

基于围压增量的岩石峰后蠕变试验研究

谭玉林¹, 李树清^{1,2}

(1. 湖南科技大学 能源与安全工程学院, 湖南 湘潭 411201; 2. 湖南科技大学 煤矿开采技术湖南省重点实验室, 湖南 湘潭 411201)

摘要: 为研究围压增量对岩石峰后蠕变过程的影响, 使用 MTS815 岩石力学试验系统, 对加工成型的岩石试件进行三轴等应力蠕变实验, 在峰后恒载蠕变之前对试件施加围压增量, 得出增加围压后的岩石峰后蠕变曲线并分析研究。结果表明: 主动增加围压改变了试件蠕变变形特性, 其蠕变曲线出现了明显的减速蠕变阶段, 岩石变形速率显著降低, 失稳破坏时间大大延长。这一蠕变规律为矿井巷道支护参数的确定提供了新的理论参考, 巷道围岩破裂失稳时间对围压增量的敏感性值得更深入的研究。

关键词: 峰后蠕变; 围压增量; 失稳破坏; 试验研究

中图分类号: TD350.1

文献标志码: A

文章编号: 1672-9102(2015)01-0001-06

Experimental study of post – peak creep of rock based on confining pressure increment

TAN Yulin¹, LI Shuqing^{1,2}

(1. School of Energy and Safety Engineering, Hunan University of Science and Technology, Xiangtan 411201, China;

2. Hunan Provincial Key Laboratory of Safe Mining Techniques of Coal Mines, Xiangtan 411201, China)

Abstract: In order to study the impact of the confining pressure incremental on the process of the post – peak creep, this paper uses the MTS815 rock mechanics test system for molding of rock specimens, such as stress triaxial creep experiment. It increases the specimen confining pressure appropriately before the constant load creep after peak to observe the process of post – peak creep confined pressure increment and the time of creep buckling. Results showed that the initiative to increase the confining pressure changed specimen creep deformation characteristics, the creep curve appears a clear deceleration creep stage. What's more, the rate of rock deformation is significantly reduced, and the time of creep buckling is greatly extended. This creep law has provided a new theoretical reference for mine roadway parameters determined. In addition, the roadway rupture unstable time is worth further study for incremental confining pressure sensitivity.

Key words: post – peak creep; confining pressure increment; creep buckling; experimental study

岩石峰后蠕变特性是近年来国内外比较关注的研究领域。影响岩石峰后蠕变的主要因素有围压、温度、孔隙水压力、含水率等等。李晓^[1]对峰后初次破裂状态下的岩石进行蠕变试验研究, 发现其蠕变并不稳定, 岩石最终因变形随时间发展而失去稳定性; 尽管岩石的蠕变速率因为围压的提高而减小, 维持稳定状态的时间也有一定程度的延长, 可蠕变曲线仍然没有出现衰减蠕变阶段。郭臣业^[2]通过加载到岩石峰后某个预设载荷值来研究不同因素对岩石蠕变的影响, 结果显示影响破裂砂岩蠕变成功进行的主要因素有: 岩样的均质性; 加载控制方式方法; 岩样移送三轴压力室前密封的可靠性。尹军涛^[3]通过室内三轴试

收稿日期: 2014-10-20

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51374104; 51274095; 51274096)

通信作者: 李树清(1969-), 男, 湖南湘阴人, 博士, 教授, 研究方向: 巷道围岩控制。E-mail: lsq-hnust@163.com

验研究在不同围压下岩石全应变过程,结果表明花岗岩峰值强度随着围压增加呈非线性变化,其残余强度逐渐增大且提高幅度较大.梁玉雷^[4]认为随着温度升高,大理石蠕变能力减小,孔隙水压力的存在提高了温度周期变化对岩样的损伤.张春会^[5]考虑围压因素对岩石峰后应变的影响,建立力学模型,并用自主开发的计算程序进行了验证,证明模型具有很好的适用性.

