

文章编号: 1000-4750(2009)09-0162-08

# 钢框架梁翼缘削弱型节点循环荷载作用下的有限元分析及试验研究

\*郁有升, 王 燕, 刘秀丽

(青岛理工大学土木工程学院, 山东, 青岛 266033)

**摘 要:** 基于钢框架梁翼缘削弱型节点低周往复荷载试验的 5 个试件和 1 个普通节点的试件, 在合理选择有限单元类型基础上, 采用通用有限元软件 ANSYS 对节点进行了循环荷载作用下的受力性能有限元分析, 研究了翼缘削弱型节点的破坏形态、极限荷载、最大塑性转角、延性性能、耗能性能。有限元计算得到的荷载-位移滞回曲线及局部破坏形态与试验结果符合较好。研究结果表明: 对梁翼缘进行适当削弱后形成的骨型节点在梁翼缘削弱区域可以形成一个扩大的塑性铰区, 耗散大部分能量, 避免梁根部应力发展导致梁柱连接焊缝过早出现脆性破坏, 并且比传统节点具有更强的耗能能力, 是一种较为理想的延性节点。研究结果还表明, 梁柱间对接焊缝具有良好质量才能充分发挥翼缘削弱型节点的耗能性能。

**关键词:** 钢框架; 梁翼缘削弱型节点; 有限元分析; 试验; 塑性铰; 滞回曲线

**中图分类号:** TU391; TU317<sup>+</sup>.2 **文献标识码:** A

## FINITE ELEMENT ANALYSIS AND EXPERIMENTAL STUDY ON THE BEHAVIOR OF REDUCED BEAM SECTION CONNECTIONS OF STEEL FRAME UNDER CYCLIC LOADING

\*YU You-sheng, WANG Yan, LIU Xiu-li

(Department of Civil Engineering, Qingdao Technological University, Qingdao, Shandong 266033, China)

**Abstract:** Based on the experiments of five connections with reduced beam sections (RBS) and one ordinary connection under a cyclic loading, 3-D nonlinear finite element models were used to analyze the mechanical properties of these two types of connections using ANSYS. Based on appropriate finite element types, finite element analyses were conducted under the cyclic loading. The failure mode, ultimate load, plastic rotation angles, ductility and ability of energy dissipation of the connections with different reduced parameters were investigated. The hysteretic curves and local failure modes by finite element analyses show good agreement with those of the experiments. Analytical results indicate that an expanded plastic hinge could come into being and spread in reduced region of the beam to avoid premature brittle fracture near the butt weld of high stress. Reduced beam section connections have better ability of energy dissipation than ordinary connections, thusly RBS connection is an ideal ductility connection. Research also shows that only good welding quality can make full use of the ability of energy dissipation of RBS connections.

**Key words:** steel frames; reduced beam section connection; finite element analysis; experiment; plastic hinge; hysteretic curve

收稿日期: 2008-08-23; 修改日期: 2008-12-10

基金项目: 国家自然科学基金项目(50778092)

作者简介: \*郁有升(1976—), 男, 山东人, 讲师, 博士, 主要从事钢结构方面的研究(E-mail: yuyousheng@126.com);

王 燕(1957—), 女, 山东人, 教授, 博士, 博导, 主要从事钢结构设计理论及工程应用研究(E-mail: yanwang123@qtech.edu.cn);

刘秀丽(1978—), 女, 湖北人, 讲师, 博士生, 主要从事钢结构方面的研究(E-mail: liuxl@qtech.edu.cn).

钢结构建筑具有强度高、自重轻、工业化程度高、环保、可循环利用等特点,近年来,多高层钢结构在我国得到了大量应用和发展。建筑用钢是理想的弹塑性材料,一般会认为,按抗震要求设计的钢框架在强震作用下,梁柱节点基于材料的延性,能够产生塑性变形并保证结构的整体性,使其免于倒塌。然而,钢结构传统梁柱节点在1994年美国北岭地震和1995年日本阪神地震中并没有表现出期望的延性,而发生了脆性破坏<sup>[1-4]</sup>,震后,美国解决梁柱脆性破坏一个有效途径就是将塑性铰外移。塑性铰外移分为两种基本形式,即加强梁的端部或将梁截面削弱<sup>[5-7]</sup>。其中,梁翼缘削弱型节点,简称RBS(Reduced Beam Section)节点,也称狗骨式节点,它是在距离梁端一定距离将梁的上下翼缘进行削弱,迫使塑性铰的位置离开受力比较复杂且脆弱的焊缝而出现在梁上,从而使连接的破坏形式为延性破坏。根据切割方式的不同,又可以分为直线削弱式、锥形和圆弧削弱式三种形式<sup>[8-9]</sup>,其中圆弧式切割可以避免应力集中,是行之有效的切割方式。

