

T形钢管混凝土柱-H形钢梁侧接板式节点承载力研究

程卫红^{1,2*}, 储德文^{1,2}, 时继瑞^{1,2}

(1. 国家建筑工程技术研究中心, 北京 100084; 2. 中国建筑科学研究院有限公司, 北京 100013)

摘要: 为研究 T 形钢管混凝土柱-H 形钢梁侧接板式节点的受力机理, 对该节点进行了有限元模拟和理论分析研究。首先建立了 ABAQUS 有限元数值模型, 通过试验结果验证了数值模型的合理性; 根据节点的构造特点, 推导了该节点的受弯承载力和受剪承载力计算公式, 并采用数值模型算例进行了验证; 基于计算公式分析了不同变量对节点受弯承载力和受剪承载力的影响。研究表明: 文中建立的有限元模型能够有效地模拟侧接板式节点的工作状态和极限承载力; 侧接板式节点的受弯破坏有 4 种破坏形态, 通过合理构造可以确保首先出现的破坏形态是钢梁翼缘受拉屈服破坏, 从而实现节点的延性破坏; 侧接板式节点的受剪承载力由节点域钢管腹板的受剪承载力和节点域混凝土的受剪承载力两部分组成, 节点域钢管腹板的受剪承载力为该节点受剪承载力的主要组成部分; 经试验结果和有限元算例验证, 文中提出的受弯承载力和受剪承载力计算公式具有较好的准确性, 可为该类节点的工程设计提供参考。

关键词: T 形钢管混凝土柱-H 形钢梁; 侧接板式节点; 受力机理; 受弯承载力; 受剪承载力; 理论分析; 有限元模拟

中图分类号: TU398.9

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2025)07-0054-10

DOI: 10.13969/j.jzgjz.20240223001

Bearing Capacity of Joints with Side-Connected Plates Between T-Shaped Concrete-Filled Steel Tubular Column and H-Shaped Steel Beam

CHENG Weihong^{1,2*}, CHU Dewen^{1,2}, SHI Jirui^{1,2}

(1. National Engineering Research Center of Building Technology, Beijing 100084, China;

2. China Academy of Building Research, Beijing 100013, China)

*Corresponding author: chengweihong@cabrtech.com

Abstract: To study the mechanical behavior of joints between T-shaped concrete-filled steel tubular (CFST) column to H-shaped steel beam with side-connected plates, finite element simulation and theoretical analysis were conducted on the joints. Firstly, an ABAQUS finite element numerical model was established, with its rationality validated through experimental results. Based on the structural characteristics of the joints, the calculation methods of the bending capacity and shear capacity were derived, which were further verified through numerical examples. The influence of different variables on bending bearing capacity and shear bearing capacity of the joint was analyzed with the calculation formula. The results show that the proposed finite element model effectively simulates the working state and ultimate bearing capacity of the side-plate connected joints. There are four modes of the bending failure of the joints. With proper design, it can be ensured that the tensile yield failure of steel beam flange occurs first as a

收稿日期: 2024-02-23

基金项目: 兵团科技攻关项目: BXSS 建筑关键技术研发与示范应用 (2018AB03)

作者简介:

程卫红 (1989—), 男, 博士, 高级工程师, 主要从事高层结构设计咨询、组合结构和装配式结构方面的研究。

E-mail: chengweihong@cabrtech.com。(通信作者)

储德文 (1970—), 男, 硕士, 高级工程师, 主要从事复杂结构设计咨询和组合结构方面的研究。

ductile failure mode for the joints. The shear bearing capacity of the joints with side-connected plates is composed of the shear bearing capacity of the steel tube web in panel zone and the shear bearing capacity of the concrete in joint core area. Parametric analysis indicates that the shear capacity of the steel tube web is the predominant component of the joint's overall shear bearing capacity. Both experimental outcomes and finite numerical results have validated the accuracy of the proposed formulas for calculating bending and shear capacities, providing a basis for the engineering design of such joints.

Keywords: T-shaped concrete-filled steel tubular column to H-shaped steel beam; joint with side-connected plates; mechanical principle; bending bearing capacity; shear bearing capacity; theoretical analysis; finite element simulation

近年来,异形钢管混凝土柱逐渐受到学术界和工程界的关注,异形钢管混凝土柱-H形钢梁连接节点是异形钢管混凝土柱应用研究的关键内容。许成祥等^[1]对4个T形钢管混凝土柱-工字钢梁框架顶层外环板式节点进行了抗震性能研究;LIU等^[2]通过拟静力试验和有限元分析研究了钢管混凝土异形柱-H形钢梁竖向肋板与外环板式框架节点的受力性能,明确该节点的传力机理。周鹏等^[3]对内隔板式为T形、L形和十字形的钢管混凝土异形柱-钢梁框架节点开展了抗震性能试验研究,验证其良好的抗震性能。马荣全等^[4]对宽肢组合异形柱-钢梁侧接板式节点的抗震性能进行了试验研究;YU等^[5]和时继瑞等^[6]对T形异形钢管混凝土柱-H形钢梁侧接板式节点的抗震性能进行了试验研究,验证节点侧面连接板的传力可靠性。吴一然等^[7]通过对T形钢管混凝土异形柱和工形钢梁套管式节点的研究,表明套筒焊缝和塞焊的质量对该类型节点的性能起决定性作用;成宇等^[8]对采用U形板连接的多腔式钢管混凝土异形柱-H形钢梁框架节点受力性能进行了研究,给出该类型节点的破坏机制和节点承载力计算方法。林明森等^[9]的研究表明,高强螺杆强度和端板厚度会直接影响T形钢管混凝土柱与钢梁外伸端板连接节点的性能。

已有研究表明:外环板式、内隔板式和U形连接板式节点均具有较为可靠的传力性能,但外环板式节点外露明显,不利于室内建筑空间使用;内隔板式节点加工制作复杂,且钢管柱内混凝土浇筑施工困难;U形连接板式节点易在节点梁翼缘与U形板交界处发生颈缩断裂,节点延性性能略差^[8];套管式、外伸端板式节点的刚度与套管、端板的壁厚直接相关,节点整体表现为半刚性节点,主要适用于弯矩作用较小的节点^[7,9]。

经比较得出,异形钢管混凝土柱-H形钢梁侧接板式节点具有构造简单、传力路径清晰等优点,且具有明显的应用优势,如图1所示,有必要对该类型节点的受力特点开展更深入地研究。因此,本文在文献[6]试验研究的基础上,对异形钢管混凝土柱-H形钢梁侧接板式节点的受力机理进行了研究,提出了侧面连接板式节点受弯承载力和受剪承载力的计算方法。并利用试验结果和有限元分析结果,验证了本文所提出的节点承载

