

DOI: 10.16285/j.rsm.2021.1606

砂土层中盾构掘进实测数据及数值模拟分析

骆冠勇^{1,2}, 钟 淼^{1,2}, 曹 洪^{1,2}, 潘 泓^{1,2}

(1. 华南理工大学 土木与交通学院, 广东 广州 510640; 2. 华南理工大学 亚热带建筑科学国家重点实验室, 广东 广州 510640)

摘 要: 相对于其他土层, 盾构在富水砂层中掘进的风险更大, 但目前盾构掘进引起砂层变形的机制并不清楚。依托广州某电力隧道项目, 选取一典型富水砂性土层断面对盾构隧道施工引起的地层变形进行高频率、近距离的监测, 得到以下几点认识可供类似的工程参考: (1) 富水环境下, 相对于均质砂层, 隧道处于粉砂+粗砂地层组合更容易发生渗透破坏。此情况下, 粉砂层在承受更大渗透力同时, 又受粗砂层强烈补给供水, 非常容易被侵蚀甚至掏空。(2) 地层均匀损失与局部集中损失引起地层扰动规律有较大的不同。地层均匀损失时由于拱效应没集中局部损失的强, 其扰动范围、地表沉降及水平位移均更大。水平位移最大值的位置与地层损失的非均匀化也密切相关。地层均匀损失时, 隧道两边最大水平位移发生在隧道高程范围内; 但地层非均匀损失(隧道顶部局部塌落)时, 发生最大的水平位移的位置会明显上移。(3) 渗透力的作用使得地层扰动范围扩大。(4) 地层损失率受注浆影响严重, 隧道附近大, 地表最小, 隧道上方土体呈松散化趋势。

关 键 词: 盾构施工; 地层变形; 砂层; 实测; 数值模拟

中图分类号: U455.43

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598(2022) 增刊 2-0563-12

Measured data and numerical simulation analysis of shield tunneling in sand

LUO Guan-yong^{1,2}, ZHONG Miao^{1,2}, CAO Hong^{1,2}, PAN Hong^{1,2}

(1. School of Civil Engineering and Transportation, South China University of Technology, Guangzhou, Guangdong 510640, China;

2. The State Key Laboratory of Subtropical Building Science, South China University of Technology, Guangzhou, Guangdong 510640, China)

Abstract: Compared with other soil layers, the risk of shield tunneling in water-rich sand is greater, but the mechanism of sand deformation caused by shield tunneling is currently unclear. Relying on an electric power tunnel project in Guangzhou, this paper selects a typical water-rich sandy stratum section for high-frequency, close-range monitoring of stratum deformation caused by shield tunnel construction. The following understandings are obtained, which can be used as reference for similar projects. 1) In a water-rich environment, compared to in a homogeneous sand layer, in a combination of fine and coarse sands, the tunnel is more prone to seepage failure. Under this circumstance, the fine sand layer bears greater seepage force while being strongly supplied with water from the coarse sand layer, and the fine sand layer is thus very easy to be eroded or even hollowed out. 2) The ground deformation caused by uniform volume loss and local concentrated loss is quite different. In the case of uniform loss, because the arching effect is not as strong as the local loss, the disturbance range, surface settlement and horizontal displacement are all larger. The location of the maximum horizontal displacement is also closely related to the heterogeneity of the formation loss. When the formation loss is uniform, the maximum horizontal displacement on both sides of the tunnel occurs within the tunnel elevation range; but when the uneven loss (partial collapse of the tunnel top) occurs, the location of the maximum horizontal displacement will move up significantly. 3) The seepage force expands the range of stratum disturbance. 4) The stratum loss rate is severely affected by grouting. The vicinity of the tunnel is large, the ground surface is the smallest, and the soil above the tunnel tends to loosen.

Keywords: shield construction; soil deformation; sand stratum; field monitor; numerical simulation

1 引 言

由盾构掘进施工造成的地层扰动变形是个非

常关键的问题, 与盾构周边建构物的安全密切相关。尤其是当周边环境复杂, 土层条件较差时风险尤为突出, 如其在软土、饱和砂土等土层穿行于各

收稿日期: 2021-09-21

修回日期: 2022-07-20

基金项目: 国家自然科学基金项目 (No.51978282); 广东省自然科学基金项目 (No.2020A1515010583); 华南理工大学亚热带建筑科学国家重点实验室开放研究项目 (No.2022ZB21); 广东省现代土木工程重点实验室 (No.2021B1212040003)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (51978282), the Natural Science Foundation of Guangdong Province (2020A1515010583), the State Key Lab of Subtropical Building Science, South China University of Technology (2022ZB21) and Guangdong Provincial Key Laboratory of Modern Civil Engineering Technology(2021B1212040003).

第一作者简介: 骆冠勇, 男, 1979 年生, 副教授, 主要从事岩土方面的教学与研究工作。E-mail: luogy@scut.edu.cn

通讯作者: 潘泓, 男, 1967 年生, 博士, 教授, 主要从事岩土方面的教学与研究工作。E-mail: hpan@scut.edu.cn

种地下结构密集的闹市区。

目前,研究盾构施工对地层的扰动分析常用的方法有解析方法、数值方法及室内试验及现场试验等^[1]。解析解多基于弹性半空间理论^[2-3],也有少数基于塑性极限分析理论^[4-5],其中大多数是二维解,少量的是三维解^[6-8],同时这些解都基本针对饱和黏土,采用不排水假定,针对砂层的非常少^[9]。但实际上,我们国家近些年发生的较大的盾构施工事故都与富水砂层相关^[10]。数值方法中,大量采用的方法是常规的基于连续体的有限元方法^[11-14]或有限差分方法^[15-17]。盾构掘进对土体的扰动涉及刀盘切削及盾尾注浆两个过程。这两个过程具有大变形、多场多相性质,非常复杂,常规的有限元往往难以准确地模拟这两个过程^[18]。同样,室内试验对这两个过程再现也存在相当困难^[19]。相比较而言,基于现场的实测数据最为真实可信,可真实了解盾构掘进位移影响大小的同时,亦可为其他方法的研究提供对比依据。但目前已有的关于现场实测周围土体位移的研究中,发现其监测频率基本以天为单元,比较低、测点离隧道距离也相对较远^[20-21]。因为盾构掘进的速度一天数环,每环内隧道的施工也至少可分为掘进-拼装这两个基本的工况。不同的工况,泥水仓压力及盾尾注浆压力及注浆量都会有不同,通常以天为监测频率的数据难以反映上述施工参数的变化对土体扰动影响。类似地,测点距离隧道较远时,扰动源附近近距离的土体扰动也难以捕捉,而由于目前有大量的盾构隧道以非常小的距离通过邻近地下结构物,研究隧道施工近距离扰动规律非常重要^[22]。

本文依托广州某电力隧道项目,选取一典型富

水砂性地层断面,对盾构隧道施工引起的地表沉降、分层沉降和深层土体水平位移进行高频率、近距离的监测。刀盘到达至盾尾脱出期间监测频率一环一测。为获得更稳定的数据,测试均选择在管片安装工况进行。测点至隧道壁的距离小至 1 m。本文结合数值模拟,对这些监测数据进行细致分析。

2 工程概况及监测方案

2.1 地质情况

监测项目所布置监测断面位于广州市西湾路跨增埗河公路桥南侧,断面位置及地质剖面如图 1 所示。断面位于砂层和粉质黏土层中,埋深为 12 m,上覆砂土、淤泥质土及杂填土,地下水位在地表下 4.5 m。各土层的岩土参数如表 1 所示。

