

黏土中海上风电水平受荷大直径单桩设计方法的思考

俞剑^{1,2}, 黄茂松^{1,2}, 李森^{1,2}, 马昊^{1,2}

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

摘要: 文章回顾了目前风电大直径单桩基础水平受荷静力响应分析的 $p-y$ 曲线规范方法, 结合现有成果探讨了该方法会高估桩侧初始刚度并低估极限承载力的原因。为解决其不足, 文章介绍了一种基于土体应力应变关系的 $p-y$ 曲线方法, 它不但能较为正确地反映桩侧刚度, 还能跟踪桩周土体的平均塑性应变的累积。在此基础上探讨了桩基在循环疲劳状态下的规范方法, 由于其无法精确反映循环次数和幅值对于桩侧刚度弱化的影响, 因此, 进一步介绍了基于静力 $p-y$ 骨干曲线的滞回曲线构造方法, 最后, 基于上述分析方法, 提出了一些大直径单桩优化设计的建议。

关键词: 大直径单桩; $p-y$ 曲线; 循环加载; 软黏土

0 引言

随着化石能源的日益枯竭, 开发新型能源迫在眉睫。在各类新能源中, 风能是一种相对分布广泛、容易获取的资源。在风能资源中, 又以海上风能资源较为稳定丰富。海洋风电基础中, 大直径单桩基础应用较为广泛, 但是单桩基础在海上承受着不停息的波浪、风等水平荷载的作用, Tong^[1] 调查显示, 风机基础承受的水平荷载占到风机竖向自重荷载的 70%~150%。因此, 水平荷载会造成基础承载能力的弱化以及水平向位移的累积等安全问题。而我国东海广泛分布着软弱黏土, 因此大直径单桩在黏土中水平承载特性备受关注。

在 DNV^[2] 和 API^[3] 等国际主流设计规范中定义了大直径单桩的 3 种状态, 即: 极限受荷状态 (ULS), 正常使用极限状态 (SLS) 和疲劳极限状态 (FLS), Arany 等^[4] 表示 DNV^[2] 和 API^[3] 均规定大直径单桩的桩顶永久转角不允许超过 0.5° , 所以设计应以变形控制为主。因此, 极限受荷状态仅用于初步确定桩基的几何尺寸, 更为重要的是通过对桩基在正常使用极限状态和疲劳极限状态下的变形计算和进一步的优化设计。正是在该设计思路的指导下, DNV^[2] 和 API^[3] 推荐了基于静力 $p-y$ 曲线方法以评估其正常使用极限状态, 并在此基础上引

入折减系数以考虑长期循环疲劳荷载导致的桩基侧向刚度衰减。

由于上述规范推荐的 $p-y$ 曲线是 Matlock^[5] 基于小直径试桩数据回归而来, 在长期使用过程中已暴露出其会高估大直径单桩初始刚度和低估极限承载力等问题, 此外, 直接引入折减系数考虑长期循环引起的疲劳效应也过于粗糙, 无法考虑荷载次数和幅值的影响, 从而无法进行精确优化设计。因此, 本文将先探讨现有 $p-y$ 曲线的个中利弊, 并建议更为合理 $p-y$ 静力曲线和 $p-y$ 滞回曲线构造方法, 为精确刻画大直径桩的水平滞回响应提供分析方法。并基于此, 给出一些在桩基优化设计中的思考。

1 大直径单桩水平静力响应

$p-y$ 曲线方法最早由 McClelland 等^[6] 提出, 与 Winkler 基地模型类似, 该方法假设沿桩身分布着一系列非线性弹簧, 其刚度 k 与桩身位移 y 相关, 因此需要确定桩土抗力 p 和桩身位移 y 之间关系, 即 $p-y$ 曲线。不同的 $p-y$ 曲线, 对计算结果有很大的影响。在黏土 $p-y$ 曲线方面, 目前较为广泛应用的有两种形式: 双曲线形式和在 Matlock^[5] 指数形式上修正而来的 API^[3] 规范形式。

