

附设黏滞阻尼器超高层结构的减震效果分析

薛建阳¹, 张崇新¹, 韦亮陆², 隋 葵^{1,2}, 梁莹莹², 罗 峥¹

(1. 西安建筑科技大学 土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 柳州东方工程橡胶制品有限公司, 广西 柳州 545005)

摘要: 以实际工程为背景建立了附设黏滞阻尼器的框架-核心筒结构弹塑性模型. 为研究不同地震峰值加速度对黏滞阻尼器耗能效率的影响以及结构减震效率的变化规律, 采用 7 条地震波调整其峰值加速度进行弹塑性动力时程分析. 主要讨论了结构的楼层剪力、倾覆力矩、层间位移角、以及结构各部分耗能随地震峰值加速度提高的变化规律. 结果表明: 多遇地震下结构响应的减幅最大, 随着地震强度的提高结构响应的减幅逐渐降低; 阻尼器耗能随地震作用的增加呈线性增长, 但阻尼器耗能与地震输入能量的比值在不断降低, 导致结构减震效果下降; 地震作用下, 黏滞阻尼器为结构提供耗能, 减小了结构自身的塑性耗能, 对结构起到了保护作用.

关键词: 黏滞阻尼器; 超高层结构; 减震效果; 弹塑性时程分析

中图分类号: TU398.7

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2020)01-0021-09

Analysis of damping effect of super high-rise frame-core tube structure with viscous damper

XUE Jianyang¹, ZHANG Chongxin¹, WEI Lianglu², SUI Yan^{1,2}, LIANG Yingying², LUO Zheng¹

(1. College of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China;

2. Liuzhou Orient Engineering Rubber Products Co. Ltd., Guangxi Liuzhou 545005, China)

Abstract: Based on the actual engineering background, the elastoplastic model of the frame-core tube structure with viscous damper was established. In order to study the influence of different seismic peak accelerations on the energy dissipation efficiency of viscous dampers and the variation rule of structural damping efficiency, the elastic-plastic dynamic time-history analysis was carried out by using 7 seismic waves to adjust the peak accelerations. The changes of floor shear force, overturning moment, inter-storey displacement angle and the energy dissipation of each part of the structure were discussed with the increase of the peak acceleration. The results show that the damping amplitude of structural response is the largest in frequent earthquakes, and decreases with the increase of seismic intensity. The energy dissipation of the damper increases significantly with the increase of earthquake action, but the ratio of the energy dissipation of the damper to the earthquake input energy decreases continuously, which leads to the decrease of the damping effect of the structure. Under the action of earthquake, viscous damper provides energy dissipation for the structure, reduces the hysteretic energy dissipation of the structure itself, and plays a protective role for the structure.

Key words: viscous damper; super high-rise structure; vamping effect; elastic-plastic time-history analysis

框架-核心筒结构是超高层建筑应用最为广泛的一种结构形式, 其基本周期较长, 在地震作用下结构的动力响应比较明显^[1]. 地震作用下, 框架-核心筒结构中核心筒为第一道防线, 外框架为第二道防线^[2], 因此, 框架-核心筒在地震作用下核心筒受损较为严重. 当结构高宽比较大时, 为解决框架-核心筒结构抗侧刚度不足的情况, 通常在设备层设置伸臂桁架来连接核心筒与外框架, 增加结构整体的抗侧刚度及抗倾覆能力^[3]. 但这种刚性加强层会使结构的整体刚度增大, 地震作用增

大, 且在加强层处结构刚度突变现象严重, 加强层处核心筒破坏严重. 为解决上述问题, Jeremiah^[4]提出了在伸臂桁架与外框柱之间设置竖向的黏滞阻尼器, 这种阻尼器的布置方式已被成功用于菲律宾圣弗朗西斯科香格里拉塔项目^[5]. 吴宏磊、丁洁民^[6]等人对这种布置竖向黏滞阻尼器的超高层结构抗震性能进行了研究, 研究表明: 黏滞伸臂可以为超高层结构提供附加阻尼, 减小结构在地震作用下的结构响应, 并具有较好的经济性^[7]. 黏滞阻尼器在多遇地震下的减震效果明显, 但是随

收稿日期: 2019-04-01

修改稿日期: 2020-01-09

基金项目: 国家自然科学基金项目(51208411); 柳州欧维姆机械股份有限公司博士后科研工作站科研项目(201908)

第一作者: 薛建阳(1970—), 男, 博士, 教授, 主要从事钢与混凝土组合结构及古建筑结构的抗震研究. E-mail: jianyang_xue@163.com

着地震作用强度的加大,阻尼器的减震效果会发生明显的变化^[8]。

本文将研究在不同的地震峰值加速度下阻尼器的出力、变形以及阻尼器耗能的变化规律,分析结构减震效率的变化情况,并结合结构滞回耗能分析黏滞阻尼器对结构构件的保护效果。

1 计算模型概况与地震波选择

1.1 计算模型概况

参考国内一座实际工程设计的框架-核心筒结构^[9],该结构为地上57层,地下三层的塔楼,总高度为258 m,平面尺寸为42.5 m×42.5 m,高宽比约为5.8。项目位于8度抗震设防区,场地类别为Ⅱ类,设计地震分组为二组。结构的典型平面图和结构的立面分区如图1所示。

