

非饱和岩体弹塑性损伤模型研究与应用

戴永浩¹, 陈卫忠¹, 伍国军¹, 周喜德²

(1. 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;

2. 二滩水电开发有限责任公司, 四川 成都 610021)

摘要: 从多孔介质的角度, 首先建立岩石孔隙度与体积应变之间的关系, 在此基础上定义材料的渗透系数、孔隙度、损伤变量和饱和度的基于孔隙度变化的动态演化关系式; 然后基于多孔介质有效应力原理, 提出非饱和渗流应力耦合的弹塑性损伤本构模型; 最后将所建模型通过子程序导入大型非线性有限元分析软件 ABAQUS, 对锦屏水电站引水隧洞开挖过程中的围岩变形、应力、塑性区、孔隙水压力、损伤及孔隙度演化进行计算与分析, 研究结果对引水隧洞的开挖与支护设计具有一定的参考价值 and 借鉴意义。数值计算结果表明, 所建模型合理, 可反映围岩饱和 - 非饱和 - 再饱和过程中变形、损伤演化的机制。

关键词: 岩石力学; 多孔介质; 非饱和岩石; 损伤; 耦合; 本构模型

中图分类号: TU 45

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2008)04 - 0728 - 08

STUDY ON ELASTOPLASTIC DAMAGE MODEL OF UNSATURATED ROCK MASS AND ITS APPLICATION

DAI Yonghao¹, CHEN Weizhong¹, WU Guojun¹, ZHOU Xide²

(1. *State Key Laboratory of Geomechanics and Geotechnical Engineering, Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan, Hubei 430071, China;* 2. *Ertan Hydropower Development Company Ltd., Chengdu, Sichuan 610021, China*)

Abstract: Considering rock as porous media, the relation between rock porosity and volumetric strain is established. Then the rock permeability coefficient, damage, saturation's evolution equations are defined; and the unsaturated elastoplastic damage coupling model is proposed based on the effective stress law of porous media. The proposed model is implemented with user subroutines into the nonlinear FE software ABAQUS; then the stability evaluation of rock mass for the diversion tunnel of Jinping Hydropower Station is conducted. The numerical results show that the proposed model is reasonable and it can explain the rock mass's saturated-unsaturated-resaturated process.

Key words: rock mechanics; porous media; unsaturated rock; damage; coupling; constitutive model

1 引言

工程中的地质材料不管是土壤还是岩石, 在微

观结构上都具有孔隙、微裂纹等特征, 且在孔隙或微裂纹内往往还含有液体或气体, 属于典型的含液多孔介质^[1, 2]。一方面, 多孔岩石材料的变形与其内部孔隙液体的渗透压力存在着相互作用, 孔隙液

收稿日期: 2007 - 08 - 26; **修回日期:** 2008 - 02 - 23

基金项目: 国家自然科学基金重大国际合作项目(50720135906); 国家自然科学基金雅砻江水电开发联合研究基金项目(50579087, 50539090); 国家自然科学基金西部重大研究计划(90510019)

作者简介: 戴永浩(1978 -), 男, 博士, 2000年毕业于焦作工学院采矿工程专业, 现任助理研究员, 主要从事地下工程与地下空间方面的研究工作。
E-mail: yhdai@whrsm.ac.cn

体压力的变化, 将会引起岩石骨架应力的变化, 由此导致多孔材料的物性参数, 特别是孔隙率、渗透率和孔隙压缩系数的变化; 另一方面, 这些变化又反过来影响孔隙液体的流动和压力分布。

国内外学者^[3~5]从多孔介质概念出发, 在多孔岩土介质的宏观弹塑性损伤模型方面进行了研究。杨松岩等^[6]提出了一个实用的描述孔隙液体可压缩性的方法, 建立了小变形条件下固-液两相孔隙介质的弹塑性本构方程; 冉启全等^[7, 8]将基于多孔介质的有效应力原理引入流固耦合渗流中, 并根据平衡条件得出了应力场方程, 考虑流-固耦合情形下多孔介质骨架变形特性和流体的可压缩性, 得到了孔隙流体的渗流场方程, 从而建立了饱和多孔介质流-固耦合渗流的数学模型; 杨强等^[9]通过对 D-P 基体的球形孔洞胞单元进行力学分析, 建立了基于体积孔隙率和孔隙水压力的岩土材料塑性损伤屈服面、孔隙率演化方程和本构方程, 最终所建立的弹塑性损伤模型能够模拟材料内部孔隙的产生、扩展引起的最终局部化破坏全过程; N. Khalili 和 B. Loret^[10]基于有效应力原理、Darcy 定律、Fourier 法则和质量、能量守恒定律建立了非饱和多孔介质的弹塑性热-流-固耦合模型, 模型可以考虑气相的蒸发、固体颗粒的固结以及各相间的热交换; 陈卫忠等^[11, 12]将黏土岩看作多孔介质, 应用塑性应变硬化的概念和非饱和渗流理论, 采用非关联流功法则, 建立了多孔介质黏土岩的渗流、应力耦合的塑性硬化本构关系。胡再强等^[13]根据不可逆变形, 由团块之间滑移和团块破碎概念及土体损伤演化定律, 建立了非饱和黄土的屈服和损伤函数, 得到了非饱和原状结构性黄土的数学模型; 盛金昌^[14]假定: 流体为单相流, 固体介质为饱和、热弹性多孔介质, 建立了多孔岩体介质的流-固-热三场全耦合数学模型, 并以 FEMLAB 为工具, 实现了模型的数值求解与算例验证。

