

圆形盾构隧道开挖引起的黏土长期沉降理论解

刘晨晖¹, 杨 敏¹, 孙 庆², 靳军伟¹

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 中国建筑第三工程局有限公司技术中心, 湖北 武汉 430070)

摘要: 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半无限空间及隧道断面的椭圆变形模式修正, 得到圆形盾构隧道开挖引起的土体长期沉降理论解。引用离心机试验以及位移控制模式(DCM)有限元模拟和工程实例对理论解进行对比验证。分析结果表明, 对于地表长期沉降的预测, 除了采用边界条件 1(未修正)的理论解计算结果与试验结果偏差较大, 其余三种边界条件计算结果与试验和有限元结果吻合较好, 为保守建议采用边界条件 2 进行计算; 理论解总体与实测较为一致。

关键词: 圆柱孔收缩; 隧道开挖; 长期沉降; 黏土

中图分类号: O319.56

文献标志码: A

Key words: cavity contraction; tunneling; long-term settlements; clays

随着城市建设的快速发展, 地下空间开发已成为必然趋势。为缓解交通压力, 地铁施工近距离穿越结构物的现象明显增多。在软弱、高压缩性土体中盾构隧道开挖引起的长期沉降有时是相当显著的, 因此在软土地区中合理预测盾构隧道开挖时产生的长期沉降, 避免邻近或上部建筑和设施遭受破坏, 就显得尤为重要。

Peck^[1]在总结大量实测资料的基础上给出了隧道开挖引起的地面短期沉降经验公式, 并由高斯分布曲线来描述。Shirlaw^[2]在研究大量隧道开挖引起的沉降实测数据后得到: 一般情况下, 长期沉降的增长比例可达 30% 到 100%, 且伴随着长期沉降的增加, 地面沉降槽的宽度也会相应增加。O'Reilly 等^[3]通过对正常固结粉质黏土中直径 3 m 的英国 Grimsby 隧道 11 年的观测结果也证实了 Shirlaw^[2]的上述结论。在理论方法研究上, 隧道开挖引起周围土体应力减小, 因此可以通过原位应力状态的卸载孔来模拟隧道开挖。Sagaseta^[4]以孔收缩的方式模拟隧道周围的地层损失, 提供了预测不可压缩性土体隧道开挖引起地面沉降的分析方法。假设隧道置于弹性半空间体中, 土体模型是线弹性材料, 基于流体力学概念并利用源汇法, 有效解决了其他方法产生地表垂直应力不为零的难题。Verruijt 等^[5]在 Sagaseta 研究的基础上, 提出了半空间均质弹性体中隧道开挖引起的地层变形解析解, 它适用于任意泊松比的情况, 同时还考虑了隧道衬砌长期椭圆化的影响, 但是该方法给出了比实际观测更宽的地表沉降曲线和更大的水平位移。Loganathan 等^[6]在 Verruijt 等^[5]基础上引入间隙参数来定义“等效地层损失”, 提出黏土地层不排水条件下预测隧道开挖引

Theoretical Solutions for Shield Tunneling-induced Long-term Settlements in Clays

LIU Chenhui¹, YANG Min¹, SUN Qing², JIN Junwei¹

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Technical Center of China Construction Third Engineering Bureau Co., Ltd., Wuhan 430070, China)

Abstract: Theoretical solutions for tunneling-induced long-term ground settlements in clays are presented by modifying displacement solutions of drained contraction of cavity based on the Sagaseta's image technique and the Park's displacement boundary condition. The proposed solutions are compared with quoted centrifuge tests, finite element simulation based on displacement controlled model (DCM) and field studies. The results indicate that for the prediction of long-term surface settlements, the theoretical solutions under uncorrected boundary condition 1 deviate significantly from the centrifuge tests, while those under the remaining three boundary conditions are in good agreement with the centrifuge tests and finite element method, and boundary condition 2 is recommended as a conservative approach. Generally agreement of the predicted surface settlements can be seen with field observations.

起土体位移的半解析公式,尽管该方法已经成功地应用于黏土中一些实例的反分析,但不能应用于隧道开挖对土体的长期影响. Yu 等^[7]将非关联的 Mohr-Coulomb 模型和临界状态理论结合,推导了具有塑性剪胀性的柱形孔和球孔收缩问题的排水解和不排水解,并应用于隧道周边土体的位移和孔压的分析,但缺乏相关的实例验证. Park^[8]考虑不均匀地层变形模式,提出隧道断面的四种位移边界条件,给出了软土地层浅埋隧道和深埋隧道开挖引起的土体位移弹性解,其中第2种边界条件计算出来的地表沉降、最大的地表以下沉降及水平位移与 Verruijt 等^[5]和 Loganathan 等^[6]的方法相近,且在均质黏土中与现场观测数据较一致. 综上所述,目前的位移解主要针对隧道开挖引起的地层短期沉降,且以往经验法都有一定适用范围. 同时,由于相关实测资料的匮乏,使得对于土体沉降的长期效应经验法研究鲜有报道.

