

扩翼式弱轴连接边框节点抗震性能研究

徐莹璐¹, 卢林枫¹, 刘子龙²

(1. 长安大学建筑工程学院, 陕西 西安 710061; 2. 新时代(西安)设计研究院有限公司, 陕西 西安 710018)

摘要: 提出了一种新型的节点域箱形加强式工字形柱弱轴连接, 基于此节点形式设计梁端翼缘扩大型边框架节点足尺试件进行单调荷载试验研究. 采用通用有限元软件 ABAQUS 对此类节点在单调荷载作用下的受力性能进行模拟对比验证后, 对此类节点进行低周反复荷载作用下的一系列有限元变参数模拟分析, 研究各种因素对该类节点力学性能的影响. 研究结果表明: 扩翼式新型弱轴连接节点在低周反复荷载作用下, 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, 柱子节点域基本处于弹性状态, 能较好地满足“强柱弱梁”和“强节点域”的抗震设计理念; 我国抗震设计规范中“梁端扩大部分的直角边长比可取为 1:2 至 1:3”这项规定对扩翼式新型弱轴连接同样适用; 给出了蒙皮板尺寸的建议取值.

关键词: 弱轴连接; 扩翼; 试验研究; 变参数分析

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2016)02-0220-05

Study on seismic behavior of widened beam flange weak-axis connections in frame side joint

XU Yinglu¹, LU Linfeng¹, LIU Zilong²

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

2. New Era(Xi'an)Design Engineering Co., Ltd, Xi'an 710018, China)

Abstract: This paper puts forward a new box strengthen-joint region connection for weak axis of I-section column. A full-scale test of frame side joint with widened beam flange connections under monotonic loading was carried out based on the proposed joint. A general finite element software ABAQUS was used to simulate the mechanical behavior of the joints under monotonic loading, and the simulation results were in good agreement with the experimental results. In order to study the effect of various factors on the performance of this kind of joint, a series of parameters analysis under cyclic loading were employed through finite element method. What the analysis results show are as follows: firstly, the maximum plastic rotations are bigger than 0.03 rad; secondly, the plastic hinge appears in the end of the widened beam flange, with joint region and I-section column still being in elastic state, which accords with the seismic design principles of 'strong column and weak beam', and 'strong joint region'; thirdly, 'Right-angle side length ratio is desirable for 1:2~1:3' in Code for seismic design of buildings is also suitable for this widened beam flange weak-axis connections; and finally, the recommended values of the dimensions of the skin plate are given.

Key words: weak-axis connection; widened beam flange; experimental research; variable parameter analysis

钢框架梁端翼缘扩大型节点是基于节点塑性铰外移机制的一种新型延性节点, 其工作原理是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, 促使塑性铰在距离柱表面一定距离形成, 达到塑性铰外移的目的^[1]. 王燕、王玉田等^[1-3]采用有限元分析和试验的方法研究扩翼型梁柱连接节点, 均发现扩翼型节点能够改善梁柱连接焊缝处的应力集中现象, 降低脆性破坏的可能性. 王万祯^[4]对箱型柱-H 型钢梁节点的断裂机理及梁翼缘扩大型和长槽孔节点进行了试验和有限元研究, 发现梁端翼缘扩大头型的构造形式明显减缓了梁柱翼缘对接焊缝处的应力集中程度, 塑性转动能力显著提高. 刘占科、苏明周等^[5]

对 4 个 1/2 缩尺模型的侧板加强型节点模型进行了低周反复荷载试验, 发现侧板加强型节点强度与刚度较好, 但是其塑性转动能力稍差. T.Kim 等^[6-7]采用有限元对翼缘板式连接进行非线性分析, 并对 5 个翼缘板式连接节点的足尺模型进行低周反复荷载试验研究, 结果均表明翼缘板式梁柱连接节点的受力性能优于普通节点.

但以上研究成果主要集中在工字形柱强轴连接上, 对于工字形柱弱轴连接则研究较少且传统的弱轴连接存在较多的问题^[8-9]. 为使弱轴连接拥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的节点域箱形加强式工字形柱弱轴连接(以下简称新型弱轴连接), 并获得国家发明专利

利授权^[10].

