

DOI: 10.16285/j.rsm.2017.10.027

不同埋深砂土盾构隧道掘进开挖面 前方土拱效应研究

孙潇昊, 缪林昌, 林海山

(东南大学 岩土工程研究所, 江苏 南京 210096)

摘要: 盾构施工过程中, 开挖面前方土拱效应与掌子面盾构机推力大小和埋深密切相关。通过室内模型试验, 研究不同砂土密度和不同隧道埋深条件下, 盾构开挖面前方土拱效应, 分析了砂土颗粒位移变化模式和土拱发展的时变特征, 并揭示了不同埋深下土拱的发展规律和对失稳破坏机制的影响; 同时基于室内模型试验, 采用颗粒流程序进行模拟, 从细观角度进一步研究了土拱效应。结果表明: 不同埋深条件下, 土拱发展规律一致且与支护力大小, 地表沉降密切相关; 低密度时土体破坏模式呈漏斗状, 高密度为条带状, 且土拱范围随埋深比增大而增大; 颗粒流模拟得到不同埋深条件下, 颗粒接触力、孔隙率和平均土压力变化规律一致。最后得出室内试验和 PFC^{2D} 颗粒流模拟得到的土拱效应相似的结论。

关键词: 土拱效应; 不同埋深; 砂土; 隧道掘进; 模型箱试验; 颗粒流

中图分类号: TU 443

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2017) 07-2980-09

Arching effect of soil ahead of working face in shield tunnel in sand with various depths

SUN Xiao-hao, MIAO Lin-chang, LIN Hai-shan

(Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing, Jiangsu 210096, China)

Abstract: The soil arching effect is closely related to the supporting force and depths during tunneling construction. The soil arching effect was studied experimentally considering various depths of embedded tunnel and densities of the sand layer. The displacement of sand particles and development of soil arching near the face of excavation were analyzed. The development of soil arching and the its failure under various depths were revealed. Comparing with the laboratory tests, the two-dimensional particle flow code (PFC^{2D}) was employed to simulate the soil arching effect. The results show that the development of soil arching under different depths are the same, closely related to the supporting force and the ground settlement. The failure of soil shows funnel shape at low density, and strip shape at high density. The range of soil arching increases with the increase of depths. The change of particle contact force, porosity and average soil pressure are the same via PFC^{2D} simulation for various depths. Finally, the conclusion is drawn that the soil arching effect obtained from the laboratory tests is similar to that of PFC^{2D} simulation.

Keywords: soil arching effect; different depths; sand; tunneling; model box test; particle flow code

1 引言

随着地下空间工程开发利用水平的提高, 地铁盾构施工所遇到的问题也越来越复杂。目前土压平衡式盾构施工时, 不但要保证开挖面稳定性, 还要防止和控制周边土体变形和地面沉降^[1]。当支护力过小, 开挖面前方大量土体因土压力的作用被挤入压力舱, 引起前方土体过大沉降, 甚至导致坍塌和

地面沉陷。反之过大则可能会导致地表发生隆起。

近年来, 不少学者采用模型试验研究开挖面稳定性。Atkinson 等^[2]假设土质为砂土, 隧道无衬砌, 开挖面为平面应变问题, 采用离心机试验分析了极限支护力。陈仁鹏等^[3]则利用离心试验研究了渗流条件下开挖面失稳的情况。程展林等^[4]研究了破坏区土体应力场变化规律, 支护力过小造成的破坏机制和泥皮的特性。Sterpi 等^[5]采用马蹄形开挖面隧道

收稿日期: 2016-09-10

基金项目: 国家自然科学基金项目(No. 51578147)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (51578147).

第一作者简介: 孙潇昊, 男, 1993 年生, 博士, 主要从事隧道地铁的研究工作。E-mail: sunxiao14hao@126.com

通讯作者: 缪林昌, 男, 1961 年生, 教授, 博士, 博士生导师, 主要隧道与地下工程研究。E-mail: Lc.miao@seu.edu.cn

模型, 得到地表沉降状态随开挖面支护力变化而变化的结论。李昀等^[6]采用小型盾构模型分析开挖面位移的过程中前方土体失稳破坏形态。同样通过数值模拟也是近年来研究开挖面稳定性的重要方法。王敏强等^[7]采用三维非线性有限元模型动态模拟开挖面位移全过程, 并提出了相关计算模型。汤旅军^[8]采用离散元法较为深入研究了失稳区内土体出现的“松动”现象。而缪林昌等^[9]则采用 PFC^{2D} 研究土压平衡盾构隧道支护力控制不当导致的变形与破坏。

目前关于开挖面稳定性的研究大部分主要针对支护力大小的确定和失稳机制的分析, 而关于不同埋深条件下土拱效应的系统研究较少。因此, 本文针对开挖面失稳过程中土拱效应的发展和与支护力大小、埋深比等参数的关系展开研究, 首先采用类似室内盾构模型箱来研究干砂盾构开挖面前方土拱效应, 再对试验结果进行分析, 研究不同密度和埋深比条件下的土拱效应; 最后采用颗粒流模拟相应的模型试验, 从细观角度进一步解释了砂土盾构隧道开挖面前方土拱效应。

2 盾构开挖面稳定性模型试验

2.1 试验用砂性质的确定

模型箱试验所用填料为河沙, 经烘干后, 含水率为 0.3%~0.4%。在盾构模型试验之前, 先进行颗粒分析和砂土强度试验, 获得颗粒分析曲线 (见图 1) 和不同密度砂土所对应的内摩擦角。

