

锦屏二级水电站大理岩不同应力路径下 加卸载试验研究

李新平¹, 肖桃李^{1, 2}, 汪 斌^{1, 3}, 徐鹏程^{1, 4}

(1. 武汉理工大学 道路桥梁与结构工程重点实验室, 湖北 武汉 430070; 2. 长江大学 城市建设学院, 湖北 荆州 434023;
3. 长江水利委员会 长江勘察规划设计研究院, 湖北 武汉 430010; 4. 中国水利水电建设股份有限公司, 北京 100048)

摘要: 针对锦屏二级水电站引水隧洞赋存于高地应力环境的特点, 对隧洞内的大理岩开展常规三轴压缩试验及峰前、峰后卸围压试验, 通过试验数据对比分析, 研究大理岩的强度变形特征及破裂机制。主要研究成果: (1) 大理岩峰值强度与实时围压关系密切, 应力路径不同、实时围压相同时, 峰值强度相同。(2) 围压效应明显, 峰值强度随初始围压增加而增加; 相比三轴加载试验, 峰前卸围压试验峰值强度降低约 19.5%, 峰后卸围压试验规律不明显, 而峰后卸围压试验达到峰值强度时的围压值约占初始围压值的 97.2%, 峰前卸围压试验结果较离散。(3) 相比三轴加载试验, 峰前卸围压试验 c 值降低约 27.5%, φ 值提高约 22.6%, 而与此相反, 峰后卸围压试验 c 值增加约 13.7%, φ 值降低约 6.5%, 表明大理岩抗破裂的主控因素峰前卸围压试验由摩擦力控制, 峰后卸围压试验由黏聚力控制。(4) 峰后卸围压试验自卸荷点开始出现明显的应变平台, 表现为理想塑性变形。(5) 峰前卸围压试验的体积应变自卸荷点开始出现明显的转折点。(6) 三轴压缩试验和峰后卸围压试验, 大理岩的破坏模式主要为单一剪切破坏, 随着围压增加, 剪切破裂面端口的粗糙程度降低; 峰前卸围压试验的破坏模式为: 低围压时的劈裂破坏~中等围压时的“X”型共轭剪切破坏~高围压时的单一剪切破坏。这些研究结论揭示了锦屏大理岩加、卸载应力路径下的力学特性差异, 可为西部深埋引水隧洞的开挖、支护设计及稳定性分析提供理论参考。

关键词: 岩石力学; 大理岩; 卸荷试验; 强度参数; 变形特征; 破裂机制

中图分类号: TU 45

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2012)05 - 0882 - 08

EXPERIMENTAL STUDY OF JINPING II HYDROPOWER STATION MARBLE UNDER LOADING AND UNLOADING STRESS PATHS

LI Xinping¹, XIAO Taoli^{1, 2}, WANG Bin^{1, 3}, XU Pengcheng^{1, 4}

(1. Key Laboratory of Roadway Bridge and Structure Engineering, Wuhan University of Technology, Wuhan, Hubei 430070, China;
2. School of Urban Construction, Yangtze University, Jingzhou, Hubei 434023, China; 3. Changjiang Institute of Survey,
Planning, Design and Research, Changjiang Water Resources Commission, Wuhan, Hubei 430010, China;
4. Sinohydro Group Ltd., Beijing 100048, China)

Abstract: In light of that the surrounding rock mass of diversion tunnel group of Jinping II hydropower station lies in the condition of high geostress, two different unloading tests of marble from the diversion tunnel were carried out. In order to analyze rock strength characteristics, deformation behavior and fracture mechanism under different stress paths, the conventional triaxial compression tests of marble were also performed. The results show that: (1) Even if the stress path and initial confining pressure are different, but as long as the real-time confining

收稿日期: 2011 - 11 - 10; **修回日期:** 2012 - 02 - 24

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50974100, 41102182); 三峡库区地质灾害教育部重点实验室开放基金项目(2008KDZ08)

作者简介: 李新平(1963 -), 男, 博士, 1983年毕业于武汉钢铁学院采矿工程专业, 现任教授、博士生导师, 主要从事岩土工程、爆破工程方面的教学与研究工作。E-mail: xinpinglei@whut.edu.cn

pressure is the same, the peak strength is equal. (2) The peak strength increases as the initial confining pressure increases. Comparing with triaxial compression test, it decreases by 19.5% of unloading confining pressure at pre-peak, and the peak strength appears when the real-time confining pressure accounts for about 97.2% of the initial confining pressure during the post-peak test. (3) The cohesion c decreases and the internal friction angle φ increases at pre-peak test, compared with the post-tests. The value of c decreases about 27.5% and φ increases about 22.6% at pre-peak test, but the value of c increases about 13.7% and φ decreases about 6.5% at pre-peak test. (4) From the unloading point to strain softening stage, the stress-strain curves have obvious strain platforms, which is the characteristics of the ideal plastic deformation. The strain platform increases with the confining pressure, which shows the feature of the marble from brittleness to plastic when the confining pressure increases. (5) The unloading confining pressure test at pre-peak shows that the marble expansion is limited. (6) The fracture mode is mainly the single shear fracture for the triaxial compression test and post-peak test; and the fracture mode of the pre-peak test is the splitting failure—X conjugate shear rupture—single shear fracture as the confining pressure increases. These conclusions reveal the loading and unloading mechanical properties of marble under high geostress and provide reliable theoretical reference for the numerical simulation about excavation and design for the stability analysis of deep diversion tunnels in West China.

