

DOI: 10.11779/CJGE201603005

非贯通节理岩体单轴压缩动态损伤本构模型

刘红岩^{1, 2}, 王新生³, 张力民^{4, 5}, 张力国⁵

(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; 3. 河南理工大学土木工程学院, 河南 焦作 454000; 4. 北京科技大学土木与环境工程学院, 北京 100083; 5. 河北钢铁集团矿业有限公司, 河北 唐山 063000)

摘要: 非贯通节理岩体是同时含有节理、裂隙等宏观缺陷及微裂隙、微孔洞等细观缺陷的复合损伤地质材料, 基于此提出了在非贯通节理岩体动态损伤本构模型中应同时考虑宏、细观缺陷的观点。首先对基于细观动态断裂机理的经典动态损伤本构模型——TCK 模型进行了阐述, 其次针对目前节理岩体损伤变量定义中仅考虑节理几何参数而未考虑其强度参数的不足, 基于能量原理和断裂力学理论推导得出了同时考虑节理几何及强度参数的宏观损伤变量(张量)的计算公式; 第三, 基于 Lemaitre 等效应变假设推导了综合考虑宏、细观缺陷的复合损伤变量(张量); 第四, 借鉴前人基于复合材料力学的观点, 考虑了节理法向及切向刚度等变形参数对岩体动态力学特性的影响, 进而建立了基于 TCK 模型的非贯通节理岩体单轴压缩动态损伤本构模型。并利用该模型讨论了载荷应变率、节理内摩擦角、节理厚度、节理法向及切向刚度和节理倾角等对岩体动态力学特性的影响规律。计算结果与目前的理论及试验研究结果比较吻合, 从而说明了该模型的合理性。

关键词: 岩体; 非贯通节理; 动态损伤本构模型; 宏、细观缺陷; 损伤耦合; 应力强度因子; 等效弹性模型

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2016)03-0426-11

作者简介: 刘红岩(1975-), 男, 博士, 教授, 注册岩土工程师, 高级爆破工程师, 主要从事岩土工程方面的教学和科研。E-mail: lhy1204@cugb.edu.cn。

A dynamic damage constitutive model for rock mass with non-persistent joints under uniaxial compression

LIU Hong-yan^{1,2}, WANG Xin-sheng³, ZAHNG Li-min^{4,5}, ZHANG Li-guo⁵

(1. College of Engineering & Technology, China University of Geosciences (Beijing), Beijing 100083, China; 2. School of Engineering, Tibet University, Lhasa 850000, China; 3. College of Civil Engineering, Henan Polytechnic University, Jiaozuo 454000, China; 4. Civil and Environmental Engineering School, University of Science and Technology Beijing, Beijing 100083, China; 5. Hebei Iron and Steel Group Mining Co., Ltd., Tangshan 063000, China)

Abstract: The rock mass with non-persistent joints is a kind of compound damage geological material which contains both the macroscopic flaws such as the joint and crack and the mesoscopic ones such as the microcrack and microhole. Therefore, the viewpoint that the above two kinds of flaws should be simultaneously considered in the dynamic damage constitutive model for jointed rock mass is proposed. Firstly, the classic rock dynamic damage constitutive model, based on mesoscopic dynamic fracture mechanism namely TCK model, is discussed. Secondly, aiming at the shortcoming that the geometrical parameters are only considered but the strength ones are not in the current damage variable definition, the computational formula for the macroscopic damage variable (tensor) of the jointed rock mass which can consider the geometrical and strength parameters at the same time is obtained based on the energy principle and fracture mechanics theory. Thirdly, the compound damage variable (tensor) comprehensively considering macroscopic and mesoscopic flaws based on the Lemaitre equivalent strain hypothesis is deduced. Fourthly, based on the viewpoint of the compound material mechanics proposed by others, the effect of the joint deformation parameters such as the normal and shear stiffness on the dynamic mechanical behavior of rock mass is considered. Finally, the corresponding dynamic damage constitutive model for the jointed rock mass under uniaxial compression based on TCK model is established. The effects of the strain ratio of loads, internal friction angle of joints, joint depth, shear and normal stiffnesses of joints and dip angles of joints on the dynamic mechanical behavior of rock mass are discussed using the proposed model. The calculated results fit very well the current

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费专项资金项目(2-9-2014-019, 2-9-2015-263)

收稿日期: 2014-11-04

experimental and theoretical ones, indicating the rationality of the proposed model.

Key words: rock mass; non-persistent joint; dynamic damage constitutive model; macro-mesoscopic flaw; damage coupling; stress intensity factor; equivalent elastic model

0 引言

岩体是由宏观上相对完整的岩石块体及节理、裂隙网络所组成, 而宏观上相对完整的岩石又是由多种矿物颗粒胶结而成, 因此在其内部必然存在大量的微裂纹、微孔洞等细观缺陷。所以岩体是同时含有微裂纹、微孔洞等细观缺陷(细观损伤)及节理、裂隙等宏观缺陷(宏观损伤)的复合损伤地质材料, 这两类损伤也分别以不同的作用机理对岩体的力学特性产生影响。基于岩石爆破的实际需要, Budiamsky^[1]于1970s中期采用细观力学对岩石中弥散分布的微裂纹群进行了分析, 进而建立了相应的岩石爆破损伤模型。Grady等^[2]认为岩石中含有大量服从双参数Weibull分布的原生微裂纹, 在外载下, 其中一些微裂纹被激活并扩展, 由此提出了岩石爆破各向同性损伤模型, 即GK模型。Taylor等^[3]引进Budiamsky等^[1]的有效体积模量和泊松比与微裂纹密度的关系表达式和Grady给出的碎块尺寸表达式, 建立了损伤变量与微裂纹密度之间的关系式, 并将损伤变量以率形式耦合到动态本构方程中从而建立了著名的TCK模型(即Taylor-Chen-Kuszmaul模型)。而后, 又有不少学者从岩石的细观动态断裂角度出发提出了多种损伤本构模型^[4-7]。然而上述本构模型由于没有考虑岩体中存在的节理、裂隙等宏观缺陷, 因此仅能用于描述宏观上相对完整的岩石。根据节理在岩体内是否贯通, 可以分为贯通及非贯通节理, 而由于贯通节理岩体往往可以看作是由节理与岩石块体组成的复合介质, 且在载荷作用下往往产生沿节理面的剪切破坏或岩块的张拉破坏, 因而对其本构模型的研究则相对简单, 也取得了较丰富的研究成果^[8-9]。但是由于非贯通节理在外载下则往往会沿节理尖端发生扩展, 因而非贯通节理岩体的破坏机理往往要复杂得多, 导致目前几乎没有关于非贯通节理岩体动态本构模型的文献发表。而由于实际工程岩体大都含有非贯通节理, 因此迫切需要对非贯通节理岩体的动态损伤本构模型进行研究, 以深入探讨其在地震、爆炸等动载下的破坏机理。

因此, 本文基于复合损伤力学的观点, 即认为非贯通节理岩体是同时包含微裂隙、微孔洞等细观缺陷和节理、裂隙等宏观缺陷的复合损伤材料。而相关数值试验结果也表明^[10]岩体内同时存在的宏、细观损伤均对岩体的力学性质产生影响, 而且这两种不同尺度的缺陷之间还可能存在着复杂的相互作用。因此, 如何更好地同时反映这两类缺陷对非贯通节理岩体动态

