

含节理岩石试件的卸荷变形特性研究

夏才初^{1, 2}, 李宏哲^{1, 2, 3}, 刘 胜^{1, 2}

(1. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092;
3. 北京中交桥宇科技有限公司, 北京 100176)

摘要: 开展含节理岩石试件在主应力差卸载路径下的变形特性试验, 试验发现: (1) 恒定 σ_3 减小 σ_1 卸载主应力差过程中, 完整岩石卸载变形曲线与加载变形曲线基本重合, 但节理试件加卸载变形曲线表现出较大差异, 且卸载后试件轴向和环向均出现较大残余应变; (2) 按照 2 种不同路径卸载主应力差时, 含节理试件变形特征存在很大差异。为从理论上研究含节理试件变形特征并解释上述试验现象, 建立节理加卸载本构模型, 并提出确定模型参数的方法。研究表明: 用节理面加载与卸载变形特征的差异, 从理论和试验结果两方面能很好地解释含节理岩石试件加卸载变形特性的差异以及在不同卸荷应力路径下的变形差异。研究成果可以反映含单组节理岩体的加卸载变形特性。

关键词: 岩石力学; 节理; 卸荷试验; 变形特性; 节理本构模型

中图分类号: TU 45

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2010)04 - 0697 - 08

STUDY OF DEFORMATION PROPERTIES OF JOINTED SPECIMENS UNDER UNLOADING CONDITIONS

XIA Caichu^{1, 2}, LI Hongzhe^{1, 2, 3}, LIU Sheng^{1, 2}

(1. *Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China*; 2. *Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China*; 3. *Beijing Zhongjiao Qiaoyu Technology Co., Ltd., Beijing 100176, China*)

Abstract: A series of triaxial tests on intact and jointed granite specimens under loading and unloading conditions are conducted, and the results reveal that: (1) in the axial loading and unloading tests, unloading stress-strain curves of intact specimen are almost the same as loading curves, while curves of jointed specimens show distinct difference; (2) deformation properties of jointed specimens show sharp difference under two unloading paths. To reveal the test results and deformation behavior of jointed specimen in theory, numerical model for jointed specimens under different stress paths is formed and methods to determine joint deformation parameters are proposed. Taking account of the difference in constitutive model of jointed rock specimens under loading and unloading conditions respectively, numerical analysis agrees with the test results, which shows that the model can be applied to the description of the deformation behaviors of jointed specimens under unloading conditions. The result can also be used to reveal unloading deformation characteristics of rock mass containing a set of joints.

Key words: rock mechanics; joints; unloading test; deformation properties; constitutive model of joints

1 引 言

卸荷现象广泛存在于人类工程活动中。目前,

已开展了一些卸荷破坏路径下岩体变形特性研究。哈秋龄等^[1]根据三峡永久船闸区节理的发育程度, 通过三轴试验研究了节理岩体卸荷变形的各向异性特征; G. Wu 和 L. Zhang^[2]制作了含有不同倾角裂隙

收稿日期: 2009 - 08 - 10; **修回日期:** 2010 - 02 - 11

基金项目: 国家自然科学基金委员会、二滩水电开发有限公司雅砻江水电开发联合研究基金项目(50579088, 50639090)

作者简介: 夏才初(1963 -), 男, 博士, 1984年毕业于中南矿业学院采矿工程专业, 现任教授、博士生导师, 主要从事岩石力学、隧道与地下工程和能源地下工程等方面的教学与研究工作。E-mail: tjxiaccb@126.com

的水泥砂浆试件，结合真三轴试验手段研究了卸荷条件下非贯通节理岩体的变形特性；黄达^[3]通过相似材料的物理模型试验，揭示了卸荷条件下裂隙岩体的变形特征。

然而，上述研究都是围绕非贯通节理岩体展开，关于贯通节理岩体卸荷变形特性的研究并不多见。节理面变形特性是含贯通节理岩体变形的重要组成部分。在节理面法向加卸载变形特性研究方面，夏才初等^[4-7]认为，节理面法向加载曲线具有明显的非线性特征，并提出了多种经验公式或模型描述节理面法向加载曲线；在节理法向循环加载试验方面，A. Makurata 等^[8, 9]认为，节理面法向卸载曲线也可以用双曲线函数较准确地模拟。L. Jing 等^[10-13]采用线性或双曲线模型建立节理法向卸荷本构关系；节理切向循环加卸载变形特性及本构关系研究方面，尹显俊等^[14]开展了节理面切向循环加卸载本构关系研究；M. M. Zaman 等^[15]在研究中认为节理切向加载为双曲线函数，卸载为线性函数；M. Souley 等^[11]将切向应力 - 变形曲线用分段线性函数近似。