Key words: rock mechanics; marble; unloading test; strength parameters; deformation feature; fracture mechanism

1 引言

21 世纪以来, 随着我国国民经济建设的迅猛发展, 基本建设规模的不断扩大, 基础建设在向空间发展的同时, 地下资源和空间的开发也在不断走向深部, 地下岩体工程的高应力特征也越来越显著。地下岩体工程的开挖, 从力学本质来说, 主要是卸荷行为, 岩体在卸载和加载条件下的力学性质有着本质的区别^[1]。

目前在建的锦屏二级水电站引水隧洞实测最大地应力为 42~46 MPa, 预计最大埋深处地应力为 70 MPa, 最大外水压力为 10.2 MPa^[2]。近年来, 针对锦屏水电站高地应力特点开展的加卸载试验研究取得了较大的进展^[2-6]。汪斌等^[2]进行了常规三轴压缩试验和峰前、峰后卸围压试验, 认为大理岩峰前卸围压试验的围压效应最明显, 峰前、峰后卸围压 c 值均降低, 而内摩擦角 φ 值则均增加。黄润秋和高达^[3]通过室内三轴卸荷试验和断裂断口 SEM 细观扫描, 研究高应力环境中不同卸荷速率对大理岩的变形破裂及强度特征的影响, 得出的结论为: 卸荷速率和初始围压越大, 岩石脆性及张性断裂特征愈明显, 卸荷条件下岩体的 c 值大大减小, 而 φ 值却有较少增大。李宏哲等^[4]认为, 大理岩体积变形几乎按照侧向变形的规律增大, 峰前卸荷条件下抗剪强度参数 c 值比加载条件下低 14%, 而 φ 值比加载条件下高 23%。刘豆豆^[5]的研究表明, 无论是峰前还是峰后卸围压, 试样都表现出脆性破坏的特征,

试样破坏峰前卸围压比峰后卸围压更为强烈; 试样在加、卸载条件下的变形均随主应力差的增大而增大, 但在相同的主应力差下, 卸载产生的扩容量比加载的扩容量更大; 峰前卸围压试验当围压卸到初始围压值 60% 左右时, 试样发生破坏; 峰后卸围压试验当围压卸到初始围压 80% 左右时, 试样发生破坏。高春玉等^[6]根据升轴压、降围压的峰前卸围压试验, 认为卸荷导致 c 值大幅减小而 φ 值略有增加。

此外, J. L. LI 等^[7]对具有水平层状和竖向层状的砂岩进行的加卸载试验表明, 相比加载试验而言, 卸荷试验时水平层状砂岩的 c 值增加而 φ 值降低, 而竖向层状的 c , φ 值变化则与水平层状刚好相反; 张黎明等^[8]对粉砂岩试样进行了常规三轴加载后保持轴向变形不变的峰前、峰后卸围压试验, 并对试样破坏特征、强度和变形特性进行了定性分析; 黄润秋和高达^[9]基于岩石试样的卸荷试验, 认为相对于加载试验, 卸荷岩石的 c 值减小而 φ 值增大; 吕颖慧等^[10]对取自大渡河大岗山水电站的花岗岩开展高应力下 2 种卸荷方案的力学特性试验研究, 认为岩石卸荷过程中向卸荷方向回弹变形强烈、扩容显著, 脆性破坏特征明显, 相比较于常规三轴压缩试验, 卸荷时的抗剪强度参数 c 值减小而 φ 值增大; 刘建和李建朋^[11]对采自重庆鱼嘴的砂岩开展保持轴压不变峰前卸围压试验, 从偏应力变化量角度证明卸荷应力路径更容易引起砂岩试样的破坏, 卸荷条件下的抗剪强度参数 c 值比加载条件下低 1.2%, φ 值则高 4.8%。

认真总结近几年来针对高地应力岩石的加卸载室内试验成果, 主要存在以下几种趋势: (1) 对初始围压效应研究^[2-3, 5, 7-8]较多, 而缺乏对实时围压效应的研究; (2) 开展峰前卸围压试验较多, 成果也丰富^[2, 4, 6, 9-11], 而峰后卸围压试验的研究相对较少; (3) 对试样变形特性的定性分析^[2-3, 5, 11]多, 定量分析少。

本文对采自锦屏二级水电站引水隧洞的大理岩试样开展了不同围压(20, 40, 60 MPa)下的保持轴压不变峰前、峰后卸围压试验, 并与同围压下的常规三轴试验结果进行对比分析, 研究大理岩加、卸荷过程中的强度特征、变形特性及破坏形态, 揭示了高应力条件下锦屏大理岩的特有力学特性, 为深部地下工程的开挖、支护设计及其稳定性分析提供理论参考。

2 试验方案

2.1 试验条件

试验在山东科技大学 MTS815.03 电液伺服岩石试验机上进行, 采取全程微机控制, 围压采用应力控制, 轴压采用位移控制。试样取自锦屏二级水电站引水隧洞, 埋深约为 2 100 m, 岩层为厚层状白山组(T_{2b})大理岩, 岩体完整, 未见明显结构面或溶蚀裂隙。试样尺寸为 $\phi 50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$ 。试样烘干密度为 2.70 g/cm^3 , 弹性模量为 24.13 GPa , 泊松比为 0.282, 单轴抗压强度为 199.20 MPa 。

