

钢框架弱轴梁端翼缘侧板加强式节点滞回性能有限元分析

卢林枫¹, 王璐璐¹, 徐莹璐¹, 张浩松²

(1. 长安大学 建筑工程学院, 陕西 西安 710064; 2. 富力海洋欢乐世界开发有限公司, 海南 陵水 572400)

摘要: 钢框架梁端翼缘侧板加强式节点旨在改善梁柱节点的抗震性能。本文基于新型节点域箱形加强式工字形柱弱轴连接的研究成果, 提出梯形侧板加强式节点的滞回性能研究。利用有限元软件对此类节点进行低周反复荷载作用下的有限元变参模拟分析, 研究梯形侧板长度、宽度及坡度对该类节点力学性能的影响。研究结果表明: 梯形侧板加强式节点均在距蒙皮板约 2/3 梁高处梁全截面发生明显的屈曲变形, 形成明显的塑性铰并有效外移。节点域处应力较小且形状保持完好, 具有“强节点域”特征。侧板长度对节点的抗弯能力有明显的影响, 坡度主要影响延性及塑性变形能力, 而侧板宽度对节点的滞回性能影响相对不明显。建议侧板长度取梁高的 0.6~0.75 倍, 坡度取 1:2~1:3。

关键词: 弱轴连接; 梯形侧板加强式; 滞回性能; 变参分析

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2017)05-0646-08

Finite element analysis on hysteretic behavior of joint with side-plate reinforced beam flange weak-axis connections of steel frames

LU Linfeng¹, WANG Lulu¹, XU Yinglu¹, ZHANG Haosong²

(1. School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, China;

2. Hainan R&F Ocean Paradise Development Co., Ltd, Lingshui 572400, China)

Abstract: The side-plate reinforced beam flange of steel frames is a strengthened connection aimed at improving the seismic behavior of beam-column joints. Based on the study results of a new kind of connection with box-strengthened joint region for weak axis of I-section column, a trapezoid side-plate reinforced beam flange connection was proposed and analyzed on the hysteretic behavior. In order to study the effects of length, width and angle on the performance of this kind of joint, variable parameters analysis under cyclic loading were understood with ABAQUS. The results show that the trapezoid side-plate reinforced joints all had notable buckling deformation at beam full section with length of 2/3 beam height to the skin panel. Distinct plastic hinges were produced and relocated effectively. The stress in joint region is less and the shape preserves well, marked by ‘strong joint region’. The length of side-plate affects the capacity visibly, and angle mainly changes ductility and plasticity of joint, while the thickness shows little influence on the hysteretic behavior. Suggested side-plate length is 60%~75% percent of beam height, side slope: 1:2~1:3.

Key words: weak-axis connection; Trapezoid side-plate reinforced; hysteretic behavior; variable parameters analysis

自从美国北岭地震和日本阪神地震后, 众多学者将研究方向转移至梁柱连接节点上^[1-2]。钢框架梁端翼缘扩大型节点通过加大梁端翼缘截面, 增加梁柱连接处的抗弯能力, 使梁端焊缝区应力小于非焊接区, 致塑性铰在距离柱表面一定距离形成, 进而达到塑性铰外移的目的^[3]。目前, 国内外学者针对扩翼型及侧板加强型节点滞回性能开展了大量的研究工作^[4-7], 但对于工字形柱弱轴连

接研究较少且传统的弱轴连接存在较多问题^[8-9]。为使弱轴连接具有类似强轴连接的连接形式和力学性能, 卢林枫等人提出了一种新型节点域箱形加强式工字形柱弱轴连接^[10], 并进行了扩大翼缘式节点域箱形加强型工字形柱弱轴连接单调荷载试验研究^[11], 塑性铰在扩大翼缘的末端形成, 达到了设计的要求, 同时有效地降低了关键位置的应力集中程度; 徐莹璐, 刘子龙^[12]对此类节点进

收稿日期: 2016-11-25

修改稿日期: 2017-08-22

基金项目: 国家自然科学基金项目(51278061); 中央高校基本科研业务费—长安大学优秀博士学位论文培育资助项目(310828175002)

第一作者: 卢林枫(1972—), 男, 副教授, 工学博士, 主要从事钢结构基本理论及其应用、轻型钢结构、钢结构抗震等方面的研究。

E-mail: 54llf@163.com

通讯作者: 徐莹璐(1992—), 女, 博士研究生, 主要从事钢结构抗震性能研究。E-mail: 2015028003@chd.edu.cn

行低周反复荷载作用下的一系列有限元变参数模拟分析,结果表明节点塑性转动能力能达到 0.03 rad 以上,塑性铰出现在扩大翼缘的末端,但外移效果并不明显,从而导致焊缝处应力不对称及蒙皮板鼓曲等现象。

本文以该新型连接为基础,提出了一种梯形侧板加强型节点,即在三角形侧板加强型节点的基础上添加一段扩大水平段,促使梁端塑性铰更加有效地外移,减轻塑性铰的发展对蒙皮板及梁柱焊缝的影响。利用有限元软件 ABAQUS 对梯形侧板加强型节点的抗震性能进行研究,然后在低周反复荷载作用下的有限元变参分析,以获得侧板水平段长度、宽度及坡度三种参数对节点的破坏形态和受力性能的影响,为实际工程中应用此种新型节点提供理论依据。

