

DOI:10.11918/202002030

考虑相对密实度的风积沙隧道围岩稳定性分析

王志杰,侯伟名,吴凡,王李,高靖遥,周平

(交通隧道工程教育部重点实验室(西南交通大学),成都 610031)

摘 要:为提高风积沙隧道施工安全性,以蒙华铁路王家湾隧道为依托开展施工模拟,探讨围岩稳定性变化规律。通过现场取土开展室内试验,得到围岩物理力学特性,并基于砂性围岩较强的非连续性,采用离散元软件进行不同相对密实度风积沙隧道施工过程模拟,对围岩应力动态变化及松动区发展进行监测分析。结果表明:在风积沙隧道开挖过程中掌子面前方围岩先行位移的发生范围与围岩相对密实度呈正相关,拱顶上方受扰动范围与围岩相对密实度呈负相关;在密实风积沙隧道中易出现掌子面挤出现象,而松散地层中发生顶部塌方灾害的风险较高;风积沙隧道开挖主要对掌子面前方 $2/3D \sim D$ 、洞周及洞室上方 $0.5D \sim D$ 内的围岩产生扰动;在相对密实度(D_r)为 0.5 和 0.7 的围岩条件下,围岩破坏模式与《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)采用的破坏模式基本一致, $D_r = 0.9$ 时围岩失稳形态大致呈椭球状。风积沙隧道围岩稳定性与其密实程度关系密切,细观颗粒的紧密结合能够有效抵抗外力作用,从而表现为宏观结构的稳定,地层稳定性随相对密实度的增大而提高。

关键词: 风积沙隧道;围岩稳定性;相对密实度;离散元;围岩失稳

中图分类号: U45 **文献标志码:** A **文章编号:** 0367-6234(2021)03-0127-10

Surrounding rock stability analysis of aeolian sand tunnel considering relative compactness

WANG Zhijie, HOU Weiming, WU Fan, WANG Li, GAO Jingyao, ZHOU Ping

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

Abstract: To improve the construction safety of aeolian sand tunnels, construction simulation was carried out based on the Wangjiawan Tunnel of Menghua Railway to investigate the stability changes of surrounding rocks. Laboratory tests were conducted by using the soil taken from the site to obtain the physical and mechanical characteristics of the surrounding rock. Based on the discontinuity of sandy surrounding rocks, the discrete element software was adopted to simulate the construction process of aeolian sand tunnels with different relative compactness, and the dynamic changes of surrounding rock stress and the development of the loose zone were monitored and analyzed. Results show that the range of the advance displacement of the surrounding rock in front of the tunnel face was positively correlated with the relative compactness of the surrounding rock, and the disturbed range above the vault was negatively correlated with the relative compactness of the surrounding rock. Face failure was prone to occur in dense aeolian sand tunnels, and the risk of collapse in loose strata was high. The excavation of the aeolian sand tunnel mainly disturbed the surrounding rock within $2/3D - D$ in front of the face, around the tunnel, and within $0.5D - D$ above the tunnel. When the relative compactness was 0.5 and 0.7, the failure modes of the surrounding rock were basically the same as that adopted in “Code for design of railway tunnel (TB 10003—2016)”. When the relative compactness was 0.9, the form of surrounding rock instability was approximately ellipsoidal. The stability of the surrounding rock of the aeolian sand tunnel was closely related to its compactness. The tight combination of the meso-particles could effectively resist the external force, which shows the stability of the macrostructure. The stability of the stratum increased with the increase of the compactness.

Keywords: aeolian sand tunnel; surrounding rock stability; relative compactness; discrete element method; surrounding rock instability

沙在风流作用下经过运移再沉积形成的风积沙,广泛分布于中国西北地区。风积沙地层是由级

配不良的碎散颗粒构成,具有低黏聚力、低抗剪强度、在外力作用下难以维持稳定等特性。由于其不良的工程特性,在风积沙地层中掘进隧道面临着围岩失稳问题突出、事故突发性强等挑战,施工阶段存在着极大的安全隐患,因而开展风积沙隧道施工围岩稳定性的研究对西部铁路隧道安全建设具有重大意义。

收稿日期: 2020-02-10

基金项目: 教育部创新团队发展计划(IRT0955);
中央高校基本科研业务费专项资金(SWJTU11ZT33)

作者简介: 王志杰(1964—),男,教授

通信作者: 周平,852907757@qq.com

鉴于风积沙在工程应用中存在的诸多问题,诸多学者对其展开了相关的研究. 在隧道工程领域,学者们主要关注于预加固措施在风积沙隧道中的应用. 如文献[1]以离散元程序对不同加固方式在风积沙隧道中的应用进行模拟,开展现场试验确定超前支护体系. 文献[2-3]对风积沙隧道注浆材料、支护结构受力特性进行了研究. 文献[4]对地表竖直旋喷桩加固条件下的风积沙隧道支护结构受力特性进行了监测与分析. 文献[5-6]针对不同超前预加固方案进行比选研究. 除此之外,学者们也在风积沙隧道的施工工法方面开展了研究. 如文献[7]提出优化台阶长度与二衬支护时机等施工参数,并对施工过程中围岩及支护应力变化规律分析. 文献[8]采用数值模拟手段对几种施工工法在风积沙隧道中的适用性进行了探究. 在风积沙隧道围岩变形方面,文献[9-10]采用基于连续介质分析方法的数值模拟与模型试验相结合的手段对风积沙隧道围岩稳定性进行探究.

综上分析,目前对风积沙隧道的研究主要集中在支护结构与施工工法的优化,针对风积沙隧道围岩稳定性问题的研究相对较少,而围岩在施工阶段的扰动范围与破坏特征正是决定支护及施工参数的关键基础. 同时密实程度对砂性围岩物理力学参数有较大影响,在隧道工程中表现出的稳定性必然也存在较大差异. 考虑到风积沙作为一种散粒体材料的非连续性,采用离散元方法进行研究显然较连续介质方法更适用^[11]. 因此,本文在室内试验的基础上采用 PFC^{3D}模拟不同相对密实度的风积沙隧道开挖施工,对颗粒状态进行监测捕捉,从细观角度揭示围岩失稳机理及演化规律,以期为实际工程中围岩灾变发生的预防与预加固结构支护范围的确定提供科学指导.

1 室内土工试验

王家湾隧道为蒙华铁路重点工程,隧道起讫里程为 DK266+945—DK274+233,隧道全长 7 288 m,为单洞双线隧道,最大埋深 220 m. 隧道洞身在 1#斜井和 2#斜井之间 DK270+372—835 段穿越风积沙地层,该区段为该隧道控制性工程. 在风积沙地层开挖隧道极有可能面临高度的变形、坍塌等安全风险.

为探究风积沙的物理力学特性,在隧道风积沙段进行现场取样. 取土埋深约为 30 m. 该地层呈黄褐色,略潮湿,密实. 为了减小现场取土时对土样的扰动,采用环刀取土方式,以取得尽可能接近于原状土的土样. 采用保鲜膜密封包装,外包缓冲气泡垫以减小外部扰动,现场土样采集如图 1 所示. 开展

室内土工试验,对各组试样结果取均值得到风积沙物理参数见表 1.