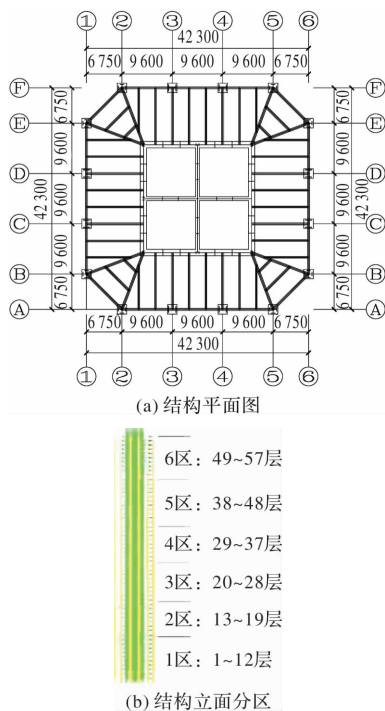


图1 结构平面图及立面布置

Fig. 1 Structural plan and elevation layout

该结构竖向划分为6个区域,框架柱的混凝土强度等级划分如下:1区为C60;2~4区为C55;5~6区为C50。核心筒混凝土强度等级为:1区为C60;2~4区为C55;5~6区为C50。钢框架梁的主要截面尺寸为H700×300,结构底层框架柱的截面尺寸为1.8 m×1.8 m,向上逐渐减小至1 m×1 m。核心筒底部外墙厚度为1.2 m,向上逐渐减小至1 m,核心筒底部内墙厚为0.7 m,向上逐渐减小到0.4 m。钢筋等级为HRB400,钢材采用Q345。

黏滞阻尼器布置在结构的28层、37层和48

层这三个设备层。黏滞阻尼器的布置形式为:结构的核心筒处悬挑出伸臂桁架,在伸臂桁架的端部及外框架柱上设置竖向连接的黏滞阻尼器形成黏滞阻尼伸臂桁架,如图2所示。

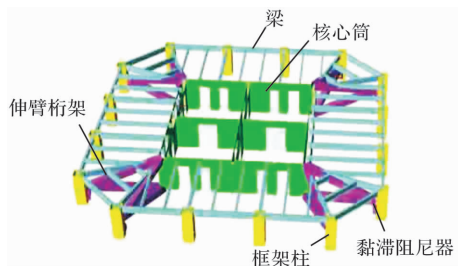


图2 阻尼器布置方式

Fig. 2 The arrangement of dampers

采用Perform-3D软件建立弹塑性分析模型,在建模过程中,剪力墙单元采用纤维截面模型,连梁采用Naish^[10]推荐的塑性铰模型,混凝土采用Chang-Mander^[11]推荐的本构模型,型钢混凝土框架柱中的混凝土考虑型钢和箍筋的约束作用,刚度退化的参数定义采用文献^[12-13]所推荐的方法。黏滞阻尼器采用Perform-3D所提供的Maxwell模型Fluid Damper单元进行模拟,黏滞阻尼器的速度指数为0.3,阻尼系数为4 000 kN·(s/m)^{0.3}。

1.2 地震波选择

为研究在不同地震峰值加速度下黏滞阻尼器的减震效率及耗能的变化规律,根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)的规定选取了7条地震波对分析模型进行弹塑性动力时程分析。其中人工波2条,天然波5条。由于结构在平面对称布置,X向和Y向的动力特性接近,且结构第一振型方向为X向,故将X向定为主方向。各地震波的信息列于表1中。

所选的7条地震波的反应谱与规范反应谱的对比如图3所示,满足《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2010)的要求。

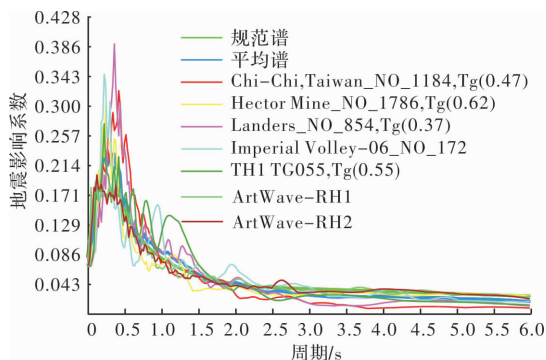


图3 规范谱与反应谱对比图

Fig. 3 Contrast of standard spectrum and reaction spectrum

表 1 地震动基本信息
Tab. 1 Ground motion basic information

地震动编号	地震波名称	初始峰值加速度/gal	波长/s	T_g/s
GM-1	ArtWave-RH1	70	40	0.4
GM-2	ArtWave-RH2	70	40	0.4
GM-3	TH1TG055	130	40	0.55
GM-4	Landers_NO_854	52	44	0.37
GM-5	Hector Mine_NO_1786	76	60	0.62
GM-6	Imperial Valley-06_NO_172	140	40	0.39
GM-7	Chi-Chi, Taiwan_NO_1184	173	100	0.47

2 弹塑性动力时程分析

为了直观的反映黏滞阻尼器伸臂对超高层框架-核心筒结构地震响应的控制效果,对所选的 7 条地震波的峰值加速度分别调幅至 70 gal、200 gal、400 gal,对应八度区的多遇地震,设防地震和罕遇地震.分别对有控结构(具体指附设黏滞阻尼器伸臂的结构,以下类同)和无控结构(具体指无黏滞阻尼器伸臂的结构,以下类同)进行动力时程分析,对 7 条波的计算结果取平均值进行对比分析.

2.1 动力响应对比

为分析黏滞阻尼器伸臂对结构地震响应的控制效果随地震强度增加的变化趋势.对有控结构和无控结构 X 向的平均楼层剪力、倾覆弯矩、最大层间位移角曲线进行对比,如图 4 中(a)、(b)、(c)所示.

