

近海风力发电机桩基础的动力学分析

李武

(中交第三航务工程勘察设计院有限公司, 上海 200032)

摘要: 针对近海风电桩基础的动力学问题, 结合实际工程, 采用数值软件对独桩基础、导管架基础和高桩墩台基础进行模态和时程分析, 得到3种基础的振型图、固有频率、周期及其位移响应曲线。通过分析可知, 经过1个周期后3种基础进入稳态振动; 同时发现高桩墩台基础的动力放大系数高于独桩基础和导管架基础, 但是放大后的位移仍小于后两者, 约为它们的一半, 因此从风电基础对变形要求的角度考虑, 高桩墩台是最理想的近海风电基础。

关键词: 风电桩基础; 动力学分析; 数值模拟

中图分类号: TU473.1

文献标志码: A

文章编号: 1009-640X(2011)03-0087-05

随着我国经济的快速发展, 能源消耗量日益增长, 传统的不可再生能源出现了供不应求的局面^[1-2]。因此, 风能资源作为清洁的可再生能源得到快速发展, 近海是风力发电的理想场所之一^[3-4]。近海风电机组基础多采用桩基结构, 风机-塔架-基础组成高耸动力结构。这种结构面对随机变化的风力及波浪力, 使基础承受自上部结构传递的循环水平荷载, 这个低频的循环水平荷载会加大基础的侧向变形, 而当整体结构转角超过 0.5° 时, 就会使机头位置产生过大水平位移, 造成风力发电机无法正常工作^[5]。因此, 国内外学者对近海风力发电机基础的侧向变形进行了深入研究, 对在低频动力荷载作用下的桩基顶部最大位移、振动速度及桩基对风机动力特性的影响等问题进行了探讨^[6-8]。在动力荷载作用下, 结构位移和应力会产生复杂变化, 因此将有限元方法引入至桩基础水平承载力与位移、转角关系, 稳定性与桩直径、埋深的关系及大直径桩与土之间的相互作用等力学性质的研究^[9-11]。同时, 通过有限元方法的研究成果修正了经典 $p-y$ 曲线计算方法对大直径桩的侧向位移的影响^[12]。基于前人研究成果和实际工程问题, 本文对大直径钢管桩、导管架和高桩墩台基础的力学性质进行系统研究, 讨论其力学性质, 为实际工程设计提供参考。

1 工程概况

某风力发电场场址呈“L”型, 东西向长约15 km, 南北向长约13.5 km, 其西侧边线离海岸线直线最短距离约28 km, 规划海域面积127 km²。风电场区域地形总体平坦, 局部海沟较深, 风电场范围内原始地面高程大多为-1.0~1.3 m(85高程), 局部海沟处深达-8 m。该工程拟安装100台单机容量2 MW的风力发电机组。风力发电机组转轮直径93 m, 轮毂高度80 m。风电场配套设置1座220 kV海上升压站及1座陆上集控中心, 海上升压站位于西侧海域。升压站规模按200 MW设计, 并以一回220 kV海缆送出, 陆上集控中心设置在海缆登陆点附近, 海上升压站距登陆点直线距离约30 km。风机基础拟采用大直径钢桩(4~5 m)、导管桩和高桩墩台基础, 该基础需承受巨大的风机倾覆力矩和波浪、水流荷载, 而且风机设备对基础变形有很高的要求。

根据钻孔揭示的地层结构、岩性特征、埋藏条件及物理力学性质, 结合区域地质资料得出, 勘探深度内均

收稿日期: 2010-11-15

基金项目: 连云港徐圩港区防波堤新型结构研究

作者简介: 李武(1978-), 男, 工程师, 博士, 主要从事港口工程的设计与科研。E-mail: liw@theidi.com

为第四系沉积物,上部①~③层为第四系全新统(Q4)冲海相粉土、粉砂,下部为上更新统(Q3)陆相、滨海相沉积物.根据土性及物理力学性质细分为8个亚层,现自上而下分述见表1.

