

文章编号: 1000-7598-(2006) 05-0717-06

顶管施工引起的挤土效应研究

魏 纲¹, 魏新江^{1,2}, 徐日庆²

(1. 浙江大学 城市学院, 杭州 310015; 2. 浙江大学 建筑工程学院, 杭州 310027)

摘 要: 顶管施工过程中过大的支护压力、掘进机偏斜、掘进机与土体的摩阻力, 以及过大的注浆压力都会引起挤土效应, 挤土过程会减小施工结束时的沉降值和沉降槽宽度。考虑土体的初始应力场, 假定土体是均匀线弹性材料, 通过向掘进机周围土体施加向外侧的椭圆形径向位移来模拟挤土过程, 在小应变假定情况下, 推导了半无限空间中土体位移场的近似解析解。考虑空间效应, 给出了修正的计算公式。将该公式计算得到的结果与实测值进行了比较, 结果表明: 地面隆起的最高点位于轴线两侧, 由于地面硬壳层的存在, 使计算值稍大于实测值, 硬壳层以下则非常吻合。

关 键 词: 顶管施工; 挤土效应; 土体移动; 地面隆起

中图分类号: TU 431

文献标识码: A

Study on soil-compacting effects induced by pipe jacking construction

WEI Gang¹, WEI Xin-jiang^{1,2}, XU Ri-qing²

(1. College of City, Zhejiang University, Hangzhou 310015, China;

2. College of Civil Engineering and Architecture, Zhejiang University, Hangzhou 310027, China)

Abstract: It is shown that the excessive support pressure, deflexion of shield, the friction between shield and soil, and the big grouting pressure will induce the compacting effects during pipe jacking construction. In addition, the heaving process will reduce the total magnitude and widths of the surface settlement troughs after the construction completion. The soil is assumed as a uniform line elasticity material and the initial stress field of the soil is considered. Through the simulation of soil-compacting process by applying an outward elliptic radial displacement to the surrounding soil of shield, the approximate analytical solution of soil displacement fields in half space is obtained in small strains. Considering the spatial effects, the modified calculation formula is also presented. Furthermore, the calculation results from the modified formula are compared with field data. The maximum of surface upheaval is at both sides of axes. The calculated values are a little bigger due to hard surface of ground; while under the hard surface, they are in accordance with the measured values.

Key words: pipe jacking construction; soil-compacting; ground movements; surface upheaval

1 引 言

顶管施工广泛地应用于各种城市地下管道的铺设, 其中土压平衡式顶管应用较多, 它是通过掘进机前方的刀盘切削土体并搅拌, 由螺旋输送机输出挖掘的土体, 利用土舱内泥土的压力和螺旋输送机排土来平衡掘进机所处土层的土压力和地下水压力^[1]。对于土压平衡式顶管, 现场实测、理论分析及有限元模拟研究表明, 过大的开挖面支护压力、掘进机偏斜、掘进机与土体之间的摩阻力以及过大的注浆压力都会对土体产生挤压作用, 导致地面隆

起和深层土体向远离管壁方向移动^[1~8]。在实际施工中, 地面通常会先隆起、后沉降, 使邻近的建(构)筑物、地下管线遭受两次危害。同时挤土过程会减小后期的地面沉降^[2], 有地面隆起的断面, 施工结束后的沉降和沉降槽宽度远小于没有地面隆起的断面^[9]。因此对于有地面隆起的断面, 如果不考虑挤土效应, 按土体损失计算得到的沉降量与沉降槽宽度都要大于实测值。

由于地面隆起持续时间较短, 导致了对这一问题的忽视, 目前还没有考虑挤土效应的土体移动计算公式。因此, 有必要对顶管掘进引起的挤土效应

进行深入研究,以便估计施工对周围环境的影响及其危害程度。本文采用向掘进机周围土体施加向外侧的椭圆形径向位移来模拟挤土过程,推导了顶管挤土引起的土体位移场的近似解析解。

2 顶管挤土过程模拟

采用土压平衡顶管机施工,是边挤压边切削土体。刀头的顶进、土的切削和出土是完全同步的,没有时间上的先后之分,以达到土压力与支护压力平衡。但是,在实际操作中土压力与支护压力并不能保持完全平衡,当支护压力大于土的被动土压力时,土被挤出而产生挤土效应;当支护压力小于土的主动土压力时,临空面可能会产生坍塌。

