

DOI: 10.11779/CJGE201707009

盾构隧道开挖面极限支护压力研究

徐前卫¹, 唐卓华², 朱合华³, 王国富², 路林海²

(1. 同济大学道路与交通工程教育部重点实验室, 上海 201804; 2. 济南轨道交通集团有限公司, 山东 济南 250101;
3. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘要: 针对盾构隧道开挖面稳定的极限支护压力, 通过理论计算与现场实测的对比分析, 提出了不同地层隧道上覆土压力的计算原则, 将条分法的思想引入盾构开挖面的稳定性分析, 导出了开挖面稳定的极限状态方程, 据此可求得盾构隧道开挖面稳定的极限支护压力。最后, 结合具体的工程实践, 将前述理论和方法应用于临界滑动面的搜索和极限支护压力的计算。上述研究成果对于指导盾构隧道的设计与施工具有重要的作用。

关键词: 盾构隧道; 开挖面稳定性; 上覆土压力; 极限支护压力

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)07-1234-07

作者简介: 徐前卫(1973-), 男, 副教授, 博士生导师, 主要从事隧道与地下结构工程等方面的教学和科研工作。E-mail: xuqianwei@tongji.edu.cn。

Limit support pressure at excavation face of shield tunnels

XU Qian-wei¹, TANG Zhuo-hua², ZHU He-hua³, WANG Gguo-fu², LU Lin-hai²

(1. Key Laboratory of Road and Traffic Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 201804, China; 2. Jinan Rail Transit Group Co., Ltd., Jinan 250101, China; 3. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: According to the limit support pressure at excavation face of shield tunnels, the principles for calculating the covered earth pressure of tunnels in different strata are proposed by comparing the theoretical calculation with the field measurement, and the limit state equation for excavation face stability is deduced by using the slice method to analyze the excavation face stability of shield tunnels. Hereby, the limit support pressure at excavation face of shield tunnel can be solved. Finally, based on the specific engineering practice, the aforementioned theories and methods are used in searching the critical sliding surface and calculating the limit support pressure. The research results are important in guiding the design and construction of shield tunnels.

Key words: shield tunnel; excavation face stability; overburden earth pressure; limit support pressure

0 引言

目前, 国内外一些学者通过采用理论分析法对盾构隧道开挖面极限支护压力进行了研究^[1-12]。通过深入分析这些学者的研究可以发现: 极限分析法没有考虑渗透力、土拱效应对盾构开挖面稳定性的影响, 得出的开挖面极限支护压力偏大, 计算中事先假定的边界也与实际有出入, 故其在盾构隧道开挖面极限支护压力分析中的应用有待进一步完善; 极限平衡法虽然可以考虑地下水的渗透作用, 也具有计算简便的优势, 但其计算结果与现场实际相差较大, 因此有必要针对盾构隧道开挖面极限支护压力进行深入研究。

1 盾构隧道上覆土压力的确定

盾构隧道通常具有一定的埋深, 施工时刀盘的切

削开挖易引起地层的应力释放, 进而导致隧道上方部分土体发生下移, 由于土颗粒间的相互错动会产生应力传递, 因而隧道上方的周围土体会对下移的土体产生一定的制约作用, 这使得隧道上覆土压力要小于地层的原始应力, 国内外的相关模型试验也证明了这一点^[13-14]。

日本规范规定, 如果覆土厚度小于隧道外径, 一般不考虑地基的拱效应, 按全覆土理论计算上覆土压力较为妥当; 如果覆土厚度大于隧道的外径, 地基产生拱效应的可能性比较大, 可以考虑在计算时采用太沙基松动土压力理论^[15]。

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)(2011CB013800);
长江学者奖励计划(IRT1029); 国家自然科学基金项目(41672360)

收稿日期: 2016-04-15

1.1 隧道上覆土压力的计算理论

在盾构施工过程中, 开挖面前方滑动土体所受的上覆土压力的计算理论主要有以下两种。

(1) 全覆土理论

全覆土理论认为地层某一深度处的垂直土压力等于上覆土重与地表荷载之和, 即

$$\sigma_v = p_0 + \sum \gamma_i h_i \quad (1)$$

式中, σ_v 为垂直土压力 (kPa), p_0 为地表荷载 (kPa), γ_i 为第 i 层土的重度 (kN/m^3), h_i 为第 i 层土的厚度 (m)。

全覆土理论没有考虑土体间应力的传递, 故适用于软弱浅埋地层, 而当土质较硬或埋深较大时, 便不再适用。

(2) 太沙基松动土压力理论

太沙基松动土压力理论^[16]认为隧道在开挖以后, 顶部土体由于重力作用而向下滑动, 在隧道两侧至地面形成了两个剪切面。

太沙基松动土压力理论假定的滑动体为一竖直土条, 其宽度为 $2B$, 当该理论用于分析圆形盾构隧道断面时, 土条宽度可按下式进行计算:

$$B = \frac{R}{\tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4}\right)} \quad (2)$$

