

文章编号: 1000-7598-(2006) 09-1495-06

筒型基础负压沉贯流固耦合渗流分析模型

丁红岩, 张 超

(天津大学 建筑工程学院土木工程系, 天津 300072)

摘 要: 分析筒型基础沉贯作用的土层, 利用 J_2 流动理论各项同性硬化原理, 研究海积软土颗粒本构关系, 结合离散元方法计算土体应变, 并将其引入海积软土的物性参数动态计算模型。根据筒型基础沉贯特征, 结合体应变以及物性参数动态模型, 由有效应力原理和瞬时质量守恒原理分别确定应力和渗流方程, 并给出上述模型的定解条件。建立了新的流固耦合渗流的数学模型, 求解筒型基础沉贯渗流场分布。

关 键 词: 筒型基础; 负压沉贯; 流固耦合渗流; J_2 流动理论; 本构关系; 物性参数

中图分类号: TU 46⁺3; O 357.3

文章标识码: A

Fluid-soild coupling flow analytical model of bucket foundation suction penetration

DING Hong-yan, ZHANG Chao

(School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: The bucket foundation penetrated soil is analyzed. Constitutive relationship of marine soft clay has been studied by using the principle of J_2 flow theory and isotropy. The volumetric strain model which is established by combining finite element method is provided to the theoretical model of dynamic physical parameter. According to the characteristic of bucket foundation during suction penetration, combining constitutive relationship and model of dynamic physical parameter, the stress equation is established by principle of effective stress; and the flow equation is established by instantaneous law of conservation of mass. And solvability condition of aforementioned equation is derived. A new mathematic model of fluid-soild coupled flow is established to solve flow field of bucket foundation during suction penetration.

Key words: bucket foundation; suction penetration; fluid-soild coupling flow; J_2 flow theory; constitutive relationship; physical parameter

1 引 言

筒型基础类似于具有裙板的重力式基础。其工作机理和结构特点相同于吸力桩。沉放就位时, 先靠其自身以及所负的上部结构的重量插入水下泥中一定的深度, 形成封闭空间, 然后用泵抽汲, 在筒内形成负压, 最终依靠筒体内与外界环境的压力差将筒体压入泥中直到预定的深度。由于其施工简便, 使用安全可靠, 与传统的桩结构相比, 具有更好的技术经济特性, 因而越来越受到海洋工程界的广泛重视, 成为一种极可能取代桩结构的新型海上结构设施。

筒型基础在负压下沉的过程中, 由于筒内外存

在水头差, 因而在筒基周围的土体中形成渗流场, 关于筒型基础渗流场的特性, 有关文献进行了深入研究^[1~3]。目前, 筒型基础渗流主要采用 Darcy 方程与质量守恒定律分析研究, 这种方法存在两个问题无法更好地符合筒型基础渗流计算要求: 第一, 方法假定土颗粒为刚性, 在渗流力作用下无变形, 这并不能完全符合土的性质; 第二, 在分析过程中, 孔隙度 ϕ 和渗透系数 K 等土的物性参数均为静态的, 而在渗流作用下这些物性参数将是动态变化的, 这些参数又对渗流有着重要的影响, 分析中必须考虑。

筒型基础多在近海应用, 其沉贯土层多建于晚全新欠固结-正常固结淤泥质软土之上(中层)^[4], 这

收稿日期: 2005-06-08

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(No.50079016)

作者简介: 丁红岩, 男, 1963 年生, 教授, 博士生导师, 主要从事海洋工程及工程管理方向研究。E-mail: dhy_td@163.com

种土体以淤泥质黏土、粉质黏土为主, 结构疏松, 为欠固结-正常固结土。筒型基础在该土层上沉贯时, 在渗流作用下土体骨架结构极易发生改变, 并对渗流产生影响。本文将以此种土质作为主要研究对象。

根据筒型基础沉贯土质条件, 在考虑土颗粒体变形 ε_v , 以及孔隙度 φ 和渗透系数 K 等土的物性参数前提下, 利用平衡条件建立筒型基础沉贯的流固耦合渗流方程, 并使方程具有有效解, 这对进一步研究筒型基础沉贯阻力, 沉贯引起的土塞, 土体的软化等有重要的工程意义和应用价值。

