

浅埋隧道变基床系数下管棚的力学机制分析

郑俊杰, 章荣军, 杨庆年

(华中科技大学岩土与地下工程研究所, 湖北 武汉 430074)

摘要: 针对管棚法施工中常基床系数下管棚弹性地基梁模型的缺陷, 分析了掌子面前方岩土体基床系数分布规律, 建立了变基床系数下管棚的地基梁模型, 该模型可考虑掌子面水平位移的影响。并用有限差分法对该模型进行了计算, 深入分析了开挖过程中管棚的受力和变形。结果表明: 考虑掌子面水平位移影响是非常必要的, 做好掌子面加固工作对减小管棚的变形较为有效。同时, 管棚力学行为与开挖面位置、开挖进尺及岩体泊松比等因素有很密切的关系, 可为管棚的优化设计及施工方案的合理选择提供一定的理论基础。

关键词: 浅埋隧道; 管棚; 变基床系数; 有限差分法; 力学机制

中图分类号: U45 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2009)08-1165-07

作者简介: 郑俊杰(1967-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事岩土工程与隧道工程方面的教学、科研与咨询工作。

E-mail: zhengjj@hust.edu.cn.

Mechanical mechanism of piperoots with variable coefficient of subgrade reaction in shallow tunnels

ZHENG Jun-jie, ZHANG Rong-jun, YANG Qing-nian

(Institute of Geotechnical and Underground Engineering, Huazhong University of Science and Technology, Wuhan 430074, China)

Abstract: In order to improve the elastic foundation beam model for piperoots with constant coefficient of subgrade reaction, the distribution law of coefficient of subgrade reaction in front of the excavation face is discussed. Furthermore, the new elastic foundation beam model with variable coefficients of subgrade reaction is established, in which the lateral deformation effect of the excavation face is taken into account. And it is calculated by finite difference method. The forces and deformations of piperoots are compared under different conditions. The results show that it is necessary to take the lateral deformation effect of excavation face into account during the analysis, and that the deflection deformation of piperoots can be effectively reduced by reinforcing the excavation face. Simultaneously, the results also indicate that mechanical behaviors of piperoots closely relate to the location of the excavation face, the footage of the tunnelling cycle and the Poisson's ratio. The conclusions can be reference for the design parameter optimization and the construction scheme selection of piperoots.

Key words: shallow tunnel; piperoot; variable coefficient of subgrade reaction; finite difference method; mechanical mechanism

0 引言

浅埋软弱地层中的隧道开挖, 围岩的自稳能力差, 需要进行超前预支护或预加固处理。管棚作为隧道及地下工程施工中一种重要的辅助措施, 以其荷载传递作用明显、工艺简单、施工便捷、造价低等优点, 在国内外工程界得到广泛应用, 其目的主要是防止围岩坍塌、控制地层位移。

目前管棚的应用还一定程度上停留在经验阶段, 相关的理论研究不够完善。从既有成果来看, 管棚力学机制的分析模型主要有两类。

(1) 基于结构力学的荷载-梁模型。①简单的梁模型^[1], 近似地将管棚看作一端嵌入未扰动围岩而另

一端支承在初期支护(自由)的简支梁(悬臂梁); ②弹性地基梁模型^[2-5], 该模型将未开挖段作为无限长 Winkler 弹性地基梁或双参数 Pasternak 弹性地基梁, 已支护段作为发生已知位移的刚性端或 Winkler 弹性地基梁, 建立管棚挠曲微分方程; ③管棚作用空间棚架体系分析模型^[6-7], 该模型以弹性地基梁模型为基础, 可考虑开挖效应、管棚与支护结构相互作用及混凝土早期特性等因素的影响。

(2) 基于数值模拟的加固围岩(土)模型。此模

基金项目: 新世纪优秀人才支持计划资助项目(NCET-06-649)

收稿日期: 2008-04-28

模量折算给被加固地层以提高土体参数来近似模拟管棚的加固作用^[2, 8-9], 此法计算简单, 但土体参数的提高幅度只能依据经验近似估计, 随意性大; ②类似于锚杆的处理, 用土体管棚分离的方法, 以梁(杆)单元模拟管棚, 以实体单元模拟土体, 两者共同受力^[10-12], 该法可考虑多种因素, 但计算规模大。