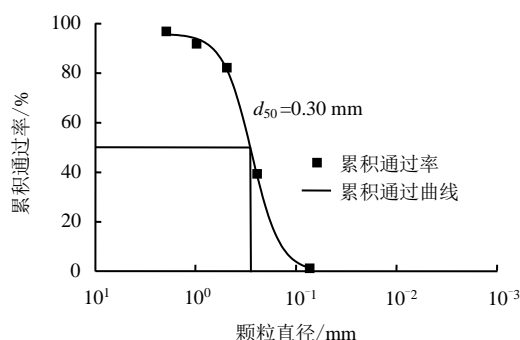


图 1 模型试验用砂颗粒分布曲线

Fig.1 Particle-size distribution curve of sand in test

分析得出, 砂土为中砂, 颗粒相对密度为 2.65, 级配不均匀, 将干密度为 1.5、1.6、1.7 g/cm³ 的砂土进行砂土强度试验, 得到对应的内摩擦角分别是 31.2°、35.2°和 40°。

2.2 盾构模型试验装置

基于 Kirsch^[10]的室内模型试验, 采用侧壁由透明有机玻璃制成的盾构隧道模型箱 (长×宽×高=30 cm×30 cm×50 cm) 研究开挖面稳定性, 如图 2

所示。考虑对称性, 在侧壁设置内径和长度均为 10 cm 的半圆柱体盾构隧道, 该隧道距离底部 5 cm; 用厚度 1 cm 的半圆柱体活塞模拟盾构开挖的刀盘 (支护板), 可前后移动, 且速度可控制在 0.0~9.99 mm/min 之间。支护板上安装了两个微型土压力盒, 用于测量试验过程中支护板上作用的支护力。模型试验尺寸比较小, 不可避免有尺寸效应的影响。为此, 采用颗粒比较均匀的细干砂进行试验, 同时采用颗粒流的手段进行计算对比分析, 结果表明, 试验成果可以用来进行盾构开挖行为的分析研究。

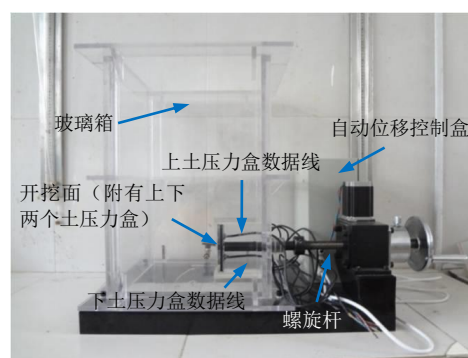


图 2 模型箱实物图

Fig.2 Photo of model box

试验采用 3 种密度, 即 1.5、1.6、1.7 g/cm³, 每种密度对应 3 个隧道埋深比 C/D (C 为埋深, D 为直径), 即 1、2、3, 共 9 组试验。砂土填筑前通过落砂试验控制砂土密度。采用单层孔径为 5 mm 的钢丝网框架形成均匀砂雨。试验控制 5 种落距: 30、50、70、90、110 cm, 得砂土密度和落距之间的关系。最终确定密度 1.5、1.6、1.7 g/cm³ 分别对应落距 32、68、105 cm。

通过位移控制模拟隧道掘进开挖面失稳破坏的发展过程。设定活塞后退速度 1.0 mm/min, 每 15 s 拍照一次, 同时利用 DataTaker 采集土压力数据, 以便分析支护力变化情况和土拱效应的内在关系。试验主要研究土拱效应, 采用砂土粒径小于 0.5 mm 干砂, 细砂与有机玻璃间摩擦影响较小, 可以忽略。

3 模型试验结果与分析

3.1 开挖面支护力与土拱发展

支护板对称设有上、下两个土压力盒, 所测的压力平均作为平均支护力, 研究支护力与位移的关系。

不同条件下, 支护力变化都经历了 5 个阶段, 对不同埋深取不同位移跨度, 以便研究各阶段对应的支护板位移, 如图 3 所示。其中, 密度较小时,

数据波动性大, 各阶段不明显。对最小荷载和最终荷载采用取相关部分求平均值的方法得到。

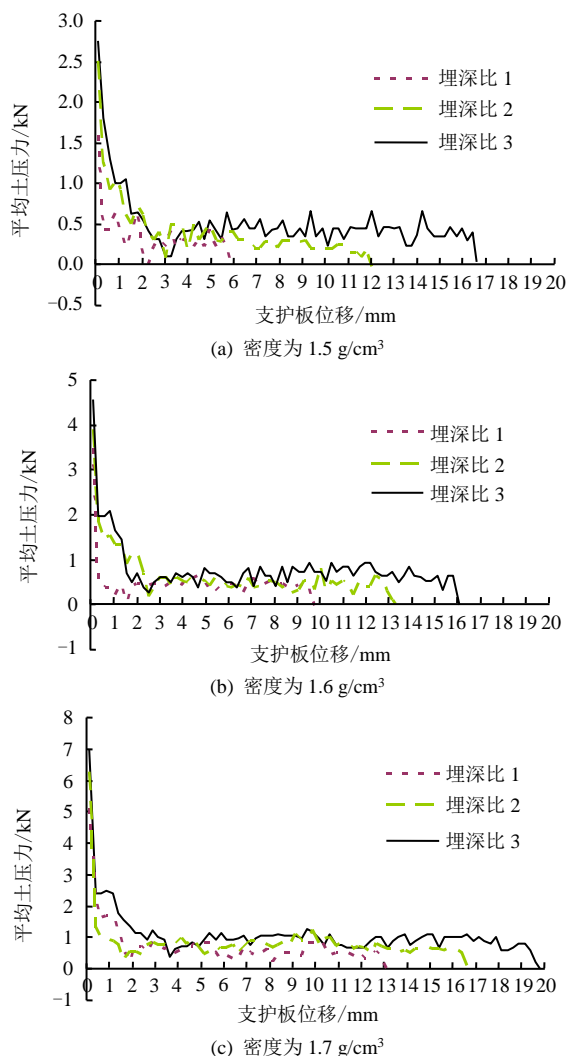


图3 不同密度条件下开挖面荷载-位移曲线
Fig.3 Load-displacement curves for various densities

3.1.1 支护力变化与土拱效应

第1阶段: 微小位移导致荷载快速降低。由于位移非常小, 为便于观察, 每0.01 mm观测一次, 位移曲线接近线性, 本阶段末位移约0.1 mm; 该阶段开挖面前方土体发生松动, 土拱开始形成。当位移相同时, 埋深比越大, 支护力降低的曲线斜率越大。