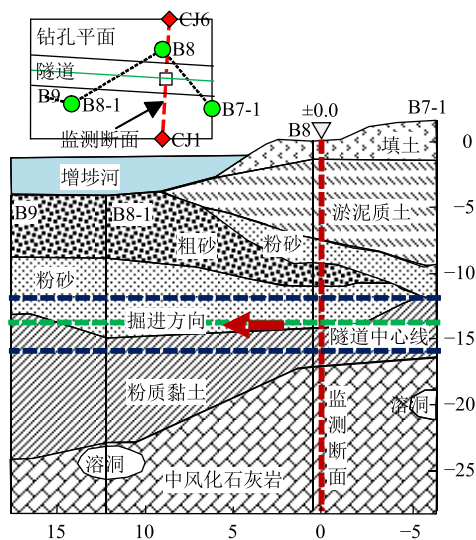


图 1 监测断面位置及地质剖面 (单位: m)

Fig.1 Monitoring section location and geological section (unit: m)

表 1 土层物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of soil

岩土名称	密度 $\rho/(\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$	含水率 $w/\%$	孔隙比 e	弹性模量 E/MPa	泊松比 ν	渗透系数 $k/(\text{m} \cdot \text{d}^{-1})$	固结快剪	
							黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(\text{°})$
填土	1.65	53.70	1.510	20	0.33	1.500	10	15
粉砂	1.81	31.00	0.935	20	0.30	8.000	0	31
粗砂	2.01	16.30	0.553	46	0.30	80.000	0	33
淤泥质土	1.63	54.58	1.412	6	0.40	0.001	10	13
粉质粘土	1.94	28.79	0.789	70	0.28	0.100	28	20

2.2 监测方案

监测内容包括地表沉降、分层沉降和深层水平位移。测点的布置如图 2 所示, x - y 为水平平面, 水平 y 轴正向沿盾构掘进方向; x - z 为竖向断面, 竖直 z 轴正向向上。测点基本沿隧道轴线对称布置。所有测点分布在隧道掘进方向 (y 方向) 上有 1.2 m 的

宽度范围内。其中,所有地表沉降点布置在 $y = 0$ m 的测线上,大部分分层沉降点布设在 $y = 0 \sim 0.6$ m 的范围内,而测斜管的位置基本在 $y = 1.0 \sim 1.2$ m 的范围内。一般情况下,这些差别对分析影响不大,但在分析泥水仓及盾尾注浆的影响范围时考虑此差别。为统一,除特别说明外,下文所述的监测断面

是指 $y=0$ (x 轴所在的位置) 这一断面。

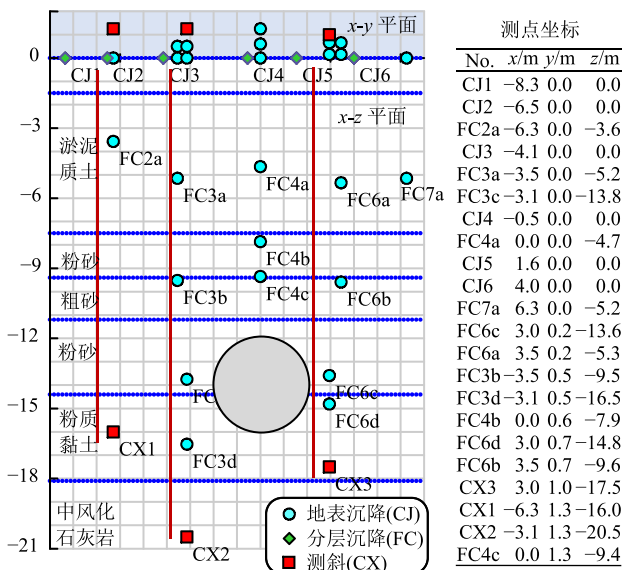


图 2 测点布置断面图

Fig.2 Layout of measuring locations

由于常规的分层沉降计的实际测量精度不高, 通常为 cm 量级。为提高精度, 本项目利用深层沉降板的方式采用水准仪对各分层沉降点进行测量。因此, 将理论上同一分层沉降孔内不同深度的测点

转变为 x - y 平面内孔距为 0.5 m 、埋深不同的多个深层水准沉降测点。与一般的深层沉降板不同, 因测点距离盾构较近, 要做好防窜浆处理, 防止泥水仓的泥浆或盾尾同步注浆的浆液沿沉降孔逃逸。

2.3 盾构参数

盾构机类型为泥水平衡盾构, 盾体长度为 9.62 m , 盾构机刀盘开挖直径为 4.37 m , 盾壳外径为 4.35 m , 隧道管片内直径为 3.6 m , 管片厚度为 0.25 m , 管片外直径为 4.1 m , 管片宽度为 1.2 m , 埋深约为 14 m 。

盾构施工时主要的施工参数, 包括盾构总推力、泥水仓压力、盾尾注浆压力及其注浆量, 如图 3 所示。其中, 下横轴为刀盘至监测断面的距离, 上横轴为对应的各监测次数及其与第 1 次正式监测的时间间隔。可以看出, 在盾构到达及通过期间, 监测的密度 1 环一测。整个监测工作从 6 月 13 日开始至 7 月 31 日结束, 共监测 44 次。为表达清晰, 同时考虑到盾构距离监测断面过大时盾构施工参数对土体变形的影响小, 图中只给出了刀盘至监测断面 $-10.5\sim 34.0\text{ m}$ 之间的参数变化。期间在刀盘到达监测断面后 0.4 m 及 1.6 m 经历了 2 次长达 10 d 和 5 d 的停机, 进行盾构机故障修复。第 1 次故障停机后, 泥水仓压力传感器失效, 无法再采集数据。

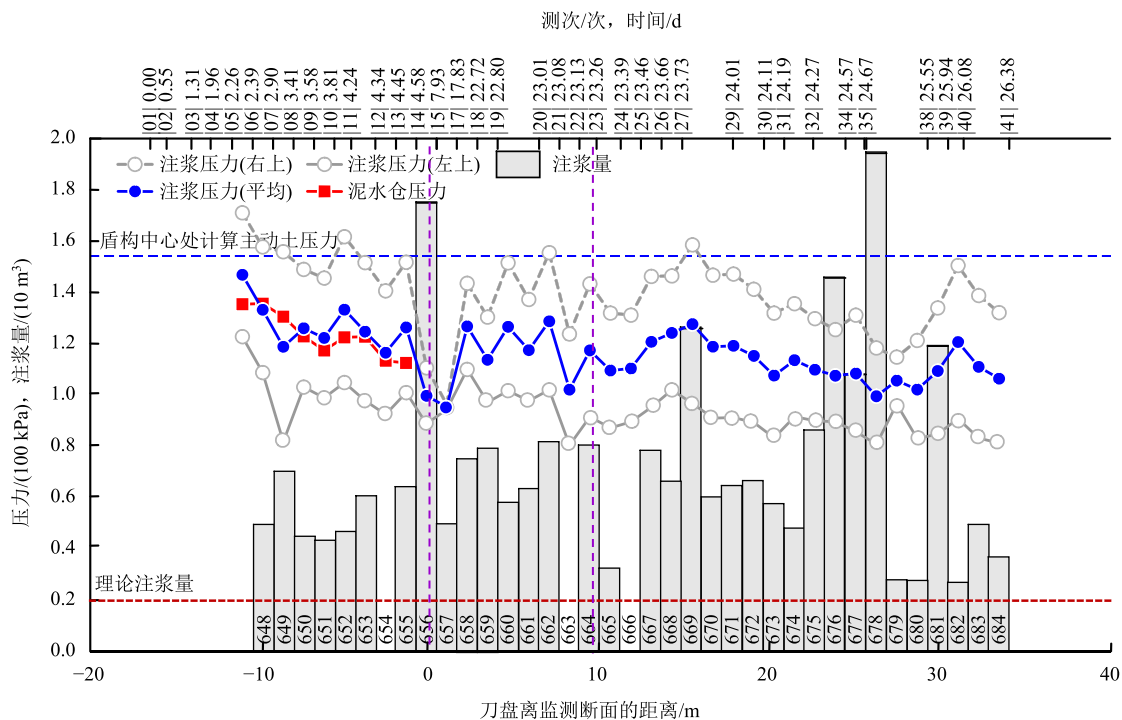


图 3 监测期间的盾构施工参数

Fig.3 Shield construction parameters during monitoring

从图中可以看出, 在整个监测过程中, 同步注浆压力基本保持相对稳定, 右上及左上测点的平均

压力分别约为 130 、 90 kPa , 两测点平均约 120 kPa , 与泥水仓平均压力 (约 120 kPa) 相当。按土层参数

和盾构的埋深, 盾构中心点的竖向压力, 静止、主动、被动土压力分别为: 250、230、150、540 kPa。实测的注浆压力及泥水仓压力比主动土压力还小。而在注浆量上, 每环注浆量在 $0 \sim 12 \text{ m}^3$ 之间, 平均每环注浆约 7 m^3 , 为每环理论注浆量的 3.5 倍。

