

基于弹塑性损伤模型的岩石加卸载计算研究\*

付宏渊<sup>1</sup>, 邱祥<sup>1</sup>, 史振宁<sup>1</sup>, 卞汉兵<sup>2</sup>, 曾铃<sup>3</sup>

(1.长沙理工大学 道路结构与材料交通行业重点实验室,长沙 410114;2.法国国家科学研究院 微观结构与材料力学实验室,法国 梅斯 57045;3.现代公路交通基础设施先进建养技术湖南省协同创新中心,长沙 410114)

**摘 要:**基于经典弹塑性理论,引入损伤因子,综合考虑岩石在外力作用下的塑性变形与损伤演化,提出一种各向同性弹塑性损伤耦合模型。根据以上理论编制有限元计算程序,较好地描述了岩石在不同加卸载路径中的应力-应变特性。通过程序模拟计算,具体结论如下:在常规路径加载中,岩石的峰值强度与残余强度均随围压的增加而增加。在卸围压路径下,残余应力受初始围压影响较小,但侧向应变与体应变有着明显的增加。轴向荷载的提高使岩石损伤值增加,卸围压过程中最大损伤因子均大于同等初始围压下的常规路径试验。

**关键词:**弹塑性损伤模型;岩石强度;岩石卸载;数值计算

中图分类号:TU452      文献标识码:A      文章编号:1673-0836(2018)01-0012-07

Computing Research on Rock Loading and Unloading Based on Coupled Elastoplasticity Damage Model

Fu Hongyuan<sup>1</sup>, Qiu Xiang<sup>1</sup>, Shi Zhenning<sup>1</sup>, Bian Hanbing<sup>2</sup>, Zeng Ling<sup>3</sup>

(1. Key Laboratory of Road Structure and Material of Ministry of Transport (Changsha), Changsha University of Science & Technology, Changsha 410114, P.R.China; 2. LEM3 UMR CNRS 7239, Metz 57045, France; 3. Co-innovation Center for Advanced Construction and Maintenance Technology of Modern Transportation Infrastructural Facility, Changsha 410114, P.R.China)

**Abstract:** Based on classical elastoplasticity theory and by introducing the scalar damage factor, a coupled isotropic elastoplasticity damage model is proposed for the rock in different loading and unloading condition. In the proposed model, the damage evolution and plastic strain are synthetically considered. Then, the proposed model has been programmed and certain numerical simulations have been done. The numerical simulations show that the proposed model can better describes the stress-strain characteristics of rock under different stress path. Some conclusions are as follows; in conventional triaxial tests, the peak strength and residual strength of rock will both increase as the confining pressure increase. Under the unloading path, the initial confining pressure has little effect on the residual stress, but the lateral strain and volumetric strain increase obviously. The increase of axial loading lead to the increase of damage factor and in the process of unloading path, the maximum damage factor is larger than that of the conventional path under the same initial confining pressures.

**Keywords:** coupled elastoplastic damage model; rock strength; rock unloading; numerical calculation

\* 收稿日期:2017-06-15(修改稿)  
作者简介:付宏渊(1965-),男,湖北随州人,博士,教授,主要从事岩土工程、边坡工程等教学与科研工作。  
E-mail: fuhy001@163.com

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51508040,51678074,51578079,51378082);湖南省重点研发计划项目(2016SK2023);长沙理工大学道路结构与材料交通行业重点实验室开放基金项目(kfj150305);湖南省研究生科研创新项目(CX2016B383)

## 0 引言

在大型水利枢纽及地下工程建设中,难免会对岩体进行开挖施工,如锦屏二级水电站引水隧洞工程以及三峡地下电站主厂房施工等<sup>[1-3]</sup>。对岩体的开挖扰动可以视为对其进行复杂路径加卸载,这个过程中通常伴随着岩体的局部损伤和强度劣化<sup>[4-5]</sup>。许多学者对岩石在复杂应力作用下的宏观变化、本构模型以及力学响应的计算方法开展了大量研究。

在岩石加卸载过程中的宏观变化方面,黄润秋等<sup>[6]</sup>基于对大量岩石卸载应力-应变全过程曲线的研究,提出可采用“分段状态”来描述岩石卸荷过程中的破坏特征与演化机制。而在细观层面上,黄达等<sup>[7]</sup>、He等<sup>[8]</sup>采用三维激光和扫描电镜技术对高应力卸荷状态下岩石破裂面进行了探究。岩石在受自然外力的影响下,内部会产生大量节理,因此夏才初等<sup>[9]</sup>对初始状态下含贯通节理面的花岗岩模型进行三轴加卸载实验,得到其应力-应变特征曲线,推导出含节理面岩石的加卸载本构关系。以上分析均是从力学以及本构关系角度对岩石卸荷过程进行描述,而朱泽奇等<sup>[10]</sup>则从能量耗散的角度对岩石卸围压过程进行了分析,认为在卸围压过程中岩石破坏的能量来自于岩样内部储存的应变能,且能量耗散与时间呈非线性关系。虽然众多学者从各个角度对岩石卸荷过程进行了深入研究,但目前仍缺乏可以较好地描述岩石在不同应力路径下力学响应全过程的本构模型以及其计算方法,因此,还需要对此类问题进行深入的研究。

