

砂土中盾构隧道开挖面失稳土体三维形状分析

陈孟乔¹, 刘建坤¹, 肖军华²

(1. 北京交通大学 土木建筑工程学院, 北京 100044; 2. 南京工业大学 土木工程学院, 南京 210009)

摘 要: 合理确定盾构隧道开挖面前方失稳土体的形状是开挖面极限支护压力计算及开挖面失稳风险评估的基础和难点。建立模拟盾构隧道开挖面失稳过程的数值模型, 利用 Handy 拱效应理论, 依据 Mohr-Coulomb 破坏准则, 得出失稳土体破坏位置和形状的计算方法。研究表明, 水平方向由于隧道左右两端的支承作用产生水平压力拱, 使失稳土体存在一个极限边界, 极限边界内垂直方向的土体移动产生悬链线形的最小主应力拱, 失稳土体形状类似贝壳形。以南京地铁 3 号线浦珠路站一滨江路站区间盾构隧道工程作为算例, 理论分析和数值模拟结果吻合较好。

关 键 词: 盾构隧道; 开挖面稳定; 失稳土体形状

中图分类号: U 451

文献标识码: A

Three-dimensional shape of unstable soil of shield tunnel surface in sands

CHEN Meng-qiao¹, LIU Jian-kun¹, XIAO Jun-hua²

(1. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China;

2. School of Civil Engineering, Nanjing University of Technology, Nanjing 210009, China)

Abstract: Reasonable determination for limit supporting pressure calculation and stability assessment of shield tunnel surface, it is basic and difficult to determine the unstable soil shape of shield tunnel surface. A numerical model is established to simulate the process of losing stability. According to the Mohr-Coulomb failure criterion, the Handy soil arching theory is used to get the calculation method determine the position and shape of unstable soil. The results show that the horizontal pressure arch is generated due to supporting effect of tunnel left and right sides in the horizontal direction, which causes that the unstable soil has a limit boundary. Catenary minimum principal stress arch is generated due to vertical soil movement in the limit boundary, the shape of unstable soil is similar to the shell-shaped. Taking the tunneling project of Nanjing Metro Puzhulu-Binjianglu section for example, theoretical calculation and numerical simulation results of the project are in good agreement.

Key words: shield tunnel; excavation surface stability; unstable soil shape

1 引 言

随着我国城市化进程的不断推进, 越来越多的城市开始修建地铁来解决交通问题。盾构法作为隧道工法之一, 以其对周围环境影响小、掘进速度较快、施工不受地表环境条件限制等优势, 在北京、上海、广州、南京、武汉等城市的地铁隧道建设中被广泛采用。合理确定开挖面支护压力是盾构掘进施工中一项关键技术, 支护压力过小可能导致开挖面前方土体失去稳定性, 引起周围土体发生过大变形, 甚至地表坍塌。近年来, 开挖面失稳事故在地质条件复杂的上海、广州、深圳地铁盾构隧道施工中时有发生, 因此, 研究盾构隧道开挖面稳定性相

关问题具有现实意义^[1-3]。

国内外学者通过理论分析、模型试验和数值模拟等手段, 研究了盾构隧道开挖面失稳模式以及极限支护压力等问题。Horn^[4]提出了基于开挖面前方失稳土体极限平衡的三角形楔形体模型。Chambon 等^[5]通过离心试验发现失稳土体形状可以近似看成开挖面前方的楔形体及其上部的筒仓状破坏区域, Hisatake^[6]以及 Atkinson 等^[7]的试验也得到了类似结论。Krause^[8]通过假定开挖面前方失稳土体形状为半圆形、1/4 圆形或三维球形, 分析作用于滑动面上的剪应力, 利用极限平衡分析计算了最小支护压力。Mohkam 等^[9]利用大致呈对数螺旋线形的楔形体建立了极限平衡分析模型。魏纲^[10]进一步修正了

三角形楔形体模型, 假定开挖面前方失稳土体形状为梯形楔形体。此外, 朱伟、黄正荣等^[1, 11-12]利用数值模拟的方法研究了开挖面极限支护压力相关问题。

基于开挖面前方失稳土体极限平衡的分析模型较为简单直观, 但大多直接假定开挖面前方失稳土体滑动区域为螺旋线形、圆弧形、三角形楔形体或梯形楔形体, 较少对失稳土体破坏位置和形状进行深入分析, 使得在利用模型进行开挖面稳定分析时存在一定误差。本文在前人研究成果基础上, 利用 Handy 拱效应理论^[13]提出的土体最小主应力 σ_3 轨迹为悬链线, 采用理论分析和数值模拟方法, 对开挖面失稳土体三维形状进行分析, 以作为开挖面极限支护压力计算、开挖面失稳风险评估的基础。