力计算方法的准确性,可为该类型节点的实际工程设计应用提供参考。

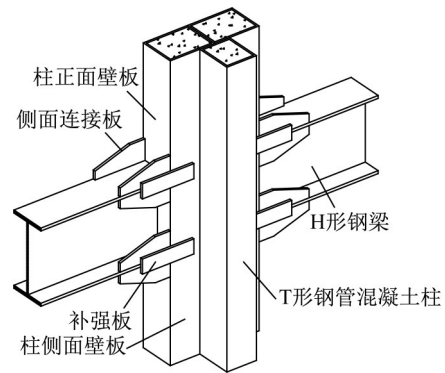


图1 侧接板式节点构造

Fig. 1 Joint with side-connected plates

1 有限元模型建立和验证

1.1 有限元模型建立

以文献[6]的试验节点试件为分析对象,采用ABAQUS有限元软件建立数值模型。试件的基本尺寸如图2所示,试件JD1的钢梁未设置横向加劲肋;试件JD2的钢梁设置了间距为275 mm的横向加劲肋。试验时在柱端施加2 000 kN的轴压荷载,加载作用点为异形钢管混凝土柱截面形心;梁端通过铰接与竖向作动器连接,进行梁端上下往复加载,梁端加载点距离柱外皮的距离为1.3 m。

模型中钢材和混凝土均采用C3D8R单元模拟。钢材采用有屈服平台的三折线模型^[10],泊松比取0.3,根据文献[6]中的材性试验可知,钢材屈服强度 f_y 为304 MPa,极限强度 f_u 为450 MPa,钢材屈服应变 ϵ_y 、屈服平台总应变 ϵ_{st} 和极限应变 ϵ_u 分别为0.147%、2.000%、15.000%。

混凝土受拉本构关系采用《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[11]附录C的规定;混凝土受压本构关系依据韩林海^[12]提出的钢混凝土约束混凝土本构关系模型确定,套箍系数取组合钢管的平均套箍系数,混凝土泊松比取0.2,双轴与单轴抗压强度之比取1.16。混凝土的损伤模型采用Sidoroff损伤模型^[13],拉压损伤

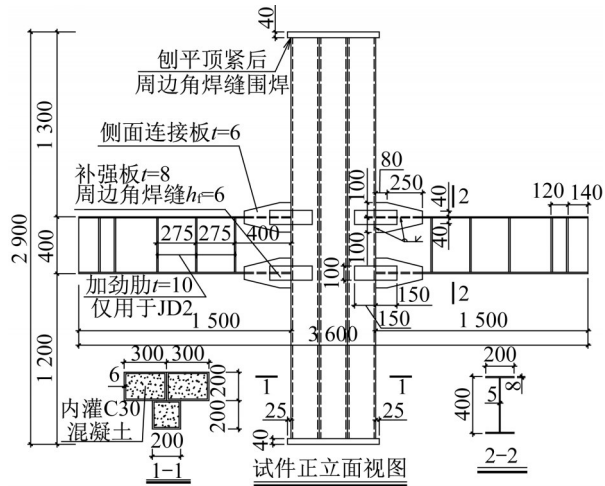


图2 试件基本尺寸(单位:mm)

Fig. 2 Dimensions of specimens (unit: mm)

因子分别为 $d_c = 1 - \sqrt{\sigma_c/E_0\epsilon_c}$ 和 $d_t = 1 - \sqrt{\sigma_t/E_0\epsilon_t}$, 其中 σ_c 、 σ_t 、 ϵ_c 、 ϵ_t 、 E_0 分别为混凝土本构关系中的压应力、拉应力、压应变、拉应变和混凝土初始弹性模量。钢管与混凝土之间的接触设置为硬接触,摩擦系数取为0.3;钢管之间的连接焊缝采用钢板模拟,钢板厚度取焊缝有效高度;相邻钢管接触面设置硬接触,摩擦系数取为0.15。

有限元模型如图3所示,首先定义全局坐标系,并于T形钢管混凝土柱两端设置耦合(couple)节点,耦合节点与T形截面形心对齐,且与柱端的间距为350 mm,以模拟试验中球铰转动中心和柱端的间距关系。有限元模型中柱顶耦合节点约束水平位移 D_x 和 D_y ,柱底耦合节点约束三向水平位移 D_x 、 D_y 、 D_z 和绕 z 轴转动位移 R_z ,梁端加载点约束面外位移 D_y 和绕 x 轴转动位移 R_x 。模拟分析时,耦合节点在柱端施加固定的轴向压力 N 为2 000 kN,通过控制梁端位移的模式,实现梁端往复加载,加载制度与试验加载制度一致。

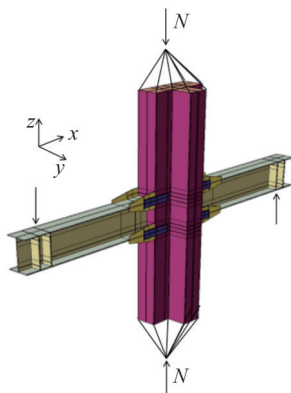


图3 有限元模型

Fig. 3 Finite element model

1.2 有限元模型验证

试件 JD1 和 JD2 的试验实测节点骨架曲线^[6]与有限元模拟得到的骨架曲线对比如图4所示。有限元模拟的骨架曲线与实测的骨架曲线吻合良好;由于实测的梁端变形包含加载点夹具的受压顶紧变形和受拉弹性变形,试验的实测节点初始刚度略小于有限元模拟的节点初始刚度。有限元模拟的峰值荷载与实测峰值荷载之比平均为0.97。

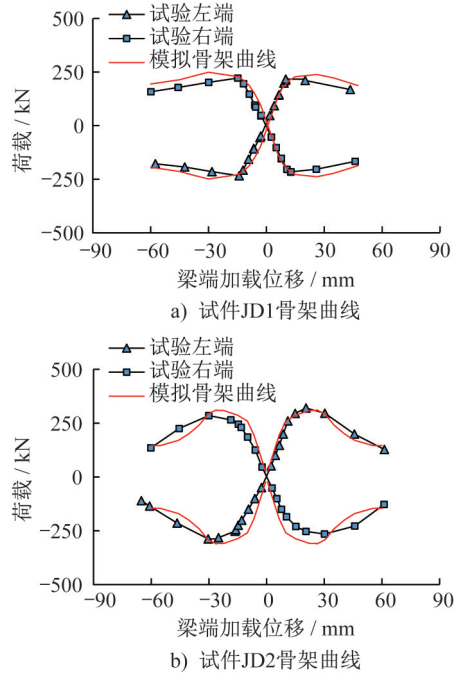


图4 有限元模拟骨架曲线和试验骨架曲线对比

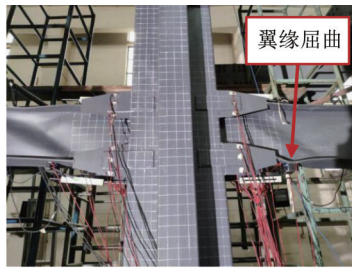
Fig. 4 Comparison between finite element simulated skeleton curves and test skeleton curves

