

750kV 变电构架柱头节点静力性能试验研究

杨超¹, 杨俊芬¹, 闫西峰¹, 胡盼盼¹, 张广平², 奚增红²

(1. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2. 甘肃省电力设计院, 甘肃 兰州 730050)

摘要: 变电构架柱头节点作为一种重要的传力部件将决定整榀构架的安全性, 且占用很大一部分用钢量。以国内首例 750 kV 钢管混凝土变电构架工程——甘肃桥湾 750 kV 变电站为背景, 按考虑顶板和剪切板厚度不同的两种构造措施设计了两个 1:2 缩尺节点, 并对其进行了单调静力试验。试验结果表明, 两种节点均能满足工程要求, 且有较高的安全储备和延性, 节点最终破坏模式均为非节点区杆件破坏, 而节点区各板件应力水平尚处于弹性状态、内填混凝土完好, 符合“强节点弱杆件”的设计原则。

关键词: 钢管混凝土变电构架; 柱头节点; 静力试验; 静力性能

中图分类号: TU 398.9

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2016)02-0214-06

Experimental study on static behavior top-joint of 750 kV substation truss structures

YANG Chao¹, YANG Junfen¹, YAN Xifeng¹, HU Panpan¹, ZHANG Guangping², XI Zenghong²

(1. School of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China;

2. Gansu Electric Power Design Institute of State Electric Network, Lanzhou 730050, China)

Abstract: The top-joint of herringbone truss-column is a key force transmission component which affects the safety of the whole structure, and it will take a large amount of steel consumption simultaneously. Based on the engineering background of the first CFT 750 kV substation named Qiaowan substation in China's Gansu province, two different constructional details of 1:2 scale CFT top-joint specimens, one with more thick shear plate and the other more thick top plate respectively, were designed and applied on the monotonic static test. Test results indicate that the two kinds of top-joints can meet the engineering requirement, and have sufficient safety reserves and ductility. The failure pattern of two joints are non-joint region failure, while each plate at the joint region is still in elastic stress level and the filled concrete is flawless, in accordance with the design concept of 'strong-joint and weak-member'.

Key words: CFT substation structures; top-joint; static test; static behavior

人字柱变电构架, 如图 1(a)所示, 以其受力明确、风压体型系数小、构件数量少、安装速度快、制作和运输方便以及节省占地面积等优点而成为国内 500 kV 以上变电构架中应用最为广泛的一种结构形式^[1]。相比传统构架, 750 kV 特高压变电构架的高度、跨度及荷载水平平均比较高, 其构架结构的合理选型是保证变电站设计达到“安全适用、经济合理”的重要前提条件之一。研究和实践表明^[2], 钢管混凝土构件作为一种较为合理的构件形式可以很好地发挥钢材和混凝土的材料特性和潜力, 一般都有很好地经济性。已有的经济性分析表明^[3-4], 人字形钢管混凝土构架用于 750 kV 变电站工程将有效减小构架柱的截面尺寸、降低单件吊装构件自重, 相比其它结构形式可降低工程造价约 30 ~ 40%。

人字柱柱头节点, 如图 1(b), 作为重要的传力

部件之一将决定整榀构架的安全性, 同时占用相当大一部分用钢量。目前, 人字柱柱头节点构造要求可以参考《变电站建筑设计技术规程》DLT 5457-2012^[5](以下简称《变电规程》)和《变电构架设计手册》^[6](以下简称《手册》)等规定, 这些构造规定皆依据电力行业的设计经验以及东北电力设计院和浙江省电力设计院的试验结果确定。近年来国内学者虽然对人字柱头节点进行了一些研究, 但研究领域仅限于纯钢节点。朱爱珠、郭耀杰等^[7]提出了一种螺栓连接的新型构架柱柱头连接, 并对节点进行了试验研究和有限元分析, 结果表明节点的刚度受竖板厚度影响较大。卢海路^[8]和刘广鹏^[9]分别对高强钢人字柱节点和普通钢人字柱节点进行了试验研究和有限元分析, 得到了单调水平荷载作用下节点的承载力、破坏模式、受力机理和应变分布及变化规律。目前, 国内对于钢管混凝土人字

收稿日期: 2015-07-15

修改稿日期: 2016-01-26

基金项目: 住房和城乡建设部 2014 年科学技术基金资助项目(2014-K2-011); 陕西省自然科学基金基础研究基金资助项目(2014JM7244); 国家电网公司 2014 年依托工程基建新技术研究项目

