

钢模块-筒体结构耗能连梁抗震性能研究

翟伟^{1*}, 鞠洪涛¹, 汤豫², 黄耀¹, 毕巧莹¹, 杨俊芬³, 王弋铎³, 孙亚璇³

(1. 湖北省电力规划设计研究院有限公司, 武汉 430040; 2. 国网湖北省电力有限公司中超建设管理公司, 武汉 430015; 3. 西安建筑科技大学土木工程学院, 西安 710055)

摘要: 目前钢模块在工程实际应用中仍存在诸多问题,如抗侧刚度不足、节点抗震性能较弱、在高层建筑领域的应用受限等。而钢模块-筒体结构具备优异的抗侧力性能,黏弹性连梁阻尼器在剪力、轴力、弯矩的综合作用下,仍能保持良好的力学性能,二者均符合钢模块-筒体结构耗能连梁的设计要求。针对上述连梁的结构特点,文中设计了一种钢模块-筒体结构耗能连梁,建立了有限元模型并验证其可靠性。参考此前对耗能连梁开展的往复加载试验,选取橡胶材料、柱轴压比、铅芯直径、黏弹性层厚度、加载频率5个影响参数,设计了16个计算模型进行分析。结合计算结果中的滞回曲线与骨架曲线展开研究,结果表明:该耗能连梁在地震作用下具有良好的耗能性能。

关键词: 钢结构模块; 耗能连梁; 抗震性能; 有限元模型; 参数分析

中图分类号: TU973.31

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2026)03-0058-13

DOI: 10.13969/j.jzgjz.20250331002

Study on Seismic Behavior of Energy-Dissipating Coupling Beams in Steel Module-Tube Structures

ZHAI Wei^{1*}, JU Hongtao¹, TANG Yu², HUANG Yao¹, BI Qiaoying¹,
YANG Junfen³, WANG Yiduo³, SUN Yaxuan³

(1. Hubei Electric Power Planning & Design Research Institute Co., Ltd., Wuhan 430040, China;

2. State Grid Hubei Electric Power Co., Ltd. Zhongchao Construction Management Company, Wuhan 430015, China;

3. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China)

*Corresponding author: 36602567@qq.com

Abstract: Currently, steel modules in practical applications face challenges such as insufficient lateral stiffness, relatively weak seismic performance of joints, and limited applicability in high-rise buildings. In contrast, the steel module-core tube structure exhibits excellent lateral force resistance, and the viscoelastic coupling beam damper maintains strong mechanical performance under combined shear force, axial force and bending moment, meeting the design requirements for energy-dissipating coupling beams in steel module-core tube structures. Given these characteristics of the coupling beam, this paper designs an energy-dissipating coupling beam for the steel module-core tube structure, establishes a finite element model, and verifies its reliability. Subsequently, a parametric analysis is conducted on the energy-dissipating coupling beam under cyclic loading, varying five parameters: rubber material, column axial compression ratio, lead core diameter, viscoelastic layer thickness and loading frequency, with a total of 16 models analyzed. By examining the hysteresis curves and skeleton curves from the numerical results, it is concluded that the energy-dissipating coupling beam demonstrates excellent energy dissipation performance under seismic conditions.

收稿日期: 2025-03-31

基金项目: 国家自然科学基金(52378188), 陕西省重点研发计划一般项目(2025SF-YBXM-552)

作者简介:

翟伟(1982—), 男, 硕士, 正高级工程师, 主要从事变电站土建设计方面的研究。E-mail: 36602567@qq.com。(通信作者)

Keywords: steel structure module; energy-dissipating coupling beam; seismic performance; finite element model; parametric analysis

随着建筑行业的快速发展,“双碳”理念深入人心,推动了装配式建筑的广泛应用与发展^[1]。模块化建筑作为装配式建筑中高度预制化的结构形式之一,凭借施工便捷、节能环保、质量可控等优势^[2],近年来已在工程实践中得到大规模应用。

目前,国内外学者已针对模块化建筑的承重墙受力性能、叠合梁受弯性能、高层建筑抗震性能等方面开展了系统研究,通过大量试验与数值模拟,深入分析了模块化建筑的抗震性能和传力机理,但针对适用于高层建筑的纯模块化建筑及模块-筒体结构的研究仍较为欠缺^[3-5]。此外,现有对模块化建筑连接形式的研究主要集中于传统螺栓连接,而该种连接方式对筒体的连接形式有一定要求^[6]。传统抗震结构主要依靠自身变形消耗地震能量,易造成较大经济损失,且建筑震后修复难度较高。针对这一缺陷,有学者提出设置可更换连梁的解决方案,将结构的非弹性变形和损伤集中于中间耗能段,地震作用后仅需更换该部分即可,大幅降低了修复难度与成本^[7-8]。

连接节点是模块化结构传力的关键部位^[9],对结构整体力学性能影响显著。当前模块化建筑的连接节点仍存在力学性能较弱、结构抗侧刚度不足的问题^[10],且节点结构形式离散性大,抗震性能较差,一旦在地震作用下受到破坏后难以恢复。钢模块-筒体结构在受力时,侧向力可由筒体等抗侧力构件承担,能够实现合理受力,有效解决连接节点的受力问题。但该结构对模块与筒体之间的连接件性能要求较高,因此目前仅在低层建筑中得以应用^[11]。若采用铅黏弹性连梁阻尼器作为连接构件,结构可具备变形后功能自恢复、疲劳性能优良、耗能效率高、安装施工便捷等优点^[12]。

为此,本文提出一种新型钢模块-筒体结构连梁形式,利用有限元软件建立模型,对其抗震性能开展系统研究,皆为优化耗能连梁设计、提升结构整体抗震性能提供理论支撑,解决钢结构模块在实际应用中存在的问题。

1 钢模块-筒体耗能连梁设计

本文研究重点并非模块内部或模块之间的连接节点,因此在分析柱-柱连接时均按非组合柱考虑,其中上下柱之间采用刚性节点设计。梁-梁连接根据材料特性的不同,分为边梁-梁连接和中梁-梁连接两种形式。梁连接处设置垫板,用于平衡和分散梁板传递的荷载,减小局部应力集中,提高结构承载能力。当模块采用H型钢时,通过螺栓连接上模板的楼面梁与下模板的屋面梁,形成竖向连接;水平方向则通过连接板与螺栓进行连接。

但采用H型钢时,组合模块梁的中柱连接施工难度较大,且会增加用钢量,经济性欠佳。当模块单元梁采用槽钢时,组合连接的施工难度显著降低,模块组合边梁的翼缘处可直接采用螺栓连接,减小模块组合中梁之间的空隙,提高整体结构的稳定性。但槽钢组成的模块边梁,其截面剪心与形心不重合,在竖向压力作用下易产生弯扭变形,进而导致模块组合梁失稳。因此,在模块组合设计中,需根据各部分模块梁的结构特点,采用不同的连接形式,以满足结构的安全性及经济性。

钢模块与框架筒体的耗能连接方案如图1、2所示,外模块预留外伸组合梁段与抗侧力结构外伸普通H型钢梁段,二者通过端板与铅黏弹性阻尼器相连,既保证了连接的可靠性,又能借助铅黏弹性阻尼器有效耗散地震能量。

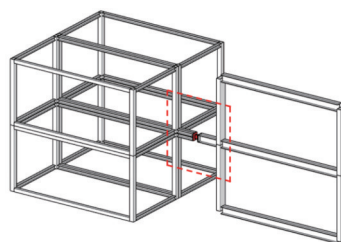


图1 结构的对接连接

Fig. 1 Docking connection of structures

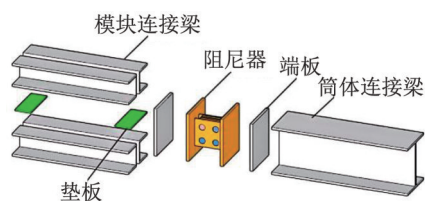


图2 耗能连梁示意

Fig. 2 Diagram of energy dissipating coupling beam

铅黏弹性阻尼器的承载力基于材料本构关系与截面受力平衡计算,其中铅芯的屈服承载力按 $F_y = \sigma_y A_c$ 计算(其中 σ_y 为铅的屈服强度, A_c 为铅芯截面面积);黏弹性层的剪切承载力按 $F_s = GA_s \gamma$ 计算(G 为橡胶剪切模量, A_s 为黏弹性层剪切面积, γ 为剪切应变)。

