

DOI: 10.11779/CJGE201512020

粗粒土应力诱发各向异性真三轴试验颗粒流模拟研究

齐 阳, 唐新军*, 李晓庆

(新疆农业大学水利与土木工程学院, 新疆 乌鲁木齐 830052)

摘要: 基于颗粒流基本理论和物理试验结果, 通过改进 PFC^{3D} 程序中的内置代码, 生成包含 clump 颗粒的混合试样以克服纯球体颗粒模拟粗粒土抗剪强度不足的缺陷, 模拟粗粒土在真三轴状态下各主应力方向上的单向加荷试验, 并从宏观和细观角度分析了复杂应力状态下粗粒土的应力诱发各向异性特征。试验结果显示: 复杂应力状态对各向异性诱发作用显著, 各向宏、细观参数及应力-应变曲线显示出了显著的各向异性; 单向加荷试验中加荷向始终为压缩变形, 侧向变形复杂, 且受初始中主应力系数 B 影响显著, 且 B 值对非加载向泊松比的各向异性及加载向应力-应变曲线的影响亦较明显; 模拟试验中配位数、孔隙率等细观参数的变化趋势能够反映试样体积变形的类型, 两个细观参数的取值大小影响抗剪强度的强弱, 并且各主应力方向单向加荷时, 对应相同的应力增量配位数、孔隙率等细观参数表现出显著的各向异性; 从细观角度看, 应力诱发各向异性产生的原因归结于侧向围压差异所引起的细观结构变化。

关键词: 粗粒土; 各向异性; 单向加荷; PFC; 中主应力

中图分类号: TU443 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2015)12-2292-09

作者简介: 齐 阳(1988-), 男, 硕士研究生, 主要从事水利水电工程数值分析研究。E-mail: yqi_qy@163.com。

Stress-induced anisotropy of coarse-grained soil by true triaxial tests based on PFC

QI Yang, TANG Xin-jun, LI Xiao-qing

(College of Water Conservancy and Civil Engineering, Xinjiang Agricultural University, Urumqi 830052, China)

Abstract: Based on the results of laboratory tests on coarse-grained soil and the theory of three-dimensional particle flow code, a numerical model for true triaxial tests is obtained with mixed particles containing Clump particle. The Clump particle is generated with the tool of PFC and improvement of program code, to solve the insufficient shear strength problem on simulation of coarse grained soil by balls. A series of unilateral loading tests based on the PFC are performed, and the characteristics of complex stress-induced anisotropy of coarse-grained soil are studied from the macro-micro angle. The results indicate that the significant anisotropy showed by the macro parameters, meso parameters and stress-strain curves in the direction of three principal stresses is mainly induced by complex stress state. The deformation in the loading direction is compressive one in all cases, while the deformations in the other two lateral directions are complicated and greatly influenced by the value of B . Moreover, both the anisotropy of Poisson's ratio and the stress-strain curve in the direction of a certain principal stress are easily affected by the value of B . In a mesoscopic view, the micro parameters in the direction of each principal stress like coordination number or porosity are very different, and their change trend can reflect the type of deformation and their values have a strong influence on the peak strength. It is also shown that the anisotropy of coarse-grained soil is due to the microstructure change caused by confining pressure difference.

Key words: coarse-grained soil; anisotropy; unilateral loading; PFC; intermediate principal stress

0 引言

粗粒土作为一种非连续摩擦型工程材料, 在工程中有着广泛的应用。它不仅在实践过程中表现出了压硬性、剪胀性、非线性非弹性、应力-应变与应力路径和应力历史相关等诸多特性, 还特别表出了各向异性特性^[1]。然而, 目前对于粗粒土力学特性的研究仍然以常规三轴试验为主, 通过各向同性假设将轴对称条件下大主应力方向单向加荷的试验结果, 推广应用

到其他主应力方向, 这显然难以全面、准确地反映复杂应力状态下粗粒土的工程力学特性。

工程实践中不乏复杂应力状态下由加载方式引起的应力、应变各向异性问题。特别是近年来高土石坝、高速公路等大规模复杂工程的兴建, 各向异性对土体

基金项目: 新疆维吾尔自治区自然科学基金面上项目(2013211A027)

收稿日期: 2014-09-28

*通讯作者

力学变形特性的影响越来越显著, 迫切需要对各向异性这一以往多被回避或忽略的土体特性进行更加深入、精确的研究。

通过颗粒流仿真模拟从细观层面研究粗粒土解释其宏观力学行为是目前岩土工程领域研究的新趋势^[2-8]。相比物理试验, 数值模拟不仅能够克服物理试验中实验仪器尺寸不足, 加载难以控制等缺陷, 还能够将细观结构变化和宏观力学响应联系起来, 从土体内部细观结构力学的角度, 分析土体的力学性质和变形特性。目前国内在真三轴状态下对粗粒料进行的数值模拟试验还不多见。杨贵等^[9]利用颗粒流程序通过真三轴等 p 等 b 试验探究了不同平均主应力和中主应力系数下粗粒料的变形强度特性。周伟等^[10]通过颗粒流程序进行了真三轴等 σ_3 等 b 试验探究了粗粒土等中主应力比加载路径下的力学特性。

本文以 PFC^{3D} 为载体, 改进其内置程序代码, 依靠生成 clump 颗粒(图 3)克服纯球体颗粒模拟粗粒土抗剪强度不足的缺陷, 在真三轴状态下对粗粒土进行不同初始主应力方向上的单向加载试验, 并从宏观和细观的角度探究其应力诱发各向异性。