鉴于进行大规模试验的资金压力,本文在三角形侧板扩翼式新型弱轴连接单调荷载试验的基础上,利用有限元软件 ABAQUS 首先对单调荷载试验进行对比验证,然后采用变参数分析的方法进行该节点形式在低周反复荷载作用下的有限元模拟研究,以获得不同扩翼参数对此种节点的破坏形态、受力性能的影响,及新型弱轴连接中蒙皮板尺寸的建议取值。

1 单调荷载试验概况

节点域箱形加强式工字形柱弱轴连接的构造见图 1, 该新型弱轴连接通过在工字形柱翼缘边缘间平行于柱腹板方向上焊接一定高度的蒙皮板, 并在蒙皮板与柱腹板之间与梁上下翼缘对应的位置焊接横向加劲肋, 使梁柱节点区域局部形成箱形截面, 达到增强节点域刚度的目的。

根据课题组前期的试验^[11],柱截面为 HW300×300×10×15,长度 3 000 mm,梁截面为 HN350×175

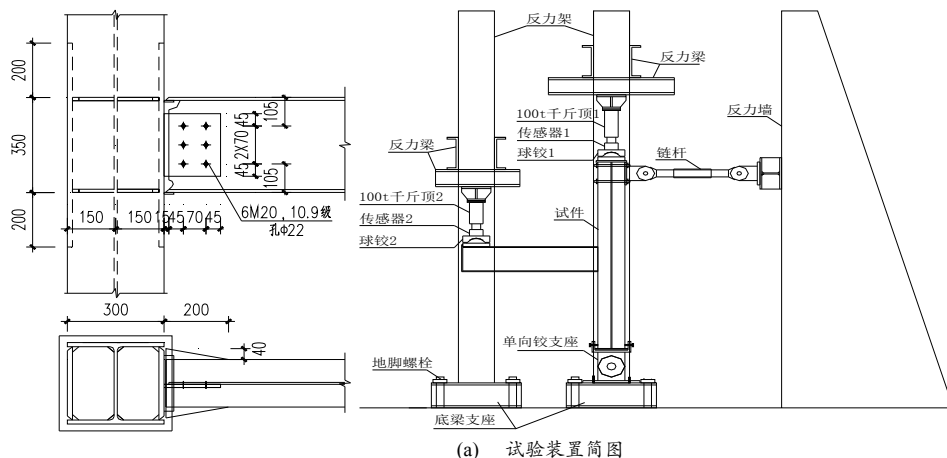


Fig.2 The details of widened beam flange weak-axis connections

mm, 梁腹板连接板与柱加劲肋厚度均为 12mm. 梁柱节点连接采用栓焊混合连接形式, 钢材全部采用 Q235B, 螺栓采用 10.9 级 M20 高强度螺栓, 栓孔径为 22 mm, 按摩擦型连接设计焊缝采用 E43 型焊条焊接. 扩翼式试件节点详图见图 2, 加载方案采用梁端单调加载, 整体试验装置如图 3 所示. 试验中, 梁柱连接焊缝未出现脆性破坏, 并在梁下翼缘的扩翼末端出现局部屈曲, 形成塑性铰.

2 ABAOUS 数值模拟验证

2.1 模型的建立

模型采用三维实体单元, Mises 屈服准则, 钢

×7×11, 长度为 1 500 mm, 均选用国标热轧 H 型钢。蒙皮板厚度为 16 mm, 上下各高出梁翼缘 200

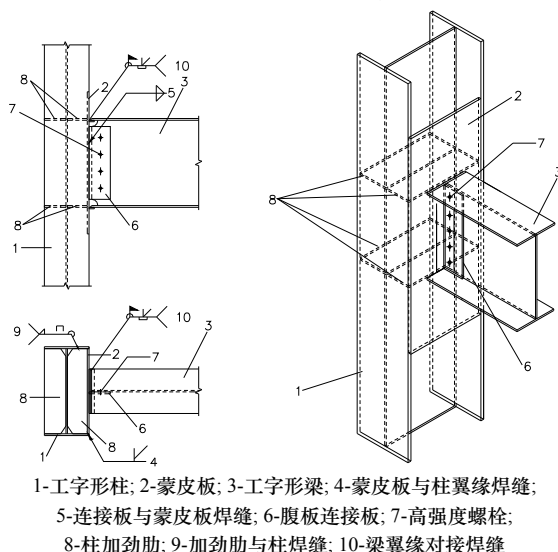


图1 节点域箱形加强式工字形柱弱轴连接节点
Fig.1 The box strengthen-joint region connection for weak axis of I-section column



