

文章编号:1673-2049(2015)02-0042-10

# 定位轴线存在偏差的外传力钢框架节点 传力板参数分析

徐忠根<sup>1</sup>, 梁广贤<sup>1</sup>, 邓长根<sup>2</sup>

(1. 广州大学 土木工程学院, 广东 广州 510006; 2. 同济大学 建筑工程系, 上海 200092)

**摘要:**利用大型通用有限元软件 ANSYS 建立不考虑初始缺陷的外传力钢框架节点分析模型, 并与试验结果进行对比以验证模型的正确性。对钢柱定位轴线偏差满足和超出规范允许值 2 倍的外传力钢框架节点进行分析, 在偏差达到规范限制的条件下, 对 6 组钢梁翼缘宽度、厚度不同的试件进行分析, 并相应调整传力板的宽度、厚度等参数, 进行荷载-位移曲线以及应力分布分析。结果表明:传力板宽度和厚度为外传力钢框架节点的关键设计参数; 所加设的传力板厚度宜与钢梁翼缘厚度相同, 宽度宜为 0.75~1.25 倍钢梁翼缘宽度。

**关键词:**钢框架; 定位轴线; 初始缺陷; 节点; 传力板; 有限元分析

**中图分类号:** TU391 **文献标志码:** A

## Parameter Analysis of Force-transforming Plates in Outside Steel Frame Joints with Location Axis Deviations

XU Zhong-gen<sup>1</sup>, LIANG Guang-xian<sup>1</sup>, DENG Chang-gen<sup>2</sup>

(1. School of Civil Engineering, Guangzhou University, Guangzhou 510006, Guangdong, China;

2. Department of Structural Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** By large general finite element software ANSYS, an analysis model of outside steel frame joints without considering initial defect was built. Correctness of simulation was proved by comparing the results of experiments. The steel frame joints with location axis deviations which were justified to the code and two times as that of the code were analyzed. Six groups of specimens with different widths and thicknesses of steel beam flanges and different widths and thicknesses of force-transforming plates, whose location axis deviations were limits of design code, were calculated. Analysis of load-displacement curves and stress distribution were carried out. The results show that the width and thickness of force-transforming plate are taken as the key design parameters for outside steel frame joint with force-transforming plate. The thickness of adding force-transforming plates should be as same as that of beam flanges, the width of adding force-transforming plates should be 0.75-1.25 times as that of steel beam flanges.

**Key words:** steel frame; location axis; initial defect; joint; force-transforming plate; finite element analysis

收稿日期:2014-09-11

基金项目:国家自然科学基金项目(51478330)

作者简介:徐忠根(1965-),男,浙江金华人,研究员,工学博士,E-mail:xuzhonggen@263.net。

0 引 言

自北岭 6.6 级地震和阪神 7.2 级地震<sup>[1-2]</sup>之后,各国学者致力研究提高钢框架节点抗震性能的方法,所提出的改进型连接方式大致可分为加强型<sup>[3]</sup>、削弱型<sup>[4]</sup>以及加强-削弱混合型<sup>[5]</sup>。徐忠根等<sup>[6]</sup>提出一种外传力钢框架节点连接方式。在实际施工过程中,钢结构难免存在初始缺陷,如存在初始挠度偏差、残余应力等,这将直接影响结构的安全性能<sup>[7-8]</sup>。为考虑钢柱定位轴线存在偏差对外传力钢框架节点所造成的不利影响,本文设计 6 组试件,利用大型通用软件 ANSYS,在钢柱定位轴线偏差满足《钢结构工程施工质量验收规范》(GB 50205—2001)<sup>[9]</sup>要求的条件下,对钢梁翼缘厚度和宽度不同的外传力钢框架节点进行分析,同时通过控制传力板的宽度和厚度,提出传力板宽度与钢梁翼缘宽度的比值以及传力板厚度与钢梁翼缘厚度比值的合理范围。

1 有限元模型建立及分析结果验证

1.1 模型材料特性

分析试件的钢材均采用 Q235B,弹性模量  $E=200\text{ GPa}$ ,泊松比  $\nu=0.3$ ,应力-应变本构关系由文献<sup>[10]</sup>中的拉伸试验进行简化所得,见图 1。试件中钢柱长度为 2 m,箱型截面,长为 200 mm,宽为 200 mm,厚度为 8 mm;钢梁长度为 1.5 m,H 型截面,高为 250 mm,腹板厚度为 6 mm。试件参数见表 1,其中  $a,b,c$  分别为传力板厚度、传力板宽度、传力板下底长度。传力板尺寸见图 2,其中  $d$  为传力板上底长度。

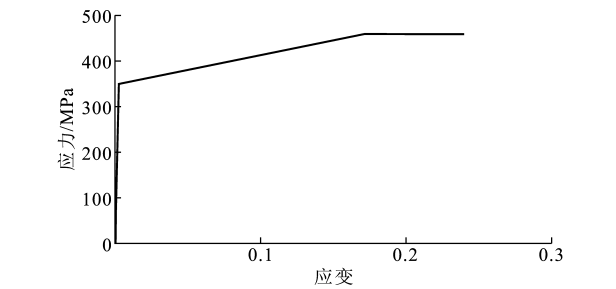


图 1 应力-应变本构关系

Fig. 1 Constitutive Relation of Stress-strain

有限元分析考虑材料、几何非线性,遵守 Von Mises 屈服准则。在数值分析中,为与实际工程相符,在柱下端施加三向约束,柱上端施加双向约束<sup>[11-12]</sup>。为考虑钢柱定位轴线偏差(图 3)对外传力钢框架节点(图 4)产生的不利影响,在钢柱上端施加竖向荷载以及土节钢柱偏心而产生的附加弯矩,

