

DOI:10.3969/j.issn.1003-5060.2026.01.015

# 柱壁加强型 CFST 框架异形柱节点 抗震试验及构造优化研究

陈安英<sup>1,2</sup>, 袁礼正<sup>1</sup>, 王波<sup>1,2</sup>, 完海鹰<sup>1,2</sup>, 王兆峰<sup>1</sup>

(1. 合肥工业大学 土木与水利工程学院, 安徽 合肥 230009; 2. 土木工程结构与材料安徽省重点实验室, 安徽 合肥 230009)

**摘要:**为研究柱壁加强型钢管混凝土(concrete-filled steel tube, CFST)框架异形柱节点的抗震性能,文章通过改变柱壁加强区厚度与高度设计 3 个试验试件,并对其进行低周反复加载。结果表明:各试件主要发生梁翼缘的塑性铰破坏,滞回曲线整体为饱满梭形,各试件承载力较好,节点具备良好的抗震性能;利用 ABAQUS 有限元软件建立 3 个试验试件的有限元模型,对比试验与有限元模拟的破坏模式、曲线以及应变分布规律,验证了有限元模拟方法的可靠性,并通过分析进一步明确了节点的抗震性能。试验过程中也出现了钢牛腿与钢梁翼缘的对接焊缝撕裂较早,影响节点耗能能力与延性的充分发挥,基于已验证的有限元模拟方法,研究减小钢牛腿壁板厚度与“狗骨式”构造对于节点抗震性能以及减小焊缝位置断裂风险的影响,结果表明这 2 种构造可以有效降低焊缝位置的断裂风险,基于设计要求,建议钢牛腿斜坡坡度不小于 1:6.25,钢梁翼缘削弱比例不大于 0.267。

**关键词:**钢管混凝土(CFST);异形柱节点;低周反复加载;有限元分析;构造优化;断裂指数

**中图分类号:**TU398.9 **文献标志码:**A **文章编号:**1003-5060(2026)01-0102-10

## Seismic experiment and structure optimization research on special-shaped column joint of column wall reinforced concrete-filled steel tube frame

CHEN Anying<sup>1,2</sup>, YUAN Lizheng<sup>1</sup>, WANG Bo<sup>1,2</sup>, WAN Haiying<sup>1,2</sup>, WANG Zhaofeng<sup>1</sup>

(1. School of Civil and Hydraulic Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China; 2. Anhui Key Laboratory of Civil Engineering Structures and Materials, Hefei 230009, China)

**Abstract:** In order to study the seismic performance of special-shaped column joint of column wall reinforced concrete-filled steel tube(CFST) frame, three specimens were designed by changing the thickness and height of the reinforced area of the column wall, and low-cycle repeated loading was performed on them. The test results show that the plastic hinge failure of the steel beam flange mainly occurs in each specimen, the hysteresis curve is a full shuttle shape as a whole, the bearing capacity of each specimen is good, and the joint has good seismic performance. The finite element models of three test specimens were established using ABAQUS finite element software, and the failure modes, curves and strain distributions of the test and finite element simulation were compared to verify the reliability of the finite element simulation method. The seismic performance of the joint was further clarified through analysis. The butt weld of the steel corbel and the steel beam flange is torn prematurely during the test, which compromises the energy dissipation capacity and ductility of the joint. Based on the validated finite element simulation method, the effects of reducing the thickness of the steel corbel wall plate and the reduced beam section(RBS) structure on the seismic performance of the

收稿日期:2023-07-28;修回日期:2023-10-30

基金项目:国家自然科学基金资助项目(52178136);阜阳市住建局专项资金资助项目(FY2022FS0519)

作者简介:陈安英(1981—),男,安徽和县人,博士,合肥工业大学副教授,硕士生导师;

王波(1978—),女,山东邹县人,博士,合肥工业大学副教授,硕士生导师,通信作者,E-mail:bobo2032007@163.com;

完海鹰(1960—),男,安徽合肥人,博士,合肥工业大学教授,博士生导师。

specimens and reducing the risk of fracture at the weld position were studied. The results show that these two structures can effectively reduce the risk of fracture at the weld position. Based on the design requirements, it is suggested that the slope gradient of steel corbel should not be less than 1 : 6.25, and the reduction ratio of steel beam flange should not be more than 0.267.

**Key words:** concrete-filled steel tube(CFST); special-shaped column joint; low-cycle repeated loading; finite element analysis; structure optimization; rupture index

传统钢结构住宅中多采用高宽比小于等于 2 的矩形或方形截面的钢管混凝土 (concrete-filled steel tube, CFST) 柱, 其截面长度通常大于工业化墙板厚度, 这会导致建筑室内出现“露梁凸柱”问题, 严重影响建筑使用功能与美观<sup>[1]</sup>。为解决该问题, 通常在设计中采用异形 CFST 柱, 可有效解决室内“露梁凸柱”问题, 同时相比钢筋混凝土异形柱, 又具有承载力高、延性好、施工方便等优势。

目前, 学者们对于 CFST 异形柱框架节点开展试验、数值分析与理论研究。文献[2-3]通过试验研究 CFST 的 T 形柱-H 型钢梁内隔板节点在不同加载模式下的地震损伤, 并基于试验结果, 提出改进的双参数损伤模型; 文献[4-5]对 T 形 CFST 组合柱-H 型钢梁的外伸端板与顶底角钢连接节点开展拟静力试验与数值模拟, 结果表明高强螺栓直径、角钢厚度、外伸端板厚度对于该类螺栓贯通式节点抗震性能影响显著; 文献[6]对 3 个套筒连接的异形 CFST 框架节点的抗震性能进行试验研究, 结果表明该类节点的焊缝质量对于抗震性能的发挥至关重要; 文献[7]对外环板 CFST 异形柱节点的抗震性能进行试验研究, 重点关注轴压比、外环板宽度与伸出长度对节点抗震性能的影响。在以上的节点连接形式中, 内隔板节点混凝土浇筑困难, 外环板节点影响建筑使用功能, 螺杆贯通式节点与套筒连接节点需要在柱壁开孔, 削弱柱壁强度。而柱壁加强型节点仅对柱壁局部加强, 具有构造简单、施工方便、造价低廉等优点, 有利于在多高层钢结构住宅中推广与应用。目前对于该种柱壁加强型节点研究较少, 文献[8]对柱壁局部加厚的 T 形 CFST 柱节点开展拟静力试验, 结果表明此类节点抗震性能良好, 对于柱壁局部加强可有限降低核心区剪切变形。

