

直角缺口钢端板连接装配式钢筋混凝土框架 抗震试验研究

吴东平, 张植, 李成玉*
(武汉科技大学 城市建设学院, 武汉 430070)

摘要: 为兼顾装配式钢筋混凝土框架结构的抗震性能与施工效率, 充分发挥预制构件在生产、安装和运输方面的优势, 提出了一种“全预制-端板螺栓连接”的新型装配式干式连接钢筋混凝土框架结构体系。为探究该体系的抗震性能, 设计并制作了2组采用不同端板和加劲肋厚度的装配式钢筋混凝土框架试件与1组现浇钢筋混凝土框架试件, 开展拟静力试验, 研究其破坏形态、滞回曲线、骨架曲线、刚度退化及位移延性特性。试验结果表明: 该装配式框架具备良好的抗震性能, 3组框架试件均发生梁端与柱端混合铰破坏, 滞回曲线均呈“反S”形; 正向位移加载作用下, 装配式框架试件的峰值承载力较现浇框架试件的峰值承载力分别提升了3.56%、6.62%, 位移延性系数介于3.37~3.56之间, 耗能能力与现浇框架试件的耗能能力相近; 增设端板与加劲肋可提高框架初始刚度, 可通过调整端板、加劲肋厚度改善框架整体的抗震性能。

关键词: 装配式框架; 螺栓连接; 抗震性能; 拟静力试验; 位移延性系数

中图分类号: TU375.4, TU352.11

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2026)09-0015-08

DOI: 10.13969/j.jzgjgz.20250109001

Seismic Test Study on Prefabricated Reinforced Concrete Frames with Right-Angled Notched Steel End-Plate Connections

WU Dongping, ZHANG Zhi, LI Chengyu*

(College of Urban Construction, Wuhan University of Science and Technology, Wuhan 430070, China)

*Corresponding author: lee_chengyu@163.com

Abstract: To balance the seismic performance and construction efficiency of precast reinforced concrete frame structures while enhancing the advantages of prefabricated components in production, space utilization, and transportation, a novel fully precast frame system with dry end-plate bolted connections was proposed. To investigate its seismic behavior, two precast RC frame specimens with different end-plate and stiffener thicknesses and one cast-in-situ RC frame specimen were designed and fabricated. Quasi-static tests were conducted on these frame specimens to examine their failure modes, hysteretic curves, skeleton curves, stiffness degradation, and displacement ductility. The experimental results indicated that the precast frames exhibited favorable seismic performance, with all three frame specimens exhibiting a combined plastic hinge failure mechanism at beam and column ends. The hysteretic curves displayed inverted-S shapes. Under positive displacement loading, the peak load-bearing capacities of

收稿日期: 2025-01-09

基金项目: 湖北省自然科学基金(2022CFB662)

作者简介:

吴东平(1974—), 男, 博士, 副教授, 主要从事结构工程方面的研究。E-mail: 235659435@qq.com。

通信作者:

李成玉(1971—), 男, 博士, 教授, 主要从事结构工程方面的研究。E-mail: lee_chengyu@163.com。

precast frames were 3.56% and 6.62% higher, respectively, than that of the cast-in-place frame. Their displacement ductility coefficients ranged from 3.37 to 3.56, and their energy dissipation capacities were comparable to those of the conventional cast-in-situ frame. The implementation of end-plates and stiffeners effectively enhanced the initial frame stiffness, indicating that the seismic performance can be improved by adjusting end-plate and stiffener thickness configurations.

Keywords: prefabricated frame; bolted connection; seismic performance; quasi-static test; displacement ductility coefficient

我国装配式混凝土建筑设计主要依据《装配式混凝土建筑技术标准》(GB/T 51231—2016)^[1]和《装配式混凝土结构技术规程》(JGJ 1—2014)^[2],遵循“等同现浇”设计理念。现阶段装配式结构节点普遍构造复杂、施工工序繁琐,使得施工效率偏低,不利于大规模推广应用。针对上述问题,国内外学者对施工效率较高的端板螺栓连接节点开展了大量研究。KOVÁCS等^[3]、高春彦等^[4]、郭兵等^[5]、伍云天等^[6]、郭子雄等^[7]、黄博文等^[8]、余卓昱等^[9]、NZABONIMPA等^[10]通过试验研究,对不同构造形式端板螺栓连接节点的受力机理、承载能力、转动能力及抗震性能进行了系统探讨。上述研究一定程度上提高了装配式结构的安装效率,简化了现场施工工艺。

但现有研究为提高节点承载力与转动刚度,常采用加腋、外伸端板等构造措施,螺栓外露于梁体上下空间,对建筑空间使用造成一定影响。为进一步释放装配式节点集成高效的优势,提升建筑空间利用率,解决装配式建筑施工流程复杂、安装精度要求高、传力路径不够直接等问题,本文提出一种新型节点构造:梁端设置直角缺口钢套筒,采用高强螺栓完成连接,高强螺栓隐藏布置于直角缺口内部。通过低周反复荷载试验研究该节点框架的抗震性能,并与现浇钢筋混凝土框架开展对比分析,验证该构造方案的可行性与工程适用性。

