

# 基坑开挖卸载诱发的渗流分析

李玉岐<sup>1</sup>, 周 健<sup>1</sup>, 谢康和<sup>2</sup>

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310027)

**摘要:** 在地下水位比较高的地区开挖基坑时, 卸载和坑内外水头差诱发的渗流对基坑工程有很大的影响。基于非稳定渗流理论, 推导了一维渗流作用下基坑主动区和被动区的水头计算公式, 并分析了主动区和被动区的水头随时间的变化规律, 研究了坑内外水头变化对作用在围护结构上的孔隙水压力、土压力以及侧压力的影响。

**关键词:** 基坑; 渗流; 水头; 侧压力

中图分类号: TU432 文献标识码: A 文章编号: 1000 - 4548(2006)10 - 1259 - 04

**作者简介:** 李玉岐(1977 - ), 男, 河南唐河人, 博士, 现在同济大学土木工程博士后流动站从事软粘土力学与地基处理等方面的研究工作。

## Analysis of seepage induced by excavation

LI Yu-qi<sup>1</sup>, ZHOU Jian<sup>1</sup>, XIE Kang-he<sup>2</sup>

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310027, China)

**Abstract:** Unloading and water head difference between the inside and outside of a foundation pit would induce seepage in high water table ground, which had significant influence on excavation engineering. Based on the unsteady seepage theory, analytical formulas for calculating the water head in active and passive zones of a foundation pit were obtained under the assumption that groundwater seepage was one-dimensional. Variations of water head with time in active and passive zones were analyzed, and the influence of water head variation on pore water pressure, earth pressure and lateral pressure acting on retaining structure was further investigated.

**Key words:** excavation; seepage; water head; lateral pressure

## 0 引 言

在地下水位比较高的地区开挖基坑时, 地下水将在坑内外水头差的作用下发生渗流; 尤其在软土地区开挖基坑时, 开挖卸载将在坑底和周围土体中产生负的超静孔压, 这更加剧了坑内外地下水渗流的复杂性。根据大量基坑失稳和变形破坏的实例分析<sup>[1-2]</sup>可知, 因渗流引发的基坑失事占很大比重。由于基坑工程的复杂性, 目前对基坑工程的渗流理论研究还很不深入, 尤其是对基坑非稳定渗流的解析解研究还很鲜见。本文基于非稳定渗流理论<sup>[3]</sup>, 结合当前对固结理论的研究成果<sup>[4-8]</sup>, 推导了基坑非稳定渗流的解析解, 并分析了坑内外水头变化对作用在基坑围护结构上的水压力、土压力以及侧压力(水土压力之和)的影响。

## 1 基坑开挖的渗流方程及求解

### 1.1 控制方程及求解条件

卸载引起的负超静孔压的消散以及开挖引起的坑内外水头差变化诱发的渗流, 使得坑内外地下水的水

头不断变化(流速和方向), 因此地下水的渗流属于非稳定渗流问题。

图1为一软土地区的基坑开挖示意图。基坑开挖深度为 $\Delta h$ (假设开挖一次完成), 开挖土体的有效重度为 $\gamma'_0$ 。考虑到软土的渗透性较差, 假设开挖完成后坑内外地下水位面分别在坑底开挖面处和坑外地表处保持不变。主动区和被动区的土层厚度分别为 $h_1$ 和 $h_2$ ( $h_2 = h_1 - \Delta h$ ); 饱和重度分别为 $\gamma_{sat1}$ 和 $\gamma_{sat2}$ ; 浮(有效)重度分别为 $\gamma'_1$ 和 $\gamma'_2$ ( $\gamma'_i = \gamma_{sati} - \gamma_w$ ,  $i = 1, 2$ ),  $\gamma_w$ 为水的重度; 渗透系数分别为 $k_{v1}$ 和 $k_{v2}$ ; 回弹模量分别为 $E_{r1}$ 和 $E_{r2}$ , 并假定为常值。

采用太沙基一维固结理论的假设, 且主动区和被动区的水头用 $L_1(z, t)$ 和 $L_2(z, t)$ 表示, 根据非稳定渗流理论<sup>[3]</sup>, 则主动区和被动区的水头控制方程分别为

$$\frac{\partial L_1(z, t)}{\partial t} = c_{r1} \frac{\partial^2 L_1(z, t)}{\partial z^2}, \quad (0 \leq z \leq h_1), \quad (1)$$

$$\frac{\partial L_2(z,t)}{\partial t} = c_{r2} \frac{\partial^2 L_2(z,t)}{\partial z^2}, \quad (\Delta h \leq z \leq h_1) \quad (2)$$