2 开挖面失稳土体三维形状

2.1 极限边界

理论分析的坐标系如图 1 所示, 坐标原点位于隧道开挖面顶点, Y 轴正方向为盾构隧道开挖方向, Z 轴正方向垂直向上, X 轴正方向根据右手定则确定。参考已有三维楔形体模型^[16], 开挖面等效边界取高等于隧道直径 D , 宽 $B = \pi D / 4$ 。

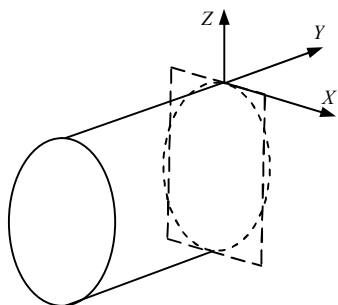


图 1 坐标系示意图

Fig.1 Sketch of coordinate system

隧道开挖前, 开挖面前方土体水平方向主应力 σ_2 和 σ_3 大小相等, 开挖后, 由于应力释放导致其应力状态发生改变。开挖面左右两端为不动点, 开挖面前方土体向开挖面方向移动, 导致两侧土体(图 2 中的斜线区域)也有应力释放的趋势, 根据 Rankine 主动土压力理论, 失稳土体在开挖面两端的破坏范围为 AB 和 CD 之间, AB 和 CD 为不动平面, 且与开挖面的夹角为 $45^\circ + \varphi/2$, 如图 2 所示。

在水平方向上考虑土拱效应, 由于开挖面左右两端不动平面的支承作用产生水平压力拱, 使失稳土体存在一个极限边界, 土体仅可能在极限边界范围内失去稳定性。假定水平压力拱形状曲线(即 σ_2

作用轨迹)在 AB 和 CD 处与其垂直, 参考 Kingsley^[14]证明 Handy 拱效应理论^[13]提出的土体中最小主应力 σ_3 轨迹为悬链线的方法以及栗奕昌^[15]推导的连续壁沟槽失稳破坏土体形状计算方法, σ_2 作用轨迹的推导过程如下。

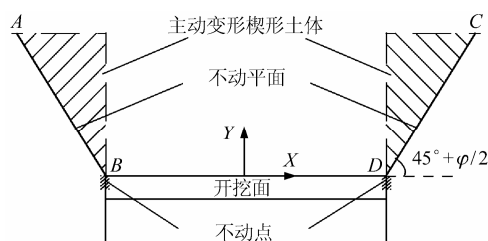


图 2 水平方向开挖面前方不动平面
Fig.2 Horizontal non-moving section

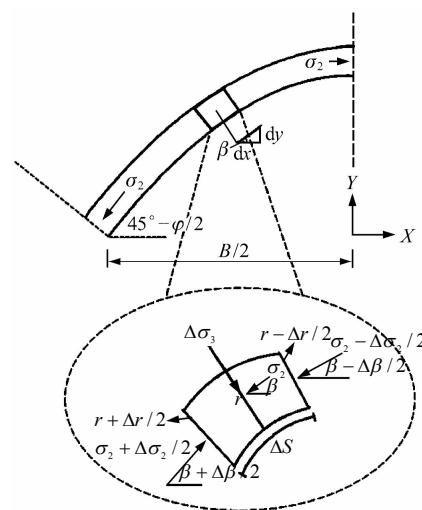


图 3 土体单元受力分析

Fig.3 Force analysis of soil unit

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow F_+ \cos(\beta + \Delta\beta/2) - F_- \cos(\beta - \Delta\beta/2) + \Delta\sigma_3 \Delta S \sin \beta = 0 \quad (1)$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_+ \sin(\beta + \Delta\beta/2) - F_- \sin(\beta - \Delta\beta/2) - \Delta\sigma_3 \Delta S \cos \beta = 0 \quad (2)$$