近年来,国外对RBS节点研究较多,并在工程中已有较多应用,而国内对RBS节点研究较少,收集的信息不够充分,虽在现行抗震规范中提出了骨形连接的设计概念<sup>[10]</sup>,但如何具体实施,均暂未做出具体规定和说明。本文基于翼缘削弱型节点低周往复荷载试验的5个试件和1个普通节点的试件,在合理选择有限单元类型基础上,利用有限元软件ANSYS对节点进行循环加载作用下的受力性能分析,研究了翼缘削弱型节点的破坏形态、极限荷载、最大塑性转角、延性性能,有限元计算结果与试验结果符合较好。

## 1 试验模型

根据参考文献[11]的推荐标准,按不同的翼缘

削弱参数分别制作了5个RBS节点连接试件(ST-1—ST-5)<sup>[7]</sup>,如图1所示。试件的减弱区起点至柱面距离 $a$ 分别取为110mm( $0.73b_f$ )和70mm( $0.47b_f$ ),减弱区长度 $b$ 分别取为180mm( $0.60h_b$ )和240mm( $0.80h_b$ ),翼缘一侧切割最大深度 $c$ 分别取为35mm( $0.23b_f$ )和40mm( $0.27b_f$ ),其中, $b_f$ 和 $h_b$ 分别为梁的翼缘宽度与梁截面高度。削弱参数见图1和表1。为了与传统节点连接进行比较,还制作了一个普通节点试件。所有节点的节点域均做了补焊钢板加厚,见图1。试件的几何尺寸示意图见图2,其中, $P$ 代表梁端的外荷载, $a$ 、 $b$ 的意义与图1中 $a$ 、 $b$ 的意义相同。试验中所有试件的梁柱选用Q235热轧H型钢,柱子截面为HW200×200,腹板和翼缘厚度分别为8mm和12mm;梁截面为HN300×150,腹板和翼缘厚度分别为6.5mm和9mm。

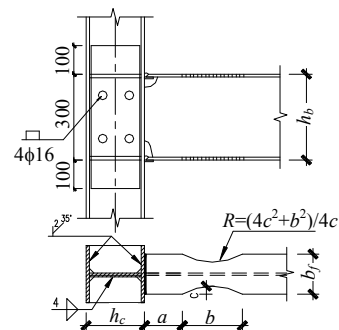


图1 节点连接细部构造

Fig.1 Specimen connection details

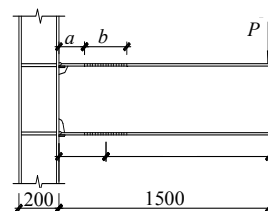


图2 试件几何尺寸示意图

Fig.2 Size of specimens

表1 试件截面尺寸及削弱参数

Table 1 Members sizes and reduced parameters

| 试件   | 梁截面       | 柱截面       | 梁柱连接类型 | 翼缘削弱起点距离(a) | 翼缘削弱长度(b) | 翼缘削弱深度(c) |
|------|-----------|-----------|--------|-------------|-----------|-----------|
| ST-1 | HN300×150 | HW200×200 | 全焊接    | $0.73b_f$   | $0.6h_b$  | $0.23b_f$ |
| ST-2 | HN300×150 | HW200×200 | 全焊接    | $0.73b_f$   | $0.8h_b$  | $0.23b_f$ |
| ST-3 | HN300×150 | HW200×200 | 全焊接    | $0.47b_f$   | $0.6h_b$  | $0.23b_f$ |
| ST-4 | HN300×150 | HW200×200 | 全焊接    | $0.47b_f$   | $0.8h_b$  | $0.23b_f$ |
| ST-5 | HN300×150 | HW200×200 | 全焊接    | $0.47b_f$   | $0.8h_b$  | $0.27b_f$ |
| ST-6 | HN300×150 | HW200×200 | 全焊接    | 0           | 0         | 0         |

## 2 有限元模型

选用通用有限元程序 ANSYS, 对试验中的 5

个全焊接RBS节点试件以及1个全焊接节点试件建立了三维模型, 并进行非线性有限元计算分析。ANSYS有限元分析模型的建立包括定义材料属性、

定义单元、建立几何实体、划分网格、施加位移约束等。

## 2.1 试件材料参数的选取

试件采用 Q235 钢, 应力-应变关系采用考虑强化段和下降段的三折线模型, 它更加符合钢材在单向拉伸试验中表现出来的真实的应力-应变关系, 正确描述出钢材屈服后的强度硬化以及超过极限应变后强度退化现象, 如图 3 所示。根据文献[7]试验数据,  $\sigma_y = 296.8 \text{ N/mm}^2$ ,  $\varepsilon_y = 0.14\%$ ,  $E = 2.05 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ,  $\sigma_u = 470.0 \text{ N/mm}^2$ ,  $\varepsilon_u = 18.0\%$ ,  $\varepsilon_{st} = 26.4\%$ , 泊松比  $\nu = 0.3$ 。焊条采用 E43 型, 焊缝材料材性指标参考文献[12], 强化段参考文献[13]确定,  $\sigma_y = 330 \text{ N/mm}^2$ ,  $\varepsilon_y = 0.15\%$ ,  $E = 2.06 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ,  $\sigma_u = 420.0 \text{ N/mm}^2$ ,  $\varepsilon_u = 12.0\%$ ,  $\varepsilon_{st} = 17.0\%$ 。

