

输电铁塔单变双拼角钢转换节点承载力研究

薛晓敏¹, 袁红丽², 饶翼², 张陵³

(1. 西安交通大学土木工程系, 710049, 西安; 2. 西安建筑科技大学理学院, 710075, 西安;

3. 西安交通大学航天航空学院, 710049, 西安)

摘要: 鉴于输电铁塔单变双角钢转换节点基础理论和设计规范的欠缺,开展单变双角钢转换节点承载力的数值仿真和设计理论研究。对工程常见构型的单变双角钢转换节点进行有限元建模及其仿真计算分析,探究该节点在受拉、受压荷载条件下的受力机理和破坏模式,以此获得转换节点各部件(上单角钢、下双拼角钢、上下靴板以及水平过渡板)匹配设计基本原则,为提出设计推荐公式提供重要依据;基于屈服线法理论提出单变双角钢转换节点整体承载力设计推荐公式,并借助“塑性分析,弹性设计”的思想对承载力的预测考虑合理的安全储备,便于工程设计;采用屈服线法设计公式和现行相关设计公式对相同构型的单变双角钢转换节点分别进行承载力计算。对比结果表明,屈服线法设计公式计算结果与有限元仿真最为接近,平均相差仅为0.82%,能较好地反映单变双角钢转换节点的整体承载力。研究成果可对现行设计规范及理论提供参考。

关键词: 角钢塔;单变双转换节点;承载力;有限元;屈服线理论

中图分类号: TU391 **文献标志码:** A

DOI: 10.7652/xjtuxb202008002 **文章编号:** 0253-987X(2020)08-0011-09



OSID 码

Bearing Capacity of Conversion Joints Between Single-Angle and Dual-Angle Steels in Steel Pylon

XUE Xiaomin¹, YUAN Hongli², RAO Yi², ZHANG Ling³

(1. Department of Civil Engineering, Xi'an Jiaotong University, Xi'an 710049, China;

2. School of Science, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710075, China;

3. School of Aerospace, Xi'an Jiaotong University, Xi'an 710049, China)

Abstract: Conversion joints between single-angle and dual-angle steels are widely applied in steel pylons. Aiming at the lack of related basic theory and design specifications, the bearing capacity of conversion joints between single-angle and dual-angle steel is investigated via numerical simulation. Nine common-sized conversion joints are taken as the simulation examples with finite element method (FEM), and their stress state and failure mode under static tension and compressive loadings are discussed. Several design principles of component match are obtained to provide the crucial basis for the recommended design formula, the components include top single-angle and bottom dual-angle steel, vertical plates, and horizontal plate. The recommended design formula are then presented to evaluated the bearing capacity of conversion joints following yield line theory (YLT). It is convenient to reasonably consider certain safe reservation in virtue of the idea of “plastic analysis and elastic design” for engineering designers. The recommended formula is then utilized to calculate the bearing capacity of all the aforementioned conversion joint

examples, and the results of YLT coincide much better with the FEM simulations than the other design formulas in current specifications, with an average error of 0.82%.

Keywords: angle steel pylon; conversion joints; bearing capacity; finite element method; yield line method

角钢塔是我国输电铁塔中主要采用的形式之一^[1]。随着我国的能源和电力需求持续增长,输电线路的电压等级、输送容量不断升级,传统输电铁塔采用单角钢作为主材的形式已经不能满足现阶段安全设计的要求^[2]。为了满足杆塔结构的强度要求,主材不得不采用双拼或者四拼组合角钢构件。为了将不同角钢及其组合进行有效连接,必须采用一种特殊构造的节点。于是,一种新型连接节点应运而生,即单变双拼角钢转换节点^[3]。

目前,国内外相关研究主要集中于双拼组合角钢连接节点板的轴心受力特性以及填板布置形式对组合角钢强度的影响等方面。Whitmore 研究了高强螺栓连接节点板的受力性能,通过试验发现节点板的荷载沿纵向螺栓排布方向呈现一定角度的应力扩散现象,并提出著名的有限宽度理论^[4]。Iran 等对节点板进行了研究,并验证了 Whitmore 的研究成果^[5]。基于有限宽度理论,Thornton 提出虚拟柱条法理论用以计算节点板失稳承载力,但该理论未考虑塑性应力重分布情况,计算结果不甚精确^[6]。基于此,Yam 等在研究节点板承载力时发现,荷载达到一定程度后,应力发生重分布,并根据该结论对 Thornton 方法进行了修正^[7]。Sheng 等通过参数分析,考虑了无约束自由边长度、节点板形状、边界条件、加劲板的布置等对承载力的影响^[8]。我国相关工作开展得并不多,但也有一些成果,如李光照等开展了双角钢杆件桁架外加式焊接节点板原型试验研究,得出该节点板弹塑性受力状态及破坏机理^[9];沈泽源研究了节点板传力机理及破坏机制,提出节点板承载力计算方法,并给出节点板构造要求^[10]。重庆大学开展了单角钢连接节点板的足尺试验研究,并进行了相应的有限元仿真计算,得出了连接板的破坏位置及破坏形式^[11]。

