DOI: 10.15986/j.1006-7930.2026.04.001

箱式模块化钢结构插入式减隔震连接节点抗震性能试验研究

杨俊芬[1,2], 张 雄[1], 刘 壮[1]

(1. 西安建筑科技大学 土木工程学院,陕西 西安 710055; 2. 西安建筑科技大学 结构工程与抗震教育部重点实验室,陕西 西安 710055)

摘要: 为将隔震技术较好的应用于模块化结构中,设计了一种适用于模块化钢结构建筑的十字插件减隔震连接节点。对4个节点试件在不同竖向压力下进行剪切方向的单调加载和循环加载,通过分析节点的破坏形态和荷载位移曲线,得到节点剪切方向的抗震性能。结果表明:节点的变形模式主要是橡胶支座发生剪切变形,除橡胶支座外其他钢结构部分均处于弹性状态,通过试验现象和荷载位移曲线可以看出减隔震节点充分发挥了橡胶支座的性能。随着剪切变形的增大,节点的等效刚度与屈服后水平刚度由于橡胶材料的硬化会先降低再升高,屈服力呈线性上升趋势,等效阻尼比呈线性下降趋势。相同剪切变形下随着竖向压力的升高,屈服后水平刚度会降低,等效刚度的变化并不明显,屈服力与等效阻尼比都随着竖向压力的增大而增大。

关键词: 模块化钢结构; 减隔震连接节点; 抗震性能; 节点模型; 橡胶支座

中图分类号: TU973.13 **文献标志码**: A **文章编号**: 1006-7930(2026)04-0475-09

Experimental study on seismic performance of plug-in seismic isolation connection joints for box-type modular steel structure

YANG Junfen[1,2], *ZHANG Xiong*[1], *LIU Zhuang*[1]

(1. School of Civil Engineering, Xi′an Univ. of Arch. & Tech., Xi′an 710055, China; 2. Key Lab of Structural Engineering and Earthquake Resistance, Xi′an Univ. of Arch. & Tech., Xi′an 710055, China)

Abstract: In order to better apply the isolation technology to the modular structure, a cross plug-in damping and isolation connection node suitable for modular steel building was designed. Four node specimens were loaded monotonically and cyclically in the shear direction under different vertical pressures, and the seismic performance of the nodes in the shear direction was obtained by analyzing the damage patterns and load displacement curves of the nodes. The results indicate that the deformation mode of the node is dominated by shear deformation of the rubber bearing, while all other steel components remain in the elastic state. The experimental phenomena and load-displacement curves demonstrate that the seismic isolation node fully utilizes the performance of the rubber bearing. With the increase of shear deformation, the equivalent stiffness of the node and the horizontal stiffness after yielding due to the hardening of the rubber material will first decrease and then increase. The yield force shows a linear upward trend, while the equivalent damping ratio shows a linear downward trend. Under the same shear deformation, with the increase of vertical pressure, the horizontal stiffness after yield will decrease, and the change of equivalent stiffness is not obvious. Both the yield force and the equivalent damping ratio increase with the increase in vertical pressure.

Key words: modular steel structure; vibration isolation connection nodes; seismic performance; joint model; rubber bearing

模块化钢结构建筑是将建筑划分为多个标准模块,在工厂内完成每个模块中的设备、管线、装修、固定家具以及外立面装修,将模块运输到施工现场进行拼装,得到完整的建筑。建筑的减隔震技术,包括减震和隔震两大类,通过减少地震力或隔离地震影响来提升结构的抗震性能。这些技术能显著提高建筑的安全性,降低地震作用下的响应,保护建筑及其内部设施。

节点作为模块化钢结构建筑的传力枢纽,保证了箱体之间的可靠连接。节点的力学性能对整体

收稿日期: 2024-07-01 **修回日期**: 2025-11-13

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

第一作者: 杨俊芬(1979—),女,博士,教授,主要从事钢结构的教学与科研工作。E-mail:yangjfgm@xauat.edu.cn

结构的性能起重要影响。目前学者针对模块化钢结构连接节点开展了研究工作。徐莹璐[1]基于钢框架节点的研究中不可忽略楼板组合作用,采用有限元分析了下宽且仅梁下翼缘削弱的单轴对称钢梁截面的新型组合节点。得出该节点延性较好。并建议钢梁上、下翼缘宽度比的取值为:(0.6~0.9)。Lee等[2]提出一种钢箱式模块建筑间的全螺栓连接节点,通过试验研究、数值模拟和理论分析研究了全螺栓T形连接节点的抗震性能。该节点抗震性能良好可满足刚性节点设计要求。Doh等[3]通过剪切试验及简支加载试验得出角件螺栓连接在弯剪及纯弯作用下的破坏模式及极限承载力。Lawson等[4-6]提出一种柱端板连接节点,上下模块之间通过端板的螺栓孔进行连接。该种节点只适用于角柱和边柱,并且角柱需要采用角钢的截面形式,边柱需要采用方钢管截面形式。该节点连接方便但结构受到限制。杨应华等[7]提出一种新型的方钢管柱-H钢梁节点,通过有限元变参分析各组件对节点承载力的影响。曹轲等[8-10]提出一种新型柱承重箱式模块化钢结构体系,用槽钢梁代替工字钢梁,模块之间槽钢通过连接板进行连接,设计双层整体试验,该节点可作为半刚性节点使用,具有较好的受力性能,提出适用箱式模块化钢结构的修正反弯点法以及抗侧刚度的计算,节点具有较好的延性并有足够的抗弯能力储备。

