

[文章编号] 1003-4684(2021)05-0104-04

# 不同围压下硬脆性岩石的强度演化特征研究

雷东多<sup>1</sup>, 范 瑛<sup>1</sup>, 田浩源<sup>2</sup>

(1 湖北工业大学土木建筑与环境学院, 湖北 武汉 430068; 2 中冶集团武汉勘察研究院有限公司, 湖北 武汉 430080)

[摘 要] 选取锦屏水电站大理岩为研究对象,对大理岩进行单轴压缩试验以及常规三轴压缩试验,研究大理岩在不同围压下的应力-应变特征、强度参数特征以及损伤演化特征。试验表明:1) 围压的增大,可以提升岩石的强度,使岩石从脆性破坏转为延性破坏;2) 试件在加载过程中,屈服阶段的粘聚力  $c$  小于弹性阶段,内摩擦角  $\varphi$  大于弹性阶段;3) 围压较大的试件,其损伤较小。

[关键词] 大理岩; 单轴压缩试验; 三轴压缩试验; 应力-应变特征; 强度参数特征; 损伤演化特征

[中图分类号] TU45 [文献标识码] A

岩石作为自然界的一种天然材料,它的应用范围涉及工民建、道路与桥梁工程、隐蔽地下工程等众多与岩石工程相关的工程领域。岩石是一种具有离散型的材料,其力学性质呈随机离散分布。岩石的硬度、应力分布、破坏机制等,都是岩石力学与工程中研究的重要对象。因此研究岩石的力学性质,对实际工程起着至关重要的作用。

单轴压缩试验以及三轴压缩试验是研究的岩石力学性质的重要手段,许多学者通过此试验来确定岩石的强度、弹性模量和泊松比系数等参数。李鹏飞等<sup>[1]</sup>对硬脆性岩石进行三轴循环加、卸载试验,研究其强度参数特征。基于 Mohr-Coulomb 准则,研究岩石强度变化规律。徐小丽等<sup>[2]</sup>对硬脆性岩石进行不同围压下的三轴压缩试验,得出破坏过程分为压密、弹性、屈服、破坏、塑性流动 5 个阶段。张明等<sup>[3]</sup>对硬脆性岩石进行三轴压缩试验,对岩石的损伤建立了损伤本构模型,发现硬脆性岩石的损伤本构模型符合对数正态分布和 Mohr-Coulomb 准则。Deng Jian 等<sup>[4]</sup>对西南锦屏二级水电站工程大理岩进行室内三轴压缩试验,用最大熵概率密度函数来确定大理岩的强度特征参数。Jiu-chang Zhang 等<sup>[5]</sup>对某砂岩材料进行了恒定围压(CCP)和降低围压(RCP)三轴压缩试验,对其力学特性进行了研究。实验结果表明,砂岩在峰后区域表现出明显的韧-半脆性应力退化行为。Wei Yuanlong 等<sup>[6]</sup>对硬脆性岩石进行单轴和三轴压缩试验,发现在三轴压缩试验中,剪切断裂和剪胀形态是主要的形态。但如

果改变倾斜角,破坏面的局部形貌表现不同。Wang Haoteng 等<sup>[7]</sup>对硬脆性岩石进行三轴压缩试验,建立屈服强度值与峰值强度值之间的模型,发现岩石在一定的屈服条件下,呈现脆性。

目前,通过强度演化解释岩石力学特性的研究更少。本文通过大理岩常规三轴压缩试验研究大理岩在不同围压级别下的应力应变特征、强度参数特征以及损伤演化特征。

## 1 大理岩常规三轴压缩试验

### 1.1 试验材料

试验选取锦屏 II 级水电站大理岩,质地均匀,细粒,呈浅灰白色。

将岩样加工为直径  $d = 50$  mm,高度  $h = 100$  mm 的圆柱体,岩样加工符合《水利水电工程岩石试验规程》<sup>[8]</sup>。

### 1.2 试验方案

试验分为围压为 0 MPa 的单轴压缩试验以及围压分别为 5 MPa、10 MPa 和 15 MPa 的常规三轴压缩试验。在试验过程中,先对大理岩试样施加至初始围压状态( $\sigma_2 = \sigma_3$ ),再增加轴压  $\sigma_1$  直至岩样破坏。

