

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2021.188



开放科学(资源服务)标识码OSID:



预制钢骨混凝土柱-钢梁组合节点试验研究

吴成龙, 王其辉, 李绍辉, 刘继明
(青岛理工大学土木工程学院, 山东 青岛 266033)

摘要:针对装配式混凝土结构中梁柱节点连接构造复杂、施工效率低等问题,设计开发了一种预制钢骨混凝土柱-钢梁组合节点,通过拟静力试验,研究不同梁端连接方式对新型节点抗震性能的影响。结果表明:不同梁端连接方式的节点试件均为梁端受弯破坏,破坏位置在翼缘连接板处,实现了节点域附近塑性较外移的效果;翼缘连接板和混凝土的应变受梁端连接方式的影响较大,钢梁腹板、H型钢骨和纵向钢筋的应变受到的影响相对较小;栓焊混合节点和螺栓节点属于半刚性连接,焊接节点属于刚性连接;各试件的滞回性能良好,承载力和刚度退化性能稳定,延性系数在4.03~11.84之间,等效黏滞阻尼系数在0.24~0.36之间。该类型节点具有良好的承载能力和抗震性能,能满足现有抗震设计要求。

关键词:装配式;组合结构;梁柱节点;循环荷载试验;抗震性能

中图分类号: TU398.9 **文献标志码:** A **文章编号:** 2096-6717(2023)04-0103-11

Experimental research on prefabricated steel-reinforced concrete column to steel beam composite joints

WU Chenglong, WANG Qihui, LI Shaohui, LIU Jiming

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

Abstract: Aiming at the problems of complicated beam-column connection structure and low construction efficiency in prefabricated concrete structures. Designed and developed a new type of prefabricated steel-reinforced concrete column to steel beam composite joint, and the influence of different beam end connection methods on the seismic performance of the new joint was studied by the pseudo-static test. The results show that the specimens with different beam end connections are all flexural failure, and the failure location is at the flange connecting plate, which realizes the effect of the plastic hinge moving out near the joint region. The strain of the flange connection plate and concrete is greatly affected by beam end connection mode, while the effect to strain of the steel beam web, H-shaped steel skeleton, and longitudinal reinforcement are relatively small. The bolt-weld hybrid joint and bolt joint belong to semi-rigid connections, while the weld joint belongs to rigid

收稿日期: 2021-05-04

基金项目: 国家自然科学基金(51078195);山东省高校科研计划(A2018-065)

作者简介: 吴成龙(1989-),男,博士,主要从事装配式钢-混组合结构抗震性能研究, E-mail: wuchenglongabc@163.com。

刘继明(通信作者),男,教授,博士生导师, E-mail: liujm63@163.com。

Received: 2021-05-04

Foundation items: National Natural Science Foundation of China (No. 51078195); Scientific Research Projects of Universities in Shandong (No. A2018-065)

Author brief: WU Chenglong (1989-), PhD, main research interest: seismic performance of fabricated steel-concrete composite structure, E-mail: wuchenglongabc@163.com.

LIU Jiming (corresponding author), professor, doctoral supervisor, E-mail: liujm63@163.com.

connections. The hysteretic behavior of each specimen is good, and the degradation performance of bearing capacity and stiffness is stable. The ductility coefficient is 4.03-11.84, and the equivalent viscous damping coefficient is 0.24-0.36. This type of joint has good bearing capacity and seismic performance, which can meet the existing seismic design requirements.

Keywords: prefabricated; composite structure; beam-column joint; cyclic load test; seismic performance

在建筑工业化的发展背景下,装配式建筑已成为建筑工业化发展的一项重要举措。装配式建筑有利于改善中国当前传统粗放型建造方式,加快新旧动能转换,推动可持续发展战略^[1-3]。

装配式框架结构是建筑工业化结构体系的一种,其关键部位是梁柱之间的连接构造,对结构体系的抗震性能具有重要影响^[4-7]。许多学者对梁柱节点进行了不同连接构造的研究。如 Huang 等^[8]对新型预制梁柱节点的抗震性能进行了试验和数值分析,研究了不同构造节点的破坏模式、力-位移关系和应变分布,结果表明,新型梁柱节点具有良好的滞回性能和耗能能力。Ghayeb 等^[9]针对预制混凝土结构延性不足的问题,设计了 2 个预制和 2 个整体式混凝土边节点,并进行了循环荷载试验,研究表明,提出的新型节点表现出更好的抗震性能和更高的能量耗散能力。Eom 等^[10]通过往复加载试验,研究了梁端钢筋连接构造对节点抗震性能的影响,结果表明,通过湿连接方式连接的梁柱节点与现浇节点的力学性能和抗震特性基本等效。Naik 等^[11]在新型装配式梁柱节点的连接位置设置了加肋角钢和传力螺栓杆,通过试验研究了不同加肋角钢对节点承载力、耗能及刚度等抗震性能指标的影响,结果表明,新型梁柱节点表现出良好的塑性变形性能和耗能特性。Quan 等^[12]在循环荷载作用下对带外隔板可更换梁柱节点的抗震性能进行了有限元分析,根据数值和试验分析结果,提出了相应的新型节点设计建议。Nzabonimpa 等^[13]基于非线性有限元分析,对预制混凝土框架新型梁柱节点的力学性能进行了试验研究,揭示了新型节点的破坏模式,确定了全约束抗弯连接节点的结构性能。

综上所述,现有装配式混凝土框架节点基本能够实现等同现浇,但在节点的转动变形及耗能特性方面仍有待提高,且有些节点存在连接构造复杂、梁端塑性铰不可控及需二次浇筑混凝土等问题,严重影响施工效率和结构安全性。为此,笔者设计了 3 个不同梁端连接构造(栓焊混合连接、焊接连接、螺栓连接)的预制钢骨混凝土柱-钢梁组合节点试件(以下简称新型组合节点)。通过拟静力试验研