为深入研究该种柱壁加强型节点的抗震性能, 设计并制作 3 个柱壁加强型 CFST 框架 T 形柱节点, 并对其进行低周反复加载。同时使用 ABAQUS 软件建立有限元模型, 与试验结果对比, 验证有限元模型的可靠性, 并对减小钢牛腿壁板厚度与“狗骨式”这 2 种优化构造进行参数分

析, 为该种柱壁加强型节点提出设计建议。

## 1 试件设计

### 1.1 节点构造及几何尺寸参数

试验设计并制作 3 个柱壁加强型 CFST 框架 T 形柱节点, 试件编号为 BJD1~BJD3。为方便施工时混凝土的浇筑, T 形 CFST 柱内部未设置横隔板, 而是通过节点域附近钢管柱壁加厚加高并在加强区内部焊接纵隔板, 加强钢管对于核心混凝土的约束作用, 以保证节点域具备足够的强度与刚度。钢梁通过箱型钢牛腿与柱翼缘连接, 箱型钢牛腿的截面抗弯刚度要大于钢梁, 以达到“塑性铰外移”的设计目的。试件的非加强区柱截面尺寸(长×宽×厚)为 450 mm×300 mm×8 mm, 梁截面尺寸(梁高×梁宽×腹板厚度×翼缘厚度)为 330 mm×150 mm×6 mm×10 mm, 纵隔板厚度均为 8 mm, 试件的其他参数设置见表 1 所列。各试件柱子总长均为 2 500 mm, 加强区高度分别为 630、1 000 mm, 柱壁加强区高度为 1 000 mm 的应变片布置方案如图 1 所示。柱壁加强区高度为 630 mm 的试件, 除应变片 Z2 与 Z3 距离、Z4 与 Z5 距离为 90 mm, 其余均与图 1 尺寸一致。

表 1 试件参数

单位:mm

试件编号	加强区柱壁厚度	加强区柱壁高度
BJD1	12	1 000
BJD2	20	1 000
BJD3	20	630

由图 1 可知, T 形 CFST 柱为多腔室截面, 加强区内部的纵隔板高度与加强区高度保持一致, 柱总高为 2 500 mm, 其中非加强区柱由成品矩形钢管与 U 形钢管裁切焊接而成, 加强区柱由矩形钢板焊接而成, 加强区柱与非加强区柱间焊接连接, 外轮廓尺寸一致。钢梁采用成品 H 型钢梁, 其与钢牛腿通过连接板栓焊连接, 即钢牛腿壁板与钢梁翼缘焊接, 钢梁腹板通过 6 根 10.9 级高强摩擦型螺栓与连接板连接, 连接板一端与柱翼缘焊接, 上下侧与钢牛腿上下壁板内侧焊接。



表 3 试验循环加载制度

加载级数	循环次数	加载转角/%	梁端位移/mm
1	6	0.375	5.1
2	6	0.5	6.8
3	6	0.75	10.2
4	4	1	13.6
5	2	1.5	20.4
6	2	2	27.2
7	2	3	40.8
8	2	4	54.0
9	2	5	68.0
10	2	6	81.6
11	2	7	95.0
12	2	8	108.0

## 2 试验结果及分析

### 2.1 试件破坏模式

3 个试验试件的破坏模式如图 3 所示。由图 3 可知,各试件主要发生钢梁翼缘的塑性铰破坏。当加载转角  $\theta=3\%$  时,试件 BJD1 钢梁下翼缘发生轻微屈曲,在加载至转角  $\theta=-3\%$  的过程中,钢牛腿与钢梁对接焊缝发生撕裂,试件承载力急剧下降,考虑安全,认为试件发生破坏,停止加载。试验结束后将试件 BJD1 的节点核心区钢板进行切割,发现核心混凝土基本完好,仅在局部切割位置有部分细微裂纹以及混凝土松动。试件 BJD2 与试件 BJD3 在加载转角  $\theta=3\%$  时钢梁翼缘均发生了轻微屈曲,继续加载,钢梁翼缘的屈曲变形不断加剧并逐渐形成钢梁塑性铰,在加载至转角  $\theta=-5\%$  的过程中,钢梁下翼缘与钢牛腿的

对接焊缝撕裂,试验结束。

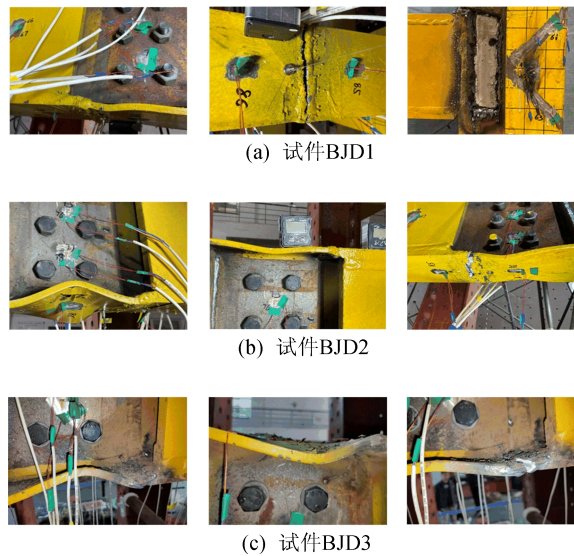


图 3 试件破坏模式

由各个试件的破坏模式来看,柱壁局部加强提高了节点核心区的强度与刚度,而钢牛腿的设置也使得塑性铰外移,满足“强节点弱构件,强柱弱梁”的设计要求。

但在 3 个试件的试验过程中都发生钢牛腿与钢梁翼缘的对接焊缝撕裂,焊缝撕裂对于节点的抗震性能的充分发挥有较大影响。试件 BJD1 由于焊缝撕裂较早,钢梁翼缘的塑性铰未完全形成。除了工地焊缝质量难以保证外,钢牛腿壁板与钢梁翼缘的截面几何突变所导致的应力集中,以及钢梁翼缘的反复屈曲变形恶化该处的受力情况,均可能导致焊缝提前撕裂。