3 监测结果

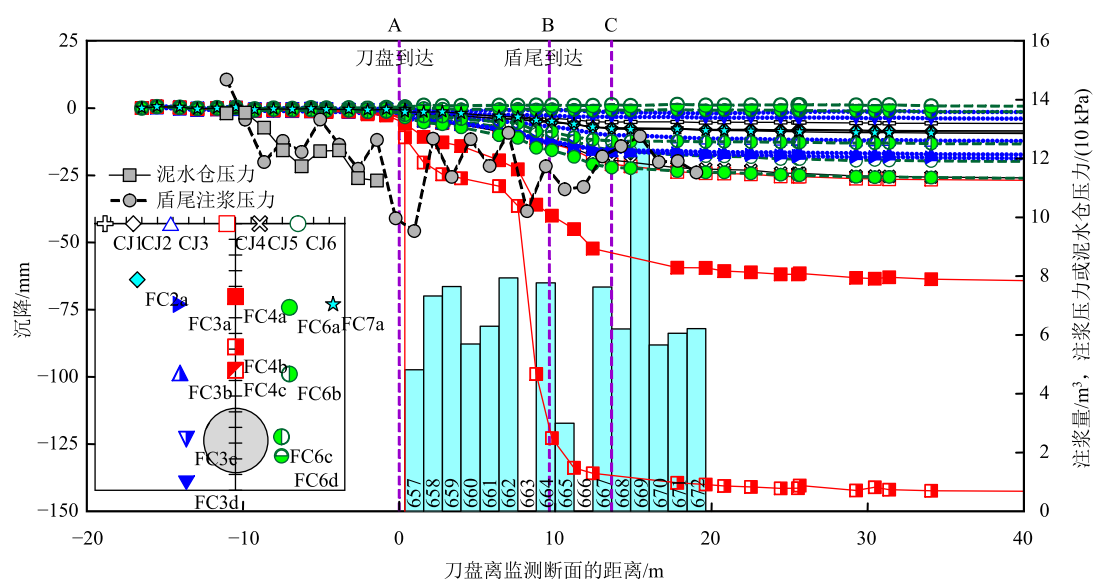
3.1 竖向沉降

竖向沉降随刀盘与监测断面距离的变化结果如图 4 所示。图 4(a)和 4(b)只是 y 轴的比例不同。图中所示 A、B 和 C 3 条竖向特征线, 分别表示开始刀盘到达、脱出监测断面、盾构施工扰动较大阶

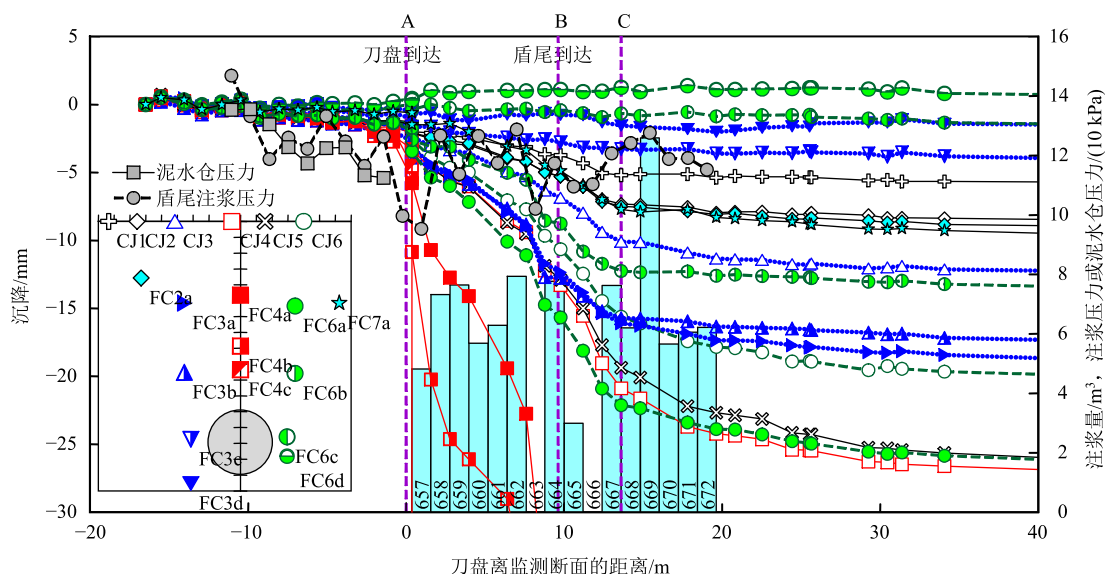
段结束时间点。为方便比较, 图中也叠加了刀盘到达前的泥水仓压力及盾尾到达前后 10 m 范围内的盾尾注浆压力及注浆量。

从沉降大小上看, 所有沉降测点的响应可以分为两组, 一组是处于隧道正上方分层测点 FC4 系列的 3 个测点; 另一组是其他测点。

隧道正上方 3 个深层监测点 FC4a、FC4b 及 FC4c 在刀盘刚通过监测断面 0.4 m 时, 发生异常沉降 (见图 4(a))。距离隧顶 2.6 m 的 FC4c 测点下沉了 0.6 m, 因位移传杆突然掉入测孔内过深, 难以再接长, 故此测点后续无法继续测量。FC4b 在刀盘到达监测断面时的沉降量为 20.2 mm, 之后在盾体



(a) 全局



(b) 局部放大

图 4 竖向位移图

Fig.4 Vertical settlement

通过监测断面期间沉降发展较为缓慢,在盾尾脱出监测断面时再次发生加速下沉,达 140 mm 左右才基本稳定。FC4a 变化趋势与 FC4b 基本类似,但因竖向距离盾构较远,所处地层也不是砂层,沉降量相对小些,但最大沉降量仍达 60 多毫米,为市区隧道施工沉降限值 30 mm 的 2 倍多。

从图 4 还可以看出,隧道正上方不同深度的竖向位移在盾构施工的不同阶段变化差异很大。

(1) 当刀盘到达时,泥水仓压力较小,盾构属于欠压掘进,且盾构在到达监测断面 0.4 m 后,进行 2 d 多的长时间的维护停机,这直接导致最下方的 FC4c 处发生的塌落,而其上方仅 1.5 m、处于砂层与淤泥质土交界区域的 FC4b 处,此时不仅并未一同塌落,甚至沉降也并不明显,意味着此阶段塌落仅仅发生在砂层,未涉及砂层上的黏性土层可能较大。并且从图 4 可以看出,隧道二侧测点的竖向位移在此阶段也几乎没有变化。

(2) 盾尾即将到达时,由于 663 环未同步注浆导致 FC4b 沉降约 100 mm,同时该点上方的 FC4a 测点以及二侧的 FC3a、FC6a 等测点也同步出现明

显沉降。

上述二个阶段的竖向位移说明砂层中的隧道正上方沉降较大,但侧向影响宽度相对较小,呈较为明显的“深槽”型沉降形式;而黏性土中沉降相对较小,且沉降分布相对平缓。

另一组所有测点的沉降值均不大于 30 mm (见图 4(b))。从数据上看,隧道顶高程以下 4 个测点的竖向位移都很小。整个监测期间累计沉降不超过 5 mm,局部测点 FC6d 还出现微小的抬升。

