

钢框架梁下翼缘削弱型组合节点的滞回性能研究

徐莹璐^{1,2}, 尚永芳³, 马蓬渤⁴, 苏耀烜³

(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; 3. 长安大学 建筑工程学院, 陕西 西安 710064; 4. 上海中建东孚投资发展有限公司, 上海 201206)

摘要: 针对带混凝土楼板的钢框架节点延性性能差, 在梁下翼缘焊缝处易于发生破坏的不足, 本文提出一种采用上窄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形式, 运用有限元软件 ABAQUS 对其进行滞回性能研究。结果表明: 梁翼缘的削弱方式以及钢梁上、下翼缘宽度比对组合节点的滞回性能有明显影响。合理的组合节点形式可有效缓解组合梁截面的中和轴上移, 实现梁上塑性铰外移, 提高组合节点的延性; 随着梁上、下翼缘宽度比的减小, 组合梁截面中和轴逐渐下移, 节点的承载能力以及延性有所提高, 建议钢梁上、下翼缘宽度比的取值为: (0.6~0.9)。

关键词: 梁下翼缘削弱; 滞回性能; 组合节点; 单轴对称

中图分类号: TU393; TU317.1

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2023)02-0205-06

Study on hysteretic behavior of composite joints with weakened beam bottom flanges in steel frame

XU Yinglu^{1,2}, SHANG Yongfang³, MA Pengbo⁴, SU Yaoxuan³

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

2. Key Lab of Structural Engineering and Earthquake Resistance, Ministry of Education (XAUAT), Xi'an 710055, China; 3. College of Architectural Engineering, Chang'an University, Xi'an 710064, China;

4. Shanghai Zhongjian Dongfu Investment Development Co. Ltd., Shanghai 201206)

Abstract: The steel frame beam column joint with concrete floor slab has poor ductility, and the weld of the lower flange of the beam is prone to brittle failure. In view of the above shortcomings, this paper proposes a novel connection form of uniaxial symmetric composite joint with narrow upper flange and wide lower flange of the beam, which only weakens the lower flange of the beam. The finite element software ABAQUS was used to analyze the hysteretic performance of the proposed connection. Results show that the weakening form of beam flange and the size of upper and lower flanges have a great impact on the hysteretic performance. The reasonable form of composite joints can effectively alleviate the upward movement of the neutral axis of the composite beam section, realize the outward movement of the plastic hinge on the beam, and improve the ductility of the composite joints. With the decrease of the width ratio of the upper and lower flanges of the beam, the neutral axis of the composite beam section moves down gradually, and the bearing capacity and ductility of the composite connection can be improved. It is suggested that the width ratio of upper and lower flanges be 0.6 ~ 0.9.

Key words: beam lower flange weakening; hysteretic behavior; composite joint; uniaxial symmetry

在 Northridge 和 Kobe 地震中, 虽然钢框架基本满足了“大震不倒”的要求, 但是梁柱连接节点仍然发生了大量破坏。各国学者对不同形式的节点展开了研究, 主要通过对梁端进行加强^[1-3]或削弱^[4-6]的方式实现梁上塑性铰外移, 以提高钢框架节点的延性性能, 但研究成果主要基于纯钢节点。实际工程中, 钢框架节点上方通常布置有混凝土楼板(以下简称“组合节点”), Nakashima 等^[7]、石

永久等^[8]、聂建国等^[9]及牟犇等^[10]均通过拟静力试验发现, 混凝土楼板使得梁柱节点受力呈现明显的不对称性, 正弯矩作用下组合梁截面中和轴显著上移, 增大了钢梁下翼缘应变需求, 导致梁下翼缘焊缝或焊缝附近母材较早出现开裂, 钢框架节点的研究中不可忽略楼组合作用的影响。

针对上述不足, 本文提出了图 1 所示采用上窄下宽且仅梁下翼缘削弱的单轴对称钢梁截面的新

收稿日期: 2022-07-11

修改稿日期: 2023-02-20

基金项目: 陕西省自然科学基金基础研究计划项目(2022JM-221); 西部装配式建筑工业化协同创新中心资助项目(N202207)

