

DOI: 10.11779/CJGE201708008

泥炭质土层盾构施工扰动引起隧道长期沉降的研究

王志良, 瞿嘉安, 申林方, 徐则民, 丁祖德

(昆明理工大学建筑工程学院, 云南 昆明 650500)

摘 要: 为了研究泥炭质土层盾构施工扰动引起隧道的长期沉降问题, 将隧道周围土体视为连续、均质、各向同性的饱和黏弹性介质, 采用五元模型描述泥炭质土的流变特性, 耦合 Terzaghi-Rendulic 二维固结理论, 建立了隧道衬砌在完全不透水的情况下, 盾构施工扰动引起周围土体超孔隙水压力消散的控制方程。采用分离变量法、保角映射、Laplace 变换及逆变换等数学方法对该控制方程进行求解, 得到了隧道周围土体超孔隙水压力消散的解析解, 最后对土体的竖向应变进行积分获得了隧道长期沉降的计算公式。结合一工程算例分析了昆明泥炭质土层超孔隙水压力消散及隧道长期沉降的变化规律, 研究结果表明: 与上海软黏土相比, 在初始阶段泥炭质土层中超孔隙水压力的消散速度较快, 然后迅速变缓并趋于稳定。泥炭质土层中隧道的长期沉降持续时间更长且沉降量更大, 在 900 d 的时间内隧道沉降趋于稳定, 其累积沉降量约高达 150 mm。此外, 昆明泥炭质土的流变特性显著, 如将土体中超孔隙水压力消散 90% 作为主固结沉降的完成时刻, 则土体次固结沉降约占隧道总沉降量的 36%, 是隧道长期沉降中不可忽视的一个重要组成部分。

关键词: 泥炭质土; 盾构隧道; 施工扰动; 长期沉降

中图分类号: U452 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2017)08-1416-09

作者简介: 王志良(1982-), 男, 副教授, 硕士生导师, 主要从事隧道及地下建筑工程方面的教学和科研。E-mail: wangzhiliangtj@126.com。

Long-term settlement of tunnel caused by shield tunneling in peaty soil

WANG Zhi-liang, QU Jia-an, SHEN Lin-fang, XU Ze-min, DING Zu-de

(Faculty of Civil and Architectural Engineering, Kunming University of Science and Technology, Kunming 650500, China)

Abstract: In order to study the long-term settlement of tunnel caused by shield tunneling in peaty soil, the surrounding soil of tunnel is regarded as continuum, homogeneous and isotropic saturated viscoelastic medium. The rheological properties of peaty soil are described a five-component model. Based on the Terzaghi-Rendulic theory of two-dimensional consolidation, the governing equation for dissipation of the excess pore water pressure are established when the lining is impermeable. The equations are solved using the mathematical methods of separating variables, conformal mapping, Laplace transform and inverse transform, and the analytical solution of the dissipation of excess pore water pressure is obtained. Finally, the vertical strain of soil is integrated to get the formula for long-term settlement of tunnel. The variation laws of the dissipation of excess pore water pressure and long-term settlement of tunnel in peaty soil are analyzed through an example. The results show that in the initial stage, the dissipating speed of the excess pore water pressure is faster than that in soft clay in Shanghai, and then it becomes slow and steady. The lasting time of long-term settlement is longer and the settlement amount is larger in the peaty soil. The tunnel settlement tends to be stable in 900 days, and the cumulative settlement is almost up to 150 mm. In addition, the rheological properties of peaty soil in Kunming are significant; if the excess pore water pressure is dissipated by 90% as the completion time of the primary consolidation settlement, the secondary consolidation settlement accounting for about 36% of the total settlement of tunnel is an important part of the long-term settlement of tunnel.

Key words: peaty soil; shield tunnel; construction disturbance; long-term settlement

0 引 言

盾构法具有施工速度快、自动化程度高、对周边环境影响小等特点, 是修建城市隧道的优选工法之一, 已在世界各国地下工程中得到广泛应用。虽然盾构施工技术日臻完善, 但仍不可避免地会对周围地层产生

扰动, 从而引起隧道及周围土体的长期沉降, 尤其是当隧道处于软弱、高含水率、高压缩性土层中时^[1-3], 其表现更加显著。这不仅会影响到隧道结构本身的安

基金项目: 国家自然科学基金项目(51408284, U1502231, 51508253)

收稿日期: 2016-04-29

全, 产生诸如管片开裂、隧道渗漏水等病害, 还会危及到邻近建(构)筑物、地下管线的正常使用。

由于受到历史上气候条件、地形地貌及水文地质环境的影响, 在滇池附近及昆明市内河流周边分布着广泛且厚度稳定的泥炭质土层。昆明泥炭质土具有有机质含量高(平均为35%左右)、天然重度小($1.246 \sim 1.29 \text{ g/cm}^3$)、孔隙比大($3.15 \sim 4.12$)、含水率丰富($153\% \sim 191\%$)、压缩性高(压缩系数 $a_{1-2} = 2.77 \sim 4.30 \text{ MPa}^{-1}$)、呈多级团粒结构等物理力学特征^[4-8], 是一种具有显著流变特性的超软弱性土层。随着昆明地铁建设的快速发展, 地铁盾构隧道必然要穿越这一软弱土层, 因此, 研究盾构在泥炭质土层掘进时因施工扰动引起隧道的长期沉降机制, 具有非常重要的工程应用价值。

国内外学者对于盾构隧道施工引起的长期沉降问题进行了大量的研究工作, 总体来说研究方法有现场实测法^[1, 9-10]、数值模拟法^[11-13]、理论解析法^[14-18]等。现场实测法基于工程现场的试验监测数据, 对隧道的长期沉降问题进行分析预测, 然而由于在泥炭质土层进行盾构隧道施工尚处于起步阶段, 因此目前尚无法获取其长期沉降的现场实测数据。对于数值模拟法, 其计算结果的准确性依赖于土体的本构模型及相关参数的选取。对于泥炭质土这一特殊土层, 尚未建立描述其应力应变关系的通用本构模型, 因此无法准确模拟隧道的长期沉降问题。而理论解析法具有函数关系清晰、影响参数明确等特点, 能够从发展趋势和变化规律上, 对盾构施工扰动引起隧道的长期沉降问题进行定性的研究和预测, 因此, 理论解析法受到众多学者的关注。詹美礼等^[14]基于土体变形满足 Merchant 流变模型, 在自由应变的假定条件下, 提出了计算隧道周围土体固结问题的解析方法。张冬梅等^[15]采用黏弹性流变模型并耦合太沙基固结理论, 建立了预测软土隧道长期沉降问题的理论方法。包鹤立^[16]根据隧道衬砌的半渗透条件, 提出了处于饱和黏弹性土体中隧道的固结解析解; 童磊^[17]根据四元件流变模型和 Terzaghi-Rendulic 固结理论, 建立了衬砌透水 and 封闭条件下超孔隙水压力的控制方程, 并得到了饱和黏弹性土体中浅埋隧道超孔隙水压力的解析解。刘晨晖等^[18]基于 Sagaseta 源汇理论和 Park 位移边界条件, 对排水条件下圆柱孔收缩问题的位移场进行隧道断面的椭圆变形模式修正, 得到了盾构隧道开挖引起土体长期沉降的理论解。上述研究主要是针对分布较广且工程中常见的土体, 如黏土、淤泥质黏土等, 而对于分布范围较少, 且工程特性与一般软土有显著差别的泥炭质土, 则鲜有报道。

