

粗粒土试验研究

程展林, 丁红顺, 吴良平

(长江科学院水利部岩土力学与工程重点实验室, 湖北 武汉 430010)

摘要: 粗粒土是土石坝的主要筑坝材料, 也是土力学的主要研究对象之一。介绍了粗粒土剪胀性、蠕变性、试验成果的不确定性方面的研究成果, 并根据球形颗粒三轴试验成果论证了一般粗粒土的变形机理。试验成果表明, 作为一种散体材料, 土颗粒间的位置排列和粒间作用对粗粒土的力学性质有重要的影响, 许多问题都涉及到粗粒土组构问题。
关键词: 粗粒土; 球形颗粒; 剪胀性; 蠕变性; 不确定性; 组构

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2007)08-1151-08

作者简介: 程展林(1963-), 男, 湖北武穴人, 教授级高级工程师, 主要从事土力学研究。E-mail: chengzl@mail.crsri.cn。

Experimental study on mechanical behaviour of granular material

CHENG Zhan-lin, DING Hong-shun, WU Liang-ping

(Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of the Ministry of Water Resources, Yangze River Scientific Research

Institute, Wuhan 430010, China)

Abstract: Granular material is the main material of embankment dams and is one of the major study objectives of soil mechanics. Tests on granular material were summarized. Some achievements were introduced, including dilatancy and creep property of granular material as well as uncertainty of test results. And the distortion mechanism of general granular material based on the triaxial tests of spherical granules was demonstrated. As a kind of coarse aggregate, it was shown that the arrangement and intergranular action of particles had important impact on the mechanical property of granular material and many problems related to the granular material fabric. The principal achievements of the fabric research of granular material were presented.

Key words: granular material; spherical granule; dilatancy; creep property; indeterminacy; fabric

0 前言

当前我国西部大开发中水电开发出现了前所未有的高潮, 土石坝的高度已发展至三百米级, 高土石坝的安全性主要取决于大坝填料的受力变形状态, 高土石坝的设计和建设对土石坝填料的力学性质的试验研究提出了更高的要求。自“七五”以来, 一系列科技攻关和自然科学基金的资助研究, 我国土力学工作者已经在土石坝填料试验研究方面取得引人瞩目的进展, 但由于坝高的显著变化、受力条件的复杂性以及以前研究条件的限制等原因, 仍有许多问题研究不够成熟。粗粒土是土石坝的主要筑坝材料, 也是土力学的主要研究对象之一。

1 粗粒土剪胀性

剪胀性是颗粒材料不同于一般连续体材料的重要标志。土的剪胀性很早就被发现并进行了大量的研究工作^[1-5], 不少土的本构模型能够较好地模拟土的剪胀

性, 但数学关系式往往是比较复杂的, 并未考虑实际的土体变形是如何发生的, 是一种宏观的唯象论的方法。一些学者对粗粒土的剪胀性进行了探索, 如: Rowe系统地研究了颗粒材料的变形机理, 提出了“最小能比原理”, 导出了著名的 Rowe 剪胀方程; 吴为义^[6]将颗粒体简化为规则排列的圆棒, 导出了在最紧密和最疏松的状态下剪切过程中的体应变与剪应变的关系, 定性地给出了颗粒材料在密实状态下表现出剪胀, 在疏松状态下将表现为剪缩的基本特性; 钟晓雄、袁建新^[7]在分析颗粒材料剪切变形机制的基础上, 建立了颗粒体在变形过程中应力与组构量的相互关系, 推导出颗粒体剪胀方程, 并采用长 50 mm 不同直径的铝棒模拟颗粒材料, 进行单剪试验, 以验证理论模型的正确性; 笔者结合水布垭面板堆石坝填料试验对堆石料的剪胀性进行了研究^[8]。这些研究成果对于认识粗粒土的剪胀性是有意义的。

收稿日期: 2006-11-30

1.1 邓肯模型的偏差

$E-\mu$ 和 $E-B$ 模型均为邓肯非线性弹性模型, 其主要差别在于三轴试验体积变形曲线的函数选择不同, $E-\mu$ 模型假定三轴试验中的 $\varepsilon_1-\varepsilon_3$ 关系曲线为双曲线, 推得切线泊松比:

$$\mu_t = \frac{G - F \lg \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)}{\left[1 - \frac{D(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_t(1 - R_f S)} \right]^2}, \quad (1)$$

所以 μ_t 是一个大于 μ_i (初始泊松比) 的数。而 $E-B$ 模型假定三轴试验剪切过程中的 $\varepsilon_v-\varepsilon_1$ 关系为双曲线, 当 σ_3 为常数时, 体积变形模量 B 为常数。

$$B = K_b P_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m, \quad (2)$$

相应切线泊松比为

$$\mu_t = 0.5 - \frac{E_t}{6B_t} = 0.5 - \frac{K}{6K_b} \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{n-m} (1 - R_f S)^2. \quad (3)$$

显然, $E-B$ 模型得到的切线泊松比 μ_t 是一个小于 0.5 的数。图 1 为一组堆石料三轴试验成果求得的 $E-\mu$, $E-B$ 模型参数反算得到的切线泊松比随应力状态变化曲线, 可以看出两个模型给出的泊松比值差别是非常大的。初看起来是由于对体变曲线的假定不同, 实质上是因邓肯模型不能反映剪胀性的缘故。

