

基于变固结系数的静压桩周土体力学特性研究

李镜培^{1,2}, 方 睿^{1,2}, 李 林^{1,2}, 唐剑华^{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)

摘 要: 以静压沉桩后桩周土体的应力状态为初始条件, 根据桩周土体孔隙比、渗透系数和有效应力之间的相关性, 在考虑固结系数随固结时间变化的条件下改进了轴对称条件下的太沙基固结控制方程。随后, 采用分离变量法和离散化分析推导得出了桩周超孔隙水压力消散的半解析半数值解, 并将解答与实测数据进行对比验证。在此基础上, 采用空间滑动面理论改进的修正剑桥模型 (SMP-MCC) 定义土体三维不排水抗剪强度, 研究了静压桩周土体强度、剪切模量随固结时间的变化规律。研究表明: 由于解答考虑了固结系数随固结时间的变化, 因而与实测结果吻合良好; 土体压缩指数与渗透指数之比对土体固结系数和孔压消散速率影响较大; 当土体压缩指数与渗透指数之比为 1 时, 土体固结系数保持不变, 解答退化为经典的太沙基轴对称固结方程; 土体强度和剪切模量随固结时间的增长而逐步增加, 固结完成后其值超越了土体原位强度和原位剪切模量。

关 键 词: 径向固结; 变固结系数; 三维强度; 剪切模量

中图分类号: TU 43

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598(2016)03-0679-09

Study of mechanical properties of soil around jacked piles considering variable consolidation coefficient

LI Jing-pei^{1,2}, FANG Rui^{1,2}, LI Lin^{1,2}, TANG Jian-hua^{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)

Abstract: Taking the stress state of soil around jacked pile as the initial condition, a Terzaghi's consolidation equation is modified under the axisymmetric conditions considering that the consolidation coefficient varies with time regarding the correlation between void ratio, permeability coefficient and effective stress. Subsequently, a semi-analytical and semi-numerical solution of excess pore water pressure dissipation is derived by using separation of variables and discrete analysis and compared and verified with the measured data. On this basis, the soil 3D undrained shear strength is defined by using SMP criterion-based Cam-clay model. The strength of soil around jacked piles and the variation of shear modulus with consolidation time are researched. The results show that the theoretic solution is well consistent with the measured data because of considering the change of the consolidation coefficient. And the ratio of the compressibility index and the permeability index has significant effects on the variations of consolidation coefficient and the consolidation rate. When the ratio equals to 1, the consolidation coefficient will be constant, the solution is degenerated into the conventional Terzaghi's axisymmetric consolidation equation. Also the soil strength and the shear modulus gradually increase along with the consolidation time. In the long-term stage of consolidation, their values exceed in-situ strength and in-situ shear modulus.

Keywords: radial consolidation; variable consolidation coefficient; three-dimensional strength; shear modulus

1 引 言

在沿海地区的城市基础设施建设过程中, 地基土层

多为软黏土, 因此, 静压桩在桩基工程中得到了广泛的运用和发展^[1-4]。而静压沉桩过程会引起较大的挤土效应, 扰动甚至破坏桩周土体, 并会产生很高

的超孔隙水压力。然而, 静压沉桩结束后, 随着土体的触变恢复和固结过程的进行, 桩周土体的力学特性随超孔压的消散而产生显著的变化, 从而引起静压桩承载力的时变效应。

目前, 针对静压桩周土体的固结时效问题国内外学者开展了广泛的研究, 如: Soderberg^[5]通过对桩周产生的超孔压消散规律进行现场量测分析, 研究了桩身超孔压的消散规律。Roy^[6]在 Quebec 西部的软黏土中开展了静力压桩现场试验, 研究了静力压桩过程中桩周超孔压、土体压力及沉桩阻力的变化规律, 并对沉桩结束后桩周土体的固结效应和土体强度进行了实地量测, 研究了桩周土体强度的变化规律。Randolph 等^[7]以静压沉桩后桩周土体的初始超孔压分布为初始条件, 将固结系数视为定值, 分析了桩周超孔压在径向上的固结消散。赵明华等^[8]根据土体的弹性变形以及水流的连续性条件, 推导出桩周土体径向固结的控制方程, 在不考虑固结系数变化的条件下, 求解得出了桩周超孔隙水压力的消散解答。Guo^[9]将土体采用更接近于工程实际的黏弹性模型, 考虑土体径向固结, 研究了沉桩后土体的再固结问题。高子坤等^[10]以单桩沉桩后桩周土体固结的边界条件和初始条件为定解条件, 在考虑桩周土体径向和竖向固结的基础上, 推导了静压桩周超孔压消散的级数解答。王伟等^[11]根据理论和实测资料分析提出了计算初始超孔压的计算公式, 在此基础上推导了超静孔隙水压力随时间消散的解答, 分析了桩周不同深度处超孔隙水压力的变化规律。曹权等^[12]基于一维固结理论, 将桩-土体界面视为不透水边界, 在考虑弹性区超孔压对桩周土固结影响的基础上, 推导了桩周土的固结解。

