

# 干砂盾构隧道开挖面主动极限支护压力计算

程 诚<sup>1</sup>, 赵 文<sup>1</sup>, 程超楠<sup>1</sup>, 李 飞<sup>2</sup>

(1. 东北大学 资源与土木工程学院, 辽宁 沈阳 110819; 2. 中铁九局集团有限公司西安分公司, 陕西 西安 710000)

**摘 要:** 隧道开挖面支护压力的合理选取是维持开挖面稳定性的重要条件, 本文基于筒仓理论与三维楔形体计算模型, 假设开挖面破坏区滑动块为一个由部分球体与半圆台组成的弧形楔形体, 滑动块上部为半圆柱体. 采用 Terzaghi 松动土压力与 Rankine 主动土压力计算方法和滑动块受力平衡, 推导出干砂条件下开挖面主动极限支护力计算公式. 由案例分析可知, 该公式计算结果小于魏纲和三维楔形体模型计算结果, 且更接近 Chambon 离心模型试验结果, 并针对计算误差探讨了该计算公式局限性因素.

**关 键 词:** 盾构隧道; 干砂; 三维楔形体模型; 主动极限支护压力; 计算误差

中图分类号: TU 473

文献标志码: A

文章编号: 1005-3026(2018)09-1348-05

## Calculation on Active Limit Support Pressure of Shield Tunnel Excavation Face in Dry Cohesionless Soil

CHENG Cheng<sup>1</sup>, ZHAO Wen<sup>1</sup>, CHENG Chao-nan<sup>1</sup>, LI Fei<sup>2</sup>

(1. School of Resources & Civil Engineering, Northeastern University, Shenyang 110819, China; 2. Branch Corporation in Xi'an of China Railway 9th Bureau Group Corporation, Xi'an 710000, China. Corresponding author: ZHAO Wen, E-mail: wenneu@163.com)

**Abstract:** Reasonable calculation on the support pressure of tunnel face is important for tunnel stability. Based on the silo theory and the 3D wedge model, the sliding block ahead of the face was assumed as an arc wedge composed by part of a sphere and half a circular truncated cone; and the upper silo of the sliding block is assumed as half a cylinder. The active limit face support pressure on the excavation face in dry cohesionless soil was derived based on the equilibrium of the sliding block according to the equations of Terzaghi loose earth pressure and Rankine active earth pressure. The calculation results from the proposed equation are less than that from Wei Gang's model and the 3D wedge model, but is close to the results by Chambon's centrifuge model tests. The restrictions of this method was discussed through calculation error analysis.

**Key words:** shield tunnel; dry cohesionless soil; 3D wedge model; active limit face support pressure; calculation error

盾构法作为一种最先进的暗挖法其机械化与自动化程度高且能够较好适应多种复杂地质条件, 尤其在城市高层建筑密集增长的今天, 由于盾构能够最大限度减少城市地下工程施工对地表的影响而被广泛采用. 但是, 针对不同地质条件下, 盾构开挖面支护力的设定直接关系到上部建筑及人员的安全, 支护力过大易造成地表隆起, 而过小易导致地表塌陷. 通过盾构施工的以往工程事故来看, 有相当一部分是由于盾构的开挖面支护力

不足导致地表塌陷造成严重的人员财产损失<sup>[1]</sup>. 因此, 盾构开挖面支护力一直是盾构施工领域里重要的研究课题, 合理的盾构开挖面支护力计算模型不仅能保证上部地表建筑及人员安全, 还能在一定程度上降低盾构施工的成本.

## 1 理论引入

极限平衡法是对盾构开挖面稳定性进行分析

收稿日期: 2017-02-24

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51578116).

作者简介: 程 诚(1992-), 男, 安徽安庆人, 东北大学博士研究生; 赵 文(1962-), 男, 内蒙古乌兰察布人, 东北大学教授, 博士生导师.

的一种常用方法,其基本思想是认为满足土体剪切破坏的条件下其破坏发生于某一滑动面,通过假设滑动面的形状,利用滑动体内部各个分量的静力平衡或力矩平衡计算出滑动体的极限支护力.

