

DOI: 10.11779/CJGE201909009

高水压条件下泥水盾构开挖面稳定离心模型试验研究

金大龙^{1,2}, 袁大军^{1,2}, 郑浩田^{1,2}, 李兴高^{1,2}, 丁菲^{1,2}

(1. 北京交通大学城市地下工程教育部重点实验室, 北京 100044; 2. 北京交通大学土木建筑工程学院, 北京 100044)

摘要: 开挖面稳定是越江跨海盾构隧道工程安全的关键, 尤其是高水压条件下, 开挖卸荷导致开挖面稳定控制更加困难。以越江跨海盾构隧道为背景, 研制了一套包含材料和设备的高水压泥水支护形式的开挖面稳定模拟试验装置, 通过大型离心模型试验研究了高水压下开挖面坍塌失稳破坏模式和土、水应力变化规律。研究结果表明: ①高水压条件下开挖面失稳具有突发性, 土体呈现由局部-整体形式急速发展破坏, 极小的泥水压力变化幅度即可导致土体迅速发展为整体破坏并传至地表, 失稳过程中可观测到滑移倾角减小、破坏范围扩张; ②随着泥浆压力的降低, 开挖面前方土压力呈现先减小后增大最终趋于稳定值, 开挖面失稳可以划分为微观变形、局部破坏、土拱形成、整体失稳四个阶段; ③开挖面发生主动破坏时, 孔隙水压力会发生突然降低现象, 这是由于高应力条件下密砂具有剪胀效应, 从而引起负孔压导致孔隙水压力急剧下降。这种孔压波动会对开挖面失稳带来不利影响, 加速开挖面失稳进程、导致失稳区域的扩大。研究成果对越江海水下隧道工程具有指导意义。

关键词: 高水压; 盾构隧道; 泥水支护; 开挖面稳定; 离心模型试验

中图分类号: TU432

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)09-1653-08

作者简介: 金大龙(1988—), 男, 讲师, 主要从事盾构隧道施工方面的教学和科研工作。E-mail: jindalong@163.com。

Centrifugal model tests on face stability of slurry shield tunnels under high water pressures

JIN Da-long^{1,2}, YUAN Da-jun^{1,2}, ZHENG Hao-tian^{1,2}, LI Xing-gao^{1,2}, DING Fei^{1,2}

(1. Key Laboratory of Urban Underground Engineering, Ministry of Education, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China;

2. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China)

Abstract: With the development of the national marine strategy and economy in China, more and more cross-sea and cross-river shield tunnels are to be built. The face stability of the shield tunnels is a key problem for the project safety. It will be more difficult to control the face stability under a high water pressure because of the unloading and seepage condition. A device for centrifugal model tests on face stability of shield tunnels is designed. The collapse patterns of the tunnel face and the surrounding soil pressures are investigated through the centrifugal model tests. Some important conclusions are drawn as follows: (1) The collapse of the tunnel face can be divided into four stages. At the first stage, the soil is still in an elastic state and the tunnel face presents a micro deformation. At the second stage, a local collapse happens to the tunnel face and the damaged area is located at the top of the tunnel face. At the third stage, the soil arch is formed, and the limit support pressure is reached. At the last stage, general collapse occurs and the collapse extends to the ground surface. (2) With the decrease of the slurry pressure, the soil pressure first decreases then increases, and a relative stable value is kept at last. The suggested support pressure ratio is 0.98 in this study. (3) The pore water pressure around the tunnel face decreases evidently. The seepage force acting on the soil contributes to the damage of the tunnel face. The conclusions obtained in this study may be useful for the similar projects.

Key words: high water pressure; shield tunnel; slurry support; face stability; centrifugal model test

0 引 言

随着国家海洋战略、区域经济一体化、国家大通建设计划的逐步实施, 中国在上海、南京、武汉、杭州等城市修建了多个大直径过江通道^[1]。台湾海峡隧道^[2]、烟大渤海海峡隧道^[3]、琼州海峡隧道^[4]等一大

基金项目: 国家“973”计划项目(2015CB057800); 国家自然科学基金面上项目(C16A300190); 深圳地铁集团有限公司项目(C15L00160, C15L00030)

收稿日期: 2018-08-31

*通讯作者 (E-mail: jindalong@163.com)

批跨海隧道也正在规划建设。在深水区域中国通常采用盾构法应对高水压越江跨海隧道工程的挑战。目前已建成隧道面临水压多在 0.7 MPa 以内, 而中国规划建设的琼州海峡隧道水土压力预计达到 2.0 MPa 左右 (图 1), 这在国内外是未有先例的。开挖面稳定是确保越江海盾构隧道施工安全的关键, 稍有不慎即可酿成事故。在高水压条件下由于开挖卸荷开挖面稳定将更加难以控制。因此, 开展高水压条件下的开挖面稳定研究极为必要。