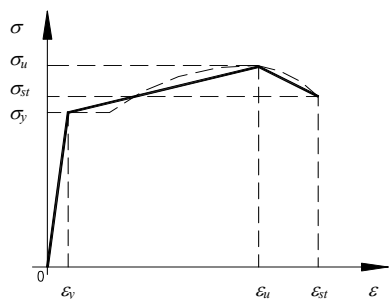


图 3 材料应力-应变三折线模型

Fig.3 Stress-strain model of material with three lines

## 2.2 单元选取及网格划分

在有限元模型划分时, 柱子选用八节点的 solid 45 实体单元进行映射网格划分, 梁翼缘削弱区域的梁选用较高精度的二十节点 solid 95 实体单元进行自由网格划分, 对于梁的其他部分采用八节点的 solid 45 实体单元进行映射网格划分, 焊缝采用十节点 solid 92 实体单元进行自由网格划分。RBS 节点试件的有限元模型如图 4 所示。

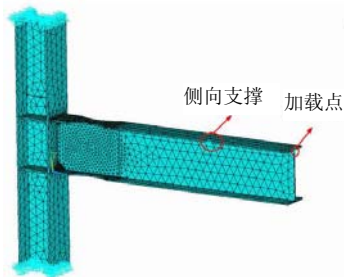


图 4 RBS 节点试件的有限元模型

Fig.4 Finite element model of RBS connection

## 2.3 边界条件及加载

地震作用时, 钢框架梁柱的反弯点位置大约在构件中间, 有限元分析同试验一样, 梁取半跨, 柱

上下各取层高的一半。所以在施加约束时, 对试件柱的上下端施加  $X, Y, Z$  三个方向的固定约束, 梁端截面的所有节点进行  $Y$  方向位移耦合, 外力以位移的方式施加于耦合面的主节点上, 并在梁距柱翼缘 1m 左右的位置施加  $X$  方向的约束, 相当于梁的平面外约束, 如图 4 所示。荷载为低周往复荷载, 根据文献[14], 试件屈服前采用荷载控制加载, 屈服后采用位移控制加载, 由于屈服前梁端荷载与位移成线性比例关系, 所以本文 ANSYS 模拟分析的整个过程在梁端施加强制的位移荷载。初始位移为屈服位移的 20%, 每次每级位移增量约为 20%, 屈服前, 每级荷载循环 1 次; 当试件屈服后, 依次施加 2 倍、3 倍、4 倍屈服位移, 每级荷载循环 2 次, 加载制度如图 5 所示,  $\Delta y$  为屈服位移。

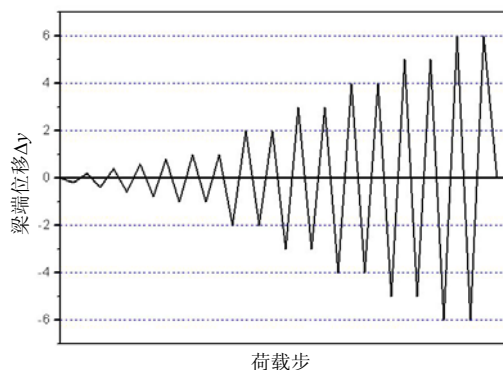


图 5 加载制度

Fig.5 Loading step

## 2.4 非线性设定

有限元分析涉及到材料的塑性发展、梁的大变形, 属于材料非线性和几何非线性问题。ANSYS 有限元分析中相应的参数设置如下所述。

假定钢材为各向同性材料, 在 ANSYS 的塑性材料选项中采用多线性随动强化模型 KINH, 该模型适用于服从 Mises 屈服准则的小应变塑性分析, 钢材的 Mises 应力超过材料的屈服应力将发生塑性变形, 假定屈服面的大小保持不变而仅在屈服的方向上发生移动, 当某个方向的屈服应力升高时, 相反方向的屈服应力相应降低, 在对应的两个屈服应力之间总存在一个  $2\sigma_y$  的差值, 初始各向同性的材料在屈服后不再是各向同性, 它考虑了包辛格效应。

## 3 有限元分析结果及与试验结果对比

### 3.1 应力、变形规律及破坏形态

在有限元分析中, 试件 ST-1—试件 ST-6 往复

荷载作用下经历了弹性受力阶段、弹塑性受力阶段、塑性铰形成发展阶段,达到试件的极限荷载而破坏,与试验现象符合较好。RBS 节点试件 ST-1—试件 ST-5 与普通节点试件 ST-6 最明显区别表现在塑性铰形成区域,RBS 节点试件的塑性铰在翼缘削弱区域,而普通节点连接在梁柱间对接焊缝区域。

