

输电塔底座板式对接节点主材角钢受压稳定承载力研究

刘志祥¹, 刘军¹, 靳幸福¹, 张金锋¹, 钱程²,
吴磊³, 谢咏宏^{4*}, 刘红军⁴

(1. 国网安徽省电力有限公司, 合肥 230022; 2. 中国能源建设集团安徽省电力设计院有限公司, 合肥 230031; 3. 国网安徽省电力有限公司经济技术研究院, 合肥 230022;
4. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045)

摘要: 在整段拼装角钢塔体系中, 主材角钢作为主要受力构件, 常通过开断节点连接, 主材角钢的力学性能对整个塔体影响较大, 而相关规范尚未给出主材角钢开断后的稳定承载力相应计算方法。文中以底座板式对接节点的主材角钢为研究对象, 在相同约束条件下通过足尺轴心受压试验, 对比对接节点角钢与未开断角钢的稳定承载力大小及变形规律。随后利用 ANSYS 有限元软件, 建立了考虑横向支承作用、带对接节点连接的主材角钢轴心轴压有限元模型。从长细比、截面尺寸、底板厚度、靴板高度、底板直径等方面, 研究了该主材角钢承受轴心受压的力学性能, 并进一步对宽厚比、长细比、底板厚度开展了参数分析, 最终基于有限元模拟结果总结出对接节点的设计要点。结果表明: 轴心受压状态下, 未开断主材与对接节点主材的变形规律、稳定承载力大小存在差异; 带对接节点的主材角钢其应力主要集中在主材角钢与底板; 底板直径、靴板高度对主材角钢稳定性能的影响较小, 而底板厚度、长细比、宽厚比超限时会显著影响构件稳定性能, 且底板厚度与长细比还会改变构件的屈曲模态; 对接节点的设置能够明显提高主材角钢的稳定承载力, 随着截面尺寸增大, 需适当加厚底板, 避免因底板厚度不足而导致稳定承载力降低。

关键词: 输电塔; 角钢轴压试验; 对接节点; 稳定承载力; 稳定系数

中图分类号: TU391, TM75

文献标志码: A

文章编号: 1671-9379(2025)11-0088-13

DOI: 10.13969/j.jzgjz.20241028003

Study on Stability Bearing Capacity of Main Material Angle Steel of Plate Butt Joints at the Base of Transmission Towers Under Compression

LIU Zhixiang¹, LIU Jun¹, JIN Xingfu¹, ZHANG Jinfeng¹, QIAN Cheng²,
WU Lei³, XIE Yonghong^{4*}, LIU Hongjun⁴

(1. State Grid Anhui Electric Power Company, Anhui 230022, China; 2. China Energy Engineering Group Anhui Electric Power Design Institute Co., Ltd., Anhui 230031, China; 3. Economic and Technical Research Institute of State Grid Anhui Electric Power Co., Ltd., Anhui 230022, China; 4. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China)

*Corresponding author: 1814328338@qq.com

收稿日期: 2024-10-28

基金项目: 国网安徽省电力有限公司科技项目 (B31209230004)

作者简介:

刘志祥(1978—), 男, 学士, 高级工程师, 主要从事工程结构设计方面的研究。E-mail: 862248679@qq.com。

刘军(1978—), 男, 学士, 高级工程师, 主要从事电力系统设计方面的研究。

通信作者:

谢咏宏(2001—), 男, 硕士研究生, 主要从事输电线路方面的研究。E-mail: 1814328338@qq.com。

Abstract: In the whole section assembled angle steel tower system, the main material angle steel as the main load-bearing components are often connected through interrupted joints. The mechanical properties of the angle steel have a significant impact on the whole tower. However, the relevant codes have not provided corresponding calculation method for the stability bearing capacity of the interrupted main material. Taking the angle steel of the base plate butt joints as the research object, the stability bearing capacity and deformation behavior of the angle steel of the butt joints and the continuous joints under the same constraint conditions were compared through the axial compression test on full-scale specimens. Subsequently, ANSYS finite element software was used to establish a finite element model of the main material angle steel for butt joints under axial compression considering the transverse supporting effects. The mechanical properties of the angle steel subjected to axial compression were investigated in terms of slenderness ratio, cross-section size, base plate thickness, boot plate height and base plate diameter. The parametric analysis was carried out on the width-to-thickness ratio, slenderness ratio, and base plate thickness, and the main points of the design of butt joints were summarized based on the results of the finite element simulation. The results show that when subjected to axial compression, the deformation behavior and stability bearing capacity of the continuous main material differ from those of the main material of the butt joints. The stresses of the main angle steel using the butt joints are mainly distributed in the main angle steel and the bottom plate. The diameter of the bottom plate and the height of the boot plate have a small influence on the stability capacity of the main material, while the thickness of the bottom plate, the slenderness ratio, and the width-to-thickness ratio will significantly affect the stability capacity of the member, and the thickness of the bottom plate and the slenderness ratio will change the buckling modes. The setting of butt joints can obviously improve the stability bearing capacity of the main material, and with the increasing size of the cross-section, it is necessary to appropriately thicken the base plate in order to prevent the stability bearing capacity from decreasing due to insufficient thickness of the base plate.

Keywords: transmission tower; axial compression test of angle steel; butt joints; stability bearing capacity; stability coefficient

输电角钢塔作为输电线路中的主要支承结构,其结构稳定性对国家能源输送具有重大意义,主材角钢作为输电塔结构的主要受力构件,其力学性能对输电塔结构安全性影响显著。对于主材角钢,除需考虑强度破坏外,失稳破坏才是控制该类构件截面设计与承载力验证的关键^[1],因此其稳定理论与设计方法一直是学术界和工程界关注的重点与研究的难点。ADLUR等^[2]、TEMPLE等^[3]、MENGELKOCH等^[4]、YOUNG^[5]和RASMUSSEN^[6]开展了大量等边角钢轴压试验,根据试验结果得到了角钢的稳定承载力。国内学者李开禧等^[7]对108根柱子开展了轴压试验,通过对试验数据进行曲线回归得到了相应的柱子曲线。陈绍蕃等^[8-9]通过对比现有角钢试验数据与国内外规范,提出了新的建议计算方法。郭小农等^[10]、曹世山等^[11]、李正良等^[12]也针对角钢的稳定性开展了一系列试验研究。此外,黄祖林^[13]对648个单角钢进行了受压试验,将试验结果与各类规范进行对比,并对各规范的计算精度及适用性进行了评估。实际工程中,为兼顾输电塔设计的经济性,塔体上下主材的截面尺寸通常不同,而上下不同尺寸的主材角钢需通过开断节点连接。目前电力规范《架空输电线路杆塔结构设计技术规程》(DL/T 5486—2020)^[14]和《钢结构设计标准》(GB 50017—2017)^[15]中都没有针对设置开断节点的主材角钢,给出其稳定承载力的对应计算方法。高繁^[16]、屈可明^[17]、薛素铎等^[18],针对采用“内包角钢外贴板”形式的开断主材角钢,结合试验

与有限元分析研究其稳定承载力,提出了相应计算方法,并讨论了主材角钢开断节点位置、包钢面积比、节点长宽比、长细比、主材规格、主材强度、斜材规格等参数对其稳定承载力的影响。

随着行业发展,“机械为主,人工为辅”的施工方式逐渐成为主流并受到重视,但目前常用的开断节点因螺栓数量较多且螺栓位置交错,不利于机械化施工的高效开展。为实现拼装角钢塔机械化施工,提出了一种施工更简便高效的节点形式,具体如图1所示。结合当前研究基础,开展底座板式对接节点主材角钢稳定承载力的研究十分有必要。

为此,本文以实际工程需要,以底座板式对接节点主材角钢为研究对象,考虑主材是否采用对接、对接节点底板厚度、对接节点靴板高度、长细比等影响因素,开展考虑横向支承作用的主材角钢轴心受压试验,初步探究对接节点对主材角钢稳定承载力的影响。基于该轴压试验,进一步建立考虑横向支承作用的底座板式对接节点主材角钢有限元模型。首先对试验中对应的试件进行有限元分析,验证有限元模型的有效性;随后进行对接节点主材角钢稳定承载力的参数化分析,再将有限元计算的稳定承载力,与《架空输电线路杆塔结构设计技术规程》(DL/T 5486—2020)中主材角钢稳定承载力的计算值进行对比,分析对接节点的优劣,并验证该规程中主材角钢稳定承载力计算方法的适用性,为输电塔主材采用底座

