

文章编号:1009-3087(2013)04-0046-09

角钢塔 K 形节点弯矩 - 转角曲线研究

李正良¹, 赵楠¹, 尤军², 刘红军¹

(1. 重庆大学 土木工程学院, 重庆 400045; 2. 中国煤炭科工集团 重庆设计研究院, 重庆 400039)

摘要:为研究特高压角钢输电塔 K 形节点的弯矩 - 转角关系,进行了 5 个足尺的节点试验。试验结果表明:此类节点通常因连接主角钢和节点板的螺栓被剪断而达到极限弯矩。参数分析表明:在其他条件相同的情况下,螺栓个数对节点的极限弯矩和初始转动刚度影响很大;此类节点的形状系数的分布范围为 1.97 ~ 2.10,绝大部分集中在 2 附近。并拟合出以上各参数的计算公式。对比表明, Kishi-Chen 幂函数模型能够较准确地反映此类节点的弯矩 - 转角关系。

关键词:角钢塔 K 形节点;半刚性;Kishi-Chen 模型

中图分类号:TM753;TU279.7

文献标志码:A

Development of Moment-rotation Curves of Angle Steel Tower K-joints

LI Zheng-liang¹, ZHAO Nan¹, YOU Jun², LIU Hong-jun¹

(1. College of Civil Eng., Chongqing Univ., Chongqing 400045, China;

(2. Chongqing Design & Research Inst., China Coal Technol. & Eng. Group, Chongqing 400039, China)

Abstract: In order to investigate the moment-rotation relation of the UHV angle steel tower K-joints, five full-scale tests were conducted. The results showed that the joints of this kind will reach their ultimate moment because of the shear break of bolts that connect the main angle and joint plate. Parameter analysis showed that the bolt number has great influence on ultimate moment and initial rotational stiffness when the other conditions are the same and the range of shape coefficient is 1.97 to 2.10 with the most concentrated in the vicinity of 2. Fitting formula of each parameter was given. Comparison showed that the Kishi-Chen three-parameter power model can predict the moment-rotation relation accurately.

Key words: angle steel tower K-joints; semi-rigid; Kishi-Chen model

特高压输电塔结构的特点是塔身高、所受风荷载、覆冰荷载和自重大,尤其是大跨越塔,塔身往往达到 200 m,甚至更高,因此须采用规格偏大的高强度钢材(Q390、Q420 乃至 Q460)^[1]。输电塔结构也正在经历由简单到复杂的发展过程,与此同时,输电塔结构的节点也越来越复杂。结构及构件的承力除受其本身的材料性能和几何尺寸影响外,还取决于其两端连接的刚度。常规的输电塔分析方法均假定节点为理想刚接或理想铰接,而实际结构中的节点刚度介于刚接和铰接之间,并随节点构造不同而变化,即半刚性连接。简单地假定为刚接和铰接不符合实际情况,有可能造成一定的浪费,且还有偏于不

安全的可能。以中国正在建设的特高压工程为例,按节点为理想刚接或理想铰接的输电塔结构分析进行设计的结果差别很大,两者的理论极限承载力相差 30% 左右,中国电力科学研究院 2008 年 12 月进行了中国第一基 SZT2 特高压双回路钢管塔真型试验,试验结果显示部分主材构件的实测应力大于计算应力^[2]。因此,分析输电塔结构节点的连接刚度,对于特高压输电塔结构的安全性具有十分重要的意义。

国内外关于节点弯矩 - 转角关系的研究主要集中在于各类型的钢框架梁柱节点上。文献[3-4]收集了 300 多个梁柱连接的曲线,并将这些节点分为 7 大类,同时建立了颇受学者们关注的 Kishi-Chen 幂函数曲线模型。文献[5]采用经试验验证后的有限元模型计算了 34 个齐平端板连接梁柱节点的关系,拟合出 Ramberg-Osgood 和 Kishi-Chen 2 种模型的关键参数的计算公式,对比发现后者与有限元曲线吻合很好。

收稿日期:2012-03-25

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51078367)

作者简介:李正良(1963—),男,教授,博士生导师。研究方向:工程力学和结构工程。E-mail:lizhengl@hotmail.com

文献[6]建立了端板连接梁柱节点 $M-\theta$ 关系的力学计算方法,为节点转动变形的具体设计计算方法提供了补充。研究者根据实际工程中的不同情况,逐步提出了适用于不同情况的多种模型来表达半刚性梁柱节点的弯矩转角关系,包括线性模型^[7]、多项式模型^[8-9]、B 样条模型^[10]、幂函数模型^[11-12]以及指数函数模型^[13]等。而针对角钢输电塔 K 形节点弯矩-转角关系的研究在国内外尚属空白。以角钢塔的 K 形节点为例,如图 1(a),主材和斜材间借助节点板用高

强承压型螺栓连接,角钢通常处于偏心受力状态,螺栓主要承受板材间的剪切作用。此类节点构造独特,与梁柱节点完全不同,其弯矩转角关系值得研究。当斜材较长时,斜材和节点板连接处必定同时存在轴力和弯矩,从而不便于确定节点弯矩。因此,试验中将斜材长度设计得很短,在理论分析时近似忽略腹杆上的弯矩,仅考虑斜材轴力的影响,重点考察由主角钢、螺栓和孔壁引起的节点半刚性。节点的等效受力模型见图 1(b)及图 1(c)。