荷载-梁模型作为管棚分析中最主要的分析模型, 具有受力明确、计算简单的特点, 为管棚的应用提供了一定的理论依据, 但其成果还存在一些不足之处。从目前的研究来看, 未开挖段均被简单地作为常基床系数下 Winkler (Pasternak) 地基梁来考虑。实际上, 在上覆荷载作用下, 掌子面所受水平约束不足, 必然产生水平变形, 导致一定范围内土体基床系数小于该段范围外的值, 这对管棚的受力是不利的。本文拟针对常基床系数下管棚地基梁模型的缺陷, 分析掌子面前方土体基床系数的分布关系, 对其进行改进, 建立可考虑掌子面水平位移影响的变基床系数下管棚弹性地基梁模型, 并用有限差分法对其进行求解。最后, 采用本文提出的改进模型分析管棚的力学机制, 并与文献[4]方法的结果进行对比, 对管棚的受力和变形进行深入探讨。

1 掌子面前方基床系数分布关系

对管棚的力学机制分析而言, 土体基床系数 k 的取值大小、分布形式等很大程度上决定了管棚的受力和变形情况。 k 的大小除与土体的类别、物理力学性质、结构物基础性状有关以外, 还与土体的应力水平、应力状态等因素有关。在此, 结合未开挖段管棚与土体相互作用的实际情况, 建立简单的考虑掌子面水平位移影响的基床系数分析模型, 研究 k 的分布规律。

1.1 有限元计算模型及结果

k 的试验方法及具体取值问题在文献[13, 14]中已有详细阐述。如前所述, 在掌子面前方一定范围内, 掌子面的水平位移将使基床系数降低, 该范围内基床系数的大小不能直接通过经验方法确定。因此, 本节借助于有限元方法来分析考虑掌子面水平位移影响时 k 沿隧道纵向的分布关系。为了便于后续的理论推导, 暂不考虑施工方法、掌子面加固等因素, 只是探索性地建立简单的平面有限元模型, 确定各点 k 值关系为

$$k = p/s, \quad (1)$$

式中, k 为基床系数 (MPa/m), p 为地基土所受应力 (MPa), s 为地基的变位 (m)。

模型计算范围为 $15 \text{ m} \times 100 \text{ m}$, 土体计算参数: 弹性模量 $E=150 \text{ MPa}$, 泊松比 $\mu=0 \sim 0.5$, 重度

表面施加分布荷载, 见图 1 (只显示了模型左侧部分)。

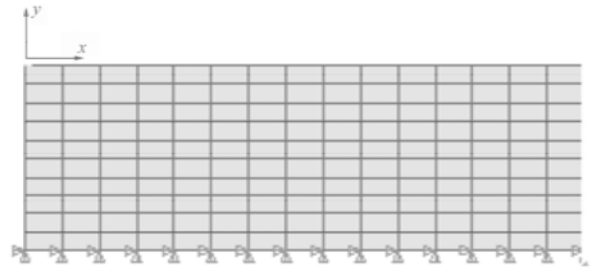


图 1 基床系数分布规律计算模型

Fig. 1 Calculation model of distribution law of coefficient of subgrade reaction

图 2 是均布荷载作用下土体竖向位移云图 (只显示了模型左侧部分结果), 在 p 值不变的情况下, s 值沿 x 方向变化较大。究其原因, 就是土体在竖向荷载作用下, 左侧自由面必然会产生一定的水平位移, 导致一定范围内土体竖向位移增大。图 3 是根据式 (1) 及图 2 的结果得出的 k 沿隧道纵向的分布关系, 结果显示: 左侧自由面处基床系数最小, 沿 x 轴逐渐增大, 约至 $0.7 \sim 1.0$ 倍模型高度 (开挖高度) 处逐渐趋于稳定, 均布荷载下最小值 $k_{\min}$ 约为稳定值 k_0 的 53%。



图 2 均布荷载下土体 y 向位移云图示意 ($\mu=0.40$)

Fig. 2 y -displacement nephograph of rock mass with uniformly distributed load ($\mu=0.40$)

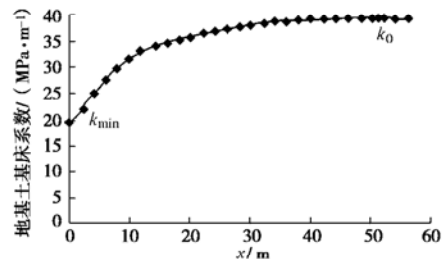


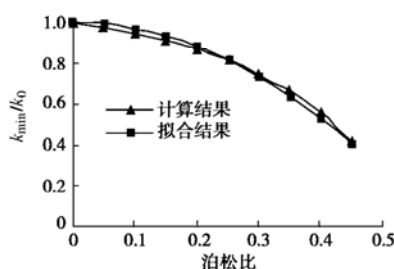
图 3 均布荷载下 k 沿隧道纵向的分布关系 ($\mu=0.40$)