但是，节理岩体在三向应力状态下的加卸荷与节理面法向或切向加卸载的概念并不等同。节理面的单向卸载变形特性并不能直接揭示节理岩体的卸荷变形特性。因而，有必要对节理岩体卸荷变形特性进行专门研究。

本文开展了含节理花岗岩试件在主应力差加卸载路径下的变形特性试验，采用三轴试验与理论分析相结合的手段，从理论和试验结果两方面解释了含节理岩石试件加卸载变形特性的差异以及在不同卸荷应力路径下的变形差异。研究成果可以反映含单组节理岩体的加卸载变形特性。

2 含节理岩石试件在主应力差加卸载路径下的变形特性试验

2.1 加卸载路径设计

在三轴试验中，可以通过 2 种路径实现主应力差卸载。卸载方式 1：保持 σ_3 恒定，通过降低 σ_1 实现主应力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) 卸载；卸载方式 2：保持 σ_1 恒定，通过增大 σ_3 实现主应力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) 卸载。试验过程中，具体加卸载路径如图 1 所示：

(1) 应力路径 I：① 以相同的速率同时施加 σ_1 ， σ_3 至设定的静水压力状态点 A；② 保持围压恒定，继续增大轴压 σ_1 使试件到达应力状态点 B；③ 从

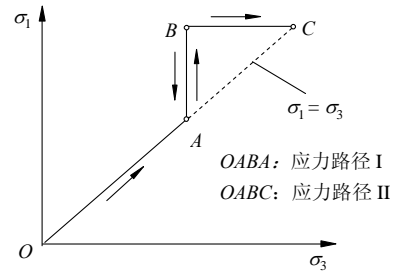


图 1 试验加卸载路径

Fig.1 Path of loading and unloading in tests

状态点 B 开始，保持 σ_3 恒定，通过降低 σ_1 使试件从应力状态点 B 重新返回到静水压力状态点 A。即按照卸载方式 1 实现主应力差卸载至 0。

(2) 应力路径 II：加载至应力状态点 B 的过程与应力路径 I 完全相同。第 3 步为：从点 B 开始，保持轴压 σ_1 恒定，增大 σ_3 使试件从应力状态点 B 到达静水压力状态点 C，即按照卸载方式 2 实现主应力差卸载至 0。

2.2 试验概况

花岗岩取自福州机场高速二期魁岐 1 号隧道，现场选取含贯通节理面花岗岩岩块，钻芯制备圆柱体试件。制备好的试件直径约 50 mm，高度约 100 mm，节理大致贯穿试件中部(见图 2)。



图 2 含节理花岗岩试件照片

Fig.2 Photos of jointed granite specimens

试验在岩石三轴试验机 MTS 815.02 上完成，采用位移传感器测量试件轴向和环向位移。

试验共选用 3 个试件，其中 1 个完整花岗岩试件，另外 2 个为含节理花岗岩试件。岩石试件及围压设定见表 1。试验测得完整花岗岩试件的弹性模量为 25 GPa，泊松比为 0.2。

试验具体安排为：试件 1[#]，2[#]按应力路径 I 完

表 1 岩石试件及围压设定

Table 1 Rock specimens and confining pressures being set

| 试件编号 | $\theta/(^\circ)$ | σ_3/MPa | 试件描述 |
|----------------|-------------------|-----------------------|------|
| 1 [#] | - | 30 | 完整岩石 |
| 2 [#] | 30.0 | 30 | 含节理面 |
| 3 [#] | 31.8 | 30 | 含节理面 |

注: θ 为三轴试验中节理面与最大主应力 σ_1 的夹角。

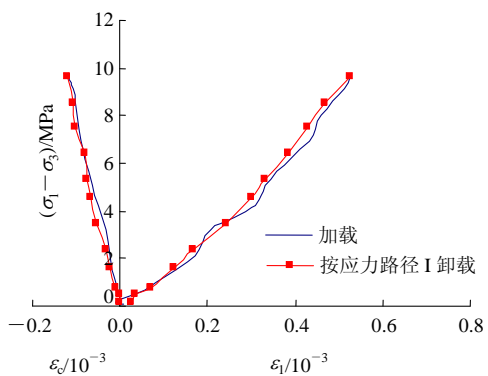
成主应力差加卸载; 试件 3[#]按应力路径 I 和 II 分别完成主应力差加卸载。

