

DOI:10.3969/j.issn.1003-5060.2026.06.020

桩基开挖对紧邻运营地铁隧道变形的解析方法研究

徐士征¹, 张振华², 钱叶琳¹, 崔文天², 苏颖¹, 奚邦禄²

(1. 安徽建工路港建设集团有限公司, 安徽 合肥 230022; 2. 合肥工业大学 土木与水利工程学院, 安徽 合肥 230009)

摘要: 紧邻运营地铁隧道进行桩基施工会造成隧道周围土体的位移和应力发生改变, 从而导致既有地铁隧道出现变形, 影响隧道的安全运营。文章基于 Mindlin 解, 引入广义 Kelvin 黏弹性本构模型, 建立桩基开挖卸载引起邻近运营地铁隧道变形的理论计算模型, 分别通过三维数值模拟和理论计算方法分析不同桩隧间距 d 下, 桩基施工对邻近隧道衬砌变形的影响规律, 并与现场监测数据进行对比。结果表明: 理论模型和数值模型计算结果与现场监测结果基本相同, 理论模型解析计算结果相比数值模拟计算结果更接近现场实测值, 可以有效分析桩基开挖对邻近运营地铁隧道的变形影响; 随着桩隧间距增大, 地铁隧道衬砌的竖向和水平位移逐渐减小, 据此可将合肥市硬塑性黏土地区紧邻运营地铁隧道的桩基施工分为强影响区施工 ($d < 1.0D$)、一般影响区施工 ($1.0D \leq d \leq 3.0D$) 和弱影响区施工 ($d > 3.0D$), 强影响区、一般影响区和弱影响区施工分别需监测 7、3、1 d 以保证衬砌变形达到稳定。

关键词: 桩基施工; 运营地铁; 隧道变形; 理论模型; 黏弹性分析

中图分类号: TU473.1

文献标志码: A

文章编号: 1003-5060(2026)06-0857-08

Analytical methods on the influence of pile foundation excavation on the deformation of adjacent operating subway tunnel

XU Shizheng¹, ZHANG Zhenhua², QIAN Yelin¹, CUI Wentian², SU Ying¹, XI Banglu²

(1. Anhui Construction Engineering Road Port Construction Group Co., Ltd., Hefei 230022, China; 2. School of Civil and Hydraulic Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China)

Abstract: The pile foundation construction in close proximity to the operating subway tunnel can cause the additional displacement and stress on the surrounding soil of tunnel, resulting in large deformation and risky operation of the subway tunnel. Therefore, the Mindlin solution and the generalized Kelvin viscoelastic constitutive model were employed to establish the theoretical calculation model for the deformation of the adjacent subway tunnel caused by the pile foundation construction. Then, the effect of the pile foundation construction on the deformation of adjacent tunnel lining under different pile-tunnel distances (d) was analyzed by three-dimensional numerical simulation and theoretical calculation methods, and compared with the field monitoring data. The results show that the theoretical and numerical data are in agreement with the field monitoring data. The theoretical model provides closer predictions to the field measured values than the numerical simulation, which can effectively analyze the influence of the pile foundation construction on the deformation of adjacent subway tunnel. The vertical and horizontal displacements of the subway tunnel lining gradually decrease with the increase of pile-tunnel distance, based on which the construction of pile foundation adjacent to the operating subway tunnel in hard plastic clay areas of Hefei City can be divided into strong influence area ($d <$

收稿日期: 2024-02-26; 修回日期: 2024-06-21

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51979068); 教育部新世纪优秀人才支持计划资助项目(NCET-12-0838)

作者简介: 徐士征(1978—), 男, 安徽萧县人, 安徽建工路港建设集团有限公司高级工程师;

张振华(1977—), 男, 福建政和人, 博士, 合肥工业大学教授, 博士生导师, 通信作者, E-mail: 2014800031@hfut.edu.cn;

钱叶琳(1980—), 男, 安徽枞阳人, 安徽建工路港建设集团有限公司教授级高工。

1.0D), general influence area($1.0D \leq d \leq 3.0D$) and weak influence area($d > 3.0D$). The construction of the strong, general and weak influence areas should be monitored for seven days, three days and one day, respectively, to ensure the stability of the lining deformation.

Key words: pile foundation construction; operating subway; tunnel deformation; theoretical model; viscoelasticity analysis

随着我国城市规模的不断扩大,城市轨道交通与地下空间工程建设如火如荼,交通网络越来越发达^[1-2]。城市高架桥快速路邻近地铁隧道建造的情况愈发普遍,其桩基施工对邻近运营地铁隧道的变形影响问题也越发突出^[3-6]。桩基施工会造成周围土体扰动,引起邻近运营地铁隧道产生变形,容易导致隧道出现错台、管片破损、渗漏水等病害,甚至影响地铁正常运营,造成较大经济损失^[7-8]。同时,在涉铁桩基施工中,必须进行隧道衬砌变形监测,以保证地铁隧道的安全运营,然而目前的监测周期缺乏合理依据,多数基于施工经验进行数月甚至长达半年的衬砌变形监测,造成极大的成本浪费。因此,研究桩基施工对邻近运营地铁隧道的影响,分析衬砌变形随桩隧间距和时间的演化规律,对紧邻运营地铁隧道桩基安全施工和紧邻地铁安全运营具有重要意义。

