

文章编号: 1000-7598 (2010) 06-1950-07

双圆盾构穿越下立交结构的流-固耦合数值模拟

陈 宇¹, 张庆贺¹, 朱继文², 姚海明²

(1. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 上海市第二市政有限公司, 上海 200232)

摘 要: 依托上海轨道交通 M10 线双圆盾构区间隧道工程, 对自由场下双圆盾构隧道施工力学行为进行三维有限差分数值模拟, 分析了盾构施工地表沉降及超孔隙水压力的特征、量值与范围, 并与监测结果进行对比, 以得到能够反映施工技术水平的模拟施工参数。将该模拟施工参数应用于下立交下双圆盾构的推进, 用以预测盾构掘进对下立交底板的影响。研究结果表明, 在三面封闭的条件下, 盾构施工引起的正超孔压很难向外界消散、负超孔压也很难得到外界水位的补给; 在开挖面前方, 底板受到挤压力, 且挤压力主要由超孔隙水压力组成; 沿横向方向, 作用在下立交底板下的超孔隙水压力分布较均匀, 而土体颗粒的挤压力则主要分布在其中线附近; 下立交结构的刚性位移是引起底板沉降的主要原因, 底板变形引起的沉降较小, 变形最大值在盾尾脱离时取得。

关 键 词: 双圆盾构; 上覆结构物; 流固耦合理论; 数值模拟

中图分类号: U 451

文献标识码: A

Coupled fluid-mechanical analysis of DOT shield tunnel construction beneath adjacent existing underpass

CHEN Yu¹, ZHANG Qing-he¹, ZHU Ji-wen², YAO Hai-ming²

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. Shanghai No.2 Municipal Engineering Corporation, Ltd., Shanghai 200232, China)

Abstract: Based on the construction of Shanghai Metro Line No.10, the characteristic, magnitude and range of ground settlement and excess pore water pressure induced by double-o-tube (DOT) shield construction in free field were analyzed by means of tridimensional finite difference numerical simulation. Analysis results were compared with site monitoring results to get the parameters of simulation construction which could reflect actual construction level. The parameters of simulation construction were applied to the analysis of DOT shield driving beneath existing underpass to forecast the influence of shield tunnelling on the bottom slab of the underpass. The studies indicate that the positive excess pore pressure is hard to dissipate to external environment and the negative excess pore pressure is hard to get water replenishment from external environment induced by shield construction beneath adjacent existing underpass; in front of DOT shield's excavating face, the underpass's bottom slab is bearing extrusion force mainly composed of excess pore water pressure; the excess pore water pressure acting on the bottom slab is well distributed in transverse direction, however the soil grain's extrusion force mainly distribute around the centerline of bottom slab; the rigid displacement of the underpass is the main reason of bottom slab's settlement; and the structural deformation of bottom slab just induces less settlement; the interspaces of shield tail is the main reason for the deformation of soil mass and adjacent structures owing to shield tunnel construction.

Key words: double-o-tube shield; adjacent existing upper structure; coupled fluid-solid theorem; numerical simulation

1 引 言

随着地铁的持续建设, 地铁网络不断完善, 城市地下空间开发利用的规模也不断扩大, 进而使得新建盾构法隧道近距离穿越已建地铁隧道及其他各种地下建(构)筑物的现象越来越多。国外较著名的

有日本京都 4 条近间距、平行施工的盾构法地铁隧道, 隧道间最小间距为 0.6 m; 国内近年来的近距离施工项目主要包括上海地铁 2 号线、河南中路站至人民公园站区间垂直穿越地铁 1 号线(最小净距为 1.2 m)、上海地铁 4 号线浦电路站至张扬路站区间斜向穿越运营中的地铁 2 号线等等。如何控制盾构

收稿日期: 2008-12-01

第一作者简介: 陈宇, 男, 1977 年生, 博士研究生, 主要从事隧道及地下建筑结构方面的研究工作。E-mail: chenyu6610@hotmail.com

近距离穿越地下建(构)筑物时所引起的地层位移, 以确保已建地下空间设施的正常使用和盾构的顺利掘进, 对于我国的地铁建设和城市地下空间开发利用, 具有非常重要的指导作用。

