

DOI: 10.11779/CJGE201409019

盾构隧道施工松动土压力计算方法研究

黎春林

(铜陵学院建筑工程学院, 安徽 铜陵 244000)

摘要: 在盾构隧道施工中, 因管片支护和注浆填充, 隧道拱顶土体位移受限制, 土拱效应不完全发挥, 土体剪应力小于其抗剪强度, 使得 Terzaghi 松动土压力理论不适用于盾构隧道。针对这一情况, 在 Handy 理论基础上推导了土的侧压力系数计算公式, 得出侧压力系数的变化规律, 其值与主应力旋转角度相关, 其大小在主动土压力系数和被动土压力系数之间变化; 并认为土拱效应的发挥和隧道拱顶位移相关, 据此, 在 Terzaghi 松动土压力理论基础上推导了一种可以考虑地层损失和管片刚度的松动土压力计算公式; 并通过对土拱高度的讨论, 提出一种简化的隧道施工扰动范围判断方法。

关键词: 盾构隧道; 不完全土拱效应; 松动土压力; 施工扰动

中图分类号: TU472 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2014)09-1714-07

作者简介: 黎春林(1971-), 男, 安徽宿松人, 博士, 副教授, 主要从事岩土工程设计研究。E-mail: lichunlin111@126.com。

Method for calculating loosening earth pressure during construction of shield tunnels

LI Chun-lin

(School of Civil and Architectural Engineering, Tongling University, Tongling 244000, China)

Abstract: Due to the limitations on vault displacement, such as lining segment support and synchronous grouting, the soil arching effect only plays partial function during construction of shield tunnels, and the shear stress of soil is less than its shear strength. Terzaghi's loosening earth pressure theory cannot be used for this case. To solve this problem, a method for calculating lateral pressure coefficient is deduced based on the Handy's theory. The results show that the lateral pressure coefficient is associated with the rotation angle of the principal stress, and its value varies between coefficients of active and passive earth pressures. Subsequently, the development of soil arching effect is related to the vault displacement of the tunnels. Accordingly, a computational formula for loosening earth pressure is proposed considering the ground loss and the stiffness of the segment based on the Terzaghi's theory. Finally, a simplified method for predicting construction disturbance scope of tunnels is put forward by studying soil arching height.

Key words: shield tunnel; partially-developed soil arching effect; loosening earth pressure; construction disturbance

0 引言

在岩土工程界, 与土拱效应有关的理论及试验研究较多, 其中影响最大使用最广的要算太沙基土压力理论^[1]。Terzaghi 基于砂土的活动门试验证实了土拱效应的存在, 认为土拱效应是由于土体的不均匀位移引起的, 并假定靠近隧道的部分土体出现松弛, 土体内的剪应力达到其抗剪强度。太沙基松动土压力理论虽然在围岩土压力计算中已被广泛应用, 但主要是建立在矿山法隧道基础上。盾构隧道施工与传统的矿山法施工工艺有较大的不同, 在盾构隧道施工过程中, 因管片支护和同步注浆等因素, 隧道拱顶位移受到约束, 土拱效应不能充分发挥, 将太沙基松动土压力用于盾构隧道设计中是偏于不安全的^[2]。基于此, 本文

将根据盾构施工的特点, 针对土拱效应的部分发挥(即土体中的剪应力未达到其抗剪强度), 提出可以考虑施工因素的管片松动土压力计算方法。

1 太沙基松动土压力理论讨论

Terzaghi 根据试验观测, 推导了活动门上竖向应力 σ_v 的解析表达式^[1]

$$\sigma_v = \frac{B_1 \gamma - c}{K \tan \varphi} (1 - e^{-\frac{K \tan \varphi \cdot h}{B_1}}) + q e^{-\frac{K \tan \varphi \cdot h}{B_1}} \quad (1)$$

式中 K 为侧压力系数; φ 为土的内摩擦角; c 为土

基金项目: 国家自然科学基金项目(51108078); 安徽省自然科学基金项目(1408085ME98); 铜陵学院人才科研启动基金项目(2012tlxyrc07)

收稿日期: 2013-10-11

的黏聚力; γ 为土的重度; h 为上覆土厚度; q 为上部荷载; B_1 为松动带宽度。

如果隧道埋深较大, 土拱效应不能向地表无限延伸, 假定在隧道拱顶以上 D_1 区域内有土拱效应存在, 太沙基认为仅仅这部分土体内存在剪应力, D_1 的大小根据太沙基试验, 约等于 $1.5B$ (B 为土拱的跨度)。Kezdi 认为, 对于圆形隧道, D_1 应该为隧道直径的 $1.5\sim 3.0$ 倍^[3]。在 D_1 范围以上部分为等沉面, 土中剪应力为零, 没有土拱效应, 可以看做是分布荷载的一部分, 这样, 太沙基松动土压力公式应写成下面的形式:

$$\sigma_v = \frac{B_1 \gamma - c}{K \tan \phi} \left(1 - e^{-\frac{K \tan \phi \cdot D_1}{B_1}} \right) + (q + \gamma D_2) \cdot e^{-\frac{K \tan \phi \cdot D_1}{B_1}}. \quad (2)$$

