

# 考虑土拱效应的盾构隧道开挖面稳定性

武 军<sup>1</sup>, 廖少明<sup>1,2</sup>, 时振昊<sup>1</sup>

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

**摘要:** 在考虑松动土体内的三维土拱效应和开挖土体与刀盘摩擦力的基础上, 改进了传统的筒仓楔形体模型计算方法。结果表明: 最小土压应力并不是传统方法假设的均匀分布形式, 而是近似呈抛物线分布; 土的黏聚力、内摩擦角、刀盘与松动土体间的摩擦角以及埋深等物理参数对其最小土压应力均有一定程度的影响; 降低刀盘与开挖面土体间的摩擦角可以显著增加开挖面的极限稳定性。通过与模型试验结果和其他计算方法的对比分析, 验证了本文计算方法的合理性。

**关键词:** 盾构隧道; 土拱效应; 最小土压应力; 开挖面稳定  
**中图分类号:** TU473 **文献标志码:** A

## Workface Stability of Shield Tunnel Considering Arching Effect

WU Jun<sup>1</sup>, LIAO Shaoming<sup>1,2</sup>, SHI Zhenhao<sup>1</sup>

(1. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** The minimal earth pressure on the shield tunnel face can be calculated using a new method proposed in this paper. This method takes into account the arching effect in loosening soil and the friction between cutter and soil. It is found that the distribution of the minimal earth pressure is not uniform, which is assumed by the existing methods, but parabolic. The parameters, including soil cohesion, soil friction angle, the friction angle between cutter and soil and the cover-to-diameter ratio, have significant influence on the minimal earth pressure. The stability of workface can be enhanced by decreasing the friction angle between cutter and soil. Finally, the results of the proposed method agree quite well with those reported in other literatures based on the existing methods.

**Key words:** shield tunnel; arching effect; minimal earth

pressure; workface stability

盾构隧道施工中开挖面失稳时有发生, 危害巨大, 避免开挖面失稳的关键在于合理设置支护压应力。目前, 针对这一问题, 已经取得了一定的研究成果。Vermeer 等<sup>[1]</sup>和 Kim 等<sup>[2]</sup>通过有限元数值分析, 总结了开挖面极限支护应力计算公式。Leca 等<sup>[3]</sup>和 Mollon 等<sup>[4]</sup>利用塑性上下限理论极限分析法, 推导出了开挖面极限支护力的上下限解。Horn<sup>[5]</sup>基于 Janseen 的筒仓理论提出了筒仓楔形体模型极限平衡法, 因其假设的破坏区与实际基本相同, 且物理意义明确, 计算简单, 故在工程实践中得到广泛的应用。Broere<sup>[6]</sup>将该模型扩展应用于成层地层中, Anagnostou 等<sup>[7-8]</sup>利用该模型分析了考虑泥水盾构泥水渗入地层的影响和土压盾构地下水渗透力作用于楔形体内的影响时极限支护力的计算公式。Anagnostou<sup>[9-10]</sup>考虑了楔形体水平拱效应, 并给出了相应的极限支护压应力计算公式。Hu 等<sup>[11]</sup>将正楔形体改为梯形楔形体, 并推导了复合地层盾构隧道极限支护力计算公式。

开挖面前方土体对刀盘的压应力分布模式和大小直接决定了支护压应力的大小和作用效果。但长期以来, 一直假定开挖面前方土体对刀盘的压应力为线性分布, 且不考虑刀盘与松动土体之间的摩擦力, 只考虑楔形体平行于开挖面截面内的土拱效应, 同时水平土压应力系数依赖经验确定<sup>[5-10]</sup>。

本文在考虑松动土体内的三维土拱效应和开挖土体与刀盘的摩擦力的基础上, 改进了筒仓楔形体模型<sup>[5]</sup>, 给出了松动区土体对刀盘压应力的分布形式; 讨论了相关物理参数对松动土压应力的形式和大小的影响, 然后通过与模型试验结果<sup>[12-13]</sup>的对比

收稿日期: 2014-03-17

基金项目: 国家自然科学基金(51078292, 1378389)

第一作者: 武 军(1984—), 男, 博士生, 主要研究方向为盾构隧道施工环境影响及隧道长期稳定性、耐久性。E-mail: wwwx207@yeah.net

通讯作者: 廖少明(1966—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为盾构隧道及基坑工程的设计与施工。

E-mail: liaosm@126.com

分析,验证了本文计算方法的合理性.一般而言,多种地层中均存在土拱效应,但是对于软土地层,土拱效应相对不明显且随时间可能逐渐消失,而砂土地层中的土拱效应较明显;当盾构隧道上覆土层厚度小于 2.5 倍隧道直径时<sup>[14]</sup>,开挖面失稳松动区才能影响至地面,因此本文计算模型适用于砂土地层浅埋盾构隧道开挖面支护力的确定.

## 1 松动区土体对刀盘压应力的确定

模型试验<sup>[12,15-17]</sup>证实,随着开挖面位移的增加,松动区从开挖面底部开始向上扩展,也即松动区的土拱效应也是从开挖面的底部开始向上扩展的.同时,在盾构掘进中开挖面土体在刀盘的旋转切削和支护稳定的共同作用下运动.因此,土体与刀盘间的摩擦力可分解为刀盘旋转切削时土体与其之间的转动摩擦力,以及土体颗粒在重力作用下向斜下方运动进入土舱过程中刀盘对土颗粒产生的向上滑动摩擦力.如图 1 所示,当刀盘顺时针旋转切削土体时,土体对刀盘的转动摩擦力  $\tau_r$  合力为一个力偶  $S$ ,该力偶与刀盘扭矩相互平衡,因此土体与刀盘间的转动摩擦力不对开挖面稳定产生影响.

