

基于局部与整体变形测量的粉土泊松比试验研究

孙益振, 邵龙潭

(大连理工大学工程力学系工业装备结构分析国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要: 通过两种测量方法对泊松比结果进行的分析, 研究得出了泊松比的变化规律: 轴向应变-径向应变关系曲线变化规律在各围压条件下基本相同, 切线泊松比在加载初期(小应变变形阶段)都是从0.2~0.3开始变化, 达到0.5时的径向变形很小, 局部变形图像测量的切线泊松比的变化要比整体变形传统测量的泊松比变化快, 其平均值也比整体变形传统测量结果大。随主应力比的增加, 切线泊松比也随之增加, 当土体的主应力比达到一定范围后, 切线泊松比的值大于0.5, 建立泊松比与主应力比之间的关系更符合泊松比取值规律。

关键词: 泊松比; 三轴试验; 粉土

中图分类号: TU411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2006)08-1033-06

作者简介: 孙益振(1976-), 男, 讲师, 博士, 主要从事土体本构模型试验研究。

Experimental researches on Poisson's ratio of silty soil based on local and whole deformation measurements

SUN Yi-zhen, SHAO Long-tan

(State Key Laboratory of Structural Analysis for Industrial Equipment, Department of Engineering Mechanics, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: The variation Poisson's ratio was obtained by comparison between the results of two measuring methods. The variation of axial strain-radial strain curve under different cell pressures was similar. The tangential Poisson's ratio changed from 0.2 to 0.3 under the initial loading, and reached 0.5 at very small strain. The tangential Poisson's ratio of local deformation varied faster than that of the traditional full deformation measurement and the average value of the former was larger than that of the latter. The tangential poisson's ratio of soil increased when the principal stress ratio increased. When the principal stress ratio reached a certain value, the increment of tangential Poisson's ratio would be larger than 0.5. It was reasonable to establish the relationship between the Poisson's ratio and the principal stress ratio.

Key words: Poisson's ratio; triaxial test; silty soil

0 引言

泊松比是反映材料弹性变形特性的一个重要参数^[1], 在各个工程领域中的应用也日渐突出^[2]。关于泊松比的定义, 在有的文献中将之定义为: 在材料的比例极限内, 由均匀分布的轴向应力所引起的侧向应变与相应的轴向应变之比的绝对值, 当超过比例极限时, 泊松比随应力变化而变化, 实际上已不是泊松比, 此时若记录泊松比, 应指出测试应力值, 对于各向异性材料, 泊松比随施加应力的方向变化。

泊松比的物理意义也正如其定义所言, 是侧向应变与轴向应变的比值, 反映的是材料的侧向变形特性。在工程勘察中, 根据土层泊松比值, 可以判断土层的密实性, 为进一步的工作提供资料; 在石油勘探中, 根据岩石泊松比的变化, 尤其是根据含不同流体的岩石泊松比的变化, 可以进行岩性的横向追踪, 判断岩

石的含油气水的特征; 在岩土工程设计中, 土体泊松比是反映土体侧向变形的重要参数, 是土体应力应变关系研究中必须要考虑的参数, 泊松比的取值决定了土体的强度和变形特征。

1 泊松比研究方法及其取值依据

在材料力学中, 对一些常见的固体材料如钢、铁、硅等给出了泊松比的约值, 变形范围变化很小时, 计算需用的泊松比值可以从中选取; 对于岩体等不太容易直接测得泊松比值的材料, 可根据各种测定试验和计算方法, 结合工程实例和经验公式可以确定工程计

基金项目: 教育部高等学校骨干教师资助计划资助项目(2000-65); 留学回国人员科研启动基金资助项目(2001-345)

收稿日期: 2005-06-16

算中应用的泊松比值^[3]。泊松比的最初提出和试验测试也都是针对的固体杆件,虽然在土力学研究中土体泊松比的定义仍沿用针对固体材料的定义,但土体的结构和材料特性与其它固体的结构和材料特性存在着很大的差异,有着本质的区别,仍采用拉伸试件测量土体的泊松比实现起来比较困难,而且也不符合土体变形规律,即使在受压条件下测量土体的泊松比,也基本都是在有围压存在的条件下进行的。测定土体泊松比的方法目前主要有两类,即由实测轴向和径向应变来计算的静力法与由实测波速来确定的动力法,两种方法实现的方式不同,精度和适用范围亦不同^[4]。