式 (2) 中 D_1 和 D_2 的含义如图 1 所示。

式 (1) 和式 (2) 较好地反映了土中剪应力的发挥引起的应力转移, 此后被广泛应用于计算地下隧道、管道等松动土压力的计算。

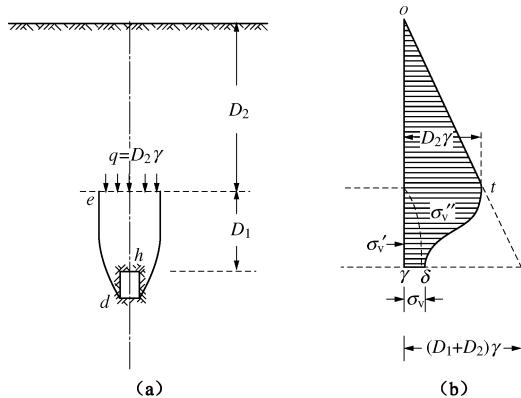


图 1 太沙基松动土压力轮廓图^[4]

Fig. 1 Loosening earth pressure above a tunnel^[4]

尽管土拱理论在地下工程中已得到广泛应用, 但存在以下问题需要作进一步探讨:

(1) Terzaghi 假定土体处于极限平衡状态, 没有考虑对土拱效应发挥起关键作用的拱顶位移这一影响因素, 而在实际工程中, 常常要限制土体的变形 (例如: 盾构隧道), 土拱效应不能完全发挥, 土中剪应力小于抗剪强度, 此种情况下松动土压力的计算有进一步讨论的必要。

(2) 即使土体充分下移, 土拱效应充分发挥, 土体也不一定能达到极限状态, 换句话说, 如果土体抗剪强度较大, 不能形成连续的滑动面, 则太沙基的假定也不成立。例如对于地质条件较好的围岩, 利用 Terzaghi 松动土压力公式甚至还会出现松动土压力为负值的结论, 明显与实际不符。

(3) 太沙基在推导松动土压力计算公式时为简化分析, 取侧向土压力系数为定值 1, 而实际上该值是一与土体位置相关的变量, 并且其大小与土拱效应的

发挥程度相关。

(4) 土体拱顶位移和管片刚度直接影响到土拱效应的发挥, 从而进一步影响到松动土压力 (管片支护力) 的大小; 而传统土拱理论对土体拱顶位移、管片刚度和管片支护力之间的相互影响关系没有作进一步的讨论。

(5) Terzaghi 根据试验结果提出了等沉面概念, 认为等沉面以上土体内没有剪应力, 土体没有受到扰动, 但其等沉面高度只凭经验给出, 缺乏理论依据。

2 土拱效应下侧压力系数变化规律

Terzaghi 松动土压力公式中侧压力系数等于 1, Handy^[5]、Giroud 等^[6]、陈若曦等^[7]及武军等^[8]则认为土压力系数为与有效内摩擦角有关的定值。而实际上, 当土中存在土拱效应时, 其土压力系数不是一个定值, 其大小与土体空间位置及土拱效应的发挥程度相关, 下文进行分析。

对于盾构隧道施工, 因为盾尾注浆, 限制了拱顶上覆土体的变形, 土体内剪应力不能充分发展至其抗剪强度, 这种土拱效应没有充分发展的土拱被称之为不完全土拱^[9-10]。这时, 土体在管片支撑力和不完全土拱的共同作用下保持平衡。

文献[5]认为土拱为主应力拱, 并采用莫尔圆求解土拱效应发挥后土中应力和侧压力系数。本文在其基础上推导土拱效应不完全发挥时土中剪应力和侧压力系数的计算方法, 为简化分析, 以砂性土为例进行研究。

