

文章编号: 1000-4750(2013)01-0140-07

高强度双角钢十字组合断面承载力研究

刘红军^{1,2}, 李正良^{1,2}

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045)

摘 要: 该文结合试验研究和理论分析对双角钢十字组合断面受力性能做了初步探索, 分别考察了构件的长细比、肢宽比和填板对承载力的影响。根据薄板能量理论和虚功原理, 推导出构件极限承载力公式, 提出了适用于工程设计的建议计算方法, 并与国内外规范计算结果进行了比较。结果表明: 该理论分析模型的适用性较好, 建议计算方法对工程设计有一定的适用价值。

关键词: 双角钢; 组合断面; 承载力; 虚功原理; 填板

中图分类号: TU391 **文献标志码:** A **doi:** 10.6052/j.issn.1000-4750.2011.05.0276

STUDY OF ULTIMATE STRENGTH OF DUAL-ANGLE CROSS COMBINED SECTION OF HIGH-STRENGTH STEEL

LIU Hong-jun^{1,2}, LI Zheng-liang^{1,2}

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China;

2. The Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area of the Ministry of Education, Chongqing 400045, China)

Abstract: The ultimate strength of a dual-angle cross combined section of high-strength steel was researched based on experimental and theoretical analyses. The influence of slenderness ratios, limb-width ratios and filled plates on the strength was researched. According to thin-plate energy theory and a virtual work principle, the formula of ultimate strength was derived and the calculation method of ultimate strength was proposed and compared with that of normal coded one. The results show that the analysis model and proposed method had theoretical and practical significance for engineering design.

Key words: dual-angle steel; combined section; ultimate strength; virtual work principle; filled plate

输电铁塔作为电力输送的支柱, 通常占输电线路本体总造价的 30%, 其安全性越来越重要, 输电线路任何一座铁塔的失效将引起整个线路停运事故, 造成巨大的经济损失和社会影响。随着电网建设的发展, 大容量的特高压和多回路输电线路工程会越来越多, Q420 高强钢十字组合断面的应用也越来越普遍, 在多种塔型的设计过程中, 特别是特高压工程、750kV 和 500kV 双回路及多回路工程, 因为塔型较高、荷载较大, 普遍采用了角钢十字组合断面(以下简称双组合角钢)作为塔身和塔腿的主要受力杆件。通过许多铁塔的真型试验发现, 部分塔型 Q420 高强钢十字组合断面在承载力方面

不能达到设计荷载要求, 设计与试验承载较大的偏差。因此, 国内外关于输电铁塔中双角钢组合截面压杆的研究也越来越多^[1-6], 我国的新钢结构规范提出了很多新的要求, 其中就有对于组合截面构件承载力的长细比限制要求。很多学者对于双角钢在输电铁塔中的承载力进行了相关的计算与试验^[7-9], 但对其计算方法的研究较少且不深入^[10-12]。由于十字形截面轴心压杆是双轴对称, 理想状态下可排除弯扭屈曲的可能, 但其惯性矩 I_w 很小, 在工程设计中可看作为零, 故此类截面的抗扭性能较差, 当其扭转屈曲临界承载力小于弯曲屈曲临界承载力时, 就会首先发生扭转屈曲。而实际构

收稿日期: 2011-05-06; 修改日期: 2011-10-14

基金项目: 国家自然科学基金项目(51078367); 中央高校基本科研业务费项目(CDJRC10200016)

通讯作者: 刘红军(1981—), 男, 四川达州人, 讲师, 博士, 从事结构工程研究(E-mail: Lhj20040308@126.com)。

作者简介: 李正良(1963—), 男, 江苏江阴人, 教授, 博士, 从事工程力学和结构工程研究(E-mail: lizhengli@hotmail.com)。

件由于初始缺陷的影响,弯曲变形和扭转变形都会存在。因此,本文对高强度双角钢十字组合断面承载力进行了试验研究,根据试验数据和现象,建立计算模型,并结合薄板能量原理进行理论分析,给出了形式上闭合的极限承载力估算公式,以便弄清其组合断面特性,指导今后的工程设计。

1 试验研究

试验以输电铁塔双角钢十字组合截面主材为对象,构件选用钢材强度为 Q420 高强钢。试验构件为 L160×12, L160×14, L160×16 三种规格双十字断面组合构件,长细比分别为 25→30→35→40→45→50→55。角钢间距为填板厚度。填板间距满足《钢结构设计规范》要求。填板与角钢采用螺栓连接。构件两端采用缀板进行连接,试验的边界条件为两端铰支。具体尺寸见表 1。所有构件均为压力试验。

