

DOI: 10.11779/CJGE201706010

循环荷载下岩体结构面本构关系与积分算法研究

邓 建^{1, 2}, 肖 明^{1, 2}, 谢冰冰³, 陈俊涛^{1, 2}

(1. 武汉大学水资源与水电工程科学国家重点实验室, 湖北 武汉 430072; 2. 武汉大学水工岩石力学教育部重点实验室, 湖北 武汉 430072;
3. 江西省交通科学研究院, 江西 南昌 330020)

摘要: 地下结构中广泛存在的各种不连续面是影响岩体工程力学特性的重要因素, 研究结构面在循环荷载作用下的力学行为具有重要的工程意义。基于非关联塑性理论, 同时定义加载剪胀段和反向剪缩段, 建立了岩体结构面剪胀与塑性耦合本构关系; 从结构面的基本损伤机制出发, 基于拉、剪分离的思路, 建立了一类基于能量原理的岩体结构面拉、剪损伤本构模型, 该模型基于有效应力空间塑性力学基本原理, 定义了岩体结构面拉、剪塑性 Helmholtz 自由能分量及损伤能释放率, 建立了岩体结构面拉、剪损伤破坏准则。针对结构面在循环荷载作用下的强非线性问题, 引入算子分解的思想, 将弹塑性演化与损伤演化过程分开进行求解, 提出了结构面弹塑性损伤本构关系的混合积分算法。分别进行了岩体结构面直剪和循环剪切试验的数值仿真, 计算结果与模型试验基本一致, 表明该模型在模拟非连续岩体复杂变形方面是合理有效的。

关键词: 岩体结构面; 剪胀; 弹塑性损伤; Helmholtz 自由能; 本构模型; 积分算法

中图分类号: TU452 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)06-1048-10

作者简介: 邓 建(1989-), 男, 湖北天门人, 博士研究生, 主要从事地下洞室开挖与围岩稳定数值分析方面研究工作。E-mail: xianyudj@126.com。

Constitutive relation and integration algorithm for rock discontinuities under cyclic loading

DENG Jian^{1,2}, XIAO Ming^{1,2}, XIE Bing-bing³, CHEN Jun-tao^{1,2}

(1. State Key Laboratory of Water Resources and Hydropower Engineering Science, Wuhan University, Wuhan 430072, China; 2. Key

Laboratory of Rock Mechanics in Hydraulic Structural Engineering of Ministry of Education, Wuhan University, Wuhan 430072, China; 3.

Transportation Research Institute of Jiangxi Province, Nanchang 330020, China)

Abstract: The discontinuities distributed in underground structures are the important factors that affect the mechanical characteristics of rock mass, and to study the mechanical behavior of rock discontinuities under cyclic loading is of great engineering significance. In light of the non-associated plastic theory, defining the dilatancy and reduction zones, a constitutive model for rock discontinuities considering the coupling of dilatancy and plasticity is established. Starting from the basic damage mechanism, with regard to the separation of tension and shear, a new damage constitutive model based on the energy theory is proposed. In which the tension and shear plastic Helmholtz free energy and damage energy release rates are determined by using the basic principle of plastic mechanics in the effective stress space, and the tension and shear damage failure criteria for rock discontinuities are proposed. Aiming at the strong nonlinear performance of rock discontinuities under cyclic loading, the operator decomposition method is introduced. The coupling process of dilatancy and plasticity, as well as the damage evolution process, is solved separately, and a mixed integration algorithm for the elastoplastic damage constitutive relation of rock discontinuities is put forward. Some experiments of direct shear and cyclic shear are simulated respectively, and the agreements between the simulated results and the experimental data indicate that the proposed model is reasonable and effective to simulate the complex deformation of discontinuous rock mass.

Key words: rock discontinuity; dilatancy; elastoplastic damage; Helmholtz free energy; constitutive model; integration algorithm

0 引言

工程实践表明, 地下结构的整体稳定性良好, 而

基金项目: 国家自然科学基金项目(51279136, 51579191); 国家重点基础研究发展计划(“973”计划)项目(2015CB057904)

收稿日期: 2016-03-24

局部失稳现象频繁发生, 非连续性岩体结构面是控制工程结构局部失稳的关键环节, 其力学行为及其空间分布极大地影响着工程岩体的安全稳定性^[1]。特别地, 在爆破、水位升降、地震等循环荷载作用下, 结构面的力学行为会变得异常复杂, 且极不稳定。因此, 研究岩体结构面在循环荷载作用下的力学效应及其应力、变形演化规律对保障地下结构工程的安全稳定有着重要的意义^[2]。

结构面的力学行为主要表现为沿法向的拉裂分离和沿切向的剪切滑移, 主要由结构面上下平面相互错动变形引起^[3]。岩体结构面往往具有粗糙的表面, 在外荷载作用下, 力学过程极为复杂, 例如剪胀效应。随着结构面上下平面不断相互作用, 粗糙体逐渐被磨损, 形成软化效应。此外, 结构面的受力过程往往存在着不可逆的塑性变形, 且塑性变形增量与屈服面并非完全正交, 需要采用非关联流动法则, 结合岩体结构面的复杂力学行为, 合理地定义结构面的屈服函数和塑性势函数。在循环荷载作用下, 结构面除了表现出非线性变形特性外, 还会逐渐产生微裂纹和微孔隙等损伤破坏情况, 损伤破坏的发生和累积将会造成结构材料刚度的劣化和强度的降低^[4]。

长期以来, 国内外学者针对岩体结构面的力学机制进行了广泛而深入的探讨, 在理论和试验研究方面均取得了丰富的成果。Goodman^[5]和Bandis等^[6]先后根据大量直剪试验结果, 建立了不同形式的岩体结构面弹性本构模型。Desai等^[7]考虑岩体材料各向同性硬化特性, 建立了岩体结构面塑性本构模型。Wang等^[8]通过对非连续岩体屈服函数的定义和改进, 推导了其增量本构关系格式。徐磊等^[9]同时考虑了岩体结构面屈服前的非线性弹性和屈服后非线性软化效应, 对其复杂的非线性、弹塑性以及软化过程进行了描述。肖卫国等^[10]分别构建了节理岩体的剪胀软化模型和随动强化模型, 并在此基础上提出了一种剪胀和破坏耦合的节理本构模型。Plesha^[11]考虑了非连续面在复杂接触过程中的剪胀退化行为, 并采用剪胀角的指数衰减函数进行了定量地描述。尹显俊等^[12]认为岩体结构面的非线性剪胀软化过程近似于双曲线形式, 但模型参数众多, 应用困难。Simon等^[13]认为岩体结构面剪切变形达到峰值后会出现非线性软化现象, 并采用一种指数函数曲线进行描述。殷有泉^[14]通过定义节理岩体的损伤内变量, 推导了其弹塑性损伤本构关系的增量表达形式。Hu等^[15]根据粗糙体接触面直剪和单剪试验结果, 通过理论分析和曲线拟合等, 推导了接触面损伤本构关系模型的统一表达格式。Souley等^[16]和Saeb等^[17]针对非连续岩体循环加载条件下的复杂力

学过程, 采用分段函数来近似描述其应力变形关系。Boulon等^[18]根据有充填结构面模型试验结果, 建立了结构面多参数本构关系模型, 但参数较多, 离散型大。Lee等^[19]认为岩体结构面起伏角并非单一的, 通过引入二阶起伏角的概念, 对加卸载条件下的不同剪胀行为进行了描述。

上述岩体结构面本构模型多建立在试验研究的基础上, 往往因参数众多无法确定、试验条件单一缺乏普遍性、未能考虑循环加卸载作用下材料疲劳损伤特性等原因而无法推广应用。本文在以上研究的基础上, 基于非关联塑性理论, 建立了岩体结构面剪胀与塑性耦合本构关系^[20], 并从结构面的基本损伤机制出发, 建立了一类基于能量原理的岩体结构面拉、剪损伤本构模型^[21], 最终形成了能反映岩体结构面非线性弹性、塑性强化、剪胀软化以及疲劳损伤特性的非线性本构模型。

