

特高压输电钢管塔双重非线性分析

王辉^{1,2}, 汪楚清³, 薛建阳¹, 赵雪灵⁴

(1.西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055; 2.宁夏建设职业技术学院, 宁夏 银川 750021; 3.宁夏回族自治区电力设计院, 宁夏 银川, 750001; 4.中国电力顾问集团西北电力设计院, 陕西 西安, 710075)

摘要: 输电铁塔通常被简化成桁架结构并采用线弹性和小变形分析方法进行设计, 而特高压输电铁塔结构柔度大、负载高、杆件连接复杂, 若仍按线弹性分析不能准确反映其真实的受力情况. 采用有限元分析方法建立铁塔空间梁杆混合模型, 单元模型中考虑几何非线性和材料非线性的双重影响, 并与在设计荷载下的真型塔试验对比验证了模型的正确性. 分析结果表明, 按线弹性和小变形法设计的特高压输电铁塔安全裕度过大、浪费材料, 应考虑几何非线性、材料非线性及端弯矩对结构受力性能的影响. 最后对铁塔主材的应力计算及次应力分布特点进行分析, 为评估特高压输电铁塔的承载力提供参考设计建议.

关键词: 输电铁塔; 几何非线性; 材料非线性; 极限承载力; 次应力

中图分类号: TU392.3

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2014)02-0210-07

输电塔作为复杂的空间超静定结构, 受力分析复杂, 因此目前对其分析及设计基于以下几点假设: 1) 被简化成空间桁架结构, 即所有构件视为杆单元, 各构件间的连接视为铰接, 只考虑轴力的作用; 2) 铁塔变形处在小变形范围; 3) 在不同工况下各构件始终为线弹性变形, 即基于线弹性理论进行分析. 在杆塔荷载和变形小的情况下, 按线弹性理论进行分析是合理的. 然而, 特高压输电铁塔高度大, 承受的荷载也越来越大, 按照目前的分析方法往往使得计算结果同结构的实际受力情况有较大的偏差^[1], 主要表现在: 1) 空间桁架模型的节点为铰接, 而广泛应用于特高压输电线路的钢管塔节点多采用插板或法兰连接, 不能按铰接处理, 实际上桁架杆件在节点处受到很大的嵌固作用, 节点将产生较大的弯矩, 由此产生的杆弯矩具有二阶效应, 称为次弯矩, 相应的应力称为次应力, 如果不考虑次应力对输电塔结构的影响, 可能会使钢管塔的设计偏于不安全; 2) 特高压钢管塔高跨比很大, 在高荷载作用下, 大变形将引起结构受力情况的变化; 3) 作为高次超静定空间结构体系, 塔架结构在实际受力时, 各杆件之间存在着相互制约和影响, 某些杆件的某个截面的屈服并不会导致整个结构遭到完全破坏, 只有屈服的杆件数量及位置达到一定的程度, 才能使得结构遭到完全破坏, 如果仅按目前将所有杆件控制在弹性范围的设计方法将造成钢材的浪费. 因此塔架结构的受力分析, 除了应考虑塔架结构的材料和几何非线性, 还需考虑次弯矩的影响^[2].

国内外学者利用有限元分析方法对考虑了双重非线性的角钢塔进行了非线性分析, 并与实际杆塔运行情况进行了对比^[3-8], 但均侧重于承载力、破坏模式分析, 未对次应力的影响及分布特点进行研究. 李茂华等通过有限元计算研究了次应力分布规律及影响因素^[1], 但其应力值按理想梁杆单元有限元模型得出, 其理论计算得到的应力不够精确. 帅群等研究了斜材和主材之间的夹角对特高压钢管塔主材次应力的影响^[9], 韩军科等通过对6基特高压钢管塔分析拟合得到次应力与长细比的关系曲线^[10]. 对于次应力的计算, 以上学者的计算模型非线性不够明显, 没有对在非线性状态的铁塔次应力展开研究.

考虑杆件端弯矩的影响, 可采用的有限元模型有梁杆混合模型和刚架模型. 梁杆混合模型塔身主材、横担主材、交叉斜材及横隔面杆件采用梁单元, 其余杆件采用杆单元, 而刚架模型所有构件均为梁单元. 已有研究表明梁杆混合模型计算结果与试验结果接近^[11]. 本文基于有限元分析软件ANSYS, 采用梁杆混合模型, 考虑几何非线性和材料非线性的双重影响, 对铁塔的弹塑性极限承载力和次应力在线性和非线性状态的分布特点及发展规律进行分析研究.