作者简介: 杨超(1987—), 男, 博士生, 主要从事钢结构稳定与抗震方面研究. E-mail: cymyc@foxmail.com

点顶板 0.5 m(与实际桁架梁形心位置接近),加载头与柱顶板通过 16 个 10.9 级 M24 高强螺栓紧固,以传递水平剪力.竖向荷载也通过该刚性加载头均匀地传递到节点顶板的受力点上.各试件的设计荷载见表 1,首先采用力控制方式加载到设计荷载,之后以位移控制方式加载到试件破坏.竖向荷载(120 kN)一次性施加到位,之后的水平加载过程维持此荷载不变.水平荷载采用力控制方式分级加载,每级荷载大小为 20 kN,加载到试件屈服.之后为了试验安全,采用位移控制方式,即每级位移增量步为 5 mm,逐级施加水平位移加载到试件破坏.

1.4 测试方案

位移测量布置如图 4 所示.柱顶加载点水平位移由磁滞位移计 W-1 测得,节点顶板水平位移由位移计 W-2(± 150 mm)测得,顶板竖向变形百分表 B-3(± 50 mm)、B-4(± 50 mm)测得.考虑到试验过程中试件与地梁、地梁与地面间可能出现滑移,在柱脚底板(B-5)与底座(B-6)一侧分别布置 1 个量程为 30 mm 的电子百分表,精度为 0.01 mm.

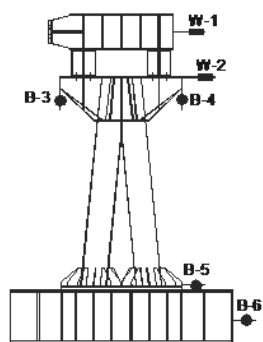
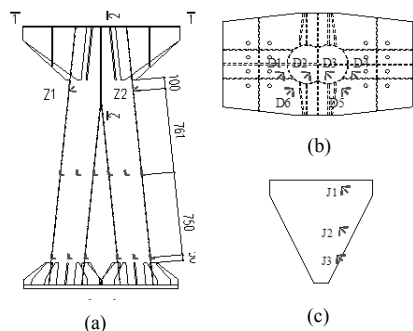


图 4 测量装置布置

Fig.4 Arrangement of measuring units



(a) 钢管柱管壁; (b) 1-1 顶板; (c) 2-2 剪切板

图 5 应变片布置

Fig. 5 Arrangement of strain gauges

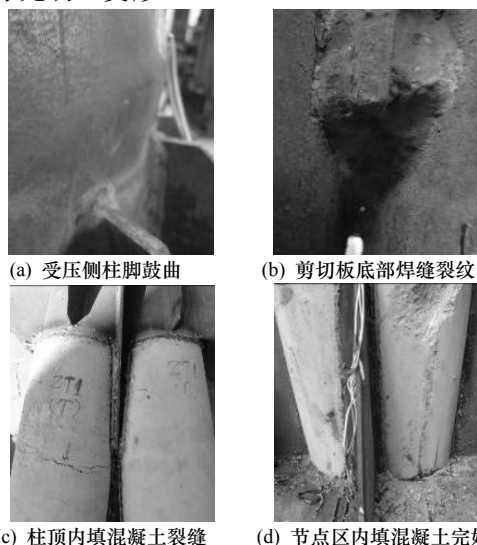
应变测点布置如图 5 所示.钢管监控点:检验试验加载的准确性、有效性,同时测量钢管主要受力区域应力发展情况,布置 32 个应变片、4 个应变花.顶板监控点:测量加载过程中顶板主要区域应力发展情况,布置 6 个应变花.剪切板监控点:测

量加载过程中剪切板主要区域应力发展情况,布置 3 个应变花.

2 试验过程及破坏特征

当 ZT1 和 ZT2 两试件在加载至设计荷载 140 kN 时,两试件在外观上几乎没有任何变化.此时,由位移计 W-2 显示的 ZT1 和 ZT2 试件柱顶位移分别为 6.94 和 8.06 mm,远小于规程^[5]规定的 $H/200 = 11.88$ mm (H 为构架柱高度,此处为 2 375 mm),满足工程要求.此后继续加载,当水平荷载加载到 160~180 kN 时,受拉侧(西柱)柱脚轴向应变达到屈服;当加载到 200~220 kN 时,受压侧(东柱)柱脚轴向应变达到屈服;当加载 240~260 kN 时,受拉侧柱(东柱)中位置轴向应变达到屈服;当加载到约 300 kN 时,受拉侧柱顶位置轴向应变达到屈服,这也说明此刻受拉一侧柱子钢管管壁屈服范围已经从柱脚蔓延到柱顶位置,此时也观察到受压侧柱脚微微鼓曲.

