

DOI: 10.11835/j.issn.2096-6717.2022.052



开放科学(资源服务)标识码 OSID:



软土地层盾构掘进土体稳定性模型试验研究

张子新^{a,b}, 李小昌^a, 李佳宇^a

(同济大学 a. 土木工程学院; b. 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘要:针对软土地层盾构掘进周围土体稳定性问题,自主研制了TJ-TBM2015多功能微型隧道掘进试验平台,通过改变外壳直径以模拟地层损失,采用动力控制系统,微型隧道掘进机可以实现盾构隧道的连续动态机械开挖。基于试验平台进行了地表无超载、地表有局部超载和隧道临近穿越群桩基础3种工况的盾构隧道掘进试验,通过传感器监测不同工况掘进过程中地表沉降变形和隧道周围土体的应力变化,研究土体的稳定性特征,并进行横向对比分析。结果表明,隧道开挖引起的土体应力重分布主要发生在隧道中心1倍直径范围内;局部超载对土体稳定性影响有限,但超载会造成其所在位置附近地表沉降增大;群桩基础对地层起到了一定的加固和隔离作用。

关键词:软土地层;盾构掘进;模型试验;土体稳定

中图分类号:U455.7 文献标志码:A 文章编号:2096-6717(2024)03-0041-11

Stability investigation during shield tunneling in soft soil by model test

ZHANG Zixin^{a,b}, LI Xiaochang^a, LI Jiayu^a

(a. College of Civil Engineering; b. Key Laboratory of Geotechnical & Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, P. R. China)

Abstract: In order to investigate general stability during shield tunneling in soft soil stratum, a TJ-TBM2015 multi-functional micro-tunneling test platform is developed independently. The shield shell diameter is changed to simulate the ground loss. By using the dynamic control system, the micro-tunneling boring machine can realize the continuous dynamic mechanical excavation. Based on the test platform, three tests of shield tunneling under different tunnelling conditions are carried out, including no overloading, local overloading and tunneling near the pile group foundation. The surface subsidence and stress variety around tunnel are monitored by transducer to investigate the general stability of different tests, which further give the comparison and discussion on the different test results. The results show that the soil within the one diameter of the tunnel center is greatly affected by tunneling; the influence of local overloading on soil stability is limited, but local overloading may increase the surface settlement; pile group foundation plays a certain role in strengthening and isolating the stratum.

Keywords: soft soil; shield tunneling; model test; soil stability

收稿日期:2021-12-21

基金项目:国家自然科学基金(41877227)

作者简介:张子新(1966-),男,博士,教授,博士生导师,主要从事隧道工程、地下结构工程研究,E-mail: zxzhang@tongji.edu.cn。

Received: 2021-12-21

Foundation item: National Natural Science Foundation of China (No. 41877227)

Author brief: ZHANG Zixin(1966-), PhD, professor, doctoral supervisor, main research interests: tunneling engineering and underground structures, E-mail: zxzhang@tongji.edu.cn.

经过近 200 年的发展,盾构法已经成为一种比较成熟的隧道施工方法^[1],具有对环境影响小、机械化程度高、地层适应性强等多种优势^[2],是现代隧道最理想的施工方法之一。然而,软土地层中盾构隧道掘进依然面临一些难题和挑战:首先,软土地层中盾构隧道很难形成稳定的土拱效应来维持隧道的稳定;其次,软土颗粒间的摩擦效应弱,这使土拱效应的形成更加困难;还有盾构穿越过程中对桩基周边土体造成较大扰动,土体变形行为尚不清楚,故开挖面的失稳就可能发生在上述各种实际工况中^[3-4]。因此,软土地层中盾构隧道稳定性的关键就是如何控制好盾构掘进过程中的土体变形。为了研究盾构隧道掘进的土体变形行为,以及相应的施工稳定性问题,一些学者进行了相关隧道开挖土体稳定性模型试验研究。Sterpi 等^[5]进行了砂性土层中马蹄形隧道开挖面稳定性模型试验,根据对称性原理取半个隧道宽度,衬砌由钢管模拟,开挖面采用气囊支护,通过减小气囊压力的方式来观察开挖面稳定性的变化。Kamata 等^[6]进行了砂性土地层中的隧道开挖面稳定性离心机试验,采用半圆形隧道模型,考虑了多种锚杆支护形式对开挖面稳定性的影响,结果表明开挖面水平锚杆加固和地表竖向锚杆加固对开挖面稳定性有较大影响。Lee 等^[7]进行了一系列黏土中的隧道开挖离心机模型试验,考虑不同埋深比的单线隧道和不同间距的双线隧道,研究了隧道开挖引起的地表沉降槽以及土拱效应等情况。Idinger 等^[8]进行了非黏土条件下隧道开挖面稳定性的离心机试验,采用半圆形隧道模型,用活塞模拟开挖面支护,并考虑了不同的覆土深度。范祚文等^[9]采用外径为 164 mm 的土压平衡盾构机模型进行了砂卵石地层盾构施工开挖面稳定性及邻近建筑物影响模型试验研究,结果表明,砂卵石地层较易形成土拱,且能有效减小地面建筑物沉降值。芮瑞等^[10]通过自制试验装置,采用活动门下沉模拟隧道地层损失,研究了盾构隧道穿越临近地下挡土结构时对挡土结构土压力及地表沉降的影响。宋洋等^[11]定义砂-砾复合地层 σ (盾构开挖面内粉细砂高度与盾构机刀盘直径的比值),并通过试验分析了 σ 对极限支护力、地表沉降和开挖面失稳扰动范围的影响。管文博等^[12]采用相似模型试验和有限元数值仿真相结合的方法研究松散堆积体隧道开挖引起的围岩应力扰动特征与压力拱形成机理。马少坤等^[13]研发了一种可以自由施加多种渗流承压作用的三维可视化盾构开挖面稳定性模型试验系统,研究了承压渗流条件下复合地层盾构开挖面失稳破坏模式及支护压力。魏纲等^[14]设计并发明了一

种竖向顶管室内模型试验装置,考虑多种因素研究了盾构隧道内竖向顶管施工引起的盾构隧道内侧变形及地表竖向位移变化规律。大部分隧道稳定性模型试验均为静态开挖面稳定性模拟,只不过是分别采用了不同的土体材料、隧道形状、重力条件等,且大部分试验并未考虑隧道的开挖过程。