1 有限元模型的建立与验证

本文以1 000 kV 淮南-上海(皖电东送)输变电工程中的直线塔SZ322P钢管塔为分析对象, 该塔由钢管与角钢组成. 塔腿及塔身主材均由Q345钢管组成, 斜材和附属材料由Q235钢管或角钢组成, 呼高63 m, 全高110.7 m. SZ322P的设计条件为: a) 导线采用8×LGJ-630/45钢芯铝绞线, 地线采用JLB240铝包钢绞

收稿日期: 2013-10-12

修改稿日期: 2014-04-09

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(11172226); 陕西省重点科技创新团队项目(2014KCT-31)

作者简介: 王辉(1978-), 女, 讲师, 博士生. 主要从事钢结构及组合结构方面的研究. E-mail: 583962357@qq.com

线; b)基本风速为 32 m/s, 覆冰厚度为 10 mm; c)水平档距为 480 m, 垂直档距为 600 m.

1.1 有限元模型的建立

本文铁塔有限元模型的梁单元采用 Beam189, 杆单元采用 Link8, 所用 Q345 和 Q235 钢材的屈服强度分别取 345 Mpa 和 235 Mpa, 弹性模量和泊松比分别取 2.06×10^5 MPa 和 0.3. 由于塔架中不直接受力的辅助杆件、节点板、螺栓等用钢量一般占有很大的比例, 受力分析时这部分质量按质量增大系数加以考虑. 根据施工图的统计, SZ322P 的质量增大系数取 1.47, 通过将钢材密度 (7850 kg/m^3) 放大 1.47 倍实现, 材料本构采用理想弹塑性模型. 铁塔的荷载包括塔自重、导地线自重、塔身及导地线风荷载, 均按照《架空送电线路杆塔结构设计技术规定》^[12] 进行计算, 然后经过编制的 MATLAB 程序将荷载转换成 ANSYS 识别的格式荷载文件, 最后将荷载加载在相应的节点上, 荷载采用逐步增量加载方式. 对于极限承载力分析, 在设计荷载的基础上放大一定的倍数, 所有加载点重力方向上的荷载保持不变, 水平方向的荷载按线性等比例增加, 直到结构整体刚度矩阵奇异, 迭代无法收敛为止作为程序的收敛性来判定是否达到铁塔的极限承载力, 即最终的承载力是设计荷载的倍数. 塔底的边界条件视为固结. 对于几何非线性和材料非线性, ANSYS 通过 U.L 格式很好地实现双重非线性的耦合, 本文采用牛顿-拉普森平衡迭代法求解非线性增量平衡方程组.

1.2 有限元分析结果与试验对比分析

SZ322P 型直线塔应用于我国第一条特高压双回路交流输变电工程, 该线路具有输送容量大、荷载大的特点, 全线杆塔均采用钢管构件, 在国内这样大规模的采用钢管结构尚属首次, 且采用了多种连接新技术, 因此有必要对铁塔进行真型试验. 试验荷载为 100%设计荷载. 图 1 为该塔在试验现场组立照片, 图 2 为在铁塔的部分位置安装全站仪的布置图, 以观测整塔的位移变形情况. 真型试验的工况较多, 限于篇幅有限元模型取正常 90 度大风工况进行计算.



图 1 SZ322P 直线塔在试验场照片
Fig.1 Tower SZ322P scene

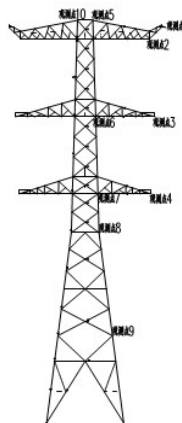


图 2 位移测点布置图
Fig.2 Layout of displacement

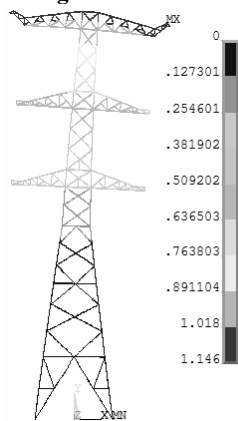


图 3 有限元位移云图

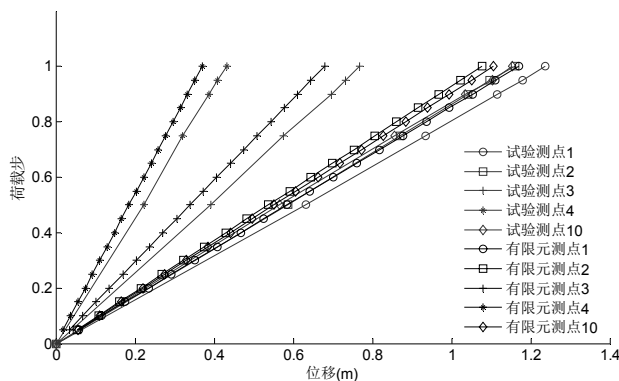


图 4 有限元与试验测点位移对比图

Fig.3 Finite element calculation displacement Fig.4 Displacement comparisons of finite element calculation with test