在位移加载后期, ZT1 试件在加载到 260 mm 位移时,因达到竖向千斤顶滚动装置最大位移而停止加载,试件因残余变形而倾斜严重,此时下柱底部受压一侧钢管管壁明显鼓曲(如图 6(a)所示),同时剪切板与钢管之间的焊缝处有裂纹出现(如图 6(b)所示),但节点区域各板件未见明显变形和屈服.对 ZT2 试件,当水平位移达到 248 mm 时,西柱柱脚热影响区钢管管壁突然拉断(图 7(a)),停止加载,此时下柱底部受压一侧钢管管壁亦明显鼓曲,如图 7(b)所示,试件因残余变形而倾斜严重,剪切板与钢管之间的焊缝完好无裂纹,节点区域各板件亦无明显变形.



(c) 柱顶内填混凝土裂缝 (d) 节点区内填混凝土完好

图 6 试件 ZT1 破坏形态

Fig. 6 Failure pattern of ZT1 specimen

试验结束后切开钢管对内填混凝土裂缝进行观测可知: 两试件内填混凝土裂缝分布特征基本一致, 受拉柱(西柱)内填混凝土出现沿整个柱子密集分布的环向裂缝, 西柱柱顶剪切板底部对应位置出现宽度较大的贯通裂缝, 裂缝宽度约 5 mm; 东柱柱脚位置混凝土局部压碎、柱顶剪切板处有微裂纹出现, 而节点区域混凝土完好无裂缝, 分别如图 6(c)、(d)和图 7(c)、(d)所示。

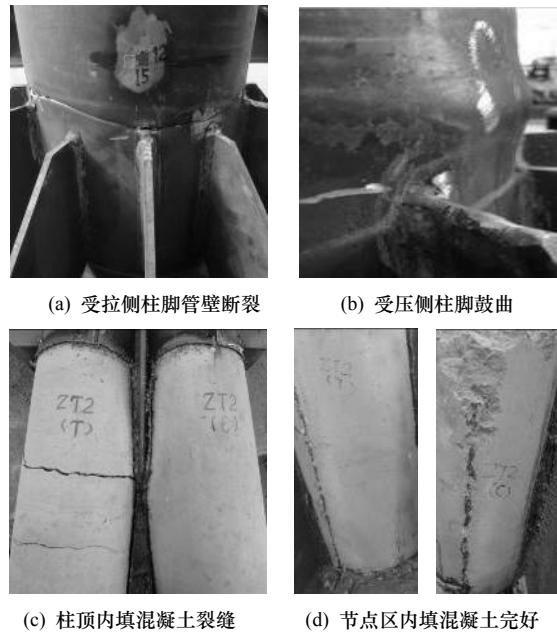


图 7 试件 ZT2 破坏形态

Fig. 7 Failure pattern of ZT2 specimen

综上, ZT1 和 ZT2 试件加载到其设计荷载时, 两试件的承载力和变形均满足规范要求, 满足工程设计的需求。最终, 两试件的破坏形态为非节点区杆件破坏, 而节点区板件未见明显变形或材料屈服, 且内填混凝土完好无裂缝。总体上, 两种构造形式均可满足“强节点弱杆件”的设计原则。值得注意的是, 试验观察到剪切板较薄的 ZT1 试件剪切

板与钢管之间的焊缝处出现明显的裂纹, 而剪切板较厚的 ZT2 试件却无此现象出现。为避免变形过大时剪切板与钢管管壁之间焊缝出现裂纹, 建议设计时剪切板厚度宜在规程^[5]规定的“不低于管壁厚度”基础上适当加厚, 可参考 ZT2 试件取为 20 mm。

3 主要试验结果及分析

3.1 荷载-位移曲线

试验测得的荷载-位移曲线如图 8 所示。由于材料的非线性, 荷载-位移曲线往往没有明显的屈服点。目前, 国际上暂无确定屈服位移的统一标准, 存在多种不同的方法^[11-13], 本文选用易于操作的通用屈服弯矩法^[13], 具体计算结果见表 3。