图 3 试验装置图
Fig.3 Test setup

材应力应变取自课题组前期板材拉伸试验数据^[1]。试件的边界条件根据试验真实情况进行模拟,其计算简图见图 4。选择 C3D8I 单元(八节点六面体线性非协调实体单元)进行网格划分,并对梁柱节点区网格进行加密,如图 5 所示;鉴于梁翼缘与蒙皮板间为坡口熔透对接焊缝,质量等级为二级以上,简化认为焊缝与母材等强,不单独设计焊缝,即在 ABAQUS 模型相互作用中利用 tie 将梁等与柱子绑定,来模拟对接焊缝。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;按照试验的加载顺序设置分析步,顺序为施加螺栓预拉力→施加柱轴力→施加梁端位移。即首先施加螺栓的

预拉力 155 kN,再施加柱的轴压力 764 kN,对应柱轴压比为 0.3,最后施加以位移控制的梁端循环荷载。螺栓预拉力和柱轴力采用分两步施加的方法,即先定义一个小荷载的分析步,再施加真实荷载,以防止其不收敛。

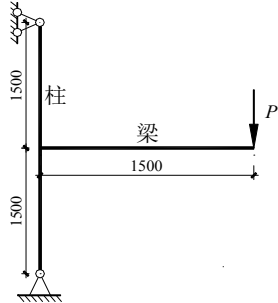


图4 节点加载示意图

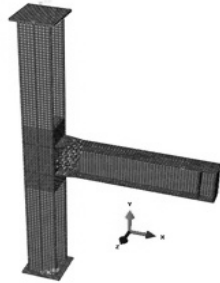
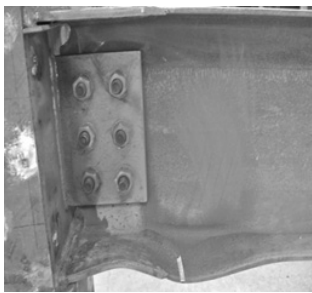


图5 有限元网格划分

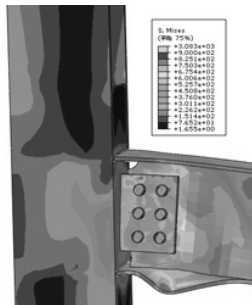
Fig.4 Load schematic diagram Fig.5 Finite element meshing

2.2 试验结果与有限元的对比

扩翼式新型弱轴连接节点的试验和有限元模拟的破坏形态分别如图 6(a)、(b)所示,由图可见,两者的破坏模态相似,这表明 ABAQUS 有限元分析能较精确地模拟节点的破坏形态。破坏时连接板一侧梁腹板向内凹曲,梁下翼缘扩翼末端发生明显的屈曲,形成塑性铰。而节点域、梁柱连接处均未发生明显的变形,这说明扩翼式新型弱轴连接节点能够有效地保护梁柱连接的薄弱部位,并使塑性铰外移,达到了“强柱弱梁”和“强节点弱构件”的抗震设计要求。



(a) 试验破坏形态



(b) 有限元破坏形态

图6 单调荷载下的破坏形态

Fig.6 Failure mode under monotonic loading

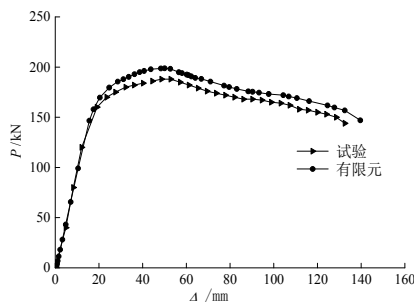


图7 试验和有限元的荷载-位移曲线

Fig.7 Load-displacement curves of experiment and finite element

图7给出了扩翼式新型弱轴连接节点在单调荷载作用下试验和有限元模拟中得到的荷载-位移 ($P-\Delta$) 曲线,两者的 $P-\Delta$ 曲线基本吻合。在弹性阶段,试验和有限元的曲线完全重合,说明试验和有限元模型的初始刚度相同。但就最大承载力来说,有限元分析值高于试验值 5.76%,这是由于有限元模拟时未考虑焊缝及钢材损伤等缺陷,因此不可避免地存在着误差,但该误差在可接受范围内。

3 扩翼式新型弱轴连接的变参数分析

由文献[2,12]知,循环荷载作用下有限元和试验得到的 $P-\Delta$ 滞回曲线的形状和数值也能较好地吻合。所以,在进行了单调荷载作用下的试验与有限元的对比验证后,本文将进行循环荷载作用下的有限元模拟分析。本文共对 33 个扩翼式新型弱轴连接节点模型进行了低周反复荷载作用下的有限元模拟分析,考虑的主要参数有:扩翼三角形侧板的直角边长比及蒙皮板尺寸。

