

砂土中大直径单桩水平受荷离心模型试验

朱 斌^{1,2}, 熊 根^{1,2}, 刘晋超³, 孙永鑫^{1,2}, 陈仁朋^{1,2}

(1. 软弱土与环境土工教育部重点实验室(浙江大学), 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058;
3. 广东省电力设计研究院, 广东 广州 510000)

摘要: 大直径桩基在海洋工程中已越来越广泛应用。针对目前 API 规范 $p-y$ 曲线对水平受荷大直径单桩的不适用性, 通过离心模型试验研究了砂性土中大直径单桩分别在水平静力和循环荷载作用下的受力和变形特性。验证了通过实测桩身弯矩推算桩身变形和桩周土反力的有效性, 分别获得了干砂和饱和砂的大直径单桩水平静力 $p-y$ 曲线。在修正 $p-y$ 曲线初始刚度的基础上, 采用双曲线型 $p-y$ 曲线分析了水平受荷大直径单桩的内力和变形。揭示了水平单向循环荷载下大直径单桩的桩身变形及内力变化特性, 试验结果显示桩身变形和最大弯矩近似与循环次数的对数线性相关。最后, 由各循环次数下的桩身弯矩获得了大直径单桩水平循环 $p-y$ 曲线, 提出了循环应力比相关的 $p-y$ 曲线循环弱化因子, 以及相应的桩基变形累积和内力变化分析方法。

关键词: 离心模型试验; 大直径; 桩; 水平受荷; 砂土

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2013)10-1807-09

作者简介: 朱 斌(1977-), 男, 教授、博士生导师, 主要从事海洋岩土工程等方面的教学和科研。E-mail: binzhu@zju.edu.cn。

Centrifuge modelling of a large-diameter single pile under lateral loads in sand

ZHU Bin^{1,2}, XIONG Gen^{1,2}, LIU Jin-chao³, SUN Yong-xin^{1,2}, CHEN Ren-peng^{1,2}

(1. MOE Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 3. Guangdong Electric Power Design Institute, Guangzhou 510000, China)

Abstract: Large-diameter pile foundations are more and more widely used in ocean engineering. The current $p-y$ curve approach given in the API code cannot be used for large-diameter piles subjected to lateral loads. To deal with this problem, the behaviors of large-diameter piles in sand under lateral static and cyclic loadings are investigated based on several centrifugal model tests. The calculation approach for lateral displacement of pile shaft and soil reaction force using the measured bending moment of the pile shaft is verified. Static $p-y$ curves of large-diameter piles in both dry and saturated sands are also obtained. By modifying the initial stiffness of $p-y$ curves, a series of hyperbolic $p-y$ curves are adopted to compute internal force and deformation of large-diameter piles. The change of deformation and internal force of large-diameter pile foundations under one-way cyclic loading is released. The test results show that the head displacement and the maximum moment of pile shaft almost linearly increase logarithmically with number of cycles. Finally the cyclic $p-y$ curves of large-diameter pile foundations according to bending moment of the pile shaft in each cycle are obtained. A cyclic degradation factor related to the cyclic stress ratio and a corresponding approach for analyzing cyclic deformation and internal force of the pile shaft are proposed.

Key words: centrifugal model test; large diameter; pile; lateral load; sand

0 引言

近海风电机组及塔架体型大, 且受风、浪等复杂荷载的耦合作用, 因而对支撑风电机组和塔架结构的基础提出了更高的要求。国内外常见的近海风电机组桩基型式包括超大直径单桩基础、三脚架基础、导管架基础和群桩基础等。其中超大直径单桩基础(monopile) 直径可达 3~8 m, 即使其它风机群(多)

桩基础的基桩直径也达 1.5~2.5 m。与陆地相比, 近海风机桩基础直径明显偏大。

目前, $p-y$ 曲线法被公认为桩基水平非线性变形

基金项目: 国家自然科学基金项目(51179169, 50979097); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(2012FZA4019); 浙江省重点创新团队支持计划项目(2009R50050)

收稿日期: 2013-02-25

的最有效分析方法，并被美国石油协会（API）所采用^[1]。然而已有研究发现 API 规范建议的桩基 $p-y$ 曲线表现了过大的初始刚度^[2-3]。更有甚者，桩基 $p-y$ 曲线受桩径影响很大^[2-4]，然而由于 API 规范 $p-y$ 曲线是基于桩径小于 1.5 m 桩基的相关试验，对于大直径桩基不能适用。

由于风和波浪等荷载的周期性使风电机组基础发生循环累积变形，造成风电机组塔架倾斜，从而影响风电机组的正常服役性能甚至导致其失效破坏，这一问题是风电机组基础设计中需解决的关键难题。国内外学者针对桩基水平循环特性开展了一些理论和试验研究。Reese 等^[5]认为线弹性土反力模量随深度线性增加。在此基础上有学者采用折减静力土反力模量系数 n_h 来考虑循环效应，如：Broms^[6]认为 n_h 的折减与砂性土的密实度有关，并基于 40 次循环加载的数据建议密实度较低时折减 1/4，密实度较高时折减 1/2；Davisson^[7]则建议循环次数超过 50 次时 n_h 折减 30%；Long 等^[8]统计了 34 根桩的循环加载试验数据，认为土反力模量系数 n_h 的折减与循环荷载特性（循环荷载比、循环次数等）、桩的打入方式以及土的相对密实度等相关。另外一种研究思路是折减静力 $p-y$ 曲线，通过折减非线性土反力模量来考虑循环效应，如 Little 等^[9]建议保持桩身变形 y 不变，直接折减土反力 p ；Long 等^[8]则认为应该同时折减土反力 p 和桩身变形 y ，并提出了相应的循环 $p-y$ 曲线分析法。

上述分析方法主要是通过现场加载试验得到，受到循环加载次数等方面的限制，同时试验通常不可重复。而由于水平循环荷载作用下桩周砂性土颗粒错动、致密化等机理非常复杂，数值分析方法往往难以获得理想结果。离心模型试验能够较好地控制试验条件，可重复性好，是另一种有效研究手段。国内外已开展的桩基水平循环加载离心模型试验仍非常有限，代表性工作有：Rosquoet 等^[10]在干砂中开展了系列桩基水平循环加载试验，提出了与循环荷载大小相关的桩身循环变形计算表达式；国内王富强等^[11]则开展了典型饱和砂土地基中近海风机刚性单桩基础的水平循环加载试验，重点研究了桩周土的变形及孔压发展规律。