式中, R 为隧道半径 (m), φ 为土的内摩擦角 ($^\circ$)。

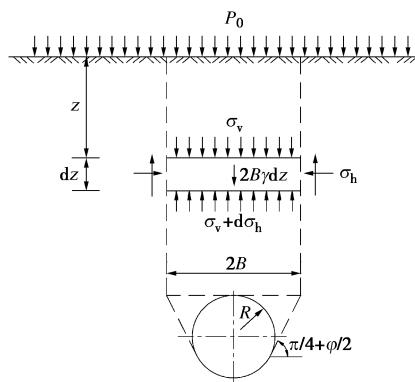


图1 均质土层太沙基松动土压力计算模型

Fig. 1 Terzaghi's model for loose earth pressure in homogeneous stratum

若土质均匀, 太沙基松动土压力的计算模型如图 1 所示, 取滑动土体任意深度 z 处某一微小单元, 建立垂直方向力的平衡方程:

$$2B\sigma_v + 2B\gamma dz = 2B(\sigma_v + d\sigma_v) + 2cdz + 2K\sigma_v dz \cdot \tan\varphi \quad (3)$$

由图可见, 当 $z=0$ 时, $\sigma_v = P_0$, 代入式 (3) 积分, 可得均质土太沙基松动土压力计算公式:

$$\sigma_v = \frac{B(\gamma - c/B)}{K \tan\varphi} (1 - e^{-K \tan\varphi \cdot z/B}) + P_0 e^{-K \tan\varphi \cdot z/B} \quad (4)$$

式中, σ_v 为垂直土压力 (kPa), B 为土条宽度的一半 (m), γ 为土的重度 (kN/m^3), c 为土的黏聚力 (kPa), φ 为土的内摩擦角 ($^\circ$), K 为土的侧压力系数, z 为土体深度 (m), P_0 为地表荷载 (kPa)。

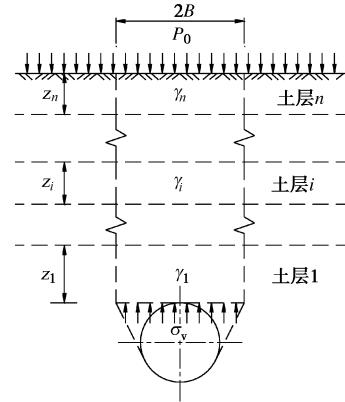


图2 成层土中太沙基松动土压力计算模型

Fig. 2 Terzaghi's model for loose earth pressure in layered stratum

若土质成层, 太沙基松动土压力的计算模型如图 2 所示, 可假定土层 i 与土层 $i+1$ 之间的相互作用力为 P_i , 把上部土层作用力当超载考虑, 隧道顶部土层 1 处的土压力:

$$\sigma_v = \frac{B(\gamma_1 - c_1/B)}{K \tan\varphi_1} (1 - e^{-K \tan\varphi_1 \cdot z_1/B}) + P_1 e^{-K \tan\varphi_1 \cdot z_1/B} \quad (5)$$

同理, 可得土层间的相互作用力:

$$P_1 = \frac{B(\gamma_2 - c_2/B)}{K \tan\varphi_2} (1 - e^{-K \tan\varphi_2 \cdot z_2/B}) + P_2 e^{-K \tan\varphi_2 \cdot z_2/B} \quad (6)$$

$$P_i = \frac{B(\gamma_i - c_i/B)}{K \tan\varphi_i} (1 - e^{-K \tan\varphi_i \cdot z_i/B}) + P_{i+1} e^{-K \tan\varphi_i \cdot z_i/B} \quad (7)$$

$$P_n = \frac{B(\gamma_n - c_n/B)}{K \tan\varphi_n} (1 - e^{-K \tan\varphi_n \cdot z_n/B}) + P_0 e^{-K \tan\varphi_n \cdot z_n/B} \quad (8)$$

联立式 (5) ~ (9), 并进行迭代, 可得成层土太沙基松动土压力计算公式:

$$\sigma_v = p_0 \prod_{k=1}^n e^{-K \tan\varphi_k \cdot z_k/B} + \frac{B(\gamma_1 - c_1/B)}{K \tan\varphi_1} (1 - e^{-K \tan\varphi_1 \cdot z_1/B}) + \sum_{i=2}^n \frac{B(\gamma_i - c_i/B)}{K \tan\varphi_i} (1 - e^{-K \tan\varphi_i \cdot z_i/B}) \prod_{j=1}^{i-1} e^{-K \tan\varphi_j \cdot z_j/B} \quad (9)$$