本文根据岩土多孔介质有效应力原理, 考虑多孔介质孔隙度的动态演化, 并将饱和度、基质损伤变量与孔隙度相关联, 建立基于 Drucker-Prager 模型的多孔介质非饱和弹塑性损伤力学模型。

2 弹塑性损伤模型

2.1 有效应力原理

本文采用 Bishop 有效应力概念, 定义有效应力

形式为

$$\sigma' = \sigma - b[S_w u_w + (1 - S_w) u_a] \quad (1)$$

式中: b 为 Biot 固结系数, u_w 为孔隙水压力, S_w 为饱和度。

2.2 孔隙度和渗透系数的动态演化模型

根据孔隙度的定义, 并参考李培超等^[8]的研究成果, 可得

$$\phi = 1 - \frac{1 - \phi_0}{1 + \varepsilon_v} (1 - \Delta p / K_s + \beta_s \Delta T) \quad (2)$$

若不考虑板岩骨架颗粒的体积变化, 并且不考虑基质温度变化, 则由式(2)可得

$$\phi = 1 - \frac{1 - \phi_0}{1 + \varepsilon_v} = \frac{\phi_0 + \varepsilon_v}{1 + \varepsilon_v} \quad (3)$$

实际上, 上述分析仅考虑了无扩容时情况, 而在扩容条件下上述公式是不适用的, 采用与上述分析同样的原理, 可以得到在压缩条件下孔隙度 ϕ 的动态演化模型为

$$\phi = 1 - \frac{1 - \phi_0}{1 - \varepsilon_v} = \frac{\phi_0 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_v} \quad (4)$$

式(3), (4)即为本次模型中孔隙度 ϕ 的动态演化模型, 此时材料总体积的变化完全由孔隙体积的变化引起。

根据渗透率与体积应变的关系可由 Kozeny-Carman 方程导出。渗透率与体积应变的关系式为

$$K = K_0 \frac{1}{1 + \varepsilon_v} \left[1 + \frac{\varepsilon_v}{\phi_0} - \frac{(\beta_s \Delta T + \Delta p / K_s)(1 - \phi_0)}{\phi_0} \right]^3 \quad (5)$$

式中: K_0 为初始渗透系数。

如果不考虑温度和材料骨架颗粒的体积变化, 则可以得到等温渗流过程中渗透系数的动态演化模型为

$$K = K_0 \frac{1}{1 + \varepsilon_v} \left(1 + \frac{\varepsilon_v}{\phi_0} \right)^3 \quad (6)$$

式(6)也仅考虑了材料扩容前的情况, 对于扩容后的情况, 采用同样的分析方法, 可以得到压缩条件下渗透率的动态演化模型为

$$K = K_0 \frac{1}{1 - \varepsilon_v} \left(1 - \frac{\varepsilon_v}{\phi_0} \right)^3 \quad (7)$$

2.3 毛细孔隙压力

这里饱和度与毛细孔隙压力的关系采用经验形式, 根据国外现有的研究成果, 饱和度与毛细孔隙

压力的关系可采用如下负指数形式:

$$S_w = \frac{1}{d + (ep_c)^f} \tag{8}$$

式中: p_c 为毛细孔隙压力, 且有 $p_c = p_a - p_w$; d , e 和 f 均为材料常数。

根据多孔介质力学可知, 饱和度与孔隙度之间具有如下的转换关系:

$$S_w = \frac{w\rho_s}{e\rho_w} = \frac{w\rho_s}{\rho_w} \frac{1-\phi}{\phi} \tag{9}$$

式中: w 为天然含水量, ρ_s 为多孔材料骨架密度, ρ_w 为水的密度。

结合式(8)和(9), 可以得到孔隙压力与孔隙度的关系式。由于孔隙度是随体积应变动态变化的(见式(3), (4)), 因而孔隙压力也是动态变化的, 从而体现了多孔介质中的孔隙流体与固体骨架的耦合效应, 即颗粒骨架和流体流动的耦合, 这也更符合物理实际。

2.4 损伤变量

从多孔介质角度考虑材料的损伤演化可以用孔隙度的变化来描述, 根据孔隙度的定义, 可定义材料的标量型损伤变量为

$$\Omega = \frac{\phi_0 - \phi}{\phi_0 - \phi_s} \tag{10}$$

式中: ϕ_0 , ϕ_s 分别为材料的初始孔隙度和破坏(或充分扰动)时的孔隙度, 均由试验测定。

当材料完全破坏时, 也就是 $\phi = \phi_s$ 时, 损伤变量 $\Omega = 1$; 当材料没有损伤, 即 $\phi = \phi_0$ 时, 损伤变量 $\Omega = 0$ 。

