

[输电塔]

输电塔钢管混凝土内外刚性法兰偏拉承载力试验研究

文/中国电力科学研究院有限公司 刘海锋 朱彬荣
华北电力大学(保定) 李泽仁

钢管混凝土输电塔内外刚性法兰的受偏心拉载荷对它的设计非常重要,为了研究该类型法兰在受偏心拉载荷下的特点,进行了该法兰在受偏心拉载荷下的承载力试验。

试验方案

1. 试件介绍

根据钢管混凝土塔中的主材偏心距的变化范围,试件的偏心距为 $0.25R$, R 为主材的内外法兰的半径。试件分2种,取名为F1和F2。两种试件的混凝土强度等级为C35,钢管规格为 $\phi 610\text{ mm} \times 16\text{ mm}$,法兰板的内径、外径和厚度分别为468 mm、740 mm和20 mm,螺栓的等级和型号分别为6.8S和M16。F1和F2的螺栓数量分别为28个和32个。

2. 加载方案

钢管混凝土内外法兰偏拉承载力的试验装置如图1所示。钢管混凝土内外法兰的下端通过螺栓与下分配梁相连,上端与钢箱梁相连,并整体压在由方钢管组成的环向支撑体系上。试验机加载端通过分配梁将力传到钢管混凝土柱,钢管混凝土柱将压力传至下分配梁,下分配梁通过螺栓与法兰连成一个整体,从而将压力转为拉力,通过调整试验机加载端到试验法兰中心轴线的距离,使之与钢管半径成一定倍数,以实现法兰节点的偏拉加载。

具体加载机制如下:

1) 试验前法兰连接通过扭矩扳手给高强度螺栓施加规定的预紧力,根据实际工程施工经验及试验要求确定。

2) 在正式加载之前需要进行预加载,目的是为了检查试件各部位接触良好且仪表工作正常,预加载后会停止3 min,检查加载及测试系统是否正常,其中对于各个规格试件预加荷载也不同。

3) 加载分级如下:设计荷载之前通过力控制加载速度,每级荷载均检测并记录各位置应变值和位移情况,考察达到设计承载力时法兰连接节点的变形特征。达到设计荷载后,每级按0.5 mm加载至螺栓破坏。

4) 试验研究内外法兰轴拉、偏心受力承载力以及破坏模式。

5) 试验过程中,观察法兰盘是否脱开。

6) 卸载分两级完成,同时观察试件卸载后的变形恢复情况。

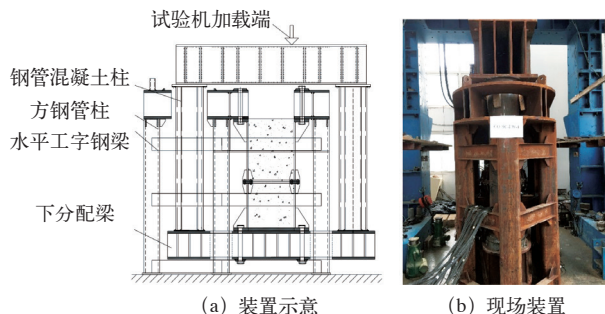


图1 法兰偏拉加载装置

基金项目: 国家电网公司科技项目(钢管混凝土输电杆塔设计及施工技术研究GCB17201600064)

3. 测点布置

为了掌握荷载作用下内外法兰各部位的应变发展特点及规律,分别在钢管、法兰板、加劲肋及螺栓处粘贴应变片,测试其应变,如图2所示。并在法兰板上下面处布置12个位移计(W1~W6),测试该处法兰板的张开位移。应变片和位移计数据以及压力机加载量均利用数据采集系统通过计算机自动采集,并实时进行数据监测。

试验结果

1. 法兰节点荷载-变形曲线

偏心距为 $0.25R$ 的偏拉荷载作用下钢管混凝土内外法兰F1的荷载-位移曲线如图3所示,其中图3a为法兰节点的荷载-位移曲线,图3b为法兰盘的张开变形量。当法兰达到设计荷载时,法兰最大张开量达到 0.4 mm 。

