

DOI: 10.11779/CJGE201711018

# 泥水盾构泥膜渗透性及其对开挖面稳定性影响

陈仁朋<sup>1, 2, 3</sup>, 尹鑫晟<sup>1, 2</sup>, 李育超<sup>1, 2</sup>, 孟凡衍<sup>1, 2</sup>, 仝帅<sup>1, 2</sup>

(1. 软弱土与环境土工教育部重点实验室(浙江大学), 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058;  
3. 湖南大学土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

**摘要:** 泥膜是维持泥水盾构开挖面稳定的关键因素。通过渗透柱试验研究了加压泥浆向砂土渗透、并在砂土表面形成泥膜的行为, 获得了泥膜渗透性与时间的关系。结果显示泥水盾构在开挖时, 由于刀盘不断切削泥膜, 开挖面上只能形成微透水的泥膜; 当拼装管片时, 刀盘停止转动, 开挖面上则会形成难透水的泥膜。建立了在开挖面上设置微透水的泥膜的二维数值模型, 通过瞬态渗流分析获得土体孔压的最大值。根据地层孔压计算了失稳区域内的渗透力, 获得了不同泥浆压力下在泥膜表面和地层中的分配比例。当有效泥浆压力越大, 孔压在泥膜和失稳区以外地层的下降幅度就越大, 对维持开挖面稳定的贡献越小。基于极限平衡法, 提出了泥水盾构开挖面极限泥浆压力的计算方法, 结果显示目前工程中采用的方法高估了开挖面极限泥浆压力。

**关键词:** 泥水盾构; 泥浆渗透; 泥膜; 渗透力; 开挖面稳定性

中图分类号: TU432 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)11-2102-07

**作者简介:** 陈仁朋(1972-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事土的基本特性、土与结构相互作用等方面的教学和科研工作。E-mail: chenrp@zju.edu.cn。

## Permeability of filter cake and its influence on face stability of slurry shield-driven tunnels

CHEN Ren-peng<sup>1, 2, 3</sup>, YIN Xin-sheng<sup>1, 2</sup>, LI Yu-Chao<sup>1, 2</sup>, MENG Fan-yan<sup>1, 2</sup>, QI Shuai<sup>1, 2</sup>

(1. MOE Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310058, China; 3. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

**Abstract:** The hydraulic conductivity of filter cake is important for the stability of tunnel face when the slurry shield is excavated. The behaviors of slurry penetration and filter cake formation are investigated based on the infiltration column tests. The change of hydraulic conductivity of filter cake with time is obtained from tests. The permeable filter cake is formed on the tunnel face during advancing because the filter cake is destroyed by cutter and re-built. The scarcely-permeable filter cake is formed during assembling of linings because the cutter wheel stops rotating. A two-dimensional numerical model considering the permeable filter cake is established for calculating the pore pressure in the filter cake and stratum. The numerical results show the maximum pore pressure when the slurry shield is advancing. The seepage forces on the filter cake and failure zone are computed according to the pore pressure. The distributive ratios of the seepage force in the filter cake to the seepage force in the stratum are obtained under different slurry pressures. The efficiency of stabilizing the tunnel face deteriorates when the slurry pressure increases. For a higher slurry pressure, more pore pressure drops beyond the failure zone. A new calculation approach for the limit slurry pressure is proposed based on the limit equilibrium method. The results show that the limit slurry pressure is overestimated by the existing methods.

**Key words:** slurry shield; slurry penetration; filter cake; seepage force; face stability

## 0 引言

泥水盾构开挖时, 加压泥浆被用于维持开挖面的稳定。泥浆中的水和细颗粒在压力作用下渗入开挖面前方地层, 泥浆中的粗颗粒则在开挖面上聚积形成泥膜<sup>[1]</sup>。泥膜随着时间增加, 渗透性逐渐降低, 形成能

有效传递支护压力的微透水泥膜<sup>[2]</sup>。在泥膜形成机理方面有较多研究<sup>[3-9]</sup>。但是, 对开挖过程中泥膜渗透性

基金项目: 国家自然科学基金项目(51225804, U1234204, 41472244);  
教育部博士点基金项目(20120101110027)  
收稿日期: 2017-01-29

与时间的关系还缺乏深入研究。工程中, 刀盘不断切削开挖面前方土体, 短时间内无法形成难透水的泥膜。因此导致开挖面前方土体孔压升高<sup>[10]</sup>, 支护压力有效性下降, 极易引发开挖面失稳。

对于泥水盾构开挖面稳定性分析, Anagnostou 等<sup>[2]</sup>假设开挖过程中不形成泥膜, 支护力的作用范围等于泥浆渗透距离; 基于经验公式, 提出了极限泥浆压力的计算方法。但是, 对泥水盾构维持开挖面稳定的机理缺乏研究; 也没有考虑垂直方向的渗透力对稳定性的影响。Broere 等<sup>[10]</sup>提出了隧道中轴线上土体孔压分布的经验公式, 却未考虑隧道中轴线以外其他高度的孔压。目前对泥水盾构维持开挖面稳定的机理缺乏充分的认识, 进而影响到对开挖面稳定性的分析。

本文采用渗透柱研究了不同有效泥浆压力(等于隧道轴线泥浆压力与地层静水压力之差<sup>[2]</sup>)下, 泥膜渗透性与时间的关系。基于泥膜的渗透性, 建立了泥水盾构开挖面瞬态渗流数值模型, 计算了开挖面前方孔压分布情况, 提出了泥水盾构开挖面极限泥浆压力的计算方法。