图 3 为设计荷载对应的有限元位移云图, 从图上看塔顶的横向位移最大, 整体变形与实际情况相

同. 选取 1、2、3、4、10 测点的试验数据和有限元结果进行比较, 见图 4, 可以看出试验测点 1、2、10 的位移与有限元位移云图一致, 而且二者测点处位移变化趋势和数值接近, 试验最大位移为 1.237m, 有限元最大位移为 1.146m. 同时图 4 表明在设计荷载下, 铁塔处于线弹性变形状态. 通过比较分析, 有限元模型偏刚性, 计算结果与试验测得数据总体变化趋势吻合, 说明本文模型的正确性.

2 铁塔结构承载力分析

根据前面的分析, 在设计荷载作用下铁塔主要处于线弹性受力状态, 说明铁塔设计较为保守. 为激发其非线性特性, 需加大荷载, 因此下面对铁塔做极限承载力分析. 计算工况选取正常使用工况: 工况 1, 90 度大风; 工况 2, 60 度大风; 工况 3, 45 度大风; 工况 4, 0 度大风.

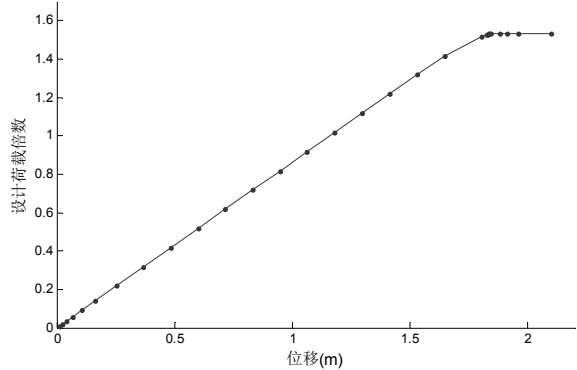


图 5 90 度大风塔顶荷载-位移曲线
Fig.5 Load- displacement curve of tower top in 90° wind

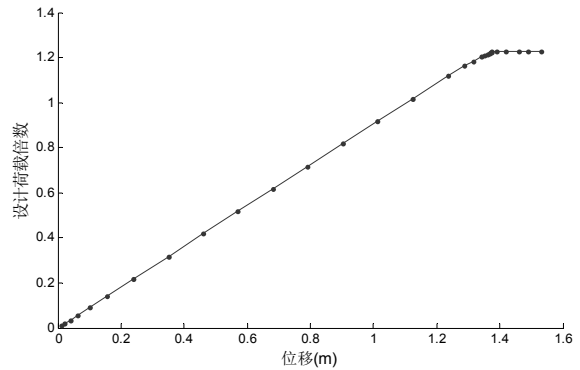


图 6 60 度大风塔顶荷载-位移曲线
Fig.6 Load- displacement curve of tower top in 60° wind

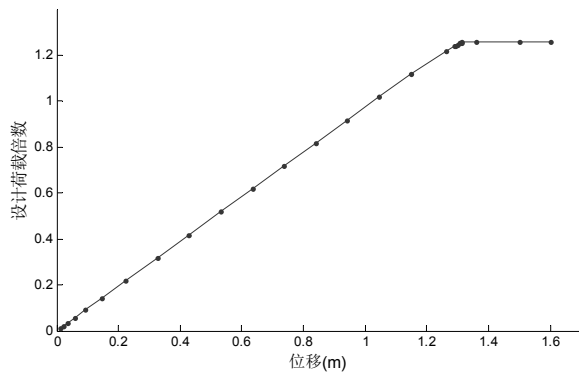


图 7 45 度大风塔顶荷载-位移曲线
Fig.7 Load- displacement curve of tower top in 45° wind

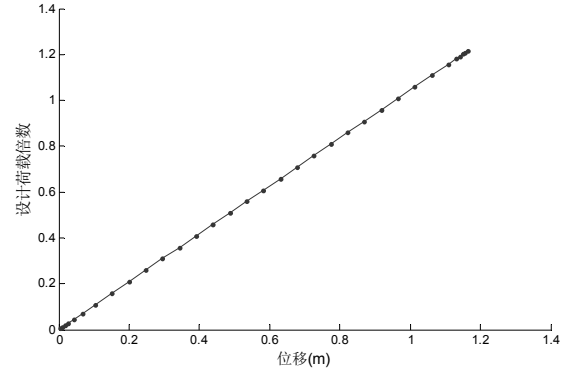


图 8 0 度大风塔顶荷载-位移曲线
Fig.8 Load- displacement curve of tower top in 0° wind

90 度大风塔顶位置的位移随荷载的变化情况如图 5, 图 5 存在明显的拐点, 可以看出: 1) 在 0~1.42 倍的设计荷载范围内, 荷载与位移为线性关系; 2) 1.42~1.53 倍的设计荷载范围内, 结构的某些杆件出现强度或稳定破坏, 同时从程序计算的迭代次数和荷载步密集度可知此时结构刚度变化较大, 结构杆件内力开始重新分布; 3) 超过 1.53 倍的设计荷载时, 在微量荷载作用下塔顶位移增大速度加快, 由于位移过大, 程序不再收敛, 因此认为 1.53 倍的设计荷载是该工况下的极限荷载.