1 岩体结构面基本数学模型

图1所示为结构面单元有限元模型。基本数学模型采用三维8节点等厚度薄层单元形式, 沿法向n方向分为上下两个平面, 由点1~4构成的平面为结构面单元的上平面, 由点5~8构成的平面为结构面单元的下平面, 单元初始厚度为h。

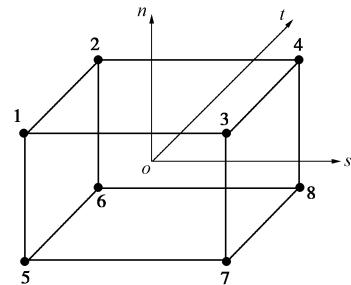


图1 结构面单元有限元模型

Fig. 1 FEM model for rock discontinuity

在有限元计算中, 整体坐标与结构面的局部坐标往往是不一致的, 由Oxyz转换到Ostn坐标系时, 其坐标转换矩阵R可表示为

$$R = \begin{bmatrix} l_{sx} & l_{sy} & l_{sz} \\ l_{tx} & l_{ty} & l_{tz} \\ l_{nx} & l_{ny} & l_{nz} \end{bmatrix}, \quad (1)$$

式中, l_{ij} 为局部坐标系i方向与整体坐标系j方向夹角的余弦值。

以结构面单元上下平面对应点的相对位移表征单元的应力应变和破坏过程^[22], 可以得到

$$\mathrm{d}\mathbf{g}_i = \begin{Bmatrix} \mathrm{d}u_i \\ \mathrm{d}v_i \\ \mathrm{d}w_i \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & -1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i^u \\ v_i^u \\ w_i^u \\ u_i^b \\ v_i^b \\ w_i^b \end{Bmatrix}, \quad (2)$$

$$\mathrm{d}\mathbf{g}_i = \mathbf{T} : \boldsymbol{\delta}_i. \quad (3)$$

则结构面单元任意一点的相对位移可表示为

$$\begin{aligned} \mathrm{d}\mathbf{g} &= \begin{Bmatrix} \mathrm{d}u \\ \mathrm{d}v \\ \mathrm{d}w \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 \end{bmatrix} \dots \begin{Bmatrix} \mathrm{d}u_1 \\ \mathrm{d}v_1 \\ \mathrm{d}w_1 \\ \mathrm{d}u_2 \\ \mathrm{d}v_2 \\ \mathrm{d}w_2 \\ \vdots \end{Bmatrix} \\ &= \sum_{i=1}^4 \begin{bmatrix} N_i & 0 & 0 \\ 0 & N_i & 0 \\ 0 & 0 & N_i \end{bmatrix} \mathbf{T} : \boldsymbol{\delta}_i, \quad (4) \end{aligned}$$

$$\mathrm{d}\mathbf{g} = \mathbf{N} : \mathbf{T} : \boldsymbol{\delta}, \quad \mathbf{B} = \mathbf{R} : \mathbf{N} : \mathbf{T}. \quad (5)$$

式中 $N_1 = (1-\xi)(1-\eta)/4$, $N_2 = (1-\xi)(1+\eta)/4$, $N_3 = (1+\xi)(1-\eta)/4$, $N_4 = (1+\xi)(1+\eta)/4$, \mathbf{B} 为整体坐标系下的几何矩阵, \mathbf{N} 为单元形函数矩阵, $\boldsymbol{\delta}$ 为节点位移增量矩阵, $\mathrm{d}\mathbf{g}$ 为单元位移增量矩阵。在整体坐标系下, 结构面单元的平衡方程可表示为

$$\mathbf{F} = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \mathbf{B}^T : \mathbf{D} : \mathbf{B} : \boldsymbol{\delta} |\mathbf{J}| \mathrm{d}\xi \mathrm{d}\eta = \mathbf{K} : \boldsymbol{\delta}, \quad (6)$$

可得到结构面单元刚度矩阵

$$\mathbf{K} = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 \mathbf{B}^T : \mathbf{D} : \mathbf{B} : \boldsymbol{\delta} |\mathbf{J}| \mathrm{d}\xi \mathrm{d}\eta, \quad (7)$$

其中, 结构面单元的弹性矩阵 \mathbf{D}^e 可表示为

$$\begin{bmatrix} \mathrm{d}\tau_s \\ \mathrm{d}\tau_t \\ \mathrm{d}\sigma_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_s & 0 & 0 \\ 0 & K_t & 0 \\ 0 & 0 & K_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathrm{d}\mathbf{g}_s \\ \mathrm{d}\mathbf{g}_t \\ \mathrm{d}\mathbf{g}_n \end{bmatrix} = \mathbf{D}^e : \mathrm{d}\mathbf{g}. \quad (8)$$

循环荷载作用下, 岩体结构面的受力过程主要有加载、反向加载、卸载和重加载等, 这里借鉴文献[23]所采用的分析模型, 认为在弹性范围内, 加载以及反向加载情况下, 结构面刚度与应力关系满足双曲线函数形式, 从而得到结构面法向和切向弹性刚度表达式:

$$K_n = K_{n0} \left(1 - \frac{\sigma_n}{K_{n0} V_m} \right)^2, \quad (9)$$

$$K_s = K_{s0} \left(1 - \frac{R\tau_s}{\tau_m} \right)^2, \quad K_t = K_{t0} \left(1 - \frac{R\tau_t}{\tau_m} \right)^2. \quad (10)$$

式中 K_{n0} 为结构面初始法向刚度; K_{s0} 、 K_{t0} 为结构

面初始切向刚度, V_m 为最大闭合度, 与结构面张开度、强度和粗糙程度有关, 可通过经验公式^[6]求得。 R 为近似于 1 的常数, τ_m 表示岩体结构面的抗剪强度值, 与法向应力相关。

2 结构面力学效应及其本构关系

2.1 剪胀效应

岩体结构面往往粗糙不平、凹凸起伏, 在外荷载作用下会产生剪胀行为, 剪胀效应使得结构面粗糙体相互啮合, 法向压力增大, 抗滑稳定性增强。此外, 在循环荷载作用下, 会产生剪胀与剪缩交替出现的情况, 结构面的力学性质也会随之改变, 因此, 需要对剪胀与减缩过程进行定义和判别。本文基于Plesha提出的二维结构面分析模型^[11], 进行一定的改进和扩展, 使其能够模拟三维条件下的多方向复杂加卸载情况。

图2所示为岩体结构面剪胀微观模型。结构面粗糙程度采用起伏角进行表征, 初始状态时, 起伏角为 α_0 , 发生剪胀后, 起伏角变为 α 。

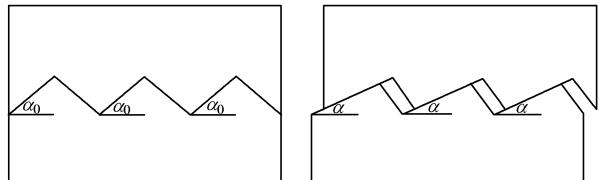


图 2 岩体结构面剪胀微观模型

Fig. 2 Microscopic dilatancy model for rock discontinuity

在结构面上下平面相互作用过程中, 会逐渐产生磨损、破坏等行为, 剪胀角也会随之发生改变, 这里采用塑性剪切功的指数函数形式进行描述:

$$\alpha = \alpha_0 \exp(-\beta W_r^p), \quad (11)$$

$$\mathrm{d}\alpha = -\beta \alpha_0 \exp(-\beta W_r^p) \mathrm{d}W_r^p. \quad (12)$$

式中 $\mathrm{d}W_r^p = \tau : \mathrm{d}\mathbf{g}_r^p$ 为结构面单位面积塑性剪切功, $\mathrm{d}\mathbf{g}_r^p = (\mathrm{d}g_s^p, \mathrm{d}g_t^p)^T$ 为切向塑性位移增量, β 为磨损系数, 其值的大小反映了结构面抵抗磨损的能力, 可参考文献[24]的计算方式进行取值:

$$\beta = 0.141 \alpha_0 \cdot \frac{\sigma_n}{\sigma_c}, \quad (13)$$

式中, σ_n 、 σ_c 分别为结构面法向应力和岩体抗压强度值。

考虑剪胀效应的粗糙体结构面力学模型如图3所示。

根据结构面的力学模型示意图可以得到如下平衡方程^[25]:

$$\begin{cases} \tau_\alpha = [A_0(\tau \cos \alpha + \sigma_n \sin \alpha)] / A \\ \sigma_{n\alpha} = [A_0(-\tau \sin \alpha + \sigma_n \cos \alpha)] / A \end{cases}, \quad (14)$$

