

# 不同地层下盾构掌子面稳定性及变形规律研究

王良俊<sup>1</sup>, 庞瑞祺<sup>1</sup>, 李长青<sup>1</sup>, 任国卿<sup>2</sup>, 陈保国<sup>2</sup>

(1. 中国水利水电第七工程局有限公司, 四川 成都 610081; 2. 中国地质大学(武汉)工程学院, 湖北 武汉 430074)

**摘要:** 为了防止盾构输水隧洞施工过程中因支护压力控制不当导致掌子面失稳, 以韩江-榕江-练江水系连通后续优化工程为依托, 采用 FLAC<sup>3D</sup> 软件建立三维数值模型。针对该盾构输水隧洞穿越的 4 种典型地层, 模拟分析了不同支护压力条件下盾构施工过程中的掌子面稳定性, 研究了各工况下掌子面及其前方塑性区的发展规律, 并进一步确定了各地层掌子面的极限支护压力下限值。研究结果表明: 1) 淤泥质土、黏土、泥质中粗砂和泥质粉砂岩 4 种地层对支护压力变化的敏感度依次降低; 2) 当支护压力比逐渐减小时, 塑性区向掌子面方向发展, 且在掌子面失稳时, 其前方会出现对数螺旋型塑性区; 3) 对于淤泥质土、黏土和含泥质中粗砂 3 种地, 其极限支护压力比及建议值分别为 0.69 (建议值为 0.90)、0.57 (建议值为 0.80)、0.41 (建议值为 0.65)。而对于泥质粉砂岩地层, 掌子面具有自稳能力, 建议支护压力比为 0.6。本文研究成果可为类似工程盾构施工提供参考。

**关键词:** 盾构隧道; 掌子面稳定性; 塑性区; 极限支护压力; 数值模拟

中图分类号: U455.43

文献标志码: A

文章编号: 1673-8993(2025)08-0048-07

doi: 10.13402/j.gcjs.2025.08.101

## Research on stability and deformation law of shield tunnel face in different strata

WANG Liangjun<sup>1</sup>, PANG Ruiqi<sup>1</sup>, LI Changqing<sup>1</sup>, REN Guoqing<sup>2</sup>, CHEN Baoguo<sup>2</sup>

(1. Sinohydro Bureau 7 Co., Ltd., Chengdu 610081, Sichuan, China;

2. Engineering Faculty, China University of Geosciences, Wuhan 430074, Hubei, China)

**Abstract:** In order to prevent the instability of the tunnel face due to improper support pressure control during the construction of the shield water transmission tunnel, a three-dimensional numerical model is established by FLAC<sup>3D</sup> software based on the follow-up optimization project of the connection of the Hanjiang-Rongjiang-Lianjiang water system. Aiming at the four typical strata traversed by the shield water transmission tunnel, the stability of the tunnel face during shield construction under different support pressure conditions is simulated and analyzed, the development law of the tunnel face and its front plastic zone under various working conditions is studied, and the lower limit of the ultimate support pressure of the tunnel surface in various layers is further determined. The results show that: 1) The sensitivity of four strata, namely silty soil, clay, argillaceous coarse sand and argillaceous siltstone, decreases in turn; 2) When the support pressure ratio gradually decreases, the plastic zone develops towards the tunnel surface, and when the tunnel surface is unstable, a logarithmic spiral plastic zone will appear in front of it; 3) For the three types of silty soil, clay and argillaceous coarse sand, the ultimate support pressure ratio and recommended values are 0.69 (recommended value is 0.90), 0.57 (recommended value is 0.80) and 0.41 (recommended value is 0.65), respectively. For argillaceous siltstone formations, the tunnel face has self-stabilizing ability, and the recommended support pressure ratio is 0.6. The results can provide reference for the construction of shield construction in similar projects.

收稿日期: 2024-09-12

作者简介: 王良俊(1991—), 男, 工程师, 从事水利工程技术管理方面的研究。

通信作者: 任国卿(2000—), 男, 硕士研究生, 从事岩土工程领域方面的研究。

**Key words:** shield tunnel; tunnel face stability; plastic zone; ultimate support pressure; numerical simulation

土压平衡式盾构因其安全、快速、对周围环境影响小等优点,在隧道工程领域得到了广泛运用。在不同地层中进行土压盾构隧道掘进时,通常需要不同的仓内支护压力以保持掌子面稳定。若支护压力控制不当,可能会导致掌子面土体坍塌,从而引发一系列严重工程事故。因此,明确掌子面的极限支护压力以及掌子面失稳时的塑性区发展规律是隧道施工中的关键问题,开展与隧道掌子面稳定性相关的研究具有重要的现实意义。

