

海洋高桩基础水平大变位性状模型试验研究

朱斌^{1, 2}, 朱瑞燕³, 罗军^{1, 2}, 陈仁朋^{1, 2}, 孔令刚^{1, 2}

(1. 浙江大学软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058;
3. 浙江省电力设计院, 浙江 杭州 310012)

摘要: 利用浙江大学自行研制的大型地基与边坡工程模型试验系统开展了单桩基础水平大变位的大比例模型试验, 获得了桩身屈服前后不同深度的桩身位移和桩身弯矩。通过建立桩身位移、弯矩及桩周土反力三者之间相互推导的有效途径, 研究了桩周土 $p-y$ 曲线沿深度的分布特性, 发现传统 Reese 法和 API 法 $p-y$ 曲线具有偏大的初始刚度及偏小的极限土抗力。在拟合桩周土反力试验值的基础上, 提出了计算桩基水平大变位的双曲线型 $p-y$ 曲线模型。

关键词: 大比例模型试验; 水平荷载; 桩; 大变位; $p-y$ 曲线

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2010)04-0521-10

作者简介: 朱斌(1977-), 男, 副教授, 主要从事基础工程、环境土工等方面的研究, E-mail: binzhu@zju.edu.cn。

Model tests on characteristics of ocean and offshore elevated piles with large lateral deflection

ZHU Bin^{1, 2}, ZHU Rui-yan³, LUO Jun^{1, 2}, CHEN Ren-peng^{1, 2}, KONG Ling-gang^{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. Zhejiang Electric Power Design Institute, Hangzhou 310027, China)

Abstract: Large-scale model tests on large lateral deflection of a single elevated pile are carried out using the Large Foundation and Slope Engineering Simulation System of Zhejiang University, and the lateral displacement and moment of the pile shaft at different depths for each pile are studied. Through establishing relationships among the lateral displacement, the moment of the pile shaft and the soil reaction force based on the test results, the characteristics of $p-y$ curves at different depths are studied. It is found that the $p-y$ curves of the traditional Reese method and API method have the relatively larger initial stiffness but smaller ultimate soil-pile interaction compared with the test results. By fitting the test soil reaction force, a hyperbolic $p-y$ curve to compute large lateral displacement of the elevated pile is presented.

Key words: large-scale model test; lateral loading; pile; large displacement; $p-y$ curve

0 引言

我国越来越多的海上建(构)筑物陆续兴建, 如海上石油钻井平台、海上风力发电机、海上输电塔等, 高桩基础是这些结构物的最主要基础型式。高桩基础同低桩基础相比具有更小的水平承载力及水平刚度, 在波浪力、水平地震力、船舶撞击力作用下可能发生较大的水平变形。深入研究高桩基础的水平大变位性状, 分析高桩水平变形、内力及桩周土反力之间的内在联系, 探讨合理有效的高桩水平大变位分析方法, 对于我国科技兴海的战略发展具有重要的科学意义和工程实用价值。

国内外对桩基的水平受荷特性已开展了大量研究, 主要可以分为弹性分析法和弹塑性分析法。弹性分析法主要有地基梁法、有限元法和边界元法, 它们

预测的桩基性状比较一致^[1], 这类方法很难准确预测桩基发生较大变形时的实际性状^[1-2]。然而由于这类方法分析简单, 我国相关规范仍广泛沿用。

当桩基发生较大水平变形时, 采用弹塑性分析模型比较合理, 其中 $p-y$ 曲线法被公认为最有效的桩基水平大变位分析方法, 已在发达国家工程界广为应用。McClelland 和 Focht^[3]在土体三轴应力-应变关系的基础上首先提出了 $p-y$ 曲线法。随后 Matlock^[4]在水下软黏土地基中完成了直径为 324 mm 钢管桩的水平荷载试验, 提出了桩在水下软黏土中的 $p-y$ 曲线, 我国学者也提出了相应的黏土中桩基的 $p-y$ 曲线^[5-7]。

基金项目: 国家自然科学基金项目(50979097); 国家“863”高技术研究发展计划项目(2007AA05Z427)

收稿日期: 2008-12-08

Reese 等^[8]在砂土中对直径 610 mm 的钢管桩进行了水平荷载试验, 建立了砂土中桩基的 $p-y$ 曲线, 这一方法经过改进后被美国石油协会 (API) 所采用^[9]。在随后的三十年里, 得益于海上石油开采工业的快速发展, $p-y$ 曲线法在国际上得到了极大地推广与应用, 各类 $p-y$ 曲线形式陆续出现。已有典型砂性土中桩基的 $p-y$ 曲线如表 1 所示。O'Neill 和 Murchison^[10]对砂土中桩基的 $p-y$ 曲线进行了系统的评估, 并通过一系列桩基水平荷载试验比较了各种形式的 $p-y$ 曲线, 认为双曲线法精度最高且相对容易使用。

我国相关高桩水平大变位性状的研究工作起步较晚, 相关的试验成果极少。现行《港口工程桩基规范》(JTJ254—98) 建议了桩基 $p-y$ 曲线分析法, 但基本上是对美国石油协会 (API) 规范的沿用, 然而已有研究发现 API 规范建议的桩基 $p-y$ 曲线表现出过大的初始刚度和过小的极限桩周土反力, 使得其分析结果与实际情况有一定的差别。另外, 高桩在水平极限荷载作用下的大变位特性也鲜有报道。有鉴于此, 本文利用浙江大学大型地基与边坡工程模型试验系统开展了系列粉砂土地基中高桩的大变位模型试验, 研究高桩基础的水平承载力及变形, 高桩水平变形、内力及桩周土反力之间的内在联系, 以及合理的高桩水平大变位分析方法。

1 桩基水平大变位模型试验方案及参数

1.1 总体试验方案

桩基模型试验主要分为土工离心机试验和 $1g$ 条

表 1 砂性土中桩基的 $p-y$ 曲线

Table 1 $p-y$ curves of piles in sands

文 献	模型主要表达式	说 明
Kondner (1963) ^[11]	$p = \frac{y}{\frac{1}{k} + \frac{y}{p_u}} , \quad p_u \text{ 取 } p_{us} \text{ 和 } p_{ud} \text{ 中较小值}$	基于三轴压缩试验的双曲线模型
Reese 等(1974) ^[8]	$p_a = k_h y_a \frac{z}{d}, p_b = p_u \frac{B}{A}$ $p_u \text{ 取 } p_{us} \text{ 和 } p_{ud} \text{ 中较小值}$	基于 Mustang 岛砂土地基中试桩数据的多段直、曲线组合模型
Scott (1980) ^[12]	$p_k = \frac{nk g zd}{\sqrt{1/\sin j + 1/(3-4n)}}$	基于离心模型试验的双折线模型
API (1987) ^[9]	$p = h A p_u t h \left[\frac{k_h y}{y p_u} \right]$	基于砂土地基中桩基试验的直、曲线组合模型
Wesseling 等(1988) ^[13]	$p = R d \left(\frac{z}{z_0} \right)^n \left(\frac{y}{d} \right)^m$	基于 Bass Strait 砂土地基中试桩数据的抛物线模型
Yan 和 Byrne(1992) ^[14]	$p = a E_{\max} d \left(\frac{y}{d} \right)^b, \quad a = 5(D_r)^{-0.8}$	基于小比例模型试验的抛物线模型
Kim 等(2004) ^[15]	$p = \frac{y}{\frac{1}{k_{ini}} + \frac{y}{p_u}} , \quad p_u = k_p g' z^n d$	基于小比例模型试验的双曲线模型