在岩土工程中广泛应用的 Duncan-Chang 非线性弹性模型中泊松比是通过三轴压缩试验径向应变与轴向应变的关系求解,其计算值常偏大^[5],Duncan-Chang 模型在应用时,如果计算所得的 μ_1 大于 0.5,则采用 0.49 计算,这在应力水平不高时,计算误差不大,但在邻近破坏时,轴向应变不断增加,如果泊松比不等于 0.5,则体积应变也按比例增加,体积无限压缩,这显然是不可能的。所以在 Duncan-Chang 模型应用中有一些限制条件,适用于荷载不太大的条件(即不太接近破坏条件),不适用于密砂、严重超固结土,这些土体受荷容易发生剪胀,其它土在荷载较大的情况下也会发生剪胀,泊松比大于 0.5,其实泊松比大于 0.5 对应的情况是土体在受荷条件下发生体积膨胀。在三轴试验中试样剪胀是一种非常普遍的现象,在真三轴应力路径试验条件下,切线泊松比有大于 0.5、甚至有小于 0 和大于 1 的情况。当泊松比小于 0 时,表明在加荷方向产生压缩变形,试样侧向变形不出现鼓出膨胀,反而收缩,从弹性力学的观点看这是不可能的,然而土体真三轴试验会出现这种现象^[6-7];当泊松比大于 1 时,则表明在加荷方向的压缩变形小于侧向变形。在进行有限元计算分析时,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^[8]。

对于土体这种特殊材料,其性质与传统固体材料有很大区别,因此土体的泊松比已不再具有原始定义物性参数的意义,而是一种随应力状态及加荷方式变化的变形状态参量。

2 基于三轴试样局部变形测量的泊松比研究

如果仍沿用传统的泊松比定义 $\mu_1 = \partial \varepsilon_3 / \partial \varepsilon_1$,需要通过试验获得 $\varepsilon_1 - \varepsilon_3$ 关系曲线。利用传统测量方法的三轴试验仅能测量出 ε_1 、 ε_v ,而且 ε_1 中还包含了试

样端部透水石、滤纸、试样帽、加载杆及接触变形误差, ε_v 中也含有试样端部藏水区排水的体积测量误差,由于这些误差因素的影响, ε_1 、 ε_v 的测量值要比真实值偏大,径向应变 ε_3 需要由 ε_1 和 ε_v 换算得出, $\varepsilon_3 = (\varepsilon_v - \varepsilon_1) / 2$,而且这是在小变形条件假定下推导出来的公式,由于 ε_1 和 ε_v 的测量误差、试样端部约束的影响及变形范围限制,径向应变 ε_3 也不能反映土体真实的变形特征,由含有误差的应变计算得出的泊松比可想而知肯定是不准确的。

局部变形图像测量技术是一种非接触变形测量技术^[9-11],利用 CCD 成像技术直接测量试样中间部位约 1/2 高度的土体径向和轴向变形,消除了试样端部问题的影响^[12],解决了传统测量方法中的变形测量误差问题,测量值能够真实反映土体的实际变形特征,由此变形数据计算的泊松比也更能反映实际应力状态下的泊松比。表 1 给出的是试验粉土的控制密度和试验围压。

表 1 土的试验控制密度和围压

Table 1 Controlling density and cell pressure

试样	控制密度 ρ_d /(g · cm ⁻³)	相对紧密度 D_r	围压 σ_3 / kPa
粉土	1.40	0.41	150,200,250
	1.50	0.66	
	1.60	0.87	

在 Duncan-Chang 的 $E - \mu$ 模型中假定 $\varepsilon_1 - \varepsilon_3$ 之间符合双曲线关系,进而确定初始泊松比及一些变形参数。