2.2 试验应力路径

岩体处于空间三向应力状态中, 开挖方式不同, 三向应力的重分布会有多种组合。围岩应力的变化是一种复杂的三维加、卸载变化过程。围压 σ_3 不变, 通过增加轴向应力 σ_1 来增加主应力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) 使试样破坏即为加载试验, 或者保持轴向应力 σ_1 不变, 而减小围压 σ_3 来增加偏应力, 同样可以使得试样破坏, 此种应力路径即为卸荷试验, 其更接近实际的岩体开挖工程。

2.3 试验方案

为研究大理岩卸荷路径下的变形和破坏特征并与常规三轴压缩路径对比分析, 设计了 3 组典型试验方案。定义: σ_0 为卸围压试验设计的初始围压, σ_3 为试验过程的实时围压, 峰值强度指应力 - 应变曲线中主应力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) 的极大值, 强度比为卸围压试验的峰值强度与三轴压缩试样的峰值强度的百分比, 围压比为卸围压试验实时围压与初始围压的

百分比。

(1) 方案 I(常规三轴压缩试验)

为了设计后续卸荷试验方案的卸荷点、应力水平及与其变形、强度成果对比分析, 首先进行了常围压三轴全过程试验, 其围压的设计水平分别为 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70 MPa, 试验程序按规程规定进行, 此处不再赘述。

(2) 方案 II(峰前恒轴压卸围压试验)

试验分 4 个阶段: ① 施加一定的预加载使试样在上下压头之间充分固定, 然后以 0.1 MPa/s 的速率手动施加围压至预定的初始围压值 σ_0 (分别为 20, 40, 60 MPa); ② 稳定 σ_0 , 逐步增加 σ_1 至试样破坏前的某一应力状态(即临界卸荷点), 临界卸荷点根据方案 I 的成果, 按峰值强度的 75% 确定; ③ 保持 σ_1 恒定的同时以 0.05 MPa/s 的速率逐渐降低 σ_3 直到试样破坏; ④ 继续以轴向位移控制施加应力直至应力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) 不随轴向应变的增加而降低时结束试验。

(3) 方案 III(峰后恒轴压卸围压试验)

该试验方案分 3 个阶段: ① 同方案 II 的第①阶段; ② 稳定 σ_0 , 逐步增高 σ_1 至试样的屈服极限, 屈服极限根据方案 I 及试验实时曲线形态确定, 一旦实时曲线接近方案 I 的峰值强度并出现软化趋势, 即停止施加 σ_1 , 此阶段关键在于能否有效确定卸荷点, 使曲线顺利越过峰值进入软化阶段; ③ 保持 σ_1 恒定的同时逐渐缓慢降低 σ_3 直到试样破坏。

3 强度特性分析

3.1 峰值强度分析

将试验中不同应力路径的峰值强度与围压关系进行统计, 结果见图 1, 2 及表 1。

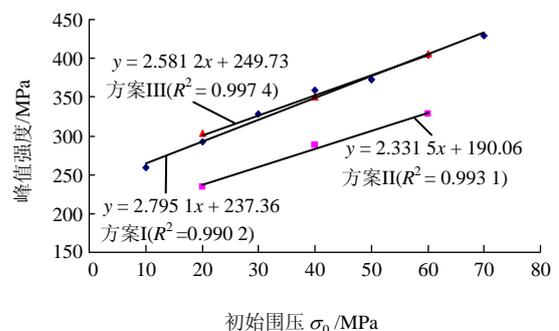


图 1 大理岩峰值强度与初始围压 σ_0 的关系

Fig.1 Relationships between peak strength and initial confining pressure of marble

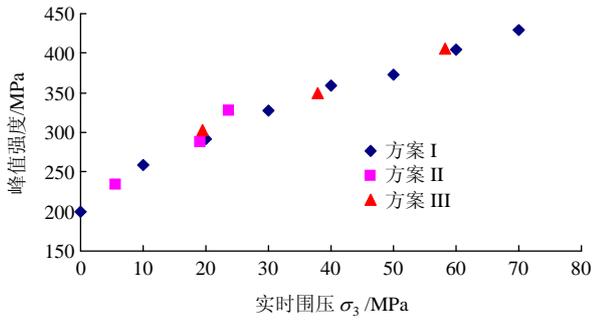


图 2 大理岩峰值强度与实时围压 σ_3 的关系

Fig.2 Relationship between peak strength and real-time confining pressure of marble

表 1 大理岩峰值强度与围压关系

Table 1 Relationship between peak strength and confining pressure of marble

初始围压 σ_0 /MPa	试验方案编号	峰值强度/MPa	强度比/%	实时围压/MPa	围压比/%
20	I	292.04		20.00	
	II	234.46	80.3	5.61	28.1
	III	302.88	103.7	19.46	97.3
40	I	358.49		40.00	
	II	287.81	80.3	19.07	47.7
	III	359.93	100.4	38.86	97.2
60	I	404.96		60.00	
	II	327.72	80.9	23.73	39.6
	III	406.13	100.3	58.24	97.1

