

DOI: 10.11779/CJGE201801019

砂土地层土压盾构隧道施工掌子面稳定性研究

王 俊^{1,2}, 何 川^{*1}, 王 闯¹, 陈子全¹, 唐 锐²

(1. 西南交通大学交通隧道工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031; 2. 四川省交通运输厅公路规划勘察设计研究院, 四川 成都 610041)

摘 要: 土压平衡盾构在自稳性较差的砂土地层施工时若仓内支护压力过小可能诱发掌子面失稳, 应引起高度重视。采用三维离散元方法分析了砂土地层土压盾构掘进与停机状态下的掌子面稳定性。研究建立了较为精细的土压盾构机模型并引入盾构动态施工过程, 充分考虑了刀盘旋转切削土体与面板支撑对掌子面的影响, 探讨了刀盘型式、隧道埋深以及刀盘转速等因素对掌子面极限支护压力与失稳区分布的影响规律, 并从细观角度解释了砂土地层土压盾构隧道掌子面失稳机理。与既有研究相比, 本文考虑了土压盾构动态施工对掌子面稳定性的影响, 更加接近工程实际, 研究成果可为确保砂土地层土压盾构隧道施工掌子面稳定提供参考。

关键词: 土压盾构隧道; 掌子面稳定性; 砂土地层; 三维离散元; 施工过程

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2018)01-0177-09

作者简介: 王 俊(1987-), 男, 博士, 主要从事隧道技术方面的研究工作。E-mail: luckywangjun@126.com。

Face stability analysis of EPB shield tunnel in sand

WANG Jun^{1,2}, HE Chuan¹, WANG Chuang¹, CHEN Zi-quan¹, TANG Rui²

(1. Key Laboratory of Transportation Tunnel Engineering, Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China;

2. Sichuan Provincial Transportation Department Highway Planning, Survey, Design and Research Institute, Chengdu 610041, China)

Abstract: When an earth pressure balanced (EPB) shield tunnel is constructed in sand which is weakly self-stabilized, face failure may occur if the support pressure in the chamber is not strong enough, and much attention should be paid to it. The three-dimensional discrete element method (3D DEM) is employed to analyze the face stability when the shield is being advancing or stopped. Precise EPB shield machine models are established and the dynamic construction process is incorporated. Thus, the influence of soil-cutting tool interaction and support of panel for face soil can be considered. The impact of cutterhead types, buried depth and rotating speed of cutterhead on the limit support and pattern of failure zone can be clarified, and the failure mechanism of EPB shield tunnel in sand can be explained microscopically. Compared with the existing researches, the dynamic construction process is considered to study the face stability in this study, which is close to tunnel construction in practice. The study results may serve as certain guidance for guaranteeing the face stability of EPB shield tunnel in sand.

Key words: EPB shield tunnel; face stability; sand; 3D DEM; construction process

0 引 言

土压盾构以其安全、快速、对周围环境影响小等优点, 在城市轨道交通建设领域得到了广泛运用。砂土是中国地铁隧道建设中遇到的一种典型地质条件, 具有自稳性差、易受外界扰动等特点。土压盾构在该地层中施工时若仓内支护压力控制不当可能诱发掌子面坍塌, 造成严重的工程事故。鉴于此, 开展砂土地层土压盾构施工掌子面稳定性研究是十分必要的。

目前盾构隧道掌子面稳定性研究多从土体自身剪切破坏角度出发, 忽略了盾构机动态施工过程对其影响。如极限平衡理论一般通过假设失稳区形状^[1-3]计算极限支护压力, 而极限分析理论则通过假设位移场^[4-7](上限解)或应力场^[8-9](下限解)得到极限支护压力。

室内试验多采用刚性硬管模拟隧道, 采用应力或应变控制方式研究掌子面稳定性。Atkinson 等^[10]、Chambon 等^[11]通过不断减小支护压力研究了隧道失稳, 结合地层变形情况得到了极限支护压力和失稳区分布。Kirsch^[12]、陈仁朋等^[13]和 Idinger 等^[14]则通过不断后移挡板模拟隧道失稳。Chambon 等^[11]、Kirsch^[12]认为砂土地层中极限支护压力不随隧道埋深变化, 陈仁朋等^[13]和 Idinger 等^[14]则认为极限支护压力与隧道

基金项目: 中国工程院重点咨询项目(2015-XZ-28-02); 国家重点研发计划项目(2016YFC0802201); 2014年度西南交通大学博士研究生创新基金项目

收稿日期: 2016-10-14

*通讯作者(E-mail: chuanhe21@163.com)

埋深相关。

数值模拟在隧道掌子面稳定性研究中也得到了广泛运用。朱伟等^[15]采用 FLAC^{3D} 研究了隧道直径、埋深和砂土内摩擦角等因素对掌子面极限支护压力的影响。高健等^[16]采用 FLAC^{3D} 研究了考虑渗透力作用下的盾构隧道掌子面稳定性。但 Melis 等^[17]指出有限元分析难以模拟隧道掌子面失稳引起的地层大变形现象。Karim^[18]、Chen 等^[19]使用离散元方法研究了干砂地层中浅埋隧道的掌子面稳定性,探讨了极限支护压力与失稳区分布随埋深变化关系,但没有考虑盾构动态施工对掌子面稳定性的影响。

