

往复加载下隔板贯通式箱型中柱-削弱型 H 型钢梁节点破坏机理研究

童科挺, 王万祯*, 郭 戈, 王伟焘, 孙韶江

(宁波大学 建筑工程与环境学院, 浙江 宁波 315211)

摘要: 为研究箱型柱-H 型钢梁节点在强震时的脆断机理和延性节点构造, 对 4 个隔板贯通式箱型中柱-H 型钢梁节点试验(1 个常规节点和 3 个对接焊缝扩大头及梁翼缘圆孔削弱型节点)进行了低周往复循环加载试验和基于结构钢椭圆面断裂模型及偶联的椭圆面屈服模型的断裂分析. 结果表明: 隔板贯通式箱型中柱-H 型钢梁常规节点在应力高度集中的梁翼缘对接焊缝处脆断; 扩大头构造消除了对接焊缝沿梁翼缘宽度的几何突变, 降低了对接焊缝的应力集中程度和脆断风险; 梁翼缘上开设的圆孔构造促使塑性铰形成于远离节点区的梁削弱截面; 对接焊缝扩大头及梁翼缘圆孔削弱型节点的承载力较常规节点降低 5.5%~9.4%.

关键词: 箱型柱-H 型钢梁节点; 椭圆面断裂模型; 椭圆面屈服模型; 扩大头; 塑性转角; 承载力
中图分类号: TU391 **文献标志码:** A **文章编号:** 1001-5132 (2015) 04-0053-06

箱型柱具有抗扭刚度和抗翘曲刚度大、绕两主轴的回转半径相差不大(不设柱间支撑亦可实现等稳定)等优点, 并且箱型柱-H 型钢梁节点在 2 个主轴方向连接构造均比较简洁, 因此在高层钢框架和钢结构重型厂房建设中得到较广泛的应用.

在美国 Northridge、日本 Kobe 和中国台湾 921 地震中, 钢框架梁柱节点发生了严重的损伤脆断情况^[1-2], 现行设计规范的不合理性得以显现, 同时也进一步反映出对钢框架梁柱节点断裂机理认识不足以及对断裂预防困惑的现状. 上述地震发生后, 结构界对 H 型钢柱-H 型钢梁节点进行了大量试验和理论研究, 但对隔板贯通式箱型中柱-H 型钢梁节点的研究涉及较少.

Goswami 等^[3]数值分析了设置竖向加劲肋和外隔板的箱型柱-I 型钢梁节点, 显示加强型节点能有效地促进塑性铰外移并缓解了对接焊缝处的应力集中现象, 但缺乏相应的实验验证. Kim 等^[4]研究了美国 Northridge 地震前的箱型柱-钢梁抗弯节点的抗震性能, 研究表明地震前的箱型柱-钢梁抗

弯节点在对接焊缝处脆断, 节点延性较差; 此外, 还对比分析了箱型柱-H 型钢梁节点和 H 型钢柱-H 型钢梁节点的弯矩传递效果, 分析表明良好的节点变形性能可有效改善梁翼缘对接焊缝的应力分布^[5]. 陈以一等^[6]对 H 型钢梁与钢管柱隔板贯通式节点进行了试验研究, 考察了构造细部对节点抗震性能的影响, 结果表明 H 型钢梁与钢管柱隔板贯通式节点在梁翼缘对接焊缝处脆断.

以上研究为探寻隔板贯通式箱型柱-H 型钢梁节点断裂机理奠定了坚实的基础, 但多数普遍缺失断裂判据. 笔者采用文献^[7]建议的结构钢椭圆面断裂模型及耦联的椭圆面屈服模型, 对隔板贯通式箱型中柱-H 型钢梁常规节点和对接焊缝扩大头及梁翼缘圆孔削弱型节点试验进行数值模拟和断裂机理分析, 提出了提高节点延性的细部构造.

1 隔板贯通箱型柱-翼缘削弱 H 型钢梁节点试验

1.1 节点设计

试验共设计了 3 个对接焊缝扩大头和圆孔削弱

收稿日期: 2014-04-20.

宁波大学学报(理工版) 网址: <http://journal.lg.nbu.edu.cn/>

基金项目: 浙江省公益性技术应用研究计划(2013C31058); 浙江省自然科学基金(LY12E08008); 浙江省 151 人才工程项目(11-3-079); 宁波市自然科学基金(2013A610192).

