

DOI : 10.16285/j.rsm.2015.05.028

考虑自愈合效应的泥岩巷道开挖 扰动区渗透性反演分析

贾善坡^{1,2}, 龚俊¹, 高敏¹, 罗金泽¹, 于洪丹²

(1. 长江大学 岩土力学与工程研究中心, 湖北 荆州 434023 ;

2. 中国科学院武汉岩土力学研究所 岩土力学与工程国家重点实验室, 湖北 武汉 430071)

摘 要: 泥岩自愈合特性是核废料库选址评价及储库安全稳定分析的一项重要研究内容。以某泥岩高放废物处置库为研究背景, 在室内和现场试验的基础上, 采用指数模型建立了巷道围岩渗透性分布模型和裂隙渗透性自愈合模型; 结合巷道围岩孔隙水压力的多年观测资料, 通过建立能够反映实际施工过程的水-力耦合计算模型, 采用精确罚函数法以及 Nelder-Mead 算法相结合的有限元优化反分析程序, 对巷道围岩渗透性参数进行反演研究。结果表明: 反演所得的围岩渗透系数量级与试验值量级均为 10^{-12} m/s, 反演孔隙水压力值与实测值比较接近; 围岩垂向渗透系数的扰动程度和范围明显大于水平向渗透系数, 垂向渗透系数提高了 2 个数量级, 扰动范围约为 25 m, 渗透性恢复到初始水平时间约需 5 a。

关 键 词: 泥岩; 开挖扰动区; 自愈合; 渗透性演化; 反演

中图分类号: TU 452

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 7598 (2015) 05 - 1444 - 11

Inversion analysis of permeability coefficients of excavation-disturbed zone around a mudstone roadway with considering self-healing effect

JIA Shan-po^{1,2}, GONG Jun¹, GAO Min¹, LUO Jin-ze¹, YU Hong-dan²

(1. Research Center of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Yangtze University, Jingzhou, Hubei 434023, China; 2. State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China)

Abstract: The self-healing behavior of mudstone is an important topic, which has to be addressed in site assessment and stability analysis for the nuclear waste repository. With a high-level radioactive waste repository in mudstone as background, the laboratory experiments and field tests are performed, and the distribution model and self-healing model of permeability are developed with introducing a decaying exponential function. Based the long-term field monitoring data of excavation-disturbed zones, a hydromechanical (HM) coupling model, which can describe construction and excavation processes, is developed and implemented into a finite element code for the optimization analysis of the permeability coefficient, with combining a new exact penalty function and the Nelder-Mead algorithm. The permeability coefficients of the excavation-disturbed zone around a waste repository are studied using the proposed procedure. The results show that the permeability coefficients from both the inversion analysis and the measurements have the same magnitude of 10^{-12} m/s, and the calculated pore pressures are also very close to the measured data. The vertical permeability coefficient is disturbed by excavation more significantly compared to the horizontal permeability coefficient with regard to both the intensity and the extent, and indeed the magnitude of the vertical permeability coefficient is increased by 2 orders, while the disturbed area is about 25 m. The self-healing time is about 5 years.

Keywords: mudstone; excavation disturbed zone; self-healing; permeability evolution; inversion

1 引 言

近年来, 针对岩体多场耦合特性的研究已成为国内外地下工程领域关注的热点之一, 我国实施与

规划中的深部资源开采、核废料地质处置、深埋交通隧道、天然气地下储存等工程, 都涉及到多场耦合问题。开挖施工使岩体的应力状态发生改变, 必然对岩体造成扰动和损伤破坏, 形成所谓的开挖扰

收稿日期: 2014-01-02

基金项目: 国家自然科学基金资助 (No. 41102182); 湖北省自然科学基金资助 (No. 2011CDB008); 中国博士后科学基金资助 (No. 2014M551055); 岩土力学与工程国家重点实验室开放基金 (No. Z013007)

第一作者简介: 贾善坡, 男, 1980 年生, 博士后, 副教授, 主要从事岩石力学与地下工程方面的教学与研究。E-mail: jiashanporsm@163.com

动区 致使围岩的力学特性及渗流特性都发生变化,影响围岩稳定性。因此,开展围岩渗透性演化特征研究具有重要的理论意义和工程应用价值^[1]。

Kelsall 等^[2]研究了核废料储库岩体地下工程开挖围岩损伤和渗透性变化;Schulze 等^[3]通过试验研究了盐岩在扩容区和非扩容区的应力、变形特征以及变形过程中的损伤演化和渗透性改变;Conil 等^[4]基于试验结果建立了泥岩损伤力学模型,模型考虑了载荷导致的孔隙基质退化以及损伤引起的岩石水力性质的变化。从 20 世纪 90 代开始,美国、英国、加拿大等国以及欧盟的 12 个研究小组开始进行 DECOVALEX 的国际合作研究计划,采取不同的方法对核废料储库岩体多场耦合行为进行理论和试验研究,并取得了瞩目的成果,代表了该研究领域的最高水平。泥岩由于具有“自愈合、自封闭”的优点而被选为高放废物处置库场址,如瑞典 Opalinus 泥岩、法国 Callovo-Oxfordian 泥岩、比利时 Boom 泥岩等。目前,国内外对于泥岩自愈合或自修复方面的研究还较少,特别是渗透性自修复模型方面,鲜有报道。Zhang 等^[5]对用于储存核废料围岩的硬黏土进行了热-水-力三场耦合试验,指出 THM 三场耦合试验非常复杂,伴随着遇水膨胀、热膨胀、热效应影响岩石的变形和强度以及裂隙的自愈合现象,认为孔隙水的吸附效应在 THM 耦合中起主导作用。Bastiaens 等^[6]对含裂隙黏土岩试样进行了渗透试验,在试验进行一段时间后,试样的渗透系数基本接近未扰动状态时的渗透系数。Bossart 等^[7]在泥岩地下实验室利用真空试验测试出扰动区内围岩的渗透变化特征,测试结果表明,采用钻爆法施工的隧道围岩的渗透性增加明显。贾善坡^[1]对泥岩裂隙自愈合机制进行了初步研究,提出通过引入愈合应力和水化学愈合因子作为裂隙自愈合的主要因素。另外,国内在现场试验方面与国际先进水平有较大差距,西方一些发达国家建立了大型地下实验室开展不同地质介质的多场耦合特性研究,如美国 Yucca Mountain 国家地下实验室(凝灰岩)、加拿大 Whiteshell 地下实验室(花岗岩)、法国 Bure 地下实验室(页岩)、德国 Corleben 地下实验室(岩盐)、比利时 Mol 地下泥岩实验室等,开展了丰富的大型现场地下试验,而国内目前还没有专门的大型地下试验平台。

实验室测试和现场试验都有一定的局限性,根据现场观测信息,采用反演方法估计围岩的渗透性参数和自愈合参数,能够为巷道扰动区数学模型的建立提供更客观的参数。本文在室内和现场测试资

