

DOI: 10.16285/j.rsm.2016.2609

小主应力方向加载条件下的掺砾黏土真三轴试验

张坤勇^{1,2,3}, 李 威^{1,3}, Charkley Nai Frederick^{1,3}, 陈 恕^{1,3}

(1. 河海大学 岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098; 2. 河海大学 江苏省岩土工程技术工程研究中心, 江苏 南京 210098;
3. 河海大学 岩土工程科学研究所, 江苏 南京 210098)

摘 要: 对土石坝心墙掺砾黏土开展模拟心墙单元小主应力方向加载的真三轴试验, 首先对试样进行不同围压条件下等向固结, 然后保持小主应力恒定, 通过调整大主应力和中主应力, 以模拟土石坝竣工后的初始三向应力状态。试验过程中保持大主应力和中主应力恒定, 从小主应力方向单向加载, 以模拟土石坝蓄水过程中心墙单元所经历的应力路径。试验结果与常规三轴试验以及复杂应力条件下大主应力方向真三轴加载试验结果都有显著不同。不同初始应力条件下, 不同主应力方向的初始切线模量和初始切线泊松比的变化规律非常复杂, 应力-应变显现出明显的各向异性。在心墙堆石坝施工过程及蓄水过程中, 心墙单元所经历的应力路径明显不同, 合理的土体本构模型应该对这种由于加荷路径不同所引起的不同方向模量和泊松比进行合理描述。

关 键 词: 真三轴试验; 小主应力; 各向异性; 掺砾黏土; 应力路径

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2018) 09-3270-07

True triaxial test on clay mixed with gravel with stress increment loading from minor principal stress direction

ZHANG Kun-yong^{1,2,3}, LI Wei^{1,3}, Charkley Nai Frederick^{1,3}, CHEN Shu^{1,3}

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China; 2. Jiangsu Research Center for Geotechnical Engineering Technology, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China;
3. Institute of Geotechnical Engineering, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China)

Abstract: True triaxial tests on clay mixed with gravel were carried out under complex stress state to simulate the loading process of core wall elements under water storage process, and loading was applied from the minor principal stress direction. Under initial state, the major principal stress and the second principal stress were adjusted with constant minor principal stress; initial anisotropic stress state was reached to simulate the stress state of dam elements. The major principal stress and second principal stress were then kept constant. Minor principal stress increment was applied to simulate the stress path that core wall elements go through during the process of water storage. Test results show significant differences compared with the result of conventional triaxial tests and true triaxial tests loading from major principal stress direction. Under different initial stress conditions, the initial tangent modulus and initial Poisson's ratio of the principal stress direction are very complex, and the stress - strain curve shows obvious anisotropy. In the process of core wall rockfill dam construction and the water storage process, the stress path experienced by the core wall unit is obviously different. The reasonable soil constitutive model should be used to describe the modulus and Poisson's ratios caused by the different loading paths.

Keywords: true triaxial test; minor principal stress; anisotropy; clay mixed with gravel; stress path

1 引 言

土石坝是历史最悠久的坝型, 具有坝基适应性强、抗震性能好等优势。近 20 年来, 我国的土石坝

工程得到了迅猛发展, 目前建成、在建和拟建的土石坝数量众多, 规模宏大, 其中不乏坝高超过 200 m 的高坝及超高坝。坝体及防渗体应力变形分析是土石坝设计、施工及运行管理的重要参考依据。

收稿日期: 2016-11-08

基金项目: 国家自然科学基金项目 (No.41530637, No.51578214); 中央高校基本科研业务费专项资金项目 (No.2015B17714)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China(41530637, 51578214) and the Fundamental Research Funds for the Central Universities(2015B17714).

第一作者简介: 张坤勇, 男, 1975 年生, 博士, 副教授, 硕士生导师, 主要从事土的基本特性、土与结构相互作用及岩土工程数值分析等方面的教学和科研工作。E-mail: ky_zhang@hhu.edu.cn

常用土体模型多建立在室内常规三轴试验简单应力条件下,再将常规三轴试验得到的轴向加载应力-应变规律加以各向同性的假设推广到其他主应力方向。土石坝土体单元处于三向复杂应力状态,是典型的三维问题^[1-2],蓄水过程中应力增量施加的方向和填筑也不同,相应的单元应力-应变规律也更加复杂^[3]。考虑这种三向复杂应力条件下不同加载方向应力路径的土体应力-应变特征,采用合适的土体本构模型描述这种应力-应变关系,是进行土石坝有限元数值分析以获取合理土石坝应力-应变的必要前提^[4-6]。

