

DOI: 10.11779/CJGE2014S2050

上海悬挂式地下连续墙基坑渗流侵蚀引起的沉降研究

张兴胜¹, 卢耀如², 王建秀², WONG Henry³, 刘琦²

(1. 华北水利水电大学资源与环境学院, 河南 郑州 450011; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092;

3. 法国国立市政工程大学土木工程与建筑系, 沃昂夫兰 69120)

摘要: 针对土体内部渗流侵蚀现象进行分析, 揭示土体内部渗流侵蚀现象。固相部分土颗粒在渗流剪切作用下由固相变成可随液相一起流动的悬浮颗粒状态, 建立土体内部渗流侵蚀物理模型, 推导出描述渗流侵蚀的控制方程。针对上海第三类深基坑降水致使土体内部侵蚀从而诱发地面附加沉降开展研究, 以上海典型的深基坑工程为研究对象, 基于理论分析的数学物理模型及控制方程, 进行数值建模计算分析, 数值计算结果阐释了土体内部渗流侵蚀使导致地面附加沉降及变形。

关键词: 渗流侵蚀; 地面沉降; 控制方程

中图分类号: TU470

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2014)S2-0284-07

作者简介: 张兴胜(1978-), 男, 讲师, 主要从事工程地质, 岩土工程方面的研究教学工作。E-mail: mfriend126@126.com。

Land subsidence caused by pits seepage erosion of deep foundation with suspended diaphragm walls in Shanghai

ZHANG Xing-sheng¹, LU Yao-ru², WANG Jian-xiu², WONG Henry³, LIU Qi²

(1. Institute of Resources and Environment, North China Institute of Water Resources and Electric Power, Zhengzhou 450011, China;

2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Département Génie Civil et Bâtiment,

Université de Lyon, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, Vaulx-en-Velin 69120, France)

Abstract: According to analysis of the phenomenon of internal erosion of soils, the phenomenon of internal erosion of soils is that some soil particles departing from soil skeletons become fluidized ones sharing the same velocity with fluid phase. A physical model for the internal erosion of soils is established, and the corresponding constitutive equation is given. The land subsidence caused by the internal erosion of soils owing to pumping confined groundwater is discussed during the construction of third-class deep foundation pits. The numerical model depends on a practical deep foundation pit consisting of 8 layers of soils of Shanghai area. Based on the mathematical-physical model, four governing equations and the finite element numerical method, the calculated results demonstrate that the internal erosion will cause additional land subsidence and deformation.

Key words: seepage erosion; land subsidence; governing equation

0 引言

随着城市化进一步发展, 城市地面沉降越来越引起了人们的关注, 全球许多国家许多地区均发生了此类问题, 如德国、香港、西班牙、印尼等, 每年由地面沉降造成的经济损失严重。在中国累积沉降超过200 mm的区域有 $7.9 \times 10^4 \text{ km}^2$, 而且仍有扩大的趋势。目前, 超过50多个城市正遭受到地面沉降地质灾害, 如上海、北京、天津以及位于长江冲积平原、华北平原、汾河渭河平原与内蒙古区域的一些城市。诸多文献述及致使地面沉降的主要因素是由于人类的生产活动、工程地质与水文地质问题以及它们之间的相互耦合作用, 如抽取地下水、高层建筑物建设、地层固结等。

上海地处长江三角洲, 第四纪地层厚度达200~450 m, 浅层100.00 m深度内沉积有多层厚度较大的软土层。巨厚松散沉积层及多层孔隙水承压含水层的发育与不规则分布, 随着上海市地下空间开发向着大与深的方向不断发展, 基坑开挖深度已达到40多米, 基坑底板已进入上海市第一承压含水层(即⑦₁和⑦₂层), 承压含水层对基坑开挖施工的安全威胁越来越大, 降低承压含水层地下水的难度也越来越大。

上海中心城区地表下100 m深度范围内, 地层的沉积年代、地层层序、土层名称及分布状况详见表1。

基金项目: 高层次人才科研启动基金项目(201324)

