

# 盾构施工对孔压扰动的三维流固耦合分析

宋锦虎<sup>1,2</sup>, 缪林昌<sup>1</sup>, 戴仕敏<sup>3</sup>, 马 元<sup>3</sup>

(1. 东南大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210096; 2. 河南城建学院土木与材料工程系, 河南 平顶山 467044;  
3. 上海隧道工程股份有限公司, 上海 200080)

**摘要:** 如何对盾构施工过程中的孔压监测数据进行实时分析是工程实践中的难点问题。结合上海虹桥迎宾三路隧道工程, 首先建立了包括各种盾构施工参数影响的分析模型, 并将不同施工参数情况下超孔压计算结果与实测值进行了对比, 验证了模型的合理性。之后分析了开挖面推力、注浆压力、掘进速度、开挖面水头、隧道埋深以及土体渗透系数等参数对隧道周围最大超孔压的影响, 获得了最大超孔压拟合计算公式, 与现场实测和解析解的对比说明三维流固耦合计算可更合理分析盾构施工对孔压的扰动。同时, 较大的超孔压值对应于较大的地表沉降, 因此可将实测孔压值与数值计算结果进行对比, 从而进行施工参数的调整。在上海虹桥迎宾三路隧道工程试验段的施工过程中, 现场监测数据表明可根据孔压监测值调整施工参数, 最终减小地面沉降。

**关键词:** 盾构施工; 孔压扰动; 三维模型; 流固耦合; 地表沉降

中图分类号: U455.43; TU4 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2013)02-0302-11

作者简介: 宋锦虎(1984-), 男, 博士研究生, 主要从事地下结构支护方面研究工作。E-mail: cumtsong@163.com。

## 3D coupled mechanical and hydraulic analysis of pore water pressure disturbed by shield tunnelling

SONG Jin-hu<sup>1,2</sup>, MIAO Lin-chang<sup>1</sup>, DAI Shi-min<sup>3</sup>, MA Yuan<sup>3</sup>

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. Department of Civil and Material Engineering, Henan University of Urban Construction, Pingdingshan 467036, China; 3. Shanghai Tunnel Engineering Construction Co., Ltd., Shanghai 200080, China)

**Abstract:** It is a difficult problem to analyze the pore water pressure monitored in the field while tunnelling. Based on the tunnel constructed in Shanghai of China, a finite element model for shield tunnelling is established, which can study the effects of construction parameters. The model is validated by comparing the calculated results with the data monitored in the field. The effects of the construction parameters including the face thrust force, grouting pressure, excavation rate, water head at the face, cover depth and soil permeability on the maximum excess pore water pressure are analyzed. Then a fitting formula for the pore water pressure is obtained based on the calculated result. By comparison between the analytic solution and the data monitored in the field, it is obtained that the 3D coupled mechanical and hydraulic method is a good way to analyze the pore water pressure disturbed by shield tunnelling. The larger the maximum pore water pressure, the larger the ground settlement. So the pore water pressure monitored in the field can be used to analyze the fitness of the construction parameters. For Yingbinsanlu tunnelling project in Shanghai, the monitored pore water pressure is compared with the numerical results, and it is concluded that the construction parameters can be changed in time to decrease the ground settlement.

**Key words:** shield tunnelling; pore water pressure disturbance; 3D model; coupled mechanical and hydraulic method; ground settlement

## 0 引言

盾构推进导致周围土体的应力状态发生复杂变化, 由此产生的超孔隙水压力的分布及其量值也很复杂。早期国内研究盾构推进对地面沉降的影响多集中在开挖面平衡及盾尾间隙注浆充填, 过多关注受扰动土体强度和稳定性, 往往忽视孔隙水压力的变化。盾构在淤泥质黏土、粉质黏土及砂质粉土中推进时产生的超

孔隙水压力以及消散过程对土体扰动很大, 其导致的沉降可占总沉降量的 40%。因此, 针对盾构施工过程中的超孔压的大小需进行深入分析。

易宏伟等<sup>[1]</sup>通过现场测试, 得到了在盾构推进过程中对周围土体孔隙水压力的影响过程, 并分析了对

基金项目: 国家自然科学基金项目 (51278099)

收稿日期: 2012-02-28

土体的扰动机理。蒋洪胜等<sup>[2]</sup>经过现场测试, 综合分析了盾构施工时对周围土体孔隙水压力和变形的影响, 得知在盾构掘进接近、穿越以及远离测孔区3个施工阶段, 隧道周围不同区域的土层呈现出各自不同的移动特征; 袁大军等<sup>[3]</sup>针对超大直径泥水盾构掘进对周围土体的土体扰动进行了现场监测。由于现场条件复杂, 多种因素都可能造成孔隙水压力的变化, 仅根据实测值难以判断引起孔隙水压力变化的主要原因, 需综合数值模拟和理论分析方法进行对比分析, 一些学者针对此问题进行了分析。肖立、张庆贺和朱继文等<sup>[4]</sup>采用理论分析的方法分析了盾构施工所产生的超孔压大小; Bobet<sup>[5]</sup>针对盾构开挖速度对周围土体当中孔隙水和衬砌荷载进行了分析, 得知不同施工速度情况下衬砌荷载的变化过程是不同的, 施工速度较快时, 衬砌的长期荷载较短期荷载变化更大; Anagnostou<sup>[6]</sup>通过建立于开挖面的局部坐标系进行建模计算, 得知对于低渗透性土层, 在隧道连续开挖过程中, 开挖面附近应力的变化常伴随着土体的固结过程, 由此开挖速率将影响地表的沉降, 开挖速率越高, 地表沉降越小。在这些相关文献研究中, 针对盾构施工在不同土层以及不同施工参数情况下引起的超孔压大小, 未进行系统的计算分析。

隧道施工过程中, 土体孔隙水压力的变化将受两方面因素影响<sup>[7-8]</sup>。首先会受到土体应力状态变化的影响, 隧道施工会引起周围土体应力状态逐渐发生变化, 土体中孔隙水压力将会随之改变, 在数值计算分析中, 也就是流固耦合的影响; 其次是受到渗流的影响, 隧道施工会使开挖面、隧道表面的渗透边界条件发生变化, 使周围土体产生向开挖面和隧道表面的渗流, 从而改变土体中孔隙水压力。在针对隧道施工过程与水的相互影响分析中, 需综合考虑这两方面的影响。

因此, 本文采用三维有限元流固耦合计算方法(ABAQUS), 以上海虹桥综合交通枢纽迎宾三路隧道新建工程为计算对象, 根据盾构施工过程, 建立包括盾构、管片、注浆层、注浆压力、开挖面推力等因素的整体计算模型, 分析盾构施工对周围土体孔隙水压力的扰动, 并通过参数分析获得各种情况下下的超孔压拟合计算公式, 从而为现场工程超孔压监测数据的分析提供依据。

## 1 工程概况

上海虹桥综合交通枢纽迎宾三路隧道新建工程盾构段工程, 如图1所示, 为东西向分布。盾构从始发井(西端工作井, 位于七莘路西侧)出发, 穿越七莘路高架桩基、北横径, 进入虹桥机场区域。在K1+410.20处穿越虹桥机场主跑道南侧端头, 与主跑道呈131°角立交。随后, 穿过虹桥机场南侧的滑行道、绿化区、停机坪, 在约K2+66穿出虹桥机场。本

文在图1所示穿越机场跑道之前的试验段监测断面处进行了现场孔压和地表沉降监测, 此断面处地层剖面图如图2所示, 土层力学参数表1所示。

不同的施工参数将产生不同的地表沉降, 相应产生的超孔压将具有不同的大小。因此, 本文据此工程实例作为基本模型, 进行盾构施工的三维流固耦合分析, 根据现场监测数据验证计算模型的合理性; 进而进行不同影响因素的参数计算, 研究盾构产生的超孔压大小及其与地表沉降之间的关系, 最终为实际工程中孔隙水压力监测数据的分析提供依据。