第一作者: 童科挺(1988-), 男, 浙江宁波人, 在读硕士研究生, 主要研究方向: 钢结构节点断裂. E-mail: tongketing@126.com

*通信作者: 王万祯(1974-), 男, 河南周口人, 博士/教授, 主要研究方向: 钢结构断裂. E-mail: wangwanzhen1975@sina.com

型隔板贯通式箱型中柱-H 型钢梁节点和 1 个常规节点。调整构件截面尺寸以满足现行规范要求^[8-10]，箱型柱截面 250 mm×250 mm×8 mm，H 型钢梁截面 H200 mm×100 mm×6 mm×8 mm。柱高 2 955 mm，单侧梁长 1 820 mm。

常规节点(BASE 试件)的几何尺寸和细部构造如图 1 所示。对接焊缝扩大头和圆孔削弱型节点(JD 系列试件)的细部构造如图 2 所示，相关参数见表 1。试验中的 4 个试件均采用 Q345 钢材、E50 型焊条手工焊接制作。

表 1 圆弧扩大头和圆孔削弱型节点构造参数 mm

试件	L	D	d
JD1	73	39.8	23.8
JD2	68	39.8	21.7
JD3	75	39.7	20.8

1.2 材性试验

按文献[11]规定，试件同批次 6 mm 厚和 8 mm

厚钢板材性试件及 E50 焊条材性试件各 3 个，表 2 即为材性试验结果。

1.3 装置及加载方式

试验装置如图 3 所示。柱底部由地脚螺栓铰接于实验室地槽，柱顶采用水平侧向支撑约束，以模拟柱顶端铰接边界。在柱子顶部，通过千斤顶施加约为柱全截面屈服强度 30%的轴压力。在梁加载

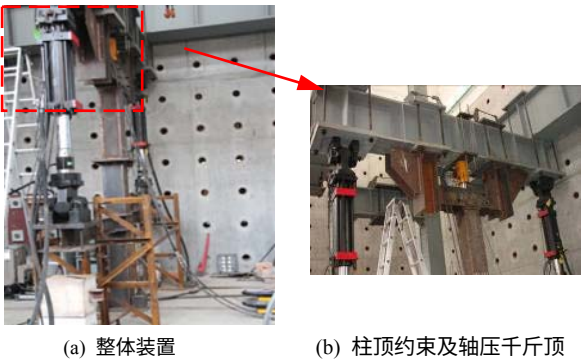


图 3 加载装置

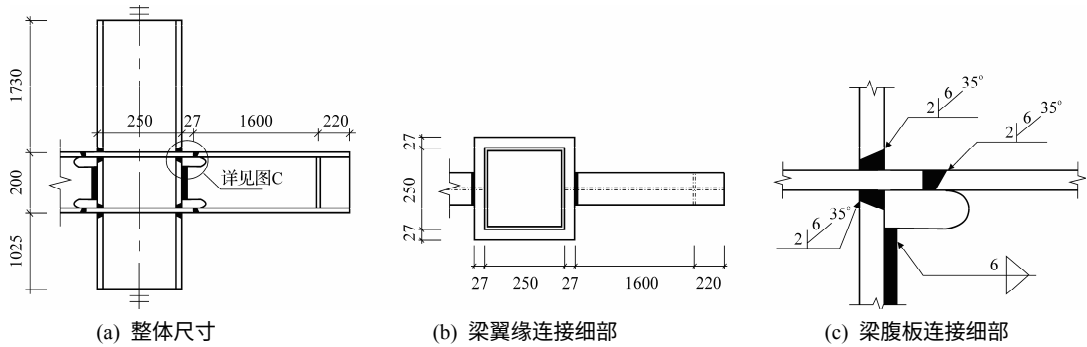


图 1 常规节点的几何尺寸和细部构造(单位: mm)

