

多高层钢结构支撑与框架的连接节点设计探讨

孟宪德¹, 龙坪¹, 张鑫¹, 胡新伟¹, 赵旭千¹

(1. 中建国际设计顾问有限公司, 上海 200235.)

摘要: 本文对高层钢结构经常采用的一种支撑连接节点进行了研究。通过力学机理解析, 指出此种节点存在承载能力不足的缺陷。采用数值分析方法, 建立 27 个参数模型, 根据分析结果, 给出节点极限承载力与截面宽高比、翼缘宽厚比、腹板高厚比等各参数的关系, 验证此节点承载能力不足的缺陷。给出此种支撑连接节点的改进措施。

关键词: 高层结构; 钢框架; 支撑; 连接节点; 数值分析。

中图分类号: *** ** 文献标识码: A

文章编号: *****

Research on brace-frame joints of high-rise steel structures

Meng Xiande^{1,2}, Long Ping¹, Zhang Xin¹, Hu Xinwei¹, Zhao Xuqian¹

(1. CCDI, Shanghai 200235, China.)

Abstract: One typical brace-frame joint usually used in the high-rise steel structures is researched by the mechanics analysis and numerical analysis method in the paper. Based on the mechanics analysis, the defect of bearing capacity is discussed. Finite element analyses are conducted on 27 joints of various parameters influencing joints capacity behavior, such as section width-to-height ratio, flange width-to-thickness ratio, and web depth-to-thickness ratio. Based on the result of the numerical analysis, the defect is verified. Finally a improvement measure is given.

Keywords: high-rise structure; steel frame; brace-frame joint; numerical analysis.

E-mail: meng.xiande@ccdi.com.cn

引言

在多高层建筑钢结构的抗震设计中, 连接节点设计是非常重要的组成部分。节点设计是否恰当将直接影响到结构承载力的可靠性和安全性, 至关重要^[1]。

《建筑抗震设计规范》(50011-2010)^[2] (以下简称《抗规》) 要求多高层钢结构的节点连接应满足强连接弱构件的原则, 此处的连接一般指焊缝和螺栓等连接形式, 而非节点构造形式。节点的承载力应与构件的承载力相匹配, 否则节点会成为薄弱环节, 强连接将没有意义, 塑性铰不会在构件中出现。

大量多高层建筑钢结构采用钢框架—支撑体系, 大量超高层钢结构设置伸臂桁架和环带桁架等加强层。支撑或桁架斜杆与框架的连接节点型式有多种, 图 1 为工程中常用的节点连接型式。《抗规》8.2.7 条

的条文说明对图 1(a)有描述。《多高层民用建筑钢结构节点构造详图》(01SG519)^[3]对图 1(b)有描述。

图 1 所示节点的典型特征为支撑末端与框架连接处采用圆弧过渡。《抗规》8.4.2 条建议: 支撑与框架连接处, 支撑杆端宜做成圆弧, 并且文献[2]给出圆弧的最小半径 200mm。支撑端部做成圆弧, 目的应是避免传力突变和应力集中, 增强支撑连接节点的延性和滞回性能等抗震性能。

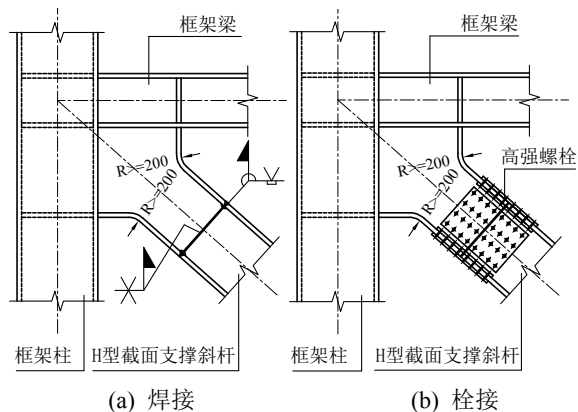


图 1 支撑斜杆与框架连接节点

Fig 1 Brace-frame joints

作者简介: 孟宪德, 博士, 工程师。

收稿日期: 2011-

上述(图1)节点仅仅采用圆弧过渡,而没有采取加强措施,本文认为此种节点存在承载能力不足缺陷,此缺陷涉及到结构的安全问题,需要进行深入的探讨研究。

1 机理研究

首先对上述节点进行机理解析。假定支撑斜杆仅承受轴力,假定支撑斜杆与框架梁的夹角为 45° ,忽略框架梁框架柱的边界影响,取支撑末端隔离体进行力学分析,如图2所示。