收稿日期: 2014-07-28

表 1 上海中心城区 100 m 深度内土层层序及土层特征表

Table 1 Main sequence table and characters of soil layers with the depth of 100 m in Shanghai area				
年代	工程地质层组	地层序号	土层名称	备注
Q_h^3	填土层	①	① ₁ 人工填土	
			① ₂ 浜填土、浜底淤泥	
	硬壳层	② ₁ 、② ₂	褐黄—灰黄色黏性土	
	第一粉性土、砂土层	②	② ₀ 灰黄—灰色粉性土	
Q_h^2			② ₃ 灰色粉性土	
	第一软土层	③	③ 淤泥质粉质黏土	
		④	④ 淤泥质黏土	
	第二软土层	⑤ ₁	⑤ ₁ 灰色黏性土	
Q_h^1	第二粉性土、砂土层	⑤	⑤ ₂ 灰色粉性土、粉砂、粉质黏土与粉砂互层土	微承压含水层
	第二软土层		⑤ ₃ 灰色粉质黏土	
			⑤ ₄ 灰绿色粉质黏土	
	第一硬土层	⑥	⑥ 暗绿—草黄色黏性土	
Q_{p3}^2	第三粉性土、砂土层	⑦	⑦ ₁ 草黄—灰色粉性土、粉砂	第一承压含水层
			⑦ ₂ 灰色粉细砂	
	第二软土层	⑧	⑧ ₁ 灰色黏性土	
			⑧ ₂ 灰色粉质黏土、粉砂互层	
Q_{p3}^1	第四粉性土、砂土层	⑨	⑨ ₁ 青灰色粉细砂夹黏性土	第二承压含水层
			⑨ ₂ 青灰色粉、细砂夹中、粗砂	

近年来,上海越来越多的深基坑工程涌现出来,尤其是在密集高层建筑群中出现。为使周边建筑最大程度地免受深基坑引起的沉降地质灾害,地下连续墙常用于深基坑工程中,以承受外部土体压力,从而减小外部土体向基坑内位移形变。

依据地下连续墙所处地层位置及渗流作用规律,把基坑工程分为 3 类模式:

(1) 第一类模式:落底式地下连续墙渗流模式。地下连续墙穿过承压含水层,进入其隔水底板,将基坑内外水力联系隔绝,坑内降水用于疏干地下连续墙和隔水底板范围内的地层,基坑内降水对基坑外地下水没有影响。

(2) 第二类模式,潜水悬挂式地下连续墙渗流模式。地下连续墙部分插入潜水含水层,未进入承压含水层,基坑内外承压水相联通,基坑内降水井用于降低基坑下伏承压含水层的水头,防止基坑底出现突涌。基坑内承压水降水对基坑外影响较大。

(3) 第三类模式,承压水悬挂式地下连续墙渗流模式。地下连续墙穿越潜水含水层以及承压含水层隔水顶板,部分进入承压含水层中(未达隔水底板),基坑内外承压水水力联系部分隔绝,部分连通。

坑内降水井用于降低基坑下伏承压含水层的水头,防止基坑底出现突涌。基坑内降水对抗外有一定影响^[1-2]。

目前,根据上海区域地质、水文地质特征以及严格控制地下水抽取所引起的地面沉降,承压水悬挂式地下连续墙基坑(第三类基坑)通常被采用,即地下连续墙深入承压含水层一定深度,而没有完全穿过承压含水层,如图 1 所示。

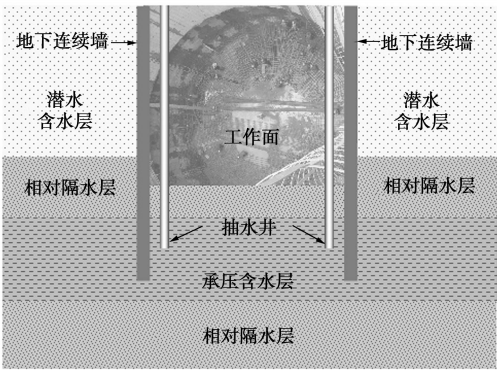


图 1 上海典型深基坑工程

Fig. 1 Typical model for deep foundation pit in Shanghai

1 土体内部渗流侵蚀模型

基于宏观尺度的观察及混合介质理论,提出土体内部渗流侵蚀模型,在该模型中土体被看作三相连续介质的叠加,土骨架 s , 孔隙水 w , 悬浮土颗粒 c 。土体骨架的改变是主要的研究对象,其运动方程采取拉格朗日描述方法;孔隙水与悬浮土颗粒的运动用欧拉法进行描述^[3]。下面介绍两个记号 α 与 β , 其分别代表整个颗粒与流相颗粒集合:

$$\alpha \in \{s, c, w\},$$
$$\beta \in \{c, w\}.$$

(1)

为了正确方便引述动量守恒,需引入体积分数,令一微小土体单元体积为 $d\Omega_0$, 当前体积为 $d\Omega$, 其有 3 部分组成: $d\Omega = d\Omega^s + d\Omega^w + d\Omega^c$, 图 2 给出 t 时刻单元土体相对体积分数的组成,而且初始时刻为 $t = 0$ 。由雅可比行列式定义为 $J = d\Omega / d\Omega_0$ 。当前饱