1 试验概况

1.1 试件设计与施工制作

本次试验共制作了3组试件,包含2个装配式混凝土框架试件(ZP-1、ZP-2)及1个现浇混凝土框架试件(XJ-1)。结合实验室规模,试件采用1:2缩尺设计,缩尺后框架层高为1400 mm,跨度为2400 mm。为了避免加载过程中柱顶约束梁柱节点转动,在柱顶设置了330 mm的延伸段,以承受竖向荷载。为保证对比有效性,3个试件的几何尺寸、配筋完全一致;梁截面尺寸为110 mm×200 mm,柱截面尺寸为200 mm×200 mm,基础梁截面尺寸为250 mm×300 mm。钢筋均采用HRB400热轧带肋钢筋,梁纵筋直径为14 mm,柱与基础梁纵筋直径为16 mm,箍筋直径为6 mm。框架尺寸及配筋详图见图1。

预制梁的制作流程:将钢筋笼纵筋向外弯折,与钢套筒内部四角焊接;焊接完成后支设模板,浇筑混凝土形成

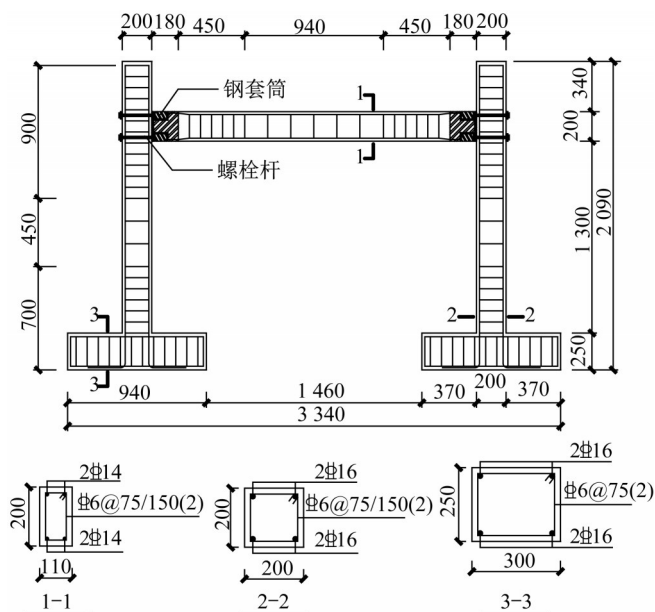


图1 框架尺寸及配筋详图(单位:mm)

Fig. 1 Frame dimensions and reinforcement detail (unit: mm)

整体构件。其中,钢套筒由端板、加劲肋、套筒及栓钉焊接而成,钢材牌号为Q355B;端板上预留螺栓孔,钢套筒的构造详图如图2所示,图中 t_1 为端板厚度, t_2 为加劲肋厚度。预制柱与基础梁制作过程:先绑扎基础梁与预制柱钢筋笼,支模浇筑基础梁混凝土;待基础梁混凝土达到规定强度后,安装预制柱模板,并在模板对应预留孔洞位置开孔,穿入孔径为18 mm的PVC套管并定位固定,随后浇筑预制柱混凝土,保证套管定位精度与构件整体性。预制梁与预制柱依靠4个高强螺栓完成装配连接;螺栓穿过预制柱、预制梁端端板的预留孔洞并施加预紧力,将预制梁与预制柱连接为整体,预制梁与预制柱连接装配示意图见图3。其中,高强螺栓参照《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)^[11]选型,采用10.9级M16高强摩擦型螺栓,设计预紧力为100 kN。

装配式钢筋混凝土框架试件主要设计参数见表1;试验所用C30混凝土实测力学性能见表2;钢板与钢筋实测力学性能见表3。

1.2 试验装置

本次试验在武汉科技大学结构工程实验中心开展,

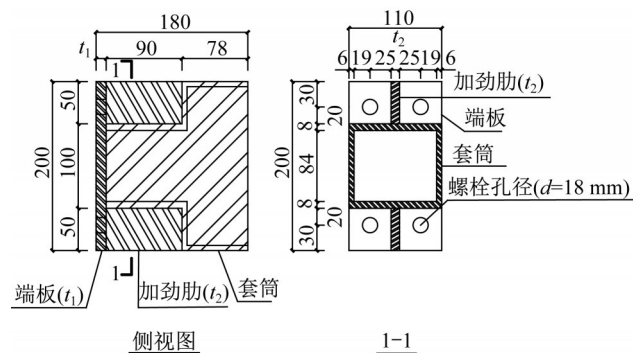


图2 钢套筒详图(单位:mm)