前者是以双曲线作为骨干曲线描述土体抗力

随桩身位移从初始刚度 k_i 向极限承载力过渡的过程, 尽管应用方便, 但与土体特性无关, 黄茂松等^[8]表示双曲线会严重低估桩侧刚度的发展。API^[3]通过建立 p - y 曲线 50% 极限承载力所对应的位移 y_{50} 与土体参数 ϵ_{s0} (不固结不排水试验应力应变曲线上 50% 强度值对应的轴向应变) 的关系从而间接引入桩周土体应力应变对 p - y 曲线的影响。但朱斌等^[8]的分析结果表明 API^[3] 会明显高估大直径桩初始抗侧刚度从而低估桩顶的侧向位移, 使设计偏于不安全。

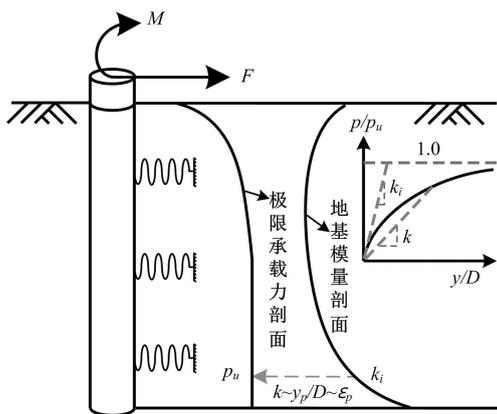


图1 桩侧极限承载力和地基模量沿深度分布规律

由于 API^[3] 并未真正考虑土体应力应变对 p - y 曲线的影响, 为此黄茂松等^[7,9] 和 Yu 等^[10] 建立虚拟上限加载原理分别从解析和数值的角度研究深层二维桩周土体平均塑性剪应变 ϵ_p 和桩身塑性位移 y_p/D (D 为桩径) 的关系:

$$\epsilon_p = M_c \frac{y_p}{D} \quad (1)$$

式中, M_c 为桩侧平均剪应变系数, 对于二维流动情况取 0.8。黄茂松等^[7] 又引入双曲线应力应变关系推导如下显式 p - y 骨干曲线:

$$p = r_0 N_p s_u + \frac{1.5}{M_c} a r_0 s_u + 0.5 a E_s y$$

$$- \sqrt{\left(r_0 N_p s_u + \frac{1.5}{M_c} a r_0 s_u + 0.5 a E_s y \right)^2 - 2 a E_s N_p r_0 s_u y} \quad (2)$$

式中, s_u 为不排水抗剪强度; r_0 为桩半径; E_s 为土体弹性模量; N_p 为桩侧极限承载力系数; $a = k_i M_c N_p / (M_c N_p E_s - 1.5 k_i)$; k_i 为初始刚度。

由于式(2)仅适用于二维深层桩截面, 黄茂松

等^[7] 建议如图 1 所示的三维化策略, 即考虑极限承载力剖面和初始刚度的三维效应。如前文所述, API^[3] 规范 p - y 曲线会低估桩身极限反力, Yu 等^[11] 联合三维楔形体和二维深层流动机构获得了如图 2 所示的桩侧上限承载力剖面, 该剖面也在后续上限虚拟有限元分析中得到确认^[12], 剖面公式如下:

$$N_{p0} = N_1 - (1 - \alpha) - (N_1 - N_2) \left[1 - \left(\frac{z}{14.5D} \right)^{0.6} \right]^{1.35} \quad (3)$$

$$N_p = N_{p0} + \frac{\gamma' z}{s_u} \leq N_{flow} \quad (4)$$

式中, $N_1 = 11.94$, $N_2 = 3.22$, N_0 为无重土承载力剖面系数; γ' 为土体有效重度; α 为桩土界面摩擦因数; z_0 为三维楔形体向二维深层流动机构转换的临界深度 ($z_0/D = 8.5 - 6\alpha$), 当深度大于 z_0 时, N_p 为常数, 即二维深层流动承载力系数, $N_{flow} = N_{p0}(z_0)$ 。从图 2 中可以发现 API 规范^[3] 的承载力系数较之上限更低, 这也解释了现实应用中会低估桩侧承载力的原因。

