

方钢管柱-H 型钢梁内加劲式节点静力性能研究

杨应华, 李 浩

(西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710000)

摘要: 文中提出一种新型方钢管柱-H 型钢梁节点, 采用 T 型钢通过高强螺栓将内置加劲部件的方钢管柱与 H 型钢梁连接。利用 ABAQUS 建立该节点有限元分析模型, 通过对 8 个系列共 29 个节点的有限元分析, 探讨了各类组件对节点性能的影响。结果表明: 此节点为半刚性节点, 具有良好延性; 对拉螺栓间距、T 型钢翼缘厚度等因素对节点静力性能影响较大; 为此新节点在工程中的应用, 提出了相关建议。

关键词: 内加劲式节点; 方钢管柱; 对拉螺栓; 静载作用; 非线性有限元分析

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2017)01-0014-08

Study on the static performance of H-beam to square tubular column connections with internal stiffening

YANG Yinghua, LI Hao

(School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710000, China)

Abstract: In this paper, a new type of connection between steel beams and square steel tube columns is put forward, i. e. SHS column and H-beam joint using high-strength bolted T-stubs and inner stiffeners. The finite element model of the connection is established using the general-purpose finite element software ABAQUS. A total of 29 connections in 8 series are analyzed, and the effects of connection components on the connection behavior are discussed. The results show that the connection is semi-rigid. The thickness of flange of the T-stub and the vertical spacing of through-bolts greatly influence the behavior of the connections. Some relevant suggestions for the connections in engineering application are raised.

Key words: internal stiffened connection; SHS column; through-bolt; static load; nonlinear finite element analysis

目前, 方钢管柱与 H 型钢梁普遍采用焊接连接或栓焊连接, 施工速度慢且施工质量难以控制。Kanatani 等^[1]和 Ricles JM 等^[2]提出穿芯螺栓分离式 T 形件连接节点; 日本钢结构协会^[3]开发了一种用于钢管柱-H 型钢梁连接的单面拧紧螺栓-扭矩控制盲眼螺栓(TCBB); Wu LY 等^[4]对方钢管梁柱对穿螺栓端板连接进行了研究; 文献^[5]提出穿芯螺栓-端板方钢管混凝土柱-钢梁节点; 文献^[6]提出方钢管柱-H 型钢梁外套板式节点; 杜志群等^[7]提出方钢管柱-工字钢梁套管加强式端板连接半刚性节点; 杨晓杰等^[8]提出矩形钢管柱-H 型钢梁端板对拉螺栓节点; 李岷昌等^[9]提出方钢管柱与 H 型钢梁采用 T 型钢连接的半刚性连接节点; 何明胜等^[10]提出一种新型全螺栓单边梁柱节点。已有研究表明对拉螺栓在方钢管柱节点连接中具有很好优势, 无需现场焊接便于安装, 也能避免因柱壁开安装孔而导致的性能削弱, 但这些研究都

是针对方钢管柱内填混凝土的情况。本文在此基础上, 提出一种适用于无内填混凝土的新型方钢管柱-H 型钢梁节点, 如图 1 所示。此节点在方钢管柱内置加劲部件提高节点区域刚度, 同时抵抗对拉螺栓预紧力, 而无需内填混凝土便于现场施工。柱内加劲部件及对拉螺栓的安装可在工厂完成, 加快了现场施工速度。下面采用有限元分析软件 ABAQUS 对该节点进行静力性能分析, 为此节点在工程实际中的应用提供参考依据。

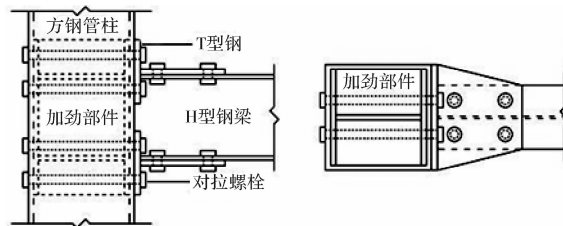


图 1 方钢管柱-H 型钢梁内加劲式节点

Fig. 1 H-beam to Square Tubular Column Connections with Internal Stiffening

收稿日期: 2016-08-26

修改稿日期: 2016-12-29

基金项目: 陕西省建设科技计划项目(2016-K83)

作者简介: 杨应华(1965—), 男, 博士生导师, 教授, 主要从事钢结构方向研究。E-mail: yhyang@xauat.edu.cn

1 基准节点设计

梁截面选用 $H250 \times 150 \times 8 \times 12$, 长度为 1.5 m, 柱截面选用 $\square 250 \text{ mm} \times 250 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$ 的方钢管, 高度取 2.0 m, 螺栓采用 10.9 级 M20 的高强螺栓。梁、柱、T 型钢及加劲部件均采用 Q345 钢材。与梁翼缘相连的 T 型钢腹板尺寸可按与梁翼缘截面面积等强度条件确定, 即 $t_{TW} \geq 9.53 \text{ mm}$, 取 $t_{TW} = 10 \text{ mm}$; 同理, T 型钢腹板上螺栓数目 $n_{TW}^b = 4.8$, 取 4 个; T 型钢翼缘设计采取“薄板”破坏模式^[11], 即 T 型钢翼缘螺栓 n_{TF}^b 取 4 个, 翼缘厚

度取 t_{TF} 取 15 mm。加劲部件高度依上下 T 形件位置取 $h = 460 \text{ mm}$, 加劲部件竖向腹板厚度按抗剪要求; 加劲部件横向腹板按梁翼缘截面面积等强设置; 同时腹板需要抵抗对拉螺栓预紧力, 而且内加劲部件各板件宽厚比应符合相应宽厚比要求。综上, 加劲部件各板件厚度统一取 $t = 8 \text{ mm}$ 。节点具体设计法详见文献^[11]。

