

# 砂土地层中不同支护模式下盾构隧道 开挖面稳定性研究

武军<sup>1</sup>, 廖少明<sup>2</sup>, 王坤<sup>1</sup>

(1. 中国人民解放军63926部队, 北京100092;

2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海200092)

**摘要:** 防止盾构隧道开挖面失稳的关键是合理设置不同盾构支护平衡模式下的支护压应力。在改进的筒仓楔形体模型计算方法得出的开挖面松动土体对刀盘压力呈近似呈抛物线分布的基础上, 研究了气压支护模式、泥水支护模式和土压支护模式下, 盾构隧道开挖面分别在地下水位以上和地下水位以下时开挖面的稳定性, 研究结果表明: 有效支护应力均匀分布时, 除粘土开挖面下部失稳外, 其余土体均为开挖面中下部失稳; 有效支护压应力呈上小下大的梯形分布时, 除软粘土开挖面下部失稳外, 其余土体均为开挖面上部失稳; 有效支护应力呈上大下小的梯形分布时, 所有土体开挖面均为下部失稳; 在气压、泥水和土压平衡支护模式下, 开挖面在未达到筒仓楔形体模型所假设的开挖面整体失稳前, 开挖面已经发生了局部失稳, 采用筒仓楔形体模型确定的极限稳定支护力是不安全的。最后给出了开挖面松动土体对刀盘压应力公式中计算参数的无量纲化图, 以方便实际工程运用。

**关键词:** 盾构隧道; 开挖面稳定; 盾构支护模式; 整体稳定; 局部稳定

中图分类号: U455

文献标识码: A

## FACE STABILITY OF SHIELD TUNNEL WITH DIFFERENT SUPPORT MODELS IN SAND

WU Jun<sup>1</sup>, LIAO Shaoming<sup>2</sup>, WANG Kun<sup>1</sup>

(1. China Troop No. 63926 of Chinese People's Liberation Army, Beijing 100092, China;

2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

**Abstract:** Setting reasonable support pressure for different support model shield tunnel machine is extremely important for the face stability of the shield tunnel. The face stability is discussed respectively when the face is above and under water for the typical distribution of face support in tunneling by compressed air shield, slurry shield and EPB shield. The research results show that, When the effective support stress is uniformly distributed, the soil mass is unstable in the middle and the bottom of the face except for the instability in the lower part of the clay face; when the effective support stress is distributed in trapezoid with a small top and big bottom, the soil mass is unstable in the top of the face except for the instability in the lower part of the soft clay face; on the contrary, the lower half part of the face is unstable for all kinds of soil mass when the effective stress distribution is in trapezoid with a big top and small bottom. In the balanced support mode of compressed air shield, slurry shield and EPB shield, the face

has already gone through local instability before the overall instability of face assumed by the wedge-shaped model; therefore, traditional wedge model based on overall stability is unsafe. Furthermore, in order to facilitate the calculation of active earth pressure, active pressure coefficient and others design parameters are also provided as function of the soil friction angle and the friction between cutter and the soil.

**Key words:** shield tunnel; face stability; support model; overall stability; local stability

## 0 引言

盾构隧道在砂土地层中施工时开挖面失稳可能性很大,一旦发生产会造成极其严重的损失。防止开挖面失稳的关键是合理设置不同盾构支护平衡模式下的支护压应力。针对这一问题,目前主要的研究成果集中在临界状态下开挖面的整体失稳上,如工程中广泛应用的筒仓楔形体模型的极限平衡法<sup>[1]</sup>和塑性上、下限理论极限分析法<sup>[2-3]</sup>均是假设开挖面整体失稳。然而,工程实践和模型试验都证明盾构隧道开挖面失稳主要以局部失稳为主。Chambon<sup>[4]</sup>和 Oblozinsky<sup>[5]</sup>通过三维离心试验发现,与刚性活塞支护模式下全断面失稳不同,静水压应力支护模式下开挖面上半部失稳。Berthoz<sup>[6]</sup>利用大比例土压盾构模型试验研究发现,土压平衡支护模式下开挖面上半部失稳。这说明,不同支护模式下,开挖面失稳区不同。对于发生这种现象的原因,目前还未见文献报道。随着国内外盾构隧道建设的日益增多,合理确定不同支护模式下盾构支护压应力尤为重要,要确定盾构支护压应力首先必须明确开挖面前方土体对刀盘的压应力分布形式。