本文通过离心模型试验研究砂性土中大直径柔性单桩分别在水平静力和循环荷载作用下的受力和特性，提出相应的分析方法，为海洋构筑物特别是海上风机的大直径桩基础设计提供必要的分析理论和计算方法。

1 试验原理和设备

对于刚性桩，可通过无量纲参数建立 1g 模型试验与现场原型之间的对应关系，但仍不能保证 1g 小应力条件下砂土剪胀性与现场实际应力条件下的一致性。

对于柔性桩，类似的无量纲参数难以获得，其物理模型更依赖于土工离心机模型试验，以获得较好的模型相似关系^[12]。本文试验利用浙江大学 ZJU-400 土工离心机完成。离心机有效旋转半径为 4.5 m，吊篮有效容积为 1.5 m×1.2 m×1.5 m。离心机容量为 400 g·t，最大离心加速度为 150g。

2 试验方案

2.1 地基土的制备与物理力学特性

试验砂土选用福建标准砂，平均粒径 d_{50} 为 0.00017 m，土粒比重为 2.633，最大孔隙比为 0.952，最小孔隙比为 0.607，试验中地基厚度为 0.75 m。

本文离心模型试验地基土分别为干砂和饱和砂，对于干砂地基，通过人工落雨法制备，落距与相对密实度关系的标定曲线如图 1 所示，选取 0.56 m 落距最终得到的干砂地基相对密实度为 60%~65%。地基土参数见表 1。对于饱和砂地基制备，采用真空法对干砂地基进行饱和，模型砂土饱和流体选用羧甲基纤维素钠（CMC）与无气水配制的溶液，CMC 与水的质量比为 0.82%，30° 左右时该配比得到的溶液黏度为 83 cst，是水的 83 倍，与试验中离心加速度一致，密度为 0.9998 g/cm³，与水相近。

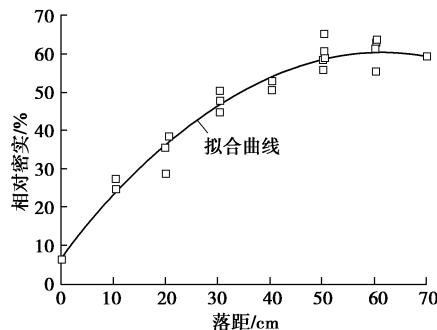


Fig. 1 Calibration curve of relative density for Fujian sand

表 1 模型试验福建标准砂基本参数

Table 1 Parameters of Fujian sand in tests

内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa	相对密实度	天然孔隙比	干密度/(g·cm ⁻³)	饱和密度/(g·cm ⁻³)
39	35	0	65%	0.727	1.524

2.2 模型桩

本文试验模型桩由 6061 号铝合金空心管加工而成，其极限抗拉强度为 124 MPa，受拉屈服强度为 55.2 MPa，延伸率为 25.0%，弹性模量为 68.9 GPa，泊松比为 0.330，疲劳强度为 62.1 MPa，截面尺寸为 0.03 m×0.002 m。铝管模型桩桩端用一圆锥形铝块封闭。模型桩与原型桩的抗弯刚度相似比为 1:n⁴，本文模型试验离心加速度 $n=83g$ ，模型桩与原型钢管桩之间

的参数对应如表2所示。

表2 模型桩与原型桩参数

Table 2 Parameters of model and prototype piles

桩型	桩径/m	壁厚/m	埋深/m	抗弯刚度
模型桩	0.03	0.002	0.6	1193 N·m ²
原型桩	2.5	0.045	50	56.66 GN·m ²

模型桩桩身表面共布置15对BF350-2FB(23)-X30型弯矩应变片, 泥面以上0.036 m布置1对对应变片, 泥面以下桩身共布置14对对应变片, 其中桩端以上12对均0.036 m等距布置, 靠近桩端2对间隔0.090 m(如图2)。应变片以全桥方式布置, 其导线通过桩身小孔从桩身内部引向桩顶。应变片底层采用CC-33A应变片黏合剂黏合, 应变片外层采用环氧树脂保护, 为避免外涂层内出现气泡且同时获得均匀厚度的涂层, 需多次涂抹(不少于3次)并用砂纸打磨, 直到桩身涂层厚度为1~1.5 mm, 且分布均匀。最后模型桩采用悬臂梁法标定其抗弯刚度及应变片的应变系数。

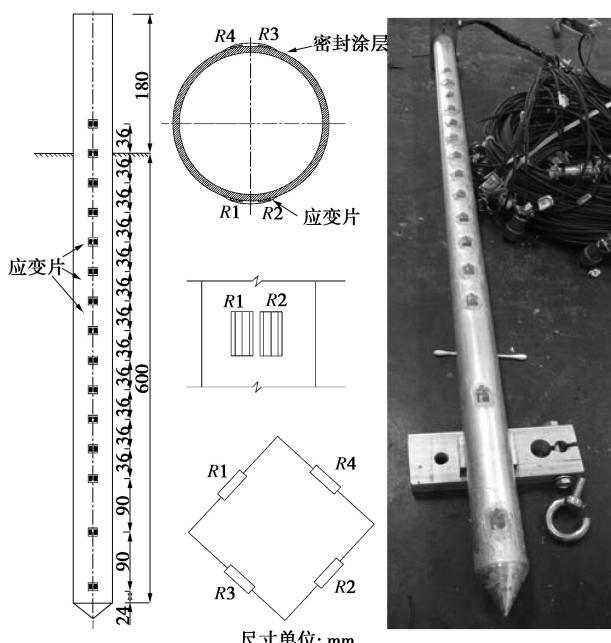


图2 模型桩身应变片布置图

Fig. 2 Instrumented model pile

试验前, 采用自行开发的自动压桩装置在1g条件下将模型桩压入指定标高。该装置由电机驱动, 压桩速率为2 mm/s。1g条件下压桩虽然使桩端应力水平与原型不同, 但这种差异对水平受荷桩影响不大^[10]。