式中:

$$\left. \begin{aligned} F_+ &= (\sigma_2 + \Delta\sigma_2/2)(r + \Delta r/2) \\ F_- &= (\sigma_2 - \Delta\sigma_2/2)(r - \Delta r/2) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式(1)可化简为

$$\begin{aligned} &(\sigma_2 r + \sigma_2 \Delta r/2 + \Delta\sigma_2/2 r + \Delta\sigma_2 \Delta r/2) \cdot \\ &(\cos \beta \cos \Delta\beta/2 - \sin \beta \sin \Delta\beta/2) - \\ &(\sigma_2 r - \sigma_2 \Delta r/2 - \Delta\sigma_2/2 r + \Delta\sigma_2 \Delta r/2) \cdot \\ &(\cos \beta \cos \Delta\beta/2 + \sin \beta \sin \Delta\beta/2) + \\ &\Delta\sigma_3 \Delta S \sin \beta = 0 \end{aligned} \quad (4)$$

即

$$\begin{aligned} & \sigma_2 \Delta r \cos \beta \cos \Delta \beta / 2 + \Delta \sigma_2 r \cos \beta \cos \Delta \beta / 2 - \\ & 2 \sigma_2 r \sin \beta \sin \Delta \beta / 2 - \Delta \sigma_2 r \sin \beta \sin \Delta \beta / 2 + \quad (5) \\ & \Delta \sigma_3 \Delta S \sin \beta = 0 \end{aligned}$$

当 $\Delta \beta \rightarrow 0$ 时

$$\Delta(\sigma_2 r \cos \beta) + \Delta \sigma_3 \Delta S \sin \beta = 0 \quad (6)$$

同理, 式 (2) 也可简化为

$$\Delta(\sigma_2 r \sin \beta) - \Delta \sigma_3 \Delta S \cos \beta = 0 \quad (7)$$

式 (6)、(7) 沿 σ_2 作用轨迹积分, 可得

$$\sigma_2 r \cos \beta = -\Delta \sigma_3 \int \sin \beta dS \quad (8)$$

$$\sigma_2 r \sin \beta = \Delta \sigma_3 \int \cos \beta dS \quad (9)$$

式 (8) 与式 (9) 相除, 可得

$$\tan \beta = -\frac{\int \cos \beta dS}{\int \sin \beta dS} = f(S) \quad (10)$$

式 (10) 中, $f(S)$ 表明 $\tan \beta$ 是 S 的函数, 又 $\tan \beta = dy/dx$, $dx^2 + dy^2 = dS^2$, 所以

$$x = \int \frac{dS}{\sqrt{1+f^2(S)}} \quad (11)$$

将 $f(S)$ 进行一阶泰勒级数展开, 近似取 $f(S) = AS + C_1$, 由式 (10) 得 $C_1 = 0$, 由式 (11) 可得

$$x = \int \frac{dS}{\sqrt{1+A^2 S^2}} = \frac{1}{A} \text{sh}^{-1}(AS) + C_2 \quad (12)$$

由边界条件, 当 $x=0$ 时 $S=0$ 得 $C_2=0$, 所以

$$\frac{dy}{dx} = \tan \beta = f(S) = AS = \text{sh}(Ax) \quad (13)$$

积分可得

$$y = \frac{\text{ch}(Ax)}{A} + C_3 \quad (14)$$

代入边界条件:

当 $x = -\frac{L'}{2}$ 时, $y=0$, 当 $x = \frac{L'}{2}$ 时 (L' 为 σ_2 作用轨迹与 AB 和 CD 交点间的距离), $\beta = 45^\circ - \varphi/2$, 可得

$$y = \frac{\text{ch}(Ax)}{A} + C_3 \quad (15)$$

式中:

$$\left. \begin{aligned} A &= -\frac{2}{L'} \text{sh}^{-1}[\tan(45^\circ - \varphi/2)] \\ C_3 &= -\frac{\text{ch}(AL'/2)}{A} \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