综上所述,本文在确定盾构开挖支护压应力时,只需考虑开挖面松动土体与刀盘的向上摩擦力,同时筒仓与楔形体中的土拱效应采用目前应用较为广泛的小主应力拱理论<sup>[18]</sup>计算.

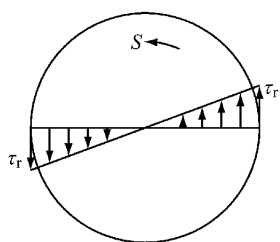


图 1 刀盘顺时针旋转时土体对切削刀盘的转动摩擦力

Fig.1 Friction between soil and cutterhead when cutterhead clockwise rotating

### 1.1 楔形体内的土拱效应

Terzaghi<sup>[14]</sup>通过 Trap-door 试验发现了土拱效应,并把它定义为土压应力从屈服区域转移到邻近静止区域并使压应力减小的现象. Handy<sup>[18]</sup>将土拱定义为小主应力的轨迹,并证明该轨迹形状为悬链线的一部分, Kingsley<sup>[19]</sup>将土拱曲线简化为圆弧.小主应力拱理论计算结果与实际较为相符,因此得到了较为广泛的应用<sup>[20]</sup>.

小主应力拱理论认为:土拱区内松动土体作用

在静止墙体上的水平压应力系数<sup>[20]</sup>

$$k = \frac{\sigma_h}{\sigma_{av}} = \frac{3(\cos^2\theta + k_a \sin^2\theta)}{3 - (1 - k_a)\cos^2\theta} \quad (1)$$

式中:  $\sigma_h$  为作用在静止墙体(静止土体或者刀盘均可被看作静止的墙体)上的水平土压应力;  $\sigma_{av}$  为松动土体平均竖向应力;  $k_a$  为郎肯主动土压应力系数,  $k_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$ , 其中  $\varphi$  为土体内摩擦角.  $\theta$  可由下式<sup>[20]</sup>确定:

$$\theta = \arctan\left(\frac{1 - k_a \pm \sqrt{(1 - k_a)^2 - 4\tan^2(\delta k_a)}}{2\tan(\delta k_a)}\right) \quad (2)$$

式中:  $\delta$  为松动土体与静止墙体间的摩擦角, 当松动土体与静止墙体间的摩擦充分发挥时  $\delta = \varphi$ . 式(2)可计算出两个  $\theta$  值, 取两者中的大值<sup>[20]</sup>. 特别地, 当  $\delta = 0^\circ$  时,  $\theta = 90^\circ$ .

### 1.2 楔形体上覆压应力

筒仓楔形体模型假定临近失稳状态时, 开挖面前方土体滑动区域由位于开挖面前方的楔形体(EFGHIJ)及其上方的筒仓棱柱体(GHIJKMNP)两部分组成, 如图 2 所示. 图中,  $C$  为隧道上覆土层厚度,  $D$  为隧道直径,  $L$  为楔形体顶部长度,  $B$  为楔形体顶部宽度,  $\omega$  为楔形体滑动面与竖直面的夹角.

对于  $B$  值有不同的确定方法, 本文依据开挖面与矩形 EFGH 面积等效原则,  $B$  值按下式<sup>[21-22]</sup>确定:

$$B = \frac{D}{2}\pi^{1/2} \quad (3)$$

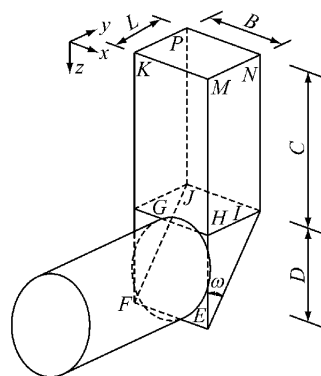


图 2 筒仓楔形体模型

Fig.2 Silo plus sliding wedge model

$\omega$  以往通过迭代方法取值, 取开挖面压应力最大时的值, 但计算过程繁琐, 计算量大. 模型试验<sup>[16]</sup>证明开挖面失稳时,  $\omega$  值在  $(45^\circ - \varphi/2)$  附近. 因此, 本文假设

$$\omega = 45^\circ - \varphi/2 \quad (4)$$

筒仓棱柱体三维松动土压应力模型如图 3 所

示.图中, $\sigma_0$ 为地表竖向均布应力, $\tau_v$ 为周围土体对棱柱体微元体的摩擦应力, $\sigma_v$ 为棱柱体微元体上部土体对其上表面的平均压应力, $\sigma_v + d\sigma_v$ 为棱柱体微元体下部土体对其下表面的平均反作用力, $z$ 为棱柱体微元体距离地表的深度, $dz$ 为微元体厚度.筒仓侧面静止土体可看作小主应力拱理论中的静止墙体,墙土间的摩擦角为土的内摩擦角 $\varphi$ ,因此筒仓侧面上的水平土压应力系数 $k_1$ ,可取 $\delta=\varphi$ 按式(1)和(2)确定.假设地层均质且服从Mohr-Coulomb准则,则楔形体上覆土平均竖向面应力<sup>[9]</sup>

$$\sigma_v = \frac{R\gamma - c}{k_1 \tan \varphi} [1 - e^{-k_1 \tan(\frac{\varphi}{R})}] + \sigma_0 e^{-k_1 \tan(\frac{\varphi}{R})} \quad (5)$$

式中: $\gamma$ 为土体重度; $c$ 为土的黏聚力; $z$ 为所分析的单位厚度土层距地表深度. $R$ 为参数,按下式<sup>[9]</sup>确定:

$$R = \frac{BD \tan \omega}{2(B + D \tan \omega)} \quad (6)$$

令 $z=C$ ,代入式(6)即可计算得楔形体上覆压应力 $\sigma_C$ ;当 $\sigma_C=0$ 且 $c>R\gamma$ 时, $\sigma_C$ 为负值,此时取 $\sigma_C=0$ .

