

周露, 宁响亮, 庾光忠. 近场高烈度区高层框筒结构组合隔震设计与分析[J]. 华南地震, 2017, 37 (2): 71-78. [ZHOU Lu, NING Xiangliang, YU Guangzhong. Analysis and Design of the Combined Isolation in High-rise Frame Core Tube Structure near Field Earthquake Zone of High Intensity [J]. South china journal of seismology, 2017, 37(2): 71-78.]

近场高烈度区高层框筒结构组合隔震设计与分析

周露, 宁响亮, 庾光忠

(株洲时代新材料科技股份有限公司, 湖南 株洲 412007)

摘要: 针对高烈度近场地震区的高层框架-核心筒结构, 提出了橡胶隔震支座和弹性滑板支座的组合隔震设计思路。采用时程分析方法对比计算了结构采用传统抗震与隔震技术在地震作用下的层剪力、层间位移角、楼层加速度、支座应力和地震能量耗散情况。研究表明: 多遇地震下, 组合隔震结构楼层位移与加速度的衰减幅值达 54% 和 60%; 罕遇地震下支座的拉应力和位移都控制在规范限值内, 橡胶隔震支座和弹性滑板支座的滞回曲线均饱满, 从滞回曲线可得知两种支座同时进入屈服, 表明在该组合隔震设计中, 两种支座具有良好的协同工作性, 验证了该组合隔震设计的合理性。

关键词: 近场区; 高层框筒结构; 组合隔震; 协同工作性; 能量耗散

中图分类号: TU375.4 **文献标志码:** A **文章编号:** 1001-8662 (2017) 02-0071-08

DOI: 10.13512/j.hndz.2017.02.012

Analysis and Design of the Combined Isolation in High-rise Frame Core Tube Structure near Field Earthquake Zone of High Intensity

ZHOU Lu, NING Xiangliang, YU Guangzhong

(Zhuzhou Times New Material Technology Co., LTD., Zhuzhu 412007, China)

Abstract: For high-rise frame core tube structure in the near high intensity earthquake zone, the design thinking of the combination with the elastic slide bearing (ESB) and rubber isolator bearing is put forward. The story shear, inter-story displacement angle, floor acceleration, bearing stress and seismic energy dissipation corresponding to the traditional seismic and seismic isolation technology calculated by time history analysis method are compared. Research results show that under frequently occurred earthquake action, the floor displacement and acceleration of the combined isolation structure are decreased by 54% and 60%; under rare

收稿日期: 2017-03-23

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51208015)

作者简介: 周露(1987-), 男, 硕士, 工程师, 主要从事隔震、抗震研究。

E-mail: zhouluman2012@163.com.

earthquake, tensile stress and displacement of the bearing are controlled within the specification limits, the hysteresis curves of rubber isolator bearing and ESB are full, as can be seen from the hysteresis curves, the two kinds of bearings at the same time to enter the yield states, is shows that the two kinds of bearing have good collaborative workability in the design of the combined isolation system, and the rationality of the combined isolation design is verified.

Keywords: Near field region; High-rise frame core tube structure; Combined isolation; Collaborative workability; Energy dissipation

0 引言

9 度地震区的高层建筑结构设计工作中会出现居多难题。若高烈度区采用隔震或者混合隔震技术不仅能够起到较好的隔震和消能效果,而且可以降低构件截面尺寸和配筋量,带来可观的经济效益^[1-3]。近些年,对高层建筑结构采用组合隔震体系的抗震性能进行了大量的研究工作^[4-7]。在核心筒部位由于剪力墙的集中布置,使得柱轴力达到数万吨,如果继续采用橡胶隔震支座,那么该部位的支座直径将会达到 1 500 mm 以上,使得核心筒内电梯井无法下落到基础,影响建筑使用功能。基于此,探讨如何解决高烈度高层建筑隔震设计方案。

笔者对 9 度区近场地段的高层框筒结构进行橡胶隔震支座和弹性滑板支座的组合隔震设计,通过三维有限元软件进行地震反应仿真分析,得到了组合隔震结构在多遇和罕遇地震下最大层剪力、层间位移角、楼层加速度、支座应力和地震能量耗散等,探讨了组合隔震设计对结构抗震能力的影响。

1 工程概况

该工程位于西昌市主城区航天大道二段,总建筑面积 25 308 m²;地上 18 层,房屋结构高度为 66.25 m,建筑效果及立面标高示意图 1。采用框架-核心筒结构体系,结构标准层平面和主体结构模型如图 2 和图 3 所示。