和土体的孔隙体积是指土体孔隙内流体的体积 $d\Omega^f$ ，也可表示成 $\phi d\Omega_0$ 或 $n d\Omega$ ，式中 $\phi = d\Omega^f / d\Omega_0$ （或 $n = d\Omega^f / d\Omega$ ）代表拉格朗日（欧拉）孔隙表示法，它们之间的关系为 $\phi = nJ$ 。因此，当前固相骨架体积可表示成 $d\Omega^s$ ，也可写成 $(J - \phi)d\Omega_0$ 或 $(1 - n)d\Omega$ 。由于侵蚀作用，一部分初始时刻的固相土骨架转变成悬浮状，此部分的悬浮状土颗粒的体积可表示为 $\phi_{er} d\Omega_0$ 。为了简化模型，假定各部分是不可压缩的，且具有相同的密度。即假定固相骨架与悬浮状土颗粒具有相同的密度即 $\rho_s = \rho_c$ ，为了宏观描述的方便，引入体积质量概念 m_α ，而且为了方便区分，定义 t 时刻密度 ρ^α 、固有密度 ρ_α 以及整体宏观密度 $\bar{\rho}$ 。因此， $m_\alpha d\Omega_0 = \rho^\alpha d\Omega$ 代表实际组分 α 在 t 时刻体积 $d\Omega$ 中的质量，这里 $m_\alpha = J\rho^\alpha$ 。而且， $c = d\Omega^c / (d\Omega^w + d\Omega^c)$ 与 $(1 - c) = d\Omega^w / (d\Omega^w + d\Omega^c)$ 分别代表液相中悬浮状态土颗粒与孔隙水的体积分数。利用上面的记法，可以容易的得到：

$$\left. \begin{aligned} \rho^s &= (1 - n)\rho_s, \\ \rho^w &= n(1 - c)\rho_w, \\ \rho^c &= nc\rho_s, \end{aligned} \right\} \quad (2a)$$

$$\bar{\rho} = (1 - \phi)\rho_s + \phi(1 - c)\rho_w + \phi c\rho_s, \quad (2b)$$

$$\left. \begin{aligned} m_\alpha &= J\rho^\alpha, \\ m_s &= (J - \phi)\rho_s, \\ m_c &= \phi c\rho_s, \\ m_w &= \phi(1 - c)\rho_w. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

用 m_t 代表 t 时刻的总质量，从而有关系式：
 $m_t = m_s + m_c + m_w$ ，从图 2 可以看出：

$$\phi = \phi_0 + \varepsilon_v + \phi_{er} \quad (4)$$

2 基本方程

2.1 质量守恒

由质量守恒可以得到：

$$\frac{\partial \rho^\alpha}{\partial t} + \text{div}(\rho^\alpha \mathbf{v}_\alpha) = \hat{m}_\alpha \quad (5)$$

广义的达西定律^[4]可表示为

$$\mathbf{V}^D = k(\phi, c)(-\text{grad}P_f + \rho_f \mathbf{g}), \quad (6)$$

式中， k 是一个正标量，代表渗透性，它不仅与孔隙大小有关，而且与悬浮颗粒体积浓度 c 有关，由于悬浮颗粒影响多孔介质流体的黏滞性。经过推导建立如下关系式：

$$k(\phi, c) = \frac{\kappa_0}{\eta_w(1 + 2.5c)} \frac{\phi^3}{(1 - \phi)^2} \left(\frac{\phi_0^3}{(1 - \phi_0)^2} \right)^{-1} \quad (7)$$

假定悬浮状土颗粒与孔隙水具有相同的流速，利用式 (3)、(5) 可以得到关系式：

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} + \text{div} \mathbf{V}^D = \frac{\partial \phi_{er}}{\partial t} \quad (8)$$

利用式 (4)，式 (8) 还可表示为

$$\dot{\varepsilon} + \text{div} \mathbf{V}^D = 0 \quad (9)$$

2.2 外力平衡

假定 σ 是总应力， \mathbf{n} 是外法线方向，应用古典高斯理论体积分可以得到^[4]：

$$\text{div} \sigma + \sum_a \left(\rho^a (\mathbf{g} - \gamma_a) - \frac{1}{J} \hat{m}_a \mathbf{v}_a \right) = 0 \quad (10)$$