目前,已有学者通过数值模拟结合实际工程的方法,开展了桩基开挖对邻近地铁隧道影响的研究。文献[9]建立桩-隧相互作用的三维数值模型,并通过改变桩长、桩隧间距、隧道埋深等条件,分析桩基施工对邻近地铁隧道水平和竖向变形的影响;文献[10]对比研究了在地铁隧道附近的骑跨式布桩和单侧布桩施工工艺,结果表明骑跨式布桩施工对隧道影响更小;文献[11]利用 MIDAS 软件研究了不同桩基布置位置对邻近隧道的变形影响。同时,理论计算方法由于成本低、耗时短,因此也常应用于探究隧道结构与周围土体和桩基的相互作用。文献[12]将土体视为均质的线弹性半无限体,利用 Boussines 解得到桩基施工对邻近运营地铁产生的附加应力影响,并计算了管桩沉桩施工的挤土效应对地铁隧道的变形影响;文献[13]采用三维半无限弹性 Mindlin 解分析了不同桩基荷载的位置、大小和形状对隧道变形的影响;文献[14]利用 Mindlin 的弹性体解析方法计算得到隧道施工对邻近桩基的变形影响。综上所述,虽然较多文献通过数值模拟手段和理论计算方法进行桩基-隧道-周围土体三者的相互作用研究,分析了桩基开挖对隧道变形的影响,但研究多将土体视为弹性体或弹塑性体,忽略了黏性土体

的黏弹特性,由于黏性土体具有蠕变效应,紧邻运营地铁桩基在施工结束后,其周围黏土体仍对地铁隧道产生持续变形的影响,有必要开展相应研究以满足设计、施工和监测要求。

本文充分考虑地铁隧道周围土体的黏弹性特征,对桩基开挖引起的邻近运营地铁隧道位移进行理论模型推导。本文以某高架快速路与轨道 3 号线并线区间为工程背景,通过现场黏土体蠕变试验确定土体的黏弹本构模型;随后分别采用理论计算和数值模拟手段进行计算分析,并与现场地铁监测数据进行对比,验证理论公式的适用性和准确性;最后提出地铁隧道衬砌变形预测模型,分析衬砌变形随桩隧间距和时间的演化规律,为类似地质地区的邻近运营地铁隧道桩基施工和监测提供参考和借鉴。

1 工程背景与现场实测

1.1 工程概况

合肥市文忠路双层高架桥南起郎溪路与包公大道交叉口北侧,向北与新海大道、天水路、新汴河路交叉,终于少荃街。高架桥全长 6.65 km,主线桥段宽度 25.5 m,主线桥范围 K0+885.85~K6+533.85,其中 K2+458.85~K2+826.85 段与已建成的合肥地铁 3 号线平行且距离靠近,地铁隧道与高架桥的位置关系如图 1 所示,其中最小桩隧间距 d 约为 2.4 m。

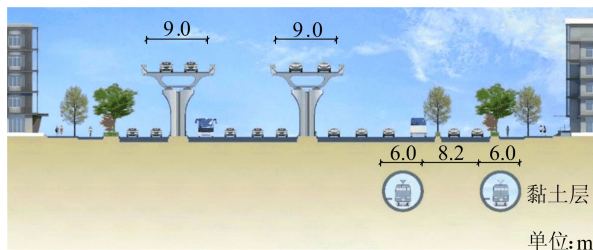


图 1 地铁隧道与高架桥位置

高架桥桩基为钻孔灌注桩,桩径 1.5 m,桩长 37~48 m。根据钻探及周边工程资料,结合现场工程地质调绘、原位测试和室内土工试验成果,工程区范围内地层主要有第四系全新统人工填土层(Q_4^{ml})、第四系上更新统冲积层(Q_3^s)、揭露基岩

主要为白垩系上统张桥组(K_2^z)泥质砂岩。地铁3号线隧道穿越冲积层(Q_3^{al})中黄褐色、硬塑性黏土层。

1.2 现场实测

在不同桩隧间距下,紧邻运营地铁隧道的钻孔灌注桩施工全过程中,对隧道衬砌结构的水平位移和竖向位移进行监测,采用 TM60 智能化全站仪进行隧道水平收敛自动监测和隧道净空收敛自动监测,采用电子水准仪进行结构竖向沉降监测,监测点断面布设与现场监测如图 2 所示。根据《城市轨道交通结构安全保护技术规范》(CJJT 202—2013)和《城市轨道交通工程监测技术规范》(GB 50911—2013)确定施工监测控制标准:隧道衬砌累计竖向沉降(或上浮)和累计水平位移量均不超过 5 mm,变化速率均不超过 1 mm/d。

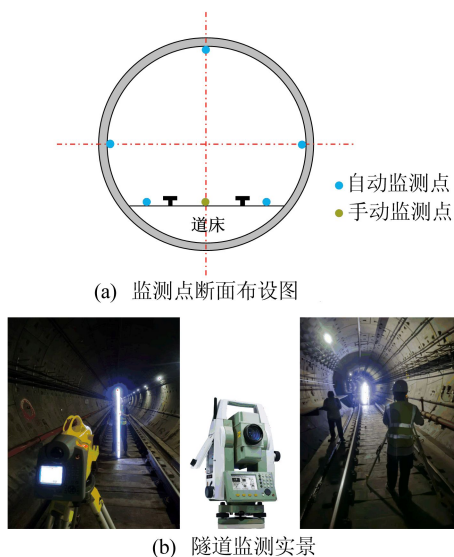


图2 地铁隧道现场监测

2 理论分析

2.1 假定和土体变形

钻孔灌注桩的钻孔开挖卸载会造成周围土体的位移和应力发生改变,导致邻近运营地铁隧道发生变形^[9],因此需作如下假定:①地基土体是均匀各向同性的连续变形体,为半无限体;②隧道发生小变形;③隧道与周围土体紧密接触,即隧道地基土体位移为隧道位移。桩基开挖引起邻近地铁隧道产生的自由位移可采用 Mindlin 解进行求解^[15-16],竖向和水平位移解的表达式为:

$$s_v(x, y, z) = \iint_D \frac{P_0(1+\nu)}{8\pi E(1-\nu)} \left[\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z_0 - \xi)^2}{R_1^3} + \right.$$

$$\left. \frac{(3-4\nu)(z_0 + \xi)^2 - 2z\xi}{R_2^3} + \frac{6\xi z_0(z_0 + \xi)^2}{R_2^5} \right] \quad (1)$$

$$s_h(x, y, z) = \iint_D \frac{Q_0(1+\nu)}{8\pi E(1-\nu)} \left\{ \frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{1}{R_2} \frac{x^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)x^2}{R_2^3} + \frac{2hz_0}{R_2^3} \left(1 - \frac{3x^2}{R_1^2} \right) + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2 + z_0 + h} \left[1 - \frac{x^2}{R_2(R_2 + z_0 + h)} \right] \right\} \quad (2)$$