表 1 试件参数

Tab. 1 Parameters of Specimens

组别	试件 编号	梁翼缘 宽度B/ mm	梁翼缘 厚度T/ mm	a/mm	aT <sup>-1</sup>	b/mm	bB <sup>-1</sup>	c/mm
1	SJ-1a	125	9	9.00	1.00	62.50	0.50	374.07
	SJ-1b	125	9	9.00	1.00	93.75	0.75	374.07
	SJ-1c	125	9	9.00	1.00	125.00	1.00	374.07
	SJ-1d	125	9	9.00	1.00	156.25	1.25	374.07
	SJ-1e	125	9	9.00	1.00	187.50	1.50	374.07
2	SJ-2a	120	9	9.00	1.00	60.00	0.50	374.07
	SJ-2b	120	9	9.00	1.00	90.00	0.75	374.07
	SJ-2c	120	9	9.00	1.00	120.00	1.00	374.07
	SJ-2d	120	9	9.00	1.00	180.00	1.50	374.07
	SJ-2e	120	9	9.00	1.00	150.00	1.25	374.07
3	SJ-3a	130	9	9.00	1.00	65.00	0.50	374.07
	SJ-3b	130	9	9.00	1.00	195.00	1.50	374.07
	SJ-3c	130	9	9.00	1.00	97.50	0.75	374.07
	SJ-3d	130	9	9.00	1.00	130.00	1.00	374.07
	SJ-3e	130	9	9.00	1.00	162.50	1.25	374.07
4	SJ-4a	125	9	4.50	0.50	125.00	1.00	374.07
	SJ-4b	125	9	6.75	0.75	125.00	1.00	374.07
	SJ-4c	125	9	9.00	1.00	125.00	1.00	374.07
	SJ-4d	125	9	11.25	1.25	125.00	1.00	374.07
	SJ-4e	125	9	13.50	1.50	125.00	1.00	374.07
5	SJ-5a	125	6	3.00	0.50	125.00	1.00	374.07
	SJ-5b	125	6	4.50	0.75	125.00	1.00	374.07
	SJ-5c	125	6	6.00	1.00	125.00	1.00	374.07
	SJ-5d	125	6	7.50	1.25	125.00	1.00	374.07
	SJ-5e	125	6	9.00	1.50	125.00	1.00	374.07
6	SJ-6a	125	12	6.00	0.50	125.00	1.00	374.07
	SJ-6b	125	12	9.00	0.75	125.00	1.00	374.07
	SJ-6c	125	12	12.00	1.00	125.00	1.00	374.07
	SJ-6d	125	12	15.00	1.25	125.00	1.00	374.07
	SJ-6e	125	12	18.00	1.50	125.00	1.00	374.07

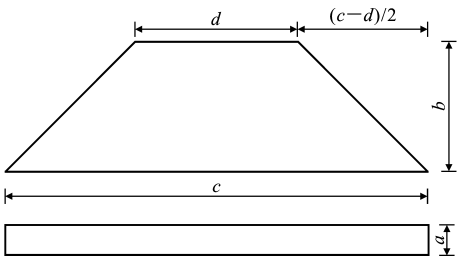


图 2 传力板尺寸

Fig. 2 Sizes of Force-transforming Plate

并分别在 4 根钢梁上翼缘处缓慢施加集中荷载,荷载子步为 60 步。图 3 中, $\Delta_1,\Delta_2$  分别为纵向和横向定位轴线偏差。在远离节点域的梁、柱截面采用实体 Solid45 单元,节点域与传力板分析采用高精度

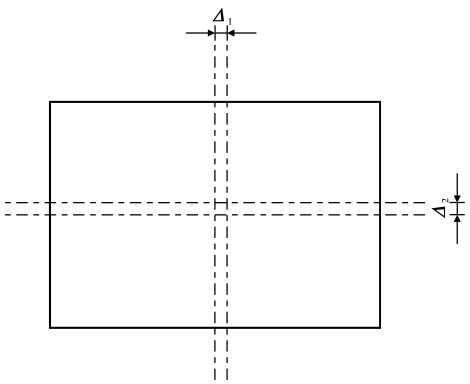


图 3 钢柱定位轴线偏差

Fig. 3 Box Column with Location Axis Deviations

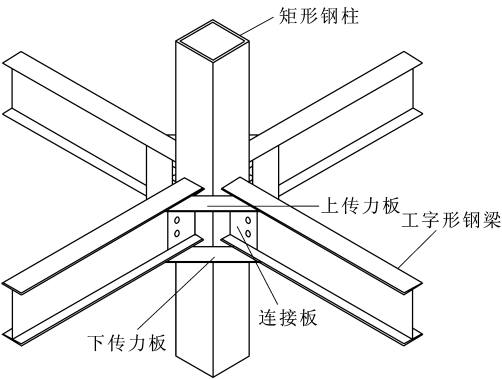


图 4 外传力式钢框架节点

Fig. 4 Steel Frame Joint with Force-transforming Plates

Solid95 单元,外传力式钢框架节点网格划分见图 5。

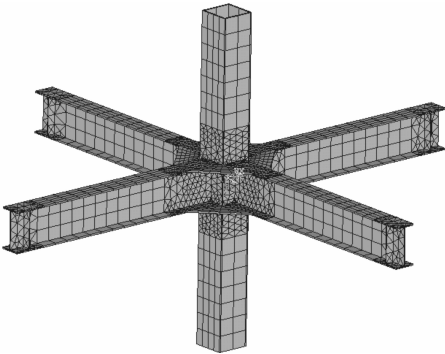


图 5 外传力式钢框架节点有限元网格划分

Fig. 5 Finite Element Mesh Division of Joint in Steel Frame with Force-transforming Plates

1.2 分析结果验证

文献[10]中对外传力钢框架节点进行了试验研究,结果表明:加设传力板后,钢框架节点的屈服承载力与极限承载力得到大幅度提高,并且能转移应力集中点,防止在节点域内发生脆性破坏。在承载能力方面,试验研究中不考虑缺陷的外传力钢框架节点屈服承载力为 30 kN,而有限元分析结果为

30.6 kN,二者仅相差 2%;在破坏形式上,有限元分析结果与试验研究结果吻合良好,外传力钢框架节点在梁端外荷载作用下,由于传力板承受过大应力,发生翘曲,从而导致试件发生破坏,有限元分析结果与试验研究结果吻合良好,二者破坏形式对比见图 6。由此可说明分析模型的正确性以及有限元分析的可靠性。

1.3 定位轴线偏差的影响

根据《钢结构工程施工质量验收规范》(GB 50205—2001)<sup>[9]</sup>,钢柱定位轴线偏差不应大于 1 mm。下面分别对不考虑定位轴线偏差以及偏差为 1,3 mm 的外传力钢框架节点进行对比分析,所得梁端关键点荷载-位移曲线如图 7 所示。

由图 7 可知:考虑钢柱定位轴线单轴偏差为 1 mm 与不考虑偏差缺陷试件的曲线较为接近,极限承载力仅下降 1.6%,说明在偏差满足规范要求时,带缺陷的外传力钢框架节点的刚度、屈服承载力以及极限承载力皆无明显的削弱,该偏差所带来的影响可以满足实际工程要求;当钢柱定位轴线偏差为 3 mm 时,外传力钢框架节点的屈服承载力为 26.5 kN,极限承载力为 30 kN,与完善的试件相比,屈服承载力与极限承载力分别下降了 15.5% 和 20%,与符合规范允许偏差的试件相比,其下降幅度十分明显。

2 钢柱定位轴线偏差对传力板宽度的影响

传力板宽度是外传力钢框架节点关键设计参数之一,其设计取值应根据钢梁翼缘宽度的尺寸确定。因此,下面选取钢梁翼缘宽度分别为 120,125,130 mm 的外传力钢框架节点进行分析,在钢柱定位轴线偏差为 1 mm 的情况下,取传力板宽度分别为 0.5B,0.75B,1.0B,1.25B,1.5B 的试件进行分析。

