

风暴潮荷载作用下海上风电多桶导管架基础动力响应

卢明皎^{1,2}, 张陈蓉^{1,2}, 田抒平^{1,2}

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘 要: 为研究风暴潮荷载下吸力桶导管架基础风力机结构的动力响应, 采用自定义荷载波形加载装置开展室内 1 g 模型试验, 分析不同荷载工况下风力机结构位移响应和频率演化, 并通过数值模拟讨论风暴潮荷载下吸力桶不同深径比对土体和结构的影响。结果表明: 结构水平位移极值随风暴潮工况风速的增加而增大, 水平位移放大系数呈“先增后减”变化趋势; 机舱位置加速度 Fourier 幅值谱峰值随荷载的增加而增大, 峰值频率则呈“先减后增”趋势。随着吸力桶深径比的增加, 结构水平位移极值和放大系数均依次减小; $L/D=0.5$ 为最不利深径比, 此深径比不能抵抗风暴潮荷载; 深径比 1.0 与 1.5 区别并不明显, 综合考虑可靠性和经济性, 深径比 1.0 为最优形式; 不同深径比对吸力桶导管架基础的旋转中心也有影响。

关键词: 海上风电; 动力响应; 风暴潮; 模型试验; 吸力桶导管架基础; 深径比

中图分类号: TU473

文献标志码: A

0 引 言

海上风电作为绿色可再生能源的一种, 过去十年间, 累计装机容量在全球范围内迅猛增长^[1]。海上风电基础部分是保障其在全寿命周期内安全运行的关键, 其建设成本约占整个风电场总成本的 20%~30%^[2]。随着海上风电单机装机容量、离岸距离和入水深度的不断增加, 其基础形式从重力式、单桩固定式向导管架、浮式扩展^[3]。吸力桶导管架基础因其兼顾了导管架(结构刚度大、承载力高)和吸力桶(无噪音污染、抗倾承载力高、施工快捷)的优点^[2], 以及较低廉的建设成本, 必将在未来的海上风电行业中拥有较为广泛的应用前景。近年来, 全球气候变暖导致海上风暴等极端气象事件频繁发生, 而中国已建或在建的风电场大部分位于台风频发海域, 台风过境引起的风暴潮荷载往往具有来势猛、速度快、强度大、破坏力强等特点, 对海上风电基础的安全性和稳定性形成严重威胁^[4-5]。如 2024 年 9 月 6 日登陆中国海南文昌的超强台风“摩羯”中心附近最大风力 17 级以上(62 m/s)造成多台海上风力机塔筒折断。因此, 风暴环境下海上风电基础以及土体-基础-结构整体的动力响应, 是海上风电设计中需重点考虑的一个问题。就此问题国内外学者开展了大量卓有成效的研究。

学者们认为风、波流荷载作用下的海上风电结构动力反应, 并非简单的线性叠加效应, 而是具有耦合效应^[6]。汤春生等^[4]利用有限元数值模拟, 研究发现海上风电大直径单桩在

台风影响下的冲刷和淤积程度比无台风情景下的结果更显著; 柯世堂等^[7]分析了台风-浪-流极端工况下海上风电单桩基础风力机结构最不利停机位风载荷分布特性, 提出不同波浪相位下基础柱极值荷载模型; 黎鹏飞等^[8]通过对海上风力机浮式基础风暴潮荷载下运动响应和结构荷载特性的分析, 发现结构最大响应并不完全对应于最大波浪或风浪阶段。仅考虑最大波高或风速可能会低估台风行进过程中的运动响应。李嘉文等^[9]研究表明海上风力机漂浮式基础主要受台风波浪载荷的影响, 其运动响应在极端波浪载荷作用下达到最大值; 张陈蓉等^[10]通过砂土中大直径单桩室内试验, 发现风暴条件下随平均风速的提高, 风力机位移响应极值呈现非线性增长的趋势; 秦梦飞等^[11]对台风环境风浪耦合作用下大直径单桩海上风力机的动力特性进行了研究, 结果显示塔基下方泥面线处剪力响应受波频控制, 弯矩响应受一阶频率控制; 李琪等^[12]通过有限元方法分析了导管架与单桩基础在台风经过时的动力响应, 研究表明, 与单桩基础风力相比, 导管架基础风力机的动力响应更小, 芦直跃等^[13]通过物理模型实验, 研究了台风对海上风电单桩基础累积变形的影响, 结果表明可采用叠加法对单桩基础的累积转角进行计算。

现在研究主要围绕海上风电大直径单桩和浮式基础, 而针对吸力桶导管架基础风暴环境下动力响应的研究较为缺乏。本文采用自定义荷载波形伺服动力加载设备, 开展风暴潮荷载作用下桶导管架基础风力机结构动力响应室内模型

收稿日期: 2025-01-23

基金项目: 国家自然科学基金(51779175)

通信作者: 张陈蓉(1982—), 女, 博士、副研究员, 主要从事桩基工程的科研与教学等方面的研究。zcrong33@tongji.edu.cn

试验。在此基础上,通过有限元数值模拟分析多桶导管架基础在不同径深比情况下对风暴潮荷载的响应情况,以期为多桶导管架基础抗台风设计提供参考。

1 模型试验

1.1 风力机模型

试验参考文献[14]中的四桶导管架基础风力机模型。为保证结构与土体相互作用动力模型试验结果的可靠性和试验模型的可加工性,结合相似原理^[15]确定试验相似比为1:200,四桶导管架风力机模型尺寸及实物如图1所示。吸力桶尺寸为:直径 $D=60$ mm、高度 $L=60$ mm、吸力桶顶部开口尺寸 $2\text{ mm}\times 2\text{ mm}$ 、桶间距为 125 mm 。导管架高度 325 mm 、塔筒高度 535 mm 、风力机为3叶片,叶片长度 410 mm 、轮毂质量 67.5 g 。

1.2 地基土制备

实验选用福建砂,依据GB/T 50123—2019^[16]对土样进行物理参数测定得到,砂土平均粒径为 0.16 mm ,颗粒比重为 2.650 ,不均匀系数为 1.91 ,最大孔隙比、最小孔隙比分别为 0.916 和 0.609 ,经测定试验用砂属于级配不良细砂,具体参数详见表1。

模型箱尺寸长、宽、高均为 0.8 m ,箱体四周采用 50 mm 厚泡沫板填充以实现吸波隔振^[17]。如图2所示,箱底铺设 200 mm 厚的砾石层方便排水,砂土层厚度为 400 mm ,砾石层与砂土层采用土工布隔开。砂土层分8次填筑,每层厚度为 50 mm ,称重并压实,以控制砂土相对密实度为 69.5% 。土样填筑至指定高度后注水饱和。

土样制备后,整体风力机模型放置指定平面位置,吸力泵连接桶顶开口,实现真空吸力贯入至指定深度(桶顶即将接触砂土表面时),模型静置 24 h 。考虑边界效应,吸力桶基础外围与箱壁水平距离为 6 倍桶间距,桶底与砂层底面距离取 2 倍桶高^[18]。

