

doi:10.3969/j.issn.1674-4764.2013.02.009

梁端翼缘扩翼型节点抗震性能分析

王 燕, 刘 芸, 毛 辉

(青岛理工大学 土木工程学院, 山东青岛 266033)

摘 要: 针对梁端翼缘扩翼型节点抗震性能, 在试验研究基础上通过建立有限元分析模型衍生设计了 2 组 16 个试件, 采用 Ansys 有限元分析方法深入探讨了梁端翼缘扩翼型节点的扩大宽度、扩大长度等参数对节点极限荷载、延性性能等抗震性能影响。根据试验及有限元模拟的试件破坏结果, 对容易导致节点断裂发生的薄弱环节的开裂可能性进行了评估, 通过引入等效塑性应变指数, 从理论上分析了梁端翼缘扩翼型节点的断裂机理。介绍了梁端翼缘扩翼型节点扩翼参数的设计方法。

关键词: 侧板加强型节点; 直接扩翼型节点; 扩翼参数; 等效塑性应变指数; 断裂特性

中图分类号: TU391 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2013)02-0052-09

Seismic Characteristics of Widened Beam Flange Joints

Wang Yan, Liu Yun, Mao Hui

(College of Civil Engineering, Qingdao Technological University, Qingdao 266033, P. R. China)

Abstract: In order to analyze the seismic behavior of widened beam flange joints, 16 specimens were derived from finite element models base on experiments. The effects of some parameters, such as the increased width and length, on ultimate load and ductility performance of joints were further discussed with ANSYS finite element method. According to specimen failure phenomenon of both experiment and finite element method, the weak link of the joints was found and the cracking possibility was evaluated. A theoretical analysis of the fracture mechanism of widened beam flange connection was conducted. In addition, design method of widened beam flange parameters was introduced, which will offer valuable information and reference for seismic design in steel frame joints.

Key words: side plate-reinforced joints; widen flange joints; widened beam flange parameters; plastic equivalent strain index; fracture characteristics

钢框架梁端翼缘扩翼型节点按细部构造可以分为梁端翼缘侧板加强型节点和梁端翼缘直接扩翼型节点, 如图 1 所示。其工作原理是通过加大梁翼缘端部截面, 增大梁柱连接处的抗弯能力, 使梁柱端部焊缝和焊缝区域断面应力小于非焊接区, 促使塑性

铰的位置离开柱面梁端一定距离, 达到塑性铰外移设计目标。虽然学者们已就梁端翼缘扩翼型节点展开研究, 并取得了一定的研究成果^[1-5], 但此类节点在实际工程中的应用尚不广泛, 原因之一是加强构件的几何参数对节点受力性能的影响还不够成熟。

收稿日期: 2012-09-12

基金项目: 国家自然科学基金(51078194); 教育部高等学校博士学科点专项基金(20103721110003); 中国博士后科学基金(2012M511464)

作者简介: 王燕(1957-), 女, 教授, 博士生导师, 主要从事钢结构设计理论及工程应用研究, (E-mail) yanwang123@qtech.edu.cn。

另一方面,虽然中国在 2010 年颁布实施的《建筑抗震设计规范》第 8 章多层和高层钢结构房屋的设计中^[6],建议在抗震等级为一级和二级时宜采用将塑性铰外移的梁端翼缘扩大型等 4 种节点连接形式,但具体设计方法和实施步骤尚不够明确。

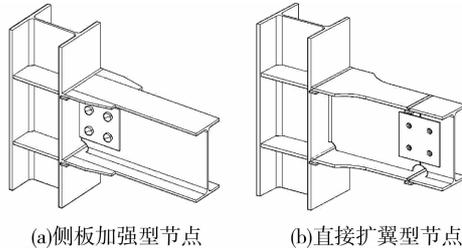


图 1 梁端翼缘扩翼型节点

笔者针对设计方法不够明确,难以在工程中应用的实际困难,归纳总结了梁端翼缘扩大型节点的设计步骤,并以侧板加强型节点为例给出了具体设计过程。以试验试件(侧板加强节点为 SPS-1, SPS-2、直接扩翼型节点为 WFS-1, WFS-2 和普通节点 NFS)为基础^[7],建立了有限元模型 SP-1、SP-2、WF-1、WF-2、NBF。通过对比试验与有限元分析的试件破坏形态,验证了有限元研究方法的可靠性。以文献[7]试验试件为基础,衍生设计了 2 组共 16 个有限元计算模型试件,分析了节点扩翼参数对承载力及延性性能的影响。最后通过对梁端翼缘扩大型节点断裂倾向指数的对比分析,研究了构造形式对节点抗震性能的影响,并对梁端翼缘扩大型节点的抗震性能进行了评估。

1 试验现象与有限元结果对比

1.1 试件设计

梁端翼缘侧板加强型节点和梁端翼缘直接扩翼型节点的共同特征都是通过加强梁端截面,促使塑性屈服在距离柱面梁端以外的区域出现并扩展,避免塑性铰出现在刚度较差的焊接接头处,以确保构件具有足够的延性。其基本思想根据地震弯矩梯度对梁端截面进行加强,使加强后的区域截面抵抗弯矩大于地震弯矩需求梯度。由于塑性铰总是在结构 M/M_u 值最大截面处首先出现,因此只要使得加强段端部梁截面 M/M_u 值大于梁上其它截面处的 M/M_u 值,加强段端部就会形成塑性铰,远离梁柱翼缘交界面,如图 2 所示。

