

DOI: 10.11779/CJGE201612003

基于总应力法的静压桩极限承载力时效性研究

李镜培^{1, 2}, 李林^{*1, 2}, 孙德安³, 方睿^{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: 考虑天然饱和黏土的应力历史和初始应力各向异性, 推导得出了静压沉桩过程和再固结过程中静压桩周土体应力状态的变化规律。在此基础上, 根据静压桩承载时桩侧土体应力状态与单剪试验及三轴试验中土体应力状态之间的相关性, 基于总应力法推导了天然饱和黏土地层中静压桩时变承载力的解析解, 提出了桩侧和桩端承载系数的理论计算方法。采用离心模型试验对本文解答进行验证, 研究了沉桩结束后静压桩承载力随再固结时间的变化规律, 分析了土体原位力学特性与静压桩承载系数之间的关系。研究结果表明, 沉桩结束后静压桩承载力的增长主要是由于桩侧承载力的增长, 而且静压桩承载力在沉桩结束后较短时间内增加的幅度较大, 随后增长幅度变缓并趋于稳定; 土体超固结比和静止侧压力系数越大, 沉桩结束后承载力增长速率越快, 但桩侧和桩端承载系数均随土体超固结比和静止侧压力系数的增大而减小。

关键词: 总应力法; 初始应力各向异性; 再固结; 承载系数; 离心模型试验; 时变承载力

中图分类号: TU473 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2016)12-2154-10

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: lijp2773@tongji.edu.cn

Time-dependent ultimate bearing capacity of jacked pile based on total stress method

LI Jing-pei^{1, 2}, LI Lin^{1, 2}, SUN De-an³, FANG Rui^{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: Considering the stress history and the initial stress anisotropy of natural clay, the stress variation of the soil around the pile during the pile installation process and the reconsolidation phase is derived. Then, according to the relationship among the stress states of the soil near the pile during pile loading and the stress variation of the soil in the simple shear and triaxial tests, an analytical solution to the time-dependent ultimate bearing capacity of the jacked pile is derived based on the total stress method. A theoretical method for calculating the bearing capacity factor of pile shaft and tip is proposed. The theoretical solution is verified by the centrifuge tests, and the variation of the bearing capacity with reconsolidation time is studied. The relationship between the bearing capacity factor and the in-situ mechanical properties of the natural clay is also analyzed based on the theoretical solution. The results show that the increase of the bearing capacity of the jacked pile after installation mainly stems from the increase of the bearing capacity of pile shaft. The bearing capacity increases rapidly in short time after the pile installation. Then, the change of bearing capacity is insignificant and tends to a stable value. The larger the overconsolidated ratio and the lateral pressure coefficient, the faster the increase of bearing capacity. However, the bearing capacity factors of pile shaft and tip decrease with the increase of the overconsolidated ratio and the lateral pressure coefficient.

Key words: total stress method; initial stress anisotropy; reconsolidation; bearing capacity factor; centrifuge test; time-dependent bearing capacity

0 引言

饱和黏土中静压桩的极限承载力问题一直是岩土工程界和学术界所重视的课题之一^[1-4]。目前, 总应力法(α 法)和有效应力法(β 法)是估算饱和黏土中

桩侧极限承载力的两种主要方法。如图1所示, 采用 β

基金项目: 国家自然科学基金项目(41272288)

收稿日期: 2015-10-14

*通讯作者(E-mail: liliin_sanmao@163.com)

法计算静压桩侧极限承载力时须同时确定桩周土再固结完全之后的侧压力系数 K_c , 桩侧土体竖向有效应力 σ'_{vc} 及桩土界面之间的有效摩擦角 φ'_c 。然而静压桩周土体在沉桩过程和桩周土再固结过程中性质发生较大改变, 使得采用 β 法计算承载力时计算参数难以准确界定, 因此, β 法在实际工程应用中一直难以推广^[5]。

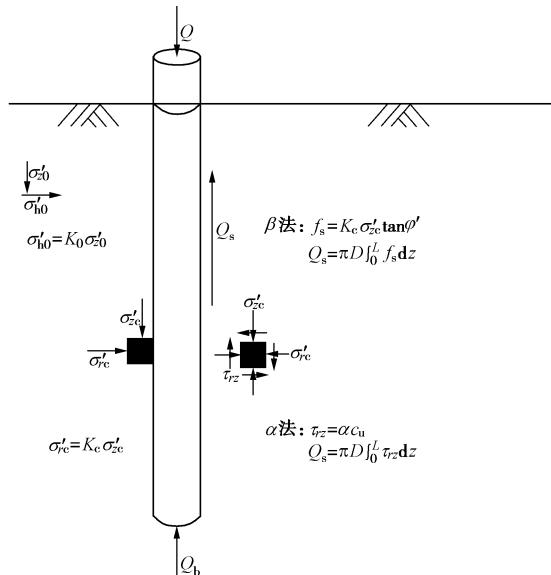


图 1 静压桩承载力解析示意图

Fig. 1 Analytical schematic of bearing capacity of jacked pile

与 β 法相比, α 法由于形式简单明确在工程中得到了广泛的应用。采用 α 法计算饱和黏土中静压桩承载力时将沉桩效应及固结效应引起的桩周土性质改变都集中于桩侧承载系数 α ^[3-4], 直接根据沉桩前土体的原位不排水抗剪强度 c_u 计算单位桩侧承载力 τ_{rz} :

$$\tau_{rz} = \alpha c_u . \quad (1)$$

然而, 目前总应力法中桩侧承载系数 α 通过大量现场载荷试验结果统计拟合得出, 由于土质条件的千差万别和桩型的差异使得其具有较强的经验性; 同时, 由于土体原位不排水抗剪强度 c_u 与其测试方式紧密相关, 不同的试验方法和试验条件得出的抗剪强度并不相同, 使得通过不同土体强度测试方法计算得出的桩侧承载力与实际承载力之间存在较大差异。

迄今为止, 国内外学者对静压桩的承载力和相应的时效性展开了一系列有益的研究: Randolph 等^[2-4]基于圆孔扩张理论对饱和黏土中静压桩周土体的性质进行了理论研究。Meyerhof^[6]、Doherty 等^[7]分别基于总应力法 (α 法) 和有效应力法 (β 法) 研究了饱和黏土中静压桩的极限承载力。Skove 等^[8]、Tan 等^[9]研究了饱和黏土中静压桩承载力的时变效应, 并提出了静压沉桩结束后估算任意时刻承载力的经验公式。Roy 等^[10]、York 等^[11]、张明义等^[12]通过开展饱和黏性土中的静压沉桩及荷载试验, 分析了静压桩承载力时

效性的内在机理, 并提出了极限承载力随时间增长的估算公式。上述研究具有较大的理论和工程意义, 然而, 多数研究通过对现场载荷试验结果进行统计拟合得出相应的经验性计算公式, 但无法从机理上反映静压桩承载力问题的本质。尽管部分理论解析从机理上分析了静压桩承载力的本质, 但研究过程中并没有综合考虑到土体初始各向异性、再固结过程中土体松弛效应及土体强度测试方法对静压桩承载力计算结果的影响, 且多数理论研究仅集中于对沉桩过程或桩周土体再固结过程某个方面的解析, 在确定静压桩承载力时变效应时无法将沉桩效应和桩周土体的再固结效应有机结合, 使得零散的研究结果也无法较为完整地反映静压桩承载力的时变机理。

