

DOI: 10.11779/CJGE201512012

基坑施工对下卧地铁隧道上抬变形影响的简化理论分析

周泽林^{1,2}, 陈寿根^{1,2}, 陈亮³, 涂鹏^{1,2}

(1. 西南交通大学交通隧道工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031; 2. 西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031;
3. 广西高速公路投资有限公司, 广西 南宁 530021)

摘要: 为了合理地分析基坑施工对下卧已建地铁隧道上抬变形的影响, 首先, 将软土地基考虑为三参数 H-K 黏-弹性体, 推导了自由边界半无限黏-弹性空间体在内部集中荷载作用下的 Mindlin 时域解, 并采用积分、叠加的方法, 提出了一种用于计算基坑开挖及工程降水所引起的邻近隧道附加应力的方法; 然后, 将已建隧道视为 Pasternak 黏-弹性地基上的欧拉伯努利长梁, 建立了隧道在附加荷载作用下的平衡微分方程, 求得了隧道纵向附加变形和内力的表达式; 最后, 将所提方法运用于某近接既有地铁隧道的基坑工程中, 并与三维数值模拟流变分析结果和现场实测结果进行了对比分析。研究发现: 提出方法能较好地反映软土隧道变形随时间的发展趋势; 隧道纵向附加变形、曲率和弯矩的解析解与数值解基本一致, 且上抬变形的解析解与实测值能较好地吻合; 成果可为基坑施工对邻近隧道的影响分析及保护措施的制定提供一定的理论依据。

关键词: 基坑; 地铁隧道; 上抬变形; Mindlin 时域解; 黏-弹性; Pasternak 地基模型

中图分类号: TU433; U452 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2015)12-2224-11

作者简介: 周泽林(1986-), 男, 博士研究生, 主要从事城市隧道与地下工程等领域的科研。E-mail: zhouselin2016b@163.com。

Analysis of uplift deflection of subway tunnel due to adjacent pit excavation

ZHOU Ze-lin^{1,2}, CHEN Shou-gen^{1,2}, CHEN Liang³, TU Peng^{1,2}

(1. Key Laboratory of Transportation Tunnel Engineering, Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China;

2. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 3. Guangxi Expressway Investment Company
Limited, Nanning 530021, China)

Abstract: To predict the uplift deflection of subway tunnel due to adjacent excavation more reasonably, the soft soil foundation is considered to be a viscoelastic body with the constitutive relation of three-parameter H-K model at the first stage, and the Mindlin's time-domain solution of a semi-infinite viscoelastic body under internal concentrated load is derived. Furthermore, a calculation method is presented by integration and superposition to study the additional stress of a tunnel due to adjacent pit-excavation and dewatering, and the tunnel is assumed to be a long Euler-Bernoulli beam on a Pasternak-type viscoelastic foundation. The governing differential equation for the tunnel is formulated, and the analytical expressions for the deflection and internal force of the tunnel are deduced. Finally, the proposed method is used in a practical foundation pit which is adjacent to the exiting subway tunnels, and the analytical solution is compared with the results from 3-D rheological numerical simulation and in-situ measurement. It is found that the proposed method can reflect the development trend of tunnel deflection with time better. The longitudinal deflection, curvature and bending moment obtained by the analytical method are basically consistent with those from numerical simulation and in-situ measurement. The research results may provide a theoretical basis to study and protect the existing tunnels influenced by adjacent excavation.

Key words: foundation pit; subway tunnel; uplift deflection; Mindlin's time-domain solution; viscoelasticity; Pasternak foundation model

0 引言

随着城市地下空间的大规模开发, 越来越多的新建基坑将位于既有地铁上方, 此时, 上部土体开挖卸荷会导致下卧地铁隧道发生上抬变形, 对地铁运营安

全构成威胁。地铁隧道对变形的要求极其严格^[1], 绝

基金项目: 中央高校基本科研业务费专项资金项目(SWJTU11ZT33); 教育部创新团队发展计划项目(IRT0955)

收稿日期: 2014-12-06

对最大位移不能超过 20.0 mm, 回弹变形不能超过 15.0 mm, 变形曲率半径必须大于 15000.0 m。因此, 如何有效地预测与分析基坑施工对邻近地铁隧道的影响是一个研究热点。目前, 关于这类问题的研究主要是以数值模拟和实测分析为主^[1-3], 而解析理论方面的成果相对较少。

近几年来, 针对基坑开挖对邻近隧道影响, 文献[4, 5]提出了两阶段法来对其进行解析研究, 其思路为: 第 1 阶段, 利用已有的土体位移场或应力场理论计算基坑开挖所引起的土体附加位移或应力; 第 2 阶段, 把隧道视为弹性地基上的无限长梁, 并将第 1 阶段得到的土体附加位移或应力施加于隧道, 并求解其纵向变形。虽然两阶段法的有效性已在工程应用中得到了验证^[4-5], 但仍有一些问题值得进一步探讨: ①目前的两阶段法大都基于弹性地基理论, 但实际工程软土具有黏性性质, 即荷载作用下土体变形会随时间逐渐增大。因此, 在理论分析中考虑到土体的黏-弹性质无疑更符合实际。②现有的解析理论研究尚不能考虑基坑围护墙、支撑结构以及工程降水的影响, 而这些因素对邻近隧道附加应力和变形的影响不容忽视。③分析隧道纵向变形时, 目前最常用的是 Winkler 地基梁模型, 该模型仅由一系列独立的弹簧单元来体现土体性质, 无法考虑地基土的剪切刚度, 运用在密实厚土地基中计算误差大。

本文基于两阶段法的思路做进一步深化研究, 首先, 采用 Laplace 变换推导了自由边界半无限黏-弹性体在内部集中荷载作用下的 Mindlin 时域解; 然后, 基于迭代增量法理论、Terzaghi 有效应力理论和渗流理论, 分别研究了基坑开挖面的土体卸荷、围护墙和支撑结构的水平作用、工程降水等因素引起的邻近隧道竖向附加应力, 再利用积分、叠加原理, 导出了隧道总竖向附加应力时域解; 第 2 阶段, 采用能反映应力扩散性的 Pasternak 地基模型建立附加荷载作用下的隧道平衡微分方程, 得到了隧道上抬变形的时域解; 最后, 结合实际工程将隧道变形的理论解分别与三维数值模拟结果和现场实测数据进行对比分析与验证。

1 半无限黏-弹性体的 Mindlin 时域解

自由边界半无限弹性体的 Mindlin 基本解是弹性理论中的经典解^[6], 特别适用于分析城市浅埋岩土工程所涉及到的土体附加应力问题。如图 1 所示, 各向同性、均质的半无限弹性体内部深度 d 处任一点 $M=(\varepsilon, \eta, d)$ 在竖向集中荷载 P_0 和 x 轴方向水平集中荷载 Q_0 作用下, 引起的任意一点 $N(x, y, z)$ 处竖

向附加应力分别为

$$\sigma_z^1(x, y, z) = \frac{P_0}{8\pi} \left\{ V_1 \cdot \left(\frac{z-d}{R_1^3} - \frac{z-d}{R_2^3} \right) + V_2 \cdot \frac{3z(z+d)^2}{R_2^5} + V_3 \cdot \left[\frac{3(z-d)^3}{R_1^5} - \frac{3d(z+d)(5z-d)}{R_2^5} + \frac{30dz(z+d)^3}{R_2^7} \right] \right\}, \quad (1)$$

$$\sigma_z^2(x, y, z) = \frac{Q_0(x-\varepsilon)}{8\pi} \left\{ V_1 \cdot \left(\frac{-1}{R_1^3} + \frac{1}{R_2^3} - \frac{6d(z+d)}{R_2^5} \right) + \left[3V_2 \cdot \frac{(z+d)^2}{R_2^5} + V_3 \cdot \frac{3(z-d)^2}{R_2^5} - \frac{6d^2}{R_2^5} - \frac{30dz(z+d)^2}{R_2^7} \right] \right\}. \quad (2)$$

式中 ν 为弹性体材料泊松比; $V_1 = (1-2\nu)/(1-\nu)$, $V_2 = (3-4\nu)/(1-\nu)$, $V_3 = 1/(1-\nu)$; $R_1 = [(x-\varepsilon)^2 + (y-\eta)^2 + (z-d)^2]^{\frac{1}{2}}$, $R_2 = \sqrt{(x-\varepsilon)^2 + (y-\eta)^2 + (z+d)^2}$ 。

