

doi:10.11835/j.issn.1674-4764.2013.04.004

阻尼器在框架结构中的优化布置策略

陈敏¹, 贺国京¹, 刘畅², 邹银生³

(1. 中南林业科技大学 土木工程与力学学院, 长沙 410004; 2. 悉地国际设计顾问(深圳)有限公司, 广东 深圳 518048;
3. 湖南大学 土木工程学院, 长沙 410082)

摘要:基于基础隔震体系的动力特性提出将阻尼器安装在框架结构底部楼层的优化布置策略。首先通过计算场地特征频率 ω 与减震结构底部隔震层固有频率 ω_n 的比值初步确定结构底部安装阻尼器的楼层数;随后针对减震结构层间位移容许值,通过几次简单的试算即可最终确定所需的阻尼器数量及其安装位置。采用 Etabs 和 Perform-3D 两种分析软件,选取 2 条实际强震纪录和 1 条人工模拟的加速度时程曲线对一栋 10 层的减震结构进行了弹性和弹塑性时程分析,表明在底部楼层安装阻尼器的减震结构具备与基础隔震体系类似的动力特性。

关键词:阻尼器;基础隔震;层间位移;优化布置;时程分析

中图分类号:TU375.4;TU352.1 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2013)04-0020-07

An Optimal Distribution Strategy for Dampers in Frame Structures

Chen Min¹, He Guojing¹, Liu Chang², Zou Yinsheng³,

(1. College of Civil Engineering and Mechanics, Central South University of Forestry and Technology, Changsha 410004, P. R. China; 2. CCDI Group, Shenzhen 518048, Guangdong, P. R. China;
3. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, P. R. China)

Abstract: An optimal distribution strategy of the energy dissipation dampers installed in the bottom stories of frame structures was put forward based on dynamic characteristics of base-isolated system. Firstly, the number of stories was defined by calculating the ratio of site characteristic frequency ω and bottom isolation stories natural frequency ω_n of energy dissipation structure. Then, with regard to storey drift permissible value, the quantity and installation positions of dampers were defined through several simple calculations. 2 sets of actual strong earthquake records and 1 set of artificial acceleration time-history curve for a 10 stories frame structure were selected to conduct the time-history analysis under frequently and rarely earthquakes by ETABS software and Perform-3D software. The results show that the dynamic characteristics of energy dissipation structure in which the dampers are installed in lower stories are similar to those of base-isolated system.

Key words: damper; base isolation; storey drift; optimal distribution; time-history analysis

消能减震技术在现代建筑中越来越得到重视^[1],其常规设计方法是将阻尼器安装在允许的位

置,采用结构分析软件进行动力时程分析或静力非线性分析,验算其是否满足规范要求。此方法在两

收稿日期:2012-11-05

基金项目:国家自然科学基金(51178473)

作者简介:陈敏(1975-),男,博士,主要从事结构抗震减震研究,(E-mail)chenmin2028@163.com。

个方面存在不足:1)阻尼器安装位置并不理想,不能很好的发挥其减震效果,且确定所需阻尼器数量的计算量较大;2)对建筑空间的利用存在较大影响。针对以上问题,学者们进行了大量研究,提出了相应的对策。

Kim等^[2-3]在2003年和2006年采用能力谱方法分别针对粘滞阻尼器和粘弹性阻尼器减震结构,提出了确定所需附加阻尼比的方法。周云等^[4]也做了类似的研究,基于顶点位移可以直接确定所需附加阻尼比的大小,避免了反复试算。但仍假定阻尼器在结构各层中均匀分布,或无控结构层间位移大小、各层基本振型位移大小按比例分布;且该方法受到 pushover 方法适应范围的限制,而人们认为采用层间位移评价结构的抗震性能更为可靠。针对阻尼器优化布置问题学者们更是进行了大量的研究^[5-11],但由于优化理论较为复杂而难以推广。目前设计者主要还是依据规范来指导消能减震结构设计,规范认为阻尼器安装在层间位移较大的楼层耗能效果较好^[12-13],但结构安装阻尼器以后,结构的薄弱层可能改变。