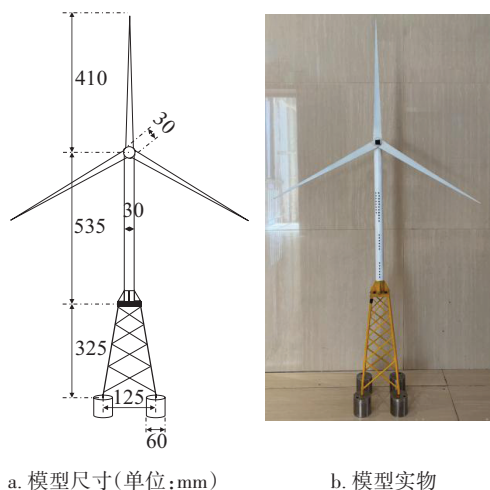


图1 吸力桶导管架模型尺寸及实物模型

Fig. 1 Dimensions of umlti-bucket jacket and physical model

表1 砂土物理力学特性参数

Table 1 Physical and mechanical property parameters of sand

参数	数值	参数	数值
中值粒径 D_{50}/mm	0.16	颗粒重度 G_s	2.650
不均匀系数 C_u	1.91	最大孔隙率 $e_{\max}$	0.974
曲率系数 C_c	0.97	最小孔隙率 $e_{\min}$	0.626

1.3 试验加载和量测设备

试验系统由加载设备、量测设备、模型箱和风力机模型构成,如图2所示。采用自行研发的自定义波形动力加载设备^[10]实现动载施加,最大加载幅值 100 N ,频率 100 Hz 。加载设备可实现 10^6 个归一化点的自定义输入不规则波形的单点荷载加载,模拟海洋环境下作用于风力机系统的风和波浪随机动力荷载特点。

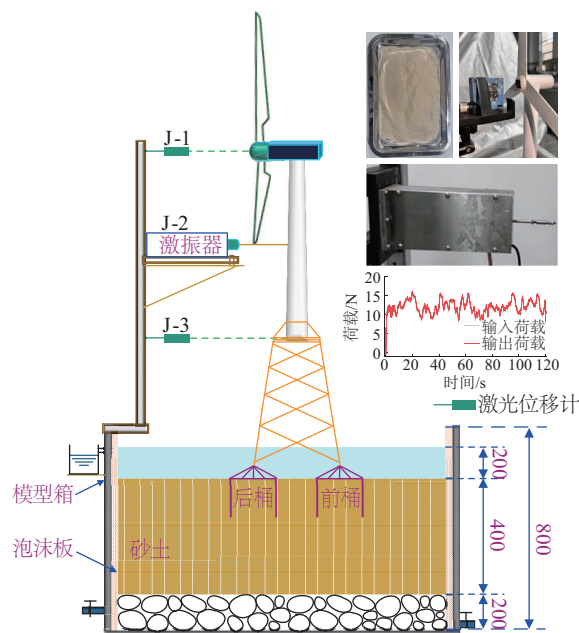


图2 室内模型加载与监测示意图

Fig. 2 Schematic diagram of model test loading and monitoring

采用螺杆将激振器与风力机模型进行连接。力传感器集成于加载激振器内部,控制精度及分辨率为 0.1 N ,监测动力荷载加载;在模型箱支架上布置3个Wenglor激光位移传感器,精度为 $8\text{ }\mu\text{m}$,分别测量风力机塔顶、塔筒和导管架处3个位置处的结构位移响应。

1.4 试验工况

1.4.1 荷载计算

1) 风荷载计算

将来流速视为平均风和脉动风的叠加。平均风速取指数模型为:

$$u(z) = u_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^{\alpha} \quad (1)$$

式中: z ——高度, m; u_{10} ——10 m 高处平均风速, m/s; α ——受地貌影响的常数, 对于开阔海面, α 取 0.11。

脉动风速功率谱选用 Kaimal 谱^[10], 功率谱密度分布如图 3a 所示。图 3a 中, 规范化频率 $f_0 = nz/u$, 规范化功率谱密度 $S_0 = nS_u/\sigma^2$ 。基于谐波叠加法计算得到风场各点处风速。

叶片上的风荷载采用叶素动量理论计算得到。作为高耸结构, 作用于塔筒上的顺风向风荷载为:

$$F = 0.5C_{D,wind}\rho A[V_m + v'(t)]^2 \quad (2)$$

式中: $C_{D,wind}$ ——气动阻力系数, 圆柱形高耸结构取 0.8; ρ ——空气密度, kg/m³; A ——塔筒有效迎风面积, m²; V_m ——平均风速, m/s; v' ——脉动风速, m/s。

2) 波浪荷载

波浪对小尺度构件的波浪作用力主要是黏滞效应引起的拖曳力 f_D 和质量效应引起的惯性力 f_I , 计算见式(3)。

$$\begin{cases} f_D = \frac{1}{2} C_{D,wave} \rho_w D u_x |u_x| \\ f_I = C_M \rho_w \frac{\pi D}{4} a_x \end{cases} \quad (3)$$

式中: $C_{D,wave}$ ——波浪拖曳系数; ρ_w ——海水密度, kg/m³; D ——导管架等效直径, m; u_x ——流体 x 方向的流速, m/s; C_M ——惯性力因数; a_x ——流体 x 方向的加速度, m/s²。

基于 Morison 方程和 JONSWAP 谱^[19](图 3b)对随机波浪进行时程模拟, 采用等分频率法对波浪力进行线性叠加模拟。

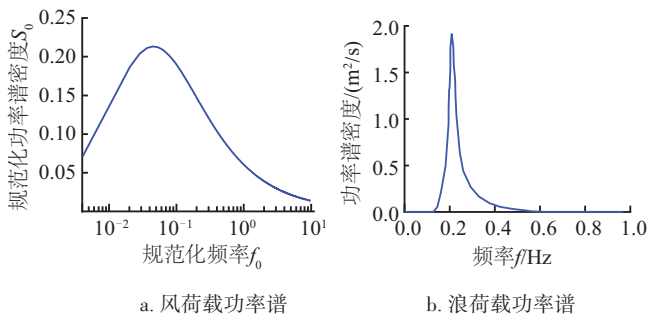


图 3 试验荷载计算功率谱
Fig. 3 Calculated power spectrum of test loading

1.4.2 工 况

风力机承受的荷载有等效叶片风荷载 P_1 、等效塔筒风荷载 P_2 和等效波浪荷载 P_3 。受试验加载设备所限, 仅能实现单点加载。因此, 需进行荷载等效, 具体如图 4 所示, 其中 h_c 为等效后基础顶面至加载点距离, P_c 为等效荷载水平^[20]。

根据 Siffir-Simpson 飓风等级分类^[21]和中国《热带气旋等级》标准^[22], 本文选取 3 组典型的风暴潮(强热带风暴、强台风和超强台风)进行试验, 试验工况见表 2(表中风速指平均风速), 风暴潮工况荷载(P_c 位置处)时程曲线如图 5 所示。

