

doi:10.3799/dqkx.2016.075

渗透压—应力耦合作用下泥岩三轴流变实验及其流变本构

王新刚¹, 胡斌², 唐辉明², 胡新丽², 贾鹏飞¹

1. 西北大学地质学系, 大陆动力学国家重点实验室, 陕西西安 710069

2. 中国地质大学工程学院, 湖北武汉 430074

摘要: 渗透压与应力耦合作用下泥岩的流变实验及其本构研究, 对岩土工程长期稳定性分析具有重要的意义。采用岩石温度—应力—渗流耦合三轴流变仪, 对泥岩进行了渗透压—应力耦合作用下、干燥状态下两种状态的三轴流变试验, 并对两种状态下流变破坏后泥岩断口进行了电镜扫描。研究表明: (1) 渗透压—应力耦合作用下泥岩应变与时间关系实测曲线中应变曲线出现突变现象的次数明显高于干燥状态下泥岩的流变曲线, 说明渗透压对泥岩具有较强的损伤效应; (2) 因渗透压的作用, 致使渗透压—应力耦合下泥岩在轴向应变、环向应变和体积应变总量上远大于干燥态流变岩样的应变总量, 渗透压—应力耦合下泥岩发生流变破坏的应力荷载为干燥状态泥岩荷载的 66.7%, 渗透压对岩石强度有明显的减弱影响; (3) 两种状态下流变破坏后泥岩断口进行电镜扫描后, 细观破裂特性对比发现, 在渗透压—应力耦合作用下, 岩石强度加速降低; (4) 对两种状态下泥岩试验成果的流变模型进行了预测, 采用所提出的改进的西原本构模型来描述泥岩的流变变形行为, 拟合结果显示: 改进的西原本构模型能够较好地模拟两种状态下泥岩的全过程流变变形行为, 并获得了流变变形特征的本构模型参数值, 为渗透压—应力耦合下岩土体长期变形研究奠定了重要基础。

关键词: 渗透压—应力耦合; 三轴流变实验; 细观破裂特性; 改进的西原模型; 本构参数; 数值模拟。

中图分类号: P642

文章编号: 1000-2383(2016)05-0886-09

收稿日期: 2016-02-15

Triaxial Rheological Experiments and Rheological Constitutive of Mudstone under Hydro-Mechanical Coupling State

Wang Xingang¹, Hu Bin², Tang Huiming², Hu Xinli², Jia Pengfei¹

1. State Key Laboratory of Continental Dynamics, Department of Geology, Northwest University, Xi'an 710069, China

2. Faculty of Engineering, China University of Geosciences, Wuhan 430074, China

Abstract: Rheological experiments and the constitutive research on mudstone under hydro-mechanical coupling plays an important role in long-term stability analysis of geotechnical engineering. The rock's temperature, stress, seepage coupling triaxial rheological experiment device was used on mudstone under the hydro-mechanical coupling state and dry state respectively, and their ruptured sections were scanned by electron microscopy after rheological experiments. The results show the follows: (1) The number of mutations in the map of mudstone strain-time under hydro-mechanical coupling is significantly more than that under dry state, which means the osmotic pressure has strong damage effect on mudstone. (2) The axial strain, hoop strain and volume strain of mudstone under the hydro-mechanical coupling state are greater than those under dry state because of the action of osmotic pressure. The stress of mudstone under the hydro-mechanical coupling state when rheological damage occurs is 66.7% of that of dry state, and osmotic pressure has obvious weakening effect on rock strength. (3) The rock's strength reduces faster under the effect of hydro-mechanical coupling by comparison with mesoscopic fracture characteristics of mudstone. (4) The mudstone's rheological model is predicted by results of the test, the modified K-B model was adopted to describe the

基金项目: 国家重点基础研究发展计划(973计划)项目(No.2011CB710604); 国土资源部黄土地质灾害重点实验室开放基金资助项目(No. KLGLAMLR201505); 西北大学大陆动力学国家重点实验室开放课题基金资助项目(No.201210126)。

作者简介: 王新刚(1985—), 男, 讲师, 博士, 主要从事边坡长期稳定性分析、数值模拟等研究。E-mail: 328602223@qq.com

引用格式: 王新刚, 胡斌, 唐辉明, 等, 2016. 渗透压—应力耦合作用下泥岩三轴流变实验及其流变本构. 地球科学, 41(5): 886—894.

mudstone rheological deformation behavior, and the fitting results show that the modified K-B model can well simulate the whole process of the mudstone rheological deformation behavior under the two states, and the constitutive model parameter values of the rheological deformation were obtained, which lay solid foundation for long-term rock mass deformation research under the hydro-mechanical coupling.

Key words: hydro-mechanical coupling; triaxial rheological experiment; mesoscopic fracture property; modified K-B model; constitutive parameter; numerical simulation.

岩体的流变性是岩石力学研究和工程预测中的基本理论问题(孙钧, 1999), 与工程岩体的长期稳定和安全有着极为密切的关系(杨圣奇等, 2006). 在工程实践中, 很多岩石不仅处于含水状态, 同时还承受着很高的渗透压力(阎岩等, 2010), 渗透压作用下岩石力学流变性质研究逐渐成为岩土工程研究的热点问题(刘涛影等, 2012).

国内外学者对渗透压—应力耦合作用进行了研究, Vandamme and Roegiers (1990) 推导出水力压裂的耦合方程解; McLennan (1990) 研究了水力压裂的起裂、扩展和闭合过程现象; Conil *et al.* (2004) 根据泥岩试验成果, 建立了各向异性的孔隙塑性模型, 用于描述损伤对水—力耦合的影响; 朱合华和叶斌 (2002) 研究了岩石受水状态下的蠕变规律; 陈卫忠等 (2007) 建立盐岩三维蠕变损伤的本构方程和损伤演化方程; 王芝银和李云鹏 (2008) 提出了流变位移的反演模型以及岩体多场耦合流变模型; 阎岩等 (2010) 对渗流场中岩石流变特性进行了数值模拟分析; 贾善坡等 (2011) 在室内和现场试验的基础上, 建立了泥岩渗透性自愈合模型; 胡斌等 (2012) 选用五元件黏弹性剪切流变模型建立了泥岩剪切流变方程; 俞缙等 (2013) 利用稳态法对砂岩全应力—应变过程进行了渗透率试验研究.

