

DOI: 10.11779/CJGE20221276

水平循环荷载下软黏土大直径单桩承载性状离心机模型试验研究

曹光伟^{1,2}, 丁选明^{*1,2}, 张鼎新^{1,2}, 张宇亭³, 王春艳^{1,2}

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 重庆大学山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045;

3. 交通运输部天津水运工程科学研究院, 天津 300456)

摘要: 大直径单桩在静、动荷载下的响应特性与传统小直径桩存在明显区别。为研究大直径单桩基础的循环响应, 开展了水平循环荷载作用下软黏土大直径单桩离心机模型试验。通过各工况下单桩响应对比, 研究了不同桩径和循环幅值比下大直径单桩基础的变形、刚度弱化及孔压累积规律。试验表明, 循环次数引起得弯矩增加量不会超过首次加载最大弯矩的 10%。随着单向循环荷载幅值的增加, 大直径单桩-土系统会依次经历弹性段, 弹塑性安定段和棘轮破坏段。单桩的卸载刚度、侧向累积位移与桩周土体超孔压均受循环幅值、循环次数的影响, 其中卸载刚度还与桩径呈正相关。此外, 大直径刚性桩桩底土(砂土)有非常可观的负超孔压累积, 这可能会抵消土体弱化对整个桩侧向行为的影响。当单向循环荷载的幅值比小于 68% 时, 整个桩-土体系具有安定性, 桩周土抗力无明显弱化, 建议对楔形流动深度内的土体 p - y 曲线加载刚度进行 0.8 的折减以考虑循环弱化效应。

关键词: 离心机试验; 循环荷载; 大直径单桩; 软黏土; 水平响应

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2023)08-1574-12

作者简介: 曹光伟(1993—), 男, 博士研究生, 主要从事桩基动力特性与近海风电基础方面的研究。E-mail: m_ma123@163.com。

Bearing behaviors of large-diameter monopiles in soft clay under horizontal cyclic loading based on centrifugal model tests

CAO Guangwei^{1,2}, DING Xuanming^{1,2}, ZHANG Dingxin^{1,2}, ZHANG Yuting³, WANG Chunyan^{1,2}

(1. College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. Key Laboratory of New Technology for

Construction of Cities in Mountain Area, College of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 3. Tianjin

Research Institute for Water Transport Engineering, MOT, Tianjin 300456, China)

Abstract: The response characteristics of large-diameter monopiles under static and dynamic loads are obviously different from those of traditional small-diameter piles. To study their cyclic responses, the centrifuge tests on the large-diameter monopiles in soft clay under horizontal cyclic loading are carried out. Through a contrast study on the cyclic responses of monopiles under different working conditions, the laws of deformation characteristics, stiffness weakening and excess pore pressure accumulation of large-diameter monopiles are investigated. The test results show that the increase percentage of the bending moment caused by the number of cycles is less than 10% of the first maximum bending moment. With the increasing amplitude of one-way cyclic loads, the whole large-diameter pile-soil system can go through the elastic stage, elastoplastic shakedown stage and ratchet failure stage. The unloading stiffness, lateral cumulative displacement and excess pore pressure of soils around the piles are affected by the cyclic amplitude and number of cycles. Additionally, the unloading stiffness is also positively correlated with the pile diameter. The negative excess pore pressure can significantly accumulate at the pile toe of large-diameter rigid piles, which may offset the effects of soil weakening on the lateral behaviors of a monopile. When the amplitude ratio of the cyclic loads is below 68%, the whole pile-soil system is stable, and the lateral resistance of soils insignificantly weakens. It is recommended that the loading secant stiffness of p - y curve within the wedge soil flow zone should be reduced by 0.8 to consider the cyclic weakening effects.

Key words: centrifuge test; cyclic load; large-diameter monopile; soft clay; horizontal response

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51878103, 52178312); 重庆市自然科学基金创新群体科学基金项目(cstc2020jcyj-xttX0003)

收稿日期: 2022-10-15

***通信作者** (E-mail: dxmhu@163.com)

0 引言

由于所处环境的特殊性, 近海风电 (OWT) 单桩基础往往遭受风、浪、地震等水平往复循环荷载的作用^[1-2]。据统计, 海上风力涡轮机在其生命周期内需要承受大约 $10^7 \sim 10^8$ 次的负载循环^[3]。在这种长期循环荷载作用下, 基础会产生过大的位移和转角累积, 影响近海风机的正常使用, 甚至导致结构失效。为保证风电结构的正常使用, 在实际的单桩设计中需对单桩泥面处的最大累积转角给予严格的限制, 一般其限值为 0.5° ^[4]。此外, 循环荷载效应引起的基础弱化可能会显著改变整个近海风电结构固有频率和整体耗能特性^[5-6], 影响风机结构的安全和稳定性。

中国东部沿海地区广泛分布着高压缩性、低强度的软黏土。此时, 单桩基础往往需要较大的直径和埋深。OWT 单桩基础的大直径和低长径比明显不同于传统的小直径细长桩。因此, 基于传统小直径柔性桩的设计方法可能不适用于大直径桩, 有待进一步研究。循环荷载作用下桩-土相互作用是一个非常复杂的问题, 目前关于对软黏土大直径单桩基础的累积变形、强度和刚度衰减特征以及循环 p - y 曲线等一系列问题还未形成统一的定论。总之, 近海风机的水平循环荷载效应给大直径单桩基础的正常使用极限状态设计带来了极大挑战。本文开展了一系列水平循环荷载作用下软黏土大直径单桩离心机模型试验。通过对比各工况下单桩循环响应, 研究不同桩径和循环幅值比下大直径单桩基础的变形特性、刚度弱化及孔压累积规律。

1 离心机试验模型的建立

本离心机试验在交通运输部天津水运工程科学研究所 TK-C500 型土工离心机上完成。TK-C500 型土工离心机最大离心加速度为 $250g$, 最大容量为 $500 g \cdot t$, 其配备的模型箱最大尺寸为长 $1200 \text{ mm} \times$ 宽 $1000 \text{ mm} \times$ 高 1200 mm 。本次所有试验均在 $100g$ 加速度下完成。

1.1 模型桩

原型桩为直径 $D = 3.3, 7.8 \text{ m}$ 钢管单桩, 壁厚 t 取桩径的 1.06% , 其弹性模量为 210 GPa , 密度为 7.8 g/cm^3 。对于水平受荷性状, 主要关心单桩的抗弯刚度, 因此, 按原型桩与模型桩的抗弯刚度比例 $100^4 : 1$ 来确定试桩尺寸。试验单桩采用 6061 空心铝合金管, 其弹性模量为 68.9 GPa 。桩身应变片按惠斯通全桥方式沿桩长布置, 桩上段和桩底附近的应变片间距为 20 mm ; 桩中段布置较稀疏, 间距 40 mm , 具体布置方

式见图 1。应变片导线由桩身外侧引向桩顶, 并由 1.5 mm 厚的环氧树脂涂层加以保护。为考虑上部结构自重影响, 参考总质量为 697.6 t 的 5 MW 风机^[7], 试桩桩头处设有质量为 0.6976 kg 的金属质量块。

