

DOI: 10.16285/j.rsm.2015.10.009

基于宏观损伤耦合的非贯通裂隙岩体本构模型

袁小清¹, 刘红岩^{1,2}, 刘京平¹

(1. 中国地质大学(北京) 工程技术学院, 北京 100083; 2. 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, 推导了考虑宏观缺陷耦合的复合损伤变量, 并给出同时考虑试件尺寸、裂隙几何与力学特性的宏观损伤变量的计算公式, 从而建立了基于宏观缺陷耦合的非贯通裂隙岩体在荷载作用下的损伤本构模型。用宏观损伤耦合的本构模型来描述非贯通裂隙岩体在受荷过程中的细观损伤演化与宏观损伤行为, 与非贯通裂隙岩体实际受荷情况符合较好。研究结果表明: (1) 完整岩样和裂隙岩样的应力-应变行为在峰值强度之前差异较大, 峰值强度以后差异逐渐减小, 最后趋于一致, 二者具有相近的残余强度; (2) 裂隙岩体强度随裂隙贯通率的增加而增大, 随裂隙倾角的变化具有明显的各向异性, 同时还与裂隙面的内摩擦角有关; (3) 裂隙倾角为 90° 时, 裂隙岩样的峰值强度最高; 张开型裂隙岩样的裂隙倾角为 45° 时, 峰值强度最低; (4) 非贯通裂隙岩体工程结构中的受荷岩体, 其力学性能由受荷细观损伤与裂隙宏观损伤及其耦合效应所决定, 基于宏观损伤耦合的复合损伤变量可以较好地反映非贯通裂隙岩样的力学特性。

关 键 词: 非贯通裂隙岩体; 宏观损伤; 受荷细观损伤; 损伤耦合; 应力强度因子; 本构模型

中图分类号: TU 452

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2015) 10-2804-11

Constitutive model of rock mass with non-persistent joints based on coupling macroscopic and mesoscopic damages

YUAN Xiao-qing¹, LIU Hong-yan^{1,2}, LIU Jing-ping¹

(1. College of Engineering and Technology, China University of Geosciences, Beijing 100083, China;

2. School of Engineering, Tibet University, Lasa, Tibet 850000, China)

Abstract: To study characteristics of rock mass with non-persistent joints under loading in engineering structures, two conceptions are put forward, which are mesoscopic damage of loading and macroscopic damage with joints. The initial damage state of intact rock is defined as a basic state. A compound damage variable is deduced on the basis of the Lemaitre strain equivalence hypothesis, which considers the existence of macroscopic defect with joints, the damage propagation of mesoscopic defects, micro cracks, and the coupling actions of macro and meso-defects under loading. A new calculation formula of the macroscopic damage variable is derived simultaneously in terms of the specimen size, geometrical size of joints and mechanical properties of joints. Then, a damage constitutive model for rock mass with non-persistent joints is established based on coupling macroscopic and mesoscopic defects. This paper describes the evolution of mesoscopic damage and the behavior of macroscopic damage of rock mass with non-persistent joints under loading. The calculated results are in good agreement with the actual failure of rock mass. The results show that: (1) The stress-strain behaviors of fractured and intact rock samples show a significant difference prior to the peak strength. The difference gradually decreases after the peak strength. Finally, the residual stress tends to be equal. (2) The strength of fractured rock mass increases with the joint connectivity rate, and exhibits obvious anisotropy with the variation of joint inclination angle, and also is relevant to the internal friction angle of joints. (3) The peak strength of fractured rock samples is the highest at the joint inclination angle of 90° . While the peak strength is the lowest at the joint inclination angle of 45° for open-type fractured rock samples. (4) The mechanical properties of rock mass under loading in engineering structures are determined by the mesoscopic damage of loading, macroscopic damage with joints and their coupling effects. The coupling macroscopic and mesoscopic based compound damage variable may well characterize mechanical properties of rock mass with non-persistent joints.

收稿日期: 2015-01-08

基金项目: 国家自然科学基金资助项目 (No. 41002113, No. 41162009); 中央高校基本科研业务专项资金项目 (No. 2-9-2014-019)。

第一作者简介: 袁小清, 男, 1991 年生, 硕士研究生, 主要从事岩石力学方面的研究工作。E-mail: sheeptyuanxiaqing@126.com

Keywords: rock mass with non-persistent joints; macroscopic damage; mesoscopic damage of loading; damage coupling; stress intensity factor; constitutive model

1 引言

岩体是在地质历史过程中形成的, 因此, 天然岩体中含有从宏观到细观甚至微观的各种尺度缺陷。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^[1-2]。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^[3]; 另外, 岩石材料细观缺陷的形态、大小、方向和分布都具有强烈的随机性^[4]。同时岩体还赋存于一定的地质环境中, 岩石在外载、环境的作用下, 岩石内部的微孔隙(裂纹)可能扩展, 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^[5]。对裂隙岩体力学特性的研究是岩体力学始终关注的一个重要课题, 将损伤力学和断裂力学的观点引入裂隙岩体的研究中是一个行之有效的方法^[6]。

目前对单结构贯通裂隙岩体的研究已经取得重要进展^[7-12], 对多条非贯通裂隙岩体也进行了大量研究^[13-19]。Kawamoto 等^[13]通过引入节理传压系数 C_v 、传剪系数 C_s 来考虑受压裂隙面间的应力传递问题; Swoboda 等^[14]通过引入反映裂缝或裂隙面接触情况的材料参数 H_d 来考虑裂隙表面间的接触情况对应力传递的影响。孙卫军等^[15]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, 并将其引入裂隙岩体的弹塑性损伤本构模型中, 估算了多条非贯通裂隙岩体在单轴压缩下的弹性模量与峰值强度, 并与实测值进行了对比。朱维申等^[16]根据 Betti 能量互易定理给出了节理岩体的等效弹性张量, 并考虑裂纹扩展过程建立了裂隙岩体的损伤演化方程。陈文玲等^[17]从单裂隙的裂纹尖端应力场引起的附加应变能入手, 结合损伤断裂理论推导出能反映裂隙相互影响的多条非贯通裂隙岩体细观损伤模型。陈新等^[18]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。任利等^[19]基于断裂力学理论, 利用边界配置法求解了考虑平板尺寸的裂纹尖端应力强度因子修正系数, 修正了压剪判据, 给出了非贯通单裂隙岩体的强度预测公式。但前人较多直接考虑裂隙几何特性对岩体力学性质的影响, 对裂隙面的力学特性则引入传压系数和传剪系数进行修正, 在参数取值上存在困难^[13-14]。而且对于以受压断裂为主的岩体的研究, 大都直接利用无限板理论, 适用