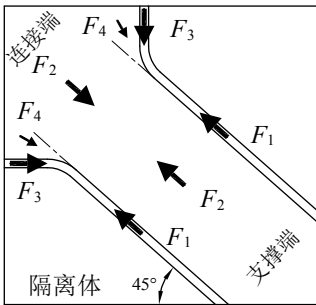


图2 支撑末端力学模型

Fig 2 Mechanical model of brace-frame joint

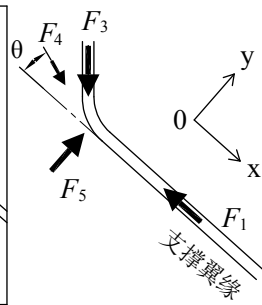


图3 支撑末端翼缘力学模型

Fig 3 Mechanical model of brace section flange

图中: F_1 为支撑端翼缘轴压力, F_2 腹板轴压力, F_3 为连接端翼缘轴压力, F_4 为腹板加宽产生的轴压力。作为整个隔离体,内力是平衡的。

单独取出翼缘作为隔离体进行结构力学分析,如图3所示,根据内力平衡可得:

$$F_1 = F_3 \times \cos 45^{\circ} + F_4 \times \cos \theta \quad (1a)$$

$$F_5 = F_3 \times \sin 45^{\circ} + F_4 \times \sin \theta \quad (1b)$$

F_5 为平衡 y 向内力在腹板中产生的抗力。

如果支撑的翼缘较厚,按照等强原则, F_5 较大,或者如果腹板腹板较薄,腹板的承载能力较低。在支撑轴力作用下,腹板在转折处较易进入塑性,或者发生平面外屈曲,如图4所示。

如翼缘宽厚比较大,翼缘将发生平面外受弯变形,如图4所示,翼缘边沿的应力不能有效的传递到腹板上,传力路径不明析。

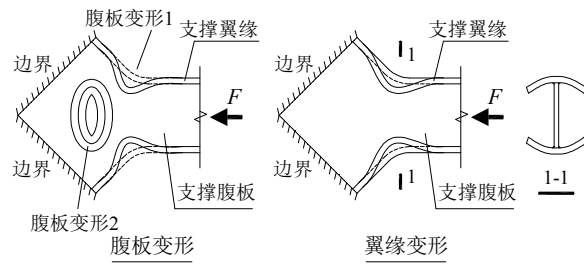


图4 支撑末端变形图示

Fig 4 Deformation diagram of brace-frame joint

2 数值分析研究

有限元单元计算已广泛应用于节点的承载力分析中,与试验结果比较,表明其具有良好的精度,采用此方法进行参数分析是一种快捷、实用的方法^{[4]-[7]}。本文采用有限单元的方法建立此种节点的参数模型,根据有限元参数分析结果,得到节点承载力与翼缘和腹板的关系,验证上一节的机理分析。

参数分析采用非线性分析,考虑材料非线性与几何非线性,给出节点承载力和变形的全过程曲线。在参数分析中,忽略框架梁、框架柱边界对节点性能的影响,直接在边界采用固定约束;忽略弯矩、剪力等内力,采用轴压力进行分析。

支撑截面高度 H 取600mm;模型的支撑长度 L 取1800mm($=3 \times H$);支撑末端圆弧半径取200mm;支撑与边界夹角取 45° ;圆弧末端放大头长度取 $250\sqrt{2}$ mm。模型简图如图5所示。并考虑翼缘与腹板的连接焊缝,外放5mm。