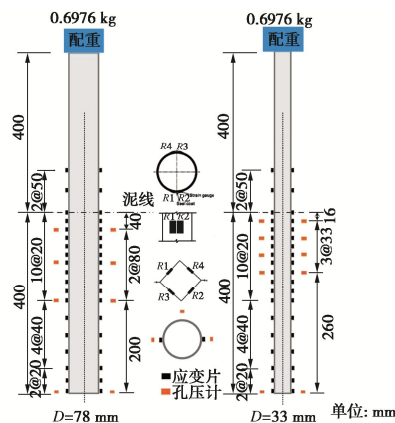


图1 试桩桩身传感器布置

Fig. 1 Layout of sensors along test piles

1.2 土体制备

试验土层为 Speswhite 高岭黏土和 Toyoura 砂组成的双层地基, 其中砂土层位于黏土层下方。在地基制备前, 在模型箱内壁涂抹凡士林, 最大限度减少土体和墙壁之间的摩擦对试验的影响。Toyouira 砂层厚度为 400 mm , 采用砂雨法制备, 相对密实度为 70% 左右。Toyouira 砂不均匀系数 C_u 为 1.7 , 平均粒径 d_{avg} 为 0.17 mm , 最大孔隙比 e_{max} 为 1.038 , 最小孔隙比 e_{min} 为 0.636 , 内摩擦角 φ 为 31° 。浇砂完成后, 抹平砂面, 接通模型箱底部的注水口对砂进行饱和处理。随后, 在真空中将 Speswhite 水洗高岭土粉末与两倍黏土液限的水混合制备浆料, 并将制备好的泥浆小心缓慢地倒入模型箱中。Speswhite 水洗高岭土的基本材料参数^[9-10]: 回弹线斜率 κ_s 为 0.035 , 初始固结线斜率 λ 为 0.18 , 临界状态线斜率 M 为 0.89 , 有效内摩擦角 φ' 为 23° , 土颗粒相对质量密度 G_s 为 2.65 , 固结系数 c_v 为 0.5 mm/s 。在固结开始前, 打开底部排水口, 并采用堆载方式使整个双层地基在 $1g$ 条件下进行一维预固结^[8], 固结时长 30 d 。当黏土层获得初步强度后, 吊装上机并在 $100g$ 下固结, 直到土层厚度稳定。固结完成后, 土体有效重度 γ' 约为 7 kN/m^3 。

1.3 试验布置与压桩

Ovesen^[11]和徐光明等^[12]均认为, 当桩体到墙壁的净距大于 3 倍桩径时, 边界效应对试验结果的影响不明显。图 2 给出了试桩在模型箱中的布置情况, 其中标号“S”代表静力加载, 标号“C”代表循环加载。可以看出, 桩桩之间的净距大于 $5D$, 桩与模型壁之间的净距大于 $3D$, 均满足要求。以往研究表明, 在 $1g$

条件下的单桩安装对离心机试桩承载力影响很小^[13]。因此,单桩在 1g 条件下以 1 mm/s 的速度压入土层中,直至桩底刚好触及砂土层为止。桩安装完成后,在每根桩的两侧并距桩 15 mm 处安装孔压棒(孔压单元具体布置见图 1)。图 3 展示了一个典型的离心机试验模型包。

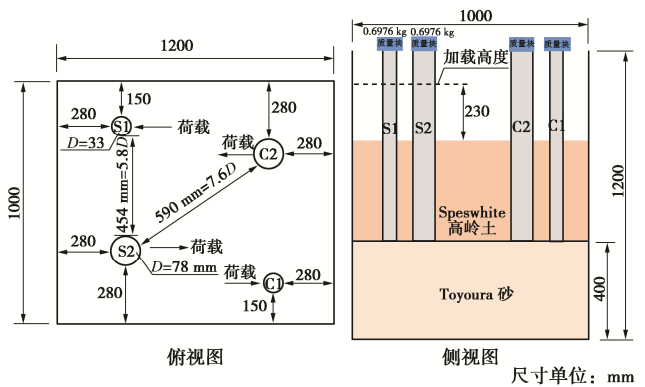


图 2 试验布置图
Fig. 2 Schematic diagram of test layout



图 3 典型的离心机模型包
Fig. 3 Typical centrifuge model package

1.4 土体强度及加载方案

在进行静载和循环加载试验前,分别通过十字板剪切试验得到沿深度方向的不排水抗剪强度分布。如图 4 所示,两加载工况下沿深度的不排水抗剪强度基本一致。由于土层表面良好的排水条件以及超重力固结之前的一维预压固结,使得该层土壤严重超固结,其强度约 27 kPa;高岭土层中部强度为 11~20 kPa;因排水砂层的存在,底部抗剪强度也较高,接近 45 kPa(十字板在深度 40 m 处时已进入砂土层,该深度的实测强度不采用)。假定土体弹性模量为不排水抗剪强度的 200 倍^[13-14]。根据 Poulos 准则^[15],单桩类别可通过桩-土相对刚度系数 $K_r = E_p I_p / (200 s_{u,avg} L_p^4)$ 进行预估($s_{u,avg}$ 为桩埋深内的平均土体不排水抗剪强度),具体依据:柔性桩的 K_r 上限为 0.0025,刚性桩的 K_r 下限为 0.208。表 1 给出了各单桩原型参数。显然, $D = 3.3$ m 的单桩为半刚性桩, $D = 7.8$ m 的单桩为刚性桩。

此外,虽然两循环单桩的实测埋深分别为 37, 37.5 m,均略低于两静载单桩的 38.3 m 埋深,但差异不大,可认为循环单桩和静载单桩的极限承载力是一样的。

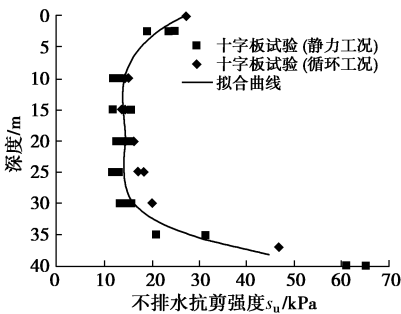


图 4 抗剪强度分布
Fig. 4 Profile of s_u along depth

表 1 单桩原型参数
Table 1 Prototype parameters of monopiles

桩径 D/m	埋深 L_p/m	加载偏心 e_c/m	相对刚度 系数 K_r	类别	备注
3.3	37.0	23.0	0.012	半刚性	循环
3.3	38.3	23.0	0.010	半刚性	静力
7.8	38.3	23.0	0.299	刚性	静力
7.8	37.5	23.0	0.336	刚性	循环

静力加载为位移控制。为保证土体在加载过程中始终处于不排水状态,根据 Stewart^[16]建议,保持电机的加载速率为 0.1 mm/min 可满足不排水加载要求(即 $v \geq 20c_v/D$)。静载试验结束后,调整作动器,并在循环加载前重新超重力固结 30 min,确保扰动土体重新固结不影响后续试验。循环加载试验为力控制,通过作动器与单桩之间的柔性连接(钢绞线)对桩施加单向循环荷载,荷载频率为 0.5 Hz。循环试验采用了分级加载形式,共 5 级,每级设计加载幅值比 ξ (循环荷载幅值 F_c 与单桩极限荷载 F_u 之比,其中 F_u 对应于静载单桩 0.2D 泥线位移处的侧向荷载^[8])分别为 15%, 30%, 45%, 65%, 77%, 每级时长为 100 s, 50 次循环。为减少上一级加载引起的超孔压累积对下一级加载的影响,实际试验中每级荷载间存在 7 min 的时间间隔。需要说明的是,因试验自身原因,实际循环幅值与设计值间存在一定差异,见图 5(省去了每级之间的间歇段)。从图 5 可以看出,在循环幅值比为 46% 时, $D = 3.3$ m 单桩荷载离散性很大,尤其是加载初期,为避免干扰,该段除孔压外的其他实测数据本文均不采用。虽然 $D = 3.3$ m 单桩 17%, 32% 和 67% 这 3 个幅值比下的荷载时程也存在一定波动,但整体稳定性仍较好。此外,初次加载过程中电机可能存在超调,因此首次加载幅值可能会略大与实际给定值(见图 5 中的圆圈)。