式中, γ_i 为第 i 层土的重度 (kN/m^3), c_i 为第 i 层土的黏聚力 (kPa), φ_i 为第 i 层土的内摩擦角 ($^\circ$), z_i 为第 i 层土的深度 (m)。

总的来说, 太沙基松动土压力理论考虑了隧道尺寸、埋深、土的黏聚力及内摩擦角对土体稳定性的影响, 对可能产生拱效应的地层较为适用。

1.2 隧道上覆土压力的计算原则

为解决隧道上覆土压力计算理论的实际应用问题, 需将全覆土理论计算值、太沙基松动土压力理论计算值与现场实测值进行对比分析。

深圳某地铁区间盾构隧道 192 环附近地层自上而下依次为①₇压实填土、①₄填块石、②₄含有有机质砂、④₁黏土、④₈细砂、④₁₁砾砂、⑦₂₋₂硬塑状砂质黏性土和⑨₂₋₁强风化片麻状混合花岗岩(砂土状)，各地层的物理力学性质见表 1，具体地质断面如图 3 所示。

表 1 192 环附近地层物理力学性质

Table 1 Physical and mechanical properties of soil strata at position of ring No. 192

| 地层 | 厚度 /m | 重度 /(kN·m ⁻³) | 黏聚力 /kPa | 内摩擦角 /(°) |
|------------------|-------|---------------------------|----------|-----------|
| ① ₇ | 2.2 | 19.0 | 5 | 15 |
| ① ₄ | 3.9 | 20.5 | 0 | 35 |
| ② ₄ | 2.0 | 20.3 | 0 | 18 |
| ④ ₁ | 1.6 | 19.4 | 30 | 8 |
| ④ ₈ | 1.0 | 19.8 | 0 | 23 |
| ④ ₁₁ | 4.1 | 19.2 | 0 | 35 |
| ⑦ ₂₋₂ | 1.5 | 19.0 | 25 | 22.5 |
| ⑨ ₂₋₁ | 1.3 | 20.7 | 35 | 26.5 |

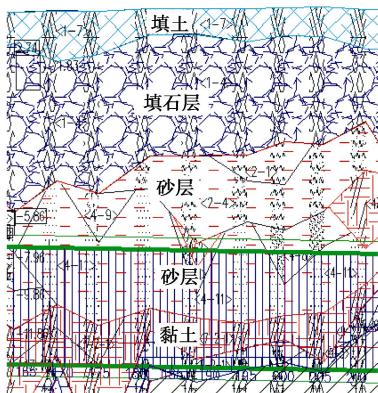


图 3 192 环附近地层地质断面

Fig. 3 Geological formation section near ring No. 192

将在此地层实测所得的上覆土压力与由全覆土理论、太沙基松动土压力理论分别计算所得的上覆土压力进行对比，结果如图 4 所示。

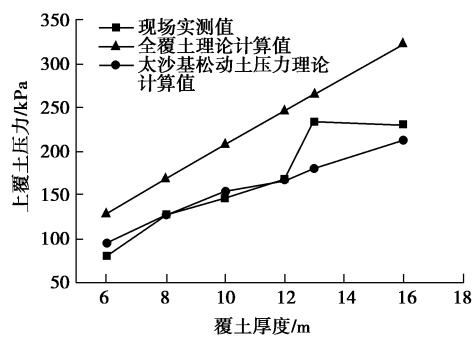


图 4 192 环附近地层上覆土压力

Fig. 4 Overburden pressures acting on ring No. 192

由图 4 可以看出，在砂性土居多的地层中，当覆

土厚度在 1~2 倍隧道外径时，采用全覆土理论计算所得的上覆土压力要比实测所得的偏大约 30%~40%，而采用太沙基松动土压力理论计算所得的上覆土压力却与实测值吻合的较好，平均误差在 5% 以内；当覆土厚度在 2~3 倍隧道外径时，采用太沙基松动土压力理论计算所得的上覆土压力与实测值相比虽然偏小，但纵观其变化趋势，与实测值基本一致，这仍比采用全覆土理论计算所得的上覆土压力合理。因此，在砂性土居多的地层，当覆土厚度在 1~2 倍隧道外径时，应该采用太沙基松动土压力理论计算上覆土压力，当覆土厚度在 2~3 倍隧道外径时，建议也采用太沙基松动土压力理论计算上覆土压力。

深圳某地铁区间盾构隧道 1160 环附近地层自上而下依次为①₇压实填土、①₆杂填土、⑦₂₋₁可塑状砂质黏性土、⑦₂₋₂硬塑状砂质黏性土、⑦₃₋₂硬塑状粉质黏性土和⑨₁全风化片麻状混合花岗岩，其中，黏性土厚度约占地层厚度的 79%，硬塑状黏性土约占黏性土的 77%，各地层的物理力学性质见表 2，具体地质断面如图 5 所示。

