

大直径越江盾构隧道各向异性渗流应力耦合分析

原 华^{1,2}, 张庆贺^{1,2}, 胡向东^{1,2}, 李 攀^{1,2}

(1. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘要: 上海长江隧道的直径和一次连续掘进距离迄今均为世界之最。隧道平均覆土 9.0 m, 最浅覆土仅 6.8 m。为控制高水头下浅覆土中特大直径盾构推进时管片的上浮, 采用单液同步注浆工艺。用能够考虑土体渗透系数随应力状态变化的弹塑性各向异性渗流应力耦合模型, 对上海越江隧道东线江中段的施工过程进行数值分析。结合实测数据, 揭示盾构推进时管片上浮量和管片外侧孔隙水压力的变化规律, 研究变形稳定后管片外侧及拱顶正上方各点孔隙水压力的分布状况, 分析不同水深时地下水渗流对地表沉降和管片受力的影响。研究表明, 目前采用的单液同步注浆材料及工艺能很好控制管片的上浮, 管片变形稳定时壁后各点孔隙水压力与静水压力比值随深度增加而增大, 水的作用使管片受力趋于均匀, 但应注意高水位引起的高孔隙水压力对管片受力带来的消极影响。

关键词: 隧道工程; 大直径; 越江隧道; 各向异性渗流应力耦合; 动水压力

中图分类号: U 45

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2008)10 - 2130 - 08

ANALYSIS OF COUPLED ANISOTROPIC SEEPAGE AND STRESS OF LARGE DIAMETER RIVER-CROSSING SHIELD TUNNEL

YUAN Hua^{1,2}, ZHANG Qinghe^{1,2}, HU Xiangdong^{1,2}, LI Pan^{1,2}

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Shanghai Yangtze Tunnel is the largest diameter and longest once-driving distance shield tunnel in the world until now. The average covering soil is 9.0 m, and the shallowest covering soil is only 6.8 m. In order to control the floating of segment during large diameter shield driving under high water head and shallow covering soil, a single-liquid synchronous grouting process is adopted. The construction process of Shanghai Yangtze Tunnel east line river-crossing part is numerically simulated with a 3D elastoplastic coupled anisotropic seepage and stress model which could consider the soil permeability varying with volumetric strain. Combining with the measured data, the change laws of tunnel segment's rising displacement and the pore water pressure outside the segment during tunnelling are revealed; and the pore water pressure distribution outside the segments and above the crown when the deformation has been stable are studied. Moreover the influences of groundwater seepage on surface settlement and segment internal forces under different water depths are analyzed. The results show that the current single-liquid synchronous grouting material and technology can effectively control the floating of segment; the ratio of pore water pressure outside the segment to hydrostatic pressure increases with the depth when the segment deformation has been stable; and the action of groundwater improves the segment's forced state; but the negative impact of high pore water pressure caused by the high water level on the segment force should be paid more attention to.

Key words: tunnelling engineering; large diameter; river-crossing tunnel; coupled anisotropic seepage and stress; hydrodynamic pressure

收稿日期: 2008 - 06 - 04; **修回日期:** 2008 - 07 - 16

基金项目: 国家高技术研究发展计划(863 计划)(2006AA11Z118)

作者简介: 原 华(1982 -), 女, 2004 年毕业于河南大学土木建筑学院土木工程专业, 现为博士研究生, 主要从事地下结构与隧道工程方面的研究工作。E-mail: zzl6108089@163.com

1 引言

近年来,随着海底、越江隧道的日益增多,对隧道施工过程中渗流应力耦合作用的研究已逐步成为渗流领域研究的热点。T. Kasper 和 G. Meschke^[1]用剑桥模型研究了各向同性超固结土内摩擦角、超固结比、渗透系数及注浆浆液硬化等对盾构开挖中的地表沉降和管片位移、内力等的影响。李地元等^[2]用流固耦合理论分析了连拱隧道围岩的稳定性。李廷春等^[3]从隧道开挖后的孔隙水压力和应力分布、洞周位移和塑性区等方面,验证了厦门海底隧道最小顶板厚度比设计厚度减小时隧道的稳定性。吉小明和王宇会^[4]分析了岩石隧道开挖过程中的流固耦合问题,得到考虑渗流时隧道周边位移和最大剪应力都将增大这一结论。易小明等^[5]通过对厦门海底隧道陆域段的流固耦合分析发现,陆域段地下水在隧道上覆地层变形中的贡献较大,海域高水头下水的影响会更大。不难发现,以上研究主要是针对矿山法施工的公路隧道,而对于盾构隧道尤其是高水位、浅覆土下大直径越江隧道开挖中渗流应力耦合作用的研究却很少。土在沉积过程中形成的层状结构,决定了其渗透系数的各向异性。隧道开挖中形成的扰动应力场和改变了原有应力场和渗流场的分布,渗流场中超孔隙水压力的消散引起土体有效应力的重分布,土体产生固结变形,孔隙率减小,进而改变了土体的渗透系数,影响土体的渗流特性。

