

变电构架高架柱与人字柱连接节点 受力性能试验研究

彭奕亮, 万 红, 杨 光, 李洪波, 韩选民, 徐茂行

(河南省电力勘测设计院, 河南 郑州 450007)

摘 要:为研究变电构架高架柱与人字柱连接节点的受力性能和破坏机理及高强钢材在变电构架中的适用性,进行了 2 个 1/2 模型试件的试验研究。其中试件 SP1 的钢管柱为 Q345 钢,加劲肋为 Q235 钢,试件 SP2 的柱和加劲肋均采用 Q420 钢。试验时先施加用于模拟构架梁反力的竖向荷载并保持不变,然后施加模拟导线拉力的水平荷载,单调加载直至破坏。根据试验结果,得到了试件的承载力、破坏模式、受力机理和应变分布及变化规律,给出了设计建议,供工程设计参考。

关键词:高架柱;人字柱;连接节点;加劲肋;屈服荷载;破坏模式

中图分类号:TU392.4

文献标志码:A

文章编号:1006-7930(2011)04-0486-08

在变电构架柱中,A 形钢管柱以其受力性能好、结构简单、加工方便、重量轻、便于运输和安装等优点,应用最为广泛。有调查表明,全国已建的 50 多座 500 kV 变电站中,有 75% 采用 A 形纯钢管柱构架^[1]。但长期以来,我国变电构架柱普遍采用 Q235 和 Q345 强度等级的钢材,管柱用钢量偏大,增加了建设投资。目前,对变电构架的研究主要集中在高架柱与人字柱的连接节点方式、新型节点连接的探讨、人字柱计算方法的改进等方面上。周卫等人对 500 kV 变电构架柱柔性法兰的连接做了试验研究^[2];朱爱珠等人做了人字柱和高架柱节点螺栓连接平面内受力试验,替代了现有的焊接连接,并进行了有限元的分析^[3];高湛等人对 500 kV 变电构架中刚、柔性法兰进行了有限元的分析^[4-5];余欢等运用有限元软件 ANSYS 对变电构架无加劲肋法兰节点进行了有限元分析^[6];李志等人对变电站人字柱单钢管梁节点进行了有限元的分析^[7];陈影对人字柱变电构架的设计荷载取值、荷载组合系数及杆件内力分析做了较为详尽的讨论^[8]。

高强钢具有强度高、承载能力强的特点,采用高强钢成为缓解上述矛盾的措施之一。且随着 750 kV、特高压以及大截面、多分裂导线输电线路的建设,高强钢在变电结构中的应用前景广阔^[9]。目前,我国在高强钢研究、生产、应用等方面已取得了一定的成果,为变电构架应用高强钢创造了基本条件。因此,开展变电构架应用高强钢的研究,在技术、经济等方面具有较强的现实意义。为研究高强钢在构架柱与人字柱连接中的应用,共进行了两个连接试件的单调加载试验,其中试件 SP1 的柱采用 Q345 钢,节点板采用 Q235 钢;试件 SP2 全部采用 Q420 钢材。根据试验结果分析了两个试件的受力性能和破坏模式及应变分布和变化规律,为节点的工程设计提供试验基础。

1 试件及试验装置

1.1 试件

试件根据河南省电力勘测设计院实际工程-焦西 500 kV 变电构架人字柱与高架柱连接节点和实验室的加载能力设计,模型比例为 1:2。两个试件尺寸完全一样,但所用钢材屈服强度不同。其中试件

*收稿日期:2010-10-25 修改稿日期:2011-06-15

基金项目:河南省电力总公司资金资助项目

作者简介:彭奕亮(1974-),男,湖南省永州市人,高级工程师,主要从事输变电结构设计和研究。

SP1 的柱为 Q345 钢、加劲肋为 Q235 钢,试件 SP2 的柱和加劲肋均为 Q420 钢. 两个试件所加竖向荷载相同,荷载分布见图 1,图中 $F_y=48.33\text{ kN}$, $P_1=34.16\text{ kN}$ (作用位置见图 2), F_{xz} 从零开始加载直至破坏. 试件的节点①材料及详图表分别见表 1 和图 2.