表1 地质条件

Tab.1 Geological conditions

土 层 编 号	层 名	天然地基		钢管桩侧阻力/ kPa	桩 基 础	
		地基土承载力特征值/ kPa			地基土水平抗力比例系数/ (MN·m ⁻⁴)	
①	粉 砂	100			1.0	
②	粉 土	120		40	3.5	
③ ₁	粉 土	160		60	4.2	
③ ₂	粉 砂	200		64	5.0	
④	粉质黏土	160		56	4.8	
⑤	粉质黏土	130		40	3.4	
⑥ ₁	粉 砂	200		64	5.5	
⑥ ₂	粉质黏土	100		38	2.4	
⑥ ₃	粉 砂	220		70	5.6	

2 数值模型

采用大型商业有限元程序 ROBOT 对 3 种基础力学性质进行研究,建立模型见图 1. 超大直径钢管桩风机基础的建模参数:入土设计深度 36 m,直径 4.3 m,壁厚 6 cm,钢桩部分采用壳单元,弹性模量取 206 GPa,泊松比取 0.30,重度 78 kN/m³;桩内土采用杆单元模拟,主要考虑它对桩的刚度贡献,不对其进行力学分析,平均重度取 9.35 kN/m³,弹性模量取 6.21 MPa,泊松比取 0.30. 导管桩基础建模参数:钢管桩直径 1.8 m,斜撑直径 1.7 m,水平撑直径 1.2 m,过渡管上端直径 4.3 m,下端直径 2.5 m,壁厚 3 cm,采用杆单元模拟,材料参数同大直径钢管桩的参数. 建立数值模型如图 2.

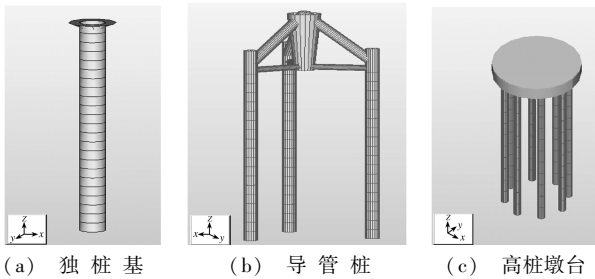


Fig.1 Geometric models of the pile foundation

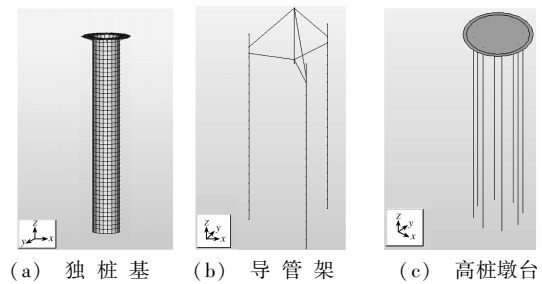


Fig.2 Finite element models of the pile foundation

高桩墩台建模参数:钢管桩直径 1.2 m,壁厚 2 cm,墩台直径 14 m,高度 3 m,墩台是钢筋混凝土现浇,混凝土 C35,采用板壳单元模拟,弹性模量取 27 GPa,泊松比取 0.166,重度 24.53 kN/m³. 荷载按设计单位给定的范围取值(为基础环面的荷载设计值). 上部传下的集中力荷载在模型计算中转换为线荷载加于有限元模型的基础环上,将弯矩等效加于有限元模型的基础环上. 钢桩靠摩擦力提供承载力,所以采用 m 法模拟土对桩的侧向约束,采用弹性地基模拟桩端约束.

3 动力计算分析

对基础结构进行动力学分析时,首先要通过模态分析确定基础的固有频率和振型,再根据基础结构自振频率求出瞬态分析的阻尼. 通过数值软件模拟,得到 3 种基础结构的振型变化图、固有频率和周期表,分别见图 3~5 和表 2. 瞬态分析中动力刺激采用波浪荷载,设计水位最大波高 4.85 m,周期 5.71 s,波长 62.5 m.