2.5 屈服函数

在此暂且选用目前岩土工程计算中广泛采用的 Drucker-Prager 屈服准则, 则塑性屈服函数方程为

$$f(p, q) = q - 3\sqrt{3}\alpha p - \sqrt{3}k = 0 \tag{11}$$

2.6 增量型本构模型

根据有效应力原理(式(1)), 可以得到非饱和岩体的增量型弹塑性损伤本构关系为

$$d\sigma_{ij} = (1 - \Omega)C_{ijkl}^0 (d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon_{kl}^p) - b[S_w dp_w + (1 - S_w) dp_g] \delta_{ij} = \frac{\phi - \phi_s}{\phi_0 - \phi_s} C_{ijkl}^0 (d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon_{kl}^p) - b \left[\frac{w\rho_s}{\rho_w} \frac{1-\phi}{\phi} dp_w + \left(1 - \frac{w\rho_s}{\rho_w} \frac{1-\phi}{\phi} \right) dp_g \right] \delta_{ij} \tag{12}$$

3 工程应用

3.1 工程概况

锦屏二级水电站位于四川省凉山彝族自治州木里、盐源和冕宁三县交界境内, 是雅砻江上水头最高、装机规模最大的一座引水式地下电站。

锦屏二级水电站引水隧洞贯穿锦屏山, 具有埋深大、洞线长、洞径大的特点, 是锦屏二级水电站枢纽最重要的组成部分。引水隧洞之间的中心轴线距设计为 60 m, 约为隧洞开挖洞径的 4.6 倍, 隧洞之间的净岩体厚度为 47 m, 约为隧洞开挖洞径的 3.6 倍。4 条引水隧洞平行布置, 横穿跨越锦屏山, 从进水口至上游调压室的平均洞线长度约 16.67 km, 开挖洞径 13 m, 全线埋深较大, 一般埋深 1 500~2 000 m, 最大埋深约 2 525 m, 属于深埋长隧洞。洞主轴线方位角 N58°W, 引水隧洞立面为缓坡布置, 底坡 3.65‰。

引水隧洞沿线主要为三迭系中、上统的大理岩、灰岩、结晶灰岩、砂岩、板岩, 从东到西分别经过盐塘组(T_{2y})、白山组(T_{2b})、三迭系上统(T₃)、杂谷脑组(T_{2z})、三迭系下统(T₁)等地层, 其中以三迭系中下统的碳酸盐岩(T₁, T₂、盐塘组 T_{2y}、白山组 T_{2b}、杂谷脑组 T_{2z})为主, 其次为三迭系上统 T₃ 的砂岩、板岩等。岩层陡倾, 其走向与主构造线方向一致。

本次计算仅考虑三迭系上统 T₃ 的砂岩、板岩地段(见图 1)。

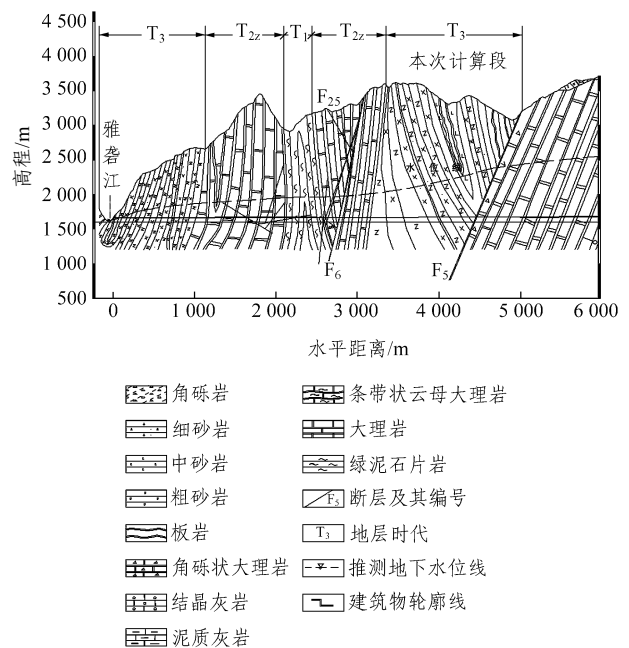


图 1 引水隧洞纵剖面图
Fig.1 Longitudinal profile of diversion tunnel

3.2 数值计算边界条件及参数取值

引水隧洞标准断面如图 2 所示。

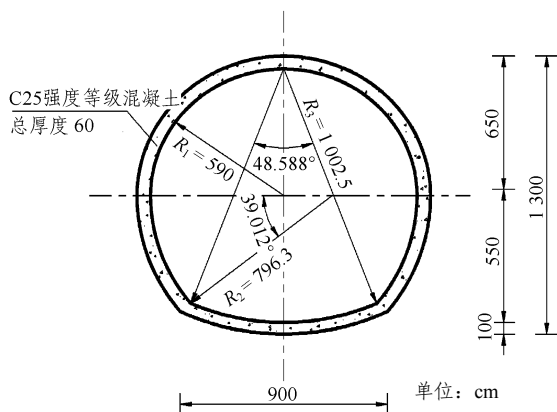


图 2 引水隧洞标准断面图

Fig.2 Standard cross-section of diversion tunnel

根据引水隧洞的布置特点, 建立了引水隧洞的平面有限元计算模型, 计算范围为 640 m×460 m (长×宽), 隧洞埋深为 1 830 m, 其初始压力水头为 530 m。模型的 y 轴方向为重力方向, x 轴方向为平行于河谷方向, 采用四边形单元进行剖分。