最终得出 σ_2 作用轨迹如图 4 中细实线所示。

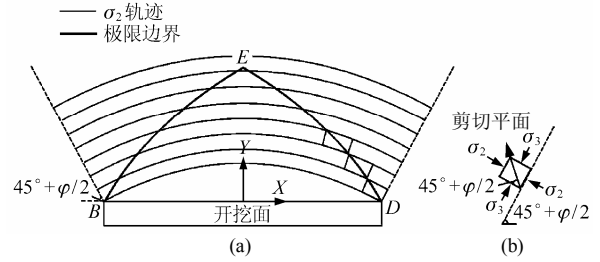


图 4 开挖面前方水平方向压力拱曲线及极限边界
Fig.4 Horizontal pressure arch curves and limit boundary

主应力 σ_2 和 σ_3 的方向已知, 根据剪切面与 σ_3 作用方向成 $45^\circ - \varphi/2$ 角, 从开挖面两端的不动点出发, 对于每一条 σ_2 轨迹, 均可得到一个剪切面的方向, 这样就可以得到一系列剪切面与 σ_2 轨迹的交点, 将这些点用平滑的曲线 (图 4 中粗实线 BED) 连接起来就得到失稳土体的极限边界, 如图 5 所示。

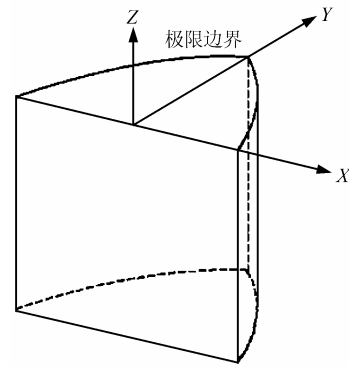


图 5 开挖面前方失稳土体极限边界
Fig.5 Limit boundary of unstable soil

2.2 XZ 平面失稳土体滑动边界

在垂直方向上考虑土拱效应, 基于 Handy 拱效应理论^[13], 极限边界内垂直方向的土体移动产生悬链线形的小主应力拱, 失稳土体在 XZ 平面上形成的滑动边界形状为悬链线, 以隧道等效边界的两侧作为悬链线的两端点, 如图 6 中的虚线所示。

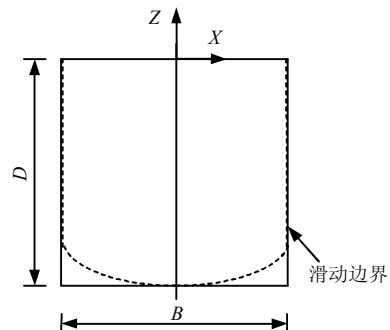


图 6 XZ 平面上失稳土体滑动边界
Fig.6 Slip boundary of unstable soil in XZ-section

类似于极限边界, 得到滑动边界悬链线的方程为

$$\frac{dz}{dx} = \tan \beta_{xz} = \text{sh}(A_{xz}x) \quad (17)$$

积分并代入边界条件:

当 $x = \frac{B}{2}$ 时, $\beta_{xz} = 45^\circ - \varphi/2$, 当 $x=0$ 时, $z = -D$, 可得

$$z = \frac{\text{ch}(A_{xz}x) - 1}{A_{xz}} - D \quad (18)$$

式中:

$$A_{xz} = \frac{2}{B} \text{sh}^{-1}[\tan(45^\circ - \varphi/2)] \quad (19)$$

2.3 YZ 和 XY 平面失稳土体滑动边界

基于 Handy 拱效应理论^[13], 取极限边界作为悬链线端点, 极限边界内垂直方向的土体移动产生的最小主应力拱为一系列半悬链线, 如图 7 所示, 该图表示开挖面等效边界范围内某一 x 坐标所对应的平行于 YZ 平面的截面。令极限边界的 y 坐标为 y_L , 由式 (13) 得最小主应力轨迹 (半悬链线) 的斜率, 可表示为

$$\frac{dz}{dy} = \text{sh}(A_{yz}y) \quad (20)$$

代入边界条件:

当 $y = y_L$ 时, $\frac{dz}{dy} = \tan(45^\circ - \varphi/2)$, 可得

$$A_{yz} = \frac{\text{sh}^{-1}[\tan(45^\circ - \varphi/2)]}{y_L} \quad (21)$$

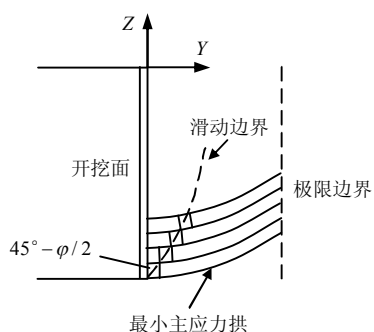


图 7 平行于 YZ 平面的截面土体最小主应力轨迹及滑动边界

Fig.7 σ_3 trajectories and slip boundary in the plane parallel to YZ-section

由于土体单元的主应力方向已知, 可求得相应的剪切破坏面的方向, 随着主应力方向的不断旋转, 剪切破坏面的方向也随之旋转相应的角度。如图 7 所示, 临近开挖面处土体单元剪切破坏面与竖直面夹角为 $45^\circ - \varphi/2$, 随着最小主应力方向的旋转,

