

文章编号: 1000-7598 (2009) 11-3261-07

考虑颗粒破碎影响的粗粒土本构模型

贾宇峰, 迟世春, 林 皋

(大连理工大学 海岸与近海工程国家重点实验室, 大连 116024)

摘 要: 颗粒破碎直接改变了粗粒土本身结构, 对粗粒土的剪胀、内摩擦角、峰值强度、渗透系数都会产生影响。为了能够准确地描述粗粒土的应力-应变关系, 特别是高应力条件下出现显著颗粒破碎时的应力-应变关系, 亟待建立考虑颗粒破碎的粗粒土本构模型。根据三轴试验数据, 建立考虑颗粒破碎耗能的应力-应变关系, 采用相关关联流动法则导出考虑颗粒破碎的粗粒土本构模型。所建立的本构模型考虑了颗粒破碎对粗粒土剪胀、内摩擦角的影响。通过变异粒子群优化算法确定模型参数, 拟合试验曲线。模型计算结果与试验曲线拟合较好, 能够很好地描述粗粒土在不同围压下的体积剪胀、剪缩和应力硬化、软化现象。

关 键 词: 颗粒破碎; 破碎耗能; 应力软化; 变异粒子群优化算法; 摩擦系数; 临界状态线; 剪胀

中图分类号: TU 411

文献标识码: A

Constitutive model for coarse granular aggregates incorporating particle breakage

JIA Yu-feng, CHI Shi-chun, LIN Gao

(State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: Particle breakage of coarse granular aggregates modifies its structure directly, influencing its dilatancy, friction angle, strength and permeability. In order to accurately describe stress-strain relationship of coarse granular aggregates, especially in high pressure with significant particle breakage, it is indispensable to develop coarse granular aggregates constitutive model incorporating particle breakage. According to triaxial test results, the stress-strain relationship incorporating particle breakage is developed, on which a constitutive model is generated incorporating particle breakage with application of associated flow rules. The constitutive model incorporates the influences exerting on dilatancy and friction angle by particle breakage. The parameters of model are determined by mutation particle swarm optimization algorithm, on which the stress-strain curves of triaxial test are simulated. The simulation of model presentation and test results accurately describe dilation and contraction, strain hardening and post-peak strain softening features of the coarse aggregates at various confining pressures.

Key words: particle breakage; breakage energy; stress-softening; mutation particle swarm optimization algorithm; friction coefficient; critical state line; dilatancy

1 引 言

粗粒土作为工程建筑材料, 通常在料场经人工爆破开采。由于物理风化作用, 粗粒土中含有很多肉眼无法看到的潜在缺陷, 加之爆破的影响, 材质上比较脆弱, 具有易破碎的特点。即使施加的能量和周围的压力并不十分大, 也容易发生颗粒破碎^[1]。粗粒土的颗粒破碎对土体的峰值强度、内摩擦角、剪胀、渗透系数、孔隙水压力发展等工程特性都会

产生影响^[2]。

近年来, 随着细观土力学的发展, 研究土体细观结构的变化, 以此建立本构模型描述土体宏观应力-应变关系, 已成为土力学研究的一个新方向。许多学者在这方面做了大量的工作。Lade^[2]提出了破碎参量与土体总输入能的关系, 根据总输入能度量颗粒破碎对渗透系数的影响。Nakata^[3]提出了考虑颗粒破碎的砂土本构模型。McDowell^[4]通过分析土颗粒单粒压缩试验, 建立了颗粒破碎与荷载、颗粒

