

DOI: 10.11779/CJGE201702001

基于 CPTU 测试的 K_0 固结黏土中静压桩时变承载力研究

李镜培^{1, 2}, 李 林^{*1, 2}, 孙德安³, 龚卫兵^{1, 2}

(1. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 3. 上海大学土木工程系, 上海 200072)

摘 要: 基于空间滑动面 (SMP) 准则改进的 K_0 固结各向异性修正剑桥模型, 考虑 K_0 固结饱和黏土初始应力各向异性、应力历史及应力诱发各向异性对土体三维力学特性的影响, 推导了静压沉桩柱孔扩张问题的弹塑性解析解。在此基础上, 根据桩侧土体应力状态与单剪试验中试样应力状态的相似性, 结合桩周土轴对称固结理论提出采用孔压静力触探仪 (CPTU) 锥尖阻力、锥肩孔隙水压力及相应孔压消散数据预测静压桩时变承载力的理论方法。通过离心机模型试验实测结果和理论预测值的对比, 验证了理论方法的有效性, 研究了静压桩承载力随时间的变化规律。研究表明, 本文理论预测方法避免了土体基本参数测定等繁琐过程, 且可以较为合理地预测静压桩时变承载力; 静压桩沉桩结束后其承载力在短时间内迅速增加, 之后承载力增加幅度变缓且逐渐趋于稳定值; 静压桩桩径越大, 沉桩结束后承载力增加的速度越慢, 承载力达到稳定值的时间越长。

关键词: SMP 准则; 孔压静力触探; 锥尖阻力; 孔压; 时变承载力; 离心机模型试验

中图分类号: TU443

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 4548(2017)02 - 0193 - 08

作者简介: 李镜培 (1963 -), 男, 江西信丰人, 博士, 教授, 博士生导师, 主要研究方向为岩土力学及桩基础工程。

E-mail: lij2773@tongji.edu.cn.

Time-dependent bearing capacity of jacked piles in K_0 consolidated clay based on CPTU tests

LI Jing-pei^{1, 2}, LI Lin^{*1, 2}, SUN De-an³, GONG Wei-bing^{1, 2}

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Department of Civil Engineering, Shanghai

University, Shanghai 200072, China)

Abstract: Based on the SMP criterion-based K_0 consolidated anisotropic Cam-clay model, an analytical solution to cylindrical cavity expansion for pile installation is derived. This solution incorporates the effects of the initial stress anisotropy, stress history and initial stress-induced anisotropy on the three-dimensional properties of K_0 consolidated clay. According to the similarity of the stress state between the soil adjacent to pile shaft and the soil sample in simple shear tests, a theoretical approach to predict the time-dependent bearing capacity of jacked piles is proposed. This method is based on the axisymmetrical consolidation theory, and the parameters required in this method are only the cone tip resistance, cone base pore water pressure and the corresponding dissipation data from the CPTU sounding. This theoretical approach is verified by the centrifugal model tests, and the time-dependent bearing capacity of jacked piles is studied. The results show that the proposed theoretical method can properly predict the time-dependent bearing capacity of jacked piles, and can avoid the complicated test process of soil properties. The bearing capacity increases rapidly in short time after the pile installation and gradually tends to a stable value. The larger the pile diameter is, the slower the bearing capacity increases and the longer the required time for bearing capacity reaching stable value.

Key words: SMP criterion; piezocone penetration test; cone tip resistance; pore pressure; time-dependent bearing capacity; centrifugal model test

0 引 言

孔压静力触探 (CPTU) 试验由于经济、可靠、简便、快速, 自身携带多种传感器并可沿土体深度连续记录测试数据等优点, 在土体基本参数测试及桩基承

载力预测等方面发挥了重要作用^[1-3]。特别在静压桩承

基金项目: 国家自然科学基金项目 (41272288)

收稿日期: 2015 - 12 - 10

*通讯作者 (E-mail: lilin_sanmao@163.com)

载力预测方面, CPTU 法与总应力法 (α 法) 和有效应力法 (β 法) 相比, 由于 CPTU 贯入过程与静压沉桩过程相似, 锥尖阻力或侧壁摩阻力可直接应用于静压桩承载力预测, 有效避免了传统方法中土体基本力学性能的测定试验和试样扰动对预测结果的影响^[1-2, 4], 从而得到了广泛的应用。

迄今为止, 国内外学者对静力触探测试数据与静压桩承载力之间的关系展开了一系列有益的研究: De 等^[5]基于总应力法的思路提出了 CPT 方法, 此方法首先根据圆锥系数 N_{kc} 估计土体的不排水抗剪强度进而采用桩侧承载系数和桩端承载系数计算承载力。Alsamman^[6]基于不同场地条件中 95 根足尺桩载荷试验和 CPT 试验结果, 研究了桩侧承载力和桩端承载力与净锥尖阻力之间的关系; Eslami 等^[1]基于不同场地中 142 根桩的载荷试验结果, 提出了基于 CPTU 测试数据划分土体类型进而确定桩侧与桩端承载系数来预测承载力的方法; 蔡国军等^[2, 7-8]首次在国内基于 CPTU 和不同类型桩载荷试验资料, 提出了基于 CPTU 测试结果预测桩基承载力的新方法, 并采用可靠性理论对不同的 CPT 和 CPTU 预测方法进行了可靠性评估。俞峰等^[9]结合土塞效应、桩端阻力影响范围、侧阻退化等效应, 对比分析了不同 CPT 方法预测钢管桩承载力的差别。曹权等^[10-11]根据静力触探探头和静压桩贯入软土的相似性, 基于圆孔扩张理论创新性地提出了采用 CPTU 测试结果估算静压桩承载力的理论方法。

上述研究具有较大理论和工程意义, 但多数 CPT 法采用静载试验和 CPT 测试数据拟合得出的经验桩侧阻力系数和桩端阻力系数将侧壁摩阻力和锥尖阻力与单位桩侧承载力和桩端承载力相联系, 其无法从机理上反映 CPT 测试数据和静压桩承载力关系的本质; 同时也无法预测和体现饱和黏土中静压桩承载力的时效性; 此外, 在特定场地环境条件下拟合得出的经验系数其应用也具有较大的局限性。尽管少数理论方法试图建立 CPT 测试数据和静压桩承载力两者之间的理论关系, 但由于其参数转换过程繁琐且无法考虑承载力时效性、桩周土体的应力各向异性及相应的三维强度特性, 因此无法合理预测饱和和黏土中静压桩的时变承载力, 从而限制了其在工程实际中的推广和应用。