针对软土盾构隧道掘进问题,笔者开展模型试验研究,围绕土体稳定性控制难题,以土体的应力和变形为主要指标,研究软土地层中盾构掘进土体力学行为。设计并研制了新型多功能微型隧道掘进试验平台(TJ-TBM2015),其中的微型隧道掘进机可进行动态机械开挖,通过试验对不同工况下软土地层中开挖土体稳定性问题进行研究,可为软土中盾构隧道施工提供技术参考。

1 室内模型试验装置

1.1 试验平台组成

为真实模拟软土地层盾构隧道掘进施工过程,在 TJ-TUE2010 隧道及地下工程多功能相似模拟试验系统的基础上^[15],自主研发了 TJ-TBM2015 多功能微型盾构机隧道掘进试验平台,共分为 3 个部分:微型隧道掘进机、试验平台架、辅助及控制设备。试验系统如图 1 所示。



图 1 多功能微型隧道掘进机试验系统

Fig. 1 The multi-functional micro-tunneling boring machine test system

最核心的部分是微型隧道掘进机,包括外壳系统、刀盘及其动力系统、推进及其动力系统、水循环系统 4 个部分。外壳系统由 3 种不同的无缝钢管组成,包括盾首部分、管片部分和连接部分,盾首(直径 248 mm)和管片部分(直径 236 mm)存在 12 mm 的直径差,以模拟地层损失。考虑到不锈钢管的标准件直径及加工难度,微型隧道掘进机设计选定的相似比为 1:25.6,模拟对象为常规地铁盾构隧道

(外径 6 340 mm)。刀盘及其动力系统由刀盘、驱动马达及传动系统组成。软土中通常使用辐板式刀盘,开口率 35%~50%^[16],当盾构机直径较小时,开口率应适当增加^[17]。试验刀盘为可更换式设计,通过 4 颗螺栓与传动系统相连。刀盘采用楔形辐条状刀头,开口率约为 51.3%。水循环系统主要由水泵和软管组成,通过向开挖面注水或有压泥浆,可以起到润滑或维持开挖面稳定以及带走土渣的作用。

TJ-TUE2010 试验系统两侧及后挡板均设置有刚性支撑,确保模型的刚性边界约束效应。为配合试验重新设计了前挡板,选用厚度 40 mm 有机玻璃制作,既便于试验观测,又可以保证刚性边界。试验过程中隧道边缘距离两侧边界约 2D(D 为隧道直径),弱化了边界效应的影响,同时在填土之前对模型箱内部进行充分清理和光滑处理,尽可能减小隧道纵向的边界效应的影响。

1.2 试验平台参数

微型隧道掘进机采用的变频马达标准电压为 220 V,额定功率 120 W,通过电阻控制旋钮控制两个马达的输出功率,输出功率范围为额定功率的 30%~90%。刀盘转速和推进速度通过实测来确定,具体方法为:对两个马达分别选择输出功率的 30%~90%,每种功率下测定 3 次刀盘转速和推进速度,取平均值并进行线性拟合。根据实测结果进行的线性拟合相关系数均大于 0.99,说明实测结果线性较好。计算时,将选择的输出功率百分比(x)分别直接代入图 2 中的方程即可。

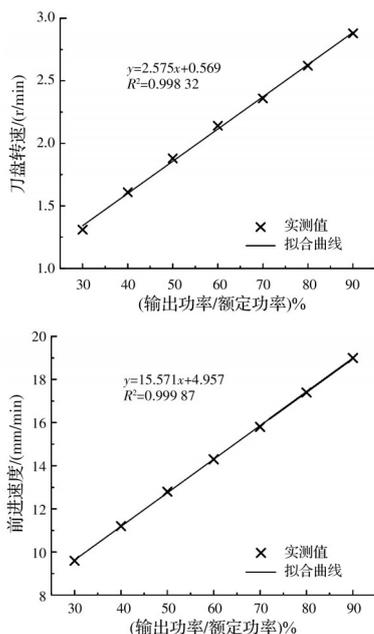


图 2 刀盘转速及前进速度实测结果

Fig. 2 Measured results of cutter head speed and forward speed

2 试验方案设计

2.1 试验方案

根据城市中软土盾构法隧道可能面临的不同工况,共进行了 3 组试验。

2.1.1 地表无超载试验方案(C1)

如图 3 所示,C1 方案中,隧道位于土箱中心偏下位置。有机玻璃挡板开口直径 250 mm(略大于隧道直径 D),两侧距土箱边缘均为 475 mm(约 2D),底部距土箱底部 300 mm(约 1.2D),上部距土箱顶端 600 mm(约 2.4D),相当于模拟覆土厚度为 15.4 m 的隧道(相似比 1:25.6)。

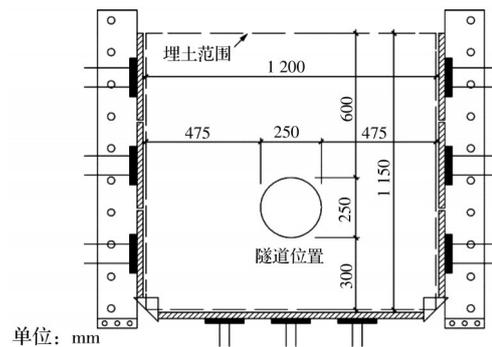


图 3 C1 方案模型布置图

Fig. 3 Model layout of scheme C1

2.1.2 地表有局部超载试验方案(C2)

C2 方案是在 C1 的基础上,在地表距离隧道中心 1D 处放置超载,以模拟隧道穿越既有建筑物的工况,如图 4 所示。根据相似比计算,所需超载量较小,再考虑到土表面在试验过程中会一直发生沉降,因此,为确保超载绝对稳定,采用铁块对土表面施加静载(模拟浅基础建筑物荷载)。铁块尺寸为 10 cm×10 cm×5 cm(长×宽×高),折算成的实际荷载为

$$P=7\ 850\times 9.8\times 0.05\times 25.6=100(\text{kPa})$$

这大约相当于每平方米承重 100 kN,对于上海

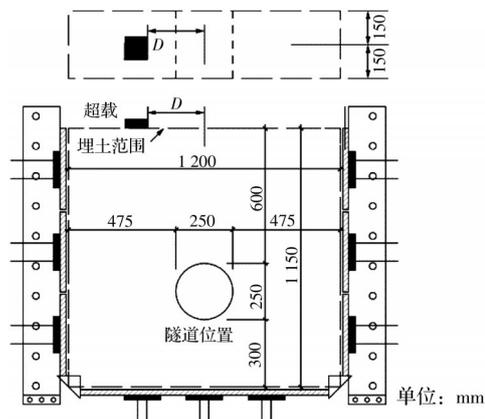


图 4 C2 方案模型布置图

Fig. 4 Model layout of scheme C2

地区的软黏土,可采用浅基础,再大的荷载就需要考虑采取深基础。该计算荷载作为试验的设计超载,后续试验结果均在该荷载的基础上进行分析,提供一些规律性的认识,对于等效荷载与该荷载有较大差异的工程,还需进一步分析和验证。

