

文章编号: 1006-4710(2015)02-0225-06

# Q420 等边角钢输电塔腿轴压试验研究及数值分析

孙立建<sup>1</sup>, 刘云贺<sup>1</sup>, 王媛<sup>2</sup>, 张小刚<sup>2</sup>, 张文静<sup>1</sup>

(1. 西安理工大学 土木建筑工程学院, 陕西 西安 710048;

2. 西安理工大学 水利水电学院, 陕西 西安 710048)

**摘要:** 为充分认识 Q420 高强角钢在实际输电塔架中的受力性能, 对使用 Q420 高强角钢作为输电塔架塔腿的子结构进行了抗压试验研究。本文基于试验研究成果, 考虑了试件加工及试件安装的初始缺陷对 Q420 高强角钢的影响, 对塔腿子结构进行了有限元数值分析研究, 系统探讨了塔腿子结构中 Q420 等边角钢的应力分布、变形特征与破坏模式、极限承载力等指标。研究表明: 数值分析结果与试验结果具有很好的吻合程度, 尤其在承载力方面, 两者相差仅 5%~10%; 子结构中的高强角钢受压后均呈现出弯扭的失稳形式, 且承载力远高于 GB50017-2003《钢结构设计规范》限值, 建议输电塔设计时考虑整体效应对 Q420 高强角钢承载力的影响。

**关键词:** 高强角钢; 输电塔; 子结构; 极限承载力; 数值分析

**中图分类号:** TU391

**文献标志码:** A

## Experimental and numerical investigation of axial compression Q420 equal angle steel legs for transmission tower

SUN Lijian<sup>1</sup>, LIU Yunhe<sup>1</sup>, WANG Yuan<sup>2</sup>, ZHANG Xiaogang<sup>2</sup>, ZHANG Wenjing<sup>1</sup>

(1. Faculty of Civil Engineering and Architecture, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China;

2. Faculty of Water Resources and Hydroelectric Engineering, Xi'an University of Technology, Xi'an 710048, China)

**Abstract:** In order to fully investigate into the mechanical behavior of Q420 high strength angle steel in the actual transmission tower, the compression test research is conducted on Q420 high strength angle steel as the substructure of legs for transmission tower. On the basis of the test results, the influence of the initial defects of the test specimen during the process and installation to Q420 high strength angle steel is taken into consideration, and the finite element numerical analysis research is made of the substructure of legs for transmission tower. Such indexes as the stress distribution, deformation behaviors, failure mode and limit bearing capacity of Q420 equal angle steel in tower legs structure are systematically discussed. The research results indicate that numerical analysis results are found to be in good coincidence with test results. Particularly in bearing capacity, there is only 5%~10% of differences between the both. The high strength angle steels in substructure appear to be bending torsional buckling, and their bearing capacity is much higher than the limit values set in《Code for design of steel structures》(GB50017-2003). Accordingly, it is suggested that when transmission tower is designed, the overall effect upon the bearing capacity of Q420 high strength angle steel be taken into account.

**Key words:** high strength angle steel; transmission tower; substructure; ultimate bearing capacity; numerical analysis

继我国在 750 kV 输电线路塔架中成功采用 Q420 高强钢后, 在电网建设和特高压电网建设中,

**收稿日期:** 2014-11-25

**基金项目:** 国家自然科学基金资助项目(51308454); 陕西省自然科学基金资助项目(2013JQ7006); 陕西省教育厅自然科学基金专项资助项目(2013JK0967)。

**作者简介:** 孙立建, 男, 硕士生, 研究方向为结构工程。E-mail: sunlijian152893@163.com。

**通讯作者:** 刘云贺, 男, 教授, 博导, 博士, 研究方向为结构抗震、防震减灾等。E-mail: liuyunhe1968@163.com。

更大范围地使用高强钢已成为共识<sup>[1]</sup>。由于高强度钢材钢结构具有受力性能好、结构可靠性高、工程成本低以及利于环境保护等多方面的显著优势<sup>[2]</sup>,因此高强度钢材钢结构的应用前景十分广阔。