上海长江隧道无论盾构直径还是一次连续掘进距离迄今均为世界之最。本文以上海长江隧道为背景,用能够考虑渗透系数动态变化的各向异性渗流应力耦合模型,研究了越江隧道开挖中拱顶竖向位移和管片壁后孔隙水压力的变化过程以及管片的受力特征,验证了同步注浆的效果,揭示了管片壁后孔隙水压力随深度的分布规律以及地下水对管片受力均匀化的“贡献”。

2 渗流应力耦合模型

2.1 应力平衡微分方程

作用于土体任一单元体的各应力分量应满足静力平衡方程。在三维直角坐标系中建立有效应力形式的平衡微分方程^[6],即

$$\frac{\partial(\sigma'_{ij} + \delta_{ij}\alpha u)}{\partial x_{ij}} + f_j = 0 \quad (i, j = 1, 2, 3) \quad (1)$$

式中: σ'_{ij} 为有效应力张量, $\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij}\alpha u$, 其中 σ_{ij} 为总应力张量; u 为孔隙水压力; α 为等效孔隙压系数, $0 \leq \alpha \leq 1$; δ_{ij} 为 Kroneker 符号; f_j 为体积力。

2.2 渗流连续性方程

考虑水的压缩性,渗流连续性方程^[7, 8]可写为

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial u}{\partial z} \right) = -\gamma_w \left(n\beta_w \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \right) \quad (2)$$

式中: k_x, k_y, k_z 分别为 x, y, z 方向的渗透系数; ε_v 为体积应变; γ_w 为水的容重; n 为孔隙率; β_w 为水的体积压缩系数。

2.3 渗流应力耦合本构方程

设 V_s 为固体颗粒的体积, V_0 为土体初始总体积, V 为土体变形后的总体积。由孔隙率的定义,初始孔隙率可表示为

$$n_0 = 1 - V_s / V_0 \quad (3)$$

假设土颗粒不可压缩,土体变形过程中固体颗粒的体积始终保持不变,则变形后土体的孔隙率可表示为

$$n = 1 - V_s / V \quad (4)$$

对于小应变,体积应变可表示为

$$\varepsilon_v = (V - V_0) / V_0 \quad (5)$$

联立式(3)~(5)可得

$$n = 1 - \frac{1 - n_0}{1 + \varepsilon_v} = \frac{n_0 + \varepsilon_v}{1 + \varepsilon_v} \quad (6)$$

将式(6)代入渗流力学中的 Kozeny-Carman 方程,可以得到渗流应力耦合本构方程,即

$$\left. \begin{aligned} k_x &= \frac{k_{0x}}{1 + \varepsilon_v} \left(1 + \frac{\varepsilon_v}{n_0} \right)^3 \\ k_y &= \frac{k_{0y}}{1 + \varepsilon_v} \left(1 + \frac{\varepsilon_v}{n_0} \right)^3 \\ k_z &= \frac{k_{0z}}{1 + \varepsilon_v} \left(1 + \frac{\varepsilon_v}{n_0} \right)^3 \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

式中： k_{0x} ， k_{0y} ， k_{0z} 分别为 x ， y ， z 方向的初始渗透系数。

联立式(1)，(2)和(7)，并辅以定解条件(初始和边界条件)，即可进行渗流应力耦合分析。

3 工程实例

3.1 工程概况

上海长江隧道起自浦东新区外高桥东的五好沟，向北经引道段、暗埋段及(盾构)隧道段穿越长江南港到达长兴岛登陆，全长约 8.955 km。其中，盾构隧道段长约 7.470 km，其起讫里程为 K0+482.50~K7+953.00，地理位置如图 1 所示。



图 1 上海长江隧道地理位置示意图

Fig.1 Geographical position of Shanghai Yangtze Tunnel

隧道内径为 13.70 m，外径为 15.00 m，盾构机外径为 15.43 m。管片环宽 2 m，为 C60 的钢筋混凝土材料，抗渗等级为 S12，管片缝间防水采用三元乙丙密封垫。盾构隧道段所处地域为深水 and 软弱河床，最高水头达 55 m，平均覆土厚 9.0 m，最浅覆土厚仅 6.8 m。水域下浅覆土中推进的特大直径盾构，上下受力不均衡，所受浮力较大，盾构姿态及轴线难以控制^[9, 10]。为控制盾构施工期间管片的上浮，采用单液同步注浆工艺，即盾构掘进和注浆联动，在盾构掘进的同时进行注浆。同步注浆系统采用注浆量和注浆压力双参数控制。盾构本体设内置式压浆管路，共有 6 个注浆孔，每个注浆孔可单独控制注浆量和注浆压力，并有压力、流量及压入量显示^[11]。施工中可根据工程需要随时调整注浆量和注浆压力。