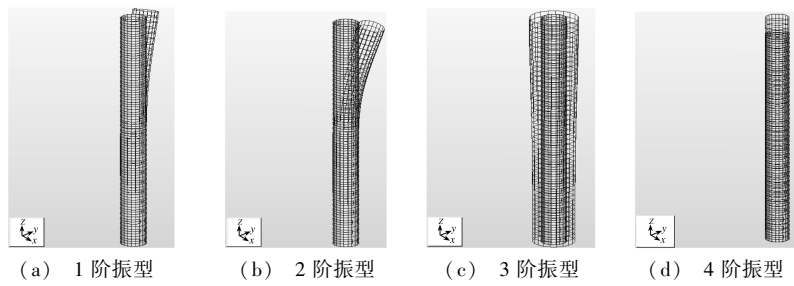


图3 独桩基础前4阶振型

Fig. 3 Four modes of single-pile

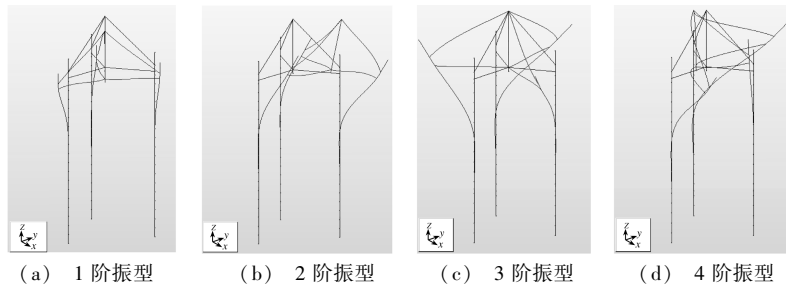


图4 导管架基础前4阶振型

Fig. 4 Four modes of offshore jacket

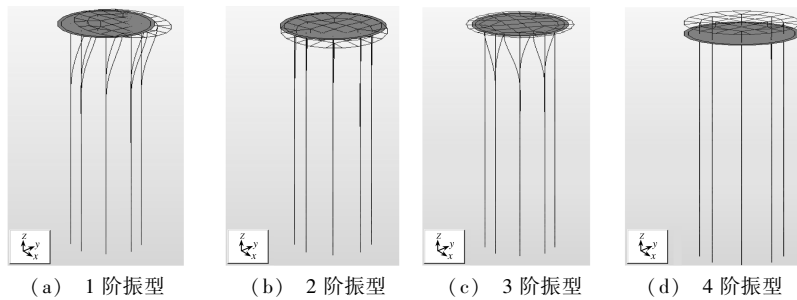


图5 高桩墩台基础前4阶振型

Fig. 5 Four modes of high-pile pier

表2 3种基础自振频率和周期

Tab. 2 Natural frequencies and periods of the three foundations

阶数	独桩基础		导管架基础		墩台基础	
	频率/ Hz	周期/ s	频率/ Hz	周期/ s	频率/ Hz	周期/ s
1	3.41	0.29	5.13	0.19	2.23	0.45
2	3.41	0.29	5.13	0.19	2.23	0.45
3	5.76	0.17	8.26	0.12	2.42	0.41
4	11.16	0.09	11.61	0.09	6.55	0.15
5	24.41	0.04	11.61	0.09	7.41	0.13
6	30.61	0.03	16.78	0.06	7.43	0.13

由图3可知,独桩基础的第1阶为横向振动,第2阶为纵向振动,第3阶为扭转方向振动,第4阶为竖向振动,振动形式单一,实际工程中这几种形式容易出现.图4中,导管架基础第1~3阶振型与独桩基础的相同,但第4阶振型出现撑杆振动,振动形式复杂,实际工程中不容易出现.图5中,高桩墩台基础与独桩基础振动形式相同.由表2可知,3种基础的前3阶自振周期相对高阶大,激励荷载周期为5.71 s,可见3种结构

自振频率都能很好地避开激励荷载的固有频率,避免共振现象的发生.利用表 2 中得到的自振频率,将它转化成固有角频率,结合公式,计算出瑞利阻尼系数:独桩基础 $\beta=0.000\ 233$, $\alpha=0.260\ 463$;导管架基础 $\beta=0.000\ 155$, $\alpha=0.233\ 459$;高桩墩台基础 $\beta=0.000\ 357$, $\alpha=0.278\ 989$.