由于岩石属于低孔隙率介质, 其渗透系数较低, 隧洞开挖后其表面将暴露于空气中, 岩体将会由于风化作用而产生暂时的非饱和现象。为模拟围岩由非饱和到再饱和过程对围岩力学行为的影响, 假设经过一段时间后, 围岩的边界水头又升至某一水位。本文的计算暂且仅考虑施工开挖期的影响, 研究施工开挖期由饱和 - 非饱和 - 再饱和过程中围岩的力学响应规律。

根据上述情况, 计算中考虑的计算步如下:

计算步 1: 毛洞开挖, 隧洞表面孔隙压力降为 0, 围岩处于饱和状态;

计算步 2: 在计算步 1 完成后, 通风 1 h, 隧洞内表面孔隙压力降为 -10 MPa, 围岩处于非饱和状态;

计算步 3: 为模拟围岩由非饱和到再饱和过程对围岩力学行为的影响, 假设经过一段时间后, 围岩的边界水头又升至某一水位。

有限元计算边界条件(见图 3)为: 模型左右两侧面施加 x 方向的位移约束, 底面施加 y 方向的位移约束; 上表面施加初始垂向应力 σ_{y0} ; 上表面初始压力水头为 300 m, 底面初始压力水头为 760 m, 左右两侧面施加沿重力方向梯度变化的孔隙水压

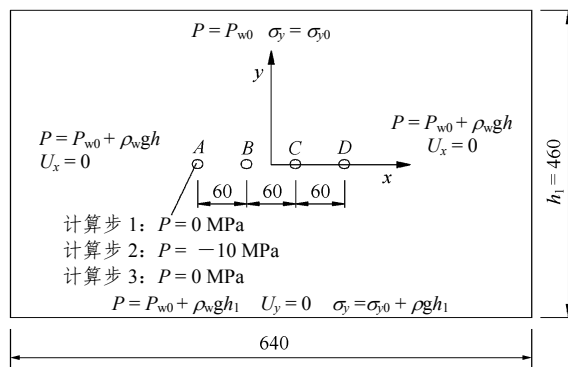


图 3 数值模型计算边界条件(单位: m)

Fig.3 Boundary condition of the numerical model(unit: m)

力。

根据相关试验资料^[15], 岩体参数取值见表 1。

表 1 岩体参数取值

Table 1 Parameters used in computation

弹性模量 E /GPa	泊松比 μ	密度 ρ /($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	黏聚力 c/MPa	内摩擦角 ϕ /($^\circ$)	抗拉强度 σ_t /MPa	孔隙度 ϕ	渗透系数 /($\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$)
20	0.25	2 800	1.5	42	2	0.003	4.63×10^{-9}

根据引水隧洞现场地应力的测试成果, 引水隧洞初始应力场以自重应力场为主, 中间主应力平行于河谷方向(即近似垂直于隧洞轴线方向), 其侧压系数为 0.87。板岩充分扰动时孔隙度 $\phi_s = 0.01$ 。

根据式(8), 并参考相关研究^[8], 板岩饱和度与毛细孔隙压力的关系可采用如下经验形式:

$$S_w = \frac{l}{l + (100 p_c)^m} \quad (13)$$

式中: $l = 2\ 846$, $m = 0.906$ 。

3.3 结果分析

将本文所建模型通过子程序接入大型商用有限元分析软件 ABAQUS, 对锦屏二级水电站引水隧洞施工期围岩稳定性进行了计算。

3.3.1 最大、最小主应力分析

隧洞开挖后最大主应力均为压应力, 洞周产生拉应力现象, 隧洞开挖完成(计算步 1)后, 最大主应力为 -0.16 MPa, 计算步 2 时最大主应力为 -5.89 MPa, 计算步 3 时最大主应力为 -0.16 MPa, 最大主应力值集中在隧洞周边。

由于本区应力水平较高, 隧洞开挖后将在隧洞两边墙形成较大的压应力集中区。开挖后, 洞周产生较大的应力集中现象, 其量值为 80 MPa 左右, 应力集中系数为 1.7 左右。在这样高的应力水平下, 围岩