RBS 节点试件 ST-1—试件 ST-5 在往复荷载作用下的受力过程及破坏形态较类似,下面以试件 ST-2 为例分析 RBS 节点试件在往复荷载作用下,试件的应力分布、变形规律及破坏形态,并与普通节点试件作对比。

Mises 应力可以反映主应力的的大小,帮助判断材料的应力状态。在试件弹性受力阶段(反复荷载第 1 周—第 2 周),梁上最大 Mises 应力同时出现在梁柱对接焊缝区及削弱最深处的翼缘部分。在试件弹塑性受力阶段(反复荷载第 3 周—第 4 周),最大 Mises 应力出现在削弱最深处的翼缘上,并且削弱区腹板的上下侧也达到钢材屈服强度并逐步发展。在塑性铰形成阶段(反复荷载第 5 周—第 6 周),削弱区腹板全截面达到钢材屈服强度,并且削弱最深处的翼缘进入钢材应变强化阶段,塑性铰已形成。在开始的 6 个荷载循环中,梁达到正向和反向最大转角时,上下翼缘的 Mises 应力几乎相等,并且无明显的局部屈曲。从反复荷载第 7 周开始,塑性铰在削弱区域不断扩大,梁翼缘削弱区与柱翼缘间的翼缘和腹板几乎全部达到钢材的屈服强度,梁受压的翼缘有明显的局部屈曲,同时,削弱区腹板受压侧也出现明显的鼓曲。随着梁端位移的增大,翼缘和腹板的局部变形不断发展,各试件表现出良好的延性。图 6 为 RBS 节点试件在第 9 个荷载循环正向加载时的 Mises 应力云图及变形图。

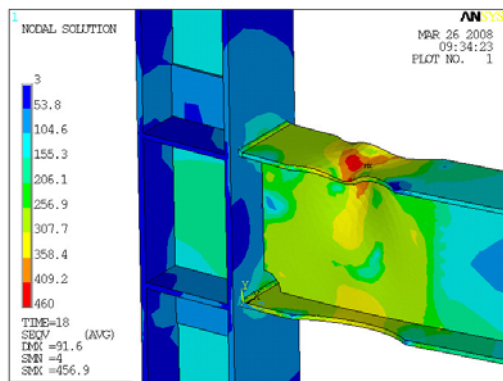


图 6 RBS 节点 Mises 应力云图及变形

Fig.6 Mises stress distribution and deformation of RBS connection

普通节点试件在往复荷载作用下的应力、变形分布规律及破坏形态与 RBS 节点试件有很大的区别。在试件弹性受力阶段(反复荷载第 1 周—第 2 周),梁上最大 Mises 应力在梁柱对接焊缝区,并且最大应力已经达到材料的屈服强度。在试件弹塑性受力阶段(反复荷载第 3 周—第 4 周),焊缝区域的塑性区在不断扩大,梁端腹板的上下侧开始达到钢材屈服强度,并且最大 Mises 应力一直在梁柱对接焊缝区。在塑性铰形成阶段(反复荷载第 5 周—第 6 周),梁端全截面达到钢材屈服强度,塑性铰在梁端形成。在开始的 6 个荷载循环中,当梁达到正向和反向最大转角时,上下翼缘的 Mises 应力几乎相等,并且无明显的局部屈曲。从反复荷载第 7 周开始,塑性铰在梁端逐步发展,在梁的受压翼缘出现明显的局部屈曲,梁的最大 Mises 应力仍在梁端的对接焊缝区域图 7 为普通节点试件在第 9 个荷载循环正向加载时的 Mises 应力云图及变形图

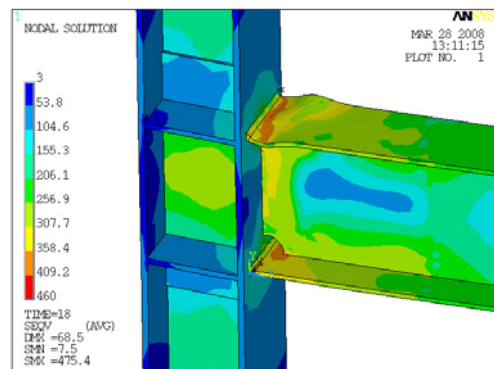


图 7 普通节点 Mises 应力云图及变形

Fig.7 Mises stress distribution and deformation of ordinary connection

对循环荷载作用下 RBS 节点试件和普通节点试件的应力分布及变形规律进行分析看出:RBS 节点试件在梁翼缘适当位置进行了削弱,在外荷载作用下,削弱最深区域的翼缘的首先达到钢材的屈服强度,随着外荷载的增加,削弱区域的腹板也达到材料的屈服强度,全截面进入了屈服状态,塑性铰在梁翼缘削弱区域形成,实现了塑性铰外移,并得到一个放大的塑性铰区,大部分能量由此区域的塑性变形来消耗;而普通连接节点 ST-6 试件最大的应力一直位于梁柱对接焊缝附近区域,塑性铰在对接焊缝附近形成发展,但由于塑性铰的发展受到柱翼缘表面的约束,所以影响到塑性铰耗能效果,并且梁柱间的对接焊缝一直处于高应力区,节点更容易因焊缝的开裂而发生脆性断裂。RBS 节点及普通