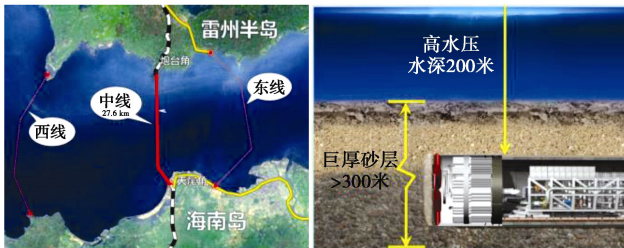


图 1 琼州海峡隧道示意图

Fig. 1 Qiongzhou Strait tunnel

国内外学者对于开挖面稳定问题的研究取得了一定进展。在理论分析方面, Leca 等^[5]在 1990 年推导了在干燥莫尔库仑材料中的极限支护力, 提出了用于计算极限支护力的上限解模型, 后来不少研究者在 Leca 等经典的椎体滑动破坏上限解基础上做出了优化改进^[6-10]。刘维等考虑渗透力对开挖面稳定问题进行了研究^[11-12]。此外, 楔形体模型理论因为其简单直观等优点也被广泛应用^[13-16], 国内魏纲等通过改进楔形体模型研究了开挖面极限支护压力的合理取值^[17]。在模型试验方面, Chambon 等^[18]展开了对于开挖面稳定离心试验的早期研究, 探明了均质干砂层中开挖面失稳破坏形式。汤旅军等^[19]、陈仁朋等^[20]在 1g 和 50g 条件下进行了砂土地层开挖面稳定试验研究。朱合华等^[21]、张子新等^[22]通过盾构模型机模拟掘进试验对不同埋深条件下的开挖面稳定进行了研究。此外, 有限元法也被广泛应用于开挖面稳定性问题的分析研究, 同济大学李韵等^[23]对开挖面主动破坏和被动破坏进行了数值模拟研究。秦建设^[24]通过对砂土地层盾构施工数值模拟计算研究了开挖面稳定问题。王敏强等^[25]采用三维非线性有限元模拟盾构推进的过程, 提出了相应的计算模型。张子新等^[26]采用离散元建立了盾构开挖面失稳模型, 研究了泥水盾构开挖面失稳特征。

目前已有研究主要针对无水地层中盾构开挖面稳定问题, 对于高水压开挖面稳定问题的理论及试验研究比较匮乏, 且已有试验主要采用刚性挡板进行支护, 难以考虑水下隧道泥水平衡式盾构施工的泥水支护特性。本文通过自行研制的高水压泥水支护条件开挖面失稳离心模型试验装置, 进行了 120 m 水头压力下开

挖面稳定离心试验, 研究了高水压条件下开挖面失稳破坏模式和临界支护压力, 揭示了高水压条件下开挖面稳定机理。

1 离心模型试验设计

1.1 设备装置

本次试验采用交通运输部天津水运工程研究院 TK-C500 型土工离心机, 设定水头高度 120 m (从液面到隧道顶部), 离心加速度达到 150g, 设计原型与模型相似比例常数如表 1 所示。模型箱材料采用合金铝组合式结构, 内径尺寸为 1200 mm×600 mm×1200 mm。

表 1 原型-模型试验相似比例常数

Table 1 Similitude laws of prototype-model tests

参量	比例常数	原型规格	模型规格
隧道直径	1 : 150	16.7 m	11 cm
覆土厚度	1 : 150	$3.0D_p$	$3.0D_m$
压缩模量	1 : 1	4.4 MPa	4.4 MPa
渗透率	1 : 1	$4 \times 10^{-2} \mu\text{m}^2$	$4 \times 10^{-2} \mu\text{m}^2$
流体密度	1 : 1	1000 kg/m ³	1000 kg/m ³
流体黏度	150 : 1	1.5 mPa·s	225 mPa·s
水压	1 : 150	1.2 MPa	8.0 kPa
环境加速度	150 : 1	1g	150g
时间	1 : 150 ²	—	—

试验装置主要由隧道支护体系、泥水加压系统、动态监测系统 3 大部分组成 (图 2, 3)。隧道支护体系包含圆柱和半圆柱型隧道, 圆柱形位于模型箱中部, 半圆柱切面部分紧贴试验箱有机透明玻璃一侧放置, 作为观测窗口实时监测开挖面的失稳, 均采用泥水加压方式维持开挖面稳定; 泥水加压系统包含泥浆仓和气压调节装置, 通过在泥浆仓内泵入或泵出气体进行调压, 调压范围为 2 MPa, 调压精度为 5~10 kPa。监测系统由 PIV 颗粒图像测速系统、土水压力传感器、位移传感器以及相应的配套采集系统组成。