但在以往研究中发现,双曲线模型并不能很好的表征土体变形的特点^[6,13,14],本文的试验结果也显示无论是整体变形传统测量方式,还是局部变形图像测量方式, $\varepsilon_1 - \varepsilon_3$ 的关系曲线仅在初始阶段为曲线,变形到一定程度后,二者之间的线性关系就开始比较显著,如图 1 所示。整体变形传统测量的数据结果显示同一密度、不同围压条件下的轴向应变 - 径向应变关系曲线基本重合,局部变形图像测量的结果稍有差异,但轴向应变 - 径向应变关系曲线变化规律各围压条件下仍保持基本相同。图 1 给出的是 3 种密度的粉土在 150、200、250 kPa 围压条件下轴向应变 - 径向应变关系曲线,从中可以看出,随着密度的增加,线性段的斜率逐渐变小,也就是说切线泊松比随密度增加而变大。对图 1 中轴向应变 - 径向应变关系曲线一次求导,然后求倒数就可以得到加载过程中切线泊松比与径向应变的关系曲线,这样可以更清晰的看出加载过程中的切线泊松比变化规律,如图 2 所示,从图 2 中可以更直观的得出这个结论。

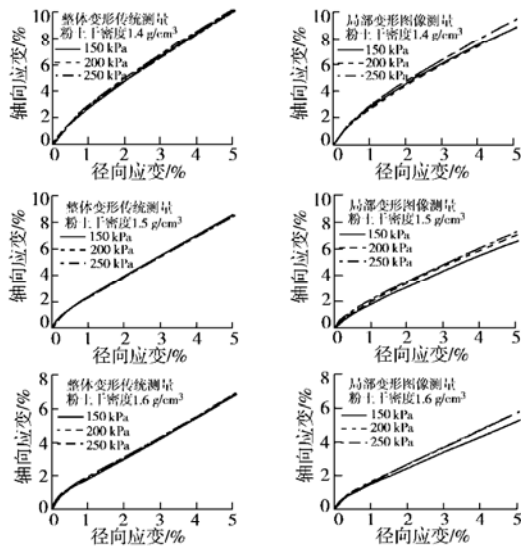


图1 粉土轴向应变-径向应变关系曲线

Fig. 1 Curves of axial strain and radial strain of silty soil

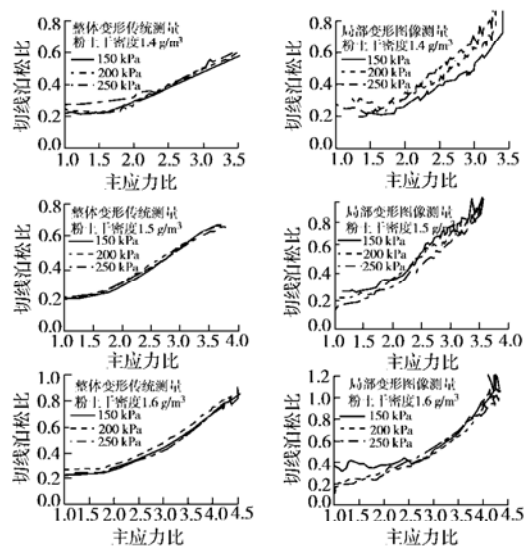


图3 粉土切线泊松比-主应力比关系曲线

Fig. 3 Curves of Poisson's ratio and principal stress ratio of silty soil

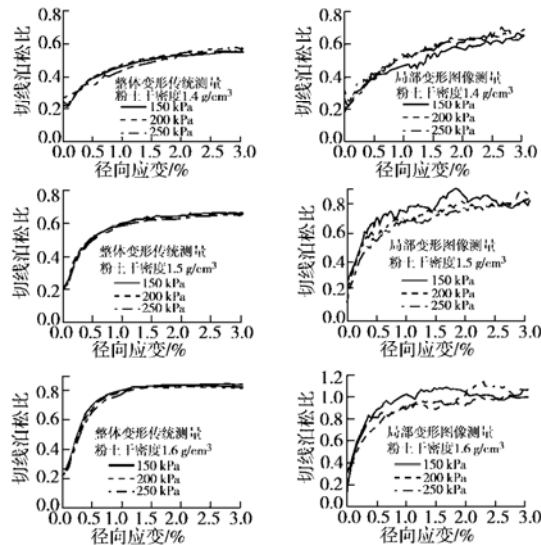


图2 粉土切线泊松比-径向应变关系曲线

Fig. 2 Curves of Poisson's ratio and radial strain of silty soil

在图2中,虽然由于轴向应变-径向应变关系曲线的不光滑导致求得的切线泊松比有较大波动,但切线泊松比的变化规律还是清楚的反映出来了,大变形时的切线泊松比随密度不同而有所改变,不论是传统测量方式,还是局部变形图像测量方式切线泊松比在加载初期(小应变变形阶段)切线泊松比基本相同,都是从0.2~0.3开始变化,达到0.5时的径向变形很小,整体变形传统测量方式径向应变达到0.5%时切线泊松比就已经超过了0.5,由于变形测量方式的不同,局部变形图像测量方式切线泊松比达到0.5时的径向应变更小。接近破坏阶段时整体变形传统测量方式的切线泊松比结果在0.8左右,局部变形图像测量方式的结果在1.0左右,都是远远超过了0.5。