图 1 表明，试样的峰值强度对围压敏感，3 种试验方案数据的线性拟合表明，3 种方案的线性相关系数均达到 0.99 以上，说明不管是常规三轴压缩试验，还是峰前或峰后卸围压试验，随着初始围压的增加，试样的峰值强度呈现良好的线性增加；而把试样在不同应力路径下的峰值强度与该强度对应的围压进行统计分析。图 2 表明，即使应力路径不同、初始围压不同，一旦试验中的围压相近，试样的峰值强度大小也呈现大致相等的趋势。

图 1 及表 1 研究表明，相比常规三轴压缩试验，试样的峰前卸围压试验导致峰值强度降低了约 19.5%，而峰后卸围压试验对峰值强度的影响不大；卸围压试验峰值强度对应的围压，峰前卸围压试验表现出较大的随机性，而峰后卸围压试验达到峰值强度时对应的围压值约占初始围压值的 97.2%。

为进一步分析峰前卸围压试验与峰后卸围压试验对试样强度的影响，引入卸荷点与卸荷比的概念。卸荷点表示卸围压试验中卸围压开始时对应的偏应力强度与常规三轴压缩试验偏应力峰值强度之比，

卸荷比表示卸围压开始时对应的偏应力强度与卸荷试验偏应力峰值强度之比，图 3 给出了卸围压试验卸荷点与卸荷比关系，图中曲线表明，峰前卸荷点约 0.75，卸荷比约 0.92，峰后卸荷点约 1.00，卸荷比 1.00 左右，峰前卸围压比峰后卸围压曲线陡峻，说明峰前卸围压吸收的能量远大于峰后卸围压试验，造成这一现象的原因是：在卸荷点的应力状态下，试件内部均有裂纹损伤存在。峰前卸围压时，裂纹损伤较小，塑性变形少，试样破坏必须吸收足够的能量，故峰前卸围压试样破坏剧烈；而峰后卸围压时，岩石已经经历了屈服变形阶段，有了较大的塑性变形，且微裂纹趋于贯通，试样已经吸收了一定的弹性变形能，继续卸围压时，试样达到完全破坏吸收的能量就较少，试样破坏相对平缓。

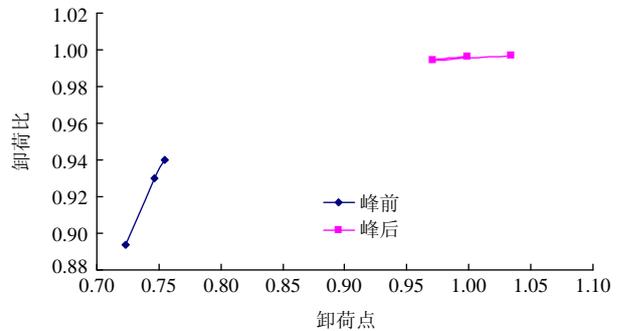


图 3 卸围压试验卸荷点与卸荷比关系

Fig.3 Relationship between unloading point and unloading ratio of unloading confining pressure tests

3.2 强度参数分析

研究表明，岩石的强度不仅与其赋存的地质环境有关^[12]，而且还与其加、卸载的速率有关^[13-15]，Mohr-Coulomb(简称M-C)强度准则是岩土工程中最广泛的强度准则之一，汪 斌等^[2, 10]在分析中亦多采用，M-C强度准则的表达式^[16]为

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \tag{1}$$

式中： τ ， σ 分别为剪切破坏面上的剪应力与正应力。对于三轴试验， σ ， τ 可分别表示为

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos(2\varphi) \\ \tau &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\sin(2\varphi) \end{aligned} \right\} \tag{2}$$

除此之外，为减小人为因素的影响，利用三轴试验的结果，在 σ_1 - σ_3 曲线上取最佳直线段可拟合为下列线性关系式：

$$\sigma_1 = m\sigma_3 + b \quad (3)$$

式中： m 、 b 分别为拟合直线的斜率与截距。由参数 m 和 b 可确定岩石的内摩擦角和黏聚力分别如下：

$$\varphi = \sin^{-1}[(m-1)/(m+1)] \quad (4)$$

$$c = \frac{b}{2\sqrt{m}} \quad (5)$$

以表 1 中的试验数据为参考，由式(3)~(5)计算的不同应力路径下大理岩的抗剪强度参数见表 2。

表 2 不同应力路径下大理岩的抗剪强度参数
Table 2 Parameters of shear strength of marble under different stress paths

试验方案编号	M-C 包络线法		σ_1 - σ_3 曲线法		平均值	
	c /MPa	φ (°)	c /MPa	φ (°)	c /MPa	φ (°)
I	54.25	38.6	61.13	35.8	57.69	37.2
II	41.46	46.1	42.16	45.2	41.81	45.6
III	65.60	34.8	65.44	34.8	65.52	34.8

表 2 中列出了 2 种不同方法计算出的抗剪强度参数，分析可知，方案 I 中 2 种方法的计算结果偏差较大，方案 II 中 2 种方法的计算结果基本吻合，方案 III 中 2 种方法的计算结果则非常接近。由此可见，卸围压试验可以选择 M-C 包络线法或 σ_1 - σ_3 曲线法进行岩石 c 、 φ 值计算，而常规三轴压缩试验时， c 、 φ 值的计算建议取 2 种方法的平均值。