### 2.2 滞回曲线与骨架曲线

各试件的滞回曲线与骨架曲线如图 4 所示。

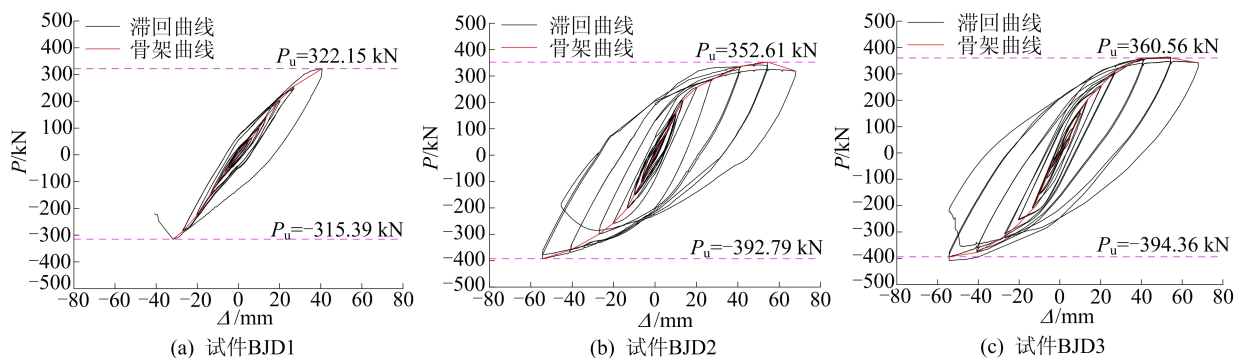


图 4 试件滞回曲线与骨架曲线

由图 4 可知,3 个试验试件的滞回曲线均为饱满梭形,其骨架曲线可以分为弹性阶段、弹塑性

阶段以及破坏阶段 3 个部分,各试件均具备较高的承载力。随着柱壁加强区厚度的增加,试件

BJD2 的初始刚度要大于试件 BJD1, 而随着柱壁加强区高度的增加, 试件 BJD2、试件 BJD3 的初始刚度均与承载力相差不大, 但耗能能力有一定程度的提升。由此可见, 增加柱壁加强区的厚度与高度对于节点抗震性能均有一定改善, 但柱壁加强区厚度较加强区高度的改善效果更为显著。

试件 BJD1 由于焊缝撕裂过早, 导致节点塑性发展并不充分, 相较于其余两节点, 其承载力以及滞回曲线的饱满程度均较低。试件 BJD2 与试件 BJD3 滞回曲线整体趋势相同, 承载力相差不大, 但同样受限于对接焊缝撕裂较早的问题, 其负向承载力并未开始下降, 而正向承载力也未下降至峰值荷载的 85%。由此可见, 焊缝的较早撕裂会严重影响到节点的耗能能力及延性, 因此控制钢牛腿与钢梁翼缘对接焊缝的质量是该种柱壁加强型节点抗震性能充分发挥的关键所在。

### 3 试验试件数值模拟

#### 3.1 有限元模型建立

通过 ABAQUS 软件建立 3 个试验试件的有限元模型。钢材采用考虑强化与颈缩阶段的三折线强化模型<sup>[12]</sup>, 10.9 级摩擦型高强螺栓采用双折线强化本构模型。混凝土采用文献[13]在 Mander 约束混凝土模型基础上改进的本构关系, 使用 ABAQUS 软件中的混凝土塑性损伤模型, 材料性能均采用试验实测值。有限元模型如图 5 所示。

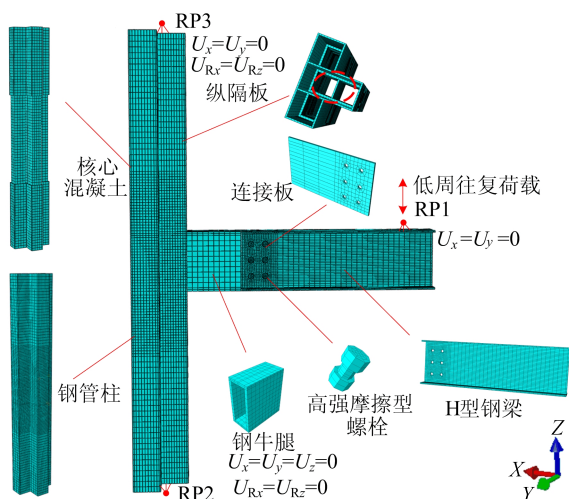


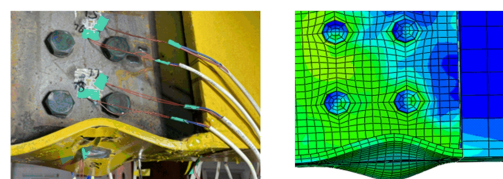
图 5 有限元模型

模型中的焊接均采用绑定约束将钢材两侧等强连接, 所有面与面之间的接触关系中法向行为采用“硬接触”, 切向行为采用“罚”函数, 根据材料

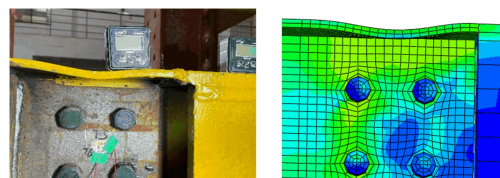
性质的不同, 钢材之间的切向摩擦系数为 0.45, 钢材与混凝土之间的切向摩擦系数为 0.60。有限元模型的边界条件与真实试验条件保持一致。