表 2 1160 环附近地层物理力学性质

Table 2 Physical and mechanical properties of soil strata at position of ring No. 1160

| 地层 | 厚度 /m | 重度 /(kN·m ⁻³) | 黏聚力 /kPa | 内摩擦角 /(°) |
|------------------|-------|---------------------------|----------|-----------|
| ① ₇ | 1.8 | 19.0 | 5 | 15 |
| ① ₆ | 5.1 | 18.5 | 0 | 15 |
| ⑦ ₂₋₁ | 2.6 | 18.8 | 23 | 21 |
| ⑦ ₂₋₂ | 0.5 | 19.4 | 25 | 23 |
| ⑦ ₃₋₂ | 7.7 | 18.7 | 28 | 21 |
| ⑨ ₁ | 6.6 | 20.0 | 30 | 24 |

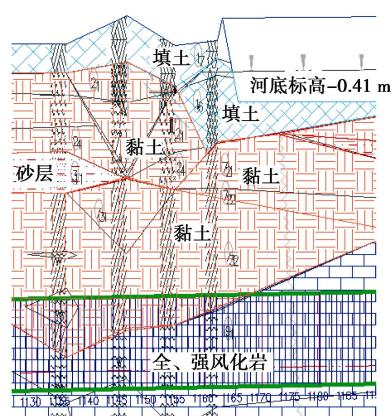


图 5 1160 环附近地层地质断面

Fig. 5 Geological formation section near ring No. 1160

将在此地层实测所得的上覆土压力与由全覆土理论、太沙基松动土压力理论分别计算所得的上覆土压

力进行对比, 结果如图 6 所示。

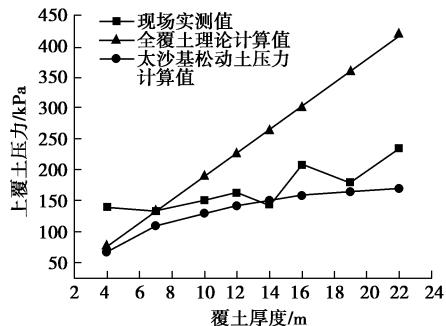


图 6 1160 环附近地层上覆土压力

Fig. 6 Overburden pressure acting on ring No.1160

由图 6 可以看出, 在黏性土居多的地层中, 当覆土厚度小于 1.5 倍隧道外径时, 采用全覆土理论计算所得的上覆土压力要比采用太沙基松动土压力理论计算所得的上覆土压力更接近实测值; 当覆土厚度在 1.5~3.5 倍隧道外径时, 采用太沙基松动土压力理论计算所得的上覆土压力比采用全覆土理论计算所得的上覆土压力更接近实测值。可见, 在黏性土居多的地层, 当覆土厚度小于 1.5 倍隧道外径时, 应该采用全覆土理论计算上覆土压力, 当覆土厚度在 1.5~3.5 倍隧道外径时, 应该采用太沙基松动土压力理论计算上覆土压力。

日本规范建议, 在砂性土中, 当覆土厚度大于 1~2 倍隧道外径时, 多采用松弛土压力; 在黏性土中, 若是硬质黏土, 当覆土厚度大于 1~2 倍隧道外径时, 多采用松弛土压力, 若是软质黏土, 常将全覆土重量作为土压力考虑^[15]。

根据以上理论计算与现场实测的对比分析, 并结合日本规范建议, 现提出各地层隧道上覆土压力的计算原则, 具体见表 3。

表 3 各地层隧道上覆土压力的计算原则

Table 3 Calculation principles for overburden pressures of different soil strata

| 地层 | 计算理论 | |
|------------------------|---------------|------------|
| | 全覆土理论 | 太沙基松动土压力理论 |
| 砂性土 | $H < h$ | $H > h$ |
| 硬质黏土 ($N \geq 8$) | $H \leq 1.5D$ | $H > 1.5D$ |
| 黏性土 ($N < 8$) | $\forall H$ | — |

注: H 为隧道覆土厚度 (m), h 为太沙基成拱高度 (m), D 为隧道外径 (m), N 为标贯击数 (击/30 cm), \forall 代表任意, — 代表不选用。

2 盾构隧道开挖面极限支护压力分析

2.1 极限状态方程的建立

模型试验和数值模拟虽然有助于揭示盾构开挖面失稳破坏的内在机理, 但不好直接用于实际工程, 理论计算则不然。盾构开挖面稳定的理论分析方法主要有两类: 一类是极限分析法, 另一类是极限平衡法。极限分析法求解过程较为繁琐, 难以用于实际工程, 而极限平衡法简单明了, 得到了广泛应用。