文献[6]中试验实测得到的试件 JD1 和 JD2 的破坏形态如图5所示,有限元模拟得到的试件 JD1 和 JD2 的破坏形态如图6所示,通过分析可知模拟破坏形态与试验破坏形态吻合良好。试件 JD1 的破坏形态表现为钢梁腹板失稳后的钢梁翼缘屈曲破坏,试件 JD2 的破坏形态表现为钢梁翼缘屈服的强度破坏。

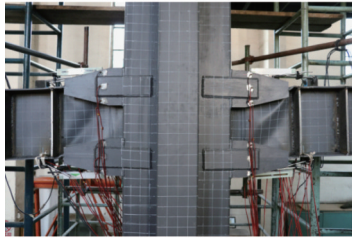
通过将试验实测得到的破坏形态与有限元模拟得到的破坏形态对比可知,本文建立的有限元模型能够有效地模拟 T 形钢管混凝土柱-H 形钢梁侧接板式节点的极限工作状态和极限承载力,可基于该模型对 T 形钢管混凝土柱-H 形钢梁侧接板式节点的受力机理做更进一步研究。

2 节点受弯承载力

研究学者们根据侧面连接板式节点的构造特点,并且为方便表述,将与钢梁翼缘相连的 T 形钢管混凝土柱



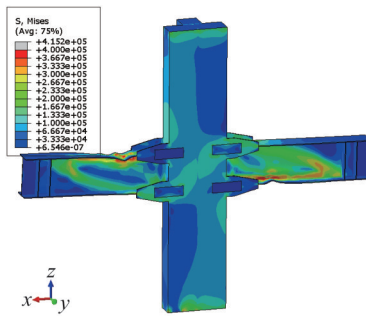
a) 试件JD1



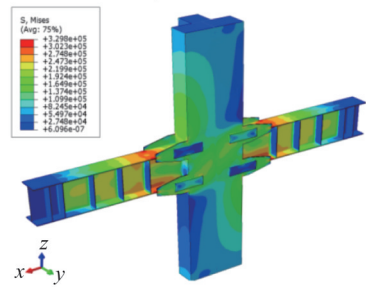
b) 试件JD2

图5 试验破坏形态

Fig. 5 Failure modes of test



a) 试件JD1



b) 试件JD2

图6 有限元模拟破坏形态(单位:MPa)

Fig. 6 Failure mode of finite element simulation (unit: MPa)

壁板称为柱正面壁板,与侧面补强板连接的T形钢管混凝土柱壁板称为柱侧面壁板。该节点受弯时钢梁翼缘受拉区可能出现以下4种破坏形态,各破坏形态的破坏线如图7所示。

(1) 破坏形态①为钢梁翼缘轴向受拉破坏,对应钢梁的全截面极限状态,忽略腹板的抗弯贡献,对应节点的受弯承载力 M_1 为:

$$M_1 = b_b t_b f_u h_{b0} \quad (1)$$

式中: b_b 为钢梁翼缘宽度; t_b 为钢梁翼缘板厚; h_{b0} 为钢梁

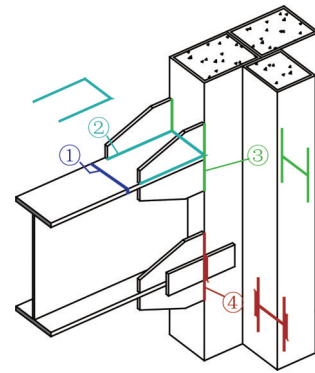


图7 节点破坏线示意图

Fig. 7 Schematic diagram of joint failure line

上下翼缘中心间距; f_u 为钢材极限抗拉强度。节点构造尺寸标注如图8所示。

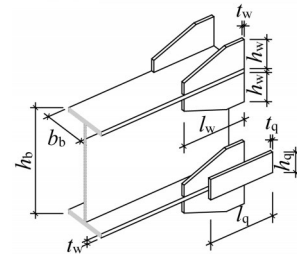


图8 节点构造尺寸标注

Fig. 8 Joint construction dimensions

(2) 破坏形态②为钢梁翼缘与侧面连接板、柱正面壁板的连接破坏,对应钢梁翼缘的峰值轴力,该峰值轴力由钢梁翼缘与侧面连接板的抗剪承载力、钢梁翼缘与柱正面壁板的面外受拉承载力两部分组成。实际上,通过研究分析可知柱正面壁板的面外受拉刚度(刚度1)明显小于钢梁翼缘与侧面连接板连接的抗剪刚度(刚度2),在极限状态下柱正面壁板的面外受拉承载力未能充分发挥,试验中靠近柱正面壁板内排测点的钢梁翼缘应变显著小于相邻外排测点的钢梁翼缘应变^[6],该现象也与上述分析吻合。

根据节点构造可知,柱正面壁板的宽厚比、钢梁翼缘的板厚及侧面连接板长度 l_w 均会影响前述刚度1和刚度2的相互关系;且柱正面壁板宽厚与钢梁翼缘的板厚比越大、侧面连接板长度越小,则钢梁翼缘与柱正面壁板的面外受拉承载力相应就越大。将钢梁翼缘与柱正面壁板的面外受拉承载力暂定为 $\beta b_b t_b f_u$ 。其中 β 为钢梁翼缘与柱正面壁板的连接系数。同样忽略腹板的抗弯贡献,对应的节点受弯承载力 M_2 为:

$$M_2 = [\min(4t_w, 2t_b) \cdot l_w f_{vu} + \beta b_b t_b f_u] h_{b0} \quad (2)$$

式中: l_w 为侧面连接板长度; t_w 为侧面连接板板厚; h_{b0} 为钢梁上下翼缘中心间距; f_{vu} 为钢材极限抗剪强度,可取为

$f_u/\sqrt{3}$ 。采用有限元方法对钢梁翼缘与侧面连接板、柱正面壁板的连接破坏模式进行模拟分析,通过简化模型直接对翼缘板轴向受拉加载,拟合得到钢梁翼缘与柱正面壁板的连接系数 β 约为0.2。

