

单边螺栓连接梁柱加强节点试验研究

马帅^{1,2}, 孙乐乐^{1*}, 王思琦¹, 吴一明¹

(1. 哈尔滨工程大学烟台研究院, 山东烟台 264003; 2. 中铁二十局集团市政工程有限公司, 兰州 730030)

摘要: 在T形方颈单边螺栓连接钢梁-钢管柱节点的现有试验研究报告中, 柱壁鼓曲变形引起的螺栓拔出破坏, 是较为典型的情况。为避免钢管柱壁在梁端弯矩作用下产生弯曲变形, 需进一步提高节点的变形能力, 文中提出了两类装配式节点加强组件, 并对内置加强组件的4个节点试件开展了单调荷载下的静力性能试验, 探讨了加强组件类型与组件长度对节点结构响应的影响。试验结果表明: 加强组件可有效避免节点发生螺栓拔出破坏, 其中双槽钢组件和H型钢组件能使节点的屈服弯矩分别提高8.1%~31.8%和72.1%~72.6%, 峰值弯矩分别提高11.6%~21.7%和36.7%~38.1%; 建议T形方颈单边螺栓连接钢梁-钢管柱节点使用H型钢外伸组件, 组件截面可根据节点内力设计。

关键词: T形方颈单边螺栓; 方钢管柱; 端板连接; 梁柱节点; 抗弯性能; 装配式节点加强组件; 静力性能试验

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2025)11-0022-10

DOI: 10.13969/j.jzgjz.20240604002

Experimental Study on One-Side Bolted Strengthened Beam-to-Column Joints

MA Shuai^{1,2}, SUN Lele^{1*}, WANG Siqi¹, WU Yiming¹

(1. Yantai Research Institute, Harbin Engineering University, Yantai 264003, China; 2. China Railway Construction The 20th Group Municipal Engineering Co., Ltd., Lanzhou 730030, China)

*Corresponding author: lelesun117@hrbeu.edu.cn

Abstract: In the reported experimental studies on T-head square-neck one-side bolts (TSOBs) bolted beam to square hollow steel (SHS) column joints, bolt pulling-out caused by SHS column wall bulge deformation is typical. To avoid the SHS column wall deformation under the bending moment of the beam end and to improve the joint deformation capacity, two types of assembled strengthening components were proposed in this paper, and static performance tests under monotonic load were carried out on four joints with the strengthening components to explore the influence of the type and length of strengthening components on the joint structural response. The test results show that strengthening components can avoid bolt pulling-out failure, with double-channel component and H-steel component increasing the yield bending moment of the joints by 8.1%~31.8% and 72.1%~72.6%, and the peak bending moment by 11.6%~21.7% and 36.7%~38.1%, respectively. The extended H-steel component is recommended for use in TSOBs bolted beam to SHS column joints, and its cross-section can be designed based on the joint internal forces.

Keywords: T-head square-neck one-side bolt; square hollow steel column; endplate connection; beam-to-column joint; bending performance; assembled strengthening component; static performance test

收稿日期: 2024-06-04

基金项目: 国家自然科学基金(52408166), 山东省自然科学基金(ZR2024QE243), 山东省青年科技人才托举工程项目(SDAST2024QTA024), 山东省住房城乡建设科技计划项目(2024KYKF-JZGYH101), 中央高校基本科研业务费(3072024JJ2701)

作者简介:

马帅(1986—), 男, 学士, 高级工程师, 主要从事装配式结构方面的研究。Email: 729204301@qq.com。

通信作者:

孙乐乐(1995—), 男, 博士, 副教授, 主要从事装配式结构和钢结构方面的研究。Email: lelesun117@hrbeu.edu.cn。

钢管柱与钢梁的连接在民用建筑、工业建筑及桥梁工程中均较为常见,但实际多采用焊接或栓焊混合连接,核心原因在于钢管柱作为闭口截面构件,缺乏全栓接所需的螺栓安装路径。T形方颈单边螺栓是一种新型单侧安装紧固件,适用于闭口截面钢构件的连接,其构造简单、安装便利,且无需额外安装辅助工具,能适配现场粗放施工,应用潜力较大,如图 1 所示。SUN 等^[1-2]通过 T 形方颈单边螺栓连接钢梁-钢管柱节点的单调荷载与低周往复荷载试验研究发现,此类连接节点的破坏模式与传统螺栓连接节点的破坏模式相似,且具备相近的初始刚度及强度刚度退化规律;其剩余生命周期承载力不低于 85%,抗震延性超 130%,耗能能力达 150%,整体力学性能良好,应用潜力巨大。然而,T 形方颈单边螺栓的夹紧面积较小,这使得栓孔冲切破坏易在此类连接中发生。

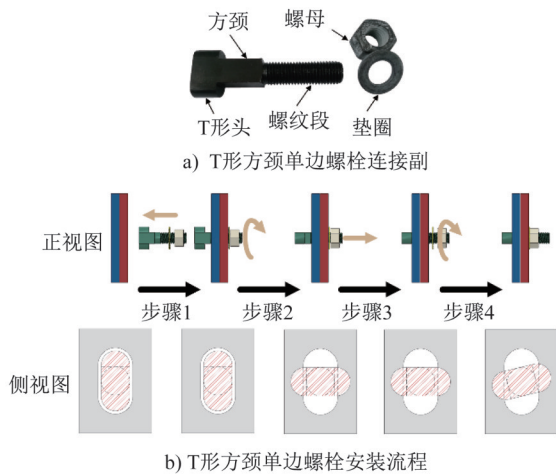


图 1 T 形方颈单边螺栓构造及用法

Fig. 1 Details and usage of T-head square-neck one-side bolt

T 形方颈单边螺栓连接钢梁-钢管柱节点发生栓孔冲切破坏的机理为:受拉区螺栓拉力作用下→柱壁连接面外鼓变形→螺栓孔膨鼓变形→螺栓夹紧区域面积减小→栓孔抗冲切承载力下降→栓孔冲切破坏。因此,本文将从此类连接破坏机理的源头环节:受拉区螺栓拉力作用下→柱壁连接面外鼓变形入手,对节点构造进行改进,以期在避免栓孔冲切破坏的同时防止钢管柱壁面外变形^[3]。

本文采用的节点加强方式为钢管柱内置加强组件,加强组件截面类型包括双槽钢组件与 H 型钢组件。此外,为便于加强组件装配,钢管柱在节点处采用断开的方式;该装配方式此前也被马强强^[4]、孙风彬^[5]、鲁秀秀^[6]和王燕等^[7]采用。本文所研究的双槽钢组件和 H 型钢组件各有优势,其中双槽钢组件可以与钢管柱壁紧密贴合,但是无法有效连接钢管柱的连接面和背面。而 H 型钢组件恰好相反,虽能有效连接柱壁两面,却会因自身尺寸误

