

垫板加强 N 形圆钢管相贯节点静力性能试验研究

吴亮秦¹, 李自林^{2,3}, 韩庆华³

(1 同济大学 桥梁工程系, 上海 200092 2 天津城市建设学院 土木工程系, 天津 300384

3 天津大学 建筑工程学院, 天津 300072)

摘要: 为研究加强垫板对承受支管轴力和主管轴力的 N 形圆钢管相贯节点静力性能的影响, 对未加强节点和垫板加强节点试件进行了试验研究, 并运用有限元方法对试验节点进行了非线性分析。比较试验与有限元分析得到的极限承载力结果和破坏模式, 发现二者吻合较好。改变垫板各几何参数, 对加强节点进行有限元分析。结果表明, 加强垫板可以降低节点应力集中系数, 减小局部变形, 提高节点极限承载力; 增大垫板长度和弧度对节点极限承载力的影响很小, 而增大垫板厚度可有效提高节点极限承载力, 但当垫板厚度增大到一定值时, 再增加垫板厚度对节点极限承载力提高无益而对结构整体受力不利。

关键词: N 形圆钢管相贯节点; 垫板加强; 非线性有限元分析; 极限承载力

中图分类号: TU 392.3 **文献标志码:** A

Experimental study on static behavior of plate reinforced tubular N-joints

WU Liangqin¹, LI Zilin^{2,3}, HAN Qinghua³

(1 Department of Bridge Engineering Tongji University Shanghai 200092 China

2 Department of Civil Engineering Tianjin Institute of Urban Construction Tianjin 300384 China

3 School of Civil Engineering Tianjin University Tianjin 300072 China)

decrease local deformation and increase ultimate capacity of the joint. It is found from the parametric study that the length and radius of the reinforcing plate has little influence on the ultimate capacity of joints, whereas the thickness of the reinforce plate greatly affect the ultimate capacity. The ultimate capacity of a tubular joint increases remarkably as the thickness of the reinforcing plate increases. However, when the thickness of the reinforcing plate reaches a certain value, further increase of the thickness of the reinforcing plate is useless for the ultimate capacity, and may even weakening the mechanical behavior of the overall structure.

Keywords: tubular N-joint; plate reinforced; nonlinear finite element analysis; ultimate capacity

基金项目: 天津市自然科学基金重点项目 (08JCZDJC18300)。

作者简介: 吴亮秦 (1985—), 男, 江西赣州人, 博士研究生。E-mail: jwlu1985@163.com

收稿日期: 2008 年 5 月

0 引言

在各种形式的管结构中,管节点的受力性能一直是个重要研究课题,因为节点的破坏往往导致与之相连若干杆件的失效,使整个结构破坏。而直接焊接管节点是主支管交汇而成的三维空间薄壁结构,应力分布十分复杂,几乎不可能得到精确解析解,试验是进行钢管相贯节点性能研究的必要和有效途径。为此,国内外学者进行了大量的试验研究^[1-6]。

对于加强节点,文献[7]对 T形垫板加强节点的应力分布规律进行了研究,发现垫板对应力集中系数的有较大影响。文献[8]对混凝土填充的 X形、T形和 K形矩形钢管相贯节点的承载力进行了试验研究,并提出了这几种混凝土加强矩形钢管节点的承载力计算公式。文献[9]讨论了 K形钢管相贯节点在节点域的高应力集中引发疲劳破坏的问题,通过静力试验和疲劳试验比较分析了 5种加强方案的极限承载力和疲劳强度。文献[10]对内置加劲环的鼓形和 X形加强节点进行了试验研究,认为支管在拉压弯作用下,加劲环的设置均能提高节点承载力和刚度。文献[11-12]对 T形垫板和套管加强节点(支管承受轴向压力)的极限承载力进行了试验研究,表明垫板和套管可以明显提高节点的静强度。

本文对尚未有研究涉及的 N形垫板加强节点进行极限承载力试验研究,与未加强节点作了试验比较。运用 ANSYS 软件对试验节点进行了有限元分析,比较试验和有限元计算得出的节点变形过程、极限承载力和破坏模式。在此基础上,用有限元方法分析了垫板各几何参数对节点极限承载力的影响。

1 试验概况

1.1 节点试件

节点试件为:未加强的圆钢管相贯节点(JD-A)和垫板加强节点(JD-B),试件外形参数如图 1a、1b 和表 1 所示。图 1c 表明了沿着焊缝处的几个关键部位(跟点、鞍点和冠点)。

