

DOI: 10.11779/CJGE202111009

基于虚拟加载上限法和黏土小应变特性的桩基 $p-y$ 曲线

俞 剑^{1,2}, 朱俊霖^{1,2}, 黄茂松^{*1, 2}, 沈侃敏³

(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;

3. 中国电建集团华东勘测设计研究院有限公司, 浙江 杭州 310058)

摘 要: 国际主流规范 API 推荐 $p-y$ 曲线分析海上风电钢管桩基础的水平非线性响应。该 $p-y$ 曲线通过单参数刻画了土体应力应变的发展规律从而间接控制桩土非线性响应。但因过度简化, 在长期使用中已暴露出低估桩侧承载力, 且无法准确预测桩土初始刚度等问题。为此, 首先定义了含土体小应变特性的应力应变曲线, 再基于虚拟加载上限法获得考虑该土体应力应变关系的数值 $p-y$ 骨干曲线。结合参数分析, 拟合得到二维 $p-y$ 骨干曲线表达式。进一步结合三维极限承载力系数、桩土初始刚度和剪应变系数, 将 $p-y$ 骨干曲线拟三维化, 并分别与三维有限元和工程实例对比验证其合理性。与 API 规范相比, 该 $p-y$ 骨干曲线不但准确预测桩侧承载力, 对变形控制极严的海上风电钢管桩基础而言, 其更显著优点在于通过考虑土体小应变特性实现准确预测桩土初始刚度。

关键词: 水平受荷桩; 软黏土; $p-y$ 曲线; 虚拟加载上限法; 小应变

中图分类号: TU470

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)11-2029-08

作者简介: 俞 剑(1987—), 男, 助理研究员, 博士, 主要从事岩土工程方面的科研和教学工作。E-mail: 002yujian@tongji.edu.cn。

T-EMSD-based $p-y$ curve of laterally loaded piles in clay considering small-strain behavior

YU Jian^{1,2}, ZHU Jun-lin^{1,2}, HUANG Mao-song^{1,2}, SHEN Kan-min³

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Power-China Huadong Engineering Corporation Limited, Hangzhou 310058, China)

Abstract: The international popular API code recommends the $p-y$ curve method to analyze the nonlinear behavior of offshore wind turbine (OWT) steel pipe piles. The $p-y$ curve controls the pile-soil nonlinear response only through one parameter regarding the development of stress-strain relation of soils. This over-simplification results in the inaccurate evaluation of the lateral initial stiffness of pile-soil and the underestimation of the bearing capacity. Therefore, the stress-strain curve with soil small-strain behavior is first introduced to achieve a numerical $p-y$ backbone curve by using the total-displacement-loading extended mobilized strength design method (T-EMSD). The expression for the two-dimensional $p-y$ backbone curve is then fitted from the numerical results. The three-dimensional effect of the proposed $p-y$ curve is further considered by incorporating the three-dimensional ultimate capacity factor, the initial subgrade modulus and the compatibility factor. The rationality of the proposed $p-y$ curve is verified against the results from the three-dimensional finite-element analysis and field tests. Compared with API code, the proposed $p-y$ curve can provide a more reasonable prediction for both the bearing capacity and the initial stiffness of pile-soil by considering the soil small-strain behavior, which is a significant advantage for the OWT pile foundation with strict deformation control.

Key words: laterally loaded pile; soft clay; $p-y$ curve; T-EMSD method; small strain

0 引 言

海上风电作为可再生清洁能源在中国得到了大力发展。高耸的风电结构长期受到风浪流等引起的水平荷载, 据统计其基础承受的水平荷载可达竖向荷载的75%~120%, 因而区别于传统的陆上基础, 海上风电

基础以水平受荷控制为主。目前, 大直径单桩(水深<30 m, 桩径4~8 m)和导管架钢管桩(水深<50 m,

基金项目: 国家自然科学基金项目(51908420, 51579177)

收稿日期: 2021-03-09

*通信作者(E-mail: mshuang@tongji.edu.cn)

桩径 2~5 m) 是主力基础形式。海上风电机组运维要求极高, 国际主流设计规范 DNV^[1]和 API^[2]均严格规定其基础顶部的永久转角不允许超过 0.5°。因此, 合理计算大直径钢管桩的侧向变形是风电基础优化设计的关键。

得益于 $p-y$ 曲线方法计算过程高效、结果稳定、参数明确、易于被设计人员掌握, DNV^[1]和 API^[2]均推荐采用 Matlock^[3] $p-y$ 曲线计算软黏土地基中水平受荷钢管桩的侧向变形, 其表达式为

$$\frac{p}{p_u} = 0.5 \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3}, \quad (1)$$

式中, y 是桩身水平位移, p 是桩侧土体反力, p_u 为桩截面深处的水平极限承载力, $y_{50} = 2.5\varepsilon_{50}D$, D 为桩径, ε_{50} 为三轴固结不排水试验得到的应力应变曲线上 1/2 强度值对应的轴向应变。由此可见, 该 $p-y$ 曲线通过引入土体参数 ε_{50} 控制了 $p-y$ 曲线 50% 极限承载力所对应的位移 y_{50} , 从而间接控制 $p-y$ 曲线发展过程。值得注意的是, y_{50} 与 ε_{50} 之间的关系依赖于桩径, 而上述表达式是 Matlock^[3]基于直径为 0.324 m 的试桩数据回归而来, 诸多研究^[4-6]表明已不适用于现实的大直径钢管桩。而且, 土体 ε_{50} 通常处于 0.005 到 0.02 量级^[3], 但统计显示风电桩基在正常使用状态下 (SLS) 引起土体应变量级约为 $5 \times 10^{-5} \sim 0.02$ 。显然, 仅通过 ε_{50} 无法准确描述土体处于小应变阶段的变形特性, 进而错误估计桩侧刚度。鉴于海上风电结构对变形控制要求极高, 很有必要建立能考虑土体小应变特性的 $p-y$ 曲线。