3.2 模型建立

上海长江隧道由上、下行 2 条隧道组成，本次研究针对东线江中段隧道。建立如图 2 所示的计算模型，模型自隧道中心水平向外各取 5D(D 为隧道外径)，垂直向下取 4D，沿轴向取 10D。模型上端自由，底部位移完全约束，两侧水平位移约束，沿轴线的前后方向约束。初始孔隙水压力为按重力场梯度分布的静水压力，根据长江的潮位，上表面加 13 m 的固定水头。由于软黏土渗透系数较小，模型在空间域上取得足够大，在隧道施工的瞬时，模型外部边界来不及排水，因而假定除上表面以外的所有外边界均不渗透。为模拟盾尾注浆浆液对土体初始的各向同性的压力作用，在隧道内边界加一孔隙水压力边界条件，且孔隙水压沿深度方向呈梯度分布^[1]。管片脱离盾尾后管片内边界孔隙水压力固定为 0。在隧道长期固结沉降分析中，模型内外所有边界均渗透，管片内边界孔隙水压力仍固定为 0。

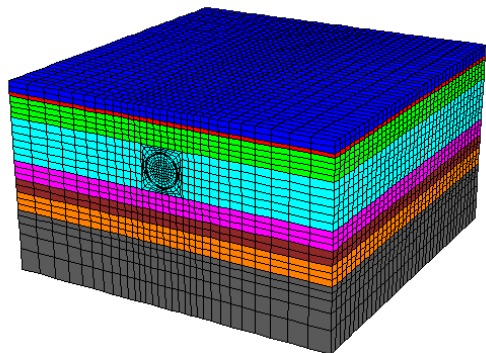


图 2 三维网格划分模型

Fig.2 Three-dimensional model meshes

3.3 参数选取

土体和注浆层采用 Mohr-Coulomb 弹塑性模型，考虑土体渗透系数的各向异性。对于上海软土，天然地基土层基本层状分布，因此可假定土体主渗透方向与模型坐标轴方向一致，且水平面上 2 个主渗透方向的渗透系数相等。由室内试验得到表 1 所示的土体各物理力学参数。衬砌用弹性模型，弹性模量取 3.744×10^4 MPa，泊松比取 0.16^[12]。土体和管片均用实体单元。仅考虑混凝土材料本身的渗透性，不考虑管片接缝的渗漏。《地铁设计规范》规定：盾构隧道混凝土衬砌渗透系数不宜大于 5×10^{-13} m/s，处于侵蚀性介质中时渗透系数不宜大于 8×10^{-14} m/s。按最不利情况，管片渗透系数取 8×10^{-14} m/s。盾尾间隙取定值 0.215 m。

表 1 土体物理力学参数
Table 1 Physico-mechanical parameters of soils

土层名称	容重 ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	含水量 /%	压缩模量 /MPa	泊松比	c/kPa	$\varphi/(\circ)$	孔隙率	渗透系数/($\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$)	
								水平	垂直
① ₂ 江底淤泥	17.7	39.6	3.15	0.35	11	17.0	0.526	8.16×10^{-7}	1.81×10^{-7}
① ₃ 灰褐色砂质粉土	18.4	30.6	6.51	0.30	10	27.0	0.468	4.19×10^{-3}	4.00×10^{-4}
④灰色淤泥质黏土	16.8	50.9	2.07	0.39	10	10.0	0.587	1.53×10^{-7}	1.20×10^{-7}
⑤ ₃ 灰色黏土	18.1	34.8	4.55	0.35	20	20.5	0.498	8.67×10^{-6}	6.45×10^{-6}
⑦ ₁₋₁ 灰色黏质粉土	18.4	30.3	8.12	0.33	14	27.0	0.468	1.65×10^{-4}	8.30×10^{-5}
⑦ ₁₋₂ 灰色砂质粉土	18.8	27.4	11.48	0.30	8	31.5	0.444	4.44×10^{-4}	2.11×10^{-4}
⑦ _{2f} 灰色粉砂	19.2	23.9	16.44	0.29	2	35.5	0.415	1.01×10^{-3}	8.00×10^{-4}
⑨ _f 灰色含砾粉细砂	20.0	21.5	18.04	0.28	3	34.5	0.420	4.16×10^{-3}	3.00×10^{-3}

3.4 计算方案

越江隧道区别于普通隧道的一个显著特点就是隧道上方为无尽的江水, 有无限的水源对隧道进行补给。因此, 地下水的作用是越江隧道施工中的核心问题^[5, 13]。用有限差分软件 FLAC^{3D} 内置的 FISH 语言编程将式(7)嵌入 FLAC^{3D} 中, 以进行考虑渗透系数随应力状态变化的各向异性渗流应力耦合分析。共分析以下 4 种方案:

(1) 方案 1: 不考虑渗流, 土体视为固体, 用总应力法。将上覆水的重力作为超载, 以应力边界条件的形式加在模型上表面, 土体容重采用饱和容重。

(2) 方案 2: 考虑渗流应力耦合, 用有效应力法。模型上表面同时加应力边界和孔压边界条件, 水深取实际水深 13 m。

(3) 方案 3: 同方案 2, 水深 10 m。

(4) 方案 4: 同方案 2, 水深 16 m。

4 结果分析

4.1 管片变形

上海长江隧道直径较大且覆土较浅, 因此有必要对盾构推进时管片在高水头作用下拱顶的竖向位移进行研究。图 3 显示了 2493~2497 环实测拱顶竖向位移在管片脱离盾尾之后约 120 h 内的变化规律, 并将实测值与流固耦合的计算值进行对比。可以看到, 计算值与实测值所反映的拱顶竖向位移随时间的变化规律基本相同, 但在量值上存在一定偏差, 这主要由于计算时未能考虑注浆浆液的实际硬

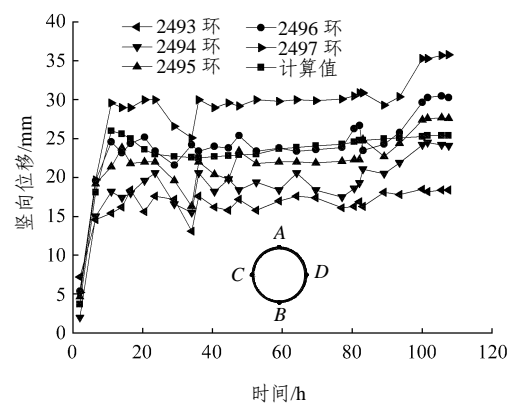


图 3 拱顶竖向位移与时间的关系曲线

Fig.3 Relation curves between crown's vertical displacement and time

化过程。管片一脱出盾尾就开始上浮, 实测的最终上浮量多集中在 15.0~36.0 mm, 上浮量最小值为 18.4 mm, 最大值为 35.8 mm。最大上浮量满足《地下铁道工程施工及验收规范》对于隧道轴线高程和水平位移的规定, 说明本工程采用的单液同步注浆工艺及浆液的配比对于控制管片的上浮切实有效。可将图 3 中上浮量随时间的变化分为 2 个阶段, 即迅速增长阶段和稳定变化阶段。迅速增长阶段指管片脱出盾尾的初期约 12 h 内, 在此期间壁后注浆浆液基本处于流动状态, 强度很低, 不仅不能够对包裹在其中的管片提供约束力, 反而对管片产生上浮力^[14], 且该浮力比管片在水中的浮力还要大, 再加上管片下部土体的卸荷回弹, 管片的上浮量迅速增长, 12 h 时上浮量已达到最终上浮量的 80% 以上。随着时间的推移, 浆液逐渐凝固, 强度逐步提高,

管片所受的浮力由浆液引起的浮力过渡为水引起的浮力，浮力值越来越小，管片的上浮进入稳定变化阶段。此外，同一时刻离盾构切口距离越近管片上浮量越大。在含水软土地层中，管片的上浮是同步注浆浆液的水化稳定与管片上浮在时间上的竞赛^[14]。理想的浆液应能在较短时间内快速凝固，达到一定的强度，尽早对管片提供约束力而非浮力。

图4对2493~2542共50环管片横径变化量进行统计(图中1环对应于2493环，其他依次类推)。与拱顶的竖向位移相比，环环之间横径的变化并无明显规律。各环管片横径变化量大小不一，有的管片横径大于竖径，有的横径小于竖径。管片横径变化量的差异与盾构的偏移、壁后注浆量、管片拼装等有关，所以大直径盾构在高水压、浅覆土中推进时，应及时调整盾构姿态，严格控制隧道轴线偏差，避免盾构机与隧道的不同心。若管片环与环间横径变化过大，将导致管片环缝不平，管片裂缝隧道渗漏水等，进而影响管片的耐久性及隧道的服役寿命。