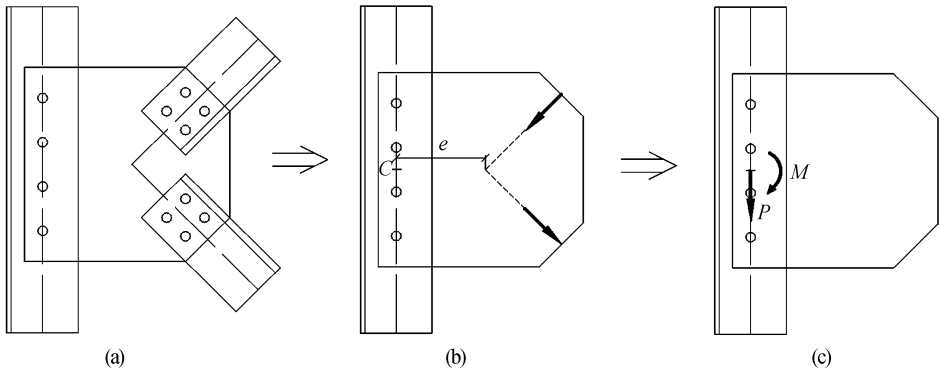


图1 K形节点及等效受力模型

Fig. 1 K-joints and equivalent force model

从实用的角度,本着精确、简单及直观为原则,作者采用 Kishi-Chen 幂函数模型来反映此类节点的弯矩-转角关系。用经试验验证的有限元模型,参数化分析决定此类节点弯矩-转角关系的极限弯矩、初始转动刚度等因素。拟合出 Kishi-Chen 模型各关键参数的计算公式,为工程设计和科学研究提供参考。

1 试验及分析

1.1 试件设计

角钢塔 K 形节点没有梁柱节点的概念,不能照

搬框架设计中强节点弱构件的设计思路。实际设计中主要是保证主角钢不破坏(只要主角钢完好,局部次要构件的破坏不影响整个塔的工作),并让最易更换的螺栓最先破坏。试验节点的规格、材料均按照实际工程设计选取。研究对象为节点的弯矩-转角关系。试验共 5 个试件,角钢及节点板钢材为 Q420 钢,螺栓为 M20 的 8.8 级或 10.9 级高强螺栓。考察主材肢厚、节点板厚、螺栓个数、螺栓间距、偏心距对 K 型节点承载力的影响。试件编号、试件尺寸见表 1。

表1 试验构件尺寸

Tab. 1 Size of test components

试件编号	主角钢	偏心距 e/mm	节点板厚度/ mm	螺栓类型	螺栓个数	螺栓间距/ mm
①	L160 mm $\times$ 160 mm $\times$ 10 mm	200	10	8.8	4	100
②	L160 mm $\times$ 160 mm $\times$ 12 mm	200	10	10.9	4	100
③	L160 mm $\times$ 160 mm $\times$ 10 mm	200	12	10.9	4	100
④	L160 mm $\times$ 160 mm $\times$ 10 mm	200	10	8.8	5	75
⑤	L160 mm $\times$ 160 mm $\times$ 10 mm	100	10	10.9	4	100

1.2 试验装置

试验装置应满足构件在实际工程中的端部约束条件。试验构件两肢角钢均为偏心受拉或受压(千斤顶力作用线通过角钢与节点板接触肢的截面形心)。

试验装置示意图及现场装置图见图 2。两肢角钢端部及千斤顶加载端均设有端板,以方便准确传

力。受拉肢千斤顶两端均为铰接。为防止受压肢千斤顶在受压过程中失稳,将受压肢千斤顶传感器旋入与端板焊接的定制圆环内,如图 3,千斤顶另一端铰接在试验架上。图 2(a)中 1、2、3、4 为百分表用来测量主角钢剪切域的转角;5、6 为位移计,用来测量整个节点域的转角。试验时 2 个千斤顶同步加载,一拉一压。

各节点均以螺栓最终剪断而达到极限荷载,当节点发生破坏时,主角钢和节点板上的螺栓孔都发生了较大的挤压变形。

2 有限元建模及验证

运用 ANSYS 对角钢塔 K 形节点进行弹塑性大变形分析,考察节点的承载力性能。实验节点由主角钢、肢角钢、节点板和螺栓组成,均采用实体单元 SOLID95 建模。建模考虑了以下接触关系:节点板和各角钢接触,螺栓和节点板接触,螺栓和各角钢接

触,螺栓和各角钢孔壁及节点板孔壁接触。钢材本构根据材性试验得到见图6(a)形式,泊松比取 0.3,忽略自重影响。螺栓本构如图 6(b),建模时 10.9 级高强螺栓取屈服强度 $f_y = 960 \text{ N/mm}^2$,极限强度 $f_u = 1\,040 \text{ N/mm}^2$ 。8.8 级高强螺栓取屈服强度 $f_y = 640 \text{ N/mm}^2$,极限强度 $f_u = 830 \text{ N/mm}^2$ 。统一取螺栓极限变形 $\xi_u = 1.10\%$ 。主角钢两端按固定铰支座考虑,两肢角钢端部节点约束允许沿角钢轴线方向发生线位移,加载方式与试验相同。