在类似地层中的盾构施工应注意此现象,尤其在砂层中隧道轴线上方有重要建筑物及设施时应注意泥水仓的保压,盾尾及时注浆,不应长时间停机,避免发生过大沉降。

3.2 水平位移

图 5 是测斜水平位移图。将向隧道内的位移定义为正位移。3 个测斜孔的结果放在一起,方便比对。图签内的数字分别指测次及刀盘至测斜所在位置的距离 (m)。分别用菱形、圆形和三角形表示刀盘到达、盾体通过、盾尾脱出后监测断面 3 个阶段的数据。

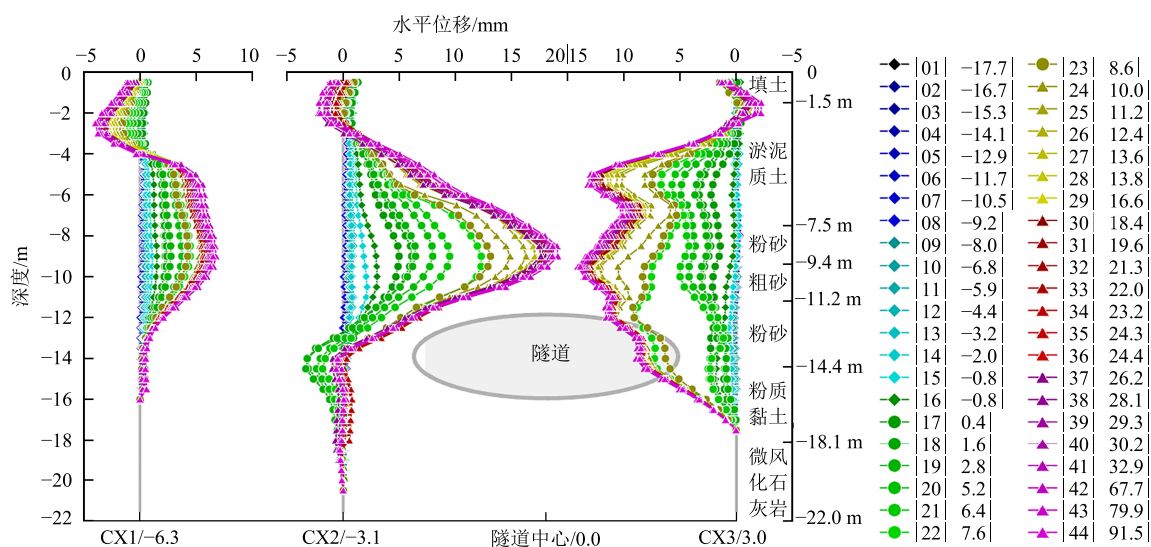


图 5 测斜水平位移

Fig.5 Horizontal displacement by inclinometer

从图中可以看出以下几点:

(1) 水平位移主要向隧道方向位移,水平位移的变化在刀盘距离监测断面-0.8~0.4 m 及 6.4~7.6 m 二个阶段最为显著,其中第 1 个阶段恰好对应刀盘到达及通过的阶段,第 2 个阶段恰好对应盾尾将要到达而未注浆的那一环。说明泥水仓及盾尾注浆欠压,不仅影响土体沉降,对周边土体的水平位移同样影响较大。

(2) 3 个测斜的最大的水平位移发生在-9.0 m 附近,最大位移约为 18 mm,发生在隧道前进方向左侧 CX2; 对应右侧 CX3 的最大变形略小,约为 15 mm; 而距离隧道更远处的 CX1 的最大位移相对较小,约为 6 mm。此高程很可能是隧道顶塌落区上边界。因为处于高程-9.4 m 的测点 FC4c 发生超过 0.6 m 塌落,而处于高程-7.9 m 的 FC4b 测点没有发生明显的塌落。

为进一步分析水平位移与施工参数的关系,选取图 5 中 3 个特征高程点的位移按距离(时间)展开,结果如图 6 所示。这 3 个特征高程点 a、b、c 分别对应上覆淤泥软土中心点,位移最大点和隧道中心点的位置。对于 CX1 和 CX2,在-9.0 m 发生最大水平位移,而对于 CX3,则在-9.5 m。隧道中

心点的高程为-14.0 m,淤泥软土中心取-5.0 m。值得注意的是,本图中的竖向特征线 A、B 和 C 与图 4 对应的 A、B、C 特征线位置不同,前者在后者的基础上向右移动了 1.2 m,以反映刀盘距离沉降测点与测斜测点之间的距离差。

将该图对比地表及分层沉降的曲线(见图 4(b)),

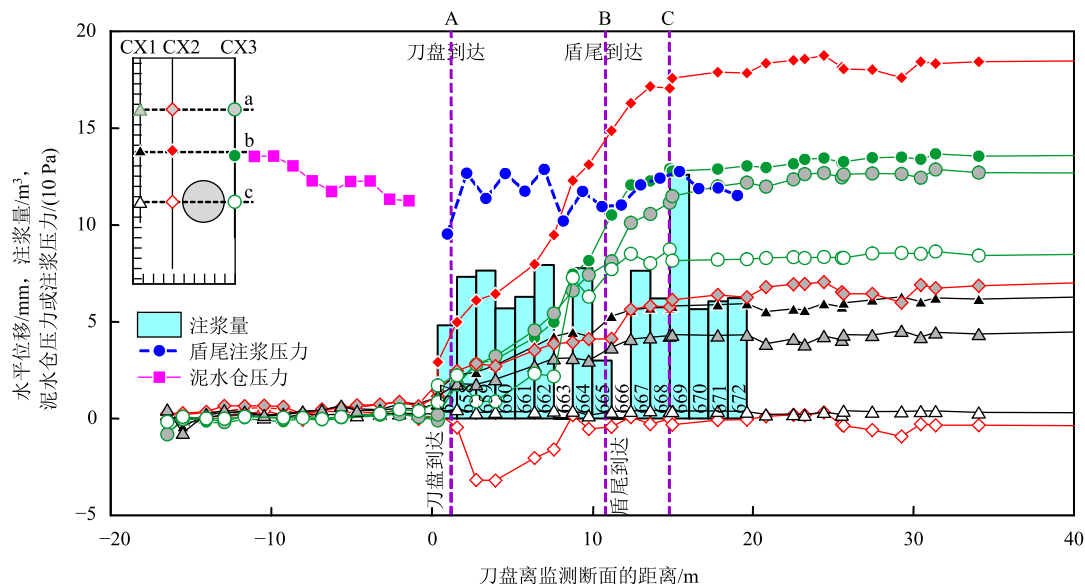


图 6 测斜特征点水平位移

Fig.6 Horizontal displacement of characteristic point of inclinometer

可以看出水平位移的响应更积极敏锐,同时更稳定。在刀盘到达前,沉降很小,几乎不响应,而水平位移在刀盘到达前 2 m 已经开始有较明显的响应。如 CX2b 在刀盘到达时已经有约 5 mm 的变形;又如当盾尾注浆在 663 环缺失时, CX3c 的迅速向内变形约 5 mm, CX2c 也有相近的行为。而盾尾脱出监测断面约 4 m 后,沉降仍有继续发展的趋势而水平位移基本保持稳定(见图 4)。响应更敏锐的原因是水平测斜管的位置离隧道中心的距离更近,而更稳定原因可能在于:一是沉降为竖向变形的累计,其稳定存在一定的滞后性,而水平位移不存在此累计及滞后效应;二是由于测斜管的影响,各点数据并不完成独立,在一定程度上是平均平滑结果。

由于测斜管距离盾构外侧仅约 1 m,从图 6 中可以看出,从刀盘到达至通过约 3 m 的阶段内, CX2c 和 CX3c 均观察到了向隧道外变形的增量,前者约 4 mm,后者约 2 mm。这说明虽然由于欠压掘进,隧道上方土体变形表现为向隧道方向的收缩变形,但在隧道轴线中心两侧附近土体还是会受到一定的向外挤压作用。