式中, τ_α , $\sigma_{n\alpha}$ 分别为剪胀面上的切向力和法向力, A_0 , A 分别为结构面的宏观面积和实际接触面积。

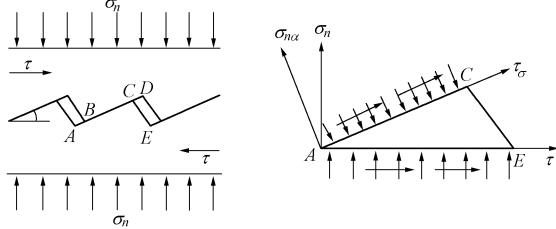


图 3 考虑剪胀效应结构面力学模型

Fig. 3 Mechanical model for rock discontinuity considering dilatancy effect

针对结构面力学机制, 可采用如下混合准则: 结构面法向采用最大拉应力准则, 切向采用 Mohr-Coulomb 屈服准则, 且法向最大拉应力准则具有更高的优先级, 则可以得到考虑剪胀效应的岩体结构面屈服函数:

$$\begin{cases} F = |\tau \cos \alpha + \sigma_n \sin \alpha| + \mu(-\tau \sin \alpha + \sigma_n \cos \alpha) - c, \\ F = \sigma_n - f_t \end{cases}, \quad (15)$$

式中, $\tau = \sqrt{\tau_s^2 + \tau_t^2}$, τ_s , τ_t 分别为结构面 s 和 t 方向上的剪应力, c , μ 分别为结构面的黏聚力和摩擦系数, f_t 是结构面的抗拉强度。

对于结构面受拉破坏情况可采用弹脆性本构, 当结构面法向应力低于抗拉强度时, 满足式(9)所示的弹性本构, 当超过抗拉强度时, 单元标记为拉裂破坏, 并将荷载进行转移。而对于剪切破坏情况, 则采用弹塑性本构, 基于非关联流动法则, 且保证塑性流动方向沿着剪胀角方向, 即

$$\frac{dg_n^p}{\sqrt{(dg_s^p)^2 + (dg_t^p)^2}} = \tan \alpha, \quad (16)$$

可以选取塑性流动势函数:

$$Q = |\tau \cos \alpha + \sigma_n \sin \alpha|. \quad (17)$$

在循环荷载作用下, 岩体结构面出现加载后又卸载的情况, 此时会产生减缩效应。三维加卸载条件下, 结构面受力过程非常复杂, 可以认为, 当岩体结构面切向相对位移增量 (dg_s, dg_t) 与位移总量 (g_s, g_t) 方向相反, 或该方向位移减小时, 发生剪缩。为简化计算, 可以认为剪缩区向量夹角在 $3/4\pi \rightarrow \pi$ 的范围内, 反之为剪胀区。同样地, 为了避免对屈服函数和塑性势函数进行调整, 简化计算过程, 可以定义剪缩角: $\alpha = -\alpha_0 \exp(-\beta W_\tau^p)$ 。在计算过程中只需进行判断和修正, 即可反映剪缩段的存在和强化现象, 判别方式如下:

$$\theta = \arccos \left(\frac{dg_\tau : g_\tau}{\sqrt{\|dg_\tau\| \cdot \|g_\tau\|}} \right), \quad \begin{cases} 0 \leq \theta < 3/4\pi, & \text{剪胀} \\ 3/4\pi \leq \theta \leq \pi, & \text{剪缩} \end{cases}. \quad (18)$$

式中, θ 为向量夹角, dg_τ , g_τ 分别为切向位移增量和位移总量矩阵, $\|\cdot\|$ 为向量的泛数。

2.2 塑性演化

结构面往往存在不可逆的塑性变形, 而塑性演化过程由有效应力控制, 据此, 本文在有效应力空间建立了岩体结构面的塑性演化方程^[26]。

根据损伤力学基本理论, 可以定义无损材料的有效应力张量形式:

$$\bar{\sigma} = D^e : (g - g^p), \quad (19)$$

式中, $\bar{\sigma}$ 为有效应力矩阵, g , g^p 分别为位移和塑性位移矩阵。

塑性变形演化方程为

$$\dot{g}^p = \lambda^p \frac{\partial Q}{\partial \bar{\sigma}} = \dot{\lambda}^p S, \quad (20)$$

塑性硬化法则为

$$\dot{\kappa} = \dot{\lambda}^p H, \quad (21)$$

剪胀软化法则为

$$\dot{\alpha} = \dot{\lambda}^p R, \quad (22)$$

加卸载条件为

$$F(\bar{\sigma}, \kappa, \alpha) \leq 0, \quad \dot{\lambda}^p \geq 0, \quad \dot{\lambda}^p F(\bar{\sigma}, \kappa, \alpha) \leq 0, \quad (23)$$

塑性一致性条件为

$$\dot{F}(\bar{\sigma}, \kappa, \alpha) = \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}} : \dot{\bar{\sigma}} + \frac{\partial F}{\partial \kappa} : \dot{\kappa} + \frac{\partial F}{\partial \alpha} : \dot{\alpha} = 0, \quad (24)$$

其中, 塑性硬化函数表示为

$$H = \frac{\partial \kappa}{\partial g^p} : \frac{\partial Q}{\partial \bar{\sigma}}, \quad (25)$$

塑性变量取为

$$\dot{\kappa} = \sqrt{\frac{2}{3} \dot{g}^p : \dot{g}^p}, \quad (26)$$

剪胀软化函数表示为

$$R = \frac{\partial \alpha}{\partial g^p} \tau : \frac{\partial Q}{\partial \bar{\sigma}}. \quad (27)$$

根据塑性一致性条件, 可以得到

$$\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}} : D^e : \left(\dot{g} - \dot{\lambda}^p \frac{\partial Q}{\partial \bar{\sigma}} \right) + \dot{\lambda}^p \frac{\partial F}{\partial \kappa} : H + \dot{\lambda}^p \frac{\partial F}{\partial \alpha} : R = 0, \quad (28)$$

解得

$$\dot{\lambda}^p = \frac{\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}} : D^e : \dot{g}}{\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}} : D^e : \frac{\partial Q}{\partial \bar{\sigma}} - \frac{\partial F}{\partial \kappa} : H - \frac{\partial F}{\partial \alpha} : R}. \quad (29)$$

可以得到考虑剪胀和塑性耦合作用的结构面弹塑性本构关系矩阵:

$$D^{ep} = D^e - \frac{D^e : \frac{\partial Q}{\partial \bar{\sigma}} : \frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}} : D^e}{\frac{\partial F}{\partial \bar{\sigma}} : D^e : \frac{\partial Q}{\partial \bar{\sigma}} - \frac{\partial F}{\partial \kappa} : H - \frac{\partial F}{\partial \alpha} : R}. \quad (30)$$

2.3 损伤演化

岩体结构面损伤破坏的主要形式为法向拉损和切向剪损。受拉损伤表示结构面上下平面发生受拉分离, 常采用最大拉应力(拉应变)准则进行判别; 受剪损伤则表示结构面上下平面发生剪切滑移, 常采用 Mohr-Coulomb 准则进行判别。针对结构面法向和切向不同的微观物理力学机制, 分别引入拉损变量 d^+ 和剪损变量 d^- 进行描述, 并从能量的角度给出了损伤变量的计算表达式^[27]。

基于拉、剪分离的损伤变量, 可以得到岩体结构面损伤张量形式:

$$\mathbf{d} = d^+ \mathbf{p}^+ + d^- \mathbf{p}^- , \quad (31)$$

式中, \mathbf{d} 为二阶拉、剪损伤张量, d^+ , d^- 分别为受拉、受剪损伤因子, \mathbf{p}^+ , \mathbf{p}^- 分别为拉、剪投影张量, 可以定义为

$$\begin{cases} \mathbf{p}^- = \sum_i \mathbf{n}_i \otimes \mathbf{n}_i \\ \mathbf{p}^+ = \mathbf{I} - \mathbf{p}^- \end{cases} , \quad (32)$$