于远场加载的情况, 试验研究中的裂隙长度与有限试件的尺寸相比已不能忽略^[20-21]。对裂隙岩体的研究, 大都将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^[13-14]。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^[22-23]。

针对以上问题, 利用损伤力学和断裂力学理论, 将裂隙面力学参数引入到宏观损伤变量中, 并考虑平板的尺寸效应, 提出宏观损伤变量的计算方法, 基于宏细观缺陷耦合的思想, 研究了裂隙贯通程度、裂隙面倾角以及裂隙面内摩擦角对裂隙岩体强度和变形的影响。所提模型不但能全面反映裂隙岩体的宏细观损伤特性, 而且能考虑不同裂隙间的相互作用, 对断续裂隙岩体的研究是一次有益的尝试。

2 受荷岩石细观损伤模型

2.1 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^[24]

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

式中: $P(\varepsilon)$ 为岩石微元强度分布函数; ε 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, ε 指的是岩石材料的应变变量; m 、 ε_0 为分布参数, 可通过对试验数据的拟合而得。

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 ε 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

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

2.2 分布参数的确定及物理意义

假定岩石微元破坏前服从广义胡克定律, 式 (4) 变形后可得

$$\frac{\sigma}{E\varepsilon} = e^{-\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^m} \quad (5)$$

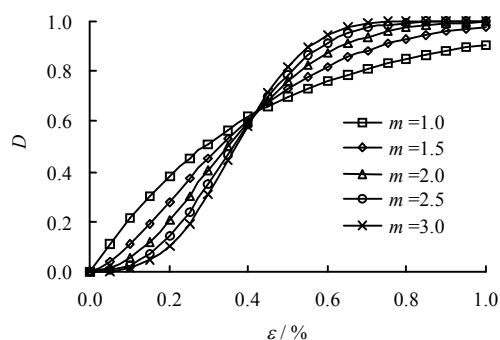
式中: E 、 ε 分别为岩石的弹性模量和应变。

对式 (5) 两边取自然对数, 可得

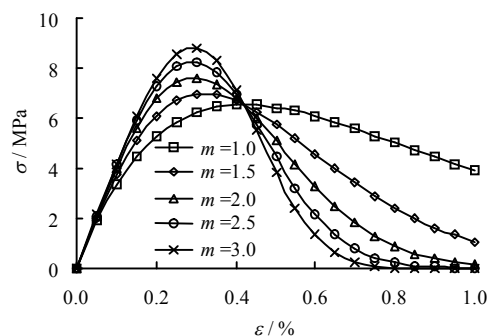
$$\ln\left(-\ln \frac{\sigma}{E\varepsilon}\right) = m(\ln \varepsilon - \ln \varepsilon_0) \quad (6)$$

因此, m 和 ε_0 可以通过对试验数据的拟合得到。

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。从图 1(a) 中可以看出, 参数 m 对细观受荷损伤值 D 的影响分为两个阶段, 当 $\varepsilon < \varepsilon_0$ 时, D 值随参数 m 的增加而降低; 当 $\varepsilon > \varepsilon_0$ 时, D 值随参数 m 的增加而增加。取弹性模量 $E = 4250$ MPa, 其余参数按图 1(a) 计算, 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) 中可以看出, 岩石受荷过程中, 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。



(a) ε - D 关系曲线



(b) ε - σ 关系曲线

图 1 参数 m 对受荷损伤力学特性的影响

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

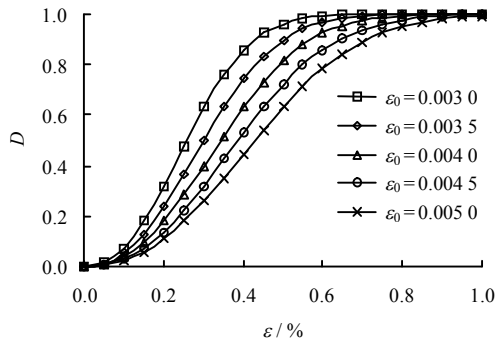
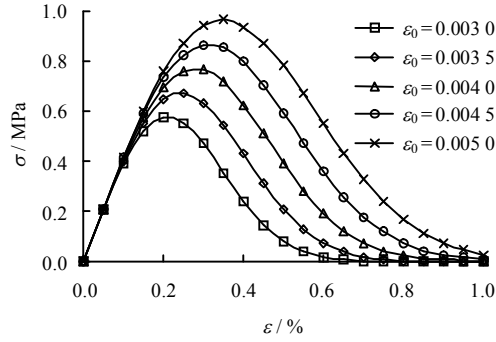
图 2(a) 给出了参数 $m = 2.35$ 时, 参数 ε_0 对细观受荷损伤演化曲线的影响。从图 2(a) 中可以看出, D 值随参数 ε_0 的增加而降低, 增幅随应变先增加后降低。同样取弹性模量 $E = 4250$ MPa, 其余参数按图 2(a) 计算, 可以得到参数 ε_0 对岩石受荷应力-应变曲线的影响, 如图 2(b) 所示。从图 2(b) 中可以看出, 岩石受荷过程中, 应力随参数 ε_0 的增加而增加, 峰值强度和峰值应变均有不同程度的提高。峰值前曲线形状在线性阶段基本不随 ε_0 的变化而改变, 非线性阶段随 ε_0 的增加曲线变缓, 并且改变明显。峰值后曲线斜率随 ε_0 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 ε_0 是对岩石宏观统计平均强度大小的反映。

3 受荷裂隙岩体损伤模型

3.1 宏观缺陷耦合的损伤变量

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^[1]。宏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

(a) ε - D 关系曲线(b) ε - σ 关系曲线图 2 参数 ε_0 对受荷损伤力学特性的影响Fig.2 Influence of parameter ε_0 on damage mechanical properties of specimen under loading