2.3 试验布置与加载

(1) 模型箱布置

模型箱尺寸为0.85 m(长)×0.7 m(宽)×0.75 m(高), 模型试验布置如图3和4所示。模型试验的边界效应主要来自模型箱边壁对模型的约束作用。当模型中结构物与侧壁相对较近时, 模型箱的约束会明显影响到模型桩的性状^[13]。本试验模型桩埋深为0.6 m, 模型桩径为0.03 m, 模型桩与箱壁最小距离大于

7D(D为桩径), 桩端与箱底距离大于4D, 可忽略边界效应。

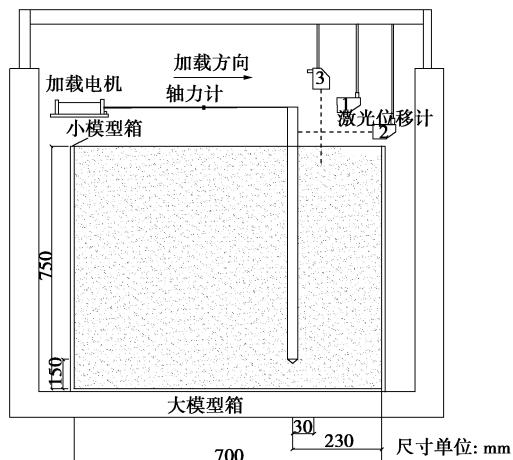


图3 试验布置示意图

Fig. 3 Test arrangement

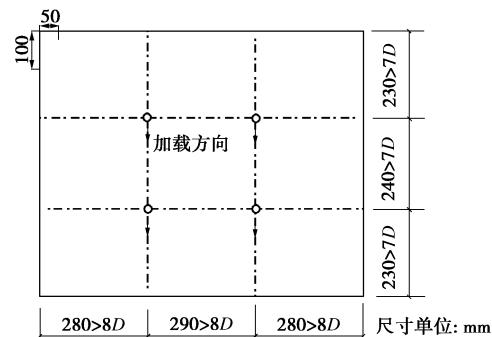


图4 模型箱及模型桩布置平面图

Fig. 4 Model box and pile arrangement

(2) 试验加载布置

试验过程中在加载点以及加载点以下一定距离处各布置了一道水平激光位移计测量桩身水平变形, 在桩前1D处布置了一道竖向激光位移计用来监测加载过程中桩前土的隆起情况, 为了减小激光反射片的变形, 选用强度较大的碳钢作为反射片。水平加载电机与加载头之间连接了轴力计用来测量水平荷载(如图5), 水平静力加载速率为0.1 mm/min, 卸载速率为0.17 mm/min。水平循环荷载为单向循环荷载, 采用自主研发的循环加载装置实现, 循环加载过程中采用力反馈进行控制。

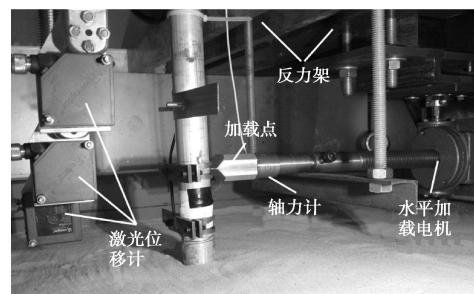


图5 水平加载示意图

Fig. 5 Schematic of lateral loading

2.4 试验安排

本文模型试验针对干砂地基开展了 3 组试验, 针对饱和砂地基开展了 1 组试验, 具体见下表 3。

表 3 试验安排

Table 3 Test programmes

地基类型	试验编号	试验内容	加载高度	ζ_b	加载频率	循环次数
干砂	D-1	水平静力	6D	—	—	—
	D-2	2.7D	—	—	—	—
	D-3	水平循环	2.7D	0.346	0.06 Hz	995
饱和砂	S-1	水平静力	2.7D	—	—	—

注: ζ_b 为循环荷载比, 即循环荷载最大值与静力极限承载力之比。

3 试验结果

3.1 水平静力加载试验结果

本文试验结果均针对原型给出。3 组水平静力试验的荷载位移曲线如图 6 所示。显然, 加载高度越大则单桩水平承载力越小, 干砂地基中单桩水平承载力比饱和砂地基中要大。同时, 各组试验在荷载不断增大过程中水平位移持续增大, 未出现明显的转折点或拐点, 说明水平荷载作用下大直径单桩基础的荷载-位移曲线为加工硬化型。基础破坏或失效一般表现为桩身屈服或变形超限。本文为研究方便, 以加载点处桩身位移达到 $0.1D$ 所对应的荷载作为单桩水平静力极限承载力。

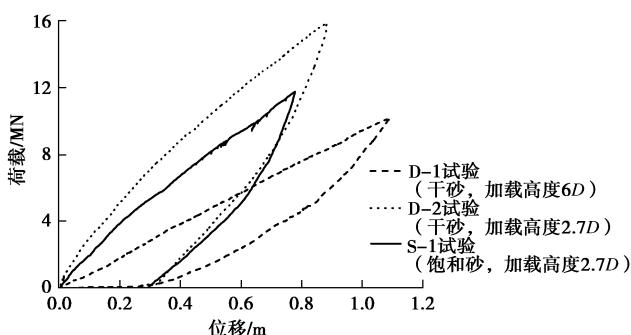


图 6 水平静力试验荷载位移曲线

Fig. 6 Load-displacement curves for static loading tests

通过桩身应变片实测得到了水平静力加载过程中桩身弯矩的分布, 如图 7 所示。可以看出, 桩身最大弯矩出现在泥面下约 $2.5D$ 深度处, 饱和砂中加载位置较低情况 ($2.7D$) 下桩身弯矩反弯点和桩身内力传递最深。众所周知, 桩身水平位移、弯矩与桩周土反力 3 者之间存在以下关系:

$$\left. \begin{aligned} y(x) &= \iint \frac{M(x)}{EI} dx dx, \\ p(x) &= \frac{d^2 M(x)}{dx^2}, \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

可假设桩身弯矩为多项式函数, 即

$$M(x) = c_1 + c_2 x + c_3 x^2 + \cdots + c_j x^{j-1} + \cdots + c_m x^{m-1} \quad (2)$$