对比有控结构与无控结构在各强度地震作用下的地震响应可以看出,在多遇地震下黏滞阻尼器伸臂对结构的楼层剪力、倾覆力矩、最大层间位移角的减幅较为显著,有控结构楼层剪力最大减幅为 14%,倾覆力矩的减幅为 13%,最大层间

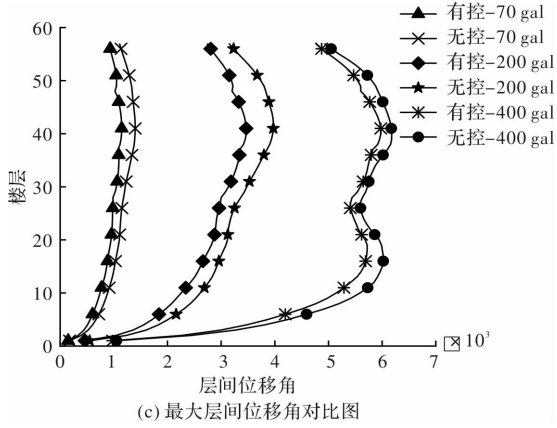
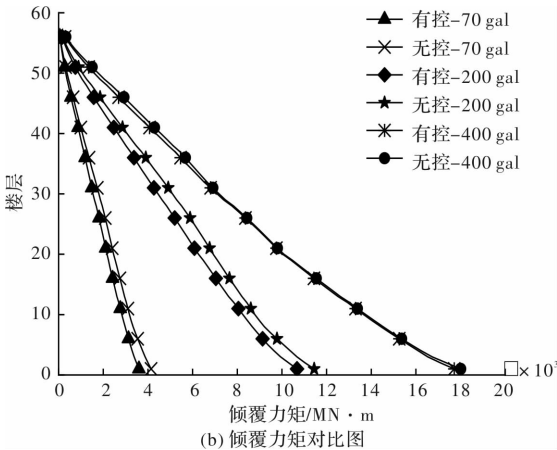
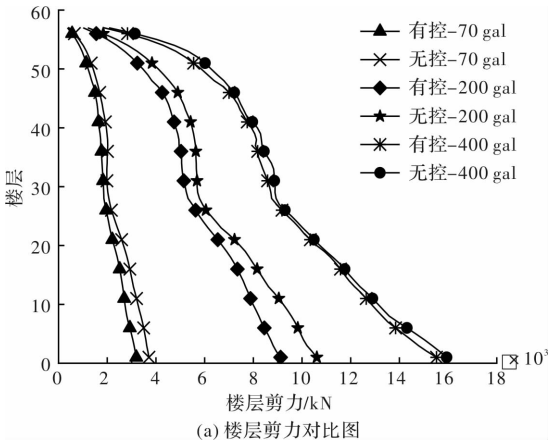


图 4 地震响应对比图

Fig. 4 Comparison of seismic responses

位移角的减幅为 24%.罕遇地震下有控结构与无控结构的楼层剪力曲线和倾覆力矩曲线几乎重合,而层间位移角曲线差异较明显.从图 4(c)中可以看出,罕遇地震下由于结构塑性的发展导致结构整体刚度减弱,层间位移角曲线的形状发生了明显改变.

2.2 框架-核心筒协同工作的影响

2.2.1 对框架柱剪力的影响

为研究黏滞阻尼器对外框架柱剪力的影响,

对有控结构和无控结构在多遇地震，设防地震和罕遇地震作用下各层框架柱剪力与基底剪力比值进行对比，如图 5 所示。框架柱剪力与基底总剪力比值总体呈现出随着楼层增高先增加而后减小的趋势。结构在 1，12，18，28，37，48 层附近出现了剪力比的突变，原因是层高发生变化。

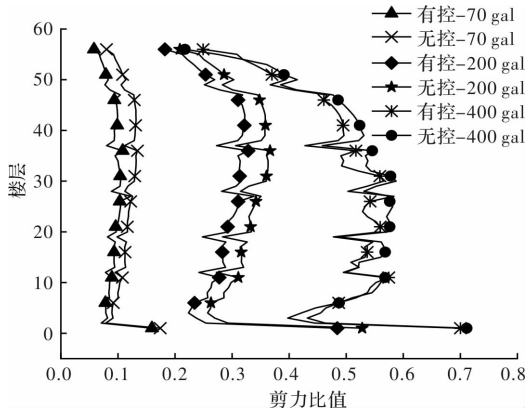


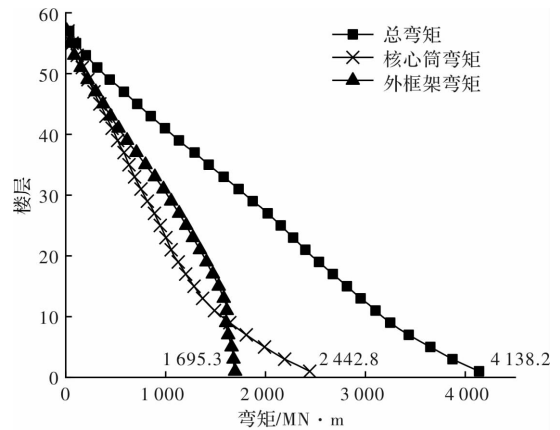
图 5 楼层剪力与基底剪力比值

Fig. 5 Ratio of floor shear to base shear

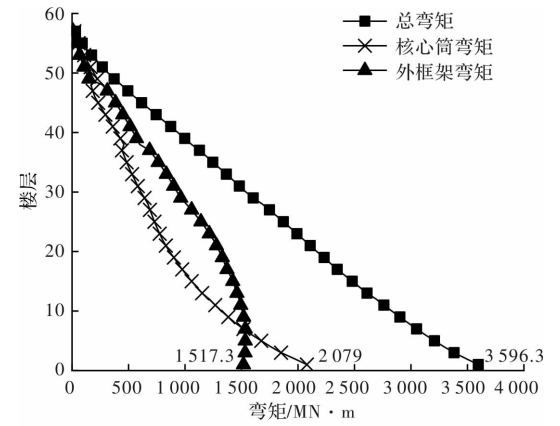
由上图可知，黏滞阻尼器可以减小框架柱的剪力，在多遇地震、设防地震、罕遇地震下，滞阻尼器对各层框架柱剪力减幅的最大值分别为 30%，14%和 8%，说明黏滞阻尼器在多遇地震下的减震效果最好，在设防地震和罕遇地震下的减震效果依次降低。

