

锦屏水电站引水隧洞大理岩卸荷变形特性试验

秦玉春¹, 朱珍德¹, 王战鹏²

(1. 河海大学 岩土工程研究所, 江苏 南京 210098; 2. 深圳市岩土工程公司, 广东 深圳 518028)

摘 要: 锦屏水电站属于国家重大工程。其引水隧洞洞线长、洞径大、埋深大, 围岩岩性组合复杂, 断裂构造发育, 特别是该区为高地应力区。隧洞的开挖过程, 就是围岩的卸荷过程。通过对大理岩在保持轴向应力不变的条件下的卸围压试验的分析, 讨论了卸围压时围压与弹性模量、泊松比、轴向应变的关系, 得出了卸围压时大理岩的轴向变形呈非线性特性的结论。

关 键 词: 大理岩; 卸围压; 弹性模量; 泊松比; 轴向应变; 线弹性理论

中图分类号: TV 233.1

文献标识码: A

Unloading strain characteristic experiments on marble of diversion tunnel of Jinping Hydropower Station

QIN Yu-chun¹, ZHU Zhen-de¹, WANG Zhan-peng²

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. Shenzhen Geotechnical Engineering Company, Shenzhen 518028, China)

Abstract: The Jinping Hydropower Station is a national important large-scale project. The tunnel of the project is very long and has a big diameter; and it is buried very deep. Its wall rocks are very complex in tectonic geology; and the faulted structure is very developed, especially this area is a high ground stress area. The process of excavation is the process of unloading for wall rocks. Through analyzing the confining pressure unloading experiments on marble with constant axial load, we discuss the relationships between elastic modulus, Poisson's ratio, axial strain and confining pressure; and a conclusion that the axial strain of marble is nonlinear when confining pressure was unloading, is drawn.

Key words: marble; confining pressure unloading; elastic modulus; Poisson's ratio; axial strain; linear elastic theory

1 引 言

锦屏二级水电站位于四川凉山雅砻江干流之上, 装机容量 4 400 MW, 按《水利水电枢纽工程等级划分及设计标准》, 属一等工程, 工程规模为大型, 隧洞须按一级建筑物设计。电站由首部低闸、引水隧洞、地下厂房三部分组成。电站利用雅砻江 150 km 大河湾的巨大天然落差裁弯取直, 开挖隧洞引水发电。隧洞洞长 16~19 km, 洞径 11 m, 一般埋深 1 500~2 000 m, 最大埋深 2 500 m, 属洞线长、洞径大、埋深极大的大型引水隧洞, 成为锦屏电站的关键部分。隧洞围岩岩性组合复杂, 断裂构造发育, 特别要注意的是该区为高地应力区。现已测得最大应力达 42.11 MPa, 经回归分析沿洞线最大应

力可达 54 MPa。

目前, 岩石力学性质的研究还多是沿用一般材料力学的试验方法, 即利用各种试验机对特定尺度、形状的试样逐步增加压、拉、剪等载荷, 直至完全破坏, 在此过程中测量各种载荷与变形的关系。这种测量岩石参数的试验与岩石基础工程的载荷条件类似。但对岩体工程并不相同。岩体不仅是一种材料, 而且还是一个复杂的应力、应变环境。地下工程、边坡工程的开挖实际上就是岩体在某一方面的应力或应变得到释放, 从而破坏了原有的力学平衡状态, 使岩体产生新的变形, 甚至断裂、破碎。研究岩体在应力卸载过程中的破坏, 对理解地震发生也具有重大的理论意义。

但是, 目前对卸荷的研究多是基于循环加载的

基础上进行的,即研究岩石在循环加载过程中的卸荷一再加载阶段的岩石力学性质^[1, 2]。而对于隧洞、边坡的开挖,岩石通常只是一个卸荷过程,而不存在一个反复的循环加载的过程。因此,这种研究方法是不适合隧洞、边坡开挖工程中岩体的卸荷力学特性研究的。近年来,李建林对岩体的卸荷力学特性进行了研究,重点讨论了卸荷岩体的尺寸效应、流变特性和各向异性等性质^[3, 4]。但是,卸荷岩体力学的理论还不完善,还需要对岩体的卸荷力学特性进行深入的研究,以期进一步完善。