目前国内外学者对高强钢材进行了大量的研究<sup>[3]</sup>,文献<sup>[4]</sup>进行了不同长细比、不同端部约束条件、有无荷载初偏心条件下 Q690 高强钢名义屈服应力的测试试验,并拟合出一条适合箱型柱名义屈服应力取值的曲线。文献<sup>[5]</sup>对 S690 和 S960 两种超高强度结构钢固定约束下轴心受压试验的整体屈曲行为进行了研究,为完成屈曲的设计方法和超高强度钢柱理论提供试验依据。文献<sup>[6]~[8]</sup>基于试验和有限元分析,系统研究了构件几何初始缺陷、残余应力和钢材屈强比等对 Q420 等边角钢轴压构件整体受力性能的影响,并分析了已有设计方法的适用性。但将高强角钢作为主杆设计在实际输电铁塔塔腿结构中,并考虑子结构的整体效应,这方面的研究成果较少<sup>[9]</sup>。文献<sup>[10]</sup>在输电塔结构极限承载力试验研究和有限元数值分析的基础上,分析了不同长细比、不同端部约束条件下 Q460 等边角钢的应力分布、失稳模式、极限承载力等,为 Q460 高强角钢的规范编制和工程应用提供基础试验素材。

本文在 Q420 高强角钢输电塔腿子结构抗压试验研究基础上,对试验试件进行了有限元分析,系统

探讨了三种不同主杆节间长细比子结构的应力分布、变形特征与破坏模式、极限承载力等指标。根据数值分析结果与试验结果的对比,明确了 Q420 等边角钢在实际输电塔结构中的受力性能、失稳形态及极限承载力等,并验证数值分析结果的准确性和可行性,为在实际工程设计中借助数值分析方法提供基础依据。

## 1 试验概况

### 1.1 试件设计

为研究 Q420 等边角钢在真实输电塔结构中的受力性能和极限承载力,对取自实际输电铁塔工程中类似于输电塔架塔腿的立体三角形桁架模型进行了抗压试验研究。试验子结构主杆选用 L125×8 规格的 Q420 等边角钢,斜杆、腹杆选用 Q235 各型号角钢,每组试件设计 3 个,所有试件均在试验室现场拼接完成。设计主杆长度为 3.20 m、2.45 m、1.70 m 三种规格,腹杆将主杆等分为三等份,其节间长度分别为 1 000 mm、750 mm、500 mm。对试件进行统一编号,如 ZL125×8-500,Z 表示子结构,L125×8 表示高强角钢规格,500 为子结构中主杆节间长度。连接螺栓为直径 M16 的镀锌粗制螺栓,螺栓强度等级 6.8,螺栓孔径为 18 mm<sup>[9]</sup>。其试件构造形式如图 1 所示。