## 1 泥膜形成过程模拟试验

### 1.1 试验装置和材料

采用渗透柱模拟泥浆渗入砂土地层并形成泥膜的过程(图 1)。试验装置包括渗透柱、泥浆搅拌罐、气压源、马氏恒压瓶、渗滤液收集器和电子秤。搅拌罐为压力容器, 底部有软管与渗透柱顶部连接, 并设置阀门<sup>[11]</sup>。试验前泥浆注入泥浆搅拌罐, 通过气压源使泥浆达到预定压力。试验时, 打开阀门, 泥浆通过软管注入渗透柱顶部 50 mm 的空隙中。铝制圆柱形渗透柱桶壁上安装了两个孔压计(P1 和 P2), 分别测量泥浆的压力和地层的孔压。采用电子秤测量渗滤液的流量。

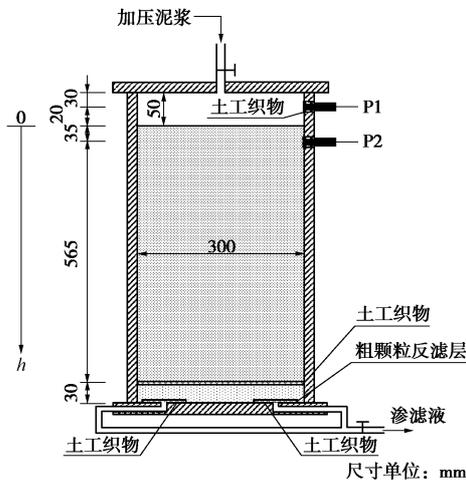


图 1 泥浆渗透试验装置

Fig. 1 Schematic view of infiltration column

采用长江河砂模拟地层。河砂颗粒级配曲线如图 2 所示。通过落雨法制备河砂试样, 试样干密度为  $1.61 \text{ g/cm}^3$ 。采用自来水饱和。试样的孔隙率为 0.39, 渗透系数为  $2 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ 。

实际施工时, 泥水盾构包含两种泥浆: 由外部输入盾构的泥浆和由盾构向外排出的泥浆。其中输入泥浆密度较小, 为  $1.03 \text{ g/cm}^3$ , 泥浆颗粒的直径较小; 排出泥浆因为包含盾构切削下的砂土, 密度较大, 为  $1.2 \text{ g/cm}^3$ , 泥浆颗粒的直径较大。盾构泥水舱内的泥浆密度介于输入泥浆和排出泥浆之间。Min 等的研究显示, 泥浆颗粒粒径越大, 越容易形成泥膜<sup>[9]</sup>。因此作者采用输入泥浆进行试验, 得到的泥膜渗透性偏大, 后续分析得到的极限泥浆压力偏安全。以每升自来水加 50 g 膨润土的比例配制泥浆, 机械搅拌后水化 24 h。泥浆为悬浊液, 密度为  $1.03 \text{ g/cm}^3$ , 动切力为 2 Pa, 塑性黏度为  $5.5 \text{ mPa}\cdot\text{s}$ , 苏式漏斗黏度为 35 s。泥浆中悬浮颗粒的颗粒级配曲线如图 2 所示。

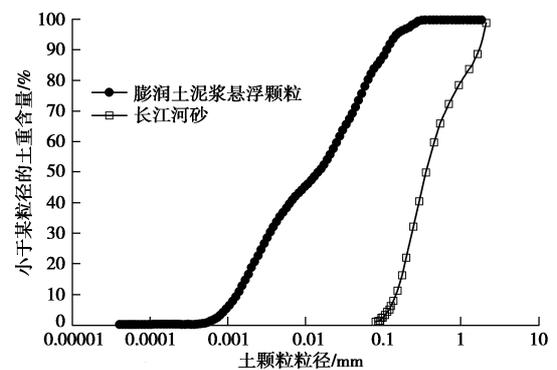


图 2 长江河砂与膨润土泥浆悬浮颗粒级配曲线

Fig. 2 Grain-size distribution of bentonite slurry suspension and Yangtze River sands

### 1.2 试验过程

为了研究有效泥浆压力对成膜的影响, 在 4 个不同的泥浆压力(71, 83, 95, 119 kPa)下开展了泥浆渗透试验。采用的泥浆压力等于直径 15 m 盾构穿越 40 m 深江河, 覆盖层厚度分别等于 4, 7, 9.5, 15 m 时, 开挖面中点有效泥浆压力<sup>[2]</sup>。试验过程中, 未发现泥浆扰动地层。为了研究泥浆在土体内的渗透行为, 分别采用未经泥浆渗透和被泥浆渗透的长江河砂配置浸滤液。①对照组: 取 5 g 未经渗透试验的干燥的长江河砂和 30 g 去离子水混合, 测量浸滤液电导率  $EC_u$ 。②试验组: 渗透试验结束后, 在渗透柱内沿深度以 10 mm 的间距, 收集试样并烘干。每层取 5 g 干燥试样与 30 g 去离子水混合, 配制浸滤液, 并测量电导率  $EC_s$ <sup>[11]</sup>。

