

引汉济渭二期高地下水位盾构隧洞渗流应力耦合研究

董鹏¹, 李唱唱², 王正中², 刘彪², 刘铨鸿², 马清瑞¹

(1. 陕西省引汉济渭工程建设有限公司, 陕西 西安 710024; 2. 西北农林科技大学 水利与建筑工程学院, 陕西 杨凌 712100)

摘要: 白鹿塬洞段是引汉济渭二期工程黄土区隧洞中埋深最大、地下水位最高的隧洞工程,其盾构法施工的可行性与安全性尚不明确。为此,应用 ABAQUS 渗流-应力全耦合数值模拟方法,采用 Mohr-Coulomb 弹塑性本构模型与刚度迁移法,对白鹿塬 282.22 m 埋深泥岩洞段的盾构掘进过程进行了三维仿真,重点分析了隧洞掘进阶段典型断面围岩孔隙水压力、应力变形、塑性区以及衬砌结构受力变化的变化规律。结果表明:典型断面处孔隙水压力随开挖过程先降低后回升,随后趋于稳定,距离掌子面前缘约 3.6 m 的隧洞断面处产生体积收缩,从而造成超孔隙水压力,压力水头最大值约 248.0 m;洞周收敛,顶拱下沉,底拱隆起,隧洞周围围岩应力、应变、径向变形呈对称性分布,等效塑性应变主要发生在洞侧 3 m 深度范围内,顶拱无明显的塑性区,故围岩的最可能破坏模式为侧拱围岩塌落;在施工阶段衬砌结构内外缘以压应力为主,最大压应力为 18.77 MPa,衬砌顶拱、底拱外缘以及拱腰内缘边墙产生较小的拉应力,约为 0.85 MPa,均满足抗压承载力和抗拉强度要求。研究结果可为引汉济渭二期工程的安全运营及灾害防治提供参考依据。

关键词: 盾构法; 深埋隧洞; 渗流应力耦合; 非线性本构模型; 高地下水位; 引汉济渭二期

中图分类号: TV554⁺.2; TU457

文献标识码: A

文章编号: 1672-643X(2022)04-0202-08

Seepage – stress coupled simulation of shield tunnelling of the Hanjiang to Weihe River Valley Water Diversion Project Phase II under high groundwater level

DONG Peng¹, LI Changchang², WANG Zhengzhong², LIU Biao², LIU Quanhong², MA Qingrui¹

(1. Hanjiang – to – Weihe River Valley Water Diversion Project Construction Co., Ltd., Xi'an 710024, China;

2. College of Water Resources and Architectural Engineering, Northwest A&F University, Yangling 712100, China)

Abstract: Bailuyuan tunnel is a part of the Hanjiang to Weihe River Valley Water Diversion Project Phase II, which is characterized by its deepest buried depth and highest groundwater tale in the Loess Plateau area, the feasibility and safety of its shield tunnelling excavation are not clear. Thus, the section with the buried depth of 282.22 m in Bailuyuan tunnel was selected for the 3-D simulation of shield tunneling excavation using Mohr – Coulomb elastoplastic constitutive model and the stiffness migration method with the application of ABAQUS software. The variation of pore water pressure, stress deformation, plastic zone in surrounding rock and displacement of lining of the typical section during the excavation phase were analyzed emphatically. The results show that with the progress of the excavation, the pore pressure decreased first then steadily rose to a stable state. Excess pore water pressure occurred at the section which was 3.6 m away from the front edge of the shield tunnelling face because the section started to shrink, and its maximum value nearly reached 248.0 m. The deformation of the tunnel involved convergence around the tunnel, subsidence at the crown and heave at the invert. The stress, strain and radial displacement of the surrounding rock were symmetrically distributed. Since equivalent plastic strain mainly occurred within 3 m at the spring line of the tunnel but no obvious plastic zone above the invert, the most likely failure mode would be the collapse of surrounding rock at the sides of the tunnel. During the construction phase, the dominant stress of the lining both at the inner diameter and outer diameter was

收稿日期:2022-04-25; 修回日期:2022-06-11

基金项目:陕西水利科技计划项目(2021slkj-1)

作者简介:董鹏(1972-),男,陕西丹凤人,硕士,正高级工程师,主要从事水利工程建设与管理工作。

compressive stress, and its maximum value was 18.77 MPa; whereas tensile stress occurred at the crown and invert of the lining outer diameter, as well as the side wall of the lining hance, which was only about 0.85 MPa. Both stresses met the requirements of compressive bearing capacity and tensile strength for the lining. The results could provide a reference for the safe operation and disaster prevention of the Hanjiang to Weihe River Valley Water Diversion Project Phase II.

Key words: shield tunnelling; deep-buried tunnel; seepage - stress coupled simulation; nonlinear constitutive model; high groundwater level; Hanjiang to Weihe River Valley Water Diversion Project Phase II

1 研究背景

引汉济渭工程是由汉江向渭河关中地区调水的省内南水北调骨干工程,是缓解近期关中渭河沿线城市和工业缺水问题的根本性措施,总投资 199.06×10^8 元。工程位于黄土高原地区,其中白鹿塬段洞身最大埋深为300 m,洞顶最大水头为222.02 m,在国内无类似工程可参考。大埋深、高水头的黄土盾构结构设计是工程安全施工、运营的关键。