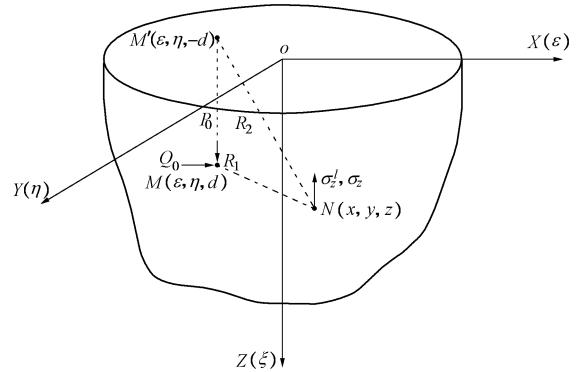


图 1 半无限弹性体内部作用集中力
Fig. 1 Semi-infinite elastic body with force applied inside

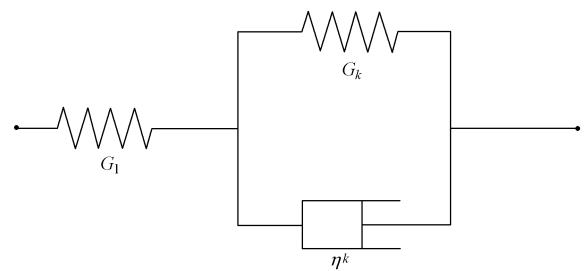


图 2 三参数 H-K 固体黏弹性模型
Fig. 2 Three-parameter solid viscoelastic model of H-K
将天然土体考虑成黏-弹性材料, 并采用三参数 H-K 固体模型来描述其黏-弹性性质。如图 2 所示, 该模型是由一个弹性体 (H 体) 和经典 Kelvin 体 (K 体) 串联而成, 能反映荷载作用下土体的瞬时弹性变形和随时间逐渐增长并趋近稳定的黏-弹性变形。经典三维黏-弹性体本构关系可统一表述为

$$\left. \begin{aligned} P' \cdot S_{ij}(t) &= Q' \cdot e_{ij}(t), \\ P'' \cdot \sigma_{kk}(t) &= Q'' \cdot \epsilon_{kk}(t). \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中 $S_{ij}(t)$ 为偏应力张量; $e_{ij}(t)$ 为偏应变张量; $\sigma_{kk}(t)$ 为球应力张量; $\varepsilon_{kk}(t)$ 为球应变张量; P' , Q' , P'' , Q'' , 为时间变量 t 的线性微分算子, 如下:

$$\left. \begin{aligned} P' &= \sum_{k=0}^m p'_k \frac{d^k}{dt^k}, \quad Q' = \sum_{k=0}^n q'_k \frac{d^k}{dt^k}, \\ P'' &= \sum_{k=0}^m p''_k \frac{d^k}{dt^k}, \quad Q'' = \sum_{k=0}^n q''_k \frac{d^k}{dt^k}, \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中, p'_k , q'_k , p''_k , q''_k 是与材料黏-弹性性质相关系数。

土体的流变性质表现为偏应力张量和偏应变张量之间的黏-弹性关系, 而土体的体积变化表现为球应力张量与球应变张量之间的弹性关系^[7]。因此, 根据 H-K 固体模型本构关系, 其偏张量部分的黏-弹性关系为

$$(G_1 + G_k) \cdot S_{ij}(t) + \eta_k \frac{dS_{ij}}{dt} = 2G_1 G_k \cdot e_{ij}(t) + 2G_1 \eta_k \frac{de_{ij}}{dt}。 \quad (5)$$

球张量部分的弹性关系为

$$\sigma_{kk}(t) = 3K_1 \cdot \varepsilon_{kk}(t), \quad (6)$$

式中, K_1 为体积模量, η_k 为黏性系数, G_1 , G_k 分别为 H 体和 K 体的剪切模量。

根据式(5)、(6) 可知式(4) 中的微分算子为

$$\left. \begin{aligned} P' &= (G_1 + G_k) + \eta_k \frac{d}{dt}, \\ Q' &= 2G_1 G_k + 2G_1 \eta_k \frac{d}{dt}, \\ P'' &= 1, \\ Q'' &= 3K_1. \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

对式(7) 进行 Laplace 变换得

$$\left. \begin{aligned} \bar{P}'(s) &= (G_1 + G_k) + \eta_k s, \\ \bar{Q}'(s) &= 2G_1 G_k + 2G_1 \eta_k s, \\ \bar{P}''(s) &= 1, \\ \bar{Q}''(s) &= 3K_1. \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

弹性材料是黏-弹性材料在 $\eta_k = 0$ 时的一种极限情况, 根据弹性-黏弹性对应原理^[7], 弹性模量 $E(t)$ 和泊松比 $\nu(t)$ 的 Laplace 变换表达式 $E(s)$ 、 $\nu(s)$ 为

$$\left. \begin{aligned} E(s) &= \frac{3\bar{Q}''(s)\bar{Q}'(s)}{2\bar{Q}''(s)\bar{P}'(s) + \bar{Q}'(s)\bar{P}''(s)}, \\ \nu(s) &= \frac{\bar{Q}''(s)\bar{P}'(s) - \bar{Q}'(s)\bar{P}''(s)}{2\bar{Q}''(s)\bar{P}'(s) + \bar{Q}'(s)\bar{P}''(s)}. \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

将式(8) 代入式(9) 中, 可得

$$\left. \begin{aligned} E(s) &= \frac{9K(G_1 G_k + G_1 \eta_k s)}{3K(G_1 + G_k + \eta_k s) + G_1 G_k + G_1 \eta_k s}, \\ \nu(s) &= \frac{3K(G_1 + G_k + \eta_k s) - 2G_1 G_k - 2G_1 \eta_k s}{6K(G_1 + G_k + \eta_k s) + 2G_1 G_k + 2G_1 \eta_k s}. \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

设 $P(t) = P_0 H(t)$, 其中 $H(t)$ 为 Heaviside 函数。将式(10) 代入式(1), 可得出竖向集中荷载 P_0 引起的土体竖向附加应力场的 Laplace 变换表达式为

$$\begin{aligned} \sigma_z^1(x, y, z, s) &= \frac{P_0}{8\pi} \left\{ \frac{6G_1 \eta_k s + 6G_1 G_k}{T_1 s + T_3 s^2} \cdot \left(\frac{z-d}{R_1^3} - \frac{z-d}{R_2^3} \right) + \right. \\ &\quad \frac{(6K\eta_k + 2G_1 \eta_k)s + T_4}{T_1 s + T_3 s^2} \cdot \left[\frac{3(z-d)^3}{R_1^5} - \frac{3d(z+d)(5z-d)}{R_2^5} + \right. \\ &\quad \left. \left. \frac{30dz(z+d)^3}{R_2^7} \right] + \frac{(6K\eta_k + 14G_1 \eta_k)s + T_5}{T_1 s + T_3 s^2} \cdot \frac{3z(z+d)^2}{R_2^5} \right\}, \end{aligned} \quad (11)$$

式中, $T_1 = 4G_1 G_k + 3G_1 K + 3G_k K$, $T_2 = 18G_1^2 K \eta_k$, $T_3 = 3K\eta_k + 4G_1 \eta_k$, $T_4 = 2G_1 G_k + 6G_1 K + 6G_k K$, $T_5 = 14G_1 G_k + 6G_1 K + 6G_k K$ 。

$F(t) = L^{-1}[F(s)]$ 表示函数 $F(s)$ 的 Laplace 逆变换, 对式(11) 进行 Laplace 逆变换可得出竖向集中荷载 P_0 引起的土体竖向附加应力场的 Mindlin 时域解为

$$\begin{aligned} \sigma_z^1(x, y, z, t) &= \frac{P_0}{8\pi} \left[\left(\frac{6G_1 G_k}{T_1} + \frac{T_2}{T_1 \cdot T_3} \cdot \exp\left(\frac{-T_1}{T_3}t\right) \right) \cdot \right. \\ &\quad \left(\frac{z-d}{R_1^3} - \frac{z-d}{R_2^3} \right) + \left[\frac{T_4}{T_1} - \frac{T_2}{T_1 \cdot T_3} \exp\left(\frac{-T_1}{T_3}t\right) \right] \cdot \\ &\quad \left[\frac{3(z-d)^3}{R_1^5} - \frac{3d(z+d)(5z-d)}{R_2^5} \right] + \frac{30dz(z+d)^3}{R_2^7} + \\ &\quad \left. \left[\frac{T_5}{T_1} + \frac{T_2}{T_1 \cdot T_3} \exp\left(\frac{-T_1}{T_3}t\right) \right] \cdot \frac{3z(z+d)^2}{R_2^5} \right]. \end{aligned} \quad (12)$$