由于消除了试样端部的约束,局部变形图像测量中试样的局部平均径向变形要比整体平均径向变形发展得快,而且局部变形的平均轴向应变相对于整体平均的轴向应变要小,由泊松比的定义(径向应变与轴向应变的比值)可以得出:随着变形的增大,局部变形图像测量的切线泊松比要比整体变形传统测量的增加得快,而且其平均值也要比整体变形传统测量的大。这也更说明了土体在加荷条件下,切线泊松比超过0.5时的应变值很小。试验虽然只进行了3个围压条件下的土体三轴压缩试验,但是其变形结果显示轴向应变-径向应变关系曲线变化趋势基本相同,也就是切线泊松比的变化趋势相同。图3给出了切线泊松比-主应力比关系曲线,横坐标选择为主应力比主要是因为切线泊松比-径向应变的关系曲线中切线泊松比在小应变时增加迅速,数据点比较集中,其变化趋势很难反映出来,而且土体切线泊松比是随应力状态变化的一个变形参数,通过切线泊松比-主应力比的关系曲线可以更清晰的分析出在加载过程中随应力状态的改变切线泊松比的变化趋势。从图3中可以看出,随主应力比的增加,切线泊松比也随之增加,主应力比较小,也就是偏应力较小时,切线泊松比的增加并不是很快,当主应力比增加到一定程度后切线泊松比几乎是随着主应力比线性增加,直至破坏状态,几种试样的变化规律都是如此。表2给出了切线泊松比 $\mu_t = 0.5$ 对应的主应力比 $(\sigma_1/\sigma_3)_{\mu_t=0.5}$ 、最大主应力比 $(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$ 及 $(\sigma_1/\sigma_3)_{\mu_t=0.5}/(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$,从表中数据可以看出切线泊松比 $\mu_t = 0.5$ 时对应的主应力比 $(\sigma_1/\sigma_3)_{\mu_t=0.5}$ 整体变形传统测量的结果均在3.0左右、局部变形图像测量的结果2.5~3.0之间, $(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$ 的

局部变形图像测量的结果比整体变形传统测量的结果平均要小 0.2 左右, 两种测量方式的 $(\sigma_1/\sigma_3)_{\mu_i=0.5}/(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$ 结果也略有差异。即便如此, 根据图 3 和表 2 的结果还是可以得出这样的结论: 当土体的主应力比达到一定范围后, 切线泊松比的值要大于 0.5。

