

DOI: 10.11779/CJGE201905014

# 泥水盾构支护压力设定范围及其影响因素分析

刘学彦<sup>1,2</sup>, 王复明<sup>1</sup>, 袁大军<sup>3</sup>, 方宏远<sup>1</sup>, 张士龙<sup>4</sup>

(1. 郑州大学水利与环境学院, 河南 郑州 450001; 2. 北京林业大学水土保持学院, 北京 100083; 3. 北京交通大学土木建筑工程学院, 北京 100044; 4. 中交天和机械设备制造有限公司, 江苏 常熟 215557)

**摘要:** 与土压平衡盾构对掘进面的被动支护不同, 泥水盾构是依靠液态介质实现对掘进面的主动支护。泥水支护的关键是选择合适的泥水和支护压力从而形成并维持泥膜的完整性。基于泥水劈裂(渗透破坏)和仓筒理论给出了泥水支护压力的上下限。结合静水压力、土体特性、盾构直径和覆土厚度等因素研究了支护压力区间特性(可设定范围)。研究表明: 支护压力下限主要受静水压力和土体摩擦角的影响, 其中静水压力起决定性作用。一般情况下, 泥水压力设定可以取为静水压力+20 kPa; 支护压力上限为泥水劈裂(渗透破坏)压力, 主要受静水压力和覆土厚度的影响。增加覆土厚度可以提高地层的泥水劈裂(渗透破坏)抗力, 从而改善地层的泥水支护特性, 增大泥水支护压力区间长度。然而, 增加静水压力只可以平移泥水支护压力区间, 而不能使其增大。泥水支护压力区间长度还受土体摩擦角的影响, 而其它因素影响较小。考虑泥水支护区间长度的影响, 实施带压换刀的隧道覆径比不宜小于0.8~1.0。

**关键词:** 泥水支护特性; 支护压力区间; 静水压力; 泥水劈裂; 因素分析

中图分类号: TU47 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)05-0908-10

**作者简介:** 刘学彦(1985—), 男, 河南汝南人, 博士后, 讲师, 主要从事泥水盾构隧道和掘进土力学方面的研究工作。  
E-mail: happyhome-liu@163.com。

## Range of support pressures for slurry shield and analysis of its influence factors

LIU Xue-yan<sup>1,2</sup>, WANG Fu-ming<sup>1</sup>, YUAN Da-jun<sup>3</sup>, FANG Hong-yuan<sup>1</sup>, ZHANG Shi-long<sup>4</sup>

(1. School of Water Conservancy and Environment, Zhengzhou University, Zhengzhou 450002, China; 2. School of Soil and Water Conservation, Beijing Forestry University, Beijing 100083, China; 3. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China; 4. Tianhe Mechanical Equipment Manufacturing Co., Ltd., Changshu 215557, China)

**Abstract:** The earth pressure balanced shield supplies a passive support for the tunnel face. However, the slurry shield offers an active support for the tunnel face with slurry (liquid medium). The key work for slurry support is to choose a suitable slurry and a support pressure to form a slurry cake and maintain its integrity. Based on the theory of soil fracturing and the wedge-prism model, the upper and lower bounds of slurry support pressures are supplied. Slurry support pressures are analyzed with consideration of hydrostatic pressures, soil properties, tunnel diameters and earth covers. It is suggested that the lower bound of the support pressure is mainly affected by hydrostatic pressure and soil friction, especially by the hydrostatic pressure. The slurry support pressure can be usually set as 20 kPa more than the hydrostatic pressure; the upper bound of support pressure is soil fracturing (seepage failure) pressure, mainly affected by hydrostatic pressure and earth cover. The soil fracturing (seepage failure) pressure can be increased by increasing the thickness of earth cover. And then the ranges of slurry support pressure can be also enlarged. However, the ranges of slurry support pressure can only be moved but not enlarged by increasing the hydrostatic pressure. The range length of slurry support pressure is also affected by the soil friction rather than other factors mentioned above. Considering the setting of slurry pressure in shield cutter replacement condition, the ratio of earth cover to tunnel diameter should be larger than 0.8~1.0.

**Key words:** property of slurry support; range of support pressure; hydrostatic pressure; soil fracturing; factor analysis

## 0 引言

泥水盾构以其优越的水下稳定性在越江海隧道中应用广泛。泥水介质支护掘进面并如何维持掘进面的稳定成为研究的重点。常用于掘进面稳定性评价的分

析方法有: 极限平衡法<sup>[1-2]</sup>和极限分析法(包括上限分

基金项目: 国家自然科学基金项目(51678037); 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(2015CB057800)  
收稿日期: 2018-06-14

析法<sup>[3-5]</sup>和下限分析法<sup>[3]</sup>。这些分析方法均预先假定掘进面滑裂面的形状, 主要有直线<sup>[3]</sup>、多段线<sup>[4, 6]</sup>、对数螺线<sup>[2]</sup>和双对数螺线<sup>[5, 7]</sup>等。不同的是, 极限平衡法需进一步建立块体力学平衡方程<sup>[1-2, 8]</sup>, 上限分析法需建立满足相容方程的速度场<sup>[3-5]</sup>, 而下限法需要建立满足相容方程的应力场<sup>[3]</sup>。这些分析方法为掘进面稳定性分析提供了理论基础和方法支撑。同时, 极限平衡法力学模型简单, 便于求解, 且解答与下限解答接近, 利于工程安全, 工程应用较多。

一般而言, 盾构掘进面前方土体由于开挖松动而堆积于盾构土仓中。土体对掘进面产生主动土压力, 而盾构刀盘和土仓被动地承受土压力, 其支护压力值受土水压力值的控制。土压平衡盾构基于这种压力控制方式, 称为被动支护。与土压平衡盾构的被动支护不同, 泥水平衡盾构通过液体泥水进行掘进面的支护。其泥水压力数值取决于人为设定调节, 尽管支护压力设定时当前土水压力也是重要参考。泥水盾构这种通过自主设定支护压力来平衡前方土水压力的方式, 称为主动支护。

同时, 泥水是一种类似宾汉姆流体<sup>[9]</sup>, 在孔隙压力下, 其在地层中渗滤和堆积, 形成泥膜, 这是泥水介质进行支护的关键。泥膜的存在会使得掘进面前方形成超孔隙水压力从而平衡地层土水压力。研究表明: 泥膜的厚度和泥浆的滤失量是评价泥膜质量的关键指标。泥水压力大于相应位置的静水压力是泥膜形成的必要条件<sup>[10]</sup>。同时, 泥水压力过大, 将引发泥水劈裂<sup>[11]</sup>, 泥水压力失稳, 从而导致掘进面失稳。为此, 需要研究维持掘进面稳定的泥水压力可设定范围。本文以泥水支护特性为基础, 考虑孔隙水压力、土体特性、盾构直径和覆土厚度等因素研究泥水盾构掘进过程中支护压力的设定范围及其设定原则, 为盾构施工泥水压力设定提供理论支撑。