同理, 设 $Q(t) = Q_0 H(t)$, 亦可导出水平集中荷载 Q_0 引起的土体竖向附加应力场的 Mindlin 时域解为

$$\begin{aligned} \sigma_z^2(x, y, z, t) &= \frac{Q_0(x-\varepsilon)}{8\pi} \left[\left(\frac{6G_1 G_k}{T_1} + \frac{T_2}{T_1 \cdot T_3} \cdot \exp\left(\frac{-T_1}{T_3}t\right) \right) \cdot \right. \\ &\quad \left(\frac{-1}{R_1^3} + \frac{1}{R_2^3} - \frac{6d(z+d)}{R_2^5} \right) + \left[\frac{T_4}{T_1} - \frac{T_2}{T_1 \cdot T_3} \exp\left(\frac{-T_1}{T_3}t\right) \right] \cdot \\ &\quad \left[\frac{3(z-d)^3}{R_1^5} - \frac{6d^2}{R_2^5} - \frac{30dz(z+d)^2}{R_2^7} \right] + \\ &\quad \left. 3 \left[\frac{T_5}{T_1} + \frac{T_2}{T_1 \cdot T_3} \exp\left(\frac{-T_1}{T_3}t\right) \right] \cdot \frac{(z+d)^2}{R_2^5} \right]. \end{aligned} \quad (13)$$

2 开挖引起的邻近隧道竖向附加应力

基坑开挖引起的下卧地铁隧道竖向附加应力分析模型如图 3 所示, 以基坑中心对应的地表面为原点建立三维坐标系, 横向 (x 轴) 开挖宽度 B , 纵向 (y 轴)

向)开挖长度 L , 竖向(z 轴向)开挖深度 d ; 地铁双洞隧道轴线坐标: 左线 (x_1, y, z_1) 、右线 (x_2, y, z_2) 。隧道外径 D , 开挖后隧顶覆土厚度 h 。

基坑施工过程一般是先施做围护墙和工程降水, 然后再以分层开挖、分层施加支撑的方式开挖至坑底。开挖后会形成5个卸荷面(1个坑底面+4个侧壁面), 编号如图3所示。因此, 下卧隧道竖向附加应力产生的原因有以下5方面: ①坑底面土体竖向卸荷; ②侧壁面土体水平卸荷; ③围护墙的水平作用; ④支撑结构的水平作用; ⑤工程降水引起的土体附加应力。

下面将逐一分析当基坑分层开挖至第 N_s 层时, 上述5个因素所造成的邻近隧道竖向附加应力。

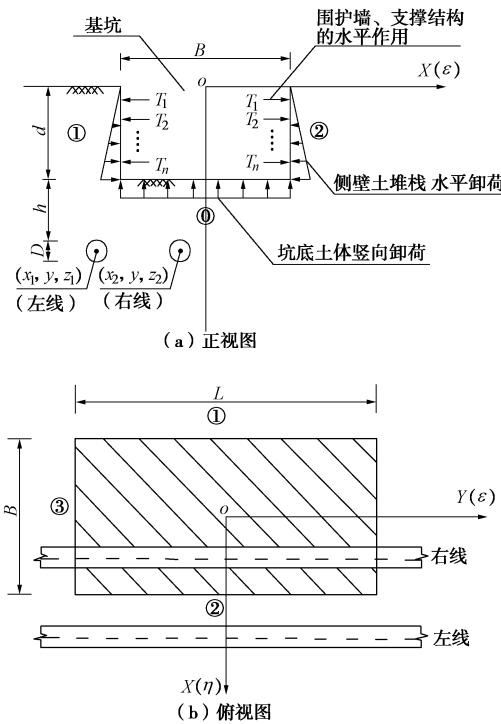


图3 力学分析模型简图

Fig. 3 Computational model for mechanical analysis

2.1 坑底面土体竖向卸荷引起的附加应力

当基坑分层开挖至第 N_s 层时, 坑底面土体竖向卸荷相当于对基坑底面施加竖直向上的大小为 $\gamma_s d_s$ (γ_s 为开挖土层重度加权值, d_s 为开挖深度)的分布荷载。根据积分原理, 只需将单位荷载 $P_0 = \gamma_s d_s d\eta$ 及隧道轴线坐标代入式(12), 并对其在坑底面区域上进行积分, 即可得出坑底面土体竖向卸荷引起的隧道轴线上任一点 y 处在 t 时刻的附加应力 $\sigma_z^{s0}(y, t)$ 为

$$\sigma_z^{s0}(y, t) = \begin{cases} \int \int \sigma_z^1(x_1, y, z_1, t) d\varepsilon d\eta & (\text{左线}) \\ \int \int \sigma_z^1(x_2, y, z_2, t) d\varepsilon d\eta & (\text{右线}) \end{cases} \quad (14)$$

式中, Γ_0 是基坑底面的坐标分布区域, 取值范围为

$$-B/2 \leq x \leq B/2, -L/2 \leq y \leq L/2。$$

2.2 侧壁面土体水平卸荷引起的附加应力

以图4所示的增量法理论^[8-9]为基础来分析侧壁面上土体水平卸荷及围护墙、支撑结构的水平作用所引起的隧道竖向附加应力。每次分层开挖工况后, 围护墙体的增量荷载有以下3部分。

(1) 开挖侧被动区土压力减小所产生的增量土压力 Δq_0^n , 该部分增量荷载正是本次开挖工况所产生的侧壁面土体水平卸荷量, 其大小为

$$\Delta q_0^n = \begin{cases} \gamma(z - h^{n-1}) K_0 & (h^{n-1} \leq z \leq h^n) \\ \gamma(h^n - h^{n-1}) K_0 & (z \geq h^n) \end{cases} \quad (15)$$

式中 上标 n 代表第 n 次开挖工况; h^{n-1} 为上一工况开挖深度; h^n 为本次工况开挖深度; K_0 为静止土压力系数。采用有限单元法, 可将 Δq_0^n 转换成等效节点增量荷载向量 $\{\Delta q_0^n\}$ 。

(2) 开挖侧土弹簧消除所产生的增量荷载向量 $\{f^n\}$ 。上一工况的墙体位移向量为 $\{\Delta\delta^{n-1}\}$, 本次工况消除部分土弹簧整体刚度矩阵为 $[K_{s1}^n]$, 则 $\{f^n\}$ 为

$$\{f^n\} = [K_{s1}^n] \cdot \{\Delta\delta^{n-1}\} \quad (16)$$

(3) 本次工况施加的支撑预应力所产生的增量荷载向量 $\{T^n\}$ 。如果支撑不施做预应力, 则 $\{T^n\} = 0$ 。

以上3部分增量荷载将由开挖侧剩余土弹簧、围护墙、已施做的支撑结构这3部分体系来共同承担, 对应的有限元方程为

$$([K_{s2}^n] + [K_p^n] + [K_b^{n-1}]) \cdot \{\Delta\delta_0^n\} = \{\Delta q_0^n\} + \{f^n\} + \{T^n\} \quad (17)$$

式中 $[K_{s2}^n]$ 为开挖侧剩余土弹簧整体刚度矩阵; $[K_p^n]$ 为围护墙体整体刚度矩阵; $[K_b^{n-1}]$ 为各道支撑整体刚度矩阵 ($[K_b^{n-1}]$ 没包括本次工况刚施加的支撑刚度是因为该支撑还尚未承载)。基于有限单元法编制了式

(17) 的求解程序, 用于计算每次分层开挖工况产生的增量位移向量 $\{\Delta\delta_0^n\}$ 。

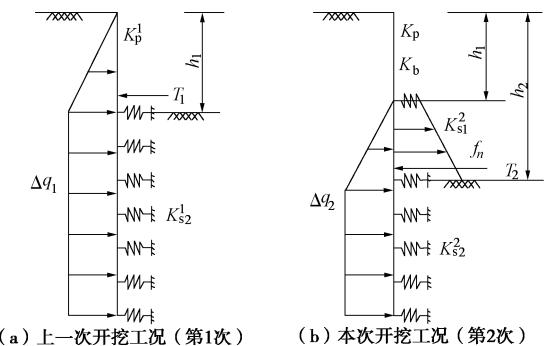


图4 增量法计算示意图

Fig. 4 Calculation of incremental method

传统增量法理论并没有考虑墙体增量位移对增量

土压力的影响, 而墙体位移对土压力影响显著^[9], 因此, 本文采用迭代法来对增量土压力进行修正, 假定墙体增量位移与增量土压力有如下线性关系:

$$\{\Delta q_{i+1}^n\} = \{\Delta q_i^n\} + [K_{s2}^n]\{\Delta \delta_i^n\} \quad (18)$$