该工程结构的建筑抗震设防类别为丙类,抗震设防烈度为 9 度(0.4 g),场地类别为Ⅲ类二组,特征周期为 0.55 s。且核桃村地震断裂带从本工程北东侧通过,与该工程相距约 4.0 km,依据《建筑抗震设计规范》^[8] 规定:当处于发震断层 10 km 以内时,输入地震波应考虑近场影响系数,5 km 以内宜取 1.5 倍的地震力放大系数。据此将会导致结构的水平地震和竖向地震作用过大,如果继续

采用传统抗震设计,结构主要构件的截面尺寸将超大,如剪力墙的厚度可达到 600 mm,柱截面的最大尺寸为:2 100 mm×2 100 mm,梁的尺寸为:600 mm×1 200 mm,且局部采用了钢筋混凝土柱和型钢混凝土梁,墙和梁柱的截面配筋率都很大。通过加大构件截面尺寸以提高结构的承载力和刚度来抵抗地震的传统设计,不仅不能保证结构安全,还会增加工程造价,同时会使得建筑的使用功能受到诸多限制。据此拟用隔震技术进行抗震设计。

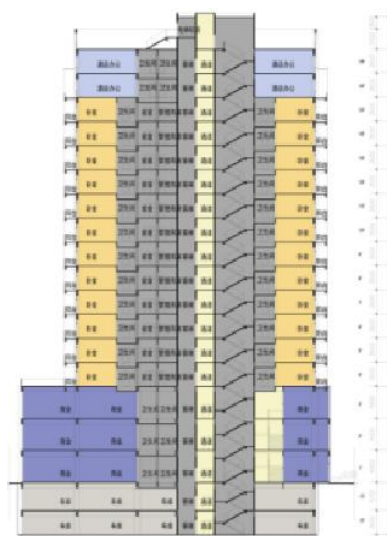


图 1 建筑效果及立面标高示意图

Fig.1 Architectural rendering and elevation drawing

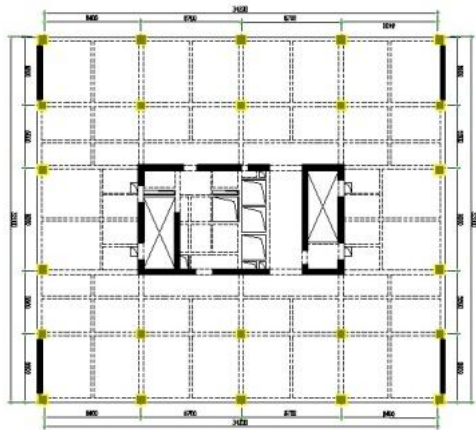


图 2 标准层平面图
Fig.2 The plan of standard floor

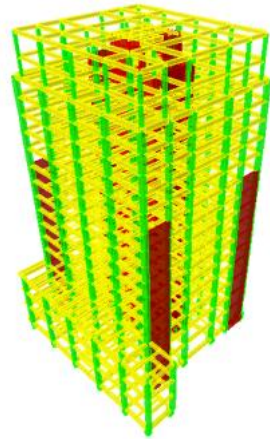


图 3 主体结构模型图
Fig.3 Model of main structure

2 混合隔震方案设计

2.1 组合隔震方案的确定

提取按照降低一度设计的上部结构底层柱底反力,根据《抗规》^[8]、《叠层橡胶支座隔震技术规程》^[9]和《建筑隔震弹性滑板支座》^[10]的规定,综合考虑隔震层的扭转偏心和刚度要求,在外围布置铅芯橡胶隔震支座;中间核心筒部位考虑到柱轴力较大和电梯井需下落到基础,布置弹性滑板隔震支座。故而形成了隔震橡胶支座和弹性滑板支座的组合隔震设计方案。本案例采用的弹性滑板支座结构如下图 4 所示。

2.2 橡胶隔震支座和弹性滑板支座选择

经过多次调整试算后,为了增大隔震层的抗扭转性能,结合控制面压要求,最终选用了 11 个 LRB1100 和 22 个 LRB1200 的隔震支座;中间核心筒部位布置了 16 个 ESB500 和 11 个 ESB800 的弹性滑板支座。隔震支座的布置情况如下图 5。支座的性能参数见表 1。