基于现有成果中关于岩石三轴试验的研究结果可知,加卸载过程中的微裂纹产生与扩展是造成其强度劣化与塑性屈服的根本原因。为描述岩石在不同应力路径下所表现出的截然不同的破坏状态,笔者提出岩石弹塑性损伤耦合模型,可较好地描述岩石破坏过程中的损伤与塑性变化,并基于此对不同应力路径下的岩石三轴试验进行了数值模拟,分析不同卸荷路径下岩石模型的轴向应变、侧向应变与体应变的变化过程,还在此基础上进一步探讨卸荷对岩石损伤以及弹性模量的影响规律。

## 1 弹塑性损伤耦合本构模型

基于岩石在不同状态下力学响应特性的描述,提出一种各向同性弹塑性损伤耦合模型,该模型基于经典弹塑性理论,根据岩石裂纹的拉、压形态,引

入损伤因子理论,综合考虑了岩石在外力作用下的损伤演化与塑性变形,可以有效地模拟对围压的依赖性、拉伸与压缩的非对称性等。在计算过程中,采用13个相关参数描述岩石的力学特性。

根据经典塑性理论,塑性变形中的总应变  $d\epsilon_{ij}$  可分解为弹性应变  $d\epsilon_{ij}^e$  与塑性应变  $d\epsilon_{ij}^p$  两部分,如式(1)所示。定义应力张量  $\sigma$  满足无损伤材料的弹塑性本构关系,由式(2)表示:

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \quad (1)$$

$$\sigma = \frac{\partial \psi}{\partial \epsilon^e} C(\omega) : (\epsilon - \epsilon^p) \quad (2)$$

式中: $\psi$  为材料的 Helmholtz 自由能; $\sigma$  为应力张量;标记“:”为张量的二阶缩并积; $\epsilon^e$  为弹性应变张量; $C(\omega)$  为损伤材料的弹性张量,其中  $\omega$  为损伤因子,在计算中  $1 > \omega \geq 0$ 。

### 1.1 岩石在外力作用下的损伤演化

在弹性力学中,对于各向同性材料,可将损伤材料的弹性张量采用体积模量与剪切模量的组合形式来表述,如式(3)所示:

$$C(\omega) = 2\mu(\omega)K + 3k(\omega)J \quad (3)$$

式中: $k(\omega)$  为损伤材料的体积模量, $\mu(\omega)$  为损伤材料的剪切模量,二者均为损伤因子的函数;四阶张量  $K, J$  为球张量与二阶偏张量。损伤对岩石弹性性能的影响体现在其体积模量与剪切模量随损伤的增加而退化,如式(4)所示:

$$k(\omega) = k_0(1 - \omega), \mu(\omega) = \mu_0(1 - \omega) \quad (4)$$

式中: $k_0$  和  $\mu_0$  分别代表完整状态岩石的压缩模量与剪切模量。岩石在受力过程中所产生的裂纹主要呈拉、压两种状态,为描述张开状裂纹与闭合状裂纹对岩体损伤的影响,可以采用  $\omega_l, \omega_c$  的线性组合来表示损伤变量  $\omega$ ,如式(5)所示:

$$\omega = (1 - \alpha_l)\omega_c + \alpha_l\omega_l \quad (5)$$

式中:标变量  $\omega_l, \omega_c$  分别表示岩石在拉伸状态和压缩状态下的损伤值; $\alpha_l$  为应力状态系数,可以通过式(6)计算得出,在单轴拉伸状态下  $\alpha_l = 1$ ,而在单轴压缩状态下  $\alpha_l = 0$ 。

$$\alpha_l = \frac{\|\underline{\underline{\sigma}}^+\|}{\|\underline{\underline{\sigma}}\|} \quad (6)$$

式中: $\underline{\underline{\sigma}}$  为总应力张量(作用在岩石上的压应力); $\underline{\underline{\sigma}}^+$  为体现拉损伤部分的应力张量。

为了得到控制损伤因子  $\omega$  的两个主要参数——拉损伤值  $\omega_l$  和压损伤值  $\omega_c$ ,根据 Mazars<sup>[11]</sup> 的研究成果,可以采用指数函数作为破坏准则,从而获得拉、压损伤值,如式(7)和式(8)所示:

$$f_t = \omega_{\max}^t \left( 1 - \frac{1}{\exp[B_t(F_t - F_{t0})]} \right) - \omega_t = 0 \quad (7)$$

$$f_c = \omega_{\max}^c \left( 1 - \frac{1}{\exp[B_c(F_c - F_{c0})]} \right) - \omega_c = 0 \quad (8)$$