表 1 双角钢十字组合截面构件试验样本

Table 1 The test specimens of dual-angle cross combined section

编号	屈服强度/MPa		填板个数	填板位置	λ	L/mm	t/mm	填板厚度
	角钢 1	角钢 2						
L12-1	445.47	426.24	1	1/2	25	1560	12	14
L12-2	445.47	426.24	1	1/2	30	1872	12	14
L12-3	445.47	426.24	1	1/2	35	2184	12	14
L12-4	445.47	426.24	2	2/5、3/5	40	2496	12	14
L12-5	445.47	426.24	2	9/25、16/25	45	2808	12	14
L12-6	460.14	439.49	2	9/25、16/25	50	3120	12	14
L12-7	460.14	439.49	2	9/25、16/25	55	3432	12	14
L14-1	433.13	436.85	1	1/2	25	1550	14	16
L14-2	465.72	486.35	1	1/2	30	1860	14	16
L14-3	433.13	436.85	1	1/2	35	2170	14	16
L14-4	433.13	436.85	2	2/5、3/5	40	2480	14	16
L14-5	433.13	436.85	2	9/25、16/25	45	2790	14	16
L14-6	454.19	451.21	2	9/25、16/25	50	3100	14	16
L14-7	439.54	445.41	2	9/25、16/25	55	3410	14	16
L16-1	471.80	464.38	1	1/2	25	1543	16	18
L16-2	471.80	464.38	1	1/2	30	1851	16	18
L16-3	471.80	464.38	1	1/2	35	2160	16	18
L16-4	471.80	464.38	2	2/5、3/5	40	2464	16	18
L16-5	471.80	464.38	2	9/25、16/25	45	2777	16	18
L16-6	424.19	421.04	2	9/25、16/25	50	3085	16	18
L16-7	479.91	489.82	2	9/25、16/25	55	3394	16	18

2 试验结果

试件应变片的布置如图 1 所示,其应力-应变曲线如图 3 所示。构件的破坏特征: $\lambda < 30$ 的构件由于长细比和填板间距较小的原因,破坏时发生了明显的局部失稳;试验所有构件破坏时最大应变均超过

0.3%,短柱最大应变接近 2%,大长细比构件在发生整体弯曲屈曲的同时,还伴随有角钢局部失稳发生。不论边界条件和结构形式如何,双角钢十字截面构件都不会发生以扭转为主的破坏。其试验模型和加荷试验示意图见图 2 所示。

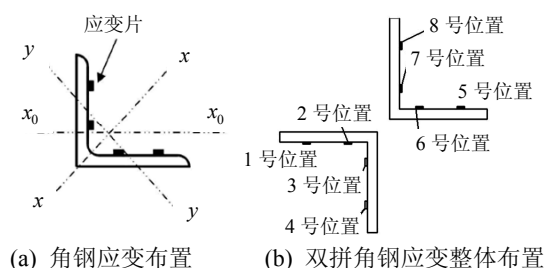


图 1 关键位置应变布置图

Fig.1 The schematic plan of key position

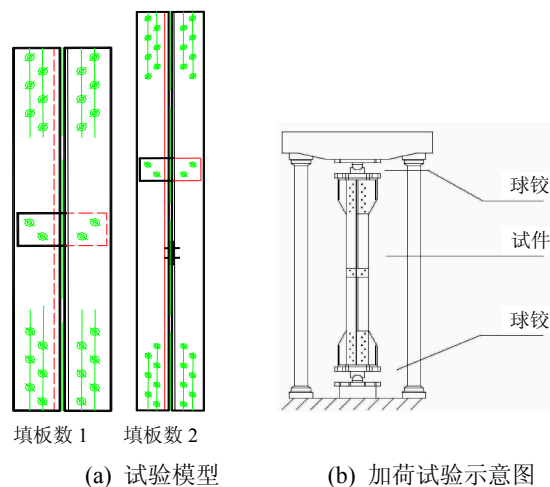
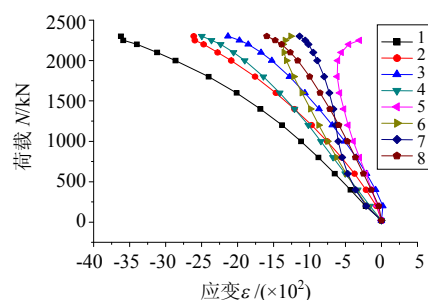
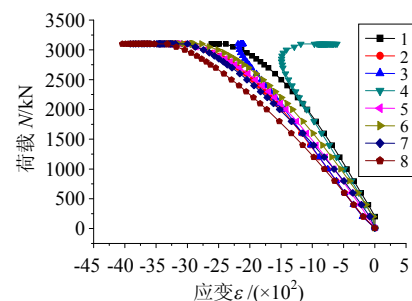