上述部分文献研究涉及了围压对岩石峰后蠕变的影响,但都只是停留在不同的固定围压值对峰后蠕变的发展趋势产生了不同程度的作用,意味着岩石从开始受压到蠕变失稳完全破裂所承受的围压一直是固定值,这与实际工程施工过程中有较大的差异.无论是煤矿巷道开拓还是隧道施工,巷道在开挖后岩体所受原岩应力发生极大变化,为维持其稳定性,施工人员需要采取支护措施.岩体发生不同程度破裂导致原岩应力的变化和外加的支护力,都是岩石围压产生增量的表现.本文在现有研究成果的基础上,结合工程实际需要,进行了不同围压增量情况下岩石三轴峰后蠕变试验,研究增加恒载蠕变之前的围压会对岩石峰后蠕变产生怎样的影响.

1 试验过程

1.1 岩样制备和试验设备

本次试验选取深灰色砂质泥岩作为岩样.由于深灰色砂质泥岩硬度较低,且节理裂隙非常发育,故在现场以人工手刨方式取得 5 大块砂质泥岩岩块.根据岩体力学试验要求,取样后当即用塑料薄膜包裹密封.经初步观察,所取岩样质地致密,但裂隙发育,遇水崩解和膨胀.参考岩石力学试验指导手册,对上述 5 块岩样进行加工,试图制成高 100 mm,底面直径 50 mm 的规则圆柱体.在钻取、切割和打磨的过程中,因砂质泥岩节理裂隙非常发育,试件极易损坏,加工成功率很低,最后共得到符合三轴等应力压缩试验要求的试件 5 块,表 1 是这 5 块试件的物理参数.

表 1 砂质泥岩试件物理参数

编号	D/mm	L/mm
1	48.76	96.68
2	49.60	98.41
3	49.00	98.60
4	49.22	98.60
5	49.20	96.40

D : 试件底面直径; L : 试件高度.

经过反复筛选与对比研究,最终选用美国研发生产的 MTS815 型电液伺服岩石力学试验系统,该系统具有手控、模控与数控 3 种控制方式并可在试验中互相转换,实验过程中的数据采集和处理都是自动进行,拥有独立控制围压、轴压和孔隙压力的 3 套伺服系统,经过改造后能够进行单轴压缩试验、常规三轴压缩试验、孔隙水压试验等等.伺服阀反应敏捷(290 Hz),试验精度高,基本能满足试验要求.

1.2 试验步骤与试验操作过程中的难点

根据试验过程中的操作步骤及控制参数的变化,整个试验可分为 4 个阶段:预加载、位移加载、增加围压、恒载蠕变.第一个阶段,轴压以一定速度增加,围压在静水压力作用下与轴压等速增加,直到设定值.第二个阶段,设定计算机程序控制伺服机(数控方式),保持围压不变,将冲程位移设置为参量,以等应变率增加轴向位移,直至峰值强度后某一应力状态(如图 1 中的 B 点,其值为峰值强度的 40%~90%),之后将数控程序转变为手动控制,由位移参量切换为载荷参量,进而立即增加 1~2 MPa 围压,即 $\Delta\sigma_3$ 为 1~2 MPa,则 $\sigma_1 - \sigma_3$ 的值下降 1~2 MPa,如图 1 中 BC 段.之后固定载荷进入恒载蠕变阶

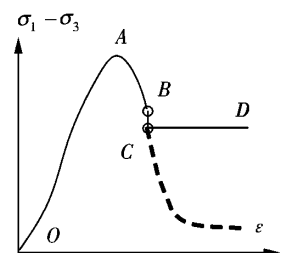


图 1 加载路径示意图

段,如图1中 CD 段.进入恒载蠕变阶段后,维持轴压和围压不变,试件随时间产生变形.这一阶段计算机不作为控制器,仅按设定的时间间隔自动采集位移数据.在再次破坏失稳的短暂过程中,试件位移会迅速增大,增大到超过伺服机的保护值时载荷将不能维持试验继续进行,此时终止试验.本次试验共分3组进行对比,其围压增量分别为0,1,2 MPa.