差在组件与钢管柱壁间引入间隙。

双槽钢组件和 H 型钢组件加强节点的装配流程如图 2 所示。当加强组件连接面开设的螺栓孔数与端板螺栓孔数相同时,被称为平齐组件。平齐组件加强节点的组装流程包括:(1) 安装下层柱;(2) 安装加强组件;(3) 安装钢梁;(4) 安装上层柱,如图 2a) 所示。当外伸组件的长度大于端板的高度,且在端板高度范围之外开设有至少两排螺栓孔时,其在节点中的安装流程为:(1) 安装下层柱;(2) 安装加强组件;(3) 安装上层柱;(4) 安装钢梁,如图 2b) 所示。

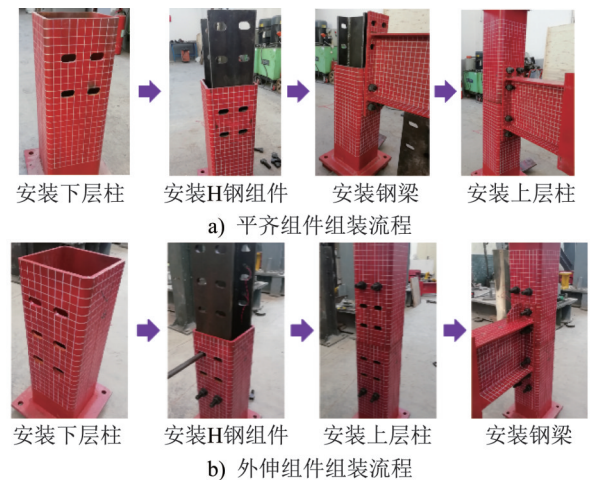


图 2 加强节点组装流程

Fig. 2 Assembly processes of strengthened joints

为探究双槽钢组件和 H 型钢组件对 T 形方颈单边螺栓连接钢梁-钢管柱节点破坏模式及力学性能的影响,本文对 2 个双槽钢组件加强节点和 2 个 H 型钢组件加强节点开展了抗弯性能试验研究,探讨了加强组件类型和组件长度对节点结构响应的影响。

1 试验概况

1.1 试件设计

本文共设计 2 个双槽钢组件加强节点试件和 2 个 H 型钢组件加强节点试件。研究参数包括双槽钢和 H 型钢两类加强组件、平齐和外伸两种组件长度。本文所有试件钢管柱的截面规格均为 $\square 200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$, 倒角外半径为 20 mm, 上、下层柱长度皆为 600 mm; 钢梁截面规格为 $\text{H}300 \text{ mm} \times 150 \text{ mm} \times 6.5 \text{ mm} \times 9 \text{ mm}$, 长度为 1 590 mm; 端板截面尺寸为 $480 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$, 厚度为 14 mm; 端板加劲肋采用五边形截面, 长宽尺寸为 $120 \text{ mm} \times 90 \text{ mm}$, 厚度为 10 mm; 螺栓采用 M20 T 形方颈单边螺栓。

各试件节点的构造及尺寸详细信息如表 1 所示。试件命名规则为“J-加强组件类型-加强组件长度”。“C”和“H”分别表示双槽钢组件和 H 型钢组件;“F”和“E”分别表示平齐和外伸加强组件。

表1 试件信息汇总

Table 1 Information summary of specimens

试件	钢管柱/mm	钢梁/mm	加强组件			螺栓数量/个
			截面	长度/mm	壁厚/mm	
J-C-F	□200×200×10	H300×150×6.5×9	双槽钢	480	8.5	16
J-C-E	□200×200×10	H300×150×6.5×9	双槽钢	680	8.5	24
J-H-F	□200×200×10	H300×150×6.5×9	H型钢	480	8.5	16
J-H-E	□200×200×10	H300×150×6.5×9	H型钢	680	8.5	24

所有试件的具体构造详图如图3所示。试件J-C-F的上下层钢管柱拼接处位于节点中央,且该部位采用16号槽钢进行加强。槽钢截面尺寸为160 mm×65 mm×8.5 mm,长度为480 mm,其腹板开设有长圆形螺栓孔,尺寸与定位均与柱壁、端板一致,所有栓孔均采用横向布置方案,如图3a)所示。此外,钢管柱背面布置有相同的螺栓群。试件J-C-E所采用槽钢截面与试件J-C-F的相同,长度为680 mm,两端各超出端板上下边缘100 mm,并在此范围内布置有额外的两排螺栓,如图3c)所示。图3b)和d)展示了H型钢组件加强节点详图。考虑到组件的加工误差,所有H型钢组件的截面高度均设计有一2 mm的公差,即钢管柱壁与H型钢组件之间有2 mm的安装间隙。试件J-H-F和J-H-E均采用截面为178 mm×160 mm×8.5 mm×8.5 mm的H型钢组件,长度分别为480 mm和680 mm。

材料拉伸试验第1部分:室温试验方法》(GB/T 228.1—2021)^[8]执行取样,并通过标准拉伸试验获得,所得钢材的屈服强度、极限强度和弹性模量如表2所示。

表2 试件材性汇总

Table 2 Summary of material properties

取样部位	实测厚度或直径/mm	屈服强度/MPa	极限强度/MPa	弹性模量/MPa
钢管壁	10.08	314.20	392.75	1.95×10^5
梁翼缘	8.96	242.81	421.80	2.02×10^5
梁腹板	6.46	267.44	398.83	1.93×10^5
外伸端板	14.10	275.39	350.97	1.92×10^5
端板加劲肋	10.06	302.73	446.33	1.99×10^5
槽钢腹板	8.52	337.11	404.91	1.95×10^5
H型钢翼缘	8.44	241.63	390.55	1.90×10^5
T形方颈单边螺栓	20.02	740.09	833.49	1.98×10^5

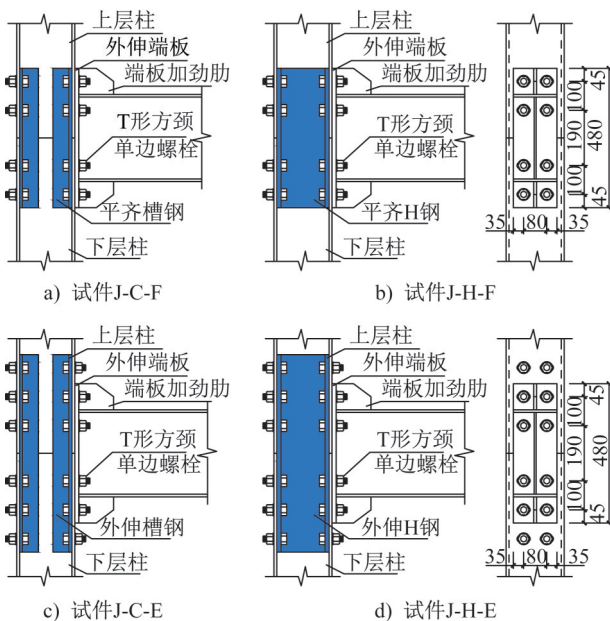


图3 试件详图(单位:mm)

