

# 空间钢管—板 XX 型节点静力性能参数分析

孙波<sup>1</sup>, 程睿<sup>2</sup>, 郭薇<sup>3</sup>, 何金峰<sup>2</sup>, 黄宗明<sup>2</sup>

(1. 中国电力工程顾问集团公司, 北京 100120; 2. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045;  
3. 重庆工商大学 外语学院, 重庆 400067)

**摘要:**采用计算机模拟仿真方法,对空间钢管—板 XX 型节点进行参数分析。研究了不同的支管加载比例、几何参数和主管应力比对空间钢管—板 XX 型节点的破坏模式和极限承载力的影响。结果表明:节点板间的夹角不同时,支管加载比例对节点极限承载力的影响规律有很大差异;主管应力比无论正负均会引起节点极限承载力的降低。在此基础上,通过对数值结果的回归分析,考虑了节点板间的夹角和支管加载比例的空间影响效应,提出适用于该类节点的极限承载力公式。

**关键词:**空间钢管—板 XX 型节点;极限承载力;参数分析;计算方法

**中图分类号:**TU392.3 **文献标志码:**A **文章编号:**1674-4764(2010)04-0012-07

## Parametric Analysis of the Static Behavior of Gusset Plate to CHS XX-joints

SUN Bo<sup>1</sup>, CHENG Rui<sup>2</sup>, GUO Wei<sup>3</sup>, HE Jing-feng<sup>2</sup>, HUANG Zong-ming<sup>2</sup>

(1. China Power Engineering Consulting Group Corporation, Beijing, 100120, P. R. China;  
2. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing, 400045, P. R. China;  
3. School of Foreign Languages, Chongqing Technology and Business University, Chongqing, 400067, P. R. China)

**Abstract:** A parametric analysis was carried out to investigate the gusset plate to CHS XX-joints with the finite elements method. The effects of web loading proportion, geometric parameters and axial stress in chord on the failure modes and the ultimate strength were employed. It is found that the web loading proportion have different effects on the ultimate strength with different angles between two gussets. And the ultimate strength of joints decreased no matter the axial stress in chord was positive or negative. Based on the regression analysis, a formula was proposed for predicting the ultimate strength of the gusset plate to CHS XX-joints.

**Key words:** gusset plate to CHS XX-joints; ultimate strength; parametric analysis; design method

钢管—板连接节点(以下简称钢管—板节点)在高耸钢管输电塔结构中越来越多的被应用,但目前对于此类节点的研究成果还相对较少。此类节点受力性能研究工作始于 Saeko<sup>[1]</sup> 等对 K 型、TY 型、X 型节点的试验研究。之后,陆续取得一定的研究成果<sup>[2-5]</sup>。1998 年 Ariyoshi 等<sup>[6]</sup>建立了 1 个钢管—板连接节点试验与数值分析数据库,总结了此类节

点的试验研究成果。但上述研究都只考虑了腹杆受轴向荷载时的钢管—板连接节点的强度,没有考虑主管轴力与腹杆轴力的相互影响。2001 年 Kim<sup>[7]</sup>对主、支管共同受力的 K 型钢管—板连接节点进行了缩尺试验,试验考察了支管与主管在不同加载比例下以及杆件偏心引起的节点极限承载力和破坏模式的变化,并提出了以支管轴力和主管壁弯矩为节

收稿日期:2010-02-20

基金项目:国家电网公司 1 000 kV 级交流特高压输变电工程关键技术项目(SGKJ[2007]413)

作者简介:孙波(1969-),高级工程师,主要从事高压架空输电线路设计,(E-mail) bsun@cpecc.net.

程睿(联系人),男,副教授,主要从事钢结构设计理论研究,(E-mail) chengrui@cqu.edu.cn.

点承载力表征的极限承载力公式,并推导了主管轴力、支管轴力沿主管轴向分量与主管壁弯矩三者之间的无量纲相容公式。2006年 Willibald、Packer<sup>[8]</sup>等人进行了12个节点板贯通式圆钢管-板连接节点与椭圆钢管-板连接节点的承载力试验,考察了节点板贯通对节点极限承载力和刚度的影响。

