

张昊, 周黎明, 罗荣, 等. 三轴压缩条件下粉砂质泥岩扩容特性研究[J]. 水利水电技术(中英文), 2025, 56(S1): 594-602.

ZHANG Hao, ZHOU Liming, LUO Rong, et al. Study on the dilation characteristics of silty mudstone under triaxial compression[J]. Water Resources and Hydropower Engineering, 2025, 56(S1): 594-602.

三轴压缩条件下粉砂质泥岩扩容特性研究

张昊, 周黎明, 罗荣, 张利洁

(长江水利委员会长江科学院 水利部岩土力学与工程重点实验室, 湖北 武汉 430010)

摘要: 扩容效应是岩石三轴压缩条件下体积变化的显著特性, 是岩石体积非线性膨胀的重要表现。为考察岩石的扩容特性, 分析塑性特性与应力水平对扩容的影响机制, 阐释岩石全过程偏应力-应变曲线特征, 以西南地区某引调水工程粉砂质泥岩为研究对象, 开展了1~25 MPa围压水平下的三轴压缩试验, 引入Mohr-Coulomb强度准则与塑性参数, 对岩石的扩容特性进行研究。结果显示: (1) 岩石的扩容应力与残余应力分别为峰值应力的0.65与0.58, 各项强度指标与围压水平均有着明显的线性关系, 符合Mohr-Coulomb强度准则; (2) 发生扩容后, 岩石内摩擦角与黏聚力随塑性参数的增大经历了先增大后减小的变化, 且变化特征有一定的不同步性, 基于Mohr-Coulomb强度准则和塑性参数的拟合模型能够描述岩石扩容发生后的全过程偏应力-应变曲线; (3) 扩容角及扩容指数随围压的增大而呈负指数型减小, 破裂面倾角随围压的增大而逐渐增大, 并逐渐趋于稳定。结果表明: 岩石扩容后的变形过程与应力水平及塑性特性密切相关, 且围压对岩石扩容具有抑制作用。

关键词: 三轴压缩试验; 扩容; Mohr-Coulomb强度准则; 特征强度; 扩容指数

DOI: 10.13928/j.cnki.wrahe.2025.S1.091

中图分类号: TU45

文献标志码: A

文章编号: 1000-0860(2025)S1-0594-09

Study on the dilation characteristics of silty mudstone under triaxial compression

ZHANG Hao, ZHOU Liming, LUO Rong, ZHANG Lijie

(Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of Ministry of Water Resources, Changjiang River Scientific Research Institute, Wuhan 430010, Hubei, China)

Abstract: The volume dialation effect is a significant characteristic of rock volume change under triaxial compression conditions, and is an important manifestation of the nonlinear expansion of rock volume. In order to examine the dialation characteristics of rock, analyze the influence mechanism of plastic characteristics and stress level on the dialation characteristics, and explain the deviatoric stress-strain curve characteristics of the rock in the whole process, taking the silty mudstone of a water diversion project in southwest China as the research object, a study was carried out. In the triaxial compression test under the confining pressure level of 1 ~ 25 MPa, the Mohr-Coulomb strength criterion and plastic parameters were introduced to study the dialation characteristics of the rock. The results show: (1) The dialation stress and residual stress of the rock are 0.65 and 0.58 of the peak stress respectively, and various strength indicators have an obvious linear relationship with the confining pressure level, which is consistent with the Mohr-Coulomb strength criterion; (2) After dialation occurs, the internal friction angle and cohesion

收稿日期: 2024-12-20

基金项目: 中央级公益性科研院所基本科研业务费(CKSF2023316/YT)

作者简介: 张昊(2000—), 男, 硕士研究生, 主要从事岩石力学研究。E-mail: buuoon@163.com

通信作者: 周黎明(1977—), 男, 正高级工程师, 博士, 主要从事工程地球物理探测方面的研究与应用工作。E-mail: zhouliming@mail.crsri.cn

of the rock experienced changes that first increased and then decreased as the plastic parameters increased, and the change characteristics had a certain degree of asynchrony. The fitting model based on the Mohr-Coulomb strength criterion and plastic parameters can Describe the deviatoric stress-strain curve of the whole process after the rock dialation occurs; (3) The dialation angle and dialation index decrease in a negative exponential manner as the confining pressure increases, and the rupture surface inclination angle gradually increases with the increase of the confining pressure. and gradually stabilized. The deformation process of rock after dialation is closely related to the stress level and plastic properties, and the confining pressure has an inhibitory effect on rock dialation.

Keywords: triaxial compression test; dilation; Mohr-Coulomb strength criterion; characteristic stress; dilation index

0 引 言

在引调水水工隧洞的建设过程中, 围岩的大变形问题时有发生, 岩石的变形规律具有一定的复杂性, 尤其当岩石产生不可逆转的塑性形变时, 岩石体积变化的非线性特征难以精准预测^[1-3]。因此, 对水工隧洞工程中的岩石变形特性需要深入研究。我国西南地区某引调水工程分布有大量的粉砂质泥岩。这类岩石性质较为软弱、易发生变形^[4-6]。岩石变形导致的工程问题决定着隧洞工程的质量好坏, 威胁着施工人员的作业安全^[7]。因此, 水工隧洞中粉砂质泥岩扩容特性是水工岩石力学亟待研究与解决的一项重要问题。

岩石受压破坏的过程可以看作是岩石内部裂隙逐渐产生、扩展的演化过程, 当岩石内部裂隙演化至一定程度时, 会发生非线性的体积膨胀现象, 岩石的这一特征称为扩容。对于岩石的扩容现象, 学界已经形成了一定的认知。BRIDGMAN^[8]首次提出扩容的概念, 并认为扩容是岩石破坏的前兆。BRACE等^[9]认为扩容现象是岩石内部微裂隙发育到一定程度下的宏观表现。YUAN等^[10]使用扩容指数来表征三轴应力状态下岩石扩容效应, 给出了扩容指数的计算方法, 并提出对围压水平与扩容指数的变化关系的见解。侯文诗等^[11]根据不同岩性岩石的三轴压缩试验, 统计得到岩石特征强度的分布规律, 认为扩容强度与轴向峰值强度的比值为 0.7。许圣祥等^[12]依据千枚岩扩容过程中特征强度值的变化情况, 认为岩石的扩容行为同时受到围压水平与节理面角度的影响。

