

钢桁架全螺栓连接板节点受力性能研究*

黄威振¹, 段先军², 王曙光², 张国军¹, 李继光², 刘鑫刚¹, 罗宝林²

(1. 中国航空规划设计研究总院有限公司, 北京 100120;

2. 北京城建集团有限责任公司, 北京 100088)

[摘要] 海外某大型航站楼屋盖大跨度钢桁架斜腹杆采用全高强螺栓现场连接板节点, 通过试验对比研究, 验证原设计节点受力性能安全可靠。在规范允许范围内, 针对原设计节点的螺栓群分布进行优化, 试验结果表明, 优化后的连接板节点承载力提高 24.4%。在试验研究基础上, 对不同连接板厚度及螺栓群分布的连接板节点进行数值分析, 结果表明, 通过增加插板厚度可提高连接区稳定承载力。通过分析连接板应力传递规律, 提出适用于本节点的连接板应力修正计算方法。

[关键词] 航站楼; 屋盖; 钢桁架; 连接板; 节点; 设计; 试验; 数值模拟

[中图分类号] TU391

[文献标识码] A

[文章编号] 2097-0897(2025)20-0160-07

Mechanical Performance Research of Full-bolted Connection Plate Joints for Steel Truss

HUANG Weizhen¹, DUAN Xianjun², WANG Shuguang², ZHANG Guojun¹,
LI Jiguang², LIU Xingang¹, LUO Baolin²

(1. China Aviation Planning and Design Institute (Group) Co., Ltd., Beijing 100120, China;

2. Beijing Urban Construction Group Co., Ltd., Beijing 100088, China)

Abstract: The inclined web components of the large-span steel trusses in the roof of a large overseas terminal building adopt on-site connection plate joints with fully high-strength bolts. Through comparative experimental studies, the original design of the joints was verified to be safe and reliable in terms of mechanical performance. Within the scope permitted by the code, the bolt group distribution of the original design was optimized, and the test results showed that the bearing capacity of the optimized connection plate joints increased by 24.4%. Based on the experimental research, numerical analysis was conducted on connection plate joints with different plate thicknesses and bolt group distributions. The results indicated that increasing the thickness of the insert plate could enhance the stability and bearing capacity of the connection zone. By analyzing the stress transfer mechanism of the connection plates, a modified calculation method for connection plate stress applicable to this type of joint was proposed.

Keywords: terminal buildings; roofs; steel truss; connecting plate; joints; design; tests; simulation

0 引言

连接板节点在大跨度钢桁架中属于关键组成部分, 其承载力和破坏形态直接影响整体结构承载力和安全性。

针对连接板受力分析, Whitmore^[1]提出等效宽度概念, 认为应力是从第 1 排螺栓起沿 30°角扩散

至支撑端部的连接板截面, 并以此计算连接板屈服承载力。Chakrabarti^[2-3]、Rabern^[4]和 Bjorhovde 等^[5]研究了连接板受拉时的受力性能, 发现最初的破坏形态为靠近斜撑构件端部的螺栓孔间的连接板被拉断, 随后为连接板平面外屈曲。Williams^[6]考虑了斜撑形式、斜撑角度和节点板尺寸等因素影响, 对连接板屈曲强度进行分析。Cheng^[7]研究了节点板弹性抗压性能, 发现连接板加载偏心可使弹性屈曲承载力大幅度降低。Yam 等^[8-9]、Cheng 等^[10]发现弹性屈曲承载力随连接板厚度和斜撑构件深入

* 2023 北京市国资委国有资本经营预算支持市属国企创新团队项目; 北京城建集团有限责任公司创新项目

[作者简介] 黄威振, 工程师, E-mail: huangweizhen0813@126.com

[收稿日期] 2025-04-20

连接板长度的增加而增大。Walbridge 等^[11]、Nast 等^[12]、Yam 等^[13]提出了连接板设计方法。Lutz 等^[14]对薄连接板受力性能进行了试验研究和理论分析,并提出相应的设计方法。沈泽渊等^[15]对钢桁架外加式连接板的试验表明,连接板应力主要集中在腹杆与弦杆间,形成腹杆端部连接板区及其两侧连接板区 3 个受压区。李光照^[16]对双角钢杆件桁架外加式焊接连接板试件进行试验研究,表明连接板破坏形式分为压区压屈破坏和拉区撕裂破坏。