心墙作为土石坝防渗体的主要作用是降低浸润线,减少渗流量并防止渗透破坏坝体,其稳定性关系到整个大坝的安全。土石坝一般采用黏性土作为心墙,用透水性较好的砂石料作坝壳料。对于高土石坝,为避免过大的不均匀变形,需要在黏土中掺加强度相对较高的砾石料,即心墙掺砾黏土。土石坝施工过程中,心墙单元所经历的应力路径接近于等应力比应力路径,应力增量主要从大主应力方向施加,采用建立在轴向加载试验结果基础上的常规土体本构模型,如邓肯 $E-B$ 、 $E-v$ 模型或者是考虑三维应力状态对邓肯模型进行修正的其他轴向加载模型进行分析,基本可以反映实际应力路径^[7-8]。

蓄水过程中心墙单元所经历的应力路径,应力增量从小主应力方向施加,与大主应力轴向加荷条件下的土体本构模型所描述的应力路径有明显不同。如果仍旧沿用常规模型开展应力变形数值分析,计算结果和实际相比会产生相当误差。有必要针对心墙掺砾黏土开展描述蓄水过程应力路径的试验研究,为相关本构模型的研究提供依据。

为研究心墙土体单元在三向复杂应力状态下蓄水过程应力-应变规律,本文对文献[1]中试验所采用的心墙掺砾料开展了复杂应力条件下真三轴小主应力方向加载试验。试验所用试样及初始应力状态设定和文献[1]一致。试验中,对处于不同初始应力状态的试样,从小主应力方向施加应力增量,开展复杂应力条件下小主应力单向加载试验,从而模拟不同初始三向复杂应力状态下单向加荷在土体应力单元中引起的应力-应变规律。这种加荷路径简单,易于在试验中控制,尽管与土石坝蓄水过程中的实际加荷方式可能仍有不同,但也可以从一定程度上反映土石坝蓄水过程中从小主应力方向加荷的应力路径,试验结果可以从一定程度上描述土石坝蓄水过程心墙应力单元的应力-应变规律^[9]。

2 试验仪器与材料

2.1 试验仪器

本试验采用河海大学自主研发的 TSW-40 刚柔复合中型真三轴仪,仪器在继承原有的 ZSY-1 小型真三轴试验仪^[10]优点的基础上,根据粗粒土试样的特点,采用了较大的试样尺寸并改进了加荷系统、数据采集系统等。TSW-40 真三轴仪所用试样尺寸为 $12.0\text{ cm} \times 12.0\text{ cm} \times 12.0$ (或 6.0) cm ,小主应力 σ_3 不再使用压力室加载方式,采用水囊加压的方式进行独立加荷,最大量程为 800 kPa ,避免了中主应力和大主应力必须在小主应力基础上加压的缺陷,从而在一定加荷范围内,可以实现 3 个主应力轴的自由转换。仪器主要由加荷系统、计算机测控数据采集系统等部分组成,如图 1 所示。

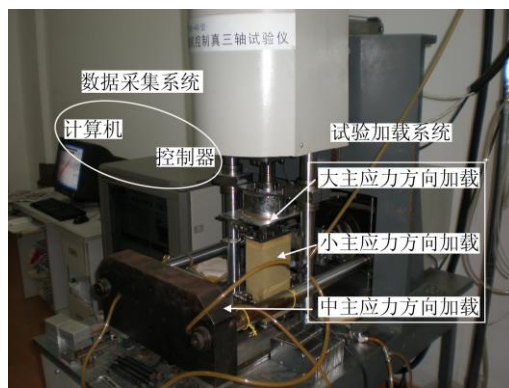


图1 TSW-40 型真三轴仪

Fig.1 TSW-40 true triaxial testing apparatus

2.2 试验材料

根据试验要求,本次试验土料和文献[1]中心墙砾质土相同,黏土与砾石的质量比为 1:1,砾石粒径在 $2 \sim 5\text{ mm}$ 范围内,黏土为低塑限黏土,天然含水率为 15.1% ,液限为 33.4% ,塑限为 19.6% ,塑性指数为 13.8 ,土体相对密度为 2.71 。试样土料干密度为 1.93 g/cm^3 。

