

关于“对‘岩石非线性黏弹塑性流变模型(河海模型)及其应用’的讨论”答复

REPLY TO “DISCUSSION ON ‘NONLINEAR VISCOELASTO-PLASTIC RHEOLOGICAL MODEL(HOHAI MODEL) OF ROCK AND ITS ENGINEERING APPLICATION’ ”

徐卫亚(XU Weiya), 杨圣奇(YANG Shengqi)

(河海大学 岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210098)

(Institute of Geotechnical Engineering, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China)

中图分类号: TU 452

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2007)03 - 0641 - 06

1 引言

作者发表在《岩石力学与工程学报》2006 年第 3 期的“岩石非线性黏弹塑性流变模型(河海模型)及其应用研究”等^[1-6]引起了尤明庆先生的讨论, 作者就岩石流变力学研究中的有关问题, 与尤明庆先生商榷。

作者所在的研究组近十年来依托国内重大水电岩石工程, 在岩石流变力学试验研究(包括细晶大理岩、粗晶大理岩、绿片岩、泥板岩、白垩岩、砂板岩、花岗岩等)、理论分析和数值计算方面取得了一些进展, 关于岩石流变力学特性的研究成果是其中一个方面。徐卫亚等^[1-6]是围绕正在建设的大型水电岩石工程, 依据典型的岩石流变力学实验成果, 针对岩石流变力学特性问题开展的一些初步的研究与理论分析, 由于岩石三轴流变试验研究较为复杂, 作者希望通过发表岩石流变力学特性的典型研究成果, 促进岩石流变力学特性的试验和理论研究。

2 关于岩石流变试验

(1) 流变力学试验不仅是了解岩石流变力学特性的重要手段, 而且是构建岩石流变本构模型的重要基础。流变试验过程中出现图 1 曲线 M 处所示的波动是正常的试验现象, 作者^[2]中给出的试验曲线未作任何数学或技术上的处理。若对 60 MPa 应力水平时相应的流变曲线作拟合处理的话, 可以得到一条理想的轴向应变随时间增加的曲线, 之所以给出没有经过任何修饰的试验曲线, 主要是期望能通过绿片岩试验结果揭示更深层次的流变破坏机制。由于岩石是一种非均质材料, 其变形破坏过程异常复杂。在应力水平 60 MPa 时, 材料内部承载结构已经出现弱化, 逐步出现损伤, 塑性变形增加, 致使岩样出现局部化的非均匀变形破坏, 这种非均匀变形破坏可能会导致局部应力释放, 从而引起岩石轴向变形随时间增加出现减小的现象。

图 2 为 A. Monjoie 等^[7]获得的白垩岩单轴压缩流变试验

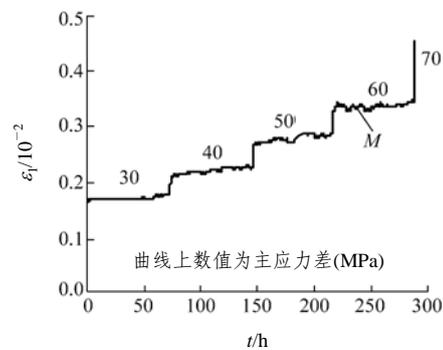


图 1 围压 5 MPa 时绿片岩轴向应变与时间的关系
Fig.1 Relation between axial strain and time of greenschist under confining pressure of 5 MPa

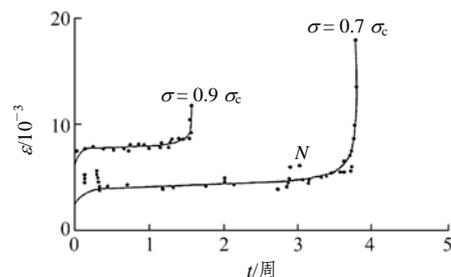


图 2 白垩岩单轴压缩流变曲线^[7]
Fig.2 Rheological curves of chalk rock under uniaxial compression^[7]

结果。由图 2 可知, 流变试验结果的波动幅度很大, 其中 N 处出现了随着时间增长, 数十小时内岩样变形并未增加而呈减小趋势。然而对该白垩岩所有试验点经拟合, 可以看出试样流变曲线表现了明显三阶段特征, 即具有初始流变、稳态流变和加速流变。对流变试验结果的分析 and 评价往往关注整体趋势。图 1 中 60 MPa 应力水平时, 尽管出现数十小时波

收稿日期: 2006 - 12 - 18; 修回日期: 2007 - 02 - 05

作者简介: 徐卫亚(1962 -), 男, 博士, 1982年毕业于华东水利学院(现河海大学), 现任教授、博士生导师, 主要从事岩石力学与工程方面的教学与研究。E-mail: wyxu@hhu.edu.cn

动现象，但随着时间增长，岩石总的轴向应变仍是增加的。

虽然“各级加载的时间不同或各级加载的终止点不同，试样产生的轴向变形不同”，但是作者^[2]在设计试验方案时，就尽量保证了不同应力水平条件下绿片岩的流变加载时间段在试验过程中都是等同的，即每级应力水平加载时间均为 3 d，这样做就是为了方便比较不同围压下不同应力水平时绿片岩流变量的差异性，作者^[2]表 1 与表 2 中的流变量取的都是平均流变量，即不同应力水平条件下流变终结时对应的应变值与起始时对应的应变值之差值。