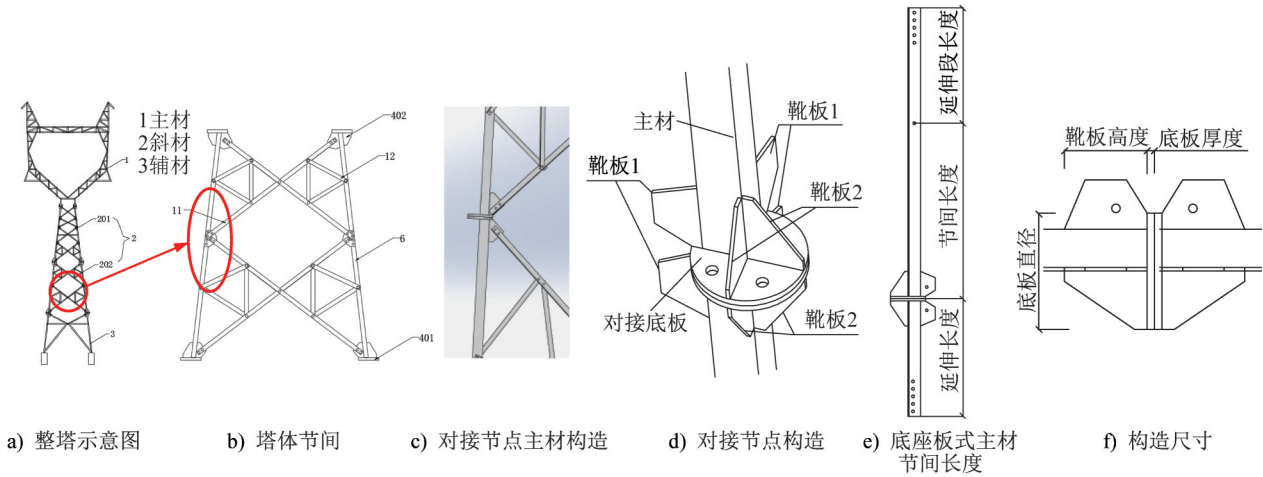


图1 整段对接节点拼装输电塔

Fig. 1 Whole section of butt joints to assemble transmission towers

板式对接节点时的主材角钢截面设计,提供相关设计参考。

1 底座板式对接节点等边角钢轴压试验

1.1 试验设计

参考110 kV输电塔主材角钢的常用尺寸,选取具有代表性的L80×6型号角钢及其常用长细比,对设置对接节点的该型号角钢开展轴压试验研究,相关参数及具体构造如图1e)、1f)所示。试验试件设计如表1所示,共设5组工况;为尽可能减小试验误差,每组工况设置2根相同试件,总计10根主材角钢试件用于加载试验,所有主材角钢的钢材牌号均为Q355。

表1 各试件参数

Table 1 Parameters of specimens

试件编号	长细比	底板厚度	靴板高度	底板直径	试件数量
L806-55-14-200-260		14	200	260	2
L806-55-18-200-260	55	18	200	260	2
L806-55-18-250-260		18	250	260	2
未开断806	55	—	—	—	2
L806-70-18-200-260	70	18	200	260	2

注:试件编号L806-55-14-200-260含义为主材角钢规格为L80 mm×6 mm,长细比为55,底板厚度为14 mm,靴板高度为200 mm,底板直径为260 mm,其余试件编号同上;未开断806表示未截断主材角钢L80 mm×6 mm。

本文旨在探究未开断主材角钢的稳定承载力计算方法,是否适用于底座板式对接节点主材角钢;规范中主材角钢的稳定承载力计算,主要依据长细比对应的稳定系数来计算的,因此本文设计试件长细比时,均参考未开断主材角钢的长细比计算方法确定试件长度,在此基础上

进一步对比二者稳定承载力的差异。

输电塔是经典的空间桁架结构,其组成构件以承受轴力为主,承受的弯矩较小,因此可将输电塔主材视为铰接拉压杆构件。本次试验中,角钢试件两端设置自制的刀口铰以模拟铰接压杆;该刀口铰既能满足铰接边界条件,又能防止角钢绕试件纵轴发生扭转。为确保实际加载过程为轴心加载,刀口铰的刀口需与角钢最小几何轴平行,具体如图2所示;同时在安装阶段,采用激光水准仪进行标定,确保上下刀口竖直。试验采用250 t千斤顶作为加载装置,该加载装置由下往上分别为固定底座、千斤顶、压力传感器、刀口铰、试验试件、刀口铰及上固定支座。在实际的输电塔结构中,主材会受到斜材的支承作用,如图1所示。结合对接节点实际的连接设置,为使主材边界条件更接近真实状态,本次试验采用型号为L50×4的等边角钢作为支撑,该支撑主要用于模拟实际角钢塔中斜材与辅材对主材的支承效应。试验加载装置具体形式如图3所示,底座板式对接节点的构造示意如图1所示,底座板式对接节点包括底板、靴板、主材、斜材、螺栓等构件。

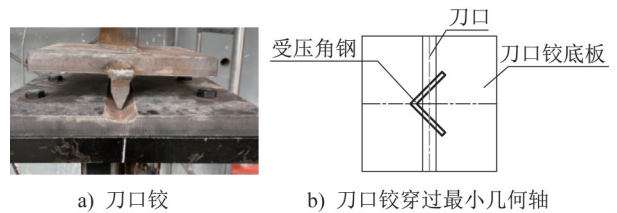


图2 试验边界约束

Fig. 2 Boundary constraints for tests

1.2 试验方案

试验加载采取单调静力分级加载,加载过程分为预加载和正式加载。预加载是为了消除刀口铰与支座底板

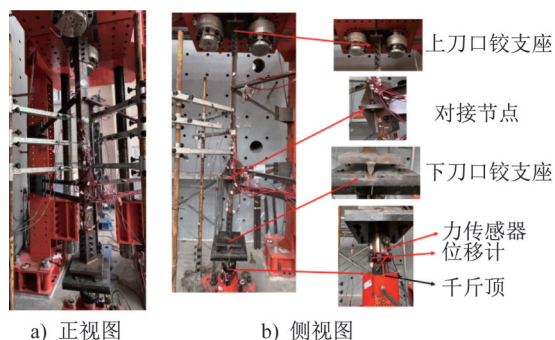


图 3 试验加载装置

Fig. 3 Test loading setup

之间、底板与千斤顶之间、对接底板之间的空隙,同时检查各试验装置是否正常工作、观察各试验参数是否处于正常范围;预加载的荷载大小按《架空输电线路杆塔结构设计技术规程》(DL/T 5486—2020)中预测理论荷载的 5%~10% 确定。正式加载分为两个阶段:当施加荷载的大小不超过预测值的 70% 时,每级荷载匀速增加 10 kN;当施加荷载大小超过了预测值的 70% 时,每级荷载匀速增加 5 kN,且每级荷载持续时间为 10 s。当继续加载至荷载呈现下降趋势时即认为试件发生了破坏,其峰值荷载值即为试件的稳定承载力,持续施加荷载直到试件荷载下降到稳定承载力的 85% 时停止加载。

为获取带对接节点角钢受压时的受力特性与变形特征,试验中测量了角钢试件的轴向变形、横向变形、截面应变及稳定承载力。其中轴向变形通过千斤顶出缸量间接获取,如图 3 所示;具体为在千斤顶与下刀口铰支座之间布置位移计,以测得千斤顶的轴向位移。角钢试件节间的横向变形通过位移计测量,位移计分别布置在节间 1/4 跨、1/2 跨、3/4 跨处,且置于角钢肢背距离肢尖 1/2 肢宽的位置。应变测点布置与位移计测点布置基本一致,仅在 1/2 处增设测点;具体在角钢每个肢背设置两个测点,均距离肢尖 1/4 处。试验中,应变采用单向应变片测量,位移采用位移计测量,测点布置如图 5 所示。