我们通过卸围压试验研究了卸围压过程中岩石的变形性质。

2 试验方法

2.1 试验仪器

试验采用 MTS 815.04 电液伺服可控制刚性试验机,如图 1 所示。该试验机是美国 MTS 系统公司生产的力学性能测试及模拟系统,可以控制力的加载方式,适合进行岩石的卸荷试验。



图 1 MTS 815.04 电液伺服可控制刚性试验机

Fig.1 MTS 815.04 electro-hydraulic pressure rigid servo experimental instrument

2.2 试样取样及加工

试验所用的大理岩取自锦屏二级水电站的引水隧道工程,大理岩为(T2Y5-2 新鲜灰白色大理岩)。对以上的岩样采用机械加工,加工规格为 50 mm×100 mm 的圆柱体,加工过程中尽量避免对岩样的损坏。

2.3 试验方法

在岩样常规三轴压缩加载后,降低围压以引起岩样屈服破坏的实验方法,通常称为卸围压实验,它是研究岩石卸荷力学性质的常用方法。在卸围压试验中,有的在保持轴向应力的同时降低围压^[5,6],有的在增加轴向应力的同时降低围压^[7, 8],有的在

保持轴向变形恒定的情况下卸围压^[9]。

在本次试验中,我们采用的是保持轴向应力不变,同时降低围压的试验方法。保持轴向应力不变并不是保持轴向主应力 σ_1 不变,而是指在降低围压时,实验仪器在轴向所施加的外荷载 P 不变,因为:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma = \sigma_3 + P/S \quad (1)$$

式中 S 为岩石试样的横截面积。由于对某一试样来说, S 为常量,由式(1)可得:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \Delta\sigma = P/S = \text{常量} \quad (2)$$

故从本质上来说,该试验方法是保持主应力差的卸围压试验。

试验采用 50 mm×100 mm 的圆柱形大理岩试样。具体的试验过程是:

- (1) 加围压 σ_3 到初始值(分别为 10 MPa, 20 MPa, 30 MPa);
- (2) 当围压 σ_3 稳定后,加轴向荷载 P 直到使试样发生一定程度的屈服但 $\sigma_1 \sim \varepsilon_1$ 曲线不出现峰值;
- (3) 将轴向荷载 P 降低到某定值,并保持不变
- (4) 卸除围压,直到试样发生破坏。

3 实验成果分析

在传统的岩石力学领域,对岩石的卸荷力学特性的研究实际上研究的是岩石循环加载过程中的卸荷一再加载阶段的岩石力学特性。在岩石的循环加载过程中,在应力-应变曲线上卸荷曲线与再加载曲线形成一个个回滞环,如图2所示。由于卸荷曲线与再加载曲线往往非常接近,为了研究的方便可将回滞环用一条直线简化,并认为其斜率即为弹性模量 E ^[1,2]。因此,对这一段岩石的力学性质我们可以用线弹性力学来分析,所以有:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E}(\sigma_1 - \mu\sigma_2 - \mu\sigma_3) \quad (3)$$

在试验中保持轴向应力不变,有 $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma$,又 $\sigma_2 = \sigma_3$,则有:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E}(\sigma_1 - 2\mu\sigma_3) = \frac{1}{E}[\Delta\sigma + (1-2\mu)\sigma_3] \quad (4)$$

在线弹性力学中,由于弹性模量 E ,泊松比 μ 不变,又由式(2)知 $\Delta\sigma$ 为常量,将式(4)表示为增量形式,则有:

$$d\varepsilon_1 = (1-2\mu)d\sigma_3 / E \quad (5)$$

所以,随着围压的减小,轴向应变 ε_1 将线性减小。

那么在保持轴向应力不变的卸围压试验中,大理岩试样真实的力学特性又怎么样呢?下面我们将分别分析试验中,大理岩试样在保持轴向应力不变

而围压降低时其弹性模量 E 、泊松比 μ 、轴向应变 ε_1 的变化情况。

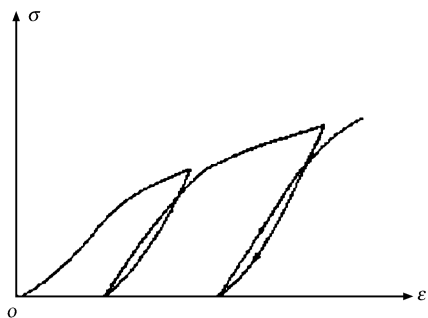


图2 循环加载下岩石 σ - ε 关系曲线
Fig.2 The σ - ε curve of rock under cyclic loading

3.1 弹性模量与围压的关系

图3是大理岩试样分别在10 MPa, 20 MPa, 30 MPa 初始围压条件下, 保持轴向应力不变的围压 σ_3 与弹性模量 E 的关系曲线。从图中可以看出, 在保持轴向应力不变的卸围压试验中, 大理岩试样随着围压的逐步降低, 试样的弹性模量 E 呈现出近似线性的增大, 而且随着试样的初始围压的增大, 曲线的线性更加明显, 并且曲线斜率的绝对值也越大。但围压降低到一定之后, σ_3 - E 曲线出现了一个转折点, 在转折点之后弹性模量 E 随着围压的进一步降低而迅速的减小, 并很快成为一条与 E 轴平行的直线。这表明, 大理岩试样已经完全破坏, 不能在承受荷载。

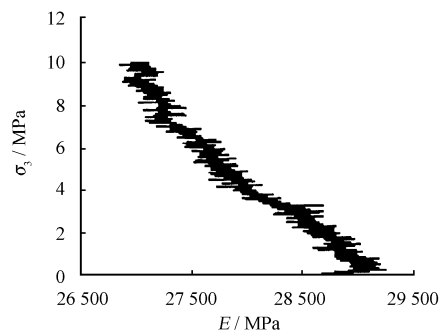
从以上分析中, 我们发现弹性模量 E 在试验中不再是常量, 而是随着围压的变化而变化, 而且在 σ_3 - E 关系曲线中转折点以上部分的曲线可近似用下式表示:

$$E = E_0 + a\sigma_3 \quad (6)$$

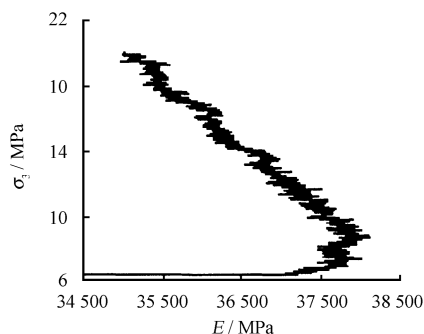
其中, E_0 为刚开始卸围压的瞬间大理岩试样的弹性模量; a 为常数。

3.2 泊松比与围压的关系

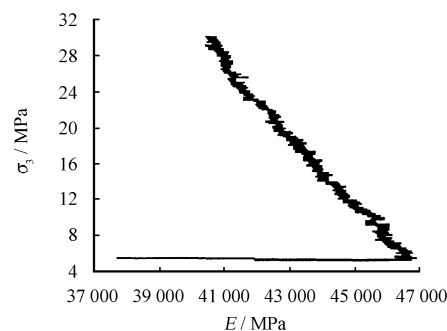
图4是大理岩试样分别在10 MPa, 20 MPa, 30 MPa 初始围压条件下, 保持轴向应力不变的围压 σ_3 与泊松比 μ 的关系曲线, 其中实线为试验曲线, 虚线为多项式拟合曲线。从图中可以看出, 随着试样初始围压的增大, 试样在开始卸围压时, 其泊松比却越小, 当初始围压为10 MPa 时, 泊松比 μ 约为0.37; 为20 MPa 时, 泊松比 μ 约为0.3; 为30 MPa 时, 泊松比 μ 接近0.25。开始卸围压后, 泊松比 μ 随着围压的降低而增大, 当围压较高时, 泊松比 μ 随着围压 σ_3 的降低增大较慢, 随着围压 σ_3 的不断降