目前,掌子面稳定性研究主要采用理论分析、室内试验和数值模拟等方法。在理论分析中,常用极限平衡理论(假设塑性区形状)<sup>[1-3]</sup>和极限分析理论(假设位移场或应力场)<sup>[4-6]</sup>来计算极限支护压力。理论分析方面,李得建等<sup>[7]</sup>改进了掌子面被动破坏多椭圆锥体几何参数的计算方法,并发现被动破坏极限支护力与地面超载及地层容重呈线性变化;张光武<sup>[8]</sup>基于筒仓理论建立了隧道掌子面破坏模型,并提出了掌子面稳定性安全系数和支护力计算公式;姚聪等<sup>[9]</sup>构建对数螺旋破坏机制,对深埋盾构隧道掌子面的稳定性进行极限分析,揭示了剪胀系数和非线性系数对支护力和破坏机制的影响。室内试验方面,陈仁朋等<sup>[10]</sup>通过大直径盾构模型试验,发现在干砂地层中埋深比显著影响开挖面极限支护力及地表沉降,并揭示了其与稳定性的关系;赵勇等<sup>[11]</sup>的大比尺铁路隧道模型试验表明,开挖过程会引起前方围岩局部荷载集中,加剧掌子面挤出,不利于稳定。数值模拟方面,秦建设等<sup>[12]</sup>利用FLAC<sup>3D</sup>分析黏土地层盾构施工,揭示了开挖面变形破坏模式和土体应力释放规律,为支护设计提供依据;王俊等<sup>[13]</sup>采用三维离散元模拟砂土地层盾构,明确了刀盘形式、埋深、转速对极限支护压力及失稳区分布的影响;郑震宙等<sup>[14]</sup>基于ABAQUS分析顶管施工,指出淤泥地层中调控注浆压力或改善土体性质比调整支护力更能有效控制土体扰动;此外,王炜等<sup>[15]</sup>探讨了自适应MCSE-LA方法的应用可行性,并研究了未支护段长度对掌子面稳定指标和失稳模式的影响。

本文以韩江-榕江-练江水系连通后续优化工程为背景,为确定盾构穿越不同地层时合理的

支护压力区间,利用有限差分软件FLAC<sup>3D</sup>构建工程尺度三维数值模型,针对淤泥质土、黏土、含泥质中粗砂、强风化泥质粉砂4种地层,分析不同支护压力下盾构掘进时掌子面及掌子面前方土体的受力变形规律,并提出合理的极限支护压力值,以期在实际工程提供参考。

## 1 工程背景

粤东水资源优化配置工程是广东省委、省政府从粤东地区经济社会发展的全局高度谋划建设的重大水资源配置工程,对解决粤东地区资源性缺水和工程性缺水问题、支撑粤东地区经济社会高质量发展以及加快构建“一核一带一区”区域发展格局具有重要意义。其中,韩江-榕江-练江水系连通后续优化工程施工二标段盾构隧洞共有4段,分别为GX06<sup>#</sup>~GX07<sup>#</sup>区间、GX07<sup>#</sup>~GX08<sup>#</sup>区间、GX08<sup>#</sup>~GX09<sup>#</sup>区间、GX11<sup>#</sup>~GX12<sup>#</sup>区间。其中,GX06<sup>#</sup>~GX07<sup>#</sup>区间盾构主要穿越含泥质中粗砂及淤泥质土地层;GX07<sup>#</sup>~GX08<sup>#</sup>区间主要穿越强风化泥质粉砂岩地层;GX08<sup>#</sup>~GX09<sup>#</sup>区间主要穿越含泥质中粗砂地层;GX11<sup>#</sup>~GX12<sup>#</sup>区间主要穿越含泥质中粗砂、强风化泥质粉砂岩地层以及含泥质中粗砂地层。需要注意的是,淤泥质土压缩性高且自稳能力差,含泥质中粗砂层透水性强且结构松散。在施工开挖过程中,若顶进支护压力过大,则会导致前部土体受挤压而产生闷顶现象,不仅影响周围管线的正常运行,还会加剧刀盘磨损;若顶进压力过小,则无法保证掌子面稳定,容易引发坍塌破坏。

## 2 数值模拟

### 2.1 数值模型建立

采用有限差分软件FLAC<sup>3D</sup>建立工程尺度数值模型,如图1所示。模型尺寸为50 m×25 m×45 m(X轴×Y轴×Z轴),盾构隧道直径为6.98 m,开挖长度为12 m,计算覆土埋深为16.51 m。模型四周约束水平位移,底部同时约束水平位移与竖向位移。

