

偏心节点钢管塔的受力和设计建议

常欣¹, 徐力², 王振华², 章东鸿²

(1. 广东电网有限责任公司韶关供电局, 韶关 512000; 2. 中国能源建设集团广东省电力设计研究院有限公司, 广州 510663)

摘要: 钢管塔主材与斜材常采用 K 型节点连接板连接, 规范要求斜材与主材的形心线尽可能交汇于一点, 当杆件夹角较小时, 其节点板尺寸较大, 造成节点重量增大和塔身挡风面积的增加, 而采用偏心节点将减小节点板尺寸。建立了偏心节点钢管塔的有限元整体模型, 分析了偏心节点对主材和斜材受力性能的影响, 结果表明偏心节点对铁塔受力影响较小。最后给出了偏心节点钢管塔的设计建议, 为其工程应用和理论研究提供参考。

关键词: 钢管塔; 偏心节点; 有限元分析; 整体模型

中图分类号: TU392.3

文献标志码: A

文章编号: 2095-8676(2017)02-0090-05

Mechanical Analysis and Design Suggestions of Steel Tubular Tower with Eccentric Joint

CHANG Xin¹, XU Li², WANG Zhenhua², ZHANG Donghong²

(1. Shaoguan Power supply Bureau, Guangdong Power Grid Co., Ltd., Shaoguan 512000;

2. China Energy Engineering Group Guangdong Electric Power Design Institute Co., Ltd., Guangzhou 510663, China)

Abstract: The K type connecting plate is used for connecting main member and brace member of steel tubular tower. The centroid of members shall intersect at one point as much as possible. The weight of joint and wind area of tower were increased for the large connecting plate due to small included angle between main member and brace member. The size of the connecting plate will be reduced when using the eccentric joint. The entire finite element model with eccentric joint was employed to study mechanical behavior of main member and brace member. The results shown that mechanical behavior of main member and brace member were less affected by eccentric joint. The recommended design method of steel tubular tower with eccentric joint was proposed and the results can be used as a reference for engineering application and theoretical study.

Key words: steel tubular tower; eccentric joint; finite element analysis; entire model

500 kV 东海岛输变电工程位于湛江地区, 起点 500 kV 港城变电站, 落点 500 kV 东海岛变电站, 线路经过大约 8 km 的滨海滩涂地带, 设计风速高达 37 m/s, 风荷载大, 普通角钢无法满足风荷载的承载力要求。钢管构件具有体型系数小、截面刚度大、受力性能好的特点, 该工程全线采用钢管塔设计。

钢管塔的杆件连接形式主要包括: 相贯^[1-2]、

法兰^[3]、连接板^[4]等, 其中连接板形式应用最为广泛。规范^[6-7]要求钢管形心线尽可能交汇于一点, 当钢管塔斜材与主材之间夹角较小时, 为了避免杆件之间相碰, 其连接板的尺寸相对较大, 造成节点重量增加和塔身挡风面积增大。规范规定^[7-8]: 当斜材端部与主材管壁之间的距离 c 与节点板厚度 t 之比大于 $10\sqrt{235/f_y}$ 时, 需要计算节点板稳定性; 当节点板的自由边长度 l_f 与厚度 t 之比大于 $60\sqrt{235/f_y}$ 时, 应沿自由边设加劲肋予以加强, 这无疑增加了节点的设计难度和构造复杂性。文献[9]对无偏心和负偏心钢管塔节点进行了节点试验和有限元分析, 其研究表明无偏心和负偏心两类节点破

收稿日期: 2017-01-04

基金项目: 中国能建广东院科技项目“输电线路杆塔设计优化研究技术试验研究”(ER00121W)