### 1.3 试验结果

泥浆颗粒最小粒径仅为  $4 \times 10^{-5} \text{ mm}$ , 因此在泥膜

形成之前，部分泥浆细颗粒会渗入试样。由于泥浆的电导率大于长江河砂的电导率，泥浆渗入试样导致  $EC_s/EC_u$  升高，在试样表面  $EC_s/EC_u$  达到 5（图 3）。随着到试样表面的距离增加， $EC_s/EC_u$  逐渐下降。说明泥浆含量随着到试样表面的距离增加而减少。 $EC_s/EC_u$  的下降可以分为 3 个阶段：下降、过渡和稳定阶段。分别在下降阶段和稳定阶段做线性拟合直线，两条直线交点的横坐标为泥浆颗粒的渗透距离。渗透距离与有效泥浆压力成正比（图 4），大约为 85 至 214 mm，仅为 15 m 级盾构直径的 0.57%~1.43%。

泥浆渗透完成后，对不同高度的试样进行电镜扫描，详细过程可以参考 Yin 等<sup>[11]</sup>的工作。结果显示渗透距离内残留泥浆颗粒很少（如图 5），可以认为泥浆渗透不会改变土体级配。且 Min 等<sup>[9]</sup>通过大量试验证明，当  $D_{15}/d_{85} < 5.26$  时砂土内不形成渗透带，其中  $D_{15}$  为砂土颗粒质量累计百分数达到 15% 时对应的粒径， $d_{85}$  为泥浆颗粒质量累计百分数达到 85% 时对应的粒径。本试验中使用的材料符合上述要求。综上所述，本试验泥浆渗透过程中，泥浆颗粒在试样表面形成泥膜，地层渗透系数不变。

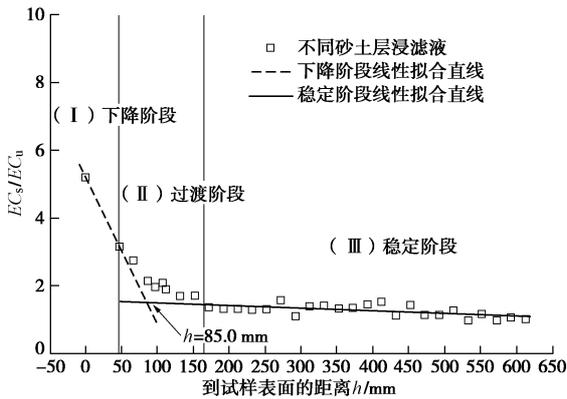


图 3 泥浆渗透后试样电导率的分布情况（有效泥浆压力=71 kPa）

Fig. 3 Change of  $EC_s/EC_u$  under excess pressure of 71 kPa

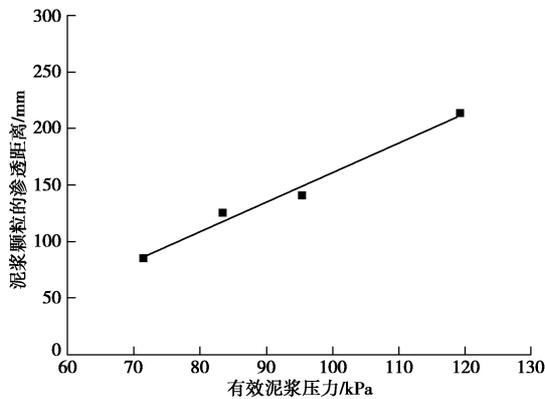


图 4 泥浆颗粒渗透距离与有效泥浆压力的关系

Fig. 4 Relationship between penetration distance of fine slurry particles and excess pressure

泥浆渗透过程中，无法直接测量泥膜厚度的变化，因此认为 P1 和 P2 之间的泥膜和河砂是一层等效泥膜，厚度在试验过程中恒定不变，等于 35 mm。在试验开始时等效泥膜仅包含砂土，因此等效泥膜的渗透系数等于砂土渗透系数  $2 \times 10^{-4}$  m/s。等效泥膜在随后文中简称泥膜。忽略试样变形对试验结果的影响。

利用达西定律计算泥膜的渗透系数与时间的关系（图 6）。不同有效泥浆压力下泥膜渗透系数的差别并不显著。在渗透开始 5 s 内，泥膜的渗透系数从  $2 \times 10^{-4}$  m/s 迅速下降至  $1 \times 10^{-6}$  m/s，认为此时形成的泥膜是微透水的泥膜；之后缓慢下降，300 s 时渗透系数达到  $1 \times 10^{-8}$  m/s，认为此时形成的泥膜为难透水的泥膜。