第一作者: 徐莹璐(1992—), 女, 博士, 讲师, 主要从事钢结构设计与抗震, E-mail: xuyinglu@xauat.edu.cn

型组合节点。一方面,采用上窄下宽的钢梁截面以缓解组合梁截面的中和轴上移;另一方面,采用梁下翼缘削弱以实现循环荷载作用下组合梁的塑性铰外移,降低梁下翼缘焊缝破坏的风险。通过对新型组合节点进行数值模拟分析探讨新型组合节点的抗震性能,提出可供工程应用的设计方法和抗震构造措施及建议。

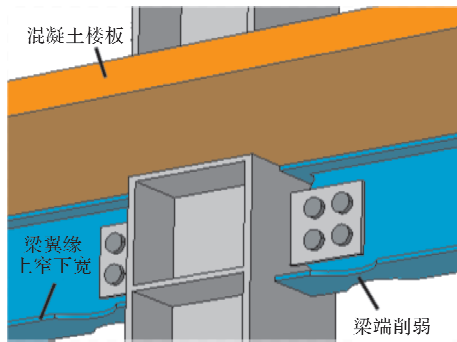


图 1 新型组合节点形式

Fig. 1 Schematic diagram of novel composite joint

1 有限元模拟与验证

1.1 翼缘削弱型节点的验证

1.1.1 有限元模型尺寸选取

新型组合节点的试验研究采用 1/2 缩尺平面十字节点试件,钢柱截面规格为 HW 250×250×9×14,钢梁截面高度为 200 mm,上、下翼缘宽度分别为 90 mm 和 110 mm,腹板及翼缘厚度分别为 5.5 mm 和 8 mm,均为 Q235B 级钢材。仅对梁下翼缘采用 Reduced Beam Section(RBS)弧形削弱,节点区域具体尺寸详见图 2,节点区域柱腹板贴焊厚度为 8 mm 的补强板,楼板采用 C30 混凝土,尺寸为 3 250×1 000×60。试件采用柱顶水平循环加载,钢柱上、下端铰接,梁端布置竖向链杆及力传感器,钢柱上、下铰接点距离为 2 310 mm,左、右梁长均为 1 500 mm,梁柱连接处至梁端约束中心距离为 1 350 mm。首先施加柱顶轴力,其次在柱顶水平方向采用力-位移混合控制加载。

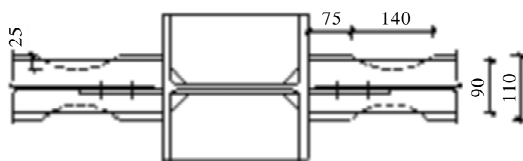


图 2 节点连接细部构造/mm

Fig. 2 Joints connection details/mm

采用有限元软件 ABAQUS 对新型组合节点试件进行建模分析,钢梁、柱及混凝土楼板等均采

用三维实体单元进行建模,钢筋采用 T3D2 单元。节点区域网格划分如图 3,对节点区域的网格进行加密。选用混合硬化法则,钢材材料性能取材性试验结果,为考虑试验中钢材的开裂现象,考虑钢材的柔性损伤,钢筋本构选用双折线模型,混凝土本构采用塑性损伤模型。

节点模型的边界条件及加载制度等与试验完全相同。在钢梁、柱的端部设置耦合点,并在耦合点上施加边界条件及加载位移。有限元中首先施加螺栓预紧力,其次施加柱顶轴力,最后施加柱顶水平循环位移,加载初期的位移采用试验中力控制加载时所对应的位移。

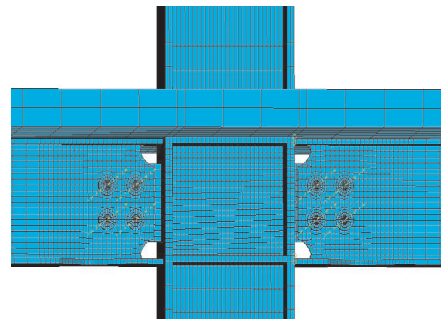
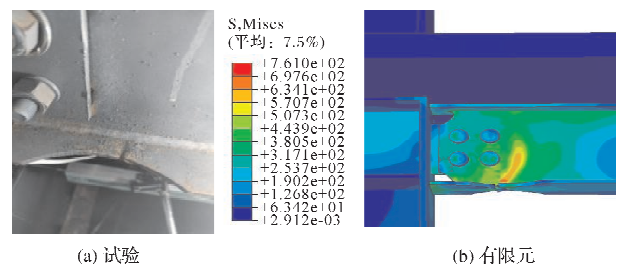