Annan等[11-13]采用加载试验方法研究了采用焊接连接节点抗震性能,这种连接节点的破坏模式为短柱根部发生弯曲破坏,出现这种现象的原因是短柱抗侧刚度相对模块单元较小,上下模块单元间短柱形成薄弱层,从而影响了抗震性能。Chao等[14]提出了一种使用单边螺栓连接的梁-梁组合节点,通过拟静力试验得出此加强节点能够满足刚性连接和全强度连接节点的要求。郑书朔等[15]对单边螺栓端板连接节点进行拟静力研究得到:单边螺栓破坏过程中发生滑移,导致滞回曲线不饱满。节点试件初始转动刚度比普通的高强螺栓连接节点要小,承载力接近,最后提出了节点的恢复力模型。Yang等[16]提出了一种新型插接式自锁连接方式,通过试验研究与数值模拟对该连接方式进行研究,最终基于试验和分析结果提出了插接式自锁连接锁芯的经验理论模型。

目前的研究为模块化钢结构建筑提供了多种连接节点,但现阶段有关模块化钢结构建筑减隔震节点的研究较少。为将隔震技术较好的应用于钢结构的模块化结构中,本文设计了一种适用于钢结构的模块化建筑的减隔震连接节点。十字插件减隔震连接节点实现了模块化建筑的层间隔震,用于结构需要在中间层设置隔震层的情况,当模块化结构的设计中选择在中间层设置隔震层时,均可采用该节点形式。因此需要对该节点的性能进行研究,对推动模块化建筑的应用有重要的意义。

1 节点设计

参考已有的模块化钢结构建筑连接节点并考虑橡胶支座的安装,设计一种适用于模块化钢结构建筑的十字插件减隔震连接节点。以角柱节点为例,节点由十字插件、连接板和橡胶支座组成,节点拆分图见图1。其中十字插件焊接在连接板上,连接板和支座封板对应的螺栓孔孔壁设置螺纹,通过高强螺栓进行连接,十字插件与柱通过有弧面的变形收缩自回复分体式单边螺栓连接[17],连接板与梁之间通过高强螺栓连接,节点组装图见图2。

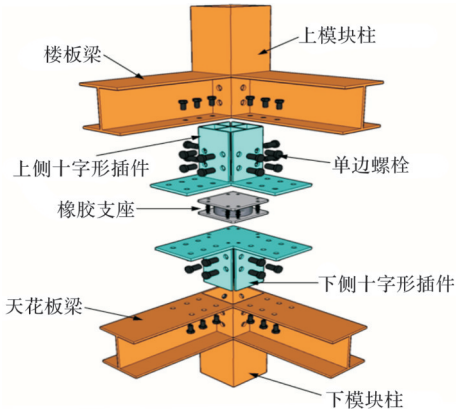


图1 节点拆分图

Fig. 1 Node splitting graph

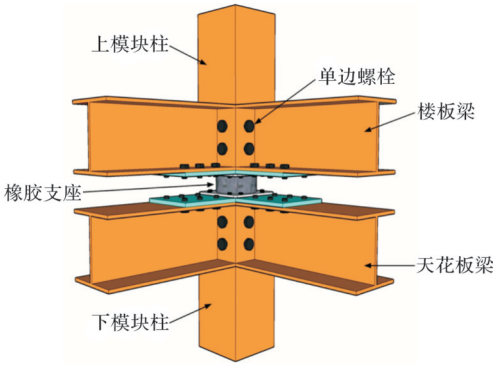


图2 节点组装图

Fig. 2 Node assembly graph

2 试验方案

2.1 试件设计

基础隔震作为最先出现和目前应用最多的隔震形式之一。橡胶支座作为一种隔震装置,通常布置于基础部分。为将隔震技术较好地应用于钢结构模块化建筑的各模块连接中,将橡胶支座布置于

层间连接中。实现模块化建筑的层间隔震，由于橡胶支座的特点，使得减隔震节点不同于传统的梁柱连接节点，节点处地震作用下主要发生剪切变形。因此将节点模型子结构取靠近节点的位置，研究节点剪切方向的抗震性能。边柱节点与中柱节点均是角柱节点的组合，是多个节点的协同工作，因此对单个节点进行研究。研究子结构见图3。

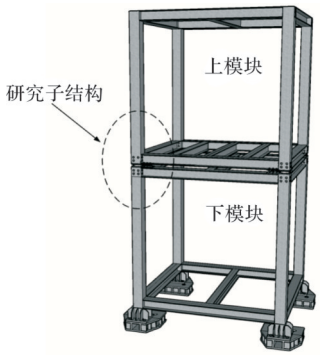
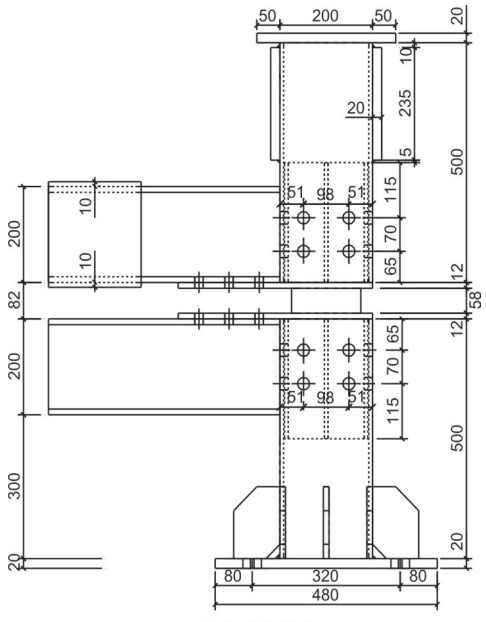