本文主要研究当支护压力大于土的被动土压力时产生的挤土效应。顶管是在正常固结软土(包括黏土、粉土和淤泥等)中沿直线顶进,不考虑掘进机偏斜和注浆压力,把掘进机与土体之间的摩阻力作简化处理,将总摩阻力叠加在开挖面的附加支护压力上。本文推导的是由于挤土引起的最大地面隆起和侧向位移,该断面通常出现在开挖面前方 $(1.5\sim 2.5)D$ (D 为管道外直径)的范围内^[3],该距离与埋深有关,埋深越大,距离越大。

如图 1(a)所示,当支护压力大于土的被动土压力时,产生挤土效应,掘进机前方土体要向两侧及前部挤出。当刀盘带面板时,由于开挖面的支护压力是均匀分布的,而开挖面上的水土压力从上到下逐渐增加,这样就存在一个压力差,造成开挖面附加支护压力分布不均匀,上部的附加压力要比下部稍大,呈梯形分布。为简化分析,在垂直于轴线的平面上,假定土体受到均匀径向挤压力,产生向外侧的等量径向移动(图 2 中虚线 A)。如图 1(b)所示,随着掘进机的通过,这部分被挤出的土体移动到掘进机外侧,受到原作用在掘进机上的椭圆形初始应力场的作用^[10],产生变形,最终土体产生向外侧的椭圆形径向位移,如图 2 中 B 线所示。

计算时分为两个部分:第一部分假定土体是各向同性线弹性体,不考虑初始应力场,掘进机周围土体产生向外侧的均匀径向位移,位移的大小与附加支护压力大小有关。该位移可以采用“负土体损失 $\eta\pi R^2$ ”来描述,其中 R 为掘进机外半径, η 为负土体损失与开挖面面积的百分比(具体计算方法在下节描述);第二部分是土体在初始应力场($\sigma_{v0}=p_0$, $\sigma_{h0}=K_0p_0$)作用下产生变形,式中 K_0 为静止土压力系数。最后,将这两个部分得到的解叠加就得到问题的完整解。

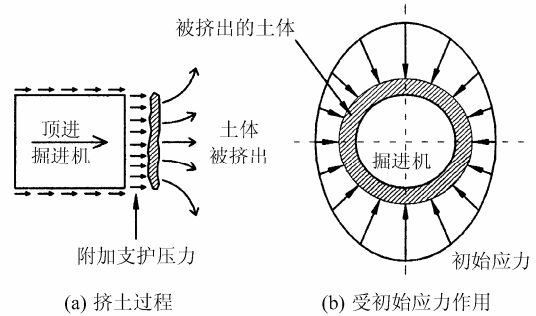


图 1 掘进机挤土过程示意图
Fig.1 Process of compacting soil by the shield

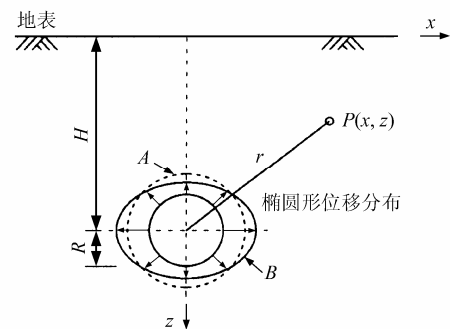


图 2 掘进机周围土体的移动模式
Fig.2 Movements pattern of soil surrounding the shield

3 解析解推导

3.1 推导步骤及假设条件

计算采用连续结构法,以绝对位移而不是速度作为变量来求解地面以下土体的位移场和应力场。该过程易于求解,但违背了自由表面无约束的边界条件。为解决这个矛盾,根据 Sagaseta(1987 年)^[11]提出的方法,首先假定土体是无限介质,然后采用一个镜像源来消除无限介质情况下产生的虚拟边界条件,具体推导步骤如下:第一步,假定土体为各向同性线弹性无限介质,处于不排水状态下,在小应变时,真实源在地面处产生正应力与剪应力,如图 3(b)所示。第二步,在地面以上对应源的位置,假定有一镜像源,在地面处产生相同的正应力和反向的剪应力,如图 3(c)所示。这样就可以消除地面上实际不存在的剪应力 τ ,把镜像源产生的位移加到第一步中,计算得到合位移。第三步,在源与镜像源的作用下,假定有一与 σ 方向相反、大小为其 2 倍的正应力作用,用于消除地面残余的正应力,如图 3(d)所示。求出该应力对地面以下各点产生的位移场,产生的位移再叠加到第一、第二步中的位移,得到整个问题的解。