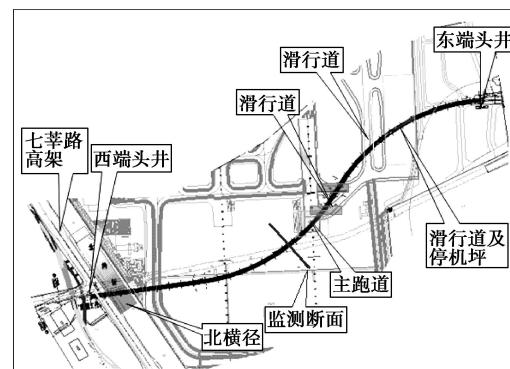


图1 工程示意图

Fig. 1 Schematic diagram of tunnelling project in Shanghai

|                           |             |
|---------------------------|-------------|
| ③ 灰色淤泥质粉质黏土夹粉砂            |             |
| ④ 灰色淤泥质黏土                 |             |
| ④ <sub>T</sub> 灰色砂质粉土     |             |
| ⑤ <sub>1</sub> 灰色粉质黏土     | 孔压传感器 1 2 3 |
| ⑤ <sub>31</sub> 灰色粉质黏土夹粉砂 |             |
| ⑤ <sub>41</sub> 灰绿色粉质黏土   |             |

图2 监测断面地层剖面图

Fig. 2 Sectional drawing of monitoring section

表1 土层力学参数表

Table 1 Properties of soils

| 地层              | 重度<br>/(kN·m <sup>-3</sup> ) | 孔隙比  | 弹性模量<br>/MPa | 黏聚力<br>/kPa | 内摩擦角<br>/(°) | 渗透系数<br>/(m·s <sup>-1</sup> ) |
|-----------------|------------------------------|------|--------------|-------------|--------------|-------------------------------|
| ③               | 16.8                         | 1.50 | 3.0          | 20.0        | 25.0         | $1 \times 10^{-5}$            |
| ④               | 18.0                         | 0.95 | 8.2          | 11.0        | 11.4         | $4 \times 10^{-6}$            |
| ④ <sub>T</sub>  | 18.2                         | 0.92 | 9.0          | 3.0         | 30.4         | $4 \times 10^{-4}$            |
| ⑤ <sub>1</sub>  | 17.8                         | 1.00 | 4.8          | 14.0        | 19.4         | $2 \times 10^{-6}$            |
| ⑤ <sub>31</sub> | 17.5                         | 1.10 | 5.5          | 15.0        | 19.1         | $4 \times 10^{-5}$            |
| ⑤ <sub>41</sub> | 19.6                         | 1.00 | 12.0         | 26.0        | 26.8         | $2 \times 10^{-6}$            |

## 2 三维流固耦合数值模型的建立

### 2.1 盾构施工过程的分析模型

由于考虑到地下水的影响, 盾构的施工伴随着周围孔隙水的消散, 平面模型不能分析沿开挖方向的孔隙水的消散, 因此, 需进行三维数值计算。针对盾构隧道施工过程的三维数值模型, 许多学者进行了研究<sup>[10-14]</sup>。

Thomas 等<sup>[10]</sup>采用分步开挖的计算方法, 分析了 TBM 隧道中开挖面推力、注浆压力、盾构自重等参数对盾构施工的影响; Mroueh 等<sup>[11]</sup>建立了简化三维分析模型, 计算分析了模型中未支护段长度及其应力释放系数对计算结果的影响。Kazuhito 等<sup>[12]</sup>提出了模型单元重划分的方法, 对盾构施工过程进行了三维模拟分析; 盾构的实际施工过程较为复杂, 包括各种多方面因素的影响, 在数值计算分析中, 需要对分析模型进行简化。

本文所采用的数值计算方法如图 3 所示。在开挖面处施加沿深度逐渐增大的面力, 模拟开挖面推力; 在盾构外部的土体表面施加表面荷载以模拟盾构对土体的支护力, 此力大小为注浆压力; 同时在盾构下部土体表面施加荷载模拟盾构自重荷载。盾尾空隙的大小、注浆充填程度、隧道壁面土体受扰动的程度和范围等因素可概括为均质、等厚的注浆层(等代层)<sup>[15]</sup>, 此方法概念清楚, 应用方便, 根据相关文献研究结果<sup>[15]</sup>, 本文所采用的等代层力学参数如表 2 所示。也就是说,

在计算模型中包括了管片、注浆层、盾构、注浆压力、开挖面推力等因素的影响。为简化计算, 本文中数值计算模型未考虑盾构与土体之间接触面的摩擦力、刀盘对土体的扭矩等因素的影响。

目前, 耦合场计算大致有两类: 间接耦合和直接耦合法<sup>[7]</sup>。间接耦合法是分别计算渗流场和应力场, 通过两场的交叉迭代分析两者的耦合效应, 而直接耦合是以应力场的节点位移和渗流场的孔隙水压力为未知值建立数学模型, 通过求得解析解分析两场完全耦合的效应。文本采用 ABAQUS 软件进行的耦合计算, 是基于比奥固结理论的直接耦合方法<sup>[9]</sup>。

表 2 注浆层力学参数

Table 2 Mechanical parameters of grouting circle zone

| 弹性模量/MPa | 泊松比  | 重度/(kN·m <sup>-3</sup> ) | 厚度/m |
|----------|------|--------------------------|------|
| 0.65     | 0.35 | 15.0                     | 0.1  |

## 2.2 模型边界条件

对于流固耦合分析, 边界条件分为力学边界条件和渗流边界条件。计算模型的力学边界条件如图 4 所示, 四周表面和底面为法向位移约束, 上表面为自由面, 开挖面边界条件如图 3 所示。渗流边界条件为模型四周表面和底面均为透水边界, 衬砌处为不透水边界; 对于隧道开挖面, 设定水头值为  $h_c$ , 当开挖面未