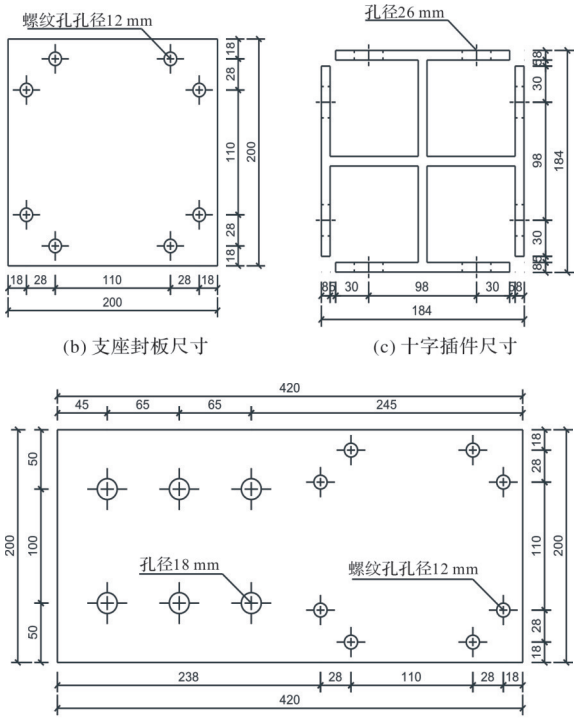
图3　研究子结构示意图

Fig. 3　Schematic diagram of substructure studied

基本模型为一个两层的层间隔震结构，抗震设防烈度为8度(0.2 g)，II类场地，设计地震分组为第二组，进行抗震计算确定梁柱截面尺寸。其中橡胶支座的直径150 mm，高58 mm，由2 mm×15层橡胶和2 mm×14层钢板组成，铅芯直径30 mm，橡胶硬度为IRHD40。方钢管柱(200 mm×200 mm×8 mm)、H型钢(200 mm×200 mm×8 mm×12 mm)及钢板均采用Q355B钢材，连接板与梁采用8.8级M16高强螺栓连接，支座封板与连接板采用10.9级M8高强螺栓连接，单边螺栓规格为10.9级M16高强螺栓。试件其余详细尺寸见图4。



(a) 构件整体尺寸



(b) 支座封板尺寸　(c) 十字插件尺寸

(d) 连接板尺寸(厚度12 mm)

图4　试件尺寸(mm)

Fig. 4　Test piece size(mm)

按照尺寸与各部件要求在加工厂进行制作，并依据设计图对节点试件进行拼装与编号，试件1与试件2进行单调加载测试节点的破坏模式与承载力，欲得出节点的静力性能。试件3与试件4进行循环加载，结合试验现象与数据分析欲得出此节点的抗震性能。试件编号、主要参数及加载形式见表1。

表1　试件编号及主要参数

Tab. 1　Specimen number and main parameters

试件编号	竖向压力/kN	压应力/MPa	加载形式
JD-1	177	10	单调加载
JD-2	212	12	单调加载
JD-3	177	10	循环加载
JD-4	212	12	循环加载

2.2　材性试验

按照现行规范《钢及钢产品力学性能试验取样位置及试样制备》(GB/T 2975—2018)[18]与《金属材料拉伸试验：第1部分：室温试验方法》(GB/T228.1—2021)[19]制作标准板状试样，并在拉伸试验机上对Q355B钢材的材性试件进行材性试验，共设计进行了7组21个标准试件。钢材材性试验结果如表2所示，结果表明所选板材强屈比大于1.2，伸长率大于20%，性能指标满足《钢结构设计标准》(GB50017—2017)[20]要求。试件加载与部分试件破坏模态见图5。

表 2 材性试验结果

Tab. 2 Material property test results

t/mm	$E/\times10^5$MPa	δ/%	f_y/MPa	f_u/MPa	f_u/f_y
7	2.01	30.6	406.7	566.7	1.39
7.3	2.06	33.0	416.7	600.0	1.44
7.5	2.06	39.6	435.0	566.7	1.30
7.8	2.08	39.2	422.5	563.3	1.33
9.5	2.02	42.4	378.3	576.7	1.52
11.5	1.98	44.9	365.0	578.3	1.58
12.0	2.00	45.2	416.7	546.7	1.31

注:t为板材厚度;E为弹性模量;δ为断后伸长率;f_y为屈服强度;f_u为极限抗拉强度。



(a) 试件加载示意图 (b) 部分试件破坏模态

图 5 材性试件加载与破坏模态

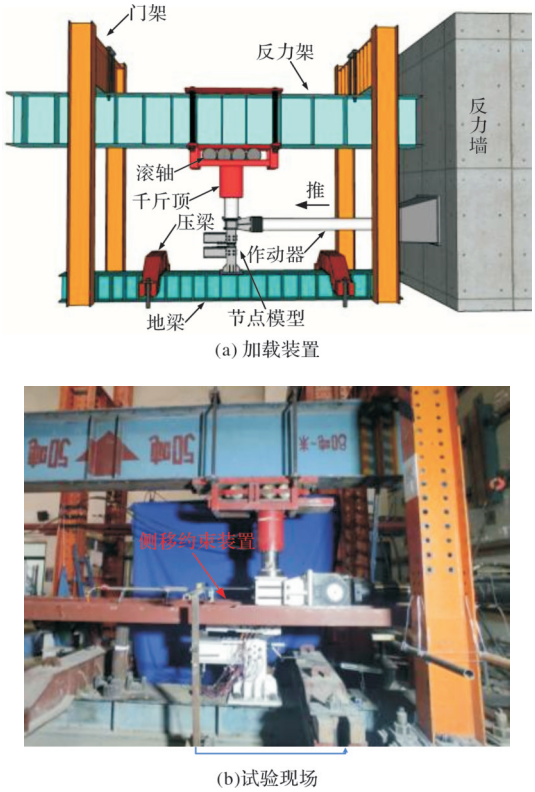
Fig. 5 Loading and failure modes of material specimens

2.3 试验装置

试验在西安建筑科技大学结构与抗震实验室进行,根据《建筑抗震试验规程》(JGJ/T 101—2015)[21]确定本试验采用柱端加载,试验中利用千斤顶施加竖向压力,在保证竖向压力不变的情况下,通过500 kN MTS电液伺服作动器施加水平荷载。由于加载端头为球型铰,为了防止试件楼板梁发生平面外失稳,加载时在试件楼板梁两侧设置与反力架相连的侧移约束装置,加载过程中楼板梁在侧移约束装置的滑轮约束下滑动。试验装置见图6。