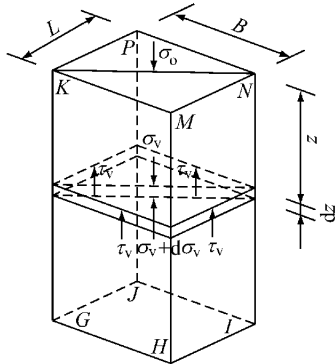


图3 筒仓三维松土压应力模型

Fig.3 Vertical stress distribution of soil silo model

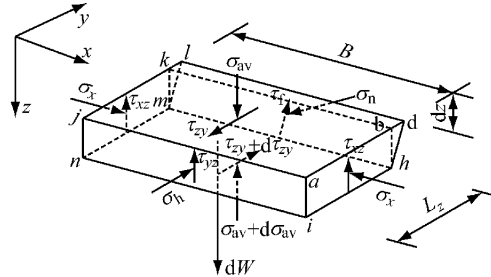
### 1.3 楔形体对刀盘的压应力

如图4所示,对于从图2所示的楔形体中任取一个垂直于 $z$ 轴,厚度为 $dz$ 的微元体 $adhijlmn$ .本文假设楔形体滑移斜面与竖直方向的夹角 $\omega$ 为 $(45^\circ - \varphi/2)$ ,因此在微元体 $y$ 方向最右侧,大、中、小主应力方向必分别为 $z, x, y$ 方向,即 $bdlk$ 面、 $bdh$ 面与 $hbk m$ 面分别为大主应力 $\sigma_1$ 、中主应力 $\sigma_2$ 、小主应力 $\sigma_3$ 作用面,棱柱体 $bdhklm$ 在周围土体对其的压应力 $\sigma_n$ 和摩擦力 $\tau_f$ 的作用下处于平衡状态,而且由于主应力作用面上剪应力为零,所以对微元体的另一部分 $abhijk m n$ 的竖向应力分析无影响.基于以上分析,微元体 $abhijk m n$ 在竖直方向上受到以下几部分应力作用:

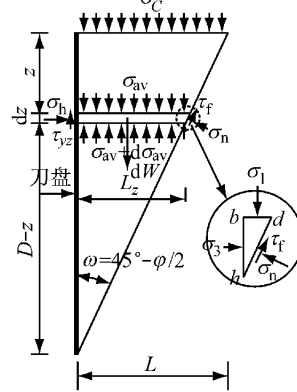
(1) 微元体自重

$$dW = \gamma B L_z dz \quad (7)$$

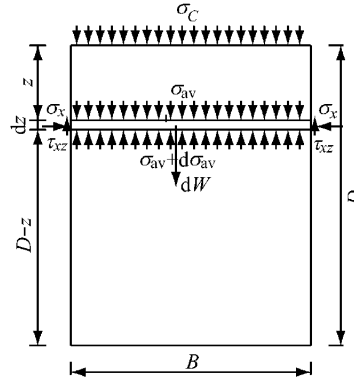
式中: $L_z$ 为微元体长度, $dW$ 为微元体自重.



a 楔形体微元体应力分析三维图



b 楔形体微元体应力分析x方向投影图



c 楔形体微元体应力分析y方向投影图

图4 楔形体微元体应力分析图

Fig.4 Stress acting on an infinitesimal slice

(2) 微元体上部土体对其上表面的压应力合力

$$V = \sigma_{av} B L_z \quad (8)$$

(3) 微元体下部土体对其下表面的支撑应力合力

$$V + dV = (\sigma_{av} + d\sigma_{av}) B L_z \quad (9)$$

(4)  $abhi$ 面与 $jk m n$ 面上分别所受的周围土体对其的平均压应力 $\sigma_x$ 大小相等方向相反,故其合力为零,但竖向摩擦力 $\tau_{xz}$ 的合力

$$dT = (\sigma_x \tan \varphi + c) L_z dz = (\sigma_{av} k_1 \tan \varphi + c) L_z dz \quad (10)$$

可将楔形体  $x$  方向的侧壁静止土体看作小主应力拱理论中的静止墙体,墙土间的摩擦角为土的内摩擦角  $\varphi$ ,则楔形体  $x$  方向的水平土压应力系数可取  $\delta = \varphi$ ,由式(1)和(2)确定,其值与筒仓侧面上的水平土压应力系数相同,因此楔形体  $x$  方向的水平土压应力系数也用  $k_1$  表示。

(5) 刀盘对面  $ainj$  的竖向摩擦应力  $\tau_x$  的合力

$$dT_s = \sigma_h \tan(\delta) B dz = \sigma_{av} k_2 \tan(\delta) B dz \quad (11)$$