2.1.3 穿越群桩基础试验方案(C3)

C3方案为隧道侧向穿越群桩基础附近,适于模拟实际盾构穿越高层建筑桩基础,如图5所示,桩基础采用直径30 mm、壁厚3 mm的有机玻璃管模拟,群桩采用3×3布置,桩心距75 mm,最近一排桩距隧道模型中心的距离为1D。试验时先固定有机玻璃管,再埋土。

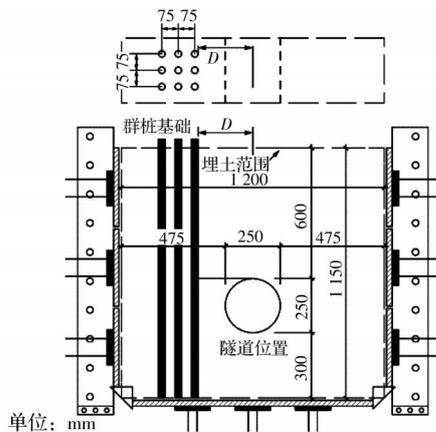


图5 C3方案模型布置图

Fig. 5 Model layout of scheme C3

2.2 试验流程

如图6所示,试验共分为5步:

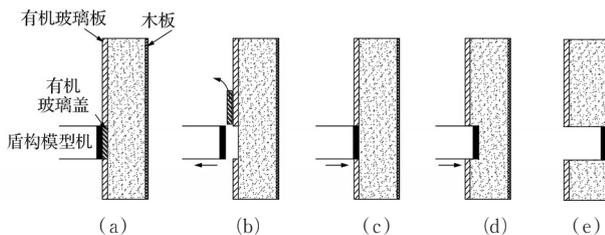


图6 试验流程示意图

Fig. 6 Schematic diagram of test flow

1)将有机玻璃盖塞入有机玻璃板的预开口中并用刀盘抵住,在土箱中分层埋入试验用土,在填土前对模型箱内部进行充分清理和光滑处理,尽量消除边界可能产生的摩擦效应对变形和应力变化的影响。填土完成后将模型静置直至自重固结变形基本稳定。

2)自重固结完成后,将微型隧道掘进机后移,取出有机玻璃盖。

3)前移微型隧道掘进机快速抵住暴露的土体立面,以最大限度减少临空土体的变形,减小土体内部的剪应力发展。

4)启动全部监测传感器并开始开挖,开挖过程中持续监测土压力和地表位移变化。

5)微型隧道掘进机开挖至预定位置后,开挖过程结束,将模型静置直至土表变形稳定。

在试验过程中,掘进机每前进10 mm并完成出土后,再后退1 mm以模拟盾构隧道开挖面变形。

2.3 试验用土

试验选用上海地区的淤泥质粉质黏土(③号土),取地下连续墙成槽机挖出的土,除去表面被泥浆浸湿的部分,尽量保持土壤原状,如图7所示,试验用土保存在密封的塑料箱中,以防止水分流失。根据工程勘察报告结果,土体基本力学指标参数如表1所示。



图7 试验用土及其保存

Fig. 7 Test soil and its preservation

表1 淤泥质粉质黏土基本力学参数

Table 1 Basic parameters of silty clay

重度 γ / (kN/m^3)	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$	压缩模量 E/MPa
17.3	12	16	3.36

埋土采用分层埋设并夯实。土箱角部放置两个纱窗布包裹的带孔PVC管,为土体自重固结提供渗流路径。埋土完成后,静置至自重变形稳定。首次试验前,对土体进行自重固结观测,用百分表监测地表中心变形,监测结果如图8所示。从图8可以看出,在土体完成埋设的前24 h内,固结变形快速发展,随后的约80 h内,沉降速度减缓,约96 h后,沉降变形趋于平稳。由此可知,每次试验开始前至少应将埋设好的土体静置96 h,才能确认固结

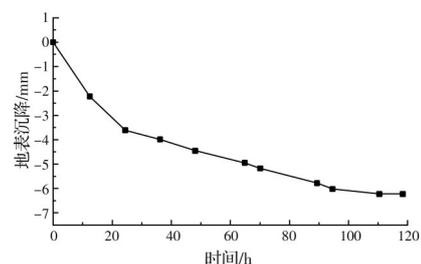


图8 土体自重固结曲线

Fig. 8 Gravity consolidation curve of the test soil

沉降基本完成。

2.4 传感器布置

试验过程中主要对地表变形和土压力进行监测和分析,监测工具为百分表和土压力盒。

2.4.1 百分表布置

图 9 所示为位移百分表布置图,土体上表面沿纵向中间位置从左至右对称布置有 5 只百分表 (S1~S5);沿隧道掘进方向距离 S3 前后 100 mm 的位置布置 S6、S7 两只百分表。百分表量程 0~10 mm,精度 0.01 mm。C2 组试验左上方地表有超载铁块,百分表 S1 和 S2 分别布置在铁块的两个边缘,以监测超载铁块的沉降。

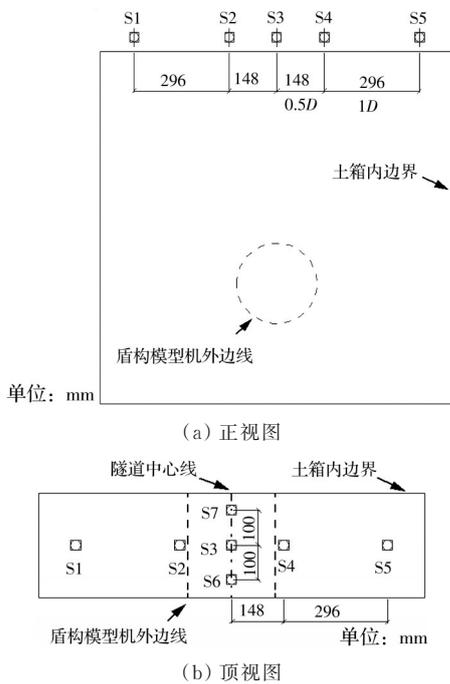


图 9 百分表布置图
Fig. 9 Layout of dialgauge

图 10 为百分表布置实物图,试验过程中每隔 1 h 对每个百分表分别进行拍照,试验完成后读数,以免现场读数出现错误。开挖完成后,为观测后续变形,仍要每隔 12 h 读数一次,持续至少 96 h。