一般认为, 岩石的扩容特性是岩石的塑性特性的表现^[13], 塑性特性对岩石弹性变形后的力学行为有显著影响。周辉等^[14]根据岩石内变量岩石的力学特性进行了弹塑性分析。李建朋等^[15]分析了应力路径的改变对岩石扩容体积应变带来的影响, 并使用剪胀角对峰后扩容过程进行描述。靖洪文等^[16]分析了大理岩峰后的剪胀性质。在岩石的塑性变形过程中, 岩

石内摩擦角与黏聚力的变化规律尚未完全定论, 学界对此有一定的讨论。李响等^[17]认为岩石峰后黏聚力减弱, 残余强度主要由摩擦力强度构成。韩建新^[18]认为岩石峰后内摩擦力与黏聚力均随塑性剪切应变减小; 李文婷等^[19]认为内摩擦角在峰后会减小; HAJIABDOLMAJID等^[20]认为内摩擦角随塑性剪切应变线性增加、黏聚力随内摩擦角线性减小。而郑颖人^[21]、经纬等^[22]则认为内摩擦角变化不大, 可视为常数。岩石塑性变形的过程较为复杂, 应力-应变曲线的变化特征较难描述。童广勤等^[23]将峰后应力-应变曲线简化为直线, 并推广到多种岩石中。黄伟等^[24]使用四阶段变化模型对岩石进行了应力-应变曲线拟合, 但拟合方法过于依赖数值模拟, 削弱了模型普适性。于永江等^[25]使用退化角作为描述峰后软化的脆性参数, 建立了峰后软化过程的模型, 取得了一定成效。这些研究大多针对岩石峰后应变软化过程, 将岩石峰前的应力-应变变化特征简化为弹性关系, 在一定程度上忽视了峰值前的塑性变形阶段。而扩容现象发生的起点在应力峰前, 从扩容点到峰值点之间的塑性变化阶段也是十分重要的过程, 是导致岩石破坏的关键环节。因此, 对于岩石峰前的扩容行为, 仍是需要深入研究的课题。

综上所述, 岩石扩容是一种普遍发生的现象, 扩容效应不仅受到应力水平的影响, 也与岩石的塑性特性密切相关。本文以粉砂质泥岩的扩容特性为研究主体, 对岩石进行三轴压缩试验, 针对岩石扩容点后塑性变形全过程, 考察不同围压下的强度指标与塑性参数变化规律, 建立应力水平与塑性参数共同作用的拟合模型, 分析扩容过程中的岩石力学特性, 为工程岩体变形特性分析提供参考。

1 试样制备及试验方案

本试验选用我国西南地区某引调水工程隧洞粉砂质泥岩为研究对象, 根据《水利水电工程岩石试验规程》(SL/T 264—2020)制成直径 50 mm, 高度 100 mm

的标准圆柱体试样(见图 1)。试样表面平整,质地均匀,无不良裂隙与损坏。

使用 MTS-815 岩石力学试验系统对岩石试样进行三轴压缩试验。本试验加载速率以位移控制为 0.005 mm/s,围压水平为 1~25 MPa。系统配备轴向与环向应变计,可获得岩石的轴向位移以及环向位移。根据各岩石试验测试结果,绘制不同围压下的偏应力-应变曲线。设备精度符合本次试验要求。



图 1 粉砂质泥岩圆柱试样

2 三轴压缩试验结果分析

2.1 粉砂质泥岩强度特性分析

为不同围压水平下的岩石偏应力-应变曲线。可以看出,随着围压水平的增大,岩石的偏应力峰值呈增大趋势,且曲线逐渐变陡。由于围压对岩石内部孔隙的压密作用,曲线中几乎无下凹的压密阶段。随着应力施加,岩石破坏后会进入稳定变形阶段,岩石仍然能够拥有一定的承载能力,此时可以获得岩石的残余强度 σ_{rs} 。

在试验中,根据测得的岩石轴向应变 ε_1 与侧向应变 ε_3 ,可以得到岩石体积应变 ε_V ,即

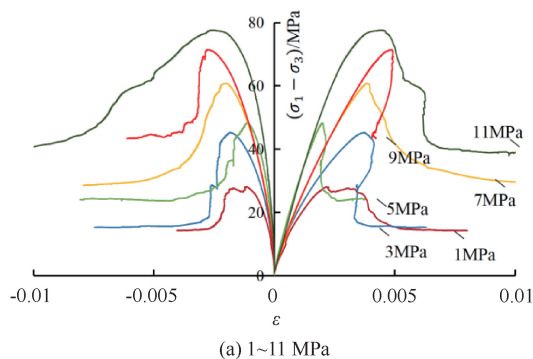
$$\varepsilon_V = \varepsilon_1 - 2\varepsilon_3 \quad (1)$$

在三轴压缩试验中,岩石体积应变经历了由正向负的变化过程,表明岩石发生扩容现象,体积由压缩转为膨胀。岩石的扩容点即为岩石体积应变曲线的拐点。根据岩石体积应变曲线,可以得到不同围压下扩容点所对应的扩容强度 σ_{cd} 。

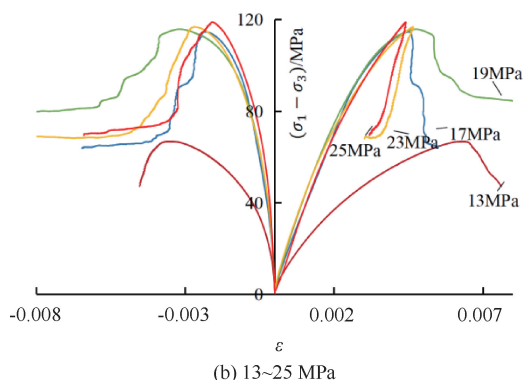
不同围压下岩石的各项强度指标及强度之间的比值关系如表 1 所列。可以看出:围压从 1 MPa 增至 25 MPa 时,岩石的峰值强度 σ_f 、扩容强度 σ_{cd} 与残余强度 σ_{rs} 分别从 29.2 MPa、19.1 MPa 与 15.4 MPa 增至 144 MPa、110 MPa 与 95.1 MPa,围压对岩石强度的强化作用显著。不同围压下, σ_{cd} 与 σ_{rs} 分别为 σ_f 的 0.65、0.58,大小较为接近,且 σ_{cd} 略大于 σ_{rs} 。