鉴于已取得的研究成果, 本文视隧道周围土体为

连续、均质、各向同性的饱和黏弹性介质, 采用五元件流变模型描述昆明泥炭质土的流变特性, 并耦合 Terzaghi-Rendulic 二维固结理论, 建立了隧道衬砌完全不透水的条件下, 盾构在泥炭质土层掘进时因施工扰动引起周围土体超孔隙水压力消散的控制方程。采用分离变量法、保角映射、Laplace 变换及逆变换等数学方法对该方程进行求解, 获得了隧道周围土体中超孔隙水压力消散及土体应变的解析表达式, 通过对土体竖向应变积分获得了隧道长期沉降的计算公式。最后结合一工程算例计算了昆明地区泥炭质土层盾构施工扰动引起超孔隙水压力的消散规律及隧道长期沉降的变化特征, 并将计算结果与上海软黏土层进行了分析对比。

1 问题描述

1.1 计算模型与基本假定

为便于分析, 将研究问题简化为含有圆孔(隧道)的半无限平面, 视隧道所处的泥炭质土层为连续、均质、各向同性的饱和黏弹性介质。计算简图如图1所示, 图中, h 为隧道中心埋深, r 为隧道半径。

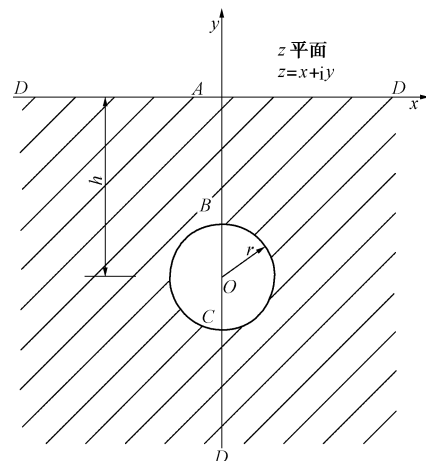


图1 计算模型示意图

Fig. 1 Sketch of computational model

基本假定:

- (1) 盾构隧道纵向无限长, 将模型简化为平面应变问题。
- (2) 隧道处于饱和泥炭质土层中, 且土体的应力应变关系可用两个 Kelvin 模型及一个弹性元件组成的五元件流变模型描述, 所有黏弹性参数均为常数。
- (3) 土颗粒及孔隙水均不可压缩, 孔隙水的流动服从达西定律, 且渗透系数 k 为常数。
- (4) 土体的变形为小变形, 不计其变形对坐标的影响。
- (5) 土体的固结服从 Terzaghi-Rendulic 二维固结理论, 且土体中各点总应力不随时间变化。

1.2 流变模型

泥炭质土是一种工程特性极差的特殊性软土，其流变特性非常显著。本文假定泥炭质土的流变模型为由两个 Kelvin 模型及一个弹性元件组成的五元件模型，如图 2 所示，图中 E_i ($i=1, 2, 3$) 为弹簧元件的弹性模量， η_i ($i=1, 2$) 为黏壶元件的黏滞系数。

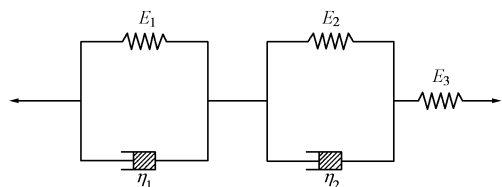


图 2 流变模型

Fig. 2 Rheological model

该五元件流变模型的蠕变柔度函数可表示为

$$J(t) = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_1} \left(1 - e^{-\frac{E_1}{\eta_1} t} \right) + \frac{1}{E_2} \left(1 - e^{-\frac{E_2}{\eta_2} t} \right) \quad (1)$$

1.3 基本方程

饱和黏弹性土体在自由应变条件下，受到有效应力的作用，其平面固结体积应变可表示为^[19]

$$\varepsilon_v = (1-2\mu) \left[\frac{1}{E_3} (\Theta - 3u) + \int_0^t (\Theta - 3u) \frac{dJ(t-\tau)}{d(t-\tau)} d\tau \right] \quad (2)$$

式中 ε_v 为土体的体积应变； μ 为土体的泊松比； E_3 为五元件模型中单独弹性元件的弹性模量； Θ 为土体三向应力值之和， $\Theta = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z$ ，由于土体中各点的总应力不随时间变化， $\Theta = \Theta|_{t=0} = 3u_0$ ， u_0 为土体中的初始超孔隙水压力； u 为土体的超孔隙水压力； $J(t)$ 为土体的蠕变柔度函数。

由 Terzaghi-Rendulic 二维固结理论可知， Θ 不随时间 t 变化，则式 (2) 对 t 求导得

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = -3(1-2\mu) \left[\frac{1}{E_3} \frac{\partial u}{\partial t} + \int_0^t \frac{\partial u}{\partial t} \frac{dJ(t-\tau)}{d(t-\tau)} d\tau \right] \quad (3)$$

由体积变化连续条件得

$$\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} = -\frac{k_s}{\gamma_w} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) \quad (4)$$

式中， k_s 为土体的渗透系数， γ_w 为水的重度。

将式 (3)、(4) 联立，可得土体的二维流变-固结耦合控制方程：

$$\frac{k_s}{3(1-2\mu)\gamma_w} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) = \frac{1}{E_3} \frac{\partial u}{\partial t} + \int_0^t \frac{\partial u}{\partial \tau} \frac{dJ(t-\tau)}{d(t-\tau)} d\tau \quad (5)$$

将蠕变柔度函数式 (1) 代入式 (5) 得

$$\frac{k_s}{3(1-2\mu)\gamma_w} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) = \frac{1}{E_3} \frac{\partial u}{\partial t} +$$

$$\frac{1}{\eta_1} \int_0^t \frac{\partial u}{\partial \tau} e^{-\frac{E_1}{\eta_1}(t-\tau)} d\tau + \frac{1}{\eta_2} \int_0^t \frac{\partial u}{\partial \tau} e^{-\frac{E_2}{\eta_2}(t-\tau)} d\tau \quad (6)$$