不同支护模式下,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。盾构掘进遇到障碍物如切削桩基时<sup>[7]</sup>和双洞盾构<sup>[8]</sup>近距离施工时,合理的支护压应力对隧道的稳定性起着决定性作用。但长期以来相关学者一直假定楔形体为刚性且开挖面前方土体对刀盘的压应力均匀分布<sup>[9-10]</sup>,不考虑刀盘与松动土体之间的摩擦力,而且水平土压应力系数依赖经验确定。武军等<sup>[11]</sup>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,并通过与模型试验结果的对比分析,验证了该计算方法的合理性。在此基础上,文章进一步通过理论推导,分析开挖面所受应力的分布形式,研究了不同支护方式

下的开挖面稳定性,最后给出了公式的简化计算方法,以方便实际工程运用。

## 1 松动区土体对刀盘的压应力

根据武军等<sup>[11]</sup>的推导,开挖面前方松动土体对刀盘的水平压应力 $\sigma_H$ 为

$$\sigma_H = (fz^2 + gz + \sigma_H)k_2 \quad (1)$$

公式(1)中: $z$ 为以计算点与盾构最低点的垂向距离, m;  $\sigma_H$ 为楔形体上覆土压应力, kPa; 可由公式(2)求得:

$$\sigma_H = \frac{R\gamma - c}{k_1 \tan\varphi} (1 - e^{-k_1 \tan\varphi \frac{H}{R}}) + \sigma_0 e^{-k_1 \tan\varphi \frac{H}{R}} \quad (2)$$

公式(2)中: $c$ 为土的粘聚力, kPa;  $\gamma$ 为土体容重,  $\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$ ;  $\sigma_0$ 为地表竖向均布荷载, kPa;  $\varphi$ 为土体内摩擦角, ( $^\circ$ );  $H$ 为隧道上覆土厚度, m;  $R$ 为参数,可按公式(3)确定:

$$R = \frac{BD \tan\omega}{2(B + D \tan\omega)} \quad (3)$$

公式(3)中: $B = (\pi D)/4$ ;  $\omega = 45^\circ - \varphi/2$ ;  $D$ 为盾构隧道开挖直径, m。当 $\sigma_0 = 0$ 且 $c = R\gamma$ 时,  $\sigma_H$ 为负值,此时取 $\sigma_H = 0$ ;  $f, g$ 为计算参数,其表达式分别如下:

$$f = \frac{\sigma_H}{2D^2} [(a + bD)^2 - a] - \frac{r}{2D}(a + bD) \quad (4)$$

$$g = r - \sigma_H \left( b + \frac{a}{D} \right) \quad (5)$$

$r, a, b$ 为计算参数:

$$r = \gamma - \frac{2c}{B} \quad (6)$$

$$a = \frac{k_2 \tan\delta}{\tan\omega} \quad (7)$$

$$b = \frac{2k_1 \tan\varphi}{B} \quad (8)$$

公式中 $\delta$ 为松动土体与刀盘间的摩擦角, ( $^\circ$ );  $k_{1,2}$ <sup>[12]</sup>为土拱区内的水平土压力系数,其表达式为:

$$k_{1,2} = \frac{3(\cos^2\theta_{1,2} + k_a \sin^2\theta_{1,2})}{3 - (1 - k_a) \cos^2\theta_{1,2}} \quad (9)$$

公式 (9) 中:  $k_a$  为郎肯主动土压力系数,  $k_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$ ;  $\theta_{1,2}$  为公式 (10)、(11) 确定的较大值:

$$\theta_1 = \arctan\left(\frac{1 - k_a \pm \sqrt{(1 - k_a)^2 - 4 \tan^2 \delta k_a}}{2 \tan \varphi k_a}\right) \quad (10)$$

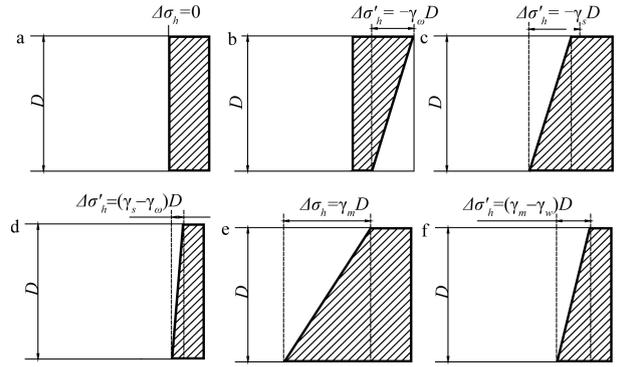
$$\theta_2 = \arctan\left(\frac{1 - k_a \pm \sqrt{(1 - k_a)^2 - 4 \tan^2 \delta k_a}}{2 \tan \delta k_a}\right) \quad (11)$$

