

引用本文:郑宏,尚永芳,苏耀烜,等.带可更换梁段的翼缘削弱型节点滞回性能研究[J].建筑科学与工程学报,2022,39(6):74-86.
ZHENG Hong, SHANG Yong-fang, SU Yao-xuan, et al. Research on Hysteretic Behavior of Flange Weakened Joint with Replaceable Beam Section[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2022, 39(6): 74-86.

DOI:10.19815/j.jace.2021.08011

带可更换梁段的翼缘削弱型节点滞回性能研究

郑宏,尚永芳,苏耀烜,戴永超

(长安大学 建筑工程学院,陕西 西安 710061)

摘要:针对钢框架翼缘削弱型节点震后结构修复非常困难的问题,基于震后可更换的抗震设计理念,提出一种带可更换梁段的翼缘削弱型新型节点RFJ。通过ABAQUS建模对比普通端板连接节点CPJ和RFJ在单调和循环荷载作用下的力学性能,并对RFJ节点进行变参分析。结果表明:RFJ的滞回性能优于CPJ,大震后可以轻松更换;随着梁翼缘削弱长度 b 的增加,节点的承载性能逐渐下降,延性系数先增大后减小,耗能能力虽有提升但强度、刚度退化效果并不理想,建议梁翼缘削弱段长度 $b=(0.7\sim 0.9)h_b$ (h_b 为钢梁截面高度);当可更换梁段长度 l 过大时,造成节点的初始刚度及延性降低,对节点耗能能力产生不利影响, l 过小时会使得节点焊缝处应力值过大,影响塑性较外移的效果,综合考虑建议可更换梁段长度 $l=(1.6\sim 1.85)h_b$ 。

关键词:梁柱节点;可更换梁段;滞回性能;初始转动刚度

中图分类号:TU391

文献标志码:A

文章编号:1673-2049(2022)06-0074-13

Research on Hysteretic Behavior of Flange Weakened Joint with Replaceable Beam Section

ZHENG Hong, SHANG Yong-fang, SU Yao-xuan, DAI Yong-chao

(School of Civil Engineering, Chang'an University, Xi'an 710061, Shaanxi, China)

Abstract: For the problem that it was very difficult to repair the structure of steel frame flange weakened joints after earthquake, based on the concept of post earthquake replaceable seismic design, a new type of flange weakened joint RFJ with replaceable beam section was proposed. Through ABAQUS modeling, the mechanical properties of common end plate connection joint CPJ and RFJ under monotonic and cyclic loads were compared, and the variable parameter analysis of RFJ was carried out. The results show that the hysteresis performance of RFJ is better than that of CPJ and can be easily replaced after a large earthquake. With the increase of the weakened length b of the beam flange, the bearing capacity of the joint decreases gradually, and the ductility coefficient increases firstly and then decreases. Although the energy consumption capacity is improved, the degradation effect of strength and stiffness is not ideal. It is suggested that the length of weakened section of beam flange $b=(0.7-0.9)h_b$ (h_b is the height of steel beam section). When the length of replaceable beam section l is too large, the initial stiffness and ductility of the joint will be reduced and the energy dissipation capacity of the joint

收稿日期:2021-08-07

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专项资金项目(310828175002)

作者简介:郑宏(1964-),男,黑龙江哈尔滨人,教授,博士研究生导师,工学博士,博士后,E-mail:cezheng@chd.edu.

will be adversely affected. If the length of replaceable beam section l is too small, the stress value at the weld of the joint will be too large, affecting the effect of plastic hinge outward movement. Considering comprehensively, it is suggested that the length of replaceable beam section $l = (1.6-1.85) h_b$.

Key words: beam column joint; replaceable beam section; hysteretic behavior; initial rotational stiffness

0 引 言

当今社会倡导构建资源节约型、环境友好型和可持续发展型社会,钢结构自重较轻,具备良好的韧性和塑性,施工工期短,符合可持续发展的目标。国家政策从原来的“限制用钢、节约用钢”向现在的“合理和鼓励用钢”过渡。在美国加州北岭地震及日本阪神地震后,各国学者发现梁端没有形成塑性铰,而在梁柱节点的焊缝处出现破坏^[1-4],证明地震作用下钢框架结构的薄弱位置在梁柱节点位置。因此在整个钢框架的设计中,节点设计非常关键。

应用绿色建材和在建造方式上大力推进工厂式建筑、装配式建筑成为社会发展的主流。结构震后功能可恢复、损伤元件可更换成为抗震设计关注的热点,城市建设的基础要求和重要研究方向逐渐向实现震后结构的快速修复和建筑功能的快速恢复转移^[5-10]。传统的削弱型节点虽然能够使梁端塑性铰转移至削弱处,保护梁柱节点不发生脆性破坏,但震后修复困难大,所需时间长^[6-10]。因此,可将削弱型节点和可更换构件通过端板组合起来,充分发挥两者的性能优势,由此提出一种带可更换梁段的翼缘削弱型节点。

图 1 为新型节点示意图,可更换梁段作为耗能构件应用在钢框架节点上,使其作为独立的构件从框架梁中分离出来,地震发生时塑性破坏主要汇集在可更换梁段上,而其他构件保持弹性。可更换梁段在翼缘削弱处进行切割、打磨,保证削弱面的光滑,对翼缘进行狗骨式削弱能够有效将塑性铰从梁端转移至削弱处,保证“强节点弱构件”的延性设计原则。为提高焊接质量水平,4 块加劲肋与 H 型柱、梁柱端板及连接端板与各梁段均在车间焊接完成,由于端板可以提高节点的承载力^[11-14],H 型柱、可更换梁段、普通梁段通过端板连接,端板采用摩擦型高强度螺栓连接,现场施工时只需要对其进行简单装配。装配化施工有利于震后对受损的耗能构件进行快速修复与替换,极大程度缩短了工期,减小了人力及财力的消耗。实际工程中,为便于保险丝安

装拆卸,楼板在保险丝处设置预留槽孔。保险丝拆装结束后,槽孔空隙填充柔性材料,需拆卸保险丝时再把柔性材料取出。由于预留槽孔不大,因而不会破坏结构整体性。局部耗能段的更换分为以下 3 个步骤:①搭建支撑防护设施,拆除可更换梁段两端的螺栓;②矫正钢框架;③通过高强螺栓对新的可更换梁段试件进行安装,并拆除支撑等设施。

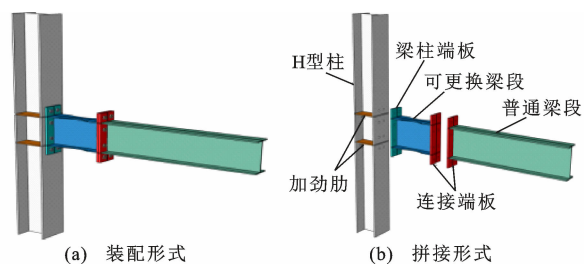


图 1 新型节点示意图

Fig. 1 Schematic Diagram of New Joint

1 有限元模拟与验证

1.1 翼缘削弱型节点的验证

1.1.1 有限元模型尺寸选取

有限元模拟选取文献[5]中的 ST3 节点试件作为验证试件,试件材性、尺寸保持一致,并对其施加相同的位移荷载。具体尺寸选取如下:梁柱截面均为 H 型钢,梁的截面规格为 H300×150×6.5×9,梁长 1 500 mm,柱的截面规格为 H200×200×8×12,柱高 1 600 mm。节点试件详图及削弱指标如图 2 所示(其中, R 为削弱处的半径, h_c 为工字形柱截面的高度, h_b 为工字形梁截面的高度, c 为削弱深度, b 为削弱长度, a 为削弱处距柱端的距离),削弱参数 $c=35$ mm、 $b=180$ mm、 $a=70$ mm,在柱腹板位置设置横向加劲肋,通过焊接将各个构件连接成整体。