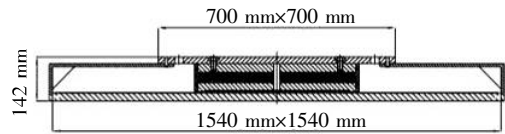


图 4 弹性滑板支座结构示意图
Fig.4 The diagram of ESB structure

表 1 支座的性能参数表
Table 1 The design parameter of bearings

型号	使用数量/ 套	基准面压/ MPa	极限面压/ MPa	竖向刚度/ (kN·mm ⁻¹)	屈服/ kN	屈服位移/ mm	屈后刚度/ kN/mm	等效刚度/ kN/mm	位移限值/ mm
LRB1100	11	15	30	6 388.8	304	5.4	2.807	4.305	605
LRB1200	22	15	30	8 003.1	361.7	5.4	3.341	5.123	609
ESB500	16	25	50	6 187.8	206.1	5.0	0.380	1.206	500
ESB800	11	25	50	9 998.6	527.52	5.0	0.607	3.409	500

3 结构分析模型的建立

3.1 计算模型的建立

采用 ETABS 软件进行结构隔震分析,梁、柱采用杆单元,混凝土楼板采用膜单元,剪力墙采用壳单元,隔震支座采用 Isolator 非线性连接单元,滑板支座采用 Friction 单元模拟^[11]。

滑板支座的属性定义为 Friction, 设置为在竖

向只受压的单元,如下图 6,结构进行单元模拟设定指定单元后,结构采用非线性求解;必须设定单元的拉力失效模式,受拉时 Friction 将退出工作^[12]。橡胶隔震支座在 ETABS 程序中模拟时,滞回模型采用 Bouc-Wen 模型,如下图 7 所示,则需要定义弹性刚度、屈服后刚度比和屈服荷载,其值可参考表 1 查得。

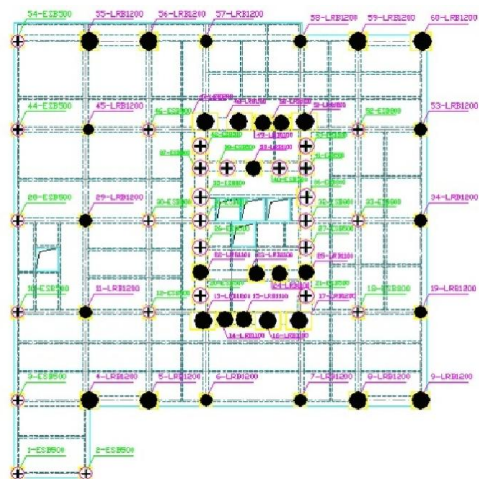


图 5 隔震层支座布置图

Fig.5 The arrangement plan of isolators

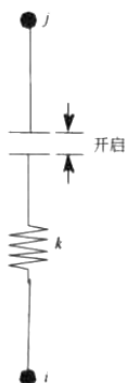


图 6 Friction 竖向定义

Fig.6 The vertical definition

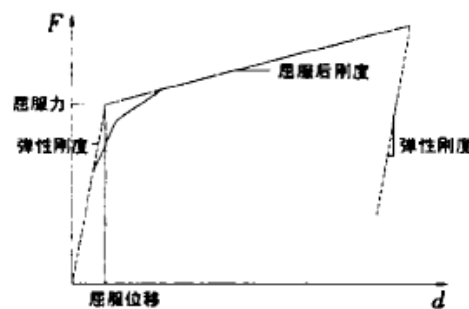


图 7 Bouc-Wen 模型

Fig.7 The model of Bouc-Wen

3.2 地震波的刷选

根据《抗规》^[8]第 5.1.2 条规定,以及地勘报告所列的场地类别。按照“地震加速度反应谱特征周期 T_g 和结构基本自振周期 T_1 双指标选波”原则进行选波^[13],选取了 2 条强震记录的天然波 (CPC16 和 IVM 波) 和 1 条人工模拟加速度时程的人工波,3 条时程曲线如图 8 所示,3 条时程反应谱曲线和规范反应谱曲线如图 9 所示。考虑场地的 1.5 倍地震力放大系数,多遇地震下调整各条波 $PGA=210 \text{ cm/s}^2$,罕遇地震为 $PGA=930 \text{ cm/s}^2$,采用三向地震波同时输入且三向地震峰值加速度比为: 1:0.85:0.65。