表 1 试件几何尺寸
Tab.1 Geometric size of specimen

Members	Z1	Z2	Z3	Z4
Size/mm	$\phi 400\times 14$	$\phi 290\times 8$	$\phi 290\times 8$	$\phi 315\times 10$
Length/mm	2 250	4 000	4 000	3 266

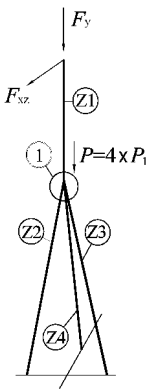


图 1 荷载作用位置
Fig.1 Load pattern

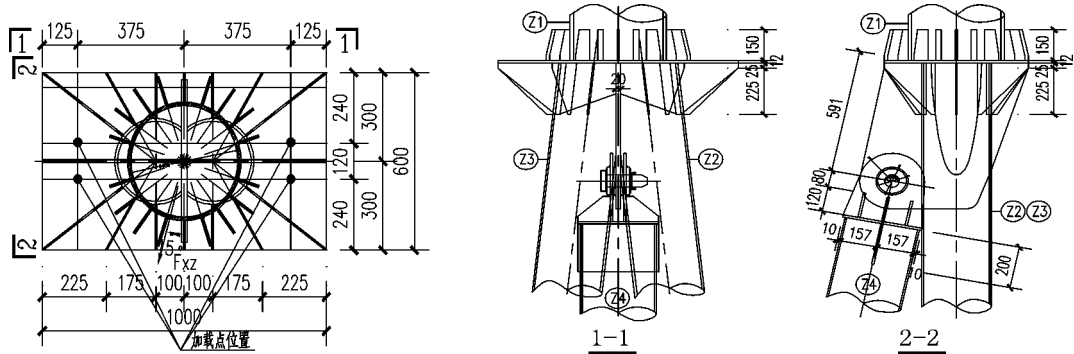


图 2 节点①详图/mm

Fig.2 Details of joint No.1/mm

1.2 试验装置

试件柱脚与钢地梁刚性连接,地梁截面尺寸为 $H500\times 600\times 16\times 25$,钢材强度等级 Q235B,放置于实验室地面,并通过预埋于试验台中的锚栓固定于试验台面. 由于水平荷载作用方向与对称轴成 15° 夹角(见图 2),为了便于加载,对试件基础也旋转 15° . 如图 3 所示,作动器通过支架固定于反力墙上,为试件提供水平荷载. 竖向荷载通过液压千斤顶提供,为保证试验过程中竖向荷载保持稳定,试验中采用了两套稳压装置分别为 1 个 100 t 和 2 个 20 t 液压千斤顶提供稳压. 100 t 千斤顶设置于高架柱顶,2 个 20 t 千斤顶置于高架柱与人字柱连接节点的水平过渡板处(图 3).

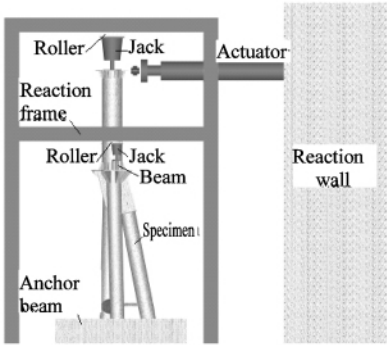


图 3 试验装置图
Fig.3 Test setup

竖向荷载通过液压千斤顶施加于试件高架柱顶面及高架柱与人字柱节点板上,竖向荷载施加完毕后,通过作动器为试件施加水平单调荷载. 水平荷载加载方式为位移加载:加载过程通过试件的顶部位移控制,位移步长为 10 mm,直到试件破坏. 在正式试验之前进行两次预加荷载,大小为 30 mm,用来检查试验装置以及量测设备工作是否正常.

1.3 测点布置

为了解加劲肋随外力变化的应变变化情况,人字柱和高架柱的加劲肋在两面对称密集布置应变片;为了了解柱的弹塑性发展情况,节点附近的柱也布置了少量的应变片. 试件各部位应变片布置如图 4 所示,两个试件各布置应变片 86 片.