费兰纽斯^[17]、赵成刚等^[18]基于极限平衡理论提出了条分法, 该法将滑动体分成若干个垂直土条, 把土条视为刚体, 分别计算各土条上的力对滑弧中心的滑动力矩和抗滑力矩, 进而求解土体稳定的安全系数。

条分法具体分为瑞典条分法、简化毕肖普条分法、普遍条分法等多种, 其中, 简化毕肖普条分法以计算不是很复杂, 但精度却较高而广泛应用于实际工程, 现将其思想引入盾构开挖面的稳定性分析中。

假定盾构开挖面前方土体失稳的滑动面是圆弧面, 土条之间只有法向力而无切向力, 且各土条底部滑动面上的抗滑安全系数均相同, 都等于整个滑动面上的平均安全系数。据盾构开挖面的失稳破坏形态, 建立圆弧条分几何模型, 如图 7 所示。

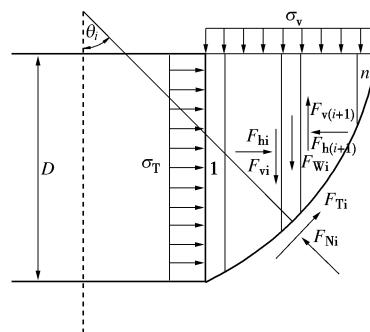


图 7 圆弧条分几何模型

Fig. 7 Geometry of circular slice

任取一土条 i 分析其受力, 设土条高度为 h_i , 宽度为 b_i , 滑动面弧长为 l_i , 土条的自重力为 F_{wi} , 土条底面的切向抗剪力为 F_{Ti} 、法向反力为 F_{Ni} , 土条侧面的法向力为 F_{hi} 和 $F_{h(i+1)}$ 、切向力为 F_{vi} 和 $F_{v(i+1)}$, 令 $\Delta F_{vi} = F_{v(i+1)} - F_{vi}$ 。

据莫尔库仑强度理论知, 在极限状态下, 任意土条 i 的滑动面上的抗滑力为

$$F_{Ti} = c_i l_i + F_{Ni} \tan \varphi_i \quad (11)$$

则 F_{Ti} 与 F_{Tf_i} 之间必有:

$$F_{Ti} = \frac{F_{Tf_i}}{K_s} = \frac{c_i l_i + F_{Ni} \tan \varphi_i}{K_s} \quad (12)$$

式中, K_s 为安全系数。

在极限条件下, 土条应当满足静力平衡条件, 故有

$$\sigma_v b_i + F_{wi} + \Delta F_{vi} - F_{Ti} \sin \theta_i - F_{Ni} \cos \theta_i = 0 \quad (13)$$

将式 (12) 代入式 (13) 可得

$$F_{Ni} = \frac{K_s(\sigma_v b_i + F_{Wi} + \Delta F_{vi}) - c_i l_i \sin \theta_i}{K_s \cos \theta_i + \tan \varphi_i \sin \theta_i} \quad (14)$$

令 $m_i = \cos \theta_i + \frac{\tan \varphi_i}{K_s} \sin \theta_i$, 则式 (14) 可写为

$$F_{Ni} = \frac{\sigma_v b_i + F_{Wi} + \Delta F_{vi} - \frac{c_i l_i \sin \theta_i}{K_s}}{m_i} \quad (15)$$

在极限状态下, 整个滑动体对圆心应当满足力矩平衡条件。此时, 相邻土条之间侧壁上的切向或法向作用力由于大小相等方向相反, 故对圆心的力矩将相互抵消, 各土条滑动面上的法向合力的作用线通过圆心, 故也不产生力矩, 因此有:

$$\sum_{i=1}^n (\sigma_v b_i + F_{Wi}) R \sin \theta_i - \sum_{i=1}^n F_{Ti} R - \sigma_T D L = 0 \quad (16)$$

式中, R 为圆弧的半径, L 为圆心到盾构中心线的距离, σ_T 为盾构开挖面稳定的极限支护压力, D 为盾构的直径。

将式 (15) 代入式 (12), 而后再代入式 (16) 可得

$$K_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{m_i} [c_i b_i + (\sigma_v b_i + F_{Wi} + \Delta F_{vi}) \tan \varphi_i]}{\sum_{i=1}^n (\sigma_v b_i + F_{Wi}) \sin \theta_i - \sigma_T \frac{DL}{R}} \quad (17)$$