收稿日期: 2008-02-07

基金项目: 国家自然科学基金项目 (No. 50479057)。

第一作者简介: 贾宇峰, 男, 1979年生, 博士研究生, 主要从事粗粒土本构关系研究。E-mail: jiauyf130@yahoo.com.cn

粒径的关系式,把破碎耗能与土颗粒比表面积联系起来,随后将这一关系引入剑桥模型和修正剑桥模型,描述土体的硬化规律^[5]。翁作新^[6]在罗维最小能比原理基础上建立了考虑颗粒破碎耗能的应力-应变关系。在此基础上,Salim^[7]建立了考虑颗粒破碎耗能的粗粒土本构模型。国内对粗粒土颗粒破碎问题的研究还主要集中在破碎度量方法、影响破碎因素、破碎对土体工程特性影响等方面。刘汉龙^[8]通过大型三轴试验对粗粒土颗粒破碎进行研究,得出颗粒破碎与峰值摩擦角的关系。程展林^[9]将长江科学院的 CT 三轴仪应用到粗粒土试验中,实现了三轴试验过程中对粗粒土试样的 CT 切片,为研究粗粒土本构关系提供了新的思路。笔者^[10]建立了考虑颗粒破碎耗能的修正罗维剪胀关系,并且提出了粗粒土颗粒破碎耗能的度量方法^[11]。

本文在翁作新、Salim 研究成果的基础上,考虑了颗粒破碎对颗粒间摩擦系数的影响,使考虑颗粒破碎耗能应力-应变关系满足剪切过程中的能量平衡。采用相关联流动法则模拟试验曲线,计算结果表明,所建立的本构模型能够描述土体的应力硬化、软化、体积剪缩、剪胀等特征。

2 本构模型的建立

2.1 能量平衡关系

Roscoe 和 Schofield 建立了剑桥模型^[12],假设剪切过程中的总输入能等于体积应力 p 在体积应变 ε_v 上做功与剪切应力 q 在剪切应变 ε_s 上做功之和,这部分能量转化为土体的弹性储能和摩擦耗能。其微分形式为^[12]

$$pd\varepsilon_v + qd\varepsilon_s = M_{cr}pd\varepsilon_s^p + pd\varepsilon_v^e \quad (1)$$

式中: M_{cr} 为临界状态线斜率。剑桥模型中土颗粒间的摩擦耗能为 $M_{cr}pd\varepsilon_s^p$,并忽略了弹性剪切变形。

翁作新在罗维最小能比原理的基础上建立了考虑颗粒破碎耗能应力-应变关系^[6]:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} + \left(\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1} - 1 \right) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_f}{2} \right) = \frac{dE_B(1 + \sin \phi_f)}{\sigma_3 d\varepsilon_1} \quad (2)$$

式中: dE_B 为单位土体的破碎耗能; ϕ_f 为临界状态下土体的内摩擦角。在 p - q 应力空间中有:

$$\sigma_1 = p + 2q/3, \sigma_3 = p - q/3, d\varepsilon_1 = d\varepsilon_v/3 + d\varepsilon_s \quad (3)$$

$$\tan^2 \left(45 + \frac{\phi_f}{2} \right) = \frac{1 + \sin \phi_f}{1 - \sin \phi_f} = \frac{3 + 2M_{cr}}{3 - M_{cr}} \quad (4)$$

式(2)在 p - q 应力空间中的表达式为

$$pd\varepsilon_v + qd\varepsilon_s = M_{cr}pd\varepsilon_s + \frac{2q-3p}{9}M_{cr}d\varepsilon_v + \frac{(3-M_{cr})(6+4M_{cr})}{3(6+M_{cr})}dE_B \quad (5)$$

Salim 在翁作新建立的能量关系基础上引入弹性储能,得到新的能量关系^[7]:

$$pd\varepsilon_v + qd\varepsilon_s = M_{cr}pd\varepsilon_s + \frac{2q-3p}{9}M_{cr}d\varepsilon_v + \frac{(3-M_{cr})(6+4M_{cr})}{3(6+M_{cr})}dE_B + pd\varepsilon_v^e + qd\varepsilon_s^e \quad (6)$$

结合式(1)、(5)、(6)可以看出,3个关系式对土体变形过程中的能量关系进行了不同的描述。按照剑桥模型的观点,土体的总输入能等于土体颗粒间的摩擦耗能和土体的弹性储能。翁作新^[6]认为,消耗土体总输入能的是摩擦耗能,土体剪胀做功和颗粒破碎耗能没有考虑土体的弹性储能。Salim^[7]在翁作新提出的能量关系式中加入了弹性储能。