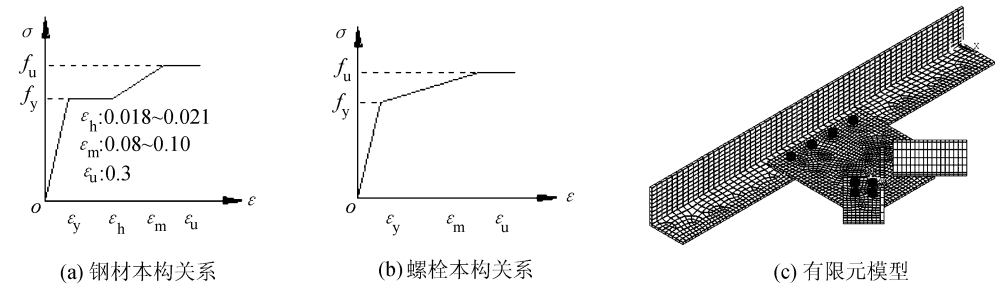


图6 本构关系和有限元模型
Fig.6 Material behavior and FEM model

从图7(a)、(b)和(c)弯矩-转角曲线的比较来看,试验结果和有限元计算结果的趋势是基本一致的,有限元计算的节点初始转动刚度和试验值吻合很好,极限弯矩均小于或接近试验值。有限元计

算达到极限弯矩是因为螺栓受剪达到屈服,如图7(d),这和试验现象是一致的。总体上看,有限元模型可以较准确地反应节点的受力性能和破坏特征,可用于此类节点的大规模参数分析。

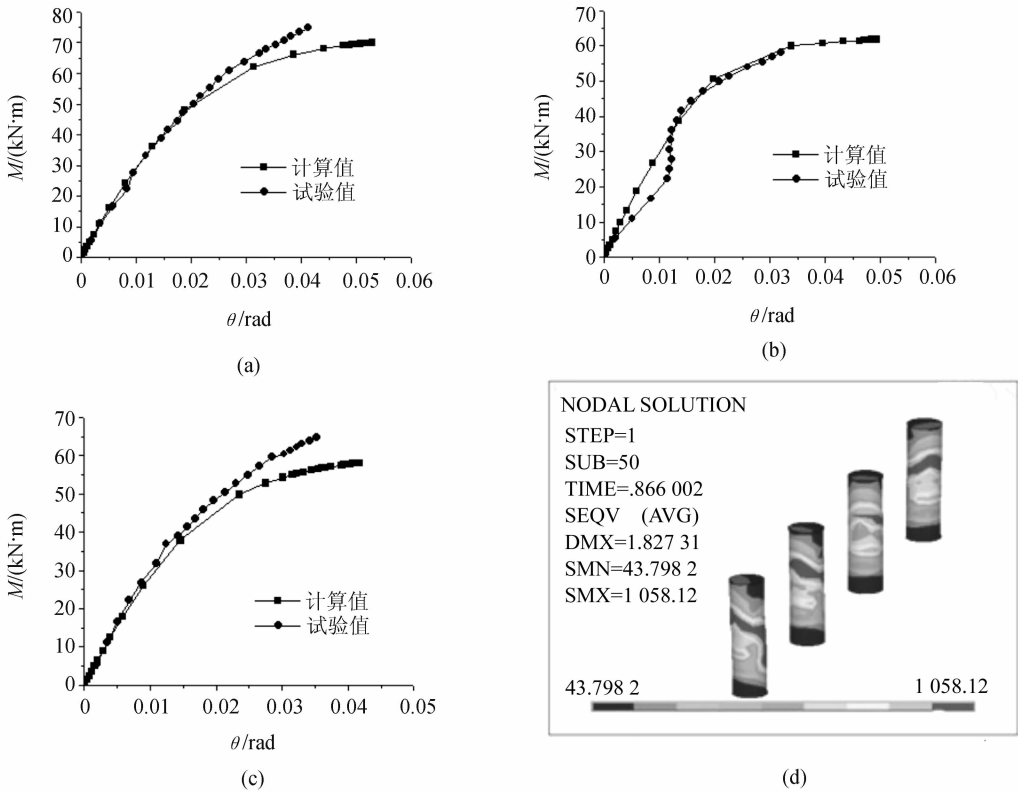


图7 试验和有限元弯矩-转角曲线对比图及有限元典型破坏形态

Fig.7 $M-\theta$ curve of experimental and FEM analysis and failure mode of FEM

3 $M-\theta$ 曲线研究

3.1 Kish-Chen 幂函数模型

由于试验研究的有限性,以及有限元分析又相对费时的特点,纯粹的依赖试验或者有限元分析来求出节点的弯矩转角关系都不太现实,因此如果提出一种关于半刚性连接的弯矩转角的理论模型,可以直接根据连接的连接方式和几何尺寸即可得到节点的弯矩转角关系就显得更有实际价值。目前,研究者所提出的表达梁柱半刚性连接的 $M-\theta$ 关系曲线的模型很多,其中著名的 Kish-Chen 模型因具有明确的物理意义,形式直观,应用方便而受到学者们的青睐。Kish-Chen 模型的表达形式为:

$$M = K_i \theta / \left[1 + \left(\frac{\theta}{\theta_0} \right)^n \right]^{\frac{1}{n}} \quad (4)$$

$$\theta_0 = M_u / K_i \quad (5)$$

式中, M_u 为极限弯矩, K_i 为初始转动刚度, n 为形状系数, θ_0 为相对塑性转角。前两项可以直接由有限元计算获得,形状系数可以通过一定数量的 $M-\theta$ 曲线校准求得。式(4)形式简洁,是最重要的 $M-\theta$ 关系模型之一,模型曲线如图8所示。