式中:  $k_2$  为开挖面前方松动土体对盾构刀盘的水平压应力系数,盾构机刀盘可看作小主应力拱理论中的静止墙体,刀盘与松动土体间的摩擦角为土的内摩擦角  $\delta$ ,则  $k_2$  按式(1)和(2)确定,只有在刀盘与松动土体间的摩擦角等于土的内摩擦角的情况下,才有  $k_1 = k_2$ 。

由微元体  $abhijkmn$  的竖向应力平衡条件得

$$\gamma B L_z dz = B L_z d\sigma_{av} + 2(\sigma_{av} k_1 \tan \varphi + c) L_z dz + \sigma_{av} k_2 \tan(\delta) B dz \quad (12)$$

将  $L_z = (D - z) \tan \omega$  代入式(12)得

$$\frac{d\sigma_{av}}{dz} = \left[ \frac{k_2 \tan \delta}{(z - D) \tan \omega} - \frac{2k_1 \tan \varphi}{B} \right] \sigma_{av} + \left( \gamma - \frac{2c}{B} \right) \quad (13)$$

解微分方程(13)得

$$\sigma_{av} = (z - D)^s e^{-tz} \left( \int r e^{tz} (z - D)^{-s} dz + K \right) \quad (14)$$

式中:  $K$  为积分常数。  $r, s, t$  为计算参数,表达式分别如下:

$$r = \gamma - \frac{2c}{B} \quad (15)$$

$$s = \frac{k_2 \tan \delta}{\tan \omega} \quad (16)$$

$$t = \frac{2k_1 \tan \varphi}{B} \quad (17)$$

如图 4c 所示,边界条件为

$$z = 0, \sigma_{av} = \sigma_c \quad (18)$$

由式(16)和(17)可知,当  $\varphi > 0^\circ, \delta = 0^\circ$  时,即  $s = 0$  且  $t \neq 0$ ,式(14)有显式符号解并结合边界条件(18)得到其表达式如下:

$$\sigma_{av} = \sigma_c e^{-tz} + \frac{r}{t} (1 - e^{-tz}) \quad (19)$$

当  $\varphi = 0^\circ$  时,必有  $\delta = 0^\circ$ ,即  $s = t = 0$  时,结合边界条件(18),式(14)的显式符号解表达式如下:

$$\sigma_{av} = \sigma_c + rz \quad (20)$$

可以证明,式(20)是当  $t$  趋近于零时,式(19)的极限。

当  $s \neq 0$  且  $t \neq 0$  时,式(14)无显式符号解,故需将其在  $z = 0$  点用 Taylor 级数展开并分项积分求和

来求解,取级数的前两项积分求和并将边界条件(18)代入得

$$\sigma_{av} = fz^2 + gz + \sigma_c \quad (21)$$

式中:  $f, g$  为计算参数,其表达式分别为

$$f = \frac{\sigma_c}{2D^2} [(s + tD)^2 - s] - \frac{r}{2D} (s + tD) \quad (22)$$

$$g = r - \sigma_c \left( t + \frac{s}{D} \right) \quad (23)$$

将式(21)乘以开挖面前方松动土体对盾构刀盘的水平压应力系数  $k_2$ ,即为开挖面前方松动土体对刀盘的水平压应力

$$\sigma_h = \sigma_{av} k_2 = (fz^2 + gz + \sigma_c) k_2 \quad (24)$$

为使本文研究结果能适用于不同直径、不同埋深的盾构隧道开挖面稳定分析中,将松动土体作用在刀盘的压应力及深度量纲一化。为不失一般性,本文研究工况取隧道直径  $D = 10$  m,上覆土层厚度  $C$  与隧道直径  $D$  的比值  $C/D = 2$ ,地层重度  $\gamma = 18$  kN  $\cdot$  m $^{-3}$ ,土体黏聚力  $c = 0$  kPa,地表竖向均布荷载  $\sigma_0 = 0$  kPa。如图 5a 所示,当  $\varphi > 0^\circ, \delta = 0^\circ$  即  $s = 0, t \neq 0$  时,式(14)的显式符号解与级数解  $z/D \leq 0.6$  时,两者几乎完全相同;  $z/D \geq 0.6$  时,显式符号解略大于级数解,这是由于级数解略去了高阶级数项造成的。特别地,当  $\varphi = 0^\circ$  时,必有  $\delta = 0^\circ$ ,即  $t = 0$  和  $s = 0$  时,符号解与级数解完全相同,如图 6b 所示;需要说明的是,  $\varphi = 0^\circ, \delta \neq 0^\circ$ ,即  $t = 0, s \neq 0$  的情况在现实中是不存在的,所以在此不做讨论。

当  $\varphi = \delta > 0^\circ$  时,数值解略大于级数解,其原因也是由于级数解略去了高阶级数项造成的,如图 5b 所示。综上所述,采用二阶级数解对松动土压应力的计算影响不大,所以式(24)精度是足够的。

由图 5 与式(24)可知,与通常假设的均匀分布形式不同,在开挖土体与刀盘的摩擦导致的三维土拱效应作用下,开挖面前方松动土体对刀盘的压应力的分布形式近似呈抛物线状。

为方便与通常假设的均布压应力相比较,将式(24)沿隧道直径  $D$  积分并除以  $D$  即为松动土体对刀盘的平均压应力

$$\sigma_{ah} = \left( \frac{1}{3} f D^2 + \frac{1}{2} g D + \sigma_c \right) k_2 \quad (25)$$