## 1 泥水支护特性

### 1.1 泥膜形成原理

#### (1) 滤失速率

压力泥浆渗入地层的过程中, 泥浆颗粒在流体拖拽力作用下在土层间隙中迁移, 主要受到流体对颗粒的浮力、拖拽力以及粒间接触力(泥浆颗粒之间或者泥浆与土体颗粒之间)<sup>[12]</sup>。泥浆渗入地层后部分泥浆颗粒堆积形成泥膜而其余部分则渗滤流失, 表现要素为泥膜厚度和滤失量<sup>[13]</sup>。因此, 可以通过观测泥膜厚度和精确测量滤失量来观测泥膜的形成过程。一般情况下, 泥浆滤失速率(滤失量的时间变化率)随时间的变化可以描述泥膜的形成过程(如图1所示)<sup>[14]</sup>:

滤失速率的拐点即是泥膜形成的起点(图1中 $t_0$ 时刻), 泥浆颗粒逐渐堆积, 泥膜结构强度从无到有。然后, 滤失速率逐渐减小并趋于稳定, 泥浆渗滤动滤失阶段转变为静滤失阶段。这时, 泥膜已形成稳定结构, 泥浆颗粒继续堆积, 起补强作用。可以认为, 泥浆渗滤由动滤失转为静滤失标志着泥膜的最终形成(图1中 $t_n$ 时刻)。

滤失速率由增大转为减小的拐点把泥膜形成过程分为泥浆喷失及泥膜形成两个阶段。同时, 根据泥浆滤失速率是否变化, 可以分为动滤失阶段和静滤失阶段(滤失速率基本不变, 且数值很小, 约为初始滤失速率的0.1%<sup>[14]</sup>)。

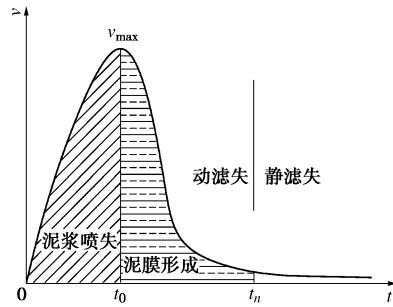


图1 泥膜形成过程中泥浆滤失速率与时间的关系

Fig. 1 Discharge rates of slurry during formation of filter cake

一般来讲, 泥膜初始形成时间仅为数秒, 而最终成型也不过几十秒至一二百秒<sup>[14]</sup>, 小于或约等于刀盘旋转一周所用的时间(刀盘转速0.6~1.2转/min)<sup>[15]</sup>。同时, 形成的泥膜(泥皮+渗透带)具有一定的厚度, 刀具一次切削掉的往往是泥皮, 而渗透带部分不能完全切除。因此, 刀盘切削完成后, 泥膜很快重新形成, 从而维持掘进面的稳定。

#### (2) 粒径比

由于泥膜的形成过程是泥浆颗粒渗入地层中(有效间隙)并不断堆积的过程, 粒径比是泥膜状态的决定因素<sup>[12, 15]</sup>(泥浆颗粒粒径 $d_{85}$ 与土体颗粒粒径 $D_{15}$ 的比值)。其中,  $d_{85}$ 为泥水颗粒粒径累加曲线85%的粒径,  $D_{15}$ 为土体颗粒粒径累加曲线15%的粒径)。根据粒径比, 泥膜成型状态分为3种类型<sup>[15-16]</sup>: ①泥皮型, 泥膜仅在开挖面表面形成, 此时粒径比 $D_{15}/d_{85} \leq 5.26$ ; ②渗透带型, 泥水侵入地层, 地层表面没有泥膜存在, 此时粒径比 $D_{15}/d_{85} \geq 10.53$ ; ③泥皮+渗透带型, 这种情形常发生在砂土地层, 此时粒径比 $5.26 < D_{15}/d_{85} < 10.53$ 。其中, 第一种模型属于“薄膜模型”, 后两种模型属于“渗透模型”<sup>[12]</sup>。土体中泥浆渗透距离与有效泥浆压力成正比, 随着渗透距离的增加而减少, 分为下降、过渡和稳定阶段<sup>[17]</sup>。

### 1.2 泥水支护特征

#### (1) 动态支护

压力泥水通过泥膜介质平衡前方的土水压力从而维持掘进面的稳定, 如图 2 所示。由于泥膜是由压力泥浆渗入地层形成的, 泥水压力大于地层中的静水压力也是泥膜形成的必要条件。保证泥水压力对相应点静水压力的优势才能维持泥膜形态, 同时在刀具轨迹处不断形成新的泥膜。

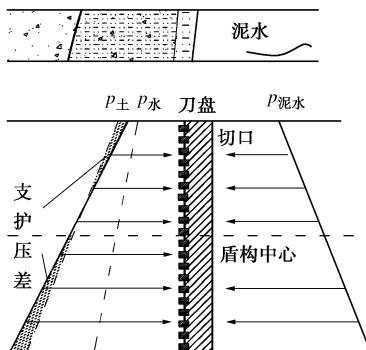


图 2 泥水支护原理

Fig. 2 Layout of slurry support method

泥水压力与土水压力之间的平衡为动态平衡, 主要表现为以下两个方面: ①在盾构掘进过程中, 泥膜不断被切削又不断形成; ②即使在泥膜成型后的静态阶段(静滤失阶段), 仍然有部分泥浆颗粒在渗透力的作用下不断地堆积补强泥膜。泥膜增强(厚度增加)会进一步降低泥膜的渗透性。进而, 泥水压力高于静水压力的部分不能通过渗透力的形式表现, 而只能被地层中的土体压力抵消。因此, 在泥水支护状态下, 土体可能实际承受被动土压力。是否为被动土压力由泥水支护压力和土体侧压力之间的关系决定。由于土体的抗压能力较强, 可以承受较大的压力范围。然而, 这并不表示, 泥水支护压力可以无限大。泥膜由颗粒堆积形成, 其内部孔隙依然存在。在单向压力(泥水支护压力大于地层土水压力)条件下易发生水力劈裂现象<sup>[11]</sup>。

综上, 泥水支护压力主要与以下部分平衡: ①地层中的静水压力; ②从掘进面向地层中的渗透力; ③地层中的土压力。以上三部分除第一部分是静态的, 另外两部分都是动态变化的。因此, 泥水压力与地层中的土水压力之间是一种动态的力学平衡。这种力学平衡具有一定的变化区间。区间下限大于地层中的静水压力, 上限为泥膜或地层的泥水劈裂抗力。

## (2) 支护压差

一般情况下, 泥水压力梯度与土水压力梯度不一致, 导致泥水压力与土水压力只能在局部掘进面取得平衡(泥水压力设定参考点, 如盾构中心、盾构切口等), 而在其他地方存在土水压力与支护压力之间的差值, 本文称为“支护压差”, 如图 2 所示。以切口压力为参考点时, 支护压差可以用下式表示:

$$\Delta p = \left[ \frac{\gamma' \cdot K + \gamma_w \cdot \gamma_w - \gamma_s}{\gamma_w} \right] \cdot D \quad , \quad (1)$$