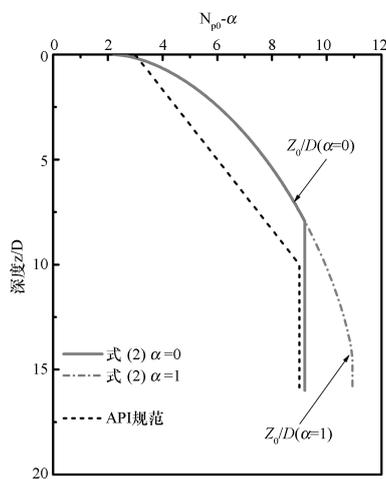
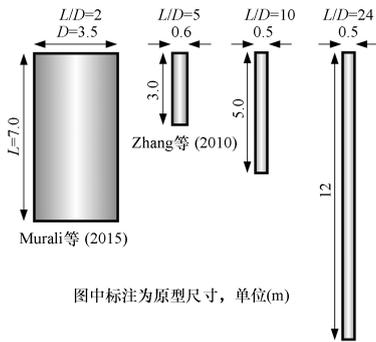


图2 上限桩基承载力剖面

在初始刚度 k_i 的三维效应方面, 黄茂松等^[7] 推荐了 Zhang 等^[13] 从 Vesic^[14] 模量修正而来的地基模量。Vesic^[14] 模量被广泛用于水平受荷桩, 但该模量最初用以分析地表弹性地基梁, 而桩是埋于土的竖向构件, 因此在使用中发现该模量偏小 (Poulos 和 Davis^[15])。Zhang 等^[13] 结合初等梁理论和三维弹性半空间理论对 Vesic 模量进行修正, 修正后的

地基模量可反映桩长、桩土相对刚度对桩侧初始刚度 k_i 的影响^[13]。



图中标注为原型尺寸, 单位(m)

图3 离心试验刚性桩基示意图

表1 桩基极限承载力结果

试验	L/D	$P_{ult}/DLs_{u,av}$	$P_{ult}/DLs_{u,av} - E_g - E_b$	
		试验结果	试验结果	理论计算
Murali 等 ^[16]	2	8.70	5.83	2.32
Zhang 等 ^[17]	5	7.31	5.66	5.53
本文	10	9.50	9.25	9.86
本文	24	11.07	10.99	10.05

除了对式(2)中 N_p 和 k_i 进行三维化以外, 桩身横截面对应剪应变系数 M_c 作为桩周应变水平的表征值, 也应随深度变化。但除二维深层流动情况外, 对于三维情况的研究处于空白。本文通过4组固定桩顶的刚性桩平推离心模型试验, 对 M_c 的竖向分布展开研究。刚性平推与桩身在二维深层流动的运动模式一致, 可以确保桩侧土体均达到极限状态, 以便获得 M_c 与埋深的关系并确保与现有二维剪应变系数 $M_{c,2d}$ 具有可比性。

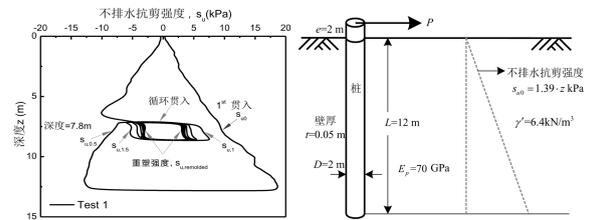
Murali 等^[16] 对 $L/D=2$ 的沉井开展平推试验, 本研究团队曾对 $L/D=5$ 的刚性桩进行刚性平推试验(Zhang 等^[17])。此外, 本文又补充两组 $L/D=10$ 和 24 的刚性长桩进行水平加载。各长径比下桩基原型如图3所示。在刚性平推作用下, 可获得桩顶极限承载力 P_{ult} , 采用 D, L 和埋置深度内土体强度平均值 $s_{u,av}$ 对各组试验结果归一化, 结果列于表1中。采用 Yu 等^[11] 三维承载力式(2)对试验进行模拟, 再扣除桩底摩擦 (E_b) 和重力功 (E_g) 对承载力的贡献, 对离心试验结果也做相同处理并将结果

