

文章编号: 1000-7598 (2014) 03-820-07

# 循环荷载下复合筒型基础地基 孔隙水压力变化及液化分析

于通顺, 王海军

(天津大学 水利工程仿真与安全国家重点实验室, 天津 300072)

**摘 要:** 复合筒型基础是一种新型的宽浅式基础型式。在风、波浪、海流等动力荷载的作用下, 复合筒型基础内外地基孔隙水压力的变化对结构安全产生影响。模拟了复合筒型基础受到的风浪流荷载, 并将风浪流荷载合理叠加, 采用三维有限元方法分析了风浪流联合作用下复合筒型基础地基动力响应规律。同时对复合筒型基础内外地基孔隙水压力的变化规律及液化范围进行了系统分析, 通过分析发现: 复合筒型基础附近海床液化深度随着饱和度、渗透系数、波浪周期、水深的增大而增大, 随着泊松比的增大而减小。

**关 键 词:** 复合筒型基础; 动力响应; 地基; 孔隙水压力; 液化

**中图分类号:** TU435; TV139.2 **文献标志码:** A

## Pore water pressure fluctuation and liquefaction analysis of subgrade for composite bucket foundation under cyclic loading

YU Tong-shun, WANG Hai-jun

(State Key Laboratory of Hydraulic Engineering Simulation and Security, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

**Abstract:** Composite bucket foundation which is wide and shallow is a new kind of foundation. The fluctuating pore water pressure around the foundation has bad influence on the safety of wind turbine under the wind, wave and current loads. In order to investigate the dynamic response of the foundation under the wind, wave and current loads, the numerical analysis is carried out. The combined effect among the wind, wave, current loads acted on the wind turbine structure and the subgrade is simulated reasonably based on the accurate simulation of various loads, and the model of the dynamic response of bucket foundation is presented with the three-dimensional finite element method. According to the numerical model, the dynamic response pattern of subgrade including the laws of the pore water pressure fluctuation and liquefaction locality around the bucket foundation are identified. It can be concluded that the liquefaction depth in the vicinity of composite bucket foundation increases with the growth of the saturation, permeability, wave period and water depth, and it decreases with the addition of the Poisson ratio.

**Key words:** composite bucket foundation; dynamic response; subgrade; pore water pressure; liquefaction

## 1 引 言

海洋中风电结构受到风、波浪、海流等循环荷载的综合作用, 并引起风电基础周围海床地基中孔隙水压力的变化, 在砂土等地基中甚至引起地基液化, 这对风电结构的安全是十分不利的。复合筒型基础是一种新型的宽浅式的基础型式, 其抗倾覆能力强, 适用于软弱地基<sup>[1]</sup>。国内外学者<sup>[2-4]</sup>对传统筒

型基础动力响应中孔隙水压力的变化做了很多研究, 研究成果是否能直接应用于宽浅式复合筒型基础尚无定论。本文采用 Davenport、线性叠加等方法模拟了复合筒型基础受到的风浪流荷载, 并根据 JCSS 方法将风浪流荷载叠加, 采用三维有限元方法分析了风浪流联合作用下复合筒型基础地基动力响应规律。同时对复合筒型基础内外地基孔隙水压力的变化规律及液化范围进行了系统分析, 并讨论了

收稿日期: 2013-03-20

基金项目: 国家高技术研究发展计划 (863 计划) (No.2012AA051702); 国家国际科技合作专项资助 (No.2012DFA70490); 天津市应用基础及前沿技术 (青年基金项目) (No.12JCQNJC04000); 国家创新研究群体科学基金资助项目 (No.51021004)。

第一作者简介: 于通顺, 男, 1986 年生, 博士研究生, 从事海上风电基础的研究。E-mail: yutongshun607@163.com

通讯作者: 王海军, 男, 1978 年生, 博士, 副教授, 从事结构静动力特性研究。E-mail: bookwhj@163.com

海床饱和度、渗透系数、泊松比以及波浪周期、水深对复合筒型基础周围地基孔隙水压力的影响。

## 2 复合筒型基础

复合筒型基础由钢筋、预应力筋、混凝土、钢板(用作分仓板)构成。复合筒型基础直径为 30 m, 筒高为 6 m, 筒裙厚为 0.4 m, 筒顶厚为 0.3 m, 如图 1 所示。采用预应力钢绞线, 有效地将风机塔筒传递来的巨大的弯矩荷载通过弧形段逐步扩散, 转化为有限的拉压应力。