式中,  $\gamma'$  为土体有效重度,  $\gamma_w$  为水重度,  $\gamma_s$  为泥水重度,  $D$  为盾构直径,  $K$  表示侧压力系数, 当为静止土压力时,  $K=K_0=1-\sin\varphi'$ , 当为主动土压力时,  $K=K_a=\tan^2(\pi/4-\varphi'/2)-2c'\tan(\pi/4-\varphi'/2)$ 。 $c'$ ,  $\varphi'$  为土体强度指标有效值。

取土体重度为 18 kN/m<sup>3</sup>, 盾构直径为 8, 10, 12, 14, 16 m, 泥水重度为 12 kN/m<sup>3</sup>, 可得支护压差与土体侧压力系数之间的关系如图 3 所示。支护压差随着土体侧压力系数的增加而增加。当土体侧压力系数为 0.4~0.6 时, 对于直径 8 m 盾构, 其支护压差为 0.001~0.022 MPa; 对于直径 16 m 盾构, 其支护压差为 0.019~0.045 MPa。可见, 随着盾构直径的增加, 支护压差已经提高到一个显著水平。泥水盾构多应用于大直径隧道, 其盾构直径以 10~15 m 居多, 由控制技术引起的支护压差不可忽略。

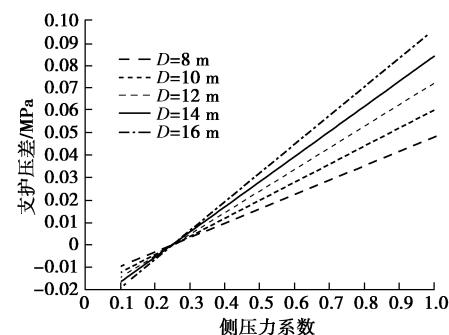


图 3 支护压差随侧压力系数的变化趋势

Fig. 3 Variation of support pressure gap with coefficient of lateral pressure

## (3) 压力波动

泥水支护另外一个特征是支护介质为液体。液体具有各向同性、不可压缩的特点, 其传递压力精准、及时。由于液体具有不可压缩性, 微小体积的变化将会引起压力的较大波动。在掘进过程中, 刀盘前进、转动等都会引起泥水仓压力的变化, 这就需要泥水压力的管理。如图 4 所示, 某盾构隧道在泥水管理不良的情况下, 其压力变化高达 0.15 MPa; 在泥水管理良好的条件下, 其压力变化也有 0.03 MPa<sup>[18]</sup>。

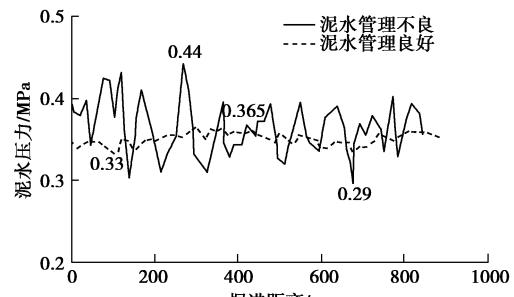


图 4 盾构掘进过程中的泥水压力波动

Fig. 4 Pressure fluctuations during slurry shield tunneling

然而, 气体具有易压缩特性, 由式(2)所示气体状态方程<sup>[19]</sup>得出: 在恒温状态下其体积的微小变化只会引起压力的微小变化(5.0%的体积减小会导致压力增加5.26%)。为此, 在盾构机内加装气垫仓, 使用“气-液”联合支护, 如图5所示。

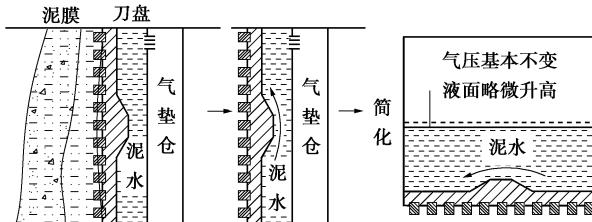


图5 “气-液”联合稳压原理

Fig. 5 Layout of pressure controlled by “slurry and air”

运用空气的可压缩性在泥水压力出现波动的时候进行压力补偿, 从而提升泥水压力的控制精度。

$$pV = nRT \quad (2)$$

式中,  $p$  为气体压力,  $V$  为气体体积,  $T$  为气体热力学温度,  $n$  为气体物质的量,  $R$  为比例系数。

## 2 泥水支护压力可设定范围

### 2.1 支护压力上限

对于土压平衡盾构, 掘进面支护压力过大, 将引起盾构掘进面前方土体隆起失稳<sup>[4-5, 10]</sup>。此时, 掘进面前方土体承受被动土压力, 数值为主动失稳土压力4~10倍左右<sup>[4]</sup>。由于被动失稳土压力较大, 一般不易发生掘进面被动失稳破坏。

然而, 与土压平衡式盾构的被动支护模式不同, 泥水盾构是以压力泥水为介质的主动支护模式。泥水盾构的支护效果受泥水介质的影响, 如泥水盾构在软黏土地层中掘进时在盾构切口处易发生泥水劈裂现象, 如图6所示。劈裂发生压力如式(3)所示。

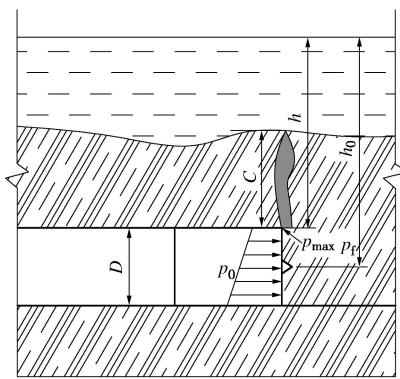


图6 泥水压力设定值与劈裂压力之间的关系

Fig. 6 Relationship between setting of slurry pressure and soil fracturing pressure

$$p_{cmax} = p_f = \sigma'_3 \cdot (1 + \sin \varphi') + c' \cdot \cos \varphi' + u_0 \quad (3)$$

式中,  $u_0$  为孔隙水压力,  $\sigma'_3$  为最小主应力有效值,  $\sigma'_3 = (1 - \sin \varphi') \cdot \gamma' C$ ,  $C$  为覆土厚度。

在砂性土体中, 泥水以渗透为主。当切口压力  $p_c$  达到临界渗透压力时, 砂土可能将发生渗透破坏。为避免此类现象的发生, 使用水流对砂土的临界渗透破坏压力来估计泥水对砂土的水力破坏的上限<sup>[21]</sup>。

$$p_{cmax} = p_b = \gamma' C + \gamma_w h \quad (4)$$

式中,  $h$  为计算点的水头高度,  $\gamma_w$  为水的重度。

### 2.2 支护压力下限

掘进面支护压力过小, 将引起掘进面前方土体滑移失稳, 甚至滑塌。此时掘进面承受主动土压力。维持掘进面稳定的理论有多种<sup>[4-6, 22]</sup>。为便于工程应用, 此处选取楔形体理论<sup>[1, 23]</sup>作为支护压力下限的参考, 如图7所示。