表 2 切线泊松比 $\mu_t=0.5$ 对应的主应力比 σ_1/σ_3

Table 2 The principal stress ratio at Poisson's ratio $\mu_t=0.5$								
试样	控制密度 ρ_d /($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	$(\sigma_1/\sigma_3)_{\mu_t=0.5}$		$(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$		$(\sigma_1/\sigma_3)_{\mu_t=0.5}$ $(\sigma_1/\sigma_3)_{\max}$		
		整体	局部	整体	局部	整体	局部	
粉土	1.40	3.1	2.6	3.5	3.3	0.89	0.79	
	1.50	2.8	2.5	3.7	3.5	0.76	0.71	
	1.60	3.2	3.0	4.5	4.2	0.71	0.71	

注: 主应力比取 3 个试验围压条件下的平均值。

3 泊松比取值对计算结果的影响

泊松比取值的大小和范围对计算结果有显著的影响。在 Duncan-Chang 的 $E-\mu$ 模型中, 即使在泊松比 μ 的取值不能超过 0.5 这个限制范围内变化, 泊松比的取值大小仍在很大程度上影响到应力水平的分布和位移的计算结果^[14]。

为详细说明泊松比取值对计算结果的影响, 基于局部变形图像测量的结果, 以干密度 ρ_d 为 1.50 g/cm^3 的粉土为例, 整理出的 Duncan-Chang $E-\mu$ 和 $E-B$ 模型参数列与表 3。用 GEO-SLOPE 软件中的 SIGMA/W 计算程序考察一个条形荷载作用在均质地基上的位移计算问题, 计算模型如图 4 所示。在 GEO-SLOPE 软件中的非线性弹性(双曲线)模型所用的计算公式基本都是 Duncan-Chang 模型的公式, 输入的参数也是 Duncan-Chang 模型参数, 只是在使用 $E-\mu$ 模型时, 参数 μ 取为常数, 而不考虑应力状态, 在计算中, 除了参数泊松比 μ 在 0.2~0.45 范围内变化取值, 其余参数按表 3 中参数取值, 最大竖向位移的计算结果见表 4, 泊松比从 0.2 变化到 0.45, 对应的最大竖向位移计算结果缩小了 80% 多。同时, 使用 $E-B$ 模型参数也进行了计算, 变形网格图见图 5, 最大竖向位移为 4.7 cm, 对应 $E-\mu$ 模型中 $\mu=0.36$ 的计算结果。由此可见, 如果在计算中取泊松比为一常数, 其中就有很大的经验成份在内, 而且取值稍有

偏差, 计算结果将会出现很大的误差。

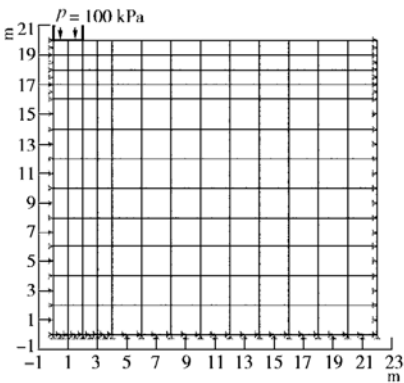


图 4 有限元计算网格剖分图
Fig. 4 Mesh for FEM analysis

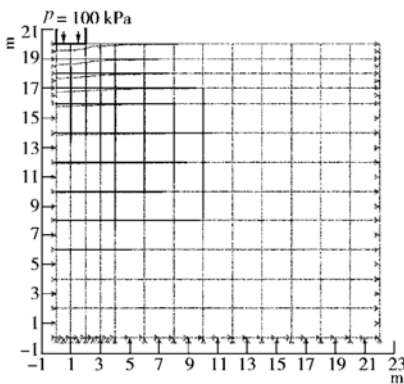


图 5 变形网格图(放大 10 倍)
Fig. 5 Deformed mesh (magnify 10 times)

根据使用 $E-B$ 模型参数的应力计算结果, 计算出主应力比 σ_1/σ_3 , 并绘制出主应力比等值线分布如图 6 所示, 由主应力比等值线的分布规律可以看出, 在基础以下 1~10 m 深度并向上延伸到基础角点附近范围内的这部分土体的主应力比超过了 2.5, 可以判定这部分土体的泊松比超过了 0.5, 在 SIGMA/W 程序 $E-B$ 模型的计算结果中, 泊松比等值线分布规律基本与主应力比的分布规律相似, 如图 7 所示, 但泊松比的计算结果略小。在基础以下 1~10 m 深度并向上延伸到基础角点附近范围内的这部分土体的变形基本决定了基础沉降的最大变形, 因此作为变形特性参数的泊松比的取值显得颇为重要, 多数计算程序中不能考虑 $\mu>0.5$ 和不能根据应力状态来调整泊松比的取值, 不得不说是个缺憾。