2.3 试件变形特性

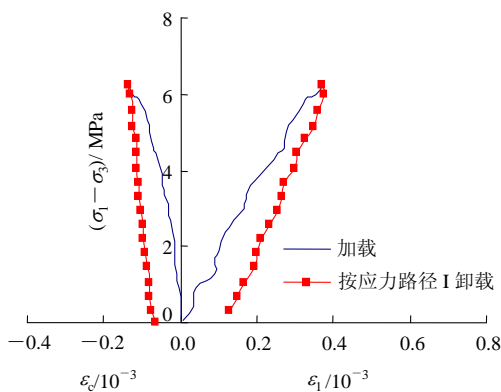
图 3(a)为完整岩石试件 1[#]按应力路径 I 加卸载得到的应力 - 应变曲线。图 3(b)为含节理面试件 2[#]按应力路径 I 加卸载得到的应力 - 应变曲线。

图 3 中 ε_1 , ε_c 分别代表试件轴向应变和环向应变, 且均未考虑试件在静水压力作用下产生的应变。

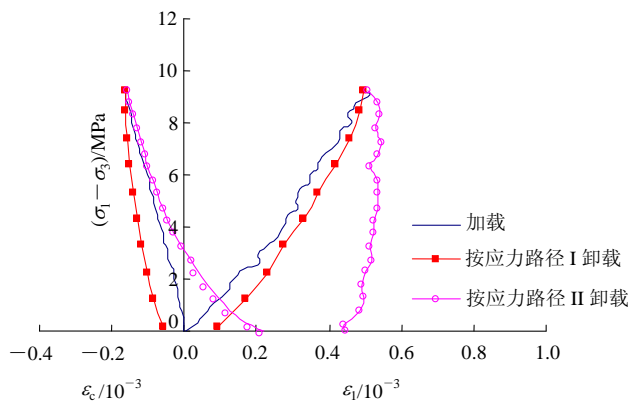
由图 3(a), (b)可以看出, 完整岩石的加卸载应力 - 应变曲线基本重合, 轴压卸载后试件几乎没有出现残余应变。而含节理试件加卸载变形曲线不重合, 轴压卸载后试件轴向和环向均出现了较大的残余应变。



(a) 完整岩石试件 1[#]



(b) 含节理面试件 2[#]



(c) 含节理面试件 3[#]

图 3 加卸载应力 - 应变曲线($\sigma_3 = 30 \text{ MPa}$)

Fig.3 Stress-strain curves under loading and unloading($\sigma_3 = 30 \text{ MPa}$)

图 3(c)为含节理面试件 3[#]按应力路径 I, II 加卸载得到的应力 - 应变曲线。由图 3(c)可以看出, 与试件 2[#]一样, 试件 3[#]按卸载方式 1 卸载后也出现了残余应变。从图 3(c)还可以看出, 试件 3[#]按照 2 种不同方式卸载主应力差时, 2 条卸载曲线并不重合, 且卸载应力 - 应变曲线变化规律有显著差异。

从上面的试验结果不难发现, 含节理岩石试件与完整岩石试件卸荷变形特征表现出了很大差异, 这种差异显然来源于节理面的存在。

3 含节理试件变形特性分析

下面从节理变形特征出发, 对节 2.3 的试验现象进行解释和分析。

3.1 三轴试验中节理面应力和位移计算

图 4 为三轴试验中含 1 条节理的圆柱体试件。图 4 中 H 为试件高度, D 为试件直径。

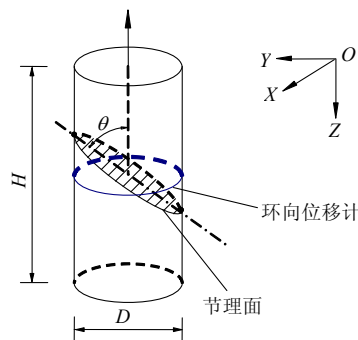


图 4 含 1 条节理的圆柱体试件

Fig.4 Sketch of cylinder specimen containing one joint

如图 4 所示, 设作用在试件上的轴压和围压分别为 σ_1 和 σ_3 , 则节理面应力为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_n &= \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3) \sin^2 \theta \\ \tau &= (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \theta \cos \theta \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

三轴试验中, 实际测得含节理试件的轴向位移 d_1 和环向位移 d_c , 但在研究节理面力学性质时, 需要知道节理面法向位移和切向位移, 因此有必要建立试件位移和节理面位移之间的关系式。

根据图 4 中含节理试件的几何特征, 试件位移之间满足:

$$\left. \begin{aligned} d_1 &= d_{1r} + d_{1j} \\ d_c &= d_{cr} + d_{cj} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中: d_1 , d_c 分别为岩石试件总的轴向位移和总的环向位移; d_{1r} , d_{cr} 分别为岩石材料轴向和环向位移; d_{1j} , d_{cj} 分别为节理面变形引起的试件轴向和环向位移。