鉴于目前静压桩承载力及相应时效性研究的不完善性, 本文首先基于 K_0 固结条件下的修正剑桥模型 (K_0 -MCC), 在综合考虑天然饱和黏土各向异性和应力历史的基础上, 推导了沉桩扩孔问题的基本解答。进而根据桩周土体的再固结解答并结合固结过程中土体的松弛效应, 推导得出了再固结过程中桩周土体的应力状态。在此基础上, 根据三轴压缩试验与桩承载过程中桩侧土体受剪之间的相关性, 采用 α 法推导了天然饱和黏土地层静压桩承载力的时变解析解, 提出了桩侧承载力系数和桩端承载力系数的理论计算方法, 并通过离心模型试验对本文解答进行了验证, 从机理上研究了静压桩承载力及相应时效性问题的本质。本文解答对完善静压桩承载力时变理论及优化静压桩设计与施工都具有重要意义。

1 静压沉桩过程解析

1.1 沉桩扩孔力学模型

如图 2 所示, 初始竖向应力、水平向应力和初始孔隙水压力分别为 σ_{v0} 、 σ_{h0} 和 u_0 的 K_0 固结初始各向异性天然饱和黏土中压入半径为 r_d 的静压桩。根据饱和黏土中静压沉桩时桩体挤压排开周围土体的位移模式, 将沉桩过程视作初始半径为零的桩端球形孔和桩身柱形孔的不排水扩张^[2-4]: 即随着桩体的贯入, 沉桩扩孔内压力 σ_{rz} 不断增加, 孔径从零扩张至 r_d , 伴随桩体的不断下沉。在此过程中, 桩周土体受挤压和剪切产生超孔隙水压力 Δu 。

1.2 桩周弹性区域解答

由弹性应力、应变和位移之间的相互关系, 并考虑土体初始水平应力 σ_{h0} 和初始竖向应力 σ_{v0} 之间的关系, 可得桩周弹性区应力解答^[13]:

$$\sigma_r = \sigma_{h0} + (\sigma_{rz} - \sigma_{h0}) \left(\frac{r_y}{r} \right)^{m+1}, \quad (2)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_{h0} - \frac{1}{m}(\sigma_{ry} - \sigma_{h0})\left(\frac{r_y}{r}\right)^{m+1}, \quad (3)$$

$$\sigma_z = \sigma_{v0}. \quad (4)$$

式中, $m=1$ 表示桩身柱孔扩张, $m=2$ 表示桩端球孔扩张, r_y 和 σ_{ry} 分别为弹塑性边界位置和相应的径向应力。

在圆孔不排水扩张条件下, 土体体积不发生变化, 因此, 弹性区土体体应变可以表示为

$$dv = -\kappa \frac{dp'}{p'} = 0. \quad (5)$$

由式(5)可知, 在沉桩过程中桩周弹性区内平均有效主应力 p' 保持不变, 且由式(2)~(4)可知弹性区平均总主应力 p 亦保持不变, 则根据有效应力原理可得弹性区内超孔隙水压力为零, 即

$$u = u_0. \quad (6)$$

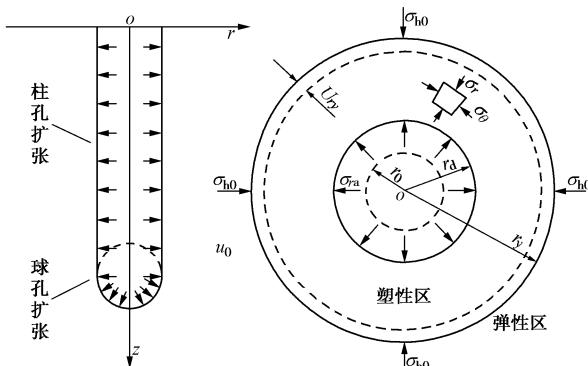


图 2 静压沉桩扩孔模型

Fig. 2 Cavity expansion model for pile installation

1.3 桩周弹塑性边界解析

随着沉桩扩孔压力的增大, 孔壁处土体开始屈服进入塑性状态。为考虑土体初始应力各向异性及土体应力历史对沉桩效应的影响, 采用 K_0 -MCC 超固结土模型描述桩周土体在塑性阶段的应力应变关系。 K_0 -MCC 超固结土模型^[14-15]在剑桥模型(MCC)的基础上分别引入相对应力比 η^* 和相对临界应力状态应力比 M^* 代替修正剑桥模型中的应力比 $\eta(\eta=q/p)$ 和临界状态应力比 M , 以此来反映初始应力各向异性对土体力学特性的影响, 其对应的初始屈服方程为^[14]

$$f = 1 + \left(\frac{\eta^*}{M^*}\right)^2 - \frac{\bar{p}'_{0k}}{p'} = 0. \quad (7)$$

式中, \bar{p}'_{0k} 为前期平均有效固结应力, 相对应力比 η^* 和相对临界状态应力比 M^* 的具体表达式如下:

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2}(\eta_{ij} - \eta_{ij0})(\eta_{ij} - \eta_{ij0})}, \quad (8)$$

$$M^* = \sqrt{M^2 - \eta_0^2}, \quad (9)$$

式中 M 为 $p'-q$ 平面内 CSL 线的斜率, 其值等于 $6\sin\varphi'/(3-\sin\varphi')$, φ' 为三轴试验条件下土体的有效

内摩擦角; η_{ij0} 和 η_{ij} 分别初始偏应力比张量和偏应力比张量, 定义为

$$\eta_{ij0} = \frac{(\sigma'_{ij0} - p'_0 \delta_{ij})}{p'_0}, \quad (10)$$

$$\eta_{ij} = \frac{(\sigma'_{ij} - p' \delta_{ij})}{p'}, \quad (11)$$

式中, δ_{ij} 为克朗内克符号。

由式(6)可知弹塑性边界处土体平均有效主应力 $p'_y = p'_0$, 则由初始屈服方程式(7)可将桩周弹塑性边界处的相对应力比 η_y^* 可表示为

$$\eta_y^* = M^* \sqrt{OCR - 1}, \quad (12)$$

式中, $OCR = \bar{p}'_{0k}/p'_0$, 为土体超固结比。

联立式(2)~(4), (11)、(12), 并结合不排水条件可得弹塑性边界处的应力分量和弹塑性边界位置 r_y 分别为

$$\sigma_{ry} = \sigma_{h0} + \frac{m}{\sqrt{3^m}} p'_0 \eta_y^*, \quad (13)$$

$$\sigma_{\theta y} = \sigma_{h0} - \frac{1}{\sqrt{3^m}} p'_0 \eta_y^*, \quad (14)$$

$$\sigma_{zy} = \sigma_{v0}, \quad (15)$$

$$\left(\frac{r_y}{r_d}\right)^{m+1} = \left[\frac{2mG}{(m+1)(\sigma_{ry} - \sigma_{h0})}\right]^{\frac{1}{m+1}}, \quad (16)$$