由上述可知, 前人对岩石渗透压—应力耦合作用下的岩石作了许多研究, 但对于岩石渗透压—应力场耦合作用下岩石流变特性以及细观破裂特性的研究仍然需要进行大量试验及理论分析, 以便进一步认识其规律性.

1 室内试验

1.1 仪器介绍

室内流变试验采用中国科学院武汉岩土力学研究所与法国里尔科技大学合作研制开发的岩石温度—应力—渗流耦合三轴流变仪(图1); 该设备由控制系统(图2)、油源、轴压系统、围压系统、渗流系统、温度系统6个部分及各种传感器组成; 传感器部

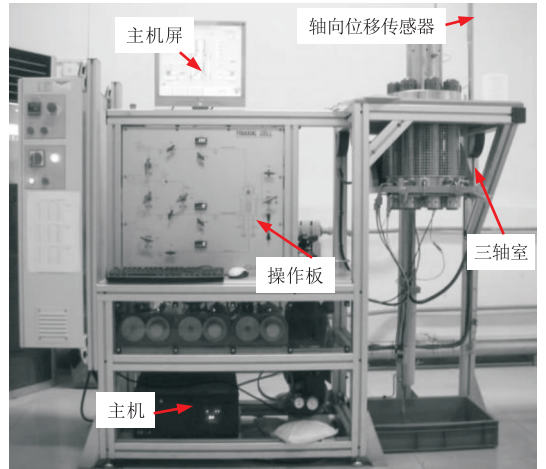


图1 三轴流变仪

Fig.1 Triaxial rheological experiments device

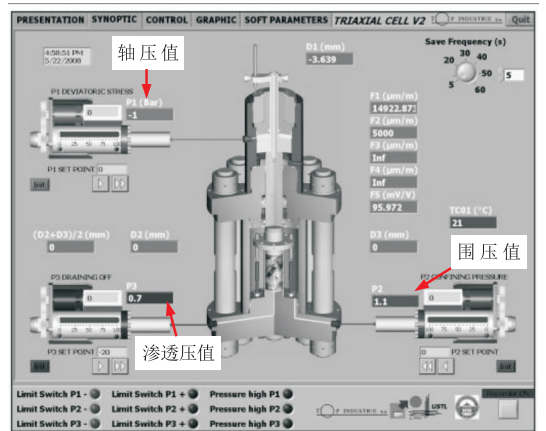


图2 控制系统界面

Fig.2 Control system interface

分包括位移、载荷、压力、温度等专业测量元件, 采用线性可变差动变压器 (linear variable differential transformer, 简称 LVDT) 与环式位移传感器来测量岩石试样的轴向与侧向变形, 主要用于开展岩石类材料在应力、温度、渗流、化学腐蚀耦合条件下的流变试验(黄书岭等, 2010).

1.2 岩样制备与选取

流变试验岩样取自三峡库区某滑坡的软弱夹层(遂宁组)泥岩. 岩样的尺寸标准为 $\varphi 50 \text{ mm} \times$

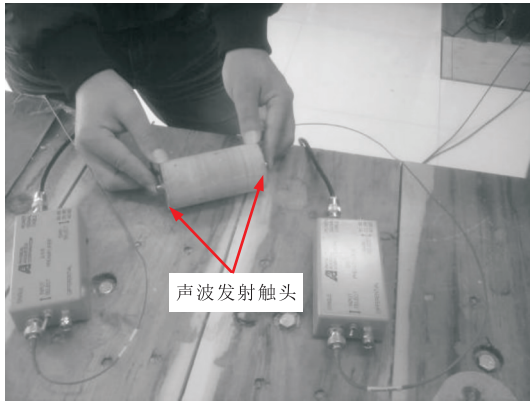


图 3 岩样声学实验

Fig.3 Rock's acoustic experiment

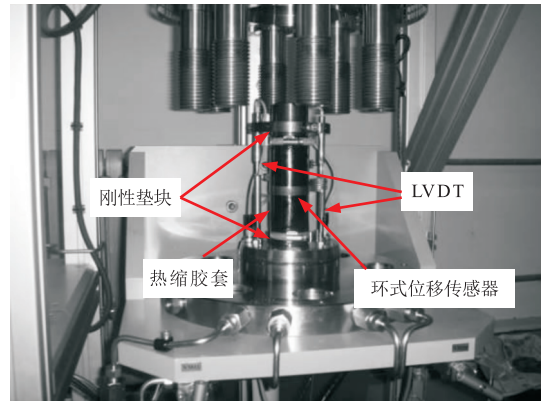


图 5 岩样安装

Fig.5 Sample installation

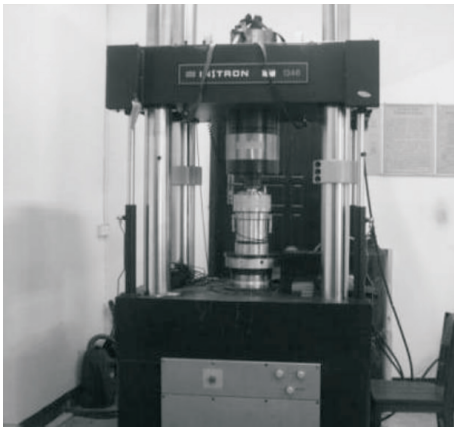


图 4 刚性试验机

Fig.4 Rigidity tester

表 1 偏应力荷载等级

Table 1 The level of deviatoric stress load

岩样编号	偏应力(MPa)					
	第 1 级	第 2 级	第 3 级	第 4 级	第 5 级	第 6 级
N5	5	10	15	20	25	30
N6	10	20	30	35	40	45