本文将在 Yu 等^[7]得到的在排水条件下圆柱孔收缩土体位移解的基础上,为更符合实际情况,基于 Sagaseta^[4]提出的源汇理论和 Park^[8]提出的描述隧道位移边界条件的地层变形模式对排水条件下圆柱孔收缩问题的位移场进行修正,得到盾构隧道开挖引起周围土体长期沉降的理论解,并通过离心机试验、有限元分析和工程实例验证理论解的适用性和合理性.

1 假设及排水条件下无限空间解

根据 Mair 等^[9]的建议,假设隧道的推进如图 1a 所示,图中 D 为隧道直径. 盾构周围的土体性质由球孔收缩理论来模拟更符合实际(见图 1b),与隧道轴线垂直平面(横断面)上的土体性质则由收缩圆柱孔来模拟更加合理(见图 1c). 本文采用圆柱孔收缩模拟隧道开挖过程.

初始状态时将原位应力施加于孔壁,隧道开挖的模拟通过逐渐减小孔压来实现,孔压从原位应力逐渐减小到作用于衬砌上的压力(有衬砌隧道)或减小到零(无衬砌隧道).

为了分析问题方便,假设土体初始应力状态是各向同性的,并且将圆孔周围土体分为两个区域:弹性区和塑性区(见图 2). 图中, a_0 为圆孔的初始半径; r_p 为塑性区半径,则在 r_p 以内为塑性区, r_p 以外的土体仍处于弹性状态; p_0 为土体承受的静压力, p 为孔内支护压力; σ_r 和 σ_θ 分别为径向和环向应力.

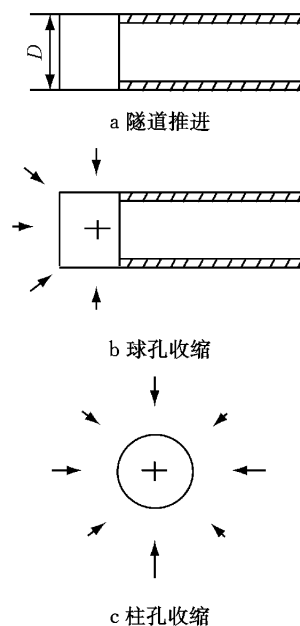


图1 隧道推进简化图

Fig.1 Idealization of tunnel heading

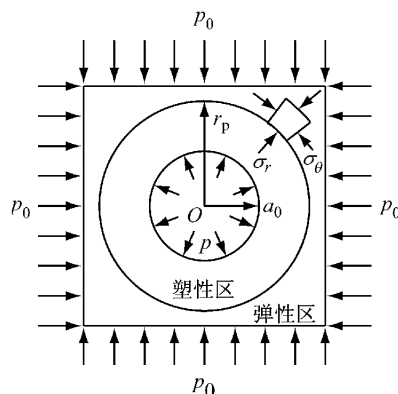


图2 缩孔问题分析示意图

Fig.2 Contraction of cylinder cavity

黏土中隧道开挖引起的土体长期位移包括施工期间位移、主固结位移和次固结位移. 本文在研究时仅考虑施工期间位移和主固结位移,因此可模拟为完全排水问题. 排水分析基于 Mohr-Coulomb 准则的有效应力法,由排水分析得到的位移既包括施工期间短期位移也包括主固结位移. 假设隧道开挖在地表以下足够深的位置计算无限空间解,根据 Yu 等^[7]的结论,对于完全排水条件下的大应变和小应变解法所得结果的差别非常小,所以对于隧道开挖问题利用小应变解法进行求解是合适的. 限于篇幅,小应变解法得到的排水条件下圆柱孔收缩的土体位移解^[7]如下所示:

(1) 当 $r \geq r_p$ 时,弹性区土体位移

$$u_{\text{弹}} = \frac{(1-\alpha)p_0 - Y}{2G(1+\alpha)} \left(\frac{r_p}{r} \right)^2 r \quad (1)$$

(2) 当 $r < r_p$ 时, 塑性区土体位移

$$u_{\text{塑}} = (a - a_0) \left(\frac{a}{r} \right)^{\beta} \quad (2)$$

式中: G 为剪切模量; a 为孔收缩后的当前孔径. 假设压为正, 对于孔卸载的 Mohr-Coulomb 准则为 (假设径向应力为小主应力, 环向应力为大主应力)

$$\sigma_{\theta} - \alpha \sigma_r = Y$$

$$\alpha = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$Y = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi}$$

式中: c 和 ϕ 分别为排水条件下的土体黏聚力和内摩擦角. 塑性区半径

$$r_p = a \left\{ \frac{2G(a - a_0)(1 + \alpha)}{a[(1 - \alpha)p_0 - Y]} \right\}^{\frac{1}{1+\alpha}}$$

圆孔收缩情况下非相关联流动准则

$$\frac{\dot{\epsilon}_r^{(p)}}{\dot{\epsilon}_{\theta}^{(p)}} = -\beta$$

$$\beta = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

式中: $\dot{\epsilon}_r^{(p)}$ 和 $\dot{\epsilon}_{\theta}^{(p)}$ 分别为径向和环向塑性应变率; ϕ 为土的剪胀角. 圆孔收缩模拟隧道开挖的地层损失比

$$V_L = \frac{\pi a_0^2 - \pi a^2}{\pi a^2}$$

可得圆孔的初始半径

$$a_0 = \sqrt{(V_L + 1)a^2}$$

其中 V_L 由监测短期沉降结果获得.