2 有限元模型建立及验证

2.1 模型尺寸

模型组件包含模块柱、筒体柱、连梁、端板、垫板、螺栓、钢板等,方钢管柱截面尺寸为 $200\text{ mm} \times 200\text{ mm} \times 200\text{ mm}$,模块梁截面为 $175\text{ mm} \times 150\text{ mm} \times 10\text{ mm} \times 15\text{ mm}$,筒体柱截面为 $200\text{ mm} \times 400\text{ mm} \times 20\text{ mm}$,筒体梁截面为 $350\text{ mm} \times 300\text{ mm} \times 20\text{ mm} \times 15\text{ mm}$,并据此进

行子结构设计。铅黏弹性阻尼器由4层复合黏弹性层和3层钢板(1层剪切钢板,2层约束钢板)组成,阻尼器中心

开设中孔,用于设置铅芯,其具体尺寸根据不同模型的参数确定,有限元模型详细尺寸见图3。

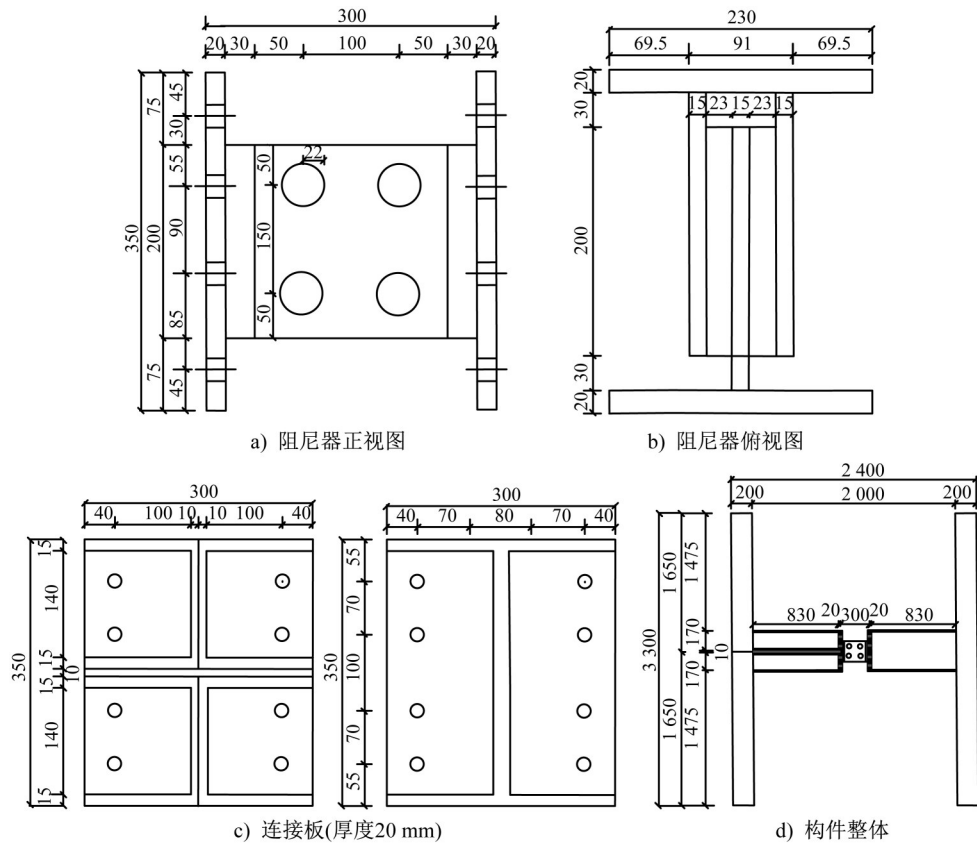


图3 有限元模型尺寸(单位:mm)

Fig. 3 Dimensions of finite element model (unit: mm)

2.2 有限元模型的建立

模型中的实体单元均采用八节点六面体单元,其中铅制部件采用完全积分单元(C3D8)模拟,橡胶部件采用八节点六面体减缩杂交单元(C3D8RH)模拟,钢制部件采用线性缩减积分单元(C3D8R)模拟,同时设置沙漏控制增强变形过程中的模型收敛性^[12]。由于钢材的部分强度高于铅黏弹性阻尼器的强度,在阻尼器达到最大位移时,钢材仍处于弹性,因此Q355钢采用理想弹塑性模型模拟。在网格尺寸设置中,薄钢板和橡胶的全局网格尺寸近似取10;铅芯在圆周方向均分为24份,全局网格尺寸近似取7;厚钢板在厚度方向划分为3层网格,薄钢板和橡胶在厚度方向划分为2层网格。螺栓均采用10.9级螺栓,选用理想双折线等向强化模型,预紧力设定为155 kN。

接触关系设置如下:梁与柱之间、垫板与梁之间、橡胶与薄钢板(即复合黏弹性层内部)之间、铅芯与钢板之间均采用绑定连接;复合黏弹性层与铅芯之间的接触法向定义为硬接触(hard contact),切向为无摩擦接触(frictionless),默认摩擦系数为0;其余接触均设为通用接触,法向设置为硬接触,切向摩擦系数设为0.3。为约束结构的平面外变

形,在梁翼缘处设置边界条件;柱底采用铰接连接,柱顶表面耦合至一点,用于施加水平荷载和竖向荷载,边界条件设置见图4。参考美国规范AISC 360-22^[15],试验采用变幅值位移控制的加载方式,在模块柱与筒体柱的顶部施加水平位移荷载,柱顶加载最大位移为84 mm,柱高为3.3 m,对应的层间位移角约为1/39,大于《建筑抗震设计标准》(GB/T 50011—2010)^[14]中多、高层钢结构弹塑性层间位移角限值1/50的规定,加载制度见图5。

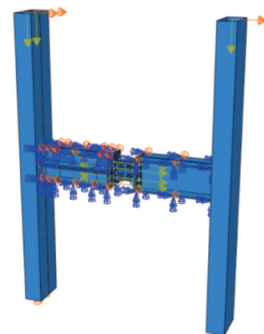


图4 边界条件设置

Fig. 4 Boundary condition setting

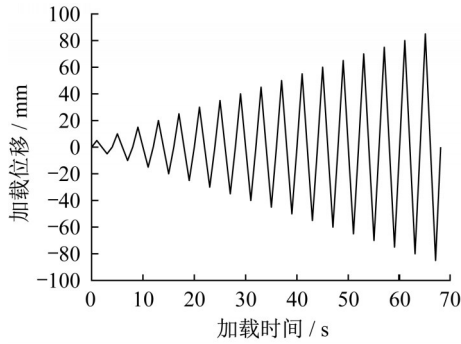


图5 加载制度

Fig. 5 Loading system

由于目前尚无上述模型对应的实体构件,本文采用阻尼器和叠层梁的有限元模型进行等效验证。

2.3 有限元模型的验证

2.3.1 阻尼器的验证

阻尼器的验证试验参考了黏弹性阻尼器试件在加载

频率为0.01 Hz下,应变幅值为25%、50%、75%、100%的剪切变形加载试验^[14],将数值模拟结果和试验结果进行对比,从破坏形态、滞回曲线两个方面验证有限元模型模拟阻尼器的有效性。

钢材本构模型选用双线性随动强化模型(kinematic),Q345钢采用理想弹塑性模型,服从Mises屈服准则及其相关流动性法则,泊松比为0.3;铅芯采用双线性等向强化模型,泊松比为0.42;橡胶采用多项式本构模型(polynomial)。

复合黏弹性层与约束钢板、剪切钢板之间采用Tie接触,铅芯和薄钢板、橡胶之间的接触面法向为硬接触(hard contact),切向为无摩擦接触(frictionless),默认摩擦系数为0,面与面之间采用小滑移模式。阻尼器通过剪切钢板带动复合黏弹性材料运动实现耗能,将阻尼器顶部整个表面耦合至一点,通过该点施加竖向荷载和水平位移,施加的水平循环荷载遵守试验加载制度;阻尼器底部同样将整个表面耦合至一点,采用固接约束以限制位移,见表1。

表1 试验与有限元模拟位移数据

Table 1 Test and finite element simulated displacement data

参数	加载位移 (3.33 mm)		加载位移 (6.99 mm)		加载位移 (11.03 mm)		加载位移 (14.24 mm)	
	试验	有限元模拟	试验	有限元模拟	试验	有限元模拟	试验	有限元模拟
P/kN	266	275	423	404	523	574	588	667