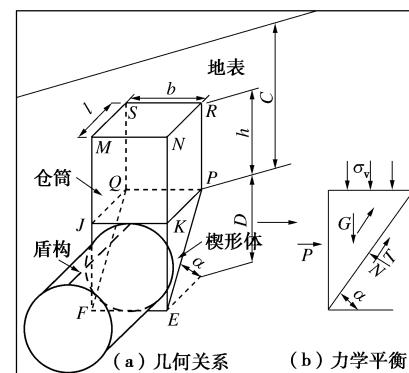


图7 隧道掘进面稳定性分析楔形体模型

Fig. 7 Wedge-prism model for face stability of a tunnel

泥水盾构一般为水下施工, 所处地层为饱和地层。本楔形体模型运用有效应力原理, 采用水土分算。该模型楔形体的倾角为  $\alpha = \pi/4 + \varphi'/2$ , 其余几何参数如下:

$$b = \sqrt{\pi} \cdot D / 2 \quad (5a)$$

$$l = D \cot \alpha \quad (5b)$$

力学平衡条件为

$$P + T \cos \alpha + 2T' \cos \alpha = N \sin \alpha \quad (\text{水平方向}), \quad (6a)$$

$$P_v + G = T \sin \alpha + 2T' \sin \alpha + N \cos \alpha \quad (\text{竖直方向}), \quad (6b)$$

其中,

$$P_v = \sigma_v \cdot b l \quad (7a)$$

$$\sigma_v = \frac{b l \gamma' - 2(b+l)c'}{2(b+l)K_0 \tan \varphi'} \left[ 1 - e^{-\frac{2(b+l)K_0 \tan \varphi'}{b l} c} \right] + q \cdot e^{-\frac{2(b+l)K_0 \tan \varphi'}{b l} c}, \quad (7b)$$

$$G = D^2 / 2 \cdot \cot \alpha \cdot b \gamma' \quad (7c)$$

$$T = c' \cdot b D / \sin \alpha + N \tan \varphi' \quad (7d)$$

$$T' = D^2 / 2 \cdot \cot \alpha \cdot c' + (D^2 / 2 \cdot \cot \alpha \cdot K_0 \cdot \sigma'_z) \cdot \tan \varphi', \quad (7e)$$

$$P = (p_{cmin} + \gamma_s \cdot D / 2) \cdot b \cdot D \quad (7f)$$

式中,  $q$  为地面超载,  $K_0$  为静止侧压力系数,  $\sigma'$  为楔形体侧面的平均竖向应力,

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (8a)$$

$$\sigma'_z = \sigma_v + D \cdot \gamma' / 3 \quad \text{。} \quad (8b)$$

综上, 可以得出

$$p_{c \min} = \frac{P_v + G - \left( \frac{bD}{\sin \alpha} c' + 2T' \right) (\sin \alpha + \varepsilon \cos \alpha)}{\varepsilon bD} + u_0, \quad (9)$$

式中,

$$\varepsilon = \frac{\tan \varphi \cdot \sin \alpha + \cos \alpha}{\sin \alpha - \tan \varphi \cos \alpha} \quad \text{。} \quad (10)$$

### 3 泥水压力设定范围的影响因素分析

由以上分析可以得出: 泥水压力设定的上限为盾构切口的泥水劈裂压力(黏性土)或者渗透破坏压力(砂性土); 而泥水压力设定的下限为维持掘进面稳定的小支护力(此支护力须大于静水压力)。泥水压力可设定的上下限体现地层对泥水压力的适应能力, 本文又称为泥水支护压力区间特性, 主要表征为支护压力区间长度。对于特定地层, 长度越大, 区间特性越好, 泥水压力可设定范围越大, 地层对泥水支护方式的适用能力越强。在泥水压力变化时, 土体不易发生失稳、劈裂或者渗透破坏。泥水支护压力区间特性与地层的地质地形水文条件有关, 主要受孔隙水压力、土体特性、隧道直径、覆土厚度等因素的影响。为此, 考虑这些因素运用第三节理论公式对劈裂(渗透破坏)压力、最小支护力进行计算, 从而分析泥水压力支护区间特性。

计算分析时, 对泥水劈裂压力、渗透破坏压力同时列出。实际运用时可以针对当前的地层属性(黏性土或者砂性土)选择对应的计算值。实际地层为多层土, 应按照软弱土层的强度参数进行最小支护压力(仓筒理论)和最大支护压力(劈裂压力或者渗透破坏压力)的计算。由于在实际地层中孔隙水压力主要表现为静水压力, 本文分析孔隙水压力时只考虑静水压力, 分析工况如表 1 所示。

表 1 泥水支护压力影响因素分析计算工况

Table 1 Factor analysis of slurry support pressure

| 工况 | 水头高度<br><i>h/m</i> | 土体特性                |                    | 盾构直<br>径<br><i>D/m</i> | 覆径比<br><i>C/D</i>   |
|----|--------------------|---------------------|--------------------|------------------------|---------------------|
|    |                    | $\varphi'/(^\circ)$ | $c'/\text{kPa}$    |                        |                     |
| 1  | 20,30,<br>...,80   | 35                  | 0                  | 20                     | 12                  |
| 2a | 5,6,...,40         | 0                   | 20                 |                        |                     |
| 2b | 40                 | 35                  | 0,0.5,<br>...,20   | 20                     | 12                  |
| 2c | 35                 | 0                   | 16,16.5,<br>...,21 |                        | 1.0                 |
| 3  | 40                 | 35                  | 0                  | 20                     | 8,9,<br>...,16      |
| 4  | 40                 | 35                  | 0                  | 20                     | 0.5,0.6,<br>...,2.0 |

注: 本计算工况水头高度参考点为盾构中心。

### 3.1 静水压力

掘进面最小支护力(仓筒理论值)、盾构切口泥水劈裂压力和渗透破坏压力均与静水压力水头高度成正比, 如图 8 所示。掘进面最小支护力仅高于静水压力 13.9 kPa, 而切口泥水劈裂压力高于最小支护力 66.6 kPa, 切口渗透破坏压力高于最小支护力 106.1 kPa。掘进面支护压力可设定的区间长度为 66.6~106.1 kPa。

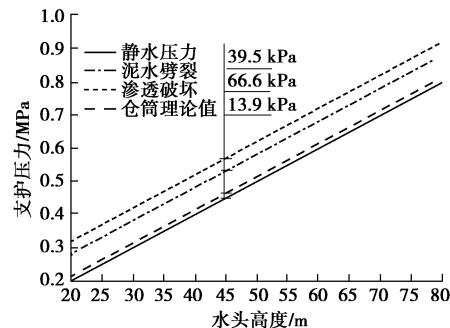


图 8 静水压力对支护压力范围的影响

Fig. 8 Ranges of support pressure influenced by water pressure

### 3.2 土体特性

掘进面最小支护压力、劈裂压力随着土体摩擦角的增加而降低, 而渗透破坏压力与地层摩擦角无关, 如图 9(a) 所示。当土体摩擦角大于 25° 时, 掘进面最小支护压力降低到较低水平, 超过静水压力不到 20 kPa。当摩擦角(有效值小于 8°)较小时, 泥水压力可设定范围较窄, 区间长度约为 30~50 kPa, 而摩擦角大于 12° 时, 其泥水压力区间特性显著改善, 区间长度约为 100 kPa。因此, 对于摩擦角较小的淤泥或者淤泥质土来讲, 需要对盾构面板进行改进(如减小开口率等), 充分运用盾构面板的支撑作用来维持掘进面的稳定。