2 土颗粒硬化的弹塑性模型

筒型基础沉贯过程中, 在渗流力作用下, 土体将产生两种体应变: 一种是土颗粒自身硬化而产生的弹塑性变形; 另一种为土体骨架在渗流力作用下产生几何变形而引起的土体体应变。下面对第 1 种情况加以研究。

由于筒型基础为轴对称结构, 沉贯过程中其渗流力可视为近似对称, 因此, 土骨架颗粒受渗流力的作用, 可看作同向硬化过程。这些土颗粒的弹塑性变形特性, 符合 J_2 流动理论的基本原理, 可得土颗粒的屈服条件形式为

$$f(\sigma, Y) = J_2(\sigma) - \frac{Y^2}{3} = \frac{1}{2} \sigma'_{ij} \sigma'_{ij} - \frac{Y^2}{3} \quad (1)$$

式中 σ 为应力; Y 为硬化参数; J_2 为流动因子; σ'_{ij} 为应力分量。

该屈服条件中只有一个硬化参数 Y (即 $n=1$), 其中, $J_2(\sigma) = \frac{1}{2} \sigma'_{ij} \sigma'_{ij}$ 为应力 σ' 的第 2 不变量。利用 Mises 等效应力原理可知:

$$Y = \sigma_{eq} = [3J_2(\sigma)]^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{3}{2} \sigma'_{ij} \sigma'_{ij} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

由此可知, Y 只依赖于 $\bar{\varepsilon}^p$ (累加塑性变形), 有 $Y = Y(\bar{\varepsilon}^p)$, 这一材料的单一性质函数可以由简单的单向拉伸或者剪切试验求得^[5]。

利用 J_2 流动理论的基本定义, 有

$$\left. \begin{aligned} \mu &= \frac{\partial f}{\partial \sigma}, \quad \mu_{ij} = \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}}, \quad n = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma}}{\left| \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right|} \\ \frac{1}{h} &= -\sqrt{\frac{3}{2}} \frac{1}{\left| \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right| \sum_i \frac{\partial f}{\partial Y_i} Z_i}, \quad \frac{1}{E_p} = \frac{2}{3} \frac{1}{h} \left| \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right|^2 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

由式 (3), (1) 推导可得:

$$\left. \begin{aligned} \mu &= \frac{\partial f}{\partial \sigma} = \frac{d}{d\sigma} J_2(\sigma) = \sigma', \quad \left| \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right| = \sqrt{\frac{2}{3}} \sigma_{eq} = \sqrt{\frac{2}{3}} Y, \\ n &= \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{1}{\sigma_{eq}} \sigma' = \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{1}{Y} \sigma', \\ \frac{1}{h} &= -\sqrt{\frac{3}{2}} \frac{1}{\left| \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right| \frac{\partial f}{\partial Y} \frac{dY}{d\bar{\varepsilon}^p}} = \frac{9}{4} \frac{1}{Y^2} \frac{dY}{d\bar{\varepsilon}^p} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

$$\frac{1}{E_p} = \frac{2}{3} \frac{1}{h} \left| \frac{\partial f}{\partial \sigma} \right|^2 = \frac{1}{\frac{dY}{d\bar{\varepsilon}^p}} = \frac{1}{E_t} - \frac{1}{E}, \quad E_p = \frac{dY}{d\bar{\varepsilon}^p} \quad (5)$$

式中 E_p 称为塑性模量, $E_t = E_p E / (E_p + E)$ 。

由各项同性硬化时的 J_2 流动理论本构关系:

$$\varepsilon_s = M : \sigma_s \quad (6)$$

式中 M 定义为弹塑性变形模量。且有

$$M = \mu + \frac{\sigma' \sigma'}{h} = \mu + \frac{9}{4 E_p Y^2} \sigma' \sigma' = \mu + \frac{3}{2 E_p} n n \quad (7)$$

式中 μ 为弹性变形模量, 可根据弹性变形理论计算。

在得到了有效的本构关系之后, 我们可以确定渗流过程中土体颗粒的受渗流力作用产生的弹塑性体应变 ε_s 。这个体应变值不包括由于渗流力作用, 土体骨架产生几何变形所引起的应变, 骨架变形产生的体应变 ε_g 可由离散元法求得^[6]:

$$\varepsilon_s = D : \sigma_s \quad (8)$$

这两个体应变值均为瞬时应变值。根据海积软土性质, 在筒型基础沉贯过程中, 土体骨架体积增大, 而土颗粒体积受渗流力作用减小, 所以有瞬时流固耦合渗流固体骨架体积增量为

$$\Delta V = \Delta V_s - \Delta V_g \quad (9)$$

$$\varepsilon_v = \varepsilon_s - \varepsilon_g = M' \sigma_g + D' \sigma_s \quad (10)$$