图 2 为隧道开挖土拱效应不完全发挥土中应力示意图, 图中: σ_1 为最大主应力, σ_3 为最小主应力, σ_v 为土的竖向应力, σ_h 为土的侧向应力, τ 为剪应力, ϕ 为土的内摩擦角, θ 为最大主应力方向与水平方向的夹角, 隧道开挖前, 最大主应力方向在竖直方向, θ 为 $\pi/2$ 。由图 2, 土中剪应力、竖向应力和侧向应力分别可表示为

$$\tau = (\sigma_h - \sigma_3) \tan \theta = \sigma_h \tan \alpha, \quad (3)$$

$$\sigma_h = \sigma_1 \cos^2 \theta + \sigma_3 \sin^2 \theta, \quad (4)$$

$$\sigma_v = \sigma_1 \sin^2 \theta + \sigma_3 \cos^2 \theta. \quad (5)$$

将式 (4)、(5) 均除以 σ_1 , 可得

$$\frac{\sigma_h}{\sigma_1} = \cos^2 \theta + K_a \sin^2 \theta, \quad (6)$$

$$\frac{\sigma_v}{\sigma_1} = \sin^2 \theta + K_a \cos^2 \theta. \quad (7)$$

式 (6) 和式 (7) 中 $K_a = \sigma_3 / \sigma_1$, 为土体主动土压力系数, 因为隧道开挖土拱形成, 土体内应力释放为主动状态。

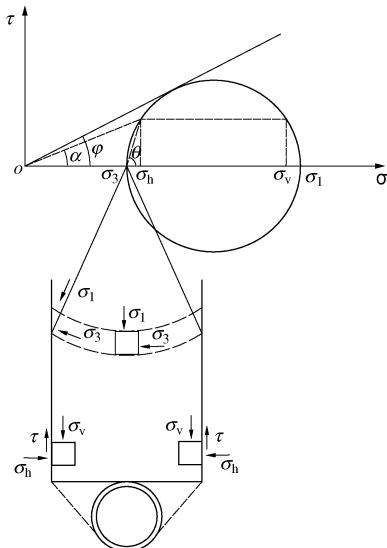


图2 土拱效应土中应力示意图

Fig. 2 Sketch of stress for soil arching effect

用式(6)除以式(7)得

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\cos^2 \theta + K_a \sin^2 \theta}{\sin^2 \theta + K_a \cos^2 \theta} = \frac{1 + K_a \tan^2 \theta}{\tan^2 \theta + K_a}。 \quad (8)$$

式中 K 为土拱效应部分发挥后土中侧向压力系数; K_a 为主动土压力系数, $K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$ 。

由式(8)可知, K 与 θ 相关。如果主应力轴没有偏转, 即 $\theta = 90^\circ$, 这时 $K = K_a$; 如果因为盾构开挖, 土体内某点主应力轴方向旋转 $\pi/2$, 则 $\theta = 0^\circ$, 这时 $K = \frac{1}{K_a} = K_p$, 式中, K_p 为被动土压力系数, $K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$ 。也就是说, 随着主应力轴方向的旋转, 土的侧压力系数在主动土压力系数和被动土压力系数之间变化。这说明因为土拱效应的存在, 使得土体的侧压力系数不再是一定值。土体内主应力轴偏转角度越大, 土拱效应发挥越充分, 则侧压力系数越大。

将式(4)与式(3)联立可得

$$\tan \alpha = \frac{(1 - K_a) \tan \theta}{1 + K_a \tan^2 \theta}， \quad (9)$$

将式(3)、(8)、(9)联立可求得土中剪应力 τ :

$$\tau = \frac{K \sigma_v (1 - K_a) \tan \theta}{1 + K_a \tan^2 \theta}。 \quad (10)$$

由式(10)可知, 土中剪应力 τ 的大小与 θ 值密切相关。对于盾构隧道施工, θ 的大小又与地层损失、注浆压力、注浆量、管片刚度等施工因素密切相关。

3 不完全土拱效应下土体竖向应力及管片支护力的计算

3.1 不完全土拱效应下松动土压力公式推导

在土中取单元体进行分析, 如图3所示。

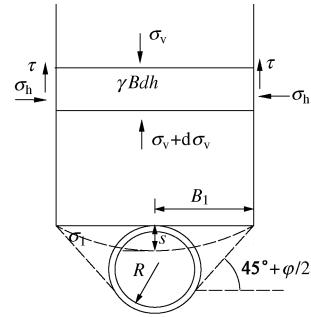


图3 无黏性土松动区土体平衡示意图

Fig. 3 Free body in loosening zone of cohesionless soil

图3与太沙基采用的土体单元受力分析图的区别在于考虑土拱效应部分发挥, 用剪应力 τ 代替了抗剪强度 τ_f 。由力的平衡可得该单元体处的竖向应力为

$$d\sigma_v = \left(\gamma - \frac{2\tau}{B} \right) dh， \quad (11)$$

式中, γ 为土体重度, h 为土体埋深, B 为滑动土柱宽度, 即土拱跨度, $B = 2B_1$, 由图3可知

$$B_1 = R \cot \left(\frac{\pi/4 + \varphi/2}{2} \right)。 \quad (12)$$

将式(10)代入式(11), 并令 $A_1 = \frac{K(1 - K_a) \tan \theta}{1 + K_a \tan^2 \theta}$,

则:

$$d\sigma_v = \left(\gamma - \frac{2A_1 \sigma_v}{B} \right) dh， \quad (13)$$

对式(13)分离变量, 得

$$\frac{d\sigma_v}{\gamma - \frac{2A_1 \sigma_v}{B}} = dh， \quad (14)$$

两边积分得

$$-\frac{B}{2A_1} \ln \left(\gamma - \frac{2A_1 \sigma_v}{B} \right) = h + C_1， \quad (15)$$

即

$$\gamma - \frac{2A_1 \sigma_v}{B} = C_2 e^{-\frac{2A_1}{B} h}， \quad (16)$$

式中, $C_2 = e^{-\frac{2A_1}{B} C_1}$, 变换方程, 式(16)可变换成下面的形式:

$$\sigma_v = \frac{B\gamma}{2A_1} + C_3 e^{-\frac{2A_1}{B} h}， \quad (17)$$

式中, $C_3 = -\frac{B}{2A_1} C_2$ 。

如果地表有均布荷载 q , 把初始条件 $\sigma_v|_{h=0} = q$, 代入通解(17), 得

$$C_3 = q - \frac{B\gamma}{2A_1}。$$

于是求得土中竖向应力 σ_v :

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \frac{B\gamma}{2A_1} (1 - e^{-\frac{2A_1 h}{B}}) + q e^{-\frac{A_1 h}{B}} \\ &= \frac{B_1 \gamma}{A_1} (1 - e^{-\frac{A_1 h}{B_1}}) + q e^{-\frac{A_1 h}{B_1}}.\end{aligned}\quad (18)$$

从上式可以看出, 当 h 非常大时, σ_v 趋向于一个常数, 其值大小为

$$\sigma_v = \frac{B_1 \gamma}{A_1},$$

如果地表没有荷载, 把初始条件 $\sigma_v|_{h=0}=0$, 代入通解 (17), 得

$$C_3 = -\frac{B_1 \gamma}{A_1}.$$

于是求得土中竖向应力为

$$\sigma_v = \frac{B_1 \gamma}{A_1} (1 - e^{-\frac{A_1 h}{B_1}}), \quad (19)$$

同样, 当 h 非常大时, σ_v 趋向于一个常数: $\sigma_v = \frac{B_1 \gamma}{A_1}$ 。

式 (18) 和式 (19) 没有考虑土的黏聚力, 如果是黏性土, 建立土体单元力平衡条件时需要考虑土的黏聚力, 如图 4 所示, 列出微分方程:

$$d\sigma_v = \left(\gamma - \frac{2A_1 \sigma_v}{B} - \frac{2c}{B} \right) dh.$$

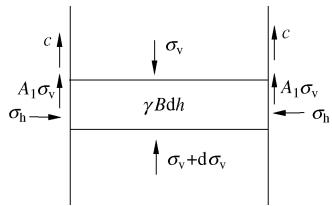


图 4 黏性土松动区土体平衡示意图

Fig. 4 Free body in loosening zone of cohesive soil

这样按无黏性土相同的步骤通过积分可以得出土的竖向应力, 地表有均布荷载时:

$$\sigma_v = \frac{B_1 \gamma - c}{A_1} (1 - e^{-\frac{A_1 h}{B_1}}) + q e^{-\frac{A_1 h}{B_1}}. \quad (20)$$

地表无荷载时:

$$\sigma_v = \frac{B_1 \gamma - c}{A_1} (1 - e^{-\frac{A_1 h}{B_1}}). \quad (21)$$

3.2 本文松动土压力公式和太沙基公式的比较

太沙基松动土压力公式:

$$\sigma_v = \frac{B_1 \gamma - c}{K \tan \phi} (1 - e^{-\frac{K \tan \phi \cdot h}{B_1}}) + q e^{-\frac{K \tan \phi \cdot h}{B_1}}. \quad (22)$$

本文提出的不完全土拱松动土压力公式:

$$\sigma_v = \frac{B_1 \gamma - c}{A_1} (1 - e^{-\frac{A_1 h}{B_1}}) + q e^{-\frac{A_1 h}{B_1}}. \quad (23)$$

