

# 水库附近矿山法隧道抗水压衬砌结构研究

沈艳峰

[上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海市 200092]

**摘 要:**目前我国出现了大量的城市下穿隧道,但由于各城市间水文地质条件的差异性较大,既有的工程设计与施工经验不能生搬硬套,而应结合项目自身及周边环境的特点有针对性的展开研究,如何有效平衡地下水的适量排放与衬砌结构安全性、经济性的合理统一,对隧道设计至关重要。但是目前的防排水系统及防水衬砌设计等关键技术在城市地下空间建设过程中研究尚不系统,国内外也并无成熟的资料可供参考。基于此,以深圳市东部过境高速公路连接线上复杂水文地质隧道为工程依托,运用 FLAC3D 软件,研究分析了不同防排水方案下水压力分布特征及结构承载机理,并提出依托工程中合理防排水系统及防水衬砌设计方法,以期指导后续工程设计,保障工程施工与运营安全。

**关键词:**城市富水隧道;防排水体系;数值模拟;渗流场;应力

**中图分类号:** TU992.1

**文献标志码:** B

**文章编号:** 1009-7716(2021)06-0289-07

## 0 引言

山岭隧道防排水体系中,防水体系是为防止隧道渗漏水而采取的工程措施,主要有注浆防水、防水层防水、衬砌本体防水、结构“三缝”防水等措施;排水体系是在隧道内外建立排水系统,排放、疏干、引导隧道周边地下水和隧道内积水的工程措施。

伴随着隧道工程的发展,山岭隧道的施工工艺逐步提高,施工技术不断创新,其构造方面实施的隧道防排水技术主要有全包型防水、自排型防水、防排结合(半包)、全堵(包)配合排水等几种方式。对于复杂地质条件下城市富水隧道的合理防排水体系的研究目前还尚不明晰,丁燕平等<sup>[1]</sup>对深埋山岭富水公路隧道衬砌进行了模拟分析;刘浩,章慧健等<sup>[2]</sup>对于高水压下多层衬砌分析模型进行了研究;张凯祥<sup>[3]</sup>研究了高水压条件下深埋公路隧道的二衬结构;薛伟冰,张玉昌<sup>[4]</sup>研究了隧道在富水段施工的衬砌设计。

本文依托深圳市东部过境高速公路连接线上复杂水文地质隧道,运用 FLAC3D 软件建立了模型,模拟不同防排水体系下的流固耦合效应,分析对比全包-堵水,半包-排水,全包-排水防排水体系下渗流场的变化以及结构的受力变形规律,以期指导后续类似工程的施工设计<sup>[1-6]</sup>。

## 1 工程概况

深圳市东部过境高速公路连接线工程位于深圳市罗湖区,地处梧桐山西,西起爱国路立交,由主隧道及匝道组成,双线并列布置,其路线大致为东西走向,西起布心路,于深圳水库大坝下游穿越东湖公园,沿线穿越输水管线、泄洪渠、谷对岭(含人防工事)等重要节点,与布心路及沿河北路搭接段市政设施复杂,有高压电缆隧道、低(中、高)压燃气管道、供(排)水管道、排洪箱涵以及通信光缆、交通控制电缆等通过,见图1。



图1 深圳市过境高速公路连接线工程概况图

隧址区水文与地质条件复杂,K1+106处隧道拱顶为人工填土层,往下依次为冲洪积粉质粘土、有机质粉质粘土,残积土层,侧壁为土状全、强风化岩,局部为中风化岩层,隧道所处地层设计围岩等级为Ⅵ级,强、中风化岩层具一定富水性,透水性弱~中等,地下水埋藏浅,洞身超浅埋,埋深约为13.425 m,地下水水头高度约为9.696 m。为便于计算,将地层条件进行合并和简化,隧址区地层从上到下主要分为

收稿日期: 2021-03-09

作者简介: 沈艳峰(1973-),男,硕士,高级工程师,从事隧道及地下结构设计工作。

2-3 有机质粉质粘土, 9-2 强风化花岗片麻岩, 9-4 微风化花岗片麻岩, 见图 2。

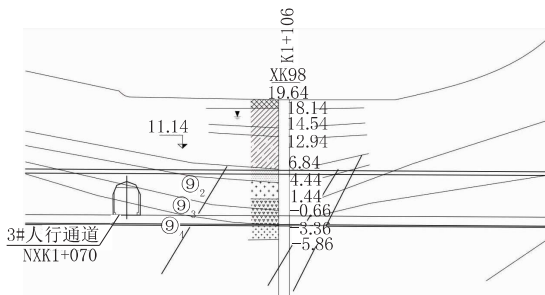


图 2 隧址区 K1+106 地质纵断面图

## 2 数值分析

本次计算依据深圳东部过境高速公路连接线工程中谷对岭段实际地质条件, 结合地勘资料和初步设计方案选取了南线 K1+106, 进行流固耦合计算, 研究不同地质环境段隧道防排水结构(防水板全包-堵水模型、防水板半包-排水模型、防水板全包-排水模型)对围岩-支护体系的影响以及地下水位、水压变化情况。