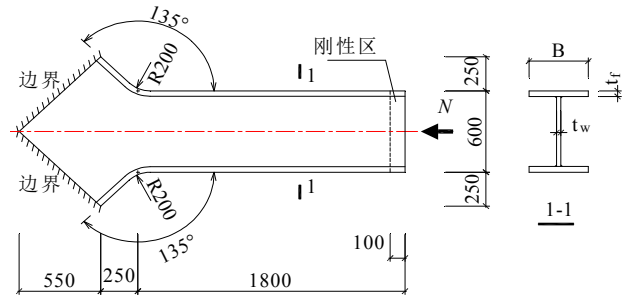


图5 参数模型简图

Fig 5 Parameter model diagram

钢材屈服强度 f_y 为 235N/mm^2 ,弹性模量 E 为 $2.05 \times 10^5\text{N/mm}^2$,屈服后的折线模量 E_t 为 $1/100E$ ^[8]。

参照工程中常用尺寸,选取基本可以覆盖常用支撑的参数范围: B : 300mm、400mm、500mm; t_w : 16mm、20mm、30mm、40mm; t_f : 20mm、30mm、40mm。建立27个参数模型,来考察节点极限承载力与截面宽高比、翼缘宽厚比、腹板高厚比的关系。

本文采用ANSYS有限元软件进行分析,采用实体单元模型,实体单元采用SOLID45单元类型。有限元模型细部如图6所示。

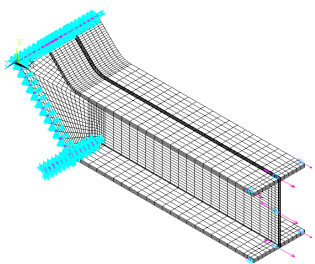


图 6 有限元模型

Fig 6 Finite element model

参数分析采用位移控制加载方法，以便于得到较完整的荷载—位移曲线，在支撑端部施加 20mm 的水

平位移。同时，采用最大等效塑性应变 $0.2^{[9], [10]}$ 的双重控制，即塑性等效应变达到 0.2 时，模型分析终止。

根据上述参数模型，得到图 7 所示的分析结果。图中，“位移 δ ”表示模型加载端的位移，“轴力 N/N_y ”表示加载端的轴压力 N 与支撑的截面屈服承载力计算值 $N_y (= A_{bf}f_y)$ 的比值。