图 1 复合筒型基础实体及钢绞线

Fig.1 Composite bucket foundation entity and strands

## 3 风电结构主要荷载分析

工程概况: 单机装机容量为 2.5 MW, 风力机塔筒高为 77.5 m, 直径为 2.69~4.4 m。筒体为混凝土材料, 弹性模量为 36 GPa, 泊松比为 0.17, 密度为  $2.4 \text{ g/cm}^3$ 。叶片长为 45.5 m, 宽为 3.58 m, 高为 2.21 m。软土海床以砂质粉土为主, 浮重度为  $9.6 \text{ kN/m}^3$ , 压缩模量为 9.57 MPa, 泊松比为 0.4, 内摩擦角度为  $19.5^\circ$ , 黏聚力为 7.2 kPa, 渗透系数为  $0.15 \text{ mm/s}$ 。

正常运行工况下 70 m 高度年平均风速为 6.7~7.1 m/s, 所处海区平均水深为 4 m, 平均波高为 0.3 m, 波浪周期 8.5 s; 10 a 一遇风速为 14.9 m/s, 波高为 1.75 m, 周期为 9.2 s; 50 a 一遇风速为 20.9 m/s, 波高为 2.22 m, 周期为 9.87 s。这 3 种工况下海流速度均为 0.75 m/s。

### 3.1 风荷载

风荷载是作用在风机结构上的非常重要的荷载。在风的顺风向时程曲线中, 包含平均风和脉动风两部分, 采用 Davenport 水平脉动风速谱对脉动风速进行模拟, 其形状函数为

$$S_v(n) = \frac{\bar{v}_{10}^2}{n} \frac{4kx}{n(1+x^2)^{4/3}} \quad (1)$$

式中:  $S_v(n)$  为脉动风速功率谱;  $n$  为脉动风频率 (Hz);  $k$  为地面粗糙度系数;  $x = 1200n/\bar{v}_{10}$ ,  $\bar{v}_{10}$  为高度 10 m 处的平均风速 (m/s)。

根据以上模拟理论, 以节点为风荷载作用点, 利用 MATLAB 程序编写模拟单个点水平脉动风速曲线的程序, 来进行风场仿真模拟, 各参数见表 1。

表 1 风速模拟计算主要参数

Table 1 Parameters of wind simulation

| 10 m 处风速<br>( $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ ) | 频率等<br>分数 | 截断<br>频率 | 地面粗糙<br>度系数 | 模拟采样间距<br>/s | 总模拟时长<br>/s |
|----------------------------------------------|-----------|----------|-------------|--------------|-------------|
| 7                                            | 512       | $4\pi$   | 0.005       | 0.125        | 300         |

脉动风速模拟结果如图 2 所示。

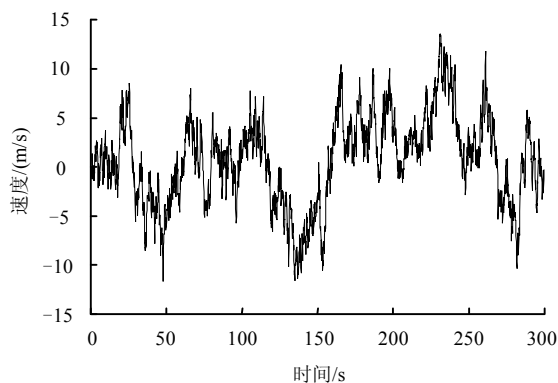


图 2 脉动风速时程

Fig.2 Time history of fluctuating wind

得到脉动风的时程后, 将计算点的平均风速与脉动风速相加, 可得到计算点的瞬时风速, 作用于风机叶片及塔架上的风荷载计算公式为

$$F_w = 0.5\rho v^2 c A_f \quad (2)$$

式中:  $\rho$  为空气质量密度, 一般取为  $1.225 \text{ kg/m}^3$ ,  $v$  为计算点的瞬时风速 (m/s);  $c$  为形状系数, 塔筒形状系数取 0.5, 叶片形状系数取  $0.2^{[5]}$ ;  $A_f$  为垂直于风力方向的投影面积。

借鉴文献[6]中风机结构风荷载的施加方法, 根据结构的特殊性, 将结构离散, 模拟等效为 6 个点, 将每个叶片等效为 3 个点, 总计 15 个点, 如图 3 所示 (其中 1(4)、2(5)、3(6) 为风机侧视图中叶片上重合的离散点), 这 15 个点作为风荷载施加点承受风压。整个风机结构受到的风荷载为这 15 个点承受风压的总和。