图 2 试验模型及加荷试验示意图

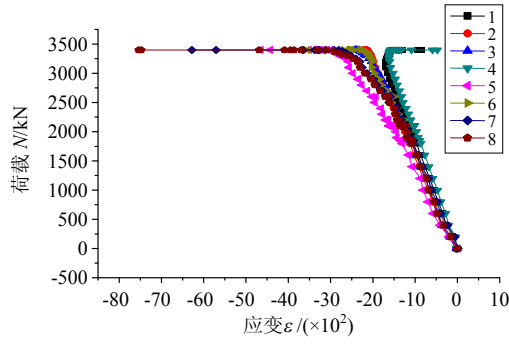
Fig.2 The test model and the sketch map



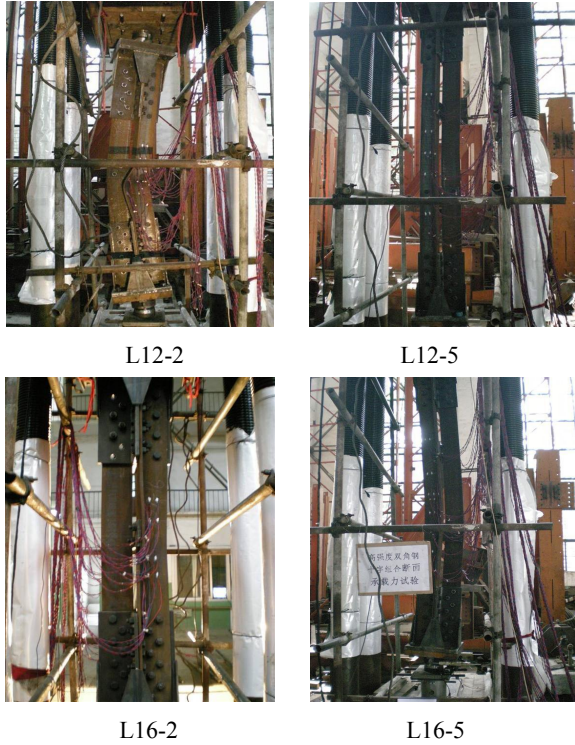
L12-3



L14-2



(a) 荷载-应变曲线



(b) 典型破坏模式

图 3 试验结果

Fig.3 The result of specimens

从图 3 可以看出:随着荷载的增加,测点的应变由线性变化呈现非线性变化,表明测点附近已经进入了屈服阶段。当荷载继续增加,测点均进入塑性,构件迅速发生破坏,构件达到极限承载状态。构件都是绕十字截面最大轴(角钢自身最小轴)发生整体弯曲屈曲。

3 理论分析模型

通过对试验破坏形态的分析,作如下假设:

1) 填板个数为 1 的构件,按照加载边固定,非加载边一边简支,一边自由的板屈曲进行求解。其计算长度为两缀板之间的距离。

2) 填板个数为 2 的构件,按照加载边一边固定,一边简支,非加载边一边简支,一边自由的板屈曲进行求解。其计算长度为填板与缀板之间的最远距离。

根据试验构件破坏模式和几何边界条件,采用能量法来求解组合角钢的承载力。总势能 Π 是板的应变能和外力势能的和。

$$U = \frac{1}{2} \int_0^a \int_0^b \left[M_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + M_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + 2M_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right] dx dy =$$

$$\frac{D}{2} \int_0^a \int_0^b \left\{ \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 - 2(1-\nu) \cdot \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \times \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] \right\} dx dy \quad (1)$$

$$V = - \left[\int_0^b p_x \int_0^a \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 dx dy + \int_0^a p_y \int_0^b \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 dx dy + \int_0^b p_{xy} \int_0^a \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \times \frac{\partial w}{\partial y} \right) dx dy + \int_0^a p_{yx} \int_0^b \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \times \frac{\partial w}{\partial y} \right) dx dy = \right.$$

$$\left. - \frac{1}{2} \int_0^a \int_0^b \left[p_x \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 + p_y \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 + 2p_{xy} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \times \frac{\partial w}{\partial y} \right) \right] dx dy \right] \quad (2)$$