各土体均采用Mohr-Coulomb本构模型,并使用Solid实体单元进行模拟;盾构管片采用Shell

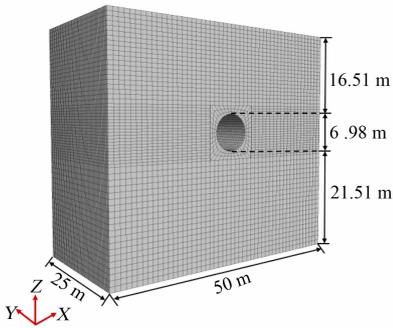


图 1 数值模型

单元模拟，厚度为 30 cm。各土层参数及管片材料参数如表 1 所示。

## 2.2 数值模拟方案

通过数值计算，逐步开挖至模型中部并施加管片支护结构后，研究不同地层中支护压力变化对掌子面稳定性的影响。在数值模拟分析中，以隧道中心处的顶进压力作为支护压力，并引入支护压力比，研究不同地层掌子面周围土体应力、应变与支护压力的关系。支护压力比计算方法如式(1)所示。

$$\lambda = \sigma_s / \sigma_0 \quad (1)$$

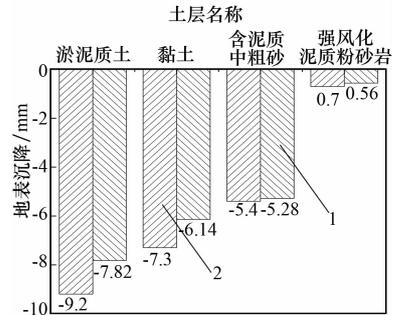
式中： $\lambda$  为支护压力比； $\sigma_s$  为掌子面中心支护压力，kPa； $\sigma_0$  为盾构隧道中心水平静止土压力，kPa。

不同地层支护压力模拟方案如表 2 所示。

## 3 模拟结果分析

在 4 种地层条件下，地表沉降的现场监测结果与数值模拟结果如图 2 所示。由图 2 可知：淤

泥质土、黏土、含泥质中粗砂、强风化泥质粉砂岩的地表沉降现场监测结果分别为 -9.2、-7.3、-5.4、-0.7 mm；数值模拟结果分别为 -7.82、-6.14、-5.28、-0.56 mm。数值模拟结果与现场监测结果较为接近，最大差异不超过 20%，表明所建立的数值模型合理可行。



1—现场监测；2—数值模拟。

图 2 现场监测结果与数值模拟地表沉降结果对比

### 3.1 掌子面变形与极限支护压力比

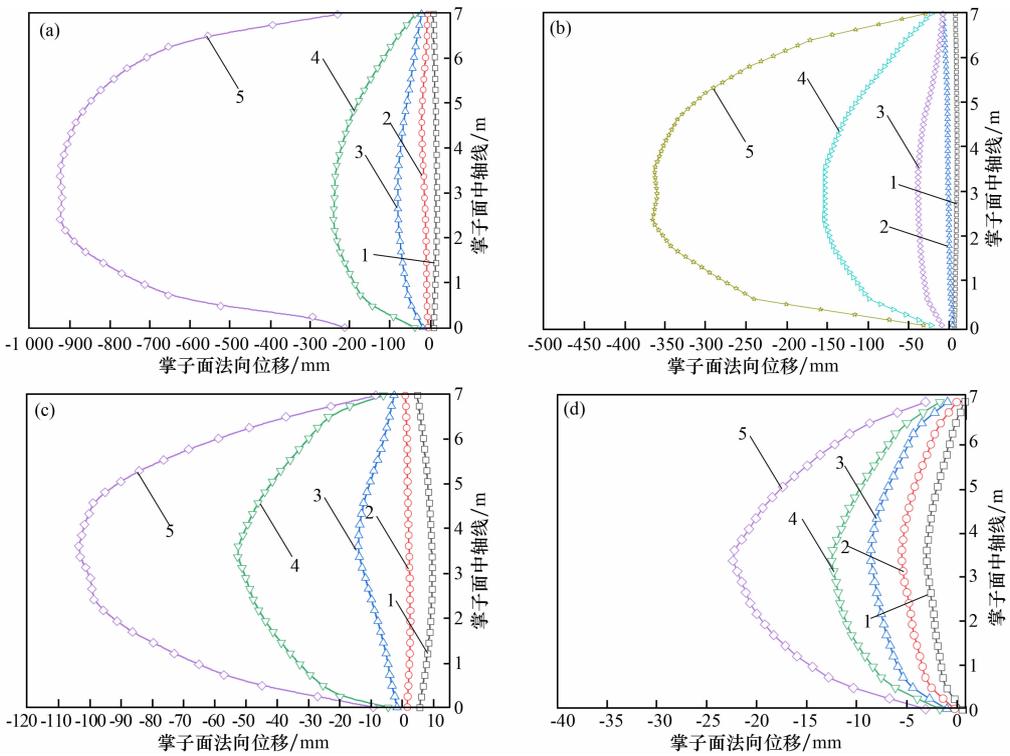
4 种地层掌子面中轴线监测点在不同支护压力比下的位移变形曲线如图 3 所示。由图 3 可知：4 种地层的掌子面法向位移均随支护压力减小而逐渐增大，且掌子面中部法向位移逐渐向盾构刀盘方向鼓出，表现为“外鼓型”破坏模式。进一步分析各土层掌子面变形曲线形态可知，当支护压力比为 1.0、0.8 时，各地层掌子面中轴线处法向变形均不明显，说明此时支护压力能够维持掌子面平衡。当支护压力比减小至 0.6 时，淤泥质土地层和黏土地层首先出现向盾构机压力舱方向的