列于表1中。这样处理可以获得桩周土体内部塑性应变耗能对承载力的贡献, 它反映了整个桩身平均应变水平。从表1可知, 整根桩侧土体内部塑性应变耗能水平的试验值与理论值相近, 而理论结果是对桩身范围内承载力沿深度的积分。因此, 假设各深度处的剪应变系数 M_c 随深度的变化与桩身截面承载力系数随深度变化规律一致。通过拟合获得随深度变化的 M_c 表达式为:

$$M_c = \begin{cases} 0.71N_{p0} & z < z_0 \\ M_{c,2D} = 0.8 & z \geq z_0 \end{cases} \quad (5)$$



(a) 试验照片



(b) 基于 T-bar 的土体强度剖面

(c) 试验桩尺寸示意图

图4 离心模型试验(Yu 等^[20])

为验证三维化 $p-y$ 曲线, 本文将对 Yu 等^[18] 大直径单桩静力加载离心试验进行模拟, 试验中桩和土体部分参数见图4, 具体可参见 Yu 等^[18]。计算结果见图5, 整体上本文 $p-y$ 曲线结果与试验结果相吻合, API 规范^[3] 结果明显低估桩侧抗力。

2 大直径单桩的循环加载响应

2.1 $p-y$ 滞回曲线

API 规范^[3] 通过对 $p-y$ 曲线进行折减以考虑长期疲劳荷载作用下桩基承载力的弱化, 但这样处理过于粗糙。因此, Matlock 等^[19] 提出了桩侧土反力弱化与循环次数的关系。但这类方法是通过试验直接对宏观现象进行总结, 相对缺乏理论依据。

更多学者选择以静力 $p-y$ 曲线作为骨干曲线, 并引入循环滞回准则和桩侧土抗力弱化规律以形成 $p-y$ 滞回曲线, 从而精确刻画桩身在不同循环次数和幅值下的响应。较为常用的是 Masing 二倍

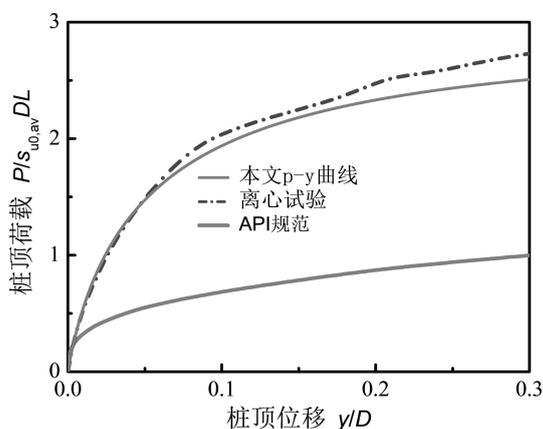


图5 桩顶荷载一位移曲线

法^[20],即将静力加载曲线放大两倍之后,首尾相接,构成卸载曲线以及再加载曲线。当然,其中更为关键的是如何评估循环过程中桩侧土抗力的弱化。黄茂松等^[21]利用本文推荐的 p - y 曲线可以计算桩周土体平均塑性剪应变的特点,将其与 Masing 准则相结合构建滞回曲线,并采用累积塑性剪应变描述软黏土不排水强度的弱化,提出了分析循环荷载作用下单桩循环弱化的理论方法,尽管如是操作更具有土力学概念,但该文并未明确该土体强度弱化模型参数的标定方法。