2.2 粉砂质泥岩 Mohr-Coulomb 强度准则参数分析

岩石的强度与围压之间存在着一定的线性关系,



(a) 1~11 MPa



(b) 13~25 MPa

图 2 不同围压下粉砂质泥岩 $(\sigma_1 - \sigma_3) - \varepsilon_1$ 曲线

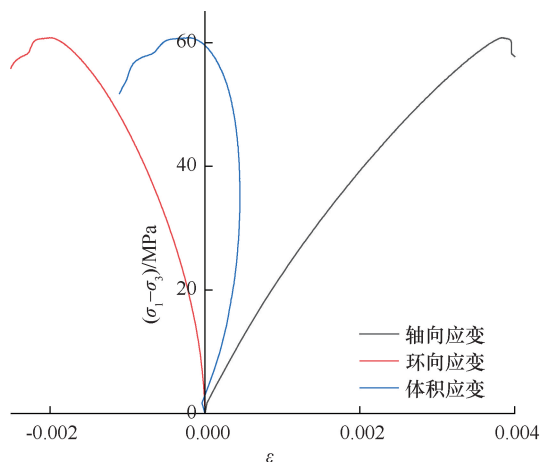


图 3 粉砂质泥岩 ε_V 变化曲线(以 7 MPa 为例)

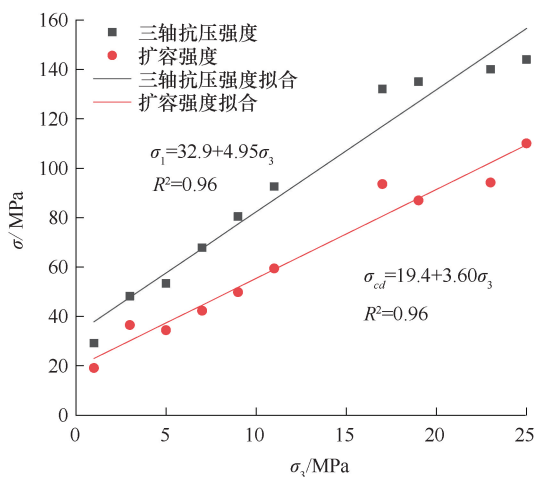
表 1 不同围压下粉砂质泥岩各项强度指标及比值关系

σ_3 /MPa	σ_1 /MPa	σ_{cd} /MPa	σ_{cd}/σ_1	σ_{rs} /MPa	σ_{rs}/σ_1	σ_{rs}/σ_{cd}
1	29.2	19.1	0.65	15.4	0.53	0.81
3	48.2	36.5	0.76	18.3	0.38	0.50
5	53.3	34.4	0.65	29.04	0.54	0.84
7	67.8	42.3	0.62	35.9	0.53	0.85
9	80.4	49.8	0.62	52.5	0.65	1.05
11	92.5	59.4	0.64	49.9	0.54	0.84
17	132	93.5	0.71	81.3	0.62	0.87
19	135	86.9	0.64	99.1	0.73	1.14
23	140	94.2	0.67	91.7	0.65	0.97
25	144	110	0.76	95.1	0.66	0.87
均值	—	—	0.65	—	0.58	0.87

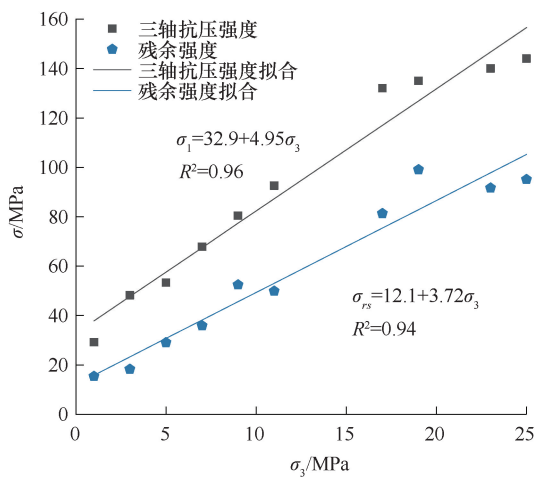
这一特性通常使用 Mohr-Coulomb 强度准则来进行描述。对不同围压下各项特征强度进行线性拟合, 拟合结果如图 4 所示, 各项强度指标对应内摩擦角及黏聚力如表 2 所列。依据 Mohr-Coulomb 强度准则主应力的表示方式

$$\sigma_1 = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_3 + \frac{2 \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} c \quad (2)$$

获得岩石不同状态下的内摩擦角及黏聚力。可以看出: Mohr-Coulomb 强度准则对岩石特征强度的拟合效果较好, 强度符合线性变化规律。本试验粉砂质泥岩从扩容到峰值再到残余变形的过程, 其内摩擦角与黏聚力经历了先增大后减小的变化。



(a) σ_1 、 σ_{cd} 与 σ_3 线性关系拟合



(b) σ_1 、 σ_{rs} 与 σ_3 线性关系拟合

图 4 各强度指标线性拟合结果

表 2 各项强度指标对应内摩擦角及黏聚力

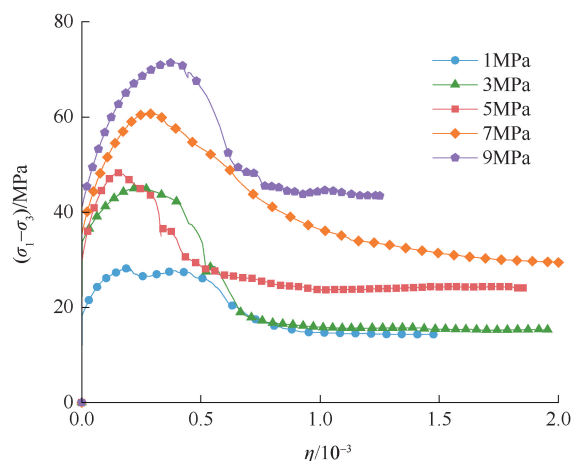
参数	Mohr-Coulomb 强度准则拟合方程	$\varphi / (^\circ)$	c / MPa
σ_f	$\sigma_f = 4.95\sigma_3 + 32.9$	41.6	7.40
σ_{cd}	$\sigma_{cd} = 3.60\sigma_3 + 19.4$	34.4	5.11
σ_{rs}	$\sigma_1 = 3.72\sigma_3 + 12.1$	35.2	3.14