力学特性的影响则是目前亟待解决的一个重要课题。

在外载下岩体内的初始细观损伤可以发展成为宏观损伤, 而且从损伤的尺度问题与损伤识别的尺度问题来看, 岩体的宏观损伤与细观损伤之间并无严格界限, 它们通常与所研究问题的尺度有关。但是, 为了工程分析方便, 对岩体的宏、细观损伤进行分类研究, 然后进行耦合计算分析是十分必要的^[11]。为此, 本文以TCK模型为基础, 基于损伤及断裂力学推导出非贯通节理岩体的宏观损伤变量(张量), 进而根据Lemaître等效假设建立综合考虑宏、细观缺陷的损伤变量(张量), 并由此建立相应的非贯通节理岩体动态损伤本构模型。同时考虑节理变形参数即弹性模量、泊松比或法向及切向刚度等对上述模型进行修正, 最终得到同时考虑节理强度及变形参数的岩体动态损伤本构模型, 并对其合理性进行初步验证。

1 岩石细观动态损伤 TCK 模型简介

如前所述, TCK 模型是由 Taylor、Chen 和 Kuszmaul 于 1986 年提出并获得了学术界的广泛认可。其建立过程已在相关文献中有详细阐述^[12], 这里就不再重述。

在 TCK 模型中, 岩石单轴压缩动态本构关系为

$$\sigma(t) = E(1-\omega)\varepsilon = E(1-\alpha\dot{\varepsilon}^{-3}\varepsilon^{m+3})\varepsilon \quad (1)$$

式中 σ 为应力; ε 和 $\dot{\varepsilon}$ 分别为岩石的轴向应变及应变速率, 且有 $\varepsilon=\dot{\varepsilon}t$; t 为时间; E 为岩石材料的固有弹性模量; ω ($0 \leq \omega \leq 1$) 为岩石损伤标量;

$$\alpha = \frac{8\pi c_g^3 k}{(m+1)(m+2)(m+3)}, \text{ 其中 } c_g \text{ 裂纹扩展速度, 研究表明裂纹扩展速度约等于理论瑞利波 } C_R \text{ 的 } 0.34 \sim 0.66 \text{ 倍, 本文取为 } 0.5 \text{ 倍。而 } C_R \approx 0.58 C_l \quad (C_l \text{ 为弹性纵波速度}), \text{ 那么裂纹扩展速度与弹性纵波波速之间的关系则为: } c_g \approx 0.5 C_R \approx 0.29 C_l \quad k, m \text{ 是损伤模型引入的两个重要的岩石参数, 参数 } m \text{ 把岩石材料的极限拉伸应力和应变速率联系起来, Grady 等 } [12] \text{ 研究认为 } m \text{ 常数。材料参数 } k \text{ 的定义和物理意义尚不明确, } k \text{ 值的确定由不同应变速率的拉伸断裂试验得出, 到目前为止, 仅有美国 Sandia 国家实验室提供了一组油母页岩的试验数据。}$$

2 考虑宏观缺陷的非贯通节理岩体损伤本构模型

目前如何描述节理对岩体力学特性的影响则是

岩石力学研究的重点和难点问题。这一方面是由于节理明显不同于为数不多的断层，二者的主要区别在于断层规模大、数量少，因而可以采用节理单元进行模拟，而节理属于三到四级结构面，具有数量多及不完全贯通等特点，因而无法逐一单独加以考虑。为此，不少学者借助于损伤力学的方法对其进行研究，即认为节理的存在必然会造成岩体强度降低、刚度劣化。假定损伤后的岩体本构关系仍服从虎克定律，则节理对岩体的损伤就体现为弹性常数的弱化，即节理岩体的弹性常数与损伤张量之间的关系，可以表示为

$$[\mathbf{D}] = (\mathbf{I} - \boldsymbol{\Omega}) [\mathbf{D}_0] \quad (2)$$

式中 $[\mathbf{D}_0]$ ， $[\mathbf{D}]$ 分别为完整岩块和节理岩体的弹性张量； \mathbf{I} 为单位张量； $\boldsymbol{\Omega}$ 为节理对岩体造成的损伤张量。

因此节理岩体损伤本构模型的研究就归结为损伤张量的计算。下面就以平面二维问题为例，讨论节理岩体损伤张量的计算方法。目前许多学者也从不同角度提出了多种不同定义方法。如 Kyoya 等^[13]将含有一组平行节理的岩体损伤张量定义为

$$\boldsymbol{\Omega} = \frac{l}{V} \sum_{k=1}^N \mathbf{a}_k (\mathbf{n}_k \otimes \mathbf{n}_k) \quad , \quad (3)$$

式中， $\boldsymbol{\Omega}$ 为节理岩体损伤张量， l 为节理平均间距， V 为样本体积， N 为样本中节理数， \mathbf{a}_k 为样本中第 k 条节理表面积， \mathbf{n}_k 为样本中第 k 条节理表面上的单位法向矢量。

这也是目前节理岩体几何损伤理论中常用的损伤张量计算方法之一。但是该定义方法的缺陷也是显而易见的，主要是该方法仅考虑了节理几何性质即节理长度及倾角的影响，而未考虑节理强度性质如抗剪强度的影响，也即是说这种定义方法认为损伤是无法传递应力的，这对于拉伸荷载下的岩体力学特性较为接近，而与压缩荷载下的岩体力学特性则相差甚远。这主要是由于在压缩荷载下，节理面两侧的岩体将在节理面处发生闭合及摩擦滑动，而此时节理面将能够传递部分压应力和剪应力，而且传递系数的大小也与节理面的抗剪强度如摩擦角和黏聚力等密切相关。为此，不少学者又采用不同方法对仅考虑节理几何特性的损伤模型进行修正，如 Kawamoto 等^[14]通过引入节理传压及传剪系数来考虑压缩荷载下节理能够传递部分压应力与剪应力的特点以对上述模型进行修正，但如何准确确定这两个系数又成为新的难题。而 Swoboda 等^[15]则通过引入反映裂缝或节理面接触情况的材料参数 H_d ($0 \leq H_d < 1$) 来考虑节理表面接触情况对应力传递的影响，同样该参数的确定目前也主要是以经验为主。

因此，由目前的研究可以看出，在节理岩体损伤

本构模型研究中，大家已普遍认为应同时考虑节理几何特性如节理长度、倾角、条数等及强度特性如摩擦角和黏聚力的共同影响，也只有这样才能更客观地反映节理岩体的力学特性。只是目前的研究仍是把节理的几何及力学特性分开进行考虑，即首先根据节理的几何特性定义损伤张量，而后通过节理的强度特性对上述计算结果进行修正，这不但造成该模型在使用上的不便，而且由于经验参数取值的随意性大造成了理论计算结果难以真正应用于工程实践。那么能否提出一个同时反映节理几何及强度特性的损伤张量呢？这样的损伤张量不但更符合节理岩体的真实破坏机理，而且简洁、便于工程应用，能够在很大程度上避免由于人为参数选取而导致的误差。为此不少学者都开展了相关研究，如 Li 等^[16]基于应变能的角度得出了含非贯通节理岩体的细观损伤张量表达式，它很好地同时考虑了节理的几何及强度特性。这为非贯通节理岩体损伤力学研究提供了一条很好的思路，为此本文借鉴该模型的研究思路，基于断裂力学中应力强度因子的计算方法建立能够综合考虑节理几何及强度特性的损伤张量计算方法。