式中 $G = 3(1-2\nu')\nu p'/[2(1+\nu')\kappa]$ 为土体剪切模量; κ 为卸荷曲线在 $v - \ln p'$ 平面上的斜率, $v = 1+e$, 为土体比体积, e 为孔隙比, ν' 为有效泊松比。

1.4 桩周塑性区解答

基于 K_0 -MCC 弹塑性本构模型, 桩周塑性区内土体体应变由弹性体应变 ε_v^e 和塑性体应变 ε_v^p 两部分组成:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^e + \varepsilon_v^p, \quad (17)$$

式中, ε_v^e 和 ε_v^p 可分别通过土体回弹线和 K_0 -MCC 模型参考屈服面对应的屈服方程式求出^[16]:

$$\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{1+e_0} \ln \frac{p'}{p'_{0k}}, \quad (18)$$

$$\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1+e_0} \left(\ln \frac{\bar{p}'}{\bar{p}'_{0k}} + \ln \left(1 + \frac{\bar{\eta}^{*2}}{M^{*2}} \right) \right), \quad (19)$$

式中, λ 为加载曲线在 $v - \ln p'$ 平面上的斜率, p'_{0k} 为当前初始屈服面对应的前期固结平均有效主应力, \bar{p}' 和 $\bar{\eta}^{*2}$ 分别为参考应力点的平均主应力和相对应力比。由于 K_0 -MCC 超固结土模型中引入超固结参数 $R = p'/\bar{p}'$ 来反映超固结土体的潜在强度, 则初始超固结参数 $R_0 = 1/OCR = p'_{0k}/\bar{p}'_{0k}$, 且由于 $\eta^* = \bar{\eta}^{*[16]}$, 则式(19)可进一步表示为

$$\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1+e_0} \left[\ln \frac{p'}{p'_{0k}} \frac{1}{ROCR} + \ln \left(1 + \frac{\eta^{*2}}{M^{*2}} \right) \right]. \quad (20)$$

将式(18)、(20)代入式(17)可得

$$\varepsilon_v = \frac{1}{1+e_0} \ln \left[\left(\frac{p'_f}{p'_{0k}} \right)^{\kappa} \left(\frac{1}{OCR} \frac{p'}{p'_{0k}} \right)^{\lambda-\kappa} \left(1 + \frac{\eta_f^{*2}}{M^{*2}} \right)^{\lambda-\kappa} \right]。 \quad (21)$$

由于沉桩过程中土体不排水, 故 $\varepsilon_v = 0$ 。同时沉桩过程中近桩侧土体由于桩体的剧烈挤压而处于临界状态, 由 K_0 -MCC 模型可知, 超固结土体处于临界状态时潜在强度充分发挥, 此时超固结参数 $R=1$ ^[16], 则由式(21)可得桩周临界状态区域内土体平均有效应力 p'_f 为

$$\frac{p'_f}{p'_{0k}} = \left(OCR \frac{M^{*2}}{M^{*2} + \eta_f^{*2}} \right)^{\lambda}， \quad (22)$$

式中, λ 为塑性体应变率, 其值与土体特性相关, 定义为 $\lambda=1-\kappa/\lambda$, η_f^* 为土体临界状态时对应的相对应力比。

根据临界状态土力学, 土体处于临界状态时体应变增量 $d\varepsilon_v$ 和有效应力增量 $d\sigma'_{ij}$ 均为 0, 即此时弹性体应变增量 $d\varepsilon_v^e=0$ 。同时, 因为塑性体应变增量 $d\varepsilon_{ij}^p=d\varepsilon_v-d\varepsilon_v^e$, 故临界状态塑性体应变增量 $d\varepsilon_v^p=0$ 。基于相关联流动法则, 塑性体应变增量可表示为

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}}。 \quad (23)$$

由于 $\lambda>0$, 故在平面应变条件下桩周土在临界状态时 $\partial f / \partial \sigma'_{22f}=0$, 即

$$\frac{\partial f}{\partial \sigma'_{22f}} = \frac{1}{p'_f} \left[\frac{1}{3} + \frac{[3(\eta_{22f} - \eta_{220k}) - \eta_{mnf}(\eta_{mnf} - \eta_{mn0})]}{(M^{*2} + \eta_f^{*2})} \right] = 0 \quad (24)$$

由 K_0 -MCC 模型可知土体处于临界状态时^[16]: $\eta_f=M$; $\eta_f^{*2}+M^{*2}=3\eta_{mnf}(\eta_{mnf}-\eta_{mn0})$, 则由式(24)可得桩周土处于临界状态时 η_{22f} 满足

$$\eta_{22f} = \eta_{220k}， \quad (25)$$

式中, $\eta_{220k}=2(1-K_{onc})/(1+2K_{onc})$ 。

同时, 在临界状态条件下, p'_f 可表示为

$$p'_f = \frac{q_f}{M}。 \quad (26)$$

由式(25)、(26)可解得桩周临界状态区域内土体应力分量:

$$\sigma'_{rf} = \frac{\sqrt{3}(2-\eta_{220k}) + (2/\sqrt{3})^{m-1} \sqrt{4M^2 - 9\eta_{220k}^2}}{2\sqrt{3}} p'_f， \quad (27)$$

$$\sigma'_{zf} = (\eta_{220k} + 1)p'_f， \quad (28)$$

$$\sigma'_{\theta f} = \frac{\sqrt{3}(2-\eta_{220k}) - (1/\sqrt{3})^{m-1} \sqrt{4M^2 - 9\eta_{220k}^2}}{2\sqrt{3}} p'_f \quad (29)$$

由式(27)~(29)可知土体处于临界状态时其相对应力比 $\eta_f^{2*}=\eta_f^2-\eta_0^2$, 且由于土体处于临界状态时 $\eta_f=M$, 故式(22)可进一步写为

$$p'_f = p'_{0k} \left(\frac{OCR}{2} \right)^{\lambda}。 \quad (30)$$

由于桩周塑性区内土体径向应力与环向应力之差 $(\sigma_r' - \sigma_\theta')$ 与临界状态区域内径向应力与环向应力之差 $(\sigma'_{rf} - \sigma'_{\theta f})$ 差别极小^[13], 故在塑性区内假设:

$$\chi = \sigma_r' - \sigma_\theta' = \sigma'_{rf} - \sigma'_{\theta f} = \frac{\sqrt{4M^2 - 9\eta_{220k}^2}}{\sqrt{3}} p'_f。 \quad (31)$$