虽然单变双角钢过渡节点已在工程中得以应用,但关于此类节点的研究还较少,《架空输电线路杆塔结构设计技术规定》中也未给出单变双角钢关键节点的设计方法^[12]。目前,国内各电力设计院建成的特高压杆塔结构图显示,同样规格主材构件所采用的过渡节点板、连接板规格选择差异很大^[13]。随着特高压输电线路的不断发展,角钢塔单变双角

钢关键节点设计问题必须得到根本解决。

基于以上研究背景,本文将结合有限元仿真软件,建立单变双角钢转换节点的仿真模型,以此分析其受拉、受压荷载加载下的受力机理和破坏模式。基于仿真研究,提出单变双角钢转换节点承载力设计公式,并对比现有相关设计理论,以此验证该公式的精确性和实用性。

1 试件描述

基于某电力设计院提供的角钢塔设计方案(见图 1),截取角钢塔首层双拼角钢与二层单角钢节点,即单变双角钢转换节点为研究对象,通过改变节点水平连接板、上下靴板厚度及上下角钢规格,探讨各个部件及其设计参数对节点整体承载力的影响规律,继而提出可综合考虑各部件参数影响的单变双转换节点设计方法。其中,设计方案涉及的单变双转换节点结构型式参见图 2。为了便于对比分析研究,本文选取了 9 种常见规格的单变双转换节点参见表 1。

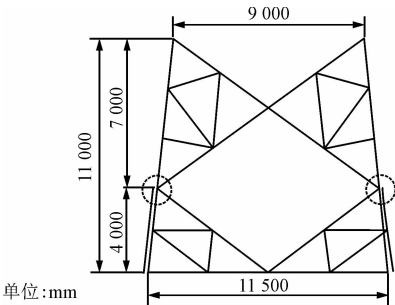
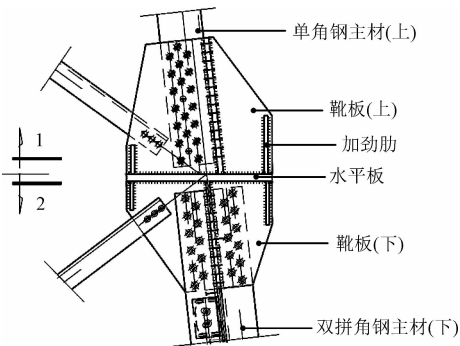
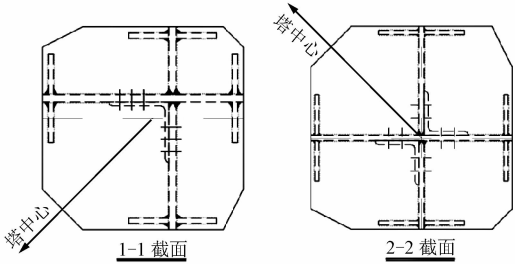


图 1 角钢塔设计方案



(a) 节点立面图



(b)节点剖面图

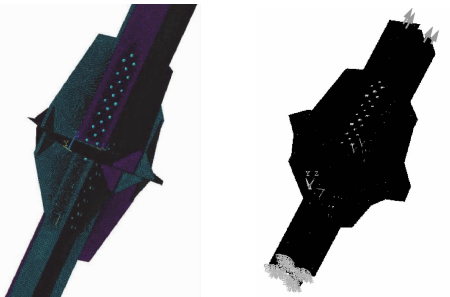
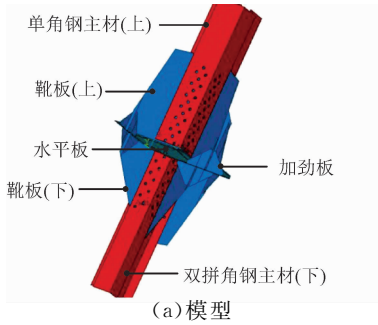
图 2 单变双角钢转换节点结构型式

表 1 单变双角钢转换节点试件各部件几何参数信息

试件编号	水平板边长 /mm	水平板厚 /mm	上方单 角钢规格	下方双拼 角钢规格	上靴板厚 /mm	下靴板厚 /mm	上加劲板厚 /mm	下加劲板厚 /mm
1	1 000	28	L300×32	2L220×24	36	26	26	20
2	1 000	30	L300×32	2L220×24	36	26	26	20
3	1 000	32	L300×32	2L220×24	36	26	26	20
4	1 000	34	L300×32	2L220×24	36	26	26	20
5	1 000	36	L300×32	2L220×24	36	26	26	20
6	1 000	30	L300×30	2L220×26	36	26	26	20
7	1 000	30	L300×35	2L220×22	36	26	26	20
8	1 000	24	L300×32	2L220×24	32	24	24	16
9	1 000	26	L300×32	2L220×24	32	24	24	16