表 1 各地层物理力学参数

土层名称	容重/(kN·m <sup>-3</sup> )	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa	压缩模量/MPa	泊松比
淤泥质土	18.1	11	10	6.57	0.40
黏土	19.4	12	10	9.91	0.30
含泥质中粗砂	18.0	24	0	18.12	0.28
强风化泥质粉砂岩	19.0	30	12	700.00	0.40
管片	24.5	—	—	35500.00	0.30

表 2 支护压力模拟方案

土层名称	支护压力比				
	1.0	0.8	0.6	0.4	0.2
淤泥质土	291	233	175	116	58
黏土	307	246	184	123	61
含泥质中粗砂	214	171	128	86	43
强风化泥质粉砂岩	190	152	114	76	38



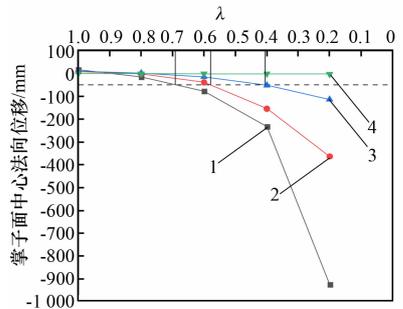
(a) 淤泥质土; (b) 黏土; (c) 含泥质中粗砂; (d) 强风化泥质粉砂岩  
 $\lambda$ : 1—1; 2—0.8; 3—0.6; 4—0.4; 5—0.2。

图 3 4 种地层掌子面法向位移

较大变形, 掌子面发生破坏, 其中淤泥质土地层掌子面中轴线最大变形为 79 mm, 大于黏土地层掌子面中轴线最大变形 38.8 mm。这表明随着支护压力的减小, 淤泥质土地层掌子面的失稳早于黏土地层, 原因是淤泥质土地层压缩性高、自稳能力差; 而黏土地层掌子面失稳早于含泥质中粗砂地层, 则是因为本标段处于冲积平原, 黏土颗粒较细、表面光滑, 内摩擦角较小, 导致黏土的自稳能力相对较差。当支护压力比减小至 0.4 时, 含泥质中粗砂地层掌子面变形急剧增大, 掌子面中轴线最大法向位移达 52.6 mm, 发生失稳。对于强风化泥质粉砂岩地层, 该地层对支护压力比的变化不敏感, 随着支护压力比的减小, 强风化泥质粉砂岩地层掌子面并未发生明显破坏, 即使当支护压力比为 0.2 时, 掌子面中轴线最大法向位移也仅为 2.2 mm。

掌子面支护压力不足会引起地层应力释放, 从而导致地基变形。首先是掌子面前方土体单元发生向盾构机压力舱内的水平位移。国内外学者通常以掌子面中心点处的水平位移为研究对象, 并以此点

出现过大变形的极限状态来确定掌子面的极限支护压力。4 种地层下掌子面支护压力比变化与掌子面中心点水平位移之间的关系如图 4 所示。



1—淤泥质土; 2—黏土; 3—含泥质中粗砂; 4—强风化泥质粉砂岩。

图 4 支护压力比与掌子面中心点水平位移关系

由图 4 可知: 随着掌子面支护压力逐渐减小, 掌子面中心点的水平位移逐渐增加; 当支护应力下降到一定程度时, 开挖面水平位移量急剧增大, 此时认为掌子面失去稳定。掌子面中心点的水平位移随支护压力比的减小表现为 3 个阶段: 第一阶段, 支护压力能够维持掌子面稳定, 此时支护压力的减小引起掌子面的变形量较小, 即掌子面

变形对支护压力不敏感；第二阶段，掌子面支护压力接近极限支护压力，此时掌子面支护压力的微小变化将引起掌子面的显著的位移，即掌子面变形对支护应力敏感；第三阶段，掌子面支护压力超过极限压力后，开挖面发生失稳破坏，此时掌子面位移超出正常范围，进入破坏阶段。同时可以看出，4种地层对支护压力比变化的敏感程度不同，表现为曲线斜率的差异。4种地层对支护压力比变化的敏感程度从大到小依次：淤泥质土、黏土、含泥质中粗砂、强风化泥质粉砂岩。值得注意的是，强风化泥质粉砂岩地层随支护压力的减小，掌子面变形微弱，未表现出第二和第三阶段。这说明由于强风化泥质粉砂岩地层具有较大的内摩擦角和黏聚力，具备较好的自稳能力，在围岩的自稳能力和开挖面的空间约束作用下，强风化泥质粉砂岩地层掌子面能够实现自稳。4种地层的极限支护压力比及建议支护压力比如表3所示。