可以看出, 现有关于桩周土体固结过程的解析研究多数将固结系数视作常数, 从而将问题简化得出桩周超孔压消散的解析解答。然而, 由于桩周土体在固结过程中体积的变化, 其固结系数也随孔压消散过程而不断变化^[13]。同时, 现有研究对固结过程中桩周土体力学特性的变化研究也较少, 仅限于为数不多的现场实测研究。基于此, 本文从土体固结系数随固结过程变化的客观规律出发, 根据土体固结过程中孔隙比与有效应力和渗透系数的相关关系, 推导了静压桩周土体变固结系数的固结控制方程, 并分析了变固结系数条件下桩周土体超孔压的消散过程及土体力学特性的变化规律。本文解答对于完善饱和土体的固结理论及对饱和软土地区静压桩承载力的确定具有重要的理论与现实意义。

2 沉桩结束后桩周孔压分布解析

2.1 力学模型

静压沉桩过程中, 桩端挤压土体使周围土体产生剪切破坏, 同时伴随桩身不断排开周围土体使桩体不断沉入, 这一过程在饱和黏土中可以形象地模拟为柱孔的不排水扩张模式^[7, 14-15]。基于此, 将饱和黏土中静压沉桩过程视作初始半径为 a_0 的柱孔在内压力 p 的作用下不排水扩张至桩径 a_u , 如图 1 所示。假定土体中初始应力和孔压分别为 p_0 和 u_0 。在柱孔扩张过程中, 以 r_p 表示孔径扩张为 a_u 时对应的最终塑性区半径, 塑性区边界的径向位移以 U_{dp} 表示。

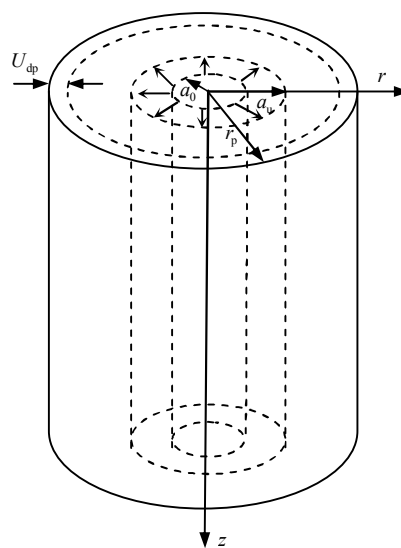


图 1 柱孔扩张模型

Fig.1 Expansion of a cylindrical cavity

2.2 沉桩结束后桩周超孔压解析

对于饱和黏土中柱孔不排水扩张问题, Randolph 等^[7], Yu 等^[14], Cao 等^[16]学者采用修正剑桥模型推导并给出了柱孔扩张后桩周土体应力场的解析表达式, 但推导过程中所使用的修正剑桥模型采用 Mises 屈服准则描述土体的剪切屈服与剪切破坏^[16], 使得解答无法考虑土体的三维强度特性, 进而导致计算结果与实际存在一定的偏差。针对这一缺陷, 拟对 Cao 等^[16]的解答使用空间滑动面屈服准则 (SMP) 改进的修正剑桥模型 (SMP-MCC) 进行修正, 使其可以充分体现柱孔扩张过程中土体的三维强度特性。

SMP-MCC 模型在转换应力空间采用变换应力 $\bar{\sigma}_{ij}$ 代替原应力空间中的应力 σ_{ij} , 使其在原应力空间中 π 平面上的形状与空间滑动面屈服准则 (SMP) 一致, 进而表述土体的三维强度特性^[17]。根据应

力变换方法^[18]，可以得到柱孔扩张这一平面应变条件下土体达到临界状态时对应的平均有效主应力 p'_{sf} 和广义偏应力 q_{sf} 分别为

$$p'_{sf} = p'_0 \left(\frac{OCR}{2} \right)^\Lambda \quad (1)$$

$$q_{sf} = \frac{3\sqrt{3} \sin \varphi_f}{2\sqrt{2 + \sin^2 \varphi_f}} \frac{p'_{sf}}{\cos \psi_f} \quad (2)$$

式中： $\Lambda = 1 - k/\lambda$ 为塑性体应变率； OCR 为土体的超固结比，定义为： $OCR = p'_c / p'_0$ ， p'_c 为土体前期预固结压力； p'_0 为土体的初始应力； φ_f 和 ψ_f 为应力转换系数，可分别表示为

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

$$\psi_f = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left\{ - \left(\frac{3}{2 + \sin^2 \varphi_f} \right)^{3/2} \sin \varphi_f \cos 3\theta \right\} \quad (4)$$

式中： θ 为应力罗德角，在平面应变状态下其值为 30° ； $M = 6 \sin \varphi' / (3 - \sin \varphi')$ ，为 $p'-q$ 平面中 CSL 线的斜率， φ' 是土体有效内摩擦角。

应用式 (1) ~ (4) 将 Cao 等^[16]所得出的柱孔周围孔压 Δu 的分布解答进行改进，得到

$$\frac{\Delta u}{p'_0} = \frac{3 \sin \varphi_f}{\sqrt{2 + \sin^2 \varphi_f}} \frac{1}{\cos \psi_f} \left(\frac{OCR}{2} \right)^\Lambda \ln \left(\frac{r_p}{r} \right) + 1 - \left(\frac{OCR}{2} \right)^\Lambda \quad (5)$$