在上海地铁修建过程中, 白廷辉^[1]、赵旭峰等^[2]、廖少明等^[3]对单圆盾构穿越重要地下管线、盾构在高层建筑物下穿越、盾构穿越刚建成的下立交和盾构穿越已建隧道等近距离穿越问题, 利用现场监测数据和有限元模拟计算等方法进行了深入分析, 并提出了盾构推进对近距离地下构筑物影响的预测与治理的较为系统的方法, 成功地解决了单圆盾构近距离穿越邻近构筑物的技术难题。但作为引入我国不久的、新的施工工法, 双圆盾构在既有构筑物下推进施工技术较少, 尤其是在下立交(图1)这样长距离、三面封闭的构筑物下推进施工技术在国内外少有先例, 成熟的理论和施工实践并不多见。所以, 有必要对双圆盾构在下立交结构下推进的施工力学行为进行三维数值仿真模拟, 以指导实际施工。

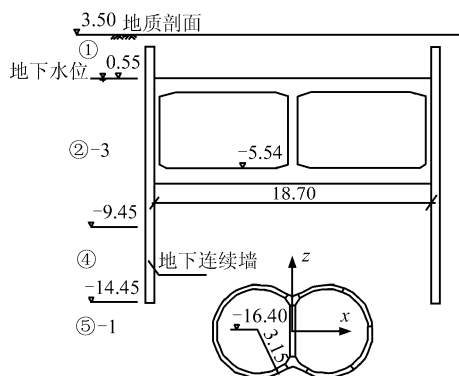


图1 双圆盾构隧道与下立交结构近接施工情况(单位: m)
Fig.1 The DOT shield tunnel construction beneath adjacent existing highway tunnel (unit: m)

2 工程地质概况

上海市轨道交通10号线大连路站至同济大学站区间隧道为双圆盾构工法施工, 区间全长653m, 其中215m在下立交结构下长距离叠交推进。研究区段盾构主要穿越土层为④灰色淤泥质黏土层和⑤-1灰色粉质黏土层, 且下立交底板与隧道顶的净间距变化范围为6.5~7.0m, 计算取6.8m。

选用由日本石川岛播磨重工业株式会社(IHI)制造的横向双连型双圆盾构进行隧道掘进^[4]。其切剖面呈眼镜型, 断面尺寸为6.52m×11.12m(外径×宽度), 两圆中心距为4600mm, 切削面积为58.37m²。衬砌采用预制钢筋混凝土管片, 错缝拼装。每环由11块管片构成(8块标准块+上下海

块+中间立柱), 环宽为1200mm, 厚度为300mm。

3 盾构“下穿”下立交结构的空间计算

3.1 建模情况

3.1.1 本构模型及计算假定

土体采用修正的Mohr-Coulomb模型, 下立交结构、地下连续墙、盾构、注浆层、管片衬砌采用弹性模型, 上述材料均采用线弹性小变形材料模型。下立交结构与地下连续墙均不透水, 且其用接触面单元与土体连接, 取接触面参数 $K_n=6\times 10^8$ Pa/m, $K_s=6\times 10^8$ Pa/m, 内摩擦角为15°, 凝聚力为 2×10^4 Pa。地表面和各土层均呈匀质水平层状分布, 计算中不考虑管片接头影响以及错缝拼装方式对衬砌整体刚度的折减作用, 盾构每个推进步长为1.2m(环管片宽度)^[5], 根据现场实地勘察, 取地下水位为2.0m。

3.1.2 流-固耦合计算原理

FLAC^{3D}模拟岩土体的流-固耦合效应时, 将岩土体视为多孔介质, 流体在多孔介质中的流动依据Darcy定律, 同时满足Biot方程。使用有限差分法进行流-固耦合计算时, 几个主要方程如下^[6]:

(1) 平衡方程

对于小变形情况, 流体质点平衡方程为

$$-q_{i,i} + q_v = \frac{\partial \zeta}{\partial t} \quad (1)$$

式中: $q_{i,i}$ 为渗流速度(m/s); q_v 为被测体积的流体源强度(s⁻¹); ζ 为单位体积孔隙介质的流体体积变化量。

对于饱水孔隙介质, 有:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = \frac{1}{M} \frac{\partial p}{\partial t} + \alpha \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} - \beta \frac{\partial T}{\partial t} \quad (2)$$

