

大型框架隔振结构地震响应分析

孙东奇

(辽宁工程技术大学 建筑工程学院, 辽宁 阜新 123000)

摘要:地震灾害由于其突发性、不可预测性、破坏性以及次生灾害严重等特性,被列为群灾之首。建筑结构的安全稳定运行直接影响到国民的生命及财产安全,为减少地震所带来的灾害,就必须对结构进行抗震方面的研究。基于有限元的基本原理,借助通用有限元软件 ANSYS 建立了框架结构的有限元模型。

关键词:叠层橡胶支座;抗震结构;隔震

中图分类号:TU323.5 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2013)S1-0066-04

Large Frame Vibration Isolation Structure Seismic Response Analysis

Sun Dongqi

(College of Architecture and Civil Engineering, Liaoning Technical University, Fuxin 12300, Liaoning, P. R. China)

Abstract: Earthquake was listed as the first group of disaster because of its sudden, unpredictable, destructive and secondary disasters. Building structure that is safety and stable directly affects the people's life and property safety. So the structural seismic research has the important practical significance. Based on the finite element principle, we used general finite element software ANSYS to establish the finite element model of frame structure.

Key words: laminated rubber; isolation structure; isolate to seismic

中国位于环太平洋地震带与欧亚地震带的交汇部位,地震断裂带较多,发育比较完全。中国大陆的地震相当于世界大陆地震的 1/3,地震活动频度高、强度大、分布广,是一个受地震影响比较严重的国家。新中国成立至今 60 多年来,中国共有 22 个省(自治区、直辖市),其中涉及东部地区 14 个省份经历了 100 多次地震,由地震所带来的伤害占全国各类灾害死亡人数的 54%,所带来的受灾面积有 30 多万平方公里,房屋倒塌达 700 万间。特别是在 2008 年 5.12 汶川地震中由于房屋垮塌导致大量人员伤亡与财产损失。据统计中国大陆地震占全球陆地地震的 1/3,但是由地震带来的人员伤害竟然达到世界总伤害的 1/2 以上,造成该结果的主要原因是地震引起的破坏烈度超过了震区的抗震设防烈度,导致大量的建筑破坏倒塌。随着经济的发展,政府与居民防震减灾意识的不断提高,迫切需要防震减灾性能更好的建筑来保护生命减少财产损失。

1 大型框架隔振结构模态分析

框架结构是以梁和柱组成的承重结构,梁柱的连接方式有 2 种:铰接或者刚接。框架结构在实际工作中,通过梁和柱组成的框架来承担出现的水平载荷和竖向载荷,而结构的墙体仅其维护和分割作用,不承重。

框架结构根据功能和特点分以下几类:

按跨数分:单跨结构、多跨结构;

按层数分:单层结构、多层结构。

按立面分:对称结构、不对称结构。

按所用的材料分:混凝土框架结构、钢框架结构、胶合木框架接结构、钢与钢筋混凝土混合框架结构。

生产实际中,最常用的 2 种框架结构是钢框架结构和混凝土框架结构。混凝土框架主要用于跨度比较大的结构,比如学校、住宅楼等。刚框架结构主要用于大跨度的结构,比如购物商场、火车站等。本文以钢框架为例探讨钢架结构的隔振性能。

框架结构主要有梁和柱来承担载荷,相比其他承重结构,有其优缺点。对于设计工作者来说,要合理掌握其优缺点,使其能更好的发挥自身性能,扬长避短,更好地为社会服务。

框架结构的优点:

- 1) 空间分隔灵活。
- 2) 自重轻,节省材料。
- 3) 便于装配,施工方便。
- 4) 可以节省工期。

框架结构的缺点:

- 1) 框架结构的梁柱装配而成,属于柔性框架,地震容易造成非结构的破坏。
- 2) 框架结构施工受季节、环境影响较大。
- 3) 框架结构不适宜于高层建筑。一般适用于不超过 15 层的建筑。

