

浅埋砂土地层盾构带压进舱施工作业开挖面 稳定性研究

葛 俊

(杭州市地铁集团有限责任公司, 310003, 杭州)

摘 要 [目的] 解决浅埋砂土地层盾构带压进舱施工作业过程中开挖面稳定性问题。[方法] 综合采用数值模拟、理论解析和工程验证的方法对盾构带压进舱施工作业过程中的极限支护压力进行研究。首先, 采用数值模拟方法对浅埋砂土地层主动破坏现象进行研究, 得到了相应的极限支护压力和破坏区形状; 然后, 基于数值模拟结果, 构建了适用于浅埋砂土地层的破坏模式, 并求解了相应的极限支护压力; 最后, 将本模型应用于杭州地铁 5 号线工程的盾构带压进舱施工作业, 并对地面沉降情况进行了监测。[结果及结论] 极限支护压力随着埋深的增大近似线性增大, 随着内摩擦角的增大近似指数形式减小; 失稳模式浅埋砂土地层呈现下部楔形体和上部倒圆台的形状, 其中上部破坏区进一步分为破坏核心区和扰动区; 通过与数值模型、文献模型对比发现, 所提出的楔形体 + 倒圆台组合破坏模式能较好地描述因浅埋砂土地层无法成拱而导致破坏区可达地面的现象; 杭州地铁 5 号线工程盾构带压进舱施工作业过程中, 引起地面最大沉降值为 9.5 mm, 影响范围为隧道轴线两侧 10 m 范围内。

关键词 地铁; 浅埋隧道; 砂土地层; 盾构; 带压进舱; 开挖面稳定性; 极限平衡法

中图分类号 U455.43

DOI:10.16037/j.1007-869x.2025.01.016

Stability Study of Shield Tunnel Excavation Face Induced by Shield Chamber Pressure Entering in Shallow-Buried Sand Stratum

GE Jun

(Hangzhou Metro Group Co., Ltd., 310003, Hangzhou, China)

Abstract [Objective] Solve the problem of excavation surface stability during shield tunneling with pressure entry in shallow-buried sandy stratum. To solve the problem of the stability of tunnel face of shield tunnel with pressure into the chamber in shallow buried sandy soil stratum. [Method] The limit support pressure during the shield tunneling pressurized chamber entry operation is studied by combining numerical simulation, theoretical analysis and engineering verification methods. Firstly, the active failure phenomenon of shallow-buried sandy soil stratum is studied by numerical simulation,

and the corresponding limit support pressure and failure zone shape are obtained. Then, based on the numerical simulation results, the failure mode applicable to shallow-buried sandy soil stratum is constructed, and the corresponding ultimate support pressure is solved. Finally, the model is applied in the Hangzhou Metro Line 5 pressurized inlet project, and the ground settlement is monitored. [Result & Conclusion] The limit support pressure increases approximately linearly with the increase of burial depth, and decreases approximately exponentially with the increase of internal friction angle; the instability mode of the shallow-buried stratum presents the shape of lower wedge and upper inverted cone/platform, in which the upper failure zone is further split into the damage core zone and disturbance zone. By comparing with the numerical model and the literature model, it is found that the proposed wedge + inverted cone/platform model can better describe the phenomenon that the damage zone can reach the ground surface due to the inability of the shallow-buried sandy stratum to form an arch; during the shield pressure entry construction of Hangzhou Metro Line 5 project, the maximum ground settlement value caused is 9.5 mm, and the influence range is within 10 m on both sides of the tunnel axis.