1 接触本构模型及其适用性

1.1 接触本构模型

堆石体等粗粒土属于摩擦型材料, 没有黏结性, 只能采用接触刚度本构模型和滑动本构模型来模拟其本构行为。

接触刚度模型, 揭示接触力-位移关系, 主要由以下 4 个向量方程表征:

$$F^n = F_i^n + F_i^s, \quad (1)$$

$$F_i^n = K^n U^n n_i, \quad (2)$$

$$F_i^s \leftarrow F_i^s + \Delta F_i^s, \quad (3)$$

$$\Delta F_i^s = -K^s \Delta U_i^s. \quad (4)$$

式中 F^n 为接触力; F_i^n , F_i^s 为接触力法向、切向分量; K^n , K^s 为法向、切向接触刚度值; U^n 为接触实体法向相对位移; ΔU_i^s 为切向位移增量; n_i 为接触平面单位法向向量。

滑动模型, 即切向接触力满足式 $|F_i^s| > F_{\max}^s = \mu |F_i^n|$, 两接触实体会发生相对滑动。式中, μ 为接触摩擦系数, 其值为两接触实体摩擦系数中的较小值。

1.2 接触本构模型的适用性

颗粒集合体的宏观强度主要是由颗粒在加载过程中的滑动、摩擦、转动、重排列等决定的。堆石体等粗粒土颗粒形状不规则, 排列紧密, 咬合力大等特点决定了其在加载过程中不易出现滑动、旋转和重排列, 因此其抗剪强度通常较高。但是用球体颗粒单元模拟

粗粒土颗粒时, 仅仅应用上述本构模型往往抗剪强度不足, 因为球体颗粒圆度高, 摩擦小, 排列方式单一的特点致使颗粒在加载过程中极易出现滑动、旋转和重新排列。为解决该问题通常的做法是在上述模型的基础上引入黏结模型, 这虽然能够在一定程度上提高抗剪强度, 但是其试验过程难以反映粗粒土实际的细观结构变化, 因为黏结模型的引入使试样具备了实际不存在的抗拉伸能力。根据实践经验, 本文在数值试样中引入了 clump 颗粒, 通过更改颗粒单元的形状提高试样的抗剪强度, 该方法其实与蒋明镜等^[11]、杨春和等^[12]所提出的考虑颗粒抗转动作用模型的理念一致, 都是通过抑制颗粒转动来增强强度。

2 真三轴单向加载试验的数值模拟

2.1 数值模拟

数值模拟的级配曲线取自施维成等^[13-14]物理试验所用土料并做适当调整。该物理试验所用土料为双江口心墙堆石坝的堆石料, 粒径 5~10 mm 的颗粒占总重的 70%, 粒径小于 5 mm 的颗粒占总重的 30%, 级配曲线如图 1 所示。物理试样尺寸为 120 mm×60 mm×120 mm, 控制干密度为 1.91 g/cm³。

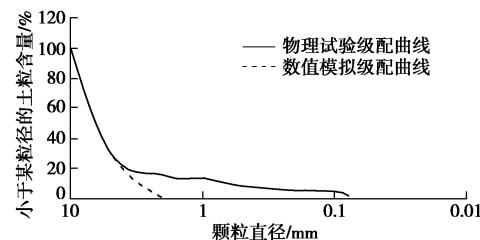


图 1 物理试样及数值试样颗粒级配曲线

Fig. 1 Grading curves of numerical sample and physical specimen

当数值试样级配曲线与物理试验完全一致时, 模型中颗粒数多达几十万, 将严重影响计算效率。根据已有的实践经验^[9-10]和本文数值模拟试验的结果, 适当增大颗粒最小粒径不仅能显著缩短计算时间, 而且对试验结果的影响也较小, 因此, 反复尝试后决定控制数值试样最小粒径为 2 mm, 具体级配曲线如图 1 中虚线所示。

数值试件尺寸与物理试验保持一致, 如图 2 所示, 图中黄色颗粒为球体颗粒, 蓝色颗粒为 clump 颗粒。生成数值试样时, 先按图 1 所示级配曲线生成纯球体颗粒试样, 再通过程序内置的 clump replace 指令将相应百分比的纯球体颗粒替换为 clump 颗粒。在纯球体颗粒阶段, 模型中颗粒数目为 6478, 生成 clump 颗粒后, 颗粒数目为 11945。

每个 clump 颗粒都与被替换的球体颗粒保持相同的体积和质心坐标。本文涉及到的 clump 颗粒有如图

3 所示的两种类型，分别为 peanut 和 dyad，前者由 3 个颗粒组成，粒径比为 $0.5R : R : 0.5R$ ，两边颗粒球心位于中间颗粒球面处；后者由两个颗粒组成，粒径比为 $R : R$ ，球心位于彼此的球面处， R 的取值由系统通过保持体积与原球体体积一致自动求得。这两种类型都是通过适当增加颗粒长度的方式来增加加载过程中颗粒旋转的难度。事实证明这种方式是非常有效的，它们所占的百分比越大，试样强度越高。

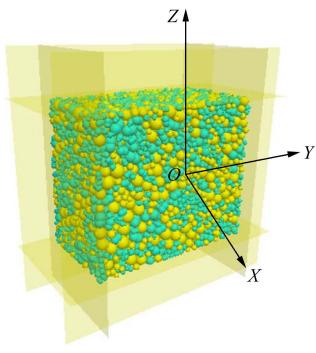


图 2 颗粒流模型

Fig. 2 Particle flow mode



图 3 两种 clump 颗粒

Fig. 3 Two kinds of clump particles

2.2 加载方式

本数值试验主要包括两部分内容，分别是 σ_3 (X 轴方向) 不变， σ_1 (Z 轴方向)、 σ_2 (Y 轴方向) 等比例同时加载的等 b 试验和真三轴状态下各初始主应力方向上的单向加载试验。其中，前者用来标定出能够反映粗粒土真实力学性能的细观参数，后者用来探究粗粒土的应力诱发各向异性特性。

(1) 等 b 试验

b 是反映 σ_1 、 σ_2 、 σ_3 三者相对大小的参数，表达式为

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (5)$$

由式 (7) 变形可得

$$\sigma_2 - \sigma_3 = b(\sigma_1 - \sigma_3) \quad (6)$$

σ_3 恒定，则由式 (6) 可知加载过程中应控制 $\Delta\sigma_2 = b\Delta\sigma_1$ 。但数值模拟为应变控制式加载，当控制 σ_2 向加载速率为 σ_1 向加载速率的 b 倍时， $\Delta\sigma_2$ 并不精确等于 $b\Delta\sigma_1$ ，因此每次试验皆需调试 b 的取值。