2.4 加载方案

采用位移控制的加载制度,规定作动器向左施加推力时荷载和位移为正,向右施加拉力时荷载和位移为负。单调加载试验加载速率为3 mm/s,滞回试验加载频率为0.1 Hz,位移控制加载,主要针对橡胶支座发生剪切变形100%(30 mm)、剪切变形250%(75 mm)、剪切变形275%(82.5 mm)和剪切变形400%(120 mm)进行分析。其中剪切变形100%和250%是橡胶支座常见的设计参数。剪切变形275%对应的是0.55倍的橡胶支座直径和3倍的橡胶厚度的较小值,是橡胶支座在罕遇地震作用下的位移限值[22],橡胶支座作为此节点的关键部件,对节点隔震性能影响较大,为探究节点极限性能采用剪切变形400%作为橡胶支座在极罕遇地震



(a) 加载装置 (b)试验现场

图 6 试验装置

Fig. 6 Test set-up

作用下的位移限值[23]。故荷载步按15 mm递增,每级循环3次,加载制度见图7。当试件水平位移持续增大,承载力不再增加或节点损坏时,停止加载。

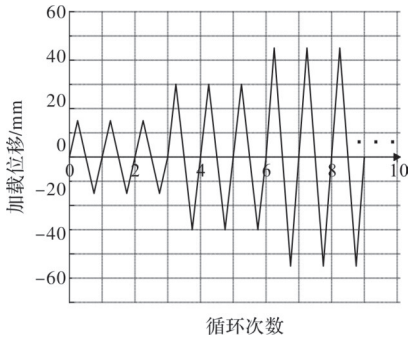


图 7 滞回试验加载制度

Fig. 7 Hysteresis test loading regime

2.5 测量系统

测量需5个位移计与38个应变片。在上模块柱分别布置位移计D1与电子位移计D2来同时检测橡胶支座的位移,在下模块柱布置位移计D3,用来测量下模块柱加载过程中产生的水平位移,在上下模块梁端分别布置位移计D4、D5,来测量加载过程中梁端的上下浮动。在节点域内布置三向应变片,其余受力方向较明确的位置布置单向应变片,布置方式见图8。试验通过TDS-630测试系统进行数据的监测收集。

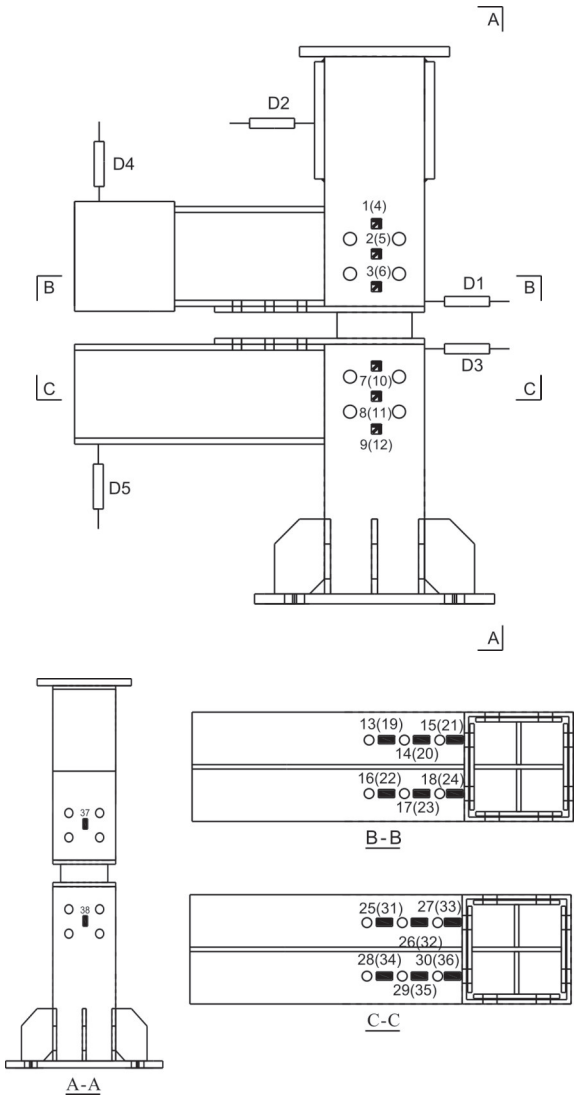


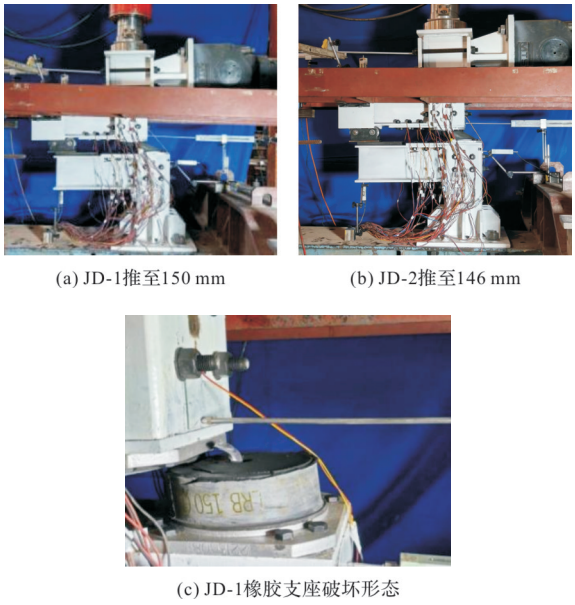
图 8　测量系统布置图

Fig. 8　Measurement system layout

3　试验结果与分析

3.1　试验现象

JD-1 与 JD-2 在失效前表现基本相同，加载初期铅芯与橡胶共同受力，由于铅芯的屈服强度比较低，铅芯首先发生塑性变形。在加载至 90 mm 左右时，由于橡胶支座中的钢板，支座表面呈轻微波浪形，显示内部材料分层，梁端出现轻微下压。加载至 120 mm 左右时，梁端下压明显，橡胶支座出现明显阶梯状分层。JD-1 在加载至 155 mm 时支座变内部橡胶层断裂，发生剪切破坏。继续加载至完全破坏可观察到支座中铅芯受挤压呈扁平状并被拉断，表面被钢板剪切而产生阶梯状。JD-2 在加载至 135 mm 左右时内部开始间歇性发出异响，加载至 146 mm 时支座失效承载力出现下降趋势，停止加载，此时橡胶支座外观无明显缺陷。最后继续加载至完全破坏破坏形态见图 9。