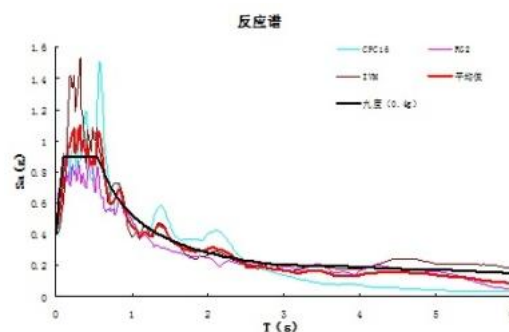


图 9 3 条时程反应谱与规范反应谱曲线

Fig.9 The 3 time history and standard response spectrum

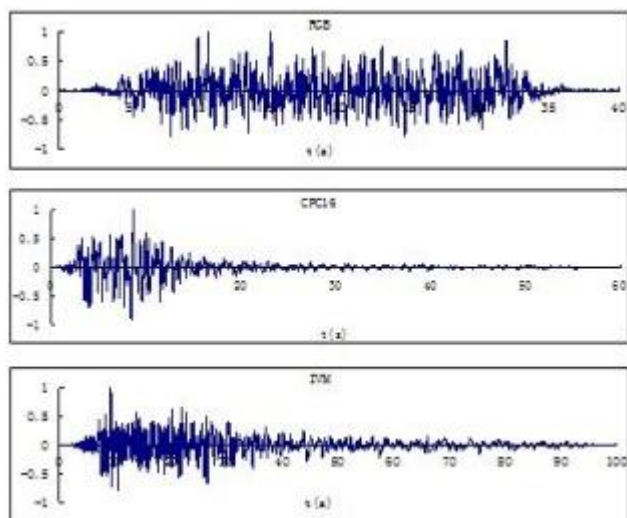


图 8 3 条时程曲线

Fig.8 The 3 time history cure

4 分析结果与比较

4.1 结构模态分析结果

对非隔震和隔震结构进行模态分析结果如下表 2 所示。从表中可以看出,隔震后前三阶振型的质量参与系数明显增大,结构的地震反应以第一振型为主,基本为平动。同时隔震体系的基本周期由原来的 1.241 s 增大到 3.003 s,放大了 2.42 倍,远离了建筑场地的卓越周期。

4.2 多遇地震时程分析

在多遇地震($PGA=210 \text{ cm/s}^2$)作用下,隔震结构与非隔震结构在多遇地震作用下最大层间位移角对比如图 10 所示。隔震与非隔震上部结构的层间位移角峰值分别为: 1/909 和 1/492,减小幅值达到了 54%。隔震结构变形主要集中在隔震层,上部结构近似于平动,上部结构的层间位移都远

低于弹性层间位移角限值(1/800)，故上部结构处于弹性状态。

多遇地震作用下隔震与非隔震结构的楼层最大加速度曲线如图 11 所示。隔震与非隔震上部结构的最大楼层加速度分别为 2.172 m/s² 和 6.012 m/

s²。隔震结构楼层加速度比非隔震结构楼层加速度的减小幅度达 60%以上，隔震结构的楼层加速度峰值变化不大，隔震结构第 2 到 18 层的加速度峰值变化幅值在 30%左右，楼层的最大加速度均发生在结构顶部。

表 2 隔震与非隔震结构模态分析结果表

Table 2 The result of modal analysis of isolation and non-isolation structure

振型	非隔震结构				隔震结构			
	周期/s	U_x /%	U_y /%	R_z /%	周期/s	U_x /%	U_y /%	R_z /%
1	1.241	2.92	60.94	0.58	3.003	1.69	95.44	1.57
2	1.110	56.88	2.73	1.83	2.942	92.64	2.34	4.01
3	1.060	1.53	0.43	56.48	2.826	4.64	0.88	94.11