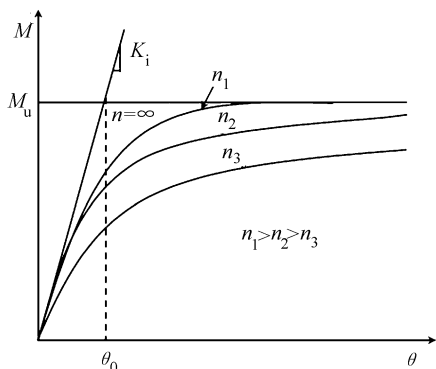


图8 Kishi-Chen 的3参数幂函数模型

Fig. 8 Three-parameter power model according to Kishi-Chen

如第2节所述建立了精细化的有限元模型,参数分析时螺栓统一按10.9级高强螺栓建模,偏心距 $e = 200$ mm。变化主角钢肢宽 $b = 140, 160, 180, 200$ mm, 主角钢肢厚 $t = 10, 12, 14, 16, 18, 20, 24$ mm, 节点板厚 $t_j = 8, 10, 12, 14, 16$ mm, 螺栓直径 $d = 16, 18, 22, 24, 27, 30$ mm, 螺栓个数 $n_L = 4, 5, 6$, 螺栓间距 $S = 60, 90, 100, 110, 120, 130$ mm 和钢材强度 $f_y = 345, 390, 420, 460$ MPa, 共计51个典型节点。考察以上各因素对节点的极限弯矩 M_u 和初始转动刚度 K_i 的影响,用最小二乘法拟合出 M_u 、 K_i 、 n 和 θ_0 的计算公式。

3.2 极限弯矩参数分析

图9(a)是节点 $t_j = 10$ mm、 $d = 20$ mm、 $n_L = 4$ 、 $S = 100$ mm、 $f_y = 420$ MPa 情况下,变化肢宽和肢厚时对各节点极限弯矩的影响图。由于有限元计算中节点普遍以螺栓受剪屈服(试验中为剪断)而达到极限荷载,因此当螺栓直径一定时,主角钢的肢宽和肢厚对 M_u 基本没有影响。

图9(b)是 $b = 160$ mm、 $t = 12$ mm、 $t_j = 10$ mm、 $n_L = 4$ 、 $S = 100$ mm、 $f_y = 420$ MPa 情况下,变化螺栓直径时对节点初始刚度的影响图。 $d = 18$ mm 较 $d = 16$ mm 时节点极限弯矩增幅为16.1%。随着螺栓直径的继续增大,节点极限弯矩总体上仍然呈增长趋势,相邻直径增幅较低,平均为2.3%。

图9(c)是 $t = 12$ mm、 $t_j = 10$ mm、 $d = 20$ mm、 $S = 100$ mm、 $f_y = 420$ MPa, 不同 b 情况下,变化螺栓个数时对节点极限弯矩的影响图。可见随着螺栓个数的增加,节点的极限弯矩增加很快, $n_L = 5$ 时较 $n_L = 4$ 时增幅平均为5.8%, $n_L = 6$ 时较 $n_L = 5$ 时增幅平均为15.9%, $n_L = 6$ 时较 $n_L = 4$ 时增幅平均为22%。

图9(d)是 $t = 12$ mm、 $t_j = 10$ mm、 $d = 20$ mm、 $n_L = 4$ 、 $f_y = 420$ MPa, 不同 b 情况下,螺栓间距 S 变化时对节点极限弯矩的影响图。 $S = 90$ mm 较 $S = 60$ mm 时节点极限弯矩平均增大5.4%, $S = 90 \sim 130$ mm 变化时节点极限弯矩变化不大,相邻间距增幅平均为1.3%。可见除非 S 之间差别大于(含)30 mm, 否则螺栓间距对节点极限弯矩影响较小。

图9(e)是 $t = 12$ mm、 $t_j = 10$ mm、 $d = 20$ mm、 $n_L = 4$ 、 $S = 100$ mm, 不同 b 情况下,变化节点钢材强度 f_y 对节点极限弯矩的影响图。Q390 钢较 Q345 钢节点的极限弯矩增幅为平均为9.6%, 增幅较大。随着 f_y 的增加, M_u 仍呈增长趋势,但相邻强度间增幅减小,平均为3.9%。

图9(f)是 $b = 160$ mm、 $t = 12$ mm、 $d = 20$ mm、 $n_L = 4$ 、 $S = 100$ mm、 $f_y = 420$ MPa 情况下,变化节点板厚度 t_j 时对节点极限弯矩的影响图。节点板厚度的变化对节点极限弯矩几乎没有影响。

3.3 初始转动刚度参数分析

图10(a)是 $t_j = 10$ mm、 $d = 20$ mm、 $n_L = 4$ 、 $S = 100$ mm、 $f_y = 420$ MPa 情况下,变化肢宽和肢厚时对各节点极限弯矩的影响图。 K_i 随着肢宽和肢厚的增加而增大,但肢宽和肢厚对 K_i 的影响很有限。同肢宽(肢厚)情况下,相邻肢厚(肢宽)的节点初始转动刚度平均增幅为1.5%(1.3%), $b = 200$ mm、 $t = 24$ mm 较 $b = 140$ mm、 $t = 10$ mm 时节点转动刚度增幅为14.6%。