60 度大风塔顶位置的位移随荷载的变化情况如图 6, 从图 6 可以看出: 在 0~1.19 倍的设计荷载范围内, 荷载与位移为线性关系, 1.19~1.23 倍的设计荷载范围内, 结构进入塑性变形阶段, 该工况下对应的极限荷载为 1.23 倍设计荷载.

45 度大风塔顶位置的位移随荷载的变化情况如图 7, 从图 7 可以看出: 在 0~1.24 倍的设计荷载范围内,

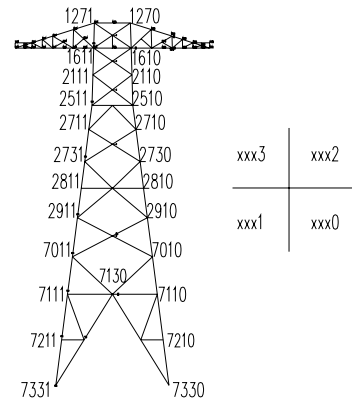


图 9 杆件编号
Fig.9 Member numbers

荷载与位移为线性关系, 1.24~1.26 倍的设计荷载范围内, 结构进入塑性变形阶段, 对应的极限荷载为 1.26 倍设计荷载.

0 度大风塔顶位置的位移随荷载的变化情况如图 8, 从图 8 可以看出: 在 0~1.22 倍的设计荷载范围内, 结构荷载与位移表现出线性关系, 对应的极限荷载为 1.22 倍设计荷载.

由于铁塔主材是整塔的关键构件, 承载着塔身主要荷载, 其受力性能直接关系到整塔的安全, 而横担以下的主材构件荷载都较大, 因此选取下横担以下受压侧且轴力最大的主材段. 编号位置与规则见图 9, 正面编号尾数为 0 和 1, 背面编号尾数为 2 和 3. 各计算工况设计荷载和极限荷载下主材轴力分别见表 1~表 4.

表1 90度大风工况轴力对比表(kN)
Tab.1 Comparisons of axial force in 90° wind (kN)

杆件编号	设计荷载	极限荷载	比值/%
7330-7210	-5 449.5	-8 167.6	49.9
7210-7110	-5 464.5	-8 183.3	49.8
7110-7010	-5 503.2	-8 247.1	49.9
7010-2910	-5 792.6	-8 452.4	45.9
2910-2810	-5 536.7	-8 235.1	48.7
2810-2730	-5 542.6	-8 243.3	48.7
2730-2710	-5 711.5	-8 479.2	48.5
2710-2510	-5 722.4	-8 536.5	49.2
2510-2110	-5 205.6	-7 765.9	49.2
2110-1610	-4 641.7	-6 894.8	48.5

表2 60度大风工况轴力对比表(kN)
Tab.2 Comparisons of axial force in 60° wind (kN)