2.1 非贯通节理岩体损伤模型的建立

根据断裂力学，对于平面应变问题，弹性体因节理存在而引起的附加应变能增加量 U_1 为^[16]（由于平面问题不涉及III型裂纹的扩展问题，因此取III型应力强度因子 $K_{III}=0$ ）：

$$U_1 = \int_0^A G dA = \frac{1-\nu^2}{E} \int_0^A (K_I^2 + K_{II}^2) dA \quad , \quad (4)$$

式中， E ， ν 分别为弹性体的弹性模量及泊松比， G 为能量释放率， K_I ， K_{II} 分别为节理尖端的 I， II 型应力强度因子， A 为节理表面积。

单个节理时： $A=Ba$ （单边节理）或 $2Ba$ （中心节理）；多个节理时： $A=NBa$ （单边节理）或 $2NBa$ （中心节理）。其中： N 为节理个数， B 为节理深度， a 为节理半长。

在单轴应力 σ 下，损伤应变能释放率为^[17]

$$Y = -\frac{\sigma^2}{2E(1-D)^2} \quad . \quad (5)$$

另 U^E 表示应力 σ 对应的单位体积弹性应变能，在单轴应力状态下该弹性应变能可写为^[18]

$$U^E = -(1-D) Y \quad , \quad (6)$$

把式（5）代入式（6）可得

$$U^E = \frac{\sigma^2}{2E(1-D)} \quad , \quad (7)$$

当岩体内不含节理时，则 $D=0$ ，此时式（7）为

$$U_0^E = \frac{\sigma^2}{2E} \quad . \quad (8)$$

因节理而引起的单位体积弹性应变能改变量为

$$\Delta U^E = U^E - U_0^E = \frac{\sigma^2}{2E(1-D)} - \frac{\sigma^2}{2E}。 \quad (9)$$

假设研究对象的体积为 V , 弹性体因节理而引起的弹性应变能改变量为

$$\Delta U^E = V \left[\frac{\sigma^2}{2E(1-D)} - \frac{\sigma^2}{2E} \right]。 \quad (10)$$

式(10)中的 ΔU^E 和式(4)中的 U_1 都是由节理而引起的弹性应变能改变量, 二者应相等, 即

$$\Delta U^E = U_1， \quad (11)$$

或

$$\frac{1-\nu^2}{E} \int_0^A (K_I^2 + K_{II}^2) dA = V \left[\frac{\sigma^2}{2E(1-D)} - \frac{\sigma^2}{2E} \right]， \quad (12)$$

由式(12)可得

$$D = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2(1-\nu^2)}{V} \frac{1}{\sigma^2} \int_0^A (K_I^2 + K_{II}^2) dA}， \quad (13)$$

下面对节理岩体进行受力分析, 求出 K_I , K_{II} 表达式。

2.2 应力强度因子计算

(1) 单条非贯通节理岩体的应力强度因子

如图1所示, 在压缩荷载下, 剪应力使得节理表面有滑动趋势。由于节理闭合, 摩擦力方向与滑移方向相反, 当沿节理面的剪应力超过摩擦力时, 试件将沿节理面发生摩擦滑移。随着压缩荷载的增加, 引起翼裂纹由节理尖端大约以 70.5° 的方向扩展^[19-21], 即沿最大张应力方向扩展。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。

在单轴压缩荷载下, 节理面上的正应力和切应力分别为

$$\sigma(\sigma, \alpha) = \frac{\sigma}{2} + \frac{\sigma}{2} \cos 2\alpha = \sigma \cos^2 \alpha， \quad (14)$$

$$\tau(\sigma, \alpha) = \frac{\sigma}{2} \sin 2\alpha， \quad (15)$$

式中, α 为节理倾角。

若设节理面的摩擦角为 φ , 则其摩擦系数 $\mu = \tan \varphi$ 。那么在单轴压缩下, 作用在节理面上的切应力将使得节理上部岩块沿节理面发生下滑, 而相应地作用在节理面上的正应力将产生摩擦力以阻止上部岩块下滑。由此可知节理面上的滑移驱动力 τ_{eff} 一定是大于或等于 0 的, 而不可能小于 0。因此由式(14)、(15)可得节理面上的滑移驱动力为(由于节理面上的黏聚力相比摩擦力要小得多, 因此忽略不计)

$$\tau_{eff} = \begin{cases} 0 & \tan \alpha < \tan \varphi \\ \tau - \mu \sigma & \tan \alpha \geq \tan \varphi \end{cases}。 \quad (16)$$

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^[22]并考虑翼裂纹扩展方向修改为

$$\left. \begin{aligned} K_I &= -\frac{2a\tau_{eff} \sin \theta}{\sqrt{\pi(l+l^*)}} + p(\sigma, \alpha + \theta)\sqrt{\pi l} \\ K_{II} &= -\frac{2a\tau_{eff} \cos \theta}{\sqrt{\pi(l+l^*)}} - \tau(\sigma, \alpha + \theta)\sqrt{\pi l} \end{aligned} \right\}。 \quad (17)$$

式中 a 为节理半长; l 为翼裂纹扩展长度; 引入 $l^* = 0.27a$, 使 $l=0$ 时, K_I , K_{II} 非奇异; θ 为节理尖端翼裂纹扩展角, 本文取为 70.5° ^[19-21]。

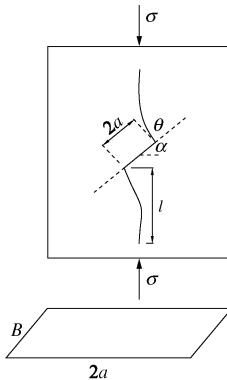


图1 翼裂纹扩展模型示意图

Fig. 1 Sketch 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 , K_{II} 为

$$\left. \begin{aligned} K_I &= -\frac{2a\tau_{eff} \sin \theta}{\sqrt{\pi l^*}} \\ K_{II} &= -\frac{2a\tau_{eff} \cos \theta}{\sqrt{\pi l^*}} \end{aligned} \right\}。 \quad (18)$$

由上述可知, 翼裂纹长度 $l=0$ 所对应的状态即为非贯通节理岩体未发生扩展时的初始状态, 若求出此时的节理尖端应力强度因子, 代入式(13)即可得到含有初始非贯通节理时的岩体初始损伤变量, 进而通过张量化即可得到相应的初始损伤张量。很明显可以看出由该方法求出的损伤张量不但很好地考虑了节理长度、倾角等几何特性, 而且还同时考虑了节理的摩擦角等强度特性, 由此求出的节理岩体损伤模型将更符合实际情况, 也无需采用节理的传压及传剪系数等对其进行修正。

(2) 单排及多排非贯通平行节理的应力强度因子

如果节理不是一条, 而是一排无限多等长、等距离的非贯通节理, 其几何特征参数如图2。

考虑节理间相互作用的有效应力强度因子为^[16]

$$\left. \begin{aligned} K_I &= K_{I0} \sqrt{\frac{2}{\pi \phi} \tan \frac{\pi \phi}{2}} \\ K_{II} &= K_{II0} \sqrt{\frac{2}{\pi \phi} \tan \frac{\pi \phi}{2}} \end{aligned} \right\}。 \quad (19)$$