第2阶段: 荷载降低趋势逐渐减缓。支护板位移在1~4 mm之间时, 支护力缓慢趋于最小值 P_{\min} 。此阶段土拱逐渐形成并发展, 当支护力最小时, 土拱作用完全发挥, 分担的荷载比例最大, 破坏区土体处于极限平衡状态。

第3阶段: 支护力缓慢增大, 但幅度不明显。这是因为部分土体剪切强度为极限值, 支护力释放使局部土体发生失稳塌落, 产生松动破坏区, 且土

拱区逐渐向上发展, 越来越大。其中, 埋深比为1时, 该阶段不明显, 埋深比越大, 土拱发展越明显; 且土拱效应随着位移的增大而减弱。

第4阶段: 荷载随位移变化不明显, 逐渐稳定于残余荷载 P_f 。该阶段土拱效应随位移不断增大而消失, 土拱发生破坏。埋深较浅时, 土拱发展到地表发生整体失稳; 而较深时, 则未能发展至地表。

第5阶段: 由于前方土体处于整体失稳状态, 开挖面继续位移, 支护力会突然降低。埋深比越大, 荷载突然降低对应的支护板位移越大; 该阶段开挖面失稳, 土体破坏的范围进一步加大和发展。

3.1.2 开挖面极限支护力与土拱效应

试验分析发现, 开挖面支护力有一极小值, 当支护力小于该值, 土体就会失稳。将第2阶段末的支护力定义为开挖面极限支护力 P_u , 即当 $P_u = P_{\min}$ 时, 土拱完全形成, 破坏区土体处于平衡状态。

通过对比发现, 支护力为极限值时, 支护板位移不受埋深比影响, 都约为2.0~3.5 mm。因此, 埋深比对土拱完全形成所需的位移影响不大, 这是因为土拱刚形成时, 破坏区范围基本一致。

3.1.3 极限支护力与理论模型结果对比验证

为研究极限支护力, Leca等^[11]基于Davis的下限解, 通过将滑动的圆弧面用一个或两个圆锥形土块来表示, 从而研究摩尔-库仑材料下的盾构开挖面稳定性, 得到上限极限支护力的计算方法。具体公式为

$$P_u = N_s \left[(K_p - 1) \frac{\sigma_s}{\sigma_c} + 1 \right] + N_r \left[(K_p - 1) \frac{\gamma D}{\sigma_c} \right] \quad (1)$$

式中: N_s 和 N_r 为与圆锥轴角度有关的加权系数; K_p 为被动破坏系数; σ_s 为自重应力; σ_c 为无侧限抗压强度; γ 为土的重度; D 为开挖面直径。

表1为本试验得到的极限支护力与该理论方法计算结果的对比情况, 从中可知, 两结果具有较好的一致性, 因此, 模型试验结果和试验得到的规律是有效的。

表1 试验结果与理论模型计算结果比较

密度 /(g/cm ³)	埋深比 C/D	试验极限支护力 P_u /kPa	理论计算极限支护力 P_u /kPa
1.5	1	0.11	0.09
	2	0.13	0.11
	3	0.16	0.14
1.6	1	0.15	0.15
	2	0.20	0.18
	3	0.27	0.24
1.7	1	0.24	0.22
	2	0.28	0.26
	3	0.34	0.30

3.2 地表沉降与土拱发展

利用软件PIVview2C对拍摄的照片进行对比分析。试验时支护板设置速度为1 mm/min,即每分钟拍摄的照片,为每位移1 mm时所拍摄的照片。

3.2.1 沉降阶段与土拱效应

不同埋深比条件下,地表沉降规律相似,大致分为4个阶段:

第1阶段:地表无沉降。该阶段土拱逐渐形成并随支护板位移的增加而向地表扩大发展,但还未影响到地表引起地表沉降。埋深比为1时,土拱效应不明显,滑动面较大;埋深比为2和3时,形成明显土拱,见图4。如表2所示,埋深比越大,开挖面位移时间越长,最终土拱宽度和高度也越大。