假设岩石为各向同性线弹性材料, 则岩石材料的轴向和环向位移分别为

$$\left. \begin{aligned} d_{1r} &= H \varepsilon_{1r} = \frac{H}{E} (\sigma_1 - 2\mu\sigma_3) \\ d_{cr} &= \pi D \varepsilon_{cr} = \frac{\pi D}{E} [(1 - \mu)\sigma_3 - \mu\sigma_1] \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中: E , μ 分别为完整岩石弹性模量和泊松比; ε_{1r} , ε_{cr} 分别为为完整岩石试样的轴向和环向应变。

将节理面法向位移和切向位移分别记作 δ_n 和 δ_s , 根据节理面变形特征, 节理面变形引起的试件轴向和环向位移分别为

$$\left. \begin{aligned} d_{1j} &= \delta_n \sin \theta + \delta_s \cos \theta \\ d_{cj} &= 2(\delta_n \cos \theta - \delta_s \sin \theta) \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

将式(3)和(4)代入式(2), 经变换后得到用含节理试件轴向和环向位移表示的节理面法向、切向位移为

$$\left. \begin{aligned} \delta_n &= (d_1 - d_{1r}) \sin \theta + \frac{1}{2}(d_c - d_{cr}) \cos \theta \\ \delta_s &= (d_1 - d_{1r}) \cos \theta - \frac{1}{2}(d_c - d_{cr}) \sin \theta \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

三轴试验中, 在试件 d_1 , d_c 可以量测的情况下, 就可以利用式(5)得到节理面法向和切向位移。

3.2 节理面加卸载本构关系及变形参数确定

为了分析岩体在不同应力路径下的变形特性, 对岩石和节理本构关系做如下几点假设:

(1) 节理法向加载曲线为双曲线形式, 卸载曲

线为直线形式, 且直线方向为卸载点在加载曲线上的切线方向。节理法向加卸载应力 - 位移曲线如图 5(a)所示, 图中 A 点为卸载点, δ_{1r} 代表从 A 点完全卸载后的法向残余位移。

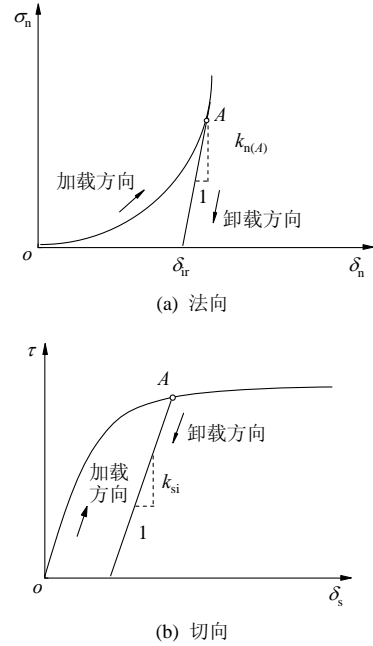


图 5 节理加卸载应力 - 位移曲线
Fig.5 Stress-displacement curves of joint under loading and unloading conditions

法向加载曲线表达式为

$$\delta_n = \sigma_n \left(k_{ni} + \frac{\sigma_n}{\delta_{nmax}} \right)^{-1} \quad (6)$$

式中: k_{ni} 为加载曲线初始刚度, δ_{nmax} 为节理最大闭合量。法向加载曲线以 $\sigma_n = \delta_{nmax}$ 为渐进线。

节理法向卸载曲线表达式为

$$\delta_n = \delta_{n(A)} + \frac{\sigma_n - \sigma_{n(A)}}{k_{n(A)}} \quad (7)$$

式中: $\sigma_{n(A)}$, $\delta_{n(A)}$ 分别为卸载点 A 的法向应力和法向位移; $k_{n(A)}$ 为卸载曲线刚度, 在数值上等于加载曲线在点 A 处的切线刚度, 则有

$$k_{n(A)} = k_{ni} \left(1 - \frac{\delta_{n(A)}}{\delta_{nmax}} \right)^{-2} \quad (8)$$