4 数值模拟验证

为进一步探求现场实测数值背后的理论根源,以及实测与现有理论之间的一致性和差异性,对本项目利用商用岩土有限元软件 Plaxis2D 软件进行模拟分析。为简单起见,仅通过在隧道周边施加最终监测得到 4%地层损失,模拟盾构对地层扰动的最终状态,认为盾构掘进、注浆等对地层扰动最终表现为隧道周边相应的地层损失量。

假定隧道两侧左右对称,建立如图 7 所示的模型。其左右两侧为滑动边界,底边为固定边界。地层损失通过 Plaxis 的“线收缩”功能进行模拟。为比较准确地模拟本项目顶部局部塌落现象,将 4%的地层损失集中施加在隧道顶部 90°(-45°~45°)范围内。同时为比较,也模拟地层沿隧道周边均匀损失的情况。

水力边界方面,地下水位取为-1.5 m。由于监测断面临河涌,且砂层在河床面出露(见图 1),地下水通过强透水砂层补给充分,而通过弱透水淤泥质土层的补给可以忽略,故将粉砂层顶 cd 及右边界

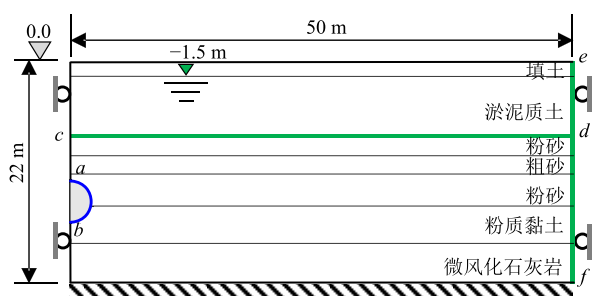


图 7 二维数值计算模型

Fig.7 Two dimensional numerical model

ef 设为定水头边界。隧道 ab 边定位出溢边界，以模拟其欠压掘进导致砂层局部塌落而渗水的效果。

除微风化石灰岩采用线弹性模型外其他土层均采用摩尔-库仑模型，参数见表 1。

计算分析了以下 4 种情况：

(1) 工况 1：不考虑渗流，隧道周边约 4% 地层损失均匀地分布在隧道四周。

(2) 工况 2：考虑渗流，隧道周边约 4% 地层损失均匀地分布在隧道四周。

(3) 工况 3：不考虑渗流，隧道周边约 4% 地层损失集中在隧道顶部 90° 范围内。

(4) 工况 4：考虑渗流，隧道周边约 4% 地层损失集中在隧道顶部 90° 范围内。

4 个工况的位移场如图 8 所示，地表沉降与实测比较如图 9 所示，测斜位置处水平位移与实测的比较如图 10 所示。

首先，从数值计算与实测的数据比较上看，计算与实测基本吻合，总体情况如下所述。

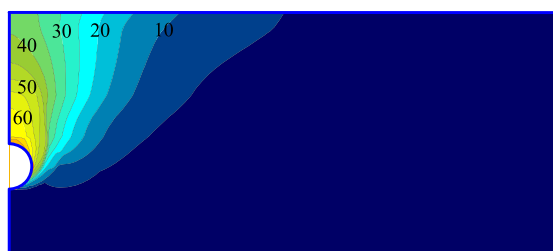
(1) 地层损失按局部集中损失的方法进行模拟比均匀损失的吻合要好；(2) 计算所得距离隧道较远处的位移（图 9 地表沉降及图 10(b)CX1 的水平位移）比近处位移（图 10(a)CX2 和 CX3 水平位移）的吻合程度要好。说明基于连续小变形假定的数值计算难以模拟隧道附近塌落等大变形情况，但根据圣维南原理，隧道边界效应到一定远处影响逐渐消失，数值模型的精度逐渐恢复。

其次，从上述结果中可以看出不同地层损失方式对地层影响也有较大的不同，表现为：

(1) 地层均匀损失的影响范围比在隧道顶部局部集中损失的大。这可以从位移场云图（见图 8）明显看出来。相应地，工况 1 和工况 2 的竖向位移（见图 9）和水平位移（见图 10）也都比对应工况 3 和工况 4 的大。但是，在隧道顶附近，局部集中损失引起的位移比均匀损失的大。其中的原因可能为局部损失（塌落）时位移梯度大，其形成的拱效



(a) 工况 1



(b) 工况 2



(c) 工况 3



(d) 工况 4

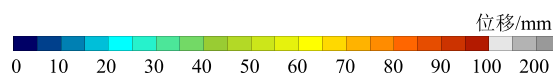


图 8 数值计算的位移场

Fig.8 Displacement field calculated by numerical simulation

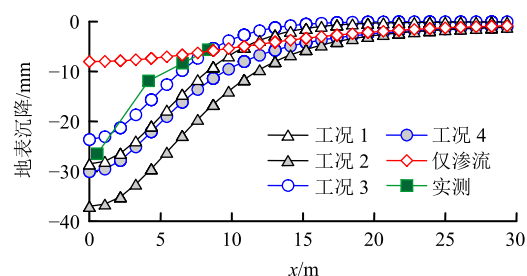


图 9 地表沉降数值结果与实测比较

Fig.9 Ground settlement comparison between numerical and monitored data

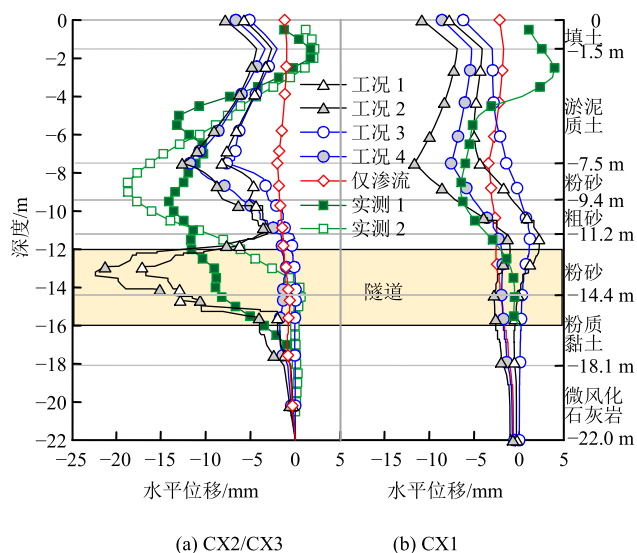


图 10 水平位移数值结果与实测比较

Fig.10 Horizontal deformation comparison between numerical and monitored data

应比均匀损失大。

(2) 水平位移最大值的位置与地层损失的非均匀化密切相关。地层均匀损失时, 隧道两边最大水平位移发生在隧道高程范围内 (见图 10(a)), 随着距离增加最大水平发生的位置上移 (见图 10(b)); 但隧道顶部局部塌落时, 发生最大的水平位移的位置上移, 且随离隧道距离的增加, 最大水平发生的位置上移不明显, 尤其是考虑渗流作用时。

最后, 从数值模拟结果可以看出, 渗流的作用加剧了隧道掘进对地层扰动。具体上看, 渗流使得隧道施工扰动的范围变大 (见图 8); 使得隧道上方的地表沉降增加了约 1/4 (见图 9); 使得隧道附近的水平位移增加约 1/5~1/3 不等。由于地下水由两边对称向隧道流动, 渗流导致的最大水平位移不一定发生的隧道附近, 比如本项目中 CX1 处的渗流引起水平位移比 CX2/3 处的大。

另外, 从数值模拟的结果看, 相对于均质砂层, 隧道处于粉砂+粗砂地层组合更容易发生渗透破坏。本项目工况 2 或 4 的水头梯度分布云图如图 11(a)所示, 图中同时给出了均质砂层的情况, 如图 11(b)所示。其中, k_c 和 k_f 分别为粗砂层和粉砂层的渗透系数。因两层粉砂层中间夹着一粗砂层, 粉砂与粗砂的渗透性相差 1~2 个数量级, 粉砂渗流渗透性小, 阻力大, 粉砂层承担了大部分的渗流力, 而粗砂层渗透性大, 承受的渗透力相对非常小, 主要起供水通道的作用。原因完全类似于大小电阻的串联, 大部分电压将损耗在大电阻上。此种情况, 一旦粉砂发生破坏, 加上粗砂层的大量供水, 粉砂层