具体方法为：先通过伺服系统，调整各个墙体速度，对试件施加围压 σ_3 ，使试件处于三向相等应力状

态。其次，保持 σ_3 恒定，通过分级渐变的方式使 σ_2 、 σ_1 向的加载速率增大到指定值（满足 b 倍关系），并保持不变，加载完成后，根据试验结果按式 (9) 求出调试后的加载速率比 b' ：

$$b' = b^2 \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_2 - \sigma_3} \quad (7)$$

图 4 为分别按 b 倍关系、 b' 倍关系加载后的试验结果，可以得知由式 (7) 调试后的加载速率 b' 可以确保加载过程中 $\Delta\sigma_2 = b\Delta\sigma_1$ 。

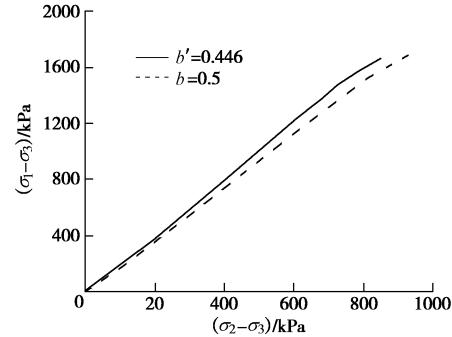


图 4 实测应力路径

Fig. 4 Measured stress path

(2) 单向加载试验

试样生成后，首先通过伺服系统加载使试样处于设定的三向不等的初始应力状态，待变形稳定后，分别在真三轴状态下进行各主应力方向上的单向加载试验。单向加载试验时，沿某一主应力方向加载，其余两主应力方向保持初始应力不变。

2.3 细观参数标定

本数值模型涉及到的细观参数主要有接触弹性模量 E_c 、颗粒法向切向刚度比 K_n/K_s 、摩擦系数 μ 、孔隙率 n 、球体、dyad、peanut 颗粒各自所占的质量百分比为 v_1 、 v_2 、 v_3 。由细观参数与宏观力学响应之间的联系可知， E_c 主要影响初始弹性模量的大小， K_n/K_s 主要影响泊松比的大小，颗粒形状、 μ 、 n 则主要影响抗剪强度大小。

为保证标定出的细观参数能够真实地反映粗粒土的力学性能，使数值试验结果与物理试验^[14]结果尽量一致，等 b 试验在围压为 150 kPa， $b=0.5$ 的情况下进行了参数调整，又在围压为 200 kPa， $b=0.5$ 的情形下进行了参数验证。物理试验与数值试验结果的对比如图 5 所示，相应的细观参数如表 1 所示。

表 1 PFC^{3D} 数值模拟细观参数

Table 1 Meso-parameters in PFC^{3D} sample

E_c /MPa	k_n/k_s	μ	n	ρ $/(kg \cdot m^{-3})$	v_1	v_2	v_3
54.2	1.25	0.9	0.3	2650	0.25	0.40	0.35

3 宏观力学响应分析

本数值试验主要进行了如表2所示的4种初始应力状态下的各主应力方向上的单向加载试验。结果分析中的符号规定如下: 应变收缩方向为正, 应变膨胀方向为负; σ_{01} , σ_{02} , σ_{03} 三个方向应变分别为 ε_1 , ε_2 , ε_3 。

表2 初始应力状态

Table 2 Initial stress state

初始中主应力系数			
σ_{01} /kPa	σ_{02} /kPa	σ_{03} /kPa	$B = \left(\frac{\sigma_{02} - \sigma_{03}}{\sigma_{01} - \sigma_{03}} \right)$
500	100	100	0
500	150	100	0.125
500	300	100	0.500
500	450	100	0.875

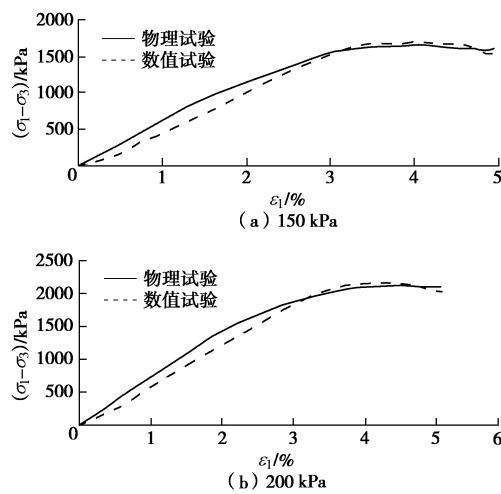


图5 物理试验与数值试验对比图

Fig. 5 Comparison between numerical and laboratory tests

3.1 数值试样初始各向同性状态验证

复杂的应力状态是各向异性产生的外界条件, 如果没有各向异性的应力状态, 原生(结构)各向异性和次生(应力)各向异性都很难有产生的条件。并且真三轴试验的结果也表明, 在一定的均匀应力作用下, 由原状土样或者装样方法产生的一定的初始各向异性也会消失^[1, 15]。

由于数值试样通过膨胀法生成, 并且是在整个试样生成之后才赋予土体颗粒重力加速度, 所以制样过程中竖直方向和水平方向荷载差异不大, 因此该阶段产生的初始各向异性很小。为进一步消除初始各向异性的影响, 试样生成过程特别增加了设定各向同性应力值(100 kPa围压下等向固结)和减小“浮点数”(提升颗粒接触点数的均匀性)两个阶段, 如此可确保数值试样基本上处于初始各向同性状态。