## 2 试验结果分析

### 2.1 试验的应力-应变曲线

试验过后,得到试件的轴向应力大小以及对应的应变变量,将 4 组试验的应变变量以及轴向应力大小

[收稿日期] 2020-12-31

[第一作者] 雷东多(1996-),男,河南南阳人,湖北工业大学硕士研究生,研究方向为建筑与土木工程

[通信作者] 范 瑛(1969-),女,湖北黄冈人,湖北工业大学教授,研究方向为道路与桥梁工程

绘制成直角坐标图。

表 1 应力-应变曲线数据

围压级 别/MPa	压密阶段		弹性阶段		塑形阶段		破坏阶段	
	轴向应力/MPa	应变量	轴向应力/MPa	应变量	轴向应力/MPa	应变量	轴向应力/MPa	应变量
0	20	0.002	70	0.003	110	0.004	134	0.005
5	15	0.002	400	0.002	1380	0.003	163	0.005
10	10	0.002	31	0.003	187	0.004	200	0.006
15	8	0.002	20	0.003	210	0.006	218	0.007

图 1 为 4 组试件的应力-应变曲线图,由图 1 可知:

### 2.1.1 硬脆性岩石的加载路径

1) 压密变形阶段:在加载初期,围压使试件变紧实,轴向应变较小,环向应变为正值。

2) 弹性变形阶段:经过压密变形阶段以后,岩石在此过程中可近似认为是连续介质,此时岩石的变形以轴向应变为主,图像趋近直线;

3) 塑性变形阶段:开始产生微小裂纹,承载力开始降低,曲线向下弯曲;

4) 破坏发展阶段:当试件的承载力达到峰值强度后,试件的内部结构被破坏,但基本保持完整,试件破裂后仍有一定的承载力<sup>[9-10]</sup>。

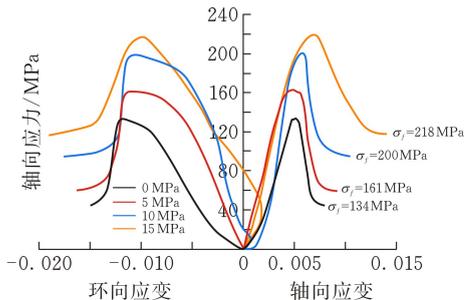


图 1 常规三轴压缩试验应力-应变曲线

### 2.1.2 试验的应力-应变曲线特点

1) 大理岩在低围压作用下,轴向应力达到峰值之后快速下降,呈脆性破坏。在围压 15 MPa 时,试件破坏后,应力缓慢跌落,呈现延性破坏。

2) 当试件处于较低的围压级别时,应力峰值点处裂纹迅速扩展,岩样发生宏观破坏的时间很短<sup>[11]</sup>。

3) 4 个试件的峰值强度为 134 MPa、161 MPa、200 MPa 和 218 MPa,试件的残余强度为 45 MPa、60 MPa、95 MPa 和 117 MPa,表明围压可以提高试件的承载力。

## 2.2 大理岩三轴压缩的应变特征

大理岩的应变量在不同的阶段表现出不同的特征,在峰值强度处的应变量呈现出较好的规律。

表 2 为不同围压下试件的应变量。由表可知:

1) 当施加给试件的围压越高时,试件在峰值强度处达到的轴向应变量越大,轴向应变总量也越大;

2) 相反,围压使试件在加载初期产生环向压缩。因此,围压级别较大的试件,其峰值强度处的环向应变较小。当试件破坏之后,环向应变开始扩容,环向应变的总量随围压级别的增大而增多。

大理岩的应变速率在不同的围压级别下呈现出不同的规律,不仅如此,轴向应力也对应变速率产生一定影响。

表 2 试件的应变量

围压级 别/MPa	峰值应变量		总应变量	
	轴向应变	环向应变	轴向应变	环向应变
0	0.0051	0.0123	0.0080	0.0150
5	0.0054	0.0116	0.0092	0.0163
10	0.0060	0.0109	0.0105	0.0176
15	0.0073	0.0098	0.0140	0.0190

图 2 为试件的应变速率,图像曲线的每一个点对应一个轴向应力。由图可知:

1) 在恒定围压下,当施加的轴向应力越高时,应变速率曲线的斜率会增大,应变速率加快;

2) 当试件处于的围压级别越高时,试件在任一时刻的应变速率都会相应提升;