2.2.2 核心筒倾覆力矩

图 6 (a)和图 6 (b)分别表示无控结构和有控结构多遇地震下的外框架弯矩与核心筒弯矩的分配情况，多遇地震下黏滞阻尼伸臂可以减小核心筒倾覆力矩，并调节倾覆力矩在外框架和核心筒之间的分配比例，使核心筒分担的倾覆力矩的比例由 58%降低到 56%，同时外框架分担的倾覆力矩的比例由 42%上升到 44%。



(a) 无控结构倾覆力矩分配关系



(b) 有控结构倾覆力矩分配关系

图 6 倾覆力矩分配关系

Fig. 6 Overturning moment distribution relation

表 2 中列出了不同地震强度下黏滞阻尼伸臂对核心筒倾覆力矩和核心筒底部剪力墙最大拉力的减幅，从表中可知，多遇地震下黏滞阻尼伸臂对核心筒倾覆力矩的减幅较大，设防地震和罕遇地震下减幅度降低。设防地震下黏滞阻尼伸臂对核心筒底部剪力墙最大拉力减幅达到 30%，罕遇地震下减幅不明显，减幅只有 2.5%。总体来看，黏滞阻尼伸臂对核心筒底部剪力墙受拉破坏有一定的抑制作用。

表 2 核心筒倾覆弯矩及底部剪力墙最大拉力

Tab. 2 Overturning moment of core tube and maximum tension of bottom shear wall

地震峰值加速度	70 gal		200 gal		400 gal	
	有控	无控	有控	无控	有控	无控
核心筒倾覆力矩/MN·m	2 585	3 054	6 100	6 576	9 158	9 181
减幅/%	15.34		7.24		0.25	
核心筒底部剪力墙最大拉力/kN	/	/	1 712	2 437	5 588	5 729
减幅/%	/		30		2.5	

3 结构减震分析

3.1 黏滞阻尼器减震效率变化规律

为详细研究地震峰值加速度对黏滞阻尼器减震效率的影响程度, 对所选的 7 条地震波分别调幅至 70 gal、200 gal、300 gal、400 gal、500 gal、580 gal, 其中 580 gal 为八度区极罕遇地震动^[14-15], 并利

用调幅后的地震波分别对有控结构和无控结构进行非线性动力时程分析, 并对 7 条波的计算结果取平均值, 分别计算了地震峰值加速度由多遇地震增加到极罕遇地震的过程中黏滞阻尼器对基底剪力、最大层间位移角、倾覆力矩以及结构顶层峰值加速度的减幅, 据此来描述黏滞阻尼器减震效率的变化规律, 计算结果如表 3 所示。

表 3 不同地震峰值加速度下结构响应减幅
Tab. 3 Structural response attenuation under different peak acceleration

地震峰值加速度	70 gal		200 gal		300 gal		400 gal		500 gal		580 gal	
	无控	有控	无控	有控	无控	有控	无控	有控	无控	有控	无控	有控
最大层间位移角	1/746	1/978	1/261	1/312	1/332	1/372	1/262	1/288	1/149	1/157	1/140	1/147
减幅/%	24.0		16.0		11.0		9.0		5.4		4.9	
基底剪力/kN	37 101	31 947	106 098	91 190	140 707	130 570	159 410	155 224	173 404	168 301	182 570	182 248
减幅/%	14.1		13		7.0		3.0		2.7		0.2	
倾覆力矩/MN·m	4 138	3 596	11 444	10 675	15 412	14 972	18 004	17 715	19 869	19 812	20 998	20 907
减幅/%	13.0		7.0		3.0		1.6		0.3		0.1	
顶点峰值加速度/g	0.15	0.14	0.42	0.38	0.63	0.56	0.83	0.74	0.98	0.85	1.07	0.97
减幅/%	9		11		12		11		13		10	

随着地震强度的变化, 结构 X 向的顶点加速度、层间位移角、基底剪力及倾覆力矩减幅的总体变化趋势如图 7 所示。

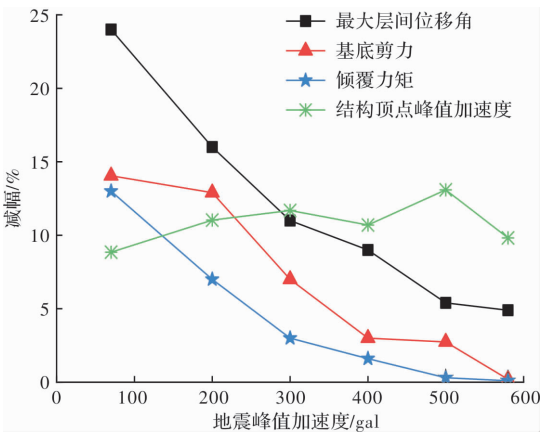


图 7 减震效率对比图

Fig. 7 Comparison of damping efficiency

地震峰值加速度由 70 gal 增加到 580 gal 的过程中, 黏滞阻尼器对结构的减震效果呈现减小趋势, 最大层间位移角的减幅由 24% 降至 4.9%, 基底剪力的减幅由 14.1% 降至 0.2%, 倾覆力矩的减幅由 13% 降至 0.1%。黏滞阻尼器对结构的顶层峰值加速度的控制虽然会随着地震强度的变化出现波动, 但从总体来看, 结构顶层峰值加速度的减幅基本处于同一水平, 减幅的平均值约为 11%。