1.3 材性试验

本次试验所用钢材强度等级均为 Q355,为保证试验结果更加真实,根据《钢及钢产品 力学性能试验取样位置及试样制备》(GB/T 2975—2018)^[19]规定要求,在进行试件加工时切取标准样件进行材性试验,通过材性试验获得试件真实的屈服强度 f_y 、抗拉强度 f_u 及弹性模量 E ,各试件的性能参数如表 2 所示。为获取主材角钢实际截面面积,试件加工阶段截取 100 mm 长的主材角钢称重,并用游标卡尺精准测量每个称重件的长度,结合称重质量与钢材体积密度,计算得出实际截面面积。

表 2 材性试验数据

Table 2 Material property test data

试件编号	f_y /MPa	f_u /MPa	E /MPa	理论面积 A_i /mm ²	实测面积 A_{ac} /mm ²
L806-55-14-200-260	361.09	534.26	195 521.66	939.7	923.4
L806-55-18-200-260	394.63	546.63	191 051.05	939.7	925.6
L806-55-18-250-260	373.12	539.73	201 479.66	939.7	916.7
未开断 806	360.03	513.56	202 950.92	939.7	912.1
L806-70-18-200-260	380.77	524.48	184 720.99	939.7	918.6

1.4 试验结果分析

试验结果表明:采用对接节点连接的构造形式,会影响型号为 L80×6 角钢的稳定承载力,且具体表现为该构造形式可增强其稳定承载力,试件的稳定承载力值如表 4 所示。在试验过程中对接节点主材角钢的屈曲形态基本一致,其破坏时的屈曲模态如图 4 所示,试件发生整体弯曲失稳破坏,角钢节点间区域与延伸段区域均出现明显的圆弧拱起变形。未开断主材与对接节点主材的屈服模态存在部分差异,在延伸段会发生绕最小主轴的弯曲变形,节间段则表现为未开断主材的弯曲变形明显小于对接节点主材的弯曲变形。

将试件所测得的 F 、 Δ 、 ϵ 进行均值处理,绘制试件的 F - Δ 、 F - ϵ 、 F - δ 曲线分别如图 6~8 所示,其中 F 为荷载, Δ 为轴向变形, ϵ 为轴向应变, δ 为横向变形,横向变形位移计与轴向应变测点布置如图 5 所示。本文主要研究目的是探究底座板式对接节点主材角钢和未开断主材角钢的力学性能差异,因此图中跨中位置均参考未开断主材的跨中(即 1/2 跨)设置。从试件的 F - Δ 曲线可以得到:在加载初期,各试件处于弹性阶段,其 F - Δ 曲线变化趋势相同,呈现出较明显的线性关系。通过对比不同参数变化对极限承载力的影响,可以得到:随着板厚的增加极限承载力随之提高;随着靴板高度的增加,角钢极限承载力有



a) 对接节点主材屈曲模态 b) 未开断主材屈曲模态

图4 试件屈曲模态

Fig. 4 Buckling modes of specimens

所提高;与未开断试件对比,采用对接节点连接能够提高角钢极限承载力;长细比增加时,角钢极限承载力则会降低。从试件的 $F-\epsilon$ 曲线与 $F-\delta$ 曲线可以得到:试件加载初期,其轴向应变和横向变形十分接近,这表明前文所述

方法可确保试件居中对齐基本准确,从而保障了轴压试验的基本工况。从 $F-\epsilon$ 曲线可看出:采用对接节点连接的各主材角钢试件,其 $F-\epsilon$ 曲线发展规律基本相同,因此选取试件L806-55-18-250-260为例进行讨论。在试件加载初期, $F-\epsilon$ 曲线呈现出良好的线性关系,当试件进入塑性阶段,角钢试件的肢背变形远大于肢尖变形;当完全卸载后,肢尖的残余变形较小,而肢背具有较大的残余变形,由此可知角钢试件肢背位置处发生了受压屈服,角钢肢背所受压力远大于肢尖所受压力。同时观察到16#、17#测点的应变数值大于15#、18#测点的应变数值,这说明试件发生绕最小几何轴的弯曲变形,且该变形与试件的屈服模态相一致;对于未开断试件806,其肢背与肢尖的变形程度明显较小,且当完全卸载后,剩余的残余变形也较小。从 $F-\delta$ 曲线可知:加载初期,对接节点连接试件与未开断试件的4#、5#位移计读数差异较小,且读数均接近零点;当受压试件接近屈服时,4#、5#位移计示数出现显著变化,横向变形程度急剧增大,同时伴随较大扭转,试件承载力也随之在短时间内大幅下降。