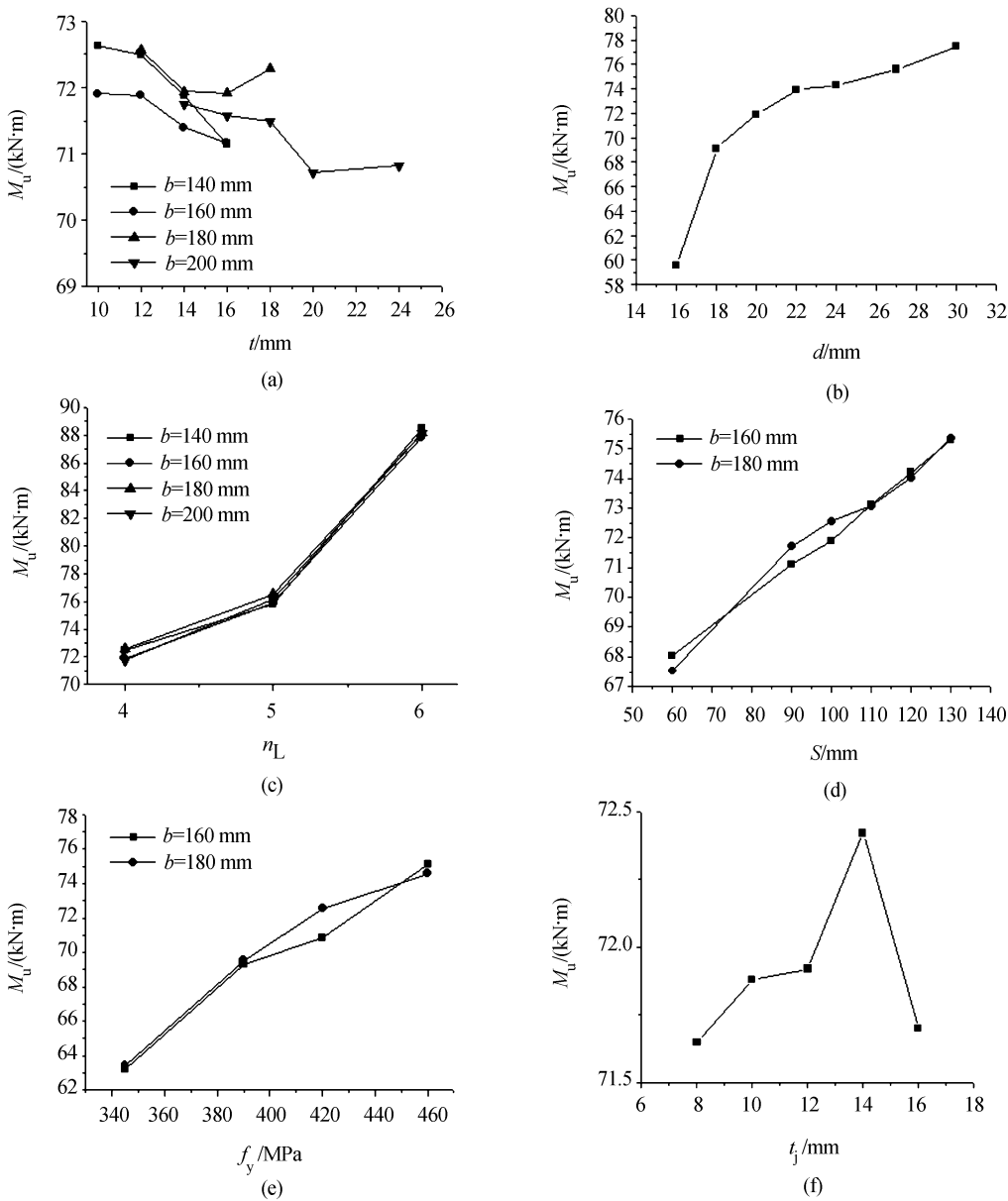


图9 极限弯矩参数分析

Fig.9 M_u parameter analysis

图 10(b) 是 $b = 160\text{ mm}$ 、 $t = 12\text{ mm}$ 、 $t_j = 10\text{ mm}$ 、 $n_L = 4$ 、 $S = 100\text{ mm}$ 、 $f_y = 420\text{ MPa}$ 情况下,变化螺栓直时对节点初始刚度的影响图。初始转动刚度随着螺栓直径的增加而增大,相邻直径间平均增幅为 1.75%, $d = 30\text{ mm}$ 较 $d = 16\text{ mm}$ 增大 10.9%。

图 10(c) 是 $t = 12\text{ mm}$ 、 $t_j = 10\text{ mm}$ 、 $d = 20\text{ mm}$ 、 $S = 100\text{ mm}$ 、 $f_y = 420\text{ MPa}$,不同 b 情况下,变化螺栓个数时对节点极限弯矩的影响图。随着螺栓个数的增加,节点的初始转动刚度增大很快, $n_L = 5$ 时较 $n_L = 4$ 时平均增幅为 35.4%, $n_L = 6$ 时较 $n_L = 5$ 时平均增幅为 41.8%, $n_L = 6$ 时较 $n_L = 4$ 时初始转动刚度增大了约 1 倍。

图 10(d) 是 $t = 12\text{ mm}$ 、 $t_j = 10\text{ mm}$ 、 $d = 20\text{ mm}$ 、

$n_L = 4$ 、 $f_y = 420\text{ MPa}$,不同 b 情况下,螺栓间距 S 变化时对节点极限弯矩的影响图。可见随着 S 的增大,初始转动刚度呈线性增长趋势。 $S = 90\text{ mm}$ 较 $S = 60\text{ mm}$ 时节点初始转动刚度增大 6.1%, $S = 90 \sim 130\text{ mm}$ 变化时相邻间距增幅平均为 2.5%。

