

# 浅埋纵坡盾构隧道开挖面被动失稳的上限法分析

潘燕秋<sup>1</sup>, 刘宗辉<sup>2</sup>, 魏魏<sup>2</sup>

(1. 郑州工业应用技术学院 建筑工程学院, 郑州 451100; 2. 中建七局安装工程有限公司, 郑州 450000)

**摘要:**浅埋盾构隧道的覆土厚度不足导致开挖面极易被动失稳, 而隧道纵坡的存在又导致覆土厚度突变, 进一步加剧了开挖面被动失稳的风险, 为此亟需探索浅埋纵坡盾构隧道开挖面稳定性的分析方法。基于极限分析上限法, 提出了一种同时考虑隧道纵坡和开挖面局部失稳的二维旋转-平动机构, 该机构由2个刚性平动块和1个刚性旋转块组成, 并获得了开挖面被动失稳的极限支护压力和破坏模式。最后分析了纵坡 $\delta$ 和破坏比 $\eta$ 对开挖面极限支护压力和破坏模式的影响, 并结合工程实例验证了所提破坏机构的合理性。结果表明: 随着纵坡 $\delta$ 的增加, 开挖面的局部失稳范围逐渐增加; 而随着埋深比 $C/D$ 的增加, 由开挖面的局部失稳向整体失稳演化; 刚性旋转块的转角 $\theta$ 随着纵坡 $\delta$ 的增大而减小, 且纵坡 $\delta$ 对转角 $\theta$ 的影响最显著。

**关键词:**浅埋隧道; 盾构开挖面; 隧道纵坡; 局部失稳; 被动稳定性; 上限法分析

中图分类号: U455; TU43 文献标识码: A 文章编号: 1673-0836(2026)02-0459-12

## Upper Bound Analysis of Passive Instability on the Excavation Face of Shallow-Buried Shield Tunnels with Longitudinal Slope

Pan Yanqiu<sup>1</sup>, Liu Zonghui<sup>2</sup>, Wei Wei<sup>2</sup>

(1. School of Architectural Engineering, Zhengzhou University of Industrial Technology, Zhengzhou 451100, P. R. China;  
2. China Construction Seventh Bureau Installation Engineering Co., Ltd., Zhengzhou 450000, P. R. China)

**Abstract:** Due to its insufficient cover thickness, the excavation face of shallow-shield tunnels is susceptible to passive instability. Tunnel longitudinal slope lead to sudden changes in cover thickness, making the passive failure mechanism of tunnel faces more complicated. There is an urgent need to explore analytical methods for excavation face stability in shallow-buried longitudinal slope shield tunnels. Based on upper bound analysis, a two-dimensional rotation-translation mechanism is proposed that simultaneously considers tunnel longitudinal slope and local instability at the excavation face. The mechanism is comprised of two rigid translation blocks and one rigid rotation block. The ultimate support pressure and failure mode of passive instability at the excavation face are obtained. Finally, the effects of longitudinal slope  $\delta$  and partial failure ratio  $\eta$  on ultimate support pressure and failure mode of tunnel faces are analyzed, and the reasonableness of proposed models is verified by combining with engineering cases. The results indicate that: Partial failure range of excavation faces gradually increases with the increase of longitudinal inclination angle  $\delta$ . As the cover depth ratio  $C/D$  increases, partial failure of the excavation face evolves into global failure. The rotation angle  $\theta$  of the rigid rotating block decreases with the increase of the longitudinal inclination  $\delta$ , and the longitudinal inclination  $\delta$  has a significant effect on the rotation angle  $\theta$ .

**Keywords:** shallow-buried tunnel; shield excavation face; tunnel longitudinal slope; partial failure; passive stability; upper bound analysis

收稿日期: 2025-05-19(修改稿)

作者简介: 潘燕秋(1989—), 女, 河南周口人, 硕士, 讲师, 主要从事地下结构方向的研究工作。

E-mail: 15903686960@163.com

基金项目: 陕西省自然科学基金基础研究计划(2022JQ-375); 中建七局科技研发课题(CSCEC7b-2023-G-005); 中建七局科技研发课题(CSCEC7b-2023-G-006)

## 0 引言

随着我国基础设施建设的蓬勃发展,地铁已成为缓解城市交通拥堵的关键,盾构法凭借其安全高效的优点,在地铁隧道的施工中被普遍应用。在盾构掘进过程中,由土舱或泥水舱提供的支护压力能够有效抵御开挖面前方土水压力,以避免开挖面的失稳。若开挖面的支护压力不足则可能发生主动失稳,导致地表塌陷;若开挖面支护压力过大则可能发生被动失稳,造成地表隆起<sup>[1]</sup>。特别是浅埋盾构隧道的覆土厚度不足,在盾构施工中极易引发开挖面被动失稳。

对于浅埋盾构隧道,根据《地铁设计规范》(GB5017—2013)<sup>[2]</sup>认为,其埋深比  $C/D$  不宜大于 1.5。近年来我国城市地下轨道交通建设飞速发展,浅埋盾构隧道工程已司空见惯,如上海机场联络线虹桥站至浦东站盾构区间,其隧道直径为 14 m 而埋深仅为 9 m<sup>[3]</sup>。另外在实际施工中还会遇到河流和地下管线等障碍物,于是盾构机在掘进时需要保持一定的纵坡才能避开这些障碍,由于隧道纵坡的存在,导致掘进期间隧道覆土厚度不断变化,如图 1 所示。在这种工况下不仅加剧了盾构隧道开挖面被动失稳的风险,而且被动失稳的机理势必更加复杂。因此,研究浅埋纵坡盾构隧道开挖面稳定性分析方法,对设计和施工具有重要意义。

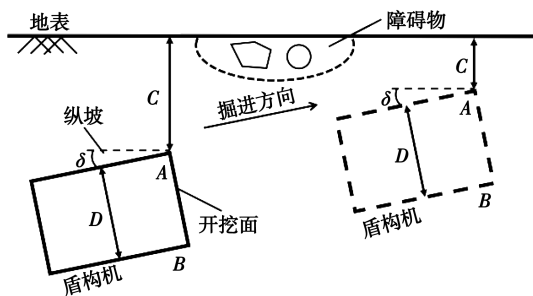


图 1 盾构机纵坡掘进的示意图

Fig. 1 Schematic diagram of shield machine longitudinal slope tunneling

极限分析法被 Chen<sup>[4]</sup>首次运用于岩土及地下工程领域后,近几十年来得到了长足的发展,尤其是在开挖面稳定性分析方面更是备受关注。Davis 等<sup>[5]</sup>首次提出了平面应变方向 (Plane strain heading) 概念,将圆形开挖面的稳定性分析简化为二维平面应变问题。Sloan 等<sup>[6]</sup>认为考虑平面应变方向 (Plane strain heading) 的开挖面稳定性分析能更好地预测开挖面前方土体的失稳范围。基于此,Leca 等<sup>[7]</sup>将开挖面的被动失稳区视为单个二维刚性圆锥平动块体,并根据极限分析法计算了极

限支护压力。Soubra<sup>[8-9]</sup>通过改变二维刚性圆锥平动块的数量来进一步优化失稳区,以获得更准确的极限支护压力。Mollon 等<sup>[10-11]</sup>利用空间离散化技术,分别提出了开挖面被动失稳的平动破坏机构和旋转破坏机构。然而现有的离心试验<sup>[12]</sup>和模型试验<sup>[13]</sup>表明,当开挖面被动失稳时,开挖面附近土体的位移主要体现为旋转和平动的方式。Liu 等<sup>[14]</sup>提出了一种由两个刚性块组成的二维旋转-平动机构来模拟开挖面的被动失稳,采用空间离散技术来连接这两个块体,显著改善了极限支护压力的求解过程。胡艳峰等<sup>[15]</sup>认为,纵向倾斜的盾构隧道开挖面被动失稳的破坏机构,其原点坐标会随着纵坡的变化而变化。Dias 等<sup>[16]</sup>利用 Flac3D 软件研究浅埋隧道开挖面被动失稳,发现只有开挖面的上半部分发生失稳。Li 等<sup>[17]</sup>对开挖面被动失稳的二维旋转破坏机构进行了改进,在此基础上考虑了开挖面局部失稳的影响。王林等<sup>[18]</sup>提出了一种由 5 个锥块组成的破坏机构,在考虑局部失稳的基础上建立了开挖面挤出破坏的极限分析模型。刘庆等<sup>[19]</sup>根据旋转破坏机构提出了一种开挖面局部被动失稳的极限分析模型。然而,上述研究均未同时考虑隧道纵坡和开挖面局部失稳的影响,这使得现有成果可能已不再适用于浅埋纵坡盾构隧道开挖面局部被动失稳的研究。

为此,本文提出了一种考虑隧道纵坡和开挖面局部失稳的二维旋转-平动破坏机构,该机构由两个刚性平动块和一个刚性旋转块组成。然后基于极限分析上限法建立了开挖面被动失稳的分析模型,获得了开挖面的极限支护压力和破坏模式。最后探讨了纵坡和局部破坏比对极限支护压力和破坏模式的影响,并将该模型应用于实际工程以验证其破坏机构合理性,所得结论可为类似工程提供指导。

## 1 问题描述

### 1.1 开挖面支护压力

盾构隧道开挖面支护压力的分布如图 2 所示,图中直径为  $D$  的盾构隧道位于覆土厚度为  $C$  的均质地层中,且地下水位位于地表,水的重度为  $\gamma_w$ 。如图 1 所示,土体遵循 Mohr-Coulomb 塑性本构模型并服从相关联流动法则,土体的有效重度、有效内摩擦角和有效黏聚力分别为  $\gamma'$ 、 $\varphi'$  和  $c'$ ,地表处可能出现的超载为  $\sigma_s$ 。当开挖面出现局部被动失稳时,其失稳特征由局部破坏比  $\eta$  来定义,则有  $\eta = D_L/D$ ,其中  $D_L$  为隧道拱顶到局部失稳点的