3.2 减震效率变化原因分析

为研究黏滞阻尼器减震效率变化的原因, 需从阻尼器自身出发, 研究阻尼器出力、变形及其与阻尼器耗能之间的关系。经对比得知有控结构在天然波 GM-5 作用下黏滞阻尼器耗能效果较为显著, 且布置在结构 28 层的黏滞阻尼器耗能较大, 故选择天然波 GM-5 作用下有控模型 28 层 X 向的一个黏滞阻尼器作为代表进行分析。

图 8 反映了随着地震峰值加速度的增加, 黏滞阻尼器出力的变化趋势。在地震峰值加速度由 70 gal 增加到 400 gal 的过程中, 黏滞阻尼器的出力呈线性增加的趋势。当地震峰值加速度由 400 gal 增加到 580 gal 时, 阻尼器出力的增长趋于平缓。

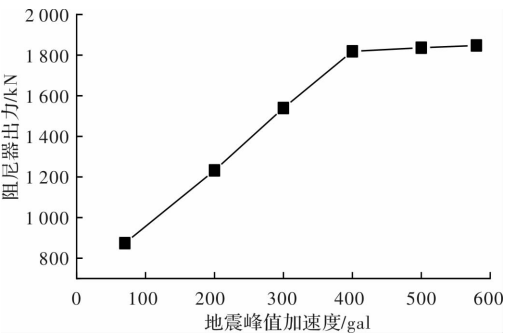


图 8 黏滞阻尼器出力

Fig. 8 Viscous damper output

从图 9 中可以看出,在地震峰值加速度由 70 gal 增加到 400 gal 的过程中,黏滞阻尼器的最大变形随着地震峰值加速度的增加线性增长,在地震峰值加速达到 400 gal 时,图中直线的斜率发生变化,此后黏滞阻尼器的最大变形增长变缓。

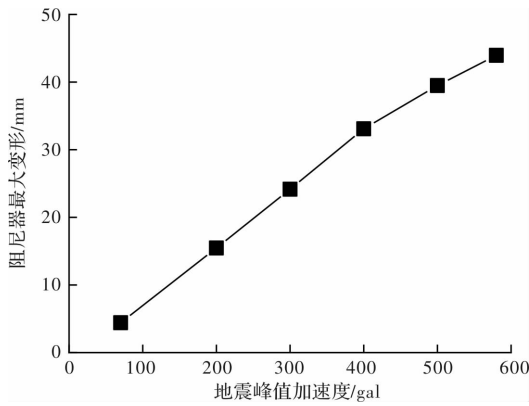


图 9 黏滞阻尼器最大变形

Fig. 9 Maximum deformation of viscous damper

黏滞阻尼器的滞回曲线可以反映阻尼器的出力与位移之间的关系,为了更好地反映黏滞阻尼器滞回曲线在不同地震峰值加速度下的变化规律,提取其不同强度下黏滞阻尼器的滞回曲线中所包围面积最大的滞回环,并将其表示在图 10 中。

在地震峰值加速度由 70 gal 增加到 580 gal 的过程中,黏滞阻尼器的滞回曲线的形状都比较饱满,证明了其良好的耗能能力。随着地震强度的不断提高,黏滞阻尼器的出力和位移都有所增加,阻尼器滞回曲线所包围的面积不断增大,综上可