件下的模型试验, $1g$ 条件下的大比例模型试验同室内小比例模型试验相比, 颗粒的尺寸效应和模型的边界效应相对较小; 相比较于现场试验和土工离心机模型试验, 模型的边界、初始条件和施工条件较容易控制, 监测仪器的埋设和量测相对容易, 试验可操作性更强, 测试数据更为准确和全面; 相比较于数值模拟, 模型试验不依赖参数的选取, 其结果更接近于实际情况。因而 $1g$ 条件下的大比例模型试验是桩基受力及变形分析的重要手段。

本文桩基大比例模型试验在浙江大学自行研制的大型地基与边坡工程模型试验系统 (国家专利: ZL200710069866.8) 中进行, 其模型槽尺寸为 15 m 长 \times 6 m 高 \times 5 m 宽, 为开钢结构, 侧向变形 $\leq 0.1\%$, 模型槽四周密封且铺有防锈光滑的 Teflon 板以减小试验中的边界效应。模型槽系统由地基填筑及饱和系统、静动力加载系统及试验数据采集系统组成, 可开展 $1g$ 条件下岩土工程问题的大比例或足尺模型试验。

图 1 为模型槽尺寸及桩位布置图, 图 2 和 3 分别为模型桩水平加载的示意图及实物图。试验中模型桩采用了一根外径为长度为 7 m, 114 mm, 壁厚为 2.5 mm 的无缝闭口钢管。本模型试验包括 3 次加载 (如图 2 中加载点 A, B, C), 3 次加载点对应的桩位分别为 A2、A3 及 A4 (如图 1 所示), 3 次试验的加载点分别位于泥面上 0.1, 1.3 m 及桩顶处, A1 为预试验桩位。各次模型试验前, 模型桩在各桩位处利用特制压桩架采用静压法贯入, 贯入速率约 2 m/h, 压桩完成后静置两天再进行水平加载试验, 之后拔出并进行下一桩位试验。试验过程中采用快速加载法 (《建筑基

桩检测技术规范》(JGJ 106—2003)进行加载, 每次加载试验约包括十级荷载。试验中保证 A2 及 A3 桩位试验中高桩始终处于弹性变形范围内, 具体通过控制桩身弯矩在桩身屈服弯矩内来实现, 而对于 A4 桩位试验则一直加载至桩身极限水平荷载。由材料力学公式可以获得桩身屈服弯矩为 7526.8 N·m。