3个关系式都假设摩擦耗能为 $M_{cr}pd\varepsilon_s^p$,但根据试验数据计算的摩擦耗能在试验初始阶段就远大于总输入能^[11],这意味着采用临界状态线斜率 M_{cr} 作为摩擦系数计算摩擦耗能不符合实际的能量平衡关系,颗粒破碎改变了土体的级配、颗粒表面的粗糙度和颗粒之间的接触系数,这些都会对颗粒间的摩擦产生不可忽视的影响。

为使能量平衡关系更符合实际情况,采用新的摩擦系数公式^[11]:

$$M = \frac{\varepsilon_s}{a + b\varepsilon_s} + M_{cr} - \frac{1}{b} \quad (7)$$

式中: a 、 b 为试验参数。当土体达到临界状态时, ε_s 趋于无穷大, $M = M_{cr}$ 。式(7)反映了颗粒间的摩擦系数在颗粒破碎影响下向临界状态线斜率趋近的过程。考虑颗粒破碎耗能的能量平衡关系为

$$pd\varepsilon_v + qd\varepsilon_s = Mpd\varepsilon_s + \frac{2q-3p}{9}Md\varepsilon_v + \frac{(3-M)(6+4M)}{3(6+M)}dE_B + pd\varepsilon_v^e \quad (8)$$

式(8)沿用了剑桥模型假设,忽略了土体的弹性剪切应变。

2.2 弹性体积应变

El Sohby^[12]和 Jefferies^[13]的研究表明,颗粒材料的弹性体积变形曲线在 e - $\ln p$ 坐标下是非线性

的, 与传统的 $d\varepsilon_v^e = \frac{k}{1+e_i} \left(\frac{dp}{p} \right)$ 线性关系不同^[14]。因此, 粗粒土的弹性体积变形不能采用传统方法计算。El Sohby 给出砂土的弹性体积公式为

$$\varepsilon_v^e = c(p)^m \quad (9)$$

式中: c 和 m 均为材料系数。粗粒土与砂土同属颗粒材料, 其工程特性相近, 因此, 采用砂土的弹性体积公式计算粗粒土的弹性体积变形。

2.3 破碎耗能与破碎参量

Hardin^[15]定义土体的破碎势 B_p 为加载前级配曲线与 0.074 mm 粒径线所围成的面积, 土体的整体破碎参量 B_t 为加载前后级配曲线围成的面积, 相对破碎参量 B_r 为整体破碎参量 B_t 与破碎势 B_p 之比, 即 $B_r = B_t / B_p$ 。这实际上意味着土体破碎的极限粒径为 0.074 mm。破碎势 B_p 代表当前土体的破碎潜力。试验表明, 粒径小于 0.074 mm 的土颗粒很难再破碎。Hardin 的相对破碎参量 B_r 反映级配曲线的整体变化, 考虑了不同初始级配对破碎的影响。本文采用 Hardin 的相对破碎参量 B_r 来度量粗粒土的颗粒破碎。图 1 是槟榔江苏家河口水电站强风化粗粒钾长花岗岩堆石料三轴试验前后的级配曲线。

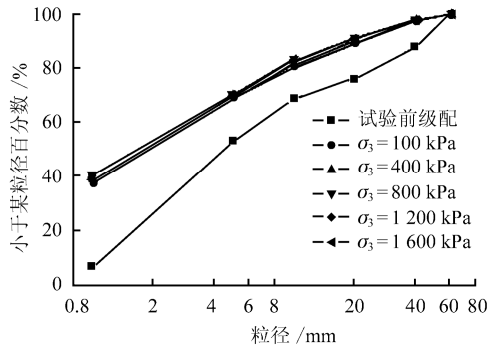


图 1 试验前后的级配曲线
Fig.1 Evolution of particle size distribution

将式 (7)、(9) 代入式 (8) 中得到剪切过程中的破碎耗能 E_B 。建立破碎耗能 E_B 与破碎参量 B_r 的关系式:

$$B_r = \frac{(E_B)^{b_1}}{a_1 + (E_B)^{b_1}} \quad (10)$$

式中: a_1 、 b_1 均为拟合参数。图 2 是根据级配曲线整理得到的破碎参量与式 (10) 的拟合曲线。从图 2 可以看出, 拟合曲线与实测值基本吻合。

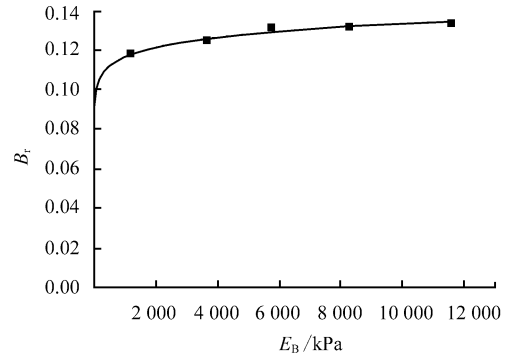


图 2 破碎耗能与破碎参量关系曲线
Fig.2 Relationship between breakage energy and breakage index

通过破碎耗能和破碎参量的关系式 (10), 结合先前通过式 (8) 得到的试验过程中的破碎耗能, 可以计算出试验过程中的破碎参量。由于试验条件限制, 目前还无法通过试验直接测量剪切过程中的破碎参量。式 (10) 是根据试验后测得的破碎参量同对应的破碎耗能建立的能量关系, 不受应力条件的影响, 适用于各围压下的三轴试验。图 3 是计算得到的破碎参量和剪切应变的关系曲线, 采用双曲线函数拟合数据点, 得到下式:

$$B_r = \frac{B_{r(ult)} \varepsilon_s}{A_2 + \varepsilon_s} \quad (11)$$

式中: $B_{r(ult)}$ 为临界状态下的破碎参量。

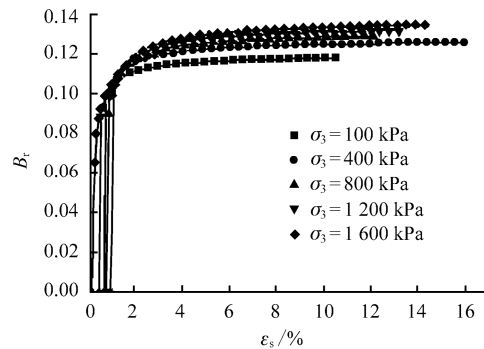


图 3 剪切过程中的破碎参量
Fig.3 Breakage index in shearing

$$A_2 = be_1 \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^{be_2} \quad (12)$$

式中: be_1 、 be_2 均为拟合参数; P_a 为标准大气压。

在 Hardin 破碎参量公式的基础上, 建立 $B_{r(ult)}$ 与临界状态应力的关系式:

$$B_{r(ult)} = \frac{\sigma^n}{A_3 + \sigma^n} \quad (13)$$

式中: $\sigma = \frac{p_{cs}(1+M_{cr}^3)}{0.1p_a}$; $n = \frac{h^2}{6(1+4e_i)n_s}$; e_i 为初始孔隙比; h 为堆石的摩尔强度; n_s 为颗粒形状系数; A_3 为拟合参数; p_{cs} 为临界状态下的体积应力, 常规三轴试验中 $p_{cs} = \frac{3\sigma_3}{3-M_{cr}}$ 。如图 3 所示, 颗粒

破碎不是在试样开始加载时出现, 在试验初始阶段, 颗粒承受的荷载小于颗粒的抗破碎应力。土体变形由颗粒弹性变形和颗粒重组构成。这段不发生颗粒破碎的剪切应变记做 ε_i , 其表达式为

$$\varepsilon_i = a_2 \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^{a_3} \quad (14)$$

式中: a_2 、 a_3 均为拟合参数。

2.4 屈服函数

将式 (10)、(11) 代入到式 (8) 中得

$$p \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} + q = Mp - \frac{3p-2q}{9} M \frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} + \frac{a_1(3-M)(6+4M)}{b_1} \frac{(a_1 B_r)^{\frac{1}{b_1}-1}}{(1-B_r)^{\frac{1}{b_1}+1}} \frac{A_2 B_{r(ult)}}{(A_2 + \varepsilon_s^p)^2} \quad (15)$$

$$K = \frac{(3-M)(6+4M)}{3(6+M)} \frac{a_1}{b_1} \frac{(a_1 B_r)^{\frac{1}{b_1}-1}}{(1-B_r)^{\frac{1}{b_1}+1}} \frac{A_2 B_{r(ult)}}{(A_2 + \varepsilon_s^p)^2} \quad (16)$$