(a) 10 MPa



(b) 20 MPa



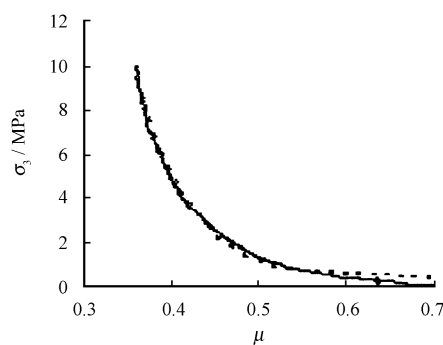
(c) 30 MPa

图3 不同初始围压下大理岩 σ_3 - E 关系曲线
Fig.3 The σ_3 - E curves of marble with different initial confining pressures

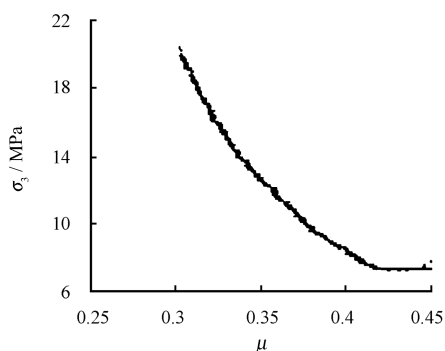
低, 泊松比 μ 增加的速度也越来越大。另外, 我们发现试验曲线与拟合曲线非常相近, 特别是在围压较大时, 当试样接近破坏时, 拟合曲线才稍微偏离试验曲线。因此, 从总体上来说, 围压 σ_3 的降低与泊松比 μ 的增加呈现出一种多项似的关系。可见, 在试验中, 泊松比 μ 也不再是常量, 而是随着围压的变化而变化的, 是一个变量。

3.3 轴向应变与围压的关系

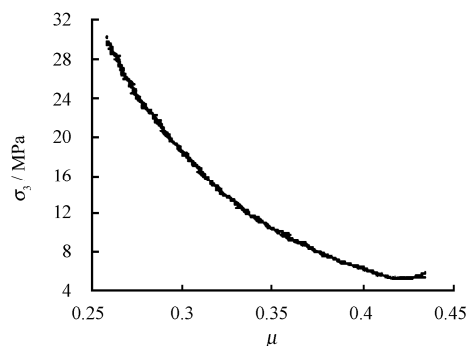
图5是大理岩试样分别在10 MPa, 20 MPa, 30 MPa 初始围压条件下, 保持轴向应力不变的围压 σ_3 与轴向应变 ε_1 的关系曲线。从图中可以看出, 在保持轴向应力不变的卸围压试验中, 大理岩试样随



(a) 10 MPa



(b) 20 MPa

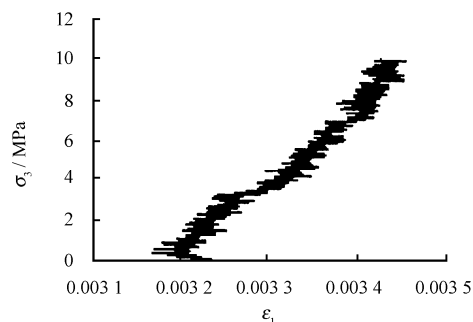


(c) 30 MPa

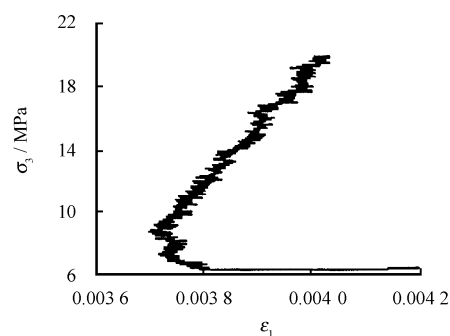
图4 不同初始围压下大理岩 σ_3 - μ 关系曲线Fig.4 The σ_3 - μ curves of marble with different initial confining pressure