图 1 现场土样采集
Fig.1 On-site soil sample collection

表 1 风积沙物理参数

Tab.1 Physical parameters of aeolian sand						
天然 含水 率/%	天然 密度/ (g·cm ⁻³)	颗粒 密度/ (g·cm ⁻³)	天然 孔隙 率/%	最小干 密度/ (g·cm ⁻³)	最大干 密度/ (g·cm ⁻³)	<i>D_r</i>
12.07	1.905	2.66	36	1.346	1.757	0.89

考虑密实程度对风积沙力学性质的影响,将含水率设定为 12.07%,配置相对密实度分别为 0.1、0.3、0.5、0.7、0.9 的重塑土样,进行不固结不排水三轴试验. 为避免试验误差,每种相对密实度制作 3 个试样进行试验,试验结果如图 2 所示. 天然含水率下,低相对密实度的风积沙黏聚力很小,而相对密度达到 0.9 时,黏聚力出现大幅增长,可见相对密度对风积沙力学性质影响较大. 内摩擦角随相对密实度的增大无明显的规律,在 19.99°~30.06°之间呈波动变化状态.

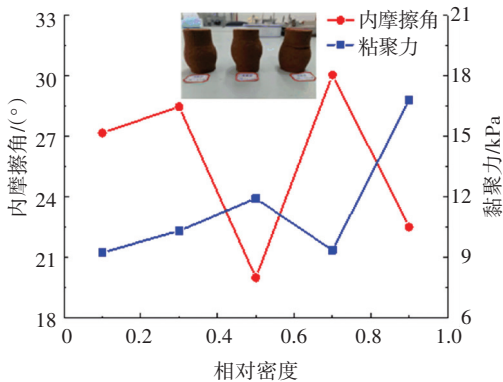


图 2 风积沙参数随相对密度变化趋势
Fig.2 Variation of aeolian sand parameters with relative compactness

2 离散元模拟

目前,能够从细观角度模拟非连续介质力学问题的颗粒流方法在软弱破碎地层中得到了广泛的应用. 室内模型试验通过点式传感器可得到风积沙隧道变形特性及围岩压力分布的宏观规律,但对其发展过程难以准确捕捉,且测量范围也有所受限. 针

对风积沙的松散不连续特性,参照室内土工试验结果,采用 PFC^{3D} 标定风积沙地层细观参数,建立三维离散元隧道模型,考虑动态开挖效应,研究不同密实程度的风积沙地层在掘进过程中的扰动现象及隧道掌子面稳定性问题.

2.1 细观参数标定

采用真实尺寸的颗粒建立尺度为米的隧道模型将产生数千万个颗粒,模型过于庞大而几乎无法计算.当颗粒尺寸小于隧道尺寸的 1/10,可认为计算结果具有良好的可靠度^[12-14].模拟隧道为马蹄形,断面尺寸为 11.64 m(高度)×11.73 m(跨度),将风积沙颗粒级配放大,设置颗粒最大直径 $R = 0.788\text{ m}$,尺寸比 $R/D \approx 1/15$,生成的颗粒级配见表 2.

表 2 颗粒级配

Tab.2 Grain compositions

颗粒粒径/m	体积分数/%
[0,0.552]	0.05
(0.552,0.594]	1.09
(0.594,0.627]	8.82
(0.627,0.642]	9.56
(0.642,0.660]	13.06
(0.660,0.684]	24.58
(0.684,0.701]	22.14
(0.701,0.727]	16.63
(0.727,0.767]	4.06
(0.767,0.788]	0.01

鉴于风积沙是一种低黏聚力的散体材料,采用线性模型作为颗粒接触模型.开展不固结不排水三轴试验模拟.由于对风积沙颗粒进行了放大,为了保证试验结果的可靠性,同样对三轴试验模型尺寸进行放大,试样直径为 10 m,高度为 20 m,满足文献[15]中试样最大粒径不大于 1/10 直径的要求.试验过程中分别对试样施加 100、200、300 kPa 的围压,通过不断调整细观参数,对相对密实度分别为 0.5、0.7 及 0.9 的风积沙进行标定,得到的 3 种相对密实度风积沙细观参数见表 3,应力-应变曲线如图 3 所示(以 $D_r = 0.7$ 为例).

表 3 3 种相对密实度风积沙细观参数

Tab.3 Meso-parameters of aeolian sands with three relative compactness

D_r	颗粒密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	孔隙率	法向刚度/ ($\text{MN} \cdot \text{m}^{-1}$)	切向刚度/ ($\text{MN} \cdot \text{m}^{-1}$)	摩擦系数
0.5	2 660	0.43	9	9	0.40
0.7	2 660	0.39	10	10	0.50
0.9	2 660	0.36	25	20	0.57

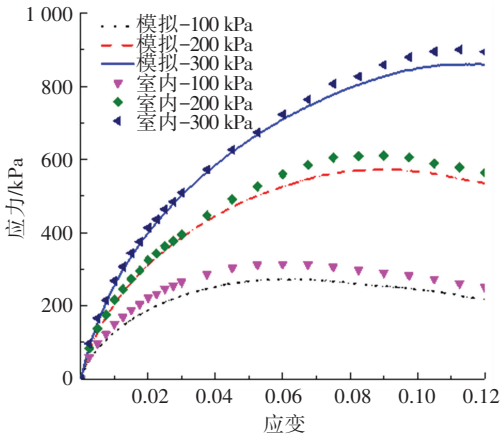


图 3 三轴标定应力-应变曲线

Fig.3 Stress-strain curves of triaxial calibration

对于隧道二次衬砌的模拟可采用刚性的 wall 单元^[16],而初期支护是一种可变形的柔性支护,故本文以一系列具有一定黏结强度的 ball 来模拟初期支护.参考既有学者研究成果,不考虑混凝土中骨料与砂浆等组分,基于混凝土等效概率模型,采用接触黏结模型,喷射混凝土的细观参数:法向刚度为 $8.8 \times 10^4\text{ MN/m}$,法向刚度与切向刚度比为 2.0,法向、切向接触黏结强度为 22.5 MN/m^2 ,摩擦系数 $\mu = 0.6$ ^[17].

2.2 模型建立

根据颗粒级配及标定的细观参数生成地层,采用刚度远大于颗粒的 wall 作为边界,球体与墙体之间的摩擦系数设置为 0.01,以限制边界颗粒运动,施加重力使地层固结达到平衡.设置隧道埋深为 30 m,距左右边界均为 30 m,纵向长度为 50 m,如图 4 所示.模拟步骤:1)采用前文标定的细观参数,以落雨法生成地层并施加重力计算至平衡;2)通过使用 range 命令,对颗粒进行分组,以便后续开挖;3)设置台阶长度为 4 m,开挖进尺为 1 m,初期支护厚度为 0.25 m,自编 fish 语言,采用迭代算法循环删除各台阶土层颗粒并生成混凝土颗粒,实现台阶法开挖隧道并施加初期支护;4)上台阶掌子面开挖至为 20 m 处后,不再进行开挖支护,使其自然塌落变形.