综上所述,采用理论分析、室内试验以及数值模拟等多种手段研究了盾构隧道掌子面稳定性,但均没有引入盾构动态施工过程与工程实际不符,忽略了影响掌子面稳定性的两个重要因素:①刀盘旋转切削土体对掌子面稳定性的削弱效应;②刀盘面板抵挡土体移动对掌子面稳定性的增强效应。前者主要受刀具配置与施工参数等因素影响,后者则与面板开口率密切相关。考虑到砂土地层离散性较强与掌子面失稳引起地层大变形等特点,采用三维离散元方法分析了砂土地层土压盾构掘进掌子面稳定性。与既有研究相比,本文主要有以下改进:①引入三维动态柔性应力边界,将介质(改良渣土或压缩空气)对掌子面的支撑效应抽象为作用在掌子面颗粒上的指定支护压力,结合地层变形情况精确得到极限支护压力与失稳区分布;②建立较为精细的土压盾构机模型考虑面板挡土效应对掌子面稳定性的影响;③赋予土压盾构机施工参数允许其在砂土中开挖掘进,考虑动态施工过程对掌子面稳定性的影响。

1 三维离散元建模过程

1.1 仓内支护压力构建

砂土地层中土压盾构在掘进与停机时土仓内必须要有足够的支护压力才能保证掌子面稳定。掘进过程中支护压力由改良渣土提供,停机时的支护压力则由改良渣土或压缩空气提供。由于改良渣土与压缩空气均是流动性很强的介质,不能承受剪力,故其对掌子面的支撑效应可以视为作用在面板开口处土体上的法向力,可将仓内介质与掌子面土体相互作用简化为三维应力边界问题。

为在 PFC^{3D}^[20]模型中构建该应力边界,通过 Fish 语言进行编程将土仓压力对掌子面的支护效应抽象成作用在掌子面颗粒上的指定压力。如图 1 所示,程序具体实现时假设在盾构机正后方存在一个边长与盾构直径相等的正方形平面,并对其进行离散化处理,得

到一系列晶格,所有的颗粒均沿隧道轴线向离散晶格投影,得到该方向上距对应晶格最近的所有颗粒(即掌子面颗粒),再根据颗粒在对应晶格上的投影面积 A_p 给掌子面颗粒施加指定的支护力 $f=pA_p$ (p 为仓内支护压力(kPa))。

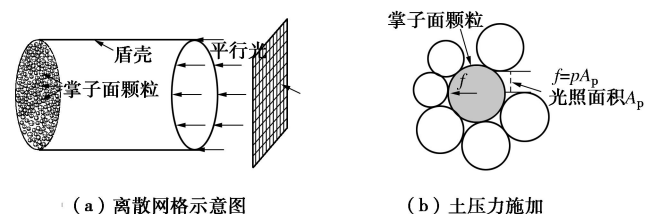


图 1 土仓压力建立算法示意图

Fig. 1 Sketch of earth pressure installation algorithm

遍历模型中所有砂土颗粒,将隧道轮廓外与隧道轮廓内与面板接触颗粒的支护力设置为 0 kN,以严格保证只给面板开口处的土颗粒施加指定的支护力,至此便构建了仓内介质与掌子面土体相互作用的三维应力边界。为便于理解,可假设盾构机体正后方存在一束射向掌子面的平行光,所有能接收到光照的颗粒即为掌子面颗粒,颗粒所受的支护力与自身光照面积成正比。

引入该三维动态柔性应力边界可极大地简化研究对象,离散元模型只需要考虑土压盾构的掘削系统而不需要考虑渣土改良、螺旋出土器等其他系统,且能给掌子面颗粒施加任意指定的支护压力,精确研究支护压力对掌子面稳定性的影响规律。

1.2 盾构机建模

土压盾构施工过程中刀盘面板为掌子面土体提供刚性位移约束迫使其只能向面板开口移动。由于盾构选型考虑因素较多,土压盾构在穿越砂土地层时可能选用不同型式的刀盘。不同型式的刀盘面板开口率差异较大,对掌子面土体提供的位移约束效果亦不同,需要区别对待。如图 2 所示,本文选取工程中常见的两种型式刀盘(辐条型(开口率 $\eta=80\%$)和面板辐条型(开口率 $\eta=40\%$))^[21-22]在砂土中开挖掘进以探究面板开口率对掌子面稳定性的影响规律。

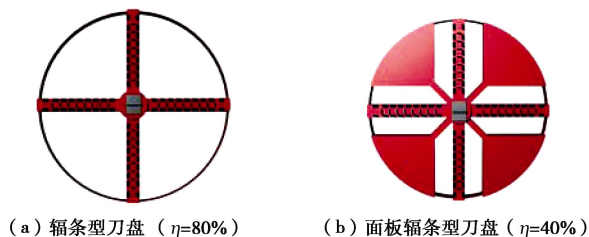


图 2 盾构刀盘

Fig. 2 Shield cutterhead

采用 PFC^{3D} 提供的刚性 wall 单元模拟盾构机刀盘

与盾壳。若采用逐点输入坐标的传统方法生成盾构机模型耗时耗力且易出错。为提高建模效率先在 CAD 软件中生成目标模型后另存为“.stl”格式文件再导入 PFC^{3D}, 此举可极大地提高建模效率生成精确的盾构机模型, 充分考虑面板开口与刀具配置。图 2 中盾构机直径均为 6.0 m, 沿辐条布设了 72 把刮刀, 并在面板中心布设 1 把鱼尾刀。

2 离散元模型

2.1 细观参数标定

PFC^{3D} 中不能直接赋予地层模型宏观力学参数, 而只能指定颗粒之间的接触与黏结细观参数。一般采用直剪试验或三轴试验等方法标定细观力学参数, 标定过程中当数值模型的宏观力学响应与目标材料的室内试验结果相吻合时, 可认为该组细观参数是合理的。本研究采用三轴试验对砂土细观参数进行了标定, 试样应力应变曲线如图 3 (a) 所示, 考虑到隧道埋深, 围压取为 50, 100, 300 kPa。标定时采用前述三维柔性应力边界有效模拟室内试验中橡皮膜对试样的柔性包裹允许试样发生侧向不均匀变形, 最终剪切破坏的试样如图 3 (b) 所示, 标定好的细观参数如表 1 所示。标定后的砂土内摩擦角 $\varphi=35^{\circ}$, 黏聚力 $c=0$ kPa, 压缩模量 $E=30$ MPa, $\gamma=16$ kN/m³, 孔隙比为 0.65。为提高计算效率, 模型考虑了两种粒径分布的土颗粒, 隧道轴线范围内采用#1 颗粒, 其余范围内为#2 颗粒。