中国对钢管-板连接节点研究工作起步较晚,但已取得一定的研究成果<sup>[9-13]</sup>。李明浩<sup>[9]</sup>根据薄壁圆柱壳的有矩理论推导了平面K型和空间KK型钢管-板连接节点在主管轴力与节点板造成的主管壁横向弯矩共同作用下的节点内力与变形公式。余世策<sup>[10]</sup>以无支管连接的钢管-板连接节点为研究对象,对节点板直接进行试验加载来研究节点的承载力,建立了钢管-板连接节点在极限状态下的屈服线模型。吴静<sup>[11-12]</sup>完成了6个缩尺K型钢管-板连接节点的极限承载力试验,并通过有限元模拟分析,初步考察了几何参数对节点极限承载力的影响规律。

以上研究工作虽取得一定的成果,但可供设计考虑的依据非常有限。特别是对空间钢管-板 XX 型节点更是无据可循,设计全依据经验进行。中国现行《钢结构设计规范》(GB 50017-2003)亦没有给出此类节点的设计方法;国外设计指南和规范虽有此类节点极限承载力的计算公式,但对于空间节点的设计并未做出规定。由于空间钢管-板 XX 型节点受力状态复杂,几何参数、支管加载比例、节点板的尺寸关系等影响因素较多,研究节点的受力性能、提出其设计计算方法已经成为急需解决的问题。该文通过计算机模拟仿真分析,对空间钢管-板 XX 型节点受力性能进行参数研究,并提出节点极限承载力的计算公式。

## 1 有限元分析模型

文献[14]对钢管-板节点有限元模型进行了验证,该文以此为基础来建立空间钢管-板 XX 型节点模型。

### 1.1 边界条件和加载方式

边界条件和加载方式如图1所示。主管一端按固定支座考虑,另外一端为仅有沿杆轴向位移的定向支座。支管端部为定向支座,仅允许沿杆轴向有位移,约束径向位移。其中主管长度取8倍主管直径,支管长度取4倍主管直径,以消除端部加载条件对节点区域的影响。加载方式为在支管末端均匀施加沿支管轴向的荷载。图中 $P_1$ ( $P_2$ )为正时表示支管受压,为负时表示支管受拉,为简化分析, $P_1$ 始终为

正,并且该文以 $P_{1u}$ 作为节点承载力的表征。

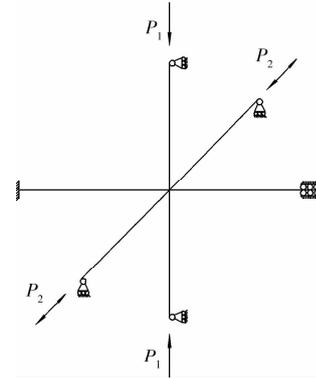


图1 空间钢管-板 XX 型节点边界条件

### 1.2 单元类型和材料性能

分析单元采用三维4结点弹塑性壳单元 Shell181,网格划分后的节点模型如图2。钢材为 Q345,材料采用理想弹塑性模型,弹性模量取为 $2.06 \times 10^5$  N/mm<sup>2</sup>,泊松比取为0.3。材料弹塑性的发展由 von Mises 屈服准则及相关流动法则确定,并采用等向强化理论。

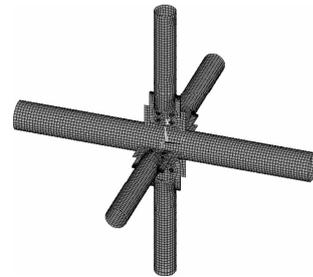


图2 节点模型图

### 1.3 节点极限承载力的确定准则

节点承载力判断准则采用 Lu<sup>[18]</sup>准则,即为主管壁变形最大处的荷载位移曲线出现下降段,或变形量超过变形极限(主管直径的3%)。

## 2 节点受力性能的参数分析

节点的破坏以主管壁的破坏为节点极限状态,不考察连接及节点板的破坏情况。

### 2.1 模型参数的确定

分析时,选取支管加载比例 $P_2/P_1$ 和节点板间的夹角 $\beta$ 作为节点重要参数,以此来考察受荷和几何空间效应的影响。

其他影响参数包括几何参数和主管应力比 $\eta$ 等。主要的几何参数取: $h/D$ 、 $D/t_0$ 、 $\theta$ ( $h$ 为节点板长度, $D$ 为主管直径, $t_0$ 为主管壁厚、 $\theta$ 为主支管轴线夹角)。同一模型的4根支管和4块节点板的几何尺寸取为相同,且支管轴线与主管轴线的夹角 $\theta$ 取为相