#### 3.2 破坏模式对比

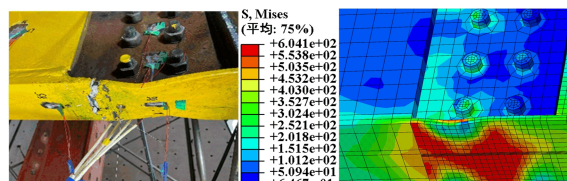
以试件 BJD2 为例分析有限元与试验破坏模式的对比情况如图 6 所示, 有限元模拟可以较好地模拟出钢梁翼缘塑性铰破坏这一破坏模式, 同时有限元模拟结果中, 钢牛腿与钢梁翼缘对接焊缝位置的 Mises 应力较大, 属于应力集中显著的位置, 存在着较大的开裂风险, 这与试验过程中该位置出现焊缝撕裂是相符的。



(a) 钢梁下翼缘屈曲



(b) 钢梁上翼缘轻微屈曲



(c) 钢梁翼缘与钢牛腿对接焊缝撕裂

图 6 试件 BJD2 有限元模拟与试验破坏模式对比

#### 3.3 滞回、骨架曲线对比分析

各试件的有限元模拟与试验滞回、骨架曲线的对比如图 7 所示。由图 7 可知, 模拟与试验的滞回曲线趋势较为吻合, 试验与有限元模拟的滞回曲线均为饱满梭形, 但有限元模拟曲线的饱满程度要好于试验曲线, 分析原因主要是有限元模拟中的边界条件较真, 实试验更为理想, 而且有限元模拟中未考虑到焊缝的撕裂。试件 BJD1 由于焊缝撕裂过早, 承载力未下降, 初始刚度与模拟值相比较小, 其他 2 个试件有限元模拟的初始刚度、极限承载力与试验结果吻合较好, 初始刚度的平均误差分别为 3.65% 与 2.91%, 极限承载力平均偏差分别为 2.63% 与 1.84%, 由此可见, 有限元模拟可较好地反映真实初始刚度与承载力。