为了测量试件的高架柱顶水平位移及高架柱与人字柱连接节点处的水平位移,从而得到试件荷载

位移曲线及节点处的转角大小,共布置 2 个 ± 250 mm 位移传感器,分别布置在柱顶和节点处。

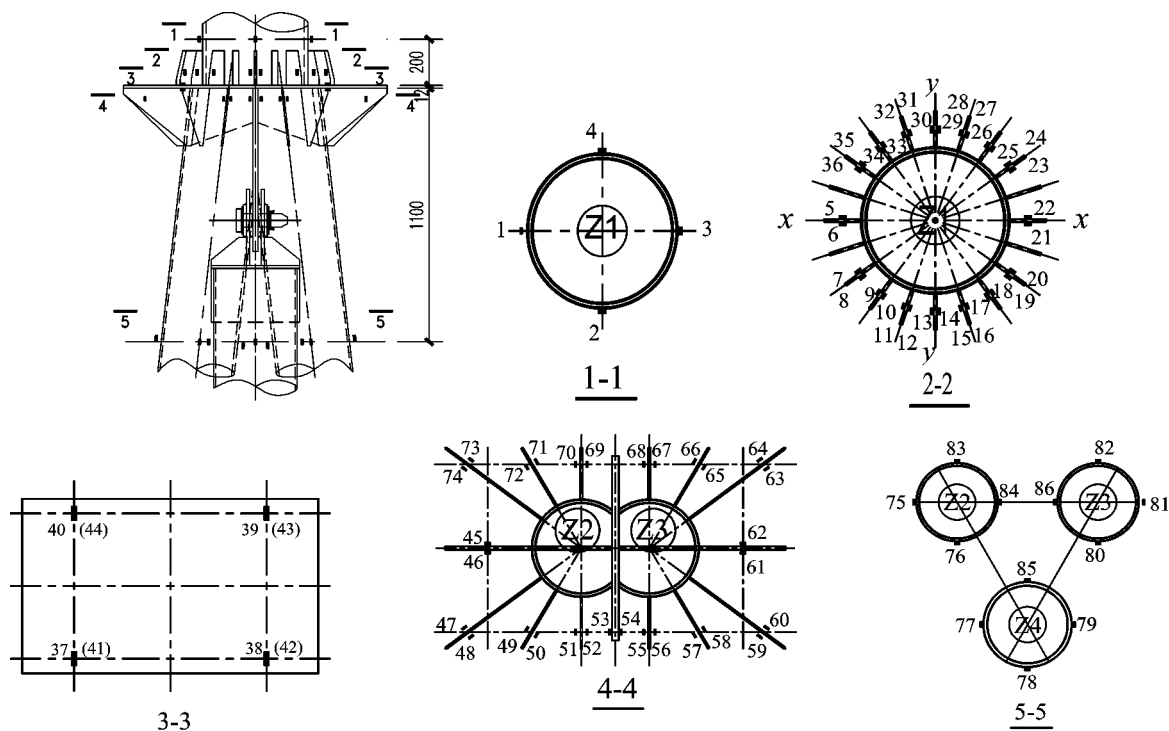


图 4 应变片布置图

Fig. 4 Strain gauge arrangement

2 试验结果及分析

2.1 试验现象

2.1.1 试件 SP1

试件 SP1 在整个加载过程中未发现明显破坏现象,柱及加劲肋均未见明显的局部变形,试件整体变形较大. 当柱顶侧向位移 Δ 达到 60 mm 时,可观察到明显的试件整体变形. 当 Δ 达到 100 mm 时,试件持续发出较大的金属碰撞声. 当 Δ 达到 320 mm 时,试件虽未出现明显破坏现象,但应变测试显示,布置于高架柱及人字柱上的应变片多数已经屈服,达到预期试验目的,且作动器已达到最大行程而无法继续加载. 试件的整体变形见图 5,柱顶水平荷载 F_{xz} -位移 Δ 曲线见图 6.