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节理裂隙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，预制宏观节理裂隙的扩展，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)~3(d)分别为同时含有宏观和细观缺陷的岩体、仅含宏观缺陷的岩体、仅含细观缺陷的岩石和虚拟的完全不含损伤的岩石，其弹性模量分别为 $\bar{E}_{12}$ 、 $\bar{E}_1$ 、 $\bar{E}_2$ 和 $\bar{E}_0$ ，其在应力 σ 作用下产生的应变分别为 ε_{12} 、 ε_1 、 ε_2 和 ε_0 ，那么根据损伤耦合的条件，则有

$$\varepsilon_{12} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 - \varepsilon_0 \quad (7)$$

若假设宏、细观损伤在应力方向上造成的损伤分别为 D_1 、 D_2 及其耦合损伤为 D_{12} ，则有

$$\frac{\sigma}{\bar{E}_{12}} = \frac{\sigma}{\bar{E}_1} + \frac{\sigma}{\bar{E}_2} - \frac{\sigma}{\bar{E}_0} \quad (8)$$

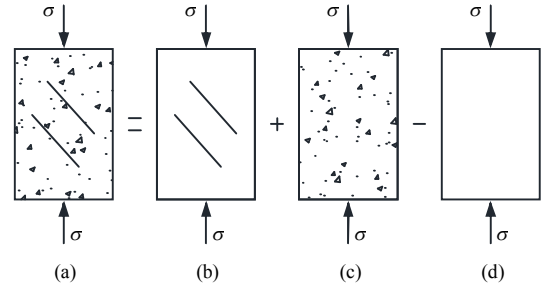


图 3 应变等效计算示意图

Fig.3 Schematic diagram of calculated equivalence strain

由 Lemaitre 假设知

$$\left. \begin{aligned} \bar{E}_{12} &= \bar{E}_0(1 - D_{12}) \\ \bar{E}_1 &= \bar{E}_0(1 - D_1) \\ \bar{E}_2 &= \bar{E}_0(1 - D_2) \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

将式 (9) 代入式 (8)，整理可得

$$D_{12} = 1 - \frac{(1 - D_1)(1 - D_2)}{1 - D_1 D_2} \quad (10)$$

由式 (10) 可知，当岩体仅含宏观损伤时，那么 $D_{12} = D_1$ ，即此时岩体的耦合损伤变量等于岩体的宏观损伤变量；若岩体仅含微观损伤时， $D_{12} = D_2$ ，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细观耦合损伤变量是合理的^[12]。

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弹性模量 $\bar{E}_0$ 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，预制宏观节理裂隙造成的宏观损伤为 D_1 ，完整岩石受荷造成的细观损伤为 D_2 ，预制节理岩体受荷造成的宏细观总损伤为式 D_{12} 。因此，式 (10) 可以推广使用。

3.2 考虑宏观缺陷的损伤变量计算

节理裂隙属于 3 到 4 级结构面，具有数量多和不完全贯通等特点，因而无法逐一单独加以考虑。对于工程岩体，将其中分布的节理裂隙视为宏观缺陷，若以完整岩石初始损伤状态为基准损伤状态，可将宏观缺陷视为宏观损伤。而如何描述节理裂隙宏观缺陷所带来的损伤是岩石力学中的重难点问题，从目前的研究来看，大家普遍认为，应同时考虑裂隙几何特性如裂隙密度、长度、倾角等及力学特性如摩擦角和凝聚力的共同影响，以客观反映裂隙岩体的力学特性。但目前的研究多把裂隙的几何

特性及力学特性分开进行考虑,即先根据裂隙的几何特性定义损伤变量,而后通过修正系数对上述计算结果进行修正^[13-14]。

陈文玲等^[17]基于应变能的角度得到了单轴应力下含非贯通节理岩体的损伤变量表达式,能同时考虑节理的几何及力学特性。为此借鉴该模型思路,以完整岩石初始损伤状态为基准损伤状态,基于断裂力学中应力强度因子的计算方法,建立能综合考虑非贯通裂隙几何及力学特性的损伤变量计算方法。

在单轴应力 σ 作用下,裂隙岩体宏观损伤应变能释放率 R 为^[6]

$$R = -\frac{\sigma^2}{2E_0(1-D_{12})^2} \quad (11)$$

单位体积弹性应变能 $U^{E_{12}}$ 可写为

$$U^{E_{12}} = -(1-D_{12})R = \frac{\sigma^2}{2E_0(1-D_{12})} \quad (12)$$

当岩体不含宏观裂隙时, $D_1=0$,由式(10)可知, $D_{12}=D_2$,此时单位体积弹性应变能 U^{E_0} 为

$$U^{E_0} = \frac{\sigma^2}{2E_0(1-D_2)} \quad (13)$$

裂隙岩体弹性体因裂隙存在而引起的单位体积弹性应变能改变量 ΔU^E 为

$$\Delta U^E = U^{E_{12}} - U^{E_0} = \frac{\sigma^2}{2E_0} \left(\frac{1}{1-D_{12}} - \frac{1}{1-D_2} \right) \quad (14)$$

将式(10)代入式(14),可得

$$\Delta U^E = \frac{\sigma^2}{2E_0} \left(\frac{1}{1-D_1} - 1 \right) \quad (15)$$

根据断裂力学,对于平面应力问题,单位体积岩体内单组倾斜中心裂隙裂隙产生的附加弹性应变能 ΔU 为^[4]

$$\Delta U = \rho_v \int_0^A G dA = \frac{\rho_v}{E_0} \int_0^A (K_I^2 + K_{II}^2) dA \quad (16)$$

式中: A 为裂隙表面积, $A=2Ba$, B 为裂隙深度, a 为裂隙半长; ρ_v 为单组节理裂隙的平均体积密度; G 为能量释放率。

式(15)中的 ΔU^E 和式(16)中的 ΔU 都是由裂隙存在而引起的弹性应变能改变量,二者相等。因此,联立式(15)、(16)可得

$$D_1 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2\rho_v}{\sigma^2} \int_0^A (K_I^2 + K_{II}^2) dA} \quad (17)$$

如图4所示,在单轴压缩荷载下,裂隙面上的正应力和切应力分别为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_n(\sigma, \alpha) &= \sigma \cos^2 \alpha \\ \tau_n(\sigma, \alpha) &= \frac{\sigma}{2} \sin 2\alpha \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

式中: α 为裂隙倾角。

对于闭合裂隙,若设裂隙面的摩擦角为 φ ,则其摩擦系数 $\mu = \tan \varphi$ 。在不考虑裂隙面凝聚力的情况下,可以得到单轴压缩状态下裂隙面上的滑移驱动力 τ_{eff} 为

$$\tau_{\text{eff}} = \begin{cases} 0, & \tan \alpha < \tan \varphi \\ \tau_n - \mu \sigma_n, & \tan \alpha \geq \tan \varphi \end{cases} \quad (19)$$