式中:参数  $B_t$  与  $B_c$  为控制拉伸损伤与压缩损伤速率的参数;参数  $\omega_{\max}^t$  与  $\omega_{\max}^c$  分别定义了岩石材料可以承受的拉伸与压缩损伤的最大值。定义两个变量  $F_t$ 、 $F_c$  分别代表损伤演化过程中的拉、压损伤驱动力,  $F_{t0}$ 、 $F_{c0}$  分别是拉、压损伤驱动力阈值。根据众多学者的研究成果可以得出  $F_t$ 、 $F_c$  表达式,如式(9)、式(10)所示:

$$F_t = \max(F_{\text{this}}, \varepsilon_{\text{eq}}^+), \varepsilon_{\text{eq}}^+ = 2 \sqrt{\sum_{i=1}^3 \langle \varepsilon_i \rangle^2} \quad (9)$$

$$F_c = \max(F_{\text{chis}}, \varepsilon_{\text{eq}}^c), \varepsilon_{\text{eq}}^c = \sqrt{\frac{2}{3} e_{ij} e_{ij}},$$

$$e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \frac{\varepsilon_{kk}}{3} \delta_{ij} \quad (10)$$

式中:  $F_{\text{this}}$ 、 $F_{\text{chis}}$  分别代表加载过程中达到的最大拉、压损伤驱动力;  $\varepsilon_i$  代表主应变;  $e_{ij}$  代表偏应变张量;  $\delta_{ij}$  为 Kronecker 符号。

至此,本文确定了岩石材料损伤求解的全部过程,最终获得了岩石损伤因子  $\omega$  的表达式,为下文将损伤因子引入塑性变形建立了基础。

## 1.2 考虑损伤的岩石塑性变形方程

为描述不同应力水平下岩石的屈服强度,采用 Pietruszczak 等<sup>[12]</sup>于1988年提出的二次准则,基于三个应力不变量参数提出塑性变形的非线性屈服准则,如式(11)所示。

$$F = q - g(\theta) \left[ \frac{-C_1 + \sqrt{(C_1)^2 + 4C_2(C_3 - \frac{p}{R_c})}}{2C_2} R_c \right] \quad (11)$$

$$p = I_1/3, q = \sqrt{3J_2}, \theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left( -\frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{3/2}} \right)$$

式中:  $I_1$  为第1主应力不变量;  $J_2$  为第2偏应力不变量;  $J_3$  为第3偏应力不变量;  $C_1$ 、 $C_2$ 、 $C_3$  为确定破坏面形状的参数,与材料的粘聚力与内摩擦角有关;  $R_c$  为去掉这3个参数量纲的标准化系数,方便起见,通常采用岩石的单轴抗压强度作为系数  $R_c$ 。函数  $g(\theta)$  考虑了应力罗德角的影响,在本研究中采用 Pietruszczak<sup>[12]</sup>等学者研究得到的公式,如式(12)所示:

$$g(\theta) = \frac{(\sqrt{1+a} - \sqrt{1-a})K}{K\sqrt{1+a} - \sqrt{1-a} + (1-K)\sqrt{1-\text{asin}3\theta}}$$

$$K = 0.8, a = 0.99 \quad (12)$$

一般来讲,岩土材料在受到外力产生塑性变形后会发生塑性硬化现象,应充分考虑塑性硬化对岩土体力学性质的影响。在此引入硬化参数  $\alpha(\gamma_p)$ ,从而得到考虑塑性硬化的非线性屈服准则,如式(13)所示:

$$f_p = q - g(\theta)\alpha(\gamma_p) \left[ \frac{-C_1 + \sqrt{(C_1)^2 + 4C_2(C_3 - \frac{p}{R_c})}}{2C_2} R_c \right] \quad (13)$$

函数  $\alpha(\gamma_p)$  定义了材料的塑性硬化,  $\alpha(\gamma_p)$  趋近于1时  $\gamma_p$  趋近于正无穷。特殊形式的应变硬化是通过试验数据来确定的,可以采用双曲线函数,如式(14)所示:

$$\alpha(\gamma_p) = \alpha_0 + (1 - \alpha_0) \frac{\gamma_p}{B + \gamma_p} \quad (14)$$

式(14)中,参数  $\alpha_0$  定义了初始塑性的阈值,参数  $B$  控制塑性硬化的动态变化率。塑性变形等效于由式(15)所定义的偏量:

$$\gamma_p = \int d\gamma_p, d\gamma_p = \sqrt{\frac{2}{3}} de_{ij}^p de_{ij}^p,$$

$$de_{ij}^p = d\varepsilon_{ij}^p - \frac{d\varepsilon_{kk}^p}{3} \delta_{ij} \quad (15)$$