(a) JD-1推至150 mm　　(b) JD-2推至146 mm

(c) JD-1橡胶支座破坏形态

图 9　单调加载试验

Fig. 9　Static thrust test

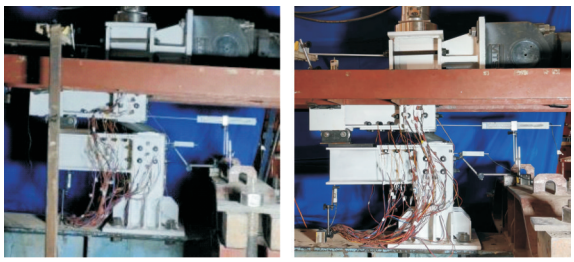
JD-3 与 JD-4 在加载 ±75 mm 循环时梁端在加载过程中轻微上下浮动，橡胶支座产生较大变形，可隐约看到支座内部分层现象。在加载 ±105 mm 循环时，当复位至 0 mm 时橡胶支座在压应力作用下向梁端方向轻微凸出，梁端略微翘起，随着正向加载的过程梁端开始下压。在加载 ±135 mm 循环时，橡胶支座在加载到最大位移时材料分层明显，在加载到约 −45 mm 时梁端会产生明显的抬起。JD-3 在加载 ±165 mm 第三个循环至 −165 mm 时支座发出异响，此时剪切变形已达到 550%，已远超《建筑隔震设计标准》(GB/T 51408—2021)[23] 中橡胶支座在极罕遇地震作用剪切变形 400% 的位移限值，停止加载，此时橡胶支座外观无明显缺陷。JD-4 在加载 ±150 mm 第二个循环至 −150 mm 时支座底部被拉坏，此时支座失效。试件加载与 JD-4 破坏形态见图 10。

3.2　静力性能

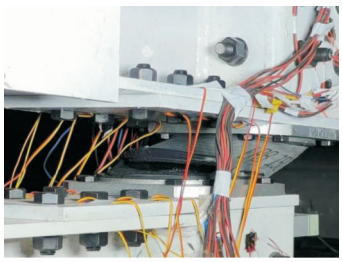
JD-1 与 JD-2 的荷载位移曲线见图 11，可以得到，减隔震节点在最初短暂的阶段曲线基本重合，这是因为该阶段主要是由铅芯控制，JD-1 与 JD-2 的铅芯面积相同，且铅芯的屈服强度低，因此在铅芯屈服前的短暂阶段曲线基本重合。铅芯屈服后随着位移的增加，两条曲线较为接近。

等效刚度反映了隔震节点在受到剪切力作用时的变形和抵抗力，是衡量支座在水平地震作用下的变形能力指标，不同剪切变形对应的等效刚度见表 3 和图 12。

与 JD-1 相比，JD-2 在 100% 时等效刚度低 7.14%，250% 时相同，而在剪切变形 275% 和



(a) JD-3165mm第3次循环 (b) JD-4150mm第2次循环



(d) JD-4橡胶支座破坏形态

图 10 循环加载试验

Fig. 10 Quasi-static hysteresis test

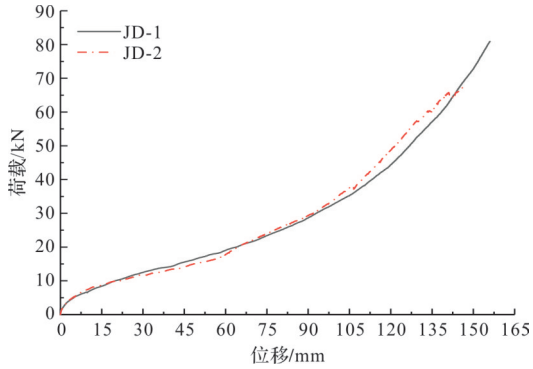


图 11 荷载位移曲线

Fig. 11 Load-displacement curve

表 3 不同剪切变形对应的等效刚度

Tab. 3 Equivalent stiffness at different shear deformations

编号	等效刚度/kN·mm^{-1}			
	100%	250%	275%	400%
JD-1	0.42	0.31	0.31	0.37
JD-2	0.39	0.31	0.32	0.40

400% 时分别高 3.22% 和 8.11%。随着剪切变形的增大,铅芯受到剪力增大,内部铅芯开始屈服,其提供等效刚度的能力开始减弱,节点的等效刚度随之开始降低。由于橡胶材料在剪切变形较大时会发生硬化,在铅芯屈服后,随着剪切变形的进一步增加,橡胶材料提供了一部分刚度,节点等效刚度开始上升。

该节点的等效刚度随着剪切变形的增大先降低再提高。对比发现在相同剪切变形下的两个节点的等效刚度差异较小。

3.3 滞回性能

JD-3 与 JD-4 滞回曲线见图 13,节点滞回曲线

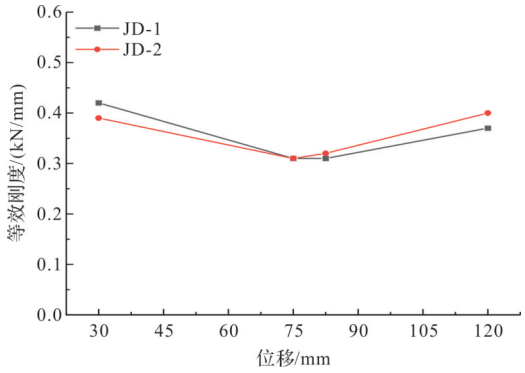
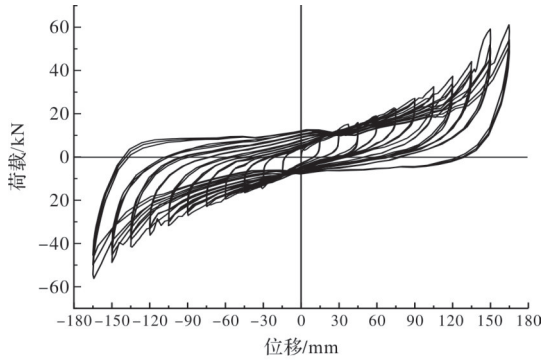