(2) 试样的代表性以及试验持续时间一直是岩石流变力学讨论的问题。室内岩石流变试验由于较易实施，因而一般多采用它对岩石进行流变试验研究。试验持续时间的长短往往受到各种现实条件所限制。从理论上来说，当然试验时间越长越好，但是如果试验时间太长，不仅花费很大，而且试验恒定的应力水平级和环境条件如温度和湿度等也很难长时间控制。H. Ito 和 N. Kumagai^[8]对花岗岩梁进行了 10 a 的弯曲压缩流变试验结果充分表明了温度和湿度的变化对流变曲线存在较大的影响，目前对这种环境条件的影响难以作出合理且准确的估算。作者^[2]中绿片岩样除在应力水平 70 MPa 时发生加速流变破坏，在其他应力水平如 50 MPa 时，也出现了随时间稳定增加的变形。实际上在岩石流变力学特性系统研究中，作者已进行了更多的试验以及相关岩性的流变试验，进一步验证了作者^[2]中的三轴流变试验结论。

(3) 岩石进行流变试验常用方法一是分级加载方法，可避免岩样离散性对流变变形的影响，但上级加载应力水平会对岩样造成损伤；二是分别加载方法，可以避免前期加载历史影响，但需要一组同样的岩样，难以避免材料非均质对流变试验结果的影响。“同一试样进行分级加载的蠕变试验中，后级载荷的变形量包含了前面各级载荷产生的蠕变变形”，这实质上是分级加载无法避免的不足，如何处理流变曲线，不同学者对此看法并不一致。Y. S. Li 和 C. C. Xia^[9]给出了关于加载历史对软岩流变曲线影响的详细处理方法；或者是仍采用分级加载方式，对所得到的阶梯型流变曲线采用非线性流变理论来研究分级加载下岩石流变，考虑非线性高次项及交叉项对流变方程的影响^[10]，这种方法工作量较大，不便于应用。作者^[2]中主要考虑到绿片岩是一种坚硬岩石，瞬时单轴抗压强度在 80 MPa 左右，在低于屈服应力以前，应力加载历史的影响可以忽略不计。

(4) 作者^[2]中的岩石三轴流变试验是在图 3 所示的岩石流变伺服试验机上完成的。设备主要试验装置由一个自动自补偿三轴压力室(法国专利，专利号为 N9007594)，分别由用于围压、偏压和孔压的三个高精度高压泵和数据采集系统组



图 3 岩石三轴流变伺服仪照片

Fig.3 Rock triaxial rheological servo-controlling equipment



图 4 测试岩样轴向和侧向变形装置图

Fig.4 Sketch of axial- and lateral measured deformation of rock specimens

成。数据采集系统包括变形测量和应力测量，其中侧向变形测量采用应变片；轴向变形测量采用应变片或线性可变差动位移传感器 LVDT，如图 4 所示，所有这些传感器都同一个数据采集器相连接。该仪器实行全程计算机控制与分析，试验结果的精度与可靠性是可以得到充分保证的。

试验中测试岩样变形通常采用应变片或位移传感器来进行。然而实质上采用位移传感器测得的轴向变形是整个岩样的平均变形，这里变形包括岩样两端与刚性垫块之间接触面的变形，且受到端面摩擦效应的影响，因而测得的轴向变形比岩样本身实际变形偏大。尽管应变片黏贴位置不同，测得的变形不同，但采用应变片测得的变形是试样中部受端面摩擦效应较小部位的变形，应变片在岩样中部四周部位黏贴得越多，测得的变形则越接近岩石材料本身真实的变形。对于测试侧向变形最好的方法是采用链式环向位移计，目前国内还没有性能较好的环向位移计。采用位移传感器与应变片测量峰前岩石的变形，究竟哪种测试方式更为合理，更能反映岩石材料真实的力学特性，对此还没有明确的认识。

为了弥补流变试验过程中采用应变片测试变形方法的不足，在出现较大变形时，位移传感器(LVDT)被用来代替轴向应变片，作者^[2]中所进行的岩样流变试验测试变形实质上除了在文中提到的通过在试样中部均匀间隔径向对称地黏贴 4 片 5 mm 的应变片外，同时还采用了 LVDT 测量绿片岩试样的轴向变形。LVDT 与应变片两种测量变形结果的比较，如图 5 所示。由图 5 可知，LVDT 测得的轴向流变变形与应变片测量结果差异不是很大。之所以在最终流变结果分析中以应变片测量结果来进行，主要是考虑到应变片测得的变形更接近岩石材料真实的变形，而且与采用应变片测得的侧向