1.4 定解条件

(1) 假定初始时刻由于施工扰动引起的超孔隙水压力为 u_0 ：

$$u|_{t=0} = u_0 \quad (7)$$

近似认为隧道外侧土体中因盾构施工扰动产生超孔隙水压力的分布是均匀的，等于常数 C_0 ，而在地表及无穷远处超孔隙水压力恒为零，则隧道周围土体中的初始超孔隙水压力 u_0 可用下式描述：

$$u_0 = C_0 \frac{\sqrt{2(1-\cos\theta)} - \sqrt{1+\rho^2-2\rho\cos\theta}}{\sqrt{2(1-\cos\theta)} - \sqrt{1+R^2-2R\cos\theta}} \quad (8)$$

式中， ρ ， θ 分别为研究区域保角映射后的极坐标， R 为映射后的隧道半径。

(2) 假设隧道衬砌完全不透水，即超孔隙水压力沿法线方向梯度为零，则其边界条件可表示为

$$\frac{\partial u}{\partial n} \Big|_{x^2+(y+h)^2=r^2} = 0 \quad (9)$$

2 土体中超孔隙水压力消散的计算

2.1 保角映射

为便于求解土体的流变-固结控制方程式 (6)，采用保角映射方法将含有隧道的半无限空间 z 平面 (图 1) 转换为圆环域 ω 平面 (图 3)，图 1 中 z 平面上的点 A, B, C, D 分别与图 3 中 ω 平面的点 A', B', C', D' 相对应。

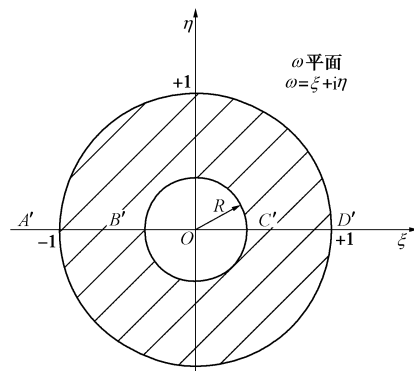


图 3 保角映射后的计算域

Fig. 3 Computational domain after conformal mapping
映射函数为

$$\omega = \frac{z+ai}{z-ai} \quad (10)$$

式中， $a = \sqrt{h^2 - r^2}$ ， $z = x + iy$ ， $\omega = \xi + i\eta$ 。

ω 平面与 z 平面相应变量的对应关系为

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \frac{x^2 + y^2 - a^2}{x^2 + (y-a)^2} \\ \eta &= \frac{2ax}{x^2 + (y-a)^2} \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

ω 平面采用极坐标形式可表示为

$$\begin{cases} \xi = \rho \cos \theta, \\ \eta = \rho \sin \theta. \end{cases} \quad (12)$$

将式 (11)、(12) 代入式 (6), 则得到 ω 平面极坐标下的流变-固结耦合控制方程为

$$\begin{aligned} & \frac{k_s}{3(1-2\mu)\gamma_w} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial \rho^2} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial u}{\partial \rho} + \frac{1}{\rho^2} \frac{\partial^2 u}{\partial \theta^2} \right) \frac{(1+\rho^2-2\cos\theta)^2}{4a^2} \\ &= \frac{1}{E_3} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{1}{\eta_1} \int_0^t \frac{\partial u}{\partial \tau} e^{-\frac{E_1}{\eta_1}(t-\tau)} d\tau + \frac{1}{\eta_2} \int_0^t \frac{\partial u}{\partial \tau} e^{-\frac{E_2}{\eta_2}(t-\tau)} d\tau. \end{aligned} \quad (13)$$

同时, 相对应的定解条件为

$$\begin{cases} u_{t=0} = u_0, \\ \frac{\partial u}{\partial n} \Big|_{\rho=R} = 0, \\ u_{\rho=1} = 0, \end{cases} \quad (14)$$

式中, R 为 ω 平面的隧道半径, 可由 z 平面隧道埋深和半径求得, $R = \frac{h - \sqrt{h^2 - r^2}}{r}$ 。

2.2 控制方程求解

由式 (13) 可知, 盾构施工扰动引起超孔隙水压力 u 的消散方程是关于 ρ , θ , t 的函数。为了解该微分方程, 采用分离变量法对其进行处理, 令 $u(\rho, \theta, t) = w(\rho, \theta)T(t)$, 并将其代入式 (13) 得

$$\begin{aligned} & \frac{\left(\frac{\partial^2 w(\rho, \theta)}{\partial \rho^2} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial w(\rho, \theta)}{\partial \rho} + \frac{1}{\rho^2} \frac{\partial^2 w(\rho, \theta)}{\partial \theta^2} \right)}{w(\rho, \theta)} (1+\rho^2-2\rho\cos\theta)^2 \\ &= \frac{\frac{dT(t)}{dt} + \frac{E_3}{\eta_1} \int_0^t \frac{dT(t)}{dt} e^{-\frac{E_1}{\eta_1}(t-\tau)} d\tau + \frac{E_3}{\eta_2} \int_0^t \frac{dT(t)}{dt} e^{-\frac{E_2}{\eta_2}(t-\tau)} d\tau}{\frac{E_3 k_s T(t)}{12a^2(1-2\mu)\gamma_w}}. \end{aligned} \quad (15)$$

由式 (15) 可知, 方程左边只与坐标有关, 而右边只与时间有关。要使方程成立, 左右两边必须同时与坐标和时间均无关, 即为一常数 ($-\lambda^2$), λ 为泛定方程的固有值, 这里规定 $\lambda > 0$ 。所以控制方程可分解如下:

方程一:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial^2 w(\rho, \theta)}{\partial \rho^2} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial w(\rho, \theta)}{\partial \rho} + \frac{1}{\rho^2} \frac{\partial^2 w(\rho, \theta)}{\partial \theta^2} + \\ & \frac{\lambda^2 w(\rho, \theta)}{(1+\rho^2-2\rho\cos\theta)^2} = 0. \end{aligned} \quad (16)$$

方程二:

$$\begin{aligned} & \frac{dT(t)}{dt} + \frac{E_3}{\eta_1} \int_0^t \frac{dT(t)}{dt} e^{-\frac{E_1}{\eta_1}(t-\tau)} d\tau + \frac{E_3}{\eta_2} \int_0^t \frac{dT(t)}{dt} e^{-\frac{E_2}{\eta_2}(t-\tau)} d\tau + \\ & \frac{E_3 k_s T(t) \lambda^2}{12a^2(1-2\mu)\gamma_w} = 0. \end{aligned} \quad (17)$$

对应于方程一的边界条件为

$$\begin{cases} w|_{\rho=1} = 0, \\ \frac{\partial w}{\partial \rho} \Big|_{\rho=R} = 0. \end{cases} \quad (18)$$

对于方程二的初始条件可以取为

$$T|_{t=0} = 1. \quad (19)$$

为了求解方程一, 引入变量 $\chi(\rho, \theta) =$

$$\frac{1}{\sqrt{1+\rho^2-2\rho\cos\theta}}, \text{ 并将其代入式 (16), 整理得}$$

$$\frac{d^2 w}{d\chi^2} + \frac{1}{\chi} \frac{dw}{d\chi} + \lambda^2 w = 0. \quad (20)$$