式中, \mathbf{n}_i 为局部坐标系下的 i 方向矢量, $i = s, t$ 。进而有效应力可以分解为

$$\begin{cases} \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ = \mathbf{p}^+ : \bar{\boldsymbol{\sigma}} \\ \bar{\boldsymbol{\sigma}}^- = \mathbf{p}^- : \bar{\boldsymbol{\sigma}} \end{cases} . \quad (33)$$

得到无损材料弹性Helmholtz自由能 $\bar{\psi}^e$ 及其拉、剪分量:

$$\begin{cases} \bar{\psi}^e(\mathbf{g}^e) = \frac{1}{2} \bar{\boldsymbol{\sigma}} : \mathbf{g}^e = \bar{\psi}^{e+}(\mathbf{g}^e) + \bar{\psi}^{e-}(\mathbf{g}^e) \\ \bar{\psi}^{e+}(\mathbf{g}^e) = \frac{1}{2} \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ : \mathbf{g}^e, \quad \bar{\psi}^{e-}(\mathbf{g}^e) = \frac{1}{2} \bar{\boldsymbol{\sigma}}^- : \mathbf{g}^e \end{cases} , \quad (34)$$

式中, $\bar{\psi}^e(\mathbf{g}^e)$ 为无损材料单位面积弹性自由能, $\bar{\psi}^{e+}(\mathbf{g}^e)$ 、 $\bar{\psi}^{e-}(\mathbf{g}^e)$ 分别为拉、剪弹性自由能分量。

类似地, 可以得到无损材料塑性Helmholtz自由能 $\bar{\psi}^p$ 及其拉、剪分量:

$$\begin{cases} \bar{\psi}^p(\mathbf{g}^p) = \int_0^{g^p} \bar{\boldsymbol{\sigma}} : d\mathbf{g}^p = \bar{\psi}^{p+}(\mathbf{g}^p) + \bar{\psi}^{p-}(\mathbf{g}^p) \\ \bar{\psi}^{p+}(\mathbf{g}^p) = \int_0^{g^p} \bar{\boldsymbol{\sigma}}^+ : d\mathbf{g}^p, \quad \bar{\psi}^{p-}(\mathbf{g}^p) = \int_0^{g^p} \bar{\boldsymbol{\sigma}}^- : d\mathbf{g}^p \end{cases} , \quad (35)$$

式中, $\bar{\psi}^p(\mathbf{g}^p)$ 为无损材料单位面积塑性自由能, $\bar{\psi}^{p+}(\mathbf{g}^p)$ 、 $\bar{\psi}^{p-}(\mathbf{g}^p)$ 分别为拉、剪塑性自由能分量。

复杂应力状态下结构面的拉、剪损伤机制会在不同程度上对材料的自由能造成影响, 可以得到考虑拉、剪损伤的岩体结构面自由能:

$$\begin{cases} \psi^+ = (1 - d^+) \bar{\psi}^+, \quad \psi^- = (1 - d^-) \bar{\psi}^- \\ \bar{\psi}^+ = \bar{\psi}^{e+}(\mathbf{g}^e) + \bar{\psi}^{p+}(\mathbf{g}^p), \quad \bar{\psi}^- = \bar{\psi}^{e-}(\mathbf{g}^e) + \bar{\psi}^{p-}(\mathbf{g}^p) \end{cases} , \quad (36)$$

式中, ψ^+ , ψ^- 分别为考虑拉、剪损伤的岩体结构面单位面积自由能分量。

数值分析中需要对岩体结构面的损伤破坏过程进

行判别, 这里引入损伤能释放率的概念, 并定义岩体结构面拉、剪损伤能释放率 Y^+ 和 Y^- :

$$\left. \begin{cases} Y^+ = -\frac{\partial \psi^+}{\partial d^+} = \bar{\psi}^+ , \\ Y^- = -\frac{\partial \psi^-}{\partial d^-} = \bar{\psi}^- . \end{cases} \right\} \quad (37)$$

损伤准则认为: 当岩体损伤能释放率 Y^\pm 超过初始阈值 Y_0^\pm 时, 材料发生损伤破坏。若认为岩体结构面的损伤破坏和塑性变形是同时出现的, 则可得到结构面的初始损伤能释放率:

$$\left. \begin{cases} Y_0^+ = \bar{\psi}^{e+}(\mathbf{g}^e) , \\ Y_0^- = \bar{\psi}^{e-}(\mathbf{g}^e) . \end{cases} \right\} \quad (38)$$

选取任意单调递增函数 $G(x)$, 可以建立相互等价的岩体结构面损伤破坏准则:

$$G^\pm(Y^\pm, Y_0^\pm) = Y^\pm - Y_0^\pm \leq 0 , \quad (39)$$

式中, \pm 分别表示受拉和受剪, 若上述表达式成立, 则不发生损伤, 反之, 结构面发生损伤破坏。

对于发生损伤破坏的岩体结构面, 参照文献[28]提出的拉、压损伤演化方程:

$$\begin{cases} d^+ = g^+(r^+, r_0^+) = 1 - \frac{r_0^+}{r^+} \exp\left(B^+(1 - \frac{r^+}{r_0^+})\right) \\ d^- = g^-(r^-, r_0^-) = 1 - \frac{r_0^-}{r^-} (1 - A^-) - A^- \exp\left(B^-(1 - \frac{r^-}{r_0^-})\right) \end{cases} , \quad (40)$$

式中, r^\pm 为拉、压损伤值, r_0^\pm 为初始损伤阈值, 均表征有效应力, A^- , B^\pm 为无量纲常数, 可以根据岩体单轴受拉、受压试验获得。

针对本文提出的有效自由能理论, 并取代式(40)中的有效应力项, 可以得到岩体结构面拉、剪损伤演化方程:

$$\begin{cases} d^+ = g^+(Y^+, Y_0^+) = 1 - \sqrt{\frac{Y_0^+}{Y^+}} \exp\left(D^+(1 - \sqrt{\frac{Y^+}{Y_0^+}})\right) \\ d^- = g^-(Y^-, Y_0^-) = 1 - \sqrt{\frac{Y_0^-}{Y^-}} (1 - C^-) - C^- \exp\left(D^-(1 - \sqrt{\frac{Y^-}{Y_0^-}})\right) \end{cases} , \quad (41)$$

式中, C^- , D^\pm 为无量纲常数, 可以根据岩体结构面单向受拉、受剪试验获得。

将式(41)代入式(31)即可求得岩体结构面的损伤张量, 进而得到考虑剪胀、塑性和损伤后的岩体结构面应力变形关系表达式:

$$\boldsymbol{\sigma} = (\mathbf{I} - \mathbf{d}) : \bar{\boldsymbol{\sigma}} = (\mathbf{I} - \mathbf{d}) : \mathbf{D}^e : (\mathbf{g} - \mathbf{g}^p) . \quad (42)$$

3 有限元积分算法

3.1 塑性演化过程求解

根据结构面基本数学模型, 可得到 $n+1$ 增量步状态变量 \mathbf{g}_{n+1} , 结合 n 增量步的所有状态变量 $\{\boldsymbol{\sigma}_n, \bar{\boldsymbol{\sigma}}_n, \mathbf{g}_n, \mathbf{g}_n^p, \boldsymbol{\alpha}_n, \boldsymbol{\kappa}_n, \lambda_n^p, d_n^+, d_n^-\}$ 及岩体结构面本构关系基本理论, 可对 $n+1$ 增量步岩体结构面的力学状态进行求解。具体求解过程如下:

(1) 根据求得的位移增量, 对 $n+1$ 增量步有效应力作弹性预测:

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}^{\text{pre}} = \bar{\boldsymbol{\sigma}}_n + \mathbf{D}_n^e : (\mathbf{g}_{n+1} - \mathbf{g}_n) \quad \text{。} \quad (43)$$