3) 当轴向应力达到峰值强度之后,试件破坏,应变速率最快的时刻发生在试件破裂的时刻。

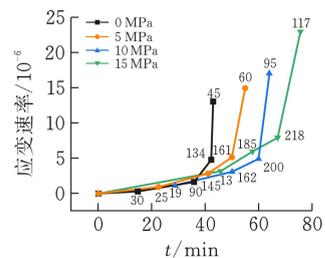


图 2 试件的应变速率

## 3 三轴压缩试验强度参数特征

通过做出岩样破坏时主应力的抗剪强度包络线,可得到岩石材料的强度参数。Mohr-Coulomb 强度准则以主应力表示时,Mohr-Coulomb 强度准则写作<sup>[12]</sup>

$$\sigma_s = M\sigma_3 + N \quad (1)$$

式中: $M$  为围压级别对加载路径的影响因子; $N$  为单轴压缩下,试件的极限强度。可通过式(2)和(3)得到<sup>[13]</sup>

$$\text{粘聚力} \quad c = \frac{N(1 - \sin \varphi)}{2 \cos \varphi} \quad (2)$$

$$\text{内摩擦角} \quad \varphi = \arctan\left(\frac{M-1}{M+1}\right) \quad (3)$$

将试件在弹性阶段和屈服阶段的轴向应力和围压级别进行线性拟合,可得到由式(1)的强度方程。

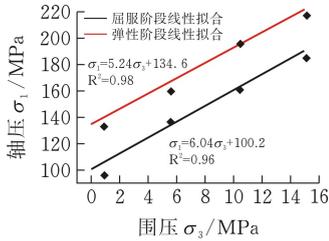


图3 Mohr-Coulomb 准则拟合线

图3为试件在弹性阶段和屈服阶段下轴压-围压的关系拟合线,进行线性拟合得到的拟合线方程分别为:

$$\sigma_1 = 5.24\sigma_3 + 134.6 \quad (4)$$

$$\sigma_1 = 6.04\sigma_3 + 100.2 \quad (5)$$

两组方程的  $M$  值分别为 5.24 和 6.04,表明围压在屈服阶段对轴向应力的影响较大,因此在加载后期,围压级别较大的试件,破坏时的峰值强度较大,残余应力也较大。

表3 Mohr-Coulomb 强度参数

	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	内摩擦系数 $\mu$	粘聚力 $c/\text{MPa}$
弹性阶段	25.75	0.48	35.59
屈服阶段	32.82	0.64	34.19

岩石的承载力由粘聚力  $c$  以及内摩擦力  $\sigma \tan \varphi$  确定。试件在弹性阶段的粘聚力为 25.75 MPa,而在屈服阶段的粘聚力为 32.82 MPa。粘聚力的减小,使岩石在受压时发生侧向滑移,因此屈服阶段的  $\varphi$  值大于弹性阶段。Mohr-Coulomb 准则表明,在常规三轴压缩试验中,大理岩的破坏是由  $c$  值的降低和  $\varphi$  值的升高共同实现的。

## 4 大理岩损伤分析

在试件的应力-应变曲线上,存在一点  $A$ ,则试件的有效弹性模量的表达式为<sup>[14]</sup>

$$\tilde{E} = \frac{\sigma_A}{\varepsilon_A(\varepsilon_A - \varepsilon_f)} = \frac{\sigma_A}{\varepsilon_f} \quad (6)$$

式中: $\sigma_A$ 为  $A$  点的轴向应力; $\varepsilon_A$ 为  $A$  点的应变; $\varepsilon_f$ 为峰值应变。

基于变形模量的损伤变量为  $D = 1 - \tilde{E}/E_0$ ,  $E_0$  为初始弹性模量,此时  $A$  点的损伤变量<sup>[14]</sup>

$$D_A = 1 - \frac{\sigma_A}{E_0 \varepsilon_f} = 1 - \frac{\varepsilon_A}{\varepsilon_f} \quad (7)$$

当  $D=0$  时,岩石材料为理想无损状态。当  $D=1$  时,岩石材料为完全破坏状态。用式(7)计算出

围压为 0 MPa、5 MPa、10 MPa 和 15 MPa 三个试件的损伤变量,如图 4 所示。

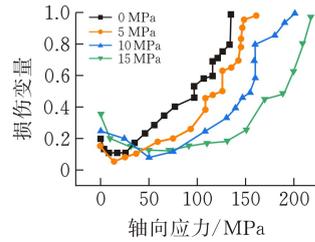


图4 试件的损伤变量变化图

表4 试件各个阶段的损伤变量

围压级别/MPa	压密阶段	弹性阶段	塑性阶段	破坏阶段
0	0.10	0.30	0.20	0.99
5	0.10	0.35	0.35	0.98
10	0.20	0.40	0.68	0.99
15	0.20	0.46	0.8	0.99

图4为试件在不同围压下,轴向应力  $\sigma_1$  与损伤  $D$  的演变过程图。由图可知:

1) 试件在初始状态下存在初始损伤,数值较小。在低应力水平时,原始细观裂纹被压密,损伤变量呈现出减小的趋势。

2) 在较高水平的持续应力作用下,岩石的组构随时间不断变化,先产生大量细观裂纹,最后再发展为主裂纹直至破坏。损伤变量的数值也在随着轴向应力不断增大,最后接近 1.0。