根据瑞利阻尼,利用 ROBOT 程序进行激励荷载作用下基础的瞬态动力分析,得到基础顶位移的时间历程响应曲线如图 6.由图 6 可见,在第 1 个激励荷载周期内,3 种基础振动不规则,特别是高桩墩台抖动特别明显,在第 1 个周期末,基础顶端位移达到最大.此后,3 种基础的振动曲线随着激励荷载进行规律性的摆动,结构进入稳态变化,这与文献[13]中独桩的动力响应规律相同,进一步证明本文模型的有效性.3 种基础结构在静力和动力作用的计算结果见表 3.由表 3 可见,动力分析得到的位移值和应力值比静力分析的结果大,这与结构的动力放大效应是一致的.其中墩台位移和应力的放大系数比例远超过其他 2 种基础,但是总体位移还是最小.然而独桩基础的位移放大系数相对较小,应力放大系数在导管架和墩台之间.对比 3 种基础,导管架基础位移和应力的放大系数综合效果最小.

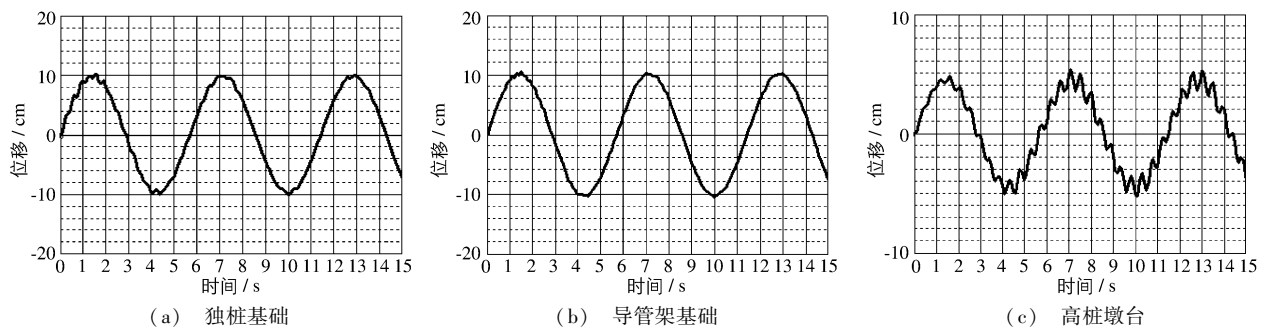


图 6 基础顶位移的时程曲线

Fig. 6 The time-displacement curves on the foundation top surface

表 3 最大位移和最大应力的静力和动力计算比较

Tab. 3 Comparison of static and dynamic calculation of the maximum displacement and stress

基础形式	最大位移/cm			最大应力/MPa		
	静力分析	动力分析	放大系数	静力分析	动力分析	放大系数
独 桩	10.0	10.1	1.0%	107.36	111.81	4.1%
导管架	10.4	10.7	2.9%	286.38	292.15	2.0%
高桩墩台	4.6	5.3	15.2%	282.98	327.29	15.7%

4 结 语

本文结合实际工程的设计方案对 3 种基础结构的位移和应力进行分析,得出如下结论:

(1) 导管架基础的低阶振型相对其他 2 种基础复杂,而且其位移和应力的放大系数相对其他 2 种较小,因此,3 种基础中导管架基础承受动力荷载的性能最优.

(2) 3 种基础经过激励荷载的第 1 周期后,位移振动趋向稳定,没有随着时间的增加而增大,这说明 3 种基础避开了激励荷载的固有频率.

(3) 3 种基础中,高桩墩台的抗侧移刚度最大,虽然它受动力影响较大,但是应力还在设计材料的允许范围之内,总体位移比其他 2 种基础小得多.

总之,根据风力发电对基础侧向位移小的要求,综合考虑 3 种基础的力学性能,高桩墩台基础是近海风力发电机组桩基础的最佳选择.