式中  $c_{ri} = k_{vi} E_{ri} / \gamma_w = k_{vi} / (m_{ri} \gamma_w)$ , ( $i=1,2$ ), 由于基坑开挖卸载与软土固结是一个相逆的过程, 为了与固结系数相区分, 将其定义为吸水膨胀系数;  $m_{ri} = 1/E_{ri}$ , ( $i=1,2$ ), 称为体积回弹系数。

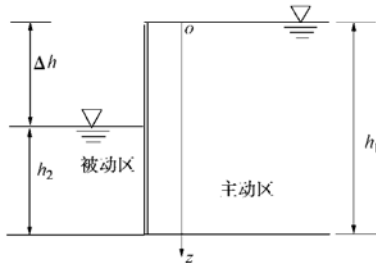


图1 基坑开挖示意图

Fig. 1 Sketch drawing of a foundation pit

假设主动区和被动区在围护结构的底部渗流连续, 则控制方程(1)和(2)的边界条件为

$$\begin{cases} L_1(0,t) = 0, \\ L_2(\Delta h,t) = -\Delta h, \\ L_1(h_1,t) = L_2(h_1,t), \\ k_{v1} \frac{\partial L_1(h_1,t)}{\partial z} = -k_{v2} \frac{\partial L_2(h_1,t)}{\partial z}. \end{cases} \quad (3)$$

根据已有的研究<sup>[9-10]</sup>, 假设坑内外水头差诱发的渗流在基坑底部连续, 则  $L_1(z,0) = -\frac{k_{v2} \Delta h z}{k_{v1} h_2 + k_{v2} h_1}$ ,

$$L_2(z,0) = -\Delta h + \frac{k_{v1} \Delta h (z - \Delta h)}{k_{v1} h_2 + k_{v2} h_1};$$

并假设卸载引起的坑内初始超静孔压为开挖土体的有效应力, 坑外初始超静孔压由围护结构底部到坑外地表线性分布, 则  $L_1(z,0) = -\gamma'_0 \Delta h z / (\gamma_w h_1)$ ,  $L_2(z,0) = -\gamma'_0 \Delta h / \gamma_w$ 。把二者结合起来考虑, 则初始条件为

$$\begin{cases} L_1(z,0) = -\frac{\gamma'_0 \Delta h}{\gamma_w h_1} z - \frac{k_{v2} \Delta h}{k_{v1} h_2 + k_{v2} h_1} z, \\ L_2(z,0) = -\gamma'_0 \Delta h / \gamma_w - \Delta h \\ \quad + \frac{k_{v1} \Delta h}{k_{v1} h_2 + k_{v2} h_1} (z - \Delta h). \end{cases} \quad (4)$$

### 1.2 方程求解

对控制方程(1)和(2)的边界条件进行齐次化, 令

$$L_1(z,t) = L_{11}(z,t) - \frac{k_{v2} \Delta h}{k_{v1} h_2 + k_{v2} h_1} z, \quad (5)$$

$$L_2(z,t) = L_{22}(z,t) - \Delta h + \frac{k_{v1} \Delta h}{k_{v1} h_2 + k_{v2} h_1} (z - \Delta h), \quad (6)$$

则  $L_{11}(z,t)$  和  $L_{22}(z,t)$  满足控制方程(1)和(2), 且其边界条件为

$$\begin{cases} L_{11}(0,t) = 0, \\ L_{22}(\Delta h,t) = 0, \\ L_{11}(h_1,t) = L_{22}(h_1,t), \\ k_{v1} \frac{\partial L_{11}(h_1,t)}{\partial z} = -k_{v2} \frac{\partial L_{22}(h_1,t)}{\partial z}, \end{cases} \quad (7)$$

其初始条件为

$$\begin{cases} L_{11}(z,0) = -\gamma'_0 \Delta h z / (\gamma_w h_1), \\ L_{22}(z,0) = -\gamma'_0 \Delta h / \gamma_w. \end{cases} \quad (8)$$