Fig. 2 Detail of steel sleeve (unit:mm)

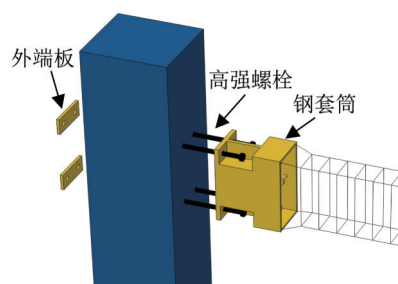


图3 节点装配示意图

Fig. 3 Schematic diagram of joint assembly

表1 试件主要设计参数

试件编号	端板/mm	加劲肋/mm	套筒/mm
XJ-1	—	—	—
ZP-1	10	8	6
ZP-2	12	10	6

表2 混凝土立方体力学性能

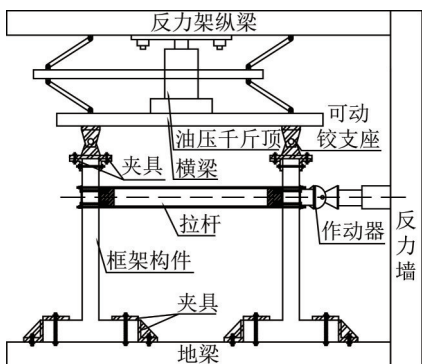
试块	立方体抗压强度/ MPa	轴心抗压强度/ MPa	弹性模量/ MPa
1	30.15	22.84	29 814
2	30.19	22.95	29 872
3	30.76	23.36	29 932

加载装置包括作动器、反力架纵梁、地梁、油压千斤顶、反力墙、柱顶可动铰支座及夹具等。加载装置示意图及实况图见图4。加载装置的连接方式及固定方式如下:基础梁通过夹具配合地锚螺栓锚固于试验台地梁,实现柱底固结;柱顶借助丝杆与夹具板紧固于反力架横梁的可动铰支座,实现柱端铰接。为保证正负向加载对称性,梁高两侧对称布置厚度为30 mm的H型钢夹具,夹具之间采用4根10.9级M24高强拉杆对拉。

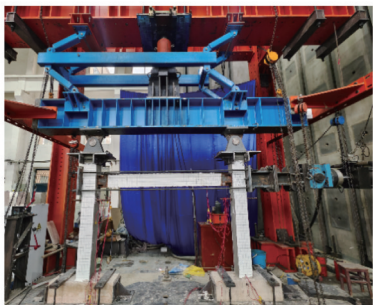
表3 钢筋与钢板力学性能

Table 3 Mechanical properties of steel bars and plates

类别	直径/厚度/mm	屈服强度/MPa	抗拉强度/MPa	弹性模量/($\times 10^5$ MPa)	伸长率/%
Q355B	6	415	542	2.11	33.5
	8	365	545	2.02	30.4
	10	364	546	2.01	31.1
	12	367	544	2.01	30.1
HRB400	6	404	556		29.5
	14	412	549	2.00	27.7
	16	415	551		27.2



a) 加载装置示意图



b) 加载装置实况图

图4 加载装置

Fig. 4 Loading setup

1.3 加载制度及测点布置

试验竖向轴力加载依据《建筑抗震试验规程》(JGJ 101—2015)^[12]的相关规定,按照设计轴压比0.3对两根柱顶施加恒定竖向荷载,单柱轴压力为171 kN;水平加载采用位移控制模式,参考美国 AISC 抗震规范,伺服作动器对梁端施加由层间位移角控制的水平往复荷载,每级位移循环3次,加载制度见图5。本文规定:作动器对试件施加推力为位移正方向,拉力为位移负方向。试验终止条件包括以下情形:试件承载力下降至峰值荷载的85%以下;节点区或柱脚混凝土大面积压碎;螺栓断裂;端板或加劲肋发生断裂;出现其他显著结构损伤。应变

片布置于梁和柱的纵向受力钢筋、节点核心区梁端端板、梁端加劲肋以及应变响应显著的部位;在作动器加载端的另一侧安装位移计以测量框架水平位移;位移数据均由高性能TDS-630静态数据采集仪自动采集,测点布置见图6。

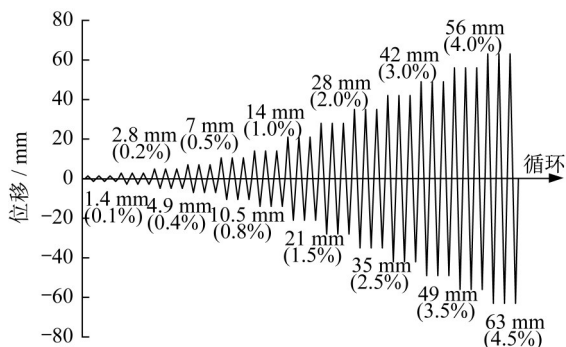


图5 加载制度

Fig. 5 Loading system

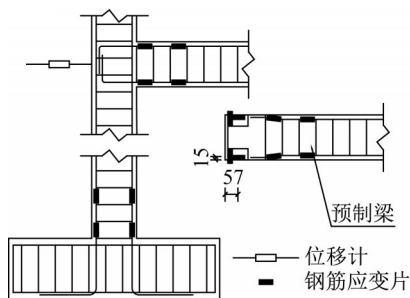


图6 位移计与应变片布置(单位:mm)