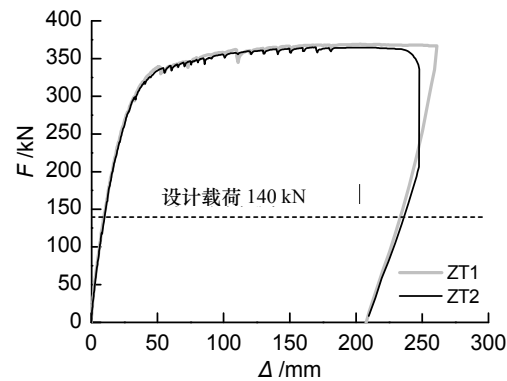


图 8 荷载-位移曲线

Fig. 8 Load vs. displacement curves

根据图 8 和表 3 可知, 两试件加载到设计荷载时, 节点尚处于弹性阶段, 求得的屈服荷载约为设计荷载的 2 倍, 最大荷载为屈服荷载的 1.3 倍, 且具有相当长的塑性变形段, 当达到最大加载能力时荷载仍然没有特别明显下降的趋势。可见, 在最不利荷载工况下, 按照本文的两种构造方法进行设计的柱头节点均可满足工程要求, 并具有一定的强度储备和延性。

表 3 试件试验结果

Tab.3 Experimental results of specimens

试件	初始刚度/ $\text{kN}\cdot\text{mm}^{-1}$	屈服荷载点		最大荷载点		F_{\max}/F_d	F_{\max}/F_y	延性系数
		F_y/kN	Δ_y/mm	F_{\max}/kN	Δ_{\max}/mm			
ZT1	21.20	289.84	29.85	369.07	203.02	2.07	1.27	6.80
ZT2	20.43	290.32	30.45	365.02	169.78	2.07	1.26	5.57

注: 表中 F_d 为设计荷载值

3.2 应变分析

3.2.1 钢管管壁应变

试件钢管管壁受拉和受压侧荷载与 Von Mises 等效应变的关系曲线如图 9 所示。总体上来看, ZT1 和 ZT2 试件的受拉侧与受压侧柱顶处应力发展水平基本一致, 但各试件受拉侧应变水平明显高于受压侧。究其原因, ZT1 和 ZT2 试件的破坏形态为非

节点区钢管拉断、杆件弯曲、柱脚鼓曲, 呈强节点破坏特征。外力做功所产生的能量主要在节点以外柱子管壁和内填混凝土处消耗, 表现为受拉侧钢管管壁应变由柱脚至柱顶几乎全部达到屈服, 受压侧由柱底到柱中位置部分达到屈服, 且柱脚严重鼓曲。能量在受拉侧被整个柱段所消耗, 而受压侧仅在柱脚位置消耗, 因此在整个加载过程中受拉侧