究节点在低周往复荷载作用下的破坏模式、滞回性能、骨架曲线、延性耗能、刚度退化等抗震性能指标,以期对装配式钢-混组合结构体系关键技术研究提供参考。

1 节点构造

新型组合节点如图 1 所示。根据梁端连接构造的不同,新型组合节点分为栓焊混合节点(图 1

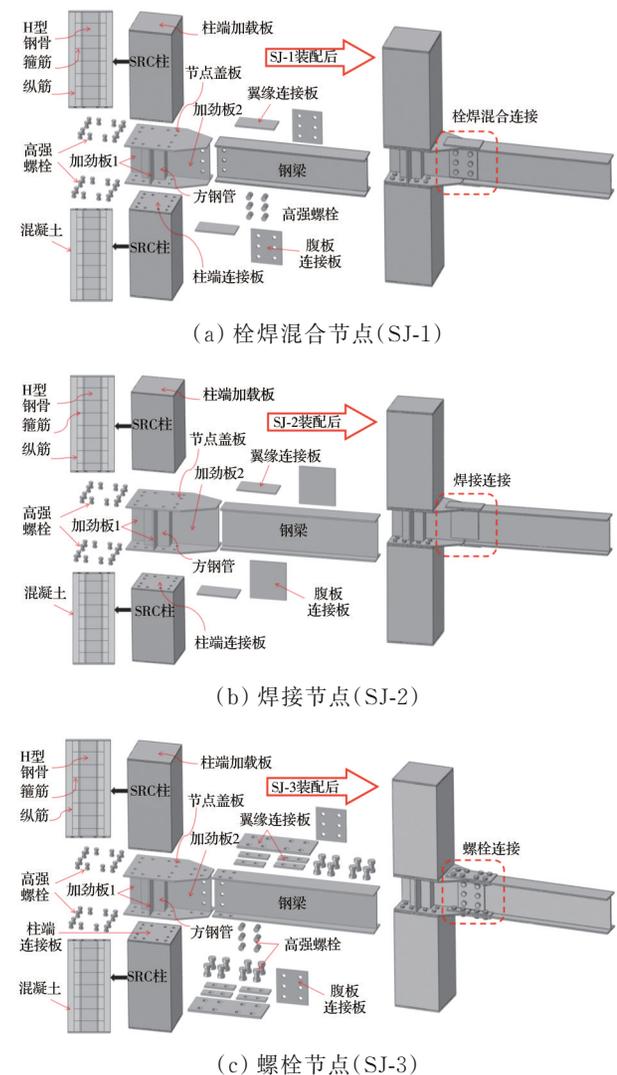


图 1 梁柱连接构造示意图

Fig. 1 Schematic diagram of construction of beam-column connection

(a)、焊接节点(图 1(b))、螺栓节点(图 1(c))。其中,栓焊混合节点的钢梁翼缘采用焊接连接,腹板采用螺栓连接;焊接节点的钢梁翼缘和腹板均为焊接连接;螺栓节点的钢梁翼缘和腹板均为螺栓连接。预制节点模块由节点盖板、方钢管、加劲板 1 和加劲板 2 焊接组成。预制 SRC 柱与节点模块连接的一端预埋高强螺栓,同时,内部纵向钢筋预留长度为 50 mm 并带有刻丝的延伸段,便于与节点模块中的节点盖板连接固定,纵向钢筋的另一端与柱端加载板采用塞焊连接进行固定。SRC 柱内的 H 型钢与柱端连接板和柱端加载板进行焊接,并与钢筋笼共同组成钢骨架。

此外,预制 SRC 柱、节点模块及钢梁均在工厂预制,运输至现场后仅需通过连接组件进行焊接或螺栓连接。因此,该新型节点具有连接构造简单、施工效率高等优势,可以实现装配式梁柱节点的干式作业及外部荷载的有效传递。

2 试验概况

2.1 试件设计

设计 3 个缩尺比约为 1:2 的预制钢骨混凝土柱-钢梁组合节点试件,分别为 SJ-1、SJ-2、SJ-3,其主要参数如表 1 所示,几何尺寸如图 2 所示,SRC 柱截面尺寸为 350 mm×350 mm,总长为 1 840 mm。SRC 柱内的钢骨截面尺寸为 150 mm×150 mm×7 mm×10 mm,纵向钢筋为 4C20,箍筋为 A8@100。钢梁截面尺寸为 280 mm×150 mm×10 mm×10 mm,长度为 1 100 mm。10.9S M20 和 M24 摩擦型高强螺栓分别用于 SRC 柱、节点模块和钢梁的连接,其力学性能参数均由供货商提供。试件 SJ-1、SJ-2、SJ-3 的混凝土强度等级均为 C40,按照规范 GB/T 50081—2019^[14]测得混凝土抗压强度均值为 43.01 MPa,弹性模量为 3.33×10^4 MPa。根据规范 GB/T 228.1—2010^[15],测得所用钢材性能指标如表 2 所

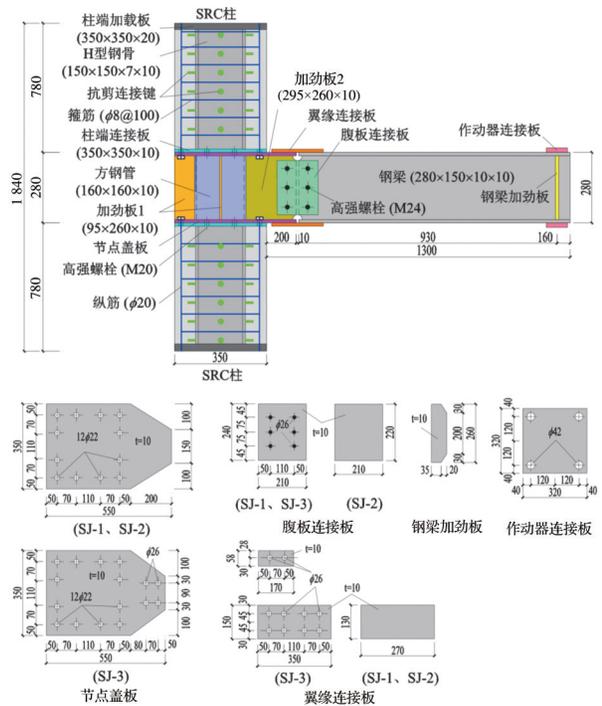


图 2 SJ-1、SJ-2、SJ-3 几何尺寸示意图(单位:mm)

Fig. 2 Geometric dimension diagram of SJ-1, SJ-2 and SJ-3 (Unit: mm)

示。钢材弹性模量取 2.06×10^5 MPa。

2.2 加载方案及测点布置

现场加载如图 3 所示。对 SRC 柱两端支座的连接方式进行简化处理,柱两端支座之间的距离为 1 840 mm,梁端作动器中心加载点到 SRC 柱面的距离为 1 140 mm。试验开始时,先利用 100 t 油压千斤顶对 SRC 柱施加 506 kN 荷载并保持恒定(试验轴压比为 0.15),水平往复荷载由固定于钢架上的 50 t MTS 电液伺服作动器提供并自动采集梁端荷载和位移数据,采用力-位移混合控制的方法进行加载^[16](图 4)。试件屈服前,分 5 级加载,每级循环 1 次;试件屈服后,根据实时荷载-位移曲线确定屈服位移 Δ_y ,并按其整数倍 Δ_y 、 $2\Delta_y$ 、 $3\Delta_y$ 、 $4\Delta_y$ ……逐级加载,每级循环 3 次。试件 SJ-1、SJ-2、SJ-3 的位移计和应变片(花)布置如图 3、图 5 所示。