为验证上述分析的合理性, 分别沿图2所示Z, Y,

X方向进行了初始应力状态为 $\sigma_{01} = \sigma_{02} = \sigma_{03} = 100$ kPa(即试样刚生成时的应力状态)的单向加载试验, 加载向应力增量与各方向应变的关系曲线如图6所示。由图可知, 沿任一初始应力方向进行单向加载试验, 其余两侧向的应力-应变曲线基本上都是重合的; 分别沿 σ_{01} , σ_{02} , σ_{03} 三个方向加载得出的3个加载向的应力-应变曲线基本一致, 即初始弹性模量和峰值强度差异不大; σ_{03} 加载向的应力-应变曲线与其它两个加载向稍有不同是由于受到试件长方体结构的影响。综上可知, 数值试样初始各向同性状态良好; 长方体结构产生了一定的初始各向异性, 但总体来说影响不大。

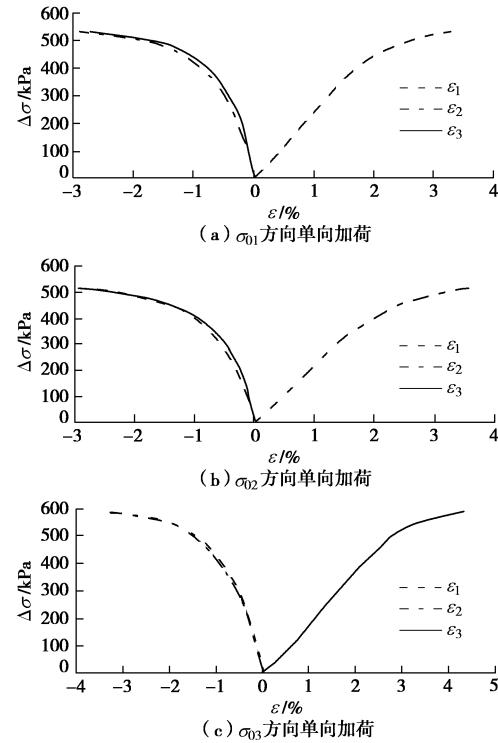
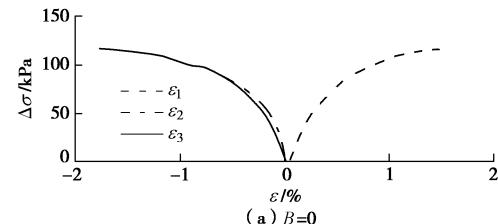


图6 应力应变关系曲线

Fig. 6 Stress-strain curves

3.2 σ_{01} 方向上的单向加载

图7为 σ_{01} 方向单向加载时, 应力增量 $\Delta\sigma$ 与各个方向应变之间的关系。由图可知, σ_{01} 向单向加载时, ε_1 恒为正, 即加载向一直压缩; ε_3 恒为负, 即 σ_{03} 方向始终膨胀, 且膨胀变形随初始中主应力系数B的增大呈现出加大的趋势; σ_{02} 方向变形亦受B的影响较大, 随着B的增加膨胀变形逐渐减弱直至基本上不发生变形。



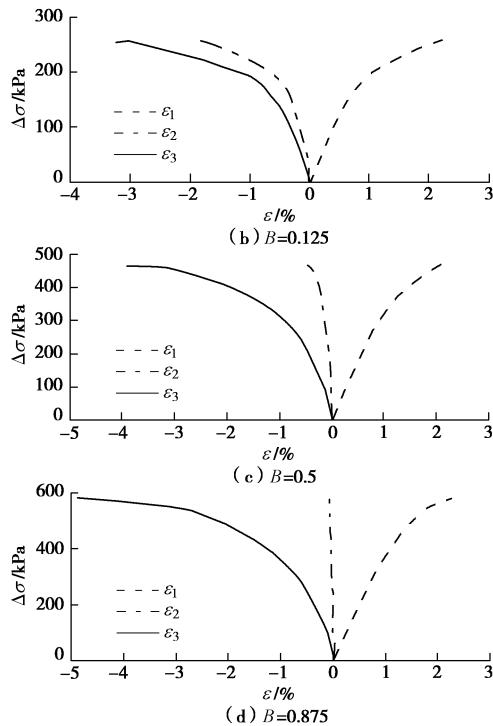
图 7 σ_{01} 方向单向加荷试验的应力应变关系曲线

Fig. 7 Stress-strain curves from tests with loading only applied in direction of σ_{01}

以应力增量达到最大应力增量 $1/2$ 的点计算 $-\Delta\epsilon_2/\Delta\sigma_1$, $-\Delta\epsilon_3/\Delta\sigma_1$ 的值, 并以此作为 σ_{02} , σ_{03} 方向的泊松比。结果显示, B 为 0 时, 两个方向泊松比基本相同, 但是随着 B 值的增加两个方向的泊松比差异越来越大, 说明 B 值加剧了两个方向泊松比的各向异性。这是因为随 B 值增加两侧向围压 σ_{02} 与 σ_{03} 的差值越来越大的缘故。

加载向初始弹性模量 E 为应力增量达到最大应力增量 $1/2$ 时的割线模量, 随 B 值增加 E 依次增加为 19.2, 24.8, 33.7, 41.3 MPa。此外, 加载向应力 - 应变曲线峰值强度亦随 B 值增加逐渐增强。由此可知, B 值对加载向应力 - 应变曲线影响显著。究其原因主要是因为随 B 值增加, σ_{02} 持续增大的缘故。

3.3 σ_{02} 方向上的单向加荷

图 8 为 σ_{02} 方向上单向加荷时, 应力增量 $\Delta\sigma$ 与各个方向应变之间的关系。由图可知, σ_{02} 方向上单向加荷时, ϵ_2 恒为正, 即加荷向一直压缩; ϵ_3 恒为负, 即 σ_{03} 方向始终膨胀; σ_{01} 方向则基本不发生变形。