1.1.2 加载制度及边界条件

试验加载装置与有限元建模得到的模型如图 3、4 所示。该节点模型的边界条件与试验设置一致,在梁端耦合点处以位移加载进行控制,加载制度如表 1 所示。

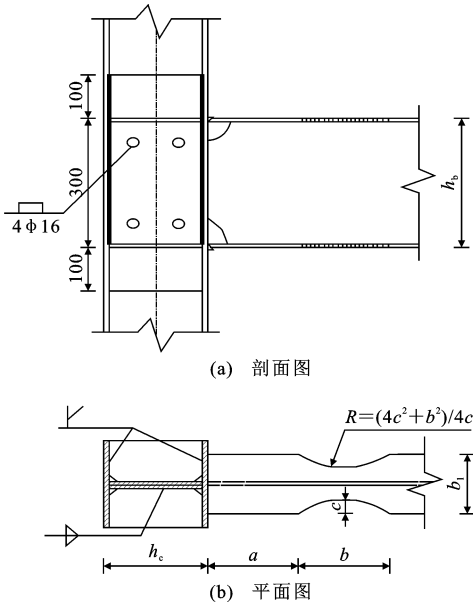


图2 节点连接细部构造(单位:mm)

Fig. 2 Detail Structure of Joint Connection (Unit:mm)

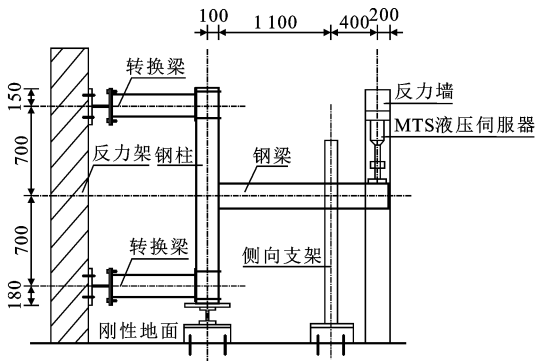


图3 节点 ST3 试验装置(单位:mm)

Fig. 3 Test Device of Joint ST3 (Unit:mm)

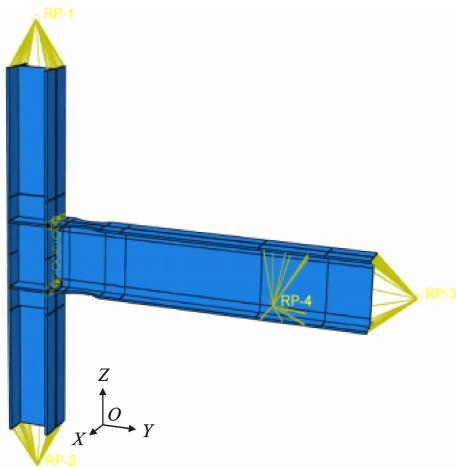


图4 节点 ST3 有限元模型

Fig. 4 Finite Element Model of Joint ST3

1.1.3 有限元分析结果与试验结果对比

图5为ST3节点的破坏形态。图5(a)中的梁

表1 加载制度

Table 1 Loading System

梁端加载位移/mm	±3.1	±6.2	±9.3	±12.4
循环次数	1	1	1	1
梁端加载位移/mm	±15.5	±31	±46.5	±62
循环次数	2	2	2	2

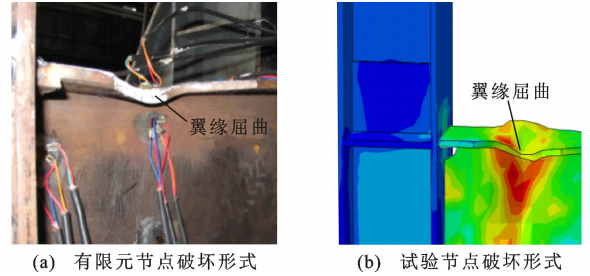


图5 ST3节点的破坏形态

Fig. 5 Failure Pattern of Joint ST3

翼缘削弱处出现了严重的屈曲,腹板也有一定程度的变形,对比图5(b)的试验结果,可以看出两者的破坏模式基本一致,均在翼缘削弱处发生屈曲,削弱处的下部腹板也出现明显的应力集中。

图6为有限元分析与试验得到的滞回曲线。从图6可以看出,滞回曲线均呈梭形且饱满,其峰值荷载值相差较小,表明有限元模拟得到的滞回曲线与试验得到的曲线较为接近。表2为有限元和试验承载力对比。由表2可以看出,两节点的的屈服荷载差距不大,相对误差仅为7.3%,极限荷载相对误差控制在4.1%,两者的延性系数也基本一致,相对误差为4.8%。有限元结果偏高的原因在于建模过程中忽略了焊缝及残余应力带来的不利影响。

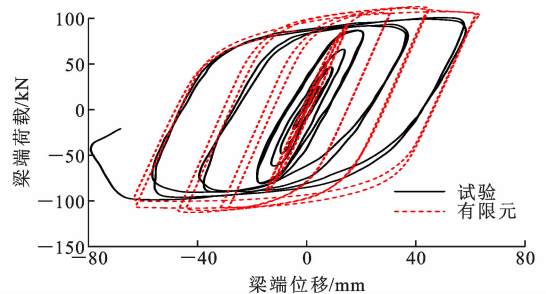


图6 节点 ST3 有限元与试验滞回曲线对比

Fig. 6 Comparison of Hysteretic Curves Between Finite Element and Test of Joint ST3

1.2 端板连接型节点的验证

1.2.1 试件几何尺寸

有限元模拟选取文献[12]中的A试件进行验证分析,参考A试件的梁柱尺寸进行端板连接节点模型的建立。梁柱截面均为H型钢,其中梁的截面

表2 节点 ST3 有限元与试验承载力对比

Table 2 Comparison of Bearing Capacity Between Finite Element and Test of Joint ST3

对比指标	试验值	有限元值	相对误差/%
屈服荷载/kN	81.6	87.6	7.3
极限荷载/kN	102.4	106.7	4.1
延性系数	4.1	3.9	4.8

规格为 $H200 \times 150 \times 6 \times 10$, 梁长为 1 600 mm, 柱的截面规格为 $H200 \times 200 \times 8 \times 12$, 柱高为 1 800 mm, 螺栓选取 10.9 级摩擦型高强螺栓 M20, 图 7 为节点的详细尺寸。

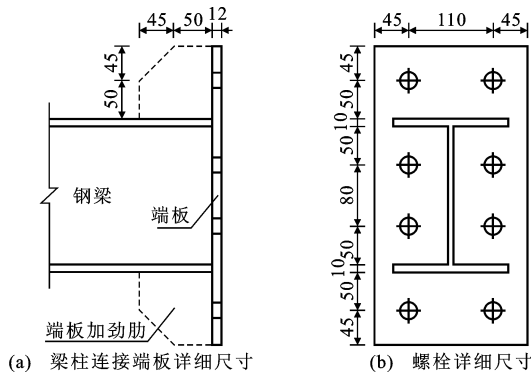


图7 节点详细尺寸(单位:mm)

Fig. 7 Detailed Size of Joints (Unit:mm)

1.2.2 加载制度及边界约束

试验装置与外伸端板连接节点有限元模型如图 8、9 所示。梁端耦合点处施加位移荷载, 加载规则如下: 起始加载位移取为 0.2 倍的屈服位移, 之后按 20% 逐级递增, 每级往复 1 周, 达到屈服位移后, 按照 1 倍、2 倍、3 倍的屈服位移进行施加, 每级位移往复 2 周。

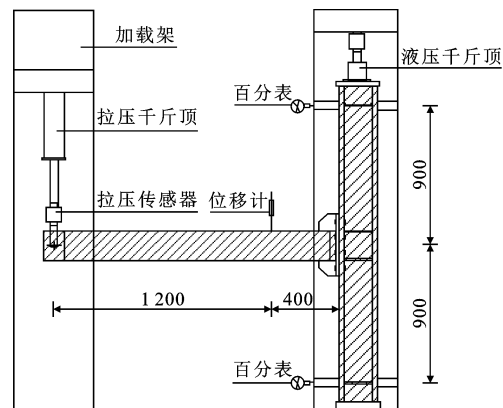


图8 试件 A 试验装置(单位:mm)

Fig. 8 Test Device of Specimen A (Unit:mm)