本文基于基础隔震理论提出了一种阻尼器在框架结构中的优化布置策略,只需选择较少的阻尼器,安装在结构底部2层,或者3层即可取得满意的减震效果。

1 基础隔震体系动力特性

基础隔震结构通常假定为多质点平动体系模型^[14],如图1所示。图中, m_b 为结构底板的质量; $m_1, m_2, \dots, m_i, \dots, m_n$ 为结构第1,2, \dots, i, \dots, n 层的质量; $k_1, k_2, \dots, k_i, \dots, k_n$ 为结构第1,2, \dots, i, \dots, n 层间水平刚度; K_b, C_b 分别为隔震装置水平刚度和阻尼; x_g, x_b, x_{si} 分别为地面位移、结构底层与基础面之间的水平相对位移、上部结构第*i*层对结构底层的水平相对位移反应。地震作用下,隔震体系运动方程为:

$$\begin{cases} m_b(\ddot{x}_g + \ddot{x}_b) + \sum_{i=1}^n m_i(\ddot{x}_g + \ddot{x}_b + \ddot{x}_{si}) + \\ C_b \dot{x}_b + K_b x_b = 0 \\ [m] \{\ddot{x}_s\} + [C] \{\dot{x}_s\} + [K] \{x_s\} = \\ -(\ddot{x}_g + \ddot{x}_b)[m] \end{cases} \quad (1)$$

求解运动方程组(1)可得出隔震结构加速度反应衰减比 $R_a = \ddot{x}_s / \ddot{x}_g$, 场地特征频率 ω 与隔震装置的固有频率 ω_n 之比 ω/ω_n , 隔震装置阻尼比 ζ 之间的关系曲线如图2、图3所示^[14]。由图2可以看出当 ω/ω_n 值在1附近时,随着阻尼比 ζ 增加, R_a 迅速

衰减;而图3则表明 ω/ω_n 不同,隔震装置阻尼比 ζ 增加, R_a 呈不同变化趋势。如: $\omega/\omega_n = 1.5$, 随着 ζ 增加, R_a 衰减;而 $\omega/\omega_n = 3.0$, 随着 ζ 增加, R_a 增加。

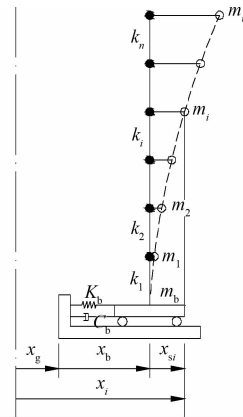


图1 多质点平动体系基础隔震结构动力分析模型

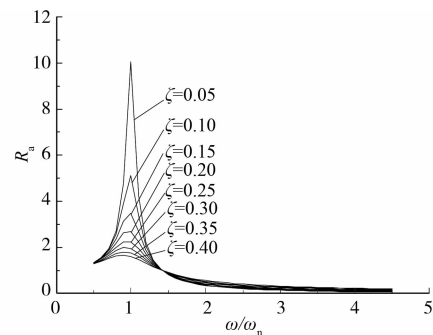


图2 隔震结构 $R_a - \omega/\omega_n$ 的关系曲线

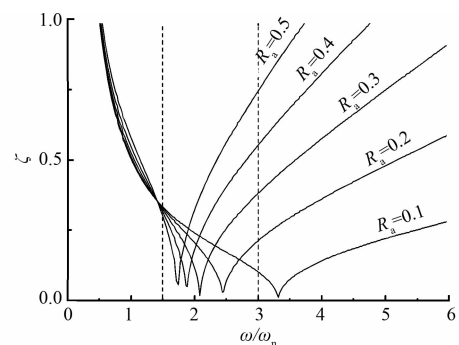


图3 隔震结构 $\zeta - \omega/\omega_n$ 的关系曲线

2 底部楼层安装阻尼器的减震系统

图4(a)为在底部2层安装阻尼器的减震结构,其在地震作用下的计算模型为图4(b)。该结构底部两层可以当成隔震层,隔震层质量为 $[m_b]$, 阻尼和刚度分别为 $[c_b]$ 和 $[k_b]$; x_g, x_b, x_{si} 的含义和基础隔震体系相同。该减震系统在地震作用下的运动方程也可表示为式(1)的形式,故此减震系统亦具备隔震体系类似的动力特性。