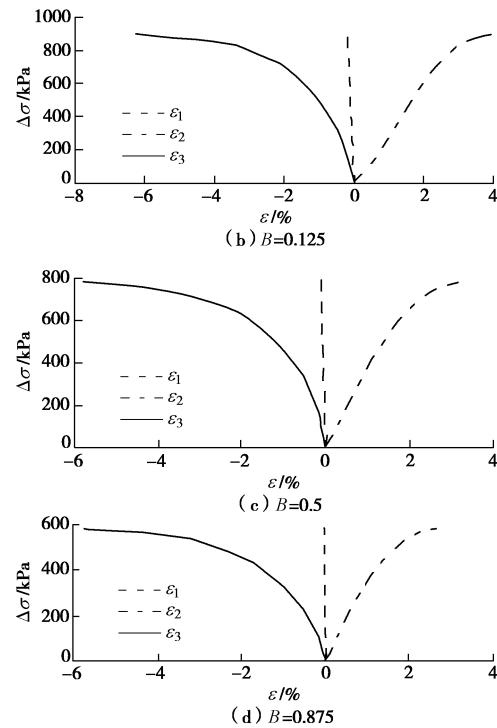
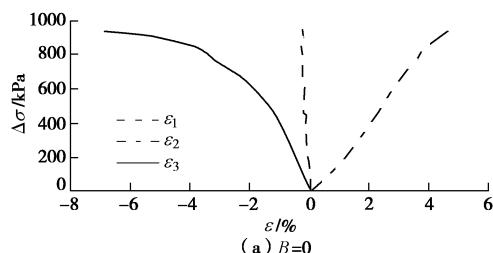
图 8 σ_{02} 方向单向加荷试验的应力应变关系曲线

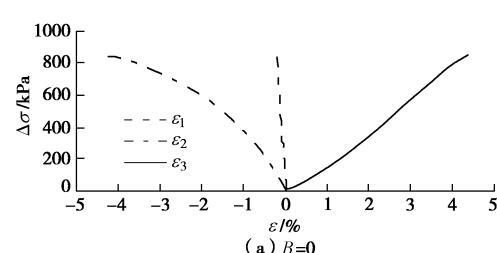
Fig. 8 Stress-strain curves from tests with loading only applied in direction of σ_{02}

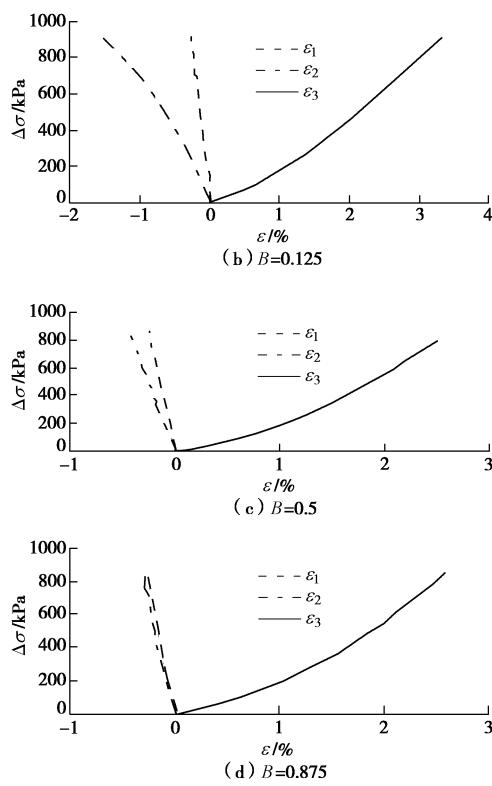
比较两侧向的泊松比可知, B 为任何值时两者均相差较大, 说明两个方向泊松比的各向异性不受 B 值的影响, 始终较显著。这主要归因于 σ_{01} 与 σ_{03} 不随 B 变化, 且两者差值始终较大。

由图可知, B 值依然对加载向应力 - 应变曲线影响显著。初始弹性模量随 B 值增加依次增加为 20.5, 29.5, 33.1, 38.0 MPa, 而峰值强度却随着 B 值增加逐渐减弱, 这主要是因为对于任意 B 值 σ_{01} , σ_{03} 都是固定不变的, 所以试件破坏时的加载强度是一定的, 而加载向初始应力又随 B 值不断增大, 所以最大应力增量随 B 值的增加呈现出递减的趋势。

3.4 σ_{03} 方向上的单向加荷

图 9 为 σ_{03} 方向上单向加荷时, 应力增量 $\Delta\sigma$ 与各个方向应变之间的关系。由图可知, σ_{03} 方向上单向加荷时, ϵ_3 恒为正, 即加荷向一直压缩; ϵ_1 , ϵ_2 恒为负, 即 σ_{01} , σ_{02} 方向一直膨胀, 但是 σ_{01} 方向变形不受 B 值的影响, 始终很小, 而 σ_{02} 方向变形则随着 B 值的增加逐渐减弱。



图 9 σ_{03} 方向单向加荷试验的应力应变关系曲线Fig. 9 Stress-strain curves from tests with loading only applied in direction of σ_{03}

比较两侧向的泊松比可知, 两个方向泊松比的差异受 B 的影响较大, 随着 B 值的增加差异逐渐减弱, 说明 B 值减弱了两个方向泊松比的各向异性。这主要归因于 σ_{01} 与 σ_{02} 的差值随 B 值增加越来越小。

B 值对 σ_{03} 加载向应力 - 应变曲线的影响同上文 B 值对 σ_{01} 加载向应力 - 应变曲线的影响一致。但相较于后者, 由于前者非加载向初始应力更大, 所以峰值强度均比后者要大。图 9 只给出了加载范围在 800 kPa 以内的应力 - 应变曲线。