其中: E 为土体的弹性模量; ν 为土体的泊松比; ξ 为桩基开挖深度; P_0 为土体竖向分布荷载, $P_0 = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$, Q_0 为水平分布荷载, $Q_0 = K_0 \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$, γ_i 和 h_i 分别为各土层的重度和厚度, K_0 为侧压力系数; z_0 为邻近地铁隧道埋深。

$$R_1 = \sqrt{(x - \epsilon)^2 + (y - \eta)^2 + (z - \xi)^2} \quad (3)$$

$$R_2 = \sqrt{(x - \epsilon)^2 + (y - \eta)^2 + (z + \xi)^2} \quad (4)$$

2.2 黏弹性本构关系

由工程背景可知,盾构区间隧道位于硬塑性黏土层,然而 Mindlin 解所求位移是三维弹性解,未考虑土体的黏性特征,无法真实反映桩基开挖引起的邻近运营地铁隧道变形,因此,采用 GDS 三轴流变试验系统对隧道附近黏土体进行蠕变试验,如图 3 所示。本试验采用分别加载的方式,保证围压和轴向应力恒定,测读不同时间试样的变形量。蠕变稳定时间标准依据《土工试验方法标准》(24 h 的轴向应变小于累积蠕变轴向应变的 1%~5%)。



图3 GDS 三轴流变试验系统

黏土体蠕变试验曲线如图 4 所示,加载后土体首先出现瞬时变形,随后进入衰减蠕变阶段并趋于稳定。分别采用广义 Kelvin 模型和 Burgers 本构模型描述土体蠕变,两者均能较好拟合黏土蠕变试验数据。土体在试验 24 h 后进入稳定蠕变阶段,随着时间推移,应变不再发生变化,广义 Kelvin 本构模型比 Burgers 本构模型更能准确表达试验后期土体的稳定蠕变现象。因此,采用广义 Kelvin 本构模型描述黏土体的蠕变效应。

广义 Kelvin 本构模型由一个弹性体和 Kel-

vin 体串联而成,如图 5 所示。图 5 中, G_1 、 G_k 、 η_k 分别为初始剪切模量、剪切模量和黏性系数。

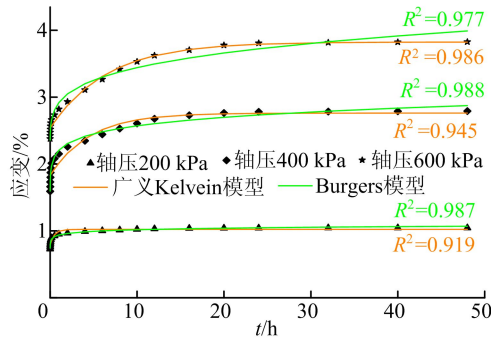


图 4 蠕变模型拟合曲线与试验数据

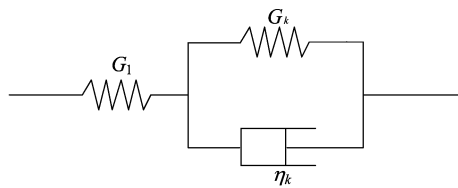


图 5 广义 Kelvin 模型

经典三维黏弹性体的微分本构关系^[17]为:

$$\begin{aligned} P' S_{ij}(t) &= Q' e_{ij}(t), \\ P'' \sigma_{kk}(t) &= Q'' \varepsilon_{ij}(t) \end{aligned} \quad (5)$$

其中: $S_{ij}(t)$ 为偏应力张量; $e_{ij}(t)$ 为偏应变张量; $\sigma_{kk}(t)$ 为球应力张量; $\varepsilon_{ij}(t)$ 为球应变张量; P' 、 Q' 、 P'' 、 Q'' 为线性微分算子。

$$\begin{aligned} P' &= \sum_{k=0}^m p'_k \frac{d^k}{dt^k}, Q' = \sum_{k=0}^n q'_k \frac{d^k}{dt^k}, \\ P'' &= \sum_{k=0}^m p''_k \frac{d^k}{dt^k}, Q'' = \sum_{k=0}^n q''_k \frac{d^k}{dt^k} \end{aligned} \quad (6)$$

其中, p'_k 、 q'_k 、 p''_k 、 q''_k 分别为根据黏土体的黏弹性性质确定的常数。

广义 Kelvin 本构模型偏张量黏弹性关系和球张量弹性关系为:

$$\begin{aligned} (G_1 + G_k) S_{ij}(t) + \eta_k \frac{dS_{ij}}{dt} &= \\ 2G_1 G_k e_{ij}(t) + 2G_1 \eta_k \frac{de_{ij}}{dt} \end{aligned} \quad (7)$$

$$\sigma_{kk}(t) = 3K \varepsilon_{kk}(t) \quad (8)$$

根据式(7)、式(8),式(6)中的微分算子表达式可改为:

$$\begin{aligned} P' &= (G_1 + G_k) + \eta_k \frac{d}{dt}, Q' = 2G_1 G_k + 2G_1 \eta_k \frac{d}{dt}, \\ P'' &= 1, Q'' = 3K \end{aligned} \quad (9)$$