2 半无限空间及边界条件修正

以上求解是基于无限空间的孔收缩理论, 而对于绝大多数工程实际问题为半无限空间问题. 为了克服无限空间解的缺陷, 本节利用 Sagaseta 提出的源汇理论^[4]对第 1 节的公式进行修正.

源汇理论的基本原理如图 3 所示, 其分析的基本步骤如下:

第 1 步 忽略地面的存在, 半无限空间问题转化为无限空间的孔收缩问题, 在原地面位置产生正应力 σ_0 和剪应力 τ_0 .

第 2 步 在无限空间内于原孔镜像位置假想一大小相等的体积膨胀孔 (或体积收缩孔), 该体积膨胀孔将在原地面产生正应力 $-\sigma_0$ 和剪应力 τ_0 (体积收缩孔将在原地面产生正应力 σ_0 和剪应力 $-\tau_0$).

第 3 步 第 1, 2 步在原地面的正应力 (或剪应力) 相互抵消, 剪应力为 $2\tau_0$ (或正应力为 $2\sigma_0$), 为了

实际问题

第 1 步 假想无限体

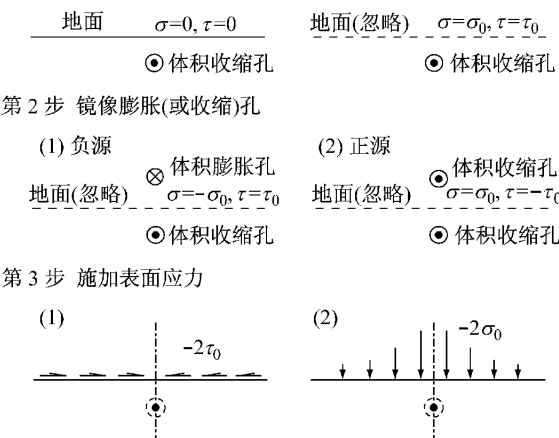


图 3 源汇理论基本原理

Fig. 3 Steps in the analysis of image technique

使之符合实际自由边界条件, 将产生的附加剪应力 (或正应力) 反号施加于半无限体表面.

实际问题的解答为以上三步的求解之和.

本文根据 Sagaseta 的修正方法按以下三个步骤进行修正:

步骤 1 如图 4 所示, 无限体内 $(0, 0, H)$ 点处的圆柱收缩孔在 $(x, 0, z)$ 处产生的土体位移分量为

$$\begin{cases} u_{x1} = \frac{x}{r_1} u_1 \\ u_{y1} = 0 \\ u_{z1} = \frac{z - H}{r_1} u_1 \end{cases}$$

其中, u_1 根据所求点所在区域 (弹性区或塑性区) 采用相应的 $u_{1\text{弹}}$ 或 $u_{1\text{塑}}$; r_1 为收缩孔中心到所求位移点距离, 参见如图 4 所示笛卡尔坐标系, 得到

$$r_1 = \sqrt{x^2 + (z - H)^2}$$

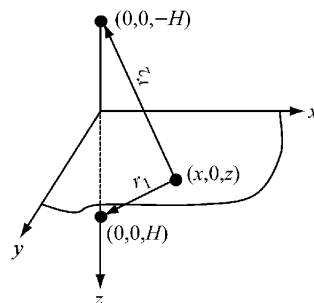


图 4 收缩孔和镜像孔的坐标关系

Fig. 4 Point sink-negative image

步骤 2 在隧道中心点 $(0, 0, H)$ 的镜像位置 $(0, 0, -H)$ 假想一大小相等的体积膨胀孔, 则该膨胀孔产生的土体位移如下所示:

(1) 当 $r_2 \geq r_p$ 时, 弹性区的土体位移

$$u_{2\text{弹}} = -\frac{(1-\alpha)p_0 - Y}{2G(1+\alpha)} \left(\frac{r_p}{r_2}\right)^2 r_2$$

(2) 当 $r_2 < r_p$ 时,塑性区的土体位移

$$u_{2\text{塑}} = -(a - a_0) \left(\frac{a}{r_2}\right)^\beta$$

式中: $r_2 = \sqrt{x^2 + (z+H)^2}$. 无限体内 $(0, 0, -H)$ 点处的圆柱膨胀孔在 $(x, 0, z)$ 处产生的土体位移分量为

$$\begin{cases} u_{x2} = \frac{x}{r_2} u_2 \\ u_{y2} = 0 \\ u_{z2} = \frac{z+H}{r_2} u_2 \end{cases}$$

其中, u_2 根据所求点所在区域(弹性区或塑性区)采用相应的 $u_{2\text{弹}}$ 或 $u_{2\text{塑}}$.