1.2.3 有限元分析结果与试验结果对比

分析得到有限元模型中破坏时刻的应力、应变, 将有限元试件的破坏形式和试验试件的破坏形式进

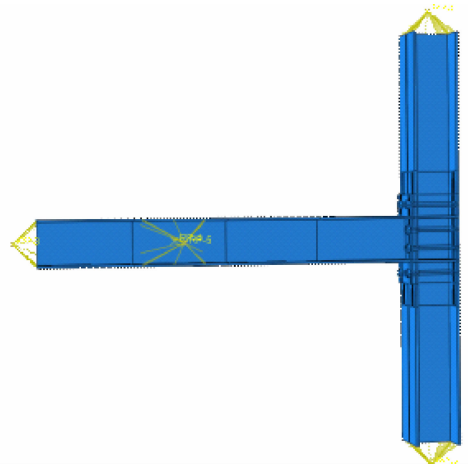
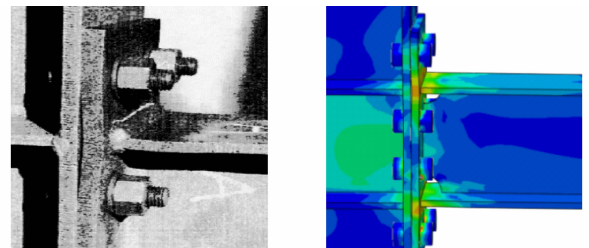


图9 试件 A 有限元模型

Fig. 9 Finite Element Model of Specimen A



(a) 有限元试件的破坏形式

(b) 试验试件的破坏形式

图10 试件 A 的破坏形态

Fig. 10 Failure Pattern of Specimen A

行对比[图(10)]。从图 10(a)可以看出, 端板与钢梁连接的焊缝处应力值最大, 端板出现一定的弯曲变形, 螺栓孔周围的应力值也基本达到极限强度; 图 10(b)为试验试件破坏时的变形图, 端板与柱翼缘出现了分离, 屈曲比较严重, 最大受力点发生在连接焊缝处, 可以看出, 两者的破坏形态基本一致。

图 11 为试验与有限元节点的弯矩-层间位移角 ($M-\theta$) 滞回曲线。从图 11 可以看出, 两节点的滞回曲线形状基本一致, 在试验的最后一级位移加载时, 荷载发生突降, 这是由于焊缝发生断裂而使节点出现破坏, 其中有限元的滞回曲线更加光滑, 所包裹的面积也更大一些。有限元节点及试验节点的承载性能对比如表 3 所示, 可以看出有限元节点的屈服荷载及峰值荷载相比试验试件略大, 但相对误差仅为 8% 左右, 差值限值在合理范围之内。

2 带可更换梁段的翼缘削弱型节点力学性能研究

对带可更换梁段的翼缘削弱型节点(RFJ)进行详细建模, 以普通端板连接节点(CPJ)作为对比, 分析两节点在单调荷载作用下的破坏形态、应力路径

2.1.3 单元类型及网格划分

采用八节点线性六面体非协调实体单元 (C3D8I) 进行建模,不仅可以克服剪力闭锁问题,还能大幅缩小计算成本及运算时间。梁柱连接区域、可更换梁段区域属于关键区域,故对网格进行细化处理以较好地模拟这些受力复杂的重点部位,采用 20 mm 的网格单元,螺栓孔及螺栓选取楔形单元采用 10 mm 的网格,网格划分如图 15 所示。

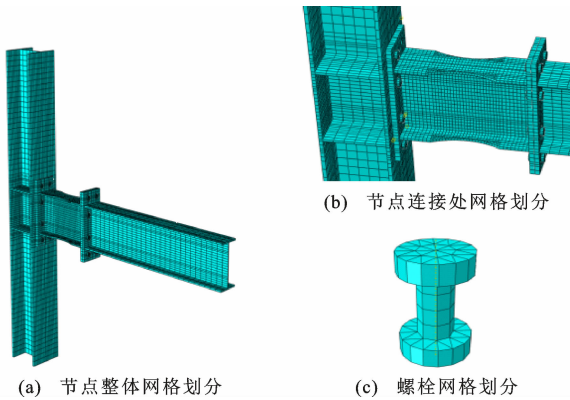


图 15 网格划分

Fig. 15 Grid Division

2.1.4 加载方式

加载施加分为 5 步,将分析步设置为“静力、通用”,选取完全牛顿法进行分析。加载步骤如下:①对螺栓施加 10 N 的预紧力;②调整螺栓预紧力至规范值 190 kN;③将螺栓固定在当前长度;④在钢柱顶端施加 750 kN 轴力;⑤创建位移荷载幅值,施加在梁端耦合点处,并在此分析步打开几何非线性开关,考虑大变形对平衡的影响,当该新型节点的承载力下降至峰值荷载的 85% 时,停止加载。参考“通用屈服弯矩法”确定节点的屈服位移,取 0.2 倍的屈服位移作为起始加载值,之后按 20% 逐级递增,每级循环 1 周,达到屈服位移后,施加 1 倍、2 倍、3 倍、4 倍的屈服位移,每级循环 3 周,详细加载制度如图 16 所示。

2.2 单调荷载作用下节点的力学性能

图 17 为两节点的荷载-位移曲线,可以看出:加载初期,CPJ 与 RFJ 均处于弹性阶段,这个时期如果进行卸载,不会产生残余变形;当 CPJ 与 RFJ 的梁端位移分别加载到 44.7 mm 和 37.1 mm 时,CPJ 的屈服荷载为 159.4 kN,RFJ 的屈服荷载为 144.1 kN;加载至 112.5 mm 时,CPJ 达到最大荷载 175.2 kN,RFJ 位移加载至 84.1 mm 时,峰值荷载为 159.0 kN,和 CPJ 相比,RFJ 的峰值荷载略有下降,因为 RFJ 对可更换梁段的翼缘进行了削弱,削弱位

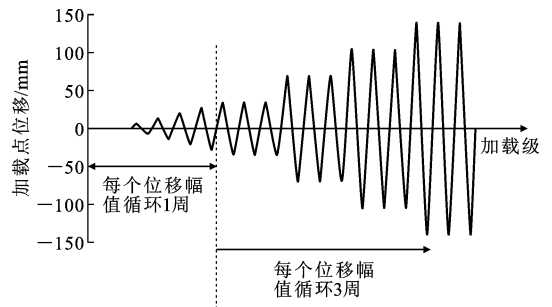


图 16 加载制度

Fig. 16 Loading System

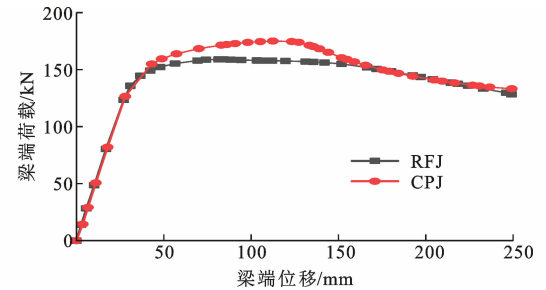


图 17 荷载-位移曲线对比

Fig. 17 Comparison of Load-displacement Curves

置发生局部屈曲,致使承载力降低;随着加载进行,当节点承载力下降至峰值荷载的 85% 时,节点退出工作,此时,CPJ 的极限位移为 178.1 mm,RFJ 的极限位移为 226.5 mm。

表 5 为节点承载力对比。从表 5 数据可以看出,RFJ 的荷载均小于 CPJ,但差值均控制在 10% 以内,这与 RFJ 节点的削弱参数取值有关,对可更换梁段翼缘削弱长度、削弱深度等合理取值,能够在承载力下降不大的情况下,改善节点的延性、耗能能力等指标。