Fig. 3 Details of specimens (unit: mm)

1.2 试件材性

试件各部件钢材的材料性能参数按照国家标准《金属

1.3 加载装置与制度

节点试验装置布置和现场照片如图4所示。在正式加载之前先对试件进行预加载,施加不超过其屈服承载力20%的荷载,以检查加载装置与仪器设备是否正常工作,同时消除试件与加载装置之间的系统间隙。首先通过荷载控制模式以 $1 \text{ kN} \cdot \text{min}^{-1}$ 的速率对钢梁末端施加10 kN的荷载,并保持5 min。待所有仪器设备均正常工作后对试件进行卸载,结束预加载阶段。正式加载阶段采用位移控制模式,作动器加载速率为 $2.5 \text{ kN} \cdot \text{min}^{-1}$,加载过程以每5 mm位移为一级荷载,每级荷载持荷1 min,直至试验结束。判断试验结束停止加载的标准如下:

- (1) 节点部件或焊缝周围发生断裂;
- (2) 节点承载力降低至其峰值承载力的85%;
- (3) 节点承载力没有降至其峰值承载力的85%,但是钢梁末端施加竖向位移达到作动器行程极限±200 mm。

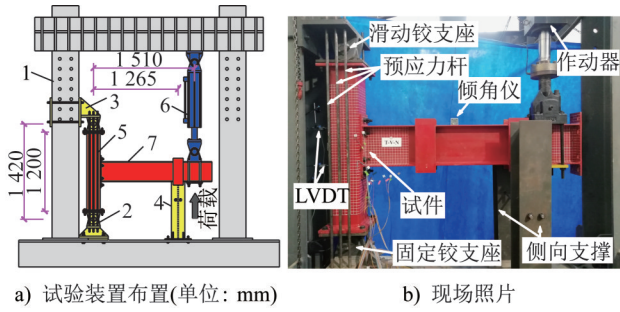


图 4 试验装置

Fig. 4 Test setup

注：图中阿拉伯数字含义：1-反力架系统；2-固定铰支座；3-滑动铰支座；4-侧向支撑；5-10.9级高强度预应力杆；6-250 kN MTS 作动器；7-试件。

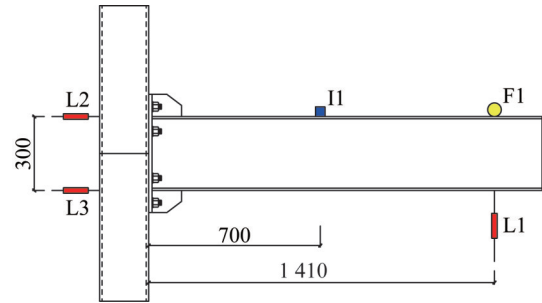


图 5 位移测量方案(单位: mm)

Fig. 5 Measurement scheme for displacements

(unit: mm)

1.4 测量方案

试验过程中,倾角仪 I1 和直线式位移计 L1 分别布置于钢梁跨中和加载点处,用于测量钢梁在试验过程中的转角发展;直线式位移计 L2 和 L3 分别布置于钢管柱背面钢梁上下翼缘高度处,用于监测钢管柱的转角变化,如图 5 所示。

应变片布置方案如图 6 所示。其中应变片 1#、2#、3# 粘贴于钢梁受拉翼缘表面并沿其长度方向布置;应变

片 4#、5# 分别布置于节点受拉区和受压区的端板加劲肋表面,粘贴方向均与钢梁轴线呈 45° 夹角,如图 6a) 所示;应变片 6#、7#、和 8# 布置于下层钢管柱倒角三排螺栓孔高度处,用于捕捉钢管柱的微小变形,如图 6a)、b) 所示;应变片 9#、10#、11#、12# 布置于钢管柱背侧螺栓孔附近,用于探究加强组件对钢管柱连接面弯矩的传递效率和对钢管柱拼接性能的影响,如图 6c) 所示。应变片 13#、14#、15#、16# 布置于与钢梁连接一侧的槽钢腹板和 H 型钢翼缘内表面,用于监测加强组件的变形情况,如图 6d) 和 e) 所示。

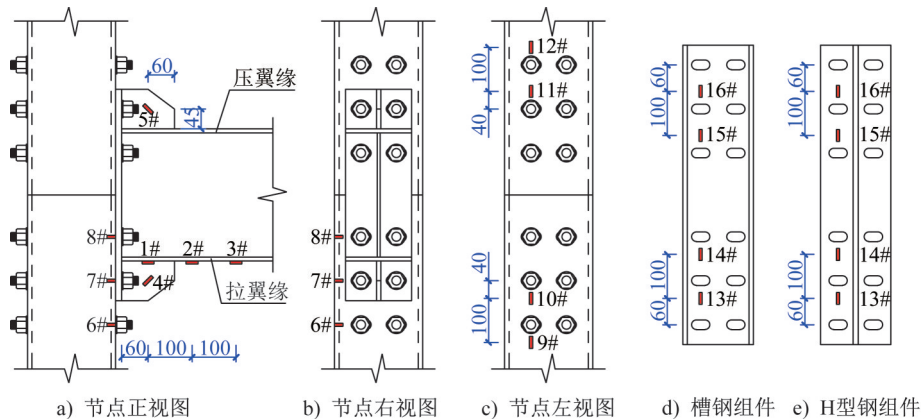


图 6 应变测量方案(单位: mm)

Fig. 6 Measurement scheme for strains (unit: mm)

2 试验现象

试验中共出现 2 种破坏模式,其一为试件 J-C-F、J-C-E 呈现的加强组件屈服伴随柱壁屈服,其二为试件 J-H-F、J-H-E 呈现的加强组件屈服伴随钢梁屈服。从破坏模式可知,加强组件类型对节点破坏模式的影响显著,而加强组件长度的影响相对较小。