100 mm(直径×长度),严格按照国际岩石力学学会(International Society for Rock Mechanics, 简称 ISRM)推荐标准进行制备(王如宾等, 2010),为了避免初始岩样之间物理力学差异对实验结果造成的影响,采用力学测试设备(Mechanical Testing Systems, 简称 MTS)电液伺服岩石试验系统进行弹性模量试验,以弹性模量波速结果挑选渗透压-应力耦合作用下泥岩三轴流变试验岩块(图 3)。

使用全数字电液伺服控制刚性试验机(图 4),根据所挑选的部分岩块的三轴实验结果(饱和、干燥)确定流变试验加载的偏应力荷载等级(表 1)。

1.3 试验步骤

在进行渗透压-应力耦合作用下泥岩三轴流变试验时,严格按以下具体步骤来实施:

(1)采用真空饱和的方法使岩样在试验之前处于饱和状态,测量岩样尺寸,用热塑胶套将岩样包裹好,以防止实验过程中液压油进入岩样内,影响岩石力学特性参数的测定,然后在两端加上与岩样直径大致相等的刚性垫块,以减小断面应力集中对实验结果的影响,将岩样置于三轴室中(图 5),调整好轴向位移传感器、横向位移传感器,轻轻放下三轴压力缸。

(2)根据岩样的单轴抗压强度,采用分级加载的方式,在加载过程中数据的采样频率为 20 次/min,加载后 1 h 内的采样频率为 1 次/min,之后为 0.1 次/min,围压的加载速率 1×10^6 Pa/min,偏应力荷载的加载速率为 2×10^6 Pa/min,室内温度控制在 25°C 。在各级荷载下持续时间不小于 72 h,且变形增量小于 0.001 mm/24 h,即认为施加该级偏应力荷载所产生的蠕变已基本稳定,可以施加下一级偏应力荷载。加载的阶数直至试样破坏为止。实验过程中自动采集数据,并进行实验处理,绘制全应力-应变关系曲线。

(3)停止实验,取出试样,进行记录描述。

(4)设备归位,存放试样。

2 试验结果与分析

本次室内试验将对 2 块泥岩(N5 和 N6)进行流变实验,其中,对 N5 泥岩进行恒定渗透压与应力耦合流变实验,对 N6 泥岩进行干燥状态下三轴压缩流变实验。实验过程中, N5 泥岩维持围压为 3.0 MPa、渗透压力为 0.7 MPa, N6 泥岩维持围压为

3.0 MPa. 2 块岩样的偏应力荷载均按照分级加载方式进行, 分级荷载如表 1 所示. 实验完成后对数据进行处理可以得到岩石轴向应变与时间关系曲线、环向应变与时间关系曲线、体积应变与时间关系曲线(图 6).

由图 6 可以看出, N5 和 N6 泥岩在两种不同的实验条件下均经历了瞬时弹性变形阶段、减速流变阶段、稳态流变阶段和加速流变阶段. 在低应力作用下, N5 和 N6 泥岩只出现前 3 种阶段, 在轴向应力接近或达到临界破坏值时才依次出现上述 4 种阶段. 在施加各级轴向应力的瞬间, 泥岩产生了瞬时弹性变形, 从而说明泥岩具有弹性特征, 且各级轴向应力作用瞬间所产生的瞬时弹性变形量各不相同. N5 和 N6 泥岩在各级轴向应力作用瞬间, 岩样轴向和环向所产生的瞬时弹性变形量基本上随轴向应力的增大而逐渐减少. 各级荷载作用下 N5 和 N6 泥岩的轴向、环向、体积应变如表 2 所示. 低应力作用下, 泥岩由瞬时弹性变形阶段进入减速流变阶段的过程中, 变形量随着时间增长而逐渐增大, 但变形速率随时间增长而衰减, 经历一段时间后则随着时间的增长变形量保持不变. 高应

表 2 泥岩应变量

Table 2 The mudstone's strain values

岩样编号	偏向应力 (MPa)	围压 (MPa)	渗透压 (MPa)	应变量(10 ⁻⁶)		
				ϵ_1	ϵ_3	ϵ_v
N5	5	3	0.7	1 747.2	-864.0	19.2
	10	3	0.7	1 808.3	-1 392.3	-976.4
	15	3	0.7	1 708.8	-2 684.2	-3 659.6
	20	3	0.7	1 528.0	-2 795.8	-4 063.6
	25	3	0.7	1 003.7	-2 588.8	-4 173.8
	30	3	0.7	6 540.8	-30 610.7	-54 680.5
累积应变量(10 ⁻⁶)				14 336.7	-40 935.7	-67 534.6
岩样编号	偏向应力 (MPa)	围压 (MPa)	渗透压 (MPa)	应变量(10 ⁻⁶)		
				ϵ_1	ϵ_3	ϵ_v
N6	10	3	0	1 230.6	-624.1	-17.6
	20	3	0	1 778.3	-2 651.6	-3 525.0
	30	3	0	1 861.0	-2 567.6	-3 274.1
	35	3	0	785.0	-1 042.5	-1 300.0
	40	3	0	568.6	-1 718.6	-2 868.6
	45	3	0	2 309.4	-2 371.8	-2 434.3
累积应变量(10 ⁻⁶)				8 532.8	-10 976.2	-13 419.6

注: 表中 ϵ_1 、 ϵ_3 、 ϵ_v 分别表示轴向应变、环向应变和体积应变; 环向应变以向外膨胀为负.

力作用下, 泥岩历经瞬时弹性变形阶段和减速流变阶段后进入到稳态流变阶段, 此时变形速率大于零, 应变随时间增长而持续积累. 当应变累积量超过某一临界值时, 泥岩就会迅速进入到加速流变阶段并最终发生流变破坏.