参照文献[8]、[9],侧板加强型节点和梁端翼缘直接扩翼型节点扩翼参数设计步骤如表 1 所示;表 2 所示为侧板加强型和直接扩翼型试件的扩翼参数。

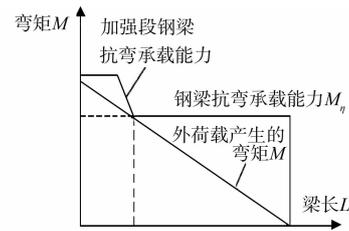


图 2 加强型节点的设计原理

表 1 扩大型连接扩翼参数设计步骤

| | 侧板加强式节点 | 扩翼式节点 |
|---|---|---|
| 1 | 参照日本《钢结构组合部设计指针》取侧板与梁翼缘等厚,根据 $l_c = (0.5 \sim 0.75)h_b$,初步选择侧板长度。 | 参照美国 FEMA-350 规定,初步确定扩翼段与圆弧段长度: $l_a = (0.5 \sim 0.75)l_b$, $l_b = (0.3 \sim 0.45)h_b$ 。 |
| 2 | 计算钢梁塑性铰处的最大塑性弯矩 M_{pb} : $M_{pb} = C_{pr} \cdot R_y \cdot f_y \cdot W_{pb}$ | |
| 3 | 梁端的柱表面弯矩 M_c : $M_c = \frac{l_0/2}{l_0/2 - (l_c + h_b/4)} M_{pb}$ | 梁端的柱表面弯矩 M_c : $M_c = \frac{l_0/2}{l_0/2 - (l_a + l_b)} M_{pb}$ |
| 4 | 计算侧板宽度 c : $c = \frac{1}{2} \left[\frac{1.2M_c}{(h - t_f)t_f f_u} - b_f \right] + 2t_f$ | 计算扩翼宽度 b_{wf} : $b_{wf} = b_f + \frac{1.2M_c - R_y f_y W_{pb}}{R_y f_y (h_b - t_f) t_f}$ |
| 5 | 依据侧板末端的宽度 $(2t_f + 6)$ mm 和坡度 $i = 1:4$ 确定整个侧板的几何尺寸。 | 确定扩翼圆弧段半径 R : $R_{min} = \frac{(b_{wf} - b_f)}{4} + \frac{l_b^2}{b_{wf} - b_f}$ |
| 6 | 验算钢梁翼缘的局部稳定性,若不满足返回进行步骤 1 重新选择钢侧板及扩翼段长度。 | |

注: h_b 为梁的高度; b_f 为梁翼缘宽度; C_{pr} 为承载力系数,取 1.15; R_y 为钢材超强系数,中国取 1.1; f_y 为梁钢材的屈服强度; W_{pb} 为钢梁的塑性截面模量; l_0 为梁的净跨; f_u 为梁的抗拉强度; t_f 为梁翼缘板厚度。

表 2 侧板加强型和直接扩翼型试件扩翼参数

| 试件编号 | 扩翼参数 | | | |
|-------|-----------|-----------|---------|---------|
| | l_a /mm | l_b /mm | c /mm | d /mm |
| SPS-1 | 110 | 110 | 50 | 25 |
| SPS-2 | 80 | 90 | 40 | 25 |
| WFS-1 | 110 | 110 | 50 | — |
| WFS-2 | 80 | 90 | 40 | — |

1.2 梁端翼缘扩大型连接节点试验

文献[7]对表 2 中的 SPS(1,2)、WFS(1,2) 系列试件以及 1 个普通栓焊节点试件 NFS 进行了 1/2 缩尺比例的试验,结果表明,4 个梁端翼缘扩大型梁柱节点均达到了抗弯钢框架连接的抗震要求,而普通试件由于梁柱焊缝根部的脆性破坏制约了梁柱节点的塑性能,试件极限承载力破坏状态描述见表 3。

表 3 试件破坏状态

| 试件编号 | 试验破坏状态描述 |
|-------|---|
| SPS-1 | 焊接侧板端部梁下翼缘沿梁宽撕裂,梁上、下翼缘在焊接侧板末端外产生明显的局部屈曲,梁腹板发生凸曲 |
| SPS-2 | 侧板端部梁翼缘横向开裂,梁上、下翼缘均有明显局部屈曲,腹板出现微小凸曲 |
| WFS-1 | 梁上、下翼缘圆弧扩大区末端产生明显的局部屈曲,梁腹板发生严重凸曲,塑性破坏 |
| WFS-2 | 梁腹板与柱翼缘焊接处撕裂,梁上翼缘表面形成贯通式半月型裂缝,梁上、下翼缘扩大圆弧段有明显的局部屈曲 |
| NFS | 梁扇形焊缝通过孔根部处的下翼缘沿梁宽度方向被突然拉断,上翼缘仅有微小屈曲,脆性破坏 |

试验结果表明,梁端翼缘直接扩翼型节点的塑性铰中心形成于扩翼圆弧段末端,塑性铰中心形成于加强侧板端部以外 1/4 梁高处,2 种节点均达到塑性铰外移目的。

1.3 有限元建模及加载

建立与试验试件 WFS-1、WFS-2、SPS-1、SPS-2、NFS 对应的有限元数值模型分别为 WF-1、WF-2、SP-1、SP-2、NBF。材料的本构关系采用线性强化弹塑性力学模型,分析时假设钢材的受拉和受压弹性模量相同,材性试验关键点数据: $\sigma_y = 299.2 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_y = 0.144\%$, $E = 2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_u = 420.6 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_u = 18.0\%$, $\epsilon_{st} = 26.4\%$,泊松比为 0.3。

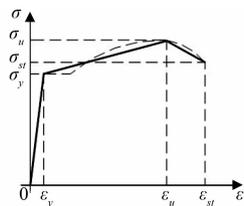


图 3 钢材本构关系模型

小应变情况下,应变增量可以分为弹性和塑性 2 部分,笔者采用的材料本构方程为:

$$[d\sigma] = [D]_{ep}[d\epsilon] = ([D]_e - [D]_p)[d\epsilon] \quad (1)$$

式中 $[D]_e$ 、 $[D]_{ep}$ 、 $[D]_p$ 分别为弹性、弹塑性、塑

性本构矩阵,其中 $[D]_{ep} = [D]_e - [D]_p$ 。

梁、柱均采用 solid95 实体单元进行自由网格划分,在模拟过程中,由于焊接残余应力对节点整体最终破坏形态和受力性能影响不大^[10-11],为突出扩大型节点构造对节点性能的影响,分析中忽略了节点焊缝缺陷、焊接残余应力影响。直接圆弧扩翼式及侧板加强式节点三维实体有限元模型如图 4 所示。