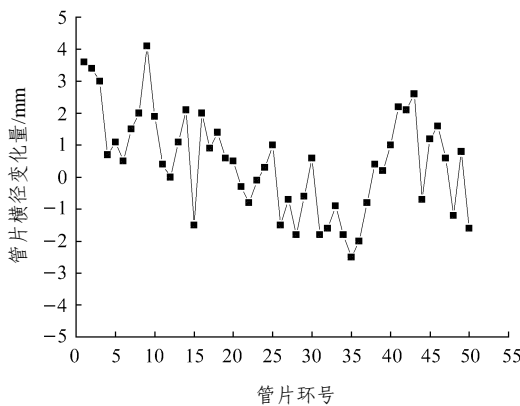


图4 管片横径变化量的实测曲线

Fig.4 Variation curve of surveyed segment's transverse diameter

4.2 管片壁后的孔隙水压力

富水地区无压隧道管片承受的作用力取决于土与管片接触处的排水条件^[4]。上海长江隧道管片比土体的渗透系数小5~6个数量级，基本上可视为不排水隧道，所以管片将同时承受土、水压力的作用，孔隙水压力的大小将直接决定管片的受力与变形。图5给出了管片脱离盾尾后120h内点A, B, C, D处孔隙水压力与时间的关系曲线。由图5可知，管片从脱离盾尾的瞬间开始，管片后侧各点的孔隙水压力从0迅速上升，约10h时孔隙水压力达到最大值，随着前方盾构的推进，孔隙水压力又逐渐消

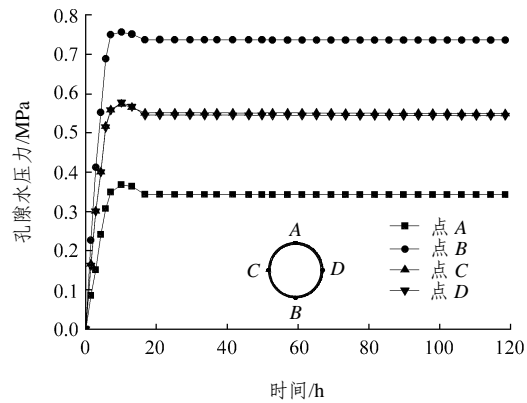


图5 孔隙水压力与时间的关系曲线

Fig.5 Relation curves between pore water pressure and time

散。何川和曾东洋^[15]通过对管片环施工及稳定期的现场试验也得到同样的结论。管片后侧孔隙水压力的分布及其变化规律与管片脱模时的瞬间承载、土体初始应力场渗流场的分布、管片及其所在土层的渗透特性、壁后注浆浆液的水化及管片与土体间的应力应变调整等密切相关^[15]。结合图3不难发现，孔隙水压力到达峰值时管片的上浮量已达到最终上浮量的70%~80%，管片壁后孔隙水压力和管片上浮量的变化存在同步效应。这是因为壁后孔隙水压和上浮量的变化都主要由管片的承载和管片周围水的渗流而决定的。

复杂应力状态下的A. W. Skempton公式为

$$\Delta u = B'[\Delta\sigma_3 + A'(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad (8)$$

式中： Δu 为孔隙水压力增量； $\Delta\sigma_3$ ， $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$ 分别为等向应力和偏应力； A' 为偏应力作用下的孔隙水压力系数，与土的应力历史、应力水平、初始应力状态及应变大小等有关，正常固结黏土的 $A' = 0.5 \sim 1.0$ ，弱超固结黏土的 $A' = 0.0 \sim 0.5$ ，上海深层土一般为弱超固结饱和软土； B' 为等向应力和偏应力共同作用下的孔隙水压力系数，与土体的饱和度有关，对于饱和软土， $B' = 1.0$ 。

因此，在管片承载的瞬间，可认为点A, B的水平应力增量 $\Delta\sigma_3 = 0$ ，则 $\Delta u = A'\Delta\sigma_1$ ；点C, D的垂直应力增量 $\Delta\sigma_1 = 0$ ，有 $\Delta u = (1 - A')\Delta\sigma_3$ ，而 $\Delta\sigma_1$ ， $\Delta\sigma_3$ 均大于0。因此，点A, B, C, D的 $\Delta u > 0$ ，反映在图6上即为孔隙水压力急剧上升。但由于此时管片内侧的孔隙水压力很小，几乎为0，管片内外存在很高的孔隙水压力差，所以管片外侧的水在动水压力的驱动下向隧道临空面流动，同时管片外侧的高孔隙水压力逐渐消散，直至达到最终的静水压力分布状态。图6给出的是120h时管片外侧孔

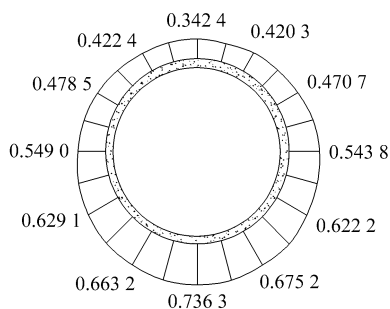


图 6 管片外侧孔隙水压力分布(单位: MPa)

Fig.6 Distribution of pore water pressure outside the tunnel segment(unit: MPa)