代入式 (15) 中整理得

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = - \frac{q - Mp - K}{\left(1 + \frac{M}{3}\right)p - \frac{2M}{9}q} \quad (17)$$

采用相关联流动法则 $\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = -\frac{dq}{dp}$, 进一步整理得

$$\frac{dq}{dp} = \frac{q - Mp - K}{\left(1 + \frac{M}{3}\right)p - \frac{2M}{9}q} \quad (18)$$

式中: M 、 K 均为剪切应变的函数; K 还是初始孔隙比、临界状态体应力、颗粒形状参数和材料强度参数的函数。设 $q = y + h$, $p = x + m$, 代入式 (18), 得

$$\frac{dy}{dx} = \frac{y - Mx + (h - Mm - K)}{-\frac{2M}{9}y + \left(1 + \frac{M}{3}\right)x + \left(1 + \frac{M}{3}\right)m - \frac{2M}{9}h} \quad (19)$$

令 $h - Mm - K = 0$, $\left(1 + \frac{M}{3}\right)m - \frac{2M}{9}h = 0$, 解得

$$h = \frac{\left(\frac{M}{3} + 1\right)K}{-\frac{2M^2}{9} + \frac{M}{3} + 1}; \quad m = \frac{\frac{2M}{9}K}{-\frac{2M^2}{9} + \frac{M}{3} + 1} \quad (20)$$

$M \in (0, 3)$, 所以分母一定不为 0, 系数 h 、 m 一定存在。式 (19) 化简为

$$\frac{dy}{dx} = \frac{y - Mx}{\left(1 + \frac{M}{3}\right)x - \frac{2M}{9}y} \quad (21)$$

设 $z = \frac{y}{x}$, 则 $\frac{dy}{dx} = x \frac{dz}{dx} + z$, 代入上式整理得

$$\left[\frac{-4M-6}{3M(2z+3)} + \frac{3-M}{3M(z-3)} \right] dz = \frac{dx}{x} \quad (22)$$

随着剪切应变的增长, 参数 M 、 h 、 m 不断变化, 式 (22) 的积分形式也相应改变。根据试验数据得到式 (22) 在当前试验条件下的积分形式为

$$-\frac{3+2M}{3M} \ln(2z+3) + \frac{3-M}{3M} \ln(3-z) - \ln(x) + c = 0 \quad (23)$$

式中: c 为由硬化规律决定的变量。

当土体的剪切应变小于 ε_i 时, 土体中没有颗粒破碎发生, 式 (14) 变为

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_s^p} = - \frac{q - Mp}{\left(1 + \frac{M}{3}\right)p - \frac{2M}{9}q} \quad (24)$$

屈服函数形式与罗维剪胀模型屈服函数类似:

$$-\frac{3+2M}{3M} \ln\left(\frac{2q}{3p} + 1\right) + \frac{3-M}{3M} \ln\left(1 - \frac{q}{3p}\right) - \ln p + c = 0 \quad (25)$$

但是式 (25) 中 M 不是临界状态线斜率, 而是剪切应变的函数, 这与罗维剪胀模型有本质区别。

2.5 硬化规律

假设在 $p-q$ 应力空间内, 屈服面与 p 轴交于点 $(p_0, 0)$ 。将这一条件分别代入式 (24)、(25) 中得

$$c = \frac{2M+3}{3M} \ln\left(2 \frac{-h}{p_0 - m} + 3\right) - \frac{3-M}{3M} \ln\left(3 - \frac{-h}{p_0 - m}\right) + \ln(p_0 - m) \quad (26)$$

$$c = \ln p_0 \quad (27)$$

结合式 (14)、(23)、(25) ~ (27) 与试验数据, 得到 p_0 与塑性剪切应变的关系式:

$$p_0 = \left(\frac{d_1 (\varepsilon_s^p)^2 + d_2 \varepsilon_s^p}{\varepsilon_s^p + d_3} + 1 \right) \sigma_3 \quad (28)$$

$$d_2 = c_1 \left(\frac{P_a}{\sigma_3} \right)^{c_2} \quad (29)$$

$$d_3 = c_3 \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right) + c_4 \quad (30)$$