从图 6 中可以看出, 轴向、环向和体积应变曲线并不十分光滑, 局部应变曲线段发生了微小波动和突变现象, 造成这种现象的原因是由于流变过程中, 泥岩内部结构存在非均质性, 从而引起泥岩微观弱化和破裂, 使得原有的应力平衡被打破. 由于受到恒定轴向应力的长期连续作用, 岩样内部材料的微缺陷部位逐步发生损伤, 且经过长时间的积累, 岩石材料中强度相对较低的部位因无法承受微缺陷长期累积效应所引起的流变损伤, 出现了微观部位的非均匀变形破坏, 进而使得岩石变形产生了不规则波动和突变现象. 根据试验实际情况可知, 这种非均匀局部化变形破坏并不能改变岩样流变整体上的应变趋势, 在经历了一定时间的内部结构调整后, 岩样变形仍能恢复到相对稳定状态. 对比图 6a 和 6b 的泥岩应变曲线及试验实测数据可知, 由于渗透压的作用, N5 泥岩出现突变现象的次数明显高于干燥状态下的 N6 泥岩, 说明渗透压对泥岩微观缺陷具有较明显的损伤效应, 从而使 N5 泥岩多次出现损伤突变现象.

N5 与 N6 岩样轴向应变、环向应变和体积应变的对比关系, 如图 7 所示. 对比图中的曲线可以看出, N5 与 N6 岩样在流变试验过程中所产生的轴向

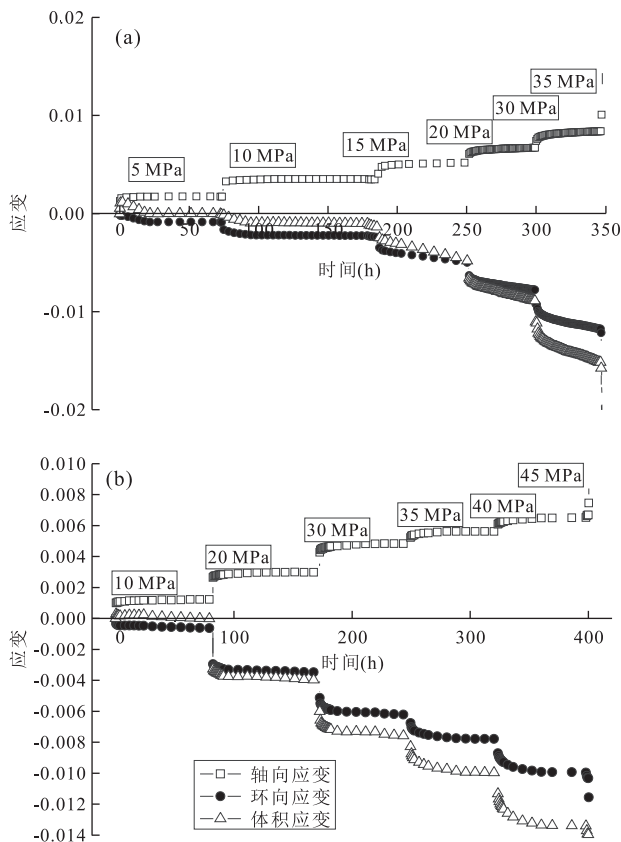


图 6 泥岩应变-时间关系

Fig.6 The relationship of strain and time of mudstone a. 渗透压-应力耦合状态下的 N5; b. 干燥状态的 N6 泥岩