料的基础上,结合某泥岩高放废物处置库巷道围岩的实际受力特征,建立了泥岩渗透性演化模型和自愈合模型,并采用有限元优化法反演了泥岩渗透性参数。

2 渗透性演化特性

2.1 泥岩开挖扰动过程中渗透性变化幅度

以某泥岩高放废物处置库工程为研究对象,图 1 为 HADES (high activity disposal experimental site) 地下实验室某巷道围岩裂隙分布图^[8]。该巷道采用盾构法施工,裂隙分布具有一定的规律。裂隙面是共轭面,与巷道轴线的夹角约为 60° ,裂隙间距为几个分米,开挖面前方裂隙的范围约为 $6\sim 8\text{ m}$,围岩径向裂隙的范围约为 1 m 。泥岩巷道开挖后,应力重分布导致围岩产生损伤,必然引起围岩渗透特性的变化。图 2 为 HADES 实验室现场钻孔实测所得的渗透系数与距巷道壁距离的关系,开挖扰动对渗透性的影响范围约为 4 m ,扰动区内围岩渗透系数增加比较显著,开挖损伤影响范围要明显小于渗透性影响范围,随着距离巷道壁增大,围岩扰动程度减小,渗透系数大致呈指数型衰减。

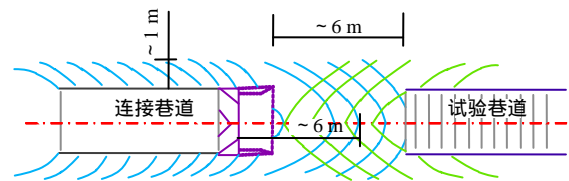


图 1 泥岩巷道开挖过程中裂隙分布示意图

Fig.1 Schematic diagram of fracture distribution during excavation process for roadway in mudstone

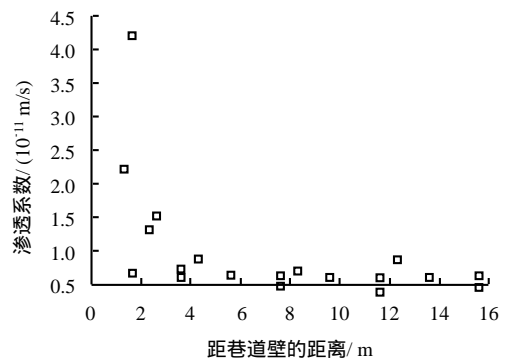


图 2 实测渗透系数与距巷道壁距离的变化

Fig.2 Permeability coefficient determined from site tests in borehole vs. distance from roadway wall

泥岩产生损伤后以裂隙渗流为主,渗透系数的数量级为 $10^{-11}\sim 10^{-10}\text{ m/s}$ 。图 3 给出了围压对含裂隙泥岩渗透性的影响,可以发现,随着围压的增大,

泥岩渗透系数大致呈指数型衰减,当围压为 4.5 MPa 时,泥岩的渗透系数接近于原岩数量级 10^{-12} m/s。可见,围压影响泥岩峰后裂隙的开展,限制了裂隙扩展,对渗透性有明显的影响。

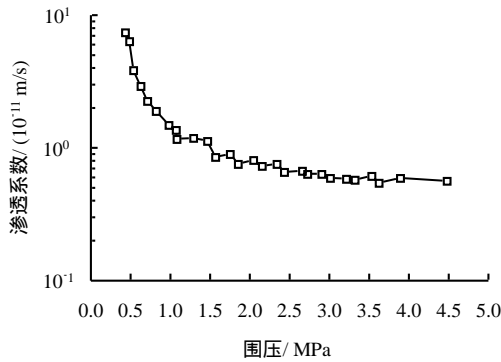


图 3 含裂隙泥岩渗透系数与围压 σ_3 之间的关系
Fig.3 Permeability coefficient of mudstone with fracture vs. confining pressure

在围岩扰动区,切向应力为最大主应力,对渗透性影响最大,沿径向不同深度依次处于应力降低区、应力升高区和原岩应力区,可以近似地用全应力-应变的不同应力-应变阶段来表示^[9]。因此,根据巷道围岩的实际受力情况,沿径向不同深度,巷道围岩径向渗透性能变化特征可近似地用岩石应力-应变全程中的渗透性演化曲线表征(图 4),而径向应力可视作围压对岩体渗流产生的影响。

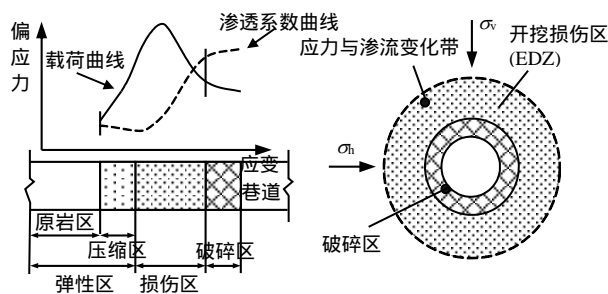


图 4 巷道围岩不同深度下渗透性变化示意图
Fig.4 Permeability variation of surrounding rock with different depths

通过室内试验发现,未损伤泥岩表现为孔隙渗流,渗透性具有明显的各向异性,垂向渗透系数为 1.9×10^{-12} m/s,水平向渗透系数为 4.6×10^{-12} m/s。另外,通过现场测试发现,垂向渗透系数为 $(1.7 \sim 2.3) \times 10^{-12}$ m/s,水平向渗透系数为 $(4.1 \sim 5.2) \times 10^{-12}$ m/s。

根据上述分析,巷道开挖后泥岩渗透系数沿巷道深度近似呈指数分布,并且裂隙泥岩的渗透系数

与围压之间也近似呈指数函数关系,因此,围岩扰动区的渗透性分布规律可以近似用如下函数定义(见图 5):

$$\left. \begin{aligned} k_{hd} &= k_{ho} \cdot 10^{\eta[A_h \exp(-r'_h/a_h) + B_h]} \\ k_{vd} &= k_{vo} \cdot 10^{\eta[A_v \exp(-r'_v/a_v) + B_v]} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

式中: k_{hd} 、 k_{vd} 分别为围岩水平和垂直渗透系数扰动值; k_{ho} 、 k_{vo} 分别为原岩水平和垂直渗透系数初始值; η 为渗透性扰动程度参数; $r'_h = r/r_{hd}$, $r'_v = r/r_{vd}$; r 为围岩深度; r_{hd} 、 r_{vd} 分别为渗透性水平和垂向扰动范围; a_h 、 a_v 分别为水平、垂向模型参数。

$$\left. \begin{aligned} A_h &= \frac{1}{1 - \exp(-1/a_h)} \\ B_h &= \frac{-\exp(-1/a_h)}{1 - \exp(-1/a_h)} \\ A_v &= \frac{1}{1 - \exp(-1/a_v)} \\ B_v &= \frac{-\exp(-1/a_v)}{1 - \exp(-1/a_v)} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

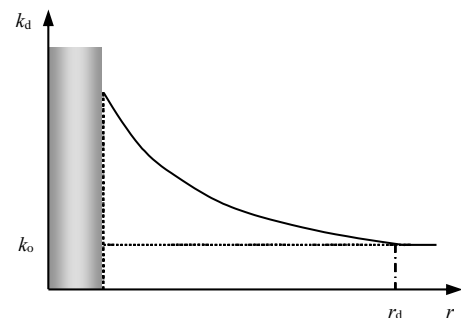


图 5 巷道围岩渗透性沿深度分布示意图
Fig.5 Permeability distribution along depth of surrounding rock in roadway

2.2 泥岩愈合特征

巷道支护后泥岩呈现明显的裂隙闭合现象,现有的理论还不能用于描述泥岩裂隙自愈或自修复过程,应力大小和方向对裂隙的发展有重要的影响,此外,水对泥岩的渗透性也有重要的影响。

在圆柱形试样轴线位置预制人工裂隙,在三轴室内开展自愈试验,图 6 给出了围压为 4.5 MPa 下含裂隙试样渗透性试验结果。随着时间的增长,试样的渗透性逐渐减小,泥岩裂隙逐渐愈合,大致呈指数型衰减;试验结束后,肉眼并未发现试件中存在裂隙,当试样暴露在空气中 25 min 后,裂隙开始出现,1 d 后裂隙形态更加明显(见图 7)。