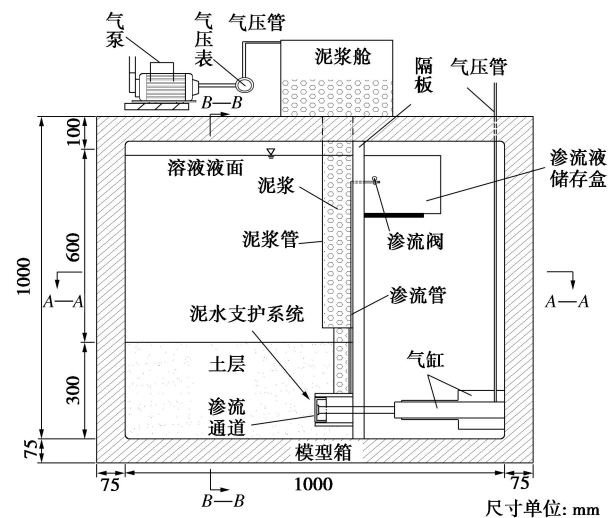


图 2 试验装置设计图

Fig. 2 Design of test devices

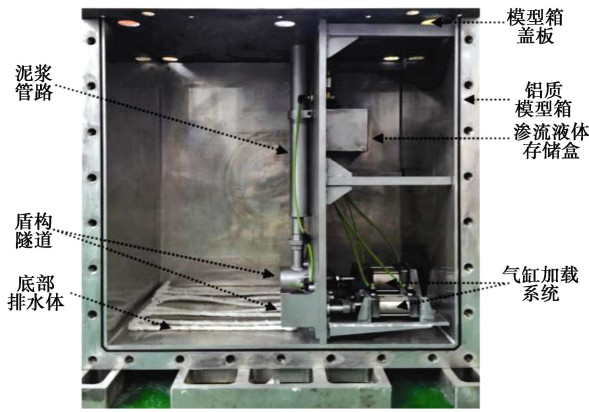
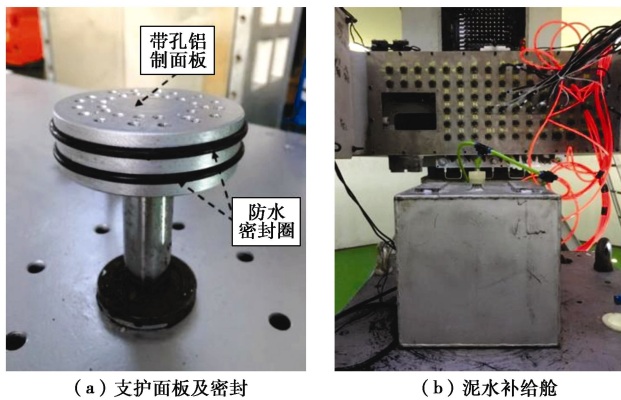


图 3 开挖面稳定试验装置

Fig. 3 Face stability test apparatus

装置采用高精度气压缸进行驱动,可以有效避免高加速度值下油压介质传送不顺畅等问题,隧道设有临时支护面板,面板上设置流通孔,孔径 3 mm(图 4),当加速度值稳定后调节泥浆压力等于外部水土压力,稳定后缓慢撤出临时支护面板,开挖面完全由泥浆进行支护。盾壳侧壁黏贴聚四氟乙烯薄膜以减小盾壳摩擦,支护面板通过两道密封胶条与盾构连接以防止过多砂粒涌入隧道。



(a) 支护面板及密封

(b) 泥水补给舱

图 4 试验装置细部

Fig. 4 Details of experimental devices

1.2 材料制备

(1) 水环境模拟

越江跨海盾构隧道建设的关键难点在于复杂的水力环境,试验中既需要满足应力相似条件又要满足渗流相似。通常在离心模型试验中,离心加速度(a_m)为 n 倍常重力,模型尺寸(L_m)减小为原型尺寸(L_p)的 n 倍,因此依据尺寸的相似原理推导出时间的相似比例关系为

$$t_m = \sqrt{\frac{L_m}{a_m}} = \sqrt{\frac{L_p/n}{a_p \cdot n}} = \frac{t_p}{n} \quad (1)$$

然而,在需要关注渗流及孔压消散的试验中,时间相似比由固结控制方程决定,假定模型与原型采用相同的土体与孔隙流体材料,固结系数 c_v 相同($c_{vm}=c_{vp}$),考虑渗流的时间相似比例关系为

$$t_m = \frac{d_m^2}{c_{vm}} = \frac{(d_p/n)^2}{c_{vp}} = \frac{t_p}{n^2} \quad (2)$$

$$c_v = \frac{km_v}{\rho g} \quad (3)$$

式中, k 为土体渗透系数, m_v 为土体压缩系数, ρ 为空隙流体密度, d_p 和 d_m 分别为原型和模型的渗透距离。

因此,尺寸的时间相似常数与考虑渗流的时间相似常数并不一致,在考虑渗流的模拟试验中,需要保证渗流相似条件使两种时间尺度协调一致。由于固结系数与渗透系数成正比(见式(4)),因此可通过增加流体黏度 n 倍使渗透系数减小 n 倍,从而实现渗流的相似性。

$$k = \frac{K\rho g}{\mu} = \frac{Kg}{\nu} \quad (4)$$

式中, K 为绝对渗透系数, ν 为运动黏滞系数, μ 为动力黏滞系数。

根据相似理论对模型参数要求以及已有研究成果,本文采用羟丙基-甲基纤维素水溶液(hydroxy propyl methyl cellulose (HPMC))模拟水环境^[27],该溶液具有以下优势:①生物可降解性,易于洗土重复利用;②其成分与水不同比例均可充分混合,可调黏度范围大;③溶液比重基本与水相同,除黏度外不改变液体其他物理性质;④经济成本低,易于获取。

试验通过混合不同比例的 HPMC 溶液,结合品式黏度计对液体黏度进行标定,配置指定黏度的 HPMC 水溶液(水黏度的 150 倍)。静置两天以备用,本次溶液配比为 HPMC:水=1:200。