对于不同的应力路径，显然，无论是 M-C 包络线法，还是 σ_1 - σ_3 曲线法，卸荷路径与加载路径得出的试样强度参数不同，相比常规三轴压缩试验而言，峰前卸围压试验黏聚力 c 值降低约 27.5%，内摩擦角 φ 值增加约 22.6%，而峰后卸围压试验黏聚力 c 值则增加约 13.7%，内摩擦角 φ 值降低约 6.5%，峰前卸围压试验与峰后卸围压试验对大理岩的强度参数呈现正好相反的影响。究其原因可以理解为：峰前卸围压时大理岩处于屈服变形的初级阶段，塑性变形较小，岩石刚开始起裂，破裂面由岩石的黏聚力与摩擦力共同控制，当围压降低时，岩石破裂加剧，塑性变形激增，裂纹沿着起裂角快速扩展，此时岩石抗破裂主控因素为摩擦力的大小，因此，黏聚力影响降低，而摩擦力影响增强。相对而言，峰后卸围压时，岩石已经经历了屈服变形阶段，有了一定塑性变形，而且微裂纹趋于贯通，基本形成贯通的细观断裂面，仅由于黏聚力的作用而没有完全开裂，峰后卸围压时，岩石抗破裂的主控因素则

由黏聚力承担，因此黏聚力影响增加而摩擦力影响降低。

4 变形特性分析

图 4, 5 分别给出了不同应力路径下大理岩主应力差 - 应变(轴向应变 ϵ_1 ，侧向应变 ϵ_3)和主应力差 - 体积应变(ϵ_v)的关系曲线。

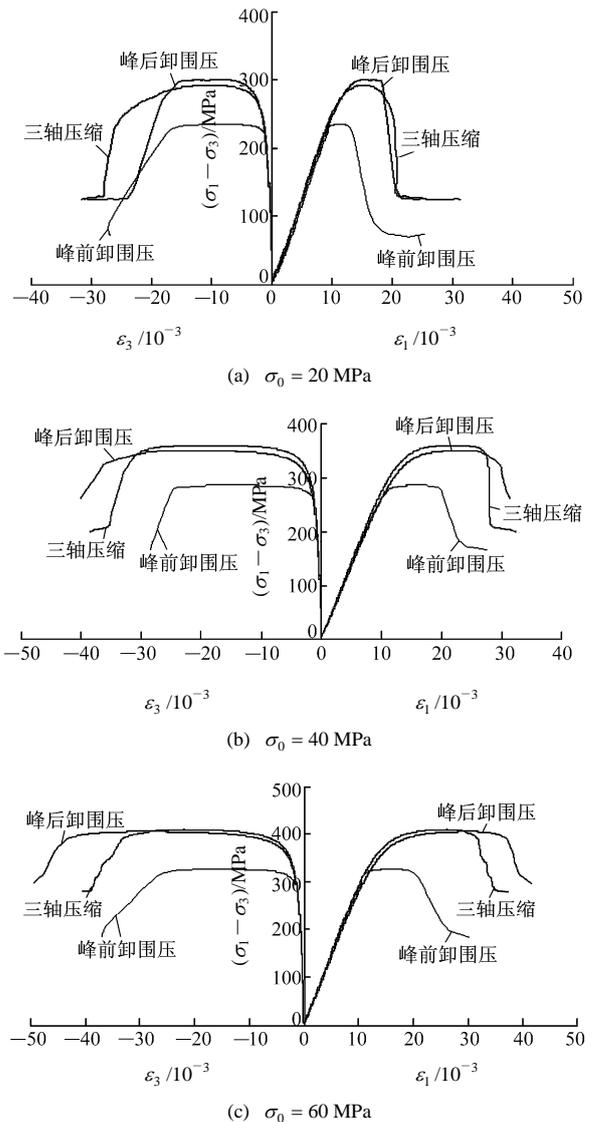


图 4 不同应力路径大理岩主应力差 - 应变曲线
Fig.4 Principal stress difference-strain curves of marble under different stress paths

分析图 4 可知：(1) 相同的初始围压下，峰前卸围压试验的峰值应变(峰值强度对应的应变值)最小，峰后卸围压试验与三轴压缩试验的峰值应变基本相当，自屈服点开始，侧向应变 ϵ_3 急剧增大，明显大于轴向应变增长速率，约为轴向应变 ϵ_1 增长速率的 2 倍，表现为明显的侧向扩容；(2) 相同的初