3.1 扩翼的变参数分析

3.1.1 扩翼的参数取值

我国抗震设计规范 GB 50011-2010^[13]指出梁端扩大部分的直角边长比可取 1:2~1:3,直角边参数表示见图 8。为了验证规范 GB 50011-2010 的此条建议对本文的扩翼式新型弱轴连接是否同样适用,共设计了 18 个模型进行低周反复荷载作用下的有限元模拟分析,梁柱等尺寸同前文单调荷载试验中的取值。各模型编号及具体参数取值见表 1。

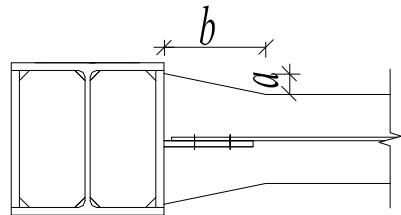


图8 扩翼式新型弱轴连接节点细部参数

Fig.8 Parameters of new weak-axis connections with widened beam flange

表1 系列模型设计参数

Tab.1 The parameter values of each series

模型编号	参数 a/mm	参数 b/mm	a/b
RA-1	40	60	1:1.5
RA-2	40	80	1:2
RA-3	40	100	1:2.5
RA-4	40	120	1:3
RA-5	40	140	1:3.5
RA-6	40	160	1:4
RB-1	50	75	1:1.5
RB-2	50	100	1:2

续表 1

RB-3	50	125	1:2.5
RB-4	50	150	1:3
RB-5	50	175	1:3.5
RB-6	50	200	1:4
RC-1	60	90	1:1.5
RC-2	60	120	1:2
RC-3	60	150	1:2.5
RC-4	60	180	1:3
RC-5	60	210	1:3.5
RC-6	60	240	1:4

3.1.2 破坏应力云图

18 个有限元模型的分析结果表明, 三个系列 (RA、RB、RC 系列) 节点模型的整体破坏形态是一致的, 限于篇幅, 只列出 RA 系列节点破坏的应力云图予以统一说明, 如图 9 所示. 从图 9 可以看出, 塑性铰都出现在三角形侧板末端, 柱子节点域与蒙皮板的应力相对较小, 说明扩翼式新型弱轴连接能基本符合“强柱弱梁”和“强节点域”的抗震设计理念. 从图 9 也可以看出, 随着三角形侧板短边与长边比例的减小, 即 a 不变时, 随着 b 增大, 塑性铰外移距离增大, 梁翼缘焊缝处应力逐渐减小.