式中下标 i ($i=0, 1, 2, \dots$) 代表迭代次数; $\{\Delta q_i^n\}$ 为第 i 次迭代的修正增量土压力向量; $\{\Delta \delta_i^n\}$ 为第 i 次迭代的增量位移向量。

将式(17)求解出的位移向量 $\{\Delta \delta_0^n\}$ 代入式(18)中对增量土压力进行修正, 然后再将修正后的增量土压力向量 $\{\Delta q_i^n\}$ 代入式(17)计算, 如此反复迭代, 直到前后两次土压力向量 $\{\Delta q_{i+1}^n\}$, $\{\Delta q_i^n\}$ 的差异可以忽略不计为止, 对应的 $\{\Delta q_i^n\}$ 和 $\{\Delta \delta_i^n\}$ 即为第 n 次开挖工况的最终增量土压力向量 $\{\Delta q^n\}$ 和最终增量位移向量 $\{\Delta \delta^n\}$ 。

基坑开挖至第 N_s 层时, 分别将之前每次开挖工况中所迭代计算得出的 $\{\Delta q^n\}$, $\{\Delta \delta^n\}$ 累加求和, 即可得基坑侧壁面土体总水平卸荷量向量 $\{Q^s\}$ 和总位移向量 $\{\delta\}$:

$$\{Q^s\} = \sum_{n=1}^{N_s} \Delta q^n; \quad \{\delta\} = \sum_{n=1}^{N_s} \{\Delta \delta^n\} \quad (19)$$

求出编号为①的侧壁面土体总水平卸荷量向量 $\{Q^s\}$ 后, 可插值拟合出其对应的连续函数 Q^s 。然后将 $Q_0 = Q^s$ 及隧道轴线坐标代入式(13), 并对其在编号为①的基坑侧壁区域上进行积分, 即可求出编号为①的侧壁面土体水平卸荷引起的隧道轴线上任一点 y 处在 t 时刻的附加应力 $\sigma_z^{s1}(y, t)$ 为

$$\sigma_z^{s1}(y, t) = \begin{cases} \iint_{\Gamma_1} \sigma_z^2(x_1, y, z_1, t) d\eta d\xi & (\text{左线}) \\ \iint_{\Gamma_1} \sigma_z^2(x_2, y, z_2, t) d\eta d\xi & (\text{右线}) \end{cases}, \quad (20)$$

式中, Γ_1 是编号为①的基坑侧壁面的坐标分布区域, 取值区域为 $-L/2 \leq y \leq L/2$, $0 \leq z \leq d$ 。

同理, 可以分别求出编号为②、③、④的侧壁面土体水平卸荷引起的附加应力 $\sigma_z^{s2}(y, t)$, $\sigma_z^{s3}(y, t)$, $\sigma_z^{s4}(y, t)$ 。

2.3 围护墙水平作用引起的附加应力

求出基坑某侧壁面的总位移向量 $\{\delta\}$ 之后, 该侧壁上对应的围护墙水平作用荷载向量 $\{Q^p\}$ 为

$$\{Q^p\} = [K_p^i] \cdot \{\delta\}, \quad (21)$$

式中, $[K_p^i]$ 为第 i ($i=1, 2, 3, 4$) 个侧壁面上围护墙的整体刚度矩阵。

采用插值拟合法求出 $\{Q^p\}$ 对应的连续函数 Q^p 后, 类似于 2.2 节中 $\sigma_z^{s1}(y, t)$ 的求解, 可分别求出 4 个侧壁面上围护墙的水平作用引起的隧道附加应力 $\sigma_z^{p1}(y, t)$, $\sigma_z^{p2}(y, t)$, $\sigma_z^{p3}(y, t)$ 和 $\sigma_z^{p4}(y, t)$ 。限于篇幅,

不再展开。

2.4 支撑结构水平作用引起的附加应力

根据基坑侧壁面的总位移向量 $\{\delta\}$ 可得出该侧壁上第 i 道支撑作用节点的位移分量 δ_i 。该道支撑对侧壁土体的水平作用力 Q^{bi} 为

$$Q^{bi} = E_i I_i \cdot \delta_i, \quad (22)$$

式中, $E_i I_i$ 为第 i 道支撑的纵向刚度。

将 $Q_0 = Q^{bi}$ 、第 i 道支撑作用节点坐标 $(\varepsilon_i, \eta_i, \xi_i)$ 以及隧道轴线坐标代入式(13), 即可得到该道支撑的水平作用引起的隧道附加应力 $\sigma_z^{bi}(y, t)$ 。限于篇幅, 不再展开。

2.5 工程降水引起的附加应力

基坑开挖前的工程降水会引起的土中有效自重应力增大。如果把土体开挖对隧道的影响视为卸荷行为, 那么工程降水相当于是对隧道的加载行为。

工程降水引起地下水位下降, 根据 Terzaghi 有效应力理论^[10], 降水前后土体有效自重应力改变如图 5 所示, 图中左侧阴影部分为降水引起的土体附加自重应力。因此, 由于土体有效自重应力增大而引起的隧道轴线上任一点竖向附加应力为

$$\sigma_z^{w1} = (h_2 - h_1) \gamma_w = \Delta h \gamma_w, \quad (23)$$

此外, 工程降水形成的坑内、外水头差还会使地下水发生渗流, 主动区渗流方向向下, 被动区渗流方向向上。由渗流理论可知^[11], 地下水的流动会给土颗粒施加一个渗透力, 并造成土体有效应力变化。在一维竖向渗流条件下, 由于渗流力而引起的地下水位以下深度 z 处的隧道轴线上任一点竖向附加应力为

$$\sigma_z^{w2} = \begin{cases} +\gamma_w i \cdot z & (\text{位于主动区的隧道}) \\ -\gamma_w i \cdot z & (\text{位于被动区的隧道}) \end{cases}, \quad (24)$$

式中, i 为水力坡降, $i = \Delta h / L$, L 为渗流路径长度。

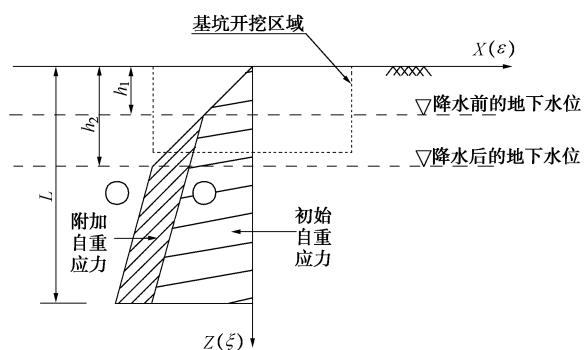


图 5 地下水位下降对土体附加应力的影响

Fig. 5 Influence of drop of groundwater level on soil stress

2.6 隧道竖向附加总应力

当基坑分层开挖至第 N_s 层时, 根据叠加原理, 分别将基坑底面土体竖向卸荷、侧壁面土体水平卸荷、

围护墙体水平作用、支撑结构水平作用、工程降水等 5 个因素对下卧隧道造成的竖向附加应力进行叠加, 即可得到基坑施工过程中引起的隧道竖向附加总应力的时域解为

$$\sigma_z(y, t) = \sum_{i=0}^4 \sigma_z^{si}(y, t) + \sum_{i=1}^4 \sigma_z^{pi}(y, t) + \sum_{i=1}^{N_b} \sigma_z^{bi}(y, t) + \sum_{i=1}^2 \sigma_z^{wi}, \quad (25)$$

式中, N_b 为已施做支撑结构数量。

进一步, 可求得隧道轴线上任一点 y 处竖向附加荷载的时域解 $q_z(y, t)$ 为

$$q_z(y, t) = D \cdot \sigma_z(y, t) \quad . \quad (26)$$

3 Pasternak 黏弹性地基上隧道上抬变形的时域解

分析隧道在附加荷载作用下的纵向上抬变形时, 将隧道视为一根无限长的欧拉伯努利梁, 并假定隧道与土体不发生分离, 满足变形协调条件。

3.1 隧道变形的平衡微分方程

采用 Pasternak 地基梁^[12]来模拟黏-弹性地基上的隧道变形。如图 6 所示, Pasternak 模型是在传统 Winlker 模型的基础上加入一个剪切层, 使弹簧单元之间产生联系, 从而能反地基土体的应力扩散性和变形连续性, 使计算结果更加合理。