1.1  Horn 与 Janssen 筒仓理论

Horn<sup>[2]</sup> 基于 Janssen 筒仓理论<sup>[3]</sup> 于 1961 年最先提出三维楔形体计算模型,主要思想就是盾构开挖面前方土体由一个楔形体与上部的棱柱体组成,在土体满足 Mohr – Coulomb 破坏准则且为刚塑性体的条件下,通过假设开挖面楔形体滑动区的角度,利用楔形体的受力平衡条件得到开挖面 ABCD 的支护力大小,并且根据楔形滑动体的滑动趋势得到极限支护力.魏纲等<sup>[4]</sup> 则在 Horn<sup>[2]</sup> 假设模型的基础上考虑了平衡拱的影响,提出了梯形楔形体计算模型.

1.2  Terzaghi 松动土压力理论

对于具有一定埋深的隧道而言,其开挖过程伴随应力释放及土体的自身质量的共同作用,隧道顶部一定范围的土体出现向下滑动,并且具有较为明显的滑动破坏面,如图 1 所示.但由于邻近静止土体的黏聚力与摩擦力等内部土体颗粒间的相互作用制约了土体的继续滑动并迫使其尽量保留在原位置,导致楔形体上表面的覆土压力小于其上部覆土自重, Terzaghi 根据这个现象以松散体理论为基础得到松动土压力的计算模型<sup>[5]</sup>, 2B 为松动区土体的宽度,由式(1)确定:

$$B = R \cot \left( \frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right), \tag{1}$$

式中 R 为隧道半径.

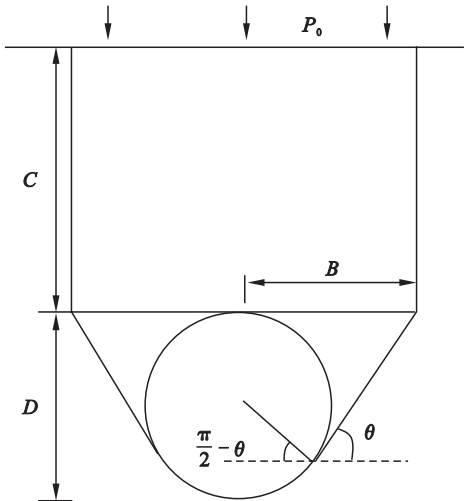


图 1  Terzaghi 松动土压力模型

Fig. 1  Loose earth pressure model by Terzaghi

图中, C 为隧道顶部埋深; D 为隧道直径, C/

D 为埋深比.

2  砂性土盾构开挖面破坏形态及新支护力计算模型

2.1  砂性土破坏形态

在砂性土地层的开挖条件下开挖面破坏形态的理论分析数学模型主要是通过试验和数值模拟的方法来确定,其中离心试验和 1 g 模型试验<sup>[6-13]</sup> 则是采用最为广泛的试验方法. Chambon 等<sup>[10]</sup> 利用离心模型试验将不同的埋深比设为变量,通过不断减小均质砂土土层开挖面的支护力研究不同埋深比情况下砂性土开挖面破坏形态,其结果如图 2 所示. Mair 等<sup>[14]</sup> 通过总结之前的研究成果并通过采用离心试验验证得到了黏性土层由于黏聚力使得开挖面区域的破坏形态呈漏斗状,而砂性土则呈烟囱状.

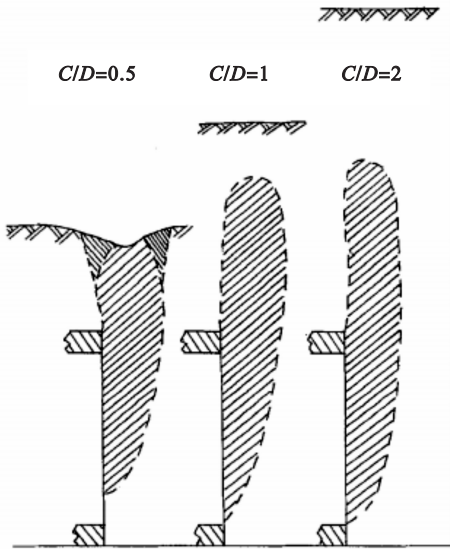


图 2  不同埋深比情况下砂土破坏形态<sup>[10]</sup>  
Fig. 2  Failure modes of sandy soil in different embedded depth<sup>[10]</sup>