作者简介: 常欣(1985), 男, 吉林吉林人, 助理工程师, 学士, 主要从事输变电工程管理工作(e-mail)396405393@qq.com。

坏模式相同, 其受力性能基本相同, 负偏心节点安全可靠, 可用于实际工程。

当斜材偏心后, 结构的传力路径会发生变化, 目前输电线路行业传统通用的铁塔设计软件暂时还无法考虑偏心节点, 因此有必要建立偏心节点的有限元整体模型进行受力分析, 研究偏心节点连接对主材以及斜材的受力影响, 并给出偏心节点钢管塔的设计建议, 为其工程应用和理论研究提供参考。

1 有限元模型

铁塔斜材与主材连接传统方式如图 1(a) 所示, 斜材与主材的重心线相交, 此种中心节点的节点板尺寸相对较大, 增加了塔重和结构挡风面积; 为了减小节点板尺寸, 将斜材中心线相交于主材 1/4 主管径(图 1(b)) 或 1/2 主管径(图 1(c)), 此种偏心节点可以有效减小节点板的尺寸, 进而可以减小结构自重和结构挡风面积, 具有较好的经济意义。为研究偏心节点后铁塔主材与斜材的受力性能, 选取一 V 串钢管直线塔作为研究对象, 铁塔全高 68.4 m, 塔头至塔脚共 15 段, 如图 2 所示。用 ANSYS^[10] 建立了偏心节点的铁塔有限元模型, 主材采用 beam4 梁单元, 斜材采用 link8 杆单元, 斜材内力通过刚性梁单元传递至主材。

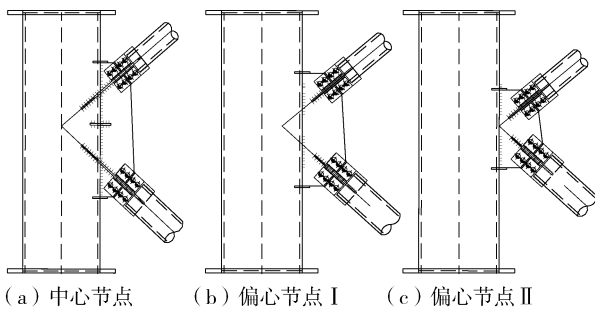


图 1 斜材与主材连接方式

Fig. 1 Connecting type of brace member and main member

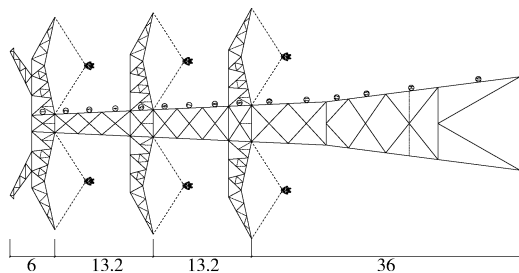


图 2 铁塔单线图

Fig. 2 Single line drawing of the tower

2 计算结果分析

塔身主材的主要控制工况为大风工况, 塔身斜材的主要控制工况为断线工况, 因此选取 90° 大风、45° 大风和断线工况分析。其本文侧重研究偏心对主材和斜材的影响, 对主材和斜材进行稳定计算, 塔身主材采用梁单元, 按压弯构件计算稳定承载力; 塔身斜材采用杆单元, 按轴心受压构件计算稳定承载力。

主材编号 M1-M11 为变坡以上杆件, M12-M15 为变坡以下杆件。表 1 ~ 表 3 分别给出了三种工况下中心节点、偏心节点 I 和偏心节点 II 三种模型的塔身主材应力, 由表可以看出: 偏心节点对变坡以上主材应力影响相对较大, 对变坡以下主材应力影响非常小, 主要是由于变坡以上主材应力较小, 因此引起的杆件应力比变化较大, 反之, 变坡以下主材应力较大, 因此引起的杆件应力比变化较小; 偏心越大, 其对变坡以上主材应力影响越大, 但对变坡以下主材杆件几乎没影响; 个别杆件的偏心节点模型的应力与中心节点模型的应力比值较大, 主要是由于其中心节点模型的原始应力较小, 但其应力增加绝对值并不大。