表 1 试件主要参数

Table 1 Main parameters of test piece

试件编号	截面规格			梁端连接方式	轴压比
	SRC 柱	H 型钢骨	钢梁		
SJ-1	350 mm×350 mm	150 mm×150 mm×7 mm×10 mm	280 mm×150 mm×10 mm×10 mm	栓焊混合连接	0.15
SJ-2	350 mm×350 mm	150 mm×150 mm×7 mm×10 mm	280 mm×150 mm×10 mm×10 mm	焊接连接	0.15
SJ-3	350 mm×350 mm	150 mm×150 mm×7 mm×10 mm	280 mm×150 mm×10 mm×10 mm	螺栓连接	0.15

表 2 钢材强度实测结果

Table 2 Measured results of steel strength

型号	取样位置	钢筋直径 d (钢板厚度 t)/mm	屈服强度 f_y /MPa	极限强度 f_u /MPa	f_u/f_y	伸长率 δ /%
Q345B	H型钢骨腹板	7	426.94	590.26	1.38	26.16
	H型钢骨翼缘	10	434.17	571.50	1.32	23.02
	钢梁翼缘、腹板及其他钢板	10	418.42	563.84	1.35	19.53
HRB400	纵筋	20	471.67	591.67	1.25	24.33
HPB300	箍筋	8	396.52	497.35	1.25	20.14

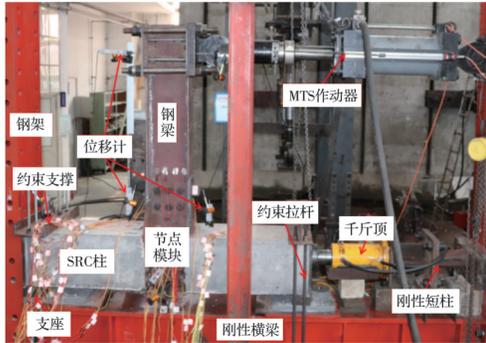


图 3 现场加载图

Fig. 3 Field loading diagram

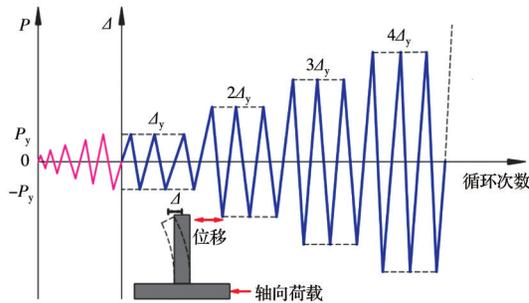


图 4 加载制度示意图

Fig. 4 Schematic diagram of loading system

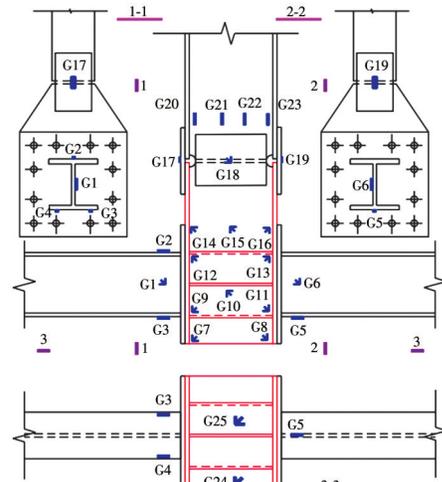
2.3 破坏准则

当试件 SJ-1、SJ-2、SJ-3 在接近破坏状态时, 出现一些表观特征现象则认为试件发生破坏, 主要包括: 试件承载力下降为峰值荷载的 85%; 节点模块核心区出现较大的剪切变形; 翼缘连接板发生断裂或较大变形; 钢梁发生严重变形或平面外失稳; SRC 柱混凝土大量剥落或者出现贯通裂缝等其他意外情况。

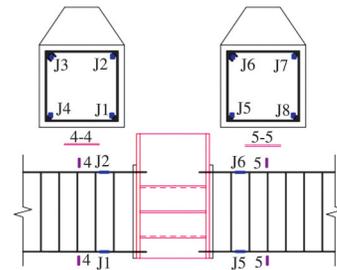
3 试验现象

3.1 试件 SJ-1

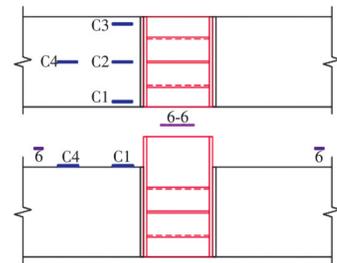
加载初始阶段, 试件 SJ-1 基本处于弹性状态, 当梁端荷载加载到约 120 kN 时, 试件进入屈服状



(a) 钢材表面



(b) 钢筋表面



(c) 混凝土表面

图 5 测点布置(以试件 SJ-2 为例)

Fig. 5 Arrangement of measuring points (take specimen SJ-2 as an example)

态, 此时梁端位移约为 15 mm, 之后进入位移控制加载阶段。当加载至 $3\Delta_y$ 时, 翼缘连接板出现塑性

变形, SRC 柱混凝土面出现轻微裂缝。加载至 $4\Delta_y$ 的第 1 次循环时, 钢梁上翼缘连接板塑性面积进一步扩大, 且表面出现细小裂痕, 在第 2 次循环时进一步撕裂, 长度达到 10 mm 左右。加载至 $5\Delta_y$ 的第 2 次循环时, SRC 柱表面开始出现裂缝, 钢梁下翼缘连接板边缘发生撕裂, 表面出现长度约 20 mm 的裂痕, 上翼缘连接板撕裂长度达到 75 mm, 试件变形严重, 试验结束。SJ-1 的破坏形态如图 6 所示。

