

砂土侧向变形特性的真三轴试验研究^{*}

On the deformation characteristic of sand by true triaxial test

徐志伟

(河海大学土木工程学院岩土工程研究所, 南京, 210024)

中图法分类号 TU 411 文献标识码 A 文章编号 1000-4548(2000)03-0371-04

作者简介 徐志伟, 男, 1965年生, 工程师, 河海大学岩土工程专业博士生。研究方向为土体侧向变形研究。

1 引言

岩土工程中, 对土体强度和变形的定量、定性分析都离不开土体应力-应变关系的研究。广义胡克定理中的泊松比 μ 是反映侧向变形的重要参数, 其实际意义是切线泊松比。在多数有限元计算中, 不考虑泊松比小于 0 和大于 0.5 的情况, 当泊松比大于 0.5 时, 通常取泊松比等于 0.49。实际工程中的应力状态往往要比轴对称复杂得多, 如土体开挖和蓄水、枯水期中坝体中的应力状态及应力状态的变化, 较难满足 $\sigma_2 = \sigma_3$ 这一条件。即使 σ_3 比较接近 σ_2 的情况, 其应力-应变关系和侧向变形结果是否也会比较相似呢? 针对这一问题, 首先对多组砂土做了特定应力路径下的真三轴试验, 结果及分析如下。

2 试验仪器简介

试验使用的真三轴仪是由河海大学土木工程学院岩土工程研究所、南京某自动化研究所和溧阳某土工仪器厂联合研制的。试样尺寸为 $7\text{ cm} \times 7\text{ cm} \times 3.5\text{ cm}$, 如图 1 所示。微机自动采集位移和应力等数据, 可进行应力路径控制、等应力控制和等应变控制试验。加荷方式为: 小主应力 σ_3 利用气压加载, 中主应力 σ_2 和大主应力 σ_1 分别在气压的基础上用液压加载。

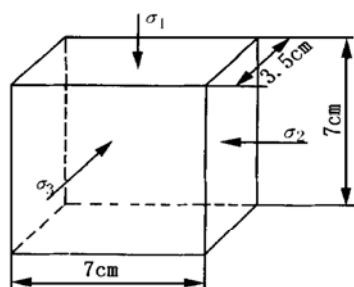


图 1 试样尺寸示意图

Fig. 1 Schematic plan of sample size

3 试样制备及试验方法

本次真三轴试验主要为了研究和揭示砂土排水固结后, 排水剪切过程的应力-应变规律及相应于侧向变形的泊松比的变化规律。由于砂土排水固结比较快, 试验时间短, 因此首先选用了粉砂、细砂和中砂来研究。为了使试样尽可能做到初始各向同性, 称量砂土的质量后, 自然填满特制的橡胶膜并饱和。将 σ_3 增加到 100 kPa 等向固结后, σ_1 、 σ_2 增加到 130 kPa, 固定 σ_2 , 只增加 σ_1 剪切。这是一种较特殊的应力路径, σ_2 值较接近 σ_3 的值, 如图 2 所示。A(100, 100, 100) 点在主应力空间中对应的应力状态为排水固结, $\sigma_3 = \sigma_2 = \sigma_1 = 100\text{ kPa}$, B(100, 130, 130) 点的应力状态为: 保持 $\sigma_3 = 100\text{ kPa}$ 不变, 增加 σ_2 、 σ_1 到 130 kPa, 然后保持 $\sigma_2 = 130\text{ kPa}$ 不变, 增加 σ_1 排水剪切至 C, 以下试验和分析结果都是针对图 2 应力路径中的 BC 段。