目前,国内大多数结构均为框架结构,在地震作用下造

成的非结构破坏比较多,如何保证框架结构的抗震性能是目前研究所关注的主要问题。叠层橡胶减震支座由于其独特的减震特性,近年来在框架结构得到越来越多的应用。本文以 1 栋 8 层的框架结构为例探讨研究叠层橡胶减震支座的应用。

1.1 工程概况

采用的模型为华联购物商厦钢框架结构,层数为 8 层,层高 4 m,总高 32 m。框架结构总长 $6 \times 8 \text{ m} = 48 \text{ m}$ 。框架结构总宽 $3 \times 8 \text{ m} = 24 \text{ m}$ 。钢框架柱为矩形横截面,尺寸为 $500 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ 。钢框架结构外环梁尺寸为 $300 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$,内环梁尺寸为 $250 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ 。楼板厚度为 200 mm。由于框架结构的外墙只承担维护作用,故建模不考虑墙体模型,仅建立梁、柱和楼板的模型。框架结构实体模型见图 1 框架有限元模型示意图。

本框架结构处于 III 类场地,抗震设防烈度为 7 度,抗震等级为 I 级,设计使用年限为 100 a。钢材选 Q235 钢,杨氏模量为 $2 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$,泊松比为 0.3,密度为 7850 kg/m^3 。楼板的混凝土强度等级为 C30,弹性模量为 $3.0 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$,泊松比为 0.2,密度为 2500 kg/m^3 。

1.2 框架结构有限元模型建立

框架结构柱、梁的横截面尺寸与其长度的比值符合梁的特性,故框架柱、外环梁和内环梁采用 Beam188 进行模拟。分别给定梁横截面的属性以及相应的材料属性。梁柱有限元模型见图 2 梁单元模型示意图。楼板厚度相比其长度和宽度较小,符合壳单元的特性。楼板建模采用壳模拟,选择 Shell181,给定楼板的厚度以及相应的材料属性。楼板有限元模型见图 3 壳单元模型示意图。

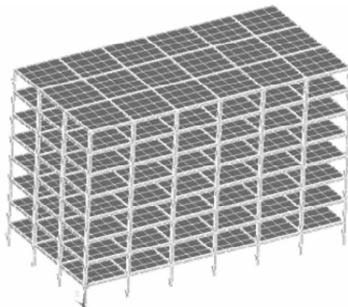


图 1 框架结构有限元模型示意图

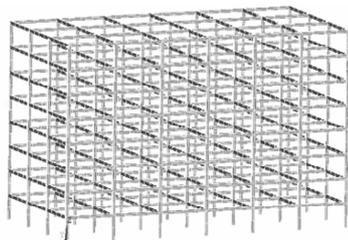


图 2 梁单元模型示意图

1.3 梁柱连接方式

钢框架结构梁柱的连接方式有 2 种:刚接和铰接。本案例模型适用于刚接。

柱和梁均采用梁单元模拟,其节点拥有相同的自由度,都为 6 个自由度,故其在交接处节点自由度匹配。刚接即代表交接处的节点所有自由度都相同。借助 ANSYS 软件里面

的合并节点的操作,对梁和柱的节点进行合并。合并节点后的有限元模型见图 4 刚接有限元模型。

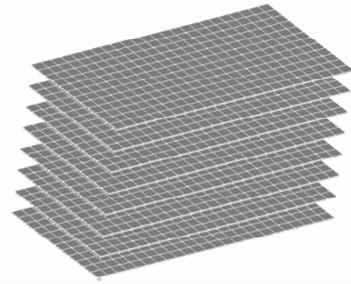


图 3 壳单元模型示意图



图 4 刚接有限元模型

2 大型框架隔振结构地震响应分析

2.1 地震谱的选取

华联购物商厦处于 III 类场地,抗震设防烈度为 7 度,抗震等级为 I 级,设计使用年限为 100 a。参考《建筑抗震设计规范》选取 $T_g = 0.4$, $\alpha_{\max} = 0.08$ 。地震响应计算公式如下,地震频谱表如表 1 所示。

$$\begin{cases} \alpha = 0.44T + 0.036, 0 < T \leq 0.1 \\ \alpha = 0.08, 0.1 < T \leq 0.4 \\ \alpha = (0.4/T)^{0.9} \times 0.08, 0.4 < T \leq 3 \end{cases} \quad (1)$$