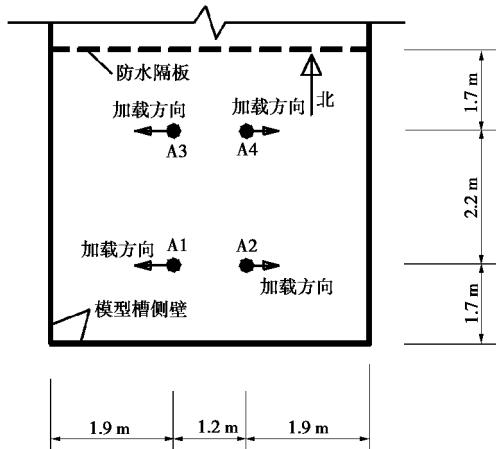


图 1 桩位布置示意图

Fig. 1 Plane view of tested piles

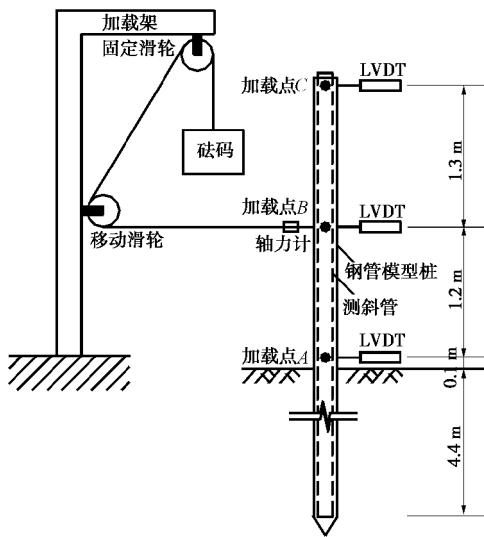


图 2 试验安装示意图

Fig. 2 Side view of model test setup

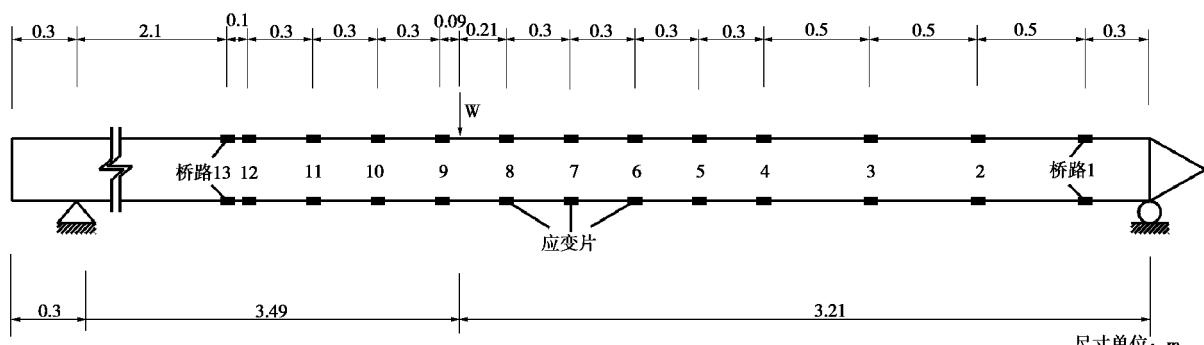


图 4 模型桩桩身应变片布置及标定示意图

Fig. 4 Schematic diagram of strain gauges and their calibration

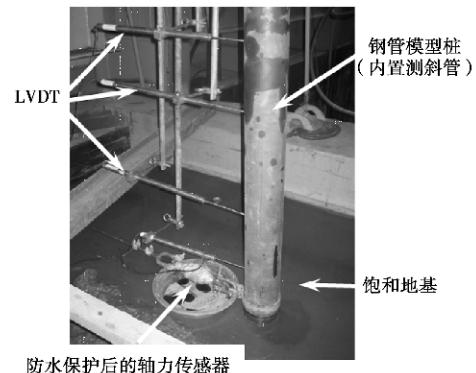


图 3 试验测量仪器

Fig. 3 Test apparatus

模型槽上架设可移动式加载架, 通过砝码及滑轮对模型桩施加水平作用力。如图 4 所示, 沿模型桩身布置 13 道测量弯矩的全桥电阻应变片组, 并进行防水保护处理。钢管模型桩内安装测斜管, 以测量桩身不同深度的水平位移, 测斜管与模型桩管壁间用细砂填充。桩侧同时安装数只高精度 LVDT (4000DC-SE200) 位移计用于校核桩身水平位移。桩身加载点与加载钢丝绳之间设置一高精度轴力传感器 (PPM-226-LS) 用于量测桩身加载点处的水平荷载。LVDT 及轴力传感器数据通过数据采集系统 Datataker505 进行全自动采集记录, 采样频率为 0.1 Hz, 桩身应变数据通过 DH3815 应变仪量测。

1.2 应变片及桩身抗弯刚度标定

模型桩内部安装了测斜管和导线等一系列量测仪器, 并填充了细砂, 对原钢管桩的刚度产生了一定的影响, 需对模型桩抗弯刚度进行标定。如图 4 所示, 本文采用简支梁法进行标定, 在加载点 W 处安装 LVDT 量测桩身加载点处的挠度。当荷载为 35.5 kg (347.9 N) 时, 量测到该点挠度为 6.88 mm, 材料力学横向单点荷载作用下简支梁的挠度计算公式为

$$f = \frac{Fb(3l^2 - 4b^2)}{48EI} = 6.88 \times 10^{-3} \quad , \quad (1)$$

其中, $l = 6.7 \text{ m}$, $b = 3.21 \text{ m}$ 。从而, 模型桩的实际

刚度: $EI = 312 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ 。应变片标定结果如图 5 所示。由图 5 可知应变片测量桩身弯矩线性化良好, 其标定系数为 $5.63 \text{ Nm}/\text{me}$ 。

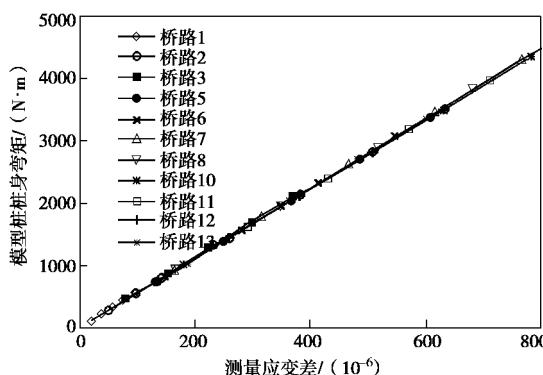


图 5 应变片标定结果

Fig. 5 Calibration results of strain gauges

1.3 地基土

模型试验地基土采用钱塘江粉砂土, 地基填筑前进行夯实预试验, 通过取土进行室内试验以获得一定含水率及要求密实度条件下的分层厚度和夯实遍数。试验过程中, 每 30 cm 用夯实机分层夯实填筑, 并控制地基密实度, 之后通过模型槽底部管网饱和地基。取 1 m 和 2 m 深度处地基土按《土工试验方法标准》(GB/T 50123—1999) 进行了常规物理力学指标试验, 取平均值获得其渗透系数约 $4.2 \times 10^{-6} \sim 6.4 \times 10^{-6} \text{ m/s}$, 土粒比重为 2.69, 塑限为 22.6, 液限为 31.7, 含水率为 32.5%, 饱和重度为 17.5 kN/m^3 , 相对密实度约为 0.23, 有效内摩擦角为 28.5° 。

在 A2~A4 (见图 1) 桩位打入模型桩前, 按《岩土工程勘察规范》(GB/T 50021—2001) 进行了单桥静力触探试验, 试验结果如图 6 所示。静力触探试验完成后, 模型桩顺着静力触探孔静压贯入。从静力触

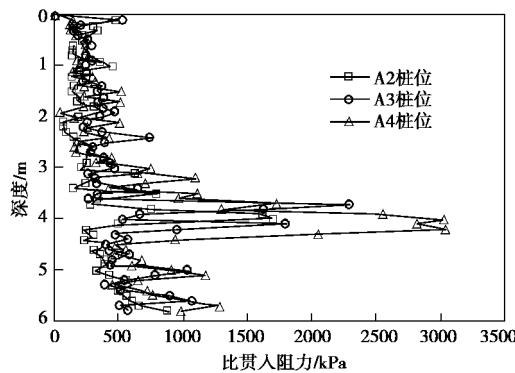


图 6 地基土静力触探试验结果

Fig. 6 CPT test results of soil

探试验结果可以看出, 地表下 1~3 m 范围的地基土, 均匀性良好, 地基填筑过程中控制 3.5~4.5 m 深度地

基土具有较大的密实度, 使得桩端约束条件为固支, 以方便测斜仪量测桩身水平位移。

2 模型试验结果

2.1 泥面上 0.1 m 处加载

当加载点位于泥面上 0.1 m 处时 (见图 2, 加载点 A), 不同荷载作用下测斜管测得的桩身水平位移如图 7 所示, 泥面上 0.1 m 及 0.2 m 处分别由测斜管及 LVDT 测得的桩身水平位移如图 8 所示, 应变片测得的桩身弯矩如图 9 所示。桩顶最大位移达 160 mm, 而泥面处最大水平位移近 60 mm, 桩身最大弯矩为 $7200 \text{ N}\cdot\text{m}$, 小于桩身屈服弯矩 $[M] = 7526.8 \text{ N}\cdot\text{m}$, 即桩身的变形始终保持在弹性范围内, 弯矩的反弯点在泥面以下 3.5 m 左右, 桩身最大弯矩出现在泥面以下 1.5 m 左右。