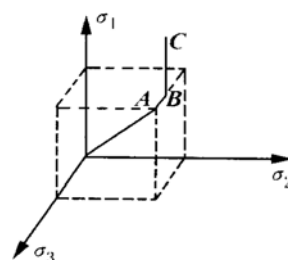


图 2 应力路径示意图

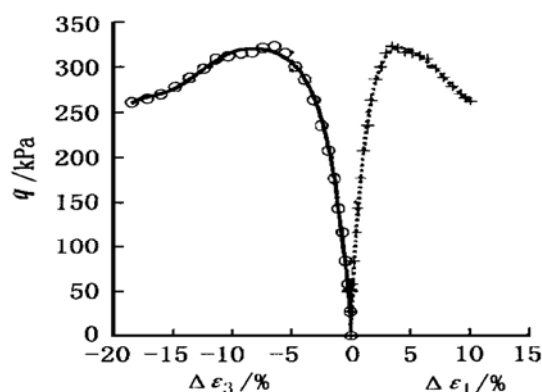
Fig. 2 Schematic plan of stress path

4 试验结果与分析

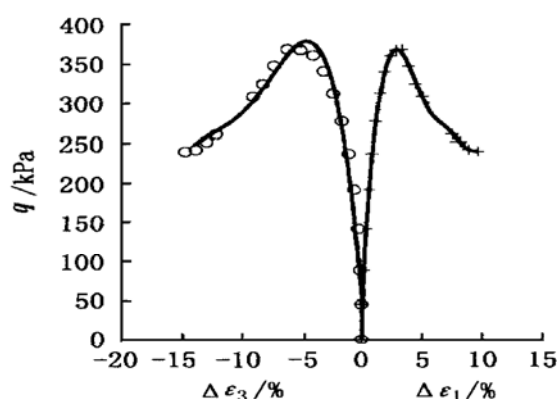
图 3(a)~(c) 分别是粉砂、细砂、中砂的排水剪切试验结果。最大主应力与最小主应力间的偏应力 $q = \sigma_1 - \sigma_3$, $\Delta\epsilon_1$ 随 q 的变化规律, 都呈现紧砂的软化特点。图中的关系曲线是用多项式拟合的结果。

^{*} 教育部博士点专项基金资助项目(No. 98029406)

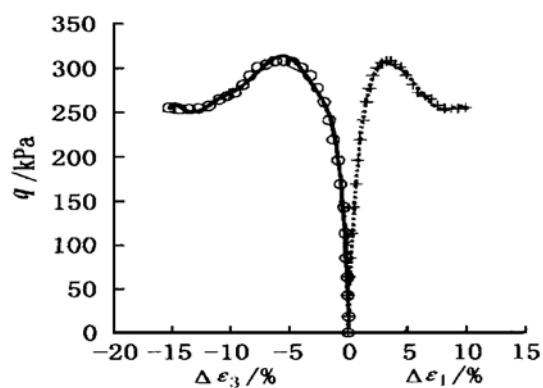
到稿日期: 1999-06-17



(a) 粉砂



(b) 细砂



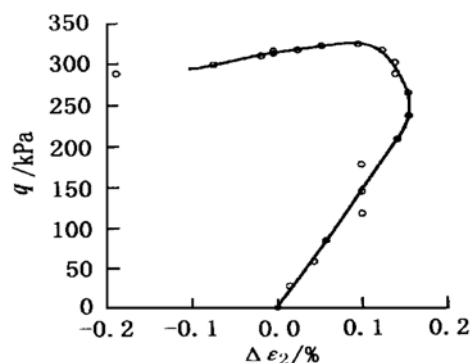
—— 拟合后的 $q - \Delta \varepsilon_3$ 曲线
 ---- 拟合后的 $q - \Delta \varepsilon_1$ 曲线

(c) 中砂

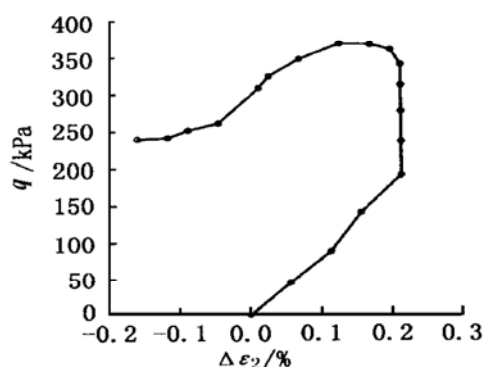
图3 $q - \Delta \varepsilon_3, \Delta \varepsilon_1$ 曲线Fig. 3 The $q - \Delta \varepsilon_3, \Delta \varepsilon_1$ curves