基准节点尺寸如图 2 所示。先对基准节点进行分析, 然后在此基础上改变各组件的参数, 以研究各参数变化对节点静力性能的影响。

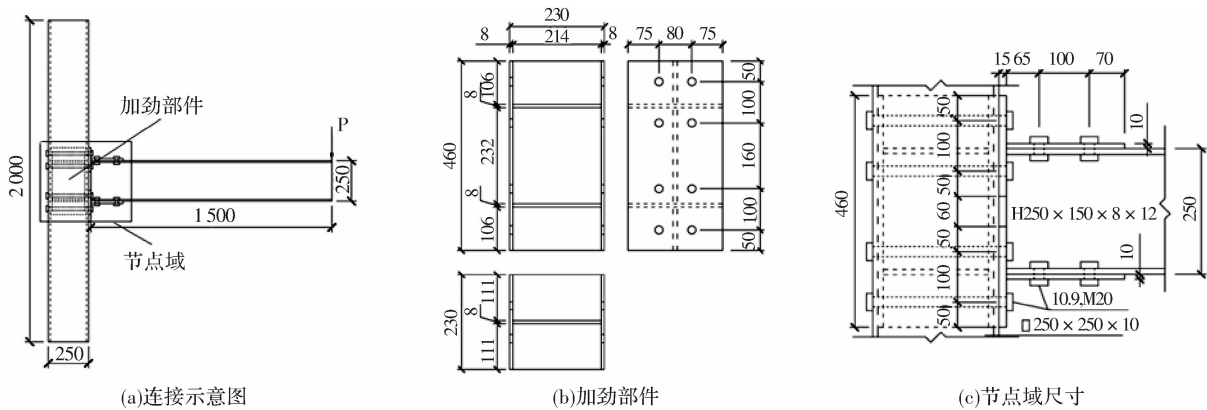


图 2 基准节点尺寸 (单位: mm)

Fig. 2 Dimensions of base joint (Unit: mm)

2 有限元分析模型

2.1 模型的建立

为提高分析效率, 利用对称性, 建立一半节点的有限元模型。假设 T 型钢翼缘外表面与方钢管柱外表面、T 型钢腹板外表面与梁翼缘外表面、加劲部件外表面与方钢管柱内表面无间隙。螺栓视为一个连续体, 螺栓杆、螺帽和螺母均近似按圆柱体处理。

2.2 材料属性和单元类型

方钢管柱、H 型钢梁、T 型件、加劲部件和螺栓均采用实体单元 C3D8R。网格划分时, 对节点处关键部位单元划分相对密集, 而对远离节点核心区域的梁柱单元划分相对稀疏。单元网格划分如图 3 所示。钢材弹性模量为 $2.06 \times 10^5 \text{ MPa}$, 泊松比为 0.3, 接触面的摩擦系数取 0.4。根据同类文献^[12], 有限元定义的材料本构关系为三折线模型如图 4 所示, Q345 钢强化模量取 $0.01E$, 高强螺栓强化模量取 $0.05E$, 力学性能见表 1。

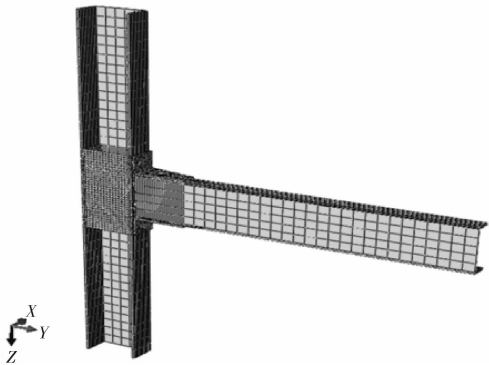


图 3 基准节点的单元划分

Fig. 3 Element division of base joint

表 1 钢材力学性能

Tab. 1 Mechanical properties of steel

钢材类型	屈服强度 σ_y / MPa	极限强度 σ_u / MPa	屈服应变 $\epsilon_y / \%$
Q345	345	470	0.15
10.9, M20	940	1 040	0.46

2.3 边界条件和荷载

在节点对称面上施加对称约束(XSYMM), 柱顶底均约束 X、Y、Z 方向线位移和 Y、Z 两方向

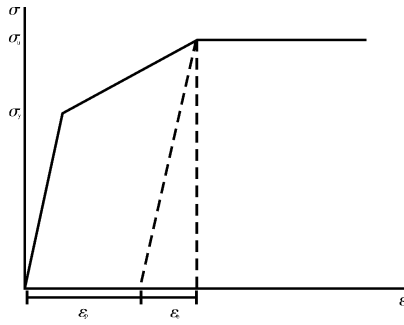


图 4 本构关系

Fig. 4 Constitutive relation

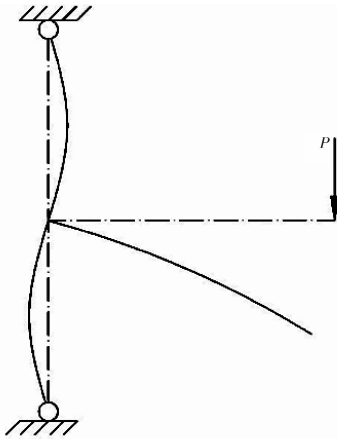


图 5 边界约束及加载简图

Fig. 5 Boundary constraints and load diagram

的转角, 梁端限制其平面外的转动, 如图 5 所示。

为研究连接本身性能并简化分析, 未模拟柱中轴力^[13]。荷载的施加分为五个荷载步^[14]: (1) 在梁、T 型钢和螺栓上定义临时的固支边界条件, 在螺栓上施加很小的预紧力(10 N), 让各接触关系平稳地建立起来; (2) 去掉梁、T 型钢和螺栓上的临时固支边界条件; (3) 将螺栓预紧力增加到规范^[15]要求, 10.9 级 M20 摩擦型高强螺栓的预紧力取值为 155 kN; (4) 将螺栓的预紧力改为固定螺栓的长度; (5) 施加梁端的竖向荷载, 通过在梁端施加位移荷载来实现。如图 5 所示。

2.4 有限元方法的验证

采用上述有限元方法建立黄海棠^[16]论文中 T 型钢连接节点的有限元模型, 将有限元结果与试验结果对比如图 6 所示。试验节点最终破坏为 T 型钢翼缘靠近腹板的位置产生裂缝直至断裂, 属于 T 型钢完全屈服的失效模式, 故节点荷载位移曲线后期下降很快; 而有限元节点最终破坏为 T 型钢翼缘近腹板处完全达到极限应力故变形加剧引起节点转角过大, 主要由于有限元模型采用理想的材料而未考虑钢材损伤和退化的本构关系故无法模拟 T 型钢的断裂, 节点的荷载位移曲线无下降段。两者的破坏形态和受力性能均吻合较