上式为零阶 Bessel 方程, 其通解为

$$w(\chi) = AJ_0(\lambda\chi) + BY_0(\lambda\chi). \quad (21)$$

将边界条件式 (18) 代入式 (21) 得

$$\begin{cases} AJ_0\left(\frac{\lambda}{\sqrt{2-2\cos\theta}}\right) + BY_0\left(\frac{\lambda}{\sqrt{2-2\cos\theta}}\right) = 0, \\ AJ_1\left(\frac{\lambda}{\sqrt{1+R^2-2R\cos\theta}}\right) + BY_1\left(\frac{\lambda}{\sqrt{1+R^2-2R\cos\theta}}\right) = 0, \end{cases} \quad (22)$$

式中, J_0 , J_1 分别为零阶和一阶 Bessel 函数; Y_0 , Y_1 为零阶和一阶 Neumann 函数。

式 (22) 中的 A , B 要得到非零解, 根据卡莱姆 (Cramer) 法则, 必须满足

$$\begin{aligned} f(\lambda) &= \begin{vmatrix} J_0\left(\frac{\lambda}{\sqrt{2-2\cos\theta}}\right) & Y_0\left(\frac{\lambda}{\sqrt{2-2\cos\theta}}\right) \\ J_1\left(\frac{\lambda}{\sqrt{1+R^2-2R\cos\theta}}\right) & Y_1\left(\frac{\lambda}{\sqrt{1+R^2-2R\cos\theta}}\right) \end{vmatrix} \\ &= 0. \end{aligned} \quad (23)$$

对于每个确定的 θ 值, 通过对式 (23) 的行列式求解, 均可以得出一组从小到大排列的特征值 $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \dots$, 记作 $\{\lambda_n\}$ 。将 λ_i ($i=1, 2, 3, \dots$) 分别代入式 (22) 的第二个方程得

$$\frac{B_i}{A_i} = -\frac{J_1\left(\frac{\lambda_i}{\sqrt{1+R^2-2R\cos\theta}}\right)}{Y_1\left(\frac{\lambda_i}{\sqrt{1+R^2-2R\cos\theta}}\right)}. \quad (24)$$

则 $w_i(\rho, \theta)$ 可以表示为

$$\begin{aligned} w_i(\rho, \theta) &= A_i \left[J_0\left(\frac{\lambda_i}{\sqrt{1+\rho^2-2\rho\cos\theta}}\right) - \right. \\ & \left. \frac{J_1\left(\frac{\lambda_i}{\sqrt{1+R^2-2R\cos\theta}}\right)}{Y_1\left(\frac{\lambda_i}{\sqrt{1+R^2-2R\cos\theta}}\right)} Y_0\left(\frac{\lambda_i}{\sqrt{1+\rho^2-2\rho\cos\theta}}\right) \right], \end{aligned} \quad (25)$$

式中, A_i 可根据边界条件求得。

为表述方便, 令

$$\Omega_i(\rho, \theta) = J_0 \left(\frac{\lambda_i}{\sqrt{1 + \rho^2 - 2\rho \cos \theta}} \right) \cdot \frac{J_1 \left(\frac{\lambda_i}{\sqrt{1 + R^2 - 2R \cos \theta}} \right)}{Y_1 \left[\frac{\lambda_i}{\sqrt{1 + R^2 - 2R \cos \theta}} \right]} Y_0 \left(\frac{\lambda_i}{\sqrt{1 + \rho^2 - 2\rho \cos \theta}} \right) \quad (26)$$

由于 $t = 0$ 时刻隧道周围土体的超孔隙水压力等于 u_0 , 则

$$u_0 = \sum_{i=1}^{\infty} w_i(\rho, \theta) \quad (26)$$

根据 Bessel 函数性质, 特征值不同的特征函数在 $[R, 1]$ 上加权正交, 即:

$$\int_R^1 w_i(\chi) w_j(\chi) \chi d\chi = \begin{cases} 0 & (i \neq j) \\ \int_R^1 [w_i(\chi)]^2 \chi d\chi & (i = j) \end{cases} \quad (27)$$

式 (26) 等号两边同乘 $\chi w_m(\chi)$, 并在 $[R, 1]$ 区间上进行积分得

$$\int_R^1 u_0 w_m(\chi) \chi d\chi = \int_R^1 w_m(\chi) w_m(\chi) \chi d\chi \quad (28)$$

将式 (25)、(26) 带入式 (28), 则可求得系数 A_i 为

$$A_i = \frac{\int_R^1 \frac{u_0 \Omega_i(\rho, \theta)}{\sqrt{1 + \rho^2 - 2\rho \cos \theta}} d \frac{1}{\sqrt{1 + \rho^2 - 2\rho \cos \theta}}}{\int_R^1 \frac{\Omega_i^2(\rho, \theta)}{\sqrt{1 + \rho^2 - 2\rho \cos \theta}} d \frac{1}{\sqrt{1 + \rho^2 - 2\rho \cos \theta}}} \quad (29)$$

为了求解方程二式 (17), 将方程一求解得到的 $\{\lambda_n\}$ 依次代入方程二得

$$\frac{dT_i(t)}{dt} + \frac{E_3}{\eta_1} \int_0^t \frac{dT_i(t)}{dt} e^{-\frac{E_1}{\eta_1}(t-\tau)} d\tau + \frac{E_3}{\eta_2} \int_0^t \frac{dT_i(t)}{dt} e^{-\frac{E_2}{\eta_2}(t-\tau)} d\tau + \frac{E_3 k_s T_i(t) \lambda_i^2}{12a^2(1-2\mu)\gamma_w} = 0 \quad (30)$$

对上式左侧各项分别进行 Laplace 变换得

$$\left\{ \begin{aligned} l \left[\frac{dT_i(t)}{dt} \right] &= sl(T_i) - 1, \\ l \left[\frac{E_3}{\eta_1} \int_0^t \frac{dT_i(t)}{dt} e^{-\frac{E_1}{\eta_1}(t-\tau)} d\tau \right] &= \frac{E_3}{\eta_1 s + E_1} [sl(T_i) - 1], \\ l \left[\frac{E_3}{\eta_2} \int_0^t \frac{dT_i(t)}{dt} e^{-\frac{E_2}{\eta_2}(t-\tau)} d\tau \right] &= \frac{E_3}{\eta_2 s + E_2} [sl(T_i) - 1], \\ l \left[\frac{E_3 k_s T_i(t) \lambda_i^2}{12a^2(1-2\mu)\gamma_w} \right] &= \frac{E_3 k_s \lambda_i^2}{12a^2(1-2\mu)\gamma_w} l(T_i). \end{aligned} \right. \quad (31)$$