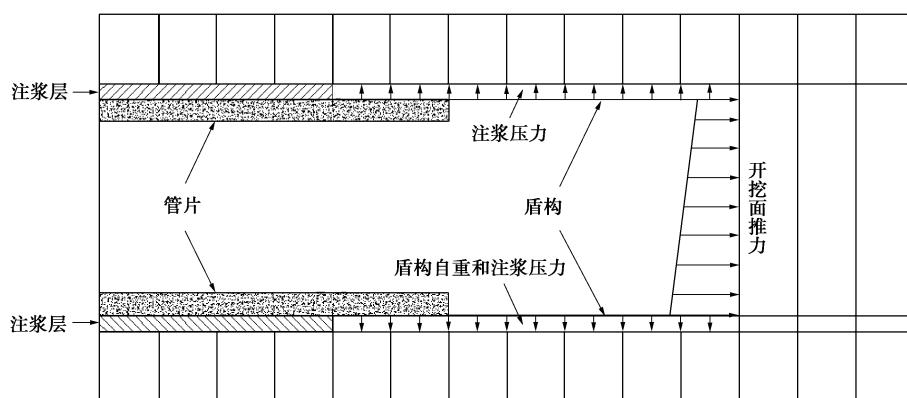


图 3 分析模型示意图

Fig. 3 Schematic diagram of the analysis model

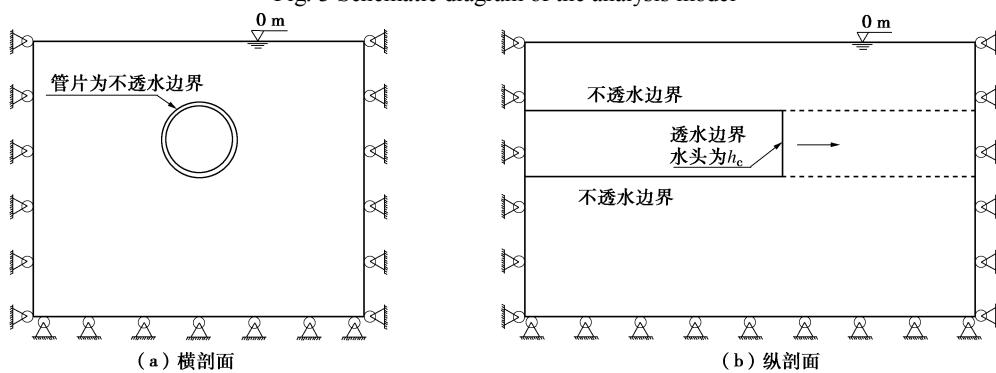


图 4 计算模型边界条件

Fig. 4 Boundary conditions of computational model

表 3 现场施工参数表

Table 3 Construction parameters in different zones

| 区段        | 土仓压力 /kPa | 开挖面推力 /MN | 刀盘扭矩 /(MN·m) | 每环注浆量 /m <sup>3</sup> | 注浆压力 /MPa | 推进速度 /(m·d <sup>-1</sup> ) | 地表沉降 /mm | 最大超孔压值 /kPa |
|-----------|-----------|-----------|--------------|-----------------------|-----------|----------------------------|----------|-------------|
| H84 至 H91 | 260       | 710       | 82           | 16                    | 0.2       | 25                         | 56.5     | 48.0        |
| H95 至 H99 | 295       | 790       | 85           | 20                    | 0.2       | 30                         | 9.3      | 23.0        |

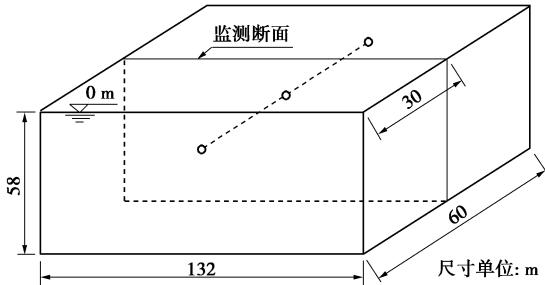


图 5 模型尺寸示意图

Fig. 5 Dimensions of numerical model

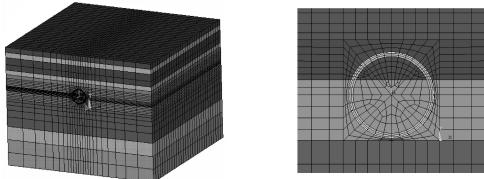


图 6 有限元模型示意图

Fig. 6 FE mesh of numerical model

采取渗透控制措施时取  $h_c=0$ , 当开挖面采取良好的渗透控制措施时  $h_c$  为初始水头, 由此简化方法来模拟实际盾构施工时开挖面不同的渗透边界条件。对于上海虹桥迎宾三路隧道工程, 由于开挖面采取了有效的渗透控制措施, 因此开挖面  $h_c$  取值为初始水头。

### 2.3 有限元模型

为简化建模过程, 本文首先在 ANSYS 中建模, 之后导入到 ABAQUS 中进行流固耦合计算。所建立的有限元模型尺寸如图 5 所示, 有限元网格划分如图 6 所示。计算过程中, 每步开挖完成之后, 将土体固结一定时间  $\Delta t$ ,  $\Delta t$  等于每步开挖长度除以开挖速度, 由此实现开挖过程的流固耦合计算。模型纵向长度为 60 m, 共计分 40 步开挖。为便于分析, 在模型中部设定一监测断面, 分析盾构施工过程对监测断面上土体的应力、孔压扰动情况。管片与土体单元之间建立接触面, 以模拟两者之间的相互作用。

## 3 数值计算模型的验证

上海虹桥综合交通枢纽迎宾三路隧道新建工程在下穿机场跑道之前, 首先在试验段进行了盾构施工参数的试验, 在试验段 84 环至 91 环过程中超孔压的监测结果如图 7 (a) 所示, 此区段盾构所采用的施工参

数如表 3 所示。在区段 H90 至 H93 期间, 盾构土仓压力的设定未考虑试验段上覆土, 土仓压力设定值过小, 因此在此之后对土仓压力进行了修正, 修正后的施工参数如表 3 中 H95 至 H99 区段所示。在此试验段盾构推进过程中地表沉降监测数据如图 7 (b) 所示, 由于前期土仓压力设定过小, H90 和 H93 断面土体受到前期扰动, 在盾构后续推进穿越 H90 断面过程中, H90 和 H93 均产生较为明显的沉降, 直至盾尾脱出 H90 断面。H99 在整个盾构推进过程中最大沉降仅为 5.8 mm, 到试验段工程结束, 发生的总沉降量为 9.3 mm, 后期沉降也较小, 可见盾构穿越 H99 断面时采用的施工参数是比较合理的。

针对表 3 中的施工参数, 通过数值计算得到的不同施工参数情况下超孔压值和地表最大沉降值如表 4 所示。通过与实测值对比可知, 数值计算结果与实测结果较为接近, 在 H95 至 H99 得到的超孔压值和最大地表沉降值均较小。由此说明, 本文建立的数值计算模型可合理用于考虑施工参数影响的盾构施工过程三维流固耦合分析。

当采用不同的施工参数进行计算时, 可得到不同的地表沉降和超孔压值; 当开挖面推力为 830 MN, 注浆压力为 0.3 MPa, 开挖速度为 10 m/d, 开挖面水头为 210 kPa 时地表沉降最小, 同时得到的超孔压值也最小, 为 25.5 kPa。实际监测到的超孔压值均比此值大, 如图 7 (a) 所示。因此, 盾构施工过程中不同的施工参数将产生不同的超孔压值, 可将超孔压值作为盾构施工参数是否合理的判断依据, 下文针对此问题进行详细分析。

表 4 实测结果和计算结果的比较

Table 4 Comparison between calculated and monitoring results

| 区段        | 实测值     |           | 计算值     |           |
|-----------|---------|-----------|---------|-----------|
|           | 地表沉降/mm | 最大超孔压/kPa | 地表沉降/mm | 最大超孔压/kPa |
| H84 至 H91 | 56.5    | 48.0      | 45.6    | 56.5      |
| H95 至 H99 | 9.3     | 23.0      | 16.8    | 29.6      |