试验操作过程中存在诸多复杂情况:

1) 每一试件都是独立试验,需要在峰后蠕变试验之前得出它们各自的全应力-应变曲线,由此可知位移加载阶段何时切换到载荷控制并增加围压将不能事先设定,必须依据全应力-应变曲线确定峰值点,并确定峰后恒载蠕变的起始位置.整个过程有控制参量的改变,需要进行人工切换;

2) 位移加载与载荷加载两种控制方式切换的时间间隙非常短,并且需要根据峰值强度计算出上图中 B 点的蠕变载荷值,再根据计算结果进行操作,这就要求试验过程需要人协助才能完成;

3) 在确定 B 点位置后进行峰后蠕变试验前还需要增加围压,短时间内进行集中操作,试验的成功率大幅度降低;

4) 围压增压器在运行过程中极易发生漏油现象,一旦发现试件试验过程中浸油,则须尽快取出试件,清理试验设备换新试件重新试验,此组试验数据废弃.

此次试验最终有3块试件满足了之前设定的围压增量分别为0,1,2 MPa的要求,具体参数见表2.

表2 砂质泥岩试件加载过程参数

编号	D/mm	L/mm	峰值强度 /MPa	恒载值 /MPa	载荷比	峰值应变	蠕变 起始应变	围压/MPa	围压增量 /MPa
1	48.76	96.68	119.15	63.88	0.54	0.009 7	0.010 0	15	0
4	49.22	98.60	87.53	42.16	0.48	0.011 4	0.011 9	15	1
5	49.20	96.40	121.07	46.70	0.39	0.005 1	0.005 7	15	2

注:载荷比=恒载值/峰值强度

2 试验结果及分析

2.1 试件破坏形态及分析

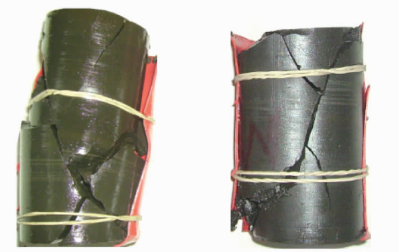
如图2,试件1和试件4峰后蠕变破坏形态总体上都呈现出典型的共轭X状破裂,即破裂形态由一主剪切破裂面和若干支剪切破裂面相交而成,这与文献[1]的研究结果非常吻合,岩石破裂后的块体皆沿破裂面发生了较大的滑移.其不同之处在于试件4试验后形态相对完整,这可能跟它进入峰后恒载蠕变前增加的1 MPa围压有关.为分析岩石峰后蠕变到完全破坏的应变比(径向应变与轴向应变的比值),可沿用图3所示的简单模型进行分析.

$$\left. \begin{aligned} \Delta_1 &= \Delta \sin \theta \\ \Delta_2 &= \Delta \cos \theta \end{aligned} \right\}; \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_1 &= 2\Delta_2/L = 2\Delta \cos \theta / L \\ \varepsilon_3 &= 2\Delta_1/D = 2\Delta \sin \theta / D \end{aligned} \right\}; \quad (2)$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_3}{\varepsilon_1} = \frac{L}{D} \tan \theta. \quad (3)$$

式(1)~式(3)中, Δ 表示主滑移面滑移量, Δ_1 表示径向滑移量, Δ_2 表示轴向滑移量, θ 表示试件破裂角, D 表示试件底面直径, L 表示试件高度, ε_1 表示轴向应变, ε_3 表示径向应变, ν 表示应变比.