(3) 破坏形态③为当无补强板时,侧面连接板与柱侧面壁板的受拉连接破坏,钢梁翼缘与柱正面壁板的连接破坏。同样忽略腹板的抗弯贡献,对应的节点受弯承载力 M_3 为:

$$M_3 = [2(2h_w + t_b)t_w + \beta b_b t_b] f_u h_{b0} \quad (3)$$

式中: h_w 为单侧侧面连接板高度。

(4) 破坏形态④为当设置补强板时,侧面连接板及补强板的受拉破坏,钢梁翼缘与柱正面壁板的连接破坏。同样忽略腹板的抗弯贡献,对应的节点受弯承载力 M_4 为:

$$M_4 = [2(2h_w + t_b)t_w + h_q t_q + \beta b_b t_b] f_u h_{b0} \quad (4)$$

式中: h_q 为补强板高度; t_q 为补强板板厚;无补强板时, t_q 取为0,即 $M_4 = M_3$ 。

实际上,节点的极限受弯承载力取决于当节点处于以上几种破坏状态时的最小承载力,即节点极限受弯承载力 M_u 为:

$$M_u = \min(M_1, M_2, M_3, M_4) \quad (5)$$

通过以上推导过程表明,当 M_2 、 M_3 、 M_4 大于 M_1 时,节点首先发生钢梁翼缘受拉屈服破坏,可实现节点的延性破坏,满足“强连接弱构件”的抗震设计理念。

基于第1.2节验证后的有限元模型,开展节点有限元算例分析,主要变量参数如表1所示。T形钢管混凝土柱截面和钢管壁厚保持不变;侧面连接板高度 h_w 取为固定值100 mm;侧面连接板厚度 t_w 与柱侧面壁板厚度相同;包括无补强板和设补强板2种情况。节点其他构件尺寸同文献[6]中试验构件的尺寸,混凝土轴心抗压强度 f_c 为25.6 MPa,钢材极限抗拉强度 f_u 为400 MPa。

表1 节点受弯分析的主要变量

Table 1 Main variables of joint bending analysis mm

变量参数	数值范围
钢梁翼缘板厚度 t_b	9~27
侧面连接板长度 l_w	150~360
补强板厚度 t_q	0/4~16
补强板高度 h_q	0/80~120

注:补强板厚度和高度0指不设置补强板。

T形钢管混凝土柱的钢管设定为弹性材料,以保证有限元节点不发生节点域剪切破坏。通过算例分析,不同参数节点的有限元模拟受弯承载力和理论公式受弯承载力对比如图9所示。

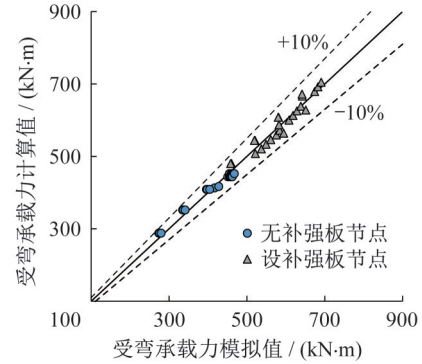


图9 节点的受弯承载力模拟值和计算值对比

Fig. 9 Comparison between simulated and calculated flexural capacity of the joints

本文提出的公式计算出T形钢管混凝土柱-H形钢梁侧接板式节点的受弯承载力与有限元模拟的受弯承载力之比的平均值为0.99,标准差为0.034。可以发现,本文提出的节点抗弯承载力计算公式与有限元模拟计算结果吻合良好。试件JD1的破坏形态为钢梁腹板失稳后的钢梁翼缘屈曲破坏,因此节点的受弯承载力实测值明显低于受弯承载力计算值;试件JD2的节点受弯承载力计算值与实测值之比为0.96,通过分析可知节点抗弯承载力计算公式与试验结果吻合良好。

3 节点受剪承载力

研究表明:对于内隔板式或外隔板式的矩形钢管混凝土柱-钢梁节点,其抗剪承载力贡献主要由节点域钢管腹板的抗剪能力、节点域钢管翼缘与内隔板或外隔板组成的钢板框架的抗剪能力和节点域混凝土的抗剪能力三部分组成;对于未设置内隔板或外隔板的矩形钢管混凝土柱-钢梁节点,其抗剪承载力贡献主要由节点域钢管腹板的抗剪能力和节点域混凝土的抗剪能力两部分组成^[14]。

因此对于异形柱钢管混凝土-H形钢梁侧接板式节点,本文认为其抗剪承载力同样主要由节点域钢管腹板的抗剪能力和节点域混凝土的抗剪能力两部分组成。

3.1 节点域钢管腹板的抗剪能力

本文将与钢梁腹板方向平行的所有钢管柱壁板称为钢管柱腹板,通过对异形钢管混凝土柱-H形钢梁内隔板式节点的抗剪机理研究表明,所有钢管柱腹板均参与了抗剪承载力的提供^[15]。忽略节点核心区钢管与混凝土的共同作用,则钢管柱腹板主要承担柱端轴压力产生的竖向压应力 σ_s 和钢梁翼缘拉压力产生的剪应力 τ_s 。竖向压应力 σ_s 按式(6)计算:

$$\sigma_s = \frac{Nf_y}{A_s f_y + A_c f_c} \quad (6)$$

式中： N 为T形钢管混凝土柱轴压力； A_s 为异形柱钢管截面总面积； A_c 为异形柱混凝土总面积； f_y 为钢材屈服强度； f_c 为混凝土轴心抗压强度。

根据 von Mises 屈服准则可知,当钢管的柱腹板处于极限状态时,竖向压应力 σ_s 和剪应力 τ_s 满足式(7):

$$\sqrt{\sigma_s^2 + 3\tau_s^2} = f_u \quad (7)$$

节点区钢管柱腹板的极限剪应力 $\tau_{s,max}$ 为:

$$\tau_{s,max} = \frac{\sqrt{f_u^2 - \sigma_s^2}}{\sqrt{3}} \quad (8)$$

根据文献[16]中对钢管腹板剪应力分布的研究,可得钢管柱腹板的抗剪极限承载力为:

$$V_{su} = \frac{0.9A_{sw}\sqrt{f_u^2 - \sigma_s^2}}{\sqrt{3}} \quad (9)$$

式中： A_{sw} 为异形柱钢管柱腹板的截面总面积。

3.2 节点域混凝土的抗剪能力

在节点区钢管柱腹板屈服前,节点区混凝土处于有效约束状态,该混凝土通常难以因压碎而引发节点破坏。随着荷载的增加,节点区钢管柱腹板发生剪切屈服,更多的荷载向节点区混凝土转移。随着荷载继续增加,当达到极限荷载时,节点区钢管柱腹板发生大范围屈服,节点核心区斜压混凝土逐步达到极限压应变,混凝土被压碎,节点发生破坏。为方便后续分析表述,将与钢梁连接的部分称为主肢,其他部分称为副肢。