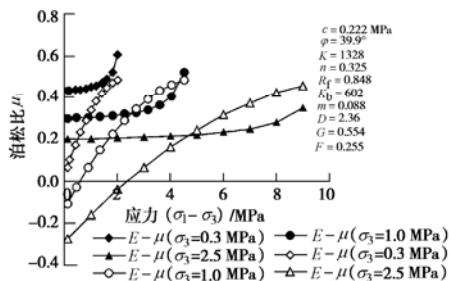


图 1 邓肯 $E-\mu$ 与 $E-B$ 模型泊松比的比较

Fig. 1 The comparison of μ_t between models $E-\mu$ and $E-B$

1.2 Rowe 剪胀模型

Rowe 剪胀模型是最早企图从颗粒材料微结构变化机理出发建立的本构模型, 在常规三轴压缩、拉伸和平面应变简单应力路径条件下, 罗威剪胀方程可以写为

$$\text{三轴压缩: } \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = 2K \frac{-d\varepsilon_3^p}{d\varepsilon_1^p}, \quad (4)$$

$$\text{三轴拉伸: } \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = 0.5K \frac{d\varepsilon_3^p}{d\varepsilon_1^p}, \quad (5)$$

$$\text{平面应变: } \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = K \frac{-d\varepsilon_3^p}{d\varepsilon_1^p}, \quad (6)$$

式中, $K = \tan^2(45^\circ + \varphi_u/2)$, 为与内摩擦角有关的常量。虽然它只是剪胀的单一滑移结构, 同时对颗粒滑移的认识也是完全虚构的, 但试验资料表明, Rowe 剪胀模型能够比较合理地反映颗粒材料的体变过程。

图 2 为不同灰岩堆石料三轴试验的体变曲线, 可看出实际颗粒材料剪切过程中的体变与其密度、应力大小、岩性及级配等密切相关。图 3 给出了几种填料三轴压缩过程中罗威剪胀模型参数 K ($K = -\frac{\sigma_1 d\varepsilon_1}{2\sigma_3 d\varepsilon_3}$)

的变化情况, 可以看出, 当 $\varepsilon_1 > 2\%$, 试验成果的归一性是非常好的。起始阶段 ($\varepsilon_1 < 2\%$) 参数 K 的归一性比较差可能有以下 3 方面的原因: ①罗威剪胀模型反映的是因颗粒错动引起的变形 (不可恢复的变形), 而图 3 采用的是总应变; ②参数 K 与应变增量有关, 当变形很小时对试验误差的影响过于敏感; ③罗威剪胀模型本身的缺陷, 如颗粒破碎的影响等。单级配 (2 mm) 的玻璃球大三轴试验过程中参数 K 也具有很好的归一性, 见图 4。因此, 我们有理由相信, 虽然罗威剪胀模型数学表达式非常简单, 用罗威剪胀模型模拟颗粒材料体变过程是比较合理的。黄文熙教授认为, 罗威剪胀模型可以归结为一种弹塑性理论, 塑性势函数 $g = \sigma_1^K / \sigma_3$ 。也可由此建立三参数 $K-G$ 模型。

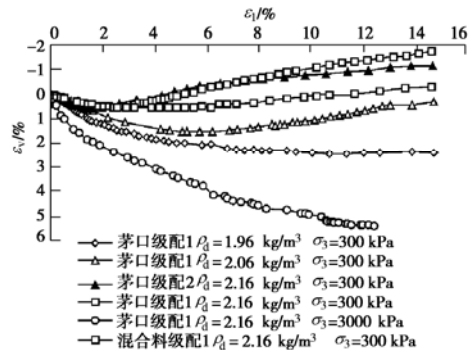


图 2 堆石料三轴试验体变曲线

Fig. 2 The volumetric deformation curves of rockfills in triaxial test

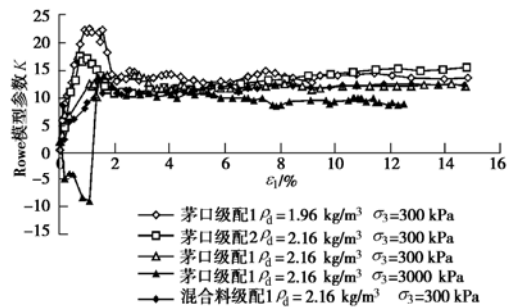
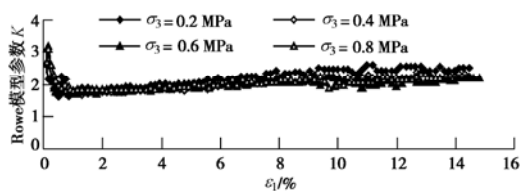


图 3 不同堆石料三轴试验 Rowe 模型参数 K 变化

Fig. 3 Variation of K for Rowe model with different rockfills

图4 玻璃球三轴试验 Rowe 模型参数 K 变化Fig. 4 Variation of K for Rowe model with different crystal balls

1.3 三参数 $K-G$ 模型有限元分析方法

不同形式的三参数 $K-G$ 模型有一个共同的特点, 就是在弹性理论的基础上引入剪切体变模量。应该肯定的是三参数 (静水压力体变模量 K_1 , 剪切体变模量 K_2 , 剪切模量 G) $K-G$ 模型比两参数非线性弹性模型从力学概念上看应该更加合理, 然而数值分析中存在一个不容忽视的问题, 往往简单地将 $K = \frac{K_1 K_2}{(K_2 + K_1 dq/dp)}$ 作为综合体变模量进行有限元分析。应该注意到, 体变模量 K 不仅与应力大小有关, 而且与应力增量比 dq/dp 大小有关, 在非线性和迭代分析中, 应力增量比 dq/dp 变化是很大的, 这无疑增加了收敛难度。本文提出了三参数 $K-G$ 模型 (或剪胀性模型) 模量矩阵的计算方法。