好, 证明此有限元方法可以用于本文节点的性能研究。

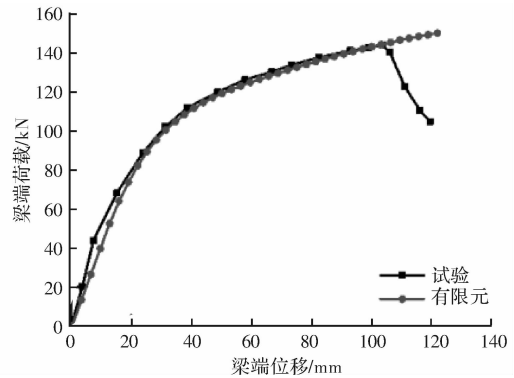


图 6 荷载位移曲线对比

Fig. 6 Comparison of load-displacement curves

3 基准节点受力性能分析

3.1 基准节点的力学性能指标

通过计算, 得单向加载下基准节点的梁端荷载位移曲线如图 7 所示, 性能参数见表 2。加载初期, 梁端荷载与位移呈线性关系, 而且增幅较快, 节点处于弹性阶段; 当梁端荷载增加到 92.19 kN 时, 上部 T 型钢随着荷载的增加开始屈服, 荷载增加变慢而位移增加变快, 曲线呈现非线性关系, 节点进入弹塑性阶段; 当荷载继续增加, 梁端位移急剧增加, 曲线趋于平缓, 荷载为 133.63 kN 时节点破坏。本文的屈服荷载与极限荷载取值标准^[17]为: 节点梁端的荷载与位移曲线开始出现明显拐点时, 对应的荷载为屈服荷载; 节点梁端的荷载位移曲线出现平缓段, 连接节点最大应力达到抗拉极限强度时, 对应的荷载为极限荷载。

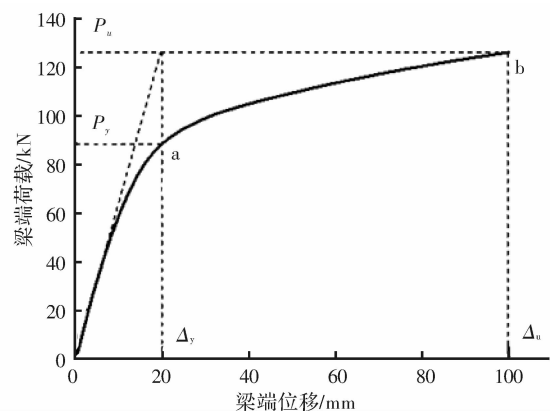


图 7 基准节点的梁端荷载位移曲线

Fig. 7 Load-displacement curves for BASE

欧洲规范 EC3^[18] 根据节点的初始转动刚度 $S_{j,ini}$ 及框架有无侧移, 规定了半刚性节点的范围:

有侧移框架 $0.5EI_b/L_b < S_{j,ini} < 25EI_b/I_b$ (1)

无侧移框架 $0.5EI_b/L_b < S_{j,ini} < 8EI_b/I_b$ (2)

式中 $EI_b/I_b = 7.9 \times 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{rad}$, 为与节点相连梁的线刚度. 方钢管柱-H 型钢梁节点研究未引入框架考虑, 以偏于严格的公式(2)判定节点半刚性, 即半刚性节点初始刚度的范围为 $3.95 \times 10^3 \sim 6.34 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{rad}$. 由表 2 可知, 基准节点的初始刚度为 $2.74 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{rad}$, 处于 EC3 规范规定的半刚性节点范围, 因此基准节点属于半刚性节点.

3.2 基准节点的应力分布及发展情况

基准节点加载各阶段应力分布如图 8 所示. 当螺栓预紧力施加完毕而梁端未加载时应力如图 8 (a), 应力集中在加劲部件及螺栓孔附近, 加劲部

件最大应力为 346.0 MPa; 梁端荷载正式加载至节点屈服时应力如图 8(b), 节点域应力面由螺栓孔向周围逐渐扩大, 受拉区 T 型钢的应力和变形逐渐增大, 并开始拉离柱壁, 加劲部件最大应力为 348.8 MPa; 荷载继续增加到节点破坏时应力如图 8(c), 受拉区 T 型钢翼缘开始较多地拉离柱壁, 且翼缘与腹板连接处应力达到极限强度, 加劲部件最大应力为 354.3 MPa. 由图可知: 节点加载全过程, 加劲部件均能很好抵抗对拉螺栓预紧力和梁下翼缘传来压力及节点域剪力; 节点破坏形式主要为受拉区 T 型钢翼缘的屈服破坏, 属延性破坏, 故在实际工程中应以 T 型钢翼缘的屈服破坏为标准来设计此类节点.

表 2 基准节点的力学性能
Tab. 2 Mechanical properties of BASE

编号	$S_{j,ini}$ / $\text{kN} \cdot \text{m} \cdot \text{rad}^{-1}$	屈服承载力 P_y/kN	屈服位移 Δ_y/mm	极限承载力 P_u/kN	极限位移 Δ_u/mm	位移延性 系数 μ
基准	2.74×10^4	92.19	19.55	133.63	100	5.12