距离。

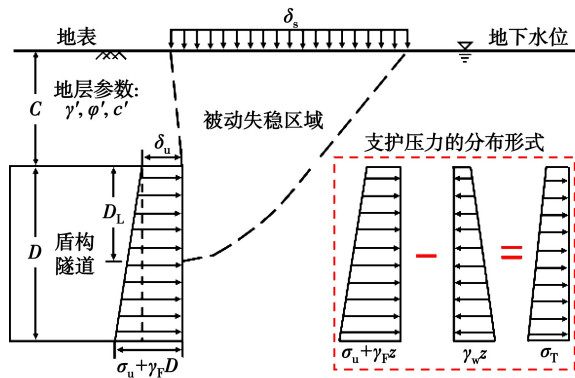


图 2 盾构隧道开挖面支护压力的分布形式

Fig. 2 Distribution form of support pressures on excavation faces of shield tunnels

根据工程实践经验,盾构机的舱内压力呈梯形分布,假定其沿深度方向以  $\gamma_F$  的速率线性增加,其中  $\gamma_F$  表示舱内土体的重度。在隧道拱顶处的深度为  $z$ ,支护压力由矩形分布荷载  $\sigma_u$  和三角形分布荷载  $\gamma_F z$  组成,如式(1)所示。

$$\sigma_T = \sigma_u + (\gamma_F - \gamma_w)z - \gamma_w C \quad (1)$$

式中: $\sigma_T$  表示抵抗开挖面处土压力的支护压力。

### 1.2 隧道纵坡

在施工图设计阶段,盾构隧道的纵坡一般限制在  $[-5^\circ, 5^\circ]$  范围之内,由于盾构掘进时需要避开管线、河流及其它障碍物,其纵坡超过设计值的情况时常发生。通过周峻等<sup>[20]</sup>对盾构施工案例的总结,认为盾构隧道的最大纵坡不应超过  $10^\circ$ ,因此将隧道纵坡定义为  $\delta$ ,其中  $\delta$  的取值范围在  $[-10^\circ, 10^\circ]$  以内。当隧道纵坡  $\delta > 0$  时,盾构机沿仰坡方向向上掘进;当隧道纵坡  $\delta = 0$  时,盾构机沿水平方向掘进;当隧道纵坡  $\delta < 0$  时,盾构机沿俯坡方向向下掘进,隧道纵坡的几何含义如图 3 所示。

由于纵坡隧道的埋深比  $C/D$  并没有给出统一的定义,于是本文根据 Cheng 等<sup>[21]</sup>的研究,将隧道拱顶至地表的距离定义为浅埋纵坡隧道的覆土厚度  $C$ ,此时埋深比  $C/D$  的几何意义如图 3 所示。

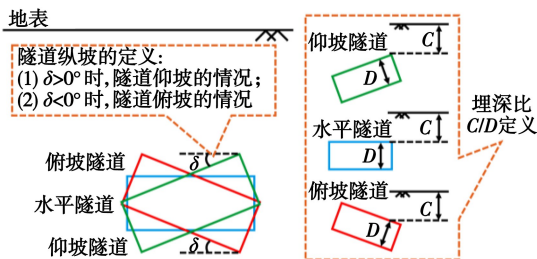


图 3 隧道纵坡  $\delta$  和埋深比  $C/D$  的几何意义

Fig. 3 Geometry of longitudinal inclination  $\delta$  and cover depth ratio  $C/D$

## 2 开挖面被动稳定性分析模型

### 2.1 极限分析上限法

极限分析法依托其逻辑严谨和计算简洁的优势已逐渐成为研究土体极限状态的主流方法,而上限法则是根据运动容许破坏机构和功能平衡原理求解土体临界破坏荷载的上限值<sup>[22]</sup>。为了将极限分析上限法应用于盾构隧道开挖面稳定性分析中,做出了以下假设:

(1) 为研究开挖面前方土体的失稳范围,即开挖面的破坏模式,假设失稳的土体在平行于横截面的方向无限长,属于平面应变问题。

(2) 假设土体为理想弹塑性材料,且土体为满足 Drucker 公设的稳定材料,同时失稳的土体均达到塑性状态,土体在变形前后发生的尺寸变化极小。

(3) 假设地下水位位于地表,且地下水位不随盾构的掘进长度变化,同时忽略刀盘转动和刀盘开口渗流对开挖面稳定性的影响。

依据极限分析上限法,浅埋纵坡盾构隧道开挖面局部被动失稳的分析过程可分为 3 个步骤:首先构建运动学容许破坏机构,该破坏由一个或多个刚性块体组成;其次根据虚功原理,将破坏机构中外力功率  $P_e$  与滑裂面或速度不连续面上内能耗散功率  $P_v$  平衡,可得破坏荷载的上限解;最后优化破坏机构的几何特征以确定开挖面的破坏模式。

### 2.2 考虑隧道纵坡的破坏机构

破坏机构的建立是开挖面稳定性分析关键问题,虽然三维破坏机构更接近实际情况,但是二维破坏机构在上限法中的计算则相对简便。特别是在 Leca 等<sup>[7]</sup>以及 Mollon 等<sup>[10-11]</sup>分别提出了开挖面被动失稳的二维平动和旋转的破坏机构,依靠二维破坏机构简便且高效的特点,为指导盾构隧道的设计与施工提供了可靠的手段。

为了有效地分析浅埋纵坡盾构隧道开挖面被动失稳时土体的破坏特性,Liu 等<sup>[14]</sup>将上述平动和旋转的破坏机构结合提出了旋转-平动破坏机构,本文针对该旋转-平动破坏机构进行了改进,建立了由 2 个平动刚性块体和 1 个旋转刚性块体组成的破坏机构,将其称为改进的旋转-平动机构,如图 4 所示。破坏机构由 3 个刚性块体组成,该机构的边界形成了开挖面的破坏模式。在整个破坏机构中,靠近开挖面处的失稳区被视为平动刚性块体,将其命名为块体 I;开挖面前方的失稳区被视为旋转刚体块体,将其命名为块体 II;开挖面正上方失

稳区被视为平动刚性块体,将其命名为块体 III。此外,将块体 I、II 和 III 中土体运动的速度向量分别定义为  $v_I$ 、 $v_{II}$  和  $v_{III}$ ,块体 I 以速度向量  $v_I$  沿开挖面前方平动;块体 II 沿速度向量  $v_{II}$  向上旋转运动;块体 III 沿速度向量  $v_{III}$  向地表运动。为了说明开挖面局部失稳的判断依据,于是定义了开挖面失稳的局部破坏比  $\eta$  ( $\eta = AB/AC = D_L/D$ ),当开挖面失稳时可通过局部破坏比  $\eta$  来判断是否发生局部失稳的情况,若  $0 < \eta < 1$ ,则认为开挖面出现局部失稳;若  $\eta = 1$ ,则认为开挖面发生整体失稳。

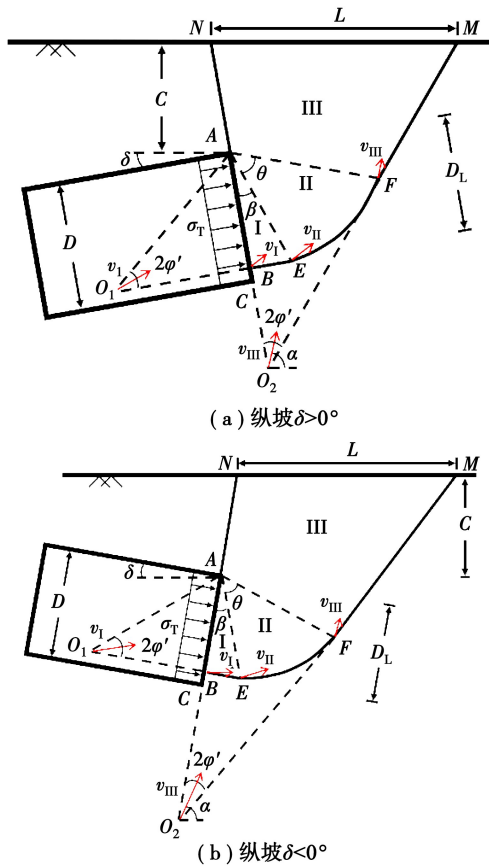


图 4 开挖面局部被动失稳的破坏机构

Fig. 4 Failure mechanisms of partial passive instability on tunnel faces

如图 4 所示,依据 Leca 和 Dormieux<sup>[7]</sup> 的破坏机构,平动刚性块体 I 和 III 分别由三角形  $AO_1C$  和  $NO_2M$  所形成,根据相关流法则,破坏机构中顶点  $O_1$  和  $O_2$  的夹角均为  $2\varphi$ ,速度向量  $v_I$  和  $v_{III}$  与水平方向呈  $\alpha$  角。旋转刚性块体 II 由对数螺旋线  $EF$  所围成,其旋转角为  $\theta$ ,该对数螺旋线以点  $A$  为极点,其方程如式(2)所示,速度向量  $v_{II}$  与对数螺旋线  $EF$  上任意一点的切线呈  $\varphi'$  角。