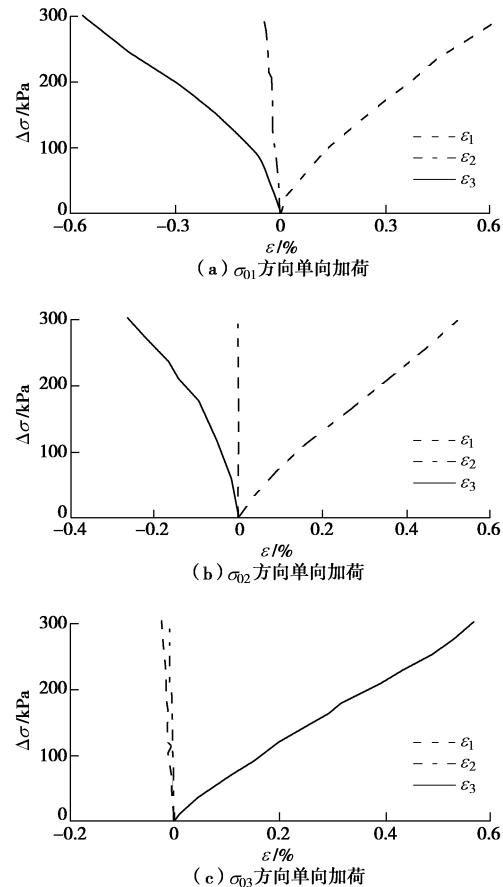
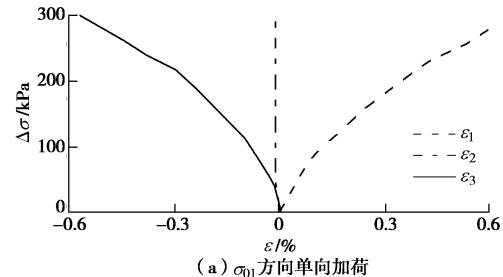
3.5 同一复杂初始应力状态下的各向异性分析

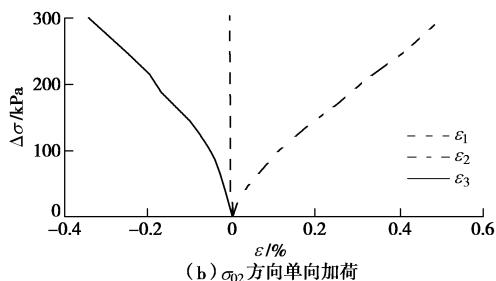
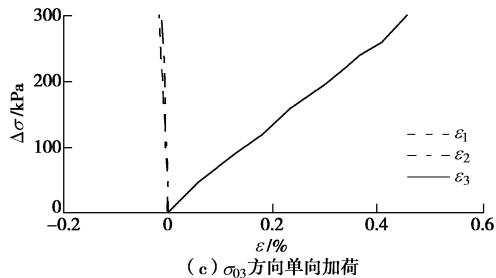
对比图 7~9 可知, 复杂初始应力状态下, 对于某一特定的 B 值, 沿任一主应力方向加载, 除非两侧向初始应力相同或接近, 否则两侧向应力 - 应变曲线不再重合; σ_{01} , σ_{02} , σ_{03} 加载方向上的应力 - 应变曲线各向异性明显, 集中表现在峰值强度的巨大差异, 这主要是由非加载向初始应力的大小决定的, 两侧向初始应力越大峰值强度越高。

由图 6 可知, 排除长方体结构的影响, 在各向同性状态下, σ_{01} 方向加载所引起的 σ_{02} , σ_{03} 方向上的变形 ε_{12} , ε_{13} 与 σ_{02} 方向加载所引起的 σ_{01} , σ_{03} 方向上的变形 ε_{21} , ε_{23} 四者应基本相同。但复杂应力状态下的试验结果显示, 对于任一 B 值, 四者都表现出了较大的差异, 各向异性显著。

3.6 数值试验结果与物理试验结果的对比分析

图 10, 11 给出了室内单向加荷物理试验^[14] B 值为 0.5 ($\sigma_{01}=500$ kPa, $\sigma_{02}=300$ kPa, $\sigma_{03}=100$ kPa) 及 0.75 ($\sigma_{01}=500$ kPa, $\sigma_{02}=400$ kPa, $\sigma_{03}=100$ kPa) 时的应力应变关系曲线。对其分析后可知, 进行室内单向加荷物理试验时, 加荷向始终发生压缩变形。侧向变形受 B 值的影响较大, 当 $B \geq 0.5$ 时, 对于 σ_{01} 或者 σ_{02} 方向上的单向加荷, 只在 σ_{03} 方向上发生膨胀变形, 另一方向则不发生变形或发生微小膨胀变形; 对于 σ_{03} 方向上的单向加荷, 两侧向发生微弱的膨胀变形, 且彼此相差很小。并且, 对于 σ_{01} 或者 σ_{03} 方向上的单向加荷, 随着 B 值增大, σ_{02} 方向上的膨胀变形减弱。将该物理试验结果与本文数值试验结果对比后发现, 数值试验的膨胀变形稍大于室内物理试验, 但两者得出的结论基本上是一致的, 这说明, 采用数值试验进行粗粒土应力诱发各向异性的研究是可行的。

图 10 B 为 0.5 时室内试验应力应变关系曲线Fig. 10 Stress-strain curves of laboratory tests for $B=0.5$ 

(b) σ_{02} 方向单向加荷(c) σ_{03} 方向单向加荷图 11 B 为 0.75 时室内试验应力应变关系曲线Fig. 11 Stress-strain curves of laboratory tests for $B=0.75$

4 细观力学响应分析

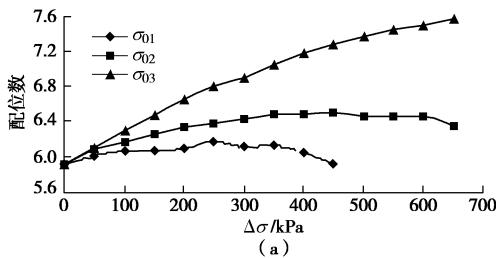
4.1 配位数变化分析

配位数 C 是指试样中颗粒的平均接触点数, 它可以从细观层面反映粗粒土的接触特性, 配位数越大, 试样越紧密, 颗粒之间的接触力越大, 计算公式如下:

$$C = \frac{\sum n_i^p + \sum n_i^c}{n_p + n_c}, \quad (10)$$

式中, n_p , n_c 分别为球体、clump 颗粒的个数, n_i^p , n_i^c 分别为单个球体、clump 颗粒的接触点数。

图 12 (a) 为 B 为 0.5 时, 配位数随各主应力增量变化的曲线图。可知, 三者虽有相同的初始配位数, 但在统计区间内, σ_{01} , σ_{02} 向加载时配位数随应力增量先增后减, σ_{03} 向加载时配位数则一直增加, 且对应相同的应力增量三者的配位数存在 $C_3 > C_2 > C_1$, 表现出显著的各向异性。图 12 (b) 为不同主应力系数下, σ_{01} 向加载时试样配位数随应力增量变化的曲线图。可知, 对应相同的应力增量, B 值越大配位数越大, 且 B 值越大, 配位数开始递减时所对应的应力增量越大。