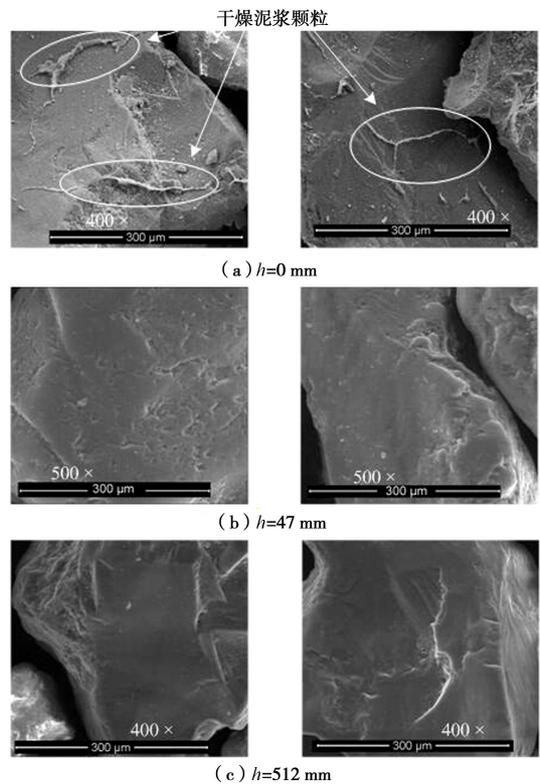


图 5 试样颗粒电镜扫描结果（有效泥浆压力=71 kPa）

Fig. 5 Microscopical sand grains under excess pressure of 71 kPa

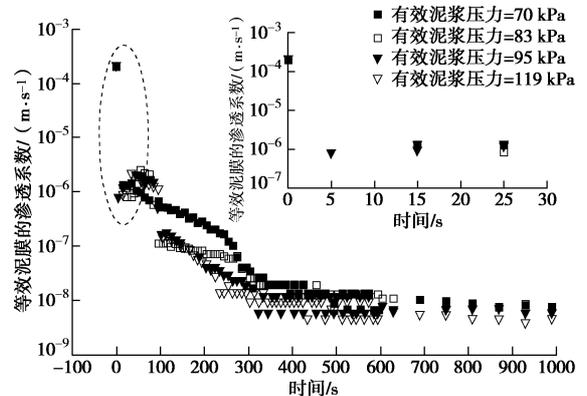


图 6 不同有效泥浆压力下等效泥膜渗透系数

Fig. 6 Change of equivalent permeability of filter cake

## 2 泥水盾构开挖面瞬态渗流数值模拟

### 2.1 泥膜渗透系数

试验过程中, 泥膜渗透系数在初始的 5 s 内下降至  $1 \times 10^{-6}$  m/s, 之后 20 s 内渗透系数变化不大。假设开挖时刀盘旋转一周的时间为 60 s, 5 刀臂条幅式刀盘上两相邻刀臂切削的时间间隔为 12 s。数值模拟时假设泥膜厚度为 35 mm, 渗透系数为  $1 \times 10^{-6}$  m/s。

### 2.2 数值模型和参数

采用有限元软件 SEEP 建立二维瞬态渗流数值模型, 计算泥水盾构开挖时开挖面前方孔压的最大值。模型中, 隧道直径 5 m, 埋深 15 m, 水深 40 m (图 7)。地层为长江河砂, 渗透系数为  $2 \times 10^{-4}$  m/s。在开挖面前设置厚 35 mm 高 5 m 的泥膜单元, 渗透系数为  $1 \times 10^{-6}$  m/s。泥膜单元的其他特性与地层相同, 即体积压缩系数为  $2.5 \times 10^{-5}$  kPa<sup>-1</sup>, 孔隙率为 0.39。泥膜单元和地层均采用三角形网格, 网格最大边长为 1 m。

在开挖面上设置水压力边界模拟泥浆压力, 泥浆重度为 10 kN/m<sup>3</sup>。模型的四周、底部边界和隧道衬砌均设置为不透水边界, 顶部设置 40 m 水头边界。将开挖面中点泥浆压力分别设置为 590, 600, 605, 610, 615, 625, 635, 665, 695 kPa 进行计算。其中 695 kPa 为实际施工采用的泥浆压力, 等于隧道中轴线上朗肯主动土压力与 20 kPa 的浮动压力之和<sup>[12]</sup>。

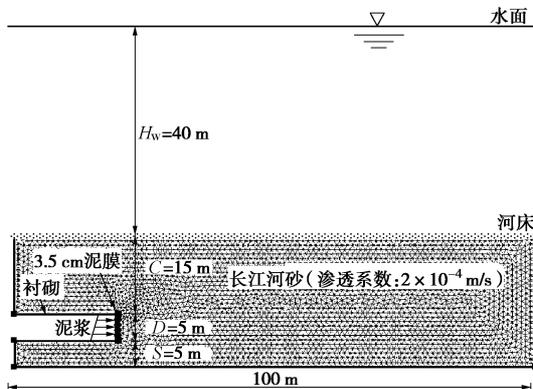


图 7 泥水盾构数值模型示意图

Fig. 7 Dimensional condition for numerical analysis

盾构开挖过程中, 水透过微透水泥膜渗入地层, 导致孔压上升。停机前, 地层孔压达到最大值。停机后, 形成难透水泥膜, 地层超静孔压逐渐消散。停机前, 地层中渗透力最小, 开挖面最容易失稳。数值模拟时, 设置瞬态渗流计算时间等于一环管片的开挖时间, 1800 s。

### 2.3 开挖面前方孔压分布

数值结果显示, 开挖面中点泥浆压力设置为 695 kPa 时, 地层孔压最大值如图 8 所示。开挖面前方 35 mm 范围内包含泥膜, 泥膜的渗透系数小于地层, 孔

压下降的幅度达到最大超静孔压的 36%。开挖面前方 0.035~80 m 范围为砂土, 砂土中渗透系数较大, 孔压缓慢下降, 直到距开挖面 30 m 时才达到静水压力。数值模拟得到的隧道轴线孔压与 Broere 的解<sup>[10]</sup>规律类似, 数值略小 (如图 8)。这证明了数值模拟参数和结果的合理性。