步骤3 根据 Yu^[10] 的建议,假设隧道开挖引起的土体塑性区发展到地表隧道就会发生破坏,则由收缩孔和膨胀孔产生的总土体位移分量有以下两种情况:

(1) 当 $r_1 \geq r_p$ 时,土体位移分量为

$$\begin{cases} u_x = \frac{x}{r_1} u_{1\text{弹}} + \frac{x}{r_2} u_{2\text{弹}} \\ u_y = 0 \\ u_z = \frac{z-H}{r_1} u_{1\text{弹}} + \frac{z+H}{r_2} u_{2\text{弹}} \end{cases}$$

$$u_{x3} = -\frac{2D}{\pi} r_p^2 H \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{u}{(u^2 + H^2)^2 \sqrt{(x-u)^2 + z^2}} \left\{ 1 + \frac{(x-u)^2}{(x-u)^2 + z^2} + (1-2\mu) \left[\frac{\sqrt{(x-u)^2 + z^2}}{\sqrt{(x-u)^2 + z^2} + z} - \frac{(x-u)^2}{(\sqrt{(x-u)^2 + z^2} + z)^2} \right] \right\} du$$

式中: μ 为泊松比. 竖向位移分量为

$$u_{z3} = -\frac{2D}{\pi} r_p^2 H \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{u}{(u^2 + H^2)^2 \sqrt{(x-u)^2 + z^2}} \left[\frac{(x-u)z}{(x-u)^2 + z^2} + \frac{(1-2\mu)(x-u)}{\sqrt{(x-u)^2 + z^2} + z} \right] du$$

而 u_{y3} 仍然为 0.

(2) 当 $r_1 < r_p$ 时,土体位移分量为

$$\begin{cases} u_x = \frac{x}{r_1} u_{1\text{塑}} + \frac{x}{r_2} u_{2\text{弹}} = Dx \left[\left(\frac{r_p}{r_1}\right)^{1+\beta} - \left(\frac{r_p}{r_2}\right)^2 \right] \\ u_y = 0 \\ u_z = \frac{z-H}{r_1} u_{1\text{塑}} + \frac{z+H}{r_2} u_{2\text{弹}} = D \left[(z-H) \left(\frac{r_p}{r_1}\right)^{1+\beta} - (z+H) \left(\frac{r_p}{r_2}\right)^2 \right] \end{cases}$$

经过以上修正后,隧道开挖引起的土体长期位移如下所示:

(1) 当 $r_1 \geq r_p$ 时,弹性区土体位移分量为

令

$$D = \frac{(1-\alpha)p_0 - Y}{2G(1+\alpha)}$$

则当 $r_1 \geq r_p$ 时,土体位移分量为

$$\begin{cases} u_x = Dr_p^2 \left[\frac{x}{x^2 + (z-H)^2} - \frac{x}{x^2 + (z+H)^2} \right] \\ u_y = 0 \\ u_z = Dr_p^2 \left[\frac{z-H}{x^2 + (z-H)^2} - \frac{z+H}{x^2 + (z+H)^2} \right] \end{cases} \quad (3)$$

地面处产生的剪应变可由式(3)得到,如下所示:

$$\gamma = \left(\frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \right)_{z=0} = 8Dr_p^2 \frac{Hx}{(x^2 + H^2)^2}$$

相应的剪应力

$$\tau = G\gamma = 8GD r_p^2 \frac{Hx}{(x^2 + H^2)^2}$$

为符合实际边界条件,将求得的地表处剪应力反号作用于半无限体表面,通过对 Cerruti 解进行积分,即可求得步骤3的位移解,其中水平位移分量为

$$\begin{cases} u_x = Dr_p^2 \left(\frac{x}{r_1^2} - \frac{x}{r_2^2} \right) + u_{x3} \\ u_y = 0 \\ u_z = Dr_p^2 \left(\frac{z-H}{r_1^2} - \frac{z+H}{r_2^2} \right) + u_{z3} \end{cases} \quad (4)$$

(2) 当 $r_1 < r_p$ 时,塑性区土体位移分量为

$$\begin{cases} u_x = Dx \left[\left(\frac{r_p}{r_1}\right)^{1+\beta} - \left(\frac{r_p}{r_2}\right)^2 \right] + u_{x3} \\ u_y = 0 \\ u_z = D \left[(z-H) \left(\frac{r_p}{r_1}\right)^{1+\beta} - (z+H) \left(\frac{r_p}{r_2}\right)^2 \right] + u_{z3} \end{cases} \quad (5)$$

以上求得的是如图 5a 所示隧道边界均匀径向收缩情况下引起的土体位移,但工程中隧道边界为椭圆收缩变形. 这里采用 Park^[8] 提出的描述隧道位移边界条件的地层变形模式,用如图 5b,c,d 所示的边界条件对以上公式进行修正,使其能更好地应用于隧道开挖引起的土体位移预测.