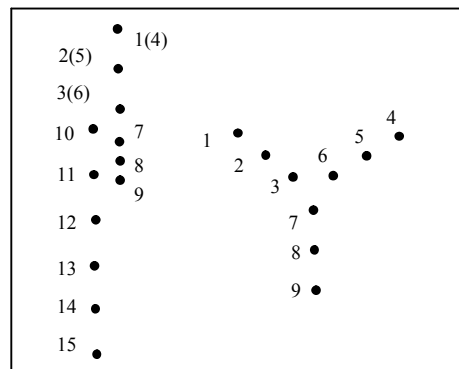


图 3 风力发电机风荷载简化计算模型

Fig.3 Simplified calculation model of wind load on wind turbine

### 3.2 波浪荷载

波浪对风电结构的作用主要通过两种形式体现：一是由于水质点的运动对风机水面以下的基础产生拖曳力与惯性力；二是由于波浪在海床上传播时，海水与海床的交界面处形成不断变化的波浪压力。本文进行模拟时将波浪看作平稳随机过程，应用线性叠加法，假定波浪可由多个（理论上应为无限多个）不同周期和随机初相位的余弦波叠加而成，波高与海床表面波浪压力计算公式为

$$\eta(t) = \sum_{i=1}^M a_i \cos(k_i x - \omega_i t + \varepsilon_i) \quad (3)$$

$$p = \gamma_w \sum_{i=1}^M \sqrt{2S_{\eta\eta}(\omega_i) \Delta\omega_i} \frac{\cos(k_i x - \omega_i t + \varepsilon_i)}{\cosh k_i d} \quad (4)$$

式中： $\eta(t)$  为波高； $p$  为海床表面波浪压力； $\gamma_w$  为海水的重度；下标  $i$  代表第  $i$  个组成波； $a_i$  为波浪幅值； $k_i = 2\pi/L$  为波数， $L$  为波长； $d$  为水深； $\varepsilon_i$  为初始波相角，在  $(0, 2\pi)$  之间随机分布； $\omega_i = 2\pi f_i$  为波浪频率， $f_i$  为波浪频率； $S_{\eta\eta}(\omega_i)$  为波浪频谱。

复合筒型基础结构上波浪力的计算采用莫里森方程为

$$p = \frac{\gamma}{2g} C_D D u^2 + \frac{\gamma}{g} C_M A_w \frac{\partial u}{\partial t} \quad (5)$$

式中： $D$  为柱体的直径 (m)； $A_w$  为柱体的断面积 ( $\text{m}^2$ )； $C_D$  为速度力系数，圆形断面取 1.2； $C_M$  为惯性力系数，对圆形断面取 2； $u$ 、 $\partial u / \partial t$  分别为水质点运动的水平速度 (m/s) 和水平加速度 ( $\text{m/s}^2$ )。

将风机结构水下部分分为 10 段，将每段看作圆柱体，分别计算这 10 段所受的波浪力，这 10 段波浪力的总和即为整个风机结构水下部分的波浪荷载。

### 3.3 海流荷载

海流对孤立桩柱的作用力与波浪力相比，水质点的运动速度及周期随时间变化缓慢得多，因此，在计算海流对结构物作用力时，可把海流看成稳定运动<sup>[7]</sup>。

采用第 3.2 中的分段方法运用式 (6) 计算风机结构水下部分受到的海流荷载，作用于水下  $z$  处单位长度海流荷载为

$$f_D = 0.5 \rho C_D v^2 \quad (6)$$

式中： $f_D$  为海流荷载； $\rho$  为海水密度，一般取  $\rho = 1.025 \text{ g/cm}^3$ ； $C$  为阻力系数，圆柱一般取为 1.0； $D$  为圆柱直径 (m)； $v$  为海流流速 (m/s)。

### 3.4 风浪流荷载的叠加组合

在进行多荷载引起的结构动力响应的运算时，多采用线性叠加对荷载进行组合，但这种方法忽略

了可能存在的最不利的荷载组合情况。针对风浪流荷载的组合问题，沈照伟<sup>[8]</sup>对这 3 种随机荷载分别使用 Turkstra 与 JCSS 两种组合规则进行叠加组合，并分别与精确值进行比较，通过比较发现，Turkstra 方法偏小、JCSS 方法比较接近精确值。因此，本文对风浪流荷载的叠加采用 JCSS 方法。

采用 JCSS 法进行组合时，当一种荷载取设计基准期或时段最大荷载时，其他荷载仅在该最大荷载的持续时段内取相对最大荷载，或取任意时点荷载。即设有  $n$  种可变荷载参与组合，将模型化后各种荷载  $Q_i(t)$  在设计基准期  $T$  内的总时段数  $r_i$  按顺序由小到大排列，即  $r_1 \leq r_2 \leq r_3 \leq \dots$ ，取任意一种荷载效应进行组合，可得出  $n$  种组合的最大荷载效应  $S_{M_i}$ ，即

$$S_{M_i} = \max_{t \in [0, \tau]} S_1(t) + \max_{t \in \tau_1} S_2(t) + \dots + \max_{t \in \tau_{n-2}} S_{n-1}(t) + \max_{t \in \tau_{n-1}} S_n(t) \quad (7)$$

$$S_{M_n} = S_1(t_0) + S_2(t_0) + \dots + S_{n-1}(t_0) + \max_{t \in [0, T]} S_n(t) \quad (8)$$

