

DOI: 10.11779/CJGE201601009

# 非贯通裂隙岩体三维复合损伤本构模型

袁小清<sup>1, 2</sup>, 刘红岩<sup>1, 3</sup>, 刘京平<sup>1</sup>

(1. 中国地质大学(北京) 工程技术学院, 北京 100083; 2. 中国建筑西南勘察设计研究院有限公司 四川 成都 610052;  
3. 西藏大学工学院, 西藏 拉萨 850000)

**摘要:** 针对非贯通裂隙岩体工程结构中的受荷岩体, 提出受荷细观损伤与裂隙宏观损伤的概念。以完整岩石的初始损伤状态作为基准损伤状态, 综合考虑裂隙宏观缺陷的存在, 微裂纹细观缺陷在受荷下的损伤扩展, 以及宏观缺陷在受荷过程中的耦合, 基于 Lemaitre 应变等效假设, 推导考虑宏观细观缺陷耦合的复合损伤变量(张量)。给出宏观损伤变量(张量)的计算公式, 建立基于宏观细观缺陷耦合的非贯通裂隙岩体在荷载作用下的三维复合损伤本构模型, 利用试验数据对模型合理性进行验证, 讨论不同围压下宏观细观缺陷对裂隙岩体力学特性的影响规律。研究结果表明: ①工程结构中的受荷岩体, 其力学性能由宏观缺陷、细观缺陷以及所处应力状态所决定。单轴应力状态下, 岩石力学性质具有明显的脆性, 受裂隙几何分布影响较大, 具有明显的各向异性。围压状态下, 岩石力学性质具有明显延性特征。随围压增加, 裂隙岩体的各向异性得到弱化, 并趋于各向同性。②裂隙岩体常规三轴压缩试验时, 若考虑岩石的压密过程, 初始轴向应变在高围压时不能忽略。

**关键词:** 非贯通裂隙岩体; 宏观损伤; 受荷细观损伤; 损伤耦合; 本构模型; 三轴压缩试验

中图分类号: TU452

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2016)01-0091-09

**作者简介:** 袁小清(1991-), 男, 硕士研究生, 主要从事岩石力学方面的研究工作。E-mail: sheepyuanxiaoqing@126.com。

## 3-D constitutive model for rock masses with non-persistent joints based on compound damage

YUAN Xiao-qing<sup>1, 2</sup>, LIU Hong-yan<sup>1, 3</sup>, LIU Jing-ping<sup>1</sup>

(1. College of Engineering and Technology, China University of Geosciences, Beijing 100083, China; 2. China Southwest Geotechnical Investigation & Design Institute Co., Ltd., Chengdu 610052, China; 3. School of Engineering, Tibet University, Lhasa 850000, China)

**Abstract:** For the rock masses with non-persistent joints under loading in engineering structures, two conceptions are put forward, which are the loaded microscopic damage and the macroscopic damage with joints. Defining the initial damage state of intact rock as the basic state, considering the existence of macroscopic defect with joints, the damage propagation of microscopic defects, micro cracks and the coupling action of macro and micro defects under loading, the compound damage variable (tensor) is deduced based on the Lemaitre strain equivalence hypothesis. The formula for calculating the macroscopic damage variable (tensor) is given, then the three-dimensional damage constitutive model for the rock masses with non-persistent joints under loading is established based on the coupling of macroscopic and microscopic defects. Finally, the test data are adopted to validate this model, and the effects of macro and micro-defects on the mechanical properties of fractured rock masses under different confining pressures are discussed. The research results show that: (1) The mechanical properties of rock masses under loading in engineering structures are determined by the loaded microscopic damage, macroscopic damage with joints and stress state of rock masses. The mechanical properties of rock masses have obvious brittleness and anisotropies under uniaxial stress, and the anisotropies are largely influenced by the geometric distribution of joints. Under confining pressures, the mechanical properties of rock masses have obvious ductileness, and the anisotropies of rock masses decrease and tend to the isotropies with the confining pressure. (2) The initial axial strain of conventional triaxial compression can not be ignored in higher confining pressure if the compaction of rock masses is considered.

**Key words:** rock mass with non-persistent joints; macroscopic damage; loaded microscopic damage; coupling of damage; constitutive model; triaxial compression test

## 0 引言

天然岩体中含有从宏观到细观甚至微观的各种尺

基金项目: 国家自然科学基金项目(41002113; 41162009); 中央高校基本科研业务专项资金项目(2-9-2014-019)

收稿日期: 2014-12-24

度缺陷。各种不同尺度的损伤缺陷将对岩体物理力学性质产生不同的影响<sup>[1-2]</sup>。岩体中存在的不连续节理和裂隙改变岩体的力学性质,使岩体的变形模量及强度降低,并呈现出明显的各向异性<sup>[3]</sup>;裂隙岩体的力学特性是岩石力学研究的重要基础课题之一,Kyoya等<sup>[4]</sup>将损伤力学理论引入到裂隙岩体的研究中,提出用一个二阶对称张量来反映裂隙的几何特征,并通过有效应力建立裂隙岩体的本构关系,从而在裂隙岩体的几何特征和力学特性间建立了联系,这为裂隙岩体的研究提供了新思路。吴澎<sup>[5]</sup>采用对称的二阶张量来描述宏观裂隙对岩石产生的各项异性损伤,提出了一种计算裂隙岩体初始损伤张量的方法,采用损伤力学和裂隙模拟来预测裂隙岩体的强度。孙卫军等<sup>[6]</sup>应用岩体结构的概率模型给出了圆盘状节理岩体的宏观损伤张量计算方法。晏石林等<sup>[7]</sup>基于材料力学简化分析模型,导出了多组非贯通节理岩体的三维等效弹性参数的显式指标。陈新等<sup>[8]</sup>对一组预制断续裂隙石膏试件进行单轴压缩试验,系统研究了裂隙贯通程度与裂隙面倾角的组合变化对裂隙岩体的强度和变形特性影响。杨圣齐等<sup>[9]</sup>基于三轴压缩试验结果对不同围压下断续预制裂纹粗晶大理岩变形和强度特性进行研究。Tang等<sup>[10]</sup>和黄凯珠等<sup>[11]</sup>运用岩石破裂过程分析系统 RFPA<sup>2D</sup>,对多裂纹岩样进行数值分析,对不同几何分布和不同围压下的裂纹扩展进行了研究。

以上成果多对单向应力状态或双向应力状态下的裂隙岩体力学特性进行研究,而且大都将岩体内部两种不同尺度的缺陷割裂开来,单独研究其对岩体力学性质的影响。对于存在宏观节理的岩体,只考虑节理宏观缺陷对岩体力学性质的影响,而不考虑被节理切割而成的岩块内部存在的微裂隙等细观缺陷的影响<sup>[12]</sup>。对于完整岩石,只考虑微裂纹等细缺陷对岩石力学性质的影响,而不考虑微裂纹扩展、聚合后形成的宏观裂纹进而导致岩体各向异性的情况<sup>[13-15]</sup>。工程中的受荷岩体多处于三向受力状态,因此研究不同围压下宏细观缺陷对岩石力学特性的影响具有重要理论价值和实践意义。鉴于此,本文基于宏细观缺陷耦合的思想,提出非贯通裂隙岩体三维损伤本构模型,研究不同围压下裂隙岩体宏细观缺陷对岩石力学特性的影响规律。