结合弹塑性边界条件、 K_0 -MCC 模型的临界状态条件及各应力分量之间的关系, 可得桩周塑性区内任意位置 r_x 处的总应力分量:

$$\sigma_{rx} = \sigma_{ry} + \frac{\sqrt{3^{m-1}}}{m+1} \chi \ln \left[\frac{2mG}{(m+1)(\sigma'_{ry} - \sigma'_{r0})} \left(\frac{r_d}{r_x} \right)^{m+1} \right]， \quad (32)$$

$$\sigma_{\theta x} = \sigma_{ry} + \frac{\sqrt{3^{m-1}}}{m+1} \chi \ln \left[\frac{2mG}{(m+1)(\sigma'_{ry} - \sigma'_{r0})} \left(\frac{r_d}{r_x} \right)^{m+1} \right] - \chi， \quad (33)$$

$$\sigma_{zx} = \sigma_{ry} + \frac{\sqrt{3^{m-1}}}{m+1} \chi_f \ln \left[\frac{2mG}{(m+1)(\sigma'_{ry} - \sigma'_{r0})} \left(\frac{r_d}{r_x} \right)^{m+1} \right] - \frac{\chi \pm \sqrt{4q_f^2 - 3\chi^2}}{2}。 \quad (34)$$

式(34)中, 当 $K_0 \leq 1$ 时取正号, $K_0 > 1$ 时取负号。

进而, 根据有效应力原理可得桩周塑性区内任意位置处的超孔隙水压力 Δu_{rx} 为

$$\begin{aligned} \Delta u_{rx} &= (p_{fx} - p'_f) - (p_0 - p'_0) \\ &= p'_0 \left[\frac{3K_0}{1+2K_0} - \left(\frac{OCR}{2} \right)^{\lambda} \right] + \frac{mp'_0 \eta_y^*}{\sqrt{3^m}} + \\ &\quad \frac{\sqrt{3^{m-1}}}{m+1} \chi \ln \frac{2mG}{(m+1)(\sigma'_{ry} - \sigma'_{r0})} \left(\frac{r_d}{r_x} \right)^{m+1} - \\ &\quad \frac{\chi}{2^{2-m} \sqrt{3^{m-1}}} \pm \frac{\sqrt{4q_f^2 - 3\chi^2}}{6}。 \end{aligned} \quad (35)$$

2 桩周土体再固结过程分析

2.1 桩周土体再固结方程

静压沉桩结束后, 沉桩过程中产生的超孔隙水压力主要沿径向消散^[2, 10], 由于桩周土再固结过程中应力和应变变化较小, 因此可近似认为土体塑性性质影响较小, 故假定桩周土在弹性平面应变条件下再固结^[17]。基于轴向固结理论, 可得桩周土在柱坐标系中的固结的控制方程^[17]:

$$C_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial u}{\partial t}， \quad (36)$$

式中, $C_h = [2k_h(1-\nu')G]/[\gamma_w(1-2\nu')]$, k_h 为径向渗透系数, γ_w 为水的重度。

2.2 定解条件与方程求解

桩周土体再固结过程中, 在距桩 5 倍塑性区半径处孔压变化极小, 取为排水边界; 同时, 假设桩体不透水, 则可将求解固结控制方程式(36)的边界条件表示为

$$\frac{\partial \Delta u}{\partial r} \Big|_{r=r_d} = 0 , \quad (37)$$

$$\Delta u \Big|_{r=r_w} = 0 , \quad (38)$$

式中, r_w 为孔压径向消散外边界, 在一般取为 5~7 倍的塑性区半径^[2]。

初始条件由沉桩结束后桩周土体超孔压分布式(35), 可表示为

$$\Delta u \Big|_{t=0} = \Delta u_{rx} . \quad (39)$$

将固结过程中超孔压分别单独表示为时间变量 t 和径向坐标 r 的函数, 采用分离变量法可解得式(36)的解为

$$\Delta u(r, t) = \sum_{n=1}^{\infty} A_n [J_0(\zeta_n r) + \alpha_n Y_0(\zeta_n r)] e^{-\zeta_n^2 C_n t} , \quad (40)$$

式中, J_0 和 Y_0 分别为第一类和第二类零阶 Bessel 函数, 系数 α_n , ζ_n 和 A_n 可由边界条件式(37)、(38)和初始条件式(39)结合 Bessel 函数的性质求出:

$$\alpha_n = -\frac{J_0(\zeta_n r_w)}{Y_0(\zeta_n r_w)} , \quad (41)$$

$$Y_0(\zeta_n r_w) J_1(\zeta_n r_d) - J_0(\zeta_n r_w) Y_1(\zeta_n r_d) = 0 , \quad (42)$$

式(42)的无穷个非零解即为系数 ζ_n 。

$$A_n = \frac{\int_{r_d}^{r_y} \Delta u(r, 0) \left[J_0(\zeta_n r) - \frac{J_0(\zeta_n r_w)}{Y_0(\zeta_n r_w)} Y_0(\zeta_n r) \right] r dr}{\int_{r_d}^{r_y} \left[J_0(\zeta_n r) - \frac{J_0(\zeta_n r_w)}{Y_0(\zeta_n r_w)} Y_0(\zeta_n r) \right]^2 r dr} . \quad (43)$$

3 承载力时变效应解析

3.1 桩侧承载力解析

由于沉桩过程中桩体剪切挤压土体使得近桩土体处于临界状态, 其原位潜在强度和结构性消失^[14, 16], 故对于不同原位应力历史的土体而言, 桩身和桩端周围土体再固结过程中可认为均转变为正常固结土, 即 $OCR=1$ 。对于正常固结黏土, 其黏聚力较小可以忽略不计, 则其在剪切破坏时大、小主应力 σ'_{1f} 和 σ'_{3f} 和临界状态摩擦角 φ' 之间满足如下关系^[18]:

$$\frac{\sigma'_{1f}}{\sigma'_{3f}} = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} . \quad (44)$$

同时, 考虑中主应力对土体强度的影响, 土体破坏时平均主应力 p'_f 可通过 Bishop 常数表示为

$$p'_f = \frac{1}{3} [(1+b)\sigma'_{1f} + (2-b)\sigma'_{3f}] , \quad (45)$$

式中, Bishop 常数 $b = (\sigma'_{2f} - \sigma'_{3f}) / (\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f})$ 。

由式(44)、(45)可将土体任意条件下的不排水抗剪强度表示为

$$c_u = \frac{\sigma'_{1f} - \sigma'_{3f}}{2} = \frac{3 \sin \varphi'}{3 - (1-2b) \sin \varphi'} p'_f . \quad (46)$$

从式(46)可见, 土体不排水抗剪强度与剪切方式相关, 不同的剪切方式对应于不同的应力状态, 故不同剪切模式下土体的不排水抗剪强度不同。Lade 等^[19]研究发现平面应变条件下 Bishop 常数在 0.4~0.5 之间。本文根据 Randolph 等^[4]建议值, 在平面应变条件下取 $b=0.5$, 在三轴压缩条件下取 $b=0$ 。