对于岩石塑性变化过程中内摩擦角及黏聚力的变

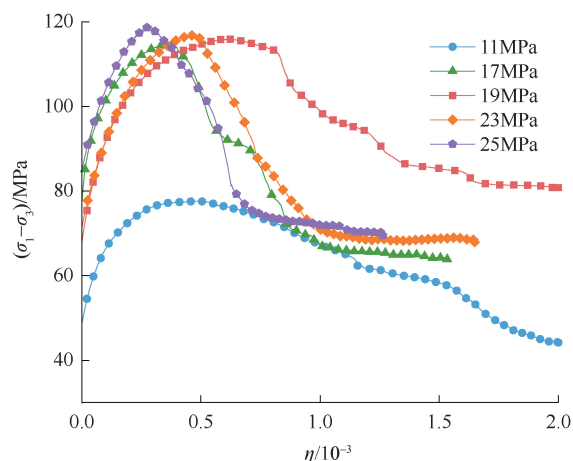
化, 学界并未形成统一认识。由于岩石产生了不可逆的塑性变形, 岩石出现了不同于弹性变形阶段的非线性扩容行为。为了进一步考察塑性变形对岩石强度与变形的影响, 本文引入塑性参数 η 来进一步阐释岩石的扩容特性。选取为岩石的塑性剪切应变为岩石的塑性参数 η , 根据弹性阶段后的轴向应变塑性应变 $\varepsilon_{1, i}^p$ 与侧向塑性应变 $\varepsilon_{3, i}^p$, 计算得到每一点的塑性剪切应变 η_i , 即

$$\eta_i = \varepsilon_{1, i}^p - 2\varepsilon_{3, i}^p \quad (3)$$

以扩容点为岩石塑性变化的起点, 得到岩石偏应力强度与塑性参数的变化关系如图 5 所示。岩石达到偏应力峰值时, η 基本上分布在 0.002~0.005 之间, 当 η 大于 0.007 时, 岩石逐渐进入残余变形阶段。



(a) 1~9 MPa内 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 与 η 关系



(b) 11~25 MPa内 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 与 η 关系

图 5 不同围压下 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 与 η 关系

使用线性插值法, 获得不同围压下、不同塑性参数所对应的岩石应力水平 (见图 6)。根据 Mohr-Coulomb 强度准则进行拟合, 得到各塑性参数下的岩

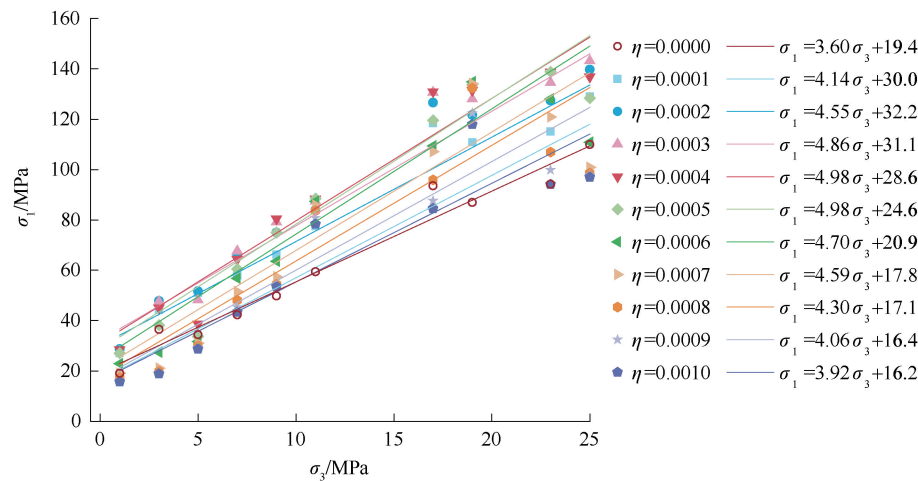


图6 不同塑性参数下强度线性拟合

石内摩擦角及黏聚力的变化规律(见图7)。可以看出:随着岩石塑性剪切应变的增大,岩石的内摩擦角与黏聚力均经历了先增大后减小的变化过程。内摩擦角在 η 为0.0004~0.0005时达到最大,为 41.7° ;黏聚力在 η 为0.0002时达到最大,为7.55 MPa。内摩擦角与黏聚力的峰值大致可对应岩石的峰值应力附近。当 η 大于0.0007时,岩石黏聚力趋于稳定,这一阶段大致对应岩石的残余变形阶段。 η 大于0.001时,岩石进入残余变形阶段,此时内摩擦角与黏聚力大小视为定值,根据拟合结果,内摩擦角与黏聚力分别为 36.4° 、4.09 MPa。

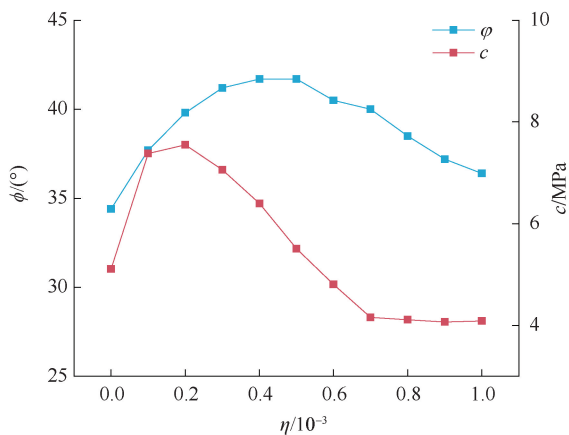


图7 内摩擦角、黏聚力与塑性剪切应变变化关系

对于粉砂质泥岩,内摩擦角与黏聚力的变化趋势相似,但并不同步。李鹏飞等^[26]指出岩石的受压过程中,内摩擦角和黏聚力的变化受到岩石内部裂隙发育的影响。裂隙发育后,作为弹塑性材料的岩石的材料特性削弱,导致黏聚力降低。这一过程中,岩石裂隙处形成了摩擦滑移面,并表现为随着裂隙发育而不断增大。这一部分内摩擦角包含互锁摩擦与残余摩

擦。其中,互锁摩擦随着岩石塑性应变的增大而逐渐衰减,最终内摩擦角的大小趋向于残余内摩擦角。

对于塑性参数与内摩擦角、黏聚力的变化关系,学界有着不同的描述方式,常见方式有将其简化为分段的线性变化^[27]、指数函数关系^[28]等。拟合方式的差异原因在于不同试验所获取的内摩擦角、黏聚力变化状况有所不同。本文采用拟合程度较高的多项式函数对内摩擦角、黏聚力随塑性参数的变化关系进行数值拟合

$$f(\eta) = A_0 + A_1\eta + A_2\eta^2 + A_3\eta^3 (\eta \leq 0.001) \quad (4)$$

式中, $f(\eta)$ 为内摩擦角与黏聚力的待拟合函数; A_0 、 A_1 、 A_2 、 A_3 为多项式函数待拟合参数。

表3 拟合参数取值 ($\eta/10^{-3}$)