1 循环荷载试验的有限元模拟验证

利用 ABAQUS 有限元软件模拟验证现有的侧板加强型连接节点循环荷载试验,以考察 ABAQUS 分析结果的可靠性,选取了高鹏等人^[13]的翼缘侧板加强式试验进行验证。

1.1 试验概况

文献^[13]中设计了缩尺比例的边框架强轴翼缘侧板加强型连接节点,试件采用 Q235 钢,梁柱连接形式为典型的栓焊混合连接,采用 10.9 级 M20 高强螺栓。试验中梁柱端部均为铰接连接,轴压比为 0.2。选取 SPS-2 试件,柱截面为 HW250 \times 250 \times 9 \times 14,长度 2 050 mm,梁截面为 HN300 \times 150 \times 3.5 \times 9,长度 1 375 mm。

1.2 ABAQUS 有限元建模

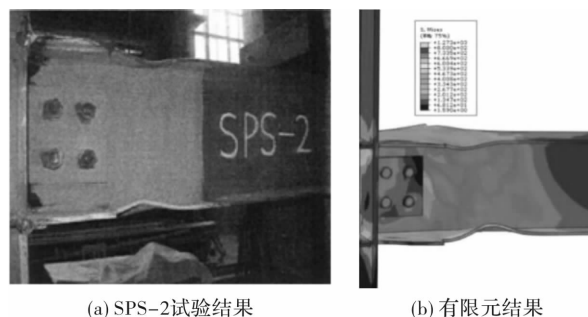
模型的边界条件、材性等根据试验真实情况进行模拟;采用利于接触收敛的二次非协调单元 C3D8I(八节点六面体线性非协调实体单元)进行网格划分,并对梁柱节点域网格进行加密以获得较高的计算精度;分析中,对所有材料均采用混合强化法则,并采用 Mises 屈服准则和相关联的流动法则。忽略焊接残余应力、焊脚尺寸、构件初始缺陷及钢材损伤的影响。在模型相互作用中应用 tie 命令将梁及扩翼与柱绑定,模拟对接焊缝。施加约束来限制梁的平面外侧移,柱顶与柱底铰接。先施加螺栓的预拉力 155 kN,再施加柱顶的竖向轴力 850 kN。最后施加以位移控制的梁端循环荷载。加载制度参考 ECCS^[14]的完全加载制度,对每一循环位移,在弹性范围内循环一周,进入塑性后循环三周。为避免加载区域出现应力集中现象,在梁端设置参考点将加载面与该参考点耦合,并在加载时直接

在该点施加竖向位移荷载。为防止其不收敛,螺栓预拉力和柱子轴力均采用分两步施加的方法。

1.3 试验与有限元结果对比

SPS-2 试件由试验与有限元模拟得到的节点破坏形态分别如图 1 中(a)、(b)所示,对比可知:两者破坏形态基本一致,即在翼缘侧板末端形成了明显的塑性铰,柱翼缘和节点域没有明显变形。

SPS-2 试件由试验及有限元得到的 P- Δ 滞回曲线分别如图 2 中(a)、(b)所示,对比可知:二者滞回曲线形状基本相同,呈纺锤形,正负基本对称,没有明显的捏拢现象,但有限元滞回曲线相对更加饱满,滞回环面积更大;在极限承载力方面,有限元模型计算得到结果为 164.23 kN,试验得到结果为 158.97 kN,误差为 3.3%。主要由于有限元模拟中未考虑初始缺陷和钢材损伤等原因,又因试件加工的缺陷及误差,有限元与试验结果存在一些差异,但总的来说二者结果基本符合,误差也在可控范围内。因此,有效的验证了有限元模型建立和参数设置的合理性,以及 ABAQUS 分析结果的可靠性。



(a) SPS-2试验结果

(b) 有限元结果

图 1 破坏形态对比

Fig. 1 Failure pattern of experiment and finite element analysis

2 弱轴连接梯形侧板加强型节点有限元分析

为更直观地了解梯形侧板加强式新型弱轴连接节点 WPS 的破坏形态及力学性能,本文通过与标准新型弱轴连接节点(NFS)进行对比,利用 ABAQUS 有限元软件对两种节点进行了低周反复荷载作用下的模拟分析。

2.1 ABAQUS 有限元建模

弱轴连接节点按照文献^[12]进行设计,即先于工字形柱腹板两侧分别设置与所连接梁上下翼缘相对应的水平加劲肋,再沿柱两翼缘外侧平行于腹板的方向焊接蒙皮板,进而在梁柱节点区域形成局部封闭箱形截面。参考强轴连接相关结论进行节点设计,梯形侧板尺寸参考《钢构造结合部设计指针》^[15]