非常容易被侵蚀甚至掏空。此项目隧道顶部发生局部塌落, 欠压掘进应只是原因之一, 富水环境下粉砂+粗砂地层组合更容易发生渗透破坏, 更可能是主因。

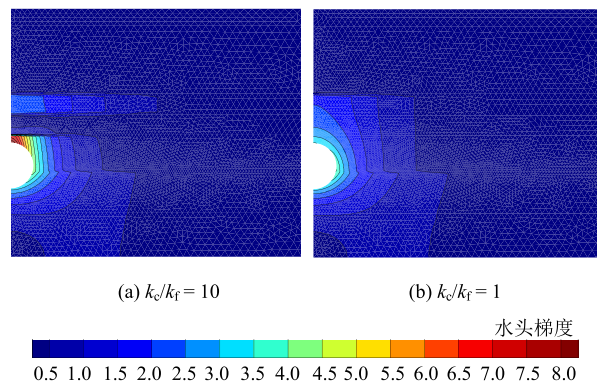


图 11 隧道附近的水头梯度

Fig.11 Hydraulic gradient near the tunnel

5 讨论

5.1 盾构掘进显著影响范围

无论从竖向沉降图 (见图 4) 还是水平位移图 (见图 5) 曲线, 盾构掘进对土体的扰动存在一个相对剧烈扰动区。在这个区域内盾构掘进的影响非常显著, 在盾构到达此区域之前, 影响很小; 而在盾尾脱出此区域之后, 土体的变形主要以固结沉降为主。确定此区域对周边结构物的保护有重要意义。确定此区的关键在于刀盘掘进向前及盾尾脱出向后的影响距离。

5.1.1 刀盘掘进向前的影响距离

将图 4(b)及图 6 进行局部放大, 如图 12(a)和 12(b)所示。从沉降响应 (见图 12(a)) 可以看出, 从 A0 点开始, 所有沉降点分成两大类。第 1 类是位于隧道上方测点, 这些测点从 A0 点开始, 逐渐形成向下沉降的趋势, 说明盾构掘进对前方上部土体的影响逐渐显现。另 1 类是处于隧道高程范围内的 4 个测点 (FC3c/d 及 FC6c/d), 这些测点与前一类测点不同, A0 点后并没有形成明显的下降趋势。A0 线离监测断面的距离 L_{A0} 为 8 m, 平均为隧道埋深 H 的 0.7 倍。进一步发现, 当刀盘距离监测断面约 3 m ($0.25H$) (见图 12(a)中的 A1 线) 时, 隧道上方的一类测点沉降速率开始加快, 表明刀盘掘进的影响加剧。从垂直隧道平面水平位移 (见图 12(b)) 也可以看出类似的结果。从 A0 线开始, 水平位移逐渐形成向隧道内变形的趋势, 尤其是紧靠隧道两个测斜孔上方的 4 个测点。A0 线距离测斜点的距离 L_{A0} 也约为 8 m。也是从 A1 点开始, 刀盘掘进对水

平位移开始显著影响, 先是整体出现往外挤压, 然后除个别测点 (CX2c) 外, 其他测点先后均调头向隧道内位移。与沉降曲线一样, L_{A1} 的长度也约为 3 m。

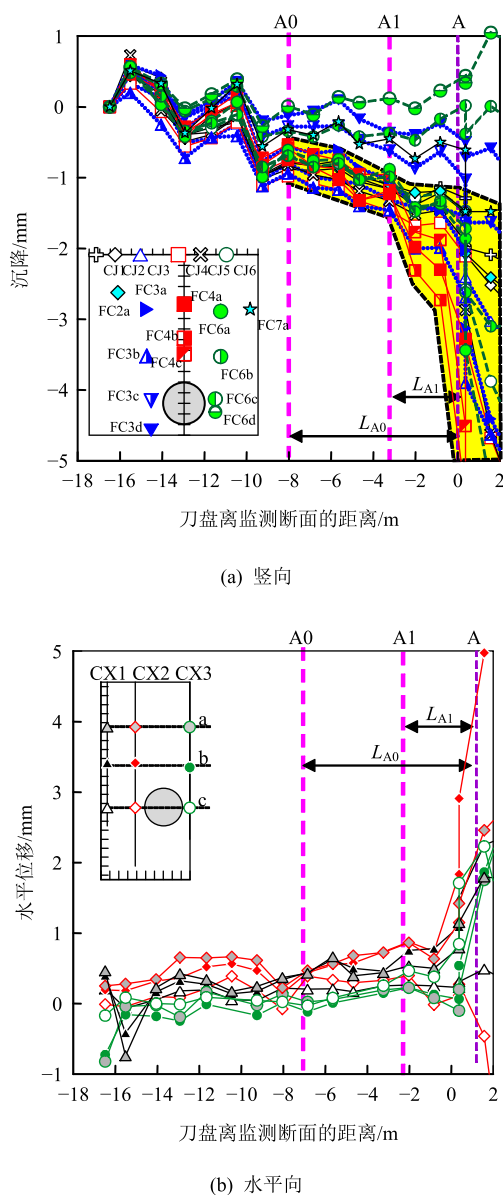


图 12 刀盘掘进向前显著影响距离
Fig.12 Forward influence distance of tunnel advancing

综合看, 从本项目的监测数据看, 无论是竖向沉降还是水平位移, 刀盘掘进向前显著影响距离约为 3 m, $0.25H$ 。

5.1.2 盾尾脱出向后的影响距离

此问题在于确定图 4 及图 6 中 C 线的位置。C 线之前的变形主要是由于盾构通过期间的扰动及盾尾脱出引起地层损失造成的, 而 C 线之后变形主要是由土体的固结引起的。从这两图中可以看出, 盾尾脱出向后显著影响距离大概为 4 m。因本项目在盾尾附近有两环 (663 环和 666 环) 注浆缺失, 这

导致影响范围比正常条件的要大一些。

C 线常规的确定方法通常根据土体的竖向变形速率。但因固结伴随扰动而生, 在第 2 阶段中也有固结变形, 所以根据竖向变形速率寻找 C 线有时会比较困难。但如前所述, 因水平位移受扰动固结的影响要比竖向位移小, 水平位移的对盾构施工扰动的响应更稳定。对比图 4 和图 6, 发现利用测斜特征点水平位移曲线 (见图 6) 的速率确定 C 线要比利用竖向位移曲线 (见图 4) 更好。从图 6 可以看出, 3 个特征点曲线在 C 线后水平位移的速率明显变小, 位移也基本保持稳定, 即使是处于淤泥层中的测点。而在竖向沉降方面, 位于砂层中测点因扰动产生的孔压消散快, C 线后基本保持稳定; 但对于位于淤泥层及其上的测点, C 线后沉降继续发生。

5.2 沉降差分布模式

监测断面内最终的沉降差分布如图 13 所示。图中红色系表示相连的两测点之间的竖向距离增大, 呈拉伸状态; 而蓝色系表相连的两测点之间的竖向距离减少, 呈压缩状态。线段中心出的数字表示处于该线段两端处测点的竖向位移, +号表示压缩, -号表示拉伸。从此图中可以看出, 隧道引起上方土体的变形呈现明显的“塌落拱”特征: 处于隧道轴线上方 (拱顶) 各测点 (包括 CJ4 和 FC4 系列测点) 沉降及沉降差均最大, 且越靠近隧道顶的测点沉降越大, 整体呈拉伸状态。注意 FC4c 比 FC4b 的沉降差达 0.45 m 以上, 可推测在两测点之间出现了塌落脱空。隧道两侧的测点, 随着距离隧道变大, 沉降及沉降差异均变小, 因此形成拱效应。而且可