NO. 1

NO. 4

图2 砂质泥岩峰后蠕变的破坏形态

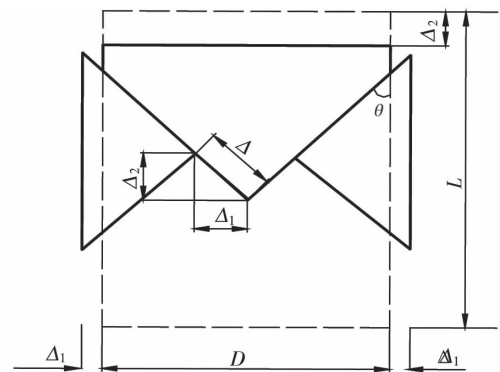


图3 X状剪切面滑动模型

由式(1)~式(3)可知^[1,6],岩石峰后变形阶段的应变比 ν 与试件的高径比和破裂角有关,并且为一常数,若能测得试件的破裂角 θ ,即可计算出峰后变形应变比 ν .由此可知,初次破裂形态下的岩体继续沿径/轴向产生形变的问题,可以从岩体的破裂角以及其可测的轴、径比来研究计算^[7-10].

2.2 不同围压增量条件下峰后蠕变特性曲线

根据计算机采集的时间-载荷-位移数据,对试验结果进行数据处理,将应变轴的起始点设为试件在静水压力状态下的变形,得出如图4至6所示的不同围压增量条件下砂质泥岩试件峰后蠕变试验曲线.在图4~图6中,(a)表示伺服机的加载-稳压曲线,说明了应变随应力的变化情况,它由2段不同形态的曲线组成:呈上升趋势的前一段曲线表示位移加载阶段,控制参量为位移;水平状的后一段曲线表示恒载蠕变阶段,载荷为此阶段的控制参量.(b)是峰后蠕变曲线,即恒载阶段的轴向应变 ε_1 与 t 的关系曲线.另外受试验条件限制,为节省伺服机的占用时间,图6所示试验过程中,将分级加载的方式应用到试件的蠕变阶段^[11,12],使轴向应力 σ_1 以人为地以不大于3%的增量($\Delta\sigma_1 \leq 0.03\sigma_1$)分阶段上升.

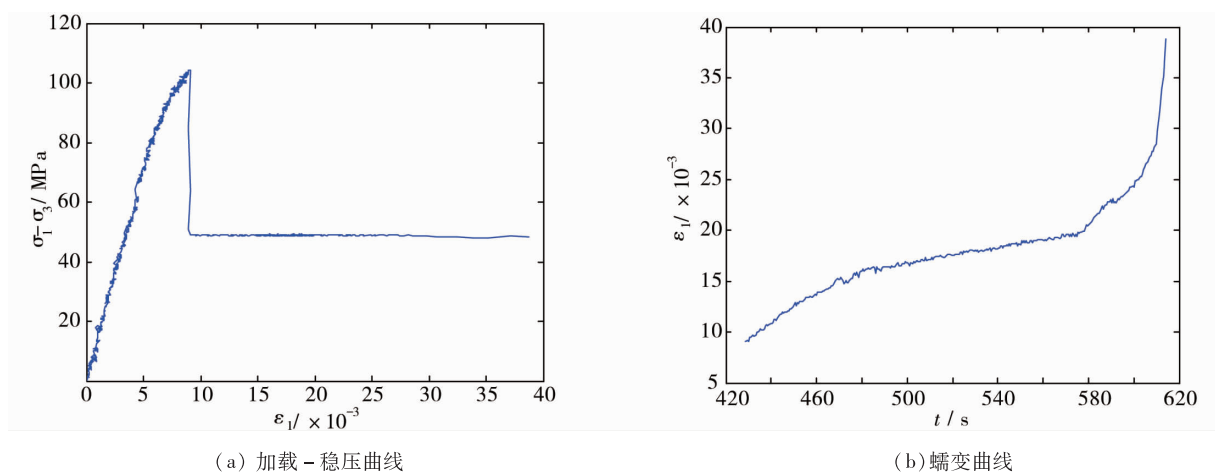


图4 NO.1 峰后蠕变试验曲线(恒载 $\sigma = 0.54\sigma_c$,围压增量 $\Delta\sigma_3 = 0$ MPa)