进而，柱孔不排水扩张至桩径 a_u ($a_u \gg a_0$) 时对应的最终塑性区半径 r_p 可写为

$$r_p = a_u \sqrt{\frac{\sqrt{3}G}{q_{sf}}} \quad (6)$$

考虑到桩体的不透水性，可视桩侧处为不排水面。沉桩结束后，可认为桩周土体存在一个超孔压消散影响区，其边界距桩沿径向距离为 R ，且该处超孔压在 $t > 0$ 时为 0。于是得到沉桩结束后桩周土体固结的初始条件和边界条件为

$$u|_{t=0} = \Delta u \quad (7)$$

$$\left. \frac{\partial u}{\partial r} \right|_{r=a_u} = 0, \quad t > 0 \quad (8)$$

$$\Delta u|_{r \geq R} = 0, \quad t > 0 \quad (9)$$

式中： $R = (5 \sim 7)r_p$ ，为超孔压消散影响区半径^[7]。

3 桩周土固结过程分析

3.1 固结控制方程

大量现场试验监测数据显示，沉桩结束后桩周超孔压主要沿径向消散^[7, 19]。因此，假设沉桩结束后，桩周土体的超孔压 u 主要在径向消散，可得轴对称条件下经典太沙基固结理论的径向固结微分方程为

$$\left(\frac{1}{1 + e_0} \right) \frac{\partial e}{\partial t} = - \frac{k}{\gamma_w} \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (10)$$

式中： γ_w 为水的重度； k 为土体的径向渗透系数； e_0 为土体初始孔隙比； e 为土体固结过程中任意时刻对应的孔隙比，其在 $e - \lg p'$ 对数坐标系中与 e_0 和 p' 之间存在如下关系：

$$e = e_0 - C_c \lg(p' / p'_0) \quad (11)$$

式中： p' 为土体的当前平均应力； C_c 为 $e - \lg p'$ 平面中土体压缩曲线的斜率，称作土体压缩指数。

同时，对于重塑黏土，大量的研究发现^[20-21]，土体渗透系数 k 与孔隙比 e 在 $e - \lg p'$ 平面中存在如下关系^[20-21]：

$$e = e_0 + C_k \lg(k / k_0) \quad (12)$$

式中： C_k 为 $e - \lg k$ 坐标系中 e 与 k 关系曲线的斜率，定义为渗透指数； k_0 为沉桩结束后土体的初始渗透系数。 C_c 、 C_k 等参数反映了重塑黏土的固有属性，与土体所处状态、结构无关。通常将现场土体取样后，破坏其原始结构，再通过室内压缩试验曲线确定出相应的取值。

从式 (11)、(12) 可以看出，土体孔隙比 e 在固结过程中随平均有效应力 p' 的变化而变化，渗透系数 k 在固结过程中亦随固结时间而不断发生变化，是关于时间 t 的函数，因此，传统解答中将其视为定值的假定与实际情况存在较大偏差。

联立式 (11)、(12)，可得

$$k = k_0 (p'_0)^{C_c / C_k} (p')^{-C_c / C_k} \quad (13)$$

将式 (11) 两边对时间 t 求导，可得

$$\frac{\partial e}{\partial t} = - \frac{C_c}{p' \ln 10} \frac{\partial p'}{\partial t} \quad (14)$$

将式 (13)、(14) 代入式 (10) 中，可得

$$\frac{\partial p'}{\partial t} = C_n (p')^\alpha \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (15)$$

式中: α 为无量纲因子; C_n 为考虑 k 与 e 及平均 p' 之间相关关系的中间系数。 α 和 C_n 可分别表示为

$$\alpha = 1 - C_c / C_k \quad (16)$$

$$C_n = \frac{2.3k_0(1+e_0)}{\gamma_w C_c} (p'_0)^{C_c/C_k} \quad (17)$$

式中: γ_w 为水重度。

根据太沙基固结理论的假设, 平均总应力 p 不随时间变化, 则有

$$\frac{\partial p'}{\partial t} = \frac{\partial(p-u)}{\partial t} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (18)$$

将式 (18) 代入式 (15) 中, 可得

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_n (p-u)^\alpha \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (19)$$

令 $\bar{C}_h = C_n (p-u)^\alpha$, 则式 (19) 可进一步表示为

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \bar{C}_h \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (20)$$

式中: $\bar{C}_h$ 在此定义为广义固结系数, 其综合反映了土体固结过程中 p' 、孔隙水压力 u 、 e 及 k 之间的相关关系。

式 (20) 与经典太沙基轴对称固结方程在表达形式上相一致, 但由于 $\bar{C}_h$ 在固结过程中随 u 而改变, 故式 (20) 为考虑固结系数变化的轴对称固结微分方程。同时, 当 $C_c / C_k = 1$ 时, $\alpha = 0$, $\bar{C}_h = C_h = 2.3k_0(1+e_0)p'_0 / \gamma_w C_c$, 式 (20) 可退化为经典太沙基固结微分方程:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_h \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (21)$$

另一方面, 从量纲分析角度出发, 本文中固结系数 C_h 量纲为 $L^{2\alpha+2}T^{-1}F^\alpha$, 显然当 $\alpha = 0$ 时, 其量纲退化为 L^2T^{-1} , 与经典太沙基固结理论中固结系数的量纲一致。