$$r = r_0 e^{\theta \tan \varphi'} \quad (2)$$

式中: $r_0$  和  $r$  分别表示图 4 中  $AE$  和  $AF$  的长度。

如图 5 所示,基于 Mollon 等<sup>[10-11]</sup> 的破坏机构,对数螺旋线  $EF$  可以划分为无数条微元段  $EE_1, \dots, E_{n-1}E_n$  和  $E_nF$ ,所以块体 I 则可以划分为无数个三角形微元体  $AEE_1, \dots, AE_{n-1}E_n$  和  $AE_nF$ ,每个三角形微元体分别以特定的速度向量  $v_0, \dots, v_{n-1}$  和  $v_n$  旋转,而每个相邻三角形微元体之间的相对速度向量分别为  $v_{0,1}, \dots, v_{n-2,n-1}$  和  $v_{n-1,n}$ 。根据相关流法则,速度向量  $v_0, \dots, v_{n-1}$  和  $v_n$  与边界  $EE_1, \dots, E_{n-1}E_n$  和  $E_nF$  之间的夹角为  $\varphi'$ ,如图 5(a) 所示,图中  $\theta$  为任意速度不连续边界旋转的角度,  $\Delta\theta$  为三角形微元体的旋转角。块体 II 的初始速度和最终速度分别为  $v_I$  和  $v_{III}$ :

$$v_I = v_0 \quad (3)$$

$$v_{III} = v_n \quad (4)$$

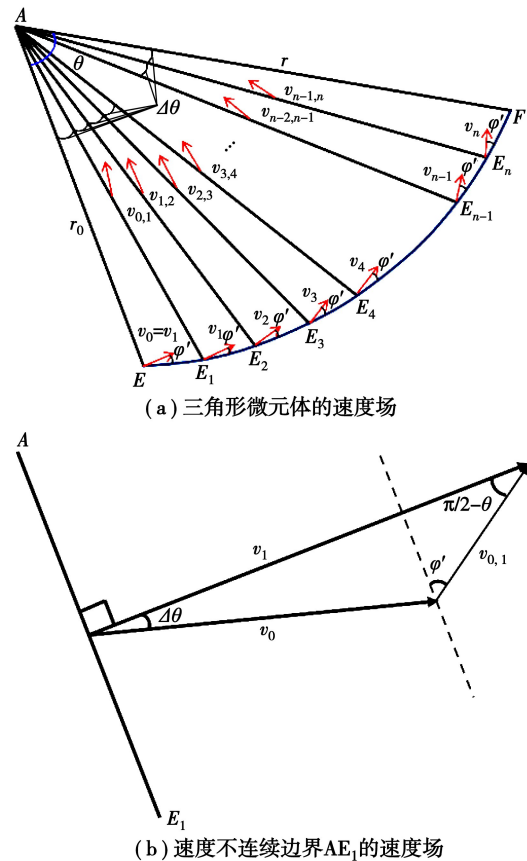


图 5 块体 II 速度场的几何关系

Fig. 5 Geometric relationship of velocity field in block II

图 5(b) 给出了  $AE_1$  处速度向量的几何关系,根据该几何关系可得  $v_I$  和  $v_{0,1}$  的表达式:

$$v_I = v_0 \frac{\cos(\varphi - \Delta\theta)}{\cos\varphi'} \quad (5)$$

$$v_{0,1} = v_0 \frac{\sin\Delta\theta}{\cos\varphi'} \quad (6)$$

由式(5)、(6)可知,当  $\Delta\theta$  趋近于 0 时,则对数螺旋线  $EF$  上任意角度的速度向量  $v(\theta)$  为:

$$v(\theta) = v_0 e^{\theta \tan \varphi'} = v_l e^{\theta \tan \varphi'} \quad (7)$$

### 2.3 破坏机构的几何关系

为了确定整个破坏机制的功能关系,需要计算每个刚性块体的面积和边界长度,破坏机构中每个刚性块的几何特征如图 6 所示。每个刚性块体的面积和边界长度的计算过程如下:

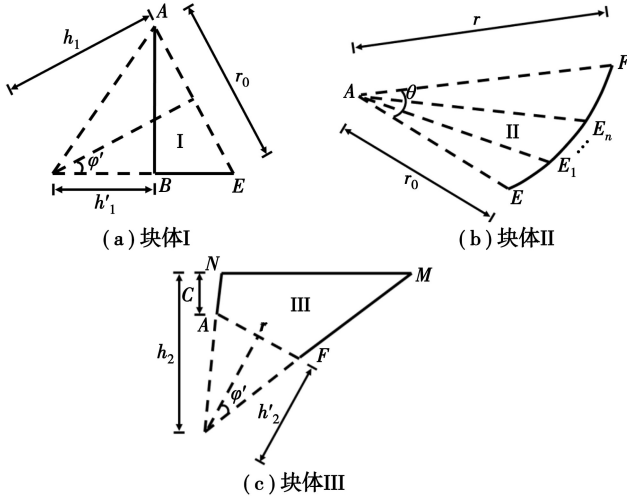


图 6 破坏机构组成部分的几何特征

Fig. 6 Geometric characteristics of components in failure mechanisms

#### 2.3.1 块体 I 面积与 BE 长度

如图 6(a) 所示,块体 I 为三角形  $AO_1E$ ,  $\angle AO_1E$  为  $2\varphi'$ ;  $\angle BAE$  为  $\beta$ ;  $AB$  长度为  $r_0$ 。另外定义  $h_1$  和  $h'_1$  分别为三角形  $AO_1E$  和  $AO_1B$  的高度。根据本文所提出破坏机制的几何特征可得以下关系:

$$\beta = \varphi' \quad (8)$$

$$AB = D_L = \eta D \quad (9)$$

$$AE = r_0 = \eta D / \cos \beta = \eta D / \cos \varphi' \quad (10)$$

$$h_1 = r_0 / 2 \tan \varphi' = \eta D / 2 \sin \varphi' \quad (11)$$

$$h'_1 = \eta D / \tan 2\varphi' \quad (12)$$

以式(8)~(12)为依据,块体 I 面积如式(13)所示,  $BE$  长度如式(14)所示。

$$S_I = \frac{1}{2} (\eta D)^2 \left( \frac{1}{\sin 2\varphi'} - \frac{1}{\tan 2\varphi'} \right) \quad (13)$$

$$l_I = BE = r_0 \sin \beta = \eta D \tan \varphi' \quad (14)$$

#### 2.3.2 块体 II 面积与 EF、AE 和 AF 长度

如图 6(b) 所示,块体 II 可离散为多个三角形微元体,其  $EF$  为对数螺旋线,  $\angle EAF$  为  $\theta$ ; 将  $AF$  的长度定义为  $r$ 。点  $A$  被定义为局部坐标系的原点,同时将  $AE_1, \dots, AE_{n-1}$  和  $AE_n$  的长度分别定义为  $r_1, \dots, r_{n-1}$  和  $r_n$ ; 将点  $E_1, \dots, E_{n-1}$  和  $E_n$  到原点  $A$  的水平距离分别定义为  $x_1, \dots, x_{n-1}$  和  $x_n$ 。根据本文所提出破坏机制的几何特征可得以下关系:

$$r_n = r_{n-1} e^{\Delta \theta \tan \varphi'} = r_0 e^{\theta \tan \varphi'} \quad (n = 1, \dots, n-1) \quad (15)$$

$$x_n = x_{n-1} e^{\Delta \theta \tan \varphi'} \quad (n = 1, \dots, n-1) \quad (16)$$

根据上式可得块体 II 中三角形微元体  $AE_{n-1}E_n$  的面积为:

$$S_{AE_{n-1}E_n} = \int_0^{r_n} \cos(\varphi' + \Delta \theta) dx_n \quad (n = 1, \dots, n-1) \quad (17)$$

通过对三角形微元体  $AE_{n-1}E_n$  在  $[0, \theta]$  范围内积分,可得块体 II 面积为:

$$S_{II} = r_n \int_0^{\alpha - \beta - \delta} \cos(\varphi' + \Delta \theta) d\theta \quad (n = 1, \dots, n-1) \quad (18)$$

由于块体 II 在整个机构中作为块体 I 和 III 的过渡,于是  $EF$ 、 $AE$  和  $AF$  均为速度不连续边界,在这些边界上均有内能的损耗。因此,  $EF$  长度如式(19)所示;  $AE$  和  $AF$  的长度之和为:

$$l_{II} = EF = r_n \int_0^{\alpha - \beta - \delta} e^{2\theta \tan \varphi'} d\theta \quad (19)$$

$$l_{AEAF} = AE + AF = \eta D / \cos \varphi' + r_0 e^{\theta \tan \varphi'} \quad (20)$$

#### 2.3.3 块体 III 面积与 AN 和 FM 长度

如图 6(c) 所示,块体 III 为三角形  $NO_2M$ ,  $\angle NO_1M$  为  $2\varphi'$ ;  $AF$  长度为  $r$ 。另外  $h_2$  和  $h'_2$  分别为三角形  $NO_2M$  和  $AO_2F$  的高度。根据本文所提出破坏机制的几何特征可得以下关系:

$$h_2 = C + r \cos \alpha + r \sin(\alpha - \varphi') / 2 \sin \varphi' \quad (21)$$

$$h'_2 = r / 2 \tan \varphi' \quad (22)$$

$$MN = L = h_2 \left[ 1 / \tan(\alpha - \varphi') - 1 / \tan(\alpha + \varphi') \right] \quad (23)$$