现有研究中可以完整考虑土体应力应变关系的桩土相互作用分析方法较少。Ashour 等^[7]根据极限平衡法构建桩周土体的楔形体变形模式可估算桩周土体应变值, 再与土体应力应变曲线结合建立了准确性较高的应变楔法 (strain wedge method), 但该方法计算较为复杂, 且无法直接得到的 $p-y$ 曲线, 因而在工程界难以推广。相比之下, 基于 MSD 方法建立 $p-y$ 曲线具有可行性。Osman 等^[8]提出了 MSD 法, 通过联系浅基础引起的应变场和土体应力应变曲线建立了浅基础荷载-沉降曲线。黄茂松等^[6]和 Yu 等^[9]进一步建立了虚拟上限加载法 (T-EMSD 方法), 得到桩周土体平均剪应变与桩身位移的关系, 结合双曲线应力应变关系得到了水平受荷桩的 $p-y$ 曲线表达式。但 Yu 等^[10]在模拟离心试验结果时指出该表达式显著低估了桩在小位移下的响应。进一步说明建立一种考虑土体小应变特性的 $p-y$ 曲线的必要性。

HSS 模型 (hardening soil small) 作为目前较为成熟的小应变弹塑性本构模型, 已在基坑工程、隧道开

挖领域得到广泛的应用, 但在桩土系统分析中鲜有运用。HSS 模型的小应变模块采用了 Benz 等^[11]提出的小应变 Overlay 模型, 可以考虑应力历史对小应变刚度衰减的影响, 材料参数也较少且已经积累了足够的工程经验。但因为 MSD 和 T-EMSD 均是基于非线性弹性应力应变关系曲线推导而来的分析方法, 为此本文首先构建了一种适用于饱和黏土的考虑土体小应变特性的应力应变曲线, 实现对土体特性从小应变到大应变的连续刻画。再结合 T-EMSD 方法得到考虑土体小应变特性的桩侧 $p-y$ 曲线。最后, 将所得 $p-y$ 曲线与有限元及现场试验结果对比, 验证实用化后的 $p-y$ 曲线的适用性。

1 考虑小应变特性的 $p-y$ 曲线

1.1 基于二维 T-EMSD 方法的 $p-y$ 曲线

极限分析上限法通过构建相容的速度场可获得塑性问题的上限承载力。以此为基础, MSD 法通过构造连续速度场建立应变和结构物位移的联系, 并引入土体强度随应变发展的关系, 从而获得结构物和土体相互作用的上限荷载位移曲线。但构造优秀的相容连续速度场十分困难。

T-EMSD^[9]将 EMSD^[12]给出的能量守恒方程转化为等效弹性虚功方程, 其中土体应变与强度发挥关系转恰好被转化为土体等效非线性剪切模量 $\tilde{G}(\gamma)$, 该转化可将 EMSD 的优化问题转变为采用弹性迭代的方法获得稳定且优秀的相容速度场, 可直接计算任意边界位移加载量下的土体反力, 无需增量加载过程, 黄茂松等^[6]已证明若给定的位移加载量足够大, 则该等效弹性问题的最终承载力是原问题的一个上限解, 连接多个不同位移下对应的反力, 则可获得完整的荷载-位移曲线 (计算过程见图 1)。该方法已被用于二维^[13]和三维^[14]水平受荷桩、二维^[15]和三维^[16]地基承载力以及三维隧道开挖面稳定分析^[17]。

因 MSD 法 (和 T-EMSD 法) 只能得到数值的荷载-位移关系, 无法直接给出解析形式, 为此 Klar^[18]又给出了配套的解析形式推导过程。首先, 从 MSD 连续速度场中提炼出剪应变系数 M_c 以标定桩身位移与桩周土体平均剪应变 γ_{avg} 的比例关系, 再引入双曲线应力应变关系:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{1/E_s + \varepsilon_a/(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \rightarrow q = \frac{2s_u}{1 + 3s_u/E_s\gamma}, \quad (2)$$

式中, E_s 为三轴试验应变范围内的土体弹性模量, 剪应变 $\gamma = 3/2\varepsilon_q$ 与 HSS 模型定义一致, q 是剪应力。最终 Klar^[18]推导出水平受荷桩解析 $p-y$ 曲线如下:

$$p = N_p r_0 s_u + \frac{1.5 k^*}{M_c E_s} r_0 s_u + 0.5 k^* y -$$

$$\sqrt{\left(N_p r_0 s_u + \frac{1.5 k^*}{M_c E_s} r_0 s_u + 0.5 k^* y\right)^2 - 2 k^* N_p r_0 s_u y} \quad (3)$$