## 1 受荷岩石细观损伤模型

### 1.1 岩石细观缺陷的受荷损伤演化

岩石内部随机分布着各种细观缺陷,因而可将其内部种种缺陷视为随机损伤,从统计损伤力学的思想出发进行研究。它是将岩石内部损伤程度以微元强度

加以量化,并根据岩石内部损伤服从随机分布的特点,假定岩石内部缺陷服从某种分布,进而建立相应的岩石统计损伤本构模型。目前该类模型的建立主要依据两方面:①不同的岩石微元强度准则,如岩石应变强度理论、Mohr-Coulomb 准则、Drucker-Prager 准则或 Hoek-Brown 准则等;②认为岩石微元强度服从不同的分布,如幂函数分布、Weibull 分布或对数正态分布等。本文采用基于岩石应变强度理论和 Weibull 分布的损伤模型进行研究。

假定岩石微元强度服从双参数的 Weibull 分布,其概率密度函数为<sup>[15]</sup>

$$P(\varepsilon) = \frac{m}{\varepsilon_0} \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^{m-1} e^{-\left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^m}, \quad (1)$$

式中,  $P(\varepsilon)$  为岩石微元强度分布函数,  $\varepsilon$  为微元强度随机分布变量,由于采用岩石应变强度理论,因此指的是岩石材料的应变变量,  $m$ ,  $\varepsilon_0$  为分布参数。

假设某一级应变荷载下已破坏的微元数目为  $n$ , 定义统计损伤变量  $D$  为已破坏的微元数目与总微元数目之比。则统计损伤变量表示为

$$D = \frac{n}{N}, \quad (2)$$

式中,  $D$  为岩石细观损伤变量,  $n$  为某级应变荷载下已破坏的微元数目,  $N$  为岩石材料的总微元数目。

当加载到某一应变水平  $\varepsilon$  时,破坏的微元数目为

$$n = \int_0^\varepsilon NP(\varepsilon) d\varepsilon = N \left[ 1 - e^{-\left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^m} \right]. \quad (3)$$

由式(3)可以得到受荷岩石以应变为损伤演化控制变量的细观损伤演化方程为

$$D = 1 - e^{-\left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^m}. \quad (4)$$

### 1.2 分布参数的确定及物理意义

式(4)中的分布参数需要通过岩石试验数据来确定,因此下面讨论基于岩石常规三轴压缩试验的细观损伤本构模型。

假定岩石微元破坏前服从广义胡克定律,由应变等效性假设可知

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} [(1+\nu)\sigma_1^* - \nu(\sigma_1^* + 2\sigma_3^*)], \quad (5)$$

式中,  $E$ ,  $\nu$  分别为岩石的弹性模量和泊松比,  $\varepsilon_1$  为最大主应力方向的应变,  $\sigma_1^*$  为有效第一主应力,  $\sigma_3^*$  为有效第三主应力。

根据有效应力的定义可知

$$\sigma_i^* = \frac{\sigma_i}{1-D} \quad (i=1, 2, 3), \quad (6)$$

将式(6)代入式(5),可得

$$D = 1 - \frac{1}{E\varepsilon_1}[(1+\nu)\sigma_1 - \nu(\sigma_1 + 2\sigma_3)] \quad (7)$$

联立式 (4)、(7) 变形后可得

$$\frac{\sigma_1 - 2\nu\sigma_3}{E\varepsilon_1} = e^{-\left(\frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_0}\right)^m}, \quad (8)$$

式中,  $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$  分别为第一、三主应力, 其余参数意义同前。

对式 (8) 两边取自然对数可得

$$\ln\left(-\ln\frac{\sigma_1 - 2\nu\sigma_3}{E\varepsilon_1}\right) = m(\ln\varepsilon_1 - \ln\varepsilon_0). \quad (9)$$

因此,  $m$  和  $\varepsilon_0$  可以通过对三轴试验数据结果进行拟合得到, 若不考虑围压  $\sigma_3$  的作用, 即可得到单轴压缩下完整岩石的细观受荷损伤本构模型。下面以单轴压缩为例对参数  $m$  和  $\varepsilon_0$  的物理意义进行讨论。

图 1 (a) 给出了参数  $\varepsilon_0=0.0042$  时, 参数  $m$  对细观受荷损伤演化曲线的影响, 取  $E=4250$  MPa, 可以得到参数  $m$  对岩石受荷应力应变曲线的影响, 如图 1 (b) 所示。从图 1 (b) 中可知当  $\varepsilon < \varepsilon_0$  时, 应力值随参数  $m$  的增加而增加, 当  $\varepsilon > \varepsilon_0$  时, 应力值随参数  $m$  的增加而减小。随参数  $m$  的增加, 峰值强度均有不同程度的提高, 峰前曲线越来越缓, 峰后曲线越来越陡, 这说明随参数  $m$  的增加, 岩石由延性向脆性过渡, 脆性增强。结合式 (1) 假定, 分析认为参数  $m$  是对岩石材料内部微元强度的分布集中程度的反映。

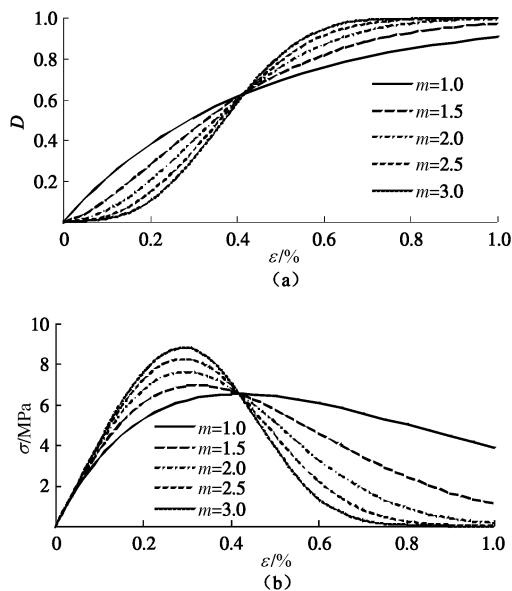


图 1 参数  $m$  对受荷损伤力学特性的影响

Fig. 1 Influence of variance of parameter  $m$  on mechanical properties of damage under loading

图 2 (a) 给出了参数  $m=2.35$  时, 参数  $\varepsilon_0$  对细观受荷损伤演化曲线的影响, 同样取  $E=4250$  MPa, 可以得到参数  $\varepsilon_0$  对岩石受荷应力应变曲线的影响, 如图 2