很容易进入塑性状态，并将产生较大的塑性变形。

隧洞在计算步 2 时最大主应力 σ_{max} 和最小主应力(σ_{min})等值线分别见图 4, 5(计算步 2)。

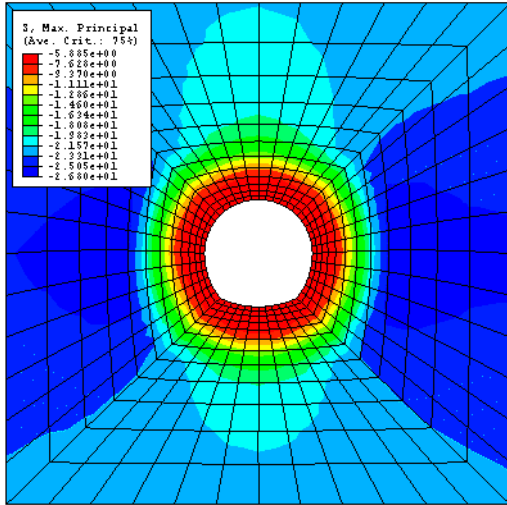


图 4 计算步 2 时 σ_{max} 等值线图(单位: MPa)
Fig.4 Contour map of σ_{max} in step 2(unit: MPa)

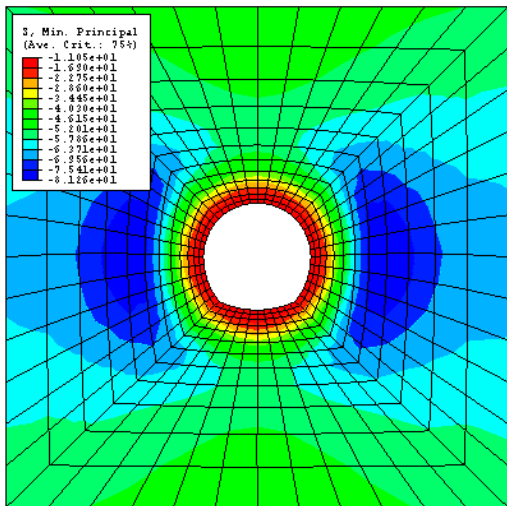


图 5 计算步 2 时 σ_{min} 等值线图(单位: MPa)
Fig.5 Contour map of σ_{min} in step 2(unit: MPa)

3.3.2 孔隙压力分析

由于隧洞埋藏深，初始孔隙压力较高，隧洞开挖以后，将引起渗流场的较大变化。当隧洞开挖完成后，隧洞周边孔隙压力迅速降低，尤以垂直方向降低最多。

计算步 1 时，在隧洞底板 9.3 m、顶板 18.0 m 范围内，孔隙压力均有明显的下降，其值降低至 0.7 MPa 以下；计算步 2 时，隧洞周边孔隙压力进一步降低，在隧洞底板 13.2 m、顶板 20.7 m 范围内，孔隙压力值降低至 0.7 MPa 以下；计算步 3 时，隧洞周边围岩又充水饱和，孔隙压力又开始回升，孔

隙压力值低于 0.7 MPa 的范围为底板 10.0 m、顶板 21.1 m 范围以内。

计算步 2 时隧洞周边孔隙压力等值线见图 6。

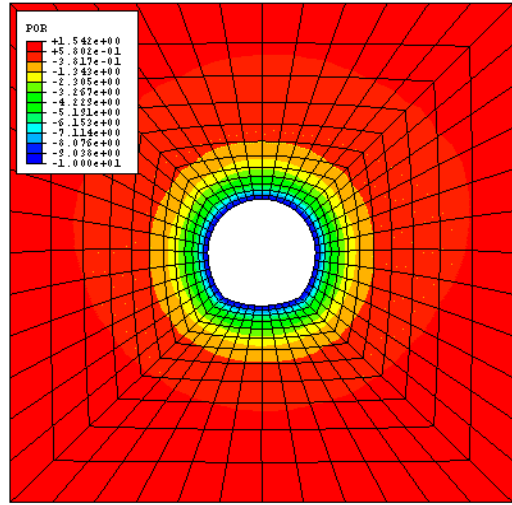


图 6 计算步 2 时隧洞周边孔隙压力等值线图(单位: MPa)
Fig.6 Pore pressure contour map of diversion tunnel in step 2(unit: MPa)

3.3.3 塑性区分析

塑性区沿隧洞周边分布，由于隧洞两侧有较大的压应力集中，故其塑性区明显大于顶底板塑性区。

计算步 1 时，隧洞顶板、底板和两侧塑性应变大于 0.001 的范围分别约为 4.52, 4.82 和 7.10 m，塑性应变最大值为 1.63×10^{-2} 。

计算步 2 时，塑性区范围进一步扩大，隧洞顶板、底板和两侧塑性应变大于 0.001 的范围分别约为 4.74, 5.00 和 7.30 m，塑性应变最大值为 1.63×10^{-2} 。

计算步 3 时，塑性区范围基本上与计算步 2 相似，仅有略微增加，塑性应变最大值为 1.64×10^{-2} 。

由计算结果可知，引水隧洞开挖后，当围岩由饱和进入非饱和状态时，由于干缩现象的产生，使得围岩的塑性区比刚开挖结束时增加 20 cm 左右，当围岩再次由非饱和进入饱和状态时，其塑性区无太大变化，但塑性应变值将增加。