(2) 土体参数

试验设置土体埋深为 $2.0D$ (D 为隧道直径),土体采用采用国际常用的豊浦砂(Toyoura sand),具有硬度高、颗粒较细等优点,可以一定程度上避免高加速下颗粒破碎和粒径效应等问题。根据 ISSMGE 的 TC2 (physical modeling in geotechnics) 技术委员会所给出的离心试验模型相似准则^[28]和 Chambon 等^[18]的研究成果,对土体进行筛分制备,进一步消除粒径效应,土体参数如表 2 所示。

表 2 土体物理力学参数表

Table 2 Physical and mechanical parameters of soils

G	$\rho/(g \cdot cm^{-3})$	$\varphi/(^\circ)$	e_{max}	e_{min}	d_{50}/mm	e	E/MPa
2.65	1.46	34	0.97	0.61	0.2	0.80	20

注: G 为比重, ρ 为土体密度, φ 为土体内摩擦角, e_{max} 为土体最大孔隙比, e_{min} 为土体最小孔隙比, d_{50} 为砂土平均粒径, e 为土体孔隙比, E 为土体弹性模量。

(3) 泥浆制备

“土-水-隧道”是一个复杂的系统,试验难以做到系统的严格相似,由于土体采用真实砂土材料,泥

浆制备仍然以实际工程所用泥浆材料为主。本次离心模型试验中泥浆支护形成的难点还在于常规泥浆在高加速度条件下的分层离析，为解决上述问题，本文以预胶化淀粉、植物甘油、膨润土、微量碳酸钠等为原料，通过对不同配比泥浆进行离心试验，根据相似原理调试泥浆黏度为水黏度的150倍，稳定性满足离心试验要求，泥浆配比如表3所示。

此外，试验中需要对泥浆支护性能进行判定，判定条件包括：①在泥浆仓内泵入泥浆至指定高度（0.8 m），静置 30 min 液面高度无变化；②离心机稳定在 150g 加速度后，泥浆仓内气压稳定不变，闭气性良好。以上两个条件均满足说明泥浆虑失量小，泥膜形成良好，才可进行试验。

表 3 泥浆材料配比

Table 3 Slurry proportions

原料	钠基膨润土	预胶化淀粉	甘油	水	纯碱
质量/g	2.65	1.46	34	0.97	0.61

2 试验方案

2.1 监测方案

本次试验对土体位移、土压力、孔隙水压力等进行实时监测。在圆形支护前方土体中共布设 13 个土压力测点，竖向土压力测点 11 个，分别布置在开挖面轴线、竖直和水平方向上，水平土压力测点 3 个，测点间隔均为 5 cm。孔隙水压力测点共布设 4 个，沿竖向埋深方向布置，测点间隔 5 cm。此外，在泥浆压力仓、气压仓以及支护面板上也设有压力传感器，气缸轴上安设 2 个 LVDT 差动式位移传感器，用于实时监测开挖面支护面板位移。测点布置方案如图 5 所示。

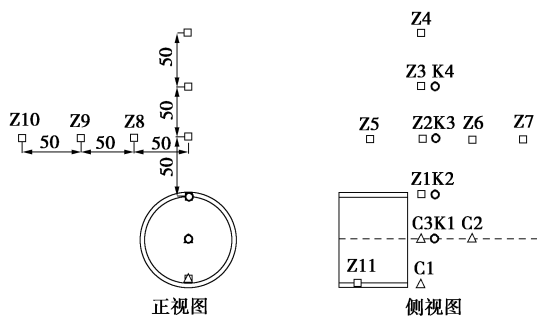


图 5 土压力、孔隙水压力传感器布置

Fig. 5 Layout of monitoring points for soil and pore water pressures

2.2 试验过程

试验的主要流程包括：

(1) 设备安装及密封：设备舱组装完毕后，将设备舱吊装入模型箱内，设备舱与模型箱侧壁、底板接缝处打设防水密封胶，设备舱与模型玻璃面板接触一侧加设 2 道止水胶条并打密封胶，半圆隧道与玻璃面

板接触面黏贴硅胶防水密封垫（图 6）。

(2) 土体制备及传感器埋设：土样的制备采用砂雨法，试验前预先进行砂雨法落距标定，控制相对密实度 65%，落距高度为 600 mm，制备过程中埋设传感器。

(3) 形成水环境：通过底部排水体加入预先配置处理过的无气黏性溶液，缓慢加至预设液面高度，同时向泥浆管中填充泥浆密闭保压，启动离心机并稳定至 150g，运转 10 h 以上对土样进行饱和处理，直至孔隙水压传感器数值稳定才可确认饱和。