Fig. 3 Distribution of k along tunnel with uniformly distributed load ($\mu=0.40$)

1.2 泊松比对基床系数的影响

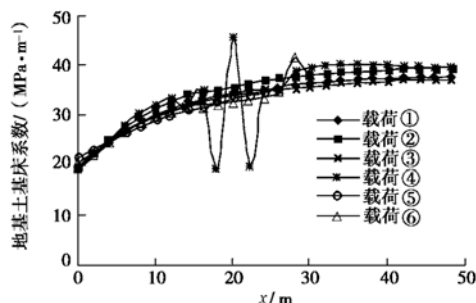
图 3 已给出 $\mu=0.40$ 时 k 沿 x 轴的分布关系, 当 $\mu \neq 0.40$ 时, 其分布形式与 $\mu=0.40$ 时基本一致, 只是 k_0 值及 $k_{\min}/k_0$ 不同。逐一计算 $\mu=0 \sim 0.5$ 时 $k_{\min}/k_0$ 值, 结果如图 4 所示。对结果进行拟合得

$$k_{\min} = (1 - 2.9088\mu^2)k_0. \quad (2)$$

图4 $k_{\min}/k_0$ 与泊松比 μ 的关系曲线Fig. 4 Relationship between $k_{\min}/k_0$ and μ

1.3 荷载分布形式对基床系数的影响

上述分析仅考虑了均布荷载的情况, 事实上由于土体剪切模量的存在, 各点的 k 值与相邻点受力和变形有着密切关系。在不同荷载分布形式下, 各点 k 值并非常数。为了考察荷载分布形式对 k 的影响程度, 计算比较了 6 种常规荷载下的 k 值: ①均布, $q=1 \text{ kN/m}$; ②线性分布, $q_{\max}=500 \text{ kN/m}$, $q_{\min}=1 \text{ kN/m}$, 从左至右线性变化; ③线性分布, $q_{\max}=100 \text{ kN/m}$, $q_{\min}=-100 \text{ kN/m}$ (负号表示方向向上), 从左至右线性变化; ④均布+集中力, $q=1 \text{ kN/m}$, $P=20 \text{ kN}$, P 作用于 $x=20 \text{ m}$ 处; ⑤局部三角形分布, $q_{\max}=10 \text{ kN/m}$, 作用范围 $x=0\sim30 \text{ m}$; ⑥局部梯形分布, $q_{\max}=10 \text{ kN/m}$, $q_{\min}=5 \text{ kN/m}$, 作用范围 $x=0\sim30 \text{ m}$, 结果见图 5。

图5 不同荷载下 k 沿隧道纵向的分布关系 ($\mu=0.40$)Fig. 5 Distribution of k along tunnel with various loads ($\mu=0.40$)

结果表明, 在线性荷载作用下, 荷载分布梯度对 k 值影响程度较小, k 大小及分布关系与均布荷载的结果非常接近。在局部三角形及梯形分布荷载下, 除加载终点处很小范围内的 k 值与均布荷载存在一定差别外, 其余绝大部分都比较吻合, 最大相对差不足 4%。但在集中荷载作用下, 作用点附近的 k 值变化非常剧烈, 由于作用点两侧土体的竖向剪切作用, 致使该点 k 值明显增大, 当 $\mu=0.40$ 时约为均布荷载的 1.35 倍, 相应地, 该作用点两侧区域的 k 值则相对变小, 且集中力影响范围较大。以上结果表明: 仅在荷载突变点附近, k 值变化明显, 与均布荷载下 k 值差别较大。

1.4 基床系数的确定

事实上, 通过管棚传递给掌子面前方土体的荷载为分布荷载, 近似为三角形或梯形分布, 不存在集中力^[2, 4]。同时, 由图 5 中的计算结果, 对三角形或梯形分布来说, 尽管其分布荷载终点处 k 值与均布荷载 k 值存在一定差别, 但由于其影响范围很小, k 值在较小范围内的偏差对管棚的受力不会产生大的影响。由此, 本文分析中作出如下假定: ①在任意分布荷载下土体基床系数的分布形式与均布荷载的分布形式相同, 即如图 3 所示; ②梁与地基间的摩阻力对计算结果影响不大, 可略去不计, 故梁的任何位置地基反力与接触面均相垂直。

基于以上假设, 将图 3 中分布形式简化为图 6 中的折线模型。并将式 (2) 代入, 可得:

$$k(x) = \frac{(1-\alpha)}{d} k_0 x + \alpha k_0, \quad (3)$$

式中, $\alpha = 1 - 2.9088\mu^2$, $d = h \tan(45^\circ - \varphi/2) \approx 0.7h$, h 为开挖高度, k_0 为考虑掌子面发生水平位移影响时的基床系数稳定值, 可根据文献[13, 14]及相关规范确定。