由于 $p_y = 0$, $p_{xy} = 0$, 代入式(1)和式(2)得到:

$$\Pi = \frac{D}{2} \int_0^a \int_0^b \left\{ \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 - 2(1-\nu) \cdot \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \times \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] \right\} dx dy -$$

$$\frac{1}{2} \int_0^a \int_0^b p_x \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 dx dy \quad (3)$$

当构件填板数量为 1 时,根据几何边界条件,假定角钢的挠曲面函数 w :

$$w = f y \left(1 - \cos \frac{2m\pi}{a} x \right) \quad (4)$$

将等式(4)代入式(3),得到:

$$\Pi = \frac{D}{2} f^2 \frac{4m^2 \pi^2}{a^2} \left[\frac{4b^3 m^2 \pi^2}{6a} + ab(1-\nu) \right] - \frac{1}{2} p_x f^2 \frac{4m^2 \pi^2}{a^2} \cdot \frac{ab^3}{6} \quad (5)$$

根据势能驻值原理, $\frac{d\Pi}{df} = 0$, 得:

$$f \left[\frac{2Dm^2 \pi^2}{a^2} \left(\frac{2b^3 m^2 \pi^2}{3a} + ab(1-\nu) \right) - p_x \frac{b^3 m^2 \pi^2}{3a} \right] = 0$$

因为 $f \neq 0$, 故:

$$p_x = \frac{6D}{ab^3} \left[\frac{2b^3 m^2 \pi^2}{3a} + ab(1-\nu) \right]$$

取 $m=1$ 和 $\nu=0.3$, 可得到:

$$p_{crx} = \frac{\pi^2 D}{b^2} \left[\frac{4b^2}{a^2} + \frac{4.2}{\pi^2} \right] \quad (6)$$

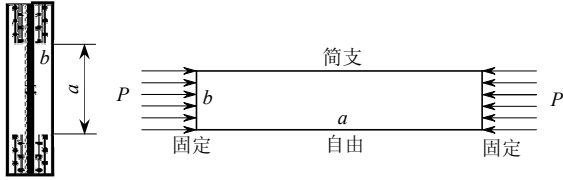


图 4 分析模型

Fig.4 The analysis model

对于不太薄的角钢, 当按照弹性屈曲的计算公式得到的屈曲应力超过了材料的比例极限后, 角钢将在弹塑性状态屈曲。对于单向均匀受压的矩形板, 屈曲应力与材料的切线模量 E_t 有关。对于弹塑性屈曲荷载, 只要将弹性屈曲荷载乘以 $\sqrt{\eta_1}$, 即:

$$p_{crxs} = \sqrt{\eta_1} \frac{\pi^2 D}{b^2} \left[\frac{4b^2}{a^2} + \frac{4.2}{\pi^2} \right], \quad \eta_1 = \sqrt{E_t / E} \quad (7)$$

当角钢发生局部屈曲时, 其屈曲荷载为弹性屈曲荷载乘以 $\sqrt{\eta_2}$, 即:

$$p_{crx2} = \sqrt{\eta_2} \frac{\pi^2 D}{b^2} \left[\frac{4b^2}{a^2} + \frac{4.2}{\pi^2} \right], \quad \eta_2 = 0.1013\lambda^2 (1 - 0.0248\lambda^2 f_y / E) f_y / E \quad (8)$$

η_2 为局部屈曲影响系数。

当构件填板数量为 2 时, 根据几何边界条件, 假定角钢的挠曲面函数 w :

$$w = f_y x \sin \frac{2m\pi}{a} x \quad (9)$$

将式(9)代入式(3), 得到:

$$\Pi = \frac{D}{2} f^2 \left[\frac{2b^3 m \pi}{3a} + \frac{32b^3 m^3 \pi^3}{9a} + 2(1-\nu) \cdot \left(\frac{1}{2} ab + \frac{2}{3} abm^2 \pi^2 \right) - \frac{1}{6} p_x f^2 b^3 \left(\frac{a}{2} + \frac{2}{3} am^2 \pi^2 \right) \right] \quad (10)$$

根据势能驻值原理, $\frac{d\Pi}{df} = 0$, 得:

$$\Pi = f \left[\frac{2Db^3 m \pi}{3a} + \frac{32Db^3 m^3 \pi^3}{9a} + 2D(1-\nu) \cdot \left(\frac{1}{2} ab + \frac{2}{3} abm^2 \pi^2 \right) - \frac{1}{3} p_x f b^3 \left(\frac{a}{2} + \frac{2}{3} am^2 \pi^2 \right) \right] \quad (11)$$