第2阶段:地表沉降缓慢增长。该阶段土拱逐渐发展至地表并破坏,地表开始出现沉降,大致为缓慢线性增长。埋深比越大,沉降速度越快。

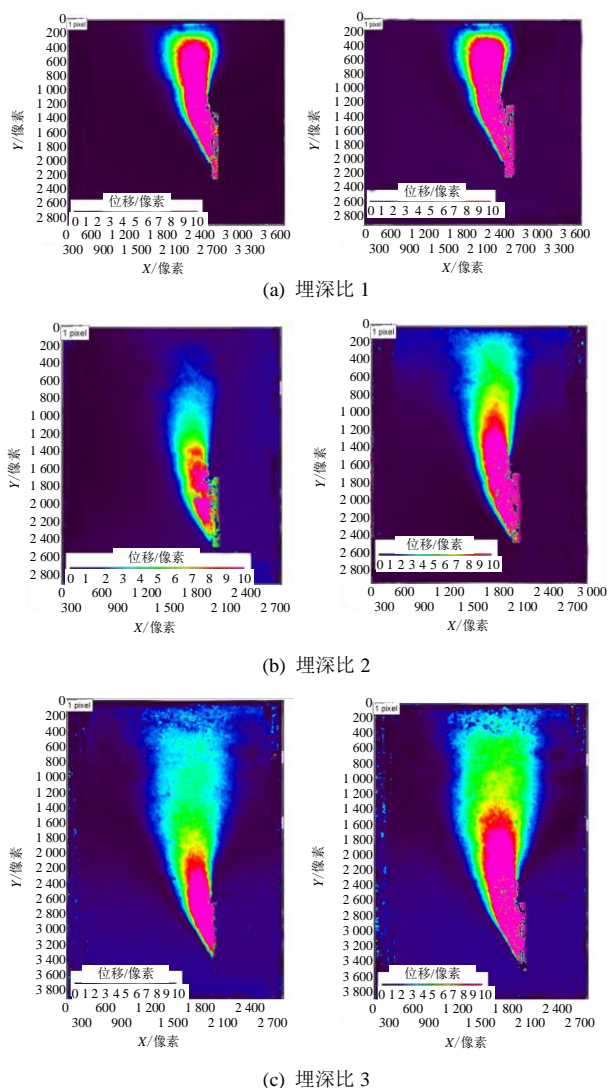


图4 不同埋深比前2 min的砂土位移云图
Fig.4 Nephograms of sand displacement before 2 minutes for various C/D

表2 不同埋深比地表沉降第1阶段土拱(密度 1.6 g/cm^3)
Table 2 Soil arching in the first stage of surface subsidence for various C/D (with density of 1.6 g/cm^3)

埋深比	开挖面位移/mm	土拱宽度/cm	土拱高度/cm
1	1.53	9.95	2.16
2	1.65	12.07	13.02
3	1.78	15.73	20.34

第3阶段:地表加速沉降。该阶段土拱效应消失,土体滑动,沉降速度越来越快。

第4阶段:地表快速沉降。该阶段土体整体失稳,沉降速度为定值,即线性沉降。不同埋深,沉降速度相同,即沉降位移曲线斜率相等。

当埋深比为1,土拱未完全形成就发展至地表,形成一条贯通至地表的滑动面,因此,第2阶段不明显。支护板移动过程中,破坏区局部土体由于剪切强度达到极限值处于极限平衡状态,之后破坏区缓慢向上延伸至地表,最后整体失稳,地面坍塌。

由于土不均匀沉降形成土拱,因此,可通过观察等沉线位置研究土拱大小,为便于观察,取埋深比为2、密度为 1.6 g/cm^3 的模型。第1阶段土拱形成,初始高度为8.84 cm,宽度为7.73 cm。随着支护板位移的增加,土拱逐渐向地表扩大发展,当高度达到13.02 cm、宽度达到12.07 cm时地表开始出现沉降。第2阶段地表缓慢沉降,当土拱高度达到18.76 cm、宽度14.21 cm时,地表为临界沉降,之后土拱效应逐渐消失,消失过程中土拱高度稍微有所增加,最后土拱完全破坏,土体整体失稳坍塌。

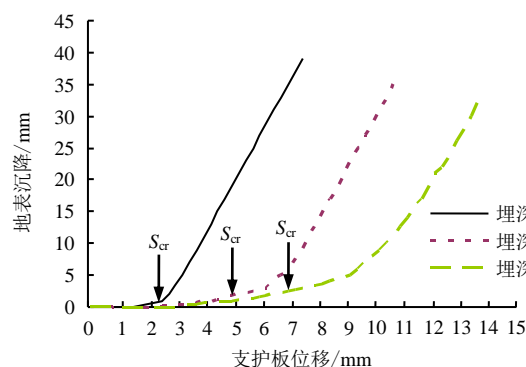


图5 密度为 1.7 g/cm^3 的地表沉降与支护板位移关系曲线
Fig.5 Curves of surface subsidence and displacement when density is 1.7 g/cm^3

3.2.2 临界沉降与土拱破坏

当土拱延伸至地表发生破坏土拱效应消失时,地表沉降为临界值,之后沉降会迅速增大,最终导致土体整体失稳。如图5所示,把第2阶段末沉降量称为临界沉降 S_{cr} 。对比发现 S_{cr} 随埋深比增大而增加。如表3所示,埋深比越大,支护板位移越大。

表 3 不同埋深比地表临界沉降 (密度为 1.7 g/cm^3)
Table 3 Critical values of surface subsidence for various C/D (with density of 1.7 g/cm^3)

埋深比	地表临界沉降 S_{cr}/mm	P_u 对应的开挖 面位移/mm	S_{cr} 对应的开挖 面位移/mm
1	0.239	1.98	2.96
2	0.289	2.05	4.64
3	0.309	2.13	6.87

3.2.3 沉降槽与土拱

图 6 为开挖面整体失稳后沉降槽, L 为沉降槽宽度, S 为中心点沉降, d 为沉降最大处与初始开挖面的水平距离, 其中, 中心点对应土拱中心线, 沉降最大处对应土拱最高点。通过观察不同条件沉降槽几何参数 (见表 4) 可知, d 都在 $0.2D \sim 0.3D$ 之间, 即形成的土拱最高点位于距开挖面 $0.2D \sim 0.3D$ 处; 当埋深较大时, 土拱未及时发展至地表发生破坏, 因此, 埋深比越大, 中心点沉降值越小, 但土拱发展速度随密度增大而加快导致中心点沉降值随密度增大而增大, 这是因为土体密度越大, 颗粒间内摩擦角越大, 开挖面失稳破坏区范围越窄, 只能向上发展, 土拱区上方的影响区高度越大, 从而导致沉降槽中心点的沉降量增大; 同一埋深, 密度越大, 土拱范围越小, 因此, 沉降槽宽度也越小。