## 4 不同施工参数对超孔压的影响

### 4.1 计算说明

隧道周围土体超孔压在不同开挖面水头、开挖面推力、注浆压力、掘进速度等施工参数影响下, 变化



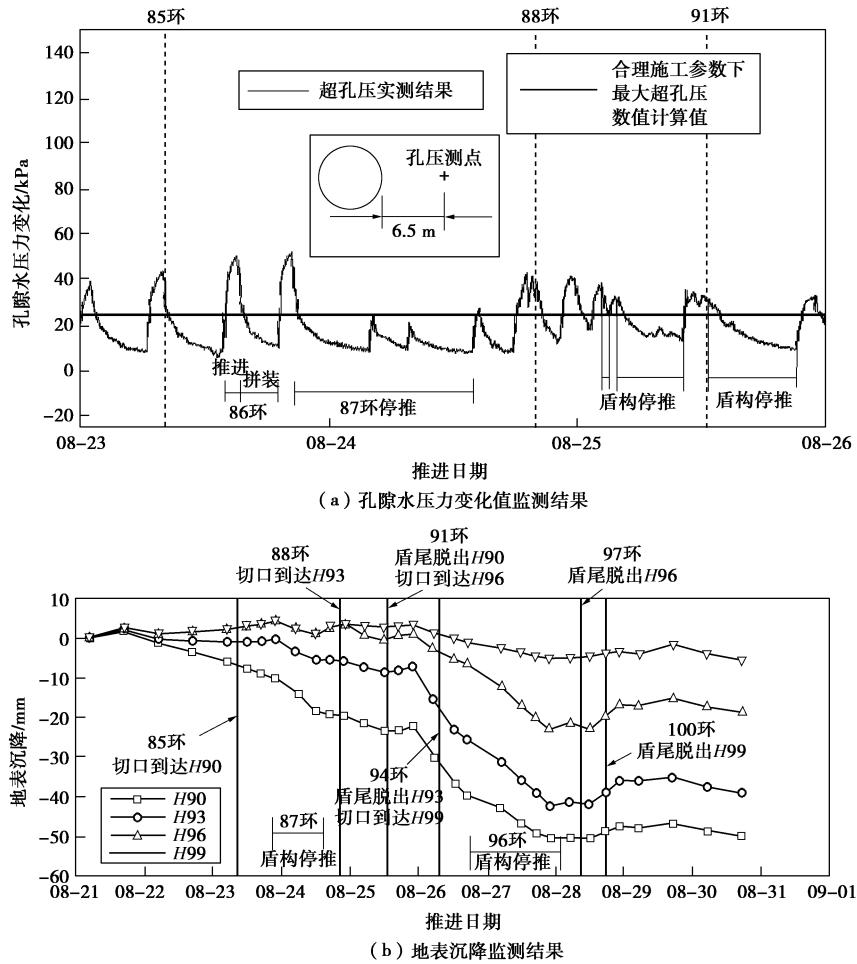


图 7 孔隙水压力和地表沉降监测数据

Fig. 7 Monitoring data of pore water pressure and ground settlement

表 5 施工参数计算表

Table 5 List of construction parameters

| 参数                          | 符号                                    | 值  |
|-----------------------------|---------------------------------------|--|
| 隧道直径/m                      | $D$                                   | 3, 6, 9, 12  |
| 埋深                          | $C/D$                                 | 1, 1.5, 2, 2.5, 3, 3.5, 4, 4.5, 5  |
| 土体渗透系数/(m·s <sup>-1</sup> ) | $K$                                   | $1 \times 10^{-5}, 1 \times 10^{-6}, 1 \times 10^{-7}, 5 \times 10^{-8}, 1 \times 10^{-8}, 5 \times 10^{-9}, 1 \times 10^{-9}$ |
| 开挖面推力与上覆土体压力的比值             | $\sigma_T / \gamma_{\pm} / (C + D/2)$ | 1, 0.5, 0.3, 0.2, 0.1  |
| 注浆压力与上覆土体压力的比值              | $\sigma_p / \gamma_{\pm} / (C + D/2)$ | 1, 0.5, 0.3, 0.2, 0.1  |
| 开挖面中心水头与原位水头的比值             | $h_c / \gamma_w / (C + D/2)$          | 1, 0.8, 0.6, 0.5, 0.4, 0.2, 0  |
| 开挖速度/(m·d <sup>-1</sup> )   | $V$                                   | 5, 10, 15, 20, 25, 30  |

说明：表中  $D$  为隧道直径； $C$  为隧道埋深； $K$  为土体渗透系数； $\sigma_T$  为开挖面推力； $\sigma_p$  为注浆压力； $h_c$  为开挖面水头； $V$  为开挖速度； $\gamma_{\pm}$  为土体重度； $\gamma_w$  为水的重度。

大小是不同的，下文针对不同施工参数情况下的孔压变化值进行计算分析，参数取值如表 5 所示。在参数计算中，为简化分析，将土层理想化为均质土层。同时，仅提取距隧道一侧距离为  $0.25D$  的点  $P$  处的超孔压  $\Delta u$  进行分析，如图 8 所示。也就是说，本文得到的结果是基于均质土层中盾构开挖对隧道右侧  $P$  点处孔隙水压的影响。

#### 4.2 开挖面推力的影响

最大超孔压和地表沉降与开挖面推力之间关系分别如图 9 和图 10 所示，当开挖面推力减小时，隧道附近最大超孔压值随之增大，地表沉降值也随之增大。不同推力对开挖面前方测点的应力扰动过程如图 11 所示，由中可知，开挖面推力较小时，将使开挖面前方土体的最小主应力 ( $S_3$ ) 显著减小，即土体所受到

的围压减小, 这将使开挖面前方土体处于更不利的承载状态, 增大对土体的扰动程度, 因此增大地表的沉降。

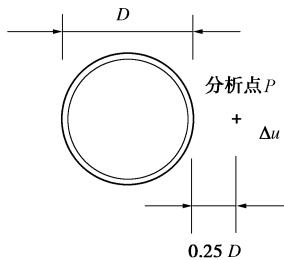


图 8 分析点  $P$  位置示意图

Fig. 8 Position of point  $P$

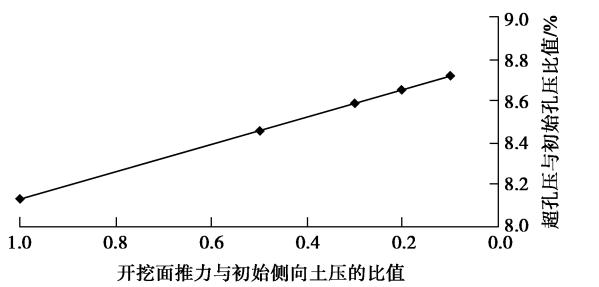


图 9 最大超孔压与开挖面推力之间关系 ( $D=6 \text{ m}$ ,  $C/D=2$ ,  $K=1 \times 10^{-8}$ )

Fig. 9 Relationship between maximum excess pore water pressure and face thrust

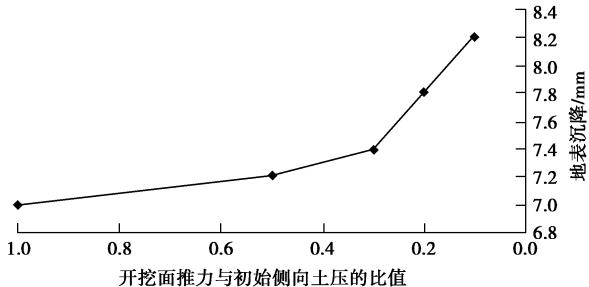


图 10 地表沉降与开挖面推力之间关系

Fig. 10 Relationship between maximum excess pore water pressure and ground settlement

#### 4.3 注浆压力的影响

最大超孔压与注浆压力的关系曲线如图 12 所示, 当注浆压力减小时, 对应的超孔隙水压随之减小; 地表沉降结果如图 13 所示, 可知地表沉降随注浆压力的减小而减小。不同注浆压力下, 隧道开挖对测点 2 的不同应力扰动过程如图 14 所示, 由中可知, 较小的注浆压力使隧道上部土体的最大主应力 ( $S_1$ ) 增大, 同时使最小主应力 ( $S_3$ ) 减小, 从而使土体处于不利的承载状态, 增加对土体的扰动程度, 因此增大地表沉降。

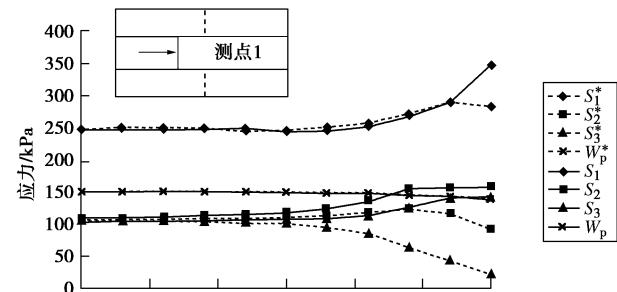


图 11 测点 1 在开挖面不同推力时的应力扰动过程  
 $S_1^*, S_2^*, S_3^*, W_p^*$  是开挖面推力为 0.5 倍原位土压力的主应力和孔压计算结果,  $S_1, S_2, S_3, W_p$  是开挖面推力为原位土压力的主应力和孔压计算结果