盾构法施工已有近200年的历史,是我国地下工程中一种重要的施工方法。盾构可分为机械式盾构、半机械式盾构、手掘式盾构、网格式盾构、挤压式盾构,其中机械式又分为泥水加压式盾构、土压平衡式盾构、局部气压式盾构。如今盾构法的施工变得更加机械化,施工对地层的要求较低,即在土质差、水位高的工况下也能通过盾构法修建埋深较大的盾构隧洞,其施工具有较高的技术经济优越性^[1]。

盾构隧洞的施工过程包含4个阶段,分别为挖土阶段、盾尾注浆阶段、盾尾脱空阶段和固结沉降阶段,各阶段的科学、合理概化是盾构隧洞施工仿真的关键。其中,生死单元法是通过单元的“生”或者“死”来模拟材料对系统整体的贡献程度,被证明能有效模拟隧洞挖土过程,并且已被国内外许多工程实践证明其可靠性^[2-11]。同时,应用有限元生死单元法,能较为准确地预报隧洞开挖过程的围岩卸载以及地表固结沉降变形等演变规律^[12-17]。区别于矿山法,隧洞盾构施工过程会在盾尾产生一定的空隙,称为盾尾脱空。盾尾脱空对盾构法施工衬砌结构的应力变形影响显著^[18-19],是隧洞盾构施工仿真的难点和重点。张海波等^[20]应用Goodman单元模拟了盾构前行、盾尾脱空及注浆;丁文其等^[21]采用注浆材料变刚度等效法模拟了注浆材料的凝固过程,为盾尾注浆模拟提供了参考。此外,围岩的本构关系是围岩以及衬砌结构变形应力准确预报的核心,为偏安全多采用弹塑性本构模型^[12, 22]。西安市地铁施工的仿真研究结果表明^[23],基于摩尔库伦(Mohr - Coulomb)准则的弹塑性模型适用于西安黄

土高原地区地下空间开挖模拟研究。但西安地铁工程的研究成果多未考虑地下水的作用,且其埋深一般在200 m以内。200 ~ 300 m埋深高地下水位黄土地区盾构施工相关研究较少。

引汉济渭二期工程中白鹿塬隧洞处于高地下水且地质条件复杂的砂砾岩、泥岩环境中,该工程在国内外非常罕见,缺乏工程经验、相关理论和设计方法,采用盾构法对该段隧洞施工的安全性不明确。其中,高地下水复杂地质条件下围岩与衬砌相互作用机制及其承载力、抗裂能力更是盾构法施工的关键指标。基于此,本文以该工程为依托,采用有限元法建立盾构隧洞三维渗流 - 应力耦合有限元模型,应用生死单元技术开展洞段三维动态掘进过程的模拟,重点分析高埋深、高地下水作用下水头作用下盾构掘进过程中围岩孔隙水压力、围岩与衬砌结构的受力变形等变化规律,为引汉济渭工程的安全运营提供参考依据。

2 隧洞渗流 - 应力全耦合模型

2.1 围岩水动力学方程

考虑渗流时,渗流体积力以地下水在孔隙内的流动为主,通常为层状流动,且符合达西(Darcy)定律^[23]。假设土体为均值材料,Darcy定律认为通过介质中单位面积的自由液体的体积速率 v_w 与水头的梯度成正比,即:

$$v_w = -k \frac{\partial h}{\partial l} \quad (1)$$

式中: k 为介质的渗流系数,m/s; h 为水头,m, l 为渗径,m。

由质量守恒定律可得非饱和土的渗流连续方程:

$$C_m \frac{\partial h}{\partial t} + \nabla \cdot [-k \nabla (h + z)] = Q - \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} \quad (2)$$

式中: Q 为源汇项, $\text{kg}/(\text{m}^3 \cdot \text{s})$; C_m 为比水容重,其值为土 - 水特征曲线斜率的绝对值, m^{-1} ; z 为重力方向空间坐标,m; t 为时间,s; ε_v 为围岩的体积应变。

渗透系数 k 为饱和度和材料孔隙比的函数。对于一个特定的液体而言,它在给定的孔隙介质中的渗透

系数依赖于介质中该液体的饱和度,假设这种依赖是可以分离的,即

$$k = k_r k_s \quad (3)$$

$$k_r = S_e^3 \quad (4)$$

式中: k_s 为围岩的饱和渗透系数,m/s; k_r 为折减系数,是饱和度 S_e 的函数,当完全饱和即 $S_e = 1.0$ 时,有 $k_r = 1.0$ 。

2.2 应力应变方程

假设围岩、衬砌以及砂浆等材料均为各向同性材料,其力学平衡方程可用下式表示:

$$\sigma'_{ij} + F_j = 0 \quad (5)$$

根据有效应力原理,孔隙水作用下的岩体本构方程为:

$$\sigma'_{ij} = D_{ijkl} \varepsilon_{kl} - \alpha \rho_w g h \delta_{ij} \quad (6)$$

几何方程为:

$$\varepsilon_{ij} = (U_{i,j} + U_{j,i})/2 \quad (7)$$

式中: σ'_{ij} 为应力张量,Pa; σ'_{ij} 为有效应力张量,Pa; ε_{ij} 为应变张量; F_j 为体积力,Pa; D_{ijkl} 为弹性模量张量,Pa; h 为孔隙水压力,m; α 为Biot系数,Pa⁻¹; δ_{ij} 为Kronecker常数; U_i 为固体位移,m。