图 3 节点区域网格划分

Fig. 3 Mesh generation of connection region

1.1.2 有限元分析结果与试验结果对比

图 4 为循环荷载作用下新型组合节点试件试验和有限元破坏形式的对比,可以看出,试验与有限元得到的组合节点的破坏模式相似,二者均在加载至柱顶水平位移为约 60 mm 时梁下翼缘削弱处出现开裂。



(a) 试验

(b) 有限元

图 4 试验与有限元的破坏模式对比

Fig. 4 Failure modes comparison of test and FEM

试验与有限元得到的加载点的滞回曲线及骨架曲线对比如图 5 和图 6。可见,加载初期,试验与有限元得到的滞回曲线与骨架曲线基本吻合。试件屈服以后,出现了一定差异,在试验加载和有限元模拟中,组合节点均在加载水平位移为约 60 mm 时梁下翼缘削弱处出现开裂。但有限元模拟时,节点模型出现开裂以后,不易收敛,导致承载力突然下降。

总体而言，本文有限元方法基本可以模拟出新型组合节点在循环荷载作用下的受力性能和破坏模式。

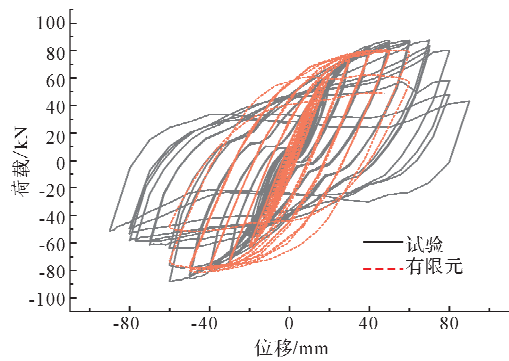


图 5 滞回曲线对比

Fig. 5 Comparison of hysteresis curves

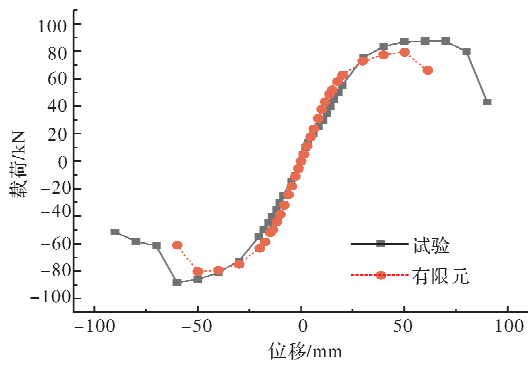


图 6 骨架曲线对比

Fig. 6 Comparison of skeleton curves

2 参数分析

运用有限元软件 ABAQUS 对新型组合节点的受力性能进行进一步分析，以探讨削弱方式及梁上、下翼缘宽度比对组合节点滞回性能的影响，并给出设计建议，为后续分析和实际设计提供参考。

2.1 参数确定

2.1.1 模型确定

为了弥补试验中采用 1/2 缩尺试件的不足，本节从钢框架原型中提取节点模型。钢梁、柱截面的规格分别为 $\text{HN}400 \times 200 \times 8 \times 13$ 和 $\square 350 \times 19$ ，采用 Q235B 级钢材，梁柱采用栓焊混合连接；楼板采用 100 mm 厚 C30 混凝土；钢筋采用上下双层直径为 8 mm 的 HRB400 钢筋，间距为 200 mm；钢梁与混凝土楼板之间采用栓钉双排布置。梁长和柱高均取至反弯点处，柱高 3.6 m，左右梁长 2.975 m。

2.1.2 参数设计

综合笔者前期的研究^[11]以及 FEMA-350^[12]中的参数建议，初步确定削弱参数为 $a = 0.7b_f$ ， $b = 0.80h_b$ ， $c = 0.2b_f$ ，其中 b_f 和 h_b 分别为钢梁下翼缘宽度和钢梁截面高度。共设计两组模型，WF 系列模型是以削弱形式为参数变化的系列模型，共设计 6 个节点，见表 1；WT 系列模型以模型 WF-3 为基础，仅改变钢梁的上、下翼缘宽度，共设计 7 个节点，见表 2。