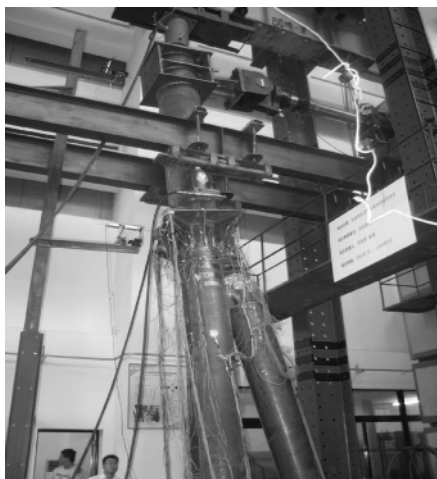


图 5 试件 SP1 整体变形照片

Fig. 5 Global deformation of SP1

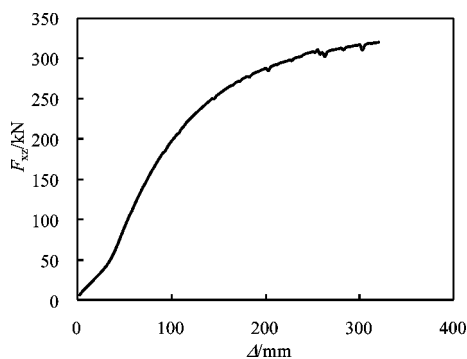


图 6 试件 SP1 柱顶水平荷载 F_{xz} -位移 Δ 曲线

Fig. 6 F_{xz} - Δ curve of SP1 at top of column

2.1.2 试件 SP2

试件 SP2 在加载初期也未见加劲肋破坏,同时柱也未出现明显的局部变形. 柱顶侧向位移 Δ 达到 100 mm 时,试件持续发出较大的金属碰撞声. Δ 达到 260 mm 时,水平荷载突然下降,停止加载进行观察,未发现明显破坏现象. 继续加载,承载力继续上升. 当 Δ 达到 306 mm 时,试件承载力突然下降,停止加载观察试件,发现端撑端板撕裂. 由于试件无法继续加载而结束试验. 试件局部破坏情况见图 7,柱顶水平荷载 F_{xz} -位移 Δ 曲线见图 8.

由图 6 和图 8 可知,试件 SP1 和 SP2 在顶点侧移 Δ 达 30 mm 前,水平力主要是由垂直于基础的人字柱来抵抗,而端撑对抵抗水平力的贡献不大,此时结构刚度相对较小,所以曲线较缓. Δ 超过 30 mm 后,人字柱的挠曲变形进一步加大,使得端撑和人字柱的连接部位紧密结合,共同抵抗水平荷载,结构刚度增大,力与位移曲线变陡. 图 8 的承载力突然下降是由于端撑端板被拉裂(图 7)所致. 观察发现,端板与端撑的连接焊缝存在未焊透现象.



图 7 试件 SP2 的局部破坏
Fig. 7 Local failure of SP2

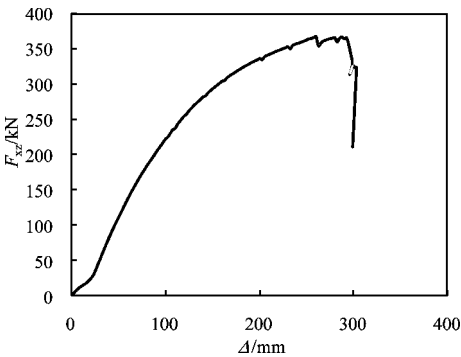


图 8 试件 SP2 柱顶水平荷载 F_{xz} -位移 Δ 曲线
Fig. 8 F_{xz} - Δ curve of SP2 at top of column

2.2 试验结果分析

2.2.1 试件的屈服荷载、屈服位移和转角

采用荷载-变形曲线的能量等效面积法或修正的“通用屈服弯矩法”(G. Y. M. N)可确定试件的屈服荷载、屈服位移,进而得出转角及相对转角等,见表 2.

表 2 试件屈服荷载、屈服位移及转角

Tab. 2 Test results of yielding load, yielding displacement and rotation

Specimens	F_{xz}/kN	$F_{xz,y}/\text{kN}$	Δ_y/mm	θ_y/rad	Δ_{2y}/mm	θ_{2y}/rad	$\Delta\theta/\text{rad}$	$F_{xz,\text{max}}/\text{kN}$	$\Delta_{\text{max}}/\text{mm}$
SP1	83.3	158.5	77.5	1/77	25.5	1/128	1/193	320.0	320.0
SP2	83.3	210.9	93.7	1/64	35.4	1/92	1/210	366.5	260.0

注:表中 F_{xz} 为荷载标准值,取荷载设计值 $\times \gamma_R$,其中 γ_R 为材料抗力分项系数,取 1.111; $F_{xz,y}$ 、 Δ_y 、 θ_y 、 Δ_{2y} 、 θ_{2y} 和 $\Delta\theta$ 分别表示试件屈服荷载、柱顶位移和转角、节点处位移、人字柱转角和高架柱转角; $F_{xz,\text{max}}$ 和 Δ_{max} 分别为试件的极限荷载和相应的位移.