(b) 所示。从图 2 (b) 中可以看出应力随参数  $\varepsilon_0$  的增加而增加, 峰值强度和峰值应变均有不同程度的提高。峰值前曲线形状在线性部分基本不随  $\varepsilon_0$  的变化而改变, 非线性部分随  $\varepsilon_0$  的增加曲线变缓, 并且改变明显。峰值后曲线斜率随  $\varepsilon_0$  的增加变化不大, 大体保持不变。结合式 (1) 假定, 分析认为参数  $\varepsilon_0$  是对岩石宏观统计平均强度大小的反映。

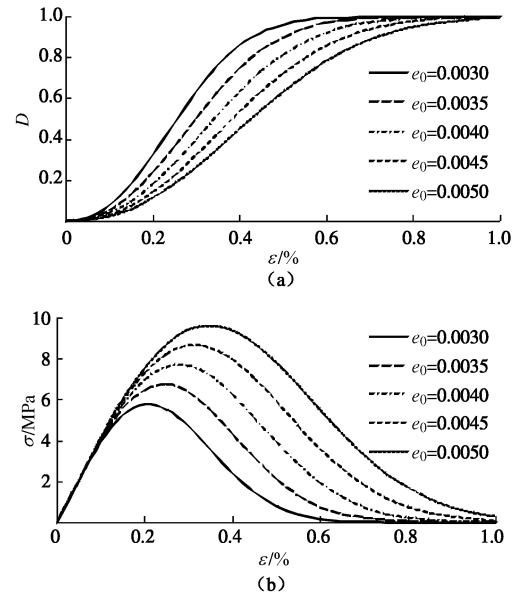


图 2 参数  $\varepsilon_0$  对受荷损伤力学特性的影响

Fig. 2 Influence of variance of parameter  $\varepsilon_0$  on mechanical properties of damage under loading

## 2 受荷裂隙岩体损伤模型

### 2.1 宏细观缺陷耦合的损伤张量

根据损伤力学理论, 损伤变量的定义是损伤模型建立的前提和基础, 因此下面讨论同时考虑宏细观缺陷的裂隙岩体损伤变量。不同尺度损伤缺陷的耦合集中表现为损伤变量的耦合<sup>[1]</sup>。宏细观损伤变量的耦合计算采用如下基本假设:

(1) 在描述岩体损伤时, 宏观损伤与细观损伤以人的肉眼可见与不可见划分。细观损伤和宏观损伤分别采用不同的描述方法, 将细观损伤概化为岩石在受荷过程中所造成的损伤。将宏观损伤概化为预制宏观裂隙 (节理) 对岩石造成的初始损伤, 且初始宏观损伤在受荷过程中不发生变化, 预制宏观裂隙 (节理) 的扩展, 即新宏观裂纹 (损伤) 的产生是由于细观微裂纹 (损伤) 不断演化而来。

(2) 在考虑宏细观损伤耦合时应遵循损伤力学的基本假设——Lemaitre 假设, 即应变等效原理进行耦合, 而不能将两种损伤简单地叠加。

损伤耦合的条件是在一定应力作用下, 两种损伤分别引起的损伤应变之和等于耦合损伤引起的应变,

如图 3 所示, 假设图 3 (a) ~ (d) 分别为同时含有宏观和细观损伤的岩体、仅含宏观损伤的岩体及完全不含损伤的岩体, 其柔度张量分别为  $\bar{C}_{12}$ ,  $\bar{C}_1$ ,  $\bar{C}_2$  和  $\bar{C}_0$ , 其在应力  $\sigma$  作用下产生的应变分别为  $\varepsilon_{12}$ ,  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$  和  $\varepsilon_0$ , 那么根据 Lemaitre 应变等效假设, 则有

$$\varepsilon_{12} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 - \varepsilon_0 \quad (10)$$

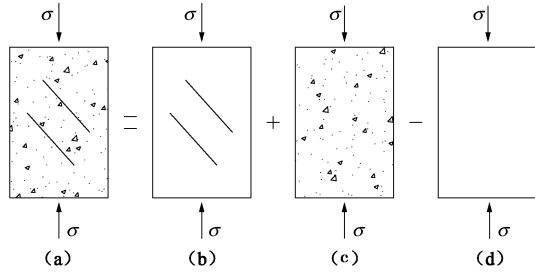


图 3 应变等效计算示意图

Fig. 3 Calculation of strain equivalence

若假设宏、细观损伤在应力作用下造成的损伤分别为  $\Omega_1$ ,  $D$  及其耦合损伤为  $\Omega_{12}$ , 则有

$$\bar{C}_{12} : \sigma = \bar{C}_1 : \sigma + \bar{C}_2 : \sigma - \bar{C}_0 : \sigma \quad (11)$$

由 Lemaitre 假设知

$$\left. \begin{aligned} (\bar{C}_{12})^{-1} &= (I - \Omega_{12}) : (\bar{C}_0)^{-1}, \\ (\bar{C}_1)^{-1} &= (I - \Omega_1) : (\bar{C}_0)^{-1}, \\ (\bar{C}_2)^{-1} &= (I - D_2) : (\bar{C}_0)^{-1}. \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

将式 (12) 代入式 (11), 整理可得

$$\Omega_{12} = I - \left[ (I - \Omega_1)^{-1} + \frac{D_2}{1 - D_2} I \right]^{-1} \quad (13)$$

式中,  $\Omega_{12}$ ,  $\Omega_1$ ,  $I$  分别为四阶耦合损伤张量, 四阶宏观损伤张量, 四阶单位张量,  $D_2$  为细观受荷损伤变量。

由式 (13) 可知, 当岩体仅含宏观损伤时, 那么  $\Omega_{12} = \Omega_1$ , 即此时岩体的耦合损伤张量等于岩体的宏观损伤张量; 若岩体仅含微观损伤时,  $\Omega_{12} = D_2$ , 即此时岩体的耦合损伤变量等于岩体的细观损伤变量, 这与实际情况相符。因此, 通过该方法建立的宏观细观耦合损伤变量是合理的<sup>[12]</sup>。

由于完全不含损伤的岩石在自然界中是不存在的, 大多数岩石都带有或多或少的初始损伤, 因而真正意义上完整密实无损伤的岩石柔度张量  $\bar{C}_0$  在测定中有较大困难。由于损伤变量的定义具有相对性, 因此可将完整岩石的初始损伤状态作为基准损伤状态, 预制宏观裂隙 (节理) 造成的宏观损伤为  $\Omega_0$ , 完整岩石受荷造成的细观损伤为  $D$ , 预制节理岩体受荷造成的宏观细观总损伤为式  $\Omega_m$ 。因此式 (13) 可变为

$$\Omega_m = I - \left[ (I - \Omega_0)^{-1} + \frac{D}{1 - D} I \right]^{-1} \quad (14)$$

式中,  $\Omega_m$ ,  $\Omega_0$ ,  $I$  分别为四阶耦合损伤张量, 四阶宏观损伤张量, 四阶单位张量,  $D$  为细观受荷损伤变量。