表 1 地震频谱表

自振周期/s	频率/Hz	谱值	自振周期/s	频率/Hz	谱值
0.02	50.000	0.044 8	0.30	3.333	0.080 0
0.04	25.000	0.053 6	0.36	2.778	0.080 0
0.06	16.667	0.062 4	0.40	2.500	0.080 0
0.08	12.500	0.071 2	0.80	1.250	0.042 8
0.10	10.000	0.080 0	1.20	0.833	0.029 8
0.12	8.333	0.080 0	1.60	0.625	0.023 0
0.16	6.250	0.080 0	2.00	0.500	0.018 8
0.20	5.000	0.080 0	2.40	0.416	0.016 0
0.24	4.167	0.080 0	2.80	0.357	0.013 9
0.28	3.571	0.080 0	3.00	0.333	0.013 0

2.2 地震波的选取

以“中国天津地震竖向记录”为例说明地震波的计算。天津地震波为竖向加速度波,记录时长为 5 s,时间间隔为 0.01 s,计算时每隔 0.1 s 取一个值。地震波中所选取的数值

无法直接用于计算,必须对其做相应的处理才可用于分析。

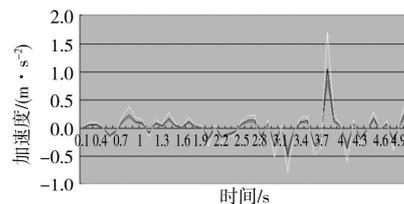
结构设计烈度为 7 度,根据国家地震局批准的烈度表可知,最大水平加速度为 $0.125g$,而天津波实测的最大加速度为 $a_{vmax}=0.756\text{ m/s}^2$,因此必须对其做相应折算才能用于实际的计算。对于 7 级地震一般选取 $a_v=a/2$,故天津地震波的记录值需要乘以 $\frac{a_v}{a_{vmax}}=\frac{0.125g/2}{0.756}=0.8106$,处理后的地震波见表 2 地震波输入值和图 5 地震波与时间关系图。