表 1 90° 大风工况下塔身主材应力

Tab. 1 Stress of main member under 90° wind case

主材 编号	中心节点		偏心节点 I		偏心节点 II	
	最大应力	最大应力	比值	最大应力	比值	
	σ_{m1}/MPa	σ_{m2}/MPa	σ_{m2}/σ_{m1}	σ_{m3}/MPa	σ_{m3}/σ_{m1}	
M1	54	77	1.44	101	1.88	
M2	104	122	1.17	143	1.37	
M3	161	204	1.27	249	1.55	
M4	147	153	1.04	178	1.21	
M5	179	173	0.96	177	0.99	
M6	245	232	0.95	249	1.02	
M7	189	217	1.15	245	1.29	
M8	250	235	0.94	223	0.89	
M9	205	214	1.05	223	1.09	
M10	240	228	0.95	231	0.96	
M11	241	253	1.05	266	1.10	
M12	281	277	0.99	274	0.97	
M13	258	257	1.00	256	0.99	
M14	259	258	1.00	257	0.99	
M15	280	280	1.00	279	1.00	

斜材编号 B1-B11 为变坡以上杆件, B12-B15

为变坡以下杆件。表 4~表 6 分别给出了三种工况下中心节点、偏心节点 I 和偏心节点 II 三种模型的塔身斜材的应力,由表可以看出:不同位置的塔身斜材,其偏心节点模型的应力相比中心节点模型的应力有增大也有减小,但总体上偏心节点引起的塔身斜材的应力变化很小,可以忽略其影响。

表 2 45°大风工况下塔身主材应力

Tab. 2 Stress of main member under 45° wind case

主材 编号	中心节点		偏心节点 I		偏心节点 II	
	最大应力	最大应力	比值	最大应力	比值	
	σ_{m1}/MPa	σ_{m2}/MPa	σ_{m2}/σ_{m1}	σ_{m3}/MPa	σ_{m3}/σ_{m1}	
M1	33	52	1.58	71	2.19	
M2	120	140	1.17	164	1.37	
M3	237	261	1.10	294	1.24	
M4	168	172	1.02	192	1.14	
M5	214	225	1.05	235	1.09	
M6	294	281	0.96	282	0.96	
M7	229	250	1.09	278	1.22	
M8	270	264	0.98	257	0.95	
M9	236	246	1.04	255	1.08	
M10	272	261	0.96	249	0.91	
M11	262	274	1.04	286	1.09	
M12	305	301	0.99	298	0.98	
M13	275	274	1.00	274	1.00	
M14	267	267	1.00	268	1.00	
M15	296	296	1.00	295	1.00	

表 3 断线工况下塔身主材应力

Tab. 3 Stress of main member under broken wire case

主材 编号	中心节点		偏心节点 I		偏心节点 II	
	最大应力	最大应力	比值	最大应力	比值	
	σ_{m1}/MPa	σ_{m2}/MPa	σ_{m2}/σ_{m1}	σ_{m3}/MPa	σ_{m3}/σ_{m1}	
M1	20	50	2.47	75	3.73	
M2	118	150	1.27	186	1.58	
M3	125	148	1.18	215	1.73	
M4	73	91	1.26	123	1.70	
M5	111	120	1.08	127	1.15	
M6	130	137	1.06	146	1.12	
M7	83	83	1.00	89	1.07	
M8	84	84	1.00	84	1.00	
M9	81	80	0.99	82	1.02	
M10	79	79	1.01	83	1.06	
M11	68	70	1.02	71	1.04	
M12	73	73	1.00	73	1.00	
M13	56	56	0.99	57	1.01	
M14	58	57	0.99	59	1.02	
M15	64	65	1.02	66	1.03	