加载制度采用施加周期位移荷载的方式,参照试验采用的位移加载方式,初始位移为屈服位移 Δ_y 的 20%,之后,每级位移荷载取屈服位移荷载的 20%,每级循环 1 次,直至达到屈服,步长按 Δ_y 控制,依次施加 2、3、4 倍屈服位移,每级荷载循环 2 次。

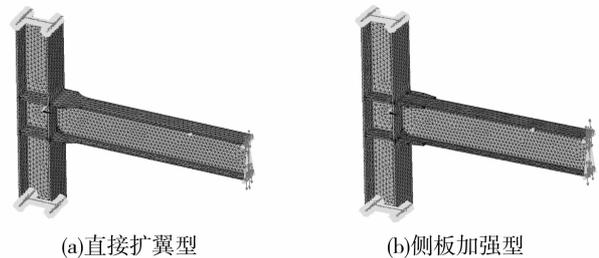


图 4 有限元模型

研究选用 Von Mises 屈服准则来判断初始屈服的发生,当等效应力超过材料的屈服应力时,将发生塑性变形。而后继屈服必须通过“流动法则”和“强化准则”来预测。

关于如何判断有限元模拟过程发生的断裂现象,目前还未见统一标准,故借鉴试验现象以及经典力学知识认为,当同时满足以下条件时,该位置存在发生脆性断裂的可能性:有明显的应力集中现象且数值远高于其他的位置。

1.4 荷载-位移滞回曲线对比分析

图 5 为试验与有限元分析的滞回曲线对比图。图中,由于在试验过程中不可避免的存在误差以及有限元分析中对部分条件进行简化的原因,试验曲线与有限元模拟曲线未能完全重合,但变化趋势基本一致。SPS-1、SPS-2、WFS-1、WFS-2 的滞回曲线均呈现饱满的纺锤形,且在屈服后各级荷载的两个循环的曲线基本重合。NFS 的滞回曲线的形状显得扁长,不丰满,滞回环面积相对较小,耗能能力明显偏弱。这说明梁端翼缘扩大型梁柱节点比传统栓焊节点具有更好的耗能性能。

1.5 试件承载力及延性系数的对比分析

承载力和延性系数是衡量结构或构件抗震性能的重要指标。各试件屈服荷载、极限荷载及延性系数有限元计算值与试验内容对比结果见表 4。

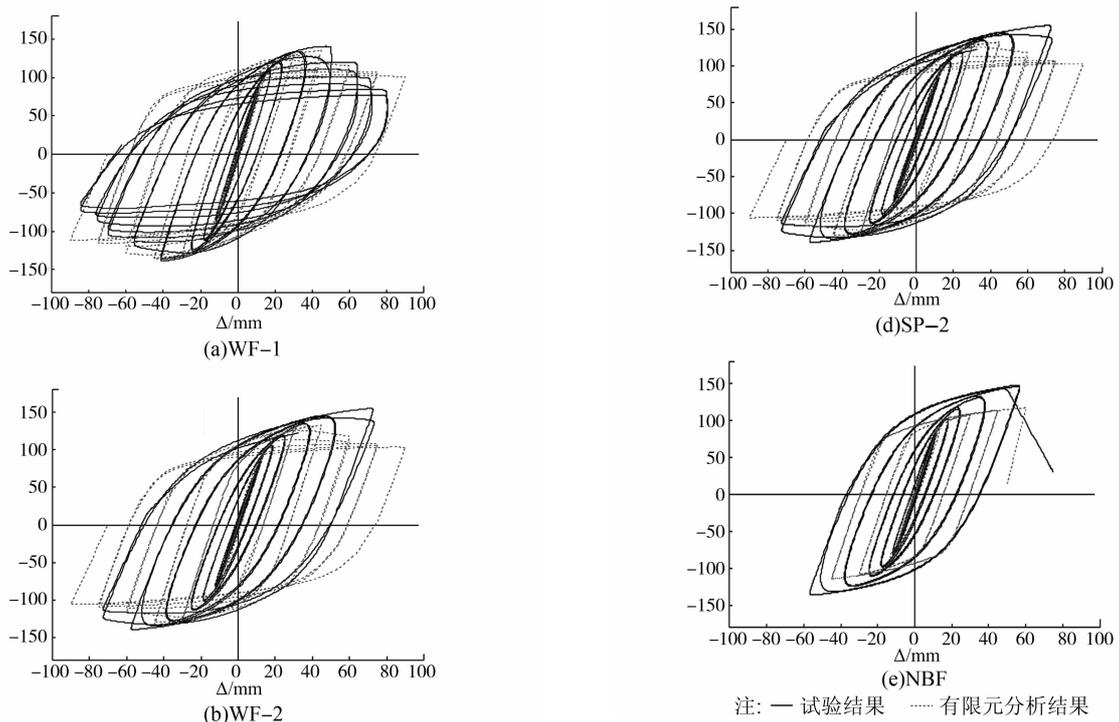


图 5 滞回曲线有限元及试验结果对比

从表 4 中的比较来看除普通节点的误差值相对较大外,其它试件结果比较理想,分析原因主要由于普通节点由于破坏发生在节点梁柱翼缘连接焊缝处,受焊缝施工质量、焊缝缺陷和焊接残余应力等随机因素影响较大,故使试验值有所偏差,对于扩翼型节点的屈服荷载、极限荷载及延性系数的有限元计算值与试验值比较接近,因此对于扩翼型连接节点用 ANSYS 来分析是可靠的。