将三参数模型的应力-应变关系写成如下形式:

$$\{d\sigma\} = [D]_{pq} \{d\varepsilon\}, \quad (7)$$

根据剪应力引起的体应变是球应变特性, 从而求得模量矩阵:

$$D_{pq} = [D] - \frac{D\{C\}\{\partial q/\partial \sigma\}^T [D]}{K_2 + \{\partial q/\partial \sigma\}^T [D]\{C\}}, \quad (8)$$

表达形式类似于弹塑性矩阵, 式中 $[D]$ 为弹性矩阵, 由 K_1 、 G 确定, $\{C\} = \frac{1}{3}[1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^T$, $\{\partial q/\partial \sigma\}$ 为广义剪应力 q 对各应力分量的偏导数向量。由式 (8) 可以看出, 模量矩阵 $[D]_{pq}$ 仅与应力大小有关, 这无疑可以提高数值分析的精度。

2 堆石料蠕变性

对于高堆石坝, 堆石料的蠕变性愈来愈引起坝工界的重视, 一些面板堆石坝建成后, 后期变形明显, 其效应常引起混凝土面板的开裂^[8]。

目前, 国内外对堆石的蠕变性研究成果尚不多见, 早期典型的堆石料蠕变试验是文献 [9] 介绍的试验。该试验的试样直径 $\Phi 100$ mm, 最大围压 200 kPa, 试验所用的石料取自西北口面板堆石坝, 其母岩为灰岩, 相对密度为 2.76, 最大粒径 30 mm, $d_{50}=5$ mm, 控制干密度 1.9×10^{-3} kg/m³, 并提出了三参数堆石料蠕变模型^[9]。

该研究成果为蠕变试验和建模提供了思路与基础, 但以下 3 个问题仍值得探讨: ①堆石料的蠕变量

与时间、蠕变总量与应力状态的关系函数; ②蠕变量与应力历史、应力路径的关系, 如一次加载到应力水平 0.8 与多次加载到应力水平 0.8 蠕变量之间的关系; ③堆石料蠕变机理。

笔者针对水布垭面板堆石坝 (高 233 m) 主堆石料, 对堆石料蠕变的有关力学问题进行了系统研究, 并提出了九参数堆石料蠕变的数学表达式及相应的参数指标。

2.1 堆石料的蠕变试验

蠕变试验是在应力式大型三轴仪上进行的, 试样直径 300 mm、高度 600 mm, 最大围压 2.7 MPa, 为了避免温度变化对试验成果的影响, 试验过程中温度控制在 14~16℃。

试样为水布垭茅口组灰岩堆石料, 相对密度为 2.73, 试验干密度为 2.16×10^3 kg/m³, 初始孔隙率 $n=20.9\%$, 试验级配为主堆石料平均级配经缩尺后的级配, 最大粒径 60 mm, $d_{50}=18$ mm。

加载方式为: 围压一定, 逐级施加竖向荷载, 各级荷载下稳定应力状态若干时间, 记录不同时刻试样变形。

2.2 试验成果及成果分析

(1) 堆石料的蠕变与时间的关系

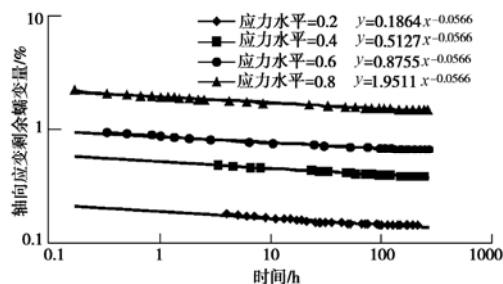
按照滞后变形理论, 总应变可以分为瞬时产生的弹性应变 ε_{ep} 和滞后产生的蠕变 ε_L 两部分, 即

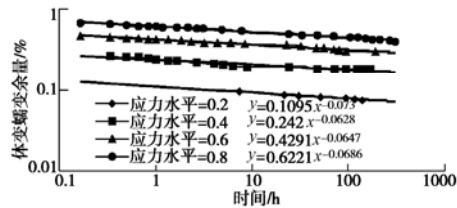
$$\varepsilon = \varepsilon_{ep} + \varepsilon_L, \quad (9)$$

为了统一, 整理室内试验成果时, 两部分应变时间以 1 h 为界, 1 h 以前的应变为初始弹塑性应变。本文经比较认为, 堆石料的蠕变量的时间曲线可以采用幂函数表达:

$$\varepsilon_L = \varepsilon_f (1 - t^{-\lambda}), \quad (10)$$

式中, ε_f 可理解为某一应力状态下的最终蠕变量, 也可理解为蠕变曲线的拟合参数, 它与工程运行时间将要发生的最终蠕变量可能是不同的。即“剩余蠕变量” ($\varepsilon_f - \varepsilon_L$) 的时间曲线在双对数坐标系下呈很好的线性关系, 见图 5, 6。

图5 轴向应变剩余蠕变量与时间曲线 ($\sigma_3 = 2.7$ MPa)Fig. 5 Relationship between $(\mu_f - \mu_L)$ and time ($\sigma_3 = 2.7$ MPa)

图6 体变剩余蠕变量与时间曲线 ($\sigma_3 = 0.9$ MPa)Fig. 6 Relationship between ($\varepsilon_f - \varepsilon_{LV}$) and time ($\sigma_3 = 0.9$ MPa)