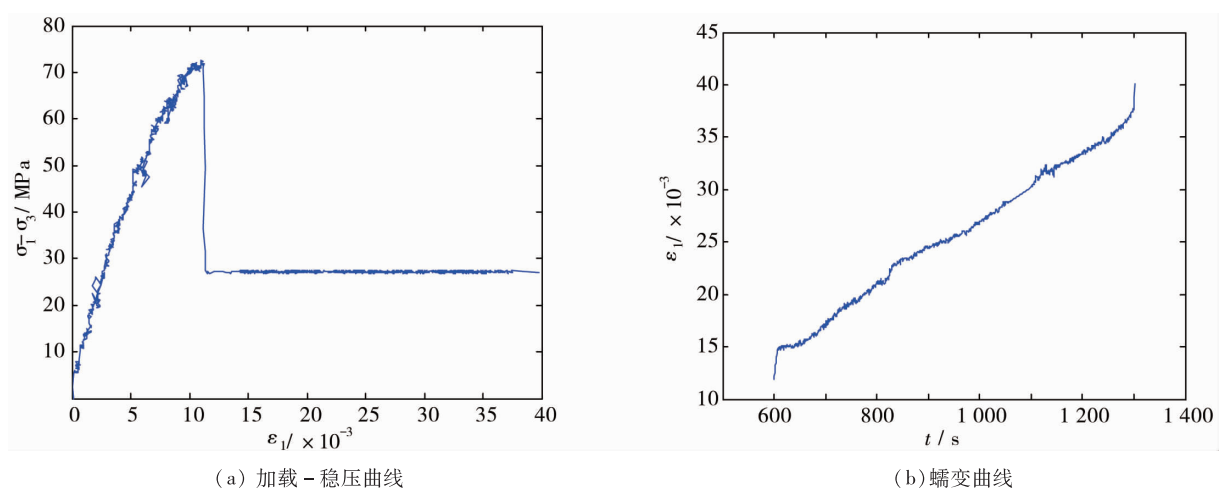


图5 NO.4 峰后蠕变试验曲线(恒载 $\sigma = 0.48\sigma_c$,围压增量 $\Delta\sigma_3 = 1$ MPa)

综合图4至图6可知,达到初次破裂状态的(峰值强度后)岩石有很显著的蠕变特性.无论是否存在围压增量,其在一段时间内仍能维持应力-应变关系,随着时间延长,应变越来越大.和岩石破裂前的蠕变作比较,峰后蠕变速率远远大于峰前岩石,蠕变失稳时间远远短于峰前岩石.将图4与图5和图6比较可见,图4的蠕变曲线中可见明显的等速蠕变阶段和加速蠕变阶段,并没有可观的减速蠕变阶段,尽管似乎能看到很小一段减速变形,可不足以确定是出现了减速变形,这可能是由于加载模式改变时出现了扰动效

应,对试验结果产生干扰引起的.而图5和图6中的蠕变曲线与图4的不同之处在于它出现了显著的减速变形(尤其是试件 NO.5),这说明试件的应力状态因为围压的增加而发生了明显改变,减速蠕变阶段的出现表明蠕变特性得到了很大的改善.