Key words metro; shallow-buried tunnel; sandy soil stratum; shield; excavation stability; boarding under pressure; limit equilibrium method

盾构开挖过程中经常遇到刀具磨损、刀盘卡死等问题, 因此带压进舱作业不可避免^[1]。带压进舱作业时, 若气压过低会导致开挖面失稳, 而过高的气压则会导致带压进舱人员有效工作时间降低, 甚至损害作业人员健康。因此, 合理的气压选择对带压进舱工作具有重要的意义。

学者们利用多种手段研究维持掌子面稳定的极限支护压力。文献[2]利用模型试验, 研究隧道掌子面的破坏模式和极限支护力。数值模拟常作为模型试验的补充, 广泛应用于隧道掌子面稳定性

分析。数值模拟主要有有限单元法^[3]、有限差分法^[4]和离散元法^[5]。理论解析是获得开挖面极限支护力的重要手段之一,学者们致力于提出求解极限支护力的理论公式。理论解析目前主要有极限平衡法^[6]和极限分析法^[7-8]两种方法。

本文基于数值模拟结果提出了适用于砂土地层浅埋隧道开挖面破坏模式,利用极限平衡法推导了相应的解析解,并将所提出的理论模型分别与数值模型、文献模型进行对比,验证该模型的适用性与精度。最后,将本文所提出模型应用于杭州地铁5号线工程的盾构带压进舱施工作业,地面沉降监测数据分析结果验证了该模型的适用性。

1 数值模拟

1.1 数值模型

为研究砂土地层盾构带压进舱所需极限支护压力,本节主要采用数值模拟方法研究砂土地层条件下各因素对隧道开挖面稳定性的影响,数值模型如图1所示。该数值模型的长度为 $10D$,宽度为 $3D$,模型高度为 $6D + C$,其中, D 为隧道直径, C 为隧道埋深。

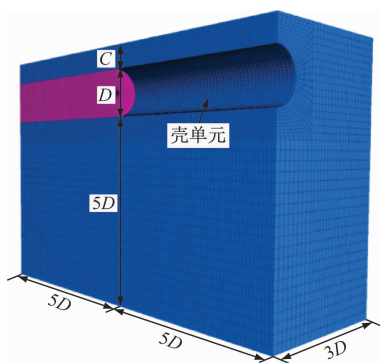


图1 数值模型

Fig. 1 Numerical model

1.2 数值模拟结果分析

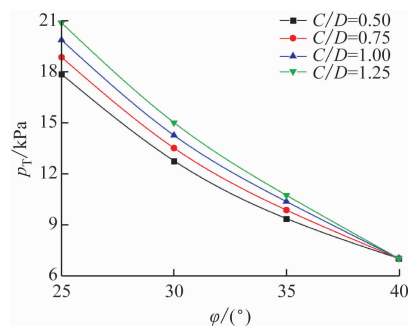
1.2.1 各因素对极限支护压力的影响

不同埋深比下极限支护压力与内摩擦角关系如图2所示。极限支护压力 p_T 随着内摩擦角 φ 增大呈非线性减小。内摩擦角较小时,不同埋深比条件下,极限支护压力相差较大;随着内摩擦角增大,埋深比对极限支护压力的影响逐渐减小;当内摩擦角为 40° 时,埋深比几乎不对极限支护压力有影响。

1.2.2 破坏区

φ 为 30° 时,不同埋深比破坏区的形状如图3所

示。根据文献[9],将位移梯度突变处作为破坏区的边界,埋深较浅时,破坏区可到达地面。破坏区可分为下部破坏区和上部破坏区,其中下部破坏区呈楔形体形状;上部破坏区可视为倒圆台形状(由于靠近开挖面的衬砌参数较强,导致数值模拟结果不明显),倒圆台可划分为圆柱状破坏核心区以及周边的扰动区。掌子面失稳时,上部核心区土体向下运动,周边的扰动区对核心区有向上的摩擦作用。



注: C/D —隧道埋深比。

图2 不同埋深比下极限支护压力随内摩擦角的变化规律
Fig. 2 Variation patterns of limit support pressure with internal friction angle under different burial depth ratios