(2) 节理切向加载曲线为双曲线, 卸载曲线为直线, 直线斜率在数值上等于加载曲线初始刚度 k_{si} 。节理切向加卸载应力 - 位移曲线如图 5(b)所示。

切向加载曲线可表示^[16]为

$$\delta_s = \frac{m\tau}{1 - n\tau} \quad (9)$$

式中: m 为初始剪切刚度 k_{si} 的倒数, n 为强度极限值 τ_u 的倒数。双曲线以 $\tau = \tau_u$ 为水平渐近线。

节理切向卸载刚度为

$$k_s = k_{si} = \frac{1}{m} \quad (10)$$

因此, 节理切向卸载曲线表达式为

$$\delta_s = \delta_{s(A)} + \frac{\tau - \tau_{(A)}}{k_{si}} \quad (11)$$

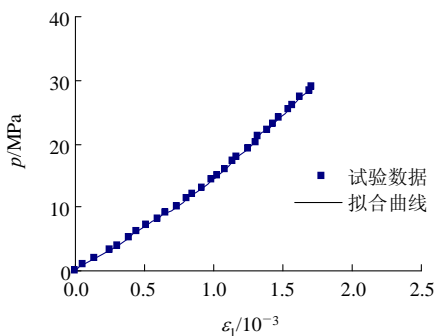
式中: $\tau_{(A)}$, $\delta_{s(A)}$ 分别为卸载点 A 的切向应力和切向位移。

(3) 岩石为线弹性材料, 其弹性模量和泊松比分别为 E 和 μ 。

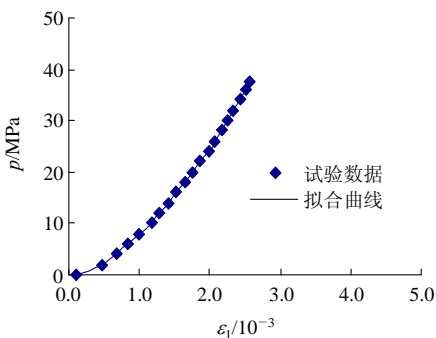
节理面本构关系选定后, 节理面变形参数确定方法为:

① 确定法向变形参数 k_{ni} 和 δ_{nmax}

根据式(5), 静水压力加载条件下节理面剪应力为 0。试验得到含节理试件在静水压力作用下(见图 1 中应力路径 OA 段)的应力 - 应变曲线如图 6 所示(p 代表静水压力)。



(a) 试件 2#

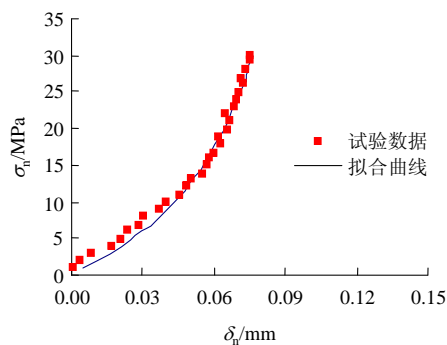


(b) 试件 3#

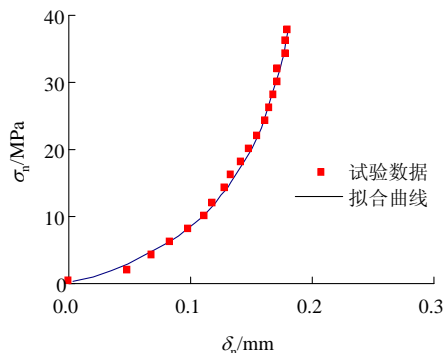
图 6 静水压力作用下含节理试件的应力 - 应变曲线
Fig.6 Stress-strain curves of jointed specimens under hydrostatic pressure

根据含节理试件静水压力加载试验结果, 转换

后可以得到节理面法向闭合曲线, 如图 7 所示。采用式(6)拟合闭合曲线, 可以得到节理面法向变形参数 k_{ni} 和 δ_{nmax} 。



(a) 试件 2#



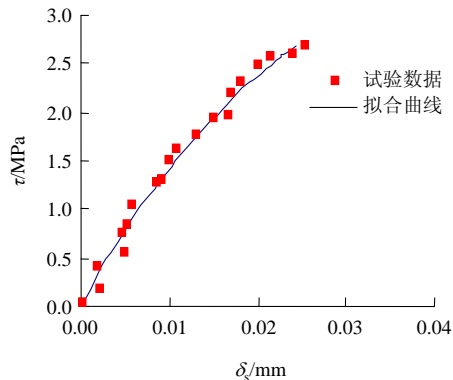
(b) 试件 3#

图 7 节理闭合变形拟合曲线

Fig.7 Fitting curves of joint closure deformation

② 确定切向变形参数 k_{si} 和 τ_u

根据含节理试件轴向加载试验(图 1 中应力路径 AB 段), 可以得到节理面剪切应力 - 变形曲线。采用式(9)拟合剪切变形曲线, 可以得到节理变形参数 m , n , 转换后得到参数 k_{si} 和 τ_u 。如图 8 所示。最后得到的节理面变形参数见表 2。



