DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.2020.05.012

设置套管阻尼器的框架支撑结构参数分析*

孙瑛志[1,2,3]，李国强[1,4]，孙飞飞[1,4]

（1. 同济大学土木工程学院，上海 200092；2. 中国建筑股份有限公司，北京 100037；3. 中建二局第三建筑工程有限公司，北京 100070；4. 同济大学土木工程国家重点实验室，上海 200092）

摘要：提出了两种设置套管阻尼器的框架支撑结构。改变套管阻尼器的相对刚度、相对长度与屈服比等参数值以及套管阻尼器的布置方式，利用ETABS软件建立有限元模型，对框架支撑结构进行动力时程参数分析，提取结构的底部最大剪力和最大层间位移角作为结构地震响应的衡量标准，探究套管阻尼器的参数变化和布置数量对结构地震响应的影响规律，发现：对第一种结构形式，套管阻尼器的相对刚度、相对长度和屈服比宜取为0.4、0.5和0.2；对第二种结构形式，套管阻尼器的相对刚度、相对长度和屈服比宜取为0.6、0.5和0.4；并非各楼层都布置阻尼器可取得最佳的减震效果，对本文提出的两种设置套管阻尼器的工程应用形式而言，在底部四层设置套管阻尼器减震效果最好。

关键词：套管阻尼器；框架支撑结构；参数分析；相对刚度；相对长度；屈服比

中图分类号：TU352.1　　**文献标识码：**　　**文章编号：**1672-2132(2020)05-0771-08

Parametric Studies on the Braced-frame with Tube Dampers

SUN Yingzhi[1,2,3], LI Guoqiang[1,4], SUN Feifei[1,4]

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. China State Construction Engineering Corporation Ltd., Beijing 100037, China; 3. The Third Construction Engineering Company LTD. of China Construction Second Engineering Bureau, Beijing 100070, China; 4. State Key Laboratory of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Two braced-frame structures with tube dampers are proposed. The relative stiffness, relative length and yield ratio of casing dampers and the arrangement of tube dampers are changed. The finite element model is established by the software ETABS, and the dynamic time history analysis of the braced-frame structures is carried out. The base shear and the maximum interlayer displacement angle of the structure are used to reflect the seismic response, and the influence of the parameter changes and the arrangement of the tube dampers on the structural seismic response is explored. It is found that the relative stiffness, relative length and yield ratio of tube dampers should be 0.4, 0.5 and 0.2, respectively, for the first structural form. For the second structural form, the relative stiffness, relative length and yield ratio of tube dampers should be 0.6, 0.5 and 0.4, respectively. It is not the best strategy to set dampers at every floor. For the two structural forms installing tube damper proposed in this paper, the best energy absorption effect is achieved by setting the tube dampers at the bottom four layers.

Keywords: tube damper; braced frames; parametric analysis; relative stiffness; relative length; yield ratio

* **收稿日期：**2018-08-21；**修回日期：**2018-12-12

基金项目：“十三五”国家重点研发计划（2016YFC0701203）资助

作者简介：孙瑛志（1993-），男，博士。主要从事消能减震方面的研究。Email:y.z.sun@tongji.edu.cn

引　言

地震是一种突发性的自然灾害。我国处于地中海-喜马拉雅地震带与太平洋地震带的包围中，地震灾害尤其严重。据统计，20世纪以来，全球7级以上的地震，有约35%发生在中国[1]。2008年的汶川地震更是造成了难以估量的损失[2]。传统结构抗震设计的出发点在于尽量避免结构的倒塌，保证人员在地震作用下的生命安全，对如何降低结构损伤考虑不足，导致强震后建筑结构修复代价很高。J. McCormick等[3]曾提出，震后结构残余变形大于0.5%，则修复比拆除重建的代价更大。为尽量降低结构损伤，采用减震技术是一种合理又经济的方法。具体来讲，是在结构中设置消能装置，通过增加结构阻尼来达到降低结构地震响应的目的。消能装置消耗地震能量，使结构本身保持弹性或轻微进入塑性，降低结构损伤。近年来，各式各样的消能减震装置包括金属阻尼器、摩擦阻尼器、粘弹性阻尼器等在建筑结构中被广泛应用。其中，利用构件自身屈服后的塑性滞回特性消耗地震能量的金属阻尼器成本较低，减震效果也相对可靠。