层间位移为中国建筑抗震设计规范^[13]抗震变

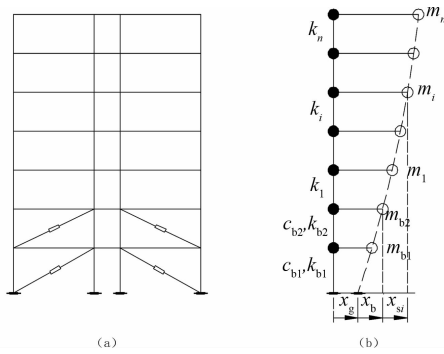


图 4 底部两层安装阻尼器减震结构动力分析模型

形验算的主要评判指标,而层间位移由受力位移与非受力位移组成^[15],其中非受力位移取决于竖向构件楼层处的截面转角,因此层间位移大小最终由本层剪力、竖向构件顶端弯矩、及下层竖向构件顶端弯矩决定。首先,假定底部隔震楼层的数量,通过振型分析得出隔震层的固有频率 ω_n 、 ω/ω_n 值。减震系统与基础隔震系统一个关键不同之处是基础隔震系统的 ω/ω_n 值必须大于1.414 2,更不能出现在共振区,即1的附近;而减震系统的 ω/ω_n 值如在1附近却取得很好的减震效果。由图2知,如 ω/ω_n 值在1附近,则 R_a 随 ζ 增加迅速衰减,即 \ddot{x}_s 减小,将使结构上部被隔震楼层的层间位移迅速衰减,同时使结构隔震层或底部楼层受到的剪力和弯矩减小,最终使底部薄弱层层间位移减小;当 ζ 达到一定值时, R_a 衰减趋缓,意味着此时再增加阻尼器的数量对减小底部薄弱层层间位移意义不大。如图3所示,当 ω/ω_n

值大于1.414 2,取1.5时,则 R_a 随 ζ 增加减小,同样会使隔震层受到的剪力、弯矩、及层间位移减小。然后,初步选定隔震楼层数和安装阻尼器的增量;最终通过时程分析确定减震结构底部需要安装阻尼器的楼层数,及阻尼器的数量。

3 实例分析

3.1 工程概况

某10层框架结构,3跨10榀,平面如图5所示。边跨7.5 m,中跨2.4 m,间距3.9 m;首层高4.2 m,其余各层高3.6 m。柱截面尺寸、混凝土强度等级、柱单侧配筋面积如表1所示。Y向框架梁截面尺寸分别为300 mm×700 mm,250 mm×400 mm,X向框架梁混凝土截面尺寸为250 mm×400 mm;标准层楼板厚110 mm,屋面板厚130 mm;梁板混凝土强度等级取C30。拟采取消能减震措施,使其满足设计地震分组第1组,II类场地,8度区,设计基本地震加速度值为0.30 g的抗震设防要求。

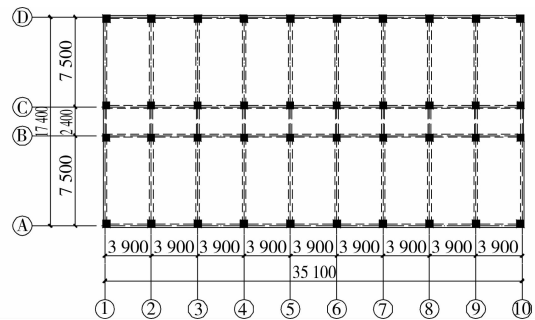


图 5 框架结构平面示意图

表 1 框架结构柱截面尺寸、单侧配筋面积与混凝土强度等级

楼层		1~5层		6~10层	
		截面尺寸/mm	单侧配筋面积/mm ²	截面尺寸/mm	单侧配筋面积/mm ²
X1&X10	边柱	600×600	1 300	550×550	1 000
	中柱	550×550	900	500×500	800
X2~X9	边柱	600×600	1 100	550×550	900
	中柱	550×550	900	500×500	800
混凝土强度		C35		C35	