图 10 百分表布置实物图
Fig. 10 Image of dialgauge layout

2.4.2 土压力盒布置

如图 11 所示,在隧道起拱线高度两侧各布置 5 个土压力盒 (L1~L5 和 R1~R5),测量竖向土压力

变化;在拱顶上方垂直分布有 5 个压力盒 H1~H5,测量拱顶上方的水平压力变化。在紧贴隧道拱顶沿隧道方向布置有 5 个土压力盒 V1~V5,用来测量拱顶附近的竖向土压力变化。土压力盒的量程 0~50 kPa,精度 0.02 kPa。C3 组试验由于存在群桩基础,将 L4 和 L3 调整至桩基础左右两侧。

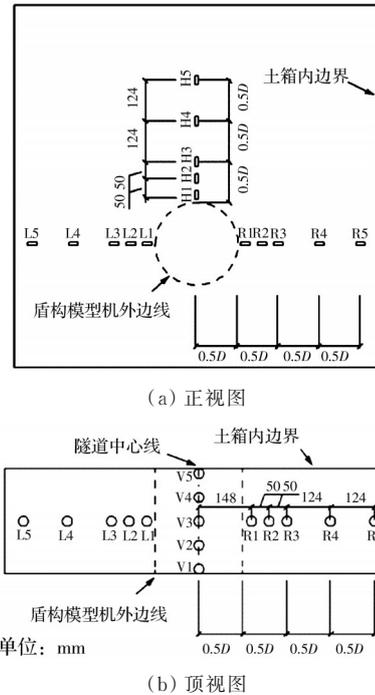


图 11 土压力盒布置图
Fig. 11 Layout of earth pressure box

图 12 为土压力盒布置实物图。土压力盒连接应变采集仪,由电脑自动采集并存储数据,可在试验完成后进行分析处理。



图 12 土压力盒布置实物图 (L1-L5)
Fig. 12 Image of earth pressure box layout (L1-L5)

3 试验结果分析

3.1 地表无超载试验结果 (C1)

3.1.1 变形分析

图 13 为隧道掘进过程中地表沉降槽变化情况。随着开挖的进行,沉降槽的基本形态没有发生明显变化,只有沉降量随着开挖的进行而增大。从变化速度来看,开挖前半段地表沉降增加速度相对缓慢,而到最后阶段,沉降速度加快,这是由于在开挖

即将完成时,盾壳外径变化点(下文统称为地表损失点)刚好通过监测断面,围绕盾壳的地层损失导致了沉降值的快速增加。

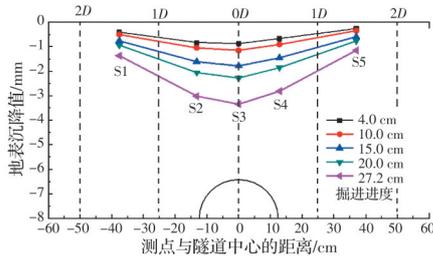


图 13 C1组试验开挖过程中沉降槽形态

Fig. 13 The settlement trough morphology of test C1

图 14 为沿掘进方向地表的纵向沉降发展情况。在掘进的前 10 cm,地表沉降缓慢;当掘进距离大于 17.5 cm时,沉降发展速度加快。从掘进开始时刻起,开挖面前方土体就一直处于影响区域内,因此并未出现纵向沉降槽形态,纵向沉降总体上比较均匀。S6、S3和 S7 测点的最大沉降值分别为 3.48、3.34、3.07 mm,最大差异为 11.8%[(S_{min}-S_{max})/S_{max}]。

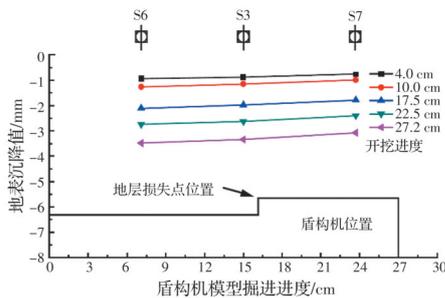


图 14 C1组试验地表纵向沉降曲线

Fig. 14 The surface longitudinal settlement curve of test C1

图 15 为掘进速度与 S3 点沉降发展的关系。图中上半部分为两次记录之间的微型隧道掘进机平均掘进速度,虚线为整个试验期间的平均掘进速度;下半部分为地表测点 S3 的沉降发展曲线。在整个试验过程中,掘进速度呈现出一定的波动,在开挖的后半段,掘进速度相对要稳定一些。随着开挖的进行,S3 测点沉降持续发展,掘进速度加快时,S3

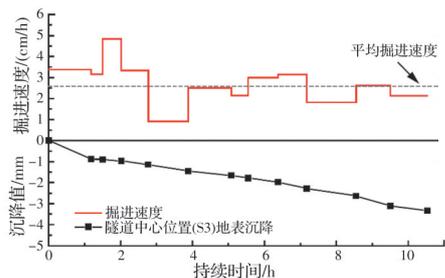


图 15 C1组试验掘进速度与地表沉降的关系

Fig. 15 The relationship between tunneling speed and surface settlement in test C1

的沉降发展速度也随着增加,这与工程实践的普遍规律基本相符。

3.1.2 应力分析

图 16 为试验过程中隧道拱顶土体竖向压力变化情况。总体上,隧道开挖导致拱顶土压力逐渐减小,但单根测线在纵向方向并未呈现出明显的规律,除了开挖进度为 27.2 cm 的测线,其他测线均表现为整体较为均匀的减小。当掘进进度为 27.2 cm 时,V3 测点的土压力明显减小,仅为原状应力的约 60%,其余 4 个测点的监测值约为原状应力的 80%,这是由于 V3 测点的土压力盒刚好处于地层损失点附近,该处土体的不均匀变形,会产生微弱的土拱效应,进而导致土压力盒读数减小。开挖面前后的拱顶位置土压力并没有明显的差异,这说明土压力盒均属于隧道开挖导致的卸载区内;开挖面前方的测点处于隧道环向卸载导致的土拱效应内部,开挖面前方的测点处于开挖面卸载产生的土拱效应内部。