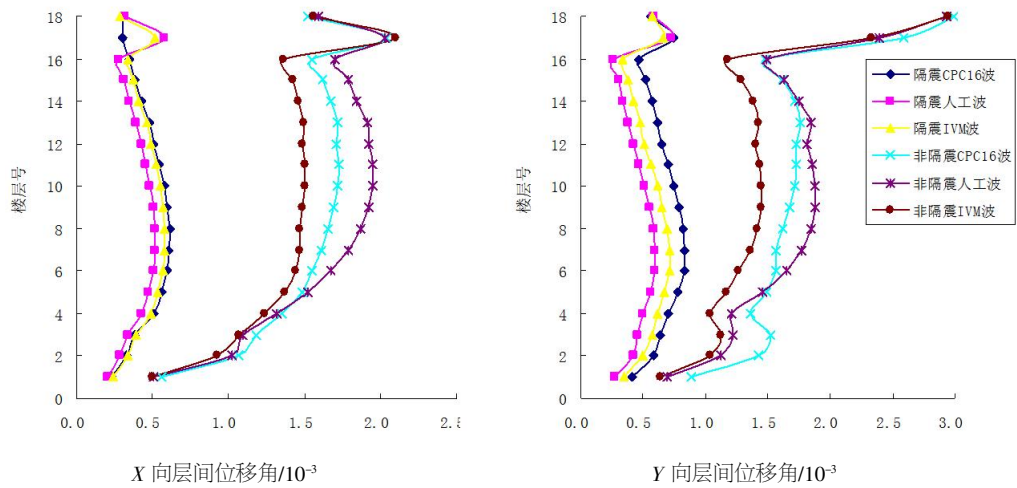


图 10 多遇地震下隔震与非隔震结构楼层位移角对比

Fig.10 The comparison of displacement angle of isolation and non-isolation structure under the frequent earthquake

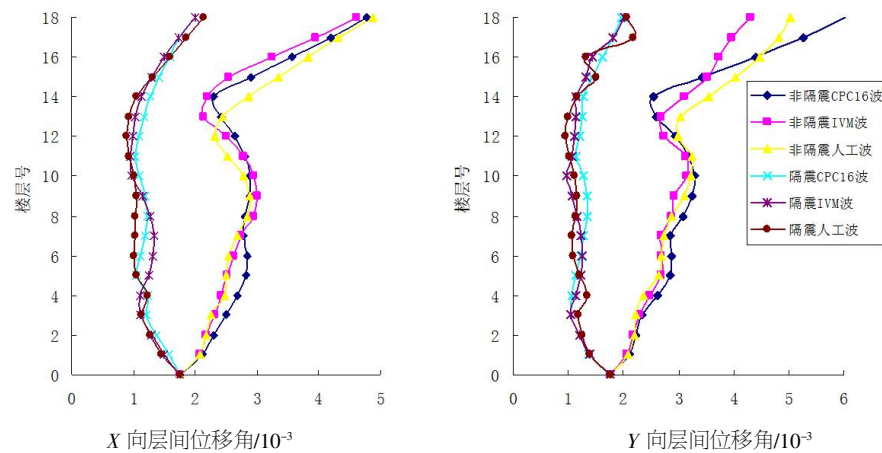


图 11 多遇地震下隔震与非隔震结构楼层加速度对比

Fig.11 The comparison of acceleration of isolation and non-isolation structure under the frequent earthquake

4.3 罕遇地震时程分析

4.3.1 罕遇地震隔震层位移验算

图 14 为隔震结构在罕遇地震下的层间位移角

对比图。在罕遇地震(PGA=930 cm/s²) 作用下，隔震层最大水平位移为 466 mm，小于 0.55 D=0.55×1 100=605 mm (D 是叠层隔震支座的最小直径) 和

弹性滑板支座 500 mm 行程。故支座变形量满足规程要求。

在罕遇地震作用下,非隔震结构由于顶部鞭梢效应,最大层间位移角发生在顶层为 1/58;采用混合隔震后,最大层间位移角控制在 1/166 以

内,减小了 65%。由此可见,在罕遇地震下,考虑近场系数的影响,在强大的地震力作用下虽然隔震后的层间位移角偏大,结构局部可能进入弹性,但对比隔震前后的层间位移,仍可看出明显的减震效果。

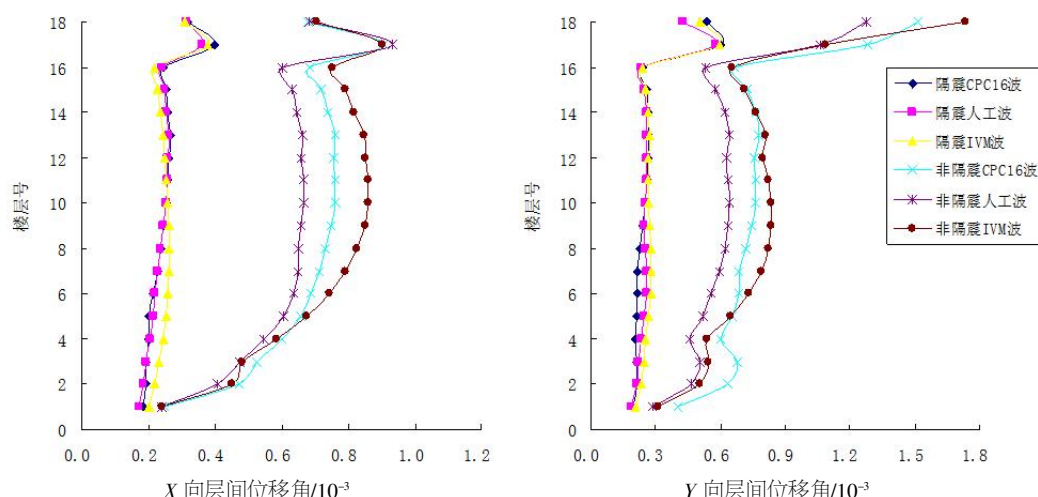


图 14 罕遇地震下隔震与非隔震结构楼层位移角对比

Fig.14 The comparison of floor displacement angle of isolated and non-isolated structure under rare earthquake