本文使用空间滑动面 (SMP) 屈服准则改进的 K_0 固结各向异性修正剑桥模型 (SMP- K_0 -AMCC)^[12-17] 综合考虑应力历史、应力各向异性对桩周土三维力学特性的影响, 基于圆孔扩张理论建立了桩侧阻力系数和桩端阻力系数的理论表达式, 提出了 K_0 固结饱和和黏土中采用 CPTU 有效锥尖阻力和孔压消散数据预测静压桩时变承载力的理论方法, 并结合离心机模型试验进行了验证。本文解答为以往 CPTU 经验方法提供了

理论依据并可直接应用于静压桩时变承载力预测, 具有一定的理论和现实意义。

1 CPTU 测试数据修正及土体参数确定

1.1 CPTU 测试结果与贯入模型

CPTU 贯入土体的过程中, 可连续测量并记录单位锥尖阻力 q_c 、侧壁摩阻力 f_s 及锥肩孔隙水压力 u_{bt} 随土层的变化情况。由于 CPTU 端部不等端面积的影响, 真实单位锥尖阻力 q_t 应采用锥肩孔压进行孔压修正^[1, 8]:

$$q_t = q_c + (1-a)u_{bt}, \quad (1)$$

式中, a 为锥端净面积, 本文取 $a=0.8$ 。

在饱和黏性土中 CPTU 锥尖挤开土体向下贯入的模式类似于球形孔的不排水孔扩张^[18-19], 如图 1 所示, 可采用球孔扩张理论研究 CPTU 贯入过程及所测数据。Cao 等^[20]基于修正剑桥模型推导了饱和黏土中球形孔不排水扩张的基本解答, 其极限扩张压力 σ_u 和孔壁超孔压 Δu_t 分别为

$$\sigma_u = \frac{4}{3}(s_u)_{tc} \left(\ln \frac{G}{(s_u)_{tc}} + 1 \right) + p_0, \quad (2)$$

$$\Delta u_t = \frac{4}{3}(s_u)_{tc} \left(\ln \frac{G}{(s_u)_{tc}} \right) + p'_0 \left[1 - \left(\frac{OCR}{2} \right)^\Lambda \right], \quad (3)$$

式中, OCR 为土体超固结比, G 为土体剪切模量, Λ 为土体塑性体应变比, p_0 为土体初始平均正应力, $(s_u)_{tc}$ 为三轴压缩条件下土体不排水抗剪强度^[21], 即

$$(s_u)_{tc} = \frac{1}{2} M p'_0 \left(\frac{OCR}{2} \right)^\Lambda. \quad (4)$$

其中, M 为临界状态线斜率。

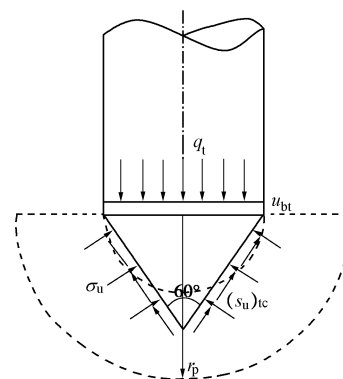


图 1 CPTU 锥尖受力示意图

Fig. 1 Schematic of stress distribution around CPTU tip

1.2 土体参数确定

如图 1 所示, CPTU 锥尖阻力 q_t 由球形孔极限扩张压力 σ_u 和锥面土体的不排水抗剪强度 $(s_u)_{tc}$ 在竖向的分量两部分构成, 由平衡条件可得

$$q_t = \frac{4}{3}(s_u)_{tc} \left(\ln \frac{G}{(s_u)_{tc}} + 1 \right) + \sqrt{3}(s_u)_{tc} + p_0. \quad (5)$$

由式 (3)、(5) 可得

$$\text{OCR} = 2 \left[\frac{q_E}{p'_0(1+1.53M)} \right]^{1/4}, \quad (6)$$

式中, q_E 为有效锥尖阻力, $q_E = q_t - u_t$, u_t 为锥尖处孔隙水压力, 其值一般大于锥肩处所测孔隙水压力 u_{bt} , 在黏土中 $u_t = (1 \sim 1.1)u_{bt}^{[10]}$ 。

根据球孔周围土体应力状态和土样三轴压缩应力状态的相似性^[19], 将式 (6) 代入式 (4), 则土体三轴压缩条件下的不排水抗剪强度可采用有效锥尖阻力表示为

$$(s_u)_{ic} = \frac{q_E}{N_{ke}}, \quad (7)$$

式中, N_{ke} 为有效锥端因子, $N_{ke} = 2(1+1.53M)/M$ 。

2 静压桩周土体力学性质演变与解析

2.1 静压沉桩力学模型与解答

饱和黏土中桩身挤压排开土体的位移模式类似于柱孔不排水扩张, 故可近似采用柱孔不排水扩张理论来研究沉桩过程中土体的力学特性变化^[22]。考虑到 K_0 固结饱和黏土初始应力各向异性、应力历史及加载过程中应力诱发各向异性对土体的三维力学特性存在较大影响, 本文采用可以综合考虑以上因素的 SMP- K_0 -MCC 模型推导柱孔不排水扩张解答。