掘进面最小支护压力随着土体黏聚力的增加而降低, 劈裂压力随着土体黏聚力的增加而增加, 而渗透破坏压力与地层摩擦角无关, 如图 9(b) 所示。对于工况 2b, 掘进面最小支护压力仅高于静水压力不到 18 kPa。泥水压力可设定区间长度为 70~100 kPa。

掘进面最小支护压力、劈裂压力和渗透破坏压力随着土体重度的增加而增加, 如图 9(c) 所示。对于工况 2c, 掘进面最小支护压力仅高于静水压力不到 20 kPa, 泥水压力可设定区间长度为 40~80 kPa。静水压力只与水位高度有关, 与土体特性没有关系, 因此, 在图 9(a)~(c) 静水压力为一条水平直线。

### 3.3 盾构直径

如图 10 所示, 掘进面最小支护压力随着盾构直径的增加而增加。然而, 掘进面最小支护压力整体数值较低, 仅高于静水压力不到 18 kPa。劈裂压力、渗透

破坏压力只与隧道覆土层有关, 与盾构直径无关。泥水压力可设定区间长度为 60~70 kPa。

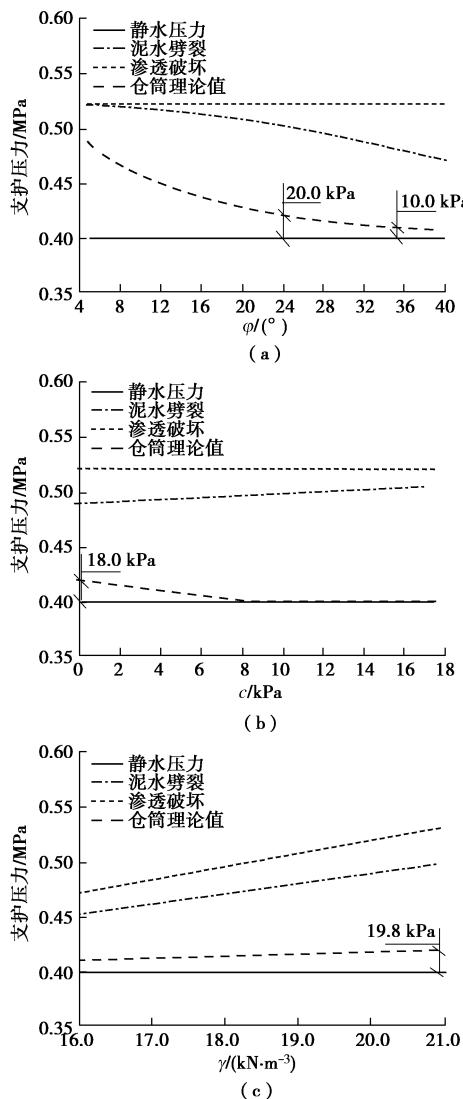


图 9 土体特性对支护压力范围的影响

Fig. 9 Ranges of support pressure influenced by soil properties

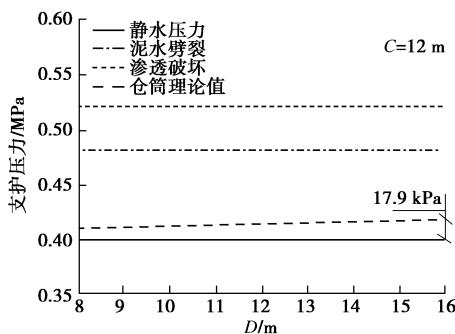


图 10 盾构直径对支护压力范围的影响

Fig. 10 Ranges of support pressure influenced by tunnel diameter

### 3.4 覆土厚度

如图 11 所示, 掘进面最小支护压力随着覆径比的增加而增加非常有限。同时, 掘进面最小支护压力整体较低, 仅高于静水压力不到 15 kPa。随着覆径比的

增加, 剥裂压力、渗透破坏压力增加明显。对于工况 4, 泥水压力可设定区间长度为 20~140 kPa。当覆径比小于 0.5 时, 其泥水支护压力可设定区间严重收窄, 约为 20~30 kPa。当覆径比大于 1.0 时, 其泥水支护压力可设定区间改善, 区间长度大于 60 kPa。

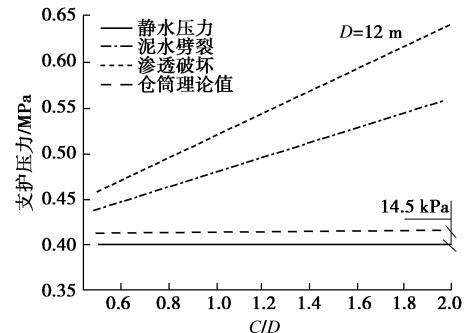


图 11 覆土厚度对支护压力范围的影响

Fig. 11 Ranges of support pressure influenced by earth cover

综上, 泥水盾构掘进面最小支护压力主要受静水压力的影响, 静水压力起关键作用。其次, 最小支护压力受土体摩擦角的影响。当土体摩擦角大于 25° 或黏聚力大于 10 kPa 时 (如,  $\varphi=35^\circ$ ,  $c=0$  kPa;  $\varphi=15^\circ$ ,  $c=10$  kPa), 最小支护压力非常接近静水压力。盾构直径、覆土厚度以及土体其他特性如黏聚力、重度等对最小支护压力影响较小, 可以忽略。

泥水剥裂压力、渗透破坏压力受静水压力、覆土厚度的影响较大, 增加覆土厚度可以提高地层的泥水剥裂 (渗透破坏) 抗力, 增加泥水压力设定的上限, 显著提高地层对泥水压力的适应能力。然而, 提高静水压力不能增加泥水压力设定的区间长度, 而只能平移泥水压力设定区间。盾构直径和土体特性对泥水支护压力设定的上限影响较小。

## 4 工程应用

为使研究成果进行工程应用, 本文选择一般掘进段和上覆建 (构) 筑物掘进段、高水压浅覆土掘进段、带压换刀掘进段等特殊掘进段进行分析, 具体如下:

### 4.1 上覆建 (构) 筑物

建 (构) 筑物的存在使得盾构上方存在一定的超载。由于超载的作用, 需要更大的泥水支护压力来维持掘进面的稳定。为评估超载对泥水支护压力的影响, 建立如图 12 所示模型, 并运用第 3 节计算公式分析泥水支护压力的设定范围。盾构在建 (构) 筑物的下方穿越时, 还需要严格控制地层的变形以防建筑物发生破坏。为减少地层扰动, 一般采用静止土压力作为参考值。为此, 静止土压力也列入支护压力参考范围, 如图 13 所示。