表 5 节点承载力对比

Table 5 Comparison of Joint Bearing Capacity

对比指标	CPJ	RFJ	相差百分比/%
屈服荷载/kN	159.4	144.1	9.6
峰值荷载/kN	175.2	159.0	9.2

图 18 为 CPJ 与 RFJ 破坏时的应力、应变云图。CPJ 发生破坏时,大量塑性应变集中在梁柱节点连接处,此处的应力值达到极限强度,螺栓孔及靠近端板处的梁腹板处也出现应力集中现象,由等效塑性应变 (PEEQ) 云图能够看出,塑性应变集中在梁下翼缘区域,且翼缘及腹板发生局部屈曲,此时 CPJ 节点退出工作。相比于 CPJ,RFJ 的破坏形态更为理想,有效实现了塑性铰的外移,塑性变形基本集中在可更换梁段的翼缘削弱处及腹板处,从 PEEQ 云图中也可以看出削弱区的应变达到最大,保护了梁

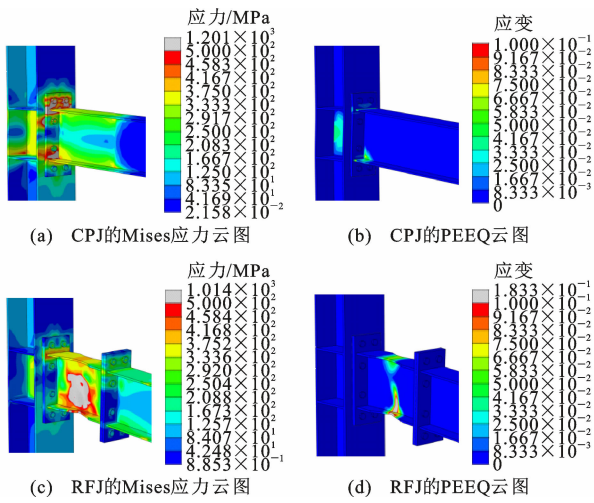


图 18 节点发生破坏时的应力、应变云图

Fig. 18 Stress and Strain Nephograms of Joint Failure

柱节点连接区域不受损坏,震后仅需对可更换梁段进行更换即可恢复其力学性能。

2.3 循环荷载作用下节点的力学性能

2.3.1 破坏形态对比

图 19 为 CPJ 在循环荷载作用下的应力、应变云图。达到屈服位移时,CPJ 的端板与梁下翼缘的连接处出现部分塑性应变,最大应力值也集中在此,基本接近极限强度,其他区域仍保持在弹性范围。随着位移加载进行,节点焊缝处的应力值迅速增高,达到极限强度,节点核心区域的柱腹板、梁翼缘位置的应力值也逐渐提高,此时端板焊缝连接处成为节点的薄弱环节,在加载过程中可能发生脆性断裂。从 PEEQ 云图中可以看出,最大塑性应变集中在连接焊缝处,并且柱腹板也出现一定程度的变形。当节点达到极限位移时,焊缝连接处的应力值达到最大,在节点区域出现了明显的应力集中,梁柱端板下部靠近螺栓区域的应力值已经达到极限强度,梁的翼缘此时也发生了较大的屈曲,变形较为严重,此时节点发生破坏。

图 20 为 RFJ 在往复荷载下的应力、应变云图。从 PEEQ 云图中可以看出,此时在削弱处出现较大的塑性应变,而节点区域未发生明显变形。当节点加载至峰值位移时,应力在削弱区进一步发展,塑性区域较上一阶段也继续扩展,梁下翼缘的焊缝连接处也出现较大的应力值,分析其变形云图发现此时已经形成了塑性铰,塑性应变汇聚在削弱区,减小了其他区域的塑性发展,从而保护梁柱节点不受损坏。当节点发生破坏时,应力基本集中在可更换梁段上,最大应力值集中在削弱区的翼缘腹板位置,从

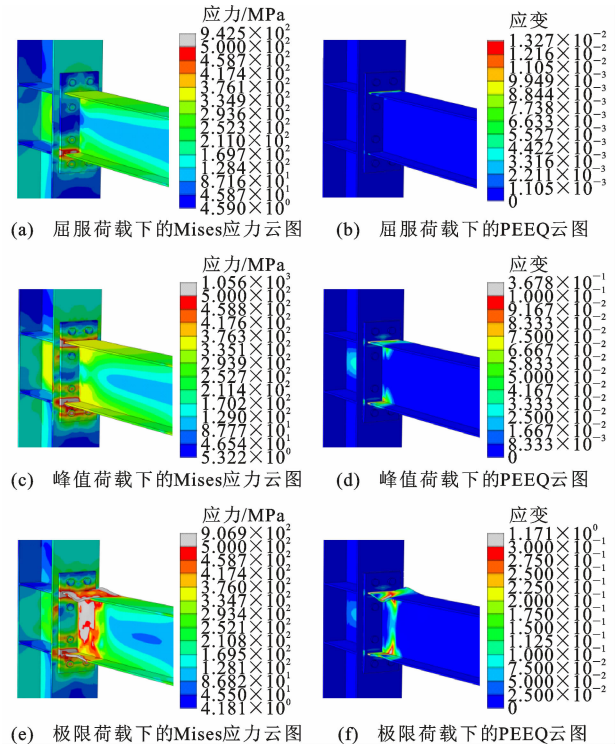


图 19 CPJ 在 3 个阶段的应力、应变云图

Fig. 19 Stress and Strain Nephograms of CPJ in

Three Stages

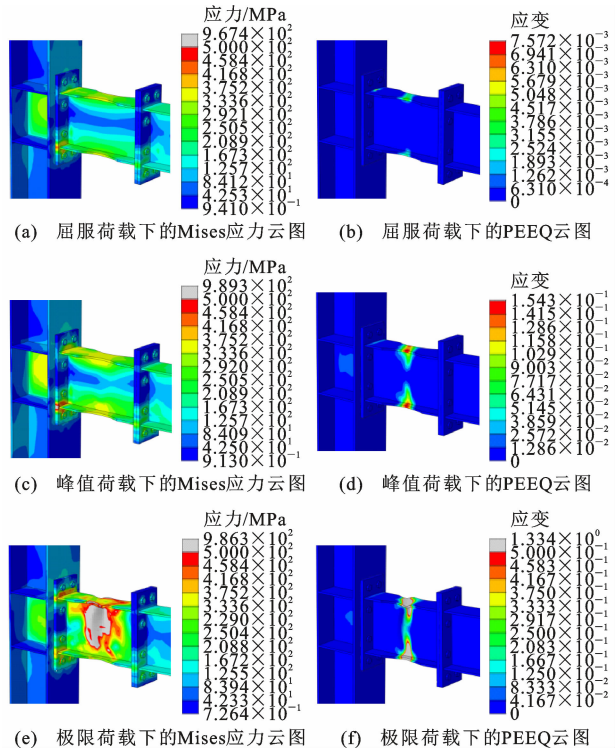


图 20 RFJ 在 3 个阶段的应力、应变云图

Fig. 20 Stress and Strain Nephograms of RFJ in

Three Stages

PEEQ 云图也能看出此处的塑性铰发展达到最大,有效地耗散了大部分的能量,保护梁柱节点核心区

域不受破坏。

对比分析两个节点在加载过程中的破坏形态,可以明显看出 CPJ 在梁端焊缝位置出现应力集中,累积了大量塑性变形,最终导致节点破坏。RFJ 的塑性铰外移效果良好,耗散了大部分的能量,使端板及焊缝连接处的应力值减小,避免节点核心区发生脆性破坏。

2.3.2 滞回曲线分析

两节点的滞回曲线如图 21 所示,可以看出两节点的滞回曲线都相对饱满。刚开始加载时,CPJ 和 RFJ 均处于弹性状态,两者的滞回曲线比较贴近,此时荷载与位移呈线性关系,不会出现残余应变;当节点加载至弹塑性阶段,两者的滞回曲线出现了偏差,相对于 CPJ,RFJ 的最大承载力有一定的降低,这主要是因为对可更换梁段的翼缘进行了削弱,降低了结构的强度;加载至塑性破坏阶段时,可以看出 CPJ 的承载力下降幅度较大,这是由于 CPJ 在焊缝连接处的塑性变形过大,承载力迅速下降,节点发生破坏,反观 RFJ 在达到峰值荷载后,曲线下降速率平稳,延性更为出色。

