

可恢复功能全螺栓梁柱节点抗震性能试验

鲍宇¹, 魏建鹏¹, 郭杨¹, 田黎敏^{1,2}, 陈东³

(1. 安徽省建筑科学研究设计院安徽省建筑抗震减灾与绿色运维重点实验室, 安徽合肥 230031;
2. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西西安 710055; 3. 安徽建筑大学土木工程学院, 安徽合肥 230601)

摘要: 为了实现结构震后快速恢复功能, 基于可更换和附加耗能的思想, 本文提出一种可恢复功能全螺栓梁柱节点。通过设置 T 型耗能板解决全螺栓节点加载至大位移工况下节点耗能能力不足的缺点。研究 T 型耗能板耗能段长度和长细比对可恢复功能全螺栓节点抗震性能的影响, 完成了 3 个可恢复功能全螺栓节点和 1 个传统全焊接节点的低周往复加载试验。试验结果表明: 可恢复功能全螺栓节点的抗震性能优于传统的焊接节点; 可恢复功能全螺栓节点能够集中塑性和损伤, 将塑性区转移至 T 型耗能板上, 避免梁端焊接区断裂。本文给出了耗能段长度的下限取值方法, 当耗能段有足够的变形长度, 且耗能段截面形状、尺寸保持不变时, 长细比保守取为 13.2, 能够使节点具有良好的承载力和延性, 并充分发挥节点的抗震性能。

关键词: 装配式钢结构; 可恢复功能; 低周往复荷载试验; 滞回性能; 梁柱节点; 长细比

中图分类号: TU391; TU352.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2024)12-2045-10

DOI: 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2024.12.006

引言

钢结构在节约资源、减少能耗、促进建筑产业化、提高建筑质量、节约成本、缩短工期等方面具有显著优势^[1-2]。然而, 在已发生的罕遇地震^[3-4]中发现, 传统钢结构梁柱节点焊接处出现大量的脆性破坏, 结构抗震性能未充分发挥而失去承载力, 导致地震能量不能被充分耗散。由于现有钢结构耗能机制的缺陷, 无法避免地震作用下梁柱节点处出现塑性损伤, 特别是在强震之后框架和构件会产生较大的残余变形, 导致修复成本过高。因此, 研究可恢复功能的结构体系, 实现震后快速修复已成为钢结构领域的研究重点。陈以一等^[5]提出可恢复的结构体系由主结构和损伤元构成, 从预期地震作用下使结构损伤集中于特定构件的要求出发, 重新认识分散耗能的机理、作用和抗震设计方法。XIANG 等^[6]提出一种低损伤摇摆柱钢框架可恢复功能体系, 设计振动台试验测试框架抗震性能, 试验结果表明在强激励作用下, 未发现主体结构的严重损坏或结构刚度的显著降低, 震后残余变形和损伤可以忽略不计, 该体系具有卓越的抗震性能和可恢复功能。ZHANG 等^[7]提出一种双法兰盖板预制梁柱节点可恢复功能

体系, 建立了 11 组 57 个有限元模型, 验证了该体系的合理性和适用性, 该体系设计的节点具有较好的承载力和延性。

目前, 研究可更换构件的结构体系是钢结构领域可恢复功能结构体系的热点, 通过耗能件耗散地震能量, 将损伤转移至可更换的耗能件, 保证主体结构无损伤或损伤不影响建筑整体结构使用。PENG 等^[8]提出一种可更换钢梁柱节点及其设计方法, 研究了耗能件尺寸、屈曲约束板尺寸和螺栓间距对节点抗震性能的影响。WANG 等^[9]提出了一种可更换低屈服点钢连接部件的螺栓接头, 建立了全螺栓接头的详细非线性数值模型, 并结合现有的循环试验进行了验证。JIANG 等^[10]提出了一种双法兰盖板预制梁柱钢节点, 建立了关于节点抗震的设计理论, 试验表明该理论设计的接头具有优越的承载力和延性。胡阳阳等^[11]提出一种带“保险丝”连接板的高强钢梁柱节点, 进行了 4 个构件的往复试验, 研究表明两种损伤控制“保险丝”均有效控制了试件承载力的增长, 确保高强钢梁、柱构件大震弹性状态和连接节点的安全。INOUE 等^[12]提出一种无焊接钢结构体系, 采用金属屈服阻尼器的机械接头作为梁-柱连接, 介绍了无焊接结构的节点构造和承载机理, 试验表明无焊接钢结构体系具有良好的承载力和耗能能力。

收稿日期: 2022-10-19; **修订日期:** 2023-01-12

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(52178161, 51608433); 安徽省建筑抗震减灾与绿色运维重点实验室(安徽省建筑科学研究设计院)开放课题资助项目(2021-JKYL-001); 安徽建工集团科研立项项目(2021-19JF); 安徽省住房城乡建设科学技术计划项目(2022-YF013)。

综上所述,现有的钢结构可更换构件体系主要是通过梁柱节点的塑性区外移,将损伤集中于耗能件,通过耗能件的更换实现快速可修复功能。本文基于已有研究和课题组先前研究的理论^[13],提出一种可恢复功能全螺栓梁柱节点,将节点的力和弯矩解耦,剪力由高强盖板承担,弯矩由T形耗能板承担,节点传力路径清晰,便于进行结构设计。在地震作用下,该节点通过T型耗能板耗散地震能量,解决大变形工况下耗能能力不足的缺点。为研究T型耗能板耗能段长度和长细比对可恢复功能全螺栓节点抗震性能的影响,通过试验研究2个参数对节点滞回曲线、骨架曲线、应变分布、能量累积、等效黏滞阻尼系数等关键指标的影响。

1 可恢复功能全螺栓节点

1.1 部件组成

本文研究的可恢复功能全螺栓节点由短梁、长梁和连接节点组成,连接节点由两块高强盖板和T型耗能板组成,如图1所示。

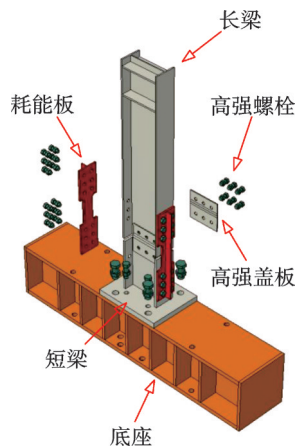


图1 可恢复功能全螺栓节点组装图

Fig.1 Assembly drawing of earthquake-resilient full bolt joints

通过高强盖板、梁上下翼缘的T型耗能板和高强螺栓的协同工作,实现耗能节点的快速施工安装。为了避免耗能板提前屈曲,可恢复功能全螺栓节点采用T型耗能板来增大截面的抗弯刚度,充分发挥材料的力学性能。在地震作用下,通过耗能段实现梁的塑性铰区由梁端转移至梁上下翼缘的T型耗能板,保护梁主体结构不发生破坏,地震能量主要通过耗能板拉压耗散。盖板破坏将导致节点提前失效,采用高强度钢材制作盖板,使高强盖板在地震作用下始终处于弹性状态,保证耗能段连接的可靠性且只有摩擦耗能,震后只需要更换梁上下翼缘的耗能板,就能使结构主体具备快速可恢复功能。