式中 K_{I0} , K_{II0} 分别为单个 I、II 型节理的应力强度

因子; K_I , K_{II} 分别为多个 I、II 型节理的应力强度因子; ϕ 为非贯通节理的连通率, $\phi = \frac{2a}{b}$ 。

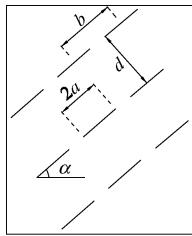


图 2 非贯通节理岩体模型

Fig. 2 Model for rock mass with non-persistent joints

若岩体含有多排非贯通节理时, 设排间距为 d , 如图 2, 则其有效应力强度因子为

$$\left. \begin{aligned} K_I &= f(a, b, d)K_{I0} \\ K_{II} &= f(a, b, d)K_{II0} \end{aligned} \right\} . \quad (20)$$

式中 $f(a, b, d)$ 为反映节理相互影响的系数; a , b , d 分别为节理的半长度和中心间、排距。

近似地假设节理上、下排对齐, 则可用表 1 中的数值^[16]。

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

$d/2a$	$b/2a$				
	∞	5.0	2.5	1.670	1.250
∞	1.0	1.017	1.075	1.208	1.565
5	1.016	1.020	1.075	1.208	1.565
1	1.257	1.257	1.258	1.292	1.580
0.25	2.094	2.094	2.094	2.094	2.107

2.3 含单组节理的岩体损伤变量

当岩体含单组单排节理时, 把式 (14) ~ (16) 及 (18)、(19) 代入式 (13) 可得

$$D = \begin{cases} 0 & \tan \alpha < \tan \varphi \\ \frac{1}{1 + \frac{7.56BNa^2(1-\nu^2)}{V\phi^2} \ln \left(\cos \frac{\pi\phi}{2} \right) \cos^2 \alpha (\sin \alpha - \cos \alpha \tan \varphi)^2} & \tan \alpha \geq \tan \varphi. \end{cases} \quad (21)$$

而当岩体含单组多排节理时, 把式 (14) ~ (16) 及 (18)、(20) 代入式 (13) 可得

$$D = \begin{cases} 0 & \tan \alpha < \tan \varphi \\ \frac{1}{1 + \frac{18.86BNa^2(1-\nu^2)}{V} f^2(a, b, d) \cos^2 \alpha (\sin \alpha - \cos \alpha \tan \varphi)^2} & \tan \alpha \geq \tan \varphi. \end{cases} \quad (22)$$

式中, N 为节理条数, V 为岩体试件的体积, 其余参数意义同前。

3 考虑宏细观缺陷耦合的非贯通节理岩体单轴压缩动态损伤本构模型

3.1 宏细观缺陷耦合的损伤变量计算方法

关于由宏、细观缺陷耦合而造成的复合损伤变量的计算问题, 笔者已在相关文献[9]中有详细的推导, 限于篇幅, 这里就不再重述。

若假设宏、细观损伤在荷载作用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

$$D_{12} = 1 - \frac{(1-D_1)(1-D_2)}{1-D_1 D_2} . \quad (23)$$

由于宏观损伤具有奇异性, 上面所采用的 D_1 仅为荷载作用方向上的损伤变量值, 因此必须对张量化以反映岩体宏观损伤的各向异性。张量化的方法很多, 在此采用 Kawamoto 的方法^[14], 引入损伤张量 Ω , 则: $\Omega = DN$, 式中 N 是一个二阶对称张量, 其计算方法为

(1) 对于含单组非贯通节理的岩体, 假定非贯通节理的法向与 x 轴夹角为 β , 如图 3, 设该组非贯通节理的单位法向矢量为 n , 则有

$$N = n \otimes n = \begin{bmatrix} \sin^2 \beta & \sin \beta \cos \beta \\ \cos \beta \sin \beta & \cos^2 \beta \end{bmatrix} .$$

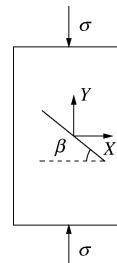


图 3 节理岩体模型

Fig. 3 Model for jointed rock mass

(2) 对于含两组以上非贯通节理的岩体, N 的计算方法是: 设岩体中有 M 组非贯通节理, 其单位法向矢量分别为 $n^{(m)}$ ($m=1, 2, \dots, M$), 而 $N^{(m)} = n^{(m)} \otimes n^{(m)}$, $N_{ij} = \frac{1}{M} \sum_{m=1}^M N_{ij}^{(m)}$ ($i, j = 1, 2, 3$)。

根据上述方法, 张量化后, 式 (23) 即变为

$$\Omega_{12} = I - \frac{(I - \Omega)(1 - \omega)}{I - \Omega\omega} , \quad (24)$$

其中, Ω 为节理等宏观缺陷引起的损伤张量, ω 为微裂纹等细观缺陷引起的损伤变量, Ω_{12} 为上述两种不同尺度缺陷引起的耦合损伤变量。

3.2 考虑宏细观缺陷耦合的非贯通节理岩体动态损伤本构模型

当仅考虑岩石中存在的微裂纹等细观缺陷时, 前人已建立了如式 (1) 所示的岩石细观动态损伤本构模型。但是由于实际工程岩体均含有节理、裂隙等宏观缺陷, 因此如何根据岩石细观动态损伤本构模型的研

究思路建立节理岩体的动态损伤本构模型则是一个亟待解决的重要问题。

由损伤理论可知, 当岩体内同时含有宏、细观等两种不同尺度的缺陷时, 在损伤模型中则体现为损伤变量的变化。根据这一思路, 把式(1)中的损伤变量 $\omega(t)$, 用式(24)所示的耦合损伤变量 Ω_{12} 替换即可, 而其中的细观损伤变量用 $\omega(t)$ 来表示, 即可得到节理岩体的单轴动态损伤本构方程为

$$\begin{aligned}\{\sigma(t)\} &= [\mathbf{E}] \frac{(\mathbf{I} - \boldsymbol{\Omega})(1 - \alpha \dot{\varepsilon}^{-3} \varepsilon^{m+3})}{\mathbf{I} - \boldsymbol{\Omega} \alpha \dot{\varepsilon}^{-3} \varepsilon^{m+3}} \{\boldsymbol{\varepsilon}\} \\ &= [\mathbf{E}] \frac{(\mathbf{I} - \boldsymbol{\Omega})(1 - \alpha \dot{\varepsilon}^m t^{m+3})}{\mathbf{I} - \boldsymbol{\Omega} \alpha \dot{\varepsilon}^m t^{m+3}} \{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}\} t,\end{aligned}\quad (25)$$

式中, 各参数意义同前。

4 非贯通节理岩体弹性矩阵的确定

由于目前的节理岩体损伤理论通常假定节理面是一个无厚度、二维延展的平面, 因此式(25)中的弹性矩阵 $[\mathbf{E}]$ 为完整岩石的弹性矩阵。而实际工程中的节理面几乎都有一定的厚度, 而且节理充填物的弹性模量要远低于完整岩石的弹性模量, 因此如果采用式(25)进行计算, 必然会过高估计岩体的弹性常数, 所以必须根据节理的厚度及其弹性常数对由节理和岩石组成的节理岩体弹性常数进行计算, 以替换式(25)中的弹性矩阵 $[\mathbf{E}]$ 。