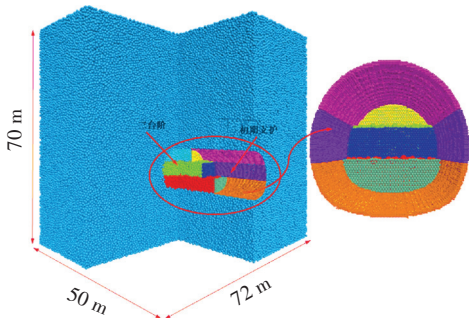


图 4 三维隧道模型

Fig.4 3D tunnel model

为探索施工对掌子面前方围岩的扰动程度及掌子面失稳阶段的土体颗粒的运动,在地层中布设一系列半径为 2 m 测量圆对围岩应力、孔隙率及配位数进行监控记录,选取部分颗粒追踪其运动轨迹。

3 模拟结果分析

3.1 掘进阶段围岩应力释放规律

隧道开挖必然引起围岩初始应力状态改变,应力场的变化可以反映出土体的扰动程度。提取 20 m 处拱顶纵向(测线 1)、水平向(测线 2)、掌子面中心线(测线 3)应力测量结果,得到 3 种相对密度风积沙开挖过程中围岩应力变化趋势如图 5~7 所示。

3.1.1 拱顶前方土体应力

图 5 为开挖阶段测线 1 围岩应力变化状况。 $D_r = 0.9$ 与 $D_r = 0.7$ 的风积沙围岩竖向应力随开挖距离变化曲线大致可以分成微变期、平缓期、快速期 3 个阶段。开挖过程中,拱顶前方围岩与实时掌子面距离大于 12 m ($\approx D$) 时应力只有微小变化,距离在 6~12 m ($\approx 0.5D \sim D$) 时应力变化较为平缓,当距离小于 6 m ($\approx 0.5D$) 时应力进入快速下降阶段。而 $D_r = 0.5$ 的围岩距实时掌子面 8 m ($\approx 2/3D$) 时竖向应力开始出现平缓变化,当与掌子面距离小于 4 m ($\approx 1/3D$) 后应力快速下降。通过应力场的变化

可以反映出不同相对密度下掌子面前方的围岩先行位移有所不同,围岩先行位移的发生范围与围岩相对密度成正相关。

整体来看,3 种相对密度的风积沙在隧道开挖过程中应力变化幅度 Δ_s 有明显区别,表现为 $\Delta_s, D_r = 0.9 > \Delta_s, D_r = 0.7 > \Delta_s, D_r = 0.5$ 。其中 $D_r = 0.9$ 的工况中,距 20 m 处掌子面 2 m 和 4.5 m 处围岩各方向应力降低最为明显,甚至超过 $D_r = 0.7$ 和 $D_r = 0.5$ 工况中距掌子面 2 m 处的围岩。隧道开挖阶段,不同相对密度的土体受开挖效应影响的范围有所不同, $D_r = 0.5$ 时受开挖影响距掌子面 2 m 范围内的围岩应力变化剧烈, $D_r = 0.9$ 时距掌子面 10 m 范围内的围岩均受到较大影响。表明砂性围岩是一种不稳定平衡体,外界扰动极易破坏其原有的平衡状态;密实程度越高受开挖扰动的影响越大,而原本就相对松散的地层,由于颗粒之间不够紧密,扰动引起颗粒间的应力变化自然也小。随着掌子面的推移,掌子面拱顶前方围岩压力主要呈现出减小的态势, $D_r = 0.5$ 工况下出现纵向应力与水平应力小幅升高的现象。可见,在开挖过程中前方松散土体有向掌子面运动的趋势而出现应力增长,密实土体原岩应力较大易出现掌子面挤出现象从而应力释放。因此在密实沙层中进行隧道施工应注意掌子面挤出问题,采取必要的措施减小施工扰动。

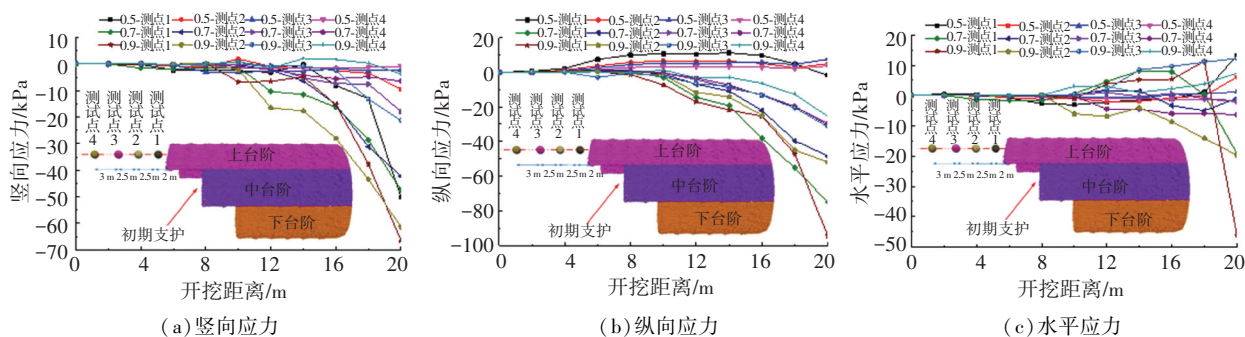


图 5 开挖阶段测线 1 围岩应力变化曲线

Fig.5 Stress curves of surrounding rock of line 1 during excavation

3.1.2 拱顶水平方向土体应力

考虑对称关系,选取隧道中心线右侧测点绘制测线 2 围岩应力变化,如图 6 所示。与测线 1 围岩应力变化趋势相似,水平方向上的密实围岩 ($D_r = 0.9$ 、 $D_r = 0.7$) 随开挖过程出现应力降低现象,而松散围岩 ($D_r = 0.5$) 纵向应力与水平应力出现了升高。围岩应力场的改变是从隧道中心向洞周扩展的,扩展速度与围岩密实程度有关,围岩越紧密扩展得越快。随着与拱顶水平距离的增大,围岩应力变化幅度减小。拱顶位置处围岩应力变化显著,而水平距离 5 m 处的围岩应力变化幅度要小得多,水平距离 10 m 处的围岩应力变化很小,可以判断洞周围岩扰

动范围主要局限在洞周。 $D_r = 0.9$ 与 $D_r = 0.7$ 工况下纵向围岩应力的下降程度最大,竖向应力变化值略大于水平应力,可见开挖对密实砂体的影响主要在于引起砂体的纵向运动,与现场施工过程中掌子面时常出现风积沙挤出崩落相对应。 $D_r = 0.5$ 工况中拱顶围岩竖向应力变化远大于纵向和水平向,监测点距实时掌子面 6 m ($\approx 0.5D$) 时竖向应力开始明显降低且应力随开挖持续大幅减小,显然隧道开挖主要引起上方土体向下运动,且尚未达到压密稳定状态,因此在松散砂性地层中进行隧道施工应注意地表沉降问题,采取超期支护措施,做好沉降监测工作。