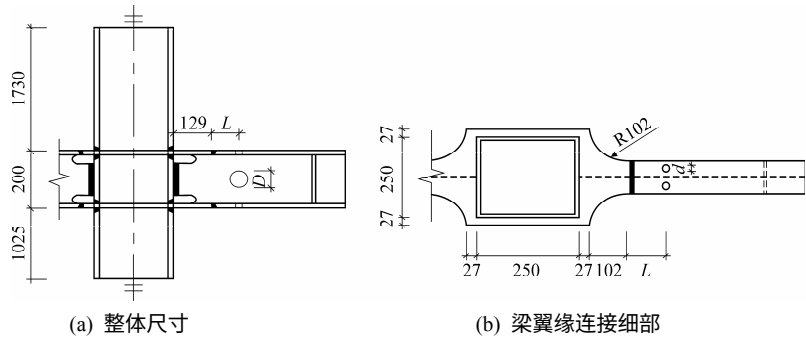


图 2 JD 系列试件的细部构造(单位: mm)

表 2 材性试验结果

材性试样	σ_y / MPa	ε_y / %	σ_u / MPa	ε_u / %	δ / %	E / ($\times 10^5$ MPa)	μ
6 mm 板	345	0.17	503	30	39	2.09	0.29
8 mm 板	369	0.18	510	22	40	2.05	0.30
焊缝	474	0.23	570	19	36	2.09	0.29

端设置侧向支撑,以防止梁过早失稳.采用 MTS 加载系统和 Flex TextTM GT 数据采集系统,在 2 个梁自由端施加反对称的往复循环荷载,采用位移加载模式(以左侧梁向上加载位移为正,加载速率为 $60 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$),即 $\pm\Delta_y$ 、 $\pm 2\Delta_y$ 、 $\pm 3\Delta_y$ 、 $\dots$,其中, Δ_y ($\Delta_y \approx 10 \text{ mm}$)为梁全截面屈服位移,每级位移循环 3 周,直至试件破坏.

1.4 试验结果

BASE 试件右侧梁端向上加载至 60 mm (第 2 圈)时,右侧梁下翼缘对接焊缝断裂(图 4),左侧梁的破坏模式和右侧梁相似.图 5 为 BASE 试件的滞回曲线,其塑性转角 θ_p 约为 0.016 rad ,承载力约为 54.4 kN ,即约 $1.28 P_p$ (P_p 为梁的全截面塑性荷载).



图 4 BASE 试件的破坏照片

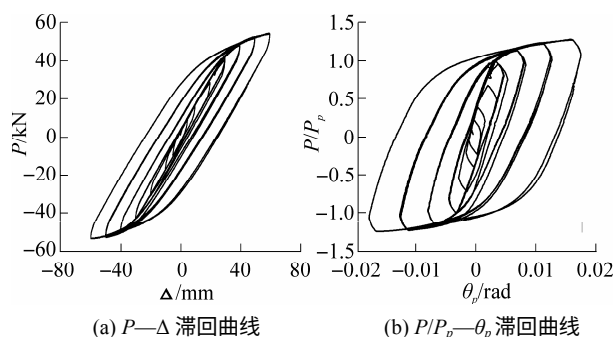


图 5 BASE 试件的滞回曲线

JD1 试件右侧梁端向上加载至 60 mm (第 3 圈)时,梁下翼缘孔边钢材拉断(图 6),左侧梁的加载反应与右侧梁相似.图 7 为 JD3 试件的滞回曲线,其塑性转角 θ_p 约为 0.019 rad ,承载力约为 49.2 kN .

JD2 试件左侧梁端向上加载至 60 mm (第 3 圈)时,左侧梁下翼缘孔侧边钢材出现裂缝,向上加载至 70 mm 第 1 圈后反向卸载时,左侧梁下翼缘孔侧边钢材拉断(图 8).右侧梁的反应和左侧梁相似,但最终未完全拉断.图 9 为 JD2 试件的滞回曲线,其塑性转角 θ_p 约为 0.019 rad ,承载力为 51.3 kN ,约为 $1.21 P_p$.