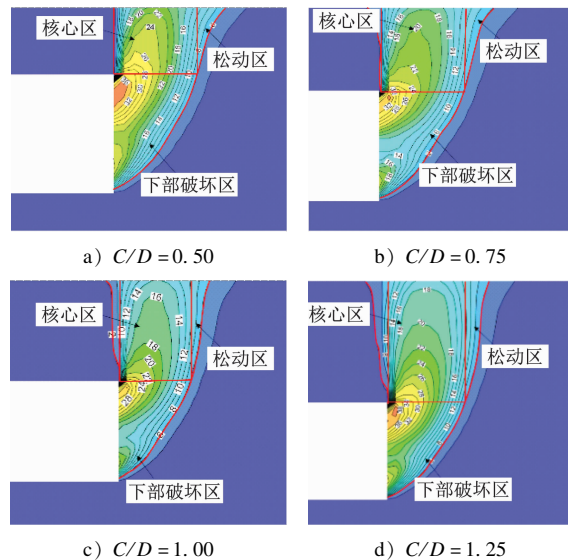


图3 不同埋深比下破坏区的形状(φ 为 30°)

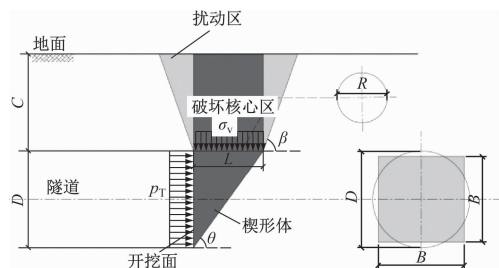
Fig. 3 Failure zone shapes under different burial depth ratios (φ is 30°)

2 理论模型

2.1 破坏模式

根据数值模拟结果,本文提出一种新的用于计算支护压力的破坏模式,如图4所示。极限支护压力 p_T 均匀作用在开挖面上。掌子面失稳时,掌子面

前方成楔形体。上部破坏区为倒圆台形状,进一步分为圆柱体的破坏核心区和周围的扰动区。



注: θ —滑裂面与水平面夹角; L —楔形体宽度; B —开挖面等效边长;
 σ_v —楔形体上部土压力作用力; β —扰动区滑动面与水平面夹角; R —破坏核心区半径。

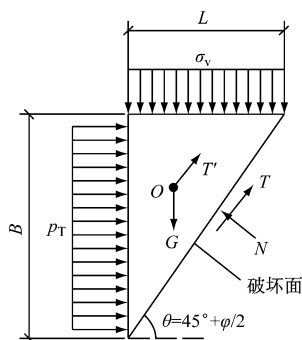
图4 极限支护压力计算模型

Fig. 4 Calculation model of limit support pressure

2.2 极限支护压力

2.2.1 极限支护压力求解

取下部滑动体作为研究对象,土体下部破坏区计算简图如图 5 所示。根据试验和理论分析,滑动面与水平面夹角 $\theta = 45^\circ + \varphi/2$ 。将隧道开挖面等效为正方形,则: $B = D \sqrt{\pi}/2$, $L = B \cot \theta$, 土体自重 $G = \gamma B^2 L/2$, γ 为土体重度。



注: N —楔形体滑动面法向作用力; T —楔形体滑动面摩擦力; T' —楔形体侧面摩擦力。

图5 土体下部破坏区计算简图

Fig. 5 Schematic calculation diagram of lower soil failure zone

假设服从莫尔-库伦准则,楔形体 N 和 T 的关系为:

$$T = \frac{cB^2}{\sin \theta} + N \tan \varphi \quad (1)$$

式中:

c ——土体黏聚力,单位 kPa。

T' 计算公式为:

$$T' = \frac{B^2}{\sin \theta} \left[c + K_0 \left(\frac{2}{3} \sigma_v + \frac{\gamma B}{3} \right) \tan \varphi \right] \quad (2)$$

式中:

K_0 ——土体侧压力系数,对于砂土, $K_0 = 1 - \sin \varphi_0$

水平方向和竖直方向平衡方程为:

$$\begin{cases} p_{\text{T}}B^2 + T\cos\theta + 2T'\cos\theta = N\sin\theta \\ \sigma_{\text{v}}BL + G = T\sin\theta + 2T'\sin\theta + N\cos\theta \end{cases} \quad (3)$$