等,主管直径  $D$  取 273 mm,  $t$  取 10 mm。具体参数设置见表 1 和图 3,  $\eta$  为正值表示主管受拉,  $\eta$  为负值表示主管受压。由于参数较多,文中图表中如没有具体说明参数取值的,则参数  $P_2/P_1$ 、 $h/D$ 、 $t_0$ 、 $t$ 、 $\beta$ 、 $\theta$ 、 $\eta$  分别默认取为 1.0、1.4、8 mm、10 mm、 $90^\circ$ 、 $90^\circ$ 、0.2。

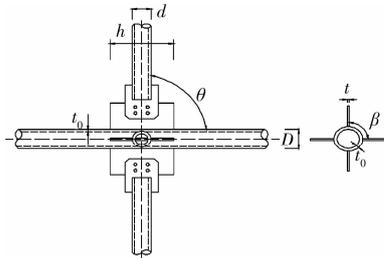


图 3 节点几何参数

表 1 节点计算参数一览表

$h/D$	$t_0/\text{mm}$	$t/\text{mm}$	$\beta/(\text{^\circ})$	$\theta/(\text{^\circ})$	$\eta$	$P_2/P_1$
1.4	6.5	10	30	45	0	0.0
1.6	8		40	60	$\pm 0.2$	$\pm 0.25$
1.8	10		45	90	$\pm 0.4$	$\pm 0.50$
			60		$\pm 0.6$	$\pm 0.75$
			90		$\pm 0.8$	$\pm 1$
			120			
			135			
			140			
			150			

### 2.2 节点破坏模式

在  $\beta = 90^\circ$  时,当  $P_2/P_1 > 0$ , 2 平面节点板上的支管都受压,引起节点区主管壁在与节点板相交处都向内凹陷从而相互制约节点变形,提高了节点承载力,最终因主管壁局部过度塑性变形而发生破坏,节点板处主管壁的变形状态相互独立,破坏模式如图 4(a);当  $P_2/P_1 < 0$  时,此时平面内节点板上的支管受压 ( $P_1 > 0$ ),平面外节点板上的支管受拉 ( $P_2 < 0$ ),因此 2 平面节点板与主管相交处的主管壁为一凹一凸,加剧主管整体变形,破坏模式如图 4(b)。

在  $\beta$  为锐角且较小 ( $\beta = 30^\circ$ ) 时,当  $P_2/P_1 > 0$ , 此时 2 平面支管作用相互叠加,节点板间的主管壁呈整体凹陷而两侧主管壁向外凸出,整体凹陷周围的主管壁和两侧主管壁塑性变形发展充分,破坏模式如图 4(c);当  $P_2/P_1 < 0$ , 此时  $P_2$  和  $P_1$  引起的变形效应相互制约,节点主要受到由这一对力产生的力偶作用,这对力偶使得主管与节点板连接的区域产生局部扭转变形效应,破坏模式如图 4(d);当  $\beta$  逐渐增大,节点破坏特征逐渐向  $\beta = 90^\circ$  时转变。

在  $\beta$  为钝角时,节点的破坏特征与  $\beta$  为锐角情况类似。

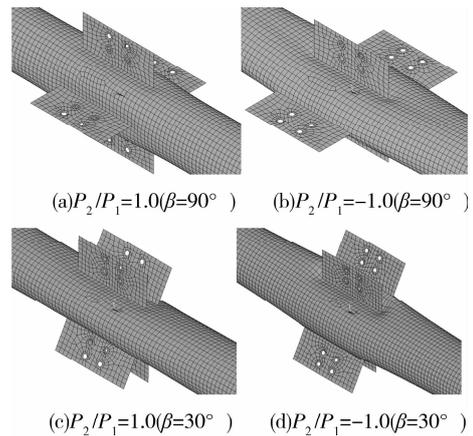


图 4 节点破坏模式

### 2.3 $P_2/P_1$ 和 $\beta$ 对节点极限承载力的影响

图 5 为节点极限承载力  $P_{1u}$  和  $P_2/P_1$ 、 $\beta$  的三维关系图。由图可知,  $P_2/P_1$ 、 $\beta$  对  $P_{1u}$  影响是相互耦合的,  $P_2/P_1$  对  $P_{1u}$  的影响规律因 2 平面夹角  $\beta$  不同而有较大差距。