将式 (31) 代入式 (30) 并整理得

$$l(T_i) = \frac{1 + E_3 \left(\frac{1}{\eta_1 s + E_1} + \frac{1}{\eta_2 s + E_2} \right)}{s + s E_3 \left(\frac{1}{\eta_1 s + E_1} + \frac{1}{\eta_2 s + E_2} \right) + \frac{E_3 k_s \lambda_i^2}{12a^2(1-2\mu)\gamma_w}} \quad (32)$$

对上式进一步整理, 令 $\frac{E_1}{\eta_1} = \alpha_1$, $\frac{E_2}{\eta_2} = \alpha_2$,

$$\frac{E_3}{\eta_1} = \alpha_3, \quad \frac{E_3}{\eta_2} = \alpha_4, \quad \frac{E_3 k_s \lambda_i^2}{12a^2(1-2\mu)\gamma_w} = \beta,$$

$\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4 = \alpha$, $\alpha_1 \alpha_2 + \alpha_2 \alpha_3 + \alpha_1 \alpha_4 = \phi$, 得

$$l(T_i) = \frac{s^2 + \alpha s + \phi}{s^3 + s^2(\alpha + \beta) + s[\phi + (\alpha_1 + \alpha_2)\beta] + \alpha_1 \alpha_2 \beta} \quad (33)$$

令 $s^3 + (\alpha + \beta)s^2 + [\phi + (\alpha_1 + \alpha_2)\beta]s + \alpha_1 \alpha_2 \beta = 0$, 其根分别为 s_1, s_2, s_3 , 则 $l(T_i)$ 可以展开为

$$l(T_i) = \frac{C_1}{s - s_1} + \frac{C_2}{s - s_2} + \frac{C_3}{s - s_3} \quad (34)$$

式中, C_1, C_2, C_3 为待定系数, 可以由式 (33)、(34) 联合求得。根据 Laplace 逆变换性质得

$$T_i(t) = \sum_{j=1}^3 C_{ij} e^{-s_j t} \quad (35)$$

将式 (25)、(29) 与式 (35) 联合, 得到隧道周围土体超孔隙水压力消散的一般解为

$$u(\rho, \theta, t) = \sum_{i=1}^{\infty} \left[A_i \Omega_i(\rho, \theta) \sum_{j=1}^3 C_{ij} e^{-s_j t} \right] \quad (36)$$

3 隧道长期沉降计算

将式 (1) 代入式 (2), 得到土体的固结体积应变为

$$\varepsilon_v = 3(1-2\mu) \left[\frac{1}{E_3} (u_0 - u) + \frac{1}{\eta_1} e^{-\frac{E_1}{\eta_1} t} \int_0^t (u_0 - u) \Big|_{\tau} e^{\frac{E_1}{\eta_1} \tau} d\tau + \frac{1}{\eta_2} e^{-\frac{E_2}{\eta_2} t} \int_0^t (u_0 - u) \Big|_{\tau} e^{\frac{E_2}{\eta_2} \tau} d\tau \right] \quad (37)$$

对上式中的各项进一步展开得

$$\int_0^t (u_0 - u) \Big|_{\tau} e^{\frac{E_1}{\eta_1} \tau} d\tau = \frac{u_0 \eta_1}{E_1} \left(e^{\frac{E_1}{\eta_1} t} - 1 \right) - \sum_{i=1}^{\infty} \sum_{j=1}^3 \left\{ \frac{w_i(\rho, \theta) C_{ij} \eta_1}{E_1 - s_{ij} \eta_1} \left[e^{\left(\frac{E_1}{\eta_1} - s_{ij} \right) t} - 1 \right] \right\}, \quad (38)$$

$$\int_0^t (u_0 - u) \Big|_{\tau} e^{\frac{E_2}{\eta_2} \tau} d\tau = \frac{u_0 \eta_2}{E_2} \left(e^{\frac{E_2}{\eta_2} t} - 1 \right) - \sum_{i=1}^{\infty} \sum_{j=1}^3 \left\{ \frac{w_i(\rho, \theta) C_{ij} \eta_2}{E_2 - s_{ij} \eta_2} \left[e^{\left(\frac{E_2}{\eta_2} - s_{ij} \right) t} - 1 \right] \right\} \quad (39)$$

联立式 (37) ~ (39) 可导出体积应变 ε_v 的解析表达式。

对于平面应变问题, 土体的应变可以由胡克定律求得

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1+\mu}{E} \left[(1-\mu)\sigma_x - \mu\sigma_y \right], \\ \varepsilon_y &= \frac{1+\mu}{E} \left[(1-\mu)\sigma_y - \mu\sigma_x \right]. \end{aligned} \right\} \quad (40)$$

由土力学知识可知, 土体的侧向压力为

$$\sigma_x = K_0 \sigma_y, \quad (41)$$

式中, K_0 为静止土压力系数。

将式 (41) 代入式 (40), 并消去 σ_y , 得

$$\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_y} = \frac{(1-\mu)K_0 - \mu}{(1-\mu) - \mu K_0}. \quad (42)$$

由于 $\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y$, 则

$$\varepsilon_y = \frac{(1-\mu) - \mu K_0}{(K_0 + 1)(1 - 2\mu)} \varepsilon_v. \quad (43)$$

由于隧道底部点 C 映射到 ω 平面点 C' 时, 其极坐标的 $\theta=0^\circ$, 将其代入式 (23) 求解特征值 $\{\lambda_n\}$ 时出现分母为零的情况, 故点 C 为一奇异点。为此选取隧道侧面点 ($\rho=R, \theta=\pi/2$) 作为隧道沉降计算点, 同时假定隧道基底压缩层范围为隧道基底至无限远处, 则隧道沉降可表示为

$$S(t) = \int_{-\infty}^{-h} \frac{(1-\mu) - \mu K_0}{(K_0 + 1)(1 - 2\mu)} \varepsilon_v dy. \quad (44)$$

4 算例与分析

文献[8]以室内蠕变试验为基础, 建立了描述昆明地区泥炭质土应力应变关系的黏弹性流变模型, 即, 由两个 Kelvin 模型和一个弹性元件串联组成的五元件模型, 如图 1 所示, 相应流变模型参数见表 1。为了研究盾构在泥炭质土层掘进时, 因施工扰动引起隧道的长期沉降, 假设隧道处于单一的泥炭质土层中, 隧道中心埋深 h 为 15 m, 隧道半径 R 为 3.5 m。盾构施工扰动在周围土体中产生的初始超孔隙水压力取 $u_0 = 30$ kPa, 泥炭质土的静止侧压力系数取为 $K_0=0.5$ 。

表 1 昆明泥炭质土的力学及流变模型参数

Table 1 Mechanical parameters and rheological parameters of peaty soil in Kunming

泊松比	渗透系数 /($\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$)	元件 E_1 /kPa	元件 E_2 /kPa
0.4	0.002	9140	1550
元件 E_3 /kPa	元件 η_1 /($\text{kPa} \cdot \text{d}^{-1}$)	元件 η_2 /($\text{kPa} \cdot \text{d}^{-1}$)	
36620	58140	347660	