2.1 钢梁翼缘宽度 125 mm 时对传力板宽度的影响

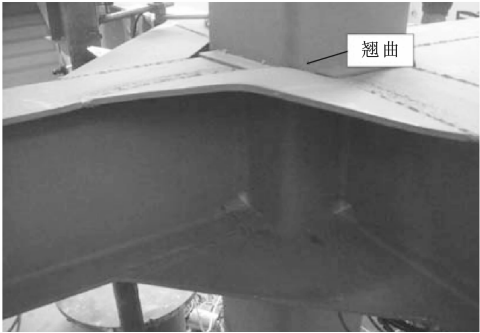
2.1.1 荷载-位移曲线

考虑钢柱定位轴线偏差为 1 mm,在钢梁翼缘厚度  $T=9$  mm,宽度  $B=125$  mm 的情况下,取传力板厚度  $t=9$  mm,宽度  $b=62.5, 93.75, 125, 156.25, 187.5$  mm 的外传力钢框架节点进行分析,取梁端上翼缘中心点为参考点, $B=125$  mm 时不同传力板宽度的荷载-位移曲线见图 8。

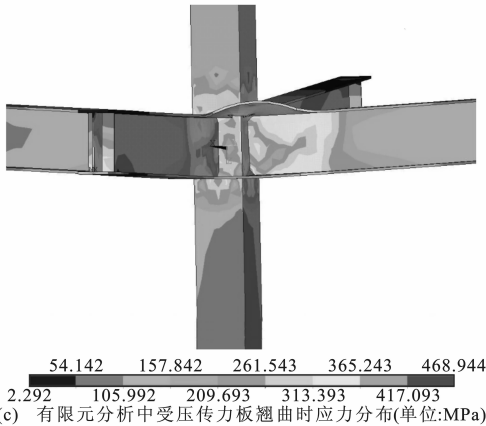
由图 8 可知,外传力钢框架节点的刚度及承载力随着传力板宽度的增大而提高。当传力板宽度  $b=62.5$  mm 时,试件的屈服承载力为 21.2 kN,极



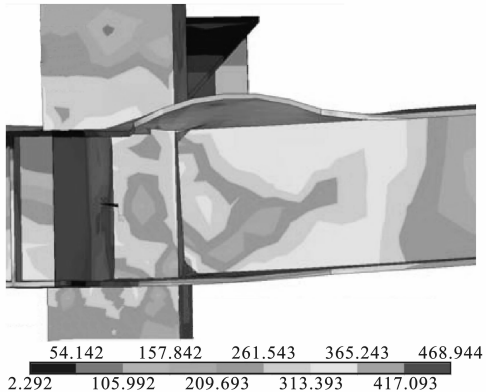
(a) 试验中受压传力板翘曲



(b) 试验中受压传力板翘曲局部放大



(c) 有限元分析中受压传力板翘曲时应力分布(单位:MPa)



(d) 有限元分析中受压传力板翘曲时应力分布局部放大(单位:MPa)

图 6 试验结果与有限元分析结果的破坏形式对比  
Fig. 6 Comparisons of Failure Modes Between Experiment Results and Finite Element Analysis Results

限承载力为 24 kN;当传力板宽度  $b=93.75$  mm 时,试件的屈服承载力和极限承载力有显著提高,分

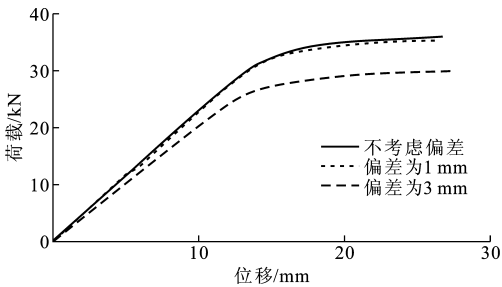


图 7 节点荷载-位移曲线

Fig. 7 Load-displacement Curves of Joints

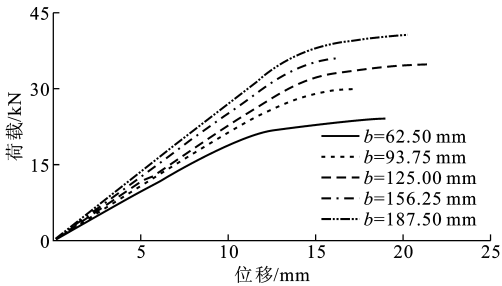


图 8  $B=125$  mm 时不同传力板宽度的荷载-位移曲线  
Fig. 8 Load-displacement Curves with Different Widths of Force-transforming Plates when  $B=125$  mm

别提高了 34%和 21.3%;当传力板宽度  $b=125$  mm 时,试件屈服承载力为 31.8 kN,极限承载力为 34.8 kN,屈服承载力及极限承载力分别提高了 26.2%和 16%;当传力板宽度增大至 156.25 mm 时,试件屈服承载力和极限承载力仅提高了 7.5%和 5.6%;当传力板宽度  $b=187.5$  mm 时,对节点工作性能的加强效果不再明显。因此建议所加设的传力板宽度不宜大于 156.25 mm,即 1.25 倍钢梁翼缘宽度。

2.1.2 应 力

为了更明确地比较传力板宽度不同对钢框架节点受力性能的影响,分别取梁-柱连接处应力分布为路径 1,沿钢梁长度方向为路径 2(图 9), $B=125$  mm 时路径 1,2 方向 Von Mises 应力分布如图 10 所示。

由图 10(a)可知,各试件在梁-柱连接处的应力均未达到屈服应力,且随着传力板宽度的增大,路径 1 的应力曲线不断下移,说明传力板宽度对梁-柱对接焊缝所承担的应力大小有直接影响。当传力板宽度  $b=93.75$  mm 时,峰值应力为 192.3 MPa,与传力板宽度  $b=62.5$  mm 试件相比下降了 13.1%;当传力板宽度  $b=125$  mm 时,最大应力为 167 MPa,降低了 15.1%;随着传力板宽度的不断增大,试件的最大应力有不同程度的减少,但是当传力板宽度增大至 156.25 mm 时,应力曲线并无明显变化。