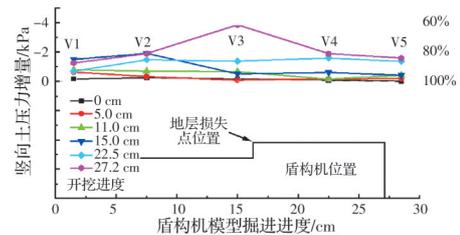


图 16 C1组试验拱顶竖向应力增量

Fig. 16 The vault vertical stress increment of test C1

图 17 为试验过程中隧道拱腰两侧竖向土压力变化。在开挖的前 11 cm,土压力变化较小,基本都小于原始应力的 5%,这是因为地表损失点尚未到达监测断面附近,没有发生明显的地层损失,应力重分布程度较低。当掘进距离接近 15 cm 时,拱腰两侧附近压力明显增大,L1 和 R1 两个测点土压力约为原始自重压力的 107%。随着开挖继续进行,距隧道中心 1D 范围内的土压力继续增加,当开挖距离为 27.2 cm 时,L1 和 R1 压力约为原始自重压力的 116% 和 117%;距隧道中心 1D 范围外土压力增加不明显,说明受开挖及土拱效应影响较小。左

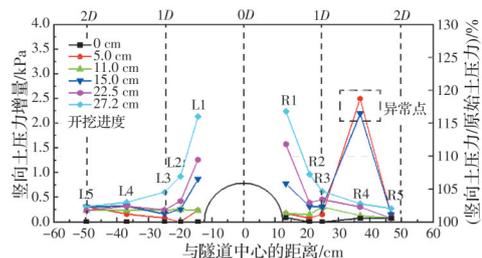


图 17 C1组试验拱腰部土体竖向应力增量

Fig. 17 The vertical stress increment in arch waist of test C1

侧 R4 点数据异常,可能是传感器异常所致,分析时不予考虑。

图 18 为隧道正上方土体水平应力变化情况,斜点划线为 20% 原状应力线,若测点落在该线上,说明水平应力变化量达到原状应力的 20%。H4 测点读数出现异常无法使用,绘图时将其剔除,H5 和 H3 点用虚线直接相连。随着隧道的开挖,各个测点的土压力值均增大,开挖进度小于 11 cm 时,土压力变化较小,当开挖进度大于 15 cm 后,拱顶上方距隧道中心 1D 范围内土压力开始明显增大,在此范围之外应力变化不大。从整体来看,隧道的地层损失点进入土体(掘进约为 15 cm)后,拱顶上方土压力才开始有显著变化,这说明土拱的形成与地层损失密切相关,当地层损失点到达监测断面(掘进约 26 cm)后,H1 测点的土压力增量最大,达到了土体原状应力的 20%。

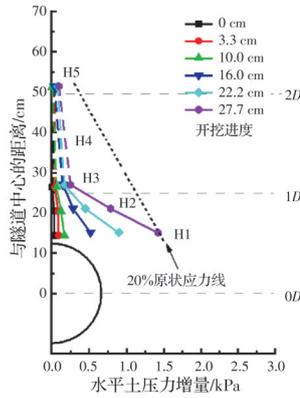


图 18 C1 组试验拱顶上方水平土压力变化

Fig. 18 The change of horizontal earth pressure above the vault of test C1

从图 17 和图 18 可以看出,在水平和垂直方向,隧道开挖对周围土体的影响范围约为距隧道中心 1D 范围内,说明在拱腰和拱顶之外 0.5D 范围内,隧道开挖会引起土体应力状态的改变,进而导致土体失稳。从拱顶和腰部两侧土体的应力增量实测数据可以推测,隧道周围土体松动区范围较小,这说明盾构掘进开挖通过约束洞周收敛变形,有效维持了周围土体的稳定性;而较小的地表沉降也表明,对开挖面的有效约束确保了超前核心土的稳定性。

3.2 地表有超载试验结果(C2)

3.2.1 变形分析

图 19 为开挖过程中的沉降槽变化,其基本规律与 C1 组类似,不同的是,由于超载的存在,沉降槽并不对称,左侧沉降值偏大,曲线下凸更明显。

图 20 为地表纵向沉降发展情况,与 C1 组相似,掘进结束时,3 个测点的沉降监测值分别为 4.55、4.97、4.37 mm,最大差异为 12.1%。

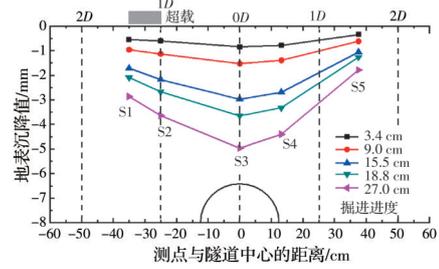


图 19 C2 组试验开挖过程中沉降槽形态

Fig. 19 The settlement trough morphology of test C2

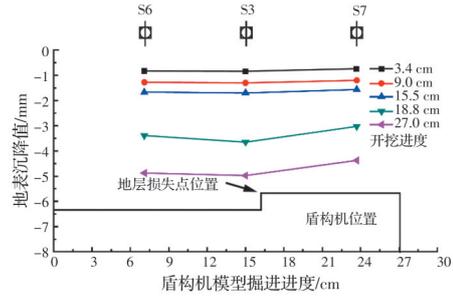


图 20 C2 组试验地表纵向沉降曲线

Fig. 20 The surface longitudinal settlement curve of test C2

图 21 为掘进速度与 S3 点沉降发展关系图。掘进速度整体上可分为两部分,前半段掘进速度较慢,后半程明显提高,仅在试验结束前有所降低。S3 点沉降也明显分为两段,掘进较慢时沉降速度发展较为平缓;速度提高后,沉降发展速度也相应变快。相比于 C1 组,C2 组掘进速度与 S3 点沉降速度的关系更加明显。

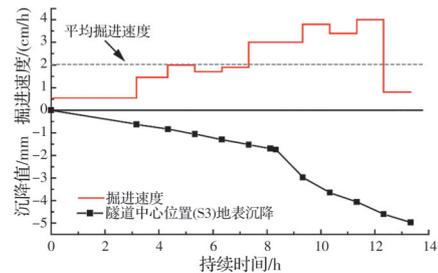


图 21 C2 组试验掘进速度与地表沉降的关系

Fig. 21 The relationship between driving speed and surface settlement in test C2

3.2.2 应力分析

图 22 为隧道拱顶土体竖向压力变化情况,与 C1 组规律类似。当掘进结束时,只有 V3 测点土压力异常减小,约为原状应力的 55%。

图 23 为隧道拱腰两侧土压力变化量曲线,规律与 C1 组类似,只是由于地表超载的存在,试验结束时左侧压力大于右侧,土体应力重分布呈现出明显的不对称现象。但在隧道开挖前期(掘进距离 < 15 cm),两侧土压力变化并未出现明显差别。R1 测点竖向土压力变化量比 C1 组要小,这与预期