3.2 固结微分方程求解

由于桩周土体在固结过程中, 同一位置处土体 $\bar{C}_h$ 随固结时间不断发生变化; 因此, 式 (20) 无法直接求解得出解析表达式, 基于此, 采用半解析半数值方法对式 (20) 进行求解。

首先将整个固结时间 t 划分为 m 个时间增量步, 在 m 足够大的情况下, 可将每一时间增量步 t_j 内广义固结系数 $\bar{C}_{hj}$ 视为定值, 式 (20) 可表示为

$$\frac{\partial u_j}{\partial t} = \bar{C}_{hj} \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \left(r \frac{\partial u_j}{\partial r} \right) \quad (22)$$

式中: $j = 1, 2, \dots, m$; u_j 为桩周土体 t_j 时刻的超孔隙水压力; $\bar{C}_{hj}$ 为该土体单元在该时间增量步内的广义固结系数, 其值可以由上一时间增量步 t_{j-1} 和其对应的超孔压 u_{j-1} 求得, 其表达式为

$$\bar{C}_{hj} = C_n (p'_{j-1} + dp'_{j-1})^\alpha \quad (23)$$

其中

$$C_n = \frac{2.3k_0(1+e_0)}{\gamma_w C_c} (p'_0)^{C_c/C_k} \quad (24)$$

$$dp'_{j-1} = du'_{j-1} \quad (25)$$

式中: p'_{i0} 为桩周土体对应的初始有效应力; p'_{j-1} 为 t_{j-1} 时间段末桩周土体中的有效应力, du'_{j-1} 为在 t_{j-1} 时间增量步内超孔压的消散值。

由于在 t_j 时间微段内土体对应的固结系数 C_{hj} 可视为定值, 因此, 根据式 (21) 的特点, 在 t_j 时间段内可对式 (21) 采用分离变量法进行求解, 得出解析表达式, 令:

$$u_j(r, t) = R(r)T_j(t) \quad (26)$$

$t_{j-1} \leq t \leq t_j$ 。

将式 (25) 代入式 (21), 分离变量后可得

$$R''(r) + \frac{1}{r} R'(r) + \lambda_n^2 R(r) = 0 \quad (27)$$

$$T'_j(t) + \lambda_n^2 \bar{C}_{hj} T_j(t) = 0 \quad (28)$$

其中 $R''(r)$ 、 $R'(r)$ 分别为函数 $R(r)$ 关于 r 一阶和二阶导数, $T'_j(t)$ 是函数 $T_j(t)$ 关于时间 t 的一阶导数。式 (26) 为典型的 Bessel 方程, 式 (27) 为一阶常微分方程, 结合相应的边界条件可以解得:

$$R(r) = A_n J_0(\lambda_n r) + B_n Y_0(\lambda_n r) \quad (29)$$

$$T_j(t) = A e^{-\lambda_n^2 \bar{C}_{hj} t} \quad (30)$$

式中: A_n 、 B_n 、 λ_n 和 A 均为待定系数, 需由相应的边界条件加以确定。由式 (8) 中给定的位于桩侧处的不排水边界条件, 根据 Bessel 函数的性质结合式 (29) 则有

$$B_n = -A_n \frac{J_1(\lambda_n a_u)}{Y_1(\lambda_n a_u)} \quad (31)$$

将式 (31) 代入式 (29) 中, 整理后得

$$R_n(r) = A_n \left(J_0(\lambda_n r) - \frac{J_1(\lambda_n a_u)}{Y_1(\lambda_n a_u)} Y_0(\lambda_n r) \right) \quad (32)$$

式中: J_0 , J_1 分别为 0 阶和 1 阶的第 1 类 Bessel 函数; Y_0 , Y_1 为 0 和 1 阶的第 2 类 Bessel 函数, 其中 λ_n 为固有值, 结合边界条件式 (9), 得到对应的固有方程为

$$J_0(\lambda_n R)Y_1(\lambda_n a_1) - J_1(\lambda_n a_1)Y_0(\lambda_n R) = 0 \quad (33)$$

式 (33) 有无穷多个 0 点, 因此, λ_n 可以采用数值方法求得。本文通过试算后, 取其前 50 项进行计算分析。

当 λ_n 确定后, 即可得到 t_j 时间段内超孔隙水压力 u_j 的解析表达式为

$$u_j(r, t) = \sum_{n=1}^{\infty} A_n \left(J_0(\lambda_n r) - \frac{J_1(\lambda_n a_1)}{Y_1(\lambda_n a_1)} Y_0(\lambda_n r) \right) e^{-\lambda_n^2 C_{hj} t} \quad (34)$$

由 Bessel 函数的相关性质可知,

$$V_0(\lambda_n r) = J_0(\lambda_n r) - \frac{J_1(\lambda_n a_1)}{Y_1(\lambda_n a_1)} Y_0(\lambda_n r) \quad (35)$$

由上述 Bessel 函数的正交性, 则可得到式 (34) 中的系数 A_n 为

$$A_n = \frac{\int_{a_1}^R u_0(r) V_0(\lambda_n r) r dr}{\int_{a_1}^R V_0^2(\lambda_n r) r dr} \quad (36)$$