注:P为在阻尼器顶部施加的竖向荷载。

有限元模拟与试验的破坏对比结果如图6所示,左侧为试验破坏现象,右侧为有限元模拟结果。试验中阻尼器的破坏源于焊接缺陷,导致约束钢板在疲劳加载时发生损坏;有限元模拟结果显示,中间约束钢板的脚部应力值最大,模拟与试验均表现为剪切钢板带动复合黏弹性层与约束钢板之间发生剪切变形,说明阻尼器的建模能够准确模拟铅黏弹性阻尼器在实际工况下的变形特征,验证了有限元模拟的可靠性。

经有限元计算得到的滞回曲线和试验实际得到的滞回曲线的对比如图7所示。从中可以看出二者表现出较高的相似性,由此证明了有限元模型的合理性和试验数据的可靠性。

2.3.2 叠层梁的验证

对叠层梁的验证采用实体建模,模型材料以钢材为主,选用线性缩减积分单元(C3D8R)模拟,从而有效避免有限元分析中的剪力自锁和沙漏效应,保障分析结果的准确性与可靠性。网格尺寸设计方面,叠合梁的全局网格尺寸近似取20,厚度方向划分为2层网格。考虑到材料冷加工效应的影响,建立模型时采用冷弯槽钢平板和弯角位置的实际应力-应变曲线作为材料本构关系,并以

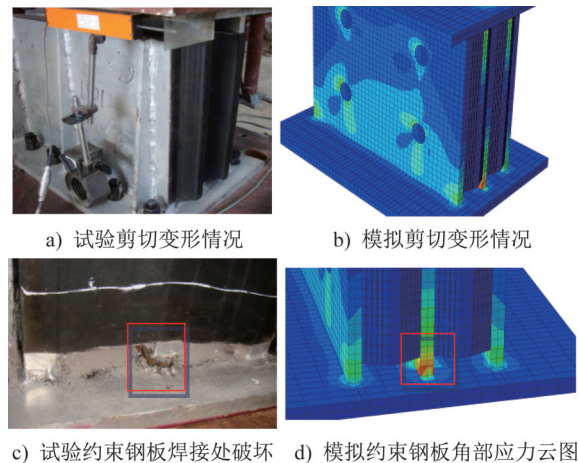


图6 试验与有限元模拟变形对比

Fig. 6 Comparison of deformation between test and finite element simulation

此建立了三折线简化模型,使模型更真实地反映冷弯槽钢在实际应用中的力学行为;模型中Q235钢采用理想弹塑性模型,泊松比为0.3。

接触关系设置如下:加载垫块与底梁之间、支座垫块与顶梁之间均采用Tie接触,其余接触面法向定义为硬接触(hard contact),切向为无摩擦接触(frictionless),默

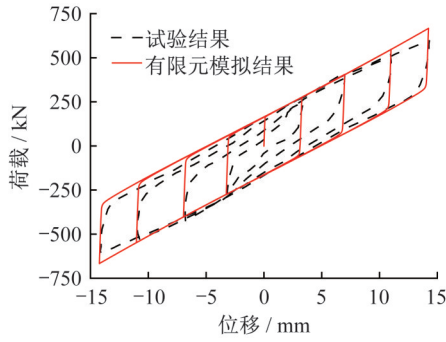


图7 试验与有限元模拟滞回曲线对比

Fig. 7 Comparison of hysteresis curves between test and finite element simulation

认摩擦系数为0.21。为保证模型稳定性,将加劲肋位置梁模型的 x 方向位移设为0;模型一侧梁端支座限制 x 、 y 方向的位移, z 方向的位移和转动均设为0;另一侧梁端支座仅限制 y 方向的位移, z 方向转动自由。验证模型的加载方式上,确保竖向加载位置与试验保持一致,加载方式采用位移控制。

参考文献[4]中叠合钢梁竖向加载受弯试验的结构形式,将试验结果与有限元分析结果对比,通过破坏模式和竖向荷载-挠度曲线的对比验证建模的准确性。加载试验的试件构造及尺寸见图8a),加载示意图见图8b)。

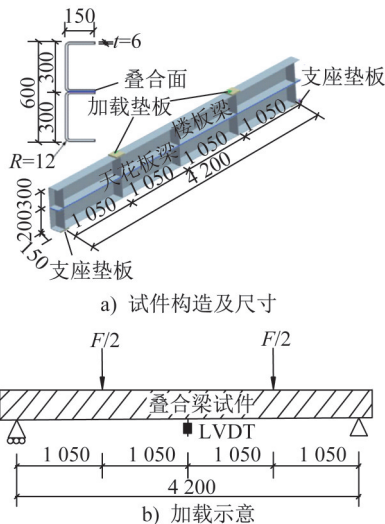


图8 竖向加载受弯试验(单位:mm)

Fig. 8 Bending test under vertical loading (unit: mm)

图9为试验与有限元模拟的变形对比图,左侧为试验剪切变形结果,右侧为有限元模拟剪切变形结果。有限元模拟中,上下梁发生叠合受弯变形,截面应力随竖向荷载增加而逐渐提高,最终叠合面区域的下梁及上翼缘发生局部屈曲变形而破坏,变形模式与变形位置与试验结果一致,说明模拟能够准确反映叠合梁在实际工况下的力学规律,验证了有限元模拟的可靠性。

图10为试验与有限元分析得到的竖向荷载-挠度曲

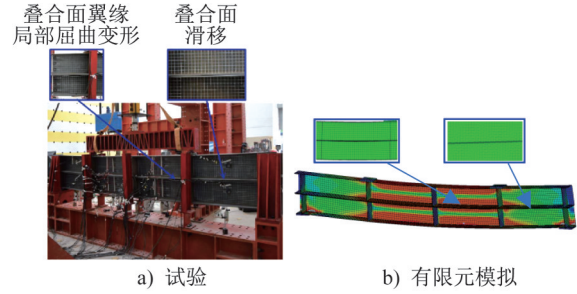


图9 试验与有限元模拟剪切变形对比

Fig. 9 Comparison of shear deformation between test and finite element simulation

线对比,二者在弹性阶段基本重合;当跨中竖向挠度不断增加时,试验曲线出现了拐点,与有限元分析结果产生差异。分析原因,试验采用了力控制加载的方式,当试件达到破坏荷载时,跨中挠曲变形急剧增加,这导致试验数据失真。但从曲线整体趋势来看,二者重合度较高,数据差值均控制在10%以内,进一步证明了有限元建模的准确性。

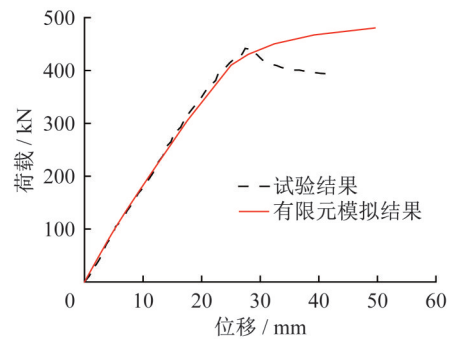


图10 试验与有限元模拟竖向荷载-挠度曲线对比

Fig. 10 Comparison of vertical load-deflection curves between test and finite element simulation

3 参数分析

3.1 参数设计

本文主要针对铅黏弹性阻尼器发生100%剪切变形(23 mm)、125%剪切变形(28.75 mm)、150%剪切变形(34.5 mm)的工况开展分析,其中150%剪切变形为铅黏弹性阻尼器的极限位移^[16]。当铅黏弹性阻尼器达到150%剪切变形(34.5 mm)时,对应的柱端水平位移为84 mm。为保证单一变量原则,该最大位移不随铅芯直径变化而调整。选取橡胶剪切模量、轴压比、铅芯直径、黏弹性层厚度、加载频率为变量进行参数分析,具体参数变化见表2。

其中铅芯直径为44 mm时,铅黏弹性阻尼器的极限位移为34 mm;铅芯直径为35 mm时,该极限位移为27.05 mm;铅芯直径为40 mm时,该极限位移为30.91 mm;铅芯直径为50 mm时,该极限位移为38.64 mm。