Fig. 11 Change process of principal stress at point No.1 under different face pressures

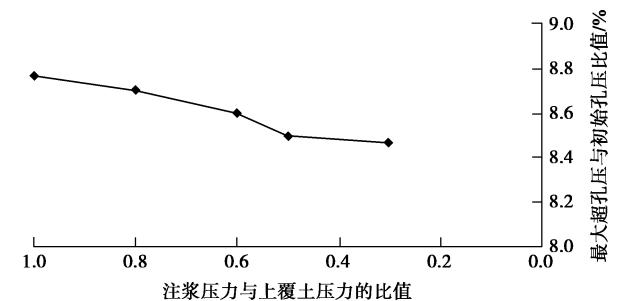


图 12 最大超孔压与注浆压力的关系曲线 ( $D=6 \text{ m}$ ,  $C/D=2$ ,  $K=1 \times 10^{-8}$ )

Fig. 12 Relationship between maximum excess pore water pressure and grouting pressure

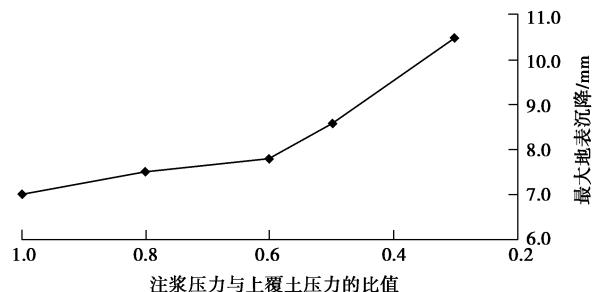


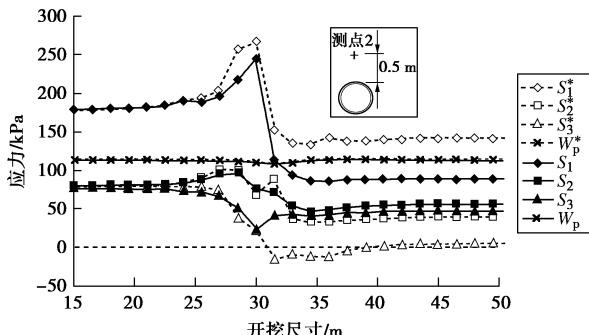
图 13 地表沉降与注浆压力的关系曲线 ( $D=6 \text{ m}$ ,  $C/D=2$ ,  $K=1 \times 10^{-8}$ )

Fig. 13 Relationship between ground settlement and grouting pressure

#### 4.4 挖进速度的影响

当盾构在低渗透性土层中掘进时, 开挖导致的超孔隙水压力消散与掘进速度关系密切, 不同的掘进速度对开挖面的孔压分布以及地表沉降会产生影响。当开挖面透水时, 掘进速度分别为 5, 10, 15  $\text{m}/\text{d}$  时开挖面前方孔压分布结果如图 15 所示, 地表沉降如图 16 所示。当掘进速度为 20  $\text{m}/\text{d}$  时, 由于开挖造成的

孔压影响范围为6 m,掘进速度为5 m/d时的孔压影响范围为15 m。因此,较快的掘进速度可减小对土体的扰动<sup>[16]</sup>,从而减小地表沉降(图16)。



$S_1^*$ ,  $S_2^*$ ,  $S_3^*$ ,  $W_p^*$ 是注浆压力为0.5倍上覆土压时的主应力和孔压计算结果,  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$ ,  $W_p$ 是注浆压力为1倍上覆土压的主应力和孔压计算结果

图14 测点2在不同注浆压力时的应力扰动过程

Fig. 14 Change process of principal stress at point No. 2 under different grouting pressures

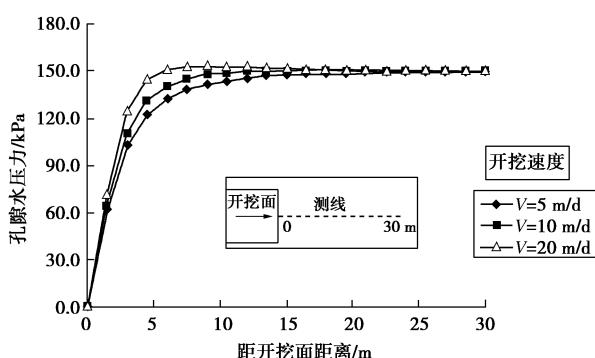


图15 不同开挖速度对开挖面前方孔压分布的影响

Fig. 15 Effect of different excavation rates on pore water pressure

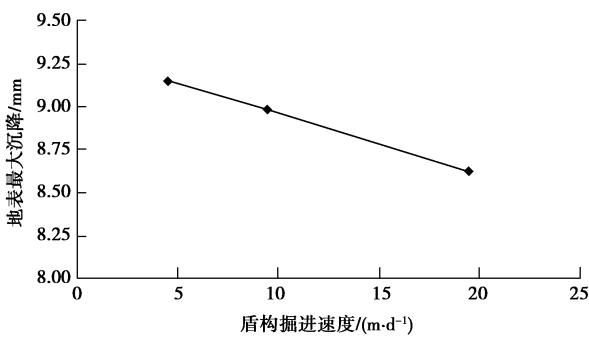


图16 不同开挖速度对地表沉降的影响

Fig. 16 Effect of different excavation rates on maximum ground settlement

在不同土体渗透系数情况下,不同开挖速度对隧道周围孔隙水压力的影响如图17所示,当渗透系数为 $1 \times 10^{-6}$  m/s时,盾构掘进速度对超孔压的大小影响极小(小于1%);当土体在渗透系数较小的土体中掘进时,开挖速度对超孔压的影响较为显著。但是同时,开挖速度较快时,开挖面前方的水头梯度也较大(图

15),将使作用在隧道开挖面上的渗透力显著增大,因此,改变掘进速度应相应调整开挖面支护力以保证开挖面稳定性<sup>[17-19]</sup>。

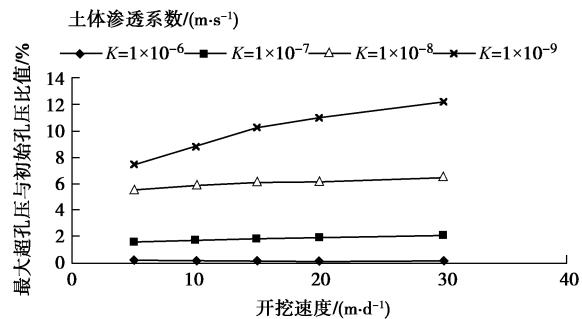


图17 不同开挖速度对最大超孔压的影响

Fig. 17 Effect of different excavation rates on maximum excess pore water pressure

#### 4.5 开挖面水头的影响

不同开挖面水头情况下隧道周围超孔压结果和地表沉降结果分别如图18和图19所示,当开挖面水头降低时,最大超孔压随之减小,地表沉降随之增大。由于施工方法的不同,将在盾构开挖面上形成不同的渗透边界条件。在开挖面分别为透水边界、不透水边界、0.5倍初始水头等3种情况下,开挖面前方孔隙水压力分布云图如图20所示。开挖面水头较低时,将在开挖面处形成较大的水头差,形成较大的水头梯度,根据达西定律,将对土体产生较大的渗透力,同时水的渗流减小了土体当中的孔隙水压力,使土体产生变形,最终渗透力作用和孔压减小两者共同使地表沉降增大。