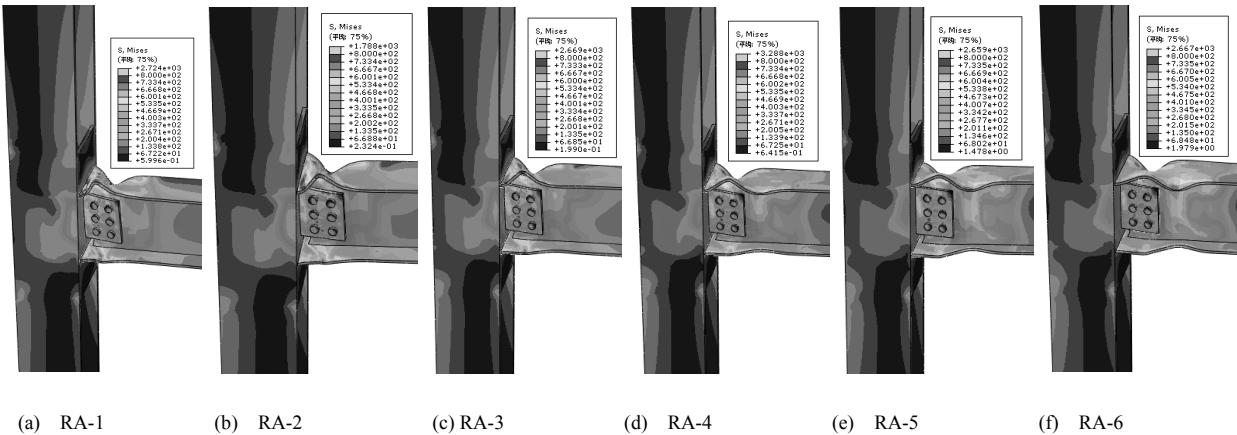


图 9 RA 系列破坏应力云图

Fig.9 Failure stress nephogram of RA series

3.1.3 力学性能指标计算结果

三个系列的 $M-\theta$ 滞回曲线的骨架曲线如图 10 所示, 各系列的骨架曲线基本重合, 随着三角形侧板短边与长边比例的减小, 极限转角略微减小, 承载能力略微增大. 表 2 为各系列模型的力学性能指标计算结果, 其中, 转角延性取 $M-\theta$ 骨架曲线上的极限转角 θ_u 与屈服转角 θ_y 之比. 在极限点的选取时, 以模型的最大转角点处作为极限点, 对应的弯矩作为节点的极限弯矩, 对应的转角为极限转角.

屈服转角 θ_y 的求解方法有多种, 课题组前期的研究证明, 利用日本广岛大学法^[14]计算得到的结果较为稳定且误差相对较小, 因此, 本文的仍然沿用该方法来确定屈服点. 节点的塑性转动能力由梁端在破坏时刻的塑性转角 θ_p 来决定, 塑性转角 θ_p 可以根据 FEMA-267^[15]中的定义和计算方法求得, 破坏时刻取为荷载下降至最大荷载的 85%时所对应的时刻^[16]. 转角延性系数 μ_θ 按 θ_u/θ_y 计算得到^[16].

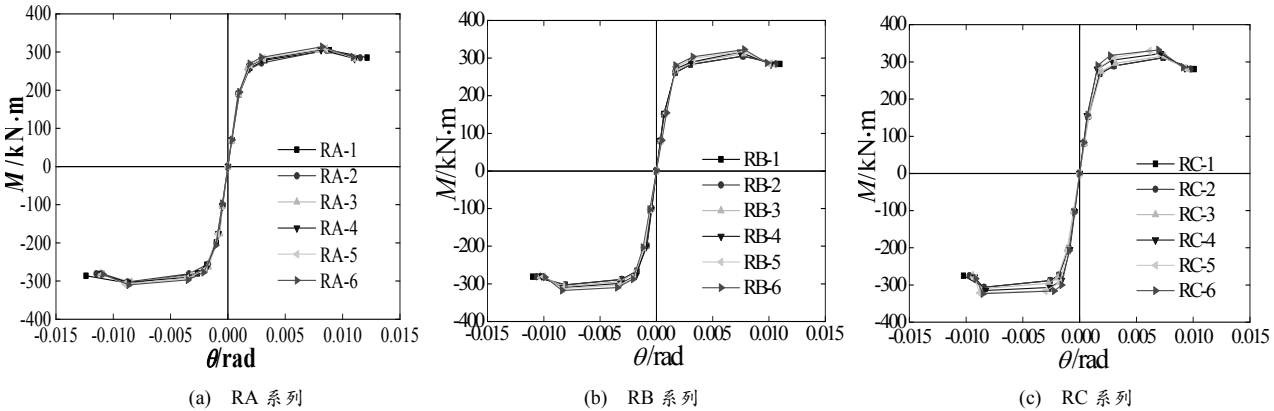


图 10 各系列 $M-\theta$ 骨架曲线

Fig.10 $M-\theta$ skeleton curves of each series

表2 各系列模型力学性能指标

Tab.2 The mechanical performance index of each series

模型编号	初始转动刚度 $R_{ki}/(kN \cdot m \cdot rad^{-1})$	屈服弯矩 $M_y/(kN \cdot m)$	屈服转角 θ_y/rad	极限弯矩 $M_u/(kN \cdot m)$	极限转角 θ_u/rad	塑性转动能力 θ_p/rad	转角延性 μ_θ
RA-1	205 658	260.32	0.002 2	284.39	0.012 2	0.036	5.55
RA-2	208 077	263.43	0.002 1	285.03	0.011 5	0.037	5.48
RA-3	208 971	263.80	0.002 0	284.25	0.011 0	0.038	5.50
RA-4	209 656	264.08	0.002 0	282.89	0.011 0	0.038	5.50
RA-5	210 975	268.52	0.002 0	284.65	0.010 9	0.037	5.45
RA-6	211 653	272.33	0.002 0	286.60	0.010 8	0.035	5.40
RB-1	211 486	265.52	0.002 1	284.75	0.011 0	0.035	5.24
RB-2	214 593	267.55	0.002 1	284.21	0.010 5	0.036	5.00
RB-3	216 567	269.75	0.002 0	283.54	0.010 3	0.036	5.15
RB-4	216 997	270.37	0.002 0	283.35	0.010 1	0.035	5.05
RB-5	217 561	271.86	0.002 0	284.77	0.010 1	0.032	5.05
RB-6	217 889	275.82	0.002 0	287.12	0.009 9	0.031	4.95
RC-1	217 158	270.65	0.002 1	283.25	0.010 1	0.033	4.81
RC-2	219 564	271.32	0.002 0	284.21	0.009 6	0.031	4.80
RC-3	221 558	274.38	0.002 0	283.54	0.009 4	0.031	4.70
RC-4	222 197	275.37	0.002 0	283.35	0.009 2	0.030	4.60
RC-5	222 567	279.86	0.001 9	284.77	0.009 2	0.029	4.84
RC-6	223 089	284.82	0.001 9	287.12	0.009 1	0.029	4.78