将初始超孔压表达式 (5) 代入式 (36) 中, 结合 Bessel 函数的基本性质, 整理得到

$$A_n = \frac{2}{\lambda_n^2} \frac{C_1 [V_0(\lambda_n a_1) - V_0(\lambda_n r_p)] + C_2 r_p V_1^2(\lambda_n r_p)}{R^2 V_1^2(\lambda_n R) - a_1^2 V_0^2(\lambda_n a_u)} \quad (37)$$

其中 C_1 和 C_2 分别为

$$C_1 = \frac{3 \sin \varphi_f}{\sqrt{2 + \sin^2 \varphi_f}} \frac{1}{\cos \psi_f} \left(\frac{OCR}{2} \right)^A \quad (38)$$

$$C_2 = 1 - \left(\frac{OCR}{2} \right)^A \quad (39)$$

由于桩周土体在固结过程中同一时刻不同空间位置处广义固结系数 $\bar{C}_{hj}$ 亦不相同, 故此处再次利用离散方法, 如图 2 所示, 将超孔压影响范围内 ($a_u \leq r \leq R$) 的土体均匀分割成 n 份, 每一单元的厚度为 $(R - r_0)/n$, 当 n 取值足够大时, 土体单元厚度趋于无穷小。此时, 可近似认为 t_j 时间段内土体单元 i 对应的广义固结系数 $\bar{C}_{hj}$ 相同, 进而可将固结

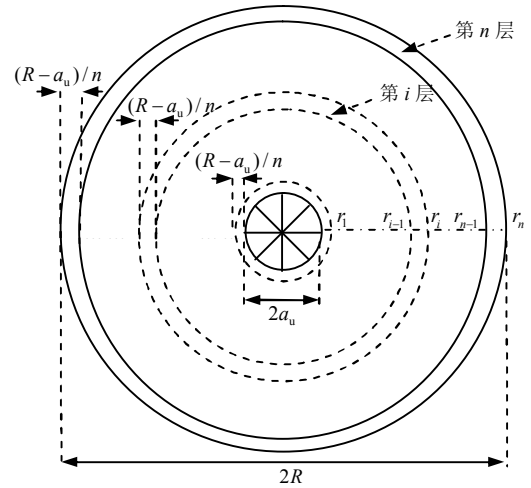


图 2 桩周土体离散化的示意图
Fig.2 Schematic diagram of discrete soil around the pile

过程中桩周超孔隙水压力 u_{ij} 表示为

$$u_{ij}(r, t) = \sum_{n=1}^{\infty} A_n \left(J_0(\lambda_n r) - \frac{J_1(\lambda_n a_1)}{Y_1(\lambda_n a_1)} Y_0(\lambda_n r) \right) e^{-\lambda_n^2 C_{hj} t} \quad (40)$$

综上, 根据式 (37) ~ (40), 利用数值积分方法编写出相应的计算程序, 即可求得考虑广义固结系数变化条件下桩周土体超孔压消散的数值解答。

4 桩周土体力学特性分析

4.1 桩周土体强度分析

在剑桥模型体系中, 土体不排水强度 s_u 可定义为^[16]

$$s_u = \frac{q_f}{\sqrt{3}} = \frac{Mp'}{\sqrt{3}} \left(\frac{OCR}{2} \right)^A \quad (41)$$

式中, 土体平均有效主应力 p' 在固结过程中随超孔隙水压力的消散而不断增加, 因此, 是关于时间 t 的函数, 结合式 (1) 可将其表示为

$$p'(t) = p'_{sf} + \Delta u(t) = p'_0 \left(\frac{OCR}{2} \right)^A + \Delta u(t) \quad (42)$$

式中: $\Delta u(t)$ 为固结过程中超孔隙水压力消散值, 可利用式 (35) 由数值方法求出。

沉桩结束后, 桩周土体达到临界状态, 由文献[22]可知, 不论超固结土还是正常固结土, 当其达到临界状态时其潜在强度消失, 超固结土退化为正常固结土, 因此, 沉桩完成后桩周临界状态区内土体超固结比 $OCR=1$ 。因此, 根据式 (41)、(2) 可将固结过程中桩周土体的三维不排水强度进一步表示为

$$s_{su}(t) = \frac{q_{sf}(t)}{\sqrt{3}} = \frac{3 \sin \varphi_f}{2\sqrt{2 + \sin^2 \varphi_f}} \frac{Mp'(t)}{\cos \psi_f} \left(\frac{1}{2} \right)^{\frac{1}{\alpha}} \quad (43)$$

4.2 桩周土体剪切模量分析

修正剑桥模型定义土体剪切模量 G 为关于比体积 v ，土体应力状态 p' ，回弹曲线 κ 以及有效泊松比 ν' 的函数^[16]，其表达式为

$$G = \frac{3(1 - 2\nu')\nu p'}{2(1 + \nu')\kappa} \quad (44)$$

其中 $\nu = 1 + e$ 。

桩周土体在固结过程中， e 和 p' 均随固结时间变化。然而，由于 e 与 p' 之间存在如式 (11) 所示的内在关系，故将式 (11) 代入式 (44)，可将固结过程土体剪切模量的计算表达式简化为仅关于 p' 的函数：

$$G = \frac{3(1 - 2\nu')(1 + e_0 - C_c \lg(p'(t)/p'_0))p'(t)}{2(1 + \nu')\kappa} \quad (45)$$