特别地, 当 $\mu=0$ 时, $k(x)=k_0$, 即为 Winkler 地基模型。

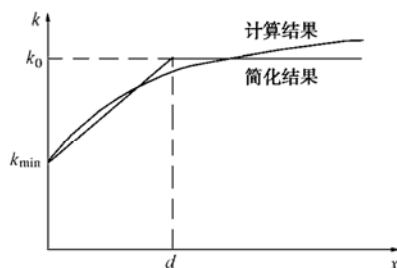


图6 基床系数的简化模型

Fig. 6 Simplified model of coefficient of subgrade reaction

2 管棚计算模型

对管棚而言, 位于开挖面附近的钢管纵向应变最大, 其内力也最大, 当隧道开挖一个进尺且未支护的条件下管棚受力最为不利^[4]。因此可将单根管棚作为研究对象, 其受力简图如图 7 所示。

浅埋软弱地层在开挖过程中自承能力差, 管棚受力比较明确。因此分析中不考虑管棚上部土体与管棚的相互作用, 认为已开挖段管棚承受上覆土重。至于未开挖段, 围岩变形始于掌子面前方一定范围, 隧道掌子面处围岩已经发生松动和变形, 在掌子面前方形成一个松弛区 CD , 因此该段范围内管棚仍将受到围岩压力。

由受力简图可知, 管棚全段主要由 5 部分构成:

①套拱内管棚, 其受到套拱较强的约束, 位移及转角

均较小, 本文采用多个刚度较大的弹簧来模拟套拱对管棚的约束作用; ②*AB*段, 初期支护已施作, 其上作用上覆土的重力, 分析中按 Winkler 地基梁考虑; ③*BC*段, 已开挖但未支护, 其上作用覆土重力, 此范围内不设置弹簧; ④*CD*段, 未开挖, 其上作用三角形(或梯形)分布荷载, 由于掌子面有水平位移, 该段范围内基床系数如图6线性变化, 分析中按变基床系数弹性地基梁模拟; ⑤*DE*段, 基床系数为常数, 按 Winkler 弹性地基梁考虑。

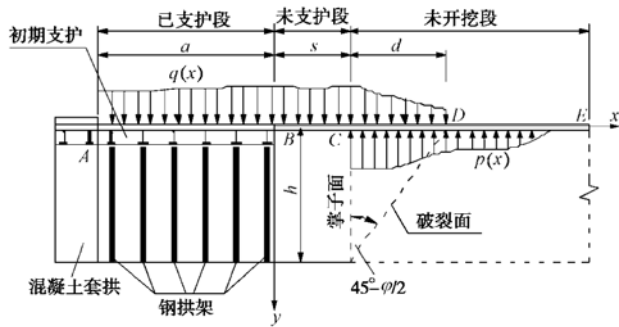


图7 隧道开挖过程中管棚受力简图

Fig. 7 Mechanical model of piperoots during excavation

将图7中的管棚(梁)等分为长为 L 的 n 个小段, 近似地认为各分段基底面积上的反力 p_i 是均匀分布的, 挠曲值为 ω_i , 则:

$$p_i = k_i \omega_i \text{ 或 } R_i = K_i \omega_i \quad (4)$$

式中 $R_i = p_i L d_0$ 为第 i 段基底总反力, d_0 为管棚直径; $K_i = k_i L d_0$ 为第 i 段集中变基床系数; k_i 为变基床系数。

如此处理后, 本来与地基全接触的梁转变成支承在 n 个不同刚度的弹簧支座上的梁, 而连续的基底反力也离散为 n 个集中反力。于是, 可建立变基床系数下管棚力学分析模型如图8所示, 图中 K_1 为套拱集中基床系数, K_c 为初期支护集中基床系数, K_{xi} 为掌子面前方土体集中变基床系数, K_0 为土体集中基床系数稳定值。

3 管棚的挠度及内力计算

在隧道开挖过程中, 相当于图8所示模型随掌子面逐步推进而不断向前移动。在整个管棚段开挖过程中, 管棚有3种不同的受力状态: ①掌子面距离洞口端套拱较近, 套拱的约束作用对管棚受力影响较大; ②掌子面位于管棚中间段, 且管棚在土体中具有足够伸入量; ③掌子面位于管棚尾端, 伸入土体中的管棚不具有足够的锚固长度, 地基反力呈梯形分布。