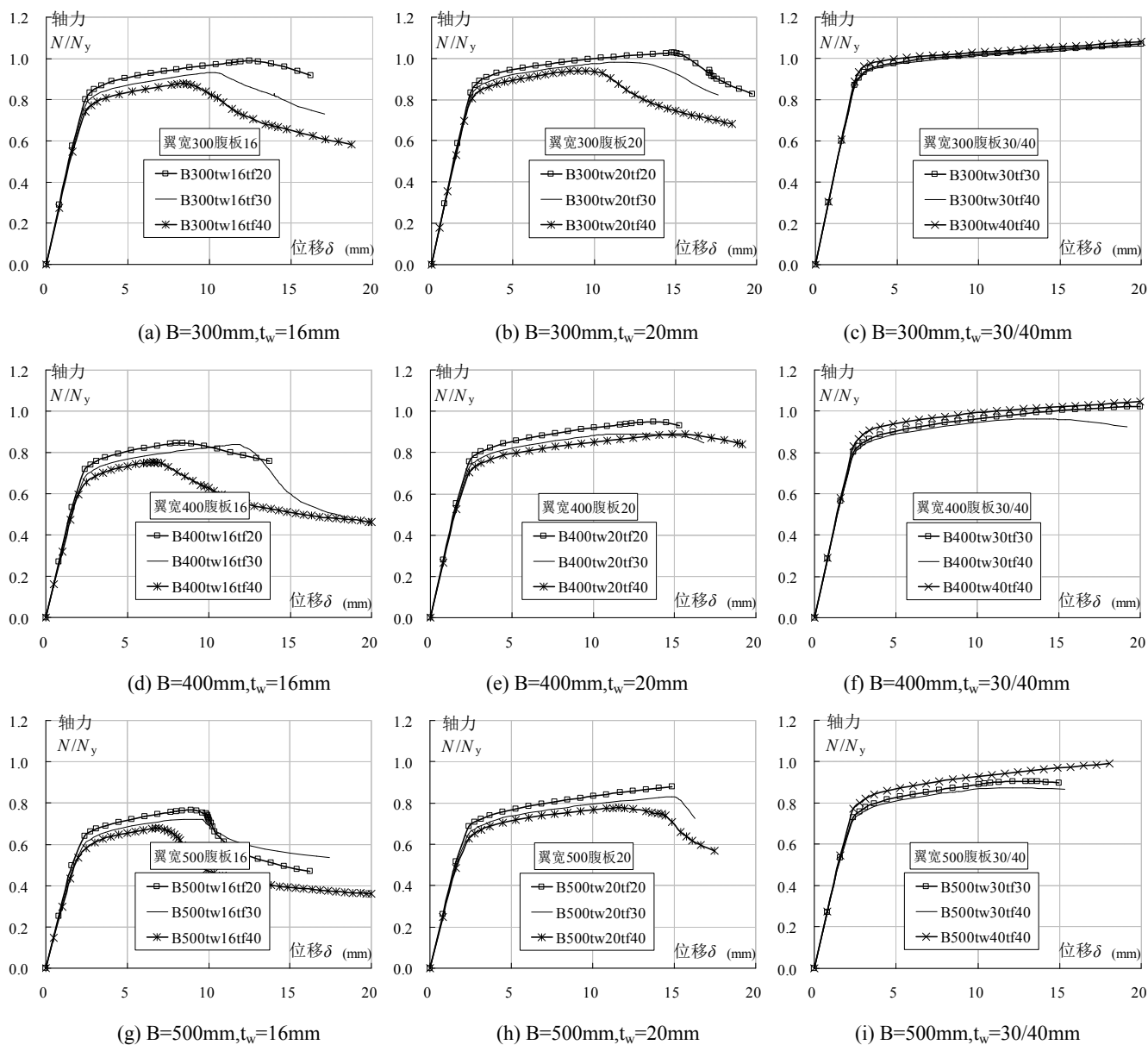


图 7 参数分析结果

Fig 7 The parametric analysis results

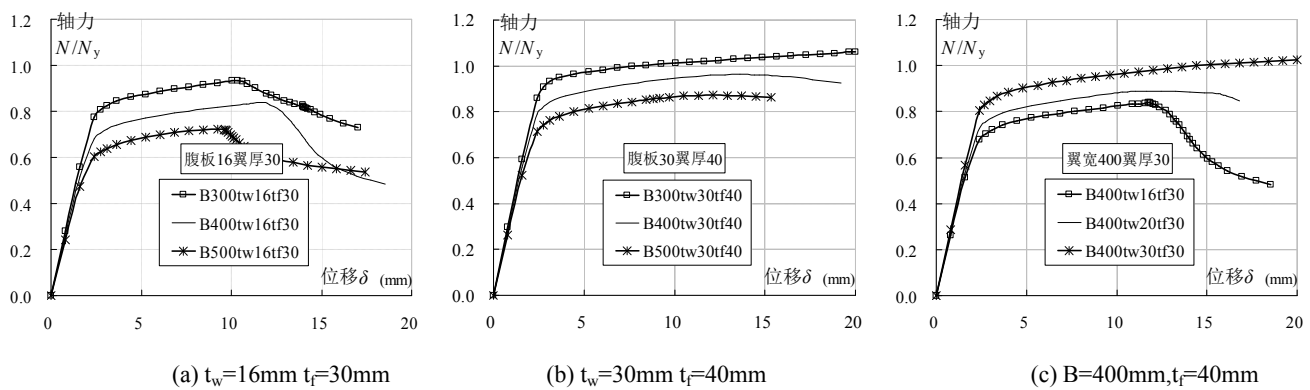


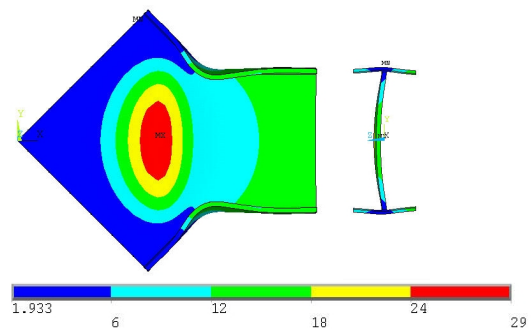
图 8 参数分析结果

Fig 8 The parametric analysis results

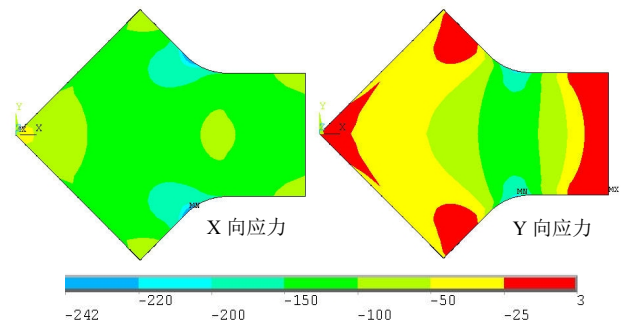
由图 7 可知: (a) 绝大部分的节点极限承载力达不到 N_y ; 在节点的承载力曲线明显转折时, 均达不到 N_y , 部分参数节点承载力曲线转折时甚至低至 $0.6N_y$ 。 (b) 翼缘越厚, 节点极限承载力的利用效率 (与支撑截面的屈服承载力计算值 N_y 相比, 后同) 越低, 并且在腹板较薄时表现较明显。

翼缘宽度和腹板厚度对节点承载力有较大的影响, 结合图 8 给出的部分参数节点的承载力曲线, 可知: (a) 翼缘越宽, 即截面宽高比越大, 节点的极限承载力利用效率越低。 (b) 翼缘越厚, 即翼缘宽厚比越小, 节点的承载力利用效率越低。 (c) 腹板越薄, 即腹板的高厚比越大, 节点的极限承载力利用效率越低。