### 2.1 计算原理

本次研究采用来进行相关数值模拟, 在模拟岩体流-固耦合时<sup>[9]</sup>, 有以下几个主要的控制微分方程。

#### (1) 流动方程

液体的流动规律通过 Darcy 定律来描述。对于均匀、各向同性、恒定密度的流体:

$$q_i = -k_{ij} \hat{k}(s) [p - p_i x_j g_j] p l \quad (1)$$

式中:  $q_i$  为渗流矢量 (m/s);  $p$  为孔隙压力;  $k$  为孔隙介质的固有渗透系数张量;  $\hat{k}(s)$  为相对渗透系数, 它是流体饱和度的函数,  $\hat{k}(s) = s^2(3-2s)$ ;  $p_i$  为流体密度;  $g_j (j=1, 2, 3)$  为重力加速度矢量的三个分量。

#### (2) 平衡方程

对于小变形而言, 流体平衡可以表述如下:

$$-q_{ij} + q_v = \frac{\partial \zeta}{\partial t} \quad (2)$$

式中:  $q_v$  为体积流源强度 (1/s);  $\zeta$  为单位体积孔隙介质的流体体积变化。而

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = \frac{1}{M} \frac{\partial p}{\partial t} + \alpha \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} - \beta \frac{\partial T}{\partial t} \quad (3)$$

式中:  $M$  为 Biot 模量, 单位为  $N/m^2$ ;  $N$  为孔隙率;  $\alpha$  为 Biot 系数;  $\varepsilon$  为体积应变;  $T$  为温度;  $\beta$  为考虑流体和颗粒热膨胀系数 ( $1/^\circ C$ )。

动量平衡方程可表述为以下形式:

$$\sigma_{ij,j} + \rho g_i = \rho \frac{dv_i}{dt} \quad (4)$$

式中:  $\rho$  为容积密度,  $\rho = (1-n)\rho_s + n\rho_w$ ;  $\rho_s$  和  $\rho_w$  分别为固相和液相的密度,  $(1-n)\rho_s$  与固体的干密度  $\rho_d$  是相同的。

#### (3) 本构方程

体积应变的改变引起流体孔隙压力的变化, 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<sup>[6]</sup>:

$$\tilde{\sigma}_{ij} + \alpha \Delta p \delta_{ij} = H_{ij}^*(\sigma_{ij}, \Delta \varepsilon_{ij}) \quad (5)$$

式中:  $\tilde{\sigma}_{ij}$  为应力增量;  $H_{ij}^*$  为本构法则的给定函数表达形式;  $\delta_{ij}$  为科罗内可符号;  $\Delta \varepsilon_{ij}$  为应变增量。

#### (4) 相容方程

应变速率与速度梯度之间的相互关系为:

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

式中:  $v_i$  为介质中节点的速度。

#### (5) 边界条件

一般考虑四种边界条件: a. 给定孔隙水压力; b. 给定边界外法线方向的流速分量; c. 透水边界; d. 不透水边界。

FLAC<sup>3D</sup> 中边界默认为不透水的, 透水边界条件表述如下:

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

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

## 2.2 基本假设

本研究中数值计算部分做如下假设:

- (1) 假设隧道围岩为均质、连续、各向同性介质;
- (2) 渗流属于恒定流且满足 Darcy 定律<sup>[7]</sup>;
- (3) 地下水位恒定, 不因隧道开挖排水、排水管排水而改变。

## 2.3 流-固耦合作用方式

在进行耦合分析时, 必须考虑以下两个因素。

- (1) 模拟的渗流时间和孔隙水压力(超静水压力)消散时间的比值。

数值模拟时, 在建立初始地应力形成和计算最终沉降时, 远大于, 即相对于来说是微不足道的, 没有必要对所研究的问题进行耦合分析, 因此采用非耦合计算; 运营期土体固结的过程, 和相差不大, 孔隙水压力的消散过程对土体不同时期的固结影响很大, 因此有必要进行水-土耦合分析<sup>[8-11]</sup>。这里的在中定义为:

$$t_c=\frac{L_c^2[1/M+\alpha^2/(k+4G/3)]}{k}$$
 (8)