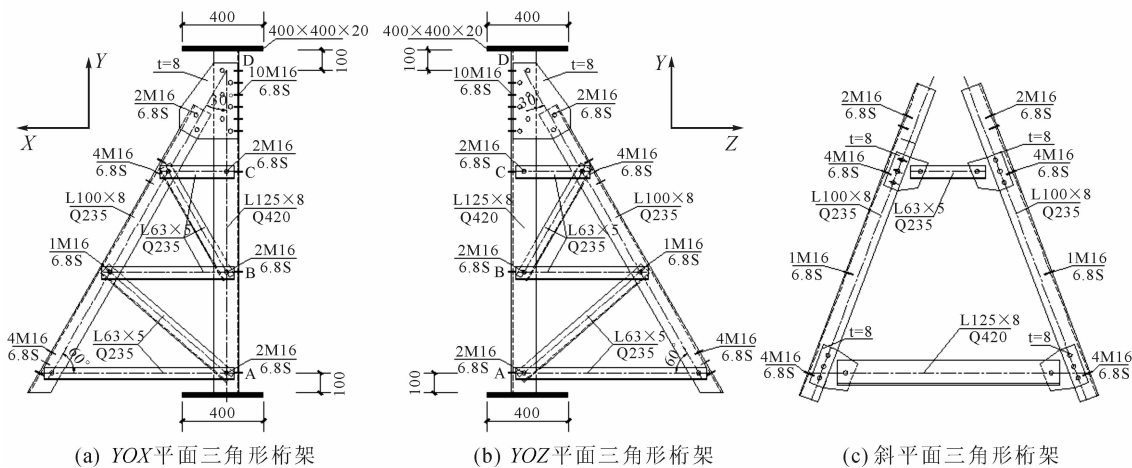


图 1 子结构构造形式

Fig. 1 Construction form of the substructure

### 1.2 试验装置

试件组装完成后,将其放置在 500t 长柱试验机上。安装时,将子结构主杆质心位置与长柱试验机加载中心对应,即进行精确地对中操作,以实现结构轴心受压的效果。试验时,竖向荷载由长柱试验机施加。试验装置见图 2。

### 1.3 加载方案

试验荷载分阶段按级施加。第一阶段,荷载加载至预算极限荷载的 50%,每级加载值取破坏荷载的 10%;第二阶段,荷载加载至预算极限荷载的 80%,每级加载值取破坏荷载的 5%;第三阶段,荷载加载至预算极限荷载的 80%后,每级加载值调整为 2%。每级均持荷为 1 min,观察采集仪读数,当荷载下降至极

限荷载的 80% 时,认为试件达到破坏状态。

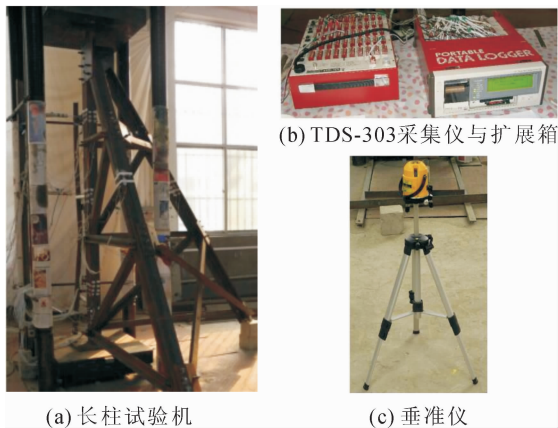


图 2 试验装置  
Fig. 2 Test set-up

## 2 有限元分析

### 2.1 有限元模型建立

为了对输电塔塔腿子结构进行数值分析,对图 1 所示的的结构进行了三维有限元离散,所有构件均采用三维实体单元建模。在有限元模型中, $y$  轴为子结构主杆长度方向, $x$  轴和  $z$  轴分别为主杆截面两肢方向,如图 3(c) 所示。对子结构主杆及连接螺栓指定了较细的网格密度,对斜杆、腹杆、连接板和端板等构件的网格尺寸适当放大。模型中共划分 49 873 个节点,30 152 个单元,网格划分结果见图 3。

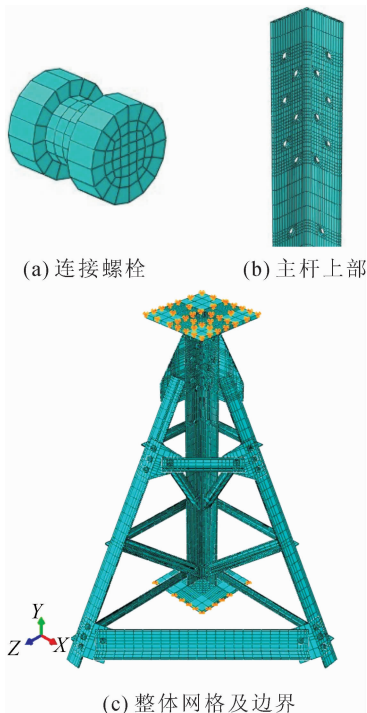


图 3 网格划分  
Fig. 3 The division of meshes

材性试验测得钢材的屈服强度平均值为 462.4 MPa,极限强度平均值为 601.5 MPa,强屈比为 1.30,弹性模量为  $2.01 \times 10^5$  MPa,伸长率 23.93%。有限元分析时,钢材的本构关系采用双线性等向强化模型,并采用 Von Mises 屈服准则。