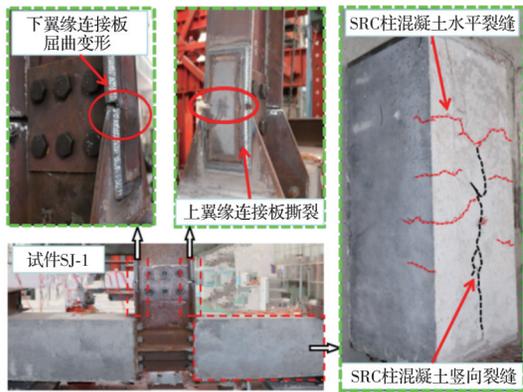


图 6 试件 SJ-1 整体及局部破坏
Fig. 6 Overall and local failure of specimen SJ-1

3.2 试件 SJ-2

试件 SJ-2 的屈服荷载为 150 kN, 屈服位移约为 15 mm。试件屈服后, 加载至 $3\Delta_y$ 时, SRC 柱混凝土表面出现多处裂缝且分布较为均匀, 上下柱端混凝土表面出现了局部压酥。当加载至 $4\Delta_y$ 第 3 次循环时, 上下翼缘连接板出现明显塑性变形, 节点模块附近的混凝土被进一步压碎。当加载至 $5\Delta_y$ 时, 上翼缘连接板边缘处出现局部撕裂, 长度可达 20 mm, 柱端混凝土发生脱落, 柱端连接板与节点盖板之间因屈曲变形而出现局部开合现象。当加载至 $6\Delta_y$ 第 2 次循环时, 上翼缘连接板撕裂加重导致接近断裂, 下翼缘连接板出现明显的鼓曲变形, 腹部连接板焊缝处出现局部断裂, 柱端连接板附近局部混凝土脱落严重。最终试件承载力出现明显下降, 钢梁发生严重变形, 试验结束。试件 SJ-2 的破坏形态如图 7 所示。

3.3 试件 SJ-3

试件 SJ-3 的屈服荷载为 80 kN, 此时屈服位移

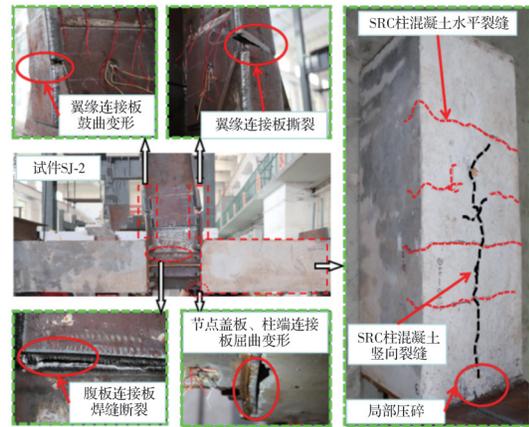


图 7 试件 SJ-2 整体及局部破坏
Fig. 7 Overall and local failure of specimen SJ-2

约为 10 mm。在位移控制加载到 $3\Delta_y$ 时, 试件发出“吱吱”声, 这是高强螺栓与翼缘连接板之间发生相对滑移导致的。在 $4\Delta_y \sim 7\Delta_y$ 的加载过程中, 连接翼缘和腹板的高强螺栓出现一定的滑动, 且翼缘连接板存在一定塑性变形。加载至 $8\Delta_y$ 时, SRC 柱混凝土表面出现不同方向的裂缝。在 $11\Delta_y$ 加载时, 翼缘连接板屈曲变形显著。在 $12\Delta_y$ 加载时, 翼缘连接板出现鼓曲变形和拉伸断裂现象, 试验终止。试件 SJ-3 的破坏形态如图 8 所示。



图 8 试件 SJ-3 整体及局部破坏
Fig. 8 Overall and local failure of specimen SJ-3

4 应变分析

4.1 钢材应变分析

图 9(a) 是 SRC 柱的钢骨翼缘应变-荷载曲线。在外部荷载作用下, 节点区域附近柱端 H 型钢骨翼缘有相近的应变变化趋势。各试件 H 型钢骨翼缘在试件屈服前均近似呈弹性状态, 试件屈服后翼缘应变稳步增大, 加载过程中翼缘应变值主要在

— $500 \times 10^{-6} \sim 1\ 100 \times 10^{-6}$ 之间。表明H型钢骨受梁端连接方式的影响可忽略不计,原因是该新型节点试件主要为梁端受弯破坏,外部荷载主要集中在梁端,导致H型钢骨的应变变化较小。图9(b)是钢梁翼缘连接板应变-荷载曲线。加载初始阶段,应变与荷载成正比;继续加载时,翼缘连接板开始出现塑性变形,试件进入弹塑性阶段,应变曲线斜率逐渐减小。随着循环次数的增加,试件逐步达到最

大承载力,翼缘连接板发生局部屈曲并形成塑性铰,引起试件最终破坏。图9(c)是钢梁腹板应变与应变片到梁底距离的曲线。初始加载阶段,钢梁腹板应变与应变片到梁底的距离成正比;随着截面高度的增大,钢梁腹板应变显著增加,但在钢梁高度1/2位置处的应变值相对较小,且无塑性变形。表明钢梁中性轴基本与腹板高度中心线重合,且受到梁端连接方式的影响较小。