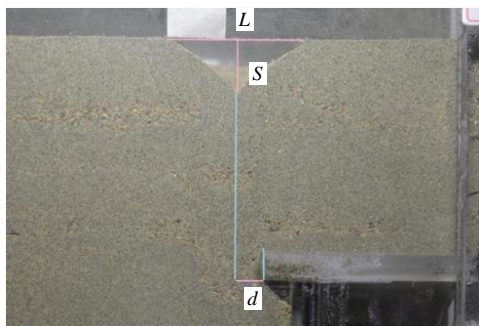


图 6 表面沉降槽示意图
Fig.6 Sketch of surface settling tank

表 4 沉降槽几何参数
Table 4 Geometric parameters of settling tank

密度/(g/cm^3)	埋深比	S/cm	L/cm	d/cm
1.5	1	1.0	11.0	2.5
	2	0.8	13.7	2.6
	3	0.5	14.1	2.6
1.6	1	2.3	7.0	2.2
	2	2.0	8.1	2.5
	3	1.6	7.5	2.5
1.7	1	3.9	5.5	2.2
	2	3.5	4.7	2.1
	3	3.2	4.2	2.3

3.3 开挖面失稳模式与土拱发展

研究发现, 随着支护板位移的产生与发展, 开挖面支护力减小, 土体应力释放, 开挖面上方出现呈漏斗状的松动破坏区, 引起竖向土压力急剧减小, 从而形成土拱, 导致应力重分布。支护板继续移动, 土拱效应增强, 直至开挖面上方土体水平与竖向土压力的比值为最大, 发生局部剪切破坏, 此时, 支护力为极限支护力。若支护板继续后退移动, 土拱逐渐向上、向外扩展, 此时地表开始沉降, 支护力缓慢增加, 如图 7 所示。地表沉降在达临界值后, 支护板的微小位移就会引起地表较大沉降, 当破坏位置发展到地表时, 破坏区土体为整体失稳破坏。此时, 土拱效应逐渐消失, 支护力也逐渐趋于稳定值 P_f 。但当埋深比较小时, 没有形成土拱, 土体破坏直接贯穿至地表。

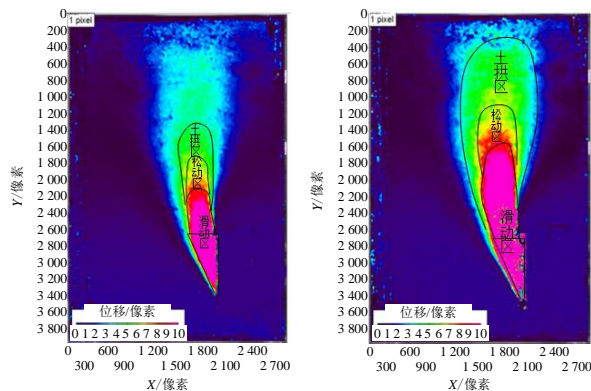


图 7 土拱发展
Fig.7 Development of soil arching

不同条件下, 土体失稳模式不同。密度为 1.5 g/cm^3 时, 砂土为松砂, 土体失稳破坏呈漏斗形, 漏斗的张角较大, 土拱范围较大; 密度为 1.6 g/cm^3 时, 形状也大致呈漏斗形, 漏斗的张角较小, 土拱范围较小; 而密度为 1.7 g/cm^3 时, 土体为典型的密砂, 失稳破坏形状则是条带形, 土拱范围最小。尽管土体失稳形状不同, 但张角和土拱范围都随埋深比增大而增大。

室内试验研究结果与武军等^[12]的研究结果相似。土拱的作用使得极限支护力比初始土压力小得多, 对土拱效应的深入研究分析, 对盾构施工极限支护力参数的设计具有重要的意义。

4 开挖面稳定的颗粒流模拟

4.1 细观与宏观参数的标定

PFC 颗粒流模拟需通过双轴数值试验等模拟试验调整细观参数, 使模拟结果与宏观力学响应相吻

合。模拟过程为: ①颗粒接触模型采用线性刚度模型, 滑动模型采用摩擦滑动模型, 用单位厚度圆形单元模拟砂土颗粒, 建立初始细观参数; ②根据颗粒粒径及初始孔隙率在区域内生成颗粒集合体, 并赋予颗粒摩擦系数、密度及刚度; ③使试样处于同向围压状态, 对加载板墙体施以压缩, 当试样竖向应变达到 10% 结束。最后, 考虑摩擦系数、孔隙率、颗粒接触刚度对应力-应变曲线的影响, 并对照室内常规三轴试验进一步调整, 最终细观参数见表 5。

表 5 数值模拟砂土颗粒细观参数表

Table 5 Mesoscopic parameters of sand particles in PFC^{2D}

粒径 /mm	密度 /(g/cm ³)	孔隙率 /%	法向刚度 k_n /(N/m)	切向刚度 k_s /(N/m)	颗粒摩 擦系数
0.3~1.8	1.6	16.6	1×10^8	2×10^7	0.9

4.2 颗粒流模拟过程

用墙“Wall”模拟室内试验模型边界, 法、切向刚度采用表 5 数据, 摩擦系数采用 0.2。考虑计算效率, 参考汤旅军等^[8]的研究将三维模型试验简化为二维状态, 模型尺寸为 30 cm×50 cm。为提高颗粒生成效率并消除尺寸效应影响, 将颗粒粒径放大 3 倍。首先采用颗粒膨胀法在区域内生成颗粒集合体, 并在重力作用下迭代至初始应力平衡状态, 将位移场及速度场清零; 然后删除开挖区域颗粒, 用墙体作为衬砌和开挖面, 再次运算达到平衡状态, 使速度场和位移场为 0, 以此模拟初始盾构状态 (见图 8)。由于研究采用控制支护板后退来模拟支护力偏小引发的开挖面失稳破坏, 因此, 每次都开挖面后退 1 mm, 迭代达到平衡, 同时在开挖面前方布设测量圆量测土体孔隙率和开挖面平均支护力。