3 物性参数动态模型

筒型基础随着贯入深度的改变, 其周围土体的物性参数也是动态变化的, 这些变化的物性参数又使流固耦合渗流成为一个瞬时变化过程。传统的计算模型, 并不考虑这种变化对渗流的影响, 因而存在着一定的局限性^[7]。本节从物性参数的基本定义出发, 以离散元理论计算土体骨架产生的弹性或者塑性变形 ε_{sv} , 以 J_2 流动理论计算土颗粒同向硬化

体应变 ε_{gv} , 将这两个体应变之和 ε_v 作为土体瞬时应变构建土体物性参数动态变化模型。

考虑筒型基础施工沉贯过程中温度近似不变情况, 孔隙率与体应变关系^[8,9]:

$$\varphi = \frac{1}{1 + \varepsilon_v}(\varphi_0 + \varepsilon_v) \quad (11)$$

文献[7]认为岩土体积的变化完全归结于孔隙体积的变化, 这种观点应用在海积软土上是不合理的, 我们知道在沉贯渗流过程中, 固体土颗粒的变形同样对孔隙率产生影响。而在文献[8]中假定了颗粒为弹性, 这也不符合海积软土物性特征。本文引用公式(7)进行计算, 但对 ε_v 进行了修正。

同样沉贯渗流过程中, 渗透率 k 也动态变化。渗透率和体积应变的关系可按照 Kozeny-Carman 方程计算:

$$k = \frac{\varphi}{k_z S_p^2}, \quad S_p = \frac{A_s}{V_p}, \quad k_z \approx 5 \quad (12)$$

式中 A_s 为土体颗粒总表面积; V_p 为岩土孔隙体积。

根据式(9), 瞬时流固耦合土体体积改变为

$$V_1 = V_0 + \Delta V_s - \Delta V_g = V_0 + V_s(\varepsilon_s - \varepsilon_g) \quad (13)$$

$$V_p = V_1 - V_s = V_0 + V_{s0}(\varepsilon_s - \varepsilon_g - 1) \quad (14)$$

根据土体颗粒体积改变量计算瞬时土体颗粒总表面积改变量, 设土颗粒为近似圆球形, 有

$$V_{s0}(1 - \varepsilon_s) = \frac{4}{3}\pi r^3, \quad r = \left(\frac{3V_{s0}(1 - \varepsilon_s)}{4\pi} \right)^{\frac{1}{3}}, \quad \text{则:}$$

$$A_{s1} = 4\pi \left(\frac{3V_{s0}(1 - \varepsilon_{s0})}{4\pi} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (15)$$

综合式(12)~(15)有

$$\left. \begin{aligned} S_p &= \frac{A_s}{V_p} = \frac{[3V_{s0}(1 - \varepsilon_{s0})]^{\frac{2}{3}}}{\sqrt[3]{4\pi}[V_0 + V_{s0}(\varepsilon_s - \varepsilon_g - 1)]} \\ k &= \frac{\varphi}{k_z S_p^2} = \frac{\varphi \sqrt[3]{16\pi^2}[V_0 + V_{s0}(\varepsilon_s - \varepsilon_g - 1)]^2}{k_z [3V_{s0}(1 - \varepsilon_{s0})]^{\frac{4}{3}}} \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

上述分别由孔隙率、渗透率定义出发推导的数值模型式(11), 式(16), 又可证明筒型基础沉贯过程中, 在渗流力作用下, 孔隙率、渗透率等土的物性参数均是动态变化的。并且, 这种变化会对渗流场计算产生影响。

4 土体基本方程

应用多孔介质有效应力原理:

$$\sigma = u\varphi + \sigma^b(1 - \varphi) \quad (17)$$

式中 $\sigma^b(1 - \varphi)$ 为土骨架的有效应力; u 为孔隙水压力; σ^b 为土骨架内应力, 包括引起土颗粒变形的接触应力 $\vec{\sigma}_z$ (见图1), 以及引起骨架几何变形的渗流应力 $\vec{\sigma}_s$, 且有

$$\sigma^b = \vec{\sigma}_z + \vec{\sigma}_s = M'\varepsilon_g + D'\varepsilon_s \quad (18)$$

$$\sigma = \frac{P - R}{S} \quad (19)$$

式中 P 代表抽汲力, 在筒型基础沉贯时, 其为常值; R 代表沉贯阻力, 随沉贯深度变化。

错误!