在应用较为广泛的三维楔形体筒仓理论<sup>[2]</sup> 和魏纲等<sup>[4]</sup> 改进的梯形楔形体理论中,针对开挖面破坏区的形状假设时采用的是具有一定倾角的平面状的滑裂面,通过对不同内摩擦角的砂土进行数值模拟分析,数值模拟采用隧道直径 6 m,埋深 6 m,如图 3 所示.不难发现该假设对于内摩擦角相对较大的砂土进行计算时误差较小,但是对于内摩擦角相对较小的砂土,尤其是在隧道底部诱发区,其滑动面的发展很明显是一个由曲面向平面的渐变过程,而且土体的内摩擦角越小滑动面的渐变过程越明显.

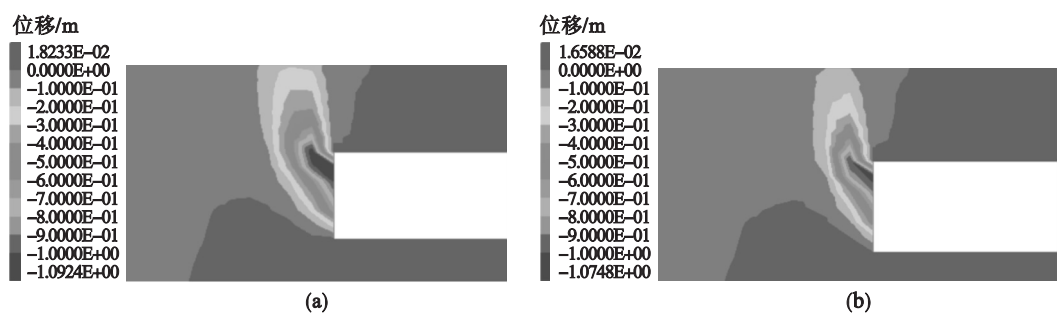


图 3 内摩擦角改变时盾构开挖面 Z 轴位移云图  
Fig. 3 Z displacement contour for different internal friction angles  
(a) —  $\varphi = 25^\circ$ ; (b) —  $\varphi = 30^\circ$ .

对于开挖面水平方向的破坏区形状,楔形体模型<sup>[2]</sup>将其假设成一个矩形区域,结合数值模拟结果(图 4)可知,盾构开挖面前方破坏区域从隧道底部开始向隧道顶部的发展趋势为半圆向椭圆进行渐变,而魏纲等<sup>[4]</sup>考虑到土体的平衡拱效

应,将开挖面前部的三维楔形体滑动块修正为梯形楔形体滑动块,在某种程度上更形象地描述了开挖面破坏区水平方向的破坏区形态,但是与实际情况仍有差距.

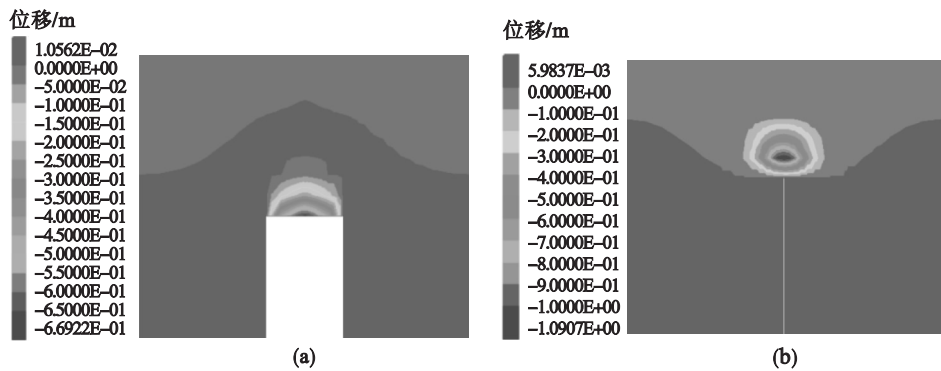


图 4 不同埋深位置盾构隧道开挖面土体 Z 轴位移  
Fig. 4 The Z displacement contour of soil in shield tunnel face of at different buried depths  
(a) ——距隧道底部 2 m; (b) ——隧道顶部.