(4) 圆形开挖面失稳：缓慢回撤临时挡板，使开挖面完全由泥水压力进行支护，泵出气体以缓慢降低泥水压力，直到开挖面发生坍塌破坏。

(5) 停机：控制离心加速度由 150g 缓慢减少至 0g，将试验装置吊出并拆除。



图 6 试验设备安装图

Fig. 6 Installation of model test equipment

3 试验结果分析

3.1 开挖面失稳模式

试验采用 PIV 颗粒图像测速系统捕捉半圆隧道失稳全过程位移变化，如图 7~12 所示为土体位移场分布和泥水压力变化曲线。由图可知土体失稳过程主要可以分为以下几个阶段：①随着泥水压力的降低，在极小位移变化过程中支护压力迅速降低，此时土体尚处于弹性阶段，未产生塑性破坏；②当泥水压力减小到初始压力（即静止土水压力）的 92.5% 左右时，开始出现局部塑性破坏，初始破坏仅发生于隧道拱顶位置（图 7）；③当泥水压力达到初始泥浆压力的 89% 时土体破坏区域首次呈现贯穿整个开挖面的完整土拱，土拱效应发挥到最大程度，破坏形态呈现“楔形体-椭球体”式分布；④随着泥水压力继续降低，破坏区域呈现渐进式向上扩展，当泥水压力达到静止土水压力的 87.3% 左右时，土拱效应消失，破坏已逐渐扩展至地表，土面可观测到明显沉降槽，失稳区域分布形态转变为“楔形体-漏斗”状破坏模式，破坏表现出有拱顶和拱底发展延伸出的两条剪切破坏分界面的剪切

变形区域, 在整体失稳过程中可观测到滑移倾角逐渐减小, 滑移范围逐渐扩张, 特别是破坏扩展到地表时

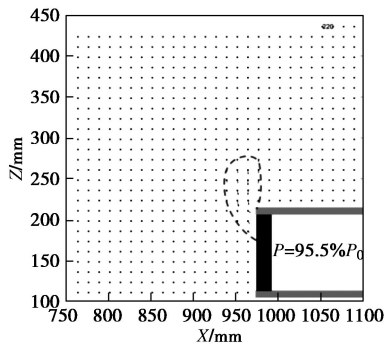


图 7 泥水压力降低 7.5% 时位移场
Fig. 7 Distribution of displacement (7.5%)

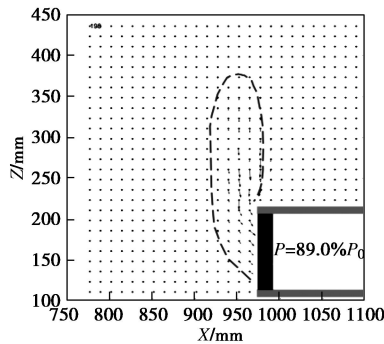


图 8 泥水压力降低 11.0% 时位移场
Fig. 8 Distribution of displacement (11%)

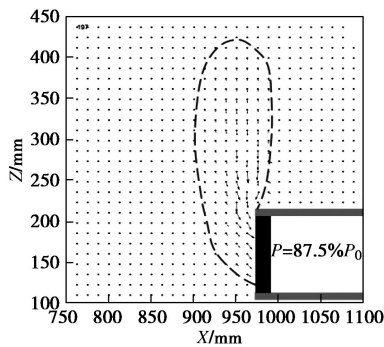


图 9 泥水压力降低 12.5% 时位移场
Fig. 9 Distribution of displacement (12.5%)

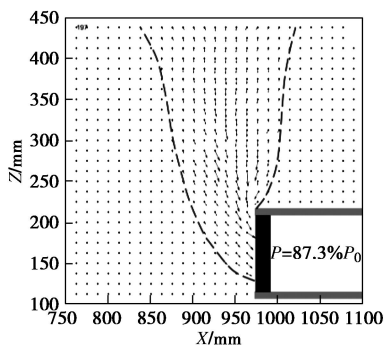


图 10 泥水压力降低 12.7% 时位移场
Fig. 10 Distribution of displacement (12.7%)

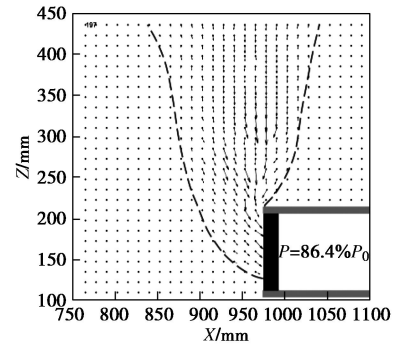


图 11 泥水压力降低 13.6% 时位移场
Fig. 11 Distribution of displacement (13.6%)

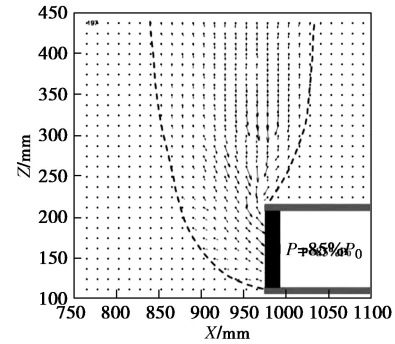


图 12 泥水压力降低 15.0% 时位移场
Fig. 12 Distribution of displacement (15.0%)

失稳区域倾角显著小于 $45^\circ + \varphi/2$, 地表沉降影响范围扩展至开挖面前方 $1.25D$, 开挖面后方 $0.5D$ 。

3.2 土压力及孔隙水压力变化

如图 13, 14 所示, 为不同位置处竖向及水平土压力变化曲线。由图可知, 开挖面前方土体土压力随着泥浆压力降低而逐渐减小, 土体应力变化可以分为弹性变形、塑性破坏以及松动区发展 3 个阶段。第一阶段土压力随泥浆压力减小呈小幅递减趋势, 具有一定的线性特征; 第二阶段土体发生塑性失稳破坏, 土压力值发生突变并急速降低, 土体压力拱形成, 相应的泥浆压力即为极限支护压力。极限支护力取值 $P_c=0.89P_0$ (P_0 为相应位置土体初始静止土压力); 第三阶段土拱效应逐渐失效, 土体破坏延伸至地表, 土压力逐渐升高并趋于平稳。