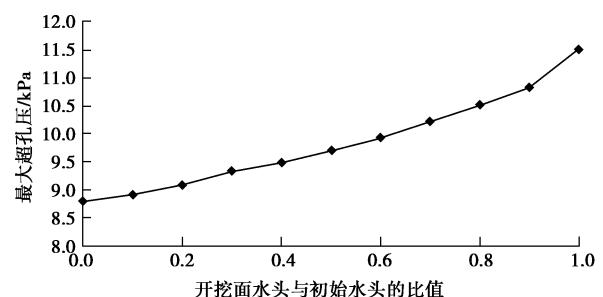


图18 最大超孔压与开挖面水头的关系曲线

Fig. 18 Relationship between maximum excess pore water pressure and water head of face

#### 4.6 隧道埋深的影响

不同埋深情况下,孔压变化值计算结果如图21所示。随着埋深的增大,超孔压随之增大。在渗透系数较低的土层中,超孔压的增大值较大,可见渗透系数对于超孔压具有显著影响。

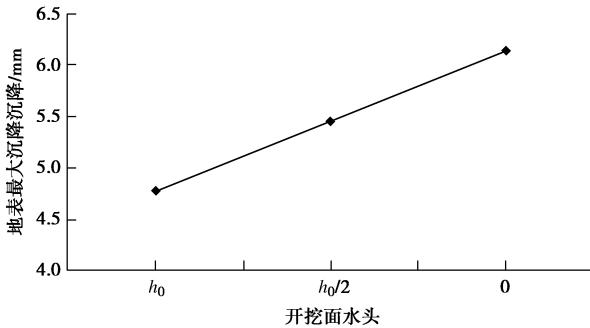
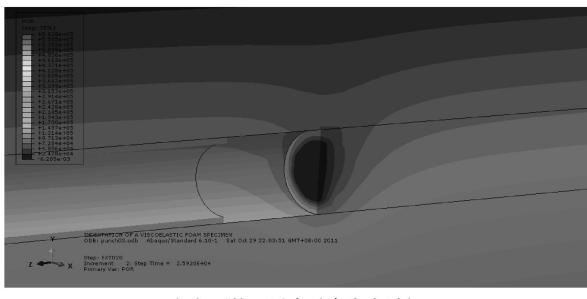
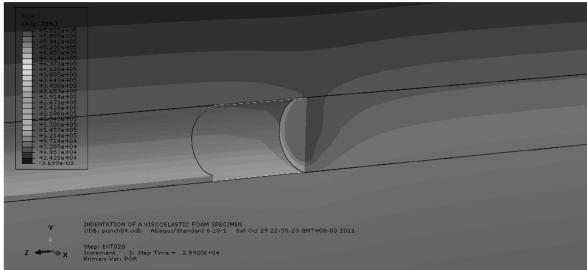


图 19 开挖面不同水头时的最大地表沉降对比

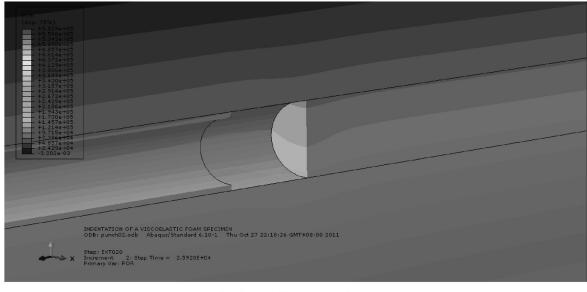
Fig. 19 Comparison among maximum ground settlements under different heads



(a) 开挖面透水(水头为零)



(b) 开挖面水头为0.5倍初始孔压



(c) 开挖面不透水

图 20 开挖面不同渗透边界条件时孔压分布云图

Fig. 20 Distribution of pore water pressure around face with different heads

#### 4.7 土体渗透系数的影响

由于不同的地质环境, 盾构施工所处土体的渗透系数变化范围较大, 因此, 渗透系数的影响需进行分析。不同土体渗透系数情况下隧道周围超孔压计算结果如图 22 所示, 土体渗透系数减小时, 超孔压值显著增大。当土体渗透系数为  $1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$  时, 所产生的最大超孔压为  $82.0 \text{ kPa}$ , 远大于渗透系数为  $1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$  时的计算结果。盾构在低渗透性土层中施工时, 由于

应力扰动产生的超孔压未能快速消散, 因此随着盾构的掘进不断积累, 在土层中产生较大的超孔压。

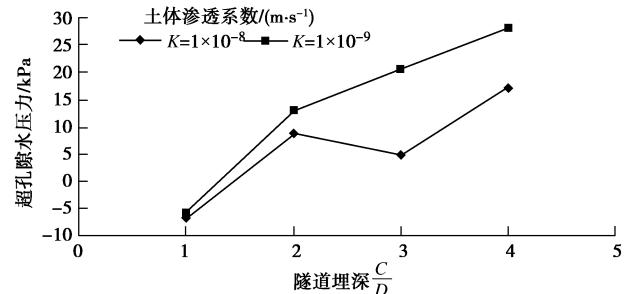


图 21 不同埋深情况下最大超孔压计算结果

Fig. 21 Calculated results of maximum excess pore water pressure under different cover depths

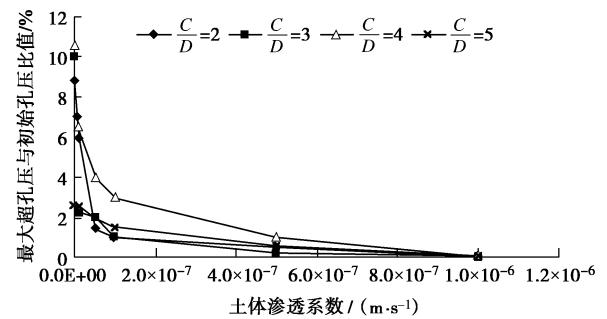


图 22 不同土体渗透系数情况下超孔压计算结果

Fig. 22 Calculated results of maximum excess pore water pressure under different soil permeabilities

## 5 计算结果的公式拟合及与实测和解析结果的对比

### 5.1 孔压变化值计算结果的公式拟合

针对数值计算结果, 采用量纲分析法, 可在不进行理论分析的前提下得到超孔压的拟合表达式。本文采用式(1)所示函数进行多元拟合。经过计算得到各系数的取值如式(2)所示, 此公式计算得到的超孔压误差范围为±25%。

$$\frac{\Delta u}{u_0} = k_1 \frac{C}{D} + k_2 \frac{K}{V} + k_3 \frac{\sigma_T}{\gamma_{\pm}(C+D/2)} + k_4 \frac{\sigma_p}{\gamma_{\pm}(C+D/2)} + k_5 \frac{h_c}{\gamma_w(C+D/2)} \quad (1)$$

式中  $\Delta u$  为距隧道水平距离为  $0.25D$  处的超孔隙水压力;  $u_0$  为距隧道水平距离为  $0.25D$  处的原位初始孔压;  $D$  为隧道直径;  $C$  为隧道埋深;  $K$  为土体渗透系数;  $\sigma_T$  为开挖面推力;  $\sigma_p$  为注浆压力;  $h_c$  为开挖面水头;  $V$  为开挖速度;  $\gamma_{\pm}$  为土体重度;  $\gamma_w$  为水的重度。

$$\frac{\Delta u}{u_0} = 0.0012 \frac{C}{D} + 4850000 \frac{K}{V} - 0.0017 \frac{\sigma_T}{\gamma_{\pm}(C+D/2)} +$$

$$0.13 \frac{\sigma_p}{\gamma_s(C+D/2)} + 0.0065 \frac{h_c}{\gamma_w(C+D/2)} = 0.13 \frac{\sigma_p}{\gamma_s(C+D/2)} + 0.0065 \frac{h_c}{\gamma_w(C+D/2)} \quad (2)$$