表 4 有限元计算值与试验结果对比

| 试件 | 屈服荷载 P_y | | | 极限荷载 P_u | | | 屈服位移 δ_y | | 极限位移 δ_u | | 延性系数 μ | | |
|-------|------------|------------|----------|------------|------------|----------|-----------------|------------|-----------------|------------|------------|------|----------|
| | 计算值/ kN | 试验值/ kN | 误差/ % | 计算值/ kN | 试验值/ kN | 误差/ % | 计算值/ mm | 试验值/ mm | 计算值/ mm | 试验值/ mm | 计算值 | 试验值 | 误差/ % |
| WFS-1 | 107.8 | 114.8 | 6.5 | 135.72 | 141.85 | 4.5 | 17.1 | 16.4 | 69 | 67.9 | 4.04 | 4.13 | 2.2 |
| WFS-2 | 105.4 | 102.8 | 2.5 | 130.34 | 138.65 | 6.4 | 16.6 | 17.1 | 69.5 | 71.1 | 4.18 | 4.17 | 0.2 |
| SPS-1 | 109.5 | 124.5 | 13.6 | 139.48 | 157.95 | 13.2 | 17.4 | 23.1 | 64 | 86.5 | 3.68 | 3.75 | 1.9 |
| SPS-2 | 106.6 | 115.2 | 8.1 | 133.17 | 153.73 | 15.4 | 16.9 | 20.8 | 65.8 | 83.4 | 3.89 | 4.00 | 2.8 |
| NBF | 97.1 | 112.7 | 16.1 | 118.00 | 149.75 | 26.3 | 15.5 | 27.3 | 45 | 61.9 | 2.9 | 2.27 | 21.7 |

注:误差百分比=(试验值-计算值)/计算值×100%

1.6 试件塑性变形发展规律及塑性铰分布特点

进入弹塑性阶段后,由于直接圆弧扩翼式及侧板加强式节点有限元模拟的变化规律基本一致,故以试件 WF-1 为例,给出节点塑性铰形成、发展、以及应力、变形发展规律,如图 6 所示。

由图 6 可知,当荷载加至第 1 圈 $2\Delta_y^+$ 时,节点

扩翼末端上下翼缘首先达到屈服,并开始向腹板处延伸(见图 6 (1));荷载达到第 1 圈 $3\Delta_y^+$ 时,扩翼末端腹板上下两侧逐渐达到屈服且继续向中和轴发展,塑性铰初步形成(见图 6 (2));当荷载循环至第 2 圈 $3\Delta_y^-$ 时,梁扩翼处腹板全截面屈服,同时上下翼缘由扩翼末端处向两侧一定范围内达到屈服,塑性

较形成,此时的 von mises 应力云图见图 6 (3); 塑性铰形成后,伴随荷载的继续增加,塑性铰区域附近的扩大段梁受压翼缘出现局部屈曲变形且不断发展,试件最终因翼缘局部屈曲变形过大而达到破坏(见图 6 (4))。

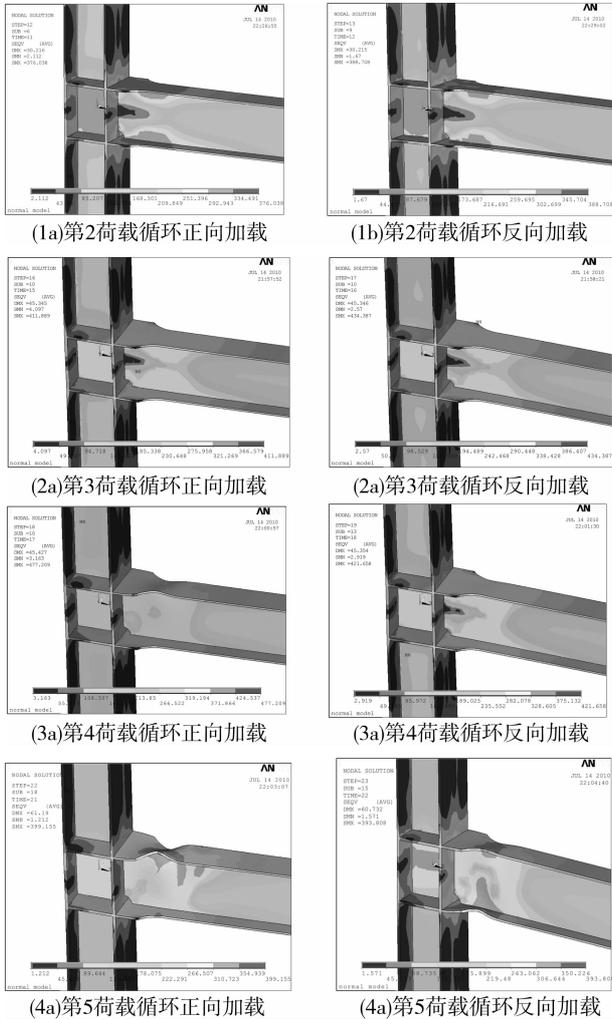


图6 试件 WF-1 在循环荷载下的应力发展过程及破坏状态

1.7 有限元与试验破坏形态对比

图 7 所示为扩翼型节点试件和普通节点破坏形态的有限元分析与试验结果。

1) 根据“有明显的应力集中现象且数值远高于其他的位置”这一判断标准,所有节点在有限元模拟中均预测到有可能发生脆性断裂的部位,但试验中仅 SP-1、NBF 节点出现撕裂破坏,这一现象表明,本文的判断标准虽无法完全准确的预测断裂的出现,但却可以预测有可能发生断裂的部位,这对实际工程有积极的指导作用。