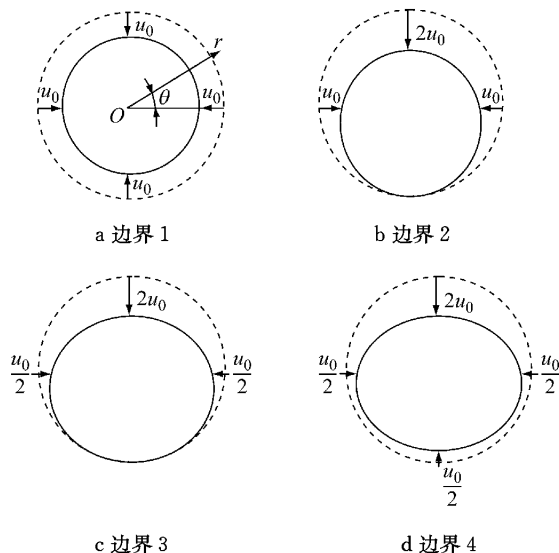


图5 隧道位移边界条件

Fig.5 Tunnel boundary conditions

依据本文的正负号规定, Park 的位移边界表达式可分别改写为如下形式:

$$\text{边界 2: } u'_r(r=a) = u_0(1 + \sin \theta) \quad (6)$$

$$\text{边界 3: } u'_r(r=a) = u_0 \left(1 + \sin \theta - \frac{1}{2} \cos^2 \theta \right) \quad (7)$$

$$\text{边界 4: } u'_r(r=a) = \frac{u_0}{4} (5 + 3 \sin \theta - 3 \cos^2 \theta) \quad (8)$$

其中, u_0 为均匀径向边界位移; θ 的意义如图 5 所示, $\sin \theta = -(z-H)/r_1$, $\cos \theta = x/r_1$.

将均匀径向边界变形条件下所得的土体径向位移 u_r 作为 u_0 分别代入式(6)~(8)中, 可得考虑隧道椭圆收缩变形条件下的土体径向位移, 如下所示:

$$\text{边界 2: } u'_r = u_r(1 + \sin \theta)$$

$$\text{边界 3: } u'_r = u_r \left(1 + \sin \theta - \frac{1}{2} \cos^2 \theta \right)$$

$$\text{边界 4: } u'_r = \frac{u_r}{4} (5 + 3 \sin \theta - 3 \cos^2 \theta)$$

将径向位移进行分解, 可得椭圆收缩边界条件下土体位移分量为

$$\begin{cases} u'_x = u'_r \cos \theta' \\ u'_y = 0 \\ u'_z = u'_r \sin \theta' \end{cases}$$

均匀径向边界条件下土体位移分量为

$$\begin{cases} u_x = u_r \cos \theta \\ u_y = 0 \\ u_z = u_r \sin \theta \end{cases}$$

由于隧道边界的变形量相对于隧道半径的值来说非常小, 所以 $\theta' \approx \theta$. 这样可以得到椭圆收缩边界条件下和均匀径向边界条件下土体位移分量之间的关系, 如下所示:

边界 2:

$$\begin{cases} u'_x = u_x(1 + \sin \theta) \\ u'_y = 0 \\ u'_z = u_z(1 + \sin \theta) \end{cases} \quad (9)$$

边界 3:

$$\begin{cases} u'_x = u_x \left(1 + \sin \theta - \frac{1}{2} \cos^2 \theta \right) \\ u'_y = 0 \\ u'_z = u_z \left(1 + \sin \theta - \frac{1}{2} \cos^2 \theta \right) \end{cases} \quad (10)$$

边界 4:

$$\begin{cases} u'_x = \frac{u_x}{4} (5 + 3 \sin \theta - 3 \cos^2 \theta) \\ u'_y = 0 \\ u'_z = \frac{u_z}{4} (5 + 3 \sin \theta - 3 \cos^2 \theta) \end{cases} \quad (11)$$

将式(4)和(5)及 $\sin \theta$ 和 $\cos \theta$ 与坐标之间的关系分别代入式(9)~(11), 可得考虑隧道椭圆收缩变形条件下的土体位移, 即隧道开挖引起的土体长期位移的最终表达式, 如下所示:

(1) 当 $r_1 \geq r_p$ 时, 弹性区土体位移分量为

$$\begin{cases} u_x = A_i \left[D r_p^2 \left(\frac{x}{r_1^2} - \frac{x}{r_2^2} \right) + u_{x3} \right] \\ u_y = 0 \\ u_z = A_i \left[D r_p^2 \left(\frac{z-H}{r_1^2} - \frac{z+H}{r_2^2} \right) + u_{z3} \right] \end{cases} \quad (12)$$

(2) 当 $r_1 < r_p$ 时, 塑性区土体位移分量为

$$\begin{cases} u_x = A_i \left\{ D x \left[\left(\frac{r_p}{r_1} \right)^{1+\beta} - \left(\frac{r_p}{r_2} \right)^2 \right] + u_{x3} \right\} \\ u_y = 0 \\ u_z = A_i \left\{ D \left[(z-H) \left(\frac{r_p}{r_1} \right)^{1+\beta} - (z+H) \left(\frac{r_p}{r_2} \right)^2 \right] + u_{z3} \right\} \end{cases} \quad (13)$$