将公式 (1) 沿隧道直径  $D$  积分, 求得松动土体对刀盘的平均压应力  $\sigma_{ah}$ :

$$\sigma_{ah} = \left(\frac{1}{3}fD^2 + \frac{1}{2}gD + \sigma_c\right)k_2 \quad (12)$$

## 2 不同支护模式下支护应力分布

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。理论上有效支护压应力均匀分布的只有开挖面在地下水位以上时的气压平衡支护模式, 如图 1a 所示; 当开挖面在地下水位以下时, 一部分气压支护力用以平衡地下水压应力, 由于水压应力沿深度呈线性分布, 因此作用在开挖面上的有效支护压应力呈上大下小的梯形分布, 如图 1b 所示; 在泥水平衡支护模式下, 当开挖面在地下水位以上时, 支护力沿竖直方向呈上大下小的梯形分布, 梯度为  $\gamma_s$  ( $\gamma_s$  为泥水容重), 如图 1c 所示; 当开挖面在地下水位以下时, 一部分泥水支护力用以平衡地下水压应力, 作用在开挖面上的有效支护压应力也呈上大下小的梯形分布, 但梯度减小为  $\gamma_s - \gamma_w$  ( $\gamma_w$  为地下水容重), 根据膨润土和含泥量的不同, 泥水容重也不同, 但一般情况下在  $11 \sim 12 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$  之间, 因此有效泥水支护应力梯度很小, 近似于均匀分布, 如图 1d 所示; 在土压平衡支护模式下, 由于渣土会被改良为具有流动性的塑状态, 可忽略渣土的剪切强度, 因此渣土压应力分布可假设为静水压应力分布, 当开挖面在地下水位以上时, 支护力沿竖直方向线性分布, 梯度为  $\gamma_m$  ( $\gamma_m$  为渣土容重), 当开挖面在地下水位以下时, 有效支护力沿竖直方向线性分布, 梯度为  $\gamma_m - \gamma_w$ , 一般情况下, 土压平衡模式支护力梯度大于泥水平衡模式支护力梯度, 如图 1e、1f 所示。



a—干土中气压应力分布; b—饱和土中气压应力分布;  
c—干土中泥水压应力分布; d—饱和土中泥水压应力分布;  
e—干土中渣土压应力分布; f—饱和土中渣土压应力分布

图 1 不同支护模式下支护压应力分布图<sup>[13]</sup>

Fig. 1 Support pressure distributions with compressed air, pressurized slurry and earth pressure balanced shield<sup>[13]</sup>