相应位置处土体单元的剪切破坏面也旋转, 最终逐渐由下至上发展成为弧形的滑动破坏面, 此滑动面的方程推导如下。

由式 (20) 可得

$$\begin{aligned} \frac{dz}{dy} &= \text{sh}(A_{yz}y) = \tan \beta_{yz} \Rightarrow \\ \beta_{yz} &= \tan^{-1}[\text{sh}(A_{yz}y)] = f(y) \end{aligned} \quad (22)$$

则滑动面与水平方向的夹角为 $\beta_{yz} + (45^\circ + \varphi/2)$, 设滑动面上点的 Z 轴坐标为 z_s ,

$$z_s = \int \tan(\beta_{yz} + 45^\circ + \varphi/2) dy \Rightarrow z_s = F(y) + C \quad (23)$$

式中: $F(y)$ 为不定积分, 由边界条件: 当 $y=0$ 时 $z_s = z(x)$ 可得

$$C = z(x) - F(0) \quad (24)$$

由式 (23)、(24) 即可得到某一 x 坐标对应的平行于 YZ 平面的失稳土体滑动边界, $z(x)$ 见式 (18), 为 XZ 平面失稳土体滑动边界。

XY 平面失稳土体滑动边界, 只需将同一 z 坐标处平行于 YZ 平面的失稳土体滑动边界上的点连接起来, 即为该 z 坐标处平行于 XY 平面的失稳土体滑动边界, 如图 8 所示。最终得到开挖面失稳土体三维形状如图 9 所示。

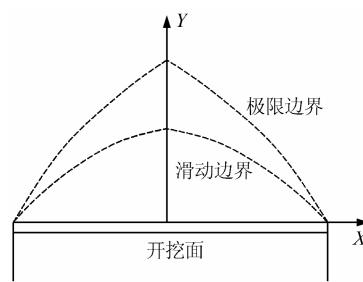


图 8 某一 z 坐标处平行于 XY 平面失稳土体滑动边界示意图

Fig.8 Slip boundary in plane parallel to XY-section

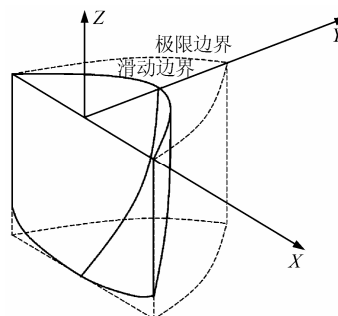


图 9 开挖面失稳土体三维形状示意图

Fig.9 Sketch of 3-D shape of unstable soil

3 数值模拟分析

3.1 模型及参数

参考南京地铁3号线浦珠路站—滨江路站区间隧道详勘报告及设计资料, 本文在数值模拟中采用的模型尺寸为: 长44.0 m, 宽27.5 m, 高33.0 m, 隧道直径为11.0 m, 上覆土层厚11.0 m, 隧道开挖长度为22.0 m, 由于本文研究的重点是开挖面失稳土体形状, 没有考虑分步开挖, 而是一次开挖22.0 m, 并及时设置管片单元, 网格划分如图10所示。模型顶部为自由面, 四周及底部采用变形约束条件。

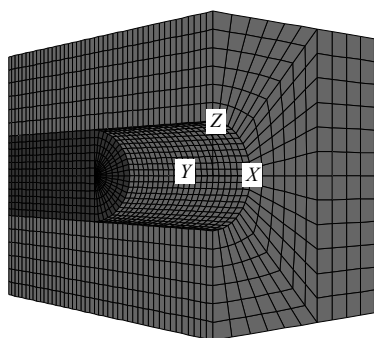


图10 模型网格划分
Fig.10 Model meshing

计算中认为, 土体是各向同性均匀分布的理想弹塑性体, 服从 Mohr-Coulomb 准则。盾构管片材料为 C50 钢筋混凝土结构, 厚 0.5 m, 采用 shell 单元模拟。材料参数见表 1。