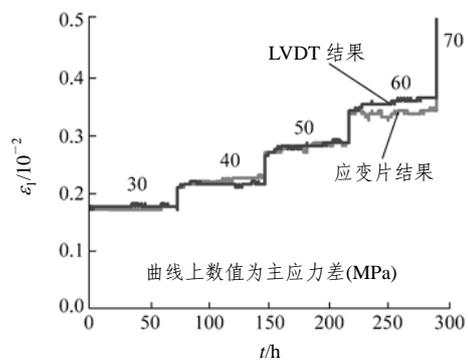


图 5 围压 5 MPa 时绿片岩 LVDT 与应变片测量结果比较
Fig.5 Comparison of measured results of greenschist by LVDT and strain gauges at confining pressure 5 MPa

变形具有可比性。需特别指出,即使采用位移传感器,测试的变形也会出现波动现象,如图中应力水平 30 和 40MPa 时的变形曲线所示。

(5) 作者^[4]中给出的剪切流变试验装置只是一个示意图,图中尺寸与实际结构并不成比例,实质上试验节理泥板岩样的锯齿状与整个尺寸相比要小很多。在恒定正应力水平下,剪应力对试样节理面所产生的力矩可以忽略。流变过程中,构成节理面上下岩块之间会出现以爬坡(低剪应力水平)或峭断(高剪应力水平)的方式产生相对位移。剪切试验过程中,节理面承载的剪应力和正应力出现少许不均匀是难以避免的,涉及到节理面粗糙度 JRC 的强度估计,因为节理面粗糙度会控制试样的峰值抗剪强度,同时还会影响剪切变形曲线,所以对其节理强度的估计需要专门进行研究。

(6) 作者^[4]中“节理岩石黏聚力对时间的敏感性高于内摩擦角”结论是基于节理泥板岩剪切流变试验结果而得到的。节理“爬坡和峭断”的转变只是剪切流变试验过程中的一种现象,很难在其剪切强度分析中得到具体体现。根据节理泥板岩的剪切流变试验曲线,通过绘制等时曲线,利用等时曲线的拐点及所对应的应力水平,从而确定出岩石的长期剪切强度。长期剪切强度出现较大的离散性,除了泥板岩节理发育的不均匀以外,根据等时曲线拐点确定岩石长期剪切强度的方法也带有很大的任意性和人为性,目前还没有比较好的确定方法来解决这一问题,仍有待以后作进一步探讨。

3 关于岩石流变模型

(1) 岩石流变模型,尤其是能反映加速流变特性的非线性流变模型,一直是大家探讨的焦点。西原模型尽管可以考虑岩石塑性阶段,但由于西原模型中的各流变元件都是线性的,所以只能反映岩石线性流变,而无法反映非线性加速流变。为了描述岩石非线性加速流变变形,许多学者致力于对西原模型改进^[11, 12]和对非线性流变模型探讨^[13],作者^[1]建立岩石非线性流变模型的出发点也正源于此。

基于岩石蠕变典型试验结果来研究岩石流变力学特性,建立岩石流变模型,是岩石流变力学研究中常用的分析方法。进行松弛试验对研究岩石流变特性和辨识流变模型效果会有效果,但对岩石进行松弛试验难度较大。作者^[3]中对最高应力等级时的流变试验曲线是用提出的非线性黏弹塑性流变模型来辨识,而对于其他各级荷载是按五元件黏弹性流变模型来识别,主要是由于最高应力等级时的流变试验曲线表现出了三个流变阶段,而其他流变试验曲线均未出现加速流变段。在实际流变试验的过程中,真正能得到岩石加速流变破坏并不多,尤其是考虑围压的岩石三轴流变破坏,因为岩石流变破裂应力水平很难准确预测。

(2) 为了便于与讨论文进行比较,这里也以 Burgers 模型来讨论岩石在复杂应力状态下的变形特征。在一维应力状态下,以正应力和正应变来描述的话, Burgers 模型的蠕变方程为

$$\varepsilon = \left[\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \left(1 - e^{-\frac{E_2 t}{\eta_1}} \right) + \frac{1}{\eta_2} t \right] \sigma \quad (1)$$

式中: ε 为岩石的轴向应变; t 为经过的时间; E_1 为瞬时弹性模量; E_2 为黏弹性模量; η_1 , η_2 均为黏滞系数; σ 为轴向应力值。

式(1)的蠕变方程是在单轴应力状态下建立起来的,实质上只有一维流变微分模型才能用具体的物理元件来组合。复杂的三轴应力状态(三维流变微分模型)很难用具体的元件来描述,目前常用的方法,仍然是采用类比的方法,将一维流变分析直接推广至三维,从理论上来说,这会导致与实际现象的差异,所以作者^[1]中建立的三维蠕变方程也只是近似的理论估计。

通常岩石在三轴应力状态下,其内部的应力张量可分解为球应力张量 σ_m 和偏应力张量 S_{ij} , 应变张量可分解成球应变张量 ε_m 和偏应变张量 e_{ij} , 一般而言,球应力张量 σ_m 只能改变物体体积,而不能改变其形状;而偏应力张量 S_{ij} 只能引起形状变化而不引起体积变化。