3 掺砾黏土小主应力加载真三轴试验

3.1 试验方案

控制试验土料在相同的密度和含水率,按照相同制样方法分别装样进行不同围压、不同初始三向应力条件下小主应力方向的加载试验:首先施加一定围压 σ_3 ,各个主应力从 0 开始加载;等向加压稳定后,在 σ_3 基础上按比例分别增加大主应力 σ_1 和中主应力 σ_2 ,使试样处于初始三向应力状态下,达到试验方案中的初始 b_0 ($b_0 = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$) 状态;

再次加压稳定后,从小主应力方向施加单向应力增量。试验过程中量测试样的应变增量等相关参数,试验采用的应力路径如图 2 所示。

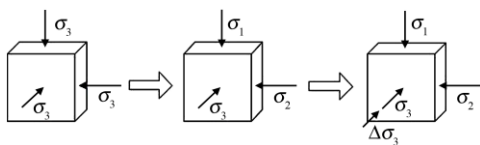


图 2 加荷路径示意图
Fig.2 Stress path of the testing

按照 σ_3 不同,试验分为 100、200、400 kPa 三个系列,以比较不同初始围压对试验结果的影响;对同一围压下的试验,通过调节大主应力来控制 b_0 值,以保证最后的试验增量应力-应变关系具有可比性。对同一围压系列试验,随着 b_0 的增加,中主应力数值虽然不变,但其相对大小增加,更接近于大主应力。不同的初始围压、初始三向应力状态(即 b_0 值不同)下的试验结果如表 1 所示。

表 1 真三轴试验初始三向应力状态

Table1 Initial stress conditions of true triaxial test

围压 σ_3 /kPa	3 个方向的应力/kPa		
	$b_0 = 0.2$	$b_0 = 0.5$	$b_0 = 0.8$
100	850,250,100	400,250,100	287,250,100
200	950,350,200	500,350,200	387,350,200
400	1150,550,400	750,550,400	587,550,400

注: 9 组数据为 3 个主应力,即大主应力、中主应力和小主应力。

3.2 试样制备

首先将取自坝址现场的心墙黏土风干、碾压,过 2 mm 筛备用;制样时,将风干土样喷洒一定的水量,使之达到最优含水率,然后把土料放入养护筒内数天,使水分在水膜压力的作用下逐渐转移均匀后进行击实制样;在制样模内壁涂凡士林,按照控制干密度要求,称 5 份相应重量的黏土料和砾石料;将每份黏土和砾石料充分混合,分 5 层击实,每层为 2.4 cm,每层击实到相应高度后将表面刮毛,以保证层与层之间结合紧密;击实完成后进行拆模、取样,拆模过程确保立方体试样形状完整,边角没有缺损,保证试样初始状态的统一。

3.3 试验步骤

试验分为以下 5 个主要步骤:

(1) 开机 打开计算机测控系统,启动试验程序,联接各个主应力方向控制器与伺服电机。

(2) 装样 将试样从制样模中取出后称量质量,量测试样 3 个边长并记录;在仪器试样基座上

依次放置下透水板、滤纸、试样、滤纸、上透水板;在试样上套上特制立方体橡皮膜,安装试样帽;在试样下部套上橡胶垫和夹板,用螺母将夹板固定到基座上,将试样下部密封;在试样帽上套上橡胶垫和夹板,用螺母将夹板固定到试样帽上,将试样上部密封。试样安装完成后如图 3 所示。

(3) 加载系统就位 在试样左、右位置固定小主应力加载水囊,前、后位置放置中主应力复合加压板和垫块;为防止试样刺破水囊,水囊和橡皮膜之间以及复合加压板和橡皮膜之间加覆土工布。

(4) 接触 采用仪器试验控制程序控制电机和加压缸,首先控制前后中主应力(y 方向)加压板与试样接触,然后控制上、下大主应力(z 方向)加压板与试样接触。将 σ_1 、 σ_2 预压到 0.01 MPa 后,控制左、右小主应力(x 方向)加压缸进水,将水囊加压到 0.02 MPa。

(5) 试验加载 按照试验方案,在试验控制程序界面输入应力路径,完成预压,清空变形值和内存,开始正式加载试验。



图 3 试样安装图

Fig.3 Sample in apparatus

4 试验结果分析

试验加载过程中,初始小主应力方向应力增量超过一定范围后,随应力增量的大小不同,原来的小主应力方向可能会转换为中主应力甚至大主应力;相应的,原中主应力和大主应力因保持恒定,可能转换为小主应力或中主应力,即发生了主应力轴的旋转。下文分析中主要对应力-应变增量关系曲线的初始切线部分进行分析,因此,仍沿用原主应力大小的表述。