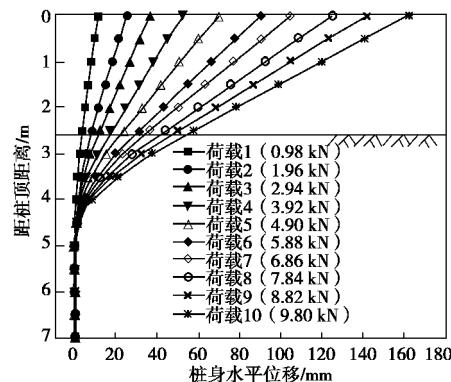


图 7 桩身位移图

Fig. 7 Lateral displacement of pile shaft

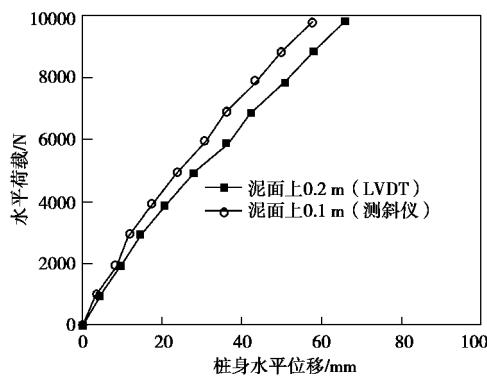


图 8 实测桩身位移随水平荷载变化图

Fig. 8 Relationship between lateral displacement and loading

2.2 泥面上 1.3 m 处加载

当加载点位于泥面上 1.3 m 处时 (见图 2, 加载点 B), 不同荷载作用下测斜管测得的桩身水平位移如图 10 所示, 桩身不同位置测斜管及 LVDT 测得的桩身水平位移如图 11 所示, 应变片测得的桩身弯矩如图

12所示。桩顶最大位移达100 mm, 而泥面处最大水平位移达20 mm, 测斜管及LVDT实测的桩身位移吻合良好。桩身最大弯矩为4100 N·m, 小于桩身屈服弯矩 $[M]=7526.8$ N·m, 即桩身的变形始终保持在弹性范围内, 弯矩的反弯点在泥面以下3.0 m左右, 桩身最大弯矩出现在泥面以下1.0 m左右。

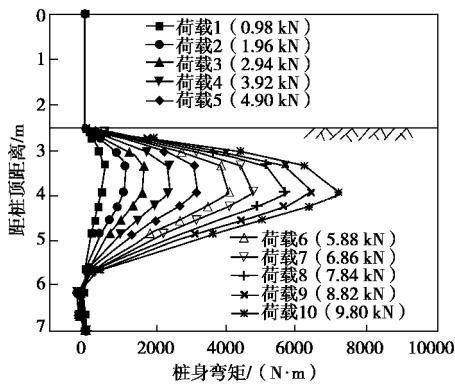


图9 桩身弯矩图

Fig. 9 Moment of pile shaft

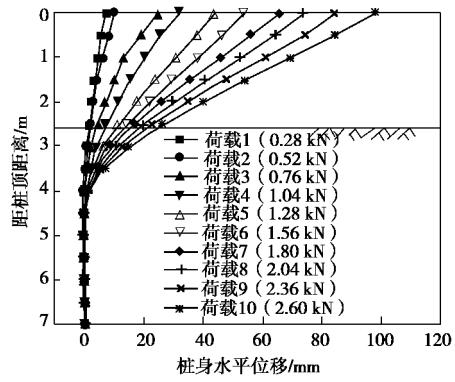


图10 桩身位移图

Fig. 10 Lateral displacement of pile shaft

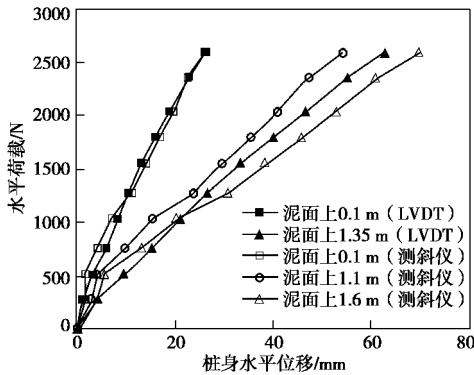


图11 实测桩身位移随水平荷载变化图

Fig. 11 Relationship between lateral displacement and loading

2.3 桩顶加载

当加载点位于桩顶时(见图2, 加载点C), 不同

荷载作用下测斜管测得的桩身水平位移如图13所示, 桩身不同位置测斜管及LVDT测得的桩身水平位移如图14所示, 应变片测得的桩身弯矩(桩身屈服前)如图15所示。桩顶最大位移约600 mm, 泥面处最大水平位移约109 mm, 测斜管及LVDT实测的桩身位移吻合良好。当荷载加载至第9级荷载(2822.4 N)时, 桩身最大弯矩达到极限弯矩 $[M]=7526.8$ N·m, 此时桩顶水平位移仅200 mm。当桩顶水平荷载进一步增加时, 桩身最大弯矩处已进入塑性变形状态, 此后桩顶水平位移快速增加, 当桩顶水平荷载达到极限荷载4468.8 N时, 桩顶水平位移已达600 mm, 桩顶极限水平荷载比桩身屈服时对应的水平荷载约大50%。表明高桩桩身屈服后仍可承受更大的水平荷载, 发生较大的水平位移, 特别是对于塑性变形性能较好的桩基, 如钢管桩及钢管混凝土桩。

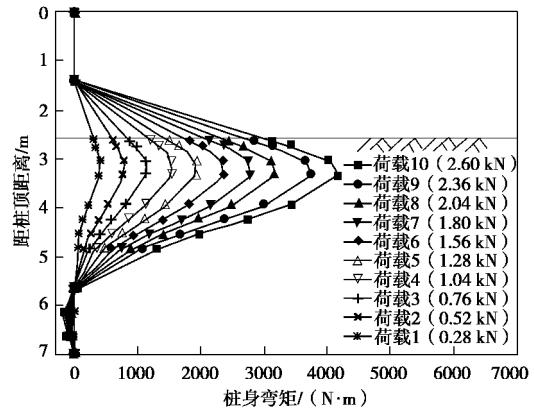


图12 桩身弯矩图

Fig. 12 Moment of pile shaft

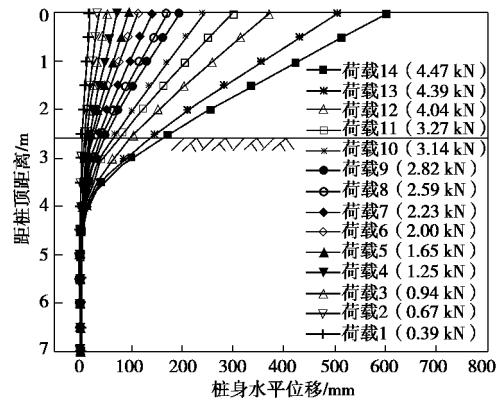


图13 桩身位移图

Fig. 13 Lateral displacement of pile shaft

比较不同高度加载情况下的试验结果可以发现, 相同水平荷载作用下, 高桩基础的悬臂长度越长, 则桩身最大水平位移及最大弯矩越大、弯矩的反弯点及最大弯矩出现位置也越高。桩基发生水平大变位时, 桩周土的变形如图16所示, 此时桩前地基土有隆起开