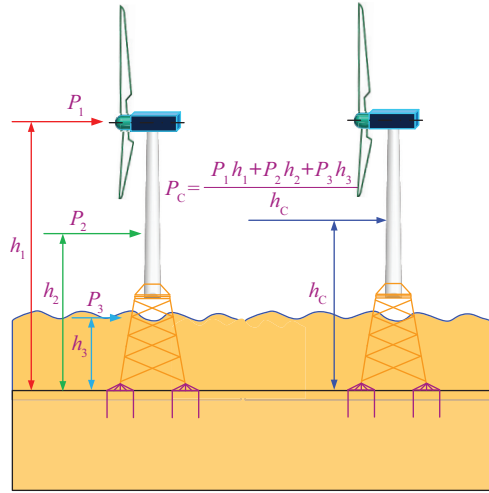


图 4 荷载等效图

Fig. 4 Schematic diagram of load equivalence

表 2 室内模型试验荷载工况

Table 2 Loading condition of model test

风暴潮 荷载工况	风速 & 波高	等级
1	风速 26 m/s & 波高 6.1 m	强热带风暴
2	风速 46 m/s & 波高 11.3 m	强台风
3	风速 70 m/s & 波高 18.7 m	超强台风

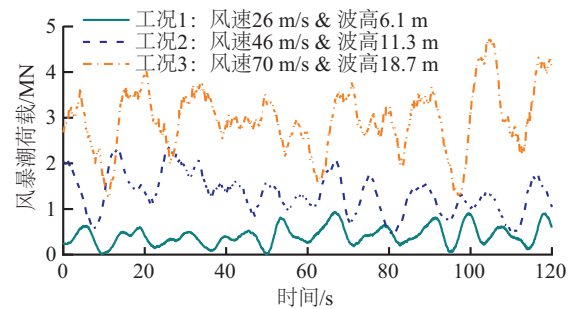


图 5 荷载时程曲线

Fig. 5 Loading time-history curves

2 试验结果与分析

2.1 结构位移响应

图 6 显示了 3 种风暴潮荷载工况下导管架、塔筒、机舱位置处的结构位移时程曲线。由图可见, 与各工况荷载增幅相比, 结构位移增幅比例非完全一致。工况 1~2 结构水平位移幅值增长 200%, 工况 2~3 增长 75%。就单一工况而言, 随着结构高度的增加, 结构位移呈现显著放大效应, 即机舱位移 > 塔筒位移 > 导管架位移。

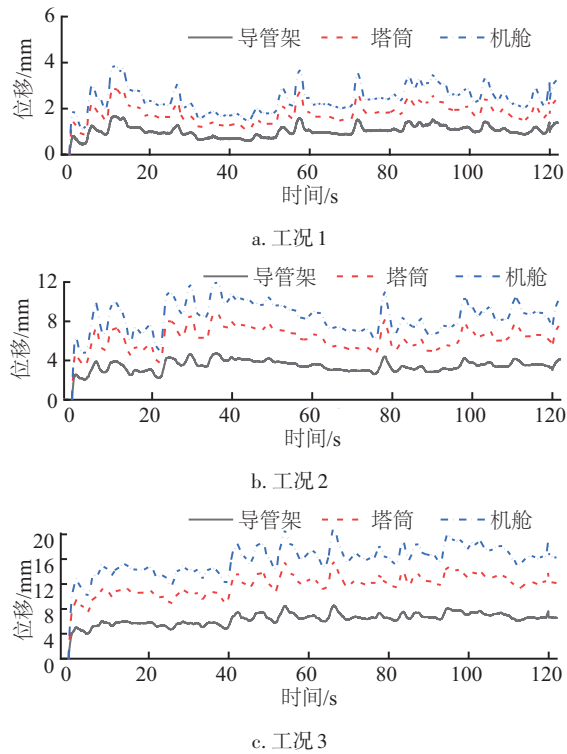
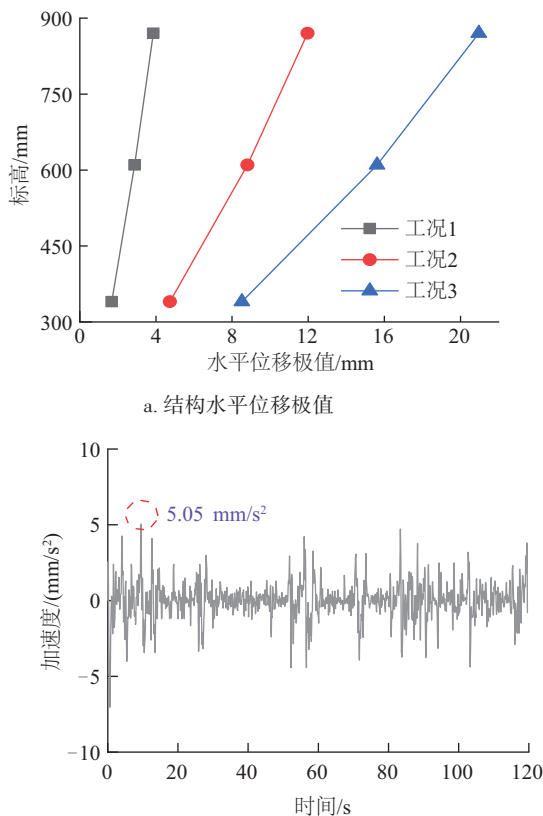
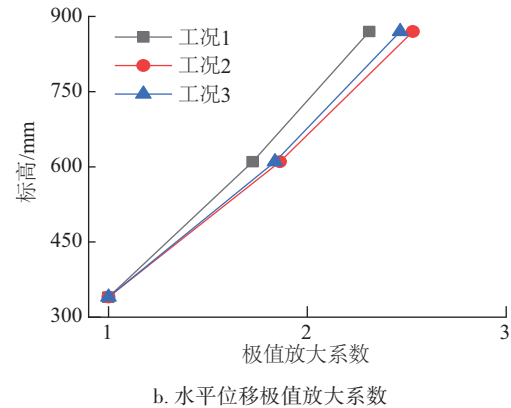


图6 不同风暴潮荷载工况下位移时程曲线
Fig. 6 Displacement time-history curves under storm surge load conditions



a. 结构水平位移极值



b. 水平位移极值放大系数

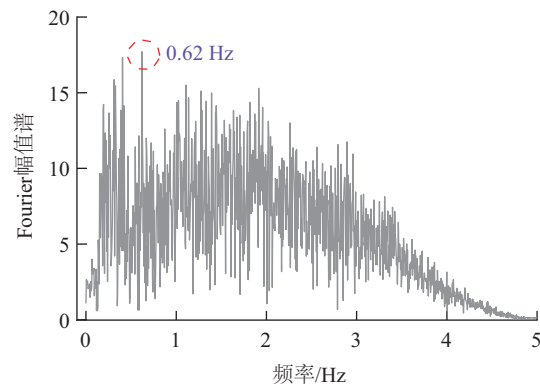
图7 风暴潮工况下结构位移极值及放大系数

Fig. 7 Amplification coefficient of extreme value of structural horizontal displacement in different storm loading