表2 有限元模型的变量设置
Table 2 Variable setting of finite element model

变量	模型编号	橡胶剪切模量/MPa	轴压比	铅芯直径/mm	黏弹性层厚度/mm	加载频率/Hz
—	BASE	0.4	0.3	44	23	0.25
橡胶剪切模量	LVDB-XJ-1	0.5*	0.3	44	23	0.25
	LVDB-XJ-2	0.6*	0.3	44	23	0.25
	LVDB-XJ-3	0.7*	0.3	44	23	0.25
轴压比	LVDB-ZY-1	0.4	0.1*	44	23	0.25
	LVDB-ZY-2	0.4	0.2*	44	23	0.25
	LVDB-ZY-3	0.4	0.4*	44	23	0.25
	LVDB-ZY-4	0.4	0.5*	44	23	0.25
铅芯直径	LVDB-QX-1	0.4	0.3	35*	23	0.25
	LVDB-QX-2	0.4	0.3	40*	23	0.25
	LVDB-QX-3	0.4	0.3	50*	23	0.25
黏弹性层厚度	LVDB-HD-1	0.4	0.3	44	32*	0.25
	LVDB-HD-2	0.4	0.3	44	41*	0.25
加载频率	LVDB-PL-1	0.4	0.3	44	23	0.20*
	LVDB-PL-2	0.4	0.3	44	23	0.50*
	LVDB-PL-3	0.4	0.3	44	23	1.00*

注:模型编号中:“LVDB”代表“耗能连梁”;“XJ”代表“橡胶”;“ZY”代表“轴压”;“QX”代表“铅芯”;“HD”代表“厚度”;“PL”代表“频率”;表中标注*的位置为改变参数的位置。

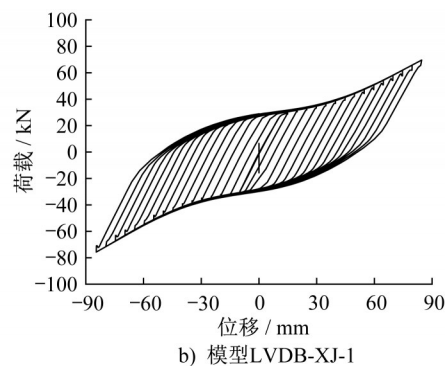
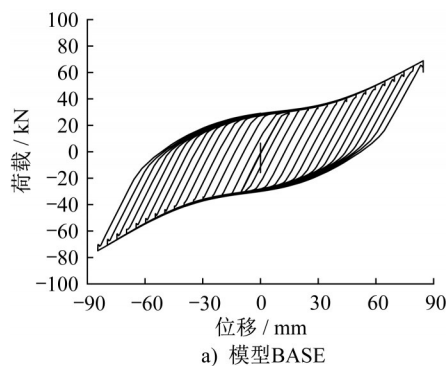
3.2 不同参数对连梁抗震性能影响

3.2.1 橡胶材料影响分析

滞回曲线是结构或构件在往复荷载作用下的荷载-位移曲线,能够反映构件的变形历程,同时体现了构件在外荷载去除后的恢复能力,可以有效表征构件的弹性、弹塑性及抗震耗能性能^[17]。图11为不同橡胶剪切模量下模型的滞回曲线。对比可知,不同剪切模量下模型的滞回曲线均呈饱满形态,说明该耗能连梁具备良好的耗能能力。且LVDB-XJ-1、LVDB-XJ-2、LVDB-XJ-3的屈服点位置基本一致,滞回环面积大小相似,说明各模型间的耗能能力差异较小,橡胶剪切模量对滞回曲线的影响不显著。分析主要原因,黏弹性材料的耗能能力主要由分

子链运动决定,剪切模量变化未显著改变其滞回耗能的内在机制。

图12为不同剪切模量下模型的骨架曲线,可直观反映构件强度、刚度、能量耗散等指标的变化规律。图13、14分别为不同橡胶剪切模量下的屈服后刚度变化图和延性系数变化图。分析可知,随着剪切模量增大会提升黏弹性层的刚度,使耗能连梁屈服后刚度呈上升趋势;但橡胶材料的弹性极限应变会随模量增加而降低,导致构件延性系数下降。这表明,增大橡胶剪切模量虽能提高耗能连梁的屈服后刚度,但其延性会相应降低,因此在工程设计中,橡胶剪切模量的选取需综合考虑,实现屈服后刚度与延性的平衡。



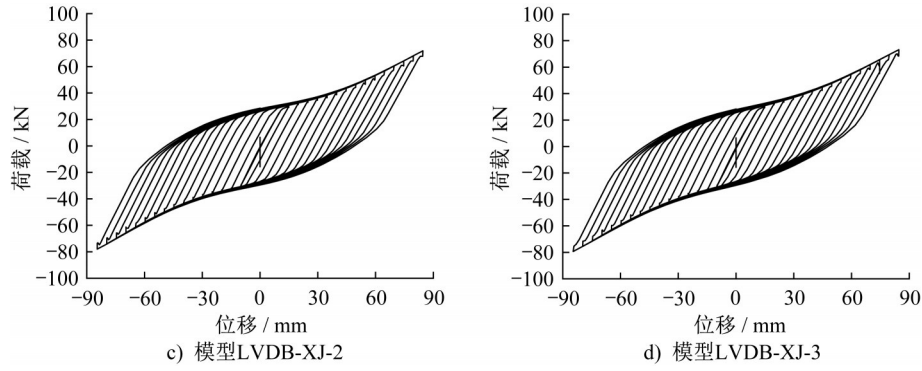


图 11 不同橡胶剪切模量下模型的滞回曲线

Fig. 11 Hysteresis curves for different rubber shear modulus of models

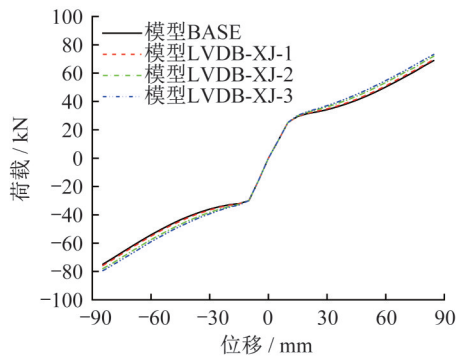


图 12 不同橡胶剪切模量下模型的骨架曲线

Fig. 12 Skeleton curves for different rubber shear modulus modulus of models

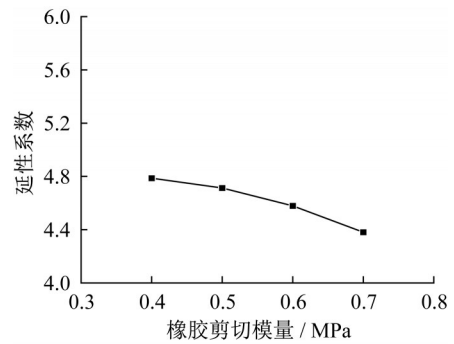


图 14 不同橡胶剪切模量的延性系数变化

Fig. 14 Variation of ductility coefficient for different rubber shear modulus

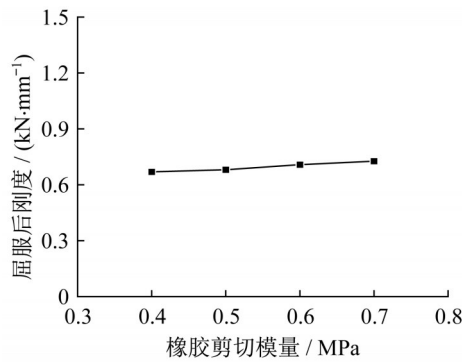


图 13 不同橡胶剪切模量的屈服后刚度变化

Fig. 13 Variation of post-yield stiffness for different rubber shear modulus

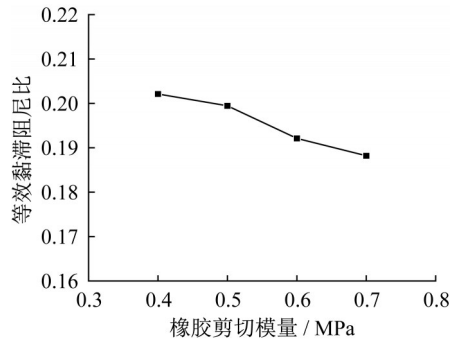


图 15 不同橡胶剪切模量的等效黏滞阻尼比变化

Fig. 15 Variation of equivalent viscous damping ratio for different rubber shear modulus

3.2.2 柱轴压比影响分析

图 16 为模型 LVDB-ZY 系列和模型 BASE 的滞回曲线,可见不同轴压比下的滞回曲线均呈饱满形态,说明该连梁能有效消耗结构上的地震能量,表现出良好的耗能能力。