式中： $S_i(t_0)$  为第  $i$  种荷载效应  $Q_i(t)$  的任意时点随机变量； $\max_{t \in \tau_{i-1}} S_i(t)$  为第  $i$  个荷载效应在第  $i-1$  荷载效应持续时间  $\tau_{i-1}$  时段上最大值分布。

## 4 动力响应分析模型

将海床看作各向同性多孔弹性介质，固体颗粒的位移和动孔隙水压力由孔隙弹性固结方程确定<sup>[9]</sup>。假定多孔弹性介质中土骨架位移服从虎克定律，孔隙流体可压缩，孔隙水相对于土骨架的渗流运动服从 Darcy 定律，其惯性力可忽略不计。

### 4.1 模型边界条件

模型的边界条件为：

(1) 在刚性不可渗底床上，土的位移为 0，孔隙水压力垂向梯度为 0<sup>[10]</sup>，即

$$u = v = 0, \frac{\partial p}{\partial z} = 0, z = -h \quad (9)$$

(2) 在复合筒型基础周围的海床表面不考虑波浪边界层，剪应力为 0，即

$$\sigma'_z = \tau_{xz} = 0 \quad (10)$$

海床表面存在不断变化的波浪压力  $p$ ，如式 (4) 所示，复合筒型基础上分别受到如式 (2)、(5) 所示不断变化的风荷载  $F_w$ 、波浪荷载  $p$  及如式 (6) 所示稳定的海流荷载  $f_D$  的作用。

(3) 海床侧边界条件，假定侧边界点上土骨架孔隙水压力梯度、水平向位移和切应力为 0，忽略

了侧边界点上土骨架水平响应<sup>[11]</sup>, 即

$$\frac{\partial p}{\partial x} = u = \tau_{xz} = 0 \quad (11)$$

边界条件(3)的假定对侧边界附近区域有一定影响, 但计算表明, 影响范围一般不超过 1/4 个波长。在本文计算中, 取土体长度大于两倍的波长, 结果分析均取自中间断面, 这样侧边界条件对关注区域计算结果的影响很小。

#### 4.2 动力响应计算方法

采用 ABAQUS 软件对模型进行有限元计算。海床采用三维八节点位移-孔压耦合单元(C3D8P), 该单元能较好模拟土中水的渗流计算, 土体的固结分析等; 模型中筒体采用六面体八节点线性减缩积分单元(C3D8R)。数值模型如图4所示。

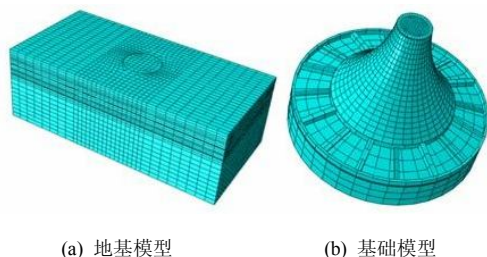


图4 复合筒型基础及地基的数值模型  
Fig.4 Numerical models of bucket foundation and subgrade

对于复合筒形基础结构, 采用线弹性本构模型, 针对海洋软土特性, 采用 Mohr-Coulomb 弹塑性本构模型。基础筒壁与周围土体的接触计算, 采用软件中的主动-被动面接触算法, 选取刚度大的筒体表面为主动面, 土体表面为被动面。数值计算中海洋软土与筒型基础接触面的摩擦因数多采用经验值, 范庆来等<sup>[12-13]</sup>在计算中选取摩擦系数在 0.2~0.5 之间, 本文摩擦系数取为 0.4。

#### 4.3 计算模型和方法的可行性验证

为验证本文所选模型和所用方法的合理性, 分别用 Yamamoto<sup>[14]</sup>的试验(波浪引起海床动力响应)结果和鲁晓兵<sup>[15]</sup>的试验(水平荷载引起海床动力响应)结果与用本文模型和方法计算的结果进行比较。建立长为 0.5 m、宽为 0.5 m、厚为 0.5 m 的海床模型, 海床土质参数取 Yamamoto 试验中参数, 如表 2 所示。水深为 0.9 m, 分别施加波高为 0.2 m, 周期为 1 s 和 1.5 s 的波浪荷载, 取模型中心垂线各点孔隙水压力与试验数值比较, 如图 5 所示。建立与

文献[15]相同尺寸的海床和筒的模型, 海床参数如表 3 所示。筒内、外径分别为 60、62 mm, 筒净深为 72 mm。无压重时施加频率为 1 Hz、幅值为 60 N 的荷载, 取荷载方向上距离筒壁 16 cm 处孔隙水压力沿深度的变化与试验数值比较如图 6 所示。由图 5、6 可以看出, 通过比较, 两种结果较吻合, 本文所选模型和方法具有较好的准确性。