表1 模型材料参数
Table 1 Parameters of model materials

材料	密度 (g/cm^3)	黏聚力 (kPa)	内摩擦角 ($^\circ$)	压缩模量 (MPa)	弹性模量 (MPa)	泊松比	侧压力系数
粉细砂	1.93	9	30	14.7	29.4	0.3	0.43
管片	2.45				34 500	0.2	

3.2 数值模拟结果分析

图 11 为数值模拟分析得到的开挖面前方土体达到极限平衡状态时 $Z=0$ 剖面主应力 σ_2 和 σ_3 大小及方向。对比图 11 和图 4 可见, 开挖面前方土体因开挖而产生应力释放, 主应力方向发生旋转, 数值模拟分析得到的 σ_2 方向与理论分析得到的 σ_2 作用轨迹吻合较好。

图 12 为数值模拟分析得到的开挖面前方土体达到极限平衡状态时 $X=0$ 剖面主应力 σ_1 和 σ_3 大

小及方向。由图可见, 主应力方向发生旋转, 上半部 σ_3 方向与图 7 中 σ_3 作用轨迹吻合较好, 下半部开挖面附近 σ_3 方向与图 7 也符合较好, 但下半部距开挖面较远处 σ_3 方向与图 7 不太一致, 这主要是由于该处土体发生向上隆起变形, 而非沉降变形, 如图 13 所示。但由于该处距开挖面较远, 其对采用图 7 得到的滑动边界影响不大。

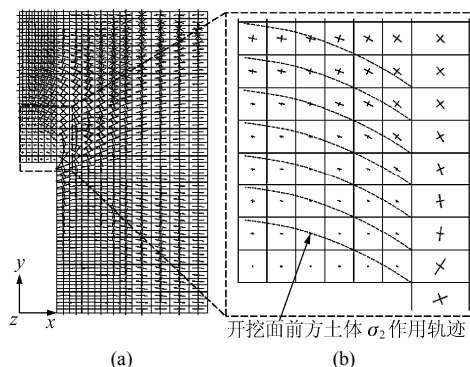


图11 开挖面前方土体主应力 σ_2 和 σ_3 大小及方向 ($Z=0$ 剖面)

Fig.11 Magnitude and direction of principal stress σ_2 and σ_3 ($Z=0$ section)

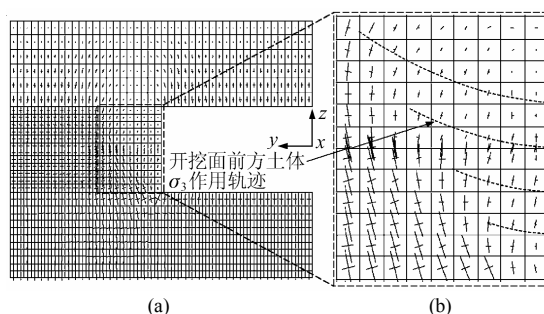


图12 开挖面前方土体主应力 σ_1 和 σ_3 大小及方向 ($X=0$ 剖面)

Fig.12 Magnitude and direction of principal stress σ_1 and σ_3 ($X=0$ section)

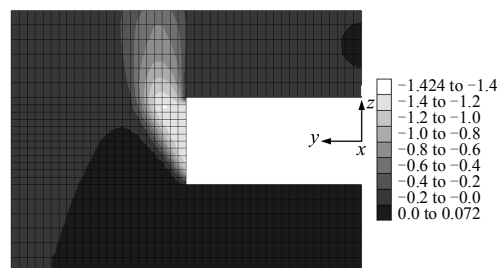


图13 土体竖向变形云图 ($X=0$ 剖面)

Fig.13 Nephogram of Z -displacement ($X=0$ section)

将数值模拟分析中采用的土体及隧道参数代入上述理论分析方法, 计算得到的失稳土体形状如图 14 所示, 与数值模拟计算结果吻合较好。

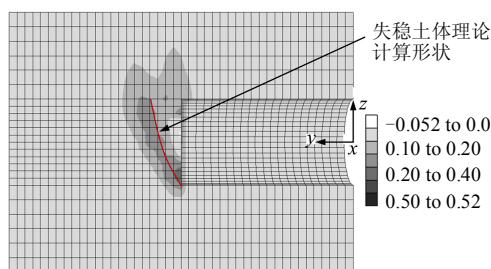


图 14 理论与数值计算结果对比 ($X=0$ 剖面)

Fig.14 Comparison of theoretical and numerical calculation results ($X=0$ section)