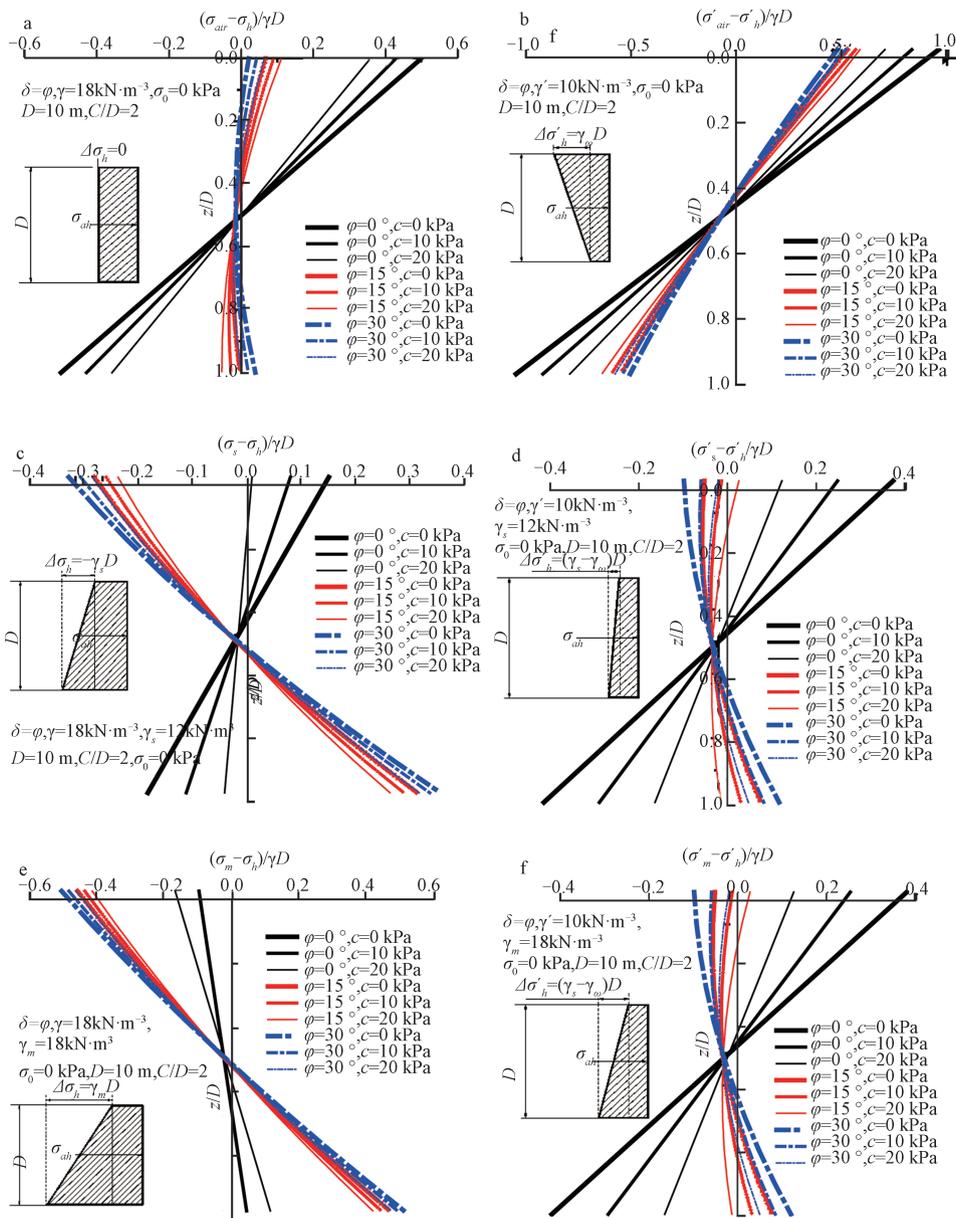
## 3 不同支护模式下开挖面受力分析

文章假设不考虑渗透力对开挖面稳定性的影响。为不失一般性, 取  $\gamma = 18 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ 、 $\gamma' = 10 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ 、 $\gamma_w = 10 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ 、 $\gamma_s = 12 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ 、 $\gamma_m = 18 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ 。如图 2 所示, 在三种平衡支护模式下, 开挖面失稳均非全断面整体失稳, 而是局部失稳。

气压平衡支护模式下, 开挖面在地下水位以上, 当  $\varphi = 0^\circ$  时, 不论粘聚力多大, 土体均从刀盘下半部分挤入, 开挖面下半部失稳; 当  $\varphi > 0^\circ$  时, 随着内摩擦角的增大, 失稳区逐步从开挖面下半部分向上移动, 同时当  $\varphi$  值一定时, 随着粘聚力的减小, 失稳区逐步上移, 如图 2a 所示。气压平衡支护模式下, 开挖面在地下水位以下时, 由于有效气压支护力上大下小分布, 开挖面均在下半部分失稳, 如图 2b 所示。需要说明的是: 模型试验中采用的气压支护与实际工程中的并不相同, 模型试验中的气体并不直接作用于土体而是被填充在橡胶袋中, 通过橡胶薄膜支护开挖面, 开挖面局部失稳后, 失稳土体挤压橡胶膜, 由于橡胶膜的张力使得作用在剩余稳定土体的压应力减小, 继而引起失稳部位上部未稳定土体坍塌, 所以最终表现为 Oblozinsky<sup>[5]</sup>、Thorpe<sup>[14]</sup> 试验中的整体失稳或上部约 3/4 断面失稳。实际工程中, 开挖面局部土体失稳后形成类似于重力挡土墙的堆积体阻止开挖面的进一步失稳, 堆积体的增大, 最终能阻止开挖面的失稳。

泥水平衡支护模式下, 开挖面在地下水位以上, 当  $\varphi = 0^\circ$  时, 土体从刀盘下半部分挤入, 开挖面下半部失稳, 但是当  $\varphi \neq 0^\circ$  时, 开挖面均在上半部失稳, 如图 2c 所示, 这与 Chambon<sup>[4]</sup> 和 Oblozinsky<sup>[5]</sup> 的离心模型试验结果规律性是一致的。开挖面在地下水位以下, 当  $\varphi = 0^\circ$  时, 土体从刀盘下半部分挤入, 开挖面下半部失稳, 而当  $\varphi > 0^\circ$