如图 3 所示, 单剪试验过程中土样水平剪切面上的应力状态和桩承载过程中桩侧土体竖向剪切面上的应力状态基本一致, 故可认为单剪试验与桩承载过程等效。如图 4 所示, 设单剪试验中土样破坏时水平剪切面上的应力状态位于点 A, 其对应的法向应力和切应力分别为 σ'_y 和 τ_{yx} 。沉桩结束后, 桩周土体径向应力 σ'_r 为大主应力, 由单剪试验和桩侧土体受力的相似性可知桩侧土体破坏时桩土界面对应的应力状态 (σ'_r, τ_{rz}) 亦为图中 A 点。同时, A 点亦位于土体在平面应变条件下破坏时对应的莫尔应力圆上, 且由几何关系可得土体破坏时单剪试验对应的水平剪应力 τ_{yx} 与平面应变条件下土体不排水抗剪强度 c_{ups} 之间存在如下关系:

$$\tau_{yx} = \tau_{rz} = c_{ups} \cos \varphi' . \quad (47)$$

由式(46)可将平面应变条件下土体不排水抗剪强度 c_{ups} 以三轴压缩条件下土体不排水抗剪强度 c_{utc} 表示为

$$c_{ups} = \frac{3 - \sin \varphi'}{3} c_{utc} . \quad (48)$$

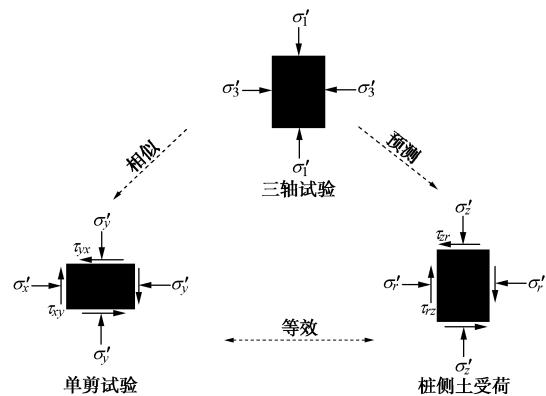


图 3 不同剪切方式下土体破坏时应力状态间的相关性

Fig. 3 Relationship among stress states by different shear methods

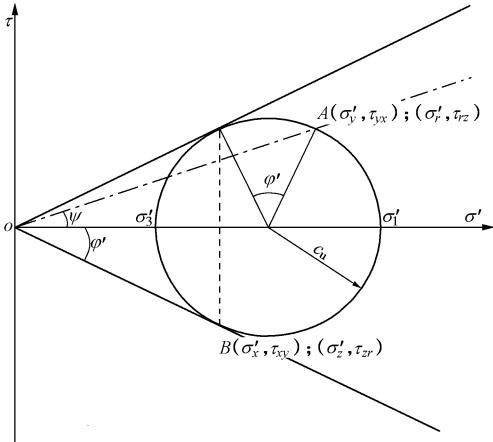


图4 不同剪切方式下土体破坏时应力状态

Fig. 4 Ultimate stress states by different shear methods

进而, 由式(47)和式(48)可通过三轴压缩条件下土体的不排水抗剪强度将单位桩侧承载力 τ_{rz} 表示为

$$\tau_{rz} = \frac{(3 - \sin \varphi') \cos \varphi'}{3} c_{u0tc} \quad (49)$$

基于剑桥模型, 可分别将沉桩前土体不排水抗剪强度 c_{u0tc} 和沉桩后桩侧土体不排水抗剪强度 c_{u1tc} 分别表示为^[13, 16]

$$c_{u0tc} = \frac{1}{2} M p'_0 \left(\frac{\text{OCR}}{2} \right)^A \quad (50)$$

$$c_{u1tc} = \frac{1}{2} M p'_1(t) \left(\frac{1}{2} \right)^A \quad (51)$$

进而基于总应力法可得沉桩结束后任意时刻单位桩侧承载力系数 $\alpha_1(t)$ 为

$$\alpha_1(t) = \frac{\tau_{rz}(t)}{c_{u0tc}} = \frac{(3 - \sin \varphi') \cos \varphi' p'_1(t)}{3 p'_0 (\text{OCR})^A} \quad (52)$$

式中, $p'_1(t)$ 为沉桩结束后桩侧土体任意时刻的平均有效主应力。

沉桩结束后, 由于近桩侧塑性区域内土体刚度较小, 而距桩较远处土体刚度较大, 故桩周土再固结过程中约3~5倍桩半径处土体产生回弹, 桩侧土体总应力相应减小出现土体松弛效应^[3]。由式(35)、(40)结合桩周土的松弛效应可得桩周土体再固结过程中任意时刻的有效应力分量:

$$\sigma'_r(t) = \sigma'_{rf} + \xi [\Delta u_1 - \Delta u_1(t)] \quad (53)$$

$$\sigma'_\theta(t) = \sigma'_{\theta f} - \left(\xi - \frac{1}{1 - \nu'} \right) [\Delta u_1 - \Delta u_1(t)] \quad (54)$$

$$\sigma'_z(t) = \sigma'_{zf} + \nu' [\delta \sigma'_r(t) + \delta \sigma'_\theta(t)] \quad (55)$$

式中, ξ 为考虑桩周土再固结过程中土体松弛效应的超孔压转换系数^[3]:

$$\xi = \frac{\sigma'_{rc} - \sigma'_{ru}}{\Delta u_{\max}} = \frac{\sigma'_{v0} \text{OCR}}{\mu \Delta u_{\max}} \ln \left(1 + \frac{\lambda \mu}{\text{OCR}} \frac{\Delta u_{\max}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (56)$$

由式(53)~(56)可得

$$p'_1(t) = p'_f + \frac{1 + \nu'}{3(1 - \nu')} [\Delta u_1 - \Delta u_1(t)] \quad (57)$$

进而, 沿桩长对单位桩侧承载力阻力积分可得再固结过程中静压桩的桩侧极限承载力:

$$Q_s = \pi D \int_0^L \tau_{rz}(t) dz = \pi D \alpha_1(t) \int_0^L c_{u0tc} dz \quad (58)$$

式中, $\tau_{rz}(t) = \alpha_1(t) c_{u0tc}$ 为单位桩侧承载力, γ'_g 为土体的有效重度, L 为桩入土深度。

3.2 桩端阻力解析

如图5所示, 桩周土再固结过程中桩承载时, 桩端土在上部传递的荷载作用下其下部土体首先受挤压形成一个圆锥形的压密区, 随后, 土体沿圆锥面发生剪切破坏, 同时其周围土体受挤压以球孔形式再次向外扩张, 桩端承载力达到极限值^[20]。因此, 再固结过程中桩端承载力 $Q_b(t)$ 由桩端以下锥面土体的不排水抗剪阻力 c_{u2tc} 在竖向的合力 $Q_{b1}(t)$ 与桩端再次挤压排开土体的扩张压力 $\sigma_{u2}(t)$ 在竖向的合力 $Q_{b2}(t)$ 两部分组成:

$$Q_b(t) = Q_{b1}(t) + Q_{b2}(t) \quad (59)$$

式中, 剪切破坏锥面提供的桩端承载力 $Q_{b1}(t)$ 可通过对土体不排水抗剪强度在竖向的分量沿锥面积分得到

$$Q_{b1}(t) = \int_L^{L+r_d} 2\sqrt{2} c_{u2tc} \pi (L + r_d - z) \cos \frac{\pi}{4} dz \quad (60)$$