5 验证与分析

5.1 实例验证

为验证文本解答的正确性，选取 Roy 等^[6]在 Quebec 西部灵敏性饱和软黏土中静压沉桩实测数据进行对比分析。试验场地土体基本力学参数为：土体超固结比 $OCR = 2.0 \sim 2.3$ ；有效重度 $\gamma' = 10.57 \text{ kN/m}^3$ ；有效摩擦角 $\varphi' = 27^\circ \sim 30^\circ$ ；土体刚度 $E_u/c_u = 450$ ；初始固结系数 $\bar{C}_h = 5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$ 。试验桩径为 219 mm，且桩身不同部位自带孔压传感器，在实验过程中详细量测了深度在 4.4 m 处桩侧孔压的变化过程。

由于文献[6]中没有详细给出土体 C_c 和 C_k 的具体数值，但 Abbasi 等^[20]进行大量土样室内试验后发现：对于重塑软黏土而言，其 α 的取值均大于 0。因此，将 α 分别取为 0、0.5、0.9 进行计算，其理论计算结果与实测值对比如图 3 所示。

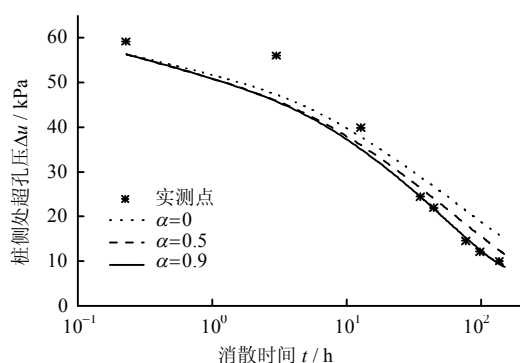


图 3 理论解答与实测超孔压消散的对比

Fig.3 Comparisons between present solutions and measured values of dissipations of excess pore pressure

从图可见，桩周土体固结初始阶段，本文解答的桩侧处超孔压略低于实测值；在固结中后期，实测值与 α 取值为 0.5 和 0.9 时的理论计算值吻合良好，然而实测值与 α 取值为 0 时的计算结果有所偏差。这是由于当 $\alpha = 0$ 时，表示的是固结过程中土体固结系数为常数的情况，忽略了固结系数随时间的变化；当 $\alpha > 0$ 时，在固结过程中充分考虑了固结系数与土体孔隙比、孔隙水压力和应力状态之间的相关关系，更加接近于实际情况，因此，预测值与实测值吻合良好。此外，从图中还可看出，当 α 取值较大时，计算解答与实测值更为接近，这充分说明了桩周土体在固结过程中其固结系数是随固结时间而变化的，印证了本文考虑固结系数随时间变化的合理性。

5.2 固结过程中固结系数变化规律分析

为分析不同压缩系数和渗透系数对桩周土体固结过程的影响，取桩径为 0.6 m，土体初始固结系数 $C_h = 0.006 \text{ m}^2/\text{h}$ ；回弹曲线斜率 $\kappa = 0.003$ ；土体塑性体应变率 $\Lambda = 0.75$ ，泊松比 $\nu = 0.3$ ；临界状态线 CSL 斜率 $M = 1.2$ ；超固结比 $OCR = 1.2$ ， $G/p'_{s0} = 100$ ，有效重度 $\gamma' = 8 \text{ kN/m}^3$ 。同时，为便于分析，假定压缩系数 $C_c = 0.6$ ，改变渗透系数 C_k 的取值，分析不同 C_c/C_k 取值下对超孔隙水压力的消散的影响。

5.2.1 不同 C_c/C_k 取值下土体固结系数变化规律

图 4 为不同 α 取值下桩周土体广义固结系数 $\bar{C}_h$ 随时间因子 $T = c_{h0}t/r_c^2$ 的变化曲线。从图中可以看出，当 α 为正值时， $\bar{C}_h$ 随着固结的不断进行而逐渐增大，且在固结前期增长趋势较为明显，在固结后期曲线基本趋于平缓；反之，当参数 α 为负值时，随着固结时间的增加， $\bar{C}_h$ 逐渐减小，其减小的趋势

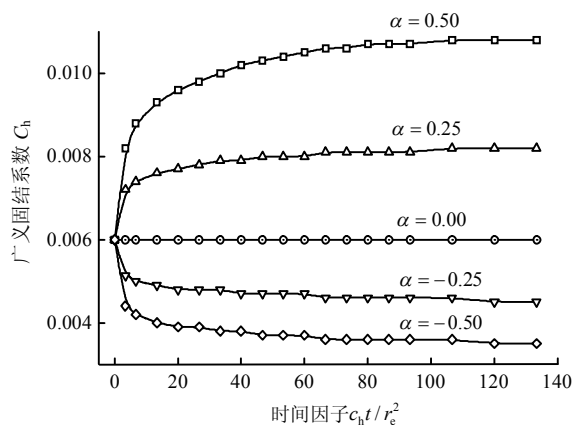


图 4 不同 α 下的固结系数随时间的变化曲线

Fig.4 Variation curves of consolidation coefficient along with time for different values of α