裂的现象, 而桩后地基土则发生坍塌, 并出现空洞。当桩顶水平位移达 600 mm、泥面处水平位移达 109 mm 时, 桩后地基空洞宽度约 100 mm。

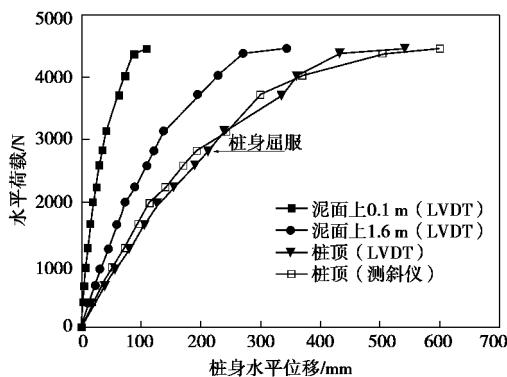


图 14 实测桩身位移随水平荷载变化图

Fig. 14 Relationship between lateral displacement and loading

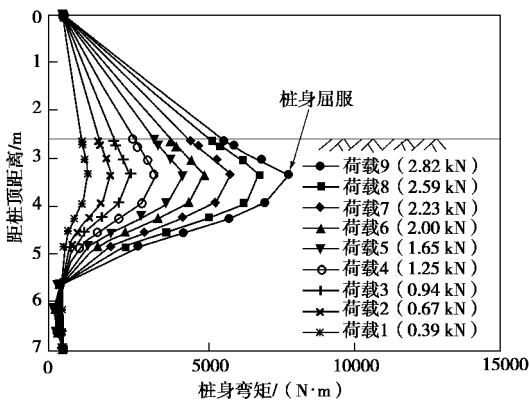


图 15 桩身弯矩图

Fig. 15 Moment of pile shaft

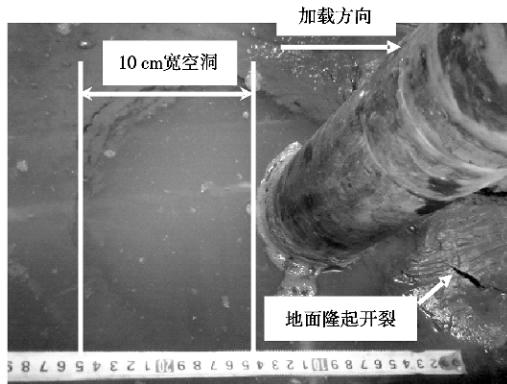


图 16 桩周土大变形试验照片

Fig. 16 Picture of large deformation of soil

3 桩身位移、弯矩与桩周土反力间的互推关系

桩身位移、弯矩及桩周土反力 3 者之间存在如下关系:

$$\left. \begin{aligned} M(x) &= EI \frac{d^2 y(x)}{dx^2}, \\ p(x) &= EI \frac{d^4 y(x)}{dx^4}, \\ p(x) &= \frac{d^2 M(x)}{dx^2}. \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

因而, 虽然桩周土反力无法直接测量, 然而理论上可由桩身位移及弯矩求导获得。一般而言, 当利用桩身位移 $y(x)$ 直接推导桩周土反力 $p(x)$ 时, 由于桩周土反力是由离散的桩身位移点四次微分得到, 从而对试验误差十分敏感^[6,16]。因而桩身位移常用于推导桩身弯矩^[17], 而桩身弯矩则用于推导桩周土反力^[18]。本文利用高阶多项式并结合最小二乘法, 从实测桩身位移推导桩身弯矩, 并与实测桩身弯矩比较; 从实测桩身弯矩推导桩周土反力, 将桩周土反力导入自主开发的 $p-y$ 曲线有限差分计算程序 PY-program 计算桩身位移及弯矩^[19], 并与实测桩身位移和弯矩比较。从而建立 3 者之间的互推关系, 并相互校核。

3.1 桩身位移推导弯矩

将桩身位移 $y(x)$ 表示为如下多项式函数:

$$y(x) = c_1 + c_2 x + c_3 x^2 + \mathbf{L} c_j x^{j-1} \mathbf{L} + c_m x^{m-1}, \quad (3)$$

根据最小二乘法原理, 桩身位移计算值与实测值之间的误差:

$$E = \sum_{i=1}^n (\bar{y}_i - y_i)^2, \quad (4)$$

其中, \bar{y}_i 测斜管实测桩身位移, y_i 理论计算值。欲使 E 值最小化, 则:

$$\frac{\partial E}{\partial c_1} \mathbf{d}c_1 \mathbf{L} + \frac{\partial E}{\partial c_k} \mathbf{d}c_k \mathbf{L} + \frac{\partial E}{\partial c_m} \mathbf{d}c_m = 0, \quad (5)$$

然而, $\mathbf{d}c_k \neq 0$, 从而有

$$\frac{\partial E}{\partial c_k} = \frac{\partial E}{\partial y_i} \frac{\partial y_i}{\partial c_k} = -2 \sum_{i=1}^n (\bar{y}_i - y_i) x_i^{k-1} = 0, \quad (6)$$

即

$$\sum_{i=1}^n \bar{y}_i x_i^{k-1} = \sum_{i=1}^n (c_1 + \mathbf{L} c_j x_i^{j-1} \mathbf{L} + c_m x_i^{m-1}) x_i^{k-1}, \quad (7)$$

存在矩阵:

$$\{T\} = \{S\} \{C\} \quad . \quad (8)$$

式中, $T_k = \sum_{i=1}^n \bar{y}_i x_i^{k-1}$, $\{S\} = \sum_{i=1}^n x_i^{j-1} x_i^{k-1}$, $\{C\} = [S]^{-1} \{T\}$ 。

由泥面处的桩身位移知, $c_1 = y(x=0)$; 由泥面处的桩身剪力知, $c_4 = (d^3 y / dx^3)_{x=0} / 6 = P / (6EI)$, P 为作用在桩身的水平荷载。求解方程 (8) 可获得 $y(x)$, 则桩身弯矩 $M(x) = EI \cdot d^2 y(x) / dx^2$ 。如图 17 所示, 不同位置加载时按上述方法推导的桩身弯矩与实测值吻合良好。式 (3) 中不同的多项式次数代表了不同的拟合曲线形式, 只有合理的多项式次数才能获得理想的拟

合结果。

3.2 桩身弯矩推导桩周土反力

由桩身弯矩 $M(x)$ 推导桩周土反力 $p(x)$ 与 3.1 节推导过程类似。由泥面处的桩身剪力知, $c_2 = (dM/dx)_{x=0} = P$; 由泥面处砂性土地基水平抗力为 0 知, $c_3 = 0.5(d^2M/dx^2)_{x=0} = 0$; 由桩底土的水平抗力为 0 知, $p(x) = (d^2M/dx^2)_{x=L} = 0$ 。同样可求出 $M(x)$, 则桩周土反力 $p(x) = d^2M/dx^2$ 。图 18 给出了桩身 A 点加载时 8 次多项式推导出的不同深度的桩周土反力。将其导入 PY-program 计算得到的桩身水平位移和弯矩与实测值均较为一致 (如图 19 所示), 从而证明了推导方法的有效性。