表 4 90°大风工况下塔身斜材应力

Tab. 4 Stress of brace member under 90° wind case

斜材 编号	中心节点		偏心节点 I		偏心节点 II	
	最大应力	最大应力	比值	最大应力	比值	
	σ_{b1}/MPa	σ_{b2}/MPa	σ_{b2}/σ_{b1}	σ_{b3}/MPa	σ_{b3}/σ_{b1}	
B1	173	171	0.99	171	0.99	
B2	249	250	1.01	251	1.01	
B3	264	257	0.97	251	0.95	
B4	229	226	0.99	221	0.97	
B5	36	31	0.86	27	0.76	
B6	262	261	1.00	260	0.99	
B7	221	210	0.95	200	0.90	
B8	203	199	0.98	195	0.96	
B9	165	155	0.94	145	0.88	
B10	290	284	0.98	276	0.95	
B11	262	260	0.99	258	0.98	
B12	67	61	0.91	55	0.82	
B13	42	41	0.97	40	0.95	
B14	63	63	1.00	63	1.00	
B15	101	102	1.01	103	1.02	

表 5 45°大风工况下塔身斜材应力

Tab. 5 Stress of brace member under 45° wind case

斜材 编号	中心节点		偏心节点 I		偏心节点 II	
	最大应力	最大应力	比值	最大应力	比值	
	σ_{b1}/MPa	σ_{b2}/MPa	σ_{b2}/σ_{b1}	σ_{b3}/MPa	σ_{b3}/σ_{b1}	
B1	196	193	0.98	187	0.96	
B2	201	201	1.00	199	0.99	
B3	169	165	0.97	162	0.96	
B4	182	177	0.97	171	0.94	
B5	165	162	0.98	158	0.96	
B6	225	226	1.00	225	1.00	
B7	203	199	0.98	193	0.95	
B8	163	160	0.98	155	0.96	
B9	221	216	0.98	210	0.95	
B10	203	200	0.98	198	0.97	
B11	210	208	0.99	205	0.97	
B12	70	65	0.93	61	0.87	
B13	55	53	0.96	51	0.93	
B14	90	91	1.01	92	1.02	
B15	102	103	1.01	104	1.02	

表6 断线工况下塔身斜材应力

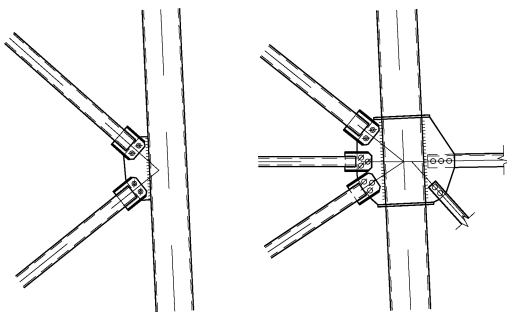
Tab. 6 Stress of brace member under broken wire case

斜材 编号	中心节点		偏心节点 I		偏心节点 II	
	最大应力	最大应力	比值	最大应力	比值	
	σ_{b1}/MPa	σ_{b2}/MPa	σ_{b2}/σ_{b1}	σ_{b3}/MPa	σ_{b3}/σ_{b1}	
B1	138	137	0.99	130	0.94	
B2	211	211	1.00	208	0.99	
B3	253	251	0.99	249	0.98	
B4	223	215	0.96	205	0.92	
B5	203	202	0.99	199	0.98	
B6	154	154	1.00	154	1.00	
B7	125	119	0.95	113	0.91	
B8	161	158	0.98	153	0.95	
B9	78	80	1.02	81	1.03	
B10	78	79	1.01	80	1.03	
B11	83	81	0.97	78	0.94	
B12	90	88	0.98	86	0.96	
B13	112	109	0.97	106	0.94	
B14	113	112	0.99	112	0.99	
B15	98	99	1.01	100	1.02	

3 设计建议

根据以上有限元计算分析结果以及钢管塔 K 型节点的连接特点, 并结合工程实际应用经验, 偏心节点在钢管塔中的应用有以下设计建议:

1) 变坡以上斜材采用偏心时, 应考虑偏心节点产生的节点弯矩对主材控制应力的影响, 建议偏心小于 $1/4$ 管径或不偏心, 偏心大小取决于杆件连接特点, 如图 3(a) 所示, 斜材偏心将减小节点板高度; 如图 3(b) 所示, 斜材与横担连接处, 根据横担隔面杆件和斜材角度, 建议不偏心。