式中, $m_i = \cos \theta_i + \frac{\tan \varphi_i}{K_s} \sin \theta_i$ 。

不难看出, 式 (17) 中 ΔF_{vi} 仍是未知数, 为使问题得到简化, 令 $\Delta F_{vi}=0$, 毕肖普已经证明, 这种简化对安全系数 K_s 的影响在 1% 左右, 而且在分条时土条宽度越小, 这种影响就越小, 完全可满足工程设计的精度要求, 故式 (17) 可写为

$$K_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{1}{m_i} [c_i b_i + (\sigma_v b_i + F_{Wi}) \tan \varphi_i]}{\sum_{i=1}^n (\sigma_v b_i + F_{Wi}) \sin \theta_i - \sigma_T \frac{DL}{R}} \quad (18)$$

式 (18) 的 m_i 包含了安全系数 K_s , 故由式 (18) 不能直接计算出 K_s , 而需要采用试算的方法, 迭代求解 K_s 值, 求解的基本过程为: 先假定 $K_s=1.0$, 然后计算出 m_i 值, 代入式 (18), 求解安全系数 K_s' , 若 K_s' 不等于 1.0, 则用计算的 K_s' 计算新的 m_i 值, 代入式 (18), 再次求解安全系数 K_s'' , 看 K_s'' 与 K_s' 是否接近, 如此反复迭代计算, 直至前后两次计算的安全系数十分接近, 达到规定精度标准为止。

当滑动体处于极限平衡状态时, $K_s=1.0$, 这时, 盾构开挖面稳定的极限状态方程为

$$\sum_{i=1}^n \frac{1}{m_i} [c_i b_i + (\sigma_v b_i + F_{Wi}) \tan \varphi_i] - \sum_{i=1}^n (\sigma_v b_i + F_{Wi}) \sin \theta_i +$$

$$\sigma_T \frac{DL}{R} = 0 \quad , \quad (19)$$

式中, $m_i = \cos \theta_i + \tan \varphi_i \sin \theta_i$ 。

当盾构开挖面前方土体由多层土构成时, 需对式 (12)、(19) 作必要的修正:

(1) 若同一土条跨越多层土, 计算其重量时应分层取相应的高度和厚度, 计算相应重量后叠加, 如第 i 个土条包括 k 层土, 则有

$$F_{wi} = b_i (\gamma_{1i} h_{1i} + \gamma_{2i} h_{2i} + \cdots + \gamma_{ki} h_{ki}) \quad (20)$$

(2) 若计算滑动面上的抗剪强度, 所用的土性参数 c , φ 应按土条滑动面所在的具体土层位置来选取相应的数值, 如当第 i 个土条的滑动面在第 m 层内时, 则有

$$F_{Tfi} = c_{mi} l_{mi} + F_{Ni} \tan \varphi_{mi} \quad (21)$$

当第 i 个土条的滑动面跨越 m 层土时, 则有

$$F_{Tfi} = (c_{1i} l_{1i} + c_{2i} l_{2i} + \cdots + c_{mi} l_{mi}) +$$

$$F_{Ni} (\tan \varphi_{1i} + \tan \varphi_{2i} + \cdots + \tan \varphi_{mi}) \quad (22)$$

根据式 (19), 不难求出盾构隧道开挖面稳定的极限支护压力。

2.2 临界滑动面的搜索

由于盾构开挖面的失稳滑动面假定的是圆弧面, 故可用固定模式搜索法进行搜索, 具体搜索步骤如下:

(1) 假定盾构开挖面的失稳滑动面是圆弧面, A 点、 B 点为其下、上端点, 且 A 点为其必经点, 如图 8 所示。

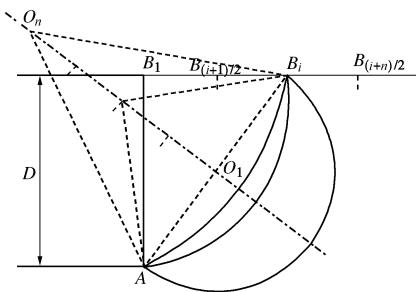


图 8 滑动面的搜索

Fig. 8 Search for sliding surface

(2) 在失稳滑动体的顶部, 先确定上端点 B 的搜索区域 $[B_1, B_n]$, 再确定搜索中心点 B_i , 然后四等分搜索区域。

(3) 若上端点 B 在搜索中心点 B_i 处, 先在弦 AB_i 的中垂线上确定圆心的搜索区域 $[O_1, O_n]$, 再采用二分法, 经过搜索, 计算出最小安全系数 K_{si} 。

(4) 若上端点 B 在四分点 $B_{(i+1)/2}$ 、 $B_{(i+n)/2}$ 处, 同理, 计算出最小安全系数 $K_{s(i+1)/2}$ 、 $K_{s(i+n)/2}$ 。

(5) 比较 B_i 、 $B_{(i+1)/2}$ 及 $B_{(i+n)/2}$ 处对应的最小安全

系数 K_{si} 、 $K_{s(i+1)/2}$ 及 $K_{s(i+n)/2}$ ，将其中最小的安全系数对应的点作为新的搜索中心点，并将搜索半径取为原搜索半径的一半，重复上述搜索过程，直到步长达到给定精度。