针对连接板面外稳定性分析,Astaneh-Asl 等^[17]提出,支撑端部与连接板间设置 $2t_g$ 的距离进而保证支撑先于节点板发生失稳。Haddad 等^[18-19]提出增加连接板厚度会增强连接板面外稳定性能、转动刚度和对支撑的约束能力。Asada 等^[20]将连接板对支撑的约束作用等效为具有一定转动刚度的弹簧,并证明了此简化模型的准确性。

上述研究成果为探究节点对支撑构件力学性能的影响提供了基础。本文从受力性能和经济性优化角度出发,针对本项目采用的该类节点开展进一步的试验研究与数值分析,并提出合理的节点优化建议。

1 工程概况

海外某大型航站楼平面呈 Y 形,总长 700m,宽 799m。航站楼钢屋盖分为 26 个模块,现场均采用模块化装配、全螺栓连接建造方式。每个模块均由系列正交的主、次大跨度钢桁架组成,大跨度钢桁架腹杆与弦杆间均采用连接板节点。竖腹杆及工厂拼装的斜腹杆与弦杆间采用焊接连接板节点,现场拼装的斜腹杆与弦杆间采用全螺栓连接板节点。

2 节点构造与试验研究

2.1 节点构造

以海外某大型航站楼模块化屋盖钢结构为工程背景,选取工程中单榀桁架上弦杆的原设计全螺栓连接板节点(N1-15,其中“1”代表节点编号,“15”代表连接板厚度)和原设计焊接连接板节点(N2-

15)作为研究对象,单榀桁架如图 1 所示。

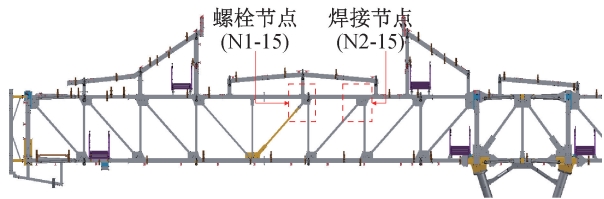


图 1 单榀桁架
Fig. 1 Single truss

考虑到原设计螺栓连接板节点(N1-15)高强螺栓盖板连接区域较长,可能会对斜腹杆承载力有所影响,在 N1-15 基础上,通过减小螺栓间距和连接区长度优化为 N3-15。N1-15,N2-15,N3-15 试件尺寸如图 2 所示。相较于 N1-15,N3-15 螺栓中心距由 90mm 缩短为 50mm,满足 EN 1993-1-8 : 2005 《Eurocode3:钢结构设计第 1-8 部分:节点设计》规定的 $2.2d_0$ 限值,插板净距由 50mm 缩短为 5mm,连接区长度由 470mm 缩短为 303mm。节点连接板厚度为 15mm,直腹杆(BR1)和斜腹杆(BR2)杆件截面尺寸均为 $\square 100 \times 6.3$,弦杆截面尺寸为 $H309.2 \times 320.5 \times 13.8 \times 21.7$,钢材等级为 S355_J0。N1-15,N3-15 试件连接区采用 8 个 8.8 级 M20 高强螺栓摩擦型连接。

2.2 节点试验方案

2.2.1 加载方案

加载装置如图 3 所示,所有节点弦杆与反力架底部通过高强螺栓固定连接,BR1,BR2 杆件顶端分别与 200t 千斤顶相连,千斤顶另一端通过连接件与反力架顶部和侧边固定连接。

2.2.2 加载制度

节点试验加载制度如表 1 所示,共分为 4 个阶段。第 1 加载阶段的加载荷载值为设计组合内力,在 BR1 杆件受压且 BR2 杆件受拉工况下设计组合内力分别为 -330.1, -409.2kN,在 BR1 杆件受拉且 BR2 杆件受拉工况下设计组合内力分别为 27.7,