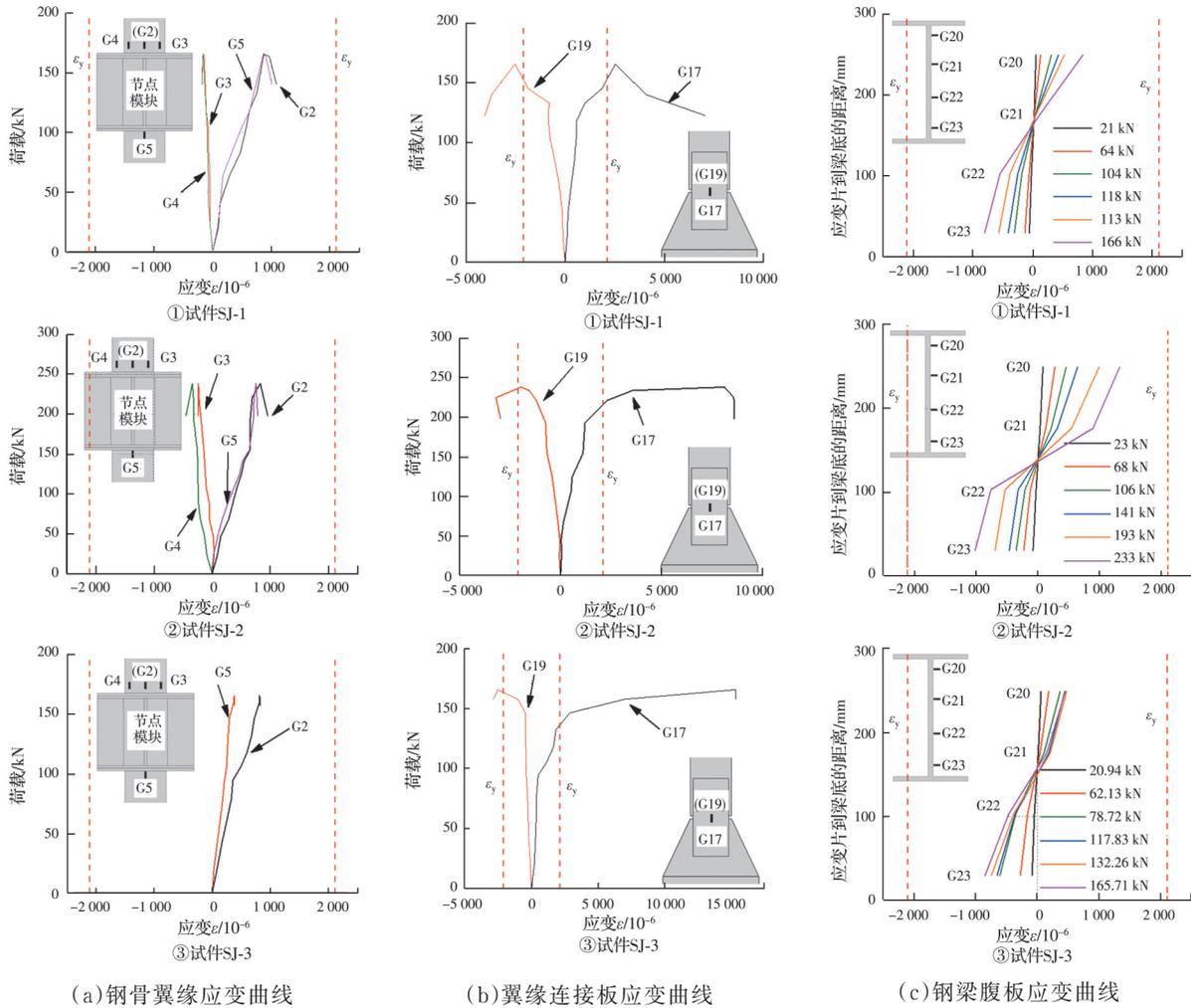


图9 钢材应变曲线

Fig. 9 Strain curves of steel

4.2 钢筋应变分析

图10为纵向钢筋的应变-荷载曲线。加载初期,试件SJ-1、SJ-2、SJ-3中纵向钢筋的应变基本处于弹性状态。随着荷载的增大,纵筋应变受梁端连接方式的影响较为明显,其中试件SJ-1和SJ-3中纵筋的应变变化接近,其峰值应变值均未超过 700×10^{-6} ,但试件SJ-2的纵筋具有较大应变,最大应变约为试件SJ-1和SJ-3中纵筋应变的2倍。

4.3 混凝土应变分析

图11为混凝土的应变-荷载曲线。在梁端荷载作用下,各试件混凝土的应变曲线具有相同的发展阶段,且拉、压应变具有较好的对称性。不同的梁端连接方式会使混凝土应变产生一定差异,其中,试件SJ-1与SJ-3混凝土应变值相近,均低于焊接连接试件SJ-2。

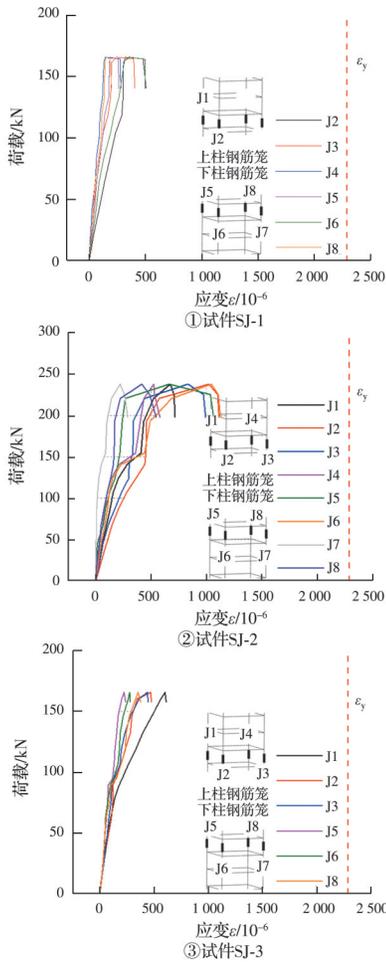


图 10 纵筋应变曲线

Fig. 10 Strain curves of longitudinal rebar

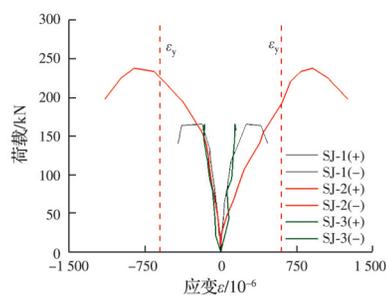


图 11 混凝土应变曲线

Fig. 11 Strain curves of concrete

4.4 节点模块应变分析

节点模块核心区的应变情况根据式(1)、式(2)计算得到,主应变 $\epsilon_{1,2}$ 定义为

$$\epsilon_{1,2} = \frac{\epsilon_0 + \epsilon_{90}}{2} \pm \frac{\sqrt{(\epsilon_0 - \epsilon_{90})^2 + (2\epsilon_{45} - \epsilon_0 - \epsilon_{90})^2}}{2} \quad (1)$$

主应变 $\epsilon_{1,2}$ 与 0° 方向的夹角 φ 定义为

$$\varphi = \frac{1}{2} \arctan \left(\frac{2\epsilon_{45} - \epsilon_0 - \epsilon_{90}}{\epsilon_0 - \epsilon_{90}} \right) \quad (2)$$

式中: ϵ_0 、 ϵ_{45} 、 ϵ_{90} 分别为应变花在 0° 、 45° 、 90° 方向的应变。

图 12 给出了节点模块核心区在不同受力状态下的应变分布。进入屈服阶段时,各试件的节点模块应变并不明显,继续加大荷载,节点模块应变明显增大,各试件达到极限状态时,主应变仍未到达峰值,且主应变方向与水平线近似呈 45° 夹角,表明节点模块的剪切变形具有近似于“斜压杆”的受力机理。各试件的破坏形态以梁端破坏为主,节点模块未表现出剪切变形,表明外部荷载的往复作用对 SRC 柱及节点模块影响不明显。