根据已有的研究<sup>[10]</sup>, 对  $L_{11}(z,t)$  和  $L_{22}(z,t)$  的求解, 可以把二者视作一个双层地基系统, 并参考当前对双层地基固结理论的研究成果<sup>[6]</sup>, 可以得到  $L_{11}(z,t)$  和  $L_{22}(z,t)$  的计算公式分别为

$$L_{11}(z,t) = \sum_{m=1}^{\infty} B_m \sin(\lambda_m \frac{z}{h_1}) e^{-\beta_m t}, \quad (0 \leq z \leq h_1), \quad (9)$$

$$L_{22}(z,t) = \sum_{m=1}^{\infty} A_m B_m \sin(\mu \lambda_m \frac{z - \Delta h}{h_1}) e^{-\beta_m t}, \quad (\Delta h \leq z \leq h_1), \quad (10)$$

$$\text{式中 } A_m = \begin{cases} \frac{\sin \lambda_m}{\sin(\mu c \lambda_m)}, & \sin(\mu c \lambda_m) \neq 0, \\ -\frac{\cos \lambda_m}{\mu K \cos(\mu c \lambda_m)}, & \sin(\mu c \lambda_m) = 0. \end{cases}$$

$$B_m = -\frac{2\gamma'_0 \Delta h (\sin \lambda_m + \mu K A_m \lambda_m)}{\gamma_w \lambda_m^2 (1 + bc A_m^2)}, \quad \beta_m = \frac{c_{r1} \lambda_m^2}{h_1^2},$$

$c = h_2/h_1$ ,  $\mu = \sqrt{c_{r1}/c_{r2}} = \sqrt{b/K}$ ,  $K = k_{v2}/k_{v1}$ ,  $b = m_{r2}/m_{r1}$ ,  $\lambda_m$  为特征方程  $\mu K \sin \lambda_m \cos(\mu c \lambda_m) + \cos \lambda_m \sin(\mu c \lambda_m) = 0$  的正根。

根据式(5)、(6)、(9)和(10), 可得主动区和被动区的水头计算公式分别为

$$L_1(z,t) = \sum_{m=1}^{\infty} B_m \sin(\lambda_m \frac{z}{h_1}) e^{-\beta_m t} - \frac{k_{v2} \Delta h}{k_{v1} h_2 + k_{v2} h_1} z, \quad (0 \leq z \leq h_1), \quad (11)$$

$$L_2(z,t) = \sum_{m=1}^{\infty} A_m B_m \sin(\mu \lambda_m \frac{z - \Delta h}{h_1}) e^{-\beta_m t} - \Delta h + \frac{k_{v1} \Delta h}{k_{v1} h_2 + k_{v2} h_1} (z - \Delta h), \quad (\Delta h \leq z \leq h_1). \quad (12)$$

当  $t \rightarrow \infty$  时,  $L_{11}(z,\infty) = 0$ ,  $L_{22}(z,\infty) = 0$ , 所以

$$L_1(z,\infty) = -\frac{k_{v2} \Delta h}{k_{v1} h_2 + k_{v2} h_1} z, \quad (13)$$

$$L_2(z,\infty) = -\Delta h + \frac{k_{v1} \Delta h}{k_{v1} h_2 + k_{v2} h_1} (z - \Delta h), \quad (14)$$

式(13)和(14)即为坑内外地下水稳定渗流时的解, 这与文献[9]中的结果一致。

## 2 渗流对围护结构侧压力的影响

开挖卸载引起的负超静孔压的消散以及坑内外水

头差诱发的渗流使得主动区和被动区的孔隙水压力不断变化, 并进而引起作用在围护结构上的土压力以及侧压力(水土压力之和)的不断变化。

主动区和被动区的孔隙水压力(超静孔压和静水压力之和)计算公式分别为

$$p_{wa}(z,t) = \gamma_w [L_1(z,t) + z], \quad (0 \leq z \leq h_1), \quad (15)$$

$$p_{wp}(z,t) = \gamma_w (z - \Delta h) - \gamma_w [(-\Delta h) - L_2(z,t)]$$

$$= \gamma_w [L_2(z,t) + z], \quad (\Delta h \leq z \leq h_1). \quad (16)$$

根据太沙基有效应力原理, 主动区和被动区土体中的有效应力计算公式分别为

$$\sigma'_1(z,t) = \sigma_1 - p_{wa}(z,t)$$

$$= \gamma_{sat1} z - \gamma_w [L_1(z,t) + z], \quad (0 \leq z \leq h_1), \quad (17)$$

$$\sigma'_2(z,t) = \sigma_2 - p_{wp}(z,t)$$

$$= \gamma_{sat2} (z - \Delta h) - \gamma_w [L_2(z,t) + z], \quad (\Delta h \leq z \leq h_1), \quad (18)$$