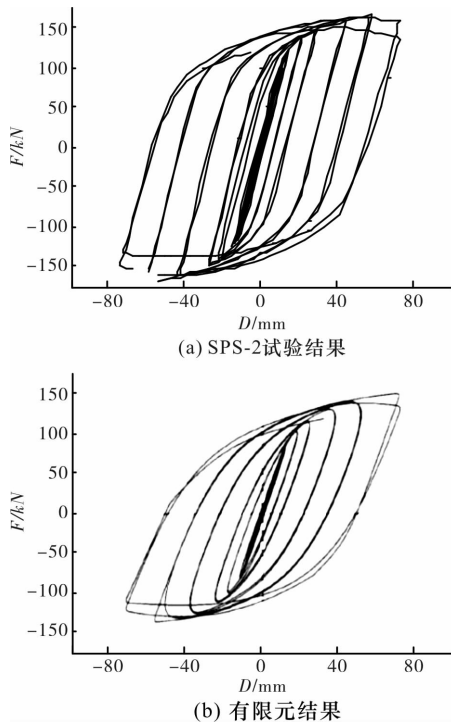


图 2 P-Δ 滞回曲线对比

Fig. 2 Comparison chart of P-Δ hysteretic curve

及文献[4]确定, 长度 l_c 取值范围: $l_c=(0.5\sim0.75)$
 h_b , h_b 为梁截面高度. 宽度 b 取值范围为

$$b\geq\frac{1}{2}\left[\frac{1.2M_c}{(h_b-t_f)t_f f_y}-b_f\right]+2t_f+6$$

式中, M_c 为梁柱连接处梁端的弯矩, t_f 为梁翼缘厚度, f_y 为构件母材的抗拉强度最小值, h_b 为梁翼缘宽度. 模型构件尺寸如图 3 所示. 经验算, 满足现行《钢结构设计规范》(GB50017-2003)^[16] 和《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)^[17] 的梁柱板件宽厚比和“强柱弱梁, 强节点弱构件”的要求.

钢材本构关系采用线性强化弹塑性力学模型, 应力应变关系采用考虑强化和下降段的三折线模型, 材性参照文献[9], 参数见表 1. 弹性模量 E 取 2.06×10^5 MPa, 泊松比 ν 取 0.3. 根据文献[17]确定硬化参数 $Q_\infty=21$, $b=1.2$. 柱顶竖向轴力取 733 kN, 螺栓预拉力 155 kN, 轴压比 0.2. 加载制度及边界条件见前述 1.2.

表 1 钢材材性取值

Tab. 1 Steel material properties

钢材	应力/MPa	塑性应变
梁柱及各构件	235	0
	483	0.137
	403	0.197
	940	0
螺栓	1 130	0.1

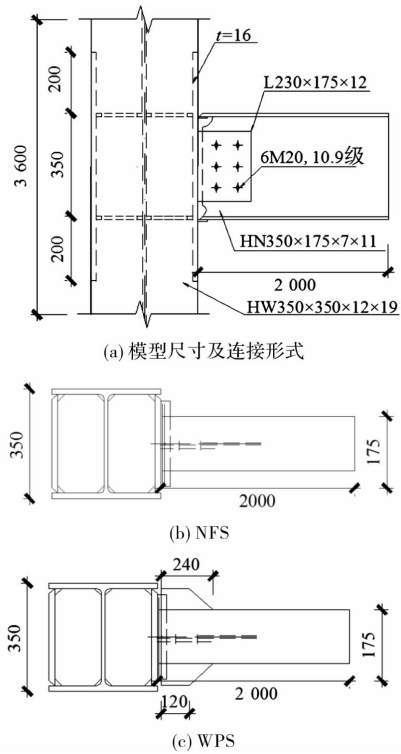


图 3 模型尺寸及节点示意图

Fig. 3 The size of model and details of joints

2.2 有限元计算结果分析

2.2.1 破坏形态及应力分析

有限元分析模型 NFS 和 WPS 的破坏形态如图 4 所示.

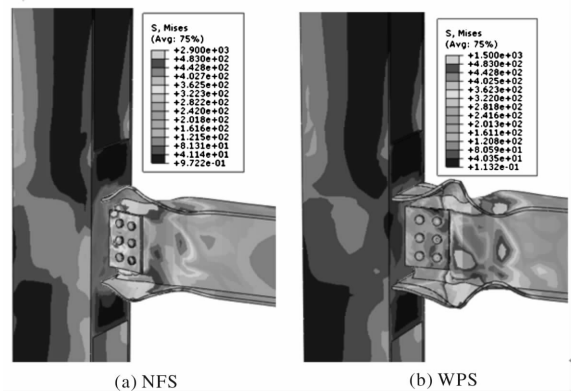


图 4 模型破坏时刻应力云图

Fig. 4 Failure stress nephogram of models

由图 4 可以看出, 两个节点最终破坏均形成塑性铰, 梁上下翼缘均出现不同程度的翘曲, 腹板鼓曲现象明显. NFS 模型塑性铰出现在距蒙皮板 1/3 梁高处, 最大应力主要集中在塑性铰区梁的上下翼缘, 以及梁柱翼缘对接焊缝、连接板与蒙皮板的焊缝, 有发生脆性断裂之可能. 而由于侧板的加强作用, WPS 模型的塑性铰出现在蒙皮板约 2/3 梁高处, 外移距离明显增大, 节点域形状保持相对较好, 未超过屈服强度, 具有“强节点域”的

特征.

为探明梁柱对接焊缝处的应力状态,在梁下翼缘沿焊缝方向创建应力路径来获取焊缝附近的应力.图5为模型 NFS、WPS 的焊缝应力沿翼缘宽度分布情况.由图可以看出,NFS 节点的焊缝应力随着位移加载幅度的增加而增大,分布基本对称,总体呈现“两头大,中间小”的趋势^[18].而 WPS 模型的焊缝应力沿翼缘宽度分布更加均匀.参考文献^[19],焊缝中部的应力略高于两端,这种应力分布对于防止对接焊缝脆断是有利的,因为焊缝两端多是距离起灭弧点较近,焊缝缺陷较大.由于塑性铰远离梁端的原因,应力下降明显.由此可知梯形侧板加强型节点 WPS 可有效降低焊缝处应力,起到保护梁柱连接处对接焊缝的作用.