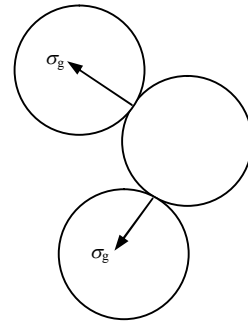


图1 土颗粒应力

Fig.1 Stress of marine soft clay

联立式(17)~式(19), 有

$$u\varphi + (1 - \varphi)(\vec{\sigma}_g + \vec{\sigma}_s) - \frac{P - R}{S} = 0 \quad (20)$$

考虑 P 为常数, R 为关于贯入深度 z 的函数, $R = r(z)$, 我们采用 Shell offshore Research 公司的折减系数法来计算沉贯阻力:

$$R = \pi D \left(k_n \int_0^z f dz + k_w \int_0^z f dz + k_p q_{ch} b \right) \quad (21)$$

其中系数采用 DNV 相关规范中使用的折减系数: $k_f = 0.6$, $k_p = 0.001$, $k_n = 0 \sim 0.3$, $k_w = 0.3 \sim 0.6$, $k_p = 0.001 \sim 0.002$ 。

两个力的作用方向均为竖向, 采用柱面坐标, 并对 r, z 向偏微分, 可得土体应力平衡方程:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial r} \varphi + (u - \vec{\sigma}_g - \vec{\sigma}_s) \frac{\partial \varphi}{\partial r} + \left(\frac{\partial \vec{\sigma}_g}{\partial r} + \frac{\partial \vec{\sigma}_s}{\partial r} \right) (1 - \varphi) &= 0 \\ \frac{\partial u}{\partial z} \varphi + (u - \vec{\sigma}_g - \vec{\sigma}_s) \frac{\partial \varphi}{\partial z} + \left(\frac{\partial \vec{\sigma}_g}{\partial z} + \frac{\partial \vec{\sigma}_s}{\partial z} \right) (1 - \varphi) &- \\ \frac{1}{S} \frac{\partial R}{\partial z} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

以上为筒型基础沉贯的应力场方程。

5 渗流场方程

筒型基础沉贯过程中, 在渗流力作用下, 水以及土骨架均同时运动, 可建立流固耦合渗流的运动方程:

$$\bar{V}_w = \bar{V}_{rw} + \bar{V}_s = \frac{1}{\phi S_w} \bar{v}_w + \bar{V}_s \quad (23)$$

式中 $\bar{V}_w$ 为流体运动的绝对速度; $\bar{V}_s$ 为骨架颗粒运动的绝对速度; $\bar{V}_{rw}$ 为流体相对于骨架颗粒的速度; $\bar{v}_w$ 为水的 Darcy 速度, 根据 Darcy 定律有

$$\bar{v}_w = -\frac{KK_{rw}}{\mu_w} \nabla(u - \rho_w gZ) \quad (24)$$

式中 K 为多孔介质的绝对渗透率张量; K_{rw} 为水的相对渗透率。海积软土饱和, 为单相流体, $S_w = 1$, 另 $k = KK_{rw}$, 联立式 (23), 式 (24) 有

$$\bar{V}_w = \bar{V}_{rw} + \bar{V}_s = -\frac{1}{\phi} \frac{k}{\mu_w} \nabla(u - \rho gZ) + \bar{V}_s \quad (25)$$

将式 (25) 简化为三维柱面方程形式:

$$\bar{V}_w = -\frac{1}{\phi} \frac{k}{\mu_w} \left(\frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial z} - \rho g \frac{\partial Z}{\partial z} \right) + \bar{V}_s \quad (26)$$

筒型基础沉贯过程中, 可假定瞬时土体骨架无变形, 并假定瞬时土体为刚性介质, 根据瞬时的质量守恒定律, 可以得到不可压缩流体在刚性介质中流动的连续性方程 (采用柱面坐标):

$$\frac{\partial \bar{V}_w}{\partial r} + \frac{\partial \bar{V}_w}{\partial z} = 0 \quad (27)$$