知,黏滞阻尼器的耗能随地震峰值加速度的提高而增大,这可以从图 11 所示阻尼器耗能的时程曲线中得以体现。

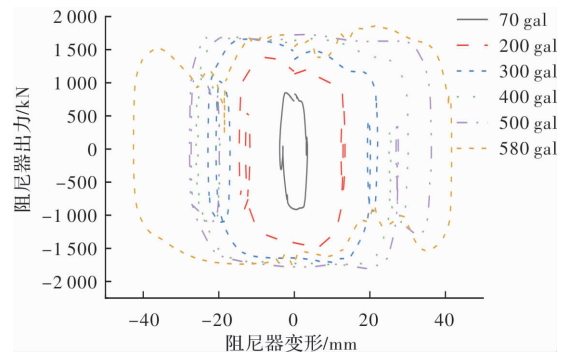


图 10 黏滞阻尼器的滞回曲线

Fig. 10 The hysteretic loop of viscous damper

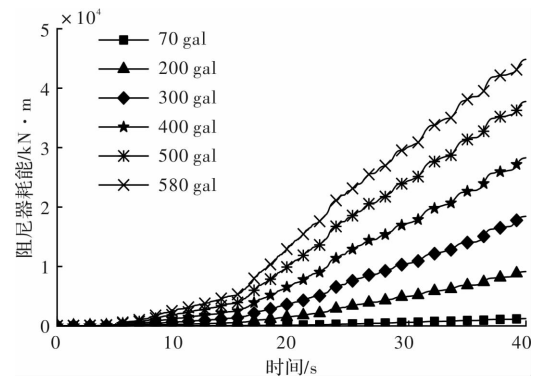


图 11 黏滞阻尼器耗能时程曲线

Fig. 11 Viscous damper energy dissipation time history curve

表 4 和图 12 反映了不同地震峰值加速度下地震输入结构的能量与黏滞阻尼器耗散能量的相对关系。

表 4 附加阻尼比计算

Tab. 4 Calculation of additional damping ratio

地震动峰值加速度/gal	70	200	300	400	500	580
地震输入能量 $E_i/\text{kN} \cdot \text{m}$	4 527	39 391	89 030	156 951	238 129	307 981
黏滞阻尼器耗散能量 $E_d/\text{kN} \cdot \text{m}$	1 234	9 149	18 444	28 290	37 778	44 868
固有阻尼耗能 $E_m/\text{kN} \cdot \text{m}$	2 603	22 282	50 386	85 012	121 808	150 736
附加阻尼比/%	1.90	1.64	1.46	1.33	1.24	1.19

从图 12 中可以看出,随着地震峰值加速度的增加,黏滞阻尼器的耗能呈线性增加,地震输入的能量以二次曲线增加,地震输入结构的能量的增速和增幅都远大于黏滞阻尼器耗散能量的增幅。从表 4 中可以看出,在多遇地震下,黏滞阻尼器耗能与地震输入能量的比值约为 1 : 3.7,罕遇地震下二者之间的比值约为 1 : 5.5,极罕遇地震下,二者之间的比值约为 1 : 7。从二者比例的变化情况来看,黏滞阻尼器的相对耗能在不断减小。

附加阻尼比^[16]是衡量黏滞阻尼器的减震效果的重要指标,从表 4 中可以看出,黏滞阻尼器在多遇地震和设防地震下可为结构提供较大的附加阻尼比,随着地震强度的提高,黏滞阻尼器为结构提供的附加阻尼比不断减小。

4 减震结构耗能分析

4.1 结构耗能组成变化分析

为研究结构耗能的组成成分随地震强度增加

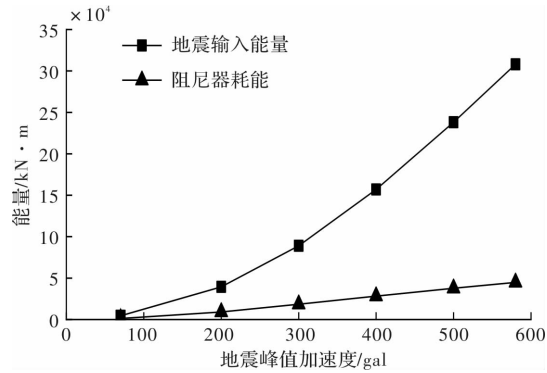


图 12 阻尼器耗能与地震输入能量

Fig. 12 Dampers dissipate energy and earthquake input energy 的变化规律, 对有控结构在 7 条地震波作用下结构各部分耗能结果取平均值. 图 13 中描述了结构的各耗能成分之间的关系.

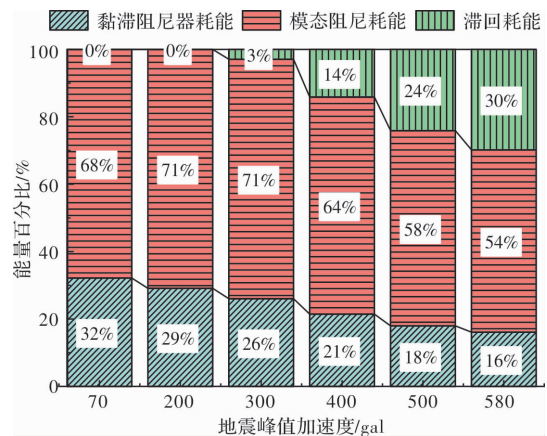


图 13 结构各部分耗能分布

Fig. 13 The energy distribution of each part of the structure 从图中可以看出, 由于黏滞阻尼器是速度型阻尼器, 在多遇地震下阻尼器即可发挥作用, 产生较大的阻尼力来耗散地震输入结构的能量. 地震峰值加速度增加到 200 gal 时, 阻尼器的耗能进一步增加, 但此时结构中仍然没有滞回耗能的成分, 说明有控结构在多遇地震和设防地震下处于弹性工作状态, 结构的耗能主要依靠黏滞阻尼器耗能和结构的固有阻尼耗能, 此时黏滞阻尼器起到第一道抗震防线的作用, 从耗能分布图来看, 黏滞阻尼器可以保证结构达到“中震不坏”. 地震强度增加到 300 gal 时, 结构滞回耗能由 0 增加到 3%, 说明结构开始出现损伤. 当地震峰值加速度增加到 400 gal 时, 滞回耗能增加明显, 滞回耗能的 比例已经接近于黏滞阻尼器耗能. 当地震峰值 加速度增加到 500 gal 时, 结构的损伤进一步发展, 此时滞回耗能的 比例已经超过黏滞阻尼器耗能的 占比. 极罕遇地震下, 滞回耗能占比被控制在 30%, 黏滞阻尼器的耗能占比仍然有 16%, 说明极罕遇地

震下黏滞阻尼器对结构仍有较好的保护效果.