考虑到 CD 段为基床系数变化段, 当分段建立地基梁挠曲微分方程^[2, 4]后, 四阶变系数微分方程无法

求解, 不能得到解析结果。因此, 本文基于有限差分原理^[15]进行求解。

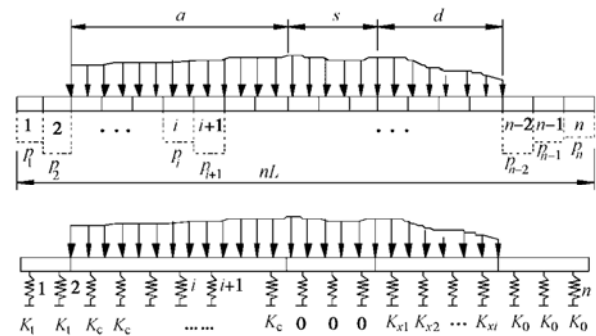


图8 变基床系数下管棚力学机制分析模型

Fig. 8 Model of piperoots with variable coefficient of subgrade reaction

梁挠度 ω 的微分方程为

$$EI \frac{d^2 \omega}{dx^2} = -M \quad (5)$$

式中, E 为梁材料的弹性模量(MPa), I 为截面惯性矩(m^4), M 为梁截面弯矩。

用中心差分代替二阶导数, 则可近似表示为

$$\left(\frac{d^2 \omega}{dx^2} \right)_{i+1} \approx \frac{\omega_{i+2} - 2\omega_{i+1} + \omega_i}{L^2} \quad (6)$$

于是式(5)可化为

$$C_{i+1}(\omega_{i+2} - 2\omega_{i+1} + \omega_i) = -M_{i+1} \quad (7)$$

式中, $C_{i+1} = (EI)_{i+1} / L^2$, M_{i+1} 为 $i+1$ 点处梁弯矩。

由图8中的计算模型, 假定在梁 $i+1$ 点处切开, 根据左边隔离体静力平衡, 可将 M_{i+1} 用梁的挠度来表达:

$$M_{i+1} = L[iR_1 + \dots + (i-j+1)R_j + \dots + R_i] - M_{p,i+1} \quad (8)$$

式中, $M_{p,i+1}$ 为 $i+1$ 点左侧外荷载对该点力矩。即

$$M_{i+1} = L \sum_{j=1}^i (i-j+1) K_j \omega_j - M_{p,i+1} \quad (9)$$

代入式(7)得:

$$C_{i+1}(\omega_i - 2\omega_{i+1} + \omega_{i+2}) + L \sum_{j=1}^i (i-j+1) K_j \omega_j = M_{p,i+1} \quad (10)$$

对式(10)分别取 $i=1, 2, \dots, n-2$, 可得相应于第2, 3, $\dots, n-1$ 各点的 $n-2$ 个差分方程式。所缺的两个方程, 可根据全梁静力平衡条件补足, 按各力对 n 点的力矩之和及竖向力之和为零得:

$$L \sum_{j=1}^{n-1} (n-j) K_j \omega_j = M_{p,n} \quad (11)$$

$$\sum_{j=1}^n K_j \omega_j = \int p(x) dx \quad (12)$$

式中, $\int p(x) dx$ 为竖向外荷载的合力。这样得到的 n 个线性方程式, 可用矩阵的形式表示为

$$[A]\{\omega\} = \{P\}, \quad (13)$$

其中, $[A]$ 是一个 $n \times n$ 方阵, 由一个 $[C]$ 矩阵和一个 $[K]$ 矩阵叠加而成:

$$[A] = \begin{bmatrix} C_2 & -2C_2 & C_2 & & & \\ & C_3 & -2C_3 & C_3 & & 0 \\ & & \cdots & \cdots & \cdots & \\ & & & C_{n-1} & -2C_{n-1} & C_{n-1} \\ 0 & & & & 0 & 0 \\ & & & & & 0 \end{bmatrix} + L \begin{bmatrix} K_1 & & & & & \\ 2K_1 & & K_2 & & & 0 \\ \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & \\ (n-2)K_1 & (n-3)K_2 & \cdots & K_{n-2} & & \\ (n-1)K_1 & (n-2)K_2 & \cdots & 2K_{n-2} & K_{n-1} & \\ K_1/L & K_2/L & \cdots & K_{n-2}/L & K_{n-1}/L & K_n/L \end{bmatrix}, \quad (14)$$

挠度列向量 $\{\omega\}$ 及荷载列向量 $\{P\}$ 为

$$\left. \begin{aligned} \{\omega\} &= \{\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n\}^T, \\ \{P\} &= \{M_{p,2}, M_{p,3}, \dots, M_{p,n}, \int p(x)dx\}^T. \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