因为 $f \neq 0$, 故:

$$p_x = \left[2Dm\pi + \frac{32Dm^3 \pi^3}{3} + 2(1-\nu) \cdot D \left(\frac{a}{2b^2} + \frac{2a}{b^2} m^2 \pi^2 \right) \right] / \left(\frac{a}{2} + \frac{2}{3} am^2 \pi^2 \right) \quad (12)$$

取 $m=1$ 和 $\nu=0.3$, 可得到:

$$p_{crx} = \frac{\pi^2 D}{b^2} \left[\frac{4.76b^2}{a^2} + 0.07 \right] \quad (13)$$

同理可以得到角钢弹塑性屈曲荷载:

$$p_{crxs} = \sqrt{\eta_1} \frac{\pi^2 D}{b^2} \left[\frac{4.76b^2}{a^2} + 0.07 \right], \quad \eta_1 = \sqrt{E_t / E} \quad (14)$$

当角钢发生局部屈曲时, 其屈曲荷载为弹性屈曲荷载乘以 $\sqrt{\eta_2}$, 即:

$$p_{crx2} = \sqrt{\eta_2} \frac{\pi^2 D}{b^2} \left[\frac{4.76b^2}{a^2} + 0.07 \right], \quad \eta_2 = 0.1013\lambda^2 (1 - 0.0248\lambda^2 f_y / E) f_y / E \quad (15)$$

采用上述理论进行计算, 并与试验值进行了比较, 如图 7 所示。

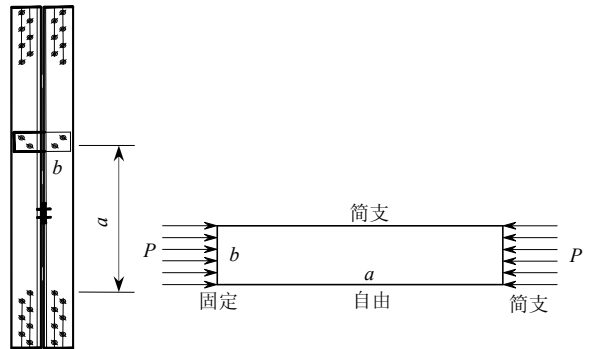


图 5 分析模型

Fig.5 The analysis model

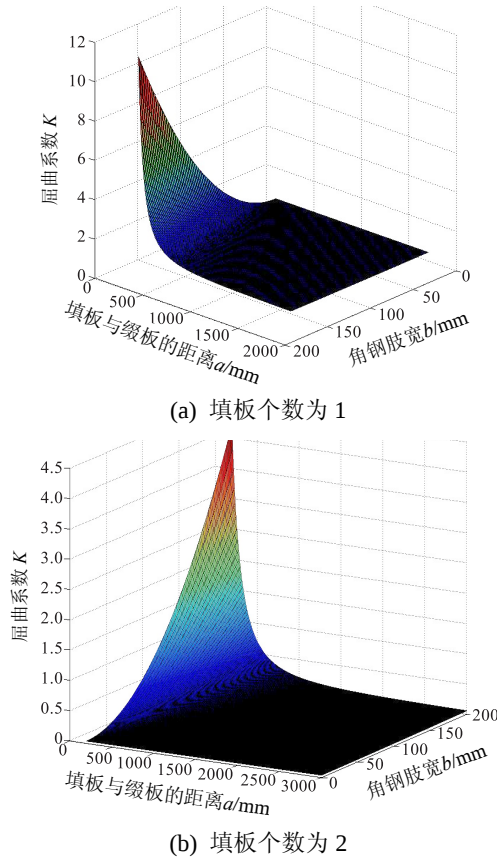
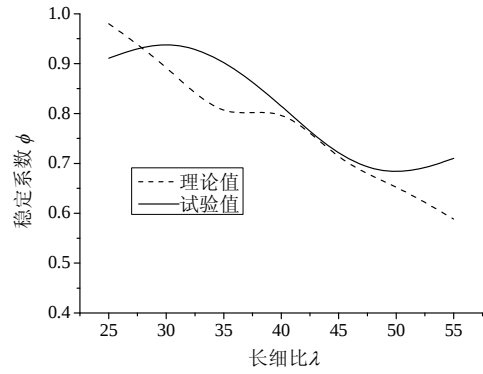
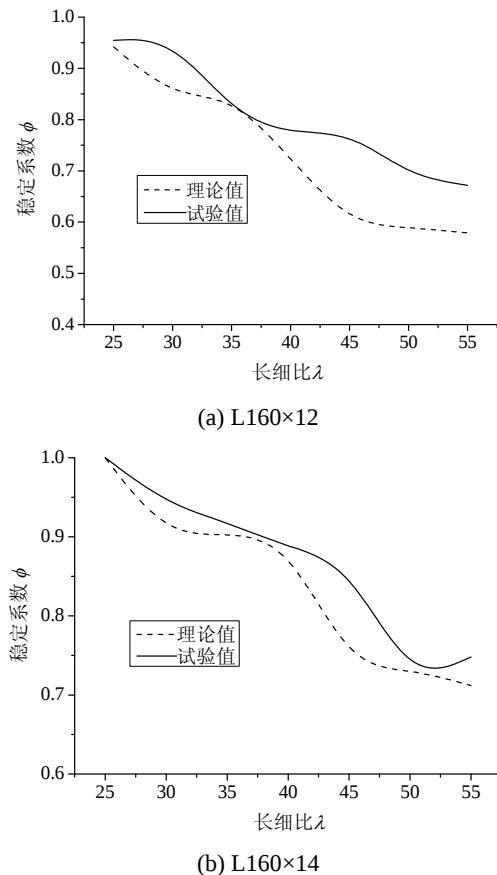