同样是初期变化明显, 在固结后期趋于稳定。当 $\alpha=0$ 时, 固结系数为一常数不随固结时间而变化, $\bar{C}_h$ 即退化为经典的太沙基固结系数 C_h 。

5.2.2 不同 C_c/C_k 取值下土体固结度变化规律

图 5 为不同 α 取值对桩周土体固结度 $U=(u_0-u)/u_0$ 的影响曲线。从图可以看出, 随 α 取值的增加, 相同固结时间内土体固结度增加, 即超孔压消散速率越快。实际上从图 4 已知, 当 α 为正数时, 固结系数随固结时间不断增大, 因此, 超孔压消散速率越快。

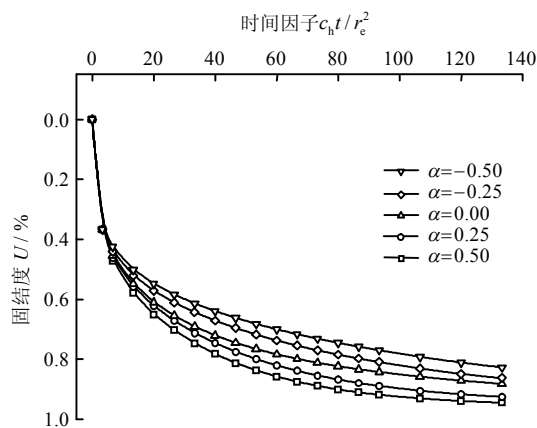


图 5 不同 α 下的土体固结度随时间的变化曲线
Fig.5 Dissipation curves of excess pore pressure for different values of α

5.3 土体力学特性变化分析

5.3.1 土体强度变化规律

图 6 为沉桩结束后桩周土体在不同 α 取值时土体三维强度的变化规律。从图可以看出, 在沉桩前, 由式 (41) 求得土体原位不排水强度为 $s_{u0}/p'_0 = 0.655$, 沉桩刚结束时, 桩周土体强度减弱到仅为初

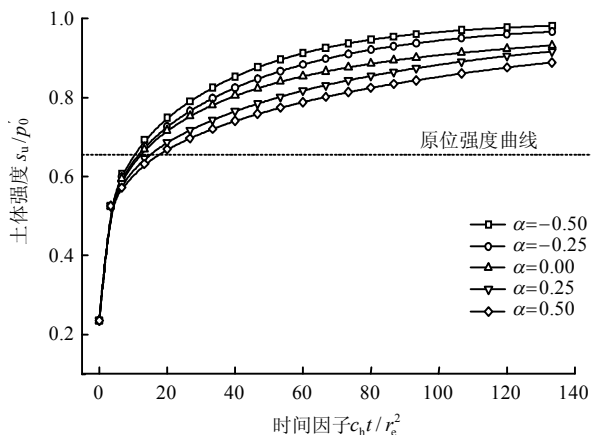


图 6 不同 α 下的土体强度随时间的变化曲线
Fig.6 variation curves of soil strength along with time for different values of α

始强度的 30%~40%左右; 但在固结过程中, 随超孔隙水压力的不断消散, 土体强度逐渐恢复并超越其原始强度 s_{u0} , 达到其原始强度的 1.4~1.5 倍。此外, 从图可知, α 取值越大, 土体强度恢复得越快; 然而, 随固结时间的推移, 不同 α 取值下土体强度之间的差异逐渐减小。土体的最终恢复强度与 α 取值无关, 只与初始超孔压有关, 理论上当超孔压完全消散完成时, 曲线最终趋于一点。

5.3.2 土体剪切模量变化规律

图 7 为沉桩结束后桩周土体无量纲化剪切模量 G/p'_0 随固结时间因子的变化曲线。

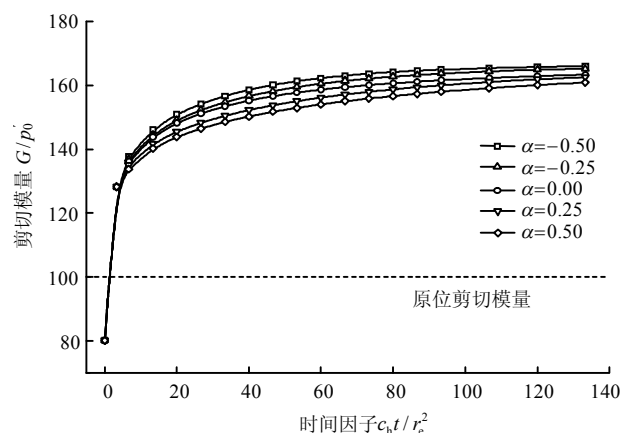


图 7 不同 α 下的土体剪切模量随时间的变化曲线
Fig.7 Variation curves of shear modulus of soil along with time for different values of α

从图可以看出, 沉桩瞬时土体剪切模量仅为土体原位剪切模量的 80%左右, 但在固结过程中, 随固结时间的增长很快得到恢复并逐渐超越初始剪切模量, 在固结后期其值约为原位剪切模量的 1.65 倍左右。同样, 随 α 取值越大, 剪切模量恢复得越快, 但曲线之间相差不大, 且随着固结时间的推移, 不同 α 取值下的曲线之间差异逐渐减小, 同样土体最终剪切模量与 α 取值无关, 固结完成时各曲线趋于一点, 该点即是土体的最终剪切模量值。