给出各分段的集中基床系数 K_i (Winkler 地基 K_i 为常数 K_0), 则可得 $\{\omega\}$ 及 $\{P\}$ 。

4 算例与讨论

4.1 计算实例

以龙岩至厦门铁路吴坑隧道出口处洞口超前管棚为例分析浅埋隧道管棚的力学机制。根据吴坑隧道的实际情况, 管棚长 30 m, 弹性模量 $E=106$ GPa, 梁宽度与管棚直径相等, $b=d_0=108$ mm, 管棚间距 $b^*=40$ cm, 计算中将管棚等分为 100 段, 即 $L=0.3$ m; 围岩基床系数稳定值 $k_0=40$ MPa/m, 土剪切模量 $G_p=1.0$ MPa, 泊松比 $\mu=0.40$, 重度 $\gamma=18.5$ kN/m³, 摩擦角 $\varphi=23^\circ$; 隧道埋深 $H=3.5$ m, 每循环进尺 $S=2.4$ m, 开挖高度 $h=9.8$ m; 套拱集中基床系数 $K_1=8.26 \times 10^3$ kN/m, 初期支护集中基床系数 $K_c=2.92 \times 10^3$ kN/m; 每根管棚上作用荷载 $q(x)=\gamma H b^*$, 为均匀分布, 作用范围见图 7。采用 MATLAB 编程, 用本文及文献[4]方法计算 $a=12.6$ m 时管棚挠度曲线及受力情况如图 9, 10 所示 (序列 1 表示按本文方法并考虑掌子面水平位移影响的结果; 序列 2 表示按本文方法但不考虑变基床系数即 $k(x) \equiv k_0$ (或 $\mu=0$) 的结果; 序列 3 表示按文献[4]方法取 $\omega_0=10$ mm, $\theta_0=1^\circ$ 的结果)。

由计算结果可知: ①管棚最大挠度及弯矩均发生在掌子面附近; ②序列 2 与序列 3 的结果甚为吻合, 最大挠度约为 25 mm, 最大弯矩为 12.6 kN·m; 但考

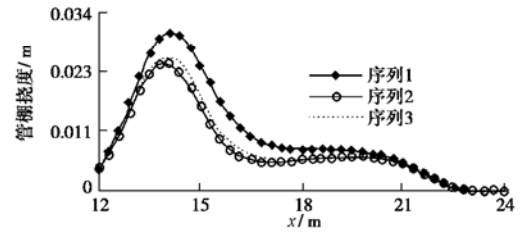


图 9 $a=12.6$ m 时管棚挠度分布曲线

Fig. 9 Deflection curves of piperoots ($a=12.6$ m)

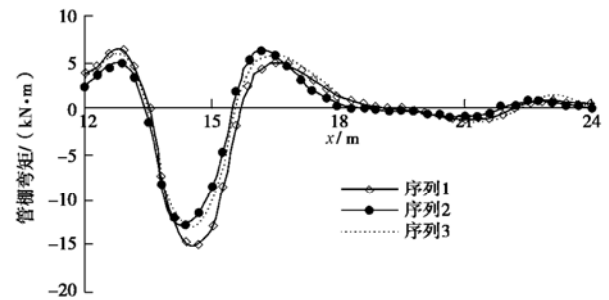


图 10 $a=12.6$ m 时管棚弯矩分布曲线

Fig. 10 Distribution of moment of piperoots ($a=12.6$ m)

虑土体变基床系数后, 管棚最大挠度达到 30.3 mm, 最大弯矩达到 15 kN·m, 相对超出 18%以上。因此, 在分析管棚的力学机制过程中, 为了正确评估管棚的变形和受力, 考虑掌子面水平位移引起的变基床系数是非常必要的。

一方面, 序列 2 与序列 3 的结果的高度吻合从一定程度上体现了本文改进模型的合理性; 另一方面, 本文方法还能考虑掌子面前方土体变基床系数的因素, 也从一定程度上反映了该方法的优越性。

4.2 分析及讨论

(1) 开挖面位置对管棚挠度的影响

如上所述, 开挖面与管棚相对位置不同, 管棚有 3 种不同受力状态。图 11 表明: 对直径 108 mm 管棚而言, 当 $a \leq 1.0$ m 时, 套拱对管棚的嵌固作用明显, 当 $a=0$ m 时, 管棚最大挠度仅为开挖面位于管棚中段的 51%; 当 $1.0 \text{ m} \leq a \leq 24$ m 时, 套拱嵌固作用较小, 且管棚在土体中的伸入量足够, 管棚挠度及受力随开挖面位置的移动几乎不变; 当 $a \geq 24$ m 时, 管棚右侧土体对其约束不足, 右端由地基梁模型逐渐向简支端过渡, 管棚挠度也有逐渐增大的趋势。