2) 对于圆弧扩翼式节点,由于加载后期进入塑性阶段,扩翼区段末端的应力增长迅速,远远超过梁柱连接处的应力,因此破坏时最先发生在扩翼末端

区域,在该处由于翼缘和腹板上产生过大的局部变形及凸曲现象而发生局部失稳破坏,见图 7(a)~(d)。

3) 对于焊接侧板扩翼式节点,同圆弧扩翼型节点相类似,可能发生焊接侧板末端区域梁翼缘和腹板的局部失稳破坏,见图 7(g)~(h)。除此之外,对于加侧板扩翼式节点,由于扩翼末端翼缘截面变化比较急剧,容易在该处产生较大的应力集中,而这一位置翼缘处母材处于侧板焊缝的热影响区,材性降低,从而还可能发生变截面处沿翼缘宽度方向的撕裂,见图 7(e)~(f)。

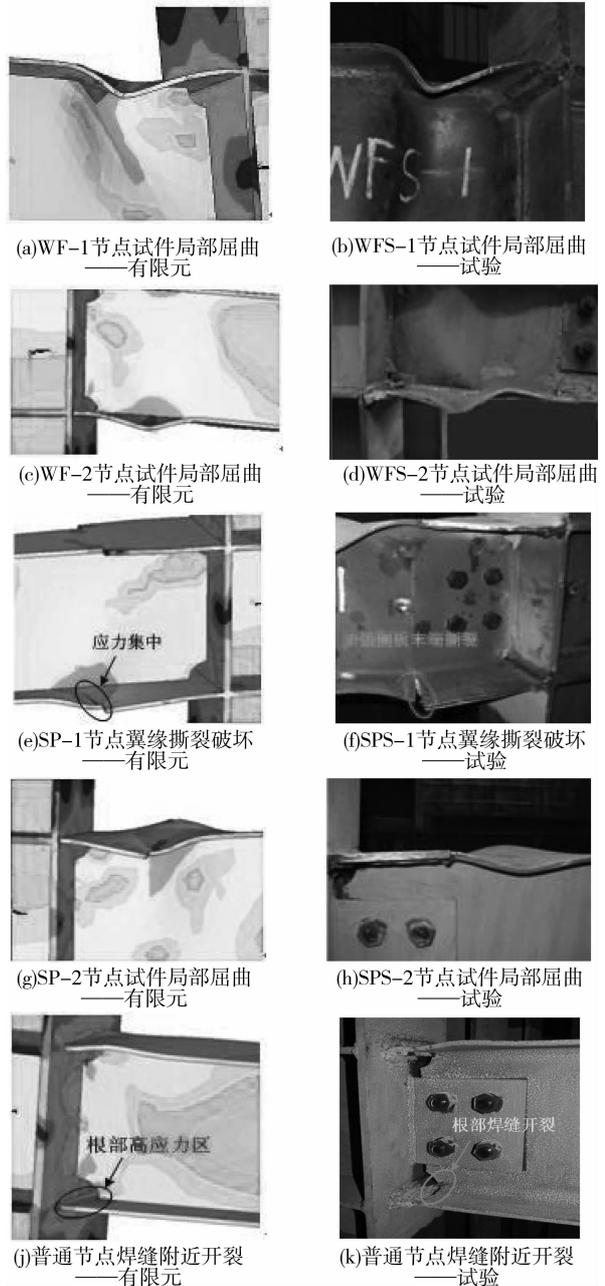


图 7 破坏形态对比

4) 对于普通节点,在加载过程中,最大 Mises 应

力始终位于梁柱对接焊缝处,因此受焊缝质量缺陷等不可避免的不利因素影响,易发生梁端焊缝附近的焊缝脆断破坏,见图7(j)~(k)。

5)有限元分析结果受力破坏形态与试验结果完全相符,进一步验证了试验和有限元计算结果可靠性。

2 扩翼参数对节点承载力及延性影响分析

2.1 有限元模型及扩翼参数

为深入研究梁端翼缘扩大型节点扩翼参数对节点承载力及延性性能的影响,在有限元分析模型与试验结果验证的基础上,衍生设计了2组共计16个有限元分析模型,一组为圆弧扩翼型节点(WF系列),另一组为侧板扩翼型节点(SP系列),参考文献[7]、[8]对扩大式节点参数的取值建议,变化表2所示的翼缘板扩大长度 l_a 、 l_b 以及翼缘板扩大宽度 c ,表5所示为改变翼缘板扩大长度 l_a 和 l_b 建立的WF-A及SP-A组有限元分析模型,表6所示为改变翼缘板扩大宽度 c 建立的WF-B组及SP-B组有限元分析模型。

表5 WF-A、SP-A组试件扩翼参数 mm

| 试件编号 | l_a | l_a/b_f | l_b | $(l_a+l_b)/h_b$ | c | c/b_f |
|------------------|-------|-----------|-------|-----------------|-----|---------|
| WF-A1 (SP-A1) | 60 | 0.40 | 90 | 0.50 | 40 | 0.27 |
| WF-A2 (SP-A2) | 90 | 0.53 | 90 | 0.60 | 40 | 0.27 |
| WF-A3 (SP-A3) | 120 | 0.73 | 90 | 0.70 | 40 | 0.27 |
| WF-A4 (SP-A4) | 150 | 1.00 | 90 | 0.80 | 40 | 0.27 |

注: h_b 为梁高

表6 WF-B、SP-B组试件扩翼参数 mm

| 试件编号 | l_a | l_a/b_f | l_b | $(l_a+l_b)/h_b$ | c | c/b_f |
|------------------|-------|-----------|-------|-----------------|-----|---------|
| WF-B1 (SP-B1) | 110 | 0.73 | 90 | 0.67 | 20 | 0.13 |
| WF-B2 (SP-B2) | 110 | 0.73 | 90 | 0.67 | 30 | 0.20 |
| WF-B3 (SP-B3) | 110 | 0.73 | 90 | 0.67 | 40 | 0.27 |
| WF-B4 (SP-B4) | 110 | 0.73 | 90 | 0.67 | 50 | 0.33 |