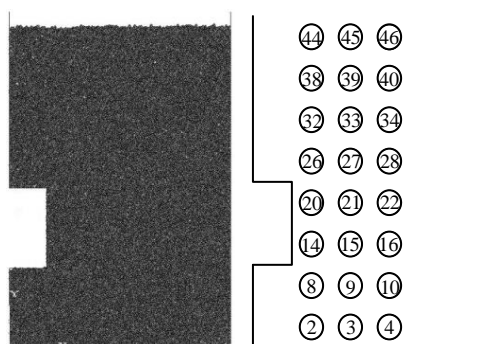


图 8 盾构隧道颗粒流模型及测量圆布设

Fig.8 Shield tunnel and measuring circular in PFC^{2D}

4.3 颗粒流模拟结果分析

4.3.1 土拱效应分析

(1) 土体颗粒间接触力

开挖面开始发生位移, 其前上方 $1D \sim 1.5D$ 处土体颗粒间切向接触力方向以竖向为主, 法向接触力方向以横向为主, 开挖面位移导致竖向大主应力轴发生偏转, 主要受横向压力作用, 充分发挥自身抗剪强度, 保持相对稳定不发生明显松动位移, 形成土拱, 如图 9 所示。开挖面前上方 $1D \sim 1.5D$ 处土体为近似拱形的强力链, 而前 $1D$ 左右土体则以弱力链为主, 如图 10(a)所示。土拱下方部分土体较为松散, 开挖面支护力也大为减小。随着位移的增大, 开挖面前上方拱形强力链范围越来越大, 但形态无明显变化, 土拱稳定发展, 如图 10(b)所示。位移继续增大, 拱形中间段和拱脚处强力链明显变细, 发生破坏转化为弱力链, 土拱发生了破坏。破坏后拱脚主要受其正上方土体自重作用影响, 受力明显减小, 如图 10(c)所示。将拱形强力链最高处和最宽处作为土拱顶端和前端, 由表 6 可知, 模拟分析得到的土拱效应与室内试验一致, 埋深比越大, 土拱宽度和高度也越大, 但数值模拟得到的土拱范围比室内试验稍小。当埋深较小, 土拱强力链扩展到地表断开, 埋深较大时, 强力链未能扩展到地表就转化为弱力链。

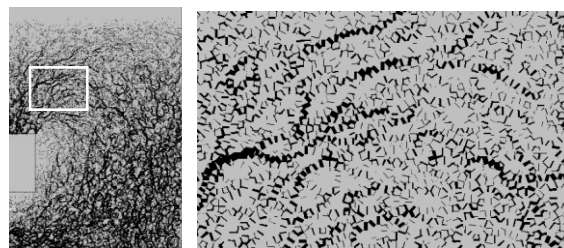


图 9 切向接触力及局部区域放大图 (开挖面位移 $s=2$ mm, $C/D=2$, 密度 1.6 g/cm³)

Fig.9 Tangential contact force and local enlargement (displacement of workface $s=2$ mm, $C/D=2$, density 1.6 g/cm³)

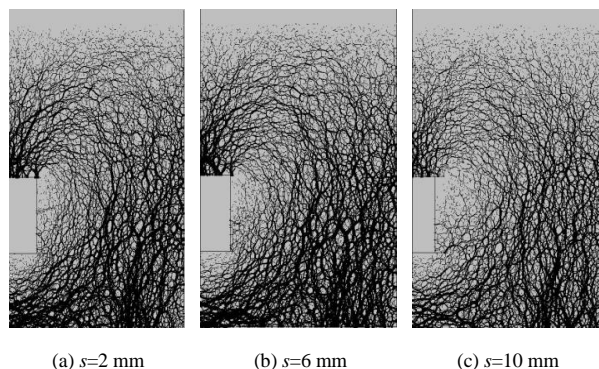


图 10 开挖面前方土体法向接触力 ($C/D=2$, 密度 1.6 g/cm³)

Fig.10 Normal contact force of soil ($C/D=2$, density 1.6 g/cm³)

表 6 数值模拟和室内试验不同埋深土拱 (密度 1.6 g/cm^3)Table 6 Soil arching in numerical simulation and laboratory test of various depth (density 1.6 g/cm^3)

埋深比	室内试验		数值模拟	
	土拱宽度/cm	土拱高度/cm	土拱宽度/cm	土拱高度/cm
1	9.95	2.16	9.42	1.02
2	12.07	13.02	11.53	11.74
3	15.73	20.34	14.87	18.05

(2) 土体孔隙率

当埋深条件不同时, 孔隙率变化规律基本一致: 开挖面刚发生位移, 前方土体孔隙率明显增大, 由中密变得松散, 变化幅值约为 2%; 但由于土拱的形成, 前上方土体孔隙率只略微增大, 密度几乎不变, 变化幅值约为 0.5%; 而前下方拱脚处土体因竖向压力减小, 应力释放处于较为松散状态, 孔隙率略有增大。此时土拱还未发展至地表, 表层砂土由于自重作用孔隙率始终大于颗粒集合体的平均孔隙率, 如图 11 所示。随着开挖面位移, 土拱逐渐扩大向地表发展, 正前方土体孔隙率快速增大; 前上方土体孔隙率也有所增大, 但变化幅值明显小于正前方土体, 甚至出现先略有减小然后回升的现象, 这是由于土拱充分发挥分担荷载的作用, 被压密导致; 而前下方拱脚处土体孔隙率变化幅值较小。当开挖面位移足够大时, 土拱破坏, 土拱效应消失, 土体坍塌下滑, 前方土体孔隙率突然减小; 前上方土体孔隙率明显增大; 前下方土体孔隙率基本不受影响。