杆件编号	设计荷载	极限荷载	比值/%
7330-7210	-6 912.2	-8 170.1	18.2
7210-7110	-6 929.2	-8 186.1	18.1
7110-7010	-6 984.1	-8 263.4	18.3
7010-2910	-7 334.1	-8 635.9	17.7
2910-2810	-7 015.0	-8 304.4	18.4
2810-2730	-7 022.2	-8 310.9	18.4
2730-2710	-7 245.6	-8 616.2	18.9
2710-2510	-7 276.0	-8 681.1	19.3
2510-2110	-6 618.6	-7 896.3	19.3
2110-1610	-5 883.0	-7 001.5	19.0

表3 45度大风工况轴力对比表(kN)
Tab.3 Comparisons of axial force in 45° wind (kN)

杆件编号	设计荷载	极限荷载	比值/%
7330-7210	-6 774.5	-8 207.4	21.2
7210-7110	-6 791.5	-8 222.9	21.1
7110-7010	-6 845.2	-8 295.2	21.2
7010-2910	-7 180.0	-8 659.5	20.6
2910-2810	-6 859.1	-8 313.0	21.2
2810-2730	-6 866.2	-8 319.8	21.2
2730-2710	-7 073.6	-8 615.5	21.8
2710-2510	-7 093.8	-8 672.7	22.3
2510-2110	-6 457.8	-7 890.0	22.2
2110-1610	-5 732.2	-6 985.5	21.9

表4 0度大风工况轴力对比表(kN)
Tab.4 Comparisons of axial force in 0° wind (kN)

杆件编号	设计荷载	极限荷载	比值/%
7330-7210	-4 625.6	-5 309.3	14.8
7210-7110	-4 638.6	-5 323.8	14.8
7110-7010	-4 661.2	-5 392.6	15.7
7010-2910	-4 905.8	-5 660.2	15.4
2910-2810	-4 674.6	-5 435.0	16.3
2810-2730	-4 680.0	-5 441.6	16.3
2730-2710	-4 816.1	-5 620.2	16.7
2710-2510	-4 833.1	-5 640.7	16.7
2510-2110	-4 405.6	-5 155.4	17.0
2110-1610	-3 910.8	-4 559.5	16.6

从表1~表4可以看出, 90度大风工况极限承载力比设计荷载对应下的主材轴力平均增大48.8%左右, 即铁塔结构有48.8%的承载裕度尚未利用; 60度大风工况极限承载力比设计荷载对应下的主材轴力平均增大18.6%; 45度大风工况极限承载力比设计荷载对应下的主材轴力平均增大21.4%; 0度大风工况极限承载力比设计荷载对应下的主材轴力平均增大16%.

3 二次应力的影响因素分析

典型大风工况次弯矩的分布情况见图 10, 由图 10 可知, 铁塔主材的最大次弯矩出现在杆件两端点上, 而且次弯矩主要集中在下横担以下主材部位. 图 11 为 90 度大风下端弯矩随荷载的变化情况 (注: 图中杆 1 为 7330-7210, 杆 4 为 7010-2910), 从图 11 可以看出, 在 1.42 倍设计荷载之前, 端弯矩为线性增长状态, 继续加载, 端弯矩逐渐减小, 原因是随着荷载的递增, 次弯矩造成杆件端部出现了塑性铰使得构件轴向刚度退化, 引起内力重分布, 如果继续加载, 塑性向杆件中部发展, 结构刚度下降很多, 过度变形使得结构失去承载能力.

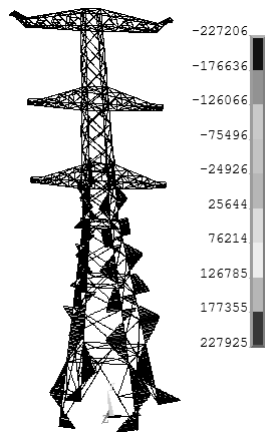


图10 次弯矩图
Fig.10 Secondary moment

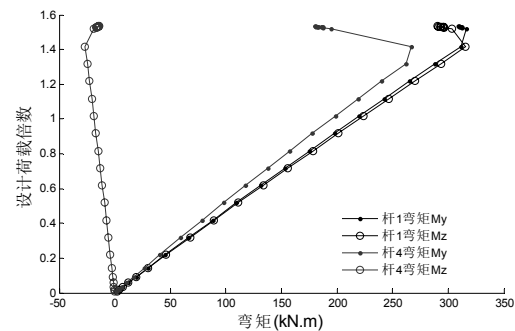


图11 次弯矩变化曲线
Fig.11 Secondary moment curve

由于 60 度大风主要控制主材受力, 对该工况下的次应力进行分析. 陈绍藩认为拉杆屈服次应力影响不大^[13], 因此选取主材受压侧的杆材作为分析对象. 压弯构件的强度应力按式 (1) 计算, 稳定应力按式 (2)和式(3)计算.