通过以上搜索步骤，即可确定出盾构开挖面前方的最危险滑动面及相应的安全系数。

2.3 工程实例

深圳某地铁区间盾构隧道地层自上而下依次为①₇压实填土、②₁淤泥、⑦₂₋₁可塑状砂质黏性土和⑦₂₋₂硬塑状砂质黏性土，隧道埋深约16.5 m，水位埋深约4.5 m，地层厚度及隧道位置如图9所示，地层物理力学性质见表4。

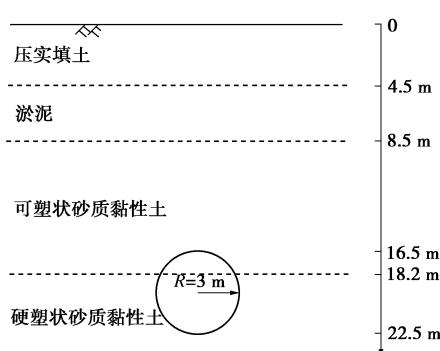


图9 地层厚度及隧道位置

Fig. 9 Thickness of strata and position of tunnel

表4 地层物理力学性质

Table 4 Physical and mechanical properties of soil strata

| 地层 | 厚度 /m | 重度 /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$) | 黏聚力 /kPa | 内摩擦角 /($^{\circ}$) | 侧压力系数 |
|------------------|-------|---------------------------------------|----------|----------------------|-------|
| ① ₇ | 4.5 | 19.0 | 16 | 29 | 0.47 |
| ② ₁ | 4.0 | 16.6 | 14 | 13 | 0.72 |
| ⑦ ₂₋₁ | 9.7 | 18.9 | 35 | 22 | 0.43 |
| ⑦ ₂₋₂ | 4.3 | 19.5 | 41 | 24 | 0.39 |

由于隧道上覆地层①₇压实填土、②₁淤泥及⑦₂₋₁可塑状砂质黏性土均属黏性土层，标贯击数 N 依次为 8.7, 1.8, 14.6，也即隧道上覆地层标贯击数 N 的加权均值为 11.3，且隧道上覆地层厚度 H 约为隧道外径 D 的 2.75 倍，故据表 3 易知，隧道上覆土压力的计算应采用太沙基松动土压力理论。

根据式(10)，并结合表 4 可以算出，隧道上覆土压力的值 σ_v 为 174.39 kPa，根据 3.2 所述盾构开挖面失稳滑动面的搜索模式，以 $B_1 B_n$ 为 x 轴， $B_1 A$ 为 y 轴，编制 MATLAB 搜索程序，求得的盾构开挖面极限支护压力值为 52 kPa，临界滑动面圆心为 (-55.42, -34.49)，临界滑动面如图 10 所示。

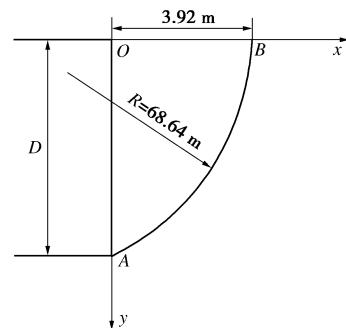


图10 开挖面失稳时的临界滑动面

Fig. 10 Critical sliding surface under unstable excavation face

3 结论与建议

本文通过理论计算与现场实测相结合的方法，对盾构隧道上覆土压力和开挖面极限支护压力计算开展了研究，主要结论如下。

(1) 在砂性土居多的地层，当覆土厚度在 1~2 倍隧道外径或更高时，建议采用太沙基松动土压力理论计算上覆土压力。

(2) 在黏性土居多的地层，当覆土厚度小于 1.5 倍隧道外径时，应该采用全覆土理论计算上覆土压力；当覆土厚度在 1.5~3.5 倍隧道外径时，应该采用太沙基松动土压力理论计算上覆土压力。

(3) 将条分法思想引入盾构开挖面稳定的极限支护压力分析中，建立了开挖面稳定的极限状态方程，提出了开挖面临界滑动面的搜索方法，据此可求出盾构开挖面稳定的极限支护压力。

参考文献：

- [1] BROMS B B, BENNERMARK H. Stability of clay at vertical openings[J]. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 1967, 93(1): 71 - 94.
- [2] DAVIS E H, GUNN M J, MALT R J, et al. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material[J]. Géotechnique, 1980, 30(4): 397 - 416.
- [3] LECA B, DORMIEUX L. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material[J]. Géotechnique, 1990, 40(4): 581 - 606.
- [4] SOUBRAL A H. Kinematical approach to the face stability analysis of shallow circular tunnels[C]// Proceedings of the Eight International Symposium on Plasticity. British Columbia, 2002.
- [5] SUBRIN D, WONG H. Tunnel face stability in frictional material: a new 3D failure mechanism[J]. Comptes Rendus Mécanique 330, 2002: 513 - 519. (in French)