表 1 N形节点几何参数

Table 1 Geometrical parameters of N-joints

d_0	t_0	d_1	t_1	d_2	t_2	t_p	θ_p	L_1	L_2
/mm	/mm	/mm	/mm	/mm	/mm	/mm	/($^\circ$)	/mm	/mm
245	6	89	6	89	6	6	95	90	245

1.2 材性试验

节点试件主管、支管和垫板所用钢材均为 Q345

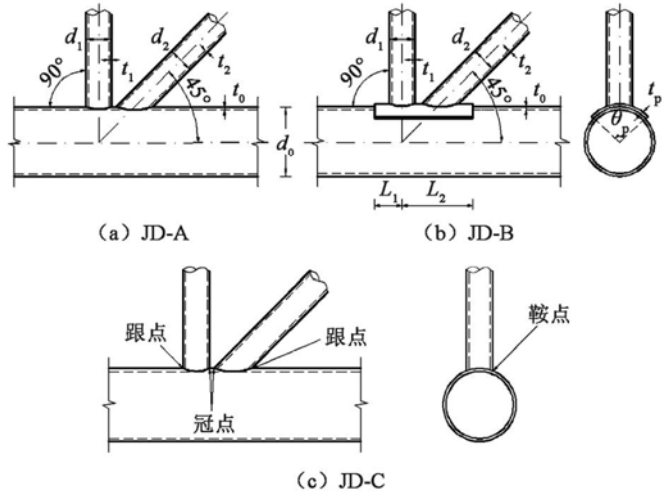


图 1 N形节点几何构造

Fig 1 Configuration of tubular N-joints

试验前分别取 8组试样制成小圆柱进行单轴拉伸试验,将测得结果取均值得到钢材的屈服强度 443MPa 抗拉强度 582MPa 伸长率 24.5%,弹性模量 205GPa,屈强比 0.761,测得钢材本构关系如图 2 所示。

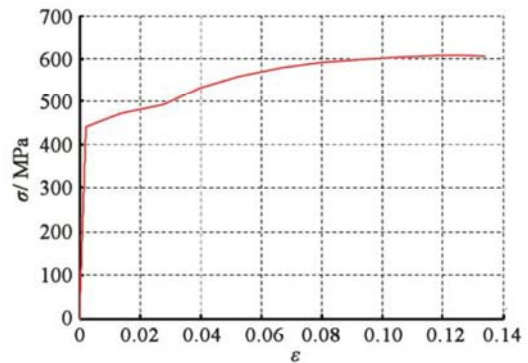


图 2 钢材的本构关系

Fig 2 Constitutive relation of steel

1.3 加载装置

本试验所采用的加载装置如图 3 所示,左右两反力架通过锚杆、地脚螺栓固定于实验室地槽,试件斜支管通过拉耳铰接在反力架上,在加载过程中主要承受拉力,拉耳和主管的左端均用高强螺栓固接于反力架。试验过程中分别用 2000kN、1000kN 油压千斤顶对竖向支管和主管的左端加轴向压力。经验算,现有反力架具有足够刚度,能确保加载过程中不会发生因反力架刚度不足而产生过大变形对试件造成过大的次应力。

1.4 测试内容

(1)内力监控:在主管的两端、受拉支管和受压支管上分别沿轴向布置了单向应变片,如图 4 所示。通过测得应变反算各管的内力分布,以监控油压千斤顶的加载数值,调整传感器的作用位置,尽量使主管和支管沿轴向加载,减小加载时产生的平面内和平面外弯矩。实时校核受拉支管所受拉力与理论计算值的差距,以检验试件与反力架之间的连结是否