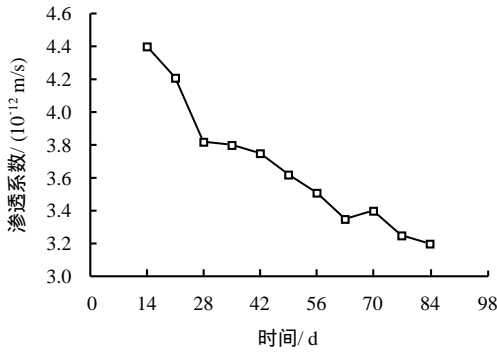
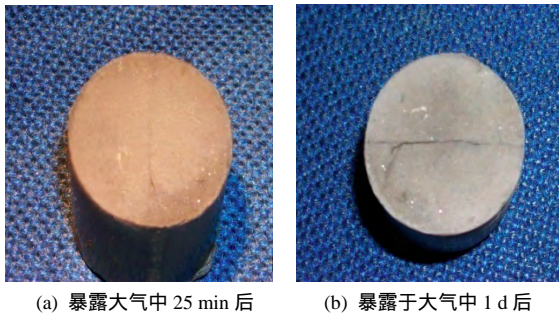


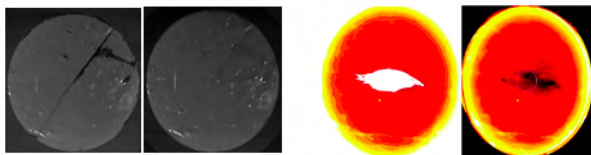
图 6 含裂隙泥岩渗透系数随时间的变化曲线
Fig.6 Permeability coefficient of mudstone with fractures vs. time



(a) 暴露大气中 25 min 后 (b) 暴露于大气中 1 d 后

图 7 泥岩裂隙状态对比^[1]
Fig.7 Fracture variation of mudstone before and after test^[1]

Bastiaens 等^[6]对含裂隙泥岩试样进行的愈合试验发现，对裂隙隙宽较小的试样，试验完成后原有的预制贯通裂隙已经闭合，用肉眼已基本无法识别，如图 8(a)所示，对中间存在一条 12 mm 隙宽的试样，试验完成后发现，原有裂隙部位密度不再为 0，如图 8(b)所示。



(a) 隙宽小，裂隙未在中间的试样 (b) 隙宽大，裂缝在中间的试样

图 8 泥岩裂隙的自愈合试验结果^[6]
Fig.8 Self-healing results of mudstone fractures^[6]

开挖通风导致围岩的含水率发生了变化，张开的裂隙发生氧化；当巷道支护后，径向压缩应力增大，偏应力减小，裂缝趋于闭合，经过一段时间后，围岩重新进入饱和状态。现场测试发现，施工完成 2 a 后，巷道径向的裂隙范围由 1.0 m 变为 0.6 m（见图 1），在裂隙闭合区围岩的渗透系数低于 2.5×10^{-11} m/s，比原岩渗透系数高一个数量级。图 9 给出了两个钻孔（L13U 和 L55D）渗透性试验结果，

在围岩径向 6 ~ 8 m 的范围内渗透系数有所增加，施工完成 4 a 后（2005 年），围岩渗透系数明显减小，但泥岩的渗透性并未完全恢复。

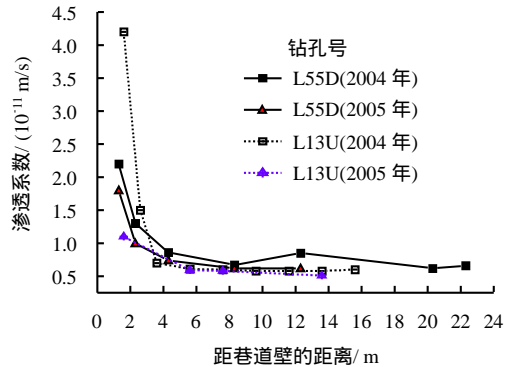


图 9 现场钻孔渗透性测试结果^[10]
Fig.9 Permeability determined from site tests in borehole vs. distance from roadway wall^[10]

现场和室内试验均证明，泥岩裂隙愈合主要与水的的作用时间和应力状态变化有关，巷道支护一段时间后，由于围岩扰动区内应力变化幅度不大，因此泥岩巷道渗透性自修复模型（见图 10）可表示为

$$\left. \begin{aligned} k_{hh} &= k_{ho} + (k_{hd} - k_{ho}) \exp(-a_3 t) \\ k_{vh} &= k_{vo} + (k_{vd} - k_{vo}) \exp(-a_3 t) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中： k_{hh} 、 k_{vh} 分别为水平和垂直渗透系数恢复值； a_3 为待定参数。

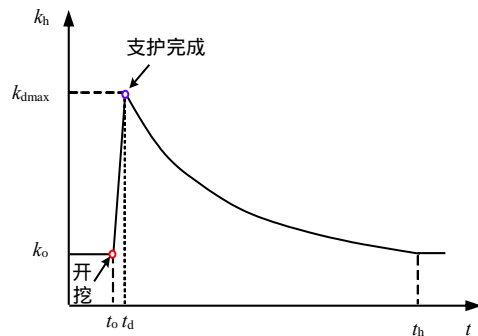


图 10 巷道围岩渗透性随时间的演化曲线
Fig.10 Evolution of permeability of surrounding rock in roadway as a function of time

2.3 泥岩扰动区渗流-应力耦合模型

结合 Darcy 定律^[11]，给出考虑泥岩变形的耦合渗流方程为

$$\frac{1}{\mu_f} \left[k_x \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} \right] = \bar{\alpha} \frac{\partial p}{\partial t} + \alpha \frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t} + Q_f \quad (4)$$

式中： μ_f 为流体的黏度系数； p 为孔隙水压力； $\bar{\alpha} = n\alpha_f + (1-n)\alpha_s$ ，为岩石的综合压缩系数； α_f 、 α_s 分别为流体和骨架压缩系数； n 为孔隙度； α 为 Biot 系数； Q_f 为流体的源或汇项。 k_x 、 k_y 、 k_z 为泥岩沿 x 、 y 、 z 方向的渗透率，泥岩扰动区渗透性演化可按式 (1) 和式 (3) 确定。

根据 Biot 有效应力原理，有效应力可表示为

$$d\sigma'_{ij} = d\sigma_{ij} + \alpha\delta_{ij}dp \quad (5)$$

式中： σ_{ij} 为总应力张量； δ_{ij} 为 Kronecker 符号。

为了描述泥岩塑性变形等行为，总应力可采用增量形式：

$$d\sigma'_{ij} = d\sigma'_{ij} - \alpha\delta_{ij}p = D_{ijkl}^e(d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon_{kl}^p) - \alpha dp\delta_{ij} \quad (6)$$

式中： D^e 为弹性刚度张量； ε 为总应变张量； ε^p 为塑性应变张量。

根据弹塑性理论，式 (6) 可写为

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl}^{ep}d\varepsilon_{kl} - \alpha dp\delta_{ij} \quad (7)$$

式中： $\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i})$ ， $d\varepsilon_{ij} = du_{i,j}$ ； u_i 为岩石骨架的位移分量。