假设饱和黏土中初始半径为零的柱形孔在内压力 σ_{ra} 的作用下不排水扩张至桩径 r_d , 土体初始水平向有效应力和竖向有效应力分别为 σ'_{h0} 和 σ'_{v0} , 柱孔扩张过程中以 r_p 表示塑性区半径。基于 SMP- K_0 -MCC 模型的屈服准则^[17, 23]和弹塑性边界连续性条件, 可得转换应力空间弹塑性边界处的应力解答:

$$\tilde{\sigma}'_{rp} = \sigma'_{h0} + \frac{1}{\sqrt{3}} \tilde{p}'_0 \tilde{\eta}_p^*, \quad (8)$$

$$\tilde{\sigma}'_{\theta p} = \sigma'_{h0} - \frac{1}{\sqrt{3}} \tilde{p}'_0 \tilde{\eta}_p^*, \quad (9)$$

$$\tilde{\sigma}'_{zp} = \sigma'_{v0}. \quad (10)$$

式中 $\tilde{\sigma}'_{rp}$, $\tilde{\sigma}'_{\theta p}$, $\tilde{\sigma}'_{zp}$ 为转换应力空间弹塑性边界处径向、环向和竖向有效应力; $\tilde{\eta}_p^*$ 为转换应力空间弹塑性边界处相对应力比, $\tilde{\eta}_p^* = M^* \sqrt{\text{OCR} - 1}$; M^* 为相对临界状态应力比, $M^* = \sqrt{M^2 - \eta_0^2}$, $\tilde{p}'_0$ 为原位平均有效正应力, $\tilde{p}'_0 = p'_0$; η_0 为初始应力比, $\eta_0 = [3(1-K_0)]/(2K_0+1)$; K_0 为静止土压力系数。

由式 (8) ~ (10) 可得转换应力空间弹塑性边界处平均有效正应力和广义偏应力分别为

$$\tilde{p}'_p = p'_p = p'_0, \quad (11)$$

$$\tilde{q}_p = p'_0 \sqrt{\tilde{\eta}_p^{*2} + 9 \left(\frac{1-K_0}{2K_0+1} \right)^2}. \quad (12)$$

根据 SMP- K_0 -MCC 模型^[17, 23], 由图 2 所示几何

关系, 基于应力变换方法可得原应力空间内弹塑性边界处真实广义偏应力:

$$q_p = \frac{3\sqrt{3} \sin \varphi_p}{2\sqrt{2 + \sin^2 \varphi_p}} \frac{p'_0}{\cos \psi_p}, \quad (13)$$

式中, φ_p 和 ψ_p 为应力转换系数, 其表达式为

$$\sin \varphi_p = \frac{\sqrt{2} \tilde{q}_p / \tilde{p}'_0}{\sqrt{9 + 3 \tilde{q}_p / \tilde{p}'_0}}, \quad (14)$$

$$\psi_p = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left\{ - \left(\frac{3}{2 + \sin^2 \varphi_p} \right)^{3/2} \sin \varphi_p \cos 3\theta_p \right\}, \quad (15)$$

$$\theta_p = \tan^{-1} \frac{\sqrt{3}(\tilde{\sigma}'_{zp} - \tilde{\sigma}'_{\theta p})}{2\tilde{\sigma}'_{rp} - \tilde{\sigma}'_{zp} - \tilde{\sigma}'_{\theta p}}. \quad (16)$$

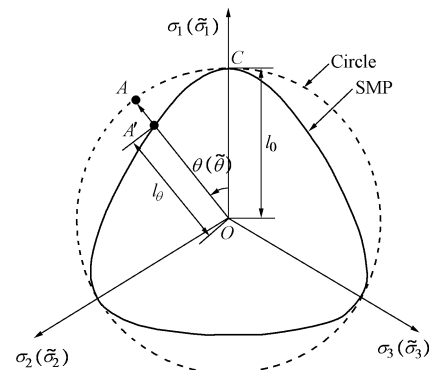


图2 SMP 准则在真实应力和变换应力 π 平面上的形状

Fig. 2 Shape of SMP criterion in π plane of original stress space and transformed stress space

SMP- K_0 -MCC 模型转换应力空间应力分量 $\tilde{\sigma}'_{ij}$ 和原应力空间应力分量 σ'_{ij} 之间存在如下关系^[17]:

$$\sigma'_{ij} = \tilde{p}'_0 \delta_{ij} + \frac{q}{\tilde{q}} (\tilde{\sigma}'_{ij} - \tilde{p}'_0 \delta_{ij}), \quad (17)$$

式中, δ_{ij} 为克朗内克符号。

将式 (8) ~ (10), (12)、(13) 代入式 (17) 可得原应力空间弹塑性边界处应力分量:

$$\sigma'_{rp} = \tilde{p}'_0 \left[1 + \frac{q_p}{\tilde{q}_p} \left(\frac{K_0 - 1}{2K_0 + 1} + \frac{1}{\sqrt{3}} \tilde{\eta}_p^* \right) \right], \quad (18)$$

$$\sigma'_{\theta p} = \tilde{p}'_0 \left[1 + \frac{q_p}{\tilde{q}_p} \left(\frac{K_0 - 1}{2K_0 + 1} - \frac{1}{\sqrt{3}} \tilde{\eta}_p^* \right) \right], \quad (19)$$

$$\sigma'_{zp} = \tilde{p}'_0 \left[1 + \frac{q_p}{\tilde{q}_p} \frac{2(1-K_0)}{2K_0 + 1} \right]. \quad (20)$$

基于柱孔不排水扩张条件可得孔周土体塑性区半径为

$$\frac{r_p}{r_d} = \sqrt{\frac{G}{(\sigma'_{rp} - \sigma'_{h0})}}. \quad (21)$$

由 SMP- K_0 -MCC 模型临界状态条件和柱孔不排水扩张条件可得转换应力空间中孔周临界状态区内有效应力分量分别为

$$\tilde{\sigma}'_{rf} = \left(\frac{3K_0}{2K_0+1} + \frac{\xi}{2} \right) p'_f, \quad (22)$$

$$\tilde{\sigma}'_{\theta f} = \left(\frac{3K_0}{2K_0+1} - \frac{\xi}{2} \right) p'_f, \quad (23)$$

$$\tilde{\sigma}'_{zf} = \frac{3}{2K_0+1} p'_f, \quad (24)$$

式中,

$$\xi = \frac{2\sqrt{3[M^2(2K_0+1)^2 - 9(1-K_0)^2]}}{3(2K_0+1)}. \quad (25)$$

基于应力变换方法, 可得原应力空间中孔周临界状态区域内平均有效正应力和广义偏应力:

$$p'_f = \tilde{p}' = p'_0 \left(\frac{\text{OCR}}{2} \right)^A, \quad (26)$$

$$q_f = \frac{3\sqrt{3} \sin \varphi_f}{2\sqrt{2 + \sin^2 \varphi_f}} \frac{p'_f}{\cos \psi_f}, \quad (27)$$