2.3 围岩屈服准则

摩尔-库伦模型对岩体从受力到变形破坏均有较好的计算效果,尤其是对岩体稳定及卸载分析上特别有效^[24]。摩尔-库伦模型破坏有拉伸破坏准则,当发生剪切破坏时,遵守非关联的流动法则,拉伸破坏时,满足相关联的流动法则^[25]。Mohr-Coulomb准则不仅能较好地反映岩土材料拉压不等的特性,同时模型简单易用,已成功应用于富水地区黄土隧道的地层变形控制^[25]、西安地区地裂缝区段黄土地铁隧道开挖模拟^[26]和西安地区黄土、古壤土层中盾构施工模拟^[27]以及高埋深(埋深170m)软岩隧道土体开挖变形模拟^[28]。

基于此,本文中黄土围岩的屈服准则采用Mohr-Coulomb准则^[6,29-30]。摩尔-库伦模型的屈服面函数可以表示为:

$$F = R_{mc} q - p \tan \varphi - c = 0 \quad (8)$$

其中:

$$R_{mc} = \frac{1}{\sqrt{3} \cos \varphi} \sin(\Theta + \frac{\pi}{3}) + \frac{1}{3} \cos(\Theta + \frac{\pi}{3}) \tan \varphi \quad (9)$$

式中: p 为平均应力,Pa; q 为偏应力,Pa; φ 为材料的内摩擦角,(°),即 $q-p$ 应力面上Mohr-Coulomb屈服面的倾斜角度,其值满足 $0^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$; c 为材料的黏聚力,Pa; $R_{mc}(\Theta, \varphi)$ 为屈服面在 π 平面的

形状控制参数; Θ 为极偏角,定义为 $\cos(3\Theta) = J_3^3/q^3$,其中, J_3 为第三偏应力不变量。

2.4 隧洞施工模拟实现方法

本文应用大型有限元商业软件ABAQUS实现隧洞开挖的数值仿真以及影响参数分析。通过单元“生死”实现盾构施工连续掘进的动态开挖模拟,得出隧洞开挖过程渗流场、应力场、位移场以及衬砌的受力动态演变规律。盾构施工过程的动态模拟采用刚度迁移法来完成。即在盾构隧洞的盾首以及盾尾提前设置盾构、衬砌、砂浆等单元,并通过单元激活和杀死的手段进行单元刚度的变化。

把盾构推进的过程当作非连续的过程进行研究,盾构隧道每次前进的距离为一个管片单元的宽度,盾构前进时需要进行单元材料的变换;每顶进一环,盾首前方的开挖面土体单元和预设单元变换为盾构单元和超开挖间隙单元,盾构壳尾部单元变为盾尾孔隙单元;而盾尾孔隙单元变为注浆单元,同时朝开挖方向激活1环管片单元^[31]。根据实际施工过程,为了减小边界对计算的影响,将主要研究位置放在整个模型的中部位置并模拟开挖过程,每个长度是一个管片长度^[32]。

3 引汉济渭二期隧洞有限元模拟

3.1 工程概况

引汉济渭二期输配水工程是引汉济渭工程的重要组成部分,输水区域东西长约163km,南北宽约84km,总面积约为1.4km²。其中南干线全长102.07km,主要穿越秦岭岭北中低山区、山前洪积扇区、河谷阶地、黄土台塬四大地貌单元,出露地层主要为下元古界宽坪群变质岩、燕山期花岗岩、新近系沉积岩及四系松散堆积层。地下水以基岩裂隙水、第四系松散岩类孔隙水、新近系碎屑岩类裂隙孔隙水为主。

南干线输水线路总长102.07km,起点黄池沟配水枢纽水位为514.88m,末点灞河分水口要求水位为470.00m,水面高差为44.88m。白鹿塬隧洞(4#隧洞段)位于南干线桩号78+000~90+735处,线路长9.37km,埋深一般在140~300m,隧洞均为明流长洞。隧洞进口位于灞河东岸,长安区鸣犊镇狮村三村东侧;出口位于灞河西岸,灞桥区灞陵乡寇家村北侧。设计洞底起点高程为472.663m,末点高程为469.540m;设计起点水位为475.78m,末点水位为472.66m。隧洞洞室围岩为泥岩夹砂岩,采用盾构法施工,隧洞断面为圆形,内径4.40m。盾构段衬砌采用预制C50钢筋混凝土管片,管片环分为6块,内径4.40m,环宽

1.20 m,管片厚0.35 cm,采用错缝拼装。隧道计算断面选择隧道埋深最深处S4Z-2,地表至隧道顶部的距离为282.22 m,地下水面至隧道顶部的距离为222.02 m。隧洞为泥岩、砂砾岩隧洞,隧洞上部为Q3~Q1风积、风洪积地层,洞身主要为新近系泥岩、砂砾岩,隧洞IV类围岩长度为2440 m,约占26.04%;V类围岩长度为6930 m,约占73.96%。隧洞基本位于地下水位以下。隧洞进口段黄土塬边冲沟发育,沟坎陡立,斜坡稳定性较差,开挖前应做好防护及防排水措施。出口段洞身可能会达到极限欠稳定状态。

由于洞段在无地下水的条件下稳定性相对较好,位于地下水位以下时围岩自稳性差。隧洞大部分洞段位于地下水位以下,饱和度大于80%,处于饱和状态。由于泥岩隧洞成洞条件十分困难,隧洞施工开挖后,其围岩稳定性极差,自稳时间很短。考虑到地表有村落房屋等建筑物,在高地下水位的泥砂岩洞段,采用常规钻爆法施工风险极高。而采用盾构法施工,具有施工安全性高、掘进速度快、地层适应性强、环境影响小、地表沉降小等显著优点。因此,项目拟采用盾构法施工。