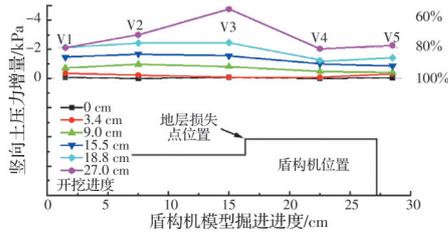


图 22 C2组试验拱顶竖向应力增量

Fig. 22 The vault vertical stress increment of test C2

结果有一定的出入,因为超载的存在不应该使C2组的监测结果更小,这可能是传感器工作时产生了一定的故障造成的。由于试验次数有限,还不能过早下结论,更细致的研究和结论可采用数值方法进一步研究。在开挖后半段,L2土压力盒数据也略有异常,但并不影响整体趋势。

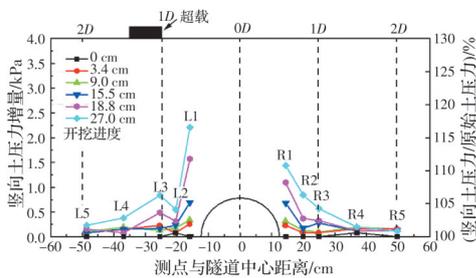


图 23 C2组试验拱腰部土体竖向应力增量

Fig. 23 The vertical stress increment in arch waist of test C2

图 24 为隧道正上方土体水平应力变化情况,规律与C1组试验类似,只是应力变化量略小。

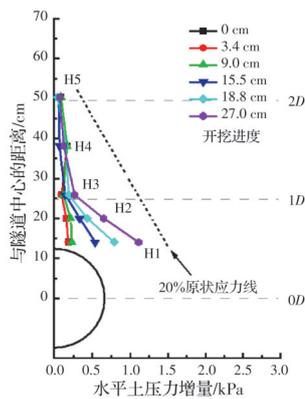


图 24 C2组试验拱顶上方水平土压力变化

Fig. 24 The change of horizontal earth pressure above the vault of test C2

3.3 穿越群桩基础试验结果(C3)

3.3.1 变形分析

图 25 为试验过程中沉降槽变化。右半侧与C1组类似,但左半侧沉降值较右侧略小,S1点的沉降值很小,且几乎未随掘进进度发生明显变化,说明群桩基础的隔离效果较好,土体位移场的发展受到它的阻隔,这得益于群桩基础较大的整体侧向抗弯刚度。

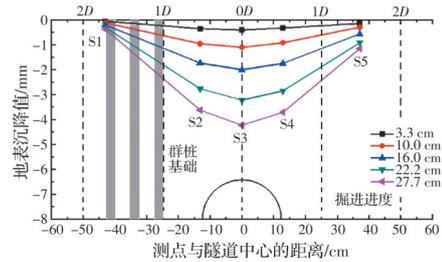


图 25 C3组试验开挖过程中沉降槽形态

Fig. 25 The settlement trough morphology of test C3

图 26 为地表沿掘进方向的纵向沉降发展情况。与前两组试验规律相似,3个测点最大沉降值分别为 4.17、4.24、3.92 mm,最大差异为 7.5%。

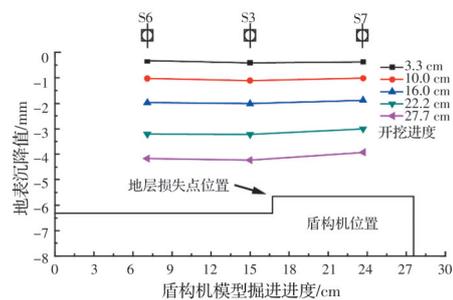


图 26 C3组试验地表纵向沉降曲线

Fig. 26 The surface longitudinal settlement curve of test C3

图 27 为掘进速度与S3点沉降发展的关系。由于前两组试验积累了一定经验,C3组试验过程中掘进速度波动不大,对应的S3点沉降发展也比较平缓。

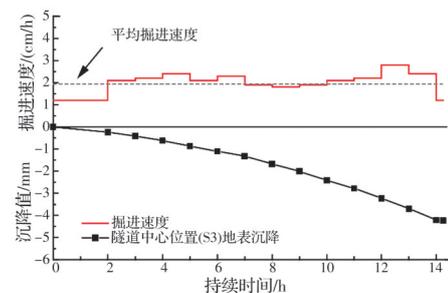


图 27 C3组试验掘进速度与地表沉降的关系

Fig. 27 The relationship between driving speed and surface settlement in test C3

3.3.2 应力分析

图 28 为隧道拱顶土体竖向压力变化情况。与前两组规律基本一致,掘进至 27.7 cm 时,V4测点数据出现异常变化,应该是异常监测值,分析时不予考虑。

图 29 为隧道拱腰两侧土压力变化,由于群桩基础的存在,L2、L3测点的土压力监测值并未发生明显变化,这可能是由于土拱效应引起的竖向应力增加由桩-土的摩擦接触承担。开挖完成时,L1和R1的土压力分别为原状土压力的 120% 和 123%,由于

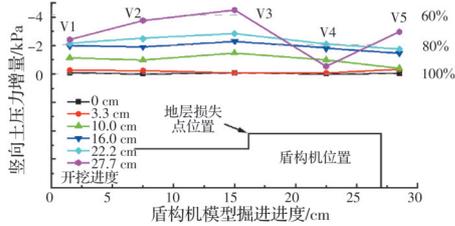


图 28 C3组试验拱顶竖向应力增量

Fig. 28 The vault vertical stress increment of test C3

群桩基础限制了土拱效应的发展范围,故隧道两侧应力重分布不对称,群桩基础对土体应力重分布起到隔离作用,致使开挖过程中L2~L5测点土压力变化很小。

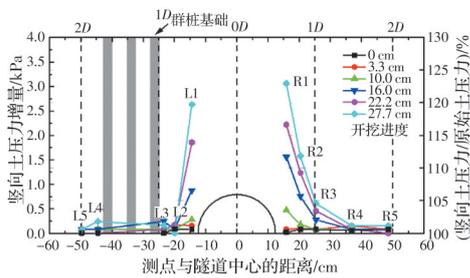


图 29 C3组试验拱腰部土体竖向压力变化

Fig. 29 The vertical stress increment in arch waist of test C3

图 30 为隧道正上方土体水平应力变化,H1 测点水平应力最终变化量仅为原状土体水平应力的 16%,小于前两组试验结果,这可能是由于群桩基础约束了土体水平位移的发展,限制了拱顶水平应力的变化。