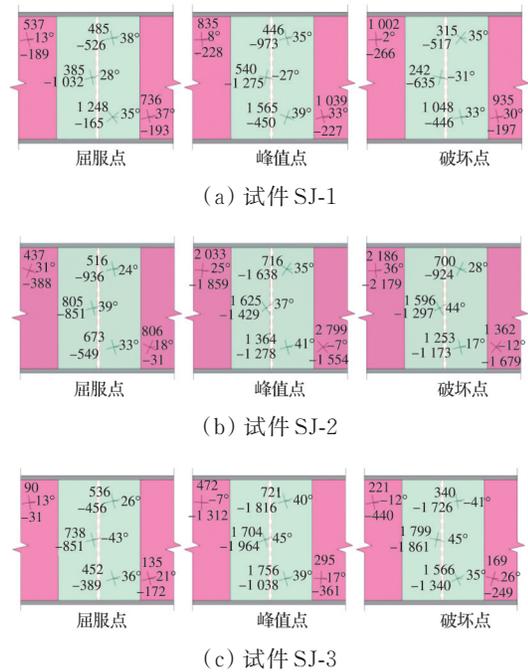


图 12 节点模块核心区域应变 (单位: 10^{-6})

Fig. 12 Strain of joint module core area (Unit: 10^{-6})

5 抗震性能分析

5.1 滞回性能

试件 SJ-1、SJ-2、SJ-3 的弯矩-转角滞回曲线如图 13 所示。由图 13 可以看出:

1) 加载初期,各试件均处于弹性状态,滞回曲线呈线性变化且无明显的残余变形,滞回环的面积较小,能量耗散能力弱。

2) 进入屈服阶段后,试件 SJ-1、SJ-2、SJ-3 的滞回曲线均较为饱满,耗能特性得到充分发挥,但刚度出现退化且有明显的残余变形。

3) 试件 SJ-1 与 SJ-2 的滞回曲线较为接近,但试

件 SJ-2 的滞回曲线略有捏缩现象,主要是因为试件 SJ-2 的钢梁翼缘及腹板均为焊接连接,梁端与节点模块之间的连接刚度较大,荷载能够有效传递至节点模块,使得节点盖板上、下位置处的 SRC 柱混凝土出现局部压碎。整个加载过程中,试件 SJ-3 从屈服至破坏始终伴有螺栓滑移现象,且随着荷载的增大,螺栓的滑移程度更加显著,但试件 SJ-3 的变形与耗能性能得到增强。

5.2 骨架曲线

试件 SJ-1、SJ-2、SJ-3 的骨架曲线(图 13)中,主要性能点包括屈服点(θ_y, M_y)、峰值点(θ_{max}, M_{max})和破坏点(θ_u, M_u)^[17]。采用初始刚度法^[18]确定屈服点,表 3 汇总了各试件特征点的计算结果。

1) 试件 SJ-1、SJ-2、SJ-3 均具有弹性、弹塑性和破坏 3 个受力阶段,且受力状态稳定,骨架曲线呈“S”型。

2) 将各试件弯矩-转角骨架线正、负方向进行插值平均处理,根据规范 EC3^[19]将节点进行分类。由图 14 可知,试件 SJ-2 属于刚性、完全强度连接,试件 SJ-1 和 SJ-3 属于半刚性、部分强度连接。此外,取试件发生破坏时的转角作为极限转角 θ_u (图 14),试件 SJ-1、SJ-2、SJ-3 的极限转角值分别为 0.05、0.08、0.10 rad,均超过 0.04 rad,满足美国标准 FEMA-350^[20]对节点延性设计的要求。

3) 试件 SJ-1、SJ-2、SJ-3 的转角延性系数均值分别为 4.03、5.61、11.84,表明该新型节点试件的塑性变形能力良好。其中,试件 SJ-3 的转角延性系数分别为 SJ-1、SJ-2 的 2.9、2.1 倍,主要原因是在试验加载过程中试件 SJ-3 一直伴有螺栓滑移,使节点试件的塑性变形性得到增强,而试件 SJ-1 和 SJ-2 因其

翼缘连接板为焊接连接,在达到屈服后逐渐发生撕裂,塑性变形能力降低,从而降低了节点试件的延性性能。

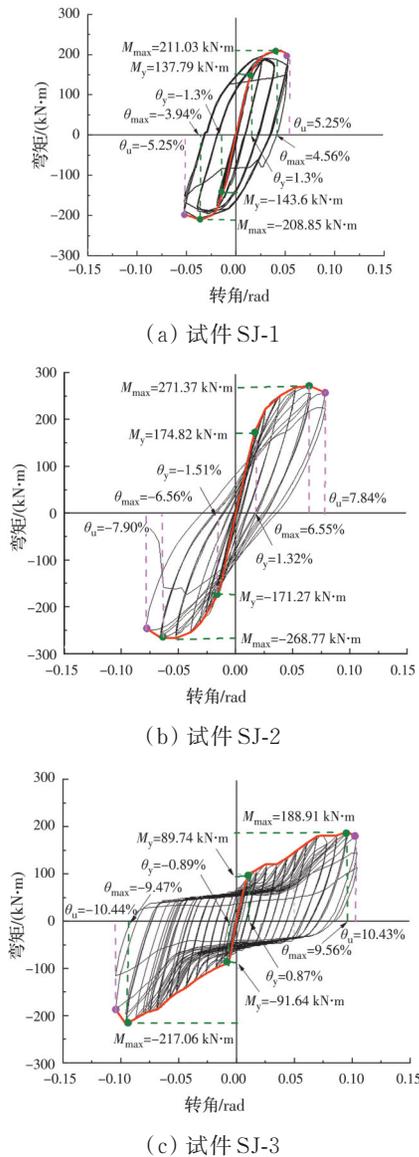


图 13 滞回曲线与骨架曲线

Fig. 13 Hysteretic curves and skeleton curves

表 3 节点试件各阶段特征值

Table 3 Characteristic values of joint specimens at each stage

试件编号	加载方向	$K_0/(\text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{rad}^{-1})$	θ_y/rad	$M_y/(\text{kN}\cdot\text{m})$	θ_u/rad	$M_u/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$\mu_0=\theta_u/\theta_y$	$\bar{\mu}_0$	h_e	E_{total}/kJ
SJ-1	正向	12 210	0.013 0	137.79	0.052 5	190.95	4.03	4.03	0.36	115.16
	负向	12 742	-0.013 0	-143.61	0.052 5	-188.10	4.04			
SJ-2	正向	15 316	0.013 2	174.82	0.078 7	225.85	5.98	5.61	0.24	132.61
	负向	13 110	-0.015 1	-171.27	-0.079 0	-245.61	5.24			
SJ-3	正向	11 920	0.008 7	89.74	0.104 3	144.88	12.01	11.84	0.32	161.78
	负向	11 815	-0.008 9	-91.64	-0.104 4	-186.62	11.67			