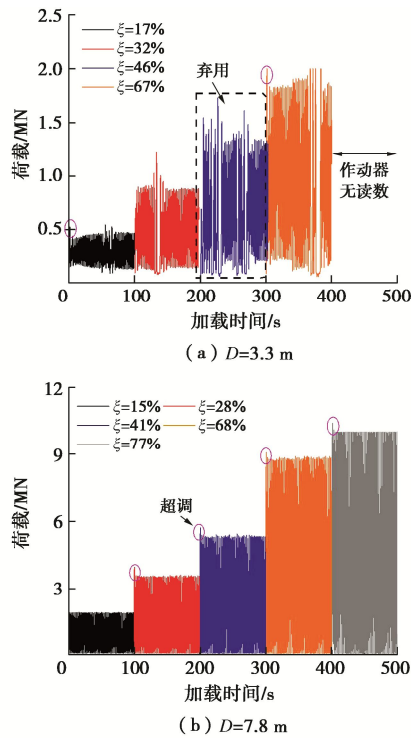


图 5 实测桩头荷载时程

Fig. 5 History-time curves of measured loads

2 试验结果与分析

单位土抗力 p 和横向位移 y 是通常采用 Euler-Bernoulli 理论从桩身弯矩求二次导得出。然而, 对于大直径单桩而言, 传统的 Euler-Bernoulli 梁会低估桩身位移, 这会使得 p - y 曲线的刚度估计与实际存在较大误差。因此, 采用 Timoshenko 理论是更为合适的^[17]。基于 Timoshenko 梁理论^[18]和桩单元内力平衡, 并忽略桩侧摩阻力可以很容易得到以下方程:

$$\kappa G_p A_p \left(\frac{dw}{dz} - \varphi \right) + N(z) \frac{dw}{dz} + E_p I_p \frac{d^2 \varphi}{dz^2} = 0, \quad (1)$$

$$\kappa G_p A_p \left(\frac{d^2 w}{dz^2} - \frac{d\varphi}{dz} \right) - p(z) = 0. \quad (2)$$

式中: z 为桩单元埋深; $M(z)$ 和 $Q(z)$ 分别为桩单元的弯矩和剪力; $N(z)$ 为轴力; $p(z)$ 为侧向土抗力; A_p 为单桩截面面积; g 为重力加速度, 取 9.8 m/s^2 ; κ 为截面剪切系数; w 和 φ 分别为单桩横向位移和变形梯度; $E_p I_p$ 为单桩截面抗弯刚度; G_p 为桩体剪切模量。

根据式 (1), (2) 可得

$$\underbrace{E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + (N_0 + \rho_p g A_p z) \frac{d^2 y}{dz^2} + \rho_p g A_p \frac{dy}{dz} + p(z)}_{\text{I}} - \underbrace{\frac{E_p I_p}{\kappa G_p A_p} \frac{d^2 p(z)}{dz^2}}_{\text{II}} = 0. \quad (3)$$

式中: 第 I 项与 Euler-Bernoulli 梁理论有关; 第 II 项

与剪切变形有关, 这在 Euler-Bernoulli 梁中是不涉及的。

由于试桩弯矩很容易根据桩身应变获得, 式 (3) 可改写为

$$-\frac{d^3 M(z)}{dz^3} - \frac{N_0 + \rho_p g A_p z}{EI} \frac{dM(z)}{dz} - \frac{2\rho_p g A_p}{E_p I_p} M(z) = \left(1 + \frac{N_0 + \rho_p g A_p z}{\kappa G_p A_p} \right) \frac{dp(z)}{dz} + \frac{2\rho_p g A_p}{\kappa G_p A_p} p(z). \quad (4)$$

$M(z)$ 可通过试桩弯矩数据的多项式拟合得到, 即式 (4) 的左边是已知的。显然, 式 (4) 属于一阶线性非齐次微分方程, 其通解可写为

$$p(z) = \frac{C + \int_0^z q(z)(\kappa G_p A_p + N_0 + \rho_p g A_p z)^2 dz}{(\kappa G_p A_p + N_0 + \rho_p g A_p z)^2}, \quad (5)$$

$$q(z) = \frac{-\frac{d^3 M(z)}{dz^3} - \frac{(N_0 + \rho_p g A_p z)}{E_p I_p} \frac{dM(z)}{dz} - \frac{2\rho_p g A_p}{E_p I_p} M(z)}{\left(1 + \frac{N_0 + \rho_p g A_p z}{\kappa G_p A_p} \right)}. \quad (6)$$

式中, C 为一个可由土抗力边界条件确定的常数。对于半刚性或刚性桩, 在刚性转动点深度 z_R 处桩的土抗力为零, 即 $p(z)|_{z_R} = 0$ 。因此, 常数 $C = -\int_0^{z_R} q(z) \cdot (\kappa G_p A_p + N_0 + \rho_p g A_p z)^2 dz$ 。Timoshenko 梁和 Euler-Bernoulli 梁理论对转动点的预测相差很小^[17], 因此, z_R 可以通过弯矩 $M(z)$ 对 z 二阶导求得。在此基础上, 桩身横向位移可由式 (7) 确定:

$$\frac{d^2 y}{dz^2} = \frac{M(z)}{E_p I_p} + \frac{p(z)}{\kappa G_p A_p}. \quad (7)$$

下文结果均为原型尺寸。

2.1 荷载-位移曲线

图 6 给出了两直径单桩的单调荷载-位移曲线。显然, 两曲线均属于典型的加工硬化型。与 $D=3.3 \text{ m}$ 的曲线相比, $D=7.8 \text{ m}$ 的曲线更早达到屈服平台, 存在尺寸效应。根据静载试验, 桩径 $D=3.3, 7.8 \text{ m}$ 单桩的水平极限承载力分别为 2.75, 12.91 MN。

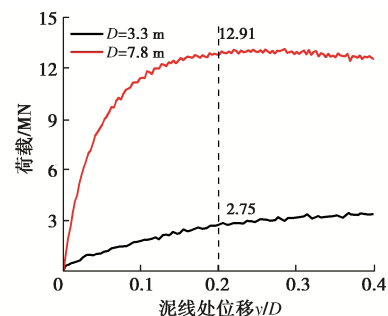


图 6 单调荷载-位移曲线

Fig. 6 Monotonic load-displacement curves

图7为加载点处实测单向循环荷载-位移曲线(对每级的初始位移做了归零处理)。可以看出,随着循环次数的逐渐增加,单桩滞回曲线逐步向右偏移,存在明显的逐渐累积现象。循环幅值比小于32%时,直径3.3, 7.8 m的两单桩除首次加载有较为显著的塑性变形外,后续循环的侧向位移累积均不显著,这与Yu等^[19]和Levy等^[20]认为的低应力水平下的软黏土行为是一致的。随着荷载幅值的继续增加,侧向位移累积速率不断增长,单圈滞回面积也增加。相比于 $D=3.3$ m单桩, $D=7.8$ m单桩的直径更大,侧向荷载下的土体扰动更大,相应的塑性累积变形也更大。总体而言,当循环幅值比在68%以内时,单桩位移累积速率随循环次数的增加逐步降低并趋于稳定,具有安定性。当幅值比超过68%后,单桩荷载-位移曲线表现为棘轮破坏状态。

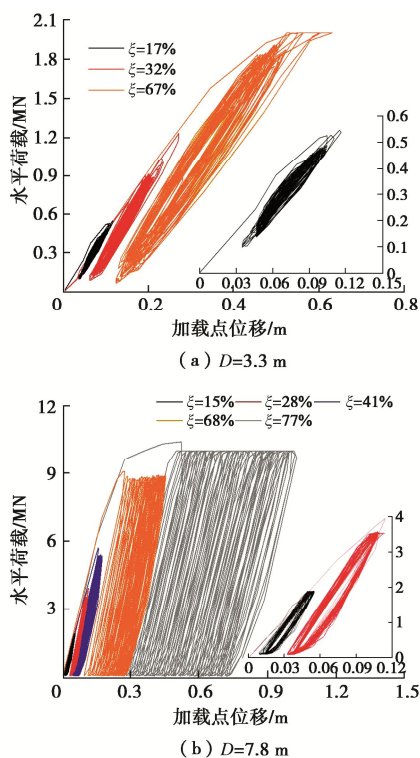


图7 加载点处循环荷载-位移曲线

Fig. 7 Load-displacement curves at loading point

根据式(8)^[21],图8给出了各循环幅值比下单桩的平均等效阻尼比 ξ_{eq} 。随着加载幅值比的增加,桩-土体系会有更多的塑性功,单桩等效阻尼比也增加。此外,桩径越大,单次循环的塑性变形越大,等效阻尼比更大。在循环幅值比为15%~68%时, $D=3.3$ m单桩阻尼比约为1.23%~1.48%, $D=7.8$ m单桩阻尼比约为2.18%~2.69%。当循环应力比为77%时,此时桩处于棘轮破坏阶段,单桩等效阻尼比较大,约为3.3%。也就是说,大直径单桩在棘轮失效前的土体等效阻尼比取值范围可取1.23%~2.69%。