2.2.2 试件 SP1 数据分析

(1)承载力和变形分析

由表 3 可知,当试件 SP1 达到屈服荷载时,试件整体、高架柱和人字柱的转角分别为 1/77、1/193 和

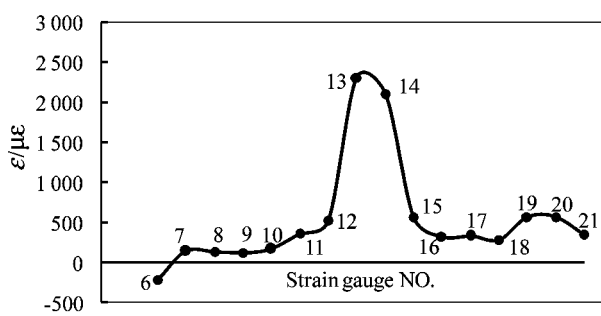
1/128,均未超出转角限值 $[\theta]=1/75^{[10]}$ 。在荷载达到设计标准值时,试件 SP1 尚处于弹性阶段。屈服荷载 $F_{xz,y}$ 与荷载标准值 F_{xz} 之比为 1.90,由此可见,在荷载达到标准值时,试件 SP1 尚处于弹性阶段,试件承载力有较大富裕。

(2) 受力分析

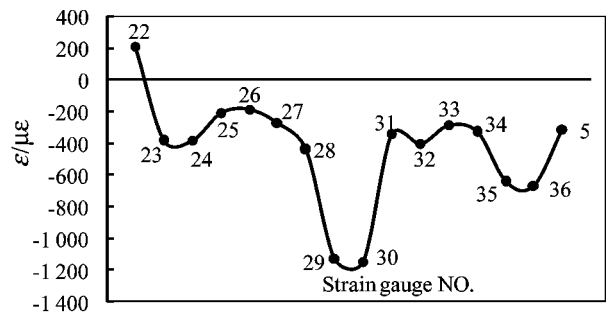
由应变分析可知,试件 SP1 屈服的先后顺序为:①Z1 柱加劲肋 13 号点受拉屈服、Z2 柱 83 号点受压屈服(点号是应变片编号,见图 4,下同)→②Z1 柱加劲肋 14 号点受拉屈服、Z3 柱 82 号点受压屈服→③Z3 柱 80 号点受拉屈服→④Z2 柱 75 号点受压屈服→⑤Z2 柱 84 号点受压屈服→⑥Z1 柱 2 号点受拉屈服→⑦Z3 柱 86 号点受压屈服→⑧Z2、Z3 柱拼接板 54 号点受拉屈服→⑨Z1 柱 4 号点受压屈服→⑩Z1 柱加劲肋 30 号点受压屈服→⑪Z1 柱加劲肋 29 号点受压屈服。

对于 Z1 柱,由于其对称轴与水平荷载成 15° 夹角,所以柱本身受有双向弯矩。从 Z1 柱的屈服过程来看,2 点和 4 点没有同时屈服,而是 4 号滞后 2 号点屈服,1 号点和 3 号点反号且数值也不等(编号见图 4)。

当 $\Delta_y=77.5\text{ mm}$, $F_{xz}=158.5\text{ kN}$ 时试件屈服。此时 Z1 柱加劲肋的应变分布如图 9 所示,Z2、Z3 柱加劲肋的应变分布如图 10 所示。由图可知,此时加劲肋并未达到屈服,且大部分部位应变较小,因此,加劲肋没有必要采用高强度钢材,且可以优化厚度;13、14 号点和 53、54 号点应变最大,表明与端撑对应的加劲肋受力最大。



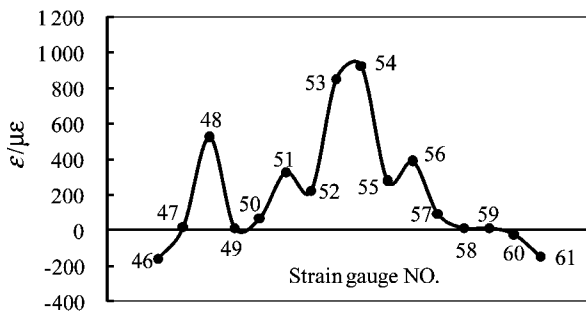
(a) 6-13-21点应变分布图 (应变片编号见图4,下同)