4.1 试验结果

图 4 为不同围压及不同条件下小主应力方向加载时 $\Delta\sigma_3$ 与 $\Delta\varepsilon_3$ 、 $\Delta\varepsilon_1$ 与 $\Delta\varepsilon_3$ 以及 $\Delta\varepsilon_2$ 与 $\Delta\varepsilon_3$ 之间关系

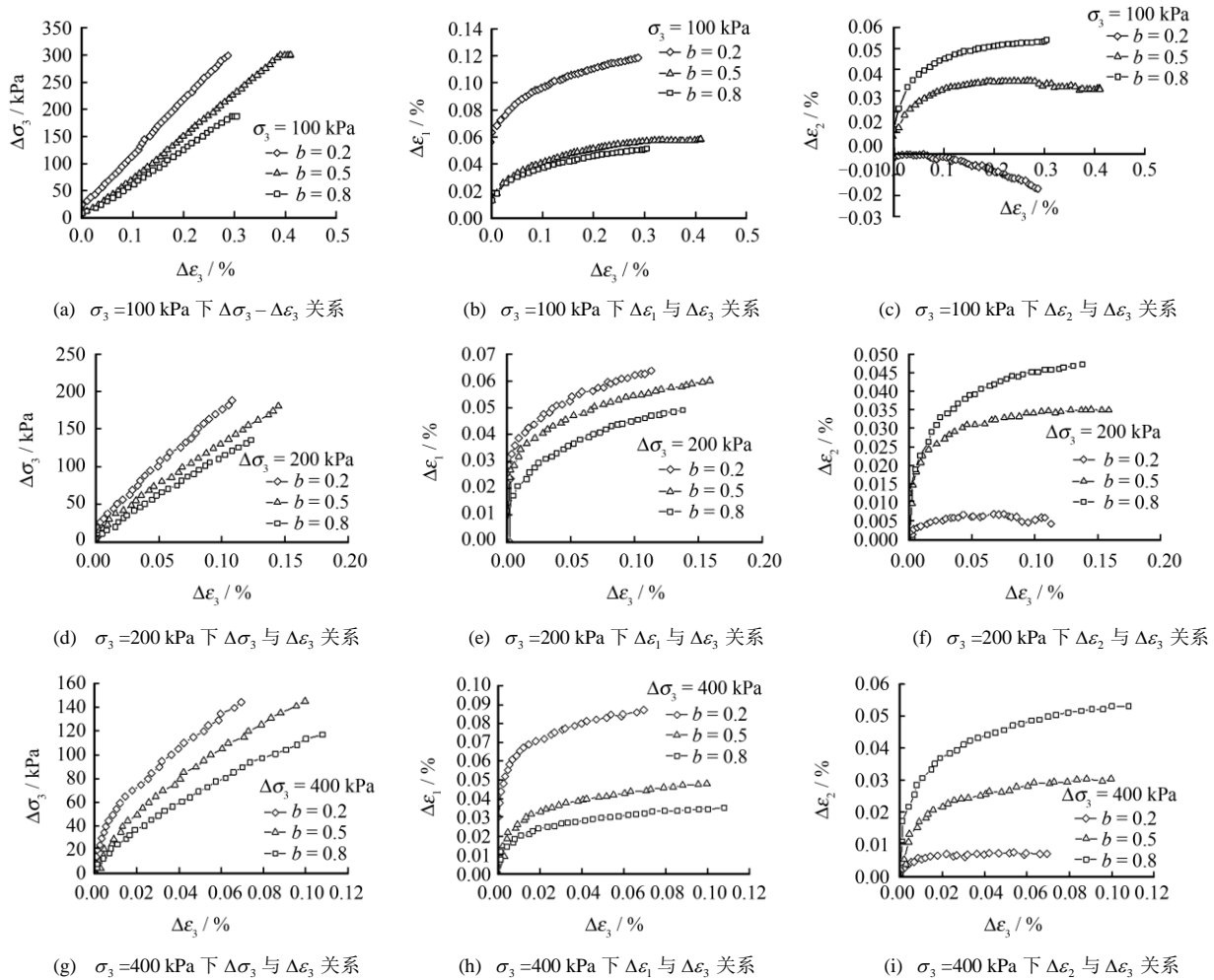


图4 不同围压下小主应力方向加载应力-应变关系

Fig.4 Stress and strain relationships along minor principal stress direction under different confining pressures