其中第三步可以采用以下步骤来计算:(1) 通过由第一步和第二步得到的位移场的差别,估算表

面应变; (2) 由上面的应变计算相应的表面应力;
(3) 得到半空间的应变场, 作用在该半空间表面的应力与步骤(2)中得到的应力大小相等、方向相反。

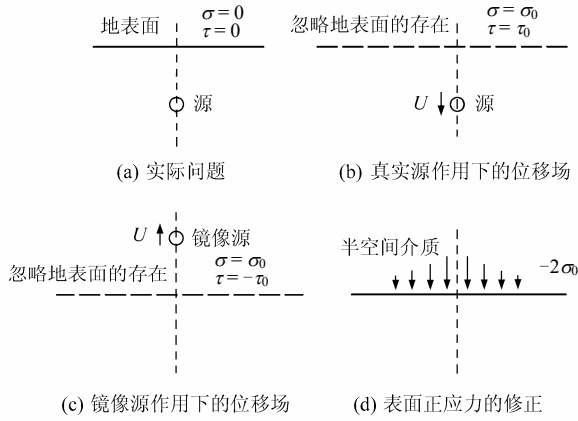


图3 源与镜像源的分析步骤

Fig.3 Steps in the analysis of singularity and its image

3.2 源与镜像源产生的位移场

Muir^[12]假设土体是各向同性、均匀的弹性体, 不考虑土体与衬砌之间的剪切力, 用弹性理论分析了盾构掘进引起的周围土体位移。Pender^[13]采用极坐标研究了初始应力场($\sigma_{v0} = p_0$, $\sigma_{h0} = K_0 p_0$)作用下在弹性介质中圆形隧道开挖引起的位移场。Sagaseta^[11]对地面以下某深度处由土体损失引起的土体应变场进行了分析, 将其看作是一个应变控制问题, 采用虚拟镜像技术考虑自由表面, 得到初始各向同性、均匀弹性半空间中不可压缩性土体的解析解。Verruijt 和 Booker^[14]对 Sagaseta^[11]的解进行了推广, 考虑由土体损失引起的向隧道表面均匀径向移动和初始应力作用引起的椭圆形土体移动, 叠加得到了半无限空间中土体的位移场和应力场, 并对任意的泊松比都适用。

采用 Sagaseta(1987 年)^[11]提出的计算方法。如图 2 所示, 对应于真实源($x=0$, $z=H$), 根据弹性理论可以得到二维平面(x, z)上的点 $P(x, z)$ 处产生的近似位移为

$$u_x = \varepsilon R^2 \frac{x}{r^2} + \delta R^2 \frac{x(x^2 - kz^2)}{r^4} \quad (1)$$

$$u_z = \varepsilon R^2 \frac{z}{r^2} + \delta R^2 \frac{z(kx^2 - z^2)}{r^4} \quad (2)$$

解由两个部分组成, 第一部分由负土体损失引起, 第二部分由初始应力场引起。由此可得, 源与镜像源共同产生的位移表达式为

$$u_{x1} = \varepsilon R^2 \left(\frac{x}{r_1^2} + \frac{x}{r_2^2} \right) + \delta R^2 \left[\frac{x(x^2 - kz_1^2)}{r_1^4} + \frac{x(x^2 - kz_2^2)}{r_2^4} \right] \quad (3)$$

$$u_{z1} = \varepsilon R^2 \left(\frac{z_1}{r_1^2} + \frac{z_2}{r_2^2} \right) + \delta R^2 \left[\frac{z_1(kx^2 - z_1^2)}{r_1^4} + \frac{z_2(kx^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right] \quad (4)$$

式中 u_x 为土体水平向位移; u_z 为土体垂直向位移; x 为距离轴线的横向水平距离, 以远离轴线方向为正; z 为垂直向距离, 以地面向下为正; H 为管道轴线到地面距离; μ 为土的泊松比; $z_1 = z - H$; $z_2 = z + H$; $r_1^2 = x^2 + z_1^2$; $r_2^2 = x^2 + z_2^2$; $k = \mu(1 - \mu)$; ε 为相对均匀径向位移参数, $\varepsilon = \eta/2$, η 为负土体损失与开挖面面积的百分比; δ 为掘进机表面相对椭圆形位移参数。