随着围压的逐步降低, 试样的轴向应变 ε_1 随之减小, 当围压降低到一定程度后轴向应变 ε_1 不再减小, 而开始增大, 我们可以认为在这点处大理岩试样发生了破坏。而且这种现象不随初始围压的不同而消失, 只是随着初始围压的增大, 出现转折点时的围压也相应较大。另外, 在转折点之前 σ_3 - ε_1 曲线, 当初始围压较小时曲线曲率较大, 而随着试样初始围压的增大, 其曲率较小而接近于直线。在转折点之后, 随着围压的降低, 轴向应变增长较快, 最后发展成为了一条近乎于水平的直线, 试样很快完全破坏, 不能再承受任何荷载。

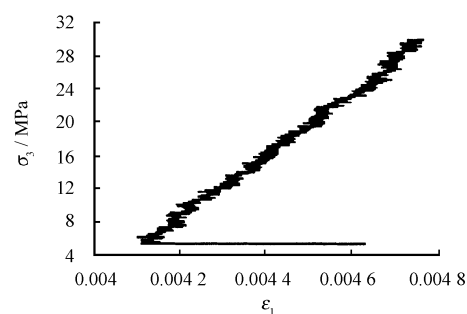
由于弹性模量 E 和泊松比 μ 不再是常量, 而是随着围压而变化的变量, 所以线弹性理论对于保持轴向应力不变的卸围压试验已经不再适用。虽然不再适用, 但是在 σ_3 - ε_1 关系曲线上转折点以上部分 ε_1 随着 σ_3 的降低而减小的现象还是可以由式(4)很好的得到解释。当围压 σ_3 降低时, 弹性模量 E 和泊松比 μ 都增大, 导致式(4)右端中的分子 $\Delta\sigma + (1-2\mu)\sigma_3$ 减小, 而分母即弹性模量 E 却增大, 故轴向应变 ε_1 减小。



(a) 10 MPa



(b) 20 MPa



(c) 30 MPa

图5 不同初始围压下大理岩 σ_3 - ε_1 关系曲线Fig.5 The σ_3 - ε_1 curves of marble with different initial confining pressures

4 结 论

通过以上分析, 可以得出如下结论:

(1) 用线弹性理论分析保持轴向应力不变的卸围压试验中岩石的变形特性是不合理的。因为在卸围压时, 弹性模量 E 和泊松比 μ 已经不再是常量,

而是随着围压 σ_3 的变化而变化的变量。

(2) 弹性模量 E 与围压 σ_3 的关系曲线有一个转折点, 在转折点以上曲线近似直线, 并且弹性模量 E 随着围压 σ_3 的降低而增大, 而转折点以下 E 随 σ_3 的降低而迅速下降。

(3) 泊松比 μ 随着围压 σ_3 的降低而以近似于多项式的关系增长。

(4) 轴向应变 ε_1 与围压 σ_3 的关系曲线也有一个转折点, 在转折点以上轴向应变 ε_1 随着围压 σ_3 的降低而减小, 而转折点以下 E 随 σ_3 的降低而迅速增大, 其变化趋势正好与弹性模量 E 相反。

参 考 文 献

- [1] 徐志英. 岩石力学(第三版)[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 1993.
- [2] 凌贤长, 蔡德所. 岩体力学[M]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学出版社, 2002.
- [3] 李建林. 卸荷岩体力学[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2003.
- [4] Li Jian-lin. A study on mechanical characteristics of the unloading rock mass[A]. Frontiers of Rock Mechanics & Sustainable Development in the 21 Century[C]. Beijing: [s. n.], 2001.
- [5] 华安增, 孔圆波, 李世平, 等. 岩块降压破碎的能量分析[J]. 煤炭学报, 1995, 20(4): 389—392.
- [6] 陈颢, 姚孝新, 耿乃光. 应力途径对岩石脆性和延性的影响[J]. 地球物理学报, 1980, 23(3): 312—319.
- [7] 尤明庆, 华安增. 卸围压法测量岩石材料的泊松比[J]. 试验力学, 1997, 12(2): 274—278.
- [8] 李天斌, 王兰生. 卸荷应力状态下玄武岩变形破坏特征的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 1993, 12(4): 321—327.
- [9] 尤明庆. 岩石试样的强度及变形破坏过程[M]. 北京: 地质出版社, 2000.