参 考 文 献:

[1] 周凌云. 世界能源危机与我国的能源安全[J]. 中国能源, 2001(1): 12-13. (ZHOU Lin-yun. World energy crisis and

- China's energy security[J]. *Energy of China*, 2001(1): 12-13. (in Chinese))
- [2] 龚民焯. 风力发电的全球展望[J]. *上海节能*, 2008(3): 28-31. (GONG Min-hua. Global wind power outlook[J]. *Shanghai Energy Conservation*, 2008(3): 28-31. (in Chinese))
- [3] 聂春雷, 孙钰. “十一五”能源发展的绿色走向[J]. *环境保护*, 2006(2A): 39-40. (NIE Chun-lei, SUN Yu. “Eleventh Five-Year” green energy direction[J]. *Environmental Protection*, 2006(2A): 39-40. (in Chinese))
- [4] 薛清梅, 王金柱. 大型海上风力发电的开发[J]. *发电设备*, 2007(2): 161-163. (XUE Qing-mei, WANG Jin-zhu. Development of large offshore wind power[J]. *Power Equipment*, 2007(2): 161-163. (in Chinese))
- [5] 郭玉树, 亚克慕斯·马丁, 阿布达雷赫曼·哈里. 用循环三轴试验分析海上风力发电机单桩基础侧向位移[J]. *岩土工程学报*, 2009, 31(11): 1729-1734. (GUO Yu-shu, ACHMUS M, ABDEL-RAHMAN K. Estimation of lateral deformation of monopile foundations by use of cyclic triaxial tests[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2009, 31(11): 1729-1734. (in Chinese))
- [6] CUÉLLAR P, BAESSLER M, RÜCKER W. Ratcheting convective cells of sand grains around offshore piles under cyclic lateral loads[J]. *Granular Matter*, 2009, 11(6): 379-390.
- [7] ZAAIJER M B. Foundation modelling to assess dynamic behaviour of offshore wind turbines[J]. *Applied Ocean Research*, 2006, 28(1): 45-57.
- [8] KELLEZI L, HANSEN P B. Static and dynamic analysis of an offshore mono-pile windmill foundation[C]//British Geotechnical Association. BGA International Conference on Foundations, Innovations, Observations, Design and Practice, London: Thomas Telford Publishing, 2003: 401-410.
- [9] ACHMUS M, KUO Yu-Shu, ABDEL-RAHMAN K. Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load[J]. *Computers and Geotechnics*, 2009, 36(5): 725-735.
- [10] WU Ke, CHEN Rong, LI Shu-cai. Finite element modeling of horizontally loaded monopile foundation of large scale offshore wind turbine in non-homogeneity clay[C]//IEEE Computer Society Washington. WRI World Congress on Software Engineering, New York: Association for Computing Machinery, 2009, 2: 329-333.
- [11] ACHMUS M., ABDEL-RAHMAN K, KUO Y S. Numerical modelling of large diameter steel piles under monotonic and cyclic horizontal loading[C]//PIE TRUSZCZAK S, PANDE G N. Proceedings of the 10th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, [s.l]: Taylor & Francis, 2007: 453-459.
- [12] LESNY K, WIEMANN J. Finite-element-modelling of large diameter monopiles for offshore wind energy converters[C]//American Society of Civil Engineers. Geotechnical Engineering in the Information Technology Age, [s.l.]: ASCE, 2006: 212.
- [13] 张建勇. 浅海独桩平台有限元分析及合理结构型式研究[D]. 天津: 天津大学, 2005. (ZHANG Jian-yong. Finite element analysis and rational structure pattern research for offshore single-pile platforms[D]. Tianjin: Tianjin University, 2005. (in Chinese))

Dynamic analysis of offshore wind turbine pile foundation

LI Wu

(CCCC Third Harbor Consultants Co., Ltd, Shanghai 200032, China)

Abstract: According to the dynamic problems of offshore wind turbine pile foundation, modal analysis and time history analysis are respectively carried out on the single-pile, offshore jacket and high-pile pier by use of numerical software based on practical engineering. Their modal maps, natural frequencies, periods and displacement time curves are obtained. The three foundations are in a steady state vibration after one cycle period by further analysis. The dynamic magnification factor of high-pile pier is greater than the single pile and offshore jacket, but enlarged displacement is still less than that of the single pile and offshore jacket, and is about two foundations displacement of the half by comparison of three foundations under static and dynamic calculations. Therefore, the wind turbine pile foundations should be in a condition of little deformation. The high-pile pier is the best for offshore wind turbine foundation from the point of view of stability and safety.

Key words: wind turbine pile foundation; dynamic analysis; numerical simulation