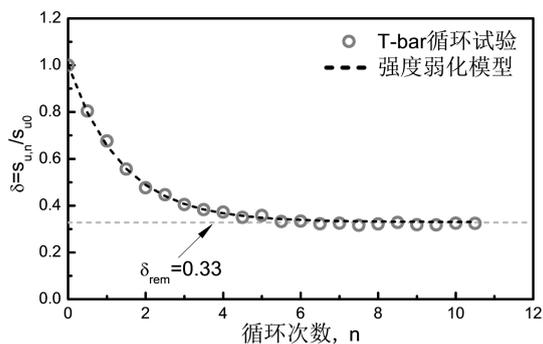


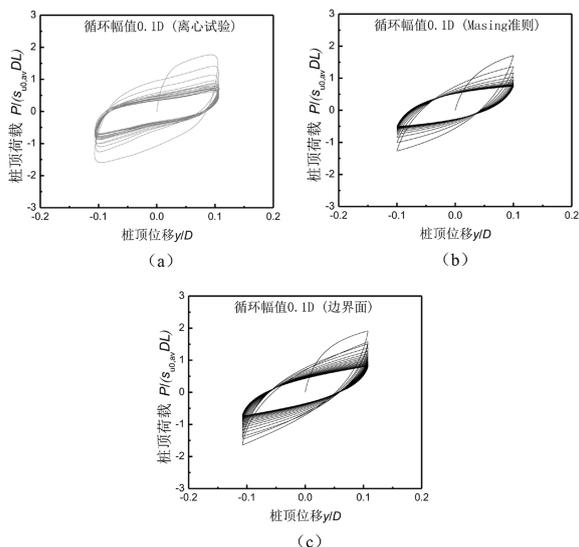
图6 土体不排水抗剪强度弱化模型

随后, Yu 等^[22]提出了基于 T-bar 循环试验的标定方法。图 4(b)展示了 Yu 等^[18]离心试验中的 T-bar 循环试验结果,随着 T-bar 贯入次数的增加,所测定的土体强度不断减小直至重塑 $s_{u,remold}$ 。图 6 显示了土体强度随循环次数的弱化规律,其中 s_u 为弱化后的不排水抗剪强度, $s_{u,0}$ 为初始(第一次贯入)不排水抗剪强度; δ_{rem} 为重塑强度占初始强度的比

例; ϵ_{95} 为强度弱化至总强度 95% 时所对应的累积塑性应变。弱化规律可用如下弱化模型表示:

$$\frac{s_u}{s_{u0}} = \delta = \delta_{rem} + (1 - \delta_{rem}) \exp\left(-3 \frac{\epsilon_p}{\epsilon_{95}}\right) \quad (6)$$

其中 ϵ_p 为的土体塑性累积应变。Yu 等^[22]研究了 T-bar 一次贯入所引起的平均塑性应变,从而根据 T-bar 循环次数标定 ϵ_{95} 。为验证上述 p - y 滞回曲线方法的合理性,图 7 对比了 Yu 等^[23]的离心模型试验(该试验中模型桩尺寸和土体参数与 Yu 等^[18]的试验一致,见图 4)和 p - y 滞回曲线模拟结果,显然从滞回特性到桩侧刚度弱化规律均得到了较好刻画。

图7 p - y 滞回曲线和离心试验对比

由于 Masing 准则相对缺乏理论基础,因此苏栋^[24]提出基于土体边界面概念的滞回曲线构造方法。马昊^[25]尝试以三维化式(2)作为骨干曲线并结合边界面概念构建滞回曲线。图 8 显示了简化边界面 p - y 曲线, p_B 为桩身加载历史中的桩侧最大土抗力(相当于本构中的边界面), p_{ult} 为极限承载力(相当于破坏面), p 为当前桩侧土抗力(相当于当前应力状态), k_c 为桩侧初始刚度(相当于弹性模量), H_p 为土抗力 p 位于边界面 p_B 内时的硬化参数, H_B 为土抗力 p 位于边界面处的硬化参数。马昊^[25]通过将土体边界面模型中的概念引入 p - y 曲线,并根据边界面的硬化准则与流动法则基于式(2)推导了 H_B 和 H_p 表达式。循环加载中桩周塑性应变的累

积会引起土体强度的弱化并导致破坏面的 p_{ult} 收缩,该过程反映了桩侧刚度的弱化。推导过程参见马昊^[25]。图 7 是边界面 $p-y$ 滞回曲线对 Yu 等^[23] 离心试验的模拟结果,与试验结果相比,该方法也能反映桩身循环滞回特性和弱化特性。