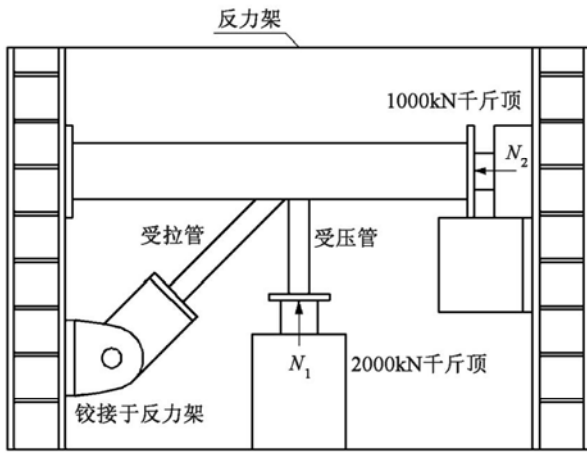


图 3 N形节点加载装置
Fig 3 Test set-up for N-joints

符合试验设计要求,及时发现问题,消除连接螺栓松动产生的安装间隙,必要时重新进行试件安装。以确保单调静力破坏试验的可靠、顺利进行。

(2)主管壁变形测试:在受压支管和主管相交的两鞍点处均布置了百分表,并在受压支管中心线和主管顶部的交点处布置了百分表,测得值作为主管管壁的刚性位移,见图 4。百分表 1、2 的均值减去百分表 3 测得值即为主管壁变形大小。

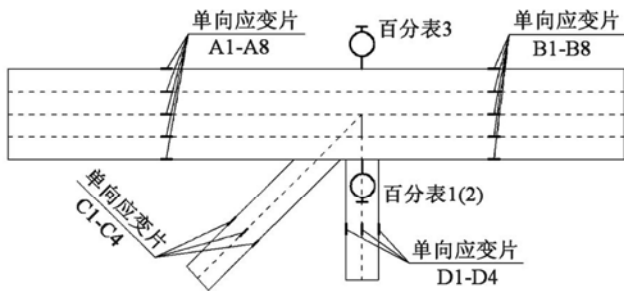


图 4 测点布置
Fig 4 Measurement points arrangement

1.5 加载方案

加载前用 ANSYS 软件对节点试件进行了估算,固定主管轴向压力设计值为 200kN,以计算模型最大等效应力达到屈服强度 (443MPa) 时,加在竖向支管上轴向压力作为支管的设计荷载。据此可求得试件 JD-A、JD-B 竖向支管的设计荷载分别为 115kN、

20%,加载至设计荷载;第 2 阶段,主管荷载保持不变,支管每级加载设计荷载的 10%,加载至试件的荷载-变形曲线出现拐点;第 3 阶段,综合预估破坏荷载和实时监控情况,支管每级加载 6.0~10kN 之间,直至节点破坏。

基于已有研究成果^[13-15],本试验以主管管壁凹陷变形达到主管直径的 3% (7.35mm) 时对应的作用于支管上的荷载作为节点的极限承载力。这样确定的极限承载力平均可达节点极限强度的 80% 以上。既利用了最大弹性轴力后的强度,又不致产生过大的管壁局部塑性变形。

2 试验结果与有限元分析

2.1 试验现象与结果

加载的前几级,都听到钢管与反力架钢管的金属摩擦声,后趋于稳定,主管轻微倾斜,这是由于主管在受压支管轴向荷载作用下发生了向上的刚性位移。JD-A 试件在受压支管荷载加到 $N_1 = 170\text{kN}$ 左右时,主管壁刚度变“柔”,开始出现非弹性变形,主管管壁受压处出现凹陷;荷载加到 $N_1 = 225\text{kN}$ 后,管壁变形增大而荷载增长缓慢,形成类似“塑性流动”现象;荷载加到 $N_1 = 245\text{kN}$ 后,管壁变形发展很快,受压处主管明显为非圆截面,每级加载都听到“嚓嚓”声,但试件仍未破坏,直到荷载加到约 $N_1 = 290\text{kN}$ 时,试件破坏,受拉支管焊缝在冠点位置处开裂,卸载后主管壁凹陷残余变形显著。JD-B 试件在受压支管荷载加到 $N_1 = 260\text{kN}$ 左右时,开始出现非弹性变形,垫板和主管管壁受压处出现凹陷;荷载加到 $N_1 = 300\text{kN}$ 后,管壁变形发展加快,而荷载增长减缓;当荷载加到约 $N_1 = 340\text{kN}$ 时,试件破坏,受拉支管与垫板的焊缝在冠点位置处断裂,与受压支管相交处的垫板和主管壁残余变形明显。

试件荷载-变形曲线如图 5 所示,图中纵轴表示加在竖向支管上的荷载,横轴表示百分表测得的主管壁变形,以使管壁凹陷为正。可见,JD-A 试件从拐点的出现到试件的最后破坏,经历了较长的变形发展过程,破坏时主管壁最大凹陷量达 14.5mm,表明其延性较好;JD-B 试件荷载-变形曲线比 JD-A 试件“陡”,没有明显的“塑性流动”阶段,破坏时最大凹陷量为 8.5mm,延性比 JD-A 试件差。