图 10(e) 是 $t = 12\text{ mm}$ 、 $t_j = 10\text{ mm}$ 、 $d = 20\text{ mm}$ 、 $n_L = 4$ 、 $S = 100\text{ mm}$,不同 b 情况下,变化节点钢材强度 f_y 对节点初始转动刚度的影响图。由于初始转动刚度是指节点在节点弯矩作用下的转角处于线弹性范围内时连接所具有的刚度,此时材料尚处于弹性阶段,因此初始转动刚度和钢材的屈服强度没有关系。

图 10(f) 是 $b = 160\text{ mm}$ 、 $t = 12\text{ mm}$ 、 $d = 20\text{ mm}$ 、

mm、 $n_L = 4$ 、 $f_y = 420$ MPa,节点板厚度 t_j 变化时对节点初始转动刚度的影响图。随着 t_j 的增大,初始转动

刚度由增大趋势,相邻 t_j 间平均增幅为 1.5%, $t_j = 16$ mm 较 $t_j = 8$ mm 时增幅为 6.3%。

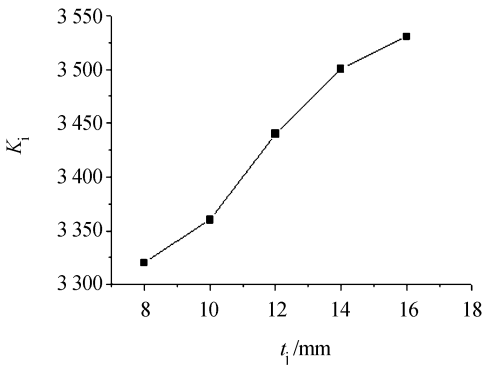
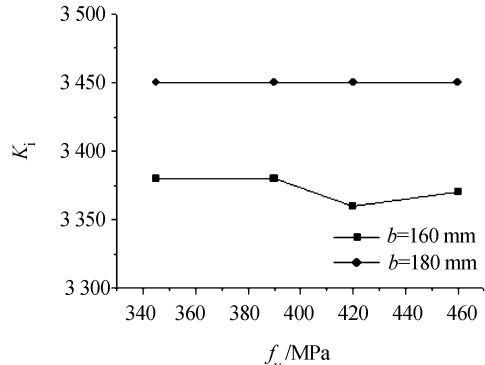
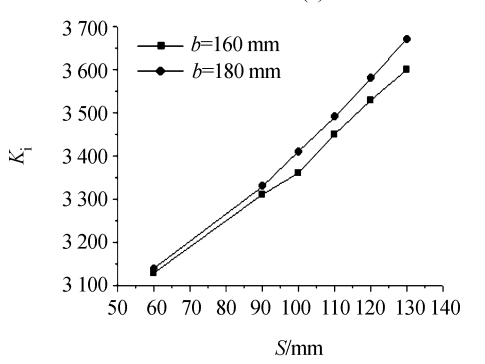
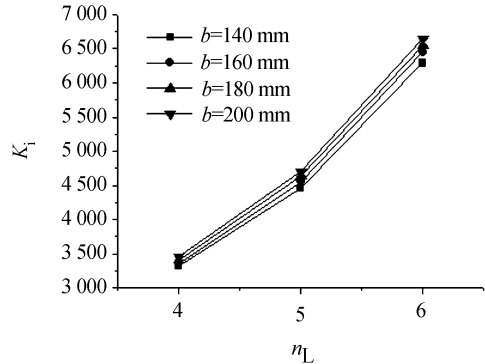
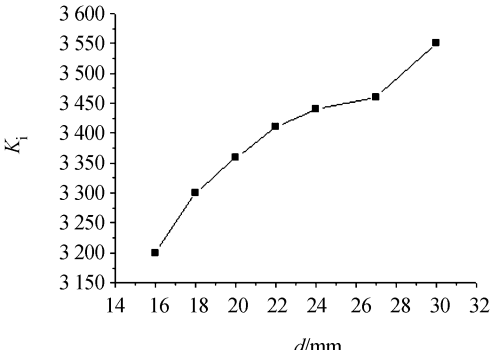
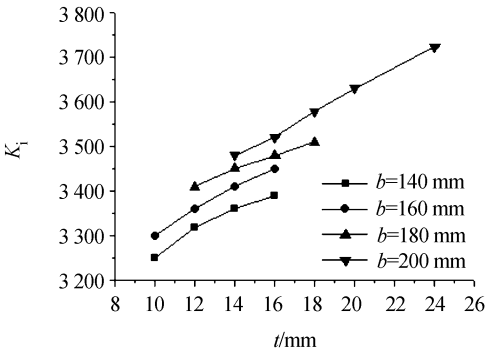


图 10 初始转动刚度参数分析

Fig. 10 K_i parameter analysis

3.4 形状系数和相对塑性转角

此类节点的形状系数 n 变化范围为 1.97 ~ 2.10,绝大部分集中在 2 左右;相对塑性转角 θ_0 分布范围为 0.013 3 ~ 0.022 3。

3.5 拟合公式

根据有限元分析结果采用最小二乘法拟合极限弯矩、初始转动刚度、形状系数和相对塑性转角的取值公式。拟合公式统一采用如下形式:

$$y = b^{x_1} t^{x_2} t_j^{x_3} d^{x_4} n_L^{x_5} s^{x_6} f_y^{x_7} \quad (6)$$

y 为各拟合目标,系数 $x_1、x_2、\cdots x_7$ 为待定系数。各目标的拟合公式见式(7)~(10)。

$$M_u = b^{-0.0114} t^{-0.00775} t_j^{-0.00615} d^{0.229} n_L^{0.476} s^{0.0978} f_y^{0.424} \quad (7)$$

$$K_i = b^{0.154} t^{0.138} t_j^{0.196} d^{0.25} n_L^{1.48} s^{0.256} f_y^{0.42} \quad (8)$$

$$n = b^{-0.0336} t^{0.0331} t_j^{0.0544} d^{-0.0949} n_L^{-0.0423} s^{0.00575} f_y^{0.163} \quad (9)$$

$$\theta_0 = b^{-0.2524} t^{-0.0634} t_j^{-0.1589} d^{0.0439} n_L^{-1.0916} s^{-0.1276} f_y^{-0.013} \quad (10)$$