1.2 受力分析

图2为全螺栓节点的工作机制,关键尺寸参数如图3所示,参数 a 为耗能板肋高,参数 b 为耗能段腹板宽度。连接节点的最大旋转角度 θ_m 取为0.05 rad,耗能板钢材极限应变 ϵ_u 保守取为0.1,通过下式可以得到耗能板耗能段 l 的最小长度 l_{\min} ^[14-15]:

$$l_{\min} = \theta_m \times (h + 2y_o) / \epsilon_u \quad (1)$$

式中 y_o 为T型耗能板耗能段截面中性轴至梁翼缘的距离; h 为肋板高度。当耗能段截面形状、尺寸保持不变时,耗能板耗能段 l_{\max} 可由长细比最大值 λ_{\max} 确定。由于耗能板耗能段进入塑性状态难以分析, λ_{\max} 难以推导,结合课题组先前研究 λ_{\max} 取为19^[16]。

$$\lambda < \lambda_{\max} \quad (2)$$

当耗能板达到极限应力 f_{uc} 时,节点承载力由耗能板和高强螺栓两部分提供,其中节点极限承载力 F_{uc} 可通过下式求得:

$$F_{uc} L_1 = f_{uc} A_c (h + 2y_o) + \sum_{i=1}^n 0.9 \mu n_i P r_i \quad (3)$$

式中 f_{uc} 和 A_c 分别表示耗能板耗能段截面的极限应力和截面面积; μ 为高强盖板和梁腹板接触面的摩擦系数; n_i 为摩擦面个数; P 为高强螺栓预紧力; r_i 为第 i 个高强螺栓旋转半径。

$$F_{yb} = f_{yb} W / (L_1 + L_2) \quad (4)$$

$$F_{uc} < F_{yb} \quad (5)$$

式中 F_{yb} 为钢梁的屈服承载力; f_{yb} 为钢梁的屈服应力; W 为钢梁截面抵抗矩。

式(5)的成立保证了耗能板达到极限承载力,试件主体未屈服。通过式(5)推导得到下式,确定了耗

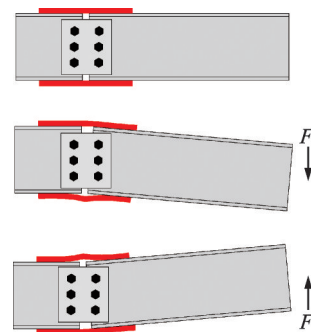


图2 全螺栓节点工作机制

Fig.2 The working mechanism of full bolted joints

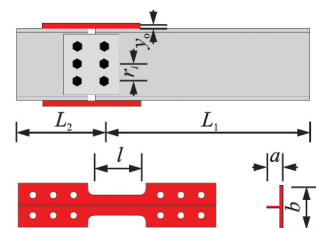


图3 全螺栓节点细部构造

Fig.3 Details of the full bolted joints

能板耗能段截面面积 A_c :

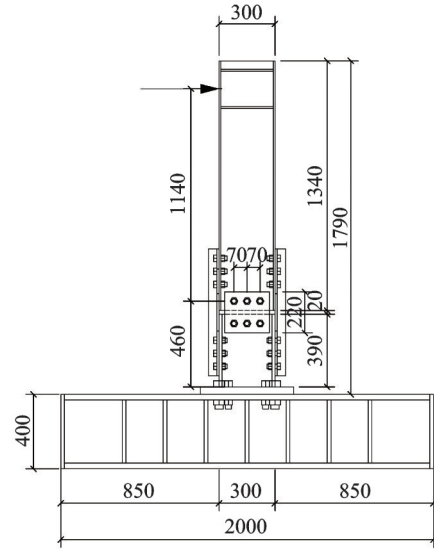
$$A_c < \frac{f_{yb}WL_1}{f_{uc} \times (h + 2y_o)(L_1 + L_2)} - \frac{\sum_{i=1}^n 0.9\mu_n Pr_i}{f_{uc}(h + 2y_o)} \quad (6)$$

2 试验概况

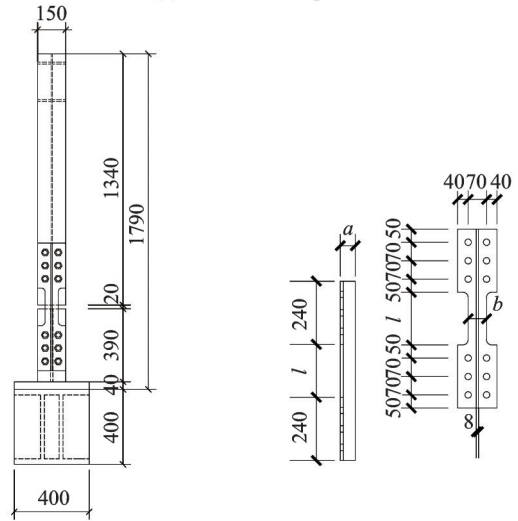
2.1 试验设计

为研究耗能板的耗能段长度 l 和长细比 λ 对可恢复功能全螺栓节点抗震性能的影响,本文共设计了 4 个梁柱节点试件,其中全焊接节点试件作为对照试件,其余试件为可恢复功能全螺栓节点试件。为了排除框架柱影响,研究重点关注梁柱连接区域,框架柱由可重复使用的刚性底座代替。长梁长度为 1340 mm,各试件长梁均采用 H300 mm × 150 mm × 6.5 mm × 9 mm 规格的 H 型钢。为了避免钢梁根部出现破坏,保证塑性铰区的外移,短梁(H300 mm × 150 mm × 12 mm × 16 mm)采用较大的截面尺寸,保证受力较大的钢梁根部保持弹性状态,短梁长度为 390 mm,底部设有 40 mm 厚的刚性连接板,将试验试件与底座固定连接。高强盖板尺寸为 240 mm × 220 mm × 6 mm,为避免试验加载过程中短梁和长梁之间出现碰撞和挤压,在高强盖板连接处设置 20 mm 的空隙。耗能板及高强盖板连接使用的高强摩擦型螺栓规格为 10.9 级 M22 螺栓,螺栓孔表面均采用钢丝刷清除浮锈。除长梁腹板螺栓孔采用长圆孔外,其余各部件均为圆孔,长圆孔平直段长度为 10 mm,具体试件尺寸如图 4 所示。