泥岩强度采用修正的 Mohr-Coulomb 准则，屈服函数 F 和塑性势函数 G 表达式为^[12]

$$\left. \begin{aligned} F &= \sigma_m \sin \phi + \sqrt{\bar{\sigma}^2 K^2(\theta) + \xi^2 c^2 \cos^2 \phi} - c \cos \phi = 0 \\ G &= \sigma_m \sin \varphi + \sqrt{\bar{\sigma}^2 K^2(\theta) + \xi^2 c^2 \cos^2 \varphi} \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式中： c 、 ϕ 、 φ 分别表示岩石凝聚力、内摩擦角和膨胀角； $\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$ ，为平均应力； $\bar{\sigma} = \sqrt{J_2}$ ，为等效应力； J_2 为应力偏量第 2 不变量； θ 为 Lode 角； ξ 、 $K(\theta)$ 分别为 Mohr-Coulomb 准则的修正变量，具体见文献[12]。

3 反演方法与数据处理

利用现场孔隙水压力测量资料反演分析巷道围岩的渗透性参数及衬砌渗透等效渗透系数。待反演参数可以表示为

$$X = [x_1 \ x_2 \ \cdots \ x_m]^T \quad (9)$$

式中： m 为待求参数的总个数； X 为待反演参数。

设 t_0 时刻巷道围岩不同位置有 L 个测点，经过 T 个时间间隔，可观测到 LT 个孔隙水压力测量值序列，即 (t_i, p_{ji}^s) ($i=1,2,\dots,T; j=1,2,\dots,L$)。

围岩各测点孔隙水压力的计算值可表示为

$$p^c = f(t, X, P) \quad (10)$$

式中： t 为时间； $P = [p_1 \ p_2 \ \cdots \ p_n]^T$ 为已知参数。

在保证各待反演参数取值在允许范围内时，优化各待反演参数，使得各种工况下的有限元计算结果和相应点原位观测值的差值平方和最小，即

$$\Psi(X) = \sum_{j=1}^L \sum_{i=1}^T (p_{ji}^s - p_{ji}^c)^2 \quad (11)$$

待反演参数在一定的允许范围内，约束条件为

$$x_{i\min} \leq x_i \leq x_{i\max} \quad (i=1,2,\dots,m) \quad (12)$$

式中： $x_{i\min}$ 和 $x_{i\max}$ 为材料参数的允许范围，可根据相关室内和现场试验获得。

渗流耦合场反演的优化解法认为，当目标函数 Ψ 取得最小极值时，计算用的材料参数 X^* 即可视为现场真实的材料参数。

待反演参数包含在目标函数的 p_{ji}^c 中，由于 p_{ji}^c 不存在显示表达式，反演问题是隐式非线性问题，因此，无法采用收敛速度较快的梯度法求解，一般只能采用直接寻优解法。

根据上述思想，以 MATLAB 语言为平台，将有限元程序 ABAQUS 作为求解器，结合混合罚函数法以及 Nelder-Mead 算法，编制了相应的渗流耦合场反分析程序，计算流程和方法详见笔者的研究成果^[13-14]。

4 算 例

4.1 工程概况

以某泥岩高放废物处置库工程为背景，研究开挖水平巷道时围岩渗透性分布特征及演化规律，并以相关的现场监测数据为基础，通过反演方法获得泥岩的渗透性参数。水平巷道埋深为 223 m，长为 90 m，如图 11 所示，2001 年年底开始采用盾构法施工，开挖速度约为 3 m/d，开挖与衬砌支护之间的时间间隔约为 1.0~1.5 d，盾构开挖半径为 2.445 m，衬砌管片外径为 2.4 m，厚为 0.4 m，宽为 1 m。

在水平巷道布置了孔隙水压力测试工具，钻孔分布如图 11 所示。L13 断面布置 2 个钻孔，其中，向上钻孔深 20 m (L13 上) 布置 13 个测点，向下钻孔深 40 m (L13 下) 布置 13 个测点。L55 断面共布置了 3 个钻孔，水平孔深 40 m (L55 东)，布置 12 个测点；倾斜孔深 30 m (L55 斜)，布置 13 个测点；向下孔深 40 m (L55 下)，布置 12 个测点。

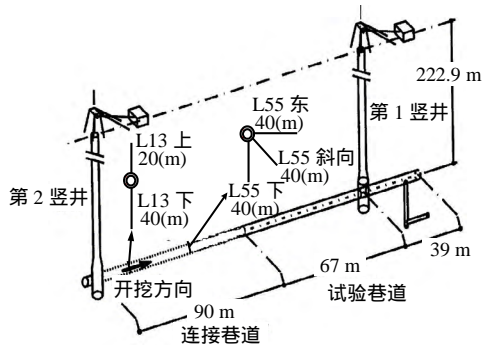


图 11 高放废料处置库巷道及测试钻孔分布示意图

Fig.11 Schematic overview of HADES and borehole for testing

4.2 计算模型及参数

针对高放废物处置库的工程地质特性以及巷道的布置，为了忽略边界效应，采取准三维模型进行建模，模型长度为 140 m，深度为 120 m，水平巷道轴线方向为 3 m，有限元计算模型如图 12 所示。岩体、衬砌、超开挖体均采用三维实体 8 节点单元，超开挖单元按弹性材料处理。巷道附近区域初始总应力为 4.5 MPa，孔隙水压力为 2.25 MPa，地层侧压力系数为 0.85^[1]。

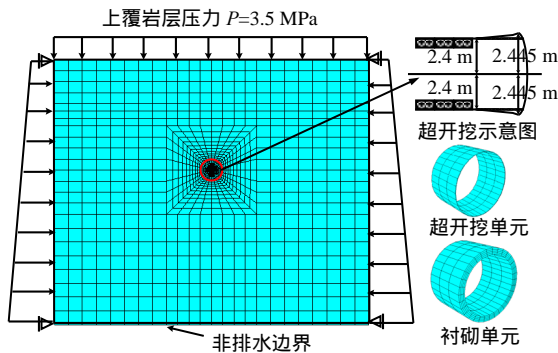


图 12 有限元计算模型图

Fig.12 Finite element model of calculation

泥岩的渗透性按各向异性处理；泥岩的力学特性各向异性不明显，按各向同性处理，采用 Mohr-Coulomb 破坏准则描述，衬砌采用弹性力学模型描述。计算参数如表 1 所示。

表 1 泥岩基本计算参数^[14]

Table 1 Physico-mechanical properties of mudstone ^[14]

围岩及结构	弹性模量 / GPa	泊松比	重度 / (kN/m ³)	凝聚力 / MPa	内摩擦角 / (°)	膨胀角 / (°)
泥岩	0.3	0.13	20	0.3	18	2.88
衬砌	49.0	0.30	25			

分析步骤：第 1 步为初始地应力平衡计算，第 2 步为巷道开挖、支护，激活超开挖单元、衬砌单元，其中超开挖体采用空气单元，其弹性模量比泥岩低 5 个数量级，相当于不承受载荷；第 3 步为将超开挖单元属性更换为砂浆体属性；第 4 步为固结渗流计算。

为了简化反分析计算，做如下假设：

- (1) 不考虑蠕变效应对开挖扰动区渗透性的影响；
- (2) 考虑管片的局部排水效应，用等效渗透系数描述管片的渗透能力；
- (3) 认为现场实测的孔隙水压力分布在 3 a 后处于稳定状态，反演数据可靠。