轴向压力通过改变节点接触面的正应力,影响节点的滑移行为;低轴压比时,界面摩擦力较小,滑移段短,滞回曲线接近反 S 形;高轴压比时,界面摩擦力增大,滑移

段延长,滞回曲线向 Z 形转变。此外,轴向压力会加剧连梁的弯曲-剪切耦合效应,因此轴压比增大会导致节点等效刚度降低。

图 17 为不同轴压比下模型的骨架曲线,可见当剪切变形较小时,各模型的骨架曲线基本重合;当剪切变形增大时,骨架曲线集中分布转为分散状态。由于竖向压力较小时节点的等效刚度相对较大,故在工程设计中应选取竖向压力较小的参数,使设计使用更趋于保守。

图 18、19 分别为不同轴压比下的屈服后刚度变化图

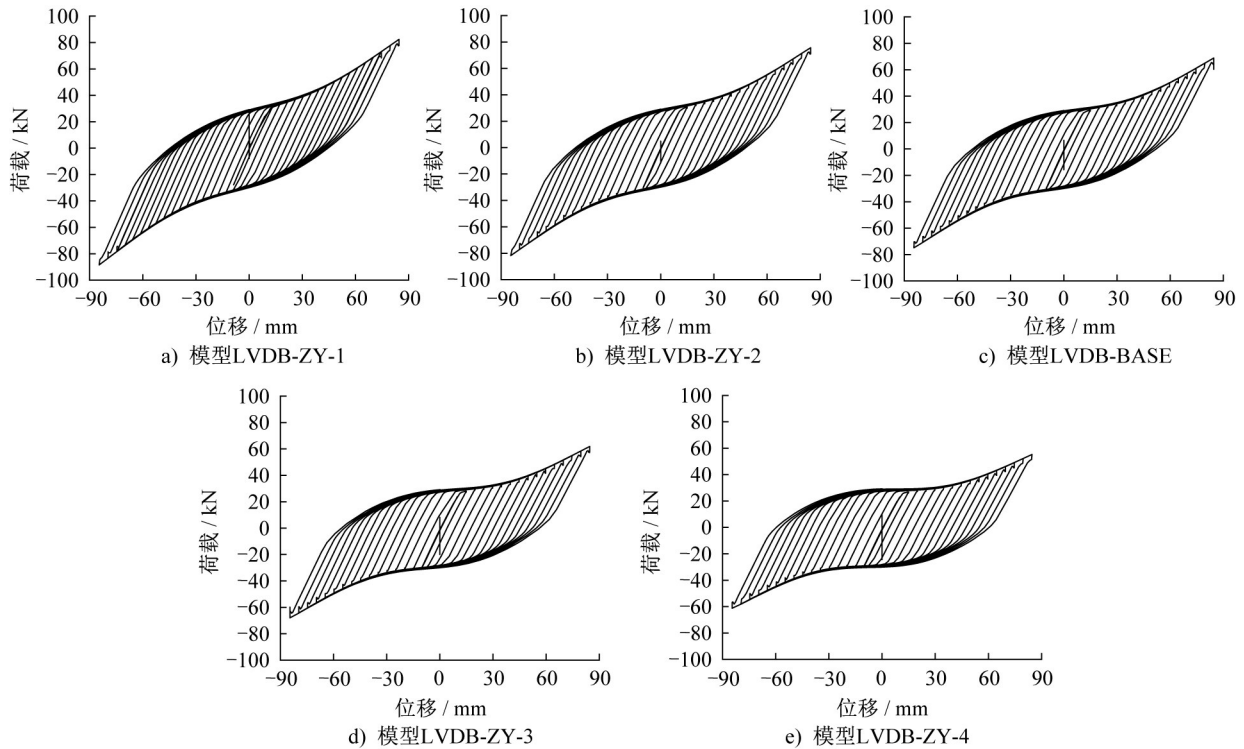


图 16 不同轴压比下模型的滞回曲线

Fig. 16 Hysteresis curves for different axial compression ratios of models

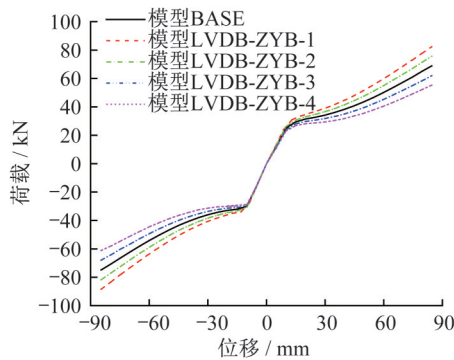


图 17 不同轴压比下模型的骨架曲线

Fig. 17 Skeleton curves for different axial compression ratios of models

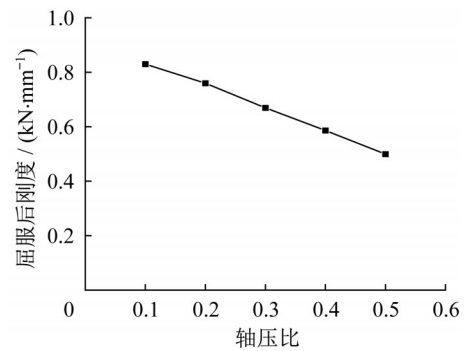


图 18 不同轴压比的屈服后刚度变化

Fig. 18 Variation of post-yield stiffness for different axial compression ratios

和延性系数变化图。随着轴压比的增大,结构变形加剧使得承载能力下降,导致屈服后刚度逐渐减小;当轴压比小于0.3时,结构处于弹性或近似弹性的状态,变形较小,延性系数增长缓慢;当轴压比大于0.3时,截面进入弹塑性阶段,变形加剧,塑性铰逐步形成并扩展,延性系数随塑性变形能力的提升迅速增大。图 20 为不同轴压比下的等效黏滞阻尼比变化图,可知等效黏滞阻尼比随轴压比的增大呈非线性增大趋势,且上升趋势随轴压比的增大而逐渐加快。

3.2.3 铅芯直径影响分析

图 21 为不同铅芯直径下 4 个模型的滞回曲线,从图

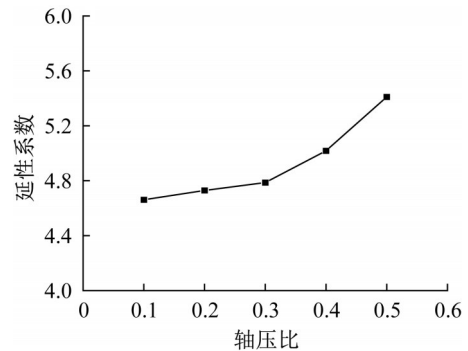


图 19 不同轴压比的延性系数变化

Fig. 19 Variation of ductility coefficient for different axial compression ratios

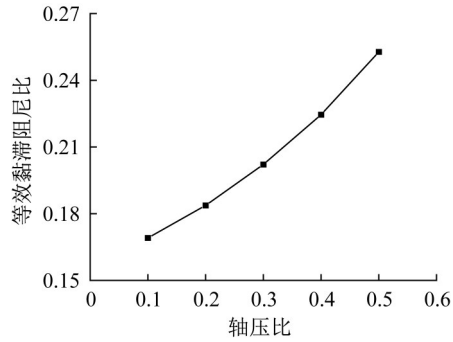


图20 不同轴压比等效黏滞阻尼比变化

Fig. 20 Variation of equivalent viscous damping ratio for different axial compression ratios

中可以看出,各模型的滞回曲线形态具有明显差异。铅

芯作为塑性耗能元件,其直径增大会直接增加截面面积,提升塑性变形量与耗能能力,因此滞回曲线面积随铅芯直径增大而增大,形状逐渐趋于饱满,说明结构的耗能能力不断增强。

不同铅芯直径下耗能连梁的骨架曲线、力学性能参数变化分别如图22、23、24、25所示。可见铅芯直径对耗能连梁的各项力学性能均有显著影响。

铅芯直径是影响耗能连梁承载力的关键参数,当铅芯直径从35 mm增至50 mm时,构件的等效黏滞阻尼比提升约20%,但屈服后刚度下降了15%,因此在工程设计中需根据《建筑消能减震技术规程》(JGJ 297—2013)^[16]要求,确保阻尼器极限承载力不低于结构设计荷载的1.2倍,综合选取铅芯直径。