根据体应变定义可得:

$$\nabla \cdot \bar{V}_s = \nabla \cdot \left(\frac{\partial \bar{W}}{\partial t} \right) = \frac{\partial (\nabla \cdot \bar{W})}{\partial t} = \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad (28)$$

将式 (26), 式 (28) 代入式 (27) 整理, 则得到三维流固耦合渗流基本微分方程:

$$\left\{ \frac{1}{\mu_w} \left[\frac{k}{\phi^2} \left(\frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) - \frac{1}{\phi} \left(\frac{\partial k}{\partial r} + \frac{\partial k}{\partial z} \right) \right] \right\} \cdot \left(\frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial z} - \rho g \right) - \frac{k}{\phi \mu_w} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) + \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = 0 \quad (29)$$

式中 μ_w 表示液体黏度, 可在筒型基础施工海域取海水试样, 应用奥氏 (Ostwald) 黏度方法测定。

6 初始条件以及边界条件

在求解非稳定渗流时, 需要同时列出初始条件

和全过程边界条件。

渗流方程的边界条件一般有以下 3 类:

第 1 类边界条件 (Dirichlet) 为水头边界条件; 第 2 类 (Neumann) 为流量边界条件; 第 3 类 (Fourier) 为混合边界条件, 指含水层边界的内外水头差和交换流量之间保持一定的线性关系。初始条件通常定义为初始时刻或某一时刻孔隙压力的分布, 对于非稳定渗流通常采用第 1 类边界条件作为初始条件, 即筒型基础沉贯初始时刻孔隙压力初始条件:

$$u|_{t=0} = u_0 \quad (30)$$

以第 2 类 Neumann 条件作为边界条件, 在筒型基础入泥的筒壁处, 内壁和外壁与筒体的接触位置, 满足流量边界条件:

$$\frac{k}{\mu_w} \nabla(u - \rho gZ) \bar{n} \Big|_{\Gamma_2} = q \quad (31)$$

式中 $\bar{n}$ 为边界的法向量; Γ_2 为边界, 这个边界为不透水边界, 有 $\frac{k}{\mu_w} \nabla(u - \rho gZ) = 0$ 。

由于筒型基础渗流问题的几何边界形状和边界条件较为复杂, 所以目前对于上述方程用解析法求解是困难的, 而用有限元法却能很方便地处理复杂的边界条件和非均质的土质, 并且第 2 类边界条件不需要专门处理而能自动满足, 因而适用于筒型基础渗流场的计算。

方程组 (22) 以及式 (29) 就构成了描述筒型基础沉贯流固耦合渗流的数学模型。该模型共有 3 个方程, 求解 u , $\bar{\sigma}_g$, $\bar{\sigma}_s$ 3 个基本变量, 可见控制方程组是封闭的。根据初始条件以及边界条件, 使方程组定解, 并可通过有限元、有限差分等方法进行数值求解。由这 3 个基本变量反推可求得 ϕ , k , ε_v , ε_g , ε_s 等参数, 由此求解出筒型基础负压沉贯的流固耦合渗流场分布。

7 算例

选取筒型基础模型尺寸 $\phi 4\,000\text{ mm} \times 18\text{ mm}$, 高 6 m, 初始渗透系数 $K_0 = 0.95 \times 10^{-6}\text{ m/s}$, 初始孔隙率 $\phi_0 = 0.515$, 水的黏滞系数取 20 °C 时的 $\mu_w = 1.002 \times 10^{-3}\text{ N} \cdot \text{s/m}^2$ 。由标贯试验确定摩擦阻力函数如下:

$$f(z) = \begin{cases} 10z, & 0 < z \leq 0.4 \\ 35z - 10, & 0.4 < z \leq 2 \\ 60, & 2 < z \leq 4 \\ 1.5z + 54, & 4 < z \leq 6 \end{cases} \quad (32)$$