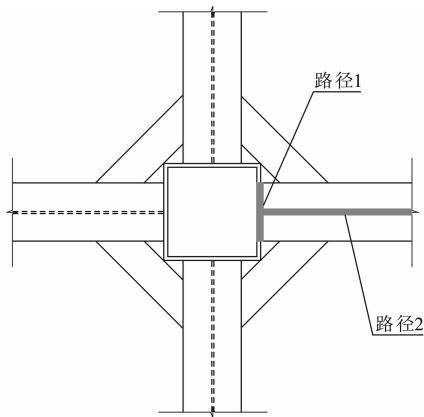


图 9 节点路径示意  
Fig. 9 Schematic of Paths of Joint

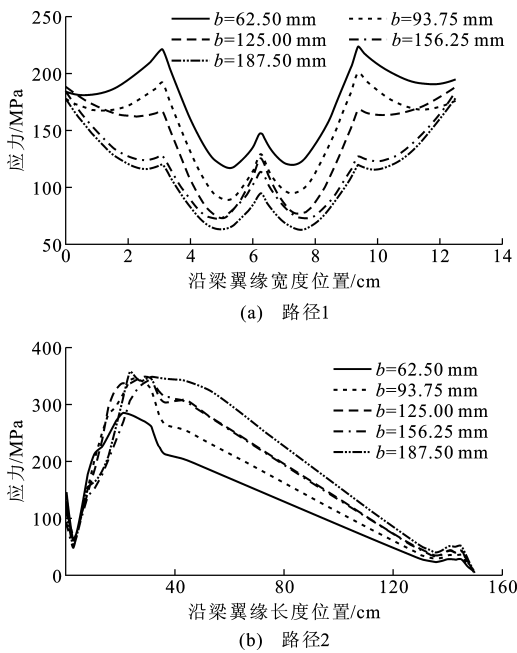


图 10  $B=125\text{ mm}$  时路径 1, 2 方向 Von Mises 应力分布  
Fig. 10 Distributions of Von Mises Stresses Along Paths 1, 2 when  $B=125\text{ mm}$

由图 10(b)可知,各试件在节点域内的应力皆处于 50~150 MPa 之间,未达到屈服应力。当参考点越靠近传力板,则该部位所承担的应力将有显著增加,直至达到传力板所处位置时,出现最大应力。当传力板宽度  $b=62.5\text{ mm}$  时,试件最大应力为 284.5 MPa;当传力板宽度  $b=93.75\text{ mm}$  时,试件最大应力为 338 MPa,提高了 18.8%;若继续增大传力板宽度,增幅将有所削减,特别是传力板宽度  $b=125,156.25\text{ mm}$  的试件,二者的应力分布曲线较为接近。因此建议所加设的传力板宽度不宜小于 93.75 mm,即 0.75 倍钢梁翼缘宽度。

2.2 钢梁翼缘宽度 120 mm 时对传力板宽度的影响

2.2.1 荷载-位移曲线

选择钢梁翼缘宽度  $B=120\text{ mm}$ ,改变传力板宽度,分别取  $b=60,90,120,150,180\text{ mm}$  进行对比,取梁端上翼缘中心点为参考点, $B=120\text{ mm}$  时不同传力板宽度的荷载-位移曲线如图 11 所示。

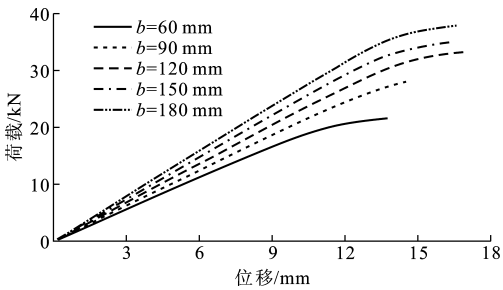


图 11  $B=120\text{ mm}$  时不同传力板宽度的荷载-位移曲线  
Fig. 11 Load-displacement Curves of with Different Widths of Force-transforming Plates when  $B=120\text{ mm}$

由图 11 可知:当传力板宽度  $b=60\text{ mm}$  时试件的屈服承载力为 20.1 kN,极限承载力为 21.6 kN,屈服承载力与极限承载力的比值为 0.93,安全储备不足;当传力板宽度  $b=90\text{ mm}$  时,试件的屈服承载力为 26.1 kN,极限承载力为 28 kN,屈服承载力和极限承载力分别提高了 29.8%和 29.6%;当传力板宽度增至 120 mm 时,试件的屈服承载力和极限承载力分别提高了 16.8%和 19.6%,增幅虽有所下降,但是对试件的加强效果仍相当明显;随着传力板宽度的继续增大,增幅将快速缩减。因此建议所加设的传力板宽度不宜大于 150 mm,即 1.25 倍钢梁翼缘宽度。

2.2.2 应 力

为了进一步了解钢梁翼缘宽度  $B=120\text{ mm}$  时的外传力钢框架节点受力性能,将选取路径 1, 2 进行应力分析, $B=120\text{ mm}$  时路径 1, 2 方向应力分布见图 12。

由图 12(a)可知:传力板宽度  $b=60\text{ mm}$  时的试件应力曲线明显高于其余试件,峰值应力为 215 MPa;传力板宽度增大为 90 mm 的试件应力曲线显著下降,最大应力出现于钢梁翼缘与柱壁连接的两端,峰值应力降低了 6.6%;若继续增大传力板宽度,其余试件的应力曲线与传力板宽度  $b=90\text{ mm}$  的试件接近重合,意味着进一步增大传力板的宽度对改善外传力钢框架节点梁-柱对接焊缝所承受的应力已无明显作用。

由图 12(b)可知,当参考点越靠近传力板与钢

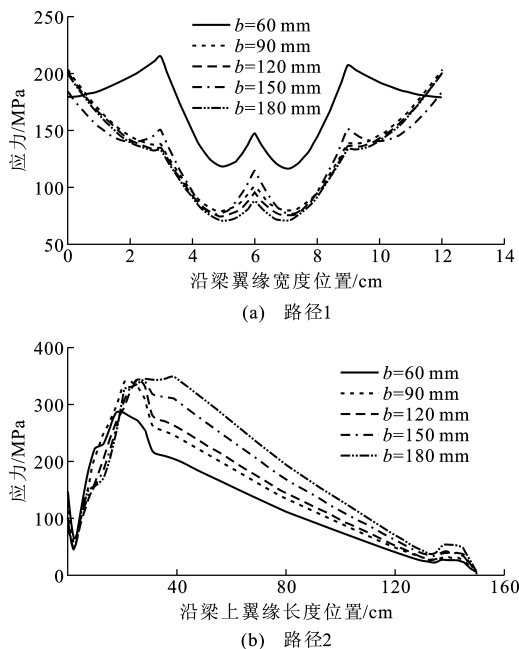


图 12  $B=120$  mm 时路径 1,2 方向 Von Mises 应力分布  
Fig. 12 Distributions of Von Mises Stresses Along Paths 1, 2 when  $B=120$  mm