柱顶位置钢管受拉侧应变水平明显高于受压侧。此外,当达到设计荷载时,两试件柱顶位置的应变值均处于弹性状态,满足工程设计的需要。

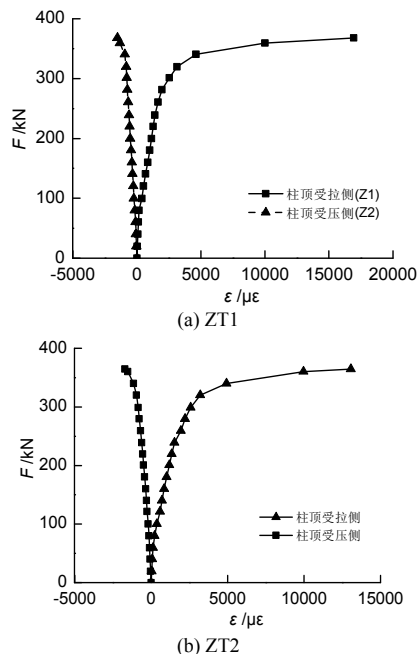


图 9 柱顶管壁荷载—等效应变曲线
Fig. 9 Load vs. the strain on tube top curves

3.2.2 剪切板应变

剪切板各测点的荷载与 Von Mises 等效应变的关系曲线如图 10 所示。

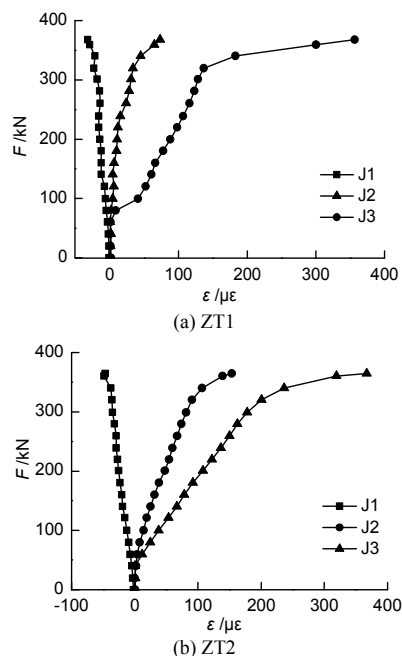


图 10 剪切板荷载—等效应变曲线
Fig. 10 Load vs. the strain on share-plate curves

从图 10 可以看出:一方面,整个加载过程中,ZT1 和 ZT2 试件的剪切板各测点应力水平均很低,远处于弹性范围以内,且靠近下方的位置应变水平较高;另一方面,对于剪切板厚度相差约 1 倍的 ZT1

和 ZT2 试件来说,两者的应力水平相差却不大。试验结束后没有观察到剪切板有明显的变形。综上,按照规程[5]的构造要求,即剪切板厚度不低于钢管管壁厚度的规定对于钢管混凝土柱头节点来说强度仍然是偏于安全的。但是,试验观察到剪切板较薄的 ZT1 试件在剪切板根部焊缝处出现裂纹,建议设计时剪切板厚度宜参考 ZT2 试件的构造方法。

3.2.3 顶板应变

顶板拉压两侧各测点的荷载与 Von Mises 等效应变的关系曲线如图 11 所示。

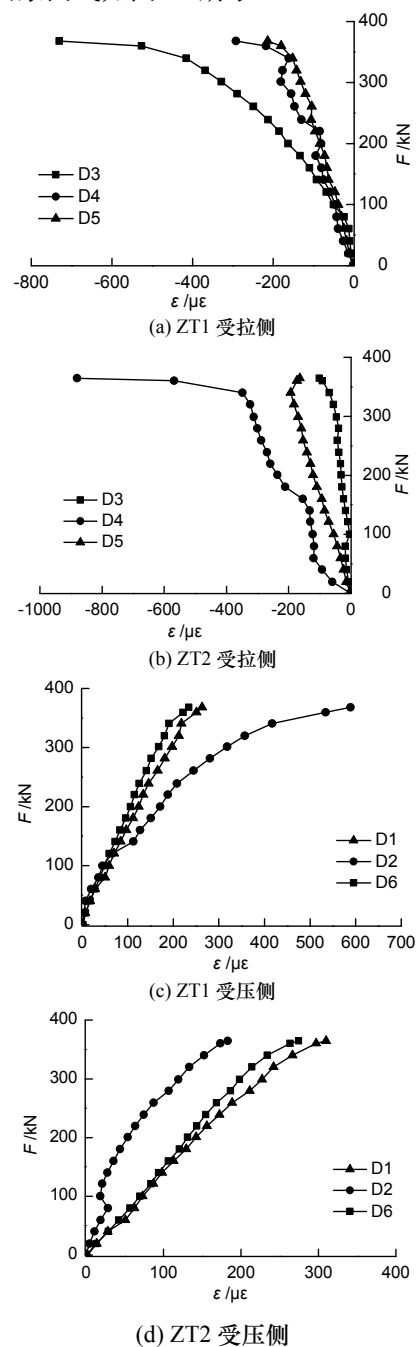


图 11 顶板荷载—等效应变曲线
Fig. 11 Load vs. strain on top-plate curves

从图 11 也可以看出:总体上,整个加载过程

中各测点应力水平较低,远在弹性范围以内,在变形满足要求的情况下还可进一步优化;对于顶板厚度相差 50%的 ZT1 和 ZT2 试件来说,两者的应力水平相差却不大,这是由于节点弯矩主要靠与顶板相连的各加劲板承担,各加劲板相互连接组成一个自身刚度很大刚性体,抗弯和抗剪能力很强,势必导致顶板变形很小,故 ZT1 和 ZT2 的顶板应变差别不大。因此,顶板厚度对节点受力性能影响不明显,其厚度的取值可以参考现有规程的规定。