晏石林等^[23]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, $\phi = 2a/b$ 为节理的连通率, $S_j = \phi L_j$ 表示节理所占的面积分数, 其中 t_j 为节理厚度, d 为节理间距, $2a$ 为节理长度, b 为两相邻节理中心距。

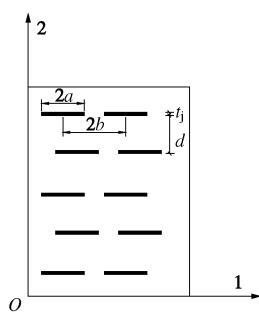


图4 非贯通节理岩体分析模型

Fig. 4 Model for rock mass with non-persistent joints

在如图4所示的正轴情况下, 其为一正交异性体, 独立的弹性常数共有4个, 即 E_1 , E_2 , v_{12} , 和 G_{12} 。其柔度矩阵为

$$[C] = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{v_{12}}{E_2} & 0 \\ 0 & \frac{1}{E_2} & 0 \\ \text{sym} & 0 & \frac{1}{G_{12}} \end{bmatrix}。 \quad (26)$$

根据研究方法的不同, 可将节理视作各向同性体(E_j , v_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), 由此可得到两种不同体系下, 式(26)中各变量的表达式为

$$\begin{cases} (1) E_j, v_j \text{体系:} \\ E_1 = \left[1 - \frac{S_j(1 - E_j/E_r)}{\phi + (1 - \phi)E_j/E_r} \right] E_r, \\ E_2 = \frac{1 - \phi(1 - E_j/E_r)}{1 - \phi(1 - L_j)(1 - E_j/E_r)} E_r, \\ G_{12} = \frac{G_j G_r}{G_r S_j + G_j(1 - V_j)}, \\ v_{12} = \frac{E_j E_r [V_j \phi + V_r(1 - \phi)L_j]}{[E_r \phi + E_j(1 - \phi)][E_j \phi + E_r(1 - \phi)]} + V_r(1 - L_j), \end{cases} \quad (27)$$

式中, E_j , G_j , v_j 和 E_r , G_r , v_r 分别为节理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:

$$\begin{cases} E_1 = E_r(1 - L_j), \\ E_2 = \frac{E_r - \phi(E_r - K_n t_j)}{E_r - \phi(1 - L_j)(E_r - K_n t_j)} E_r, \\ G_{12} = G_r K_n t_j / [G_r V_j + K_s t_j(1 - V_j)], \\ v_{12} = V_r(1 - L_j), \end{cases} \quad (28)$$

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。

于是由 $[\mathbf{E}] = [\mathbf{C}]^{-1}$ 就可得到单组节理岩体的正轴弹性矩阵。

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倾角为 α 的节理(如图5)。

通过坐标变换, 可得偏轴弹性矩阵:

$$[\bar{\mathbf{E}}] = [\mathbf{T}_\sigma] [\mathbf{E}] [\mathbf{T}_\sigma]^T, \quad (29)$$

式中, $[\mathbf{T}_\sigma]$ 为转换矩阵, 其具体表达式为

$$[\mathbf{T}_\sigma] = \begin{bmatrix} \cos^2 \alpha & \sin^2 \alpha & -2 \sin \alpha \cos \alpha \\ \sin^2 \alpha & \cos^2 \alpha & 2 \sin \alpha \cos \alpha \\ \sin \alpha \cos \alpha & -\sin \alpha \cos \alpha & \cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha \end{bmatrix}。 \quad (30)$$

设岩体中含有 N 组($N > 1$)倾角为 α_i ($i = 1, 2, \dots, N$)的节理, 假设各组节理对岩体的影响具有叠加性,

则多组节理岩体的等效柔度矩阵为

$$[\mathbf{C}]_z = \sum_{i=1}^N [\bar{\mathbf{C}}]_i - (N-1)[\mathbf{C}_0], \quad (31)$$

式中, $[\mathbf{C}_0]$ 为完整岩石的柔度矩阵。

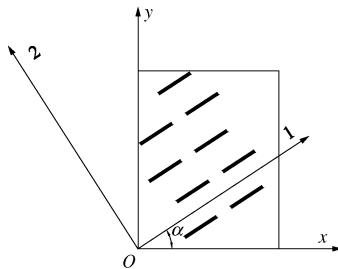


图 5 单组节理岩体 (偏轴)

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

进而根据 $[\mathbf{E}]_z = [\mathbf{C}]_z^{-1}$ 就可得到多组节理岩体的等效弹性矩阵。

因此, 把由上述分析方法求出的岩体弹性矩阵代入式(25)中即可同时考虑节理力学及变形参数对节理岩体应力应变的影响。

5 算例分析

5.1 含单条非贯通闭合节理的岩体力学特性

这里借鉴 Taylor 等^[3]的试验资料, 即取宏观完整岩石的动态杨氏弹性模量、泊松比、密度及应变率分别为 10.8 GPa, 0.2, 2270 kg/m³ 和 10²/s 时, k 和 m 可分别取为 5.12×10^{22} m⁻³ 和 7。

若试件内存在一组多排长度为 $2a$ 、倾角为 45° 的非贯通节理, 如图 6 所示。将节理视为只能承受法向压缩与剪切的弹性体, 并取节理参数为: $t_j=1$ mm, $d=20$ mm, $2a=20$ mm, $b=40$ mm, $B=1$ cm, $K_n=0.2$ GPa/mm, $K_s=0.08$ GPa/mm, $\varphi=15^\circ$ (忽略节理面的黏聚力)。按平面应变问题进行分析, 采用第 4 节中的方法计算可得图 7 所示岩体试件的弹性矩阵为: $[\mathbf{E}] = \begin{bmatrix} 6.44 & 6.25 & 0.01 \\ 6.25 & 6.44 & 0.01 \\ 0.01 & 0.01 & 4.32 \end{bmatrix}$ 。节理的外法线方向为: $\mathbf{n}=[1/\sqrt{2}, 1/\sqrt{2}, 0]^T$, 由式(22)并考虑张量化后, 可得由该组节

理所造成的岩体损伤张量为: $\Omega = \begin{bmatrix} 0.19 & 0.19 & 0 \\ 0.19 & 0.19 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$ 。

模型上部受到垂直向下的动荷载, 下部固定。

根据上述参数, 采用式(25)计算可得岩体单轴压缩动态应力应变曲线如图 7 所示。可以看出: ①从曲线形态上来看, 当岩石内部仅含有微裂纹等细观损伤时, 基于微裂纹扩展演化的细观动态损伤本构模型

能够很好地反映岩石动态应力应变曲线特征, 而基于此建立的非贯通节理岩体动态损伤本构模型也包含了应力应变曲线的线性段、峰值段及破坏软化阶段; ②从试件峰值强度来看, 当岩体内含有非贯通节理等宏观缺陷时, 其力学性质则软化, 表现为峰值应力有所减小。对本算例而言, 非贯通节理岩体的动态峰值应力为 10.28 MPa, 而相应完整岩石的动态峰值应力则为 32.71 MPa, 约为其 31.43%, 远低于完整岩石的峰值强度, 这说明宏观损伤即非贯通节理的存在大大削弱了岩体峰值强度, 即表明宏、细观两种不同尺度的缺陷对岩体的强度均有影响。