以上参数分析结果, 与上一节的机理分析结果完全吻合: 翼缘越厚, 对腹板的分力越大, 腹板越易屈服或屈曲, 承载效率越低; 翼缘越宽, 越易发生平面外变形, 承载效率越低; 腹板越薄, 抵抗能力越差, 承载效率越低。



(c) B300tw20tf20 节点变形云图 (放大 2 倍)



(d) B500tw16tf40 节点应力云图

图 9 参数分析结果

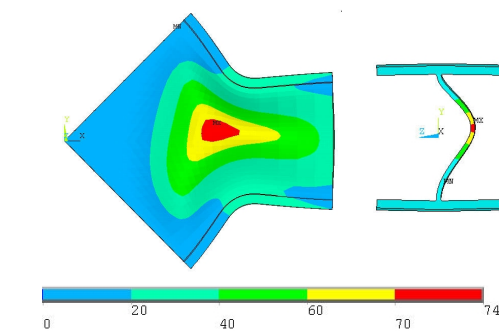
Fig 9 The parametric analysis results

图 9(a)、(b)、(c) 给出参数分析最后荷载步的变形云图, 云图中的位移值放大 2 倍显示, 可反映以上结论。为直观理解图 3 所示的内力 F_4 、 F_5 , 图 9(d) 中给出某一荷载步的 X 向和 Y 向应力云图。

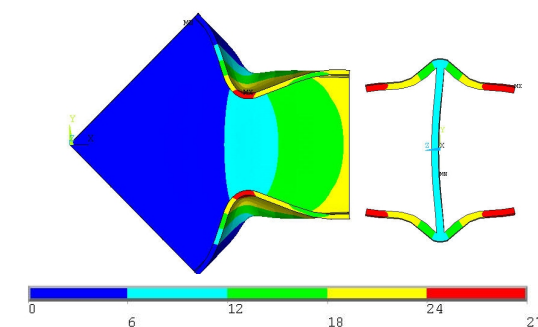
3 改进加强措施

通过参数分析可知, 此种节点型式满足不了与构件截面等强的原则, 更谈不上强节点弱构件, 甚至部分节点的极限承载力低至 $0.6N_y$, 须对此种节点进行改进加强。

由机理分析可知, 加大支撑末端的圆弧半径, 对承载力的提高应有帮助。现以宽 500mm 腹板厚 20mm 翼缘厚 30mm 的参数模型为例, 进行不同圆弧直径时



(a) B500tw16tf40 节点变形云图 (放大 2 倍)