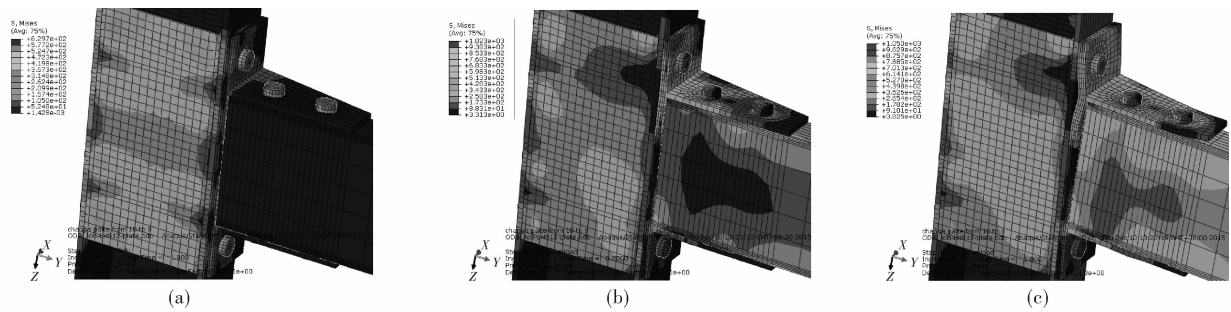


图 8 各阶段节点的应力分布图
Fig. 8 Stress nephogram of base joint during different loading stage

4 节点参数对承载力的影响

在基准节点的基础上, 变化 T 型钢翼缘厚度、T 型钢腹板厚度、柱螺栓直径及间距、梁螺栓直径及水平间距、加劲部件厚度等参数, 分析单向加载作用下各参数对节点性能的影响. 本文限于篇幅仅给出对节点承载力影响较大的六种参数的分析数据及结论.

4.1 加劲部件厚度对节点性能的影响

为深入研究加劲部件厚度对节点性能的影响, 基准节点其他参数不变, 取加劲部件的厚度 t_{is} 分别为 2、4、6、8 mm (基本尺寸)、10 mm. 不同加劲部件厚度时节点荷载位移曲线见图 9, 其承载力比较见表 3, δ 为加劲部件面外变形.

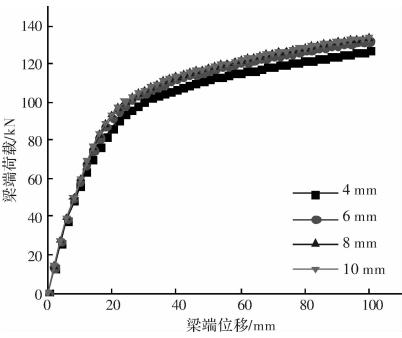


图 9 不同加劲部件厚度时节点的荷载位移曲线
Fig. 9 Load-displacement curves for different t_{is}

由图 9 得知, 加劲部件厚度对节点转动刚度和承载力有影响, 随着加劲部件厚度增加节点的转动刚度和承载力提升; 由表 3 可知, 随着加劲部件厚度增加节点的延性略有增加; 相比基准节点,

加劲部件厚度减小 50% (TIS4) 和 25% (TIS6) 时, 节点的屈服承载力 P_y 减小 6.50% 和 0.92%, 极限承载力 P_u 减小 5.24% 和 1.08%; 加劲部件厚度增加 25% 时, 节点的承载力基本无变化。分析原因: 由于 TIS2 节点加劲部件厚度过小, 当对拉螺栓预紧力施加完毕后节点域柱壁屈曲, 节点提前破坏; 增加加劲部件厚度, 节点域刚度提升, 节点承载力增加; 当加劲部件厚度足够大时, 增大加劲部件厚度对节点承载力基本无影响。

图 10 为节点破坏时加劲部件的 Von Mises 应力云图。在 $t=2$ mm 图上, 加劲部件大部分区域已经达到极限应力, 加劲部件屈曲导致节点提前破坏; 在 $t=4$ mm, $t=6$ mm 图上, 加劲部件大部分区域达到屈服应力; 在 $t=8$ mm, $t=10$ mm 图

上, 仅螺栓孔附近较小区域分布较大应力。

综上可知, 按本文设计方法设计的加劲部件厚度是合理的。当内加劲部件厚度小于 8 mm 时, 增大内加劲部件厚度可以明显增加节点的承载力和刚度; 当内加劲部件大于 8 mm 后, 加劲部件厚度增加对节点承载力和刚度的影响很小。

表 3 不同加劲部件厚度节点承载力比较

Tab. 3 Joint bearing capacity for different tis

编号	t_{is} /mm	P_y /kN	Δ_y /mm	P_u /kN	Δ_u /mm	μ	δ /mm
TIS2	2	—	—	—	—	—	30.80
TIS4	4	86.20	20.09	126.63	100	4.98	5.49
TIS6	6	91.34	19.88	132.13	100	5.03	1.97
BASE	8	92.19	19.55	133.63	100	5.12	0.98
TIS10	10	92.44	19.23	133.90	100	5.20	0.77