3.2 有限元模型的建立

3.2.1 几何尺寸 本文取引汉济渭二期白鹿塬隧洞最大埋深洞段S4Z-2为研究对象。隧洞埋深取282.22 m,地下水位取222.02 m。结构尺寸的初步设计方案为:盾构机长为3.60 m,盾构外径为2.21 m,管片宽度为1.20 m;衬砌的厚度为0.35 m,注浆层厚度为0.15 cm;隧洞开挖半径为2.20 m;预制混凝土管片混凝土强度等级为C50。为消除边界效应和准确反映衬砌结构的真实受力变形特征,本文取隧洞模拟开挖段36 m,即模拟30步的盾构掘进过程。此外,根据圣维南原理,模型沿轴线方向(y 向)前后各取18 m,洞顶与洞侧范围约取7.5倍洞径,即模型长72 m,宽30 m,高60 m。有限元模型中取隧洞圆心为坐标原点 o , y 正方向为开挖方向, z 负方向为重力方向。本文在隧洞开挖仿真时,为消除模型边界的约束影响,沿隧洞轴线方向共设置3个控制段,见图1。3个控制段包括已开挖段($0 \leq y < 18$ m)、开挖模拟段($18 \text{ m} \leq y < 54$ m,相当于30个开挖分析步)和预留不开挖段($54 \text{ m} \leq y \leq 72$ m)。在初始地应力场平衡分析后,已开挖段通过“生死单元”技术将该段内的岩体单元去掉,衬砌对应的位置用管片混凝土、注浆混凝土材料代替。在此基础上,在已开挖段的掘进前缘置放盾构机并开始30个开挖步的模拟。此外,为了进一步提高计算结果

的合理性,选择开挖段的中间断面(图1中的A-A断面,后称“参考断面”)作为代表衬砌,分析开挖过程管片的外水压力、受力变形演变规律。

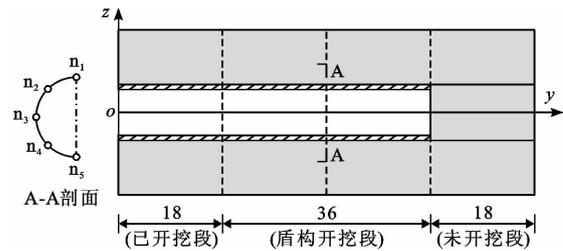


图1 隧洞开挖模拟边界控制及参考面选取示意图(单位:m)

在进行模拟单元剖分时,为兼顾模型求解的精度和计算成本,综合考虑模型几何特征、收敛和精度,采用“疏密技术”对模型不同部位进行不同精细程度的单元划分^[33]。衬砌、注浆层沿厚度方向分别取2层和1层单元;隧洞径向2.5倍半径范围内采用渐变网格;纵向间距取一个管片宽度;模型共35280个单元,33547个节点。隧洞有限元模型的网格及主要尺寸见图2。岩土体采用ABAQUS渗流-应力耦合单元C3D8RP单元模拟,砂浆层、衬砌和盾构则采用C3D8R单元模拟。

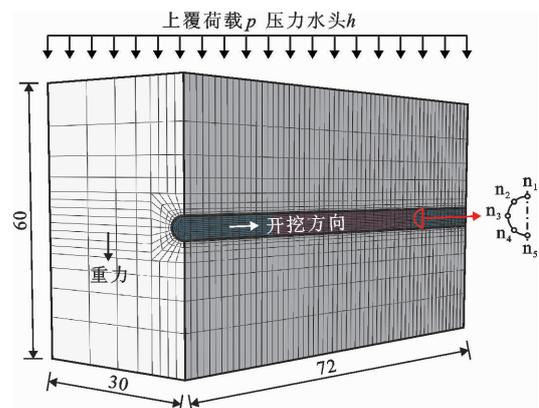


图2 隧洞有限元网格与主要尺寸示意图(单位:m)

3.2.2 边界条件 除模型上表面外,其余竖平面均设为不透水边界。 $x=0$ 对称面设对称约束,除模型上表面外设法向定向铰支座约束。上边界设模型上覆土层的压力和孔压边界,按围岩覆盖厚度以及地下水位情况分别计算得到其总应力值为3.63 MPa、孔压值为1.94 MPa。综合考虑工程的安全性以及地下水的保护等因素,开挖过程不考虑排水作用,即开挖面与衬砌内径均为自由排水边界。

3.2.3 材料参数取值 研究洞段洞身围岩主要是泥岩,模型中假设其为均匀弹塑性体,可用Mohr-Coulomb本构描述;孔隙水服从Darcy定律。盾构机、注浆层以及衬砌视为弹性材料。按照工程典型

洞段的土工试验结果,以及泥岩现有相关研究成果^[28-29],确定模型计算的参数,如表1所示。

3.3 有限元仿真结果分析

3.3.1 渗流场计算结果 隧洞开挖前和结束时刻,模拟计算的围岩孔隙水压力变化情况见图3。由图3(a)可知,隧洞开挖前孔压在2倍洞径范围内引起

显著的孔隙水压力重分布。洞周水压力分布关于洞轴线中心对称分布。洞顶与洞底的水压力远低于洞侧,洞顶水压力值约为0.98 MPa(98 m压力水头)、洞侧约为2.98 MPa(298 m压力水头)。模拟结束时刻,最小孔隙水压力出现在掌子面中心点处(图3(b)),其值约为1.44 MPa(144 m压力水头)。