1972年，J. M. Kelly等[4]首次提出安装在结构上的金属阻尼器吸收地震能量，发展了U型阻尼器并得到了应用。早期的金属阻尼器以平面外弯曲屈服消能为主，屈服消能的的设计意图容易实现但消能能力有限；随着建筑的不断复杂，结构对金属阻尼器的消能能力要求越来越高，逐步出现平面内弯曲屈服消能的弯曲型阻尼器和剪切型阻尼器，提高了阻尼器本身的弹性刚度、屈服承载力和金属材料的利用效率，亦可为结构提供相对更大的附加阻尼。总体来讲，金属阻尼器形式多样，主要包括经典的Added Damping and Stiffness（ADAS）装置及其衍生体[5-8]、以平面内弯曲为主要消能途径的钢条带阻尼器[9]、优化钢条带阻尼器条带形状而产生的异形钢条带阻尼器[10]、依赖平面内剪切屈服消能的剪切板阻尼器[11-13]、套管阻尼器[14]等。其中，套管阻尼器具有可观的消能能力，且易与其它结构构件组合。孙瑛志等[15]曾对一种套管阻尼器进行过较为系统的试验研究（图1），该套管阻尼器由内外两部分组成，内置工字钢，外套设置消能钢条带无缝钢管，二者采用塞焊和角焊缝连接。消能钢条带部分的屈服承载力低于无缝钢管以及内置的工字钢构件的稳定承载力，在较大外荷载作用下率先屈服，消耗能量的同时可避免无缝钢管与内置工字钢构件的屈曲，其消能钢条带的长宽比分为8、4、2三类。经往复加载，发现其具有稳定的耗能能力。

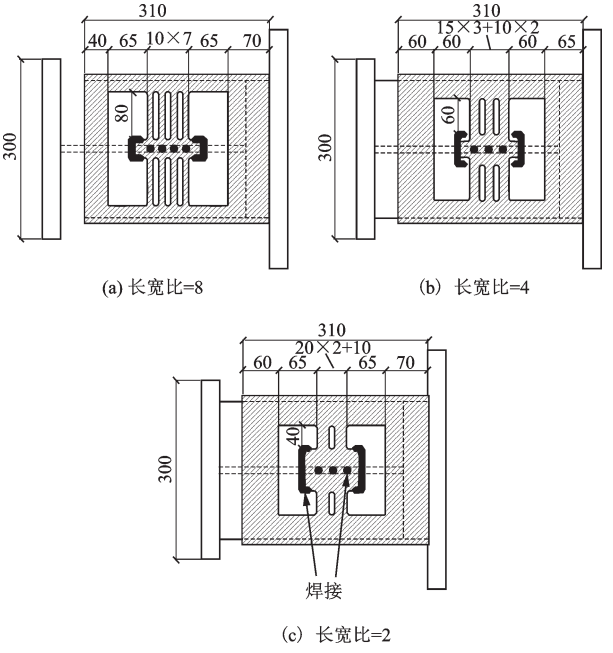


图1　套管阻尼器构造[15]

Fig.1　Configuration of the tube dampers[15]

本文在其基础上，提出两种套管阻尼器在框架支撑结构中的结构应用形式，并对套管阻尼器进行参数分析，提出这种阻尼器的合理参数取值。

1　工程应用形式

框架支撑结构是一种常见的结构形式，支撑的设置可大幅提高结构的侧向刚度，但同时存在两点问题：①支撑的布置会影响该开间的建筑布置，门窗洞口的设置受限；②单纯设置支撑虽然能够提高刚度，但在地震作用下，结构的基底剪力也会有较大程度的提升，对于部分结构构件的设计不利。为利用支撑的优势，同时尽量降低其不利影响，结合套管阻尼器的自身特点，提出两种设置套管阻尼器的框架支撑结构形式，如图2所示。

相比传统的框架支撑结构，图2的两种布置形式的优势主要体现在门窗洞口布置的灵活性，可通过调节阻尼器的长度，最大程度地满足建筑要求；与此同时，可通过调整阻尼器和与之相连的两根支撑的刚度来调整结构刚度，阻尼器的引入，提高了结构的阻尼，可降低结构的地震作用。上述结构形

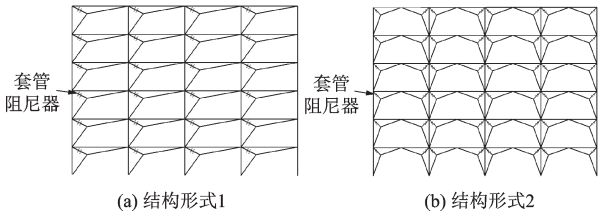


图2　套管阻尼器工程应用形式

Fig.2　Engineering application form of the tube damper

式可作为框架支撑结构在开门窗洞口区间，为避免刚度突变的一个替代方案，当建筑对减震性能要求较高，附加阻尼要求较大，需大量设置阻尼器时，亦可在单层、多层或全结构采用上述结构形式。