在计算土中超孔隙水压力随时间的消散过程时, 需求解函数的特征值 $\{\lambda_n\}$ 。在理论上, 每一个 θ 值均 $\{\lambda_n\}$ 存在无穷多个, 对于 B' 点 $\theta = \pi$ 时, 根据式 (23) 计算得到的 $f(\lambda)$ 如图 4 所示。通常情况下, 对 $\{\lambda_n\}$ 取有限项即可满足工程计算的精度要求。为了验证特征值项数对计算精度的影响, 计算了衬砌在完全不透水的情况下, $t=0$ 时刻隧道顶部 B 点处超孔隙水压力随特征值 $\{\lambda_n\}$ 所取项数的变化规律, 计算结果如图 5 所示。从图中可看出, 随着特征值取值项数的增加, B 点处的超孔隙水压力逐渐趋近于初始的设定值 30 kPa, 且变化趋势逐渐平缓, 当特征值取 12 项时, 其误差为 0.93%, 满足计算精度的要求, 故后续计算特征值 $\{\lambda_n\}$ 均取 12 项。

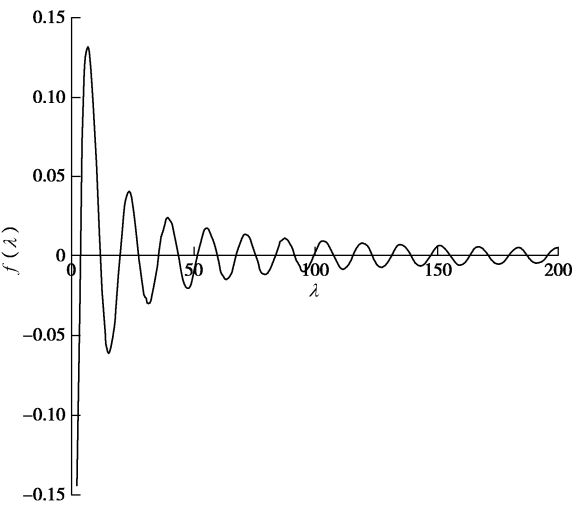


图 4 系数行列式方程曲线

Fig. 4 Curves of coefficient determinant equation

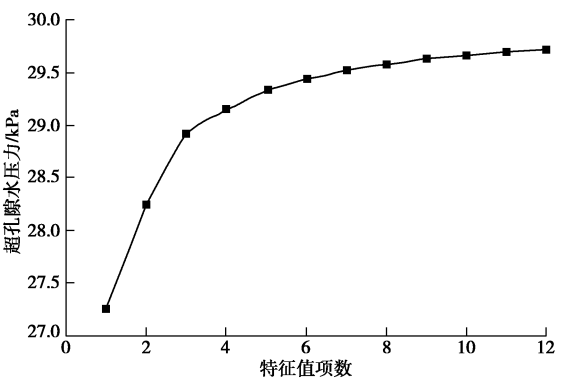


图 5 B 点处初始超孔隙水压力随特征值项数的变化曲线

Fig. 5 Relationship between initial excess pore water pressure and numbers of eigenvalue at point B

采用五元件模型及 Merchant 三元件模型^[16](相关参数见表 2) 分别描述昆明泥炭质土及上海软黏土的流变特性, 基于本计算理论对衬砌在不透水情况下土体的超孔隙水压力消散规律及隧道的长期沉降特征进行了分析计算, 并对计算结果进行了分析对比。

表2 上海软黏土的力学及流变模型参数

Table 2 Mechanical parameters and rheological parameters of soft soil in Shanghai

泊松比	渗透系数 $/(m \cdot d^{-1})$	元件 E_1 $/kPa$	元件 E_2 $/kPa$	元件 η $/(kPa \cdot d^{-1})$
0.4	0.000467	5230	16758	118414

4.1 隧道顶部B点处超孔隙水压力消散规律

图6为隧道埋深、半径及初始超孔隙水压力等条件一致的情况下,昆明泥炭质土层与上海软黏土层中B点处超孔隙水压力的消散规律。从图中可看出,昆明泥炭质土层中土体超孔隙水压力在前期消散速度较快,当 $t=100$ d时泥炭质土层超孔隙水压力消散71%,由于上海软黏土的渗透系数相对较小, $t=100$ d时超孔隙水压力约消散45%。总体上看, $t=450$ d之后两种土层中超孔隙水压力均消散缓慢,且此时超孔隙水压力均已消散约90%,因此,认为此刻土体的主固结沉降基本完成。

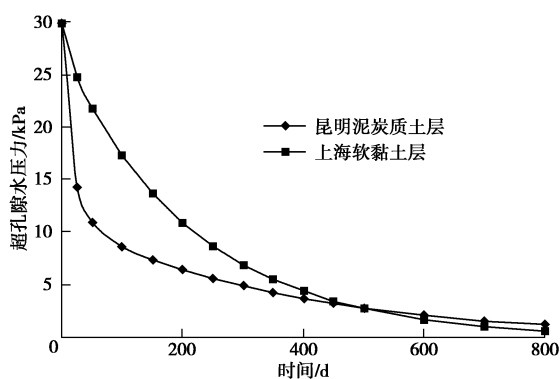


图6 B点超孔隙水压力随时间变化曲线

Fig. 6 Relationship between excess pore water pressure and time at point B

4.2 隧道侧面点处超孔隙水压力消散规律

图7为隧道侧面点($\rho=R, \theta=\pi/2$)处昆明泥炭质土层及上海软黏土层中超孔隙水压力消散规律图,从

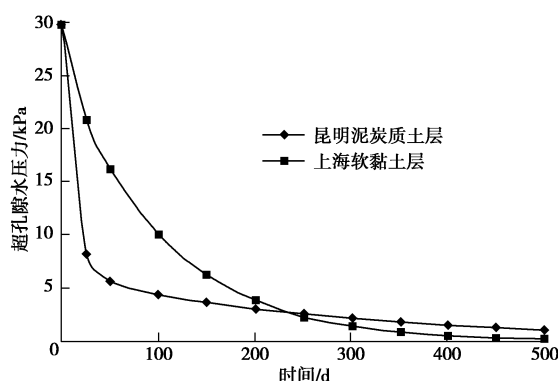


图7 侧面点超孔隙水压力随时间变化曲线

Fig. 7 Relationship between excess pore water pressure and time at side point

图中可看出,侧面点处超孔隙水压力的消散趋势与B点相似。在两种土层中水平向超孔隙水压力的消散速度均比竖向快, $t=100$ d时昆明泥炭质土层超孔隙水压力消散85.3%,而上海软黏土层则消散66.6%。总体来看,当 $t=250$ d时两种土层在水平向超孔隙水压力的消散均已超过90%,并趋于稳定,可以认为此刻土体的主固结沉降基本完成。