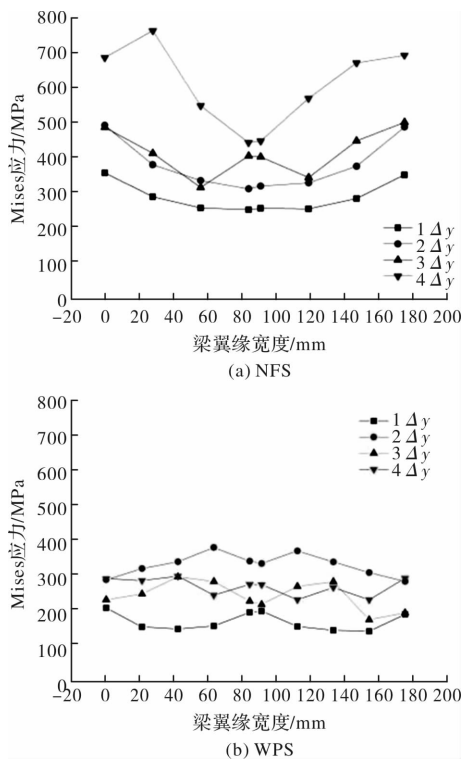


图5 梁柱对接焊缝应力分布

Fig. 5 Beam-column butt weld stress distributions

2.2.2 力学性能指标计算结果

滞回曲线是节点在循环加载过程中的梁端弯矩-转角曲线,反映了节点在反复受力过程中的变形特征、刚度退化及能量消耗.骨架曲线是滞回曲线各加载第一循环的峰值点所连成的包络线,可以综合表现节点的抗震性能.有限元分析模型 NFS、WPS 的 $M-\theta$ 滞回曲线及骨架曲线如图6所示.

由图6(a)滞回曲线可以看出,两者形状相似,呈饱满梭形,具有较强的耗能能力,体现出优异

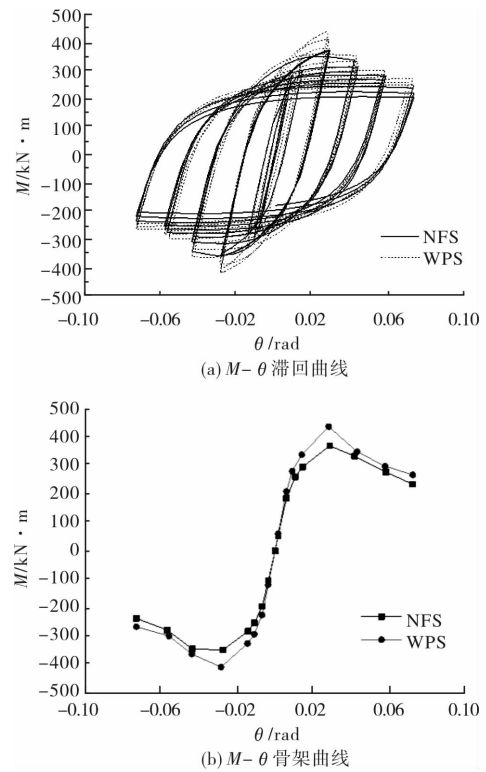


图6 $M-\theta$ 滞回曲线及骨架曲线对比图

Fig. 6 comparison of $M-\theta$ hysteretic and skeleton curve

的抗震性能.在弹性阶段,二者的滞回曲线几乎重合,说明两种节点有相同的抗震性能;在进入塑性阶段后,WPS 的滞回面积逐渐超过 NFS,说明梯形侧板加强式节点在弹性阶段以后较标准节点具有更强的抗震能力.在承受同等地震作用时,梯形侧板加强式节点可以消耗更多的地震能量而不发生破坏.

由图(b)骨架曲线可知,两个模型在加载过程中均有明显的弹性、弹塑性、塑性及破坏四个阶段.在弹性阶段的骨架曲线基本重合,呈线性关系;弹塑性阶段 WPS 模型的弯矩逐渐大于 NFS 模型.到达峰值后都有明显下降段,说明节点具有良好的塑性变形能力.

根据节点的骨架曲线,采用 Hyun-Ju Shimd 的方法^[20]确定节点的屈服位移 Δ_y ,进而确定屈服荷载 M_y 及对应的屈服转角 θ_y .选取骨架曲线中弯矩最大值处作为极限点,对应的弯矩值即为最大弯矩,破坏点取模型达到最大弯矩后下降到最大弯矩的 85% 时所对应的时刻,对应弯矩为节点的极限弯矩 M_u ,对应转角为极限转角 θ_u .参考 FEMA-267^[22] 及文献^[23] 计算塑性转角 θ_p ,转角延性系数 μ_θ 按 θ_u/θ_p ^[22] 得出.模型的主要力学性能指标如表2所示.