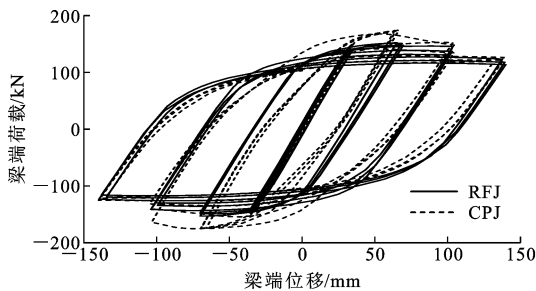


图 21 节点滞回曲线对比

Fig. 21 Comparison of Joint Hysteretic Curves

2.3.3 骨架曲线分析

两节点的骨架曲线如图 22 所示,整体来看骨架曲线的形状与走势比较相似。在弹性阶段,两节点的骨架曲线重合度较高;继续加载,曲线的走势开始发生变化,其中 RFJ 相对 CPJ 先进入塑性,并且最大承载力也有一定程度的降低;随着加载进行,CPJ 的承载力下降速率要更慢,曲线也更为平稳,主要是因为削弱区形成塑性铰继续耗能,不会因为节点连接处断裂而造成承载性能突降。综合对比两者的骨架曲线,可以看出虽然 CPJ 的承载性能占优,但 RFJ 的延性性能要更为出色,并且震后可以轻松修复。

2.3.4 承载力及延性分析

延性能够反映结构在塑性发展阶段的变形能力,一般用延性系数 μ 来表示, μ 值越大代表延性越

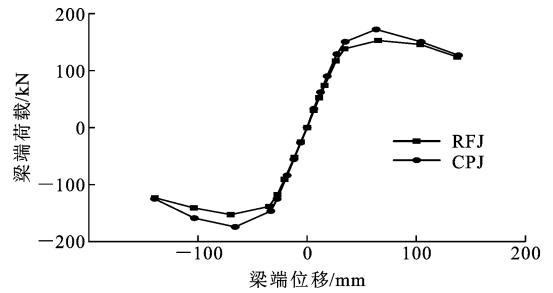


图 22 节点骨架曲线对比

Fig. 22 Comparison of Joint Skeleton Curves

好,塑性变形越强,一般认为 $\mu \geq 3$ 即满足要求,其计算公式为

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

式中: Δ_u 为结构的极限位移; Δ_y 为结构的屈服位移。

本文根据“通用屈服弯矩法”确定节点的屈服位移^[16],其中屈服位移 Δ_y 所对应的荷载为屈服荷载 P_y ,当峰值荷载 P_{max} 下降至 85% 时,认为试件破坏,所对应的位移为极限位移 Δ_u 。具体示意图如图 23 所示,根据《建筑抗震试验规程》^[17] 确定试件的各承载性能指标。

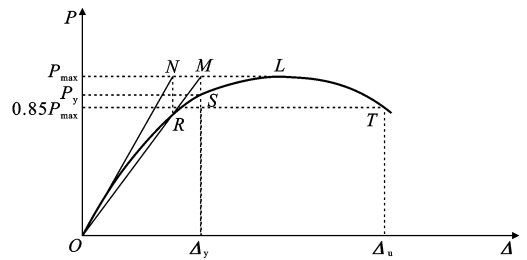


图 23 通用屈服弯矩法

Fig. 23 General Yield Moment Method

CPJ 和 RFJ 的承载性能及延性指标如表 6 所示。从表 6 可以看出,RFJ 的屈服荷载 P_y 和峰值荷载 P_{max} 以及破坏荷载 P_u 均小于 CPJ,这主要是由于可更换梁段翼缘上的削弱影响了节点的承载性能,相比于 CPJ 分别下降了 9.1%、11.2%,下降率控制在合理范围之内。RFJ 延性系数为 3.52,大于 3.0,相比 CPJ 提高了 23.08%,说明对翼缘进行圆弧削弱可以极大提升其延性。

2.3.5 刚度退化曲线对比分析

图 24 为两节点的刚度退化曲线。两节点在加载初期的初始刚度都比较大,且下降趋势平稳,CPJ 的初始刚度略大于 RFJ;加载至弹塑性阶段,曲线下降速率明显增快,其中 CPJ 的下降速率更快,主要是因为 CPJ 在梁柱端板处应力较大,塑性铰的发展

表6 承载性能及延性指标

Table 6 Bearing Performance and Ductility Index

节点编号	Δ_y/mm	Δ_u/mm	P_y/kN
CPJ	38.56	110.12	153.50
RFJ	36.63	128.83	139.48
节点编号	P_{\max}/kN	P_u/kN	μ
CPJ	172.42	146.54	2.86
RFJ	152.94	130.07	3.52

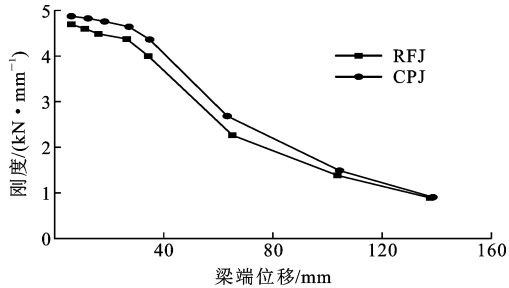


图24 刚度退化曲线对比

Fig. 24 Comparison of Stiffness Degradation Curves

受到限制;加载至塑性破坏阶段,两节点刚度退化速率减缓,最终刚度基本趋于一致。

2.3.6 强度退化曲线对比分析

两节点的强度退化曲线如图25所示。刚开始加载时,两节点的强度退化不严重,退化系数在1.0上下浮动;加载至±100 mm时,CPJ的承载力下降明显,下降幅度在15%左右,而RFJ此刻下降幅度在10%以内,这主要是由于RFJ对翼缘进行了狗骨削弱,塑性铰在削弱处逐渐发展,减缓了节点处的应力集中,避免由于端板处发生破坏使承载力突降;加载后期,两节点的强度退化系数较上一阶段均有所上升,此时塑性铰正在发展,节点内力重新分布。整体来看,RFJ的强度退化曲线更为理想。

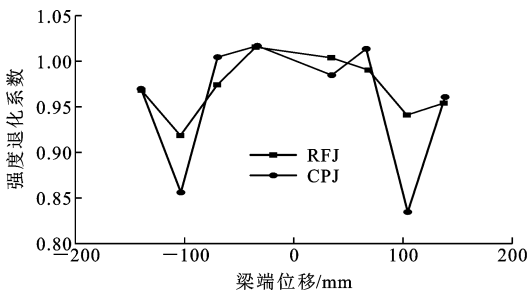
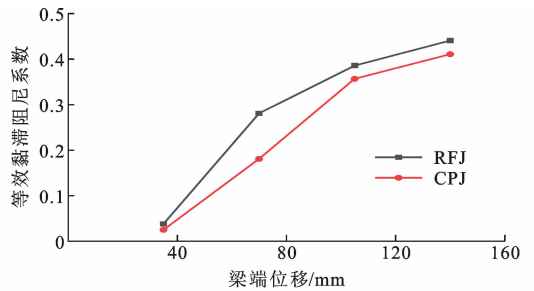


图25 强度退化曲线对比

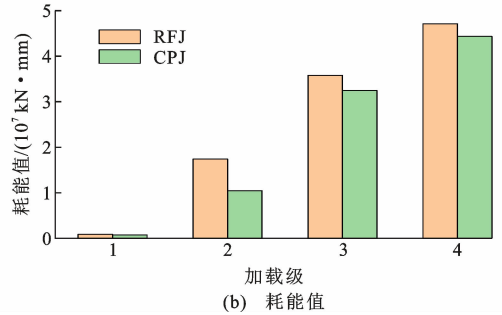
Fig. 25 Comparison of Strength Degradation Curves

2.3.7 耗能能力分析

图26为节点耗能能力对比。从图26(a)能够看出,在循环荷载作用下,两节点的等效黏滞阻尼系数在不断升高,且RFJ的耗能系数增长速度要快于CPJ,这主要是因为RFJ实现了塑性铰的外移,塑性