式中: A_i 为边界条件对应系数, $i=1, 2, 3, 4$ 分别对应如图 5 所示的边界 1、边界 2、边界 3、边界 4. 由以上分析可得

$$\begin{cases} A_1 = 1 \\ A_2 = 1 - \frac{z-H}{r_1} \\ A_3 = 1 - \frac{z-H}{r_1} - \frac{1}{2} \left(\frac{x}{r_1} \right)^2 \\ A_4 = \frac{1}{4} \left[5 - 3 \frac{z-H}{r_1} - 3 \left(\frac{x}{r_1} \right)^2 \right] \end{cases}$$

式(12)和(13)中的位移分量 u_{x3} 和 u_{z3} 需采用数值积分方法编程进行计算. 为求解公式中无穷区间上的积分,可采用高斯-埃尔米特(Gauss-Hermite)求积公式进行计算,如下所示:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} g(x) dx \approx \sum_{j=0}^n e^{x_j^2} \omega_j g(x_j)$$

式中: $g(x)$ 为被积函数; x_j 和 ω_j 分别为埃尔米特高斯点和高斯系数.

3 算例验证

3.1 Ong^[11]的离心机试验

Ong 通过离心机模型试验对地层损失比 V_L 为 3% 时隧道开挖引起的土体长期位移问题进行了研究,试验中的模型隧道通过推动滑动棒来控制间隙闭合,较好地模拟了隧道向内的椭圆收缩变形. 图 6 为试验模型的示意图,隧道直径 6 m,埋深 15 m,图中尺寸为模拟的原型尺寸. 试验所用土为马来西亚高岭土,模型箱底部铺有砂层以模拟底部排水条件,文献[11]中给出了详细的高岭黏土参数,本文理论方法参数取值见表 1. 同时采用 Plaxis 3D Tunnel 软件对试验进行模拟,隧道开挖的有限元模型如图 7 所示. 模型尺寸取原型尺寸,为 52.5 m × 30 m × 20 m. 高岭黏土的本构关系采用 Harding-Soil 模型,底部砂土垫层采用 Mohr-Coulomb 模型,隧道衬砌由板单元模拟,参数取值参照文献[11],见表 2~4.

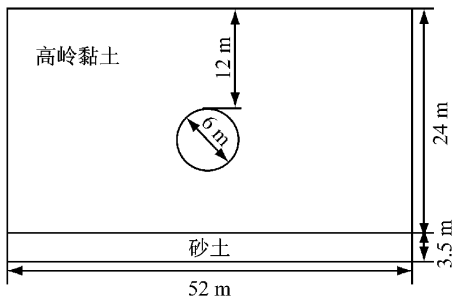


图 6 离心机模型试验示意图

Fig.6 Configuration of centrifuge model tests

本文采用给定地层损失比条件下的位移控制模式(DCM)模拟隧道开挖. DCM不考虑隧道开挖的实

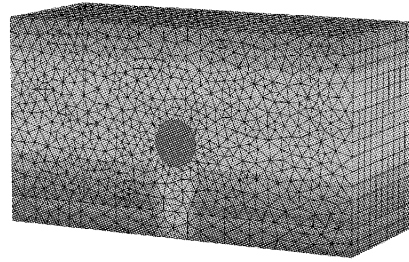


图 7 隧道开挖有限元模型

Fig.7 Finite element model of tunneling

表 1 Ong 离心机模型试验的理论方法计算参数

Tab.1 Parameters of the theoretical solutions					
静止土压力/ kPa	有效内摩擦 角/(°)	剪胀角/ (°)	泊松 比	黏聚力/ kPa	弹性模量/ MPa
146.2	23	0	0.3	3	9.067

表 2 有限元模拟中高岭黏土参数

Tab.2 Parameters of Kaolin clay of the finite element model

参数	数值
土体天然重度/(kN · m ⁻³)	16
土体饱和重度/(kN · m ⁻³)	16
三轴排水试验割线模量/kPa	1 094
切线压缩模量/kPa	1 094
卸载-再加载模量/kPa	9 067
模量应力相关幂指数	1
参考应力/kPa	100
卸载-再加载泊松比	0.2
侧应力系数	0.609
渗透系数/(m · d ⁻¹)	2 × 10 ⁻³
内聚力/kPa	3
内摩擦角/(°)	23
剪胀角/(°)	0

表 3 有限元模拟中砂土参数

Tab.3 Parameters of sand of the finite element model

参数	数值
土体天然重度/(kN · m ⁻³)	20
土体饱和重度/(kN · m ⁻³)	20
弹性模量/MPa	80
泊松比	0.3
渗透系数/(m · d ⁻¹)	1
内聚力/kPa	0.01
内摩擦角/(°)	32
剪胀角/(°)	0

表 4 有限元模拟中隧道衬砌参数

Tab.4 Parameters of tunnel lining of the finite element model

参数	数值
轴向刚度/(kN · m ⁻¹)	4 × 10 ⁷
抗弯刚度/(kN · m ²)	1.33 × 10 ⁵
等效厚度/m	0.2
重度/(kN · m ⁻³)	15.6
泊松比	0.2

际过程,直接在隧道边缘施加节点位移.这种方法虽不能准确模拟具体的施工环节,但能够准确模拟地层损失,可较好地模拟文献[11]中的离心机试验.事实上,平面应变的计算模式在隧道问题的分析中已被证明是有效的^[12-13].地层损失比与文献[11]一致,为3%.计算中首先采用塑性分析,得到隧道开挖后土体短期沉降,然后进行固结分析,一直持续到所有节点上的超静水压值都小于 1×10^{-4} kPa时为止,得到隧道开挖引起的土体长期沉降.经反复验证超静水压值小于 1×10^{-4} kPa时,土体沉降变化已微乎其微,说明此时土体沉降已经稳定.