在单向受力状态下,各向同性线弹性体可以用弹性模量 E 和泊松比 μ 来描述;而对于三向应力状态下,描述弹性体变形需要用体积模量 K 和剪切模量 G 来表征。对于三维应力状态下的虎克体,有

$$\sigma_m = 3K\varepsilon_m \quad (2)$$

$$S_{ij} = 2Ge_{ij} \quad (3)$$

据此可以通过由单轴应力状态下的蠕变方程式(1)进行类比,得到 Burgers 模型在三轴应力状态下的偏应变张量为

$$e_{ij} = \frac{S_{ij}}{2G_1} + \frac{S_{ij}}{2G_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{G_2 t}{\eta_1}\right) \right] + \frac{S_{ij} t}{2\eta_2} \quad (4)$$

将式(4)两边同时加上球应变张量 $\delta_{ij}\varepsilon_m$ 后,可以得到岩石的蠕变应变。利用岩石在常规三轴应力状态下,球应力张量 $\sigma_m = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ 和偏应力张量 $S_{11} = 2(\sigma_1 - \sigma_3)/3$, 可以得到岩石的轴向应变 ε_1 ^[10]为

$$\varepsilon_1 = \frac{2(\sigma_1 + 2\sigma_3)}{9K} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3G_1} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3G_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{G_2 t}{\eta_1}\right) \right] + \frac{\sigma_1 - \sigma_3 t}{3\eta_2} \quad (5)$$

对式(5)作进一步变换可以得到

$$\varepsilon_1 - \frac{2\sigma_3}{3K} = \frac{2(\sigma_1 - \sigma_3)}{9K} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3G_1} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3G_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{G_2 t}{\eta_1}\right) \right] + \frac{\sigma_1 - \sigma_3 t}{3\eta_2} \quad (6)$$

由于岩石总的应变 $\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$, 而 ε_3 实则为静水压力 σ_3 时的球应变 $\sigma_3/(3K)$, 并考虑 ε_3 的正负号,可以发现式(6)左边实则即为岩石在主应力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 下的总应变,即

$$\varepsilon = \frac{2(\sigma_1 - \sigma_3)}{9K} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3G_1} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3G_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{G_2 t}{\eta_1}\right) \right] + \frac{\sigma_1 - \sigma_3 t}{3\eta_2} \quad (7)$$

由此可知,在 $t=0$ 时,岩石的初始应变为

$$\varepsilon_0 = \frac{3K + 2G_1}{9G_1 K} (\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{2(2 - \mu)}{3E_1} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (8)$$

因而常规三轴应力状态下,岩石初始应变与泊松比 μ 密切相关,岩石的泊松比 μ 对其弹性模量 E_1 , E_2 以及黏滞系数 η_1 , η_2 均有不同程度的影响^[10],但影响不大。实质上对单

轴压缩应力状态而言，瞬时弹性应变只需依据式(1)计算即可。若岩石泊松比 μ 取上限 0.5 时，则 ε_0 为瞬时弹性应变 $(\sigma_1 - \sigma_3)/E_1$ ，换言之，单轴压缩应力状态下得到的瞬时弹性应变 $(\sigma_1 - \sigma_3)/E_1$ 仅是常规三轴压缩应力状态下瞬时弹性应变的一个特例。沈振中等^[14~16]使用三维蠕变方程分析三轴压缩下流变试验结果时，右第一项均为 $2(\sigma_1 - \sigma_3)/(9K)$ ，而并非是 $(\sigma_1 - \sigma_3)/(9K)$ 。

对式(4)而言，以主应力方向来考虑，3 个偏应力 S_{11} 、 S_{22} 和 S_{33} 的确不仅存在着压应力，同时也存在着拉应力，但岩石在拉压状态下的应力应变关系及蠕变曲线具有相似性，可以分别用相同的本构关系和流变模型来描述^[17, 18]。式(5)的推导前提本身就作了假设，即：(1) 岩石为理想黏弹性体，在静水压力作用下，岩石体积变形在受力瞬间完成，且不随时间产生体积变化；(2) 岩石流变主要是偏应力作用下其形状随时间的变化，且在流变过程中，岩石泊松比 μ 不随时间增长而发生变化。

对于由塑性体和黏性体并联组成的黏塑性模型，其在一维应力状态下的蠕变方程为

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon &= 0 & (\sigma \leq \sigma_s) \\ \varepsilon &= \frac{\sigma - \sigma_s}{\eta} t & (\sigma > \sigma_s) \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

在三维应力状态下，黏塑性模型的蠕变方程只能依据式(9)类比得到

$$\left. \begin{aligned} e_{ij} &= 0 & (S_{ij} \leq \sigma_s) \\ e_{ij} &= \frac{S_{ij} - \sigma_s}{2\eta} t & (S_{ij} > \sigma_s) \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

尽管从理论上讲，式(9)与(10)中的长期屈服强度 σ_s 不是同一含义，但是在岩石流变力学研究中，许多情况下仍然认为 σ_s 在三维应力状态下是一个与一维应力状态下等同的常量。