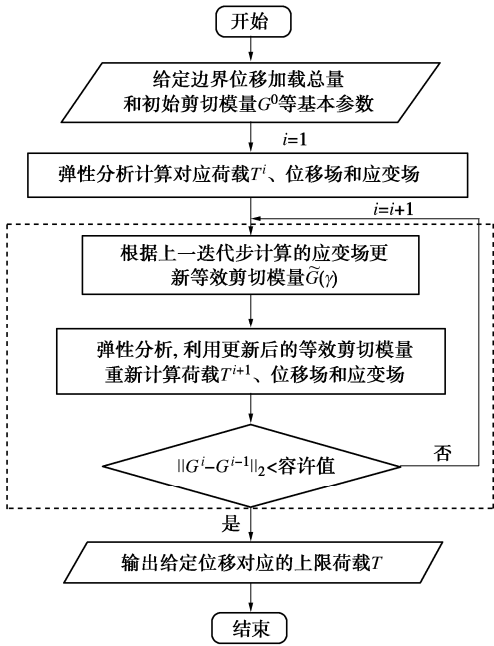


图 1 T-EMSD 迭代示意图

Fig. 1 Iteration diagram of T-EMSD method

黄茂松等^[6]进一步使用 T-EMSD 方法优化了剪应变系数 M_c 和极限承载力系数 N_p , 表 1 给出了二维情况不同边界条件下的剪应变系数值。

表 1 剪应变系数 M_c

Table 1 Values of compatibility factor M_c		
上限解	完全胶结	完全光滑
Klar ^[18] (MSD: 单层)	1.30	1.35
黄茂松等 ^[6] (T-EMSD: 100 层)	0.80	0.90

需指出, 该解析 $p-y$ 曲线的推导是 MSD 方法的一种近似解, Yu 等^[9]已证明式 (3) 较 MSD 和 T-EMSD 方法的直接数值解偏高。更重要的是, 式 (3) 依赖的双曲线应力应变关系亦未考虑土体小应变特性。为此, 本文将在 T-EMSD 方法 (如图 1 所示) 中引入能考虑土体小应变阶段的模量非线性衰减规律以得到 $p-y$ 曲线。

小应变范围内切线剪切模量 G 采用简化形式的 Hardin 和 Drnevich 衰减曲线 (HSS 模型基于相同的衰减规律):

$$G = \frac{G_0}{(1 + 0.385 \gamma / \gamma_{0.7})^2} \quad (4)$$

式中, G_0 为非常小应变阶段的土体初始剪切模量, $\gamma_{0.7}$ 为剪切模量衰减到约 0.7 倍 G_0 时的剪应变值。该式无法适应应变较大的情况, 土体进入较大应变阶段时切线剪切模量采用 Duncan-Chang 双曲线模型确定:

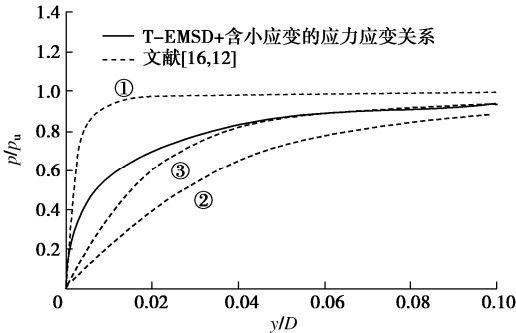
$$G = \frac{E_{50}(1 - q/q_a)^2}{(2 - R_f)(1 + \nu)} \quad (5)$$

式中 R_f 为破坏比; $\nu=0.5$ 为总应力泊松比; $q_a = q_f / R_f$, $q_f = 2s_u$ 为土体破坏时的剪应力; E_{50} 是三轴固结不排水试验 $q = 0.5q_f$ 时对应的割线模量, 即 $E_{50} = s_u / \varepsilon_{50}$ 。

为保证小应变至较大应变阶段模量的光滑过渡, 令剪切模量 G 取式 (4), (5) 中的较大值, 通过联立式 (4), (5) 求解得到衔接点的剪应变值 γ_{cut} 为

$$\gamma_{cut} = \frac{\sqrt{\frac{G_0}{E_{50}}(2 - R_f)(1 + \nu) - 1}}{\frac{0.385}{\gamma_{0.7}} - \frac{G_0}{s_u} R_f} \quad (6)$$

图 2 显示了给定参数组合下 ($s_u = 20 \text{ kPa}$, $G_0 = 21 \text{ MPa}$, $E_{50} = 3 \text{ MPa}$, $\gamma_{0.7} = 2 \times 10^{-4}$) 本文 T-EMSD 数值 $p-y$ 曲线的计算结果 (桩土完全胶结)。同时绘出了 Klar^[18] 和黄茂松等^[6] 基于双曲线应力应变关系的 $p-y$ 曲线结果 (式 (3)), 由于该 $p-y$ 曲线非常依赖于弹性模量 E_s 的选取, 因而采用 3 种典型的取值方法进行对比: ①以 T-EMSD 结果为准, 匹配其初始刚度, 则直接采用 G_0 换算 E_s , 显然这严重高估整体 $p-y$ 响应; ② E_s 参照 USACE^[19] 手册直接根据 s_u 插值, 则 $E_s = 200s_u$, 该值可认为是常规三轴试验土体应变范围对应的弹性模量, 但图 2 显示其显著低估整体 $p-y$ 响应; ③以 T-EMSD 结果为准, 匹配其较大位移时的 $p-y$ 响应, 则 $E_s = 350s_u$, 但却无法体现小位移范围内的桩土非线性关系。不仅是 Klar^[18] 和黄茂松等^[6] 的 $p-y$ 曲线, Georgiadis 等^[20] 的双曲线型 $p-y$ 曲线同样如此, 受弹性模量 E_s 的影响非常显著。这说明了基于双曲线应力应变关系的局限性和本文工作的必要性。



①弹性模量 E_s 根据小应变剪切模量换算 $E_s = 3G_0$; ②弹性模量 E_s 根据 USACE^[19] 手册插值 $E_s = 200s_u$; ③弹性模量取 $E_s = 350s_u$