## 2.2 考虑宏观缺陷的损伤张量计算

由式 (12) ~ (14) 可知, 裂隙岩体宏观损伤张量  $\Omega_0$  可通过裂隙岩体等效柔度张量  $C_j$  与完整岩石柔度张量  $C_0$  表示为

$$\Omega_0 = I - (C_j)^{-1} : C_0 \quad (15)$$

晏石林等<sup>[7]</sup>提出了一种分析非贯通节理岩体等效弹性参数的模型 (如图 4), 节理只在 1 方向上是贯通的, 而在与之垂直的平面内则是非贯通的。  $L_j = t_j/d$  表示岩体中节理的厚度分数,  $\phi = 2a/b$  为节理的贯通率,  $V_j = \phi L_j$  表示节理所占的体积分数, 其中  $t_j$  为节理厚度,  $d$  为节理排间距,  $2a$  为节理长度,  $b$  为两相邻节理中心距。

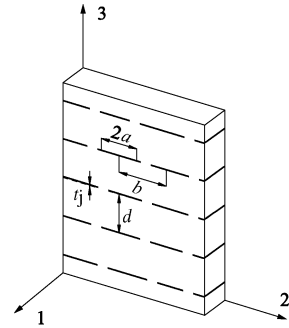


图 4 非贯通节理岩体分析模型 (正轴)

Fig. 4 Model of rock mass with non-persistent joints (orthoaxis)

在如图 4 所示的正轴情况下, 其为一正交异性体, 柔度张量  $C_1$  由于存在 Voigt 对称性, 独立的弹性常数共有 9 个, 即  $E_1$ ,  $E_2$ ,  $E_3$ ,  $\nu_{12}$ ,  $\nu_{13}$ ,  $\nu_{23}$  和  $G_{12}$ ,  $G_{23}$ ,  $G_{13}$ 。柔度张量  $C_j$  可以缩写成柔度矩阵  $[C_j]$  为

$$[C_j] = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_2} & -\frac{\nu_{13}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{23}}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ & & \frac{1}{E_3} & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1}{G_{23}} & 0 & 0 \\ & & & & \frac{1}{G_{31}} & 0 \\ & sym & & & & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix} \quad (16)$$

根据研究方法的不同可将节理视作各向同性体 ( $E_j$ ,  $\nu_j$  体系) 和只能承受法向压缩与剪切的弹性体 ( $K_n$ ,  $K_s$  体系), 由此按晏石林等<sup>[7]</sup>计算方法可得到两种不同体系下式 (16) 中各变量的表达式为

(1)  $E_j$ ,  $\nu_j$  体系:

$$\left. \begin{aligned}
 E_1 &= E_j V_j + E_r (1 - V_j), \\
 E_2 &= \left[ 1 - \frac{V_j (1 - E_j / E_r)}{\phi + (1 - \phi) E_j / E_r} \right] E_r, \\
 E_3 &= \frac{1 - \phi (1 - E_j / E_r)}{1 - \phi (1 - L_j) (1 - E_j / E_r)} E_r, \\
 \nu_{12} &= \frac{E_j \nu_j V_j + \nu_r [E_j (1 - \phi) + E_r \phi (1 - L_j)]}{E_r \phi (1 - L_j) + E_j (1 - \phi + V_j)}, \\
 \nu_{23} &= \frac{E_j E_r [\nu_j \phi + \nu_r (1 - \phi) L_j]}{[E_r \phi + E_j (1 - \phi)] [E_j \phi + E_r (1 - \phi)]} + \nu_r (1 - L_j), \\
 \nu_{13} &= \frac{E_j \nu_j V_j + \nu_r [E_r (1 - \phi) + E_j \phi (1 - L_j)]}{E_j \phi + E_r (1 - \phi)}, \\
 G_{12} &= \left[ 1 - \frac{V_j (1 - G_j / G_r)}{\phi + (1 - \phi) G_j / G_r} \right] G_r, \\
 G_{23} &= G_j G_r / [G_r V_j + G_j (1 - V_j)], \\
 G_{13} &= \frac{1 - \phi (1 - G_j / G_r)}{1 - \phi (1 - L_j) G_j / G_r} G_r,
 \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

式中,  $E_j$ ,  $G_j$ ,  $\nu_j$  和  $E_r$ ,  $G_r$ ,  $\nu_r$  分别为裂隙和完整岩石的弹性模量、剪切模量及泊松比, 其余参数同前。

(2)  $K_n$ ,  $K_s$  体系:

$$\left. \begin{aligned}
 E_1 &= E_r (1 - V_j), \\
 E_2 &= E_r (1 - L_j), \\
 E_3 &= \frac{E_r - \phi (E_r - K_n t_j)}{E_r - \phi (1 - L_j) (E_r - K_n t_j)} E_r, \\
 \nu_{12} &= \nu_r, \\
 \nu_{23} &= \nu_r (1 - L_j), \\
 \nu_{13} &= \left[ 1 - \frac{K_n t_j V_j}{E_r (1 - \phi) + K_n t_j \phi} \right] \nu_r, \\
 G_{12} &= G_r (1 - L_j), \\
 G_{23} &= \frac{G_r K_s t_j}{G_r V_j + K_s t_j (1 - V_j)}, \\
 G_{13} &= \frac{G_r - \phi (G_r - K_s t_j)}{G_r - \phi (1 - L_j) (G_r - K_s t_j)} G_r.
 \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

式中,  $K_n$ ,  $K_s$  分别为节理的法向及切向刚度, 其余参数同前。

在任意坐标系  $(x, y, z)$  中, 岩体中节理的方位可由节理面的法线方位完全确定。若设岩体中含有一组法线方向为  $(\beta, \theta)$  的节理 (如图 5), 其中  $\beta$  角位于  $xoy$  面内,  $\theta$  为节理法向与  $z$  轴的夹角。

通过坐标变换, 可得任意方向分布的单组裂隙岩体的等效柔度矩阵:

$$[\bar{C}_j] = \{[T_\sigma]^{-1}\}^T [C_j] [T_\sigma]^{-1}, \quad (19)$$

式中,  $[T_\sigma]$  为应力转换矩阵, 其具体表达式为

$$[T_\sigma] = \begin{bmatrix} l_1^2 & m_1^2 & n_1^2 & 2m_1n_1 & 2l_1n_1 & 2l_1m_1 \\ l_2^2 & m_2^2 & n_2^2 & 2m_2n_2 & 2l_2n_2 & 2l_2m_2 \\ l_3^2 & m_3^2 & n_3^2 & 2m_3n_3 & 2l_3n_3 & 2l_3m_3 \\ l_2l_3 & m_2m_3 & n_2n_3 & m_2n_3 + m_3n_2 & n_2l_3 + n_3l_2 & l_2m_3 + l_3m_2 \\ l_1l_3 & m_1m_3 & n_1n_3 & m_1n_3 + m_3n_1 & n_1l_3 + n_3l_1 & l_1m_3 + l_3m_1 \\ l_2l_1 & m_2m_1 & n_2n_1 & m_2n_1 + m_1n_2 & n_2l_1 + n_1l_2 & l_2m_1 + l_1m_2 \end{bmatrix}, \quad (20)$$