(a) 等效黏滞阻尼系数



(b) 耗能值

图26 节点耗能能力对比

Fig. 26 Comparison of Joint Energy Dissipation Capacity

发展在削弱处不受节点域的限制,能够充分发展。随着加载进行,塑性变形继续增加,可更换梁段的翼缘也发生局部屈曲,此时等效黏滞阻尼系数增长速率放缓,RFJ的系数值要高于CPJ。从图26(b)耗能值对比图中也能够看出RFJ的耗能能力优于CPJ。

3 参数分析

为分析削弱长度 b 对节点滞回性能的影响,设计了RL系列节点,基本取值如下: c 取 $0.2b_f$ (b_f 为梁翼缘宽度), a 取 $0.8b_f$, l 取 $1.6h_b$ (h_b 为梁截面高度), t_b 和 t_c 均取 $1.25t_f$ (t_f 为柱翼缘厚度),只改变参数 b ,具体参数取值见表7。

表7 RL系列节点的设计参数

Table 7 Parameter Design of RL Series Joints

节点编号	RL-1	RL-2	RL-3	RL-4	RL-5
b 取值	$0.6h_b$	$0.7h_b$	$0.8h_b$	$0.9h_b$	$1.0h_b$

为分析可更换梁段长度 l 对节点滞回性能的影响,设计了BL系列节点,基本取值如下: c 取 $0.2b_f$, b 取 $0.9h_b$, a 取 $0.8b_f$, t_b 和 t_c 均取 $1.25t_f$,只改变参数 l ,具体参数取值见表8。

表8 BL系列节点的设计参数

Table 8 Parameter Design of BL Series Joints

节点编号	BL-1	BL-2	BL-3	BL-4	BL-5
l 取值	$1.35h_b$	$1.6h_b$	$1.85h_b$	$2.1h_b$	$2.35h_b$

3.1 翼缘削弱长度 b 的影响

3.1.1 RL 系列节点滞回曲线及骨架曲线分析

RL 节点的滞回曲线与骨架曲线如图 27 所示,可以看出各节点的滞回曲线形状比较相似,滞回环包裹的面积大,具有出色的耗能性能。对比其骨架曲线,加载初期骨架曲线保持一致,没有表现出太大的差异;加载至弹塑性发展阶段,各节点的骨架曲线出现区别,削弱长度的变化对各节点的峰值荷载产生影响,RL-5 的峰值荷载最小,因为削弱长度过长,塑性铰在此处转动过大引起可更换梁段翼缘发生局部屈曲,降低了节点的承载性能;进入破坏阶段后,RL-4 及 RL-5 节点的承载力衰退更快,强度退化更严重。因此,合理选择削弱长度值能获得更优的承载力及延性。

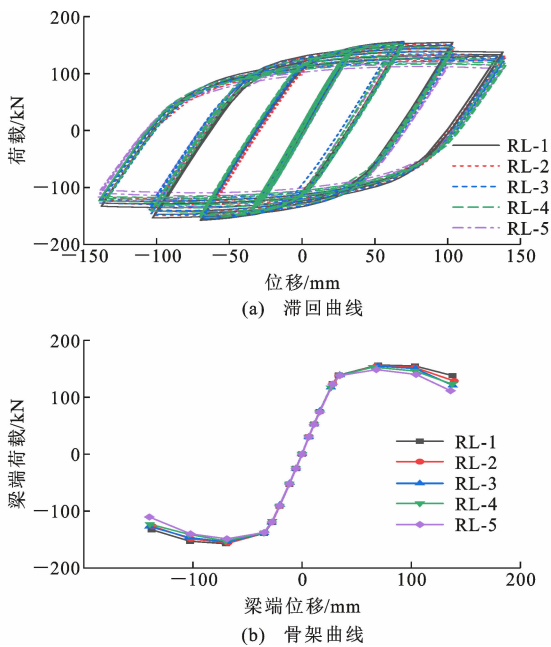


图 27 RL 节点的滞回曲线与骨架曲线

Fig. 27 Hysteretic Curves and Skeleton Curves of RL Joints

3.1.2 RL 系列节点承载性能及延性分析

RL 节点的承载性能及延性指标对比如表 9 所示,对比 CPJ,RL 系列各节点的屈服荷载分别下降了 8.48%、8.97%、8.66%、10.43%、13.47%,峰值荷载分别下降了 9.15%、9.87%、10.28%、12.45%、16.19%。可以看出,随着削弱长度的增加,节点的承载性能逐步下降,但降低幅度不大,说明翼缘长度的削弱尺寸对节点的承载能力影响并不明显。分析 RL 系列各节点的延性系数,相比 CPJ 节点分别提高了 30.07%、32.52%、28.67%、22.38%与 19.93%,可以发现各节点的延性系数随着削弱长度的增加呈现先增大后减小的趋势。因此,合理选择翼缘削弱

表 9 RL 节点的承载性能及延性指标

Table 9 Bearing Performance and Ductility Index of RL Joints

节点编号	Δ_y /mm	Δ_u /mm	P_y /kN	P_{max} /kN	P_u /kN	μ
CPJ	38.56	110.12	153.50	172.42	146.56	2.86
RL-1	37.11	137.97	140.49	156.65	133.15	3.72
RL-2	36.84	139.49	139.73	155.40	132.09	3.79
RL-3	37.17	136.89	140.21	154.69	131.49	3.68
RL-4	36.63	128.23	137.48	150.94	128.01	3.50
RL-5	35.42	125.00	132.82	144.50	125.63	3.43

长度,能够使节点获得更好的延性。

3.1.3 RL 系列节点耗能能力分析

图 28 为 RL 节点的耗能能力对比,位移加载至 35 mm 左右,各节点均处在弹性范围,耗能系数及耗能值相对较小;梁端位移加载至 70 mm 附近时,耗能系数迅速增长,这个阶段耗能值差别不大;加载至 105 mm 时,此时塑性铰在可更换梁段翼缘位置形成发展,耗散了大部分的能量,削弱深度越长,塑性发展的空间就越大,耗能能力也就更强,RL-5 节点的削弱长度最长,其耗能值优于其他 4 组节点;加载至 140 mm 时,各节点均出现不同程度的破坏,由此可以看出耗能能力随着削弱长度的增加而提升,因此要合理考虑承载力与耗能之间的关系,不能顾此失彼。

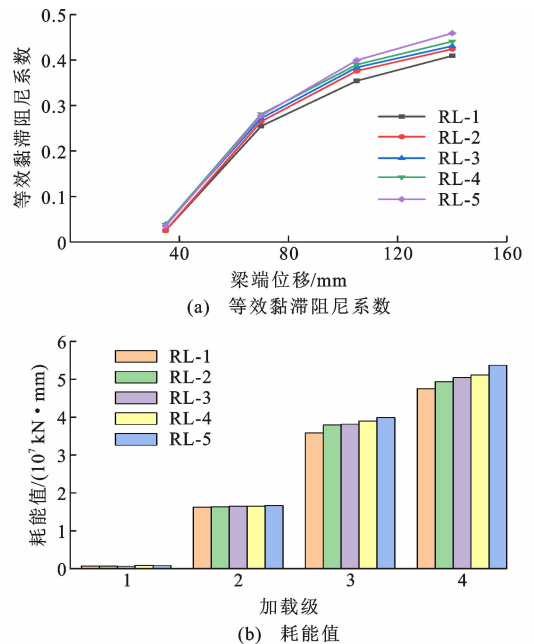


图 28 RL 节点耗能能力对比

Fig. 28 Comparison of Energy Dissipation Capacity of RL Joints

3.1.4 RL 系列节点刚度退化及强度退化分析

图 29 为 RL 节点的刚度退化曲线,刚开始加载

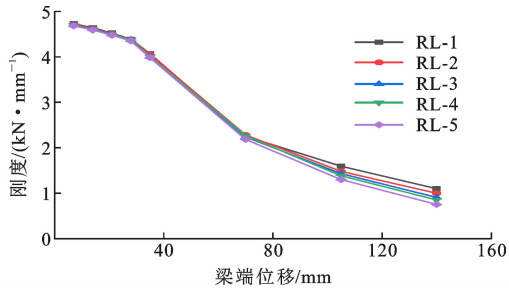


图 29 RL 节点刚度退化曲线

Fig. 29 Stiffness Degradation Curves of RL Joints

各节点均处在弹性状态,刚度值基本相等,达到屈服荷载以前,下降趋势平稳;加载至 70 mm 左右时,各节点的可更换梁段已经屈服,刚度下降速率变快;继续加载至 105 mm 附近,刚度退化指标开始出现不同的差异,RL-1 节点的刚度退化曲线更为平缓,主要是因为削弱长度过小,塑性铰发展较小,刚度退化慢;加载至最终破坏阶段时,RL 节点的刚度退化值随削弱长度的变化呈现一定的规律,随着削弱长度的增加,节点在达到极限位移时的刚度逐渐变小,而对初始刚度没有太大影响。