注:箍筋为 $\Phi 10@100/200$

3.2 阻尼器布置策略

拟在结构底部隔震层安装粘滞阻尼器,则隔震层水平刚度为该层框架柱的抗侧刚度。假定隔震层数量分别为1、2、3层,则由振型分析知隔震层的固有频率分别为27.20、16.65、12.00;场地特征周期 T_g 为0.35,则 ω/ω_n 值分别为0.660、1.077、1.495。由图2和图3可知,如将该框架结构底部2层或3

层作为隔震层,安装粘滞阻尼器将使被隔震楼层相对加速度 \ddot{x}_s 衰减,而使结构薄弱层层间位移大幅减小,从而取得较好的减震效果。

3.3 分析验证

3.3.1 弹性时程分析 将粘滞阻尼器安装在结构底部2层,如图6(a)所示,每层安装阻尼器20个,分成5种工况,列于表2。选择峰值加速度为341.7

cm/s² 的 ElCentro 波,如图 7(a)示,用有限元程序 Etabs 对不同工况进行多遇地震下的时程分析,峰值加速度设定为 110 cm/s²,绘制不同工况下结构最大层间位移角曲线如图 8(a)所示。工况 2 时,薄弱层位置在第 2 层,最大层间位移角为 1/596,已满足规范要求。假定层间位移角限值为 1/800,则需增大阻尼器的阻尼系数,然工况 4 时,对上部楼层的隔震作用已趋于稳定;图 8(a)中工况 5 和工况 4 从第 3 层到第 10 层的层间位移角曲线基本层叠,此时薄弱层在第 3 层,大于假定的位移角限值。于是将底部 3 层设为隔震层,每层阻尼器数量仍为 20 个,如图 6(b)所示,增加工况 6 和工况 7 列于表 2。图 8 中两条虚线为工况 6 和工况 7 的时程分析结果,由于此时 ω/ω_n 增至 1.495,由图 3 可知当隔震层阻尼比增至一定程度可使 R_n 减至 0.1,甚至更小,因此工况 7 的最大层间位移角明显减小。表 3 列出了各种工况下楼层剪力和隔震层框架柱承担的剪力,可见随着 $\sum c_b$ 增加,结构层剪力或隔震层框架柱承担的总剪力呈下降的趋势。在消能减震结构的设计加固中,不光要验算层间位移是否满足规范,尚需对楼层剪力、承受阻尼器轴力的梁柱节点进行验算,限于篇幅在此不详述。