以上即为考虑塑性硬化的非线性屈服准则,为考虑损伤对塑性变形的影响,应将上文中所得到的损伤因子计算方式带入到屈服准则中。假设连续材料强度完全由微裂纹决定,微裂纹的产生逐步削弱材料的强度,在此对于岩土类材料可以认为微裂纹削弱了岩石的单轴抗压强度,因此屈服面可表示为与损伤变量相关的函数,如式(16)所示:

$$f_p = q - g(\theta)\alpha(\gamma_p) \left[ \frac{-C_1 + \sqrt{(C_1)^2 + 4C_2(C_3 - \frac{p}{R_c})}}{2C_2} \overline{R_c} \right] \quad (16)$$

式中:  $\overline{R_c} = R_c(1 - \langle \omega - \omega_t \rangle)$ ;  $\omega_t$  为损伤对塑性作用的阈值。

对于岩石以及混凝土材料来讲,在塑性变形的过程中往往伴随着剪胀效应,塑性变形方向并不与屈服面正交,在塑性计算中需采用非关联流动法则。因此,应用 Pietruszczak<sup>[12]</sup>于1988年提出的区别于屈服函数的塑性势函数,如式(17)所示:

$$Q = q + \mu_c g(\theta) (p + C_3 f_c) \ln \left( \frac{p + C_3 \overline{R_c}}{p} \right) = 0 \quad (17)$$

式中:参数 $\bar{p}$ 相当于塑性势面与坐标横轴的交点,如图1所示;当 $\partial Q/\partial \sigma_m = 0$ 时,参数 $\mu_c$ 可由 $\bar{\sigma}/[g(\theta)(\sigma_m+a_3f)]$ 所推出,其中 $\bar{\sigma}$ 为等效应力。

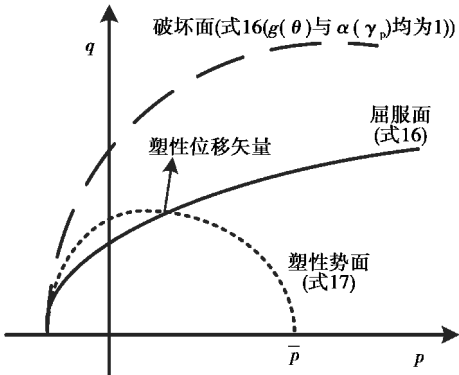


图1 破坏面、屈服面与塑性势面

Fig.1 Failure surface, yield surface and plastic surface

以上描述即为本文所提出的弹塑性损伤耦合模型,将推导出的损伤因子表达式代入考虑塑性硬化的屈服函数中去,即可得到弹塑性损伤耦合计算方法。该方法采用13个参数表征岩石的弹塑性与损伤性能,同时,可以利用有限元计算理论对岩石在不同应力路径状态下的力学响应进行模拟。

根据以上理论,编制有限元计算程序,将法国某地泥岩的常围压三轴加载测试结果与有限元程序模拟计算所得理论值相对比,所得结果如图2所示<sup>[13]</sup>。观察图可知,该理论对实际试验结果拟合程度较好,可以应用于相应的计算分析。

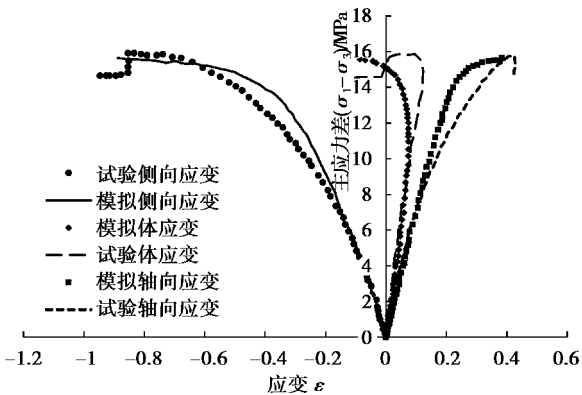


图2 计算值与实际测试值对比

Fig.2 Comparison of calculated values and measured values

## 2 不同应力路径下岩石应力-应变分析

### 2.1 模型参数及边界条件

模拟计算中采用锦屏二级水电站大理岩( $T_2Y_5$ )在三轴试验过程中所得到的强度参数,弹性模量 $E$ 为33.9 GPa;泊松比为0.19,单轴抗压强度 $F_{c0}$ 为130 kPa<sup>[14]</sup>。其余材料参数取值如表1所示,由于完全损伤状态下损伤因子视为1,因此 $\omega_{\max}^c$ 与

$\omega_{\max}^l$ 取值0.99,其余参数均为考虑大理岩的损伤和破坏状态所设定的参数。

表1 计算模型力学参数

Table 1 Mechanical parameters of calculation model

$F_{c0}$	$\omega_{\max}^c$	$\omega_{\max}^l$	$B_c$	$B_l$
130 MPa	0.99	0.99	5	30
$F_{t0}$	$F_{c0}$	$C_1$	$C_2$	$C_3$
$1.0 \times 10^{-4}$	$1.0 \times 10^{-4}$	0.15	0.25	0.04
$B$	$\alpha_0$	$\omega_f$		
$0.85 \times 10^{-3}$	0.15	0.95		