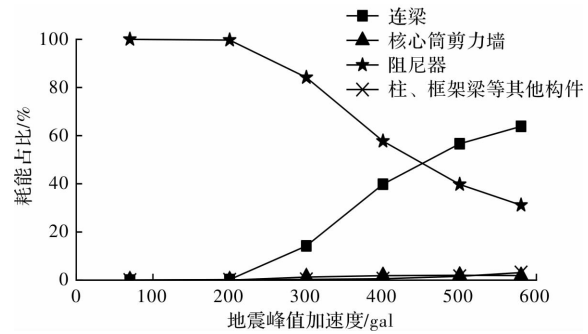


图 14 结构各类构件耗能占比

Fig. 14 Energy consumption proportion of various structural components

图 14 为结构各类构件的耗能占比随地震动强度变化的关系曲线. 从图中可以看出, 地震作用下黏滞阻尼器率先耗能并成为结构中的主要耗能构件, 多遇地震时连梁和核心筒等构件无塑性耗能. 在设防地震下结构 99.7% 的耗能由阻尼器承担, 其余 0.3% 的塑性耗能由连梁、核心筒等构件承担, 在多遇地震和设防地震下结构各构件基本处于弹性工作状态. 随着地震强度的增加, 连梁发生塑性变形, 并开始参与到结构的耗能之中. 黏滞阻尼器耗能所占比例逐渐呈下降趋势而连梁耗能占比不断增加. 在图 14 中可见阻尼器和连梁的耗能曲线存在临界点 (约 450 gal), 在该点之前黏滞阻尼器的耗能占主要的部分, 在该点之后连梁塑性变形耗能起到了主导作用. 在此过程中, 虽然核心筒的部分墙肢发生开裂产生塑性耗能, 但耗能占比不到 2%. 框架柱和结构梁端的塑性变形耗能占比也随着地震强度的提高逐渐增大到 3%. 由此可见, 连梁的耗能是结构中最主要的塑性变形耗能.

4.2 黏滞阻尼器对连梁耗能的影响

为研究黏滞阻尼伸臂对连梁保护作用的变化规律, 在表 5 中列出了在不同地震峰值加速度下有控结构 and 无控结构连梁的耗能状况.

表 5 连梁耗能对比

Tab. 5 Comparison of energy consumption of continuous beam

地震峰值加速度 /gal	连梁耗能/kN·m		减幅 /%
	有控结构	无控结构	
200	225	1 218	82
300	12 123	21 442	43
400	51 174	70 430	27
500	107 420	131 690	18
580	156 410	183 000	15

通过表5可以看出,黏滞阻尼伸臂可以有效降低连梁的耗能,由表5中可见在多遇地震下有控结构连梁的耗能相比于无控结构的减幅可达80%以上,连梁耗能的减小意味着连梁的损伤得到了控制,随着地震峰值加速度的增加,黏滞阻尼器对连梁耗能减幅虽然呈现出逐渐减小的趋势,但是罕遇地震下连梁耗能减幅仍然有27%,黏滞阻尼器在罕遇地震下对连梁的保护效果仍然可观.极罕遇地震下,连梁耗能减幅为15%,此时黏滞阻尼器对连梁具有一定的保护效果.

从上述分析结果可以看出,与无控结构相比,有控结构在地震作用下由黏滞阻尼器充当第一道防线,在多遇地震和设防地震为结构提供主要耗能,对连梁起到了保护作用,与无控结构相比能够使有控结构达到中震不坏.在罕遇地震和极罕遇地震下,黏滞阻尼器和连梁成为结构的主要耗能构件,使得外框架和剪力墙墙肢的塑性变形被控制到了很小的范围内.总体来看,地震峰值加速度由70 gal增加到580 gal的过程中,黏滞阻尼器对结构的保护效果逐渐降低,但持续存在.

5 结论

本文对附设黏滞阻尼器的超高层框架-核心筒进行了6个地震峰值加速度下的弹塑性时程分析,得到以下结论:

(1) 黏滞阻尼器可以有效地减小结构的地震响应,对结构最大层间位移角的减幅最显著,多遇地震下有控结构的最大层间位移角的减幅为24%;罕遇地震下最大层间位移角减幅降为9%;极罕遇地震下,最大层间位移角的减幅进一步降低,减幅为5%.黏滞阻尼器对结构地震下剪力、倾覆力矩的减弱效果随着地震强度的增加而降低.

(2) 黏滞阻尼器在多遇地震和设防地震下可为结构提供较大的附加阻尼比,随着地震强度的提高,黏滞阻尼器为结构提供的附加阻尼比不断减小,对结构剪力、倾覆力矩的减震效果越来越差.对结构顶点的加速度的控制较为稳定,较无控结构加速度减幅平均值为11%.

(3) 在地震作用下,黏滞阻尼器率先耗能,形成抗震第一道防线,提高了结构的抗震性能,使结构得到保护,抗震性能能够达到“中震不坏”.黏滞阻尼器减小了连梁的耗能,罕遇地震下无控结构相比有控结构连梁耗能可降低27%,在极罕遇地震下,连梁耗能减幅为15%.