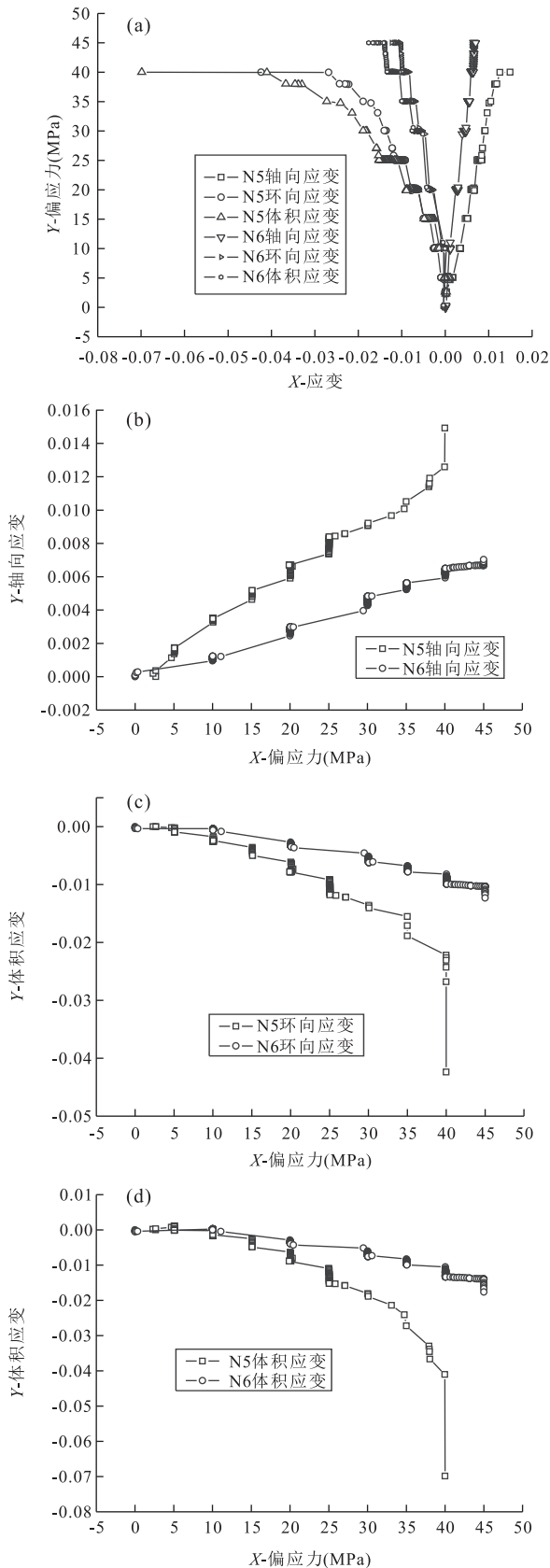


图 7 偏应力—应变关系

Fig.7 Relationships of partial stress-strain

a. 偏应力—应变关系; b. 轴向应变对比; c. 环向应变对比; d. 体积应变对比

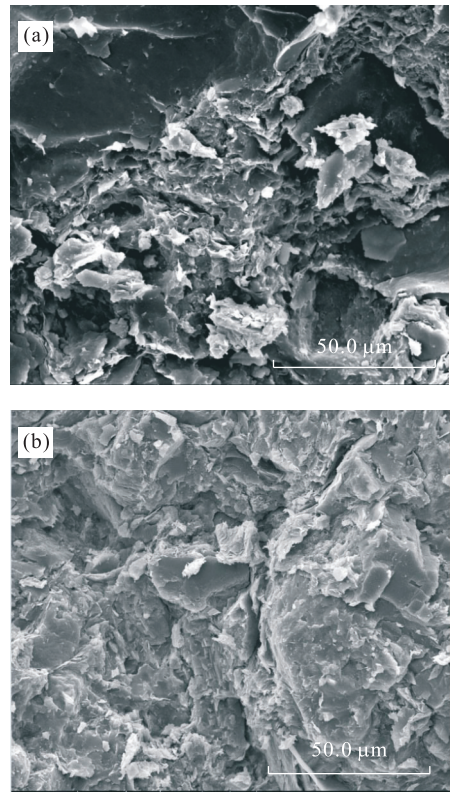


图 8 电镜扫描图

Fig.8 Electron microscope scanning figure
a.N6 泥岩;b.N5 泥岩

应变、环向应变和体积应变的大致变化趋势相同,说明泥岩在两种不同的试验条件下的流变规律基本相同.结合表 2 中的应变总量数据可知,由于渗透压的作用,N5 泥岩在轴向应变、环向应变和体积应变总量上远大于 N6 岩样的应变总量;由图 7 也可看出,在最后一级临界应力作用下 N5 泥岩的应变变量高出 N6 泥岩应变变量数倍.这种现象说明,渗透压使水渗入泥岩微裂隙部位,对泥岩起到了软化作用,从而降低了泥岩的强度,使泥岩的变形量相对增大.对于干燥状态、3 MPa 围压作用下的 N6 泥岩,其发生流变破坏的应力荷载为 45 MPa;而在 0.7 MPa 渗透压、3 MPa 围压作用下的 N5 泥岩,其发生流变破坏的应力荷载为 30 MPa,约为前者的 66.7%,说明渗透压对岩石强度有明显的影

响.为了分析泥岩流变的细观破裂特性,对 N5、N6 泥岩三轴流变试验后的破断口进行了电镜扫描,扫描试验在 Quanta200 环境扫描电镜上进行.图 8 给出了渗透压—应力耦合作用下、干燥状态下泥岩流变破坏断口的电镜扫描照片(放大 1 000 倍),由图 8a 分析知,在干燥状态下(N6 泥岩):泥岩断口破裂面较为整洁,摩擦滑移的迹象不甚明显(张强勇等,

2011), 其结构较松散, 总体呈团块状, 孔隙大, 磨片一般不能形成较光滑的磨面, 局部较致密(冯文凯等, 2009); 由图 8b 分析知, 在渗透压-应力耦合作用下(N5 泥岩): 泥岩破裂断口发育有较多的微裂隙, 延伸长度约 10 μm, 逐渐尖灭, 为张裂隙, 断口面呈现了因裂隙面之间的滑移摩擦而产生的阶梯状形态, 并有因滑移摩擦所致的微细晶粒的粉末, 因此笔者认为在渗透压-应力耦合作用下, 孔隙水容易快速进入泥岩矿物粒间, 对松散的泥粒进行软化, 渗透水压是造成其泥岩强度迅速降低的主要原因。

3 流变模型预测与本构参数识别

基于上述分析笔者发现, 泥岩在两种不同的试验条件下所呈现的流变规律基本一致, 在应力作用下都出现了岩石流变的 4 个阶段, 所不同之处在于两者的应变变量上存在差异。

通常, 流变模型的辨识主要有直接筛选法、后验排除法; 目前, 比较成熟的流变模型有 Maxwell 模型、Burgers 模型、宾汉姆模型、西原模型等, 其流变特性如表 3 所示(王芝银和李云鹏, 2008)。

这里采用直接筛选法, 根据变形-时间曲线的特征直接进行模型筛选。由图 6 可知, 在施加各级轴向应力时, 泥岩产生了明显的瞬时弹性应变, 说明流变模型中应含有弹性元件; 在某一轴向应力下, 泥岩的应变随着时间的增加而增大, 说明流变模型中应含有黏性元件; 当轴向应力大于某一值时, 泥岩的应变不收敛于某一定值而出现加速流变现象, 说明流变模型中应含有塑性元件。由于泥岩具有弹性变形、黏性流动特性, 因而可以排除 Kelvin 模型、H-K 模型、H/M 模型和黏塑性模型。泥岩应变-时间曲线在某时刻后仍具有不可近似为零的变形速率, 当应力小于临界值时可以选用 Maxwell 模型或 Burgers 模型。对于应力大于屈服应力的情况, 可选用宾汉姆模型和西原模型。西原模型描述流变特性更全面, 因此选择西原模型描述泥岩流变更合理。

在岩石力学中采用的西原模型(图 9), 由一个宾厄姆体与一个开尔文(沃格特)体串联而成(陶波等, 2005)。

- 当 $\sigma < \sigma_s$ 时, Kelvin-Voigt 模型;
- 当 $\sigma \geq \sigma_s$ 时, Burgers 模型。

σ_s 为岩石材料的屈服应力; σ 为总应力; ϵ 为总应变。

西原模型本构方程:

表 3 常用流变模型的流变特性

Table 3 The rheological properties of common rheological model

模型	弹性应变	应变速率	黏性流动	应力松弛	弹性后效
Maxwell 模型	有	不变	有	有	无
Kelvin 模型	无	递减	无	无	有
H-K 模型	有	递减	无	有	有
H/M 模型	有	递减	无	有	有
Burgers 模型	有	递减	有	有	有
黏塑性模型	无	不变	有	无	无
宾汉姆模型	有	不变	有	有	无
西原模型	有	递减	有	有	有