式中,  $l_1 = \cos \beta$ ,  $l_2 = -\sin \beta$ ,  $l_3 = 0$ ,  $m_1 = \cos \theta \sin \beta$ ,  $m_2 = \cos \theta \cos \beta$ ,  $m_3 = -\sin \theta$ ,  $n_1 = \sin \theta \sin \beta$ ,  $n_2 = \sin \theta \cos \beta$ ,  $n_3 = \cos \theta$ 。

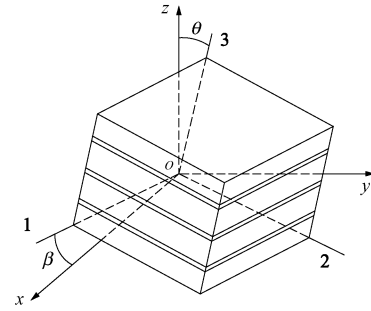


图 5 单组节理岩体 (偏轴)

Fig. 5 Rock mass with a set of joints (deviatoric axis)

若岩体中含有  $n$  组 ( $n > 1$ ) 方位角为  $(\beta_i, \theta_i)$  的节理, 根据叠加原理, 则多组节理岩体的等效柔度矩阵为

$$[\bar{C}_j]_n = \sum_{i=1}^n [\bar{C}_j]_i - (n-1)[C_0], \quad (21)$$

式中,  $[C_0]$  为完整岩石的柔度矩阵。

因此, 把由上述分析方法求出的裂隙岩体等效柔度张量代入式 (15) 中即可得到裂隙岩体宏观损伤张量  $\Omega_0$ 。

### 2.3 受荷裂隙岩体损伤本构方程

由前述可知, 裂隙岩体同时存在宏观细观两类缺陷, 岩体的细观缺陷在荷载的作用下发生劣化, 岩体内部的微孔隙 (裂纹) 可能扩展, 产生细观损伤, 同时生成新的裂纹。这些裂纹的结合可能导致宏观裂纹的产生。而裂隙等宏观缺陷的存在也会弱化岩体的强度和刚度。根据损伤力学理论, 则由式 (14) 所示的宏观细观耦合损伤张量  $\Omega_m$ , 则可得综合考虑裂隙等宏观缺陷的存在、细观缺陷在外载下损伤扩展的受荷裂隙岩体损伤本构模型为

$$\sigma = (C_0)^{-1} : (I - \Omega_m) : \varepsilon, \quad (22)$$

式中,  $\sigma$  为应力张量,  $\varepsilon$  为应变张量,  $C_0$  为基准损伤状态完整岩石的柔度张量, 宏观细观耦合损伤张量  $\Omega_m$  按式 (14) 计算。

## 3 计算实例与模型验证

图 6 为利用陈新等<sup>[8]</sup>实测数据, 由式 (22) 及裂

隙岩样细观受荷损伤演化特征试验参数计算得到裂隙倾角为  $45^\circ$  时, 不同裂隙长度下的单轴压缩下应力应变理论曲线并与试验数据进行对比, 其中不同长度下的  $m$  和  $\varepsilon_0$  值可见图 7。计算模型见图 8, 试件为正方形石膏板, 裂隙在  $x$  方向全贯通, 裂隙连通率定义为裂隙在  $yz$  平面内的面积比率。计算分别取贯通率为 0.0, 0.2, 0.4, 0.6 和 0.8 进行计算, 对应裂隙半长  $a$  分别为 0.0, 0.3, 0.6, 0.9 和 1.2 cm。裂隙连通率为 0 时, 裂隙半长  $a$  为 0, 岩样为无宏观裂隙的完整岩石, 应力应变曲线按式 (8) 计算。由图 8 和图 5 可知, 裂隙岩体模型中单组裂隙法线方向  $(\beta, \theta)$  为  $(0^\circ, 45^\circ)$ , 裂隙岩体宏观损伤张量  $\Omega_0$  可采用  $(K_n, K_s)$  体系, 按式 (15) 计算, 计算参数: 岩块弹性量  $E_r=4.25$  GPa, 岩块泊松比  $\nu_r=0.11$ , 岩块剪切量  $G_r=1.91$  GPa, 裂隙厚度  $t_j=0.1$  cm, 裂隙排间距  $d=3$  cm, 中心间距  $b=3$  cm, 法向刚度  $K_n=0.2$  GPa/mm, 切向刚度  $K_s=0.08$  GPa/mm。

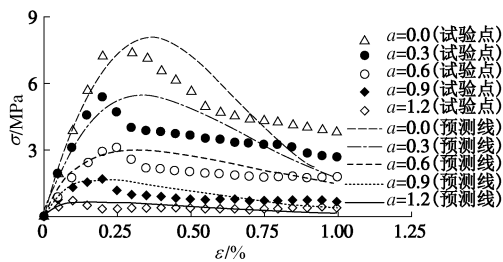


图 6 单轴压缩理论曲线与试验数据

Fig. 6 Fitting of theoretical curves to data of uniaxial compression tests

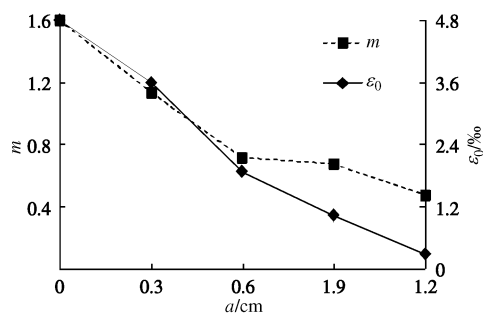


图 7 细观受荷损伤演化特征参数随裂隙长度的变化曲线

Fig. 7 Variation curves of evolution characteristic parameters of loaded microscopic damage with different joint lengths

从图 6 可以看出, 单轴压缩下的完整岩石细观损伤本构模型理论曲线与陈新等<sup>[8]</sup>试验数据吻合良好。裂隙岩体在裂隙倾角为  $45^\circ$  时, 各裂隙长度下的应力应变理论曲线与预制的裂隙岩体的单轴压缩试验数据吻合良好。理论模型能够对裂隙岩体和完整岩石的弹性行为作很好的渐近描述, 对峰后软化阶段试验点的