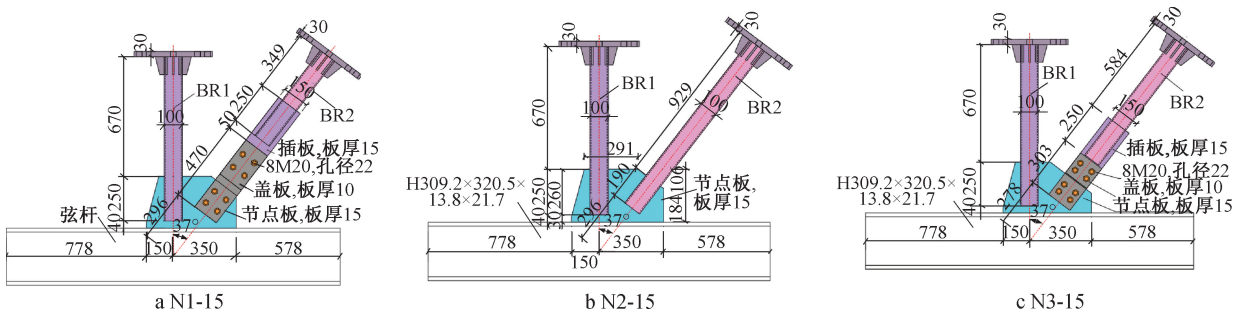


图 2 试件设计
Fig. 2 Specimen design



图 3 加载装置

Fig. 3 Loading device

–36.7kN。为进一步研究节点是否满足强节点、弱杆件性能化设计要求,以杆件全截面应力状态确定荷载施加值。第 2~4 加载阶段分别为组合加载至杆件全截面达到材料强度设计值、材料强度屈服值和材料强度极限值的荷载工况。

表 1 加载制度			
Table 1 Loading system			
阶段	阶段编号	BR1	BR2
第 1 阶段 (设计内力)	1-1	-330.1	409.2
	1-2	27.7	-36.7
	2-1	720.2	720.2
第 2 阶段 (弹性阶段)	2-2	-720.2	720.2
	2-3	-720.2	-720.2
	2-4	720.2	-720.2
第 3 阶段 (屈服阶段)	3-1	-838.2	-838.2
第 4 阶段 (极限承载)	4-1	-1 109.8	-1 109.8

2.2.3 量测方案

节点试验量测方案包括杆件轴力、位移和应变量测。其中,杆件轴力量测包括 BR1, BR2 杆件轴向力;位移量测包括 BR1, BR2 杆件轴向位移和面外位移;应变量测为在节点处粘贴应变片进行量测,应变片布置如图 4 所示,图中括号内应变片编号代表位于杆件对面但相对位置一致的应变片编号。

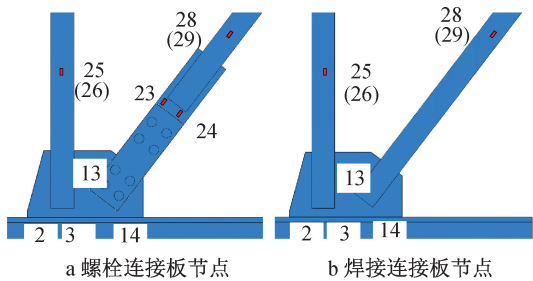


图 4 关键位置应变片布置

Fig. 4 Strain gauge layout at typical positions

2.2.4 材性试验

对同一批次连接板节点的钢材进行取样并进行材性试验,依据 GB/T 228.1—2021《金属材料 拉

伸试验 第 1 部分:室温试验方法》进行。拉伸试验结果表明,板厚 15mm 的钢材弹性模量为 211 700MPa,屈服强度为 399MPa,屈服应变为 1 884 $\mu\epsilon$,极限强度为 566MPa,极限应变为 0.15 ϵ 。

3 节点受力性能试验研究

3.1 第 1 加载阶段

加载阶段 1-1 时,节点试验现象如图 5 所示,3 个试验节点均未发现破坏现象。N1-15, N3-15 试件在插板连接处的应变最大,分别为 1 126.7, 922.5 $\mu\epsilon$,均小于屈服应变 1 884 $\mu\epsilon$,仍处于弹性状态。N2-15 试件 BR2 杆件处应变最大,为 1 027 $\mu\epsilon$,小于屈服应变,仍处于弹性状态。3 个节点关键位置在此加载阶段均处于弹性状态。在第 1 阶段的其余加载工况下同样处于弹性状态,此处不再赘述。由此可得,在设计荷载作用下,3 个节点关键位置均处于弹性状态,高强螺栓未发生滑动,节点受力性能满足设计要求。

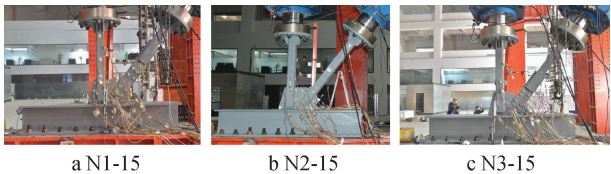


图 5 加载阶段 1-1 时试验现象

Fig. 5 Test phenomenon at loading stage 1-1

3.2 第 2~4 加载阶段

在第 2 加载阶段, BR2 杆件底部连接板、BR2 杆件和 BR2 杆件插板连接区的应变对比如图 6 所示。整个加载阶段插板连接区应变相较于其他位置均较大,插板连接区为受力薄弱区。此加载过程中插板连接区应变均超过屈服应变,处于屈服状态。通过加载阶段 2-1, 2-2 对比可得, BR1 杆件受压时, N1-15, N2-15, N3-15 在 BR2 杆件底部连接板处的拉应变分别增加 25%, 76%, 42%。通过加载阶段 2-3, 2-4 对比可得, BR1 杆件受拉时, N2-15, N3-15 试件在 BR2 杆件底部连接板处压应变分别增加 76%, 26%。