图 2 桩身荷载 - 位移曲线

Fig. 2 Load-displacement curves of fully bounded pile

1.2 拟合 $p-y$ 骨干曲线

T-EMSD 数值 $p-y$ 曲线具有较高精度^[13-17], 但由于缺乏解析表达式而不便于工程推广和应用。尽管采

用 Klar^[18]给出的近似法通过结合式(4), (5)也可推导出类似式(3)的解析 $p-y$ 曲线, 但形式十分复杂。因此本节通过直接拟合 T-EMSD 数值 $p-y$ 曲线获得水平受荷桩 $p-y$ 骨干曲线。

经大量参数分析, $G(\gamma)$ 曲线中所涉及参数可简化为 3 个关键量 G_0/s_u , G_0/E_{50} 和 $\gamma_{0.7}$ 。 $p-y$ 骨干曲线的表达式可借鉴 Jeanjean^[21]基于有限元和离心试验结果在 Dunnivant 等^[22]基础上修正而来双曲正切形式:

$$\frac{p}{p_u} = \tanh \left[\frac{G_0}{100s_u} \left(\frac{y}{D} \right)^{0.5} \right], \quad (7)$$

但由于 Jeanjean^[21]仅针对一种土体($G_0/s_u=550$)开展了试验, 因而未能充分考虑 G_0/s_u 的影响。Byrne 等^[23]基于现场试验及数值结果发现 $(G_0/s_u)(y/D)$ 更适合作为水平位移的无量纲形式。

结合上述现有成果, 本文进一步建议如下 $p-y$ 骨干曲线修正形式:

$$\frac{p}{p_u} = \tanh \left[a \left(M_c \frac{G_0}{s_u} \frac{y}{D} \right)^b \right], \quad (8)$$

式中, a , b 为与参数 G_0/E_{50} 和 $\gamma_{0.7}$ 有关的系数。剪应变系数 M_c 被纳入归一化变量中体现了 T-EMSD 方法的基本理念, M_c 直接影响由于桩身位移引起的土体平均剪应变大小, 进而影响土体反力的发挥。

对常见黏土类别进行广泛调查和总结: G_0/E_{50} 通常位于 3~15, 对极软黏土 G_0/E_{50} 可能大于 15; 参考剪应变值 $\gamma_{0.7}(10^{-4})$ 常位于 1~6。在此范围内拟合得到参数 a , b 的表示式如下:

$$\left. \begin{aligned} a &= 195 \left(\frac{G_0}{E_{50}} \right)^{1/3} \gamma_{0.7} + 0.23 \left(\frac{G_0}{E_{50}} \right)^{-1/3} \\ b &= 1 - 0.51 \left(\frac{G_0}{E_{50}} \right)^{1/7} \gamma_{0.7}^{0.03} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

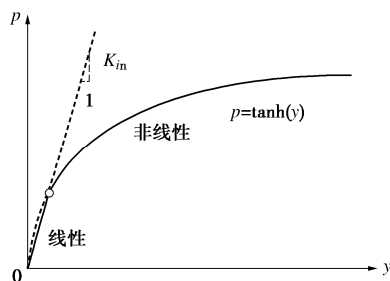


图3 分段示意图

Fig. 3 Piecewise diagram of $p-y$ curve

针对 Jeanjean^[21]的离心试验, 根据附录中式(A6)可确定土体参数 $\gamma_{0.7} \approx 2.3 \times 10^{-4}$, $G_0/E_{50} = 5.5$, 即 $a=0.21$, $b=0.494$, 此时本文建议的 $p-y$ 曲线(式(8))近似退化为 Jeanjean^[21]式(7)。此外 Jeanjean^[21]式(7)

和 Matlock^[3]式(1)在计算时均存在初始刚度无穷大的问题, 本文借鉴 API^[2]规范的做法进行分段处理。用初始刚度线 K_{in} 截取式(8), 如图3所示, 分段点之前 $p-y$ 骨干曲线为线性关系, 分段点之后为双曲正切关系。图4为不同参数组合下采用式(8), (9)对 T-EMSD 数值 $p-y$ 曲线的拟合情况, 该形式能够准确刻画 T-EMSD 数值 $p-y$ 曲线的特点。

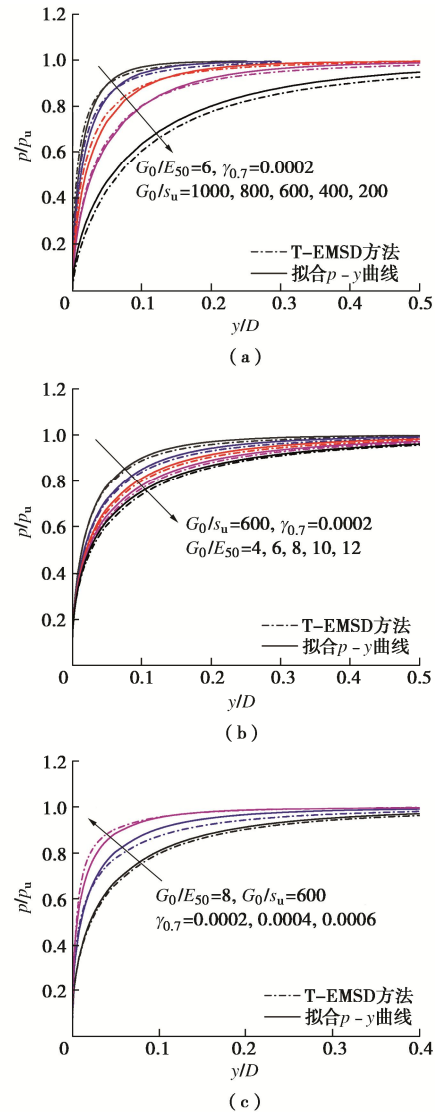


图4 拟合 $p-y$ 曲线与 T-EMSD 方法对比

Fig. 4 Comparison of $p-y$ curves by fitting and T-EMSD

2 水平受荷桩拟三维分析

2.1 拟三维 $p-y$ 曲线构造

上文已基于 T-EMSD 法得到了 $p-y$ 骨干曲线, $p-y$ 曲线是单位长度桩身截面上的荷载位移关系, 分析三维水平受荷桩时需要进一步在骨干曲线中桩土初始刚度 K_{in} 、极限承载力系数 N_p 和剪应变系数 M_c 的随深度的变化规律, 如图5所示, 从而实现 $p-y$ 的拟三维化。