图8为离心机试验、有限元分析和理论方法计算得到的地表长期沉降曲线对比图.可以发现,采用边界条件1的计算结果显著小于其他边界条件,主要是由于没有进行椭圆收缩变形修正.以横坐标0点为中心向两边各7 m范围内,有限元的结果较试验结果偏小,在横坐标0点相差最大.在此范围内,本文方法计算结果较试验结果偏大,同样在0点相差最大.而当范围向±7 m两边扩展后,三者的值都很接近,尤其采用边界条件2的计算结果与试验结果吻合最好.因此进行地表长期沉降预测时为保守计算,最好采用边界条件2.在下文中提到的本文理论算法都是采用边界条件2计算的结果.

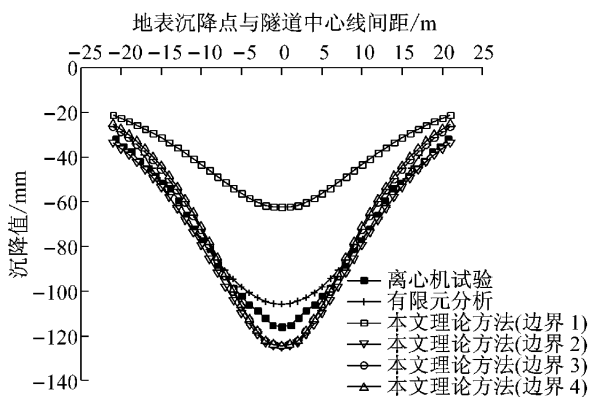


图8 地表长期沉降曲线

Fig.8 Long-term surface settlement curves

3.2 工程实例 1

工程中对于隧道开挖引起的土体沉降长期监测较少,即使有也仅限于地表的监测.在英国, O'Reilly 等^[3]对 Grimsby 地区一下水道隧道开挖引起的地表沉降进行了长达 11 年(1979—1990)的监测(A,B,C 三个监测断面),本文理论方法所需的土体参数见表5.

隧道所处的地层为海相软黏土,隧道直径为 3 m,断面 A,B,C 三处隧道的埋深分别为 8.0,5.3,

表5 工程实例 1 的理论方法计算参数

Tab.5 Parameters of the theoretical solutions (Case 1)

断面	静止土压力/ kPa	有效内摩擦角/ (°)	剪胀角/ (°)	泊松比	黏聚力/ kPa	弹性模量/ MPa
A	66.64	32	0	0.3	3	4.08
B	44.15	32	0	0.3	3	4.08
C	54.15	32	0	0.3	3	4.08

6.5 m.在断面 A,B 两处进行了长达 11 年的监测,发现在大约 7.5 年后沉降达到稳定,在断面 C 处的监测只进行了不到 1 年,监测结束时沉降还未达到稳定.根据监测的沉降结果,算得断面 A,B,C 三处的地层损失比 V_L 分别为 7.6%,3.2%和 6.0%.实测结果和理论方法计算的地表长期沉降曲线如图 9 所示,理论方法比实测值稍大且沉降槽宽度也更大,总体上与实测值吻合较好.

3.3 工程实例 2

为研究盾构施工对周围土体的影响, Lee 等^[14]对上海地铁 2 号线的盾构施工进行了监测.隧道直径 6.2 m,埋深 15 m,两个监测断面(S19 与 S2)的地层损失比 V_L 分别为 1.48%和 0.32%,盾构施工所处地层为淤泥质黏土层,本文理论方法所需土体参数见表 6.

表6 工程实例 2 的理论方法计算参数

Tab.6 Parameters of the theoretical solutions (Case 2)

静止土压力/ kPa	有效内摩擦角/(°)	剪胀角/(°)	泊松比	黏聚力/ kPa	弹性模量/ MPa
160.2	24	0	0.3	10	10.1

实测结果和本文理论方法的地表沉降曲线如图 10 所示.本文理论方法计算结果比实测值大很多, S19 断面沉降的最大实测值为 46 mm,本文理论方法的最大值为 75 mm. S2 断面沉降的最大实测值为 24 mm,而本文理论方法的最大值为 32 mm.预测值和实测值差别大的原因主要是对两个断面的监测只进行了 3 个月,此时土体的固结沉降还没有完成,而预测方法是固结完成时的结果,所以会有较大差别.另外从图 10 中也可以发现,虽然两个断面的土层参数一致,但是地层损失比 V_L 相差较大,导致两个断面的沉降差异较大.主要原因是断面 S19 距离出洞口的工作竖井近且位于空旷地带,而且施工 S19 断面时,工人对盾构的操作还不是很熟悉.而断面 S2 地处繁华的商业区,且隧道拱顶上部 2 m 处有直径 3 m 的污水管道,这些决定了在断面 S2 处对地表变形的控制非常严格.由于两个断面处施工参数不同,地层损失比 V_L 相差较大,进而导致两个断面的沉降呈现出不同的特点.