为研究各拟合公式的误差大小,作了误差带分析,见图 11。图 11 中各图均有 1 条斜率为 1:1 的斜线,每一个落在该线上的点都表示公式计算误差为 0。图 11(a)、(c)和(d)表明极限弯矩公式、形状系

数公式和相对塑性转角公式的误差带均为 $\pm 5\%$,且绝大部分点落在或接近1:1斜率的线。图11(b)表明初始转动刚度公式的误差带为 $\pm 10\%$,且大部分点落在或接近1:1斜率的线。

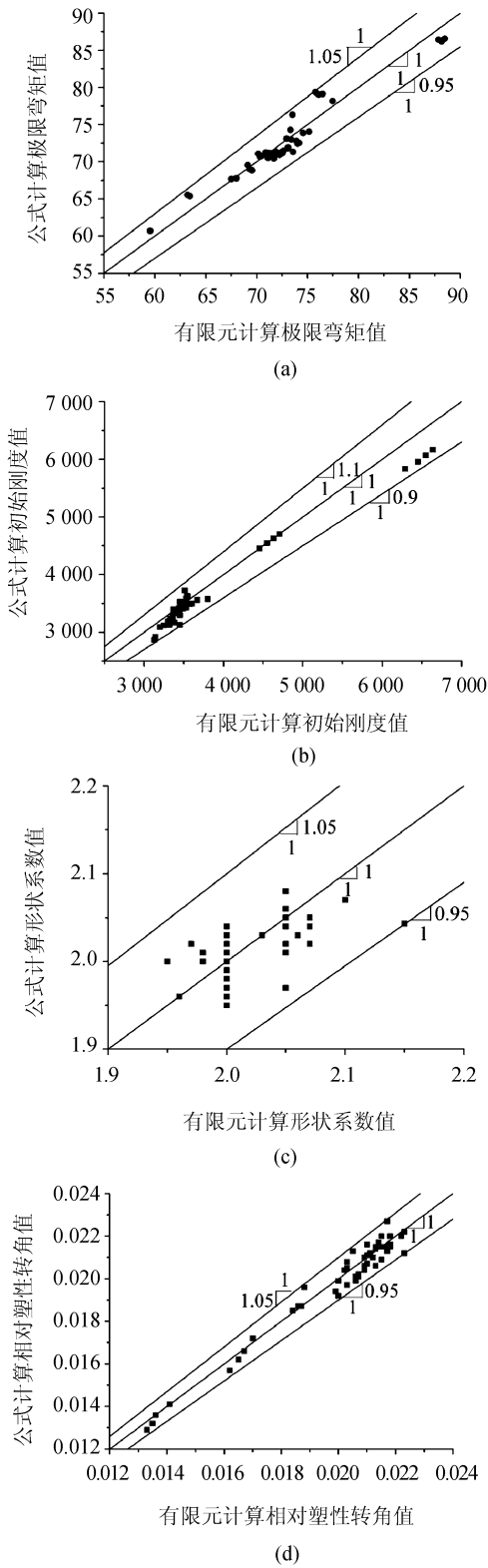


图 11 拟合公式误差带分析
Fig. 11 Error band analysis

按式(7)~(10)即可确定 Kishi-Chen 模型中的各参数,从而得到节点的 $M-\theta$ 关系曲线,拟合的部分节点的 $M-\theta$ 曲线和有限元曲线的对比见图12。

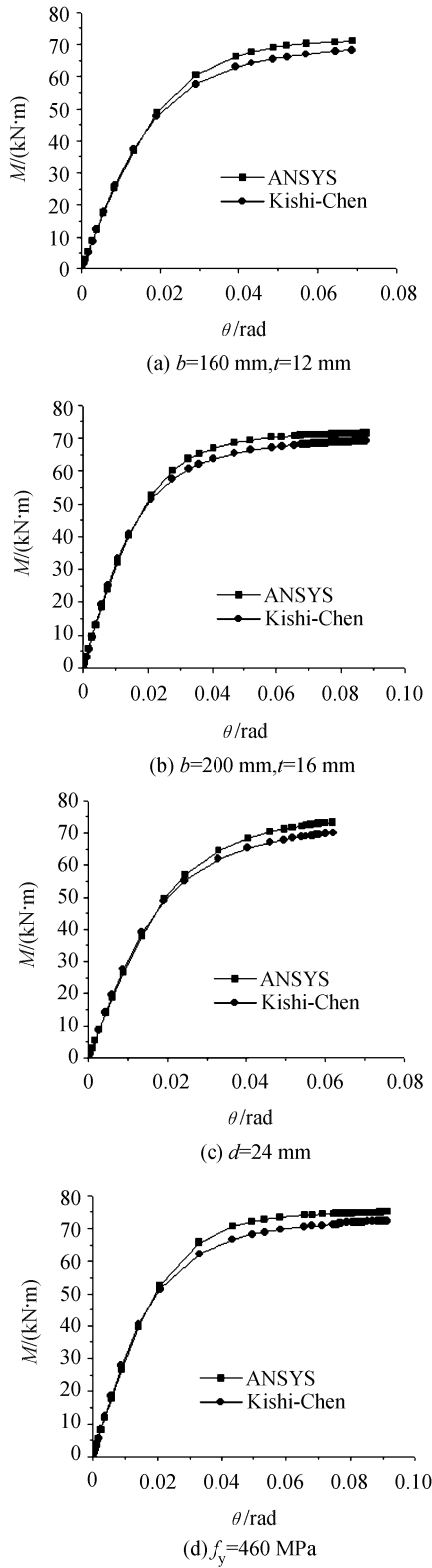


图 12 有限元曲线和 3 参数模型的对比
Fig. 12 Comparison of FEM and fitted three-parameter power model