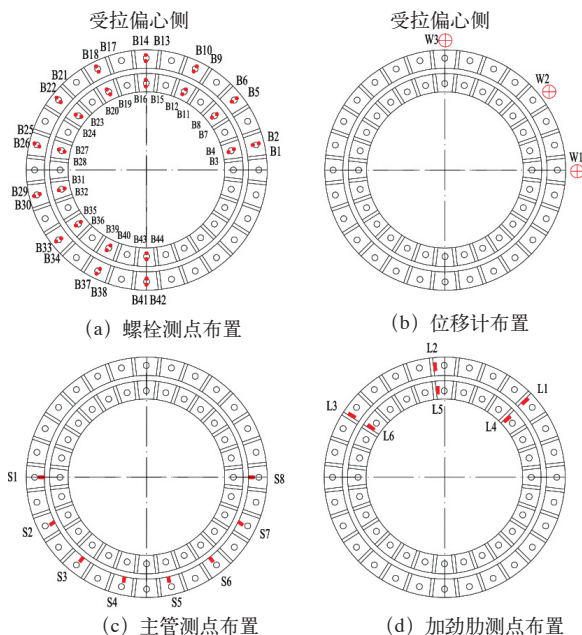
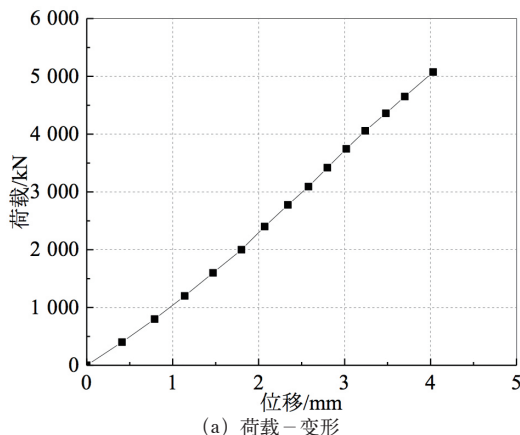
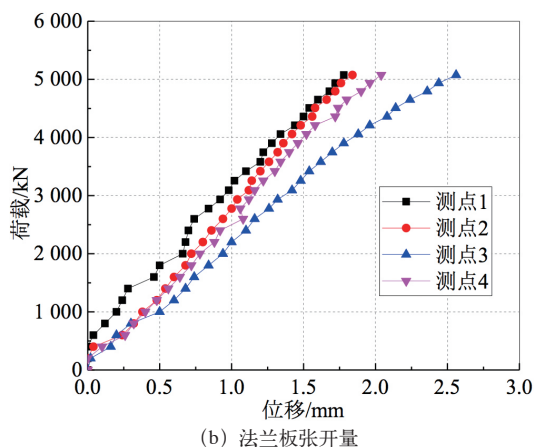


图3 CO-SC-LW-1法兰荷载-位移曲线

2. 法兰节点变形特征

偏拉试验过程中,钢管拉力从零加载至设计荷载时,上下法兰板接触面已张开,内外法兰荷载-法兰板张开量呈线性关系;继续增大荷载,此后法兰节点非线性特性得到发展,荷载随法兰板的张开量增大较弹性阶段缓慢;当加载至设计荷载的180%时,外内圈大部分螺栓均已受拉屈服,受拉侧混凝土已经拉裂,此时螺栓还未破坏,也没有明显的变形;当偏心拉力达到 $8\ 100\text{ kN}$ 时,外内圈受拉侧螺栓均已出现了颈缩变形,试验停止加载,此时法兰板最大张开量约为 3.5 mm ,如图4所示;而法兰板、肋板及焊缝均未发生明显的变形。

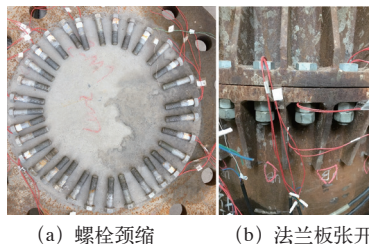


图4 CO-SC-LW-2法兰轴拉失效形式对比

3. 法兰典型位置处应变发展

试验测得钢管混凝土内外法兰钢管荷载达到法兰极限荷载之前,钢管截面荷载-应变基本呈线性增长。且受压侧最远端钢管应变最大,但远小于钢管屈服应变。在钢管内填混凝土时,钢管应变明显降低,说明钢管内部混凝土与钢管一起共同参与传力。

试验测得钢管混凝土内外法兰板荷载达到法兰极限荷载之前,内外法兰板荷载-应变基本呈线性增长,外法兰板的环向应变增长略快于内法兰板环向应变,但远小于其屈服应变。

试验测得钢管混凝土内外法兰加劲肋的荷载达到法兰极限荷载之前,内外加劲肋荷载-应变

基本呈线性增长,且内加劲肋应变增长速率快于外加劲肋应变增长速率,受拉侧最远端加劲肋应变最大;钢管内部填充的混凝土与内部加劲肋之间连成了一个整体,共同参与传递偏心拉力,一定程度上增大了内侧加劲肋刚度。

试验测得钢管混凝土内外法兰的法兰板连接处铁丝荷载达到3 500 kN之前,铁丝荷载-应变基本呈线性增长。当荷载达到7 000 kN时,铁丝应变已达到15 000 $\mu\epsilon$,远超过内螺栓的应变,且靠近受拉侧铁丝应变发展较快,混凝土最先开裂,此后混凝土承担的拉力将由螺栓承担。