### 2.2 边界条件

为了真实模拟试验,对有限元模型施加轴向荷载,并约束加载端板的两个平动自由度  $U_x$ 、 $U_z$  和上端板的三个平动自由度  $U_x$ 、 $U_y$ 、 $U_z$ ,为铰接边界约束;在各个连接节点处,各构件在螺栓的相应位置切削成圆孔,圆孔内表面与螺栓的栓杆面一一对应,设为绑定连接约束。边界约束见图 3(c)。

### 2.3 分析方法

有限元分析计算过程分两步。第一步,进行结构的特征值屈曲分析,底部施加单位压力荷载,使用子空间特征值求解器,得到结构在竖向荷载作用下的屈曲模态。第二步,将第一屈曲模态的 1/1 000 作为结构的初始缺陷施加在模型上<sup>[10]</sup>,底部荷载改为单位位移,采用修正的弧长法,并考虑材料非线性、几何非线性的影响,进行后屈曲分析。

## 3 结果对比分析

### 3.1 应力分析

通过对三种不同主杆节间长细比子结构进行数值分析,结果显示:斜杆、腹杆、连接板等构件的应力值均较小;高强角钢主杆的底跨及上部与端板连接处应力值较大,与试验结果吻合较好。三种子结构的应力分析结果如表 1 所示。

表 1 应力分析  
Tab. 1 Stress analysis

类别	试件编号		
	ZL125×8-1000	ZL125×8-750	ZL125×8-500
结构应力最大值/MPa	361.2~401.3	442.7~491.9	509.1~565.7
主杆应力最大值/MPa	268.7~297.3	319.1~351.4	353.1~391.1
主杆极限承载力/kN	530.7~587.2	630.2~694.0	697.4~772.4
有限元计算值/kN	598.7	683.2	773.0

其中,主杆的极限承载力为高强角钢主杆的应力最大值与角钢实际截面面积的乘积,有限元计算值取荷载-位移曲线对应的荷载最大值。试验及有限元分析的荷载-位移曲线见 3.3 节。