其中 WJ 为对照试件,试件尺寸参数除无耗能段,其他尺寸参数与可恢复功能全螺栓节点一致。试件 BJ-1 为基础试件,结合课题组已有的研究,保守设计长细比 λ 为 13.2,耗能段长度为 160 mm。BJ-2 和 BJ-3 除耗能板尺寸变化外,其余尺寸及设计参数均保持一致,耗能段截面面积由公式(6)求得,面积均为 1200 mm²。其中试件 BJ-2 与试件 BJ-1 耗



(a) 试件正视图
(a) Front view of specimen



(b) 试件侧视图 (c) 耗能板尺寸
(b) Side view of the specimen (c) Size of energy dissipation plate

图 4 试件及耗能板几何尺寸(单位:mm)

Fig.4 Dimensions of the specimen and the energy dissipation plate(Unit: mm)

能段长度相同,通过减小耗能段肋板高度降低长细比,为了便于计算,长细比取为 20.5,数值接近理论值。试件 BJ-3 耗能板耗能段长度取为 80 mm,约为 0.5 l_{min} ,各试件耗能板主要参数如表 1 所示。表中节点极限承载力 F_{uc} 和试件的屈服承载力 F_{yb} 分别由公式(3)和(4)求得,满足理论设计要求。

表 1 耗能板主要参数

Tab.1 Main parameters of energy dissipation plate

编号	l/mm	a/mm	b/mm	y_o/mm	λ	F_{uc}/kN	F_{yb}/kN	F_{uc}/F_{yb}
BJ-1	160	57	70	14.55	13.20	160.93	169.85	0.95
BJ-2	160	42	80	10.20	20.50	156.99	169.85	0.92
BJ-3	80	57	70	14.55	7.92	160.93	169.85	0.95

本次试验耗能板采用强度等级相对较低的 Q235 钢制作,低屈服点钢材塑性变形能力较强,受不

同加载制度影响较小,能够较好地应用于耗能减震构件^[17],高强盖板采用 Q690 钢材制作,其余部件均

采用Q345钢制作。各部件的钢材材性如表2所示。

表2 钢材材性

Tab. 2 Material properties of steel

部件类型	t/mm	f_y/MPa	f_u/MPa	f_u/f_y	
短梁	翼缘	16	351	636	1.813
	腹板	12	346	506	1.464
长梁	翼缘	9	376	555	1.474
	腹板	6.5	418	564	1.349
耗能板	盖板	12	267	431	1.617
	肋板	8	276	432	1.564
加劲板	10	325	438	1.351	
高强盖板	6	767	839	1.094	

注： t 为各部件厚度； f_y 为各部件钢材的屈服强度； f_u 为各部件钢材的抗拉强度。

2.2 加载方案

本次试验加载装置图如图5所示。试件上部通过加载板、丝杆与作动器相连，试件底部设置2个千斤顶，保证加载过程中试件底部无松动。长梁两侧设置了侧向支撑避免构件出现平面外失稳，在梁翼缘和侧向支撑的接触面涂抹润滑油，减少金属接触面的摩擦。

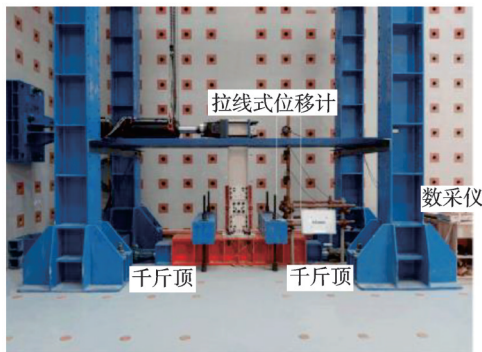
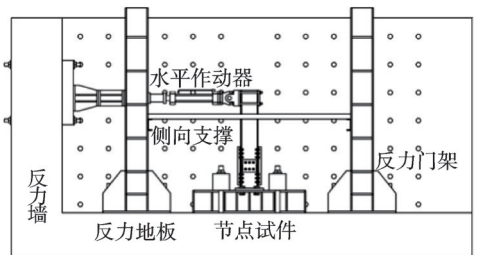


图5 加载装置图

Fig. 5 Diagram of the loading device

本次试验采用全位移加载制度，位移加载制度如表3所示^[18]。

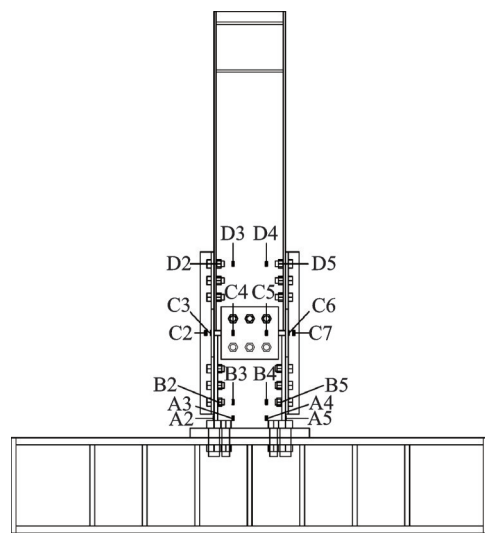
2.3 量测方案

试件应变片布置图如图6所示，分别在梁上下翼缘、腹板、高强盖板外表面和耗能板布置应变片监测各薄弱截面处的应变情况。

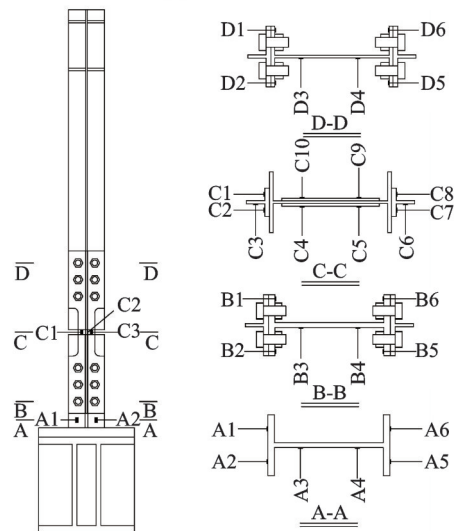
表3 加载制度

Tab. 3 Loading law

加载级	节点转角/rad	循环次数	位移幅值/mm
1	0.0037	6	6
2	0.005	6	8
3	0.0075	6	12
4	0.01	4	16
5	0.015	2	24
6	0.02	2	32
7	0.03	2	48
8	0.04	2	64
9	0.05	2	80
10	0.06	2	96