2.1 双槽钢组件加强节点

以试件 J-C-F 为例,对加强组件屈服伴随柱壁屈服破坏模式的试验现象进行描述。在钢梁端部施加位移达

到 20 mm 之前,节点一直处于弹性阶段,各部件无明显变形;当施加位移达到 20 mm 时,上下层钢管柱拼接处出现错位;当施加位移达到 35 mm 时,上下层钢管柱拼缝处错位距离增大,钢管柱连接面产生面外变形;随着对钢梁端部施加的位移不断增大,上下层钢管柱的拼缝错位与连接面变形同步持续发展;直至对试件施加的位移达到作动器加载极限(200 mm)后试验结束,试件 J-C-F 的最终破坏模式如图 7 所示。试件 J-C-F 的上下层钢管柱拼缝错位宽度最终达到了 10.5 mm,如图 7b) 所示;上下层钢管柱连接面,在螺栓拉拔作用与端板加劲肋挤压作用的

共同影响下,其面外变形量超过10 mm,如图7c)所示;试验结束后拆除节点发现,钢管柱内双槽钢组件发生了严重弯曲变形,如图7d)、e)所示。其中,钢梁连接侧的槽钢先出现腹板外凸变形,随着变形发展带动其翼缘向内转动;而钢梁对侧的槽钢,则在钢管柱作用下发生翼缘外扩。综上可见,双槽钢组件表现出明显的受弯变形特征,且受弯截面位置偏向内排螺栓处。

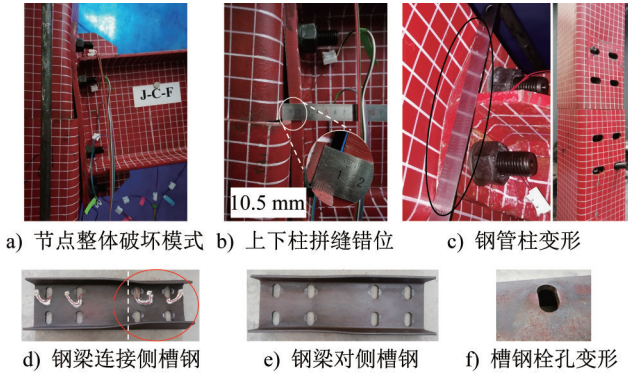


图7 试件J-C-F破坏模式

Fig. 7 Failure modes of specimen J-C-F

试件J-C-E采用外伸式槽钢组件,其破坏模式与试件J-C-F的破坏模式相同,如图8所示。当钢梁端部施加位移达到200 mm时,试件J-C-E上下层钢管柱拼缝错位宽度达9.0 mm,较试件J-C-F的上下层钢管柱拼缝错位宽度减小了1.5 mm,如图7b)、8b)所示。除此之外,试件J-C-E钢梁连接侧槽钢存在两个受弯截面,而试件J-C-F的钢梁连接侧槽钢仅有一个,如图7d)、8c)所示。

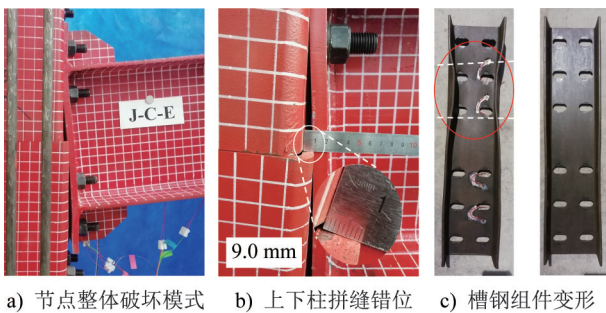


图8 试件J-C-E破坏模式

Fig. 8 Failure modes of specimen J-C-E

此外,试件J-C-F和J-C-E的槽钢腹板螺栓孔在螺栓T形头的拉拔作用下,出现明显的压痕和膨鼓变形,但最终并未发生栓孔冲切破坏,如图7f)和8c)所示。因此,双槽钢组件能够有效避免栓孔冲切破坏,但未能实现对节点的有效加强。

2.2 H型钢组件加强节点

试件J-H-F和J-H-E的破坏模式一致,均为加强组件

屈服伴随钢梁屈服。与双槽钢组件相比,H型钢组件不仅使节点避免了钢管柱壁变形,还实现了钢梁屈服。

本文以试件J-H-F为例,对加强组件屈服伴随钢梁屈服破坏模式下的试验现象进行阐述。对H型钢组件加强节点而言,上下层钢管柱拼缝错位同样属于典型现象,且在试件J-H-F钢梁端部的施加位移达到25 mm时出现。随着荷载持续施加,节点变形依然表现为上下层钢管柱拼缝错位,其余部件未出现任何变形。当施加位移达到70 mm时,钢梁受压翼缘出现屈曲;达到125 mm时,钢梁腹板出现面外屈曲;达到145 mm时,节点的承载力开始下降,此时钢梁进入全截面屈服。直至钢梁端部施加位移达到作动器行程极限,试件J-H-F的变形主要表现为上下层钢管柱拼缝错位与钢梁塑性铰发展,其最终破坏模式如图9所示。可以看出,上下层钢管柱拼缝错位宽度最终达到9.0 mm,如图9b)所示。拆除节点后发现H型钢组件的变形包括两部分,分别是钢梁连接侧翼缘在螺栓拉拔作用下的外鼓变形和中部截面在节点域剪力下的剪切变形,如图9c)所示。与双槽钢组件相比,H型钢组件的变形较小,这是因为双槽钢组合截面的抗弯截面模量小于H型钢组件的抗弯截面模量。除此之外,上下层钢管柱完好无明显变形,如图9d)所示。

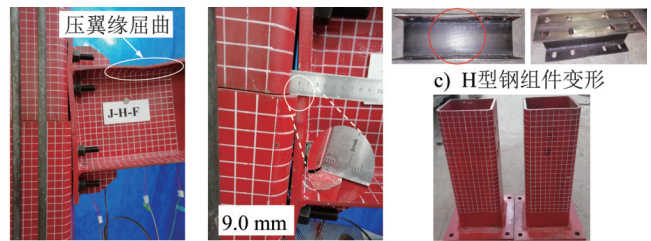


图9 试件J-H-F破坏模式

Fig. 9 Failure modes of specimen J-H-F

试件J-H-E的试验现象与试件J-H-F的试验现象相似,其破坏模式如图10所示。试件J-H-E上下层钢管柱拼缝错位宽度最终达8.0 mm,较试件J-H-F和J-C-E的分别减小1.0 mm和2.5 mm,如图10b)所示。此外,外伸H型钢组件与平齐H型钢组件变形相似,主要为中部截面处的剪切变形,如图10c)所示。