有限元计算模型与边界条件如图3(a)所示,其中有限元网格为四边形,为模拟真实试件尺寸,4个节点的坐标分别设定为:1(0 m, 0 m)、2(0 m, 0.1 m)、3(0.05 m, 0.1 m)4(0.05 m, 0 m),模型左侧1~2边界保持水平方向固定,底侧1~4边界保持竖直方向固定,右侧3~4边界施加水平方向应力模拟围压,顶部2~3边界施加竖向位移模拟轴向加载。轴向加载采用应变加载模式,最大轴应变为0.05,以向下压缩为正,不同加载路径如图3(b)所示,路径1~4为常规加载,路径5~8为峰后卸围压加载。由于该模型为纯力学模型,因此没有考虑加载过程的时间效应,即认为加卸载速率对试验结果无影响。计算中总加载步数为1 000,每10步输出一次结果,每步最大迭代次数为2 000,当迭代误差小于0.001时视为计算结果收敛。

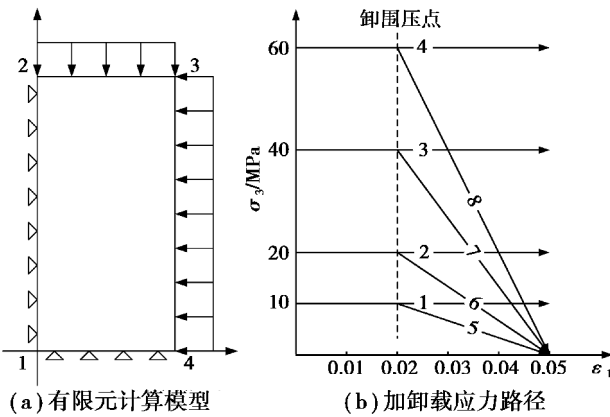


图3 有限元计算模型与应力路径

Fig.3 Finite element calculation model and stress paths of loading process

### 2.2 计算结果与分析

图4(a)~(d)为不同应力路径下的岩石应力-应变特征。从中可以看出,在保持围压不变,轴向以应变方式加载的过程中,模型的应力-轴向应变曲线呈现如下特点:加载初期应变变量在0~0.01范



围内时岩石呈线弹性状态,主应力差随着轴向应变线性增长,随着轴向加载的持续,当应变幅度超过 0.01 时,主应力差的增长速率开始减小,模型开始呈现塑性状态;当轴向加载应变值位于 0.01~0.03 时,岩石达到峰值强度;此后随着轴向应变的持续增加,主应力差开始迅速减小,逐渐降低至残余强度。对于侧向应变曲线而言,在加载初期侧向应变值变化较小,加载中期随着轴向应力-应变曲线的弯曲,侧向应变增长速率开始增加。而观察体应变曲线可以发现,在加载初期岩石为线弹性状态时体应变呈正值,即体积减小,但当岩石的轴向应力-应变不再保持线弹性后,体应变迅速转变为负值,此时即发生体积扩张。而对比卸围压曲线可以发现,在岩石达到峰值强度后,卸载围压会导致其残余强度大幅下降,侧向应变与体应变均大幅上升。以初始围压为 60 MPa 的试验结果为例,在岩石达到峰值强度前,其应力-应变曲线基本相同,而在卸围压

条件下,其残余强度大幅下降,由正常试验状态的 131 MPa 下降至 34 MPa,下降幅度为 74%,而侧向应变与体应变分别增加了 56%与 186%。

通过对比分析其他学者的三轴试验结果可知,应力-应变曲线呈现以上特性原因主要是在轴向应变加载值小于 0.01 的过程中岩石内部损伤较小,基本没有贯通性裂纹,此时可以认为岩石处于完整状态,表现出较强的弹性质,因此,在轴向加载初期主应力与应变呈线性变化;当轴向应变超过 0.01 时,岩石内部裂纹开始扩张,细微裂纹逐渐连通生成较大裂纹,损伤量逐渐增加,岩石弹性模量开始呈下降趋势;当岩石达到峰值强度时,岩体完整性被破坏,轴向应变的增加不再引起主应力的增加,反而使之下降至屈服强度,当岩石强度从峰值衰减至残余强度时侧向应变与体应变均迅速增加,产生了强烈的扩容现象,这是岩石在达到峰值强度后出现大量裂缝所致。