表3 各土层极限支护压力

土层名称	极限支护压力比	极限支护压力/kPa	建议支护压力比
淤泥质土	0.69	201	0.90
黏土	0.57	175	0.80
含泥质中粗砂	0.41	88	0.65
强风化泥质粉砂岩	自稳	自稳	0.60

### 3.2 4种地层不同支护压力掌子面前方土体变形规律

#### 3.2.1 淤泥质土地层掌子面塑性区

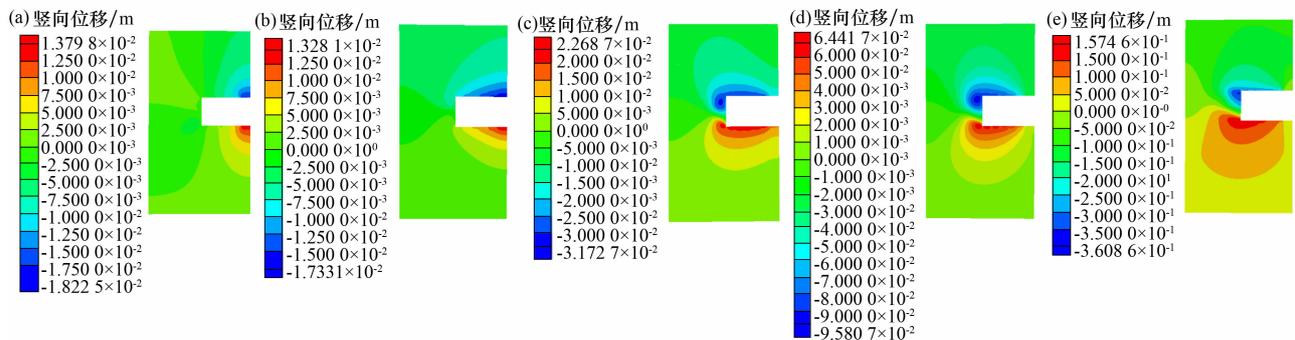
在盾构掘进过程中，由于盾构机对地层的开挖导致隧道内地层应力释放，初始地应力平衡状态被破坏，进而引起地层土体发生变形。当掘进

支护压力不足以抵抗因地层开挖而引起的应力释放时，掌子面会失去稳定并产生塑性区。随着支护压力比的减小，淤泥质土地层塑性区的发展趋势如图5所示。

由图5可知：当支护压力比为1.0时，掌子面前方并未发生破坏，塑性区仅位于隧道洞口附近，此时掌子面前方最大竖向位移为6.2 mm；当支护压力比为0.8时，掌子面前方仍未出现塑性区，但相比支护比为1时，塑性区已经开始向掌子面方向发展，此时掌子面前方最大竖向位移为8.9 mm；当支护压力比为0.6时，掌子面前方出现明显的塑性区，塑性区呈“对数螺线”型，说明在此支护压力比下掌子面已经发生坍塌破坏，此时支护压力不足以维持掌子面平衡，掌子面前方竖向位移急剧增大，最大竖向位移为31.7 mm；当支护压力比进一步减小时，掌子面前方塑性区不断扩大，且竖向位移也不断增大，其中当支护比分别为0.4、0.2时，掌子面前方最大竖向位移分别为95.8、360.8 mm。根据对淤泥质土地层塑性区的分析可知，淤泥质土地层的极限支护压力比范围为0.6~0.8。在极限支护压力比分析中，淤泥质土地层的极限支护压力比为0.69，两者结果相互吻合。