时, 随着内摩擦角的增大, 失稳区逐步从开挖面下半部分向上移动, 同时当  $\varphi$  值一定时, 失稳区随着粘聚力的减小, 失稳区逐步上移, 如图 2d 所示。这与气压平衡支护模式下, 开挖面在地下水位以上时, 开挖面的失稳规律相同, 其原因是该情况下有效泥水支护应力梯度很小, 近似于均匀分布。



a—气压支护模式下地下水位以上开挖面合应力沿深度的分布状态; b—气压支护模式下地下水位以下开挖面合应力沿深度的分布状态;  
c—泥水支护模式下地下水位以上开挖面合应力沿深度的分布状态; d—泥水支护模式下地下水位以下开挖面合应力沿深度的分布状态;  
e—土压支护模式下地下水位以上开挖面合应力沿深度的分布状态; f—土压支护模式下地下水位以下开挖面合应力沿深度的分布状态

图2 不同支护模式下开挖面合应力沿深度的分布状态图

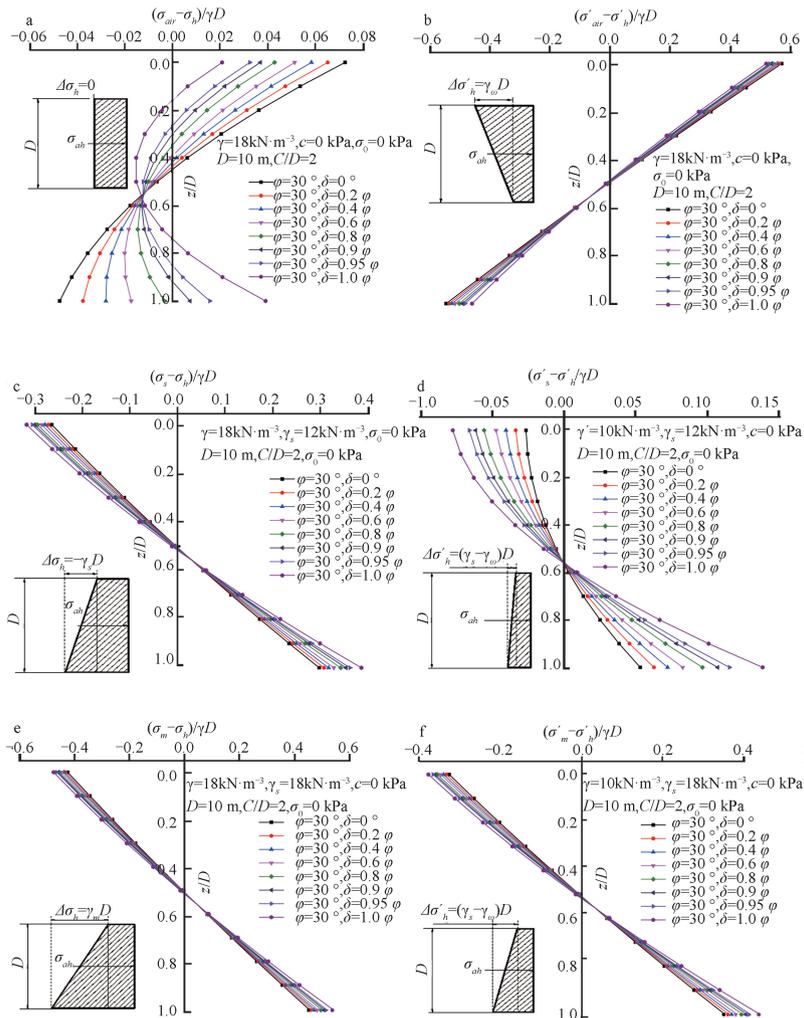
Fig. 2 The distribution of the stress along the depth of the face with compressed air, pressurized slurry and earth pressure balanced shield

土压平衡支护模式下, 开挖面在地下水位以上时, 开挖面均在上半部失稳, 如图 2e 所示。这与 Berthoz<sup>[6]</sup>的大比例模型试验结果规律性是一致的, 造成这种现象的原因是该情况下支护力梯度较大导致开挖面下半部支护压应力大于松动土压应力。土压平衡支护模式下, 开挖面在地下水位以下时, 由于有效支护力梯度的减小, 当  $\varphi = 0^\circ$  时, 土体从刀盘下半部分挤入, 开挖面下半部失稳, 而当  $\varphi > 0^\circ$  时, 随着内摩擦角的增大, 失稳区逐步从开挖面下半部分向上移动, 同时当  $\varphi$  值一定时, 失稳区随着粘聚力的减小, 失稳区逐步上移, 如图 2f 所示, 这与图 2a、2d 表示的规律相同。