(b) B500tw20tf20 节点变形云图 (放大 2 倍)

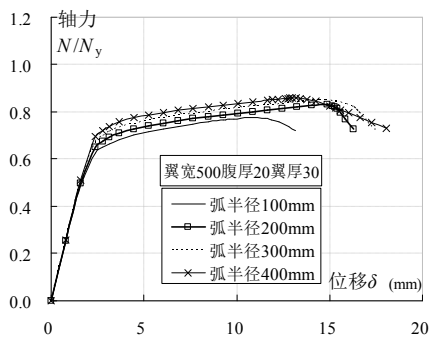


图 10 圆弧直径对节点承载力的影响
Fig 10 The influence of arc diameter to joint capacity

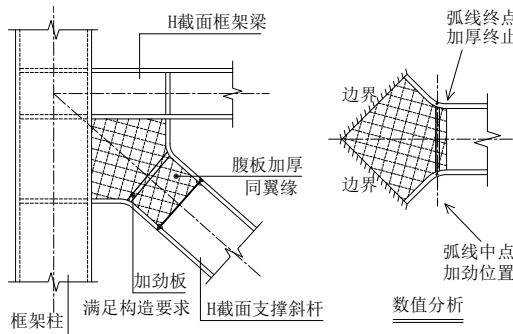


图 11 节点加强措施
Fig 11 Strengthening measures of the joint

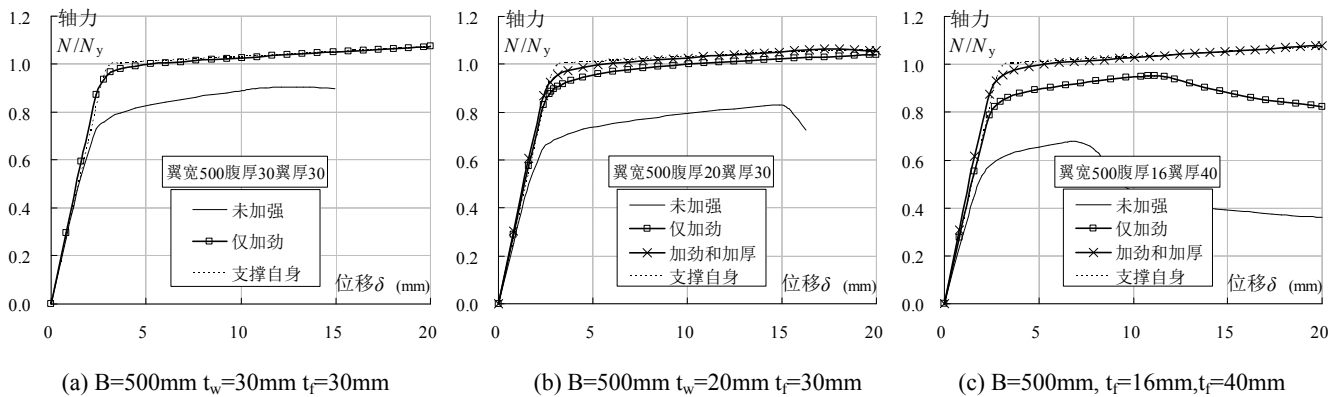


图 12 节点加强分析结果

Fig 11 The analysis result of the strengthening measures

4 结论

由以上分析可知,此种支撑连接节点的极限承载力较低,绝大部分支撑的节点极限承载力小于相连构件的屈服承载力。(a)翼缘越宽,即截面宽高比越大,节点的极限承载力利用效率越低。(b)翼缘越厚,即翼缘宽厚比越小,节点的承载力利用效率越低。(c)腹板越薄,即腹板的高厚比越大,节点的极限承载力利用效率越低。