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_d}{E_c} \quad (8)$$

式中, E_d 为桩-土体系的滞回耗能, E_c 为桩-土体系的最大弹性能。

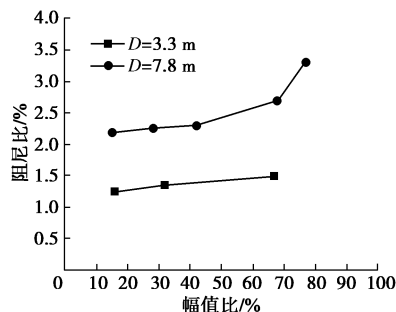


图8 平均等效阻尼比

Fig. 8 Average equivalent damping ratios

2.2 桩头卸载刚度

Achmus等^[22]认为割线刚度易低估桩基的真实刚度,采用卸载刚度可以更好地反映循环荷载下单桩内力和变形性状。本文卸载刚度 k_{un} 定义为

$$k_{un} = \frac{F_{max} - F_{min}}{y_{max} - y_{min}} \quad (9)$$

式中: F_{max} , F_{min} 分别为单次循环加-卸载时的最大荷载和最小荷载; y_{max} , y_{min} 分别为单次循环加-卸载时的最大位移和最小位移。

图9为两不同直径单桩的卸载刚度。 $D=3.3$ m单桩在C-1段的卸载刚度数据离散性较大,这可能与荷载小,桩头位移小及试验条件不稳定有关。总体上,当 $D=3.3$ m单桩的循环幅值比在32%以内时,单桩卸载刚度整体较为稳定,退化现象不明显,其中平均卸载刚度为5.9 MN/m(可认为是初始刚度)。在C-3阶段,单桩卸载刚度开始随加载次数的增加而减少,存在刚度弱化现象。在C-4阶段, $D=3.3$ m单桩卸载刚度的弱化现象进一步加剧。对于 $D=7.8$ m单桩,其卸载刚度在C-1段也没有明显的弱化现象,该段平均卸载刚度为43.3 MN/m(初始刚度)。不同于 $D=3.3$ m单桩,在C-2段, $D=7.8$ m单桩的卸载刚度略有增加并稳定至49.5 MN/m左右。这是因为刚性桩的桩底土体抗力分量对单桩的侧向刚度影响很大^[23],而C-2段桩底土出现了明显的负孔压累积(见2.4节),土体强度有所提高,进而使得单桩卸载刚度增加。由于桩底负超孔压的影响, $D=7.8$ m单桩在C-3段未出现刚度弱化。当循环幅值比增加至68%后, $D=7.8$ m单桩刚度出现弱化现象,且随着幅值比的继续增加,单桩卸载刚度弱化加剧。图10给出归一化卸载刚度与循环次数的变化情况,并采用幂函数(如式(10)所示)对卸载刚度进行拟合。可以看出,卸载刚度除了受荷

载幅值影响外, 也受桩径影响。在相同荷载循环幅值比下, 直径越大使得土体的扰动更大。因此, $D = 7.8$ m 单桩卸载刚度弱化较 $D = 3.3$ m 单桩得更为严重, 刚度弱化因子 t 也更大。

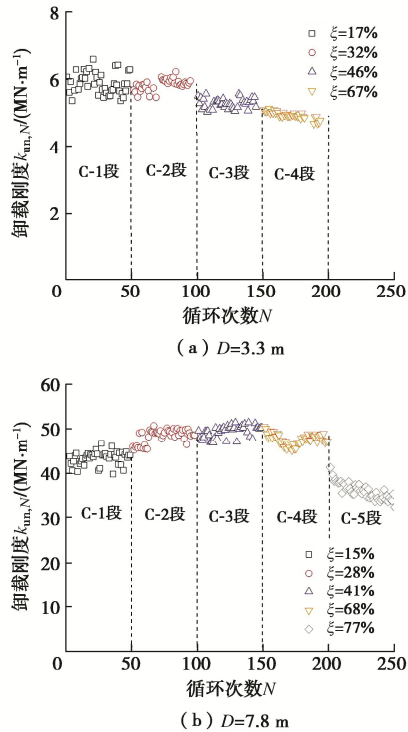


图 9 卸载刚度与循环次数关系

Fig. 9 Variation of unloading stiffness with number of cycles

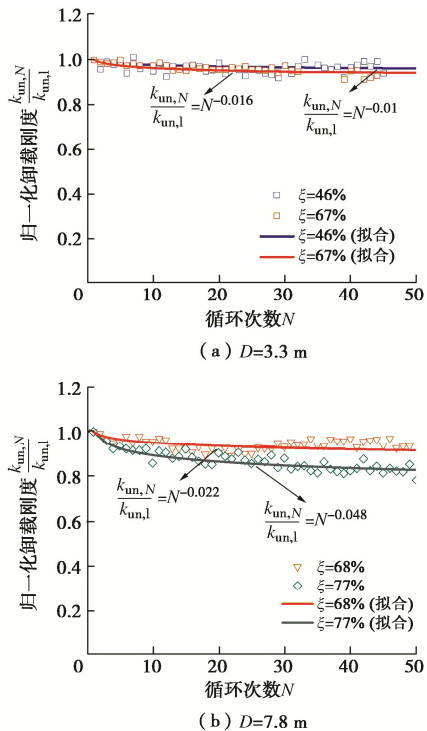


图 10 归一化卸载刚度与循环次数关系

Fig. 10 Variation of normalized unloading stiffness with number of cycles

$$\frac{k_{un,N}}{k_{un,1}} = N^{-t} \quad (10)$$

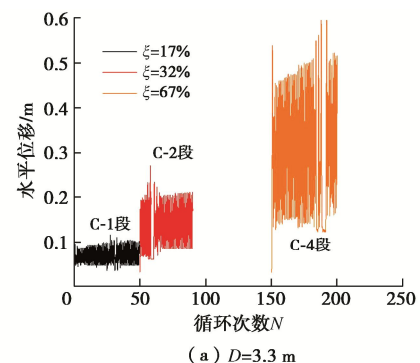
式中: $k_{un,1}$ 和 $k_{un,N}$ 分别为第 1 次和第 N 次循环卸载刚度; t 为弱化因子。

2.3 桩头循环累积位移

图 11 为两个不同直径单桩桩头循环累积变形。可以看出, 在单向循环水平荷载下, 随着循环次数的增加, 桩头累积位移越大, 且加载幅值越大, 位移累积速率越大。图 12 给出了归一化的累积位移。注意, 由于加载幅值和卸载不稳定, $D = 3.3$ m 单桩的累积位移波动较大, 特别是 $\xi = 67\%$ 的情况。为避免干扰, 本节暂不考虑 $D = 3.3$ m 单桩 $\xi = 67\%$ 的归一化结果。当循环荷载幅值比为 $15\% \sim 17\%$ 时, 除首次加载产生了塑性变形外, 两单桩的后续加卸载过程中土体无新的塑性变形产生, 整个桩-土系统基本处于弹性安定状态。当循环荷载幅值比增加至 $28\% \sim 32\%$ 时, 两单桩的累积变形有轻微发展, 并随着循环次数的增加, 土颗粒的重新排列逐渐停止, 土体超孔压也趋于稳定, 塑性变形逐渐减小并最终趋于弹性。循环幅值比继续增加至 $41\% \sim 68\%$ 后, 虽然桩-土系统的塑性变形继续发展, 但总体上仍有趋于收敛的趋势。然而当循环幅值比增至 77% 后, $D = 7.8$ m 单桩累积变形与循环次数开始呈现线性关系(常速率累积), 变形累积呈发散状, 进入棘轮破坏状态。总体上, 整个桩-土系统随着循环幅值的增加大致会经历 3 个阶段: 弹性阶段, 弹塑性安定阶段, 棘轮破坏阶段。式 (11) 给出了单桩累积位移的经验模型, 预测模型与实测结果吻合较好。注意, 本试验采用了连续循环加载方式, 因此, 单桩累积经验公式包含了加载历史的影响。从归一化的桩顶累积位移与循环次数关系可知, 归一化后的累积位移主要受幅值比控制, 直径影响有限。

$$\frac{y_{res,N}}{y_{res,1}} = \begin{cases} 1 + (0.54\xi - 0.13)(N^{0.5} - 1) & (0.28 < \xi \leq 0.68) \\ 0.027(N - 1) & (\xi > 0.68) \end{cases} \quad (11)$$