## 5.2 计算值与工程实测结果的对比

为验证计算式(2)的合理性,特选取相关文献中的现场监测数据进行计算对比,计算结果如图23所示。图中显示,数值计算结果与现场监测结果基本吻合,说明采用三维流固耦合有限元计算得到的公式(2)可合理用于超孔压的预测。实际工程中的地层为分层土,在本文的计算中,为简化将土体理想化为均质土层,因此得到的超孔压值与实际值存在一定差别。

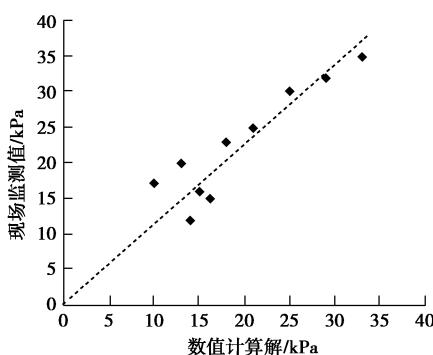


图 23 最大超孔压数值计算值与现场监测数据对比曲线

Fig. 23 Comparison between calculated and monitoring results

## 5.3 与解析解的对比

肖立等针对盾构施工产生的超孔压进行了解析计算,推导了超孔压的计算公式<sup>[4]</sup>。将本文的数值计算结果与其结果进行对比,可知解析解得到的超孔压值比数值解大。解析解由于采用平面问题进行分析<sup>[4, 20-21]</sup>,同时未考虑土体与孔隙水的流固耦合作用,因此得到的结果比数值解大。

本文提出的数值计算模型,不仅可考虑开挖面推力、注浆压力等施工参数的影响,并且综合考虑了盾构隧道的施工过程,与实际情况更相符;同时,本模型考虑了施工过程中的流固耦合作用,即隧道掘进伴随着超孔压的消散过程,在不同土体渗透系数情况下,得到的超孔压有显著区别,这也是目前解析解未能得到的结果。因此三维流固耦合数值计算可更合理用于盾构隧道对周围土体孔压扰动的分析。

## 6 孔压变化值与地面沉降之间关系的讨论

盾构隧道在城市中施工时,必须严格控制对地表沉降的影响。如何根据孔压监测数据分析盾构施工对地表沉降的影响是目前的难点问题。前文经过数值计算得到了不同参数情况下隧道周围超孔压的变化大小,为分析孔压变化与地表沉降之间的关系,特提取

部分计算结果如图24所示。

图24显示,当土体渗透系数较大时,地表沉降与超孔压的大小无显著关系;当土体渗透系数较小时,较大的超孔压对应较大的地表沉降,因此,超孔压与地表沉降之间具有一定的对应关系。在土体渗透性能较小时,较低的超孔压说明盾构施工对周围土体的扰动较小,因此,可根据超孔压的大小来分析施工参数的优劣,从而在盾构施工的试验段根据孔压监测数据对施工参数的调整提供依据。

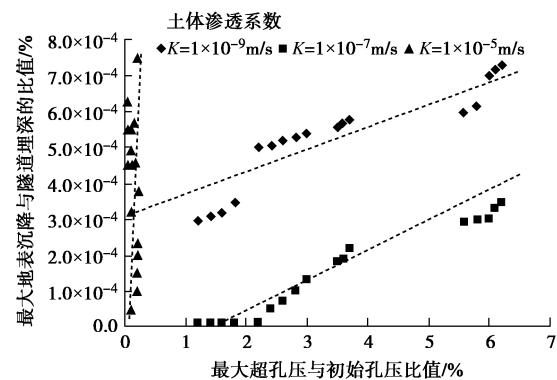


图 24 地表沉降与最大超孔压之间的关系曲线

Fig. 24 Relationship between ground settlement and maximum excess pore water pressure

需要指出的是,在土体渗透系数较大时,盾构施工引起的超孔压很快就消散,监测得到的孔压值未能反映施工参数的影响,因此,在渗透系数较大的砂土地层中,不能利用孔压监测数据分析施工参数的影响。

当土体渗透系数较小时,对于特定的实际工程,当施工参数不同时,将得到不同的地表沉降结果,因此存在一最优的施工参数,可使地表沉降降低至最小值。例如当隧道埋深  $C=2D$ ,  $K=1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$  时,不同施工参数得到的地表沉降结果如表6所示。其中当施工参数为工况2时,得到的地表沉降最小,对应的超孔压值也最小。也就是说根据公式(2),可将施工参数进行优化,从而得到最小的超孔压值,此时对应的地表沉降也最小。理想情况下,若超孔压值等于零,则此时盾构施工对周围孔压没有扰动,则此时的盾构施工参数为最合理值。但是考虑到实际施工条件的限制,难以达到此理想情况。比如对于盾构施工速度,由于实际盾构机停顿维修等因素的影响,难以提高到很大值。

因此,在实际施工中,可根据数值计算结果对孔压监测值进行对比分析,以验证是否达到合理的施工参数,由此对现场孔压监测数据的实时分析和施工参数的设置提供依据。在上海虹桥迎宾三路隧道工程试验段的施工过程中(H82环至H158环),针对图7所

表 6 不同施工参数对应的地表沉降结果 ( $D=6\text{ m}$ ,  $C/D=2$ ,  $K=1\times 10^{-8}\text{ m/s}$ )

Table 6 Settlements under different construction parameters

| 工况编号 | 开挖面推力/MN | 注浆压力/MPa | 开挖面水头/m | 开挖速度/(m·d <sup>-1</sup> ) | 地表沉降/mm | 超孔压值/kPa |
|------|----------|----------|---------|---------------------------|---------|----------|
| 1    | 4.15     | 0.15     | 15      | 10                        | 4.2     | 6.8      |
| 2    | 3.32     | 0.15     | 15      | 15                        | 3.6     | 5.6      |
| 3    | 2.94     | 0.15     | 12      | 15                        | 4.6     | 7.8      |
| 4    | 3.32     | 0.12     | 12      | 10                        | 5.0     | 8.8      |
| 5    | 3.32     | 0.09     | 10      | 10                        | 5.2     | 9.2      |
| 6    | 2.94     | 0.12     | 10      | 5                         | 5.6     | 9.6      |
| 7    | 2.94     | 0.09     | 10      | 5                         | 6.2     | 10.8     |