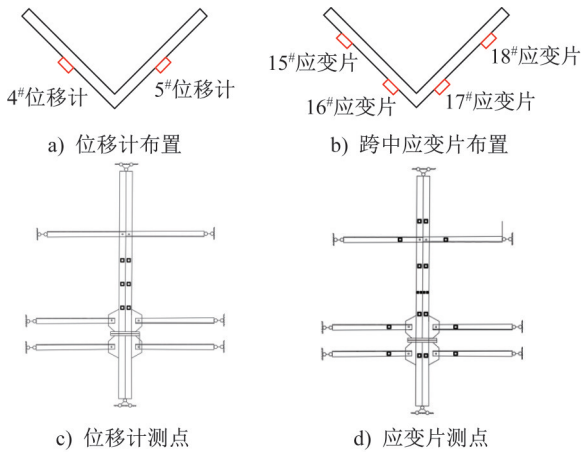


图5 位移计和应变片布置

Fig. 5 Arrangement of displacement meters and strain gauges

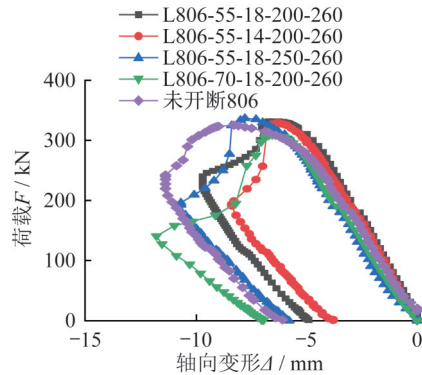


图6 试件 $F-\Delta$ 曲线

Fig. 6 Load-axial displacement curves of specimens

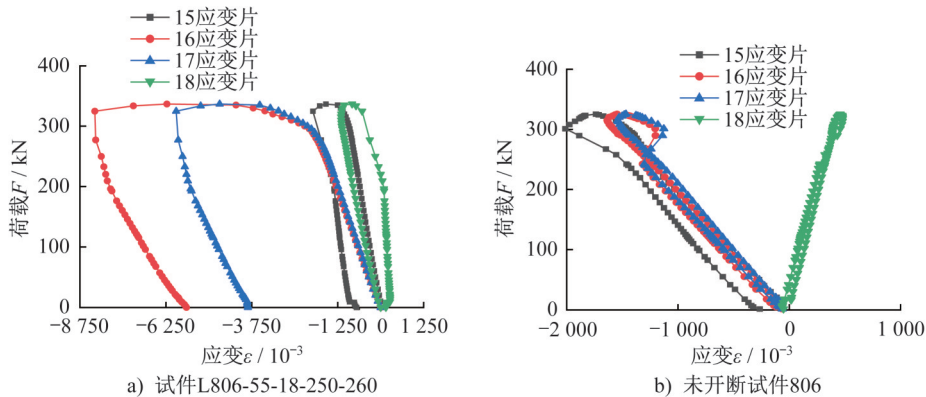


图7 试件 $F-\epsilon$ 曲线

Fig. 7 Load-axial strain curves of specimens

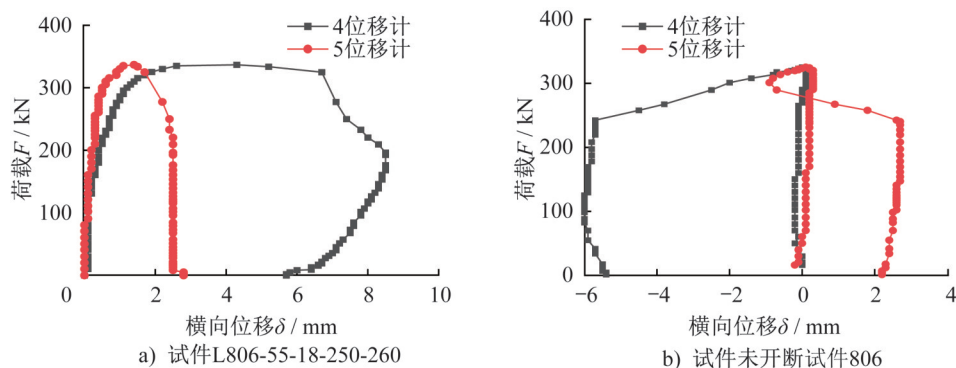
图8 试件 $F-\delta$ 曲线

Fig. 8 Load-lateral displacement curves of specimens

2 对接节点有限元模型

通过对比试验结果可知:未开断主材角钢与底座板式对接节点主材角钢在承载力大小、屈服模态、塑性发展程度等方面存在差异,因此需要对输电塔开断主材角钢在采用对接节点连接时的稳定承载力进行研究,讨论对接节点连接的输电塔主材角钢稳定承载力的影响因素,拟先选取 110 kV 或 220 kV 架空输电塔的主材角钢常用尺寸为研究对象,构建对接节点的有限元模型,再基于该模型开展参数分析。

2.1 有限元模型的建立

底座板式对接节点主材角钢主要由主材、斜材、底板及靴板组成,各构件间采用螺栓连接。为研究对接节点的稳定承载力,采用有限元软件 ANSYS 建立有限元模型。建模时选用 Solid185 实体单元模拟,其中底板螺栓直径设为 26 mm,斜材连接螺栓直径设为 16 mm。模拟分析时,选取 L80×6 型号角钢(长细比 55)、底板厚度 18 mm、靴板高度 200 mm 作为标准组,同时设定横向支撑尺寸为 L50 mm×4 mm。钢材本构关系采用双线性随动强化模型(BKIN),用于试验验证的有限元模型将基于材性试验实测的屈服强度、极限强度及弹性模量构建,以此完成有限元模型的验证。对于其余工况的有限元模型,材料选用 Q355 钢材,即屈服强度为 355 MPa,弹性模量为 206 GPa,强化阶段的屈服强度取为弹性模量的 1%,泊松比设置为 0.3,螺栓强度设定为 420 MPa,钢材与螺栓的材料本构关系采用双线性随动强化模型设置(BKIN)。主材与横向支撑的连接、横向支撑与靴板及底板的连接均采用螺栓连接,螺栓处通过设置 cpintf 耦合将相关构件进行连接设置。同时,需在有限元模型中设置材料初始缺陷;为考虑初始弯曲对于对接主材角钢稳定的影响,在有限元模型中,统一按 1/1 000 考虑角钢的初始弯曲。

有限元模型设置中,首先将全局网格尺寸设置为

7 mm,随后对含螺栓连接的部位进行网格加密,其中将螺栓洞口的网格按预设数量进行加密,划分后的网格和边界条件如图 9 所示。且有限元模型的边界条件与试验的边界条件一致。

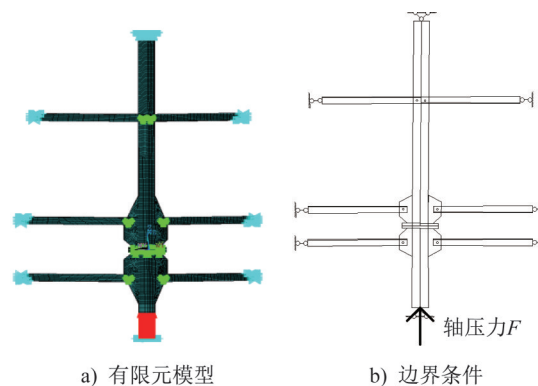


图9 对接节点有限元模型

Fig. 9 Finite element model of butt joints

2.2 有限元参数设置

底板采用 4 颗 M26 螺栓连接,所用钢材牌号为 Q355,螺栓强度为 420 MPa。其中,标准组工况设置编号为 L806-55-18-200-260,编号含义与上述试验试件一致,其余工况均参照标准组的命名方式进行编号。以标准组工况为基础,通过改变长细比、底板厚度、靴板高度、截面尺寸变化、底板直径等参数,开展参数分析以探究各参数对结构性能的影响,具体工况设置如表 3 所示,表中长细比含义与试验部分相同。

2.2 有限元计算有效性验证

2.2.1 应力分布

在已设置的各工况下,有限元模型中对接节点处主材沿轴压方向的应力分布规律基本一致,基于此,本文仅列出标准组工况的节间应力分布情况,如图 10 所示。主材的应力整体分布较均匀,对接节点处,靴板与底板的约束作用使得主材节间端部应力发生重分布,进而显著降

表3 参数设置

Table 3 Parameter setting

参数设置	模型编号	长细比	底板厚度/mm	靴板高度/mm	底板直径/mm
标准组	L806-55-18-200-260	55	18	200	260
长细比	L806-40-12/14/16/20-200-260	40	12/14/16/20	200	260
	L806-70-12/14/16/20-200-260	70			
	L806-85-12/14/16/20-200-260	85			
	L806-100-12/14/16/20-200-260	100			
截面尺寸	L907-55-18-200-260	55	18	200	260
	L1008-55-18-200-260				
	L12510-55-18-200-260				
	L1258-55-18-200-260				
靴板高度	L806-55-18-150-260	55	18	150	260
	L806-55-18-250-260			250	
	L806-55-18-300-260			300	
	L806-55-18-350-260			350	
底板直径	L806-100-18-200-220	55	18	200	220
	L806-100-18-200-240				240
	L806-100-18-200-280				280
	L806-100-18-200-300				300

低主材角钢端部应力。底板应力则主要集中在主材角钢两肢附近,且最大应力出现在如图10所示的左上角螺栓位置。在其他参数保持一致时,仅增大底板厚度可有效降低底板应力,且底板变形随厚度增加同步减小;此外,从应力云图可以观察到,主材端部应力会向靴板传递,从而减小主材端部的应力。

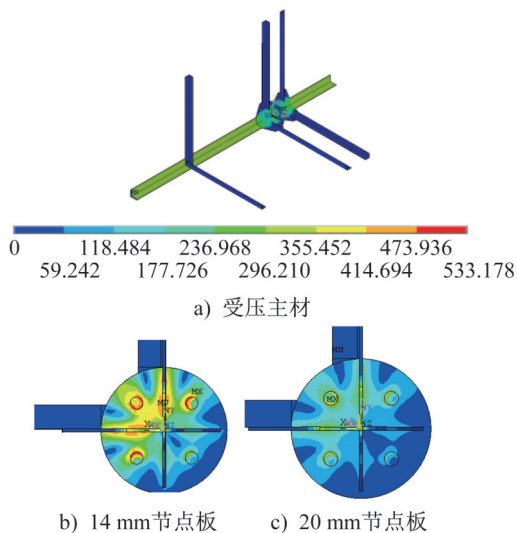


图10 对接节点主材角钢的应力分布(单位:MPa)
Fig. 10 Stress distribution of main material angle steel butt joints (unit:MPa)

2.2.2 屈曲模态对比

通过底座板式对接节点主材角钢轴压试验可知,底座板式对接节点主材角钢的稳定承载力相较于常规未开断主材角钢的稳定承载力有一定差距,因此将试验中对接节点试件的试验结果,与有限元软件ANSYS的计算进行对比。在ANSYS的后处理模块中可以查看对接节点受压屈曲后的变形云图,所有模型均发生最小形心主轴平面内的弯曲屈曲,且主材角钢的变形曲线均呈现为半波正弦曲线形态,其变形情况如图11所示,ANSYS计算得出的屈曲模态与试验试件加载后呈现的屈曲模态一致。在有限元模拟过程中,底座板式对接节点主材角钢在屈服后其对接底板出现了翘曲的现象,这是由于当角钢发生弯曲屈服并沿最小形心主轴产生明显弯曲屈曲时,端部对接底板会参与抗弯;由于参与抗弯,对接底板受到拉力作用从而产生翘曲变形,在试验过程中同样出现了底板翘曲变形,如图12所示,底板翘曲变形会随着底板厚度的减小而增大。