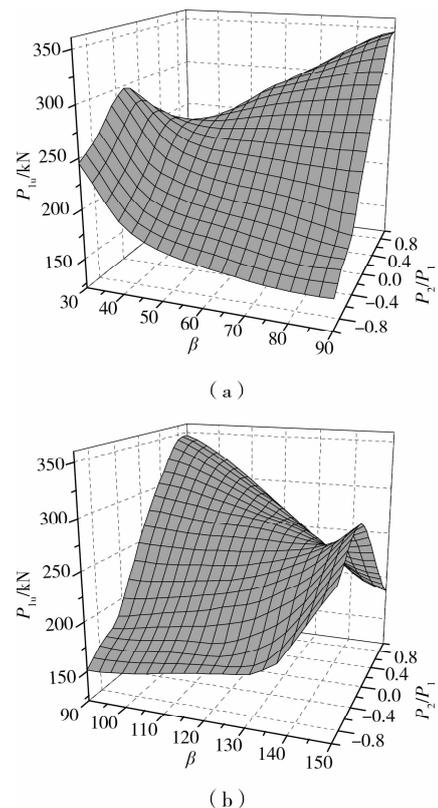


图 5  $P_{1u}$  与  $P_2/P_1$ 、 $\beta$  关系曲线 ( $\theta = 60^\circ$ 、 $h/D = 1.6$ )

当  $75^\circ < \beta \leq 90^\circ$  时,  $P_{1u}$  随着  $P_2/P_1$  增加而近似线性增加,增加程度很显著。这是因为随着  $P_2/P_1$  增

加,  $P_2$  对主管作用从加剧主管变形向制约主管变形转变, 因此节点刚度逐渐增大, 故极限荷载  $P_{1u}$  增加。

当  $40^\circ < \beta \leq 75^\circ$  时,  $P_2/P_1$  对  $P_{1u}$  的影响由单一趋势转变为 2 个阶段, 当  $-1 \leq P_2/P_1 < 0$  时, 节点承载力随  $P_2/P_1$  绝对值的减小而成近似线性增大, 增大程度显著, 当  $0 < P_2/P_1 \leq 1$  时, 节点承载力随  $P_2/P_1$  增大而先增大而后又降低。这是因为,  $P_2/P_1$  为负时,  $P_2$  加剧节点变形(只是没有  $\beta = 90^\circ$  时显著), 故随  $P_2/P_1$  绝对值的减小  $P_{1u}$  增大; 而当  $P_2/P_1$  为正且  $P_2$  较小( $P_2 < 0.5P_1$ ) 时, 节点破坏主要是因为主管与平面内节点板交汇处过度塑性变形, 而平面外支管轴力对主管变形有约束作用, 故节点承载力有一定提高, 但随着  $P_2$  进一步加大,  $P_2$  与  $P_1$  相互叠加作用于主管上而产生的不利影响比  $P_2$  制约主管变形的有利影响大, 故  $P_{1u}$  又会有所减小。

当  $30^\circ < \beta \leq 40^\circ$  时,  $P_2/P_1$  对  $P_{1u}$  的影响亦分为 2 个阶段, 当  $0 \leq P_2/P_1 < 1$  时, 节点承载力随  $P_2/P_1$  增大而近似线性减小, 减小程度显著, 当  $-1 \leq P_2/P_1 < 0$  时, 节点承载力随  $P_2/P_1$  绝对值的增大而先增大后减小。这是因为,  $P_2/P_1$  为正时, 由于 2 平面夹角很小,  $P_2$  和  $P_1$  相互叠加而加剧主管整体变形, 随着  $P_2/P_1$  逐渐增大, 这种叠加作用越来越明显, 节点承载力也就随之降低; 当  $P_2/P_1$  为负时,  $P_1$  和  $P_2$  引起的变形效应相互制约, 节点刚度增大, 节点承载力提高, 然而随着  $P_2$  进一步加大, 此时这一对力产生的力偶作用增大, 管板连接区域发生局部扭转变形破坏, 故节点承载力又会有所下降。