参考文献 References

- [1] 吕西林. 复杂高层建筑结构抗震理论与应用[M]. 北京:科学技术出版社,2017.
LU Xilin. Seismic theory and application of complex high-rise building structures [M]. Beijing: Science Press, 2017.
- [2] 白国良,楚留声,李晓文. 高层框架-核心筒结构抗震防线问题研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版),2007,39(4):445-450.
BAI Guoliang, CHU Liusheng, LI Xiaowen. The research on the problem of earthquake fortification line in high-rise frame-core wall structures [J]. J. of Xi'an Univ. of Arch. & Tech. (Natural Science Edition), 2007,39(4):445-450.
- [3] 丁洁民,吴宏磊. 黏滞阻尼器技术工程设计与应用[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2017.
DING Jiemin, WU Honglei. Viscous damping technology for Engineering design and application [M]. Beijing: China Architecture & Building Press,2017.
- [4] JEREMIAH C. Application of damping in high-rise building [D]. Boston:Massachusetts Institute of Technology, 2006.
- [5] SMITH R. WILLFORD M. The damped outrigger concept for tall buildings[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings. 2007, 16,501-517.
- [6] 吴宏磊,丁洁民,崔剑桥,等. 超高层建筑结构加强层耗能减震技术及连接节点设计研究[J]. 建筑结构学报,2014,35(3):8-15.
WU Honglei, DING Jiemin, CUI Jianqiao, et al. Study on energy dissipation technology and connection design for outriggers and belt members of super high-rise buildings [J]. Journal of Building Structures,2014,35(3):8-15.
- [7] 吴宏磊,陈长嘉,丁洁民,等. 黏滞阻尼器在超高层建筑中的应用研究[J]. 建筑结构学报,2016,37(S1):39-47.
WU Honglei, CHEN Changjia, DING Jiemin, et al. Application research of viscous damper in a super high-rise building [J]. Journal of Building Structures,2016,37(S1):39-47.
- [8] 丁洁民,王世玉,吴宏磊. 黏滞阻尼伸臂桁架在超高层建筑中的应用研究[J]. 建筑结构学报,2016,37(S1):48-54.
DING Jiemin, WANG Shiyu, WU Honglei. Application research of viscous damping outrigger truss in super high-rise building [J]. Journal of Building Structures,2016,37(S1):48-54.
- [9] 周建龙. 超高层建筑结构设计与实践[M]. 上海:同济大学出版社,2017.

- ZHOU Jianlong. Structural design and practice of super high-rise buildings [M]. Shanghai: Tongji University Press, 2017.
- [10] NAISH D. Testing and modeling of reinforced concrete coupling beams [D]. Los Angeles, CA: University of California, 2010:130-135.
- [11] CHANG G A, MANDER J B. Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: part 1-evaluation of seismic capacity[M]. Buffalo, NY: National Center for Earthquake Engineering Research, 1994.
- [12] 韩小雷,陈学伟,林生逸,等. 基于纤维模型的超高层钢筋混凝土结构弹塑性时程分析[J]. 建筑结构, 2010, 40(2):13-16.
- HAN Xiaolei, CHEN Xuwei, LIN Shengyi, et al. Elasto-plastic time-history analysis of super highrise RC structure based on fiber model, 2010, 40(2):13-16.
- [13] JIANG Huanjun, FU Bo, LIU Laoer, et al. Study on seismic performance of a super-tall steel-concrete hybrid structure[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2014, 23(5):334-349.
- [14] 吕大刚,周洲,王丛,等. 考虑巨震的四级地震设防水平一致风险导向定义与决策分析[J]. 土木工程学报, 2018, 51(11):41-52.
- LU Dagang, ZHOU Zhou, WANG Cong, et al. Definition and decision analysis of risk orientation with consistent level of quake-level seismic fortification considering giant earthquakes [J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 51(11):41-52.
- [15] 苏宁粉,周颖,吕西林,等. 增量动力分析中地震动强度参数的有效性研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2016, 48(6):846-852.
- SU Ningfen, ZHOU Ying, LU Xilin, et al. Study on the efficiency of intensity measures for incremental dynamic analysis[J]. J. of Xi'an Univ. of Arch. & Tech. (Natural Science Edition), 2016, 48(6):846-852.
- [16] 翁大根,李超,胡岫岩,等. 减震结构基于模态阻尼耗能的附加有效阻尼比计算[J]. 土木工程学报, 2016, 49(S1):19-24, 31.
- WENG Dagen, LI Chao, HU Xiuyan et al. Calculation of additional effective damping ratio of structures based on modal damping energy dissipation[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(S1):19-24, 31.

(编辑 沈波)

(上接第14页)

- [6] BATTISTA R C, RODRIGUES R S, PFEIL M S. Dynamic behavior and stability of transmission line towers under wind forces[J]. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 2003, 91(8): 1051-1067.
- [7] COUCEIRO I, Paris J, Martínez S, et al. Structural optimization of lattice steel transmission towers [J]. Engineering Structures, 2016, 117: 274-286.
- [8] YASUI H, MARUKAWA H, MOMOMURA Y, et al. Analytical study on wind-induced vibration of power transmission tower[J]. Wind Eng. Ind. Aerodyn., 1999, 83(2): 431-441.
- [9] MOON B W, PARK J H, LEE S K, et al. Performance evaluation of a transmission tower by substructure test[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(1): 1-11.
- [10] 侯镭. 架空输电线路非线性力学特性研究[D]. 北京:清华大学, 2008.
- HOU Lei. Nonlinear mechanical characteristics of overhead transmission lines[D]. Beijing: Tsinghua University, 2008.
- [11] 上海市建设和交通委员会. 高耸结构设计规范: GB50135-2006[S]. 北京:中国计划出版社, 2006.
- Shanghai Municipal Commission of construction and transportation. Code for design of tall-slender structures: GB50135-2006 [S]. Beijing: China Planning Press, 2006.
- [12] 架空输电线路杆塔结构设计技术规定: DL/T 5154-2012[S]. 北京:中国计划出版社, 2012.
- Technical regulations for tower structure design of overhead transmission lines: DL/T 5154-2012[S]. Beijing: China Planning Press, 2012.
- [13] 李旭. 考虑风场相关性的冷却塔随机风振响应分析[D]. 西安:西安建筑科技大学, 2011.
- LI Xu. Stochastic dynamic wind-Induced response analysis of cooling-tower with spatial correlativity [D]. Xi'an: Xi'an Univ of Arch & Tech, 2011.

(编辑 沈波)