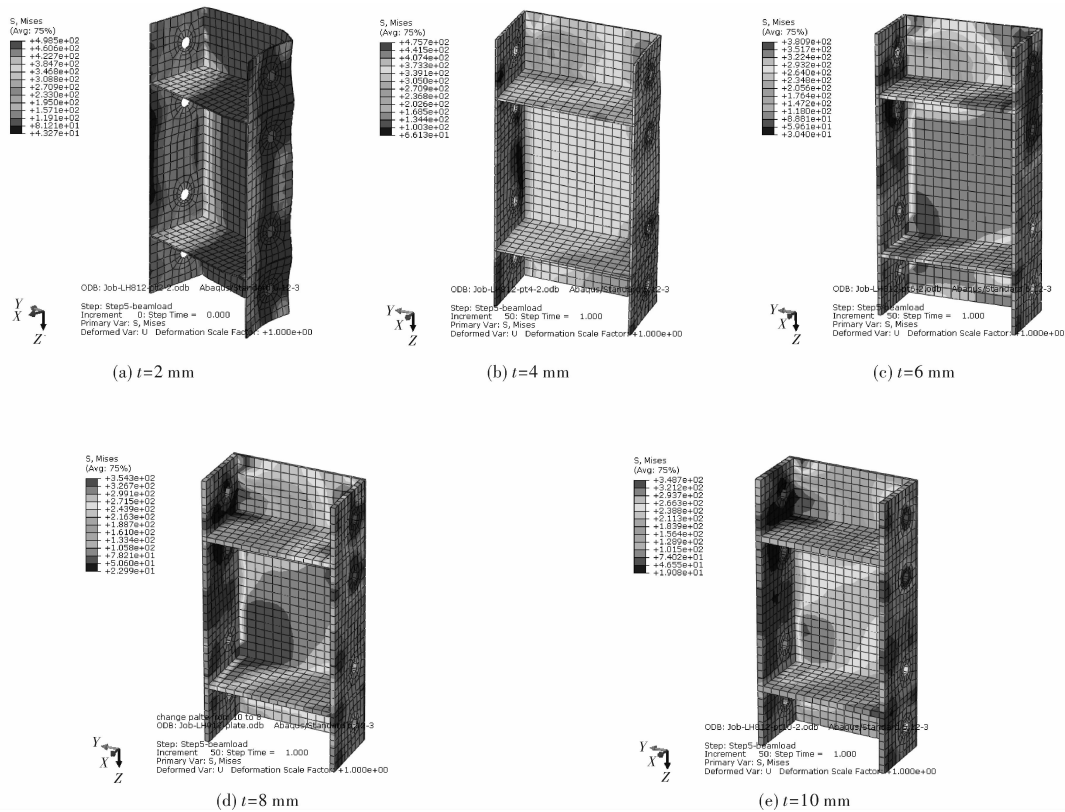


图 10 不同厚度是内加劲部件应力云图

Fig. 10 Stress nephogram of internal stiffening with different thickness

4.2 T 型钢翼缘厚度对节点性能的影响

保持基准节点其他参数不变, T 型钢翼缘厚度 t_{tf} 分别取: 11 mm、13 mm、15 mm (基本尺寸)、17 mm、19 mm。不同 T 型钢翼缘厚度时节点的荷载位移曲线见图 11, 其承载力比较见表 4。

从图 11 曲线得知, T 型钢翼缘厚度对节点转动刚度和承载力影响较大, 随着 T 型钢翼缘厚度的增加节点的承载力和转动刚度逐渐增大。从表 4

数据可知, T 型钢翼缘厚度增加节点的延性随之降低; 相比基准节点, T 型钢翼缘厚度降低 26.67% (TFT11) 和 13.33% (TFT13), 节点的 P_y 分别减小了 35.55% 和 15.52%, P_u 分别减小了 21.78% 和 10.21%; T 型钢翼缘厚度增加 13.33% (TFT17) 和 26.67% (TFT19), 节点的 P_y 分别增加了 9.78% 和 5.62%, P_u 分别增加了 5.87% 和 1.58%。分析原因: 节点破坏主要由于 T 型钢翼

缘变形过大, 当 T 型钢翼缘厚度增加时其抗弯刚度增大, 同等程度的变形所需要的梁端荷载增大, 故承载力提高; 同时当 T 型钢翼缘刚度足够大时增加厚度对节点承载力影响变小; 当继续增加 T 型钢翼缘厚度时, 节点破坏转化为由 T 钢腹板受拉屈服破坏控制, 故承载力下降。

表 4 不同 T 型钢翼缘厚度节点承载力比较

Tab. 4 Joint bearing capacity for different t_{tf}

编号	t_{tf} /mm	P_y /kN	Δ_y /mm	P_u /kN	Δ_u /mm	μ
TFT11	11	59.42	15.73	104.53	100	6.36
TFT13	13	77.88	18.17	119.98	100	5.50
BASE	15	92.19	19.55	133.63	100	5.12
TFT17	17	101.21	20.51	141.47	100	4.88
TFT19	19	97.41	19.68	135.74	100	5.08

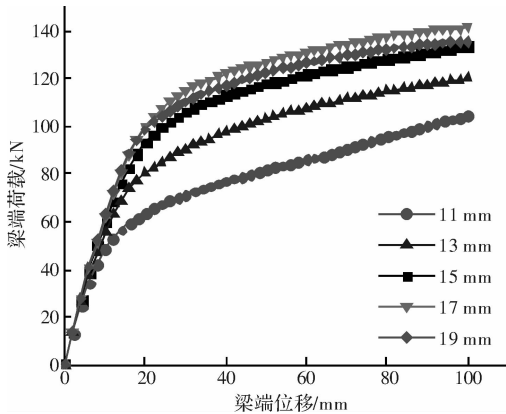


图 11 不同 T 型钢翼缘厚度时节点的荷载位移曲线

Fig. 11 Load-displacement curves for different t_{tf}

4.3 T 型钢腹板厚度对节点性能的影响

在基准节点其他参数不变的情况下, T 型钢腹板厚度 t_{tw} 分别取 8 mm、10 mm(基本尺寸)、12 mm. 不同 T 型钢腹板厚度时节点荷载位移曲线见图 12, 其承载力比较见表 5。

由图 12 得知, T 型钢腹板厚度对节点转动刚度影响较小, 对承载力影响较大, 随着 T 型钢腹板厚度的增加节点的承载力增大. 由表 5 可知, T 型钢腹板厚度增加节点的延性随着降低; 相比基准节点, T 型钢腹板厚度减小 20%(TWT8), 节点的 P_y 减小 12.8%, P_u 减小 16.34%; T 型钢厚度增加 20%(TWT12), 节点的 P_y 分别增加 4.07%, P_u 分别增加 5.29%. 分析原因: 当 T 型钢腹板厚度不满足承载力要求时, 节点会因为上 T 型钢腹板螺孔削弱处截面抗拉能力不足而过早破坏, 此时增大 T 型钢腹板厚度能显著提高节点承载力; 当 T 型钢腹板厚度满足承载力要求时, 继续增大 T 型钢腹板厚度对节点承载力的提高影响减小, 此时节点破坏主要由 T 型钢翼缘控制。

表 5 不同 T 型钢腹板厚度节点承载力比较

Tab. 5 Joint bearing capacity for different t_{tw}

编号	t_{tw} /mm	P_y /kN	Δ_y /mm	P_u /kN	Δ_u /mm	μ
TWT8	8	81.37	16.69	111.80	92.06	5.52
BASE	10	92.19	19.55	133.63	100	5.12
TWT12	12	95.94	20.30	140.73	100	4.93