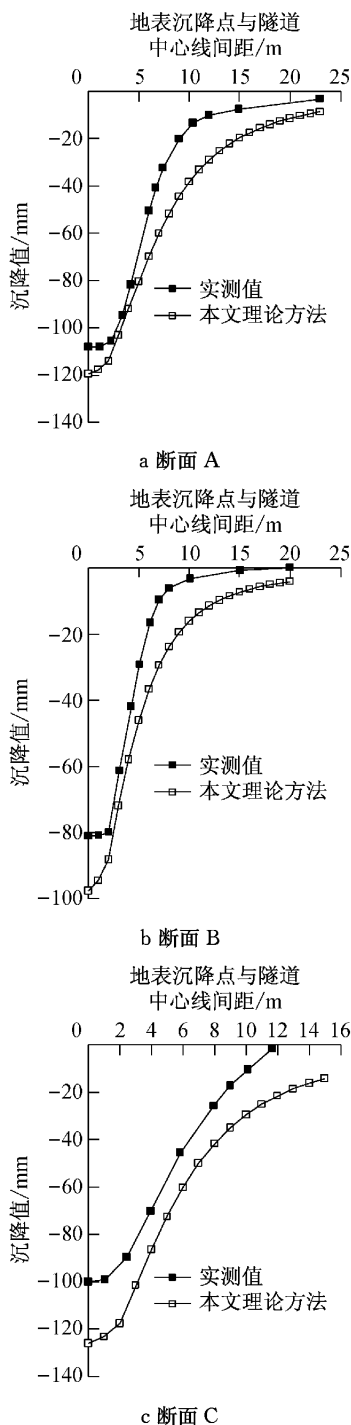


图9 地表沉降曲线(工程实例1)
Fig.9 Surface settlement curves (Case 1)

4 结语

对于地表长期沉降的预测,理论解除边界条件1(未修正)计算结果与试验结果偏差较大,其余三种边界条件与试验和有限元计算结果吻合较好.对于地表长期沉降理论解总体上与实测较为一致.在理论解半空间修正时若采用汇-汇修正^[4],也可得到对

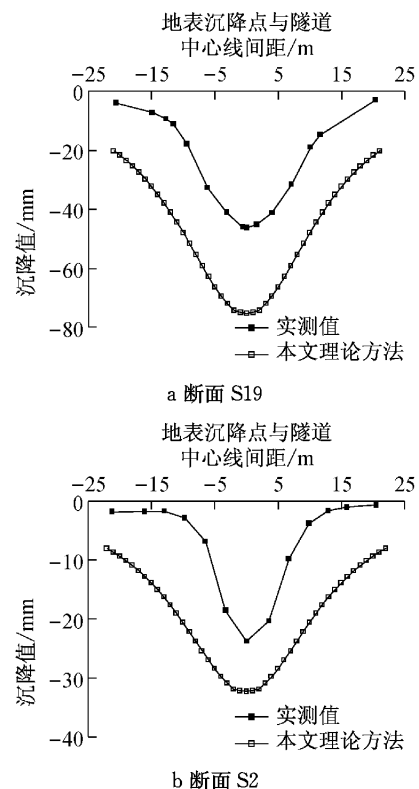


图10 地表沉降曲线(工程实例2)
Fig.10 Surface settlement curves (Case 2)

应的土体长期侧移.但由于工程中对于盾构隧道开挖引起的土体侧向位移的长期监测还相对较少,对其变化规律和发展趋势还没有定论,因此必须配合长期监测工作,对现有位移解做进一步的修正和补充.另外,理论解仅考虑主固结沉降,是与时间无关的土体变形最终值.为更符合实际情况,需基于黏弹性和黏塑性本构模型获得与时间相关的解.

参考文献:

- [1] Peck R B. Deep excavations and tunneling in soft ground [C]// Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico City: [s. n.], 1969: 225-290.
- [2] Shirlaw J N. Observed and calculated pore pressures and deformations induced by an earth balance shield; discussion [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1995, 32(1): 181.
- [3] O'Reilly M P, Mair R J, Alderman G H. Long-term settlements over tunnels; an eleven-year study at Grimsby [C]// Proceedings of Conference Tunneling. London: Institution of Mining and Metallurgy, 1991: 55-64.
- [4] Sagaseta C. Analysis of undrained soil deformation due to ground loss [J]. Geotechnique, 1987, 37(3): 301.
- [5] Verruijt A, Booker J R. Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane [J]. Geotechnique, 1996, 46(4): 753.

(下转第 1074 页)