JD3 试件右侧梁端向上加载至 60 mm (第 2 圈)



图 6 JD1 试件的破坏照片

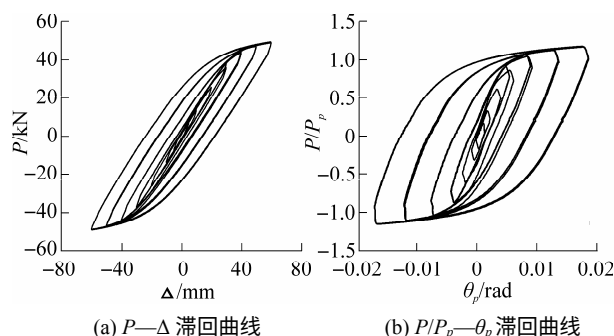


图 7 JD1 试件的滞回曲线



图 8 JD2 试件的破坏照片

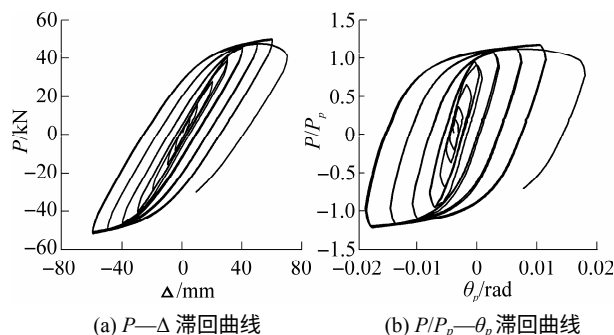


图 9 JD2 试件的滞回曲线

时,梁下翼缘孔侧边钢材被拉断(图 10),左侧梁的破坏模式与右侧梁相似.图 11 为 JD1 试件的滞回曲线,其塑性转角 θ_p 约为 0.019 rad ,承载力约为 49.9 kN ,即约 $1.17 P_p$.

试验结果显示,对接焊缝脆断是隔板贯通式箱型中柱-H 型钢梁常规节点的主要破坏模式.对接焊缝扩大头和梁翼缘圆孔削弱型隔板贯通式箱型中柱-H 型钢梁节点在梁削弱截面形成塑性铰,孔边开裂是其主要破坏模式.试件 JD1、JD2 和 JD3 的塑性转角较 BASE 试件提高约 19%,承载力

较 BASE 试件分别下降了 8.6%、5.5%和 9.4%。



图 10 JD3 试件的破坏照片

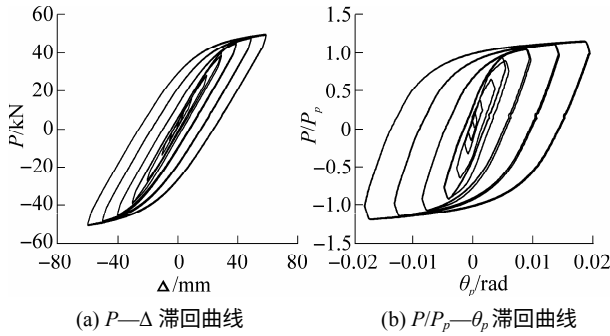


图 11 JD3 试件的滞回曲线

2 隔板贯通箱型中柱-翼缘削弱 H 型钢梁节点数值模拟和断裂分析

文中的结构钢椭球面断裂模型及耦联的椭球面屈服模型分别如下^[7]。

$$(\sigma_{\text{seq}}/r)^2 + (\sigma_m/q)^2 = 3\tau_y^2, \quad (1)$$

$$\sigma_{\text{seq}}^2 + (\sigma_m/q)^2 = 3\tau_y^2, \quad (2)$$

式中, $q = \sqrt{2}(1+\mu)/3(1-2\mu)$, $r = \tau_f/\tau_y$, 参数 r 可近似由式 $\sigma_u/\sigma_y \approx r\sqrt{1+9q^2}/\sqrt{r^2+9q^2}$ 量化. σ_{seq} , σ_m , τ_y , τ_f , σ_y , σ_u 和 μ 分别为 Mises 等效应力、平均应力、剪切屈服强度、剪切断裂强度、单向拉伸屈服强度、极限强度和泊松比。

BASE 试件的有限元模型如图 12 所示, 并采用 ANSYS 软件中的三维实体单元 solid45 划分, 单元数为 13 194. 在柱端面约束节点位移来模拟柱上下端的铰接边界, 在梁端设置侧向约束来模拟试验