(a) 正视图
(a) Front view



(b) 侧视图
(b) Side view

(c) 剖面图
(c) Profile map

图6 应变片测点布置

Fig. 6 Arrangement of strain gauges

试件自上而下共布置6个水平位移计，每个位移计的间距为400 mm，其中W1~W5为拉线式位移计，监测梁的平面侧移情况，W6为顶杆式位移计，监测有无松动，位移计测点布置如图7所示。

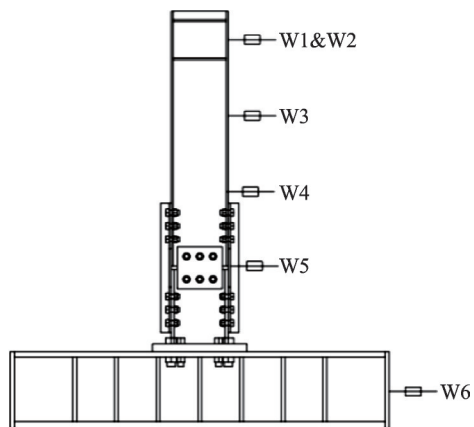


图 7 位移计测点布置

Fig. 7 Arrangement of displacement transducers

3 试验现象

本次试验除试件 BJ-3 未加载至 0.06 rad,其余所有试件均完成了所有工况加载。试验结束后,节点的 T 型耗能板和高强盖板连接处均出现明显滑

移;所有试件耗能段塑性变形严重,由于试件 BJ-2 耗能板的肋板高度减小,减小了截面抗弯刚度,变形较其余试件更为明显;试件 WJ 的梁柱连接处变形明显,承载力下降较快。

3.1 试件 WJ

对照试件 WJ 在加载初期的变形处于弹性阶段,滞回曲线正、负方向均保持线性增长。当加载至第 5 级的第 1 圈(节点转角为 0.015 rad)时,试件进入屈服阶段。当加载至第 7 级的第 1 圈负向(节点转角为 0.03 rad)时,梁端部受压,侧翼缘顺时针扭转失稳;第 2 圈正向,梁端部受压侧翼缘逆时针扭转失稳,侧向支撑发挥作用。当加载至第 8 级(节点转角为 0.04 rad)时,整个构件失稳更加严重,梁腹板向外鼓起屈曲,且油漆面大幅脱落,承载力开始下降。继续加载,塑性区变形加剧,回到初始位置时,残余变形较大,当加载至第 10 级(节点转角为 0.06 rad)时主体结构出现明显的屈曲失稳,承载力急剧下降,梁腹板严重塑性变形、向外鼓起。试件 WJ 最终破坏状态见图 8。

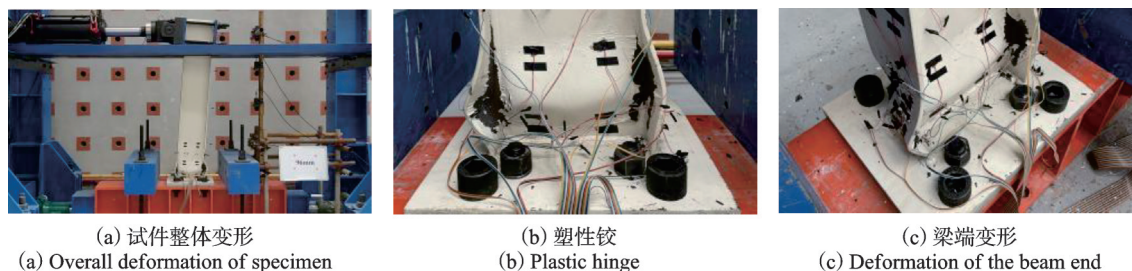


图 8 试件 WJ 破坏现象

Fig. 8 Destruction phenomenon of specimen WJ

3.2 试件 BJ-1

基础试件 BJ-1 加载初期与对照组 WJ 相似,滞回曲线基本呈线性发展,变形处于弹性阶段。当加载至第 3 级的第 1 圈时,上下翼缘耗能板的肋板应变达到 $1500 \mu\epsilon$,表明耗能板肋板材料首先进入屈服阶段。第 5 级第 2 圈加载结束,观察到耗能板盖板失稳。当加载至第 6 级的第 2 圈结束时,观察发现耗能板中部出现缝隙,有轻微的鼓曲。加载至第 7 级第 1 圈正向

时,受拉侧耗能板滑移 2 mm;第 2 圈负向加载结束,高强盖板沿螺栓群中心转动。当加载至第 8 级第 1 圈,左右耗能板滑移明显,约为 4 mm,且耗能板屈曲加剧,第 2 圈加载过程中试件各部件有明显的滑移。加载至第 9 级的第 1 圈负向时,受压侧耗能板翼缘扭转;第 2 圈负向时,耗能板中心被拉伸 3 mm,耗能段存在鼓曲的残余变形。加载至第 10 级时,耗能板已发生严重的屈曲变形,但整个试件梁身主体无明显变形。试件 BJ-1 最终破坏状态见图 9。

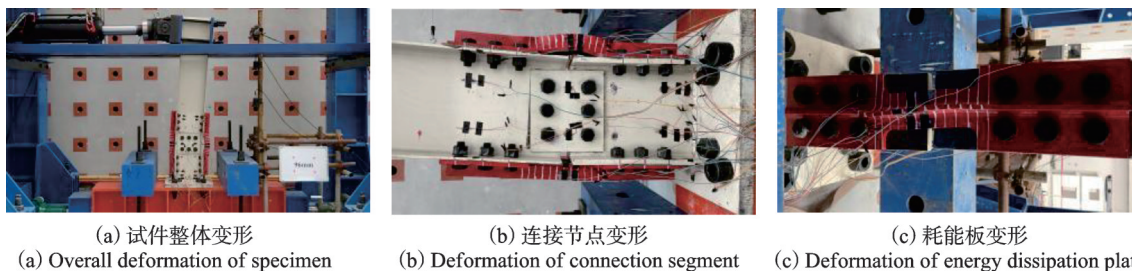


图 9 试件 BJ-1 破坏现象

Fig. 9 Destruction phenomenon of specimen BJ-1

3.3 试件BJ-2及试件BJ-3

试件BJ-2和试件BJ-3加载过程中的变形状态基本与BJ-1相似,耗能板的耗能段均出现了明显的鼓曲变形,梁身主体结构未发生明显的塑性变形。试件BJ-2、试件BJ-3最终破坏状态见图10和11。