弹性模量为 206 GPa、泊松比为 0.3 的理想弹塑性双线性模型。

该模型各底板、加劲板和靴板通过 GLUE 命令粘接在一起,角钢和靴板通过 MPC184 刚性单元连接。底板单元关键选项采用了“Keyopt,1,3,0”,靴板、加劲板单元关键选项采用“Keyopt,4,3,2”设置。加载时,在单角钢主材上端部施加荷载拉力或压力,此时对应的双角钢主材下端部设置为嵌固边界条件。有限元迭代方法选用弧长法,在加载过程中过渡板中心挠度不断增加。图 3a 和 3b 为有限元模型及其网格划分,模型网格划分后产生 16 107 个单元数、8 274 个节点数;图 3b 为节点模型的加载和



(b)网格划分 (c)加载及约束

图 3 单变双角钢转换节点有限元建模

2 有限元建模

采用 ANSYS 分析软件建立单变双角钢节点结构模型,并进行受拉、受压承载力仿真计算。由于节点由水平板、上下靴板、单双角钢主材和加劲肋等部件(见图 2a)组成,各个部件均是厚度小于中面最小平面尺寸的 1/8 的薄板。因此,模型选用 SHELL 181 壳单元,该单元具有强大的非线性功能、应力刚化及大变形等功能。鉴于输电线路常见钢材规格 Q345,有限元材料属性选用屈服强度为 345 MPa、

约束示意。

3 承载力确定原则

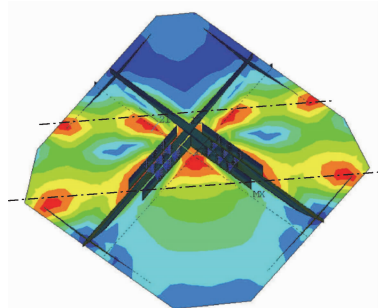
如前所述,单变双角钢转换节点包括若干构件,其中水平板、靴板和主材角钢是构成连接节点整体有效抵御外荷载的必要构件,任一部件的过大变形或材料屈服均将导致节点承载失效。例如,当水平板设计相对薄弱,节点在承载过程中将以水平板首先发生局部失效(构件失稳或材料屈服),继而导致连接节点无法继续承载而宣告整体失效,此时所能承受的外荷载即可视为该节点的承载力。类似地,

当靴板或角钢较为薄弱的时候,靴板或角钢将成为承载失效的主要薄弱环节。依据以上原则,结合有限元仿真结果,本文定义单变双角钢转换节点承载失效准则如下。

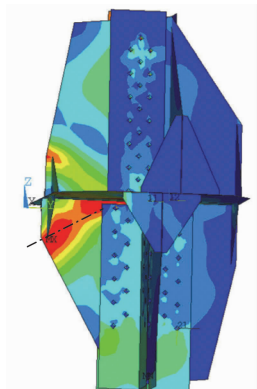
(1)水平板破坏模式。在加载过程中,由于应力集中水平板在主材和加劲肋交界处分别出现较大应力初始点,发生材料屈服并伴随屈服面积持续扩展,最终产生一条贯通屈服带(见图4a)。当屈服带一旦濒临贯通,水平板将整体破坏。通过仿真结果分析,此时水平板的相对挠度(底板最大变形与底板宽度的比值)约为0.6%。因此,可取相对挠度为0.6%的时候判定水平板失效。

(2)靴板破坏模式。在加载过程中,靴板会发生类似底板贯通带,为“加劲肋和靴板交界上端角”与“底板中心和靴板交界处”两点贯通,见图4b。此时靴板相对挠度(靴板最大变形与底板宽度的比值)约为0.4%。因此,可取相对挠度为0.4%的时候判定靴板失效。

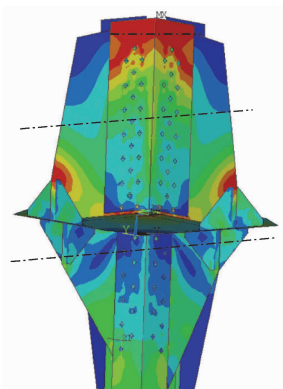
(3)主材破坏模式。与水平板和靴板不同地,角钢为主材,其可靠性要求应更为严格。根据钢结构设计理论^[14],以主材发生屈服用以判定其承载失效,参见图4c。



(a)水平板



(b)靴板



(c)主材

图4 单变双角钢转换节点各部件破坏状态

就理论而言,单变双节点各部件强度和刚度如达到理想的匹配关系,可在最经济的用材基础上实现最优的节点承载力。但实际工程中并非如此,3种失效模式很难发生在同一时刻,因此首次发生的失效模式对应的荷载即为该连接节点的承载力。

4 有限元仿真分析

本文对表1中单变双角钢转换节点试件分别进行有限元受拉和受压承载力计算,其结果显示,相同的试件获得的受拉和受压承载力数值基本相近,相差均在5%以内。通过破坏模式分析,相同试件的受拉和受压的破坏模式以及发展趋势也基本一致,仅试件1破坏顺序略有不同。因此,可以得出这样的结论,单变双角钢转换节点在受拉和受压情况下的承载力和破坏模式基本类似。