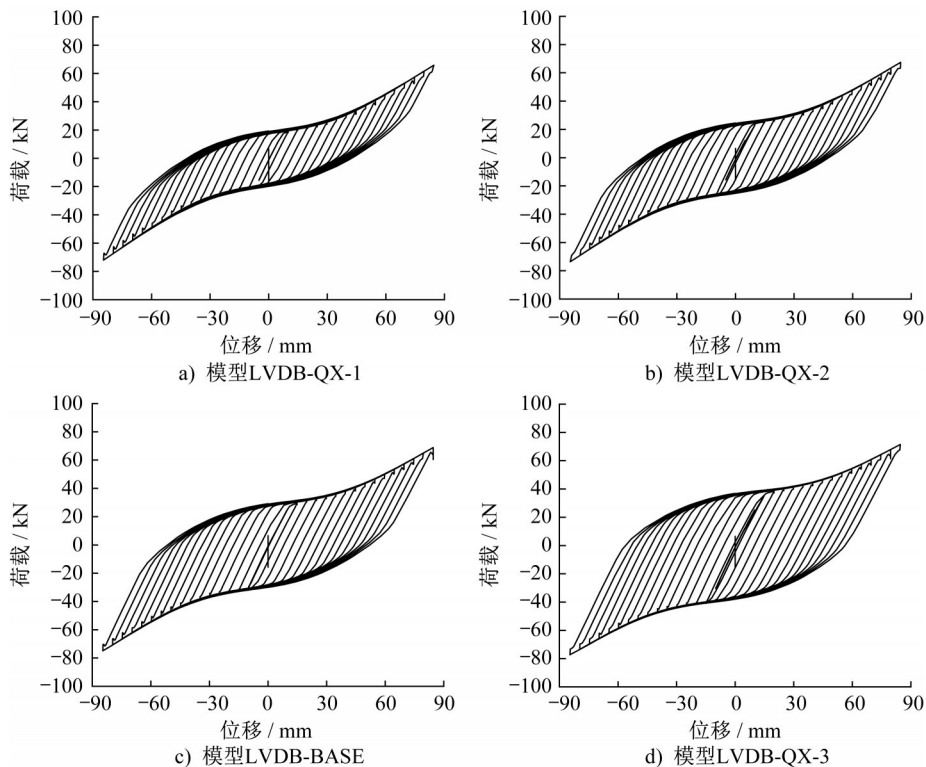


图21 不同铅芯直径下模型的滞回曲线

Fig. 21 Hysteresis curves for different lead core diameters of models

3.2.4 黏弹性层厚度影响分析

图26为模型LVDB-HD系列和模型BASE的滞回曲线,可见黏弹性层厚度增大会降低结构整体刚度,导致屈服后刚度下降,滞回曲线向梭形转变,这反映出构件塑性变形能力的增强,抗震性能与耗能能力进一步提高。

不同黏弹性层厚度下耗能连梁的骨架曲线、力学参数的变化分别如图27、28、29、30所示。可见不同黏弹性层厚度的骨架曲线在小变形阶段重合度较高,随着变形增大,曲线间的差距逐渐扩大。此外,黏弹性层厚度增加会使黏弹性材料的剪切变形量增大,延长了塑性发展过

程,因此构件的延性系数与等效黏滞阻尼比显著提升;而屈服后刚度随着黏弹性层厚度增大而减小,且模型BASE与模型LVDB-HD-1和LVDB-HD-2两组相比,屈服后刚度降幅较大,表明黏弹性层厚度对耗能连梁的耗能能力影响较大。

3.2.5 加载频率影响分析

图31为模型LVDB-PL系列和模型BASE的滞回曲线,该模型组仅考虑了加载频率变化的影响,忽略实际情况中温度的影响。可见各模型滞回曲线的变化趋势与幅

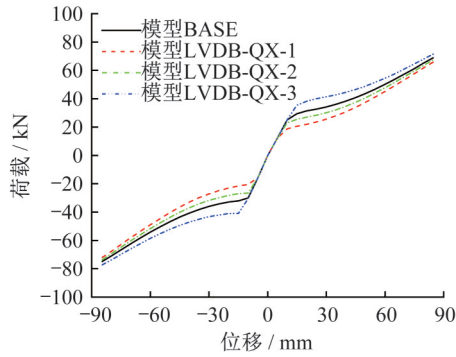


图 22 不同铅芯直径下模型的骨架曲线

Fig. 22 Skeleton curves for different lead core diameters of models

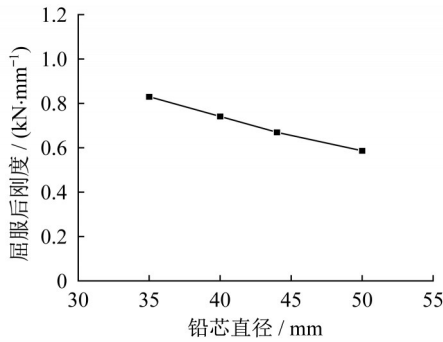


图 23 不同铅芯直径的屈服后刚度变化

Fig. 23 Variation of post-yield stiffness for different lead core diameters

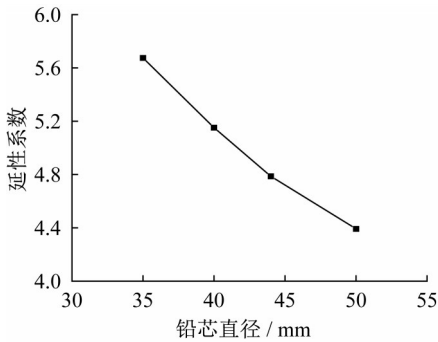


图 24 不同铅芯直径的延性系数变化

Fig. 24 Variation of ductility coefficient for different lead core diameters

值无明显差异,但随着加载频率增大,滞回环出现锯齿形变形,主要原因可能是加载速率增大后,橡胶材料的变形存在滞后性,导致荷载发生变化。

不同加载频率下的耗能连梁的骨架曲线、各参数变化如图 32、33、34、35 所示。由于加载频率未改变构件间的内力重分布机制,因此其对耗能连梁屈服后刚度的影响较小;等效黏滞阻尼比主要反映构件塑性变形与局部损伤的耗能能力,在非极端频率下,滞回环包络面积基本不变,因此加载频率对等效黏滞阻尼比的影响较小。而在高频荷

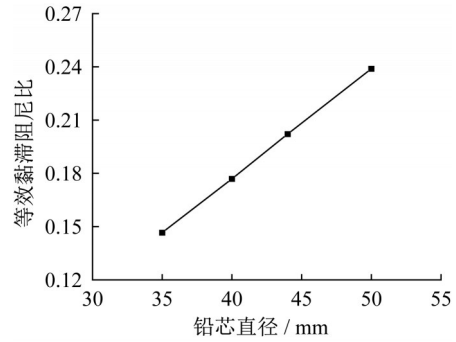
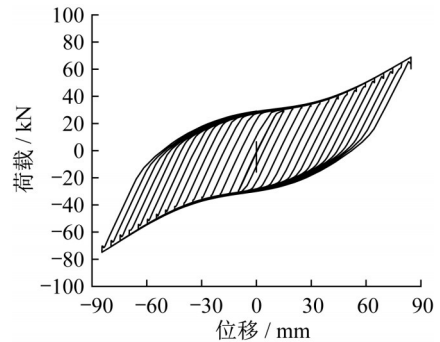
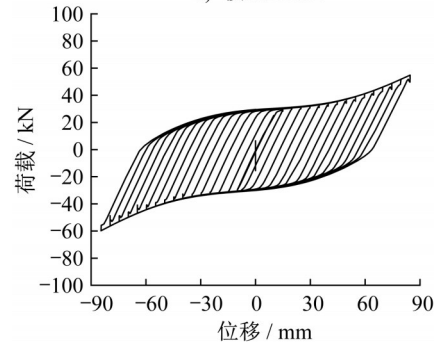