作者^[1]中式(33)和式(35)出现误写，正确应为

$$e_{ij} = \frac{(S_{ij})_0}{2G_2} \left(1 - e^{-\frac{E_2 t}{\eta}} \right) + \frac{(S_{ij})_0}{2G_3} \left(1 - e^{-\frac{E_3 t}{\eta_2}} \right) \quad (11)$$

$$\left. \begin{aligned} e_{ij} &= \frac{(S_{ij})_0}{2G_2} \left(1 - e^{-\frac{E_2 t}{\eta}} \right) + \frac{(S_{ij})_0}{2G_3} \left(1 - e^{-\frac{E_3 t}{\eta_2}} \right) \\ &\quad ((S_{ij})_0 \leq \sigma_s) \\ e_{ij} &= \frac{(S_{ij})_0}{2G_2} \left(1 - e^{-\frac{E_2 t}{\eta}} \right) + \frac{(S_{ij})_0}{2G_3} \left(1 - e^{-\frac{E_3 t}{\eta_2}} \right) + \\ &\quad \frac{(S_{ij})_0 - \sigma_s}{2\eta_3} t^n \quad ((S_{ij})_0 \geq \sigma_s) \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

(3) 利用幂函数描述岩石蠕变变形与时间的关系，是从经验出发对流变试验曲线拟合。而作者^[3]提出的非线性流变元件在原有西原模型中黏性与塑性元件的并联组合基础上加了一个流变指数 n ，由此能描述岩石加速流变特性，应该考虑到流变指数 n 不为 1 时的量纲，这并不影响整个分析过程，实质上通过引入一个参考时间 t_0 就可消除量纲影响，即将作者^[3]中式(2)改为 $\varepsilon(t) = H(\sigma_0 - \sigma_s)t^n / (\eta t_0^{n-1})$ ，这里参考时间 t_0 设定为 1，引进参考时间 t_0 后的式子与作者^[3]中的式(2)

仍然是等同的。由于岩石流变破裂应力水平较难预测，实质上只有做出有岩石加速流变阶段的曲线才需采用非线性流变模型，即才能得到作者^[3]中 NVPB 模型的流变参数 η 和 n ，而同一个岩样在高于屈服应力或长期强度 σ_s 的其他应力水平下，难以得到如图 2 所示 2 条出现加速流变阶段岩石流变全程曲线。

(4) 作者^[4]中的式(3)应为

$$u(t) = \frac{H(\tau_0 - \tau_s)}{\eta} \frac{t^n}{t_0^{n-1}} = \frac{H(\tau_0 - \tau_s)}{\eta} t^n \quad (13)$$

(5) 作者^[1]非线性流变模型中的长期强度 σ_s 参数是直接通过流变试验得到，所以没有将其归结为非线性流变模型中通过不同应力水平下流变试验确定的待定参数。长期强度作为岩石流变力学特性的一个重要指标，通常确定的方法是基于不同应力水平条件的应变与时间之间关系，做出等时曲线，利用等时曲线拐点及所对应应力水平，确定出岩石长期强度，这种方法带有很大的任意性和人为性；周维垣^[19]提出将增量泊松比为 0.5 时对应的应力值作为岩石的长期强度。作者^[3]综合前述方法，确定出围压为 15 MPa 时，绿片岩的长期强度约为 90 MPa。岩石长期强度的确定方法仍需进一步研究和探讨。

(6) 黏滞系数是岩石流变问题研究中的一个重要参数。在西原模型中，它只是时间的函数，而与应力水平无关，但岩石材料具有非线性加速流变变形，流变试验结果^[10]已经充分表明，黏滞系数不仅是时间的函数，同时也是应力水平的函数。因而通过考虑黏滞系数与时间的幂律关系，模拟岩石的加速流变变形，并通过流变指数的变化，来反映岩石变形与时间的变化快慢程度，是可行的。作者^[1]提出的非线性黏弹塑性流变模型，在流变指数为 1 时可以退化为西原模型，而且提出的流变模型可以很好地描述岩石非线性加速流变变形，无疑是对西原模型的发展。作者^[1]中提出的非线性流变模型以及通常用的西原模型均已经借助于三维显式有限差分程序 FLAC^{3D} 所提供的二次开发程序接口，被嵌入到有限差分程序中^[20]。

(7) Kelvin 模型由于其串并联组合的虎克体表示应力与应变之间成正比的线弹性关系，牛顿体表示应力与应变速率成正比的黏性特征，两种元件均为线性，因而无论模型中元件有多少、模型怎样复杂，模型所反映的只能是线弹黏塑性的特征^[10]，而不能描述岩石加速流变特征。提出的非线性黏弹塑性流变模型(河海模型)考虑了黏滞系数为应力水平与时间的双重函数。

分析和建立流变模型的方法通常有两种：一是以试验结果为基础，假设岩石应变和时间之间服从某种函数关系，然后再以所假设的模型来模拟流变试验所得结果，建立岩石流变模型，这种方法类似于数学上的拟合，属经验流变模型范畴；二是从岩石流变破裂机制出发，建立岩石流变模型，然后提出流变参数的确定方法并用它来模拟流变试验结果。后者所建立的岩石流变模型结果更为合理，而且具有较强的工程应用前景。