表 2 模型力学性能指标

Tab. 2 The mechanical performance index of each model

模型编号	初始转动刚度 R_{ki} /kN · m · rad ⁻¹	屈服弯矩 M_y /kN · m	屈服转角 θ_y /rad	极限弯矩 M_u /kN · m	极限转角 θ_u /rad	塑性转角 θ_p /rad	延性系数 $\mu\theta$
NFS	30 516	264.80	0.012 60	310.14	0.052 5	0.037 3	4.166 7
WPS	32 417	319.76	0.015 19	388.37	0.061 6	0.052 1	4.055 3

由表 2 可知,相较于 NFS 模型,增加侧板之后,节点的转动刚度增大,提高了梁端的截面抵抗矩,因此 WPS 模型的屈服弯矩及极限弯矩均有所增加.与 NFS 相比,WPS 的屈服弯矩提高了 20.8%,极限弯矩提高了 25.2%.分析可知由于侧板的增加,节点的抗弯能力明显提高;满足美国抗震规范 FEMA267^[22]关于刚性连接的塑性转角不应小于 0.03rad 的抗震要求,说明梯形侧板加强式弱轴连接节点有较好的转动能力,耗能能力强;由于节点刚度的增大,WPS 的延性较 NFS 有所降低,但延性系数降低幅度较小,仍满足大于 3.0 的抗震要求^[8],说明此种节点仍具有较好的塑性变形能力.

由以上分析可知,梯形侧板加强式弱轴连接节点抗弯能力与塑性转动能力相较于标准弱轴连接节点均有较大提升,同时实现了塑性铰外移,有效降低了梁柱对接焊缝处的应力.梁节点域处应力较小且形状保持完好,没有明显变形,具有“强节点域”的特点.

2.3 侧板的变参分析

利用 ABAQUS 有限元软件对 10 个梁端翼缘梯形侧板加强式弱轴连接节点模型进行了低周反复荷载作用下的模拟分析,考察主要参数为侧板水平段的长度、宽度及坡度,分析对节点破坏形态与滞回性能的影响.基本模型参数表示见图 7,尺寸取值参考前述 2.1 设计,参数如表 3 所示.

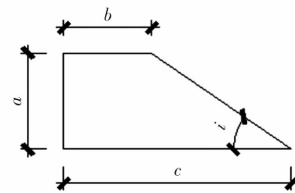


图 7 梯形侧板加强型节点细部参数

Fig. 7 Parameters of joint with Trapezoid side-plate reinforced joint

2.3.1 破坏形态

有限元分析模型 RA 及 RB 系列的破坏形态如图 8 所示.

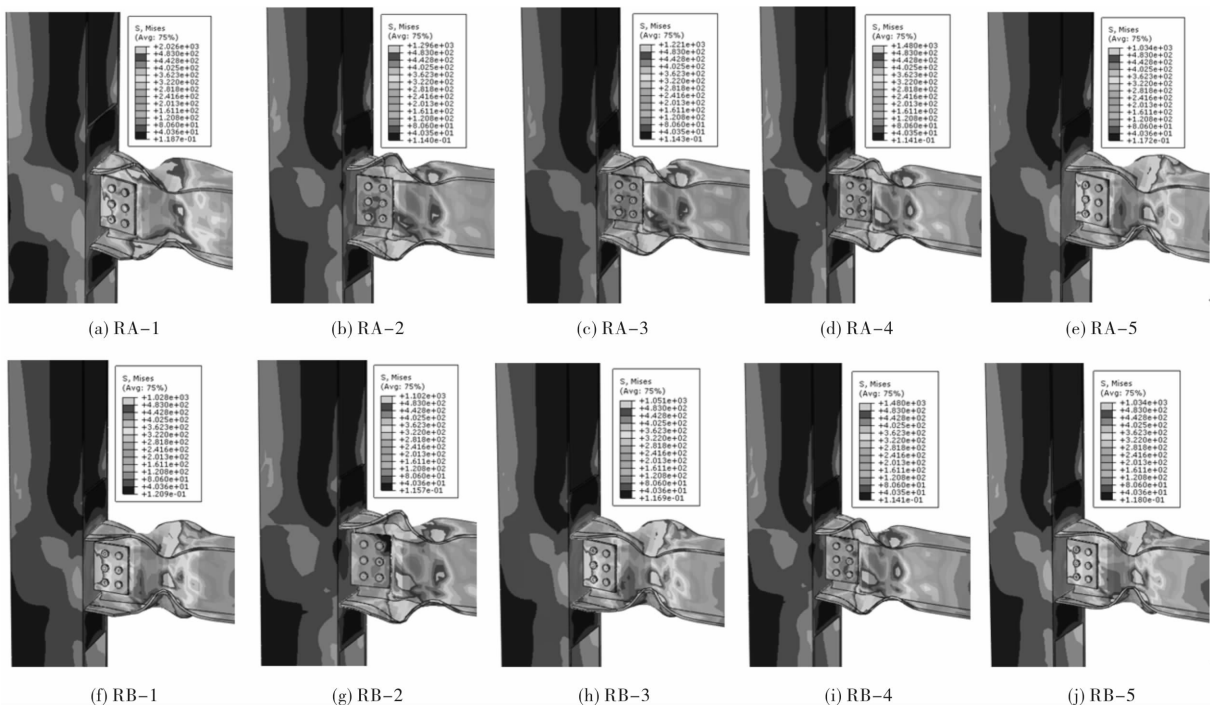


图 8 模型破坏时刻应力云图

Fig. 8 Failure stress nephogram of models

表 3 模型设计参数表

Tab. 3 The parameter values of models

模型编号	参数 a/mm	参数 b/mm	参数 c/mm	坡度 i
RA-1	40	140	180	1
RA-2	40	140	220	1/2
RA-3	40	140	260	1/3
RA-4	40	80	220	1/3
RA-5	40	80	240	1/4
RB-1	60	140	200	1
RB-2	60	140	260	1/2
RB-3	60	80	200	1/2
RB-4	60	80	260	1/3
RB-5	60	20	260	1/4