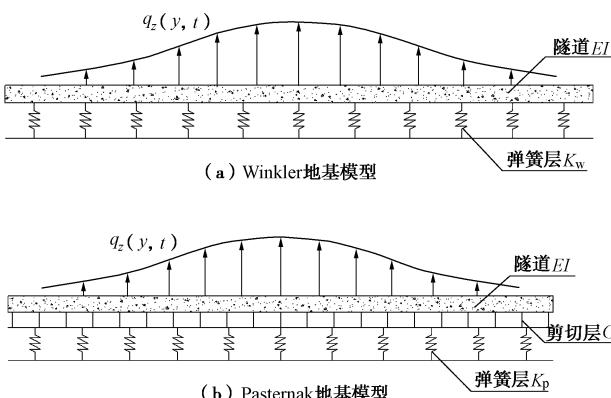


图 6 两种典型的地基模型

Fig. 6 Two typical foundation models

如图 7, 将地基长梁视为简支边界条件, 隧道变形扰度为 $w(y, t)$, 其受到的竖向外荷载有以下 3 部分: ①基坑施工所引起的附加荷载 $q_z(y, t)$; ②地基弹簧层给予的荷载 $q_{z1}(y, t) = DK_p w(y, t)$, K_p 为地基基床系数; ③地基剪切层给予的荷载 $q_{z2}(y, t) = -DG_p \frac{dw^2(y, t)}{dy^2}$, G_p 为地基土的剪切刚度。

根据变形协调条件和地基长梁微段 dy 的力学平衡条件, 可得到隧道挠曲变形平衡微分方程为

$$EI \frac{d^4 w(y, t)}{dy^4} - DG_p \frac{d^2 w(y, t)}{dy^2} + DK_p w(y, t) = q_z(y, t), \quad (27)$$

式中, EI 为隧道纵向等效刚度。考虑到盾构管片接缝、螺栓连接等因素影响, 引了纵向等效刚度有效率 η , 使 $EI = \eta E_c I_c$ (E_c 为管片混凝土弹性模量, I_c 为截面惯性矩)。根据文献[13]的研究, η 取值范围为 1/5~1/7。

3.2 微分方程的时域解

式 (27) 是一个含时间变量 t 的非齐次四阶常微分方程, 对式 (27) 进行 Laplace 变换得

$$EI \frac{d^4 \bar{w}(y, s)}{dy^4} - D \bar{G}_p(s) \frac{d^2 \bar{w}(y, s)}{dy^2} + D \bar{K}_p(s) \bar{w}(y, s) = \bar{q}_z(y, s), \quad (28)$$

式中, $\bar{G}_p(s)$, $\bar{K}_p(s)$, $\bar{w}(y, s)$ 和 $\bar{q}_z(y, s)$ 分别是 $G_p(s)$, $K_p(s)$, $w(y, s)$ 和 $q(y, s)$ 的 Laplace 变换。

一般情况下, 基坑开挖在隧道纵向的影响范围 l 为 6 倍开挖长度^[13]。为了提高精度, 本文计算取 $l=10L$ (见图 7 (c)), 地基长梁边界条件为

$$\begin{cases} y=0: \bar{w}(0, s)=0, \bar{w}''(0, s)=0, \\ y=l: \bar{w}(l, s)=0, \bar{w}''(l, s)=0. \end{cases} \quad (29)$$

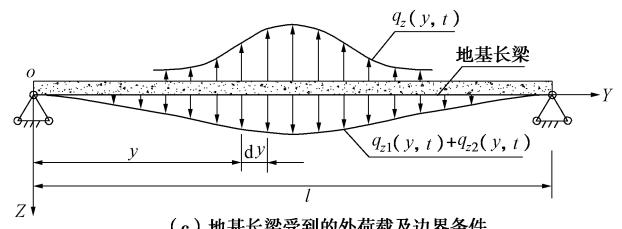


图 7 黏-弹性地基梁计算模型

Fig. 7 Computational model for viscoelastic foundation

采用纳维叶解法, 将 $\bar{w}(y, s)$ 拓扑成奇函数, 并展开成傅里叶三角级数:

$$\bar{w}(y, s) = \sum_{n=1}^{\infty} w_n \bar{w}(s) \cdot \sin\left(\frac{n\pi}{l} y\right) \quad (n=1, 2, 3, \dots), \quad (30)$$

式中, w_n 是常系数项, $\bar{w}(s)$ 为 $\bar{w}(t)$ 的 Laplace 变换。

采用类似方法, 将 $\bar{q}(y, s)$ 也拓扑成奇函数, 并展开成傅里叶三角级数:

$$\bar{q}(y, s) = \sum_{n=1}^{\infty} q_n \bar{q}(s) \cdot \sin\left(\frac{n\pi}{l} y\right) \quad (n=1, 2, 3, \dots), \quad (31)$$

式中, 常数项 $q_n = \frac{2}{l} \int_0^L q(y) \cdot \sin\left(\frac{n\pi}{l} y\right) dy$, $\bar{q}(s)$ 为 $q(t)$ 的 Laplace 变换。因此, 式 (31) 可以表示为

$$\bar{q}(y, s) = \frac{2\bar{q}(s)}{l} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \int_0^L \left[q(y) \cdot \sin\left(\frac{n\pi}{l} y\right) dy \right] \cdot \sin\left(\frac{n\pi}{l} y\right). \quad (32)$$

将式 (32)、(30) 代入平衡微分方程式 (28) 并进行化简、整理可得

$$w_n \bar{w}(s) = \frac{\frac{2D\bar{q}(s)}{l} \cdot \int_0^L q(y) \sin\left(\frac{n\pi}{l}y\right) dy}{\left[\frac{n^4\pi^4}{l^4} EI + \frac{n^2\pi^2}{l^2} D\bar{G}(s) + D\bar{K}(s) \right]} \quad (n=1,2,3,\dots) \quad (33)$$

将式(33)代入式(30)即得出隧道变形 $w(y, t)$ 的 Laplace 变换表达式 $\bar{w}(y, s)$ 为

$$\bar{w}(y, s) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\frac{2D\bar{q}(s)}{l} \sin\left(\frac{n\pi}{l}y\right) \cdot \int_0^L q(y) \sin\left(\frac{n\pi}{l}y\right) dy}{\left[\frac{n^4\pi^4}{l^4} EI + \frac{n^2\pi^2}{l^2} D\bar{G}(s) + D\bar{K}(s) \right]} \quad (34)$$

对式(34)进行 Laplace 逆变换即可得出 Pasternak 黏-弹性地基上隧道纵向上抬变形的简化理论时域解 $w(y, t)$ 为

$$w(y, t) = L^{-1}[\bar{w}(y, s)] \quad (35)$$

由于 $q(y)$ 表达式较复杂, 式(35)的求解涉及到复杂函数的 Laplace 逆变换, 本文编制了相应的求解程序, 限于篇幅, 具体过程不再展开。根据材料力学, 求出 $w(y, t)$ 后, 对其进行一阶、二阶求导, 即可求得隧道的纵向变形曲率 $\theta(y, t)$ 和附加弯矩 $M(y, t)$ 分别为

$$\begin{cases} \theta(y, t) = -\frac{dw(y, t)}{dy}, \\ M(y, t) = -EI \frac{d^2w(y, t)}{dy^2}. \end{cases} \quad (36)$$

3.3 地基参数取值的确定与修正

采用弹性地基梁模拟隧道变形时, 一个很重要的问题是如何确定地基参数 K_p 和 G_p 的取值。根据简化弹性空间法^[14-15], 从弹性连续体方程中推导出的 K_p 和 G_p 是弹性模量 E 、泊松比 ν 及地基厚度 H 的表达式:

$$\begin{cases} K_p = \frac{E}{H}, \\ G_p = \frac{GH}{3} = \frac{E}{2(1+\nu)} \cdot \left(\frac{H}{3}\right). \end{cases} \quad (37)$$