计算步 2 时，隧洞周边围岩等效塑性应变区域见图 7。

3.3.4 位移分析

隧洞开挖后，将引起顶部下沉和底部隆起，计算步 1 时，隧洞顶板、底板和边墙最大位移分别为 8.92, 4.79 和 8.02 cm；计算步 2 时，隧洞顶板、底板和边墙最大位移分别为 8.99, 4.79 和 7.80 cm；计

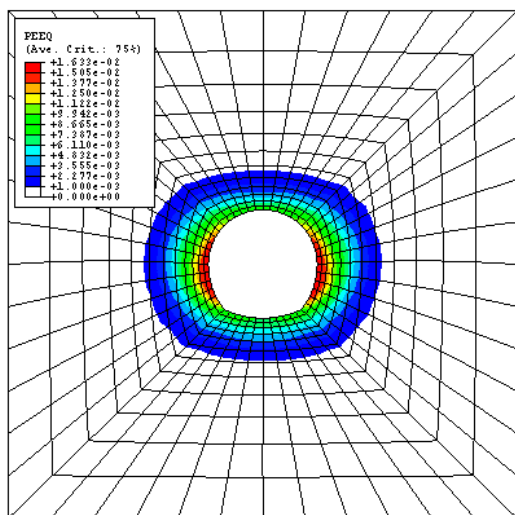


图 7 计算步 2 时隧洞周围岩等效塑性应变区域
Fig.7 Equivalent plastic strain contour map of surrounding rock around tunnel in step 2

算步 3 时, 隧洞顶板、底板和边墙最大位移分别为 8.98, 4.81 和 7.83 cm。

计算步 2 时位移等值线见图 8。

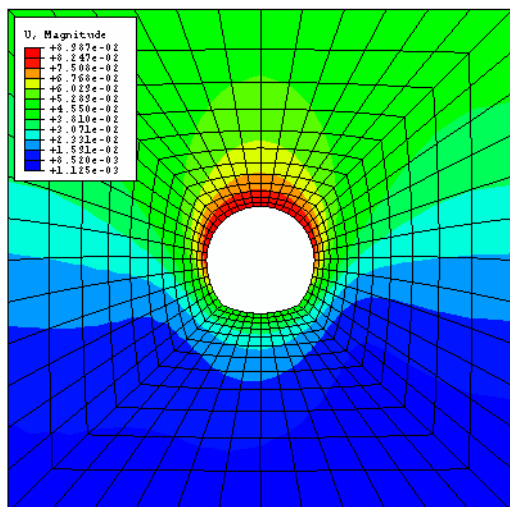


图 8 计算步 2 时位移等值线图(单位: m)
Fig.8 Displacement contour map in step 2(unit: m)

3.3.5 饱和度分析

隧洞开挖完成后, 在通风作用下, 隧洞围岩由饱和状态转入非饱和状态, 随后又充水再次变为饱和状态。对于非饱和情况, 当隧洞开挖完成后, 隧洞周边饱和度低于 0.99 的范围为 7.04~7.96 m, 为洞径的 0.58~0.66 倍; 饱和度低于 0.95 的范围为 4.2~4.4 m, 为洞径的 0.35~0.37 倍; 饱和度低于 0.90 的范围为 2.7 m, 为洞径的 0.23 倍。

计算步 2 时饱和度等值线见图 9(图中白色为饱和区)。

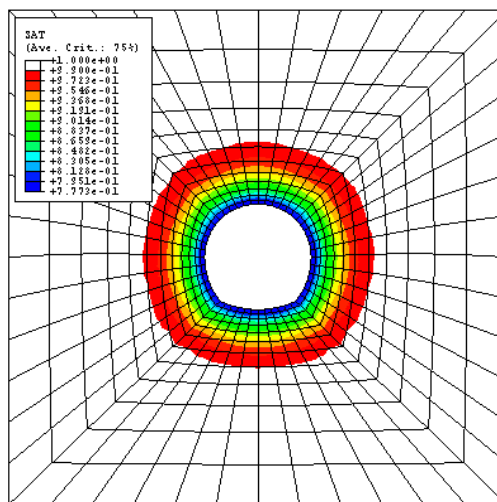


图 9 计算步 2 饱和度等值线图
Fig.9 Contour map of saturation in step 2

3.3.6 损伤区分析

隧洞开挖后, 隧洞周围岩发生损伤, 以隧洞边墙损伤最为严重。

计算步 1 时, 隧洞顶底板 7.2 m 范围、两侧 5.4 m 范围内均有所损伤, 损伤变量值为 0.004 6~0.540 0; 损伤变量最大值为 0.540 0, 位于隧洞两侧。

计算步 2 时, 损伤范围略有减小, 其范围为隧洞顶底板 6.9 m、两侧 5.2 m 以内; 损伤变量最大值为 0.490 0。

计算步 3 时, 损伤范围进一步扩大, 其范围为隧洞顶底板 7.3 m、两侧 5.6 m 以内; 损伤变量最大值为 0.540 0。

由损伤变量的计算结果可知, 当围岩由饱和状态转入非饱和状态时, 由于岩体的干缩变形, 其孔隙度减小, 使得按照孔隙度定义的损伤略有减小。当围岩再次转入饱和状态时, 损伤又将增加。本文定义的以多孔介质为基础的损伤变量很好地描述了隧洞围岩失水干缩 - 吸水膨胀这一动态过程, 具有明确的物理意义。