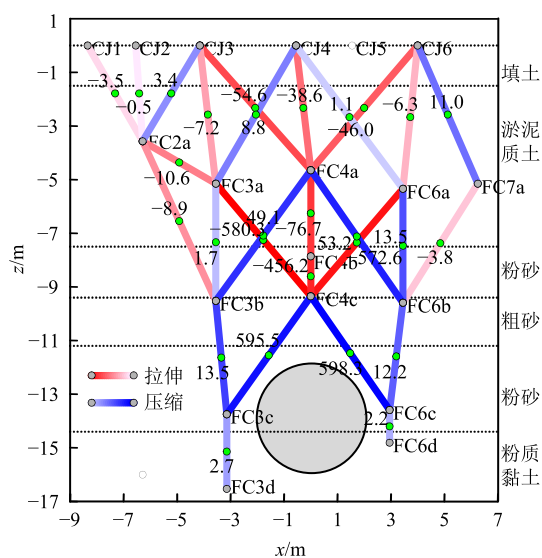


图 13 隧道顶部土层的塌落拱现象
Fig.13 Collapsed arch in the soil at the top of the tunnel

以看出,拱的范围随距离隧道的距离增大而增大,但相邻测点沉降差异也越小,其拱效应呈逐渐减小趋势。

5.3 地层损失及沉降槽宽度系数的变化特征

在预估地层变形方面,Peck 公式^[23]应用最为广泛,其表达式如下:

$$S(x) = \frac{V_L}{\sqrt{2\pi}i} \cdot e^{\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)} \quad (1)$$

式中: $S(x)$ 为距离隧道轴线 x 处的地表沉降值; i 为沉降槽宽度系数; V_L 为单位长度地层损失量, $V_L = \eta\pi R^2$, η 为单位长度地层损失率, R 为刀盘开挖半径。O'Reilly 等^[24]根据伦敦地区实测数据认为 i 和隧道中心深度 z 之间存在以下线性关系:

$$i = k \cdot z \quad (2)$$

式中: k 为沉降槽宽度系数。

虽然上述表达式是基于不排水假定及应用于地表沉降的计算。但 Mair 指出,只要给出合适的地层损失率和沉降槽宽度系数,Peck 公式也可以用来预测砂层及地层内部的变形情况^[25-26]。利用此项目的实测地表、地表下约 -5 m 的 FCa 系列的沉降数据对 Peck 公式进行非线性最小二乘拟合。同时,根据紧邻隧道周边的沉降及水平位移测点所围成多边形面积(因 FC3b、FC6b 与 CX2 和 CX3 水平距离较小,此处近似认为两者在同一水平位置上)变化量,计算得到紧邻隧道周边的地层损失率。其中一个时间的结果示意如图 14 所示。

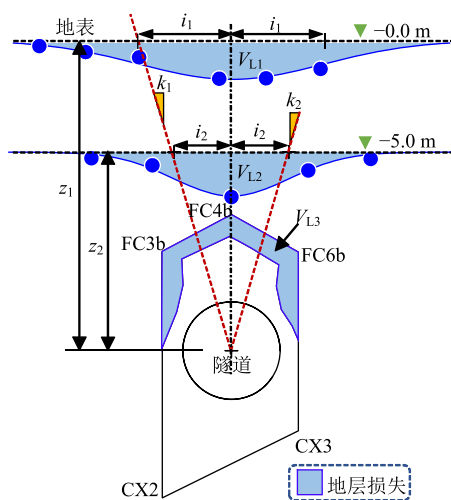


图 14 地层损失及沉降槽拟合

Fig.14 Volume loss and settlement trough fitting

Peck 公式拟合参数地层损失率 η_1 和 η_2 , 沉降槽宽度系数 k_1 和 k_2 , 对应的拟合系数 R_1^2 和 R_2^2 , 以及

紧邻隧道周边的地层损失率 η_3 随盾构掘进距离的变化如图 15 所示。围绕该图进行以下几点讨论:

(1) 首先看 Peck 公式的拟合程度 R^2 的变化。

刀盘到达前,由于变形小,测试误差占比较大,地表及深度约 -5.0 m 处的沉降槽 Peck 曲线拟合度都不好;而刀盘到达后,随着变形的增大,两者拟合度迅速提高且稳定, R^2 的值都大于 0.9, 深层沉降槽的拟合度更好一些, R^2 达 0.95。考虑到刀盘到达前的地层变形较小,且数据较离散,下面仅分析刀盘到达后的数据。

(2) 其次看地层损失率 η 随深度的变化。所有的 η 主要发生在刀盘到达至盾构脱出约 4 m 的范围内,此后, η 值呈平稳微增的趋势。从大小上看,从距离隧道的由近到远,土层损失率逐渐减少,由最深处 $\eta_3 \approx 0.040$, 到中间的 $\eta_2 \approx 0.025$ 再到地表 $\eta_1 \approx 0.020$ 。说明土体变形由隧道周边往地表传递的过程中,土体逐渐变得松散。另外,从图中还可以看出,土层损失率受盾尾注浆影响严重。此项目中,盾尾脱出附近有 2 环(663 环及 666 环)管片注浆缺失(见图 3),对应图 15 中可以明显看出到盾尾快要脱出时, η 增速明显,其中 η_3 增幅最大,由 0.012 增大到 0.040。

(3) 最后看沉降槽宽度系数 k 的变化。随着盾构的掘进, k 逐渐变小,由刀盘到达前的大于 0.50,到盾尾脱出后基本稳定在 0.30 左右,说明隧道上方土体变形向隧道范围集中趋势。0.30 的结果与魏纲^[25]统计的结果平均值 0.32 非常相近。从图中也可以看出,深层和地表沉降槽的宽度系数变化趋势类似,大小也差不多,深层的略小,也更快达到稳定。

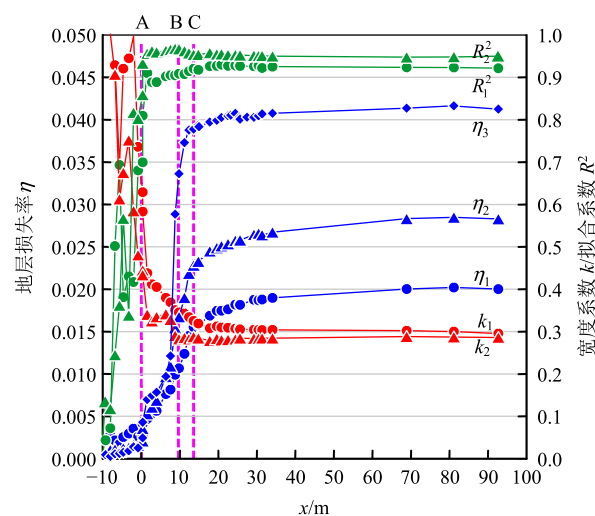


图 15 地层损失率及沉降槽宽度系数

Fig.15 Change of volume loss rate and width coefficient of settlement trough

6 结 论

本文依托广州某电力隧道项目, 选取一典型富水砂性地层断面, 对盾构隧道施工引起的地表沉降、分层沉降和深层土体水平位移进行高频率、近距离的监测并进行了相应的数值模拟, 得到以下几点认识可供类似的工程参考。

(1) 富水环境下, 相对于均质砂层, 隧道处于粉砂+粗砂地层组合更容易发生渗透破坏。此情况下, 粉砂层在承受更大渗透力同时, 又受粗砂层强烈补给供水, 非常容易被侵蚀甚至掏空。

(2) 地层均匀损失与局部集中损失引起地层扰动规律有较大的不同。地层均匀损失时由于拱效应没集中局部损失的强, 其扰动范围、地表沉降及水平位移均更大。水平位移最大值的位置与地层损失的非均匀化也密切相关。地层均匀损失时, 隧道两边最大水平位移发生在隧道高程范围内; 但地层非均匀损失(隧道顶部局部塌落)时, 发生最大的水平位移的位置会明显上移。