试验测得钢管混凝土内外法兰不同部位螺栓的荷载-应变均基本呈线性增长,此后内外圈螺栓的非线性特性得到发展,荷载随应变发展较弹性阶段缓慢。加载过程中,螺栓应变发展较为迅速,其螺栓两侧应变值不一致,说明螺栓不仅受到拉力,还受到附加弯矩的作用;靠近拉力侧螺栓应变发展比远离拉力侧螺栓应变发展快;外侧螺栓应变发展比内侧螺栓应变发展快;加载结束后,外圈螺栓拉应变超过其极限应变,这与试验加载结束后螺栓发生明显的预缩变形一致。

展较快,内加劲肋应变发展较慢。加载结束后,加劲肋应变远远小于屈服应变。

2) 加载过程中,靠近拉力侧钢管轴向拉应变发展较快,远离拉力侧钢管应变发展较慢。加载结束后,钢管轴向拉应变并未达到屈服应变,钢管仍然处于弹性阶段。

3) 加载过程中,螺栓应变发展较为迅速,其螺栓两侧应变值不一致,说明螺栓不仅受到拉力,还受到附加弯矩的作用;靠近拉力侧螺栓应变发展比远离拉力侧螺栓应变发展快;外侧螺栓应变发展比内侧螺栓应变发展快;加载结束后,外圈螺栓拉应变超过其极限应变,这与试验加载结束后螺栓发生明显的预缩变形一致。

4) 加载过程中,近拉力侧螺栓应变发展比远拉力侧快,最大受力螺栓应变发展明显;外圈螺栓应变发展比内圈快。

4. 旋转轴位置的确定

参考《架空输电线路钢管塔设计技术规范》,依照最大受力螺栓计算公式,借助软件反复迭代计算反推螺栓群旋转轴位置,结果如表所示。在表中,B设为螺栓设计承载力73.4 kN。

表 法兰的旋转轴位置

螺栓 拉力	荷载		有限元模拟值		试验值	
	钢管拉 力T/kN	弯矩 M/kN.m	外圈最大 受力螺栓 拉力/kN	旋转轴 /R	外圈最大 受力螺栓 拉力/kN	旋转轴 /R
0.37 B设	1 200	92	25.8	0.607	27.3	0.662
0.75 B设	2 400	183	51.7	0.581	54.7	0.633
0.99 B设	3 200	244	67.3	0.564	72.9	0.615
1.25 B设	4 030	307	83.5	0.557	91.8	0.607

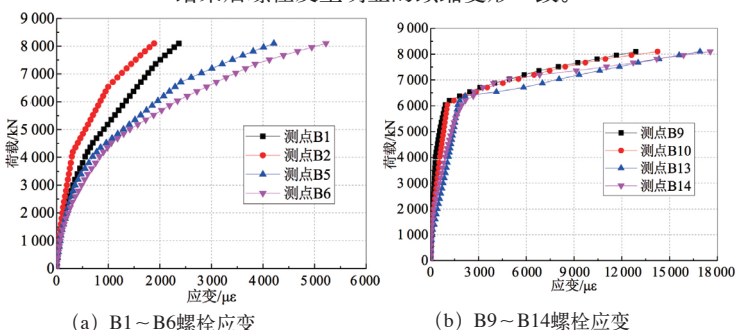


图5 外侧螺栓荷载-应变曲线

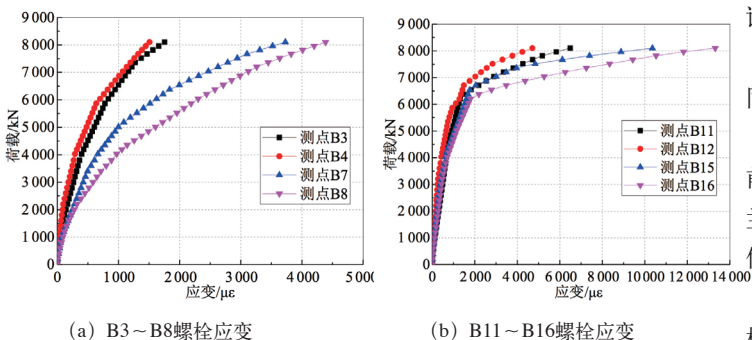


图6 内侧螺栓荷载-应变曲线

从图5和图6中可以看出:

1) 加载过程中内外加劲肋应变的发展趋势基本相同,最大受力螺栓位置处的外加劲肋应变发

结束语

本文根据钢管混凝土内外法兰的受力承载力试验,得出以下结论:

1) 主管内部混凝土与主管及纵向内肋一起共同参与传力,减轻了螺栓的受力。

2) 加载过程中,荷载达到法兰极限荷载之前,内外法兰板荷载-应变基本呈线性增长,外法兰板的环向应变增长略快于内法兰板环向应变,但远小于其屈服应变。

3) 靠近拉力侧螺栓应变发展比远离拉力侧螺栓应变发展快。

4) 由于混凝土承担了一部分弯矩载荷,导致内外法兰的旋转轴中心小于常规法兰的0.8 R。

(收稿日期:2018.07.21)

(编辑:白文亭)