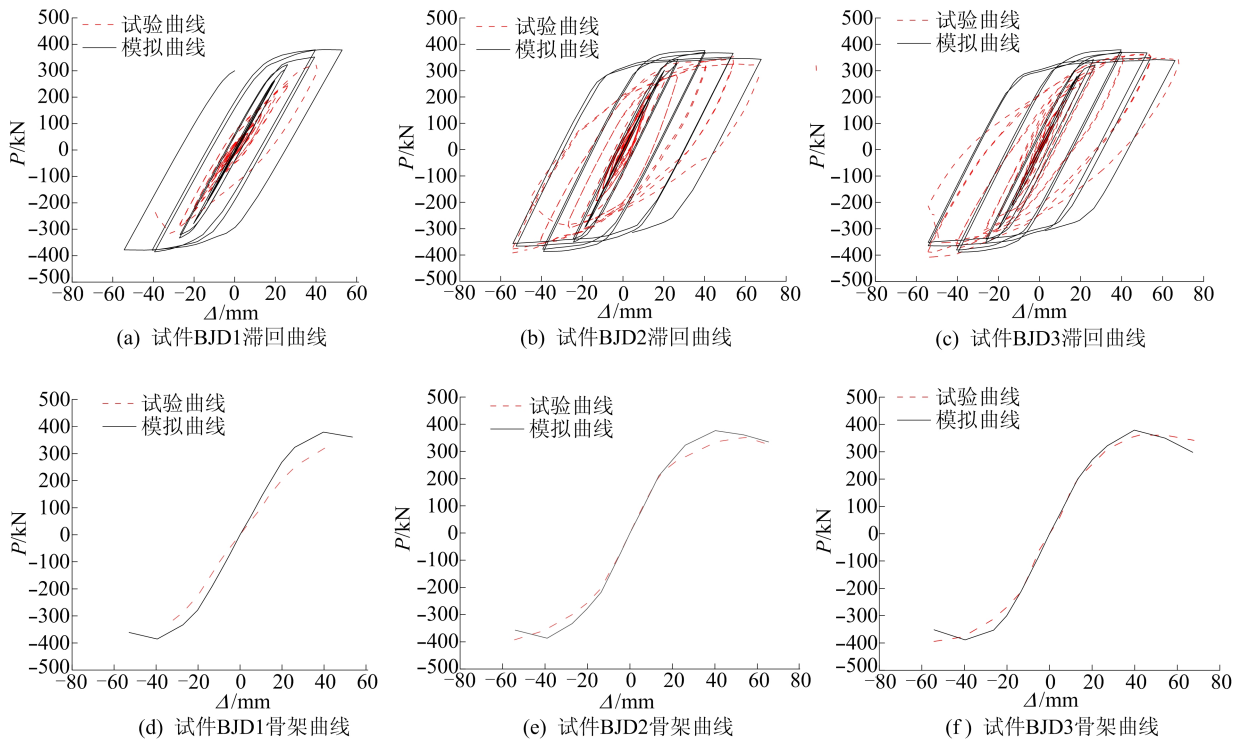


图 7 有限元模拟与试验滞回、骨架曲线对比

### 3.4 应变分布规律对比分析

选取图 1 中试件钢梁翼缘与钢管柱壁应变片进行分析,以试件 BJD3 为例,对比试验加载中每

个加载级数下的应变分布以及有限元模拟中的应变分布规律,以此验证有限元模拟的可靠性,结果如图 8 所示。

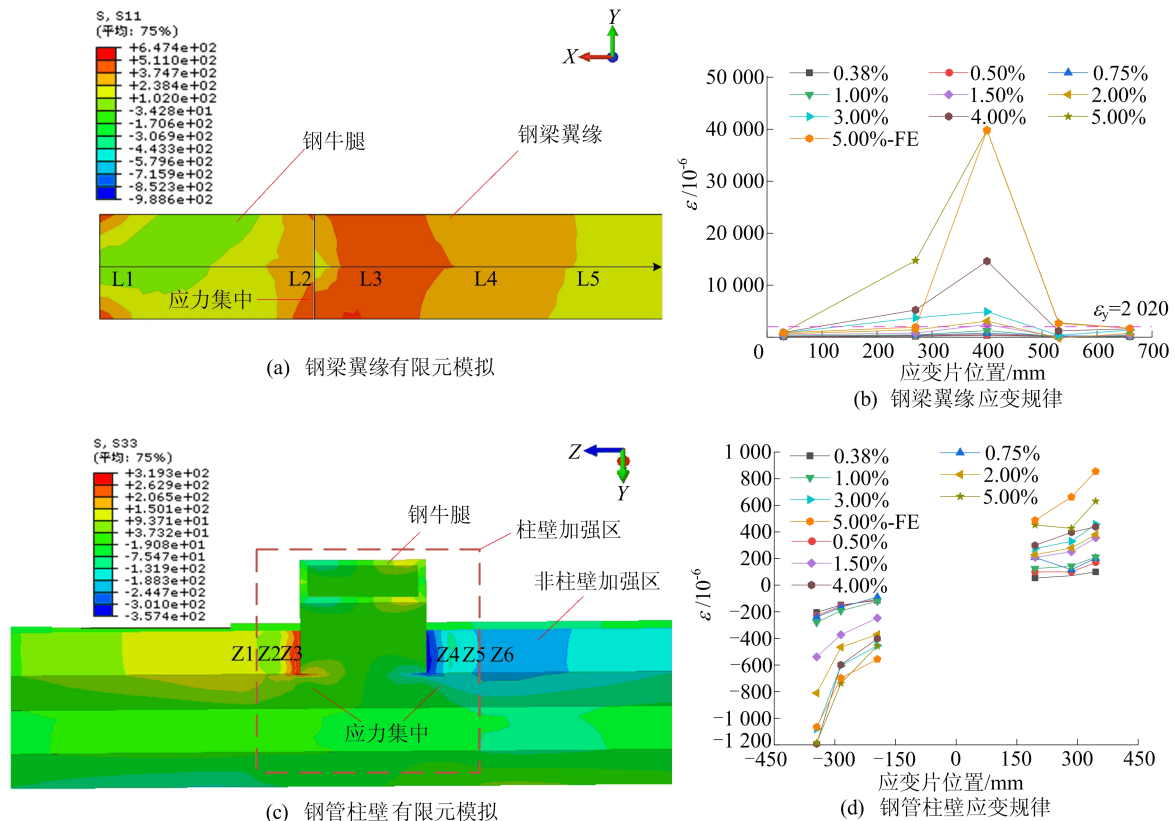


图 8 试件 BJD3 正向加载时梁柱应变分布规律对比分析

从图 8 可以看出,钢梁翼缘的 L3 应变片数值随着试验加载级数的增加而发生突增,结合试验现象来看,钢梁翼缘在该位置发生屈曲变形,这说明钢牛腿的设置成功使得塑性铰外移到钢梁翼缘,满足“强柱弱梁”的设计理念。钢管柱壁的应变片在整个试验加载过程中均未达到屈服,这与试验中钢管柱未发生破坏现象相吻合,应变数值较大的应变片出现在柱壁非加强区,说明柱壁局部加厚加高提升了节点核心区的强度与刚度。

值得注意的是,L2 与 Z4 应变片在整个加载过程中应变较大,分析原因可能是试验过程中应变片定位不准确,L2 应变片粘贴位置过于靠近钢牛腿与钢梁翼缘的连接处,Z4 应变片粘贴位置过于靠近钢牛腿与柱壁连接位置,因为该些位置为截面几何突变区域,可能存在应力集中问题,所以导致应变片数值偏大。

为与试验加载过程中梁柱翼缘应变分布规律进行对比,在 5% 的加载转角时提取有限元模型中相同应变测点位置的轴向应力 S11 与 S33,并依据有限元模拟采用的钢材三折线本构关系,将轴向应力转化为轴向应变。钢牛腿翼缘至梁翼缘方向、钢管柱壁的应力云图及分布规律如图 8 所示。

通过对比可以发现,钢梁翼缘应力从加载点至根部方向均匀增大,于 L3 处达到应力峰值,在与牛腿翼缘连接附近应力骤减,并沿牛腿方向向柱翼缘均匀传递,这与在试验中钢梁翼缘上的测点应变分布规律基本一致,应变数值与试验数值较为吻合,在 L3 处会发生应变突增。在钢管柱壁的受拉与受压区,钢管柱壁应力均从钢牛腿与柱壁连接处向非柱壁加强区逐渐增大,应变数值与试验数值相差不大,均未超过屈服应变。

## 4 节点构造优化

### 4.1 断裂性能评估指标

由于钢牛腿与钢梁翼缘连接处厚度变化较大,依据相关规范要求<sup>[14]</sup>,在部件加工阶段将钢牛腿一侧做成坡度 1:2.5 的斜坡(斜坡长度为 25 mm),形成平缓过渡以减小应力集中。但通过 3 个试件的试验现象发现,由于截面变化导致的局部应力集中问题依然存在,并与钢梁翼缘反复屈曲共同作用,恶化了该柱壁加强型节点的钢牛腿与钢梁翼缘的对接焊缝的受力情况,导致其提前撕裂,影响了节点的延性与耗能能力的充分发挥,对于节点的抗震性能不利。

对钢材在一定应力状态下的断裂风险评估,参考文献[15-16]中关于地震荷载下焊缝周围构造对其发生脆性破坏断裂问题的探讨,引入断裂指数  $I_R$  这一指标,其数值越大,表示断裂风险越大。断裂指数  $I_R$  计算公式为:

$$I_R = \frac{\varepsilon_p / \varepsilon_y}{\exp\left(-1.5 \frac{\sigma_m}{\sigma_{\text{eff}}}\right)} \quad (1)$$