采用 Loganathan 和 Poulos^[15]提出的计算方法, 得到:

$$\eta = \frac{4gR - g^2}{4R^2} \times 100\% \quad (5)$$

式中 g 为间隙参数^[16]。当不考虑土体损失和施工质量时, $g = U_{3D}$, U_{3D} 为掘进机前部土体的三维弹塑性变形, 其值可按式估算:

$$U_{3D} = 0.5n\delta_x \quad (6)$$

式中 n 为土体切割阻力系数, 对一般土, $n=0.7 \sim 0.9$; 当发生塑性流动时(对于非常软的黏土), $n=1.0$ 。 δ_x 为土体在开挖面上平均轴向挤出位移, $\delta_x = \Omega R p_0 / E$; Ω 为无量纲位移因子, 可取 1.12; E 为不排水变形模量; p_0 为开挖面附加应力, $p_0 = p_1 - K'_0 p'_v - p_w$, p_1 为开挖面的支护压力; K'_0 为有效静止土压力系数; p'_v 为管道轴线处的垂直有效应力; p_w 为管道轴线上的孔隙水压力。在计算地面最大隆起时, p_0 还应加上掘进机与土体的总摩阻力 $2\pi RLf$; L 为掘进机长度; f 为平均摩阻应力。

δ 与土体的静止土压力系数 K_0 及 ε 相关, Sagaseta^[17]给出了 δ 与 ε 的关系式为

$$\delta = 4(1 - \mu)(1 - 2\mu)\varepsilon \quad (7)$$

3.3 表面正应力修正

由于以上两个解的对称性, 剪应力 σ_{xz} 和垂直位移 u_z 在地表($z=0$)处均为 0, 由两式产生的正应力 σ_{zz} 相等, 叠加得到 $z=0$ 处:

$$\sigma_{zz} = q(x) = 4G\varepsilon R^2 \frac{x^2 - H^2}{(x^2 + H^2)^2} - \frac{8Gm\delta R^2}{m+1} \frac{H^2(3x^2 - H^2)}{(x^2 + H^2)^2} \quad (8)$$

式中 G 为弹性材料的剪切模量; m 为与泊松比 μ 有关的辅助弹性常数, $m = 1/(1-2\mu)$ 。

为了满足边界条件 ($z=0$, $\sigma_{zz}=0$), 必须增加一个相反的正应力 $\sigma_{zz} = -q(x)$ 来平衡地表的正应力 $q(x)$, 这是一个半平面 ($z>0$) 中的 Boussinesq 解, 其边界条件为

$$z=0, \quad \sigma_{zz} = -q(x), \quad \sigma_{zx} = 0 \quad (9)$$

该问题可以采用 Fourier 转换来解决, 荷载作用是偶函数, $q(-x) = q(x)$, 由边界条件 (9), 该问题的解为

$$u_{x2} = \int_0^\infty C(1-m\alpha z) \exp(-\alpha z) \sin(\alpha x) d\alpha \quad (10)$$

$$u_{z2} = -\int_0^\infty C(1+m+m\alpha z) \exp(-\alpha z) \cos(\alpha x) d\alpha \quad (11)$$

式中 C 是一个积分值, C 为

$$C = -\frac{1}{m\pi G} \frac{1}{\alpha} \int_0^\infty q(x) \cos(\alpha x) dx \quad (12)$$

将式 (8) 中的 $q(x)$ 值代入式 (12), C 变为

$$C = \frac{2\varepsilon R^2}{m} \exp(-\alpha H) - \frac{2\delta R^2}{m+1} \alpha H \exp(-\alpha H) \quad (13)$$