Fig. 6 Arrangement of displacement meters and strain gauges (unit:mm)

2 试验过程和主要破坏特征

2.1 破坏过程

3个试件的破坏模式总体相近,破坏起始于梁端混凝土开裂,最终以梁端和柱端混凝土压溃为破坏标志,试件最终破坏形态见图7。完整破坏过程可分为以下几个阶段:加载初期,框架处于弹性工作阶段,荷载随位移呈线性变化。当位移 $\Delta=7.0$ mm(0.5%层间位移角)时,试件XJ-1梁端率先出现第一条竖向弯曲裂缝;试件ZP-1、ZP-2的首条竖向弯曲裂缝出现在位移 $\Delta=10.5$ mm(0.75%层间位移角)时。位移增加至 $\Delta=14.0$ mm(1.0%层间位移角),3个试件的柱端均开始出现横向裂缝,节点区同步产生剪切斜裂缝。试件开裂后继续加载,梁端竖向弯曲裂缝持续扩展,柱脚正面形成V形弯剪斜裂缝并向上延伸,梁柱节点区逐步发展为X形剪切斜裂缝。进入通裂阶段后,梁、柱纵筋相继屈服;此时梁端主裂缝持续加宽,少有新裂缝产生,梁端混凝土开始剥落;柱底边缘混凝土出现竖向裂缝。当位移 $\Delta=56.0$ mm(4%层间位移角),梁端

与柱脚边缘混凝土被压溃,框架变形快速增长,承载力持续降低;当承载力下降至峰值荷载的85%时,停止试验。

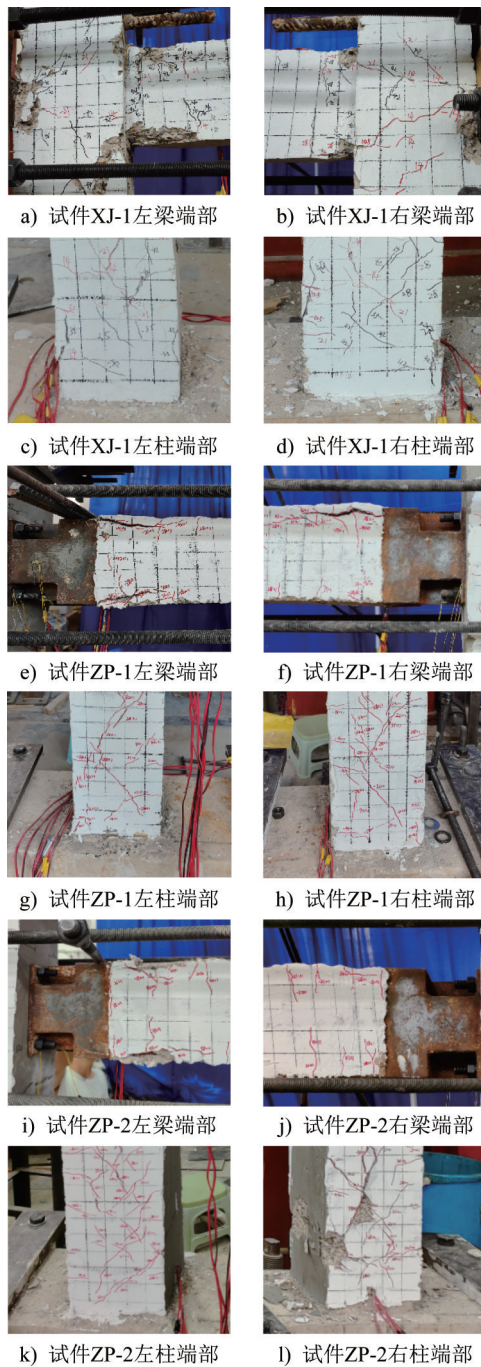


图7 试件破坏形态

Fig. 7 Failure modes of specimens

2.2 破坏形态对比及应变分析

试件关键部位的应变数据如图8和表4所示,图8中各应变数据取每级位移循环内各测点应变最大值;表4为试件破坏时各部位的应变最大值。根据钢筋与钢板力学性能测试结果(表3),加劲肋屈服应变取 $1807 \mu\epsilon$,端板应变取 $1826 \mu\epsilon$,梁纵筋应变取 $2020 \mu\epsilon$,柱纵筋应变取 $2075 \mu\epsilon$ 。3个试件的破坏机制接近,均为梁柱混合塑性