由图 8 可以看出, RA 及 RB 系列模型破坏形态与图 4 中 WPS 基本一致, 在距离侧板端部约 1/4 梁高处形成明显塑性铰且外移距离增大, 节点域处应力较小, 均未超过屈服强度, 并且节点域

形状保持完好, 没有发生明显的变形, 具有“强节点域”的特征。

对比模型 RA-1、RA-2 与 RA-3, 随着梯形侧板水平段长度的增加, 三角形侧板坡度减小, 塑性铰外移距离增大, 连接板与蒙皮板焊缝处应力相对较大;

对比 RA-4 与 RA-5, RB-1 与 RB-3, RB-2、RB-4 与 RB-5 侧板水平段长度一致, 坡度减小, 连接板处应力依旧增大。

对比模型 RA-3、RB-4, 侧板长度与坡度一致, 宽度增加, 节点应力状态无明显变化。

2.3.2 力学性能指标计算结果

有限元分析模型 RA 及 RB 系列的 $M-\theta$ 滞回曲线和骨架曲线如图 8 所示。主要力学性能指标如表 4 所示。

从图 9(a)可以看出, RA 及 RB 系列模型滞回曲线形状相似, 呈饱满梭形, 具有较强的耗能能力; 由图 9(b)骨架曲线可以看出, 梯形侧板加强型节点具有良好的塑性变形能力。

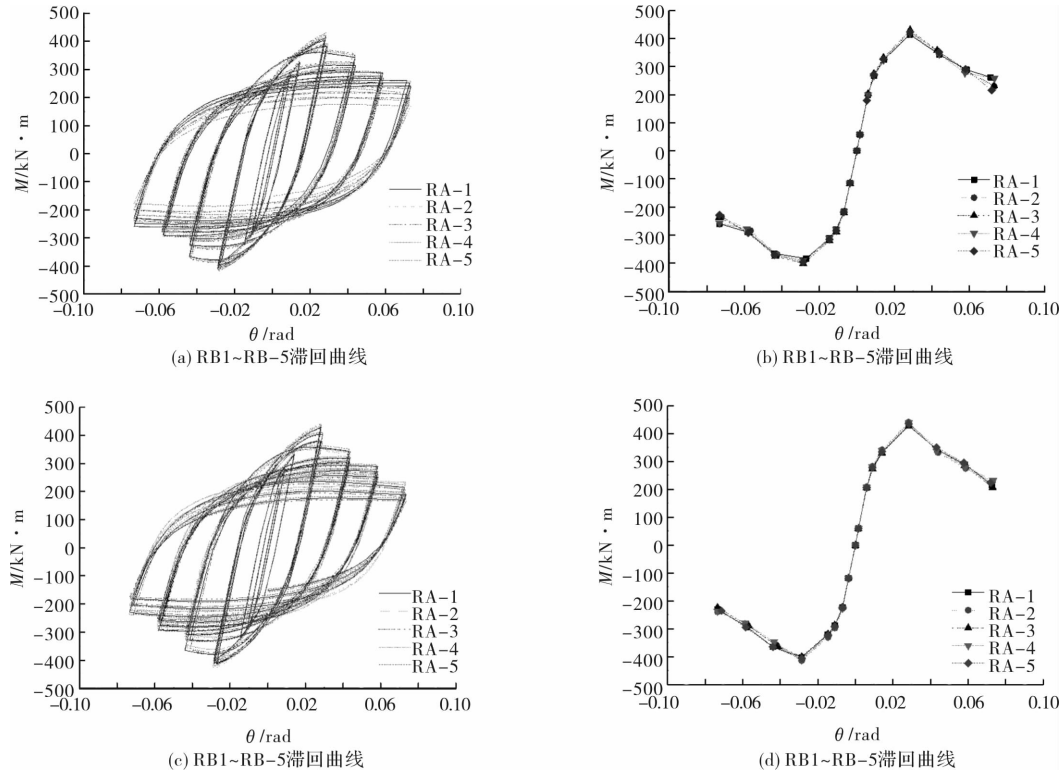


图 9 $M-\theta$ 滞回曲线骨架曲线对比图

Fig. 9 Comparison of $M-\theta$ hysteretic curve and skeleton curve

由表 4 可以看出, 对比模型 RA-1、RA-2 与 RA-3, 随着梯形侧板水平段长度的增加, 三角形侧板坡度减小, 节点的屈服弯矩和极限弯矩均有

所增加。与 RA-1 节点相比, RA-2、RA-3 节点的屈服弯矩分别提高了 2.6%、6.0%, 极限弯矩分别提高 1.6%、5.6%, 是由于 RA-1 初始转动刚度