(a)

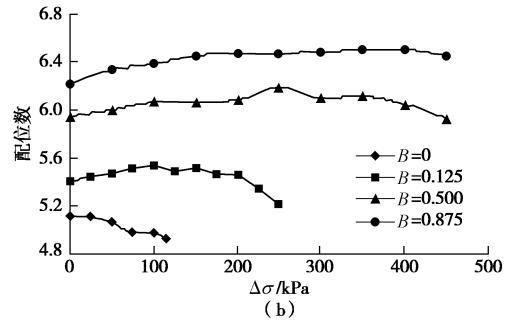
图 12 配位数与 $\Delta\sigma$ 的关系曲线

Fig. 12 Relation curves of coordination number and axial stress

4.2 孔隙率变化分析

孔隙率可从细观层面反映加载过程中试样体积变形的变化过程。通常情况下, 孔隙率增加时, 试样发生剪胀变形; 孔隙率减小时, 试样发生剪缩变形。

图 13 (a) 为 B 为 0.5 时, 试样孔隙率随各主应力增量变化的曲线图。可知, 三者虽初始孔隙率相同, 但统计区间内, σ_{01} , σ_{02} 向加载时孔隙率随应力增量先减后增, σ_{03} 向加载时孔隙率则一直减小, 且对应相同的应力增量孔隙率大小存在 $n\sigma_{01} > n\sigma_{02} > n\sigma_{03}$, 表现出显著的各向异性。图 13 (b) 为不同主应力系数下, σ_{01} 向加载时试样孔隙率随应力增量变化的曲线图。可知, 对应相同的应力增量, B 值越大孔隙率越小, 且 B 值越大, 孔隙率开始增大时所对应的应力增量越大。

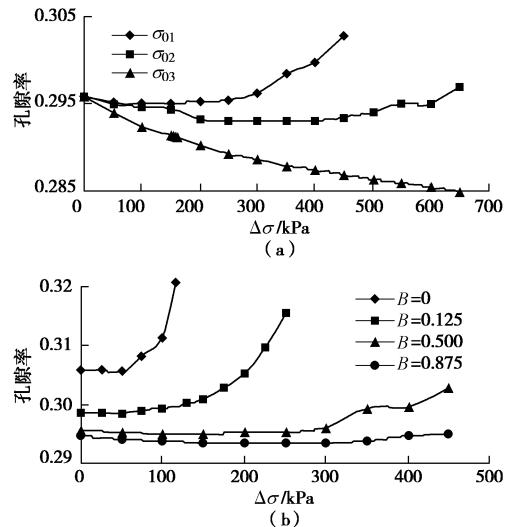
图 13 孔隙率与 $\Delta\sigma$ 的关系曲线

Fig. 13 Relation curves of porosity and axial stress

4.3 细观参数与宏观反映的联系

配位数与孔隙率具有相反的变化趋势, 配位数增加时孔隙率通常减小, 两者的变化趋势能够反映体积变形的类型, 取值大小影响峰值强度的强弱。当配位数增加或者孔隙率减小时试样通常发生体缩变形, 反之为体胀变形。配位数越大或者孔隙率越小峰值强度

越大, 反之越小。

某一 B 值下各主应力方向的单向加荷试验, 初始时刻, 颗粒排列相对疏松, 配位数较小, 孔隙率较大。随着荷载的增加, 颗粒相互挤压填充孔隙, 体积得到压缩, 孔隙率减小, 配位数增加, 颗粒间咬合力增强, 抗剪强度加大。当加载强度接近最大的时候, 颗粒滑动、转动、翻滚加剧, 体积逐渐膨胀, 孔隙率增加, 配位数减小, 颗粒间咬合力变弱, 抗剪强度变弱, 当加载强度进一步加大时, 试样开始出现剪切破坏。

从细观角度看, 单向加荷试验所呈现的各向异性归结于非加载向围压差异所引起的细观结构变化, 当两侧向围压接近且较小时, 加载过程中, 平均配位数较小, 平均孔隙率较大, 侧向变形沿着两个方向均衡膨胀, 并且颗粒间相互作用力较弱致使试样抗剪强度不高; 当两侧向围压接近且较大时, 平均配位数较大, 平均孔隙率较小, 侧向不变形或发生微小均衡膨胀变形, 并且颗粒间较大的作用力使得试样抗剪强度较高; 当两侧向围压差异随 B 变化时, B 值越大平均配位数越大, 平均孔隙率越小, 小围压向膨胀变形始终较大, 大围压向膨胀变形随 B 值增加逐渐减弱直至基本不发生变形, 抗剪强度也随 B 值逐渐增强。

5 结 论

(1) 生成 clump 混合试样, 增强颗粒的抗转动作用, 是解决 PFC 模拟粗粒土三轴试验抗剪强度不足的又一方式。

(2) PFC 数值模拟为土体应力诱发各向性的研究提供了一个新途径。它确保试样初始各向同性状态良好的能力为土体各向异性深层次的研究奠定了基础。

(3) 单向加荷路径下, 加荷向始终为压缩变形, 而侧向变形由于 B 值对其影响较大, 因此表现的较为复杂。同一主应力方向上的单向加荷, B 值对两侧向泊松比各向异性的影响可以是加剧、减弱抑或是毫无影响; 同时, B 值对加荷向应力-应变曲线的影响亦非常显著, 主要表现在 B 值不同时初始弹性模量、峰值强度表现出的巨大差异。