从式(37)可见, 基本参数只有 E 、 ν 和 H 。其中, ν 对计算结果影响很小^[16], 此处重点探讨参数 E 和 H 的取值与修正。

(1) 弹性模量 E 的取值

一般岩土勘察报告提供的压缩模量 E_s 经换算可确定弹性模量为 $E=E_s(1+\nu)(1-2\nu)/(1-\nu)$ 。实际上, 基坑开挖卸载作用下, 土体加载、卸载弹性模量一般不同。大量的卸荷试验证明^[17-18], 土体卸荷模量远大于常规三轴试验所获取的压缩模量, 且应力路径的影响非常显著。为了获取更精确的结果, 本文采用卸荷模量 E_u 来进行计算, 根据文献[19]提出的土体在水平、

垂直卸荷应力路径影响下的卸荷模量计算公式为

$$E_u = \frac{(\sigma_v - \sigma_h)(1+K_0)(1+\sin\varphi) - 3(1-K_0)(1+\sin\varphi)\sigma_m}{2(c\cos\varphi + \sigma_h\sin\varphi)(1+K_0) + 3(1-K_0)(1+\sin\varphi)\sigma_m} \cdot R_f + 1] \cdot \bar{E}_u \sigma_m \quad (38)$$

式中 c 、 φ 为土体黏聚力和内摩擦角; R_f 为破坏比; \bar{E}_u 初始卸荷模量系数 (\bar{E}_u 可以通过实测位移反分析获取, 一般黏土 $\bar{E}_u=212.3$, 粉质黏土 $\bar{E}_u=241.2$, 淤泥质黏土 $\bar{E}_u=265.4$); σ_h 、 σ_v 、 σ_m 分别为计算土层竖直应力、水平应力和平均固结应力。

(2) 地基厚度 H 的修正

文献[13]建议长宽比很大的条形基础的地基厚度 H 取为 6 倍基础尺寸, 即 $H=6D$, 但实际上地基厚度还与土的性质有关^[20]。为了获取更精确的结果, 将 H 的取值调整为 $H=cD$, 然后, 针对弹性地基上的一根地基梁受集中荷载这一最简单的工况, 采用 FLAC^{3D} 软件建立数值模型来对其进行分析。对于此处这种最简单的分析工况, 数值解的精度是可以保证的, 且相对于解析解更精确, 因此, 定义偏差率= (解析解 - 数值解) / 数值解, 将解析解与数值模拟结果进行对比来调整 c 的取值, 并以隧道纵向变形曲率差异最小化为原则, 经反复的理论试算来确定 H 的最优取值。

4 工程应用算例

以某明挖基坑的施工对下卧已建地铁双孔隧道的影响为例。如图 8 所示, 新建公路隧道位于已建地铁隧道上方, 并与之呈上、下重叠并行关系。隧道采用纵向分段明挖法施工, 每分段纵向开挖长度 L 为 40.0 m、开挖宽度 B 为 32 m, 开挖深度 $d=9.3$ m; 基坑围护墙形式为 $\Phi 100@110$ cm 高压旋喷桩支护排桩+挂网喷混桩间防护; 支撑结构形式为 $\Phi 609$ ($t=16$ mm) 圆钢管, 水平间距 3.0 m, 竖向间距 4.0 m, 支撑预应力为设计轴力的 60%; 地铁隧道外径 $D=6.0$ m, 管片厚度 0.35 m, 左线、右线与基坑中轴线之间的距离分别为 23.0, 5.0 m, 开挖后隧顶覆土厚度 $h=10.1$ m。

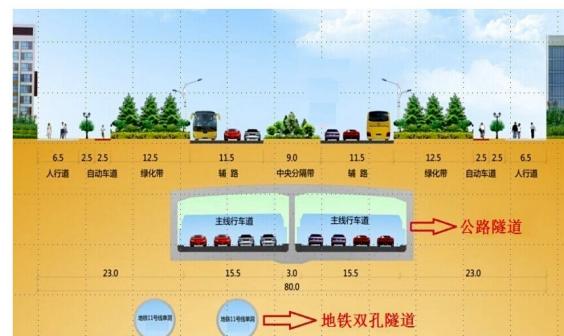


图 8 重叠隧道横断面示意图

Fig. 8 Cross section of overlapping tunnels

场区地层以填土、粉质黏性土和砾质黏性土为主, 地下水位于地表面以下 0.5 m, 开挖前先进行工程降水, 将地下水位降低至坑底设计标高以下 1.0 m; 然后再进行基坑开挖, 施工过程中对下卧地铁隧道进行了变形监测。

4.1 三维数值模拟流变分析

采用有限差分软件 FLAC^{3D} 对算例进行三维数值模拟流变分析。FLAC^{3D} 软件具有蠕变分析选项, 可以有效地模拟土体变形的时间依赖性, 但 FLAC^{3D} 自带蠕变模型中没有三参数 H-K 模型, 本文基于 FLAC^{3D} 自带的 Burgers 蠕变模型, 利用内置 FISH 语言对其进行改进, 屏蔽掉 Burgers 模型中 M 体黏性系数, 从而获得了与理论分析一致的三参数 H-K 模型用于数值模拟。

(1) 三维数值模型与计算参数

建立图 9 所示的三维数值模型, 采用梁单元来模拟围护墙体与支撑结构; 采用壳单元来模拟盾构管片; 模拟盾构隧道管片纵向变形时, 对管片混凝土弹性模量 E_c 进行等效折减, 使隧道纵向刚度有效率折减至为 $E_c I_c / 6$, 从而与解析理论中计算条件保持一致。

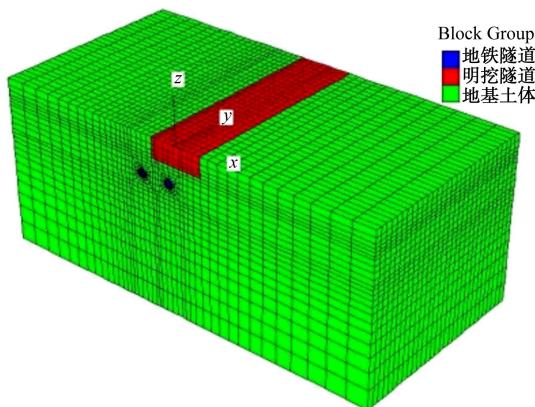


图 9 三维数值模型

Fig. 9 Three-dimensional numerical model

计算中, 地基土体卸荷弹性模量为 $E_u=819 \text{ MPa}$; 土体黏-弹性参数为 $G_l=0.86 \text{ GPa}$, $G_k=0.62 \text{ GPa}$, $\eta_k=16700 \text{ MPa}\cdot\text{d}$; 其他参数取值见表 1。

(2) 流变分析过程

数值模拟流变分析过程为: ①在蠕变模式下施加初始地应力场; ②开挖下部地铁隧道, 激活管片材料特性, 计算直至隧道变形收敛, 然后将地层和结构位

移清零; ③根据式(23)、(24)对地层施加竖向附加应力来模拟基坑降水产生的土体附加有效应力; ④激活支护排桩材料特性, 分层开挖上部公路隧道并激活内支撑材料特性, 连续计算 4 个月至变形稳定; ⑤分析最终隧道变形大小和变形分布规律。

4.2 计算结果对比分析

(1) 变形随时间发展的对比分析

图 10 给出了基坑中心正下方地铁隧道拱顶处上抬变形时态曲线。从图 10 可见, 开挖对隧道造成的瞬时弹性变形分别为 0.72 mm (左线) 和 2.37 mm (右线); 开挖后 $t=30 \text{ d}$ 内, 黏-弹性变形随时间发展很快, $t=15 \text{ d}$ 时, 变形速率达峰值, 分别为 0.64 mm/d (左线)、 1.10 mm/d (右线), 这段时间内应加强变形监测并采取必要措施来防止变形速率过大; $t=40 \text{ d}$ 之后, 变形增加逐渐变缓, $t=80 \text{ d}$ 之后基本趋近稳定; 因土体流变效应而产生的随着时间发展的累计变形量为 0.33 mm (左线)、1.30 mm (右线), 分别占总变形量的 31.4% (右线) 和 35.4% (右线), 表明土体流变对隧道变形的影响很大, 采用黏-弹性理论来分析邻近开挖所引起的隧道变形是具有实际意义的。

隧道上抬变形随时间发展的解析解与工程实测值相比, 两者大小能较好地吻合, 验证了本文方法的有效性; 与数值解相比, 两种者得出的变形时态曲线的大小及分布规律都基本一致, 这是由于两种方法所使用的黏-弹性本构模型、支护结构受力性态以及土体参数等都是相同的, 从数值模拟的角度上验证了本文方法的合理性。