4 关于岩石流变参数

(1) 岩石流变参数的确定历来是一个比较困难的问题。

采用分级加载方法得到的不同应力水平下的流变试验, 确定流变参数通常是由不同应力水平下的蠕变曲线分别进行拟合确定的, 得到的流变参数有时结果也会相差很大, 最终的确定都是取平均值或者仅作为参考。确定流变参数方法的不同与流变模型的好坏并无关联。对于广义 Kelvin 模型而言, 元件个数越多, 与试验结果吻合得越好, 但同时也带来模型参数确定的困难, 作者^[3]中之所以选择五元件黏弹性流变模型, 实质上不仅考虑了与试验结果的吻合程度, 而且同时也考虑到参数确定的难易程度适中, 实用性与操作性均较强。作者^[3]中表 1 实质上是由试验曲线通过迭代求解而拟合得到的参数值, 其中同一级围压下不同应力水平对应的弹性模量差异较小, 但其他黏弹性流变参数差异很大, 这主要是由于五元件流变模型本身特点所决定, 若采用同样流变试验曲线, 采用三参数线性黏弹性流变模型, 得到的黏弹性流变参数都在同一量级以内, 差异并不大。

(2) 节理泥板岩瞬时剪切弹性模量 G_1 以及其他相关黏弹性参数的确定方法将在下面作详细阐述。在恒定的正应力水平时, 岩石瞬时剪切变形与应力的关系应该表现为随着剪应力的增加, 瞬时剪切位移呈增加趋势, 而这里由 G_1 反算出瞬时剪切变形的确发现与剪应力的关系不服从正相关性, 这可能是下文中提到的两种参数确定方法的差异所致。

(3) 基于获得的岩石流变试验曲线, 下面将详细给出五元件黏弹性流变模型参数的确定方法。五元件黏弹性模型的蠕变方程为

$$\varepsilon(t) = \left[\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \left(1 - e^{-\frac{E_2 t}{\eta_1}} \right) + \frac{1}{E_3} \left(1 - e^{-\frac{E_3 t}{\eta_2}} \right) \right] \sigma \quad (14)$$

① 第 1 种方法

对于式(14)的蠕变方程, 需要确定 E_1, E_2, E_3 与 η_1, η_2 五个参数。首先确定瞬时弹性模量 E_1 。由式(14)可知, 当 $t=0$ 时, $\varepsilon_0 = \sigma/E_1$, 而 ε_0 可以直接由岩石流变试验曲线上得到, 这样可以求得参数 $E_1 = \sigma/\varepsilon_0$ 。其次确定岩石黏弹性模量 E_2 和 E_3 及黏滞系数 η_1 和 η_2 。根据式(14)可得

$$\varepsilon - \frac{\sigma}{E_1} = \frac{\sigma}{E_2} \left(1 - e^{-\frac{E_2 t}{\eta_1}} \right) + \frac{\sigma}{E_3} \left(1 - e^{-\frac{E_3 t}{\eta_2}} \right) \quad (15)$$

基于岩石流变试验数据, 利用最小二乘法原理, 根据高斯 - 牛顿法, 对 $Y = f[1 - \exp(-gt)] + h[1 - \exp(-kt)]$ 进行非线性回归分析可以获得 f, g 以及 h, k , 其中 $Y = \varepsilon - \sigma/E_1, f = \sigma/E_2, g = E_2/\eta_1, h = \sigma/E_3, k = E_3/\eta_2$ 。由此可以确定出 E_2, E_3 与 η_1, η_2 。

② 第 2 种方法

根据流变试验资料, 利用最小二乘法求取流变参数^[21]。假设应变 ε 是时间 t 和待定参数 \mathbf{B} 的已知函数: $\varepsilon = f(t, \mathbf{B})$, 并已给出 (ε, t) 的 n 组试验值 $(\varepsilon_k, t_k) (k = 1, 2, \dots, n)$, 要求待定参数 \mathbf{B} , 使

$$Q = \sum_{k=1}^n [\varepsilon_k - f(t_k, \mathbf{B})]^2 \quad (16)$$

为最小值。这里的 \mathbf{B} 为 m 个待定参数, 即

$$\mathbf{B} = \{b_1, b_2, \dots, b_m\}$$

为了使求得的待定参数 $\mathbf{B} = \{b_1, b_2, \dots, b_m\}$ 满足 Q 最小, b_i 应满足如下方程组, 即

$$\partial Q / \partial b_i = 0 \quad (i = 1, 2, \dots, m) \quad (17)$$

对于非线性表达式 $\varepsilon = f(t, \mathbf{B})$, 式(17)不可能直接求解, 只能通过逐次线性化, 使求得的 \mathbf{B}^0 逐次逼近真实值 \mathbf{B} 。通过假定一组初始近似值 \mathbf{B}^0 , 并记 \mathbf{B}^0 与 \mathbf{B} 之间的差值为 $\mathbf{\Delta}$, 则 $\mathbf{B} = \mathbf{B}^0 + \mathbf{\Delta}$, 即 $b_i = b_i^0 + \Delta_i (i = 1, 2, \dots, m)$ 。从而使确定 b_i 的问题转化成确定 Δ_i 的问题。

根据试验得到的 n 组数据 (ε, t) , 首先给定一组初始近似值 $(E_1^0, E_2^0, E_3^0, \eta_1^0, \eta_2^0)$, 可求得一组 $\Delta_i (i = 1, 2, 3, 4, 5)$, 从而可得到一组新的参数 $(E_1, E_2, E_3, \eta_1, \eta_2)$, 以此为基础进行下一轮迭代, 这样反复计算, 直到满足精度为止, 则此时对应的流变参数值, 即为所求流变参数值。