综上,H型钢组件不仅避免了栓孔冲切破坏,还避免了钢管柱变形,其对节点的加强效果优于双槽钢组件对节点的加强效果。基于试验现象,本文建议T形方颈单边螺栓连接钢梁-钢管柱加强节点采用外伸H型钢组件,并且其截面应具备足够的抗弯和抗剪承载力以承担节点域的弯矩和水平剪力。此外,提高H型钢组件的加工精度也可减小钢管柱拼缝错位宽度,降低其对结构正常使用极限状态的影响。

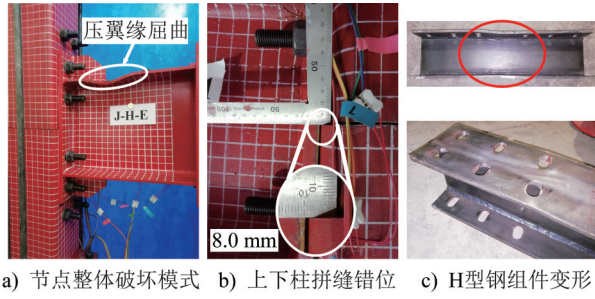


图 10 试件 J-H-E 破坏模式

Fig. 10 Failure modes of specimen J-H-E

3 试验数据分析

3.1 转角-弯矩关系

本文所有 T 形方颈单边螺栓连接钢梁-钢管柱加强节点,其在单调荷载下的转角-弯矩关系曲线如图 11 所示。H 型钢组件加强节点的初始刚度和承载力均大于双槽钢加强节点的相应值,延长加强组件可以提高节点的初始刚度,其中,延长双槽钢组件还可提高节点的承载力,如图 11 所示。

本文所有加强节点的转角-弯矩曲线特征值如表 3 所示。表 3 中, $S_{j,ini}$ 、 M_y 、 M_p 、 M_u 、 θ_y 、 θ_p 、 θ_u 、 C_s 、 C_d 分别表示节点初始刚度、屈服弯矩、峰值弯矩、极限弯矩、屈服转角、峰值转角、极限转角、强屈比系数和延性系数。与试件 J-C-F 相比,试件 J-C-E 的初始刚度、屈服弯矩、峰值弯

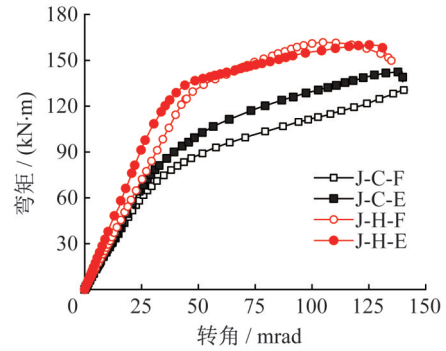


图 11 转角-弯矩曲线

Fig. 11 Bending rotation-moment curves

矩和极限弯矩分别提高了 11.0%、21.9%、9.1%、4.1%,这表明延长双槽钢组件可以提高节点的初始刚度和承载力。对于 H 型钢组件加强节点,试件 J-H-E 的屈服弯矩和极限弯矩与试件 J-H-F 相近,其初始刚度和极限弯矩分别提高了 28.6% 和 4.1%。这表明,延长 H 型钢组件可提升节点的初始刚度,但对节点承载力的提升效果弱于相同板厚的双槽钢组件。这是因为延长双槽钢组件可以增加其受弯截面数量,进而使节点承载力得到提高,而延长 H 型钢组件并不会改变其仅存在 1 个受弯截面的事实,如图 7、8、9、10 所示。综上,延长加强组件不一定可以提高节点的承载力,但是可以使节点的初始刚度提高 11.0%~44.6%。

表 3 转角-弯矩曲线特征值

Table 3 Characteristic values of bending rotation-moment curves

试件	$S_{j,ini}/(\text{kN}\cdot\text{m}\cdot\text{mrad}^{-1})$	$M_y/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_p/(\text{kN}\cdot\text{m})$	$M_u/(\text{kN}\cdot\text{m})$	θ_y/mrad	θ_p/mrad	θ_u/mrad	C_s	C_d
J-C-F	2.374	82.60	130.64	130.64	42.80	142.02	142.02	1.582	3.318
J-C-E	2.636	100.70	142.50	136.01	49.56	139.59	139.96	1.415	2.824
J-H-F	2.856	131.85	161.65	148.48	50.02	107.16	135.39	1.226	2.707
J-H-E	3.673	131.47	160.04	154.59	42.25	125.23	132.50	1.217	3.136

与试件 J-C-F 和 J-C-E 相比,试件 J-H-F 和 J-H-E 的初始刚度分别提高了 20.3% 和 39.3%,屈服弯矩分别提高了 59.6% 和 30.6%,峰值弯矩分别提高了 23.7% 和 12.3%,极限弯矩均提高了 13.7%。这表明在板厚相同的情况下,H 型钢组件对节点的加强效率优于双槽钢组件对节点的加强效率。这是因为 H 型钢组件可以有效连接钢管柱的连接面和背面,使得钢管柱可以全截面受弯,而不是各壁面单独承载。

除转角-弯矩关系曲线特征值外,从表 3 中还可以看出,双槽钢组件加强节点的强屈比系数 C_s 分布在 1.415~1.582 范围内,该范围大于 H 型钢组件加强节点强屈比系数 C_s 的 1.217~1.226 区间。这是因为 H 型钢组件加强节点均出现了钢梁屈服,此类破坏下节点的峰值承载力和

屈服承载力相差较小,节点的强度储备一般均较低。

3.2 节点分类

根据欧洲规范 Eurocode 3^[9]推荐的钢结构连接分类准则对本文的加强节点进行了分类。基于节点初始刚度和峰值强度的连接分类准则列于表 4 中,表 4 中, E_b 、 I_b 、 L_b 、 M_{bp} 分别表示钢梁弹性模量、截面惯性矩、设计跨度、设计塑性抗弯强度, k_b 为分类系数,针对无侧移框架和侧移框架分别取值 8 和 25。T 形方颈单边螺栓连接钢梁-钢管柱加强节点在单调荷载下的节点分类结果如图 12 所示。可见,本文所有加强节点均为半刚性连接,其中双槽钢组件加强节点试件 J-C-F 和 J-C-E 在加载后期勉强达到全强度连接,而所有 H 型钢组件加强节点试件均在

节点屈服前就已达到全强度连接,如图12所示。

表4 节点分类标准^[9]

Table 4 Classification criteria of joints^[9]

刚度分类	$S_{j,ini} < 0.25E_b I_b / L_b$	$0.25E_b I_b / L_b \leq S_{j,ini} \leq k_b E_b I_b / L_b$	$S_{j,ini} > k_b E_b I_b / L_b$
	名义铰接	半刚性连接	刚性连接
强度分类	$M_u < 0.25M_{bp}$	$0.25M_{bp} \leq M_u \leq M_{bp}$	$M_u > M_{bp}$
	名义铰接	部分强度连接	全强度连接