表 2 地震波输入值

天津波竖向加速度记录值		修改后地震波输入值	
时间/s	竖向加速度记录值/($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$)	竖向加速度/($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$)	水平加速度/($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$)
0.1	1.6019×10^{-2}	1.2985×10^{-2}	2.5970×10^{-2}
0.2	6.5692×10^{-2}	5.3250×10^{-2}	1.0650×10^{-1}
0.3	6.9948×10^{-2}	5.6700×10^{-2}	1.1340×10^{-1}
0.4	1.3212×10^{-2}	1.0710×10^{-2}	2.1420×10^{-2}
0.5	-1.3391×10^{-1}	-1.0855×10^{-1}	-2.1710×10^{-1}
0.6	-5.6057×10^{-2}	-4.5440×10^{-2}	-9.0880×10^{-2}
0.7	1.3515×10^{-1}	1.0955×10^{-1}	2.1910×10^{-1}
0.8	2.3624×10^{-1}	1.9150×10^{-1}	3.8300×10^{-1}
0.9	1.1670×10^{-1}	9.4600×10^{-2}	1.8920×10^{-1}
1.0	9.4806×10^{-2}	7.6850×10^{-2}	1.5370×10^{-1}
1.1	-8.8576×10^{-2}	-7.1800×10^{-2}	-1.4360×10^{-1}
1.2	9.5793×10^{-2}	7.7650×10^{-2}	1.5530×10^{-1}
1.3	4.7150×10^{-2}	3.8220×10^{-2}	7.6440×10^{-2}
1.4	1.7388×10^{-1}	1.4095×10^{-1}	2.8190×10^{-1}
1.5	5.3356×10^{-2}	4.3250×10^{-2}	8.6500×10^{-2}
1.6	1.8116×10^{-2}	1.4685×10^{-2}	2.9370×10^{-2}
1.7	1.2182×10^{-1}	9.8750×10^{-2}	1.9750×10^{-1}
1.8	3.0533×10^{-2}	2.4750×10^{-2}	4.9500×10^{-2}
1.9	2.8430×10^{-2}	2.3045×10^{-2}	4.6090×10^{-2}
2.0	-1.9924×10^{-1}	-1.6150×10^{-1}	-3.2300×10^{-1}
2.1	3.1033×10^{-2}	2.5155×10^{-2}	5.0310×10^{-2}
2.2	-1.7586×10^{-1}	-1.4255×10^{-1}	-2.8510×10^{-1}
2.3	-1.0862×10^{-1}	-8.8050×10^{-2}	-1.7610×10^{-1}
2.4	-6.5137×10^{-2}	-5.2800×10^{-2}	-1.0560×10^{-1}
2.5	7.6487×10^{-2}	6.2000×10^{-2}	1.2400×10^{-1}
2.6	1.3681×10^{-1}	1.1090×10^{-1}	2.2180×10^{-1}
2.7	1.3916×10^{-1}	1.1280×10^{-1}	2.2560×10^{-1}
2.8	-1.6519×10^{-1}	-1.3390×10^{-1}	-2.6780×10^{-1}
2.9	8.5492×10^{-2}	6.9300×10^{-2}	1.3860×10^{-1}
3.0	-3.2094×10^{-1}	-2.6015×10^{-1}	-5.2030×10^{-1}
3.1	2.8127×10^{-2}	2.2800×10^{-2}	4.5600×10^{-2}

续表 2

天津波竖向加速度记录值		修改后地震波输入值	
时间/s	竖向加速度记录值/($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$)	竖向加速度/($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$)	水平加速度/($\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$)
3.2	-4.8100×10^{-1}	-3.8990×10^{-1}	-7.7980×10^{-1}
3.3	-2.1422×10^{-2}	-1.7365×10^{-2}	-3.4730×10^{-2}
3.4	1.1732×10^{-1}	9.5100×10^{-2}	1.9020×10^{-1}
3.5	1.3145×10^{-1}	1.0655×10^{-1}	2.1310×10^{-1}
3.6	-2.9941×10^{-1}	-2.4270×10^{-1}	-4.8540×10^{-1}
3.7	-2.2736×10^{-1}	-1.8430×10^{-1}	-3.6860×10^{-1}
3.8	1.0591×10^0	8.5850×10^{-1}	1.7170×10^0
3.9	1.3934×10^{-1}	1.1295×10^{-1}	2.2590×10^{-1}
4.0	4.0643×10^{-2}	3.2945×10^{-2}	6.5890×10^{-2}
4.1	-3.6855×10^{-1}	-2.9875×10^{-1}	-5.9750×10^{-1}
4.2	8.9872×10^{-2}	7.2850×10^{-2}	1.4570×10^{-1}
4.3	-2.0744×10^{-1}	-1.6815×10^{-1}	-3.3630×10^{-1}
4.4	-2.5327×10^{-2}	-2.0530×10^{-2}	-4.1060×10^{-2}
4.5	1.8209×10^{-1}	1.4760×10^{-1}	2.9520×10^{-1}
4.6	-2.3322×10^{-2}	-1.8905×10^{-2}	-3.7810×10^{-2}
4.7	8.3210×10^{-2}	6.7450×10^{-2}	1.3490×10^{-1}
4.8	-2.4537×10^{-1}	-1.9890×10^{-1}	-3.9780×10^{-1}
4.9	6.8283×10^{-2}	5.5350×10^{-2}	1.1070×10^{-1}
5.0	3.3882×10^{-1}	2.7465×10^{-1}	5.4930×10^{-1}