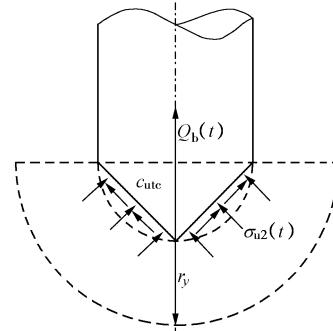


图5 桩端承载示意图

Fig. 5 Schematic of bearing capacity of pile tip

由于桩端下土体扩张模式类似于球孔扩张, 故土体的不排水抗剪强度可直接采用三轴应力状态模拟, 即式(60)中:

$$c_{u2tc} = \frac{1}{2} M p'_2(t) \left(\frac{1}{2} \right)^A \quad (61)$$

考虑桩端土再固结过程中土体的松弛效应, 可将再固结过程中桩端附近土体任意时刻的平均有效正应力 $p'_2(t)$ 近似表示为

$$p'_2(t) = p'_f + \frac{1 + \nu'}{3(1 - \nu')} [\Delta u_2 - \Delta u_2(t)] \quad (62)$$

同时, 基于球孔扩张解答, 桩端挤压土体以球孔形式再次向外扩张的极限压力 $\sigma_{u2}(t)$ 为^[13]

$$\sigma_{u2}(t) = p'_2(t) + u_0 + \frac{2q_{2f}(t)}{3} \left[\ln \frac{2G}{q_{2f}(t)} + 1 \right]。 \quad (63)$$

进而, 沿桩端下方半球面对 $\sigma_{u2}(t)$ 竖向分量积分可得桩端球孔再扩张提供的桩端承载力 $Q_{b2}(t)$:

$$Q_{b2}(t) = \int_0^{2\pi} \int_0^{\pi/2} \sigma_{u2}(t) r_d^2 \sin \varphi \cos \varphi d\theta d\varphi \\ = \sigma_{u2}(t) \pi r_d^2。 \quad (64)$$

与单位桩侧承载力系数 $\alpha_1(t)$ 相对应, 定义单位桩端承载力系数 $\alpha_2(t)$:

$$\alpha_2(t) = \frac{Q_b(t)}{\pi r_d^2 c_{u0tc}} = \frac{Q_{b1}(t)}{\pi r_d^2 c_{u0tc}} + \frac{Q_{b2}(t)}{\pi r_d^2 c_{u0tc}} \\ = \frac{2 \int_L^{L+r_d} c_{u0tc} (L + r_d - z) dz}{r_d^2 c_{u0tc}} + \frac{\sigma_{u2}(t)}{c_{u0tc}}。 \quad (65)$$

3.3 极限承载力解析

由式(58)、(59) 可得沉桩结束后桩周土再固结过程中任意时刻静压桩的极限承载力:

$$Q_{ult}(t) = 2\pi r_d \alpha_1(t) \int_0^L c_{u0tc} dz + \pi r_d^2 \alpha_2(t) c_{u0tc}。 \quad (66)$$

式(66)物理含义明确, 形式简单, 仅需根据本文理论解析式确定桩侧承载系数 $\alpha_1(t)$ 和桩端承载系数 $\alpha_2(t)$, 即可采用三轴条件下土体的原位不排水抗剪强度直接计算任意时刻静压桩的极限承载力。同时, 本文基于总应力方法所提出的承载系数 $\alpha_1(t)$ 和 $\alpha_2(t)$ 综合考虑了土体原位力学特性、沉桩效应、桩端土再固结过程及相应的土体松弛效应, 克服了以往总应力方法承载力系数通过经验取值的缺陷, 因此与以往总应力方法相比, 本文方法具有一定的理论科学依据。此外, 若令式(66)中 $t = \infty$, 则可得出静压桩的长期承载力。

4 试验验证与分析

4.1 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 $n=50g$ 。试验用土选取上海第⑤3-2 层粉质黏土, 土样从现场取回风干后, 采用土工粉碎机粉碎为粉末状, 试验前根据饱和含水率配置水量, 在真空搅拌机中搅拌均匀, 以保证土体处于完全饱和状态, 然后置入模型箱中在 50g 离心力场中固结 10 h, 由于土体在完全侧限条件下固结, 故认为土体固结后为 K_0 固结初始各向异性状态, 试验后从模型箱中取样通过室内渗透系数试验测得渗透系数 k_h 为 2.65×10^{-7} cm/s, 并通过相应室内土工试验测得其余物理力学参数见表 1。

试验模型桩采用直径为 1 cm 的孔压静力触探仪 CPTU 和外径分别为 1.2, 1.6 cm 的空心铝合金闭口桩体。根据模型比尺关系, CPTU 对应于实际工程中直

径为 0.5 m 的闭口管桩, 其自带传感器可较为精确地测量再固结过程中加载时桩体的单位侧壁承载力和单位桩端承载力; 铝合金闭口桩体对应于实际工程中直径分别为 0.6 m 和 0.8 m 的闭口管桩, 试验中通过压力传感器测定总承载力。

表 1 土体基本力学参数

Table 1 Mechanics properties of the clay

$\gamma' /(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	e_0	$\varphi' /(^{\circ})$	λ	κ	K_0	OCR
8.75	0.98	31.7	0.11	0.02	0.55	1.0



图 6 离心模型实物图

Fig. 6 Photo of centrifugal tests

试验过程中首先开启离心机加速至设计加速度 50g, 待传感器数据稳定后采用位移式控制电机以 9 cm/min 的速率将模型桩匀速压入(见图 6), CPTU 和铝合金桩体的总压入深度分别为 24, 20 cm(对应于实际工程中沉桩深度 12, 10 m)。此后, 综合考虑 JGJ 106—2014《建筑基桩检测技术规范》^[21]对等贯入速率法的规定及电机自身加载速率范围的限制, 采用等贯入速率法以 5 mm/min 复压桩体, 测试沉桩结束后不同时刻对应的极限承载力。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, 且对应于沉桩结束后的 5, 10, 30 min 测试其承载力。

由于静压桩属于挤土桩置换桩, 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, 其余物理量由于满足离心模型相似关系故保持不变。图 7~12 分别给出了离心模型试验结果及其与本文理论计算结果的对比情况。

图 7, 8 分别为 CPTU 压入后不同时刻深度 9.5 m 处单位侧壁承载力与桩顶位移的关系曲线及单位极限桩侧极限承载力与理论预测值的对比。从图 7 可见, 当桩顶位移约为 4.2 mm 时单位桩侧承载力基本发挥达到最大值, 故在图 8 理论对比时取 4.2 mm 对应的单位侧壁承载力作为单位极限承载力。从图 8 可见,

本文理论预测值与离心模型试验结果吻合良好, 同时可以看出, 沉桩结束后较短时间内桩侧承载力增加的幅度较大, 约 20 d 后单位桩侧承载力增幅逐渐变缓而趋于稳定值。

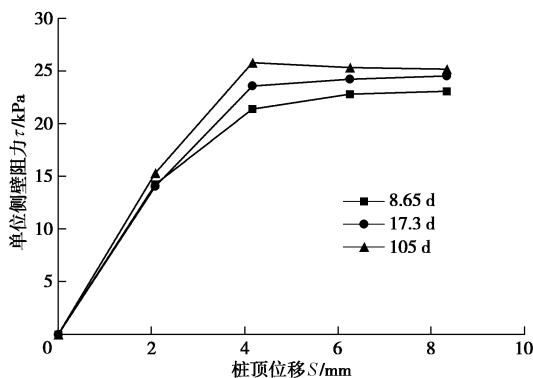


图 7 不同再固结时刻单位桩侧阻力与桩顶位移关系曲线

Fig. 7 Relationship between unit pile shaft resistance and pile settlement at different reconsolidation time