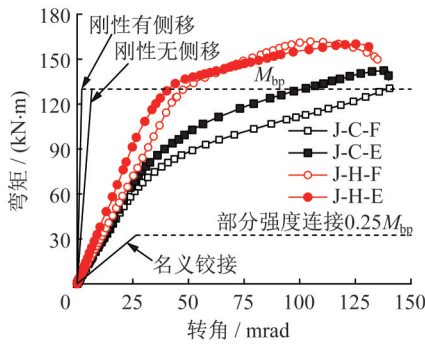


图12 试验节点分类结果

Fig. 12 Classification results of tested joints

通过设置加强组件,T形方颈单边螺栓连接钢梁-钢管柱节点由半刚性部分强度连接^[1-2]转为半刚性全强度连接,在保证半刚性连接的基础上,提高了节点承载力,符合螺栓连接节点的目标类型。

3.3 转角-应变关系

3.3.1 钢梁和端板加劲肋应变

从上文可知,应变片1#~5#用于监测钢梁和端板加劲肋的应变发展,将其输出值进行均值处理并绘制相应曲线如图13所示。其中应变片2#、3#布置于钢梁受拉翼缘表面,其输出值为正值。对于双槽钢组件加强节点试件J-C-F和J-C-E,应变片2#、3#的输出值随节点位移的施加呈平缓增大的趋势,但最终未超过6000 με,如图13a)和b)所示。而采用H型钢组件的试件J-H-F和J-H-E,其应变片2#、3#的输出值存在陡增现象,最终超越了6000 με,如图13c)和d)所示。实际上,H型钢组件加强节点出现钢梁受拉翼缘应变陡增的现象,根源在于钢梁翼缘屈曲的快速发展,而双槽钢组件加强节点则未出现此类情况。此外,对于同样布置于钢梁受拉翼缘的应变片1#,却出现输出负值的现象,其原因可能是该应变片布置点靠近端板加劲肋根部,受此处复杂应力场影响所致。

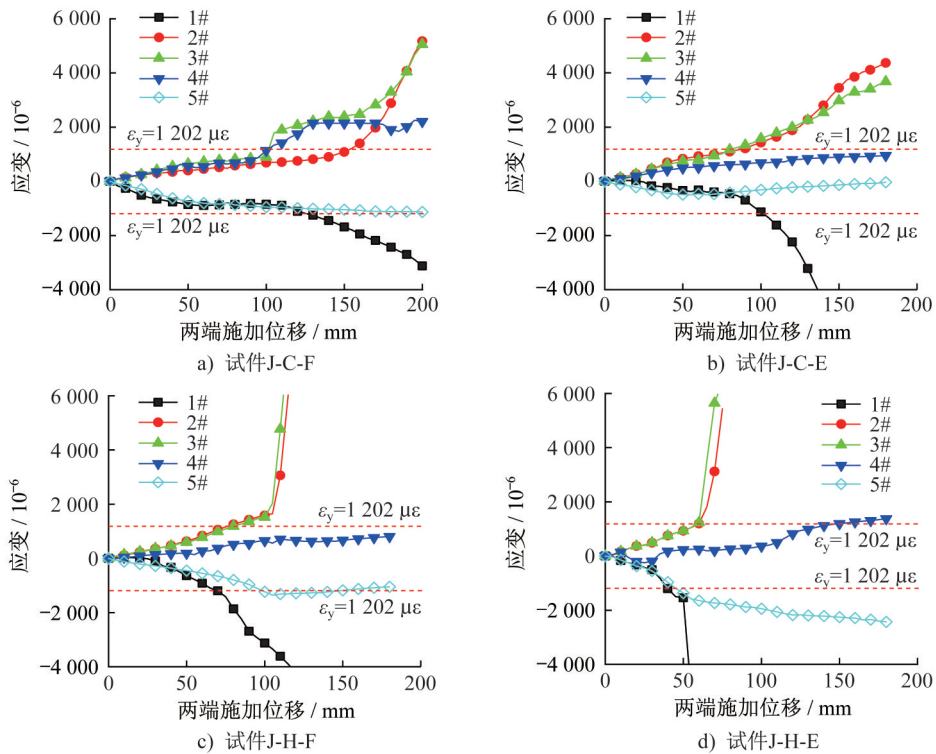


图13 钢梁及端板加劲肋应变结果

Fig. 13 Strain results of steel beams and endplate stiffeners

将应变片4#和5#分别布置于受拉和受压端板加劲肋表面,且与钢梁轴向呈45°夹角。在应变监测结果中,试件J-C-F和J-C-E其应变片4#输出绝对值大于应变片

5#输出绝对值,而试件J-H-F和J-H-E其应变片输出关系则相反,如图13所示。这表明采用H型钢组件替换双槽钢组件会使节点的旋转中心向受拉区一侧偏移。

3.3.2 钢管柱倒角应变

将应变片 6#、7#、8# 布置于下层钢管柱 3 排螺栓高度处的倒角表面,目的是捕捉肉眼无法识别的钢管柱变形。将各试件钢管柱倒角处应变进行均值处理并绘制相应曲线如图 14 所示。可见,3 个应变片的输出值均为负值,这是因为钢管柱倒角外表面受其连接面外凸变形趋势的作用,整体表现为挤压变形。对于所有节点,应

变片 7# 的输出绝对值大于应变片 8# 的输出绝对值,其原因在于端板加劲肋的设置避免了受拉区端板变形,提高了端板最外排螺栓的受力。因此,结合钢管柱应变监测结果来看,若外伸 H 型钢组件设计具备足够的抗弯与抗剪承载力,即可确保钢管柱整体处于弹性工作阶段,即便其倒角区域也不例外。