表4 模型力学性能指标

Tab. 4 Mechanical performance index of each model

模型编号	初始转动刚度 $R_k/\text{kN} \cdot \text{m} \cdot \text{rad}^{-1}$	屈服弯矩 $M_y/\text{kN} \cdot \text{m}$	屈服转角 θ_y/rad	极限弯矩 $M_u/\text{kN} \cdot \text{m}$	极限转角 θ_u/rad	塑性转角 θ_p/rad	延性系数 $\mu\theta$
RA-1	33 957	297.80	0.012 84	366.75	0.065 6	0.055 5	5.109 0
RA-2	34 217	304.10	0.012 94	376.38	0.061 5	0.052 0	4.750 4
RA-3	31 772	315.68	0.014 13	387.12	0.067 4	0.056 8	4.770 0
RA-4	31 332	307.93	0.014 26	373.98	0.073 9	0.062 5	5.182 3
RA-5	34 168	304.24	0.012 98	373.15	0.064 1	0.054 8	4.936 1
RB-1	35 047	305.30	0.012 64	371.03	0.062 6	0.052 6	4.952 5
RB-2	32 829	317.93	0.013 70	389.92	0.061 3	0.051 6	4.474 5
RB-3	32 119	310.56	0.013 80	371.93	0.069 4	0.057 7	5.029 0
RB-4	35 396	315.05	0.012 91	385.56	0.056 8	0.048 0	4.399 3
RB-5	35 101	313.00	0.013 04	386.87	0.057 6	0.048 8	4.417 2

相对较小,因此 RA-2、RA-3 节点的塑性转角和极限转角均有所增大,延性降低.对比 RA-4 与 RA-5,侧板水平段长度一致,屈服弯矩和极限弯矩基本一致,但 RA-5 三角形侧板坡度较小,初始转动刚度较大,塑性转角及延性系数都有所降低.

对比模型 RA-3 与 RB-4,随着梯形侧板水平段宽度的增加,坡度保持不变,二者屈服弯矩和极限弯矩基本一致,但塑性转角及延性系数降低;对比模型 RB-1 与 RB-3,RA-2、RB-4 与 RB-5,侧板长度一致,随着坡度减小,屈服弯矩和极限弯矩基本相同,但由于初始转动刚度增大,塑性转角及延性系数均有所下降.

分析可知,随着侧板长度的增加,节点的抗弯能力提高,侧板宽度变化影响甚微.但塑性转角呈减小趋势,节点耗能能力减弱.这是由于转动刚度的增大,梁端的截面抵抗矩随之增加,亦降低了转角延性,但仍满足规范不小于 3 的要求^[4],具有较好的变形能力.坡度主要影响节点的塑性转动能力及延性系数.以上节点塑性转角均大于 0.048,满足美国抗震规范 FEMA267^[22]关于刚性连接的塑性转角不应小于 0.03 rad 的抗震要求.

综合以上各项指标,可知相较于标准弱轴连接节点,梯形侧板加强式弱轴连接节点各项力学性能均有提升;影响梯形侧板力学性能的关键因素为侧板长度及坡度,长度取梁高的 0.6~0.75 倍,坡度取 1:2~1:3,能更好地满足抗震性能要求.

3 结论

采用 ABAQUS 有限元软件分析了梁端翼缘梯形侧板加强式弱轴连接节点在低周反复荷载作用下的力学性能,提出了梯形侧板加强型节点,并

进行变参分析,得出主要结论如下:

(1) 在低周反复荷载作用下,梯形侧板加强型节点均在距蒙皮板约 2/3 梁高处形成塑性铰,且外移明显,保护了梁柱连接焊缝,避免发生脆性破坏.梁节点域处应力较小且形状保持完好,没有明显变形,具有“强节点域”的特征.

(2) 骨架曲线均有明显下降段,延性系数均大于 3.0,塑性转角均超过 0.03 rad.说明此类节点具有良好的塑性变形能力及耗能能力,抗震性能较好.

(3) 随翼缘梯形侧板长度增加,坡度减小,节点的抗弯能力提高,但延性性能、塑性变形能力及耗能能力均有所降低.翼缘侧板长度是影响节点滞回性能、延性及塑性变形的关键因素,设计时应注意.

(4) 依据有限元分析结果,建议新型弱轴连接翼缘梯形板加强式节点侧板长度取梁高的 0.6~0.75 倍,坡度取 1:2~1:3.

参考文献 References

- [1] David De León, Alfredo Reyes, CHENG Yu. Probabilistic assessment of connections for steel buildings on seismic zones [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013, 88: 15-20.
- [2] 闫丽梅,范子芳. 日本阪神地震对钢框架节点设计的影响[J]. 沈阳工业大学学报, 2005, 27(1): 107-109. YAN Li mei, FAN Zi fang. Influence of Japan Hansin earthquake on steel frame joint [J]. Journal of Shenyang University of Technology, 2005, 27(1): 107-109.
- [3] 王燕,王玉田,郁有升. 扩翼式连接钢框架抗震性能试验研究[J]. 建筑钢结构进展, 2013, 15(1): 8-14. WANG Yan, WANG Yutian, YU Yousheng. Experimental study on seismic performance of steel frames with widened beam flange connections [J]. Progress in Steel Building Structures, 2013, 15(1): 8-14.
- [4] 王燕,冯双,王玉田,等. 钢框架梁翼缘加强型节点低