以(21)~(23)为依据,块体 III 面积如式(24)所示,  $AN$  和  $FM$  的长度之和为:

$$S_{III} = \frac{1}{2} \left\{ \left[ C + r \cos \alpha + \frac{r \sin(\alpha - \varphi')}{2 \sin \varphi'} \right]^2 \left[ \frac{1}{\tan(\alpha - \delta)} - \frac{1}{\tan(\alpha + \delta)} \right] - \frac{r^2}{2 \tan \varphi'} \right\} \quad (24)$$

$$l_{III} = AN + FM = \frac{C}{\sin(\alpha + \varphi')} + \frac{C + r \cos \alpha}{\sin(\alpha - \varphi')} \quad (25)$$

下面将根据破坏机构的几何关系来计算功率,建立虚功方程来求解极限支护压力。

### 2.4 极限支护压力的计算

根据极限分析上限法,开挖面维持稳定应满足以下关系:

$$P_e \leq P_v \quad (26)$$

式中:  $P_e$  表示外荷载功率,  $P_v$  表示内能耗散功率。

外荷载功率  $P_e$  主要包括: 块体 I 重力功率

$P_{\gamma I}$ 、块体 II 重力功率  $P_{\gamma II}$ 、块体 III 重力功率  $P_{\gamma III}$ 、开挖面支护压力功率  $P_T$  和地表超载功率  $P_s$ 。外荷载功率  $P_e$  的计算式为:

$$P_e = P_T + P_s + P_{\gamma I} + P_{\gamma II} + P_{\gamma III} \quad (27)$$

块体 I、II 和 III 重力功率  $P_{\gamma I}$ 、 $P_{\gamma II}$  和  $P_{\gamma III}$  的计算式分别为:

$$P_{\gamma I} = \gamma' v_1 S_1 \sin(\delta + \varphi) \quad (28)$$

$$P_{\gamma II} = \gamma' v_1 S_{II} \int_0^{\alpha-\beta-\delta} e^{\theta \tan \varphi} \sin(\theta + \beta + \delta) d\theta \quad (29)$$

$$P_{\gamma III} = \gamma' v_1 S_{III} e^{(\alpha-\beta-\delta) \tan \varphi} \sin \alpha \quad (30)$$

开挖面支护压力功率  $P_T$  的计算式为:

$$P_T = \int_{AB} \vec{\sigma}_T \cdot \vec{v} dl = \sigma_T \eta D v_I \cos \varphi' \quad (31)$$

地表超载功率  $P_s$  的计算式为:

$$P_s = \int_{MN} \vec{\sigma}_s \cdot \vec{v} dl = \sigma_s L v_{III} \sin \alpha \quad (32)$$

内能耗散功率  $P_v$  主要包括:块体 I、II 和 III 的边界 BE、EF、FM 和 AN 上的耗散功率,破坏机构的速度不连续边界 AE 和 AF 上的耗散功率。内能耗散功率  $P_v$  的计算式为:

$$P_v = P_{vI} + P_{vII} + P_{vIII} + P_{vAEAF} \quad (33)$$

式中:块体 I、II 和 III 的边界上的耗散功率  $P_{vI}$ 、 $P_{vII}$  和  $P_{vIII}$  的计算式分别为:

$$P_{vI} = c' v_1 \cos \varphi' l_I \quad (34)$$

$$P_{vII} = c' v_1 \cos \varphi' l_{II} \int_0^{\alpha-\beta-\delta} e^{\theta \tan \varphi'} d\theta \quad (35)$$

$$P_{vIII} = c' v_1 e^{(\alpha-\beta-\delta) \tan \varphi'} \cos \varphi' l_{III} \quad (36)$$

速度不连续边界 AE 和 AF 上的耗散功率  $P_{vAEAF}$  的计算式为:

$$P_{vAEAF} = c' v_1 \cos \varphi' l_{AEAF} \int_0^{\alpha-\beta-\delta} e^{\theta \tan \varphi'} d\theta \quad (37)$$

将式(28)—(37)代入式(27)中,再将土体的有效重度  $\gamma'$ 、有效黏聚力  $c'$  和地表可能出现的超载  $\sigma_s$  作为常量提取出来,化简后可得开挖面极限支护压力  $\sigma_T$  上限解的表达式为:

$$\sigma_T = N_\gamma \cdot \gamma' \cdot D + N_c \cdot c' + N_s \cdot \sigma_s \quad (38)$$

式中: $N_\gamma$ 、 $N_c$  和  $N_s$  均为极限支护压力上限解的无量纲参数,其表达式分别如式(39)—(41)所示,一旦确定无量纲参数  $N_\gamma$ 、 $N_c$  和  $N_s$ ,再结合实际工程中的地层参数即可直接获得极限支护压力。

$$N_\gamma = \frac{\eta \sin(\delta + \varphi')}{2 \cos \varphi'} \left( \frac{1}{\sin 2\varphi'} - \frac{1}{\tan 2\varphi'} \right) + \frac{e^{(\alpha-\beta-\delta) \tan \varphi'} \sin \alpha}{2 \eta^2} (K_1^3 K_2 - K_3) \quad (39)$$

$$N_c = \frac{\sin \alpha K_2 K_3 - \eta^2}{\eta^2 \tan \varphi} \quad (40)$$

$$N_s = \frac{\sin \alpha}{\eta^2} K_2 K_3 \quad (41)$$

式(39)—(41)中,系数  $K_1$ 、 $K_2$  和  $K_3$  的表达式为:

$$\begin{cases} K_1 = \frac{C}{D} + \frac{\eta e^{(\alpha-\beta-\delta) \tan \varphi'} \cos \alpha}{\cos \varphi'} + \frac{\eta e^{(\alpha-\beta-\delta) \tan \varphi'} \sin(\alpha - \varphi')}{\sin 2\varphi'} \\ K_2 = \left[ \frac{1}{\tan(\alpha - \varphi')} + \frac{1}{\tan(\alpha + \varphi')} \right]^2 \\ K_3 = \frac{\eta^3 e^2 (\alpha - \beta - \delta) \tan \varphi'}{2 \cos \varphi' \tan \varphi'} \end{cases} \quad (42)$$

式中: $\alpha$  在  $[\varphi', \pi/2]$  范围之内; $\eta$  在  $[0, 1]$  范围之内;而且由式(8)可知  $\beta = \varphi'$ ,则极限支护压力  $\sigma_T$  上限解模型的边界条件为:

$$\begin{cases} \varphi' \leq \alpha \leq \pi/2 \\ 0 < \eta \leq 1 \\ \beta = \varphi' \end{cases} \quad (43)$$

由式(38)—(43)可以看出,开挖面极限支护压力  $\sigma_T$  可由破坏机构中的几何特征参数  $\alpha$  和局部破坏比  $\eta$  来表示。为此,利用 Matlab 软件的约束优化算法寻找最优的破坏机构,通过搜索获得  $\alpha$  和  $\eta$  最优值即可确定最优破坏机构,此时搜索得到的  $\eta$  值如果小于 1 则为局部失稳的情况; $\eta$  值如果等于 1 则为整体失稳的情况,最后将  $\alpha$  和  $\eta$  最优值代入式(38)—(42)中,即可得到开挖面极限支护压力  $\sigma_T$  的上限解。

### 3 结果分析

为了分析盾构隧道纵坡对极限支护压力、局部破坏比和破坏模式的影响,在不同纵坡  $\delta$  条件下分析了有效内摩擦角  $\varphi'$  和埋深比  $C/D$  对归一化极限支护压力  $\sigma_T/\gamma'D$  和局部破坏比  $\eta$  的影响。此外,为了掌握浅埋纵坡盾构隧道开挖面被动失稳的机理,描绘了不同纵坡  $\delta$  条件下有效内摩擦角  $\varphi'$  和埋深比  $C/D$  对破坏模式形态的影响。根据 Li 等<sup>[17]</sup>的总结,假定浅埋纵坡盾构隧道主要穿越无粘性土地层,则有效内摩擦角  $\varphi'$  在  $[10^\circ, 35^\circ]$  范围内;埋深比  $C/D$  在  $[0.25, 1.25]$  范围内。其余的计算参数为: $\gamma' = 18 \text{ kN/m}^3$ ,  $c' = 0 \text{ kPa}$ ,  $\sigma_s = 0 \text{ kPa}$ 。

#### 3.1 极限支护压力

当埋深比  $C/D = 0.5$  时,将各项计算参数代入本文模型中,可得不同纵坡条件下有效内摩擦角  $\varphi'$  与归一化极限支护压力  $\sigma_T/\gamma'D$  的关系曲线,如图 7(a)所示。由图 7(a)可知,随着有效内摩擦角  $\varphi'$  增大,归一化极限支护压力  $\sigma_T/\gamma'D$  非线性增

大,说明有效内摩擦角越大开挖面被动失稳所需的极限支护压力就越大。这是因为有效内摩擦角越大,地层的抗剪强度就越高,开挖面越不容易被动失稳。此外,随着纵坡  $\delta$  的增加,归一化极限支护压力  $\sigma_T/\gamma'D$  逐渐减小,当盾构隧道处于仰角状态时,极限支护压力较小,此时开挖面极易发生被动失稳;当盾构隧道处于俯角状态时,极限支护压力较大,此时开挖面被动失稳难度较大。