表1 计算所用的地层和材料参数

围岩及结构	弹性模量 E / GPa	泊松比 ν	容重 γ / ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	孔隙比 e	饱和渗透系数 $k_s / (\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	黏聚力 c / MPa	内摩擦角 φ / ($^\circ$)
泥岩	0.3	0.13	20(饱和)/16(干)	0.67	4.0×10^{-8}	2.0	30.0
管片衬砌	30	0.30	25				
砂浆	0.003	0.20	21				
盾构机	210	0.30	75				

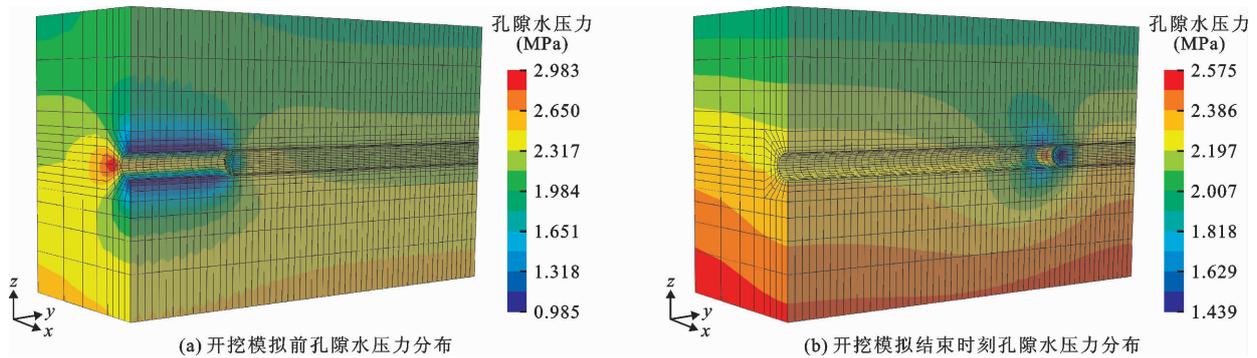


图3 隧洞开挖前和结束时刻围岩三维孔隙水压力分布

模拟结束时刻参考面($y = 36 \text{ m}$)至掌子面的围岩孔压分布如图4所示。

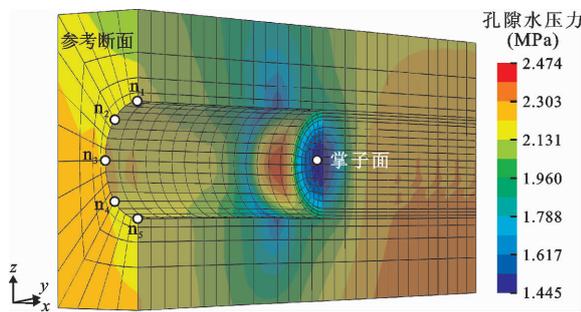


图4 开挖模拟结束时刻参考面-掌子面段孔压分布

由图4可见,在隧洞开挖面1倍洞径范围内发生了较大的孔压下降,最小孔隙水压力出现在掌子面中心处,其值约为1.44 MPa(144 m压力水头)。盾构机围岩受到盾构机的约束以及掌子面法向卸载变形的双重作用,出现了超孔隙水压力,最大值约为2.48 MPa(248 m压力水头),超过原始状态(平均地下水位224.22 m)约0.24 MPa(24 m压力水头)。

超孔隙水压力在盾构机后的1倍盾构机宽度范围内逐渐消散。

为具体分析开挖过程中隧洞轴线上水压力的变化规律,绘制参考断面特征点(见图4中参考断面的点 $n_1 \sim n_5$)孔隙水压力随开挖过程的变化,如图5所示。在图5中,下横坐标表示掌子面距参考断面的相对距离,负值表示掌子面向参考面开挖靠近的相对长度,其绝对值越小表示掌子面离参考断面越近;反之,正值表示掌子面离参考断面的相对长度,其绝对值越大表示距参考面越远。双横坐标用于识别参考面的相对位置以及开挖的绝对长度。通过图5对比不同分析步下洞周渗流场的分布情况可知,参考面不同部位的孔压变化曲线基本重合,表明洞周不同部位的孔压受其高程差的影响相对较小。洞周孔隙水压力的变化受开挖过程的影响显著,孔隙水压力随开挖过程先降低后回升,随后趋于稳定;孔隙压力等值线在纵剖面内出现较大的降落漏斗,降落漏斗中心距掌子面在 $-8 \sim -10 \text{ m}$ 之间,远离掌子面时孔隙水压力有一定的回升。衬砌任一点外水

压力值均随着开挖过程呈左高右低的 V 字形变化,最低点位于当前开挖步(为混凝土管片刚支护时),其压力水头值为 154.9 ~ 174.2 m,随着后续开挖则逐渐回升,当开挖距离距初始开挖点 30 m 时,孔隙水压力基本稳定在 219.7 ~ 224.2 m 水头。

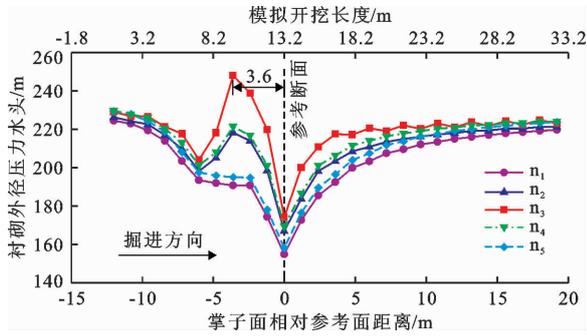


图 5 参考断面围岩特征点压力水头变化过程线

特别地,在洞轴线上距离掌子面前缘 3.6 m 处出现超孔隙水压力,其孔压最大值约为 248.0 m。由公式(2)可知,孔隙水压力的变化不仅与压力水头梯度有关,而且与围岩的体积变形有关。根据热