式中: $L_c$  为特征长度,即流体在介质中流动路径的平均长度; $\alpha$  为比奥系数; $M$  为比奥模量; $k$  为渗透系数。

(2)流体刚度和土体刚度的比值  $R_k$ :

$$R_k=\alpha^2M/(K+4G/3)$$

在这考虑的刚度的比值  $R_k$ , 是为了确定比奥模量的取值, $M$  不能使  $R_k$  过大,如果  $R_k$  远大于 1,会使得流-固耦合模拟的计算时间大大增大。那么必须对比奥模量进行调整,模拟时使用的调整后的比奥模量  $M^a$  满足条件:

$$M^a=\frac{1}{1/M+1/(K+4G/3)}$$
 (9)

同时还要满足数值收敛条件:

$$M(\text{或 } M^a)>aL_z\rho_w g/n$$
 (10)

式中: $n$  为孔隙率; $a$  为调整系数,取  $a=0.3$ ; $L_z$  为  $FLAC^{3D}$  模型中最小单元的特征长度; $\rho_w$  为水的密度。

数值模拟计算时使用的修正后的比奥模量  $M^a$ , 所得的修正后的比奥模量  $M^a$  同时满足了式(10)条件。

2.4 模型的建立

依据上述计算参数,同时考虑隧址区边界效应,计算模型在隧洞左右取约 4~5 倍洞径长度,隧洞下侧取约 5 倍洞径<sup>[12-15]</sup>,隧洞上侧土层取至地表,地下水位线在地表以下 4 m,隧道断面见图 3。土层参数根据场地岩土勘察报告确定,见表 1,各结构材料相关参数取值见表 2。

综合以上数据和资料,拟建立防水板全包-堵水模型、防水板半包-排水模型和防水板全包-排水模型三种工况进行对比分析,建立的模型见图 4~图 7。

表 1 土层物理力学参数

| 地层       | 弹模 /GPa  | 泊松比  | 内摩擦角 $\varphi$ | 粘聚力 C/kPa | 渗透系数 /(m·d <sup>-1</sup> ) | 孔隙率  | 密度 /(kN·m <sup>-3</sup> ) |
|----------|----------|------|----------------|-----------|----------------------------|------|---------------------------|
| 有机质粉质粘土  | 3.50E-03 | 0.4  | 8              | 15        | 0.02                       | 0.45 | 1 700                     |
| 强风化花岗片麻岩 | 1.80E-01 | 0.36 | 28             | 25        | 1                          | 0.45 | 2 100                     |
| 微风化花岗片麻岩 | 1.3      | 0.35 | 33             | 300       | 0.2                        | 0.35 | 2 600                     |

表 2 各结构材料参数

| 地层   | 弹模 /GPa  | 泊松比  | 内摩擦角 $\varphi$ | 粘聚力 C/kPa | 渗透系数 /(m·d <sup>-1</sup> ) | 孔隙率   | 密度 /(kN·m <sup>-3</sup> ) |
|------|----------|------|----------------|-----------|----------------------------|-------|---------------------------|
| 注浆圈  | 1.80E-01 | 0.36 | 33.6           | 30        | 0.83                       | 0.375 | 2 520                     |
| 初期衬砌 | 22       | 0.3  | —              | —         | 8.64E-03                   | 0.2   | 2 200                     |
| 二次衬砌 | 30       | 0.2  | —              | —         | 8.64E-04                   | 0.05  | 2 500                     |
| 防水板  | —        | —    | —              | —         | 8.64E-08                   | 0.05  | —                         |
| 排水管  | —        | —    | —              | —         | 8.64E01                    | 0.5   | —                         |

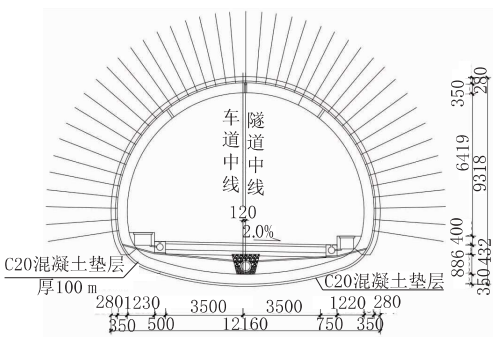


图 3 计算选取隧道断面(单位:mm)