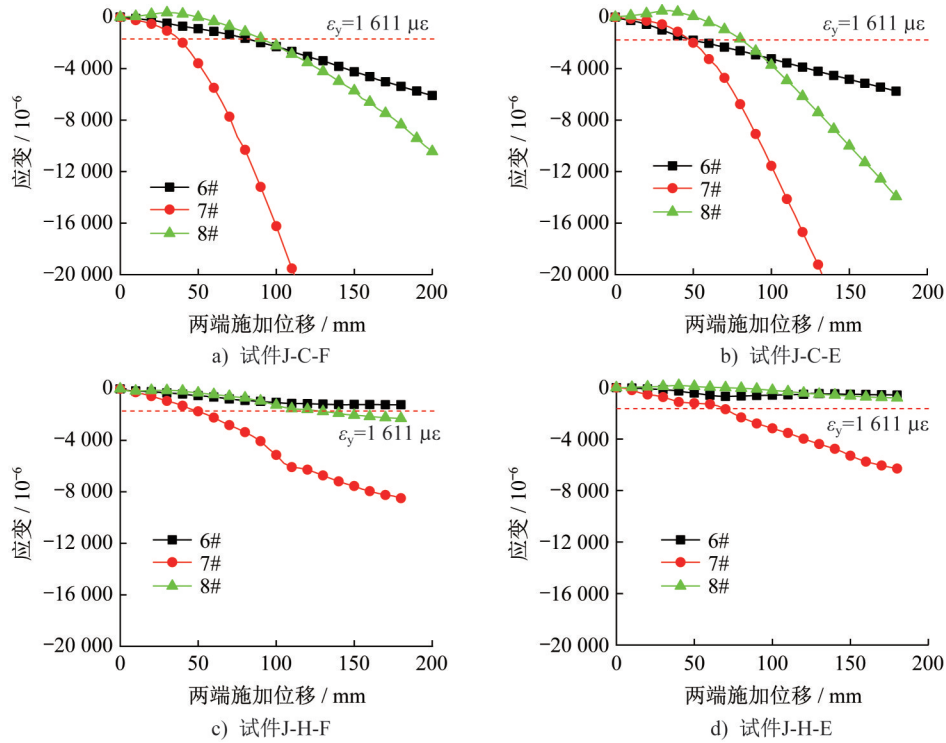


图 14 钢管柱倒角处应变结果

Fig. 14 Strain results of column fillet corners

3.3.3 钢管柱背侧应变

将应变片 9#、10#、11#、12# 布置于钢管柱背侧,将其输出值进行均值处理并绘制相应曲线如图 15 所示。对于双槽钢组件加强节点,其应变片 9#~12# 的输出值未超过钢管柱壁屈服应变 $1611 \mu\epsilon$,如图 15a)和 b)所示。因此,即使试件 J-C-F 和 J-C-E 的钢管柱连接面发生较大变形,其背侧也未进入屈服状态。这表明双槽钢组件无法将钢管柱连接面荷载有效传递至背侧。对于试件 J-H-F,从其应变片 11# 的输出值可判定,该应变片所处位置在试验后期进入了屈服阶段,而其余 3 处应变片的输出数据表明,它们所处位置始终维持在弹性阶段,如图 15c)所示。这是因为应变片 11# 位于内部平齐 H 型钢组件末端,可能会出现应力集中的现象。比较各节点钢管柱背侧应变幅值可以发现,外伸 H 型钢组件能有效连接钢管柱连接面和背侧,使其共同承担钢梁端部传来的弯矩和水平剪力,从而提高节点承载能力。

3.3.4 加强组件应变

将应变片 13#、14#、15#、16# 布置于与钢梁连接一侧的槽钢腹板和 H 型钢翼缘内表面,用于监测加强组件的变形情况,将其输出值进行均值处理并绘制相应曲线如图 16 所示。对于采用平齐加强组件的试件 J-C-F 和 J-H-F,布置于节点受拉区的应变片 13#、14#,其输出值超出了槽钢组件和 H 型钢组件的屈服应变 $1729 \mu\epsilon$ 和 $1272 \mu\epsilon$,如图 16a)和 c)所示。而对于采用外伸加强组件的试件 J-C-E 和 J-H-E,除应变片 13#、14# 的输出值达到钢材屈服应变外,位于加强组件受压区的应变片 16# 其测点也进入了屈服状态,如图 16b)和 d)所示。出现该现象的原因在于,外伸加强组件较平齐组件额外设置了两排螺栓孔并与钢管柱相连,在此结构下,外伸加强组件的受压区会在第一排螺栓内侧受到加劲端板的压力,进而产生应力集中。此外,H 型钢组件的应变绝对值小于双槽钢组件的应变绝对值,且通过延长或加厚 H 型钢组件,可以进一步降低其应力水平。