(2) 纵向上抬变形分布的对比分析

图 11 给出了采用不同方法计算得出的基坑开挖 4 个月后的隧道 (右线) 纵向上抬变形分布曲线。从图 11 可见, 上抬变形最大值出现在基坑中心正下方, 纵向距基坑中心 100 m 处的变形趋近于 0, 表明开挖在纵向对隧道的影响范围约为 5 倍开挖长度; Pasternak 解析解与实测值相比, 两者有良好的一致性; 与数值解相比, 两种地基模型上最大上抬变形解析解的偏差率分别为 4.4% (Pasternak 解析解) 和 46.9% (Winkler 解析解)。传统的 Winkler 解析解的偏差很大, 主要表现为变形的最大值偏大且变形的纵向影响范围偏小, 这是由于 Winkler 模型没有考虑地基弹簧单元之间的联系, 无法反映地基应力的扩散性质。

表 1 材料计算参数

Fig. 1 Material parameters in calculation

材料	$\rho /(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	K/GPa	v	侧压力系数	E/GPa	$EI/(\text{kN}\cdot\text{m}^2)$	I_p/m^3	A/m^2
地层	1950	0.68	0.33	3.1	—	—	—	—
管片	2500	—	0.25	—	34.5	2.78×10^7	—	—
支护排桩	2400	—	0.25	—	30	—	4.91×10^{-2}	0.78
钢管支撑	2400	—	0.25	—	210	—	3.57×10^{-4}	1.513×10^{-2}

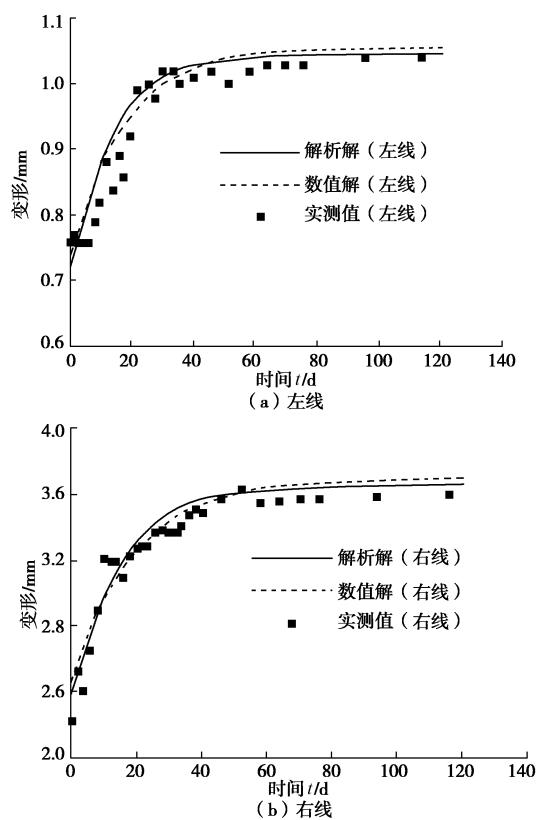


图 10 隧道上抬变形的时态曲线

Fig. 10 Curves of uplift deflection of tunnel and time

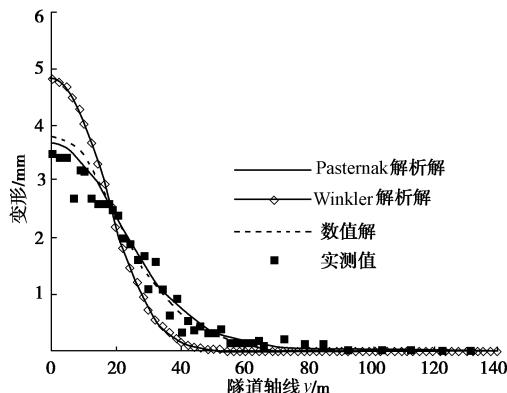


图 11 隧道纵向上浮变形对比图

Fig. 11 Comparison of longitudinal deflections of tunnels

(3) 纵向变形曲率分布的对比分析

图 12 给出了采用不同方法计算得出的基坑开挖 4 个月后的隧道 (右线) 纵向变形曲率分布曲线。从图 12 可见, 与数值解相比, 两种地基模型下隧道纵向变形曲率最大值的偏差率分别为 9.62% (Pasternak 解析解) 和 59.01% (Winkler 解析解)。以变形曲率为 0 的点代表隧道纵向反弯点, 反弯点位置出现在距离基坑中心约 100 m 处; 距基坑侧壁约 5 m 处隧道断面变形曲率最大, 为 0.000102, 对应的曲率半径为 9804 m, 根据《上海市地铁沿线建筑施工保护地铁技术管理暂行规定》, 地铁隧道受邻近施工影响时, 回弹变形不得超过 15 mm, 曲率半径不得小于 15000。表明本隧道

回弹变形的计算结果满足地铁保护的相关要求, 但变形曲率并没有达到该标准, 施工中应加强该隧道断面的变形控制措施。

(4) 纵向弯矩分布的对比分析

图 13 给出了采用不同方法计算得出的基坑开挖 4 个月后的隧道 (右线) 纵向弯矩分布曲线。从图 13 可见, 两种地基模型下最大弯矩的解析解与数值解相比, 偏差率分别为 9.91% (Pasternak 解析解) 和 98.24% (Winkler 解析解)。综上可知, 无论是隧道上抬变形量、变形曲率还是纵向弯矩, Pasternak 解析解都与数值解较为贴近, 而 Winkler 模型的计算结果最不理想。

计算发现, $y=0$ m 处 (对应基坑中心正下方) 的隧道正弯矩值最大, 为 $1.072 \text{ MN}\cdot\text{m}$, 表明该断面拱顶处管片接缝螺栓处于受拉的最不利状态; $y=20$ m 处 (对应基坑纵向侧壁面下方) 的隧道弯矩值为 0, 表明该断面承受的剪力值最大, 管片易发生错台、错位等剪切破坏; $y=30$ m 处 (对应距纵向基坑侧壁外 10 m 的下方) 的隧道负弯矩值最大, 为 $-0.475 \text{ MN}\cdot\text{m}$ (Pasternak 解析解), 表明该断面拱底处管片接缝螺栓处于受拉的最不利状态。施工中应当加强以上 3 个最不利隧道断面的监测与保护, 以将不利影响减小到最低程度。

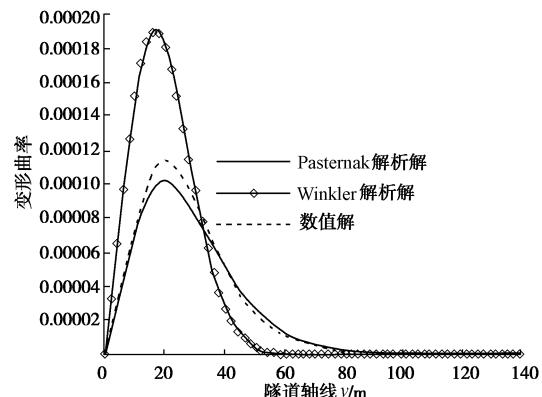


图 12 隧道纵向变形曲率对比

Fig. 12 Comparison of longitudinal curvature of tunnels

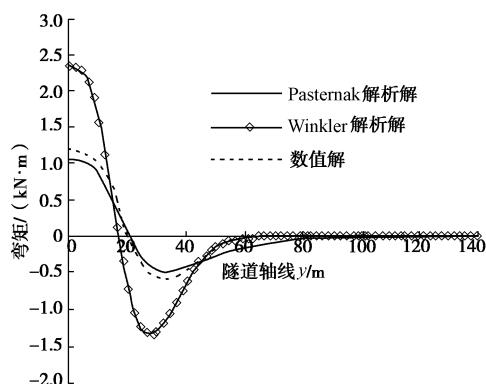


图 13 隧道纵向弯矩对比

Fig. 13 Comparison of longitudinal moment of tunnels

5 结论与建议

(1) 本文在分析基坑分层开挖所引起的下卧地铁隧道附加应力时, 不仅考虑了基坑底面和侧壁面上的土体卸荷效应, 同时还考虑了围护墙体、支撑结构以及工程降水等因素的影响, 因此, 建立的理论分析模型更加接近实际工程。

(2) 考虑软土流变性质时, 基坑开挖后隧道上抬变形随时间发展的累计变形量占总变形量的 31.4% (左线) 和 35.4% (右线), 表明土体流变效应的影响不可忽视, 采用黏-弹性理论来分析邻近开挖引起的隧道变形是具有实际意义的。