(3) 盾构处于隧道处于粉砂+粗砂地层组合中, 同时又欠压掘进, 这可能是引起的隧道顶部附近土体局部塌落的两个主要原因。盾尾注浆缺失也会引起土体竖向及水平位移突增现象。渗透力的作用使得地层扰动范围扩大。

(4) 根据本文的实测数据, 刀盘掘进向前及盾尾脱出向后显著影响的距离约为 1 倍洞径。地层损失率受注浆影响严重, 靠近隧道大, 地表最小, 隧道上方土体呈松散化趋势, 而同一土层沉降槽宽度系数随深度变化不大。

参 考 文 献

- [1] MAIR R J. Tunnelling and geotechnics: new horizons[J]. **Géotechnique**, 2008, 58(9): 695-736.
- [2] PUZBIN A M, BURLAND J B, STANDING J R. Simple approach to predicting ground displacements caused by tunnelling in undrained anisotropic elastic soil[J]. **Géotechnique**, 2012, 62(4): 341-352.
- [3] LOGANATHAN N, POULOS H G. Analytical prediction for tunneling-induced ground movements in clays[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 1998, 124(9): 846-856.
- [4] OSMAN A S, BOLTON M D, MAIR R J. Predicting 2D ground movements around tunnels in undrained clay[J]. **Geotechnique**, 2006, 56(9): 597-604.
- [5] OSMAN A S, MAIR R J, BOLTON M D. On the kinematics of 2D tunnel collapse in undrained clay[J]. **Géotechnique**, 2006, 56(9): 585-595.
- [6] 王祖贤, 施成华, 刘建文. 非对称推力作用下盾构隧道附加响应的解析解[J]. **岩土力学**, 2021, 42(9): 2449-2460. WANG Zu-xian, SHI Cheng-hua, LIU Jian-wen. Analytical solution of additional response of shield tunnel under asymmetric jack thrust[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2021, 42(9): 2449-2460.
- [7] SHI C, CAO C, LEI M. An analysis of the ground deformation caused by shield tunnel construction combining an elastic half-space model and stochastic medium theory[J]. **KSCE Journal of Civil Engineering**, 2016: 1-12.
- [8] KLAR A, KLEIN B. Energy-based volume loss prediction for tunnel face advancement in clays[J]. **Géotechnique**, 2014, 64(10): 776-786.
- [9] ZHU J F, XU R Q, LIU G B. Analytical prediction for tunnelling-induced ground movements in sands considering disturbance[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2014, 41: 165-175.
- [10] 郑刚, 崔涛, 姜晓婷. 砂土层中盾构隧道局部破坏引发连续破坏的机理研究[J]. **岩土工程学报**, 2015, 37(9): 1556-1571. ZHENG Gang, CUI Tao, JIANG Xiao-ting. Mechanism of progressive collapse induced by partial failure of shield tunnels in sandy soil[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2015, 37(9): 1556-1571.
- [11] DAI X, GUO W, CHENG X S, et al. Field measurement and numerical analysis for evaluating longitudinal settlement induced by shield tunneling parallel to building[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2021, 42(1): 233-244.
- [12] RUAN H, WANG Y, WAN Y, et al. Three-dimensional numerical modeling of ground deformation during shield tunneling considering principal stress rotation[J]. **International Journal of Geomechanics**, 2021, 21(7).
- [13] AVGERINOS V, POTTS D M, STANDING J R. The use of kinematic hardening models for predicting tunnelling-induced ground movements in London clay[J]. **Geotechnique**, 2016, 66(2): 106-120.
- [14] KASPER T, MESCHKE G. On the influence of face pressure, grouting pressure and TBM design in soft ground tunnelling[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2006, 21(2): 160-171.
- [15] LONG Y Y, TAN Y. Soil arching due to leaking of tunnel buried in water-rich sand[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2020, 95: 103158.

- [16] ZHENG L F, GAO Y T, ZHOU Y, et al. Research on optimization of frozen wall thickness of underwater tunnel based on fluid-solid coupling theory[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2020, 41(3): 1029-1038.
- [17] YANG J G. Finite difference analysis of impact of undercrossing super-large-diameter shield tunnel on training jetty[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2019, 41(8): 1569-1572.
- [18] YIN Z Y, WANG P, ZHANG F. Effect of particle shape on the progressive failure of shield tunnel face in granular soils by coupled FDM-DEM method[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2020, 100: 103394.
- [19] 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.
- [20] ZHANG C, CAI Y, ZHU W. Numerical study and field monitoring of the ground deformation induced by large slurry shield tunnelling in sandy cobble ground[J]. **Advances in Civil Engineering**, 2019, 2019: 4145721.
- [21] 姜忻良, 李林, 袁杰, 等. 深层地铁盾构施工地层水平位移动态分析[J]. 岩土力学, 2011, 32(4): 1186-1192.
- JIANG Xin-liang, LI Lin, YUAN Jie, et al. Dynamic analysis of strata horizontal displacements induced by shield construction of deep tunnel[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2011, 32(4): 1186-1192.
- [22] 潘泓, 苏文渊, 翟国林, 等. 小曲率半径转弯隧道盾构施工扰动实测分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(4): 1024-1031.
- PAN Hong, SU Wen-yuan, ZHAI Guo-lin, et al. Soil disturbance induced by shield advancing through a small radius path[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2017, 36(4): 1024-1031.
- [23] PECK R B. Deep excavations and tunneling in soft ground[C]//Proceedings of 7th ICSMFE. [S. l.]: [s. n.], 1969.
- [24] O'REILLY M P, NEW B M. Settlements above tunnels in the United Kingdom - their magnitude and prediction[C]//Tunnelling '82. Papers Presented at the 3rd International Symposium. [S. l.]: [s. n.], 1982.
- [25] 魏纲. 盾构隧道施工引起的土体损失率取值及分布研究[J]. 岩土工程学报, 2010, 32(9): 1354-1361.
- WEI Gang. Selection and distribution of ground loss ratio induced by shield tunnel construction[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2010, 32(9): 1354-1361.
- [26] MAIR R J, TAYLOR R N, BRACEGIRDLE A. Subsurface settlement profiles above tunnels in clays[J]. **Géotechnique**, 1993, 43(2): 315-320.

上接第 523 页

- [57] MAHABADI O K, GRASSELLI G, MUNJIZA A. Y-GUI: A graphical user interface and pre-processor for the combined finite-discrete element code, Y2D, incorporating material heterogeneity[J]. **Computers & Geosciences**, 2010, 36(2): 241-252.
- [58] READ R S. 20 years of excavation response studies at AECL's underground research laboratory[J]. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, 2004, 41(8): 1251-1275.
- [59] DENG Peng-hai, LIU Quan-sheng, MA Hao, et al. Time-dependent crack development processes around underground excavations[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2020, 103: 103518.
- [60] BOSSART P, MEIER P M, MOERI A, et al. Geological and hydraulic characterisation of the excavation disturbed zone in the Opalinus clay of the Mont Terri Rock Laboratory[J]. **Engineering Geology**, 2002, 66(1): 19-38.
- [61] ARMAND G, LEVEAU F, NUSSBAUM C, et al. Geometry and properties of the excavation-induced fractures at the Meuse/Haute-Marne URL drifts[J]. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, 2014, 47(1): 21-41.
- [62] 林崇德. 层状岩石顶板破坏机理数值模拟过程分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(4): 3-5.
- LIN Chong-de. Procedure analysis of numerical simulation for the failure mechanism of laminate roof[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 1999, 18(4): 3-5.
- [63] CLIFFORD B. The assessment of ground control risk and support integrity in coal mine roadways[D]. Exeter: School of Mines, University of Exeter, 2004.
- [64] 李地元, 高飞红, 刘濛, 等. 动静组合加载下含孔洞层状砂岩破坏机制探究[J]. 岩土力学, 2021, 42(8): 2127-2140.
- LI Di-yuan, GAO Fei-hong, LIU Meng, et al. Research on failure mechanism of stratified sandstone with pre-cracked hole under combined static-dynamic loads[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2021, 42(8): 2127-2140.