注: — 竖向加速度记录值 — 竖向加速度修正值
— 水平加速度修正值

图 5 地震波与时间关系图

2.3 钢框架地震响应分析

要研究结构在随时间变化的地震载荷作用下各个点的振动响应,因此选取地震波进行计算。计算时采用瞬态动力学进行分析。

瞬态动力学求解有完全法、模态叠加法和缩减法 3 种计算方法。完全法采用完整的矩阵进行计算,可以考虑结构非线性。缩减法和模态叠加法相比完全法计算效率较高,缩减法是以主自由度和缩减矩阵进行求解,模态叠加法是基于模态求解的基础上进行的分析。本文模型规模不是很大,故采用瞬态动力学完全法进行求解。

所采用的模型与模态分析一致,输入的地震波曲线见图 5。分别计算结构在考虑减震和不考虑减震的情况下,框架顶端位移、顶层加速度和基地剪力随时间的变化情况。

水平地震加速度情况下顶层 X 方向位移响应曲线和加

速度响应曲线见图 6~7。

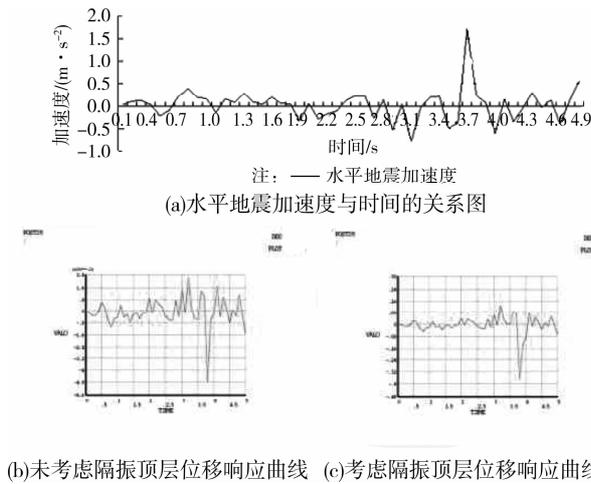


图 6 顶层位移响应曲线对比图

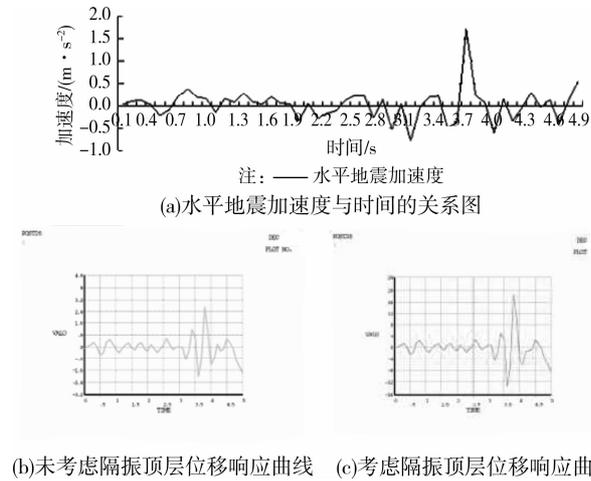


图 7 顶层加速度响应曲线对比图

竖向地震加速度情况下顶层 Y 方向位移响应曲线和加速度响应曲线见图 8~9。

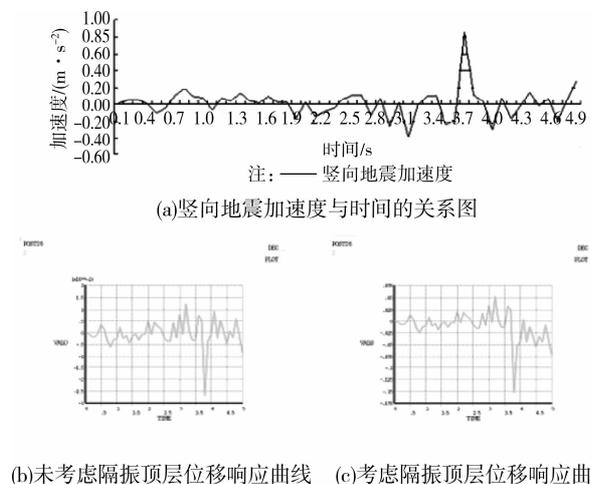


图 8 顶层位移响应曲线对比图

从图 6~9 结果对比可知:

1) 在水平地震作用下,未考虑隔振和考虑隔振的顶层 X

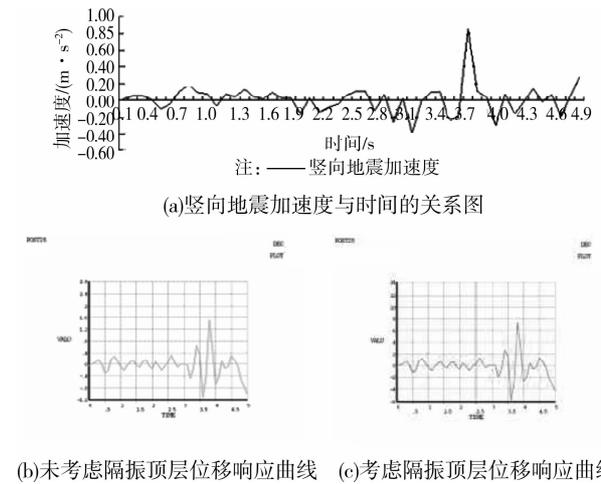


图 9 顶层加速度响应曲线对比图