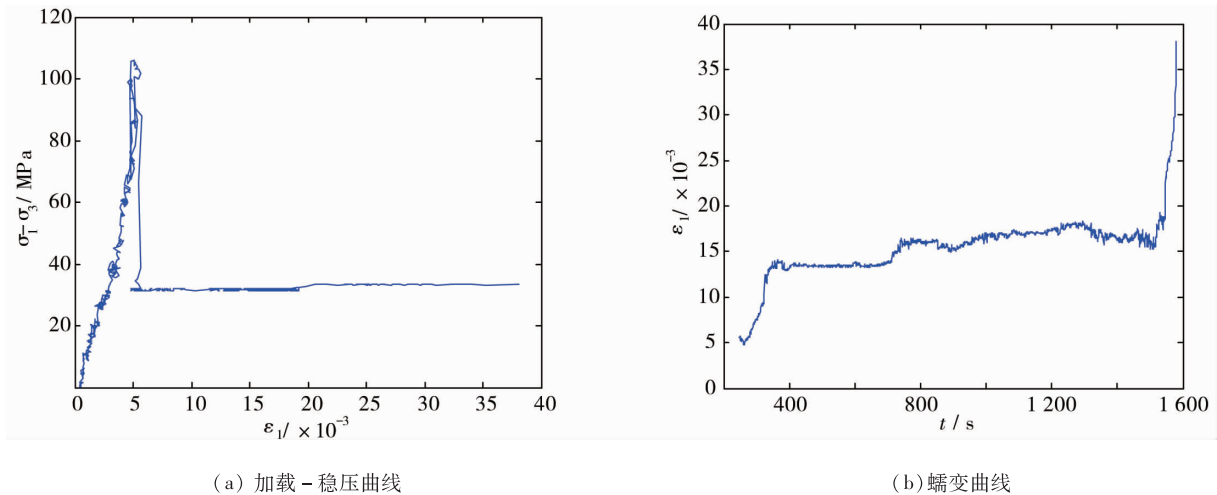


图6 NO.5峰后蠕变试验曲线(恒载 $\sigma = 0.39\sigma_c$, 围压增量 $\Delta\sigma_3 = 2$ MPa)

2.3 围压增量对峰后蠕变的影响

将图4~图6的峰后蠕变曲线进行整理,得到如图7所示不同围压增量情况下岩石峰后蠕变曲线.由图7可见,3条曲线的恒载值分别为峰值载荷的54%,48%和39%,对应的围压增量为0,1,2 MPa,即它们在蠕变阶段实际围压分别为15,16,17 MPa.试件 NO.1和NO.4的蠕变失稳时间分别为185,702 s,即围压增量为1 MPa的试件蠕变失稳时间是围压增量为0 MPa的试件的3.8倍.而试件 NO.5的等速蠕变过程在进行了恒载试验1294 s后,轴向应变仅增加了0.0047;保持恒定载荷的同时提高轴压约1.5 MPa,36 s后试件完全破坏失稳.参照蠕变失稳时间在分级加载条件下的估计方法,试件 NO.5在一级应力水平的蠕变失稳时间应为7020 s,是试件 NO.1和NO.2蠕变失稳时间的38倍和10倍.可见围压增量对试件峰后蠕变的发展演变有非常大的影响,蠕变失稳时间随围压的增加呈几何增长的趋势.上述试验结果是在不同恒载条件下获得,也就说明3块试件进行峰后蠕变试验的损伤程度有一定的差异,根据损伤程度对岩石峰后蠕变的影响^[6],如果三者的损伤程度完全一致(即蠕变恒载值相同),它们蠕变失稳时间将会出现更加巨大的差距.可见主动增加围压使试件的应力状态得到了改善,其蠕变特性变化明显:首先,蠕变曲线呈现出较为明显的减速蠕变阶段;其次,蠕变速率大幅度降低,并伴随蠕变破坏失稳时间的大幅度延长.因此可以进行合理推测,若岩石试件围压增量达到某一临界值,则可能会出现恒减速蠕变,试件永不破坏,维持稳定.将此推测与工程实践联系,对于有着较大破裂范围的深部巷道围岩,若能够主动施加围压增量到达临界水平,就能够维持破裂围岩的稳定性,保证巷道安全.目前工程实践中广泛运用于增加围压的方式包括预应力锚杆、预应力锚索等主动支护方式,其支护机理可以用岩石峰后蠕变特性对围压增量的敏感性来解释,并且锚杆锚索预紧力等重要参数也可以根据不同围压增量下的峰后蠕变试验来确定.