图 6 角钢屈曲系数

Fig.6 The buckling coefficient of angle steel



(c) L160×16

图 7 理论值与试验值比较

Fig.7 The comparison of test and theory

从图 7 可以看出, 理论值总体上比试验值低。主要是基于计算模型的两个假设的缘故。假设没能考虑填板对角钢约束对构件承载力的影响; 理论分析没能考虑钢材强化阶段对承载力的影响, 因此导致理论计算值小于试验值。

4 双角钢十字组合断面承载力计算方法

4.1 双角钢十字组合断面承载力建议计算方法

把双角钢十字截面构件看作格构式构件, 则按钢结构规范要求, 采用长细比修正构件承载力, 总计算公式仍然为:

$$\frac{N}{A\phi} \leq f \quad (16)$$

对格构式构件计算方法进行适当的修正得到双角钢十字截面换算长细比:

$$\lambda^* = \xi \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_1^2} \quad (17)$$

式中: λ^* 为双角钢十字截面换算长细比; λ_x 为整个构件长细比(回转半径取虚轴); λ_1 为分肢对最小刚度轴的长细比, 其计算长度取相邻两填板间螺栓的距离; ξ 为调整系数。

调整系数取值:

$$\xi = a_0 + a_1 \bar{\lambda} + a_2 \bar{\lambda}^2 + a_3 \bar{\lambda}^3 + a_4 \bar{\lambda}^4 \quad (18)$$

各参数取值:

$$a_0 = 2164.0 - 378.2275 \times (b/t) + 16.3538 \times (b/t)^2;$$

$$a_1 = -15473.5 + 2712.6475 \times (b/t) -$$

$$117.5318 \times (b/t)^2;$$

$$a_2 = 40473.4 - 7111.34 \times (b/t) + 308.679 \times (b/t)^2;$$

$$a_3 = -45828.2 + 8070.0925 \times (b/t) -$$

$$350.9153 \times (b/t)^2;$$

$$a_4 = 18999.1 - 3353.05 \times (b/t) + 146.055 \times (b/t)^2;$$

$\bar{\lambda}$ 为无量纲长细比, $\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$; b 为角钢肢宽; t

为角钢厚。

得到换算长细比 λ^* 后, 代入《钢结构设计规范》, 得到稳定系数并计算承载力。由于采用无量纲长细比, 因此调整系数中包含了 λ 、 f_y 、 b/t 对稳定系数的影响。

4.2 不同方法计算得到的双角钢十字组合断面承载力比较

图 8 为各种方法计算得到的稳定系数比较。从图 8 中可以看出, 按照实腹式截面构件的计算结果高于构件承载力试验值, 结果偏不安全。有限元计算值与试验结果基本吻合。根据设计要求, 本次试验中 $\lambda=25$ 、 $\lambda=30$ 、 $\lambda=35$ 的构件采用单个填板, $\lambda=40$ 、 $\lambda=45$ 、 $\lambda=50$ 、 $\lambda=55$ 的构件采用两块填板。采用多个填板之后构件承载力有所上升, 这在有限元计算和试验的柱子曲线中都有体现, 具体表现为压杆稳定系数在 $\lambda=40$ 时略微提高。按照实腹式构件计算, 由于没有单独考虑填板的影响, 因此没有显现出这一现象。按格构式构件计算, 由于公式对构件长细比的修正过程中考虑了填板间距的因素, 因此在变化规律上与试验和有限元相同, 都在 $\lambda=40$ 时稳定