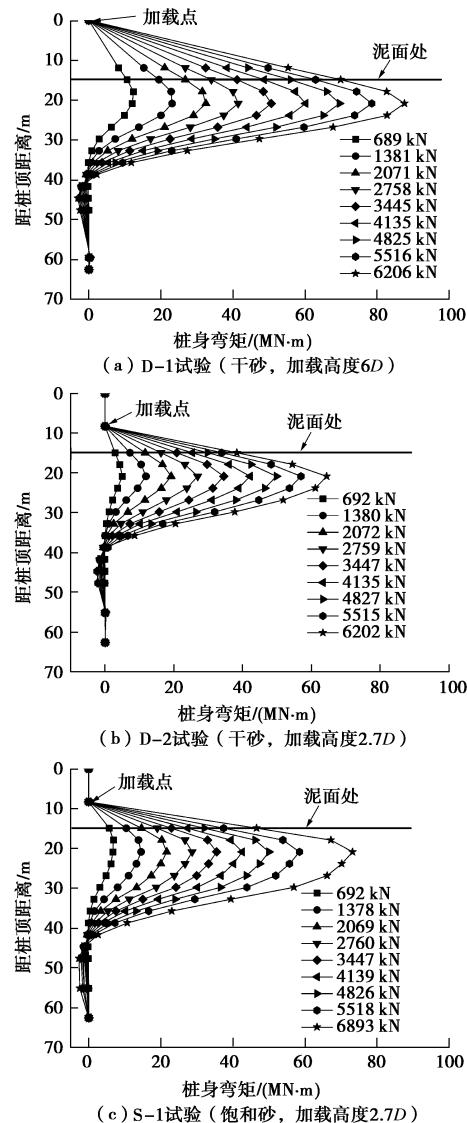
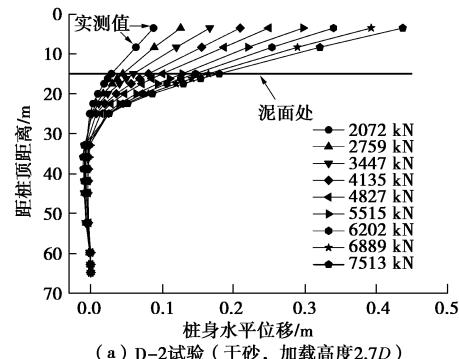
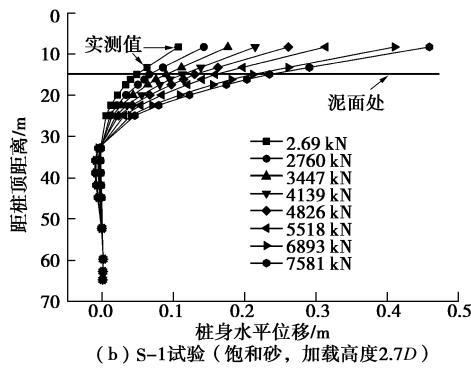


图 7 实测桩身弯矩

Fig. 7 Measured bending moments of pile shaft

根据泥面处和桩端的边界条件, 采用 6 次多项式能较好地拟合桩身弯矩, 从实测桩身弯矩通过求两次导数得到桩周土反力, 从实测桩身弯矩通过积分两次得到桩身变形 (如图 8)。由此可以得到干砂和饱和砂地基中大直径 ($D=2.5$ m) 单桩的水平静力 $p-y$ 曲线 (如图 9)。将其导入 $p-y$ 曲线有限差分计算程序 PY-program^[14] 计算得到的桩身水平位移和弯矩与实测值能较好地吻合 (如图 10, 11)。





(b) S-1试验(饱和砂, 加载高度2.7D)

图8 由实测弯矩推导的桩身位移

Fig. 8 Deduced lateral deflections of pile shaft

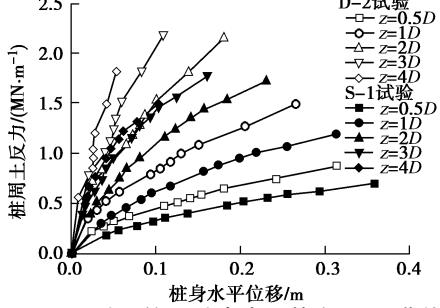
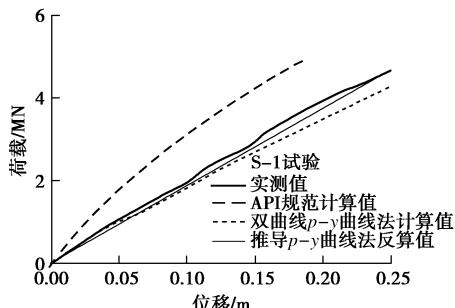
图9 干砂和饱和砂中水平静力 $p-y$ 曲线Fig. 9 Deduced $p-y$ curves for dry and saturated sands

图10 水平静力试验荷载位移曲线

Fig. 10 Load-displacement curves for static loading tests

图13, 14分别给出了干砂和饱和砂地基中API规范 $p-y$ 曲线和试验获得的 $p-y$ 曲线。通过比较发现对于本文大直径桩基, API规范 $p-y$ 曲线在桩身小位变时的初始刚度明显偏大, 由此导致API规范 $p-y$ 曲线法计算得到的桩顶水平位移明显偏小, 这将导致工程设计的不安全性。提出合理的大直径桩基 $p-y$ 曲线对于海洋桩基础设计意义重大。