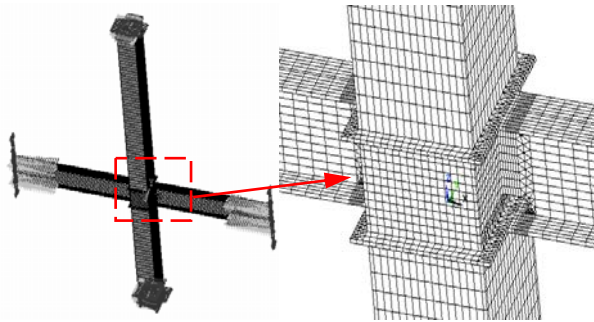


图 12 BASE 试件的有限元模型

中梁加载端的侧向支撑. 材料模型采用(2)式的椭球面屈服模型及其关联流动法则和随动强化模型, 钢材和焊缝材性数据取值表 2 中的材性试验值。

图 13 为 BASE 试件的数值模拟滞回曲线. 其承载力达到 51.2 kN, 约 1.21 P_p (P_p 为梁的全截面塑性荷载), 对应的塑性转角 θ_p 为 0.016 rad. 数值模拟的承载力与实验值误差约为 5%, 从总体上看, 数值模拟曲线和实验结果较好的吻合。

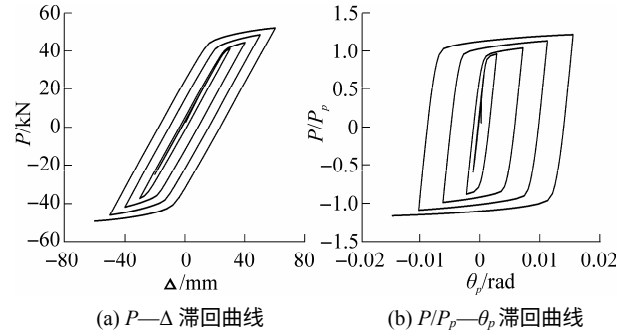


图 13 BASE 试件的模拟滞回曲线

由(1)式定义断裂指数 R_{FI} 为:

$$R_{FI} = \sqrt{(\sigma_{\text{seq}}/r)^2 + (\sigma_m/q)^2} / \sqrt{3}\tau_y. \quad (3)$$

由(2)式定义屈服指数 R_{YI} 为:

$$R_{YI} = \sqrt{(\sigma_{\text{seq}})^2 + (\sigma_m/q)^2} / \sqrt{3}\tau_y. \quad (4)$$

由 8 mm 厚钢材泊松比 $\mu = 0.3$, 得 $q = (\sqrt{2}(1+\mu))/(3(1-2\mu)) \approx 1.53$, 剪切屈服强度 $\sqrt{3}\tau_y = (\sqrt{1+9q^2}/3q)\sigma_y \approx 377 \text{ N}\cdot\text{mm}^{-2}$, 由极限强度与屈服强度比值 $\sigma_f/\sigma_y = r\sqrt{1+9q^2}/\sqrt{r^2+9q^2} \approx \sigma_u/\sigma_y = 1.38$, 解得 $r = 1.41$, 将以上参数带入分别带入(3)式和(4)式, 得 8 mm 厚钢材断裂指数 R_{FI} 和屈服指数 R_{YI} 分别为:

$$R_{FI} = \sqrt{(\sigma_{\text{seq}}/1.41)^2 + (\sigma_m/1.53)^2} / 377, \quad (5)$$

$$R_{YI} = \sqrt{(\sigma_{\text{seq}})^2 + (\sigma_m/1.53)^2} / 377. \quad (6)$$

同理得焊材的断裂指数 R_{FI} 和屈服指数 R_{YI} 分别为:

$$R_{FI} = (\sigma_{\text{seq}}/1.22)^2 + (\sigma_m/1.45)^2 / 486, \quad (7)$$

$$R_{YI} = \sqrt{(\sigma_{\text{seq}})^2 + (\sigma_m/1.45)^2} / 486. \quad (8)$$

图 14 为 BASE 试件加载至 60 mm 时, 梁翼缘屈服指数沿梁长的分布(横坐标表示距柱面距离)和对接焊缝断裂指数沿梁翼缘宽度的分布。

可见, 常规节点的屈服区主要集中于距柱面较近的对接焊缝及其周边, 因宽大的隔板对对接焊缝区域形成强约束, 对接焊缝周边形成的较狭

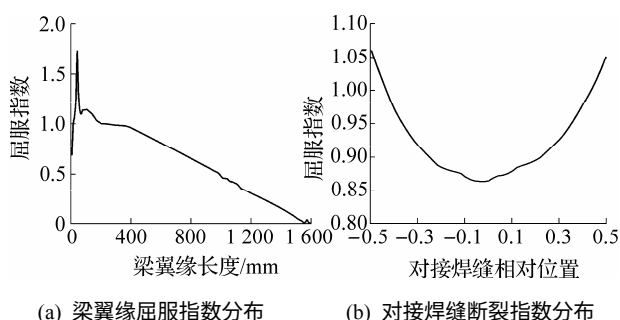


图14 BASE 试件的屈服指数和断裂指数分布

窄的屈服区很难发展塑性，难以形成有效的塑性铰，节点延性较差。

对接焊缝侧边的断裂指数明显大于其他部位，表明对接焊缝首先在两侧边形成裂纹，较准确地预测了试验中对接焊缝的初始开裂位置。当梁端位移加载至 60 mm 时，对接焊缝侧边的断裂指数达到 1.0 以上，焊缝已开裂，与试验结果(图 4)吻合。

为更广泛地研究梁翼缘开孔参数 d 对扩大头隔板贯通式箱型柱-H 型钢梁节点断裂和屈服性能的影响规律，除试验试件 JD1~JD3 外，增加了试件 JD0 和试件 JD4~JD6，它们的构造参数见表 3，其余尺寸同试件 JD1。

表3 试件 JD0 和 JD4~JD6 的构造参数 mm

试件参数	L	D	d
JD0	77	40	26
JD4	65	40	18
JD5	60	40	16
JD6	55	40	14

图 15 为 JD 系列试件加载至 60 mm 时，钢材屈服指数沿梁翼缘长度的分布。计算结果显示，屈服指数峰值距柱壁约 200 mm，即位于梁翼缘圆孔削弱处。由图可见，梁翼缘上开设的圆孔构造促使屈服区形成于远离节点的梁削弱截面，屈服区钢材可充分发展塑性，形成易于转动的塑性铰。

图 16 为 JD 系列试件加载至 60 mm 时对接焊缝和梁削弱截面的断裂指数分布。由图可见，随着梁翼缘孔径 d 的减小，对接焊缝断裂指数增加。当梁翼缘孔径 $d = 14 \sim 26$ mm 时，对接焊缝两侧边的断裂指数 $R_{F1} < 1.0$ 。这得益于隔板圆弧扩大头构造消除了对接焊缝沿梁翼缘宽度的几何突变和应力集中，显著降低了对接焊缝的脆断风险。当梁翼缘孔径 d 较大时，开孔截面(尤其是孔边)断裂风险明

显增加，建议梁翼缘孔径 d 不宜超过 20 mm，即削弱尺寸不宜超过梁翼缘宽度的 40%。

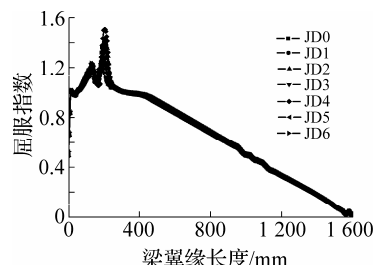


图15 JD 系列试件梁翼缘的屈服指数分布

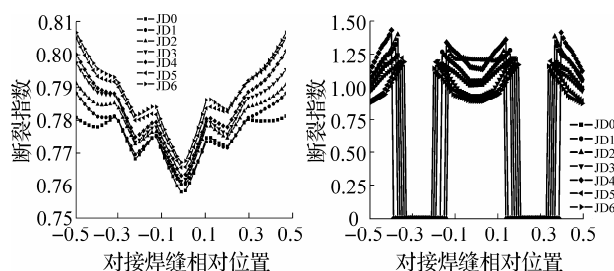


图16 JD 系列试件的断裂指数分布

综合考虑梁翼缘对接焊缝和开孔截面的断裂风险，建议梁翼缘孔径参数取值 $d = 14 \sim 20$ mm。隔板圆弧扩大头尺寸(扩大头圆弧半径)，可简单取为隔板宽度与梁翼缘宽度之差的一半，即 $R = (W_d - b_f)/2$ ，其中， W_d 和 b_f 分别为贯通式隔板宽度和梁翼缘宽度。

3 结论

对隔板贯通式箱型中柱-H 型钢梁常规节点和对接焊缝扩大头及圆孔削弱型节点进行了试验和基于椭圆面断裂模型及耦联的椭圆面屈服模型的数值模拟和断裂机理分析，得出以下结论：