将上式得到的 C 值代入式 (10)、式 (11), 估算 Fourier 积分, 采用已知的 Bateman 积分, 可以得到:

$$u_{x2} = \frac{2\varepsilon R^2 x}{m} \left[\frac{1}{r_2^2} - \frac{2mzz_2}{r_2^4} \right] - \frac{4\delta R^2 xH}{m+1} \left[\frac{z_2}{r_2^4} + \frac{mz(x^2 - 3z_2^2)}{r_2^6} \right] \quad (14)$$

$$u_{z2} = -\frac{2\varepsilon R^2}{m} \left[\frac{(m+1)z_2}{r_2^2} - \frac{mz(x^2 - z_2^2)}{r_2^4} \right] - 2\delta R^2 H \left[\frac{x^2 - z_2^2}{r_2^4} + \frac{m}{m+1} \frac{2zz_2(3x^2 - z_2^2)}{r_2^6} \right] \quad (15)$$

将上面两式与式 (3)、式 (4) 相加, 就可以得到问题的完全解为

$$u_x = u_{x1} + u_{x2}, \quad u_z = u_{z1} + u_{z2} \quad (16)$$

当 $z=0$ 时, 可以得到地面的垂直位移(隆起)为

$$u_{z=0} = -4\varepsilon HR^2 \frac{1-\mu}{x^2 + H^2} - 2\delta HR^2 \frac{x^2 - H^2}{(x^2 + H^2)^2} \quad (17)$$

3.4 考虑空间效应对位移场的修正

由于本文公式推导中将顶管掘进机局部压力扩展为无限长圆柱体压力, 产生空间放大效应, 导致离掘进机较远处土体产生的理论变形值要大于实测值。为了使计算公式更加符合实际情况, 需要对公式进行修正。

文献[18]提出的修正方法, 对于土体垂直移动, 假设土体移动的收敛与传递距离有关联, 得到修正

系数为 $\psi = \frac{(H-z-R)^2}{[\sqrt{x^2 + (H-z)^2} - R]^2}$, 修正后的计算公式为

$$u_z = \psi(u_{z1} + u_{z2}) \quad (18)$$

通过对大量现场实测数据的分析表明, 水平土体位移随距离的增加基本上成指数衰减。因此, 笔者提出了一个经验修正系数 λ 为

$$\lambda = \exp[-2r^2/(H+R)^2] \quad (19)$$

式中 $r = \sqrt{x^2 + (H-z)^2} - R$, 其他符号同上。

修正后的土体水平移动计算公式为

$$u_x = \lambda(u_{x1} + u_{x2}) \quad (20)$$

4 算例分析

杭州市石桥路某顶管试验段, 采用土压平衡式顶管, 管道外直径为 1 440 mm, 内直径为 1 200 mm, 管节长度为 1.85 m, 覆土深度(地面到轴线)为 4 m。土体从上到下依次为: 人工填土(块石), 层厚为 2 m; 粉土 1 层, 层厚为 1.3 m; 粉土 2 层, 层厚为 1.8 m; 淤泥质粉质黏土层, 层厚为 3 m; 淤泥质黏土层。管道位于粉土 2 层, 该层土的主要物理力学性能指标为: 天然含水量 $\omega = 29.5\%$, 孔隙比 $e = 0.81$, 重度 $\gamma = 19.43 \text{ kN/m}^3$, 泊松比 $\mu = 0.3$, 压缩系数 $a_{1-2} = 0.23 \text{ MPa}^{-1}$, 固结快剪强度指标 $c_{eq} = 8.8 \text{ kPa}$, $\phi_{eq} = 25.0^\circ$ 。

地面变形通过测量桩测量地面垂直向位移进行监测。根据场地情况, 沿垂直于顶管轴线方向布置了 5 个地面沉降观测点, 离轴线距离分别为 0, 1, 2.5, 4, 6 m。深层土层侧向变形由测斜仪进行监测, 在垂直于顶管轴线方向布置了一个水平位移监测断面, 布置了 3 根测斜管, 离轴线距离分别为 1.5, 3.5 m 和 5.5 m, 埋设深度为 10 m。

图 4 为地面隆起曲线, 如图所示, 理论计算曲

线要远大于实测曲线, 修正公式计算得到的结果与实测值大致相符。轴线上方实测的隆起量要稍大于本文方法计算结果, 这是由于理论推导中假设土体受到的是均匀径向挤压力, 而实际土体受到的挤压力上部要比下部稍大, 这样就造成轴线上方实测的隆起量要稍大于本文方法计算结果。近轴线处的地面隆起量要比实测值稍大, 这是由于试验地面原为建筑物基础, 开挖后用碎石回填, 因此使地面土体的压缩模量增大, 从而减小了地面移动。