式中  $\sigma_i (i=1,2)$  为总的竖向应力。

根据朗肯土压力理论, 作用在围护结构上的主动土压力和被动土压力分别为

$$p_{ea}(z,t) = K_a \sigma'_1(z,t) - 2c'_1 \sqrt{K_a}$$

$$= K_a \gamma_{sat1} z - K_a \gamma_w [L_1(z,t) + z]$$

$$- 2c'_1 \sqrt{K_a}, \quad (0 \leq z \leq h_1), \quad (19)$$

$$p_{ep}(z,t) = K_p \sigma'_2(z,t) + 2c'_2 \sqrt{K_p}$$

$$= K_p \gamma_{sat2} (z - \Delta h) - K_p \gamma_w [L_2(z,t) + z] +$$

$$2c'_2 \sqrt{K_p}, \quad (\Delta h \leq z \leq h_1). \quad (20)$$

所以, 主动区和被动区作用在围护结构上的侧压力分别为

$$p_a(z,t) = p_{wa}(z,t) + p_{ea}(z,t)$$

$$= (1 - K_a) \gamma_w [L_1(z,t) + z] + K_a \gamma_{sat1} z$$

$$- 2c'_1 \sqrt{K_a}, \quad (0 \leq z \leq h_1), \quad (21)$$

$$p_p(z,t) = p_{wp}(z,t) + p_{ep}(z,t)$$

$$= (1 - K_p) \gamma_w [L_2(z,t) + z] + K_p \gamma_{sat2} (z - \Delta h)$$

$$+ 2c'_2 \sqrt{K_p}, \quad (\Delta h \leq z \leq h_1), \quad (22)$$

式中  $K_a = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi'_1}{2} \right)$ ;  $K_p = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi'_2}{2} \right)$ ;  $c'_i$  和  $\phi'_i (i=1,2)$  为土的有效应力强度指标。

### 3 算例分析

某基坑工程, 开挖深度为 8 m, 围护桩长为 16 m。基坑开挖完成后坑内外地下水水位面分别在坑底开挖面和坑外地表处保持不变。坑内外土体均为淤泥质粉质粘土, 饱和重度、回弹模量和竖向渗透系数相同, 分别为 18.7 kN/m<sup>3</sup>、7.2 MPa 和 8.7×10<sup>-7</sup> cm/s, 有效应力强度指标  $c'_1 = c'_2 = 0$ ,  $\phi'_1 = \phi'_2 = 20^\circ$ 。

图 2 为坑内外的水头随时间变化曲线图, 图中 8~

16 m 之间的变化曲线为被动区的变化曲线, 0~16 m 之间的变化曲线为主动区的变化曲线。从图 2 中可以看出, 随着基坑开挖后暴露时间的增加, 开挖卸载引起的负超静孔压逐渐消散, 因而主动区和被动区的水头(绝对值)都逐渐变小而趋于稳定渗流的情况。

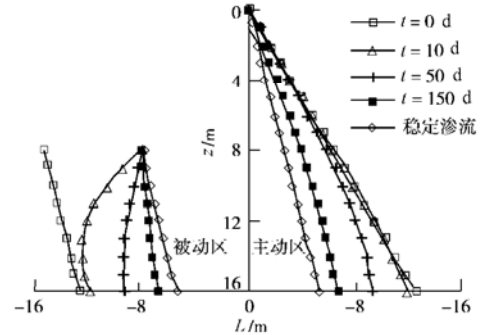


图 2 水头随时间变化图

Fig. 2 Variations of water head with time

图 3~5 分别为作用在围护结构上的孔隙水压力、土压力以及侧压力随时间变化图, 图中 8~16 m 之间的变化曲线为被动区的变化曲线, 0~16 m 之间的变化曲线为主动区的变化曲线。从图 3 和图 4 中可以看出, 随着基坑开挖后暴露时间的增加, 由于卸载引起的超静孔压逐渐消散, 而坑内外的静水压力不变, 所以主动区和被动区的孔压逐渐增加趋于稳定渗流的情况, 并进而引起作用在围护结构两侧的土压力减小。从图 3 中还可以看出, 在离被动区开挖面较近的深度范围内, 由于初始负的超静孔压大于静水压力, 所以孔压经历一个从负孔压到正孔压的过渡过程。从图 5 中可以看出, 基坑在刚开挖完毕时的安全性最高; 随着基坑开挖后暴露时间的增加, 围护结构两侧受孔压增加和土压力减小的共同影响, 使得被动区作用在围护结构上的侧压力逐渐减小, 而主动区作用在围护结构上的侧压力逐渐增大, 并且都逐渐趋于稳定渗流的情况, 这非常不利于基坑的安全。因此, 基坑开挖完成后尽快完成基础底板浇筑, 减少基坑暴露时间, 可以充分利用卸载产生的负超静孔压, 提高基坑工程的安全性。