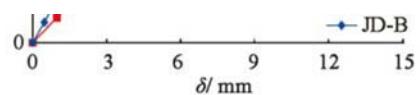


图 5 荷载-变形曲线
Fig 5 Load-displacement curves

试件破坏模式如图 6 所示, 可见, JD-A 试件的破坏模式属于常见的主管表面塑性失效, 受压支管将主管壁压陷, 受拉支管将主管壁拉出, 由于受压和受拉两支管间隙很小, 拉压两支管间隙处两边较大的相对位移使拉管与主管的连接焊缝在受拉支管冠点位置附近开裂, 试件破坏前有明显前兆和塑性发展过程。JD-B 试件的破坏模式与 JD-A 试件相同, 只是由于垫板对主管刚度的加强作用, 主管壁的变形比 JD-A 试件小。



(a) JD-A



(b) JD-B

图 6 破坏模式
Fig 6 Fracture mode

化大变形和小应变的特性, 适于分析薄或中等厚度的板壳结构。钢材的本构关系根据材性试验得出的应力-应变曲线采用多线性等向强化模型, 泊松比设为 0.3。网格划分时控制单元边长, 在相贯线附近缩小控制尺寸, 以提高的计算精确和效率。

主管表面与加强垫板底面之间的接触之间的接

初始间隙; K9= Exclude即不考虑接触面和目标面之间的初始渗透; K11= Include即考虑接触面和目标面的厚度影响; K12= Bonded即接触类形为绑定接触。此时, 程序认为接触面与目标面之间的摩擦阻力无限大, 能恰当地用来模拟垫板和主管之间的焊接; 其

余关键字采用默认值。实常数设定时, 设定目标面单元 TARGE170 的几何形状: 接触面半径 $R_1 = 119.5\text{mm}$, 其余实常数采用默认值。

考虑结构对称性, 为提高计算速度取实际结构的一半建模计算, 按试验加载制度对计算模形分级加载, 采用完全牛顿-拉夫逊增量迭代法求解 (full Newton-Raphson), 结合线性搜索技术 (line search)、应用预测 (predictor)、自适应下降 (adaptive descent) 等以加快收敛。

2.3 有限元计算结果与试验结果比较

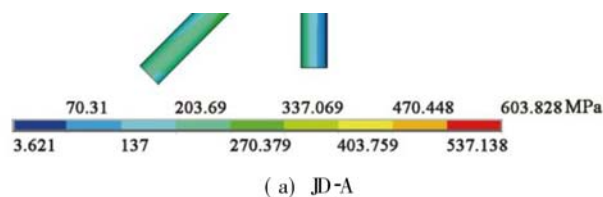
将 JD-A 和 JD-B 试件极限承载力的试验结果和有限元结果并进行比较, 如表 2 所示。考虑到试验中试件和反力架和拉耳不能完全铰接和固接, 施加荷载时不可能完全轴向加载, 且有限元分析时没有考虑焊缝缺陷和焊缝残余应力的影响, 这样的误差可接受。

表 2 极限承载力的试验结果与有限元结果比较

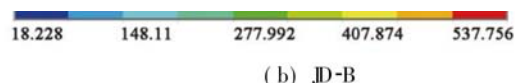
Table 2 Comparison of ultimate capacity between test values and calculated values from FEA

试件编号	试验结果 N_{1u} / kN	有限元结果 N_{1u} / kN	N_{1u} / N_{1u}
JD-A	243.05	247.53	1.018
JD-B	321.49	333.14	1.036

有限元计算得出的试验试件破坏时 von Mises 应力分布如图 7 所示。与图 6 相比较可见, 有限元计算与试验得到的破坏模式模式相同, 都是主管表面



(a) JD-A



(b) JD-B

图 7 破坏时 von Mises 应力云图
Fig 7 Contour of von Mises fracture stress

从图 7 还可看出: JD-A 试件的管壁变形集中在受压支管与主管相贯线的小区域内, 这一区域属塑性区, 应力接近或达到屈服点。应力最大值位于受拉支管与主管相贯线的冠点位置。JD-B 试件的垫板连同主管壁在受压支管作用下发生凹陷, 受拉支管处拉凸变形不明显, 管壁最大变形量比 JD-A 小, 但影响范围比 JD-A 大, 塑性区域面积也比 JD-A 大, 应力最大值位于受压支管与主管相贯线的鞍点位置。可见, 相比于直接焊接节点, 垫板的存在能将支管荷载扩散到更大的主管表面, 使节点塑性区面积增大, 主管壁的局部变形减小, 从而使节点的极限承载力得到相应提高。