表 1 WF 系列模型参数取值

Tab. 1 Parameter value of WF series models

节点编号	WF-1	WF-2	WF-3	WF-4	WF-5	WF-6
钢梁截面形式	标准	上、下翼缘	仅下翼缘	上窄下宽	上窄下宽仅下翼	上窄下宽仅下翼
上翼缘宽度+	200+200	削弱	削弱	不削弱	缘弧形削弱	缘圆孔削弱
下翼缘宽度(mm)		200+200	200+200	170+230	170+230	170+230

表 2 WT 系列模型参数取值

Tab. 2 Parameter value of WT series models

节点编号	WT-1	WT-2	WT-3	WT-4	WT-5	WT-6	WT-7
上翼缘宽度/mm	200	190	180	170	160	150	140
下翼缘宽度/mm	200	210	220	230	240	250	260
上、下翼缘宽度比	1.00	0.90	0.82	0.74	0.67	0.60	0.54

2.2 滞回性能分析

2.2.1 WF 系列节点

WF 系列模型的滞回曲线与骨架曲线对比分别如图 7 和图 8。可以看出，加载初期，各组合节点的骨架曲线基本重合，表明不同的钢梁截面形式对组合节点的初始刚度影响较小。各组合节点的滞回曲线较饱满，表明其具有良好的变形能力和耗能能力。加载至弹塑性阶段以后，各试件的峰

值荷载随着削弱形式的变化有所改变，相较于节点 WF-1~WF-3，采用单轴对称钢梁截面的节点 WF-4~WF-6 峰值荷载有所提高。相较于其它模型，WF-1 模型较早地出现开裂，承载力明显降低。相比较于 WF-5 和 WF-6 试件，WF-4 试件加载后期荷载下降较快，主要是由于未对梁截面进行削弱，故未实现梁上塑性铰外移，梁下翼缘连接处突然开裂，荷载下降较快。

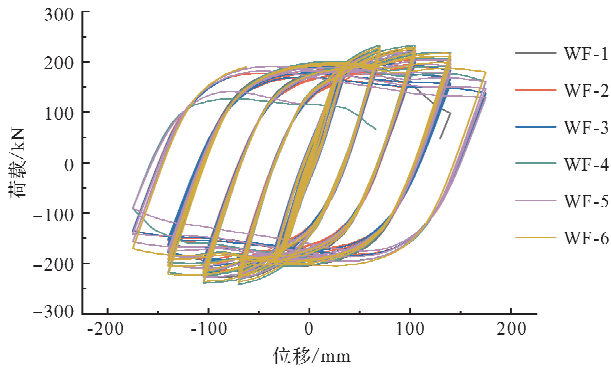


图 7 WF 系列模型滞回曲线

Fig. 7 Hysteresis curves of WF series models

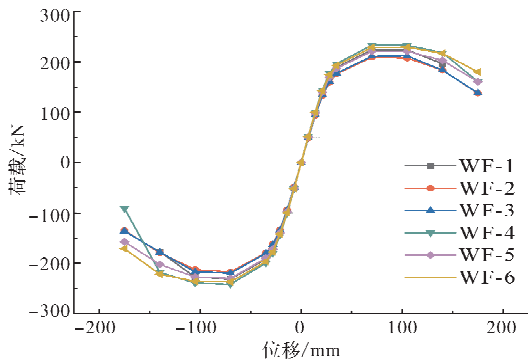


图 8 WF 系列模型骨架曲线

Fig. 8 Skeleton curves of WF series models

图 9 为 WF 系列节点钢梁截面高度方向上的弯曲正应力分布对比. 可以看出, 加载位移为正时, 组合梁截面中和轴基本位于梁腹板高度中心的上方, 而加载位移为负时, 中和轴位于梁腹板高度中心附近. 节点 WF-4 的中和轴靠下, 距离钢梁截面高度中心最近, 说明采用上窄下宽钢梁截面有助于缓解组合梁截面中和轴的上移程度, 但由于该试件未采取削弱处理, 梁翼缘连接处出现开裂破坏. 相较而言, 采用上窄下宽且仅梁下翼缘圆孔削弱的组合节点形式可以缓解组合梁截面中和轴的上移, 减小梁下翼缘处应力水平.