综上所述,杆件插板连接区为受力薄弱区,受压过程中最先进入屈服状态。BR1 杆件受拉或受压时会增加 BR2 杆件底部连接板压应力或拉应变,设计应考虑 BR1 杆件受力对连接板应力的增大作用。

在第 2~4 加载阶段, BR2 杆件轴向压力-轴向位移曲线如图 7 所示。在第 2 加载阶段时, N1-15, N3-15 试件的 BR2 杆件在轴向压力分别为 588, 616kN 时,节点连接区发生高强螺栓滑移现象,其他

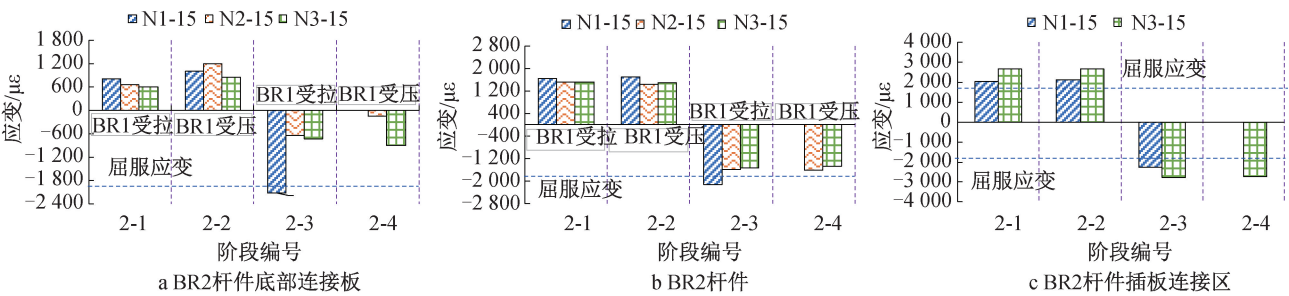


图 6 第 2 加载阶段节点应变分析

Fig. 6 Strain analysis of joints at loading stage 2

区域未发现破坏现象。

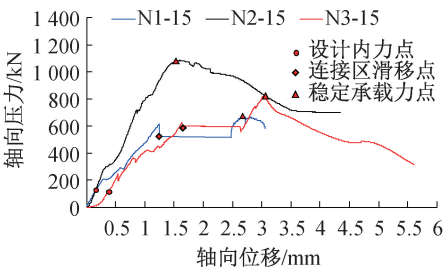


图 7 BR2 杆件轴向压力-轴向位移曲线

Fig. 7 Axial pressure-axial displacement curves of rod BR2

N1-15 试件在插板连接区稳定承载力为 663.1kN 时,整体失稳过程为 BR2 杆件插板连接区先行发生面外失稳,然后在二阶作用下,盖板连接区进一步加剧屈曲失稳,最终破坏形态如图 8a 所示。

N3-15 试件在插板连接区稳定承载力为 825kN,失稳时节点破坏形态如图 8b 所示,失稳形态与 N1-15 试件基本一致。N3-15 试件在插板连接区稳定受压承载力相较于 N1-15 试件提高了 24.4%,但仍小于杆件全截面屈服阶段极限承载力。由此说明,在规范允许范围内缩短螺栓群间距,进而减小插板连接区长度,能有效提高插板连接区稳定承载力。建议对节点进行改进优化,进一步提高承载力和经济效益。

N2-15 试件稳定承载力为 1 010kN,节点失稳时

变形状态如图 8c 所示,试件中部发生面外失稳破坏。N1-15,N3-15 试件在插板连接区失稳时稳定承载力相较于 N2-15 试件分别降低了 34.3%,22.4%,说明全螺栓连接板节点连接区为整个杆件薄弱区,不满足强节点、弱杆件的性能化设计要求,需进一步优化全螺栓连接区的设计。

4 节点受力性能数值分析

4.1 模型建立

运用通用有限元分析软件 ABAQUS 对全螺栓连接板节点进行进一步数值分析。

4.1.1 单元选取和网格划分

数值分析模型 N3-15 试件尺寸与试验试件尺寸一致,如图 9 所示。试件均采用实体单元 C3D8R,网格尺寸依据结果的准确性和计算成本综合考虑,节点连接加密区网格尺寸为 10mm,其他区域为 50mm,高强螺栓网格尺寸为 5mm。