式中, 临界状态区应力转换系数 φ_f 和 ψ_f 分别为

$$\sin \varphi_f = \frac{\sqrt{2}M}{\sqrt{9+3M}}, \quad (28)$$

$$\psi_f = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left\{ - \left(\frac{3}{2 + \sin^2 \varphi_f} \right)^{3/2} \sin \varphi_f \cos 3\theta \right\}, \quad (29)$$

$$\theta_f = \tan^{-1} \frac{\sqrt{3}(\tilde{\sigma}'_{2f} - \tilde{\sigma}'_{3f})}{2\tilde{\sigma}'_{1f} - \tilde{\sigma}'_{2f} - \tilde{\sigma}'_{3f}}. \quad (30)$$

将式(22)~(24), (27)代入式(17)可得原应力空间中临界状态区内真实有效应力分量:

$$\sigma'_{rf} = p'_f \left[1 + \frac{3\sqrt{3} \sin \varphi_f}{M \cos \psi_f 2\sqrt{2 + \sin^2 \varphi_f}} \left(\frac{K_0 - 1}{2K_0 + 1} + \frac{\xi}{2} \right) \right], \quad (31)$$

$$\sigma'_{\theta f} = p'_f \left[1 + \frac{3\sqrt{3} \sin \varphi_f}{M \cos \psi_f 2\sqrt{2 + \sin^2 \varphi_f}} \left(\frac{K_0 - 1}{2K_0 + 1} - \frac{\xi}{2} \right) \right], \quad (32)$$

$$\sigma'_{zf} = p'_f \left[1 + \frac{3\sqrt{3} \sin \varphi_f}{M \cos \psi_f 2\sqrt{2 + \sin^2 \varphi_f}} \frac{2(1-K_0)}{2K_0 + 1} \right]. \quad (33)$$

柱孔扩张过程中孔周任意位置处单元体的平衡微分方程可表示为

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0. \quad (34)$$

将式(31)、(32)代入式(34)积分可得柱孔周围塑性区内任一位置处有总应力分量:

$$\sigma_{rx} = \sigma_{ry} + \frac{\chi \xi}{2} p'_f \ln \left(\frac{G_0}{\sigma'_{rp} - \sigma'_{r0}} \frac{r_d^2}{r_x^2} \right), \quad (35)$$

$$\sigma_{\theta x} = \sigma_{ry} + \frac{\chi \xi}{2} p'_f \ln \left(\frac{G_0}{\sigma'_{rp} - \sigma'_{r0}} \frac{r_d^2}{r_x^2} \right) - \chi \xi p'_f, \quad (36)$$

$$\sigma_x = \sigma_{ry} + \frac{\chi \xi}{2} p'_f \left[\ln \left(\frac{G_0}{\sigma'_{rp} - \sigma'_{r0}} \frac{r_d^2}{r_x^2} \right) - 1 \right] \pm \frac{\sqrt{4q_f^2 - 3\chi^2 \xi^2 p_f'^2}}{2}, \quad (37)$$

式中, $K_0 \leq 1$ 时取正号, $K_0 > 1$ 时取负号, ξ 和 χ 表达式分别为

$$\xi = \frac{2\sqrt{3[M^2(2K_0+1)^2 - 9(1-K_0)^2]}}{3(2K_0+1)}, \quad (38)$$

$$\chi = \frac{3\sqrt{3} \sin \varphi_f}{M \cos \psi_f 2\sqrt{2 + \sin^2 \varphi_f}}. \quad (39)$$

基于有效应力原理, 由式(31)~(33)和式(35)~(37)可得孔周塑性区内超孔隙水压力为

$$\begin{aligned} \Delta u &= (p_f - p'_f) - (p_0 - p'_0) \\ &= p'_0 \left[\frac{q_y}{\tilde{q}_y} \left(\frac{K_0 - 1}{2K_0 + 1} + \frac{\tilde{\eta}_y^*}{\sqrt{3}} \right) + 1 - \left(\frac{\text{OCR}}{2} \right)^A \right] + \\ &\quad \frac{\chi \xi}{2} p'_f \left[\ln \left(\frac{G_0}{\sigma'_{rp} - \sigma'_{r0}} \frac{r_d^2}{r_x^2} \right) - 1 \right] \pm \frac{\sqrt{4q_f^2 - 3\chi^2 \xi^2 p_f'^2}}{6}. \end{aligned} \quad (40)$$

2.2 桩周土再固结

沉桩结束后, 沉桩过程中产生的超孔隙水压力主要沿径向消散, 其孔压消散半径约为 5~7 倍塑性区半径 r_p ^[24], 期间桩周土有效应力增加伴随强度的提高, 因此静压桩承载力出现明显的时效性。以 $\Delta u(t)$ 表示桩周土再固结过程中的超孔压, 则基于上述固结模式和式(40)可得桩周土再固结过程中桩侧土体中的平均有效应力:

$$p'(t) = p'_f + \frac{1 + \nu'}{3(1 - \nu')} [\Delta u - \Delta u(t)]. \quad (41)$$

2.3 桩周土体力学性质演变

沉桩过程中桩体剧烈剪切挤压土体使得近桩侧土体处于临界状态, 其原位潜在强度和结构性消失, 故对于不同原位初始固结比的土体而言, 桩周土再固结过程中可认为土体均转变为正常固结土^[12, 25], 基于 SMP- K_0 -MCC 模型可将桩周土再固结过程中三轴压缩条件下的不排水强度表示为

$$(s_u(t))_{tc} = \frac{1}{2} M p'(t) \left(\frac{1}{2} \right)^A. \quad (42)$$

由式(4)、(41)、(42)可得再固结过程中任意时刻土体强度与原位强度比 $\rho(t)$:

$$\rho(t) = \frac{(s_u(t))_{tc}}{(s_u(t))_{tc}} = \left(\frac{1}{2} \right)^A + \frac{1}{3} \frac{\Delta u - \Delta u(t)}{p'_0 (\text{OCR})^A}. \quad (43)$$