2.2.3 荷载-位移曲线对比

对接节点主材角钢试验与有限元模拟的 $P-\Delta$ 曲线如图13所示,其中 P 为荷载, Δ 为轴向变形;从图中可知,ANSYS计算结果与试验结果的曲线存在明显间距,原因在于实际加载过程中,虽通过预加载消除了试件与加载

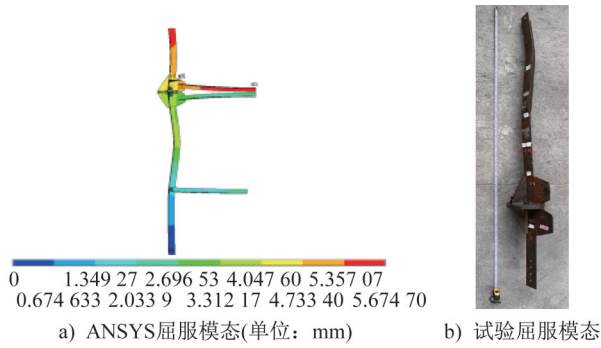


图 11 对接节点主材角钢的屈服模态

Fig. 11 Yield modes of main material angle steel butt joints

装置间的部分间隙,但仍存在无法完全消除的空隙,且在加载时出现螺栓滑移现象并伴随着声响,最终使得试验的轴向位移大于 ANSYS 计算的轴向位移。从表 4 中可得,ANSYS 计算的稳定承载力与试验测得的稳定承载

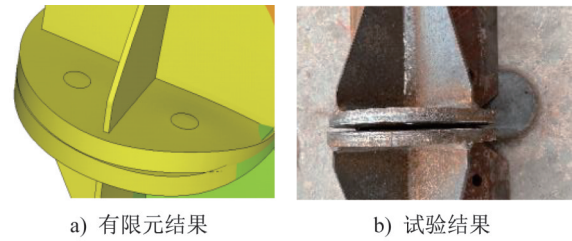


图 12 底板翘曲变形

Fig. 12 Buckling and deformation of the base plate

力,差距均在 4% 以内,相对差距非常小,且 ANSYS 计算结果与试验计算结果呈现出相同的变化趋势,即随着长细比的增加其稳定承载力呈减小趋势,随着板厚与靴板高度的增加其稳定承载力呈增加趋势,故可以认为 ANSYS 计算结果与试验结果基本吻合。综上所述,本文建立的有限元模型,能够准确反映对接节点角钢的真实受力情况,并且能准确计算其稳定承载力。

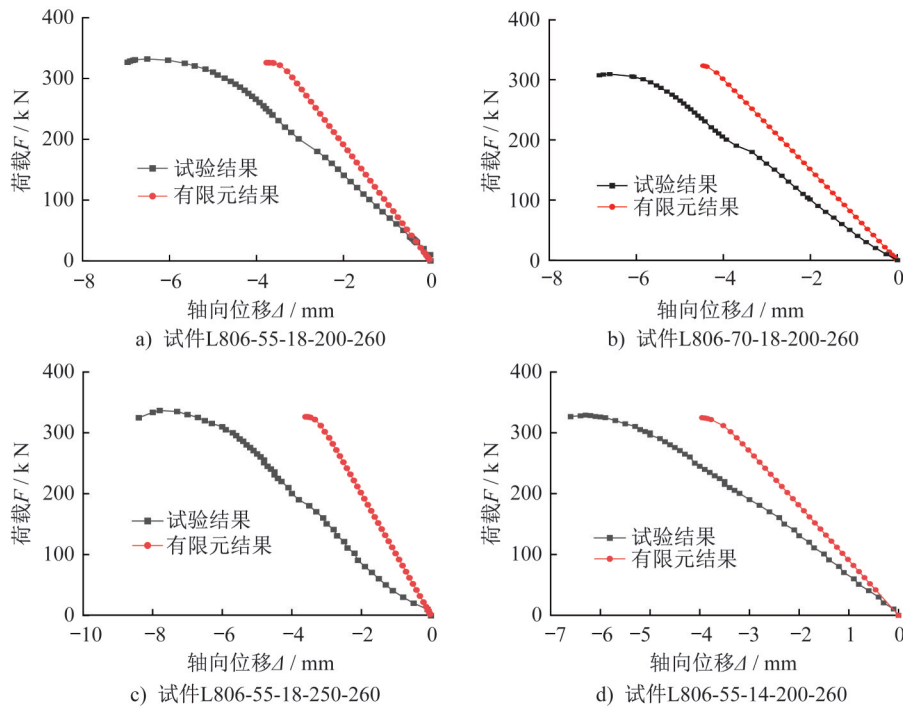


图 13 对接节点主材角钢的 P-Δ 曲线对比

Fig. 13 Comparison of load-axial displacement curves of main material angle steel butt joints

表 4 试验与有限元计算稳定承载力对比

Table 4 Comparison of stability bearing capacity between test and finite element calculation

试件编号	F_a /kN(有限元计算)	F_c /kN(试验)	$(F_a - F_c)/F_a \times 100\%$
未开断 806	—	—	—
L806-55-18-200-260	325.9	332.3	-1.96
L806-70-18-200-260	323.2	328.1	-1.52
L806-55-18-250-260	326.4	336.7	-3.16
L806-55-14-200-260	324.8	329.2	-1.35

2.3 有限元参数分析

不同工况下底座板式对接节点主材角钢的 $F-x$ (F 为荷载, x 为轴向位移) 关系曲线如图 14 所示, 对本文涉及的工况展开分析。从图 14 中可以得出: 当对接节点的底板厚度较小时, 增大底板厚度能够明显降低主材角钢在承受轴向压力时的轴向位移; 当底板厚度逐渐增大时, 底板厚度对主材角钢的轴向变形影响逐渐减小; 同时随着长细比的增大, 底板厚度对主材角钢的轴向位移

影响越弱, 但其对主材角钢稳定承载力的提高作用却更加明显; 增大底板直径基本上不改变主材角钢的变形, 可以认为底板直径对于对接主材角钢的变形基本无影响; 随着靴板高度的增加, 主材角钢的变形在不断减小, 与改变底板厚度相比, 改变靴板高度对于主材角钢变形的影响相对较小。综上所述, 在影响采用对接节点连接角钢稳定承载力的各参数中, 影响最大的关键参数为底板厚度。