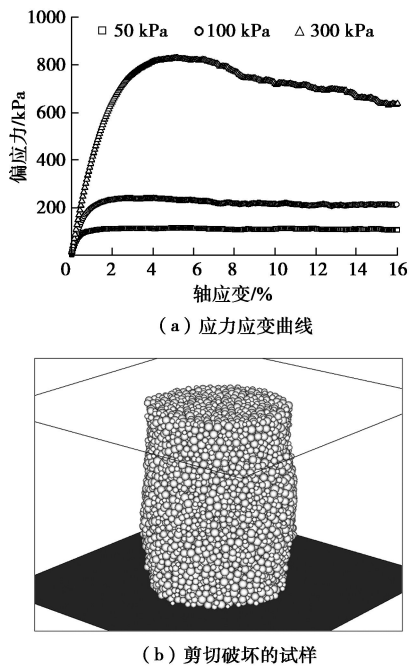


图 3 目标材料细观参数标定

Fig. 3 Calibration of microscopic parameters of model soil

2.2 离散元模型建立与隧道失稳模拟过程

数值模型尺寸为长×宽=18 m×30 m, 高度由隧

道埋深确定, 两种刀盘型式下均考虑了 $C/D=0.5, 1.0, 2.0$ 三种埋深工况, 隧道直径 $D=6.0$ m。

表 1 模型土地层细观力学参数

Table 1 Microscopic mechanical parameters of model soil						
颗粒编号	粒径/cm	密度/(g·cm ⁻³)	法向刚度/(N·m ⁻¹)	切向刚度/(N·m ⁻¹)	摩擦系数	
#1	10.0 14.0	1800	8.5×10^7	8.5×10^7	0.70	
#2	18.0 24.0	1850	8.8×10^7	8.8×10^7	0.75	

数值模拟共分为以下几个步骤进行: ①根据标定的细观参数, 采用“落雨法”分层生成地层模型, 在重力作用下完成固结后删除地层顶部少量浮皮颗粒; ②在指定范围内删除地层颗粒, 为防止地层变形, 采用 fix 命令固定模型中所有颗粒后生成如图 4 所示的盾构机模型, 并赋予其施工参数, 其中刀盘转速为 1.0 r/min, 掘进速度为 3.5 cm/min, 与实际工程施工参数基本相同^[23]; ③利用三维动态柔性边界算法识别掌子面颗粒, 在对其施加与隧道轴线处静止土压力相等的初始支护压力后采用 free 命令释放所有颗粒, 此后分步等量减少该支护压力直至 0 kPa, 同时密切监控掌子面前方土体位移变化, 当地中测点位移突然增大时, 可以认为此时的支护压力为掌子面极限支护压力^[11, 24]。由于掘进过程中掌子面颗粒随刀盘旋转不断变化, 故每循环 100 步删除通过面板开口的砂土颗粒模拟盾构开挖, 同时执行一次三维应力边界算法更新识别掌子面颗粒并调整作用在其上的支护力。

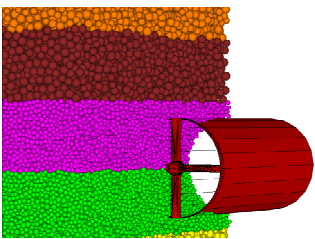


图 4 土压盾构掘进模型($\eta=80\%$)

Fig. 4 Model of EPB shield advancing ($\eta=80\%$)

3 离散元模拟结果分析与讨论

3.1 掘进状态掌子面稳定性

(1) 极限支护压力

$C/D=0.5$ 时两种刀盘型式下典型测点沉降随支护压力变化曲线如图 5 (a)、(b) 所示, 测点位于隧道拱顶正前方 $D/8$ 处, 由文献[1~3]知该点位于失稳区内部能及时反映掌子面稳定情况。测点沉降随支护压力变化曲线均可以分为两个阶段: ①随着支护压力减小测点开始沉降, 但幅度较小; ②当支护压力降至特定值后, 测点位移开始快速增加, 由文献[11]和[22]

可知掌子面失去稳定, 此时的支护压力便为极限支护压力(p_f)。

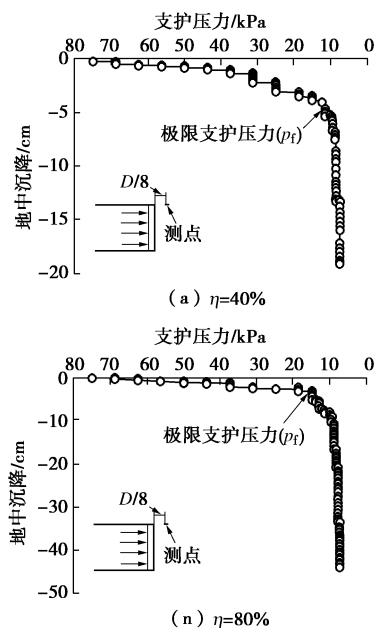


图5 测点位移-支护压力关系曲线

Fig. 5 Relationship between subsurface settlement and support pressure

由图5还可知面板开口率对地层变形有一定影响, p 降至 p_f 时测点沉降均约为 5 cm, 此后面板开口率越大, 测点沉降增长速率越大, 当支护压力降至 7.5 kPa 时, 两者沉降值分别达到了 18, 44 cm。采用上述办法得到了所有工况下的极限支护压力, 具体结果见表2。