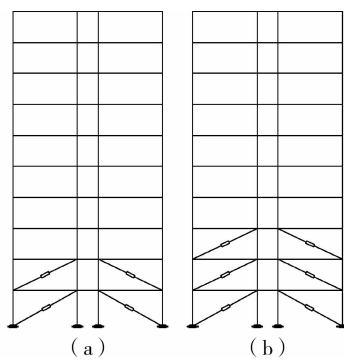


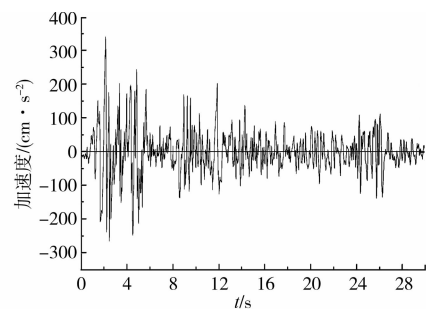
图 6 减震结构立面示意图

另外选用了 1 条峰值加速度为 556.96 cm/s² 的 Northridge 波和 1 条峰值加速度为 37.14 cm/s² 的人工波,如图 7(b)、(c)所示,对不同工况进行了多遇地震下的时程分析,并绘制最大层间位移角曲线如图 8(b)和图 8(c)所示。图 8(b)中工况 4 与工况 5 的减震效果比较接近,与图 8(a)情形类似,而图 8(c)中工况 5 的减震效果明显优于工况 4。这是因为人工波输入的地震能量较小;弹性时程分析时尽管将 3 条地震波的峰值加速度都设定为 110 cm/s²,但减震结构在人工波作用下的地震响应明显较小。由阻尼比计算公式^[7]知,尽管安装的阻尼系数相同,但阻尼比大小与层间位移相关。同样地,工况 7 取

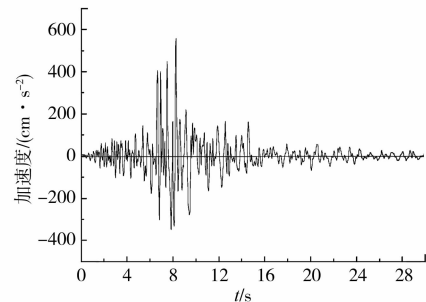
得了更好的减震消能效果。可见,由 3 条地震波、7 种工况的弹性时程分析结果表明,基于隔震系统的动力特性提出阻尼器在框架结构中的优化布置策略取得了预期的减震效果。

表 2 不同工况时单个阻尼器参数与总阻尼系数

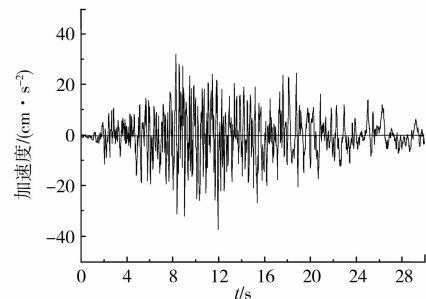
工况	阻尼系数/ (N·s·m ⁻¹)	阻尼指数	$\sum c_b$ / (N·s·m ⁻¹)	安装位置
1	0.25×10 ⁶	0.5	10×10 ⁶	底部 2 层
2	0.50×10 ⁶	0.5	20×10 ⁶	底部 2 层
3	1.0×10 ⁶	0.5	40×10 ⁶	底部 2 层
4	2.0×10 ⁶	0.5	80×10 ⁶	底部 2 层
5	3.0×10 ⁶	0.5	120×10 ⁶	底部 2 层
6	2.0×10 ⁶	0.5	120×10 ⁶	底部 3 层
7	3.0×10 ⁶	0.5	180×10 ⁶	底部 3 层



(a) ElCentro波



(b) Northridge波



(c) 人工波

图 7 时程分析输入的地震波

3.3.2 弹塑性时程分析 中国抗震规范^[13]认为消能减震结构应进行罕遇地震作用下薄弱层的弹塑性变形验算。相对于弹性反应,结构进入弹塑性后将出现以下 2 个特点:1) 结构非线性变形耗能可以

表 3 峰值加速度设定为 110 cm/s² 时 Elcentro 波作用下各楼层剪力值

kN

工况	楼层									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	柱	柱	柱							
无控	4 192	4 042	3 690	3 257	2 948	2 984	2 917	2 487	1 714	740.6
	4 192	4 042	3 690							
1	4 273	3 496	3 517	3 061	2 606	2 156	1 711	1 266	821.5	394.5
	4 073	3 202	3 517							
2	4178	3 329	3 231	2 813	2 395	1 982	1 573	1 164	754.9	362.5
	3 636	2 861	3 231							
3	4 144	3 109	2 979	2 435	2 073	1 715	1 361	1 007	653.4	313.8
	2 939	2 226	2 797							
4	5 032	3 054	2 698	2 349	2 000	1 655	1 313	971.8	630.4	302.7
	2 501	1 530	2 698							
5	5 835	3 279	2 651	2 308	1 965	1 626	1 290	954.7	619.3	297.4
	2 335	1 317	2 651							
6	4 402	2 576	2 932	2 037	1 734	1 435	1 139	842.6	546.6	262.5
	2 951	1 240	1 484							
7	5 128	2 499	3 158	1 857	1 581	1 308	1 038	768.3	498.3	239.3
	2 691	737	1 133							