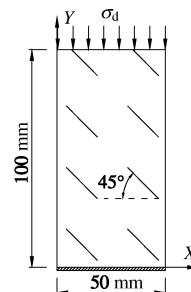


图 6 计算模型

Fig. 6 Computational model

为了说明本文所建模型的合理性, 下面采用仅考虑节理几何性质而不单独考虑其力学性质的岩体损伤本构对图 6 所示模型进行计算, 进而进行对比分析。这里采用孙卫军等^[24]提出的损伤张量计算方法, 即假定节理面是一个无厚度、二维延展的圆盘, 应用岩体结构的概率统计模型, 可以估算节理岩体的损伤张量。对于第 i 组节理, 其损伤张量为

$$\Omega_i = \left[1 - \exp\left(-\frac{\pi}{4} \lambda_i d_i^2\right) \right] \mathbf{n}_i \mathbf{n}_i^T. \quad (32)$$

式中 λ_i 为第 i 组节理面密度 (条/m²); d_i 为第 i 组节理平均直径, 一般取为平面上的迹长; \mathbf{n}_i 为第 i 组节理的单位法向矢量。

可以看出, 不单独考虑节理力学性质的岩体损伤本构模型的计算应力要略大于本文所建模型的相应应力, 这是因为由式(32)计算的损伤张量没有单独考虑节理的力学性质, 而是假定节理的力学性质与完整岩石相同。而本文所提出的宏观损伤张量计算公式是采用实际的节理力学参数, 它一般都小于完整岩石的力学参数, 因此由本文所提出的模型计算结果要小, 其减小程度与节理力学性质如内摩擦角等密切相关。

5.2 载荷应变率对岩体力学特性的影响

载荷应变率对岩体力学特性及强度也有很大影响, 下面利用该模型研究载荷应变率对非贯通节理岩

体试件力学特性的影响。计算模型仍为图6所示, 取载荷应变率分别为100/s, 200/s和300/s, 其余计算参数同5.1节。计算结果如图8, 可以看出, 在不同载荷应变率下试件在应变较小时即在弹性变形阶段是重合的, 同时随着载荷应变率的增加, 试件峰值强度逐渐变大, 3种不同应变率条件下的试件峰值强度分别为10.28, 12.68, 14.33 MPa, 且对应的峰值应变及总应变也随之增加, 这与Kumar^[25]对完整岩石在不同载荷应变率下得到的压缩应力应变曲线的变化规律是一致的。这说明非贯通节理岩体动态力学特性与完整岩石同样具有应变率效应, 只是二者对应变率效应的响应程度上会存在一定差异。

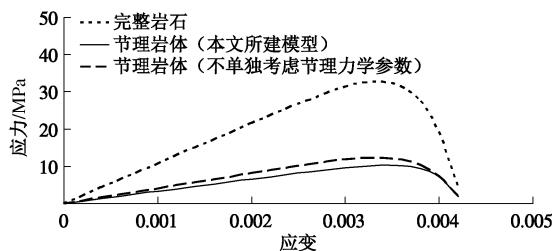


图7 岩体单轴压缩动态应力应变计算曲线

Fig. 7 Curves of dynamic stress-strain of rock under axial compression

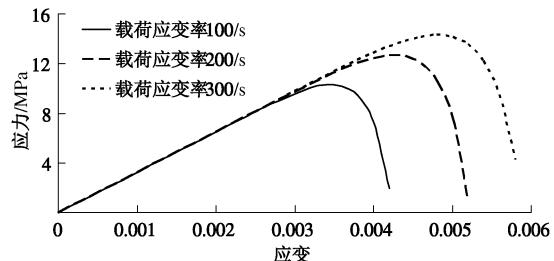


图8 试件动态应力应变曲线随载荷应变率变化规律

Fig. 8 Variation of dynamic stress-strain of samples with strain ratio of loads

5.3 节理内摩擦角对岩体动力学特性的影响

计算模型为图6所示, 分别取节理内摩擦角为0°, 15°, 30°, 其余计算参数同5.1节。计算结果如图9, 可以看出: 随着节理内摩擦角的增加, 岩体动态应力应变曲线斜率增加, 说明岩体的动态弹性模量随着节理内摩擦角的增加而增加, 即节理岩体刚度增加; 同时随着节理内摩擦角的增加, 试件动态峰值强度也逐渐增加, 3种不同工况下的试件动态峰值强度分别为7.9, 10.28, 13.2 MPa。这是因为随着节理内摩擦角的增加, 节理抗剪强度提高, 相应地由节理对试件造成的宏观损伤降低, 进而导致试件的复合损伤程度降低, 强度相应地有所提高。这说明节理抗剪强度对试件的动态应力应变曲线及强度等力学性质是有影响的。

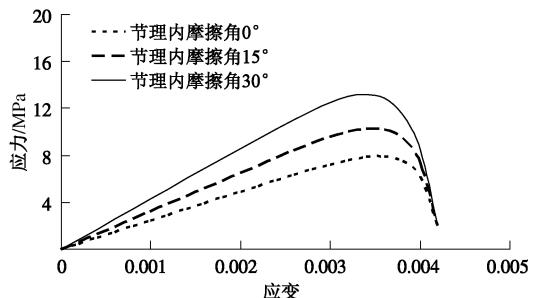


图9 不同节理内摩擦角的试件动态应力应变曲线

Fig. 9 Dynamic stress-strain curves of samples with different internal friction angles of joints

5.4 节理法向及切向刚度对岩体动力学特性的影响

计算模型仍为图6所示, 首先取节理法向刚度 K_n 分别为0.2, 2, 20 GPa/mm, 其余计算参数同5.1节。其次取节理切向刚度 K_s 分别为0.08, 0.8, 8 GPa/mm, 其余计算参数仍同5.1节。那么由前述可知, 节理法向及切向刚度的改变将影响到节理岩体试件的弹性矩阵, 进而影响到其动态力学特性。计算结果如图10, 可以看出:

(1) 当节理法向刚度由0.2 GPa/mm依次增加到2 GPa/mm和20 GPa/mm时, 即节理法向刚度分别增加到原来的10倍及100倍时, 试件的峰值强度则由10.28 MPa分别增加到10.34 MPa和10.52 MPa, 即仅增加为最初的1.006倍和1.023倍, 这说明节理法向刚度的变化对试件的动态峰值强度影响很小。

(2) 当节理切向刚度由0.08 GPa/mm依次增加到0.8 GPa/mm和8 GPa/mm时, 即节理切向刚度分别增加到原来的10倍及100倍时, 试件的峰值强度则由10.28 MPa分别增加到10.66 MPa和10.77 MPa, 即仅增加为最初的1.037倍和1.048倍, 同样说明节理切向刚度的变化对试件的动态峰值强度影响很小。

(3) 节理法向及切向刚度的变化对试件动态峰值强度的影响很小, 这主要是由于在本模型中节理对岩体动态强度的影响是通过影响岩体弹性模量来实现的, 而相应地岩体弹性模量则是由完整岩石和节理二者的弹性模量共同决定, 而由于在本算例中, 节理的厚度很小, 因此其法向和切向刚度的变化则对岩体的弹性模量影响很小, 进而对岩体动态峰值强度的影响程度也将十分有限。