(4) 确定岩石非线性流变参数时, 由稳态流变向加速流变过渡的起始时刻 t_2 , 可以直接由流变全程试验曲线来确定。尽管对于同一加载过程的轴向变形和侧向变形, t_2 差别可以达到 10%, 但是为了满足流变模型辨识结果的精度, 分开进行识别, 主要是考虑到了岩石轴向流变和侧向流变本来就存在很大的差异性, 尤其是在加速流变变形阶段。

(5) 基于室内岩样流变试验获得的岩石流变参数仅仅是一个参考, 即使岩样流变试验时间足够长, 得到的结果也只是岩石流变特性在该试验条件下的一种宏观表现形式, 而不能直接看成是岩石流变特性的客观真实的再现, 所得流变参数在应用于岩石工程实践时应慎重。

岩石流变参数的影响因素众多, 它不仅受加载应力水平以及围压的影响, 还受到外界环境如温度和湿度等的限制, 再加上岩石流变参数同样存在着尺寸效应问题^[22], 因此要使室内流变试验参数用于具体工程数值计算中, 除了以试验得到的流变参数为依据外, 还必须根据现场工程地质条件、其他试验和计算成果以及与其他工程同类岩石的试验成果进行类比, 最终分析整理出工程数值分析的合理流变参数。此外, 通过考虑结构面对岩石流变参数的影响, 考虑弹性模量以及黏滞系数等流变力学参数的尺寸效应问题, 估算各种岩体力学参数的表征单元体 REV 大小, 可以合理地确定岩体流变力学参数, 提高岩石工程数值分析计算结果的可靠性。

有关流变指数 n 对岩石工程变形破坏的影响规律以后会专门进行分析。通过现场实测的岩体流变位移, 采用神经网络、遗传算法以及模式搜索等多种手段进行反演分析, 获得岩石流变参数, 国内外已有一定的研究。

(6) 作者^[2]关于绿片岩的三轴流变力学试验是作者近年来的部分典型成果, 实际上作者的研究小组近十年来开展的岩石流变力学试验还是有一定的数量的, 不仅开展了岩块流变力学实验, 还进行了含有结构面的岩体流变力学实验, 开展了考虑应力 - 水流 - 热耦合的岩石流变力学实验等。结合重大工程的研究工作不会是也不可能只是少量的实验成果。开展系统的学术研讨是应该依据取得的典型实验成果而深入研究的。基于岩石流变变形破裂机制, 建立岩石流变模型, 然后提出流变参数的确定方法, 最后利用岩石流变试验结果来验证模型的正确性与合理性, 一直是建立岩石流变模型的基本方法。作者^[1]的岩石流变模型参数确定方法, 是利用本节第(3)条中所述的采用最小二乘法原理所得。

岩石不仅具有明显的非均质性各向异性, 而且作为一种复杂的工程介质, 处于变化的应力应变环境和复杂的地质环境中, 其流变力学的研究, 需要从试验、理论及应用等多个

角度去开展。对岩石进行三轴流变试验的难度较大, 时间较长, 目前这方面的试验研究成果报道甚少。作者^[2]关于锦屏一级水电站坝基绿片岩三轴流变试验所取得的典型成果, 也只是初步的认识, 以后还需开展更多的大量的结合实际的试验工作, 在岩石流变理论尤其是关于非线性流变模型、岩石长期强度、以及如何将非线性流变模型嵌入到大型数值程序中应用等方面, 还有很多工作要做。

参考文献(References):