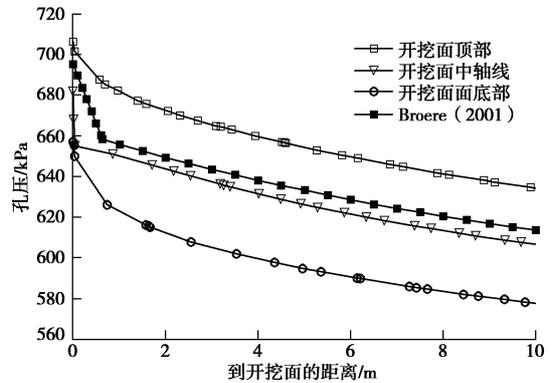


图 8 开挖面前方地层孔压分布 (泥浆压力=695 kPa)

Fig. 8 Pore-pressure distribution under slurry pressure of 695 kPa

图 9 显示了停机前地层总水头分布情况。因为渗透力的作用方向与等势线垂直, 所以可以看出泥水盾构通过泥膜和地层内的渗透力维持开挖面稳定。根据地层总水头分布情况可以计算出渗透力。渗透力按照作用区域可分为两部分: 一部分作用在失稳区外, 与开挖面稳定性无关, 因此在稳定性分析时中忽略; 另一部分渗透力作用在失稳区内, 根据总水头分布情况可以看出渗透力对维持开挖面稳定有利 (图 9)。所以, 稳定性分析时, 只需考虑作用在失稳区内的渗透力。

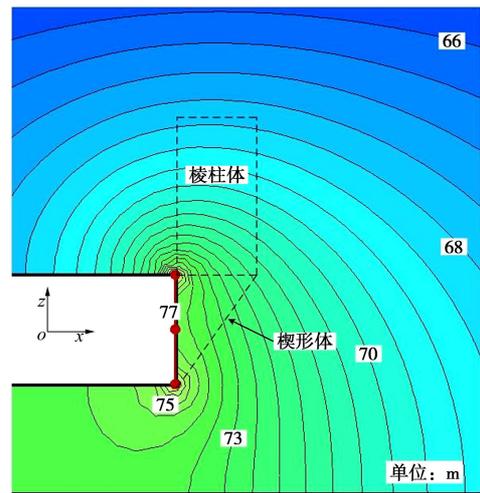


图 9 地层总水头分布情况 (泥浆压力为 69 kPa)

Fig. 10 Distribution of hydraulic head under slurry pressure of 695 kPa

## 3 开挖面稳定性分析

### 3.1 “棱柱体+楔形体” 极限平衡模型

在开挖面前方建立如图 10 所示“棱柱体+楔形体”

失稳模型<sup>[13]</sup>，楔形体上与开挖面相交的长方形平面  $abcd$  的面积等于隧道横截面面积，高度等于隧道直径  $D$ 。滑动面  $feab$  与开挖面的夹角为  $\omega$ <sup>[14]</sup>。棱柱体的高度  $H$  等于埋深  $C$  或  $2D\tan\omega$  的最小值。假设地层为均匀刚塑性材料，服从莫尔库仑准则。当开挖面发生失稳时，楔形体滑动面上任意一点的抗剪强度为

$$\tau = \frac{c}{F} + \sigma \frac{\tan\phi'}{F}, \quad (1)$$

式中， $\tau$  为抗剪强度， $c$  为有效黏聚力， $\sigma$  为正应力， $\phi'$  为有效摩擦角， $F$  为安全系数。

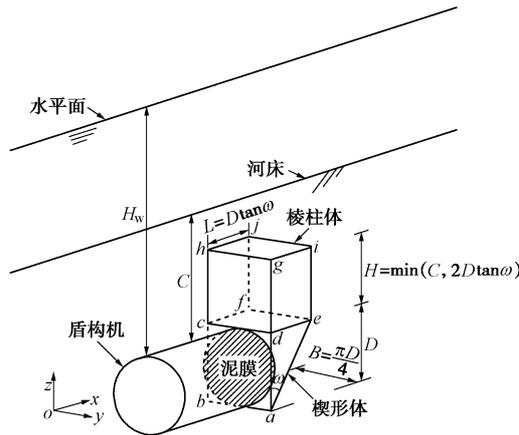


图 10 泥水盾构开挖面主动失稳模式

Fig. 10 Sliding mechanism of tunnel face

根据对开挖面稳定性的影响，需要计算泥膜、“楔形体和棱柱体”上的渗透力。忽略棱柱体上水平方向渗透力对楔形体的影响<sup>[15]</sup>，楔形体受到的力有：楔形体自重  $G'$ ；平面  $eda$  和  $feb$  上的剪切力  $T_s$ ；滑动面  $abfe$  上的剪切力  $T$  和支持力  $N$ ；作用在泥膜上水平向右的渗透力  $S'$ ；楔形体的水平方向渗透力  $F_x$  和垂直方向渗透力  $F_z$ ；棱柱体重力与棱柱体上向上的渗透力  $F_{pz}$  的合力  $V'$ （如图 11）。