随着压缩荷载的增加,引起翼裂纹从节理尖端大约以 70.5° 的方向扩展^[6],即沿最大张应力方向扩展,见图4。翼裂纹的形成是由于节理面摩擦滑动所导致的节理尖端局部拉应力引起的。节理尖端翼裂纹I和II型应力强度因子 K_I 和 K_{II} 可参照Lee等^[25]并考虑翼裂纹扩展方向修改为

$$\left. \begin{aligned} K_I &= -\frac{2a\tau_{\text{eff}} \sin \theta}{\sqrt{\pi(l+l^*)}} + \sigma_n(\sigma, \alpha + \theta) \sqrt{\pi l} \\ K_{II} &= -\frac{2a\tau_{\text{eff}} \cos \theta}{\sqrt{\pi(l+l^*)}} - \tau_n(\sigma, \alpha + \theta) \sqrt{\pi l} \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

式中: l 为翼裂纹扩展长度; θ 为节理尖端翼裂纹扩展角,本文取 $\theta = 70.5^\circ$;引入 $l^* = 0.27a$,使 $l=0$ 时, K_I 和 K_{II} 非奇异。

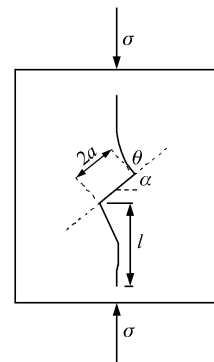


图4 翼裂纹扩展模型示意图

Fig.4 Schematic diagram of wing crack growth model

考虑翼裂纹即将扩展的临界状态,即当翼裂纹扩展长度 $l=0$ 时的翼裂纹应力强度因子 K_I 和 K_{II} 可修正为

$$\left. \begin{aligned} K_I &= -\frac{2\tau_{\text{eff}} \sin \theta}{\sqrt{\pi l^*}} \\ K_{II} &= -\frac{2\tau_{\text{eff}} \cos \theta}{\sqrt{\pi l^*}} \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

式 (21) 为利用无限大体断裂理论得到应力强度因子。分析认为, 平板的尺寸为有限大时应力强度因子与板的尺寸有关, 翼裂纹尖端 I 和 II 型应力强度因子 K_I 和 K_{II} 可参照 Isida^[20], 按裂纹长度和平板宽度修正为

$$\left. \begin{aligned} K_I &= -\frac{2\tau_{\text{eff}} \sin \theta}{\sqrt{\pi l^*}} \sqrt{\sec\left(\frac{\pi a}{w}\right)} \\ K_{II} &= -\frac{2\tau_{\text{eff}} \cos \theta}{\sqrt{\pi l^*}} \sqrt{\sec\left(\frac{\pi a}{w}\right)} \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

式中: w 为平板宽度。

由此可得到非贯通裂隙岩体未发生扩展时的节理尖端应力强度因子, 代入式 (17) 即可得到岩体由于含有一条非贯通裂隙时的宏观损伤变量。可以看出, 由该方法求出的损伤变量不但很好地考虑了裂隙的方向及几何尺寸特性, 而且还同时考虑了裂隙面的强度参数和试件尺寸对损伤的影响。由此求出的裂隙岩体损伤模型将更符合实际情况, 无需采用裂隙的传压及传剪系数对其进行修正。

对于单组单排等间距的非贯通裂隙, 考虑裂隙间的相互作用力, 有效应力强度因子为^[6]

$$\left. \begin{aligned} K_I &= K_{I0} \sqrt{\frac{2}{\pi k} \tan \frac{\pi k}{2}} \\ K_{II} &= K_{II0} \sqrt{\frac{2}{\pi k} \tan \frac{\pi k}{2}} \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

式中: K_{I0} 和 K_{II0} 分别为单个 I、II 裂隙的应力强度因子; K_I 和 K_{II} 分别为多个 I、II 裂隙的应力强度因子; k 为非贯通裂隙的连通率, $k = 2a/b$, 见图 5。

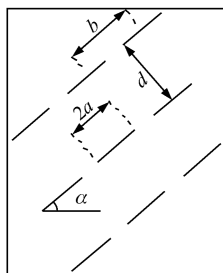


图 5 非贯通裂隙岩体模型

Fig.5 Model of nonpersistently cracked rock mass

对于单组多排非贯通裂隙, 设排间距为 d , 如图 5 所示, 则其有效应力强度因子为^[17]

$$\left. \begin{aligned} K_I &= f(a, b, d) K_{I0} \\ K_{II} &= f(a, b, d) K_{II0} \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

式中: $f(a, b, d)$ 为反映裂隙相互影响的系数; a 、 b 、 d 分别为裂隙的半长度、中心间距、排距。

若假设裂隙上、下排对齐, 则 $f(a, b, d)$ 可采用表 1 中的数值。

表 1 $f(a, b, d)$ 的值
Table 1 Values of $f(a, b, d)$

$d/2a$	$b/2a$				
	∞	5.00	2.50	1.67	1.25
∞	1.000	1.017	1.075	1.208	1.565
5.00	1.016	1.020	1.075	1.208	1.565
1.00	1.257	1.257	1.258	1.292	1.580
0.25	2.094	2.094	2.094	2.094	2.107

将式 (18)、(19)、(23) 代入式 (17) 可得单组单排裂隙的宏观损伤变量为

$$D_1 = \begin{cases} 0, & \tan \alpha < \tan \varphi \\ 1 - \frac{1}{1 + \frac{12\rho_v m_0 a^2 B}{k^2} \tan \frac{\pi k}{2} \sec\left(\frac{\pi a}{w}\right)}, & \tan \alpha \geq \tan \varphi \end{cases} \quad (25)$$

同理将式 (18)、(19)、(24) 代入式 (17) 可得单组多排裂隙的宏观损伤变量为

$$D_1 = \begin{cases} 0, & \tan \alpha < \tan \varphi \\ 1 - \frac{1}{1 + 18.86\rho_v m_0 a^2 B f^2(a, b, d) \sec\left(\frac{\pi a}{w}\right)}, & \tan \alpha \geq \tan \varphi \end{cases} \quad (26)$$