式中: M 为比奥模量(N/m²); p 为孔隙水压力(Pa); α 为比奥系数; ε 为体积应变; T 为温度(°C); β 为考虑流体和固体颗粒的热膨胀系数(°C⁻¹)。

动量平衡方程的形式为

$$\sigma_{ij,j} + \rho g_i = \rho \frac{dv_i}{dt} \quad (3)$$

式中: ρ 为体积密度(g/cm³), 且 $\rho = (1-n)\rho_s + n\rho_w$; ρ_s 和 ρ_w 分别为固体和液体的密度; n 为多孔介质的孔隙率; $(1-n)\rho_s$ 为基体的干密度 ρ_d ; g_i ($i=1, 2, 3$) 为重力加速度的3个分量(m/s²); v_i ($i=1, 2, 3$) 为介质运动速度的3个分量(m/s)。

(2) 运动方程

流体的运动用Darcy定律来描述, 对于匀质、各向同性固体和常密度流体的情况, 达西定律的形

式为

$$q_j = -k(p - \rho_w x_i g_i)_{,j} \quad (4)$$

式中: k 为介质的渗透系数 ($\text{m}^2/(\text{Pa} \cdot \text{s})$)。

(3) 本构方程

体积应变的改变引起流体孔隙压力的变化, 反过来, 孔隙压力的变化也会导致体积应变的发生。孔隙介质本构方程的增量形式为

$$\Delta \sigma_{ij} + \alpha \Delta p \delta_{ij} = H_{ij}(\sigma_{ij}, \Delta \xi_{ij}) \quad (5)$$

式中: $\Delta \sigma_{ij}$ 为应力增量; Δp 为孔隙水压力增量; δ_{ij} 为 Kronecher 因子; H_{ij} 为给定函数; $\Delta \xi_{ij}$ 为总应变增量。

(4) 相容方程

应变率与速度梯度之间的关系为

$$\xi_{ij} = \frac{1}{2}(v_{i,j} + v_{j,i}) \quad (6)$$

(5) 边界条件

在计算中有 4 种类型的渗流计算边界条件:

①给定孔隙水压力; ②给定边界外法线方向流速分量; ③不透水边界, 该边界程序中默认; ④透水边界。透水边界采用如下形式给出:

$$q_n = h(p - p_e) \quad (7)$$

式中: q_n 为边界外法线方向流速分量; h 为渗透系数 ($\text{m}^3/(\text{N} \cdot \text{s})$); p_e 为渗流出口处的孔隙水压力。

3.1.3 接触面单元的计算原理

FLAC^{3D} 中的接触面是单面的, 可以把 FLAC^{3D} 中的接触面想象成“退缩的包装”, 把它拉伸覆盖在实体单元外表面(所需面), 使与其他面(目标面)相互渗透作用变得敏感起来。其接触关系是由接触面节点和实体单元外表面(目标面)建立起来的。在每一时步中, 对每一个接触面节点和接触的目标面来说, 它们的绝对法向和相对剪切速度都要计算, 它们的值被接触面的本构模型用来计算法向力和剪切力。其中, 本构模型是由线性库仑剪切屈服强度准则定义的, 它限制剪切力只能作用在接触面的节点上。法向刚度、切向刚度、抗拉强度、剪切黏结强度和剪胀角等, 在剪切强度的限值到达后, 将会在接触的目标作用面上形成一个有效法向应力增量。默认情况下, 在接触面有效应力计算中使用了孔隙水压力, 这可以由 interface I effective= on/off 命令来生成或解除。图 2 阐述了作用在接触面节点上的本构模型各组成部分。