图4(a)~(c)分别粉砂、细砂、中砂的 $\Delta \varepsilon_2$ 随 q 的变化规律,都表现为 σ_2 方向首先是压缩,然后是膨胀。

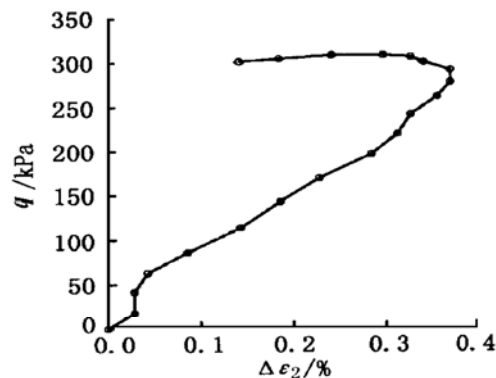
图5(a)~(c)是粉砂、细砂、中砂 $\Delta \varepsilon_3 - \Delta \varepsilon_1$ 关系曲线及泊松比 μ_{31} 的变化曲线。为求取切线泊松比 μ_{31} , $\Delta \varepsilon_3 - \Delta \varepsilon_1$ 关系曲线选用了多项式拟合, μ_{31} 是直接对 $\Delta \varepsilon_3 - \Delta \varepsilon_1$ 关系拟合后的拟合函数求取一次导数的结果。显然,受剪不久, μ_{31} 就大于1,这意味着 σ_3 方向的膨胀变形大于 σ_2 方向的压缩变形。



(a) 粉砂



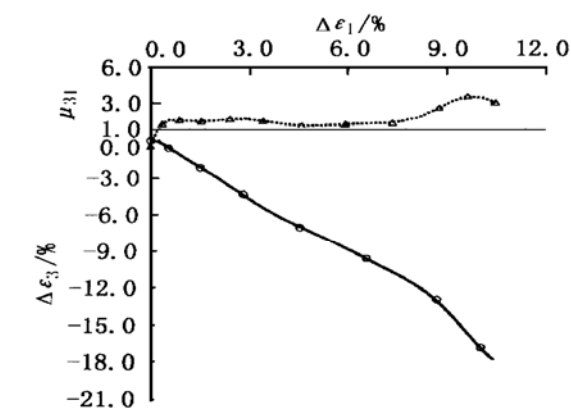
(b) 细砂



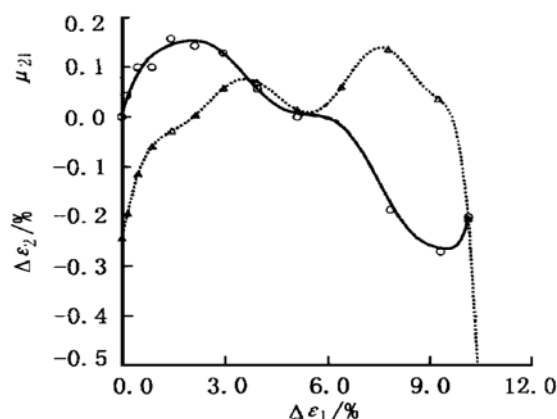
(c) 中砂

图4 $q - \Delta \varepsilon_2$ 曲线Fig. 4 The $q - \Delta \varepsilon_2$ curves

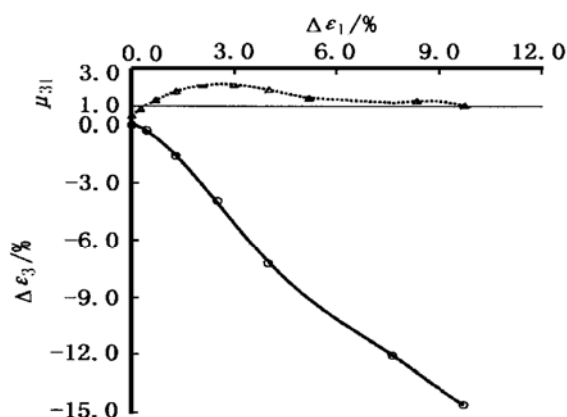
图6(a)~(c)是粉砂、细砂、中砂 $\Delta \varepsilon_2 - \Delta \varepsilon_1$ 关系曲线及泊松比 μ_{21} 的变化曲线。 μ_{21} 是直接对 $\Delta \varepsilon_2 - \Delta \varepsilon_1$ 关系拟合后的拟合函数求取一次导数的结果。粉砂、细砂、中砂的 μ_{21} 具有相似的变化规律,其 μ_{21} 变化比 μ_{31} 的变化略显复杂,开始时,受剪压缩, μ_{21} 小于0,压缩到最大值后,开始膨胀,这时 μ_{21} 等于0,这一零点,是压缩与膨胀变形的转换点,在没有膨胀到起始尺寸前,由于仍然是压缩变形, μ_{21} 仍然大于0,当膨胀到起始尺寸时, $\Delta \varepsilon_2$ 等于0,这意味着,在受荷过程中, σ_2 方向存在变形为0的状态,这时, σ_1 方向已经接近破坏, $\Delta \varepsilon_1$ 已处于软化阶段。继续受剪, σ_2 方向则继续膨胀。