5.5 节理厚度对岩体动力学特性的影响

计算模型仍为图6所示, 取节理厚度分别为1, 2, 3 mm, 其余计算参数同5.1节。那么由前述可知, 节理厚度的改变将影响到节理岩体试件的弹性矩阵, 进而影响到其动态力学特性。计算结果如图11, 可以看出: 当节理厚度由1 mm依次增加到2 mm和3 mm时,

试件峰值强度则由 10.28 MPa 分别降低到 9.69 MPa 和 9.15 MPa，即分别减小为原来的 94.26% 和 89.01%，该结果表明随着节理厚度的增加，试件动态峰值强度基本呈线性降低的变化规律。这是由于在本模型中节理厚度对岩体动态强度的影响是通过影响岩体弹性模量来实现的，而相应地岩体弹性模量则是由完整岩石和节理二者的弹性模量共同决定，因此节理厚度的变化必然会影响到岩体的弹性模量进而影响到其动态峰值强度。

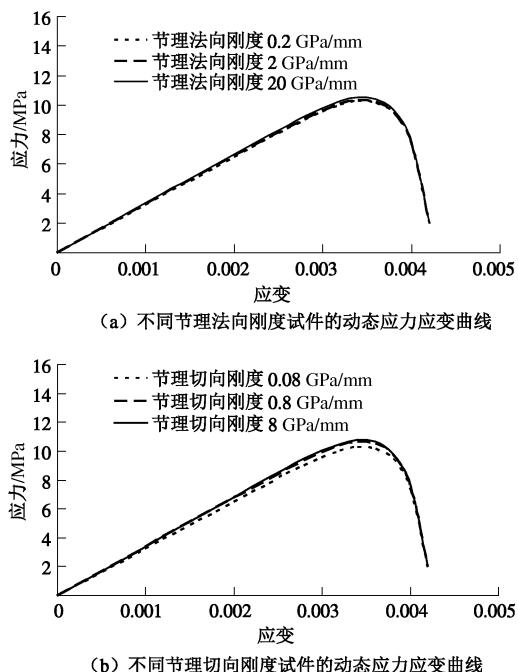


图 10 节理法向及切向刚度对试件动态特性的影响

Fig. 10 Dynamic stress-strain curves of samples with normal and shear stiffness of joints

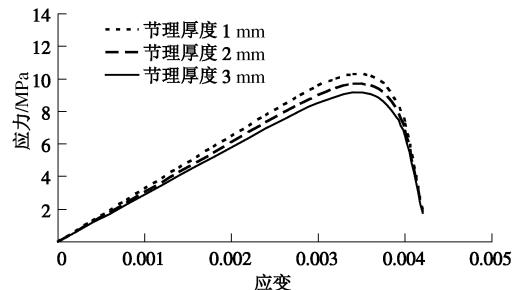


图 11 节理厚度对试件动态特性的影响

Fig. 11 Dynamic stress-strain curves of samples with joint depth

5.6 节理倾角对岩体动力学特性的影响

计算模型仍为图 6 所示，研究节理倾角对岩体动态力学特性的影响规律。由前述可知，节理倾角的改变将影响到节理岩体试件的弹性矩阵和损伤张量，进而影响其动态力学特性。首先取节理倾角分别为 0°、15°、30°、45°、60°、75° 和 90°，其余计算参数同 5.1 节，计算结果如图 12。

(1) 随着节理倾角的变化，各试件应力应变曲线的变化趋势是一致的，只是各曲线的峰值及斜率有所不同。由于曲线斜率的变化反映的是试件的弹性模量，因此，完整试件的弹性模量最大，而 45° 节理试件的弹性模量最小，其余居中。

(2) 从试件动态峰值强度随节理倾角的变化规律可以看出，上述 7 个节理试件的动态峰值强度分别为 31.12, 27.11, 15.73, 10.28, 16.7, 26.9, 31.0 MPa，而相应完整岩石的动态峰值强度为 32.71 MPa。同时由图 12 (b) 可以看出，节理岩体试件的动态峰值强度基本呈抛物线规律变化，其中 45° 节理试件的岩体动态强度最小，约为完整岩石 31.4%。然而 Wang 等^[26] 的研究结果则表明当节理倾角小于其内摩擦角及接近 90° 时，节理试件的峰值强度与完整岩石相同，而在其他情况下则随节理倾角呈抛物线规律变形，则当节理倾角为 60° 时，峰值强度最低。而本文的研究则与之有所不同，分析认为主要有以下两方面的原因：① Wang 等^[26] 的研究对象为贯通节理岩体，而本文研究对象则为非贯通节理岩体，陈新等^[27] 的研究结果表明节理贯通度对其峰值强度也有明显影响，如当节理贯通度为 0.2 和 0.4 时，则有 $(\sigma_{\max})_{90^\circ} > (\sigma_{\max})_{75^\circ} > (\sigma_{\max})_{0^\circ}$ ， $(\sigma_{\max})_{15^\circ} > (\sigma_{\max})_{45^\circ} > (\sigma_{\max})_{30^\circ}, (\sigma_{\max})_{60^\circ}$ ，而当节理贯通度为 0.6 或 0.8 时，则有 $(\sigma_{\max})_{90^\circ} > (\sigma_{\max})_{75^\circ} > (\sigma_{\max})_{0^\circ} > (\sigma_{\max})_{15^\circ} > (\sigma_{\max})_{30^\circ}, (\sigma_{\max})_{45^\circ} > (\sigma_{\max})_{60^\circ}$ 或者 $(\sigma_{\max})_{90^\circ} > (\sigma_{\max})_{0^\circ} > (\sigma_{\max})_{75^\circ} > (\sigma_{\max})_{15^\circ} > (\sigma_{\max})_{30^\circ}, (\sigma_{\max})_{60^\circ} > (\sigma_{\max})_{45^\circ}$ 。这说明节理试件的峰值强度不仅受节理倾角的影响，而且还受节理贯通度的影响。② Wang 等^[26] 的研究是把被节理切割而成的岩块作为弹性体，这对于贯通节理岩体来说误差不大，因为节理强度远低于岩体的强度，当载荷不大时，岩体即可能沿节理发生剪切破坏，此时岩块还可能仅处于弹性状态。而本文研究对象为非贯通节理岩体，当裂隙沿尖端发生扩展时，其受力可能较大，而此时岩块也将处于塑性状态，进而导致即使节理倾角小于内摩擦角，其峰值强度也会随节理倾角而发生变化。

而 0° 和 90° 节理试件的动态峰值强度基本相同且与完整岩石的动态峰值强度相差很小，约为其 95.0%，这与目前已有的研究成果基本是一致的^[28]。同时由节理引起的损伤变量计算结果可知，虽然 0° 和 90° 节理对试件造成的损伤张量是相同的，但是由计算结果可以看出二者的动态峰值强度并不完全相同，这主要是由于两种情况下试件的弹性矩阵并不是完全相同，这说明该模型能够很好地同时考虑节理对岩体造成的损伤及节理对岩体弹性矩阵的影响，因而能够更客观地反映节理岩体的动态力学特性。