表2 Yamamoto 试验材料(细砂)特性参数  
Table 2 Characteristic parameters of fine sand for Yamamoto's test

| 材料  | 剪切模量 $G$<br>/MPa | 泊松比 $\mu$ | 渗透率 $K$<br>/(m·s <sup>-1</sup> ) | 孔隙率 $n$ | 饱和度 $S_r$<br>/% |
|-----|------------------|-----------|----------------------------------|---------|-----------------|
| 细砂床 | 50               | 0.333     | $1.0 \times 10^{-4}$             | 0.54    | 98              |

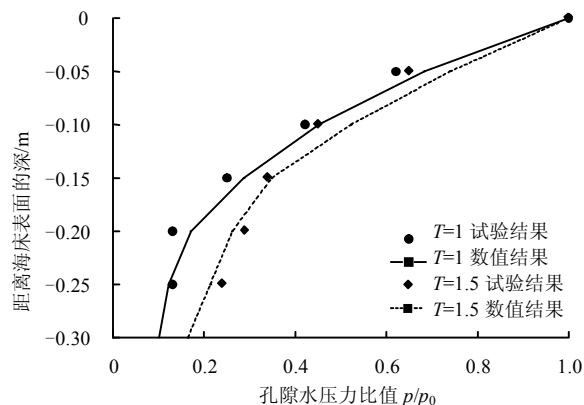


图5 本文方法计算结果与 Yamamoto 试验结果的比较  
Fig.5 Comparison between numerical and Yamamoto's experimental results

表3 鲁晓兵试验材料(粉砂)特性参数  
Table 3 Characteristic parameters of silty sand for Lu's test

| 材料 | 干密度 $\rho$<br>/(kg/m <sup>3</sup> ) | 弹性模量 $E$<br>/MPa | 泊松比 $\mu$ | 渗透率 $K$<br>/(m/s)    | 饱和度 $S_r$<br>/% |
|----|-------------------------------------|------------------|-----------|----------------------|-----------------|
| 粉砂 | 0.54                                | 260              | 0.3       | $5.0 \times 10^{-6}$ | 95              |

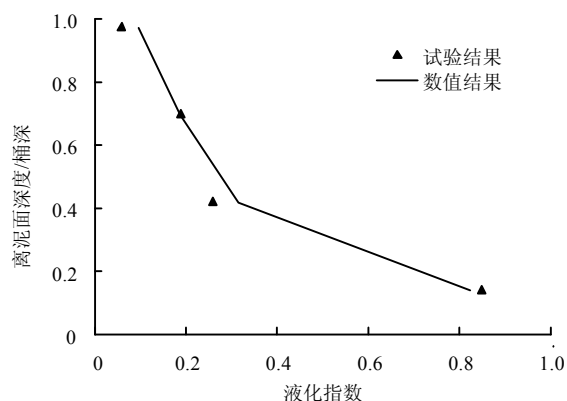


图6 本文方法计算结果与鲁晓兵试验结果的比较  
Fig.6 Comparison between numerical and Lu's experimental results

## 5 计算结果分析

### 5.1 海床中超孔隙水压力的变化

对试验样机正常运行工况下的地基动力响应进行计算。对筒内、外土体超孔隙水压力进行深入的研究。筒内、外海床各研究点及目标路径如图 7 所示。(路径 1 为筒内土体中心处竖直向的直线; 路径 2、3 为筒内土体两个相互垂直方向的半径; 路径 4 为筒外侧土体竖直方向的直线)

比较筒内 B 点的超孔隙水压力与同高度处筒外 A 点的超孔隙水压力如图 8 所示。可以看出, 复合筒型基础内部土体超孔隙水压力小于相同高度处筒外土体的超孔隙水压力。

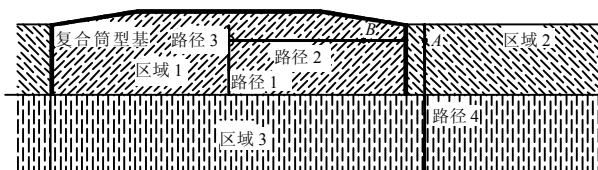


图 7 筒内外海床点及计算路径示意图  
Fig.7 Schematic diagram of points and paths on seabed

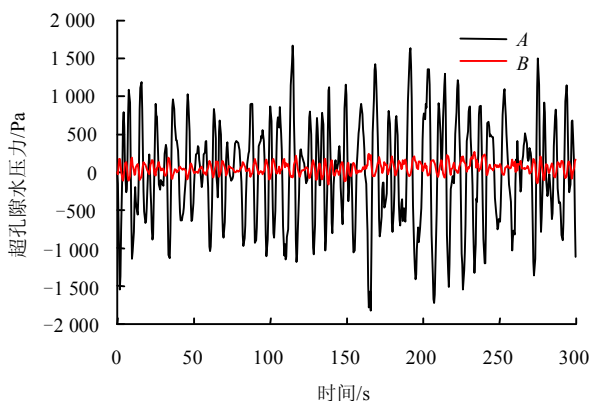


图 8 A、B 点超孔隙水压力对比  
Fig.8 Comparison between excess pore water pressures of points A and B