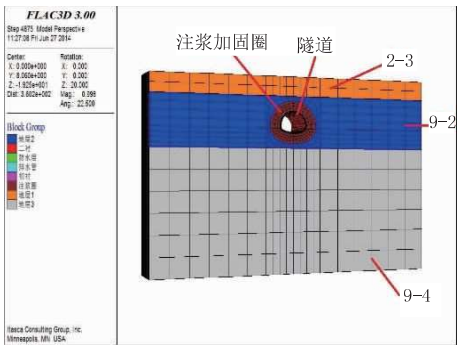


图 4 整体模型图

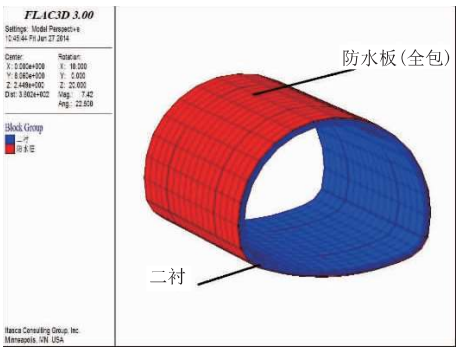


图 5 防水板全包-堵水模型

3 计算结果及分析

3.1 围岩渗流场分布规律

三种工况下的孔隙水压云图见图 8~图 10。

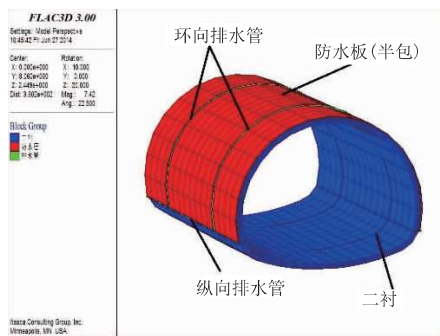


图6 防水板半包 - 排水模型

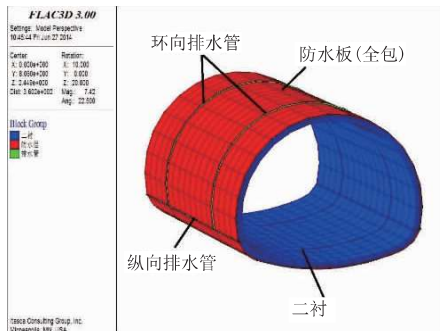


图7 防水板全包 - 排水模型

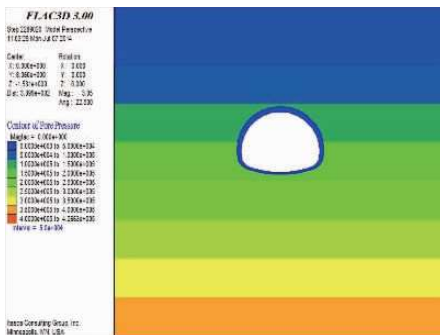


图8 防水板全包 - 堵水型孔隙水压云图

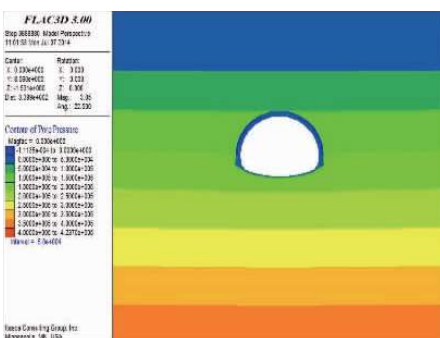


图9 防水板半包 - 排水型孔隙水压云图

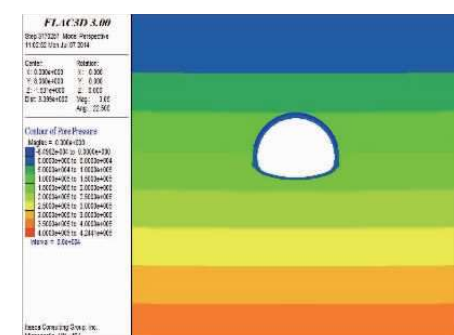


图10 防水板全包 - 排水型孔隙水压云图

由图 8~ 图 10 分析可知防水板全包 - 堵水型隧道开挖后, 岩土体中孔隙水压力与初始渗流场基本相似, 呈静水压力场分布, 岩土体中一点的孔隙水压力值沿竖向呈梯度变化, 隧道周围的水压力等值线为水平直线; 防水板半包 - 排水型开挖后隧道周围围岩的渗流场发生了变化, 掌子面附近孔隙水压力呈“漏斗状”分布, 有向下凹陷的趋势; 在防水板全包 - 排水型中, 隧道周围围岩的渗流场较初始渗流场发生了变化, 防水板全包 - 排水型由于存在畅通的排水通道, 隧道周围水被排出, 因此隧道附近孔隙压力明显减小, 但二者规律基本一致, 孔隙水压等值线分布规律与防水板半包 - 排水型类似。