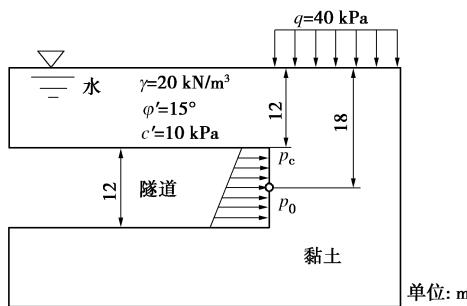


图 12 超载条件下泥水压力计算工况

Fig. 12 Case of slurry support pressure setting for tunneling under overloading condition

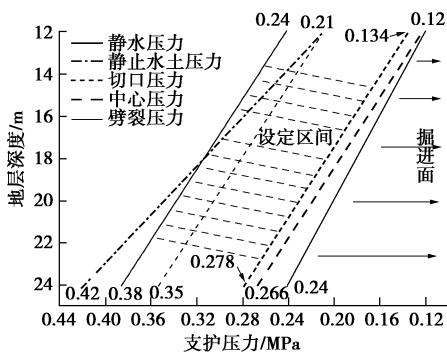


图 13 超载条件下泥水压力设定范围

Fig. 13 Ranges of slurry pressure under overloading condition

超载的出现对掘进面最小支护压力增加有限, 对泥水压力可设定区间长度影响不大: 盾构切口设定泥水压力范围为 0.134~0.24 MPa, 可设定区间长度为 0.1 MPa; 盾构中心设定泥水压力范围为 0.195~0.313 MPa, 可设定区间长度为 0.12 MPa。

然而, 为减小地层扰动, 考虑静止土水压力作为泥水压力设定参考时, 盾构切口设定泥水压力范围仅为 0.21~0.24 MPa, 可设定区间长度缩减为 0.03 MPa; 由于剥裂压力的限制, 盾构中心仅靠泥水介质更是不能平衡土水压力。此时考虑盾构刀盘支撑仍可以平衡部分土压力。施工时, 为增强控制地层变形效果, 部分施工单位仍倾向于增加泥水压力。由于静止土水压力非常接近地层剥裂压力, 增加泥水压力时要非常慎重, 谨防泥水剥裂的发生。

#### 4.2 高水压浅覆土

为优化隧道线型、降低造价, 在越江海隧道规划与建设过程中, 往往在江中或者海底出现高水压浅覆土工况。为评估高水压浅覆土对泥水支护压力的影响, 建立如图 14 所示模型, 运用第 2 节公式进行计算, 结果如图 15 所示。

由于覆土厚度的减小, 泥水支护压力可设定区间收窄: 盾构切口设定泥水压力范围为 0.30~0.35 MPa, 可设定区间长度仅为 0.05 MPa; 盾构中心设定泥水压

力范围为 0.37~0.42 MPa, 可设定区间长度为 0.05 MPa。由于地层未知因素, 泥水支护在盾构开挖过程中还会有压力波动等不确定施工因素, 0.05 MPa 泥水设定区间易诱发泥水剥裂等危险工况, 需要密切关注并严格控制泥水压力。

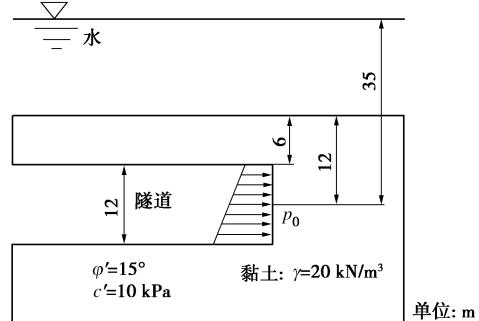


图 14 高水压浅覆土条件下泥水压力计算工况

Fig. 14 Case of slurry support pressure setting for tunneling under high water pressure and thin earth cover condition

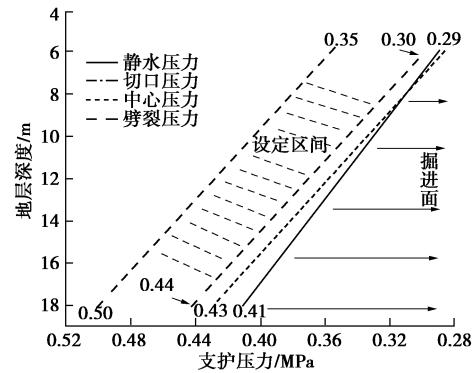


图 15 高水压浅覆土条件下泥水压力设定范围

Fig. 15 Ranges of slurry pressure for tunneling under high water pressure and thin earth cover condition

#### 4.3 带压换刀

在越江海泥水盾构掘进过程中, 由于掘进距离较长、地质条件复杂, 常常刀具磨损严重, 会实施水下带压换刀。带压换刀时, 将打开气垫仓与泥水仓之间的连通阀, 打开环流系统, 启动空压机, 使得泥水液面的高度下降到目标位置 (一般下降到盾构中心以确保能够检查所有的刀具)。同时, 空气压力代替泥水压力支护掘进面, 如图 16 所示。

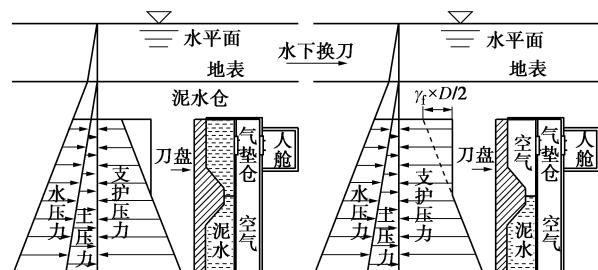


图 16 水下换刀时支护压力变化示意图

Fig. 16 Variation of slurry pressure for replacement of cutters



表 2 不同工况下带压换刀可行性分析

Table 2 Feasibility analysis of replacement of cutters in various cases

| 工况     | 位置   | 静水压力<br>$p_w/\text{MPa}$ | 静止土压力<br>$p_0/\text{MPa}$ | 上限<br>$p_{\max}/\text{MPa}$ | 下限<br>$p_{\min}/\text{MPa}$ | 设定区间长度<br>$\Delta p/\text{MPa}$ | 换刀需要长度<br>$\Delta p_1/\text{MPa}$ | 是否可实施 |
|--------|------|--------------------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|-------|
| 一般掘进段  | 切口   | 0.12                     | 0.21                      | 0.24                        | 0.131                       | 0.109                           | 0.072                             | 可     |
|        | 盾构中心 | 0.18                     | 0.31                      | 0.31                        | 0.191                       | 0.119                           | 0.072                             |       |
| 上覆建筑物  | 切口   | 0.12                     | 0.238                     | 0.242                       | 0.134                       | 0.108                           | 0.072                             | 不宜    |
|        | 盾构中心 | 0.18                     | 0.34                      | 0.314                       | 0.194                       | 0.120                           | 0.072                             |       |
| 高水压浅覆土 | 切口   | 0.29                     | 0.33                      | 0.355                       | 0.297                       | 0.058                           | 0.072                             | 否     |
|        | 盾构中心 | 0.35                     | 0.44                      | 0.428                       | 0.369                       | 0.059                           | 0.072                             |       |