方向位移响应曲线和加速度响应曲线与水平地震波曲线趋势基本一致。

2) 水平地震作用下,考虑隔振的顶层 X 方向位移最大值较未考虑隔振最大值大,说明采用叠层橡胶支座对于结构的抗震有利。

3) 水平地震作用下,考虑隔振的顶层 X 方向加速度最大值相比未考虑隔振最大值大,说明采用叠层橡胶支座后在地震作用情况下,结构能够承受更大的加速度的冲击。

4) 在竖向地震作用下,未考虑隔振和考虑隔振的顶层 Y 方向位移响应曲线和加速度响应曲线与竖向地震波曲线趋势基本一致。

5) 竖向地震作用下,考虑隔振的顶层 Y 方向位移最大值较未考虑隔振最大值大,说明采用叠层橡胶支座对于结构的抗震有利。

6) 竖向地震作用下,考虑隔振的顶层 Y 方向加速度最大值相比未考虑隔振最大值大,说明采用叠层橡胶支座后在地震作用情况下,结构能够承受更大的加速度的冲击。

7) 通过研究水平地震波和竖向地震波下结构的位移响应和加速度响应可知,采用叠层橡胶支座后结构的各项性能较未考虑隔振有明显提高。

3 结论

为了研究叠层橡胶支座的抗震特性,本文以华联购物商厦为例,分别进行了模态分析和地震响应分析。通过分析得到以下结论:

1) 采用叠层橡胶支座后,结构的固有频率相比未考虑隔振的频率要低。

2) 同阶阵型情况下,框架结构的振动趋势基本一致。考虑叠层橡胶支座的框架结构整体都有振动特性,未考虑隔振的结构底部振动不如采用隔振后的结构明显,这与理论一致。

3) 在水平地震作用下,未考虑隔振和考虑隔振的顶层 X 方向位移响应曲线和加速度响应曲线与水平地震波曲线趋势基本一致。考虑隔振 X 方向位移最大响应和最大加速度相比未考虑隔振要大。