ZL125×8-1000、ZL125×8-750、ZL125×8-500 子结

构的应力云图详见图 4~6,图中应力的单位为 MPa。

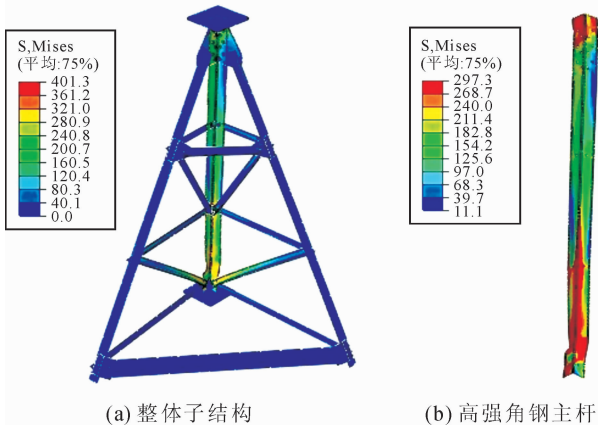


图 4 ZL125×8-1000 Von Mises 应力  
Fig. 4 Von Mises stress of the ZL125×8-1000

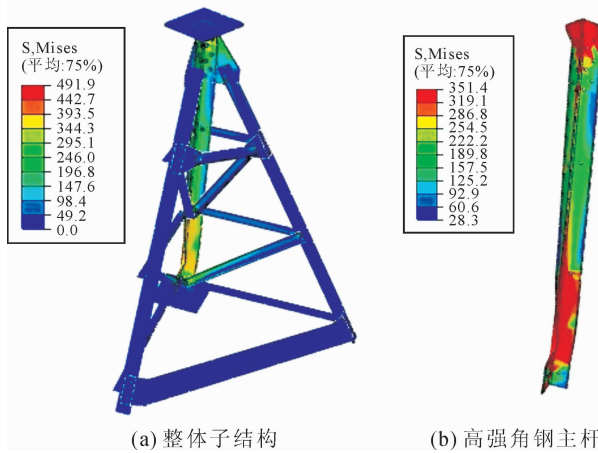


图 5 ZL125×8-750 Von Mises 应力  
Fig. 5 Von Mises stress of the ZL125×8-750

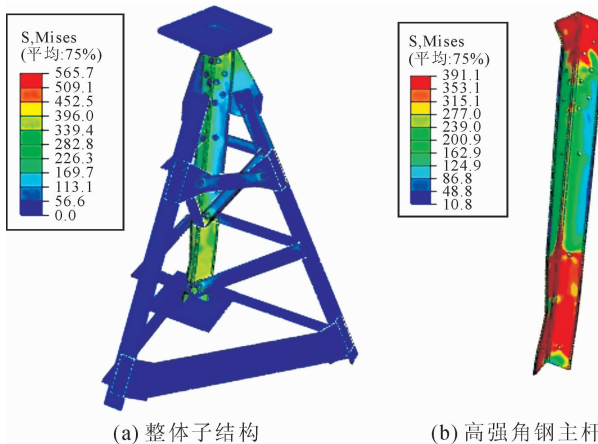


图 6 ZL125×8-500 Von Mises 应力  
Fig. 6 Von Mises stress of the ZL125×8-500

### 3.2 变形特征与破坏模式

#### 1) 弯扭失稳计算理论

如图 7 所示,等边单角钢的弯扭失稳临界荷载<sup>[11]</sup>为:

$$N_{yw} = \pi^2 EA / \lambda_{yw}^2 \quad (1)$$

$$\lambda_{yw} = \sqrt{\frac{1}{2}(\lambda_y^2 + \lambda_w^2) + \frac{1}{2}\sqrt{(\lambda_y^2 + \lambda_w^2)^2 - 2.4\lambda_y^2\lambda_w^2}} \quad (2)$$

$$\lambda_w = 4.9 b/t = 76.56 \quad (3)$$

式中, $N_{yw}$ 为角钢的弯扭失稳临界荷载, $E$ 为钢材的弹性模量, $A$ 为角钢的截面面积, $\lambda_{yw}$ 为角钢绕  $y$  轴弯扭屈曲换算长细比, $\lambda_w$ 为角钢扭转屈曲换算长细比, $\lambda_y$ 为角钢对  $y$  轴的长细比, $b$ 为角钢的边宽度, $t$ 为角钢的边厚度。

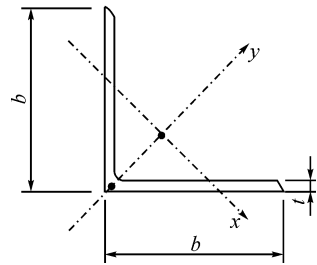


图 7 等边角钢截面坐标及尺寸  
Fig. 7 Coordinates and dimensions of equal leg angle

由  $\lambda_{yw}$  的计算公式可知, $\lambda_{yw}$  不小于  $\lambda_w$  和  $\lambda_y$ 。说明角钢受力时不会发生绕  $y$  轴的弯曲屈曲,也不会发生扭转屈曲,只会发生绕  $x$  轴的弯曲屈曲或绕  $y$  轴的弯扭屈曲,具体要比较  $\lambda_{yw}$  与  $\lambda_x$  的大小而定。子结构主杆角钢的弯扭失稳临界荷载计算结果如表 2 所示,其中长细比均为主杆节间长细比。