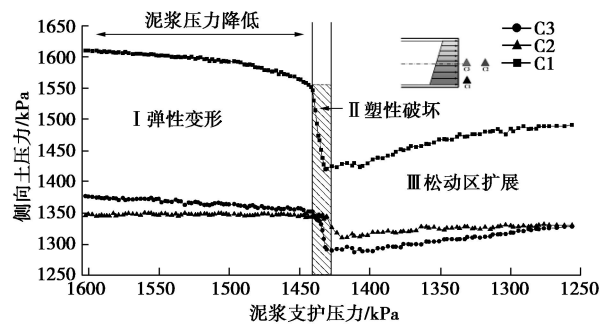


图 13 开挖面前方侧向土压力随支护力变化曲线
Fig. 13 Change of lateral soil pressures

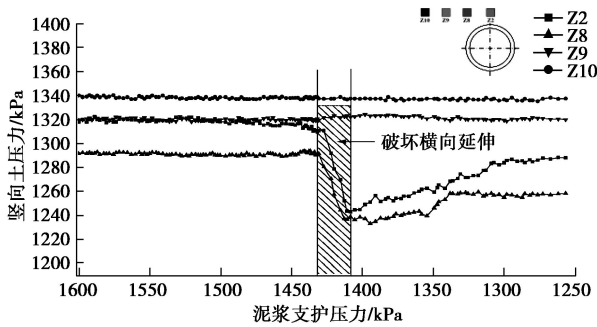


图 14 隧道横断面竖向土压力变化曲线

Fig. 14 Change of vertical soil pressures

如图 15 所示为开挖面前方不同埋深位置的孔隙水压力随时间变化曲线，当离心加速度达到 150g 后，孔隙水压力基本保持稳定。随着泥浆支护压力的逐渐降低，孔隙水压力略微有所降低，当开挖面发主动破坏时，孔压急剧降低。这是由于高应力条件下砂土具有剪胀效应，体胀趋势会引起负孔压导致孔隙水压力突然下降，随着失稳扩展孔隙水压又逐渐恢复至原有水平，这种孔压波动会对开挖面失稳带来不利影响，加速开挖面失稳进程、导致失稳区域的扩大，这也是导致开挖面滑移倾角减小的重要原因。试验中孔压最大降幅约为 30 kPa，发生在开挖面正前方位置，距离开挖面竖向距离越远影响越小，影响范围约为开挖面上方 1 倍洞径，远场孔压几乎未受影响。

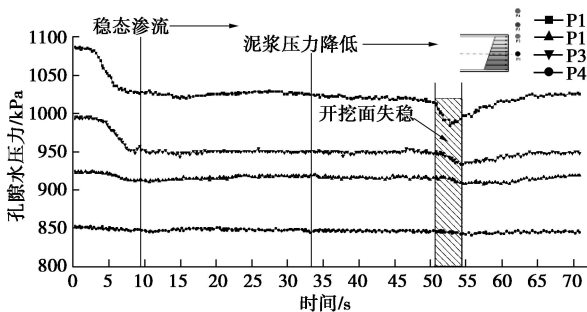


图 15 孔隙水压力变化曲线

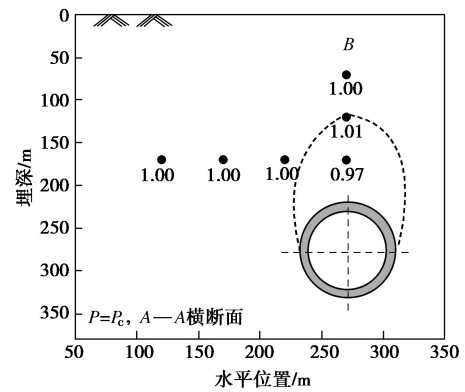
Fig. 15 Change of pore water pressures

3.3 土拱发展

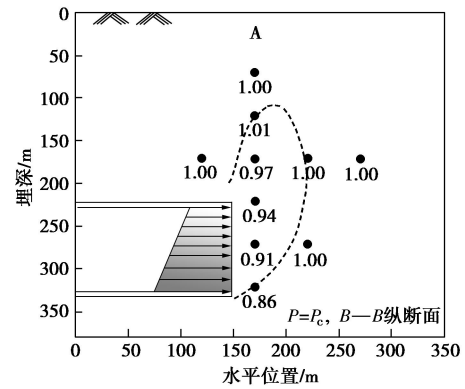
为进一步研究开挖面失稳过程中土拱的分布规律，对土体应力状态进行分析，取支护力为 P_c 和 $0.95P_c$ (P_c 为极限支护压力) 时刻断面各监测点的竖向土压力 (σ_c) 与初始土压力 (σ_0) 进行对比，定义应力比 $\eta = \sigma_c / \sigma_0$ 。