参数	A_0	A_1	A_2	A_3	R^2
φ	35.3	2.46	-0.246	0	0.92
c	5.55	1.71	-0.481	0.030	0.94

多项式函数拟合相关性较为良好,且函数变化趋势与实测值一致。 $\eta = 0.001$ 时,计算得到内摩擦角与黏聚力分别为 34.9° 、4.55 MPa,与实测值接近。 $\eta > 0.001$ 时,内摩擦角与黏聚力保持不变,根据数值拟合结果,假定其恒为 34.9° 、4.55 MPa。

2.3 模型验证

在对岩石受压破坏的过程进行描述时,广泛采用三阶段应变软化模型(见图8)。这一模型将应力峰值前的变形特性简化为弹性阶段,将峰后曲线简化为软化阶段与残余阶段。这一模型适用广泛,但主要用来模拟峰后的应力软化过程。本文考虑到峰前变化的屈服阶段,因此选用四阶段变化模型进行研究。

(1)弹性阶段:应力范围为 $0 \sim \sigma_{cd}$,岩石仅发生弹性变化,塑性特性未显现,塑性参数 η 为0。此阶段表现为线性曲线。

(2)屈服阶段:应力范围为 $\sigma_{cd} \sim \sigma_f$ 。岩石开始产生塑性变形,塑性参数增大,应力持续至峰值。此阶段表现为非线性曲线。

(3)软化阶段:应力范围为 $\sigma_f \sim \sigma_{rs}$ 。进入峰后阶段,塑性参数持续增大,应力水平开始下降。此阶段表现为非线性曲线。

(4)残余阶段:应力范围维持在 σ_{rs} 。塑性参数持续增大,而应力水平保持不变,岩石进入残余变形

阶段。此阶段表现为水平线性曲线。

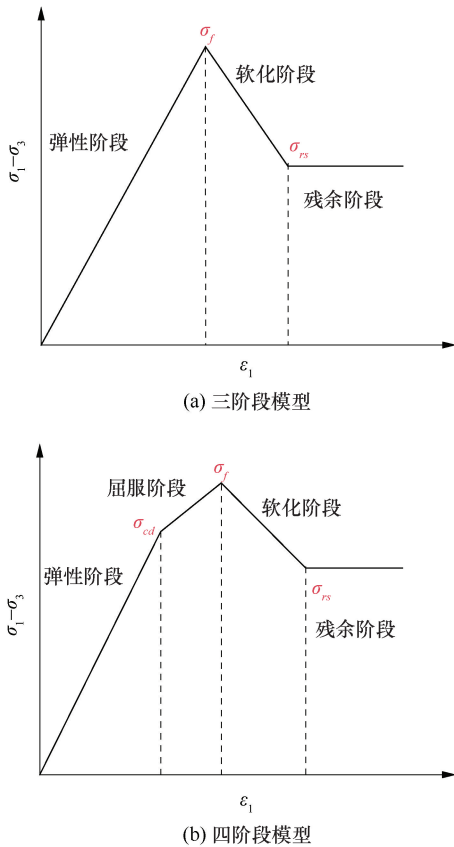


图8 三阶段、四阶段偏应力-应变模型

扩容点之前的弹性阶段, 岩石只展现出弹性性能。屈服准则可表示为

$$f(\sigma_{ij}) = 0 \quad (5)$$

对于三轴压缩条件, 偏应力-轴向应变关系为

$$\sigma_1 - \sigma_3 = k\varepsilon_1 \quad (6)$$

式中, k 为扩容点至 0 点的斜率。

对于扩容点之后的屈服阶段与软化阶段, 岩石产生了塑性变形, 此时岩石受塑性特性的影响。屈服准则可表示为

$$f(\sigma_{ij}, \eta) = 0 \quad (7)$$

对于三轴压缩条件, 由最大主应力 σ_1 表示为

$$\sigma_1 = \frac{1 + \sin \varphi(\eta)}{1 - \sin \varphi(\eta)} \sigma_3 + \frac{2 \cos \varphi(\eta)}{1 - \sin \varphi(\eta)} c(\eta) \quad (8)$$

对于残余阶段, 岩石内摩擦角与黏聚力不再变化, 应力不变。此时岩石残余强度可由恒定的内摩擦角与黏聚力直接算出。

根据模型进行模拟, 可以获得不同围压下粉砂质泥岩的偏应力-应变曲线。限于文章篇幅, 部分模型拟合结果如图 9 所示, 此模型计算方便、拟合理念简洁明了, 能够描述出岩石三轴压缩条件下的全过程变化, 反映出岩石发生塑性变形后的各项特征。尤其

对曲线峰前扩容的非线性特性有着较为清晰的表达能力。

3 围压水平对粉砂质泥岩扩容特性的影响

3.1 扩容角及扩容指数变化分析

图 10 为岩石体积应力与轴向应力变化曲线。体积应变曲线随着轴向应变的增大逐渐由压缩状态转为扩容。

对于围压水平与岩石扩容行为的关系, 可以使用体积应变-轴向应变双线性模型来分析。这一模型以扩容点为分隔, 将岩石的力学行为分为两部分: (1) 第一阶段为弹性压缩阶段, 岩石体积缩小; (2) 第二阶段为体积扩容阶段, 岩石体积转为增大。模型中两阶段均简化为线性, 如图 11 所示。岩石的扩容角 θ 为岩石扩容线段与模型坐标横轴的夹角。双线性扩容模型反应了岩石不同围压下扩容起始点与扩容角变化的规律。无侧向压力时, 岩石的扩容角最大。随着围压水平的增大, 扩容角呈现减小的趋势。

不同围压水平下岩石的扩容行为有所变化。为了进一步描述岩石的扩容程度, 本文引入扩容指数的概念。扩容指数 I_d 可表示为

$$I_d = \frac{\theta_p}{\theta_0} = \frac{\arctan(\Delta\varepsilon_{vp}/\Delta\varepsilon_{1p})_p}{\arctan(\Delta\varepsilon_{vp}/\Delta\varepsilon_{1p})_0} \quad (9)$$