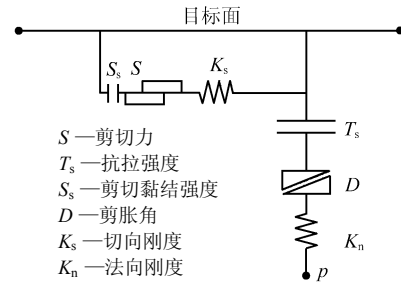


图 2 接触面本构模型各组成部分

Fig.2 Components of the bonded interface constitutive model

3.1.4 计算区域及边界条件

计算模型取隧道轴线方向为 y 轴, 水平面内垂直隧道轴线方向为 x 轴, 铅直向上为 z 轴, 计算区域为垂直距离 $3D+H$, 纵向长度 $5D+H$, 宽度方向取 $5D$, 其中: D 指盾构纵向直径, $D=6.3 \text{ m}$; H 为隧道中心埋深, $H=19.9 \text{ m}$, 长、宽、高分别为 63.0 、 60.0 、 38.8 m 。分析时力学边界采用齐次边界条件; 对于渗流边界, 除地下水位处为 0 孔压边界外, 其余边界均为不透水边界。计算模型网格剖分如图 3 所示, 共剖分 42 657 个节点, 44 000 个单元, 文中分析工况为盾构推进至 $z=28.8 \text{ m}$, 如图 3(b) 所示。

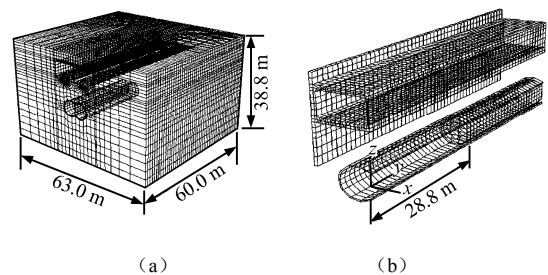


图 3 计算模型

Fig.3 FDM simulation model

3.1.5 计算参数及施工模拟的实现

计算中上覆表层土和下卧土层采用土层力学参数的加权平均值, 权重为各土层的厚度。根据上海地区对软土特性的经验, 取土层的弹性模量 $E = 3.5E_s$, 泊松比为 $0.3 \sim 0.4$, E_s 为土的压缩模量。对于管片结构, 选取 C50 钢筋混凝土参数。注浆层依据张云等^[7]提出的“等代层”概念, 根据上海软黏土地区盾构施工实测位移反分析结果取值。注浆层不考虑浆液的固结硬化过程, 简化为初凝和终凝 2 个阶段。拟定下立交及地下连续墙结构为 C30 混凝土材料参数, 计算中各材料物理力学参数如表 1 所示。在 FLAC^{3D} 有限差分软件计算中, 通过调整隧道周

边地层释放荷载的大小来反映注浆时机的影响程度,通过调整等代层的参数来反映注浆的补偿效应,隧道开挖采用零模型(model null)来模拟。隧道开挖和衬砌的拼装交替进行,通过FLAC^{3D}中的FISH语言的循环语句(loop.....endloop)来实现。施工荷载主要考虑开挖面支护压力、盾壳与土体的摩擦力及盾尾的注浆压力。

表1 材料物理力学参数

Table 1 Physico-mechanical parameters of materials

材料	弹性模量 E/MPa	泊松比 μ	凝聚力 c/MPa	摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$	密度 $\rho/(\text{g}/\text{cm}^3)$	渗透系数 $k/(\text{m}/\text{s})$
①-1 杂填土	13.3	0.32	18.6	19.3	1.78	
②-3 砂质粉土	25.4	0.30	8.0	27.5	1.81	1.2×10^{-6}
④ 淤泥质黏土	8.1	0.35	13.0	11.5	1.68	2.8×10^{-9}
⑤-1 灰色黏土	10.9	0.35	16.0	13.0	1.73	2.2×10^{-9}
⑤-3 灰色粉质黏土	15.6	0.35	15.0	21.0	1.80	2.2×10^{-9}
C30 混凝土	31 000.0	0.20			2.50	
C50 混凝土	34 500.0	0.17			2.50	
浆液(初凝)	12.0	0.20			1.65	1×10^{-9}
浆液(终凝)	25 670.0	0.29			2.10	1×10^{-4}