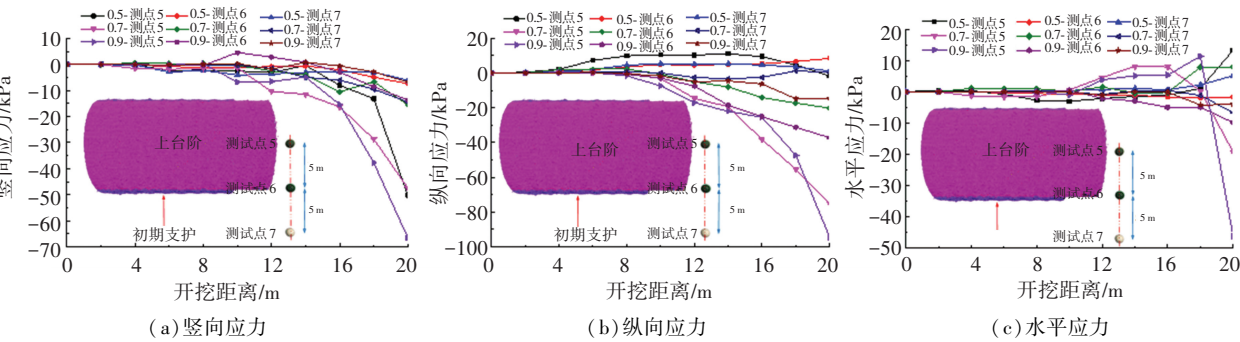


图6 开挖阶段测线2 围岩应力变化曲线

Fig.6 Stress curves of surrounding rock of line 2 during excavation

3.1.3 掌子面中心线土体应力

图7为测线3 围岩应力变化曲线. 各监测点围岩总体上随着开挖距离的逼近而出现应力释放. 围岩应力释放程度最大位置为距拱底6 m处,即在隧道中心处,这表明该处围岩在开挖过程中最易首先出现破坏. 对比各工况相同位置围岩的应力变化曲线,可以发现围岩相对密度越高,应力释放的时机出现的越早. 原因在于风积沙是一种稳定性极差的围岩,颗粒间越紧密,积蓄的能量也就越大,施工扰动也越容易

引起能量的释放. 隧道的开挖将引起围岩应力释放现象,应力释放区域并非固定不变,而是随着掌子面的推进由掌子面投影面内的围岩(距拱底0、6、11 m)逐渐向拱顶上方扩大. $D_r = 0.9$ 工况中距拱底17 m(拱顶上方约0.5D)处的围岩应力变化程度很小,可以判断该相对密度下隧道上方围岩应力降低区域约为0.5D;而 $D_r = 0.5$ 工况中D距离处围岩应力仍表现出较为明显的松弛,说明围岩越密实洞室上方围岩松弛范围越小,围岩越易出现有效的拱效应.

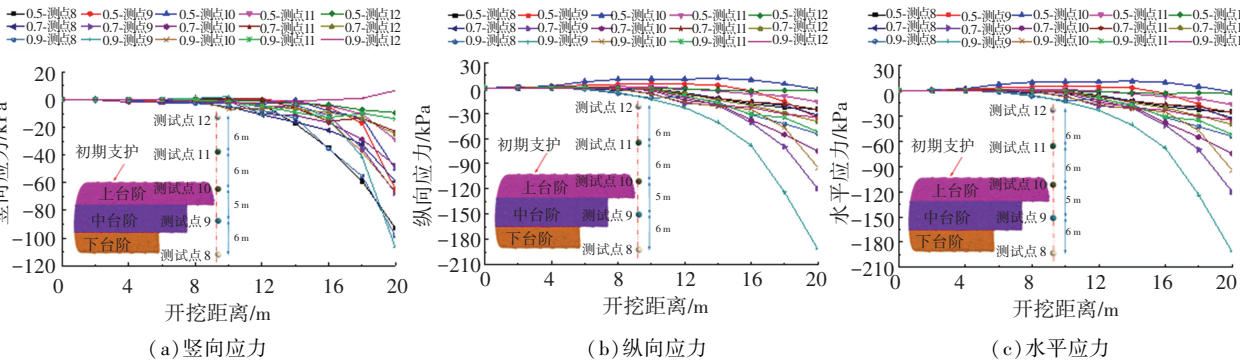


图7 开挖阶段测线3 围岩应力变化曲线

Fig.7 Stress curves of surrounding rock of line 3 during excavation

3.2 掘进阶段地层扰动规律

前述分析已经表明围岩应力释放可以侧面揭示地层的松动,相对密度对围岩应力释放影响很大. 风积沙地层的微小单元为散粒体,土体开挖必然引起散粒体的运动,从而导致颗粒间距的变化. 通过分析施工过程中的孔隙率能直接反映出施工作用下围岩相对密实度的变化特征,探究地层的扰动规律.

3.2.1 纵向扰动

测线1 风积沙孔隙率变化曲线如图8(a)所示. $D_r = 0.5$ 工况下,开挖长度达到18 m时,距实时掌子面6 m内围岩孔隙率开始明显降低,更远处围岩则几乎没有变化,说明开挖引起掌子面6 m (1/2D) 范围内的砂体颗粒变得更加紧密. 结合图5(b)、5(c)中围岩纵向与水平向应力增长现象,可见在松散的沙层中开挖隧道,掌子面前方及两侧围岩会向临空

面聚集而出现小范围的压密. $D_r = 0.7$ 与 $D_r = 0.9$ 工况下风积沙孔隙率变化趋势呈两阶段:第1阶段,围岩距掌子面4 m (1/3D) ~ 12 m (D) 时,围岩孔隙率随掌子面逼近小幅增大,并于1/3D处增长至最大;第2阶段,掌子面继续推进则孔隙率突然降低至初始值以下. 在风积沙地层中开挖隧道,掌子面前方一定范围内围岩受施工扰动而变得密实,颗粒越松散越易向掌子面汇集,从而加密范围越大. 其中初始相对密度较高的围岩受开挖影响范围为1倍洞径,与临空面相距小于4 m的围岩,其孔隙率出现突变现象,由松散突变为压实. 表明此刻前方土体向掌子面汇集,极有可能出现塌方与掌子面失稳.

3.2.2 水平向扰动

由图8(b)可以明显看出,隧道开挖引起拱顶处围岩孔隙率变化,而边墙及洞周围岩孔隙率几乎不

变. 图中拱顶测点与图 8(a) 中拱顶前方 2 m 处测点一致, 故在此不再分析. 监测数据表明风积沙隧道施工过程中水平方向上围岩扰动区域主要位于开挖面范围内, 边墙及洞周围岩受开挖影响较小.