计算步 2 时损伤变量等值线如图 10 所示(图中白色区域损伤变量值小于 0.1)。

3.3.7 孔隙度分析

孔隙度改变区域与损伤区基本相似, 计算步 1 时, 隧洞周围岩 4.32~4.90 m 范围内孔隙度有明显的增大, 孔隙度值增加 27%以上; 计算步 2 时该

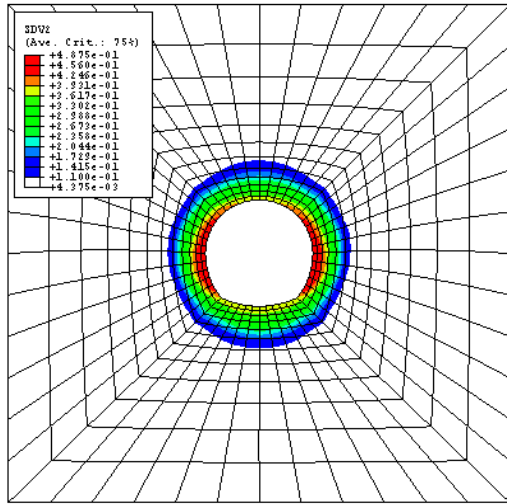


图 10 计算步 2 时损伤变量等值线图
Fig.10 Contour map of damage variables in step 2

范围为 4.00~4.75 m; 计算步 3 时, 该范围为 4.33~5.10 m。孔隙度最大值位于隧洞两侧, 计算步 1 时为 6.77×10^{-3} , 计算步 2 时为 6.41×10^{-3} , 计算步 3 时为 6.78×10^{-3} 。本文定义的孔隙度很好地描述了材料失水干缩 - 饱水膨胀的变化过程, 与实际情况基本吻合。计算步 2 时孔隙度等值线见图 11。

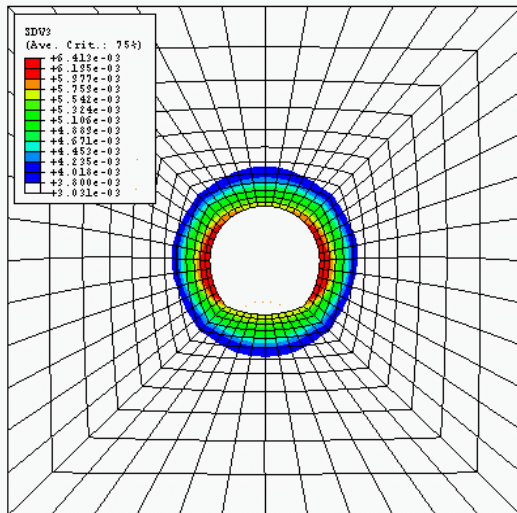


图 11 计算步 2 时孔隙度等值线图
Fig.11 Contour map of porosity in step 2

4 结 论

(1) 从多孔介质的角度, 首先建立岩石孔隙度与体积应变之间的关系, 在此基础上定义材料的渗透系数、孔隙度、损伤变量和饱和度的动态演化关系式, 进而提出了非饱和渗流应力耦合的弹塑性损

伤本构模型。

模型中建立了孔隙压力与孔隙度的动态关系式, 从而体现了孔隙流体与固体骨架的耦合效应, 这也更为符合物理实际; 损伤变量定义为仅与材料的体积应变有关, 其变化规律不仅与弹性变形相关, 还与塑性变形密切相关, 该定义可较好地描述岩石材料在不同应力状态下的损伤演化规律; 孔隙度的定义很好地描述了材料失水干缩 - 饱水膨胀的变化过程, 与实际情况基本吻合。

本文所建立的本构模型合理, 可以反映围岩饱和 - 非饱和 - 再饱和过程中的力学响应规律。

(2) 采用所建立的本构模型对锦屏二级电站引水隧洞施工期的围岩稳定进行计算, 其结果表明, 锦屏电站引水隧洞的应力水平是比较高的, 其最大值为 80 MPa 左右; 在高应力的作用下, 隧洞的塑性区、损伤范围以及顶底板位移均偏大; 隧洞的开挖, 还将引起隧洞周边围岩孔隙压力的较大变化。因此, 在隧洞开挖施工过程中, 必须采取科学合理的支护和加固措施, 以确保隧洞的安全施工和稳定运行。

参考文献(References):

[1] 戴永浩. 非饱和板岩细观试验与本构模型研究[博士学位论文][D]. 武汉: 中国科学院武汉岩土力学研究所, 2006: 87 - 108.(DAI Yonghao. CT testing analysis and constitutive model study of unsaturated slates[Ph. D. Thesis][D]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2006: 87 - 108.(in Chinese))