其中: $\varepsilon_p$  为等效塑性应变; $\varepsilon_y$  为钢材屈服时的应变; $\sigma_m$  为静水压力; $\sigma_{\text{eff}}$  为 von-Mises 等效应力。

### 4.2 参数分析

本文基于钢牛腿壁板与钢梁翼缘的对接焊缝问题提出 2 种优化构造,并进行相关的参数化分析。

针对截面变化所产生的应力集中,通过减小钢牛腿壁板厚度来减小斜坡坡度  $i$ ,同时为避免钢梁翼缘反复屈曲对焊缝受力情况的影响,通过“狗骨式”构造使钢梁塑性铰继续外移,具体节点抗震优化构造如图 9 所示。

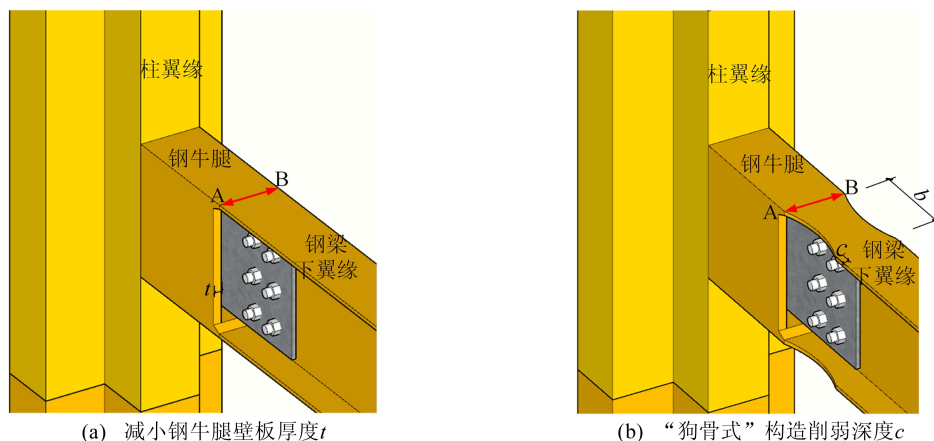


图 9 节点抗震优化构造

结合前文 3 个试件的试验结果,选取柱壁加强区厚度为 12 mm、高度为 630 mm 的试件进行参数分析。3 个试验试件的钢牛腿壁板厚度为 20 mm,现减小钢牛腿壁板厚度分别为 18、16、14、12 mm 进行分析。根据《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ 99—2015)<sup>[17]</sup> 的建议尺寸,取削

弱宽度  $b$  为 220 mm,将削弱深度  $c$  作为优化参数,分别取 5、10、20、30 mm。

3 个试件焊缝撕裂均发生在钢梁下翼缘位置,因此取下翼缘路径 A—B 上各点断裂指数分析。各节点优化参数与计算结果见表 4 所列,节点骨架曲线和断裂指数分别如图 10、图 11 所示。

表 4 节点优化参数分析与计算结果

节点编号	$t/mm$	$i$	$c/mm$	削弱比例 $2c/B$	极限承载力 $P_u/kN$	平均承载 力变化/%	延性系数 $\mu$	最大等效黏滞 阻尼系数 $\xi_{eq}$	路径最大 断裂指数
BJD-Base	20	1:2.50	0	0	378.89		2.41	0.440	13.70
BJD-NT-t18	18	1:3.13	0	0	378.82	-0.02	2.41	0.437	6.30
BJD-NT-t16	16	1:4.17	0	0	378.03	-0.23	2.39	0.431	2.10
BJD-NT-t14	14	1:6.25	0	0	377.78	-0.29	2.35	0.426	0.99
BJD-NT-t12	12	1:12.50	0	0	377.61	-0.34	2.32	0.419	0.46
BJD-RBS-c5	20	1:2.50	5	0.067	364.44	-3.80	2.41	0.446	7.50
BJD-RBS-c10	20	1:2.50	10	0.133	346.39	-8.60	2.52	0.451	7.00
BJD-RBS-c20	20	1:2.50	20	0.267	311.02	-17.90	2.78	0.460	0.18
BJD-RBS-c30	20	1:2.50	30	0.400	271.34	-28.40	3.79	0.476	0.05

注:斜坡坡度为钢牛腿壁板厚度与钢梁翼缘厚度的差值除以斜坡长度; $B$ 为钢梁翼缘宽度, $B=150$  mm;延性系数  $\mu$  为屈服位移  $\Delta_y$  与极限位移  $\Delta_u$  的比值,屈服位移  $\Delta_y$  的计算参考文献[18];各节点破坏模式均为钢梁塑性铰破坏。