4.3 盾构隧道长期沉降变化规律

图8为昆明泥炭质土层及上海软黏土层中盾构施工扰动引起隧道长期沉降变化趋势的对比图,从图中可以看出,与上海软黏土层相比,昆明泥炭质土层中隧道的长期沉降持续时间更长且沉降量更大。当 $t=900$ d时昆明泥炭质土层中隧道的长期沉降趋于稳定,累积沉降量约达150 mm。而在上海软黏土层中,当 $t=500$ d时隧道长期沉降速率平缓,累积沉降量约为50 mm。为便于分析隧道长期沉降中土体主、次固结沉降所占比重,结合侧面点处土体中超孔隙水压力的消散规律,将土体中超孔隙水压力消散90%,作为主固结沉降的完成时刻。由图5可知,昆明泥炭质土层与上海软黏土层在250 d的时间内超孔隙水压力均已消散90%,故假定250 d为土体主、次固结的分界点。即认为 $t=250$ d以后的隧道沉降主要由于土体本身的蠕变变形引起,即次固结沉降。 $t=250$ d至 $t=900$ d间昆明泥炭质土层的隧道沉降量为54 mm,即次固结沉降约占总沉降量的36%。而对于上海软黏土层,在 $t=250$ d至 $t=500$ d间隧道沉降量仅为5 mm,其次固结沉降约占总沉降量的10%。

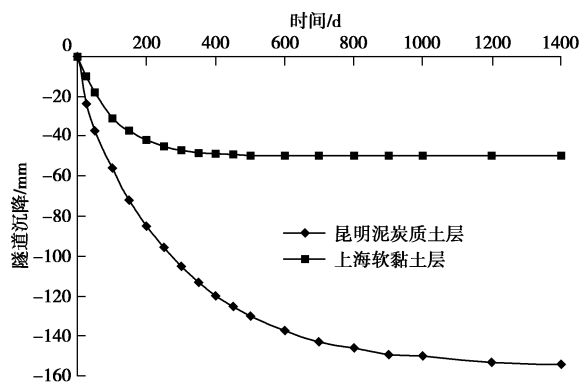


图8 隧道沉降量随时间的变化曲线

Fig. 8 Relationship between long-term settlement of tunnel and time

5 结 论

本文将隧道周围土体视为连续、均质、各向同性的黏弹性介质,基于描述昆明泥炭质土流变特性的五元流变模型,耦合 Terzaghi-Rendulic 二维固结理论,

建立了泥炭质土层衬砌在不透水情况下, 盾构施工扰动引起隧道长期沉降的数学模型。结合实例, 计算了昆明泥炭质土层盾构施工扰动产生超孔隙水压力的消散规律及隧道的长期沉降趋势, 并将计算结果与上海软黏土层进行了分析对比, 研究结果表明:

(1) 在开始阶段土体中超孔隙水压力的消散速度较快, 随着时间的推移消散速度迅速变缓并趋于稳定。与上海软黏土相比, 昆明泥炭质土的渗透系数较大, 土体中超孔隙水压力的消散速度较快。

(2) 隧道水平向土体的超孔隙水压力要比隧道顶部消散速度快, 对于昆明泥炭质土层, 在隧道顶部 450 d 的时间内, 土体中超孔隙水压力消散约 90%, 近似完成土体的主固结沉降, 而侧向则只需 250 d 的时间。

(3) 与上海软黏土层相比, 昆明泥炭质土层盾构施工扰动引起隧道长期沉降的持续时间更长且沉降量更大, 在昆明泥炭质土层大约需要 900 d 的时间隧道沉降趋于稳定, 累积沉降量约高达 150 mm。

(4) 泥炭质土的流变特性非常显著, 土体的次固结沉降在隧道长期沉降中占有较大比重。对于昆明泥炭质土盾构施工扰动引起隧道的长期沉降, 如将土体中超孔隙水压力消散 90% 作为主固结沉降的完成时刻, 则土体次固结沉降约占隧道总沉降量的 36%。

参考文献:

- [1] SHEN Shui-long, WU Huai-na, CUI Yu-jun, et al. Long-term settlement behaviour of metro tunnels in the soft deposits of Shanghai[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2014, **40**(3): 309 - 323.
- [2] NG C W W, LIU Guo-bin, LI Qing. Investigation of the long-term tunnel settlement mechanism of the first metro line in Shanghai[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2013, **50**(6): 674 - 684.
- [3] 刘建航, 侯学渊. 盾构法隧道[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1991. (LIU Jian-hang, HOU Xue-yuan. Shield tunnel[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 1991. (in Chinese))
- [4] 蒋忠信. 滇池泥炭土[M]. 成都: 西南交通大学出版社, 1994. (JIANG Zhong-xin. Dianchi peaty soil[M]. Chengdu: Southwest Jiaotong University Press, 1994. (in Chinese))
- [5] 阮永芬, 刘岳东, 王 东, 等. 昆明泥炭土与泥炭质土对建筑地基的影响[J]. 昆明理工大学学报(理工版), 2003, **28**(3): 121 - 124. (RUAN Yong-fen, LIU Yue-dong, WANG Dong, et al. Effect of Kunming's peat & peaty soil on the building foundation[J]. Journal of Kunming University of Science and Technology (Science and Technology), 2003, **28**(3): 121 - 124. (in Chinese))
- [6] 熊恩来, 阮永芬, 刘文连, 等. 云南泥炭土力学特征实验及归一化性状研究[J]. 云南水力发电, 2005, **21**(2): 39 - 41. (XIONG En-lai, RUAN Yong-fen, LIU Wen-lian, et al. Mechanical testing of Yunnan's peat soil and study of its generalized behavior[J]. Yunnan Water Power, 2005, **21**(2): 39 - 41. (in Chinese))
- [7] 桂 跃, 余志华, 刘海明, 等. 高原湖相泥炭土次固结特征及机理分析[J]. 岩土工程学报, 2015, **37**(8): 1390 - 1398. (GUI Yue, YU Zhi-hua, LIU Hai-ming, et al. Secondary consolidation properties and mechanism of plateau lacustrine peaty soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, **37**(8): 1390 - 1398. (in Chinese))
- [8] 吕俊青. 昆明盆地泥炭土流变特性与本构模型研究[D]. 昆明: 昆明理工大学, 2011. (LÜ Jun-qing. Study of rheological characteristics and constitutive model of peaty soil in Kunming Basin[D]. Kunming: Kunming University of Science and Technology, 2011. (in Chinese))
- [9] LEE K M, JI H W, SHEN C K, et al. Ground response to the construction of Shanghai Metro tunnel-line 2[J]. Soils and Foundation, 1999, **39**(3): 113 - 134.
- [10] 张忠苗, 林存刚, 吴世明, 等. 泥水盾构施工引起的地面固结沉降实例研究[J]. 浙江大学学报(工学版), 2012, **46**(3): 431 - 440. (ZHANG Zhong-miao, LIN Cun-gang, WU Shi-ming, et al. Case study of ground surface consolidation settlements induced by slurry shield tunnelling[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2012, **46**(3): 431 - 440. (in Chinese))
- [11] WONGSAROJ J, SOGA K, MAIR R J. Modeling of long-term ground response to tunneling under St James's Park, London[J]. Géotechnique, 2007, **57**(1): 75 - 90.
- [12] SHIN J H, ADDENBROOKE T I, POTTS D M. A numerical study of the effect of groundwater movement on long-term tunnel behaviour[J]. Géotechnique, 2002, **52**(6): 391 - 403.
- [13] 杨 敏, 黄 炬, 孙 庆, 等. 黏土中隧道开挖引起的地表及地表以下土体长期沉降计算方法[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(2): 217 - 221. (YANG Min, HUANG Ju, SUN Qing, et al. Computation method for long-term surface and subsurface settlements induced by excavation of tunnels in clays[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(2): 217 - 221. (in Chinese))
- [14] 詹美礼, 钱家欢. 黏弹性地基中洞周土体固结问题的解析解[J]. 河海大学学报, 1993, **21**(2): 54 - 60. (ZHEN Mei-li, QIAN Jia-huan. Theoretical analysis for consolidation of viscoelastic clay about circular tunnels in foundations[J].