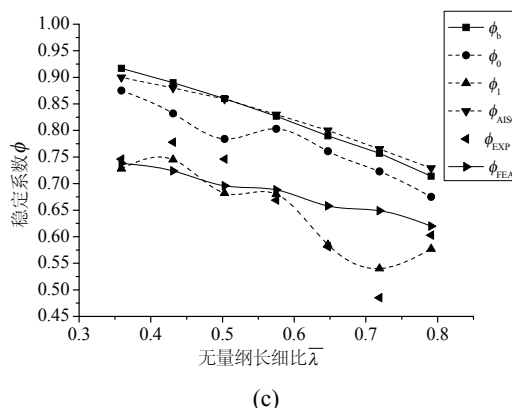


图 8 各种方法计算得到的稳定系数比较

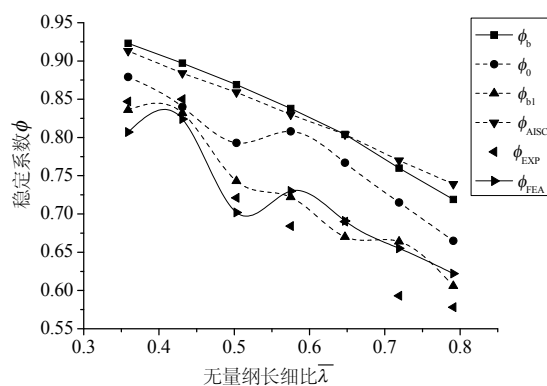
Fig.8 The comparison of stability coefficients

系数相对提高, 但是数值上存在一定的差异。换句话说, 双角钢十字组合截面构件的稳定系数随长细比的变化规律与按照格构式构件计算得到的稳定系数随长细比的变化规律比较接近, 但是数值上存在一定的差异, 总体上讲, 按照格构式构件计算得到的稳定系数比由稳定承载力试验值得到的稳定系数大。因此, 如果对格构式构件计算方法进行适当的修正, 可以使计算结果与双角钢十字组合截面构件稳定承载力试验值较吻合。AISC 规范计算方法所得柱子曲线与我国规范 GB 50017-2003 类似, 高于其他方法所得柱子曲线。该规范考虑扭转时, 对 L160×12、L160×14、L160×16 构件扭转屈曲承载力为 2722.37kN、3273.43kN、3711.91kN, 高于各构件的弯曲屈曲荷载。图 8 中 ϕ_b 为按照实腹式截面计算得到的稳定系数; ϕ_0 为按照格构式构件计算得到的稳定系数; ϕ_1 为按照修正格构式构件计算得到的稳定系数; ϕ_{AISC} 为按照美国钢结构规范计算得到的稳定系数; ϕ_{EXP} 为试验承载力值得到的稳定系数; ϕ_{FEA} 为有限元承载力值得到的稳定系数。

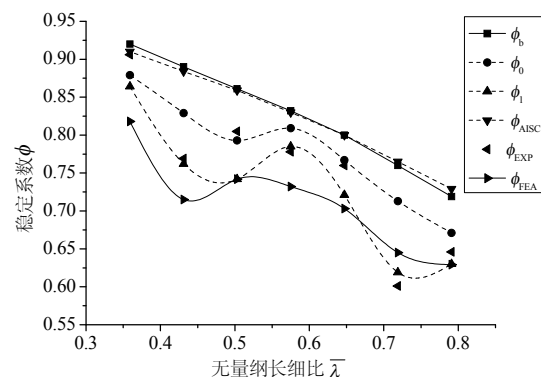
5 结论

由于试验中双角钢十字截面构件承载力与设计承载力不符, 本文分别对 Q420 高强角钢, 截面规格为 L160×12、L160×14、L160×16, 对不同长细比双角钢十字截面构件进行了试验研究和理论分析, 得出如下结论:

(1) $\lambda < 30$ 的构件由于长细比和填板间距较小的原因, 破坏时发生了明显的局部失稳。试验所有构件破坏时最大应变均超过 0.3%, 短柱最大应变接近 2%, 大长细比构件在发生整体弯曲屈曲的同时, 还伴随有角钢局部失稳发生。填板的布置方式、数量对构件承载力具有一定的影响。