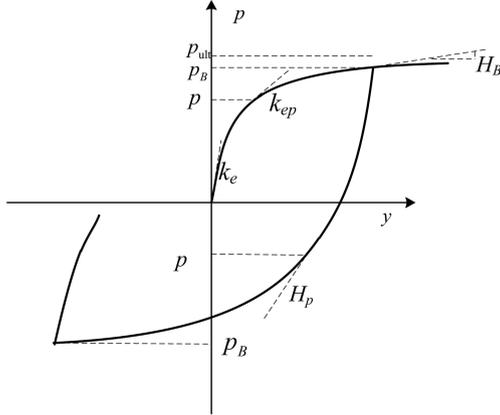


图 8 简化边界面 $p-y$ 曲线

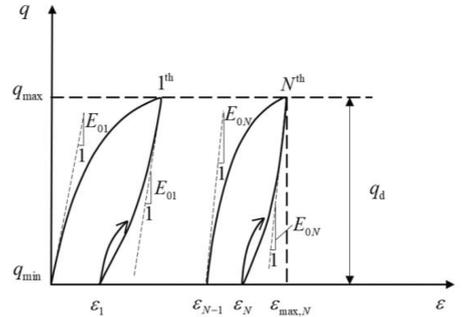
2.2 优化设计思路

在引言中已经谈及桩顶最大永久转角不允许超过 0.5° ,正常使用极限荷载卸载后的残余位移和长期疲劳极限状态下的侧向累积变形都属于永久变形,因此需要对这两种情况分别进行校核。

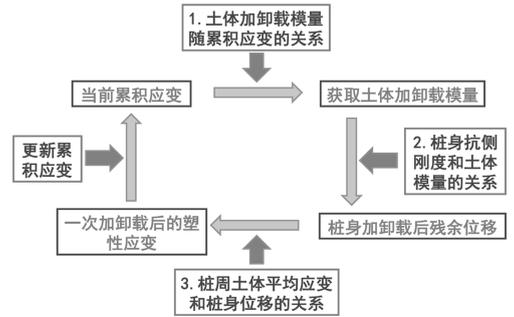
对于正常使用极限状态一次加卸载后的残余位移,可直接使用 Masing 准则或者边界面滞回曲线计算,但从图 7 中发现,这两种方法均没有很好的预测首次加卸载后的残余位移。但 Masing 准则可通过引入修正系数调整滞回圈形状,边界面方法也可通过改变硬化规律调整曲线形态,目前的风电项目中又往往会对试桩开展一次原位加卸载试验,所以可以考虑对 $p-y$ 滞回曲线引入修正参数,通过模拟现场原位试桩加卸载曲线对修参数进行标定,修正参数表征了当前风场土体卸载非线性特性。使修正后 $p-y$ 滞回曲线对正常使用极限状态的残余位移预测更具代表性和可靠性。

从上文可以发现,若采用 $p-y$ 滞回曲线分析长期疲劳极限状态下的累积变形,尽管该方法可以精确刻画桩基每次循环加载的响应,但是对于服役期内上百万次的循环,显然并不能胜任。因此,需要更为高效的分析方法。

本文第 2 节中介绍了结合桩周土体平均应变与



(a) 土体等效加卸载刚度



(b) 分析流程

图 9 等效简化分析方法

桩身水平位移之间的关系和土体应力应变关系获得静力 $p-y$ 曲线的方法。事实上,土体应力应变关系也可转化为等效剪切模量随土体应变的发展关系,进而建立土体等效剪切模量随桩身水平位移的发展关系,最后引入桩侧地基模量表达式得到桩身位移和抗侧等效刚度的关系^[13],这样转化的优点在于无需具体分析整个加载过程,便可直接根据荷载计算桩身位移。以此类推,若通过室内循环三轴试验获取土体等效弹性模量与循环累积应变的关系,那么重复图 9(b) 所示的计算流程可直接计算每次桩基加卸载后的残余位移,相比 $p-y$ 滞回曲线方法极大减少了计算量。最后,在长期累积变形分析结果的基础上,建立大直径单桩在不同循环幅值下卸载累积变形相对初次残余变形随循环次数的发展规律,进而可根据不同循环幅值下的初次卸载残余变形预测风机在不同循环次数下的残余累积变形。

3 结论

本文先回顾了风电大直径单桩基础在黏土中水平受荷响应分析的 $p-y$ 曲线规范方法的不足。又介绍了结合土体应力应变关系及桩周土体应变

和桩身位移关系的二维 p - y 曲线方法,并建议了 p - y 曲线的三维化策略。从而使该 p - y 曲线能正确反映三维大直径单桩的水平受荷特性,并能更合理评估桩周土体的平均塑性应变的累积。