注: h_b 为梁高

2.2 节点承载力及延性分析

WF组节点各试件及SP组节点各试件承载力及延性系数有限元分析模型的计算结果见表7、表8。

表7 WF组试件承载力及延性系数表

| 试件编号 | 屈服荷载 P_y/kN | 极限荷载 P_u/kN | 屈服位移 δ_y | 极限位移 δ_u | 延性系数 μ |
|-------|------------------|------------------|--------------------|--------------------|---------------|
| WF-A1 | 133.22 | 146.15 | 17.23 | 72.53 | 4.21 |
| WF-A2 | 123.20 | 149.29 | 16.62 | 69.47 | 4.18 |
| WF-A3 | 135.12 | 154.38 | 16.57 | 68.53 | 4.16 |
| WF-A4 | 139.18 | 161.45 | 16.48 | 67.53 | 3.91 |
| WF-B1 | 130.57 | 150.08 | 16.98 | 71.65 | 4.22 |
| WF-B2 | 133.85 | 153.94 | 16.81 | 70.09 | 4.17 |
| WF-B3 | 136.93 | 157.57 | 16.54 | 68.47 | 4.14 |
| WF-B4 | 142.35 | 161.13 | 16.26 | 67.48 | 4.15 |

表8 SP组试件承载力及延性系数表

| 试件编号 | 屈服荷载 P_y/kN | 极限荷载 P_u/kN | 屈服位移 δ_y | 极限位移 δ_u | 延性系数 μ |
|-------|------------------|------------------|--------------------|--------------------|---------------|
| SP-A1 | 129.86 | 148.08 | 18.21 | 75.39 | 4.14 |
| SP-A2 | 133.71 | 153.78 | 18.16 | 74.63 | 4.11 |
| SP-A3 | 136.43 | 155.84 | 17.92 | 72.75 | 4.06 |
| SP-A4 | 139.07 | 160.08 | 17.86 | 71.98 | 3.67 |
| SP-B1 | 137.25 | 157.93 | 17.81 | 69.99 | 3.93 |
| SP-B2 | 139.21 | 159.08 | 17.52 | 70.78 | 4.04 |
| SP-B3 | 158.61 | 159.54 | 17.51 | 70.21 | 4.01 |
| SP-B4 | 138.83 | 159.79 | 17.31 | 70.45 | 4.07 |

由表7和表8以及图8可以看出,WF-A组试件及SP-A组试件,在保持试件过渡段长度 l_b 和扩大宽度 c 参数不变的情况下,试件节点的极限承载力随扩翼段长度 l_a 的增大而呈现增大趋势。WF-B组试件及SP-B组试件承载力,随着扩翼宽度 c 的变宽,亦呈现增大趋势,但增大程度不明显,这是由于参数 c 受柱翼缘宽度的限制故对承载力的影响较小。WP节点及SP节点各个试件的延性系数均在3.0以上,达到了抗弯钢框架连接的要求,说明节点具有良好的延性性能,在提高节点承载力的同时,扩翼式节点的延性也有所提高。

由表7和表8及图8可以看出,WF-A组、SP-A组模型试件的延性系数分别随翼缘扩大段长度的增大,呈现下降趋势,WF-A组模型试件的延性系数为4.21~3.91,SP-A组模型试件的延性系数为4.14~3.67,同时,由图9、图10所示的有限元分析模型的应力云图可以看出,WF-A4和SP-A4模型试件的节点域均出现剪切变形,以上分析说明,随扩翼段长度增加,梁端截面刚度相应增大,节点域刚

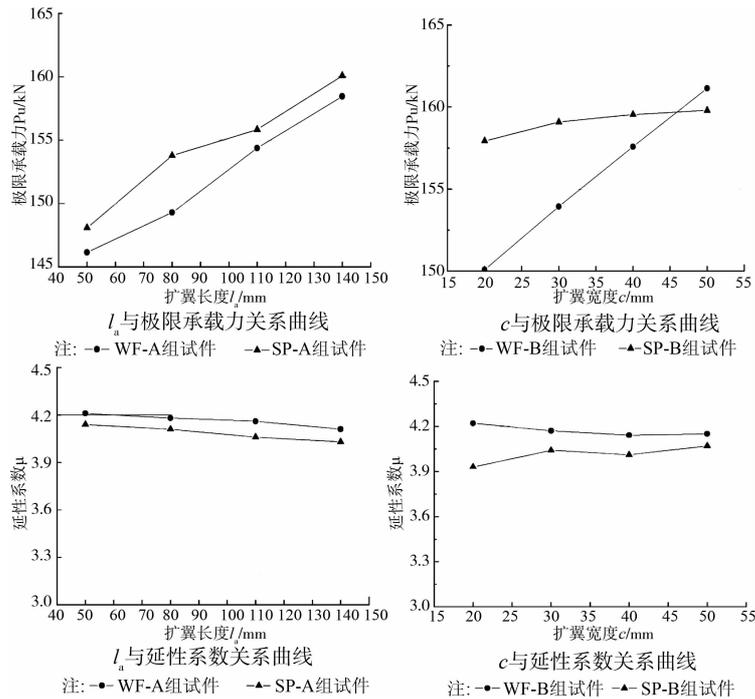


图 8 扩翼参数对承载力及延性系数影响曲线

度与梁端刚度相比相应降低,在极限承载力作用下,节点域的剪切变形限制了梁端塑性铰的发展机制。因此,应将翼缘扩大段长度限制在合理范围,避免出现“强梁弱柱”。

对于 WF-B、SP-B 组试件,随着扩翼宽度 c 的变化,延性系数分别在 4.22~4.15 及 3.93~4.07 范围,变化幅度较小,参数 c 对节点延性的影响不明显。

另外,通过比较 WF 和 SP 组各试件的延性系数,WF 组各试件的延性系数均高于 SP 组试件的延性系数,可见,圆弧型扩翼节点的塑性变形能力要优于侧板扩翼型节点。