- Journal of Hohai University, 1993, 21(2): 54 - 60. (in Chinese))
- [15] 张冬梅, 黄宏伟, 王箭明. 软土隧道地表长期沉降的黏弹性流变与固结耦合分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(增刊 1): 2359 - 2362. (ZHANG Dong-mei, HUANG Hong-wei, WANG Jian-ming. Analysis of long-term settlements over tunnels using visco-elastic constitutive model coupled with consolidation theory[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(S1): 2359 - 2362. (in Chinese))
- [16] 包鹤立. 衬砌局部渗漏条件下软土盾构隧道的长期性态研究[D]. 上海: 同济大学, 2008. (BAO He-li. Research on the long-term behavior of shield tunnel with partially sealed linings in soft soil[D]. Shanghai: Tongji University, 2008. (in Chinese))
- [17] 童磊. 软土浅埋隧道变形、渗流及固结性状研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2010. (TONG Lei. Studies on land subsidence, seepage field and consolidation behavior of soft soil around a shallow circular tunnel[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2010. (in Chinese))
- [18] 刘晨晖, 杨敏, 孙庆, 等. 圆形盾构隧道开挖引起的黏土长期沉降理论解[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2015, 43(7): 1000 - 1007. (LIU Chen-hui, YANG Min, SUN Qing, et al. Theoretical solutions for shield tunneling induced long-term settlement in clays[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2015, 43(7): 1000 - 1007. (in Chinese))
- [19] 傅作新. 工程徐变力学[M]. 北京: 水利电力出版社, 1985. (FU Zuo-xin. Engineering creep mechanics[M]. Beijing: Water Conservancy and Electric Power Press, 1985. (in Chinese))

第二届全国非饱和土与特殊土力学及工程学术研讨会成功召开

由中国土木工程学会土力学及岩土工程分会非饱和土与特殊土专业委员会主办、兰州理工大学等单位承办的“第二届全国非饱和土与特殊土力学及工程学术研讨会”于2017年7月24日—26日在兰州召开,来自全国的118个单位的610多名代表出席了会议,兰州理工大学副校长俞树荣教授、中国土木工程学会土力学及岩土工程分会副理事长谢永利教授、中国力学学会理事孔令伟研究员和非饱和土与特殊土专委会主任委员陈正汉教授在开幕式上致辞。

本届会议以“一带一路”重大工程建设中的非饱和土与特殊土的关键科学问题和工程技术问题为中心议题,共收到学术论文250篇,从中评选出143篇论文推荐到《岩土工程学报》和《岩土力学》等5个学术期刊发表,并评选出会议优秀论文20篇。为方便交流,编印了第二届全国非饱和土与特殊土力学及工程学术研讨会《论文摘要汇编》。

会议设主会场1个,分会场5个,共组织大会特邀报告41个、分会场报告82个,内容涉及非饱和土、黄土、膨胀土、膨润土、冻土、盐渍土、红黏土、人工填土的基本特性、试验研究、本构模型、数值分析及相关的基础工程、基坑工程、边坡支护、隧道、地铁、交通工程、水利水电工程等。著名治坡专家王恭先先生、王复明院士和赖远明院士分别为大会作了题为“黄土滑坡灾害及防治对策”、“层状结构反演理论及其应用”和“冻土强度准则和本构关系研究进展”的特邀报告。与会代表普遍认为,本届会议的学术报告涉及面广,内容丰富,学术水平高,体现了探索前缘、服务工程、实事求是、百花齐放的理念,发扬了理论密切联系实际的良好学风,是一次名副其实的学术盛会。

在本届会议期间,非饱和土与特殊土专委会举行了全体委员会议,历时近3个小时,主要包括七项议程。首先,本届

会议组委会主席、兰州理工大学土木学院院长周勇教授介绍了会议筹备情况;其次,专委会主任委员陈正汉教授作了专委会工作总结报告,以23页的篇幅详细介绍了近两年来(2015.7—2017.7)专委会在学术交流、制度建设和发展思路等方面所做的工作,得到了与会委员的一致肯定;再次,会议逐条审议了专委会的新章程(共分五章三十四条),认为新章程对专委会的宗旨、性质、学术方针和各级成员职责的定位是正确的,符合与时俱进的精神和专委会的实际,体现了依法治国的方略,有助于专委会健康稳妥的发展;第四,会议讨论并通过了为把非饱和土与特殊土专委会办成“有成效、有作为、有影响、有活力、有人气”的专委会而采取的若干举措,认为规范学术会议是必要的,所提举措是积极的,将有力推动非饱和土与特殊土的理论和技术在我国的发展和普及,建议将其提交分会审议;第五,专委会成员吐故纳新,并增选朱彦鹏教授为专委会副主任委;第六,委员们对专委会的今后的工作提出了若干建议;最后,武汉大学邹维列教授介绍了承办2018年非饱和土与特殊土专题研讨会—裂隙性黏土的工程特性及其应用—的情况。这次专委会委员会议是出席人数最多、议题最多、历时最长、成效显著的专委会会议,对专委会今后的工作和发展将发挥重要作用。

26日下午17时,会议举行闭幕式,主会场座无虚席,秩序井然。10位专家向20位会议优秀论文作者颁发了证书,4位学者发表了热情洋溢的讲话,陈正汉教授作了会议总结发言,并对专委会今后的工作提出了三点建议。

总之,本届会议是一次精心策划、细心筹备,组织严密、人气旺盛、主题鲜明、学风优良、成果丰硕的学术盛会,取得了圆满成功,受到了与会者的一致好评。

(陈正汉 供稿)