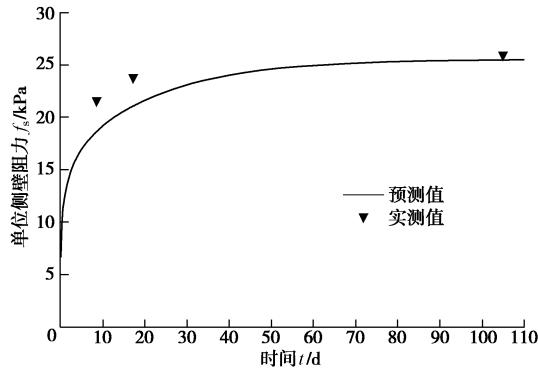


图 8 单位极限桩侧承载力预测值与实测值对比

Fig. 8 Comparison between predicted and measured values of ultimate unit pile shaft resistance

图 9, 10 分别为 CPTU 压入后不同时刻深度 12 m 处单位桩端承载力与桩顶位移的关系曲线及单位极限桩端极限承载力与理论预测值的对比情况。从图 9 可见, 与桩侧承载力的发挥过程不同, 单位桩端承载力充分发挥所对应的桩顶位移也较桩侧承载力对应的桩顶位移值较大。可以看出, 当桩顶位移约为 6.2 mm 时桩端承载力基本发挥, 之后桩端承载力增加有限。故在图 10 中与理论预测值对比分析时取桩顶位移 6.2 mm 对应的单位桩端承载力为相应时刻的单位极限端承载力。从图 10 可见, 本文预测值与实测值在总体上吻合良好。

图 11, 12 分别为铝合金模型桩压入后不同时刻承载力与桩顶位移的关系曲线及相应极限承载力与理论预测值的对比情况。从图 11 可见, 桩径越大, 桩周土体再固结时间越长, 相同沉降值对应的承载力越大; 同时, 从图 11 还可看出当桩顶沉降达到 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 11 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。

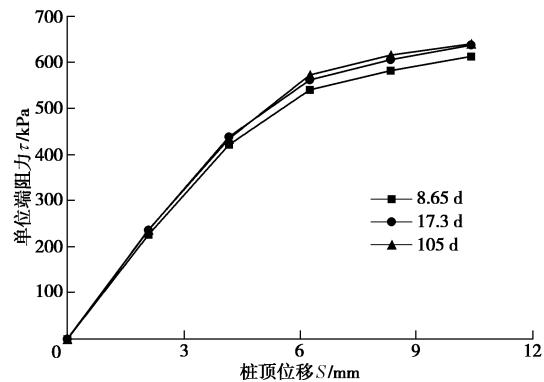


图 9 不同再固结时刻单位桩端阻力与桩顶位移关系曲线

Fig. 9 Relationship between unit pile shaft resistance and pile settlement at different reconsolidation time

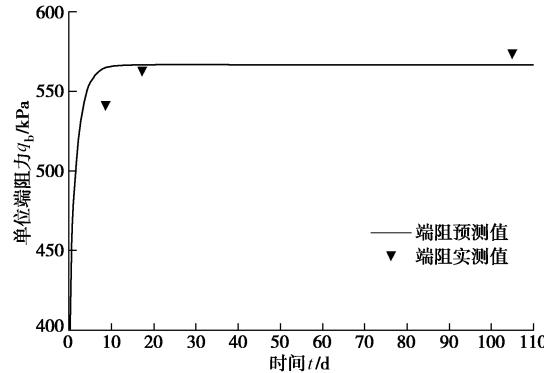


图 10 单位极限桩端阻力预测值与实测值对比

Fig. 10 Comparison between predicted and test values of ultimate unit pile shaft resistance

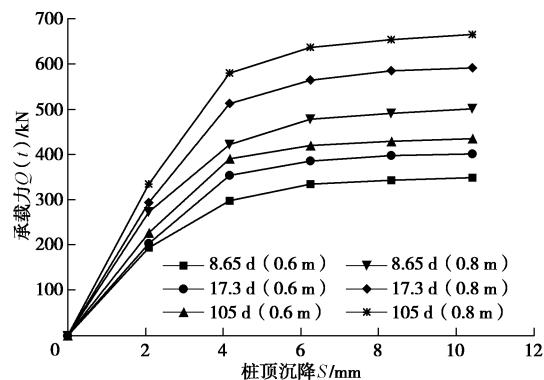


图 11 不同时刻承载力与桩顶位移关系曲线

Fig. 11 Relationship between bearing capacity and pile settlement at different reconsolidation time

从图 12 可见, 本文理论计算值与离心模型试验结果吻合良好。值得注意的是, 桩径为 0.6, 0.8 m 的桩在不同时刻所对应的荷载沉降关系曲线在趋势上基本一致, 但桩径越大, 沉桩结束后承载力上升的速率越慢, 这是由于桩径越大, 沉桩过程中产生的超孔压影响范围越大, 沉桩结束后孔压消散路径越大消散速率

越慢, 相应承载力增长速率越慢。

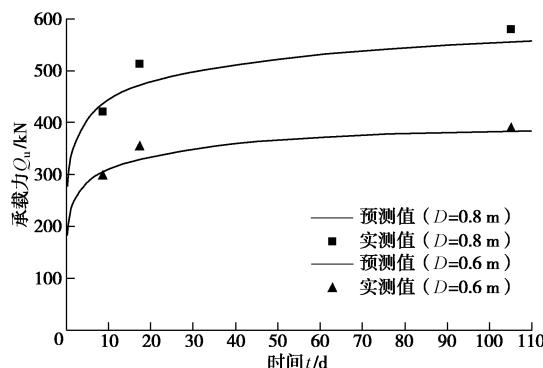


图 12 不同时刻承载力实测值与预测值对比

Fig. 12 Comparison between predicted and measured values of bearing capacity of pile at different time

4.2 影响因素研究

从以上理论解析过程得知, 对于静压桩而言, 其时变承载力 $Q(t)$ 与土体原位超固结比 OCR 、静止侧压力系数 K_0 、土体水平向渗透系数 C_h 、桩径 D 及固结时间 t 等因素紧密相关。为研究以上因素对静压桩极限承载力及相应时效性的影响规律, 假设 $K_0 = (1 - \sin \varphi') OCR^{\sin \varphi'} [22]$, 桩径为 0.6 m, 土体其余基本力学参数与表 1 中一致, 且同时为使本文解答便于应用, 采用无量纲时间因子 $T = C_h t / r_d^2$ 综合考虑渗透系数、时间和桩径等因素, 研究桩侧承载系数 α_1 和桩端承载系数 α_2 随时间因子 T 、土体超固结比 OCR 和静止侧压力系数 K_0 的变化规律。