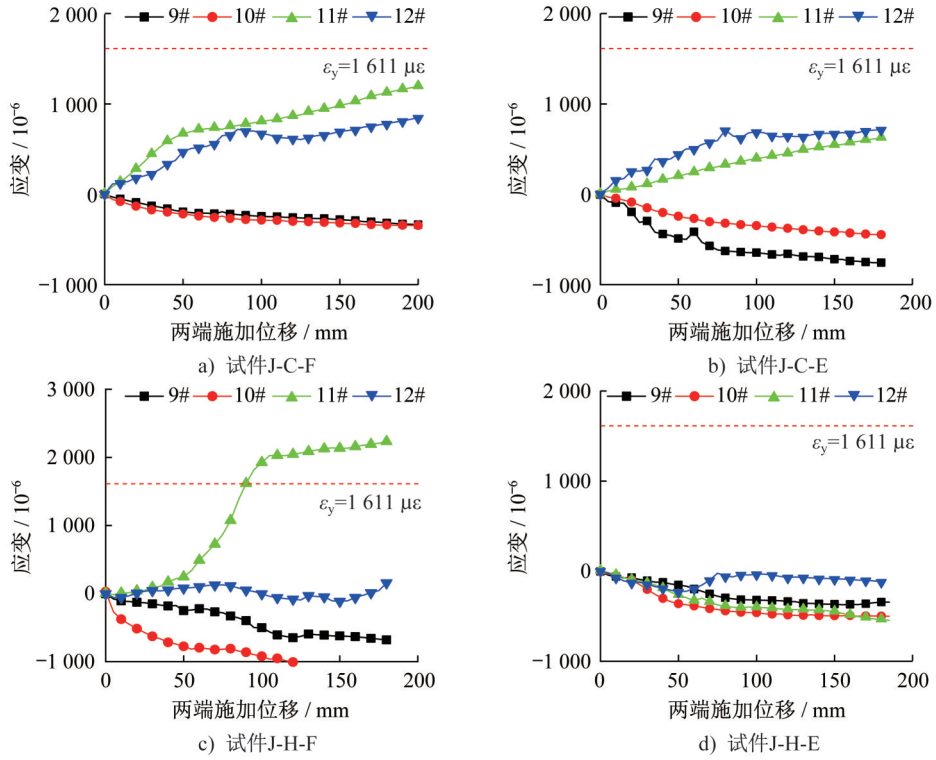


图 15 钢管柱背壁应变结果

Fig. 15 Strain results of column back wall

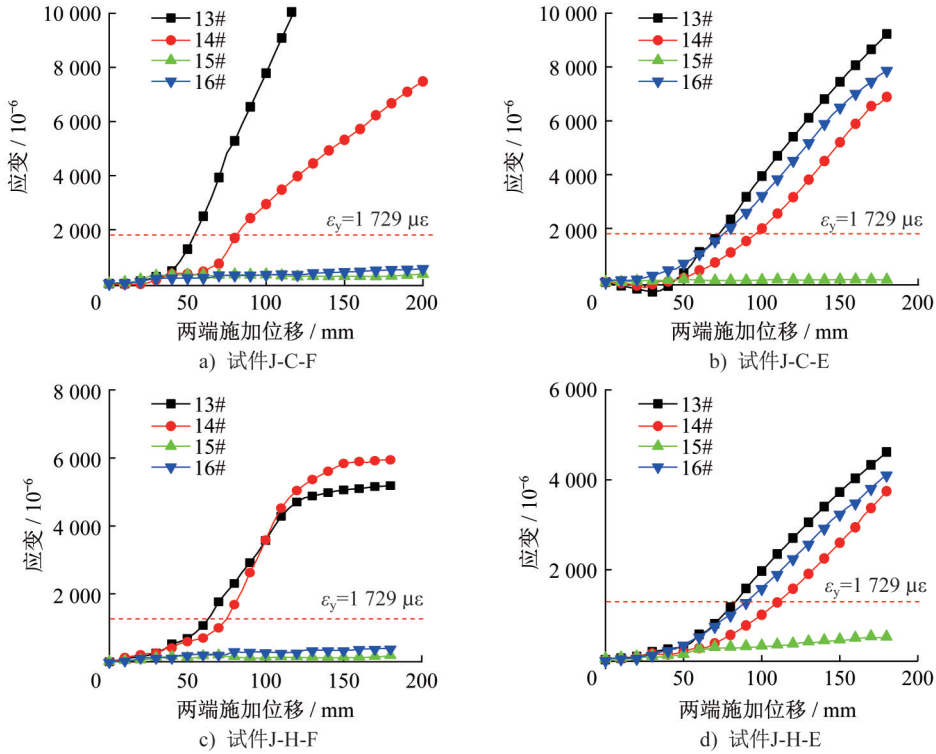


图 16 加强组件应变结果

Fig. 16 Strain results of strengthened components

4 结论

本文对2个双槽钢组件加强节点试件和2个H型钢组件加强节点试件开展了单调荷载下的静力性能试验，

探讨了加强组件类型和组件长度对节点结构响应的影响。主要结论如下：

- (1) 试验共出现2种破坏模式，分别是双槽钢组件加

强节点发生的加强组件屈服伴随柱壁屈服破坏、H 型钢组件加强节点发生的加强组件屈服伴随钢梁屈服破坏。此外,所有加强节点均出现上下层钢管柱拼缝错位现象,且随着加强组件从双槽钢组件换用为 H 型钢组件,拼缝错位宽度呈现逐渐降低的趋势。

(2) 与双槽钢组件加强节点相比,H 型钢组件加强节点的初始刚度、屈服弯矩、峰值弯矩和极限弯矩分别提高了 20.3%~39.3%、30.6%~59.6%、12.3%~23.7% 和 13.7%。因此,在连接面板厚相同的情况下,H 型钢组件对节点的加强效率优于双槽钢组件对节点的加强效率。

(3) 通过设置加强组件,节点由半刚性部分强度连接转为半刚性全强度连接,在保证半刚性连接的基础上,提高了节点承载力。本文建议节点采用外伸 H 型钢组件,并且其截面应具备足够的抗弯和抗剪承载力以承担节点域的弯矩和水平剪力。

参考文献:

- [1] SUN L L, LIANG Z Q, WU L, et al. Experimental and theoretical modeling for predicting bending moment capacity of T-head square-neck one-side bolted endplate to tube column connection[J]. Journal of Building Engineering, 2021, 43: 103104. DOI: 10.1016/j.jobe.2021.103104.
- [2] SUN L L, LIANG Z Q, WANG Q S, et al. Seismic response on T-head square-neck one-side bolted endplate connection of beam to square tubular column[J]. Engineering Structures, 2021, 246: 113077. DOI: 10.1016/j.engstruct.2021.113077.
- [3] 孙乐乐. T 形方颈单边螺栓连接钢梁-方钢管柱节点力学性能与设计方法研究[D]. 济南: 山东大学, 2023.
SUN Lele. Study on structural performance and design method of T-head square-neck one-side bolted beam to SHS column joints [D]. Jinan: Shandong University, 2023. (in Chinese)
- [4] 马强强. 装配式梁柱内套筒组合螺栓连接节点力学性能研究[D]. 青岛: 青岛理工大学, 2016.
MA Qiangqiang. Study on mechanical properties of fabricated beam-column connection joints using innersleeve composite bolts. Qingdao: Qingdao University of Technology, 2016. (in Chinese)
- [5] 孙凤彬. 新型方钢管柱 H 钢梁内套筒装配连接节点力学性能分析[D]. 青岛: 青岛理工大学, 2019.
SUN Fengbin. Mechanical properties analysis of new type prefabricated inner sleeve connection between square steel tube column and H-beam [D]. Qingdao: Qingdao University of Technology, 2019. (in Chinese)
- [6] 鲁秀秀. 装配式方钢管内套筒端板梁柱连接节点力学性能研究[D]. 青岛: 青岛理工大学, 2016.
LU Xiuxiu. Study on mechanical properties of prefabricated inner sleeve end-plate beam-column joint [D]. Qingdao: Qingdao University of Technology, 2016. (in Chinese)
- [7] 王燕, 马强强, 杨怡亭, 等. 装配式钢结构 H 形钢梁-钢管柱连接节点的力学性能研究[J]. 建筑钢结构进展, 2019, 21(3): 13-22. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2019.03.002.
WANG Yan, MA Qiangqiang, YANG Yiting, et al. A study on the mechanical behavior of H-shaped beam-tubular column connections of prefabricated steel structures [J]. Progress in Steel Building Structures, 2019, 21 (3) : 13-22. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2019.03.002. (in Chinese)
- [8] 国家市场监督管理总局, 国家标准化管理委员会. 金属材料拉伸试验 第 1 部分: 室温试验方法: GB/T 228.1—2021[S]. 北京: 中国标准出版社, 2021.
State Administration for Market Regulation, Standardization Administration of the People's Republic of China. Metallic Materials—Tensile Testing: Part 1: Method of Test at Room Temperature: GB/T 228.1—2021 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2021. (in Chinese)
- [9] European Standard. Eurocode 3: Design of Steel Structures—Part 1-8: Design of Joints; EN 1993-1-8 [S]. Brussels: European Standard, 2004.