4.3.2 罕遇地震下抗拉验算

对隔震层中橡胶隔震支座进行拉力校核,橡胶隔震支座编号为 1~33,具体位置如图 5 所示。表 3 中给出了各隔震支座在罕遇地震工况下由竖向拉力和重力荷载的压力组合下支座的面压值。从表 3 可见,隔震支座在地震作用下产生的最大轴向拉力应力均为正值,表示处于受压状态。因此,隔震支座在罕遇地震下是不会出现受拉效应,表明在罕遇地震作用下,隔震层的支座协调整体变形,所有支座均没有出现拉应力。

4.4 能量分析

对结构输入 CPC16 波、IVM 波和人工波地后,多遇地震和罕遇地震下结构能量分析如图 15 所示。多遇地震下隔震层吸收的能量占输入总能量的 38%, 39%, 42%;罕遇地震下隔震层吸收的能量占输入总能量的 68%, 75%, 70%。罕遇地震作用下隔震层的位移很大,地震能量主要集中耗散在隔震层,表明隔震层对阻隔地震能量向上传递起到了一定作用。

表 3 隔震支座在 9 度罕遇地震下轴向内力校核

Table 3 The axial force of isolator bearings under rare earthquake with intensity 9

编号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
N_i /MPa	3.94	2.76	2.51	2.45	2.29	3.42	2.65	3.87	3.06	0.92	3.34	4.30	2.41	2.64	2.31	2.23	2.62
N_c /MPa	6.14	6.51	8.28	8.20	6.44	4.99	8.10	7.21	3.96	2.62	3.41	7.70	6.97	4.16	7.02	6.18	4.11
编号	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	
N_i /MPa	2.67	2.34	1.63	2.55	4.30	2.55	2.52	2.34	3.39	2.44	4.25	2.86	2.44	2.43	2.27	3.50	
N_c /MPa	8.26	6.90	4.90	7.62	8.57	3.42	4.24	4.04	7.46	6.94	6.08	6.93	9.12	9.09	6.75	5.11	

16 为 11 号铅芯隔震支座 LRB1200 和 12 号弹性滑板隔震支座 ESB800 在多遇和罕遇地震下的滞回曲线。铅芯橡胶隔震支座和弹性滑板支座在罕遇地震下滞回曲线饱满均,呈现出良好的非线性

性能,在 2 条地震波作用下耗能系数分别为 1.15 和 2.13,降低上部结构吸收的地震能量。同时,从支座的滞回曲线可看出,在该组合隔震设计中,橡胶隔震支座和弹性滑板支座的屈服力基本相同,

且水平向变形量一致,表明两种支座同时进入屈服。在该组合隔震设计中,两种支座表现出了良好的协同工作性,验证了该组合隔震设计的合理性。

5 结论

本文对9度区近场地段的某框架-核心筒高层结构采用了弹性滑板支座和橡胶隔震支座的组合隔震设计并对其进行了隔震前后的层剪力、层间位移角、楼层加速度和能量耗散情况的分析。得出以下主要结论:

(1) 采用组合隔震控制技术可以有效地减小结构的地震响应。

(2) 多遇地震作用下,隔震结构与非隔震结构相比较,各楼层位移衰减了54%,上部结构层间位移角远小于弹性层间位移角限值(1/800),上部结构近似于平动;楼层加速度的衰减达60%,从2到18层的加速度峰值变化幅度在30%以内,楼层最大加速度发生在结构顶部。