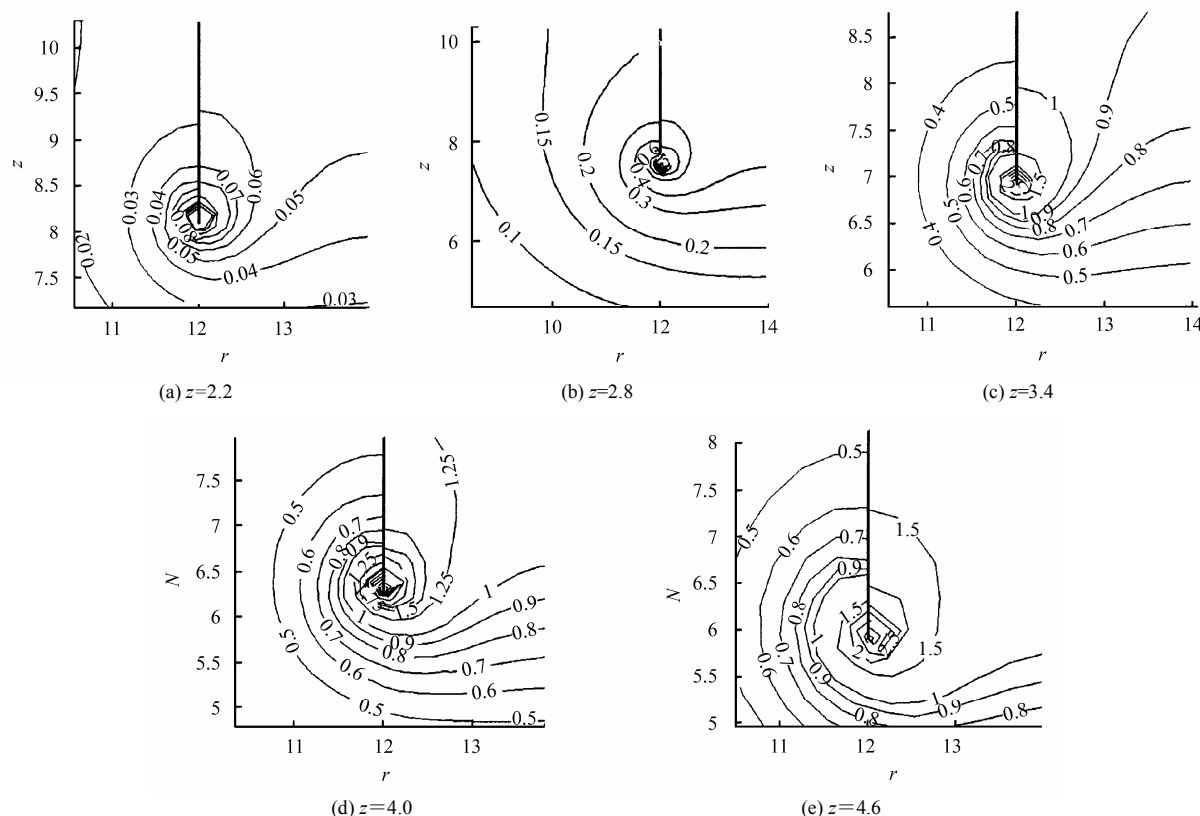
将式 (32) 代入式 (21), 得到沉贯阻力公式; 设

u 为关于 x, y, z 的函数, $u = u(x, y, z)$; 将式 (10), 式

$$(11) \text{ 组合得到有关 } \varphi \text{ 的函数: } \varphi = \frac{\varphi_0 + M'\sigma_g + D'\sigma_s}{1 + M'\sigma_g + D'\sigma_s},$$

其中 M', D' 可由 J_2 流动理论求得; 将以上各式均代入式 (22) 中, 可得土体应力平衡方程。

结合式 (10) (11) 将式 (16) 转化为关于 $u, \vec{\sigma}_g, \vec{\sigma}_s$ 的方程, 得到渗流基本方程, 应用有限元法, 结合边界条件, 可以计算得到全时的土体参数 $\varphi, k, \varepsilon_v, \varepsilon_g, \varepsilon_s$, 由此可计算出渗流场, 并绘出筒型基础渗流梯度图, 下图即为各阶段渗流梯度放大图。



399.

XIAO Shu-fang, LIE Hua-yang, FANG Hou-guo, et al. Study on the structural characteristics and elastoplastic model of recent marine soft soil[J]. **Journal of Engineering Geology**, 2000, 8(4): 394—399.

- [5] 陈铁林, 周成, 沈珠江. 结构性黏土压缩和剪切特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(1): 31—35.