力学第二定律,压力梯度作用不会引起超孔隙水压力。故计算结果中超孔隙水压力主要是因为隧洞开挖过程掌子面前缘围岩体积压缩变形而引起的。随着掌子面离开并继续向前推进,围岩的应力将进一步释放、体积压缩变形减小,加之渗流作用使得超孔隙水压力逐渐消散。

3.3.2 应力变形场计算结果 图 6 和 7 分别为隧洞开挖后围岩的应力和应变计算云图(以拉应力为正)。隧洞开挖后,由于地应力重新调整,在隧洞周围发生应力集中现象,尤其是在隧洞洞侧最为明显。盾构机掘进使岩土体的应力场发生了改变。由图 6 可以看出,洞周以及隧洞开挖面前方一定范围内岩土体的主应力发生明显变化。由于地应力的释放,开挖后隧洞围岩附近最大主压应力约为 7.145 MPa;最大主拉应力约为 1.424 MPa。结合图 7 可知,应力和应变的变化基本上是以挤压区和卸载区的分界线为界。在模拟盾构的开挖过程中,盾构对周围地层的影响有显著的分区分区和规律性。应力和应变在洞周呈对称性分布。

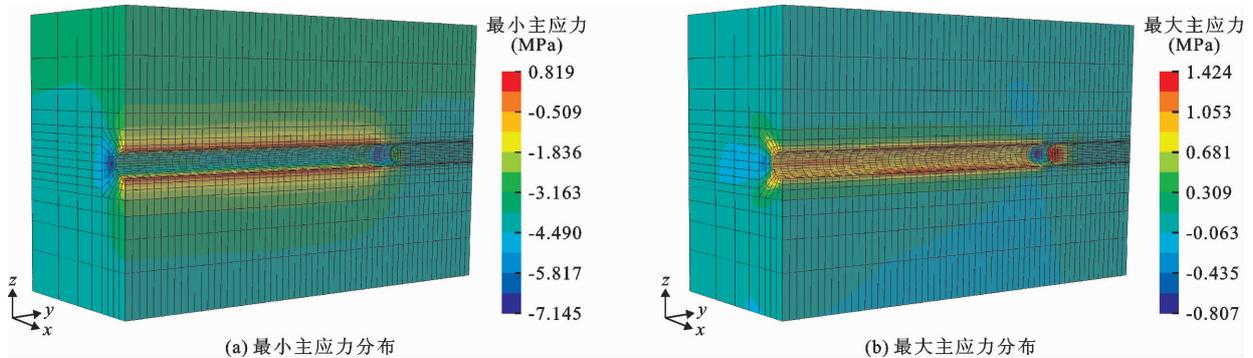


图 6 隧洞开挖后围岩的主应力分布

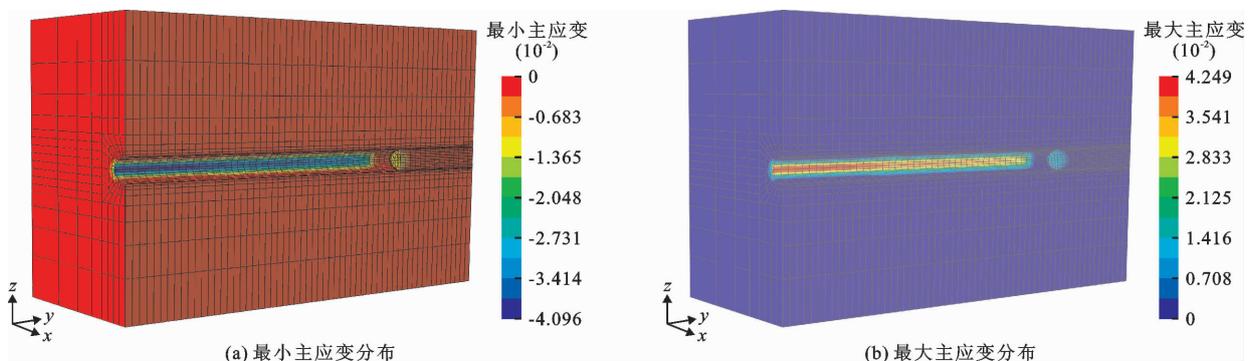


图 7 隧洞开挖后围岩的主应变分布

3.3.3 围岩等效塑性应变分布 隧洞开挖后围岩等效塑性应变分布见图 8。由图 8 可以看出,因开挖扰动,隧洞周围出现了较小范围的塑性区,塑性区主要在盾构开挖前缘以及洞侧土体;洞顶和底部未

出现明显的塑性变形。表明该工程的隧洞采用盾构法施工时,盾构开挖前缘及洞侧围岩的失稳破坏是隧洞围岩的主要破坏模式。塑性应变沿轴向影响范围约为 6 m,沿洞侧水平向的影响范围约为 3 m,塑

性区最大值分布在拱腰附近。

3.3.4 衬砌结构应力变形计算结果 隧洞开挖过程中断面各特征点衬砌内、外缘切向正应力随相对开挖长度的变化见图 9。由图 9 可见,衬砌内、外缘基本属于受压状态;应力在支护后相对开挖长度为 5 m 的范围内变化相对明显,随后趋于稳定。数值上,外缘切向压应力值内径沿环向的变化范围约为外径的 2 倍;最大切向压应力和拉应力发生在边墙处,中其值分别为 18.77、0.85 MPa, 小于 C50 混凝土