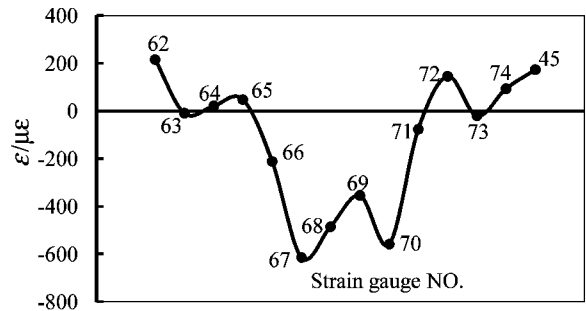
(b) 22-29-5点应变分布图

图 9 试件 SP1 屈服时 Z1 柱加劲肋各测点应变分布

Fig. 9 Strain distribution of stiffeners in column Z1 of SP1 under yielding load



(a) 46-54-61点应变分布图



(b) 62-67-45点应变分布图

图 10 试件 SP1 屈服时 Z2、Z3 柱加劲肋各测点应变分布图

Fig. 10 Strain distribution of stiffeners in column Z2 and Z3 of SP1 under yielding load

2.2.3 试件 SP2 数据分析

(1) 承载力和变形分析

由表 2 可知,当试件 SP2 达到屈服荷载时,试件整体、高架柱和人字柱的转角分别为 $1/64$ 、 $1/210$ 和 $1/92$,试件整体转角超过转角限值 $[\theta]=1/75^{[10]}$,但此时屈服荷载 $F_{x,z,y}$ 与荷载标准值 $F_{x,z}$ 之比为 2.53,由此可知,试件承载力有很大的富裕。显而易见,在荷载达到标准值 P 时,试件 SP2 尚处于弹性阶段。试件 SP2 的屈服荷载与 SP1 的比值为 1.33,可见柱采用高强钢可大幅度提高试件的承载能力。

(2) 受力分析

试件按屈服的先后顺序为:①Z2 柱 83 号点受压屈服→②Z3 柱 82 号点受压屈服→③Z1 柱 2 号点受拉屈服、Z2 柱 75 号点受压屈服→④Z3 柱 80 号点受拉屈服→⑤Z1 柱加劲肋 13 号点受拉屈服→⑥Z2、Z3 柱连接板 54 号点受拉屈服→⑦Z2 柱 84 号点受压屈服、Z1 柱加劲肋 14 号点受拉屈服→⑧Z2、Z3 柱连接板 53 号点受拉屈服→⑨Z3 柱 86 号点受压屈服→⑩Z2 柱 76 号点受拉屈服→⑪Z1 柱 4 点受压屈服。

对于 Z1 柱,由于其对称轴与水平荷载成 15° 夹角,故柱受双向弯矩。从 Z1 的屈服过程来看,2 点和 4 点没有同时屈服,而是 4 号滞后 2 点,1 点和 3 点反号且数值也不等(编号见图 4)。

当 $\Delta_y=92.5\text{ mm}$, $F_{x,z,y}=210.9\text{ kN}$ 时试件屈服。此时 Z1 柱加劲肋的应变分布如图 11 所示,Z2 柱、Z3 柱加劲肋的应变分布如图 12 所示。由图可知,此时加劲肋并未达到屈服,且大部分部位应变较小,因此,加劲肋没有必要采用高强钢材,且可以优化厚度;13、14 号点和 53、54 号点应变最大,表明与端撑对应的加劲肋受力最大。

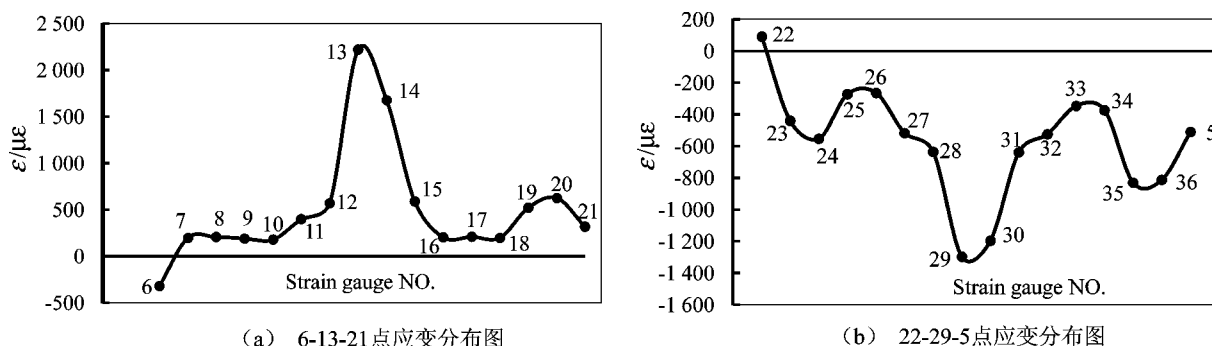


图 11 试件 SP2 屈服时 Z1 柱加劲肋各测点应变分布

Fig. 11 Strain distribution of stiffeners in column Z1 of SP2 under yielding load