将有效应力 $\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}$ 以及 $\boldsymbol{\alpha}_n$, $\boldsymbol{\kappa}_n$ 代入屈服函数, 若 $F(\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}, \boldsymbol{\kappa}_n, \boldsymbol{\alpha}_n) \leq 0$, 说明本增量步为弹性加载步, 于是有: $\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1} = \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}^{\text{pre}}$, $\boldsymbol{\kappa}_{n+1} = \boldsymbol{\kappa}_n$, $\boldsymbol{\alpha}_{n+1} = \boldsymbol{\alpha}_n$, $\lambda_{n+1}^p = \lambda_n^p$, 直接进行下一增量步求解。同时, 在进行弹性预测时, 可根据求得的位移增量 $\Delta \mathbf{g}_{n+1}$ 和位移总量 \mathbf{g}_{n+1} , 按照式 (18) 初步判断该荷载步可能发生的剪胀或者减缩效应。

(2) 若 $F(\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}, \boldsymbol{\kappa}_n, \boldsymbol{\alpha}_n) > 0$, 说明本增量步进入塑性加载状态, 于是有

$$\begin{cases} \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1} = \bar{\boldsymbol{\sigma}}_n + \mathbf{D}_{n+1}^e : (\Delta \mathbf{g}_{n+1} - \Delta \mathbf{g}_{n+1}^p), \\ \boldsymbol{\kappa}_{n+1} = \boldsymbol{\kappa}_n + \Delta \lambda_{n+1}^p \cdot \mathbf{H}_{n+1}, \\ \boldsymbol{\alpha}_{n+1} = \boldsymbol{\alpha}_n + \Delta \lambda_{n+1}^p R_{n+1}, \\ \lambda_{n+1}^p = \lambda_n^p + \Delta \lambda_{n+1}^p. \end{cases} \quad (44)$$

进入塑性加载状态后, 结构面单元的弹性应力矩阵保持不变, 取 $\mathbf{D}_{n+1}^e = \mathbf{D}_n^e$, 则上述关系式可以转化为求解 $\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}$, $\boldsymbol{\kappa}_{n+1}$, $\boldsymbol{\alpha}_{n+1}$, $\Delta \lambda_{n+1}^p$ 的非线性方程组:

$$\begin{cases} \mathbf{a}_{n+1} = \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1} - \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}^{\text{pre}} + \Delta \lambda_{n+1}^p \mathbf{D}_n^e : \mathbf{S}_{n+1} = \mathbf{0}, \\ \mathbf{b}_{n+1} = \boldsymbol{\kappa}_{n+1} - \boldsymbol{\kappa}_n - \Delta \lambda_{n+1}^p \cdot \mathbf{H}_{n+1} = \mathbf{0}, \\ \mathbf{c}_{n+1} = \boldsymbol{\alpha}_{n+1} - \boldsymbol{\alpha}_n - \Delta \lambda_{n+1}^p R_{n+1} = \mathbf{0}, \\ f_{n+1} = F(\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}, \boldsymbol{\kappa}_{n+1}, \boldsymbol{\alpha}_{n+1}) = 0. \end{cases} \quad (45)$$

采用 Newton-Raphson 法^[29], 对上述非线性方程组进行求解, 并选取非线性方程组基本未知量: $\Delta \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}$, $\Delta \boldsymbol{\kappa}_{n+1}$, $\Delta \boldsymbol{\alpha}_{n+1}$, $\delta(\Delta \lambda_{n+1}^p)$, 将上述方程组改写成形如 $F'(\mathbf{x}^{(k)}) : \Delta \mathbf{x}^{(k)} = -F(\mathbf{x}^{(k)})$ 的求解格式:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{I} + \Delta \lambda^p \mathbf{D} : \mathbf{S}_{\bar{\sigma}} & (\Delta \lambda^p) \mathbf{D} : \mathbf{S}_{\kappa} & (\Delta \lambda^p) \mathbf{D} : \mathbf{S}_{\alpha} & \mathbf{D} : \mathbf{S} \\ -\Delta \lambda^p \cdot \mathbf{H}_{\bar{\sigma}} & \mathbf{I} - \Delta \lambda^p \cdot \mathbf{H}_{\kappa} & -\Delta \lambda^p \cdot \mathbf{H}_{\alpha} & -\mathbf{H} \\ -\Delta \lambda^p R_{\bar{\sigma}} & -\Delta \lambda^p R_{\kappa} & 1 - \Delta \lambda^p \cdot R_{\alpha} & -R \\ f_{\bar{\sigma}} & f_{\kappa} & f_{\alpha} & 0 \end{bmatrix} : \begin{bmatrix} \Delta \bar{\boldsymbol{\sigma}}^{(k)} \\ \Delta \boldsymbol{\kappa}^{(k)} \\ \Delta \boldsymbol{\alpha}^{(k)} \\ \delta(\Delta \lambda^p)^{(k)} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\mathbf{a}^{(k)} \\ -\mathbf{b}^{(k)} \\ -\mathbf{c}^{(k)} \\ -\mathbf{f}^{(k)} \end{bmatrix} \quad \text{。} \quad (46)$$

式中 k 为塑性迭代过程中迭代步数, $\mathbf{S}_{\bar{\sigma}}$, \mathbf{S}_{κ} , \mathbf{S}_{α} , $\mathbf{H}_{\bar{\sigma}}$, \mathbf{H}_{κ} , \mathbf{H}_{α} , $R_{\bar{\sigma}}$, R_{κ} , R_{α} 分别表示函数对角标变量求偏导。迭代初始值为: $\bar{\boldsymbol{\sigma}}^{(0)} = \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}^{\text{pre}}$, $\boldsymbol{\kappa}^{(0)} = \boldsymbol{\kappa}_n$, $\boldsymbol{\alpha}^{(0)} = \boldsymbol{\alpha}_n$, $(\Delta \lambda^p)^{(0)} = 0$, 迭代计算后, 按照下式进行

变量值更新: $\bar{\boldsymbol{\sigma}}^{(k+1)} = \bar{\boldsymbol{\sigma}}^{(k)} + \Delta \bar{\boldsymbol{\sigma}}^{(k)}$, $\boldsymbol{\kappa}^{(k+1)} = \boldsymbol{\kappa}^{(k)} + \Delta \boldsymbol{\kappa}^{(k)}$, $\boldsymbol{\alpha}^{(k+1)} = \boldsymbol{\alpha}^{(k)} + \Delta \boldsymbol{\alpha}^{(k)}$, $(\Delta \lambda^p)^{(k+1)} = (\Delta \lambda^p)^{(k)} + \delta(\Delta \lambda^p)^{(k)}$ 。

若变量值满足 $\|\Delta \mathbf{x}^{(k)}\| / \|\mathbf{x}^{(k)}\| \leq tol$, 则迭代收敛, 此时可以得到 $n+1$ 增量步各状态变量: $\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1} = \bar{\boldsymbol{\sigma}}^{(k+1)}$, $\boldsymbol{\kappa}_{n+1} = \boldsymbol{\kappa}^{(k+1)}$, $\boldsymbol{\alpha}_{n+1} = \boldsymbol{\alpha}^{(k+1)}$, $\Delta \lambda_{n+1}^p = (\Delta \lambda^p)^{(k+1)}$, 结合式 (30) 即可求得 $n+1$ 增量步无损结构面单元的弹塑性应力矩阵 $\mathbf{D}_{n+1}^{\text{ep}}$ 。

3.2 损伤演化过程求解

本文假定损伤破坏与塑性变形同时产生, 若本增量步进入塑性加载状态, 则同时也将进入损伤演化阶段。根据算子分解算法的基本思路^[30], 可将结构面的剪胀、塑性演化过程与损伤演化过程分开求解。根据结构面塑性演化过程计算结果, 可得到 $n+1$ 增量步状态变量 $\{\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}, \mathbf{g}_{n+1}, \mathbf{g}_{n+1}^p\}$, 结合 n 增量步的自由能变量 $\{\bar{\psi}_n^{e+}, \bar{\psi}_n^{e-}, \bar{\psi}_n^{p+}, \bar{\psi}_n^{p-}\}$, 可对 $n+1$ 增量步岩体结构面的损伤演化过程进行求解。具体求解过程如下:

(1) 根据 $n+1$ 增量步的应力状态, 结合式 (33) 求得拉、剪有效应力分量。

(2) 根据下式对 $n+1$ 增量步拉、剪弹性和塑性自由能增量进行求解。

$$\begin{cases} \Delta \bar{\psi}_{n+1}^{e+} = \frac{1}{2} (\bar{\boldsymbol{\sigma}}_n^+ + \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}^+) : (\Delta \mathbf{g}_{n+1} - \Delta \mathbf{g}_{n+1}^p), \\ \Delta \bar{\psi}_{n+1}^{e-} = \frac{1}{2} (\bar{\boldsymbol{\sigma}}_n^- + \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}^-) : (\Delta \mathbf{g}_{n+1} - \Delta \mathbf{g}_{n+1}^p), \\ \Delta \bar{\psi}_{n+1}^{p+} = \frac{1}{2} (\bar{\boldsymbol{\sigma}}_n^+ + \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}^+) : \Delta \mathbf{g}_{n+1}^p, \\ \Delta \bar{\psi}_{n+1}^{p-} = \frac{1}{2} (\bar{\boldsymbol{\sigma}}_n^- + \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}^-) : \Delta \mathbf{g}_{n+1}^p. \end{cases} \quad (47)$$

(3) 求得 $n+1$ 增量步岩体结构面的自由能变量:

$$\begin{cases} \bar{\psi}_{n+1}^{e+} = \bar{\psi}_n^{e+} + \Delta \bar{\psi}_{n+1}^{e+}, \\ \bar{\psi}_{n+1}^{e-} = \bar{\psi}_n^{e-} + \Delta \bar{\psi}_{n+1}^{e-}, \\ \bar{\psi}_{n+1}^{p+} = \bar{\psi}_n^{p+} + \Delta \bar{\psi}_{n+1}^{p+}, \\ \bar{\psi}_{n+1}^{p-} = \bar{\psi}_n^{p-} + \Delta \bar{\psi}_{n+1}^{p-}. \end{cases} \quad (48)$$

同时可以得到岩体结构面的拉、剪损伤能释放率 Y^{\pm} 及其阈值 Y_0^{\pm} , 根据式 (41) 即可求得结构面的拉、剪损伤变量 d^+ 和 d^- 。

(4) 对 $n+1$ 增量步岩体结构面应力状态进行更新:

$$\boldsymbol{\sigma}_{n+1} = (\mathbf{I} - \mathbf{d}) : \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1} = \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1} - d^+ \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}^+ - d^- \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}^- \quad \text{。} \quad (49)$$

于是可以得到考虑拉、剪损伤情况下, $n+1$ 增量步结构面单元弹塑性本构关系矩阵:

$$\mathbf{D}_{n+1} = (\mathbf{I} - \mathbf{d}) : \mathbf{D}_{n+1}^{\text{ep}} \quad \text{。} \quad (50)$$

将式 (50) 代入式 (7) 即可得到 $n+1$ 增量步结构面单元刚度矩阵 \mathbf{K}_{n+1} 。

至此, $n+1$ 增量步岩体结构面的状态变量均已更新完毕, 即可进行下一增量步的求解。

4 算例验证

4.1 算例 1

在不同常法向应力条件下, Bandis等^[6]针对某人工结构面进行了一系列的直剪试验, 得到了丰富研究成果。这里针对常法向载荷为90 kPa的直剪试验工况, 采用本文提出的结构面本构模型进行了数值计算, 并对岩体结构面的剪切变形与剪胀特性进行了分析。结构面力学参数取值与模型试验保持一致: 初始法向刚度 $K_{n0} = 130 \text{ MPa/m}$, 初始切向刚度 $K_{s0} = K_{t0} = 130 \text{ MPa/m}$, 法向荷载 $\sigma_n = -90 \text{ kPa}$, 岩体抗压强度 $\sigma_c = -2 \text{ MPa}$, 岩体结构面摩擦系数 $\mu = 0.7$, 黏聚力 $c = 0$, 初始起伏角 $\alpha_0 = 6^\circ$, 施加单向剪切位移为7 mm。通过分析计算, 得到岩体结构面剪应力-切向位移关系如图4所示, 以及反映剪胀特性的法向位移-切向位移关系如图5所示, 并分别与Bandis直剪试验结果进行了对比验证。

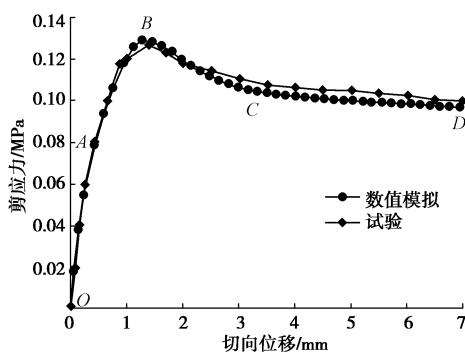


图 4 岩体结构面剪应力-切向位移关系曲线

Fig. 4 Curves of shear stress versus shear deformation for rock discontinuity

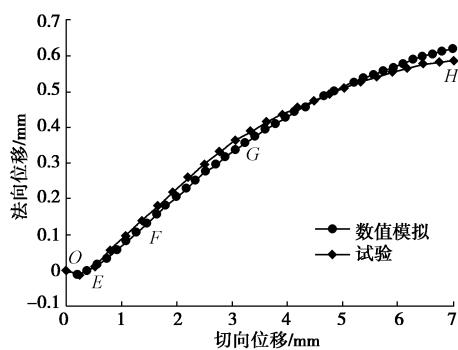


图 5 岩体结构面剪胀特性曲线

Fig. 5 Curves of dilatancy characteristics for rock discontinuity

由图4可以看出, 岩体结构面的剪切变形过程体现出了明显的非线性特性。加载初期, 结构面剪切变形过程表现为非线性弹性, 且随着切向变形的增加刚度逐渐减小(OA); 当剪应力超过屈服极限后, 进入塑

性强化阶段, 随着切向变形的增加, 剪应力继续增大(AB); 当剪应力达到结构面抗剪强度后, 应力变形曲线逐渐平缓, 此时, 结构面粗糙体逐渐被磨损, 造成剪胀软化(BC); 随着切向变形的继续增加, 结构面磨损破坏严重, 进入损伤阶段, 剪应力随切向变形的增加呈缓慢下降趋势(CD)。

由图5可以看出, 结构面的剪胀特性曲线具有分段变化性。加载初期, 受法向荷载作用, 法向位移略有下降, 但持续很短(OE); 之后, 法向荷载作用减弱, 受初始起伏角影响, 法向变形呈线性增长(EF); 达到峰值剪应力后, 由于结构面粗糙凸体不断磨损(FG), 以及损伤演化过程的加剧(GH), 剪胀角逐渐减小, 剪胀特性曲线逐渐趋于平缓。

采用本文提出的结构面本构关系和积分算法, 数值计算与直剪试验结果基本一致, 能够较好地描述岩体结构面的剪切变形和剪胀、损伤过程, 表明该模拟方法是合理可行的。

4.2 算例 2

针对某一人工结构面, 采用本文提出的结构面本构关系模型, 分析了不同常法向荷载作用下结构面的剪切变形与剪胀特性。结构面力学参数取值如下: 初始法向刚度 $K_{n0} = 5.4 \text{ GPa/m}$, 初始切向刚度 $K_{s0} = K_{t0} = 0.54 \text{ GPa/m}$, 法向荷载分别取值 120, 90, 60, 30 kPa 四种计算条件, 岩体抗压强度 $\sigma_c = -15 \text{ MPa}$, 岩体结构面摩擦系数 $\mu = 0.7$, 黏聚力 $c = 0$, 初始起伏角 $\alpha_0 = 10^\circ$, 施加单向剪切位移为10 mm。通过分析计算, 得到不同法向荷载作用下岩体结构面剪应力-切向位移关系曲线如图6所示, 反映剪胀特性的法向位移-切向位移关系曲线如图7所示。