节点的塑性铰比较如图 8 所示。

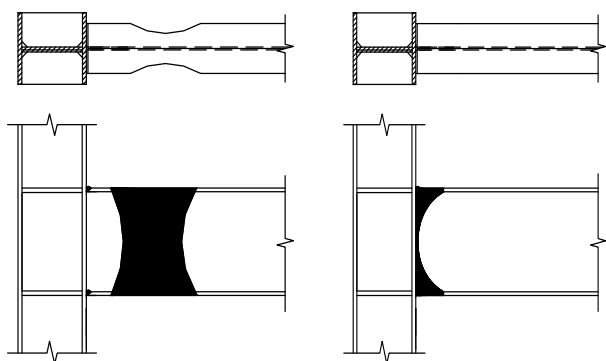
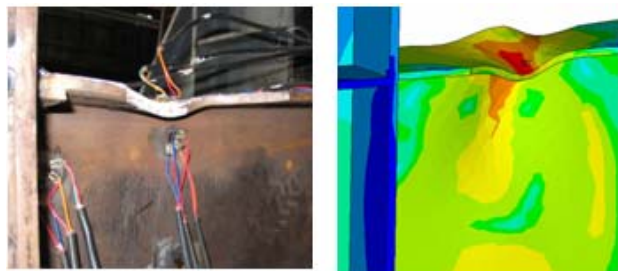


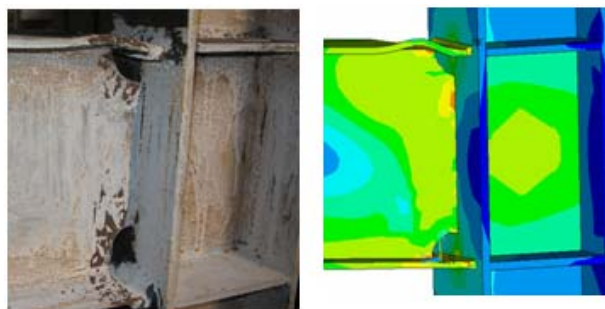
图 8 RBS 节点与普通节点的塑性铰区域比较

Fig.8 Comparison of plastic hinge between RBS connection and ordinary connection

RBS 节点的最大 Mises 应力在翼缘削弱区域,随着加载过程的继续,塑性区域不断扩大,当梁端位移达到一定程度,翼缘削弱区域发生局部屈曲。所以, RBS 连接试件在往复荷载作用下可能发生的破坏形式为: 1) 整体失稳。由于梁翼缘的削弱,梁局部范围内的侧向刚度受到削弱,到如果梁的侧向约束不强,梁会在未达到强度极限值前丧失稳定性。2) 局部失稳。通过有限元计算分析可以看出,当梁端位移达到一定程度,塑性铰在翼缘削弱区域形成并发展,随着梁端位移的继续增加,削弱区的翼缘和腹板会发生局部屈曲。试验结果与有限元分析中试件的局部屈曲比较如图 9 所示,可以看出有限元分析结果的受力破坏形态与试验结果完全一致。3) 脆性破坏。通过有限元计算分析可以看到,最大 Mises 应力虽然出现在翼缘削弱最深区域,但是梁柱间对接焊缝的 Mises 应力随着梁端位移的增加而增大,所以当焊缝质量得不到保证时,梁柱间的焊缝仍会较早的发生低周疲劳破坏而引起节点的脆性断裂,试验中 ST-3 试件因梁柱间的对接焊缝开裂而达到极限状态,所以,梁翼缘与柱间的对接焊缝仍是 RBS 节点连接试件的薄弱部位,此部位的焊缝质量直接影响到 RBS 节点耗能性能,并对试



(a) RBS 节点试件



(b) 普通节点试件

图 9 试验与有限元分析的局部屈曲对比

Fig.9 Comparison of local bulking between experiments and FEM analysis

件的破坏形式起着关键作用。但是, RBS 节点试件即使发生脆性破坏,其延性系数也会比普通节点试件有显著提高。

### 3.2 滞回曲线

试件在往复荷载下的滞回曲线形状是其抗震性能的一个综合表现,滞回曲线越丰满,表明试件消耗地震能量的能力越强,抗震性能越好。有限元分析中选用了 Solid 95 单元,较好模拟出试件强度的退化,与文献[15—16]不同,计算所得荷载-位移滞回曲线有明显的下降段,与试验结果吻合较好。总体上看,翼缘削弱节点连接试件 ST-1—试件 ST-5 的荷载-位移滞回曲线比较类似,比较饱满,滞回环面积较大,说明试件具有较强的耗能能力,而普通节点试件的荷载-位移滞回曲线显得扁长,不丰满,滞回环面积相对较小,耗能能力偏弱,如图 10 所示。从滞回曲线上还可以看出以下特点。