为量化比较风暴潮荷载下结构水平位移随高度的放大效应,获取时程曲线上的位移最大值,绘制各工况下机舱、塔筒及导管架处水平位移极值沿高度的分布见图 7a,进一步以导管架处的位移极值进行归一化处理,得到水平位移放大系数沿高度的分布,见图 7b。由图 7a 可知,结构的位移极值随高度的增加明显增大。从工况 1~2,3 个位置处分别增长了 2.83、3.05 和 3.10 倍,从工况 2~3,分别增长了 1.79、1.77 和 1.75 倍。由图 7b 可知,工况 1~3,放大系数呈“先增后减”的变化趋势,工况 1~2 放大系数增长 9%,而工况 2~3 放大系数下降 2.58%。整体而言,风暴潮工况 2 对结构影响最为显著。

2.2 结构频率响应

傅里叶幅值谱的形状和谱值不受阻尼比等外界因素的影响,能合理反映风暴潮荷载作用下结构动力响应的频谱特征^[23]。在风暴潮荷载施加前采用简谐荷载对风力机系统进行扫频,测得其自振频率为 14 Hz。为得到风暴潮荷载作用下结构频谱特征,对机舱位置处的位移时程曲线处理得到风暴潮荷载作用下机舱位置处加速度时程及对应的 Fourier 幅值谱,如图 8 所示。对比 3 个工况下加速度时程,机舱位置



a. 工况 1

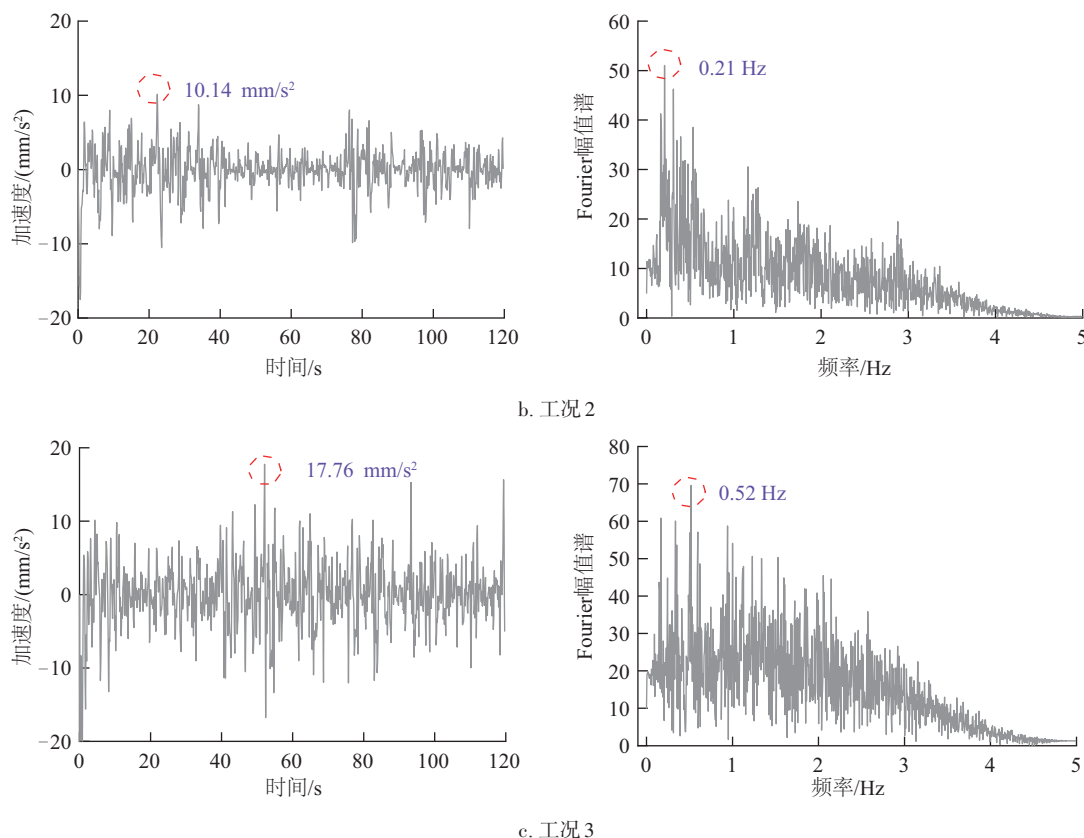


图8 机舱位置不同风暴潮工况加速度与傅里叶幅值谱

Fig. 8 Acceleration and Fourier amplitude spectra of nacelle position in different storm environments

处加速度极值依次为 5.05、10.14 和 17.76 mm/s², 工况 2 加速度极值相较于工况 1 增长了 100%, 工况 3 相较于工况 2 增长了 75%。对应的频谱曲线上幅值依次增大, 主频呈“先减后增”趋势。工况 1 的 Fourier 幅值谱峰值频率为 0.62 Hz, 工况 2 则减小为 0.21 Hz, 而工况 3 峰值频率介于二者之间为 0.52 Hz。对 1.4 节中风暴潮荷载频谱分析可知 3 种工况荷载主频集中在约 0.16 Hz, 风力机系统自振频率 (14 Hz) 远离荷载主频, 可不考虑荷载频率引起结构共振, 因此风暴潮荷载作用下结构主频变化主要是因为动力荷载作用下桶-土相互作用导致吸力桶基础周围土体刚度发生改变^[24]进而引发结构整体动力响应的改变。

2.3 土体变形分析

对风暴潮荷载下桶顶附近表层土体的迁移情况进行观测。考虑到对称性, 仅取一半进行分析, 具体见图 9。定义加载方向前排吸力桶为前桶, 后排为后桶。由图可知: 工况 1 (图 9a), 后桶后侧微微翘起, 前桶前侧部分下陷, 前桶表面前缘有小范围砂土覆盖。工况 2 (图 9b), 后桶整体翘起, 前桶前侧下陷明显 (砂土表面高于桶面), 前桶表面前缘有大范围砂土覆盖。相比工况 2, 工况 3 (图 9c) 前、后桶影响范围内土体变化并不显著, 仅后桶后侧土体影响范围有所扩大, 说明荷载工况 2 对桶周土体影响显著。需注意的是, 由于导管架

的空间特征, 水平向风暴潮荷载作用下吸力桶基础除受到水平荷载外, 还承受较大的竖向拉、压荷载。表层土体的迁移要考虑竖向荷载的影响。

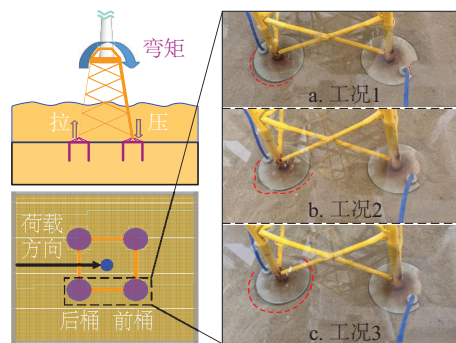


图9 不同风暴潮荷载工况下土体变形

Fig. 9 Soil deformation in different storm environments

试验研究表明, 四筒导管架基础的海上风力机结构响应如最大位移随工况风速的增加而增加, 但增加程度会逐渐下降, 主频变化与桶-土相互作用相关。由于基础结构的空间性, 桶周土体的变化根据平面位置而有所区别。