某时刻筒内土体路径 1、2、3 超孔隙水压力分布分别如图 9 所示。由路径 1 变化看出, 筒中心线处土体超孔隙水压力从上向下有变大的趋势。复合筒型基础内上部的土体几乎完全被基础约束住, 与基础几乎不发生相对位移, 形成一个整体。因此, 上部土体的超孔隙水压力几乎不发生变化。复合筒型基础下部约束的土体在基础摆动时, 与下部海床发生挤压, 因此, 导致了超孔隙水压力的剧烈变化。由路径 2、3 超孔隙水压力的变化可以看出, 筒内土体超孔隙水压力由筒中心沿筒径向有变大的趋势, 沿筒摆动方向比垂直于筒摆动方向上海床内部超孔隙水压力的变化大。这是因为, 复合筒型基础发生摆动时, 与筒壁接触的海床受到的挤压作用最明显。

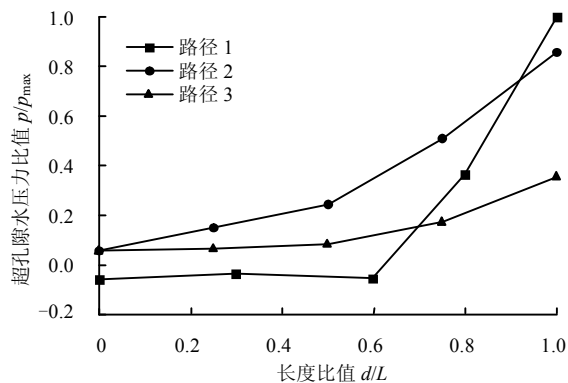


图 9 路径 1、2、3 超孔隙水压力的分布  
Fig.9 Distribution of excess pore water pressure of paths 1, 2, 3

### 5.2 海床液化的判断

提取与筒壁不同距离处超孔隙水压力沿海床深度变化曲线, 根据 Zen 的理论, 对海床进行液化判断。Zen<sup>[16]</sup>提出, 在土层中的某一点, 当上层土骨架的重量小于该点受到的向上的渗透力时, 土层就会产生液化。1993 年他将理论拓展到二维情况, 提出了在二维传播下的土层的液化准则为

$$-(\gamma_s - \gamma_w)z + (p_b - p_0) \leq 0 \quad (12)$$

式中:  $\gamma_s$  为土体的重度;  $\gamma_w$  为海水的重度;  $z$  为土颗粒埋深;  $p_b$  为超孔隙水压力;  $p_0$  为静水压力。

通过计算可知, 正常运行工况下, 筒内地基与筒下部地基即图 7 中区域 1、区域 3 不发生液化, 区域 2 中紧靠复合筒型基础最大液化深度为 61 mm, 随着与复合筒型基础距离的增大, 最大液化深度不断减小, 离筒较远处海床最大液化深度为 49 mm。

分别计算了风浪流荷载 10 a 一遇工况和 50 a 一遇工况下, 复合筒型基础地基的液化情况。通过计算发现, 在这两种工况下, 基础周围地基同样只在区域 2 发生液化。在 10 a 一遇荷载工况下区域 2 中紧靠基础最大液化深度为 439 mm, 随着与基础距离的增大, 最大液化深度减小, 离基础较远处海床最大液化深度为 254 mm。在 50 a 一遇荷载工况下最大液化深度为 661 mm, 离复合筒型基础较远处海床最大液化深度为 308 mm。

分别计算了 50 a 一遇风荷载、浪荷载单独作用下复合筒型基础地基最大液化深度及液化范围。风荷载单独作用下复合筒型基础地基的液化范围很小, 最大液化深度为 436 mm, 发生在紧靠基础的位置, 与基础距离大于 1.5 m 时, 海床不发生液化。波浪荷载单独作用下复合筒型基础地基的最大液化深度空间变化很小, 紧靠基础的地基最大液化深度为 312 mm, 随着与基础距离的增大, 整个地基的最大液化深度稳定在 308 mm。可以看出, 风荷载、浪荷载两种循环

荷载使海床地基发生液化的作用过程不同。

## 6 不同土质参数与荷载参数对海床响应的影

在研究风、浪、流联合作用下复合筒型基础周围地基孔隙水压力变化时, 为了对响应规律有更深入的研究, 改变计算参数, 并对不同参数下复合筒型基础外超孔隙水压力沿海床深度(路径4)的变化规律进行比较。