注: $\bar{\mu}_0$ 为平均转角延性系数; K_0 为初始转动刚度。

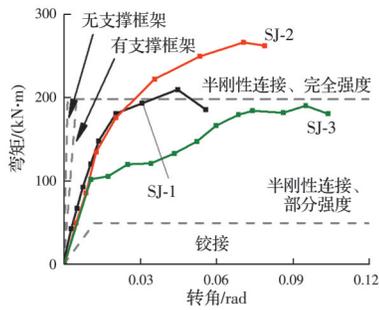


图 14 节点分类

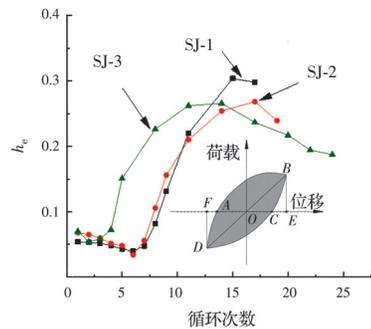
Fig. 14 Joint classification

5.3 耗能能力

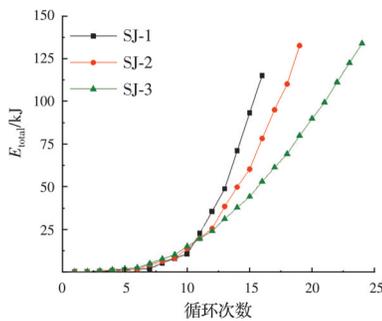
等效黏滞阻尼系数 h_e 是评价结构或构件抗震耗能的重要性能指标,其定义为

$$h_e = \frac{S_{(ABCD)}}{2\pi S_{(OBE+ODF)}} \quad (3)$$

式中: $S_{(ABCD)}$ 和 $S_{(OBE+ODF)}$ 的定义如图 15(a)所示。



(a) 等效黏滞阻尼系数



(b) 累积耗能

图 15 试件能量耗散

Fig. 15 Energy dissipation of specimens

根据式(3)计算得到的各试件 h_e 值汇总于表 3。各试件 h_e 值在 0.24~0.36 之间,平均值为 0.31,表明采用不同梁端连接方式的试件 SJ-1、SJ-2、SJ-3 均有较强的耗能能力^[21]。图 15(a)是 h_e 与循环次数之间的关系曲线。在达到屈服后试件 SJ-3 最早进入耗能状态,螺栓与连接板之间的滑移使得试件 SJ-3

的能量耗散性能较试件 SJ-1 和 SJ-2 低,但其延性变形性能得到改善。在弹性阶段和弹塑性阶段,试件 SJ-1 和 SJ-2 曲线比较接近,但因腹板连接方式的不同,导致在破坏阶段两者 h_e 变化曲线存在一定差异。

图 15(b)为 E_{total} -循环次数关系曲线。3 个节点试件的 E_{total} 曲线具有相近的变化趋势,近似呈指数型增长,其中,在加载初始阶段,各试件的 E_{total} 曲线增长缓慢,能量耗散能力较低。当节点试件进入屈服阶段后,在相同循环次数下,试件 SJ-1 快速进入高耗能状态,其 E_{total} 值增幅最大,而试件 SJ-3 因存在螺栓滑移导致其 E_{total} 曲线增长较缓。但两个节点试件 SJ-1 和 SJ-2 的翼缘连接板为焊接连接,在加载后期,由于翼缘连接板的屈曲变形和撕裂,加快了试件承载力和刚度的退化,故最终破坏时试件 SJ-1 和 SJ-2 的 E_{total} 值均比 SJ-3 低。

5.4 刚度退化

试件 SJ-1、SJ-2、SJ-3 的刚度退化采用环线刚度 K_j 进行表示,定义为

$$K_j = \frac{\sum_{i=1}^n M_j^i}{\sum_{i=1}^n \theta_j^i} \quad (4)$$

式中: M_j^i 为加载位移级别为 j 时第 i 次循环的最大弯矩; θ_j^i 为与 M_j^i 对应的转角。

图 16 为 K_j - θ 关系曲线。当转角小于 ± 0.03 rad 时,由于翼缘连接板的屈曲变形,试件 SJ-1、SJ-2、SJ-3 的环线刚度随着外部荷载的增大以较快速率下降;当转角在 $\pm 0.03 \sim \pm 0.04$ rad 时,试件 SJ-1 和 SJ-2 的 K_j - θ 曲线较为接近,而试件 SJ-3 的 K_j - θ 曲线下降段斜率逐渐降低,反映出翼缘连接板连接方式的差异对试件整体刚度和变形影响较大。

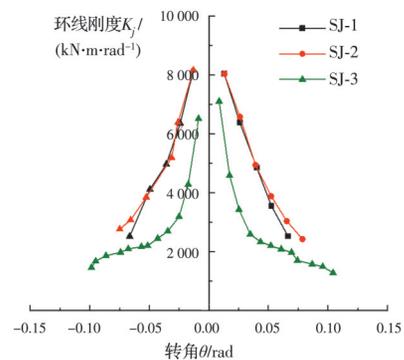


图 16 刚度退化曲线

Fig. 16 Stiffness degradation curves

5.5 承载力退化

试件 SJ-1、SJ-2、SJ-3 的承载力退化采用承载力降低系数 λ 表示,其定义为

$$\lambda_i = \frac{M_j^i}{M_j^1} \quad (5)$$

式中: M_j^1 为在位移级别 j 时第 1 次循环的峰值荷载; M_j^i 为在相同位移级别 j 时的第 $i=1, 2, 3$ 次的峰值荷载。

图 17 为 λ_i - θ 关系曲线。分析可知, 承载力退化曲线具有较好的对称性且退化性能稳定。其中, 第 3 次循环时的 λ_i 值略低于第 2 次循环, 表明在相同加载位移级别时, 随着循环次数的增加, 试件承载力有所降低。承载力随着转角的增大整体处于平稳降低趋势, 加载后期的承载力降低系数发生突然下降, 这是由于试件翼缘连接板断裂, 试件达到破坏, 各试件的 λ_i 值基本在 0.9 左右。通过对比可知, 试件 SJ-1 和 SJ-2 的承载力退化曲线变化相近, 当转角超过 ± 0.05 rad 后, λ_i 快速衰减, 直至试验终止。试件 SJ-3 受力情况特殊, 其承载力退化曲线呈水平的“S”状, 即转角为 $\pm 0.01 \sim \pm 0.02$ rad 时, 相比试件 SJ-1 和 SJ-2, 试件 SJ-3 的承载力退化幅度明显较大, 之后承载能力逐渐增大并趋于稳定; 接近破坏时, 试件 SJ-3 承载力出现明显退化, 主要原因是 SJ-3 的梁端连接方式为螺栓连接, 在加载作用下, 试件螺栓连接处出现滑移现象, 并且伴随翼缘连接板的屈曲变形, 导致试件承载力在加载初期就发生明显退化, 之后随着梁端荷载的持续增大, 螺栓滑移达到一定程度后得到抑制, 试件承载力明显提高。