表2 掘进过程掌子面极限支护压力

Table 2 Summary of limit support pressure when EPB shield advancing (kPa)			
$\eta/\%$	C/D		
	0.5	1.0	2.0
40	11.5	16.0	23.0
80	15.0	18.5	25.0

由表2可知, 考虑掘进过程后, 极限支护压力随隧道埋深基本呈线性增加, 相同埋深条件下刀盘开口率越大, 极限支护压力越大。可通过研究刀盘扭矩与刀盘正面阻力解释面板开口率对掌子面稳定性的影响。土压盾构掘进时刀盘旋转切土的力学本质是对掌子面土体施加剪切力, 由于刀盘的对称性作用在其上的剪切力之和为零, 盾构开挖施工对掌子面土体的扰动效应可用剪切力对刀盘中心的力矩之和来表征。刀盘面板抵挡土体移动的力学本质则是对掌子面土体施加法向力, 其对掌子面土体的支撑效应可用作用在其上的法向力之和来表征。

以 $C/D=2.0$ 工况为例, 提取了施工过程中刀盘扭矩和刀盘正面阻力变化情况。图6给出了盾构启动到

掘进状态稳定过程中的扭矩变化情况。由该图可知, 不同开口率情况下盾构机启动瞬间刀盘扭矩均很大, 此后快速下降并趋于稳定, $\eta=40\%$, 80% 时刀盘扭矩均值分别约为 1.55, 1.13 MN·m, 两者相差约 37%。扭矩差异的可能原因是开口率越大, 刀盘旋转切土时面板与土体接触面积越小, 剪切力分布范围越小, 剪切力对面板中心的力矩也则相应越小, 故盾构施工对地层的扰动效应随面板开口率增加有所减小。

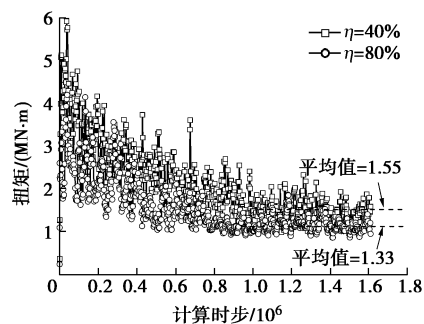


图6 刀盘扭矩时程曲线

Fig. 6 Time-history curves of torque

刀盘正面阻力变化规律(图7)与扭矩类似, 掘进状态稳定后 $\eta=40\%$ 工况的正面阻力分别约为 1.55, 0.80 MN, 两者差异约为 94%。对比可知, 相较于刀盘扭矩, 刀盘正面阻力更易受面板开口率影响, $\eta=80\%$ 时刀盘面板给掌子面土体提供的支撑效应显著小于 $\eta=40\%$ 。综上所述, 刀盘旋转切土对地层的扰动程度随盾构机面板开口率减小而增大, 但是面板提供给掌子面的支撑效应增加更为明显, 两种因素共同作用下掌子面稳定性随面板开口率的增大有所上升, 极限支护压力相应减小。

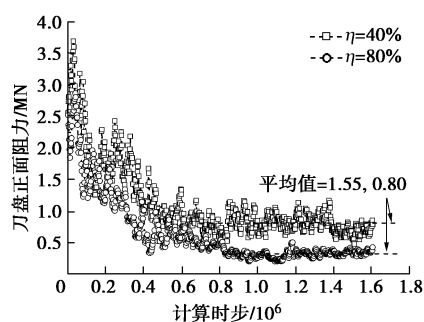


图7 刀盘正面阻力时程曲线

Fig. 7 Time-history curves of thrust

引入无量纲参数 $p_f/(\gamma D)$ 将离散元计算结果与既有研究进行了对比。如图8所示, 考虑盾构掘进过程后掌子面极限支护压力大于模型试验^[11-12]与理论研究^[3, 5, 8], 既有研究多偏于不安全。出现该现象的可能原因是离散元分析中考虑盾构掘进过程后, 刀盘不断切削土体, 迫使土颗粒随刀盘转动破坏地层原有结构诱发掌子面坍塌, 而理论分析与模型试验均没有考虑外界施工扰动对稳定性的影响, 此时开挖面失稳实质是土体在重

力作用下沿剪切面滑移破坏。开口率对极限支护压力的影响随埋深增大不断减弱。

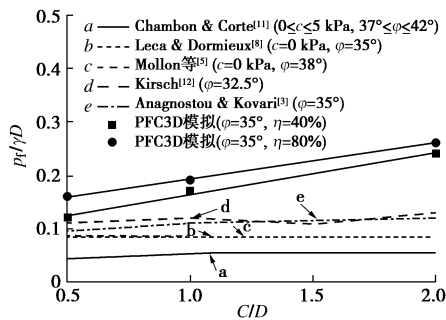


图8 掘进时掌子面极限支护压力随埋深变化关系

Fig. 8 Relationship between limit support pressure and buried depth under shield advancing

为进一步深入说明施工扰动对掌子面稳定性的影响, 补充开展了如图9所示的数值模拟。该模型采用wall单元模拟盾构隧道, 没有考虑盾构动态开挖过程, 地层参数与图4所示模型完全一致, 仍采用三维柔性应力边界构建渣土对掌子面的支撑效应, 同样通过逐步减小支护压力模拟掌子面失稳。通过观测砂土颗粒配位数变化情况可了解隧道失稳过程中地层结构变化。为此, 在隧道拱顶正前方0.8 m处布设了测量球(半径0.5 m)。