鉴于试验研究条件的限制, 桶土相互作用难以获得更直接的数据。此外现有研究认为: 随着吸力桶入土深度的增加, 桶土相互作用对上部结构的限制作用有所增强^[25]。下文

主要采用数值模拟的手段,探讨吸力桶深径比(L/D)对风力机结构整体抵抗风暴潮荷载能力的影响。

3 数值模拟

3.1 模型的建立与验证

采用商业有限元软件 ABAQUS,开展 4 组深径比($L/D=0.5、1.0、1.5、2.0$)下吸力桶导管架基础风力机动力响应的有限元数值分析。吸力桶直径 $D(D=12\text{ m})$ 不变,荷载工况选取试验中风暴潮荷载工况 1(风速 26 m/s & 波高 6.1 m)。

首先,建立与试验模型尺寸相同的三维整体有限元模型(图 10a),进行动力分析以检验计算的正确性。随后开展参数分析(图 10b)。吸力桶导管架风力机结构采用线弹性材料,密度 7850 kg/m^3 ,弹性模量为 210 GPa ,泊松比为 0.17 。饱和砂土采用 Mohr-Coulomb 弹塑性本构^[26],参数设置见表 3。桶与桶内土体之间绑定接触,桶与桶侧土体之间面-面接触,法向硬接触,切向罚函数,摩擦系数取 0.50 ,允许桶与土体的脱开。采用瑞利阻尼,土体阻尼比 0.05 ,结构阻尼比 0.01 。图 11 为室内试验与数值模拟的结果对比,可看出两者结果较为一致,表明数值模拟的建模方法及参数选取是合理的。

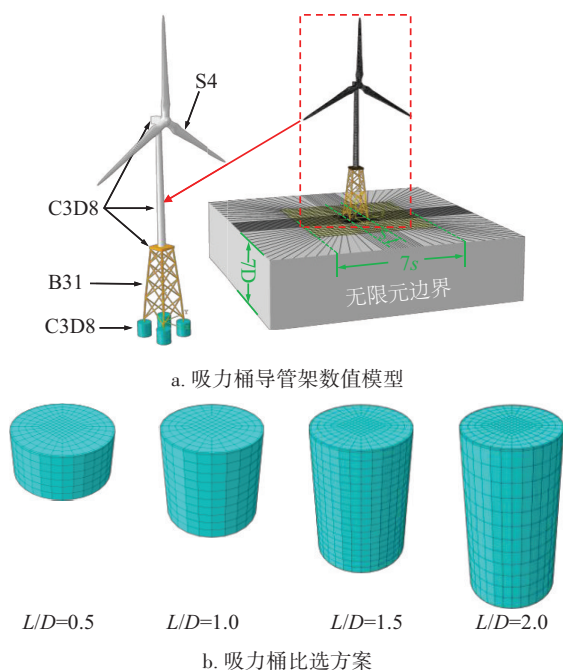


图 10 吸力桶导管架数值模型及比选方案

Fig. 10 Numerical model of multi-bucket jacket and alternative schemes

表 3 土体参数

Table 3 Soil parameter

土体	有效重度/ (kN/m^3)	内摩擦角/ ($^\circ$)	黏聚力/ kPa	泊松比	弹性模量/ MPa
砂土	9.8	30.5	0.1	0.30	30

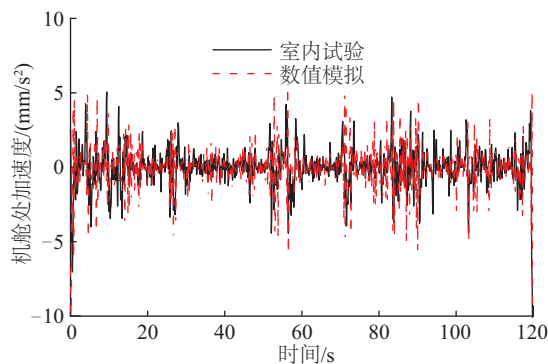


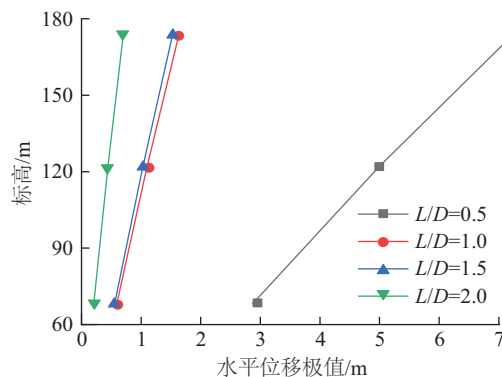
图 11 数值模拟与试验结果对比(工况 1)

Fig. 11 Comparison between numerical simulation and experimental results (case 1)

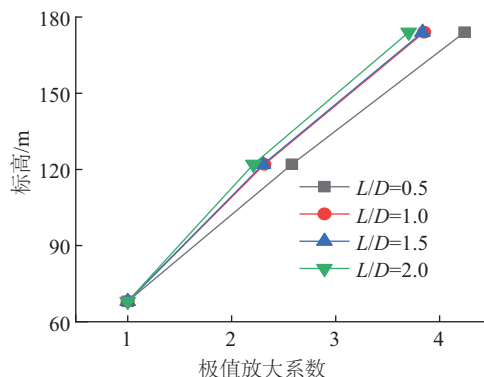
3.2 结果分析

3.2.1 结构位移响应

提取 4 种吸力桶尺寸下风力机结构 3 个位置处的(导管架、塔筒、机舱)水平位移极值,并进行归一化处理,得到位移极值及水平放大系数沿着高度的分布,如图 12 所示。由图 12a 可见,随着吸力桶深径比的增加,水平位移极值依次减小,以导管架位置为例,该值分别下降约 79%、80% 和 96% (以 $L/D=0.5$ 为基准)。当 $L/D=0.5$ 时,导管架处位移极值达



a. 结构水平位移极值



b. 水平位移极值放大系数

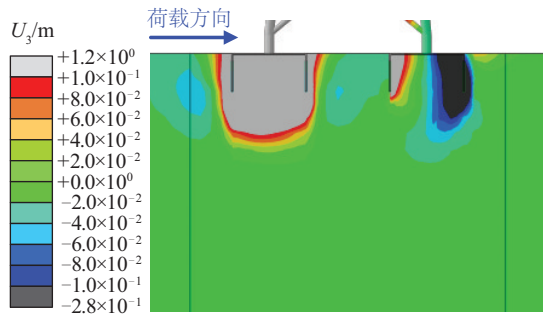
图 12 不同深径比结构位移极值及放大系数

Fig. 12 Amplification coefficient of structural horizontal displacement under different depth diameter ratio