RBS 节点连接试件在加载初期,梁端位移较小,试件处于弹性受力阶段,加载时荷载-位移曲线沿直线上升,卸载后变形恢复。随着荷载的增加,荷载-位移曲线逐渐偏离直线,变形加快,卸载时有一定的残余变形,试件进入弹塑性受力阶段。在开始的 4 个循环内,梁端荷载随着梁端转角的增大而增大,强度有所提高,在荷载第四个循环,试件达到了极限荷载,试件的加载和卸载刚度都没有显著变化。荷载达到极限强度以后,试件的承载力逐步降低,并且降低的幅度随着加载循环次数的增加而增加,具有明显的强度退化现象,这主要是随着循环次数的增加,在梁翼缘削弱区域形成了一个能转动的扩大的塑性铰区,塑性铰有较大的转动后,梁翼缘局部屈曲引起梁整体侧向屈曲,从而影响了试件的承载能力。

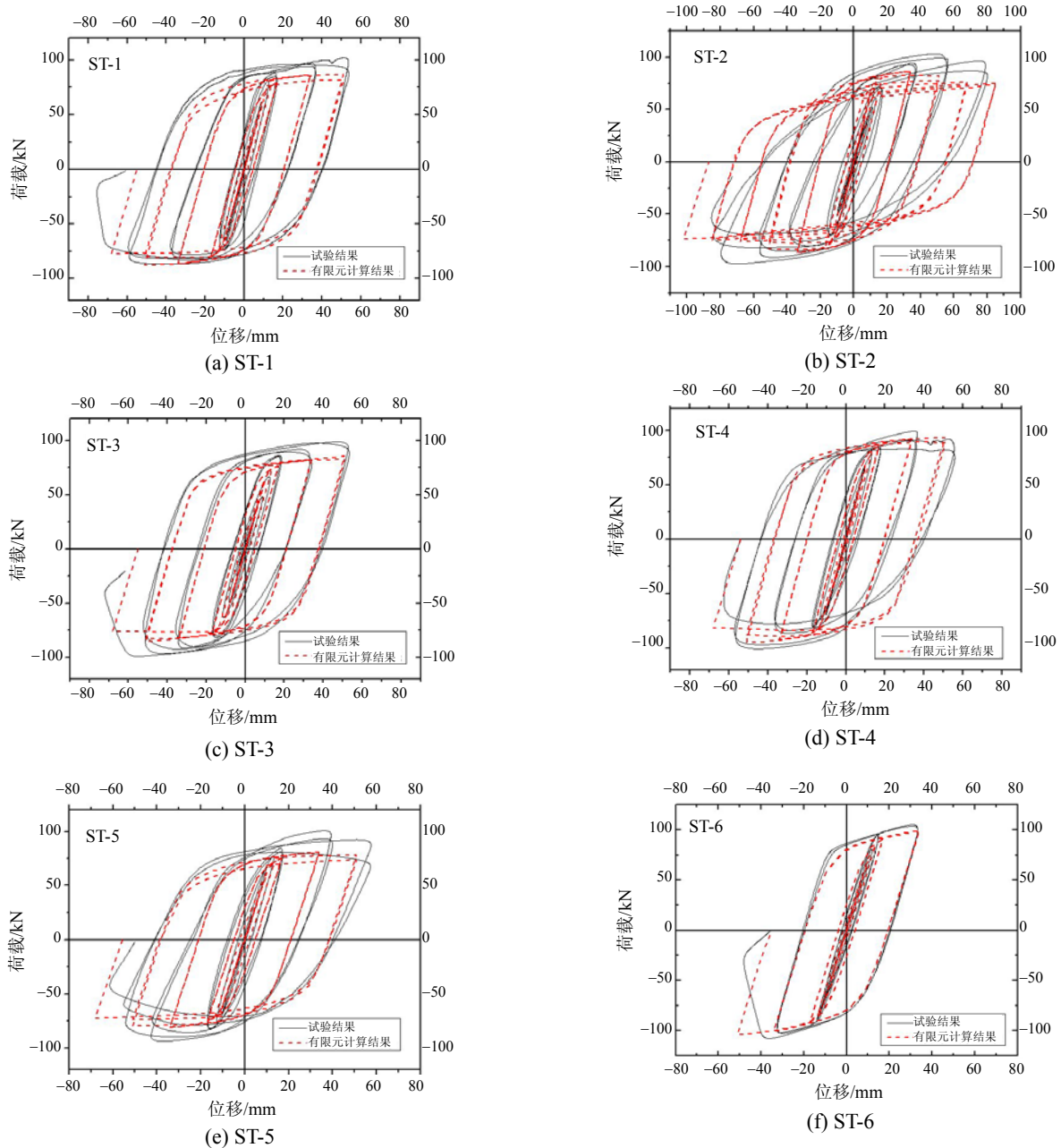


图 10 试验与有限元分析滞回曲线对比

Fig.10 Comparison of hysteresis curves between experiments and FEM analysis

### 3.3 延性性能

延性是表征变形能力的一个重要参数,是指结构、试件或试件截面在承载能力没有显著下降的情况下承受变形的能力。通常用延性系数 $\mu$ 表示试件延性的大小,延性系数 $\mu$ 是指试件的极限位移与屈服位移的比值,即 $\mu=\Delta u/\Delta y$ 。试件在往复荷载作用下的有限元分析中,没有明显的屈服点,屈服位移 $\Delta y$ 取荷载-位移骨架线弹性段延线与过峰值点的切线交点处的位移,屈服位移对应的荷载为屈服荷载;由于焊缝的开裂难以模拟,试件无明显的破坏点,极限位移 $\Delta u$ 取承载力下降到峰值承载力的85%

时对应的位移或者焊缝单元的应变达到 $\varepsilon_{sf}=17.0\%$ 所对应的梁端位移,由此得到RBS节点的延性系数,见表2。

由表2可以看出翼缘削弱试件ST-1—ST-5的延性系数明显比普通节点连接试件ST-6的系数大,试件ST-1—ST-5的延性系数分别为4.97、5.36、5.52、4.72、4.17,试件ST-6的延性系数为3.19,试件ST-1—ST-5的延性系数比试件ST-6的延性系数分别大55.8%、68.2%、73%、48%、30%。由此可见,梁翼缘经过合理削弱,可以显著提高试件的延性系数。

表 2 试验结果与有限元计算结果对比

Table 2 Comparison between experiments and FEM analysis

| 试件   | 屈服荷载 $P_y$ /kN |      | 极限荷载 $P_u$ /kN |       | 延性系数 $\mu$ |      |
|------|----------------|------|----------------|-------|------------|------|
|      | 试验             | 有限元  | 试验             | 有限元   | 试验         | 有限元  |