式中:  $\sigma_{ah}$  为松动土体对刀盘的水平压应力。

## 2 参数影响分析

由第 1 节分析可知,松动土体对刀盘的压应力受较多相关物理参数的影响,为进一步分析松动土

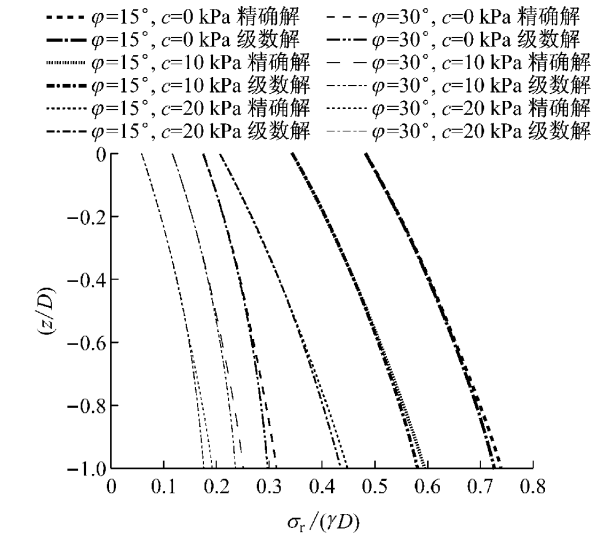
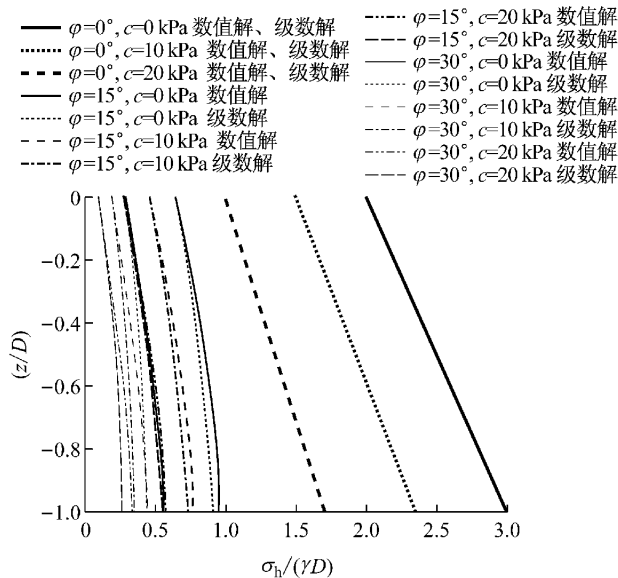
a 当  $s=0, t \neq 0$  时松动土压应力精确解与级数解的比较b 当  $\varphi=\delta$  时松动土压应力数值解与级数解的比较

图5 松动土压应力精确解、数值解与级数解的比较

Fig. 5 Comparison the series solution with numerical solution of horizontal earth pressure on cutterhead

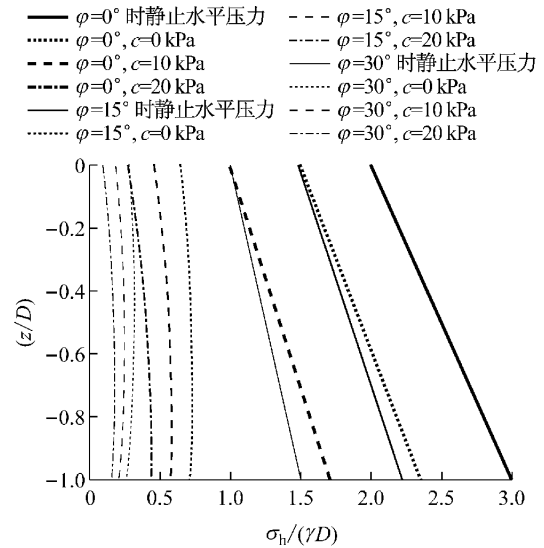
体对刀盘压应力的内在机理,有必要分析各参数对其的影响,为简化分析,取  $\varphi=\delta$ .

## 2.1 黏聚力的影响

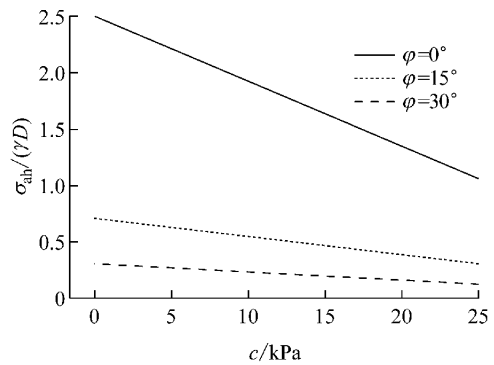
如图6所示,当  $\varphi=0^\circ$  时,随着黏聚力的增加,筒仓楔形体竖向应力和楔形体对刀盘水平压应力的大小明显减小;当  $\varphi>0^\circ$  时,黏聚力对松动土体作用在刀盘上的压应力的影响较小. 压应力在内摩擦确定的情况下,黏聚力的变化不影响其分布形式.