如图 16, 17 所示，分别为 $P=P_c$ 和 $P=0.95P_c$ 时刻开挖面周围土体应力状态。由图可知，当泥浆支护压力达到临界值时，开挖面土体发生局部松动，松动区内部土体应力比降低，同时将一部分应力传递给土拱范围外的稳定土体。随着开挖面泥浆支护压力继续降低，松动区向上发展，土拱范围也随之逐渐变化，当支护力小于极限支护力 $P=0.95P_c$ 时，土体呈现整体失

稳，破坏发展至地表。



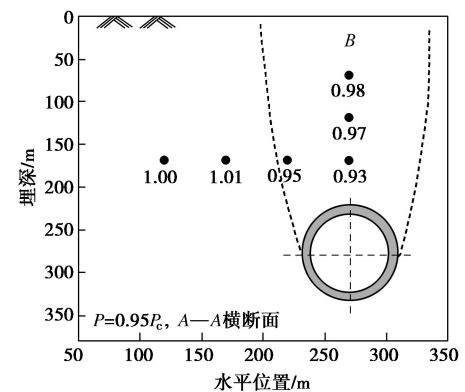
(a) A—A断面



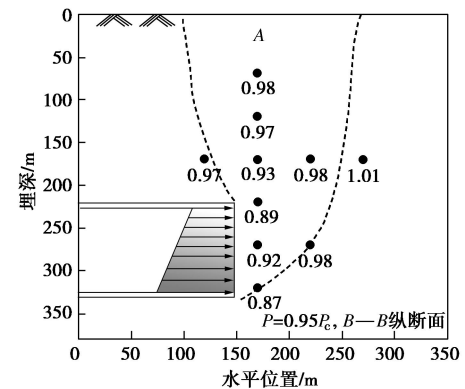
(b) B—B断面

图 16 $P=P_c$ 时刻应力比分布规律

Fig. 16 Stress-disturbed areas when $P=P_c$



(a) A—A断面



(b) B—B断面

图 17 $P=0.95P_c$ 时刻应力比分布规律

Fig. 17 Stress-disturbed areas when $P=0.95P_c$

4 结 论

本文以砂土地层高水压泥水平衡盾构开挖面稳定为研究对象, 结合土工离心模型试验技术方法, 考虑高水压泥水支护等越江跨海盾构施工实际特性开展研究, 得到主要成果如下:

(1) 高水压条件下开挖面失稳具有突发性, 土体呈现由局部-整体形式急速发展破坏, 初始的局部塑性流动发生于开挖面拱顶位置附近, 随后迅速扩展至整个开挖面, 形成“楔形体-椭球体”形态的初始破坏模式。随后泥水压力较小变化幅度即可导致土体迅速发展为整体破坏并传至地表, 失稳区域转为“楔形体-漏斗”破坏形态, 失稳过程中可观测到滑移倾角逐渐减小, 滑移范围逐渐扩张, 滑移倾角显著小于 $45^\circ + \varphi/2$ 。

(2) 开挖面前方土体应力变化主要经历了弹性变形、塑性变形、松动区扩展延伸 3 个阶段, 开挖面失稳过程中, 处于松动区内部的土体应力减小, 同时将部分应力传递给周围土体, 土拱效应随着泥浆支护压力持续降低而逐渐丧失。

(3) 开挖面附近孔压降低明显, 距离隧道轴线竖向距离越远孔压变化越小。当开挖面发主动破坏时, 孔压急剧降低, 这是由于高应力条件下密砂具有剪胀效应, 体胀趋势会引起负孔压导致孔隙水压力突然下降, 这种孔压波动会对开挖面失稳带来不利影响, 加速开挖面失稳进程、导致失稳区域的扩大。

(4) 通过高水压条件下离心模型试验可知, 在高水压 (120 m 水头) 及埋深为 $2.0D$ (D 为盾构隧道直径) 条件下开挖面极限支护压力约为 1.43 MPa, 约为静止土水压力的 89% 左右, 可为类似工程极限支护压力设定提供参考。

参考文献:

- [1] 孙 钧. 论跨江越海建设隧道的技术优势与问题[J]. 隧道建设, 2013, 33(5): 337 - 342. (SUN Jun. Study on technological advantages and problems in construction of tunnels crossing rivers and seas[J]. Tunnel Construction, 2013, 33(5): 337 - 342. (in Chinese))
- [2] 王梦恕. 水下交通隧道发展现状与技术难题——兼论“台湾海峡海底铁路隧道建设方案”[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(11): 2161 - 2172. (WANG Meng-shu. Current developments and technical issues of underwater traffic tunnel-discussion on construction scheme of Taiwan Strait undersea railway tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(11): 2161 - 2172. (in Chinese))
- [3] 宋克志, 王梦恕. 烟大渤海海峡隧道的可行性研究探讨[J]. 现代隧道技术, 2006, 43(6): 1 - 8. (SONG Ke-zhi, WANG Meng-shu. Feasibility study on Bohai Channel tunnel connecting Yantai and Dalian[J]. Modern Tunnelling Technology, 2006, 43(6): 1 - 8. (in Chinese))
- [4] 谭忠盛, 王梦恕, 张 弥. 琼州海峡铁路隧道可行性研究探讨[J]. 岩土工程学报, 2001, 23(2): 139 - 143. (TAN Zhong-sheng, WANG Meng-shu, ZHANG Mi. A feasibility study on Qiongzhou Strait railway tunnel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2001, 23(2): 139 - 143. (in Chinese))
- [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] CHAMBON P, CORTE J F. Shallow tunnels in cohesionless soil stability of tunnel face[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 120(7): 1148 - 1165.
- [7] SOUBRAL A H. Three-dimensional face stability analysis of shallow circular tunnels[C]// Proceedings of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering. Melbourne, 2000.
- [8] MOLLON G, DIAS D, SOUBRA A H. Two new limit analysis mechanisms for the computation of the collapse pressures of circular tunnel driven by a pressurized shield[C]// 2th International Conference on Computational Methods in Tunneling. Bochum, 2009: 849 - 856.
- [9] MOLLON G, DIAS D, SOUBRA A H. Continuous velocity fields for collapse and blowout of a pressurized tunnel face in purely cohesive soil[J]. Int J Numer Anal Methods Geomech, 2013, 37(13): 2061 - 2083.
- [10] SOUBRA A H. Three-dimensional face stability analysis of shallow circular tunnels[C]// International Conference on Geotechnical and Geological Engineering. Melbourne, 2000.
- [11] 刘 维, 张翔杰, 唐晓武, 等. 饱和沙土中土压盾构开挖面极限支护力[J]. 浙江大学学报(工学版), 2012, 46(4): 665 - 671. (LIU Wei, ZHANG Xiang-jie, TANG Xiao-wu, et al. Supporting pressure for earth pressure balance tunnel face stability when tunneling is implemented in saturated sandy soil[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2012, 46(4): 665 - 671. (in Chinese))
- [12] 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(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))
- [13] ANAGNOSTOU G, KOVÁRI K. Face stability conditions with earth-pressure-balanced shields[J]. Tunnelling & Underground Space Technology, 1996, **11**(2): 165 - 173.
- [14] HORN N. Horizontal erddruck auf senkrechte abschlussflächen von tunnelröhren[C]// Landeskonferenz Der Ungarischen Tiefbauindustrie, 1961: 7 - 16. (HORN N. Horizontal earth pressure on vertical end faces of tunnels[C]// National Conference of the Hungarian Civil Engineering. Budapest, 1961. (in German))
- [15] JANCSEK S, STEINER W. Face support for a large mix-shield in heterogeneous ground conditions[M]. Springer: Tunnelling'94, 1994: 531 - 550.
- [16] ANAGNOSTOU G, KOV K. Face stability in slurry and EPB shield tunnelling[J]. Tunnels & Tunnelling International, 1996, **28**(12): 453 - 458.
- [17] 魏 纲. 顶管工程土与结构的性状及理论研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2005. (WEI Gang. Theoretical study on properties of soil and structure during pipe jacking construction[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2005. (in Chinese))
- [18] CHAMBON P, CORTE J F. Shallow tunnels in cohesionless soil stability of tunnel face[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, **120**(7): 1148 - 1165.
- [19] 汤旅军, 陈仁朋, 尹鑫晟, 等. 密实砂土地层盾构隧道开挖面失稳离心模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2013(10): 1830 - 1838. (TANG Lü-jun, CHEN Ren-peng, YIN Xin-sheng, et al. Centrifugal model tests on face stability of shield tunnels in dense sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(10): 1830 - 1838. (in Chinese))
- [20] 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 tunneling in dry cohesionless soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, **33**(1): 117 - 122. (in Chinese))
- [21] 朱合华, 丁文其, 李晓军. 盾构隧道施工性态的力学模拟与分析[J]. 土木工程学报, 2000, **33**(3): 98 - 103. (ZHU He-hua, DING Wen-qi, LI Xiao-jun. Construction simulation for the mechanical behavior of shield tunnel and its application[J]. China Civil Engineering Journal, 2000, **33**(3): 98 - 103. (in Chinese))
- [22] 张子新, 邵 华. 盾构推进的损伤力学分析及现场试验研究[J]. 地下空间, 2004, **24**(3): 285 - 289. (ZHANG Zi-xin, SHAO Hua. Damage mechanics analysis and experiment study on shield tunneling[J]. Underground Space, 2004, **24**(3): 285 - 289. (in Chinese))
- [23] 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 Yun, 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. (in Chinese))
- [24] 秦建设. 盾构施工开挖面变形与破坏机理研究[D]. 南京: 河海大学, 2005. (QIN Jian-she. Study on face deformation and collapse of earth pressure shield tunnel[D]. Nanjing: Hohai University, 2005. (in Chinese))
- [25] 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]. 岩石力学与工程学报, 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. (in Chinese))
- [26] ZHANG Z X, HU X Y, SCOTT K D. A discrete numerical approach for modeling face stability in slurry shield tunnelling in soft soils[J]. Computers & Geotechnics, 2011, **38**(1): 94 - 104.
- [27] STEWART D P, CHEN Y R, KUTTER B L. Experience with the use of methylcellulose as a viscous pore fluid in centrifuge models[J]. Geotechnical Testing Journal, 1998, **21**(4): 365 - 369.
- [28] GARNIER J, GAUDIN C, III S M S, et al. Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling[J]. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, 2007, **3**(3): 1 - 23.