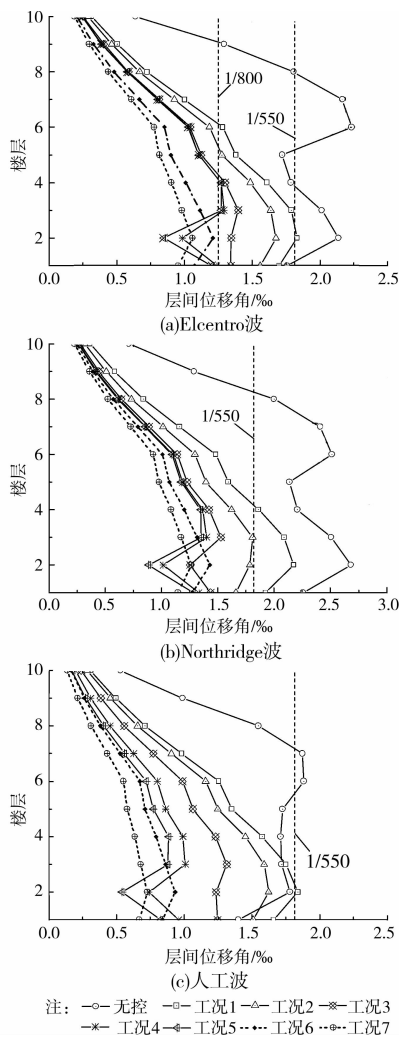


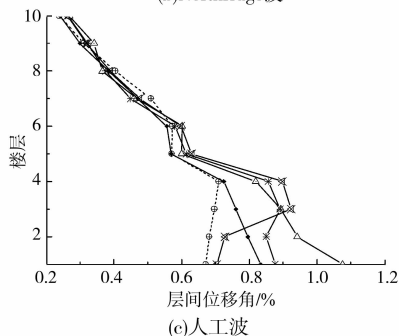
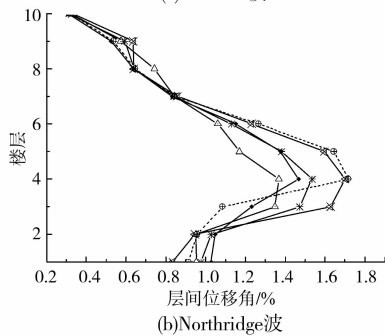
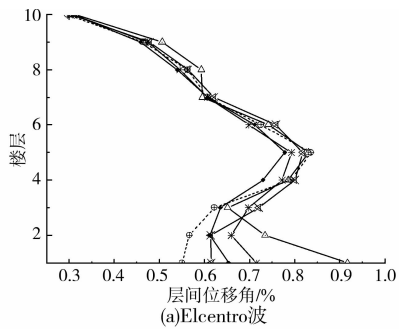
图 8 多遇地震下最大层间位移角曲线

等效为阻尼耗能;2)抗侧力构件屈服后刚度将减小。

采用非线性分析软件 Perform-3D 对工况 2、4、5、6 和 7 等 5 种工况进行了罕遇地震下的弹塑性时程分析,此时将峰值加速度设定为 510 cm/s²;分析结果反映了隔震体系的动力特性,也进一步验证了基于隔震理论提出阻尼器优化布置策略的有效性。但要确定非线性变形耗能与抗侧力构件屈服后刚度的变化十分困难,因此本节只做定性分析。图 9 分别为 Elcentro 波、Northridge 波和人工波作用下最大层间位移角曲线。