隙水压力分布。

表 2 分别将不同深度处孔隙水压力与静水压力进行对比, 表中的深度为管片上某点至拱顶点 A 的距离, u/p 值对应于折减系数法中的外水压力折减系数。不难发现, 120 h 时管片各点的孔隙水压仍高于静水压力, 即外水压力折减系数大于 1, 且 u/p 值基本随深度的增加而增大。根据经验, 上海地区表层土的压缩性一般远大于深层土的压缩性, 因此黄院雄等^[16]认为, 深层土的孔隙水压力系数 A' 小于浅层土的孔隙水压力系数 A' , 即 $A'_{浅} \geq A'_{深} \geq 0$ 。利用 A. W. Skempton 公式, 黄院雄等^[16]进一步证明了基坑开挖过程中土层浅处孔隙水压变化小于深处孔隙水压变化。对于点 A, B, C, D, 比较容易确定 $\Delta\sigma_1$

表 2 孔隙水压力与静水压力的比值随深度的变化

Table 2 Ratio of pore water pressure to hydrostatic pressure with the depth

深度/m	孔隙水压力 u /MPa	静水压力 p /MPa	u/p
0.000 0	0.342 4	0.303 7	1.127 3
0.255 6	0.384 9	0.306 2	1.256 9
1.004 8	0.421 3	0.313 5	1.344 0
2.196 7	0.431 3	0.325 2	1.326 3
3.750 0	0.474 6	0.340 5	1.393 8
5.558 9	0.515 8	0.358 2	1.440 1
7.500 0	0.546 4	0.377 2	1.448 6
9.441 1	0.583 6	0.396 3	1.472 6
11.250 0	0.625 7	0.414 0	1.511 3
12.803 3	0.652 1	0.429 3	1.518 9
13.995 2	0.669 2	0.438 0	1.527 9
14.744 4	0.708 8	0.448 3	1.581 0
15.000 0	0.736 3	0.450 8	1.633 4

或 $\Delta\sigma_3$, 但对于这四点以外的各点, 由于存在大、小主应力轴的旋转问题, 因此难以确定 $\Delta\sigma_1$ 和 $\Delta\sigma_3$ 的值。不过可以借鉴上述思想, 用孔隙水压力系数 A' 和侧向土压力增量随深度的变化来近似解释 u/p 值随深度的增加而逐渐增大这一现象。

图 7 给出了拱顶上方各点孔隙水压力的分布情况, 并将孔隙水压力值与静水压力值进行对比。可以看到, 隧道开挖后隧道上方无尽水源的补给使得地表处孔隙水压力仍等于静水压力; 由于拱顶附近土体卸载的作用, 邻近拱顶各点的孔隙水压力小于静水压力, 且越靠近拱顶卸荷量越大, 孔隙水压力值也越小; 管片承载使拱顶处孔隙水压力高于静水压力。

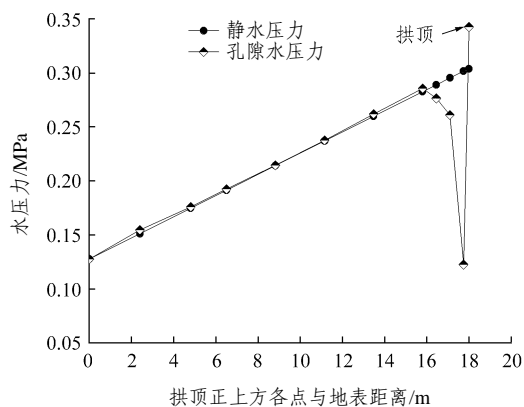


图 7 拱顶上方各点孔隙水压力与静水压力的对比
Fig.7 Comparison between pore water pressure and hydrostatic pressure above crown

4.3 地表沉降

长江潮位变化较大且河床反复冲刷, 致使隧道上覆水深变化也较大。上覆水深的变化将直接影响水压力的分布, 水压力分布的变化反过来又影响土体应力场。图 8 给出了方案 1~4 的地表沉降槽曲线, 由图可知, 方案 1 即不考虑渗流时地表最大沉降量为 17.8 mm, 地表沉降影响范围约为 $2.5D$, 凹槽以外地表各点的沉降量几乎为 0; 考虑渗流时地表最大沉降 21.2 mm, 地表沉降影响范围显著扩大^[12], 凹槽以外地表各点仍有约 3.0 mm 的沉降, 且上覆水深越大, 地表最大沉降和地表沉降影响范围也越大。这是由于隧道开挖后, 管片内侧的孔隙水压力降低, 远端地下水在动水压力的驱动下向洞内涌入, 渗流引起土体的固结沉降。水位升高, 孔隙水压力增大, 隧道开挖时高孔隙水压力的消散将引起更大