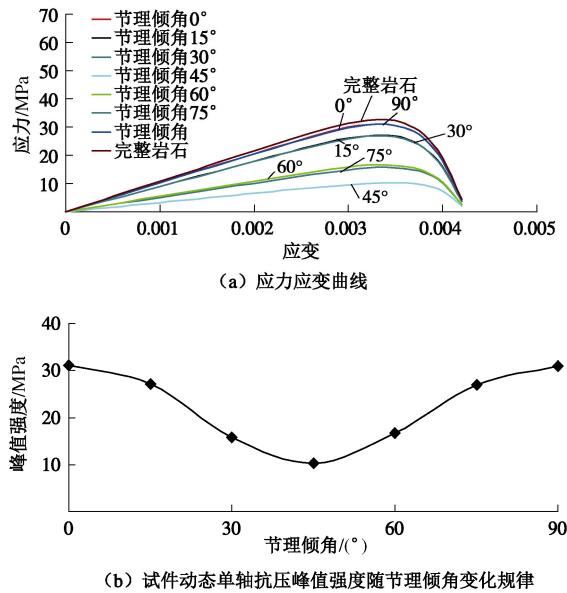


图 12 不同节理倾角的试件动态力学特性

Fig. 12 Dynamic mechanical properties of samples with different dip angles of joints

6 结 论

(1) 基于岩体内同时含有节理等宏观缺陷和微裂隙等细观缺陷的客观事实, 认为其动态力学特性分析中应同时考虑上述两类不同尺度缺陷的共同影响。其中由细观缺陷对岩体造成的损伤采用基于 Weibull 分布的统计损伤本构模型, 而由宏观缺陷造成的损伤则基于能量原理和断裂力学理论推导出了能够同时考虑节理几何及力学参数的宏观损伤变(张)量, 该损伤变(张)量定义方法的提出克服了目前大多数岩体损伤变(张)量无法考虑节理力学参数的不足。

(2) 基于 Lemaitre 应变等效假设推导了考虑宏、细观缺陷耦合的复合损伤变量, 并与相关文献中所提出的复合损伤变量进行了对比分析, 说明了其合理性。并在此基础上, 建立了考虑宏、细观缺陷耦合的岩体动态单轴压缩损伤本构模型。

(3) 针对上述模型未能考虑节理变形参数的不足, 引入前人提出的复合材料模型以考虑节理的法向及切向刚度或弹性模量、泊松比等变形参数以对上述模型进行修正, 进而最终建立了能够同时考虑节理强度及变形参数的非贯通节理岩体动态损伤本构模型。

(4) 利用本文所建立的非贯通节理岩体动态损伤本构模型讨论了节理岩体与完整岩石动态应力应变曲线的差异, 说明了节理等宏观缺陷的存在将降低岩体的动态弹性模量、削弱其峰值强度。同时利用该模型讨论了载荷应变速率、节理内摩擦角、节理厚度、节理法向及切向刚度和节理倾角对岩体动态力学特性的影响规律, 结果与已有研究成果吻合较好, 说明了该模

型的合理性。

参 考 文 献:

- [1] BUDIANSKY B, O'CONNELL R J. Elastic moduli of a cracked solid[J]. International Journal of Solids and Structures, 1976, **12**(2): 81 - 97.
- [2] GRADY D L, KIPP M L. Continuum modeling of explosive fracture in oil shale[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 1980, **17**: 147 - 157.
- [3] 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.
- [4] ZUO Q H, DISILVESTRO D, RICHTER J D. A crack-mechanics based model for damage and plasticity of brittle materials under dynamic loading[J]. International Journal of Solids and Structures, 2010, **47**: 2790 - 2798.
- [5] ZHOU X P, YANG H Q. Micromechanical modeling of dynamic compressive responses of mesoscopic heterogeneous brittle rock[J]. Theoretical and Applied Fracture Mechanics, 2007, **48**: 1 - 20.
- [6] 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 - 9.
- [7] TANG C A. Numerical studies of the influence of microstructure on rock failure in uniaxial compression-Part I : Effect of heterogeneity[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2000, **37**: 555 - 569
- [8] 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): 140 - 147. (LIU Hong-yan, LV 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, 2004, **36**(10): 1814 - 1821. (in Chinese))
- [9] LIU H Y, LV 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 and Mining Sciences, 2015, **75**: 132 - 139.
- [10] NIU S J, JING H W, HU K, et al. Numerical investigation on the sensitivity of jointed rock mass strength to various factors[J]. Mining Sciences and Technology, 2010, **20**: 530 - 534.
- [11] 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))
- [12] GRADY D E, KIPP M E. Continuum modeling of explosive fracture in oil shale[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 1987, **17**(3): 147 - 157.
- [13] KYOYA T, ICHIKAWA Y, KAWAMOTO T. A damage mechanics theory for discontinuous rock mass[C]// Proc of the 5th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. Nagoya, 1985: 469 - 480.
- [14] KAWAMOTO T, ICHIKAWA Y, KYOYA T. Deformation and fracturing behavior of discontinuous rock mass and damage mechanics theory[J]. International Journal of Numerical Analysis Method in Geomechanics, 1988, **12**: 1 - 30.
- [15] SWOBODA G, YANG Q. An energy-based damage model of geomaterials- I , formulation and numerical results[J]. International Journal of Solids and Structures, 1999, **36**: 1719 - 1734.
- [16] LI N, CHEN W, ZHANG P. The mechanical properties and a fatigue-damage model for jointed rock mass subjected to dynamic cyclical loading[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2001, **38**: 1071 - 1079.
- [17] 楼志文. 损伤力学基础[M]. 西安: 西安交通大学出版社, 1991. (LOU Zhi-wen. Fundamental of damage mechanics[M]. Xi'an: Xi'an Jiaotong University Press, 1991. (in Chinese))
- [18] 刘小明, 李焯芬. 脆性岩石损伤力学分析与岩爆损伤能量指数[J]. 岩石力学与工程学报, 1997, **16**(2): 140 - 147. (LIU Xiao-ming, LI Zuo-fen. Damage mechanics analysis for brittle rock and rockburst energy index[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 1997, **16**(2): 140 - 147. (in Chinese))
- [19] HUANG C, SUBHASH G, VITTON S J. A dynamic damage growth model for uniaxial compressive response of rock aggregates[J]. Mechanics of Materials, 2002, **34**(5): 267 - 277.
- [20] HUANG C, SUBHASH G. Influence of lateral confinement on dynamic damage evolution during uniaxial compressive response of brittle solids[J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 2003, **51**(6): 1089 - 1105
- [21] PALIWAL B, RAMESH K T. An interacting micro-crack damage model for failure of brittle materials under compression[J]. Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 2008, **56**(3): 896 - 923.
- [22] LEE S, RAVICHANDRAN G. Crack initiation in brittle solids under multiaxial compression[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2003, **70**(13): 1645 - 1658.
- [23] 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 mass with planar nonpenetrative joint and its elastic parameters[J]. Journal of Huangzhong Univeristiy of Science & Technology, 2001, **29**(6): 64 - 67. (in Chinese))
- [24] 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, **2**(9): 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, **2**(9): 108 - 119. (in Chinese))
- [25] KUMAR A. The effect of stress rate and temperature on the strength of basalt and granite[J]. Geophysics, 1968, **33**(3): 501 - 510.
- [26] WANG T T, HUANG T H. A constitutive model for the deformation of a rock mass containing sets of ubiquitous joints[J]. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2009, **46**: 521 - 530.
- [27] 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))
- [28] JAEGER J, COOK N. Fundamentals of rock mechanics[M]. London: Chapman and Hall L TD, 1969: 100 - 105.