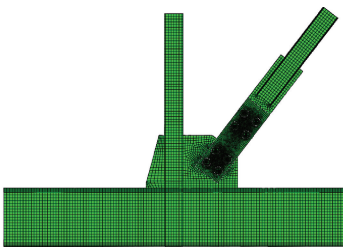


图 9 全螺栓连接板节点有限元模型

Fig. 9 Finite element model of full-bolted connecting plate

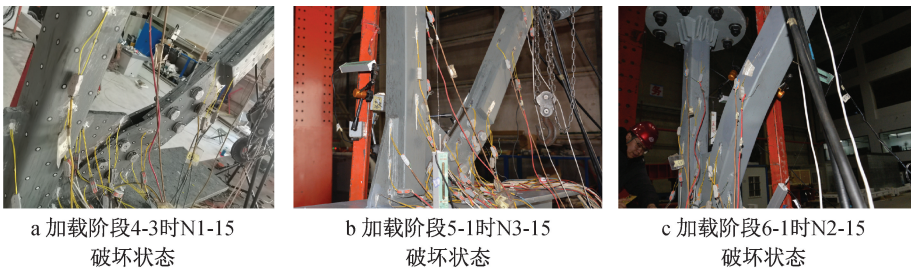


图 8 节点破坏状态

Fig. 8 Failure state of joints

4.1.2 几何非线性和材料非线性

构件均采用 S355_J0 钢材,依据材性试验结果,考虑材料非线性,按 Von Mises 屈服准则和随动强化准则确定钢材真实应力和真实应变。计算考虑结构几何非线性和材料非线性。

4.1.3 边界条件和荷载工况

数值分析模型边界条件与试验构件边界条件一致,将有限元模型下弦杆底部刚接,BR1,BR2 杆件端部设置为铰接,并释放轴向约束。高强螺栓与盖板、插板与盖板、高强螺栓孔壁与盖板及插板间轴向均设置刚性接触,保证相互间仅传递压力,并防止网格间相互侵入,切向均设置摩擦,摩擦系数取为 0.4。

N3-15 在加载阶段 5-1 的有限元分析结果和试验结果对比如图 10 所示,两者曲线基本重合。在连接区高强螺栓发生滑移时,试验和有限元分析得到的轴向压力分别为 576.3,597.8kN,两者相差 3.7%。在插板连接处失稳时,试验和有限元分析得到的稳定承载力分别为 820.2,859.1kN,两者相差 4.7%。在此加载阶段,BR2 杆件底部连接板和插板连接处试验和有限元分析得到的应变分别为 -1 136.4,-1 245.4 $\mu\epsilon$,两者相差 9.6%。由此说明,数值分析模型计算精度满足要求,满足进一步分析的需求。

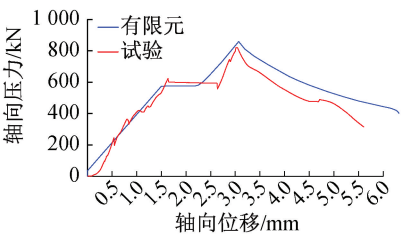


图 10 N3-15 试件试验和有限元分析的承载力对比
Fig. 10 Comparison of bearing capacity between test and finite element analysis of specimen N3-15

4.2 连接区稳定承载力分析

针对插板厚度为 5,10,15,20,25mm 的 N3-5,N3-10,N3-15,N3-20,N3-25 节点进行插板厚度参数化分析,进一步分析插板厚度对连接区稳定承载力的影响。

不同插板厚度节点的 BR2 杆件轴向压力-轴向位移曲线对比如图 11 所示。当插板厚度为 5,10,15mm 时,节点对应的极限承载力分别为 140.84,535.4,859.7kN,连接区稳定承载力逐渐增大,但节点破坏形态均为插板连接处失稳破坏。由此说明,随着插板厚度增加,连接区稳定承载力逐渐增大,但仍小于杆件稳定承载力,仍不满足“强节点、弱杆件”的性能化设计目标。

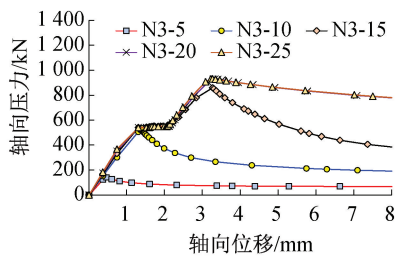


图 11 节点轴向压力-轴向位移曲线对比
Fig. 11 Comparison of axial pressure-axial displacement curves of joints