(2) 开挖进尺对管棚挠度的影响

图 12 显示了 $a=12.6$ m 时在不同开挖进尺下管棚挠度曲线, 图 13 反映了管棚挠度随开挖进尺的变化规律。从图中可以看出, 随开挖进尺的增大, 管棚挠度基本呈二次抛物线变化, 当开挖进尺大于 1.8 m 后管棚挠度显著增加。因此, 单从管棚受力和变形来看, 在地质条件不好的地段, 隧道开挖进尺不宜大于 1.8 m。

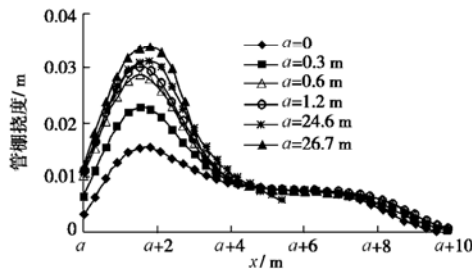


图 11 开挖面处于不同位置时管棚挠度曲线 ($s=2.4$ m)

Fig. 11 Deflection curves of piperoots with excavation face at different locations ($s=2.4$ m)

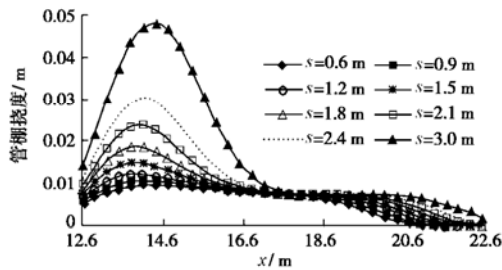


图 12 不同开挖进尺下管棚挠度曲线 ($a=12.6$ m)

Fig. 12 Deflection curves of piperoots with different footages of tunnelling cycle

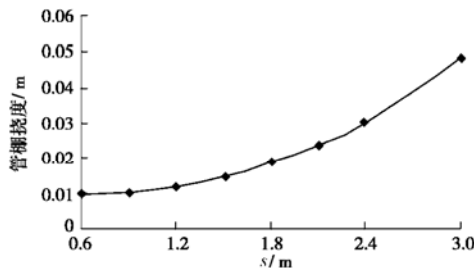


图 13 管棚挠度随开挖进尺的变化规律

Fig. 13 Relationship between deflection of piperoots and footage of tunnelling cycle

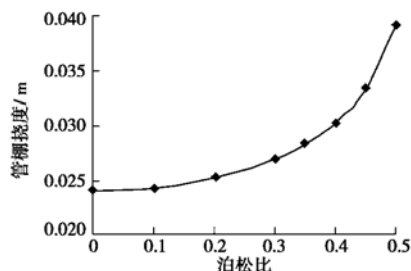


图 14 管棚挠度随土体泊松比变化规律

Fig. 14 Relationship between deflection of piperoots and Poisson's ratio

(3) 泊松比对管棚挠度的影响

事实上, 由于土体泊松比不同, 掌子面产生的水平位移的大小不同, 使实际基床系数与弹性半空间各点基床系数的差异不同, 进而导致管棚的力学行为不同。图 14 清楚地反映了土体泊松比对管棚挠度的影响

程度, 当泊松比大于 0.3 时, 管棚挠度对泊松比的变化非常敏感。在地质条件较差的地段, 土体泊松比一般大于 0.3, 因此, 做好掌子面前方土体的加固措施(相当于减小掌子面土体的泊松比), 对减小管棚的受力和变形具有非常重要的意义。

5 结 论

(1) 掌子面前方岩土体的基床系数并非常数, 而是沿着隧道开挖方向逐渐增大, 且到一定距离后逐渐趋于稳定; $k_{\min}/k_0$ 随土体泊松比呈二次抛物线变化, 泊松比越大, $k_{\min}/k_0$ 越小。

(2) 开挖面与管棚相对位置不同, 管棚有 3 种不同受力状态; 对直径 108 mm 管棚而言, 当 $a \leq 1.0$ m 时套拱对管棚嵌固作用明显, 管棚挠度较小; 而当管棚在未开挖土体中伸入量小于 3.6 m 时, 未开挖端由地基梁模型逐渐向简支端过渡, 管棚挠度增大。

(3) 随着开挖进尺增大, 管棚挠度增大, 特别当进尺大于 1.8 m (针对直径 108 mm 管棚) 后管棚挠度增加显著; 管棚挠度随开挖进尺大致呈抛物线变化。