由图 9(a)、(b)、(c) 3 个曲线图看出,不同工况在罕遇地震作用下表现出与多遇地震下完全不同的减震耗能特征。在图 9(a)中,工况 2 的薄弱层出现在底层,其余 4 种工况的薄弱层出现在第 5 层;工况 4 的减震效果好于工况 5,工况 6 的减震效果好于工况 7。图 9(b)中,工况 2 的减震效果优于工况 4,而工况 4 的减震效果好于工况 5;同样工况 6 的减震效果优于工况 7。图 9(c)中,工况 2 的减震效果最差,但薄弱层出现在底层;工况 4 的减震效果同样好于工况 5;而工况 7 的减震效果优于工况 6。这实质上正是隔震体系动力特性的表现,图 3 表明,当 ω/ω_n 值大于 1.414 2 时,隔震装置阻尼比 ζ 增加, R_a 呈不同变化趋势。减震结构底部隔震层抗侧力构件进入弹塑性后,其固有频率 ω_n 减小,使 ω/ω_n 值增加,于是便呈现出图 9 所示不同的减震效果。因此减震结构底部隔震层数的确定,安装阻尼器的数量主要由

弹性时程分析确定,而通过弹塑性时程分析对减震结构进行罕遇地震下的变形验算确保其大震不倒或指定的性能需求。



注: —△—工况2 —×—工况4 —*—工况5 —·—工况6 —○—工况7

图9 罕遇地震下最大层间位移角曲线

4 结论

在底部楼层安装阻尼器的减震结构可以用基础隔震系统运动方程表示,因而具备隔震体系类似的动力特性;但是并不会因场地特征频率 ω 与减震结构底部隔震层固有频率 ω_n 之比 ω/ω_n 值在1附近而使被隔震楼层的地震响应放大,相反会随着隔震层阻尼比 ζ 的增加使被隔震层 \bar{x}_s 迅速衰减,可当阻尼比增大到一定程度后, R_s 会趋于稳定;而当 ω/ω_n 值大于1.414 2时,情况变得复杂, ω/ω_n 处于不同的区域随着阻尼比增加呈现截然不同的减震效果。

论文基于基础隔震体系的动力特性提出阻尼器在框架结构中的优化布置策略,并通过弹性时程分析对无控和7种有控工况,以及弹塑性时程分析对5种有控工况对此优化策略进行了分析验证,可以

得到以下结论:

1) 将阻尼器安装在房屋结构的底部可以取得较好的减震效果,这样可减少安装阻尼器的位置,使建筑空间得到更好的利用。

2) 减震结构底部安装阻尼器楼层的数量可通过计算 ω/ω_n 值确定,框架结构一般为2~3层;所需阻尼器的数量主要由弹性时程分析确定。

3) 隔震体系的动力特性和对底部楼层安装阻尼器减震结构的弹性和弹塑性时程分析表明,在合适的位置安装适量的阻尼器即可取得很好的减震效果,并不是越多越好。

参考文献:

- [1] 吕西林,蒋欢军.复杂高层建筑抗震与消能减震研究进展[J].建筑结构学报,2010,31(6):52-61.
Lyu X L, Jiang H J. Research progress of earthquake resistance and energy dissipation of complex tall buildings [J]. Journal of Building Structures, 2010, 31 (6): 52-61.
- [2] Kim J K, Choi H H, Min K W. Performance-based design of added viscous dampers using capacity spectrum method [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2003, 7(1):1-24.
- [3] Kim J K, Choi H H. Displacement-based design of supplemental dampers for seismic retrofit of a framed structure [J]. Journal of Structural Engineering, 2006, 132(6):873-883.
- [4] 周云,汤统壁,邓雪松,等.耗能减振结构基于性能简化抗震设计方法研究[J].土木工程学报,2008,41(6):14-21.
Zhou Y, Tang T B, Deng X S, et al. A study on simplified performance-based seismic design method for structures with dampers [J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41(6):14-21.
- [5] Liu W, Tong M, Lee G C. Optimization methodology for damper configuration based on building performance indices [J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131 (11): 1746-1756
- [6] Attard T L. Controlling all interstory displacements in highly nonlinear steel buildings using optimal viscous damping [J]. Journal of Structural Engineering, 2007, 133(9):1331-1340.
- [7] Lavan O, Levy R. Simple iterative use of lyapunov's solution for the linear optimal seismic design of passive devices in framed buildings [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2009, 13(5): 650-666.
- [8] 朱礼敏,钱基宏,张维嶽.大跨空间结构中黏滞阻尼器的位置优化研究[J].土木工程学报,2010,43(10):22-