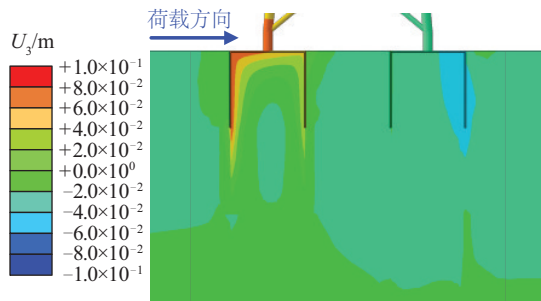
2.8 m, 整体变形过大。 L/D 从 1.0 增加到 1.5 时, 对结构体系的影响较小, L/D 从 1.5 增加到 2.0, 结构体系位移明显减小, 但此时更需考虑成本的增加。由图 12b 可见, 随着吸力桶深径比的增加, 水平位移放大系数逐渐减小。 L/D 从 0.5 增加至 1.0, 系数减小 10.3%; 从 1.0 增加至 1.5, 系数下降约 0.5%; 从 1.5 增加至 2.0, 系数下降约 4.0%。上述分析表明, L/D 在 1.0 到 1.5 范围内, 结构体系抗风暴潮能力较优。

3.2.2 桶周土体变形发展

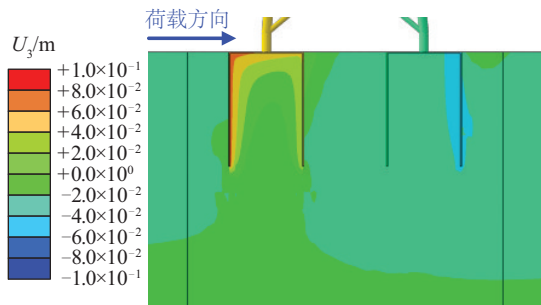
图 13 对比了 4 种深径比的吸力桶基础周边土体的竖向位移云图(荷载施加完成时刻)。由图可知, 不同深径比下桶内土体竖向位移呈现相似分布规律, 均呈现出后桶受拉、前桶受压, 受拉区集中于后桶后侧与桶顶, 受压区集中前桶前侧桶壁处。随着深径比的增大, 受拉和受压区范围逐渐减小甚至消失。当 $L/D=0.5$ (图 13a) 时, 拉、压区范围覆盖整个桶体, 同时前桶后侧也出现受拉区, 桶体影响范围内土体发生整体破坏, 土体丧失承载力。当 L/D 从 1.0 增加到 1.5 时, 土体位移区范围和形态无明显改变。当 L/D 从 1.5 增加到 2.0 时, 土体塑性区范围明显缩小甚至消失。在 $L/D=2.0$ 时,



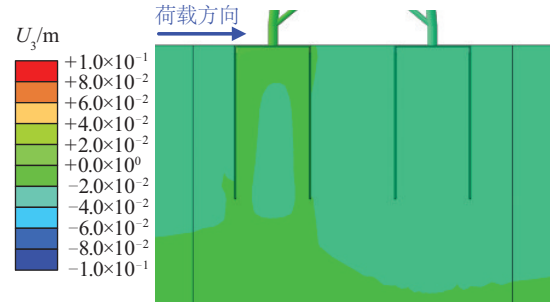
a. $L/D=0.5$



b. $L/D=1.0$



c. $L/D=1.5$



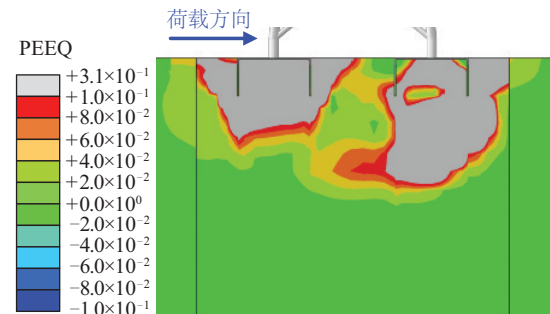
d. $L/D=2.0$

图 13 风暴潮工况下不同深径比位移云图

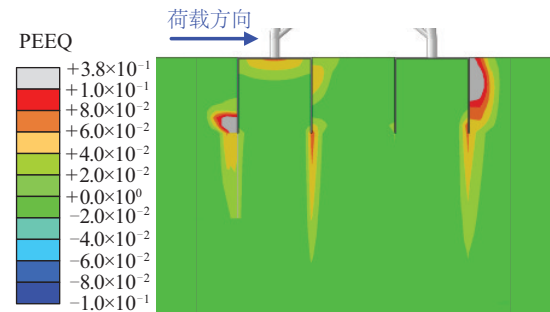
Fig. 13 Displacement contour maps of different depth-diameter ratios under storm surge conditions

后桶内部土体出现小范围的向下位移, 该现象的原因是, 在桶径保持不变的情况下, 随着桶深的增加, 桶内负压对土体的竖向位移限制存在临界值, 当超过此临界值桶内负压对土体影响不大。

图 14 为 4 种深径比下吸力桶周边土体的等效塑性应变发展(荷载施加完成时刻)。从图中可看出, 土体的塑性应变主要出现在桶脚和桶侧被动区。随着深径比的增大, 后桶桶脚处和前桶前侧的塑性区范围逐渐减小甚至消失。当 $L/D=0.5$ (图 14a) 时, 前、后桶底部的塑性破坏区域范围最大, 土体等效塑性应变区贯穿整个桶基底部区域, 在桶体影响范围内土体呈现圆弧状的塑性破坏区, 基础发生整体破坏, 说明在此深径比下基础不足以抵御风暴潮。当 L/D 从 1.0 增加到 1.5 时, 土体塑性区范围和形态变化不显著。而当 L/D 从 1.5 增加到 2.0 时, 土体塑性区范围明显缩小甚至消失。



a. $L/D=0.5$



b. $L/D=1.0$

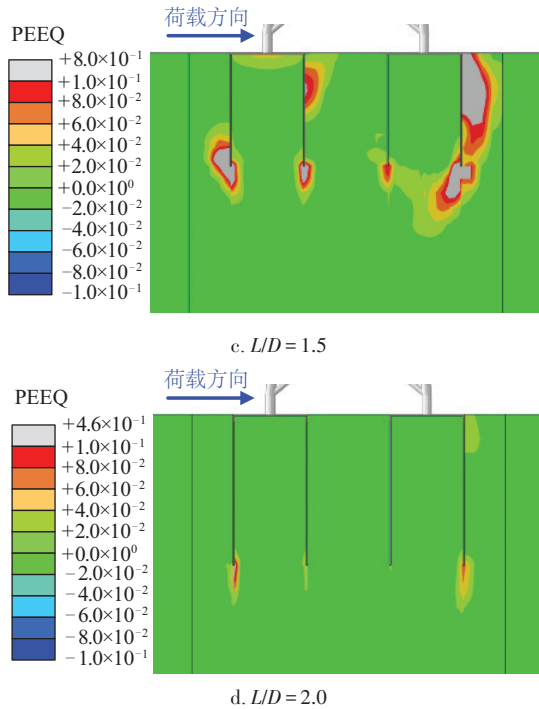


图 14 风暴潮荷载工况下不同深径比塑性应变图

Fig. 14 Plastic strain diagrams of different depth-diameter ratios under storm surge load