比较式 (22) 和式 (23) 可以发现, 如果用 $A_1 \Leftrightarrow K \tan \phi$, 则两者完全相同。在太沙基松动土压

力公式中认为 $K \tan \phi$ 是一个常量, 而式 (23) 中 A_1 不再是一个常量, 其值大小与 θ 密切相关, 而 θ 的大小取决于土拱效应发挥的程度, 是一个与施工因素密切相关的量, 如盾构施工的地层损失、注浆时机、管片刚度等都会影响到土拱效应的发挥。因此式 (23) 相比式 (22) 更合理, 它可以结合具体的工程实际分析土拱效应的发挥程度, 并进一步计算松动土压力的大小。

4 不同地层损失率下的松动土压力

式 (18) ~ (21) 中 A_1 是一个关键性的参数, 对于砂性土 $A_1 = \frac{K(1 - K_a) \tan \theta}{1 + K_a \tan^2 \theta}$ 。 A_1 越大, 土拱效应发挥越充分, 土中竖向应力衰减越快, 并且随着深度的增加 σ_v 最终趋近的稳定值越小。由 A_1 的表达式可知, A_1 与土的主动土压力系数 K_a 及地层损失相关, 主动土压力系数 K_a 越小, 地层损失越大, 则 A_1 越大, 土中的剪应力也越大, 而作用在管片上的土压力越小。

地层损失引起 θ 的变化, 使得 θ 由施工前的 $\pi/2$ 逐渐减小。随着地层损失的增大, θ 减小的幅度也越大, 从而影响到 A_1 值的大小, 进而影响到管片上的松动土压力。下面具体地讨论地层损失率和松动土压力的关系。

$$\begin{aligned}A_1 &= \frac{K(1 - K_a) \tan \theta}{1 + K_a \tan^2 \theta} \\ &= \frac{1 + K_a \tan^2 \theta}{\tan^2 \theta + K_a} \cdot \frac{(1 - K_a) \tan \theta}{1 + K_a \tan^2 \theta}.\end{aligned}\quad (24)$$

在 K_a 一定的情况下, A_1 由 $\tan \theta$ 唯一确定。 $\tan \theta$ 取决于地层损失率, 也即拱顶位移 S 的大小, 可由下面的方法确定。

根据图 5 可以列出下面的方程:

$$L^2 = (L - S)^2 + B_1^2, \quad (25)$$

即

$$L = \frac{S^2 + B_1^2}{2S}, \quad (26)$$

则

$$\tan \theta = \frac{L - S}{B_1} = \frac{B_1}{2S} - \frac{S}{2B_1}. \quad (27)$$

由式 (27) 可知, $\tan \theta$ 与拱顶位移 S 的大小密切相关, S 越大, $\tan \theta$ 越小, 也即主应力的旋转角度越大。根据 S 和 $\tan \theta$ 的关系得到 A_1 , 再由式 (20) 或式 (21), 可以进一步建立 S 和松动土压力之间的关系。

算例: 某盾构区间, 隧道直径 6.2 m, 覆土厚度 20 m, 隧道轴线埋深 23.1 m, 砂性土, 土的重度 20 kN/m³, 土的内摩擦角分别取: $\phi = 30^\circ$ 和 $\phi = 15^\circ$, 对应的主动土压力系数分别为 $K_a = 0.33$ 和 0.59, 拱顶

位移分别取: 0, 5, 10, 15, …, 80 mm, 不同的拱顶位移下松动土压力与原始土压力之比如图 6 所示。

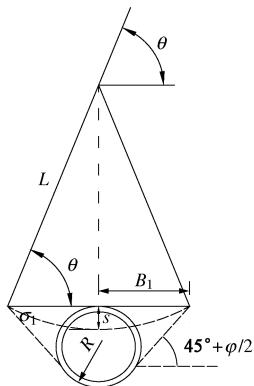


图 5 $\tan \theta$ 计算示意图
Fig. 5 Calculation of $\tan \theta$

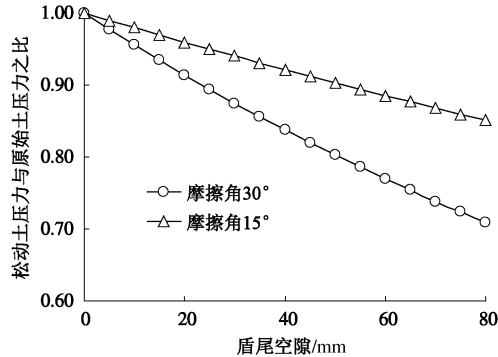


图 6 隧道不同拱顶位移下管片上的土压力

Fig. 6 Earth pressure on shield lining segment under different vault displacements of tunnel