图 6 为不同  $P_2/P_1$  时节点承载力  $P_{1u}$  随  $\beta$  的关系曲线。由图可知, 当  $P_2/P_1 > 0$  时, 节点极限承载力与  $\beta$  变化规律近似一开口向下的二次抛物线, 在  $\beta = 90^\circ$  时,  $P_{1u}$  达到最大值; 当  $P_2/P_1 < 0$  时, 节点极限承载力与  $\beta$  变化规律近似一开口向上的二次抛物线, 在  $\beta = 90^\circ$  时,  $P_{1u}$  达到最小值。这与图 5 所反映的变化规律相吻合。另外, 还可以从图 6 中看出,  $P_2/P_1$  为正时,  $P_{1u}$  随节点板间的夹角减小而下降的速率随着  $P_2/P_1$  减小而变小, 当  $P_2/P_1 = 1$  时,  $P_{1u}$  随节点板间的夹角减小而下降的最快, 这是因为当  $P_2$  较大时, 随节点板间的夹角减小,  $P_2$  和  $P_1$  相互叠加作用越显著,  $P_{1u}$  降低也就越显著。当  $P_2/P_1$  为负时,  $P_{1u}$  随节点板间的夹角减小而增大的速率随着  $P_2/P_1$  绝对值减小亦变小, 但没有  $P_2/P_1$  为正时显著, 这是因为虽然  $P_2$  增大, 其制约  $P_1$  的作用越来越明显, 但两力产生的力偶也越来越大, 所以这种变化没有

$P_2/P_1$  为正时明显。

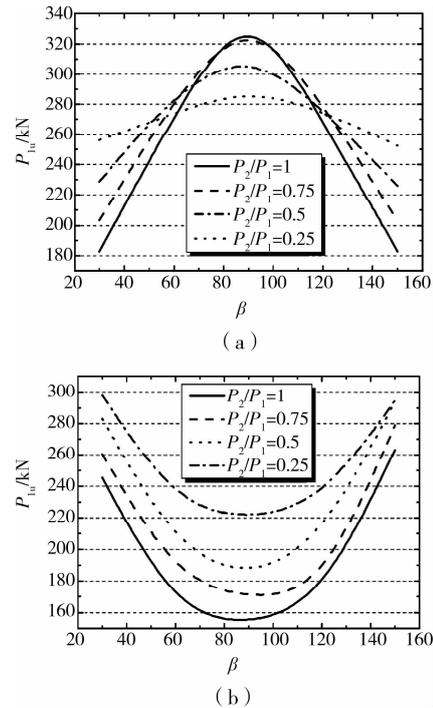


图 6  $P_{1u}$  与  $\beta$  的关系曲线 ( $\theta=60^\circ$ 、 $h/D=1.6$ )

### 2.4 何参数对节点极限承载力的影响

**2.4.1  $h/D$  对节点极限承载力的影响** 图 7 为不同  $P_2/P_1$  时, 节点极限承载力  $P_{1u}$  随  $h/D$  的变化趋势。由图可知,  $P_{1u}$  随  $h/D$  增大基本呈线性提高。只是对于  $P_2/P_1$  取值不同时,  $P_{1u}$  提高程度不一样。当  $P_2/P_1 > 0$  时,  $P_2$  起到约束主管变形作用, 节点刚度得到提高, 从而节点承载力有较大的提高空间。

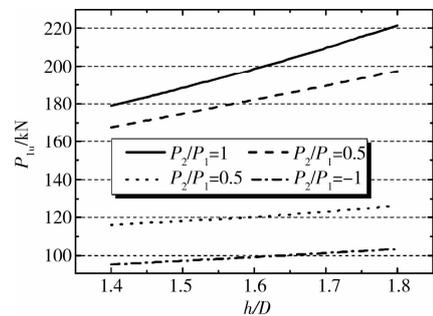


图 7  $P_{1u}$  与  $h/D$  的关系曲线

**2.4.2  $D/t_0$ 、 $\theta$  对节点极限承载力的影响** 图 8—9 分别显示了节点极限承载力  $P_{1u}$  与  $D/t_0$ 、 $\theta$  的关系曲线。从图中可知, 随着  $D/t_0$ 、 $\theta$  的增大, 节点极限承载力  $P_{1u}$  都呈单调降低。

### 2.5 主管应力比 $\eta$ 对节点极限承载力的影响

图 10 显示了不同  $P_2/P_1$  时, 主管应力比  $\eta$  对节点承载力  $P_{1u}$  的影响。从图中可以看出, 当主管受压 ( $\eta < 0$ ) 时, 节点承载力  $P_{1u}$  随着应力比绝对值的逐

渐增大而降低。当主管受拉( $\eta > 0$ )且应力比较小时,  $P_{1u}$  变化不显著, 随着  $\eta$  的增大,  $P_{1u}$  有明显降低。