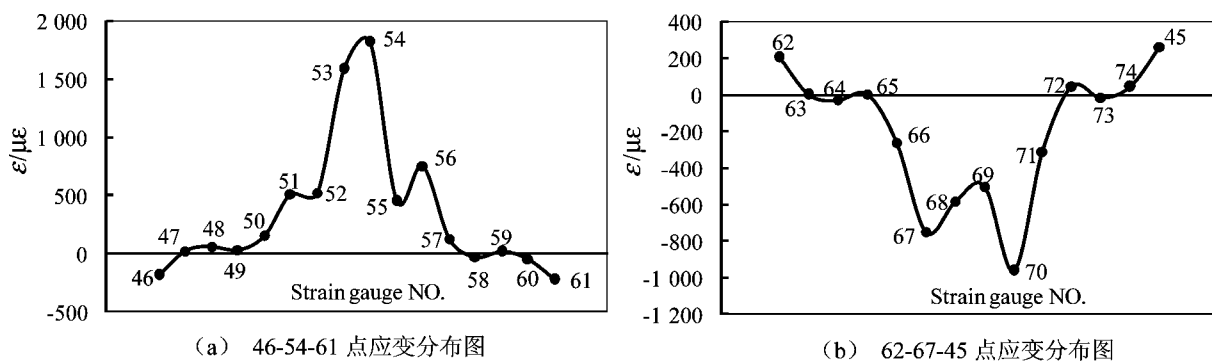


图 12 试件 SP2 屈服时 Z2、Z3 柱加劲肋各测点应变分布图

Fig. 12 Strain distribution of stiffeners in column Z2 and Z3 of SP2 under yielding load

2.3 试件 SP1 与试件 SP2 的对比

(1)对于 Z1 的内力变化,两者没有多大的区别,均是 2 号点先受拉屈服,然后是 4 号点受压屈服。

(2)试件 SP1 和试件 SP2 的 Z1 柱加劲肋的应变分布图的趋势一样,均是在对称轴 $y-y$ (见图 4) 处的加劲肋内力最大,然后向两边骤减,这是由于端撑的支撑效应所致。

(3)对于试件 SP1 和试件 SP2,高架柱与人字柱连接板受力趋势一致。由于此板只是上下柱的过渡,板的应变很小,不必采用高强钢,且可考虑减薄。

(4)试件 SP1 和试件 SP2 的 Z2、Z3 柱的加劲肋应变分布与 Z1 柱加劲肋应变分布比较相似,均是在对称轴 $y-y$ (见图 4) 处的加劲肋内力最大,然后向两边骤减,原因与 Z1 柱加劲肋相同。

3 结论及建议

3.1 结论

(1)根据对试件 SP1、SP2 的承载力和转角分析,在设计荷载作用下,两者均在弹性阶段,且满足转角及相对转角的要求。

(2)根据试验数据分析可知,试件 SP1、SP2 的各构件及板件受力趋势一致。后者的屈服荷载与前者的比值为 1.33,可见采用高强钢可减小构件截面,节省材料。

(3)Z1、Z2 和 Z3 柱的加劲肋的应变分布很不均匀,且大部分板件应变较小,可进行进一步优化。

3.2 建议

(1)钢管柱采用高强钢以节约钢材。

(2)Z1 柱加劲肋可以采用 Q235 钢材,并且厚度可以减薄,这样可以使加劲板充分发挥材料的潜力,且不会对上柱造成过大局部变形。但具体设计时,需要考虑上部法兰盘的刚度要求。