本文通过改变套管阻尼器的力学指标和布置数量，对结构进行弹塑性地震反应分析，以结构底部最大剪力和最大层间位移角作为结构地震响应的衡量指标，以寻求合理的阻尼器设计参数。

2　参数选择

采用Etabs软件建立如图2所示的设置套管阻尼器的层高3 m、跨度6 m的六层支撑框架结构，对其进行参数分析。框架梁柱截面分别固定为H300X300X10X15和H350X350X10X16，钢材为Q345，组合阻尼器的相对刚度α、相对长度β和屈服比例ξ等性能参数来设计阻尼器（见表1），恒载活载分别为18.6 kN/m和12 kN/m，均匀施加到每层梁上。选择台湾Chichi地震波（No. 2699）作为地震动输入（图3），地震动峰值调整为0.07g，用该地震动反应谱的弹性分析作为调整屈服比的依据。

2.1　套管阻尼器相对刚度

定义α为相对刚度，其值等于套管阻尼器的轴向刚度和与之相连的两根支撑构件的轴向刚度平均值之比。因框架支撑结构的侧向刚度主要由支撑提供，套管阻尼器应先于支撑和梁柱构件屈服进入塑性状态消耗地震能量，相对刚度α值不大于1。

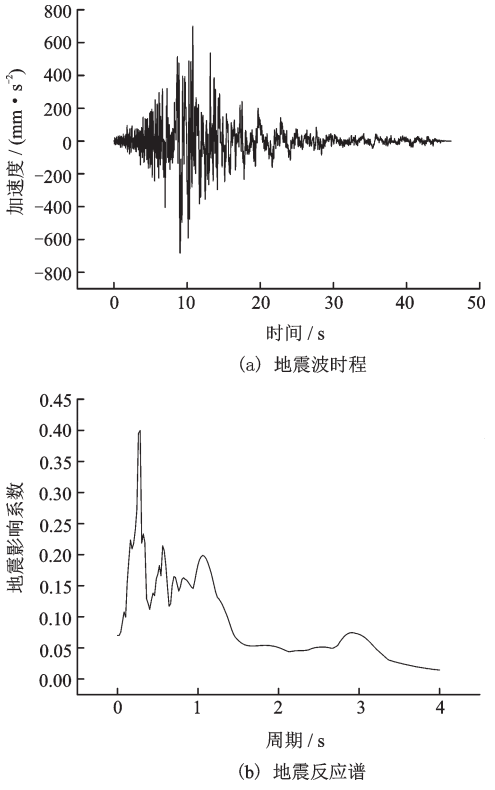


图3　参数分析用Chichi地震波（No. 2699）

Fig.3　Chichi earthquake wave used for the parametric analysis（No. 2699）

2.2　套管阻尼器相对长度

显然，当套管阻尼器长度为零时，两种形式的套管阻尼器支撑框架退化成纯框架结构，而随着套管阻尼器长度的增加，两种结构逐步趋向于框架－斜撑结构和框架－人字撑结构，设此时的套管阻尼器长度为L_0，套管阻尼器的实际长度应在0与L_0之间，定义套管阻尼器实际长度与L_0之比作为套管阻尼器的相对长度，以β表示，β值应在0到1之间。

2.3　套管阻尼器屈服比例

套管阻尼器较早屈服可以更早地为结构提供附加阻尼，但这意味着套管阻尼器的屈服力较小，消能能力有限；相反，较高的屈服力意味着套管阻尼器不易进入塑性的消能状态，无法及时为结构提

表1　参数选择

Table 1　Parameter selection

参数类别	工程应用形式1						参数类别	工程应用形式2			
α	0.20		0.40	0.60		0.80	α	0.20	0.40	0.60	0.80
β	0.40		0.53	0.67		0.80	β	0.27	0.40	0.53	0.67
ξ	0.10	0.20	0.30	0.40	0.60	0.80	ξ	0.20	0.40	0.60	0.80

供附加阻尼。为确定阻尼器合适的屈服力值，本文在进行弹塑性动力时程分析前，先进行反应谱弹性分析，得到不同层的套管阻尼器所受轴力的平均值，定义套管阻尼器的屈服力与反应谱分析得到的套管阻尼器所受轴力平均值的各层的最大值之比为套管阻尼器的屈服比例，记为ξ。显然，为使阻尼器发挥作用，ξ值应不大于1。