4.3 计算结果分析

实测资料主要为巷道 L13、L55 断面 5 个钻孔各测点的孔隙水压力数据（见图 11），时间分别为 2005 年 12 月 31 日和 2009 年 9 月 30 日。反演程序收敛容许误差 $\epsilon_{ps} = 5\%$ ，待反演参数为衬砌渗透系数 k_l 、泥岩水平渗透系数、泥岩垂向渗透系数及相关渗透性共 9 个参数，待反演参数的初值及范围设定和渗透性参数反演结果如表 2 所示，从表中可以看出，反演所得的泥岩渗透系数的量级均为 10^{-12} m/s，水平向渗透系数明显大于垂向渗透系数，且与试验值接近；衬砌的渗透系数的量级为 10^{-11} m/s，也与实测值吻合。

图 13 ~ 17 为孔隙水压力实测和反演结果对比曲线，可以发现，孔隙水压力沿围岩径向方向的分布规律类似，反演与实测结果基本一致；L13 断面钻孔的反演效果不如 L55 断面，L55 钻孔的反演与测试结果更为接近，可见本文建立的渗透性演化模型基本能够反映开挖扰动区渗透性演化规律。

表 2 待反演参数设置与反演结果

Table 2 Initial value setting and results for inversion

待反演参数	k_h / (10^{-12} m/s)	k_v / (10^{-12} m/s)	k_l / (10^{-11} m/s)	η	r_{hd} / m	r_{vd} / m	a_h	a_v	a_3
反演区间	1.01 ~ 99.99	1.01 ~ 99.99	1.00 ~ 9.99	1.5 ~ 3.5	10 ~ 50	10 ~ 50	0 ~ 1	0 ~ 1.0	0.01 ~ 0.10
初始值	50.10	50.10	5.01	2.5	30	30	0.5	0.5	0.05
反演结果	9.57	6.38	3.60	1.96	12.27	25.43	0.11	0.96	0.04

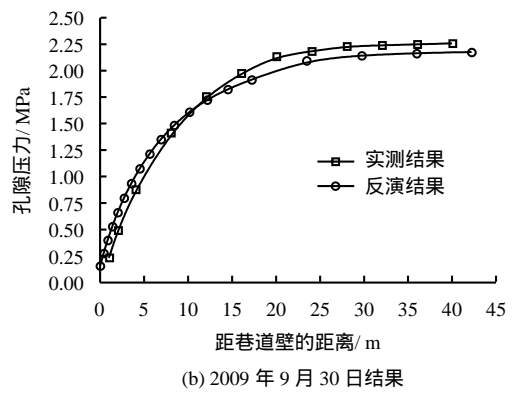
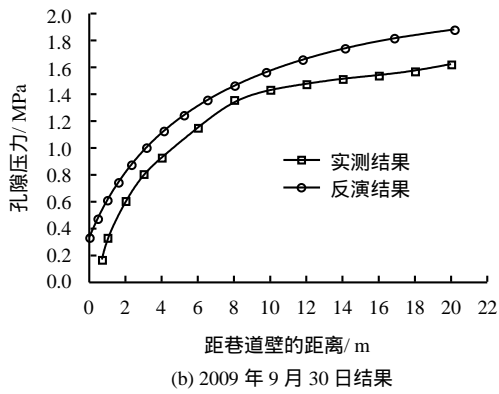
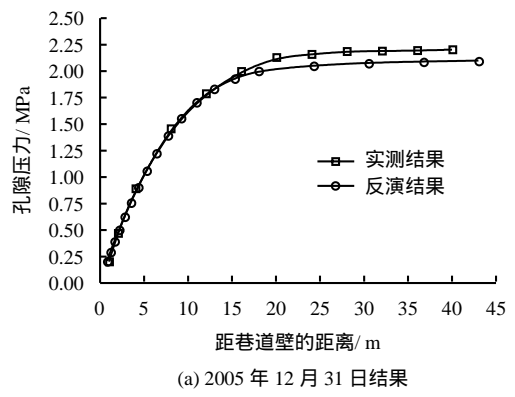
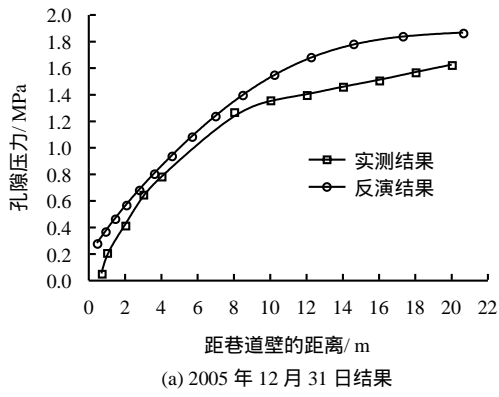


图13 钻孔 L13U 反演结果与实测结果的对比
Fig.13 Comparison between measured results and numerical results in borehole of L13U

图15 钻孔 L55E 反演结果与实测结果的对比
Fig.15 Comparison between measured results and numerical results in borehole of L55E

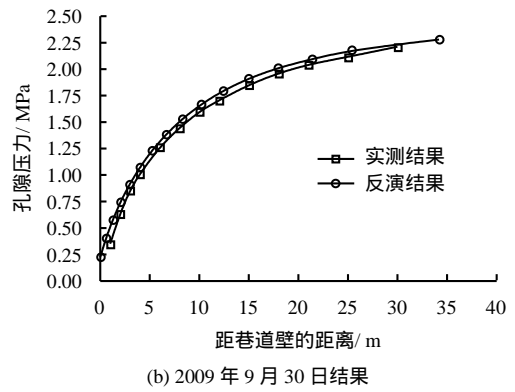
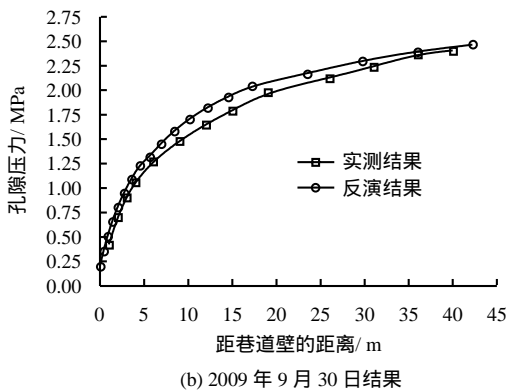
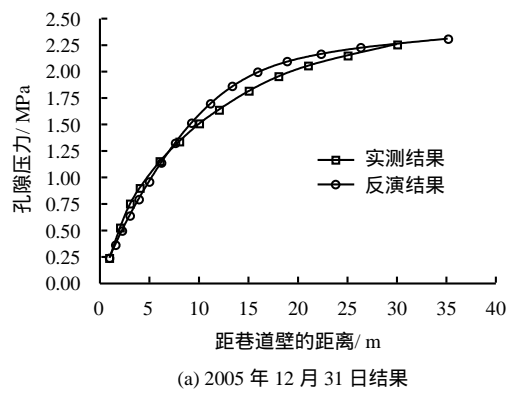
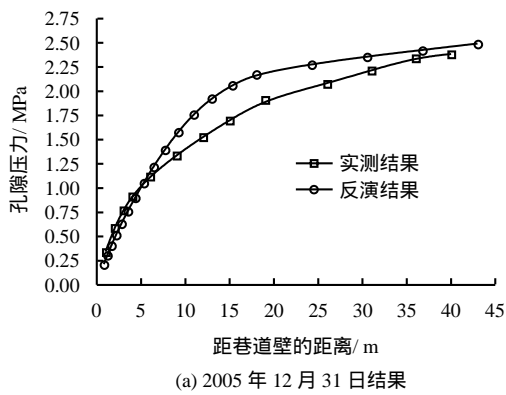