本文又探讨了桩基在疲劳状态下的规范方法不足。因此,介绍了两种的 p - y 滞回曲线构造方法,并以本文建议的 p - y 骨干曲线为基础进行拓展,在对离心试验的滞回曲线模拟中取得了良好的效果。最后,对桩基在正常使用极限状态和长期疲劳极限状态下的优化设计给出了建议。

参考文献

- [1] Tong W. Wind power generation and wind turbine design[M]. WIT press, Boston, 2010.
- [2] DNV. Recommended practice RP-F101 "Corroded pipelines" [S]. Norway: Det Norske Veritas, 2010.
- [3] American Petroleum Institute. Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms[M]. Washington, D C, API-RRP2A, 17th Ed., 1987.
- [4] Arany L, Bhattacharya S, Macdonald J, et al. Design of monopiles for offshore wind turbines in 10 steps[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2017, 96: 126-152.
- [5] Matlock H. Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay[C]//Proceedings of the second Offshore Technology Conference, 1970: 577-588.
- [6] McClelland B, Focht J A Jr. Soil modulus for laterally loaded piles[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 1958, 82(M4): 1-22.
- [7] 黄茂松, 俞剑, 张陈蓉. 基于应变路径法的黏土中水平受荷桩 p - y 曲线[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(3): 400-409.
- [8] 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.
- [9] 黄茂松, 李森, 俞剑. 水平受荷桩的弹性有限元虚拟加载上限分析[J]. 岩土力学, 2016, 37(8): 2399-2403.
- [10] Yu J, Huang M, Li S, et al. Load-displacement and upper-bound solutions of a loaded laterally pile in clay based on a total-displacement-loading EMSD method[J]. Computers and Geotechnics, 2017, 83: 64-76.
- [11] Yu J, Huang M, Zhang C. Three-dimensional upper bound analysis for ultimate bearing capacity of a laterally load pile in undrained clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2015, 52(11): 1775-1790.
- [12] 黄茂松, 李森, 俞剑. 基于弹性有限元的虚拟加载上限分析方法[J]. 岩土工程学报, 2016, 38(12): 2295-2301.
- [13] Zhang C, Yu J, Huang M. Winkler load-transfer analysis for laterally loaded piles[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2016, 53(7): 1-15.
- [14] Vesic A B. Bending of beam resting on isotropic elastic solid [J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1961, 87(2): 35-53.
- [15] Poulos H G, Davis E H. Pile foundation analysis and design [M]. John Wiley and Sons, New York, 1980.
- [16] Murali M, Grajales F, Beemer R D, et al. Centrifuge and numerical modeling of monopiles for offshore wind towers installed in clay [C]//ASME 2015 34th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering. American Society of Mechanical Engineers, 2015: V001T10A007-V001T10A007.
- [17] Zhang C, White D, Randolph M. Centrifuge modeling of the cyclic lateral response of a rigid pile in soft clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, 137(7): 717-729.
- [18] Yu J, Huang Maosong, Leung C F, et al. Upper bound solution of a laterally loaded rigid monopile in normally consolidated clay[J]. Computers and Geotechnics, 2017, 91: 131-145.
- [19] Matlock H, Foo S H C, Bryant L M. Simulation of lateral pile behavior under earthquake motion[C]//Proceedings of ASCE Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics, June, 1978, 600-619.
- [20] 俞剑, 黄茂松, 张陈蓉. 黏土中两种不同直径单桩水平循环加载模型试验与分析[J]. 岩土力学, 2016, 37(4): 973-980.
- [21] 黄茂松, 马昊, 李森等. 软黏土中水平受荷桩的静力和循环 p - y 曲线[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(S2): 9-12.
- [22] Yu J, Leung C F, Huang M, et al. Application of T bar in numerical simulations of a monopile subjected to lateral cyclic load[J]. Marine Georesources and Geotechnology, 2017, doi: 10.1080/1064119X.2017.1362083.
- [23] Yu J, Leung C F, Huang M. Response of monopile foundations under cyclic lateral loading in normally consolidated clay[J]. International Journal of Offshore and Polar Engineering, 2018.
- [24] 苏栋. 弹塑性 p - y 模型及非线性地基梁的增量有限元法[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(8): 1469-1474.
- [25] 马昊. 黏土中大直径单桩水平循环加载特性分析与模型试验[D]. 上海: 同济大学, 2018.