其中,

$$m_0 = \cos^2 \alpha (\sin \alpha - \cos \alpha \tan \varphi)^2 \quad (27)$$

式中: ρ_v 可参考文献[16]进行计算; B 为裂隙深度。

3.3 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 (10) 所示的宏观耦合损伤变量, 则可得到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

$$\sigma = E_0 \frac{(1-D_1)(1-D_2)}{1-D_1D_2} \varepsilon \quad (28)$$

式中: σ 为应力分量; ε 为应变分量; E_0 为基准损伤状态完整岩石的弹性模量; 细观受荷损伤 D_2 按式 (4) 计算。

4 计算实例与模型验证

为验证本文所建模型在描述裂隙岩体变形及强度上的有效性, 利用陈新等^[18]所做的张开预制裂隙石膏试验结果进行对比分析。图 6 为文献[18]给出的试件尺寸及加载方式, 试件为正方形板。鉴于研究有限体的三维断裂存在诸多困难, 可将三维模型概化为二维模型的方式进行研究^[19], 概化的平面模型如图 7 所示。

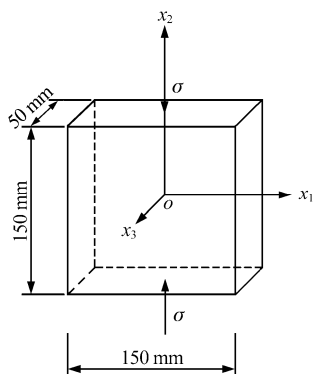


图 6 试件尺寸及加载方式

Fig.6 Size of specimen and loading modes

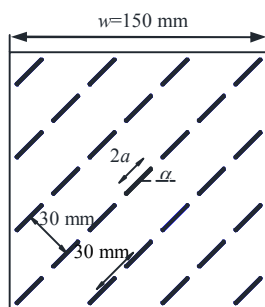
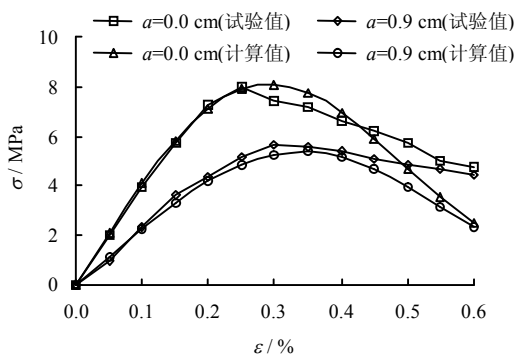


图 7 裂隙岩体二维力学模型

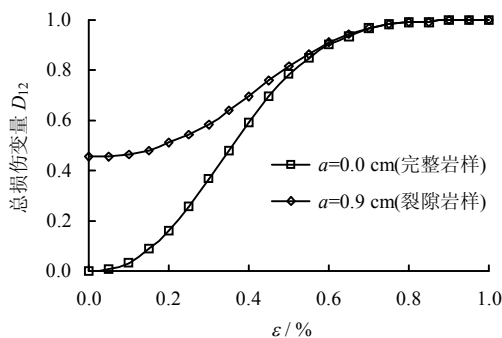
Fig.7 2D mechanical model of fractured rock mass

裂隙连通率 k 定义为裂隙所在平面内的面积比率, 有 $k = 2a/b$, k 分别为 0.0、0.2、0.4、0.6、0.8, 对应裂隙半长 a 分别为 0.0、0.3、0.6、0.9、1.2 cm。图 8(a)给出完整岩石 ($a = 0.0$) 与裂隙岩体 ($a = 0.9$ cm, $\alpha = 75^\circ$) 计算的应力-应变关系曲线和试验得到的应力-应变关系值, 图 8(b)给出了对应岩样的损伤演化曲线, 计算参数见表 2。完整岩石计算

应力-应变关系曲线采用 Weibull 分布的损伤模型进行描述, 通过式 (4) 反演计算完整岩石的未知力学参数值, 得到完整岩石的计算应力-应变关系曲线。裂隙岩体应力-应变关系按式 (28) 计算, 其中 D_1 按式 (26) 计算, 因预制裂隙为张开型, 内摩擦角 φ 取为 0, 其余计算参数见表 2。



(a) ε - σ 关系曲线



(b) ε - D_{12} 关系曲线

图 8 计算结果与试验结果比较

Fig.8 Comparison between calculation and test results

表 2 计算参数

Table 2 Parameters for calculation

弹性模量 E_0 / GPa	泊松比	拟合参数		裂隙体积密度 ρ_v / cm ⁻³	裂隙深度 B / cm	平板宽度 w / cm	平板 $f(a,b,d)$
		m	ε_0				
4.25	0.11	2.345	0.004 188	0.11	5	15	1.248

从图 8(a)可以看到, 基于 Weibull 分布的细观损伤模型能够较好反映无裂隙的完整岩石的应力-应变曲线特征, 特别是在峰值强度之前完整岩石的计算曲线与实际试验的受荷过程吻合较好; 由于裂隙的存在, 峰值强度计算值从 8.07 MPa 下降至 5.37 MPa, 试验值从 7.98 MPa 下降至 5.58 MPa; 峰值应变计算值从 0.003 增加到 0.003 5, 峰值应变试验值从 0.002 5 增加到 0.003。从峰值强度下降和峰值应变增加来看, 当岩体存在裂隙等宏观缺陷时, 强度和刚度都会在一定程度上得到弱化, 延性增大。从计

算得到的应力-应变曲线不难看出,裂隙岩体与完整岩石的应力差值为在峰值强度以前随应变增加而逐渐加大,而在峰值强度以后随应变增加而逐渐减小,最后二者的残余强度基本相等,这一现象与试验测试结果较为相符。由图 8(b)也可以看出,随应变增加,裂隙岩样与完整岩样的受荷损伤演化曲线相互靠近,趋于重合。分析认为,完整岩石在压缩荷载下,经过峰值强度后也会有宏观裂隙产生,也就是说峰值强度后的岩石也是同时含有宏细观缺陷的试件,其力学行为也会受到宏细观缺陷的共同影响,因此,峰值强度后完整岩石与初始状态就含有宏观裂隙的岩体应力差值逐渐减小,具有相近的残余强度。从裂隙岩体的计算结果与试验结果来看,二者也可以吻合得较好,说明本文提出的基于宏细观缺陷耦合的损伤模型能够较好反映非贯通裂隙岩体的强度和变形特性。