根据武军等<sup>[11]</sup>的分析, 粘聚力不影响开挖土

体对刀盘的压应力的分布形式, 当  $C/D \geq 1.5$  时, 埋深对于松动土体对刀盘的压应力大小和分布形式影响不明显; 当  $\varphi \geq 30^\circ$  时, 砂土内摩擦角对于松动土体对刀盘的压应力大小和分布形式影响也不明显; 而刀盘与开挖土体间的外摩擦角大小直接影响开挖土体对刀盘的压应力大小和分布形式, 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外摩擦角的关系。

气压平衡支护模式下, 开挖面在地下水位以上时, 随着外摩擦角发挥程度的增加, 开挖面失稳区逐步从开挖面下半部分向上移动, 外摩擦角的发挥程度与地层条件、刀盘开口率有直接关系, 如图 3a 所示。在透气性小的土体中, 气体有可能



a—气压支护模式下地下水位以上开挖面合应力与  $\delta$  的关系; b—气压支护模式下地下水位以下开挖面合应力与  $\delta$  的关系; c—泥水支护模式下地下水位以上开挖面合应力与  $\delta$  的关系; d—泥水支护模式下地下水位以下开挖面合应力与  $\delta$  的关系; e—土压支护模式下地下水位以上开挖面合应力与  $\delta$  的关系; f—土压支护模式下地下水位以下开挖面合应力与  $\delta$  的关系

图 3 不同支护模式下开挖面合应力与  $\delta$  的关系图

Fig. 3 Change of the resultant pressure distributions on work face with  $\delta$  with compressed air, pressurized slurry and earth pressure balanced shield

会在刀盘与土体形成厚度很小的气垫层,减小外摩擦角。刀盘开口率较大时,气体和松动土体直接接触的面积增加,而气体和土体间的摩擦角近似为零,因此开口率增大也会降低外摩擦角。气压平衡支护模式下,开挖面在地下水位以下时,开挖面失稳区位于下半部,与外摩擦的发挥程度关系不大,如图3b所示。泥水平衡支护模式下,外摩擦角的大小主要与泥膜的质量和厚度有关,泥膜质量好、厚度大,外摩擦角就小。当开挖面在地下水位以上时,外摩擦角的大小对开挖面失稳区域的影响不大,失稳区均位于开挖面上半部分;而开挖面在地下水位以下时,失稳区也位于开挖面上半部分,但失稳程度不同,如图3c、3d所示。这说明开挖面在地下水位以上时,泥膜的质量和厚度对开挖面最终的失稳破坏影响不大,但在有地下水的条件下,泥膜的质量和厚度对开挖面最终的失稳破坏程度有较大影响。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,渣土改良质量好、刀盘开口率的大,外摩擦角就小。无论开挖面在地下水位以上还是以下,开挖面均在其上部失稳,外摩擦角的大小对其影响不大,如图3e、3f所示。这说明渣土改良和刀盘开口率的大小对开挖面最终的失稳影响不大。

支护压应力设定后,在盾构停机状态下,支护压应力直接通过刀盘上的开口作用于土体,在盾构掘进状态下,支护压应力对土体的作用还受刀盘转动摩擦力和土体进入土舱过程中刀盘对土体产生的向上滑动摩擦力的影响,但是当刀盘旋转切削土体时,土体对刀盘的转动摩擦力合力为一个力偶,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<sup>[11]</sup>,刀盘对土体产生的向上滑动摩擦力由外摩擦决定。但通过以上分析发现,对于土拱效应明显的砂土地层来说,除气压平衡支护模式下其开挖面在地下水位以上时,外摩擦角对开挖面失稳有较大影响,其余支护模式下,外摩擦角对开挖面失稳影响较小。因此,在砂性地层中,支护压应力的大小设定对防止开挖面失稳最为关键。需要说明的是:由该节分析可知,在各种不同支护模式下,并未发生如筒仓楔形体模型假设的开挖面整体失稳,而是发生了开挖面的局部失稳,而某些局部失稳土体所受的拉应力很大,开挖面的

变形随着支护压应力的变小逐步增大,其所受的应力也是逐步变化的,这说明在未达到筒仓楔形体模型所假设的开挖面整体失稳前,开挖面已经发生了局部失稳。这种机理还有待研究,但是对于盾构隧道来说,以筒仓楔形体模型确定的极限稳定支护力是不安全的。