### 3.2 孔隙水压分布规律

三种工况下的孔隙水压云图见图 11~ 图 13。

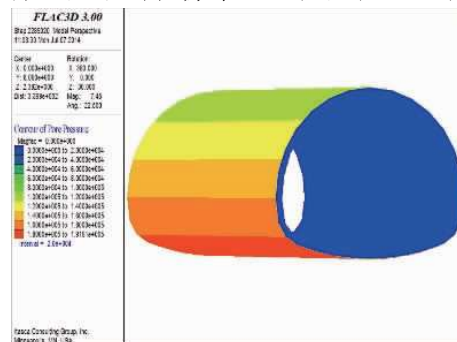


图11 防水板全包 - 堵水型二衬孔隙水压云图

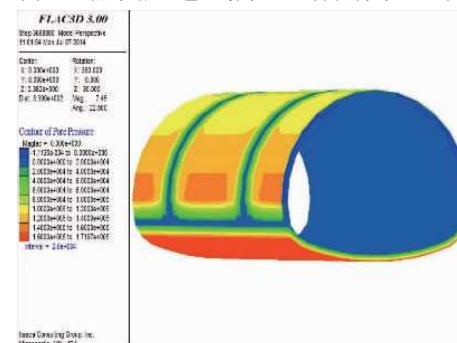


图12 防水板半包 - 排水型二衬孔隙水压云图

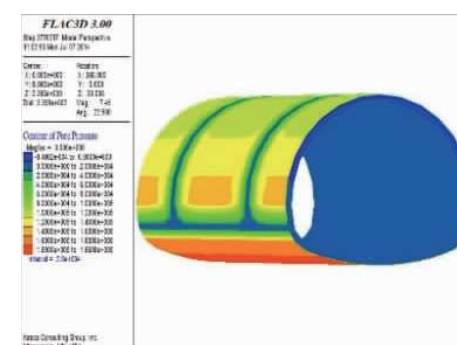


图13 防水板全包 - 排水型二衬孔隙水压云图

由图 11~ 图 13 可知, 防水板全包 - 堵水型隧道开挖后, 由于水无法排出, 二衬背后孔隙水压分布均匀, 在同一水平线上, 基本保持直线, 并在竖向呈梯

度变化;防水板半包-排水型隧道开挖后,二衬背后孔隙水压发生了较大变化,由于大量的水通过排水通道排出,排水管周围孔隙水压急剧下降而接近于0;防水板全包-排水型开挖后二衬背后孔隙水压分布同样有较强规律性,在排水管周围孔隙水压急剧下降而接近于0,纵向盲沟以下部位外水压力最大,约为0.186 MPa。相比之下,防水板半包-排水型由于排水通道较多,排水后孔隙水压减小更为明显,其二衬背后孔隙水压较防水板全包-堵水型要小约10.4%,而防水板全包-排水型较防水板全包-堵水型仅小3.1%左右。