2.2 盾构开挖面支护压力计算模型

通过对砂土盾构开挖面的破坏形态进行分析可知,盾构开挖面支护力计算模型的几何影响因素主要是滑动区滑裂面与水平剖面的尺寸形状.基于 Horn<sup>[2]</sup> 的三维楔形体计算模型,引入 Terzaghi 松动土压力<sup>[5]</sup>的分析方法,首先假定开挖面为圆形且开挖时的破坏区域由隧道底部开始诱发,对于三维楔形体计算模型中的开挖面楔形块可以进行如下方面的改进:

- 1) 隧道顶部土体扰动区为  $2B$ ;
- 2) 结合之前相关学者的试验结果和数值分析的结果,为了更好地描述滑裂面位于隧道底部的诱发区和滑动区破坏形态(见图 3,图 4),利用类似部分球体和半圆台组成的弧形楔形体,如图 5 所示的 I, II 两个区,其中  $\theta = \pi/4 + \varphi/2$ ,球体半径为  $R$ ,前方土体扰动区范围为  $B$ ;
- 3) 滑动区上部的筒仓其外形主要受到滑动区顶部尺寸的影响,所以由滑动区外形的假设得

到上部筒仓为半圆柱区域, $H$  表示筒仓高度, $H_w$  表示地下水位距离地表高度.

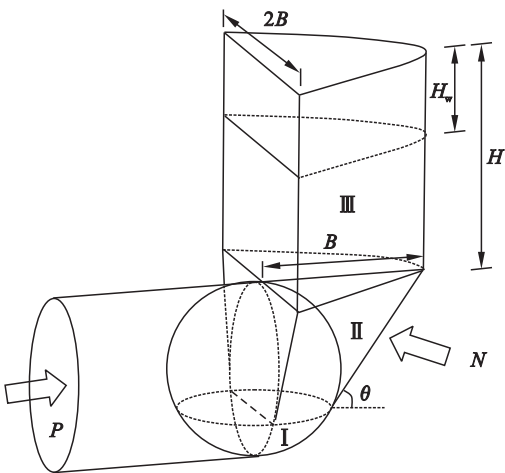


图 5 改进后的模型示意图  
Fig. 5 Sketch of the improved model

改进后的新计算模型如图 5 所示.其中: $P$  为盾构开挖面支护力; $N$  为弧形楔形体表面上的合

力; $\gamma$  为土体重度. 整个模型处于极限平衡状态, 由于是砂性土, 所以采用水土分算且不考虑黏聚力.

如图 6 所示, 令 I 区和 II 区的开挖面面积为  $S_{\text{I}}, S_{\text{II}}$ , 水平方向合力为  $P_{\text{I}}, P_{\text{II}}$ .

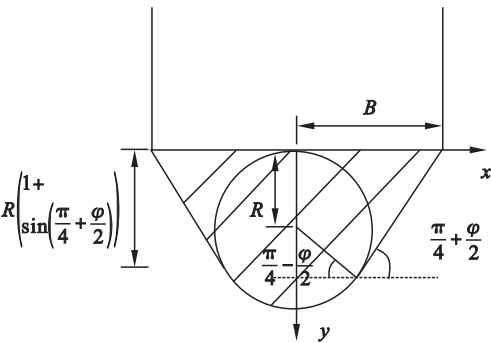


图 6 改进模型开挖面  
Fig. 6 The excavation face of the improved model

可以得到开挖面应力值  $\sigma_{\text{T}}$  为

$$\sigma_{\text{T}} = \frac{P_{\text{I}} + P_{\text{II}}}{S_{\text{I}} + S_{\text{II}}}.$$

(2)