## 4 简化设计方法

公式(1)和(11)计算过程较为复杂,因此给出 $C/D=2.0$ 、 $c=0$  kPa时,工程实践中常遇到的土体参数范围内的设计参数 $k_2$ 、 $f$ 、 $g$ 、 $\sigma_c$ 无量纲化关系图,如图4所示,以方便工程设计使用。根据文献[11],当 $\varphi \geq 15^\circ$ 且 $C/D \geq 1.5$ 时,粘聚力 $c$ 和埋深 $C$ 对松动土体对刀盘压应力的影响不大,因此,图4也可用于 $C/D \geq 1.5$ 、 $c > 0$  kPa的情况,且偏于安全。

进一步分析可知,水平土压应力系数 $k_2$ 随着内摩擦角 $\varphi$ 的增大而减小,同时当 $\delta/\varphi \leq 0.85$ 时, $k_2$ 随着 $\delta/\varphi$ 的增加缓慢增大,当 $\delta/\varphi \geq 0.85$ 时, $k_2$ 随着 $\delta/\varphi$ 的增加快速增大,如图4a所示。 $(fD)/\gamma$ 随着 $\delta/\varphi$ 的增加而减小,同时当 $\varphi \leq 40^\circ$ 时, $(fD)/\gamma$ 随着 $\varphi$ 的增加而快速减小,当 $\varphi \geq 40^\circ$ 时,减小速率变的较为缓慢,如图4b所示。当 $\varphi \leq 20^\circ$ 时, $g/\gamma$ 随着 $\varphi$ 的增大缓慢减小,当 $\varphi \geq 20^\circ$ 时, $g/\gamma$ 随着 $\varphi$ 的增大快速增大,如图4c所示。当 $\varphi \leq 40^\circ$ 时, $\sigma_c/(\gamma D)$ 随着 $\varphi$ 的增大快速减小,当 $\varphi \geq 40^\circ$ 时,减小速率变的较为缓慢,如图4d所示。

## 5 结论

文章通过分析在气压支护模式、泥水支护模式和土压支护三种模式下,盾构隧道开挖面分别在地下水位以上和地下水位以下时所受应力的分布形式以及稳定性,得出如下结论:

(1) 刀盘与松动土体之间的摩擦力对开挖面前方土体对刀盘的压力大小和分布形式有重要的影响,对开挖面稳定性和失稳部位也有重要影响。

(2) 目前工程中广泛使用的建立在开挖面前方土体对刀盘的压力均匀分布和整体失稳基础上的筒仓楔形体模型无法解释模型试验中发现的静水压应力支护模式下开挖面上半部失稳和土压平衡支护模式下开挖面半部失稳的现象,而改进的

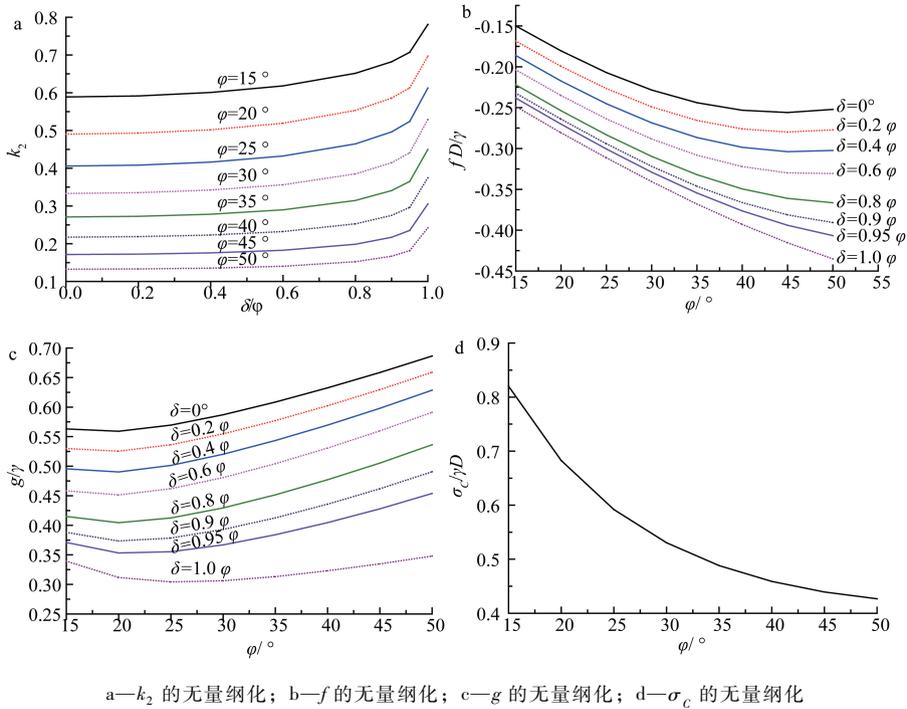


图 4 设计参数的无量纲化图  
Fig. 4 Simplified design charts for the dimensionless coefficients