对式(9)进行 Laplace 变换,表达式为:

$$\bar{P}' = (G_1 + G_k) + \eta_k \frac{d}{dt},$$

$$\bar{Q}' = 2G_1 G_k + 2G_1 \eta_k \frac{d}{dt},$$

$$P'' = 1, Q'' = 3K \quad (10)$$

其中, K 为体积弹性模量。

因为弹性材料是黏弹性材料在 $\eta_k = 0$ 的特殊情况,所以弹性模量 E 和泊松比 ν 的拉式变换表达式为:

$$\begin{aligned} E(s) &= \frac{3\bar{Q}''(s)\bar{Q}'(s)}{2\bar{Q}''(s)\bar{P}'(s) + \bar{Q}'(s)\bar{P}''(s)}, \\ \nu(s) &= \frac{\bar{Q}''(s)\bar{P}'(s) - \bar{Q}'(s)\bar{P}''(s)}{2\bar{Q}''(s)\bar{P}'(s) + \bar{Q}'(s)\bar{P}''(s)} \end{aligned} \quad (11)$$

将式(10)代入式(11)可得松弛模量 $E(s)$ 、松弛泊松比 $\nu(s)$ 表达式分别为:

$$\begin{aligned} E(s) &= \frac{9K(G_1 G_k + G_1 \eta_k s)}{3K(G_1 + G_k + \eta_k s) + G_1 G_k + G_1 \eta_k s}, \\ \nu(s) &= \frac{3K(G_1 + G_k + \eta_k s) - 2G_1 G_k - 2G_1 \eta_k s}{6K(G_1 + G_k + \eta_k s) + 2G_1 G_k + 2G_1 \eta_k s} \end{aligned} \quad (12)$$

2.3 黏弹性解计算

根据准静态问题的弹性-黏弹性对应原理,设半无限黏弹性土体的竖向分布荷载 $P(t) = P_0 H(t)$, 水平分布荷载 $Q(t) = Q_0 H(t)$, $H(t)$ 为 Heaviside 函数,对 $P(t)$ 和 $Q(t)$ 进行拉式变换后,代入式(1)、式(2),随后再次进行 Laplace 逆变换,得到广义 Kelvin 黏弹性空间半无限体竖向位移和水平位移的黏弹性解,表达式为:

$$\begin{aligned} s_v(x, y, z, t) &= \iint_D \frac{P_0 dx dy}{8\pi} \left\{ \left[\frac{(z_0 - \xi)^2}{R_1^3} - \frac{2z_0 \xi}{R_2^3} + \frac{6z\xi(z_0 + \xi)^2}{R_2^5} \right] \left(A_3 + A_4 e^{-A_6 t} - \frac{1}{G_k} e^{-\tau t} \right) - \right. \\ &\quad \left[\frac{1}{R_1} - \frac{1}{R_2} + \frac{(z_0 + \xi)^2}{R_2^3} \right] \left(A_4 e^{-A_6 t} - T_1 + \frac{1}{G_k} e^{-\tau t} \right) - \\ &\quad \left. \frac{8}{R_2} \left(A_5 e^{-A_7 t} - A_2 + \frac{1}{4G_k} e^{-\tau t} \right) \right\} \end{aligned} \quad (13)$$

$$\begin{aligned} s_h(x, y, z, t) &= \iint_D \frac{Q_0 dx dy}{8\pi} \left\{ \left[\frac{x^2}{R_2 R_1^3} + \frac{2z_0 \xi}{R_2^3} \left(1 - \frac{3x^2}{R_1^2} \right) \right] \left(A_3 + A_4 e^{-A_6 t} - \frac{1}{G_k} e^{-\tau t} \right) + \right. \\ &\quad \left(\frac{1}{R_1} + \frac{x^2}{R_2^3} \right) \left(A_4 e^{-A_6 t} - A_1 + \frac{1}{G_k} e^{-\tau t} \right) + \\ &\quad \frac{4}{R_2 + z_0 + \zeta} \left[1 - \frac{x^2}{R_2(R_2 + z_0 + \zeta)} \right] \times \\ &\quad \left. \left(A_8 + A_9 e^{-A_{10} t} - A_{11} e^{-A_{12} t} \right) \right\} \end{aligned} \quad (14)$$

$$A_1 = \frac{7G_1^2 G_k + 3KG_1^2 + 7G_1 G_k^2 + 6KG_1 G_k + 3KG_k^2}{G_1 G_k (4G_1 G_k + 3G_1 K + 3G_k K)};$$

$$A_2 = \frac{4G_1^2 G_k + 3KG_1^2 + 4G_1 G_k^2 + 6KG_1 G_k + 3KG_k^2}{4G_1 G_k (G_1 G_k + 3G_1 K + 3G_k K)};$$