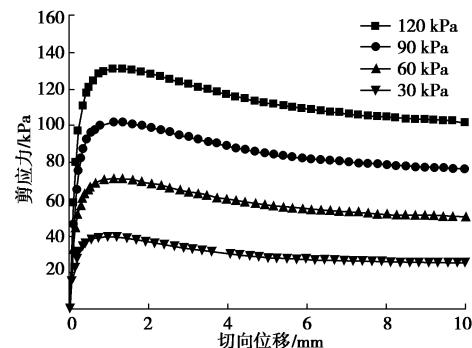


图 6 不同法向荷载作用下结构面剪切变形曲线

Fig. 6 Curves of shear deformation under different normal loads

由图6可以看出, 在不同法向荷载作用下, 岩体结构面具有不同的峰值抗剪强度以及残余剪应力, 且法向作用荷载越大, 相应的峰值强度和残余应力也越大。4种工况下结构面剪应力-切向变形规律基本相同, 主

要表现为峰值强度前的迅速增加和峰值后的缓慢下降。

由图7可以看出, 在低法向荷载作用下, 结构面磨损破坏过程发展缓慢, 剪胀角相对较大, 切向变形一定的情况下, 法向位移增加明显; 随着法向作用荷载逐渐增大, 结构面磨损严重, 损伤破坏加剧, 法向位移增幅减小, 剪胀特性曲线逐渐趋于平缓。

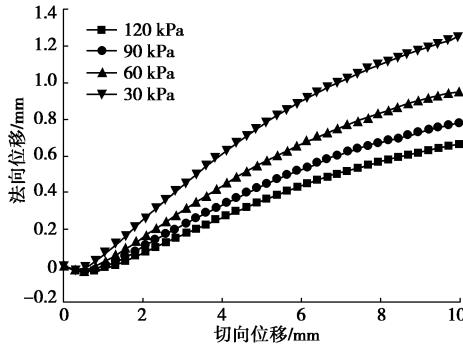


图 7 不同法向荷载作用下结构面剪胀特性曲线

Fig. 7 Curves of dilatancy characteristics under different normal loads

4.3 算例 3

在固定法向荷载条件下, Souley 等^[16]针对某凝灰岩天然结构面进行了 5 次循环剪切试验, 本文选取前两次循环荷载作用情况进行分析, 并与 Souley 循环剪切试验结果进行对比验证。岩体结构面力学参数取值与 Wibowo 等通过模型试验获得参数保持一致: 初始法向刚度 $K_{n0} = 13.57 \text{ GPa/m}$, 初始切向刚度 $K_{s0} = K_{t0} = 5 \text{ GPa/m}$, 法向荷载 $\sigma_n = -2.874 \text{ MPa}$, 岩体抗压强度 $\sigma_c = -60 \text{ MPa}$, 岩体结构面摩擦系数 $\mu = 0.577$, 黏聚力 $c = 0$, 初始起伏角 $\alpha_0 = 12^\circ$, 施加循环剪切最大位移为 13.97 mm。分别对结构面前两次循环荷载作用下的剪切变形过程进行了分析, 得到岩体结构面剪应力 - 切向位移关系如图 8, 9 所示, 以及反映剪胀特性的法向位移 - 切向位移关系如图 10, 11 所示。

由图 8, 9 可以看出, 在循环荷载作用下, 岩体结构面的剪切变形过程可以分为 4 个阶段: 正向剪切、正向回缩、反向剪切以及反向回缩。第一次循环加载条件下(图 8), 由于受结构面粗糙体的影响, 正向剪切与反向剪切均呈现出显著的峰值效应, 随着粗糙体的磨损破坏, 剪应力逐渐减小; 从剪切段进入回缩段, 结构面剪应力 - 切向变形呈直线下降, 这与卸载时采用的弹性本构有关; 在回缩段, 随着结构面持续磨损破坏, 剪应力缓慢减小。第二次循环加载条件下(图 9), 结构面的剪切变形规律与第一次基本一致, 但由于受初次循环荷载作用影响, 结构面粗糙体磨损破坏严重, 峰值效应减弱, 峰值剪应力由第一次循环荷载作用时的 2.5 MPa 下降为 1.9 MPa, 可以预见,

随着循环荷载作用次数的增加, 结构面的峰值效应会继续减弱直至消失。

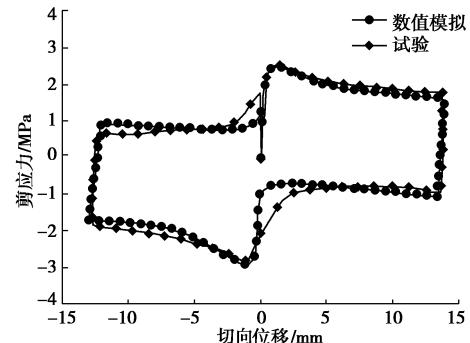


图 8 第一次循环荷载作用下结构面剪切变形曲线

Fig. 8 Curves of shear deformation under first cyclic loading

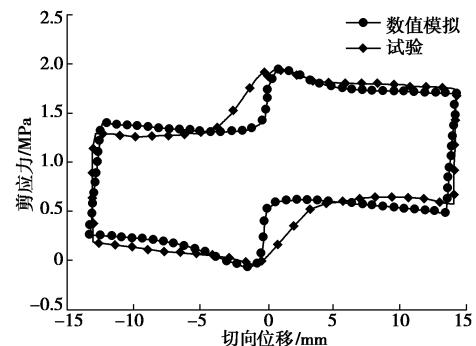


图 9 第二次循环荷载作用下结构面剪切变形曲线

Fig. 9 Curves of shear deformation under second cyclic loading

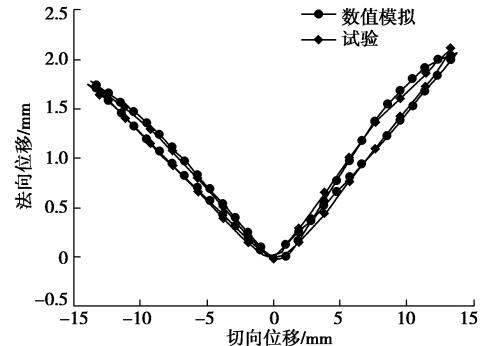


图 10 第一次循环荷载作用下结构面剪胀特性曲线

Fig. 10 Curves of dilatancy characteristics under first cyclic loading

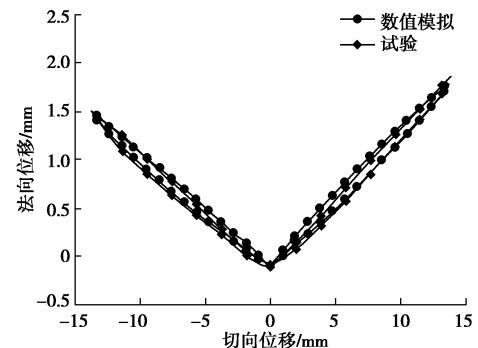


图 11 第二次循环荷载作用下结构面剪胀特性曲线

Fig. 11 Curves of dilatancy characteristics under second cyclic loading

由图 10, 11 可以看出, 结构面正向、反向剪切存在相互影响, 导致剪胀曲线表现出非对称形式, 且在初始剪切方向上具有更大的剪胀位移; 第一次循环加载条件下(图 10), 由于结构面的剪切变形过程具有明显的剪胀、损伤特性, 导致其剪胀曲线呈现出由陡到缓的非线性形式; 第二次循环加载条件下(图 11), 由于结构面磨损破坏严重, 剪胀曲线逐渐趋于直线, 最大剪胀位移也从 2.06 mm 下降到 1.81 mm; 受结构面持续损伤破坏影响, 剪切阶段与回缩阶段存在明显的差异, 且回缩阶段的剪胀曲线比剪切阶段平缓。

通过与 Souley 等^[16]循环剪切试验结果进行对比可以看出, 采用本文提出的岩体结构面本构关系模型, 数值计算与试验结果较为吻合, 能够较好地描述岩体结构面在循环荷载作用下的非线性弹性、塑性强化、剪胀软化以及损伤特性, 并为非连续结构面计算分析提供了一种有效的模拟方法。

5 结 论

(1) 岩体结构面的剪切变形过程具有显著的分段变化特性, 主要表现为: 初始加载阶段的非线性弹性, 到超过屈服强度的塑性强化, 到超过极限强度的剪胀软化, 以及塑性变形加剧、结构面持续磨损破坏时的损伤演化。