较破坏;破坏状态下梁端及柱端纵向钢筋均进入屈服,但各试件梁端及柱端损伤程度存在差异。由表4可知:试件XJ-1梁端纵筋最大应变较试件ZP-1、ZP-2梁端纵筋最大应变分别高出12.9%、17.9%。结合破坏图可知试件XJ-1梁端损伤更严重,原因在于装配式试件依靠端板、加劲肋的塑性变形耗散能量,同时钢套筒对内部混凝土具备约束效应,降低了局部应力;因此相较于试件XJ-1,装配式试件初裂位移更大,梁端损伤程度更轻,塑性铰位置外移至钢套筒与混凝土交界面,表现为典型弯曲破坏模式。试件ZP-1、ZP-2柱端纵筋最大应变较试件XJ-1柱端纵筋最大应变分别高出1.9%、10.5%;试件ZP-2柱端损伤重于试件ZP-1与XJ-1柱端损伤。原因是试件ZP-2采用了厚度更大的端板与加劲肋,其加劲肋与端板最大应变较试件ZP-1加劲肋与端板最大应变分别降低了16.6%、10.7%;试件ZP-1的加劲肋与端板应变基本达到

屈服,而试件ZP-2的加劲肋与端板未发生屈服。试件ZP-2在梁柱节点处形成刚域,约束梁端塑性铰发展,使侧向变形更多向柱端转移,加剧柱端损伤。试验结束后拆解节点,高强螺栓螺杆无塑性变形,螺母未见松动,验证了该大直径高强摩擦螺栓连接的工作可靠性。

表4 试件破坏时各部位最大应变值

Table 4 Maximum strain of each part during specimen failure					$\mu\epsilon$
试件编号	梁纵筋应变	柱纵筋应变	加劲肋应变	端板应变	
XJ-1	4 463	3 758	—	—	
ZP-1	3 951	3 833	1 856	1 948	
ZP-2	3 785	4 152	1 548	1 739	

注:表中数值为试件各部位在框架失效时的最大应变值。

3 试验结果分析

3.1 滞回曲线

各试件的滞回曲线如图9所示。3个试件滞回曲线整体变化规律相近,均呈反S形态,存在明显捏拢现象,原因在于低周往复荷载作用下钢筋与混凝土之间的滑移;加载初期框架结构处于弹性阶段,此时荷载加卸载路径基本重合,结构耗能较少;随着加载位移增大,框架结构进入弹塑性阶段,此时梁端裂缝增多并形成塑性铰,柱脚裂缝向上开展,刚度发生退化,滞回环面积逐步增大;框架结构进入塑性阶段后,梁、柱纵筋屈服,柱脚塑性变形显著,承载力趋于稳定,滞回环相对饱满;加载后期框架结构进入破坏阶段,残余变形明显增大,滞回环包络面积减小、捏拢加剧;随着钢筋与混凝土间的相对滑移进一步发展,梁端混凝土剥落、柱底混凝土压碎,试件承载力下降。试件XJ-1在 Δ 为7.5 mm时,滞回曲线就开始呈现环状,表明梁内纵筋最先参与耗能。装配式试件除钢筋耗能外,还借助钢套筒的延性耗散能量。位移 Δ 为14.0 mm时,装配式试件的滞回环面积大于现浇框架试件的滞回环面积。试件ZP-2在 Δ 为35.0 mm之后滞回环面积偏小,原因为其节点刚度偏大,在 Δ 为27.9 mm时达到峰值荷载;同时,端板与加劲肋厚度过大导致试件变形能力不足,难以依靠塑性变形充分耗散能量,滞回环面积受到抑制。

3.2 骨架曲线

试件骨架曲线对比见图10,正向加载下试件的抗震性能指标见表5。由图10可知:骨架曲线形态均呈S形;同等位移水平下装配式试件的承载力整体高于现浇试件的承载力。由表5可知:正向加载条件下,相较于试件XJ-1,试件ZP-1、ZP-2的初始刚度分别提高了8.8%、17%;屈服荷载分别提高了0.2%、4.1%;峰值荷载分别