由式(1)一式(3)可得:

$$p_T = \frac{\delta(\sigma_v BL + G)}{B^2} - \left(\frac{c}{\sin \theta} + \frac{2T'}{B^2} \right) \cdot (\delta \sin \theta + \cos \theta) \quad (4)$$

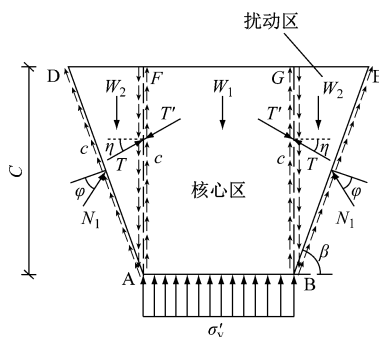
式中:

δ ——计算系数,其计算公式见式(5)。

$$\delta = \sin \theta - \tan \varphi \cos \theta / (\cos \theta + \tan \varphi \sin \theta) \quad (5)$$

2.2.2 楔形体上部土压力

破坏时,核心区内的土体向下滑动,扰动区对核心区有向上的摩擦作用。同时,扰动区与未扰动土体之间也存在摩擦作用。土体上部破坏区计算简图如图6所示。



注: W_1 —核心区土体自重; W_2 —扰动区土体自重; N_1 —扰动区与未扰动区间相互作用力; T_1 —扰动区对核心区的作用力; T'_1 —核心区对扰动区的反作用力; η —扰动区与核心区之间的摩擦因数; σ'_v —楔形体对核心区的反作用力。

图 6 土体上部破坏区计算简图

Fig. 6 Schematic calculation diagram of upper soil failure zone

图6中,任取一通过圆台轴线的截面ABDE,以扰动区土体ADF作为研究对象,则竖向平衡方程和水平方向平衡方程为:

$$\begin{cases} N_1 \sin(\beta - \varphi) - T'_1 \cos \eta - cC \cot \alpha = 0 \\ W_2 + T'_1 \sin \eta - N_1 \cos(\beta - \varphi) = 0 \end{cases} \quad (6)$$

其中:

$$W_2 = \frac{\gamma C^2}{2} \cot \beta \quad (7)$$

η 取值如表 1 所示。

表 1 η 取值与围岩等级关系Tab.1 Relationship between η values and surrounding rock grades

围岩等级	η
I—III	0.9φ
IV	$[0.7\varphi, 0.9\varphi)$
V	$[0.5\varphi, 0.7\varphi)$
VI	$[0.3\varphi, 0.5\varphi)$

以核心区土体 ABFG 为研究对象,则竖向平衡方程为:

$$\sigma_v = \frac{W_1 - 2cC - 2T'_1 \sin \eta}{2 \sqrt{BL/\pi}} \quad (8)$$

其中:

$$W_1 = 2\gamma \sqrt{BL/\pi} C \quad (9)$$

3 模型对比与分析

为验证所提出的理论模型的精度与适用性,将所提出的理论模型计算结果分别与数值模型、经典解析模型计算结果进行对比。

不同埋深比下极限支护压力计算模型对比如图 7 所示。由图 7 可知,本文所提出的理论模型计算所得极限支护压力和数值模型计算所得极限支护压力都随着埋深比的增大而增大,且变化趋势相似。当埋深比增至 1.25 时,极限支护压力增长不再明显。文献[7]和文献[8]模型计算得到的极限支护压力在埋深比超过 0.5 后不再变化,且极限支护压力要小于本文解析解和数值模拟结果。造成上述问题的主要原因为:文献[7]和文献[8]的模型在摩擦角较小的地层中过早地形成土拱,与试验结果和工程实践不相符。