(1)主材破坏模式。根据单变双转换节点有限元受拉承载力计算结果,试件2~6的破坏顺序均为上角钢首先失效,然后是下靴板破坏,最后是水平板发生破坏。对于此类试件而言,主材和靴板相对水平板而言比较弱。以试件2为例,上角钢应力最大,当荷载达到6 187 kN时,上角钢上边缘由螺栓对应中心处达到屈服,横向向两侧屈服迅速扩展,见图5a,此时最大变形也发生在上角钢加载端约4.0 mm,见图5c,此时判定该单变双节点构件以上单角钢材料屈服为特征的承载力失效模式。此刻的水平板仅在与上下角钢界面连接处出现较大应力,见图5b,在其两个对角自由端出现较大变形(相对挠度仅约为0.3%),见图5d。总体而言,此类节点上角钢和下靴板的设计相对于水平板有些弱,需要增加主材规格和靴板厚度,用以有效提高该节点整体承载力,或适当减小水平板厚度,用以提高该转换节点整体经济性。

(2)靴板破坏模式。根据单变双节点有限元受压承载力计算结果,试件7~9的破坏顺序为下靴板首先发生失效,然后为上单角钢,最后水平板才发生破坏。对于此类试件而言,下靴板和上单角钢相对水平板而言比较弱。以试件8为例,下靴板应力最先达到屈服强度,当荷载达到5 639 kN时,下靴板发生贯通屈服带,见图6a,此时可判定该单变双节点以下靴板材料提前屈服并扩展贯通屈服带为特征的承载力失效模式,此时上下角钢和水平板的应力相对较小,见图6。总体而言,此类节点下靴板设计相对薄弱,需要适当增加该下靴板厚度,用以提高整个节点承载力。

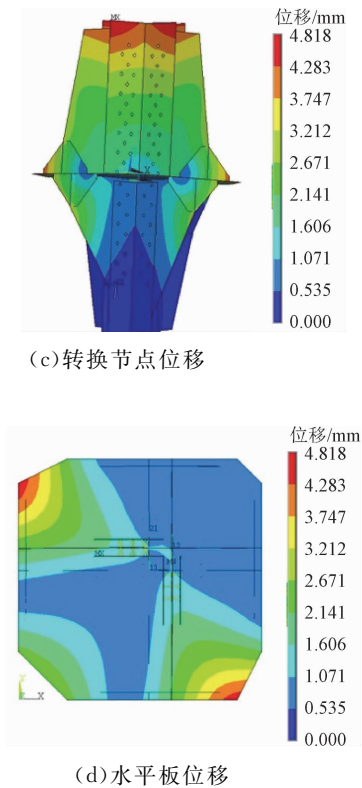
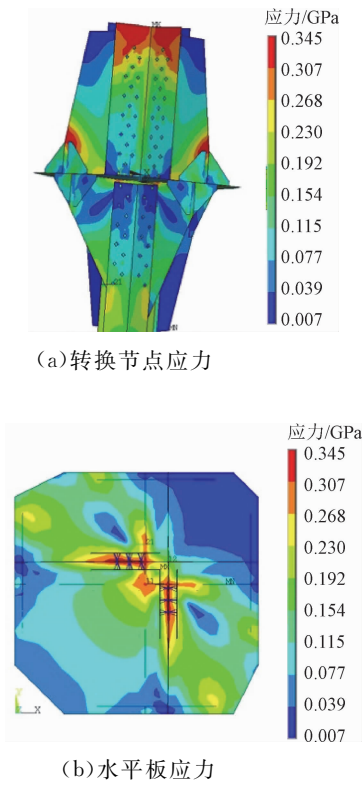


图 5 试件 2 受拉主材失效转换节点变形和应力云图

综合受拉和受压单变双角钢转换节点主材、靴板和水平板强弱对比,以上算例中总体下靴板和上单角钢均弱于水平板,说明常规设计的水平板过于

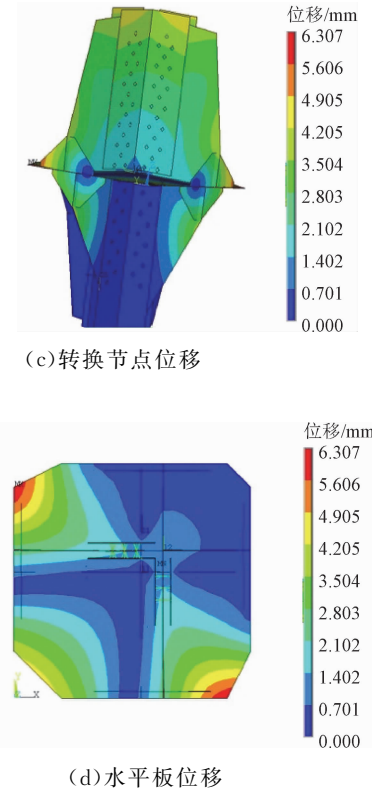
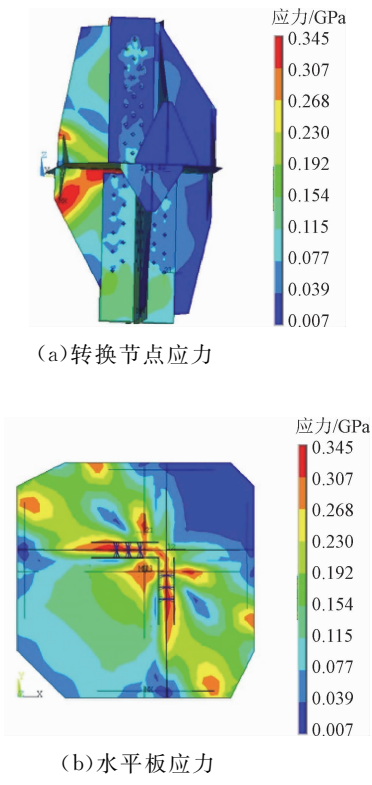