将文献[6]中试验节点的钢梁翼缘壁厚调整为 25 mm,腹板壁厚调整为 20 mm,节点补强板厚度调整为 15 mm,进行同样加载制度的节点往复加载模拟,结果显示节点核心区发生塑性损伤破坏,如图 10 所示。有限元模拟的节点核心区的主肢和副肢混凝土的主压应力分布如图 11 所示,箭头方向为主压应力方向。

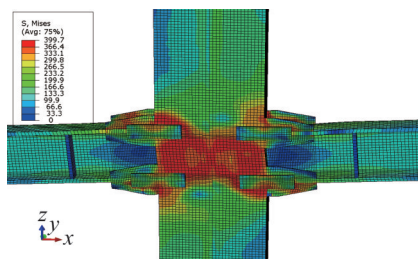


图 10 节点区塑性损伤破坏形态(单位:MPa)

Fig. 10 Plastic damage mode in joint area (unit:MPa)

通过对有限元分析表明,钢管混凝土柱节点核心区混凝土的抗剪原理与斜压杆模型的抗剪原理相吻合,节点核心区混凝土斜压杆可认为由主斜压杆和约束斜压杆共同构成^[15],异形钢管混凝土柱节点核心区混凝土斜压

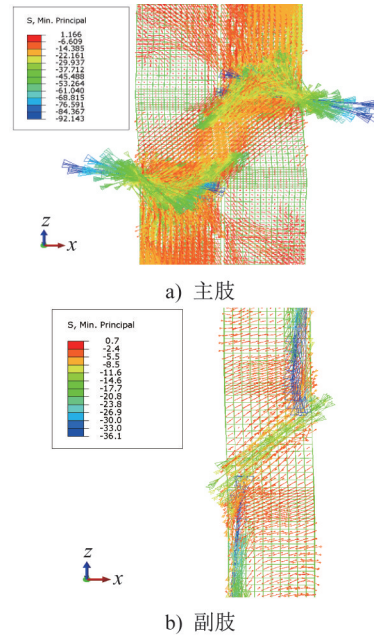


图 11 节点核心区混凝土的主压应力方向分布图(单位:MPa)

Fig. 11 Concrete principal compressive stress direction distribution in joint core area (unit:MPa)

杆机理如图 12 所示。理论斜压杆的角度范围和宽度范围与有限元模拟结果吻合良好。

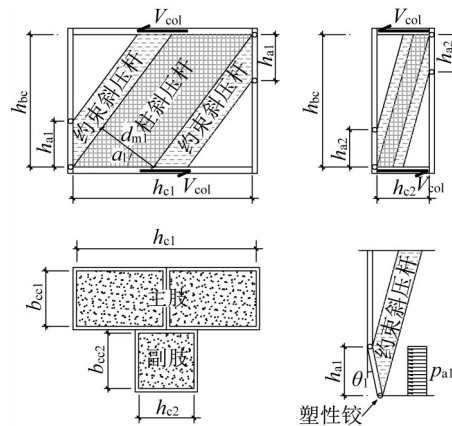


图 12 斜压杆模型

Fig. 12 Model of compression diagonal

考虑方钢管对核心区混凝土的有效约束作用,基于相关试验研究^[17],偏安全地采用矩形钢管的长边尺寸 ($h_{c1}/2 + t_c$) 以考虑约束作用,矩形钢管约束下混凝土强度的提高系数 η_{u1} 为:

$$\eta_{u1} = 1 + 17 \left(\frac{h_{c1}}{2t_c} + 1 \right)^{-2.012} \frac{f_u}{f_c} \quad (10)$$

式中： h_{c1} 为主肢的混凝土水平截面高度,如图 12 所示； t_c 为钢管柱壁板厚度。对应得到矩形钢管约束下的混凝土抗压强度 $f_{c\eta1} = \eta_{u1} f_{c0}$ 。

主肢钢管混凝土柱内混凝土主斜压杆宽度为:

$$d_{m1} = (h_{c1} - h_{bc} \tan \alpha_1) \cos \alpha_1 \quad (11)$$

式中: h_{bc} 为节点区上下翼缘板之间的混凝土高度; α_1 为该肢核心区混凝土约束斜压杆与钢管柱正面壁板的夹角,

$$\alpha_1 = \arctan \left[\sqrt{1 + (h_{bc}/h_{c1})^2} - \frac{h_{bc}}{h_{c1}} \right]$$

由于节点区混凝土处于一侧受拉和一侧受压状态,在实际受力过程中混凝土压杆的抗剪承载力并未达到其极限抗剪承载力^[14],引入混凝土抗压强度软化系数 ξ 反映其影响^[18],混凝土抗压强度软化系数按式(12)计算:

$$\xi = 3.35 / \sqrt{f'_c} \leq 0.52 \quad (12)$$

式中: f'_c 为混凝土圆柱体抗压强度,对于强度等级为 C50 及以下混凝土,可取为 $1.18f_c$ 。

钢管混凝土柱主肢的混凝土主斜压杆的极限抗剪承载力为:

$$\begin{aligned} V_{c1u,主} &= \xi f_{cn1} d_{m1} b_{cc1} \sin \alpha_1 \\ &= \xi \eta_{u1} f_c (h_{c1} - h_{bc} \tan \alpha_1) b_{cc1} \sin \alpha_1 \cos \alpha_1 \end{aligned} \quad (13)$$

式中: b_{cc1} 为主肢的混凝土截面宽度。

考虑方钢管对核心区混凝土的有效约束作用,得到方钢管约束下混凝土强度提高系数 η_{u2} 为:

$$\eta_{u2} = 1 + 17 \left(\frac{h_{c2} + 2t_c}{t_c} \right)^{-2.012} \frac{f_u}{f_c} \quad (14)$$

式中: h_{c2} 为副肢的混凝土水平截面高度。

同理,可得钢管混凝土柱副肢的混凝土主斜压杆的极限抗剪承载力为:

$$\begin{aligned} V_{c1u,副} &= \xi f_{cn2} d_{m2} b_{cc2} \sin \alpha_2 \\ &= \xi \eta_{u2} f_c (h_{c2} - h_{bc} \tan \alpha_2) b_{cc2} \sin \alpha_2 \cos \alpha_2 \end{aligned} \quad (15)$$