图 30 为 RL 节点的强度退化曲线,可以看出 RL-1 和 RL-2 节点试件的强度退化曲线与另外 3 组节点出现较大差异,梁端位移加载至 -35 mm 时,RL-1 节点与 RL-2 节点的强度退化比较严重,主要是因为翼缘削弱长度较短,导致梁柱端板及节点域出现不同程度的变形,导致承载力出现大的下降,RL-3~RL-5 节点的承载力没有提高也没有下降,强度退化系数稳定在 1.0 左右;随着位移继续加载,各节点的强度退化曲线走势趋于一致;最终节点发生破坏时,RL 节点的强度退化值随削弱长度的增加而减小。

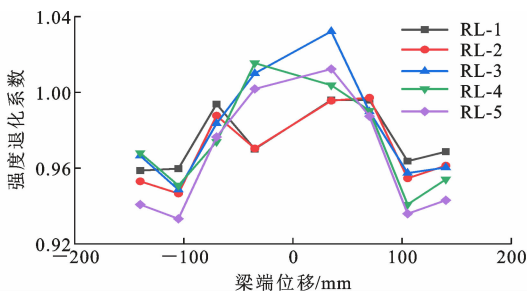


图 30 RL 节点强度退化曲线

Fig. 30 Strength Degradation Curves of RL Joints

3.2 可更换梁段长度 l 的影响

3.2.1 BL 系列节点滞回曲线及骨架曲线分析

图 31 为 BL 节点的滞回曲线与骨架曲线,对比各曲线可以发现,各节点的滞回曲线均为饱满的梭

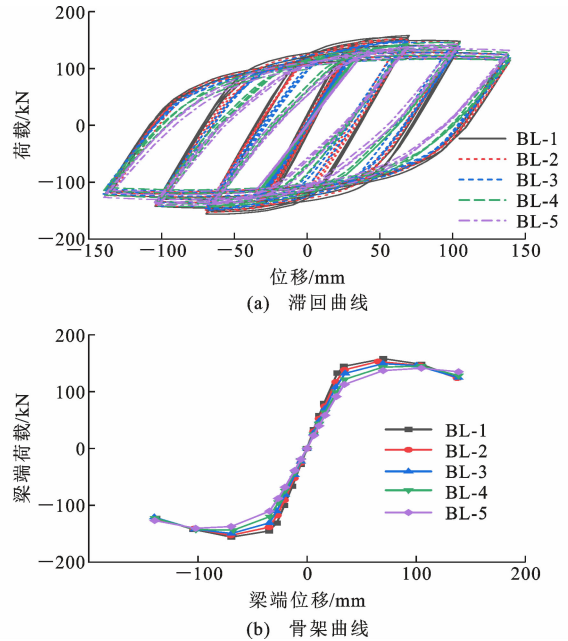


图 31 BL 节点的滞回曲线与骨架曲线

Fig. 31 Hysteretic Curves and Skeleton Curves of BL Joints

形,正负向具有较好的对称性,表现出良好的耗能性能。加载初期,节点均处于弹性范围,滞回曲线高度接近;继续加载,荷载与位移呈非线性关系,此时节点出现残余变形;达到峰值荷载后,节点的承载力衰退趋势平稳,表现出了较好的延性。对比骨架曲线,发现各节点的峰值荷载随着可更换梁段长度 l 的增加而逐渐后移。

3.2.2 BL 系列节点承载性能及延性分析

表 10 为 BL 节点的承载性能及延性指标,BL 节点的屈服荷载相比 CPJ 分别下降了 5.84%、9.13%、12.57%、17.66%、20.44%,其峰值荷载分别下降了 8.35%、11.30%、13.48%、15.83%、17.29%,可以看出随着可更换梁段长度的增加,其屈服荷载及峰值荷载出现明显的下降。BL 节点的延性系数相比 CPJ 分别提高了 27.97%、22.38%、20.98%、14.69%、2.45%,除了 BL-5 节点,其余节点的延性相比于 CPJ 节点均有明显的提升,且可更换梁段长度越长,延性相对稍差。考虑其对承载力及延性的影响,建议可更换梁段长度取值不要过长。

3.2.3 BL 系列节点耗能能力分析

图 32 为 BL 系列节点的耗能能力对比,在同一级位移荷载下,可以明显看出 BL 系列节点的等效黏滞阻尼系数及耗能值随着可更换梁段长度的增加而减小,表明可更换梁段越长,耗能性能越差。因此,建议在满足其构造要求的前提下,可更换梁段长度取值不宜过大。

表 10 BL 节点的承载性能及延性指标
Table 10 Bearing Performance and Ductility
Index of BL Joints

节点编号	Δ_y/mm	Δ_u/mm	P_y/kN	P_{max}/kN	P_u/kN	μ
CPJ	38.56	110.12	153.50	172.42	146.56	2.86
BL-1	33.95	124.37	144.54	158.02	134.32	3.66
BL-2	36.63	128.23	139.48	152.94	130.01	3.50
BL-3	38.87	134.57	134.20	149.18	126.80	3.46
BL-4	42.39	138.97	126.39	145.12	123.35	3.28
BL-5	47.34	138.87	122.13	142.61	121.21	2.93

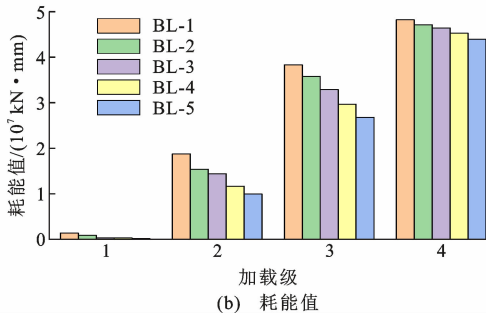
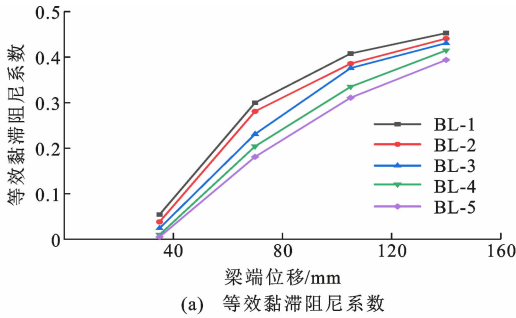


图 32 BL 节点耗能能力对比

Fig. 32 Comparison of Energy Dissipation Capacity of BL Joints

3.2.4 BL 系列节点刚度退化及强度退化分析

图 33 为 BL 节点的刚度退化曲线,从图中可以看出,各节点的刚度退化曲线走势相似。弹性阶段各节点的刚度退化速度较慢, BL-1~BL-5 节点的初始刚度依次递减,说明可更换梁段的长度对其初始刚度的影响较大,可更换梁段长度 l 越长,初始刚度越低;进入弹塑性阶段后,节点刚度退化严重,各节点的刚度值越来越接近;加载至塑性破坏阶段时, BL 系列节点的刚度达到最小,数值基本相等。

图 34 为 BL 节点的强度退化曲线,刚进行加载时, BL-3 节点强度在加载位移为正时上升幅度明显, BL-5 节点在加载位移为负时下降明显,而其余节点的强度基本不变;继续加载,各节点强度均下降较快,其中 BL-1 至 BL-3 节点在加载至 ± 105 mm 位移时其强度退化值相对较大;加载至最后阶段, BL-4、BL-5 节点的强度退化系数值继续减小,没有

