1818	1/2041	-11
	2	1/251	1/366	-31
	3	1/2381	1/2083	14
工况 6	1	1/1020	1/1333	-23
	2	1/139	1/186	-25
	3	1/1538	1/1333	15
工况 8	1	1/1053	1/1124	-6
	2	1/92	1/115	-20
	3	1/1136	1/758	50

2.6 加速度反应

对每层两个加速度传感器测得的水平绝对加速度进行平均可得该层水平绝对加速度-时间曲线。表 10 所示为不同峰值地震波作用下模型 A 和模型 B 各层最大绝对加速度的实测结果。从表 10 可以看出：

1) 不同峰值地震波作用下模型 B 的薄弱层最大绝对加速度和第 3 层最大绝对加速度分别比模型 A 偏小 12%~22% 和 7%~33%，表明部分柱顶滑移钢筋混凝土框剪结构与传统框剪结构相比不仅可降低位移反应，还可同时减小加速度响应。

2) 输入地震波峰值很小(如工况 2)时，模型 B 的第 1 层最大绝对加速度比模型 A 有所增大，但当输入地震波峰值较大(如工况 6、工况 8)时，模型 B 的第 1 层最大绝对加速度仍比模型 A 有所降低。

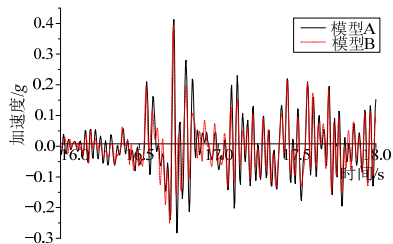
3) 峰值 0.10g 和 0.15g 的地震波作用下，两模型第 2 层、第 3 层的最大绝对加速度均比第 1 层明显减小，这是因为地震波峰值较大时两模型薄弱层发生不同程度破坏且模型 B 的摩擦支座起滑所致。

表 10 模型 A 和模型 B 的各层最大绝对加速度

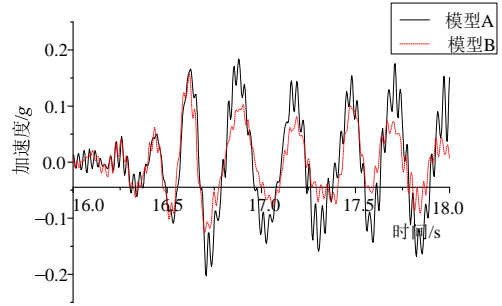
Table 10 Maximum absolute accelerations of models A and B

工况	楼层	模型 A/g	模型 B/g	(模型 B-模型 A)
				模型 A/(%)
工况 2	1	0.055	0.071	29
	2	0.103	0.08	-22
	3	0.106	0.077	-27
工况 4	1	0.139	0.140	1
	2	0.162	0.139	-14
	3	0.157	0.146	-7
工况 6	1	0.251	0.240	-4
	2	0.170	0.150	-12
	3	0.198	0.162	-18
工况 8	1	0.413	0.392	-5
	2	0.203	0.158	-22
	3	0.236	0.159	-33

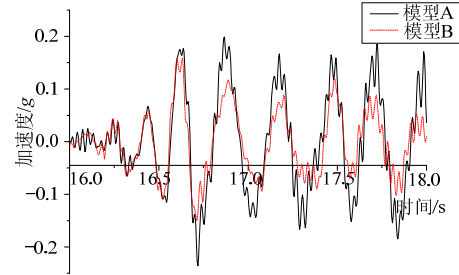
图 12 所示为峰值 0.15g 地震波作用下模型 A 和模型 B 各层的绝对加速度时程曲线。从图中可以看出，两模型第 1 层的绝对加速度响应较为接近，但模型 B 第 2 层、第 3 层的绝对加速度反应相比模型 A 明显减小。



(a) 第 1 层



(b) 第 2 层



(c) 第 3 层

图 12 模型 A 和模型 B 的各层绝对加速度时程曲线

Fig.12 Absolute acceleration-time curves of models A and B

2.7 层间剪力

将某层绝对加速度乘以该层质量即得该层地震作用，由各层地震作用可计算出各层层间剪力。表 11 所示为不同峰值地震波作用下模型 A 和模型 B 各层的最大层间剪力。从表中可以看出，模型 B 各层的最大层间剪力均不同程度小于模型 A，其中基底最大剪力和薄弱层层间最大剪力的降幅分别为 7%~17% 和 11%~28%。

表 11 模型 A 和模型 B 的各层最大层间剪力

Table 11 Maximum interstory shear forces of models A and B

工况	楼层	模型 A/N	模型 B/N	(模型 B-模型 A)
				模型 A/(%)
工况 2	1	1371	1184	-14
	2	1086	815	-25
	3	551	400	-27
工况 4	1	2379	2207	-7
	2	1657	1480	-11
	3	815	758	-7
工况 6	1	3215	2867	-11
	2	1911	1621	-15
	3	1028	841	-18
工况 8	1	4425	3683	-17
	2	2280	1646	-28
	3	1226	826	-33