计算结果显示, 管片上的松动土压力随着拱顶位移的增加而减小, 其原因是拱顶位移越大, 土拱效应发挥越充分, 土体本身的强度得到了充分的利用, 管片上承担的荷载逐渐减小。而拱顶位移取决于地层损失、注浆效果和管片刚度, 因此管片的松动土压力大小与施工参数及管片的选取密切相关。另, 松动土压力与土的内摩擦角相关, 土的内摩擦角越大, 土拱效应发挥越充分, 松动土压力越小。

5 土拱高度的讨论及施工扰动范围

当隧道覆土较厚时, 土拱效应不可能影响整个覆土深度。图 7 是根据式 (21) 得出的土压力随深度的变化曲线, 随着深度增加, 松动土压力趋于一恒定值; 当隧道埋深超过某一深度后, 其拱顶松动土压力的变化可以忽略不计, 这一深度被称之为土拱高度。在土拱高度以上土体的重量由土拱将其分散到隧道两侧的土体中, 不会引起拱顶土压力的变化; 并可以认为土拱高度以上土体没有受到隧道施工扰动^[4]。

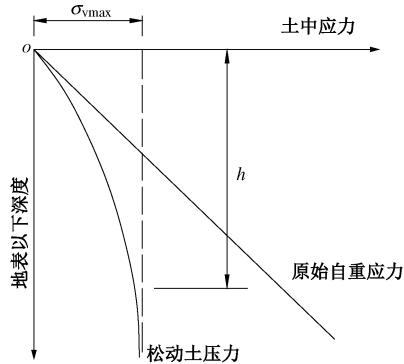


图 7 松动土压力随深度的变化

Fig. 7 Variation of loosening earth pressure with depth

关于土拱高度在学术界存在几种相近的概念, 现分述如下。

(1) 土的松动高度 h_0 ^[11]

$$h_0 = \frac{\sigma_{vmax}}{\gamma} \quad (28)$$

式 (28) 中 σ_{vmax} 为拱顶最大土压力, 也即随着隧道埋深的增加, 其松动土压力最终趋近的极限值, 根据式 (23), 可知 $\sigma_{vmax} = \frac{B_1 \gamma - c}{A_1}$, 其含义如图 7 所示。

土的松动高度 h_0 并不能代表土的实际松动 (扰动) 范围, 太沙基根据试验结果^[12], 认为土的实际松动范围的高度 D_1 要远远的大于 h_0 , 太沙基将 h_0 称为有效高度, 因为这个高度代表了实际上作用在隧道拱顶的土压力, 即拱顶实际的土压力等于 h_0 乘以单位土体的重量。

(2) 等沉面高度 D_1

为了表明土的扰动范围, 太沙基提出了等沉面的概念, 认为土拱效应是因为土的不均匀沉降产生的, 在等沉面以上的土体, 没有不均匀沉降, 土中也因此没有剪应力产生, 土体也可以认为没有受到扰动, 并提出了等沉面高度 D_1 的一个估算公式:

$$D_1 \approx 1.5B = 3B_1 \quad (29)$$

式 (29) 中等沉面高度 D_1 更能代表土体实际的扰动范围, 但是太沙基只是给出了一个定性的概念, 没有从理论上对其进行分析, 给出的也仅仅是一个经验值, 不同的土质条件和施工因素都会影响 D_1 值的大小, 式 (29) 不能满足工程实际的需要。

(3) 本文观点: 松动土压力趋于稳定时的深度 h'

根据土拱的定义, 在土拱高度以上的土体, 其重量由土拱扩散到了隧道两侧的土体中, 不会影响到拱顶的土压力。由图 7 可知, 随着隧道覆土深度的增加, 拱顶土压力是无限向其最大值逼近的, 开始时土压力随着覆土厚度的增加而增加得很快, 达到一定深度后变化很缓慢。基于此, 笔者认为土拱高度可以这样确定, 在此高度处, 拱顶土压力达到其最大值的某一百

分比 ψ (例如 95%)。根据不完全土拱理论, 假定以拱顶土压力与拱顶松动土压力最大值 $\sigma_{v\max}$ 的比值为 ψ 时的覆土厚度为土拱高度范围, 则土拱高度计算公式推导如下。

假定盾构在自由地层下开挖, 由式 (19) 有

$$\frac{B_1\gamma}{A_1}(1-e^{-\frac{A_1h'}{B_1}})=\frac{B_1\gamma}{A_1}\cdot\psi \quad , \quad (30)$$