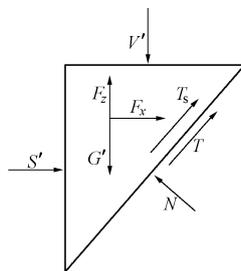


图 11 楔形体的受力分析

Fig. 11 Forces acting upon wedge in front of tunnel face

3.2 棱柱体荷载计算

采用条分法计算渗透力  $F_{pz}$ 。假设“棱柱体”内相同高度， $y$  方向上孔压相同。将棱柱体沿着  $x$  方向分成  $n$  个宽度相同的长方体， $F_{pz}$  的计算公式为

$$F_{pz} = \sum_{i=1}^n v_i g_i \gamma_w. \quad (2)$$

式中  $n$  为条分数目； $v_i$  为第  $i$  个长方体体积； $g_i$  为

第  $i$  个长方体上下边中点连线上的水力坡降； $\gamma_w$  为水的重度，10 kPa/m。本文将棱柱体沿着水平方向分成 7 个厚度为 0.5 m 的长方体计算渗透力。

计算时考虑土拱效应对  $V'$  的影响，平面  $defc$  上应力  $\sigma_v$  的计算公式为

$$\sigma_v = \frac{(\gamma' - f_{pz})r - c'}{\lambda \tan\phi'} (1 - e^{-\lambda \tan H/r}). \quad (3)$$

式中  $\gamma'$  为地层有效重度； $f_{pz}$  为棱柱体单位体积平均渗透力，等于  $F_{pz}$  除以棱柱体体积，方向向上； $\phi'$  为地层有效摩擦角； $c'$  为地层有效黏聚力； $r$  为棱柱体体积与四周面积之比 ( $r = \pi D \tan\omega / (8 \tan\omega + 2\pi)$ )； $\lambda$  为侧向土压力系数，计算公式为<sup>[16]</sup>

$$\lambda = \frac{\cos^2\theta_0 + K_a \sin^2\theta_0}{\frac{1}{3}(1 - K_a)\sin^2\theta_0 + K_a}, \quad (4)$$

式中， $\theta_0 = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}$ ， $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2}\right)$ 。

3.3 楔形体荷载计算

平面  $eda$  和  $feb$  上的剪切力  $T_s$ ，计算公式如下<sup>[4]</sup>：

$$T_s = M \lambda_w \left( \frac{1}{3} \gamma' D + \frac{2}{3} \sigma_v \right) \tan\phi', \quad (5)$$

式中， $M$  为平面  $eda$  和  $feb$  的面积和， $\lambda_w$  为计算平面  $feb$ 、 $eda$  上剪切力的侧向土压力系数，一般取  $\lambda$  的 1/2。以上计算过程中参数的取值为：地层有效重度  $\gamma'$  分别为 11.87，27 kN/cm<sup>3</sup>，地层有效摩擦角  $\phi'$  为 0°，0.925°，地层有效黏聚力  $c$  为 1.036 kPa，棱柱体体积与四周面积之比  $r$  为 0.518 m，棱柱体侧向土压力系数  $\lambda$ ，楔形体侧向土压力系数  $\lambda_w$ 。

采用条分法计算渗透力  $S'$ ， $F_z$  和  $F_x$ 。假设“楔形体”上相同高度，沿  $y$  方向上孔压变化不大。 $S'$  等于泥膜前后孔压差形成的合力。在平面  $abcd$  上沿深度划分 10 个宽度为 0.5 m 的长方形条带，取每个条带宽度中点的孔压差进行求和得到  $S'$ 。将楔形体沿着水平方向分成 7 个厚度为 0.5 m 的梯形体，计算  $F_z$ 。将楔形体沿着垂直方向分成 10 个厚度为 0.5 m 的梯形体，计算  $F_x$ 。

计算结果显示  $S'$ ， $F_z$ ， $F_x$  和  $F_{pz}$  的方向如图 11，大小与有效泥浆压力成正比（图 12），但是斜率却不相同。在垂直方向上， $F_{pz}$  要远大于  $F_z$ ，相同泥浆压力下， $F_z / F_{pz}$  的最大值仅为 6.7%。说明在垂直方向上  $F_{pz}$  是影响开挖面稳定的主要因素。

楔形体在水平方向上受到  $S'$  和  $F_x$  作用，先考虑  $S'$  和  $F_x$  的合力对开挖面稳定性的影响。有效泥浆压力与开挖面中点泥浆压力成正比，且决定“楔形体”上渗透力大小。所以对不同有效泥浆压力下  $(S' + F_x) / A$  与有效泥浆压力之比进行研究（ $A$  为开挖面面积）。

$(S' + F_x) / A$  与有效泥浆压力之比随着有效泥浆压力增加而减小, 下降速率随着有效泥浆压力增加而下降 (图 14)。当有效泥浆压力为 120 kPa 时,  $(S' + F_x) / A$  与有效泥浆压力之比仅为 41%。说明有效泥浆压力越大, 孔压在泥膜和“楔形体”以外区域下降的幅度越大, 用于支护开挖面稳定的有效泥浆压力的比例越低, 对维持开挖面稳定的贡献越小。