(a) 试件 2#

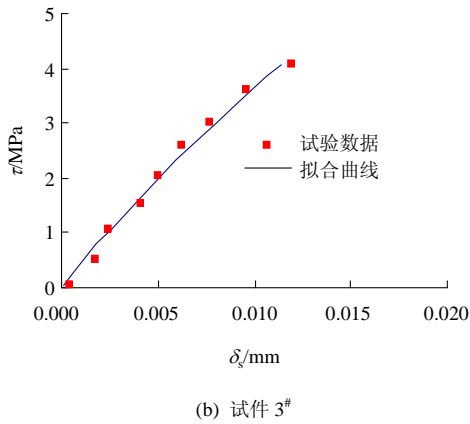


图 8 节理剪切变形拟合曲线

Fig.8 Fitting curves of joint shear deformation

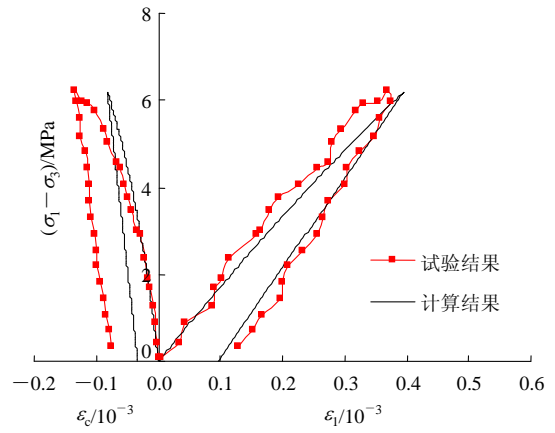


图 9 试件 2# 的应力 - 应变曲线

Fig.9 Stress-strain curves of specimen #2

表 2 节理面变形参数

Table 2 Deformation parameters of joints

| 试件编号 | $k_{ni}/(\text{MPa} \cdot \text{mm}^{-1})$ | $\delta_{n \max}/\text{mm}$ | $k_{si}/(\text{MPa} \cdot \text{mm}^{-1})$ | τ_u/MPa |
|------|--|-----------------------------|--|---------------------|
| 2# | 151.312 | 0.125 | 178.253 | 7.11 |
| 3# | 158.454 | 0.265 | 301.606 | 25.35 |

4 对卸荷试验结果的解释

节理面变形参数 k_{ni} , $\delta_{n \max}$, m , n 确定以后, 节理加卸载变形曲线都将完全确定。

为了解释含节理岩石试件卸荷试验结果, 需要在已知节理面变形的前提下, 计算含节理试件的总变形。因此, 可将式(4)重新改写, 将节理面位移 δ_n 、 δ_s 做自变量, 得到用 δ_n 和 δ_s 表示的含节理岩石试件轴向应变 ϵ_1 和环向应变 ϵ_c 为

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_1 &= \frac{1}{E}(\sigma_1 - 2\mu\sigma_3) + \frac{1}{H}(\delta_n \sin\theta + \delta_s \cos\theta) \\ \epsilon_c &= \frac{1}{E}[(1-\mu)\sigma_3 - \mu\sigma_1] + \frac{2}{\pi D}(\delta_n \cos\theta - \delta_s \sin\theta) \end{aligned} \right\} (12)$$

根据式(12)计算含节理试件轴向和环向应变, 首先需要计算节理面位移 δ_n 和 δ_s 。法向加载时, 节理面法向位移 δ_n 按式(6)计算; 法向卸载时, δ_n 按式(7)计算。切向加载时, 节理面切向位移 δ_s 按式(9)计算; 切向卸载时, δ_s 按式(11)计算。

根据式(12)计算含节理试件轴向和环向应变, 节理面变形参数按表 2 选取。扣除试件在初始静水压力作用下的应变, 得试件 2# 的应力 - 应变曲线如图 9 所示。

从图 9 可以看出, 数值计算结果与试验结果偏差

较大, 表现为计算所得试件轴向应变较试验结果明显偏大, 而环向应变较试验结果偏小。分析认为, 这种偏差是多种原因造成的, 但主要原因可能为采用式(6)计算节理法向位移而未考虑节理剪胀, 这与节理实际受力变形情况不符。