图 6 试件 8 受压靴板失效转换节点变形和应力云图

保守。应适当降低其设计强度,依此实现单变双角钢转换节点各个部件的最佳匹配,实现承载力经济最优化。

5 现有节点承载力计算的相关公式

5.1 理论公式介绍

(1)单变双角钢节点构件的上单角钢和下双拼角钢的计算方法在《钢结构设计标准》^[14]有明确规定。以单角钢为例,当其作为桁架腹杆时,其轴心受拉构件截面强度为

$$\frac{N}{A_n} \leqslant 0.85f \tag{1}$$

式中: N 为拉力设计值; A_n 为构件净截面面积; f 为钢材抗拉强度设计值。

单角钢受压构件则按照稳定性进行计算

$$\frac{N}{\eta\varphi A} \leqslant f \tag{2}$$

式中: η 为不同角钢规格折减系数; φ 为稳定系数; A 为构件毛截面面积。

(2)变双角钢节点构件的上下靴板计算方法,可参考《架空输电线路杆塔结构设计技术规定》中关于连接节点板强度的规定^[12]。其强度在满足螺栓孔壁承压要求外,应按下式进行验算

$$\frac{N}{b_e t_x} \leqslant f \tag{3}$$

式中: t_x 为靴板厚度; b_e 为靴板的有效宽度,其中应力扩散角可取 30° 。

(3)变双角钢节点构件的水平板计算在相关规范里面没有明确规定条文,文献^[15]承载力计算方法规定如下

$$\overline{M} = \frac{N}{A_{x1}} t_{x1} b \tag{4}$$

$$t_s \geqslant \Psi \sqrt{\frac{6\overline{M}}{f}} \tag{5}$$

式中: t_s 为水平板厚度; t_{x1} 为上靴板厚度; A_{x1} 为上靴

板横截面面积; b 为上下靴板之间错位间距; $\overline{M}$ 为单位长度弯矩,安全系数 $\Psi=0.75$ 。

5.2 理论公式分析

本文将以上设计公式计算结果与有限元结果进行对比,结果见表2和表3。其中,为了便于与设计理论进行对比,本文将有限元结果乘以75%的折减系数,用以考虑安全储备因素。其中,有限元计算承载力为3种破坏模式最先出现时刻对应的荷载数值。

以试件1节点受压承载力为例,仿真结果显示主材(上角钢)率先发生材料屈服,然后靴板产生贯通屈服带,最后水平板发生双贯通屈服带。以上角钢屈服破坏为特征,考虑安全储备后的有限元计算值为4418kN,此时上角钢采用规范设计理论获得的承载力为4173kN,与有限元计算非常吻合,说明水平板计算理论显然过于保守,仅利用了实际强度的51%。

以受拉承载力中试件8为例,仿真结果显示下靴板首先发生贯通屈服带,然后上角钢材料发生材料屈服,最后水平板产生双贯通屈服带。以下靴板破坏为特征,有限元设计计算结果为3958kN,此时靴板采用规范设计理论获得的承载力为4968kN,结果偏于不安全,说明水平板计算理论则仍过于保守,仅考虑了其实际强度的56%。

总体而言,水平板计算公式均显示过于保守,实际强度仅利用50%左右。这是因为理论公式基于弹性分析法,将上、下靴板形心偏移导致的弯曲应力作为估算水平板连接板尺寸的重要因素。此外,单变双角钢转换节点的承载力计算不能割裂成各个板件的承载力计算,因此提出节点整体承载力设计公式非常必要。

表2 单变双角钢转换节点受压承载力计算结果

编号	承载力/kN					破坏顺序
	角钢(式(2))	靴板(式(3))	水平板(式(5))	推荐(式(6))	有限元值折减25%	
1	4173	5382	2774	4386	4418	主材→靴板→水平板
2	4173	5382	3185	4577	4615	主材→靴板→水平板
3	4173	5382	3623	4687	4637	主材→靴板→水平板
4	4173	5382	4091	4703	4655	主材→靴板→水平板
5	4173	5382	4586	4614	4725	主材→靴板→水平板
6	3912	5382	3185	4577	4500	主材→靴板→水平板
7	4565	5382	3185	4577	4472	靴板→主材→水平板
8	4173	4968	2038	3808	4229	靴板→主材→水平板
9	4173	4968	2392	4126	3924	靴板→主材→水平板