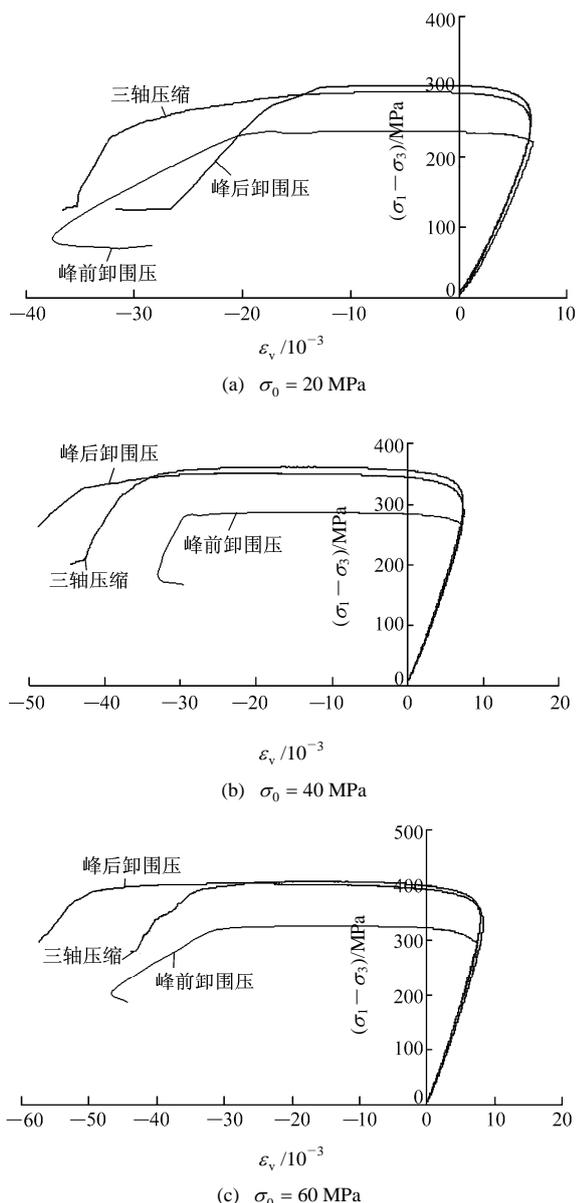


图 5 不同应力路径大理岩主应力差 - 体积应变曲线
Fig.5 Principal stress difference-volume strain curves of marble under different stress paths

始围压下，试样破坏前的 ϵ_1 ， ϵ_3 曲线，三轴压缩试验较平滑，而卸围压试验自卸荷点开始， ϵ_1 ， ϵ_3 曲线变化平缓，出现明显的应变平台，表现为理想塑性；(3) 随着初始围压的增加，峰后卸围压试验 ϵ_1 ， ϵ_3 应变平台增宽；20 MPa 围压时，峰后卸围压试验的塑性变形小于三轴加载试验的塑性变形，而 60 MPa 围压时，峰后卸围压试验的塑性变形却发展到大于三轴加载试验的塑性变形，峰后卸围压试验的变形特性表现出低围压下的脆性向高围压下的理想塑性转换特征；(4) 峰前卸围压试验，初始围压从 20 MPa 增至 40 MPa 时，轴向应变 ϵ_1 的破坏应变(即试

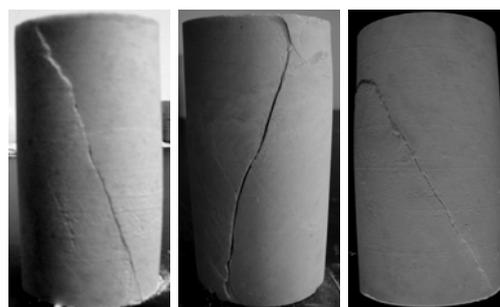
样破坏对应的应变值)从 12.67×10^{-3} 增至 19.26×10^{-3} ，增幅约 52.0%，侧向应变 ϵ_3 的破坏应变从 -13.80×10^{-3} 增至 -23.24×10^{-3} ，增幅约 68.4%；当初始围压自 40 MPa 增至 60 MPa 时，轴向应变 ϵ_1 的破坏应变为 19.91×10^{-3} ，增幅约 3.4%，侧向应变 ϵ_3 的破坏应变为 25.10×10^{-3} ，增幅约 8.0%。以上数据表明：初始围压相同时，侧向破坏应变 ϵ_3 大于轴向破坏应变 ϵ_1 ，扩容特征明显，初始围压不同时， ϵ_3 增幅大于 ϵ_1 增幅也验证了岩石扩容的性质；当初始围压等比增加，无论是 ϵ_1 还是 ϵ_3 ，其增幅则呈现急剧减小趋势，表明峰前卸围压试验岩石的扩容是有限的。

分析图 5 可以发现：(1) 峰前卸围压试验，自卸荷点开始体积应变 ϵ_v 出现明显的应变转折点，而三轴压缩试验与峰后卸荷试验则无此现象；(2) 以岩石开始扩容至破坏的体积应变变量作为扩容量，相同的初始围压时，低围压(20 MPa)阶段三轴压缩试验的扩容量最大，峰前卸围压次之，峰后卸围压试验的扩容量最小，中高等围压(40, 60 MPa)时，峰后卸围压试验的扩容量最大，三轴压缩试验次之，峰前卸围压试验的扩容量最小；(3) 随着围压的增大，不同应力路径的体积应变 ϵ_v 曲线越接近于水平，且应变平台逐渐增宽，说明围压越大，岩石的脆性越不明显。

5 破坏特征分析

图 6 给出了大理岩典型破坏形态。无论三轴压缩的加载破坏试验还是峰前、峰后卸围压的卸载破坏试验，试样破坏都是随着一声清脆“砰”的响声发生的，表现出了典型的脆性破坏特征。试样破坏时均呈现微鼓状，产生了很明显的横向扩容现象。