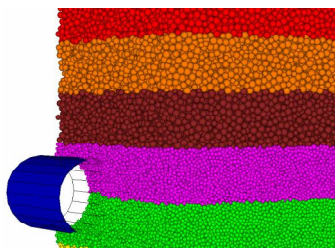


图9 不考虑施工扰动三维离散元模型

Fig. 9 DEM model without considering construction process

图4, 9所示模型掌子面失稳过程中测量球内颗粒平均配位数变化情况如图10所示。由该图可知, 考虑刀盘掘削后, 支护压力减小过程中配位数呈总体下降趋势, 但波动很大, 颗粒接触关系变化非常剧烈, 在盾构向前顶进与刀盘旋转切削作用下, 还会出现颗粒配位数增加的情况。不考虑动态切削过程时, 随着支护压力的不断减小, 颗粒配位数变化情况较为简单, 呈逐步下降趋势。对比可知, 刀盘动态切削土体会极大地破坏地层既有结构, 削弱其自稳能力, 掌子面极限支护压力随之增加。

(2) 失稳区分布

明确失稳区分布对研究掌子面失稳机理具有明显意义, 也是极限平衡理论中计算掌子面极限支护力的关键。根据颗粒位移大小赋予其相应的颜色可形象地得到地层变形与失稳区分布。具体步骤为: 首先遍历模型中所有砂土颗粒并得到颗粒最大位移 S_{max} ; 将[0,

S_{max}]划分为10个位移区间, 即 $[0, 0.1S_{max}]$, $[(0.1S_{max}, 0.2S_{max})]$, ..., $[(0.9S_{max}, S_{max})]$, 并确定每一个位移区间对应的颜色; 再次遍历模型根据颗粒位移 S 所属位移区间并赋予其相应颜色。建立的颗粒位移区间-颜色对应系统如图11所示。

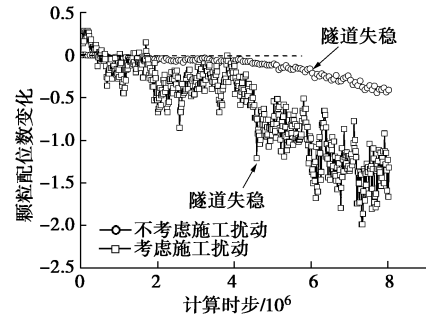


图10 隧道失稳过程中颗粒配位数变化

Fig. 10 Variation of coordinate number during tunnel failure

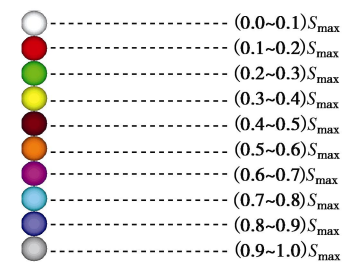


图11 颗粒位移-颜色对应关系

Fig. 11 Particle color-displacement coding system

如图12所示, 以 $\eta=80\%$, $C/D=2.0$ 工况为例, 分析了隧道失稳时地层变形情况。采用前述方法得到了类似有限元分析中的地层位移云图, 通过位移云图可直观判定失稳区分布^[25-26]。由于图12只给出了隧道纵剖面上失稳区分布信息, 难以把握其整体形态, 故图13, 14给出了所有工况失稳区三维分布形态。为了更加直接地观察失稳区三维形态, 图13, 14只描绘了失稳区内部颗粒。

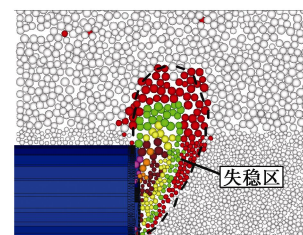


图12 隧道纵剖面失稳区分布

Fig. 12 Particle color-displacement coding system

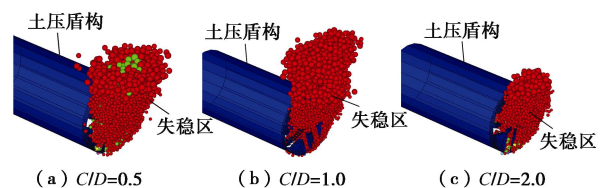
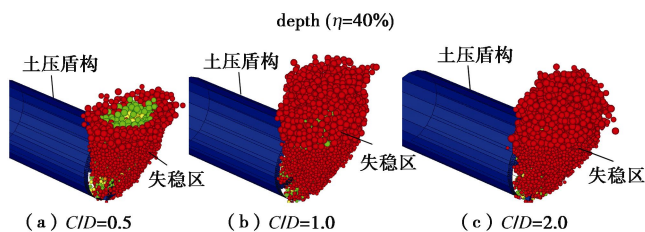


图13 不同埋深下隧道失稳机理 ($\eta=40\%$)

Fig. 13 Failure mechanism of shield tunnel under various buried depths ($\eta=40\%$)

图 14 不同埋深下隧道失稳机理 ($\eta=80\%$)Fig. 14 Failure mechanism of shield tunnel under various buried depths ($\eta=80\%$)

由图 13, 14 可知, 考虑掘进过程后隧道失稳区形状受隧道埋深影响明显, 失稳区大小则主要受面板开口率影响。当 $C/D=0.5$ 时失稳区呈楔形状直接发展至地表; $C/D=1.0$ 时失稳区可看成楔形与烟囱形的组合体: 从隧道拱底先呈楔形状发展至拱顶后再以烟囱状发展至地表; $C/D=2.0$ 时, 失稳区呈楔形从拱底开始向上发展, 由于覆土较厚失稳区没有延伸到地表而是以封闭的灯泡状向拱顶上方发展一段距离。3 种埋深情况下均呈现出面板开口率越大失稳区范围越广的趋势, 此外, 当 $\eta=80\%$ 时失稳区在拱顶处还向掌子面后方发展一段距离, 而 $\eta=40\%$ 时失稳区在隧道拱顶处基本呈直线向上发展。由图 13, 14 还可知, 隧道失稳时从拱底发展的剪切带呈曲线而非直线向上发展, 整个失稳区沿着剪切带斜向掌子面移动而不是水平移动, 该现象与 Horn 等^[1]提出的理论模型不同但与 Idinger 等^[13]的室内试验结果相吻合。