表 2 弯扭失稳临界荷载

Tab. 2 Theoretical load of bending torsional buckling

试件编号	$\lambda_x$	$\lambda_y$	$\lambda_{yw}$	$N_{yw}/\text{kN}$
ZL125×8-1000	40	20.49	77.70	665.17
ZL125×8-750	30	15.37	77.19	673.93
ZL125×8-500	20	10.25	76.84	680.13

通过以上计算结果可以发现,理论上三种子结构主杆的破坏模式均为绕  $y$  轴发生弯扭屈曲,且弯扭失稳临界荷载相差不大。

#### 2) 变形对比分析

图 8~10 表示试验和有限元分析的变形结果对比。由图 8~10(图中变形的单位为 mm)可以看出:三种主杆节间长细比子结构的斜杆与腹杆的变形基本对称,且从主杆肢背到子结构最前端,变形逐渐增大,说明结构发生了绕主杆最小轴( $x$  轴)的弯曲失稳。

另外,ZL125×8-1000 子结构在主杆底跨靠近加载端处,主杆局部扭曲严重,说明结构既发生了绕

主杆最小轴的弯曲失稳,又产生了局部扭转变形,失稳形态明显,有限元分析变形与试验变形基本相同。

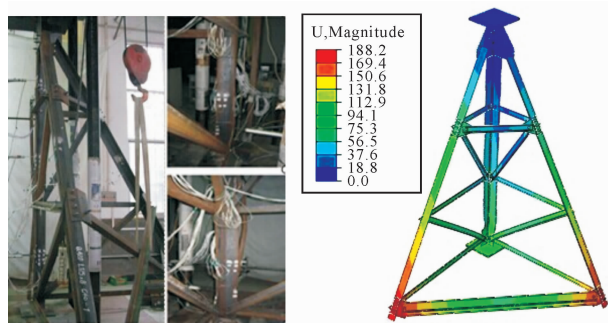


图 8 ZL125×8-1000 变形对比

Fig. 8 Deformation contrast of the ZL125×8-1000

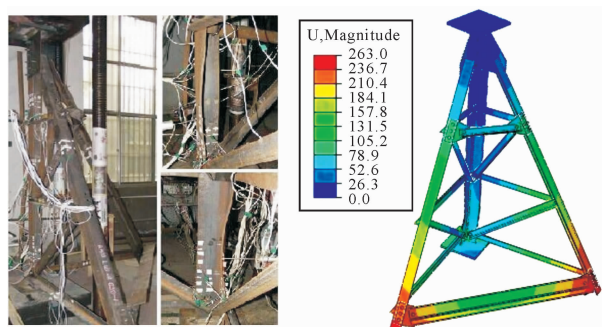


图 9 ZL125×8-750 变形对比

Fig. 9 Deformation contrast of the ZL125×8-750

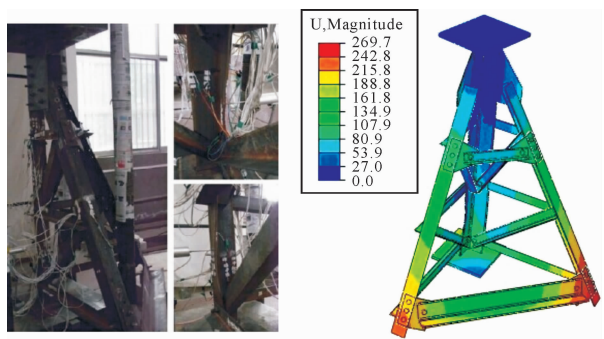


图 10 ZL125×8-500 变形对比

Fig. 10 Deformation contrast of the ZL125×8-500

ZL125×8-750、ZL125×8-500 子结构的斜杆与腹杆右端变形略大于左端,且 ZL125×8-750 子结构在主杆底跨靠近加载端处,左肢向内弯曲,右肢向外张开;ZL125×8-500 子结构在主杆底跨中部,左肢向内弯曲,右肢向外张开,并向上延伸到中跨,说明两种结构既发生了绕主杆最小轴的弯曲失稳,又产生了整体扭转变形,失稳形态明显,有限元分析变形与试验变形基本相同。