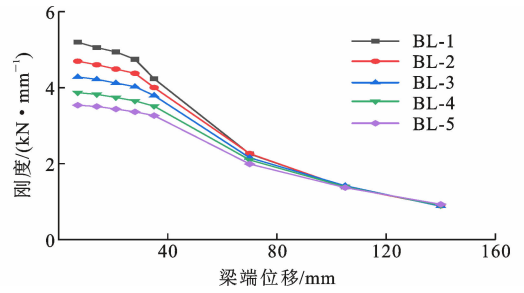


图 33 BL 节点刚度退化曲线

Fig. 33 Stiffness Degradation Curves of BL Joints

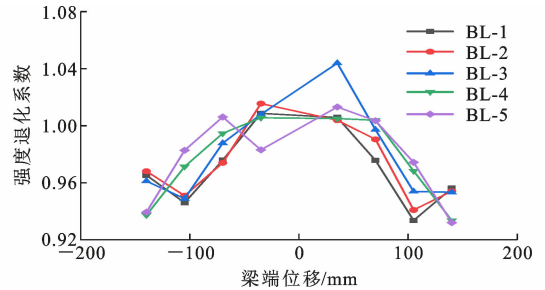


图 34 BL 节点强度退化曲线

Fig. 34 Strength Degradation Curves of BL Joints

出现回升。因此,可更换梁段长度取值对其强度退化影响较大,长度过短或者过长都会对其强度退化产生不利影响,考虑到经济性及运输便利性,建议可更换梁段长度取值适中。

4 结 语

(1)采用有限元软件 ABAQUS 对普通端板连接节点 CPJ 及带可更换梁段的翼缘削弱型节点 RFJ 进行运算分析,对两节点在单调和循环荷载作用下的力学性能进行研究,得出带可更换梁段的翼缘削弱型节点滞回性能优于普通端板节点,破坏时塑性变形集中在可更换梁段上,梁柱节点保持弹性,大震后可以轻松更换。

(2)随着梁翼缘削弱长度 b 的增加,节点的承载性能逐渐下降,延性系数先增大后减小,耗能能力虽有提升但强度、刚度退化效果并不理想,建议梁翼缘削弱段长度 $b=(0.7\sim 0.9)h_b$ 。

(3)当可更换梁段长度 l 过大时,会造成节点的初始刚度及延性降低,还会对节点耗能能力产生不利影响;可更换梁段长度过小时会使得节点焊缝处应力值过大,影响塑性较外移的效果,综合考虑建议可更换梁段长度 $l=(1.6\sim 1.85)h_b$ 。

参考文献:

References:

[1] JIANG Z Q, DOU C, ZHANG A L, et al. Experimen-

- tal Study on Earthquake-resilient Prefabricated Cross Joints with L-shaped Plates[J]. *Engineering Structures*, 2019, 184:74-84.
- [2] JIANG Z Q, YANG X F, DOU C, et al. Cyclic Testing of Replaceable Damper; Earthquake-resilient Prefabricated Column-flange Beam-column Joint[J]. *Engineering Structures*, 2019, 183:922-936.
- [3] 刘学春, 崔小雄, 张爱林, 等. 修复后方钢管柱与 H 型钢梁全螺栓双夹板连接节点抗震性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2018, 39(11):39-47.
- LIU Xue-chun, CUI Xiao-xiong, ZHANG Ai-lin, et al. Experimental Study on Seismic Performance of H-section Beam to Square Steel Pipe Column Bolted Double-splint Connection After Repairation[J]. *Journal of Building Structures*, 2018, 39(11):39-47.
- [4] 李志超. 带可更换耗能梁段支撑框架结构的抗震性能分析[D]. 广州: 广州大学, 2019.
- LI Zhi-chao. Seismic Performance Analysis of Braced Frame Structures with Replaceable Shear Link[D]. Guangzhou: Guangzhou University, 2019.
- [5] 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 You-sheng. Experimental and Theoretical Research on Reduced Beam Section Connections of Steel Frame[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2008.
- [6] SOFIAS C E, KALFAS C N, PACHOUMIS D T. Experimental and FEM Analysis of Reduced Beam Section Moment Endplate Connections Under Cyclic Loading[J]. *Engineering Structures*, 2014, 59: 320-329.
- [7] MOMENZADEH S, KAZEMI M T, ASL M H. Seismic Performance of Reduced Web Section Moment Connections[J]. *International Journal of Steel Structures*, 2017, 17(2):413-425.
- [8] 郑宏, 孟春辉, 石丹. 翼缘削弱型节点空间钢框架在低周反复荷载作用下的抗震性能[J]. *建筑科学与工程学报*, 2016, 33(4):120-126.
- ZHENG Hong, MENG Chun-hui, SHI Dan. Seismic Performance of Reduced Beam Section Connection Steel Frames Under Low-cyclic Loading[J]. *Journal of Architecture and Civil Engineering*, 2016, 33(4):120-126.
- [9] 回文豪. 梁翼缘开圆孔削弱式新型 H 形柱弱轴连接节点的抗震性能研究[D]. 西安: 长安大学, 2018.
- HUI Wen-hao. Study on Seismic Behavior of Beam Flange Opening Weaken Type of New Weak-axis Joints for H Shaped Column [D]. Xi'an: Chang'an University, 2018.
- [10] 卢林枫, 张廷强, 吕品. 钢管腹板削弱型梁柱弱轴连接的抗震性能影响因素分析[J]. *建筑钢结构进展*, 2019, 21(3):77-86.
- LU Lin-feng, ZHANG Ting-qiang, LYU Pin. Influence Factors Analysis on the Seismic Behavior of Weak-axis Tubular Web Reduced Beam Section Connection[J]. *Progress in Steel Building Structures*, 2019, 21(3):77-86.
- [11] ELSABBAGH A, SHARAF T, NAGY S, et al. Behavior of Extended End-plate Bolted Connections Subjected to Monotonic and Cyclic Loads[J]. *Engineering Structures*, 2019, 190:142-159.
- [12] 郭兵. 钢框架梁柱端板连接在循环荷载作用下的破坏机理及抗震设计对策[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2002.
- GUO Bing. Collapse Mechanism and Design Criterion of Steel Beam-to-column End-plate Connections Under Cyclic Load[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2002.
- [13] 付芳, 赵根田, 梁友腾. PEC 柱-钢梁顶底角钢与端板连接节点抗震性能对比研究[J]. *建筑结构*, 2019, 49(6):49-54.
- FU Fang, ZHAO Gen-tian, LIANG You-teng. Comparative Study on Seismic Behavior of Top-bottom Angle Steel and End-plate Connection Joints of PEC Column-steel Beam [J]. *Building Structure*, 2019, 49(6):49-54.
- [14] 袁焕鑫, 高煊栋, 杜新喜, 等. 不锈钢端板连接梁柱节点静力承载性能试验研究[J]. *建筑结构学报*, 2021, 42(12):125-132.
- YUAN Huan-xin, GAO Jun-dong, DU Xin-xi, et al. Experimental Study on Static Load-carrying Capacity of Stainless Steel End-plate Beam-to-column Joints [J]. *Journal of Building Structures*, 2021, 42(12):125-132.
- [15] 钢结构高强度螺栓连接技术规程: JGJ 82—2011[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- Technical Specification for High Strength Bolt Connection of Steel Structures: JGJ 82—2011[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011.
- [16] 冯鹏, 强翰霖, 叶列平. 材料、构件、结构的“屈服点”定义与讨论[J]. *工程力学*, 2017, 34(3):36-46.
- FENG Peng, QIANG Han-lin, YE Lie-ping. Discussion and Definition on Yield Points of Materials, Members and Structures[J]. *Engineering Mechanics*, 2017, 34(3):36-46.
- [17] 建筑抗震试验规程: JGJ/T 101—2015[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2015.
- Specification for Seismic Test of Buildings: JGJ/T 101—2015[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015.