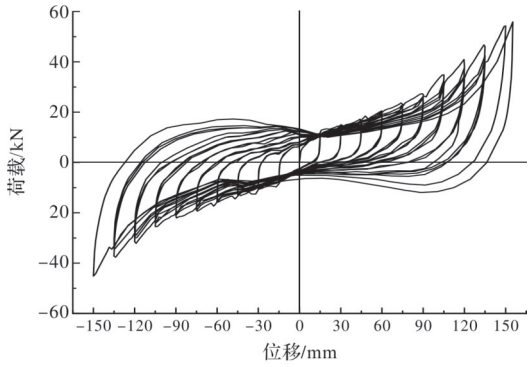
图 12 不同剪切变形对应的等效刚度

Fig. 12 Equivalent stiffness at different shear deformations

饱满,具有明显的双线性特征。在初期弹性阶段,曲线较为平直,随后进入铅芯屈服的塑性阶段,曲线斜率增加,表明铅芯开始参与耗能。加载后期当水平位移达到 90 mm 之后,由于橡胶材料在大变形下有明显的强化现象,滞回曲线存在一定的翘起现象,橡胶承担部分耗能。通过观测试验中应变片的数据发现节点梁柱部分与节点域均处于弹性状态,未产生塑性变形。总而言之,在加载过程中橡胶支座中的铅芯先一步屈服,进行地震能量的耗散。后期由于橡胶硬化使得橡胶承担部分耗能。此节点耗能能力大部分由铅芯提供。该节点充分地发挥了橡胶支座的性能。



(a) JD-3



(b) JD-4

图 13 滞回曲线

Fig. 13 Hysteresis curve

JD-3模型在剪切变形100%与250%下的滞回曲线正、负向最大剪力差异分别为1.28%、0.79%，JD-4模型在剪切变形100%与250%下的滞回曲线正、负向最大剪力差异分别为10.84%、6.68%，见表4。

表4　不同剪切变形下的滞回曲线面积

Tab. 4　Hysteresis curve area under different shear deformations

编号	滞回曲线面积/kN•mm^{-1}			
	100%	250%	300%	400%
JD-3	538.95	1 758.05	2 284.52	3 748.56
JD-4	639.51	2 060.99	2 599.32	4 247.24

JD-3和JD-4模型在剪切变形达到250%、300%和400%时，滞回曲线面积较100%时分别显著增加，JD-3模型提升226.2%至595.5%，JD-4模型提升222.3%至564.1%。体现了该节点在橡胶支座产生大变形情况下良好的耗能能力。在相同剪切变形水平下，JD-3的耗能能力比JD-4略高，增幅在18.7%至13.3%之间。结果表明随着竖向压力的增大，相同剪切变形下该节点耗能能力提高，并随着剪切变形的增大，耗能能力提升的幅度降低。

JD-3与JD-4的骨架曲线见图14，从骨架曲线可以看出，两条骨架曲线在剪切变形50%前基本重合，剪切变形50%后各自呈非线性增长，橡胶的剪切模量越大，非线性程度越大。在水平位移90 mm左右出现橡胶硬化现象，骨架曲线斜率变大。橡胶承担部分耗能。两条骨架曲线整体差异较小，表明竖向压力对节点在循环荷载下的力学性能影响较小。

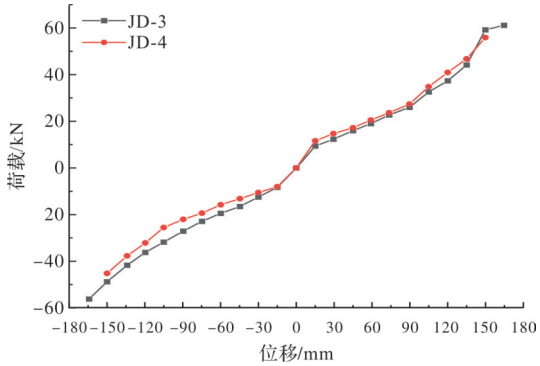


图14　骨架曲线

Fig. 14　Skeleton curve

橡胶支座作为节点的重要组件，其抗震性能的分析对于全面评估整个节点的抗震能力至关重要，因为它们直接影响节点在地震作用下的反应和耗能效率。通过JD-3与JD-4的滞回曲线，按照《建筑隔震橡胶支座》[24]计算出节点剪切变形达到100%、250%、300%和400%下的屈服后水平刚度、屈服力和等效阻尼比。

屈服后水平刚度指在地震作用下隔震层产生较大相对变形后支座的刚度，其值与水平等效刚度相比较小，主要为隔震节点变形后提供恢复力。JD-3与JD-4的屈服后水平刚度见表5和图15。

表5　不同剪切变形对应的屈服后水平刚度

Tab. 5　Horizontal stiffness after yield under different shear deformations

编号	屈服后水平刚度/kN•mm^{-1}			
	100%	250%	300%	400%
JD-3	0.28	0.24	0.23	0.24
JD-4	0.26	0.19	0.20	0.23

JD-3模型在剪切变形250%、300%、400%时的水平刚度较100%时分别下降16.6%、18.1%、14.3%，而JD-4模型在相同条件下分别下降24.0%、23.2%、7.98%。相较于JD-3，JD-4在各剪切变形水平下的刚度分别减少9.23%、17.3%、14.9%、2.49%。剪切变形下JD-3与JD-4屈服后水平刚度的平均值为0.27 kN/mm，与规范设计值0.28 kN/mm相差3.57%，