4) 在竖向地震作用下,未考虑隔振和考虑隔振的顶层 Y

(下转第 80 页)

- 值模拟[J]. 岩土力学, 2008, 29(11): 3104-3108.
- Li Z G, Zeng Y, Liu Guobin, et al. Numerical simulation of displacement transfer law of excavation adjacent metro station [J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(11): 3104-3108.
- [8] 刘小丽, 马悦, 郭冠群, 等. PLAXIS 2D 模拟计算基坑开挖工程的适用性分析[J]. 中国海洋大学学报, 2012, 42(4): 19-25.
- Liu X L, Ma Y, Guo G Q, et al. Applicability of PLAXIS 2D used for numerical simulation in foundation pit excavation [J]. Periodical of Ocean University of China, 2012, 42(4): 19-25.
- [9] Hsieh P G, Ou C Y. Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1998, 35(6): 1004-1017.
- [10] Peck R B. Deep excavations and tunneling in soft ground. Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering [C]. Mexico City: [s. n.], 1969: 225-290.
- [11] Kuesel T R. Tunnel engineering handbook [M]. New York: N. Y. Van Nostrand Reinhold Company Inc, 1982.
- [12] Crofts J E, Menziest B K, Tarzi A I. Lateral displacement of shallow buried pipe lines due to adjacent deep trench excavation [J]. Geotechnique, 1977, 15(2): 161-179.
- [13] Kojima, Yoshiyuki. Tunnel deformation behavior due to ground surface excavation above the tunnel. [J]. Journal of the Society of Materials Science, Japan, 2003, 52(8): 958-965.
- [14] Sharma J S, Hefny A M, haob J, et al. Effect of large excavation on deformation of adjacent MRT tunnels [J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2001, 16(2): 93-98.
- [15] 孔令荣, 崔永高, 隋海波. 基坑开挖对邻近地铁变形的影响分析 [J]. 工程勘察, 2010(6): 15-20.
- Kong L R, Cui Y G, Sui H B. The influence of foundation pit excavation on adjacent metro tunnel [J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2010(6): 15-20.

(编辑 吕建斌)

(上接第 69 页)

方向位移响应曲线和加速度响应曲线与竖向地震波曲线趋势基本一致。考虑隔振 Y 方向位移最大响应和最大加速度相比未考虑隔振要大。

5) 通过对华联商厦框架结构动力特性分析可知, 采用叠层橡胶支座后结构的各项性能较未考虑隔振有明显提高, 验证了叠层橡胶支座的隔振效果, 对于工程实践有理论的指导意义。

参考文献:

- [1] 王闯. 叠层橡胶支座基础隔振结构应用研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2010.
- [2] 宋刚. 叠层橡胶垫基础隔振的应用研究[D]. 东南大学, 2006.
- [3] 刘文光. 橡胶隔振支座位学性能及隔振结构地震反应分析研究 [D]. 北京工业大学, 2003.

- [4] 刘伟庆, 王曙光. 建筑结构隔振减震设计的现状与发展趋势 [C]//第六届全国工程结构安全防护学术会议论文集, 2007.
- [5] 张雄, 刘浩吾. 隔振支座的稳定性分析[J]. 地震工程与工程振动, 1994, 14(3): 114-119.
- [6] 许斌, 唐家祥. 基础隔振叠层橡胶支座耐久性试验研究[J]. 工程抗震, 1995(4): 41-44.
- [7] 邓雪松. 隔振结构的设计与分析方法[J]世界地震工程, 2000, 16(4): 118-123.
- [8] 徐忠根, 胡敏茵, 周福霖. 房屋建筑中间层隔振研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2004(5): 23-28.
- [9] 白举科, 陈龙珠, 赵荣欣. 叠层橡胶支座位置对结构地震响应的影响分析[C]//第三届全国防震减灾工程学术研讨会论文集, 2007.

(编辑 薛婧媛)