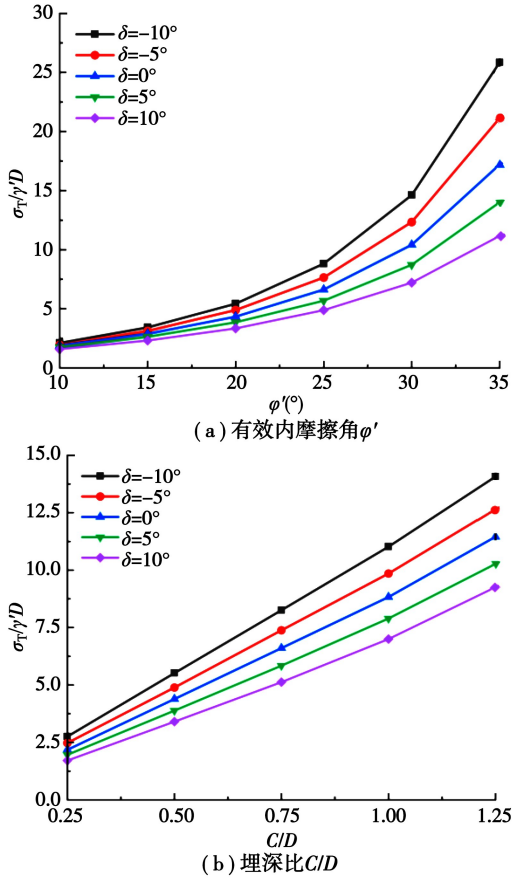


图 7 纵坡  $\delta$  对归一化极限支护压力  $\sigma_T/\gamma'D$  影响  
Fig. 7 Influence of longitudinal slope  $\delta$  on normalized ultimate support pressure  $\sigma_T/\gamma'D$

当有效内摩擦角  $\phi' = 20^\circ$  时,将各项计算参数代入本文模型中,可得不同纵坡条件下埋深比  $C/D$  与归一化极限支护压力  $\sigma_T/\gamma'D$  的关系曲线,如图 7(b) 所示。由图 7(b) 可知,归一化极限支护压力  $\sigma_T/\gamma'D$  随着埋深比  $C/D$  的增加呈线性增加的趋势,说明埋深比越大开挖面被动失稳所需的极限支护压力就越大。此外,归一化极限支护压力  $\sigma_T/\gamma'D$  的增加速率随着纵坡  $\delta$  的增大而减小,说明埋深比  $C/D$  对归一化极限支护压力  $\sigma_T/\gamma'D$  影响随纵坡  $\delta$  增大而减小。

为了将本文模型与实际工程充分结合,表 1 给出了无量纲参数  $N_\gamma$ 、 $N_c$  和  $N_s$  在不同的埋深比  $C/D$

和隧道纵坡  $\delta$  条件下的取值,从而方便现场施工人员通过表 1 对无量纲参数  $N_\gamma$ 、 $N_c$  和  $N_s$  直接取值,再代入式 (38) 中计算即可求得极限支护压力  $\sigma_T$  的上限解,该可为实际工程中开挖面极限支护压力的计算提供一种简便快捷的方式。

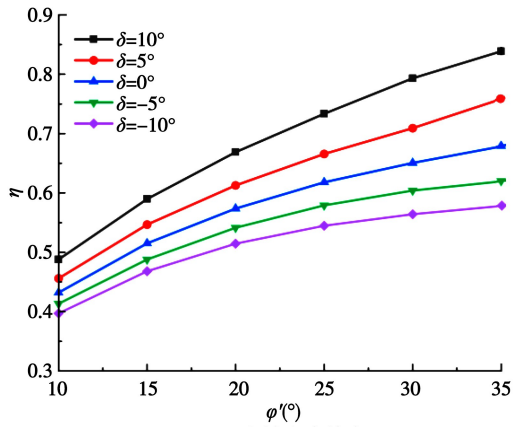
表 1 无量纲参数  $N_\gamma$ 、 $N_c$  和  $N_s$  的取值  
Table 1 Values of dimensionless parameters  $N_\gamma$ ,  $N_c$ , and  $N_s$

$\delta / (^\circ)$	无量纲参数	$C/D$		
		0.25	0.5	0.75
-10	$N_\gamma$	0.421	0.453	0.466
	$N_c$	3.333	3.570	3.627
	$N_s$	0.087	0.041	0.024
0	$N_\gamma$	0.334	0.341	0.343
	$N_c$	3.030	3.187	3.221
	$N_s$	0.057	0.023	0.012
10	$N_\gamma$	0.284	0.285	0.287
	$N_c$	2.634	2.718	2.732
	$N_s$	0.027	0.007	0.003

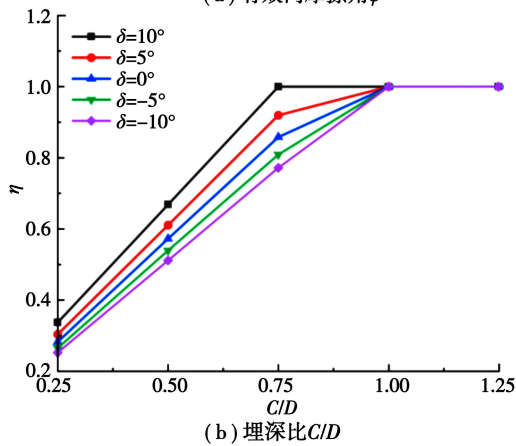
### 3.2 局部破坏比

当埋深比  $C/D = 0.5$  时,将各项计算参数代入本文模型中,可得不同纵坡条件下有效内摩擦角  $\phi'$  与局部破坏比  $\eta$  的关系曲线,如图 8(a) 所示。由图 8(a) 可知,局部破坏比  $\eta$  随着有效内摩擦角  $\phi'$  的增加而增加,说明地层的抗剪强度越大,开挖面越容易出现全局被动失稳,这与 Li 等<sup>[17]</sup> 所得结果基本相似。此外,随着纵坡  $\delta$  减小曲线逐渐平缓,这表明盾构隧道处于俯角状态时,此时开挖面被动失稳处于局部失稳状态。当有效内摩擦角  $\phi' = 20^\circ$  时,将各项计算参数代入本文模型中,可得不同纵坡条件下埋深比  $C/D$  与局部破坏比  $\eta$  的关系曲线,如图 8(b) 所示。由图 8(b) 可知,埋深比  $C/D$  在  $[0.25, 0.75]$  范围内,随着埋深比的增加局部破坏比  $\eta$  迅速增加,但是当埋深比  $C/D$  在  $(0.75, 1.25]$  范围内时,局部破坏比  $\eta$  的值逐渐趋近为 1,这说明在埋深比  $C/D > 1$  情况下开挖面的被动失稳均为整体失稳,于是可以认为浅埋盾构隧道的被动失稳以局部失稳为主。

在埋深比  $C/D = 0.5$  和有效内摩擦角  $\phi' = 20^\circ$  条件下,图 9 还给出了局部破坏比  $\eta$  与极限支护压力  $\sigma_T$  的变化曲线,可以看出极限支护压力  $\sigma_T$  随着局部破坏比  $\eta$  的增加而增加,当  $\sigma_T$  较小时,开



(a) 有效内摩擦角  $\phi'$



(b) 埋深比  $C/D$

图 8 纵坡  $\delta$  对局部破坏比  $\eta$  影响

Fig. 8 Influence of longitudinal slope  $\delta$  on partial failure ratio  $\eta$

挖面多以局部失稳为主;当  $\sigma_T$  较大时,开挖面主要发生整体失稳。

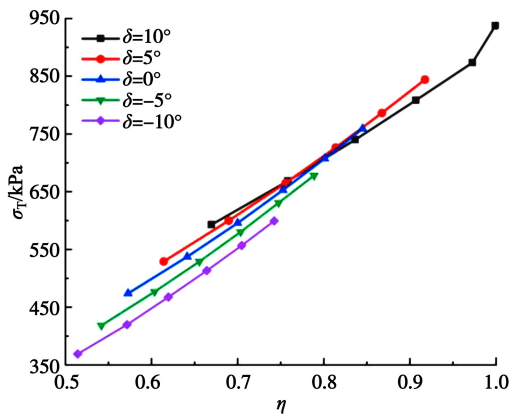
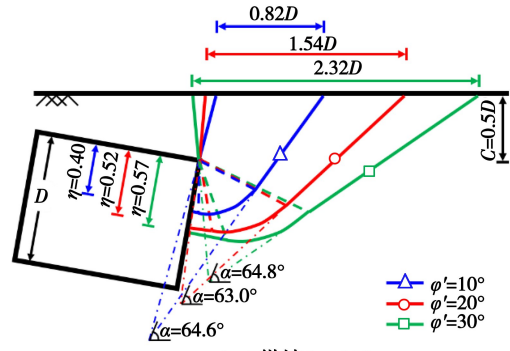


图 9 局部破坏比  $\eta$  与  $\sigma_T$  极限支护压力的关系曲线

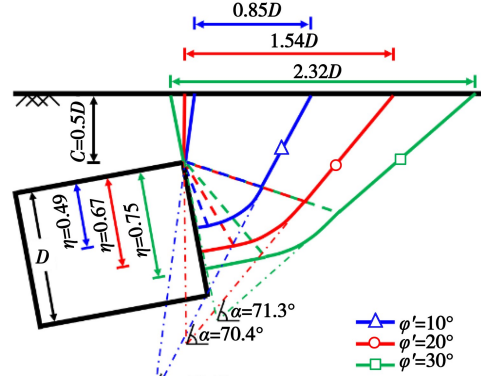
Fig. 9 Relationship between partial failure ratio  $\eta$  and ultimate support pressure  $\sigma_T$

### 3.3 破坏模式

在两种不同的纵坡条件下 ( $\delta = -10^\circ$  和  $10^\circ$ ), 当埋深比  $C/D = 0.5$  时有效内摩擦角  $\phi'$  对开挖面破坏模式形状的影响,如图 10 所示。



(a) 纵坡  $\delta = -10^\circ$



(b) 纵坡  $\delta = 10^\circ$

图 10 有效内摩擦角  $\phi'$  对开挖面破坏模式影响

Fig. 10 Influence of effective internal friction angle  $\phi'$  on failure modes of excavation face