桩土初始刚度 K_{in} 反映的是桩-土初始时刻的相互作用, Zhang 等^[24]推导了三维弹性空间中水平受荷桩的弹性地基模量, 比 Vesic 地基模量更适合当前问题, 其表达式 (详见附录式 (A1)) 可以考虑桩身刚度 EI 、长径比 L/D 对初始刚度的影响。

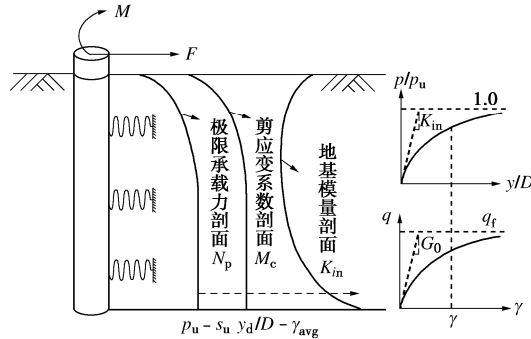


图 5 水平受荷桩拟三维分析

Fig. 5 Construction of $p-y$ curve considering three-dimensional effects

极限承载力系数 N_p 反映的是极限状态下的桩-土相互作用, 本文采用 Yu 等^[25]构建三维组合机构通过上限分析法得到的承载力系数 N_p , 该形式 (详见附录式 (A3)) 是当前最优上限解, 已被挪威土工所发文推荐^[26]。

剪应变系数 M_c 反映的是桩-土相互作用从初始状态到极限状态的发展速率。水平受荷桩三维分析时, 随着埋深增加桩侧承载机构由浅层楔形体机构转化为深层平流机构, 因此 M_c 亦具有三维效应。Li 等^[14]基于桩侧三维上限机构提出了考虑三维效应的 M_c 剖面表达式 (详见附录式 (A5)), 建立起 M_c 与 N_p 的联系。

为开展拟三维 $p-y$ 曲线构造方法的有限元验证, 通过 UMAT 二次开发构建各向同性的非线性弹性模型, 应力-应变的增量关系包含不相互耦合的体变和剪切变形两部分:

$$\begin{cases} \dot{p} = K \dot{\varepsilon}_p \\ \dot{q} = 3G \dot{\varepsilon}_q \end{cases} \quad (10)$$

式中, \dot{p} 是平均主应力增量, $\dot{\varepsilon}_p$ 是体应变增量, \dot{q} 是剪应力增量, $\dot{\varepsilon}_q$ 是广义剪应变增量。剪切模量 G 如 1.1 节所述, 为模拟饱和土体的不排水特性 (即无体变), 式 (10) 中的体变部分在剪切模量已知的前提下通过下式计算:

$$K = \frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} G \quad (11)$$

其中, ν 为总应力泊松比, 取 0.495 以近似模拟无体变的特性。

为近似模拟现场土层条件, 土体参数 s_u , G_0 及 E_{50} 沿深度的变化设置为线性分布。大直径钢管桩悬臂长 2 m, 直径 2 m, 桩身 $E = 200 \text{ GPa}$, 泊松比 0.3,

壁厚 0.05 m, 采用 S4R 壳体单元。土体为正常固结黏土, 相关土体参数 s_u , G_0 及 E_{50} 如图 6 所示, $\gamma_{0.7} = 2 \times 10^{-4}$ 。土单元采用 C3D8, 可得到较精确的应力积分结果, 桩土界面粗糙。以桩顶转角 0.25° 作为位移加载控制标准。

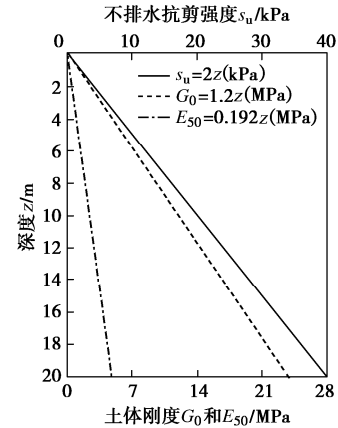


图 6 土体参数沿深度变化

Fig. 6 Variation of soil parameters along depth

采用 Fan 等^[27]推荐的方法从 ABAQUS 后处理结果中提取各深度处的 $p-y$ 曲线。图 7 显示了不同长径比 L/D 的大直径单桩各深度处的 $p-y$ 曲线, 有限元结果表明: 各深度处的 $p-y$ 曲线形态基本不随桩埋深而变化, 只是土体反力的发挥程度有所不同。同时本文基于 T-EMSD 方法拟合的 $p-y$ 曲线与有限元吻合较好。考虑了真实的桩身运动模式, 验证了本文 $p-y$ 骨干曲线、桩土初始刚度剖面以及极限承载力系数剖面的合理性。