图 9 给出了裂隙岩体宏观损伤值 D_1 随裂隙倾角的变化规律。从图中可以看出,宏观损伤值 D_1 随裂隙贯通度(裂隙长度)的增加而增加,宏观损伤值 D_1 随裂隙倾角的变化规律也随裂隙贯通程度(裂隙长度)的增加而愈加明显, $\alpha = 45^\circ$ 时损伤取得最大值,且 45° 前后的损伤值差别较小。由于宏观损伤变量可以定义为

$$D_1 = 1 - E_j / E_0 \quad (29)$$

式中: E_j 为裂隙岩体等效弹性模量; E_0 为完整岩石的弹性模量。

那么裂隙岩体的等效弹性模量随裂隙贯通率的变化规律如图 10 所示,可以看出,计算曲线与试验结果大体一致,随着贯通率的增加,裂隙岩体等效弹性模量逐渐降低,这也符合宏观损伤 D_1 随贯通率增加而增大的规律,但在 $\alpha = 90^\circ$ 时等效弹性模量

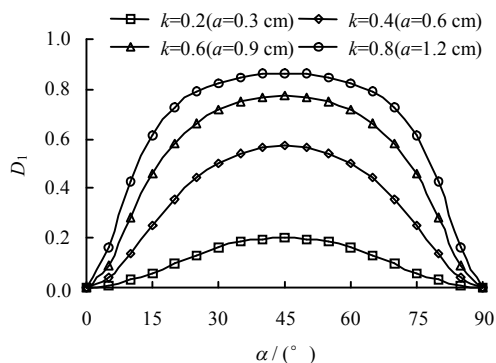
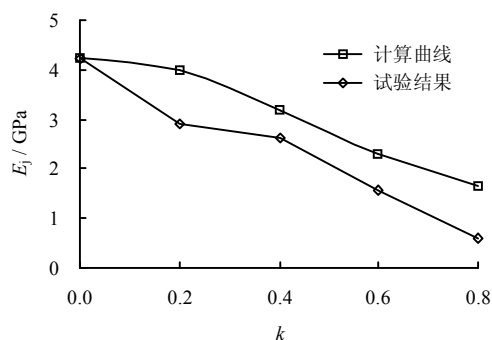
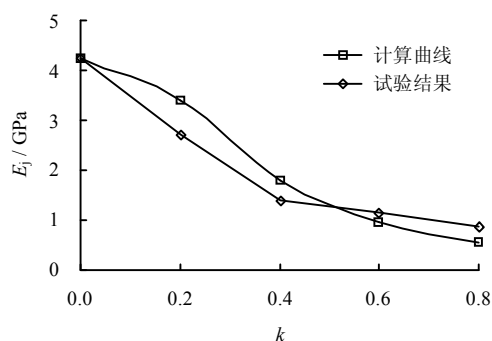


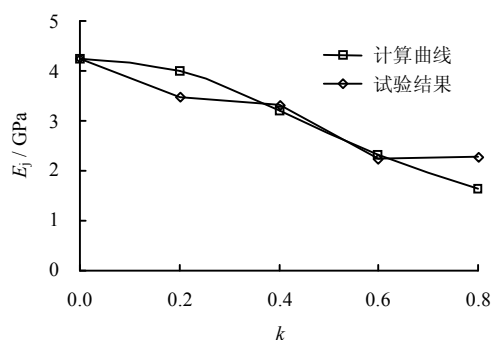
图 9 裂隙岩体宏观损伤变量随裂隙倾角变化曲线
Fig.9 Variation curves of macroscopic damage variable of fractured rock mass with various joint inclination angles



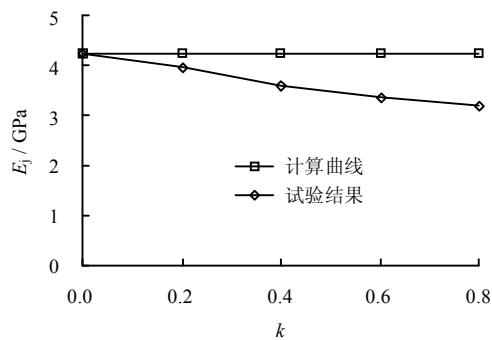
(a) $\alpha = 15^\circ$



(b) $\alpha = 45^\circ$



(c) $\alpha = 75^\circ$



(d) $\alpha = 90^\circ$

图 10 不同裂隙倾角时裂隙岩体等效弹性模量随裂隙贯通率的变化曲线

Fig.10 Variation curves of equivalent elastic modulus with joint connectivity rate of fractured rock mass with various joint inclination angles

的计算曲线与试验结果有一定偏差,分析认为,裂隙岩体在受荷过程中,弹性阶段裂隙没有闭合可能会导致弹性模量的大幅度降低,因而即便是 $\alpha = 90^\circ$ 的裂隙岩体弹性模量也会有不同程度的降低。

图 11 给出了裂隙岩体宏观耦合损伤值 D_{12} 随裂隙倾角的变化规律, D_{12} 的计算以完整岩石的初始损伤状态为基准损伤状态,以应变达到峰值应变时作为计算状态,从图中可以看出宏观耦合损伤值 D_{12} 随裂隙倾角的变化规律与 D_1 随裂隙倾角的变化规律相似,这说明对于一定荷载下某一应变值的宏观耦合损伤来讲,裂隙宏观损伤 D_1 对宏观耦合损伤变量 D_{12} 影响较大。由式(28)可知,裂隙岩体峰值强度 σ_j 可以表示为

$$\sigma_j = E_0(1 - D_{12})\varepsilon_f \quad (30)$$

式中: ε_f 为裂隙岩体峰值强度对应的峰值应变。

那么裂隙岩体的峰值强度随裂隙贯通率的变化规律如图 12 所示,可以看出,随着贯通率的增加,裂隙岩体的峰值强度逐渐降低,这也符合宏观耦合损伤 D_{12} 随贯通率增加而增大的规律,并且在 $\alpha = 90^\circ$ 时裂隙岩体峰值强度基本与完整岩石峰值强度保持一致,试验结果也论证了这一点,这也弥补了 $\alpha = 90^\circ$ 时裂隙岩体弹性模量计算值与试验值不相符的缺憾。