最近桩基模型试验表明双曲线型 $p-y$ 曲线较能反映实际的桩基 $p-y$ 曲线, 其表达式一般为^[14-16]

$$p = \frac{y}{\frac{1}{k_{ini}} + \frac{y}{p_u}} \quad . \quad (3)$$

式中 k_{ini} 为地基反力初始模量; p_u 为桩周土的极限抗力。对于砂性土中的单桩基础, Terzaghi 认为地基反力初始模量随着地基深度 z 线性增大^[17], 然而由本文试验看到, 地基反力初始模量与深度 z 是非线性的:

$$k_{ini} = n_h z^\alpha \quad , \quad (4)$$

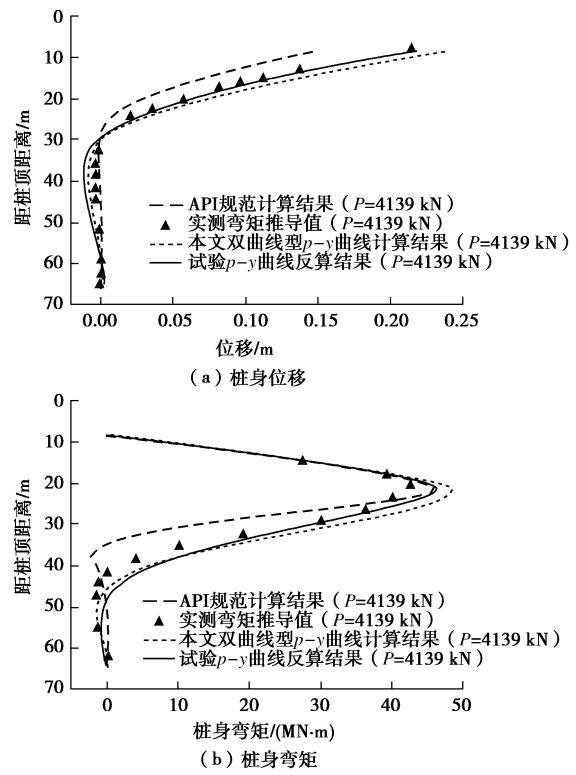
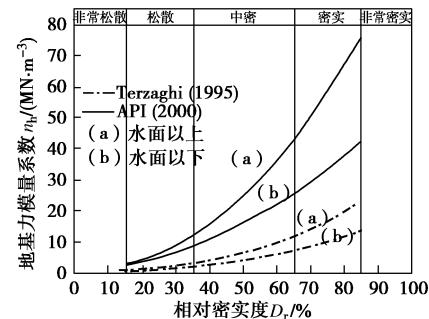
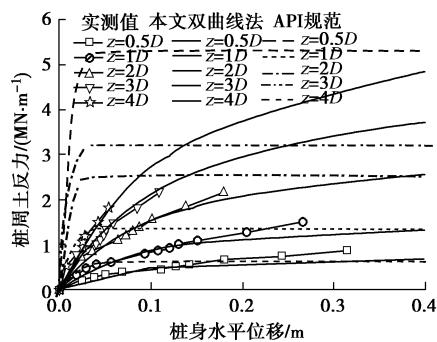


图11 饱和砂中计算与实测的桩身位移及弯矩

Fig. 11 Lateral displacements and bending moments of pile shaft in saturated sand

图12 太沙基建议干砂 n_h 值^[18]Fig. 12 Values of n_h for dry sand recommended by Terzaghi^[18]图13 干砂中水平静力 $p-y$ 曲线 (D-2 试验)Fig. 13 $p-y$ curves for dry sands (Test D-2)

式中, n_h 为初始地基反力系数, 与砂土的密实度、桩的打入方式以及桩头约束等条件有关, α 取值为 0.7。

本文模型试验 n_h 值可通过对试验数据反分析来获取, 土的初始地基模量 $k_{ini} = p/y$, 通过对不同深度的 k_{ini}/D 值进行拟合, 获得干砂 $n_h = 6770 \text{ kN/m}^3$ 、饱和砂地基 $n_h = 3591 \text{ kN/m}^3$ (见图 15), 基本处于 Terzaghi 建议范围内 (见图 12), 在没有实测数据情况下建议采用 Terzaghi 建议值。但 API 规范对于 65% 相对密实度砂土地基的建议值则明显偏大: 干砂 $n_h = 35832 \text{ kN/m}^3$, 饱和砂 $n_h = 21716 \text{ kN/m}^3$ 。

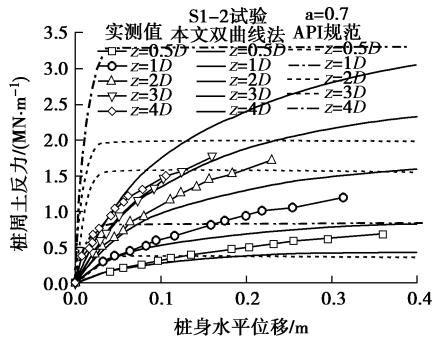


图 14 饱和砂中水平静力 p - y 曲线 (S-2 试验)
Fig. 14 p - y curves for saturated sands (Test S-2)

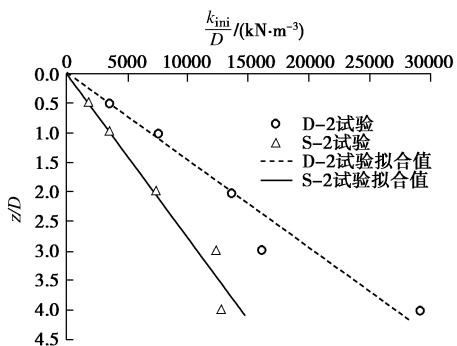


图 15 地基初始反力模量分布
Fig. 15 Distribution of initial horizontal subgrade modulus along depth

Zhang 等^[18]对无黏性土中单桩水平极限土反力 p_u 的计算方法做了全面的回顾, 更倾向于 Fleming 等^[19]提出的表达式 $p_u = K_p^2 \gamma z D$, 其中 K_p 为被动土压力系数, γ 为饱和砂的有效重度或干砂的天然重度。本文也采用该表达式计算双曲线型 p - y 曲线。最终得到的双曲线型 p - y 曲线如图 13, 14 所示, 其计算桩顶荷载-位移曲线及桩身位移与弯矩如图 10, 11 所示。

3.2 水平循环加载试验结果

(1) 荷载-位移关系

图 16 为干砂地基中单桩水平静力和循环加载试验的荷载-位移曲线对比图。由于循环加载速率显著大于静力加载试验, 因而第一个循环周期内的加载刚度大于静力试验中的加载刚度。桩顶水平位移随循环次数不断累积, 但每次循环的位移增量逐渐变小。