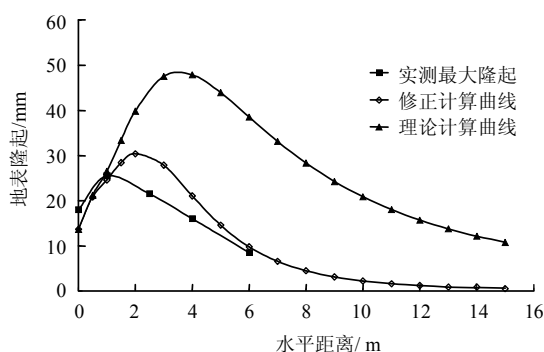


图4 地面隆起曲线

Fig.4 Curves of surface upheaval

文献[3]采用有限元模拟, 施加 0.1 MPa 的附加应力产生的最大地面隆起约为 0.6 mm, 与本文的计算结果 ($p_0 = 3.01$ MPa) 大致相符, 也表明本文方法的正确性。图 5~7 为深层土体水平移动曲线, 如图所示, 随着水平距离的增大, 理论计算结果与实测值误差也越大, 这是由于空间效应的影响。经过修正后, 计算曲线与实测曲线较吻合, 表明修正系数的假设符合土体实际情况。人工填土层 (地面至 2 m 深) 这一层土的水平移动要小于计算值, 与地面隆起规律相一致。在 2 m 以下, 土体比较均匀, 实测曲线与修正计算曲线较吻合。

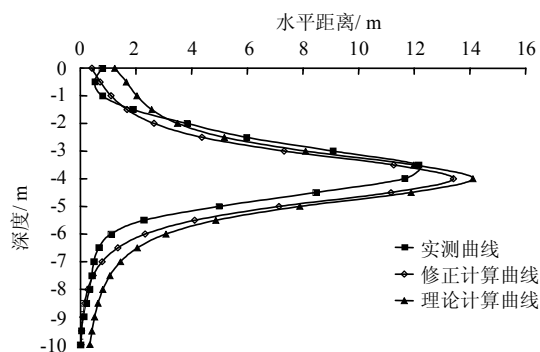


图5 离轴线 1.5 m 处的深层土体水平移动曲线

Fig.5 Curves of horizontal displacement, 1.5 m away from pipe centerline

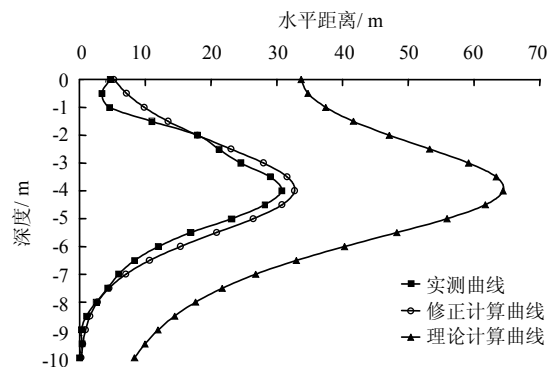


图6 离轴线 3.5 m 处的深层土体水平移动曲线

Fig.6 Curves of horizontal displacement, 3.5 m away from pipe centerline

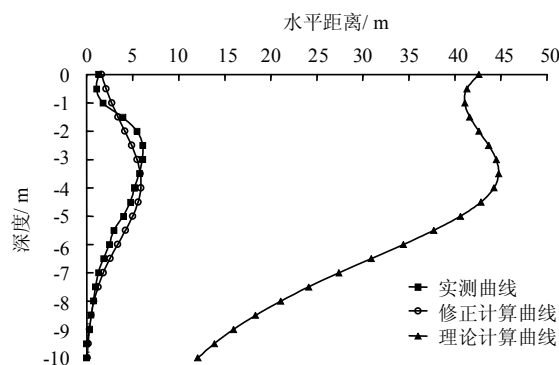


图7 离轴线 5.5 m 处的深层土体水平移动曲线

Fig.7 Curves of horizontal displacement, 5.5 m away from pipe centerline

5 结 语

土压平衡式顶管施工过程中一般都会出现程度不一的挤土现象。开挖面附加支护压力的大小决定了挤土效应的强弱, 因此, 施工时应严格控制支护压力。分析表明, 一方面, 地面隆起可以部分抵消后期沉降; 另一方面, 由于挤土作用使土体受到挤压密实, 在掘进机尾部通过的瞬间, 减小了管道周围土体向建筑空隙的塌落, 使得注浆得以顺利进行, 减小了土体损失的产生。因此, 挤土效应会减小地面总的沉降值与沉降槽宽度。