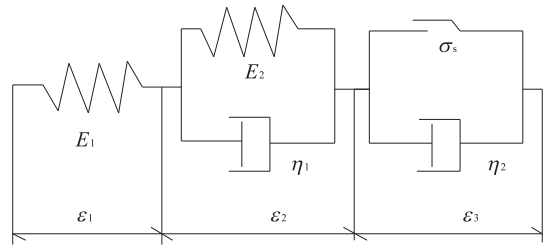


图 9 西原模型
Fig.9 K-B model

当 $\sigma < \sigma_s$ 时,

$$\sigma + \frac{\eta_1}{E_1 + E_2} \dot{\sigma} = \frac{E_1 E_2}{E_1 + E_2} \epsilon + \frac{E_1 \eta_1}{E_1 + E_2} \dot{\epsilon} \quad (1)$$

当 $\sigma \geq \sigma_s$ 时,

$$(\sigma - \sigma_s) + p_1 \dot{\sigma} + p_2 \ddot{\sigma} = q_1 \dot{\epsilon} + q_2 \ddot{\epsilon} \quad (2)$$

$$p_1 = \frac{\eta_2}{E_1} + \frac{\eta_1}{E_2} + \frac{\eta_2}{E_2} \quad p_2 = \frac{\eta_1 \eta_2}{E_1 E_2} \quad (3)$$

$$q_1 = \eta_2, \quad q_2 = \frac{\eta_1 \eta_2}{E_1} \quad (4)$$

西原模型流变方程:

当 $\sigma < \sigma_s$ 时,

$$\epsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_1} + \frac{\sigma_0}{E_2} (1 - e^{-\frac{E_2}{\eta_1} t}) \quad (5)$$

当 $\sigma \geq \sigma_s$ 时,

$$\epsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_1} + \frac{\sigma_0 - \sigma_s}{\eta_2} t + \frac{\sigma_0}{E_2} (1 - e^{-\frac{E_2}{\eta_1} t}) \quad (6)$$

式中: E_1 表示瞬时弹性模量, E_2 表示黏弹性模量, η_1 和 η_2 表示黏弹性系数。但是西原模型中的元件是线性的, 对于岩石的非线性黏弹塑性流变特征即岩石加速流变阶段的特性无法做出合理描述(齐亚静等, 2012), 为了能使流变模型更好地反映流变全过程, 本文建立了一种能同时描述岩石黏弹塑性特性的改进的西原流变模型, 如图 10 所示。该模型将西原模型中第 3 部分的牛顿体非线性化, 构成一个非线性黏性元件和塑性元件并联体的非线性黏塑性

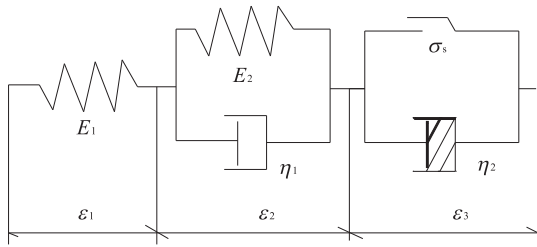


图 10 改进的西原流变模型
Fig.10 Modified K-B model

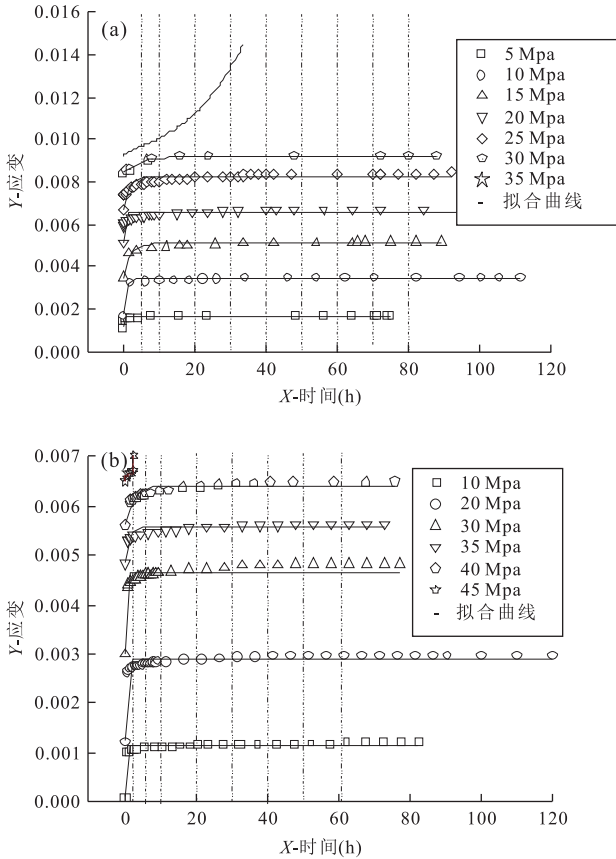


图 11 流变曲线及拟合结果

Fig.11 The rheological curve and the fitting results
a.N5 改进的西原模型拟合结果;b.N6 改进的西原模型拟合结果

体.当偏应力小于岩石屈服应力时,该非线性黏塑性体不发挥作用;当偏应力大于岩石屈服应力时,该非线性黏塑性体触发.

假定,图 10 中第 3 部分的黏塑性元件在恒定偏应力作用下,相应的流变方程为:

$$\epsilon(t) = \frac{\sigma_0 - \sigma_s}{\eta_2} (\exp(t^n) - 1), \quad (7)$$

式中: η_2 表示黏弹性系数, n 值为待确定参数值,可根据流变实验确定.