由于空气压力各向同性, 不再具有泥水压力梯度的特点。如图 16 所示, 当泥水液面降低到盾构中心时, 其切口压力比原来增加了  $\gamma_s \cdot D/2$ 。如果考虑到掘进过程中的带压换刀需求, 则掘进面泥水压力设定时需要对切口压力上限留有一定的安全裕度, 切口压力设定最大值为

$$p_{c\max}^{\text{cr}} = p_f - \gamma_s \cdot D/2 \quad (\text{黏性土}), \quad (11)$$

$$p_{c\max}^{\text{cr}} = \gamma' h + \gamma_w H - \gamma_s \cdot D/2 \quad (\text{砂性土})。 \quad (12)$$

例如, 在盾构直径 12 m、泥水重度 12 kN/m<sup>3</sup> 条件下, 考虑带压换刀, 泥水压力上限减低值为 0.072 MPa。

为比较不同工况实施带压换刀的可行性, 设置 3 种工况进行分析: 一般掘进工况、上覆建(构)筑物工况和高水压浅覆土工况。其中, 一般掘进工况为上覆建(构)筑物工况(图 12 所示)除去上覆荷载。

如表 2 所示, 对于一般掘进段和上覆建筑物两种工况, 其泥水压力可设定区间长度均大于 0.072 MPa, 具备带压换刀条件。但在进行带压换刀时, 其掘进面压力变化频繁, 难免会对地层造成不同程度的扰动, 上覆建(构)筑物的安全难以保证。因此, 在上覆建(构)筑物的工况下不易进行带压换刀作业。而在高水压浅覆土工况下, 其泥水压力可设定区间长度小于 0.072 MPa, 不具备带压换刀条件。运用表 2 同样的分析方法易得, 具备带压换刀的隧道覆径比须大于 0.8~1.0。

#### 4.4 支护压力设定原则

(1) 泥水盾构在支护压力设定时, 宜选择盾构切口作为压力控制点, 同时监测盾构中心等其他点的泥水压力。掘进面支护压力设定应满足条件表示为

$$p_w < p_{\min} < p_c < p_f (p_b), \quad (13)$$

式中,  $p_w$  为静水压力,  $p_{\min}$  为维持掘进面稳定所需的小压力,  $p_f$  为黏土地层的泥水劈裂压力,  $p_b$  为砂土地层的渗透破坏压力。

(2) 对于黏土(黏聚力大于 10 kPa)或者砂土(摩擦角大于 25°)最小支护压力非常接近静水压力。一

般情况下, 泥水支护压力设定可表示为

$$p_c = p_w + 20 \quad (14)$$

对于土体(有效)摩擦角小于 8° 的软弱土(如淤泥、淤泥质土), 泥水支护压力设定范围收窄, 需要改进盾构面板(如减少开口率), 充分运用盾构面板的支护作用。

由于静止土压力小于并接近于泥水劈裂(渗透破坏)压力, 泥水支护压力上限可以取为静止土压力表示为

$$p_{c\max} = K_0 \cdot \gamma' \cdot h + u_0 \quad (15)$$

(3) 增加覆土厚度可以显著提高泥水盾构掘进面过程中的抗劈裂、抗渗透破坏能力。因此, 对于泥水盾构隧道, 保证一定的覆土厚度(覆径比大于 1.0)是有利于掘进安全的。在水下实施带压换刀时, 应对掘进面泥水压力可设定范围进行评估。一般情况下, 可以实施带压换刀的隧道覆径比不小于 0.8~1.0。

## 5 结 论

(1) 泥水支护特性主要表现为 3 个方面: ① 动态支护, 支护介质(泥膜)呈动态变化和支护压力呈动态变化。② 支护压差, 泥水压力传递存在连贯性和均一性, 这与土压力的不均匀分布有着本质不同。对于泥水盾构而言(体积较大), 泥水支护对地层水土压力的支护压差不可忽视。③ 压力波动, 泥水支护为液体支护, 支护介质具有不可压缩性, 其支护过程随盾构动态掘进存在压力波动。在盾构机中增加气垫仓, 把纯液态支护转化为以液态支护为主的“气-液”联合支护, 有利于改善其支护特性。

(2) 泥水支护压力主要平衡地层中的孔隙水压力, 地层中的静水压力是泥水压力设定的决定性因素。在孔隙水压力和泥水支护压力双重作用下, 土压力对支护压力的影响甚为微弱。基于泥水液态支护特性, 泥水压力设定的最小值应大于相应位置的孔隙水压力, 一般情况下(黏土或者砂土; 摩擦角大于 25° 或者黏聚力大于 10 kPa), 可以取为盾构切口静水压力

+20 kPa; 泥水压力设定的最大值应小于地层的泥水劈裂(渗透破坏)抗力。一般情况下, 泥水压力设定最大值可取为静止土压力。

(3) 泥水支护压力区间特性主要受土体摩擦角和隧道覆土厚度的影响。增大覆土厚度能够提高上覆土体的抗劈裂(渗透破坏)能力, 从而显著增加泥水压力设定区间长度, 改善泥水支护压力区间特性; 土体摩擦角主要表现为小值影响(如有效值小于8°), 泥水支护压力设定区间收窄, 压力区间特性变差。孔隙水压力只能平移泥水支护压力区间, 不能改变压力区间长度; 土体黏聚力、重度、盾构直径等对泥水支护压力区间特性的影响甚为微弱。

(4) 泥水盾构宜选择盾构切口作为压力控制点, 同时监测盾构中心等其他点的泥水压力。实施带压换刀的隧道覆径比不宜小于0.8~1.0。若覆土厚度较薄, 确实需要实施带压换刀时, 应对其状况进行评估, 必要时可以对盾构刀盘周边土体进行预先加固。