当插板厚度为 20,25mm 时,节点轴向压力-轴向位移曲线基本重合,对应的极限承载力分别为 931.1,931.4kN,两者基本一致,节点破坏形态均为 BR2 杆件失稳破坏。由此说明,针对本工程节点,当插板厚度>20mm 时,连接区稳定承载力大于杆件稳定承载力,满足“强节点、弱杆件”的性能化设计目标。插板厚度>20mm 时,增加连接板厚度对杆件极限承载力无影响。

综上所述,插板厚度的增加有利于提高连接区稳定承载力,但节点在插板厚度>20mm 时,连接区稳定承载力大于杆件稳定承载力,满足承载力不随插板厚度增加而改变。因而建议连接板厚度增加为 20mm,节点受压承载力大幅度增大且与全焊接节点破坏形态一致,受力更合理。

4.3 连接板应力影响分析

4.3.1 试件设计

针对不同螺栓群分布进行参数化设计,螺栓群参数如图 12、表 2 所示,其他参数与试验一致。

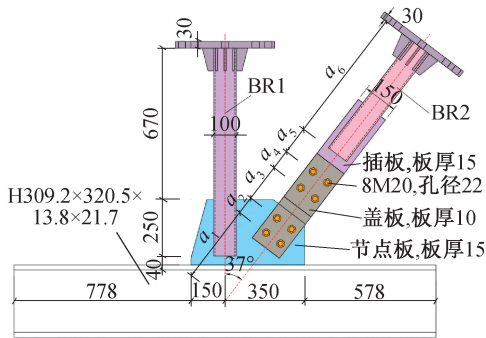


图 12 节点螺栓群参数
Fig. 12 Bolt group parameters of connections

4.3.2 连接板应力分析

采用 Whitmore 提出的等效宽度法得到的连接板应力理论计算结果与数值分析结果对比如表 3 所示,表中 σ_{FEA} , σ_w 分别为应力数值分析结果和理论计算结果, F_{cr} 为极限承载力。N6-15,N7-15 试件的连接板应力理论计算结果与数值分析结果误差较

表 2 数值分析试件设计

Table 2	Specimen design for numerical analysis						mm
试件编号	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	
N3-15	327	50	102	50	53	834	
N4-15	339	50	102	50	53	821	
N5-15	387	50	102	50	53	772	
N6-15	339	99	102	50	53	772	
N7-15	315	122	102	50	53	772	

小,但其他试件的两者误差均>30%。应力理论计算结果与实际结果偏差较大的主要原因为 N3~N5 的高强螺栓群布置较紧密,导致第 2 排螺栓处等效宽度计算结果偏小,进而使连接板应力偏大,误差相对较大。

表 3 应力理论计算结果与数值分析结果对比

Table 3	Comparison between theoretical calculation results and numerical analysis results for stress			
试件编号	$F_{cr}/$ kN	$\sigma_{FEA}/$ MPa	$\sigma_w/$ MPa	偏差/ %
N3-15	860	-269	-416	-35
N4-15	879	-274	-425	-36
N5-15	820	-263	-397	-34
N6-15	805	-286	-276	4
N7-15	809	-256	-250	2

综上所述,在规范允许范围内缩短螺栓群间距能提高连接区稳定承载力,但会导致连接板应力的理论计算结果与实际偏差较大,需进一步优化螺栓群间距较小情况下的连接板应力计算方法。

在连接区达到稳定承载力前,连接板应力分布如图 13 所示。通过应力分析可得,第 1,2 排高强螺栓将 BR2 杆件内力由螺栓中心向外扩散至连接板,应力扩散角约为 40°。不同螺栓群分布的连接板最大压应力均位于第 2 排高强螺栓孔应力向外扩散区

域。第 2 排高强螺栓应力扩散线的交点为连接板应力最大点,可将此点应力作为连接板控制应力点。

通过对连接板受力模式分析可得,连接板应力可简化为第 1,2 排高强螺栓在控制点处的应力叠加。高强螺栓在控制点处的应力可依据 Whitmore 提出的等效宽度法求得,应力扩散角修正为 40°。连接板处应力传递简化分布如图 14 所示,A 点为连接板和插板处的控制应力点。