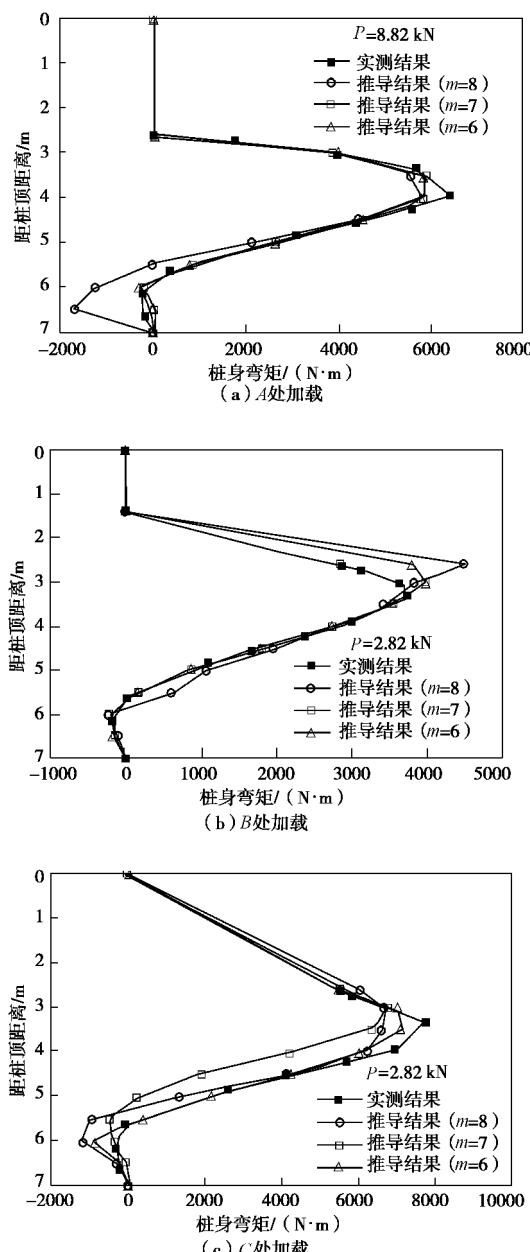


图 17 弯矩推导值与实测值比较

Fig. 17 Comparison between deduced and test moments of pile shaft

至此, 利用上述多项式拟合和最小二乘法及 PY-program 建立了桩身位移、弯矩及桩周土反力之间的互推关系, 为获知更全面的桩基水平变形性状提供了有效途径。

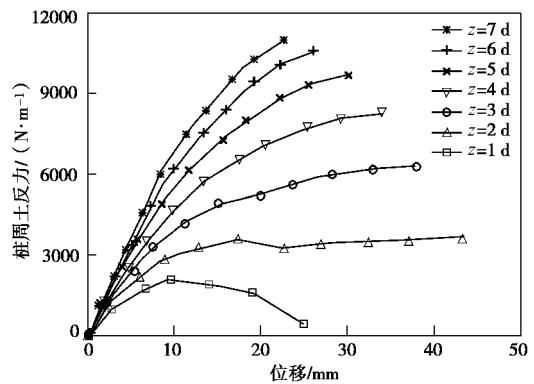


图 18 由实测桩身弯矩推导的 $p - y$ 曲线

Fig. 18 Deduced $p - y$ curves from test moment of pile shaft

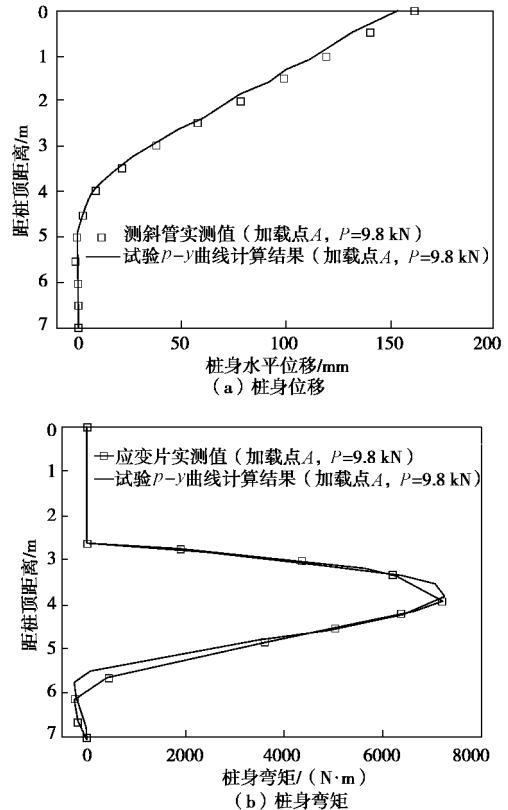


图 19 计算与实测的桩身位移及弯矩

Fig. 19 Computed and test lateral displacements and moments of pile shaft

4 $p - y$ 曲线分析

$p - y$ 曲线是反映桩周土对桩身抗力的一个综合指标, 它受桩径、桩基刚度、截面形状、尺寸效应、桩头约束条件等多种因素的影响^[20]。目前国际上工程中最常用的 $p - y$ 曲线法为 API 法, 然而已有试验研

究发现它在桩基小变位情况下具有偏大的刚度,而在桩基大变位情况下桩周土极限抗力却偏小^[14-15]。自Kondner^[11]通过土的三轴压缩试验首次建立了桩基双曲线型 $p-y$ 曲线分析模型以来,各种表达形式的双曲线型 $p-y$ 曲线陆续出现^[8-9, 12-14],新近研究成果表明双曲线型 $p-y$ 曲线最能反映桩周土实测 $p-y$ 曲线的发展趋势。双曲线型 $p-y$ 曲线表达式一般为^[15]

$$p = \frac{y}{\frac{1}{k_{ini}} + \frac{y}{p_u}} \quad (9)$$

式中 k_{ini} 为地基反力初始模量; p_u 为桩周土的极限抗力。 k_{ini} 可以通过下式取得。

$$k_{ini} = h_h z \quad (10)$$

式中 z 为泥面地基深度; h_h 为初始地基反力系数。本试验中在桩基小变位情况下,由于 $k_{ini}=p/y$,通过对每层土的 k_{ini}/d 值进行拟合,可得 $h_h=1850 \text{ kN/m}^3$ (见图 20)。