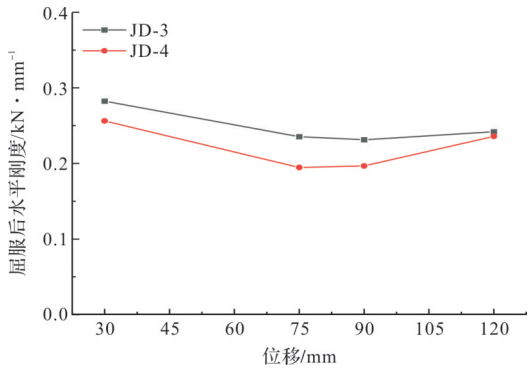


图15　不同剪切变形对应的屈服后水平刚度

Fig. 15　Horizontal stiffness after yield under different shear deformations

从图中可以观察到竖向压力更大的JD-4相比于JD-3，在相同的剪切变形下屈服后水平刚度降低。随着剪切变形的增大，JD-3与JD-4的屈服后水平刚度均先减小再增加。两节点在相同剪切变形下，竖向压力增大，屈服后水平刚度降低。

屈服力对应铅芯橡胶支座屈服时对应的剪力，铅芯橡胶支座阻尼随屈服力的增大而增大，支座的水平等效刚度也会增大，若支座的水平等效刚度较大则会影响节点的隔震效果。JD-3与JD-4的屈服力见表6和图16。

JD-3模型在剪切变形达到250%、300%、400%时的屈服力比100%时分别增加34.2%、45.5%、95.5%，而JD-4模型在相同变形下的屈服力提升更为显著，分别为38.6%、39.8%、64.9%。相比JD-

表 6 不同剪切变形对应的屈服力

Tab. 6 Yield force under different shear deformations

编号	屈服力/kN			
	100%	250%	300%	400%
JD-3	3.98	5.34	5.79	7.78
JD-4	5.10	7.07	7.13	8.41

3,JD-4 在各剪切变形水平下的屈服力分别高出 28.1%、32.4%、23.1%、8.10%。在剪切变形下 JD-3 与 JD-4 屈服力的平均值为 6.32kN,与设计值 5.79kN 相差 9.24%。

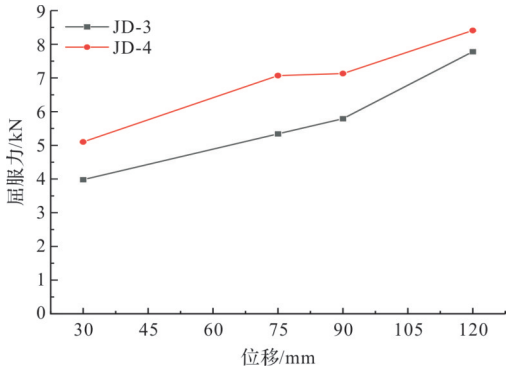


图 16 不同剪切变形对应的屈服力

Fig. 16 Yield force under different shear deformations

节点在相同剪切变形下,竖向压力增大,屈服力也随之提高。这是由于节点的屈服力主要由橡胶支座铅芯的屈服剪力决定,竖向压力增大会导致铅芯受到更大的约束作用,进而使节点的屈服力提高。

橡胶支座等效阻尼比反映支座吸收能量的能力,在地震作用下,铅芯橡胶支座为隔震节点提供间隔所需的阻尼。JD-3 与 JD-4 的等效阻尼比见表 7 和图 17。

表 7 不同剪切变形对应的等效阻尼比

Tab. 7 Equivalent damping ratios under different shear deformations

编号	等效阻尼比/%			
	100	250	300	400
JD-3	23.66	16.74	15.62	13.31
JD-4	23.14	18.76	16.97	13.79

JD-3 模型在剪切变形达到 250%、300%、400% 时等效阻尼比较 100% 时分别减少 29.2%、34.0%、43.7%,JD-4 模型在这些变形水平下的减少幅度较小,分别为 18.9%、26.7%、40.4%。与 JD-3 相比,JD-4 在剪切变形达到 250%、300%、400% 时等效阻尼比分别提升了 12.1%、8.64%、3.60%,但在剪切变形 100% 时略降 2.20%。整体来看,JD-4 在各剪切变形水平下的等效阻尼比平均优于 JD-3,提高了 23.40%。

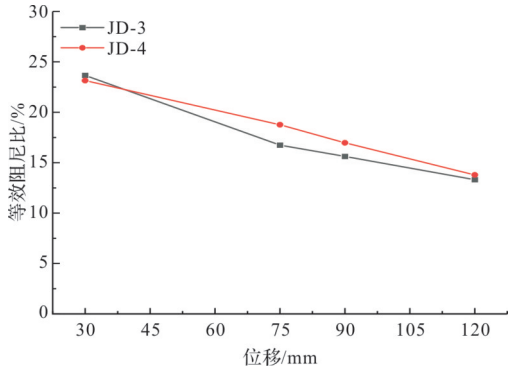


图 17 不同剪切变形对应的等效阻尼比

Fig. 17 Equivalent damping ratios under different shear deformations

与 JD-3 相比,JD-4 的竖向压力增大,其仅在剪切变形 100% 下等效阻尼比略小于 JD-3,在剪切变形 250%、300% 和 400% 下均高于 JD-3,但并不明显。原因是竖向压力的增大导致橡胶支座耗能提高,同时铅芯的耗能增大,支座的等效水平刚度降低,从而等效阻尼比会增大。JD-3 与 JD-4 中橡胶支座的等效阻尼比随着剪切变形的增大呈明显下降趋势。

4 结论

本文设计了一种适用于模块化钢结构建筑的减隔震节点,并对 2 组共 4 个 T 型试件在不同竖向压力下分别进行循环加载和单调加载试验,对试验结果进行分析得到以下结论:

(1)随着剪切变形从 100%~400%,减隔震节点滞回环面积最大提高 595.5%。相同的剪切变形下竖向压力较大的试件滞回环面积更大,竖向压力从 10 MPa 增大到 12 MPa 导致滞回环面积提高的幅度从 18.7% 降低到 13.3%。得出节点在大变形下具有良好的耗能能力。

(2)节点在剪切变形过程中耗能主要由铅芯来提供,随着剪切变形增大铅芯屈服后刚度就会下降,但随着剪切变形的继续增大,橡胶材料会发生硬化为节点提供部分刚度,从而使节点的等效刚度与屈服后刚度随着剪切变形的增大而先降低再升高。

(3)节点的屈服力随剪切变形的增大呈线性上升趋势,剪切变形从 100%~400%,减隔震节点屈服力最大提高 95.5%。相同的剪切变形下竖向压力较大的试件屈服力高,原因是铅芯的屈服剪力决定了节点的屈服力,而竖向压力越大,对铅芯的约束越强,从而使节点的屈服力提高。

(4)节点的等效阻尼比随剪切变形的增大呈线性下降趋势,剪切变形从 100%~400%,减隔震节点等效阻尼比最多降低 43.7%。相同的剪切变形

下竖向压力较大的试件等效阻尼比随之提高，原因是竖向压力的增大会提高橡胶支座铅芯的耗能能力，支座的水平等效刚度降低，因此，节点的等效阻尼比增大。

（5）节点的变形模式主要是橡胶支座发生剪切变形，橡胶支座的强度和刚度较小，除橡胶支座外其他钢结构部分均处于弹性状态，减隔震节点充分发挥了橡胶支座的性能。

参考文献 References

[1] 徐莹璐，尚永芳，马蓬渤，等．钢框架梁下翼缘削弱型组合节点的滞回性能研究[J]．西安建筑科技大学学报（自然科学版），2023，55(2)：205-210.
XU Yinglu, SHANG Yongfang, MA Pengbo, et al. Study on the hysteretic performance of flange weakening combined nodes under steel frame beams [J]. J. Xi′an Univ. of Arch. & Tech. (Natural Science Edition)，2023，55(2)：205-210.

[2] LEE S, PARK J, KWAK E, et al. Verification of the seismic performance of a rigidly connected modular system depending on the shape and size of the ceiling bracket[J]. Materials, 2017, 10(3): 263.

[3] HWAN Doh J, HO N M, MILLER D, et al. Steel bracket connection on modular buildings[J]. Journal of Steel Structures & Construction, 2017, 02(2): 1-7.

[4] LAWSON P M, BYFIELD M P, POPO-OLA S O, et al. Robustness of light steel frames and modular construction[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, 2008, 161(1): 3-16.

[5] LAWSON R M, OGDEN R G, BERGIN R. Application of modular construction in high-rise buildings [J]. Journal of Architectural Engineering, 2012, 18(2): 148-154.

[6] 杨应华，李浩．方钢管柱-H型钢梁内加劲式节点静力性能研究[J]．西安建筑科技大学学报(自然科学版)，2017，49(1)：14-21，28.
YANG Yinghua, LI Hao. Research on static performance of square steel pipe column-H-beam internal stiffened node[J]. J. Xi′an Univ. of Arch. & Tech. (Natural Science Edition)，2017，49(1)：14-21，28.

[7] LAWSON R M, OGDEN R G, POPO-OLA S. Design considerations for modular open building systems [J]. Open House International, 2011, 36(1): 44-53.

[8] 曹轲，翟思源，李国强，等．柱承重模块化钢框架抗侧刚度足尺试验与理论计算方法研究[J]．建筑结构学报，2021，42(S1)：55-61.
CAO Ke, ZHAI Siyuan, LI Guoqiang, et al. Experimental study and theoretical calculation method on lateral stiffness of a full-scale column-supported modular steel frame[J]. Journal of Building Structures，2021，42(S1)：55-61.

[9] LYU Y F, LI G Q, CAO K, et al. Behavior of splice connection during transfer of vertical load in full-scale corner-supported modular building [J]. Engineering Structures, 2021, 230: 111698.

[10] LYU Y F, LI G Q, CAO K, et al. Bending behavior of splice connection for corner-supported steel modular buildings [J]. Engineering Structures, 2022, 250: 113460.

[11] ANNAN C, YOUSSEF M, NAGGAR M. Experimental evaluation of the seismic performance of modular steel-braced frames [J]. Engineering Structures, 2009, 31 (7): 1435-1446.

[12] ANNAN C, YOUSSEF M, NAGGAR M. Seismic overstrength in braced frames of modular steel buildings [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2008, 13(1): 1-21.

[13] ANNAN C, YOUSSEF M, NAGGAR M. Seismic vulnerability assessment of modular steel buildings[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2009, 13 (8): 1065-1088.

[14] YANG Chao, CHEN Hao, OU Jinping. Experimental study on seismic performance of modular steel construction beam-to-beam combined side column joint with blind bolted connection [J]. Thin-Walled Structures，2023，184(3)：1-18.

[15] 郑书朔，王燕，王修军，等．矩形钢管柱与H型钢梁单边螺栓连接节点的抗震性能与恢复力模型研究[J]．建筑结构学报，2020，41(5)：168-179.
JIA Shushuo, WANG Yan, WANG Xiujun, et al. Seismic behavior and restoring force model of connections between rectangular tubular columns and H-shaped beams using single direction bolts [J]. Journal of Building Structures, 2020, 41 (5): 168-179.

[16] YANG Nianxu, XIA Junwu, CHANG Hongfei, et al. A novel plug-in self-locking inter-module connection for modular steel buildings [J]. Thin-Walled Structures，2023，187：1-17.

[17] 简小刚，黄新，杨培康．一种设有弧面的变形收缩自回复分体式单边螺栓紧固件[P]．上海：CN108571507B，2020-08-18.
JIAN Xiaogang, HUANG Xin, YANG Peikang. A kind of deformation shrinkage self-recovery split-type unilateral bolt fastener provided with curved surface [P]. Shanghai: CN108571507B，2020-08-18.

（下转 532 页）