## 参考文献:

- [1] ANAGNOSTOU G, KOVÁRI K. The face stability of slurry-shield-driven tunnels[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 1994, **9**(2): 165 – 174.
- [2] MURAYAMA S, ENDO M, HASHIBA T, et al. Geotechnical aspects for the excavating performance of the shield machines[C]// The 21st Annual Lecture in Meeting of Japan Society of Civil Engineers. Tokyo, 1966.
- [3] DAVIS E H, GUNN M J, MAIR R J, et al. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material[J]. *Géotechnique*, 1980, **30**(4): 397 – 416.
- [4] LECA E, DORMIEUX L. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material[J]. *Géotechnique*, 1990, **40**(4): 581 – 606.
- [5] 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 – 1388.
- [6] ZHANG C, HAN K, ZHANG D. Face stability analysis of shallow circular tunnels in cohesive-frictional soils[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2015, **50**: 345 – 357.
- [7] ZHANG F, GAO Y F, WU Y X, et al. Upper-bound solutions for face stability of circular tunnels in undrained clays[J]. *Géotechnique*, 2017, **68**(1): 1 – 10.
- [8] 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**(5): 683 – 692.
- [9] MIN F, SONG H, ZHANG N. Experimental study on fluid properties of slurry and its influence on slurry infiltration in sand stratum[J]. *Applied Clay Science*, 2018, **161**: 64 – 69.
- [10] XU T, BEZUIJEN A. Analytical methods in predicting excess pore water pressure in front of slurry shield in saturated sandy ground[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2018, **73**: 203 – 211.
- [11] 刘学彦, 袁大军. 泥水劈裂试验伸展现象的力学分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2013, **32**(7): 1434 – 1442. (LIU Xue-yan, YUAN Da-jun. Mechanical analysis of slurry fracturing propagation phenomenon[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2013, **32**(7): 1434 – 1442. (in Chinese))
- [12] 刘成, 孙钧, 杨平, 等. 泥膜形成与状态划分细观分析及模型试验研究[J]. *岩土工程学报*, 2014, **36**(3): 435 – 442. (LIU Cheng, SUN Jun, YANG Ping, et al. Mesoscopic analysis and model test on formation process and state division of slurry membrane[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2014, **36**(3): 435 – 442. (in Chinese))
- [13] 刘成, 孙钧, 赵志峰, 等. 泥水盾构泥膜形成二维理论分析[J]. *岩土力学*, 2013, **34**(6): 1593 – 1597, 1628. (LIU Cheng, SUN Jun, ZHAO Zhi-feng, et al. Two-dimensional theoretical analysis of slurry membrane formation process in slurry shield[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2013, **34**(6): 1593 – 1597, 1628. (in Chinese))
- [14] 刘成, 汤昕怡, 高玉峰. 砂性地层孔隙特征对泥水盾构泥浆成膜的影响[J]. *岩土工程学报*, 2017, **39**(11): 2002 – 2008. (LIU Cheng, TANG Xin-yi, GAO Yu-feng. Influence of pore characteristics of sand strata on filter-cake formation under slurry shield[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, **39**(11): 2002 – 2008. (in Chinese))
- [15] MIN F, ZHU W, HAN X. Filter cake formation for slurry shield tunneling in highly permeable sand[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2013, **38**: 423 – 430.
- [16] 闵凡路, 魏代伟, 姜腾, 等. 泥浆在地层中的渗透特性试验研究[J]. *岩土力学*, 2014, **35**(10): 2801 – 2806. (MIN Fan-lu, WEI Dai-wei, JIANG Teng, et al. Experimental study of law of slurry infiltration in strata[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2014, **35**(10): 2801 – 2806. (in Chinese))
- [17] 陈仁朋, 尹鑫晟, 李育超, 等. 泥水盾构泥膜渗透性及其

- 对开挖面稳定性影响[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(11): 2102 - 2108. (CHEN Ren-peng, YIN Xin-sheng, LI Yu-chao, et al. Permeability of filter cake and its influence on face stability of slurry shield-driven tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(11): 2102 - 2108. (in Chinese))
- [18] KANAYASU S, KUBOTA I, SHIKIBU N. Stability of face during shield tunneling-a survey of Japanese shield tunneling[C]// Underground Construction in Soft Ground. Rotterdam, 1995: 337 - 343.
- [19] 赵波, 崔季平, 樊菁. 高温高压气体状态方程研究及钱学森方程改进[J]. 力学学报, 2010, 42(2): 151 - 158. (ZHAO Bo, CUI Ji-ping, FAN Jing. An improvement of Tsien's Equation of state in high-temperature and high-pressure gases[J]. Chinese Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 2010, 42(2): 151 - 158. (in Chinese))
- [20] ZHANG Z X, HU X Y, SCOTT K D. A discrete numerical approach for modeling face stability in slurry shield tunnelling in soft soils[J]. Computers and Geotechnics, 2011, 38(1): 94 - 104.
- [21] 李广信, 周晓杰. 土的渗透破坏及其工程问题[J]. 工程勘察, 2004(5): 10 - 13. (LI Guang-xin, ZHOU Xiao-jie. Soil seepage failure and its problem in engineering[J]. Geotechnical Investigation & Surveying, 2004(5): 10 - 13. (in Chinese))
- [22] BROERE W. Tunnel face stability & new CPT applications[D]. Delft: Delft University of Technology, 2001.
- [23] 赵文, 程诚, 李慎刚, 等. 盾构开挖面楔形体支护压力模型分析及改进[J]. 中国公路学报, 2017, 30(8): 74 - 81, 90. (ZHAO Wen, CHENG Cheng, LI Shen-gang, et al. Analysis and improvement of wedge supporting pressure model of shield tunnel excavation face[J]. China Journal of Highway and Transport, 2017, 30(8): 74 - 81, 90. (in Chinese))

## 《岩土工程学报》征订启事

《岩土工程学报》创办于1979年, 是我国水利、土木、力学、建筑、水电、振动等六个全国性学会联合主办的学术性科技期刊。由南京水利科学研究院承办, 国内外公开发行。主要刊登土力学、岩石力学领域中能代表当今先进理论和实践水平的科学的研究和工程实践成果等。报道新理论、新技术、新仪器、新材料的研究和应用。欢迎国家自然科学基金项目及其他重要项目的研究成果向本刊投稿, 倡导和鼓励有实践经验的作者撰稿, 并优先刊用这些稿件。主要栏目有黄文熙讲座、综述、论文、短文、工程实录、焦点论坛、讨论和简讯等。

本刊被《中文核心期刊要目总览》连续多年确认为核心期刊, 并在建筑类核心期刊中位于前列; 本刊被科技部“中国科技论文统计源期刊”(中国科技核心期刊)及“中国科技论文与引文数据库”收录; 本刊被中国科学院“中国科学引文数据库”收录; 本刊被“中国知网”全文收录及“中国学术期刊综合评价数据库”收录; 本刊被“工程索引 Ei Compendex 数据

库”和“日本科学技术振兴机构数据库 JST”等国际数据库收录。本刊网址 ([www.cgejournal.com](http://www.cgejournal.com)) 全文发布本刊所有刊载文章。

本刊读者对象为土木建筑、水利电力、交通运输、矿山冶金、工程地质等领域中从事岩土工程及相关专业的科研人员、设计人员、施工人员、监理人员和大专院校师生。

本刊为月刊, A4开, 双栏排版, 192页, 每月中旬出版, 每期定价40元, 全年定价480元。

本刊国际标准刊号ISSN 1000-4548, 国内统一刊号CN 32-1124/TU, 国内发行代号28-62, 国外发行代号MO 0520。欢迎广大读者在全国各地邮局订购, 也可在编辑部订购(不另收邮费)。编辑部订购地址: 南京虎踞关34号《岩土工程学报》编辑部; 邮编: 210024; 联系电话: 025-85829534, 85829543, 85829553, 85829556; 传真: 025-85829555; E-mail: ge@nhr.ac.cn。

《岩土工程学报》编辑部