3 参数分析结果及讨论

3.1 套管阻尼器框架支撑结构形式1

取β为0.53，改变阻尼器的α值，并为其适配不同的ξ值，采用图3(a)所示的地震动对模型进行弹塑性动力分析，分析结果如图4所示。由图4(a)可见，随着阻尼器相对刚度的逐步增大，结构基底剪力更大，尤其是当ξ值较小时尤为明显。这是因为阻尼器刚度越大，结构的抗侧刚度也就越大，周期更短，基底剪力也越大。当ξ值较小时，刚度较小的阻尼器更早地发生屈服，结构刚度更早降低，使得基底剪力的差异性更加明显；相反，当ξ值较大时，阻尼器不易屈服，虽然阻尼器刚度有所差异，但都保持弹性状态下，基底剪力差异较小。从图4(b)可见，过低的α值还是会带来较大的层间位移角，而当α加大到0.4后，层间位移角的降低幅度明显放缓，而在α=0.4、ξ=0.3附近时，层间位移角反而最低。层间位移角的大小受地震作用的大小和结构刚度两方面影响，附加阻尼可降低结构的地震作用，但附加阻尼的增加是以阻尼器屈服、结构刚度降低为代价的，因而出现了这种转折。综合考虑基底剪力和层间位移角，刚度比α取为0.4、屈服比ξ取为0.2时，可获得较好的减震效果。

对阻尼器相对长度β进行参数分析时，阻尼器相对刚度α设定为0.4，屈服比聚焦在0.2附近的0.1、0.2、0.3和0.4，舍掉消能效果较差的0.6和0.8，得到如图5所示的结果。由图5(a)可见，除了β=0.53的情况外，基底剪力都随着屈服比ξ的降低而降低，长度比β取0.53时基底剪力相对较低。由图5(b)可以看出，相对长度β越大，阻尼器越长，结构越接近斜撑框架结构，结构的最大层间位移角越小。综合考虑基底剪力和层间位移角，发现当屈服比ξ依然取为0.2、相对长度比β为0.53时有相对较低的