表 3 单变双角钢转换节点受拉承载力计算结果

编号	承载力/kN					破坏顺序
	角钢(式(2))	靴板(式(3))	水平板(式(5))	推荐(式(6))	有限元值折减 25%	
1	4 228	5 382	2 774	4 386	4 478	靴板→主材→水平板
2	4 228	5 382	3 185	4 577	4 640	主材→靴板→水平板
3	4 228	5 382	3 623	4 687	4 617	主材→靴板→水平板
4	4 228	5 382	4 091	4 703	4 663	主材→靴板→水平板
5	4 228	5 382	4 586	4 614	4 889	主材→靴板→水平板
6	3 959	5 382	3 185	4 577	4 500	主材→靴板→水平板
7	4 619	5 382	3 185	4 577	4 046	靴板→主材→水平板
8	4 228	4 968	2 038	3 808	3 958	靴板→主材→水平板
9	4 228	4 968	2 392	4 126	4 005	靴板→主材→水平板

6 计算节点承载力推荐公式

鉴于弹性分析法的保守性以及节点水平板塑性分析的可行性^[16-17],本文提出一种利用屈服线法的实用承载力计算公式。

屈服线方法的基本原则为:假定板块以屈服线 下产生塑性铰,将原双向板划分为若干分块,每个分块间在屈服线转动条件下符合几何协调关系,然后采用虚功原理或平衡方程来确定双向板的极限承载力^[18-19]。

工程设计中,需要考虑一定的安全储备,为此本文在塑性铰理论上还引入了“弹性设计”的概念,即将塑性极限弯矩用弹性极限弯矩替代,以此考虑设计方法的实用性。

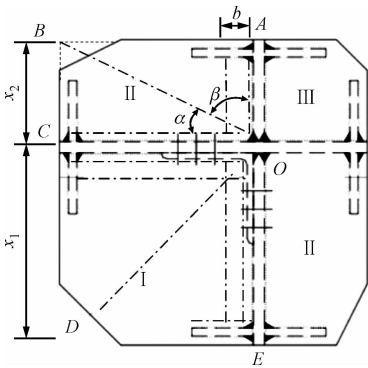


图 7 水平板屈服线模型计算图示

根据单变双角钢转换节点的有限元分析结果,绘制出符合水平板受力特征的屈服线模型如图 7 所示。由于各个试件的水平板均呈现相似的变形和应力情况,在此假设 II 区域 B 点发生最大位移 δ_2 , I 区域 D 点发生最大位移 δ_1 。仿真结果显示, I 区域和 II 区域的各自最大位移呈现近似比例关系为

$$\frac{\delta_1}{\delta_2} = \frac{x_1}{x_1 + x_2}$$

以屈服线为边界,各个分块板件符合几何协调关系,以此推导出发生的转角,求解过程如下。

(1)屈服线转角。对于区域 II,板块 OAB 绕支承边 OA 的转角,即屈服线 OA 的转角 $\theta_1 = \frac{\delta_2}{AB} =$

$\frac{\delta_2}{x_1}$,屈服线 O'A'按比例转角 $\theta'_1 = \frac{\delta_2}{x_1} \frac{b}{x_1}$ 。O'A'和 OA 对应,为下靴板在水平板交接的位置,其他上角带撇标志与其类似。

板块 OBC 绕支承边 OC 的转角,即屈服线 OC 的转角 $\theta_2 = \frac{\delta_2}{BC} = \frac{\delta_2}{x_2}$,屈服线 OB 的转角(两板块的相对转角)

$$\theta_3 = \frac{\delta_2}{OB} (\cot \alpha + \cot \beta) = \frac{\delta_2}{\sqrt{x_1^2 + x_2^2}} \left(\frac{x_1}{x_2} + \frac{x_2}{x_1} \right)$$

对于区域 I,屈服线 OC 的转角 $\nu_1 = \frac{\delta_1}{OE} = \frac{\delta_1}{x_1}$,屈服线 O'C'的转角 $\nu'_1 = \frac{\delta_1}{x_1} \frac{b}{x_1}$,屈服线 OD 的转角(两板块的相对转角)

$$\nu_3 = \frac{\delta_1}{OD} \left(2 \cot \frac{\pi}{4} \right) = \frac{2}{\sqrt{2}} \frac{\delta_1}{x_1}$$

根据对称性,屈服线 OE(O'E')的转角与屈服线 OC(O'C')相同。

(2)内力虚功。每条屈服线都发生一定转角,沿屈服线将塑性极限弯矩与相应转角相乘,可获得由于板件屈服所消耗的内力虚功,令板的单位长度塑性极限弯矩为 M_p 。

区域 II 塑性弯矩沿屈服线 OA、OC、OB 做功为 $W_{in2} = M_p(OA\theta_1 + O'A'\theta'_1 + OC\theta_2 + OB\theta_3) =$

$$M_p \left(2 \frac{x_2}{x_1} + 2 \frac{x_1}{x_2} + \frac{bx_2}{x_1^2} \right) \delta_2$$