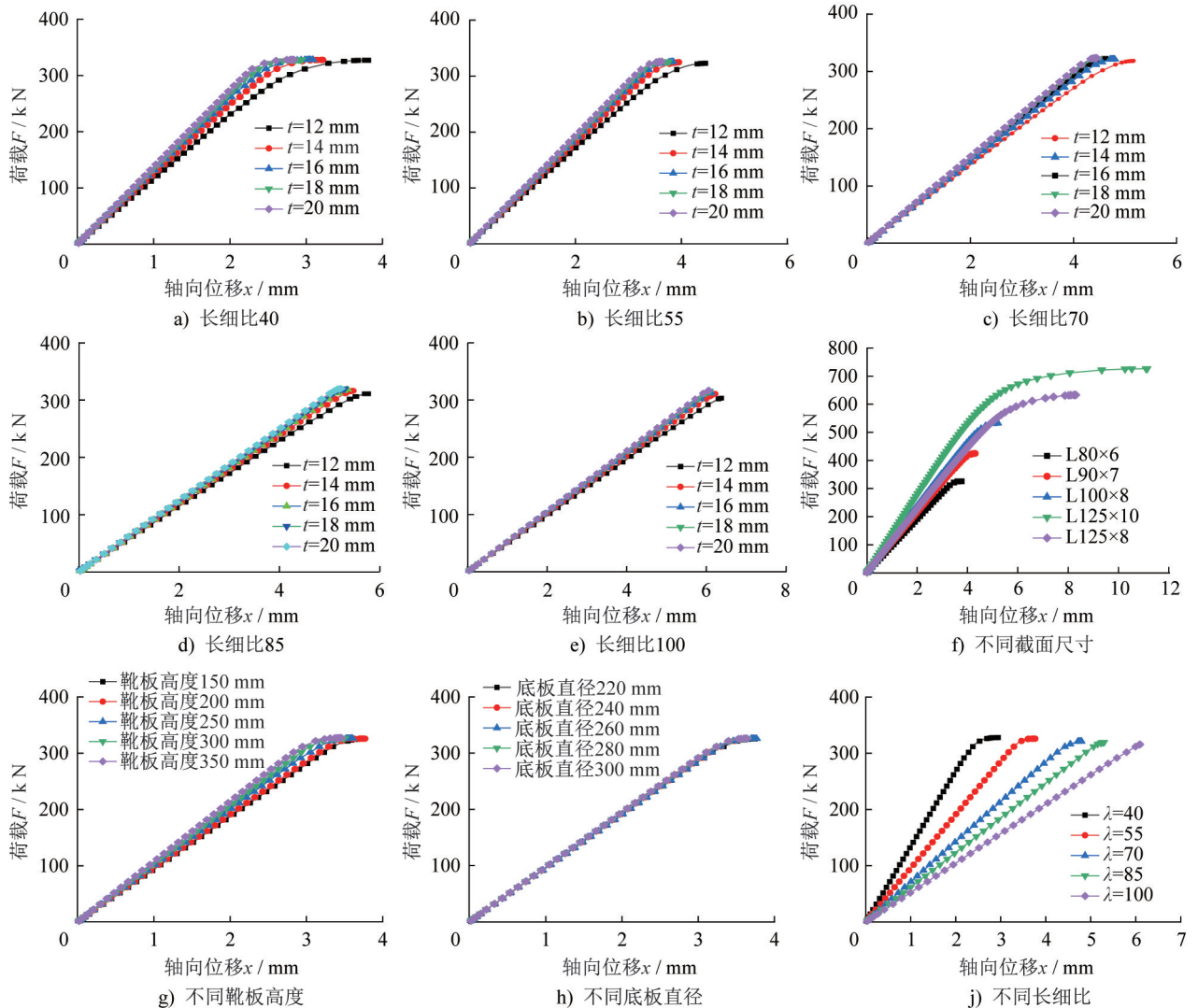


图 14 对接节点主材角钢的 $F-x$ 关系曲线

Fig. 14 Load-axial displacement relationship curves of main material angle steel butt joints

图 15 展示了参数化分析中模型在各主要工况下的屈曲模态, 从图中可知, 底座板式对接节点主材角钢的失稳破坏模式均为弯曲失稳破坏, 变形特点表现为节间发生明显的半波正弦弯曲, 延伸段的弯曲程度相对节间的弯曲程度较小。

2.4 有限元参数分析承载力计算结果

在本文设置的不同参数下, 对接节点的稳定承载力

如图 16 所示, 其中底板厚度、靴板高度及底板直径是对接节点设计中的重要参数。从图 16 中可知: 底板厚度对于对接节点稳定承载力的影响较大, 但底板厚度对其稳定承载力的影响会随着底板厚度的增大而逐渐减小; 相较于增加靴板高度、增加底板厚度对提升底座板式对接节点主材角钢稳定承载力的效果更弱, 但靴板高度的增加与稳定承载力的提升之间呈显著线性关系; 相较于底板厚度和靴板高度, 底板直径对底座板式对接节点主材

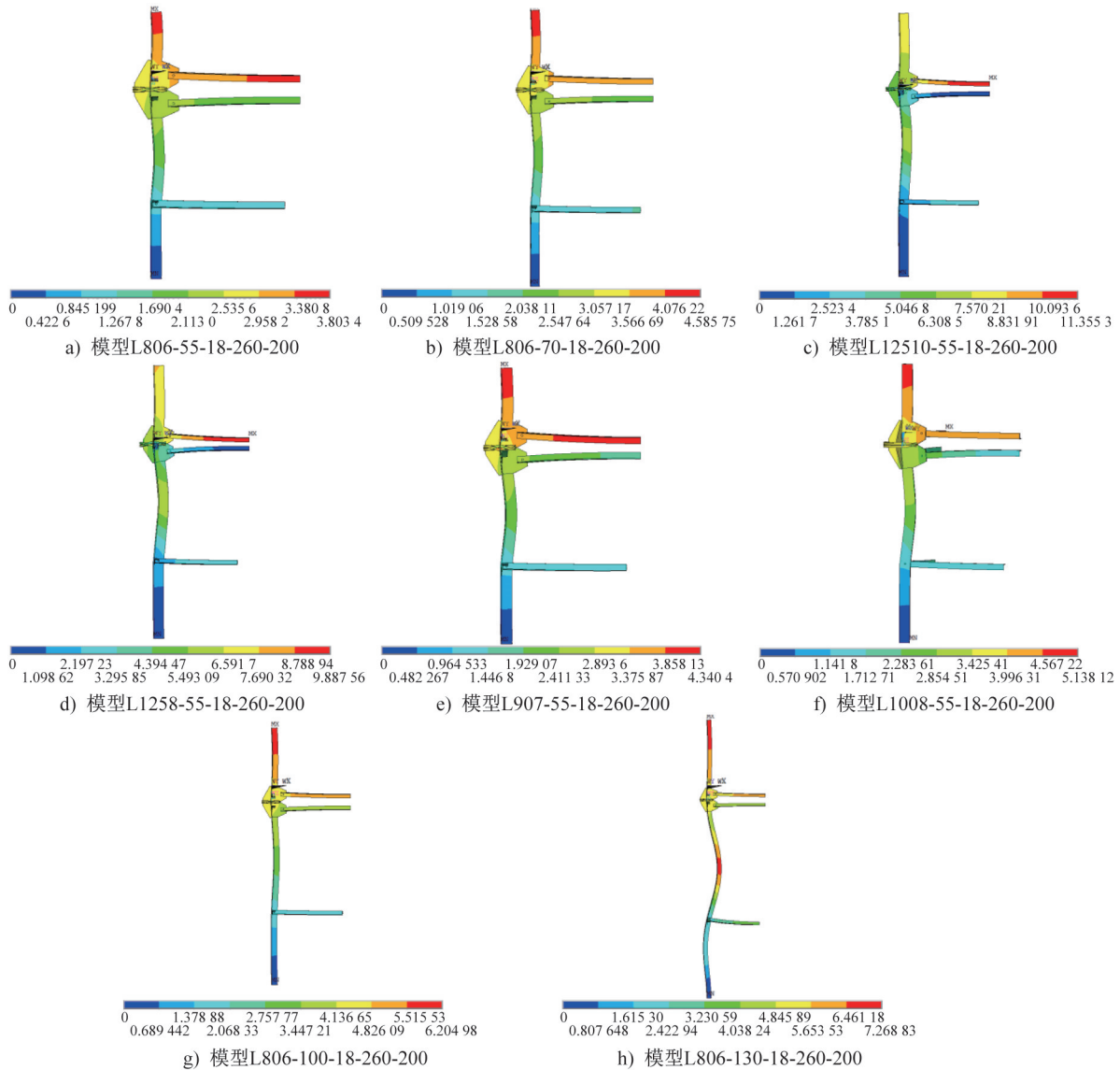


图 15 有限元参数化分析各模型屈曲模态(单位: mm)

Fig. 15 Buckling modes of models by finite element parametric analysis (unit: mm)

角钢稳定承载力的影响可忽略不计。因此对接节点的底板厚度对稳定承载力的影响最大。由 16 可知:底板厚度对稳定承载力的提升效果会随长细比增大而更显著;而长细比较小时,该提升效果较弱。主要原因是长细比较小时,主材受压变形本身较小,对接节点能减小的变形幅度相对有限;随着长细比增大,主材受压变形增大,此时主材受压变形受到对接节点的约束更强。对比底板厚度为 18 mm 与 20 mm 的情况可知:当底板厚度增加到一定程度时,继续增大底板厚度,其对稳定承载力的影响可不再考虑。