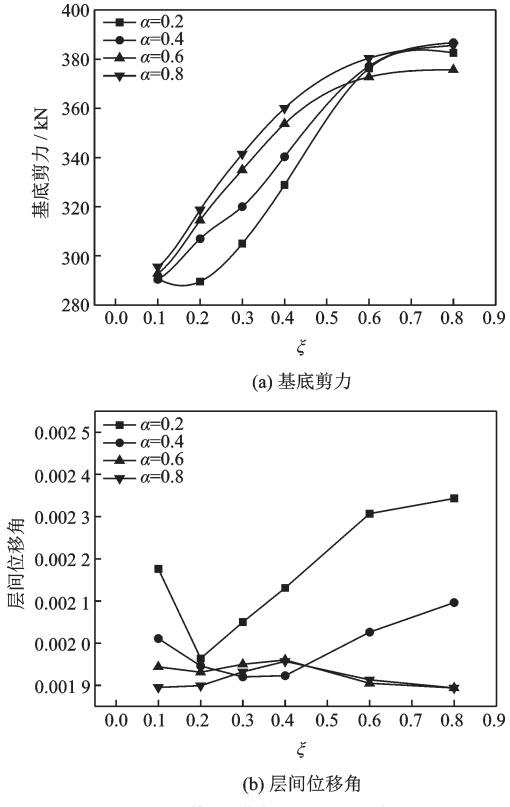


图4 α和ξ取值对结构1地震响应的影响

Fig.4 Influence of the values of α and ξ on the seismic response of structure 1

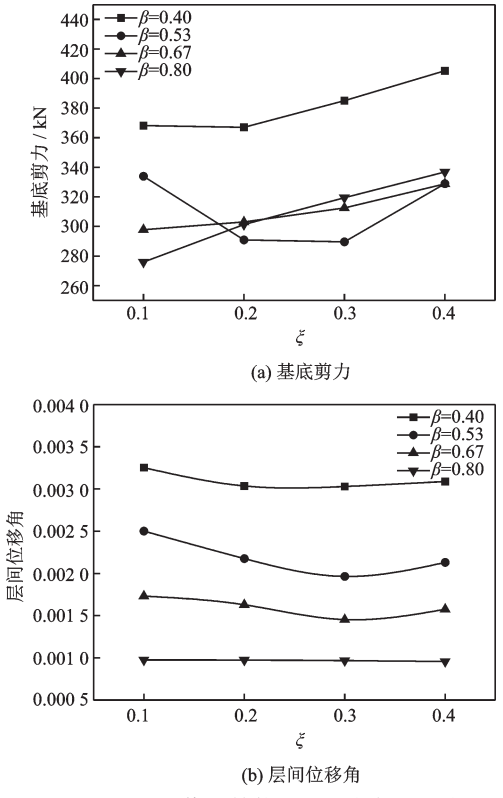


图5 β和ξ取值对结构1地震响应的影响

Fig.5 Influence of the values of β and ξ on the seismic response of structure 1

基底剪力和层间位移角。这样的参数分析结果是符合预期的，相对长度比β取0或1都不能发挥阻尼器的作用，而取到二者之间，可恰到好处地发挥阻尼器的作用。

综合上述分析，对于结构形式1，阻尼器的相对刚度α、相对长度β和屈服比ξ的合理取值分别为0.4、0.5和0.2。

3.2 套管阻尼器框架支撑结构形式2

取β为0.53，改变阻尼器的α值，并为其适配不同的ξ值，采用图3(b)所示的地震动对模型进行弹塑性动力分析，分析结果如图6所示。由图6(a)可见，随着阻尼器相对刚度的逐步增大，结构基底剪力并没有呈现简单的单调关系，α为0.8时基底剪力并不是最大的，刚度比较大的套管阻尼器可提供更大的附加阻尼，削弱了结构所承受的地震作用。由图6(b)可知，随着套管阻尼器刚度的提高，层间位移角减小，但当α从0.6增加至0.8的过程中降低的幅度已经十分微弱。综合考虑基底剪力和层间位移角的因素，当α值取0.6、ξ取0.4～0.6时，套管阻尼器可以提供较好的消能减震效果。

阻尼器相对刚度设定为0.6，改变模型的β值，得到如图7所示的结果。由图可见，随着套管阻尼器长度的增加，基底剪力逐步增加，同时层间位移角逐步得到控制，二者对屈服比ξ敏感度不高。β值取0.4和0.6时，结构响应接近，相比β取0.2的结构，结构层间位移角得到有效控制，且基底剪力并未有明显提高；类似地，随着屈服比的降低，基底剪力缓缓降低，层间位移角变化不明显。综合考虑结构基底剪力和层间位移角响应，相对长度β宜取0.4到0.6。

综合上述分析，对于工程应用形式2，阻尼器的相对刚度α、相对长度β和屈服比ξ的合理取值分别为0.6、0.5和0.4。

虽然阻尼器屈服可以为结构提供阻尼，但过早的屈服意味着屈服力不大，消能能力受限，同时将导致结构刚度过早降低；与之相对，若阻尼器迟迟不屈服，将难以发挥其消能作用。因而，寻求阻尼器屈服，提供消能能力，结构刚度折减的时机是本参数分析的核心。总体而言，相比工程应用形式1，工程应用形式2的阻尼器屈服后，结构的消能能力增强更多，刚度的折减更大。若以工程应用形式1