29.
Zhu L M, Qian J H, Zhang W Y. Optimal location of viscous dampers in large-span space structures [J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(10): 22-29.
- [9] 熊仲明, 王佳, 郭瑜. 基于耗能减震结构耗能装置的优化设置的研究[J]. 西安建筑科技大学学报, 2011, 43(2): 166-171.
Xiong Z M, Wang J, Guo Y. Research on optimization setting based on passive energy dissipation structural device [J]. Journal of Xi'an University of Architecture & Technology, 2011, 43(2): 166-171.
- [10] 李宏男, 曲激婷. 基于遗传算法的位移型与速度型阻尼器位置优化比较研究[J]. 计算力学学报, 2010, 27(2): 252-257.
Li H N, Qu J T. Comparison of optimal placement of displacement-based and velocity-based dampers using genetic algorithm [J]. Chinese Journal of Computational Mechanics, 2010, 27(2): 252-257.
- [11] 孙黄胜, 陈士海, 施卫星. 黏滞阻尼器连接相邻结构减震优化分析[J]. 世界地震工程, 2010, 26(1): 207-211.
Sun H S, Chen S H, Shi W X. Optimal design of viscous dampers connecting adjacent structures [J]. World Earthquake Engineering, 2010, 26(1): 207-211.
- [12] FEMA273 NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings [S]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency, 1997: 310-320.
- [13] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- [14] 周福霖. 工程结构减震控制[M]. 北京: 地震出版社, 1997.
- [15] 魏链, 王森. 论高层建筑结构层间位移角限值的控制[J]. 建筑结构, 2006, 36(Sup1): 49-55.
Wei L, Wang S. Discussion on inter-story displacement angle of high-rise building [J]. Building Structure, 2006, 36(Sup1): 49-55.
- (编辑 王秀玲)

(上接第 12 页)

- Wei J D. The shear strength of continuous beam with web reinforcement under concentrated loads [J]. Journal of Harbin Architectural and Civil Engineering Institute, 1985(4): 1-12.
- [12] Kang S K. Shear behavior of reinforced concrete beams and prestressed concrete beams [D]. The University of Illinois at Urbana-Champaign, 2004.
- [13] 福原正志, 黒正清治. 鉄筋コンクリート部材における高強度せん断補強筋補強効果に関する実験研究[C]// 日本建築学会論文報告集, 昭和 57 年.
- [14] 李娟. HRB500 级箍筋混凝土梁斜截面受力性能试验研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2007.
- [15] 中国建筑科学研究院. 钢筋混凝土构件试验数据集—85 年设计规范背景资料续编[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1985.
- [16] 支运芳, 蒋超, 甘民, 等. 纵筋率对有腹筋约束梁受剪性能影响的研究[J]. 重庆建筑大学学报, 2005, 27(4): 64-69.
Zhi Y F, Jiang C, Gan M, et al. Study on effect of longitudinal reinforcement ratio on shear behavior of restrained beams with web reinforcement [J]. Journal of Chongqing Jianzhu University, 2005, 27(4): 64-69.
- [17] 张川, 陈臣, 张百胜. 集中荷载作用下纵筋率对钢筋混凝土无腹筋简支梁受剪性能的影响[J]. 重庆建筑大学学报, 2003, 25(6): 33-38.
Zhang C, Chen C, Zhang B S. Effect of varying longitudinal reinforcement ratios on shear behavior of reinforced concrete beams without web reinforcement [J]. Journal of Chongqing Jianzhu University, 2003, 25(6): 33-38.
- (编辑 胡玲)