(3)上下柱的过渡板应变很小,可以采用 Q235 钢,且厚度可以减薄。

(4)Z2、Z3 柱的加劲肋可以采用 Q235 钢材,并且厚度可以减薄。

参考文献 References

- [1] 徐敏若. 500 kV 东善桥变电所构架选型分析[J]. 江苏电机工程, 1996, 15(3): 1-6, 13.
XU Ming-ruo. Selection of structural form in Dongshanqiao 500 kV substation frame[J]. Jiangsu Electrical Engineering, 1996, 15(3): 1-6, 13.
- [2] 周卫, 何敏娟, 马人乐, 等. 500 kV 变电所架构柔性法兰的试验研究[J]. 电力建设, 2004, 25(1): 24-26, 32.
ZHOU Wei, HE Min-juan, MA Ren-le, et al. The test research on flexible flange connection of 500 kV substation frame[J]. Electric Power Construction, 2004, 25(1): 24-26, 32.
- [3] 朱爱珠, 朱宏平, 郭耀杰. 变电构架柱螺栓连接柱顶节点优化分析[J]. 武汉大学学报工学版, 2008, 41(3): 91-96.
ZHU Ai-zhu, ZHU Hong-ping, GUO Yao-jie. Optimum analysis of bolting top-joint of electric power transformation truss-column[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2008, 41(3): 91-96.
- [4] 高湛, 彭少民, 刘宗辉, 等. 变电构架中刚性法兰的有限元分析[J]. 工业建筑, 2005, 35(S1): 294-297, 39.
GAO Zhan, PENG Shao-min, LIU Zong-hui, et al. An finite element analysis of flange joint with stiffening rib in power-transform frames[J]. Industrial Construction, 2005, 35(S1): 294-297, 39.
- [5] 高湛, 余欢, 李华. 500 kV 变电构架中刚、柔性法兰的有限元分析[J]. 电力建设, 2008, 29(2), 32-36.
GAO Zhan, YU Huan, LI Hua. FE analysis of rigid and flexible flanges in 500 kV substation trusses[J]. Electric Power Construction, 2008, 29(2): 32-36.
- [6] 余欢, 高湛, 胡小龙, 等. 变电构架中无加劲肋法兰节点有限元分析[J]. 武汉大学学报工学版, 2007, 40(S1): 204-208.

- YU Huan, GAO Zhan, HU Xiao-long, et al. Finite element analysis of non-stiffened flange joint in substation frames[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2007, 40(S1): 204-208.
- [7] 李 志, 陈传新, 胡小龙. 变电站人字柱单钢管梁节点有限元分析[J]. 武汉大学学报工学版, 2008, 41(S1): 112-116.
- LI Zhi, CHEN Chuan-xin, HU Xiao-long. Finite element analysis of joint of single steel pipe beam and truss-column for substation[J]. Engineering Journal of Wuhan University, 2008, 41(S1): 112-116.
- [8] 陈 影. 人字柱变电构架计算[J]. 电力勘测设计, 2008(4): 62-65.
- CHEN Ying. Calculation of transformer truss of human Shape columniation[J]. Electric Power Survey & Design, 2008(4): 62-65.
- [9] 樊春雷, 郝际平, 曹现雷, 等. 高强单角钢两端偏心受压构件的屈曲性能分析[J]. 西安建筑科技大学学报:自然科学版, 2010, 42(3): 387-393.
- FAN Chun-lei, HAO Ji-ping, CAO Xian-lei, et al. Buckling analysis of high-strength single-angle steel compression members with eccentricities at both ends[J]. J. Xi'an Univ. of Arch. & Tech.: Natural Science Edition, 2010, 42(3): 387-393.
- [10] 上海市建设和交通委员会. GB50135-2006, 高耸结构设计规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2007.
- Shanghai urban construction and orrmunication commision. GB50135-2006, Code for design of high-rising structures[S]. Beijing: China Planning Press, 2007.

Experiment on the mechanic behavior of connection between A-column and elevated column in substation frame

PENG Yi-liang, WAN Hong, YANG Guang, LI Hong-bo, HAN Xuan-min, XU Mao-xing

(Henan Electric Power Survey and Design Institute, Zhengzhou 450007, China)

Abstract: In order to study the mechanic behavior and failure mechanism of connection between A-column and elevated column in substation frame and to study the application of high strength steel material, two half scale models were tested under monotonic transverse loading to simulate the tensile force of power line, while vertical loads kept constant to simulate reactions of beam truss. The specimen SP1 were made of Q345 for columns and Q235 for stiffeners, while SP2 were Q420 for all the members and plates. Based on the test results, the bearing capacity and the failure mode were obtained, together with distribution of strain in columns and stiffeners. As a result, some design suggestions were put forward, which may be referred to in practice design.

Key words: elevated column; A-column; connection; stiffener; yielding load; failure mode

*Biography: PENG Yi-liang, Associate senior engineer, Zhengzhou 450007, P. R. China, Tel: 0086-13676933866, E-mail: pyl_ok@126.com