对式 (30) 进行方程变换, 则

$$h'=-\frac{B_1}{A_1}\ln(1-\psi) \quad . \quad (31)$$

由式 (31) 可以求取土拱高度, 在土拱高度以上的土体内没有沉降差, 土中也没有剪应力存在, 可以认为没有受到盾构施工的扰动。若取 $\psi=95\%$, 则由式 (31) 得土拱高度 $h'=3B_1/A_1$ 。式 (31) 为判断隧道施工拱顶土体扰动的范围提供了一种简易的计算方法。

6 管片支护力和管片刚度的关系

隧道管片支护力的大小是一个非常重要的指标, 直接决定着管片设计的选材、尺寸和配筋等, 对隧道运营安全和工程造价有着重大的影响。

假定管片构成的支护结构其力学特性是线弹性的, 则支护力 σ_a 和它的径向位移 (u_a-u_0) 成线性关系^[13], 即

$$\sigma_a=K_s(u_a-u_0) \quad , \quad (32)$$

式中, u_a 为平衡时隧道洞周径向位移, u_0 为注浆开始发挥作用时隧道周边位移值。

很明显, 管片刚度 K_s 越小, 径向位移越大。假定隧道洞周位移相同, 即拱顶位移 S 等于径向位移 (u_a-u_0) 。根据不完全土拱理论, 拱顶位移越大, 土拱效应发挥越充分, 松动土压力越小, 松动土压力减小又使得拱顶位移减小。因此隧道拱顶位移和松动土压力是一个相互影响的过程, 最后达到一种平衡状态, 要获得比较准确的拱顶位移和管片支护力, 必须采用迭代计算的方法, 下面来作具体的分析。

由式 (23), 有 $\sigma_v=\frac{B_1\gamma-c}{A_1}(1-e^{-\frac{A_1h}{B_1}})+qe^{-\frac{A_1h}{B_1}}$, 式

中, A_1 值可以根据拱顶位移 S 由式 (24) 和 (27) 求取。

要想达到平衡, 则必然存在 $\sigma_a=\sigma_v$ 。

根据这一思路, 管片支护力大小和拱顶位移的计算步骤如下:

(1) 首先假定一支护压力 σ_a 。

(2) 代入式 $\sigma_a=K_s(u_a-u_0)$ 中计算洞周径向位移 u_a-u_0 (即拱顶位移 S)。

(3) 将 S 代入式 (27) 求取 $\tan\theta$, 再由式 (24) 求取 A_1 , 随后将 A_1 代入式 $\sigma_v=\frac{B_1\gamma-c}{A_1}(1-e^{-\frac{A_1h}{B_1}})+qe^{-\frac{A_1h}{B_1}}$ 中求取 σ_v 。

(4) 如果 $\sigma_a=\sigma_v$, 表明开始的假定是正确的, 管片支护力大小就为 σ_a ; 如果两者不相等, 则将 σ_v 代入式 (32) 中, 即通过等式 $\sigma_v=K_s(u_a-u_0)$ 再一次求取洞周径向位移 u_a-u_0 , 再将 u_a-u_0 代入式 (27) 求取 $\tan\theta$, 再由式 (24) 求取 A_1 , 再将 A_1 代入式 $\sigma'_v=\frac{B_1\gamma-c}{A_1}(1-e^{-\frac{A_1h}{B_1}})+qe^{-\frac{A_1h}{B_1}}$ 中求取 σ'_v , 比较 σ'_v 值和 σ_a 的大小, 如果两者相等, 终止计算, 管片支护力大小就为 σ'_v ; 如果不相等, 则再一次循环计算, 直至两者相等。

采用这种方法计算管片支护力, 充分考虑了管片刚度和地层损失对土拱效应发挥的影响, 相比太沙基松动土压力理论更加适合于工程应用。通过预先假定一个近似值, 采用循环迭代的方式对管片支护力和拱顶位移进行计算, 一般迭代 3~5 次就能得到比较精确的结果。

7 结 论

(1) 当存在土拱效应时, 土的侧压力系数不再是一定值, 其值与主应力旋转角度有关系, 也即与盾构施工的地层损失、应力释放等影响拱顶位移的施工因素有关, 其大小在 $[K_a, K_p]$ 范围内变化。

(2) 隧道开挖后隧道管片上的松动土压力比上覆自重会有很大的减小, 减小的程度与土拱效应的发挥有关系; 拱顶位移越大, 土拱发挥越完全, 管片松动土压力越小, 土中剪应力越大。

(3) 根据土拱高度的定义和松动土压力随深度的变化规律, 推导了土拱高度的计算公式, 并据此提出了盾构施工扰动的一种简化计算方法。

(4) 因隧道拱顶位移和松动土压力相互影响, 管片刚度也会影响其最终支护力的大小, 根据本文提出的松动土压力公式, 提出了精确计算隧道管片支护力和拱顶位移的迭代计算方法。