图14 钻孔 L13D 反演结果与实测结果的对比
Fig.14 Comparison between measured results and numerical results in borehole of L13D

图16 钻孔 L55I 反演结果与实测结果的对比
Fig.16 Comparison between measured results and numerical results in borehole of L55I

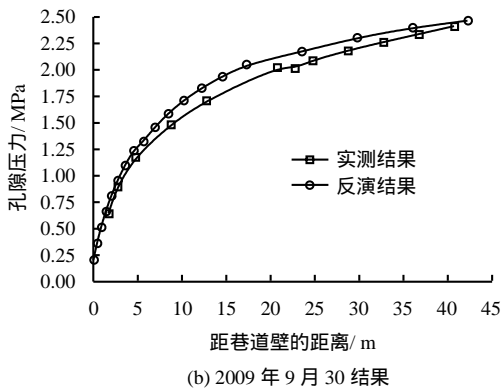
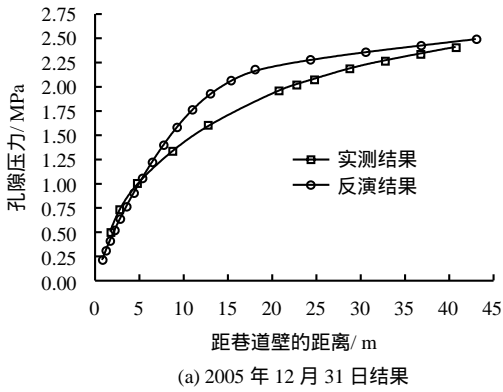


图 17 钻孔 L55D 反演结果与实测结果的对比
Fig.17 Comparison between measured results and numerical results in borehole of L55D

图 18 为不同时间下围岩孔隙水压力分布图。

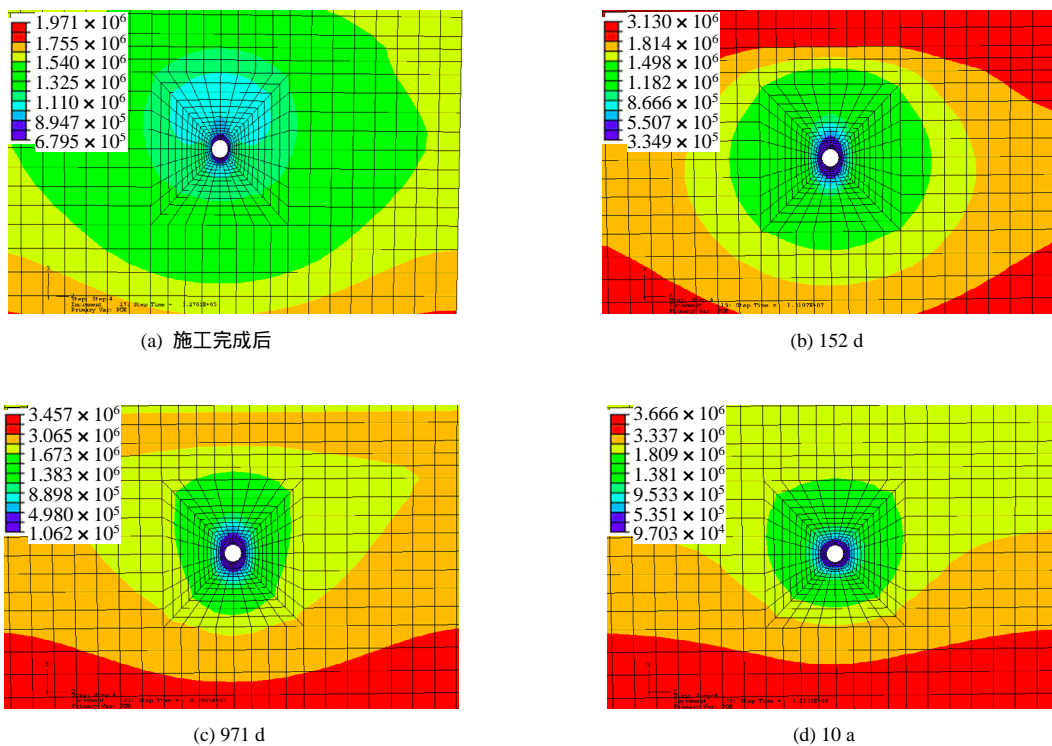


图 18 围岩孔隙水压力分布示意图 (单位: Pa)
Fig.18 Pore pressure distributions around surrounding rock with time (unit: Pa)

泥岩开挖后围岩孔隙水压力突然降低, 巷道施工完成后, 孔隙水压力由 2.25 MPa 降低到 0.68 MPa 左右。由于考虑了衬砌的渗透性能, 围岩孔隙水压力逐渐降低, 152 d 后围岩内壁孔隙水压力降至 0.23 MPa; 巷道开挖支护 971 d 后, 孔隙水压力基本趋于稳定状态, 围岩内壁孔隙水压力降至 0.1 MPa, 扰动区内孔隙分布呈椭圆形分布(椭圆长轴为垂向); 巷道开挖支护 10 a 后, 围岩内壁孔隙水压力降至 0.097 MPa, 扰动区内孔隙分布近似呈圆形分布。

图 19 为围岩渗透系数扰动区分布云图。开挖后围岩水平向渗透系数最大值约为 7.3×10^{-11} m/s, 提高了一个数量级; 扰动区垂向渗透系数最大值约为 3.15×10^{-10} m/s, 提高了 2 个数量级, 垂向渗透系数的扰动范围明显大于水平向渗透系数扰动区。同时, 还可以发现, 围岩的渗透系数随着时间的增长逐渐减小, 逐渐自恢复。

图 20、21 为围岩渗透系数随时间的演化曲线。巷道开挖后围岩渗透系数明显增加, 垂向渗透系数的扰动程度和范围明显大于水平向渗透系数, 水平向和垂直向渗透系数的扰动范围分别约为 12 m 和 25 m; 开挖扰动区的渗透系数随着时间的增长逐渐恢复, 水平向渗透系数由于扰动程度较低首先恢复, 大约在 3.5 a 后基本恢复到初始水平, 而垂向渗透系数大约在 5 a 后基本恢复到初始水平。