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \pm \frac{M_y}{\gamma_y W_{ny}} \tag{1}$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x A} + \frac{\beta_{mx} M_x}{\gamma_x W_x (1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ex}})} + \eta \frac{\beta_{\eta y} M_y}{\varphi_{by} W_y} \tag{2}$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y A} + \frac{\beta_{my} M_y}{\gamma_y W_y (1 - 0.8 \frac{N}{N'_{Ey}})} + \eta \frac{\beta_{\eta x} M_x}{\varphi_{bx} W_x} \tag{3}$$

N 为主材所受轴心压力; A 为圆管截面积; γ_x 、 γ_y 为与截面模量相应的截面塑性发展系数, 对于圆管截面 γ_x 和 γ_y 取值均为 1.15; M_x 、 M_y 为同一截面处绕 x 轴和绕 y 轴的弯矩; W_{nx} 、 W_{ny} 为对 x 轴和对 y 轴的净截面模量; $N'_{Ex} = N'_{Ey} = \pi^2 EA / (1.1\lambda^2)$ 平面内的轴心受压构件稳定系数; M 为所计算主材段范围内的最大弯矩; W_x 和 W_y 分别为平面内和平面外的毛截面模量; 等效弯矩系数 $\beta_m = 0.65 + 0.35(M_2 / M_1)$, M_1 和 M_2 为端弯矩, 使构件产生同向曲率(无反弯点)时其比值同号, 使构件产生反向曲率(有反弯点)时其比值异号, $|M_1| \geq |M_2|$; φ_{bx} 为稳定系数, 可查表得到. 设计荷载与极限荷载对应的计算结果分别见表 5 和表 6.

表5 梁单元应力计算结果 (设计荷载)
Tab.5 Stress calculation of beam model (desgin load)

杆件 编号	轴力 /kN	M_{xi} /kN·m	M_{xj} /kN·m	M_{yi} /kN·m	M_{yj} /kN·m	直径 /m	厚度 /m	长细比 λ	轴应力 /MPa	强度应力 /MPa	稳定应力 /MPa	计算最大应力/轴应力	杆长/直径
7330-7210	-6 912.16	279.04	-233.44	281.60	-243.86	0.66	0.014	38	-243.40	-351.95	-364.65	1.50	13.09
7210-7110	-6 929.19	-238.49	-2.14	-248.76	7.53	0.66	0.014	38	-244.00	-338.34	-330.86	1.39	13.09
7110-7010	-6 984.13	3.61	152.42	11.80	77.04	0.63	0.014	33	-257.91	-306.96	-312.42	1.21	11.29
7010-2910	-7 334.12	154.70	-131.98	77.70	-80.74	0.61	0.014	35	-279.93	-338.95	-358.29	1.28	12.16
2910-2810	-7 015.04	-87.85	-133.89	104.36	82.06	0.61	0.014	27	-267.75	-322.03	-306.77	1.20	9.16
2810-2730	-7 022.16	-81.56	136.44	-100.59	67.96	0.61	0.014	24	-268.02	-322.03	-325.97	1.22	8.33
2730-2710	-7 245.55	136.89	-67.65	68.93	-36.80	0.61	0.014	29	-276.55	-348.72	-333.86	1.26	10.00
2710-2510	-7 276.00	-127.81	-66.27	179.87	35.36	0.61	0.014	22	-277.71	-347.81	-325.85	1.25	7.50
2510-2110	-6 618.62	-118.43	64.65	-177.88	58.58	0.61	0.014	27	-252.62	-320.13	-320.08	1.27	9.35
2110-1610	-5 883.00	65.72	-39.80	56.91	-96.52	0.61	0.014	24	-224.54	-252.48	-267.37	1.19	8.20

注: 表中 M_x 和 M_y 分别为平面内和平面外弯矩, i 和 j 表示杆件两端, 以下不再做说明, 计算最大应力为强度和稳定应力较大值.