- [6] SOUBRAL A H, DIAS D, EMERIAULT F, et al. Three-dimensional face stability analysis of circular tunnels by a kinematical approach[C]// Geocongress. New Orleans, 2008, 179: 894.
- [7] HORN N. Horizontaler erddruck auf senkrechte abschlussflächen von tunnelröhren[C]// Landeskonferenz der Ungarischen Tiefbauindustrie, 1961: 7 – 16. (HORN N. Horizontal ground pressure on vertical sealing surfaces of tunnel tubes[C]// Hungarian National Civil Engineering Conference, 1961: 7 – 16.)
- [8] KRAUSE T. Schildvortrieb mit flüssigkeits - und erdstützter Ortsbrust[D]. Braunschweig: Technische Universität Braunschweig, 1987. (KRAUSE T. Shield driving with liquid and ground-based working face[D]. Braunschweig: Braunschweig University of Technology, 1987.)
- [9] JANESEEZ S, STEINER W. Face support for a large mix-shield in heterogeneous ground conditions[C]// Tunnelling 94, London, 1994: 531 – 550.
- [10] FUJITA K, KUSAKABE. Underground construction in soft ground[M]. Rotterdam: Balkema AA, 1995: 337 – 343.
- [11] BROERE W. Tunnel face stability and new CPT applications [D]. Delft: Delft University Press, 2001.
- [12] 魏 纲. 顶管工程土与结构的形状及理论研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2005. (WEI Gang. Theoretical study on beha viors of soil and structure during pipe jacking construction[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2005. (in Chinese))
- [13] ONQ K Y, YAMATA M O. A study of arching effects of sand around a tunnel[C]// Proceeding of JSCE. 1983: 137 – 146.
- [14] 徐 东, 周顺华, 王炳龙. 黏土拱效应离心模型试验[C]// 中国土木工程学会第八届土力学及岩土工程学术会议论文集. 1999: 77 – 80. (XU Dong, ZHOU Shun-hua, WANG Bing-long. Centrifugal model test of clay arch effect[C]// The 8th Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, China Society of Civil Engineering, 1999: 77 – 80. (in Chinese))
- [15] 日本土木学会. 隧道标准规范(盾构篇)及解说[M]. 朱伟, 译. 北京: 中国建筑工业出版社, 2006. (Japan Civil Society Tunnel. Standard (shield) and its explanation[M]. ZHU Wei, trans. Beijing: China Architecture & Building Press, 2006. (in Chinese))
- [16] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: John Wiley & Sons, Inc, 1943.
- [17] 费兰纽斯. 土体稳定的静力计算—考虑摩擦力和凝聚力(附著力), 并假定系圆柱滑动面[M]. 陈愈炯, 译. 北京: 水利出版社, 1957. (FELLENIUS W. Earth static calculations with friction and cohesion (adhesion), and assuming circular cylindrical sliding surfaces[M]. CHEN Yu-jion, trans. Beijing: China Water Resources Press, 1957. (in Chinese))
- [18] 赵成刚, 白 冰, 王运霞. 土力学原理[M]. 北京: 清华大学出版社; 北京交通大学出版社, 2009. (ZHAO Cheng-gang, BAI Bing, WANG Yun-xia. Principle of soil mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, Beijing Jiaotong University Press, 2009. (in Chinese))

第三届地基处理和地基控制技术国际会议预告

会议背景: 地基处理和地基控制技术是目前岩土工程学科的重要研究领域, 我国长三角广泛分布的软基工程以及滨海地区大规模的围海造地工程为地基处理和控制的理论和技术研究提供了广阔的舞台, 同时也促进着我国在相关研究和应用领域赶超世界领先水平。本次会议旨在为了进一步加强各国在该领域的学术交流与合作, 促进地基处理和控制技术的理论研究和工程应用, 有效提升我国在地基处理领域中的学术地位及国际影响力。

主办单位: 浙江工业大学。

时间、会场: 2017 年 10 月 27—10 月 29 日; 地点: 杭州之江饭店。

参会代表: 会议主席 Cai Yuanqiang, Zhejiang University of Technology, China; 国际评委委员会主席 Buddhima Indraratna, University of Wollongong, Australia; 本地组织委员会主席 Gong Xiaonan, Zhejiang University, China。

本次会议境外参会代表多、来自全球各个地区, 扩大了我校的国际影响力。会议详细信息参见: www.icgi2017.org。

(会议组委会 供稿)