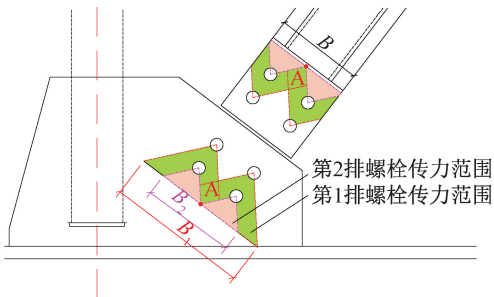


图 14 连接板处应力传递

Fig. 14 Stress transfer at connecting plate

BR2 杆件压力通过盖板传递给高强螺栓,每排高强螺栓各承担一半的 BR2 杆件内力 (F_{BR2})。第 1,2 排高强螺栓传至 A 点的内力范围等效宽度为 B_1, B_2 ,此时连接板 A 点的等效应力 σ_1, σ_2 计算分别如式(1)~(2)所示(其中 t 为连接板厚度)。

$$\sigma_1 = \frac{0.5 F_{BR2}}{B_1 t} \tag{1}$$

$$\sigma_2 = \frac{0.5 F_{BR2}}{B_2 t} \tag{2}$$

连接板应力 σ_A 为 σ_1, σ_2 之和,计算如式(3)所示。

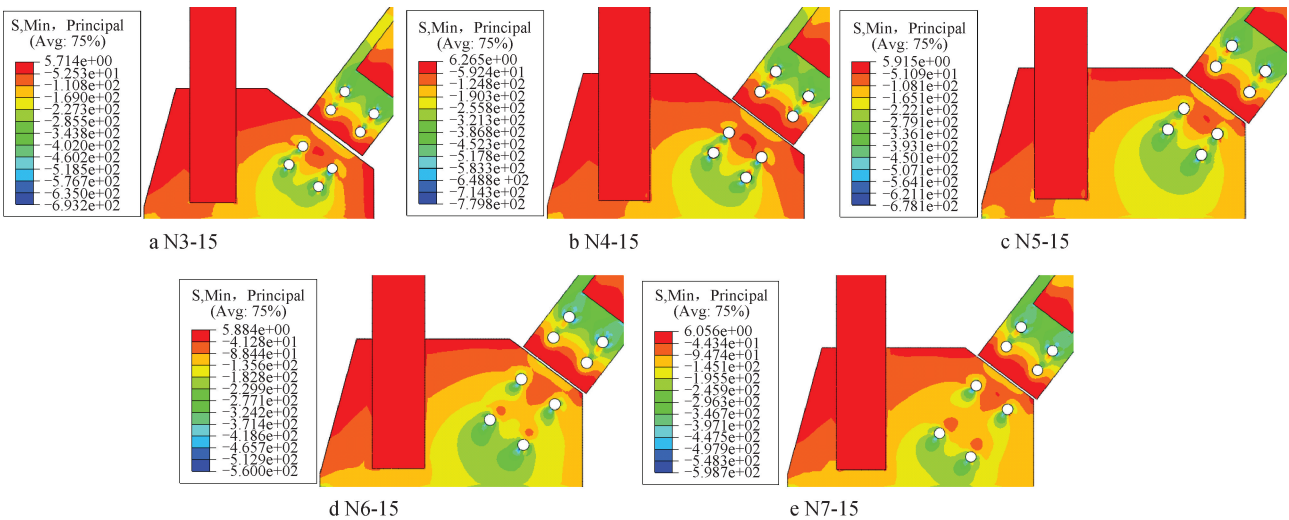


图 13 连接板应力云图(单位:MPa)

Fig. 13 Stress of connecting plate(unit:MPa)

$$\sigma_A = \frac{0.5F_{BR2}(B_1 + B_2)}{B_1B_2t}$$

(3)

运用修正方法计算连接板应力(σ_A)与数值分析结果如表 4 所示。修正方法计算得到连接板应力与数值分析结果较接近,最大偏差均在 10% 以内。修正方法计算结果均大于数值分析结果,这是由于 BR2 杆件传至高强螺栓的部分内力以更大的扩散角扩散至连接板,修改方法并未全部考虑。总之,修改方法的计算结果与数值分析结果较为一致,且具有一定的安全裕度。

表 4 连接板应力修正方法计算结果与数值分析结果对比

Table 4 Comparison between correction method calculation results and numerical analysis results for connecting plate stress

试件 编号	F_{cr} / kN	σ_{FEA} / MPa	σ_A / MPa	偏差/ %
N3-15	860	-269	-297	-9
N4-15	879	-274	-303	-10
N5-15	820	-263	-283	-7
N6-15	805	-286	-264	8
N7-15	809	-256	-248	3