分别计算了不同海床饱和度、渗透系数、泊松比下超孔隙水压力的变化。其中不同海床饱和度下超孔隙水压力的变化如图10所示。通过计算可得, 复合筒型基础附近海床超孔隙水压力随着饱和度的增大而增大、随着渗透系数的增大而增大、泊松比的增大而减小。

分别计算了不同波浪周期、水深下超孔隙水压力的变化。其中不同周期下海床超孔隙水压力的变化如图11所示。通过计算可得, 复合筒型基础附近海床超孔隙水压力随着波浪周期的增大、水深的增大而增大。

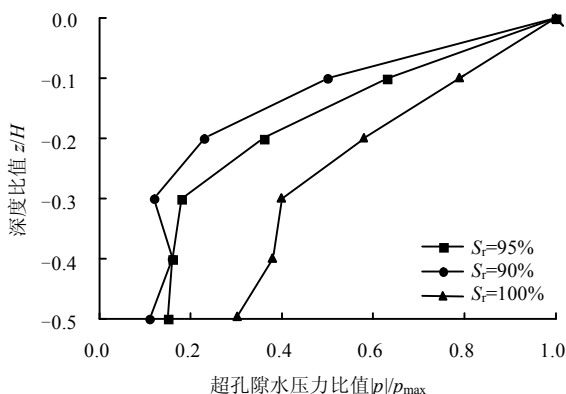


图10 不同饱和度  $S_r$  下地基响应的变化  
Fig.10 Influences of variations of saturation on excess pore water pressure

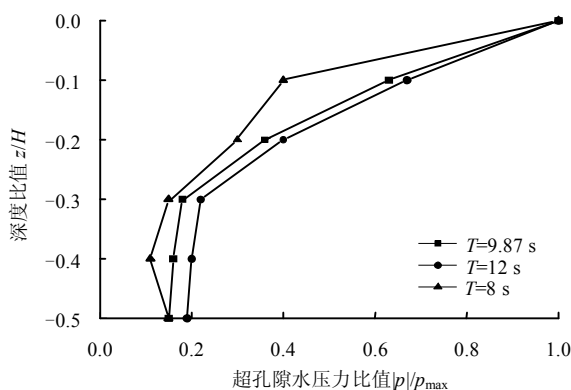


图11 不同波浪周期  $T$  下地基响应的变化  
Fig.11 Influences of variations of wave period on excess pore water pressure

## 7 结 论

(1) 系统研究了海上风机运行过程中受到的风、浪、流荷载的荷载特性, 准确模拟了风、浪、流荷载和这3种荷载的叠加组合机制, 为风机结构的动力响应的荷载计算提供了借鉴。

(2) 复合筒型基础内部土体受到基础的约束作用, 超孔隙水压力的变化远小于筒外土体超孔隙水压力的变化。筒内土体比筒外土体具有更好的稳定性。

(3) 在风浪流荷载50 a一遇工况下, 复合筒型基础内部和下部海床不发生液化, 只有基础附近海床发生液化。风荷载、浪荷载两种循环荷载使海床地基发生液化的作用过程不同。

(4) 复合筒型基础附近海床液化深度随着饱和度的增大而增大、随着渗透系数的增大而增大、泊松比的增大而减小。随着波浪周期的增大、水深的增大而增大。因此, 选用饱和度较小、渗透系数较大、泊松比较大的地基以及在水深较小、波浪周期较小的海域运行, 可以有效减小复合筒型基础附近海床的液化深度, 提高基础的安全性。

(5) 本文针对风浪流荷载作用下复合筒型基础地基孔隙水压力变化及液化范围进行了细致的分析, 地震荷载作用下地基的响应尚需进一步研究, 以便于复合筒型基础的推广应用。

## 参 考 文 献

- [1] LIAN Ji-jian, DING Hong-yan, ZHANG Pu-yang, et al. Design of large-scale prestressing bucket foundation for offshore wind turbines[J]. *Transactions of Tianjin University*, 2012, 18(2): 79-84.
- [2] 矫滨田, 时忠民, 鲁晓兵, 等. 粉土地层中桶形基础水平动载响应的离心机试验研究[J]. *工程力学*, 2010, 27(7): 131-141.  
JIAO Bin-tian, SHI Zhong-min, LU Xiao-bing, et al. Study on the responses of suction bucket in fine sand deposit under horizontal dynamic loading[J]. *Engineering Mechanics*, 2010, 27(7): 131-141
- [3] WANG Yi-hua, LU Xiao-bing, WANG Shu-yun, et al. The response of bucket foundation under horizontal dynamic loading[J]. *Ocean Engineering*, 2006, 33(7): 964-973.
- [4] EMDADIFARD M, HOSSEINI S M M. Numerical modeling of suction bucket under cyclic loading in saturated sand[J]. *Electronic Journal of Geotechnical*