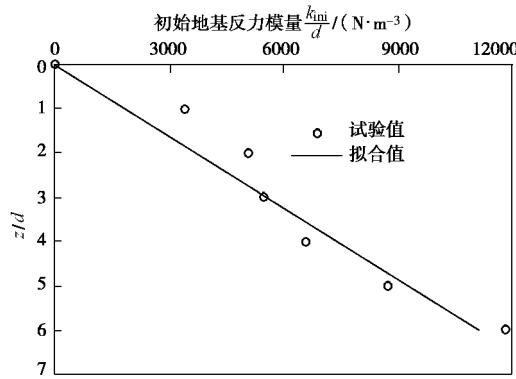


图 20 地基初始反力模量沿深度的分布

Fig. 20 Distribution of initial horizontal subgrade modulus along depth

桩周土极限抗力 p_u 是桩基水平大变位分析的一种重要参数,国际上许多学者对此开展了研究。Broms^[21]、Reese 等^[8]和 Fleming 等^[2]认为 p_u 与 $k_p g' z d$ 成线性比例关系,且分别建议 $p_u=3k_p g' z d$ 、 $k_p^3 g' z d$ 及 $k_p^2 g' z d$,其中 k_p 为被动土压力系数, g' 为地基土的有效重度。Barton^[22]提出在泥面下 $1.5d$ 深度内, $p_u=k_p g' z d$; $1.5d$ 深度以下, p_u 取值同文献[2]。Kim 等^[15]基于小比尺模型试验建议 $p_u=k_p g' z^n d$,其中 n 为通过试验参数拟合获得的系数,当桩顶自由时取 0.4,当桩顶嵌固时取 0.7。由于桩周土是一种复杂弹塑性介质,桩土相互作用是一个复杂的三维问题,桩周土极限抗力始终没有一个统一的解答。本文通过对试验数据的拟合提出桩周土极限抗力的表达式,并将获得的 $p-y$ 曲线导入 PY-program 计算桩身水平位移及弯矩,得到实测数据的验证。

对于本文大比例模型试验,由桩身弯矩推导获得的不同深度处桩周土极限抗力值如图 21 所示,可以发

现 p_u 值明显随深度成正比。基于对已有文献的总结及本文模型试验结果,建议如下桩周土极限抗力表达式:

$$p_u = x K_p d g' z \quad (11)$$

根据已有文献总结看来 x 取值范围为 3~9,它与地基土参数、桩径、桩基刚度、截面形状、尺寸效应、桩头约束条件等多种因素有关。对于本文模型试验,通过对试验数据拟合发现 $x=6.2$ 。如图 21 所示,Reese 法及 API 法作为工程设计方法相对偏保守,其桩周土极限抗力值偏小,已有文献也发现了相同的结论^[14-15]。由于 Kim 等^[15]模型试验为小比尺试验,其试验结果不具有代表性。

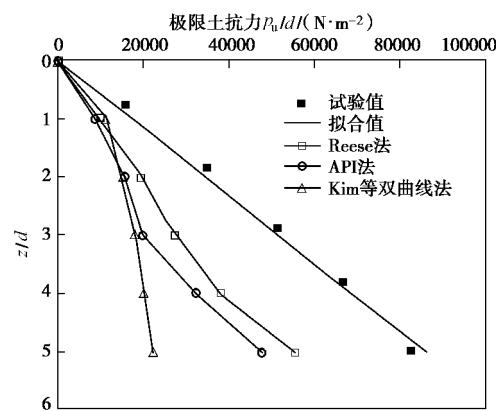


图 21 泥面以下的桩周土极限反力分布

Fig. 21 Distribution of ultimate soil-pile interaction

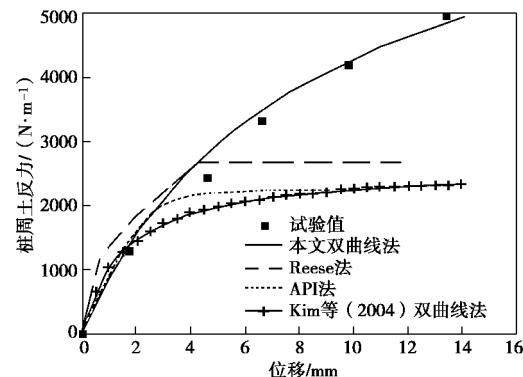


图 22 泥面下 3 倍桩径处的 $p-y$ 曲线

Fig. 22 $p-y$ curves at depth of 3 times pile diameter along ground depth

对于本文模型试验泥面下 3 倍桩径处的 $p-y$ 曲线,图 22 给出了本文双曲线法、Kim 等^[15]双曲线法、Reese 法^[8]、API 法^[9]的计算结果及由实测桩身弯矩推导的结果,发现本文双曲线型 $p-y$ 曲线与推导结果间有良好的一致性,而国际上最常用的 Reese 法和 API 法 $p-y$ 曲线具有偏大的初始刚度和偏小的极限抗力。因而,将这些模型导入 PY-program 中计算发现,在桩基小变位情况下 Reese 法和 API 法计算得到的桩身水平位移偏小(见图 23 (a)),而在桩基大变位情况下

Reese法和API法计算得到的桩身水平位移却偏大(见图23(b))。

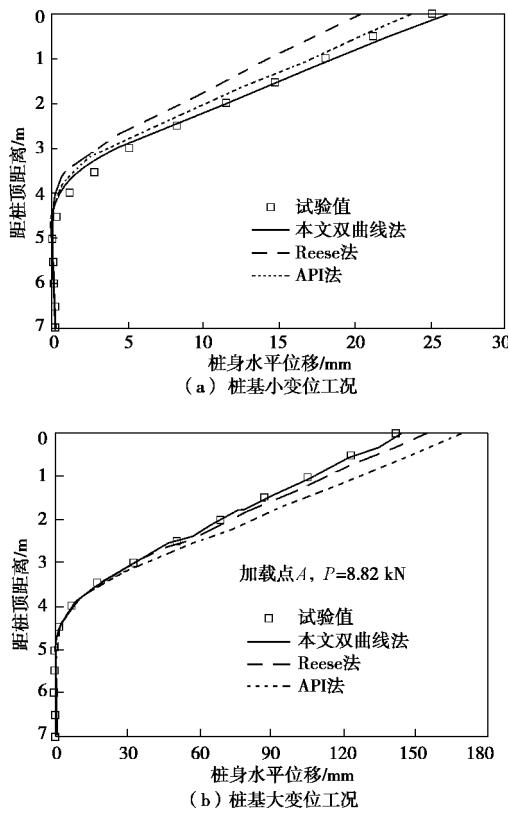


图23 小变位及大变位情况下的计算与实测桩身位移

Fig. 23 Computed and test displacements of pile shaft

对于本文模型试验, 当加载点位于桩顶时, $p-y$ 曲线分析中始终考虑桩身处于弹性范围内, 桩身水平位移计算结果与测斜管及LVDT实测的泥面处及桩顶的桩身水平位移如图24所示。桩身屈服前, 计算与实测的桩身水平位移吻合良好; 而当桩身屈服后, 实测桩身水平位移明显大于计算值, 此时桩身最大弯矩处已发生塑性变形, 如图25所示, 桩身应变迅速增大。当桩顶荷载达到极限水平荷载时, 桩身水平位移急剧增加。