假定总应力是由三部分应力组成^[5]

$$\sigma = \sigma^s + \sigma^w + \sigma^c \quad (11)$$

为了简化，把流体的应力表示为静水压力，即

$$\left. \begin{aligned} \sigma^\beta &= -n_\beta P_\beta \mathbf{I}, \\ \beta &\in \{c, w\}, \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

式中， n_β 与 P_β 分别代表体积分数与压力。

2.3 固相力学本构

由太沙基有效应力原理，可以得出如下关系式：

$$\sigma' = \sigma + P_f \mathbf{I} \quad (13)$$

基于损伤力学，假定由于侵蚀的发生孔隙变大也是损伤的结果^[6]，可以得出下面的关系：

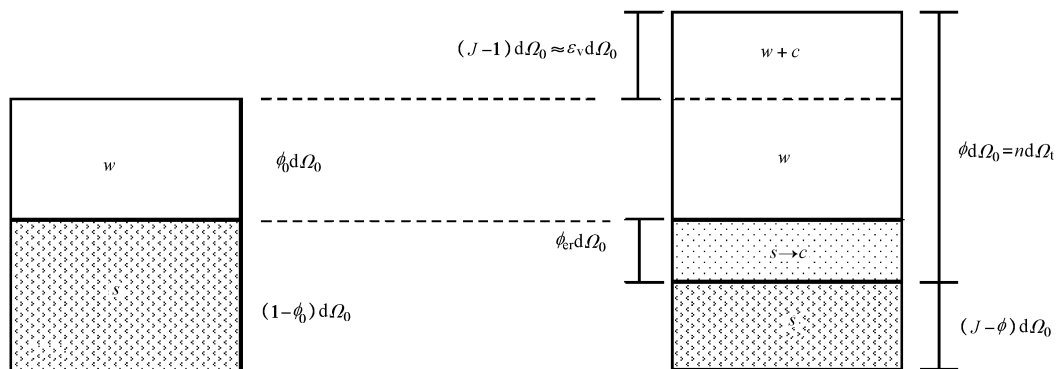


图 2 初始及 t 时刻土体单元体积分数

Fig. 2 Definition of initial and current volume fractions

$$\left. \begin{aligned} C(\phi) &= \frac{1-\phi}{1-\phi_0} C^0, \\ E(\phi) &= \frac{1-\phi}{1-\phi_0} E_0, \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

式中, C^0 与 $C(\phi)$ 表示初始状态 ($\phi = \phi_0$) 与当前状态下的弹性刚度张量, E_0 与 $E(\phi)$ 代表初始状态 ($\phi = \phi_0$) 与当前状态下的弹性模量。各向同性可以表示成如下关系:

$$C^0 = \frac{\nu E_0}{(1+\nu)(1-2\nu)} \mathbf{I} \otimes \mathbf{I} + \frac{E_0}{(1+\nu)} \mathbf{II} \quad (15)$$

式中, \mathbf{I} 是二阶张量, \mathbf{II} 是四阶张量, 把体应变用记法 $\varepsilon_v = \mathbf{I} : \boldsymbol{\varepsilon}$ 表示, 可以得到:

$$\begin{aligned} \boldsymbol{\sigma} &= \boldsymbol{\sigma}' - P_f \mathbf{I} \\ &= \frac{\nu E(\phi) \varepsilon_v}{(1+\nu)(1-2\nu)} \mathbf{I} + \frac{E(\phi)}{(1+\nu)} \boldsymbol{\varepsilon} - P_f \mathbf{I} \quad (16) \end{aligned}$$

3 渗流侵蚀控制方程

利用达西定律及体应变 $\varepsilon_v = \text{div} \mathbf{u}$, 由式 (9) 可以推导出第一个控制方程:

$$\text{div}(\dot{\mathbf{u}}) + \text{div} \left(\frac{k(\phi, c) *}{(-\text{grad} P_f + \rho_f \mathbf{g})} \right) = 0 \quad (17)$$

对于悬浮颗粒由质量守恒关系式 (5), 以及关系式 (3), (6) 与 (9) 可以得到第二个控制方程:

$$\phi \dot{c} - k(\phi, c) \text{grad} P_f \cdot \text{grad} c + k(\phi, c) \rho_f \mathbf{g} \cdot \text{grad} c = (1-c) \dot{\phi}_{\text{er}} \quad (18)$$

忽略加速度影响项, 土体单元力学平衡关系式可以写成:

$$\text{div}(\boldsymbol{\sigma}) + \bar{\rho} \mathbf{g} = 0 \quad (19)$$

引入关系式 (16) 可以得到第三个控制方程:

$$\text{div} \left(\frac{1-\phi}{1-\phi_0} C^0 : \boldsymbol{\varepsilon} \right) - \text{grad} P_f + \bar{\rho} \mathbf{g} = 0 \quad (20)$$