$$\begin{aligned}
A_3 &= \frac{G_1^2 G_k + 3KG_1^2 + G_1 G_k^2 + 6KG_1 G_k + 3KG_k^2}{G_1 G_k (4G_1 G_k + 3G_1 K + 3G_k K)}; \\
A_4 &= \frac{12G_1^2 \eta_k}{(3K\eta_k + 4G_1 \eta_k)(4G_1 G_k + 3G_1 K + 3G_k K)}; \\
A_5 &= \frac{3G_1^2 \eta_k}{(3K\eta_k + G_1 \eta_k)(4G_1 G_k + 12G_1 K + 12G_k K)}; \\
A_6 &= (4G_1 G_k + 3G_1 K + 3G_k K)/(3K\eta_k + 4G_1 K); \\
A_7 &= (G_1 G_k + 3G_1 K + 3G_k K)/(3K\eta_k + G_1 \eta_k); \\
A_8 &= \frac{27KG_1^2 + 54KG_1 G_k + 27KG_k^2}{2(G_1 G_k + 3G_1 K + 3G_k K)(4G_1 G_k + 3G_1 K + 3G_k K)}; \\
A_9 &= \frac{3G_1^2 \eta_k}{(3K\eta_k + G_1 \eta_k)(2G_1 G_k + 6G_1 K + 6G_k K)}; \\
A_{10} &= (G_1 G_k + 3G_1 K + 3G_k K)/(3K\eta_k + G_1 \eta_k); \\
A_{11} &= \frac{24G_1^2 \eta_k}{(3K\eta_k + 4G_1 \eta_k)(4G_1 G_k + 3G_1 K + 3G_k K)}; \\
A_{12} &= (4G_1 G_k + 3G_1 K + 3G_k K)/(3K\eta_k + 4G_1 \eta_k)
\end{aligned} \quad (15)$$

其中: $\tau = G_k/\eta_k$; $A_1 \sim A_{12}$ 均为黏弹性材料参数 G_1 、 G_k 、 η_k 和 K 相关的常数。

2.4 数值模型和参数确定

采用能够有效分析桩基开挖对邻近运营地铁隧道衬砌的变形影响的数值模拟方法,对比验证理论计算模型的准确性和适用性,因此本文通过 FLAC3D 有限差分软件模拟不同桩隧间距 d 下,钻孔灌注桩施工全过程对邻近运营地铁隧道衬砌变形的影响情况,如图 6 所示。



图6 桩隧间距

由现场岩土工程勘察报告和设计资料可知,运营地铁隧道外径 D 为 6.0 m,内径为 5.4 m,衬砌厚度为 0.3 m,地层自上而下分别是素填土层、黏土层以及砂岩层,如图 7 所示。模型上边界为自由边界,模型四周及底部采用法向约束,黏土层采用广义 Kelvin 模型描述其开挖后的蠕变效应。模型物理力学参数见表 1 所列。

根据现场资料,地铁隧道拱顶覆土深度为 10.8~21.5 m,隧道主要穿越的地层是硬塑性黏土层,深度 21.5 m 处黏土所受轴压为 428 kPa,

选择轴压 400 kPa 的蠕变试验曲线计算蠕变模型参数,理论计算和数值计算中硬塑性黏土的广义 Kelvin 模型参数见表 2 所列。

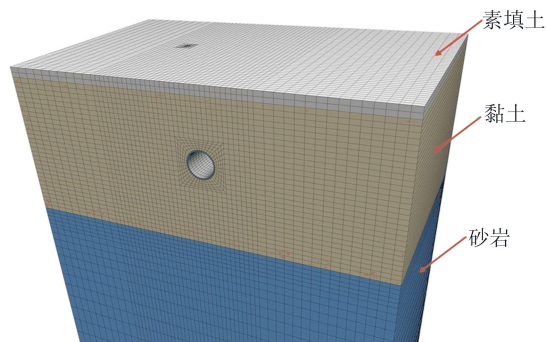


图7 三维数值模型

表1 材料物理力学参数

材料	$\rho/(\text{kg}/\text{m}^3)$	E/MPa	ν	$\phi/(\circ)$	c/kPa
素填土	1 860	10.8	0.35	11.8	35.8
黏土	2 010	30.5	0.30	15.4	79.4
砂岩	2 230	28 000	0.18	35.0	240.0
管片砼(C50)	2 500	35 000	0.20		
桩砼(C30)	2 500	30 000	0.30		

表2 蠕变模型参数

模型参数	体积模量/ MPa	Kelvin 剪切 模量/MPa	Kelvin 黏滞 系数/(MPa · h)	Maxwell 剪切 模量/MPa
黏土层	24.75	12.70	334.7	9.67

计算模拟方案依据现场钻孔灌注桩施工工艺流程(1 d 完成),主要工序分为成孔、钢筋笼下放、清孔(含 1 次清孔和 2 次清孔)和水下混凝土灌注。根据现场工况,确定模拟的桩隧间距为 2.4~18.0 m (0.4D~3.0D)。

3 理论、模拟与现场监测结果对比分析

3.1 桩隧间距对隧道变形和附近黏土体的影响

不同桩隧间距下,桩基开挖卸载对紧邻运营地铁隧道衬砌变形影响的解析解、数值解和现场实测结果如图 8 和图 9 所示。

由图 8 可知:随着桩隧间距不断增大,邻近地铁隧道衬砌的竖向沉降量逐渐减小;在桩隧间距从 2.4 m(0.4D)增至 6.0 m(1.0D)阶段,隧道竖向位移的实测值、理论值和模拟值分别由 0.86、1.04、1.38 mm 下降至 0.15、0.20、0.27 mm,降幅明显,分别为 82.5%、80.8%、80.4%;在桩隧间距从 6.0 m(1.0D)增长至 18.0 m(3.0D)阶段,隧道竖向位移的实测值、理论值和模拟值分别下降至 0.07、0.08、0.11 mm,降幅分别为 9.3%、