WF 系列模型的承载力以及延性指标见表 3, 可以看出, 削弱形式以及上下翼缘变化对试件的承载能力及延性有一定的影响. 采用上翼缘宽度较小、下翼缘宽度较大的单轴对称钢梁截面可提高节点的延性.

表 3 WF 节点的承载性能及延性指标

Tab. 3 Bearing performance and ductility indexes of WF nodes

编号	Δ_y/mm	Δ_u/mm	P_y/kN	P_{\max}/kN	P_u/kN	μ
WF-1	33.27	120.28	183.97	223.79	190.22	3.61
WF-2	33.89	144.53	173.35	208.95	177.61	4.26
WF-3	32.58	142.57	171.51	211.78	180.01	4.38
WF-4	33.46	152.16	192.07	233.12	198.15	4.55
WF-5	32.58	152.37	180.62	220.98	187.83	4.68
WF-6	34.74	160.99	192.25	229.01	194.66	4.63

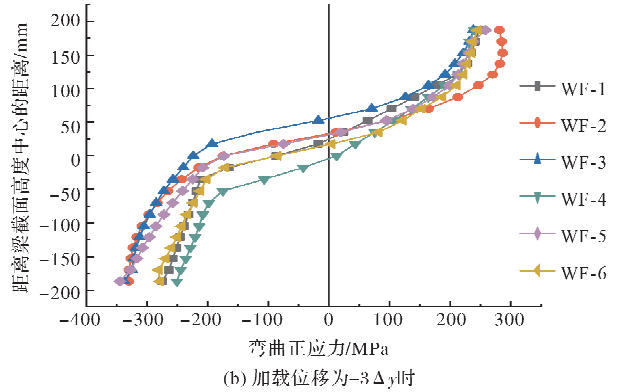
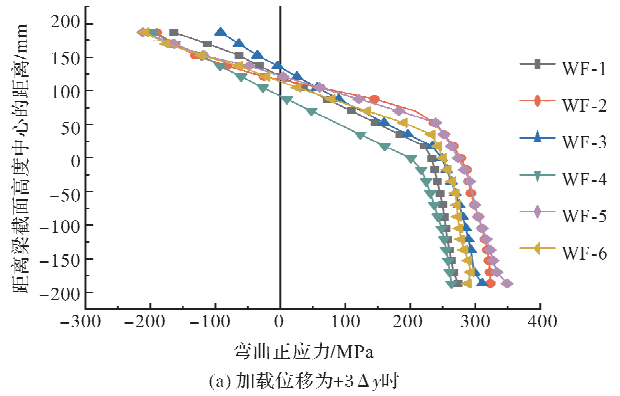


图 9 WF 系列模型梁腹板弯曲正应力分布

Fig. 9 Bending normal stress distribution of beam web of WF Series Models

2.2.2 WT 系列节点

WT 系列模型的滞回曲线以及骨架曲线分别如图 10 和图 11 所示. 可以看出, 各个节点的滞回曲线都比较饱满, 具有良好的变形能力和耗能性能. 随着钢梁上、下翼缘宽度比的减小, 峰值荷载逐渐增大, 当钢梁上、下翼缘的比例减小到一定程度, 峰值荷载有所下降, 是由于上翼缘的宽度过小, 降低了节点的承载性能. 进入破坏阶段以后, 破坏荷载同峰值荷载发展趋势相似.