3.3 二衬应力分布规律

三种工况下的二衬应力分布云图见图 14~ 图 19。隧道二次衬砌的最大主应力和最小主应力极值见表 3。

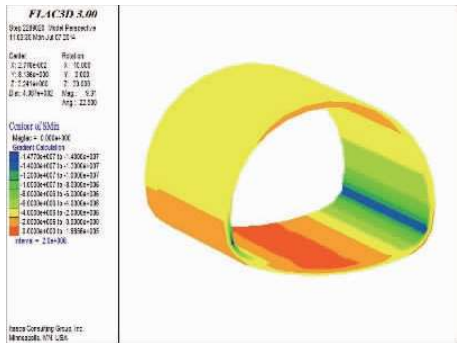


图 14 防水板全包-堵水型二衬最小主应力

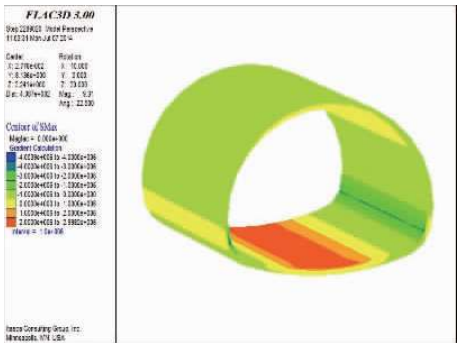


图 15 防水板半包-排水型二衬最小主应力

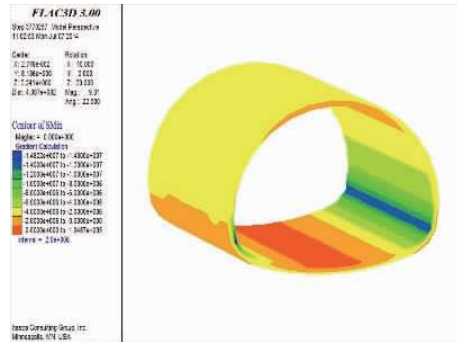


图 16 防水板全包-排水型二衬最小主应力

由上可知,尽管防排水型式不同,但是二衬上的主应力分布规律基本一致,最小主应力均位于拱脚

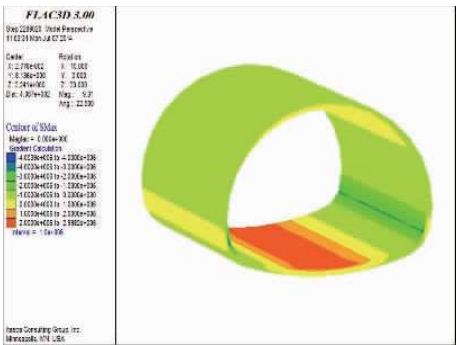


图 17 防水板全包-堵水型二衬最大主应力

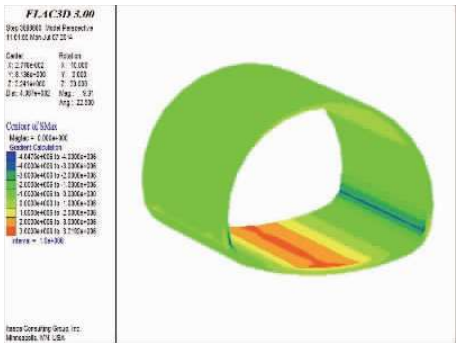


图 18 防水板半包-排水型二衬最大主应力

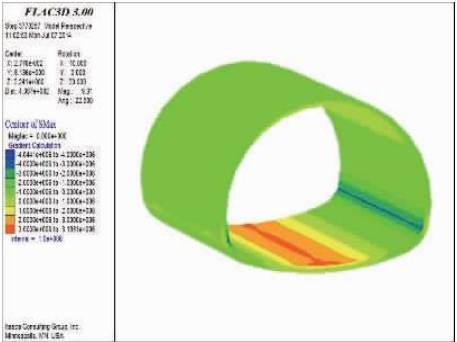


图 19 防水板全包-排水型二衬最大主应力

表 3 隧道二次衬砌的最大主应力和最小主应力极值 单位: MPa

| 工况类型  | 防水板     | 防水板     | 防水板     |
|-------|---------|---------|---------|
|       | 全包-堵水型  | 半包排水型   | 全包-排水型  |
| 最小主应力 | -14.770 | -14.828 | -14.822 |
| 最大主应力 | 2.998   | 3.219   | 3.193   |

处,而最大主应力均位于拱底处,三者中最小主应力大小关系为,防水板半包-排水型最大,防水板全包-排水型次之,但二者极为接近,而防水板全包-堵水型最小,其中最小主应力防水板全包-堵水型比防水板半包-排水型小0.4%左右,而最大主应力防水板半包-排水型最大,防水板全包-排水型次之,但二者极为接近,而防水板全包-堵水型最小,其中最大主应力防水板全包-堵水型比防水板半包-排水型小0.8%左右。由于计算时未考虑二衬配筋对拉应力的影响,故结构偏于安全。