进一步分析得到

$$\sigma_{\text{T}} = 0.195 \cdot (1 - \sin \varphi) \cdot (\sigma_{\text{v}} + \gamma R).$$

(3)

其中,  $\sigma_{\text{v}}$  表示筒仓底部压力,

$$\sigma_{\text{v}} = (1 - e^{-K_0 \cdot \tan \varphi \cdot M \cdot z}) \frac{\gamma - cM}{K_0 \cdot \tan \varphi \cdot M} + P_0 \cdot e^{-K_0 \cdot \tan \varphi \cdot M \cdot z}.$$

(4)

式中:  $P_0$  表示地表附加荷载;  $K_0$  表示侧向土压力系数;  $c$  表示土体黏聚力;  $\varphi$  表示土体内摩擦角;  $M = \frac{2(\pi + 2)}{\pi B}$ ;  $z$  表示地表以下任意位置距离地表的距离.

3 案例计算分析

本文采用既有的 Chambon 等<sup>[10]</sup> 离心模型试验的结果和三维楔形体模型与魏纲改进模型计算结果<sup>[4]</sup> 来验证本文假设模型计算的合理性. 试验土体材料为均质干砂, 内摩擦角为 35°. 本文根据试验内容和公式推导结果自行编制计算程序, 计算开挖面支护力.

通过选取直径 5 m 和 10 m 的两种隧道, 在不同工况下进行试验. 试验结果和计算结果如表 1 所示.

表 1 试验临界支护力计算结果及误差  
Table 1 Calculation results of critical support pressure and calculation error

隧道直径 $D$ m	埋深比 ( $C/D$ )	重度 $\gamma$ $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	试验值 kPa	本文 计算值 kPa	楔形体 计算值 kPa	魏纲 计算值 kPa	本文模 型误差 率/%	楔形体 模型误差 率/%	魏纲模 型误差 率/%
5.0	0.5	16.1	3.6	5.5	9.3	7.8	52.8	158.3	116.7
5.0	0.5	16.1	3.3	5.5	9.3	7.8	66.7	181.8	136.4
5.0	1.0	16.1	3.5	6.9	10.6	8.3	97.1	202.9	137.1
5.0	1.0	16.1	3.0	6.9	10.6	8.3	130.0	253.3	176.7
5.0	1.0	16.1	3.3	6.9	10.6	8.3	109.1	221.2	151.5
10.0	1.0	16.0	7.4	13.7	21.1	16.5	85.1	185.1	123.0
5.0	2.0	16.1	4.0	8.1	11.3	8.4	102.5	182.5	110.0
10.0	2.0	16.0	8.0	16.2	22.4	16.7	102.5	180.0	108.8
10.0	4.0	16.0	8.2	17.1	22.6	16.7	108.5	175.6	103.7

从表 1 的数据可知, 开挖面支护力理论模型的计算结果相对于试验结果偏大, 并且随着隧道埋深与隧道直径的加大, 理论计算值与试验值的误差有进一步增大的趋势, 相比于楔形体模型与魏纲改进的计算模型, 本文所提出的新的计算模型其计算值与离心试验结果更为接近.

通过表 1 中的试验结果与计算数据的对比可以得到隧道直径对开挖面支护力影响较为明显, 而在相同隧道直径的情况下埋深比对于开挖面支护力的影响较小. 通过对表 1 的误差分析可以得

到随着隧道埋深与隧道直径的加大, 理论计算与试验值的误差逐渐增大. 这主要由两个方面的因素引起: 第一, 隧道直径等倍数增大未必会造成开挖面破坏区域相应倍数的增加, 从而导致误差产生. 而隧道埋深的增加, 土拱效应对开挖面破坏区域的影响逐渐显现, 如图 3 所示, 隧道埋深较浅时破坏区域能够发展至地表, 但隧道埋深较深时破坏区域无法发展至地表, 在计算模型的假定条件中, 其上部的破坏范围是计算到地表的, 埋深越大时, 出现的计算误差也就越大. 第二, 整个计算模