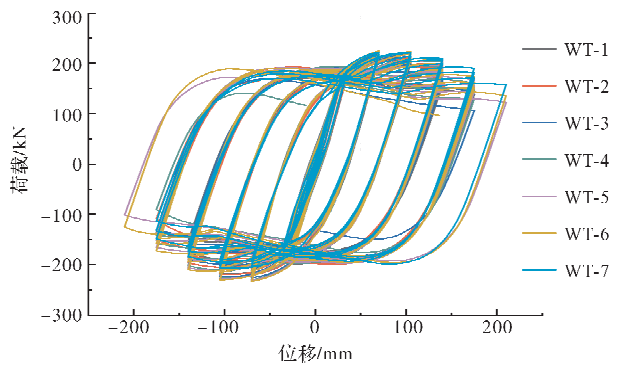


图 10 WT 系列模型滞回曲线

Fig. 10 Hysteresis Curve of WT Series Models

图 12 为 WT 系列模型梁腹板高度方向上的弯曲正应力分布. 可以看出, 加载位移为正时, 组合梁截面中和轴均位于钢梁截面高度中心以上

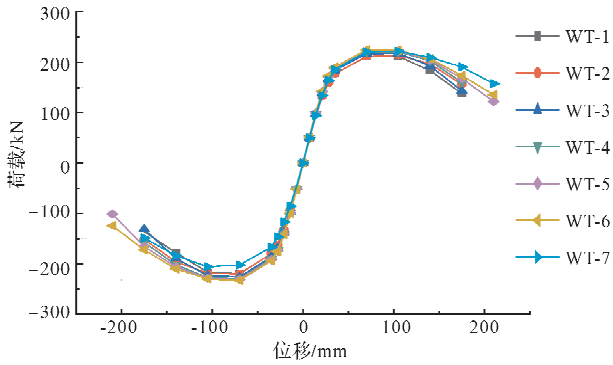


图 11 WT 系列模型骨架曲线
Fig. 11 Skeleton Curve of WT Series Models

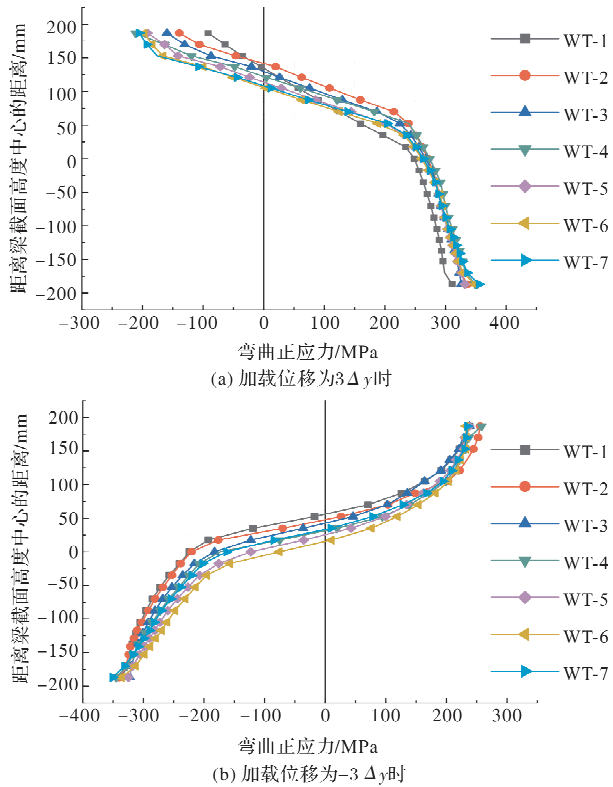


图 12 WT 系列模型梁腹板弯曲正应力分布

Fig. 12 Bending normal stress distribution of beam web of WT Series Models

100~150 mm，说明混凝土楼板会使得组合梁截面中和轴显著上移，梁下翼缘处的应力水平明显高于梁上翼缘处的。加载位移为负时，负弯矩作用下组合梁截面中和轴略高于梁截面高度中心，说明正弯矩作用下混凝土楼板对组合梁截面的中和轴影响更显著。随着梁上、下翼缘宽度比的减小，组合梁截面中和轴逐渐下移。

WT 系列模型的承载力以及延性指标见表 4。可以看出，除了节点 WT-7，随着钢梁上、下翼缘宽度比的减小，峰值荷载、屈服荷载以及延性系数均有所增加。表明合适参数设置的新型组合节

点可以有效地提高组合节点的承载力和延性。

表 4 WT 节点的承载性能及延性指标
Tab. 4 Bearing performance and ductility indexes of WT series joints