- 周反复荷载试验研究[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(S1): 108-114.
- WANG Yan, Feng Shuang, WANG Yu tian et al. Experimental study on beam-flange-strengthened connections of steel frames under low-cyclic loading [J]. Journal of Building Structures, 2010, 31 (S1): 108-114.
- [5] CHEN C C, LIN C C, LIN C H. Ductile moment connections used in steel column-beam moment-resisting frames[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62(8):793-801.
- [6] CHEN C C, LIN C C, Tsai C L, Evaluation of reinforced connections between steel beams and box columns[J]. Engineering Structures, 2004, 26 (13): 1889-1904.
- [7] 刘占科, 苏明周, 申林, 等. 钢结构梁端翼缘腹形扩大式刚性梁柱连接试验研究[J]. 建筑结构学报, 2007, 28(30): 8-14.
- LIU Zhanke, SU Mingzhou, SHEN Lin, et al. Experimental study on steel moment resistant frame connections with enlarged beam flanges welded to column [J]. Journal of Building Structures, 2007, 28(30): 8-14.
- [8] 郭秉山. 钢框架梁柱腹板连接在循环荷载下的滞回性能及抗震设计对策[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2004.
- GUO Bingshan. Hysteretic behavior and design criterion of beam-to-column web connections in steel moment frames under cyclic load [D]. Xi'an: Xi'an Univ. of Arch. & Tech., 2004.
- [9] 顾强. 钢结构滞回性能及抗震设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
- GU Qiang. Hysteretic Behavior of Steel Structures and Seismic Design [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009.
- [10] 卢林枫, 徐莹璐, 周天华, 等. H形梁-工形柱弱轴箱形节点域连接节点单调加载试验研究[J]. 建筑结构学报, 2016, 37(2):73-80.
- LU Linfeng, XU Yinglu, ZHOU Tianhua, et al. Experimental research on box strengthened joint connection for weak axis of I-section column-H-shaped beam under monotonic loading. [J]. Journal of Building Structures 2016, 37(2):73-80.
- [11] 张浩松. 扩大翼缘式节点域箱形加强型工字形柱弱轴连接单调荷载试验研究[D]. 西安: 长安大学, 2014.
- ZHANG Haosong. Experimental study on I-section beam to column connections under the monotonic load with box strengthen joint region and expanded flange in weak axis [D]. Xi'an: Chang'an University, 2014.
- [12] 徐莹璐, 卢林枫, 刘子龙. 扩翼式弱轴连接边框节点抗震性能研究[J]. 西安建筑科技大学学报(自然科学版), 2016, 48(2): 220-226.
- XU Yinglu, LU Linfeng, LIU Zilong. Study on seismic behavior of widened beam flange weak-axis connections in frame side joint[J]. Journal of Xi'an Univ. of Arch. & Tech. (Natural Science Edition), 2016, 48(2): 220-226.
- [13] 高鹏. 钢框架梁端翼缘侧板加强式和扩翼式节点受力性能的试验研究[D]. 青岛: 青岛理工大学, 2009.
- GAO Peng. Experimental evaluation on the behaviors of side-plate reinforced section and widen flange section of steel frame [D]. Qingdao: Qingdao Technological University, 2009.
- [14] Study of Design of Steel Building in Earthquake Zones. Doc. ECCS-TWG1. 3[S]. N. 47, 1986.
- [15] 日本建筑学会. 钢构造接合部设计指针[S]. 东京: 日本建筑协会, 2001.
- Architectural Institute of Japan. Recommendation for design of connections in steel structures [S]. Tokyo: Architectural Institute of Japan, 2001.
- [16] 钢结构设计规范: GB50017-2003 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- Code for design of Steel structures: GB50017-2003[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2003.
- [17] 建筑抗震设计规范: GB50011-2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- Code for seismic design of architectures: GB 50011-2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [18] 石永久, 王萌, 王元清. 循环荷载作用下结构钢材本构关系试验研究[J]. 建筑材料学报, 2012, 15(3): 293-300.
- SHI Yong jiu, WANG Meng, WANG Yuan qing. Experimental study of structural steel constitutive relationship under cyclic loading [J]. Journal of Building Materials, 2012, 15(3): 293-300.
- [19] Chad S Gilton, Uang Chiaming. Cyclic response and design recommendations of weak-axis reduced beam section moment connections [J]. Struct. Eng., 2002, 128(4): 452-463.
- [20] 郭秉山, 顾强, 李养成. 钢框架梁柱腹板连接梁翼缘对接焊缝的破坏机理[J]. 西安科技大学学报, 2004, 32(4):417-421.
- GUO Bingshan, GU Qiang, LI Yangcheng. Fracture mechanism of butt welding in beam-column web connections of steel moment frames[J] Journal of Xi'an University of Science and Technology, 2004, 32(4): 417-421.
- [21] HYUN Ju Shim, LEE E T. Development and performance evaluation of weak-axis column bending connections for advanced constructability [J]. International Journal of Steel Structures, 2014, 14 (2): 374-376.
- [22] Interim guidelines: Evaluation, repair, modification and design of steel moment frames, FEMA267[R]. Calif: SAC-Joint Venture, 1997.
- [23] 刘子龙. 梁端扩大翼缘型节点域箱形加强式工字形柱弱轴连接边框节点滞回性能的有限元分析[D]. 西安: 长安大学, 2015.
- LIU Zilong. Finite element analysis of hysteretic behavior on expanded flange of box strengthen-joint region connection in fringe frame for weak axis of I-section column [D]. Xi'an: Chang'an University, 2015.
- [24] 建筑抗震试验方法规程: JGJ 101-96 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1996.
- Specification of Testing Methods for Earthquake Resistant Building: JGJ 101-96 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1996.