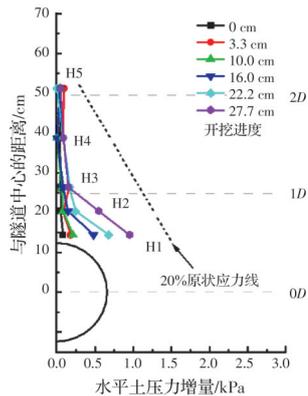


图 30 C3组试验拱顶上方水平土压力变化

Fig. 30 The change of horizontal earth pressure above the vault of test C3

3.4 模型试验对比分析

图 31 为 3 组试验开挖完成后的地表沉降槽曲线对比。C1 组试验沉降槽基本呈对称状态,最大沉降值最小。由于左上方地表存在超载,C2 组试验地表沉降槽为非对称状态,最大沉降值最大。C3 组最大沉降值处于 C1 和 C2 之间,由于群桩基础的存在,沉降槽也不对称,左侧沉降值较小,特别是左侧测

点几乎没有变化,这说明群桩基础起到了一定的隔离作用。

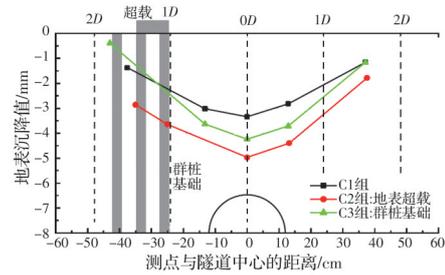


图 31 3组试验开挖完成后地表沉降槽对比

Fig. 31 Comparison of surface settlement trough after completion of excavation of the three tests

为了更清晰地体现地表沉降槽的定性规律,将沉降数据进行无量纲处理,如图 32 所示。由于 3 组试验隧道的右侧均无超载和其他结构,无量纲化处理后的沉降槽形态几乎相同。相比之下,左半边沉降槽出现较为明显的差别:C2 组试验存在地表超载,相对沉降比 C1 组大;C3 组试验存在群桩基础,起到了一定的加固和隔离作用,相对沉降比 C1 组要小。

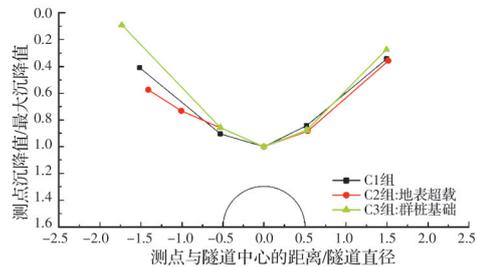


图 32 无量纲化的地表沉降槽对比

Fig. 32 Comparison of dimensionless surface settlement trough

由上述分析可以看出,单从隧道施工产生的影响角度看,群桩基础对周围地层起到了良好的保护和隔离作用,但从工程整体稳定角度看,还应当分析隧道施工对其附近的工程结构的影响,假定群桩基础为刚性结构且受试验条件限制并未对群桩结构受力进行监测分析,在实际工程当中应当充分评估拟建隧道附近工程结构受隧道开挖的影响,并视情况进行隧道路线调整或制定相应的加固和保护措施,以维护工程结构的整体稳定性。

图 33 为 3 组试验开挖完成后拱腰两侧竖向土压力变化。若除去 R1 点的差异,则 C1 和 C2 两组结果差别不大。参考《建筑地基基础设计规范》(GB 50007—2011)^[18]以及文献[19],计算地表超载对传感器所在深度的土层产生的附加应力,结果为 0.75 kPa,仅为原状应力的 0.6%,对土体应力重分布的影响并不大。C3 组试验结果较 C1 组有更明显的变化,

隧道两侧土体竖向土压力都有明显的增大,达到土体原状应力的150%左右。左侧仅有最靠近隧道的测点变化明显,这是由于群桩基础的限制作用,使得隧道左侧未能形成明显的土拱效应。

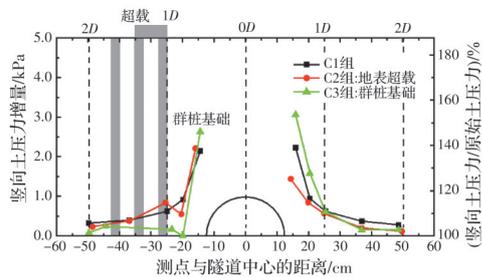


图33 三组试验开挖完成后拱腰两侧竖向土压力变化
Fig. 33 The vertical stress increment in arch waist after completion of excavation of the three tests

图34为3组试验完成后隧道正上方水平土压力变化,可以看出3组试验数据规律类似。C2、C3组H1测点监测值略小于C1组,原因可能是超载和群桩基础的存在限制了土体水平位移的发展,进而限制了水平方向的应力重分布。从H1~H5的监测数据来看,隧道开挖引起的拱顶上方土体水平应力重分布主要集中在距离隧道中心1D范围内,在此范围之外,土体水平应力的变化量很小。

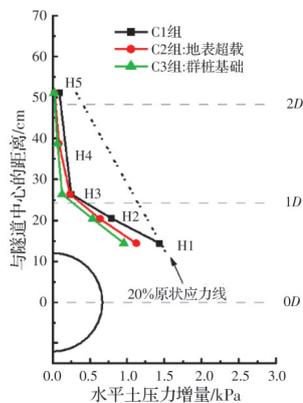


图34 三组试验开挖完成后拱顶水平土压力变化
Fig. 34 The change of horizontal earth pressure above the vault of the three tests after completion of excavation

4 结论

针对软土地层盾构隧道掘进土体受力和变形问题,自主研发了TJ-TBM2015多功能微型盾构机隧道掘进试验平台,进行了不同工况的室内模型试验,并进行了试验结果的对比分析,主要结论如下:

1)通过试验揭示了隧道拱腰两侧竖向应力变化和拱顶上方水平应力变化规律,隧道开挖引起的土体应力重分布主要发生在距离隧道中心1倍直径范围内。不同方案试验结果表明,拱腰两侧土体竖向应力可达原状应力的125%~155%;而拱顶水平