(2) 堆石料的蠕变与应力状态的关系

堆石料的蠕变量随应力状态变化而变化是不言而喻的,但是堆石料的蠕变性与应力状态间是否具有唯一性,即最终应力状态一致时,不同的加荷过程是否影响堆石料的蠕变性,仍需要开展专项试验予以证实,为此进行了三组比较性试验。MKP01及MKP02两组试验属平行试验,围压一定时,应力水平为 $0 \rightarrow 0.2 \rightarrow 0.4 \rightarrow 0.6 \rightarrow 0.8$ 逐级加荷,每级荷载下稳定一定时间;而MKP03组试验为单级加荷,围压一定时,应力水平一次加到0.8。图7给出了该3组试验的部分成果。从图7可以看出,当最终应力状态一致时,MKP03组试验与MKP01、MKP02组试验成果间有很好一致性,并不因为当级应力增量不同(MKP03应力水平增量0.8, MKP01、MKP02应力水平增量0.2)而出现差别,3组成果间的存在小的差异可理解为制样和试验误差,因为MKP01及MKP02两组平行试验成果间也存在这种误差。因此,可以初步作出如下结论:当应力增量足够大时,堆石料的蠕变只与最终的应力状态相关,而与应力增量大小无关。可作为堆石料的蠕变成果分析的基本前提。

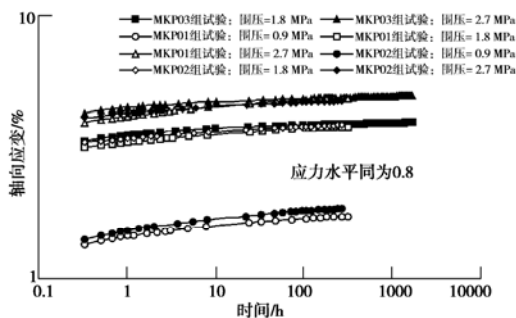


图7 轴向应变与时间关系曲线

Fig. 7 Relationship between axial strain and time

2.3 蠕变模型及模型参数

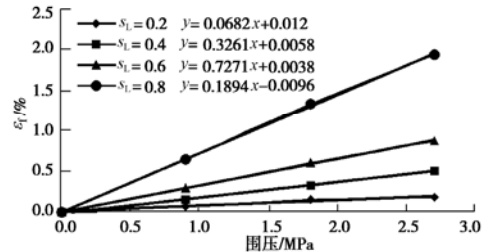
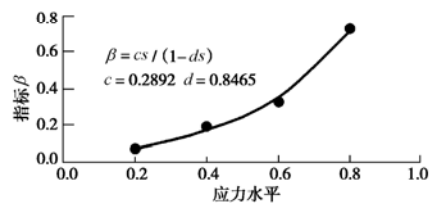
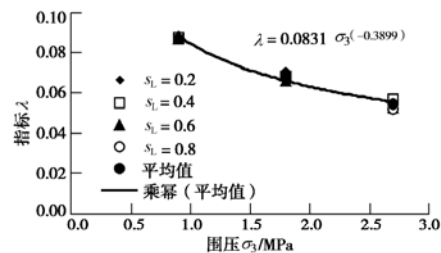
(1) 轴向蠕变

根据试验成果拟合得不同应力状态 (σ_3 、应力水平 s_L) 下参数 ε_f , λ , 且 ε_f , λ 为应力状态的函数。在本次试验的围压范围内, ε_f 与围压 σ_3 有很好的线性关系 (图8), 其系数 β 与应力水平 s_L 呈双曲线函数关系 (图9)。不同应力水平下的 λ 变化幅度很小, λ 仅与围压 σ_3 相关, 且 λ 与应力 σ_3 服从幂函数关系 (图

10)。因此, 参数 ε_f , λ 与应力状态的函数关系式如下:

$$\varepsilon_f = \frac{c s_L}{1 - d s_L} \sigma_3 \quad (11)$$

$$\lambda = \eta \sigma_3^{-m} \quad (12)$$

图8 ε_f 与 σ_3 关系曲线Fig. 8 Relationship between ε_f and σ_3 图9 β 与 s_L 关系曲线Fig. 9 Relationship between β and s_L 图10 λ 与 σ_3 关系曲线Fig. 10 Relationship between λ and σ_3

(2) 体积蠕变

堆石料体积蠕变与轴向蠕变具有相似规律 (比较图5, 6):

$$\varepsilon_{LV} = \varepsilon_{fV} (1 - t^{-\lambda_V}) \quad (13)$$

且参数 ε_{fV} 与围压有很好的线性关系, 与应力水平 s_L 之间呈幂函数关系。 λ_V 与应力状态关系不明显, 稍有波动, 可以假定 λ_V 为常数。即

$$\varepsilon_{fV} = c_\alpha s_L^{d_\alpha} + c_\beta s_L^{d_\beta} \sigma_3 \quad (14)$$

$$\lambda_V = \text{const.} \quad (15)$$

(3) 模型参数

以上建议的堆石料蠕变表达式共9个参数, 即 c , d , η , m , c_α , d_α , c_β , d_β , λ_V 。对于干密度为 $2.16 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$ 茅口组灰岩主堆石料 (平均级配), 其蠕变参数为: $c = 0.2892$, $d = 0.8465$, $\eta = 0.0831$, $m = 0.3899$, $c_\alpha = 0.4445$, $d_\alpha = 2.0827$, $c_\beta = 0.4360$, $d_\beta = 1.6383$, $\lambda_V = 0.0678$ 。该参数对应的时间单位为

小时,应力单位为 MPa。

3 粗粒土试验成果的不确定性

不确定性是指在一定条件下粗粒土试验成果的无规律性,最典型的成果是堆石料压缩试验中的压缩模量随压力时增时减的波动现象。文献[10]发现,对于应力增量较小的应力式三轴试验,亦将出现试验成果不确定性现象。应该认识到,在一定条件下粗粒土应力与应变的不确定性反映出粗粒土自身的组构特征。