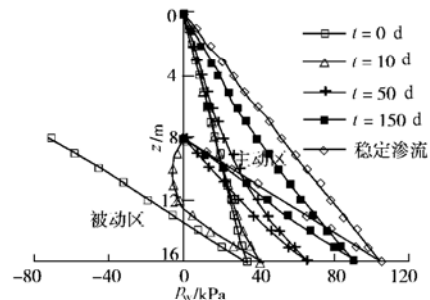


图 3 作用在围护结构上的孔隙水压力随时间变化图

Fig. 3 Variations of pore water pressure acting on retaining structure with time

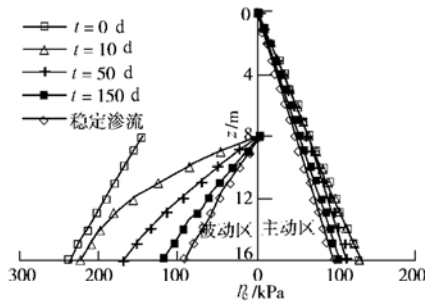


图4 作用在围护结构上的土压力随时间变化图

Fig. 4 Variations of earth pressure acting on retaining structure with time

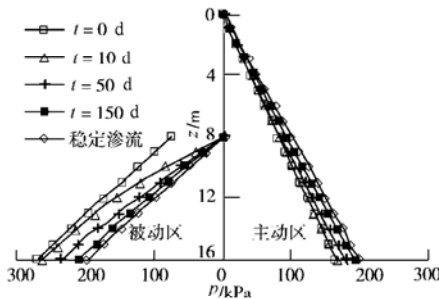


图5 作用在围护结构上的侧压力随时间变化图

Fig.5 Variations of lateral pressure acting on retaining structure with time

### 4 结 语

本文基于非稳定渗流理论，推导了主动区和被动区的水头计算公式，并分析了坑内外水头变化对作用在围护结构上的孔隙水压力、土压力以及侧压力的影响，得到了与工程实际相一致的结论，对于指导实践有一定的参考价值。

然而，基坑工程渗流具有强烈的三维特征，并且实际工程中存在围护结构和土体的协调变形情况。对于这些更复杂的情况，还有待于进一步开展研究工作。

### 参考文献:

[1] 余志成,施文华.深基坑支护设计与施工[M].北京:中国建筑工业出版社,1997.(YU Zhi-cheng, SHI Wen-hua. Deep excavation bracing structure design and construction[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1997.)  
 [2] 唐业清,李启明,崔江余.基坑工程事故分析与处理[M].北京:

中国建筑工业出版社,1999.(TANG Ye-qing, LI Qi-ming, CUI Jiang-yu. Analysis and treatment of excavation engineering collapse[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1999.)

[3] 毛昶熙.渗流计算分析与控制(第二版)[M].北京:中国水利水电出版社,2003.(MAO Chang-xi. Seepage computation analysis & control[M]. 2nd ed. Beijing: China WaterPower Press, 2003.)  
 [4] GRAY H. Simultaneous consolidation of contiguous layers of unlike compressible soils[J]. Trans ASCE, 1945,110:1327 - 1356.  
 [5] SCHIFFMAN R L, STEIN J R. One-dimensional consolidation of layered systems[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1970,96(4):1499 - 1504.  
 [6] 谢康和.双层地基一维固结理论与应用[J].岩土工程学报, 1994,16(5):24 - 35. (XIE Kang-he. Theory of one dimensional consolidation of double-layered ground and its applications[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994,16(5):24 - 35.)  
 [7] 沈珠江.理论土力学[M].北京:中国水利水电出版社, 2000.( SHEN Zhu-jiang. Theoretical soil mechanics[M]. Beijing: China Waterpower Press, 2000.)  
 [8] XIE K H, XIE X Y, JIANG W. A study on one-dimensional nonlinear consolidation of double-layered soil[J]. Computer and Geotechnics, 2002,29:151 - 168.  
 [9] 谢康和,杨伟,应宏伟,等.基坑开挖降水引起的地面下沉计算公式[C]//第一届全国环境岩土工程与土工合成材料技术研讨会论文集,杭州:浙江大学出版社,2002:282 - 285.( XIE Kang-he, YANG Wei, YING Hong-wei, et al. Analytical formula for calculating settlement induced by dewatering during excavation[C]// Proceedings of 1st Conference on Geoenvironmental Engineering and Geosynthetic Technology. Hangzhou: Zhejiang University Press, 2002, 282 - 285.)  
 [10] LI Y Q, YING H W, XIE K H. On the dissipation of negative excess porewater pressure induced by excavation in soft soil[J]. Journal of Zhejiang University, 2005, 6A(3):188 - 193.