式中： d_1 、 c_1 、 c_2 、 c_3 、 c_4 均为拟合参数。

根据屈服函数的一致性条件，得

$$df = \frac{\partial f}{\partial p} dp + \frac{\partial f}{\partial q} dq + \frac{\partial f}{\partial \varepsilon_s^p} d\varepsilon_s^p = 0 \quad (31)$$

排水三轴试验的应力路径为

$$\frac{dq}{dp} = 3 \quad (32)$$

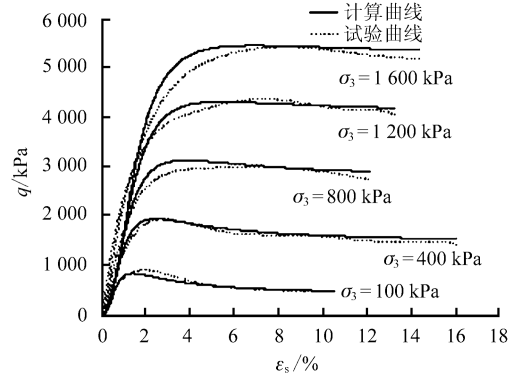
结合上述条件计算出三轴试验的拟合曲线。假设剪切应变增量为 $d\varepsilon_s$ ，通过式 (14) 判断当前土体是否发生颗粒破碎。剪切应变小于等于 ε_i ，没有颗粒破碎发生。屈服函数采用式 (25)，结合式 (24)、(28)、(31)、(32) 计算体积应变增量和应力增量。剪切应变大于 ε_i ，土体内发生颗粒破碎。屈服函数采用式 (23)，结合式 (17)、(28)、(31)、(32) 计算体积应变增量和应力增量。弹性体积应变增量根据式 (9) 和计算出的应力增量求得。

3 试验曲线模拟与参数确定

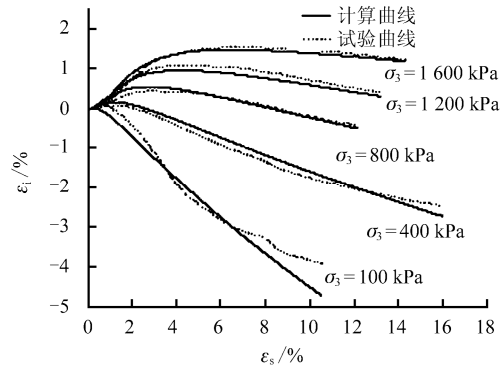
3.1 模型计算结果与试验对比

试验所取岩样为槟榔江苏家河口水电站的强风化粗粒钾长花岗岩堆石料，岩样最大粒径为 800 mm，粒径小于 5 mm 的细料含量为 53.4 %。因受试验仪器尺寸的限制以及石料风化程度的影响，试验用料级配是用相似缩尺法先将设计级配缩小 3 倍以后，再采用等量替代法将超径部分百分数逐级等量替代到 5~60 mm 各级粒组中，作为试验材料级配。试验所用仪器为高压大型三轴仪，直径为 30.2 cm，高为 65.5 cm，试样分 7 层装填捣实，固结围压 σ_3 分别为 0.1、0.4、0.8、1.2、1.6 MPa 共 5 级。采用上、下两面排水固结，至排水量满足稳定要求后开始剪切，剪切速率约为 1 mm/min，试验成果以峰值强度作为破坏标准，当剪切轴向应变大于 15 % 无峰值强度时，取轴向应变 15 % 时的强度作为破坏强度。对试样进行各围压下剪后颗粒分析试验，试样级配曲线如图 1 所示。堆石料三轴试验数据与模型计

算结果如图 4 所示。图 4 (a) 是剪应力与剪切应变曲线图。如图所示，堆石料围压小于 400 kPa，应力曲线出现明显的应力软化。当围压大于 400 kPa 后，应力曲线逐渐由软化向硬化过渡，应力峰值趋于平缓。计算结果与试验曲线比较可以看出，模型能够很好地描述土体的应力软化现象，对堆石料在高围压下的弱软化现象也拟合较好。模型能够描述堆石料随围压增大，其应力-应变关系由软化到硬化的变化过程。图 4 (b) 是体积应变曲线。如图所示，堆石料围压小于 400 kPa，土体出现剪胀。随着围压增大，剪胀逐渐减小，土体由剪胀过渡到剪缩。模型计算结果与试验曲线拟合较好，描述了堆石料体积应变随着围压增大，由剪胀到剪缩的变化过程。