3.4 二衬位移分布规律

三种工况下的二衬位移分布见图 20~ 图 25。隧

道二次衬砌最大位移值见表4。

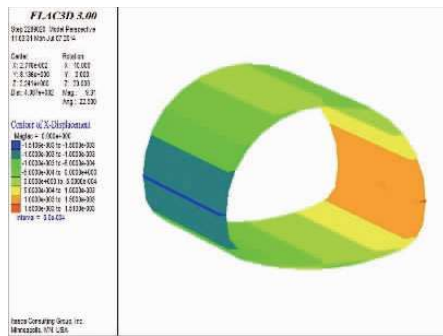


图20 防水板全包-堵水型二衬X方向位移

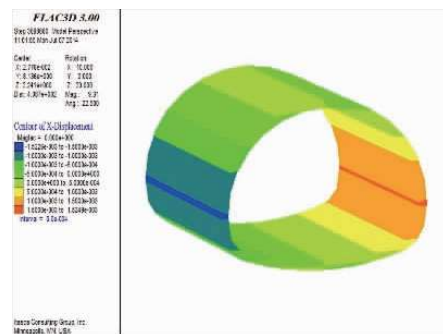


图21 防水板半包-排水型二衬X方向位移



图22 防水板全包-排水型二衬X方向位移

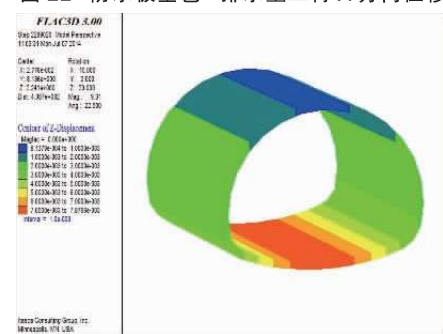


图23 防水板全包-堵水型二衬Z方向位移

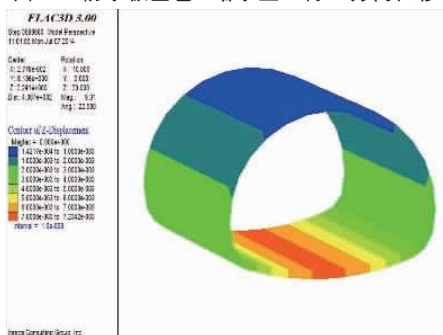


图24 防水板半包-排水型二衬Z方向位移

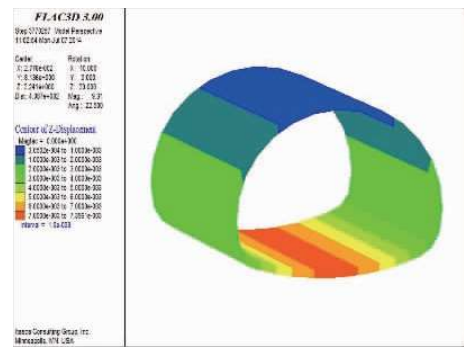


图25 防水板全包-排水型二衬Z方向位移

表4 隧道二次衬砌最大位移值 单位: mm

| 工况类型 | 位置  | 防水板<br>全包-堵水型 | 防水板<br>半包-排水型 | 防水板<br>全包-排水型 |
|------|-----|---------------|---------------|---------------|
| X方向  | 右拱腰 | 1.513         | 1.525         | 1.521         |
|      | 左拱腰 | -1.511        | -1.523        | -1.518        |
| Z方向  | 拱顶  | 0.814         | 0.142         | 0.305         |
|      | 拱底  | 7.877         | 7.234         | 7.396         |

由上可知,隧道二衬的位移规律基本一致,并未随防排水型式的变化而变化,从量值上来看,X方向的位移三种防排水型式分别为1.513 mm,1.525 mm,1.521 mm,可以认为三者基本一致,大小关系为防水板半包-排水型最大,防水板全包-排水型次之,防水板全包-堵水型最小。Z方向的位移表现为拱顶和拱底均产生了向上的位移,说明在浅埋的情况下,开挖隧道导致隧道下方岩土体的卸荷作用以及地下水的浮力作用使隧道产生了整体向上的位移,而拱底的位移要大于拱顶的位移,说明仰拱产生了不同程度的隆起。由于防水板半包-排水型排水量大,因此受浮力较小,隧道整体上浮小,约比防水板全包-堵水型小8.2%;防水板全包-排水型位移也小于防水板全包-堵水型,约小6.1%。

## 4 结论

综上所述,根据南线里程K1+106断面处的计算结果分析可知:

(1)围岩渗流场分布方面,由于未设排水系统,防水板全包-堵水型围岩的孔隙水压力较初始孔隙水压力基本没有变化;防水板半包-排水型和防水板全包-排水型由于存在畅通的排水通道,隧道周围水被排出,因此隧道附近孔隙压力明显减小,但二者规律基本一致。

(2)二衬背后孔隙水压分布方面,防水板全包-堵水型由于没有排水通道,运营期经过补给和渗流稳定后,二衬背后的孔隙水压力基本呈水平分布,承

担外水压力值也最大。而防水板半包-排水型和防水板全包-排水型由于有排水通道,在排水管周围孔隙水压明显下降,但防水板半包-排水型由于排水通道更多,排水后孔隙水压减小更为明显,其二衬背后孔隙水压较防水板全包-堵水型要小约10.4%,而防水板全包-排水型较防水板全包-堵水型仅小3.1%左右。

(3)二衬应力分布方面,尽管防排水型式不同,但是二衬上的主应力分布规律基本一致,最小主应力均位于拱脚处,而最大主应力均位于拱底处,其中防水板半包-排水型其二衬的最小主应力和最大主应力最大,但是与另外两种工况相差不大,不存在明显劣势。

(4)位移方面,防水板半包-排水型位移最小,而防水板全包-堵水型最大。考虑到经济和安全等综合因素,在南线里程K1+106处的类似浅埋地段且围岩渗漏系数较小时,可以考虑采用防水板半包-排水型。而如对涌水量控制和外部环境保护要求严格,建议考虑防水板全包-排水型。

参考文献:

[1] 丁燕平,徐林生.深埋山岭富水公路隧道衬砌结构设计模拟分析[J].中外公路,2020,40(3):214-219.  
[2] 刘浩,章慧健,江佐阳,等.抗水压多层衬砌分析模型及其应用研究[J].现代隧道技术,2019,56(2):70-77.  
[3] 张凯祥.高水压条件下深埋公路隧道二衬结构安全性分析及其监测预警研究[D].重庆:重庆交通大学,2018.