(a)



(b)

(2) 推导出的双角钢十字截面组合构件的极限承载力公式,发现构件的承载力不仅与肢宽 b 和厚度 t 有关,还和填板与两端缀板距离有关。理论分析方法能较准确的预估构件承载力,简化了构件复杂的受力状态,能为实际工程的设计提供理论依据。

(3) 为便于工程应用,本文采用不同的方法计算了双角钢十字截面组合构件稳定系数,并且与承载力试验结果相比较。通过比较发现,采用本文给出的修正格构式构件算法计算双角钢十字截面组合构件稳定承载力与试验值吻合较好,具有较好的适用性。

参考文献:

- [1] 胡大柱,李宏男.格构式输电铁塔组成杆件对极限承载力影响的研究[J].世界地震工程,2004,12(9):50—55.
Hu Dazhu, Li Hongnan. Influence of components on ultimate strength in lattice transmission tower [J]. Journal of World Earthquake Engineering, 2004, 12(9): 50—55. (in Chinese)
- [2] 李静斌,丁洁民.十字形截面轴心钢压杆的扭转屈曲[J].河南科学,2004,22(1):103—107.
Li Jingbin, Ding Jiemin. Torsional buckling of axial steel struts of crisscross section [J]. Journal of Henan Science, 2004, 22(1): 103—107. (in Chinese)
- [3] 刘红燕,李志业.受压角钢杆件长细比修正系数研究[J].建筑钢结构进展,2004,6(4):29—31.
Liu Hongyan, Li Zhiye. Research on modified coefficient of slenderness ratio of angle member in compression [J]. Progress in Steel Building Structures, 2004, 6(4): 29—31. (in Chinese)
- [4] 李君谊,李振宝.冷弯不等边角钢轴心受压杆稳定系数研究[J].电力建设,2008,29(7):4—7.
Li Junyi, Li Zhenbao. Study on stability coefficient of axially compressed cold-formed non-equilateral angle steel [J]. Journal of Electric Power Construction Science, 2008, 29(7): 4—7. (in Chinese)
- [5] 默增禄,耿景都.不等边角钢用于输电杆塔的试验研究[J].电力建设,2001,22(7):10—14.
Mo Zenglu, Geng Jingdu. Study and test on application of non-equilateral angle steel for transmission towers [J]. Journal of Electric Power Construction Science, 2001, 22(7): 10—14. (in Chinese)
- [6] 张中权.冷弯薄壁型钢轴心受压构件的稳定性计算[J].建筑结构学报,1991,12(4):2—10.
Zhang Zhongquan. Calculation of stability of axially loaded compression members made of cold-formed thin-walled steel sections [J]. Journal of Building Structures, 1991, 12(4): 2—10. (in Chinese)
- [7] 李振宝,石鹿言,刑海军,等.Q420双角钢十字组合截面压杆承载力试验[J].电力建设,2009,30(9):8—11.
Li Zhenbao, Shi Luyan, Xing Haijun, et al. Research on bearing capability of Q420 dual-angle steel cross combined section [J]. Journal of Electric Power Construction Science, 2009, 30(9): 8—11. (in Chinese)
- [8] 钟寅亥,金晓华.输电铁塔双角钢填板计算方法[J].广东电力,2008,21(3):37—39.
Zhong Yin Hai, Jin Xiaohua. Calculation method of pad connecting two angle steel in transmission steel tower [J]. Journal of Guangdong Electric Power, 2008, 21(3): 37—39. (in Chinese)
- [9] 左元龙,赵峥,付鹏程,等.大跨越输电铁塔十字组合角钢填板的设计与试验[J].武汉大学学报(工学版),2007,40(5):209—213.
Zuo Yuanlong, Zhao Zheng, Fu Pengcheng, et al. Test and research on cross-section combined angle steels for power transmission towers [J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2007, 40(5): 209—213. (in Chinese)
- [10] Goodier J N. The buckling of compressed bars by torsion and flexure [R]. Ithaca Cornell University Experiment Station, December 1941.
- [11] Timoshenko S P. Theory of bending, torsion and buckling of thin-walled members of open cross section [R]. Boston: Journal of the Franklin Institute, Apr and May 1945.
- [12] Bleich F. Buckling strength of metal structures [M]. New York: McGraw-Hill, 1952: 153—198.