3.2.3 竖直向扰动

隧道开挖过程中, 自拱底至拱顶以上 12 m 围岩孔隙率变化曲线如图 8(c) 所示. 不论初始相对密实度如何, 隧道施工过程中围岩孔隙率变化规律均表现为: 隧道中心 (距拱底 6 m) 以下部分土体孔隙率增大, 中心以上部分孔隙率有所降低; 掌子面中心围

岩孔隙率增大最为明显, 孔隙率下降最多的部位为拱顶处围岩. 与前文应力分析一致, 掌子面中心为最易发生围岩挤出破坏部位. 受开挖影响, $D_r = 0.9$ 工况下掌子面中心线及拱顶上方 6 m ($0.5D$) 范围内围岩相对密实度有明显改变, 而 $D_r = 0.7$ 及 $D_r = 0.5$ 的地层开挖对竖向围岩扰动范围大致在拱顶以上 6 m ($0.5D$) ~ 12 m (D) 之间. 对于同一位置, 在不同相对密实度的地层中的围岩松动或挤密程度变化也有所不同, $D_r = 0.9$ 工况下变化幅度最大, $D_r = 0.5$ 次之, $D_r = 0.7$ 最小.

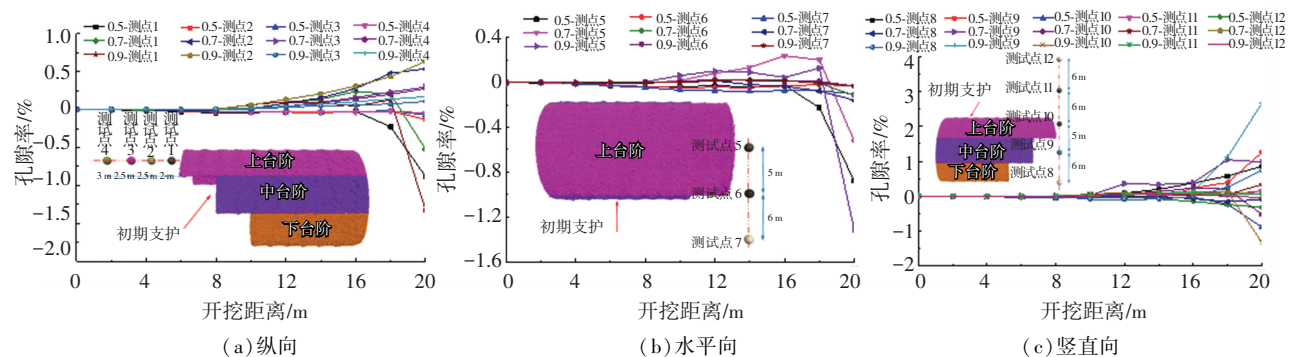


图 8 开挖阶段围岩孔隙率变化曲线

Fig.8 Variation curves of porosity of surrounding rock during excavation

隧道开挖主要对风积沙隧道的前方与上方围岩产生影响, 开挖作用引起掌子面上方及前方一定范围内的风积沙与深处围岩脱离而向掌子面移动. 综合各测线的应力监测结果, 风积沙隧道施工过程中围岩纵向应力释放量值相较于竖向与水平向要大得多, 可见开挖引起的主要问题是掌子面的挤出, 应避免掌子面过长时间的暴露. 围岩相对密实度与围岩稳定性关系较大, 其中相对密实度越高掌子面前方围岩扰动范围越大, 也越早出现应力释放; 风积沙颗粒越紧密开挖面上方围岩松弛区域越小. 风积沙隧道开挖主要对掌子面前方 $2/3D \sim D$ 、洞周及洞室上方 $0.5D \sim D$ 内的围岩产生扰动. 由于工程实际地层中可能存在少量质地软弱的碳酸盐岩屑、泥岩屑等杂质, 弱化围岩强度及稳定性, 而数值模拟中的围岩颗粒间无任何填充物, 与现场实际有所差异, 因此在设计与施工中对地层采取加固或超前支护等措施时不得小于该范围.

3.3 掘进阶段围岩松动区分布

图 9 为围岩位移云图, 由图可见拱部上方出现明显的竖向沉降, 且随着相对密实度的降低而增大, 与前文应力及孔隙分析结果一致. 由于 PFC^{3D} 中颗粒数目较多, 极少数颗粒在开挖期间可能出现掉落, 故易造成位移云图区分度不明显. 本文通过 fish 语言遍历所有球体的位移, 按一定位移区间对颗粒进行分组, 以确定隧道开挖至 20 m, 初期支护完成后的围岩松

动范围^[18]. 若将零位移作为松动区的判定依据显然不够合理, 可通过位移等值线的疏密程度来判断松动区域, 即将位移等值线出现明显加密的区域作为围岩松动区^[19]. 以 $D_r = 0.9$ 工况为例, 图 10 为围岩位移等值线, 以 0.2 m 为梯度进行划分. 由图 10 可知, 位移达到 0.3 m 以上后, 位移等值线开始变得密集, 故以 0.3 m 位移等值线作为围岩松动区的边界. 而当位移超过 0.5 m 后, 不同位移区间颗粒交错重合, 故可认为位移达到 0.5 m 后, 围岩处于失稳状态.

3 种相对密实度的围岩松动区域如图 11 所示. $D_r = 0.5$ 工况拱顶上方围岩受重力作用而松动解脱, 地层松动区大致呈鸭蛋型; $D_r = 0.7$ 与 $D_r = 0.9$ 工况下拱顶上方围岩挟持两侧土体向下滑移, 松动区域呈类马蹄形. 各工况下的地层松动范围为 $H_s = 23$ m、 $W_s = 20$ m、 $\beta = 45^\circ$ ($D_r = 0.5$), $H_s = 18$ m、 $W_s = 24$ m、 $\beta = 40^\circ$ ($D_r = 0.7$), $H_s = 15$ m、 $W_s = 24$ m、 $\beta = 34^\circ$ ($D_r = 0.9$). 可见在低相对密实度地层中围岩松动的主要模式为向临空面坠落, 随着相对密实度的提高, 松动区域在竖向高度上有所降低, 而朝横向扩展. 根据《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016) 中隧道深、浅埋判断依据式 (1) 得到 $H = 30 < 2.5h_a = 2.5 \times 24.09$ m = 60.23 m, 故可知模拟工况为浅埋隧道且当前松动区小于深埋荷载高度 h_a , 表明浅埋隧道开挖后会产生短时稳定的塌落拱, 围岩变形尚未达到极限状态^[20].