3 基于 CPTU 预测静压桩的时变承载力

3.1 桩侧承载力预测

如图3所示, 桩加载过程中桩侧土体竖向剪切面上的应力状态与单剪试验中土样水平剪切面上的应力状态基本一致^[25]。由此关系可知桩侧土体破坏时竖向剪切面上的应力状态点 $A(\sigma'_r, \tau_{rz})$ 与相同土样在直剪试验条件下破坏时水平剪切面上的应力状态点 (σ'_y, τ_{yx}) 在 $\sigma'-\tau$ 平面内重合(图4)。同时, 由图4中单剪试样破坏时水平剪切面上剪应力 τ_{yx} 与平面应变条件下土体不排水抗剪强度 $(s_u)_{ps}$ 间的几何关系为

$$\tau_{rz} = \tau_{yx} = (s_u)_{ps} \cos \phi' \quad (44)$$

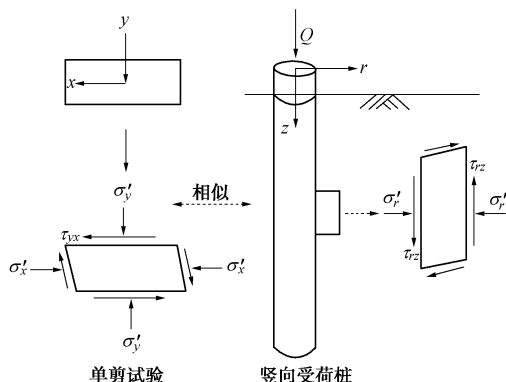


图3 桩侧土应力状态与单剪试验土样应力状态

Fig. 3 Stress state of soil near pile shaft and soil sample in simple shear tests

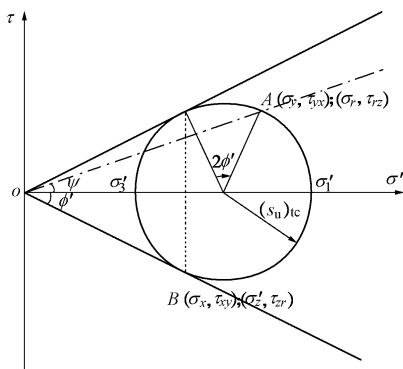


图4 桩侧土剪切破坏时应力状态

Fig. 4 Failure stress state of soil around pile shaft

基于 SMP 准则, 重塑土平面应变条件下不排水抗剪强度与三轴压缩条件下不排水抗剪强度存在如下关系^[21]:

$$(s_u)_{ps} = \chi (s_u)_{tc} \quad (45)$$

式中, χ 表达式见式(39), 但平面应变条件下重塑土样应力转换系数中应力罗德角 $\theta = \pi/6$ ^[26]。

由式(7)、(43)、(44)、(45)可得再固结过程中桩侧单位承载力 $\tau_{rz}(t)$ 与有效锥尖阻力 q_E 间的关系:

$$\tau_{rz}(t) = \alpha_c(t) q_E \quad (46)$$

式中, $\alpha_c(t) = \rho(t) \chi \cos \phi' / N_{KE}$ 为基于 CPTU 测试数据的桩侧承载力系数。

根据固结理论, 桩周土孔压消散速率与排水半径的平方呈反比关系; 同时, 桩周孔压消散半径与桩径成正比关系^[22, 24], 因此可得桩侧土体固结度与 CPTU

实测孔压之间的关系:

$$U(t) = 1 - \frac{\Delta u_{pile}(t)}{\Delta u_{pile}(t=0)} = 1 - \frac{\Delta u_{CPTU}(r_{pile}^2 t / r_{CPTU}^2)}{\Delta u_{CPTU}(t=0)} \quad (47)$$

为利用 CPTU 孔压测试数据, 由式(43)、(47)可进一步将桩侧承载力系数 $\alpha_c(t)$ 表示为

$$\alpha_c(t) = \alpha_c(t=0) + [\alpha_c(t=\infty) - \alpha_c(t=0)] U(t) \quad (48)$$

3.2 桩端承载力预测

单位桩端承载力 q_u 通常采用下式计算:

$$q_u = N_c (s_u)_{tc} \quad (49)$$

式中, N_c 为桩端承载力因数, 饱和黏土中 $N_c = 9$ ^[27]。

由式(7)、(43)、(49)可得桩周土再固结过程中桩端单位承载力 $q_u(t)$ 与平均有效锥尖阻力 $\bar{q}_E$ 之间的关系:

$$q_u(t) = C_q(t) \bar{q}_E \quad (50)$$

式中, $C_q(t) = \rho(t) N_c / N_{KE}$ 为基于 CPTU 测试数据的桩端承载力系数, $\bar{q}_E$ 为桩端承载力影响范围内 CPTU 所测有效锥尖阻力平均值。基于球孔扩张理论^[18], 饱和黏土中桩端承载力影响范围可取为桩端平面上下 4~8 倍桩径。

为利用 CPTU 孔压测试数据, 由式(43)、(47)可将桩端承载力系数 $C_q(t)$ 表示为

$$C_q(t) = C_q(t=0) + [C_q(t=\infty) - C_q(t=0)] U(t) \quad (51)$$

3.3 总承载力预测

桩的总承载力包括桩侧承载力和桩端承载力, 由式(46)、(50)可得

$$Q_u(t) = \sum_{i=1}^n \tau_{rzi}(t) A_{si} + A_q q_u(t) \quad (52)$$

式中, $Q_u(t)$ 为总时变承载力, A_{si} 为第 i 层土中桩侧面积, $\tau_{rzi}(t)$ 为第 i 层土中单位桩侧承载力, A_q 为桩端截面积。