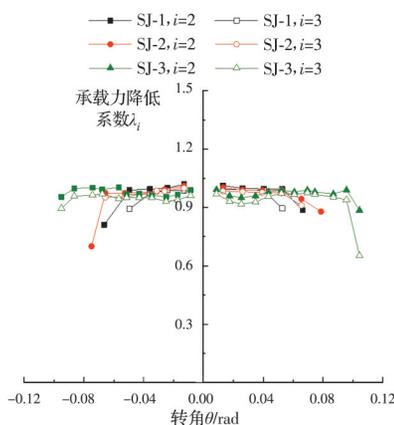


图 17 承载力退化曲线

Fig. 17 Bearing capacity degradation curve

6 结论

提出一种新型预制钢骨混凝土柱-钢梁组合节点, 分别对梁端为栓焊混合连接、焊接连接及螺栓连接的 3 个节点试件进行了低周往复荷载试验, 主要结论如下:

1) 在低周往复荷载作用下, 新型节点试件均表现为梁端受弯破坏, 实现了塑性铰远离节点核心区的目的。

2) 梁端连接构造对新型节点试件翼缘连接板和混凝土应变的影响较钢梁腹板、H 型钢骨和纵向钢筋更加显著。

3) 新型节点试件的承载力较高, 塑性变形和能量耗散能力强, 具有良好的力学性能和抗震性能。

4) 试件 SJ-1 和 SJ-3 属于半刚性、部分强度连接, 试件 SJ-2 属于半刚性、完全强度连接。

参考文献

- [1] 张爱林. 工业化装配式高层钢结构体系创新、标准规范编制及产业化关键问题[J]. 工业建筑, 2014, 44(8): 1-6, 38.
ZHANG A L. The key issues of system innovation, drawing up standard and industrialization for modularized prefabricated high-rise steel structures [J]. Industrial Construction, 2014, 44(8): 1-6, 38. (in Chinese)
- [2] LIEW J Y R, CHUA Y S, DAI Z. Steel concrete composite systems for modular construction of high-rise buildings [J]. Structures, 2019, 21: 135-149.
- [3] FERDOUS W, BAI Y, NGO T D, et al. New advancements, challenges and opportunities of multi-storey modular buildings - A state-of-the-art review [J]. Engineering Structures, 2019, 183: 883-893.
- [4] MOU B, PANG L Y, QIAO Q Y, et al. Experimental investigation of unequal-depth-beam-to-column joints with t-shape connector [J]. Engineering Structures, 2018, 174: 663-674.
- [5] 王修军, 王燕, 安琦. 装配式梁柱外环板高强螺栓连接节点抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2020, 53(6): 53-63, 78.
WANG X J, WANG Y, AN Q. Experimental study on seismic behavior of prefabricated beam-to-column high-strength bolted joint with external diaphragms [J]. China Civil Engineering Journal, 2020, 53(6): 53-63, 78. (in Chinese)
- [6] 杨松森, 王燕, 马强强. 装配式外套筒-加强式外伸端板组件梁柱连接节点抗震性能试验研究[J]. 土木工程学报, 2017, 50(11): 76-86.
YANG S S, WANG Y, MA Q Q. Experimental study on seismic behavior of prefabricated outer sleeve-overhang plate joint between column and beam [J]. China Civil Engineering Journal, 2017, 50(11): 76-86. (in Chinese)
- [7] LENG Y B, XU Q F, HARRIES K A, et al.

- Experimental study on mechanical properties of laminated bamboo beam-to-column connections [J]. *Engineering Structures*, 2020, 210: 110305.
- [8] HUANG Y F, MAZZAROLO E, BRISEGHIELLA B, et al. Experimental and numerical investigation of the cyclic behaviour of an innovative prefabricated beam-to-column joint [J]. *Engineering Structures*, 2017, 150: 373-389.
- [9] GHAYEB H H, RAZAK H A, SULONG N H R. Development and testing of hybrid precast concrete beam-to-column connections under cyclic loading [J]. *Construction and Building Materials*, 2017, 151: 258-278.
- [10] EOM T S, PARK H G, HWANG H J, et al. Plastic hinge relocation methods for emulative PC beam-column connections [J]. *Journal of Structural Engineering*, 2016, 142(2): 04015111.
- [11] NAIK C B, JOSHI D D, PATEL P V. Experimental evaluation of performance of dry precast beam column connection [M]//*Advances in Structural Engineering*. New Delhi: Springer India, 2015: 2333-2342.
- [12] QUAN C Y, WANG W, CHAN T M, et al. FE modelling of replaceable I-beam-to-CHS column joints under cyclic loads [J]. *Journal of Constructional Steel Research*, 2017, 138: 221-234.
- [13] NZABONIMPA J D, HONG W K, KIM J. Nonlinear finite element model for the novel mechanical beam-column joints of precast concrete-based frames [J]. *Computers & Structures*, 2017, 189: 31-48.
- [14] 混凝土物理力学性能试验方法标准: GB/T 50081—2019 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.
- Standard for test method of mechanical properties on ordinary concrete: GB/T50081—2019 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2019. (in Chinese)
- [15] 金属材料拉伸试验 第1部分: 室温试验方法: GB/T 228.1—2010 [S]. 北京: 中国标准出版社, 2011.
- Metallic materials-tensile testing-part 1: Method of test at room temperature: GB/T 228.1—2010 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2011. (in Chinese)
- [16] 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.
- Specifications for seismic test of buildings: JGJ/T 101—2015 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2015. (in Chinese)
- [17] 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
- Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [18] 李威. 圆钢管混凝土柱-钢梁外环板式框架节点抗震性能研究[D]. 北京: 清华大学, 2011.
- LI W. Study on the seismic performance of circular concrete-filled steel tubular column to steel beam joint with external diaphragm [D]. Beijing: Tsinghua University, 2011. (in Chinese)
- [19] Eurocode 3. Design of steel structures, Part 1-8: Design of joints: EN 1993-1-8: 2005 [S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
- [20] Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings: FEMA-350 [S]. Washington: Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [21] 牟彝, 武梦龙, 牟在根, 等. 外加强环式H型钢梁-方钢管角柱节点抗震性能[J]. *工程科学学报*, 2018, 40(8): 1005-1016.
- MOU B, WU M L, MU Z G, et al. Seismic performance of H-shaped steel beam-to-square steel corner column connection with external strengthened ring [J]. *Chinese Journal of Engineering*, 2018, 40(8): 1005-1016. (in Chinese)

(编辑 黄廷)