模拟还有所欠缺。分析认为, 一方面是由于模型本身没有考虑峰后宏观损伤的演化所致, 另一方面可能就是试验机的刚度效应造成峰后应力跌落不稳定。

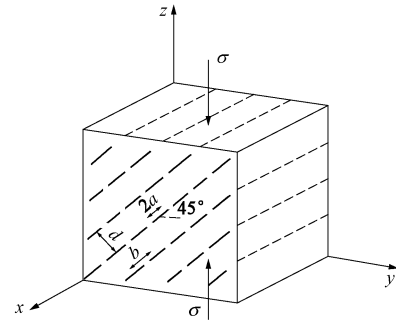
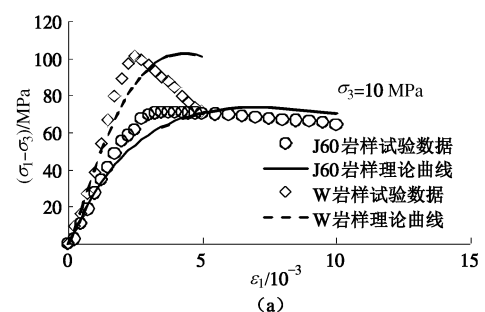


图 8 单轴压缩下单组裂隙岩体模型

Fig. 8 Model of rock mass with a single set of fractures under uniaxial compression

从图 7 可以看出, 细观受荷损伤演化特征试验参数  $m$  和  $\varepsilon_0$  值均随裂隙半长  $a$  的增加而减小, 近似呈线性关系。这说明, 随裂隙贯通程度的增加, 受荷岩体细观受荷损伤增加, 岩体脆性减弱, 延性增强, 岩体峰值强度下降。参数  $m$  和  $\varepsilon_0$  值随裂隙半长  $a$  的变化基本能够反映裂隙长度对受荷岩体的损伤力学特性影响。

不同围压下三维复合损伤本构模型拟合曲线与杨圣奇等<sup>[9]</sup>的试验数据的对比结果如图 9 所示, 图中 W 岩样为无宏观裂隙的完整粗晶大理岩, 应力应变曲线按式 (8) 计算。J60, J45 和 J30 岩样分别为裂隙倾角为  $60^\circ$ ,  $45^\circ$  和  $30^\circ$  的断续预制裂纹粗晶大理岩, 裂隙为对称斜裂纹, 裂隙内充填石膏, 裂隙岩体模型中单组裂隙法线方向  $(\beta, \theta)$  分别为  $(0^\circ, 60^\circ)$ 、 $(0^\circ, 45^\circ)$  和  $(0^\circ, 30^\circ)$ , 裂隙长度均为 24 mm, 裂隙岩体宏观损伤张量  $\Omega_0$  可采用  $(E_j, \nu_j)$  体系, 按式 (15) 计算, 围压  $\sigma_3$  为 10, 20, 30 MPa, 时, 岩块弹性模量  $E_r$  分别为 48.53, 48.20, 50.91 GPa, 岩块泊松比  $\nu_r=0.27$ , 裂隙厚度  $t_j=0.05$  cm, 裂隙排间距  $d=5 \sin \alpha$ , 中心间距  $b=5/\cos \alpha$ , 弹性模量  $E_j=1.2$  GPa, 裂隙泊松比  $\nu_j=0.31$ 。其中  $\alpha$  为裂隙倾角。岩样细观受荷损伤演化特征试验参数  $m$  和  $\varepsilon_0$  值可见图 10。



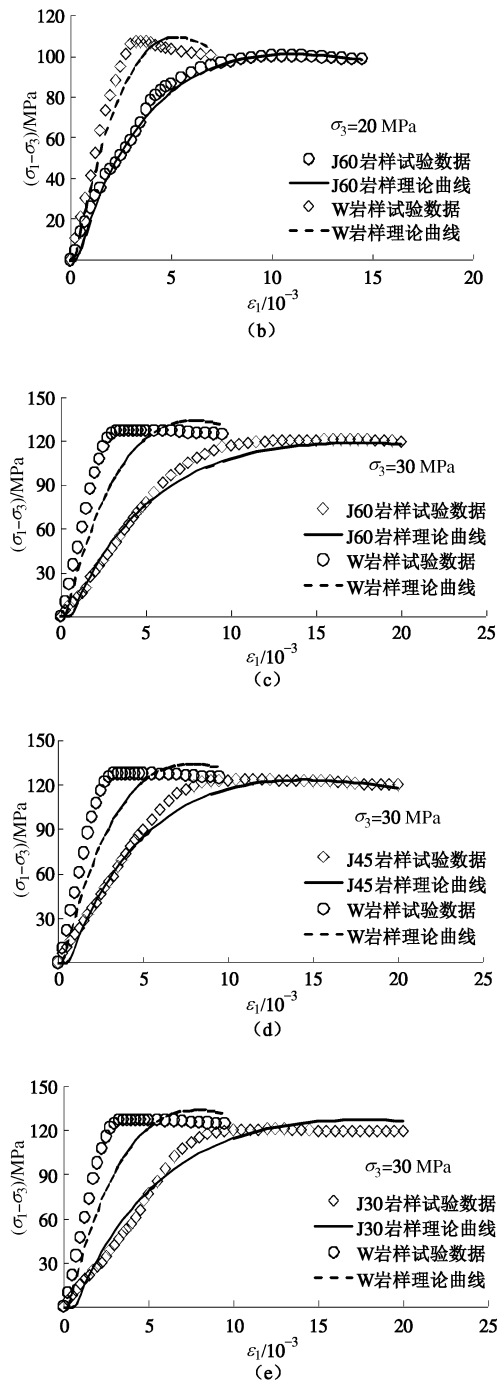


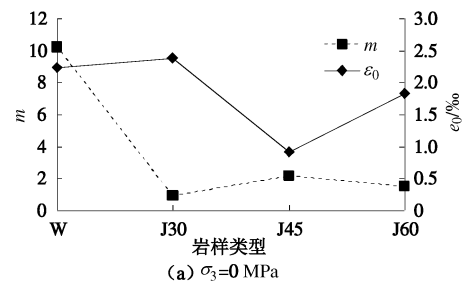
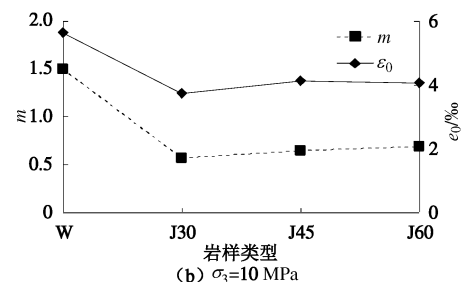
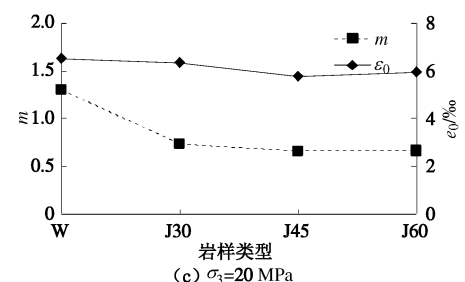
图 9 常规三轴压缩试验数据与理论曲线