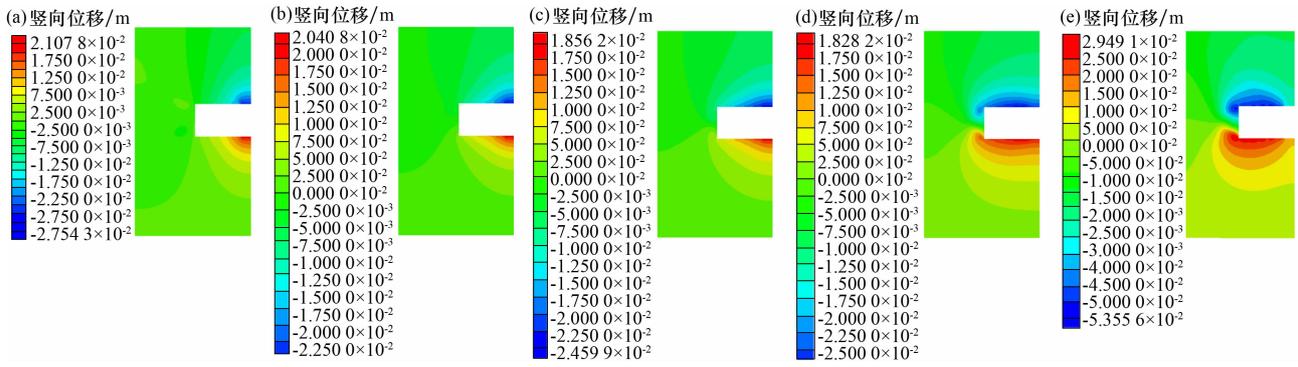
#### 3.2.2 黏土地层掌子面塑性区

黏土地层塑性区发展趋势如图6所示。由图6可知：黏土地层发展规律与淤泥质土地层类似。当支护压力比为1.0、0.8时，掌子面前方并未发生破坏，塑性区仅位于隧道洞口附近，掌子面前方最大竖向位移分别为4.6、7.6 mm；当支护压力比为0.6时，塑性区继续向掌子面方向发展，



λ: (a) 1.0; (b) 0.8; (c) 0.6; (d) 0.4; (e) 0.2

图5 淤泥质土地层塑性区云图



λ: (a) 1.0; (b) 0.8; (c) 0.6; (d) 0.4; (e) 0.2

图 6 黏土地层塑性区云图

此时掌子面前方开始逐渐出现塑性区,若支护压力比继续减小,则掌子面必然会发生破坏,此时掌子面前方最大竖向位移为 15.7 mm;当支护压力比为 0.4 时,可以观察到掌子面前方出现了明显的“对数螺线”型塑性区,说明在此支护压力比下掌子面失去稳定,此时掌子面前方最大竖向位移为 58.8 mm;当支护压力比为 0.2 时,掌子面前方塑性区进一步扩大,最大竖向位移为 127.3 mm。根据对黏土地层塑性区的分析可知,黏土地层的极限支护压力比范围为 0.4~0.6,且更接近 0.6,这一结果也与极限支护压力比分析相吻合。

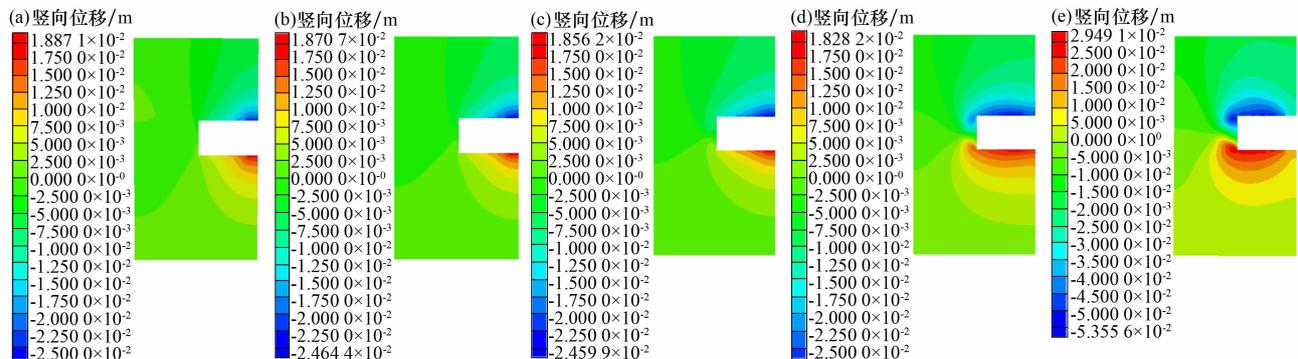
### 3.2.3 含泥质中粗砂地层掌子面前方土体变形

含泥质中粗砂地层塑性区发展趋势如图 7 所示。由图 7 可知:含泥质中粗砂地层塑性区发展规律与黏土地层和淤泥质土地层整体一致,但含泥质中粗砂地层掌子面前方出现塑性区的极限支护压力比小于以上两种地层。当支护压力比为 1.0、0.8、0.6 时,掌子面前方均未发生破坏,但塑性区从隧道洞口附近逐渐向掌子面方向发展,此时掌子面前方最大竖向位移分别为 6.3、7.4、

10.5 mm;当支护压力比为 0.4 时,掌子面前方出现塑性区,但掌子面前方塑性区范围较小且尚未完全成形,说明此时塑性区刚刚形成,极限支护压力比接近 0.4,此时掌子面前方最大竖向位移为 21.0 mm;当支护压力比为 0.2 时,掌子面前方塑性区已发育完全,并呈现出明显的“对数螺线”型,表明掌子面已完全失去稳定,此时掌子面前方最大竖向位移为 53.6 mm。综上所述,根据对含泥质中粗砂地层塑性区的分析可知,含泥质中粗砂地层的极限支护压力比接近 0.4,这一结果与极限支护压力比分析相吻合。