## 2.2 内摩擦角的影响

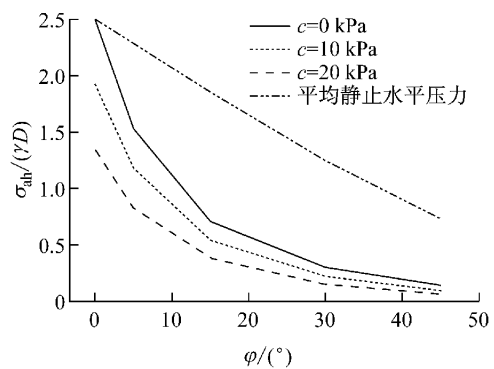
如图6可知,当  $\varphi=0^\circ$  时,筒仓楔形体竖向应力



a 松动土体对刀盘的水平压应力分布



b 松动土体对刀盘的平均压应力与黏聚力的关系



c 松动土体对刀盘的平均压应力与内摩擦角的关系

图6 松动土体对刀盘水平应力分布图

Fig. 6 Distribution of horizontal earth pressure on cutterhead

和楔形体对刀盘水平应力呈线性分布,并且当  $c=0$  kPa,由于松动土体与周围土体及刀盘间的摩擦力为零,则其作用在刀盘上的压应力与静止土压应力相同;当  $\varphi>0^\circ$  时,筒仓楔形体竖向应力和楔形体对刀盘水平应力分布形式变为抛物线形,抛物线的最大值随着  $\varphi$  的增大逐渐向上移动. 当  $\varphi<30^\circ$  时,楔形体

对刀盘的平均水平压应力随着  $\varphi$  值的增大快速减小,但当  $\varphi \geq 30^\circ$  时,刀盘的平均水平压应力随着  $\varphi$  值的增大基本不再增加,并趋向一个定值约为  $0.25\gamma D$ 。

### 2.3 土体与刀盘间摩擦角的影响

刀盘与开挖土体间的外摩擦角是一个综合性参数,其值的大小应根据地层条件、刀盘开口率、盾构支护模式等因素综合确定。

为不失一般性,取  $\varphi = 30^\circ$ ,由图 7a 可知,当开挖土体与刀盘间摩擦角  $\delta = 0^\circ$  且  $\varphi > 0^\circ$  时,松动土体对刀盘的压应力近似呈线性分布。随着  $\delta$  的增大,但不超过  $0.60\varphi$  时,松动土体对刀盘的压应力的下半部分呈明显的抛物线状,其最大值逐渐向上移动,但压应力的上半部分近似呈线性分布,其值变化很小。当  $\delta \geq 0.60\varphi$  时,松动土体对刀盘的压应力在整个开挖断面上呈明显抛物线状,其最大值也逐渐向上移动至开挖面中部。当  $\delta = \varphi$  时,松动土体对刀盘的压应力跳跃性增大,特别是在开挖面中上部这种现象更为明显。

由图 7b 可知,当  $\delta < 0.50\varphi$  时,松动土体对刀盘的平均压应力随着  $\delta$  的增大缓慢减小,至  $\delta = 0.50\varphi$  达到其最小值;当  $\delta \geq 0.50\varphi$  时,松动土体对刀盘的平均压应力随着  $\delta$  的增大快速增大,至  $\delta = \varphi$  时到达其最大值。

由以上分析可知,降低刀盘与开挖土体间的摩擦角能显著降低开挖面的极限支护力,因此有必要分析不同支护模式下开挖面失稳和刀盘与开挖土体间的摩擦角的关系。

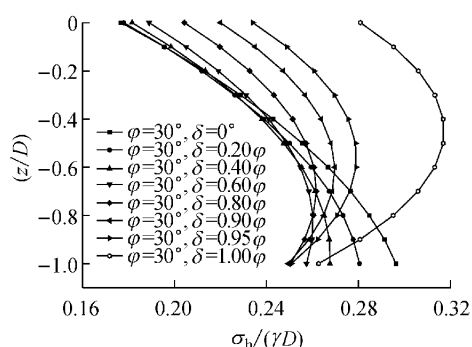
目前常用的盾构支护模式有气压平衡支护、泥水平衡支护和土压平衡支护三种。

气压平衡支护模式下,在透气性小的土体中,或者开挖面在地下水位以下时,气体有可能会在刀盘与土体间形成厚度很小的气垫层,此时外摩擦角可近似取为零。在透气性较大的土体中且开挖面在地下水位以上时,刀盘与土体间很难形成气垫层,因此刀盘开口率越大,外摩擦角越接近土体内摩擦角。

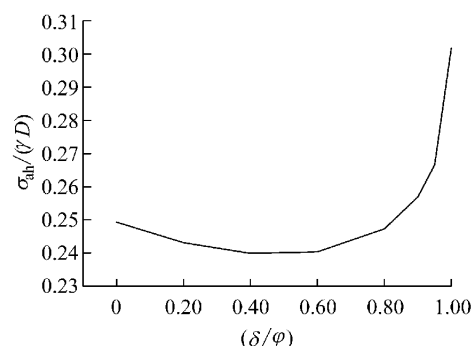
泥水平衡支护模式下,会形成一定厚度且覆盖于整个开挖面的泥膜,因此外摩擦角的大小近似等于泥膜与土体间的摩擦角,而该摩擦角与泥膜的质量有关,高质量的泥膜能显著降低外摩擦角的取值,即高质量的泥膜能显著增加开挖面的稳定性。