3.2 自由场计算结果与监测数据对比

盾构进入下立交前有438 m是在自由场段推进的,如图4所示。在自由场段布置平行于盾构中心线和垂直于盾构中心线的沉降监测点,并使用孔压计测定盾构掘进引起隧道周围孔隙水压变化特征。为得到能用于分析该工程盾构隧道施工的模拟参数,将三维数值计算结果与现场监测结果进行对比,检验、修正模拟施工参数,直至计算结果能够反映双圆盾构施工引起的地表沉降与超孔隙水压变化的普遍规律性。最后,将该模拟施工参数用于模拟下立交段双圆盾构隧道的推进。

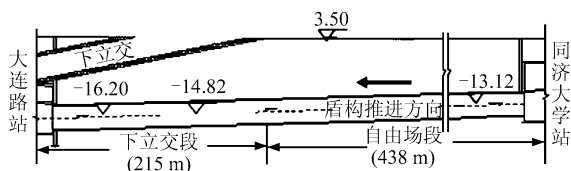


图4 双圆盾构隧道区间剖面图(单位: m)

Fig.4 Longitudinal profile of DOT tunneling section

图5为自由场段计算模型网格,其计算区域、边界条件、计算参数取值及分析工况同下立交段。由图6可见,在开挖面前方与后方10 m范围内,隧道中轴线地表纵向沉降的监测值与计算值非常接近,两者的差值不超过3 mm;在开挖面后方超过

10 m的范围内,监测值与计算值偏差较大,这主要与没有考虑壁后补压浆、路面上的车辆荷载有关。图7为地表横向沉降的计算值与监测值对比,图中计算值与实测值反映的规律基本一致,量值上表现为计算值大于实测值,尤其是与隧道中轴线距离超过7 m的范围内的沉降的相对误差达16%~31%。分析原因认为,这是由于计算模型简化以及计算中未能有效地评价盾尾同步注浆对地层损失的补偿作用造成的。图8为超孔隙水压的监测历时曲线,从图中可得如下结论:随着盾构推进,开挖面前方土体受到挤压,孔隙水压急剧升高,距盾壳较近处孔隙水压力最大值在盾尾脱离该监测断面时达到、较远处在开挖面前3~4环处到达,这与距盾壳越近孔隙水压力受同步注浆影响越大有关。随后,孔隙水压力逐渐消散,消散速率逐渐减小,达最大值后的一段时间内孔隙水压力出现突跌,这是由于隧道周围土体向临空面内塌陷引起的;距离盾壳越近,孔隙水压力变化越显著,孔隙水压力最大升高速率为9.9 kPa/h,最大消散速率为16.5 kPa/h。图9为超孔隙水压的计算历时曲线,计算所得的超孔隙水压力产生、消散规律与实测规律非常吻合,计算所得的超孔隙水压力比实测值大,距盾壳越近两者的差值越大,地表以下5 m处两者最大超孔压差值不超过0.7 kPa,地表以下15.1 m时最大超孔压差值达25.5 kPa,分析原因认为这是由于计算模型所用的渗透系数及其分布与现场实际有较大差别,加上模型边界条件的一些制约,使得计算结果和实测结果在数值上有些差异。另外,与孔隙水压力探头埋设偏差有关,埋深越大,其埋设偏差出现的概率就越大,特别是靠近盾壳的探头,为防止盾构通过时破坏仪器,其埋深往往比设计埋深小。虽然上述地表沉降、超孔隙水压力的计算值在数值上与监测值有些差异,但其差异在工程中是可以接受的,并不影响整个模型的实用性。

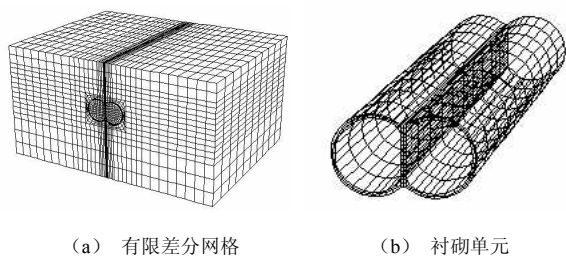


图5 计算模型

Fig.5 Computation model

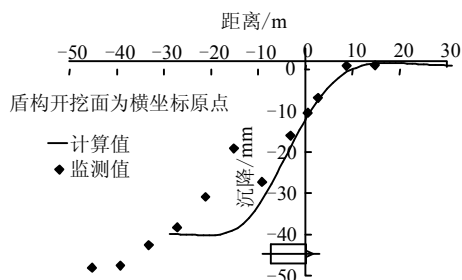


图6 隧道中轴线地表纵向沉降计算值与监测值对比
Fig.6 Longitudinal comparison between calculated and monitoring ground settlement value