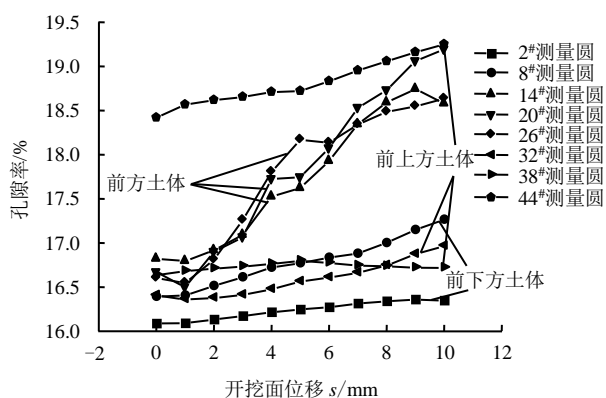


图 11 土体孔隙率随开挖面位移变化

Fig.11 Variations of soil porosity with displacement of excavation face

4.3.2 支护力变化规律

由图 12 可知, 随着开挖面位移的增大, 前方土体平均土压力急剧减小, 当位移为 1 mm 时, 接近最小值, 随后略有变化并趋于稳定。前上方土体由

于土拱的形成发展和破坏, 平均土压力先略有增大后趋于稳定, 最后有所减小。而土拱下方土体因土体结构发生破坏出现位移松动, 进而导致平均土压力一开始有所减小, 之后趋于稳定。其中距离开挖面越远, 前方土体平均土压力减小越明显, 且颗粒法向接触力链越细, 即法向接触力越小。不同埋深条件下 PFC^{2D} 模拟平均土压力得到同样的结果。

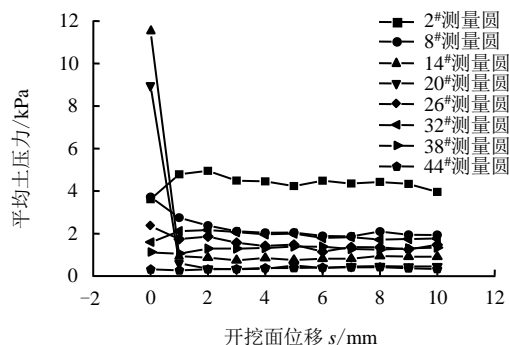


图 12 土体平均土压力随开挖面位移变化

Fig.12 Average pressure with displacement of excavation face

如图 13 所示, L 为测量圆圆心距模型底边的竖向距离, 距离盾构隧道顶部 10 cm 以上区域, 平均土压力近似线性分布; 开挖面前方土体由于发生松动位移, 平均土压力明显小于理论值, 而距离隧道顶部 10~15 cm 的土体因为土拱的分担荷载作用, 土体紧密接触, 保证了该区域的相对稳定。不同埋深条件下得到同样的规律, 且不随开挖面位移而改变。

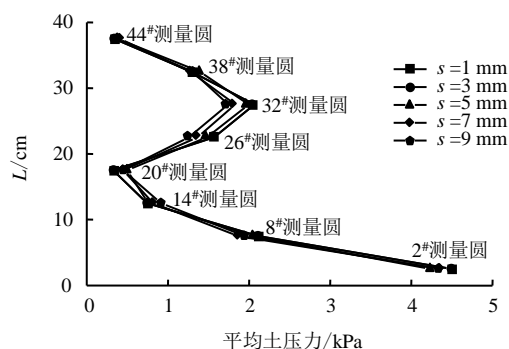


图 13 开挖面前方土体平均土压力图

Fig.13 Average pressure of soil before excavation face

不同埋深条件下, 颗粒流模拟的开挖面支护力变化规律相似。图 14 为埋深比为 2、密度为 1.6 g/cm^3 得到的模拟结果。一开始支护力急剧减小, 随后速度减缓, 当位移为 1 mm 时, 支护力接近最小值,

随着位移继续增大 6 mm, 支护力趋于稳定不再有明显改变, 强链的位置高度大致在 8.5~13.1 cm, 该变化规律与室内试验分析结果基本一致, 得到的土拱效应也与室内试验观测得到的土拱效应基本吻合。通过表 7 对比室内试验和数值模拟分别得到的极限支护力可知, 同一密度时, 埋深比越大, 极限支护力越大, 而同一埋深比, 密度越大, 极限支护力越小。数值模拟结果较室内试验结果偏小, 这是由于数值计算采用圆形颗粒单元模拟砂土颗粒, 所生成颗粒数目有限, 且二维颗粒流程序具有部分局限性。

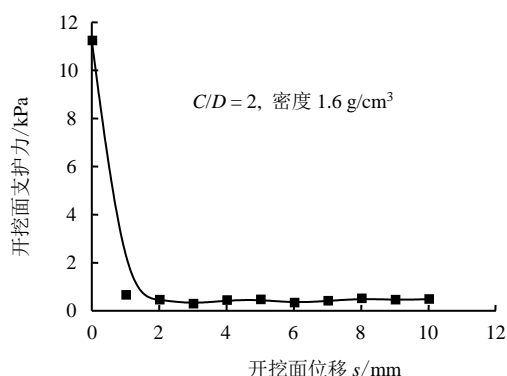


图 14 颗粒流模拟支护力与位移关系曲线

Fig.14 Simulation curve of supporting force and displacement

表 7 开挖面极限支护力试验结果与数值结果对比

Table 7 Comparison of test and simulation results of limit supporting force

密度/(g/cm ³)	埋深比 C/D	模型试验 P_u /kPa	数值模拟 P_u /kPa
1.5	1	0.11	0.10
	2	0.13	0.12
	3	0.16	0.14
1.6	1	0.15	0.13
	2	0.20	0.18
	3	0.27	0.25
1.7	1	0.24	0.21
	2	0.28	0.25
	3	0.34	0.30

5 结 论

(1) 开挖面前方土拱刚形成时, 地表几乎无沉降; 当土拱逐渐发展至地表发生破坏时, 出现缓慢沉降, 直至临界沉降 (局部失稳破坏), 土拱效应消失, 沉降迅速发展, 破坏区逐渐向上延伸至地表, 发生整体失稳破坏。埋深比越大, 临界值变化不大, 但相应位移却增大。而地表沉降槽随埋深比增大, 其范围将增大, 但土拱中心线对应的沉降值却减小,