5 结语

本文针对海外某大型航站楼大跨度钢桁架连接板节点进行试验研究及数值分析,主要结论如下。

1) 对大跨度钢桁架连接板节点进行设计工况下的试验研究,验证了连接板节点在设计荷载作用下的安全性能。

2) 插板连接区为受力薄弱区,受压过程中最先进入屈服状态。BR1 杆件受拉或受压时会增加 BR2 杆件底部区域连接板压应力或拉应变。

3) 在规范允许范围内,通过缩短连接板上高强螺栓间距可大幅度提高连接区稳定承载力,建议进一步优化高强螺栓排布,提高经济效益。

4) 连接板厚度的增加有益于提高节点 BR2 杆件承载力,但在连接板厚度>20mm 时,承载力不随连接板厚度增加而改变。因此,建议连接板厚度增加为 20mm,有利于提高节点经济效益。

5) 提出了适用于本类节点的连接板应力修正计算方法,并通过数值分析与试验进一步验证其可靠性。

参考文献:

[1] WHITEMORE R E. Experimental investigation of stresses in gusset plate[D]. Tennessee: University of Tennessee,1952.

[2] CHAKRABARTI S K. Tests of gusset plate connections [D]. Tucson;the University of Arizona,1983.

[3] CHAKRABARTI S K. Inelastic buckling of gusset plates [D]. Tucson;the University of Arizona,1987.

[4] RABERN D A. Stress, strain and force distributions in gusset plate connections [D]. Tucson;the University of Arizona,1983.

[5] BJORHOVDE R,CHAKRABARTI S K. Tests of full-size gusset plate connections [J]. Journal of structural engineering, 1985, 111(3) :667-684.

[6] WILLIAMS G C. Steel connection designs based on inelastic finite element analysis[D]. Tucson; the University of Arizona,1986.

[7] CHENG J J R. Compressive behavior of gusset plate connections[R]. Edmonton;University of Alberta, 1987.

[8] YAM M C H,CHENG J J R. Experimental investigation of the compressive behavior of gusset plate connections [R]. Edmonton;University of Alberta, 1993.

[9] YAM M C H,CHENG J J R. Analytical investigation of the compressive behavior and strength of steel gusset plate connections[R]. Edmonton;University of Alberta, 1994.

[10] CHENG J J R,YAM M C H,HU S Z. Elastic buckling strength of gusset plate connections [J]. Journal of structural engineering, 1994,120(2) :538-559.

[11] WALBRIDGE S S,GRONDIN G Y,CHENG J J R. An analysis of the cyclic behavior of steel gusset plate connections [R]. Edmonton;University of Alberta, 1998.

[12] NAST T E, GRONDIN G Y, CHENG J J R. Cyclic behavior of stiffened gusset plate-brace member assemblies [R]. Edmonton; University of Alberta, 1999.

[13] YAM M C H,CHENG J J R. Behavior and design of gusset plate connections in compression [J]. Journal of constructional steel research,2002,58(5/6/7/8) :1143-1159.

[14] LUTZ D G, LABOUBE R A. Behavior of thin gusset plates in compression[J]. Thin-walled structures,2005,43(5) :861-875.

[15] 沈泽渊,赵熙元. 焊接钢桁架外加式节点板静力性能的研究 [J]. 工业建筑,1987,17(8) :19-26.

SHEN Z Y,ZHAO X Y. Study on static performance of welded steel truss with external joint plate [J]. Industrial construction, 1987,17(8) :19-26.

[16] 李光照. 钢桁架节点板弹塑性工作过程及破坏机理试验研究 [J]. 建筑结构学报, 1987 (2) : 10-22.

LI G Z. Experimental study on elastic-plastic working process and failure mechanism of steel truss gusset plate [J]. Journal of building structures, 1987(2) : 10-22.

[17] ASTANEH-ASL A, COCHRAN M L, SABELLI R. Seismic detailing of gusset plates for special concentrically braced frames [M]. 2006.

[18] HADDAD M, BROWN T, SHRIVE N. Experimental cyclic loading of concentric HSS braces [J]. Canadian journal of civil engineering,2011,38(1) :110-123.

[19] HADDAD M,SHRIVE N. Cyclic performance and fracture of wide flanged concentrically steel braced frames [J]. Australian journal of structural engineering,2020,21(3) :263-278.

[20] ASADA H,SEN A D,LI T,et al. Seismic performance of chevron-configured special concentrically braced frames with yielding beams [J]. Earthquake engineering & structural dynamics,2020, 49(15) :1619-1639.