[4] 薛伟冰,张玉昌.隧道富水段施工技术研究[J].云南水力发电,2017,33(4):23-26.  
[5] 周保精,梁宁宇.浅埋煤层地下水水库流固耦合模型特征参数试验研究[J].煤炭科学技术,2019,47(6):87-92.  
[6] 郭晓杰.富水节理岩体中隧道开挖流固耦合效应研究[D].四川成都:西南交通大学,2018.  
[7] 潘东东,李术才,许振浩,等.岩溶隧道承压隐伏溶洞突水模型试验与数值分析[J].岩土工程学报,2018,40(5):828-836.  
[8] 余志刚.库水位升降对岩质岸坡变形及稳定性的影响研究[D].重庆:重庆大学,2017.  
[9] 李廷春,吕连勋,段会玲,等.深埋隧道穿越富水破碎带围岩突水机理[J].中南大学学报(自然科学版),2016,47(10):3469-3476.  
[10] 陈耀华.铁路隧道抗水压衬砌结构稳定性研究[J].铁道建筑,2016(5):100-103.  
[11] 付钢.地下水环境平衡的理念在高水压隧道设计中的应用[C]//重庆工程师论文集:重庆市科学技术协会,2014.  
[12] 唐翌.武广铁路客运专线浏阳河隧道抗水压衬砌计算分析[J].铁道建筑,2010(1):129-133.  
[13] 肖广智.岩溶隧道主要设计原则探讨[C]//自主创新与持续增长第十一届中国科协年会论文集,2009.  
[14] 陈五二.基于有限单元法的隧道抗水压衬砌结构设计[J].铁道工程学报,2007(7):67-70,75.  
[15] 丁浩,蒋树屏,陈光明.隧道抗水压衬砌结构数值仿真模拟[J].公路交通技术,2005(5):106-110.  
[16] 深圳市交通运输委员会,西南交通大学,上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司.东部过境高速公路连接线工程(水库下游长大互通隧道防排水、通风、交通安全与监控综合技术研究)子课题一:水库下游复杂地质条件下山岭隧道防排水系统及防水衬砌设计研究—总报告[R].2018.

\*\*\*\*\*  
(上接第272页)

[5] STERN D N, MAZZE E M. Federal water pollution control act amendments of 1972 [J]. American Business Law Journal, 1974, 12 (1): 81-86.  
[6] 何福力.基于SWMM的开封市雨洪模型应用研究[D].河南郑州:郑州大学,2014.  
[7] 陈晓燕,张娜,吴芳芳,等.雨洪管理模型SWMM的原理、参数和应用[J].中国给水排水,2013,29(4):4-7.  
[8] 王宏杰,董文艺,刘佳,等.城市洪峰削减与初期径流污染控制技术研究[A].《环境工程》编委会、工业建筑杂志社有限公司.《环境工程》2019年全国学术年会论文集(下册)[C].2019.  
[9] 卢园凌.低影响开发雨水系统综合效益的分析研究[D].北京:建筑工程学院,2012.  
[10] 王书敏,何强,张峻华,等.绿色屋顶径流氮磷浓度分布及赋存形态[J].生态学报,2012,32(12):3691-3700.  
[11] 段丙政,赵建伟,高勇,等.绿色屋顶对屋面径流污染的控制效应

[J].环境科学与技术,2013,36(9):57-59,117.  
[12] 马姗姗,庄宝玉,张新波,等.绿色屋顶与下凹式绿地串联对洪峰的削减效应分析[J].中国给水排水,2014,30(3):101-105.  
[13] 王建婷,董增川,孙艳伟,等.基于海绵城市的生物滞留池水文效应分析[J].水电能源科学,2017,35(10):42-45,50.  
[14] 龚应安,陈建刚,张书函,等.透水性铺装在城市雨水下渗收集中的应用[J].水资源保护,2009,25(6):65-68.  
[15] 赵现勇,程方,张杏娟,等.不同结构透水路面对雨水径流污染物的削减作用[J].天津城市建设学院学报,2012,18(4):280-285.  
[16] 董星海,康爱红,徐雪玲,等.生态透水混凝土对路面径流污染阻滞效果[J].科学技术与工程,2019,19(19):254-261.  
[17] 李朋,顾乐雨,胡怀明,等.基于SWMM模型的城市化地区雨水桶应用研究[J].水电能源科学,2015,33(9):5-7.  
[18] 赵冬泉,邢薇,佟庆远,等.基于数字排水技术的城市雨洪控制方案设计与评估[J].中国给水排水,2010,26(16):74-77.