本文方法可以计算顶管挤土引起的最大地面隆起和垂直于管壁方向的深层土体移动, 适用于正常固结软土, 计算结果与实测数据较吻合。可在本文基础上进一步研究由于顶管挤土对邻近建筑物和地下管线造成的影响。文中假定土体为均匀各向同性的半无限弹性体, 没有考虑掘进机偏斜和注浆压力对土体移动的影响, 与实际情况有一些出入, 需作进一步研究。

参考文献

- [1] 余彬泉, 陈传灿. 顶管施工技术[M]. 北京: 人民交通出版社, 1998. 115—116.
- [2] 方从启. 基于半解析元法研究顶管施工引起的地层运动[D]. 上海: 同济大学, 1998.
- [3] 黄宏伟, 胡昕. 顶管施工力学效应的数值模拟分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(3): 400—406.
- HUANG Hong-wei, HU Xin. 3D numerical analysis of construction mechanics effect of pipe-jacking[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2003, 22(3): 400—406.
- [4] 冯海宁, 龚晓南, 徐日庆. 顶管施工环境影响的有限元计算分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(7): 1 158—1 162.
- FENG Hai-ning, GONG Xiao-nan, XU Ri-qing. Finite element analysis of influence of pipe-jacking construction on environments[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2004, 23(7): 1 158—1 162.
- [5] 房莹光, 莫海鸿, 张传英. 顶管施工扰动区土体变形的理论与实测分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(4): 601—605.
- FANG Ying-guang, MO Hai-hong, ZHANG Chuan-ying. Theoretic and testing analysis of soil deformation in the area of disturbance caused by pipe-jacking[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2003, 22(4): 601—605.
- [6] 魏纲, 徐日庆, 屠玮. 顶管施工引起的土体扰动理论分析及试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(3): 476—482.
- WEI Gang, XU Ri-qing, TU Wei. Testing study and analysis of soil disturbance induced by pipe jacking construction[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2004, 23(3): 476—482.
- [7] 魏纲, 徐日庆, 肖俊, 等. 顶管施工引起的地面变形分析[J]. 中国市政工程, 2002, (4): 27—29.
- WEI Gang, XU Ri-qing, XIAO Jun, et al. Analysis of surface deformation induced by pipe jacking construction[J]. **China Municipal Engineering**, 2002, (4): 27—29.
- [8] 冯海宁, 温晓贵, 魏纲, 等. 顶管施工对土体影响的现场试验研究[J]. 岩土力学, 2003, 24(5): 781—785.
- FENG Hai-ning, WEN Xiao-gui, WEI gang, et al. In-situ test research on influence of pipe jacking on soil[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2003, 24(5): 781—785.
- [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 Foundations**, 1999, 39(3): 113—134.
- [10] 马·谢尔勒. 顶管工程(下册)[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1983, 28—33.
- [11] Sagaseta C. Analysis of undrained soil deformation due to ground loss[J]. **Geotechnique**, 1987, 37(3): 301—320.
- [12] Muir Wood A M. The circular tunnel in elastic ground[J]. **Geotechnique**, 1975, 25(1): 115—127.
- [13] Pender M J. Elastic solutions for a deep circular tunnel[J]. **Geotechnique**, 1980, 30(2): 216—222.
- [14] Verruijt A, Booker J R. Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane[J]. **Geotechnique**, 1996, 46(4): 753—756.
- [15] Loganathan N, Poulos H G. Analytical prediction for tunneling-induced ground movement in clays[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 1998, 124(9): 846—856.
- [16] Lee K M, Rowe R K, Lo K Y. Subsidence owing to tunneling I: Estimating the gap parameter[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1992, 29: 929—940.
- [17] Sagaseta C. Discussion to Verruijt[J]. **Geotechnique**, 1998, 48(5): 709—713.
- [18] Sagaseta C. Author's reply to Schmidt[J]. **Geotechnique**, 1988, 38(4): 647—649.