(3) 地中与地表沉降

采用地中沉降槽宽度参数 K 研究了掌子面失稳时地中横向变形, 其中 $K=i/(z_0-z)$, i 为地层横断面沉降槽宽度系数, z_0 为隧道中心埋深, z 为地中某一水平面距离地表高度。

掌子面前方 0.5 m 处地中沉降槽宽度参数随隧道埋深与刀盘型式变化规律如图 15 所示。由该图可知砂土地层中地中沉降槽宽度参数随隧道埋深基本呈线性增加。面板开口率越大, 同一深度处 K 越大, 表明该处沉降槽越宽, 受施工扰动范围越广。但开口率对 K 的影响随着深度减小而减小, 靠近地表处不同开口率条件下 K 趋于一致。

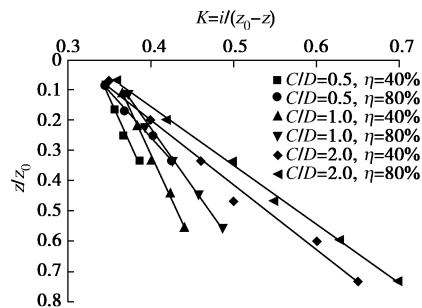


图 15 地中沉降槽宽度参数随深度变化关系

Fig. 15 Relationship between width parameter of subsurface settlement trough and depth

图 16 给出了 $C/D=2.0$ 工况隧道失稳时的地层横断面变形等值线图。对比图 16 (a)、(b) 可知, 在隧道拱顶处面板开口率越大对土的位移约束越小, 发生移动的土颗粒数量越多, 相应的地层变形范围越广。面板开口率越大, 地中沉降槽宽度参数随深度变化越剧烈, 相同时间内盾构开挖的土体越多, 引起的地层损失越大故地层沉降也越大。

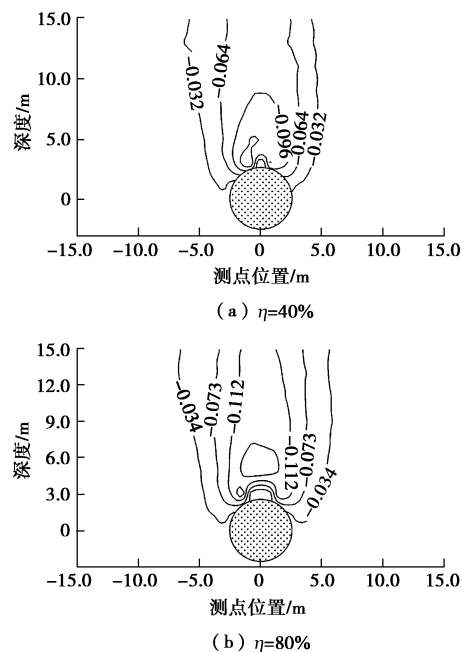


图 16 地层横断面变形等值线图

Fig. 16 Transverse deformations of ground

$C/D=2.0$ 条件下隧道失稳时的地表沉降情况如图 17 所示。由图 17 可知, 不同面板开口率情况下地表最大沉降均出现在掌子面正前方约 0.5 m 处 ($0.08D$), 沉降值则随面板开口率增加而增加: $\eta=40\%$ 时地表最

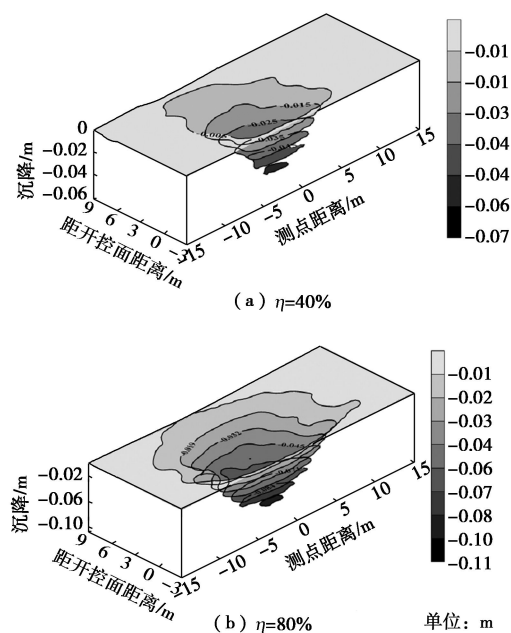


图 17 地表沉降曲面

Fig. 17 Surface settlements

大沉降约为 6.49 cm, $\eta=80\%$ 时地表最大沉降约为 11.42 cm。地表沉降范围也随刀盘开口率增加而增加。

(4) 刀盘转速对掌子面稳定性影响

以 $\eta=40\%$ 为例, 探讨了刀盘转速对掌子面稳定性的影响规律。每种埋深下, 均考虑了刀盘转速为 0.5, 1.0, 1.5 r/min 三种工况, 盾构机掘进速度均取 3.5 cm/min。由图 18 可知, 当刀盘转速较小时 (≤ 1.0 r/min), 掌子面极限支护压力随刀盘转速增大而增大, 且埋深越浅, 受影响程度越大。当刀盘转速增加到 1.5 r/min 时, 掌子面极限支护压力基本不随刀盘转速增加而增加。

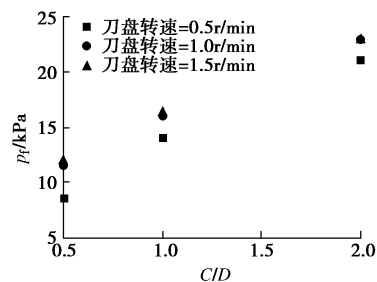


图 18 刀盘转速对掌子面稳定性影响

Fig. 18 Influence of rotating speed of cutterhead on face stability
掌子面极限支护压力随刀盘转速变化原因可以从施工参数变化规律得到解释。以 $C/D=2.0$ 工况为例, 盾构启动至掘进状态稳定过程中刀盘扭矩和千斤顶顶推力随刀盘转速变化规律如图 19 所示。由图 19 (a) 可知, 当刀盘转速从 0.5 r/min 增加到 1.5 r/min 时, 刀盘正面阻力基本没有变化, 表明面板对掌子面的支撑效应没有随刀盘转速变化。而由图 19 (b) 可知, 刀