11.5%、11.6%，变化幅度较为平缓。

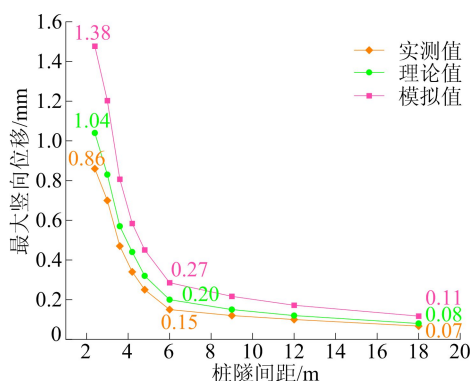


图 8 不同桩隧间距下隧道最大竖向位移

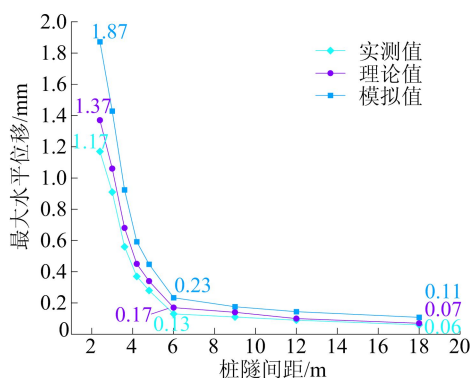


图 9 不同桩隧间距下隧道最大水平位移

由图 9 可知:桩隧间距在 $1.0D$ 范围内,桩基开挖引起的隧道衬砌水平位移变化大于竖向位移变化,隧道水平位移的实测值、理论值、模拟值降幅较大,分别为 88.9%、87.6%、87.7%; $1.0D$ 范围外,隧道衬砌水平位移与竖向位移基本接近,位移变化逐渐趋缓,因为随着桩隧间距的不断增大,桩基开挖引起的隧道周围的土体扰动效应逐渐衰减,所以对隧道衬砌的变形影响程度逐步减弱。

根据隧道衬砌最大位移变形规律,在合肥市硬塑性黏土地区进行桩基开挖施工时,以 1.0 倍洞径和 3.0 倍洞径的桩隧间距作为划分标准,将桩基开挖附近的地铁隧道影响区域为强影响区域、一般影响区和弱影响区域,如图 10 所示。当桩基施工位于强影响区域时,邻近隧道的桩基施工引起的衬砌变形较大,需采取安全措施,以保证地铁隧道的运营安全;桩隧间距大于 1.0 倍洞径,衬砌变形相对较小,在实际工程中,应优先选择在一般影响区和弱影响区域进行桩基施工作业,尽量减少对隧道衬砌的变形影响。

桩基开挖施工对其周围黏土体具有较大的扰动影响。不同桩隧间距 (3.0 、 4.8 、 6.0 m) 下,桩基和隧道间黏土体的水平位移如图 11 所示。

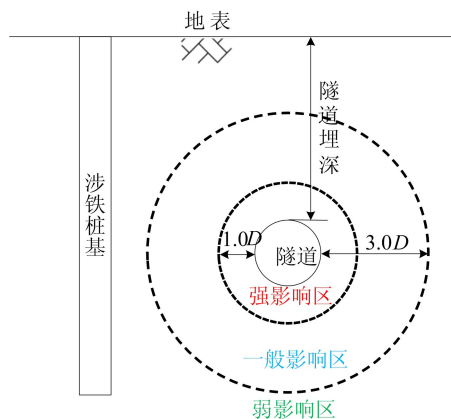


图 10 邻近运营地铁隧道影响分区

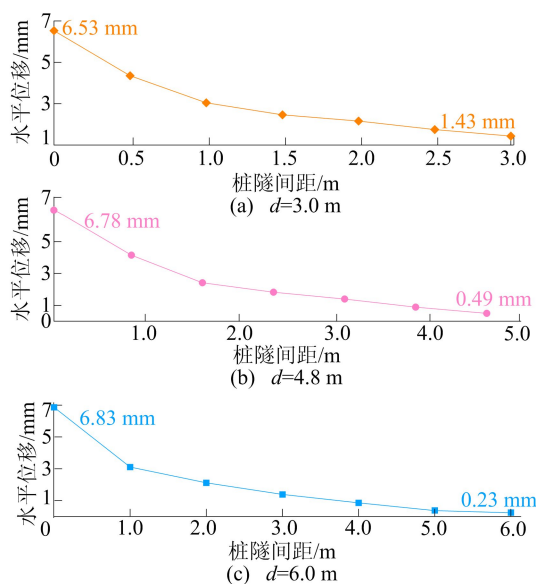


图 11 桩基开挖附近黏土体水平位移变化

由图 11 可知,开挖后靠近桩基的土体水平位移量较大,水平位移为 6.53 、 6.78 、 6.83 mm,随着桩隧间距的增大,远离开挖处的土体水平位移降幅明显,距离为 3.0 、 4.8 、 6.0 m 时,水平位移分别下降至 1.43 、 0.49 、 0.23 mm,降幅分别为 78.1% 、 92.8% 、 96.6% ,表明桩基开挖对距离其 3.0 m 外的土体位移影响较小, 6.0 m 外的土体基本没有扰动。

3.2 时间变化对隧道变形的影响

桩隧间距在 3.0 m 和 6.0 m 下,桩基开挖卸载后,邻近地铁隧道衬砌随时间变化的竖向和水平的最大变形量如图 12 和图 13 所示。

由图 12、图 13 可知,解析解计算结果的理论值、数值计算结果的模拟值及现场监测结果的实测值变化趋势基本相同,桩基开挖后,隧道衬砌竖向沉降和水平位移随时间的延长不断增大,对于不同桩隧间距,隧道衬砌进入稳定状态时间不同,

所需监测时间不同。相较于模拟值,解析解理论值更接近实测值,当桩隧间距为 6.0 m 时,隧道衬砌位移稳定后,竖向位移累计实测值、理论值、模拟值分别为 0.14、0.20、0.27 mm,水平位移累计实测值、理论值、模拟值分别为 0.13、0.17、0.23 mm。说明本文提出的解析计算方法相较于数值模拟方法,更能反映桩基开挖引起的隧道周围黏土体扰动效应,对邻近运营地铁隧道衬砌的变形影响具有较好的准确性和适用性。