曲线。图中,主应力和主应变曲线描述了三向应力状态稳定后,再施加小主应力增量引起的试样主应力和应变增量之间关系。明显可见在三向应力的初始条件下,从小主应力方向单向加载,应力-应变曲线和常规三轴试验的轴对称试验结果相比有很大不同。与文献[1]所描述的大主应力方向加载试验结果也有明显差异。

4.2 试验结果分析

图 4(a)、4(d)、4(g)给出了不同围压、不同 b_0 条件下小主应力 σ_3 方向应力增量和加荷方向应变增量 ($\Delta\sigma_3 - \Delta\varepsilon_3$) 的关系曲线,曲线形态类似直线,与常规三轴试验中轴向应力和轴向应变增量 ($\Delta\sigma_a - \Delta\varepsilon_a$) 之间的规律,以及文献[1]所给出的大主应力方向应力增量和应变增量 ($\Delta\sigma_1 - \Delta\varepsilon_1$) 的关系曲线,都有很大差异^[11-12],这不符合土体各向同性的假设,说明土体表现出了各向异性;且随着围压的增大,曲线的初始斜率增加;对同一围压条件下,随着 b_0 的增加,曲线的初始斜率降低。

图 4(b)、4(e)、4(h)给出了大主应力方向应变与小主应力方向应变增量 ($\Delta\varepsilon_1 - \Delta\varepsilon_3$) 关系曲线,曲线形态类似于常规三轴试验中轴向应变和侧向应变 ($\Delta\varepsilon_a - \Delta\varepsilon_r$) 之间的曲线形态,可以用双曲线从一定程度上进行模拟,其切线斜率也随初始应力状态的不同而变化。

图 4(c)、4(f)、4(i)给出的中主应力方向应变和小主应力方向应变增量 ($\Delta\varepsilon_2 - \Delta\varepsilon_3$) 关系曲线,与普通三轴试验得到的轴向应变增量和侧向应变增量 ($\Delta\varepsilon_a - \Delta\varepsilon_r$) 关系曲线的形态类似。在变形方面,小主应变 ε_3 在 3 种围压状态下均一直处于压缩变形;中主应变 ε_2 在小围压 100 kPa 下表现为略微膨胀,而在另外两种围压下表现为压缩且数值都很小;大主应变 ε_1 在 3 种围压状态下也均为压缩变形;较大围压下 ε_1 和 ε_2 都是压缩变形,但在相同初始应力状态下, ε_1 比 ε_2 压缩变形相对大得多。

本次真三轴试验采用单向加载,试验的加载应力路径比较简单,加载方向应力增量和应变增量关

系以及加载方向 and 对应侧向变形方向应变增量关系, 可以采用弹性理论对试验结果进行整理, 并沿用增量切线模量和切线泊松比的概念对试验曲线的起始部分进行简单分析。根据图 4 所列不同围压及初始 b_0 条件下小主应力加荷试验整理, 用初始切线模量 E_3 和初始切线泊松比 ν_{13} 和 ν_{23} 表示, $E_3 = \Delta\sigma_3 / \Delta\varepsilon_3$, $\nu_{13} = -\Delta\varepsilon_1 / \Delta\varepsilon_3$, $\nu_{23} = -\Delta\varepsilon_2 / \Delta\varepsilon_3$, 如表 2 所示。

表 2 初始切线模量 E_3 与初始切线泊松比随围压和 b_0 值变化规律

Table 2 Initial tangent modulus E_3 and initial Poisson's ratio under different confining pressures and b_0

σ_3 /kPa	b_0	E_3 /MPa	泊松比	
			ν_{13}	ν_{23}
100	0.2	98.97	-0.42	0.01
100	0.5	73.43	-0.17	-0.11
100	0.8	62.82	-0.13	-0.12
200	0.2	167.59	-0.43	-0.06
200	0.5	121.31	-0.29	-0.18
200	0.8	111.19	-0.25	-0.23
400	0.2	186.70	-0.69	-0.07
400	0.5	139.42	-0.32	-0.21
400	0.8	130.17	-0.21	-0.32

文献[1]给出了相同初始应力条件下, 大主应力方向加载的相应结果, 整理出的不同方向初始切线模量 E_1 和初始切线泊松比 ν_{21} 和 ν_{31} 变化规律如表 3 所示, $E_1 = \Delta\sigma_1 / \Delta\varepsilon_1$, $\nu_{21} = -\Delta\varepsilon_2 / \Delta\varepsilon_1$, $\nu_{31} = -\Delta\varepsilon_3 / \Delta\varepsilon_1$ 。