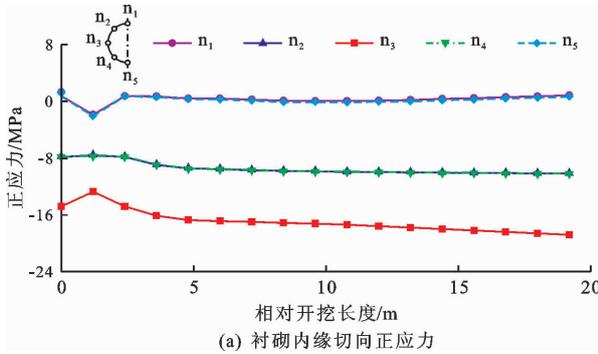


图 9 隧洞开挖过程中断面各特征点衬砌内、外缘切向正应力变化(以拉应力为正)

以指向圆心的径向位移为负值,绘制隧洞断面各特征点衬砌的径向位移,如图 10 所示。根据图 10 中洞周位移分布情况,隧洞顶拱出现明显的径向收缩,而底部并未产生明显的径向变形,侧拱及拱腰处发生向外变形。由此可以判断,隧洞衬砌的变形为垂直向的上下挤压及侧侧向外变位。

位移最大值发生在顶拱,约为 -10.2 cm;侧拱处发生最大向外变位径向位移,其值为 3.3 cm。衬砌整体径向位移在衬砌支护瞬间产生,随开挖过程无明显变化,表明衬砌结构具有较好的刚度,受后续掘进施工的影响可以忽略不计。

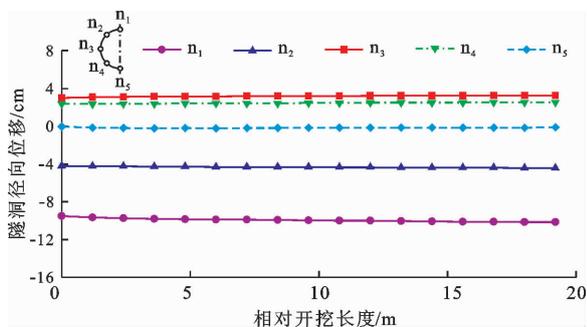


图 10 隧洞开挖过程中断面各特征点衬砌径向位移变化

4 结 论

以引汉济渭二期工程南干线白鹿塬隧洞最大埋设洞段作为研究对象,采用 ABAQUS 渗流 - 应力全耦合数值模拟方法研究了隧洞 0.35 cm 衬砌、0.15

的抗压强度设计值 23.10 MPa 和抗拉强度标准值 1.89 MPa,即衬砌结构满足承载力和抗裂要求。

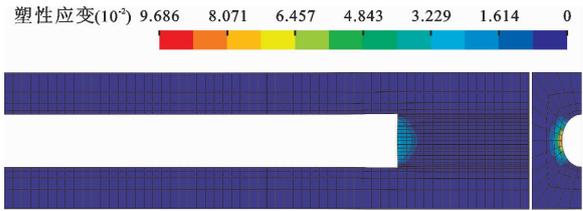
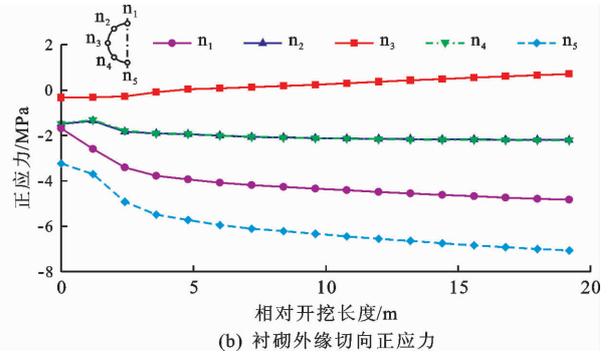


图 8 隧洞开挖后围岩等效塑性应变分布



cm 注浆设计工况下,开挖过程中围岩孔隙水压力、围岩应力变形以及衬砌应力变形的分布规律,主要结论如下:

(1)白鹿塬隧洞采用盾构法施工时,衬砌外缘孔隙水压力随开挖面靠近与继续推进呈先减小后增大的 V 型分布,随后趋于稳定;距离掌子面前缘约 3.6 m 的隧洞断面处会因围岩变形作用而引起超孔隙水压力,最大值约为 248.0 m。

(2)隧洞围岩应力、应变、位移呈对称性分布;位移场表现出顶拱下沉,底拱隆起,最大位移发生在顶拱。侧拱处围岩等效塑性变形较顶拱和底拱明显,故侧拱的围岩失稳是围岩的主要破坏形式。管片内、外缘在施工时主要表现为受压状态,最大压应力为 18.77 MPa。

(3)衬砌的受力变形在支护瞬间产生,随后的开挖掘进对衬砌的径向变位的影响可以忽略不计;衬砌内、外缘环向正应力随开挖步先减小后增加,增加幅度约为 12%,随后稳定。环向正应力绝对值虽有所增加,但增幅不大,数值上满足 C50 混凝土的强度要求。

参考文献:

[1] 张海波. 地铁隧道盾构法施工对周围环境影响的数值模拟[D]. 南京:河海大学,2005.