土压平衡支护模式下,外摩擦角的大小主要与渣土改良的好坏和刀盘开口率的大小有关,刀盘开口率越大,外摩擦角的取值越接近于土体与改良渣

土间的摩擦角,因此高质量的渣土改良,能显著增加开挖面的稳定性。



a 压应力分布与  $\delta$  的关系



b 压应力大小与  $\delta$  的关系

图7 刀盘上水平压应力大小及分布与  $\delta$  的关系

Fig. 7 Change of horizontal earth pressure distribution on cutterhead with  $\delta$

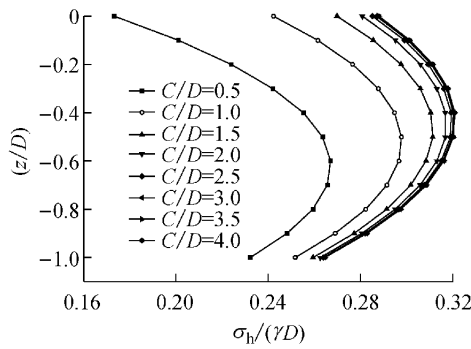
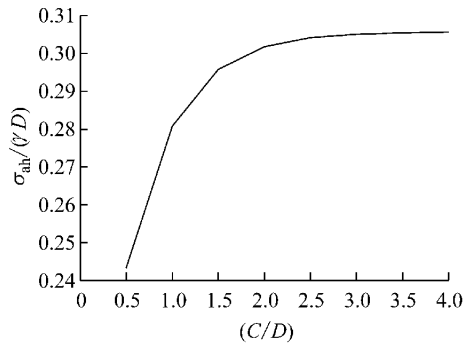
### 2.4 埋深的影响

为不失一般性,取  $\varphi = \delta = 30^\circ$ ,由图 8a 可知,当  $C/D < 1.5$  时,松动土体对刀盘的压应力随着埋深的增加而逐渐增大,其中在刀盘的上部增加更为明显,但松动土体对刀盘的压应力随着埋深的增大其增量逐渐降低。当  $C/D \geq 1.5$  时,松动土体对刀盘的压应力随着埋深的增加而缓慢增大,并趋于一个定值,约为  $0.32\gamma D$ 。

由图 8b 可知,当  $C/D < 1.5$  时,松动土体对刀盘的平均压应力随着埋深的增加而快速增大。当  $C/D \geq 1.5$  时,松动土体对刀盘的平均压应力随着埋深的增加而缓慢增大,并趋于一个定值,约为  $0.30\gamma D$ 。

## 3 与模型试验结果对比

用文献[12]中离心模型试验结果和文献[13]中重力场模型试验结果验证本文方法,并与 Vermeer 等<sup>[1]</sup>提出的基于数值分析的计算方法和 Leca 等<sup>[3]</sup>

a 压应力分布与  $C/D$  的关系b 压应力大小与  $C/D$  的关系图8 刀盘水平压应力大小及分布与  $C/D$  关系Fig.8 Change of horizontal earth pressure distribution on cutterhead with  $C/D$ 

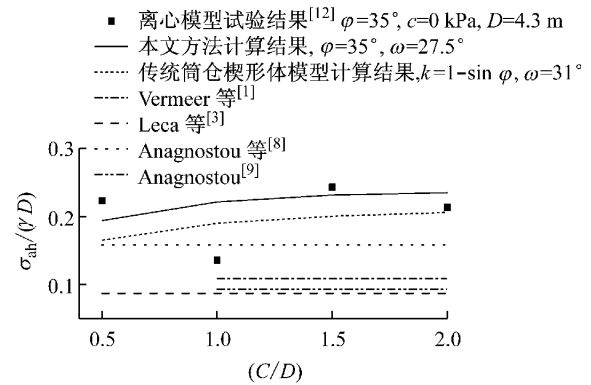
提出的基于塑性上下限理论的计算方法,以及Anagnostou等<sup>[8-9]</sup>提出的对筒仓楔形体模型的改进计算方法对比,见图9所示。

需要说明的是,在模型试验<sup>[12-13]</sup>中,开挖面前方松动土体进入隧道后在开挖面附近堆积,这些堆积土体与衬砌间的摩擦力和支护挡板一起共同阻碍土体的进一步松动,随着堆积土体的增多,这种阻碍作用越来越大,最终阻止了土体的进一步松动,所以在埋深较大且土体不能形成稳定的自承土拱的情况下,堆积体对土体进一步松动的阻碍作用使得土体的最终松动区不能发展至地面。但在实际盾构隧道掘进中,被刀盘切削下来的松动土体不断地被排出土舱,开挖面前方的松动土体只能由刀盘支撑,而且在掘进过程中土体松动区的范围并不能被直接观测到,特别是由于砂性土松动的速度较快,所以在隧道上覆土厚度小于2.5倍隧道直径时<sup>[14]</sup>,一旦支护压应力设置不当,松动区就会较快扩展至地面。综上所述,为更好地结合工程实践,本文均选取模型试验中松动区扩展至地面时的支护压应力作为开挖面稳定极限支护压应力进行对比分析。

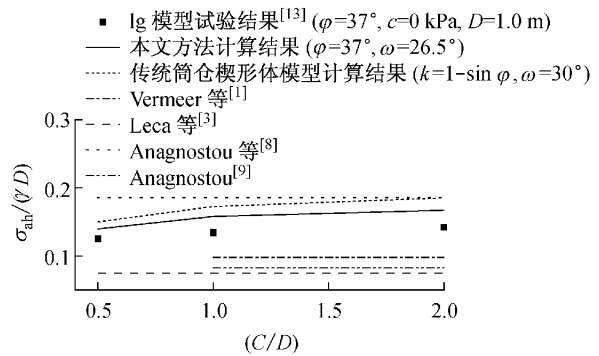
如图9所示,将本文方法计算结果与离心模型试验<sup>[12]</sup>和重力场模型<sup>[13]</sup>试验结果进行对比分析可