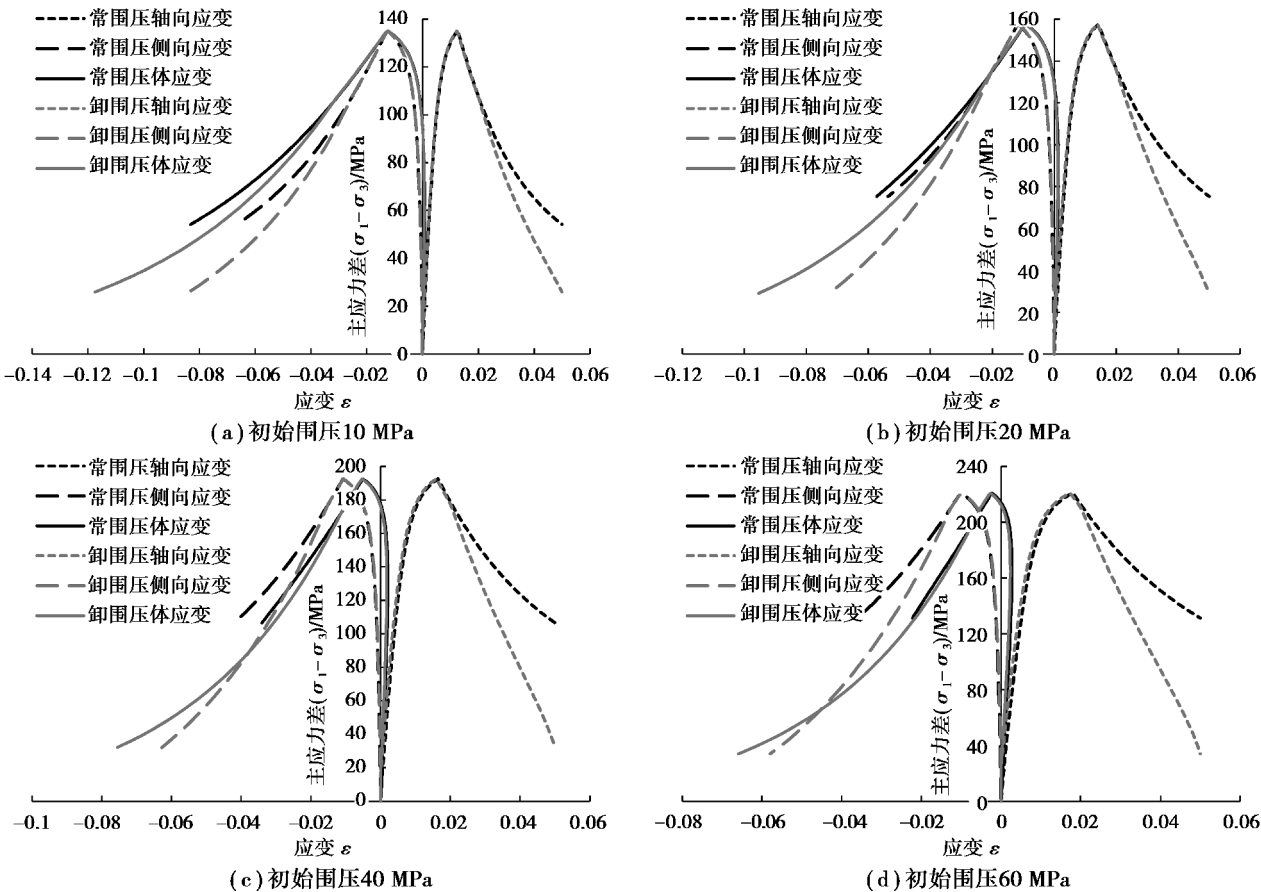


图 4 模拟三轴试验应力-应变曲线

Fig.4 Strain-stress curves of simulation results of ordinary triaxial tests

图 5 为模型残余强度随围压的变化趋势,可以看出,初始围压对卸围压路径下的岩石残余强度影响并不明显,在初始围压从 10 MPa 提高至 60 MPa 的过程中,岩石残余强度仅从 25.9 MPa 提高至 33.

9 MPa,提高幅度约为 30%。而常规三轴试验表现出较强的围压依赖性,在围压从 10 MPa 提高至 60 MPa 后,残余强度提高幅度约为 142%。如图 6 所示,岩石最大侧向应变与体应变均随着围压的增加

而减少,而且卸围压路径下最大侧向应变与最大体应变均大于常规路径试验。从材料的受力角度分析可知,在岩石单轴受压时,实际受力状态是侧向受拉,而岩石的抗拉强度远小于抗压以及抗剪强度,因此极容易从中间产生贯通裂缝,导致侧向扩容直至达到屈服;而当岩石受到轴向压力与侧向围压共同作用时,实际受力状态是沿主应力垂直面的剪破坏,而垂直于剪切面的主应力会提高岩石抗剪强度,因此围压的增加会对提高岩石的强度起到积极的作用。但在卸围压路径中,岩石受力状态相当于由三向受压逐渐转变为单轴受压,此时岩石处于无侧限状态,因此,侧向应变与体应变相比于常规路径均大幅增加。

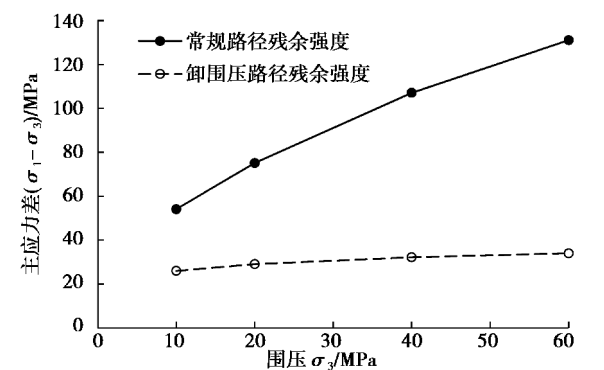


图 5 残余强度随围压变化趋势

Fig.5 Variation tendency of peak strength and residual strength with confining pressure