3.1 压缩试验

侧限压缩试验是与经典土力学中的分层总和法相对应的。图 11 给出了典型的试验成果,由图 11 可以看出,堆石料的压缩模量随压力时增时减的波动性现象是明显的,文献[11]也介绍了这一现象,表明堆石料压缩试验的压缩模量时大时小现象具有普遍性。

进一步比较不同条件下的试验成果,可以看出压缩模量试验值的波动性至少与 3 个因素有关。

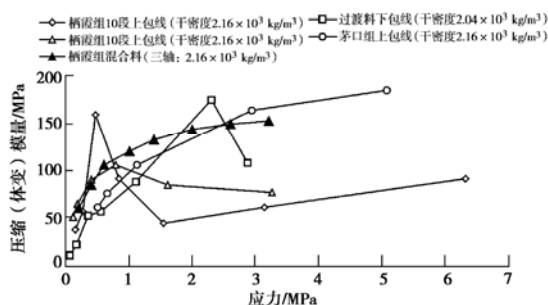


图 11 堆石料压缩 (体变) 模量与应力关系曲线

Fig. 11 Relationship between modulus of compressibility and stress of rockfill

(1) 约束条件

图 11 给出了相似堆石料 (径径比均为 5.0) 的压缩试验和各向等压固结试验 (三轴仪上进行) 的变形模量与应力关系,不难看出,三轴试验的体变模量与静水压力关系的规律性是明显的,且曲线是非常光滑的,不具有变形模量时大时小现象。究其原因,本文认为主要是由于三轴试验侧向为柔性约束,而压缩试验是刚性约束,当侧向刚性约束时,形成骨架的粗颗粒的位置相对比较稳定,楔入与啮合的颗粒易位将伴随着棱角的局部破碎,压缩变形带有很大的随机性。在柔性约束条件下,颗粒的变位将相对自由得多,且比较符合堆石坝中堆石料的颗粒约束条件。因此,堆石料压缩试验得到的压缩模量存在波动性现象是刚性约束的结果。

(2) 径径比

不同径径比 (试验仪器直径与试样颗粒最大直径之比) 试验条件下压缩试验成果的比较。随着径径比增大,压缩模量随压力时增时减的波动性有所改善。

可以预计,当径径比大到一定时,可以完全消除压缩试验成果的波动性。随着径径比增大,刚性边界限制颗粒移动的作用和影响范围将愈小,由此表明,对于棱角分明的堆石料的压缩试验,径径比等于 5.0 作为控制标准可能是不合适的。

(3) 颗粒强度

对于颗粒强度较高的堆石料,出现压缩模量时大时小现象必然伴有颗粒破碎。对于堆石料压缩试验,当径径比较小时,粗颗粒将形成稳定的骨架,试样的变形、颗粒易位主要依赖于颗粒破碎,颗粒破碎对应的外部应力大小的不确定性决定了压缩模量时大时小现象。当颗粒强度较低不足以形成稳定的骨架时,一般不会出现压缩模量波动现象,如级配极不稳定的三峡风化砂 (花岗岩强风化料),压缩模量无波动性现象;另外,对于圆度良好、颗粒强度极高的砂砾石料,径径比为 5.0 时,压缩模量与压力关系曲线亦不出现波动,但压缩模量值可能偏高。

综上所述,对于颗粒强度较高的粗粒土的压缩试验 (刚性约束),要使试验成果合理,唯有增大试样的径径比,不同材料的合理径径比应该是不同的。因此,本文认为,粗粒土压缩试验成果的不确定性是由于刚性约束和较小径径比试验条件的综合结果,不能反映粗粒土填筑体的变形规律,更不是粗粒土的“固有”的应力应变特征。

3.2 三轴试验

对于应力增量较小的应力式三轴试验,也将出现试验成果不确定性现象。下面先通过两组试验 (MKP02 和 MKP04) 成果介绍这种不确定性现象。

两组试验均为灰岩堆石料的应力式三轴试验,其他试验条件一致 (级配相同,干密度均为 $2.16 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$,各级荷载的稳定时间约 10 d 左右),仅偏应力水平增量过程不同,其中 MKP02 组试验偏应力水平增量为 0.2,而 MKP04 组试验,先施加轴向应力至偏应力水平 0.6,再按偏应力水平增量 0.05 分级施加荷载。

图 12 为两组试验各级应力水平下的应变增量比较,可以看出,偏应力水平增量为 0.05 的 MKP04 组试验,各级应力水平下的应变增量具有明显的不确定性。同时,偏应力增量为 0.05 的各级蠕变过程将呈现无规律特征。

图 13 为两组试验的应力-应变曲线,可以看出,偏应力水平增量为 0.2 的应力式三轴试验 (MKP02 组试验),各级应变基本稳定后的应力应变曲线具有明显的双曲线特征。偏应力水平增量为 0.05 的 MKP02 组试验,其应力应变曲线似乎有“硬化”现象。

为了进一步探讨了小应力增量下的变形过程,进一步减小每级的应力增量值, MKP06 组试验加荷过程

按偏应力水平按 $0.6 \rightarrow 0.625 \rightarrow 0.65 \rightarrow 0.675 \rightarrow 0.7 \rightarrow 0.725 \rightarrow 0.75 \rightarrow 0.775 \rightarrow 0.8$ 进行加荷, 其应力-应变曲线(围压=1.8 MPa)如图14所示。可看出: 偏应力水平在 $0.6 \sim 0.7$ 范围内, 每级荷载下的应变极小, 应变增量仅为 0.023% ; 偏应力水平再增大 0.025 至 0.725 , 10 min 内应变增量达 0.19% 。稳压蠕变 1 d 充分变形后, 再按偏应力水平增量 0.025 继续加载, 得到同样规律。即前期荷载增量下试样变形极小, 当累计荷载增量达到一定数量时, 试样进入正常变形阶段。