图 13 给出了贯通率 $k = 0.6$ 时,不同裂隙内摩擦角下,裂隙岩体强度随裂隙倾角的变化规律,可以看出,当裂隙倾角 α 小于裂隙面内摩擦角 φ_j 时,裂隙面形成自锁,此时裂隙试件的峰值强度可按完整岩样处理。在本算例下断续裂隙岩体最易在 $\alpha = 45^\circ + \varphi_j/2$ 时发生沿裂隙面的剪切滑移破坏,此时裂隙岩体强度最低,这与贯通裂隙岩体研究所取得的认识一致^[7-10]。前文裂隙岩体试验强度的最小值出现在 $\alpha = 45^\circ$ 时,而非一般认为的 $\alpha = 60^\circ$ ^[19],

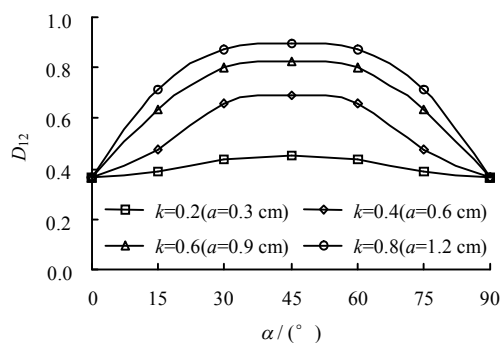


图 11 裂隙岩体宏观耦合损伤变量随裂隙倾角变化曲线
Fig.11 Variation curves of damage variable based on macroscopic and microscopic coupling of fractured rock mass with various joint inclination angles

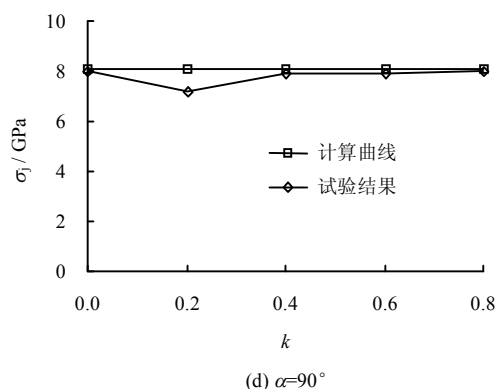
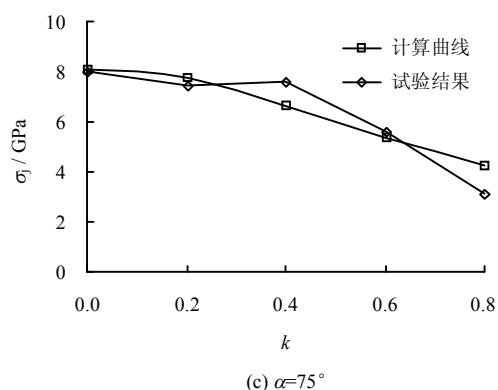
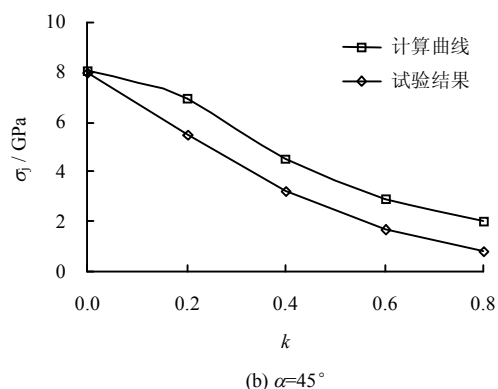
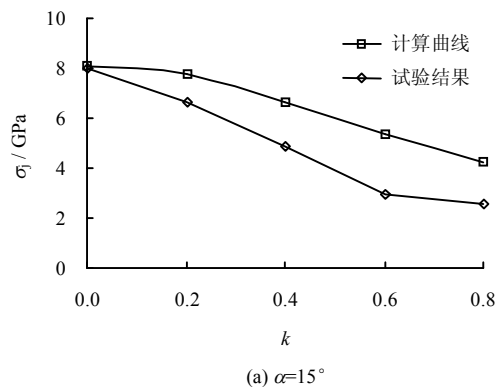


图 12 不同裂隙倾角时裂隙岩体峰值强度随裂隙贯通率的变化

Fig.12 Variation curves of peak strength with joint connectivity rate of fractured rock mass with various joint inclination angles

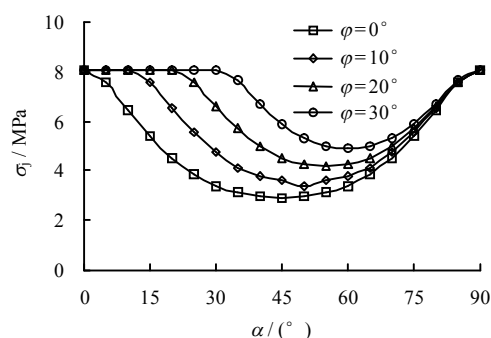


图 13 不同裂隙内摩擦角时岩体峰值强度随裂隙倾角的变化曲线

Fig.13 Variation curves of peak strength with various joint inclination angles of fractured rock mass at different joint internal friction angles

分析认为, 试验采用的裂隙试件为一组张开预制节理, 在受荷过程中不闭合, 裂隙面间无摩擦, 因此, 裂隙岩体强度的最小值发生在 $\alpha = 45^\circ$ 时。从图 11 也可以看出, 当计算模型采用内摩擦角 $\varphi = 0^\circ$ 进行计算的宏细观耦合损伤值 D_{12} 在 $\alpha = 45^\circ$ 时取得最大值, 反映到强度上则为最小值。这也说明本文所采用的计算模型趋于合理。

根据本文提出的基于宏细观耦合的受荷裂隙岩体损伤模型与前文的试验结果及分析结论吻合较好, 并且符合现有认识, 说明本文提出的描述受荷裂隙岩体的损伤模型具有良好可靠性。

5 结 论

(1) 基于岩体内同时含有节理裂隙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细观缺陷耦合的复合损伤模型, 并采用损伤力学和断裂力学的理论给出了综合考虑裂隙几何参数特性和力学参数特性的宏观损伤变量的计算方法, 推导了有限平板尺寸单组裂隙岩体的宏观损伤变量的解析表达式。采用算例证明了所提宏细观耦合的损伤模型在反映非贯通裂隙岩体变形和强度上的有效性, 并利用试验数据对完整岩石细观损伤模型和非贯通裂隙岩体宏细观耦合损伤模型作了比较。