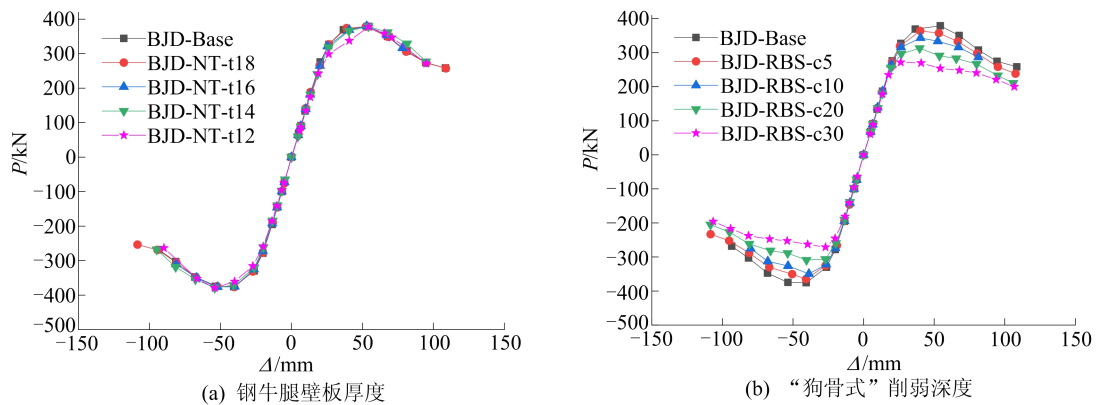


图 10 节点骨架曲线

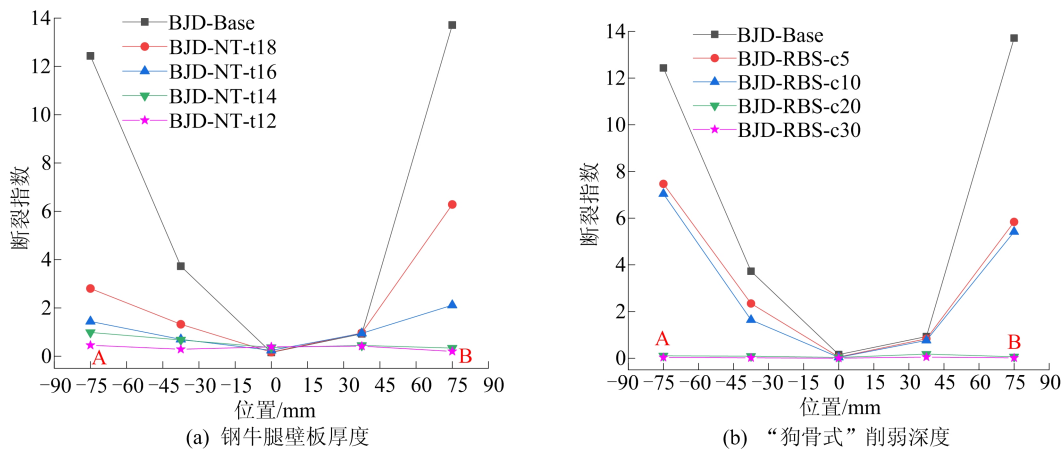


图 11 节点断裂指数

由表 4 和图 10 可知,不同钢牛腿壁板厚度参

数的各节点骨架曲线趋势基本一致,节点弹性阶

段内的初始刚度基本相同,当钢牛腿壁板厚度从 20 mm 减小为 12 mm 时,节点极限承载力最大变化 0.34%,延性系数最多降低 3.73%,等效黏滞阻尼系数最多降低 4.78%,表明减小钢牛腿壁板厚度对于节点承载力、刚度基本没影响,节点的延性与耗能略微降低,但值得注意的是当钢牛腿壁板厚度为 12 mm 时,塑性铰虽然仍出现在钢梁翼缘上,但钢牛腿与核心区柱壁翼缘也达到了材料屈服强度。

不同“狗骨式”削弱深度参数对应的各节点骨架曲线初始刚度相差不大,当削弱深度从 0 mm 增至 30 mm 时,节点极限承载力下降了 28.4%,延性系数增加了 57.26%,等效黏滞阻尼系数增加了 8.18%,表明一定程度地削弱钢梁翼缘可以提升节点的延性与耗能能力。

由表 4 和图 11 可知,  $I_R$  呈现沿两侧向中间递减的趋势,与试验过程中对接焊缝从两侧撕裂的现象相符。当钢牛腿壁板厚度由 20 mm 降至 12 mm,路径最大断裂指数从 13.70 降为 0.46,证明减小钢牛腿壁板厚度可以有效降低该位置的断裂风险。随着钢梁翼缘削弱深度的增加,路径最大断裂指数从 13.70 降为 0.05,当削弱深度达到 20 mm 时,梁端塑性铰继续外移,路径最大断裂指数已经接近 0,继续增大削弱深度会造成承载力的更大损失,因此建议削弱比例  $2c/B$  不大于 0.267。

综合以上研究表明:减小钢牛腿壁板厚度与“狗骨式”构造都可以有效降低对接焊缝位置的断裂风险,但“狗骨式”构造会造成节点承载力的明显下降,适用于低承载力高延性的设计思路;同时在模拟的梁柱截面尺寸下,为保证钢牛腿具有较强的截面刚度,达到塑性铰外移的设计目的,建议钢牛腿壁板厚度不小于 14 mm。

## 5 结 论

1) 柱壁加强型 CFST 框架 T 形柱节点的破坏过程可以分为弹性阶段、弹塑性阶段以及破坏阶段。试验结果表明,3 个试验试件的滞回曲线整体呈饱满梭形,承载力较好,节点具备良好的抗震性能。

2) 柱壁加强型 CFST 框架 T 形柱节点的破坏模式主要为钢梁翼缘的塑性铰破坏,T 形柱及其阴角部位未发生破坏,说明柱壁局部加厚加高以及柱壁加强区内部焊接纵隔板的构造措施可以满足“强节点弱构件、强柱弱梁”的设计要求,但由

于焊接缺陷等原因在试验过程中产生的钢牛腿与钢梁翼缘对接焊缝的较早撕裂会对试件的耗能能力与延性产生较大影响。

3) 减小钢牛腿壁板厚度对于节点承载力和初始刚度影响较小,节点的延性与耗能能力略有降低;增加“狗骨式”构造削弱深度会造成节点承载力降低,但在一定程度上提升了节点的延性与耗能能力。

4) 减小钢牛腿壁板厚度与“狗骨式”构造可以有效减小钢牛腿与钢梁连接焊缝的断裂风险,但考虑到“狗骨式”构造会对节点承载力造成损失,因此建议削弱比例  $2c/B$  不大于 0.267;同时为达到塑性铰外移的设计目的,建议钢牛腿壁板厚度不小于 14 mm,即坡度  $i$  不小于 1:6.25。