应力的增量则表现得比较稳定,为原状应力的115%~120%,几乎不受超载和群桩基础的影响。

2)超载和群桩基础对隧道开挖引起的沉降槽的影响是局部的。超载会造成其所在位置附近的地表沉降增大,群桩基础对地层起到了一定的加固和隔离作用,使得其附近的地表沉降有所减小。经过无量纲化处理后可发现,右半部沉降槽呈现出几乎完全一致的规律,而左侧则由于超载和群桩基础的存在,沉降值分别有一定的增大和减小。掘进速度会影响拱顶沉降,掘进速度越大,沉降发展速度和量值越大。

3)基于隧道拱腰两侧土体竖向应力增量的变化情况可知,试验采用的局部地表超载对土体应力重分布的影响较小,这是因为在拱腰所在的深度,超载产生的附加应力很小,因此其影响也很有限。群桩基础能够起到较好的隔离作用,故土体的应力重分布被限制在了桩-隧之间较小的范围内,群桩基础对隧道另一侧土体应力重分布的影响不大。

参考文献

- [1] 刘超. 基于多尺度分析的盾构法隧道掘进全过程土体扰动机理及工程应用研究[D]. 上海: 同济大学, 2016.
LIU C. Disturbance mechanism and application of the whole shield driving process based on multi scale approach [D]. Shanghai: Tongji University, 2016. (in Chinese)
- [2] 刘建航, 侯学渊. 盾构法隧道[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1991.
LIU J H, HOU X Y. Shield driven tunnel [M]. Beijing: China Railway Publishing House, 1991. (in Chinese)
- [3] CHEN R P, LI J, KONG L G, et al. Experimental study on face instability of shield tunnel in sand [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2013, 33(1): 12-21.
- [4] MEGUID M A, SAADA O, NUNES M A, et al. Physical modeling of tunnels in soft ground: A review [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, 23(2): 185-198.
- [5] STERPI D, CIVIDINI A, SAKURAI A, et al. Laboratory model tests and numerical analysis of shallow tunnels [C]//Proceedings of the International Symposium on Eurcok '96 -ISRM, Torino, vol. 1. Rotterdam: Balkema, 1996: 689-696.
- [6] KAMATA H, MASHIMO H. Centrifuge model test of tunnel face reinforcement by bolting [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2003, 18(2/3): 205-212.
- [7] LEE C J, WU B R, CHEN H T, et al. Tunnel stability and arching effects during tunneling in soft clayey soil [J].

- Tunnelling and Underground Space Technology, 2006, 21(2): 119-132.
- [8] IDINGER G, AKLIK P, WU W, et al. Centrifuge model test on the face stability of shallow tunnel [J]. Acta Geotechnica, 2011, 6(2): 105-117.
- [9] 范祚文, 张子新. 砂卵石地层土压力平衡盾构施工开挖面稳定及邻近建筑物影响模型试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(12): 2506-2512.
- FAN Z W, ZHANG Z X. Model test of excavation face stability of epb shield in sandy cobble ground and adjacent building effect [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(12): 2506-2512. (in Chinese)
- [10] 芮瑞, 何清, 陈成, 等. 盾构穿越临近地下挡土结构土压力及沉降影响模型试验[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(5): 864-872.
- RUI R, HE Q, CHEN C, et al. Model tests on earth pressure and settlement of shield tunnel crossing adjacent underground retaining structures [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(5): 864-872. (in Chinese)
- [11] 宋洋, 王伟颐, 杜春生. 砂-砾复合地层盾构隧道开挖面稳定模型试验与极限支护压力研究[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(12): 2206-2214.
- SONG Y, WANG W Y, DU C S. Model tests on stability and ultimate support pressure of shield tunnel in sand-gravel composite stratum [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(12): 2206-2214. (in Chinese)
- [12] 簪文博, 赖金星, 邱军领, 等. 松散堆积体隧道压力拱效应试验与数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(9): 1666-1674.
- ZAN W B, LAI J X, QIU J L, et al. Experiments and numerical simulations on pressure-arch effect for a tunnel in loose deposits [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(9): 1666-1674. (in Chinese)
- [13] 马少坤, 韦榕宽, 邵羽, 等. 基于透明土的隧道开挖面稳定性三维可视化模型试验研究及应用[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(10): 1798-1806, 1958.
- MA S K, WEI R K, SHAO Y, et al. 3D visual model tests on stability of tunnel excavation surface based on transparent soil [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2021, 43(10): 1798-1806, 1958. (in Chinese)
- [14] 魏纲, 郝威, 魏新江, 等. 盾构隧道内竖向顶管施工室内模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2022, 44(1): 62-71.
- WEI G, HAO W, WEI X J, et al. Indoor model tests on the construction of vertical pipe jacking in shield tunnel [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2022, 44(1): 62-71. (in Chinese)
- [15] 张子新, 石振明, 黄昕, 等. 一种隧道及地下工程多功能模型试验系统: CN102235942A [P]. 2011-11-09.
- ZHANG Z X, SHI Z M, HUANG X, et al. A multi-functional model test system for tunnel and underground engineering: CN102235942A [P]. 2011-11-09. (in Chinese)
- [16] 宋克志, 王本福. 常见盾构刀盘型式及选用[J]. 筑路机械与施工机械化, 2007, 24(6): 44-46.
- SONG K Z, WANG B F. Common types of shield cutter wheel and selection [J]. Road Machinery & Construction Mechanization, 2007, 24(6): 44-46. (in Chinese)
- [17] 王世杰, 王学科, 王吉业, 等. 微型土压平衡盾构机刀盘开口率对排土率的影响[J]. 中国工程机械学报, 2014, 12(3): 204-207.
- WANG S J, WANG X K, WANG J Y, et al. Impact of cutter-head aperture ratio on dumping rate for miniature earth pressure balance shield tunneling machines [J]. Chinese Journal of Construction Machinery, 2014, 12(3): 204-207. (in Chinese)
- [18] 建筑地基基础设计规范: GB 50007—2011 [S]. 北京: 中国计划出版社, 2012.
- Code for design of building foundation: GB 50007—2011 [S]. Beijing: China Planning Press, 2012. (in Chinese)
- [19] 张晓范, 吕志忠, 姜继红, 等. 关于地基压力扩散角 θ 的取值方法的探讨[J]. 沈阳大学学报, 2007, 19(2): 103-104, 110.
- ZHANG X F, LU Z Z, JIANG J H, et al. Method of expansion angle choosing of subgrade pressure [J]. Journal of Shenyang University, 2007, 19(2): 103-104, 110. (in Chinese)

(编辑 王秀玲)