(2) 不同法向荷载作用下, 岩体结构面具有不同的峰值抗剪强度和残余剪应力, 且法向作用荷载越大, 相应的峰值强度和残余应力也越大。在低法向荷载作用下, 结构面磨损破坏小, 法向位移增加明显, 随着法向荷载逐渐增大, 磨损破坏加剧, 法向位移增加过程逐渐减缓。

(3) 循环荷载条件下, 正向剪切与反向剪切均呈现出显著的峰值效应, 且存在相互影响, 表现为剪切变形曲线的非对称性。随着循环加载次数的增加, 峰值抗剪强度逐渐减小, 峰值效应会持续减弱直至消失。

(4) 针对直剪试验和循环剪切试验的数值仿真结果与试验数据吻合良好, 表明该模型能合理有效地模拟岩体结构面在循环荷载作用下的非线性弹性、塑性强化、剪胀软化以及损伤破坏等力学行为, 且模型力学参数较少, 物理意义明确。

(5) 研究内容有利于深入了解结构面的受力破坏过程以及对围岩力学效应的影响, 对设计和施工中的支护决策做出指导。但同时需要指出, 在本构关系的推导过程中引入多项假定, 使得该模型多适用于无填充刚性结构面的单向准静态循环加载卸载情况, 需继续改进以扩大其适用范围。

参 考 文 献:

[1] 夏才初, 孙宗祺. 工程岩体节理力学[M]. 上海: 同济大学

出版社, 2002. (XIA Cai-chu, SUN Zong-qi. Engineering rock mass joint mechanics[M]. Shanghai: Tongji University Press, 2002. (in Chinese))

[2] 蔡美峰, 何满潮, 刘东燕, 等. 岩石力学与工程[M]. 北京: 科学出版社, 2002. (CAI Mei-feng, HE Man-chao, LIU Dong-yan, et al. Rock mechanics and engineering[M]. Beijing: Science Press, 2002. (in Chinese))

[3] 陆家佑. 岩体力学及其工程应用[M]. 北京: 中国水利水电出版社, 2011. (LU Jia-you. Rock mass mechanics and its applications[M]. Beijing: China Water Power Press, 2011. (in Chinese))

[4] 张楚汉. 论岩石、混凝土离散-接触-断裂分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(2): 217–235. (ZHANG Chu-han. Discrete-contact-fracture analysis of rock and concrete[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(2): 217–220. (in Chinese))

[5] GOODMAN R E. Methods of geological engineering in discontinuous rocks[M]. New York: West Publishing Company, 1976.

[6] BANDIS S C, LUMSDEN A C, BARTON N R. Fundamentals of rock joint deformation[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1983, 20(6): 249–268.

[7] DESAI C S, FISHMAN K L. Plasticity-based constitutive model with associated testing for joints[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1990, 28(1): 15–26.

[8] WANG J G, ICHIKAWA Y, LEUNG C F. A constitutive model for rock interfaces and joints[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2003, 40(1): 41–53.

[9] 徐磊, 任青文, 王威, 等. 岩体结构面非线性弹性-塑性软化本构模型研究[J]. 应用力学学报, 2008, 25(3): 462–465. (XU Lei, REN Qing-wen, WANG Wei, et al. Nonlinear elasto-plastic softening constitutive model for rock interfaces and joints[J]. Chinese Journal of Applied Mechanics, 2008, 25(3): 462–465. (in Chinese))

[10] 肖卫国, 兑关锁, 陈铁林, 等. 剪胀和破坏耦合的节理岩体本构模型的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(12): 2535–2543. (XIAO Wei-guo, DUI Guan-suo, CHEN Tie-lin, et al. A study of constitutive model coupling dilatancy and degradation for jointed rock[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(12): 2535–2543. (in Chinese))

[11] PLESHA M E. Constitutive models for rock discontinuities with dilatancy and surface degradation[J]. International

Journal for Numerical & Analytical Methods in Geomechanics, 1987, **11**(4): 345 – 362.

[12] 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 – 104. (YIN Xian-jun, WANG Guang-lun, ZHANG Chu-han. Study of constitutive model for rock interfaces and joints under cyclic shear loading[J]. Engineering Mechanics, 2005, **22**(6): 97 – 104. (in Chinese))

[13] SIMON R F, AUBERTIN M F, MITRI H S F. A non-linear constitutive model for rock joints to evaluate unstable slip[C]// Proceedings of the 37th US Rock Mech Symp, Rock Mechanics for Industry. Rotterdam: Balkema A A, 1999: 1091 – 1098.

[14] 殷有泉. 考虑损伤的节理本构模型[J]. 工程地质学报, 1994, **2**(4): 2 – 4. (YIN You-quan. Joint constitutive model considering damage [J]. Journal of Engineering Geology, 1994, **2**(4): 2 – 4. (in Chinese))

[15] HU L M, PU J L. Application of damage model for soil-structure interface[J]. Computers and Geotechnics, 2003, **30**(2): 165 – 183.

[16] 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 & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1995, **32**(2): 101 – 109.

[17] SAEB S, AMADEI B. Modelling rock joints under shear and normal loading[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1992, **29**(3): 267 – 278.

[18] BOULON M, ARMAND G, HOTEIT N, et al. Experimental investigations and modelling of shearing of calcite healed discontinuities of granodiorite under typical stresses[J]. Engineering Geology, 2002, **64**(2/3): 117 – 133.

[19] LEE H S, PARK Y J, CHO T F, et al. Influence of asperity degradation on the mechanical behavior of rough rock joints under cyclic shear loading[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2001, **38**(7): 967 – 980.

[20] 朱福巍, 兑关锁, 任青文. 基于本构积分算法的岩体结构面三维弹塑性有限元模型[J]. 岩土工程学报, 2011, **33**(7): 1058 – 1065. (ZHU Fu-wei, DUI Guan-suo, REN Qing-wen. Three-dimensional elastoplastic model for rock joint elements based on integration algorithm[J]. Chinese Journal of Geotechnical engineering, 2011, **33**(7): 1058 – 1065. (in Chinese))

[21] ZHANG J, LI J. Elastoplastic damage model for concrete based on consistent free energy potential[J]. Science China (Technological Sciences), 2014, **57**(11): 2278 – 2286.

[22] SAMADHIYA N K, VILADKAR M N, AL-OBABDI M A. Three-dimensional joint/interface element for rough undulating major discontinuities in rock masses[J]. International Journal of Geomechanics, ASCE, 2008, **8**(6): 328 – 331.

[23] BARTON N, BANDIS S, BAKHTAR K. Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences & Geomechanics abstracts, 1985, **22**(3): 121 – 140.

[24] LEE S W. Stability around underground openings in rock with dilative, non-persistent and multi-scale wavy joints using a discrete element method[D]. Chicago: The University of Illinois, 2003.

[25] JING L, STEPHANSSON O, NORDLUND E. Study of rock joints under cyclic loading conditions[J]. Rock Mechanics and Rock Engineering, 1993, **26**(3): 215 – 232.

[26] 任晓丹. 弹塑性损伤本构关系的显式积分算法研究[J]. 固体力学学报, 2014, **35**(S1): 134-140. (REN Xiao-dan. Explicit time integration scheme for plastic damage model[J]. Chinese Journal of Solid Mechanics, 2014, **35**(S1): 134 – 140. (in Chinese))

[27] 李 杰, 吴建营. 混凝土弹塑性损伤本构模型研究 I: 基本公式[J]. 土木工程学报, 2005, **38**(9): 14 – 20. (LI Jie, WU Jian-ying. Elastoplastic damage constitutive model for concrete based on damage energy release rates, part I: basic formulations[J]. China Civil Engineering Journal, 2005, **38**(9): 14 – 20. (in Chinese))

[28] WU J Y, LI J, FARIA R. An energy release rate-based plastic-damage model for concrete [J]. International Journal of Solids and Structures, 2006, **43**(3/4): 583 – 612.

[29] SIMO J C, HUGHES T J R. Computational inelasticity[M]. New York: Springer-Verlag, 1997.

[30] JU J W. On energy based coupled elastoplastic damage theories: constitutive modeling and computational aspects[J]. International Journal of Solids and Structures, 1989, **25**(7): 803 – 833.