试件BJ-2相较于基础试件BJ-1耗能段的鼓曲变形更为明显,加载至第8级时,耗能板盖板与梁翼缘滑移约为2 mm。承载力达到峰值后,随着耗

能板上塑性区变形不断发展,承载力开始下降。加载至第10级时,受压侧肋板拉断,拉裂伸长23 mm。第1圈负向回零时,耗能板倒角处拉裂。第2圈负向加载时,受拉侧耗能板被拉断,耗能板呈延性破坏。

试件BJ-3和基础试件BJ-1前期加载相似,当加载第9级第2圈正向时,受压侧耗能板突然断裂,耗能板呈脆性破坏,试验提前结束,未加载至第10级。

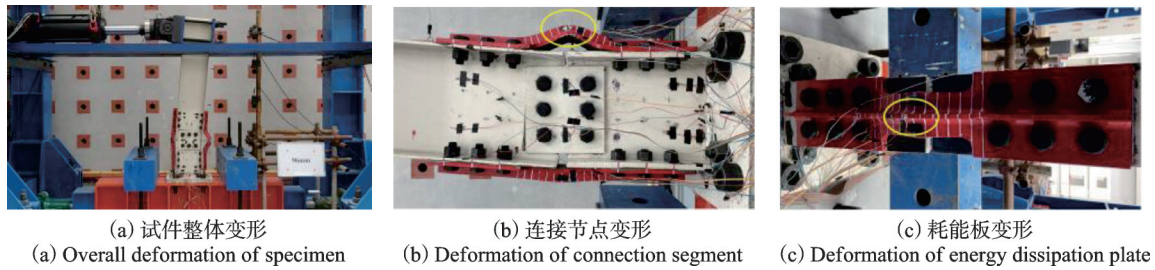


图10 试件BJ-2破坏现象

Fig. 10 Destruction phenomenon of specimen BJ-2

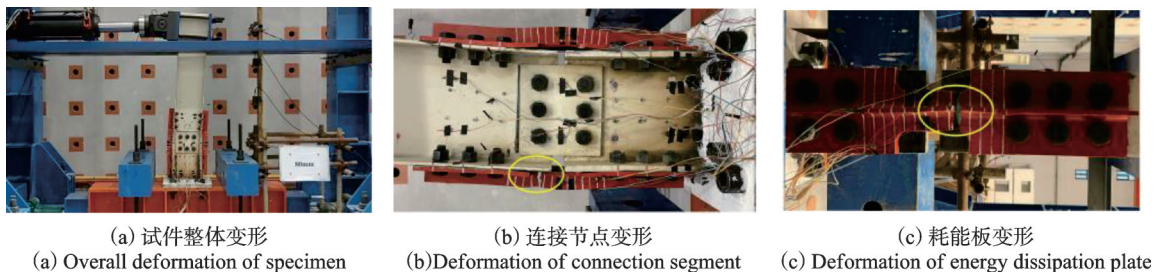


图11 试件BJ-3破坏现象

Fig. 11 Destruction phenomenon of specimen BJ-3

4 试验结果分析

4.1 滞回曲线

所有试件的滞回曲线如图12所示,可恢复功能全螺栓节点试件的滞回曲线饱满,表明试件具有良好的承载力和耗能性能。与对照试件WJ相比,采

用可恢复功能全螺栓节点的试件曲线呈梭形,曲线比焊接节点WJ更饱满,其中BJ-1试件的包络面积最大。焊接节点WJ试验后期曲线捏拢明显,滞回曲线最终为纺锤形,试件耗能性能欠佳。总的来说,可恢复功能全螺栓节点的滞回环包络面积均大于焊接节点,表明可恢复功能全螺栓节点抗震性能优于传统焊接节点。

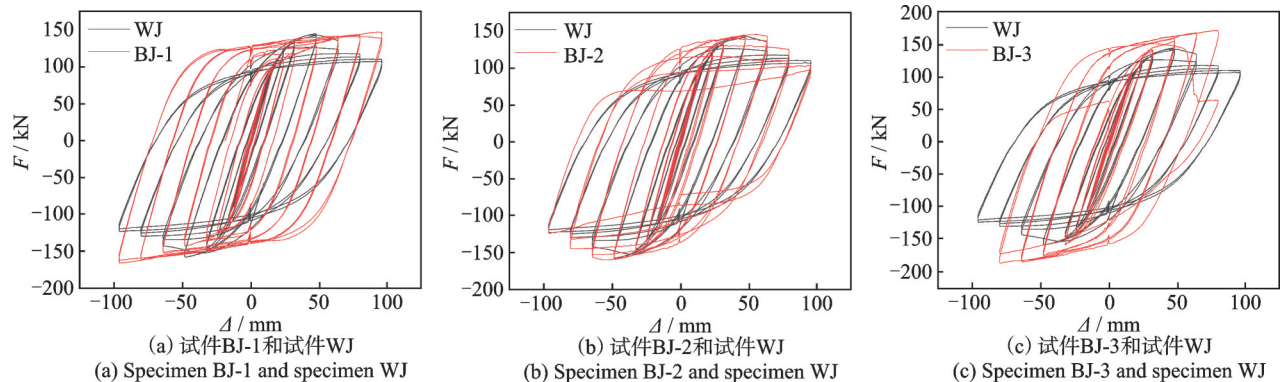


图12 滞回曲线对比

Fig. 12 Comparison of hysteresis curves

从图 12(a)和(b)可以看出,试件 BJ-2 加载至第 8 级时,承载力达到峰值,继续加载承载力急剧下降,耗能面积减小,滞回环捏拢,而基础试件 BJ-1 承载力缓慢上升,滞回环面积继续增大,试件依然能够保持较好的耗能能力。因此,耗能板耗能段长细比 λ 对可恢复功能全螺栓节点承载力和抗震性能至关重要。

从图 12(a)和(c)可以看出,试件 BJ-1 的滞回曲线更加饱满,但试件 BJ-3 各级承载力均高于基础试件 BJ-1,试件 BJ-3 的前期耗能能力更强,由于耗能板的突然断裂,试件 BJ-3 试验未加载至第 10 级,表明减小耗能板耗能段长度、减小长细比能够提高可恢复功能全螺栓节点的承载力,但将加速材料的损伤累积,使耗能板提前破坏。