相同转角下,所有节点的有限元弯矩值较 3 参数模型所确定的弯矩值误差在 5% 以内,且拟合曲线较有限元曲线偏保守。图 12(a)和 12(b)为 $d = 20 \text{ mm}$ 、 $t_j = 10 \text{ mm}$ 、 $n_L = 4$ 、 $S = 100 \text{ mm}$ 、 $f_y = 420 \text{ MPa}$ 、2 种规格主角钢情况下的节点弯矩 - 转角曲线。图 12(c)为图 12(a)节点取 $d = 24 \text{ mm}$ 情况下的节点弯矩 - 转角曲线。图 12(d)为图 12(a)节点取 $f_y = 460 \text{ MPa}$ 情况下的节点弯矩 - 转角曲线。

4 结 论

1) 试验说明此类节点通常因连接主角钢和节点板的螺栓受剪断裂而达到极限承载力,因此螺栓的重要性不言而喻。

2) 由有限元分析可知,其他条件相同的情况下,增加螺栓个数可以有效地提高节点的极限弯矩,增大螺栓直径、提高主材钢材强度和螺栓间距对提高节点的极限弯矩有一定作用,主角钢尺寸和节点板厚度对节点的极限弯矩基本没有影响;其他条件相同的情况下,螺栓个数对节点初始转动刚度的影响最大,可用来较大地调整节点初始转动刚度。其他因素影响相对较弱,按影响能力的大小依次为螺栓间距、螺栓直径、肢厚、节点板厚和肢宽;此类节点的形状系数 n 变化范围为 $1.97 \sim 2.10$,绝大部分集中在 2 附近;相对塑性转角 θ_0 分布范围为 $0.0133 \sim 0.0223$ 。

3) 拟合出 Kishi-Chen 模型中各参数的计算公式,按拟合公式得到的幂函数曲线和有限元曲线吻合很好,可为工程设计提供参考。

参考文献:

- [1] Huang Huang, Li Qinghua, Meng Xianqiao, et al. Application on Q420 large width angle steel in $\pm 800 \text{ kV}$ UHV transmission tower[J]. Electric Power Construction, 2010, 31(6): 65 - 69. [黄璜, 李清华, 孟宪乔, 等. Q420 大规格角钢在 $\pm 800 \text{ kV}$ 特高压杆塔中的应用[J]. 电力建设, 2010, 31(6): 65 - 69.]
- [2] 中国电力科学研究院. 1000KV 晋东南 - 南阳 - 荆门特高压交流试验示范工程 ZMP2 猫头铁塔真型试验报告[R]. 北京: 中国电力科学研究院, 2008.
- [3] Kishi N, Chen W F. Moment-rotation relation of top-and seat-angle connections [R]. Structural Engineering Report No. CE - STR - 86 - 26. West Lafayette (IN): Purdue University, 1987.

versity, 1987.

- [4] Kishi N, Chen W F. Moment-rotation semi-rigid connections [R]. Structural Engineering Report No. CE - STR - 87 - 29. West Lafayette (IN): Purdue University, 1987.
- [5] Abolmaali A, Matthys J H, Farooqi M, et al. Development of moment-rotation model equations for flush end-plate connections[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2005, 61: 1595 - 1612.
- [6] Shi Gang, Shi Yongjiu, Wang Yuanqing. Calculation method on moment-rotation curves of beam-to-column semi-rigid end-plate connections[J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(5): 67 - 73. [施刚, 石永久, 王元清. 钢结构梁柱半刚性端板连接弯矩 - 转角全曲线计算方法[J]. 工程力学, 2006, 23(5): 67 - 73.]
- [7] Yee Y L, Yee R E. Melchens, Moment-rotation curves for bolted connections[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1993, 112(3): 615 - 635.
- [8] Frye J M, Morris G A. Analysis of flexibly connected steel frames[J]. Canadian Journal of Civil Engineering, National Research Council of Canada, Ottawa, Canada, 1975, 2: 280 - 291.
- [9] Kishi N. Advanced analysis of steel frames with semi-Rigid connections[M]. Boca Raton: CRC Press, 1994.
- [10] Jones S W, Kirby P A, Nethercot D A. Effect of semi-rigid connections on steel column strength[J]. Journal of Steel Construction research, 1980, 1(1): 38 - 46.
- [11] Kishi N, Chen W F. Moment-rotation relations of semi-rigid connections with angles[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1990, 116(7): 1813 - 1834.
- [12] Ang K M, Morris G A. Analysis of three-dimensional frames with flexible beam-column connections[J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 1984, 11: 245 - 254.
- [13] Yee Y L, Yee R E. Melchens: Moment-rotation curves for bolted connections[J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 1993, 112(3): 615 - 635.

(编辑 陈晓红)