6 结 论

(1) 桩周土体在固结过程中, 由于考虑到土体 k 随 e 和 p' 而变化, 从而使其固结系数在固结过程中也不断变化, 因此, 更加真实地反映了土体固结过程。并通过与相关现场实测数据对比, 验证了本文解答的合理性和适用性。

(2) 通过参数分析发现: 当参数因子 $\alpha > 0$ 时, 固结系数在固结过程中逐渐增大, 土体固结加快; 当 $\alpha = 0$ 时, 本文解答退化为经典的太沙基轴对称

固结解答, 即固结系数为一常数, 不随固结时间而变化; 当 $\alpha < 0$ 时, 固结系数则逐渐减小, 土体固结过程减缓。

(3) 静压沉桩后刚结束时, 由于超孔隙的存在, 桩周土体不排水强度和剪切模量远小于原位初始值; 而后随着桩周土体的固结, 其不排水强度和剪切模量得到恢复, 并逐渐超越原位初始值。

(4) 桩周土体固结过程中, 固结系数的变化主要发生在固结前期, 且随着固结过程的进行, 这种变化趋势逐渐减小, 到固结后期, 固结系数基本保持不变。

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—11.
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—11.
- [2] 胡中雄. 饱和软黏土中单桩承载力随时间的增长[J]. 岩土工程学报, 1985, 7(3): 58—61.
HU Zhong-xiong. Pile capacity increase with time in soft soil[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1985, 7(3): 58—61.
- [3] 王伟, 宰金珉, 王旭东. 沉桩引起的三维超静孔隙水压力计算及其应用[J]. 岩土力学, 2004, 25(5): 774—777.
WANG Wei, ZAI Jin-min, WANG Xu-dong. 3D calculation of excess pore water pressure due to driving pile and its application[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(5): 774—777.
- [4] 张明义, 时伟, 王崇革. 静压桩极限承载力的时效性[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, (增刊 2): 2601—2604.
ZHANG Ming-yi, SHI Wei, WANG Chong-ge. Time effect on the ultimate bearing capacity of static pressed pile[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2002, (Supp.2): 2601—2604.
- [5] SODERBERG L O. Consolidation theory applied to foundation pile time effects[J]. **Geotechnique**, 1962, 11(3): 217—225.
- [6] ROY M R B. Behaviour of a sensitive clay during pile driving[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1981, 18: 67—85.
- [7] RANDOLPH M F, CARTER J P, WROTH C P. Driven piles in clay—the effects of installation and subsequent consolidation[J]. **Geotechnique**, 1979, 29(4): 361—393.
- [8] 赵明华, 占鑫杰, 邹新军, 等. 饱和软黏土中沉桩后桩周土体固结分析[J]. 工程力学, 2012, 29(10): 91—97+105.
ZHAO Ming-hua, ZHAN Xin-jie, ZOU Xin-jun, et al. Consolidation analysis around a driven pile in saturated clay[J]. **Engineering Mechanics**, 2012, 29(10): 91—97+105.
- [9] GUO W D. Visco-elastic consolidation subsequent to pile installation[J]. **Computers and Geomechanics**, 2000, 26(2): 113—144.
- [10] 高子坤, 施建勇. 饱和黏土中单桩桩周土空间轴对称固结解[J]. 岩土力学, 2008, 29(4): 979—982+988.
GAO Zi-kun, SHI Jian-yong. Consolidation solution of soil around single-pile after pile sinking[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(4): 979—982+988.
- [11] 王伟, 宰金珉, 王旭东. 考虑时间效应的预制桩单桩极限承载力解析解[J]. 南京工业大学学报, 2003, 25(5): 13—16.
WANG Wei, ZAI Jin-min, WANG Xu-dong. Analytical solution for time-dependent ultimate bearing capacity of single driving pile[J]. **Journal of Nanjing University of Technology**, 2003, 25(5): 13—16.
- [12] 曹权, 施建勇, 雷国辉, 等. 软土中单桩桩侧承载力时效性理论解[J]. 岩土力学, 2011, 32(12): 3604—3610.
CAO Quan, SHI Jian-yong, LEI Guo-hui, et al. Theoretical solution for time effect of shaft bearing capacity of single pile in soft soils[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2011, 32(12): 3604—3610.
- [13] CARRIER W D. Consolidation parameters derived from index test[J]. **Geotechnique**, 1985, 35(2): 211—213.
- [14] SAGASETA C, HOILSBY G T, NORBURY J, et al. Quasi-static undrained expansion of a cylindrical cavity in clay in the presence of shaft friction and initial stress[R]. UK: Department of Engineering Science, University of Oxford, 1984.
- [15] CHOW Y K, TEH C I. A theoretical study of pile heave[J]. **Geotechnique**, 1990, 40(1): 1—14.
- [16] CAO L F, THE C I, CHANG M F. Undrained cavity expansion in modified Cam clay I: Theoretical analysis[J]. **Geotechnique**, 2001, 51(4): 323—334.
- [17] MATSUOKA H, YAO Y P, SUN D A. The Cam-clay model revised by the SMP criterion[J]. **Soils and Foundations**, 1999, 39(1): 81—95.