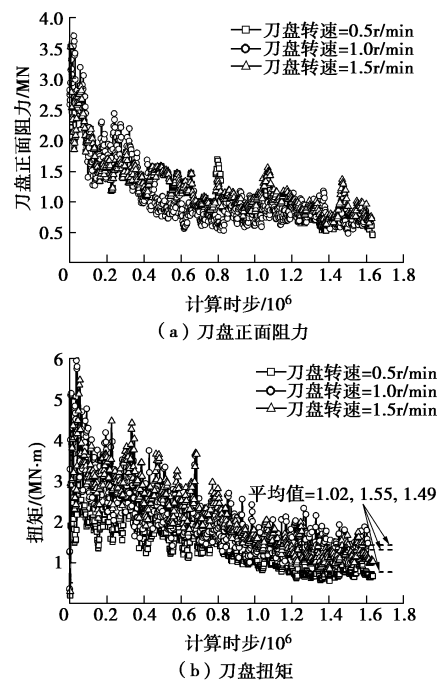


图 19 施工参数随刀盘转速变化规律

Fig. 19 Influence of rotating speed of cutterhead on thrust and torque

盘转速从 0.5 r/min 增加到 1.0 r/min 时, 刀盘扭矩从 1.02 MN·m 增加到 1.55 MN·m, 盾构施工对掌子面的扰动效应随之增大, 极限支护压力也增大。当转速从 1.0 r/min 增加到 1.5 r/min 时, 刀盘扭矩从 1.55 MN·m 变为 1.49 MN·m, 两种转速下盾构掘进对掌子面的扰动效应相差很小, 故掌子面极限支护压力也变化不大。

3.2 停机状态掌子面稳定性

土压盾构施工过程中往往需要停机以完成管片安装、机器维修 (如开仓换刀) 等作业流程。砂土地层由于自稳性差停机过程中仍有可能发生掌子面失稳, 需进行专门研究。采用前述离散元模型研究了砂土地层土压盾构停机状态下掌子面稳定性: 首先将支护压力设为隧道轴线处静止土压力并循环 2×10^7 时步, 盾构以平衡模式掘进一段距离充分考虑施工对地层的扰动效应; 然后将所有施工参数设置为零, 盾构停机; 最后不断减少支护压力直到隧道失稳, 并结合地层变形得到极限支护压力, 具体结果见表 3。

表 3 停机状态掌子面极限支护压力

η	C/D		
	0.5	1.0	2.0
40%	3.0	2.0	2.5
80%	7.5	6.5	7.0

同样采用无量纲参数 $p_f / (\gamma D)$ 将计算结果与室内试验^[11-12]和理论分析^[3, 5, 8]进行了对比, 具体结果见图 20。由该图可知停机状态下掌子面极限支护压力基本不随隧道埋深变化与 Chambon 等^[11]、Kirsch^[12]的室内试验结果相吻合, 不同于考虑掘进过程时的变化规律。停机时面板开口率对 $p_f / (\gamma D)$ 的影响显著大于掘进状态。由于面板的挡土效应, 停机时 $p_f / (\gamma D)$ 小于 Kirsch^[12]室内试验和理论分析^[3, 5, 8], 但 $\eta=80\%$ 工况计算结果大于 Chambon 等^[11]室内试验。出现该现象的可能原因是 Chambon 等^[11]室内试验采用的砂土具有一定的黏聚力 ($0 < c < 5$ kPa), 增强了掌子面稳定性, 极限支护压力有所降低。最后对比表 2, 3 结果可知, 虽然面板支撑会增强掌子面稳定性, 但施工扰动会更大程度破坏地层结构削弱掌子面稳定性。

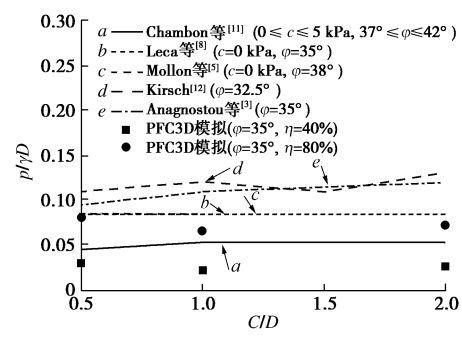


图 20 停机时掌子面极限支护压力随埋深变化关系

Fig. 20 Relationship between limit support pressure and buried depth when shield is stopped

4 结 论

砂土地层土压盾构隧道施工掌子面稳定性是工程关注的重点,其中极限支护力和失稳区分布是研究该问题的核心。考虑到既有研究主要从地层自身剪切破坏出发研究掌子面稳定性而忽略了盾构机动态施工过程对其影响,本文采用三维离散元方法建立了较为精密的土压盾构机模型分析了隧道施工过程掌子面稳定性。通过引入三维动态柔性应力边界并结合地层变形可以精确得到掌子面极限支护压力。研究主要取得了以下4点结论。

(1)土压盾构动态掘进过程中 $p_f(\gamma D)$ 大于室内模型试验与理论研究,刀盘旋转切削土体会较大程度削弱掌子面稳定性。极限支护压力随 C/D 基本线性增加。面板开口率越大,极限支护压力越大,但开口率对极限支护压力的影响随埋深增大不断减小。一定范围内,极限支护压力随刀盘转速增加而增加,此后趋于稳定。

(2)土压盾构停机时掌子面极限支护压力基本不随隧道埋深变化。由于面板的挡土效应, $p_f(\gamma D)$ 小于既有研究(Chambon 等^[11]试验除外)。 $\eta=80\%$ 时掌子面极限支护压力显著大于 $\eta=40\%$ 工况。