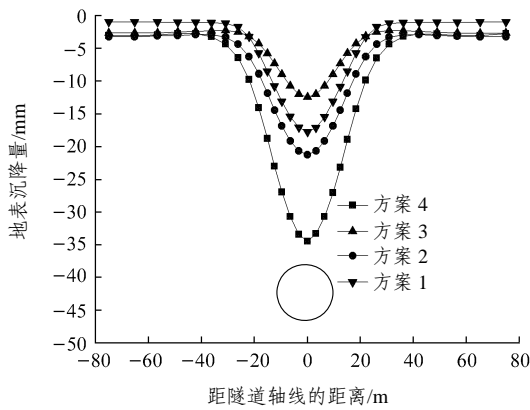


图8 地表沉降槽曲线对比图

Fig.8 Surface settlements under varying calculation conditions

的固结沉降。不考虑渗流时，不存在土体的固结沉降，因此不考虑渗流时地表最大沉降和地表沉降影响范围都比较小。上覆水深越大，则动水压力越大，隧道开挖引起的渗流扰动带也越大。可以认为，不考虑渗流时地表沉降影响范围完全由应力场决定；考虑渗流时，地表沉降影响范围主要由隧道开挖引起的渗流扰动带决定。此外，4种方案的地表沉降槽形状相近，这说明是否考虑渗流与考虑渗流但上覆水深不同对地表沉降槽的分布形状影响不大。

4.4 管片受力

根据材料力学的压弯组合公式，在已知管片内外边界应力的基础上，可求出管片各点的轴力和弯矩。不同工况下管片点A, B, C, D的轴力和弯矩值分别如表3, 4所示(轴力以受压为正，弯矩以外侧受拉为正)。可以看到，方案1管片轴力和弯矩的最大值出现在腰部，轴力最小值为2.09 MN，最大值为3.42 MN，两者相差1.33 MN，拱顶拱底处管片内侧受拉，拱腰处管片外侧受拉；考虑渗流时轴力和弯矩的最大值都出现在拱底即点B，轴力最小值2.51 MN，大于方案1的2.09 MN，最大值3.02

表3 不同工况下管片轴力的比较

Table 3 Comparison of representative point axial force under varying calculation conditions MN

方案	轴力			
	点A	点B	点C	点D
1	2.09	2.63	3.42	3.41
2	2.51	3.02	2.89	2.89
3	2.30	2.90	2.69	2.68
4	2.80	3.26	3.28	3.27

表4 不同工况下管片弯矩的比较

Table 4 Comparison of representative point bending moments under varying calculation conditions kN · m

方案	弯矩			
	点A	点B	点C	点D
1	-349.0	-377.5	387.5	388.5
2	52.6	56.5	-21.5	-21.8
3	48.7	53.4	-17.1	-17.2
4	57.2	61.3	-24.3	-24.5

MN，小于3.42 MN，轴力最大值与最小值之差小于1.33 MN，管片弯矩值显著减小，且符号恰与前者相反，拱顶拱底处管片外侧受拉，拱腰处管片内侧受拉。这说明水的渗透作用使管片的受力趋于“均匀”。将方案2~4进行对比，不难发现上覆水深越大，管片内力也越大。

5 结论

(1) 本工程采用的单液同步注浆工艺能有效控制管片的上浮。考虑渗透系数动态变化的各向异性渗流应力耦合模型的计算结果与实测拱顶上浮量的变化规律较一致，但量值上有一定偏差，这主要由于计算时没能考虑注浆浆液的实际硬化过程。

(2) 管片壁后孔隙水压力和管片上浮量随时间的变化存在同步效应。120 h时管片各点的u/p都大于1，且u/p值随深度增加而增大。

(3) 上覆水深越大，地表最大沉降和地表沉降影响范围越大，管片内力也越大。在进行管片结构设计时，应充分考虑长江水位变化对管片受力的影响。

(4) 不考虑渗流时管片轴力和弯矩最值出现在腰部，拱顶拱底处管片内侧受拉，拱腰处外侧受拉；考虑渗流时恰相反，这与拱底处壁后孔隙水压力和u/p值最大有关。地下水的作用使管片的受力趋于“均匀”，水的存在有利于隧道管片的受力。

参考文献(References):

[1] KASPER T, MESCHKE G. A numerical study of the effect of soil and grout material properties and cover depth in shield tunnelling[J]. Computers and Geotechnics, 2006, 33(4): 234 - 247.