(3) 由弹性滑板支座和橡胶隔震支座组合形成的隔震层,在罕遇地震下,隔震支座协调整体变形,所有支座均没有出现拉应力。

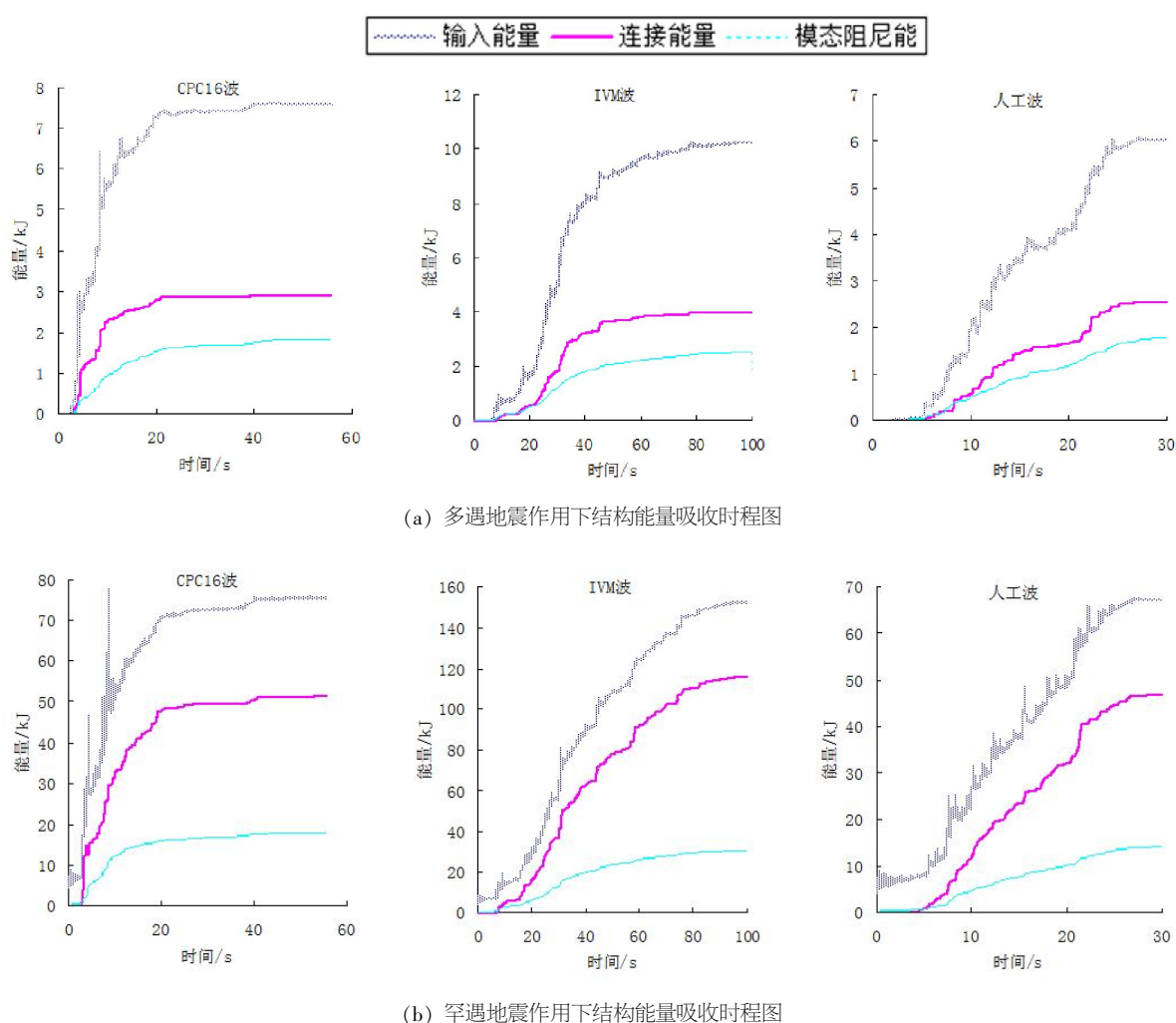


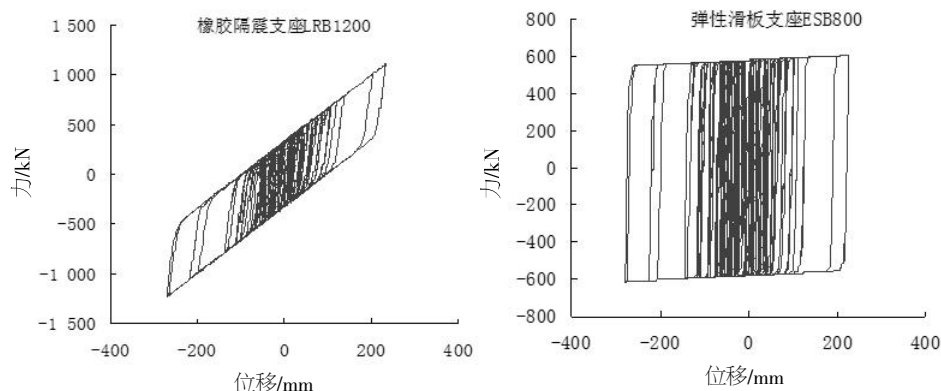
图15 结构能量吸收时程分析图

Fig.15 Time history analysis of the structure energy dissipation

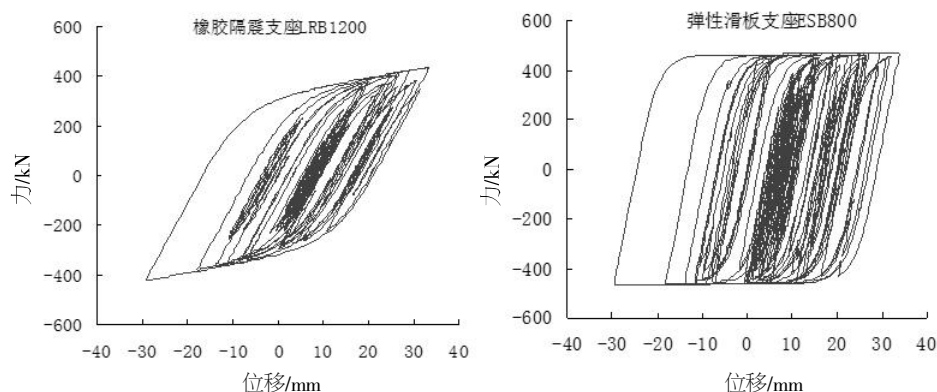
(4) 在3条地震波罕遇水准作用下,隔震层吸收的能量占结构输入总能量的68%,75%,70%。结构吸收的地震能量主要集中耗散在隔震层,表明隔震层对阻断地震能量向上传递起到了一定作用,有效保护上部结构。

(5) 在地震作用下,铅芯橡胶隔震支座和弹

性滑板支座的滞回曲线饱满,且从支座的滞回曲线可知,橡胶隔震支座和弹性滑板支座的屈服力基本相同,且水平向变形量一致,表明两种支座同时进入屈服,表现出良好的协同工作性,验证了该组合隔震设计的合理性。



(a) 多遇地震下橡胶支座和弹性滑板滞回曲线



(b) 罕遇地震下橡胶支座和弹性滑板滞回曲线

图 16 多遇和罕遇地震下 11 和 12 号隔震支座滞回曲线

Fig.16 Hysteresis curve of 11 and 12 isolation bearings under the frequent and rare earthquake

参考文献:

- [1] 周福霖. 工程结构减震控制[M]. 北京: 地震出版社, 1997.
- [2] 周福霖. 工程结构隔震减震研究进展[M]. 北京: 地震出版社, 2004.
- [3] 日本建筑学会. 隔震结构设计[M]. 刘文光译. 北京: 地震出版社, 2006.