表 4 流变全过程本构模型参数

Table 4 The rheological constitutive model parameters						
编号	Σ (MPa)	E_1 (MPa)	E_2 (MPa)	η_1 (MPa·h)	η_2 (MPa·h)	R^2
N5	5	0.005 6	8 843.91	2 092.96		0.81
	10	0.017 4	5 773.35	6 305.14		0.98
	15	0.052 6	9 469.39	18 475.60		0.95
	20	0.103 4	14 649.88	5 084.86		0.95
	25	0.167 5	16 395.85	24 523.58		0.83
N6	30	0.253 2	38 359.04	199 643.70		0.98
	35	0.322 3	154 593.60	524 987.50	51 579.35	0.98
	10	0.000 9	9 446.501	3 148.651		0.93
	20	0.024 6	1 2150.50	2 335.064		0.92
	30	0.089 6	1 7889.60	5 368.01		0.85
	35	0.169 3	48 341.81	50 949.07		0.82
	40	0.224 9	49 572.72	125 676.90		0.88
	45	0.292 5	234 088.23	116 888.62	2.2 913E12	0.99

注:表中 E_1 表示瞬时弹性模量, E_2 表示黏弹性模量, η_1 和 η_2 表示黏弹性系数, R^2 为拟合曲线相关系数.

图 10 中 $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3, \epsilon_4$ 为各流变体部分对应的应变.因为图 7 中各流变体串联而成,则:

$$\epsilon = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 + \epsilon_4 = 4. \quad (8)$$

结合公式(5)~(8),得出在恒定偏应力作用下,改进的西原流变模型流变方程为:

$$\begin{cases} \epsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_1} + \frac{\sigma_0}{E_2} (1 - e^{-\frac{E_2}{\eta_1} t}), (\sigma_0 < \sigma_s); \\ \epsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_1} + \frac{\sigma_0}{E_2} (1 - e^{-\frac{E_2}{\eta_1} t}) + \frac{\sigma_0 - \sigma_s}{\eta_2} (\exp(t^n) - 1), (\sigma_0 > \sigma_s). \end{cases} \quad (9)$$

对渗透压、干燥状态下的泥岩流变试验数据用 Boltzmann 叠加原理(王志俭等,2008)进行处理,绘制了轴向应变与时间的关系曲线,使用科技绘图拟合软件 Origin 对试验结果按改进的西原模型进行拟合,其结果如图 11a 和图 11b 所示.

4 结论

(1)对比渗透压—应力耦合作用下、干燥状态下泥岩应变与时间关系实测曲线数据可知,由于渗透压的作用,渗透压—应力耦合作用下的 N5 泥岩出现应变曲线突变现象的次数明显高于干燥状态下的 N6 泥岩,说明渗透压对泥岩微观缺陷具有较明显的损伤效应,从而使 N5 泥岩多次出现局部非均匀的变形和破坏现象,引起泥岩的损伤突变.

(2)由于渗透压的作用,N5 泥岩在轴向应变、环向应变和体积应变总量上远大于 N6 岩样的应变总

量;在最后一级临界应力作用下 N5 泥岩的应变量高出 N6 泥岩应变量数倍,这种现象说明,渗透压降低了泥岩的强度,使泥岩的变形量相对增大;对于干燥状态、3 MPa 围压作用下的 N6 泥岩,其发生流变破坏的应力荷载为 45 MPa;而在 0.7 MPa 渗透压、3 MPa 围压作用下的 N5 泥岩,其发生流变破坏的应力荷载为 30 MPa,约为前者的 66.7%,说明渗透压对岩石强度有明显的减弱影响。

(3) 渗透压-应力耦合作用下、干燥状态下泥岩流变破坏后断口电镜扫描对比结果表明:在渗透压-应力耦合作用下,孔隙水容易快速进入泥岩矿物粒间,对泥岩粒间力造成一定影响,进而对其进行软化,使岩石强度加速降低。

(4) 对两种状态下泥岩试验成果的流变模型进行了预测,根据所提出的改进的西原模型来描述泥岩的流变变形行为,结果显示:改进的西原模型能够较好地模拟两种状态下泥岩的全过程流变变形行为,并获得了流变变形特征的本构模型参数值,为渗透压-应力耦合下岩土体长期变形研究奠定了重要基础。

References

- Chen, W. Z., Wang, Z. C., Wu, G. J., et al., 2007. Nonlinear Creep Damage Constitutive Model of Rock Salt and Its Application to Engineering. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 26(3): 467-472 (in Chinese with English abstract).
- Conil, N., Djeran-Maigre, I., Cabrillac, R., et al., 2004. Poroplastic Damage Model for Claystones. *Applied Clay Science*, 26(1-4): 473-487. doi: 10.1016/j.clay.2003.12.019
- McLennan, D. E., 1990. Poroelastic Concepts Explain some of the Hydraulic Fracturing Mechanism. *SPE*, 152-162.
- Feng, W. K., Huang, R. Q., Xu, Q., 2009. The Enlightenment of Microstructure Characteristic and Mechanical Behavior of Rock. *Research of Soil and Water Conservation*, 16(6): 26-29 (in Chinese with English abstract).
- Hu, B., Jiang, H. F., Hu, X. L., et al., 2012. Analysis of Shear Rheological Mechanical Properties of Fuchsia Mudstone. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 31(Suppl. 1): 2796-2802 (in Chinese with English abstract).
- Huang, S. L., Feng, X. T., Zhou, H., et al., 2010. Study of Aging Failure Mechanics and Triaxial Compression Creep Experiments with Water Pressure Coupled Stress of Brittle Rock. *Rock and Soil Mechanics*, 31(11): 3441-3446, 3451 (in Chinese with English abstract).
- Jia, S. P., Chen, W. Z., Yu, H. D., et al., 2011. Study of Hydro-Mechanical-Damage Coupled Creep Constitutive Model of Mudstone, Part I: Theoretical Model. *Rock and Soil Mechanics*, 32(9): 2596-2602 (in Chinese with English abstract).
- Liu, T. Y., Cao, P., Fan, X., et al., 2012. Splitting Failure Properties of Fractured Rock under High Water Pressure. *Journal of Central South University (Natural Science Edition)*, 43(6): 2281-2287 (in Chinese with English abstract).
- Luo, Y., He, S. M., He, J. C., 2014. Effect of Rainfall Patterns on Stability of Shallow Landslide. *Earth Science*, 39(9): 1357-1363 (in Chinese with English abstract).
- Qi, Y. J., Jiang, Q. H., Wang, Z. J., et al., 2012. 3D Creep Constitutive Equation of Modified Nishihara Model and Its Parameters Identification. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 31(2): 347-355 (in Chinese with English abstract).
- Sun, J., 1999. Rheological Behavior of Geomaterials and Its Engineering Applications. China Architecture and Building Press, Beijing (in Chinese).
- Tao, B., Wu, F. Q., Guo, G. M., et al., 2005. Flexibility of Visco-Elastoplastic Model to Rheological Characteristics of Rock and Solution of Rheological Parameter. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 24(17): 3165-3171 (in Chinese with English abstract).
- Vandamme, L. M., Roegiers, J. C., 1990. Poroelasticity in Hydraulic Fracturing Simulators. *Journal of Petroleum Technology*, 42(9): 1199-1203. doi: 10.2118/16911-pa
- Wang, R. B., Xu, W. Y., Wang, W., et al., 2010. Experimental Investigation on Creep Behaviors of Hard Rock in Dam Foundation and Its Seepage Laws during Complete Process of Rock Creep. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 29(5): 960-969 (in Chinese with English abstract).
- Wang, Z. Y., Li, Y. P., 2008. Rock Rheological Theory and Numerical Simulation. Science Press, Beijing, 39 (in Chinese).
- Wang, Z. J., Yin, K. L., Jian, W. X., et al., 2008. Experimental Study on Rheological Behaviors of Wanzhou Red Sandstone in Three Gorges Reservoir Area. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 27(4): 840-847 (in Chinese with English abstract).
- Yan, Y., Wang, E. Z., Wang, S. J., 2010. Numerical Simulation of Rheological Properties of Rocks in Seepage Field. *Rock and Soil Mechanics*, 31(6): 1943-1949 (in Chinese with English abstract).
- Yang, S. Q., Xu, W. Y., Xie, S. Y., et al., 2006. Studies on Tri-