即土拱最高点一般在支护板前 $0.2D \sim 0.3D$ 左右。

(2) 土体破坏模式, 低密度时呈漏斗状, 漏斗张角和土拱范围随埋深比增大而增大; 高密度为条带状, 土拱范围较小, 且随埋深比增大而增大。

(3) 颗粒流计算表明, 随开挖面位移加大, 前上方土体出现近似拱形强力链, 而前 $1D$ 左右土体以弱力链为主, 形成土拱; 然后拱形强力链范围变大, 土拱稳定发展; 最后拱形中间段和拱脚处强力链明显变细, 发生破坏转化为弱力链, 即土拱发生破坏。数值模拟得到的土拱效应与室内试验分析一致。当埋深较小, 土拱强力链扩展到地表断开, 埋深较大时, 强力链未能扩展到地表就转化为弱力链。

(4) 不同埋深条件下, 孔隙率变化规律一致: 开挖面刚位移, 前方土体孔隙率明显增大, 由于土拱形成, 前上方和前下方土体孔隙率略有增大。随着土拱逐渐向地表发展, 前方土体孔隙率快速增大, 前上方土体孔隙率也有所增大, 但变化幅值明显小于前方土体, 而拱脚处土体孔隙率几乎不变。当土拱破坏时, 前方土体孔隙率突然减小, 前上方土体孔隙率明显增大, 前下方土体孔隙率基本不受影响。

(5) PFC^{2D} 颗粒流模拟的结果和室内试验结果一致。证明了利用颗粒流对盾构掘进纵面进行模拟具有可行性, 同时能利用颗粒流进行进一步深入模拟研究。

参 考 文 献

- [1] 韦良文, 张庆贺, 邓忠义. 大型泥水盾构隧道开挖面稳定机理与应用研究[J]. 地下空间与工程学报, 2007, 3(1): 87—91.
WEI Liang-wen, ZHANG Qing-he, DENG Zhong-yi. Research on mechanism and application of face stability in large slurry shield tunneling[J]. **Chinese Journal of Underground Space and Engineering**, 2007, 3(1): 87—91.
- [2] ATKINSON J H, POTTS D M. Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil[J]. **Geotechnique**, 1977, 27(2): 203—215.
- [3] 陈仁朋, 尹鑫晟, 汤旅军, 等. 考虑渗流条件下开挖面失稳离心试验研究[J]. 岩土力学, 2015(增刊 1): 225—229.
CHEN Ren-peng, YIN Xin-sheng, TANG Lü-jun, et al. Centrifugal model tests of tunneling face failure under seepage flow [J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2015(Supp.1): 225—229.

- [4] 程展林, 吴忠明, 徐言勇. 砂基中泥浆盾构法隧道施工开挖面稳定性试验研究[J]. 长江科学院院报, 2001, 18(5): 53—55.
CHEN Zhan-lin, WU Zhong-ming, XU Yan-yong. Experimental study on stability of tunnel excavation surface in sand foundation by slurry shield method[J]. **Journal of Yangtze River Scientific Research Institute**, 2001, 18(5): 53—55.
- [5] STERPI D, CIVIDINI A, SAKURAI A, et al. Laboratory model tests and numerical analysis of shallow tunnels[C]//ISRM International Symposium-EUROCK 96. Italy: International Society for Rock Mechanics, 1996.
- [6] 李昀, 张子新, 张冠军. 泥水平衡盾构开挖面稳定模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(7): 1074—1079.
LI Jun, ZHANG Zi-xin, ZHANG Guan-jun. Laboratory study on face stability mechanism of slurry shields[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2007, 29(7): 1074—1079.
- [7] 王敏强, 陈宏胜. 盾构推进隧道结构三维非线性有限元仿真[J]. 岩石力学及工程学报, 2002, 21(2): 228—232.
WANG Min-qiang, CHEN Hong-sheng. 3-dimensional non-linear finite element simulation of tunnel structure for moving-forward shield[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2002, 21(2): 228—232.
- [8] 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 Lü-jun. Numerical investigations and centrifugal model tests on face stability of shield tunnel in dry and saturated sandy soils[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2014.
- [9] 缪林昌, 王正兴, 石文博. 砂土盾构隧道掘进开挖面稳定理论与颗粒流模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(1): 98—104.
MIAO Lin-chang, WANG Zheng-xing, SHI Wen-bo. Theoretical and numerical simulations of face stability around shield tunnels in sand[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2015, 37(1): 98—104.
- [10] KIRSCH A. Experimental investigation of the face stability of shallow tunnels in sand[J]. **Acta Geotechnica**, 2010, 5(1): 43—62.
- [11] LECA E, DORMIEUX L. Upper and lower bound solution for the face stability of hallow circular tunnels in frictional material[J]. **Geotechnique**, 1990, 40(4): 581—606.
- [12] 武军, 廖少明, 时振昊. 考虑土拱效应的盾构隧道开挖面稳定性[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2015, 43(2): 213—220.
WU Jun, LIAO Shao-ming, SHI Zhen-hao. Workface stability of shield tunnel considering arching effect[J]. **Journal of Tongji University (Natural Science)**, 2015, 43(2): 213—220.

上接第 2979 页

- [7] 刘杰, 谢定松. 堤防渗流控制基本原理与方法[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2011.
LIU Jie, XIE Ding-song. Dikes seepage control theory and methods[M]. Beijing: China Water Power Press, 2011.
- [8] 毛昶熙. 渗流分析计算与控制[M]. 第2版. 北京: 中国水利水电出版社, 2003.
MAO Chang-xi. Seepage computation analysis and control[M]. 2nd ed. Beijing: China Water Power Press, 2003.
- [9] 中华人民共和国水利部. SL171-96 堤防工程管理设计规范[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 1996.
Ministry of Water Resources of the People's Republic of China. SL171-96 Design specification for levee project management[S]. Beijing: China Water Power Press, 1996.