三种主杆节间长细比子结构的主杆的最终破坏模式均为弯扭失稳,试验结果与理论计算相吻合。

### 3.3 主杆承载力分析

ZL125×8-1000、ZL125×8-750、ZL125×8-500 子结构的轴线间长度分别为 1 000 mm、750 mm、500 mm,将其换算为节间长细比,分别为 40、30、20。根据 GB50017-2003《钢结构设计规范》<sup>[12]</sup>,将子结构的主杆承载力试验值分别与长细比为 40、30、20 的单根角钢理论值进行对比,结果见表 3。子结构试验与数值分析的荷载-位移曲线如图 11 所示。

表 3 承载力对比

Tab. 3 Comparison of bearing capacity

试件编号	$P_E$ / kN	$P_T$ / kN	$P_A$ / kN	$\frac{P_A - P_E}{P_E}$ / %	$\frac{P_A - P_T}{P_T}$ / %
ZL125×8-1000	545.3	466.8	598.7	9.8	28.3
ZL125×8-750	639.7	472.3	683.2	6.8	44.7
ZL125×8-500	736.7	482.0	773.0	4.9	60.4

注: $P_E$ 为试验值; $P_T$ 为 GB50017-2003《钢结构设计规范》的限值; $P_A$ 为有限元计算值。

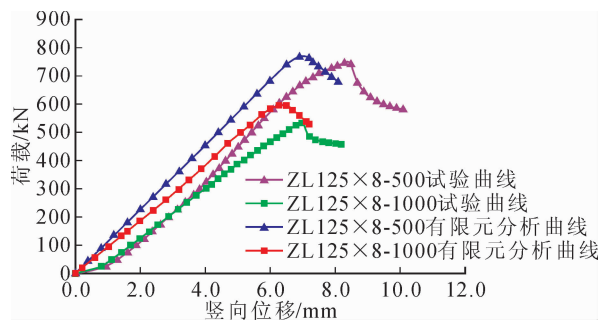


图 11 荷载-竖向位移曲线

Fig. 11 Load-vertical displacement curve

由表 3 及图 11 对比结果可知以下几点。

1) 从开始加载到达到最大承载力的整个过程中,有限元分析的荷载-位移曲线基本按线性增加,异于试验的荷载-位移曲线斜率先增大后减小的趋势,且子结构破坏时对应的竖向位移值均比试验值小 1~2 mm。这是因为有限元分析时,各构件形状、连接约束、边界约束等都是理想情况,即使考虑了结构 1/1 000 的初始缺陷,仍异于试验实际状态。

2) Q420 高强角钢子结构极限承载力试验值和有限元计算值均高于 GB50017-2003《钢结构设计规范》的限值,且随着主杆节间长度的减小,高出的幅度也在增加。对主杆节间长细比为 20 的子结构,相差 5%左右;对主杆节间长细比为 40 的子结构,相差 10%左右。

3) 建议输电塔设计时,应考虑辅材对 Q420 高

强角钢主杆承载力产生的整体效应影响。综合试验值和有限元计算值,对于主杆节间长细比为20~40的子结构,其主杆承载力取对应长细比单根角钢理论值的1.1~1.5倍,且随着主杆节间长度的增大,高出的幅度相应降低。

#### 4 结 语

1) 通过输电塔腿子结构抗压试验研究可得, Q420 等边角钢极限承载力高于 GB50017-2003《钢结构设计规范》的限值,建议输电塔设计时应考虑辅材对 Q420 高强角钢主杆承载力产生的整体效应影响。

2) 有限元分析时,各构件形状、连接约束、边界约束等都是理想情况,异于试验实际试件加工、组装、对中等过程中产生的初始缺陷,有限元计算值略高于试验值,但相差不大。

3) 在整个试验过程中,辅材的变形及应力值均较小,而主杆角钢最终的破坏模式与理论计算结果相同,说明试验中对于主材的选择、试件的组合设计及试验加载方案等都是合理的。