- [4] 朱玉华, 吕西林. 组合基础隔震系统地震反应分析[J]. 土木工程学报, 2004, 37 (4): 76-81.
- [5] 范夕森, 苏小卒, 张鑫, 等. 组合隔震系统力学性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2009, 2 (S2): 50-55.
- [6] 李慧, 刘迪, 杜永峰. 近场多脉冲地震动作用下组合隔震结构抗震性能分析[J]. 世界地震工程, 2013, 35 (3): 563-568.
- [7] 叶志琴, 班鑫磊, 张辙洵, 等. 高层结构采用组合隔震体系的减震效果分析[J]. 甘肃科技, 2016, 32 (2): 105-107.
- [8] 中华人民共和国建设部. 建筑抗震设计规范: GB50011-2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [9] 中国工程建设标准化协会. 叠层橡胶支座隔震技术规程: CECS126.2001[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [10] 中国国家标准化管理委员会. 橡胶支座第 5 部分: 建筑隔震弹性滑板支座: GB20688.5-2014[S]. 北京: 中国标准出版社, 2015.
- [11] 北京金土木软件技术有限公司. ETABS 中文版使用指南[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
- [12] 江婷, 邓雪松, 吴从永, 等. 高烈度区某高层框剪商住楼混合隔震分析[J]. 土木建筑与环境工程, 2010, 32 (2): 451-455.
- [13] 杨溥, 李英民, 赖明. 结构时程分析法输入地震波的选择控制指标[J]. 土木工程学报, 2003, 33 (6): 33-37.