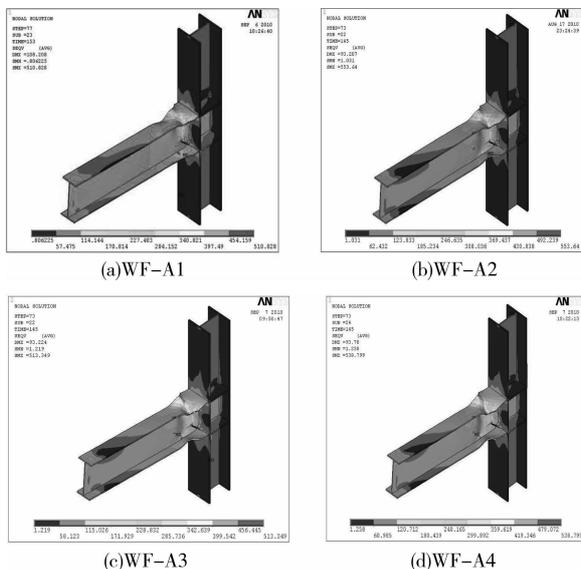


图 9 WF-A 组节点破坏时 Von Mises 应力云图

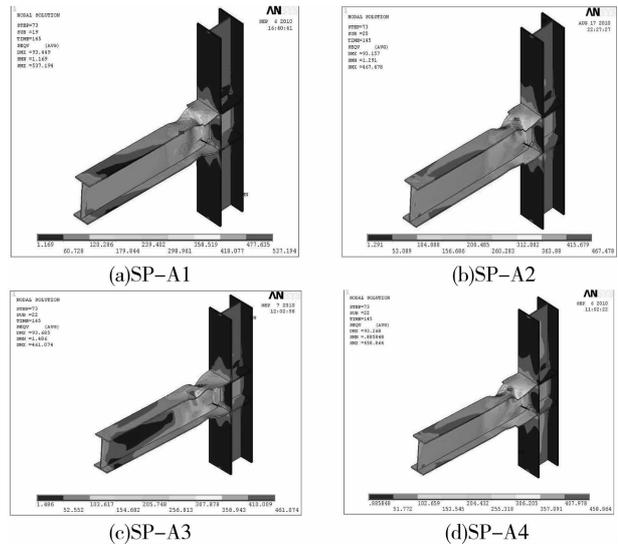


图 10 SP-A 组节点破坏时 Von Mises 应力云图

3 断裂特性分析

为深入分析极限承载力状态下扩大型节点的破坏机理,采用断裂特性指标对其发生脆断的可能性进行了分析,通过引入等效塑性应变指数(PI)作为评估节点薄弱部位变形及应力状态断裂特性依据^[12]。等效塑性应变指数 PI 可以直接描述节点的关键部位,特别是存在微观缺陷的薄弱部位,裂纹开始扩展常伴随着塑性变形,在这些部位的等效塑性应变指数越大,延性开裂和裂纹开展的可能性就越大。该指标反映了钢材局部的延性以及断裂倾向^[13]。

等效塑性应变指数(PI)定义为钢材的等效塑性应变(PEEQ)与钢材屈服应变之比,即:

$$PI = \frac{\epsilon_{eq}^{pl}}{\epsilon_y} \quad (2)$$

式中: ϵ_y 为钢材的屈服应变; ϵ_{eq}^{pl} 为等效塑性应变。

$$\epsilon_{eq}^{pl} = \frac{\sqrt{2}}{3} \times \sqrt{(\epsilon_1^{pl} - \epsilon_2^{pl})^2 + (\epsilon_2^{pl} - \epsilon_3^{pl})^2 + (\epsilon_3^{pl} - \epsilon_1^{pl})^2} \quad (3)$$

式中: ϵ_j^{pl} ($j=1,2,3$) 为加载过程中位移达到某一数值时钢材的塑性主应变。

图 11 给出了各试件在梁根部翼缘截面、焊接孔切角端部处翼缘截面及扩翼节点翼缘扩大末端处梁翼缘截面沿梁宽度方向的等效塑性应变指数(PI)的分布规律。

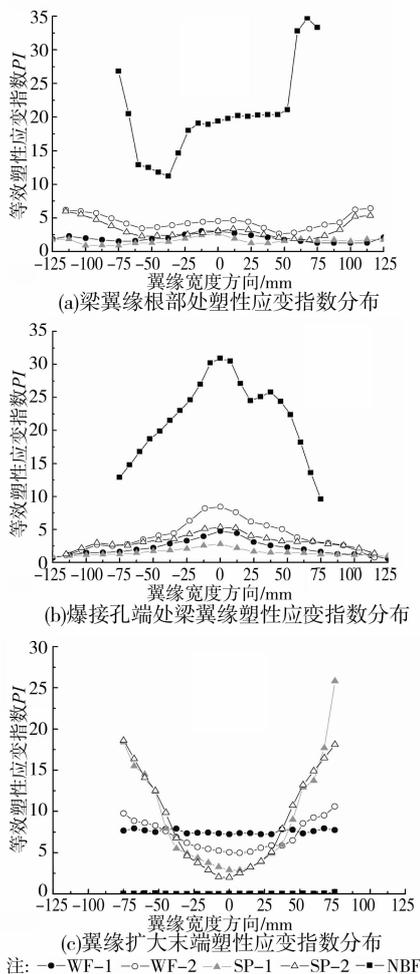


图 11 等效塑性应变指数 PI 分布

从图 11 的等效塑性应变指数(PI)分布可以看出,普通节点在梁翼缘根部及焊接孔处的等效塑性应变指数(PI)远大于扩翼型节点,而在远离梁柱连接处的梁端,等效塑性应变指数(PI)接近于零,可以充分说明普通节点脆性断裂的薄弱环节位于梁端