三轴加载试验条件下, 节理法向位移由两部分组成: 法向应力引起的法向位移和节理剪胀引起的法向位移。

采用 T. H. Huang 等^[17]的研究成果, 引入节理剪胀系数 λ 考虑节理剪胀, 假设法向压缩位移为正, 则节理法向位移为

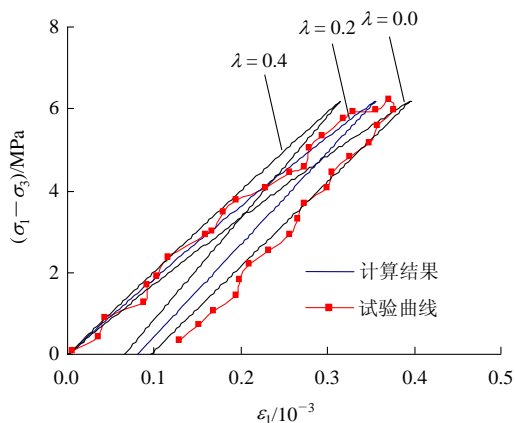
$$\delta_n = \begin{cases} \sigma_n \left(k_{ni} + \frac{\sigma_n}{\delta_{n \max}} \right)^{-1} - \lambda \delta_s & \text{(加载)} \\ \delta_{n(A)} + \frac{\sigma_n - \sigma_{n(A)}}{k_{n(A)}} - \lambda \delta_s & \text{(卸载)} \end{cases} (13)$$

对 λ 取不同值进行试算, 节理剪胀对试件 2# 轴向和环向应变的影响曲线结果如图 10(a), (b)所示。可以看出, 当 $\lambda = 0.2$ 时, 轴向和环向加载曲线与试验结果均吻合地相当好。

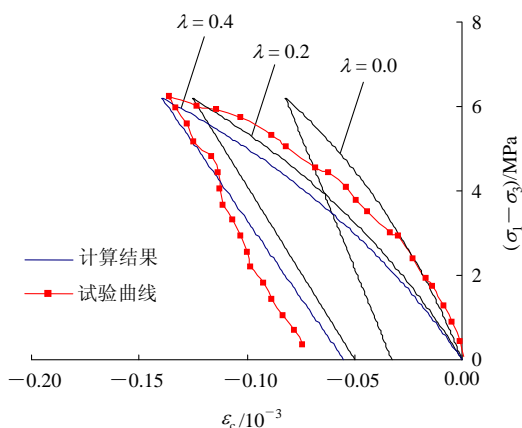
再分析卸载应力 - 应变曲线。从图 9 可以看出, 数值计算得到的试件轴向和环向卸载曲线均与试验曲线存在一定差异, 计算得到试件轴向和环向残余应变均小于试验结果。

图 10(c)给出了节理剪胀对试件 3# 的影响曲线。不考虑剪胀时, 轴向应变曲线与试验曲线也具有较大偏差。考虑剪胀后, 当 $\lambda = 0.4$ 时, 理论与试验曲线吻合较好。

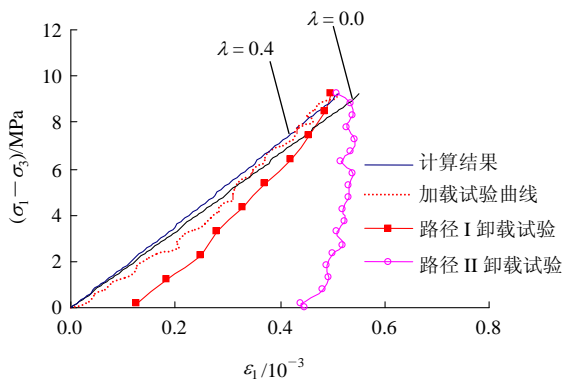
图 11 给出了 2 种卸载方式下试件 3# 加卸载变形



(a) 轴向应变(试件 2[#])



(b) 环向应变(试件 2[#])



(c) 轴向应变(试件 3[#])

图 10 节理剪胀对变形的影响曲线

Fig.10 Influence curves of joint dilatancy on strain

曲线, 总体来看, 计算结果与试验结果具有较好的一致性, 但理论计算的残余应变小于试验结果。

分析认为, 这可能与计算中假设节理卸载本构关系有关, 计算中假设节理法向为线性卸载, 而很多闭合试验表明, 节理法向卸载曲线具有明显的非线性特征。另外, 计算中还假设岩石为线弹性材料,

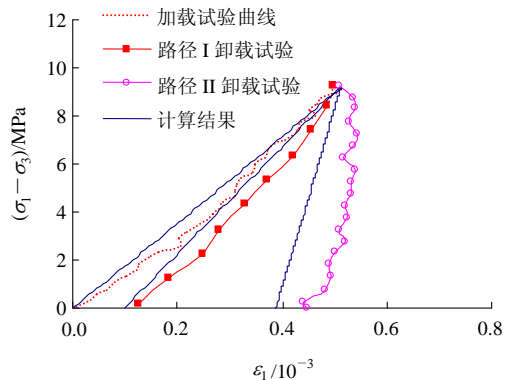


图 11 2 种卸载方式下试件 3[#]加卸载变形曲线

Fig.11 Deformation curves of specimen #3 under two unloading paths

岩石材料卸载后不会出现残余应变, 这一假设也是造成计算残余应变小于试验结果的可能原因之一。

5 结 论

通过含节理岩石试件在不同加卸载应力路径下的变形特性试验和理论分析, 主要得到如下几点结论:

(1) 通过三轴试验, 得到了含节理岩石试件在 2 种不同主应力差卸载路径下的变形试验结果, 发现应力路径对含节理岩石试件的变形特征有明显影响。

(2) 提出了用含节理岩石试件三轴变形试验结果确定节理面变形参数的方法, 并确定了 2 个含节理试件的节理面变形参数。

(3) 认为含节理试件加载与卸载变形特征差异主要是由于节理面加载和卸载变形特征差异引起的, 从理论和试验 2 个方面很好地说明了含节理岩石试件在不同应力路径下的变形特性差异。

(4) 含节理试件的力学特性可以反映含单组节理岩体的力学性质, 因而, 以上研究成果可以反映含单组节理岩体的加卸载变形性质。

参考文献(References):

[1] 哈秋龄, 李建林, 张永兴, 等. 节理岩体卸荷非线性岩体力学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.(HA Qiuling, LI Jianlin, ZHANG Yongxing, et al. Nonlinear mechanics of jointed rock during unloading[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 1998. (in Chinese))

- [2] WU G, ZHANG L. Studying unloading failure characteristics of a rock mass using the disturbed state concept[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2004, 41(2A18): 1 - 7.
- [3] 黄 达. 大型地下洞室开挖围岩卸荷变形机制及其稳定性研究 [博士学位论文][D]. 成都: 成都理工大学, 2007.(HUANG Da. Study of unloading deformation mechanism and stability of excavating surrounding rock mass of large underground caverns[Ph. D. Thesis][D]. Chengdu: Chengdu University of Technology, 2007. (in Chinese))
- [4] 夏才初, 孙宗硕. 工程岩体节理力学[M]. 上海: 同济大学出版社, 2002.(XIA Caichu, SUN Zongqi. Engineering rock mass joints mechanics[M]. Shanghai: Tongji University Press, 2002.(in Chinese))
- [5] MALAMA B, KULATILAKE P H S W. Models for normal fracture deformation under compressive loading[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2003, 40(6): 893 - 901.
- [6] XIA C C, YUE Z Q, THAM L G, et al. Quantifying topography and closure deformation of rock joints[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2004, 40(2): 197 - 220.
- [7] MATSUKI K, WANG E Q, GIWELLI A A, et al. Estimation of closure of a fracture under normal stress based on aperture data[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2008, 45(2): 194 - 209.
- [8] MAKURAT A, AHOLA M, KHAIR K, et al. Decovalex test—case one[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1995, 32(5): 399 - 408.
- [9] HUANG T H, CHANG C S, CHAO C Y. Experimental and mathematical modeling for fracture of rock joint with regular asperities[J]. *Engineering Fracture Mechanics*, 2002, 69(17): 1 977 - 1 996.
- [10] JING L, NORDLUND E, STEPHANSSON O. A 3D constitutive model for rock joints with anisotropic friction and stress dependency in shear stiffness[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 1994, 31(2): 173 - 178.
- [11] SOULEY M, HOMAND F, AMADEI B. An extension to the Saeb and Amadei constitutive model for rock joints to include cyclic loading paths[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 1995, 32(2): 101 - 109.
- [12] BOULON M, ARMAND G, HOTEIT N, et al. Experimental investigations and modeling of shearing of calcite healed discontinuities of grandiosity under typical stresses[J]. *Engineering Geology*, 2002, 64(2 - 3): 117 - 133.
- [13] 尹显俊, 王光纶. 岩体结构面法向循环加载本构关系研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(7): 1 158 - 1 163.(YIN Xianjun, WANG Guanglun. Study of constitutive model for rock interfaces and joints under normal cyclic loading[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2005, 24(7): 1 158 - 1 163.(in Chinese))
- [14] 尹显俊, 王光纶, 张楚汉. 岩体结构面切向循环加载本构关系研究[J]. 工程力学, 2005, 22(6): 97 - 103, 57.(YIN Xianjun, WANG Guanglun, ZHANG Chuhan. Study of constitutive model for rock interfaces and joints under cyclic shear loading[J]. *Engineering Mechanics*, 2005, 22(6): 97 - 103, 57.(in Chinese))
- [15] ZAMAN M M, DESAI C S, DRUMM E C. Interface model for dynamic soil-structure interaction[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1983, 110(9): 453 - 471.
- [16] BANDIS S C, LUMSDEN A C, BARTON N R. Fundamentals of rock joint deformation[J]. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 1983, 20(6): 249 - 268.
- [17] HUANG T H, CHANG C S, YANG Z F. Elastic moduli for fractured rock mass[J]. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 1995, 28(3): 135 - 144.