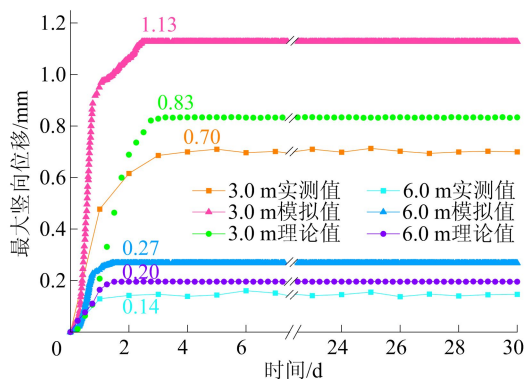


图 12 隧道最大竖向位移随时间的变化

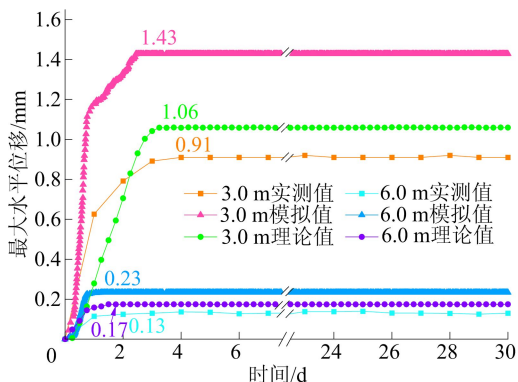


图 13 隧道最大水平位移随时间的变化

3.3 隧道变形预测模型

本文提出的解析解公式较为复杂、参数多,在实际应用中存在不便,因此采用非线性最小二乘法拟合不同桩隧间距下、桩基开挖后,邻近运营地铁隧道衬砌 30 d 内竖向和水平位移变化的理论解计算结果,得到基于理论解数据的隧道衬砌变形简化预测模型,并与现场监测结果对比分析。竖向位移拟合曲面如图 14 所示,相关系数 $R^2 = 0.975$,拟合程度较好,曲面方程为:

$$z_v = 0.114 + 0.002\sin(0.482\pi xy) + 1.528e^{-0.09y^2} \quad (15)$$

其中: x 、 y 、 z_v 分别为时间、桩隧间距、竖向位移。

水平位移拟合曲面如图 15 所示,相关系数

$R^2 = 0.984$,拟合程度较好,曲面方程为:

$$z_h = 0.102 + 0.003\sin(0.318\pi xy) + 2.299e^{-0.102y^2} \quad (16)$$

其中, x 、 y 、 z_h 分别为时间、桩隧间距、水平位移。

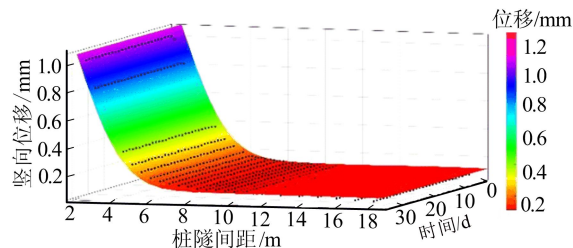


图 14 竖向位移曲面拟合

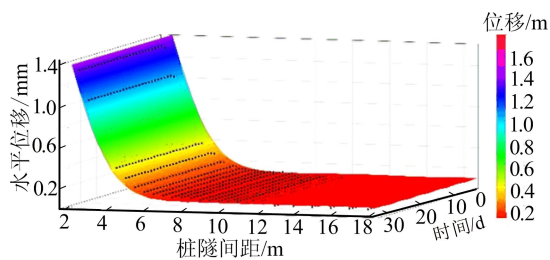


图 15 水平位移曲面拟合

本文选择在强影响区的现场实测桩隧间距 (2.74、3.02、3.55、4.00、6.04 m) 与解析解拟合结果的预测值进行对比分析,竖向位移和水平位移如图 16 和图 17 所示。由图 16 可知,桩基开挖后,邻近隧道衬砌位移随时间延长迅速增加,桩隧间距越小,位移越大,衬砌变形稳定时间越长。桩隧间距在 3.0 m 及以内时,竖向位移在 4~5 d 基本稳定;在 3.0~4.0 m 时,竖向位移在 3 d 左右达到稳定;在 6.0 m 时,竖向位移在 2 d 左右稳定。竖向位移预测值略大于实测值,最大不超过 0.2 mm,预测效果较好。