式中, $y_{res,1}$ 和 $y_{res,N}$ 分别为第 1 次和第 N 次的循环累积位移。



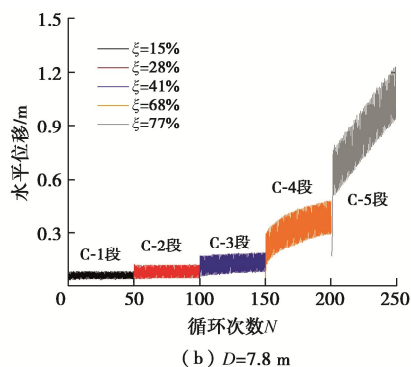


图 11 桩头侧向累积位移

Fig. 11 Lateral accumulative displacements at pile head

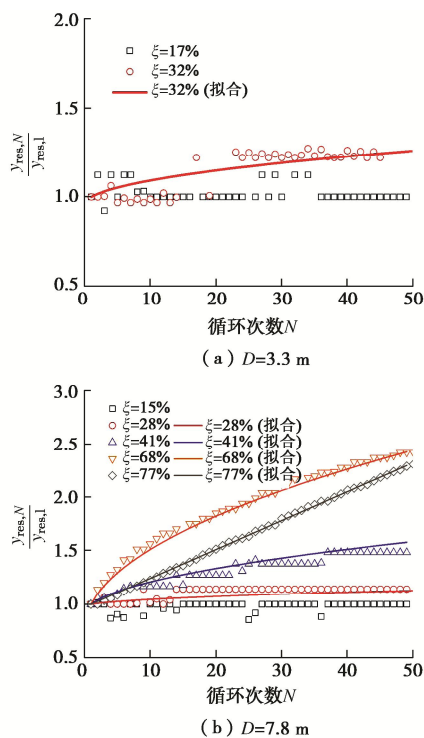


图 12 归一化累积位移

Fig. 12 Normalized accumulative displacement

2.4 循环动孔压

循环工况的孔压传感器布置见图 13。图 14 给出了两个不同桩径单桩不同深度处的土体超孔压与循环次数关系曲线。可以看出,在单向循环荷载下,循环荷载幅值比为 15%~16%时,整个桩-土体系基本处于弹性状态,土体超孔压累积不明显。随着荷载的增加,桩周土扰动程度加剧,超孔压幅值及其累积大小显著增加。土体超孔压加载初期增长速率较大,后期趋于平缓。值得一提的是,当循环幅值比为 28%~42%时, $D=7.8$ m 桩底土(砂土)存在显著的负超孔压累积,且其超孔压大小与浅层土体孔压相当,这也是 $D=7.8$ m 桩顶卸载刚度在该幅值比区间内未出现弱化甚至强化的原因(见图 9(b))。随着循环幅比的继续增加,桩底土超孔压开始由负累积向正孔压累积转变,此时单桩卸载刚度已弱化。从两不同直径单桩的浅层土体

($z=4\sim 12$ m) 超孔压响应对比来看,相同循环幅值比下,浅层桩周土的最终超孔压累积大小对桩径不是很敏感。

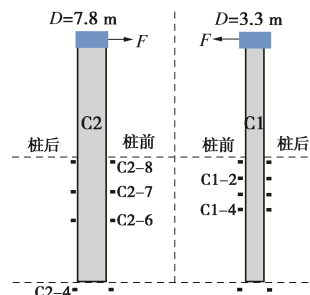
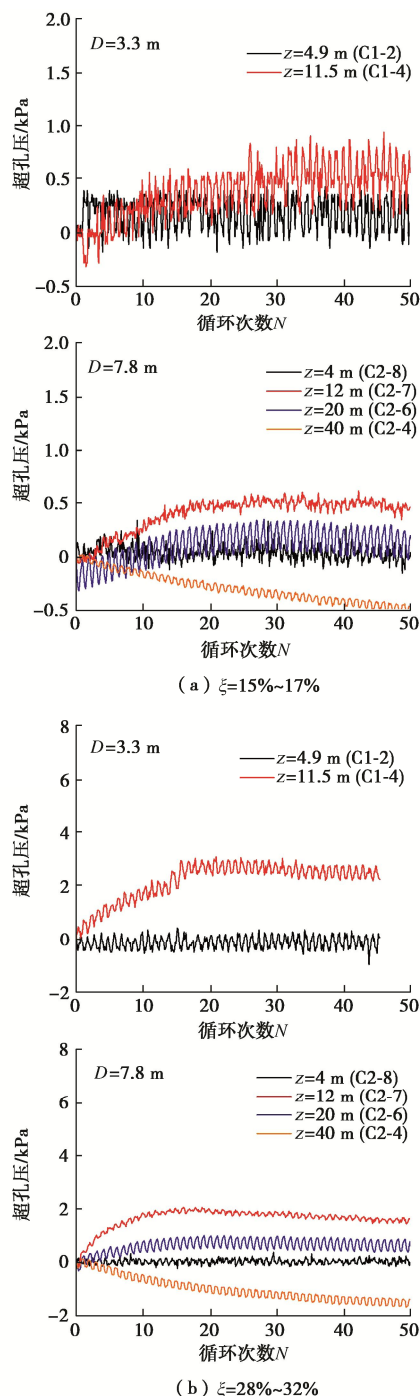


图 13 循环单桩孔压传感器布置

Fig. 13 Layout of pore pressure cells in cyclic loading



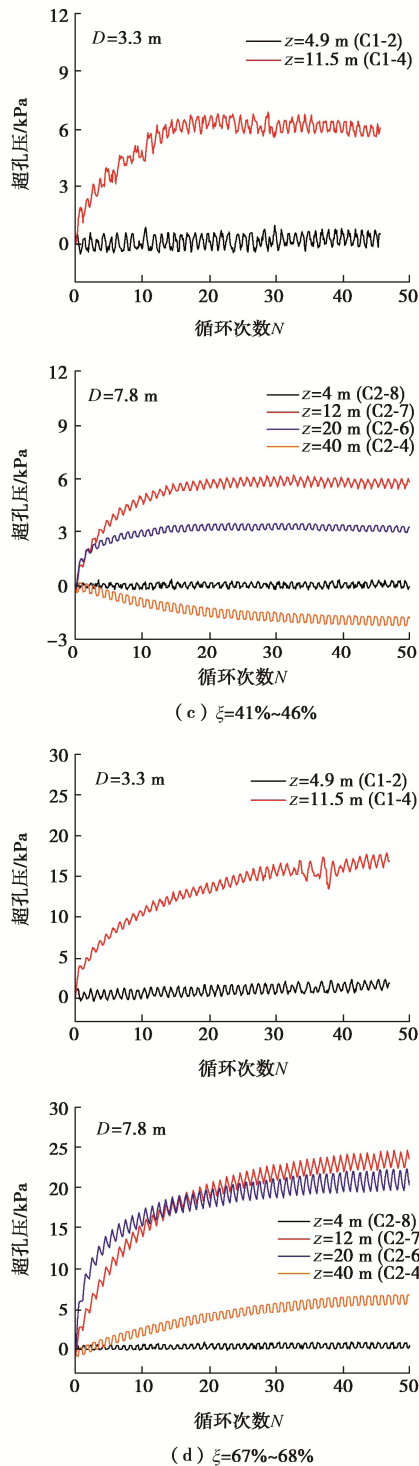


图 14 单桩土体超孔压与循环次数关系

Fig. 14 Variation of excess pore pressure with number of cycles

2.5 桩身弯矩与位移

图 15 给出了不同循环幅值比下的峰值荷载桩身弯矩响应。可以看出, 随着荷载的增加, 两单桩的桩身弯矩均增加, 最大弯矩点也逐渐向下移动。特别地, 对于 $D = 3.3$ m 的单桩, 当荷载幅值比为 17% 时, 单桩下半部存在明显的反弯点, 其反弯点位置大致位于 $0.66L_p$ 处, 整体偏向柔性桩; 但随着循环荷载幅值比