筒仓楔形体模型能合理解释这一现象, 用该改进模型分析开挖面稳定更合理、更安全。

(3) 在气压、泥水和土压平衡支护模式下, 开挖面失稳均非全断面整体失稳, 而是局部失稳。有效支护应力均匀分布时, 除粘土开挖面下部失稳外, 其余土体均为开挖面中下部失稳。有效支护压应力呈上小下大的梯形分布时, 除软粘土开挖面下部失稳外, 其余土体均为开挖面上部失稳。有效支护应力呈上大下小的梯形分布时, 所有土体开挖面均为下部失稳。

(4) 对于土拱效应明显的砂土地层来说, 除开挖面在地下水位以上其为气压支护模式时, 刀盘和土体间的摩擦角发挥程度对开挖面的失稳区域分布有较大影响外, 其余支护模式下, 刀盘和土体间的摩擦角发挥程度对开挖面的失稳区域分布影响不大。

参考文献/References

[ 1 ] Horn M. Horizontal earth pressure on perpendicular tunnel face [ A ]. Hungarian National Conference of the Foundation Engineer Industry [ C ]. Budapest: Hungary Press, , 1961.  
[ 2 ] Anagnostou G, kovári K. The face stability of slurry-shield-driven tunnels [ J ]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1994, 9 ( 2 ): 165 ~ 174.  
[ 3 ] Anagnostou G, kovári K. Face stability conditions with earth-

pressure-balanced shields [ J ]. Tunnelling and Underground Space Technology 1996, 11 ( 2 ): 165 ~ 173.  
[ 4 ] Chambon P, Corté J F. Shallow tunnels in cohesionless soil: stability of tunnel face [ J ]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 120 ( 7 ): 1148 ~ 1165.  
[ 5 ] Oblozinsky P, Kuwano J. Centrifuge experiments on stability of tunnel face [ J ]. Slovak Journal of Civil Engineering, 2004, ( 4 ): 23 ~ 29.  
[ 6 ] Berthoz N, Branque D, Subrin D, et al. Face failure in homogeneous and stratified soft ground: theoretical and experimental approaches on 1g EPBS reduced scale model [ J ]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2012, 30: 25 ~ 37.  
[ 7 ] 袁大军, 王飞, 董朝文, 等. 盾构切削大直径钢筋混凝土桩基新型刀具研究 [ J ]. 中国公路学报, 2016, 29 ( 3 ): 89 ~ 97.  
YUAN Dajun, WANG Fei, DONG Chaowen, et al. Study on new-style cutter for shield cutting large-diameter reinforced concrete pile [ J ]. China Journal of Highway and Transport, 2016, 29 ( 3 ): 89 ~ 97. ( in Chinese with English abstract )  
[ 8 ] 张稳军, 苏忍, 张高乐, 等. 考虑固结影响的双洞盾构隧道非同步施工引起的土体变形研究 [ J ]. 中国公路学报, 2016, 29 ( 9 ): 103 ~ 111, 151.  
ZHANG Wenjun, SU Ren, ZHANG Gaole, et al. Study on soil deformation induced by non-synchronous construction of double-tube shield tunnels considering consolidation [ J ]. China Journal of Highway and Transport, 2016, 29 ( 9 ): 103 ~ 111, 151. ( in Chinese with English abstract )

- [ 9 ] Broere W. Tunnel face stability and new CPT application [D]. Delft: Technical University of Delft, 2001.
- [10] Anagnostou G. The contribution of horizontal arching to tunnel face stability [J]. *Geotechnik*, 2012, 35 (1): 34~44.
- [11] 武军, 廖少明, 时振昊. 考虑土拱效应的盾构隧道开挖面稳定性 [J]. *同济大学学报 (自然科学版)*, 2015, 43 (2): 213~220.  
WU Jun, LIAO Shaoming, SHI Zhenhao. Workface stability of shield tunnel considering arching effect [J]. *Journal of Tongji University (Natural Science)*, 2015, 43 (2): 213~220. (in Chinese with English abstract)
- [12] Paik K H, Salgado R. Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects [J]. *Geotechnique*, 2003, 53 (7): 643~653.
- [13] Anagnostou G, Perazzelli P. The stability of a tunnel face with a free span and a non-uniform support [J]. *Geotechnik*, 2013, 36 (1): 40~50.
- [14] Thorpe J P. Ground movements during tunneling in sand [D]. Kingston: Queen's University, 2007.