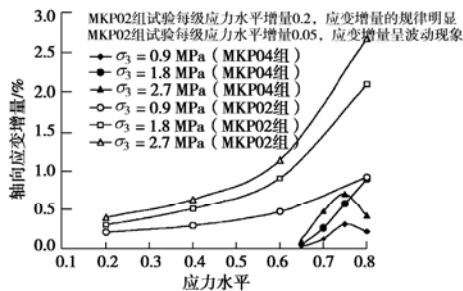


图12 不同加荷过程轴向应变增量的比较

Fig. 12 Comparison of axial strain increment among different loading processes

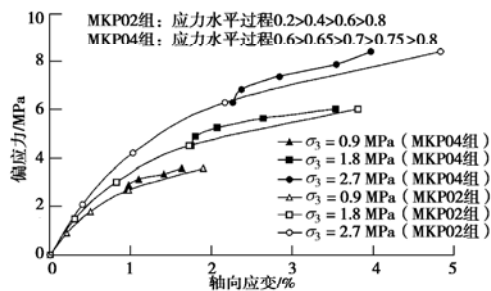


图13 不同加荷过程的应力-应变曲线比较

Fig. 13 Comparison of stress-strain curves among different loading processes

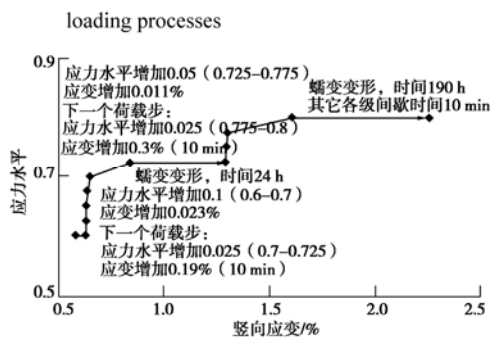


图14 小应力增量条件下的应力-应变曲线

Fig. 14 The stress-strain curve of test with small stress increment

图14给出以下启示, 在应力式三轴试验中, 加载后的稳压过程是堆石体的内部逐渐调整过程, 即颗粒间接触应力过大处颗粒破碎后的应力调整及位置调整过程, 也是堆石体的蠕变过程。这种调整完成后, 颗粒集合体将形成新的稳定结构, 颗粒间的接触应力相对颗粒强度而言达到一种新的平衡。若再施加量值足

够大的下一级应力, 将重复以上过程, 得到的应变将是各级应力下“充分变形”的应变, 试验成果表明, 由此建立的材料的应力应变关系具有可重复性和唯一性; 若下一级应力增量较小, 不足以改变上级应力形成的平衡, 变形将是颗粒集合体稳定结构的形变, 这种变形是非常小的, 随着应力的增大, 可能引起局部颗粒的破碎及位置调整, 不同应力下的变形或者应变及其过程表现出随机性, 即不确定性; 当累计应力增量达到一定时, 足以打破前一级应力形成的平衡, 将进入颗粒集合体的正常变形状态。

小应力增量下的变形出现不确定性现象应该具备两个条件, 即前一级应力作用下充分变形, 本级应力增量足够小。这种现象既说明了堆石料变形过程的复杂性, 同时也表明这种不确定性是局部的、暂时的, 在模拟堆石坝工程变形时, 既不可能也没有必要模拟小应力增量下的变形特性, 但用于分析实际工程变形的不连续性和室内试验初始切线模量偏高可能是有意义的。

4 球形颗粒集合体的力学特性

为探讨粗粒土的变形特性, 进行了两组玻璃球试样的三轴试验 ($\Phi 300\text{ mm}$), 其一粒径为 2 mm 的单一级配, 其二粒径分别为 2 mm 和 22 mm 的混合级配(质量比为 $1:1$)。在相同压实能量条件下, 试样密度分别为 1.55×10^3 , $1.79 \times 10^3\text{ kg/m}^3$ 。

4.1 强度特性

图15为单一级配试验的强度包线, 强度指标 $c = 0.0139\text{ kPa}$, $\varphi = 26.87^\circ$ 。可见球形颗粒集合体的强度严格服从莫尔强度准则, 无凝聚力。

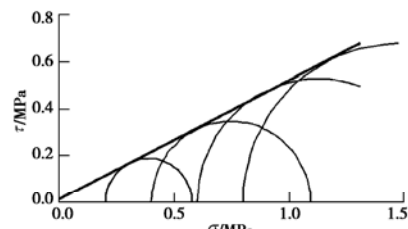


图15 强度包线

Fig. 15 Shear strength curve

4.2 变形特性

图16是球形颗粒集合体的应力-应变试验曲线, 由此可见, 不论是单一粒径的单一级配还是不同粒径的混合级配, 理想的球形颗粒集合体的应力-应变关系是非常理想和简单的。

轴向应力-应变关系为典型的理想弹塑性关系, 并具有很好的归一性, 即简布公式的参数 $n = 1.0$ 。试验表明, 一定围压作用下的球形颗粒集合体屈服之前, 其变形为颗粒集合体的结构变形, 这种变形是弹性的, 量值是非常小的, 体变表现为压缩(也可称之为剪缩);