- [2] 李地元, 李夕兵, 张 伟, 等. 基于流固耦合理论的连拱隧道围岩稳定性分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(5): 1 056 - 1 064. (LI Diyuan, LI Xibing, ZHANG Wei, et al. Stability analysis of surrounding rock of multi-arch tunnel based on coupled fluid-solid theorem[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(5): 1 056 - 1 064.(in Chinese))
- [3] 李廷春, 李术才, 陈卫忠, 等. 厦门海底隧道的流固耦合分析[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(3): 397 - 401.(LI Tingchun, LI Shucai, CHEN Weizhong, et al. Coupled fluid-mechanical analysis of Xiamen Subsea Tunnel[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(3): 397 - 401.(in Chinese))
- [4] 吉小明, 王宇会. 隧道开挖问题的水力耦合计算分析[J]. 地下空间与工程学报, 2005, 1(6): 848 - 852.(JI Xiaoming, WANG Yuhui. Hydromechanical coupling analysis of tunnel excavation process[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2005, 1(6): 848 - 852.(in Chinese))
- [5] 易小明, 张顶立, 陈铁林. 厦门海底隧道地层变形监测与机制分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(11): 2 302 - 2 307.(YI Xiaoming, ZHANG Dingli, CHEN Tielin. Stratum deformation monitoring and mechanism analysis of Xiamen Subsea Tunnel[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(11): 2 302 - 2 307.(in Chinese))
- [6] 叶源新, 刘光廷. 岩石渗流应力耦合特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(14): 2 518 - 2 525.(YE Yuanxin, LIU Guangting. Research on coupling characteristics of fluid flow and stress within rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(14): 2 518 - 2 525.(in Chinese))
- [7] 吴 波, 刘维宁, 索晓明. 隧道降水施工地表沉降的渗流 - 应力耦合分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(增 1): 2 979 - 2 984. (WU Bo, LIU Weining, SUO Xiaoming. Seepage and stress coupling analysis of land subsidence induced by dewatering and tunnelling[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(Supp.1): 2 979 - 2 984.(in Chinese))
- [8] 谢康和, 周 健. 岩土工程有限元分析理论与应用[M]. 北京: 科学出版社, 2002.(XIE Kanghe, ZHOU Jian. Theory and application of finite element analysis of geotechnical engineering[M]. Beijing: Science Press, 2002.(in Chinese))
- [9] 张庆贺, 王慎堂, 严长征, 等. 盾构隧道穿越水底浅覆土施工技术对策[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(5): 857 - 861.(ZHANG Qinghe, WANG Shentang, YAN Changzheng, et al. Tunnelling methods through river(lake, sea) bed under shallow covering by shield[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(5): 857 - 861.(in Chinese))
- [10] 叶 飞, 朱合华, 丁文其, 等. 大断面盾构隧道施工抗浮计算研究[J]. 地下空间与工程学报, 2007, 3(5): 849 - 853.(YE Fei, ZHU Hehua, DING Wenqi, et al. Study on anti-buoyancy calculation in excavation of big cross-section shield tunnel[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2007, 3(5): 849 - 853.(in Chinese))
- [11] 余暄平, 沈永东, 凌宇峰, 等. 上海长江隧道工程盾构施工技术[J]. 上海建设科技, 2007, (4): 47 - 53.(YU Xuanping, SHEN Yongdong, LING Yufeng, et al. Shield construction technology of Shanghai Yangtze Tunnel[J]. Shanghai Construction Science and Technology, 2007, (4): 47 - 53.(in Chinese))
- [12] 张冬梅, 黄宏伟, 杨 峻. 衬砌局部渗流对软土隧道地表长期沉降的影响研究[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(12): 1 430 - 1 436. (ZHANG Dongmei, HUANG Hongwei, YANG Jun. Influence of partial drainage of linings on long term surface settlement over tunnels in soft soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(12): 1 430 - 1 436.(in Chinese))
- [13] 房 倩, 张顶立, 黄明琦. 基于连续介质模型的海底隧道渗流问题分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(增 2): 3 776 - 3 783. (FANG Qian, ZHANG Dingli, HUANG Mingqi. Analysis of seepage problem induced by subsea tunnel excavation based on continuum medium model[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(Supp.2): 3 776 - 3 783.(in Chinese))
- [14] 赵永明, 杜守继, 张 强. 盾构隧道通缝拼装管片上浮的监测研究[J]. 地下空间与工程学报, 2007, 3(7): 1 354 - 1 357.(ZHAO Yongming, DU Shouji, ZHANG Qiang. Monitoring research on rising displacement for shield tunnel segment with straight joint[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2007, 3(7): 1 354 - 1 357.(in Chinese))
- [15] 何 川, 曾东洋. 砂性地层中地铁盾构隧道管片结构受力特征研究[J]. 岩土力学, 2007, 28(5): 909 - 914.(HE Chuan, ZENG Dongyang. Research on mechanical characteristics of metro shield tunnel segment in sandy strata[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(5): 909 - 914.(in Chinese))
- [16] 黄院雄, 刘国斌, 刘纯洁. 基坑施工周围孔隙水压力变化规律及其应用[J]. 同济大学学报, 1998, 26(6): 654 - 658.(HUANG Yuanxiong, LIU Guobin, LIU Chunjie. Observed performance of pore water pressure around deep excavation and its application[J]. Journal of Tongji University, 1998, 26(6): 654 - 658.(in Chinese))