土体内部渗流侵蚀驱动力是孔隙中流动的流体作用在土体固相骨架间的切应力 τ , 假定其临界剪应力 τ_c , 描述渗流侵蚀简洁的本构关系式如下:

$$\dot{\phi}_{\text{er}} = \lambda \langle \tau - \tau_c \rangle \quad (21)$$

式中, λ 是一个正常数, 它与土的性质有关, 式中方括号代表条件关系, 即当 $x \geq 0$ 时 $\langle x \rangle = x$, 当 $x < 0$ 时 $\langle x \rangle = 0$ [7]。

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \rho \mathbf{g} \cdot \mathbf{i} \frac{D_r}{4}, \\ D_r &= 4 \sqrt{2\kappa(\phi)/\phi}, \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

式中, D_r 表示孔隙直径, i 表示水力梯度, $\kappa(\phi)$ 为土体的固有渗流性, 它与孔隙率 ϕ 有关, 第四个控制方程可以表示为

$$\dot{\phi}_{\text{er}} = \lambda \left\langle \sqrt{\frac{2\kappa(\phi)}{\phi}} \|\text{grad}[P_f + \rho_f \mathbf{g}z]\| - \tau_c \right\rangle \quad (23)$$

至此, 得到了描述土体渗流侵蚀的多场耦合控制方程 (偏微分方程) (17), (18), (20) 与 (23)。在这些控制方程中涉及到 6 个材料参数 (λ , τ_c , κ_0 , E_0 , ν , ϕ_0)。

4 基坑渗流侵蚀引起的沉降数值模型

在深基坑工程中, 由于坑内降水使基坑内外存在有较大的水力梯度, 使地下连续墙下端的土体发生渗流侵蚀, 从而导致地面沉降问题, 结合上面建立的控制方程, 对此问题进行数值模拟研究。

4.1 工程背景

场地地貌平坦, 地面高程 4.18~4.64 m, 地基土层特性见表 1。地下水有潜水和承压水两种类型。潜水主要赋存于浅层人工填土 (①₁、①₂) 及②₃、③₂ 粉质黏土中, 稳定水位埋深 0.30~3.30 m, 主要补给来源为大气降水。

深部承压水位于第⑦层粉细砂和第⑨层粉细砂—中砂中。第⑦层上部⑦₁ 层砂质粉土厚约 15.0 m, 下部⑦₂ 层粉砂厚约 12.0 m, 静止水位高程约 -3.50 m, 隔水顶板埋深约 42.00 m。第⑨层未钻穿, 静止水位高程约 -3.90 m, 隔水顶板埋深约 72.00 m。经抽水试验证实第⑧₁ 层具有较好的隔水性。

基坑开挖深度为 35.30 m, 采用地下连续墙圆筒围护, 圆筒外径 31.60 m, 墙厚 1.00 m, 入土深度 63.00 m。为了防止周边地面过多的地面沉降, 主要是采用基坑内部降水形式, 在坑外设置观测井, 及备用应急降水井。

4.2 数值模型

本次基坑渗流潜蚀数值模型是基于轴对称选取一截面进行计算, 模型形状如图 3 所示。AI = 200 m, QU = 14.8 m, AH = 80 m, HY = 215.8 m, $H_1 = h_6 + h_7 + h_9 + h_{10}$, $H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 + h_7$, 其中 $h_1 = AB$, $h_2 = BC$, $h_3 = CD$, $h_4 = DE$, $h_5 = EF$, $h_6 = FG$, $h_7 = GH$, $h_8 = PT$, $h_9 = UV$ 与 $h_{10} = VW$ 的值分别为 3.01, 7.90, 11.20, 19.40, 14.80, 12.94, 10.75, 62.50, 5.70, 14.50 m。其中土层①、②与③属于潜土层, ④与⑦是弱透水含水层; ⑤与⑥是承压含水层, ⑤层顶部压力水头是 $H_c = 72.70$ m。IOTP 代表是混凝土地下连续墙。有限元网格剖分见图 4。