4 结论

通过本文的试验研究,可初步得到如下结论:

(1) 考虑顶板较厚和剪切板较厚两种构造措施的柱头节点件在加载至设计荷载时,外观上均无任何变化,各应变测点未见屈服,且试件的柱顶位移均满足《变电规程》规定的位移限值。

(2) 考虑顶板较厚和剪切板较厚两种构造措施的柱头节点均具有较高的强度储备和延性,破坏形态为非节点区杆件破坏,而节点区钢板无明显变形和材料屈服、内填混凝土完好无裂缝,均满足“强节点弱杆件”的设计原则。

(3) 试验观察到剪切板较薄的 ZT1 试件的剪切板与钢管之间的焊缝处有裂纹,而剪切板较厚的 ZT2 试件却无此现象出现,建议设计时可参考 ZT2 试件的构造方法。顶板厚度对节点受力性能影响不明显,顶板厚度可参考现行规程的规定。

参考文献 References

- [1] 陈传新,刘素丽. 750 kV 变电构架结构选型[J]. 电力建设, 2007, 28(5): 33-35.
CHEN Chuanxin, LIU Suli. Selection of 750 kV substation truss structures [J]. Electric Power Construction, 2007, 28 (5): 33-35.
- [2] 韩林海. 钢管混凝土结构-理论与实践[M]. 北京: 科学出版社, 2007.
HAN Linhai. Concrete filled steel tubular structure theory and practice[M]. Beijing: Science Press, 2007.
- [3] 高赞. 750 kV 变电构架结构型式优化研究[D]. 兰州: 兰州大学, 2013.
GAO Zan. Research of optimization on types of 750 kv substation truss structures [D]. Lanzhou: Lanzhou University, 2013.
- [4] 甘肃省电力设计院, 兰州大学. 变电构架结构优化设计研究[R]. 兰州: 兰州大学, 2012.
Gansu Electric Power Design Institute of Sate Electric Network, Lanzhou University. Research of optimization on types substation truss structures[R]. Lanzhou: Lanzhou University, 2012.
- [5] 变电站建筑设计规程: DLT 5457-2012 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2012.
Technical code for the design og substation building and structures: DLT 5457-2012 [S]. Beijing: China Planning Press, 2012.
- [6] 中南电力设计研究院. 变电构架设计手册[M]. 武汉: 湖北科学技术出版社, 2006.
Central Southern China Electric Power Design Institute. Design manual for structure gantry of switchyard[M]. Wuhan: Hubei Science and Technology Press, 2006.
- [7] 朱爱珠, 郭耀杰, 程超, 等. 变电构架柱的节点试验研究与有限元分析[J]. 土木工程学报, 2007, 40(11): 9-14.
ZHU Aizhu, GUO Yaojie, CHENG Chao et al. Experimental study and finite element analysis on the joint of power transformation truss-column[J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(11): 9-14.
- [8] 卢海路. 变电构架高架柱与人字柱连接节点受力性能试验研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2011.
LU Hailu. Experiment on the mechanic behavior of joint between A-column and evevated column in substation frame[D]. Xi'an: Xi'an Univ. of Arch. & Tech., 2011.
- [9] 刘广鹏. 变电构架中高架柱与人字柱连接节点受力性能有限元分析[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2011.
LIU Guangpeng. Finite element analysis on mechanical properties of joints between elevated columns and A-columns[D]. Xi'an: Xi'an Univ. of Arch. & Tech., 2011.
- [10] HUANG Chao, HAN Xiaolei, JI Jing, et al. Behavior of concrete filled steel tubular planar intersecting connections under axial compression, Part 1: Experimental study[J]. Engineering Sructures, 2010, 32(1): 60-68.
- [11] KOSTESKI N, PACKER J A, PUTHLI R S. A finite element method based yield load determination procedure for hollow structural section connections [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2003, 59(4): 453-471.
- [12] 章为民, 陆明万, 张如一. 确定实际极限载荷的零曲率准则[J]. 固体力学学报, 1989(2): 152-160.
ZHANG Weimin, LU Mingwan, ZHANG Ruyi. A zero curvecrit erion to determine the practicalcoll apse load [J]. Acta Mechanics Solida Sinica, 1989(2): 152-160.
- [13] WANG Y Q, ZONG L, SHI Y J. Bending behavior and design model of bolted flange-plate connection[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2013(84): 1-16.

(编辑 吴海西)