型的侧向土压力系数取值直接影响到计算精度,尤其是弧形楔形体部分,由于滑裂面形状的改变,侧向土压力系数很难保证为固定常量,采用单一数值会造成与实际不符。所以,对于本文提出的计算公式一般适用于含水较少的砂性土层,隧道直径中等且埋深较浅,并且在工程中选用此方法计算盾构开挖面支护力时可以针对弧形楔形体部分选取更大的侧向土压力系数来调整工程的安全系数。

## 4 结 论

1) 本文基于现有较为成熟的 Horn 与 Jassen 筒仓与楔形体模型计算理论、Terzaghi 松动土压力理论对干砂条件下开挖面楔形体模型进行一定程度改进,使开挖面前方的破坏区域形状与前人试验得到的实际情况更为接近,并以此提出新的计算模型。

2) 与传统方法中设定滑动区为刚性土体直接利用受力平衡推导不同,本文对滑动区采用微元法并部分采用主动土压力的计算方法进行分析,推导出开挖面支护力计算公式。

3) 本文通过 Chambon 等的离心模型试验结果与几种理论模型计算结果的对比得到本文提出的理论模型其计算结果更精确,并结合误差分析得到了干砂条件下隧道直径较大与隧道埋深较大时,开挖面破坏区域范围发展趋势的不确定性对本文计算公式造成一定的局限性。

## 参考文献:

- [1] 秦建设. 盾构施工开挖面变形与破坏机理研究[D]. 南京: 河海大学, 2005.  
(Qin Jian-she. Study on face deformation and collapse of earth pressure shield tunnel [D]. Nanjing: Hehai University, 2005. )
- [2] Horn M. Horizontal earth pressure on perpendicular tunnel face[C]//Hungarian National Conference of the Foundation Engineer Industry. Budapest, 1961: 7 – 16.
- [3] 陈喜山, 朱卫东. Janssen 公式的推广与应用[J]. 土木工程学报, 1996, 22(5): 11 – 17.  
(Chen Xi-shan, Zhu Wei-dong. Extension and application of Janssen equation[J]. China Civil Engineering Journal, 1996, 22(5): 11 – 17. )
- [4] 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 – 908.  
(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 – 908. )
- [5] Terzaghi K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: John Wiley and Sons, Inc, 1943: 1 – 501.
- [6] Anagnostou G, Kovari K. Face stability conditions with earth-pressure-balanced shields[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 1996, 11(2): 165 – 173.
- [7] 周小文, 濮家骝. 砂土中隧洞开挖引起的地面沉降试验研究[J]. 岩土力学, 2002, 23(5): 559 – 563.  
(Zhou Xiao-wen, Pu Jia-liu. Centrifuge model test on ground settlement induced by tunneling in sandy soil [J]. Rock and Soil Mechanics, 2002, 23(5): 559 – 563. )
- [8] 陈仁朋, 李君, 陈云敏, 等. 干砂盾构开挖面稳定性模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(1): 117 – 122.  
(Chen Ren-peng, Li Jun, Chen Yun-min, et al. Large-scale tests on face stability of shield tunnelling in dry cohesionless soil [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(1): 117 – 122. )
- [9] Chen R P, Tang L J, Yin X S, et al. An improved 3D wedge-prism model for the face stability analysis of the shield tunnel in cohesionless soils[J]. Acta Geotechnica, 2015(10): 683 – 692.
- [10] Chambon P, Cort'e J F. Shallow tunnels in cohesionless soil stability of tunnel face [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 120(7): 1148 – 1165.
- [11] Kamata H, Masimo H. Centrifuge model test of tunnel face reinforcement by bolting[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2003, 18(2): 205 – 212.
- [12] Atkison J H, Potts D M, Schofield A N. Centrifugal model tests on shallow tunnels in sand[J]. Tunnels and Tunneling, 1977, 9(1): 59 – 64.
- [13] Kirsch A. Experimental investigation of the face stability of shallow tunnels in sand [J]. Acta Geotechnica, 2010(5): 43 – 62.
- [14] Mair R J, Taylor R N. Bored tunnelling in the urban environment [C]//Proceeding of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rotterdam: AA Balkema Publishers, 1999: 2353 – 2385.