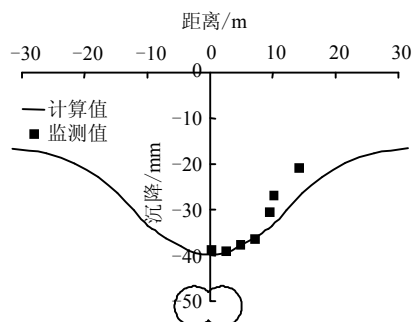


图7 地表横向沉降计算值与监测值对比
Fig.7 Transverse comparison between calculated and monitoring ground settlement value

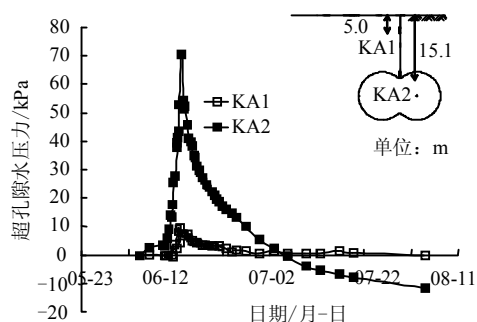


图8 超孔隙水压力监测历时曲线
Fig.8 Field monitoring time-history curves of excess pore water pressure

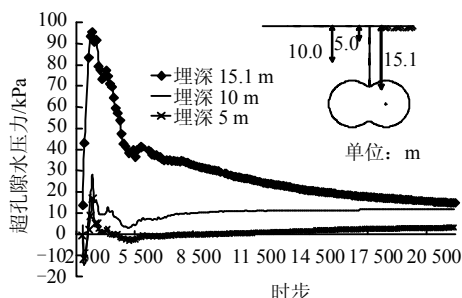


图9 超孔隙水压力计算历时曲线
Fig.9 Computation time-history curves of excess pore water pressure

3.3 盾构在三面封闭条件下推进的数值结果分析

将上述与监测数据对比并反映施工技术水平的模拟施工参数应用于下立交下双圆盾构的推进。

图10为下立交底板下附加荷载沿隧道中轴线分布曲线。由图可见,下立交底板下超孔压的绝对值明显大于自由场下与底板同一埋深处的超孔压,两者正最大超孔压的比值为5.6,负最大超孔压的比值达29.0,这是由于三面封闭增加了底板下土体孔隙水的渗流路径,使得由施工引起的正超孔压很难向外界消散、负超孔压也很难得到外界水位的补给;底板下附加荷载是盾构推进引起的孔隙水压力和土体对底板作用的合力,开挖面前后3环范围内,附加荷载对底板产生挤压,最大值为69.36 kPa,在开挖面前方4.8 m处取得,而该处的超孔隙水压力为49.92 kPa,占附加荷载的72%;开挖面前、后1环范围内,超孔隙水压力为正值,最大值为53.13 kPa,在开挖面前方7.2 m处取得,特别是在开挖面前方,底板下附加荷载曲线和超孔压曲线非常接近,距开挖面越远两者越接近,即使在差值较大处,即开挖面前方3.6 m处,超孔隙水压也占附加荷载的67.2%,这就说明开挖面前方的附加荷载主要是由超孔隙水压力产生的,要减小底板下的附加荷载主要还是应在底板下铺设排水板、底板上设置排水孔;在开挖面后方且与其距离超过3环的范围内,超孔隙水压力与附加荷载均为负值,这是由于开挖卸载使得底板下土体出现松动甚至与底板脱离的趋势,尤其是盾尾前后3环范围内,附加荷载跌幅速率最大,达42.5 kN/环,主要是底板下土体在此范围内松动幅度最大且突然,使得底板与土体之间的位移和应力来不及调整;随后,由于外界水位的补给及底板与土体之间位移、应力的调整,附加荷载开始缓慢回升。图11为开挖面前方4.8 m处底板下附加荷载横向分布曲线,附加荷载和超孔隙水压力最大值在底板中轴线处取得,分别为67.59、49.92 kPa,最小值在底板两端取得,分别为42.77、42.70 kPa,其分布呈中间大两头小的形态,超孔隙水压力曲线较平坦,而附加荷载曲线起伏较大,说明超孔隙水压力沿底板横向分布较均匀,而土体颗粒对底板的附加挤压力则主要分布在其中线附近。