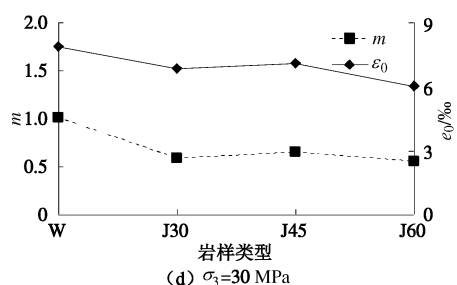
Fig. 9 Fitting of theoretical curves to data of conventional triaxial compression tests

从图 9 可以看出, 三轴压缩情况下, 拟合曲线弹性段与塑性硬化段过渡自然顺畅。对完整岩样来讲, 围压较低时, 如围压为 10 MPa 时, 基于 Weibull 分布的细观受荷损伤本构模型可以较好地描述完整岩样试验曲线的线弹性阶段, 无法较好地模拟塑性硬化阶段和软化阶段, 特别是软化阶段, 模型缺乏描述能力 (见图 9 (a))。当围压较高时, 如围压为 20 MPa 时, 模型对完整岩样应变软化阶段的描述能力有所提

高 (见图 9 (b))。当围压很高时, 如围压为 30 MPa 时, 完整岩样试验曲线的软化特征不明显, 损伤模型对试验曲线塑性硬化阶段的模拟有一定误差 (见图 9 (c))。图中预制裂隙岩样的三维复合损伤本构模型曲线与试验数据趋势比较吻合, 但模型曲线与应变轴的交点随围压增大而逐渐偏离坐标原点。分析认为, 试验数据未考虑岩样在静水围压下的压密过程, 只给出了岩样在加围压后的应力应变曲线。常规三轴压缩试验时, 岩样因先施加围压会产生轴向应变, 特别是对于存在宏观裂隙的裂隙岩样, 初始轴向应变在围压较大时不能忽略, 此时模型曲线不过原点。

从图 9 还可以看出, 随围压逐渐增加, 峰后软化特征逐渐消失, 屈服平台开始出现, 完整岩样与裂隙岩样的三轴抗压强度差距逐渐减小 (见图 9 (a)、(b)、(c))。裂隙岩样在围压为 30 MPa 时, 应力应变曲线与裂隙的几何分布关系不大, 裂隙岩样的三轴抗压强度与完整岩样相比, 差异很小 (见图 9 (c)、(d)、(e))。如图 9 (d) 所示, J45 岩样的三轴抗压强度为 123.54 MPa, 仅比完整岩样的三轴抗压强度小 3.01%。分析认为, 岩样在围压的作用下, 岩样微观缺陷得到改善, 宏观裂隙闭合, 微观颗粒间、宏观裂隙间的摩擦性能得到大幅度提高, 最终表现为岩样轴向承载能力的提升, 岩样由脆性转化为延性。

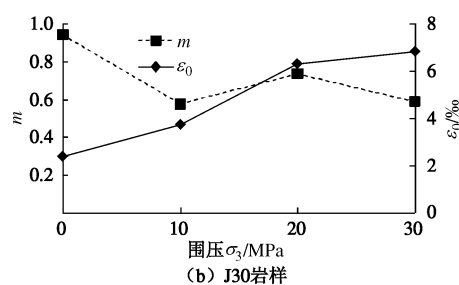
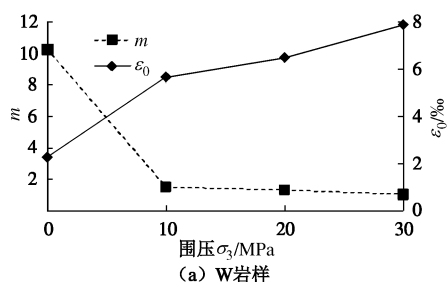
(a)  $\sigma_3 = 0$  MPa(b)  $\sigma_3 = 10$  MPa(c)  $\sigma_3 = 20$  MPa

图 10 不同围压下岩样类型对拟合参数  $m$  和  $\varepsilon_0$  的影响Fig. 10 Effect of rock types on fitting parameters  $m$  and  $\varepsilon_0$  under different confining pressures

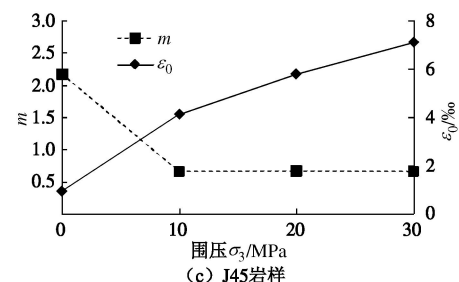
为进一步分析围压对岩样宏观损伤力学特性的影响,图 10 给出了不同围压下,拟合参数  $m$  和  $\varepsilon_0$  随岩样类型的变化曲线。由图可知,由于裂隙岩样的  $m$  和  $\varepsilon_0$  均低于完整岩样,围压为 0 时,参数  $m$  和  $\varepsilon_0$  随裂隙倾角的各向异性明显,随围压增加,参数  $m$  和  $\varepsilon_0$  随岩样的变化曲线近似水平。这说明,由于宏观裂隙的存在,降低了岩石的强度,弱化了岩石材料的脆性,并使岩石的力学性质出现明显的各向异性。随围压增加,宏观裂隙闭合程度增加,裂隙岩样力学性质的各向异性得到弱化,并趋于各向同性。一般认为当围压接近于裂隙岩样的单轴抗压强度时,可视为各向同性岩体<sup>[16]</sup>。

图 11 给出了各岩样拟合参数  $m$  和  $\varepsilon_0$  随围压的变化曲线。由图可知,拟合参数  $m$  随围压的变化规律大体相似,即  $m$  随围压的增加而减小,且曲线先陡后平缓,这说明岩石在单轴受力状态时,脆性明显,岩石在常规三轴应力状态下脆性得到较大程度弱化,且弱化程度随围压增加先变大后逐渐减小。拟合参数  $\varepsilon_0$  随围压的变化规律也大体相似,  $\varepsilon_0$  随围压的增加而增加,且曲线先陡后缓,这说明岩石在单轴受力状态时,强度低,岩石在常规三轴应力状态下强度得到大幅度提高,且提高程度随围压增加先变大后逐渐减小。

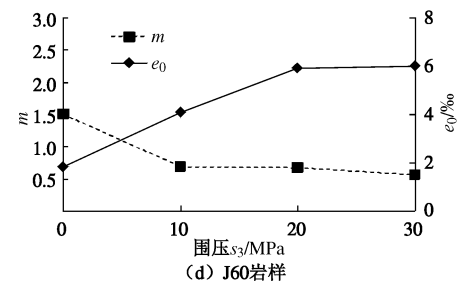
由图 11 可知,低围压时,  $m$  和  $\varepsilon_0$  对围压均比较敏感,高围压时,  $\varepsilon_0$  随围压增加还有所提高,而  $m$  变化不大。分析认为三向应力状态中的岩石力学性质较单向应力状态有明显改善,当围压达到一定程度时,岩石出现明显延性特征,应力应变曲线形状随围压的改变不明显,但峰值强度随围压增加还有所提高。