表 3 初始切线模量 E_1 与初始切线泊松比随围压和 b_0 值变化规律

Table 3 Initial tangent modulus E_1 and initial Poisson's ratio under different confining pressures and b_0

σ_3 /kPa	b_0	E_1 /MPa	泊松比	
			ν_{21}	ν_{31}
100	0.2	19.49	0.29	0.67
100	0.5	38.82	0.20	0.47
100	0.8	55.56	0.13	0.37
200	0.2	55.25	0.19	0.45
200	0.5	92.14	0.10	0.16
200	0.8	104.27	0.08	0.09
400	0.2	80.14	0.15	0.25
400	0.5	108.82	0.07	0.14
400	0.8	121.76	0.06	0.07

根据表 2 及表 3 试验结果绘制出初始切线模量与围压的关系如图 5 所示, 初始切线泊松比与围压关系如图 6 所示。

由表 2、3 及图 5 可见, 在相同 b_0 条件下, 随围压由 100 kPa 增大到 400 kPa, 相应的初始切线模量

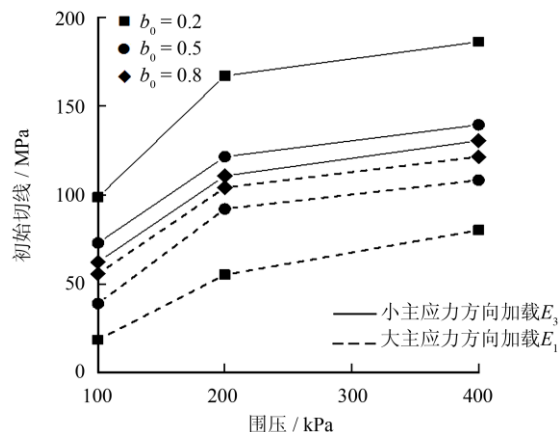


图 5 初始切线模量与围压关系
Fig.5 Relationships between initial tangent modulus and confining pressure

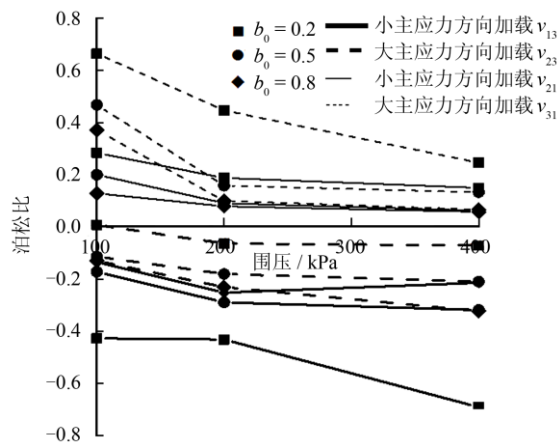


图 6 初始切线泊松比与围压关系
Fig.6 Relationships between initial Poisson's ratio and confining pressure

逐渐增加, 体现了土的压硬性。同时代表土体侧向变形能力的指标初始切线泊松比变化规律更为复杂, 表 2 及图 6 结果显示, 从小主应力方向施加应力增量, 在大主应力方向引起的应变, 均是压缩应变, 对应的泊松比 ν_{13} 均为负值, 其量值随围压增大而增大; 从小主应力方向施加应力增量, 在中主应力方向引起的应变, 除当围压为 100 kPa, $b_0 = 0.2$ 时出现膨胀变形, 其他应力状态试验结果也均为压缩变形, 对应的泊松比 ν_{23} 大部分为负值, 其量值随围压增大而增大。

随初始 b_0 从 0.2 增大到 0.8, 在 100 kPa 围压试验中, 初始切线模量从 98.97 MPa 降低到 62.82 MPa, 降低了 36.5%; 200 kPa 围压试验中, 初始切线模量从 167.59 MPa 降低到 111.19 MPa, 降低了 33.7%; 400 kPa 围压试验中, 初始切线模量从 186.7 MPa 降

低到 130.17 MPa, 降低了 30.1%。

由图 5、6 可见, 在相同初始 b_0 条件下, 随围压由 100 kPa 增大到 400 kPa, 相应的初始切线模量也逐渐增加, 同时代表土体变形能力的指标泊松比随之降低, 这一变化符合土体压硬性的一般规律。