及焊接孔端附近,这与试验结果完全吻合。对于扩翼型节点和侧板加强型节点在梁翼缘根部及焊接孔处的等效塑性应变指数(PI)相差不大,扩翼型节点略高于侧板加强型节点,另外对于同一类型扩翼截面,在梁翼缘根部及焊接孔处的等效塑性应变指数(PI)随扩翼程度的增加呈减小的趋势,进一步说明通过对梁端翼缘的加强改善了梁根部的受力状态,减小了梁端焊缝附近的应力集中。

图 12 所示,选取了各模型试件在梁根部翼缘截面边缘以及中间位置、焊接孔切角端部、翼缘扩大末端处梁边缘以及中间部分的等效塑性应变指数(PI)进行对比。

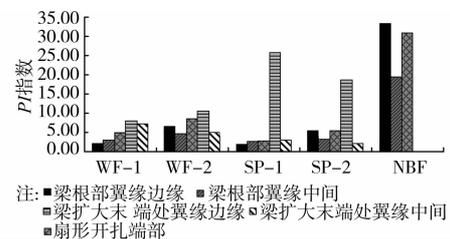


图 12 等效塑性应变指数(PI)对比

由图 12 可以看出,通过对翼缘截面的加强,有效地避免了梁端部焊缝处开裂现象,扩翼型节点梁端部区域的 PI 值均远低于普通节点。但对于侧板加强型节点,侧板末端边缘的 PI 值明显高于扩翼型节点,故此类型节点的薄弱环节位于侧板末端,原因是由于扩翼段直接采用机械加工,受焊接热应力的影响较小,而加强侧板与翼缘采用焊接连接,受焊缝热影响区影响导致材料局部硬化,在循环荷载作用下易发生开裂现象,破坏模式由翼缘的局部屈曲转化为脆性断裂。这与试验中侧板加强型节点试件的破坏模式完全吻合。

4 结 语

通过建立钢框架梁端翼缘扩大型节点非线性有限元计算模型,结合试验结果,对比分析了梁端翼缘扩大型节点的抗震性能,得到如下结论:

1) 梁端翼缘扩大型节点在加载过程中均出现了明显的塑性变形,均能有效地将塑性铰转移到梁翼缘扩大端截面以外的位置,避免了在梁端翼缘焊缝附近发生脆性破坏。

2) 侧板加强节点翼缘边缘的塑性应变指数(PI)明显高于直接扩翼型节点,此类节点的薄弱环节均位于加强侧板末端,受焊缝热影响区影响导致材料局部硬化,在循环荷载作用下易发生开裂现象,破坏模式由翼缘的局部屈曲转化为脆性断裂。

3)通过对扩大型节点的扩翼参数进行有限元分析,发现对 WF 节点及 SP 节点的极限承载力随着翼缘扩大段长度 l_a 的增加而增大,延性随着 l_a 的增大呈现降低趋势,当扩翼段长度取值过大时,限制了梁端塑性铰的发展机制,设计中应避免出现“强梁弱柱”现象。扩翼宽度 c 由于受柱翼缘宽度的限制对节点承载力及延性的影响不明显。

4)节点构造形式对抗震性能影响显著,与梁端翼缘侧板加强型节点相比较,梁端翼缘直接扩翼型节点的塑性变形和耗能能力更强,建议在实际工程中采用梁端翼缘直接扩翼型节点,可以有效保证梁柱节点连接的塑性变形和耗能能力。

参考文献:

- [1] Rodgers J E, Celebi M. Seismic response and damage detection analyses of an instrumented steel moment-framed building [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2006, 132(10): 1543-1552.
- [2] 陈杰,苏明周,申林,等. 钢结构焊接翼缘板加强式梁柱刚性连接滞回性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2007, 28(3):1-7.
Chen J, Su M Z, Shen L, et al. Experimental study on steel moment resistant frame connections with welded flange plates [J]. *Journal of Building Structures*, 2007, 28(3): 1-7.
- [3] 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实验研究[J]. *建筑结构学报*, 2007, 28(3): 8-14.
Liu Z K, Su M Z, Shen L, et al. Experimental study on steel moment resistant frame connections with welded flange plates [J]. *Journal of Building Structures*, 2007, 28(3):8-14.
- [4] 陈诚直,李智民. 钢构造梁扩翼接头之耐震行为[J]. *建筑钢结构进展*, 2007, 9(5):35-41.
Chen C Z, Li Z M. The seismic behavior of widened beam flange connection of steel construction [J]. *Progress in Steel Building Structures*, 2007, 9(5): 35-41.
- [5] 李兆凡,石永久,陈宏,等. 改进型钢结构梁柱节点非线性有限元分析[J]. *建筑结构*, 2002, 32(9):15-18.
Li Z F, Shi Y J, Chen H. Nonlinear element analysis of improved steel beam-to-column connections [J]. *Building Structure*, 2002, 32(9):15-18.
- [6] 中华人民共和国行业标准. 建筑抗震设计规范(GB 50011—2010)[S]. 中国建筑工业出版社, 2010.
- [7] 王燕,高鹏,郁有升,等. 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.
Wang Y, Gao P, Yu Y S, et al. Experimental study of beam-to-column connections with beam-end horizontal haunch of steel frame under low cyclic loading [J]. *Journal of Building Structure*, 2010, 31(4):94-101.
- [8] FEMA-350. Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings [M]. Washington D. C. 2000.
- [9] 日本建筑学会. 钢构造结合部设计指针[M]. 2001.
- [10] 宋永杰. 钢框架侧板加强型节点力学性能分析[D]. 青岛:青岛理工大学, 2012.
- [11] 王薇. 钢框架板式加强型焊接节点的断裂性能分析[D]. 青岛:青岛理工大学, 2011.
- [12] Lee S J, Lu L W. Cyclic tests of full-scale composite joint subassemblies [J]. *Journal of Structure Engineering*, ASCE, 1989, 115(8):1977-1998.
- [13] Ricles J M, Le J W F, Wu L, et al. Development of improved welded moment connections for earthquake-resistant design [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2002, 58: 565-604.

(编辑 胡 玲)