[2] 于宁,朱合华. 盾构隧道施工地表变形分析与三维有限

- 元模拟[J]. 岩土力学, 2004, 25(8): 1330 - 1334.
- [3] 杨海勇. 盾构隧道施工对地层及临近桩基的影响研究[D]. 天津:天津城建大学, 2014.
- [4] 盛超. 哈尔滨地铁盾构法施工地层变形规律的研究[D]. 阜新:辽宁工程技术大学, 2011.
- [5] 南轩, 刘艳慧, 孙语晨, 等. 基于响应面分析的隧洞开挖过程优化设计研究[J]. 水资源与水工程学报, 2019, 30(5): 176 - 183.
- [6] 王敏强, 陈胜宏. 盾构推进隧道结构三维非线性有限元仿真[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(2): 228 - 232.
- [7] ZHENG Gang, FAN Qi, ZHANG Tianqi, et al. Numerical study of the Soil - Tunnel and Tunnel - Tunnel interactions of EPBM overlapping tunnels constructed in soft ground [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2022, 124: 104490.
- [8] LI Heng, MA Enlin, LAI Jinxing, et al. Tunnelling-induced settlement and treatment techniques for a loess metro in Xi'an [J]. *Advances in Civil Engineering*, 2020, 2020: 1854813. Doi: 10.1155/2020/1854813.
- [9] 刘红兵. 土压平衡盾构隧道施工引起的地表沉降三维数值模拟[D]. 长沙:中南大学, 2007.
- [10] 赵玲娴, 郑七振, 杨珏, 等. 工业厂房加层改造施工过程的模拟分析[J]. 水资源与水工程学报, 2015, 26(2): 204 - 208.
- [11] 黎宁. 软土盾构隧道施工引起的地层变形与掘进参数分析[D]. 南宁:广西大学, 2018.
- [12] LEE K M, ROWE R K. Finite element modelling of the three-dimensional ground deformations due to tunnelling in soft cohesive soils: Part 2 - results [J]. *Computers and Geotechnics*, 1990, 10(2): 87 - 109.
- [13] 季亚平. 考虑施工过程的盾构隧道地层位移与土压力研究[D]. 南京:河海大学, 2004.
- [14] NG R M C, LO K Y. The measurement of soil parameters relevant to tunnelling in clays [J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1986, 22(3): 375 - 391.
- [15] 张冬梅, 黄宏伟, 王箭明. 盾构隧道施工对邻近深基坑开挖影响的三维有限元分析[J]. 现代隧道技术, 2001, 38(1): 26 - 30.
- [16] 张志强, 何川, 余才高. 南京地铁盾构掘进施工的三维有限元仿真分析[J]. 铁道学报, 2005, 27(1): 84 - 89.
- [17] 张毅, 房明. 盾构隧道下穿既有隧道施工影响的三维数值模拟[J]. 广州建筑, 2012, 40(6): 12 - 15.
- [18] CLOUGH W, SHIRASUNA T, FINNO R J. Finite element analysis of advanced shield tunneling in soils [J]. *Numerical Methods in Geomechanics*, 1985: 1167 - 1174.
- [19] 朱合华, 刘庭金. 超浅埋盾构法隧道施工方案三维有限元分析[J]. 现代隧道技术, 2001, 38(6): 14 - 18.
- [20] 张海波, 殷宗泽, 朱俊高. 地铁隧道盾构法施工过程中地层变位的三维有限元模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(5): 755 - 760.
- [21] 丁文其, 杨林德, 朱合华. 盾构隧道施工中材料性态的模拟[J]. 同济大学学报(自然科学版), 1999, 27(4): 468 - 473.
- [22] 李强, 曾德顺. 盾构千斤顶推力变化对地面变形的影响[J]. 地下空间, 2002, 19(1): 12 - 15 + 93.
- [23] 饶平平, 李镜培, 张常光. 考虑各向异性、剪胀和渗流的柱孔扩张问题统一解[J]. 岩土力学, 2010, 31(S2): 79 - 85.
- [24] ZHAO Mingji, CHENG Yun, SONG Zhanping, et al. Optimization of construction parameters and deformation characteristics of large-section loess tunnel: A case study from Xi'an metro [J]. *Advances in Civil Engineering*, 2021, 2021: 6639089. Doi: 10.1155/2021/6639089.
- [25] 曹新祥. 富水黄土地区隧道施工地层变形控制技术及其施工优化分析[D]. 西安:西安建筑科技大学, 2018.
- [26] KAVVADAS M, LITSAS D, VAZAIOS I, et al. Development of a 3D finite element model for shield EPB tunnelling [J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2019, 65: 22 - 34.
- [27] 郭小云. 黄土盾构隧道开挖土体变形的三维数值模拟[D]. 西安:西安工业大学, 2007.
- [28] 赵琨. 基于ABAQUS流固耦合作用下软岩隧洞的围岩稳定性分析[D]. 兰州:甘肃农业大学, 2014.
- [29] XU Mengfei, JIANG Annan, YANG Xiurong, et al. Elastoplastic-damage-seepage coupling model and numerical algorithm for rock slope stability evaluation [J]. *International Journal of Damage Mechanics*, 2021, 30(9): 1450 - 1472.
- [30] 龚涛. 大直径盾构穿越地铁车站暗挖风道三维有限元分析[D]. 北京:北京建筑大学, 2013.
- [31] 贾善坡, 陈卫忠, 于洪丹, 等. 渗流 - 应力耦合作用下深埋黏土岩隧道盾构施工特性及其动态行为研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, 31(S1): 2681 - 2691.
- [32] 陈卫忠, 伍国军, 贾善坡. ABAQUS在隧道及地下工程中的应用[M]. 北京:中国水利水电出版社, 2010.
- [33] 潘景副, 李泽光, 杨秀仁, 等. 北京地铁五号线盾构法隧道施工的三维有限元数值模拟[J]. 岩土工程界, 2004, 7(7): 79 - 80.