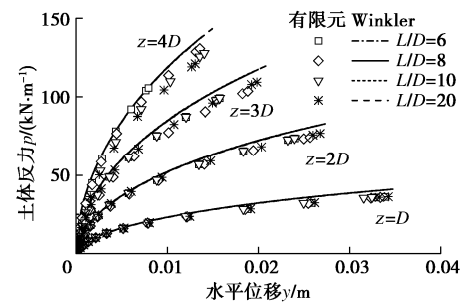


图 7 $p-y$ 曲线对比 (Winkler 方法与有限元)

Fig. 7 Comparison of $p-y$ curves between Winkler and FEM

2.2 与现场原位试验对比

(1) Incheon Bridge Site 现场试验

为了说明考虑小应变特性的必要性及本文 $p-y$ 骨干曲线的适用性, 首先选用 Kim 等^[28]在 Incheon Bridge Site 进行的现场水平加载试验进行对比。该试验桩直径 2.4 m, 埋深 44.3 m, 截面抗弯刚度 $4.2 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$, 桩顶最终加载位移仅为 0.005 倍桩径, 适合观察小变形阶段的桩身 $p-y$ 曲线响应。

现场试验的土体参数见表 2, 其中 s_u , G_0 分别根

据 Kim 等^[28]和 Sun 等^[29]现场原位测试所得, $\gamma_{0.7}$ 根据式 (A6) 计算 $\gamma_{0.7} \approx 1 \times 10^{-4}$, $E_{50} = s_u / \varepsilon_{50}$, ε_{50} 则是参照 API 规范取值 0.01, 有效重度 7.5 kN/m^3 。两个深度的 $p-y$ 曲线均呈现在图 8 中, 从中可发现 API 规范由于采用幂函数型表达式在小位移范围内严重偏离了实测值。本文 $p-y$ 曲线由于考虑了土体小应变特性在小位移范围内呈现出非线性, 且与实测值非常接近, 说明在水平受荷桩加载过程中考虑土体小应变特性是很有必要的。

表 2 现场试验 1 土体参数

Table 2 Soil parameters of field test Case 1

深度 z/D	s_u/kPa	G_0/MPa	$\gamma_{0.7}/(10^{-4})$	E_{50}/MPa
2	18	10	1	1.8
4	20	14	1	2

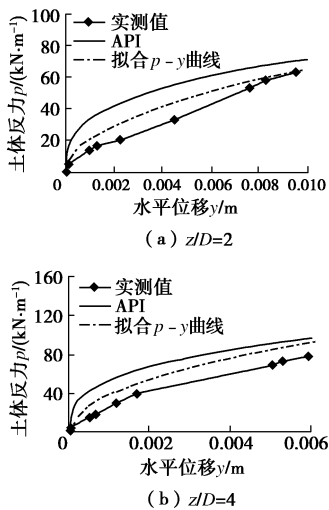


图 8 现场试验 1 的 $p-y$ 曲线对比

Fig. 8 Comparison of $p-y$ curves of field test Case 1

(2) 国内东南沿海某风电场现场试验

本算例采用国内某风电场试桩试验进行验证, 该试桩直径 2 m , 埋深 64.4 m , 截面抗弯刚度 $1.8 \times 10^7 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$, 场址平均水位 10 m , 土体有效重度 7 kN/m^3 , 泥面处最终加载位移仅为 $0.055D$ 。根据桩身弯矩反算桩侧土体反力, 得到两个深度处的 $p-y$ 曲线与模拟结果呈现在图 9 中。土体参数 s_u , G_0 由现场原位测试所得, $E_{50} = s_u / \varepsilon_{50}$, ε_{50} 参照 API 规范取值 0.015, $\gamma_{0.7}$ 根据附录式 (A6) 计算, 见表 3。从中看出本文提出的 $p-y$ 曲线方法与实测值较为吻合, 而 API 规范严重低估桩侧承载力。

表 3 现场试验 2 土体参数

Table 3 Soil parameters of field test Case 2

深度 z/m	s_u/kPa	G_0/MPa	$\gamma_{0.7}/(10^{-4})$	E_{50}/MPa
3.6	13	12	4	0.87
6.3	15	15	4	1.0

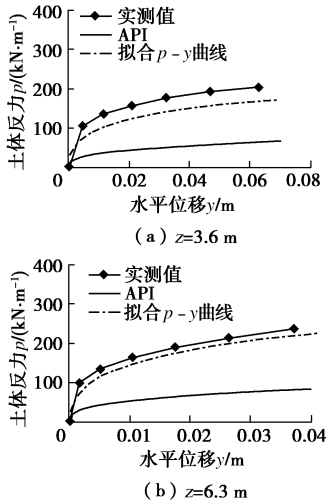


图 9 现场试验 2 的 $p-y$ 曲线对比

Fig. 9 Comparison of $p-y$ curves of field test Case 2

3 结 语

本文针对 API 规范在当下工程实践中暴露出的问题, 从理论出发, 推导了一种可考虑小应变特性的 $p-y$ 曲线模型。首先采用 T-EMSD 方法获得考虑土体应力应变关系的数值 $p-y$ 曲线, 弥补 API 采用 ε_{50} 仅考虑部分应力应变关系的不足。进一步拟合提出了便于推广运用的 $p-y$ 骨干曲线表达式。结合 Zhang 等^[16]修正的 Vesic 地基模量、Yu 等^[17]基于三维组合机构通过极限分析上限法得到的极限承载力系数、Li 等^[18]基于完全连续三维机构优化的剪应变系数剖面, 将 $p-y$ 骨干曲线用于水平受荷桩 Winkler 地基梁分析。