(3) 简化理论方法求得的隧道上抬变形时态曲线、纵向变形分布曲线、纵向曲率分布曲线以及纵向弯矩分布曲线都与三维数值模拟流变分析结果基本一致, 且变形大小和实测值能较好地吻合, 验证了提出方法的合理性; 采用的 Pasternak 模型能考虑了地基弹簧之间的相互作用, 比传统的 Winkler 模型更为精确。

(4) 分析发现, 基坑中心位置、纵向侧壁位置、纵向侧壁外约 10 m 位置下方所对应的隧道断面的接缝螺栓分别处于拱顶受拉、受剪和拱底受拉的最不利状态, 建议施工中加强这 3 个最不利隧道断面的监测与保护。

参考文献:

- [1] 高广运, 高 盟, 杨成斌, 等. 基坑施工对运营地铁隧道的变形影响及控制研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(3): 453 - 459. (GAO Guang-yun, GAO Meng, YANG Cheng-bin, YU Zhi-song. Influence of deep excavation on deformation of operating metro tunnels and countermeasures[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, 32(3): 453 - 459. (in Chinese))
- [2] 左殿军, 史 林, 李铭铭, 等. 深基坑开挖对邻近地铁隧道影响数值计算分析[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(增刊 2): 391 - 395. (ZUO Dian-jun, SHI Lin, LI Ming-ming, JI Wen-dong. Numerical analysis of influence of deep excavations on adjacent subway tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(S2): 391 - 395. (in Chinese))
- [3] 郑 刚, 刘庆晨, 邓 旭. 基坑开挖对下卧运营地铁隧道影响的数值分析与变形控制研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(5): 1459 - 1468. (ZHENG Gang, LIU Qing-chen, DENG Xu. Numerical analysis of effect of excavation on underlying existing metro tunnel and deformation control[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(5): 1459 - 1468. (in Chinese))
- [4] 张治国, 张孟喜, 王卫东. 基坑开挖对临近地铁隧道影响的两阶段分析方法[J]. 岩土力学, 2011, 32(7): 2085 - 2092. (ZHANG Zhi-guo, ZHANG Meng-xi, WANG Wei-dong. Two-stage method for analyzing effects on adjacent metro tunnels due to foundation pit excavation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, 32(7): 2085 - 2092. (in Chinese))
- [5] 张治国, 黄茂松, 王卫东. 邻近开挖对既有软土隧道的影响 [J]. 岩土力学, 2009, 30(5): 1373 - 1380. (ZHANG Zhi-guo, HUANG Mao-song, WANG Wei-dong. Responses of existing tunnels induced by adjacent excavation in soft soils[J]. Rock and Soil Mechanics , 2009, 30(5): 1373 - 1380. (in Chinese))
- [6] MINDLIN R D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid[J]. Physics, 1936, 7(1): 195 - 202.
- [7] 蔡 峨. 黏弹性力学基础[M]. 北京: 北京航空航天大学出版社, 1989. (CAI E. Basic viscoelastic mechanics[M]. Beijing: Beihang University Press, 1989. (in Chinese))
- [8] 冯世进, 陈晓霞, 高广运, 等. 迭代增量法分析地下连续墙的受力性状[J]. 岩土力学, 2009, 30(1): 226-230. (FENG Shi-jin, CHEN Xiao-xia, GAO Guang-yun, et al. Analysis of underground diaphragm wall by iterative incremental method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(1): 226-230. (in Chinese))
- [9] 杨光华. 深基坑支护结构的实用计算方法及其应用[J]. 岩土力学, 2004, 25(12): 1885 - 1896, 1902. (YANG Guang-hua. Practical calculation method of retaining structures for deep excavations and its application[J], Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(12): 1885 - 1896, 1902. (in Chinese))
- [10] 刘国彬, 黄院雄, 侯学渊. 水及土压力的实测研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(2): 205 - 210. (LIU Guo-bin, HUANG Yuan-xiong, HOU Xue-yuan. Discussion on water and earth pressure of supporting structure in soft area[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2000, 19(2): 205 - 210. (in Chinese))
- [11] 施成华, 彭立敏. 基坑开挖及降水引起的地表沉降预测[J]. 土木工程学报, 2006, 39(5): 117 - 121. (SHI Cheng-hua, PENG Li-min. Ground surface settlement caused by foundation pit excavation and dewatering[J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39(5): 117 - 121. (in Chinese))
- [12] PASTERNAK P L. On a new method of analysis of an elastic foundation by means of two-constants[D]. Moscow: State

- Architecture & Construction Press, 1954. (in Russian)
- [13] 徐凌. 软土盾构隧道纵向沉降研究[D]. 上海: 同济大学, 2005. (XU Ling. Research of the longitudinal settlement of soft soil shield tunnel[D]. Shanghai: Tongji University, 2005. (in Chinese))
- [14] KERR A D. On the determination of foundation model parameters[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, 111(11): 1334 – 1340.
- [15] MORFIDIS K. Research and development of methods for the modeling of foundation structural elements and soil[D]. Thessaloniki: Aristotle University of Thessaloniki, 2003.
- [16] 黄栩, 黄宏伟, 张冬梅. 开挖卸荷引起下卧已建盾构隧道的纵向变形研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(7): 1241 – 1249. (HUANG Xu, HUANG Hong-wei, ZHANG Dong-mei. Longitudinal deflection of existing shield tunnels due to deep excavation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(7): 1241 – 1249. (in Chinese))
- [17] 殷德顺, 王保田. 基坑工程侧向卸、加载应力路径试验及模量计算[J]. 岩土力学, 2007, 28(11): 2421 – 2425. (YIN De-shun, WANG Bao-tian. Test and modulus formula for lateral unloading and loading stress paths during excavation in foundation pit[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(11): 2421 – 2425. (in Chinese))
- [18] 潘林有, 胡中雄. 深基坑卸荷回弹问题的研究[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(1): 101 – 104. (PAN Lin-you, HU Zhong-xiong. Experimental study on the resilience of pit under unloading[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(1): 101 – 104. (in Chinese))
- [19] 刘国彬, 侯学渊. 软土的卸荷模量[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(6): 22 – 27. (LIU Guo-bin, HOU Xue-yuan. Unloading modulus of the Shanghai soft clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 18(6): 22 – 27. (in Chinese))
- [20] TANAHASHI H. Formulas for an infinitely long Bernoulli-Euler beam on the Pasternak model[J]. Journal of the Japanese Geotechnical Society, 2004, 44(5): 109 – 118.

《岩土工程学报》征订启事

《岩土工程学报》创于 1979 年, 是我国水利、土木、力学、建筑、水电、振动等六个全国性学会联合主办的学术性科技期刊。由南京水利科学研究院承办, 国内外公开发行。主要刊登土力学、岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学理论和工程实践成果等。报道新理论、新技术、新仪器、新材料的研究和应用。欢迎国家自然科学基金项目及其他重要项目的研究成果向本刊投稿, 倡导和鼓励有实践经验的作者撰稿, 并优先利用这些稿件。主要栏目有黄文熙讲座、综述、论文、短文、工程实录、焦点论坛、讨论和简讯等。

本刊被《中文核心期刊要目总览》连续多年确认为核心期刊, 并在建筑类核心期刊中位于前列; 本刊被科技部“中国科技论文统计源期刊”(中国科技核心期刊)及“中国科技论文与引文数据库”收录; 本刊被中国科学院“中国科学引文数据库”收录; 本刊被“中国知网”全文收录及“中国学术期刊综合评价数据库”收录; 本刊被“工程索引 Ei Compendex 数据

库”和“日本科学技术振兴机构数据库 JST”等国际数据库收录。本刊网址 (www.cgejournal.com) 全文发布本刊所有刊载文章。

本刊读者对象为土木建筑、水利电力、交通运输、矿山冶金、工程地质等领域中从事岩土工程及相关专业的科研人员、设计人员、施工人员、监理人员和大专院校师生。

本刊为月刊, A4 开, 双栏排版, 192 页, 每月中旬出版, 每期定价 25 元, 全年 300 元。

本刊国际标准刊号 ISSN 1000 - 4548, 国内统一刊号 CN 32 - 1124/TU, 国内发行代号 28 - 62, 国外发行代号 MO 0520。欢迎广大读者在全国各地邮局订购, 也可在编辑部订购(不另收邮费)。编辑部订购地址: 南京虎踞关 34 号《岩土工程学报》编辑部; 邮编: 210024; 联系电话: 025-85829534, 85829543, 85829553, 85829556; 传真: 025-85829555; E-mail: ge@nhricn.edu.cn。

(本刊编辑部)