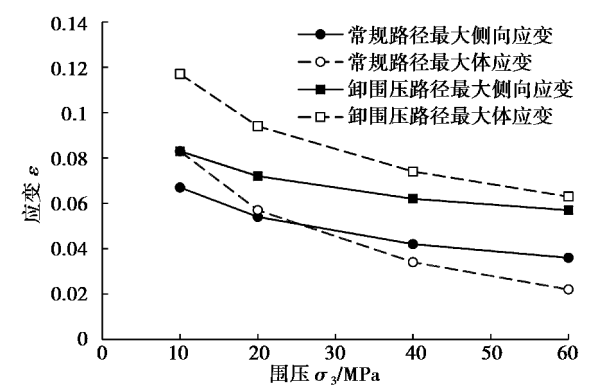


图 6 最大侧向应变与体应变随围压变化趋势

Fig.6 Variation tendency of lateral strain and volumetric strain with confining pressure

在弹塑性损伤耦合模型中,材料力学性质的变化由损伤因子控制,因此裂纹的产生与扩展程度均可通过损伤因子的大小进行描述,如本文 2.1 节所述。当损伤因子为 0 时表示物体呈完整无裂缝状态,当损伤因子为 1 时表示物体已经完全破碎,不再具有强度。从图 7 中可以看出,对于所有的应力路径而言,随着轴向应变的增加,损伤因子也在不断增大,在不同的围压条件下,当轴向位移达到最

大值 0.05 时模型的损伤因子均超过 0.8,且围压越小,加载过程中产生的损伤量越大。这也进一步说明了岩石在受力过程中损伤状态对围压的依赖性,即高围压可以减少岩石在残余强度状态下的损伤程度。对比观察图 7 中常规应力路径与卸围压路径下的岩石损伤因子变化曲线可以发现,当模型的轴向应变达到 0.02,开始卸围压后,岩石的损伤因子并没有随着围压的减小而迅速增大,而是在轴向应变达到 0.025 左右时开始明显增加。这说明岩石损伤随围压卸载的增加存在一定的滞后效应。

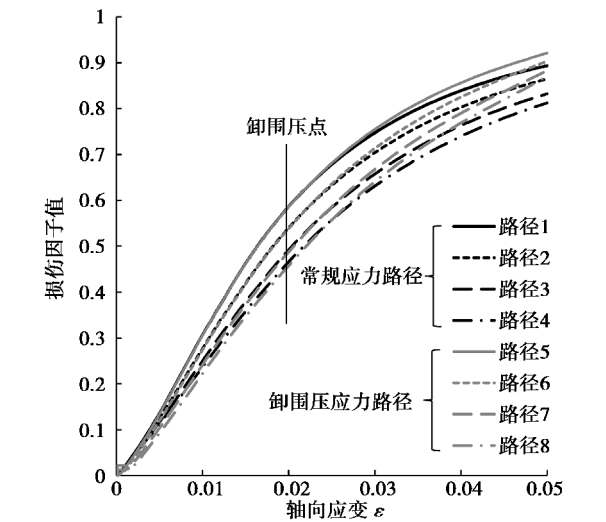


图 7 不同应力路径过程中损伤因子变化趋势

Fig.7 Variation tendency of damage factor under different stress paths

从图 8 中可以发现,卸围压过程中最大损伤因子均大于同等初始围压下的常规路径试验,而且初始围压较小时岩石对卸荷作用的响应并不明显,反之初始围压越大,岩石受卸荷作用的影响越大。值得一提的是,参照图 6 可知,岩石最大体应变随初始围压的变化趋势与损伤值的变化趋势基本一致,从此可以推断出岩石受力过程中的最大体应变应与其最大损伤值密切相关。

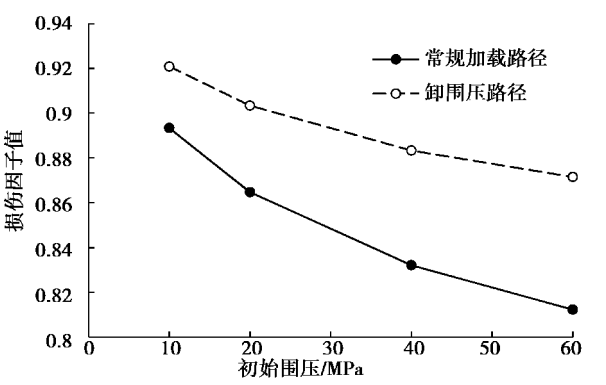


图 8 最大损伤值与初始围压关系

Fig.8 Relationship between the maximum damage value and the initial confining pressure