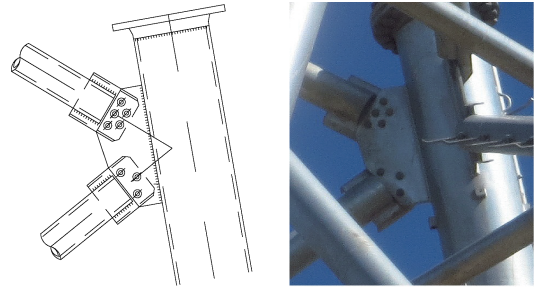


(a) 斜材连接 (b) 横担连接

图3 变坡以上斜材与主材连接

Fig. 3 Connecting of brace member and main member above changing slope point

2) 变坡以下塔身斜材与塔身主材连接可采用偏心连接, 主材控制应力基本不受影响, 建议偏心不超过 $1/2$ 主管径, 图 4 为工程中采用节点偏心 $1/4$ 主管径。



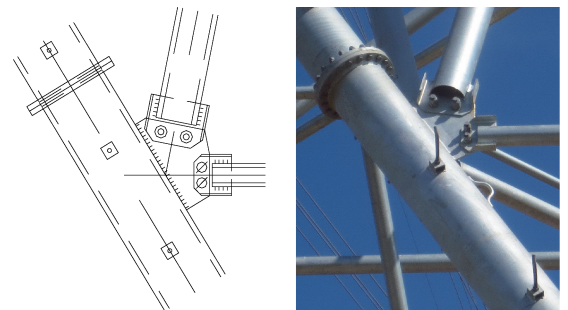
(a) 施工图

(b) 现场图

图4 变坡以下斜材与主材连接

Fig. 4 Connecting of brace member and main member under changing slope point

3) 辅助材与塔身主材或塔身斜材连接时, 节点偏心不超过 $1/2$ 主管径, 如图 5 所示。



(a) 施工图

(b) 现场图

图5 辅助材与斜材连接

Fig. 5 Connecting of auxiliary member and brace member

4) 设计中需控制斜材与水平面的夹角, 塔身斜材与水平面的夹角取 $35^\circ \sim 45^\circ$ 为宜。夹角过大时, 节点板的自由边长度 l_f 与厚度 t 之比可能大于 $60\sqrt{235/f_y}$; 夹角过小时, 节点板宽度可能较大。

5) 塔身斜材或辅助材偏心后, 斜材控制应力基本不受影响, 可减小节点板尺寸, 但需验算节点板焊缝强度是否满足受力需求。

6) 为更好了解铁塔整体受力性能, 建议做铁塔真型试验验证偏心节点钢管塔的安全可靠性。

4 结论

1) 相比传统钢管塔无偏心节点的连接方式, 采用偏心节点连接可以减小节点板尺寸, 达到降低节

点板重量和降低塔身风荷载,即可降低铁塔重量,具有一定的经济意义。

2)变坡以上斜材偏心时,应考虑偏心产生的节点弯矩对主材控制应力的影响;变坡以下斜材偏心时,主材控制应力基本不受影响。

3)辅助材与塔身主材或塔身斜材连接时,建议节点偏心 $1/2$ 主管径。塔身斜材或辅助材偏心后,其自身控制应力基本不受影响,但需验算节点板焊缝强度是否满足受力需求。

4)本文给出的钢管塔偏心节点计算和设计建议,简单易操作,可为工程提供参考。

参考文献:

- [1] 吴静,邓洪洲,傅俊涛.输电塔圆钢管相贯节点强度分析[J].特种结构,2006,23(3):63-65.
WU J, DENG H Z, FU J T. Strength analysis of steel tubular intersection k-joint for transmission line [J]. Special Structures, 2006, 23(3): 63-65.
- [2] 高翔,邹相国,王勇.输电钢管塔相贯节点非线性分析[J].机械设计,2009,26(9):70-72.
GAO X, ZOU X G, WANG Y. Nonlinear analysis on intersection node of the steel pipe tower of power transmission [J]. Journal of Machine Design, 2009, 26(9): 70-72.
- [3] 邓洪洲,黄誉,金晓华.钢管塔新型内外法兰节点试验研究与有限元分析[J].建筑结构学报,2009,30(5):140-148.
DENG H Z, HUANG Y, JIN X H. Experimental research and finite element analysis on a new-type flange joint used in steel tube towers [J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(5): 140-148.
- [4] 鲍佩袁,沈国辉,孙炳楠,等.高耸钢管塔K型结点极限承载力的试验研究与理论分析[J].工程力学,2008,25(12):114-122.
BAO K Y, SHEN G H, SUN B N, et al. Experimental study and theoretical analysis of ultimate strength of steel tubular k-joints of tall tower [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(12): 114-122.
- [5] 潘峰,应建国.1000 kV钢管塔十字插板连接K型节点的非线性分析[J].电力建设,2010,31(12):38-42.
PAN F, YING J G. Nonlinear analysis of steel tube tower k-joints with cross flashboard for 1000 kV UHV lines [J]. Electric Power Construction, 2010, 31(12): 38-42.
- [6] 电力规划设计标准化技术委员会.架空送电线路杆塔结构设计技术规定:DL/T 5154-2002[S].北京:中国电力出版社,2002.
Technical Committee for Standardization of Electric Power Planning and Design. Technical regulation of design for tower and pole structures of overhead transmission line: DL/T 5154-2002 [S]. Beijing: China Electric Power Press, 2002.
- [7] 电力规划设计标准化技术委员会.架空送电线路钢管塔设计技术规定:DL/T 5254-2010[S].北京:中国电力出版社,2010.
Technical Committee for Standardization of Electric Power Planning and Design. Technical regulation of design for steel tubular tower structures of overhead transmission line: DL/T 5254-2010 [S]. Beijing: China Electric Power Press, 2010.
- [8] 中华人民共和国建设部.钢结构设计规范:GB 50017-2003[S].北京:中国计划出版社,2003.
Ministry of Construction of the People's Republic of China. Code for design of concrete structure: GB 50017-2003 [S]. Beijing: China Planning Press, 2003.
- [9] 黄誉.输电线路钢管塔节点强度理论与试验研究[D].上海:同济大学,2010.
HUANG Y. Studies on steel tubular joints of transmission tower [D]. Shanghai: Tongji University, 2010.
- [10] ANSYS, Inc. ANSYS release 11.0 documentation [M]. Canonsburg, PA: ANSYS, Inc., 2007.

(责任编辑 郑文棠)

(上接第89页 Continued from Page 89)

- [8] PECK R B. Deep excavation and tunneling in soft ground, state of the art report [C]//7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, 1969: 225-290.
- [9] FUJITA K. On the surface settlement caused by various methods of shield tunneling [J]. Proc. 11th ICSMFE, 1981(4): 609-610.
- [10] 朱才辉,李宁.隧道施工诱发地表沉降估算方法及其规律分析[J].岩土力学,2016,37(增刊2):533-542.
- [11] 陈春来,赵城丽,魏纲,等.基于Peck公式的双线盾构引起的土体沉降预测[J].岩土力学,2014,35(8): 2213-2218.
- [12] 张顶立,李鹏飞,侯艳娟,等.城市隧道开挖对地表建筑群的影响分析及其对策[J].岩土工程学报,2010,32(2): 296-302.
- [13] 王海林,彭芳乐,徐正良,等.气压沉箱施工对周边地层环境影响的现场监测与数值模拟[J].岩石力学与工程学报,2010,29(增刊2):3941-3951.
- [14] 赵洪波.支持向量机在隧道围岩变形预测中的应用[J].岩石力学与工程学报,2005,24(4):649-652.

(责任编辑 高春萌)