4.3 渗流潜蚀参数

在本次数值模型试验中, 每一土层的潜蚀参数见表 2。

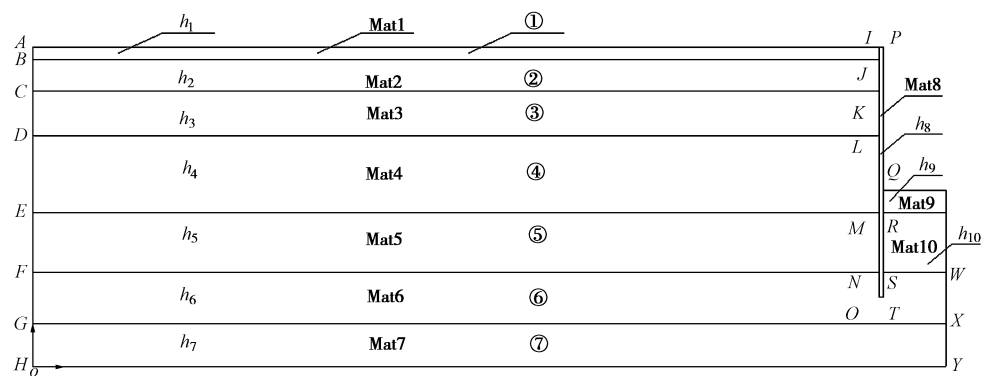


图 3 深基坑计算模型图

Fig. 3 Schematic configuration of deep foundation pit

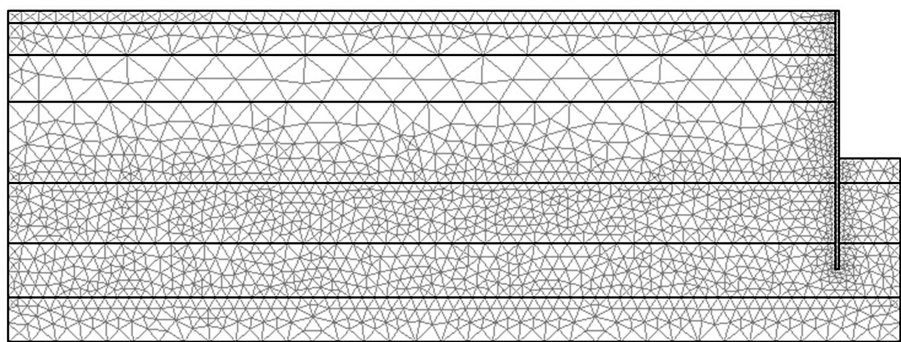


图 4 深基坑有限单元网格剖分图

Fig. 4 Finite element mesh of physical domain including diaphragm walls

表 2 数值模型试验潜蚀参数

Table 2 Material parameters used in numerical example

参数	α $/(\text{kPa}^{-1} \cdot \text{s}^{-1})$	τ_c $/\text{kPa}$	K_v $/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	K_h $/(\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	E_0 $/\text{kPa}$	ν	ϕ_0
Mat 1	5×10^{-9}	3×10^{-8}	4.65×10^{-9}	1.67×10^{-10}	5×10^6	0.33	0.49
Mat 2	5×10^{-9}	4×10^{-8}	1.21×10^{-10}	7.39×10^{-9}	2.66×10^6	0.30	0.56
Mat 3	5×10^{-9}	5×10^{-8}	1.18×10^{-12}	8.23×10^{-10}	2.52×10^6	0.36	0.58
Mat 4	5×10^{-9}	4×10^{-8}	1.67×10^{-10}	4.65×10^{-9}	6×10^6	0.33	0.50
Mat 5	2.5×10^{-7}	1×10^{-8}	3.35×10^{-7}	2.75×10^{-6}	12.13×10^6	0.30	0.48
Mat 6	5×10^{-7}	1×10^{-8}	1.87×10^{-7}	1.87×10^{-6}	13.78×10^6	0.27	0.43
Mat 7	5×10^{-9}	8×10^{-8}	8.23×10^{-10}	8.23×10^{-9}	6.39×10^6	0.33	0.40
Mat 8	5×10^{-11}	2×10^{-7}	1×10^{-14}	1.0×10^{-16}	2×10^9	0.21	0.20
Mat 9	5×10^{-9}	4×10^{-8}	1.67×10^{-10}	4.65×10^{-9}	6×10^6	0.33	0.50
Mat 10	2.5×10^{-7}	1×10^{-8}	3.35×10^{-7}	2.75×10^{-6}	12.13×10^6	0.30	0.48

4.4 初始与边界条件

在初始状态时,假定其位移与应变处处为零,初始应力也为零。之后随着边界条件的给定、时间的推移,应力、应变状态、各场状态变量随之改变。我们假定该过程完全弹性的,各层土的初始孔隙率为 ϕ_0 ,初始颗粒浓度为 $c_0 = 0$ 。