3 结论

通过本文的研究，可以得到如下结论：

- (1) 无润滑油和有润滑油时聚四氟乙烯+不锈

钢镜面板摩擦支座的摩擦系数平均值分别约为 0.070~0.095 和 0.014~0.018, 均适用于部分柱顶滑移框剪结构。

(2) 随着竖向压应力增大, 无论有、无润滑油上述摩擦支座的摩擦系数波动幅度均逐渐减小。

(3) 峰值 0.15g 的地震波作用后, 部分柱顶滑移框剪结构模型(模型 B)的基频降幅小于传统框剪结构模型(模型 A), 表明前者破坏程度相较于后者为轻。

(4) 不同峰值地震波作用下部分柱顶滑移框剪结构模型(模型 B)的薄弱层层间最大位移角和最大顶点相对位移分别比传统框剪结构模型(模型 A)偏小 20%~43%和 17%~32%, 表明前者具有比后者更优的抗震性能。

(5) 不同峰值地震波作用下部分柱顶滑移框剪结构模型(模型 B)的薄弱层最大绝对加速度和顶层最大绝对加速度分别比传统框剪结构模型(模型 A)偏小 12%~22%和 7%~33%, 表明前者与后者相比不仅可降低位移反应, 还可同时减小加速度响应。

(6) 部分柱顶滑移框剪结构模型(模型 B)各层的最大层间剪力均不同程度小于传统框剪结构模型(模型 A), 其中基底最大剪力和薄弱层层间最大剪力的降幅分别为 7%~17%和 11%~28%。

参考文献:

- [1] 宣纲, 顾祥林, 吕西林. 强震作用下混凝土框架结构倒塌过程的数值分析[J]. 地震工程与工程振动, 2003, 23(6): 24-30
Xuan Gang, Gu Xianglin, Lü Xili. Numerical analysis of collapse process for RC frame structures subjected to strong earthquakes [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2003, 23(6): 24-30. (in Chinese)
- [2] Moore D B. The UK and European regulations for accidental actions [C]. Proceedings of Workshop on Prevention of Progressive Collapse, Washington D C, National Institute of Building Sciences, 2002: 1-16.
- [3] BS 8110-1, Structural use of concrete: Part 1: Code of practice for design and construction [S]. 1997.
- [4] ACI 318M-02, Building code requirements for structural concrete and commentary [S]. American Concrete Institute, 2002.
- [5] GSA2005, Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization project [S]. 2005.
- [6] Department of Defense. Unified Facilities Criteria (UFC): Design of structures to resist progressive collapse [S]. Washington D C, 2005.
- [7] GB50011-2010, 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010: 117.
GB50011-2010, Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2010: 117. (in Chinese)
- [8] 丰定国, 王社良. 抗震结构设计[M]. 武汉: 武汉理工大学出版社, 2001: 117
Feng Dingguo, Wang Sheliang. Seismic design of structure [M]. Wuhan: Wuhan University of Technology Press, 2001: 117. (in Chinese)
- [9] Astaneh-Asl A. Progressive collapse prevention in new and existing buildings [C]. Proceedings of the 9th Arab Structural Engineering Conf. Abu Dhabi, UAE, 2003: 1001-1008.
- [10] 吴波, 陈展图. 抗倒塌柱顶部分滑移钢筋混凝土框架结构的初步研究[J]. 地震工程与工程振动, 2008, 28(4): 82-87.
Wu Bo, Chen Zhantu. Preliminary study on RC frame structures with sliding at partial column upper ends for preventing collapse [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008, 28(4): 82-87. (in Chinese)
- [11] 吴波, 吕文龙, 熊伟. 部分柱顶滑移钢筋混凝土框剪结构[J]. 工程力学, 2011, 28(4): 82-88.
Wu Bo, Lü Wenlong, Xiong Wei. RC frame-shear wall structures with partial columns sliding at upper ends [J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(4): 82-88. (in Chinese)
- [12] 吴波, 吕文龙. 部分柱顶滑移钢筋混凝土框剪结构的深化研究[J]. 工程力学, 2012, 29(8): 143-149.
Wu Bo, Lü Wenlong. Research on RC frame-shear wall structures with partial columns sliding at upper ends [J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(8): 143-149. (in Chinese)
- [13] Mokha A, Constantinou M C, Reinhorn A M. Teflon bearings in base isolation I: Testing [J]. Journal of Structural Engineering, 1990, 116(2): 438-454.
- [14] 朱伯龙. 结构抗震试验[M]. 北京: 地震出版社, 1989: 11-12.
Zhu Bolong. Seismic experiment of structure [M]. Beijing: Seismological Press, 1989: 11-12. (in Chinese)