对比分析图 6 中 3 种不同试验方案的破坏形态



围压 20 MPa 围压 40 MPa 围压 60 MPa
(a) 方案 I

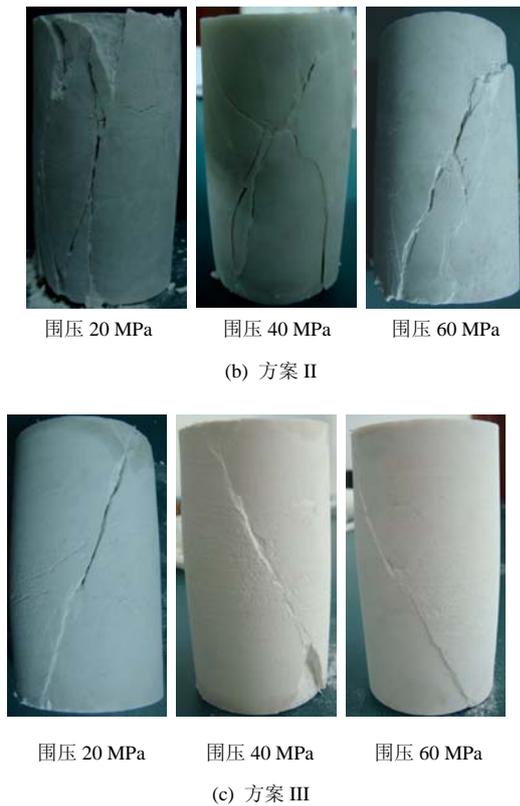


图6 大理试样典型破裂形态

Fig.6 Typical failure modes of rock samples

可以看出，三轴压缩试验和峰后卸围压试验的试样破坏基本为宏观单一破坏断面的剪切破坏，低围压(20 MPa)时，试样的宏观破裂面延伸至试样的两端，破裂面较粗糙，随着围压的增大，试样的主破裂面趋于平整，主破裂面从端面向侧面发展；峰前卸载试验破坏形态则较复杂，而且破坏程度更为剧烈，主破裂面外还伴随较多的节理、裂纹产生。图6(b)中20 MPa围压峰前卸载破坏形式基本呈现轴向张性破裂，各种张裂纹和微张裂纹的强烈发育，张拉破裂面与 σ_1 方向的夹角很小，基本呈近似平行的状态，破坏后的试样表面剥落严重；图6(b)中40 MPa围压峰前卸载试验出现了较少见的“X”型共轭剪切破裂，试样表面产生共轭剪切面的同时也伴随有较多的张性裂纹发育，尤其在共轭剪切带交汇处。图6(b)中60 MPa围压峰前卸载破坏表现为单个宏观剪切破裂面。

峰后卸载试验是在试样加载到峰值强度附近后开始卸围压，更加速了试样的破坏，其卸围压的应力路径相对较短，故其破坏形态与常规三轴压缩试验差别不大，主要以单一剪切面破坏为主。

6 结 论

本文对雅砻江锦屏二级水电站引水隧洞深埋大理岩开展不同应力路径下得室内三轴加、卸载试验研究，通过对试验数据的对比分析，得到的主要结论如下：

(1) 大理岩围压效应明显，峰值强度随着围压增加而线性增加；其峰值强度大小与实时围压关系密切，应力路径不同、初始围压不同，但实时围压相近时，峰值强度也大致相等；相比常规三轴压缩试验，峰前卸围压试验峰值强度降低约19.5%，峰后卸围压试验则规律不明显；峰后卸围压试验峰值强度对应的实时围压值约占初始围压值的97.2%，峰前卸围压试验结果较离散。

(2) 卸荷点与卸荷比关系表明：峰前卸围压比峰后卸围压曲线陡峻，峰前卸围压吸收的能量大于峰后卸围压试验，造成这一现象的原因是：在卸荷点的应力状态下，试样内部均有裂纹损伤存在。峰前卸围压时，裂纹损伤较小，塑性变形少，试样破坏必须吸收足够的能量，故峰前卸围压试样破坏剧烈；而峰后卸围压时，岩石已经经历了屈服变形阶段，有了较大的塑性变形，且微裂纹趋于贯通，试样已经吸收了一定的弹性变形能，继续卸围压时，试样达到完全破坏吸收的能量就较少，试样破坏相对平缓。

(3) 相比三轴压缩试验，峰前卸围压试验的 c 值降低约27.5%， ϕ 值提高约22.6%，而与此相反，峰后卸围压试验的 c 值增加约13.7%， ϕ 值降低约6.5%，表明大理岩抗破裂的主控因素峰前卸围压试验由摩擦力控制，峰后卸围压试验则由黏聚力控制。

(4) 不考虑试样破坏后应变曲线影响，三轴压缩试验的应变曲线光滑，卸围压试验的应变曲线自卸荷点开始出现明显的应变平台，表现为理想塑性变形；随着围压的增加，峰后卸围压试验的应变平台增宽，大理岩由低围压的脆性特性向高围压的理想塑性特性转变，峰前卸围压试验则无此明显规律。

(5) 峰前卸围压试验的体积应变自卸荷点开始出现明显的转折点，围压增加到一定程度，扩容性质减弱，扩容量有限，而三轴压缩试验与峰后卸围压试验的扩容量随着围压的增加而增加。