| ST-1 | 85.7           | 85.2 | 106.2          | 89.4  | 4.4        | 4.97 |
| ST-2 | 86.2           | 86.7 | 101.1          | 89.7  | 4.6        | 5.36 |
| ST-3 | 81.6           | 79.4 | 102.4          | 85.6  | 4.1        | 5.52 |
| ST-4 | 84.3           | 78.9 | 98.3           | 85.8  | 4.3        | 4.72 |
| ST-5 | 79.5           | 76.9 | 95.4           | 83.5  | 4.0        | 4.17 |
| ST-6 | 88.9           | 93.8 | 107.3          | 105.9 | 2.4        | 3.19 |

3.4 承载力

强度和延性是结构两个最重要的指标。梁翼缘削弱使试件塑性铰外移，增加了结构的耗能性能及延性性能，但同时会影响到试件的承载能力。由表 2 可以看出，翼缘削弱试件 ST-1—试件 ST-5 在往复荷载作用下的屈服强度和极限承载能力比普通节点连接试件有所降低，试件 ST-1—试件 ST-5 比试件 ST-6 的屈服荷载分别降低 9.2%、7.5%、15.3%、15.9%、18.0%，极限荷载降低更大，分别为 15.6%、15.3%、19.2%、19.0%、21.2%。所以 RBS 节点在抗震设计中，梁翼缘削弱对试件承载能力降低的影响不能忽略。

4 结论

(1) 在往复荷载作用下，RBS 节点试件在梁翼缘削弱区域形成塑性铰，实现了塑性铰外移，保护了梁柱间的焊缝，增加了试件的延性。

(2) 梁翼缘削弱会影响到试件的承载能力，RBS 节点连接在抗震设计中，梁翼缘削弱对试件承载能力降低的影响不能忽略。

(3) RBS 节点试件荷载作用下可能发生的破坏形式表现为：1) 整体失稳；2) 局部失稳；3) 脆性破坏。为了充分发挥试件的耗能性能，避免节点过早出现脆性破坏，梁柱间对接焊缝应具有良好的焊接质量。

4) 用 ANSYS 进行有限元分析，试件的接头区域选用了 20 节点的三维实体单元 Solid 95，有限元分析模拟出试件强度的退化，所得荷载-位移滞回曲线有明显的下降段，与试验滞回曲线吻合较好，验证了模型中采用的单元类型、材料本构及破坏准则的可行性和合理性，也进一步明确了 RBS 节点连接的力学性能和工作机理，为理论分析提供了参考依据。

参考文献:

[1] Miller D K. Lessons learned from the Northridge

earthquake [J]. Engineering Structure, 1998, 20(4): 249—260.