文献[1]中给出的大主应力方向加载的初始切线模量 E_1 和本文试验得到的小主应力方向加载的初始切线模量 E_3 的变化规律有明显差异; E_1 随 b_0 增加而增加, E_3 随 b_0 值增加而降低; 本文试验方案具有一定的特殊性, 同一围压下, 不同初始 b_0 值下, 中主应力 σ_2 和小主应力 σ_3 都保持恒定, b_0 值的改变是通过调整大主应力 σ_1 来实现。初始状态 b_0 值越小, σ_1 越大, 在中主应力和小主应力保持恒定的条件下, 初始状态下试样在大主应力方向的约束越强, 试样初始状态下的球应力 p 也越大, 在小主应力方向加载过程中小主应力方向越难变形, 相应的初始切线模量越大。

随初始 b_0 从 0.2 增大到 0.8, 100 kPa 围压试验中, 初始切线泊松比 ν_{13} 从 -0.42 增加到 -0.13, 增加了 69%, 初始切线泊松比 ν_{23} 从 0.01 减小到 -0.12; 200 kPa 围压试验中, 初始切线泊松比 ν_{13} 从 -0.43 增加到 -0.25, 增加了 42%, 初始切线泊松比 ν_{23} 从 -0.06 减小到 -0.23, 降低了 283%; 400 kPa 围压试验中, 初始切线泊松比 ν_{13} 从 -0.69 增加到 -0.21, 增加了 69.6%, 初始切线泊松比 ν_{23} 从 -0.07 减小到 -0.32, 降低了 357%。相比于大主应力方向加载时两侧向变形方向的泊松比均为正值, 小主应力方向加载时, 两侧向变形方向的泊松比均为负值, 且小主应力方向加载对应的泊松比变化规律更为复杂。

5 结 论

采用河海大学新型真三轴仪, 对土石坝心墙掺砾料进行不同初始状态复杂应力条件下小主应力方向单向加载试验, 得到以下结论:

(1) 复杂应力条件下, 小主应力方向单向加载在不同方向引起的应力-应变规律与常规三轴试验的轴对称试验结果有很大的差异, 试验结果显现出了明显的各向异性, 不同主应力方向的应力-应变规律有明显不同。

(2) 小主应力 σ_3 方向加载时, 相同围压下随着初始 b_0 值增大, 初始切线模量 E_3 减小, 初始切线泊松比 ν_{13} 增大, 初始切线泊松比 ν_{23} 减小; 相同初始 b_0 值下随着围压的增大, 弹性模量 E_3 增大, 初始切线泊松比 ν_{13} 减小, 初始切线泊松比 ν_{23} 减小。相同初

始应力状态下, 从小主应力方向加载时初始切线模量与初始切线泊松比随围压变化的规律同大主应力方向加载时规律相同, 但相同围压下初始切线模量与初始切线泊松比规律有明显差异。

(3) 三维应力条件下小主应力方向加载的应力变形规律, 与传统三轴试验向加载以及三维应力条件下的大主应力方向加载的结果相比, 无论是整体规律还是具体量值都有很大不同, 说明土石坝蓄水阶段心墙土体单元的应力变形规律与传统三轴试验所揭示的应力-变形规律有明显差异, 在开展土石坝应力-变形数值分析中, 应采用合理的土体本构模型, 反映不同加载方式对土石坝心墙料的应力-变形规律影响, 从而对蓄水阶段心墙工作状态进行合理描述。

参 考 文 献

- [1] 张坤勇, 朱俊高, 吴晓明, 等. 复杂应力条件下掺砾黏土真三轴试验[J]. 岩土力学, 2010, 31(9): 2799—2804.
ZHANG Kun-yong, ZHU Jun-gao, WU Xiao-ming, et al. True triaxial test on clay mixed with gravel under complex stress state[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(9): 2799—2804.
- [2] 张坤勇, 殷宗泽, 梅国雄. 两种土体各向异性区别与联系[J]. 岩石力学与工程学报, 2005, 24(9): 1599—1605.
ZHANG Kun-yong, YIN Zong-ze, MEI Guo-xiong. Difference and connection of two kinds of anisotropy of soils[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(9): 1599—1605.
- [3] 殷宗泽, 徐志伟. 土体各向异性及近似模拟[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(5): 547—551.
YIN Zong-ze, XU Zhi-wei. Anisotropy of soils and approximate simulation[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2002, 24(5): 547—551.
- [4] 殷宗泽. 土的侧膨胀性及其对土石坝应力变形的影响[J]. 水利学报, 2000, 44(7): 49—54.
YIN Zong-ze. The effect of soil lateral dilation behavior on stress and strain of earth and rockfill dams[J]. **Journal of Hydraulic Engineering**, 2000, (7): 49—54.
- [5] 代金秋, 苏仲杰, 赵明超, 等. 粉质黏土的真三轴试验及强度特性研究[J]. 岩土力学, 2016, 37(9): 2534—2546.
DAI Jin-qiu, SU Zhong-jie, ZHAO Ming-chao, et al. True triaxial tests and strength characteristics of silty clay[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2016, 37(9): 2534—2546.
- [6] 曾开华, 殷宗泽. 土质心墙坝水力劈裂影响因素的研