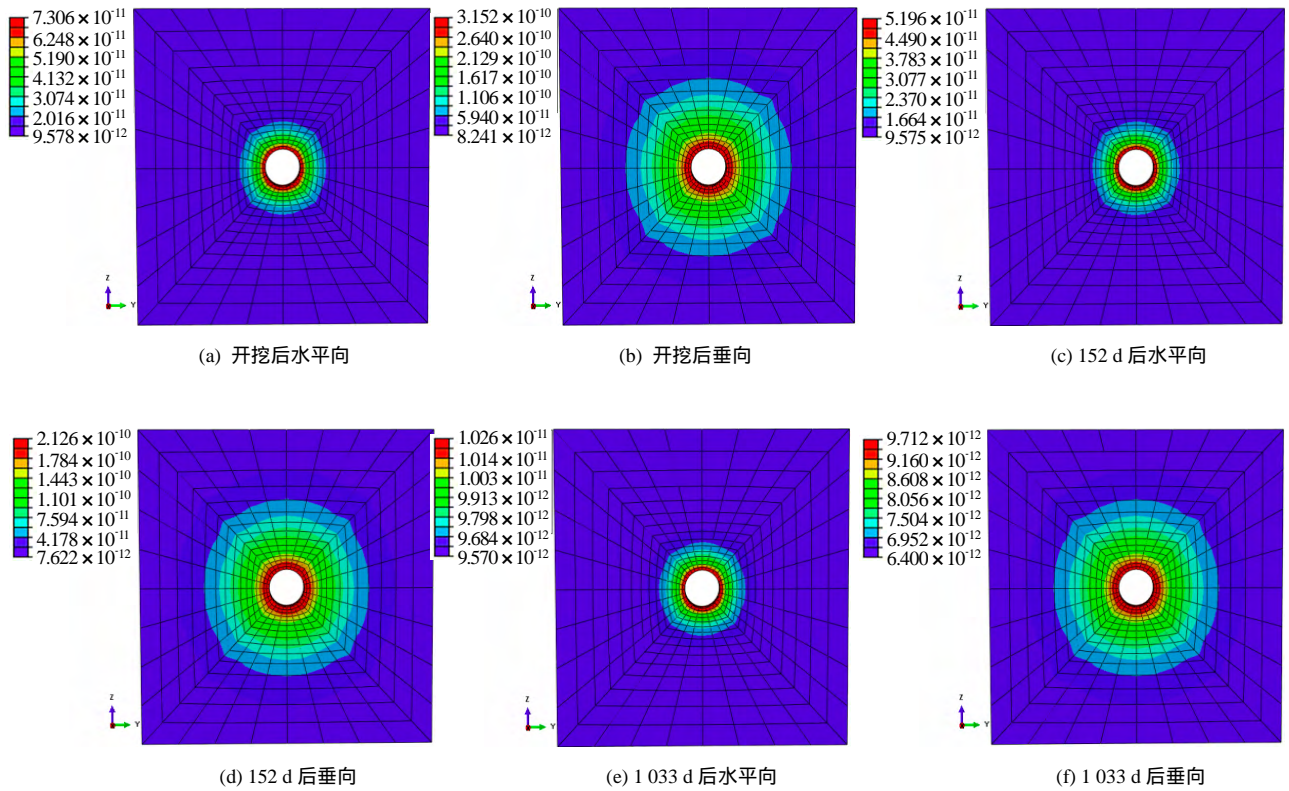


图 19 围岩扰动区渗透系数分布

Fig.19 Distribution of permeability coefficient in excavation disturbed zone

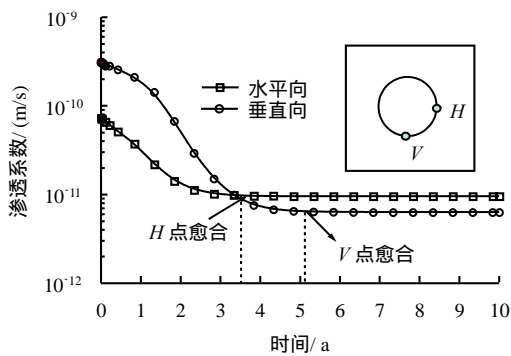
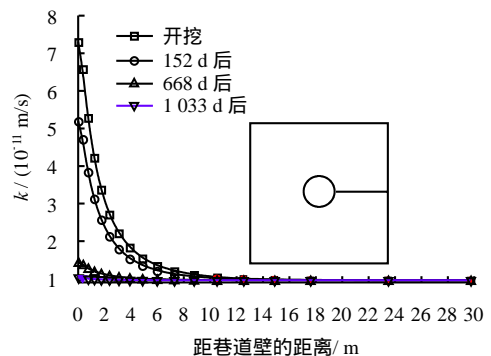


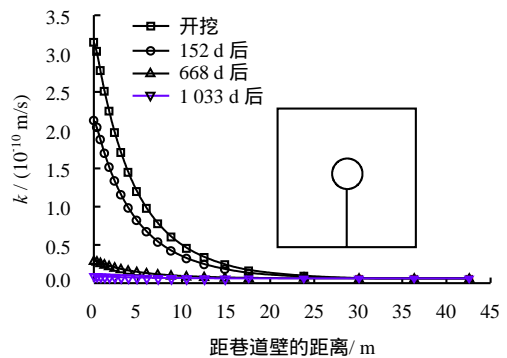
图 20 围岩内壁节点渗透性演化曲线

Fig.20 Evolution of permeability of surrounding rock as a function of time

图 22、23 分别为钻孔实测扰动区渗透系数与反演结果的比较。可以发现，扰动区渗透系数反演与实测结果均处于同一数量级，渗透系数沿钻孔深度方向的变化规律基本一致。在距巷道内壁 2.5 m 以内的扰动区内，渗透系数实测结果明显大于反演结果，而在距巷道壁 2.5 m 以外区域两者比较接近，这主要是因为渗透系数的反演结果是等效综合值，并不能有效地反映巷道内壁区域的裂隙渗透性。同时还可以看出，L13U 断面的实测与反演结果有一定的差异，而 L55 断面的反演与实测结果吻合较好。



(a) 水平钻孔



(b) 垂直钻孔

图 21 围岩渗透系数随时间的变化规律

Fig.21 Permeability coefficient distributions in surrounding rock at different times

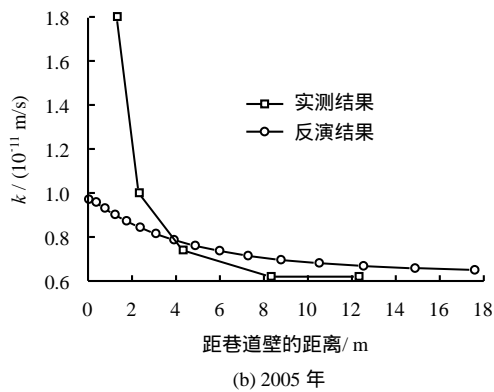
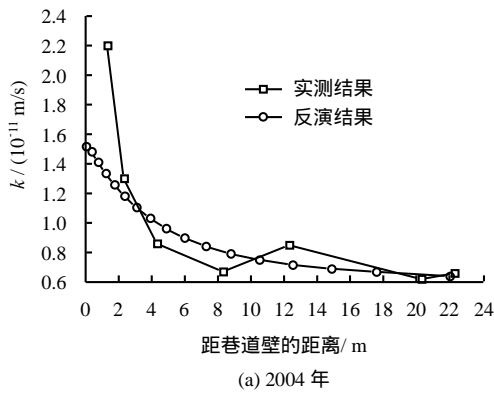


图 22 L55D 钻孔渗透系数反演结果与测试结果比较
Fig.22 Comparison of permeability coefficient between numerical and measured results in borehole of L55D

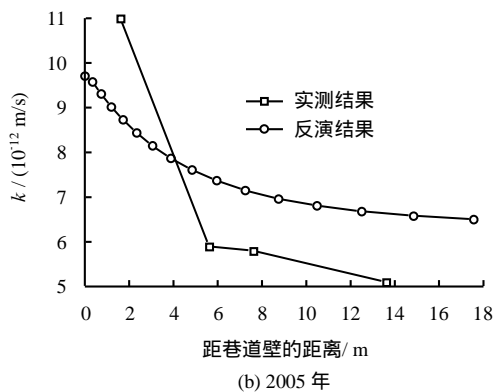
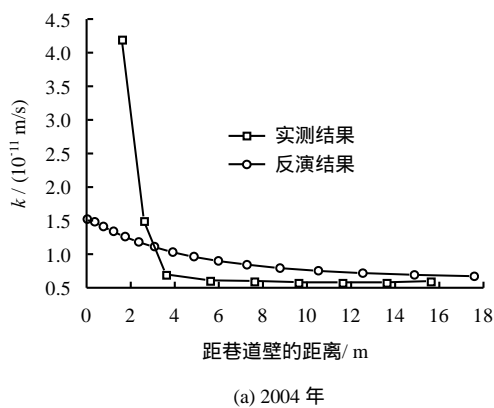