式中: h_{c2} 为副肢的混凝土水平截面高度,如图 12 所示; b_{cc2} 为副肢的混凝土截面宽度; α_2 为副肢核心区混凝土约束斜压杆与钢管柱正面壁板的夹角, $\alpha_2 =$

$$\arctan \left[\sqrt{1 + (h_{bc}/h_{c2})^2} - \frac{h_{bc}}{h_{c2}} \right]$$

假定主肢钢管正面壁板的 h_{a1} 区段承受约束斜压杆斜向压力的水平分量,该水平分量均值为 p_{a1} 。在均布压力作用下, h_{a1} 区段的钢管正面壁板两端形成转角为 θ_1 的塑性铰。根据虚功原理可知:均布压力 p_{a1} 在 h_{a1} 区段钢管正面壁板上所做的外功与钢管正面壁板端部塑性铰转动产生的内功相等,即:

$$\frac{1}{2} p_{a1} h_{a1}^2 \theta_1 = 2M_{fp1} \theta_1 \quad (16)$$

式中: $p_{a1} = \xi f_{cn1} h_{c1} \sin^2 \alpha_1$; $M_{fp1} = \frac{b_{cc1} t_c^2}{4} f_u$

由式(16)可得钢管混凝土柱主肢约束斜压杆的高度 h_{a1} 为:

$$h_{a1} = 2 \sqrt{\frac{M_{fp1}}{p_{a1}}} = \frac{t_c}{\sin \alpha_1} \sqrt{\frac{b_{cc1} f_u}{\xi \eta_{u1} f_c h_{c1}}} \quad (17)$$

同理可得钢管混凝土柱副肢约束斜压杆的高度 h_{a2} 为:

$$h_{a2} = \frac{t_c}{\sin \alpha_2} \sqrt{\frac{b_{cc2} f_u}{\xi \eta_{u2} f_c h_{c2}}} \quad (18)$$

异形钢管混凝土柱主肢约束斜压杆的总极限抗剪承载力为:

$$\begin{aligned} V_{c2u,主} &= 2\xi f_{cn1} h_{a1} h_{c1} \sin^2 \alpha_1 \\ &= 2t_c \sin \alpha_1 \sqrt{\eta_{u1} \xi f_c f_u b_{cc1} h_{c1}} \end{aligned} \quad (19)$$

异形钢管混凝土柱副肢约束斜压杆的总极限抗剪承载力为:

$$\begin{aligned} V_{c2u,副} &= 2\xi f_{cn2} h_{a2} h_{c2} \sin^2 \alpha_2 \\ &= 2t_c \sin \alpha_2 \sqrt{\eta_{u2} \xi f_c f_u b_{cc2} h_{c2}} \end{aligned} \quad (20)$$

异形钢管混凝土柱节点区混凝土的总极限抗剪承载力为:

$$V_{cu} = V_{c1u,主} + V_{c1u,副} + V_{c2u,主} + V_{c2u,副} \quad (21)$$

3.3 节点域剪力计算

研究表明,节点试验时节点域的剪力 V_j 可按式(22)计算:

$$V_j = \frac{\sum M_b}{h_{b0}} \left(1 - \frac{h_{b0}}{H - h_b} \right) \quad (22)$$

式中: $\sum M_b$ 为中间跨节点的两侧梁端弯矩之和,或边跨节点的梁端弯矩; H 为节点上柱、下柱反弯点间距; h_b 为 H 形钢梁高度。

根据 3.1 和 3.2 节可知, T 形钢管混凝土柱侧接板式节点的节点域极限抗剪承载力为:

$$V_u = V_{cu} + V_{su} \quad (23)$$

基于第 1.2 节验证后的有限元模型,开展节点有限元算例分析,主要变量参数如表 2 所示。为保证节点不发生受弯破坏,钢梁翼缘厚度取为定值 25 mm;侧面连接板的长度 l_w 和高度 h_w 分别取为定值 360 mm 和 100 mm;补强板高度 h_q 取为定值 180 mm。节点其他构件尺寸和材料强度同第 1 节基本分析模型一致。

表 2 节点受剪分析的主要变量

Table 2 Main variables of joints in shear analysis mm

变量参数	数值范围
H 形钢梁高度 h_b	400~600
钢管柱壁板厚度 t_c	4~8
补强板厚度 t_q	12~16

通过算例分析可得,不同变量参数节点的有限元模拟受剪承载力和理论受剪承载力的对比如图 13 所示。对于 T 形钢管混凝土柱-钢梁侧接板式节点的受剪承载力,用本文提出的计算公式计算的承载力与有限元模拟

承载力之比的平均值为0.94,标准差为0.023。本文提出的节点抗剪承载力计算公式与有限元模拟计算结果吻合良好。

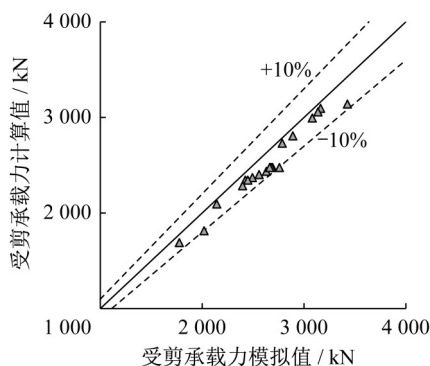


图13 节点的受剪承载力模拟值和计算值对比

Fig. 13 Comparison between simulated and calculated shear capacity of the joints

4 变量分析

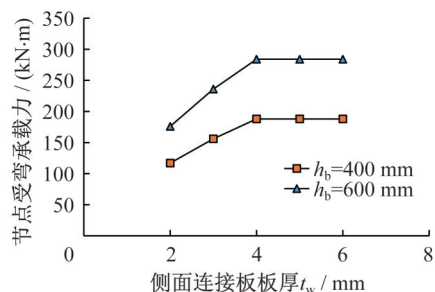
研究学者们基于第2节验证的节点受弯承载力计算方法,开展了不同参数对节点受弯承载力的影响,得到侧面连接板板厚、侧面连接板长度、钢梁翼缘厚度与节点受弯承载力的关系曲线如图14a)~c)所示。

图14a)表明,当侧面连接板板厚较小时,节点受弯承载力由破坏形态③控制,此时其受弯承载力随侧面连接板板厚增大呈线性提高;当侧面连接板板厚超过一定值后,节点承载力不再增加,即节点受弯承载力由破坏形态①控制,节点承载力固定为钢梁截面抗弯承载力。