该 $p-y$ 曲线较现行规范推荐的形式能更好地反映桩身小应变情况下的桩土响应, 反映土体刚度系数 G_0/s_u 、参数 G_0/E_{50} 和 $\gamma_{0.7}$ 对桩身 $p-y$ 曲线的影响。API 规范用于海上风电大直径单桩基础设计时, 初始阶段明显高估土体刚度和反力, 极限状态低估承载力, 致使设计经济性差。

$p-y$ 曲线法作为一种小变形分析方法, 认为桩身水平位移足够小, 进而垂直于桩身的土体反力仍可视作水平。现今海上风电钢管桩基础, 由于变形控制严格十分适合 $p-y$ 曲线的应用; 而且经过多年发展, 模型中相关土体参数 G_0 , E_{50} (ε_{50}) 和 $\gamma_{0.7}$ 的取值已积累了足够工程经验, 因此本文建议 $p-y$ 曲线具有较高推广价值。

参考文献:

[1] DNV. Design of Offshore Wind Turbine Structures: DNV—OS—J101[S]. 2014.

[2] American Petroleum Institute (API). Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore

- platforms—working stress design[C]//API 2A-WSD, twenty-second ed. Washington, D.C, 2014.
- [3] MATLOCK H S. Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay[C]// Proceedings Second Annual Offshore Technology Conference. Houston, 1970: 1204.
- [4] 朱 斌, 熊 根, 刘晋超, 等. 砂土中大直径单桩水平受荷离心模型试验 [J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(10): 1807 - 1815. (ZHU Bin, XIONG Gen, LIU Jin-chao, et al. Centrifuge modelling of a large-diameter single pile under lateral loads in sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(10): 1807 - 1815. (in Chinese))
- [5] 王 卫, 闫俊义, 刘建平. 基于海上风电试桩数据的大直径桩 $p-y$ 模型研究 [J]. 岩土工程学报, 2021, **43**(6): 1131 - 1138. (WANG Wei, YANG Jun-yi, LIU Jian-ping. Study on $p-y$ models of large-diameter pile foundation based on in-situ tests of offshore wind power[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, **43**(6): 1131 - 1138. (in Chinese))
- [6] 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. (HUANG Mao-song, YU Jian, ZHANG Chen-rong. $p-y$ curves of laterally loaded piles in clay based on strain path approach[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(3): 400 - 409. (in Chinese))
- [7] ASHOUR M, NORRIS G. Modeling lateral soil-pile response based on soil-pile interaction[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000, **126**(5): 420 - 428.
- [8] OSMAN A S, BOLTON M D. Simple plasticity-based prediction of the undrained settlement of shallow circular foundations on clay[J]. Géotechnique, 2005, **55**(6): 435 - 447.
- [9] YU J, HUANG M S, 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.
- [10] YU J, ZHU J L, SHEN K M, et al. Bounding-surface-based $p-y$ model for laterally loaded piles in undrained clay[J]. Ocean Engineering, 2020, **216**: 107997.
- [11] BENZ T, VERMEER P A, SCHWAB R. A small-strain overlay model[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2009, **33**(1): 25 - 44.
- [12] KLAR A, OSMAN A S. Load-displacement solutions for piles and shallow foundations based on deformation fields and energy conservation[J]. Géotechnique, 2008, **58**(7): 581 - 589.
- [13] 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, 2410. HUANG Mao-song, LI Sen, YU Jian. Analysis of laterally loaded pile by elastic finite element based EMSD method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, **37**(8): 2399 - 2403, 2410. (in Chinese)
- [14] LI S, YU J, HUANG M S, et al. Application of T-EMSD based $p-y$ curves in the three-dimensional analysis of laterally loaded pile in undrained clay[J]. Ocean Engineering, 2020, **206**: 107256.
- [15] LI S, HUANG M S, YU J. Continuous field based upper-bound analysis for the undrained bearing capacity of strip footings resting near clay slopes with linearly increased strength[J]. Computers and Geotechnics, 2019, **105**: 168 - 182.
- [16] LI S, YU J, HUANG M S, et al. Upper bound analysis of rectangular surface footings on clay with linearly increasing strength[J]. Computers and Geotechnics, 2021, **129**: 103896.
- [17] HUANG M S, LI S, YU J, et al. Continuous field based upper bound analysis for three-dimensional tunnel face stability in undrained clay[J]. Computers and Geotechnics, 2018, **94**: 207 - 213.
- [18] KLAR A. Upper bound for cylinder movement using “elastic” fields and its possible application to pile deformation analysis[J]. International Journal of Geomechanics, 2008, **8**(2): 162 - 167.
- [19] USACE. Settlement analysis, Engineer Manual EM 1110-1-1904. U.S. Army Corps of Engineers: Washington, D.C. 1990.
- [20] GEORGIADIS M, ANAGNOSTOPOULOS C, SAFLEKOU S. Cyclic lateral loading of piles in soft clay[J]. Geotechnical Engineering, 1992, **23**(1): 47 - 60.
- [21] JEANJEAN P. Re-assessment of $p-y$ curves for soft clays from centrifuge testing and finite element modeling[C]// Offshore Technology Conference. Houston, 2009.
- [22] 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.
- [23] BYRNE B W, HOULSBY G T, BURD H J, et al. PISA design model for monopiles for offshore wind turbines: application to a stiff glacial clay till[J]. Géotechnique, 2020, **70**(11): 1030 - 1047.
- [24] ZHANG C R, YU J, HUANG M S. Winkler load-transfer

analysis for laterally loaded piles[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2016, **53**(7): 1110 - 1124.