的继续增加, 单桩下半部土弯矩显著增加, 单桩开始向半刚性桩过渡, 表现出比 $D = 7.8$ m 刚性桩更为复杂的变形特性。由于残余弯矩 (桩头荷载卸载至 0 后的桩身弯矩) 和二阶效应, 循环次数的增加会使得桩身弯矩增大。显然, 这种弯矩的增加与循环荷载幅值比有关, 即幅值比越大, 弯矩增加也越明显。但整体而言, 这种由循环次数引起的弯矩增量不会超过首次加载最大弯矩的 10%。

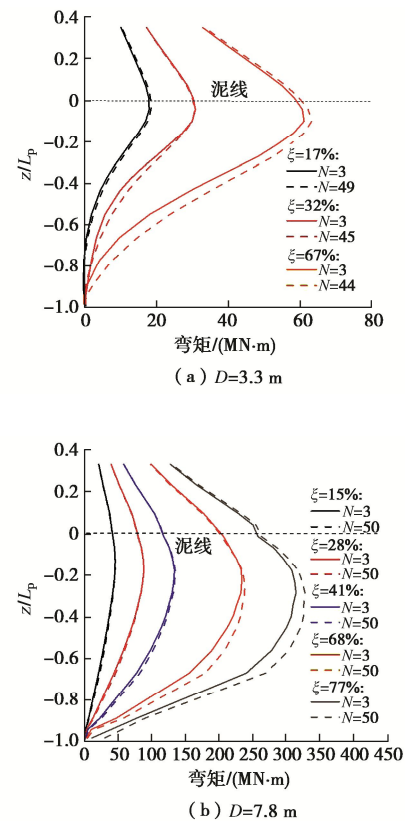
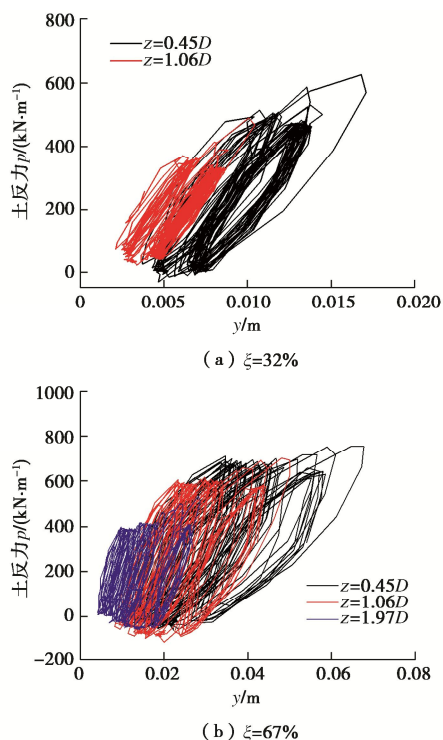
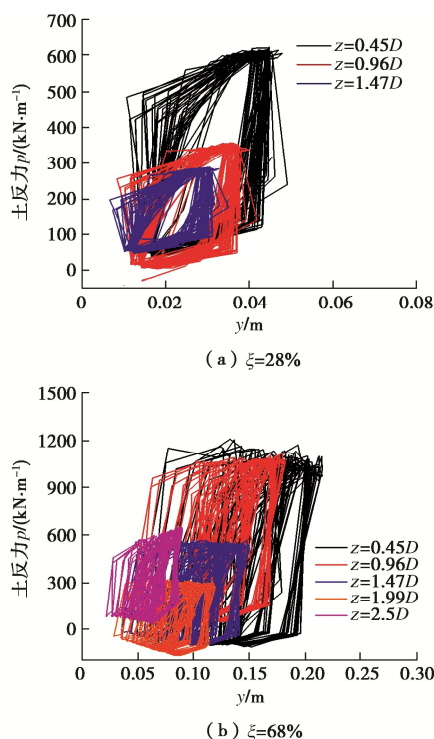


图 15 峰值荷载下的桩身弯矩

Fig. 15 Bending moments under the peak load

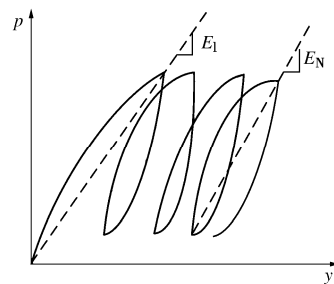
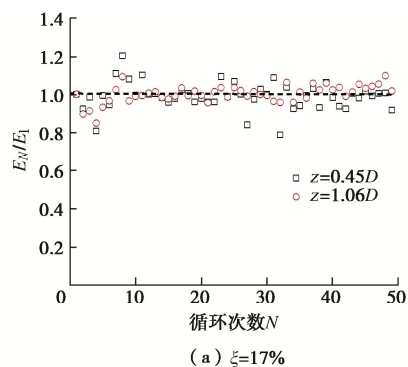
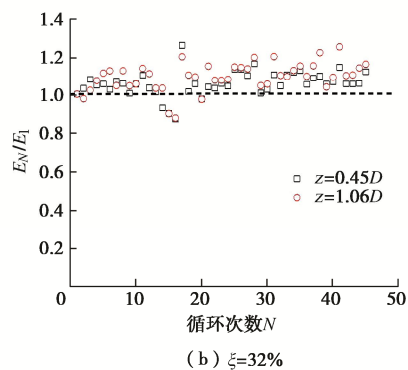
2.6 循环 p - y 曲线

限于篇幅, 图 16, 17 仅给出了两单桩在幅值比为 28%~32% 和 67%~68% 的循环 p - y 曲线 (由于电机超调, 首次加载部分被忽略)。可以看出, 水平单向循环荷载作用下的 p - y 曲线具有明显的非线性和滞回特征。浅层土体变形扰动更大, 非线性行为强烈, 塑性耗能较深层土体更大, p - y 曲线滞回圈更饱满。循环幅值比的增加也会显著增加 p - y 曲线的塑性耗能。在给定深度处, 随着循环次数逐渐增加, 各幅值下循环 p - y 曲线逐步均向右移动, 存在明显的土体累积变形, 且循环幅值比越大, p - y 曲线累积变形越大。需注意, 本试验各工况下的桩周土抗力弱化均不明显, 与杨清杰^[24]和高鲁超^[25]的离心机试验结果类似, 这可能与桩-土间隙发展不显著有关^[26]。

图 16 $D = 3.3$ m 循环 p - y 曲线Fig. 16 Cyclic p - y curves of monopile with $D = 3.3$ m图 17 $D = 7.8$ m 循环 p - y 曲线Fig. 17 Cyclic p - y curves of monopile with $D = 7.8$ m

根据文献[27], 图 18 定义了循环 p - y 曲线的割线刚度, 其中 E_1 和 E_N 分别为为第 1 次和第 N 次循环峰值位移下的割线刚度。图 19, 20 分别给出了两不同直径单桩的归一化割线刚度与循环次数关系。循环荷载幅值比为 15%~16% 时, 两单桩基本处于弹性状态, 因此 p - y 曲线割线刚度基本不变。当循环荷载幅值比