(1) 常规节点梁翼缘对接焊缝侧边应力集中严重，梁翼缘对接焊缝脆断是隔板贯通式箱型中柱-H 型钢梁常规节点主要破坏模式。常规节点的屈服区位于靠近柱面的对接焊缝狭窄区域，宽大的隔板对梁翼缘对接焊缝形成的强约束，导致屈服区钢材很难发展塑性，节点延性较差。

(2) 扩大头构造消除了对接焊缝沿梁翼缘宽度的几何突变，减缓了对接焊缝的应力集中程度，降低了对接焊缝的脆断风险。

(3) 梁翼缘上开设的圆孔构造，促使屈服区形成于远离节点区的梁削弱截面。孔边开裂是对接

焊缝扩大头和圆孔削弱型节点的主要破坏模式,

(4)对接焊缝扩大头及圆孔削弱型节点在远离柱面的梁截面形成可充分发展塑性的屈服区,塑性转角较常规节点提高了 19%,承载力降低 5.5%~9.4%.

(5)建议梁翼缘开孔直径取为: $d = 14 \sim 20 \text{ mm}$; 隔板圆弧扩大头半径取为隔板宽度与梁翼缘宽度之差的一半, 即 $R = (W_d - b_f) / 2$.

参考文献:

- [1] 李国强, 孙飞飞, 沈祖炎. 强震下钢框架梁柱焊接连接的断裂行为[J]. 建筑结构学报, 1998, 19(4):19-28.
- [2] 崔鸿超. 日本兵库县南部地区地震震害综述[J]. 建筑结构学报, 1996, 17(1): 2-13.
- [3] Goswami R, Murty C V R. Externally reinforced welded I-beam-to-box-column seismic connection[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2010, 136(1):23-30.
- [4] Kim T, Stojadinovic B, Whittake A S. Seismic performance of pre-northridge welded steel moment connections to built-up box columns[J]. Journal of Structural Engineering, 2008, 134(2):289-299.
- [5] Kim Y J, Oh S H. Effect of moment transfer efficiency of a beam web on deformation capacity at box column-to-H beam connections[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2007, 63:24-36.
- [6] 陈以一, 李刚, 庄磊, 等. H 型钢梁与钢管柱隔板贯通式连接节点抗震性能试验[J]. 建筑钢结构进展, 2006, 8(1):23-30.
- [7] 王万祯. 结构钢开裂准则及断裂试验分析[J]. 工程力学, 2008, 25(5):27-31.
- [8] GB 50017-2003, 钢结构设计规范[S].
- [9] GB 50011-2001, 建筑抗震设计规范[S].
- [10] JGJ 99-98, 高层民用建筑钢结构技术规程[S].
- [11] GB/T228-2002, 金属材料室温拉伸试验[S].

Fracture Mechanism of Diaphragm-through Type Joints of Steel Box Column and Reduced H-style Steel Beam under Low Cyclic Reversed Loading

TONG Ke-ting, WANG Wan-zhen*, GUO Ge, WANG Wei-tao, SUN Shao-jiang

(Faculty of Architectural, Civil Engineering and Environment, Ningbo University, Ningbo 315211, China)

Abstract: In order to study the fracture mechanism, the test on ductile joints of steel box column for the H-style steel beam under the seismic loading and low cyclic reversed loading is conducted on four diaphragm-through type joints of steel box interior column and H-style steel beam, including one conventional joint and three joints with enlarged juncture and opening holes in the beam. The test is based on an elliptical fracture model coupled with an elliptical yield model of constructional steel. The results show that the conventional joint brittle fractures at butt weld between beam flange and diaphragm where the stress is highly concentrated. Enlarged juncture eliminates geometry mutation of butt welds along the beam flange width, and reduces the degree of stress concentration and the risk of brittle fracture of the butt weld. Plastic hinge causes the weaken beam section distant from the panel zone due to the opening holes at beam flanges. The load bearing capacity of the joint with enlarged juncture and opening holes at the beam flanges reduces by 5.5%~9.4% compared with that of the conventional joint.

Key words: joints of steel box column and H-style steel beam; elliptical fracture model; elliptical yield model; enlarged junctures; plastic rotation; load bearing capacity

(责任编辑 章践立)