图 25 不同铅芯直径的等效黏滞阻尼比变化

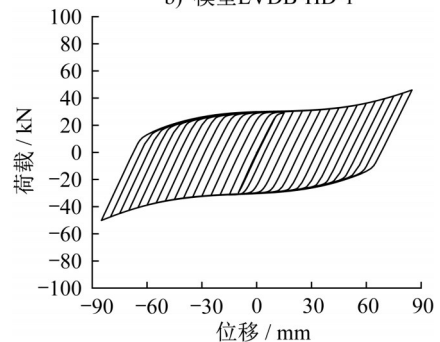
Fig. 25 Variation of equivalent viscous damping ratio for different lead core diameters



a) 模型BASE



b) 模型LVDB-HD-1



c) 模型LVDB-HD-2

图 26 不同黏弹性层厚度的滞回曲线

Fig. 26 Hysteresis curves for different viscoelastic layer thicknesses

载作用下,塑性应变会集中于焊缝、模块连接处等少数薄弱区域,而非均匀分布导致结构整体变形能力下降,因此延性系数随加载频率的增大而减小。

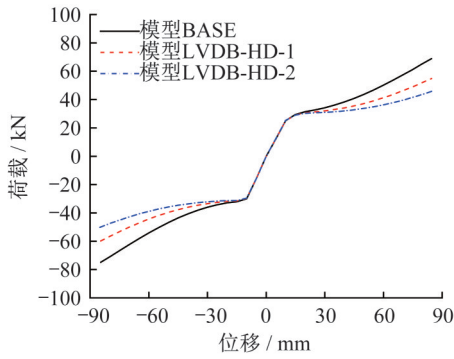


图 27 不同黏弹性层厚度下模型的骨架曲线

Fig. 27 Skeleton curves for different viscoelastic layer thicknesses of models

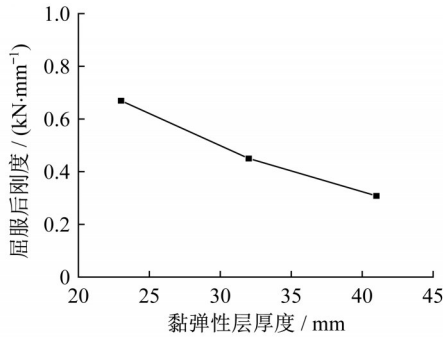


图 28 不同黏弹性层厚度的屈服后刚度变化

Fig. 28 Variation of post-yield stiffness for different viscoelastic layer thicknesses

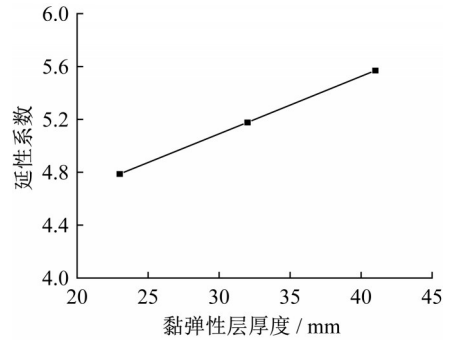


图 29 不同黏弹性层厚度的延性系数变化

Fig. 29 Variation of ductility coefficient for different viscoelastic layer thicknesses

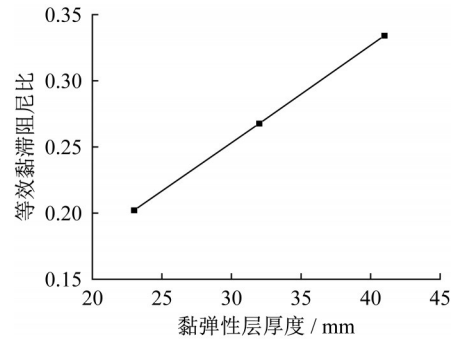
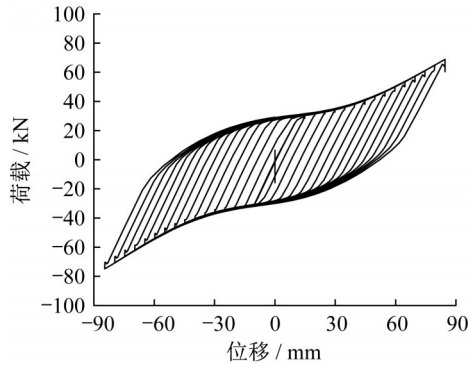
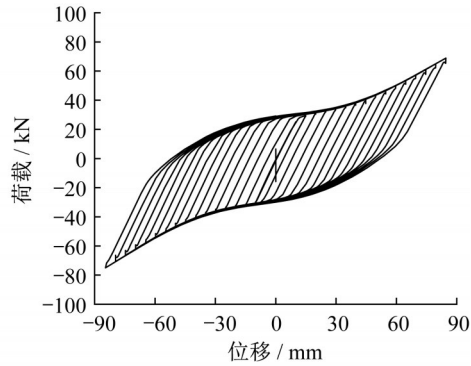


图 30 不同黏弹性层厚度的等效黏滞阻尼比变化

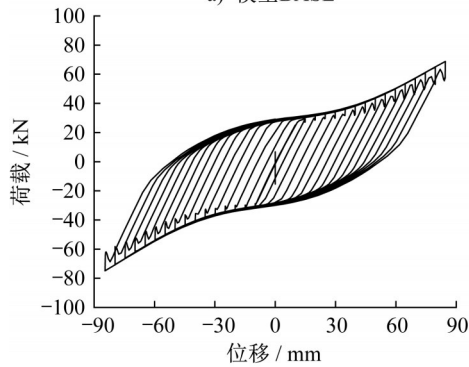
Fig. 30 Variation of equivalent viscous damping ratio for different viscoelastic layer thicknesses



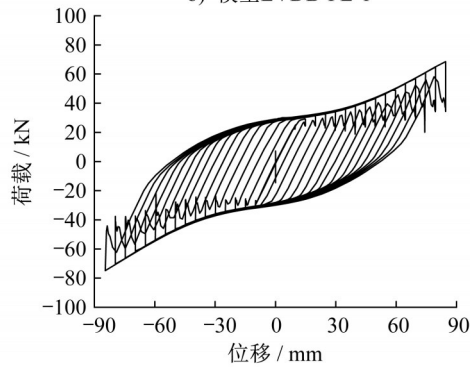
a) 模型BASE



b) 模型LVDB-PL-1



c) 模型LVDB-PL-2



d) 模型LVDB-PL-3

图 31 不同加载频率下模型的滞回曲线

Fig. 31 Hysteresis curves under different loading frequencies of models

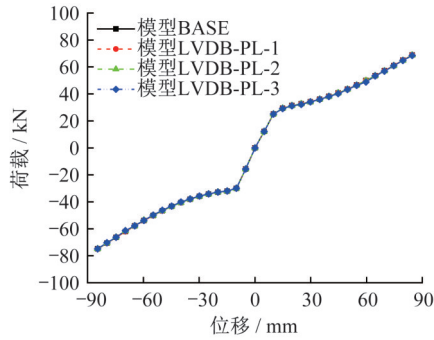


图 32 不同加载频率下模型的骨架曲线

Fig. 32 Skeleton curves of models under different loading frequencies

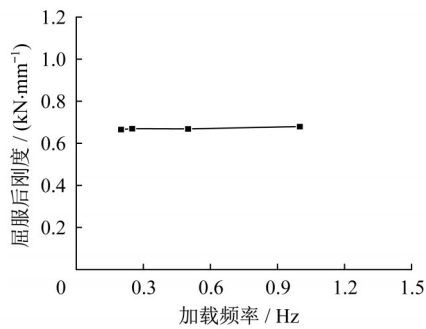


图 33 不同加载频率的屈服后刚度变化

Fig. 33 Variation of post-yield stiffness under different loading frequencies

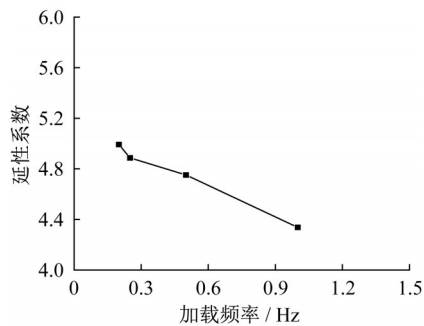


图 34 不同加载频率的延性系数变化

Fig. 34 Variation of ductility coefficient under different loading frequencies

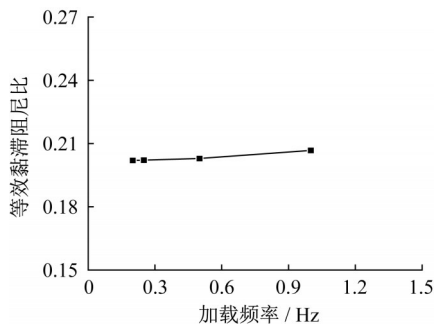


图 35 不同加载频率的等效黏滞阻尼比变化

Fig. 35 Variation of equivalent viscous damping ratio under different loading frequencies