[2] 张洪武, 周 雷, 黄 辉. 含液各向异性多孔介质应变局部化分析[J]. 岩土力学, 2004, 25(5): 675 - 680.(ZHANG Hongwu, ZHOU Lei, HUANG Hui. Strain localization analysis of anisotropic saturated and partially saturated porous media[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, 25(5): 675 - 680.(in Chinese))

[3] 王慧明, 王恩志, 孙 役. 裂隙岩体非饱和和渗流本构关系[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(12): 3 028 - 3 033.(WANG Huiming, WANG Enzhi, SUN Yi. Constitutive relations of unsaturated seepage flow in fractured rock mass[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(12): 3 028 - 3 033.(in Chinese))

[4] 曹雪山. 非饱和膨胀土的弹塑性本构模型研究[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(7): 832 - 836.(CAO Xueshan. Elastoplastic constitutive model of unsaturated expansive soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(7): 832 - 836.(in Chinese))

- [5] DASHNOR HOXHA, ALBERT GIRAUD, FRANCOISE HOMAND, et al. Saturated and unsaturated behavior modeling of Meuse-Huatae/Marne argillite[J]. *Plasticity*, 2007, 23(5): 733 - 766.
- [6] 杨松岩, 俞茂宏, 范寿昌. 饱和非饱和介质的弹塑性损伤模型[J]. *力学学报*, 2000, 32(2): 198 - 206.(YANG Songyan, YU Maohong, FAN Shouchang. An elastoplastic damage model for saturated and unsaturated geomaterials[J]. *Acta Mechanica Sinica*, 2000, 32(2): 198 - 206.(in Chinese))
- [7] 冉启全, 李士伦. 流固耦合油藏数值模拟中物性参数动态模型研究[J]. *石油勘探与开发*, 1997, 24(3): 61 - 65.(RAN Qiquan, LI Shilun. Study on dynamic models of reservoir parameters in the coupled simulation of multiphase flow and reservoir deformation[J]. *Petroleum Exploration and Development*, 1997, 24(3): 61 - 65.(in Chinese))
- [8] 李培超, 孔祥言, 卢德唐. 饱和多孔介质流固耦合渗流的数学模型[J]. *水动力学研究与进展*, 2003, 18(4): 419 - 426.(LI Peichao, KONG Xiangyan, LU Detang. Mathematical modeling of flow in saturated porous media on account of fluid-solid coupling effect[J]. *Journal of Hydrodynamics*, 2003, 18(4): 419 - 426.(in Chinese))
- [9] 杨强, 陈新, 周维垣. 岩土材料弹塑性损伤模型及变形局部化分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2004, 23(21): 3 577 - 3 583.(YANG Qiang, CHEN Xin, ZHOU Weiyuan. Elastoplastic damage model for geomaterials and strain localization analyses[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2004, 23(21): 3 577 - 3 583.(in Chinese))
- [10] KHALILI N, LORET B. An elastoplastic model for non-isothermal analysis of flow and deformation in unsaturated porous media: formulation[J]. *Solids and Structures*, 2001, 38(46/47): 8 305 - 8 330.
- [11] 陈卫忠, 邵建富, 杨春和, 等. 黏土岩饱和 - 非饱和渗流机理研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2004, 23(21): 3 689 - 3 694.(CHEN Weizhong, SHAO Jianfu, YANG Chunhe, et al. Research on saturated and unsaturated flow mechanism of claystone[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2004, 23(21): 3 689 - 3 694.(in Chinese))
- [12] 陈卫忠, 邵建富, DUVEAU G, 等. 黏土岩饱和 - 非饱和渗流应力耦合模型及数值模拟研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2005, 24(17): 3 011 - 3 016.(CHEN Weizhong, SHAO Jianfu, DUVEAU G, et al. Constitutive model of saturated-unsaturated clay and its numerical simulation[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2005, 24(17): 3 011 - 3 016.(in Chinese))
- [13] 胡再强, 沈珠江, 谢定义. 结构性黄土的本构模型[J]. *岩石力学与工程学报*, 2005, 24(4): 565 - 569.(HU Zaiqiang, SHEN Zhujiang, XIE Dingyi. Constitutive model of structural loess[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2005, 24(4): 565 - 569.(in Chinese))
- [14] 盛金昌. 多孔介质流 - 固 - 热三场全耦合数学模型及数值模拟[J]. *岩石力学与工程学报*, 2006, 25(增 1): 3 028 - 3 033.(SHENG Jinchang. Fully coupled thermo-hydro-mechanical model of saturated porous media and numerical modeling[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanical and Engineering*, 2006, 25(Supp.1): 3 028 - 3 033.(in Chinese))
- [15] 吴世勇, 任旭华, 陈祥荣, 等. 锦屏二级水电站引水隧洞围岩稳定分析及支护设计[J]. *岩石力学与工程学报*, 2005, 24(20): 3 777 - 3 782.(WU Shiyong, REN Xuhua, CHEN Xiangrong, et al. Stability analysis and supporting design of surrounding rocks of diversion tunnel for Jinping hydropower station[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2005, 24(20): 3 777 - 3 782.(in Chinese))