从图 13 可见, 土体超固结比 OCR 和侧压力系数 K_0 越大, 沉桩结束后桩侧承载力系数增加速率越快, 但桩侧承载系数 α_1 越小, 这一趋势与 Basu 等^[23]通过数值分析所得出的趋势一致。此外, 从图 13 中还可看出, 对于 $OCR < 3$ 的土体而言, 其桩侧长期承载系数 $\alpha_1(t = \infty)$ 在 0.91~1.07 范围内, 这与 Randolph 等^[4]给出的 $\alpha_1(t = \infty)$ 建议取值范围 0.92~1.08 完全一致, 说明本文考虑土体应力历史、沉桩效应及桩周土再固结效应的桩侧承载系数理论解不仅具有科学依据, 且与以往研究成果保持一致。

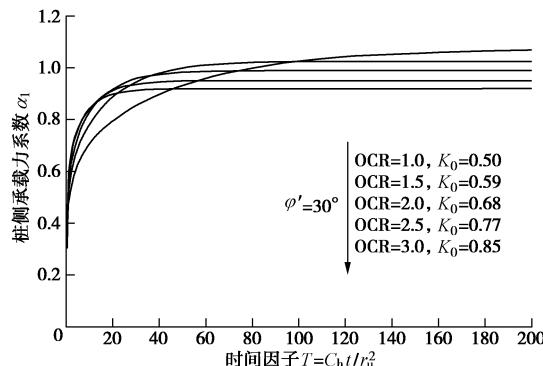


图 13 不同超固结比桩侧承载力系数随时间因子的变化规律

Fig. 13 Variation of bearing capacity factor of pile shaft with time factor under different OCRs

从图 14 可见, 桩端承载系数 α_2 亦随土体超固结比 OCR 的增大而减小, 但其减小的趋势随 OCR 的增加而减缓。同时, 值得注意的是, 沉桩结束后桩侧承载系数 α_1 随再固结时间的增幅远远高于桩端承载系数 α_2 , 说明沉桩结束后静压桩承载力的增长主要是桩侧承载力的增长。

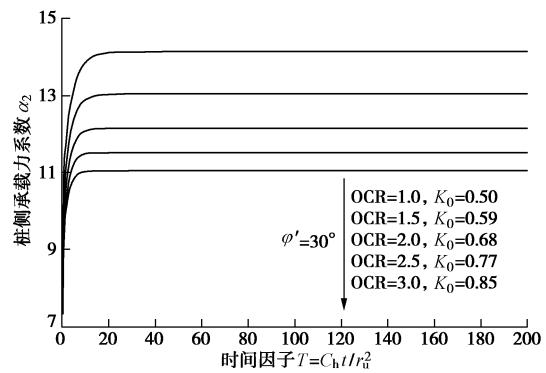


图 14 不同超固结比桩端承载力系数随时间因子的变化规律

Fig. 14 Variation of bearing capacity factor of pile tip with time factor under different OCRs

5 结 论

(1) 静压桩沉桩结束后其承载力随固结时间的增长而增加, 且较短时间内桩侧承载力和桩端承载力增加的幅度较大, 之后桩侧承载力和桩端承载力增幅逐渐变缓并最终趋于稳定值。

(2) 静压桩桩径越大, 桩周土体再固结时间越长, 加载过程中相同沉降值对应的承载力越大; 同时, 静压桩桩端承载力完全发挥所需位移大于桩侧承载力发挥所需位移。

(3) 土体超固结比和静止侧压力系数越大, 桩侧和桩端承载系数越小, 但随土体超固结比和静止侧压力系数的增加, 桩侧承载系数和桩端承载系数减小的趋势变缓。

(4) 静压桩承载力时效性与土体原位超固结比和静止侧压力系数紧密相关, 土体原位超固结比和静止侧压力系数越大, 沉桩结束后承载力增加速率越快。

(5) 静压桩沉桩结束后桩侧承载系数随再固结时间的增幅远远高于桩端承载系数, 沉桩结束后静压桩承载力的增长主要是桩侧承载力的增长。

参 考 文 献:

- [1] 龚晓南, 李向红. 静力压桩挤土效应中的若干力学问题[J]. 工程力学, 2000, 17(4): 7~12. (GONG Xiao-nan, LI Xiang-hong. Several mechanical problems in compacting effects of static piling in soft clay ground[J]. Engineering Mechanics, 2000, 17(4): 7~12. (in Chinese))

- [2] RANDOLPH M F, CATER J P, WROTH C P. Driven piles in clay: the effects of installation and subsequent consolidation[J]. *Géotechnique*, 1979, **29**(4): 361 – 393.
- [3] RANDOLPH M F. Science and empiricism in pile foundation design[J]. *Géotechnique*, 2003, **53**(10): 847 – 875.
- [4] 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.
- [5] 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.
- [6] MEYERHOF G G. Bearing capacity and settlement of pile foundations[J]. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1976, **102**(3): 195 – 228.
- [7] DOHERTY P, GAVIN K. Shaft capacity of open-ended piles in clay[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2011, **137**(11): 1090 – 1102.
- [8] SKOV R, DENVER H. Time dependence of bearing capacity of piles[C]// Proceedings of 3rd International Conference on the Application of Stress-wave Theory to Piles. Ottawa, 1988: 879 – 888.
- [9] TAN S L, CUTHBERTSON J K, ROBERT E. Prediction of pile set-up in non-cohesive soils[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 2004, **120** (1): 50 – 65.
- [10] ROY M, BLANCHET R. Behavior of a sensitive clay during pile driving[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1981, **18**: 67 – 85.
- [11] YORK D L, BRUSEY W G, CLEMENTE FM, et al. Set-up and relaxation in glacial sand[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1994, **120**(9): 1498 – 1513.
- [12] 张明义, 刘俊伟, 于秀霞. 饱和软黏土地基静压管桩承力时间效应试验研究[J]. 岩土力学, 2009, **30**(10): 3005 – 3008. (ZHANG Ming-yi, LIU Jun-wei, YU Xiu-xia. Field test study of time effect on ultimate bearing capacity of jacked pipe pile in soft clay[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2009, **30**(10): 3005 – 3008. (in Chinese))
- [13] 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.
- [14] 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.
- [15] 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.
- [16] 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))
- [17] GUO W D. Visco-elastic consolidation subsequent to pile installation[J]. *Computers and Geotechnics*, 2000, **26**(2): 113 – 144.
- [18] MATSUOKA H, SUN D A. The SMP Concept-based 3D Constitutive Models for Geomaterials[M]. London: Taylor & Francis, 2006.
- [19] LADE P V, MUSANTE H M. Three-dimensional behavior of remolded clay[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1978, **104**(2): 193 – 209.
- [20] YU H S. Cavity expansion methods in geomechanics[M]. Amsterdam: Kluwer Academic Publishers, 2000.
- [21] 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))
- [22] MAYNE P W, KULHAWY F H. K_0 – OCR relationships in soils[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1982, **108**(6): 851-872.
- [23] BASU P, PREZZI M, SALGAGO R, et al. Shaft resistance and setup factors for pile jacked in clay[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering*, 2014, **140**(3): 1 – 16.