## [参 考 文 献]

- [1] 郝际平,薛强,郭亮,等. 装配式多、高层钢结构住宅建筑体系研究与进展[J]. 中国建筑金属结构,2020(3):27-34.
- [2] LI H, XUE J, CHEN X, et al. Experimental research on seismic damage of cross-shaped CFST column to steel beam joints[J]. Engineering Structures, 2022(4):256.
- [3] 薛建阳,李贺超,陈茜,等. T 形截面钢管混凝土异形柱-钢梁框架节点地震损伤试验研究[J]. 建筑结构学报, 2023, 44(2):129-141.
- [4] 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.
- [5] 刘记雄,戴绍斌,霍凯成,等. 异形钢管混凝土组合柱-钢梁顶底角钢连接节点抗震性能研究[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2015, 47(1):128-137.
- [6] 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.
- [7] DU G F, MA C, XU C X. Experimental research on seismic behavior of exterior frame joints with T-Shaped CFST column and steel beam[J]. Advanced Materials Research, 2012, 368/369/370/371/372/373:183-188.
- [8] 刁延松,郭荡,屠康,等. 新型异形钢管混凝土柱-钢梁节点抗震性能试验[J]. 吉林大学学报(工学版), 2021, 51(5):1724-1733.
- [9] 中国建筑科学研究院. 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, 2019:12-14.
- [10] 中国钢铁工业协会. 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, 2010:12-20.
- [11] AISC. Seismic provisions for structural steel buildings: AISC/ANSI 341—16[S]. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2016:148.

(下转第 118 页)

角区域;对于大粒径雨滴,4类建筑的雨迹线分布相似。这是由于小粒径的雨滴更易受到风场的影响,导致其雨迹线与风场流线相似,并在建筑立面底部与转角区域产生涡旋且不易击中立面,最终导致相应区域的抓取率趋近于0。

3)降低风速和提高降雨强度均能减小建筑立面WDR抓取率,与降雨强度相比,风速对抓取率影响更大。当风速由2 m/s增至10 m/s时,异型建筑立面抓取率最大值增大0.8;降雨强度由30 mm/h减至2 mm/h时,抓取率仅增大0.3。

### [参 考 文 献]

- [1] BLOCKEN B, CARMELIET J. A review of wind-driven rain research in building science[J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2004, 92(13):1079-1130.
- [2] KUBILAY A, CARMELIET J, DEROME D. Computational fluid dynamics simulations of wind-driven rain on a mid-rise residential building with various types of facade details[J]. *Journal of Building Performance Simulation*, 2016, 10(2): 125-143.
- [3] BLOCKEN B, CARMELIET J. Overview of three state-of-the-art wind-driven rain assessment models and comparison based on model theory[J]. *Building and Environment*, 2010, 45(3):691-703.
- [4] KUBILAY A, DEROME D, BLOCKEN B. High-resolution field measurements of wind-driven rain on an array of low-rise cubic buildings[J]. *Building and Environment*, 2015, 78(8):1-13.
- [5] WANG H, SONG W H, CHEN Y S. Numerical simulation of wind-driven rain distribution on building facades under combination layout[J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2019, 188:375-383.
- [6] CHOI E C C. Simulation of wind-driven-rain around a building[J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 1993, 46(52):721-729.
- [7] BLOCKEN B, CARMELIET J. Driving rain on building envelopes- I : numerical estimation and full-scale experimental verification[J]. *Journal of Building Physics*, 2013, 24(1): 61-85.
- [8] KUBILAY A, DEROME D, BLOCKEN B, et al. CFD simulation and validation of wind-driven rain on a building facade with an Eulerian multiphase model[J]. *Building and Environment*, 2013, 61:69-81.
- [9] HUANG S H, LI Q S. Numerical simulations of wind-driven rain on building envelopes based on Eulerian multiphase model[J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2010, 98(12):843-857.
- [10] BLOCKEN B, CARMELIET J. Spatial and temporal distribution of driving rain on a low-rise building[J]. *Wind and Structure*, 2002, 5(5):441-462.
- [11] DEROME D, KUBILAY A, DEFRAEY T, et al. Ten questions concerning modeling of wind-driven rain in the built environment [J]. *Building and Environment*, 2017, 114:495-506.
- [12] KAR R, DALUI S K. Wind interference effect on an octagonal plan shaped tall building due to square plan shaped tall buildings[J]. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 2016, 8(1):73-86.
- [13] KIM Y C, TAMURA Y, TANAKA H, et al. Wind-induced responses of super-tall buildings with various atypical building shapes[J]. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 2014, 133:191-199.
- [14] FRANKE J, HELLSTEN A, SCHLUNZEN K H, et al. The COST 732 best practice guideline for CFD simulation of flows in the urban environment; a summary[J]. *International Journal of Environment and Pollution*, 2011, 44(1/2/3/4):419-427.
- [15] EL-TAWIL S, VIDARSSON E, MIKESSELL T, et al. Inelastic behavior and design of steel panel zones[J]. *Journal of Structural Engineering*, 1999, 125(2):183-193.
- [16] MAO C S, RICLES J, LU L W, et al. Effect of local details on ductility of welded moment connections[J]. *Journal of Structural Engineering*, 2001, 127(9):1036-1044.
- [17] 中国建筑标准设计研究院. 高层民用建筑钢结构技术规程:JGJ 99—2015[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2016: 80-81.
- [18] 冯鹏, 强翰霖, 叶列平. 材料、构件、结构的“屈服点”定义与讨论[J]. *工程力学*, 2017, 34(3):36-46.

(责任编辑 吴 亮)

### (上接第 110 页)

- [12] 郁有升, 王燕, 刘秀丽. 钢框架梁翼缘削弱型节点循环荷载作用下的有限元分析及试验研究[J]. *工程力学*, 2009, 26(9):162-169.
- [13] 屠永清, 刘林林, 叶英华. 多室式钢管混凝土 T 形短柱的非线性分析[J]. *工程力学*, 2012, 29(1):134-140.
- [14] 中冶建筑研究总院. 钢结构焊接规范: GB 50661—2011 [S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2011:31.
- [15] EL-TAWIL S, VIDARSSON E, MIKESSELL T, et al. Inelastic behavior and design of steel panel zones[J]. *Journal of Structural Engineering*, 1999, 125(2):183-193.

(责任编辑 吴 亮)