### 3 结论

以经典弹塑性力学为基础,结合损伤因子理论,综合考虑了岩石在外力作用下的损伤演化与塑性变形,通过模拟计算得到以下主要结论:

(1)建立了岩石弹塑性损伤耦合模型,提出可以采用13个主要参数描述岩石力学性质。将损伤因子对模量以及抗压强度的影响引入塑性计算过程中,较好地模拟了岩石在不同路径加卸载过程中的力学特性。

(2)常围压状态下岩石的残余强度表现出较强的围压依赖性,而卸围压状态下的岩石残余强度受围压影响较小。岩石最大侧向应变与体应变均随着围压的增加而减少,而且卸围压路径下最大侧向应变与最大体应变均大于常规加载路径。

(3)随着岩石轴向加载的不断增加,其损伤因子不断增加,在岩石达到峰值强度之前损伤速率较快,当岩石屈服并过渡到残余强度时,岩石损伤速率逐渐减缓。卸围压过程中,最大损伤因子均大于同等初始围压下的常规路径试验。

### 参考文献(References)

- [1] 李新平,肖桃李,汪斌,等.锦屏二级水电站大理岩不同应力路径下加卸载试验研究[J].岩石力学与工程学报,2012,31(5):882-889.(Li Xinping, Xiao Taoli, Wang Bin. Experimental study of Jinping II Hydropower Station marble under loading and unloading stress paths[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(5): 882-889. (in Chinese))
- [2] Huang R Q, Huang D. Evolution of rock cracks under unloading condition [J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2014, 47(2): 453-466.
- [3] 李新平,赵航,肖桃李.锦屏大理岩卸荷本构模型与数值模拟研究[J].岩土力学,2012,33(增2):401-407. (Li Xinping, Zhao Hang, Xiao Taoli. Research on constitutive model of Jinping marble under unloading conditions and numerical simulation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, 33(Supp.2): 401-407. (in Chinese))
- [4] Marache A, Riss J, Gentier S. Experimental and modelled mechanical behavior of a rock fracture under normal stress [J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 2008, 41(6): 869-892.
- [5] Labuz J F, Chen C N, Berger D J. Microcrack-dependent fracture of damage rock [J]. International Journal of Fracture, 1991, 51(3): 231-240.
- [6] 黄润秋,黄达.卸荷条件下岩石变性特征及本构模型研究[J].地球科学进展,2008,23(5):441-447. (Huang Runqiu, Huang Da. Study on deformation

characteristics and constitutive model of rock on the condition of unloading[J]. Advances in Earth Science, 2008, 23(5): 441-447. (in Chinese))

- [7] 黄达,谭清,黄润秋.高应力强卸荷条件下大理岩损伤破裂的应变能转化过程机制研究[J].岩石力学与工程学报,2012,31(12):2483-2493. (Huang Da, Tan Qing, Huang Runqiu. Mechanism of strain energy conversion process for marble damage and fracture under high stress and rapid unloading[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(12): 2483-2493. (in Chinese))
- [8] He M C, Miao J L, Feng J L. Rock burst process of limestone and its acoustic emission characteristics under true-triaxial unloading conditions [J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2010, 47(2): 286-298.
- [9] 夏才初,李宏哲,刘胜.含节理岩石试件的卸荷变形特性研究[J].岩石力学与工程学报,2010,29(4):697-704. (Xia Caichu, Li Hongzhe, Liu Sheng. Study of deformation properties of jointed specimens under unloading conditions [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(4): 697-704. (in Chinese))
- [10] 朱泽奇,盛谦,肖培伟,等.岩石卸围压破坏过程的能量耗散分析[J].岩石力学与工程学报,2011,30(增1):2675-2681. (Zhu Zeqi, Sheng Qian, Xiao Taoli, et al. Analysis of energy dissipation in process of unloading confining pressure failure of rocks[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(Supp. 1): 2675-2681. (in Chinese))
- [11] Mazars J. A model of a unilateral elastic damageable material and its application to concrete [A]//Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete [C]. Lausanne Switzerland, 1985: 61-71.
- [12] Pietruszczak S, Jiang Y, Mirza J. An elastoplastic constitutive model for concrete[J]. International Journal of Solid and Structures, 1988, 24(7): 705-722.
- [13] Zhou H, Jia Y, Shao J F. A unified elastic-plastic and viscoplastic damage model for quasi-brittle rocks [J]. Rock Mechanics and Mining Sciences, 2008, 45: 1237-1251.
- [14] 邱士利,冯夏庭,张传庆,等.不同卸围压速率下深埋大理岩卸荷力学特性试验研究[J].岩石力学与工程学报,2010,29(9):1807-1817. (Qiu Shili, Feng Xiating, Zhang Chuanqing, et al. Experimental research on mechanical properties of deep-buried marble under different unloading rates of confining pressures[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(9): 1807-1817. (in Chinese))