(4) 土体泊松比对管棚受力影响较大, 当 $\mu > 0.3$ 时, 管棚挠度对 μ 的变化非常敏感, 因此做好掌子面前方土体的加固工作对减小管棚的受力和变形具有非常重要的意义。

(5) 分析管棚力学机制过程中, 考虑掌子面水平变形引起的变基床系数是很有必要的。

参考文献:

- [1] 邢厚俊, 徐祯祥. 大管棚在超浅埋暗挖大跨度隧道工程中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(增): 1059 - 1061. (XING Hou-jun, XU Zhen-xiang. Application of big pipe-roof in large-span shallow buried tunnel engineering[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1999, 18(S): 1059 - 1061. (in Chinese))
- [2] 常艏东. 管棚超前预支护机制研究[D]. 成都: 西南交通大学, 1999. (CHANG Shao-dong. Research on pre-brace mechanism of pipe umbrella method[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 1999. (in Chinese))
- [3] 董新平, 周顺华. 软弱地层管棚荷载传递作用分析[J]. 现代隧道技术, 2005, 42(6): 24 - 29. (DONG Xin-ping, ZHOU Shun-hua. Mechanical analysis of pipe-roof in soft ground[J]. Modern Tunneling Technology, 2005, 42(6): 24 - 29. (in Chinese))
- [4] 苟德明, 阳军生, 张 戈. 浅埋暗挖隧道管棚变形监测及受力机制分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(6): 1258 - 1264. (GOU De-ming, YANG Jun-sheng, ZHANG Ge.

- Deformation monitoring and mechanical behaviors of pipe-roof in shallow tunnels[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, **26**(6): 1258 - 1264. (in Chinese))
- [5] 肖世国, 朱合华, 夏才初, 等. 管幕内顶进箱涵顶部管幕承载作用的分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(18): 3355 - 3359. (XIAO Shi-guo, ZHU He-hua, XIA Cai-chu, et al. Support effect analysis of upper pipe-roof during a box culvert being pushed within pipe-roof[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(18): 3355 - 3359. (in Chinese))
- [6] 周顺华. 软弱地层浅埋暗挖施工中管棚法的棚架原理[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(14): 2565 - 2570. (ZHOU Shun-hua. Principles of pipe roof applied to shallow-buried tunnels in soft ground[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(14): 2565 - 2570. (in Chinese))
- [7] 董新平, 周顺华, 胡新朋. 软弱地层管棚法施工中管棚作用空间分析[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(7): 841 - 846. (DONG Xin-ping, ZHOU Shun-hua, HU Xin-peng. 3D analysis of function of piperof applied in soft ground[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(7): 841 - 846. (in Chinese))
- [8] 伍振志, 傅志锋, 王 静, 等. 浅埋松软地层开挖中管棚注浆法的加固机理及效果分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, **24**(6): 1025 - 1029. (WU Zhen-zhi, FU Zhi-feng, WANG Jing, et al. Study of support mechanism and effect of shed-pipe grouting technology for tunneling construction in shallow-buried soft stratum[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, **24**(6): 1025 - 1029. (in Chinese))
- [9] 孙 旻, 徐 伟. 软土地层管幕法施工三维数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(增): 1497 - 1500. (SUN Min, XU Wei. 3D numerical simulation of pipe-curtain method in soft soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(S): 1497 - 1500. (in Chinese))
- [10] YOO C, SHIN H K. Deformation behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes-laboratory and numerical investigation[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2003, **18**: 303 - 319.
- [11] NG C W W, LEE G T K. A three-dimensional parametric study of the use of soil nails for stabilizing tunnel faces[J]. Computers and Geotechnics, 2002, **29**: 673 - 697.
- [12] YOO C. Finite-element analysis of tunnel face reinforced by longitudinal pipes[J]. Computers and Geotechnics, 2002, **29**: 73 - 94.
- [13] 仲锁庆, 张西平, 潘海利. 地基土基床系数研究[J]. 地下空间与工程学报, 2005, **1**(7): 1109 - 1112. (ZHONG Suo-qing, ZHANG Xi-ping, PAN Hai-li. Study on foundation soil coefficient of subgrade reaction[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2005, **1**(7): 1109 - 1112. (in Chinese))
- [14] TERZAGHI K. Evaluation of coefficient of subgrade reaction[J]. Geotechnique, 1955, **5**(4): 297 - 326.
- [15] 杨位洸. 地基及基础[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998. (YANG Wei-guang. Ground and foundation[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1998. (in Chinese))