表6 梁单元应力计算结果(极限荷载)
Tab.6 Stress calculation of beam model (ultimate load)

杆件 编号	轴力 /kN	M_{xi} /kN·m	M_{xj} /kN·m	M_{yi} /kN·m	M_{yj} /kN·m	直径 /m	厚度 /m	长细比 λ	轴应力 /MPa	强度应力 /MPa	稳定应力 /MPa	计算最大应 力/轴应力	杆长/直径
7330-7210	-8 170.10	292.31	-253.46	292.25	-262.17	0.66	0.014	38	-243.40	-400.88	-418.88	1.72	13.09
7210-7110	-8 186.08	-259.01	11.03	-267.61	17.56	0.66	0.014	38	-244.00	-390.22	-386.18	1.60	13.09
7110-7010	-8 263.36	16.55	110.81	21.80	52.68	0.63	0.014	33	-257.91	-339.74	-356.38	1.38	11.29
7010-2910	-8 635.86	109.37	-101.67	51.45	-58.39	0.61	0.014	35	-279.93	-379.42	-402.52	1.44	12.16
2910-2810	-8 304.37	-89.28	-104.45	109.24	59.76	0.61	0.014	27	-267.75	-365.65	-357.98	1.37	9.16
2810-2730	-8 310.89	-83.68	113.02	-106.07	48.33	0.61	0.014	24	-268.02	-367.13	-375.24	1.40	8.33
2730-2710	-8 616.23	110.92	-57.29	48.67	-6.38	0.61	0.014	29	-276.55	-371.79	-383.21	1.39	10.00
2710-2510	-8 681.15	-43.34	-50.52	77.47	-0.61	0.61	0.014	22	-277.71	-362.53	-361.82	1.31	7.50
2510-2110	-7 896.29	-37.98	65.54	-86.37	35.03	0.61	0.014	27	-252.62	-336.00	-349.99	1.39	9.35
2110-1610	-7 001.46	65.18	-48.40	31.62	-82.17	0.61	0.014	24	-224.54	-289.29	-309.10	1.38	8.20

从表5和表6计算结果可知:1)设计荷载对应的计算应力部分超过了屈服强度345MPa,但整塔还能继续承载,直至极限状态大部分杆件都出现了塑性铰,原因是杆件端部应力集中,而整个杆件并未发生全截面屈服,还能继续承受更大的荷载,说明部分杆件局部屈服并不意味着整塔已失去承载力,只有全截面屈服杆件达到一定数量时,杆塔才会破坏;2)《钢结构设计规范》^[14]第8.4.5条通过限制杆件节间与截面高度之比(L/D)来限制次应力不超过20%为条件来判别是否考虑次应力,当 L/D 小于12时应考虑二阶应力,但分析表明 L/D 大于12的杆件次应力比值也超过了20%,次应力的影响随着节间与截面高度比值的增大而增大,因此继续依据规范带有经验性的 L/D 为界限并不十分合理;3)次应力的分布基本随着塔高的增加而减小,即塔腿次应力的影响最大;4)非线性阶段的次应力占的比例比线性阶段大,荷载越大次应力影响越显著,因此荷载形式也是次应力影响因素之一。

4 结论

本文通过建立考虑几何和材料非线性的特高压钢管塔有限元模型,得到了不同大风工况的极限承载力,并对次应力进行分析,得到结论如下:

(1)真型塔试验和弹塑性极限承载力分析表明,按照线弹性和小变形理论设计的特高压钢管塔在设计荷载下即安全裕度大,造成材料的浪费,进行弹塑性分析更接近铁塔实际结构的承载力.在高荷载作用下,铁塔表现出很强的非线性,设计铁塔构件时应充分考虑几何和材料非线性因素的影响.

(2)杆塔极限承载力分析可知,破坏规律为首先在杆件端部形成塑性铰,并逐渐向中部发展,当全截面屈服构件达到一定数量时,杆塔才失去承载力.

(3)以 L/D 值为界限来作为处理次应力判据存在不足,分析表明主材次应力的影响随着节间与截面高度比值的增大而增大,随着塔高的增加而减小,塔腿次应力的影响应引起关注.非线性阶段的次应力占的比例比线性阶段大,即荷载越大次应力影响越显著,荷载形式也是次应力影响因素之一.

参考文献 Reference

- [1] 李茂华,杨靖波,李正良.1000kV双回路钢管塔次应力的影响因素[J].电网技术,2010.34(2):20-23.
LI Maohua, YANG Jingbo, LI Zhengliang. Analysis on secondary stress for steel-tube tower of 1000kV double circuit Transmission Lines on Same Tower[J]. Power System Technology, 2010.34(2):20-23.
- [2] 赵滇生.输电塔架结构的理论分析与受力性能研究[D].杭州:浙江大学,2003.
ZHAODiansheng. The theoretical analysis and study of mechanical behaviour for transmission tower[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2003.
- [3] KROEKER Donovan. Structural analysis of transmission tower with connection clip modeling [D]. Manitoba: University of Manitoba, 2000.
- [4] ALBERMANI F., KITIPORNCHAI S.. Numerical simulation of structural behaviour of transmission towers[J]. Journal of Energy Engineering-Asce, 1984. 110(2): 157-172.
- [5] ALBERMANI F., KITIPORNCHAI S., R.W.K. Chan. Failure analysis of transmission towers[J]. Engineering Failure Analy-