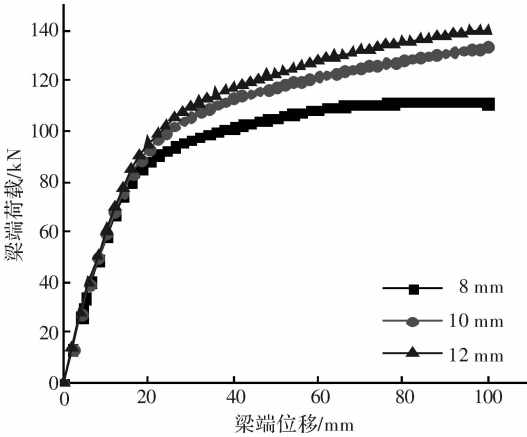


图 12 不同 T 型钢腹板厚度时节点的荷载位移曲线

Fig. 12 Load-displacement curves for different t_{tw}

4.4 柱螺栓直径对节点性能的影响

在基准节点其他参数不变的情况下, 柱螺栓直径 t_{cbd} 分别取 16 mm、20 mm(基本尺寸)、24 mm. 不同柱螺栓直径时节点荷载位移曲线见图 13, 其承载力比较见表 6。

表 6 不同柱螺栓直径节点承载力比较

Tab. 6 Joint bearing capacity for different t_{cbd}

编号	t_{cbd} /mm	P_y /kN	Δ_y /mm	P_u /kN	Δ_u /mm	μ
CBD16	16	78.76	15.21	102.30	48	3.16
BASE	20	92.19	19.55	133.63	100	5.12
CBD24	24	92.44	19.68	134.73	100	5.08

由图 13 得知, 柱螺栓直径对节点的转动刚度基本无影响, 但对节点承载力影响较大, 当柱螺栓直径增加时, 节点承载力增加. 由表 6 可知, 随着柱螺栓直径的减小节点延性增加; 相比基准节点, 柱螺栓直径降低 20%(CBD16), 节点的 P_y 减小 14.57%, P_u 减小 23.45%; 柱螺栓直径增加 20%(CBD24), 节点承载力基本无变化. 分析原因及结论: 当柱螺栓直径过小时, 由于螺栓受拉屈服而导致节点过早破坏, 增加螺栓直径能明显提高节点的承载力; 当螺栓直径足够抵抗拉剪作用时, 继续增加螺栓直径节点承载力基本无变化。

4.5 柱螺栓水平间距对节点性能的影响

在基准节点其他参数不变的情况下, 柱螺栓水平间距 t_{cbc2} 分别取 60 mm、80 mm(基本尺寸)、

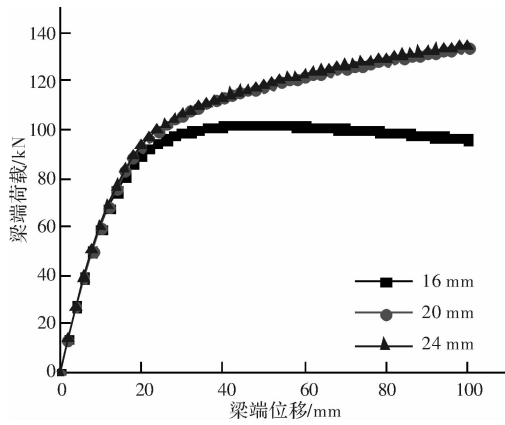


图 13 不同柱螺栓直径时节点的荷载位移曲线

Fig. 13 Load-displacement curves for different t_{cbd}

100 mm、120 mm. 不同柱螺栓水平间距时节点荷载位移曲线见图 14, 其承载力比较见表 7.

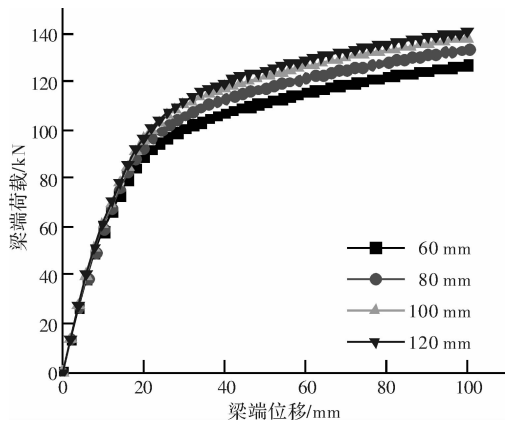


图 14 不同柱螺栓水平间距时节点的荷载位移曲线

Fig. 14 Load-displacement curves for different t_{cbz2}

表 7 不同柱螺栓水平间距节点承载力比较

Tab. 7 Joint bearing capacity for different t_{cbz2}

编号	t_{cbc} /mm	P_y /kN	Δ_y /mm	P_u /kN	Δ_u /mm	μ
CBC260	60	87.23	19.03	127.18	100	5.25
BASE	80	92.19	19.55	133.63	100	5.12
CBC2100	100	95.67	20.09	138.04	100	4.98
CBC2120	120	97.58	20.30	140.23	100	4.93

由图 14 知, 柱螺栓水平间距对节点转动刚度和承载力影响较大, 随着柱螺栓水平间距的增加, 节点承载力和转动刚度逐渐增加. 由表 7 可知, 节点的延性随着柱螺栓竖向间距的增加而减小; 相比基准节点, 柱螺栓水平间距减小 25%(CBC260), 节点的 P_y 减小 5.38%, P_u 减小 4.83%; 柱螺栓水平间距增大 25%(CBC2100)和 50%(CBC2120), 节点的 P_y 增加 3.77%和 5.84%, P_u 增加 3.30%和 4.98%. 即改变柱螺栓水平间距对节点承载力和转动刚度有一定影响.

4.6 柱螺栓竖向间距对节点性能的影响

在基准节点其他参数不变的情况下, 柱螺栓

竖向间距 t_{cbc} 分别取 80 mm、100 mm(基本尺寸)、120 mm. 不同柱螺栓竖向间距时节点荷载位移曲线见图 15, 其承载力比较见表 8.