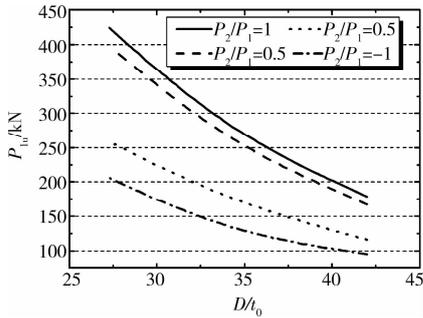


图 8  $P_{1u}$  与  $D/t_0$  的关系曲线

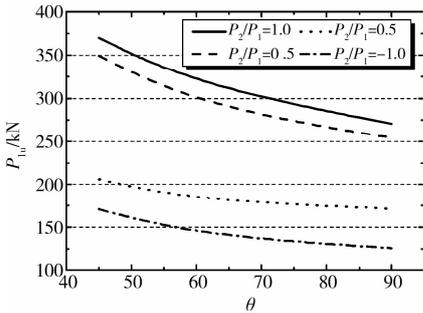


图 9  $P_{1u}$  与  $\theta$  的关系曲线

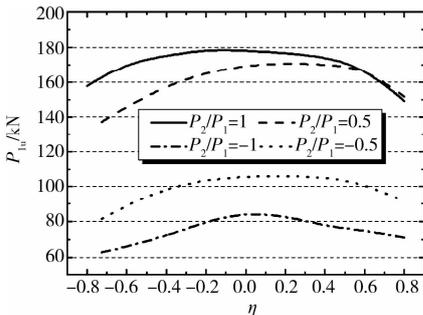


图 10  $P_{1u}$  与  $\eta$  的关系

### 3 节点极限承载力计算方法

#### 3.1 建议公式的提出

由前面分析可知, 空间钢管—板 XX 型节点的极限承载力受支管加载比例  $P_2/P_1$  和 2 平面节点板夹角  $\beta$  影响很大, 因此计算时需要考虑这 2 个因素的影响。参考文献[13]关于平面钢管—板 X 型节点极限承载力的建议公式, 通过回归拟合得到空间钢管—板 XX 型节点在  $P_2/P_1 = 1, 30^\circ \leq \beta \leq 150^\circ$  时的承载力公式:

$$P_{1u} = 9.35\psi_1(1.6 - 0.014\gamma)(\xi)^{0.41}\gamma^{-0.02}Q_u \quad (1)$$

式中:

$$\psi_1 = 0.864 - 1.476\sin\beta + 1.601\sin^2\beta \quad (2)$$

$$Q_u = \frac{f_y t_0^2}{\sin\theta}, \xi = \frac{h}{D}, \gamma = \frac{D}{2t_0} \quad (3)$$

模型采用式(1)的计算值与有限元值之比的均值为 0.958, 标准差为 0.070, 离散度为 0.058, 上式的计算结果与节点有限元值相当吻合。

当主管上有应力存在时, 由于其规律和平面钢管—板 X 型节点基本类似, 故参考文献[13], 考虑承载力折减系数:

$$\psi_n = 1 + 0.3\eta - 0.3\eta^2, \eta < 0 \quad (4)$$

$$\psi_n = 1 + 0.037\eta - 0.262\eta^2, \eta \geq 0 \quad (5)$$

引入折减系数后, 公式计算值与有限元值之比的均值为 0.945, 标准差为 0.156, 离散度为 0.125, 建议公式值与节点有限元分析值仍然吻合较好。

当  $P_2/P_1 \neq 1$  时, 由图 5 知  $P_2/P_1$  对  $P_{1u}$  的影响规律随着  $\beta$  不同而有很大差异, 因此将  $\beta$  从  $30^\circ \sim 90^\circ$  划分为 4 段分别进行回归拟合, 得到影响系数  $\psi_2$  (当  $\beta > 90^\circ$  时, 取其补角):

$$75^\circ < \beta \leq 90^\circ \text{ 时,}$$

$$\psi_2 = 0.7 + 0.3\delta \quad (6)$$

$$60^\circ < \beta \leq 75^\circ \text{ 时,}$$

$$\psi_2 = 0.941 + 0.222\delta - 0.138\delta^2 \quad (7)$$

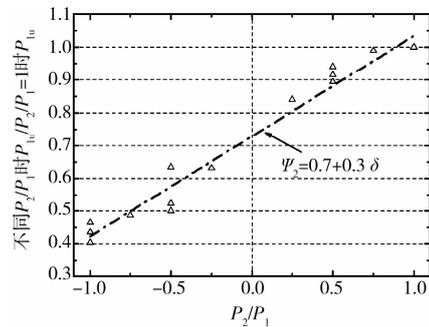
$$40^\circ < \beta \leq 60^\circ \text{ 时,}$$