(4) 复杂应力状态下, 各主应力方向在宏观力学参数、细观参数及其应力-应变关系方面表现出的显著的各向异性, 充分揭示了复杂的应力状态对各向异性的诱发作用。

(5) 配位数、孔隙率等细观参数的变化趋势反映体积变形的类型, 取值大小影响抗剪强度的强弱, 且各主应力方向单向加荷时, 对应相同的应力增量配位数、孔隙率等细观参数各向异性显著。从细观角度看,

应力诱导各向异性产生的原因归结于非加载向围压差异所引起的试样内部细观结构的变化。

(6) 本文细观力学层面的分析尚浅。目前从组构张量的角度探讨各向异性的研究多集中在二维情形下, 因此本文进一步可在三维情形下从组构张量的角度探讨土体的微观各向异性特性。

参考文献:

- [1] 张坤勇, 殷宗泽. 复杂应力条件下土体各向异性及其建模思路[J]. 岩土力学, 2007, 28(增刊): 149-153. (ZHANG Kun-yong, YIN Zong-ze. Discussion on soil's anisotropy under complicated stress state and the study method[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, 28(S0): 149-154. (in Chinese))
- [2] HOSSEININIA E S, MIRGHASEMI A A. Numerical simulation of breakage of two-dimensional polygon-shaped particles using discrete element method[J]. Powder Technology, 2006, 166: 100-112.
- [3] PIERCE M E, CUNDALL P A, VAN HOUT G J, et al. PFC^{3D} modeling of caved rock under draw[J]. Numerical Modeling in Micromechanics via Particle Methods, 2003: 211-217.
- [4] POTYONDY D O, CUNDALL P A. A bonded-particle model for rock[J]. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 2004, 41: 1329-1364.
- [5] 周健, 姚志雄, 张刚. 砂土渗流过程的细观数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(7): 977-981. (ZHOU Jian, YAO Zhi-xiong, ZHANG Gang. Mesomechanical simulation of seepage flow in sandy soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(7): 977-981. (in Chinese))
- [6] 邓益兵, 周健, 刘文白, 等. 螺旋挤土桩下旋成孔过程的颗粒流数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(9): 1391-1398. (DENG Yi-bing, ZHOU Jian, LIU Wen-bai, et al. PFC numerical simulation of augered piling of soil displacement screw piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(9): 1391-1398. (in Chinese))
- [7] 司马军, 蒋明镜, 周创兵. 黏性土干缩开裂过程离散元数值模拟[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(增刊 2): 286-291. (SIMA Jun, JIANG Ming-jing, ZHOU Chuang-bing. Numerical simulation of desiccation cracking of clay soils by DEM[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(S2): 286-291. (in Chinese))
- [8] 蒋明镜, 彭镝, 申志福, 等. 深海能源土剪切带形成机理离散元分析[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(9): 1624-1630. (JIANG Ming-jing, PENG Di, SHEN Zhi-fu, et al. DEM

- analysis on formation of shear band of methane hydrate bearing soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(9): 1624 - 1630. (in Chinese))
- [9] 杨 贵, 肖 杨, 高德清. 粗粒料三维颗粒流数值模拟及其破坏准则研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(增刊 2): 402 - 405. (YANG Gui, XIAO Yang, GAO De-qing. Study of three-dimensional particle flow numerical simulation and failure criterion for coarse-grained soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(S2): 402 - 405. (in Chinese))
- [10] 周 伟, 谢婷婷, 马 刚, 等. 基于颗粒流程序的真三轴应力状态下堆石体的变形和强度特性研究[J]. 岩土力学, 2012, **33**(10): 3006 - 3012. (ZHOU Wei, XIE Ting-ting, MA Gang, et al. Stress and deformation analysis of rockfill in true triaxial stress conditions based on PFC[J]. Rock and Soil Mechanics, 2012, **33**(10): 3006 - 3012. (in Chinese))
- [11] 蒋明镜, 李秀梅, 孙渝刚, 等. 考虑颗粒抗转动的砂土双轴试验离散元模拟[J]. 岩土力学, 2009, **30**(增刊 2): 514 - 517. (JIANG Ming-jing, LI Xiu-mei, SUN Yu-gang, et al. Discrete element simulation of biaxial compression test considering rolling resistance[J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, **30**(S2): 514 - 517. (in Chinese))
- [12] 刘一鸣, 杨春和, 霍永胜, 等. 考虑转动阻抗的粗粒土离散元模拟[J]. 岩土力学, 2013, **34**(增刊 1): 486 - 493. (LIU Yi-ming, YANG Chun-he, HUO Yong-sheng, et al. Discrete element modeling of behaviors of coarse grained soils considering rolling resistance[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, **34**(S1): 486 - 493. (in Chinese))
- [13] 施维成, 朱俊高, 刘汉龙. 粗粒土应力诱导各向异性真三轴试验研究[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(10): 810 - 814. (SHI Wei-cheng, ZHU Jun-gao, LIU han-long. Stress-induced anisotropy of coarse-grained soil by true triaxial tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(10): 810 - 814. (in Chinese))
- [14] 施维成. 粗粒土真三轴试验与本构模型研究[D]. 南京: 河海大学, 2008. (SHI Wei-cheng. True triaxial tests on coarse-grained soils and study on constitutive model[D]. Nanjing: Hohai University, 2008. (in Chinese))
- [15] 张坤勇, 殷宗泽, 梅国雄. 土体各向异性研究进展[J]. 岩土力学, 2004, **25**(9): 1503 - 1509. (ZHANG Kun-yong, YIN Zong-ze, MEI Guo-xiong. Development of soil's anisotropy study[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, **25**(9): 1503 - 1509. (in Chinese))