(2) 基于 Weibull 分布的统计损伤模型能较好地反映完整岩石在受荷过程中的应力-应变行为特征; 由于裂隙的存在会在不同程度上使岩体的强度和刚度弱化, 增加岩体的延性。受荷完整岩石和裂隙岩体在峰值强度以前应力应变行为差异较大, 峰值强度以后差异逐渐减小, 最后趋于一致, 二者具有相近的残余强度。

(3) 基于宏细观缺陷耦合的损伤模型中含有完整岩石的变形和强度参数, 同时含有非贯通裂隙的

主要几何特征参数以及力学参数, 而且考虑了试件尺寸大小对结果的影响, 能比较全面地考虑非贯通裂隙岩体的宏观损伤和细观受荷损伤行为, 克服了以往宏观损伤变量需要引入传压系数和传剪系数的不足, 以及利用无限大板理论进行计算带来的误差。

(4) 裂隙岩体的弹性模量和峰值强度随裂隙贯通程度的增加而降低, 但二者变化规律不完全相同, 分别采用宏观损伤变量 D_1 和宏细观耦合损伤变量 D_{12} 来描述, $\alpha = 90^\circ$ 时峰值强度计算值与试验值较为吻合, 但弹性模量的计算值与试验值差异明显。

(5) 张开型非贯通裂隙在受荷过程中基本不闭合, 裂隙面无摩擦力, 因此, 峰值强度在 $\alpha = 45^\circ$ 时取得最低值。一般闭合裂隙岩体试件易在 $\alpha = 60^\circ$ 附近发生破坏, 这是因为受荷过程中裂隙面间存在摩擦, 而且内摩擦角对裂隙岩体受荷力学行为影响较大, 不可忽略。

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: [s. n.], 2000: 327—329.
- [2] 刘红岩, 吕淑然, 邢闯峰, 等. 宏微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. Test study on the law of macro and micro flaws effects on the mechanical properties of rockmass[J]. *Journal of Natural Disasters*, 2013, 22(5): 134—139.
- [3] 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—202.
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—202.
- [4] 易顺民, 朱珍德. 裂隙岩体损伤力学导论[M]. 北京: 科学出版社, 2005: 3—7.
- [5] JANSON J, HULT J. Fracture mechanics and damage mechanics a combined approach[J]. *Journal de Mecanique Appliquee*, 1977, 1(1): 69—84.
- [6] 吕建国, 王志乔, 刘红岩. 岩石断裂与损伤[M]. 北京: 地质出版社, 2013: 141—146.
- [7] JAEGER J, COOK N. Fundamentals of rock mechanics[M]. London: Chapman and Hall Ltd., 1969: 100—105.
- [8] 谷德振. 岩体工程地质力学基础[M]. 北京: 科学出版

- 社, 1983: 222—240.
- [9] 孙广忠, 孙毅. 岩体力学原理[M]. 北京: 科学出版社, 2011: 44—50.
- [10] 刘红岩, 黄妤诗, 吕淑然, 等. 基于变形元件的节理岩体压缩损伤本构模型[J]. 中南大学学报 (自然科学版), 2014, 45(6): 2014—2020.
- LIU Hong-yan, HUANG Yu-shi, LÜ Shu-ran, et al. A compression damage constitutive model of jointed rock mass based on deformation components[J]. **Journal of Central South University (Science and Technology Edition)**, 2014, 45(6): 2014—2020.
- [11] 刘红岩, 吕淑然, 张力民. 基于组合模型法的贯通节理岩体动态损伤本构模型[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(10): 1814—1821.
- LIU Hong-yan, LÜ Shu-ran, ZHANG Li-min. Dynamic damage constitutive model for persistent jointed rock mass based on combination model method[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2014, 36(10): 1841—1821.
- [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] KAWAMOTO T, ICHIKAWA Y, KYOYA T. Deformation and fracturing behavior of discontinuous rock mass and damage mechanics theory[J]. **International Journal for Numerical and Analytical Method in Geomechanics**, 1988, 12(1): 1—30.
- [14] SWOBODA G, SHEN X P, ROSAS L. Damage model for jointed rock mass and its application to tunneling[J]. **Computers and Geotechnics**, 1998, 22(3—4): 183—203.
- [15] 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, 9(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, 9(2): 108—119.
- [16] 朱维申, 张强勇. 节理岩体脆弹性断裂损伤模型及其工程应用[J]. 岩石力学与工程学报, 1999, 18(3): 245—249.
- ZHU Wei-shen, ZHANG Qiang-yong. Brittle elastic fracture damage constitutive model of jointed rock mass and its application to engineering[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 1999, 18(3): 245—249.
- [17] 陈文玲, 李宁. 含非贯通裂隙岩体介质的损伤模型[J]. 岩土工程学报, 2000, 22(4): 430—434.
- CHEN Wen-ling, LI Ning. Damage model of the rock mass medium with intermittent cracks[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2000, 22(4): 430—434.
- [18] 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.
- [19] 任利, 谢和平, 谢凌志, 等. 基于断裂力学的裂隙岩体强度分析初探[J]. 工程力学, 2013, 30(2): 156—162.
- REN Li, XIE He-ping, XIE Ling-zhi, et al. Preliminary study on strength of cracked rock specimen based on fracture mechanics[J]. **Engineering Mechanics**, 2013, 30(2): 156—162.
- [20] ISIDA M. On the tension of a strip with a central elliptical hole[J]. **Transactions of the Japan Society of Mechanical Engineering**, 1955, 21(107): 507—518.
- [21] 王静, 师俊平. 有限板中裂纹应力强度因子的计算[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(6): 963—968.
- WANG Jing, SHI Jun-ping. Calculation of stress intensity factor for crack in a finite plate[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(6): 963—968.
- [22] GRADY D E, KIPP M E. The micromechanics of impact fracture of rock[J]. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, 1979, 16(5): 293—302.
- [23] 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 & Engineering**, 1986, 55: 301—320.
- [24] WANG Z L, LI Y C, WANG J G. A damage-softening statistical constitutive model considering rock residual strength[J]. **Computers & Geosciences**, 2007, 33(1): 1—9.
- [25] LEE S, RAVICHANDRAN G. Crack initiation in brittle solids under multiaxial compression[J]. **Engineering Fracture Mechanics**, 2003, 70(13): 1645—1658.