- sis, 2009,16:1922-1928.
- [6] AL-MASHARY Faisal Abdullah. Nonlinear analysis of transmission towers[J]. King Sand University Engineering Science, 1999,11(1):19-32.
- [7] 孔伟,李华,杜启收.大跨越输电塔极限承载力的双重非线性分析[J].山西电力,2009(6):5-7.
KONG Wei, LI Hua, DU Qishou. Dual nonlinear analysis of the ultimate load-bearing capacity of large-span transmission tower[J]. Shanxi Electric Power, 2009(6):5-7.
- [8] 邓洪洲,王肇民.输电铁塔结构系统极限承载力及可靠性研究[J].电力建设,2000(2):12-14.
DENG Hongzhou, WANG Zhaomin. A study for strength and reliability of transmission tower structural system[J]. Electric Power Construction, 2000(2):12-14.
- [9] 帅群,邓洪洲,李琳等.特高压输电钢管塔主材次应力分析[J].建筑结构学报,2012,33(8):109-116.
SHUAI Qun, DENG Hongzhou, LI Lin, et al. Analysis on secondary stress of primary member of UHV transmission tower structure[J]. Journal of Building Structures, 2012,33(8):109-116.
- [10] 韩军科,杨靖波.特高压钢管塔主材长细比和径厚比的取值[J].电网技术,2009,33(19):17-20.
HAN Junke, YANG Jingbo. Value selection of slenderness ratio and diameter-thickness ratio of steel tube for 1000kV transmission steel tubular tower legs[J]. Power System Technology, 2009,33(19): 17-20.
- [11] 杨靖波,韩军科,李茂华等.特高压输电线路钢管塔计算模型的选择[J].电网技术,2009,34(1):1-5.
YANG Jingbo, HAN Junke, LI Maohua, et al. Selection of Calculation Model for Steel Tubular Tower of UHV Power Transmission Line [J]. Power System Technology, 2009,34(1):1-5.
- [12] DL/T 5154-2002, 架空送电线路杆塔结构设计技术规定[S].北京:中国电力出版社,2002.
DL/T 5154-2002, Technical regulation of design for tower and pole structures of over head transmission line[S]. Beijing: China Electric Power Press, 2002.
- [13] 陈绍蕃.钢桁架的次应力和极限状态[J].钢结构,2005,20(4):1-4.
CHEN Shaofan. Secondary stress and ultimate state of steel trusses [J]. Steel Construction, 2005,20(4):1-4.
- [14] GB50017-2003 钢结构设计规范[S].北京:中国建筑工业出版社,2003.
GB50017-2003 Code for design of steel structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2003.

Bilinear analysis of steel tube tower in UHV transmission lines

WANG Hui^{1,2}, WANG Chuqing³, XUE Jianyang¹, ZHAO Xueling⁴

(1. Department of Civil Engineering, Xi'an Univ. of Arch. & Tech., Xi'an 710055, China; 2. Ningxia Construction Vocational and Technical College, Yinchuan 750021, China; 3. Ningxia Electric Power Design Institute, Yinchuan 750001, China; 4. Northwest Electric Power Design Institute, Xi'an 710075, China)

Abstract: Transmission towers are traditionally idealized for space truss whose members are assumed to be axially loaded and stress calculations are obtained from a linear elastic and small-displacement analysis. In practice, such conditions do not exist, especially for UHV transmission tower whose structure is flexible, high-loaded and connection is complex. A beam-line model based on finite element theory is built, with both geometrical nonlinearity and material nonlinearity considered in the model. The method has been calibrated with results from full-scale tower tests with good accuracy in terms of the design load. The results show that UHV transmission tower designed according to the current theory has large safety margin, and geometrical nonlinearity material nonlinearity and bending moment should also be considered in analysis. So the, stress calculation method and secondary stress distribution of primary member is studied, and the method can be employed to assess the strength of UHV transmission tower and strengthen the existing towers.

Key words: steel tower; geometric nonlinearity; material nonlinearity; finite element; secondary stress

(本文编辑 吴海西)