(2) 桩身变形

目前预测水平循环荷载作用下的桩身变形主要有

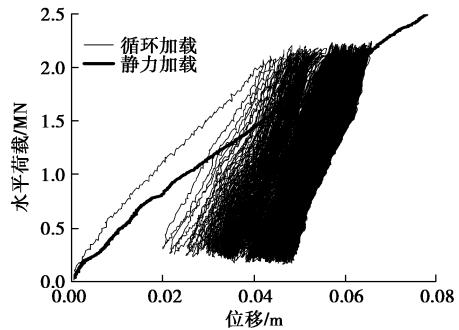


图 16 水平静力和循环试验荷载-位移曲线 (D-2 和 D-3 试验)
Fig. 16 Load-displacement curves for static and cyclic loading tests (Test D-2 and D-3)

两种方法: 直接估算法和循环 p - y 曲线法。直接估算法就是通过建立桩身变形与循环次数之间的关系, 来预测 N 次循环荷载作用后的峰值荷载对应的桩身变形量。Hettler^[20]开展了干砂循环三轴试验和砂性土中的模型桩试验, 认为 N 次循环荷载作用后的桩身水平位移 y_N 和第 1 次循环后位移 y_1 的比值与循环次数 N 有如下关系

$$y_N = y_1(1 + C_N \ln N) \quad , \quad (5)$$

并建议砂性土 $C_N = 0.2$ 。Rosquoet 等^[10]基于干砂地基桩基的离心模型试验, 指出循环荷载作用下桩身变形与所施加的循环荷载特性以及砂土相对密实度等因素有关, 建议峰值荷载对应时加载点处桩身循环变形为

$$y_N = y_1(1 + 0.08(DF/F_{max})^{0.35} \ln N) \quad . \quad (6)$$

然而 Little 等^[9]认为桩身变形与循环次数 N 成幂函数关系:

$$y_N = y_1 N^{0.136} \quad . \quad (7)$$

图 17 给出了干砂地基中不同加载高度下桩身循环变形与循环次数之间的实测关系曲线及上述 3 种方法的预测结果。可以看出, Rosquoet 等^[10]计算值与实测值吻合较好, 而试图用单一参数概括所用因素影响的 Little 等^[9]方法及 Hettler^[20]方法计算值与实测结果相差甚远。桩身循环变形也可以用式 (5) 来表达, 但是系数 C_N 的选取需要综合考虑循环荷载比、砂土密实度等因素, 对于本文循环试验 $C_N = 0.17$ 。

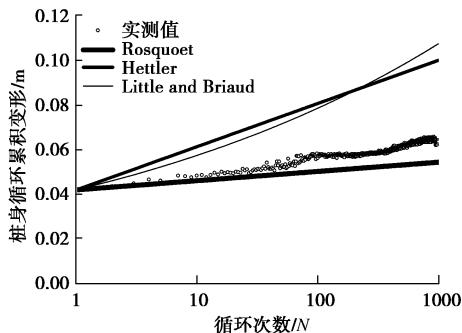


图 17 桩身循环变形曲线 (D-3 试验)
Fig. 17 Cyclic deflection curves of pile (Test D-3)

实际分析中, 静力 $p-y$ 曲线法计算 y_i 值应考虑加载速率的影响, Poulos^[21]认为考虑桩基水平加载速率影响, 桩周土刚度和极限桩周土反力应乘以如下放大系数:

$$D_R = 1 - F_p \lg \frac{\lambda_r}{\lambda} \quad (8)$$

式中 F_p 是加载速率因子, 在 0.05~0.3 之间变化, 一般可取 0.1; λ_r 为静力加载参考加载速率; λ 为实际加载速率。

(3) 桩身最大弯矩

桩身最大弯矩也是工程设计中的重要参数。本文通过桩身表面的 15 对应变片实测了循环荷载作用下峰值荷载对应的桩身弯矩随循环次数的变化情况, 如图 18 所示。可以看出, 桩身最大弯矩所在深度基本不随循环次数的增加而改变, 但最大弯矩值则有所增大, 1000 次循环加载后增大约 10%。各循环次数下的桩身最大弯矩与第一次循环周期内的桩身最大弯矩比值如图 19 所示。桩身最大弯矩随循环次数的变化关系可近似写为

$$M_N = M_1(1 + a \ln N) \quad (9)$$

式中, M_N 和 M_1 分别为第 N 次和第 1 次循环周期内荷载峰值作用时的桩身最大弯矩, 对于本文 $a=0.035$ 。

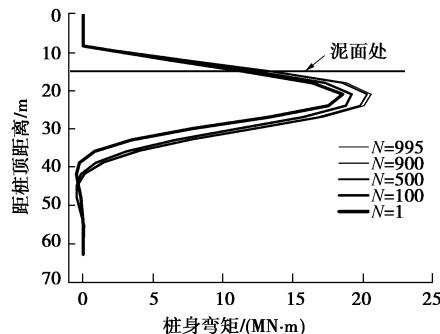


图 18 循环加载时实测桩身弯矩 (D-3 试验)

Fig. 18 Bending moments during cyclic loading (Test D-3)

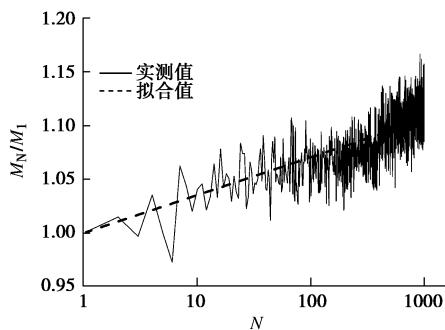


图 19 桩身最大弯矩相对值随循环次数变化曲线

Fig. 19 Variation of relative maximum bending moments with number of cycles

(4) 循环 $p-y$ 曲线

本文模型试验可通过桩身弯矩获得循环加载过程

中 $p-y$ 曲线的变化, 如图 20 所示泥面以下 1D 深度处的循环 $p-y$ 曲线, 由试验结果可知: ①浅部土体的循环 $p-y$ 曲线的滞回圈较深部更大, 表现出更强的非线性; ②桩身存在持续的水平残余变形位移, 桩身无法在卸载后回复到原始位置, 由于桩基本身处于弹性变形状态, 该现象可能与单向循环加载条件下桩基与桩后土体间裂缝中不断有土颗粒填入有关。提取出在循环荷载峰值时的桩周土反力, 并与第一个循环周期内 $p-y$ 曲线峰值对比, 如图 21 所示, 发现峰值桩周土反力在循环荷载作用下会随着循环次数增加而发生不同程度的折减。现行的 API 规范正是通过折减 $p-y$ 曲线来考虑桩基的水平循环特性的。然而, 该方法并不能考虑桩基循环特性与循环次数之间的关系, 显然不能满足对基础长期甚至整个服役期内的循环累积和内力变化分析的要求。