参考文献:

- [1] TERZAGHI K. Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap-door[C]// Proceedings of First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Cambridge, Massachusetts, 1936: 307~311.
- [2] 朱伟, 钟小春, 加瑞. 盾构隧道垂直土压力松动效应

- 的颗粒流模拟[J]. 岩土工程学报, 2008, 30(5): 750 - 754. (ZHU Wei, ZHONG Xiao-chun, JIA Rui. Simulation on relaxation effect of vertical earth pressure for shield tunnels by particle flow code[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, 30(5): 750 - 754. (in Chinese))
- [3] KEZDI A. Lateral earth pressure[M]// Foundation Engineering Handbook, WINTERKORN H F, FANG H Y, ed. New York: Van Nostrand Reinhold Co., 1986: 147 - 220.
- [4] TIEN H J. A literature study of the arching effect[D]. Taiwan: Taiwan University, 1996.
- [5] HANDY R L. The arch in soil arching[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1985, 111(3): 302 - 317.
- [6] GIROUNDS J P, BONAPARTE R, BEECH J F, et al. Design of soil layer-geosynthetic systems overlying voids[J]. Geotextiles and Geomembranes, 1990, 9(1): 11 - 50.
- [7] 陈若曦, 朱斌, 陈云敏, 等. 基于主应力轴旋转理论的修正 Terzaghi 松动土压力[J]. 岩土力学, 2010, 31(5): 1402 - 1406. (CHEN Ruo-xi, ZHU Bin, CHEN Yun-min, et al. Modified Terzaghi loozening earth pressure based on theory of main stress axes rotation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 31(5): 1402 - 1406. (in Chinese))
- [8] 武军, 廖少明, 张迪. 基于颗粒流椭球体理论的隧道极限松动区与松动土压力[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(4): 714 - 721. (WU Jun, LIAO Shao-ming, ZHANG Di. Loosening zone and earth pressure around tunnels in sandy soils based on ellipsoid theory of particle flows[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(4): 714 - 721. (in Chinese))
- [9] 王非, 缪林昌. 落水洞上覆路堤土工加筋设计新方法[J]. 东南大学学报, 2009, 39(6): 1217 - 1221. (WANG Fei, MIAO Lin-chang. New designmethod of geosynthetic-reinforced embankment over sinkholes[J]. Journal of Southeast University: Natural Science, 2009, 39(6): 1217 - 1221. (in Chinese))
- [10] 吕伟华, 缪林昌, 王非. 基于不完全土拱效应的土工格栅加固机制与设计方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(3): 632 - 639. (LÜ Wei-hua, MIAO Lin-chang, WANG Fei. Mechanism of geogrid reinforcement based on pratially developed soil arch effect and design method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(3): 632 - 639. (in Chinese))
- [11] 张凤祥, 朱合华, 傅德明. 盾构隧道[M]. 北京: 人民交通出版社, 2004. (ZHANG Feng-xiang, ZHU He-hua, FU De-ming. Shield tunnel[M]. Beijing: China Communications Press, 2003. (in Chinese))
- [12] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: John Wiley and Sons, 1943: 66 - 76.
- [13] WARD W H. Ground support for tunnels in weak rocks[J]. Géotechnique, 1978(2): 133 - 170.

《建筑科学与工程学报》2015 年征订通知

《建筑科学与工程学报》是国家教育部主管, 长安大学与中国土木工程学会联合主办的学术性期刊, 是《中文核心期刊要目总览》2011 版来源期刊, 主要报道建筑科学与工程领域的最新研究成果, 包括建筑结构、地下建筑与基础工程、防灾减灾、桥梁工程、建筑材料、建筑学、市政工程、力学等专业及相关领域的科研、设计、施工方面的研究成果与工程实践总结; 优先报道国家级科学基金项目以及国内外重大工程项目产生的研究成果。

《建筑科学与工程学报》的主要读者对象为: 建筑科学与工程领域的科研人员、工程技术人员、大专院校师生及管理决

策人员。

《建筑科学与工程学报》从 2015 年起改为双月刊, 单月出版, 大 16 开本, 112 页, 每期定价 30.00 元 (含邮寄费), 全年共 180.00 元, 国内外公开发行, 邮发代号: 52-140, 订阅时也可直接汇款至《建筑科学与工程学报》编辑部, 欢迎国内外读者订阅!

在线投稿: <http://jace.chd.edu.cn>, 地址: 西安市南二环路中段长安大学, 邮编: 710064, 电话: (029)82334397, E-mail: jzxb@chd.edu.cn。

(《建筑科学与工程学报》编辑部 供稿)