梁翼缘连接处时,试件节点域内的应力越大,最大应力出现在传力板与钢梁连接处,说明传力板所分担的应力远大于节点域所承受的应力。当传力板宽度  $b=60$  mm 时,最大应力为 286.4 MPa;当传力板宽度增至 90 mm 时,传力板所承担的最大应力为 338 MPa,提高了 18%;随着传力板宽度的继续增大,增幅将快速削减,当传力板宽度  $b=120, 150, 180$  mm 时,试件的最大应力较为接近。因此建议所加设的传力板宽度不宜小于 90 mm,即 0.75 倍钢梁翼缘宽度。

## 2.3 钢梁翼缘宽度 130 mm 时对传力板宽度的影响

### 2.3.1 荷载-位移曲线

通过改变钢梁翼缘宽度进行分析,在钢柱定位轴线偏差为 1 mm 的情况下,选择钢梁翼缘宽度  $B=130$  mm,改变传力板宽度,分别取  $b=65, 97.5, 130, 162.5, 195$  mm 进行对比分析, $B=130$  mm 时不同传力板宽度的荷载-位移曲线如图 13 所示。

由图 13 可知,当传力板宽度  $b=65$  mm 时,试件的屈服承载力为 21.3 kN,极限承载力为 24.6 kN;当传力板宽度增加至 97.5 mm 时,屈服承载力及极限承载力分别提高 34% 和 24.4%;当传力板宽度  $b=130$  mm 时,试件的屈服承载力为 34 kN,极限承载力为 36.4 kN,屈服承载力及极限承载力分别提高 21.4% 和 20%;当传力板宽度  $b=162.5$  mm 时,试件的工作性能与前者相比并无明显提升;若继

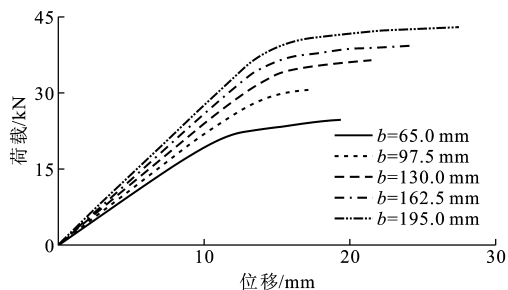


图 13  $B=130$  mm 时不同传力板宽度的荷载-位移曲线  
Fig. 13 Load-displacement Curves with Different Widths of Force-transforming Plates when  $B=130$  mm

续增大传力板宽度,增幅继续减缓,对提高试件承载力和刚度的作用将不再显著。因此建议所加设的传力板宽度不宜大于 162.5 mm,即 1.25 倍钢梁翼缘宽度。

### 2.3.2 应力

选取路径 1,2 对钢梁翼缘宽度  $B=130$  mm 的外传力钢框架节点进行应力分析。通过对比分析不同传力板宽度的试件,了解该参数对钢框架节点梁-柱连接焊缝的应力分布以及远离节点域的钢梁材料性能影响, $B=130$  mm 时路径 1,2 方向 Von Mises 应力曲线如图 14 所示。

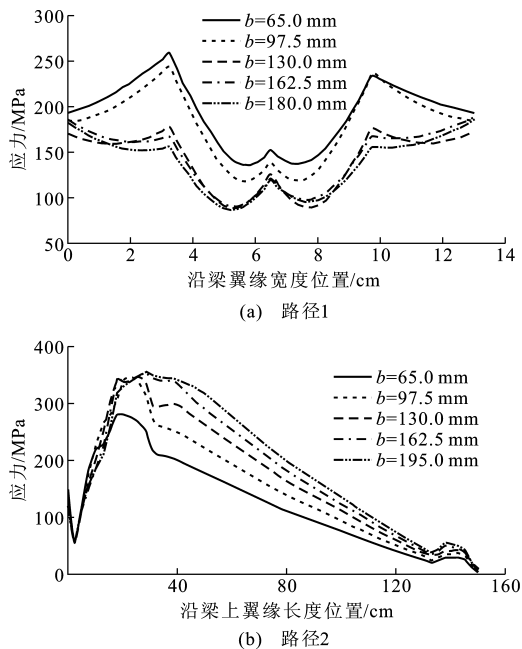


图 14  $B=130$  mm 时路径 1,2 方向 Von Mises 应力分布  
Fig. 14 Distributions of Von Mises Stresses Along Paths 1, 2 when  $B=130$  mm

由图 14(a)可知:当传力板宽度  $b=65$  mm 时,应力分布曲线与传力板宽度  $b=97.5$  mm 的试件相似,最大应力出现在钢梁腹板对应位置附近,其值为 258 MPa,二者相差仅为 5.6%;当传力板宽度增至

130 mm 时,试件的应力分布曲线有明显下降,其中最大应力为 176.8 MPa,降低了 27.6%;若传力板宽度进一步增大,下降幅度将发生快速缩减,如传力板宽度  $b=162.5$  mm 以及  $b=195$  mm 试件的应力分布曲线并无明显的变化。

由图 14(b)可知,应力分布曲线随传力板宽度的不断增大而上移,各试件曲线的峰值均出现于传力板与钢梁翼缘连接处,且峰值随着传力板宽度的增大而不断上升,但上升幅度逐渐减少。当传力板宽度  $b=65$  mm 时,峰值应力为 280.5 MPa;当传力板宽度增加至 97.5 mm 时,峰值应力提高 18%;当传力板宽度  $b=130$  mm 时,峰值应力为 349.7 MPa,与前者相比,仅提高 5.5%,若继续增大传力板宽度,峰值应力并无明显变化,但在远离节点域的钢梁截面上所承担的应力将有不同程度的提高,说明传力板宽度同时影响了远离节点域处钢梁所分担的应力大小。因此建议所加设的传力板宽度不宜小于 97.5 mm,即 0.75 倍钢梁翼缘宽度。

3 钢柱定位轴线存在偏差时对传力板厚度的影响

传力板厚度直接影响了外传力钢框架节点的受力性能,为了确定合理的传力板厚度设计范围,下面建立钢梁翼缘厚度  $T=6,9,12$  mm 的外传力钢框架节点,选取传力板厚度  $t=0.5,0.75,1.0,1.25,1.5$  倍钢梁翼缘厚度的试件进行对比分析。

3.1 钢梁翼缘厚度 9 mm 时对传力板厚度的影响

3.1.1 荷载-位移曲线

在钢柱定位轴线偏差为 1 mm 的情况下,对钢梁翼缘厚度  $T=9$  mm 的外传力钢框架节点进行分析,并分别选取传力板厚度  $t=4.5,6.75,9,11.25,13.5$  mm 的外传力钢框架节点进行对比分析,取梁端上翼缘中心点为参考点, $T=9$  mm 时不同传力板厚度的荷载-位移曲线如图 15 所示。