颗粒集合体的结构屈服之后, 应力一定的条件下, 变形不断增加, 为不可恢复的塑性变形, 体变表现出明显的剪胀性, 因此, 球形颗粒集合体的屈服为结构性整体屈服, 变形为颗粒位置调整引起的不可恢复的塑性变形。

比较球形颗粒集合体与一般粗粒土的变形特性不难看到, 两者的差异是明显的, 一般粗粒土不存在明显的弹性变形阶段, 应力水平较小时的变形都包含了塑性变形, 一般粗粒土的宏观应变是通过颗粒间的位置调整实现的, 也即是说, 一般粗粒土的变形或者应变是通过颗粒占据的空间位置的改变以及颗粒间相互作用的改变来实现的, 变形过程必然伴随着颗粒破碎、滑移、转动变化过程。因此, 可以推论, 由不同形状、不同大小的颗粒随机堆聚的粗粒土, 其变形自始至终伴随着颗粒结构的局部屈服(或局部失稳), 最终达到整体屈服。

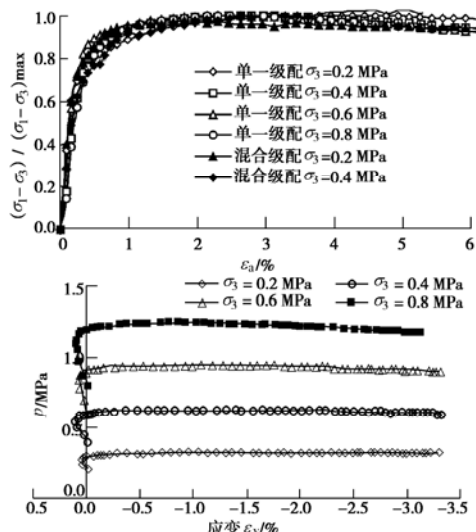


图 16 应力 - 应变曲线

Fig. 16 Stress-strain curve

5 粗粒土的组构研究

由于粗粒土的离散特征, 粗粒土的很多力学特性都难以用现有的连续体力学理论予以反映, 作为一种散体材料, 土颗粒间位置排列和粒间作用力对于粗粒土的力学性质有重要的影响。虽然人们很早就认识到散体材料的离散特征, 然而从实际物理现象中构造数学模型时, 却几乎一直是沿用连续介质力学的方法。郑颖人院士^[12]对经典塑性力学用于岩土类材料存在的问题进行了总结。沈珠江院士^[13]认为, 土体结构性的本构模型的建立将成为 21 世纪土力学的核心问题。

要建立本构模型是一项十分艰巨的工作, 当前国内外建立的结构性本构模型在描述土的微结构变化与宏观应力应变之间关系是比较粗糙的, 并没有深入探

究微结构的具体变化过程。目前土体的结构性研究处于停滞状态, 其根本的原因在于试验过程中对土的微结构变化难以动态定量观测。

笔者经过一段时间的探索认为, 土体微观结构力学研究可以从粗粒土研究入手, 因为粗粒土的颗粒尺度相对较大, 结构特征相对简单, 主要体现在颗粒本身及颗粒间几何排列方面, 即粗粒土的结构, 可以利用计算机断层 X - 射线技术 (computerized tomography, 简称 CT) 观测粗粒土试样受力变形过程中内部结构的动态变化。只有建立了高效、便捷、精确的组构测试方法, 只有获得了粗粒土的组构信息, 其它工作如力学效应分析和组构力学模型建立才成为可能。

图 17 是长江科学院自主研发出的全非金属的三轴仪(称之为 CT 三轴仪), 结合医用 CT 机, 实现了三轴试验过程中对粗粒土试样的 CT 切片。图 18 为粗粒土三轴试验过程中不同应力状态下某一纵(轴)向断面的 CT 图像, 可见粗粒土的 CT 图像非常清晰可靠, 能够准确地反映颗粒的位置和形态。

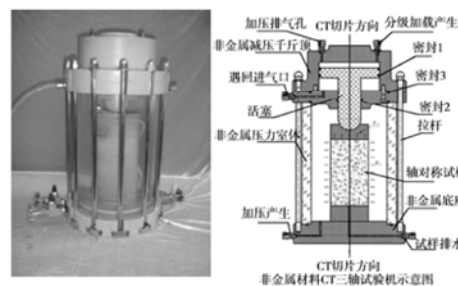


图 17 CT 三轴仪

Fig. 17 CT triaxial equipment

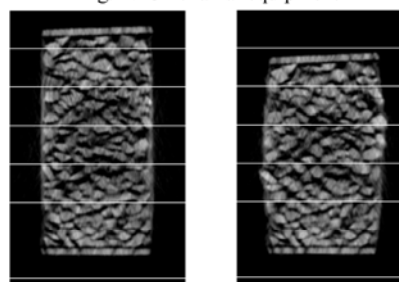


图 18 粗粒土的 CT 图像

Fig. 18 CT picture of ganular material

笔者正进行粗粒土的 CT 图像的计算机处理, 并结合颗粒块体的 DDA 分析, 对粗粒土各种组构要素进行量化, 探索由组构要素构成组构量的构成方法, 研究组构量的力学意义, 建立组构量与宏观应力应变间的关系及多种可能组构量的变化规律, 进行粗粒土组构量论证, 从而研究粗粒土的细观变形机理。

6 结 语

粗粒土的宏观力学特性是复杂的, 其复杂性缘于

其细观结构的复杂性,正是由于一般粗粒土由不同形状、不同大小的颗粒随机堆聚而成,且受力变形过程伴随着颗粒破碎、滑移、转动变化,因此,粗粒土的宏观力学特性表现出强烈的离散特征。