(a) 计算和试验剪应力曲线



(b) 计算和试验体积应变曲线

图 4 三轴试验曲线和模型计算曲线

Fig.4 Triaxial test result compared with model calculation

3.2 模型参数的确定

表 1 列出了试验堆石料三轴试验在各围压下的初始孔隙比与三轴试验达到破坏后测量得到的破碎参量 B_r 。模型中弹性体积应变公式参数由堆石料一维压缩回弹曲线拟合得到， $c = 0.0198$ ， $m = 0.536$ 。堆石料的摩尔强度 $h = 4.1169$ 、颗粒形状系数 $n_s = 25$ (属于角砾)、临界状态线斜率 $M_{cr} = 1.558$ ，由三轴试验数据求得。

表 1 初始孔隙比与破碎参量

Table 1 Initial void ratio and breakage indexes

σ_3/kPa	100	400	800	1 200	1 600
B_r	0.118 6	0.125 0	0.131 0	0.131 7	0.133 6
e_i	0.295	0.293	0.290	0.285	0.275

模型中一共有 14 个拟合参数,分别为摩擦系数拟合参数 a 、 b ; 无颗粒破碎剪切应变公式拟合参数 a_2 、 a_3 ; 破碎耗能拟合参数 a_1 、 b_1 ; 破碎参量拟合参数 be_1 、 be_2 、 A_3 ; 硬化规律拟合参数 d_1 、 c_1 、 c_2 、 c_3 、 c_4 。由于试验条件限制,一些参量无法通过试验直接测量,如剪切过程中的颗粒破碎参量以及出现颗粒破碎时土体的摩擦系数。这些拟合参数不能通过简单的曲线拟合来确定,参数之间的关系复杂,使用常规的优化方法收敛速度较慢,解的稳定性差。因此,本文通过变异粒子群优化算法^[16]拟合参数。

粒子群优化算法(PSO)最早由 Eberhart 和 Kennedy 于 1995 年提出^[17],其基本概念源于对鸟群捕食行为的研究。在该算法中,每个优化问题的潜在解都是搜索空间中的一只鸟,称之为“粒子”。所有粒子都有一个由优化问题决定的适应值和一个速度来决定它飞行的方向和距离。算法初始化为一群随机粒子,可通过迭代更新找到最优解。在每次迭代中,粒子通过跟踪两个“极值”来更新自己。一个是粒子本身所找到的最优解,称之为个体极值 $pbest$,另一个是整个粒子群目前找到的最优解,称之为全局极值 $gbest$ 。变异粒子群算法借鉴遗传算法中的变异策略,在粒子更新过程中加入变异过程。

根据变异粒子群优化算法得到优化参数:
 $a = 0.562$, $b = 0.647$, $a_2 = 0.177$, $a_3 = 0.592$,
 $a_1 = 11.996$, $b_1 = 0.067$, $be_1 = 0.147$, $be_2 = 0.241$,
 $A_3 = 9.342$, $d_1 = 8.453$, $c_1 = 30.293$, $c_2 = 0.486$,
 $c_3 = 0.283$, $c_4 = 0.216$ 。结合图 2~4 可以看出,采用变异粒子群优化算法得到的拟合参数,能够使颗粒破碎耗能、破碎参量关系式、剪切应变与破碎参量关系式相互协调。根据能量关系式计算得到的破碎参量与实测值基本吻合,根据能量关系式计算得到的破碎参量与根据剪切应变关系式计算得到的破碎参量也基本吻合,而模型计算得到的应力-应变关系曲线与试验结果也拟合得较好。