由表2可以看出,对于各系列节点模型来说,当扩翼三角形侧板的短边 a 不变时,随着长边 b 的增大,初始转动刚度和承载能力逐渐增大,但增大幅度很小,初始刚度最大增幅仅为2.73%,屈服弯矩最大增幅为5.24%,极限弯矩基本没有变化;屈服转角基本无变化,但极限转角逐渐降低,塑性转动能力除了RC-5和RC-6外,均满足美国AISC协会对于刚性连接塑性转动能力不小于 $0.03 rad^{[17]}$ 的规定,说明扩翼式新型弱轴连接有着较好的转动能力。也可以看出当三角形侧板直角边比例小于1:3后,节点的塑性转动能力下降较为明显;所有模型的转角延性均大于4,说明该类型节点有较好的延性和耗能性能。当 a/b 相同时,随着 a 增大,初始转动刚度逐渐增大,承载能力变化不明显,转角延性和塑性转动能力逐渐减小,这是由于随着梁端翼缘截面加大和加强段的长度增加,梁柱连接处的抗弯能力提高,使得梁端焊缝处应力小于扩大翼缘的末端应力,促使塑性铰出现在扩大翼缘的末端所致。

综合考虑破坏应力云图和主要力学性能指标计算结果,三角形侧板直角边比例为1:3、1:2.5和1:2分别为RA、RB和RC三个系列模型最为理想的直角边比例。从整个分析也可以看出我国抗震设计规范中“梁端扩大部分的直角边长比可取为1:2至1:3”这项规定对本文的扩翼式新型弱轴连接同样适用。

3.2 蒙皮板的变参分析

文献[1]对工字形柱强轴连接指出,扩翼式连接钢框架梁端翼缘截面扩大后,梁承载力虽然有所提高,但柱腹板节点域刚度则相对降低,设计中应满

足节点域抗震设计要求并对节点域采取补强等构措施,避免出现“强梁弱柱”的现象。那么对于新型弱轴连接来说,虽然节点域部分采用蒙皮板进行了加强,但这个问题仍然值得重视,故本节对蒙皮板尺寸进行变参数分析,以获得能够满足“强柱弱梁”、“强节点弱构件”和“强节点域”特点的蒙皮板尺寸范围。

3.2.1 蒙皮板参数取值

试验中蒙皮板厚度为16 mm,与柱翼缘的厚度大致相同,蒙皮板的高度为750 mm,即上下各高出梁翼缘表面200 mm。以试验中尺寸为基础,根据蒙皮板厚度设计MP-1、MP-2和MP-3三个系列,每个系列按蒙皮板的高度不同设计五个模型,分别编号为A-E,具体参数取值见表3,其中梁端扩翼参数均为 $a=40 mm$, $b=120 mm$ 。

表3 MP系列模型设计参数

Tab.3 The design parameter of MP series

模型编号	A	B	C	D	E	蒙皮板厚度
	/mm					/mm
MP-1	60	90	120	150	200	16
MP-2	60	90	120	150	200	14
MP-3	60	90	120	150	200	12

3.2.2 蒙皮板厚度分析

有限元分析表明,MP-1、MP-2和MP-3三个系列模型的应力、应变云图基本一致,破坏模态大致相同,均是以梁端上下翼缘屈曲为破坏标志,柱子无明显破坏现象。MP系列模型的应变云图如图11所示,可以发现MP-1蒙皮板保持完好,而MP-2和