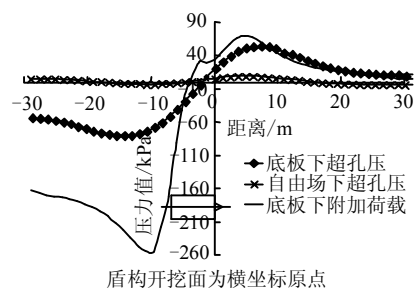


图10 底板下附加荷载沿隧道轴线分布曲线
Fig.10 Longitudinal distribution of superimposed load

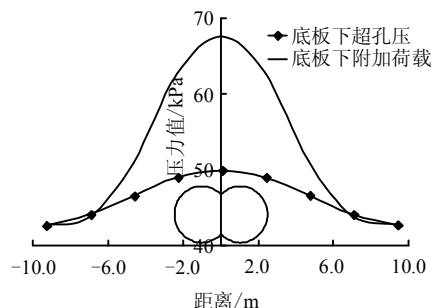


图 11 切口前方 4.8 m 处底板下附加荷载横向分布曲线
Fig.11 Transverse distribution of superimposed load in the bottom slab 4.8 meters in front of excavation surface

图 12 为下立交底板沿隧道中轴线的沉降曲线。由图可见, 沉降曲线线型接近直线。这可能是由于整个下立交结构的刚度较大, 当盾构施工引起的地层损失传递到下立交底板时, 下立交底板主要发生刚性位移而底板变形引起的位移不大, 最大沉降值为 31.5 mm, 开挖面前方约 20 环底板有上翘的趋势, 但最大上翘量不超过 3 mm; 图中假想线为相邻两环沉降值差值的 10 倍, 其最大值恰好在盾尾处取得, 在盾尾及其后 4 环的范围内, 假想线数值的变化梯度较大, 而在其他位置则比较平缓, 这表明盾尾脱离对底板变形及地层损失影响最大, 建议壁后补压浆在同步注浆完成后尽快实施。图 13 中的下立交底板横向沉降曲线非常平坦, 且距开挖面越近曲线越平坦, 开挖面后方 28.8 m 处底板最大值在中线处取得, 其值为 31.5 mm; 最小值在两端取得, 其值为 27.8 mm。最大值与最小值的差值不到 4 mm。

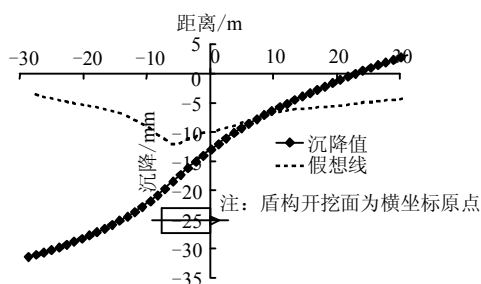


图 12 底板沿隧道轴线沉降曲线
Fig.12 Longitudinal soleplate settlement curves

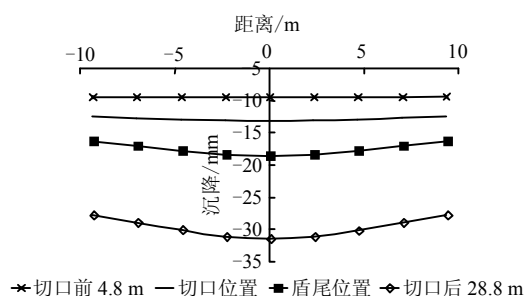


图 13 底板横向沉降曲线
Fig.13 Transverse soleplate settlement curves

4 结 论

自由场下的计算结果与监测数据的对比、检验能够反映施工技术水平的模拟施工参数应用于下立交下双圆盾构的推进。对双圆盾构长距离穿越下立交结构的施工力学性态进行了三维有限差分数值模拟, 得出如下结论:

(1) 盾构在下立交下与自由场下推进引起的超孔隙水压有显著差异, 下立交底板下超孔压的绝对值明显大于自由场下与底板同一埋深处的超孔压, 两者正最大超孔压的比值为 5.6, 负最大超孔压的比值达 29.0, 这是由于三面封闭增加了底板下土体孔隙水的渗流路径, 使得由施工引起的正超孔压很难向外界消散、负超孔压也很难得到外界水位的补给。

(2) 开挖面前方的附加荷载主要是由超孔隙水压力产生的, 如图 10 所示, 在开挖面前方, 底板下附加荷载曲线和超孔压曲线非常接近, 距开挖面越远两者越接近, 即使在差值较大处, 即开挖面前方 3.6 m 处, 超孔隙水压也占附加荷载的 67.2%。另外, 超孔隙水压力沿底板横向分布较均匀, 而土体颗粒对底板的附加挤压力分布则主要集中在其中线附近。

(3) 由于下立交结构的刚度较大, 沿隧道纵向往下立交底板主要发生刚性位移, 而其变形引起的位移不大, 且在盾尾及其后 4 环的范围内, 相邻两环沉降值差值较大, 在其他位置则比较小, 表明盾尾脱离对底板变形产生的位移及地层损失影响很大, 建议壁后补压浆在同步注浆完成后尽快实施。

(4) 下立交底板横向沉降曲线非常平坦, 如开挖面后方 28.8 m 处, 底板沉降最大值在中线处取得, 其值为 31.5 mm; 最小值在两端取得, 其值为 27.8 mm。最大值与最小值的差值还不到 4 mm。

参 考 文 献

- [1] 白延辉. 盾构净距离穿越地下构筑物研究[博士学位论文 D]. 上海: 同济大学, 2000.
- [2] 赵旭峰, 王春苗, 孙景林, 等. 盾构近接隧道施工力学行为分析[J]. 岩土力学, 2007, 28(2): 409—415.
ZHAO Xu-feng, WANG Chun-miao, SUN Jing-lin, et al. Analysis of mechanical action of shield driving for approaching excavation[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2007, 28(2): 409—415.
- [3] 廖少明, 余炎, 彭芳乐. 盾构近距离穿越相邻隧道施工的数值解[J]. 岩土力学, 2004, 25(增刊 2): 223—226.
LIAO Shao-ming, YU Yan, PENG Fang-le. Numerical analysis of shield tunneling construction through adjacent objects[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2004, 25(Supp.2): 223—226.

- [4] 孙统立, 张庆贺, 胡向东, 等. 双圆盾构施工土体扰动特性及实测分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(增刊 2): 5950—5955.
SUN Tong-li, ZHANG Qing-he, HU Xiang-dong, et al. Measurement and analysis of soil disturbance characteristics and induced by double-o-tube shield construction[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(Supp. 2): 5950—5955.
- [5] 孙统立, 张庆贺, 胡向东, 等. 双圆盾构施工土体沉降有限元数值模拟[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2008, 36(4): 466—471.
SUN Tong-li, ZHANG Qing-he, HU Xiang-dong, et al. Numerical simulation of ground settlement induced by DOT shield construction[J]. **Journal of Tongji University (Natural Science)**, 2008, 36(4): 466—471.
- [6] Itasca Consulting Group, Inc. FLAC^{3D} User Manuals, version 2.1[M]. Minneapolis: Itasca Consulting Group, Inc., 2002.
- [7] 张云, 殷宗泽, 徐永福. 盾构法隧道引起的地表变形分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(3): 388—392.
ZHANG Yun, YIN Zong-ze, XU Yong-fu. Analysis of 3-D ground surface deformations due to shield tunnel[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2002, 21(3): 388—392.