如图 21 所示, 循环 $p-y$ 曲线峰值与循环次数的对数近似呈线性关系。为简化起见, 将循环 $p-y$ 曲线写为

$$p_N = p_1 N^{-t} \quad (10)$$

式中, p_N 是 N 次循环后桩周土反力, p_1 是第 1 个循环周期内桩周土反力(若采用静力 $p-y$ 曲线则需考虑加载速率的影响), t 为循环弱化因子。水平循环弱化因子与该深度处的桩周土循环应力水平有关, 本文用 p_c/p_u 来表征桩周土的循环应力比, 其中 p_c 是第一个循环周期桩周土反力的峰值, $p_u = K_p^2 \gamma z D$ 为极限土反力。这样, 不同深度处的循环弱化因子随循环应力比变化如图 22 所示, 深度越浅则循环应力比越大、循环弱化因子也越大, 桩周土反力折减越大, 建议大直径单桩水平循环弱化因子取值如下:

$$t = \begin{cases} 0.003 + 0.038 \frac{p_c}{p_u}, \frac{p_c}{p_u} > 0.16 \\ -0.004 + 0.086 \frac{p_c}{p_u}, 0.052 \leq \frac{p_c}{p_u} \leq 0.16 \\ 0, \frac{p_c}{p_u} < 0.052 \end{cases} \quad (11)$$

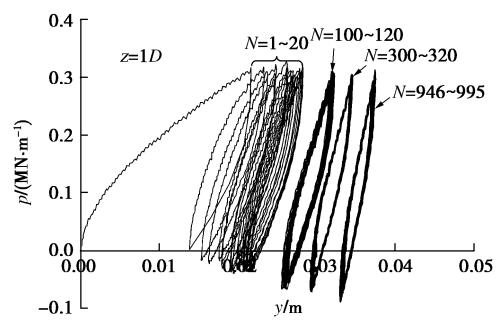


图 20 单桩循环 $p-y$ 曲线 (D-3 试验)

Fig. 20 Cyclic $p-y$ curves of a single pile (Test D-3)

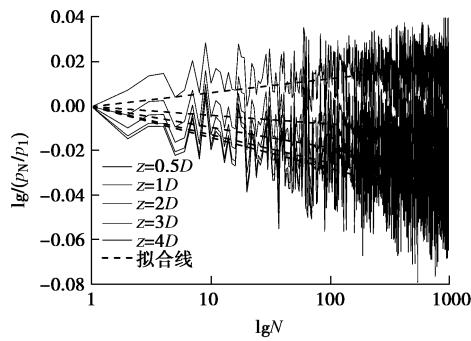


图 21 循环弱化因子拟合曲线 (D-3 试验)

Fig. 21 Fitting curves of degradation factor (Test D-3)

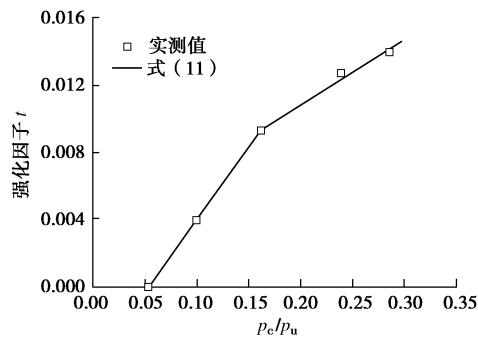


图 22 桩基循环弱化因子与循环应力比的关系

Fig. 22 Relationship between degradation factor and cycle stress ratio

定义 $p - y$ 曲线的循环折减系数 $r = N^{-t}$ ，为了将其与 API 规范进行对比，定义 API 规范 $p - y$ 曲线的等效折减系数 r_{API} 为循环 $p - y$ 曲线与静力 $p - y$ 曲线的比值。一般认为海洋循环荷载作用下砂性土地基基本处于排水状态，发生一段时间的循环加载后桩周土不会发生固结，所以更关心基础的长期循环效应。例如，考虑典型 3 MW 海上风电机组服役期为 20 a，一次循环周期为 10 s，每年 3 次风暴潮（每次持续 3 h），则服役期内基础承受的循环荷载次数 $N=64800$ 。本文以循环次数分别为 1000 和 100000 次为例，针对本文模型试验的计算折减系数与 API 规范的等效折减系数对比如表 4。从表 4 中可以发现，浅层处（2D 深度内） r_{API} 的折减系数相比于试验结果都要小，偏于保守；但其深层土体的折减系数较本文方法大。图 23 是分别采用 API 规范法和本文循环双曲线型 $p - y$ 曲线的计算结果，其中本文方法中的静力双曲线型 $p - y$ 曲线考虑了加载速率的影响，对初始地基反力模型系数和极限桩周土反力分别乘以前文的放大系数 $D_R = 1.17$ ，可以看到，API 规范法无法考虑到循环次数的影响，对循环效应的预测明显偏保守，本文循环双曲线型 $p - y$ 曲线能较好地反映实测结果。同时注意到，在图 23 中，循环次数从 $N=1$ 到 $N=995$ 桩身变形和弯矩变化较大，而 $N=100000$ 的计算结果比 $N=995$ 略大，说明循环荷载对桩基循环效应的影响主要集中在前面的循环

周期内（本文是前 995 次循环）。

表 4 循环折减系数

Table 4 Reduction coefficients

深度 /m	API 折减系数 (与 N 无关)	本文折减系数 ($N=10^3$)	本文折减系数 ($N=10^5$)
0.5D	0.346	0.908	0.852
1D	0.409	0.916	0.864
2D	0.643	0.938	0.899
3D	1	0.973	0.956
4D	1	1	1
5D	1	1	1