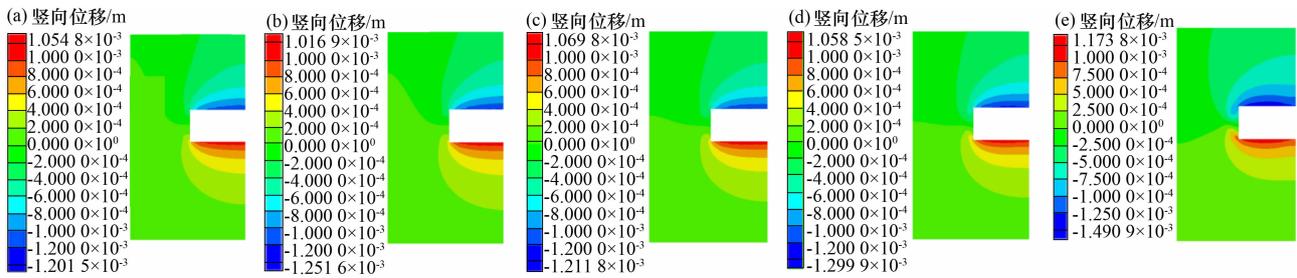
### 3.2.4 强风化泥质粉砂岩地层掌子面前方土体变形

强风化泥质粉砂岩地层塑性区的发展趋势如图 8 所示。由图 8 可知:与之前 3 种地层不同的是,随着支护压力比的减小,强风化泥质粉砂岩地层掌子面前方并未出现明显的塑性区,且塑性区变化不明显,掌子面变形较小。当支护压力比分别为 1.0、0.8、0.6、0.4、0.2 时,掌子面前方最大竖向位移分别为 0.55、0.59、0.61、0.73、



λ: (a) 1.0; (b) 0.8; (c) 0.6; (d) 0.4; (e) 0.2

图 7 含泥质中粗砂地层塑性区云图



$\lambda$ : (a) 1.0; (b) 0.8; (c) 0.6; (d) 0.4; (e) 0.2

图 8 强风化泥质粉砂岩地层塑性区云图

1.07 mm。从云图变化及位移变化规律可以看出，随着支护压力比的减小，尽管泥质粉砂岩地层在掌子面处并未出现明显塑性区，但其整体仍表现出塑性区向掌子面发展的趋势。然而，由于泥质粉砂岩地层自身具有良好的自稳能力以及开挖面的空间效应，即使盾构支护压力较小或不施加支护压力，泥质粉砂岩地层也能实现掌子面稳定。

### 3.3 地表最大沉降分析

盾构隧道的开挖会对地表产生扰动，从而引起地表变形。在施工过程中，监测地表沉降是判断掌子面支护是否合理的重要依据之一。然而，在某些地层中，由支护压力不足导致的隧道失稳往往不能反映至地表。不同支护压力比下各地层的地表最大沉降如图 9 所示。由图 9 可知：在达到极限支护压力比之前，各地层的最大地表沉降随支护压力比的减小变化不大，此时淤泥质土、黏土、含泥质中粗砂地层的最大地表沉降分别约为 8.0、6.5、5.5 mm，而强风化泥质粉砂岩地层的最大地表沉降约为 0.55 mm；当支护比超过极限支护压力后，最大地表沉降逐渐增大。根据上文分析可知，此时掌子面已经开始失稳，但地表最大沉降并未超过工程中常用的 20 mm 地表沉降

标准。因此，在实际施工过程中，不仅要关注地表变形的变化，还需要加强对掌子面前方土体位移的监测与控制，以防止掌子面失稳。

## 4 结 论

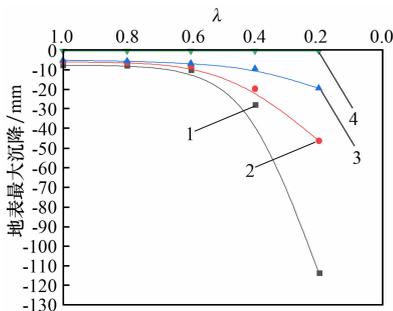
(1) 在 4 种地层中，塑性区随支护压力比减小的规律相同。当支护压力比逐渐减小时，塑性区向掌子面方向发展；当掌子面失稳时，掌子面前方会出现“对数螺线”型塑性区。

(2) 淤泥质土、黏土、含泥质中粗砂、泥质粉砂岩 4 种地层对支护压力变化的敏感度依次减弱。随着支护压力的减小，掌子面上逐渐产生与盾构掘进方向相反的水平位移。当极限支护压力比分别低于 0.69、0.57、0.41 时，淤泥质土、黏土和含泥质中粗砂地层的掌子面会发生失稳，而泥质粉砂岩地层即使在无支护压力的情况下也能实现自稳。