4 结 语

粗粒土受力过程中发生颗粒破碎,直接改变了土体结构,对土体的剪胀、内摩擦角、峰值强度、渗透系数等工程特性都会产生影响。通过分析三轴

试验数据,计算得出剪切过程中的颗粒破碎耗能。建立了破碎耗能、破碎参量 B_r 的关系式。通过该关系式计算得到剪切过程中的破碎参量,建立了破碎参量与剪切应变的关系式。结合这两个关系式,把破碎耗能引入本构方程,采用相关联流动法则推导出考虑颗粒破碎的屈服函数。根据屈服函数与试验数据建立以塑性剪切应变为内参量的硬化函数。通过变异粒子群优化算法拟合试验曲线,确定模型参数。

模型的计算结果与试验曲线拟合较好,能够反映粗粒土在不同围压下的应力软化、硬化以及体积剪胀、剪缩等特征。

参 考 文 献

- [1] [日]日本土质学会. 粗粒料的现场压实[M]. 郭熙灵, 文丹译. 北京: 中国水利水电出版社, 1999.
- [2] LADE P V, YAMAMUROJ A, BOPP P A. Significance of particle crushing in granular materials[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1996, 122(4): 309—316.
- [3] NAKATA Y, HYDE A F L, HYODO M, et al. A probabilistic approach to sand particle crushing in the triaxial test[J]. **Geotechnique**, 1999, 49(5): 567—583.
- [4] MCDOWELL G R, BOLTON M D. On the micromechanics of crushable aggregates[J]. **Geotechnique**, 1998, 48(5): 667—679.
- [5] MCDOWELL G R, NAKATA Y, HYODO M. On the plastic hardening of sand[J]. **Geotechnique**, 2002, 52(5): 349—358.
- [6] UENG T S, CHEN T J. Energy aspects of particle breakage in drained shear of sands[J]. **Geotechnique**, 2000, 50(1): 65—72.
- [7] SALIM W, INDRARATNA B. A new elastoplastic constitutive model for coarse granular aggregates incorporating particle breakage[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2004, 41(4): 657—671.
- [8] 刘汉龙, 秦红玉, 高玉峰 等. 堆石粗粒料颗粒破碎试验研究[J]. **岩土力学**, 2005, 26(4): 562—565.
 LIU Han-long, QIN Hong-yu, GAO Yu-feng, et al. Experimental study on particle breakage of rockfill and coarse aggregates[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(4): 562—565.

- [9] 程展林, 丁红顺, 吴良平. 粗粒土试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(8): 1151—1158.
CHENG Zhan-lin, DING Hong-shun, WU Liang-ping. Experimental study on mechanical behaviour of granular material[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2007, 29(8): 1151—1158.
- [10] 迟世春, 贾宇峰. 土颗粒破碎耗能对罗维剪胀模型的修正[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(11): 1266—1269.
CHI Shi-chun, JIA Yu-feng. Rowe's stress-dilatancy model modified for energy dissipation of particle breakage[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2005, 27(11): 1266—1269.
- [11] 贾宇峰, 迟世春, 杨峻, 等. 粗粒土破碎耗能计算及影响因素[J]. 岩土力学, 2009, 30(7): 1960—1966.
JIA Yu-feng, CHI Shi-chun, YANG Jun, et al. Measurement of breakage energy of coarse granular aggregates[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2009, 30(7): 1960—1966.
- [12] EL SOHBY M A. Elastic behavior of sand[J]. **The Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE**, 1969. 95(SM6): 1393—1409.
- [13] JEFFERIES M, BEEN K. Implications for critical state theory from isotropic compression of sand[J]. **Geotechnique**, 2000, 50(4): 419—429.
- [14] 龚晓南. 土塑性力学[M]. 杭州: 浙江大学出版社, 1997.
- [15] HARDIN B O. Crushing of soil particles[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1985, 111(10): 1177—1192.
- [16] 李亮, 迟世春, 林皋. 粒子群优化复合形法求解复杂土坡最小安全系数[J]. 岩土力学, 2005, 26(9): 1393—1398.
LI Liang, CHI Shi-chun, LIN Gao. Improved complex method based on particle swarm optimization algorithm and its application to slope stability analysis[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(9): 1393—1398.
- [17] KENNEDY J, EBERHART R. Particle swarm optimization[C]//Proceedings of the 1995 IEEE International Conference on Neural Networks. Piscataway: IEEE Service Center, 1995: 1942—1948.