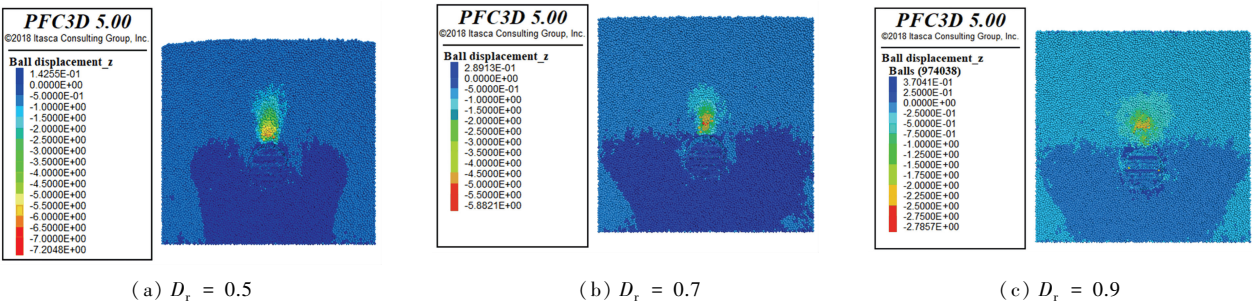


图9 围岩位移云图

Fig.9 Displacement nephogram of surrounding rock

$$\begin{cases} H \geq 2.5h_a, \text{深埋;} \\ H < 2.5h_a, \text{浅埋.} \end{cases} \quad (1)$$

式中： h_a 为深埋隧道垂直荷载计算高度， $h_a=0.45\times 2^{s-1}\omega$ ； s 为围岩级别； ω 为宽度影响系数， $\omega=1+i(B-5)$ ； B 为坑道宽度，m； i 为 B 每增减1 m时得围岩压力增减率，当 $B<5$ m时取 $i=0.2$ ，当 $B>5$ m时取 $i=0.1$ 。

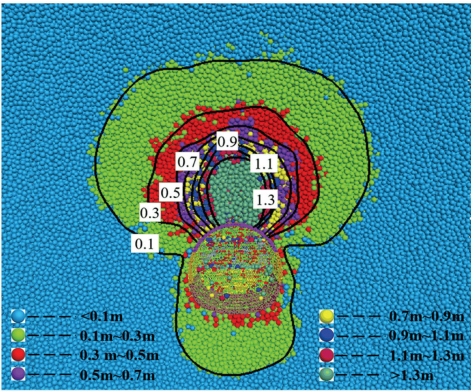


图10 围岩位移等值线

Fig.10 Displacement contour of surrounding rock

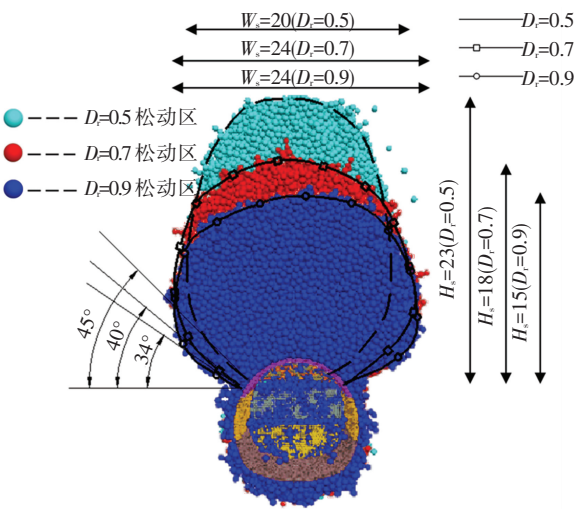


图11 围岩松动区

Fig.11 Loose zone of surrounding rock

3.4 掘进阶段支护位移分析

前述结果表明风积沙隧道掘进阶段易发生拱部

上方围岩松动与掌子面挤出,为了解初期支护的安全性,提取拱顶位移模拟值与现场实测值如图12所示。由图可看出,围岩相对密度越高,拱顶沉降值越小。初期支护拱顶沉降随隧道掘进持续增长,未呈现出稳定的趋势。掌子面后方20 m处拱顶沉降超过200 mm,初期支护变形明显侵限。由于受施工工序影响,现场监测数据并非自初支施作后立刻开始记录,因而现场实测值明显小于模拟值,但距掌子面20 m处实测沉降值仍达到84 mm。同时图13为现场初支开裂情况,可以明显看出拱顶位置出现了明显裂缝,初期支护处于不安全状态。表明在风积沙隧道中仅施作初期支护难以维持围岩稳定,采取超前支护与二衬紧跟措施是必要的。

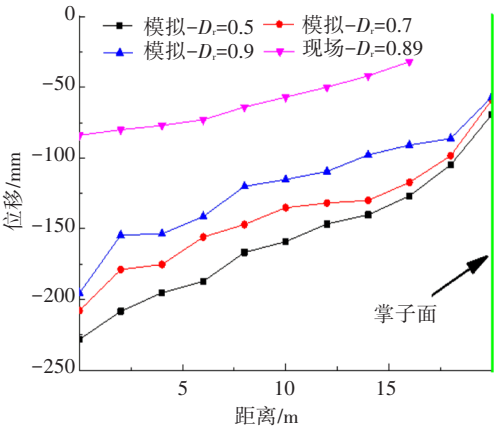


图12 初期支护拱顶沉降

Fig.12 Settlement of primary support vault

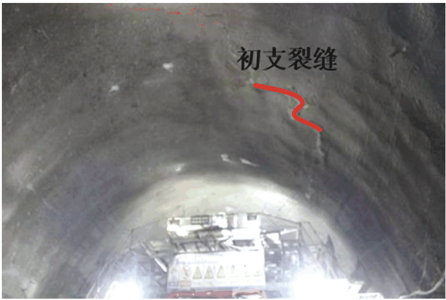


图13 初期支护开裂

Fig.13 Primary support craze

3.5 无措施阶段围岩失稳区分布

砂性围岩失稳区形态及分布范围的确定可为探明掌子面失稳机理及解决失稳问题提供思路. 模拟过程中,隧道掘进至 20 m 处后,停止开挖支护措施,处于暴露状态下掌子面前方砂体涌入隧道,以观察掌子面坍塌及围岩失稳形态. 根据前述得到的结果,将颗粒以位移值大小进行分组,得到围岩失稳区分布如图 14~16 所示.

与图 11 相比,土体失稳范围进一步扩大. 在 $D_r = 0.5$ 与 $D_r = 0.7$ 的围岩条件下,隧道掌子面长期无支护引起的围岩失稳破坏范围在横断面上表现为由墙角大致以一定的破裂角,沿一条斜直线扩展至地表. 两种工况中的模拟破裂角分别为 59° 、 62° ,与根据《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2016)附录 D 得到的破裂角计算值 61.2° 、 64.5° 相近. 由位移分布可知,拱顶上方围岩位移较两侧的大,可推断围岩破坏模式为中部土体下沉,从而带动两侧三棱体滑移,与规范采用的破坏模式基本一致. $D_r = 0.9$ 工况中围岩失稳区自墙角沿类抛物线向上发展,失稳高度与宽度约为 20 m ($1.7D$),其失稳形态与文献 [21] 基于颗粒流椭圆体理论得到的隧道极限松动区相近.