CHEN Tie-lin, ZHOU Chen, SHEN Zhu-jiang. Compression and shear test of structured clay[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2004, 26(1): 31—35.

- [6] 张浦阳. 吸力锚负压沉贯下沉过程中土塞生成的数值分析[学位论文D], 2003, 12.

Zhang Pu-yang. Numerical analysis of soil plug inside suction anchor during suction penetration. M. S. Dissertation, 2003, 12.

- [7] 范学平, 徐向荣, 张士诚. 用流固耦合方法研究油藏压裂后应力应变和孔渗特性变化[J]. 岩土力学, 2001, 22(1): 47—50.

FAN Xue-ping, XU Xiang-rong, ZHANG Shi-cheng. Analysis of changes of stress, strain, porosity and permeability in multiphase reservoir with fluid-solid coupled and geotechnical mathematic simulation[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2001, 22(1): 47—50.

- [8] 冉启全, 李士伦. 流固耦合油藏数值模拟中物性参数动态模型研究[J]. 石油勘探与开发, 1997, 24(3): 61—65.

RAN Zai-quan, LI Shi-lun. Study on dynamic models of reservoir parameters in the coupled simulation of multiphase flow and reservoir deformation[J]. **Petroleum Exploration and Development**, 1997, 24(3): 61—65.

- [9] 李培超, 孔祥言, 卢德唐. 饱和多孔介质流固耦合渗流的数学模型[J]. 水动力学研究与进展, 2003, 18(4): 419—426.

LI Pei-chao, KONG Xiang-yan, LU De-tang. Mathematical modeling of flow in saturated porous media on account of fluid-structure coupling effect[J]. **Journal of Hydrodynamics**, 2003, 18(4): 419—426.

上接第 1489 页

- [5] 李冰河. 成层饱和软黏土地基大应变固结理论研究[博士学位论文D]. 杭州: 浙江大学, 1999.

- [6] 何开胜, 沈珠江, 彭新宣. 两种 Lagrangian 大变形比奥固结有限元法及其与小变形法的比较[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(1): 30—34.

HE Kai-sheng, SHEN Zhu-jiang, PENG Xin-xuan. The comparison of large strain method using total and updated Lagrangian finite element formulation and small strain method[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2000, 22(1): 30—34.

- [7] 李韬. U. L. 描述的大变形固结理论及其有限元分析[硕士学位论文D]. 西安: 长安大学, 2001.

- [8] 张继发. 一维大应变固结理论的解析研究[博士学位论文D]. 杭州: 浙江大学, 2002.

- [9] 罗晓辉. 深基坑性状的有限变形时空效应研究[D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2002.

- [10] 谢康和, 郑辉, LEO C J. 软黏土一维非线性大应变固结解析理论[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(6): 680—684.

XIE Kang-he, ZHENG Hui, LEO C J. An analytical theory for 1-D non-linear large strain consolidation of soft clay[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2002, 24(6): 680—684.

- [11] Carter J P, Small J C, Booker J R. A theory of finite elastic consolidation[J]. **Int. J. Solids Structures**, 1977, 13: 467—478.

- [12] 丁洲祥, 龚晓南, 谢永利. 欧拉描述的大变形固结理论[J]. 力学学报, 2005, 37(1): 92—99.

DING Zhou-xiang, GONG Xiao-nan, XIE Yong-li. Finite strain consolidation theory with Eulerian description[J]. **Acta Mechanica Sinica**, 2005, 37(1): 92—99.

- [13] 丁洲祥, 龚晓南, 李韬, 等. 三维大变形固结本构关系的矩阵表述[J]. 地基处理, 2004, 15(4): 31—43.

DING Zhou-xiang, GONG Xiao-nan, LI Tao, et al. Matrix formulations of constitutive relations for 3-D finite strain consolidation[J]. **Ground Improvement**, 2004, 15(4): 31—43.

- [14] 殷有泉. 固体力学非线性有限元引论[M]. 北京: 北京大学出版社, 清华大学出版社, 1987. 160—202.

- [15] 罗晓辉, 白世伟. 深基坑大变形耦合分析与数值模拟[J]. 岩土力学, 2003, 24(6): 974—978.

LUO Xiao-hui, BAI Shi-wei. Couple analysis and numerical simulation of large deformation of deep foundation pit[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2003, 24(6): 974—978.