由图 10 可以看出,随着有效内摩擦角  $\phi'$  的增加,失稳区的范围逐渐增大,同时,局部破坏比  $\eta$  和失稳区露出地表的范围也在增加。此外,随着有效内摩擦角  $\phi'$  的增加,旋转角  $\theta$  逐渐减小,说明有效内摩擦角  $\phi'$  的增加降低了旋转块体 II 在整个破坏机构中所占的比例,这与 Liu 等<sup>[14]</sup> 所得结论基本一致。以有效内摩擦角  $\phi' = 20^\circ$  为例,当纵坡  $\delta$  由  $-10^\circ$  增加至  $10^\circ$  时,旋转角  $\theta$  由  $52^\circ$  减小至  $40^\circ$ ,表明盾构隧道的纵坡主要影响旋转块体所覆盖的区域范围。

正如前文所述,埋深比  $C/D < 1$  则开挖面被动失稳以局部失稳形式为主,因此在两种不同的纵坡条件下 ( $\delta = -10^\circ$  和  $10^\circ$ ), 当埋深比  $C/D = 0.25, 0.5$  和  $0.75$  时有效内摩擦角  $\phi'$  对开挖面破坏模式形状的影响,如图 11 所示。由图 11 可以看出,在纵坡  $\delta$  相同的条件下,随着埋深比  $C/D$  的增加,失稳区的范围增加,同时局部破坏比  $\eta$  和失稳区露出地表的范围也在增加,但是对旋转块体和 平移块体形状变化却没有任何影响。此外还可以看出,随着纵坡  $\delta$  的增大,失稳区的范围逐渐减小,表明纵坡  $\delta$  越小,对开挖面被动失稳的抑制作用越强。综合本节 的分析可以认为,本文提出的极限分析模型能够可靠地研究纵坡条件下开挖面被动失稳的过程。

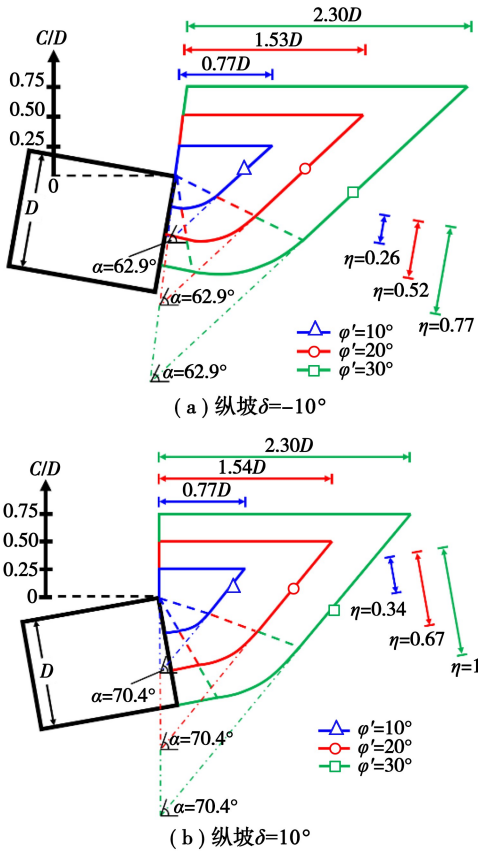


图 11 埋深比  $C/D$  对开挖面破坏模式影响  
Fig. 11 Influence of cover depth ratio  $C/D$  on failure modes of excavation face

## 4 对比验证

### 4.1 工程实例

为了验证本文所提模型的合理性,以杭州某土压平衡盾构区间为工程背景,将本文模型应用于工程实践。本工程中盾构机直径约为 11.6 m,刀盘开口率为 50%,最小覆土厚度约为 5.8 m,工程地质条件如图 12 所示。盾构机由 SK5+800 段始发,掘进至 SK5+860 段处会遇到一条深约 2 m 宽约 18 m 的河流,当盾构隧道下穿该河流时,拱顶的覆土厚度约为 2.5~2.8 m。在掘进过程中遇到这种覆土厚度突然变化情况,如果土舱压力控制不当,则开挖面极易被动失稳。

由图 12 可知,盾构机主要在砂质粉土中进行掘进,此类地层的参数为:弹性模量  $E = 20 \text{ MPa}$ ,泊松比  $\nu = 0.2$ ,含水率  $w = 27.9\%$ ,有效重度  $\gamma' = 18.8 \text{ kN/m}^3$ ,有效黏聚力  $c' = 6 \text{ kPa}$ ,有效内摩擦角  $\phi' = 25^\circ$ 。地表处的地层为杂填土,其地层参数为:有效重度  $\gamma' = 18 \text{ kN/m}^3$ ,有效黏聚力  $c' = 3 \text{ kPa}$ ,有效内摩擦角  $\phi' = 15^\circ$ 。由于盾构机在始发、接收和下穿河流时均存在一定的纵坡,接下来通过数值模

拟的手段来计算本工程中开挖面的极限支护压力和破坏模式。

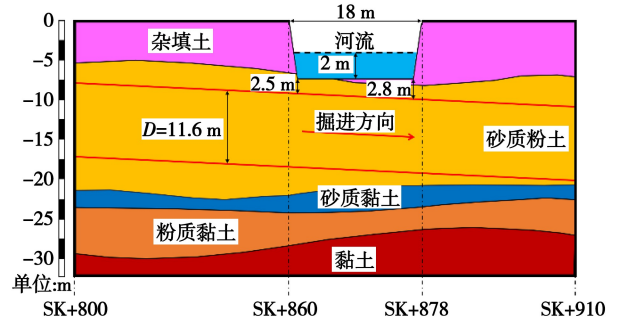


图 12 工程地质剖面图

Fig. 12 Profiles of engineering geology

### 4.2 数值模拟

通过 Optum G2 商用极限分析有限元 (FELA) 软件针对本工程实例进行数值模拟,以验证本文提出的极限分析模型。该软件专注于平面应变问题的求解,无需假设破坏机构就可以寻找临界破坏荷载的上限解。图 13 给出了尺寸为  $50 \text{ m} \times 40 \text{ m}$  的数值模型,模型底边约束水平位移和竖向位移;模型侧边只约束水平位移;模型顶边不设约束。盾构隧道采用“一次开挖法”<sup>[23]</sup>模拟,其模拟过程简述如下:

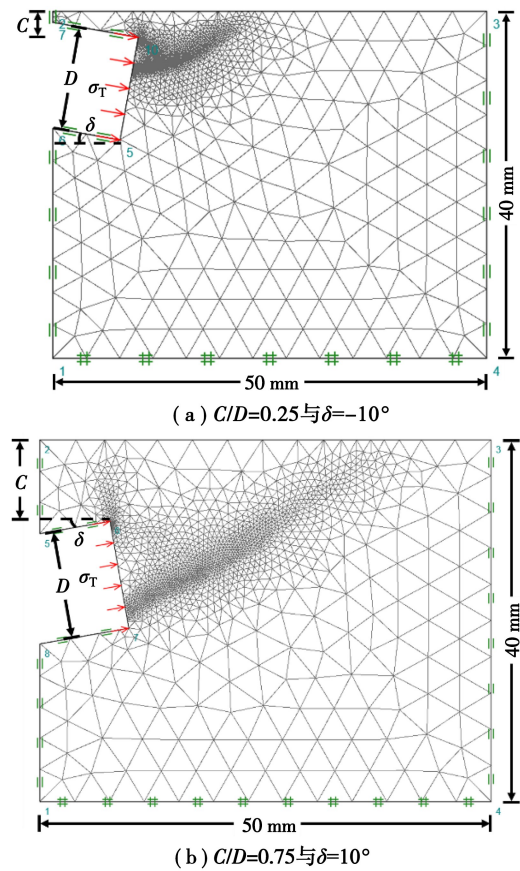


图 13 数值模型

Fig. 13 Numerical model

(1) 向模型内部挖至 10 m 抵达开挖面。

(2) 在隧道上下侧边界处分别施加垂直和水平的位移约束。

(3) 在开挖面上施加梯形分布的荷载,并逐级增大该荷载直至开挖面被动失稳。

(4) 开挖面被动失稳的荷载即为极限支护压力,开挖面被动失稳的土体位移场为失稳区。

### 4.3 结果对比

根据数值模拟和本文模型所得的埋深比  $C/D$  与归一化极限支护压力  $\sigma_T/\gamma'D$  的关系如图 14(a) 所示。在有效内摩擦角  $\varphi'$  保持不变的情况下,随着埋深比  $C/D$  的增加,归一化极限支护压力  $\sigma_T/\gamma'D$  几乎呈线性增加的趋势。数值模拟和本文模型的结果变化基本一致,但是数值结果相对较小,且随着纵坡  $\delta$  的增加,这种数值结果与理论结果的差异逐渐增大,表明纵坡  $\delta$  与归一化极限支护压力  $\sigma_T/\gamma'D$  的关系在某种程度上不受埋深比  $C/D$  的影响。

根据数值模拟和本文模型所得的埋深比  $C/D$  与局部破坏比  $\eta$  的关系如图 14(b) 所示。随着埋深比  $C/D$  的增加,局部破坏比  $\eta$  也呈线性增加的趋势,数值模拟和本文模型的结果变化基本一致,