(3) 在盾构施工中，掌子面的极限支护压力通常小于地层原位静止土压力。然而，对于土体自稳能力较差的软土和黏土地层，掌子面变形对支护压力的敏感性较强，微弱的支持压力变化也可能引发较大的变形。因此，在施工过程中，建议对淤泥质土、黏土、含泥质中粗砂和强风化泥质粉砂岩地层的支护压力比分别设定为 0.90、0.80、0.65、0.60。

## 参考文献：

- [1] HORN M. Horizontal earth pressure on perpendicular tunnel face [C]//Proceedings of the Hungarian National Conference of the Foundation Engineer Industry. Budapest: Akadémiai Kiadó, 1961.



1—淤泥质土；2—黏土；

3—含泥质中粗砂；4—泥质粉砂岩。

图 9 地表最大沉降与支护压力比关系

(下转第 63 页)

水平收敛值随其他导洞开挖呈现非线性减小的趋势。不同围岩条件下开挖造成的围岩收敛值存在较大差异。在实际施工过程中,应根据不同等级围岩的特点和应力情况设计针对性的施工及支护方案,以减小地层差异对围岩水平收敛的影响。

(4) 地面沉降随着各导洞开挖贯通呈现出明显的叠加作用,沉降量逐渐增大;地面最大沉降点位置随各导洞的开挖顺序而发生偏移。此外,在不同围岩等级中,TBM掘进引起的地面沉降差异较大。在实际工程中,需要密切关注地面沉降差,必要时应采取相关的工程措施以确保隧道周边环境的安全。

## 参考文献:

[1] 刘汝辉. 软土小净距并行盾构隧道后行掘进对先行

隧道的影响[J]. 河南科技大学学报(自然科学版), 2024,45(3):7;61-68.

[2] 林豪,郭洪雨,兰庆男,等. 大断面小净距隧道爆破施工合理间距及减振措施[J]. 公路交通科技,2024,41(6):165-172.

[3] 徐晓冬,刘杰,段彦福,等. 连霍高速杏花村1号大跨扁平超大断面隧道开挖方案研究[J]. 科学技术与工程,2023,23(28):12258-12264.

[4] 文旭卿,徐松,徐长节,等. 超大断面隧道施工方法模拟与工序分析[J]. 水利水电技术(中英文),2024,55(增刊2):426-434.

[5] 杨迪,钱坤,董建军,等. 超大断面公路隧道工法转换施工力学特征研究[J]. 现代隧道技术,2021,58(增刊1):216-223.

(上接第54页)

[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] 吕玺琳,王浩然,黄茂松. 盾构隧道开挖面稳定极限理论研究[J]. 岩土工程学报,2011,33(1):57-62.

[4] DAVIS E H,GUNN M J,MAIR R J,et al. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material[J]. Geotechnique,1980,30(4):397-416.

[5] 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.

[6] SOUBRA A H. Kinematical approach to the face stability analysis of shallow circular tunnels[C]//8th International Symposium on Plasticity. Vancouver;HAL,2000.

[7] 李得建,赵炼恒,杨峰,等. 非线性破坏准则下浅埋隧道掌子面三维被动稳定性能耗分析改进方法[J]. 岩石力学与工程学报,2016,35(4):743-752.

[8] 张光武. 基于筒仓理论的近接断层掌子面稳定分析模型[J]. 地下空间与工程学报,2016,12(增刊2):

663-668.

[9] 姚聪,杨小礼. 基于非关联流动法则的盾构隧道掌子面稳定性上限分析[J]. 矿冶工程,2016,36(4):26-29.

[10] 陈仁朋,李君,陈云敏,等. 干砂盾构开挖面稳定性模型试验研究[J]. 岩土工程学报,2011,33(1):117-122.

[11] 赵勇,李术才,赵岩,等. 超大断面隧道开挖围岩荷载释放过程的模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报,2012,31(增刊2):3821-3830.

[12] 秦建设,虞兴福,钟小春,等. 黏土中盾构开挖面变形与破坏数值模拟研究[J]. 岩土力学,2007,28(增刊1):511-515.

[13] 王俊,何川,王闯,等. 砂土地层土压盾构隧道施工掌子面稳定性研究[J]. 岩土工程学报,2018,40(1):177-185.

[14] 郑震宙,王迪,龚斌文,等. 淤泥地层内顶管顶进对上覆土体及管线的影响[J]. 工程建设,2021,53(3):1-6.

[15] 王炜,刘锋涛,周锡文,等. 基于光滑有限元的隧道掌子面稳定性分析[J]. 地下空间与工程学报,2024,20(2):606-614.