(3)砂土地层盾构隧道掌子面失稳机理根据隧道埋深可划分为3种模式: $C/D=0.5$ 时失稳区呈楔形直接发展到地表; $C/D=1.0$ 时失稳区先以楔形向上发展至拱顶再呈烟囱状直接延伸到地表; $C/D=2.0$ 时失稳区呈封闭的灯泡状向拱顶上方发展一段距离没有延伸到地表。埋深相同时,面板开口率越大失稳区范围越广。

(4)砂土地层地中沉降槽宽度参数沿隧道埋深基本呈线性增加。沉降槽宽度参数与地表沉降范围随刀盘开口率增大而增大,但开口率对沉降槽宽度参数影响随深度减小而减小,靠近地表处不同开口率条件下沉降槽宽度参数趋于一致。

参考文献:

- [1] HORN N. Horizontal earth pressure on the vertical surfaces of the tunnel tubes[C]// National Conference of the Hungarian Civil Engineering Industry. Budapest, 1961: 7 - 16.
- [2] BORERE W. Tunnel face stability and new CPT application[D]. Delft: Relft University, 2001.
- [3] ANAGNOSTOU G, KOVÁRI K. Face stability condition with earth pressure balanced shields[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1996, 11(2): 165 - 173.
- [4] KLAR A, OSMAN A S, BOLTON M. 2D and 3D upper bound solutions for tunnel excavation using 'elastic' flow fields[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2007, 31(12): 1367 - 1374.
- [5] 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, 2010, 136(1): 215 - 229.
- [6] ATKINSON J H, POTTS D M. Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil[J]. Géotechnique, 1977, 27(2): 203 - 215.
- [7] MOLLON G, DIAS D, SOUBRA A H. Rotational failure mechanism 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): 1367 - 1374.
- [8] ATKINSON J H, POTTS D M. Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil[J]. Géotechnique, 1977, 27(2): 203 - 215.
- [9] DAVIS E H, GUNN M J, MAIR F R, et al. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material[J]. Géotechnique, 1980, 30(4): 397 - 416.
- [10] ATKINSON J H, POTTS D M. Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil[J]. Géotechnique, 1977, 27(2): 203 - 215.
- [11] CHAMBON P, CORTÉ J F. Shallow tunnels in cohesionless soil: stability of tunnel face[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 120(7): 1148 - 1164.
- [12] KIRSCH A. Experimental investigation of the face stability of shallow tunnels in sand[J]. Acta Geotechnica, 2010, 5(1): 43 - 62.
- [13] 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. (CHEN Ren-peng, LI Jun, CHEN Yun-min, et al. Large-scale tests on face stability of shield tunnelling in dry cohesionless soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(1): 117 - 122. (in Chinese))
- [14] IDINGER G, AKLIK P, WU W, et al. Centrifuge model test on the face stability of shallow tunnel[J]. Acta Geotechnica, 2011, 6(2): 43 - 62.
- [15] 朱 伟, 秦建设, 卢廷浩. 砂土中盾构开挖面变形与破坏数值模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(8): 897 - 902. (ZHU Wei, QING Jian-she, LU Ting-hao. Numerical study on face movement and collapse around shield tunnels in sand[J].

- Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, **27**(8): 897 - 902. (in Chinese))
- [16] 高 健, 张义同, 乔金丽. 渗透力对隧道开挖面稳定性影响分析[J]. 岩土工程学报, 2009, **31**(10): 1547 - 1553. (GAO Jian, ZHANG Yi-tong, QIAO Jin-li. Face stability analysis of tunnels with consideration of seepage force[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2009, **31**(10): 1547 - 1553. (in Chinese))
- [17] MELIS M M J, MEDINA R L E. Discrete numerical model for analysis of earth pressure balance tunnel excavation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, **131**(10): 1234 - 1242.
- [18] KARIM A S M M. Three-dimensional discrete element modeling of tunneling in sand[D]. Alberta: University of Alberta, 2007.
- [19] CHEN R P, TANG L J, LING D S, et al. Face stability analysis of shallow shield tunnels in dry sandy ground using the discrete element method[J]. Computers and Geotechnics, 2011, **38**(2): 187 - 195.
- [20] Itasca Consulting Group inc. Particle Flow Code in 3 dimensions, version 4.0[M]. Minnesota: Itasca Consulting Group inc, 2008.
- [21] 张凤祥, 朱合华, 傅德明. 盾构隧道[M]. 北京: 人民交通出版社, 2004. (ZHANG Feng-xiang, ZHU He-hua, FU De-ming. Shield tunnel[J]. Beijing: China Communications Press, 2004. (in Chinese))
- [22] 王洪新. 土压平衡盾构刀盘开口率选型及其对地层适应性研究[J]. 土木工程学报, 2010, **43**(3): 88 - 92. (WANG Hong-xin. Type selection of the head aperture ratio of EPB shield cutterheads and adaptability to stratum characteristics[J]. China Civil Engineering Journal, 2010, **43**(3): 88 - 92. (in Chinese))
- [23] 郭建涛. 粉土粉砂地层盾构掘进参数优化预测研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2009. (GUO Jian-tao. The study of shield tunneling parameters optimization and prediction on layer of silt and silty sand[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2009. (in Chinese))
- [24] MAIR. Centrifual modelling of tunnel construction in soft clay[D]. Cambridge: Cambridge University, 1979.
- [25] 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**(8): 345 - 357.
- [26] SALVADOR S, JIMENEZ R. A tunnel failure mechanism for layered ground, considering the possibility of partial collapse[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2015, **50**(3): 182 - 192.
-

本期广告索引

- 封 2 重庆地质仪器厂
- 封 4 北京理正软件股份有限公司