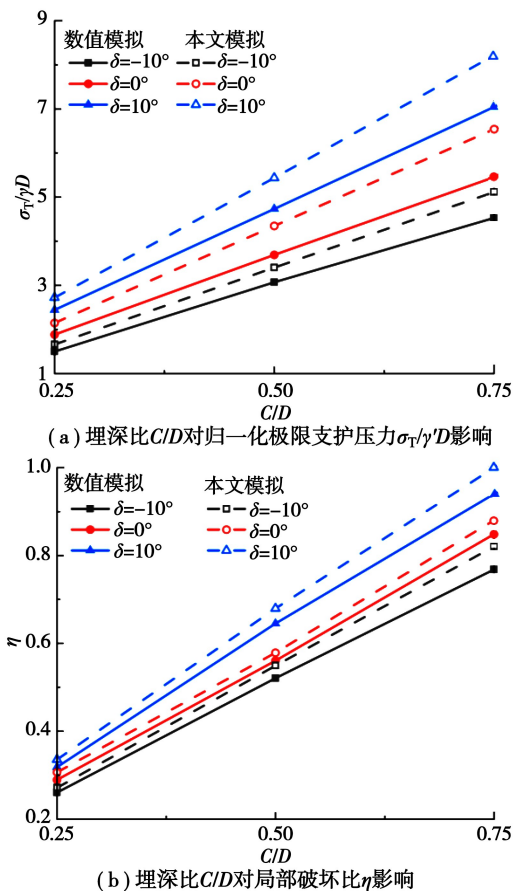


图 14 本文模型与数值模拟的结果对比

Fig. 14 Comparison of theoretical and numerical results

而且二者结果也十分接近。尤其是当纵坡  $\delta = -10^\circ$  时,数值结果与理论结果几乎相同,进一步说明本文模型与数值模拟的结果吻合程度较好。

图 15 展示了 3 种工况下 ( $C/D=0.25$  与  $\delta = -10^\circ$ 、 $C/D=0.5$  与  $\delta=0^\circ$ 、 $C/D=0.75$  与  $\delta=10^\circ$ ) 数值模拟所得的破坏模式和优化后破坏机构所得的破坏模式。Zhang 等<sup>[24]</sup>认为,由剪切耗散集中区所形成的剪切带轮廓就是破坏模式的边界。由图 15 可知,三种工况下开挖面均发生了局部被动失稳的现象,数值与理论得到的破坏模式基本一致,但是本文模型获得的破坏模式的范围较大。因此,本文提出的旋转-平移破坏机构应用于浅埋纵坡盾构隧道开挖面被动稳定性分析中是可靠的。

### 4.4 模型验证

在盾构掘进过程中,土舱压力和刀盘面板的支护压力组成了开挖面的支护压力,由于盾构机土舱内部设有传感器,可实时监测土舱压力的变化;但是在盾构机刀盘面板上的支护压力却无法测得,因此开挖面支护压力实测值只能通过土舱压力的监测数据来反映。王洪新<sup>[25]</sup>认为开挖面的支护压力的实测值大于土舱压力的实测值,并且随着刀盘开口率的增大,土舱压力与开挖面支护压力的实测值的差异逐渐减小。以本工程为例,选取第 40 环管片~第 60 环管片的盾构区间,该区间穿越砂质粉土地层,且以  $C/D=0.5$  与  $\delta=0^\circ$  的隧道为主,其土舱压力监测值如图 16 所示。

由图 16 可以看出,盾构机土舱分为 4 个区域进行监测,其中上部土舱压力最小;下部土舱压力最大;左右两部分的土舱压力基本相同,则可以看出盾构机的土舱压力呈梯形分布,这与赵文等<sup>[26]</sup>的结论一致。为了将开挖面支护压力的实测结果与计算结果进行对比,应阐述开挖面支护压力和土舱压力的关系。由于开挖面被动失稳会产生较大的支护压力,于是将监测得到的土舱压力最大值转换成开挖面支护压力后,再与模型计算结果对比。根据王洪新<sup>[25]</sup>的研究发现,当刀盘开口率 50% 时,土舱压力只有支护压力的 70%。由图 16 可知土舱压力最大值为 3.4 Bar,则第 40 环~第 60 环区间的最大支护压力为 486.7 kPa。

接下来将本工程中的计算参数代入本文模型,并以  $C/D=0.5$  与  $\delta=0^\circ$  的工况为例,将本文模型的计算结果与已有方法 (Leca 等<sup>[7]</sup> 以及 Mollon 等<sup>[10]</sup>) 的结果以及数值和实测结果进行对比,这些结果的对比主要包括极限支护压力  $\sigma_T$  和局部破坏比  $\eta$ ,具体如表 2 所示。然而在施工中开挖面前方土体的失稳范围不可预测,导致开挖面的破坏模

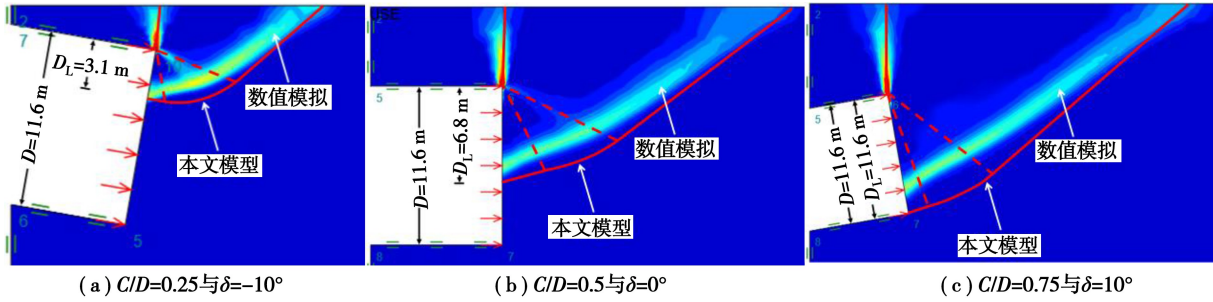


图 15 开挖面破坏模式的结果对比

Fig. 15 Comparison of failure modes on tunnel faces

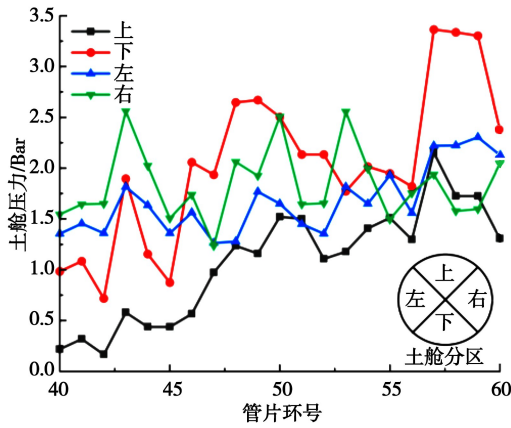


图 16 土舱压力的实测结果

Fig. 16 Monitoring results of earth chamber pressures

式难以获取,因此现场实测的局部破坏比  $\eta$  无法由表 2 给出。此外还需要注意的是, Leca 和 Dormieux<sup>[7]</sup> 以及 Mollon 等<sup>[10]</sup> 的方法均是在默认开挖面整体失稳条件下提出的破坏机构,这些方法虽然可以计算极限支护压力,但是表 2 中局部破坏比  $\eta$  始终为 1。

表 2 不同方法的计算结果对比

Table 2 Calculation results of different methods		
计算方法	$\sigma_T$ /kPa	$\eta$
本文模型	512.2	0.58
数值模拟	413.9	0.55
Leac 和 Dormieux <sup>[7]</sup>	663.8	1
Mollon 等 <sup>[10]</sup>	524.6	1
现场实测	486.7	-

由表 2 可以看出,本文模型、现场实测和数值模拟三者的极限支护压力  $\sigma_T$  吻合程度较高,尤其是模型结果与实测结果最为接近,而本文模型与数值模拟所得的局部破坏比  $\eta$  结果已十分接近。Leca 等<sup>[7]</sup> 以及 Mollon 等<sup>[10]</sup> 的极限支护压力结果偏大,这是由于这两种方法忽略了开挖面局部失稳的影响,导致极限支护压力被低估了,这对于

实际施工是非常危险的。另外,在表 2 中模型与实测的结果最为接近的原因是,在实际工程中开挖面的确出现了局部失稳的现象,只是以目前的技术和手段无法获取掘进时开挖面的破坏模式,同时这也是今后着力探索的主要方向。综上所述,根据本文所建立的浅埋盾构隧道开挖面局部被动失稳的极限分析模型,能够合理且有效地评估开挖面的稳定性。

### 5 结论

(1) 本文对现有的理论模型进行了改进,在考虑盾构隧道纵坡和开挖面的局部失稳的情况下,提出了开挖面被动失稳的二维旋转-平移破坏机构,该机构由 2 个刚性平动块和 1 个刚性旋转块组成。

(2) 纵坡  $\delta$  对归一化极限支护压力  $\sigma_T/\gamma'D$  和局部破坏比  $\eta$  均有显著影响,纵坡  $\delta$  的增大会导致归一化极限支护压力  $\sigma_T/\gamma'D$  减小;而局部破坏比  $\eta$  增大。当纵坡  $\delta \geq 0^\circ$  时,纵坡  $\delta$  增加极易引起开挖面失稳;随着埋深比  $C/D$  增加开挖面由局部被动失稳向全局被动失稳发展。

(3) 纵坡  $\delta$  和内摩擦角  $\varphi$  对旋转角  $\theta$  的影响较大,随着纵坡  $\delta$  和内摩擦角  $\varphi$  的增加旋转角  $\theta$  逐渐降低;而埋深比  $C/D$  的变化对旋转角  $\theta$  几乎没有影响。

(4) 本文模型获得的极限支护压力和现场实测的结果非常接近;开挖面的破坏模式轮廓与数值结果基本一致,并将模型的计算结果和现有方法相比,该模型显著降低了极限支护压力的上限解。本文模型能够准确预测浅埋盾构隧道在不同纵坡  $\delta$  和埋深比  $C/D$  条件下开挖面被动局部失稳的极限支护压力和破坏模式。

### 参考文献 (References)

[1] 刘泉维. 透水砂层泥水平衡盾构开挖面失稳破坏机理研究 [D]. 北京:北京交通大学, 2014. (Liu Weiquan. Stability research on excavation face of slurry blanced shield in the permeable sand layers [D].