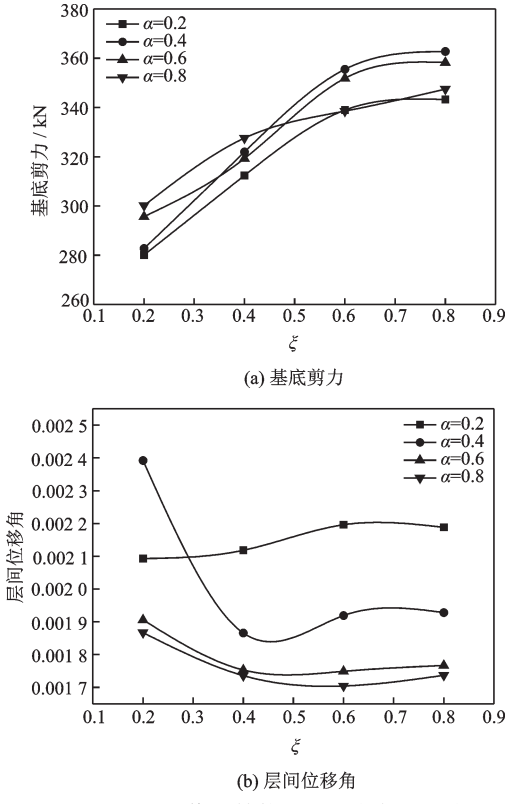


图6 α和ξ取值对结构2地震响应的影响

Fig.6 Influence of the values of α and ξ on the seismic response of structure 2

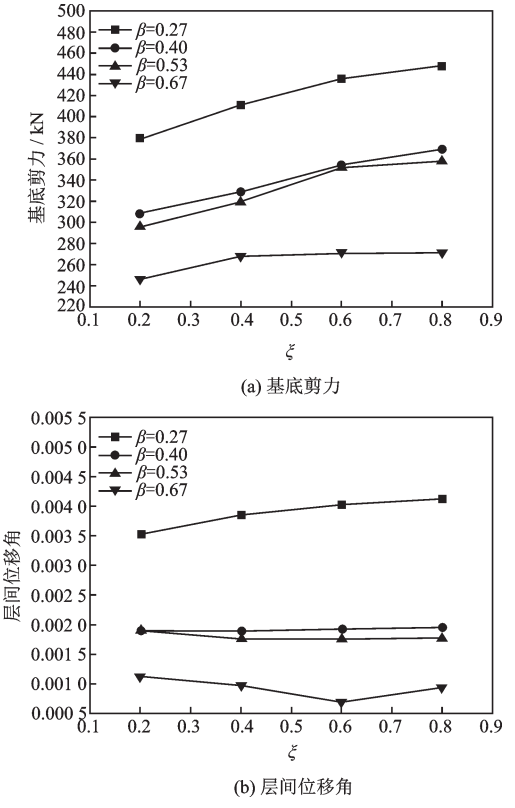


图7 β和ξ取值对结构2地震响应的影响

Fig.7 Influence of the values of β and ξ on the seismic response of structure 2

参数分析得到的相对刚度α、相对长度β和屈服比ξ的合理取值作为基准，工程应用形式2的阻尼器相对刚度应更大，屈服时机更晚，以取得同样的结构总体消能与刚度折减的平衡。工程应用形式1与工程应用形式2的分析结果对比同样印证了这一点。

4 最优布置层数

作为一种位移型阻尼器，套管阻尼器应优先布置在发生位移较大的结构层。对纯框架结构进行反应谱弹性分析，其层间位移角如图8所示。阻尼器布置层数对两种结构形式地震响应的影响如图9、10所示。

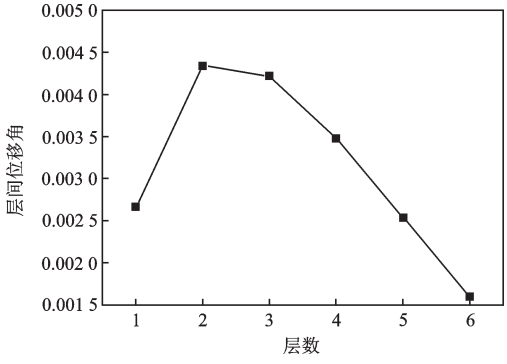


图8 纯框架结构层间位移角

Fig.8 Interlayer drift angle of pure frame structure

由图9和图10可见，对两种结构形式，最好的布置方案都是仅在结构底部四层布置阻尼器。在这种布置形式下，无论是结构的底部剪力，还是结构层间位移角均为最小值。可见，依据框架结构的弹性地震层间位移大小，依次在各楼层加设套管阻尼器支撑，无需各层满布，即可获得最优的阻尼器楼层布置。

为说明套管阻尼器对结构的消能减震效果、有无套管阻尼器支撑布置对比，建立与图11所示模型对应的结构模型，除了套管阻尼器外其他信息保持一致，采用具有相同轴向刚度的一般构件代替套管阻尼器。相同结构形式的设置和未设置阻尼器的两个结构具有相同的刚度特性和荷载信息。采用图3(a)所示的地震波进行时程分析，同样提取结构的基底剪力和最大层间位移角，发现在结构形式1中采用套管阻尼器，相比不设置阻尼器的对应结构，底部剪力降低28.92%，最大层间位移角降低17.43%；在结构形式2中采用套管阻尼器，相比不

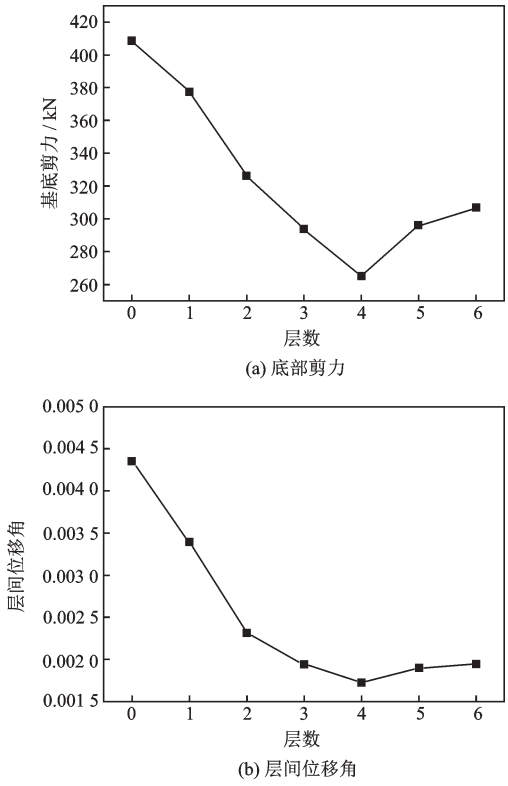


图9 阻尼器布置层数对结构形式1的地震响应的影响

Fig.9 Influence of the number of damper arrangement layers on the seismic response of structural form 1