$$\psi_2 = 1.172 + 0.062\delta - 0.233\delta^2 \quad (8)$$

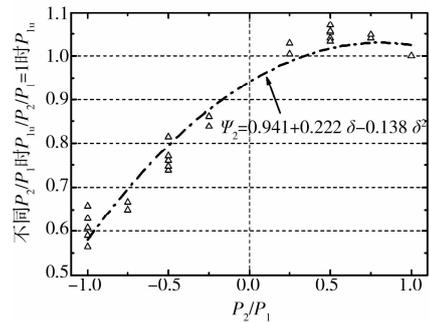
$$30^\circ \leq \beta \leq 40^\circ \text{ 时,}$$

$$\psi_2 = 1.497 - 0.225\delta - 0.316\delta^2 \quad (9)$$

式中:  $\delta = P_2/P_1$



(a)  $75^\circ < \beta \leq 90^\circ$



(b)  $60^\circ < \beta \leq 75^\circ$

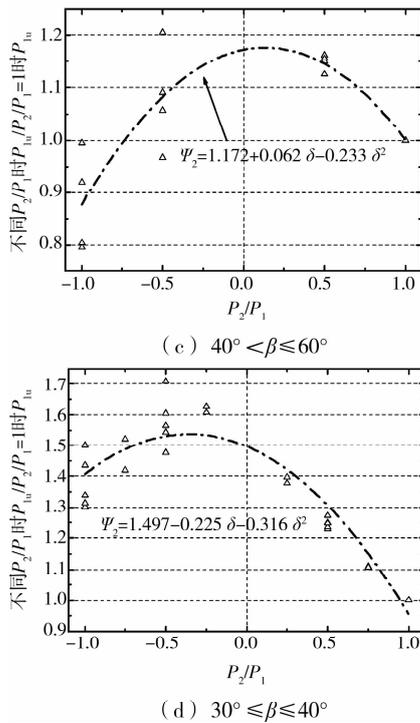


图 11 不同  $\beta$  时  $P_{1u}$  与  $P_2/P_1$  的关系

图 11 显示了节点模型在考虑了  $\psi_2$  影响后,建议公式值与有限元分析对比情况,当  $\beta \leq 90^\circ$  时,两者之比的均值为 0.993,标准差为 0.054,离散度为 0.046;当  $\beta > 90^\circ$  时,两者之比的均值为 0.997,标准差为 0.052,离散度为 0.042。因此,  $\psi_2$  能较好的预测  $P_2/P_1$  对  $P_{1u}$  的影响。

### 3.2 建议公式适应性校验

将  $\eta = 0, -0.2, \pm 0.4, \pm 0.6, \pm 0.8$  以及  $h/D = 1.4, h/D = 1.8$  的模型有限元分析值与建议公式计算值对比(如图 12),从比较中可以看出,公式值与有限元值吻合较好,两者均值之比为 0.891,标准差为 0.095,离散度为 0.075,说明建议公式可以准确预测空间钢管—板 XX 型节点极限承载力。

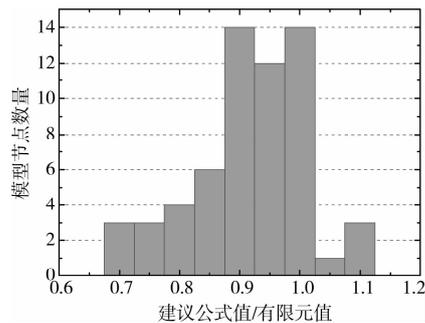


图 12 建议公式值与有限元值得对比直方图

## 4 结论

1) 节点板长度与主管管径之比( $h/D$ )对节点承

载力的影响在  $P_2/P_1$  不同时有所差异,当  $P_2/P_1 > 0$  时,  $h/D$  的增大使得  $P_{1u}$  提高幅度更大。

2) 节点板夹角  $\beta$  和支管加载比例  $P_2/P_1$  对节点承载力影响很大,不同  $\beta$  时,  $P_2/P_1$  对  $P_{1u}$  的影响规律亦不同,在  $\beta = 90^\circ$  时,  $P_{1u}$  随  $P_2/P_1$  增大而成线性增大。

3) 在平面钢管—板 X 型节点极限承载力计算方法的基础上,以有限元分析结果为依据,考虑  $\beta$  和  $P_2/P_1$  综合影响,提出了空间钢管—板 XX 型节点极限承载力计算公式。通过分析表明该公式对有限元模型分析结果具有较好适应性,实际工程节点的校验需要进一步的试验验证。

### 参考文献:

[1] SAEKO S. Experimental study on strength of tubular steel structures [J]. Japanese Society of Steel Construction, 1974, 102(10): 37-68.