有限元分析得到的试件极限承载力和破坏模式均与试验结果吻合。说明试验结果可靠, 采用的有限元分析方法精度较高。可作以下对垫板几何参数

加载、约束条件、主管各几何参数和垫板其他参数不变, 改变垫板 JD-B 试件厚度 (原厚 $t_p = 6\text{mm}$), 采用有限元方法算得各厚度下垫板加强节点极限承载力及在同一荷载作用下各节点应力集中因子, 并与未加强节点相比较, 如表 3 所示。

表 3 垫板厚度对节点承载力的影响

Table 3 Effects of thickness on ultimate capacity

试件编号	SCF	SCF 降低值	承载力 /kN	承载力提高值
		%		%
JD0	1.71	0	247.53	0
JD3	1.66	2.9	255.68	3.2
JD4	1.59	7.0	275.80	11.5
JD11	1.21	29.2	397.85	60.7
JD12	1.19	30.4	398.59	61.0

注: JD3 代表加强垫板厚度为 3mm, 余同; 节点应力集中系数 (SCF) 定义为节点域最大应力率, 即支管或主管中的最大应力值与支管远离节点端部名义应力的比值。

可以看出随着垫板厚度的增加, 节点应力集中系数不断降低, 当垫板厚度增加至 9mm 时, 节点应力集中系数比未加强节点降低约 30%, 之后再增加垫板厚度对节点应力集中系数影响不大。节点承载力随垫板厚度的增加而增大, 从 4mm 至 9mm, 垫板厚度

每增大 1mm 使节点极限承载力比未加强节点提高约 10%; 从 9mm 至 12mm, 增加垫板厚度对节点极限承载力几乎无影响, 承载力比未加强节点提高约 60%。

加强垫板借助其厚度效应可以减小节点相贯线区域的应力集中, 增大垫板域内主管的径向刚度, 提高节点的承载力。但当垫板厚度增加到一定值时, 垫板域内主管径向刚度足以使主管壁的局部凹陷变形不发生在沿受压支管与主管相贯线周围, 而是发生在垫板边界处的主管壁上, 如图 8 所示。当垫板厚度增加到 10mm 时, 对节点承载力起控制作用的是垫板域外主管的径向刚度, 垫板厚度的改变对节点的承载力影响不大。从图 8 中还可以看出受压支管发生明显的倾斜, 端部应力较大, 已有明显的塑性变形。这种破坏对于整体结构更为不利, 因为作为传力构件, 竖向受压管偏离轴线使其上附加弯矩急剧

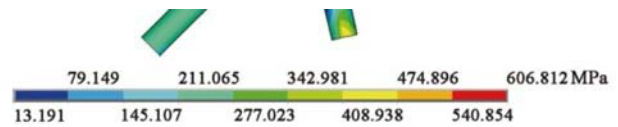


图 8 JD10 破坏时 von Mises 应力云图

Fig 8 Contour of von Mises fracture stress for JD10

3.2 长度和弧度对节点极限承载力的影响

加载、约束条件、主管各几何参数和垫板其他参数不变, 分别改变 JD-B 试件垫板长度和弧度 (原长度 $L = 335\text{mm}$, 弧度 $\theta_p = 95^\circ$), 计算出节点极限承载力并与有限元计算得出的试验试件极限承载力相比较, 如图 9 所示。图中横轴表示垫板长度或弧度, 纵

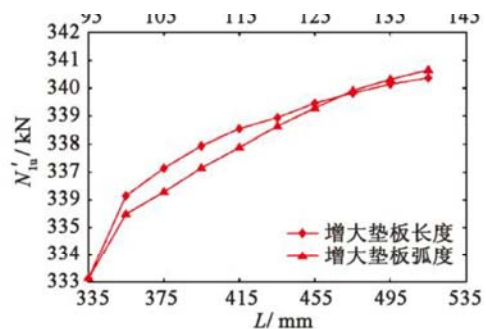


图 9 长度和弧度对节点承载力的影响

Fig 9 Effects of length and radian on ultimate capacity

4 结论

(1) 垫板加强节点和未加强节点的破坏模式相同, 都是主管表面塑性失效, 垫板加强节点比未加强节点变形小, 延性差。

(2) 垫板的厚度对加强节点极限承载力有较大影响, 增大垫板厚度可将节点极限承载力最大提高约 60%, 而增大垫板长度和弧度的对节点极限承载力的提高幅度不大, 在 5% 以内。