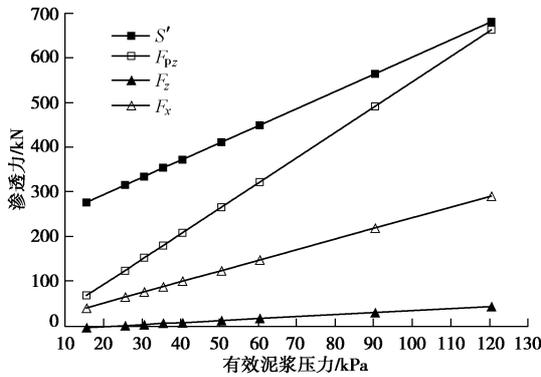


图 12 不同有效泥浆压力下泥膜、楔形体和棱柱体上的渗透力

Fig. 12 Relationship between excess pressure and different seepage forces

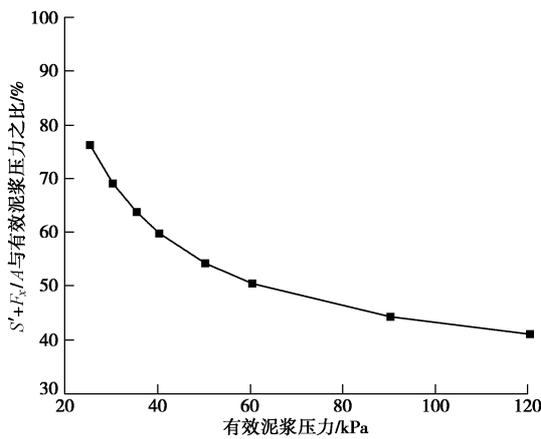


图 13 不同有效泥浆压力下  $(S' + F_x) / A$  与有效泥浆压力之比

Fig. 13 Ratios of  $(S' + F_x) / A$  to excess pressure under different excess pressures

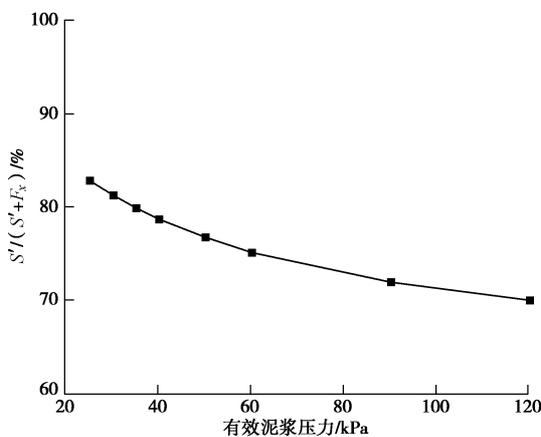


图 14  $S' / (S' + F_x)$  与有效泥浆压力的关系

Fig. 14 Relationship between  $S' / (S' + F_x)$  and excess pressure

$S' / (S' + F_x)$  反映了泥膜上渗透力与水平方向渗透力之比。 $S' / (S' + F_x)$  约为 70%~87%, 随着有效泥浆压力增加而减少, 下降速率随着有效泥浆压力增加而降低 (如图 14)。说明在水平方向上  $S'$  是维持开挖面稳定的主要因素, 有效泥浆压力越小  $S'$ , 对维持开挖面稳定的贡献越明显。

### 3.4 开挖面极限泥浆压力

假设  $N, T, T_s, G', V', S', F_z, F_x$  和  $F_{pz}$  的作用方向都经过楔形体的重心, 那么可以在楔形体滑动面  $feab$  与隧道对称面交线的法向和切向上建立方程:

$$N + \sin \omega (F_z + F_{pz}) = \cos \omega (S' + F_x) + \sin \omega (G' + V'), \quad (6)$$

$$T_s + T + \cos \omega (F_z + F_{pz}) + \sin \omega (F_x + S') = \cos \omega (G' + V'). \quad (7)$$

通过求解方程得到的  $N$  和  $T$ , 分别除以滑动面  $feab$  面积得到法向应力  $\sigma$  和抗剪强度  $\tau$ 。

将不同开挖面中点泥浆压力下的  $\sigma$  与  $\tau$  代入式

(1) 计算出对应的安全系数  $F$ 。 $F$  与开挖面中点泥浆压力 (590~615 kPa) 近似成正比 (图 15)。依据莫尔库仑屈服准则, 当  $F$  等于 1 时开挖面处于失稳临界状态, 此时开挖面中点泥浆压力为 598 kPa, 即开挖面极限泥浆压力。对于本研究的工程情况 (图 7), 有效泥浆压力达到 23 kPa 就能维持开挖面稳定。通过对比发现本文分析结果要比 Anagnostou 等<sup>[2]</sup>的结果小 27 kPa, 这可能是因为 Anagnostou 等的方法没有考虑失稳区域内垂直方向上渗透力对稳定性的影响。目前, 工程中采用的朗肯主动土压力 (水土分算法) 加附加压力的方法高估了开挖面极限泥浆压力。

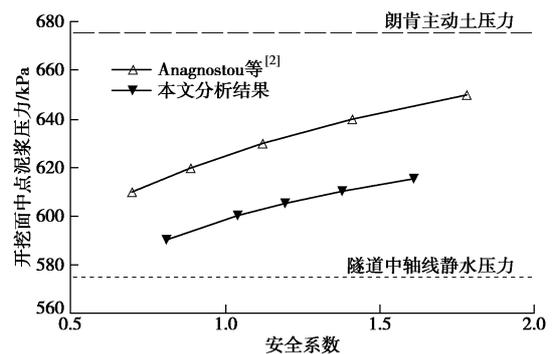


图 15 开挖面中点泥浆压力与安全系数的关系

Fig. 15 Relationship between safety factor and slurry pressure

## 4 结 论

本文通过渗透柱试验研究了泥水盾构泥膜渗透性与时间的关系; 建立了考虑泥膜渗透性的数值模型, 并计算了开挖时地层孔压分布情况; 根据地层水头场计算了作用于泥膜和土体的渗透力, 及分配情况; 基于楔形体-棱柱体极限平衡分析模型, 提出了开挖面极