可以看出, 本文提出的预测方法仅需确定土体有效内摩擦角 ϕ' , 便可应用式(6)通过 CPTU 所测有效锥尖阻力 q_E 来确定土体固结比 OCR, 进而结合固结比 OCR 与侧压力系数 K_0 之间关系^[28] ($K_0 = (1 - \sin \phi') \text{OCR}^{\sin \phi'}$) 根据式(40)、(43)、(46)、(50)可确定承载力系数 $\alpha_c(t=0)$ 、 $\alpha_c(t=\infty)$ 、 $C_q(t=0)$ 和 $C_q(t=\infty)$, 然后根据式(48)、(51)、(52)应用 CPTU 实测孔压消散数据可直接预测饱和黏土中静压桩的时变承载力, 避免了土体基本参数测定等繁琐过程, 同时也合理考虑了沉桩过程、固结过程及加载过程中土体三维力学性能的演变。

4 离心机试验验证

试验在同济大学 TLJ-150 复合型岩土离心机上进行, 试验模型率 $n=50g$ 。试验用土为上海第⑤3-2 层粉

质黏土。土样从现场取回风干粉碎后,根据饱和含水率配置水量,并在真空搅拌机中搅拌均匀,然后置入模型箱中在50g离心应力场中固结10 h,由于土体在模型箱中完全侧限固结,故土体固结后为 K_0 固结状态。试验后从模型箱中取样测得土体有效内摩擦角 $\phi' = 31.7^\circ$ 。本次试验采用直径为1 cm的孔压静力触探仪CPTU和外径分别为1.2 cm, 1.6 cm的空心铝合金闭口模型桩,如图5所示。

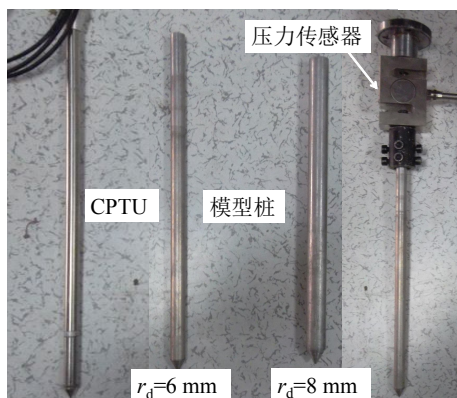


图5 CPTU与模型桩

Fig. 5 Picture of CPTU and model piles

试验在50g离心应力场中采用位移式控制电机将CPTU以9 cm/min的速度连续压入24 cm,压入过程中CPTU自带传感器连续记录了锥尖阻力 q_t 、锥肩孔压 u_{bt} , CPTU压入后保持50g离心加速度,测试锥肩孔压消散数据。为测定静压桩的时变承载力,在50g离心应力场中首先以9 cm/min速度将直径为1.2 cm和1.6 cm的铝合金桩压入20 cm,之后保持50g离心加速度,根据《建筑基桩检测技术规范JGJ 106—2014》^[29]对等贯入速率法的规定及电机自身加载速度范围,采用等贯入速率法在不同时刻以5 mm/min速率复压桩体,通过如图5所示的压力传感器测试对应时刻的承载力。为消除重复加载对桩承载力的影响,本次试验对每种桩型分别压入3次,且每种桩型在沉桩结束后5, 10, 60 min测试其承载力。

由于静压桩属于挤土置换桩,故以桩径相似为控制条件,在试验结果处理时根据离心模型比尺 $N=50$ 将桩 D 和桩长 L 还原为真实尺寸,并按照比尺 N^2 将承载力 $Q(t)$ 和再固结时间 t 还原为真实的承载力和固结时间,由于锥尖阻力和孔压比尺为1:1,故保持不变。图6为CPTU贯入过程中实测锥尖阻力 q_t 和锥肩孔压 u_{bt} 随贯入深度的变化情况;图7为CPTU贯入后实测锥肩孔压 u_{bt} 随时间的消散规律;图8为沉桩结束后不同时刻实测所得两种不同桩径模型桩的荷载-沉降关系曲线。

由图6所示有效锥尖阻力 q_E ,应用式(6)计算得出土体超固结比随深度的变化情况如图9所示。可以看出,由于土体固结和试验过程中均保持50g离心应力

场,故土体基本处于正常固结状态,其固结比约为1.1。

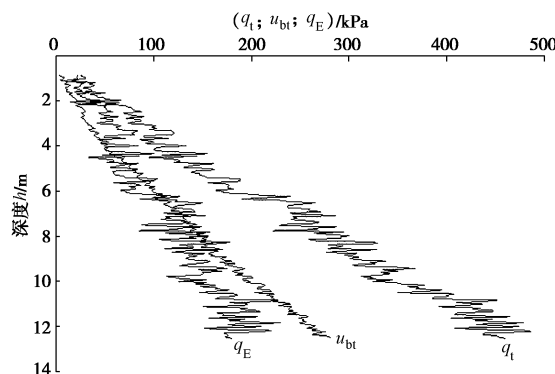


图6 锥尖阻力、锥肩孔压和有效锥尖阻力随深度变化曲线

Fig. 6 Curves of variation of cone tip resistance, cone base pore pressure and effective cone tip resistance with depth