4 结论

本文针对钢模块-筒体结构耗能连梁的抗震性能展开系统研究,通过改变橡胶剪切模量、柱轴压比、铅芯直径、黏弹性层厚度、加载频率等参数,分析各参数对结构抗震性能的影响,得出以下结论:

(1) 不同橡胶剪切模量下,模型滞回曲线均呈饱满形态,说明该耗能连梁具备良好的耗能性能。综合考虑屈服后刚度与延性的平衡,橡胶剪切模量的取值应控制在 0.4~0.6 MPa。

(2) 轴压比对模型滞回曲线的影响较小,不同轴压比下模型滞回曲线均保持饱满形态。设计中建议选取竖向压应力较小的参数,此时节点等效刚度相对更大,设计更趋于保守。

(3) 铅芯直径增大会使模型滞回曲线逐渐趋于饱满,结构耗能能力显著增强。综合考虑铅芯直径对耗能连梁各项力学性能的影响,建议选取 44 mm 直径的铅芯。

(4) 黏弹性层厚度增加可有效提升耗能连梁的抗震性能与耗能能力,结合结构刚度与延性的综合要求,黏弹性层厚度宜控制在 23~32 mm,以实现耗能连梁性能的最优状态。

(5) 加载频率增大到一定程度时,橡胶材料的变形滞后性会导致滞回环出现锯齿状变形;当加载频率在 0.2~0.5 Hz 范围内时,结构的抗震性能与耗能能力均表现良好,为工程设计的优选频率区间。

参考文献:

- [1] 李爱群,周通,缪志伟.模块化建筑体系研究进展[J].工业建筑,2018,48(3):132-139,150.DOI:10.13204/j.gyjz201803025. LI Aiqun, ZHOU Tong, MIAO Zhiwei. State of the art of modular building system [J]. Industrial Construction, 2018, 48 (3) : 132-139, 150. DOI: 10.13204/j. gyjz201803025. (in Chinese)
- [2] 宗亮,张一弛,崔健,等.模块化钢结构梁柱子结构抗连续倒塌性能研究[J].工程力学,2024,41(8):56-67.DOI:10.6052/j.issn.1000-4750.2022.06.0521. ZONG Liang, ZHANG Yichi, CUI Jian, et al. Progressive collapse analysis on beam-column substructure of modular steel construction [J]. Engineering Mechanics, 2024, 41 (8) : 56-67. DOI: 10.6052/j. issn. 1000-4750.2022.06.0521. (in Chinese)
- [3] 张惊宙,陆焯,李国强.三维钢结构模块建筑结构受力性能分析[J].建筑钢结构进展,2015,17(4):57-64.DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2015.04.008. ZHANG Jingzhou, LU Ye, LI Guoqiang. Structural analysis on mechanical properties of 3D steel structure modular buildings [J]. Progress in Steel Building Structures, 2015, 17 (4) : 57-64. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2015.04.008. (in Chinese)
- [4] 徐博.模块化钢结构建筑叠合钢梁受弯性能及力学模型研

- 究[D].徐州:中国矿业大学,2020.
- XU Bo. Flexural behavior and mechanical model of laminated channel beams in modular steel buildings [D]. Xuzhou: China University of Mining and Technology, 2020. (in Chinese)
- [5] SHI F W, WANG H P, ZONG L, et al. Seismic behavior of high-rise modular steel constructions with various module layouts [J]. *Journal of Building Engineering*, 2020, 31: 101396. DOI: 10.1016/j.jobe.2020.101396.
- [6] 丁旋. 全装配式钢模块化框筒结构体系的抗震性能分析 [D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2019.
- DING Xuan. Seismic performance analysis of fully assembled steel modular frame-tube structure system [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2019. (in Chinese)
- [7] FORTNEY P J, SHAHROOZ B M, RASSATI G A. Large-scale testing of a replaceable “fuse” steel coupling beam [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2007, 133(12): 1801-1807. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:12(1801).
- [8] 纪晓东, 马琦峰, 王彦栋, 等. 钢连梁可更换消能梁段抗震性能试验研究 [J]. *建筑结构学报*, 2014, 35(6): 1-11. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2014.06.002.
- JI Xiaodong, MA Qifeng, WANG Yandong, et al. Cyclic tests of replaceable shear links in steel coupling beams [J]. *Journal of Building Structures*, 2014, 35(6): 1-11. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2014.06.002. (in Chinese)
- [9] 陈金林, 侯兆新, 龚超等. 模块化钢结构建筑连接技术及鲁棒性研究进展与展望 [J]. *建筑钢结构进展*, 2025, 27(4): 1-13. DOI: 10.13969/j.jzjgjz.20231101001.
- CHEN Jinlin, HOU Zhaoxin, GONG Chao, et al. State-of-the-art research and prospect of inter-module connections and robustness of modular steel buildings [J]. *Progress in Steel Building Structures*, 2025, 27(4): 1-13. DOI: 10.13969/j.jzjgjz.20231101001. (in Chinese)
- [10] 翟思源, 曹轲, 李国强, 等. 柱承重模块化钢结构建筑模块间连接节点研究进展 [J]. *建筑钢结构进展*, 2022, 24(11): 1-11. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2022.11.001.
- ZHAI Siyuan, CAO Ke, LI Guoqiang, et al. A state-of-the-art review on inter-module connections of column-supported modular steel buildings [J]. *Progress in Steel Building Structures*, 2022, 24(11): 1-11. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2022.11.001. (in Chinese)
- [11] 刘佳迪, 王剑, 陈志华, 等. 钢模块建筑单元间连接节点形式综述 [C]// 第二十一届全国现代结构工程学术研讨会论文集. 石家庄: 工业建筑出版社, 2021: 163-167.
- LIU Jiadi, WANG Jian, CHEN Zhihua, et al. Review of inter-module connections in modular steel buildings [C]// *Proceedings of the 21st National Symposium on Modern Structural Engineering*. Shijiazhuang: Industrial Construction Press, 2021: 163-167. (in Chinese)
- [12] 庄茁, 张帆, 岑松. ABAQUS 非线性有限元分析与实例 [M]. 北京: 科学出版社, 2005.
- ZHUANG Zhuo, ZHANG Fan, CEN Song. *Nonlinear finite element analysis and examples of ABAQUS* [M]. Beijing: Science Press, 2005. (in Chinese)
- [13] 蒋路, 何保康, 张伟. 冷弯薄壁型钢构件畸变屈曲试验和理论研究综述及分析 [J]. *钢结构*, 2006, 21(5): 45-49. DOI: 10.3969/j.issn.1007-9963.2006.05.012.
- JIANG Lu, HE Baokang, ZHANG Wei. Review and analysis of experimental and theoretical researches on distortional buckling of cold-formed thin-walled steel members [J]. *Steel Construction*, 2006, 21(5): 45-49. DOI: 10.3969/j.issn.1007-9963.2006.05.012. (in Chinese)
- [14] GB/T 50011—2010 建筑抗震设计标准 [S].
- GB/T 50011—2010 Standard for seismic design of buildings [S]. (in Chinese)
- [15] AISC 360-22 Specification for structure steel buildings [S].
- [16] JGJ 297—2013 建筑消能减震技术规程 [S].
- JGJ 297—2013 Technical specification for seismic energy dissipation of buildings [S]. (in Chinese)
- [17] JG/T 209—2012 建筑消能阻尼器 [S].
- JG/T 209—2012 Dampers for vibration energy dissipation of buildings [S]. (in Chinese)

(上接第16页)

- [60] ALEMBAGHERI M, SHARAFI P, HAJIREZAEI R, et al. Collapse capacity of modular steel buildings subject to module loss scenarios: The role of inter-module connections [J]. *Engineering Structures*, 2020, 210: 110373. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.110373.
- [61] LUO F J, BAI Y, HOU J, et al. Progressive collapse analysis and structural robustness of steel-framed modular buildings [J]. *Engineering Failure Analysis*, 2019, 104: 643-656. DOI: 10.1016/j.engfailanal.2019.06.044.
- [62] EMAMIKOUPAEI A, TSAVDARIDIS K D, BIGDELI A, et al. Fragility-based robustness assessment of steel modular building systems: Connection and building height [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2025, 226: 109199. DOI: 10.1016/j.jcsr.2024.109199.
- [63] SHAN S D, PAN W. Progressive collapse mechanisms of multi-story steel-framed modular structures under module removal scenarios [J]. *Structures*, 2022, 46: 1119-1133. DOI: 10.1016/j.istruc.2022.10.106.