4 结 论

(1) 利用 Handy 拱效应理论, 分别在水平方向和垂直方向考虑土体的拱效应。水平方向由于隧道左右两端的支承作用产生水平压力拱, 使失稳土体存在一个极限边界, 失稳土体位于极限边界内。极限边界内垂直方向的土体移动产生悬链线形的最小主应力拱。

(2) 依据 Mohr-Coulomb 破坏准则得出了失稳土体的破坏位置和形状的计算方法, 失稳土体形状类似贝壳形。

以南京地铁 3 号线浦珠路站—滨江路站区间盾构隧道工程作为算例, 理论分析和数值模拟结果吻合较好, 为进一步研究盾构隧道开挖面极限支护压力、开挖面失稳风险评估等问题提供了基础。

参 考 文 献

- [1] 黄正荣, 朱伟, 梁精华, 等. 盾构法隧道开挖面极限支护压力研究[J]. 土木工程学报, 2006, 39(10): 112—116.
HUANG Zheng-rong, ZHU Wei, LIANG Jing-hua, et al. A study on the limit support pressure at excavation face of shield tunneling[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2006, 39(10): 112—116.
- [2] 方勇, 何川. 土压平衡式盾构掘削面支护压力特性分析[J]. 岩土力学, 2009, 30(11): 3528—3532.
FANG Yong, HE Chuan. Analysis of cutting face support pressure for earth pressure balance shield tunneling[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2009, 30(11): 3528—3532.
- [3] 韦良文, 张庆贺, 孙统立, 等. 盾构隧道开挖面稳定研究进展[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版), 2007, 26(6): 67—72.
WEI Liang-wen, ZHANG Qing-he, SUN Tong-li, et al. Current research state of face stability in shield tunnelling and future development[J]. *Journal of Chongqing Jiaotong University (Natural Science)*, 2007, 26(6): 67—72.
- [4] HORN N. Horizontal earth pressure on perpendicular tunnel face[C]//Hungarian National Conference of the Foundation Engineer Industry. Budapest: [s. n.], 1961: 7—16.
- [5] CHAMBON P, CORTÉ J F. Shallow tunnels in cohesionless soil: Stability of tunnel face[J]. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 1994, 120: 1148—1165.
- [6] HISATAKE M, ETO T, MURAKAMI T. Stability and failure mechanisms of a tunnel face with a shallow depth[C]//Proceedings of the 8th Congress of the International Society for Rock Mechanics. Tokyo: [s. n.], 1995: 587—591.
- [7] ATKINSON J H, POTTS D M. Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil[J]. *Géotechnique*, 1977, 27(2): 203—215.
- [8] KRAUSE T. Schildvortrieb mit flüssigkeits-und erdgestützter Ortsbrust[D]. Braunschweig: Technischen Universität Carolo-Wilhelmina, 1987.
- [9] MOHKAM M, WONG Y W. Three dimensional stability analysis of the tunnel face under fluid pressure[C]//Numerical Methods in Geomechanics. Rotterdam: [s. n.], 1989: 2271—2278.
- [10] 魏纲. 顶管工程土与结构的性状及理论研究[博士学位论文 D]. 杭州: 浙江大学, 2005.
- [11] 朱伟, 秦建设, 卢廷浩. 砂土中盾构开挖面变形与破坏数值模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(8): 897—902.
ZHU Wei, QIN Jian-she, LU Ting-hao. Numerical study on face movement and collapse around shield tunnels in sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2005, 27(8): 897—902.
- [12] 黄正荣, 朱伟, 梁精华, 等. 浅埋砂土中盾构法隧道开挖面极限支护压力及稳定研究[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(11): 2005—2009.
HUANG Zheng-rong, ZHU Wei, LIANG Jing-hua, et al. Study on limit supporting pressure and stabilization of excavation face for shallow shield tunnels in sand[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2006, 28(11): 2005—2009.
- [13] HANDY R L. The arch in soil arching[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1985, 111(3): 302—318.
- [14] KINGSLEY H W. Arch in soil arching[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1989, 115(3): 415—419.
- [15] 葉奕昌. 連續壁溝槽開挖之破壞土楔研究[硕士学位论文 D]. 台南: 成功大學, 2002.
- [16] 李君. 盾构开挖面稳定性理论与试验研究[硕士学位论文 D]. 杭州: 浙江大学, 2010.