限泥浆压力的计算方法。得到以下4点结论。

(1) 泥水盾构在砂土地层开挖时, 开挖面上只能形成微透水的泥膜(泥膜渗透系数介于  $1 \times 10^{-8}$  和  $1 \times 10^{-6}$  m/s 之间); 当刀盘停止切削 300 s 以上, 开挖面上才会形成难透水的泥膜(泥膜渗透系数小于  $1 \times 10^{-8}$  m/s)。

(2) 数值模拟的结果显示孔压在泥膜内迅速下降, 幅度达到最大超静孔压的 36%; 在地层中缓慢下降, 直到距开挖面 30 m 时才达到静水压力。

(3) 当有效泥浆压力越大, 孔压在泥膜和失稳区以外地层的下降幅度就越大, 对开挖面稳定的贡献越小。

(4) 目前工程中采用的方法高估了开挖面极限泥浆压力。

### 参考文献:

- [1] KANAYASU S, KUBOTA I, SHIKIBU N. Stability of face during shield tunneling a survey of Japanese shield tunneling[M]. Rotterdam: Balkema, 1995: 337 - 343.
- [2] ANAGNOSTOU G, KOVÁRI K. The Face Stability of Slurry-shield-driven tunnels[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 1994, **9**(2): 165 - 174.
- [3] 邵生俊, 李建军, 杨扶银. 粗粒土孔隙特征及其对泥浆渗透性的影响[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(1): 59 - 65. (SHAO Sheng-jun, LI Jian-jun, YANG Fu-ying. Pore characteristics of coarse grained soil and their effect on slurry permeability[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(1): 59 - 65. (in Chinese))
- [4] 白云, 孔祥鹏, 廖少明. 泥水盾构泥膜动态形成机制研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(增刊 2): 19 - 24. (BAI Yun, KONG Xiang-peng, LIAO Shao-ming. Research on dynamic formation mechanism of slurry membrane for slurry shield[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(S2): 19 - 24. (in Chinese))
- [5] 魏代伟, 朱伟, 闵凡路. 砂土地层泥水盾构泥膜形成时间及泥浆压力转化率的试验研究[J]. 岩土力学, 2014, **35**(2): 423 - 428. (WEI Dai-wei, ZHU Wei, MIN Fan-lu. Experimental study of forming time of filter cake and conversion rate of slurry pressure in slurry shield in sand stratum[J]. Rock and Soil Mechanics, 2014, **35**(2): 423 - 428. (in Chinese))
- [6] 袁大军, 李兴高, 李建华, 等. 砂卵石地层泥水盾构泥浆渗透试验分析[J]. 都市轨道交通, 2009, **22**(3): 32 - 35. (YUANG Da-jun, LI Xing-gao, LI Jian-hua, et al. Mud seepage tests for slurry shields driving in sandy cobble ground[J]. Urban Rapid Rail Transit, 2009, **22**(3): 32 - 35. (in Chinese))
- [7] 韩晓瑞, 朱伟, 刘泉维, 等. 泥浆性质对泥水盾构开挖面泥膜形成质量影响[J]. 岩土力学, 2008, **29**(增刊): 289 - 292. (HAN Xiao-rui, ZHU Wei, LIU Quan-wei, et al. Influence of slurry property on filter-cake quality on working face of slurry shield[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, **29**(S0): 289 - 292. (in Chinese))
- [8] 闵凡路, 朱伟, 魏代伟, 等. 泥水盾构泥膜形成时开挖面地层孔压变化规律研究[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(4): 722 - 727. (MIN Fan-lu, ZHU Wei, WEI Dai-wei, et al. Change of pore water pressure in soil as filter cakes formed on excavation face in slurry shield[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(4): 722 - 727. (in Chinese))
- [9] MIN F L, ZHU W, HAN X R. Filter Cake formation for slurry shield tunneling in highly permeable sand[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2013, **38**: 423 - 430.
- [10] BROERE W. Influence of infiltration and groundwater flow on tunnel face stability[C]// Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Tokyo, 2000: 339 - 344.
- [11] YIN X S, CHEN R P, LI Y, et al. A column system for modeling bentonite slurry infiltration in sands[J]. Journal of Zhejiang University Science, 2016, **17**(10): 818 - 82.
- [12] 李昀, 张子新, 张冠军. 泥水平衡盾构开挖面稳定模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(7): 1074 - 1079. (LI Yun, ZHANG Zi-xin, ZHANG Guan-jun. Laboratory study on face stability mechanism of slurry shields[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(7): 1074 - 1079. (in Chinese))
- [13] CHEN R P, CHEN Y M, XU W et al. Measurement of electrical conductivity of pore water in saturated sandy soils using time domain reflectometry (TDR) measurements[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2010, **108**: 197 - 206.
- [14] 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]. ActaGeotechnica, 2014: 1 - 10.
- [15] PERAZZELLI P, LEONE T, ANAGNOSTOU G. Tunnel face stability under seepage flow conditions[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2014, **43**: 459 - 469.