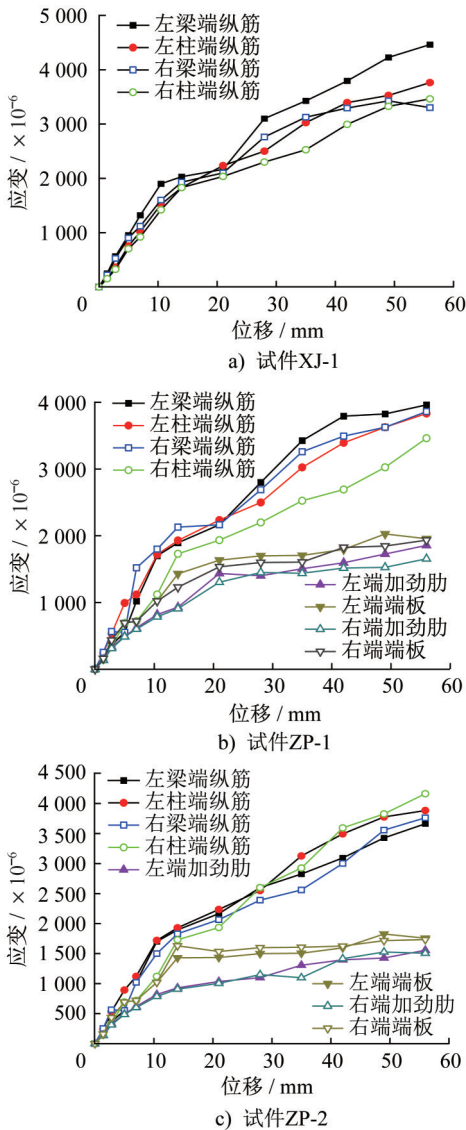


图8 试件关键部位应变图

Fig. 8 Strain diagram of main parts of specimens

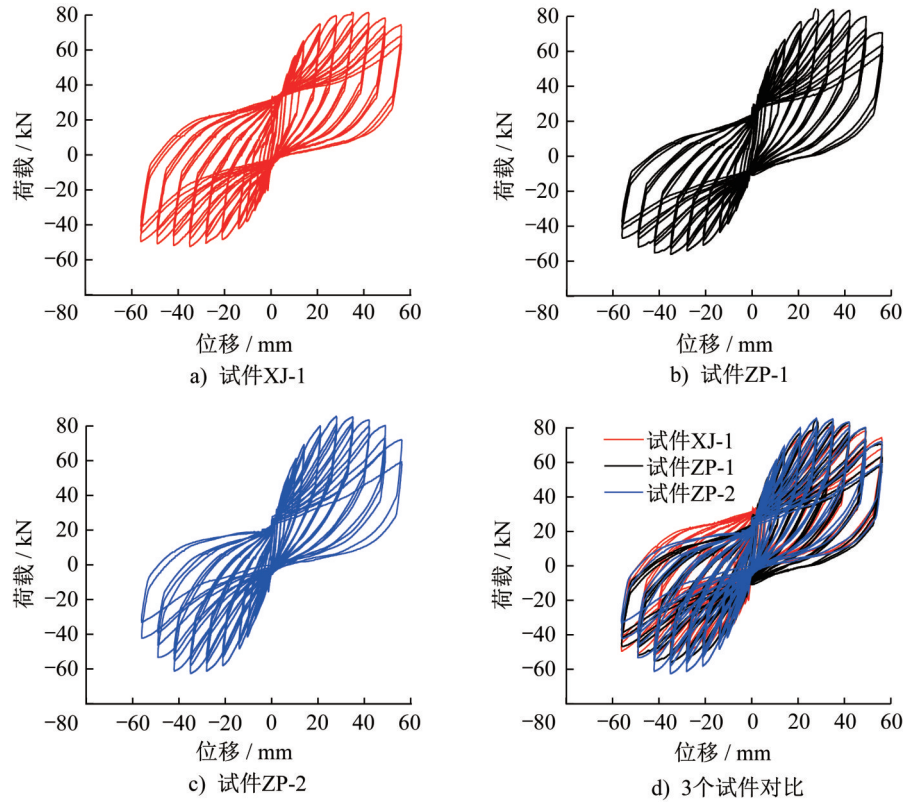


图9 各试件滞回曲线及对比图

Fig. 9 Hysteresis curves and comparison of specimens

提高了3.56%、6.62%，说明该连接构造可提升框架的初始刚度、屈服荷载与峰值承载力。两组装配式试件对比表明：在合理厚度范围内，增大端板与加劲肋厚度能够提升试件的承载能力；厚度偏小的钢节点更利于钢与混凝土协同变形。因此，端板与加劲肋厚度需要合理匹配，以此获得综合抗震性能。此外，三个试件的极限位移角分别为1/24、1/26、1/30，均高于规范^[13]限值1/50，表明所有试件均满足“大震不倒”的抗震设防要求。负向加载下试件承载力普遍低于正向承载力，主要原因是负向加载时对拉杆产生较大弹性变形，对试验位移与内力结果造成一定影响。