3 稳定承载力计算结果分析

3.1 规范稳定承载计算值

《架空输电线路杆塔结构设计技术规程》(DL/T 5486—2020)^[14]中,对轴心受压试件的稳定承载力规定了明确的

计算方法,具体计算公式如下:

$$\frac{N}{\varphi A} = \frac{m_N f_y}{\gamma_R} \quad (1)$$

式中: N 为轴心受压试件的稳定承载力; A 为截面的毛截面面积; f_y 为钢材的屈服强度($\text{N}\cdot\text{mm}^{-2}$); γ_R 为钢材的抗力分项系数,双肢连接的角钢取为 1.0; m_N 为压杆稳定强度折减系数; m_N 与宽厚比有关。宽厚比为图 17 中的 w/t , w 为翼缘自由外伸宽度; t 为翼缘厚度。

当 $w/t \leq \eta_c$ 时, $m_N = 1.0$, 此时不考虑对稳定承载力进行折减;当 $w/t > \eta_c$, m_N 应当采用以下公式进行计算:

$$m_N = 1.677 - 0.677 \frac{w}{t\eta_c} \quad (2)$$

其中 η_c 与钢材强度等级、长细比有关,其计算式如下所示:

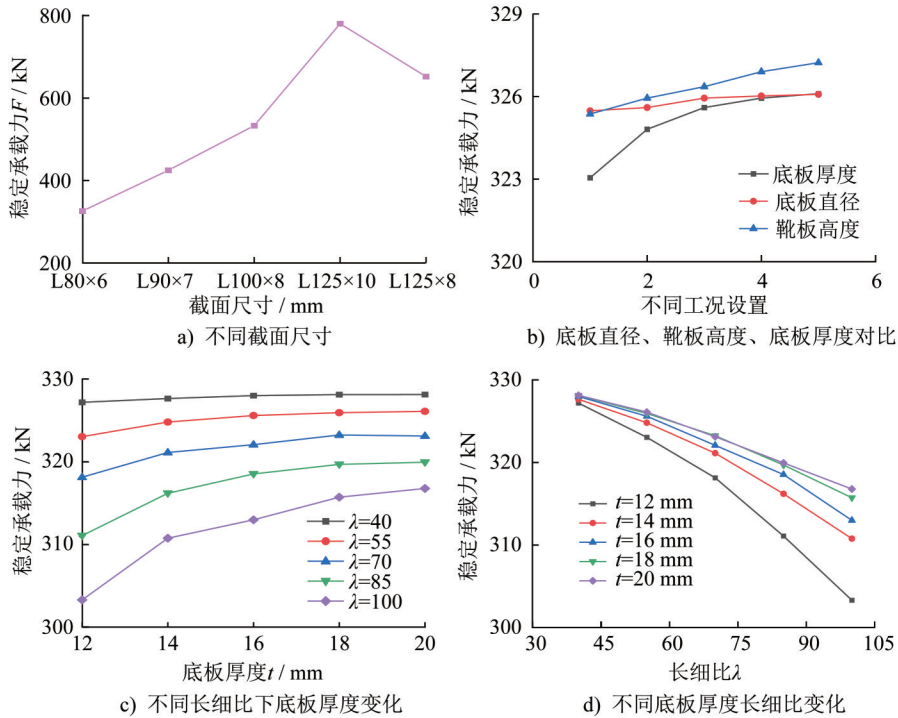


图 16 不同参数下对接节点主材角钢的稳定承载力

Fig. 16 Stability bearing capacity under different parameters of main material angle steel butt joints

$$\eta_c = 13 \sqrt{\frac{235}{\varphi f_y}} \quad (3)$$

在此对本文讨论的节间有效长度作简单说明:基于ANSYS建立的有限元模型,所分析节间范围内主材的边界条件如图 17 所示,有效长度需结合边界条件,对几何长度进行折减,其计算公式如下式所示:

$$\lambda_c = \frac{l}{i} = \frac{\mu l_0}{i} \quad (4)$$

式中: λ_c 为主材的有效长细比; i 为主材角钢截面的回转半径; μ 为长度因数,在本文的端部约束下取为 0.7; l 为等效计算长度; l_0 为压杆的真实长度。

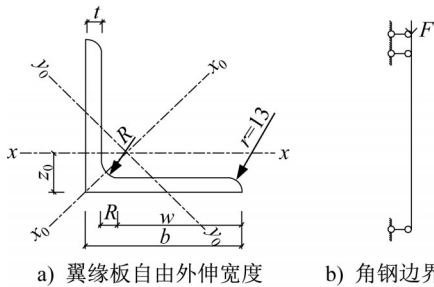


图 17 宽厚比和等效长度示意

Fig. 17 Schematic of width-to-thickness ratio and equivalent lengths

根据《架空输电线路杆塔结构设计技术规程》(DL/T 5486—2020)(下述简称规程)中规定的稳定承载力计算

方法,本文所选试件的稳定承载力主要影响因素为长细比与截面尺寸;针对本次分析的试件,采用式(1)~(4)计算其对应的稳定承载力。该规程将角钢构件的稳定系数划分为 a*类,若设计中未充分考虑相关影响因素,可按 b 类取值。由于采用对接节点连接的角钢,其端部刚度会增大,进而提升稳定承载力,因此本文为保证计算的保守性,采用 a*类截面计算其规范承载力。

3.2 有限元计算结果与规程承载力计算结果对比

将有限元计算得到的稳定承载力与规程计算得到的理论值进行对比,可以发现底座板式对接节点主材角钢的稳定承载力会明显大于采用式(1)计算得到的稳定承载力,受限于篇幅,且对比了规程计算值与有限元计算值,此处仅选取不同截面尺寸规格、同一截面尺寸下不同长细比的情况展开对比讨论,具体对比结果如表 5 所示。采用底座板式对接节点主材角钢,其稳定承载力普遍大于规程计算值,当长细比较小时,设置对接节点对主材角钢稳定承载力的提升幅度约为 5%;随着长细比增大,采用对接节点的主材角钢,其稳定承载力提升效果愈发明显。

其中型号为 L125×10 角钢的稳定承载力低于规程计算的稳定承载力,原因是该角钢的底板厚度相对于其截面尺寸过小,导致底板抗弯能力有限,最终使角钢的稳定承载力降低。将底板厚度提高到 26 mm 后,采用对接节点连接的 L125×10 型号主材角钢,其稳定承载力提升至 831.555 kN,相较于规程计算值提升了 3.96%,且该提

升幅值与其它规格角钢稳定承载力的提升幅值基本一致。

本次分析设置的 L125×8 型号角钢为超限构件,其设置目的是与非超限构件进行对比。从表 5 中可知,超

限构件的稳定承载力提升幅度为 12.14%,而非超限构件的提升幅度为 3%~5%,可见设置对接节点对超限构件稳定承载力的提升效果要强于非超限构件稳定承载力的提升效果。

表 5 规程与有限元计算稳定承载力对比

Table 5 Comparison of stability bearing capacity between code and finite element calculation

角钢型号	长细比	规程计算值 F_d/kN	有限元计算值 F_a/kN	$(F_a - F_d)/F_a \times 100\%$
L80×6	40	318.248	328.132	3.01
	55	307.907	325.942	5.53
	70	294.229	323.445	9.03
	85	274.574	319.693	14.11
	100	247.860	315.733	21.50
L90×7	55	403.061	424.848	5.13
L100×8	55	512.435	533.244	3.90
L125×10	55	798.618	780.364	-2.34
L125×8	55	572.896	652.075	12.14

3.3 底座板式对接节点主材角钢稳定系数

采用式(1)的变式计算对接节点的主材稳定系数,具体公式如下所示:

$$\varphi = \frac{N_{yR}}{A m_N f_y} \quad (5)$$

式中的相关参数在前文已有介绍,计算稳定系数时超限构件和非超限构件的 m_N 不进行区分,均取为 1.0。

从图 18 中可知,对于非超限构件,宽厚比增大对其稳定系数基本无影响;而当宽厚比超过规范限值时,稳定

系数会出现明显下降。本次分析中,底板厚度设定为 18 mm,当角钢型号为 L125×10 时,会因底板厚度过小,导致其稳定系数明显下降。由长细比与稳定系数的关系曲线可知,设置对接节点可提高角钢构件的稳定系数,且稳定系数的增幅随底板厚度增大而增大;在长细比为 70~160 范围内,底板厚度对稳定系数的影响较明显,二者呈正相关,当长细比大于 160 时,底板厚度对稳定系数的影响较小。