[2] 岡本舜三. 鋼構造の研究—奥村敏恵教授還暦記念 [C]//東京:技報技堂出版,1977:520-525.

[3] KUROBANE Y. New developments and practices in tubular joint design [C]//Inst Welding Annual Assembly, Doc XV-488-81, 1981.

[4] PACKER J A, HENDERSON J E. Design guide for hollow structural section connections[S]. Canadian Inst Steel Construct, Markham, Ontario, 1992.

[5] WARDENEIR J. Hollow section joints[D]. Delft: Delft University Press, 1982.

[6] ARIYOSHI M, MAKINO Y, CHOO Y S. Introduction to the database of gusset-plate to CHS tube joints[C]// Proc. of 8th Int. Symposium on Tubular structures, Singapore, 1998;4(13).

[7] KIM W B. Ultimate strength of tube-gusset plate connections considering eccentricity [J]. Engineering Structures, 2001, 23:1418-1426.

[8] WILLIBAD S, PACKER J A, VOTH A P, et. Through-plate joints to elliptical and circular hollow sections [C]//11th. International Symposium on Tubular Structures, Quebec, Canada, 2006.

[9] 李明浩. 钢管塔插板节点与相贯线节点及试验设备的研究[D]. 上海: 同济大学, 2003.

[10] 余世策, 孙炳楠, 等. 高耸钢管塔节点极限承载力的试验研究与理论分析[J]. 工程力学, 2004, 21(3): 155-161.

YU SHI-CE, SUN BING-NAN, YE YIN, et al. Experimental study and theoretical analysis of ultimate

- strength for steel tubular joint of tall towers [J]. *Engineering Mechanics*, 2004, 21(3): 155-161.
- [11] 吴静. 大跨越输电塔线体系静动力研究[D]. 上海: 同济大学, 2007.
- [12] 吴静. 输电杆塔插板连接管节点参数研究[J]. *电网与清洁能源*, 2008, 24(4): 31-35.  
WU JING. Parametric studies on tube-gusset plate connections of transmission towers [J]. *Power System and Clean Energy*. 2008, 24(4): 31-35.
- [13] 黄宗明. 向家坝—上海±800kV 特高压直流输电线路工程大跨越钢管塔节点受力性能分析研究[R]. 2009.
- [14] 程睿, 黄宗明, 王槐福. K 型钢管—板节点受力性能与承载力计算方法[J]. *土木建筑与环境工程*, 2009, 31(2): 1-7.  
CHENG RUI, HUANG ZONG-MING, WANG HUAI-FU. Parametric study and design of the ultimate strength of tube-gusset plate connections [J]. *Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering*. 2009, 31(2): 1-7.
- [15] 鲍侃袁, 沈国辉, 孙炳楠, 等. 高耸钢管塔 K 型结点极限承载力的试验研究与理论分析[J]. *工程力学*, 2010, 25(12): 114-122.  
BAO KAN-YUAN, SHEN GUO-HUI, SUN BING-NAN, et al. Experimental study and theoretical analysis of ultimate strength of steel tubular K-joints of tall towers[J]. *Engineering Mechanics*. 2010, 25(12): 114-122.
- [16] MARTINEZ SAUCEDO G, PACKER J A, CHRISTOPOULOS C. Gusset plate connections to circular hollow section braces under inelastic cyclic loading [J]. *Journal of Structural Engineering*. 2008, 135(7): 1252-1258.
- [17] 赵熙元. 建筑钢结构设计手册(下册)[M]. 北京: 冶金工业出版社, 1995.
- [18] LU H L, WINKEL G D, YU Y, et al. Deformation limit for the ultimate strength of hollow section joints[C]// *Proceedings of the Sixth International Symposium on Tubular Structure Melbourne*, 1994: 341-349.
- [19] Architectural Institute of Japan. Recommendations for the design and fabrication of tubular structures in steel [S]. 2002.
- [20] YURA J A, ZETTLEMOYER N, EDWARDS I F. Ultimate capacity of circular tubular joints[J]. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 1981, 107(10): 1965-1983.

(编辑 胡 玲)