塑性极限弯矩

$$M_p = t^2 f_y / 4$$

式中: t 为水平板厚度; f_y 为钢材屈服强度。

区域 I 塑性弯矩沿屈服线 OC 、 OD 、 OE 做功为

$$W_{in1} = M_p (2OCv_1 + 2O'C'v_1 + ODv_3) =$$

$$2M_p \left(2 + \frac{b}{x_1} \right) \delta_1$$

内力虚功为塑性极限弯矩沿各屈服线所做功为

$$W_{in} = \sum_{i=1}^n \int_{l_i} M_p \theta_i (v_i) ds$$

式中: ds 为第 i 条屈服线长度 l_i 的积分微段, 总共 n 条屈服线。

于是, 系统总内能 W_{in} 为

$$W_{in} = W_{in1} + 2W_{in2} =$$

$$M_p \left[2 \left(2 \frac{x_1}{x_2} + 2 \frac{x_2}{x_1} + \frac{bx_2}{x_1^2} \right) + 2 \left(2 + \frac{b}{x_1} \frac{x_1}{x_1 + x_2} \right) \right] \delta_2$$

(3) 外力虚功。外力虚功为荷载作用点位移与荷载数据的乘积。本文假定荷载作用点在上单角钢几何中心, 于是外力虚功为

$$W_{ex} = N \zeta \delta_2$$

式中: N 为荷载; ζ 为受力作用点位移与水平板最大位移 δ_2 的比值。

为了考虑安全储备问题, 本文用弹性极限弯矩 M_e ($M_e = t^2 f_y / 6$) 代替塑性极限弯矩 M_p 。

最后获得节点承载力为

$$N =$$

$$\frac{t^2 f_y}{6 \zeta} \left[4 \frac{x_1}{x_2} + 4 \frac{x_2}{x_1} + 2 \frac{bx_2}{x_1^2} + 4 \frac{x_1}{x_1 + x_2} + 2 \frac{b}{x_1 + x_2} \right]$$

单变双角钢转换节点承载力除了与水平板有关, 还与靴板和加劲板以及主材等均有相关关系。

转换节点承载力呈现如下规律: 当水平板刚度较小时, 相对刚度较大的连接部件将对水平板本身刚度将起到增强作用; 当水平板刚度较大时, 相对刚度较弱的连接部件将对水平板的刚度提高作用将削减。仿真计算结果也验证了以上规律。但是, 屈服线公式是基于水平板屈服塑性铰的假设, 并未考虑连接板构件与其刚度强弱关系的影响。基于此, 本文将在屈服线模型基础上, 乘以与水平板宽厚比有关的承载力调整系数

$$v = (2.5 - 50t/h)$$

用以考虑相对刚度调整问题。

于是, 单变双角钢转换节点承载力设计公式为

$$N = \frac{t^2 f_y}{6 \zeta} \left[4 \frac{x_1}{x_2} + 4 \frac{x_2}{x_1} + 2 \frac{bx_2}{x_1^2} + 4 \frac{x_1}{x_1 + x_2} + 2 \frac{b}{x_1 + x_2} \right] \left(2.5 - 50 \frac{t}{h} \right) \quad (6)$$

式中: h 为水平板边长。

7 推荐公式有效性验证

图 8 为各种理论设计方法与有限元仿真计算结果的对比。其中: ①靴板公式得出的靴板承载力估值均高于有限元节点承载力, 从有限元得出的破坏顺序来看, 当水平板厚度较小时, 以靴板破坏为主导, 此时采用该公式显然偏于不安全; ②角钢公式得出的承载力估值整体稍低于有限元节点承载力, 尤其是对于水平板厚度较大的试件, 以主材破坏模式为主导, 此时采用该公式比较安全合理; ③水平板公式得出的承载力估值均低于有限元节点承载力, 水平板厚度越小, 与有限元结果差距越大, 与有限元仿真结果对比, 该方法计算的承载力平均差距达到 27.63%, 说明设计过于保守

与以上设计公式不同, 本文推荐公式得出的承载力可以反映单变双角钢转换节点的整体承载力, 与有限元结果最为接近, 平均相差仅为 0.82%。

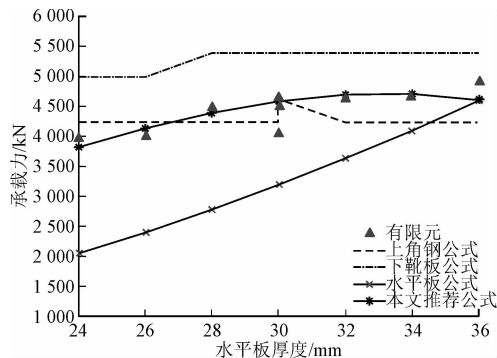


图 8 各种单变双节点受压承载力计算方法对比

8 结 论

综合本文研究成果, 得出目前常见单变双角钢转换节点设计建议如下。

(1) 增加上靴板厚度对转换节点承载力的提高贡献有限, 其设置应与水平板和靴板厚度相适宜; 综合靴板和水平板强弱对比, 下靴板受力负担较重, 下靴板应等于或略大于水平板厚度较为合理。