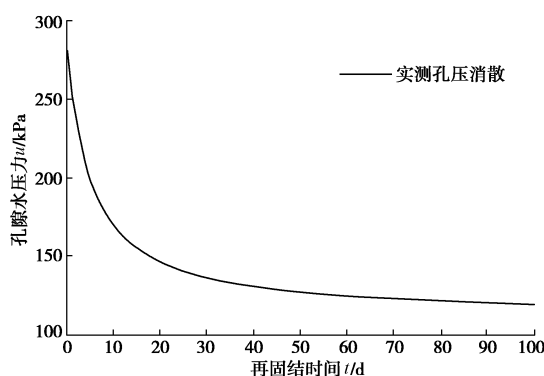


图7 CPTU 实测锥肩孔压消散曲线

Fig. 7 Curve of pore pressure dissipation at cone base

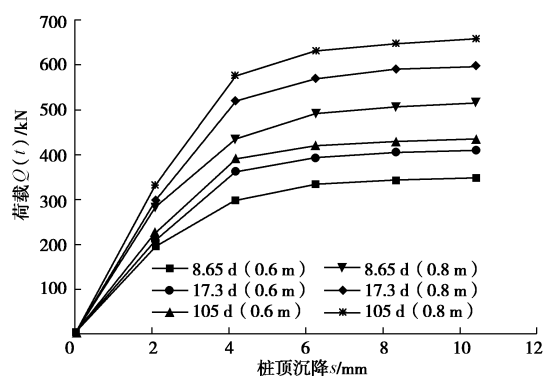


图8 模型桩不同时刻荷载-位移关系曲线

Fig. 8 Load-settlement curves of model piles in different time

将 $\phi' = 31.7^\circ$ 和 $\text{OCR} = 1.1$ 代入 $K_0 = (1 - \sin \phi')$ $\text{OCR}^{\sin \phi'}$ 可得土体侧压力系数 $K_0 = 0.50$ 。由式(40)、(43)、(46)、(50)计算所得承载系数见表1。从图6可知有效锥尖阻力随深度基本呈线性增加趋势,因此桩侧承载力计算时其有效锥尖阻力 q_E 按桩入土深度中点5 m处附近取均值;同时桩端承载力计算时,桩端承载力影响范围内平均有效锥尖阻力 $\bar{q}_E$ 按桩端入土深度10 m处附近取均值,其具体取值见表1。

由表1中所列计算参数,采用式(47)将图7中CPTU所测孔消散数据压转换为桩周土相应时刻的固结系数,即可采用式(52)预测不同时刻的承载力。

由于 CPTU 孔压消散测试时间为 100 d, 对应 $r_d=1.2$ m 和 $r_d=1.6$ m 桩周土固结时间分别为 144 d 和 256 d。图 10 为相应固结时间内预测承载力与实测承载力的对比情况。由于图 8 中桩顶沉降达到 4.2 mm 时承载力均基本发挥, 之后沉降迅速增大而承载力基本维持不变, 故图 10 中取沉降值 4.2 mm 对应的桩顶荷载为相应时刻的极限承载力。

表 1 计算参数

Table 1 Calculation parameters					
$\alpha_c(t=0)$	$\alpha_c(t=\infty)$	$C_q(t=0)$	$C_q(t=\infty)$	q_E/kPa	$\bar{q}_E/\text{kPa}$
0.095	0.241	1.104	2.353	70	125

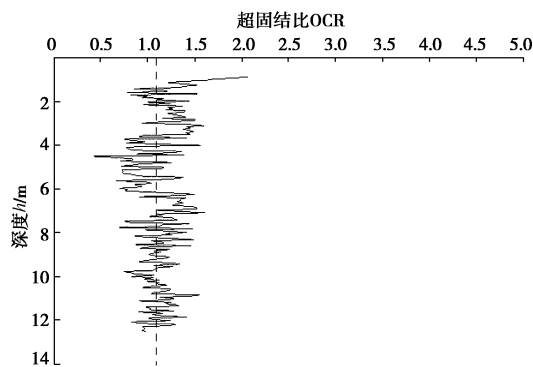


图 9 超固结比随深度变化曲线

Fig. 9 Curves of variation of OCR with depth

从图 10 可以看出, 本文预测值与实测值较为吻合, 且预测承载力随时间的变化规律与实测基本一致, 说明本文方法可以较为合理地采用 CPTU 测试数据预测饱和黏土中静压桩的时变承载力。从图 10 中还可看出, 静压桩沉桩结束后承载力在短时间内迅速增加, 之后承载力增加幅度变缓且逐渐趋于稳定值。值得注意的是, 桩径越大, 沉桩结束后承载力增加的速度越慢, 承载力达到稳定值的时间越长。

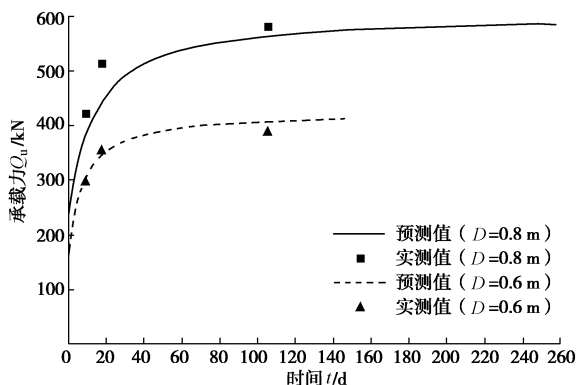


图 10 不同时刻承载力实测值与预测值对比

Fig. 10 Comparison between predicted and measured values of pile bearing capacity at different time

5 结 论

(1) 基于 SMP- K_0 -MCC 模型采用应力变换方法推导了静压沉桩扩孔问题的弹塑性解析解。该解答考

虑了 K_0 固结饱和黏土初始应力各向异性、应力历史及应力诱发各向异性对土体三维力学特性的影响, 从而可以较为合理地反映沉桩过程、固结过程及加载过程中桩周土体力学性质的变化。

(2) 根据桩加载过程中桩侧土体应力状态与单剪试验中试样应力状态的相似性, 结合桩周土轴对称固结理论提出采用 CPTU 测试数据预测静压桩时变承载力的理论方法, 并与离心机实测结果进行对比验证。结果表明本文理论预测方法与实测结果吻合良好。

(3) 本文理论方法仅需确定土体有效内摩擦角, 便可直接应用 CPTU 实测锥尖阻力和锥肩孔隙水压力及相应的孔压消散数据预测静压桩任意时刻的承载力, 避免了土体基本参数测定等繁琐过程。

(4) 静压桩沉桩结束后其承载力在短时间内迅速增加, 之后承载力增加幅度变缓且逐渐趋于稳定值。静压桩桩径越大, 沉桩结束后承载力增加的速度越慢, 承载力达到稳定值的时间越长。

参考文献:

[1] CAI G J, LIU S Y, TONG L Y, et al. Assessment of direct CPT and CPTU methods for predicting the ultimate bearing capacity of single piles[J]. Engineering Geology, 2009, 104(1): 211 - 222.

[2] ESLAMI A, FELLENIUS B H. Pile capacity by direct CPT and CPTU methods applied to 102 case histories[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1997, 34(6): 886 - 904.