式中, θ_p 为一定围压下岩石的扩容角大小, 围压为 0 时, 扩容角为 θ_0 ; $\Delta\varepsilon_{vp}$ 为岩石体积塑性应变增量; $\Delta\varepsilon_{1p}$ 为岩石轴向塑性应变增量。

扩容指数的取值范围为 0~1 之间。当围压为 0 时, 岩石的扩容指数为 1, 代表岩石表现出最大扩容能力。扩容指数的大小随岩石围压水平的增大而减小。扩容指数为 0 代表岩石未表现出扩容行为, 意味着围压完全抑制了岩石的扩容效应。

对于扩容指数 I_d , YUAN 等^[10] 建议使用负指数型函数计算, 即

$$I_d = \exp(-m_d \sigma_3) \quad (10)$$

式中, m_d 为函数拟合参数。

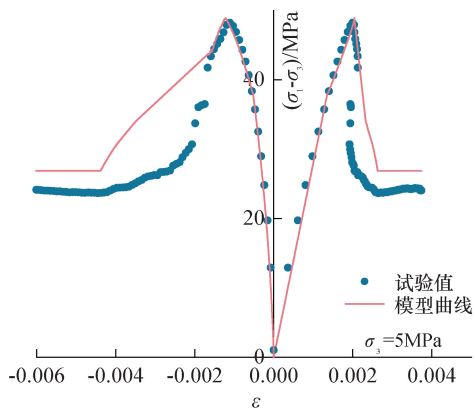
扩容指数随围压的增大而呈现负指数型递减。联立(9)(10)可知: 岩石扩容角的变化与围压关系同样遵循负指数型函数关系, 即

$$\theta_p = \theta_0 \exp(-m_d \sigma_3) \quad (11)$$

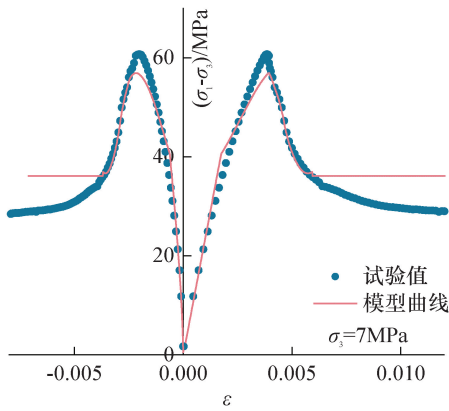
扩容角与围压呈现负指数型变化关系。如图 12 所示, 根据不同围压水平下的扩容角大小进行拟合, 可以得到

$$\theta_p = 30.9 \exp(-0.008 \sigma_3) \quad (12)$$

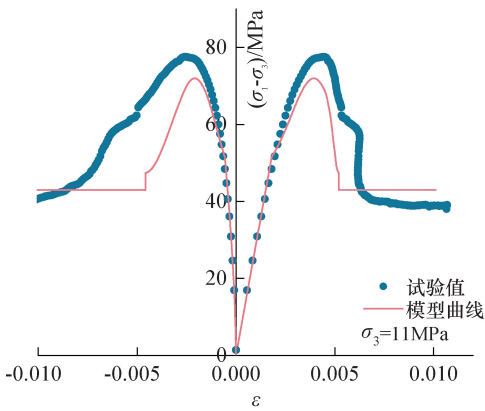
拟合所得岩石在围压为 0 时, 扩容角 θ_0 大小为



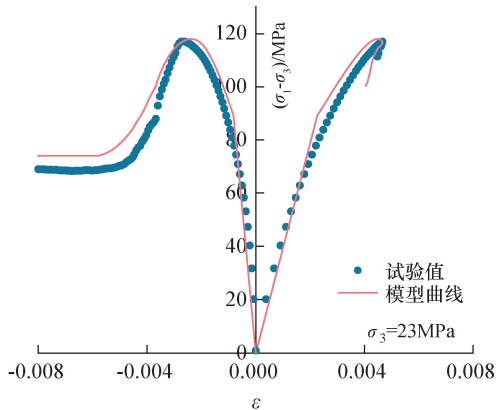
(a) 5 MPa模型曲线



(b) 7 MPa模型曲线



(c) 11 MPa模型曲线



(d) 23 MPa模型曲线

图9 偏应力-应变模型曲线

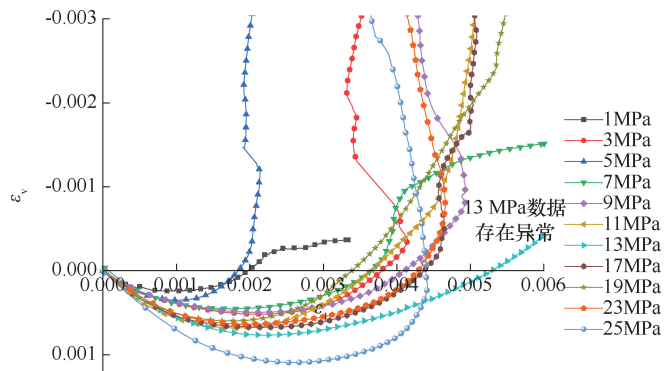
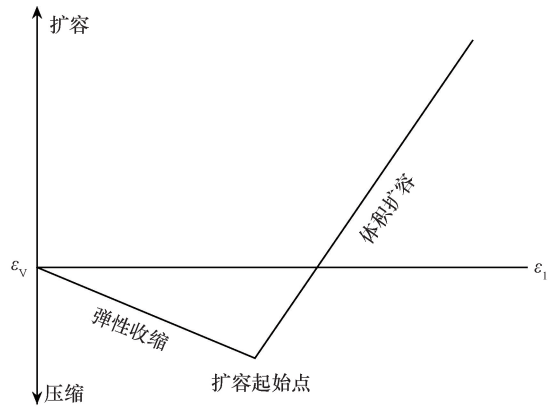
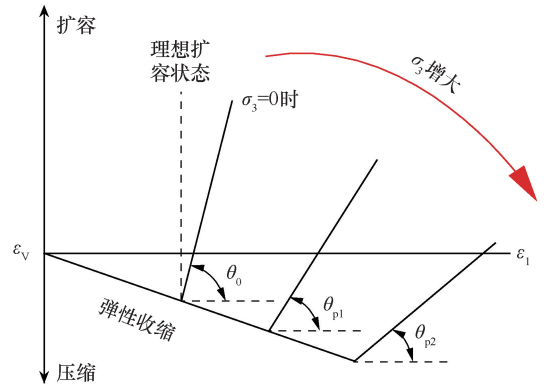