(3) 垫板厚度并不是越厚越好, 加强垫板厚度不应超过节点主管壁厚的 1.5 倍, 超过这一限值对节点极限承载力提高无益而对结构整体受力不利。

(4) 本文采用的对试验节点的有限元分析方法可运用于实际工程中类似节点的分析。

参 考 文 献

- [1] Packer J A, Henderson J E. 空心管结构连接设计指南 [M]. 曹俊杰, 译. 北京: 科学出版社, 1997.
- [2] Dexter E M, Lee M M K. Static strength of axially loaded tubular K-joints I Behavior [J]. Journal of Structural Engineering ASCE, 1999, 125(2): 194-201.
- [3] Dexter E M, Lee M M K. Static strength of axially loaded tubular K-joints II Ultimate capacity [J]. Journal of Structural Engineering ASCE, 1999, 125(2): 202-210.
- [4] 舒兴平, 朱正荣, 王元清. N 型方圆钢管相贯节点足尺试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2006, 27(1): 66-70 (SHU Xingping ZHU Zhengrong WANG Yuanqing Full-scale experimental research on tubular N-joints of square chords with circular braces [J]. Journal of Building Structures, 2006, 27(1): 66-70 (in Chinese))
- [5] 赵宏康, 戴雅萍, 吕西林. 苏州国际博览中心屋盖结构分析和并联 K 形圆钢管相贯节点研究 [J]. 建筑结构学报, 2006, 27(8): 51-60 (ZHAO Hongkang DAI Yaping LU Xilin CHS truss roof analysis and study of circular tubular parallel K-joints of Suzhou Expo Center [J]. Journal of Building Structures, 2006, 27(4): 51-60 (in Chinese))
- [6] Choo Y S, Qian X D, Wardenier J. Effects of boundary conditions and chord stresses on static strength of thick-walled CHS K-joints [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2006, 62: 316-328.
- [7] Ai K, Chee S K. Stress analysis of axially loaded T tubular joints reinforced with doubler plates [J]. Computer & Structure, 1993, 55(1): 141-149.
- [8] Packer J A. Concrete filled HSS connections [J]. Journal of Structural Engineering ASCE, 1995, 121(3): 458-467.
- [9] Sakai Y, Hosaka T, Isoe A. Experiments on concrete filled and reinforced tubular K-joints of truss girder [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2004, 60(3-5): 683-699.
- [10] 张峰, 陈扬骥, 陈以一. 内加劲环的设置对钢管节点性能的影响 [J]. 空间结构, 2004, 10(1): 51-56 (Zhang Feng Chen Yangji Chen Yiyi Effects of ring stiffeners on the behaviour of steel tubular joint [J]. Spatial Structure, 2004, 10(1): 51-56 (in Chinese))
- [11] Choo Y S, van der Vegte G J, Zettlemoyer N, et al. Static strength of T-joints reinforced with doubler or collar plates I Experimental investigations [J]. Journal of Structural Engineering ASCE, 2005, 131(1): 119-128.
- [12] van der Vegte G J, Choo Y S, Liang J X, et al. Static strength of T-joints reinforced with doubler or collar plates II Numerical simulations [J]. Journal of Structural Engineering ASCE, 2005, 131(1): 129-138.
- [13] Yura J A, Zettlemoyer N, Edwards I F. Ultimate capacity of tubular joints [J]. Journal of the Structural Division, ASCE, 1981, 107(10): 1965-1984.
- [14] Zhao X L. Deformation limit and ultimate strength of welded T-joints in cold-formed RHS sections [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2000, 53(2): 149-165.
- [15] 沈祖炎, 陈扬骥, 陈以一, 等. 上海市八万人体育场屋盖的整体模型和节点试验研究 [J]. 建筑结构学报, 1998, 19(1): 1-10 (SHEN Zuyan CHEN Yangji CHEN Yiyi et al. Experimental study on overall roof structure and joints of a 80000-seat stadium in Shanghai [J]. Journal of Building Structures, 1998, 19(1): 1-10 (in Chinese))