(2) 增加水平板厚度对转换节点承载力提高贡献有限, 与水平板和靴板厚度相适宜即可保证水平板不提前破坏。

(3) 上单角钢为主材破坏的薄弱环节, 设计中应

重点关注上单角钢与水平板和靴板的匹配,以此获得较高的节点承载力。

此外,本文提出了以屈服线理论为基础的单变双角钢转换节点的设计推荐公式,通过与有限元结果对比分析,验证了所提公式可以较好地预估转换节点的整体承载力。

参考文献:

- [1] 冷刚. 解析输电线路钢管塔的推广与应用 [J]. 电网技术, 2010(6): 186-192.
LENG Gang. Application and dissemination of steel tubular tower in transmission lines [J]. Power System Technology, 2010(6): 186-192.
- [2] 黄璜, 李清华, 孟宪乔, 等. Q420 大规格角钢在 ± 800 kV 特高压杆塔中的应用 [J]. 电力建设, 2010, 31(6): 65-69.
HUANG Huang, LI Qinghua, MENG Xianqiao, et al. Application on Q420 large width angle steel in ± 800 kV UHV transmission tower [J]. Electric Power Construction, 2010, 31(6): 65-69.
- [3] 杨利容, 郑勇. 单角钢变双角钢节点试验研究分析 [J]. 四川建筑科学研究, 2010, 36(1): 40-43.
YANG Lirong, ZHENG Yong. Experimental research on the joint connecting single-angle to double angle [J]. Sichuan Building Science, 2010, 36(1): 40-43.
- [4] WHITMORE R E. Experimental investigation of stresses in gusset plates [EB/OL]. [2019-10-20]. <https://www.worldcat.org/title/experimental-investigation-of-stresses-in-gusset-plates/oclc/13868033>.
- [5] IRVAN W G. Experimental study of primary stresses in gusset plates of double plane Pratt truss [EB/OL]. [2019-10-20]. https://www.worldcat.org/search?q=Experimental+Study+of+Primary+Stresses+in+Gusset+Plates+of+a+Double+Plane+Pratt+Truss&qt=owc_search.
- [6] THORNTON W A. Bracing connections for heavy construction [J]. Engineering Journal, 1984, 21(3): 139-148.
- [7] YAM M C H, CHENG J J R. Analytical investigation of the compressive behaviour and strength of steel gusset plate connections: structural engineering: report No. 207 [R]. Edmonton, Canada: University of Alberta, 1994.
- [8] SHENG N, YAM M C H, IU V P. Analytical investigation and the design of the compressive strength of steel gusset plate connections [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2002, 58(11): 1473-1493.
- [9] 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, 8(2): 10-22.
LI Guangzhao. Research on the test of elastoplasticity and failure mechanism of gusset plate on panel points of steel truss [J]. Journal of Building Structures, 1987, 8(2): 10-22.
- [10] 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): 21-28.
SHEN Zeyuan, ZHAO Xiyuan. Static characteristic research on gusset plate in welded steel truss [J]. Industrial Constructions, 1987, 17(8): 21-28.
- [11] 黄宗明. 大跨越塔节点研究报告 [R]. 重庆: 重庆大学, 2008.
- [12] 国家能源局. 架空输电线路杆塔结构设计技术规定: DL/T 5154—2012 [S]. 北京: 中国电力出版社, 2012: 41-51.
- [13] 陈旭阳. 特高压输电铁塔单双角钢变换关键节点承载能力研究 [D]. 南昌: 南昌大学, 2016: 1-5.
- [14] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构设计标准: GB 50017—2017 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017: 55-78.
- [15] 杨垂玮, 孟宪乔, 兰志文, 等. 输电铁塔单双角钢变换节点试验研究与承载力计算方法 [J]. 钢结构, 2017, 32(6): 59-65.
YANG Chuiwei, MENG Xianqiao, LAN Zhiwen, et al. Bearing capacity calculation method and experimental study of the key conversion joints of single-angle and dual-angle steel for power transmission tower [J]. Steel Construction, 2017, 32(6): 59-65.
- [16] 余同希, 薛璞. 工程塑性力学 [M]. 北京: 高等教育出版社, 2010: 1-18.
- [17] 屈钧利. 工程结构的有限元方法 [M]. 西安: 西北工业大学出版社, 2004: 25-42.
- [18] 陈以一, 沈祖炎, 詹琛, 等. 直接汇交节点三重屈服线模型及试验验证 [J]. 土木工程学报, 1999, 32(6): 26-31, 39.
CHEN Yiyi, SHEN Zuyan, ZHAN Chen, et al. Three lines limit-analysis model for CHS k-joints and its verification by tests [J]. China Civil Engineering Journal, 1999, 32(6): 26-31, 39.
- [19] 余勇, 吕西林, 田中清, 等. 方钢管混凝土柱与钢梁连接的拉伸试验研究 [J]. 结构工程师, 1999, 15(1): 23-28.
YU Yong, LÜ Xilin, TIAN Zhongqing, et al. Experimental study on connection between concrete filled square tube column and steel beams under tensile loading [J]. Structural Engineers, 1999, 15(1): 23-28.

(编辑 杜秀杰)