- [1] 徐卫亚, 杨圣奇, 褚卫江. 岩石非线性黏弹塑性流变模型(河海模型)及其应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(3): 433 - 447.(XU Weiya, YANG Shengqi, CHU Weijiang. Nonlinear viscoelasto-plastic rheological model(Hohai model) of rock and its engineering application[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(3): 433 - 447.(in Chinese))
- [2] 徐卫亚, 杨圣奇, 杨松林, 等. 绿片岩三轴流变力学特性的研究(I): 试验结果[J]. 岩土力学, 2005, 26(4): 531 - 537.(XU Weiya, YANG Shengqi, YANG Songlin, et al. Investigation on triaxial rheological mechanical properties of greenschist specimen(I): experimental results[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(4): 531 - 537.(in Chinese))
- [3] 徐卫亚, 杨圣奇, 谢守益, 等. 绿片岩三轴流变力学特性的研究(II): 模型分析[J]. 岩土力学, 2005, 26(5): 693 - 698.(XU Weiya, YANG Shengqi, XIE Shouyi, et al. Investigation on triaxial rheological mechanical properties of greenschist specimen(II): model analysis[J]. Rock and Soil Mechanics, 2005, 26(5): 693 - 698.(in Chinese))
- [4] 徐卫亚, 杨圣奇. 节理岩石剪切流变特性试验与模型研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(增 2): 5 536 - 5 542.(XU Weiya, YANG Shengqi. Experiment and modeling investigation on shear rheological properties of joint rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(Supp.2): 5 536 - 5 542.(in Chinese))
- [5] 徐卫亚, 周家文, 杨圣奇, 等. 绿片岩蠕变损伤本构关系研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2006, 25(增 1): 3 093 - 3 097.(XU Weiya, ZHOU Jiawen, YANG Shengqi, et al. Study on creep damage constitutive relation of greenschist specimen[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2006, 25(Supp.1): 3 093 - 3 097.(in Chinese))
- [6] 周家文, 徐卫亚, 杨圣奇. 改进的广义Bingham岩石蠕变模型[J]. 水利学报, 2006, 37(7): 827 - 830, 837.(ZHOU Jiawen, XU Weiya, YANG Shengqi. Improved generalized Bingham creep model for rock[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 2006, 37(7): 827 - 830, 837.(in Chinese))
- [7] MONJOIE A, SCHROEDER C, PRIGNON P, et al. Establishment of constitutive laws of chalk and long term tests[C]// Proceedings of the Third North Sea Chalk Symposium. Copenhagen, Denmark: [s. n.], 1990: 1 - 17.
- [8] ITO H, KUMAGAI N. A creep experiment on a large granite beam started in 1980[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1994, 31(4): 359 - 367.
- [9] LI Y S, XIA C C. Time-dependent tests on intact rocks in uniaxial compression[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 2000, 37(3): 467 - 475.
- [10] 孙 钧. 岩土材料流变及其工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.(SUN Jun. Rheology of geo-material and its engineering application[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1999.(in Chinese))
- [11] 邓荣贵, 周德培, 张俤元, 等. 一种新的岩石流变模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(6): 780 - 784.(DENG Ronggui, ZHOU Depei, ZHANG Zhuoyuan, et al. A new rheological model for rocks[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, 20(6): 780 - 784.(in Chinese))
- [12] 曹树刚, 边 金, 李 鹏. 岩石蠕变本构关系及改进的西原正夫模型[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(5): 632 - 634.(CAO Shugang, BIAN Jin, LI Peng. Rheologic constitutive relationship of rocks and a modifiable Nishihara model[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(5): 632 - 634.(in Chinese))
- [13] 陈沅江, 潘长良, 曹 平, 等. 软岩流变的一种新力学模型[J]. 岩土力学, 2003, 24(2): 209 - 214.(CHEN Yuanjiang, PAN Changliang, CAO Ping, et al. A new mechanical model for soft rock rheology[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(2): 209 - 214.(in Chinese))
- [14] 沈振中, 徐志英. 三峡大坝地基花岗岩蠕变试验研究[J]. 河海大学学报, 1997, 25(2): 1 - 7.(SHEN Zhenzhong, XU Zhiying. Creep test of granite for the Three Gorges dam foundation[J]. Journal of Hohai University, 1997, 25(2): 1 - 7.(in Chinese))
- [15] 刘建忠, 杨春和, 李晓红, 等. 万开高速公路穿越煤系地层的隧道围岩蠕变特性的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, 23(22): 3 794 - 3 798.(LIU Jianzhong, YANG Chunhe, LI Xiaohong, et al. Testing study of creep of coal rocks in the tunnel of Wankai speedway[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(22): 3 794 - 3 798.(in Chinese))
- [16] 袁海平, 曹 平, 许万忠, 等. 岩石黏弹塑性本构关系及改进的Burgers蠕变模型[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(6): 796 - 799.(YUAN Haiping, CAO Ping, XU Wanzhong, et al. Viscoelasto-plastic constitutive relationship of rock and modified Burgers creep model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, 28(6): 796 - 799.(in Chinese))
- [17] 金丰年. 岩石拉压特征的相似性[J]. 岩土工程学报, 1998, 20(2): 31 - 33.(JIN Fengnian. Comparison of tensile and compressive behaviours of rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1998, 20(2): 31 - 33.(in Chinese))
- [18] 李建林. 岩石拉剪流变特性的试验研究[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(3): 299 - 303.(LI Jianlin. A test study on tension-shear creep of rock[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, 22(3): 299 - 303.(in Chinese))
- [19] 周维垣. 高等岩石力学[M]. 北京: 水利电力出版社, 1990.(ZHOU Weiyuan. Advanced rock mechanics[M]. Beijing: China Water Power Press, 1990.(in Chinese))
- [20] 褚卫江, 徐卫亚, 杨圣奇, 等. 基于FLAC^{3D}岩石黏弹塑性流变模型的二次开发研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(11): 2 005 - 2 010.(CHU Weijiang, Xu Weiya, YANG Shengqi, et al. Secondary development of a viscoelasto-plastic rheological constitutive model of rock based on FLAC^{3D}[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(11): 2 005 - 2 010.(in Chinese))
- [21] 李青麒. 软岩蠕变参数的曲线拟合计算方法[J]. 岩石力学与工程学报, 1998, 17(5): 559 - 564.(LI Qingqi. Curve fitting method for creep parameter of soft rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1998, 17(5): 559 - 564.(in Chinese))
- [22] CRISTESCU N D, HUNSCHE U. Time effects in rock mechanics[M]. New York: John Wiley and Sons, 1998.