[3] 蔡国军, 刘松玉, 童立元, 等. 现代数字式多功能 CPTU 与中国 CPT 对比试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(5): 914 - 928. (CAI Guo-jun, LIU Song-yu, TONG Li-yuan, et al. Comparative study of modern digital multifunctional CPTU and China's CPT test[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(5): 914 - 928. (in Chinese))

[4] DOHERT Y P, GAVIN K. The shaft capacity of displacement piles in clay: a state of the art review[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2011, 29(4): 389 - 410.

[5] DE R J, BERINGEN F L. Pile foundations for large North Sea structures[J]. Marine Geotechnolgy, 1979, 3(3): 267 - 314.

[6] ALSAMMAN O M. The use of CPT for calculating axial capacity of drilled shafts[D]. Urbana: University of Illinois at Urbana-Champaign, 1995.

[7] 蔡国军, 刘松玉. 基于 CPTU 测试的桩基承载力预测新方法[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(增刊 2): 479 - 482. (CAI Guo-jun, LIU Song-yu. New method based on CPTU data to evaluate pile bearing capacity[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(S2): 479 - 482. (in Chinese))

- [8] 蔡国军, 刘松玉, ANAND J P, 等. 基于 CPTU 测试的桩基承载力可靠性分析[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(3): 404 - 412. (CAI Guo-jun, LIU Song-yu, ANAND J P, et al. Reliability assessment of bearing capacity of pile foundation based on CPTU data[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(3): 404 - 412. (in Chinese))
- [9] 俞峰, 杨峻. 砂土中钢管桩承载力的静力触探设计方法[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(增刊 2): 349 - 354. (YU Feng, YANG Jun. Design methods for bearing capacity of steel pipe piles driven in sand by means of cone penetration tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(S2): 349 - 354. (in Chinese))
- [10] 曹权, 施建勇, 雷国辉, 等. 基于波速孔压静力触探试验计算软土中静压桩的单桩极限承载力[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(1): 51 - 57. (CAO Quan, SHI Jian-yong, LEI Guo-hui, et al. Calculation of ultimate bearing capacity of jacked-in piles in soft soil based on seismic piezocone penetration tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(1): 51 - 57. (in Chinese))
- [11] 曹权, 施建勇, 雷国辉, 等. 基于波速孔压静力触探试验研究软土中单桩桩侧承载力时效性[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, **30**(7): 1482 - 1487. (CAO Quan, SHI Jian-yong, LEI Guo-hui, et al. Research on time-effect of shaft bearing capacity of jacked-in single pile in soft soil based on seismic piezocone penetration tests (SCPTU)[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, **30**(7): 1482 - 1487. (in Chinese))
- [12] YAO Y P, HOU W, ZHOU A N. UH model: three-dimensional unified hardening model for overconsolidated clays[J]. Géotechnique, 2009, **59**(5): 451 - 469.
- [13] YAO Y P, ZHOU A N. Non-isothermal unified hardening model: a thermo-elasto-plastic model for clays[J]. Géotechnique, 2013, **63**(15): 1328 - 1345.
- [14] YAO Y P, WANG N D. Transformed stress method for generalizing soil constitutive models[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2014, **140**(3): 614 - 629.
- [15] 王乃东, 姚仰平. 基于变换应力方法的各向异性模型三维化[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(1): 50 - 56. (WANG Nai-dong, YAO Yang-ping. Generalization of anisotropic constitutive models using transformed stress method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(1): 50 - 56. (in Chinese))
- [16] SUN D A, MATSUOKA H, YAO Y P. An anisotropic hardening elastoplastic model for clays and sands and its application to FE analysis[J]. Computers and Geotechnics, 2004, **31**(1): 37 - 46.
- [17] MATSUOKA H, SUN D A. The SMP Concept-based 3D constitutive models for geomaterials[M]. London: Taylor & Francis, 2006.
- [18] YU H S. Cavity expansion methods in geomechanics[M]. Dordrecht: Kluwer Academic Publishers, 2000.
- [19] CHANG M F, CAO L F, TEH C I. Undrained cavity expansion in modified Cam clay. II: Application to the interpretation of cone penetration tests[J]. Géotechnique, 2001, **51**(4): 331 - 346.
- [20] CAO L F, TEH C I, CHANG M F. Undrained cavity expansion in modified Cam clay I: theoretical analysis[J]. Géotechnique, 2001, **51**(4): 323 - 34.
- [21] 侯伟, 姚仰平, 崔文杰. K_0 超固结土的不排水抗剪强度[J]. 力学学报, 2008, **40**(6): 795 - 803. (HOU Wei, YAO Yang-ping, CUI Wen-jie. Undrained shear strength for K_0 overconsolidated clays[J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 2008, **40**(6): 795 - 803. (in Chinese))
- [22] RANDOLPH M F. Science and empiricism in pile foundation design[J]. Géotechnique, 2003, **53**(10): 847 - 875.
- [23] 姚仰平. UH 模型系列研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(2): 193 - 217. (YAO Yang-ping. Advanced UH models for soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(2): 193 - 217. (in Chinese))
- [24] GUO W D. Visco-elastic consolidation subsequent to pile installation[J]. Computers and Geotechnics, 2000, **26**(2): 113 - 144.
- [25] RANDOLPH M F, WROTH C P. Application of the failure state in undrained simple shear to the shaft capacity of driven piles[J]. Géotechnique, 1981, **31**(1): 143 - 157.
- [26] 李镜培, 李林, 孙德安, 等. 饱和软土地层静压沉桩阻力理论研究[J]. 岩土工程学报, 2015, **31**(8): 1454 - 1461. (LI Jing-pei, LI Lin, SUN De-an, et al. Theoretical study on sinking resistance of jacked piles in saturated soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **31**(8): 1454 - 1461. (in Chinese))
- [27] MEYERHOF G G. Bearing capacity and settlement of pile foundations[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1976, **102**(3): 197 - 228.
- [28] MAYNE P W, KULHAWY F H. K_0 - OCR relationships in soils[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1982, **108**(6): 851 - 872.
- [29] JGJ 106—2014 建筑基桩检测技术规范[S]. 2014. (JGJ 106—2014 Technical code for testing of building foundation piles[S]. 2014. (in Chinese))