图10 不同围压下体积应变-轴向应变曲线



(a) 体积应变简化模型



(b) 不同围压下体积应变模型

图11 双线性扩容模型

30.9°。计算得到不同围压下扩容指数,可以得到岩石扩容指数与围压的分布关系,如图13所示,扩容指数与围压的关系曲线可表示为

$$I_d = 30.9 \exp(-0.008\sigma_3) \quad (13)$$

根据拟合结果,岩石围压从0增至25 MPa时,扩容角与扩容指数从30.9°、1降低至25.3°、0.82。可见随着围压的增大,围压对岩石扩容行为的抑制作用逐渐明显,岩石扩容更加困难。

3.2 破裂面角度变化分析

岩石破坏后会形成破裂面,本试验中各试样均呈

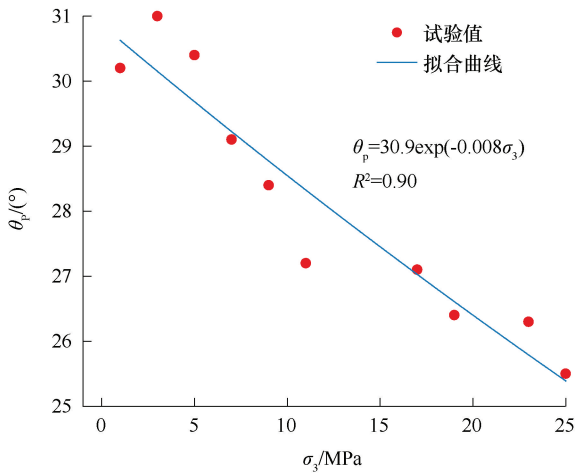


图 12 扩容角与围压变化关系

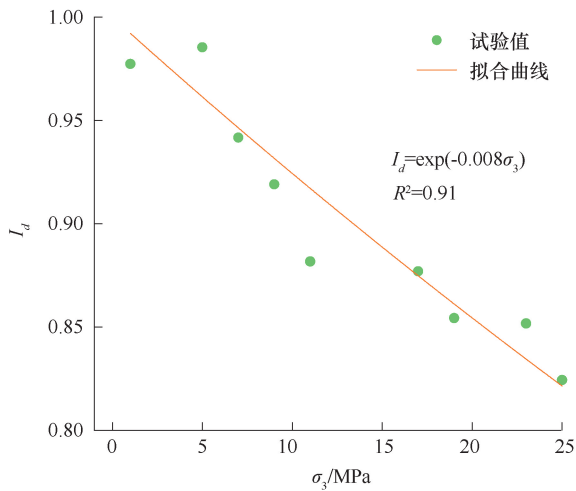


图 13 扩容指数与围压变化关系

现出斜向的裂隙面, 与水平方向形成一定的夹角(见图 14), 角度大小如表 4 所列。斜向破裂面说明岩石的破坏模式为剪切破坏。

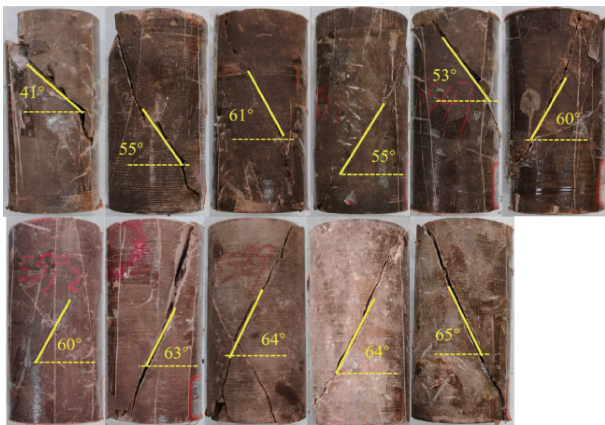


图 14 破裂面分布

表 4 不同围压下裂隙面角度

σ_3/MPa	1	3	5	7	9	11	13	17	19	23	25
角度/(°)	41	55	61	55	53	60	60	63	64	64	65

粉砂质泥岩三轴压缩试验下破坏模式均表现为剪切破坏, 破裂面均为贯穿岩石的斜向大裂隙面, 且裂隙面随着围压的增大而更加平整。破裂角度与围压的关系如图 15 所示。能够看出: 随着围压的增大, 破裂面角度总体呈现增大趋势。围压为 1 MPa 时, 破裂面角度最小, 为 41°; 当围压大于 17 MPa 时, 破裂面角度在 63~65°之间, 可见当围压增大到一定程度时, 粉砂质泥岩破裂面角度逐渐趋于稳定。

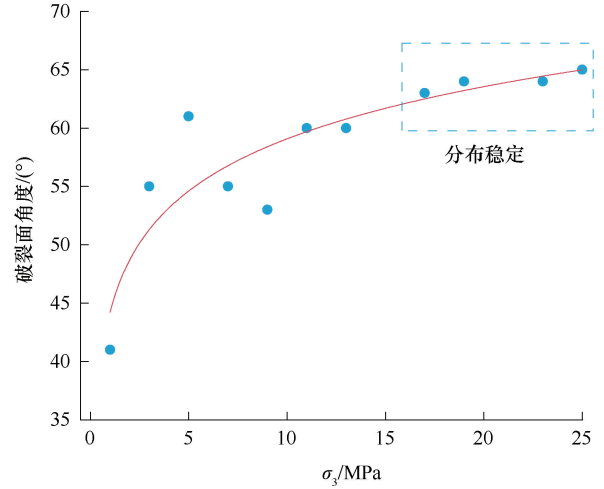


图 15 破裂面角度与围压关系

4 结果讨论

(1) 岩石在扩容点后产生塑性变形, 此时岩石的塑性特性开始显现出来。对于塑性特性的表征, 本文选取了塑性剪切应变这一指标。结果不仅验证了内摩擦角与黏聚力在峰后软化阶段会发生改变, 也展现了峰前屈服阶段的变化情况。同样, 本试验也验证了由互锁机制导致的内摩擦角与黏聚力下降趋势的不同步性。对于各项研究中所得到的不同变化规律, 本文认为主要与试验加载方式以及岩石岩性特征有关。