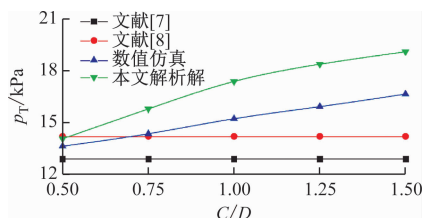


图 7 不同埋深比下极限支护压力计算模型对比

Fig. 7 Comparison of limit support pressure calculation models under different burial depth ratios

不同内摩擦角下极限支护压力计算模型对比如图 8 所示。由图 8 可知,所有解析模型得到的极限支护压力均随着内摩擦角的增大呈非线性减小。

由于在浅埋条件下土拱无法形成,上部破坏区传来的土压力增大,导致本文所提出理论模型的解析解要高于文献[7]和文献[8]模型的解析解。随着内摩擦角的增大,土体的摩擦效应越来越明显,上述各模型计算得到的极限支护压力趋于一致。

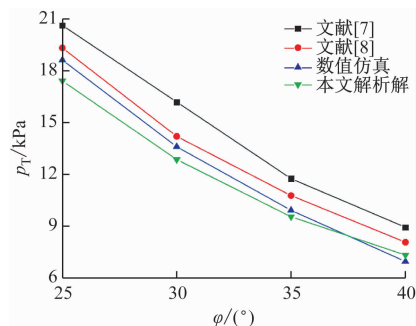


图 8 不同内摩擦角下极限支护压力计算模型对比

Fig. 8 Comparison of limit support pressure models under different internal friction angles

4 盾构带压进舱工程应用

4.1 工程概况

杭州地铁 5 号线候潮路站—南星桥站区间,盾构掘进至第 212 环时扭矩突然增大,推力陡增,盾体抖动严重。发现渣土里含石块和铁屑。因刀盘前遭遇坚硬异物且刀具受到严重磨损,致使盾构机无法掘进,需要带压进舱作业。

4.2 工程地质及水文地质情况

带压进舱位置的土体物理力学参数见表 2。地质勘查资料显示,带压进舱位置地层自上而下依次为 1-2 素填土、3-2 砂质粉土、3-5 砂质粉土夹粉砂和碎石夹黏土。隧道埋深 8.6 m,地下水位埋深 2.3 m。

表 2 土体物理力学指标

Tab.2 Soil physical and mechanical parameters

土层	厚度/ m	重度/ (kN/m ³)	压缩模量/ MPa	内摩擦角/ (°)	黏聚力/ kPa
1-2 素填土	1.3	18.5	3.0	10	8
3-2 砂质粉土	6.5	18.8	5.0	24	3
3-5 砂质粉土 夹粉砂	6.9	18.9	7.0	26	2
碎石夹黏土	5.1	19.2	17.0	35	3

4.3 极限支护压力求解

将土体等效为均质土体,其等效重度、内摩擦

角和黏聚力分别为 18.82 kN/m^3 、 23.7° 和 2.97 kPa 。将上述参数代入本文所提出的理论模型,计算得到极限支护压力 $p_T = 26 \text{ kPa}$ 。隧道中心点位置水压力 $p_w = 95.5 \text{ kPa}$ 。因此需要施加的压力 $p = 121.5 \text{ kPa}$ 。取安全系数 $F_s = 2$,则实际施加支护压力设定为 243 kPa 。

A1—A4 监测截面沉降稳定后的沉降槽曲线如图 9 所示。由图 9 可知:在给定的支护压力作用下,A2 截面的沉降值最大,为 9.5 mm ;其次是 A1 截面,最大沉降值为 5.35 mm ;在刀盘正上方的 A3 截面和刀盘后部的 A4 截面,地面沉降值较小,分别为 3.17 mm 和 3.25 mm 。带压进舱影响范围为隧道轴线两侧 10 m 范围内。