球形颗粒集合体与一般粗粒土的变形特性存在明显的差异,当颗粒形状为球形颗粒,其集合体的宏观应力-应变关系为典型的理想弹塑性关系,由此表明,期望通过圆盘或球形颗粒模型的数值分析来反映一般粗粒土的力学特性可能是不合适的。

本文提出的蠕变模型是建立在将实验室试样作为粗粒土工程中一个元素看待的,工程实践表明,实验室试样的蠕变过程有可能短于粗粒土工程(如堆石坝体)的蠕变过程,粗粒土的蠕变表现出与颗粒聚合体的尺度密切相关。是否可以如此推论:粗粒土的蠕变过程应该是粗粒土的内部逐渐调整过程,即颗粒间接触应力过大处颗粒破碎后的应力调整及颗粒位置调整过程。这种调整完成后,颗粒聚合体将形成新的稳定组构,颗粒间的接触应力达到一种新的平衡。在这一调整并逐渐稳定的过程中,必然是局部颗粒的调整引起其周边颗粒的调整,颗粒聚合体的尺度越大,调整过程可能越长,即蠕变过程越长。本文认为进一步从组构研究出发探讨粗粒土的蠕变理论是必要的。

粗粒土的组构研究正在进行中,本文只是介绍了其研究思路,研究成果另文介绍。

参考文献:

- [1] 程展林,余剑平,丁红顺. 水布娅面板堆石坝填料应力应变关系试验研究[J]. 长江科学院院报, 1999, 16(1): 29 - 32. (CHENG Zhan-lin, YU Jian-ping, DING Hong-shun. Experimental study on stress-strain relationship of filler for Shuibuya Concrete-Faced Rockfill Dam[J]. Journal of Yangtze Scientific Research Institute, 1999, 16(1): 29 - 32. (in Chinese))
- [2] 魏汝龙. 论土的剪胀性[J]. 水利学报, 1963(6): 30 - 40. (WEI Ru-long. Research on the dilation of soil[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1963(6): 30 - 40. (in Chinese))
- [3] 沈珠江. 考虑剪胀性的土和石料的非线性应力应变模式[J]. 水利水电科学研究, 1986(4): 1 - 14. (SHEN Zhu-jiang. The nonlinear stress-strain model of soil and rockfill by taking into consideration of dilation[J]. Scientific Research on Water Conservancy and Electricity, 1986(4): 1 - 14. (in Chinese))
- [4] 段建立,郑颖人. 一种基于广义塑性力学的硬化剪胀土模型[J]. 岩土力学, 2000, 21(4): 360 - 362, 366. (DUAN Jian-li, ZHENG Ying-ren. A model of dilative soils based on generalized plastic mechanics[J]. Rock and Soil Mechanics, 2000, 21(4): 360 - 362, 366. (in Chinese))
- [5] 沈珠江. 理论土力学[M]. 北京: 水利水电出版社, 2000. (SHEN Zhu-jiang. Theoretical soil mechanics[M]. Beijing: China Water Power Press, 2000. (in Chinese))
- [6] 吴为义. 颗粒材料组构关系与本构关系的研究[D]. 武汉: 武汉水利电力学院, 1988. (WU Wei-yi. Research on the fabric and constitutive relationship of granular materials[D]. Wuhan: Wuhan Institute of Water Resources and Electric Power, 1988. (in Chinese))
- [7] 钟晓雄,袁建新. 颗粒材料的剪胀模型[J]. 岩土力学, 1992, 13(1): 1 - 10. (ZHONG Xiao-xiong, YUAN Jian-xin. Shear dilating model of granular materials[J]. Rock and Soil Mechanics, 1992, 13(1): 1 - 10. (in Chinese))
- [8] 程展林,丁红顺. 堆石料蠕变特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2004, 26(4): 473 - 476. (CHENG Zhan-lin, DING Hong-shun. Creep test for rockfill[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, 26(4): 473 - 476. (in Chinese))
- [9] 沈珠江,左元明. 堆石料的流变特性试验研究[C]//第六届全国土力学及基础工程学术会议文集. 上海: 同济大学出版社, 1991: 443 - 446. (SHEN Zhu-jiang, ZUO Yuan-ming. Research on the rheological property of rockfill[C]// Symposium on No. 6 Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Shanghai: Tongji University Press, 1991: 443 - 446. (in Chinese))
- [10] 程展林,丁红顺. 论堆石料力学试验中的不确定性[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(10): 1222 - 1225. (CHENG Zhan-lin, DING Hong-shun. Research on indeterminacy of rockfill test result[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(10): 1222 - 1225. (in Chinese))
- [11] 付志安,凤家骥. 混凝土面板堆石坝[M]. 武汉: 华中理工大学出版社, 1993. (FU Zhi-an, FENG Jia-ji. Concrete-faced rockfill dam[M]. Wuhan: Huazhong University of Science and Technology Press, 1993. (in Chinese))
- [12] 郑颖人. 岩土塑性力学的新进展——广义塑性力学[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(1): 1 - 10. (ZHENG Ying-ren. New development of geotechnical plastic mechanics—generalized plastic mechanics[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2003, 25(1): 1 - 10. (in Chinese))
- [13] 沈珠江. 土体结构性的数学模型——21世纪土力学的核心问题[J]. 岩土工程学报, 1996, 18(1): 95 - 97. (SHEN Zhu-jiang. The mathematics model of soil structure—the key problem of soil mechanics for the 21 century[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 18(1): 95 - 97. (in Chinese))