3) 当试件受到的围压发生变化时,损伤变量的变化率随着围压的增大而减小。从图4可知,当围压级别升高时,试件内部的微裂隙逐渐减少。表明,围压对岩石的损伤具有一定的抑制作用。

## 5 结论

以锦屏二级水电站为实际研究的背景,对深埋锦屏大理岩岩样进行常规大理岩压缩破坏试验研究,获得了锦屏大理岩岩样的破坏特征,并研究了其基本力学参数随围岩的变化规律。试验研究表明:

1) 围压级别的提升,使大理岩的峰值强度以及残余强度增大,加快了试件的应变速率。试件在围压为 0 MPa、5 MPa 和 10 MPa 时,轴向应力达到峰值之后快速下降,呈现出脆性破坏。而在围压为 15 MPa 时,试件破坏后,应力缓慢下降,呈现出延性破坏。

2) 试件在加载的过程中,先经历弹性阶段的  $c$  值大于屈服阶段。而因  $c$  值减小,导致屈服阶段的  $\varphi$  值增大。

3) 在不同的围压级别下,损伤变量的变化率随着围压的增大而减小,围压对岩石的损伤具有一定的抑制作用。

## [ 参 考 文 献 ]

- [1] 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.
- [2] 徐小丽,高峰,张志镇. 高温作用后花岗岩三轴压缩试验研究[J]. 岩土力学,2014,35(11): 3177-3183.
- [3] 张明,王菲,杨强. 基于三轴压缩实验的岩石统计损伤本构模型[J]. 岩土工程学报,2013,35(11):1965-1971.
- [4] DENG JIAN, LI SHAOJUN, JIANG QUAN, et al, Probabilistic analysis of shear strength of intact rock in triaxial compression: a case study of Jinping II project [J]. Tunneling and Underground Space Technology, 2021,111(4):1-13.
- [5] JIU-CHANG ZHANG, ZHI-NAN LIN, BO DONG, et al, Triaxial compression testing at constant and reducing confining pressure for the mechanical characterization of a specific type of sandstone[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering,2021,41(9):1-14.
- [6] WEI YUANLONG, LIU WEI, HOU ZHENKUN, et al, Experimental study on the anisotropic characteristics and engineering application of tight sandstone[J]. Advance in Materias Science and Engineering, 2021, 2021(8):1-12.
- [7] WANG HAOTENG, HE MINGMING, PANG FAN, et al. Energy dissipation-based method for brittleness evolution and yield strength determination of rock[J]. Journal of Petroleum Science and Engineering, 2021, 200(4):1-12.
- [8] 中华人民共和国水利部. 水利水电工程岩石试验规程:SL 264-2001[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 2001.
- [9] MARTIN C D, CHANDLER N A. The progressive fracture of lac du bonnet granite[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics Abstracts,1994,31(6): 643-659.
- [10] HAJIABDOLMAJID V, KAISER P K, MARTIN C D. Modelling brittle failure of rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2000, 39(6):731-741.
- [11] 杨艳霜,周辉,张传庆,等. 大理岩单轴压缩时滞性破坏的试验研究[J]. 岩土力学,2011,32(9):2714-2720.
- [12] 蔡美峰,何满超,刘东燕. 岩石力学与工程[M]. 北京: 科学出版社,2013:88-107.
- [13] 尤明庆. 完整岩石的强度和强度准则[J]. 复旦学报(自然科学版),2013,52(5):569-582.
- [14] 刘新东,郝际平. 连续介质损伤力学[M]. 北京:国际出版社,2011.

## Study on the Strength Evolution Characteristics of Hard and Brittle Rocks under Different Confining Pressures

LEI Dongduo<sup>1</sup>, FAN Ying<sup>1</sup>, TIAN Haoyuan<sup>2</sup>

(School of Civil Engin., Architecture and Environment, Hubei Univ. of Tech., Wuhan 430068, China)

**Abstract:** The marble of Jinping Hydropower Station is selected as the research object, and uniaxial compression test and conventional triaxial compression test are performed on the marble to study the stress-strain characteristics, strength parameter characteristics and damage evolution characteristics of the marble under different confining pressures. The test shows that the increase of the confining pressure can increase the strength of the rock and turn the rock from brittle failure to ductile failure. During the loading process of the specimen, the cohesive force in the yield stage is smaller than in the elastic stage, and the internal friction angle is larger than in the elastic stage. The increase in confining pressure has an inhibitory effect on rock damage.

**Keywords:** marble; uniaxial compression test; triaxial compression test; stress-strain characteristics; strength parameter characteristics; damage evolution characteristics

[责任编辑: 裴 琴]