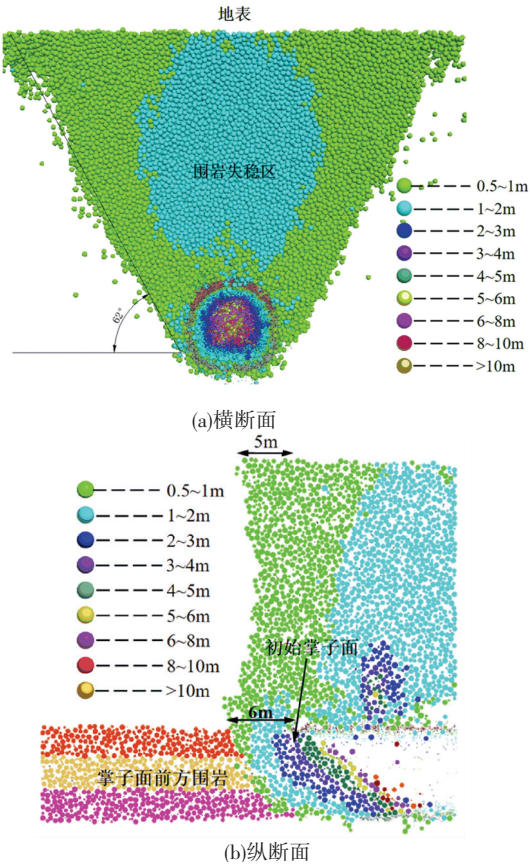


图 15 $D_r = 0.7$ 失稳区分布

Fig.15 Failure region ($D_r = 0.7$)

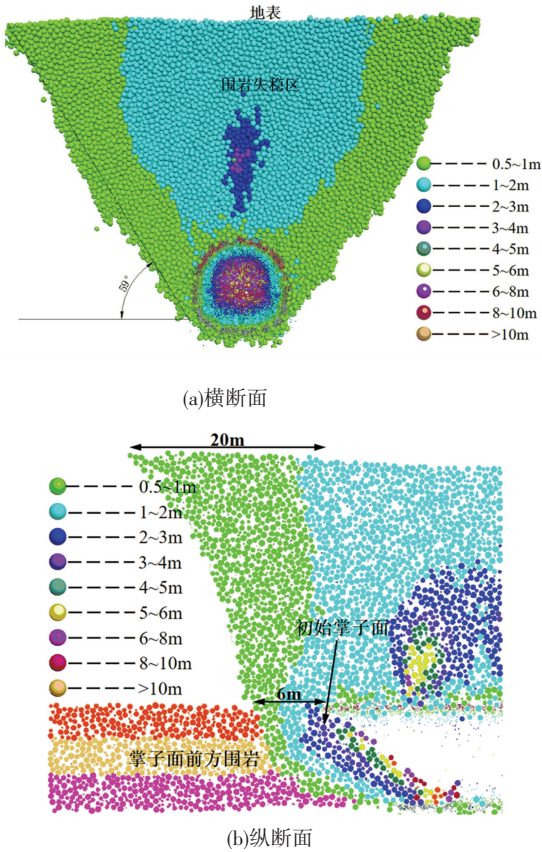


图 14 $D_r = 0.5$ 失稳区分布

Fig.14 Failure region ($D_r = 0.5$)

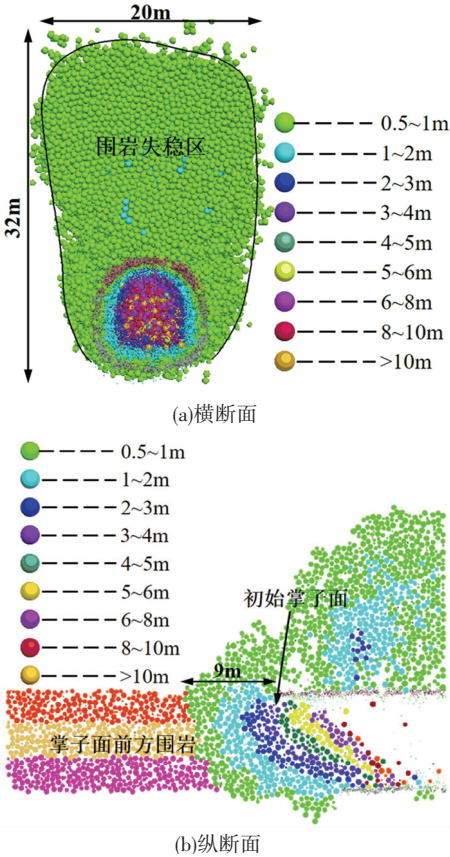


图 16 $D_r = 0.9$ 失稳区分布

Fig.16 Failure region ($D_r = 0.9$)

图 14~16 表明不同相对密实度风积沙隧道掌子面前方围岩失稳范围及形态差别较大。 $D_r = 0.5$ 围岩失稳形态大致与文献[22]基于极限分析模型计算得到的掌子面前方坍塌体形状相近。掌子面前方 6 m 范围内围岩出现失稳,围岩滑动面为曲面并延伸至地表,地表处纵向影响范围约 20 m。 $D_r = 0.7$ 围岩失稳形态基本符合文献[23]提出的经典的“楔形体-棱柱体”模型,但开挖面前方失稳区更接近于 1/4 球体,而非楔形体,且破坏宽度大于隧道断面。失稳区范围在掌子面前方 6 m,“棱柱体”失稳区扩展至地表,数值计算结果与模型试验表征机制基本一致^[10]。 $D_r = 0.9$ 围岩失稳区仅存在于掌子面前方及上方局部范围内,其分布形态与文献[24]通过离散元软件计算得到的极限状态下的失稳区接近,隧道上方一定范围之外的地层处于稳定状态。

综上分析,相对密实度对开挖后的围岩稳定性影响较大。隧道开挖后临空面上方围岩在重力作用下将朝低势能状态调整。低相对密实度砂土中,土体颗粒之间的接触面较小、间距较大,颗粒在运动过程中需要克服的接触摩擦与咬合摩擦相对较弱,原本脆弱的细观结构在开挖作用下破坏,并向邻近区域扩展,从而引起较大范围的地层失稳。随着相对密实度的提高,抵抗外荷载的颗粒增多,在荷载不变的情况下,颗粒更难发生转动或滑动,地层的稳定性相对较高,因而失稳区的范围也随之减小。当相对密实度达到 0.9 时,砂性地层表现出明显的“土拱效应”,围岩失稳发生局限在临空面周边一定范围内。

4 结 论

1) 风积沙隧道洞周围岩随着掌子面距离的逼近而出现应力快速释放现象,在该地层中施工易发生突发性的围岩失稳。在相对密实度高的风积沙地层,掌子面挤出问题最为突出;而在相对松散的围岩条件下应更加关注于拱部塌落灾害的发生;须针对不同的地层性质着重采取相关施工措施。

2) 风积沙隧道施工对围岩的扰动区域大致在掌子面前方 $2/3D \sim D$ 、洞周以及洞室上方 $0.5D \sim D$ 内,其中高相对密实度沙层的扰动区域较扁平,随着相对密实度降低,扰动范围在隧道纵向上有所降低,竖向上有所增大。

3) 在长期停工状态下,初期支护无法满足风积沙隧道围岩承载要求。不同相对密实度条件下,围岩失稳模式有所差异, $D_r = 0.5$ 与 $D_r = 0.7$ 时地层失稳模式大致与规范采用的浅埋隧道破坏模式一致,自墙角处沿破裂角发展至地表; $D_r = 0.9$ 时失稳区为细长椭圆状。

4) 当掌子面处于无支护暴露状态下,掌子面前方围岩失稳区形态受相对密实度影响存在差异性,围岩越松散,失稳区分布越广。 $D_r = 0.5$ 时围岩坍塌形状大致呈四分之一圆环直达地表; $D_r = 0.7$ 时失稳形态基本符合经典的“楔形体-棱柱体”模型,失稳范围也扩展至地表; $D_r = 0.9$ 时失稳围岩局限在掌子面前方与拱顶上方一定范围内,失稳区位于围岩内部。