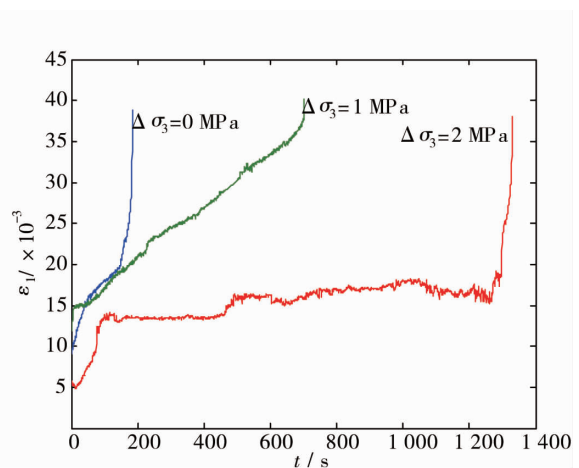


图7 不同围压增量试件蠕变曲线对比

3 结论

1) 岩石的峰后蠕变速率远远大于峰前蠕变速率,峰后蠕变失稳时间大大短于峰前初次破坏所需要的时间。

2) 岩石峰后蠕变规律表明破裂围岩的应力状态可由巷道主动支护得以改善。提高围压、改变岩石承受的等效应力可大幅度减小岩石的峰后蠕变速率,大大延长其自稳时间,有效遏制围岩失稳,当等效应力降低到某一临界值,可实现峰后蠕变状态的岩石长期稳定。

3) 巷道支护过程中,预应力锚杆、锚索最佳支护力的大小可根据岩石峰后蠕变对围压增量的敏感性来确定,基于围压增量的岩石峰后蠕变规律研究可为巷道支护工程实践提供合理可行的数据参考。

参考文献:

- [1] 李晓. 岩石峰后力学特性及其损伤软化模型的研究与应用[D]. 徐州:中国矿业大学,1995:25-49.
- [2] 郭臣业,鲜学福,姜永东,等. 破裂砂岩蠕变试验研究[J]. 岩石力学与工程学报,2010,29(5):990-995.
- [3] 尹军涛,邓海龙. 考虑围压影响的岩石峰后力学行为试验研究与对策分析[J]. 交流探讨,2013,26(3):29-33.
- [4] 梁玉雷. 温度周期变化和渗透压力作用下大理岩蠕变试验与理论模型研究[D]. 北京:中国科学院研究生院,2009:31-41.
- [5] 张春会,赵全胜,黄鹂,等. 考虑围压影响的岩石峰后应变软化力学模型[J]. 岩土力学,2010,31(11):193-197.
- [6] 李树清. 深部煤巷围岩控制内-外承载结构耦合稳定原理的研究[D]. 长沙:中南大学,2008:24-30.
- [7] 靖洪文. 深部巷道破裂围岩位移分析及应用[D]. 徐州:中国矿业大学,2001:33-52.
- [8] 靖洪文,付国彬,郭志宏. 深井巷道围岩松动圈影响因素实测分析及控制技术研究[J]. 岩石力学与工程学报,1999,15(1):70-74.
- [9] Aydan O, Akagi T, Kavamoto T. The squeezing potential of rock around tunnels; theory and prediction with examples taken from Japan[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1996,29:125-143.
- [10] 张向东,李永靖,张树光,等. 软岩蠕变理论及其工程应用[J]. 岩石力学与工程学报,2004,23(10):1635-1639.
- [11] 张忠亭,罗居剑. 分级加载下岩石蠕变特性研究[J]. 岩石力学与工程学报,2004,23(2):218-222.
- [12] 范庆忠,高延法. 分级加载条件下岩石流变特性的试验研究[J]. 岩土工程学报,2005,27(11):1273-1276.