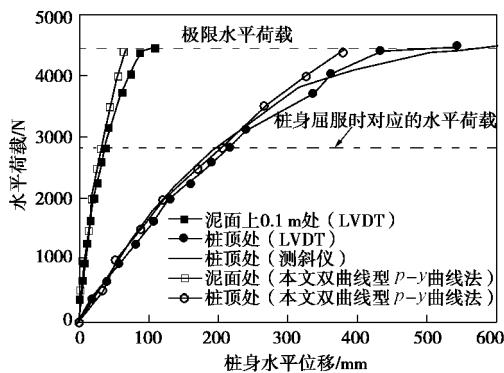


图24 大变位情况下桩身位移随水平荷载的变化

Fig. 24 Relationship between lateral displacement of pile

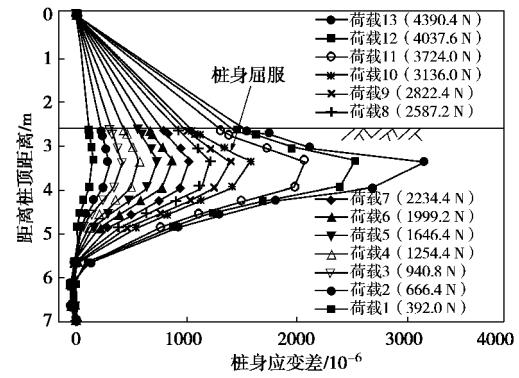


图25 不同水平荷载作用下的桩身应变分布

Fig. 25 Distribution of strain of pile to different loadings

5 结论与建议

(1) 具有良好塑性变形性能的高桩在桩身屈服后仍具备一定的水平承载能力, 且能发生很大的水平变形, 这类高桩的水平承载力建议以桩身弯矩作为控制标准。

(2) 桩身位移、弯矩及桩周土反力三者间存在有机联系, 在有限测试数据的情况下可通过互推获得桩基更全面的水平变形性状。

(3) 对于砂性土地基, 国际上最常用的Reese法和API法 $p-y$ 曲线具有偏大的初始刚度和偏小的极限抗力, 因而桩基小变位情况下它们计算的桩身水平位移偏小, 而在桩基大变位情况下计算的桩身水平位移却偏大。

(4) 本文试验所采用的地基土为松散粉砂土, 对于其它类型地基土中桩基的水平大变位特性需作更进一步的试验和理论研究。

(5) 随着我国近年来港口及近海工程建设的快速发展, 需对静力、动力及长期循环荷载作用下的桩基性状开展更深入的研究, 以满足国家重大工程建设的需要。

参考文献:

- [1] Poulos H G, Davis E H. Pile foundation analysis and design[M]. New York: John Wiley & Sons, 1980.
- [2] Fleming W G K, Weltman A J, Randolph M F, et al. Piling engineering[M]. New York: John Wiley & Sons, 1992.
- [3] McClelland B, Focht J A. Soil modulus for laterally loaded piles[J]. Transactions, ASCE, 1958, 123: 1071 - 1074.
- [4] Matlock H. Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay[C]// Proceedings of the II Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1970, (OTC 1204): 577 - 594.

- [5] 王惠初, 武冬青, 田平. 黏土中横向静载桩的 $p - y$ 曲线的一种新的统一法[J]. 河海大学学报, 1991, **19**(1): 9 - 17. (WANG Hui-chu, WU Dong-qing, TIAN Ping. A new unified method of $p - y$ curve for laterally loaded pile groups in plasticity soil[J]. Journal of Hohai University, 1991, **19**(1): 9 - 17. (in Chinese))
- [6] 朱碧堂. 土体的极限抗力与侧向受荷桩性状[D]. 上海: 同济大学, 2005. (ZHU Bi-tang. Limiting force profile and response of laterally loaded piles[D]. Shanghai: Tongji University, 2005. (in Chinese))
- [7] 谢耀峰. 大变位水平承载高桩性状的研究[J]. 土木工程学报, 2000, **33**(4): 74 - 79. (XIE Yao-feng. Large displacement of high piles under lateral load[J]. China Civil Engineering Journal, 2000, **33**(4): 74 - 79. (in Chinese))
- [8] REESE L C, COX W R, KOOP F D. Analysis of laterally loaded piles in sand[C]// Proceedings of the 6th Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, 1974, 2(OTC 2080): 473 - 485.
- [9] American Petroleum Institute (API). Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms[M]. 17th ed. Washington D C: American Petroleum Institute, API-RP2A, 1987.
- [10] O'NEILL M W, MURCHINSON J M. An evaluation of $p - y$ relationships in sand[R]. Washington D C: American Petroleum Institute, 1983.
- [11] KONDNER R L. Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soils[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 1963, **89**(1): 115 - 144.
- [12] SCOTT R F. Analysis of centrifuge pile tests: Simulation of pile driving[R]. Washington D C: American Petroleum Institute, 1980.
- [13] WESSELINK B D, MURFF J D, RANDOLPH M F, et al. Analysis of centrifuge model test data from laterally loaded piles in calcareous sand. Engineering for calcareous sediments[M]. Rotterdam: Balkema, 1988, **1**: 261 - 270.
- [14] YAN L, BYRNE P M. Lateral pile response to monotonic pile head loading[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1992, **29**: 955 - 970.
- [15] 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.
- [16] LIN S S, LIAO J C. Lateral response evaluation of single piles using inclinometer data[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2006, **132**(12): 1566 - 1573.
- [17] OOI P S K, RAMSEY T L. Curvature and bending moments from inclinometer data[J]. International Journal of Geomechanics, ASCE, 2003, **3**(1): 64 - 74.
- [18] KING G J W. The interpretation of data from tests on loaded piles[M]. Centrifuge 94, 1994: 515 - 520.
- [19] 罗军. 船舶撞击作用下高桩的水平大变形性状及柔性护墩桩式防撞系统研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2008. (LUO Jun. Study on large deformation characteristics of elevated pile subjected to ship impact and flexible piled anti-collision system[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2008. (in Chinese))
- [20] ASHOUR M, NORRIS G. Modeling lateral soil-pile response based on soil-pile interaction[J]. Geotechnique, 2000, **126**(5): 420 - 427.
- [21] BROMS B. The lateral resistance of piles in cohesionless soils[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 1964, **90**(3): 123 - 156.
- [22] BARTON Y O. Laterally loaded piles in sand[D]. Cambridge: University of Cambridge, 1982.