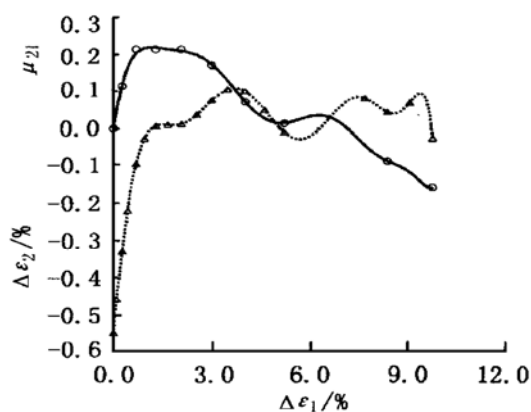
(a) 粉砂



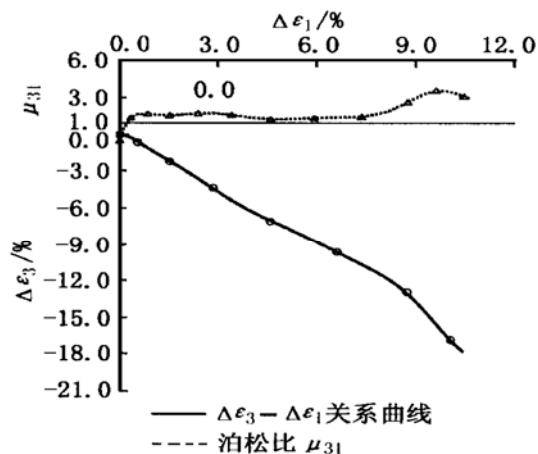
(a) 粉砂



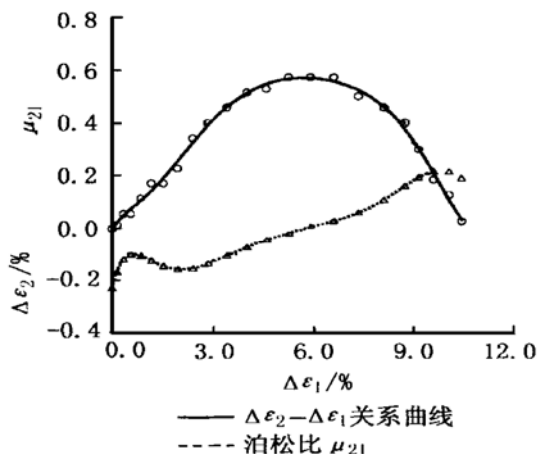
(b) 细砂



(b) 细砂



(c) 中砂



(c) 中砂

图5 μ_{31} 变化规律Fig. 5 Variation of μ_{31}

μ_{21} 大于 0。当 $\Delta\epsilon_1$ 大于 9% 时, 实际上试样已经在应变空间达到彻底破坏了, 这时由于 σ_3 方向的迅速膨胀反而使 σ_2 方向转变为压缩, μ_{21} 小于 0, 而且迅速变小。

5 机理分析与结论

室内真三轴试验是对土体三维受荷比较真实的再现, 而常规三轴试验只能研究轴对称的应力状态, 在反映土体强度和变形的应力-应变关系上也就存在不少

图6 μ_{21} 变化规律Fig. 6 Variation of μ_{21}

差异, 尤其是侧向变形的特性。

对于本次真三轴试验所研究的砂土, 影响侧向变形的因素主要是:

a) 试样初始各向异性

尽管砂土试样是在试样橡胶模充水条件下, 自然填满橡胶模的。但为了使试样能够稳定地站立在压力室内, 不得不首先使试样从底部排水, 从而使砂土试样“紧密”或“致密”, 因而使“松砂”呈现“紧砂”的特点。