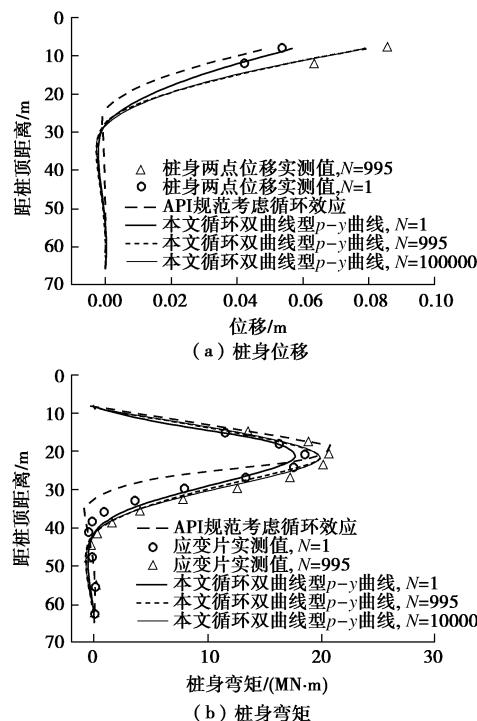


图 23 循环加载计算与实测的桩身位移及弯矩 (D-3 试验)

Fig. 23 Lateral displacements and bending moments of pile shaft during cyclic loading (Test D-3)

4 结论与建议

本文通过开展离心模型试验研究了干砂和饱和砂地基中大直径单桩分别在水平静力和循环荷载作用下的特性。初步结论与建议如下：

(1) 对于砂性土地基，国际上最常用的 API 法 $p - y$ 曲线的初始刚度偏大，不适用于大直径单桩基础计算分析，建议采用本文推荐的双曲线型 $p - y$ 曲线法。

(2) 水平单向循环荷载作用下桩身循环变形和弯矩近似与循环次数的对数线性相关，本文建议了相关表达式，其中的参数与循环荷载形式、幅值、桩基

尺寸和打入方式、地基土密实度等因素相关。

(3) 通过折减桩基 $p-y$ 曲线也能分析桩基循环变形和弯矩变化, 本文提出了基于循环应力比的循环弱化因子及相关循环 $p-y$ 曲线分析方法, 为桩基长期循环效应分析提供了有效分析方法。

参考文献:

- [1] AMERICAN PETRALEUM INSTITUTE. Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms[M]. API Recommended Practice 2A-WSD (RP2A-WSD), 2000, 21st ed.
- [2] YAN L, BYRNE P M. Lateral pile response to monotonic pile head loading[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1992, **29**: 955 – 970.
- [3] KIM B T, KIM N K, LEE W J, et al. Experimental load-transfer curves of laterally loaded piles in Nak-Dong River sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, **130**(4): 416 – 425.
- [4] ASHOUR M, NORRIS G. Modeling lateral soil-pile response based on soil-pile interaction[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2000, **126**(5): 420 – 427.
- [5] REESE L C, MATLOCK H. Non-dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth[C]// Proceedings of the 8th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Austin: Bureau of Engineering Research, University of Texas, 1956.
- [6] BROMS B. Lateral resistance of piles in cohesionless soil[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1964, **90**(SM3): 23 – 156.
- [7] DAVISSON M T. Lateral load capacity of piles[J]. Highway Research Record, 1970, **333**: 104 – 112.
- [8] LONG J, VANNESTE G. Effects of cyclic lateral loads on piles in sand[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, **120**(1): 225 – 244.
- [9] LITTLE R L, BRIAUD J L. Full scale cyclic lateral load tests on six single piles in sand[R]. Miscellaneous Paper GL-88-27, Geotechnical Div Texas A&M Univ, College Station, 1988.
- [10] ROSQUOET F, THOREL L, GARNIER J, et al. Lateral cyclic loading of sand-installed piles[J]. Soils and Foundations, 2007, **47**(5): 821 – 832.
- [11] 王富强, 荣冰, 张嘎, 等. 水平循环荷载下风电机桩基础离心模型试验研究[J]. 岩土力学, 2011, **32**(7): 1926 – 1930. (WANG Fu-qiang, RONG Bing, ZHANG Ga, et al.)
- Centrifugal model test of pile foundation for wind power unit under cyclic lateral loading[J]. Rock and Soil Mechanics 2011, **32**(7): 1926 – 1930. (in Chinese))
- [12] DYSON G, RANDOLPH M. Monotonic lateral loading of piles in calcareous sand [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001, **127**(4): 346 – 352.
- [13] 徐光明, 章卫民. 离心模型中的粒径效应和边界效应研究 [J]. 岩土工程学报, 1996, **18**(3): 80 – 85. (XU Guang-ming, ZHANG Wei-min. A study of size effect and boundary effect in centrifugal tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, **18**(3): 80 – 85. (in Chinese))
- [14] 朱斌, 朱瑞燕, 罗军, 等. 海洋高桩基础水平大变位性状模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(4): 521 – 530. (ZHU Bin, ZHU Rui-yan, LUO Jun, et al. Model tests on characteristics of ocean and offshore elevated piles with large lateral deflection[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(4): 521 – 530. (in Chinese))
- [15] ZHU B, CHEN R P, GUO J F, et al. Large-scale model and theoretical investigations on lateral collisions to elevated piles[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2012, **138**(4): 461 – 471.
- [16] KIM B T, KIM N K, LEE W J, et al. Experimental load-transfer curves of laterally loaded piles in Nak-Dong River sand[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, **130**(4): 416 – 425.
- [17] TERZAGHI K. Evaluation of coefficient of subgrade reaction[J]. Géotechnique, 1955, **5**: 297 – 326.
- [18] ZHANG L, SSLVA F, GRISMAL R. Ultimate lateral resistance to piles in cohesionless soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, **131**(1): 78 – 83.
- [19] FLEMING W G K, WELTMAN A J, RANDOLPH M F, et al. Piling engineering[M]. Glasgow and London: Surrey University Press, 1992.
- [20] HETTLER A. Verschiebung Starrer und Elastischer Gründungskörper in Sand bei Monotoner und Zyklischer Belastung[D]. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Deutschland, 1981, Heft 90. (German)
- [21] POULOS H G. Single pile response to cyclic lateral load[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1982, **108**(3): 355 – 375.