由图 15 可知:外传力钢框架节点的受力性能随着传力板厚度的增大而不断强化,当传力板厚度  $t=4.5$  mm 时,试件并未出现明显的屈服阶段,当梁端荷载加至 16.7 kN 时,试件变形突然增大,当荷载增加至 17.6 kN 时,试件发生破坏,梁端关键点的竖向位移仅为 11.3 mm;当传力板厚度  $t=6.75$  mm 时,试件并未出现屈服阶段,当荷载增加至 27 kN 时,试件发生破坏,与前者相比增幅为 53.4%;当传力板厚度增加至 9 mm 时,试件出现了明显的屈服阶段,屈服承载力为 31.2 kN,极限承载力为 34.8

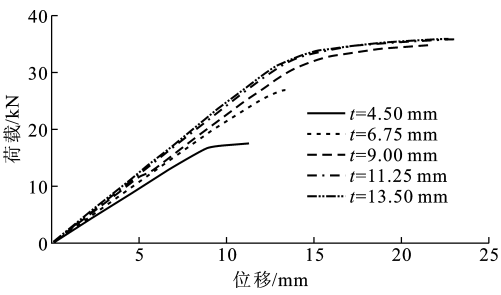


图 15  $T=9$  mm 时不同传力板厚度的荷载-位移曲线  
Fig. 15 Load-displacement Curves with Different Thicknesses of Force-transforming Plates when  $T=9$  mm

kN,且极限变形为 21.6 mm;若进一步增大传力板厚度,传力板厚度  $t=11.25,13.5$  mm 试件的荷载-位移曲线相近,二者的屈服承载力分别为 31.4,32 kN,相差仅为 1.9%,与传力板厚度  $t=9$  mm 的试件相比提高幅度均小于 3%,极限承载力的提高幅度同样小于 5%。因此建议所加设的传力板厚度不宜大于 9 mm,即 1 倍钢梁翼缘厚度。

3.1.2 应力

为了对钢梁翼缘厚度  $T=9$  mm 的外传力钢框架节点进行应力分析,将选取路径 1,2 进行分析, $T=9$  mm 时路径 1,2 方向 Von Mises 应力分布如图 16 所示。

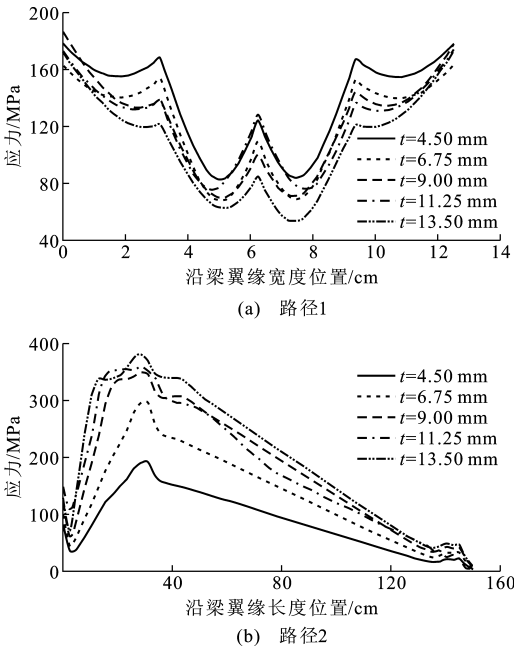


图 16  $T=9$  mm 时路径 1,2 方向 Von Mises 应力分布  
Fig. 16 Distributions of Von Mises Stresses Along Paths 1,2 when  $T=9$  mm

由图 16(a)可知:沿梁-柱连接处的应力呈对称分布,两端应力较大而中间略小,在钢梁腹板对应位

置处应力将有所增大,不同传力板厚度的试件最大应力均出现于钢梁翼缘端部,随着传力板厚度的增大,应力曲线将不断下移,意味着传力板厚度与梁-柱连接处的应力分布有直接关系。当传力板厚度  $t < 9\text{ mm}$  时,在相同位置处的应力下降幅度较为明显,但是当传力板厚度  $t > 9\text{ mm}$  时,下降幅度将快速削减。

由图 16(b)可知:当传力板厚度  $t=4.5\text{ mm}$  时,试件的最大应力为  $190.7\text{ MPa}$ ,峰值应力点附近曲线较为陡峭;传力板厚度增加至  $6.75\text{ mm}$  后,峰值应力得到大幅度提高,最大应力为  $296.7\text{ MPa}$ ;当传力板厚度  $t=9\text{ mm}$  时,试件的峰值应力为  $359\text{ MPa}$ ,与传力板厚度  $t=6.75\text{ mm}$  的试件相比增幅为  $21\%$ ,意味着此时传力板承担更多的应力,且峰值处应力分布趋向平缓;若再进一步增大传力板厚度,峰值应力则无显著提高,且应力曲线与前者无明显变化。因此建议所加设的传力板厚度宜为  $9\text{ mm}$ ,即 1 倍钢梁翼缘厚度。

### 3.2 钢梁翼缘厚度 6 mm 时对传力板厚度的影响

#### 3.2.1 荷载-位移曲线

在钢梁翼缘厚度  $T=6\text{ mm}$  的情况下,分别选取传力板厚度  $t=3,4.5,6,7.5,9\text{ mm}$  的外传力钢框架节点进行分析,取梁端上翼缘中心点为参考点, $T=6\text{ mm}$  时不同传力板厚度的荷载-位移曲线如图 17 所示。

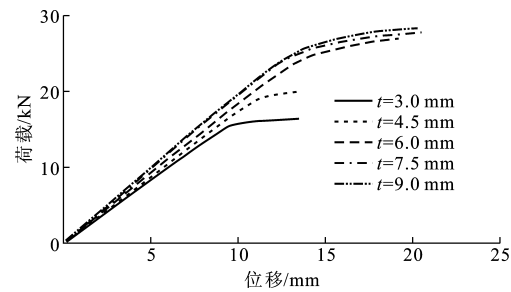


图 17  $T=6\text{ mm}$  时不同传力板厚度的荷载-位移曲线  
Fig. 17 Load-displacement Curves with Different Thicknesses of Force-transforming Plates when  $T=6\text{ mm}$

由图 17 可知:当传力板厚度  $t=3\text{ mm}$  时,试件在加载过程中并未出现明显的屈服阶段,屈服承载力与极限承载力比值为  $0.95$ ,安全储备不足;当传力板厚度增加至  $4.5\text{ mm}$  时,试件刚度、强度皆有所提高,但是屈服阶段仍不明显;当传力板厚度增加至  $6\text{ mm}$  时,试件出现了明显的屈服阶段以及屈服加强阶段,其中该试件的屈服承载力为  $24.4\text{ kN}$ ,极限承载力为  $27\text{ kN}$ ,与前者相比,提高了  $35\%$ ;若进一