5) 从细观角度来看,隧道围岩失稳机制在于外力作用下的颗粒之间出现相互错动,当颗粒间的摩擦力小于外力时便会发生脱离,细观结构出现破坏,从而在宏观上表现为围岩出现大幅位移而失稳。围岩相对密实度越高,承载颗粒数越多,颗粒间的咬合也更加紧密,因而其具有较高的稳定性。

参考文献

- [1] 刘玉杰.风积沙隧道施工力学行为及关键技术研究[D].成都:西南交通大学,2012
LIU Yujie. Study on construction mechanical behavior and key technology of tunnel in the aeolian sand[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2012
- [2] QIU Yuliang, ZHENG Wankun, SHI Baotong, et al. Research on grouting experiment in aeolian sand tunnel[J]. Advanced Materials Research, 2012(10):316
- [3] QIU Yuliang, ZHANG Xiaoxu, SHI Baotong, et al. Checking analysis of lining structural strength in aeolian sand tunnel[J]. Advanced Materials Research, 2012(10):307
- [4] 樊康佳.基于地表竖直旋喷桩加固条件下的浅埋风积沙隧道支护结构受力性状研究[D].西安:长安大学,2017
FAN Kangjia. Study on the mechanical properties of support structure for shallow buried aeolian sand tunnel based on vertical jet grouting pile[D]. Xi'an: Chang'an University, 2017
- [5] 陈建国.格库铁路依吞布拉克 1 号隧道风积沙段超前预加固方案比选研究[J].隧道建设(中英文),2019,39(增刊1):377
CHEN Jianguo. Comparison and selection of advance reinforcement schemes for aeolian sand section of Eton Brack No.1 Tunnel on Geku Railway[J]. Tunnel Construction, 2019, 39(S1):377. DOI: 10.3973/j.issn.2019.S1.051
- [6] 王雪霁,王振,刘罡.竖直旋喷桩和水平旋喷桩在风积沙隧道中的应用对比分析[J].公路,2017,62(4):330
WANG Xueji, WANG Zhen, LIU Gang. Comparison between the horizontal jet grouting pile and vertical jet grouting pile applied in the aeolian sand tunnel[J]. Highway, 2017, 62(4):330
- [7] 仇玉良,姚红志,胡晓勇,等.风积沙地层大跨公路隧道施工过程力学行为分析[J].中国公路学报,2012,25(3):112
QIU Yuliang, YAO Hongzhi, HU Xiaoyong, et al. Mechanical behavior in the construction of large span highway tunnel in aeolian sand strata[J]. China Journal of Highway and Transport, 2012, 25(3):112
- [8] 董长松,黄俊文,肖均.风积沙地区公路隧道施工方案研究[J].隧道建设,2011,31(2):202
DONG Changsong, HUANG Junwen, XIAO Jun. Study on construction programs of highway tunnels in aeolian sand areas[J]. Tunnel

- Construction, 2011, 31(2):202
- [9] 王志杰, 吴凡, 王李, 等. 深埋风积沙隧道施工工法及围岩变形特征研究[J]. 铁道标准设计, 2019, 63(11):109
- WANG Zhijie, WU Fan, WANG Li, et al. Study on construction method and deformation characteristics of surrounding rock in deep aeolian sand tunnel[J]. Railway Standard Design, 2019, 63(11):109
- [10] 王志杰, 王李, 吴凡, 等. 蒙华铁路风积沙地层隧道围岩稳定性及预加固效果试验研究[J]. 隧道建设(中英文), 2019, 39(10):1563
- WANG Zhijie, WANG Li, WU Fan, et al. Experimental study of surrounding rock stability and pre-reinforcement effect of aeolian sand tunnel on Menghua Railway[J]. Tunnel Construction, 2019, 39(10):1563
- [11] 陈立平. 砂性隧道围岩宏观破坏机理及控制[D]. 北京: 北京交通大学, 2015
- CHEN Liping. The macro mesoscopic damage mechanism and control of the sandy tunnel surrounding rock[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2015
- [12] MAYNAR M J, RODRÍGUEZ L E. Discrete numerical model for analysis of earth pressure balance tunnel excavation[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131(10):1234
- [13] KARIM A M. Three dimensional discrete element modeling of tunneling in sand[D]. Edmonton, Canada: University of Alberta, 2007
- [14] 汤旅军. 干砂和饱和砂性土中盾构开挖面稳定数值和离心试验研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2014
- TANG Lijun. Numerical investigations and centrifugal model tests on face stability of shield tunnel in dry and saturated sandy soils[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2014
- [15] 铁路工程土工试验规程: TB 10102—2010[M]. 北京: 中国铁道出版社, 2011
- Code for soil test of railway engineering: TB 10102—2010[M]. Beijing: China Railway Publishing House, 2011
- [16] 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
- WANG Jun, HE Chuan, WANG Chuang, et al. Face stability analysis of EPB shield tunnel in sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2018, 40(1):177
- [17] 康政, 唐欣薇, 秦川, 等. 基于细观离散元的混凝土端部效应分析[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2013, 45(12):94
- KANG Zheng, TANG Xinwei, QIN Chuan, et al. End effect of concrete by meso-scale discrete element modeling[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2013, 45(12):94
- [18] ZHANG Chengping, HAN Kaihang, ZHANG Dingli. Face stability analysis of shallow circular tunnels in cohesive - frictional soils[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2015, 50:345
- [19] 王俊, 王闯, 何川, 等. 砂卵石地层土压盾构掘进掌子面稳定性室内试验与三维离散元仿真研究[J]. 岩土力学, 2018, 39(8):3038
- WANG Jun, WANG Chuang, HE Chuan, et al. Heading stability analysis of EPB shield tunnel in sandy cobble ground using laboratory test and 3D DEM simulation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2018, 39(8):3038
- [20] 张成平, 韩凯航, 张顶立, 等. 城市软弱围岩隧道塌方特征及演化规律试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2014, 33(12):2433
- ZHANG Chengping, HAN Kaihang, ZHANG Dingli, et al. Test study of collapse characteristics of tunnels in soft ground in urban areas[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2014, 33(12):2433
- [21] 武军, 廖少明, 张迪. 基于颗粒流椭球体理论的隧道极限松动区与松动土压力[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(4):714
- WU Jun, LIAO Shaoming, ZHANG Di. Loosening zone and earth pressure around tunnels in sandy soils based on ellipsoid theory of particle flows[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(4):714
- [22] MOLLON G, DIAS D, SOUBRAA H. Continuous velocity fields for collapse and blowout of a pressurized tunnel face in purely cohesive soil[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2013, 37(13):2061
- [23] ANAGNOSTOU G, KOVARI K. Face stability condition with earth pressure balanced shields[J]. Tunneling and Underground Space Technology, 1996, 11(2):165
- [24] 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, 2010, 38(2):187

(编辑 魏希柱)