4.2 骨架曲线

骨架曲线能够反映出梁柱节点在低周往复荷载作用下,节点承载力、初始刚度和延性等力学性能指标,4 个试件的骨架曲线如图 13 所示。由图可以看出,4 个试件弹性阶段骨架曲线图像基本重合,采用等效弹塑性能量法得到所有试件的屈服点,进入屈服点后基础试件 BJ-1 和试件 BJ-3 的承载力缓慢增加,节点的正、负向极限承载力均大于或等于焊接节点 WJ,对照试件 WJ 和试件 BJ-2 达到承载力峰值后开始下降。表明耗能板的耗能段长度和长细比对试件的初始刚度影响较小,对试件后期的极限承载力影响较大。

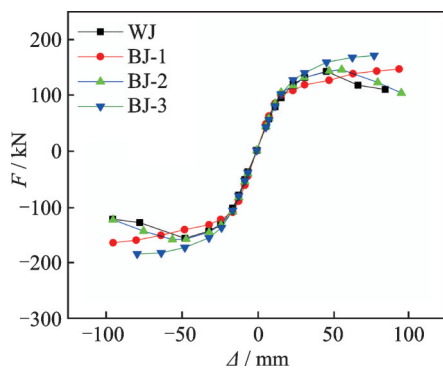


图 13 各试件骨架曲线对比

Fig. 13 Comparison of skeleton curve of each specimen

结构、构件或截面的延性是指从屈服开始至达到最大承载力能力或达到以后而承载力还没有明显下降期间的变形能力。表 4 给出了全部试件的骨架曲线荷载、位移特征点和延性系数,其中屈服点位移 Δ_y 通过能量等效面积法计算,峰值点位移 Δ_u 取承载力峰值下降至 85% 时的位移值,试件

表 4 各试件骨架曲线特征点及延性

Tab. 4 Characteristic points and ductility of the skeleton curve of each specimen

试件编号	加载方向	F_y /kN	Δ_y /mm	Δ_u /mm	F_{max} /kN	μ
WJ	正向	123.1	26.45	64.01	142.4	2.42
	负向	-139.7	-27.27	-80.99	-160.9	2.97
BJ-1	正向	111.5	26.52	96	146.4	3.62
	负向	-134.7	-29.61	-96	-166.4	3.24
BJ-2	正向	123.9	27.71	82.58	145.4	2.98
	负向	-142.0	-28.53	-83.59	-160.9	2.93
BJ-3	正向	141.3	32.85	80	171.1	2.44
	负向	-160.4	-34.12	-80	-186.6	2.34

注: F_y 为试件的屈服承载力; F_{max} 为试件的承载力峰值。

BJ-1 和 BJ-3 未出现明显的承载力下降段,将位移幅值 96 mm 和 80 mm 作为极限位移,位移延性系数按下式计算^[19]:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (7)$$

式中 μ 为峰值位移延性系数; Δ_u 为峰值点位移; Δ_y 为屈服点位移。试件 BJ-1 和试件 BJ-2 延性系数 μ 大于或接近 3,表明两试件具有很好的延性,因此,耗能板的耗能段长度和长细比是影响可恢复功能全螺栓节点延性性能的关键因素。

4.3 刚度退化曲线

刚度退化曲线反映每级循环荷载后试件刚度的退化程度,本试验采用《建筑抗震试验规程》(JGJ/T 101—2015)^[19]定义的割线刚度分析各试件的刚度退化过程。初始刚度按照骨架曲线原点切线斜率计算,每级荷载下的割线刚度按下式计算:

$$K_i = \frac{|+F_i| + |-F_i|}{|+X_i| + |-X_i|} \quad (8)$$

式中 K_i 为第 i 级循环荷载下试件的割线刚度; $+F_i$ 为第 i 级循环荷载下的正向峰值荷载; $-F_i$ 为第 i 级循环荷载下的负向峰值荷载; $+X_i$ 为第 i 级循环荷载下的正向峰值位移; $-X_i$ 为第 i 级循环荷载下的负向峰值位移。

各试件的刚度退化曲线如图 14 所示,刚度速降阶段可恢复功能全螺栓节点的试件刚度与普通焊接节点接近,仅试件 BJ-1 初始刚度较大,但刚度退化速率较快。进入到刚度缓降阶段,试件 BJ-3 的刚度高于其他试件,表明减小耗能板耗能段的长度、减小长细比可以减缓节点的刚度退化速率,提高试件后期刚度。

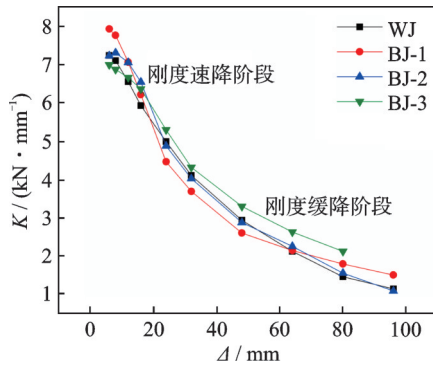


图14 各试件刚度退化曲线

Fig. 14 Stiffness degradation curve of each specimen

4.4 耗能能力

耗能能力对梁柱节点的抗震性能至关重要,一般采用节点的总耗能和等效黏滞阻尼系数 h_e 来评价节点的耗能性能, h_e 越大,抗震性能越好。等效黏滞阻尼系数按下式和图15计算:

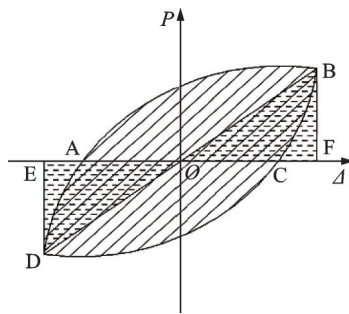


图15 计算简图

Fig. 15 Simplified calculation diagram

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \times \frac{S_{ABC} + S_{CDA}}{S_{OBF} + S_{ODE}} \quad (9)$$

式中 S_{ABC}, S_{CDA} 分别表示滞回曲线ABC, CDA与坐标轴包围的面积; S_{OBF} 和 S_{ODE} 分别表示三角形OBF和ODE的面积。