步增大传力板厚度,直至  $t=7.5\text{ mm}$  时,试件的屈服承载力仅提高了  $2.1\%$ ,而极限承载力仅提高了  $2.9\%$ ;当传力板厚度  $t=9\text{ mm}$  时,试件屈服承载力以及极限承载力相差不大,说明进一步增加传力板厚度对改善该新型节点的受力性能效果不再显著。因此,建议所加设的传力板厚度宜为  $6\text{ mm}$ ,即 1 倍钢梁翼缘厚度。

#### 3.2.2 应力

通过路径 1,2 对钢梁翼缘厚度  $T=6\text{ mm}$  的外传力钢框架节点进行应力分析,了解不同传力板厚度的外传力钢框架节点应力分布情况, $T=6\text{ mm}$  时路径 1,2 方向 Von Mises 应力分布如图 18 所示。

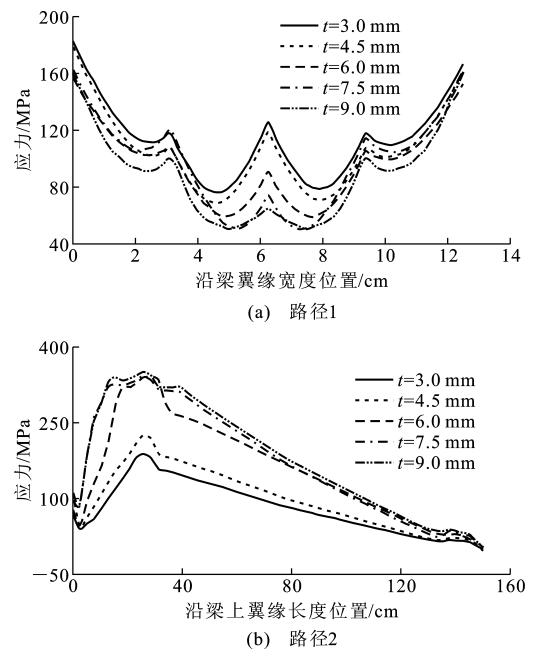


图 18  $T=6\text{ mm}$  时路径 1,2 方向 Von Mises 应力分布  
Fig. 18 Distributions of Von Mises Stresses Along Paths 1,2 when  $T=6\text{ mm}$

由图 18(a)可知:随着传力板厚度的不断增大,试件在梁-柱连接处应力分布曲线不断下降,各试件的最大应力均出现于钢梁翼缘边缘处。当传力板厚度  $t=3\text{ mm}$  时,试件最大应力为  $182.7\text{ MPa}$ ;当传力板厚度  $t=4.5\text{ mm}$  时,试件的应力分布情况与前者相近,应力曲线较前者有所下移,但是下降幅度并不明显;当传力板厚度  $t=6\text{ mm}$  时,试件的应力分布曲线形状较前者有明显下移,意味着在梁-柱连接处的应力显著降低;若进一步增大传力板厚度,直至传力板厚度  $t=7.5,9\text{ mm}$ ,两者的应力分布曲线较为接近,与传力板厚度  $t=6\text{ mm}$  的试件相比应力曲线并无明显变化,说明增大传力板厚度对改善应力分布情况作用不再显著。因此建议所加设的传力板



厚度宜取 6 mm,即 1 倍钢梁翼缘厚度。

### 3.3 钢梁翼缘厚度 12 mm 时对传力板厚度的影响

#### 3.3.1 荷载-位移曲线

在钢梁翼缘厚度  $T=12$  mm 的情况下,分别选取传力板厚度  $t=6,9,12,15,18$  mm 的外传力钢框架节点进行分析,取梁端上翼缘中心点为参考点, $T=12$  mm 时不同传力板厚度的荷载-位移曲线如图 19 所示。

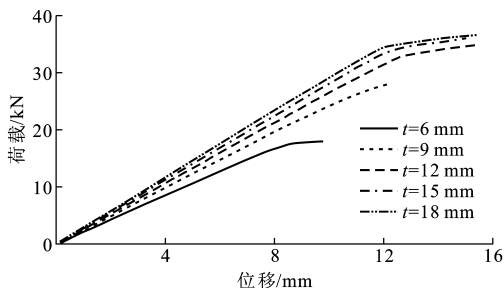


图 19  $T=12$  mm 时不同传力板厚度的荷载-位移曲线

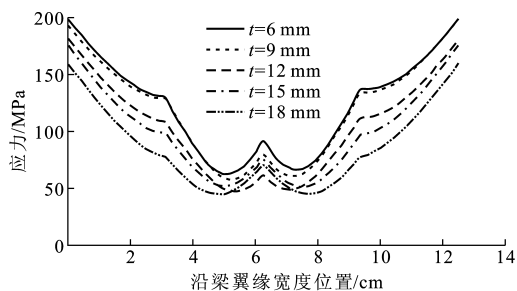
Fig. 19 Load-displacement Curves with Different Thicknesses of Force-transferring Plates when  $T=12$  mm

由图 19 可知:当传力板厚度  $t=6$  mm 时,试件屈服承载力为 17.4 kN,极限承载力为 18 kN;若传力板厚度  $t=9$  mm,试件无明显的屈服阶段,当荷载加载至 28 kN 时,试件发生破坏;当传力板厚度  $t=12$  mm 时,试件出现明显的屈服阶段以及屈服强化阶段,屈服承载力为 32.4 kN,增幅为 86%,极限承载力为 34.8 kN,增幅为 24.3%;若进一步增大传力板厚度,对增强外传力钢框架节点工作性能的作用将快速降低,传力板厚度  $t=15,18$  mm 试件的荷载-位移曲线十分接近,屈服承载力相差仅为 1.8%,极限承载力相差仅为 1.7%。因此为了使构件拥有足够的刚度、承载能力和充分利用钢材,建议所加设的传力板厚度宜为 12 mm,即 1 倍钢梁翼缘厚度。

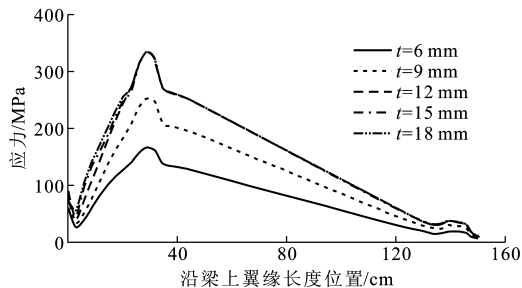
#### 3.3.2 应力

通过路径 1,2 对钢梁翼缘厚度  $T=12$  mm 的外传力钢框架节点进行应力分析,了解不同传力板厚度的外传力钢框架节点应力分布情况, $T=12$  mm 时路径 1,2 方向 Von Mises 应力分布见图 20。