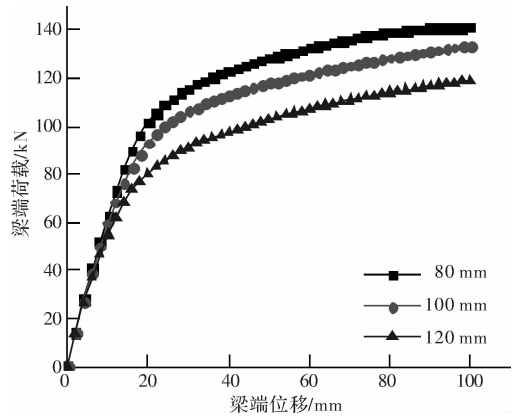


图 15 不同柱螺栓竖向间距时节点的荷载位移曲线

Fig. 15 Load-displacement curves for different t_{cbc}

表 8 不同柱螺栓竖向间距节点承载力比较

Tab. 8 Joint bearing capacity for different t_{cbc}

编号	t_{cbc} /mm	P_y /kN	Δ_y /mm	P_u /kN	Δ_u /mm	μ
CBC80	80	102.21	20.30	141.06	100	4.93
BASE	100	92.19	19.55	133.63	100	5.12
CBC120	120	76.70	17.75	119.06	100	5.63

由图 15 得知, 柱螺栓竖向间距对节点转动刚度和承载力影响较大, 随着柱螺栓竖向间距的增加, 节点承载力和转动刚度逐渐减小. 由表 8 可知, 节点的延性随着柱螺栓竖向间距的增加而增加; 相比基准节点, 柱螺栓竖向间距减小 20%(CBC80), 节点的 P_y 增加 10.87%, P_u 增加 5.56%; 柱螺栓竖向间距增大 20%(CBC120), 节点的 P_y 减小 16.80%, P_u 减小 10.90%. 即改变螺栓竖向间距对节点承载力和转动刚度的影响比水平间距变化影响大. 分析原因: 螺栓水平间距变化仅对柱受力和变形有关, 而 T 型钢翼缘通过螺栓与柱的连接反而限制了柱的变形发展; 螺栓竖向间距变化对柱受力和 T 型钢翼缘受力影响均较大, 经两者影响效果相反, 但 T 型钢翼缘变形起控制作用, 故节点的承载力和转动刚度影响大些. 实际工程中应在保证规范要求的间距下尽量减小柱螺栓的竖向间距.

5 结论

利用 ABAQUS 模拟文献[16]的节点, 有限元结果与试验结果吻合较好, 说明本文有限元方法可用于此新型节点在单向荷载作用下的性能分析. 通过有限元分析, 从节点的应力分布图、荷载位

移曲线等方面对节点承载力进行参数分析,得出结论如下:

(1)有限元计算结果表明,利用等强设计的基础节点初始刚度为 $2.74 \times 10^4 \text{ kN} \cdot \text{m/rad}$,处于EC3规定的半刚性节点范围内,属于半刚性节点;所有节点位移延性系数均大于3,表明节点的延性性能良好。

(2)当加劲部件厚度小于8 mm时,增加内加劲部件厚度可提高节点的承载力和转动刚度,同时节点耗能性能也有所提升;当加劲部件厚度超过8 mm时,内加劲部件厚度的增加对节点性能的影响不明显。说明按构造设计的内加劲部件厚度满足节点受力要求,可供工程设计参考。

(3)T型钢翼缘厚度对节点的承载力和转动刚度影响很大。T型钢翼缘厚度越大,节点的极限承载力和转动刚度越大;当T型钢翼缘厚大于15 mm时,对节点转动刚度和承载力影响不明显。

(4)T型钢腹板厚度及对拉螺栓直径对节点承载力影响较大。当T型钢腹板过薄,或柱螺栓直径过小,节点因两者承载力不足而提前破坏,使得节点性能得不到充分发挥。故应保证柱螺栓直径及T型钢腹板厚度,使两者屈服发生在T型钢翼缘屈服之后。

(5)对拉螺栓竖向间距和水平间距对节点的极限承载力和转动刚度影响较大。减小对拉螺栓竖向间距或增加对拉螺栓水平间距,节点的极限承载力和转动刚度均提升。故应在满足螺栓间距构造要求的前提下,应尽量减少对拉螺栓竖向间距或增加对拉螺栓的水平间距。

此新型方钢管柱-H型梁节点由于取消了方钢管柱内灌混凝土,完全采用螺栓连接,柱内加劲部件可在工厂提前安装,保证绿色施工且施工速度快。同时给出了节点的设计方法,且在保证T型钢腹板厚度及柱螺栓直径的前提下改变柱螺栓间距等因素可获得良好的力学性能,故此节点可在工程实践中应用。

参考文献 References

- [1] KANATANI H, TABUCHI M, KAMBA T, et al. A study on concrete filled RHS column to H-beam connections fabricated with HT bolts in rigid frames[C]// Composite Construction in Steel and Concrete, ASCE, 1987:614-35.
- [2] RICLES J M, PENG S W, LU L W. Seismic behavior of composite concrete filled steel tube column-wide flange beam moment connections[J]. Journal of Struc-