图16为各试件总耗能随位移角增大的总累积耗能变化曲线,从图中可以看出可恢复功能全螺栓节点的耗能能力均优于焊接节点,其中试件BJ-1的耗能能力最强,表明合适的耗能板耗能段长度和长细比能够提高节点试件的耗能能力,特别是当试件进入屈服阶段之后影响加剧。当耗能板耗能段长度由80 mm增加至160 mm,加载至位移角为0.05 rad时,试件BJ-1比试件BJ-3总累积耗能提高了7.9%。当耗能板耗能段长细比由20.5减小至13.2,加载至位移角为0.06 rad时,试件BJ-1比试件BJ-2总累积耗能提高了22.9%。

图17为各试件的等效黏滞阻尼系数 h_e 在不同位移角下的变化曲线,由图可知在加载过程中,试件BJ-1的 h_e 普遍大于其他试件,当位移角超过0.03 rad

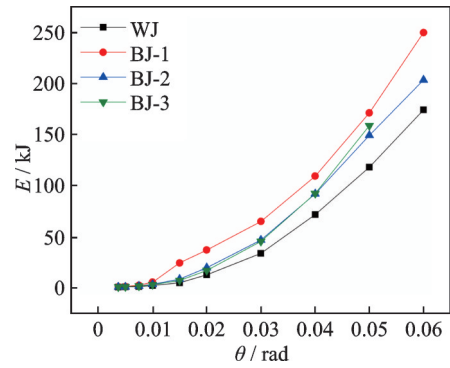


图16 总累积耗能变化曲线

Fig. 16 Variation curve of total cumulative energy consumption

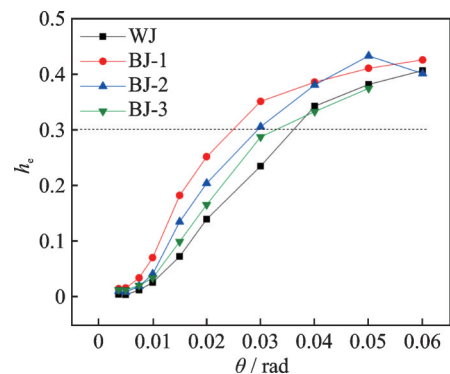


图17 试件等效黏滞阻尼系数变化曲线

Fig. 17 Variation curve of equivalent viscous-damping coefficients of specimens

时,等效黏滞阻尼系数首先超过0.3,且随加载级数的增大稳定增长,试件BJ-1表现出良好的耗能性能,试验后期试件的耗能主要通过耗能板的塑性变形控制,表明可恢复功能全螺栓节点耗能段长度和长细比对节点耗能能力影响较大。

4.5 应变变化规律

高强盖板选用Q690钢材制作,经试验计算屈服应变为 3.72×10^{-3} ,其余部件采用Q345钢材制作,屈服应变为 1.762×10^{-3} 。图18为基础试件BJ-1、试件BJ-2和试件BJ-3的短梁和长梁各薄弱截面处应变片在不同加载级数下的应变变化曲线。试件BJ-1和试件BJ-2大部分点位应变在试验加载过程中未达到材料的屈服应变,表明短梁和长梁主体未发生损伤,大部分材料在外荷载作用下仍保持在弹性阶段,耗能板尺寸设计使节点的受力较为合理,两试件的破坏形式有利于构件的更换修复。然而试件BJ-3耗能段长度取为 $0.5l_{\min}$,耗能段变形能力较弱,导致各薄弱截面处应变较大。因此,耗能板耗能段的长度和长细比对节点的可恢复功能具有重要影响。

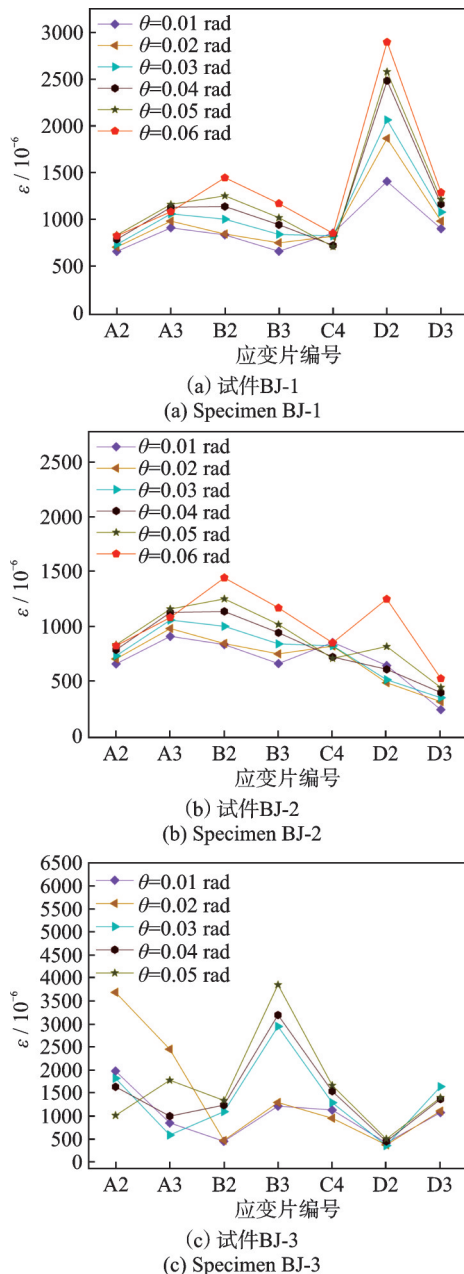


图 18 各试件薄弱截面应变变化曲线

Fig. 18 Variation curve of the weak section strain of each specimen

5 结 论

(1) 可恢复功能全螺栓节点的抗震性能优于传统的焊接节点。

(2) 可恢复功能全螺栓节点能够集中塑性和损伤,并耗散大量能量。将塑性区转移至 T 型耗能板上,避免梁端焊接区断裂。试件试验加载过程中主体结构及高强盖板未发生明显变形,塑性变形主要集中于耗能板耗能段,可实现节点的可恢复功能。

(3) 本文给出了设计 T 型耗能段长度 l 的下限取值方法。在设计可恢复功能全螺栓节点时,连接区域的旋转角度取为 0.05 rad,耗能板极限应变取为

0.1,能够保证耗能板有足够的变形长度,保证可恢复功能全螺栓节点具有持续耗能能力。

(4) 当耗能板耗能段截面面积相同,长细比保守取为 13.2 时,可恢复功能全螺栓节点具有良好的承载力和延性,并充分发挥节点的抗震性能。同样工况下,长细比保守取为 13.2 时的耗能比长细比为 7.92 和 20.5 时分别增加 7.9% 和 22.9%。

参考文献:

- [1] 吕西林,武大洋,周颖. 可恢复功能防震结构研究进展[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(2): 1-15.
LÜ Xilin, WU Dayang, ZHOU Ying. State-of-the-art of earthquake resilient structures[J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(2): 1-15.
- [2] 陈云,陈超,徐子凡,等. 装配式梁柱转动摩擦耗能节点抗震性能试验研究[J]. 振动工程学报, 2022, 35(1): 45-54.
CHEN Yun, CHEN Chao, XU Zifan, et al. Experimental study on seismic performance of prefabricated beam to column rotation friction energy dissipation connection[J]. Journal of Vibration Engineering, 2022, 35(1): 45-54.
- [3] MAHIN S A. Lessons from damage to steel buildings during the Northridge earthquake[J]. Engineering Structures, 1998, 20(4-6): 261-270.
- [4] KAISER A, HOLDEN C, BEAVAN J, et al. The Mw 6.2 Christchurch earthquake of February 2011: preliminary report[J]. New Zealand Journal of Geology & Geophysics, 2012, 55(1): 67-90.
- [5] 陈以一,贺修樟. 配置可更换角钢连接构造的钢框架试验研究[J]. 钢结构(中英文), 2020, 35(8): 1-16.
CHEN Yiyi, HE Xiuzhang. Tests on moment resistant frame connection with replaceable angles[J]. Steel Construction(Chinese & English), 2020, 35(8): 1-16.
- [6] XIANG P, SONG G Q, FAN K, et al. Shaking table test on a low-damage controlled multiple-rocking-column steel frame[J]. Engineering Structures, 2022, 254: 113896.
- [7] ZHANG A L, ZHANG Y X, LI R, et al. Cyclic behavior of a prefabricated self-centering beam-column connection with a bolted web friction device[J]. Engineering Structures, 2016, 111:185-198.
- [8] PENG H, OU J P, MAHIN S. Design and numerical analysis of a damage-controllable mechanical hinge beam-to-column connection[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2020, 133:106149.
- [9] WANG M, BI P. Study on seismic behavior and design method of dissipative bolted joint for steel frame with replaceable low yield point steel connected components

- [J]. Construction and Building Materials, 2019, 198: 677-695.
- [10] JIANG Z Q, YANG X F, DOU C, et al. Design theory of earthquake-resilient prefabricated beam-column steel joint with double flange cover plates[J]. Engineering Structures, 2019, 209:110005.
- [11] 胡阳阳, 林旭川, 吴开来, 等. 带“保险丝”连接板的焊接高强钢梁柱节点抗震性能试验研究[J]. 工程力学, 2017, 34(B6):143-148.
HU Yangyang, LIN Xuchuan, WU Kailai, et al. Cyclic loading test on high-strength steel beam-to-column connections with damage-control fuses[J]. Engineering Mechanics, 2017, 34(B6):143-148.
- [12] INOUE K, SUITA K, TAKEUCHI I, et al. Seismic-resistant weld-free steel frame buildings with mechanical joints and hysteretic dampers[J]. Journal of Structural Engineering, 2006, 132(6):864-872.
- [13] WEI J P, TIAN L M, GUO Y, et al. Seismic performance of a double-hinge steel frame joint with replaceable T-shape energy dissipator[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2022, 199: 107630.
- [14] ZHANG A L, QIU P, GUO K, et al. Experimental study of earthquake-resilient end-plate type prefabricated steel frame beam-column joint [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2020, 166: 105927.
- [15] 王萌, 毕鹏, 李法雄. 带低屈服点钢材“延性保险丝”的钢框架盖板连接节点设计方法研究[J]. 工程力学, 2020, 37(2):168-182.
WANG Meng, BI Peng, LI Faxiong. Design of steel frame cover plate connected joints with low yield point steel “ductile fuses”[J]. Engineering Mechanics, 2020, 37(2):168-182.
- [16] TIAN L M, WEI J P, HAO J P. Optimisation of long-span single-layer spatial grid structures to resist progressive collapse[J]. Engineering Structures, 2019, 188: 394-405.
- [17] 施刚, 王珣, 高阳, 等. 国产低屈服点钢材循环加载试验研究[J]. 工程力学, 2018, 35(8):30-38.
SHI Gang, WANG Xun, GAO Yang, et al. Experimental study on domestic low yield point steels under cyclic loading[J]. Engineering Mechanics, 2018, 35(8): 30-38.
- [18] American Institute of Steel Construction. Seismic provisions for structural steel buildings: AISC 341—2016 [S]. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2016.
- [19] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 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.
MOHURD. Specification for seismic test of buildings: JGJ/T 101—2015 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015.

Experimental study on seismic performance of earthquake-resilient fully bolted beam-column joint

BAO Yu¹, WEI Jian-peng¹, GUO Yang¹, TIAN Li-min^{1,2}, CHEN Dong³

(1. Anhui Provincial Key Laboratory of Building Earthquake Disaster Mitigation and Green Operations, Anhui Institute of Building Research & Design, Hefei 230031, China; 2. College of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China; 3. College of Civil Engineering, Anhui Jianzhu University, Hefei 230601, China)

Abstract: To achieve rapid recovery of structural function after the earthquake, based on the idea of replaceability and additional energy consumption, a new earthquake-resilient fully bolted beam-column joint is introduced in this study. The shortcoming of insufficient energy dissipation ability of the existing fully bolted joint loaded into large deformation condition is improved by setting up the T-shaped energy dissipator. The influence of the energy consumption length and slenderness ratio of the T-shaped energy dissipator on the seismic behavior of the new earthquake-resilient fully bolted joint is studied. Three new earthquake-resilient fully bolted joints and one welded joint were subjected to low-cycle loading. The results of tests show that the seismic performance of the new earthquake-resilient fully-bolted joint is better than that of the traditional welded joint. The new earthquake-resilient fully-bolted joint can concentrate the plasticity and damage, transfer the plastic zone to the T-type energy dissipation plate, and avoid the fracture of the welding zone at the beam end. In this paper, the lower limit of the length of the energy dissipation segment is given. When the energy dissipation segment has sufficient deformation length, and the cross-section area of the energy dissipation section is the same, the conservative slenderness ratio is determined to be 13.2, which can make the new joints have good bearing capacity and ductility, and give full play to the seismic performance of the new joint.

Key words: prefabricated steel structure; earthquake-resilient; low-cyclic loading test; hysteretic performance; beam-column joint; slenderness ratio

作者简介: 鲍宇(1994—),男,硕士,助理工程师。E-mail:baoyu1129@163.com。

通讯作者: 田黎敏(1983—),男,博士,教授。E-mail:tianlimin@xauat.edu.cn。