- 究[J]. 河海大学学报, 2000, 28(3): 1—6.
- ZENG Kai-hua, YIN Zong-ze. Factors affecting hydraulic fracturing of high earth core dams[J]. **Journal of Hohai University**, 2000, 28(3): 1—6.
- [7] 许萍, 邵生俊, 张喆, 等. 真三轴应力条件下修正邓肯-张模型的试验研究[J]. 岩土力学, 2013, 34(12): 3359—3364.
- XU Ping, SHAO Sheng-jun, ZHANG Zhe, et al. Experimental study of modified Duncan-Chang model under true triaxial stresses[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2013, 34(12): 3359—3364.
- [8] 邵东琛. 一种改进邓肯-张模型及其在土石坝数值模拟中的应用[J]. 三峡大学学报, 2015, 37(4): 21—24.
- SHAO Dong-chen. A modified Duncan-Chang model and its application to numerical simulation of earth-rock dam[J]. **Journal of China Three Gorges University**, 2015, 37(4): 21—24.
- [9] 张坤勇, 殷宗泽, 朱俊高. 考虑各向异性对黏土心墙坝水力劈裂的影响[J]. 岩土力学, 2005, 26(2): 243—246.
- ZHANG Kun-yong, YIN Zong-ze, ZHU Jun-gao. Influence of anisotropy on hydraulic fracturing of earth core dams[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2005, 26(2): 243—246.
- [10] 梅国雄, 卢廷浩, 陈浩, 等. 考虑初始应力的坑侧土体真三轴试验研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(7): 2079—2082.
- MEI Guo-xiong, LU Ting-hao, CHEN Hao, et al. True triaxial experiment of foundation pit considering initial stress[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(2): 2079—2082.
- [11] DUNCAN J M, CHANG C Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils[J]. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE**, 1970, 96(SM5): 1629—1653.
- [12] KULHAWY F H, DUNCAN J M. Stresses and movements in Oroville dam[J]. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE**, 1972, 98(SM7): 653—665.

上接第 3269 页

《岩土力学》2017 年第 10 期被 EI 收录论文 (38 篇, 收录率 100 %) (2)

序号	论文题名	作者	页码
27	不同埋深砂土盾构隧道掘进开挖面前方土拱效应研究	孙潇昊, 缪林昌, 林海山	2980—2988
28	近距离煤层层间基本顶损伤及破断规律研究	侯运炳, 何尚森, 谢生荣	2989—2999
29	考虑滑床复合倾斜岩体综合地基系数的抗滑桩受力特征研究	董曼曼, 王亮清, 葛云峰, 等	3000—3008
30	厚煤层综放双巷工作面巷间煤柱尺寸研究	王 琦, 樊运平, 李 刚, 等	3009—3016
31	黏弹性地基中基坑开挖对邻近桩基变形影响的时域解	张治国, 鲁明浩, 宫剑飞	3017—3028
32	堆石料碾压试验的颗粒流模拟新方法	李 杨, 余成学, 焦小亮	3029—3038
33	软土地基渗透性条件对基坑预降水过程中支护墙侧移的影响研究	曾超峰, 薛秀丽, 郑 刚	3039—3047
34	基于半隐式积分方案统一强度理论 ANSYS 二次开发	柯锦福, 吴爱祥	3048—3052
35	应力-渗流耦合三轴渗透试验系统研制及其在充填介质渗透特性试验中的应用	李利平, 柳 尚, 李术才, 等	3053—3061
36	基于特征函数的钻孔图像结构面识别方法	王川婴, 邹先坚, 韩增强, 等	3062—3066
37	负压环境下新型地下水位测试装置研发	鲍树峰, 娄 炎, 董志良, 等	3067—3073
38	孔壁钻孔图像的结构面参数提取方法研究	汪进超, 王川婴, 胡 胜, 等	3074—3080