编号	Δ_y/mm	Δ_u/mm	P_y/kN	P_{\max}/kN	P_u/kN	μ
WT-1	32.58	142.57	171.51	211.78	180.01	4.38
WT-2	32.36	143.36	172.80	213.38	181.38	4.44
WT-3	32.50	145.63	177.44	217.62	184.98	4.48
WT-4	32.58	152.37	180.62	220.98	187.83	4.68
WT-5	32.57	154.63	182.49	222.86	189.43	4.75
WT-6	32.55	156.86	184.20	224.90	191.16	4.81
WT-7	34.34	177.08	183.37	221.98	188.68	5.16

3 结论

(1)采用上窄下宽且仅梁下翼缘圆孔削弱的组合节点形式可以缓解组合梁截面中和轴的上移，减小梁下翼缘处应力水平，提高节点的延性；

(2)梁上、下翼缘宽度比的变化对组合节点的滞回性能有较大的影响，随着梁上、下翼缘宽度比的减小，组合梁截面中和轴逐渐下移，组合节点的承载力及延性有所提高。建议钢梁上、下翼缘宽度比的取值为：(0.6~0.9)。

参考文献 References

[1] CHEN X., SHI G. Experimental study on seismic behavior of cover-plate joints in high strength steel frames [J]. Engineering Structures, 2019, 191(7): 292-310.

[2] JAZANY R A, GHOBADI M S. Seismic evaluation and upgrading details of plate-reinforced moment-resisting connections [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2018, 150(11): 230-248.

[3] 董建莉, 王燕, 庄鹏, 等. 腋板加强型节点钢框架抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2016, 49(1): 69-79.

DONG Jianli, WANG Yan, ZHUANG Peng, et al. Experimental study on seismic behaviors of steel frames with haunch reinforced section connections[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(1): 69-79.

[4] 张艳霞, 李瑞, 赵微, 等. 钢框架梁柱栓焊扩翼-翼缘削弱节点优势分析性能试验[J]. 世界地震工程, 2016, 32(2): 127-138.

ZHANG Yanxia, LI Rui, ZHAO Wei, et al. Perform-

- ance test for advantage analysis of strengthened-weak-ened beam to column connections in steel frame [J]. World Earthquake Engineering, 2016, 32 (2): 127-138.
- [5] SOFIAS C E, KALFAS C N, Pachouomis D T Experimental and FEM analysis of reduced beam section moment endplate connections under cyclic loading [J]. Engineering Structures, 2014, 59(2): 320-329.
- [6] OH K, LEE K, CHEN L, et al. Seismic performance evaluation of weak axis column-tree moment connections with reduced beam section [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2015, 105: 28-38.
- [7] NAKASHIMA M, INOUE K, TADA M. Classification of damage to steel buildings observed in the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake [J]. Engineering Structures, 1998, 20(4): 271-281.
- [8] 石永久, 苏迪, 王元清. 混凝土楼板对钢框架梁柱节点抗震性能影响的试验研究[J]. 土木工程学报, 2006, 39(9): 26-31.
- SHI Yongjiu, SU Di, WANG Yuanqing. An experimental study on the seismic performance of beam-column joints in steel frames with the effect of concrete slabs considered [J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(9): 26-31.
- [9] 聂建国, 黄远, 樊健生. 考虑楼板组合作用的方钢管混凝土组合框架受力性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(3): 99-108.
- NIE Jianguo, HUANG Yuan, FAN Jiansheng. Experimental study on load-bearing behavior of rectangular CFST frame considering composite action of floor slab [J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(3): 99-108.
- [10] 牟犇, 王玲玲, 张春巍, 等. 考虑楼板影响的外环板式梁柱节点抗震性能: 试验研究[J]. 工程力学, 2018, 35(2): 160-168.
- MOU Ben, WANG Lingling, ZHANG Chunwei, et al. Aseismic performance of beam-to-column joints with external-diaphragm considering slab effect: Experimental investigation [J]. Engineering Mechanics, 2018, 35(2): 160-168.
- [11] 徐莹璐. 带混凝土楼板的钢框架梁柱弱轴连接节点的抗震性能和设计方法研究[D]. 西安: 长安大学, 2018.
- XU Yinglu. Seismic performance and design method of steel frame beam-column weak-axis connection joints with concrete floor [D]. Xi'an: Chang'an University, 2018.
- [12] Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings: FEMA-350[S]. Washington, D. C. USA: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- (编辑 桂智刚)