示超孔压实测值, 采用本文提出的方法将实测值与计算结果进行对比分析, 说明可根据孔压监测数据及时调整施工参数, 最终减小地面沉降, 如图 25 所示。

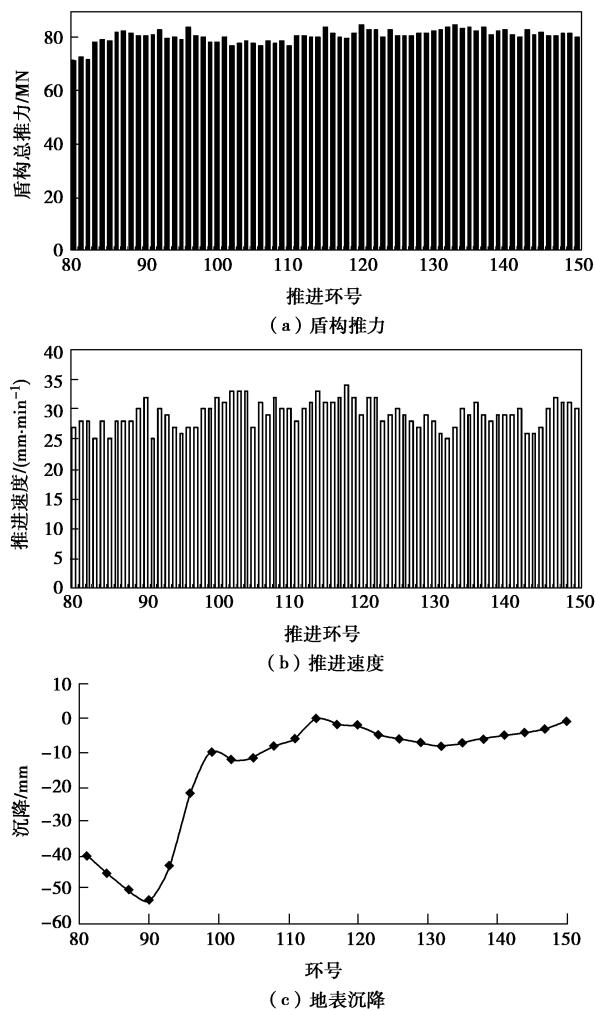


图 25 盾构施工参数调整与地表沉降示意图

Fig. 25 Relationship between shield tunnelling and ground settlement

## 7 结 论

本文结合上海虹桥迎宾三路隧道工程, 针对盾构隧道施工过程进行了三维流固耦合计算, 系统分析了盾构施工对周围土体孔隙水压力的影响, 得到了如下结论:

(1) 建立了考虑盾构施工参数影响的三维流固

耦合数值计算模型, 并将数值计算结果与上海虹桥迎宾三路隧道工程实测超孔压结果进行了对比, 验证了计算模型的合理性。

(2) 采用所建立的有限元计算模型, 系统分析了开挖面推力、注浆压力、掘进速度、开挖面水头、隧道埋深以及土体渗透系数等参数对隧道周围最大超孔压值的影响, 并根据计算结果获得了各种参数影响下的最大超孔压拟合公式, 并将此公式计算结果与现场实测结果和解析解进行了对比, 说明三维流固耦合数值计算可更合理用于盾构隧道对周围土体孔压扰动的分析。

(3) 盾构隧道施工在周围土体中产生的最大超孔压值与地表沉降之间存在对应关系, 较大的超孔压值对应于较大的地表沉降, 因此在实际盾构施工过程中, 若现场监测最大超孔压大于数值计算得到的超孔压值, 则需对施工参数进行调整, 避免不利的施工参数对周围土体造成过大扰动。

(4) 在上海虹桥迎宾三路隧道工程试验段的施工过程中, 监测数据表明可根据孔压监测值及时调整施工参数, 最终减小盾构施工造成的地面沉降。

## 参 考 文 献:

- [1] 易宏伟, 孙 钧. 盾构施工对软黏土的扰动机理分析[J]. 同济大学学报, 2000, 28(3): 277–282. (YI Hong-wei, SUN Jun. Mechanism analysis of disturbance caused by shield tunnelling on soft clays[J]. Journal of Tongji University, 2000, 28(3): 277–282. (in Chinese))
- [2] 蒋洪胜, 侯学渊. 盾构掘进对隧道周围土层扰动的理论与实测分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(9): 1514–1520. (JIANG Hong-sheng, HOU Xue-yuan. Theoretical study and analysis of site observation on the influence of shield excavation on soft clays around tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(9): 1514–1520. (in Chinese))
- [3] 袁大军, 尹 凡, 王华伟. 超大直径泥水盾构掘进对土体的扰动研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(10): 2074–2080. (YUAN Da-jun, YIN Fan, WANG Hua-we. Study of soil disturbance caused by super-large diameter slurry shield

- tunnelling[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(10): 2074 – 2080. (in Chinese))
- [4] 肖 立, 张庆贺, 朱继文. 盾构施工引起的超孔隙水压力解析解[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2011, **39**(2): 194 – 198. (XIAO Li, ZHANG Qing-he, ZHU Ji-wen. Analytical solution of excess pore water pressure caused by shield tunneling[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2011, **39**(2): 194 – 198. (in Chinese))
- [5] BOBET Antonio. Analytical solutions for shallow tunnels in saturated ground[J]. Journal of Engineering Mechanics, 2001, **127**(12): 1258 – 1266.
- [6] ANAGNOSTOU G. The effect of tunnel advance rate on the surface settlements[C]// The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India. 2008.
- [7] 张 欣. 基于ABAQUS流固耦合理论的库岸滑坡稳定性分析[D]. 济南: 山东大学, 2005. (ZHANG Xin. Stability analysis of reservoir landslide based on the ABAQUS seepage-stress coupling theory[D]. Jinan: Shandong University, 2005. (in Chinese))
- [8] EBERHARDT E. Numerical modelling of three-dimension stress rotation ahead of an advancing tunnel face[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2001(38): 499 – 518.
- [9] 朱以文, 蔡元奇, 徐 畏. ABAQUS 与岩土工程分析[M]. 香港: 中国图书出版社, 2005. (ZHU Yi-wen, CAI Yuan-qi, XU Han. ABAQUS and geotechnical engineering analysis[M]. Hongkong: China Tushu Publishing House, 2005. (in Chinese))
- [10] THOMAS Kasper, GUNTHER Meschke. On the influence of face pressure, grouting pressure and TBM design in soft ground tunnelling[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2006, **21**: 160 – 171.
- [11] MROUEH H, HAHROURI S. A simplified 3D model for tunnel construction using tunnel boring machines[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2008, **23**: 38 – 45.
- [12] KOMIYA Kazuhito, SOGA Kenichi, AKAGI Hirokazu. Finite element modelling of excavation and advancement processes of a shield tunnelling machine[J]. Soils and Foundations, 1999, **39**(3): 37 – 52.
- [13] GALLI G, GRIMALDI A, LEONARDI A. Three-dimensional modelling of tunnel excavation and lining[J]. Computers and Geotechnics, 2004, **31**: 171 – 183.
- [14] KASPERZ Thomas, MESCHKEN G unther. A 3D finite element simulation model for TBM tunnelling in soft ground[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2004, **28**: 1441 – 1460.
- [15] 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, YING Zong-ze, XU Yong-fu. Analysis on three-dimensional ground surface deformations due to shield tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, **21**(3): 388 – 392. (in Chinese))
- [16] XU Yong-fu, SUN De-an, SUN Jun. Soil disturbance of Shanghai silty clay during EPB tunnelling[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2003, **18**: 537 – 545.
- [17] SEUNG Han Kim, FULVIO Tonon. Face stability and required support pressure for TBM driven tunnels with ideal face membrane—Drained case[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2010, **25**: 526 – 542.
- [18] ANAGNOSTOU G, KOVÁRI K. Face stability conditions with earth pressure balanced shields[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1996, **11**(2): 165 – 173.
- [19] 高 健, 张义同. 盾构掘进速度对开挖面水头分布的影响[J]. 天津大学学报, 2010, **43**(4): 287 – 292. (GAO Jian, ZHANG Yi-tong. Effect of shield advance velocity on the hydraulic head distribution around tunnel face[J]. Journal of Tianjin University, 2010, **43**(4): 287 – 292. (in Chinese))
- [20] 缪林昌, 王 非, 吕伟华. 城市地铁隧道施工引起的地面沉降[J]. 东南大学学报, 2008(2): 293 – 297. (MIAO Lin-chang, WANG Fei, LÜ Wei-hua. Ground surface settlement due to urban tunnel construction[J]. Journal of Southeast University (Natural Science Edition), 2008(2): 293 – 297. (in Chinese))
- [21] ARJNOI Ponlawich, JEONG Jae-Hyeung, KIM Chang-Yong. Effect of drainage conditions on porewater pressure distributions and lining stresses in drained tunnels[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2009, **24**: 376 – 389.