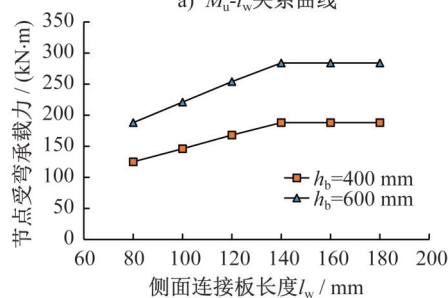
图14b)表明,当侧面连接板长度较小时,节点受弯承载力由破坏形态②控制,节点受弯承载力随侧面连接板长度的增加而呈线性提高;当侧面连接板长度超过一定值后,节点承载力不再增加,即节点受弯承载力由破坏形态①控制,节点承载力固定为钢梁截面抗弯承载力。

图14c)表明,当钢梁翼缘厚度较小时,节点受弯承载力由破坏形态①控制,节点受弯承载力随钢梁翼缘厚度的增大而呈线性提高;当未设置补强板时,钢梁翼缘厚度超过一定值后,节点承载力增量明显趋缓,公式表明此时节点受弯承载力由破坏形态③控制,且节点破坏形态不满足“强连接弱构件”概念;设置补强板后节点受弯承载力显著提高,节点受弯承载力仍由破坏形态①控制。

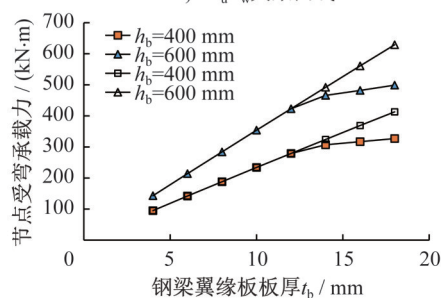
基于第3节验证的节点受剪承载力计算方法,开展不同参数变量对节点受剪承载力的影响,得到钢材强度、钢管壁厚、混凝土强度、钢梁截面高度与节点受剪承载力的关系曲线如图15a)~d)所示。



a) M_u-t_w 关系曲线



b) M_u-l_w 关系曲线



c) M_u-t_b 关系曲线

图14 不同参数与节点受弯承载力的关系曲线

Fig. 14 The relationship between different parameters and the bending bearing capacity of the joints

图15a)、b)表明,随着钢材受拉强度和钢管壁厚的提高,对应节点的受剪承载力呈线性提高;当钢材受拉强度和钢管壁厚增大1倍时,对应节点的受剪承载力约增大75%,说明钢管腹板的受剪承载力是该类节点受剪承载力的主要组成部分。

图15c)表明,提高钢管柱内混凝土强度时,节点受剪承载力的提高幅度有限,表明节点域混凝土抗剪能力对节点受剪承载力的贡献占比较低。

图15d)表明,随着节点区钢梁截面高度的增加,节点的受剪承载力略有降低。主要是由于节点区钢梁截面高度越高,节点域混凝土斜压杆与水平方向的夹角就越大,混凝土斜压杆轴向力相应水平力分量就越小。

5 结论

本文基于T形钢管混凝土柱-H形钢梁侧接板式节点进行了有限元模拟分析和受力机理理论分析,主要得出以下结论:

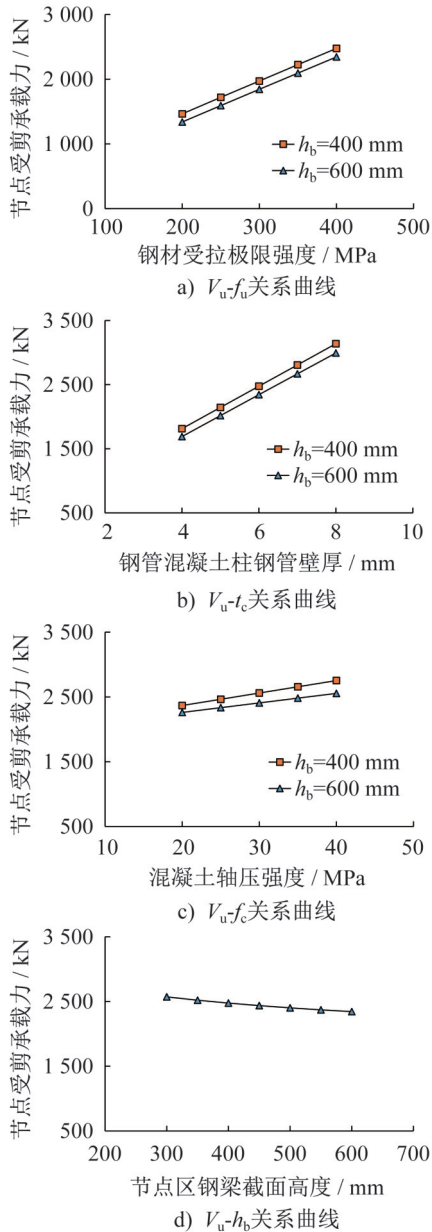


图15 不同参数与节点受剪承载力的关系曲线

Fig. 15 The relationship between different parameters and the shear bearing capacity of the joints

(1) 本文给出的有限元模型能够有效模拟T形钢管混凝土柱-H形钢梁侧接板式节点的工作状态和极限承载力。

(2) T形钢管混凝土柱-H形钢梁侧接板式节点的受弯破坏有4种破坏形态,通过设计构造可以确保节点仅发生钢梁翼缘受拉屈服破坏,实现“强连接弱构件”设计。

(3) T形钢管混凝土柱-H形钢梁侧接板式节点的节点域受剪承载力由节点域钢管腹板的受剪承载力和节点域混凝土的受剪承载力两部分组成,钢管腹板的受剪承载力是该类节点受剪承载力的主要组成部分。

(4) 本文分别建立了节点受弯承载力和受剪承载力

的计算方法,通过精细有限元模拟验证了计算方法的准确性;并分析了不同参数对节点受弯承载力和受剪承载力的影响,可为该类型节点的工程设计提供参考。

参考文献:

- [1] 许成祥,吴赞军,曾磊,等.T形钢管混凝土柱-工字钢梁框架顶层边节点抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2012,33(8):58-65.DOI:10.14006/j.jzjgxb.2012.08.009.
XU Chengxiang, WU Zanjun, ZENG Lei, et al. Experimental research on seismic behavior of top corner joints in composite frame consisting of CFST T-shaped columns and steel beams[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(8): 58-65. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2012.08.009. (in Chinese)
- [2] LIU J C, YANG Y L, LIU J P, et al. Experimental investigation of special-shaped concrete-filled steel tubular column to steel beam connections under cyclic loading [J]. Engineering Structures, 2017, 151: 68-84. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.07.021.
- [3] 周鹏,薛建阳,陈茜,等.矩形钢管混凝土异形柱-钢梁框架节点抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2012,33(8):41-50.DOI:10.14006/j.jzjgxb.2012.08.007.
ZHOU Peng, XUE Jianyang, CHEN Xi, et al. Experimental study on seismic performance of joints between concrete-filled square steel tubular special-shaped columns and steel beams[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(8): 41-50. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2012.08.007. (in Chinese)
- [4] 马荣全,班慧勇,赵宇铮,等.宽肢组合异形柱-钢梁节点抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2017,38(6):105-113. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2017.06.012.
MA Rongquan, BAN Huiyong, ZHAO Yuzheng, et al. Experimental study on seismic behavior of steel beam to wide-flange specially-shaped composite column connections [J]. Journal of Building Structures, 2017, 38(6): 105-113. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2017.06.012. (in Chinese)
- [5] CHENG Y, YANG Y L, LI B Y, et al. Mechanical behavior of T-shaped CFST column to steel beam joint [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2021, 187: 106774. DOI: 10.1016/j.jcsr.2021.106774.
- [6] 时继瑞,程卫红,姜宇鑫,等.T形钢管混凝土柱-钢梁节点抗震性能试验研究[J].建筑科学,2023,39(11):1-9.DOI:10.13614/j.cnki.11-1962/tu.2023.11.001.
SHI Jirui, CHENG Weihong, JIANG Yuxin, et al. Experimental study on seismic performance of joints between T-shaped concrete-filled steel tubular columns and steel beams [J]. Building Science, 2023, 39(11): 1-9. DOI: 10.13614/j.cnki.11-1962/tu.2023.11.001. (in Chinese)
- [7] 吴一然,石永久,孟令野.T形钢管混凝土异形柱和工形钢梁节点承载力性能试验[J].沈阳建筑大学学报(自然科学版),2019,35(5):769-778. DOI:10.11717/j.issn:2095-1922.

- 2019.05.01.
- WU Yiran, SHI Yongjiu, MENG Lingye. Experimental studies of joints strength performance with T-shape concrete filled steel tubular columns and I-shape steel beams [J]. Journal of Shenyang Jianzhu University (Natural Science), 2019, 35 (5) : 769-778. DOI: 10.11717/j.issn:2095-1922.2019.05.01.(in Chinese)
- [8] 成宇,杨远龙,李彬洋.多腔式钢管混凝土异形柱-H形钢梁框架U形板连接节点承载力研究[J].建筑结构学报,2021,42(增刊2):100-108.DOI:10.14006/j.jzjgxb.2021.S2.0012.
- CHENG Yu, YANG Yuanlong, LI Binyang. Study on bearing capacity of U-plate joint of multi-cavity concrete-filled steel tubular special-shaped column-H-shaped steel beam frame[J]. Journal of Building Structures, 2021, 42 (Suppl. 2) : 100-108. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2021.S2.0012.(in Chinese)
- [9] 林明森,戴绍斌,刘记雄,等.T形钢管混凝土柱与钢梁外伸端板连接节点抗震性能试验研究[J].地震工程与工程振动,2012,32(2):114-119.DOI:10.13197/j.eeev.2012.02.019.
- LIN Mingsen, DAI Shaobin, LIU Jixiong, et al. Experimental study on seismic performance of end-plate connections of concrete-filled steel tube T-section column and steel beam[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2012, 32(2) : 114-119. DOI:10.13197/j.eeev.2012.02.019.(in Chinese)
- [10] 石永久,熊俊,王元清.钢框架梁柱节点焊缝损伤性能研究II:理论分析和有限元模拟[J].建筑结构学报,2012,33(3):56-61.DOI:10.14006/j.jzjgxb.2012.03.008.
- SHI Yongjiu, XIONG Jun, WANG Yuanqing. Study on damage behavior of weld of beam-to-column connection in steel frame II : Theoretical analysis and finite element simulation[J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(3) : 56-61. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2012.03.008.(in Chinese)
- [11] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局.混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.
- Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China, General Administration of Quality Supervision, Inspection and Quarantine of the People's Republic of China. Code for design of concrete structures: GB 50010—2010[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.(in Chinese)
- [12] 韩林海.钢管混凝土结构—理论与实践[M].第三版.北京:科学出版社,2018:89-90.
- Han Linhai. Concrete filled steel tubular structures—theory and practice [M]. 3rd ed. Beijing: Science Press, 2018: 89-90. (in Chinese)
- [13] 封伯昊,张立翔,李桂青.混凝土损伤研究综述[J].昆明理工大学学报(自然科学版),2001,26(3):21-30.DOI:10.3969/j.issn.1007-855X.2001.03.005.
- FENG Bohao, ZHANG Lixiang, LI Guiqing. A summary of research on damage of concrete [J]. Journal of Kunming University of Science and Technology (Natural Science), 2001, 26(3) : 21-30. DOI:10.3969/j.issn.1007-855X.2001.03.005.(in Chinese)
- [14] 聂建国,秦凯.方钢管混凝土柱节点抗剪受力性能的研究[J].建筑结构学报,2007,28(4):8-17.DOI:10.14006/j.jzjgxb.2007.04.003.
- NIE Jianguo, QIN Kai. Research on shear performance of concrete-filled square steel tubular column connections [J]. Journal of Building Structures, 2007, 28 (4) : 8-17. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2007.04.003.(in Chinese)
- [15] 薛建阳,陈茜,周鹏,等.矩形钢管混凝土异形柱-钢梁框架节点受剪承载力研究[J].建筑结构学报,2012,33(8):51-57.DOI:10.14006/j.jzjgxb.2012.08.008.
- XUE Jianyang, CHEN Xi, ZHOU Peng, et al. Shear capacity of joints between concrete-filled square steel tubular special-shaped columns and steel beams [J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(8) : 51-57. DOI:10.14006/j.jzjgxb. 2012.08.008.(in Chinese)
- [16] PARRA-MONTESINOS G, WIGHT J K. Modeling shear behavior of hybrid RCS beam-column connections[J]. Journal of Structural Engineering, 2001, 127(1) : 3-11. DOI:10.1061/(asce)0733-9445(2001)127:1(3).
- [17] 余勇,吕西林, Tanaka Kiyoshi, 等.轴心受压方钢管混凝土短柱的性能研究:II分析[J].建筑结构,2000,30(2):43-46.DOI:10.19701/j.jzjg.2000.02.011.
- YU Yong, LYU Xilin, KIYOSHI T, et al. Studies on the behavior of concrete-filled rectangular steel tubular short column: II analysis [J]. Building Structure, 2000, 30 (2) : 43-46. DOI:10.19701/j.jzjg.2000.02.011.(in Chinese)
- [18] HWANG S J, LEE H J. Strength prediction for discontinuity regions by softened strut-and-tie model [J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128 (12) : 1519-1526. DOI: 10.1061/(asce)0733-9445(2002)128:12(1519).