4) 输电塔腿主杆角钢的有限元分析结果与试验和理论计算结果吻合较好,从而验证了数值分析方法的正确性。因此,对于其它主杆节间长细比子结构的设计,可以借助数值分析的方法对其受力性能进行分析。

#### 参考文献:

- [1] 郭日彩,何长华,李喜来,等. 输电线路铁塔采用高强钢的应用研究[J]. 电网技术,2006,30(23):21-26.  
Guo Ricai, He Changhua, Li Xilai, et al. Research on utilization of high-strength steel in transmission towers[J]. Power System Technology, 2006, 30(23): 21-26.
- [2] 施刚,石永久,王元清. 超高强度钢材钢结构的工程应用[J]. 建筑钢结构进展,2008,10(4):32-39.  
Shi Gang, Shi Yongjiu, Wang Yuanqing. Engineering application of ultra-high strength steel structures[J]. Progress in Steel Building Structures, 2008, 10(4): 32-39.
- [3] 施刚,班慧勇,石永久,等. 高强度钢材钢结构研究进展综述[J]. 工程力学,2013,30(1):1-13.  
Shi Gang, Ban Huiyong, Shi Yongjiu, et al. Overview of research progress for high strength steel structure[J]. Engineering Mechanics, 2013, 30(1): 1-13.
- [4] Rasmussen K J R, Hancock G J. Tests of high strength steel columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 1995, 34(1): 27-52.
- [5] Shi G, Ban H Y, Bijlaard F S K. Tests and numerical study of ultra-high strength steel columns with end restraints [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012, 70: 236-247.
- [6] 班慧勇,施刚,石永久. Q420 高强度等边角钢轴压构件整体稳定性能设计方法研究[J]. 工程力学,2014,31(3):63-71.  
Ban Huiyong, Shi Gang, Shi Yongjiu. Investigation on design method of overall buckling behaviour for Q420 high strength steel equal-leg angle members under axial compression[J]. Engineering Mechanics, 2014, 31(3): 63-71.
- [7] 班慧勇,施刚,刘钊,等. Q420 等边角钢轴压杆整体稳定性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2011,32(2):60-68.  
Ban Huiyong, Shi Gang, Liu Zhao, et al. Experimental study on overall buckling behavior of Q420 high strength equal angle members under axial compression[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(2): 60-68.
- [8] 张勇,施刚,刘钊,等. 高强度等边角钢轴心受压局部稳定的有限元分析和设计方法研究[J]. 土木工程学报,2011,44(9):27-34.  
Zhang Yong, Shi Gang, Liu Zhao, et al. Finite element analysis and design method study for the local buckling of high strength steel equal angles under axial compression [J]. China Civil Engineering Journal, 2011, 44(9): 27-34.
- [9] 宁致远,梅莎,党康宁,等. 基于子结构试验的高强角钢受力性能研究[J]. 西安理工大学学报,2014,30(1):108-112.  
Ning Zhiyuan, Mei Sha, Dang Kangning, et al. Substructure experimental study based on high strength angle steel mechanical [J]. Journal of Xi'an University of Technology, 2014, 30(1): 108-112.
- [10] 郭宏超,钟宣. 基于输电塔架结构 Q460 等边角钢力学性能数值分析[J]. 工业建筑,2013,43(12):162-166.  
Guo Hongchao, Zhong Xuan. Mechanical behavior numerical analysis of Q460 equal leg angle based on the transmission tower structure [J]. Industrial Construction, 2013, 43(12): 162-166.
- [11] 郭兵. 单角钢压杆的屈曲及稳定计算[J]. 建筑结构学报,2004,25(6):108-112.  
Guo Bing. The buckling and stability calculation of single angle compression members [J]. Journal of Building Structures, 2004, 25(6): 108-112.
- [12] 中华人民共和国城乡建设部. GB50017—2003 钢结构设计规范[S]. 北京:中国计划出版社,2003.

(责任编辑 周蓓)