(2) 本试验选取的模型基于 Mohr-Coulomb 强度准则而形成, 参数选取方便, 且能够反映出扩容发生后的各个塑性变形阶段, 弥补了三阶段模型对峰前屈服曲线描述的不足。但是, 由于不同围压下的岩石偏应力-塑性参数变化关系具有不可避免的不同步性, (如 η 在 0.0003~0.0005 范围内时, 部分岩石已达峰值应力、而部分岩石应力未达峰值或已转为峰后下降状态), 会对 Mohr-Coulomb 强度准则的拟合结果产生相应的影响。

(3) 本试验分析了围压对扩容行为的影响, 以扩容指数验证并分析了围压对扩容的抑制作用。同样, 围压的增大也使得岩石破裂面角度趋于稳定。破裂面

是岩石剪切破坏的体现,受到围压作用影响;扩容角及扩容指数的变化情况,同样也是围压作用的反映。对于扩容参数与岩石宏观破裂形态的相关关系,有待进一步深入发掘。

5 结 论

(1)粉砂质泥岩的各项特征强度均随着围压的增大而增大,扩容强度略大于残余强度,扩容强度与残余强度分别为峰值强度的0.65、0.58。各项强度指标均与围压有显著的线性关系,均符合Mohr-Coulomb强度准则。

(2)以塑性剪切应变为塑性参数考察粉砂质泥岩的整个扩容过程,发现内摩擦角与黏聚力先增大后减小,但呈现出不同步性。建立以塑性参数与Mohr-Coulomb强度准则为基础的四阶段拟合模型,描述了岩石三轴压缩条件下全过程偏应力-应变曲线。

(3)随着围压的增大,粉砂质泥岩的扩容角与扩容指数均呈现负指数型函数减小趋势,破坏后的破裂面角度呈现增大趋势,并在17~25 MPa内趋于稳定。围压对粉砂质泥岩的扩容效应有一定的抑制作用,围压越大,抑制作用越明显。

参考文献:

[1] 张广泽,邓建辉,王栋,等.隧道围岩构造软岩大变形发生机理及分级方法[J].工程科学与技术,2021,53(1):1-12.

[2] 宋章,蒋良文,杜宇本,等.成兰铁路软岩隧道大变形特征及成因机制探析[J].工程地质学报,2016,24(增刊1):11-16.

[3] 丁秀丽,张雨霆,黄书岭,等.隧洞围岩大变形机制、挤压大变形预测及应用[J].岩石力学与工程学报,2023,42(3):521-544.

[4] 杨益,施成华,郑可跃,等.高地应力红层软岩隧道大变形分级控制技术[J].现代隧道技术,2024,61(5):252-262.

[5] 徐前卫,贺翔,孙梓栗,等.滇中红层软弱围岩局部失稳及变形控制实践[J].铁道工程学报,2020,37(3):61-66.

[6] 李亚丽,于怀昌,刘汉东.三轴压缩下粉砂质泥岩蠕变本构模型研究[J].岩土力学,2012,33(7):2035-2040.

[7] 来记桃,李乾德.长大引水隧洞长期运行安全检测技术体系研究[J].水利水电技术(中英文),2021,52(6):162-170.

[8] BRIDGMAN P W. Volume changes in the plastic stages of simple compression[J]. Journal of Applied Physics, 1949, 20: 1241-1251.

[9] BRACE W F, PAULDING JR B W, SCHOLZ C H. Dilatancy in the fracture of crystalline rocks[J]. Journal of Geophysical Research, 1966, 71(16): 3939-3953.

[10] YUAN S C, HARRISON J P. An empirical dilatancy index for the dilatant deformation of rock [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2004, 41(4): 679-686.

[11] 侯文诗,李守定,李晓,等.岩石扩容起始特性与峰值特性的比较[J].岩土工程学报,2013,35(8):1478-1485.

[12] 许圣祥,王孝国,孟陆波,等.三轴压缩条件下千枚岩力学及扩容特征分析[J].现代隧道技术,2021,58(1):160-167.

[13] ALEJANO L R, ALONSO E. Considerations of the dilatancy angle in rocks and rock masses[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2005, 42(4): 481-507.

[14] 周辉,杨凡杰,张传庆,等.考虑围压效应的大理岩弹塑性耦合力学模型研究[J].岩石力学与工程学报,2012,31(12):2389-2399.

[15] 李建朋,高岭,母焕胜.高应力卸荷条件下砂岩扩容特征及其剪胀角函数[J].岩土力学,2019,40(6):2119-2126.

[16] 靖洪文.峰后岩石剪胀性能试验研究[J].岩土力学,2003,24(1):93-102.

[17] 李响,荣冠,彭俊,等.考虑黏聚力损失的岩石残余强度模型与数值验证[J].水利水电技术,2018,49(11):173-178.

[18] 韩建新.基于应变软化模型的岩体峰后变形特性和隧洞结构稳定性研究[D].济南:山东大学,2012.

[19] 李文婷,李树忱,冯现大,等.基于莫尔-库仑准则的岩石峰后应变软化力学行为研究[J].岩石力学与工程学报,2011,30(7):1460-1466.

[20] HAJIABDOLMAJID V, KAISER P K, MARTIN C D. Modelling brittle failure of rock [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2002, 39(6): 731-741.

[21] 郑颖人.地下工程锚喷支护设计指南[M].北京:中国铁道出版社,1988.

[22] 经纬,薛维培,姚直书.巷道围岩塑性软化区岩石内摩擦角与黏聚力变化规律[J].煤炭学报,2018,43(8):2203-2210.

[23] 童广勤,余成学,张海龙,等.岩石峰后强度参数演化实用新模型研究[J].武汉大学学报(工学版),2024,57(1):45-54.

[24] 黄伟,沈明荣,张清照.高围压下岩石卸荷的扩容性质及其本构模型研究[J].岩石力学与工程学报,2010,29(S2):3475-3481.

[25] 于永江,张春会,王来贵.基于退化角的岩石峰后应变软化模型[J].煤炭学报,2012,37(3):402-406.

[26] 李鹏飞,赵星光,郭政,等.北山花岗岩在三轴压缩条件下的强度参数演化[J].岩石力学与工程学报,2017,36(7):1599-1610.

[27] 卢兴利,刘泉声,苏培芳.考虑扩容碎胀特性的岩石本构模型研究与验证[J].岩石力学与工程学报,2013,32(9):1886-1893.

[28] 王传乐,杜广印,李二兵,等.北山深部花岗岩常规三轴压缩条件下的强度参数演化及能量耗散[J].岩石力学与工程学报,2021,40(11):2238-2248.

(责任编辑 王海锋)