[2] Chen S J, Yeh C H. Ductile steel beam-to-column connections for seismic resistance [J]. Journal of Structural Engineering, 1996, 122(11): 1292—1299.

[3] 王燕. 钢框架塑性铰外移新型延性节点的研究与进展 [J]. 青岛理工大学学报, 2006, 27(3): 16.

Wang Yan. Development of the research on new type ductile connection in steel moment resisting frames [J]. Journal of Qingdao Technological University, 2006, 27(3): 1—6. (in Chinese)

[4] Brandon Chi, Chia-Ming Uang. Cyclic response and design recommendations of reduced beam section moment connections with deep columns [J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(4): 464—473.

[5] Kim T, Whittaker A S. Experimental evaluation of plate-reinforced steel moment-resisting connections [J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(4): 483—491.

[6] Zhang X, Ricles J. Seismic behavior of reduced beam section moment connections to deep columns [J]. Journal of Structural Engineering, 2006, 132(3): 358—367.

[7] 郁有升. 钢框架梁翼缘削弱型节点的试验研究及理论分析[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2008.

Yu Yousheng. Experimental and theoretical research on the reduced beam section connection of steel frames [D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture & Technology, 2008. (in Chinese)

[8] 陈生金. 高韧性钢骨梁柱接头[J]. 建筑钢结构进展, 2005, 7(5): 18—25.

Chen Shengjin. Ductile steel beam-to-column connection [J]. Progress in Steel Building Structures, 2005, 7(5): 18—25. (in Chinese)

[9] Jones S L, Fry G T, Engelhardt M D. Experimental evaluation of cyclically loaded reduced beam section moment connections [J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(4): 441—451.

[10] GB 50011-2001, 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.

GB 50011-2001, Code for seismic design of building [S]. Beijing: China Architecture Industry Press, 2002. (in Chinese)

[11] FEMA-350. Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings [M]. Washington, D.C., 2000.

[12] 钢结构设计手册编辑委员会. 钢结构设计手册[M]. 第 3 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.

Editorial Committee of Steel structure Design Manual. Steel structure design manual [M]. 3rd ed. Beijing: China Architecture and Building Press, 2004. (in Chinese)

[13] 杨文, 石永久, 王元清. 螺栓端板连接节点加固后承载性能有限元分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2006, 28(1): 95—99.

- Yang Wen, Shi Yongjiu, Wang Yuanqing. Finite element analysis on retrofitting end-plate connections [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2006, 28(1): 95—99. (in Chinese)
- [14] JGJ101-96 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.  
Specification of testing methods for earthquake resistant building [S]. Beijing: China Architecture Industry Press, 1997. (in Chinese)
- [15] 聂建国, 秦凯, 肖岩. 方钢管混凝土柱节点的试验研究及非线性有限元分析[J]. 工程力学, 2006, 23(11): 99—109, 115.
- Nie Jianguo, Qin Kai, Xiao Yan. Experimental investigation and nonlinear finite element analysis on the behavior of concrete-filled square steel tubular column connections [J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(11): 99—109, 115. (in Chinese)
- [16] 郭秉山. 钢框架梁柱腹板连接在循环荷载作用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 University of Architecture & Technology, 2004. (in Chinese)
- 
- (上接第 151 页)
- [21] 赵海波. CFRP 加固高强混凝土柱轴心受压性能试验研究[D]. 大连: 大连理工大学, 2006.  
Zhao Haibo. Test study on mechanical performance of high-strength concrete column confined by CFRP under axial load [D]. Dalian, China: Dalian University of Technology, 2006. (in Chinese)
- [22] 潘从建. 考虑二次受力的 FRP 约束混凝土圆柱轴压性能的试验研究[D]. 北京: 中国建筑科学研究院, 2007.  
Pan Congjian. Experiment study on the compressive behavior of circular concrete columns confined with considering the secondary load [D]. Beijing: China Academy of Building Research, 2007. (in Chinese)
- [23] 中华人民共和国国家标准. GB50010—2002 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.  
National Standard of the People's Republic of China. GB50010—2002 Code for design of concrete structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2002. (in Chinese)
- [24] 中华人民共和国国家标准. GB/T1446—2005 纤维增强塑料性能试验方法总则[S]. 北京: 中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局, 2005.  
National Standard of the People's Republic of China. GB/T1446—2005 Fiber-reinforced plastics composites—The generals for determination of properties [S]. Beijing: The General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China, 2005. (in Chinese)
- [25] Mirmiran A, Shahawy M. Behavior of concrete columns confined by fiber composite [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1997, 123(5): 583—590.
- [26] Mirmiran A, Shahawy M. Dilation characteristics of confined concrete [J]. Mechanics of Cohesive-Friction Materials-International Journal, 1997, 2(3): 237—249.
- [27] Samaan M, Mirmiran A and Shahawy M. Model of concrete confined by fiber composites [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1998, 124(9): 1804—1826.