axial Rheological Deformation and Failure Mechanism of Hard Rock in Saturated State. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 28(8): 962—969 (in Chinese with English abstract).

Yu, J., Li, H., Chen, X., et al., 2013. Triaxial Experimental Study of Associated Permeability-Deformation of Sandstone under Hydro-Mechanical Coupling. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 32(6): 1203—1213 (in Chinese with English abstract).

Zhang, Q. Y., Yang, W. D., Chen, F., et al., 2011. Long-Term Strength and Microscopic Failure Mechanism of Hard Brittle Rocks. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 33(12): 1910—1918 (in Chinese with English abstract).

Zhu, H. H., Ye, B., 2002. Experimental Study on Mechanical Properties of Rock Creep in Saturation. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 21(12): 1791—1796 (in Chinese with English abstract).

附中文参考文献

陈卫忠, 王者超, 伍国军, 等, 2007. 盐岩非线性蠕变损伤本构模型及其工程应用. *岩石力学与工程学报*, 26(3): 467—472.

冯文凯, 黄润秋, 许强, 2009. 岩石的微观结构特征与其力学行为启示. *水土保持研究*, 16(6): 26—29.

胡斌, 蒋海飞, 胡新丽, 等, 2012. 紫红色泥岩剪切流变力学特性分析. *岩石力学与工程学报*, 31(增刊1): 2796—2802.

黄书岭, 冯夏庭, 周辉, 等, 2010. 水压和应力耦合下脆性岩石蠕变与破坏时效机制研究. *岩土力学*, 31(11): 3441—3446, 3451.

贾善坡, 陈卫忠, 于洪丹, 等, 2011. 泥岩渗流—应力耦合蠕变损伤模型研究 (I): 理论模型. *岩土力学*, 32(9): 2596—2602.

刘涛影, 曹平, 范祥, 等, 2012. 高渗压条件下裂隙岩体的劈裂破坏特性. *中南大学学报(自然科学版)*, 43(6): 2281—2287.

罗渝, 何思明, 何尽川, 2014. 降雨类型对浅层滑坡稳定性的影响. *地球科学*, 39(9): 1357—1363.

齐亚静, 姜清辉, 王志俭, 等, 2012. 改进西原模型的三维蠕变本构方程及其参数辨识. *岩石力学与工程学报*, 31(2): 347—355.

孙钧, 1999. 岩土材料流变及其工程应用. 北京: 中国建筑工业出版社.

陶波, 伍法权, 郭改梅, 等, 2005. 西原模型对岩石流变特性的适应性及其参数确定. *岩石力学与工程学报*, 24(17): 3165—3171.

王如宾, 徐卫亚, 王伟, 等, 2010. 坝基硬岩蠕变特性试验及其蠕变全过程中的渗流规律. *岩石力学与工程学报*, 29(5): 960—969.

王芝银, 李云鹏, 2008. 岩体流变理论及其数值模拟. 北京: 科学出版社, 39.

王志俭, 殷坤龙, 简文星, 等, 2008. 三峡库区万州红层砂岩流变特性试验研究. *岩石力学与工程学报*, 27(4): 840—847.

阎岩, 王恩志, 王思敬, 2010. 渗流场中岩石流变特性的数值模拟. *岩土力学*, 31(6): 1943—1949.

杨圣奇, 徐卫亚, 谢守益, 等, 2006. 饱和状态下硬岩三轴流变变形与破裂机制研究. *岩土工程学报*, 28(8): 962—969.

俞缙, 李宏, 陈旭, 等, 2013. 渗透压—应力耦合作用下砂岩渗透率与变形关联性三轴试验研究. *岩石力学与工程学报*, 32(6): 1203—1213.

张强勇, 杨文东, 陈芳, 等, 2011. 硬脆性岩石的流变长期强度及细观破裂机制分析研究. *岩土工程学报*, 33(12): 1910—1918.

朱合华, 叶斌, 2002. 饱水状态下隧道围岩蠕变力学性质的试验研究. *岩石力学与工程学报*, 21(12): 1791—1796.