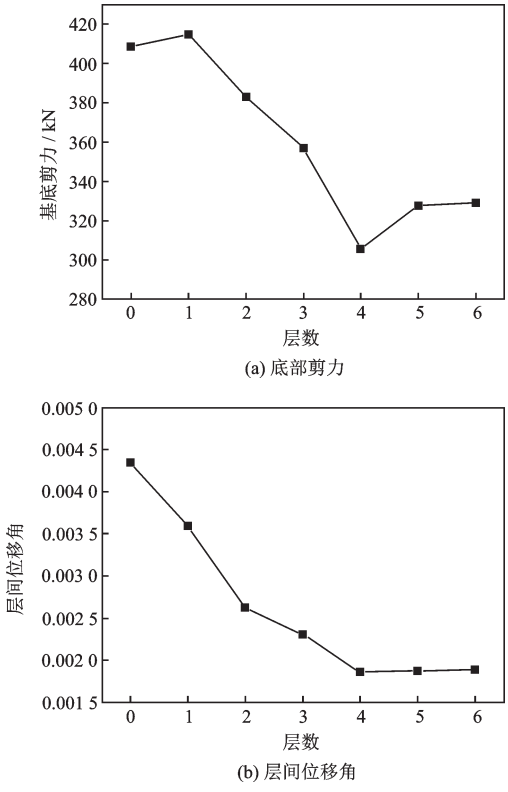
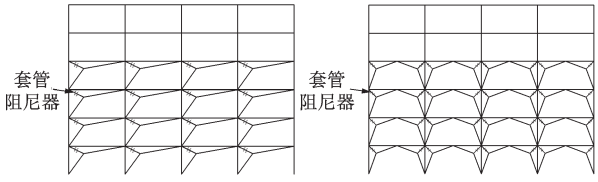


图10 阻尼器布置层数对结构形式2的地震响应的影响

Fig.10 Influence of the number of damper arrangement layers on the seismic response of structural form 2



(a) 结构形式1　　(b) 结构形式2

图11　结构底部四层设置阻尼器

Fig.11　Setting dampers at four layers at the bottom

设置阻尼器对应的结构，底部剪力降低15.99%，最大层间位移角降低13.63%，分析结果说明套管阻尼器对降低框架支撑结构弹塑性地震响应有效。

5　结　论

提出了两种套管阻尼器的工程应用形式，形成框架－套管阻尼器支撑的结构体系，相比常规的框架支撑结构，为支撑所在开间提供了开洞的可能性，且套管阻尼器在地震作用下可为结构提供附加阻尼，降低地震作用。通过对设置金属套管阻尼器的结构进行参数分析，得出以下主要结论：

(1)经参数分析，第一种结构形式中，套管阻尼器的合理参数取值为：相对刚度α为0.4，相对长度β为0.5，屈服比ξ为0.2；第二种结构形式中，套管阻尼器的合理参数取值为：相对刚度α为0.6，相对长度β为0.5，屈服比ξ为0.4。

(2)套管阻尼器并不一定每层都布置，可按照框架弹性层间地震反应大小的顺序，依次在各层布设套管阻尼器支撑。依据结构底部地震最大剪力和各层最大层间位移的减小效果，可确定套管阻尼器支撑的最优布置层数。

(3)与不设置套管阻尼器的框架支撑结构相比，布置套管阻尼器可降低结构的地震响应，说明了套管阻尼器的消能减震效果。

参考文献：

[1]　白雪霜.现有钢筋混凝土框架结构抗震鉴定方法试验研究[D].北京：中国建筑科学研究院，2012.
Bai X Sh. Experimental research on seismic identification method of existing reinforced concrete frame structures[D]. Beijing: China Building Science Research Institute, 2012. (in Chinese)

[2]　非明伦，朱月芬，周光全，等.汶川8.0级地震现场灾害调查统计与分析[J].地震研究，2008，31(增1)：119-127.
Fei M L, Zhu Y F, Zhou G Q, et al. Field disaster investigation and analysis of Wenchuan MS8.0 Earthquake [J]. Earthquake research, 2008, 31(Sup1): 119-127. (in Chinese)

[3]　McCormick J, Aburano H, Ikenaga M, et al. Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements[C]//Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing: Seismological Press, 2008: 12-17.

[4]　Kelly J M, Skinner R I, Heine A J. Mechanics of energy absorption in special devices for use in earthquake resistant structures[J]. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, 1972, 5(3):63-68.

[5]　Whittaker A S, Bertero V V, José Luis Alonso G, et al. Earthquake simulator testing of steel plate added damping and stiffness elements [M]. Berkeley, CA, USA: Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, 1989.

[6]　Xia C, Hanson R D. Influence of ADAS element parameters on building seismic response [J]. Journal of Structural Engineering, 1992, 118(7):1 903-1 918.