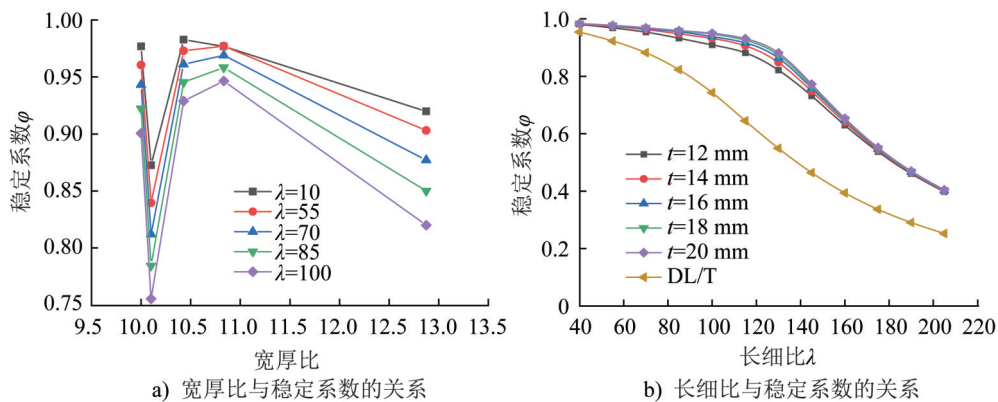


图 18 稳定系数曲线

Fig. 18 Stability coefficient curves

4 结论

本文针对输电塔整塔拼装连接需求,提出了一种可以用于连接开断主材的新型对接节点,并针对采用该对接节点的角钢构件,开展了稳定承载力研究,得出以下

结论:

(1) 在底座板式对接节点主材角钢的轴压试验中,底座板式对接节点主材角钢与未开断主材角钢的屈曲模态、变形特点存在一定的差异,相比较未开断主材角钢,

对接节点主材角钢其扭转变形程度更大且肢背变形远大于肢尖变形,同时对对接节点主材角钢其稳定承载力大于未开断主材角钢的稳定承载力,采用常规的稳定承载力计算方法设计底座板式对接节点主材角钢会偏于保守。

(2) 通过对比破坏形态、稳定承载力和荷载-变形曲线的结果对有限元模型进行了验证。该模型的最大应力集中在主材角钢与对接节点底板,参数化分析表明,底板厚度、底板直径、靴板高度均会对稳定承载力产生影响,其中底板厚度的影响程度最大,靴板高度对稳定承载力呈较为明显的线性影响,底板直径的影响则基本可忽略。

(3) 采用规程方法计算底座板式对接节点主材角钢的稳定承载力时,结果偏于保守,实际中,该对接节点主材角钢的稳定承载力大于规程计算值,且其增大幅度随底板厚度、长细比增加而提升。此外,通过稳定系数对比可知,在长细比为70~160时,设置对接节点能显著提高受压主材的稳定系数;当宽厚比超限时,采用对接节点的角钢稳定系数会明显下降。对于截面尺寸更大的主材角钢,为充分发挥其承载力,需在小型塔角钢底板厚度基础上适当增大底板厚度。

参考文献:

- [1] 刘洪义,李正良,黄祖林.输电塔角钢构件受压稳定承载力研究[J].建筑钢结构进展,2021,23(12):47-55.DOI:10.13969/j.cnki.cn31-1893.2021.12.005.
- LIU Hongyi, LI Zhengliang, HUANG Zulin. A study on the bearing capacity of angle steel members in transmission towers [J]. Progress in Steel Building Structures, 2021, 23(12): 47-55. DOI: 10.13969/j.cnki.cn31-1893.2021.12.005. (in Chinese)
- [2] ADLURI S M R, MADUGULA M K S. Flexural buckling of steel angles: Experimental investigation [J]. Journal of Structural Engineering, 1996, 122(3): 309-317. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1996)122:3(309).
- [3] TEMPLE M C, SAKLA S S S. Single-angle compression members welded by one leg to a gusset plate. II. A parametric study and design equation [J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 1998, 25(3): 585-594. DOI: 10.1139/cjce-25-3-585.
- [4] MENGELKOCH N S, YURA J A. Single-angle compression members loaded through one leg [C]// Proceedings of the Annual Stability Conference. Gainesville: Structural Stability Research Council, 2002: 212-218.
- [5] YOUNG B. Tests and design of fixed-ended cold-formed steel plain angle columns [J]. Journal of Structural Engineering, 2004, 130(12): 1931-1940. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:12(1931).
- [6] RASMUSSEN K J. Design of angle columns with locally unstable legs [J]. Journal of Structural Engineering, 2005, 131(10): 1553-1560. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:10(1553).
- [7] 李开禧,肖允徽,饶晓峰,等.钢压杆的柱子曲线[J].重庆建筑工程学院学报,1985,7(1):24-33.
- LI Kaixi, XIAO Yunhui, RAO Xiaofeng, et al. Column curves for steel compression member [J]. Journal of Chongqing Institute of Civil Engineering and Architecture, 1985, 7(1): 24-33. (in Chinese)
- [8] 陈绍蕃,王先铁.单角钢压杆的肢件宽厚比限值和超限杆的承载力[J].建筑结构学报,2010,31(9):70-77. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2010.09.014.
- CHEN Shaofan, WANG Xiantie. Limiting width-thickness ratio and strength of beyond-limit members for single angle struts [J]. Journal of Building Structures, 2010, 31(9): 70-77. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2010.09.014. (in Chinese)
- [9] 陈绍蕃.单角钢轴压杆件弹性和非弹性稳定承载力[J].建筑结构学报,2012,33(10):134-141. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2012.10.014.
- CHEN Shaofan. Elastic and inelastic stability capacity of single angle under axial compression [J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(10): 134-141. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2012.10.014. (in Chinese)
- [10] 郭小农,黄玮嘉,周锐.单面连接单角钢压杆承载力试验研究[J].力学季刊,2015,36(4):728-739. DOI: 10.15959/j.cnki.0254-0053.2015.04.021.
- GUO Xiaonong, HUANG Weijia, ZHOU Rui. Experiment study of single angle compression member connected by one leg [J]. Chinese Quarterly of Mechanics, 2015, 36(4): 728-739. DOI: 10.15959/j.cnki.0254-0053.2015.04.021. (in Chinese)
- [11] 曹世山,张大长,高正平.单角钢轴压承载力试验对比及理论分析[J].南京工业大学学报(自然科学版),2017,39(3):108-113. DOI: 10.3969/j.issn.1671-7627.2017.03.019.
- CAO Shishan, ZHANG Dachang, GAO Zhengping. Experimental and analytical research on axial bearing capacity of single steel angles [J]. Journal of Nanjing Tech University (Natural Science Edition), 2017, 39(3): 108-113. DOI: 10.3969/j.issn.1671-7627.2017.03.019. (in Chinese)
- [12] 李正良,李妍,刘红军,等.偏心受压单角钢构件力学性能试验研究[J].建筑结构学报,2018,39(5):146-155. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2018.05.019.
- LI Zhengliang, LI Yan, LIU Hongjun, et al. Experimental study on mechanical behavior of single angle under eccentric compression [J]. Journal of Building Structures, 2018, 39(5): 146-155. DOI: 10.14006/j.jzjgxb.2018.05.019. (in Chinese)
- [13] 黄祖林.输电塔交叉斜材子结构稳定承载力试验与理论研究[D].重庆:重庆大学,2022.
- HUANG Zulin. Experimental and theoretical study on stability bearing capacity of cross bracing substructures in transmission towers [D]. Chongqing: Chongqing University, 2022. (in Chinese)