在水平面上 AI , 孔隙水压力为零 $P_w = 0$ (自由水面), 其上面所受上部土体的压力为 $\gamma_{\text{sat}} \times 0.5$ (计算面 AI 是在地表面以下 0.5 m 处, 即地下潜水位处)。在边界 AB , BC , CD 上孔隙水压力为 $(H - y)\gamma_w$ 。在边界

DE 与 GH 上, 水力边界条件是 Neumann 边界条件。在边界 EF 与 FG 上, 孔隙水压力为 $(H_c - y)\gamma_w$ 。在边界 IP 与 QU 上孔隙水压力为零。在边界 PQ 上, 孔隙水与土压力均为零。在边界 UV , VW , WX 与 XY 上, 水力边界条件属于 Neumann 边界条件, HY 边界作为不透水 Neumann 边界条件, 其上位移为零。

4.5 计算结果

计算结果图 5 显示在渗流潜蚀作用下基坑内外各地层孔隙率随时间变化情况。在初始时刻各地层孔隙率是不同的, 见图 5 (a)。随着降水作业的进行, 孔

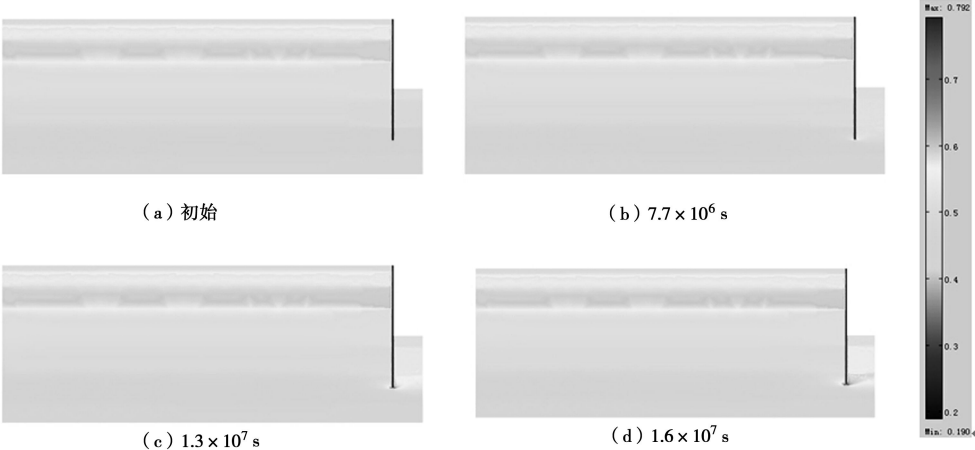


图 5 孔隙率随时间变化计算结果图

Fig. 5 Spatial distribution of porosity at different time

隙率也随时间不断增大, 尤其是两相对不透水层之间的承压含水层。从图 5 (b)、5 (c) 与 5 (d) 中可以看出, 在地下连续墙脚处孔隙率随时间变化较大, 并逐渐形成较明显的侵蚀区。若抽水井施工质量存有缺陷, 可使土颗粒流出, 或地下连续墙存有质量缺陷以及深基坑底部处理不及时有浊水冒出等, 这些被潜蚀的土颗粒将会被带出。从而导致由此带来的土体潜蚀引起的地面沉降。在地下连续墙底部点 N , O , T , S , R 五点处的孔隙率随时间变化情况见图 6。从而证实了孔隙率变化较大处是位于地下连续墙底部, 即水力梯度较大处 O , T 点处。

关于孔隙水压力分布及渗流速度分布见图 7, 从图中很容易看出在地下连续墙底部渗流速度较大。由于混凝土地下连续墙具有低渗透性, 并起到了较好的隔水作用, 因此在坑内降水时, 主要渗流通道常发生在地下连续墙底部。与定性分析结果相一致。计算结果图 7 诠释了渗流速度与孔隙水压力分布之间的相关

关系。通过计算结果还可以注意到在图 5 中孔隙率变化较大处与图 7 中所示的渗流速度及压力梯度最大处吻合, 这也很好地解释了以上推导建立的控制方程与本构关系的正确性。也就是所建立的土体渗流潜蚀是关于水力梯度、水力传导系数、孔隙率等参数之间的函数的正确性, 这些影响因素将会直接影响到渗流速度以及土体渗流侵蚀程度的大小。