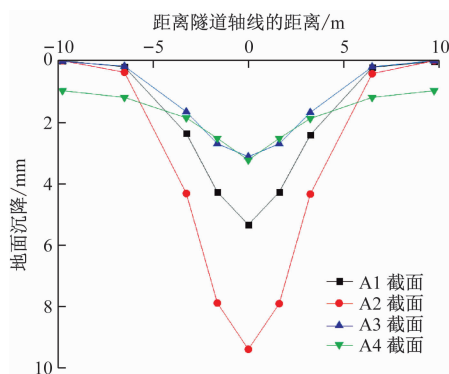


图 9 A1—A4 监测截面竖向位移

Fig. 9 Vertical displacement of monitoring section A1-A4

5 结论

1) 数值模拟显示,对于浅埋砂土地层,掌子面失稳模式呈现下部楔形体和上部倒圆台的形状,其中上部破坏区进一步分为破坏核心区和扰动区。

2) 基于数值模拟结果,提出了新的组合破坏模式,与数值模型、经典解析模型对比发现,本文所提出的理论模型能更好地描述浅埋砂土地层破坏区可达到地面的现象。

3) 杭州地铁 5 号线候潮路站—南星桥站带压进舱施工作业验证了本文所提出理论模型的合理性,通过该模型计算得到本次带压进舱所需压力为 121.5 kPa ,实际设定压力为 243 kPa 。在该压力下,地面最大沉降值为 9.50 mm ,影响范围为隧道轴线两侧 10 m 范围内。

参考文献

[1] 胡威东,周子扬,封坤,等.盾构带压进舱开挖面稳定性分

析及合理进舱换刀区间判断研究[J].隧道建设(中英文),2022,42(5):833.

HU Weidong, ZHOU Ziyang, FENG Kun, et al. Stability analysis of excavation surface induced by shield chamber opening under pressure and rational position of cutter replace[J]. Tunnel Construction, 2022, 42(5): 833.

[2] CHEN R, YIN X, TANG L, et al. Centrifugal model tests on face failure of earth pressure balance shield induced by steady state seepage in saturated sandy silt ground[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2018, 81: 315.

[3] LI S, LI P, ZHANG M. Analysis of additional stress for a curved shield tunnel[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2021, 107: 103675.

[4] LI P, WEI Y, ZHANG M, et al. Influence of non-associated flow rule on passive face instability for shallow shield tunnels[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2022, 119: 104202.

[5] CHEN R P, TANG L J, LING D S, et al. Face stability analysis of shallow shield tunnels in dry sandy ground using the discrete element method[J]. Computers and Geotechnics, 2011, 38(2): 187.

[6] ZHANG X, WANG M, WANG Z, et al. A limit equilibrium model for the reinforced face stability analysis of a shallow tunnel in cohesive-frictional soils[J]. Tunnelling and Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research, 2020, 105: 103562.

[7] SOUBRA A H, DIAS D, EMERIAULT F, et al. Three-dimensional face stability analysis of circular tunnels by a kinematical [C] // GeoCongress 2008: Characterization, Monitoring, and Modeling of GeoSystems. New Orleans: Geo-Institute of ASCE, 2008: 894-901.

[8] MOLLON G, DIAS D, SOUBRA A H. Rotational failure mechanisms for the face stability analysis of tunnels driven by a pressurized shield[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2011, 35(12): 1363.

[9] LI P, ZOU H, WANG F, et al. An analytical mechanism of limit support pressure on cutting face for deep tunnels in the sand[J]. Computers and Geotechnics, 2020, 119: 103372.

[10] 魏纲,贺峰.砂性土中顶管开挖面最小支护压力的计算[J].地下空间与工程学报,2007,3(5):903.

WEI Gang, HE Feng. Calculation of minimal support pressure acting on shield face during pipe jacking in sandy soil[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2007, 3(5): 903.

· 收稿日期:2024-02-26 修回日期:2024-07-15 出版日期:2025-01-10

Received:2024-02-26 Revised:2024-07-15 Published:2025-01-10

· 通信作者:葛俊,高级工程师,504884449@qq.com

· ©《城市轨道交通研究》杂志社,开放获取 CC BY-NC-ND 协议

© Urban Mass Transit Magazine Press. This is an open access article under the CC BY-NC-ND license