MP-3 系列模型的蒙皮板发生了较大的塑性应变,出现了明显的鼓曲。而蒙皮板是新型弱轴连接节点的重要组成部分,正是通过柱弱轴方向的蒙皮板使梁和柱有效地连接,故蒙皮板的好坏直接影响着新型弱轴连接节点的受力性能,所以期望蒙皮板能始终保持完好,和柱子作为一个整体发挥作用。对于本文的计算模型而言,蒙皮板厚度不应小于 16 mm,在实际工程应用中,建议其不应小于柱翼缘厚度。

3.2.3 蒙皮板高度分析

从 3.2.2 的分析知,只有 MP-1 系列的蒙皮板厚度是合适的,故本小节仅对 MP-1 系列中蒙皮板高度变化后新型弱轴连接的受力性能作出分析。从 MP-1 系列 5 个模型的有限元分析知,随着蒙皮板高度的变化,MP-1 系列模型蒙皮板上的应力分布和应变分布基本没有变化,均为蒙皮板上对应焊缝处的应力、应变较大,而焊缝以外的区域应力、应变都很小。所以,增加蒙皮板的高度,并不能明显改善蒙皮板的受力状态。

MP-1 系列模型的主要力学性能指标计算结果见表 4,从表 4 可以看出,随着蒙皮板高度增加,节点的各项力学性能指标均变化不大,故蒙皮板的高度可以适当减小。

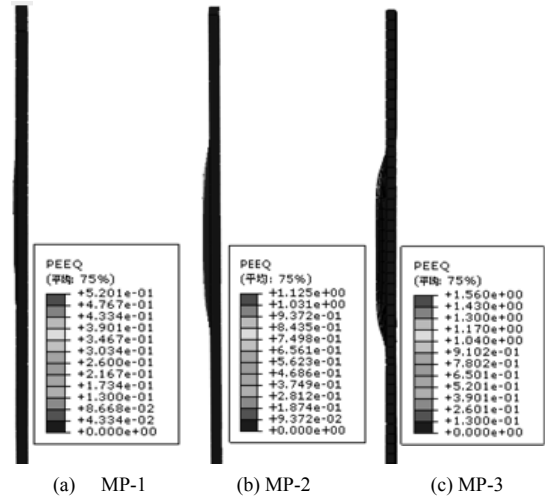


图 11 MP 系列模型蒙皮板塑性应变云图
Fig.11 The plastic strain of skin plates of MP series

表 4 MP-1 系列模型力学性能指标
Tab.4 The mechanical performance index of MP-1 series

模型编号	初始转动刚度 $R_{ki}/(\text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{rad}^{-1})$	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	塑性转动能力 θ_p/rad	转角延性 μ_θ
MP-1-60	198 658	262.54	0.002 2	287.70	0.012 0	0.035	5.45
MP-1-90	200 392	263.42	0.002 2	286.35	0.011 8	0.035	5.36
MP-1-120	203 648	263.80	0.002 1	286.09	0.011 5	0.036	5.48
MP-1-150	205 587	264.49	0.002 1	286.24	0.011 3	0.037	5.38
MP-1-200	209 656	264.58	0.002 0	282.89	0.011 0	0.037	5.50

表中, MP-1-60 表示 MP-1 系列中蒙皮板高出梁上下翼缘各 60 mm。

3.2.4 蒙皮板尺寸的建议取值

由规范 GB 50011-2010^[13] 8.2.5 节可知,节点域柱腹板的厚度与柱和梁的截面高度有密切的关系。参照规范 GB 50011-2010 式(8.2.5-7),同时结合以上分析,得到采用 Q235 钢材时扩翼式新型工字形柱弱轴连接节点蒙皮板厚度的取值公式:

$$t_m \geq \max \left\{ \frac{h_b + h_c}{45}, t_{cf} \right\}$$

式中: t_m 为蒙皮板厚度; h_b 为梁的截面高度; h_c 为柱的截面高度, t_{cf} 为柱翼缘厚度。

当蒙皮板超出梁上下翼缘的高度由 60 mm 增加到 200 mm 时,梁柱节点的受力性能和破坏形态均无明显变化,故蒙皮板高度可以适当减小,建议按照《多、高层民用建筑钢结构节点构造详图》01(04)SG519^[18] 中对顶层梁柱节点的构造要求,蒙

皮板超出梁上下翼缘的高度取 60 mm。

4 结论

为了研究扩翼式新型工字形柱弱轴连接在低周反复荷载作用下的受力性能,以前期单调荷载试验为基础,利用有限元软件 ABAQUS 对 33 个模型进行变参数模拟分析,得到的主要结论如下:

(1) 所有模型在低周反复荷载作用下,塑性铰均有效地外移至扩翼的末端,柱子和节点域基本处于弹性状态,能较好地满足“强柱弱梁”和“强节点弱构件”的抗震设计理念,并具有“强节点域”的特点。

(2) 最大塑性转动能力基本都大于 0.03 rad,能够符合国际上对抗震节点塑性转动能力的要求,转角延性系数也满足不小于 4 的要求。

(3) 我国抗震设计规范中“梁端扩大部分的直

角边长比可取为 1:2 至 1:3”, 这项规定对本文的扩翼式新型弱轴连接同样适用。

(4) 通过改变蒙皮板尺寸进行模拟分析, 给出了蒙皮板尺寸的建议取值。

参考文献 References

- [1] 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.
- [2] 王玉田. 梁端翼缘扩大型连接钢框架抗震性能研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2012.
- [3] WANG Yutian. Seismic behavior of steel frame with expanded flange connections at the beam end[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2012.
- [4] 王燕, 高鹏, 郁有升. 钢框架梁端翼缘扩大型节点低周反复荷载试验研究[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(4): 94-101.
- [5] WANG Yan, GAO Peng, YU Yousheng. Experimental study on beam-to-column connections with beam-end horizontal haunch of steel frame under low cyclic loading[J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(4): 94-101.
- [6] 王万祯, 陈飞益, 黄友钱, 等. 箱型柱-H 型钢梁节点断裂机理及梁翼缘扩大头和长槽孔节点研究[J]. 工程力学, 2013, 30(6): 197-204.
- [7] WANG Wanzhen, CHEN Feiyi, HUANG Youqian, et al. Fracture mechanism of joint of H-style steel beam-square steel tubular column and study on joints with horizontal haunch and slot holes at beam flanges[J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(6): 197-204.
- [8] 刘占科, 苏明周, 申林, 等. 钢结构梁端翼缘腋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.
- [9] 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.
- [10] KIM T, WHITTAKER A S, GILANI A S J, et al. Experiment of plate-reinforced steel moment resisting connections[J]. Journal of Structure Engineering, 2002, 128(4): 483-491.
- [11] KIM T, WHITTAKER A S, GILANI A S J, et al. Cover-plate and flange-plate reinforced steel moment resisting connections[J]. Journal of Structure Engineering, 2002, 128(4): 474-482.
- [12] 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.
- [13] 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 University of Architecture and Technology, 2004.
- [14] 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.
- [15] GU Qiang. Hysteretic Behavior of Steel Structures and Seismic Design[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009.
- [16] 卢林枫, 周天华, 李涛. H 形梁与 H 形柱弱轴连接节点及连接方法: 中国, 200910022568.2 [P]. 2011-4-20.
- [17] LU Linfeng, ZHOU Tianhua, LI Tao. Connection node and connection method of H-shaped beam and H-shaped column in weak axis: China, 200910022568.2 [P]. 2011-4-20.
- [18] 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.
- [19] 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.
- [20] 王万祯. 钢框架梁柱栓焊刚性连接的滞回性能、破坏机理及抗震设计建议[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2003.
- [21] WANG Wanzhen. Fracture mechanism, cyclical performance and design recommendations of welded flange-bolted web beam-to-column rigid connections in steel moment frames under seismic load[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2003.
- [22] 建筑抗震设计规范: GB 50011-2010 [S]. 北京: 中国工业出版社, 2010.
- [23] Code for Seismic Design of Buildings: GB 50011-2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [24] AKIRA M, HIDEAKI Y, TAKAO T. The experimental study on the shear strength of the H-shaped steel beam-to-column connection panel subject to weak axis bending[C]//13th World Conference on Earthquake Engineering. Canada, Vancouver, B C: 2004: 1-6.
- [25] FEMA267, Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Steel Moment Frames[R]. California: SAC Joint Venture, 1994.
- [26] 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.
- [27] Specification of Testing Methods for Earthquake Resistant Building: JGJ 101-96 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1996.
- [28] American Institute of Steel Construction, Seismic Provisions for Structural Steel buildings[M]. 2nd ed., Chicago: AISC, 1997.
- [29] 多、高层民用建筑钢结构节点构造详图: 01(04)SG519 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2009.
- [30] Constructional detail of steel structure joint in multilayer and high-rise civil building :01(04)SG519 [S]. Beijing: China Planning Press, 2009.

(编辑 沈波)