对此种型式的节点,可采用两种加强措施:(a)在翼缘弯折处采取加劲措施,加劲板的厚度满足相应的计算和构造要求(通常情况下,满足构造要求即可)。

(b)节点区域的腹板厚度加厚,腹板厚度加厚至翼缘

节点承载力的比较,如图 10 所示。由图 10 可知,可采用此措施对节点进行一定程度的改进,但影响不大。

加强措施:(a)加厚节点区的腹板。(b)设置加劲。如图 9 所示。

取出部分参数节点,进行如图 11 所示的加强:a)仅设置加劲板,加劲板厚 20mm,宽度同翼缘外侧平齐。b)设置加劲板同时加厚腹板,加劲板设置同 a),腹板加厚至翼缘厚度。分析结果如图 12 所示。图中,“支撑自身”承载力曲线,是取上述参数分析的支撑截面,考虑图 5 所示的长度 2600mm,进行数值分析得到的曲线。

由图 12 可知:对于腹板较厚的支撑节点,仅采用加劲,节点承载力与构件基本等强;对于腹板较薄的支撑节点,仅采用加劲,节点承载力仍然没有达到构件的屈服承载力计算值,需要辅助以加厚节点区的腹板厚度,厚度基本与翼缘厚度相同即可。

厚度(H 型截面通常翼缘厚度比腹板厚度要大,本文对加厚指标没有进一步的研究)。在通常情况下,以上两个加强措施应同时采用。同时,如果支撑末端的过渡圆弧半径较大,对承载力的提高有一定的帮助。

本文仅研究了支撑受轴压力的情况,没有考虑轴拉力的情况,没有考虑弯矩和轴力同时作用的情况,但分析结果有可能会类似。

本文仅研究了支撑末端圆弧过渡后的水平段与竖直段有一定长度的节点。如末端的水平段和竖直段的长度较短,则结论可能不同。

规范和图集对此节点都有推荐,本文没有查阅到相关的研究文献。本文仅对此节点连接的静力承载力性能进行了一定的探讨,而且仅限于受力机理和数值

分析等方面，没有进行试验研究。希望能引起相关研究人员和设计人员的重视，进行更进一步的研究。

参考文献：

- [1] 刘其祥. 多高层房屋钢结构梁柱刚性节点的设计建议. 建筑结构[J]. 2003. 33(9):3-7.
- [2] 50011-2011 建筑抗震设计规范[S]
- [3] 01(04)SG519 多高层民用建筑钢结构节点构造详图[S]. 中国计划出版社 2009.9.
- [4] 孟宪德, 陈以一, 杜纯领. 圆钢管销铰连接中端板的受力性能和强度计算. 建筑结构[J]. 2009.39(5):80-83
- [5] M.M.K.Lee. Strength, stress and fracture analyses of offshore tubular joints using finite elements. Journal of Constructional Steel Research[J], 1999, 51: 265–286.
- [6] 施刚, 石永久, 王元清. 钢框架梁柱端板连接的非线性有限元分析. 工程力学[J]. 2008.25(12):79-85.
- [7] 王秀丽, 沈世钊, 尹占忠等. 钢框架梁腹板开孔型连接节点力学性能试验研究. 工程力学[J]. 2006.23(6):65-76.
- [8] 孟宪德. X 型圆钢管相贯节点平面外受弯滞回性能研究[D]. 上海: 同济大学建筑工程系,2010.
- [9] A. P. Voth, J. C. Packer. Parametric finite element study of branch plate-to-circular hollow section X-connections. Tubular Structures XII, CRC Press, 2008
- [10] Choo Y S, Qian X D, Liew J Y R, Wardenier J. Static strength of thick-walled CHS X-joints Part I. New approach in strength definition[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2003, 59: 1201–1228.

参数模型				
编号	H (mm)	B (mm)	t _w (mm)	t _r (mm)
1	600	300	16	20
2	600	300	20	20
3	600	300	16	30
4	600	300	20	30
5	600	300	30	30
6	600	300	16	40
7	600	300	20	40
8	600	300	30	40
9	600	300	40	40
10	600	400	16	20
11	600	400	20	20
12	600	400	16	30
13	600	400	20	30
14	600	400	30	30
15	600	400	16	40
16	600	400	20	40
17	600	400	30	40
18	600	400	40	40
19	600	500	16	20
20	600	500	20	20
21	600	500	16	30
22	600	500	20	30
23	600	500	30	30
24	600	500	16	40
25	600	500	20	40
26	600	500	30	40
27	600	500	40	40