为 28%~42% 时, 土体的塑性变形随加载次数的增加逐渐减小并最终发展为纯弹性, 因此 p - y 曲线的割线刚度会先增加后稳定至一定值, 这与排水条件下的砂土排水加载情况类似[24]。随着荷载幅值比进一步增加至 67%~68% 后, 两直径单桩浅层土体均出现刚度弱化现象, 进入失效状态, 其割线刚度折减系数大致在 0.8~0.9。注意, 从图 20(d) 可知, 虽然浅层土体 (0~11.5 m (1.47D)) 已经进入失效状态, 但较深处 (11.5 m (1.47D) 以下) 土体刚度逐渐增加, 仍具有安定性。当荷载进一步增加后 (见图 20(e)), 0~2.5D 深度区间的土体刚度全部弱化, 并随循环次数的增加而弱化越严重, 此时可认为整个地基土体已入失效状态。经计算, 当循环幅值比小于 68% 时 (此时, 两单桩均具有安定性), 50 次循环后两单桩的泥面累积转角均小于 0.5°。因此, 从保守的角度来看, 可对楔形流动区域内 (由静载试验可知楔形流动深度区间为 0~12 m, 见图 21, 其中 p_u 为极限土反力) 土体循环 p - y 的首次加载刚度进行 0.8 的折减以考虑刚度弱化的影响。

图 18 循环 p - y 曲线的割线刚度Fig. 18 Secant stiffnesses of cyclic p - y curve(a) $\xi = 17\%$ (b) $\xi = 32\%$

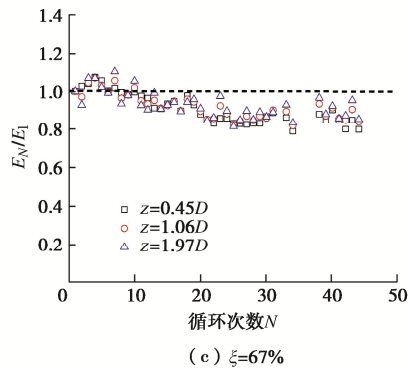


图 19 $D = 3.3$ m 单桩的归一化割线刚度与循环次数关系
Fig. 19 Variation of normalized secant stiffness with number of cycles for monopile with $D = 3.3$ m

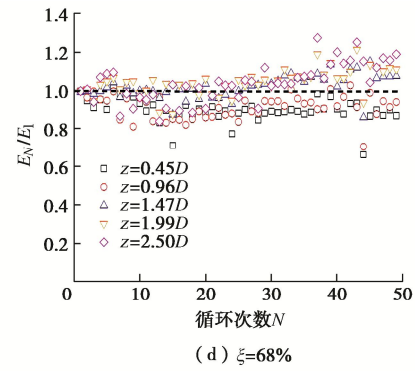
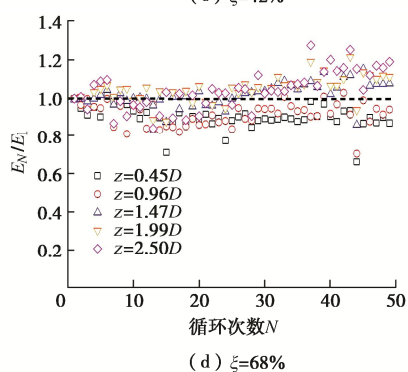
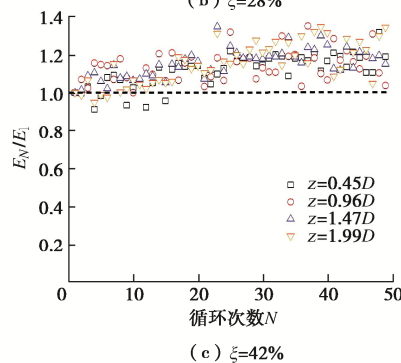
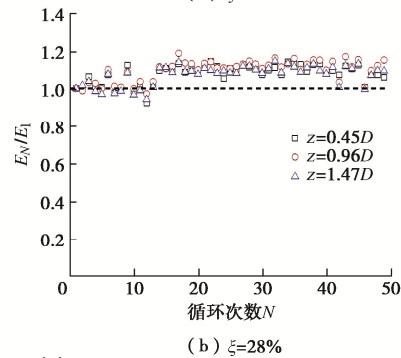
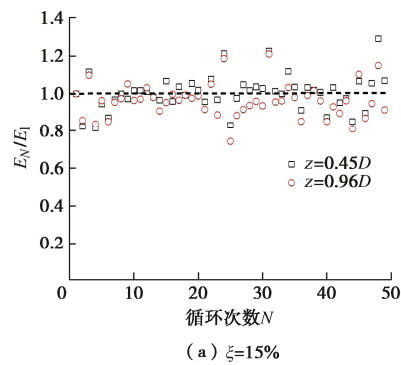


图 20 $D = 7.8$ m 单桩的归一化割线刚度与循环次数关系
Fig. 20 Variation of normalized secant stiffness with number of cycles for monopile with $D = 7.8$ m

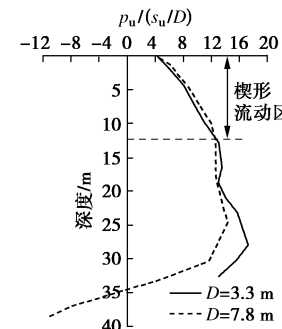
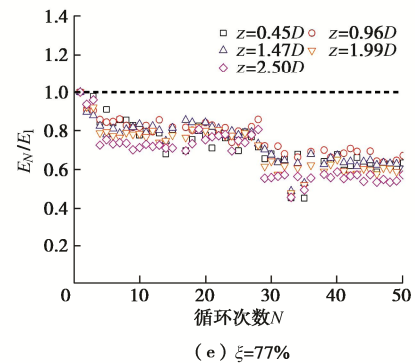


图 21 归一化的极限土抗力与深度关系
Fig. 21 Variation of normalized ultimate soil resistance with depth

3 结 论

基于水平单向循环荷载下软黏土大直径单桩离心机模型试验, 研究不同桩径和循环幅值比下的大直径单桩基础的变形特性、刚度弱化及孔压累积规律, 并得到以下 5 点结论。

(1) 在单向循环荷载下, 单桩荷载-位移曲线表现出明显的非线性滞回耗能与位移累积特征。整个桩-土系统随着循环幅值的增加大致会经历 3 个阶段: 弹性阶段, 弹塑性安定阶段, 棘轮破坏阶段。桩-土体系的平均等效阻尼比与循环幅值和桩径成正相关。对于直径为 3.3~7.8 m 大直径单桩, 在基础进入棘轮失效前其土体等效阻尼比可取 1.23%~2.69%。

(2) 虽然循环次数的增加会使得桩身弯矩越大, 这种由循环加载引起的弯矩增量不会超过首次加载的

10%。

(3) 桩顶卸载刚度随循环次数的增加而减少, 大致与循环次数成幂函数衰减关系。此外, 循环幅值和桩径越大, 卸载刚度衰减越迅速。

(4) 桩周土超孔压的累积与循环荷载的幅值比呈正相关, 但在相同循环幅值比下浅层土体的超孔压累积大小对桩径是不敏感的。当循环荷载较小 ($\xi = 28\% \sim 42\%$) 时, $D = 7.8 \text{ m}$ 的大直径刚性桩桩底土(砂土)负超孔压累积显著。此时, 桩底土体强度的提高可能会抵消浅层土弱化的影响, 使得整个桩的卸载刚度增加或不变。

(5) 单桩累积变形随循环次数的增加而增加。归一化后的累积变形主要受循环幅值比控制, 直径影响有限。随着深度的增加, 土体塑性变形越小, p - y 曲线滞回耗能越小。此外, 循环 p - y 曲线加载刚度的弱化受循环幅值控制。当循环荷载较小时, 循环 p - y 的割线刚度不变或随略有增加, 具有安定性。当循环幅值较大时, p - y 曲线的割线刚度随循环次数的增加而减少, 建议对楔形流动深度内的土体 p - y 曲线加载刚度进行 0.8 的折减以考虑循环割线刚度弱化的影响。

参考文献:

- [1] CAO G W, CHEN Z X, WANG C L, et al. Dynamic responses of offshore wind turbine considering soil nonlinearity and wind-wave load combinations[J]. Ocean Engineering, 2020, **217**: 108155.
- [2] DING X M, CHIAN S C, LIAN J, et al. Wind-wave combined effect on dynamic response of soil-monopile-OWT system considering cyclic hydro-mechanical clay behavior[J]. Computers and Geotechnics, 2023, **154**: 105124.
- [3] 朱 姝. 双屈服面渐进硬化本构模型及海上风机桩基础累积变形规律[D]. 长沙: 湖南大学, 2022. (ZHU Shu. Progressive Hardening Constitutive Model of Double Yield Surface and Cumulative Deformation Law of Offshore Wind Turbine Pile Foundation[D]. Changsha: Hunan University, 2022. (in Chinese))
- [4] 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. (KUO Y S, 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))
- [5] BHATTACHARYA S, COX J A, LOMBARDI D, et al. Dynamics of offshore wind turbines supported on two foundations[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 2013, **166**(2): 159-169.
- [6] NIKITAS G, VIMALAN N J, BHATTACHARYA S. An innovative cyclic loading device to study long term performance of offshore wind turbines[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2016, **82**: 154-160.
- [7] ZUO H R, BI K M, HAO H. Dynamic analyses of operating offshore wind turbines including soil-structure interaction[J]. Engineering Structures, 2018, **157**: 42-62.
- [8] JEANJEAN P. Re-assessment of P - Y curves for soft clays from centrifuge testing and finite element modeling[C]// Offshore Technology Conference, Houston, 2009.
- [9] GRANT R J. Movements around a Tunnel in Two-Layer Ground (BL)[D]. London: The City University, 1998.
- [10] MARTINS J P, CHANDLER R J. An experimental study of skin friction around piles in clay[J]. Géotechnique, 2015, **32**(2): 119-132.
- [11] OVESEN N K. The use of physical models in design: the scaling law relationships[C]// Proceedings of 7th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1974, **4**: 318-323.
- [12] 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 Guangming, ZHANG Weimin. A study of size effect and boundary effect in centrifugal tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, **18**(3): 80-85. (in Chinese))
- [13] TRUONG P, LEHANE B M. Effects of pile shape and pile end condition on the lateral response of displacement piles in soft clay[J]. Géotechnique, 2018, **68**(9): 794-804.
- [14] MATLOCK. Correlations for design of laterally loaded pile in clay[C]// Proceedings of the Offshore Technology Conference. Houston, 1970.
- [15] POULOS H G, HULL T S. The role of analytical geomechanics in foundation engineering[C]// Foundation Engineering @ Current Principles and Practices, ASCE, 1989: 1578-1606.
- [16] STEWART D P. A new site investigation tool for the centrifuge[C]// Proc Int Conf Centrifuge 91, Colorado, 1991.
- [17] GUPTA B K, BASU D. Applicability of Timoshenko, Euler-Bernoulli and rigid beam theories in analysis of laterally loaded monopiles and piles[J]. Géotechnique, 2018, **68**(9): 772-785.
- [18] TIMOSHENKO S P. Strength of materials, part II, advanced theory and problems[M]. 2nd ed. New York: D Van Nostrand, 1941.
- [19] YU H S, KHONG C, WANG J. A unified plasticity model for

- cyclic behaviour of clay and sand[J]. Mechanics Research Communications, 2007, 34(2): 97-114.
- [20] LEVY N H, EINAV I, HULL T. Cyclic shakedown of piles subjected to two-dimensional lateral loading[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2009, 33(10): 1339-1361.
- [21] BLANDON C A, PRIESTLEY M J N. Equivalent viscous damping equations for direct displacement based design[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2005, 9(S2): 257-278.
- [22] ACHMUS M, THIEKEN K, SAATHOFF J E, et al. Un- and reloading stiffness of monopile foundations in sand[J]. Applied Ocean Research, 2019, 84: 62-73.
- [23] CAO G W, DING X M, YIN Z Y, et al. A new soil reaction model for large-diameter monopiles in clay[J]. Computers and Geotechnics, 2021, 137: 104311.
- [24] 杨清杰. 近海风机大直径单桩水平承载特性离心模型试验分析[D]. 南京: 河海大学, 2019. (YANG Qingjie. Analysis on the Lateral Bearing Response of Large-Diameter Monopiles for Offshore Wind Turbines Based on Centrifuge Model Test[D]. Nanjing: Hohai University, 2019. (in Chinese))
- [25] 高鲁超. 水泥土加固提升海上风电钢管桩水平承载性能研究[D]. 南京: 东南大学, 2021. (GAO Luchao. Research on Enhancement Lateral Bearing Behaviour of Monopile for Offshore Wind Turbines in Cement-Soils[D]. Nanjing: Southeast University, 2021. (in Chinese))
- [26] DUNNAVANT T W, O'NEILL M W. Experimental p - y model for submerged, stiff clay[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1989, 115(1): 95-114.
- [27] CUÉLLAR P. Pile Foundations for Offshore Wind Turbines: Numerical and Experimental Investigations on the Behaviour under Short-Term and Long-Term Cyclic Loading[D]. Berlin: Technischen Universität, 2011.

岩土及地下工程教育部重点实验室(同济大学)2023年度开放课题申请指南

重点实验室自2007年2月由教育部正式批准在同济大学立项建设以来,按照教育部重点实验室的开放要求,自2008年起面向国内外公开征集开放基金项目,连续二十余年批准了80余项国内外访问学者的申请,取得了持续对外开放、合作与交流的良好效果。经研究,本年度继续设立专项开放研究基金,资助国内外学者和科技工作者来实验室开展科研工作。

1. 资助范围

开放课题应紧密围绕本重点实验室的主要研究方向,资助意义重大、具有重要科学意义和应用前景的研究项目。本年度开放课题主要资助的研究方向如下:①软土力学理论与变形稳定控制;②宏微观土力学理论与环境土工灾变;③岩土体多场耦合理论与灾害控制;④软弱岩土体地质灾害与防治加固;⑤地下工程安全理论与风险控制;⑥城市地下空间与岩体地下工程。

2. 申请资格

同济大学校外从事与岩土与地下工程有关的国内外高级、中级科技人员、青年科技工作者均可申请本实验室的开放基金。

3. 资助金额

申请者必须本着实事求是的原则申请资助金额,开放基金的资助金额一般每项不超过3万元,总计拟资助6项。

4. 项目执行期限

每个项目实施期限为两年,即2023年10月1日至2025年9月30日。

5. 考核标准

每个开放基金资助课题应在国际学术期刊发表1篇被SCI检索的论文(有正式的检索号),且同济大学合作者需列为论文的共同作者,作者单位之一必须标注为本重点实验室,并注明课题批准号。

6. 项目的实施与管理

批准的开放课题资助经费实行一次核定,两批拨款。项目批准后,即拨付课题资助经费的50%至课题负责人所在单位;其余50%待课题结题验收后即拨付。

项目负责人应当按照项目计划书组织开展研究工作,做好资助项目实施情况的原始记录,填写项目中期报告。

自项目资助期满之日起60日内,项目负责人应当撰写结题报告、编制项目资助经费决算;取得研究成果的,应当同时提交研究成果报告。

如由于客观原因不能按期完成研究计划的,项目负责人应当于项目资助期限届满90日前提出延期申请,申请延长的期限不得超过1年。

7. 申报程序

(1) 开放基金申请人应认真阅读有关申请说明,申报课题必须符合本实验室的研究方向,属于2023年资助研究内容的范畴,并具有本重点实验室固定研究人员合作。同济大学有关研究人员的介绍,可查阅: <https://geokeylab.tongji.edu.cn/30234/list.psp>。

(2) 本年度开放课题申请截止时间为2023年8月31日(以邮戳日期为准)。申请书须以纸质一式2份寄给:上海市杨浦区四平路1239号同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室(邮政编码200092),刘琦老师收(电话:13917983456, E-mail: liuqi472@tongji.edu.cn),除纸质申请材料,申请人须提供申请书及附件的电子文件(PDF格式),并注意纸质申请书与电子版申请书的内容应严格一致。

(3) 最终结果将于2023年9月公布。

(岩土及地下工程教育部重点实验室(同济大学)刘琦 供稿)