[7]　Tena-Colunga A. Mathematical modelling of the ADAS energy dissipation device[J]. Engineering Structures, 1997, 19(10):811-821.

[8]　Zhang W Y, Zhang M Z, Li D W. An experimental research on performance and application of a new type of mild steel damper added damping and stiffness(ADAS) [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2008, 40(12):1 888-1 894.

[9]　Chan R W K, Albermani F. Experimental study of steel slit damper for passive energy dissipation[J]. Engineering Structures, 2008, 30(4):1 058-1 066.

[10]　Lee C H, Lho S H, Kim D H, et al. Hourglass-shaped strip damper subjected to monotonic and cyclic loadings [J]. Engineering Structures, 2016, 119:122-134.

[11]　陈之毅，葛汉彬，宇佐美勉，等.剪切板阻尼器的滞回性能参数研究[J].土木工程学报，2008，41(11)：13-17.
Chen Zh Y, Ge H B, Yusao Meimei, et al. Hysteretic parameters of shear plate dampers [J]. Journal of Civil Engineering, 2008, 41 (11): 13-17. (in Chinese)

[12]　何志明，周　云，陈清祥.剪切钢板阻尼器研究与应用进展[J].地震工程与工程振动，2012，32(6)：

124-135.
He Zh M, Zhou Y, Chen Q X. Progress in research and application of shear plate dampers[J].Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2012, 32 (6): 124-135. (in Chinese)
[13] 宋中霜，李冀龙，韩　露，等.低屈服点钢剪切板阻尼器滞回性能试验研究[J].防灾减灾工程学报，2014，34(3):289-295.
Song Zh Sh, Li J L, Han L, et al. Experimental study on hysteretic behavior of steel shear plate dampers with low yield point [J].Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2014, 34 (3): 289-295. (in Chinese)
[14] Benavent-Climent A. A brace-type seismic damper based on yielding the walls of hollow structural sections [J]. Engineering Structures, 2010, 32 (4): 1 113-1 122.
[15] 孙瑛志，李国强，孙飞飞.一种套管式金属阻尼器的试验研究[J].工程抗震与加固改造，2018，40(3):87-92.
Sun Y Zh, Li G Q, Sun F F. Experimental research on a sleeve metal damper[J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2018, 40(3): 87-92. (in Chinese)

（本文责编：赵　霞）

（上接第763页）

[6] 俞琪琦.风致大跨越输电塔线体系倒塌破坏研究[D].山东：山东大学，2016.
Yu Q Q. Wind-induced collapse of long-span transmission tower-line system[D]. Shandong: Shandong University, 2016. (in Chinese)
[7] 吉柏锋，瞿伟廉，王　亮.等.下击暴流作用下输电塔弹塑性失稳倒塌研究[J].中国安全科学学报，2014，24(12):90-95.
Ji B F, Qu W L, Wang L, et al. Elastic-plastic buckling collapse analysis of transmission tower under downburst [J]. China Safety Science Journal, 2014, 24(12): 90-95. (in Chinese)
[8] 李庆伟，李宏男.输电塔结构的动力稳定性研究[J].防灾减灾工程学报，2008，28(2):202-207.
Li Q W, Li H N. Study on dynamic instability of transmission tower[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2008, 28(2): 202-207. (in Chinese)
[9] 石永久，王　萌，王元清.结构钢材循环荷载下的本构模型研究[J].工程力学，2012，29(9):92-98.
Shi Y J, Wang M, Wang Y Q. Study on constitutive model of structural steel under cyclic loading[J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(9): 92-98. (in Chinese)
[10] Powell M D, Viekery P J, Reinhold T A. Reduced drag coefficient for high wind speeds in tropical cyclones[J]. Nature, 2003, 422(6269): 279-283.
[11] 宋丽莉，毛慧琴，汤海燕，等.广东沿海近地层大风特性的观测分析[J].热带气象学报，2004，20(6):731-736.
Song L L, Mao H Q, Tang H Y, et al. Observation and analysis of wind characteristics in coastal strata of guangdong province[J]. Journal of Tropical Meteorology, 2004, 20(6): 731-736. (in Chinese)
[12] 中国工程建设标准化协会. GB50009-2012，建筑结构荷载规范[S].北京：中国建筑工业出版社，2012.
China Association for Engineering Construction Standardization. GB50009-2012, Load code for the design of building Structures [S]. Beijing: China Building Industry Press, 2012.
[13] 电力规划设计总局. DLT5154-2012，架空送电线路杆塔结构设计技术规定[S].北京：中国计划出版社，2012.
China Electric Power Planning & Engineering Institute. DLT5154-2012, Technical code for the design of tower and pole structures of overhead transmission line[S]. Beijing: China Planning Press, 2012.