以看出,与其他计算方法相比较,本文方法计算结果相较与离心模型试验结果最为吻合,同时略大于重力场模型试验结果。其原因是:在离心模型试验中,土体开挖前利用粒子图像测速(PIV)系统严格控制土体变形,使得土体处于静止状态;而重力场模型试验中,在土体开挖前不能严格控制土体变形,使得土体有一定程度的松动卸荷,因此试验结果较小。

本文方法结果比传统筒仓楔形体模型计算结果更接近模型试验结果,而且 $\omega$ 值相差不大,说明本文假设 $\omega = 45^\circ - \varphi/2$ 对松动土压应力的确定影响不大。Anagnostou<sup>[9]</sup>取开挖面前方土体水平压应力系数为1.0,过高地估计了楔形体的土拱效应,导致计算结果偏小。



a 与离心模型试验结果对比



b 与重力场模型试验结果对比

图9 模型试验结果对比图

Fig.9 Comparison of model experimental results

## 4 结论

(1) 在考虑松动土体内的三维土拱效应和开挖土体与刀盘的摩擦力的基础上,改进了筒仓楔形体模型并给出了松动区土体对刀盘压应力的分布形式为近似抛物线状。

(2) 相较于内摩擦角,黏聚力对松动区土压应

力的分布和大小影响较小;刀盘和松动土体间的摩擦角发挥程度对松动土压应力影响显著;当  $C/D \geq 1.5$  时,埋深对松动土压应力的大小和分布形式基本没有影响。

(3) 通过降低刀盘与开挖面间的摩擦角,如形成高质量的泥膜或渣土改良等方法,可以显著提高开挖面的稳定性。

(4) 本文方法计算的松动土压应力,相较于其他计算方法,与文献报道模型试验结果更为吻合。

#### 参考文献:

- [1] Vermeer P A, Ruse N, Marcher T. Tunnel heading stability in drained ground[J]. *Felsbau*, 2002, 20(6): 8.
- [2] Kim S H, Tonon F. Face stability and required support pressure for TBM driven tunnels with ideal face membrane; drained case [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2010, 25: 526.
- [3] Leca E, Dormieux L. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow tunnels in frictional material [J]. *Geotechnique*, 1990, 40(4): 581.
- [4] Mollon G, Dias D, Soubra A H. Face stability analysis of circular tunnels driven by a pressurized shield[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2010, 136(1): 215.
- [5] Horn M. Horizontal earth pressure on perpendicular tunnel face[C]// *Proceedings of the Hungarian National Conference of the Foundation Engineer Industry*. Budapest: Hungary Press, 1961.
- [6] Broere W. Tunnel Face Stability and New CPT Application [D]. Delft: Delft University Press, 2001.
- [7] Anagnostou G, Kovári K. The face stability of slurry shield-driven tunnels [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 1994, 9(2): 165.
- [8] Anagnostou G, Kovari K. Face stability conditions with earth pressure balanced shields [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 1996, 11(2): 165.
- [9] Anagnostou G. The contribution of horizontal arching to tunnel face stability[J]. *Geotechnik*, 2012, 35(1): 34.
- [10] Anagnostou G. The stability of a tunnel face with a free span and a non-uniform support [J]. *Geotechnik*, 2013, 36(1): 40.
- [11] Hu X Y, Zhang Z X, Kieffer S. A real-life stability model for a large shield-driven tunnel in heterogeneous soft soils [J]. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 2012, 6(2): 176.
- [12] Thorpe J P. Ground movements during tunneling in sand [D]. Kingston: Queen's University, 2007.
- [13] Chen R P, Li J, Kong L G, *et al.* Experimental study on face instability of shield tunnel in sand [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2013, 33: 12.
- [14] Terzaghi K. *Theoretical soil mechanics*[M]. New York: John Wiley & Sons, 1943.
- [15] Kirsch A. Experimental investigation of the face stability of shallow tunnels in sand[J]. *Acta Geotechnica*, 2010, 5(1): 43.
- [16] Idinger G, Aklik P, Wu W, *et al.* Centrifuge model test on the face stability of shallow tunnel[J]. *Acta Geotechnica*, 2011, 6(2): 105.
- [17] Ahmed M, Iskander M. Evaluation of tunnel face stability by transparent soil models[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2012, 27(1): 101.
- [18] Handy R L. The arch in soil arching [J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1985, 111(3): 302.
- [19] Kingsley H W. Arch in soil arching[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1989, 115(3): 415.
- [20] Paik K H, Salgado R. Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effect[J]. *Geotechnique*, 2003, 53(7): 643.
- [21] Broere W. Face stability calculation for a slurry shield in heterogeneous soft soils[C]// *Proceedings of the World Tunnel Congress 98 on Tunnels and Metropolises*. Sao Paulo: Balkema Rotterdam Press, 1998: 215-218.
- [22] 徐明, 邹文浩, 刘瑶. 超大直径泥水盾构在砂土中的开挖面稳定性分析[J]. *土木工程学报*, 2012, 45(3): 174.  
XU Ming, ZOU Wenhao, LIU Yao. Face stability of large slurry shield-driven tunnel in sands [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2012, 45(3): 174.