由图 20(a)可知,最大应力出现于钢梁两端处,且随着传力板厚度的不断增大而有不同程度的降低。当传力板厚度  $t=6$  mm 时,最大应力为 198.5 MPa,若传力板厚度增至 9 mm,所得应力曲线与试件 SJ5-a 相似,峰值应力为 192.8 MPa,与前者相比,降低了 2.9%;若进一步增大传力板厚度至 12 mm,则应力曲线有较为明显的下移,最大应力为



(a) 路径1



(b) 路径2

图 20  $T=12$  mm 时路径 1,2 方向 Von Mises 应力分布

Fig. 20 Distributions of Von Mises Stresses Along Paths 1,2 when  $T=12$  mm

181.4 MPa,与传力板厚度  $t=9$  mm 的试件相比,降低了 5.9%。

由图 20(b)可知,各试件的峰值应力均出现于传力板与钢梁翼缘连接处。当传力板厚度  $t=6$  mm 时,最大应力为 166 MPa;当传力板厚度  $t=9$  mm 时,最大应力与前者相比提高了 53%;若增大传力板厚度至 12 mm 时,与传力板厚度  $t=9$  mm 的试件相比,所得应力曲线有明显的上移,说明传力板和远离节点域的钢梁承担更大的应力,其中最大应力为 335 MPa,提高了 31.9%;若继续增大传力板厚度,传力板厚度  $t=15,18$  mm 的试件与  $t=9$  mm 的试件应力分布曲线接近重合,说明进一步增大传力板厚度对改善应力分布情况并无明显作用。因此建议所加设的传力板厚度宜为 12 mm,即 1 倍钢梁翼缘厚度。

## 4 结 语

(1)钢柱定位轴线偏差为 1 mm 时,外传力钢框架节点的工作性能仅略微降低;当偏差为 3 mm 时,试件的屈服承载力、极限承载力分别下降了 15.5% 和 20%。这说明了规范所设限制能很好地确保实际工程中钢框架节点的安全。

(2)外传力钢框架节点试件在极限荷载作用下,梁-柱连接处的应力均小于 200 MPa,并未达到屈服应力,意味着应力并非单靠梁-柱连接传递,而且大

部分应力是通过传力板传递至节点域外,加设传力板有利于降低节点域内的应力,可以保护梁-柱连接焊缝。

(3)在钢柱定位轴线偏差满足规范要求的情况下,传力板宽度小于1.25倍钢梁翼缘宽度时,随着传力板宽度的不断增大,外传力钢框架节点的刚度、屈服承载力以及极限承载力有明显提高,但是当传力板宽度大于1.25倍钢梁翼缘宽度时,该提升幅度低于5%;另外,当传力板宽度不小于0.75倍钢梁翼缘宽度时,增大该设计参数,有利于降低梁-柱连接处的应力,传力板分担的应力也有大幅度的提高。因此建议所加设的传力板宽度宜为0.75~1.25倍钢梁翼缘宽度。

(4)在钢柱定位轴线偏差满足规范要求的情况下,传力板厚度小于1倍钢梁翼缘厚度时,试件的屈服承载力以及极限承载力均随着传力板厚度的增大而大幅度提高,梁-柱连接处的应力不断下降;当传力板厚度大于1倍钢梁翼缘厚度时,增大传力板厚度对提高外传力钢框架节点工作性能的作用不再明显。因此建议所加设的传力板厚度宜等于1倍钢梁翼缘厚度。

## 参考文献:

## References:

- [1] CHI B, UANG C M, CHEN A. Seismic Rehabilitation of Pre-Northridge Steel Moment Connections: A Case Study[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62(8): 783-792.
- [2] CHI W M, DEIERLEIN G G, INGRAFFEA A. Fracture Toughness Demands in Welded Beam-column Moment Connections[J]. Journal of Structural Engineering, 2000, 126(1): 88-97.
- [3] CHEN C C, CHEN S W, CHUNG M D, et al. Cyclic Behavior of Unreinforced and Rib-reinforced Moment Connections[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2005, 61(1): 1-21.
- [4] SHEN J, KITJASATEANPHUN T, SRIVANICH W. Seismic Performance of Steel Moment Frames with Reduced Beam Sections[J]. Engineering Structures, 2009, 22(8): 968-983.
- [5] 张思敏, 李 军, 李文明. 翼缘加强型狗骨式节点的性能分析及改进[J]. 钢结构, 2010, 25(5): 3-7.

- ZHANG Si-min, LI Jun, LI Wen-ming. Performance Analysis and Improvement of Flange Reinforced Dog-bone Connection in Steel Frame[J]. Steel Construction, 2010, 25(5): 3-7.
- [6] 徐忠根, 王喜堂. 一种矩形钢管柱的钢框架梁柱节点: 中国, ZL200720052417. 8[P]. 2008-04-23.
- XU Zhong-gen, WANG Xi-tang. A Steel Frame Beam-column Joint of Rectangular Steel Tube Column: China, ZL200720052417. 8[P]. 2008-04-23.
- [7] KIM S E, LEE J. Improved Refined Plastic-hinge Analysis Accounting for Local Buckling[J]. Engineering Structures, 2001, 23(8): 1031-1042.
- [8] PACHOUMIS D T, GALOUSSIS E G, KALFAS C N, et al. Cyclic Performance of Steel Moment-resisting Connections with Reduced Beam Sections — Experimental Analysis and Finite Element Model Simulation [J]. Engineering Structures, 2010, 32(9): 2683-2692.
- [9] GB 50205—2001, 钢结构工程施工质量验收规范[S].
- GB 50205—2001, Code for Acceptance of Construction Quality of Steel Structures[S].
- [10] 程定荣. 无内隔板矩形钢管柱钢框架节点试验与分析[D]. 广州: 广州大学, 2012.
- CHENG Ding-rong. Experiment and Analysis of Connection of Steel Frames Rectangular Tube Column Without Inner Plates [D]. Guangzhou: Guangzhou University, 2012.
- [11] 徐忠根, 程定荣, 邓长根. 钢框架柱外传力式节点试验与有限元分析[J]. 建筑结构, 2013, 43(9): 62-65, 71.
- XU Zhong-gen, CHENG Ding-rong, DENG Chang-gen. Experiment and Finite Element Analysis on the Behavior of Connections of Steel Frame Joints Transferring Forces Outside Columns [J]. Building Structure, 2013, 43(9): 62-65, 71.
- [12] 程定荣, 徐忠根, 邓长根. 刚性柱外传力式梁柱节点数值分析[J]. 工程抗震与加固改造, 2012, 34(4): 35-41.
- CHENG Ding-rong, XU Zhong-gen, DENG Chang-gen. Numerical Analysis of Beam-column Rigid Joints Transferring Forces Outside Steel Columns [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2012, 34(4): 35-41.