- Beijing: Beijing Jiaotong University, 2014. (in Chinese))
- [2] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 地铁设计规范 (GB50157-2013)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2014. (Ministry of Housing and Urban Rural Development of the People's Republic of China. Code for design of metro (GB50157-2013) [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2014. (in Chinese))
- [3] 高俊华, 杨光, 赵森森, 等. 软土地区浅埋大直径盾构隧道管片上浮规律及预测: 以上海机场联络线工程为例[J]. 科学技术与工程, 2024, 24(11): 4759-4768. (Gao Junhua, Yang Guang, Zhao Sensen, et al. Regularity and prediction of segment floating of shallow buried large diameter shield tunnel in soft soil area; a case study on Shanghai airport contact line [J]. Science Technology and Engineering, 2024, 24(11): 4759-4768. (in Chinese))
- [4] Chen W F. Limit analysis and soil plasticity [M]. Amsterdam: Elsevier, 1975.
- [5] 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(30): 397-416.
- [6] Sloan S W, Assadi A. Undrained stability of a plane strain heading [J]. Canadian Geotechnical Journal, 1994, 31(3): 443-450.
- [7] 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.
- [8] Soubra A H. Three-dimensional face stability analysis of shallow circular tunnels [A]// International Conference on Geotechnical and Geological Engineering [C]. Melbourne, Australia, 2000: 19-24.
- [9] Soubra A H. Kinematical approach to the face stability analysis of shallow circular tunnels [A]// 8th International Symposium on Plasticity [C]. British Columbia, Canada, 2002: 443-445.
- [10] 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): 215-229.
- [11] 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.
- [12] Wong K S, Ng C W W, Chen Y M, et al. Centrifuge and numerical investigation of passive failure of tunnel face in sand [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2012, 28: 297-303.
- [13] Qian W F, Huang M, Wang B N, et al. Experimental study of face passive failure features of a shallow shield tunnel in coastal backfill sand [J]. Frontiers of Structural and Civil Engineering, 2024, 18(2): 252-271.
- [14] Liu W, Wu B, Shi P X, et al. Upper bound analysis of workingface passive failure in large-diameter shield tunneling based on a composite mechanism [J]. Computers and Geotechnics, 2021, 138: 104362.
- [15] 胡艳峰, 钱伟丰, 黄明, 等. 滨海吹填砂地层盾构纵坡掘进被动支护压力计算方法研究 [J]. 公路工程, 2022, 47(2): 39-48, 82. (Hu Yanfeng, Qian Weifeng, Huang Ming, et al. Study on calculation method of support pressure of passive tunnel face in longitudinal slope of shield tunnel in coastal hydraulic fill sand stratum [J]. Highway Engineering, 2022, 47(2): 39-48, 82. (in Chinese))
- [16] Dias D, Janin J P, Sourba A H, et al. Three-dimensional face stability analysis of circular tunnels by numerical simulation [A]// Proceedings of GeoCongress 2008: Characterization, Monitoring, and Modeling of GeoSystems [C]. Louisiana: ASCE, 2008: 886-893.
- [17] Li P F, Chen K Y, Wang F, et al. An upper-bound analytical model of blow-out for a shallow tunnel in sand considering the partial failure within the face [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2019, 91: 102989.
- [18] 王林, 韩凯航, 郭彩霞, 等. 考虑局部失稳的盾构隧道开挖面挤出破坏数值模拟与理论分析 [J]. 土木工程学报, 2020, 53(增1): 50-56. (Wang Lin, Han Kaihang, Guo Caixia, et al. Numerical simulation and theoretical analysis of passive failure mechanism of shield tunnel face considering partial instability [J]. China Civil Engineering Journal, 2020, 53(Sup. 1): 50-56. (in Chinese))
- [19] 刘庆, 崔秀丽, 秦鹏飞. 浅埋大直径盾构隧道开挖面局部破坏的被动稳定性研究 [J]. 铁道标准设计, 2023, 67(11): 142-151, 206. (Liu Qin, Cui Xiuli, Qin Pengfei. Study on passive stability of tunnel faces in shallow large diameter shield tunnels considering partial failure [J]. Railway Standard Design, 2023, 67(11): 142-151, 206. (in Chinese))
- [20] 周峻, 杨子松, 彭芳乐. 上坡条件下盾构开挖面极限支护压力研究 [J]. 地下空间与工程学报, 2011, 7(5): 914-918. (Zhou Jun, Yang Zisong, Peng Fangle. A study on the support pressure limit of the excavation face of shield tunnel under upslope conditions [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2011, 7(5): 914-918. (in Chinese))

- [29] Turcotte D L. Fractals and fragmentation [J]. Journal of Geophysical Research, 1986, 91(B2):1921-1926.
- [30] 陈安强,张丹,熊东红,等. 元谋干热河谷坡面表层土壤力学特性对其抗冲性的影响[J]. 农业工程学报, 2012, 28(5): 108-113. (Chen Anqiang, Zhang Dan, Xiong Donghong, et al. Effects of mechanical properties of surface soil on soil anti-scourability in Yuanmou dry-hot valley [J]. Transactions of the Chinese Society of Agricultural Engineering (Transactions of the CSAE), 2012, 28(5):108-113. (in Chinese))
- [31] Li Y. Effects of particle shape and size distribution on the shear strength behavior of composite soils [J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2013(72):371-381.
- [32] 徐肖峰,魏厚振,孟庆山,等. 粗粒含量对砾类土直剪过程中强度与变形特性影响的离散元模拟研究[J]. 工程地质学报, 2013, 21(2):311-316. (Xu Xiaofeng, Wei Houzhen, Meng Qingshan, et al. Dem simulation on effect of coarse gravel content to direct shear strength and deformation characteristics of coarse-grained soil [J]. Journal of Engineering Geology, 2013, 21(2): 311-316. (in Chinese))
- [33] 吴锐,邓清禄,付敏,等. 碎石尺寸对碎石土强度影响的大型直剪试验研究[J]. 长江科学院院报, 2016, 33(8): 80-85. (Wu Rui, Deng Qinglu, Fu Min, et al. Large direct shear test on the influence of stone size on the strength of gravel soil [J]. Transactions of the Chinese Society of Agricultural Engineering, 2016, 33(8):80-85. (in Chinese))
- [34] 齐剑峰,栾茂田,王忠涛,等. 饱和黏土不排水剪切特性及双曲线模型[J]. 岩土力学, 2008(8): 2277-2282. (Qi Jianfeng, Luan Maotian, Wang Zhongtao et al. Study on undrained shear behavior and hyperbolic stress-strain relationship of saturated clays [J]. Rock and Soil Mechanics, 2008(8): 2277-2282. (in Chinese))
- [35] Tang B, Liu T L, Zhou B H. Duncan-Chang  $E-v$  model considering the thixotropy of clay in the Zhanjiang formation [J]. Sustainability, 2022, 14(19): 12258.
- [36] Wang Z J, Liu X R, Yang X. An improved Duncan-Chang constitutive model for sandstone subjected to drying-wetting cycle sand secondary development of the model in FLAC<sup>3D</sup> [J]. Arabian Journal for Science and Engineering, 2017, 42(3): 1265-1282.
- [37] 廖军,朱桥川,王治军,等. 高等与常用本构模型对黄土变形影响的模拟对比[J]. 地下空间与工程学报, 2023, 19(3): 784-792. (Liao Jun, Zhu Qiaochuan, Wang Zhijun, et al. Comparison of simulating loess deformation by two advanced and conventional constitutive models [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2023, 19(3): 784-792. (in Chinese))

~~~~~

(上接第470页)

- [21] Cheng C, Jia P J, Zhao W, et al. Experimental and analytical study of shield tunnel face in dense sand strata considering different longitudinal inclination [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2021, 113: 103950.
- [22] 许敬叔,刘俊,路德春,等. 基于多对数螺旋曲线破坏机构的富水软岩隧道开挖面支护应力分析[J]. 北京工业大学学报, 2024, 50(5): 571-582. (Xu Jingshu, Liu Jun, Lu Dechun, et al. Supporting pressure for tunnel face in water-rich weathered rock masses based on a multi-log spiral failure mechanism [J]. Journal of Beijing University of Technology, 2024, 50(5): 571-582. (in Chinese))
- [23] 刘新荣,刘东双,陈强,等. 泥水盾构开挖面稳定影响因素及参数优化研究[J]. 地下空间与工程学报, 2022, 18(6): 1954-1961. (Liu Xinrong, Liu Dongshuang, Chen Qiang, et al. Research on the sensitivity of factors affecting the stability of slurry shield excavation face and control parameter optimization [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2022, 18(6): 1954-1961. (in Chinese))
- [24] Zhang C P, Han K H, Zhang D L. Face stability analysis of shallow circular tunnels in cohesive-frictional soils [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2015, 50: 345-357.
- [25] 王洪新. 土压平衡盾构刀盘开口率对土舱压力的影响[J]. 地下空间与工程学报, 2012, 8(1): 89-93+104. (Wang Hongxin. Influence of aperture ratio of cutterhead of epb shield on earth pressure in the chamber [J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2012, 8(1): 89-93, 104. (in Chinese))
- [26] 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 Shengang, 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))