图 23 L13U 钻孔渗透系数反演结果与实测结果比较
Fig.23 Comparison of permeability coefficient between numerical and measured results in borehole of L13U

5 结 论

(1) 基于室内和现场试验结果，并结合巷道围岩的实际受力特征，采用指数模型建立了围岩渗透性分布模型和裂隙渗透性自愈合模型。以 ABAQUS 软件为平台，编制了基于 Nelder-Mead 优化搜索算法的渗流耦合场反演程序，对某高放废物处置库泥岩巷道围岩渗透性参数进行反演研究，结果表明，反演所得的泥岩渗透系数的量级与试验值相同，孔隙水压力沿围岩径向分布规律一致，测点反演值与实测值非常接近，可见本文建立的渗透性演化模型基本能够反映开挖扰动区渗透特征。

(2) 计算泥岩开挖扰动区渗透性分布规律及其愈合特征。结果表明：巷道开挖后围岩垂向渗透系数的扰动程度和范围明显大于水平向渗透系数，水平向和垂直向渗透系数的扰动范围分别约为 12 m 和 25 m；扰动区水平向渗透系数最大值约为 7.3×10^{-11} m/s，垂直向渗透系数最大值约为 3.15×10^{-10} m/s；水平向渗透系数由于扰动程度较低首先恢复，大约在 3.5 a 后基本恢复到初始水平，而垂直向渗透系数大约在 5 a 后基本恢复到初始水平。

(3) 由于缺乏实验室资料，本文暂未考虑泥岩流变效应对泥岩裂隙自愈合的影响，因此，应重视泥岩流变损伤效应对裂隙自愈合效应及扰动区渗透性的影响，需开展大量的室内试验和现场测试，建立更为合理的数学模型。

参 考 文 献

- [1] 贾善坡. Boom Clay 泥岩渗流应力损伤耦合流变模型、参数反演与工程应用[博士学位论文 D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2009.
- [2] KELSALL P C, CASE J B, CHABANNES C R. Evaluation of excavation-induced changes in rock permeability[J]. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 1984, 21(3): 123 - 135.
- [3] SCHULZE OTTO, POPP TILL, KERN HARTMUT. Development of damage and permeability in deforming rock salt[J]. *Engineering Geology*, 2001, 61: 163 - 180.
- [4] CONIL N, DJERAN-MAIGRE I, CABRILLAC R. Poroplastic damage model for claystones[J]. *Applied Clay Science*, 2004, 26: 473 - 487.
- [5] ZHANG Chun-Liang, ROTHFUCHS TILMANN. Experimental study of the thermo-hydro-mechanical behaviour of indurated clays[J]. *Physics and Chemistry of the Earth*, 2007, 32: 957 - 965.

- [6] WIM BASTIAENS, BERNIER FRÉDÉRIC, LI XIAN-GLING. Experiments and conclusions on fracturing, self-healing and self-sealing processes in clays[J]. **Physics and Chemistry of the Earth**, 2007, 32: 600 - 615.
- [7] BOSASART P, MEIER P M, MOERI A, et al. Geological and hydraulic characterization of the excavation disturbed zone in the Opalinus clay of the Mont Terri rock laboratory[J]. **Engineering Geology**, 2002, 66(1/2): 19 - 38.
- [8] 袁克阔. Boom Clay 上下加载面修正剑桥模型及蠕变特性研究[博士学位论文 D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2013.
- [9] 许兴亮, 张农, 曹胜根. 动压巷道围岩渗流场的空间分布特征[J]. **煤炭学报**, 2009, 34(2): 163 - 168.
XU Xing-liang, ZHANG Nong, CAO Sheng-gen. Seepage space features of roadway surrounding rock affected by dynamical pressure[J]. **Journal of China Coal Society**, 2009, 34(2): 163 - 168.
- [10] LI YU, MATEJ GEDEON, ISABELLE WEMAERE, et al. Boom clay hydraulic conductivity: a synthesis of 30 years of research[R]. Mol: SCK•CEN, 2011: 51 - 63.
- [11] 贾善坡, 陈卫忠, 于洪丹, 等. 泥岩隧道施工过程中渗流场与应力场全耦合损伤模型研究[J]. **岩土力学**, 2009, 30(1): 19 - 26.
JIA Shan-po, CHEN Wei-zhong, YU Hong-dan, et al. Research on seepage-stress coupling damage model of boom clay during tunneling[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2009, 30(1): 19 - 26.
- [12] 贾善坡, 陈卫忠, 杨建平, 等. 基于修正 Mohr-Coulomb 准则的弹塑性本构模型及其数值实施[J]. **岩土力学**, 2010, 31(7): 2051 - 2058.
JIA Shan-po, CHEN Wei-zhong, YANG Jian-ping, et al. An elastoplastic constitutive model based on modified Mohr-Coulomb criterion and its numerical implementation[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(7): 2051 - 2058.
- [13] 贾善坡, 陈卫忠, 谭贤君, 等. 大岗山水电站地下厂房区初始地应力场 Nelder-Mead 优化反演研究[J]. **岩土力学**, 2008, 29(9): 2341 - 2348.
JIA Shan-po, CHEN Wei-Zhong, TAN Xian-jun, et al. Nelder-Mead algorithm for inversion analysis of in-situ stress field of underground powerhouse area of Dagangshan Hydropower Station[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2008, 29(9): 2341 - 2348.
- [14] 贾善坡, 陈卫忠, 于洪丹, 等. 泥岩弹塑性损伤本构模型及其参数辨识[J]. **岩土力学**, 2009, 30(12): 3608 - 3614.
JIA Shan-po, CHEN Wei-zhong, YU Hong-dan, et al. Parameter identification of new elastoplastic damage constitutive model for claystone[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2009, 30(12): 3608 - 3614.

上接第 1443 页

- [39] MARANO G C, QUARANTA G. A new possibilistic reliability index definition[J]. **Acta Mechanica**, 2010, 210(3-4): 291 - 303.
- [40] 中华人民共和国行业标准编写组. SL 191—2008 水工混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2008.
- [41] DONALD I B, GIAM P S K. The ACADS slope stability programs review[C]//Proceedings of 6th International Symposium on Landslides. Christchurch: [s. n.], 1992, 1665 - 1670.
- [42] 陈祖煜. 土质边坡稳定分析: 原理•方法•程序[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003: 364 - 377.
- [43] 张鲁渝, 郑颖人, 赵尚毅. 有限元强度折减系数法计算土坡稳定安全系数的精度研究[J]. **水利学报**, 2003(1): 21 - 26.
ZHANG Lu-yu, ZHENG Ying-ren, ZHAO Shang-yi. The feasibility study of strength reduction method with FEM for calculating safety factors of soil slope stability[J]. **Journal of Hydraulic Engineering**, 2003(1): 21 - 26.
- [44] KUHLEMEYER R L, LYSMER J. Finite element method accuracy for wave propagation problems[J]. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, 1973, 99(5): 421 - 427.
- [45] 中华人民共和国行业标准编写组. SL386 - 2007 水利水电工程边坡设计规范[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2007.
- [46] 中华人民共和国行业标准编写组. SL203 - 1997 水工建筑物抗震设计规范[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 1997.
- [47] 全国地震区划图编制委员会. GB18306 - 2001 中国地震动参数区划图第一号修改单[S]. 北京: 国家标准化管理委员会, 2008.