3.3 刚度退化

刚度退化一般采用环线刚度来表征^[14]，如图11所

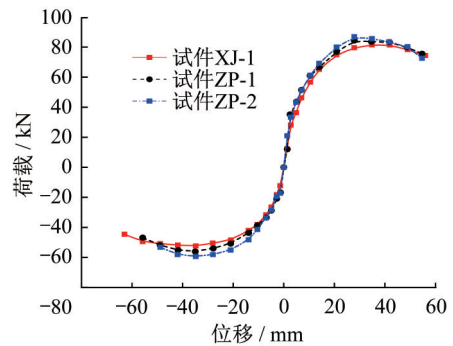


图10 试件骨架曲线对比

Fig. 10 Comparison of specimen skeleton curves

示，三个试件的刚度退化规律基本相似：加载过程中刚度持续降低，退化速率由快变慢，后期逐步趋于平稳。正向加载前期，试件ZP-1、ZP-2的刚度退化速率接近，整体略

表5 试件抗震性能指标

Table 5 Seismic performance indicators of specimens

试件编号	初始刚度/ (kN·mm ⁻¹)	屈服点		极值点		破坏点		位移延性 系数 μ	极限 位移角 θ_u
		荷载/kN	位移/mm	荷载/kN	位移/mm	荷载/kN	位移/mm		
XJ-1	9.38	68.65	16.45	81.5	34.9	69.3	60.1	3.65	1/24
ZP-1	10.21	68.83	15.32	84.4	27.9	71.7	53.9	3.52	1/26
ZP-2	10.98	71.46	14.74	86.9	27.9	73.9	49.7	3.37	1/30

注：表中数值均为正向加载时的计算结果。

慢于试件XJ-1的刚度退化速率;当位移 Δ 为10.5 mm(层间位移角为0.75%)时,试件ZP-1的刚度退化速率加快;加载后期3个试件的退化速率趋于一致,试件ZP-1、ZP-2的退化速率略快于试件XJ-1的退化速率。

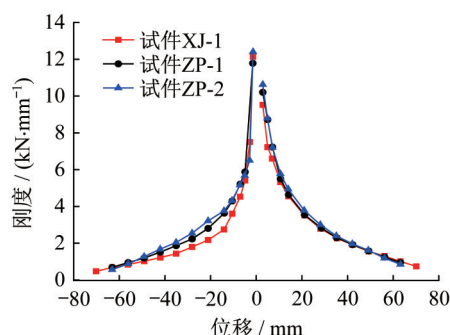


图11 试件刚度退化曲线

Fig. 11 Stiffness degradation curves of specimens

3.4 位移延性

位移延性系数是评价结构抗震性能的重要指标^[15],反映了结构进入非弹性阶段后的变形能力,其计算公式见式(1):

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1)$$

式中: μ 为位移延性系数; Δ_u 为极限荷载下对应的极限位移; Δ_y 为屈服位移。

本文采用能量等值法确定屈服状态^[16],计算结果见表5,3个试件的延性系数介于3.37~3.65之间,依据《混凝土结构设计标准》(GB/T 50010—2010)^[17],说明该类框架具备良好的变形与耗能能力,可规避脆性破坏风险。

4 结论

(1) 该装配式框架试件的破坏模式均为梁柱混合铰破坏,塑性变形先出现在梁端,之后向柱端发展,整体符合“强柱弱梁”的抗震设计理念。

(2) 直角缺口钢端板螺栓连接装配式框架的综合抗震性能可以达到现浇框架水平;增大端板、加劲肋厚度能够提升框架初始刚度与峰值承载力,但会使延性有所降低,设计时应合理选取钢板厚度。

(3) 试验全过程高强螺栓未出现塑性变形,预制梁纵筋与钢套筒四角焊接部位未发生开焊,该连接形式可以有效传递梁纵筋内力,框架整体工作性能良好;但该构造下套筒区域梁纵筋混凝土保护层厚度不足,会对结构耐久性与安全性产生不利影响。后续优化建议:套筒沿梁轴向向外延伸1倍梁保护层厚度 c ,即套筒加长至 $(78+c)$ mm;将梁纵筋两次45°弯折全部布置于套筒内部,第二次弯折位置对齐套筒外边缘,使结构同时满足承载力极限状态与正常使用极限状态要求。

(4) 直角缺口钢套筒构造既满足建筑外观要求,提升装配式结构空间适用性,且运输性良好,具备工程应用潜力。

参考文献:

- [1] GB/T 51231—2016 装配式混凝土建筑技术标准[S]. GB/T 51231—2016 Technical standard for prefabricated concrete buildings[S].(in Chinese)
- [2] JGJ 1—2014 装配式混凝土结构技术规程[S]. JGJ 1—2014 Technical specification for precast concrete structures[S].(in Chinese)
- [3] KOVÁCS N, CALADO L, DUNAI L. Experimental and analytical studies on the cyclic behavior of end-plate joints of composite structural elements[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64(2): 202-213. DOI: 10.1016/j.jcsr.2007.07.004.
- [4] 高春彦,王延彬,孙凯琦,等.改进型钢管混凝土柱-H型钢梁槽形端板节点抗震性能研究[J].建筑钢结构进展,2025,27(8):1-12. DOI: 10.13969/j.jzgjgz.20240312002. GAO Chunyan, WANG Yanbin, SUN Kaiqi, et al. Seismic performance of improved concrete-filled steel tubular column to H-shaped steel beam groove end-plate joint[J]. Progress in Steel Building Structures, 2025, 27(8): 1-12. DOI: 10.13969/j.jzgjgz.20240312002.(in Chinese)
- [5] 郭兵,顾强,柳锋,等.梁柱端板连接节点的滞回性能试验研究[J].建筑结构学报,2002,23(3):8-13. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2002.03.002. GUO Bing, GU Qiang, LIU Feng, et al. Experimental research on hysteretic behavior of end-plate beam-column connections[J]. Journal of Building Structures, 2002, 23(3): 8-13. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2002.03.002.(in Chinese)
- [6] 伍云天,明亮,肖岩,等.装配式钢梁-预制柱组合框架抗震性能试验研究[J].建筑结构,2013,43(9):66-71. DOI: 10.19701/j.jzjg.2013.09.012. WU Yuntian, MING Liang, XIAO Yan, et al. Experimental study on seismic performance of assembled steel beam-PC column composite frames[J]. Building Structure, 2013, 43(9): 66-71. DOI: 10.19701/j.jzjg.2013.09.012.(in Chinese)
- [7] 郭子雄,朱奇云,刘阳,等.装配式钢筋混凝土柱-钢梁框架节点抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2012,33(7):98-105. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2012.07.012. GUO Zixiong, ZHU Qiyun, LIU Yang, et al. Experimental study on seismic behavior of a new type of prefabricated RC column-steel beam frame connections[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(7): 98-105. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2012.07.012.(in Chinese)
- [8] 黄博文.装配式端板连接钢筋混凝土框架结构抗震性能研究[D].重庆:重庆大学,2022. HUANG Bowen. Research on seismic performance of end plate connected prefabricated reinforced concrete frames

- structure [D]. Chongqing: Chongqing University, 2022. (in Chinese)
- [9] 余卓显, 吴东平, 李泽若, 等. 单侧缩口钢套螺栓连接节点抗震性能试验研究[J]. 武汉科技大学学报, 2024, 47(6): 468-477. DOI: 10.3969/j.issn.1674-3644.2024.06.008.
- YU Zhuoyu, WU Dongping, LI Zeruo, et al. Experimental study on seismic performance of bolted joints with unilateral necking steel sleeve [J]. Journal of Wuhan University of Science and Technology, 2024, 47(6): 468-477. DOI: 10.3969/j.issn.1674-3644.2024.06.008. (in Chinese)
- [10] NZABONIMPA J D, HONG W K, KIM J. Nonlinear finite element model for the novel mechanical beam-column joints of precast concrete-based frames[J]. Computers & Structures, 2017, 189: 31-48. DOI: 10.1016/j.compstruc.2017.04.016.
- [11] GB 50017—2017 钢结构设计标准[S].
GB 50017—2017 Standard for design of steel structures[S]. (in Chinese)
- [12] JGJ/T 101—2015 建筑抗震试验规程[S].
JGJ/T 101—2015 Specification for seismic test of buildings [S]. (in Chinese)
- [13] GB 50011—2010 建筑抗震设计标准[S].
GB 50011—2010 Standard for seismic design of buildings [S]. (in Chinese)
- [14] 张富文, 李向民, 王卓琳, 等. 纤维增强水泥基复合材料加固震损 RC 框架抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2017, 38(6): 61-69. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2017.06.007.
- ZHANG Fuwen, LI Xiangmin, WANG Zhuolin, et al. Experimental study on seismic behavior of earthquake-damaged RC frame strengthened by ECC [J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(6): 61-69. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2017.06.007. (in Chinese)
- [15] 薛伟辰, 杨新磊, 王蕴, 等. 现浇柱叠合梁框架节点抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(6): 9-17. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2008.06.009.
- XUE Weichen, YANG Xinlei, WANG (WenYun), et al. Experimental study on seismic behavior of different type of frame connections with composite beams and cast-in-place columns[J]. Journal of Building Structures, 2008, 29(6): 9-17. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2008.06.009. (in Chinese)
- [16] 何远明, 霍静思, 陈柏生. 高温下钢管混凝土 SHPB 动态力学性能试验研究[J]. 工程力学, 2013, 30(1): 52-58. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2011.07.0418.
- HE Yuanming, HUO Jingsi, CHEN Baisheng. Impact tests on dynamic behavior of concrete-filled steel tube at elevated temperatures[J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(1): 52-58. DOI: 10.6052/j.issn.1000-4750.2011.07.0418. (in Chinese)
- [17] GB/T 50010—2010 混凝土结构设计标准[S].
GB/T 50010—2010 Standard for design of concrete structures [S]. (in Chinese)