(b) J30岩样



(c) J45岩样



(d) J60岩样

图 11 不同岩样拟合参数  $m$  和  $\varepsilon_0$  随围压的变化曲线Fig. 11 Variation curves of fitting parameters  $m$  and  $\varepsilon_0$  of different rock types under different confining pressures

## 4 结 论

(1) 基于岩体内同时含有裂隙(节理)等宏观缺陷和微裂隙等细观缺陷的事实提出了考虑裂隙岩体宏观缺陷耦合的三维复合损伤模型,引用试验资料对模型的合理性进行验证。所提模型在描述裂隙岩样峰前应力应变行为上具有较好的有效性。围压较大时,模型曲线不过原点,若考虑岩石的压密过程,初始轴向应变在高围压时不能忽略。

(2) 利用模型分析了不同围压下裂隙岩体宏观缺陷对岩石力学性质的影响,结果表明宏观缺陷对岩石力学特性的影响具有明显的围压效应。单向应力状态和低围压状态下,宏观缺陷对岩石力学性质的影响比较明显,完整岩样峰后具有明显软化阶段,裂隙岩样力学性质受裂隙几何分布影响较大,具有明显的各向异性。高围压作用下,岩样的微观缺陷得以改善,宏观裂隙闭合,微观颗粒和宏观裂隙间的摩擦性能大幅提高,完整岩样的力学性质由脆性向延性转化,裂隙岩样应力应变曲线与宏观缺陷的几何分布关系不大,裂隙岩样各向异性不明显。

本文通过引入裂隙岩体宏观损伤张量,基于宏观损伤耦合的思想,得到了宏观复合损伤张量,从



而建立了裂隙岩体三维损伤本构模型, 利用试验数据对不同围压下裂隙岩体的宏观力学特性进行了分析和讨论, 得到了一些有益的认识。但由于工程中的岩体结构异常复杂, 测试困难, 裂隙岩体损伤张量在使用和应用上还需要做大量的研究。

### 参考文献:

- [1] 杨更社, 谢定义. 岩体宏观细观损伤的耦合计算分析[C]//第六次全国岩石力学与工程学术大会论文集. 武汉, 2000: 327 - 329. (YANG Geng-she, XIE Ding-yi. Coupling analysis on the macro-damage and meso-damage of rock masses[C]// Symposium on the Sixth National Rock Mechanics and Engineering Academic Conference. Wuhan, 2000: 327 - 329. (in Chinese))
- [2] 刘红岩, 吕淑然, 邢闯锋, 等. 宏观缺陷对岩体力学特性影响规律试验研究[J]. 自然灾害学报, 2013, 22(5): 134 - 139. (LIU Hong-yan, LÜ Shu-ran, XING Chuang-feng, et al. Study on the law of macro and micro flaws effects on the mechanical properties of rock mass[J]. Journal of Natural Disasters, 2013, 22(5): 134 - 139. (in Chinese))
- [3] 李新平, 朱瑞赓, 朱维申, 等. 非贯通节理岩体的边坡稳定变形分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1996, 15(3): 193 - 200. (LI Xin-ping, ZHU Rui-geng, ZHU Wei-shen, et al. The deformation and stability of rock slope containing intermittent joints[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1996, 15(3): 193 - 200. (in Chinese))
- [4] KYOYA T, ICHIKAWA Y, KAWAMOTO T. A damage mechanics theory for discontinuous rock mass[C]// 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. Innsbruck, 1985: 469 - 480.
- [5] 吴 澎. 节理岩体的损伤模型及非线性有限元分析[J]. 岩石力学与工程学报, 1988, 7(3): 193 - 702. (WU Peng. The damage mechanics model for jointed rock mass and its nonlinear fem analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1988, 7(3): 193 - 702. (in Chinese))
- [6] 孙卫军, 周维垣. 裂隙岩体弹塑性-损伤本构模型[J]. 岩石力学与工程学报, 1990, 19(2): 108 - 119. (SUN Wei-jun, ZHOU Wei-yuan. An elasto-plastic damage mechanics constitutive model for jointed rockmass[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1990, 19(2): 108 - 119. (in Chinese))
- [7] 晏石林, 黄玉盈, 陈传尧. 非贯通节理岩体等效模型与弹性参数确定[J]. 华中科技大学学报, 2001, 29(6): 64 - 67. (YAN Shi-lin, HUANG Yu-ying, CHEN Chuan-yao. An equivalent model for jointed rock masses with planar nonpenetrative joint and its elastic parameters[J]. Journal of Huazhong University of Science and Technology, 2001, 29(6): 64 - 67. (in Chinese))
- [8] 陈 新, 廖志红, 李德建. 节理倾角及连通率对岩体强度、变形影响的单轴压缩试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(4): 781 - 789. (CHEN Xin, LIAO Zhi-hong, LI De-jian. Experimental study of effects of joint inclination angle and connectivity rate on strength and deformation properties of rock masses under uniaxial compression[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(4): 781 - 789. (in Chinese))
- [9] 杨圣齐, 温 森, 李良权. 不同围压下断续预制裂纹粗晶大理岩变形和强度特性的试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(8): 1572 - 1587. (YANG Sheng-qi, WEN Sen, LI Liang-quan. Experimental study on deformation and strength properties of coarse marble with discontinuous pre-existing cracks under different confining pressures[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2007, 26(8): 1572 - 1587. (in Chinese))
- [10] TANG C A, LIN P, WONG R H C, et al. Analysis of crack coalescence in rock-like materials containing three flaws——Part II: Numerical approach[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2001, 38(7): 925 - 939.
- [11] 黄凯珠, 林 鹏, 唐春安, 等. 双轴加载下断续预置裂纹贯通机制的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(6): 808 - 816. (WONG R H C, LIN Peng, TANG Chun-an, et al. Mechanisms of crack coalescence of pre-existing flaws under biaxial compression[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(6): 808 - 816. (in Chinese))
- [12] LIU H Y, LÜ S R, ZHANG L M, et al. A dynamic damage constitutive model for a rock mass with persistent joints[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2015, 75: 132 - 139.
- [13] GRADY D E, KIPP M E. The Micromechanics of impact fracture of rock[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1979, 16(5): 293 - 302.
- [14] TAYLOR L M, CHEN E P, KUSZMAUL J S. Microcrack induced damage accumulation in brittle rock under dynamic Loading[J]. Computer Method in Applied Mechanics and Engineering, 1986, 55(3): 301 - 320.
- [15] WANG Z L, LI Y C, WANG J G. A damage-softening statistical constitutive model considering rock residual strength[J]. Computers and Geosciences, 2006, 33(1): 1 - 9.
- [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: 108 - 109. (CAI Mei-feng, HE Man-chao, LIU Dong-yan. Rock mechanics and engineering[M]. Beijing: Science Press, 2002: 108 - 109. (in Chinese))