b) 加载历史或应力路径产生的各向异性

施加 σ_3 , 并使之稳定于 100 kPa 排水固结, 这一过程并没有扩大试样各向异性的倾向, 但当 σ_1 和 σ_2 同时增至 130 kPa 时, 就造成 σ_1 、 σ_2 方向的进一步压缩和 σ_3 方向的膨胀, 从而加剧了 σ_1 、 σ_2 与 σ_3 方向变形倾向的差异, 也就进一步造成 σ_1 、 σ_2 与 σ_3 方向变形的各向异性, 由此造成 σ_1 、 σ_2 方向砂土更加“紧密”, σ_3 方向更具“膨胀”的趋势。因此, 当把 $\sigma_3 = 100$ kPa, $\sigma_2 = \sigma_1 = 130$ kPa 应力状态当作相对的初始应力状态, 增加 σ_1 受剪时, 实际上已经是各向异性条件下的排水剪切过程。在图 2 中的 B 点, 当开始增加 σ_1 时, 由于 $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, 砂粒受力不平衡, 因 σ_3 最小, σ_3 方向只能膨胀, 而 σ_1 方向和 σ_2 方向必然压缩。继续增加 σ_1 时, 由于 σ_1 越来越远大于 σ_2 、 σ_3 , σ_2 方向也无法抵抗 σ_1 方向的挤压, 最终导致砂粒开始反方向的挤压、滚动, 宏观上表现为砂粒沿 σ_2 、 σ_3 方向都开始膨胀。因此, 增加 σ_1 试样受剪过程中, 试样内部砂粒的移动, 实际上是三个主应力方向的“合运动”, 是大、中、小主应力耦合作用的结果。

由以上分析, 可以得出以下结论:

(1) 在以上应力路径下, 中主应力增量 $\Delta\sigma_2$ 即使等于 0, σ_2 方向仍然可以产生压缩和膨胀变形, 反映在切线泊松比上, 有小于 0 的情况。

(2) 最小主应力方向始终是膨胀的, 由于中主应力的影响, 反映在切线泊松比上, 有大于 0.5, 甚至大于 1 的情况。

(3) 泊松比大于 0.5 甚至大于 1, 则表明柔度矩阵的主元不占优, 即加荷方向的压缩变形小于侧向膨胀变形。

(4) 即使在类似常规三轴试验的条件下, 即 $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = 0$, 真三轴试验中反映变形和强度特性的应力-应变关系也较常规三轴试验有所不同。

(5) 对于砂土这种弹塑性材料, 弹性模量和泊松比不再具有物性参数的意义, 而是一种随应力状态及加荷方式变化的状态参量。

(6) 对于砂土这种弹塑性材料, 在进行有限元计算时, 在某些应力路径下, 仅仅调整泊松比接近 0.5, 有可能出现较大的误差, 甚至导致严重错误。

6 展 望

不论是邓肯模型, 还是目前一些比较流行的模型,

大多并不考虑初始应力状态、加荷方式以及中主应力对土体侧向变形的影响, 这与工程实际有较大的差异。而真三轴试验也由于试验仪器、试验方法等多方面的条件限制, 要反映所有的工程实际也存在一定的困难, 因此真三轴试验的深度和广度也有待进一步的深入研究。

反映侧向变形的泊松比的计算, 依赖于对试验数据的拟合, 尽管拟合所采用的函数表达式不是唯一的, 但拟合后的函数几何形态及其一阶导数的值应是一致的, 拟合结果可依据均方差之和、置信度等来优化选择。如何寻求和采用最佳的数值拟合方法, 也是研究侧向变形的关键问题之一。本文选用了多项式拟合的方法, 对其它的拟合方法未做深入探讨。

在明晰侧向变形规律的基础上, 寻求新的理论计算模型或修正目前模型, 在实际工程中的理论研究和实际应用中具有广阔前景。

应说明的是, 由于影响试验结果的因素多, 且其中存在随机因素, 在类似本次真三轴试验的试验仪器、制样方法、量测系统、控制系统、数据采集系统、试验条件、试验方法等条件下的试验结果可能与本文的结果不同。

本次试验研究是笔者博士论文涉及的诸多问题之一, 在此特别感谢恩师殷宗泽教授的指导和帮助。

参 考 文 献

- Dean E T R. Specific length and some constitutive models. *Geotechnique*, 1998, **48**(1): 1~ 32
- Chu J. Strain softening and shear band formation of sand in multi-axial testing. *Geotechnique*, 1996, **46**(1): 62~ 82
- Sun D A, Matsuoka H. An elastoplastic model for $c - \phi$ materials under complex loading. *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, 1997. 887~ 892
- 郑颖人, 沈珠江. 岩土塑性力学原理. 重庆: 解放军后勤工程学院, 1998
- 殷宗泽. 土体的侧向变形. 见: 岩土力学的理论与实践. 南京: 河海大学出版社, 1998. 1~ 6
- 杨光华. 土的本构模型的数学理论及其应用: [博士学位论文]. 北京: 清华大学, 1998
- 殷宗泽. 土体弹塑性柔度矩阵与真三轴试验. 见: 第七届土力学及基础工程学术会议论文集. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994. 139~ 144