- tural Engineering, 2004, 130(2):223-232.
- [3] 日本钢结构协会. 钢结构技术总览[M]. 陈以一,傅功义,译. 北京:中国建筑工业出版社,2004.
Steel Structure Institute of Japan. Pandect of steel structure technique [M]. CHEN Yiyi, Fu Gongyi, Translated. Beijing: China Architecture and Building Press, 2004.
- [4] WU L Y, CHUNG L L, TSAI S F, et al. Seismic behavior of bolted beam-to-column connections for concrete filled steel tube[J]. Journal of constructional steel research. 2005,61(10):1387-410.
- [5] 王先铁,郝际平,潘阳,等. 方钢管混凝土柱穿心高强螺栓-端板节点性能研究[J]. 工业建筑,2008(3):23-6.
WANG Xiantie, HAO Jiping, PAN Yang, et al. Behavior research of through high strength bolts-end plate connection for concrete filled square steel tube column [J]. Industrial Construction, 2008(3): 23-6.
- [6] 李黎明,陈以一,李宁,等. 外套管式冷弯方钢管与H型钢梁连接节点的抗震性能[J]. 吉林大学学报(工学版),2010(1):67-71.
LI Liming, CHEN Yiyi, LI Ning, et al. Seismic performance of outer-shell connection of cold-formed square tubular column H-shaped steel beam [J]. Journal of Jilin University (Engineering and Technology Edition), 2010(1): 67-71.
- [7] 杜志群,黄炳生,潘运成. 套管加强式半刚性节点性能研究[J]. 江苏建筑,2010(6):19-21,33.
DU Zhiqun, HUANG Bingsheng, PAN Yuncheng. Analysis of semi-rigid connection with enhanced tube [J]. Jiangsu Construction, 2010(6): 19-21,33.
- [8] 杨晓杰,张龙,李国强,等. 矩形钢管柱与H形梁端板对拉螺栓连接滞回性能研究[J]. 建筑钢结构进展,2013(4):16-23.
YANG Xiaojie, ZHANG Long, LI Guoqiang, et al. Hysteretic performance of end plate connections between rectangular hollow section columns and H-shaped beams using through-bolts [J]. Progress in Steel Building Structures, 2013(4): 16-23.
- [9] 李幅昌,孙卿,郭晓龙,范宗帅. T型钢连接的方钢管柱-H型钢梁半刚性节点滞回性能的有限元分析[J]. 工程力学,2014(S1):32-5.
LI Guochang, SUN Qing, GUO Xiaolong, et al. Finite element analysis on hysteretic performance of a T-stub connected semi-rigid joint between rectangular steel tube column and H-shaped steel beam [J]. Engineering Mechanics, 2014(S1): 32-5.
- [10] 郭琨,何明胜,田振山. 新型全螺栓连接承载力的试验研究及性能分析[J]. 石河子大学学报(自然科学版),2014(4):504-10.
GUO Kun, HE Mingsheng, TIAN Zhengshan. Study on bearing capacity test and performance of the new bolt connection [J]. Journal of Shihezi University (Natural Science), 2014(4): 504-10.
- [11] 李浩. 方钢管柱-H型钢梁内加劲式节点性能研究[D]. 西安:西安建筑科技大学,2016.

(下转第28页)

- 1758.
- [7] 杨健辉, 陈静, 张鹏, 等. 全轻页岩陶粒混凝土的强度影响因素[J]. 河南理工大学学报(自然科学版), 2014, 33(5): 664-670.
- YANG Jianhui, CHEN Jing, ZHANG Peng, et al. Influencing factors of strength on full lightweight shale ceramsite concrete[J]. Journal of Henan Polytechnic University(Natural Science), 2014, 33(5): 664-670.
- [8] 张学兵, 匡成钢, 方志, 等. 钢纤维粉煤灰再生混凝土强度正交试验研究[J]. 建筑材料学报, 2014, 17(4):677-694.
- ZHANG Xuebing, KUANG Chenggang, FANG Zhi, et al. Orthogonal experimental study on strength of steel fiber reinforced fly ash recycled concrete[J]. Journal of Building Materials, 2014, 17(4):677-694.
- [9] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 纤维混凝土应用技术规程:JGJ/T 221-2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2010.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Construction of the P. R. C. Technical specification for application of fiber reinforced concrete:JGJ/T 221-2010[S]. Beijing: China Building Industry Press, 2010.
- [10] 中华人民共和国建设部. 普通混凝土力学性能试验方法标准:GB/T 50081-2002[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2003.
- Ministry of Construction of the P. R. C. Standard for method of mechanical properties on ordinary concrete: GB/T 50081-2002[S]. Beijing: China Building Industry Press, 2003.
- [11] 熊宇凯. 纤维淤泥制陶粒混凝土基本力学性能研究[D]. 西安:西安建筑科技大学, 2015.
- XIONG Yukai. Studies on basic mechanics of fiber reinforced ceramsite concrete[D]. Xi'an: Xi'an Univ. of Arch. & Tech., 2015.

(编辑 桂智刚)

(上接第21页)

- LI Hao. Study on the Performance of H-beam to Square Tubular Column Connections with Internal Stiffening [D]. Xi'an: Xi'an Univ. of Arch. & Tech., 2016.
- [12] 于洪平. T型钢连接的方钢管柱-工字钢梁节点性能研究[D]. 沈阳:沈阳建筑大学, 2013.
- YU Hongping. Performance Study on T-stub Connected Joint between Square Tubular Column and I-Shaped Steel Beam[D]. Shenyang: Shenyang Jianzhu University, 2013.
- [13] 王新武, 李捍无, 蒋沧如, 彭少民. 剖分T型钢梁柱连接的滞回性能试验研究[J]. 华中科技大学学报(城市科学版), 2003(2):47-49, 60.
- WANG Xinwu, LI Hanwu, JIANG Cangru, et al. Experimental research on hysteretic behavior of the slit T steel connections [J]. Journal of Huazhong University of Science and Technology (Urban Science Edition), 2003(2): 47-49, 60.
- [14] 石亦平, 周玉蓉. ABAQUS有限元分析实例详解[M]. 北京:机械工业出版社, 2011.
- SHI Yiping, ZHOU Yurong. ABAQUS finite element analysis example explanation [M]. Beijing: Machinery Industry Press, 2011.
- [15] 中华人民共和国建设部. 钢结构设计规范:GB50017[S]. 北京:中国计划出版社, 2003.
- Ministry of Construction of the P. R. C. Code for design of steel structures:GB50017[S]. Beijing: China Planning Press, 2003.
- [16] 黄海棠. T型钢梁柱半刚性连接节点在静载作用下的极限承载性能研究[D]. 南宁:广西大学, 2012.
- HUANG Haitang. Research on the Ultimate Strength of Steel Beam-to-Column T-sub Semi-rigid Connections under Static Load [D]. Nanning: Guangxi University, 2012.
- [17] 付涛, 易慨. 梁柱T型钢连接节点有限元分析[J]. 交通科学与工程, 2011(3):41-47.
- FU Tao, YI Kai. Finite element analysis of T-stub connections of beam-to-column [J]. Journal of Transport Science and Engineering, 2011(3): 41-47.
- [18] CEN:ENV1993-1-1. Eurocode 3: Design of steel structures-Parts 1-8: Design of joints[S]. CEN, Brussels: European Committee for Standardization, 2005.

(编辑 桂智刚)