- Engineering**, 2010, 15: 253—268.
- [5] 汤炜梁, 袁奇, 韩中合. 风力机塔筒抗台风设计[J]. 太阳能学报, 2008, 29(4): 422—427.  
TANG Wei-liang, YUAN Qi, HAN Zhong-he. With standing typhoon design of wind turbine tower[J]. **Acta Energiae Solaris Sinica**, 2008, 29(4): 422—427.
- [6] 刘志强. 海上风力发电支撑体系在环境荷载作用下动力响应分析[D]. 大连: 大连理工大学, 2009.
- [7] 王建超, 贡金鑫. 外海轻型码头结构环境荷载的统计分析[J]. 水运工程, 2010, (2): 54—59.  
WANG Jian-chao, GONG Jin-xin. Statistical analysis of environmental loads for light open-wharf[J]. **Port & Waterway Engineering**, 2010, (2): 54—59.
- [8] 沈照伟. 基于可靠度的海洋工程随机荷载组合及设计方法研究[D]. 浙江: 浙江大学, 2004.
- [9] BIOT M A. General theory of the three-dimensional consolidation[J]. **Journal of Applied Physics**, 1941, 12(2): 155—164.
- [10] 张金凤, 张庆和, 秦崇仁. 波浪作用下非均质各向异性海床响应的数值模拟[J]. 天津大学学报, 2006, 39(2): 159—164.  
ZHANG Jin-feng, ZHANG Qing-he, QIN Chong-ren. Numerical simulation of wave-induced response of inhomogeneous and anisotropic seabed[J]. **Journal of Tianjin University**, 2006, 39(2): 159—164.
- [11] MAGDA W. Wave-induced uplift force on a submarine pipeline buried in a compressible seabed[J]. **Ocean Engineering**, 1997, 24(6): 551—576.
- [12] 范庆来, 栾茂田, 杨庆. 考虑循环软化效应的软基上深埋大圆筒结构承载力分析[J]. 大连理工大学学报, 2006, 46(5): 702—706.  
FAN Qing-lai, LUAN Mao-tian, YANG Qing. Analyses of bearing capacity for deeply-buried large-diameter cylindrical structure on soft clay considering cyclic-softening effect[J]. **Journal of Dalian University of Technology**, 2006, 46(5): 702—706.
- [13] 范庆来, 栾茂田, 杨庆. 软基上沉入式大圆筒结构的水平承载力分析[J]. 岩土力学, 2004, 25(2): 191—195.  
FAN Qing-lai, LUAN Mao-tian, YANG Qing. Numerical analysis of lateral load bearing capacity of large cylindrical structures on soft foundations[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(2): 191—195.
- [14] YAMAMOTO Y, KONING H L, SELLMEIHER H. On the response of a pore-elastic bed to water waves[J]. **Journal of Fluid Mechanics**, 1978, 87(1): 193—206.
- [15] 鲁晓兵, 张建红, 王淑云, 等. 水平动载下桶形基础周围土体软化的离心机模拟[J]. 中国海洋平台, 2004, 19(6): 7—11.  
LU Xiao-bing, ZHANG Jian-hong, WANG Shu-yun, et al. Experimental study of centrifuge on the softening of sand around bucket foundation under ice-induced vibration loading[J]. **China Offshore Platform**, 2004, 19(6): 7—11.
- [16] ZEN K, YAMAZAKI H. Oscillatory pore pressure and liquefaction in seabed induced by ocean waves[J]. **Soils and Foundations**, 1990, 30(4): 147—161.

## 建筑结构试验与检测（第二版）

著者：宋戡，16 开本，163 页，平装，定价：23 元，出版单位：人民交通出版社，版次：第 2 版第 1 次，出版时间：2014 年 2 月 20 号，标准书号：ISBN 978-7-114-11161-7。

本书共分 7 章：第 1 章绪论，介绍了建筑结构试验与检测的概况，引入了 PPIS 的概念；第 2 章建筑结构试验方案设计，对试验方案设计的基础知识作了介绍；第 3 章建筑结构试验荷载，介绍了荷载的种类和方法；第 4 章建筑结构试验测试技术，对测试技术的基础知识作了介绍；第 5 章建筑结构试验组织，介绍了单调加载的静力试验、伪静力试验、拟动力试验、动力荷载试验、结构动力特性检测以及疲劳试验等内容的基本概念和基本技术；第 6 章建筑结构试验数据处理，对数据处理的基础知识作了介绍；第 7 章结构检测技术，对混凝土结构、钢结构和砌体结构的检测技术作了介绍；书末附录列举了结构研究试验常用的 3 种试验的实施步骤和内容。

读者对象：本书按照教材格式进行编写，适合于土木工程专业本科教学使用，也可供土木工程类的技术人员使用。

（摘自 人民交通出版社）