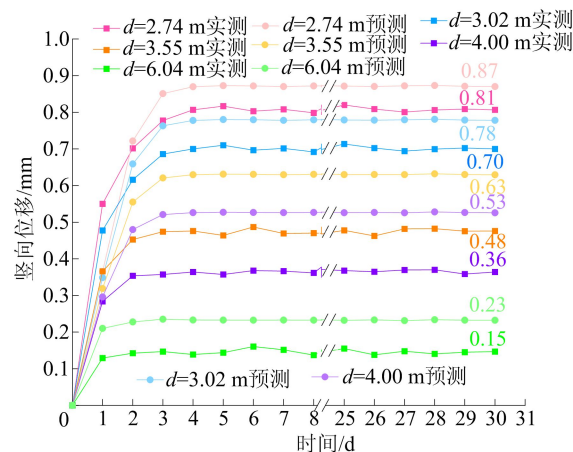


图 16 竖向位移的预测值与实测值对比

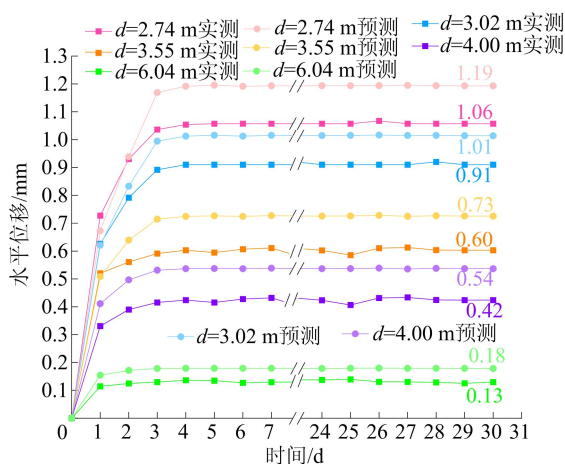


图 17 水平位移的预测值与实测值对比

由图 17 可知,桩基开挖后,隧道衬砌水平位移增加明显大于竖向位移,稳定时间最多为 4 d,水平位移预测值较接近实测值,相差不超过 0.15 mm,预测结果准确。根据隧道变形预测模型和现场实测结果,可合理确定桩基开挖后,邻近运营地铁隧道影响区域的衬砌变形监测时间,避免长期的隧道监测工作,节约人力物力成本,如强影响区施工($d < 6.0$ m)建议监测天数为 7 d,一般影响区施工($6.0 \text{ m} \leq d \leq 18.0$ m)建议监测天数为 3 d,弱影响区施工($d > 18.0$ m)建议监测天数为 1 d。

4 结 论

1) 解析解计算结果的理论值、数值模型计算结果的模拟值与现场监测结果的实测值变化趋势基本相同,广义 Kelvin 黏弹模型可以准确描述黏土体的开挖卸荷蠕变过程。

2) 不同桩隧间距下,地铁隧道变形计算结果对比表明,本文提出的理论模型解析计算结果相比数值模拟计算结果更接近现场实测值,能有效分析桩基开挖对邻近运营地铁隧道的变形影响。

3) 基于理论解数据,得到地铁隧道衬砌竖向位移和水平位移的简化预测模型方程,相关系数分别为 0.975 和 0.984,预测值与实测值对比表明简化预测模型能准确评估桩基开挖后地铁隧道衬砌随时间的变形量,并合理确定现场监测时间。

4) 随着桩隧间距的不断增大,地铁隧道衬砌的竖向沉降和水平位移逐渐减小,据此合肥市硬塑性黏土地区,紧邻运营地铁隧道的桩基施工可分为强影响区施工($d < 1.0D$)、一般影响区施工($1.0D \leq d \leq 3.0D$)和弱影响区施工($d >$

$3.0D$),强影响区、一般影响区和弱影响区施工分别需监测 7、3、1 d 以保证衬砌变形达到稳定。

【参 考 文 献】

- [1] 王福文,冯爱军. 2022 年我国城市轨道交通数据统计与发展分析[J]. 隧道建设(中英文),2023,43(3):521-528.
- [2] 李鹏飞,王帆,张成平,等. 城市地下道路立交隧道合理间距及支护加强范围研究[J]. 现代隧道技术,2015,52(6):111-117.
- [3] 杨秋贵. 金钟河桥桩基施工对既有临近地铁隧道的影响研究[D]. 贵阳:贵州大学,2021.
- [4] 杨万理,吴文博,张育智,等. 旋挖钻孔施工对临近地铁隧道结构影响的研究[J]. 公路,2023,68(3):117-125.
- [5] 刘宗辉,何嘉齐,陈宏飞. 桩基施工对邻近既有地铁隧道影响的研究综述[J]. 建筑技术,2022,53(2):132-135.
- [6] 陈福江,段蓉蓓,张鑫,等. 近距离桩基施工对既有盾构隧道的振动影响分析[J]. 现代隧道技术,2023,60(1):140-148.
- [7] ZHANG Y, WANG H, MAO J X, et al. Monitoring-based assessment of the construction influence of Benoto pile on adjacent high-speed railway bridge: case study[J]. Journal of Performance of Constructed Facilities, 2019, 33(1):04018106.
- [8] 丁智,王永安,虞兴福,等. 近距离桥桩施工对地铁隧道影响监测分析[J]. 现代隧道技术,2016,53(1):173-179.
- [9] 丁智,张霄. 桩基施工对邻近既有地铁隧道影响的数值分析[J]. 中南大学学报(自然科学版),2019,50(2):390-399.
- [10] 金生吉,慕安鑫,毕博,等. 某新建桩基近接施工对毗邻地铁区间隧道的影响[J]. 中外公路,2023,43(3):191-197.
- [11] 黄国超. 某立交桥梁桩基施工对既有地铁隧道影响的数值模拟研究[D]. 广州:华南理工大学,2015.
- [12] 乔丽平. 地铁安保区桩基施工对临近地铁隧道的影响分析[J]. 土工基础,2018,32(2):142.
- [13] 项彦勇,冯山群. 地层自重应力场中桩基荷载对隧道开挖塑性区影响的一种理论预测方法[J]. 土木工程学报,2012,45(12):162-169.
- [14] CHEN L T, POULOS H G, HULL T S. Model tests on pile groups subjected to lateral soil movement[J]. Soils and Foundations, 1997, 37(1):1-12.
- [15] ZHANG Z, MAO M, ZHANG M, et al. Analytical solution for adjacent pile deformation induced by excavation construction of transportation facilities considering heavy rainfall influence[J]. Computers and Geotechnics, 2023, 155:105230.
- [16] ZHOU Z, WANG D, ZHANG L, et al. Determination of large diameter bored pile's effective length based on Mindlin's solution[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering, 2015, 2(6):422-428.
- [17] 魏凤冉,祝彦知,纠永志. 基于 Mindlin 解的盾构隧道地表沉降黏弹性分析[J]. 应用力学学报,2020,37(1):216-224.

(责任编辑 吴 亮)