(6) 三轴压缩试验和峰后卸围压试验，大理岩

的破坏模式主要为单一剪切破坏, 随着围压增加, 剪切破裂面端口的粗糙程度降低; 峰前卸围压试验的主控破裂面与围压关系密切, 主要破坏模式为: 低围压时的劈裂破坏~中等围压时的“X”型共轭剪切破坏~高围压时的单一剪切破坏。

参考文献(References):

- [1] 李建林. 卸荷岩体力学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003: 5 - 7.(LI Jianlin. Unloading rock mass mechanics[M]. Beijing: China Water Power Press, 2003: 5 - 7.(in Chinese))
- [2] 汪 斌, 朱杰兵, 邹爱清, 等. 锦屏大理岩加、卸载应力路径下力学性质试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(10): 2 138 - 2 145.(WANG Bin, ZHU Jiebing, WU Ai Qing, et al. Experimental study of mechanical properties of Jinping marble under loading and unloading stress paths[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(10): 2 138 - 2 145.(in Chinese))
- [3] 黄润秋, 黄 达. 高地应力条件下卸荷速率对锦屏大理岩力学特性影响规律试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(1): 21 - 33.(HUANG Runqiu, HUANG Da. Experimental research on affection laws of unloading rates on mechanical properties of Jinping marble under high geostress[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(1): 21 - 33.(in Chinese))
- [4] 李宏哲, 夏才初, 闫子舰, 等. 锦屏水电站大理岩在高应力条件下的卸荷力学特性研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(10): 2 104 - 2 109.(LI Hongzhe, XIA Caichu, YAN Zijian, et al. Study of marble unloading mechanical properties of Jinping Hydropower Station under high geostress conditions[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(10): 2 104 - 2 109.(in Chinese))
- [5] 刘豆豆. 高地应力下岩石卸载破坏机制及其应用研究[博士学位论文][D]. 济南: 山东大学, 2008.(LIU Doudou. Research on unloading failure mechanism of rock under high stress and its application[Ph. D. Thesis][D]. Jinan: Shandong University, 2008.(in Chinese))
- [6] 高春玉, 徐 进, 何 鹏, 等. 大理岩加卸载力学特性的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(3): 456 - 460.(GAO Chunyu, XU Jin, HE Peng, et al. Study of mechanical properties of marble under loading and unloading conditions[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(3): 456 - 460.(in Chinese))
- [7] LI J L, WANG L H, WANG X X, et al. Research on unloading nonlinear mechanical characteristics of jointed rock masses[J]. Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 2(4): 357 - 364.
- [8] 张黎明, 王在泉, 宋全锋, 等. 粉砂岩卸荷破坏全过程的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(增 1): 5 043 - 5 047.(ZHANG Liming, WANG Zaiquan, SONG Quanfeng, et al. Experimental study on the total failure course of silt sand under unloading condition[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2005, 24(Supp.1): 5 043 - 5 047.(in Chinese))
- [9] 黄润秋, 黄 达. 卸荷条件下花岗岩力学特性试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(11): 2 205 - 2 213.(HUANG Runqiu, HUANG Da. Experimental research on mechanical properties of granites under unloading condition[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(11): 2 205 - 2 213.(in Chinese))
- [10] 吕颖慧, 刘泉声, 胡云华. 基于花岗岩卸荷试验的损伤变形特征及其强度准则[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(10): 2 096 - 2 102.(LU Yinghui, LIU Quansheng, HU Yunhua. Damage deformation characteristics and its strength criterion based on unloading experiments of granites[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(10): 2 096 - 2 102.(in Chinese))
- [11] 刘 建, 李建朋. 砂岩高应力峰前卸围压试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(3): 473 - 479.(LIU Jian, LI Jianpeng. Experimental research on sandstone pre-peak unloading process under high confining pressure[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(3): 473 - 479.(in Chinese))
- [12] 周宏伟, 谢和平, 左建平, 等. 赋存深度对岩石力学参数影响的实验研究[J]. 科学通报, 2010, 55(34): 3 276 - 3 284.(ZHOU Hongwei, XIE Heping, ZUO Jianping, et al. Experimental study of the effect of depth on mechanical parameters of rock[J]. Chinese Science Bulletin, 2010, 55(34): 3 276 - 3 284.(in Chinese))
- [13] OLSSON W A. The compressive strength of tuff as a function of strain rate from 10^{-6} to $10^3/s$ [J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 1991, 28(1): 115 - 118.
- [14] 鞠庆海, 吴绵拔. 岩石材料三轴压缩动力特性的试验研究[J]. 岩土工程学报, 1993, 15(3): 73 - 80.(JU Qinghai, WU Mianba. Experimental studies of dynamic characteristic of rocks under triaxial compression[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1993, 15(3): 73 - 80.(in Chinese))
- [15] ZHAO Y H, ZHAO J. Compressive strength of rock material at different strain rates[C]// Proceedings of the International Symposium on Strength Theories' Applications and Developments. Xi'an: [s. n.], 1998: 75 - 429.
- [16] 蔡美峰, 何满潮, 刘东燕. 岩石力学与工程[M]. 北京: 科学出版社, 2002: 219 - 226.(CAI Meifeng, HE Manchao, LIU Dongyan. Rock mechanics and engineering[M]. Beijing: Science Press, 2002: 219 - 226.(in Chinese))