3.2.3 旋转中心变化

水平荷载作用下,风力机基础绕旋转中心发生旋转,多桶导管架基础旋转中心的位置主要受桶高的影响^[27]。为确定不同深径比对多桶导管架基础旋转中心的影响,采用文献^[27]中的确定方法获得基础的旋转中心,具体见图 15,图中 X_0 表

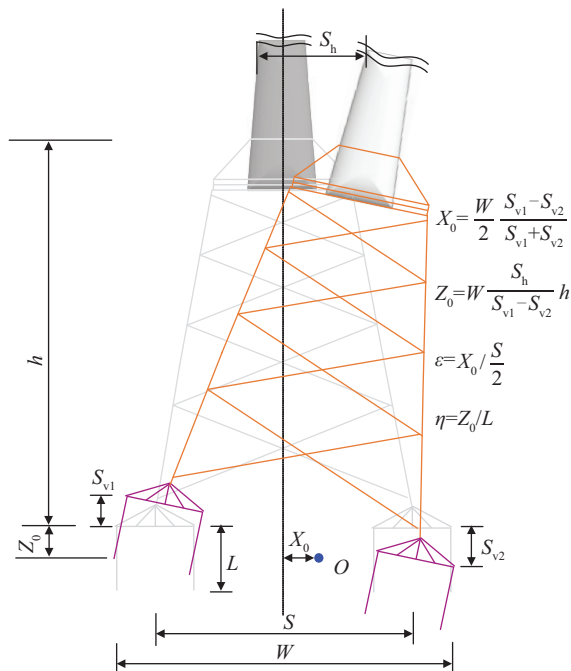


图 15 多桶导管架瞬时旋转中心示意

Fig. 15 Schematic diagram of instantaneous rotation center of multi-bucket jacket

示瞬时旋转中心与基础中线的水平距离; Z_0 表示瞬时旋转中心相对于泥面的高度;水平向相对位置 ε 定义为距基础中轴线的距离与相邻两桶中心间距一半的比值;竖向相对位置 η 定义为距基础桶顶的距离与桶高的比值。

表 4 列出了风暴潮荷载下不同深径比的多桶导管架基础旋转中心的位置。由表可知,旋转中心水平向实际位置和相对位置都随深径比的增大而远离基础的中心轴线,向受压侧移动,影响约为 $0.3D$ 。但旋转中心的竖向实际位置和相对位置呈“先增后减再增”变化规律,影响约为 $0.8D$ 。

表 4 不同深径比旋转中心位置

Table 4 Position of rotation center under different depth-diameter ratios

深径比 L/D	实际位置 ($X_0/m, Z_0/m$)	相对位置 (ε, η)
0.5	(1.44, -0.62)	(0.11, -0.10)
1.0	(-1.61, 4.36)	(-0.12, 0.36)
1.5	(-2.55, -0.53)	(-0.20, -0.03)
2.0	(-1.21, 3.77)	(-0.10, 0.16)

总体来说,考虑吸力桶不同深径比的影响, $L/D=0.5$ 为最不利情况,土体发生整体塑性破坏,上部结构也发生超限变形,此基础形式不足以抵御风暴潮荷载。深径比从 1.0 增加到 1.5 对整体结构体系动力响应影响并不显著。而当深径比从 1.5 增加到 2.0 对上部结构水平位移和土体塑性变形改善较明显,但同时应注意深径比增加带来的成本增大, $L/D=1.0$ 为该导管架形式确保风暴潮荷载安全运行的最优降本增效基础尺寸。

4 结 论

本文通过砂土中多桶导管架基础的室内模型试验和数值模拟参数分析,探讨了不同风暴潮荷载下风力机结构动力的响应及不同深径比对结构响应的影响,得到以下主要结论:

1) 随着风暴潮工况的增加,结构位移随之增大,风暴潮工况 2 对结构影响较为显著。结构水平位移随结构高度增加呈现显著放大效应。结构水平位移放大系数随荷载增大呈“先增后减”的变化趋势。试验现象可见后桶整体翘起,前桶前侧下陷明显,前桶表面前缘有大范围砂土覆盖。

2) 风暴潮工况的增大会引起结构加速度增大,进而 Fourier 幅值谱峰值随之增加。但结构主频则呈“先减后增”趋势。峰值频率依次为 0.62、0.21 和 0.52 Hz。

3) 随着吸力桶深径比的增加结构水平位移极值和放大系数依次减小,其中位移极值分别下降 79%、80% 和 93%,放大系数分别下降 10.3%、0.5% 和 4.0%。 $L/D=0.5$ 时塑性区范围贯穿整个基础底部,地基土体发生整体破坏,此深径比条件下不能抵抗风暴潮荷载。深径比从 1.0 变化到 1.5 对结构

体系抗台风能力影响较小,而深径比增加到 2.0 对结构体系影响较显著。吸力桶深径比 1.0 为该多桶导管架基础兼顾安全性和经济性的最优尺寸。

4)在风暴潮荷载作用下,不同深径比对基础旋转中心的水平位置影响并不显著(约为 $0.3D$),但对竖向位置影响较显著(约为 $0.8D$)。

[参考文献]