- [25] YU J, HUANG M S, ZHANG C R. Three-dimensional upper-bound analysis for ultimate bearing capacity of laterally loaded rigid pile in undrained clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2015, **52**(11): 1775 - 1790.
- [26] ZHANG Y H, ANDERSEN K H, TEDESCO G. Ultimate bearing capacity of laterally loaded piles in clay-Some practical considerations[J]. Marine Structures, 2016, **50**: 260 - 275.
- [27] FAN C C, LONG J H. Assessment of existing methods for predicting soil response of laterally loaded piles in sand[J]. Computers and Geotechnics, 2005, **32**(4): 274 - 289.
- [28] KIM Y, JEONG S, LEE S. Wedge failure analysis of soil resistance on laterally loaded piles in clay[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2011, **137**(7): 678 - 694.
- [29] SUN C G, CHO C S, SON M, et al. Correlations between shear wave velocity and in-situ penetration test results for Korean soil deposits[J]. Pure and Applied Geophysics, 2013, **170**(3): 271 - 281.

附录:

Zhang 等^[24]推导的桩土初始刚度三维弹性解为

$$K_{in} = \begin{cases} 7.5\eta(z) \frac{(1-\nu)^2 E}{(3-4\nu)(1-\nu^2)} \sqrt{\frac{ED^4}{E_p I_p}} & (K_r \leq 10^{-2}) \\ 7.5\eta(z) \frac{(1-\nu)^2 E}{(3-4\nu)(1-\nu^2)} \sqrt{100 \left(\frac{D}{L}\right)^4} & (K_r > 10^{-2}) \end{cases}, \quad (A1)$$

式中, $K_r = E_p I_p / EL^4$ 为桩土相对刚度系数, ν 为泊松比, 取 0.5 以模拟不排水条件, z 为桩身深度, x 为系数 $\eta(z)$ 中的积分变量,

$$\eta(z) = \frac{\frac{1+\nu}{E \left(\frac{L}{2}\right)(1-\nu)} \left[(6-8\nu) \ln \left(\frac{\sqrt{L^2+D^2}+L}{\sqrt{L^2+D^2}-L} \right) + \frac{8L}{3\sqrt{L^2+D^2}} \right]}{\int_0^L \frac{(1+\nu)}{E(1-\nu)} \left\{ \frac{6-8\nu}{R_1} + \frac{2}{R_2} + \frac{D^2}{3R_1^3} + \frac{(3-4\nu)D^2}{3R_2^3} + \frac{2zx}{R_1^2} \left(2 - \frac{D^2}{R_1^2} \right) + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2+z+x} \left[2 - \frac{D^2}{3R_2(R_2+z+x)} \right] \right\} dx}, \quad (A2)$$

其中, $R_1 = \sqrt{D^2/4 + (z-x)^2}$, $R_2 = \sqrt{D^2/4 + (z+x)^2}$, $E = 3G_0$

且 $E(L/2)$ 表示 $L/2$ 深度处的土体弹性模量。

Yu 等^[25]基于三维上限分析而得的极限承载力系数 N_p 为

$$N_p = \min \left[N_{p0} + \frac{\gamma' z}{s_u}, N_{flow} \right], \quad (A3)$$

式中, N_{p0} 为无重土浅层楔形体机构的极限承载力系数,

$$N_{p0}(\alpha, z) = N_1 - (1-\alpha) - (N_1 - N_2) \left[1 - \left(\frac{z}{14.5D} \right)^{0.6} \right]^{1.35}, \quad (A4)$$

其中, $N_1=11.94$, $N_2=3.22$, α 为桩土界面粗糙系数, $N_{flow} = N_3 + (N_3 - N_1)\alpha$ 为深部平流机构的临界承载力系数, $N_3=9.2$, 临界转换深度 z_R 通过求解等式 $N_{p0} + \gamma' z_R / s_u = N_{flow}$ 得到。

Li 等^[14]提出的考虑三维效应的剪应变系数 M_c 为

$$M_c = \begin{cases} 0.051N_{p0} & z < z_R \\ 0.8 & z \geq z_R \end{cases}. \quad (A5)$$

初始剪切模量 G_0 可通过现场标贯、剪切波速或室内共振柱、弯曲元试验获得。对于常见类型正常固结黏土, 小应变参数 $\gamma_{0.7}$ 通常位于 $1 \times 10^{-4} \sim 6 \times 10^{-4}$, 比如: 上海黏土层 $\gamma_{0.7} = 2.5 \times 10^{-4}$; 上海淤泥质粉质黏土层 $\gamma_{0.7} = 2.9 \times 10^{-4}$; 上海淤泥质黏土层 $\gamma_{0.7} = 2.7 \times 10^{-4}$; 上海粉质黏土层 $\gamma_{0.7} = 3.4 \times 10^{-4}$ 。 $\gamma_{0.7}$ 显著受到土体超固结比 OCR、塑性指数 I_p 的影响, Stokoe 等在 Vucetic 等的研究基础上提出:

$$\gamma_{0.7} = (\gamma_{0.7})_{ref} + 5 \times 10^{-6} I_p (OCR)^{0.3}, \quad (A6)$$

式中, $(\gamma_{0.7})_{ref}$ 为 $I_p = 0$ 时的剪应变值, 约为 0.0001, 或根据 Plaxis 手册提及的取值方法, 在没有详细数据的情况下根据 G_0 和莫尔库仑参数确定:

$$\gamma_{0.7} = \frac{1}{9G_0} \left[2c'(1 + \cos(2\phi')) + \sigma'_1(1 + K_0) \sin(2\phi') \right]. \quad (A7)$$