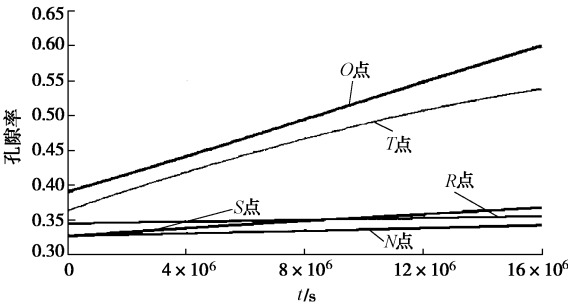


图 6 点 N , O , T , S , R 处孔隙率随时间变化图

Fig. 6 Variation of porosity with time for points N , O , T , S , R

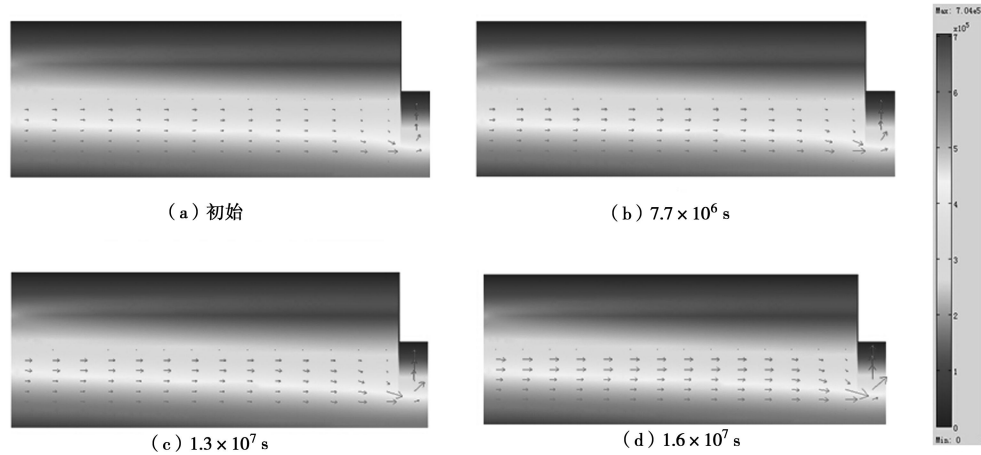


图 7 孔隙水压力与渗流速度随时间分布图

Fig. 7 Spatial distribution of pore pressure and seepage velocity at different time

5 结 论

(1) 对土体渗流侵蚀机理、特性以及各影响因素之间相互关系进行理论分析研究,建立了土体孔隙率、侵蚀率、流体黏滞性系数、流体中悬浮土颗粒浓度、水力梯度、渗透系数、侵蚀损伤系数与弹性模量之间的相关关系,建立并推导出土体渗流侵蚀控制方程。

(2) 对上海承压水悬挂式地下连续墙深基坑渗流侵蚀问题进行分析研究,提出由于悬挂式地下连续墙深基坑渗流侵蚀所引起的附加地面沉降问题。

(3) 结合上海地层地质资料进行建模,并进行有限元多场耦合数值试验。数值计算从时空角度给出了上海承压水悬挂式地下连续墙深基坑在渗流作用下土体内部侵蚀发生、发展过程以及孔隙率变化分布规律,并由此引发土体强度降低、地面沉降增加。计算分析结果表明渗流侵蚀与土体特性(如侵蚀率、临界剪切率、水力传导系数、泊松比、弹性模量等参数)有关。

参考文献:

[1] 吴林高. 工程降水设计施工与基坑渗流理论[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003. (WU LG. Design and construction of

dewatering engineering and theory of pit seepage[M]. Beijing: China Communication Press, 2003. (in Chinese))

- [2] WANG Jian-xiu, FENG Bo, LIU Yan, et al. Controlling subsidence caused by de-watering in a deep foundation pit[J]. Bull Eng Environ, 2012, **71**: 545 – 555.
- [3] ZHANG X S, WONG H, LEO C J, et al. A thermodynamics-based model on the internal erosion of earth structures[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2013, **31**: 479 – 492.
- [4] OLIVIER Coussy. Poromechanics[M]. West Sussex: John wiley & Sons Ltd, 2004.
- [5] PAPAMICHOS E, VARDOLAKIS I. Sand erosion with a porosity diffusion law[J]. Computers and Geotechnics, 2005, **32**(1): 47 – 58.
- [6] JEAN Lemaitre. A course on damage mechanics[M]. Verlag Berlin: Springer, 1991.
- [7] REDDI L N, LEE I M, BOONALA M V S. Comparison of internal and surface erosion using flow pump tests on a sand-kaolinite mixture[J]. Geotechnical Tesitng Journal, 2000, **23**(1): 116 – 122.

(本文责编 胡海霞)