- [1] FAN Q X, WANG X, YUAN J, et al. A review of the development of key technologies for offshore wind power in China [J]. Journal of marine science and engineering, 2022, 10(7): 929.
- [2] WU X N, HU Y, LI Y, et al. Foundations of offshore wind turbines: a review [J]. Renewable and sustainable energy reviews, 2019, 104: 379-393.
- [3] WANG X F, ZENG X W, LI J L, et al. A review on recent advancements of substructures for offshore wind turbines [J]. Energy conversion and management, 2018, 158: 103-119.
- [4] 汤春生, 麦子浚, 沈良朵. 台风梅花对海上风电场海床演变数值模拟研究 [J]. 太阳能学报, 2025, 46(6): 522-530.
TANG C S, MAI Z J, SEN L D. Numerical simulation study on effects of typhoon Meifa on seabed evolution for offshore wind farm [J]. Acta energiae solaris sinica, 2025, 46(6): 522-530.
- [5] HALLOWELL S T, MYERS A T, ARWADE S R, et al. Hurricane risk assessment of offshore wind turbines [J]. Renewable energy, 2018, 125: 234-249.
- [6] LI J L, WU W G, WEI Y, et al. Study on dynamic response of offshore wind turbine structure under typhoon [J]. Polish maritime research, 2022, 29(1): 34-42.
- [7] 柯世堂, 王硕, 赵永发, 等. 台风-浪-流耦合作用下海上 10 MW 级特大型风力机风荷载特性分析 [J]. 振动工程学报, 2023, 36(2): 299-310.
KE S T, WANG S, ZHAO Y F, et al. Wind load characteristics of 10 MW-level super-large offshore wind turbine under the coupling effect of typhoon-wave-current [J]. Journal of vibration engineering, 2023, 36(2): 299-310.
- [8] 黎鹏飞, 王志明, 慕全, 等. 基于台风-浪时间历程荷载的风机-吸力筒导管架基础耦合分析研究 [J]. 核科学与工程, 2022, 42(2): 246-254.
LI P F, WANG Z M, MU T, et al. Tubular jacket suction bucket with wind generator coupling analysis based on typhoon and wave time history loads [J]. Nuclear science and engineering, 2022, 42(2): 246-254.
- [9] LI J W, BIAN J Y, MA Y X, et al. Impact of typhoons on floating offshore wind turbines: a case study of typhoon mangkhut [J]. Journal of marine science and engineering, 2021, 9(5): 2-21.
- [10] 张陈蓉, 田抒平, 张纪蒙. 砂土中大直径单桩风机动力响应模型试验 [J]. 岩土工程学报, 2022, 44(S2): 16-19.
ZHANG C R, TIAN S P, ZHANG J M. Model tests on large-diameter monopile-supported offshore wind turbine in sand [J]. Chinese journal of geotechnical engineering, 2022, 44(S2): 16-19.
- [11] 秦梦飞, 施伟, 柴威, 等. 台风过境下大型单桩式海上风机结构动力特性研究 [J]. 力学学报, 2022, 54(4): 881-891.
QIN M F, SHI W, CHAI W, et al. Research on dynamic characteristics of large-scale monopile offshore wind turbine under typhoon event [J]. Chinese journal of theoretical and applied mechanics, 2022, 54(4): 881-891.
- [12] 李琪, 周文杰, 童建国, 等. 台风环境中典型海上风机结构的动力响应数值分析 [J]. 中国海洋平台, 2019, 34(3): 32-39.
LI Q, ZHOU W J, TONG J G, et al. Numerical analysis on dynamic response of typical structure of offshore wind turbines under typhoon [J]. China offshore platform, 2019, 34(3): 32-39.
- [13] 芦直跃, 马宏旺, 李玉韬, 等. 台风对海上风电单桩基础累积变形影响试验研究 [J]. 海洋技术学报, 2019, 38(6): 75-82.
LU Z Y, MA H W, LI Y T, et al. Experimental study on the effect of typhoons on accumulated deformation of the monopile foundation for offshore wind turbines [J]. Journal of ocean technology, 2019, 38(6): 75-82.
- [14] ANTONIOU M, KOURKOULIS R, GELAGOTI F, et al. Simplified method for performance-based seismic design of suction caissons supporting jacket offshore wind turbines [J]. Soil dynamics and earthquake engineering, 2022, 155: 107169.
- [15] DING H Y, PAN C, ZHANG P Y, et al. Shaking table tests and seismic response of three-bucket jacket foundations for offshore wind turbines [J]. Journal of Ocean University of China, 2022, 21(3): 719-736.
- [16] GB/T 50123—2019, 土工试验方法标准 [S].
GB/T 50123—2019, Standard for soil test methods [S].
- [17] 向国威. 屏障隔振措施的数值分析与试验研究 [D]. 上海: 上海交通大学, 2011.
XIANG G W. Numerical analysis and experimental study on barrier vibration isolation measures [D]. Shanghai: Shanghai Jiao Tong University, 2011.
- [18] TRAN M N, RANDOLPH M F. Variation of suction pressure during caisson installation in sand [J]. Géotechnique, 2008, 58(1): 1-11.
- [19] DNV (DET NORSKE VERITAS). DNV-ST-0126: support

- structures for wind turbines[S].
- [20] LOMBARDI D, BHATTACHARYA S, MUIR WOOD D. Dynamic soil-structure interaction of monopile supported wind turbines in cohesive soil [J]. Soil dynamics and earthquake engineering, 2013, 49: 165-180.
- [21] SIMPSON R H, SAFFIR H. The hurricane disaster-potential scale[J]. Weatherwise, 1974, 27(4): 169-186.
- [22] GB/T 19201—2006, 热带气旋等级标准[S].
GB/T 19201—2006, Tropical cyclone classification standard[S].
- [23] 王文华, 李昕, 李颖, 等. 地震荷载作用下海上风力机结构动力模型试验[J]. 太阳能学报, 2018, 39(7): 2018-2026.
WANG W H, LI X, LI Y, et al. Dynamic model test and numerical analysis of an offshore wind turbine under seismic loads [J]. Acta energiae solaris sinica, 2018, 39(7): 2018-2026.
- [24] ZHANG C R, WANG R L, WANG Z Y. Natural frequency of offshore wind turbines on monopiles in sand [J]. IOP conference series: earth and environmental science, 2024, 1334(1): 012044.
- [25] LAI H Y, GU X Q, TU W B, et al. Effects of soil small strain nonlinearity on dynamic impedance of horizontally loaded suction caisson for offshore wind turbines [J]. Soil dynamics and earthquake engineering, 2023, 165: 107731.
- [26] YU D W, YE J H, YIN C Q. Dynamics of offshore wind turbine and its seabed foundation under combined wind-wave loading[J]. Ocean engineering, 2023, 286: 115624.
- [27] 乐丛欢, 任建宇, 姜明涛, 等. 砂土中四筒导管架风机基础抗弯承载力研究[J]. 海洋工程, 2021, 39(2): 12-19.
LE C H, REN J Y, JIANG M T, et al. Analysis of the moment bearing capacity of four-bucket jacket foundation in sandy soil [J]. The ocean engineering, 2021, 39(2): 12-19.

DYNAMIC RESPONSE OF MULTI-BUCKET JACKET FOUNDATION FOR OFFSHORE WIND TURBINES UNDER STORM SURGE LOAD

Lu Mingjiao^{1,2}, Zhang Chenrong^{1,2}, Tian Shuping^{1,2}

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: To investigate the dynamic response of the multi-bucket jacket foundation of offshore wind turbines under storm surge load, this paper conducts a series of 1 g model tests using the motor servo random dynamic loading equipment. Then, the influence of different depth-to-diameter ratios of the suction bucket on the soil and structure is further investigated through numerical simulations. The results indicate that the extreme horizontal displacement of the structure rises as wind speed increases under storm surge conditions, and the amplification coefficient of horizontal displacement follows a trend of “increasing initially before decreasing”. The peak value of the Fourier amplitude spectrum for the nacelle position acceleration increases with the load, while the peak frequency exhibits a pattern of “decreasing first and then increasing”. As the depth-to-diameter ratio of the suction bucket increases, both the extreme horizontal displacement and the amplification of the structures coefficient corresponding decrease. A depth-to-diameter ratio of $L/D=0.5$ is the least favorable, as it cannot withstand storm surge loads. The difference between depth-to-diameter ratios of 1.0 and 1.5 is negligible. Taking into account reliability and economy, a depth-to-diameter ratio of 1.0 is the optimal type. Different depth-to-diameter ratios also have the influence on the rotation center of the SBJ foundation.

Keywords: offshore wind turbines; dynamics response; storm surge load; model test; suction bucket jacket foundation; depth-to-diameter ratio