表 3 粉土有限元计算材料参数
Table 3 Parameters of silty soil in calculation of FEM

粉土	γ_d /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	γ_{sat} /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	c /kPa	φ /($^\circ$)	K	n	K_b	m	R_t
局部变形参数	15.0	18.99	0	34.0	658	0.61	262	0.39	0.87

表 4 不同泊松比对应的竖向位移计算结果

泊松比	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45
最大竖向位移/cm	14.6	9.4	6.6	4.9	3.7	2.7

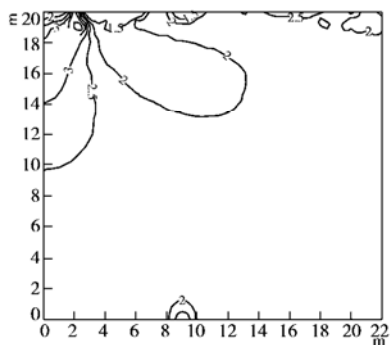


图 6 主应力比等值线图
Fig. 6 Contours of Principal stress ratio

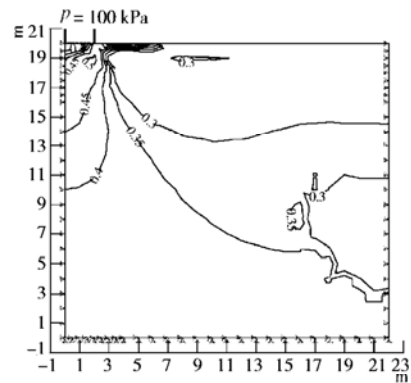


图 7 泊松比等值线图
Fig. 7 Contours of Poisson's ratio

4 结 论

- (1) 土体泊松比是反映土体侧向变形的重要参数, 由于土体与其它固体的结构和材料特性存在很大的差异, 土体的泊松比已不再具有原始定义物性参数的意义, 而是一种随应力状态及加荷方式变化的变形状态参量。
- (2) 无论是整体变形传统测量方式, 还是局部变形图像测量方式, $\varepsilon_1 - \varepsilon_3$ 的关系曲线在初始阶段为曲线, 变形到一定程度后, 二者之间的线性关系就开始比较显著, 双曲线模型并不能很好的表征土体变形的特点。
- (3) 同一密度条件下, 试样的轴向应变 - 径向应变关系曲线变化规律在各围压条件下保持基本相同。
- (4) 切线泊松比在加载初期 (小应变变形阶段) 基本都是从 0.2~0.3 开始变化, 达到 0.5 时的径向变形很小。而且由于消除了试样端部的约束, 局部变形

- 图像测量中试样的径向变形要比整体平均径向变形发展要快, 并且局部变形的轴向应变相对于整体平均的轴向应变要小, 因此局部变形图像测量的切线泊松比变化要比整体变形传统测量泊松比变化的快, 其平均值也要比整体变形传统测量结果大。
- (5) 土体切线泊松比也是随应力状态变化的一个变形参数, 随主应力比的增加, 切线泊松比也随之增加, 主应力比小时, 切线泊松比的增加并不是很快, 当主应力比增加到一定程度后切线泊松比几乎是随着主应力比线性增加, 直至破坏状态。
- (6) 当土体的主应力比达到一定范围后, 切线泊松比的值要大于 0.5, 如果仍取泊松比值小于 0.5, 则计算将出现错误。即使泊松比取值小于 0.5, 不同泊松比值对应的计算结果也不相同, 而且取值稍有不同, 计算结果将会出现很大的偏差。数值计算结果显示泊松比与主应力比的等值线分布规律基本相似, 由此可见, 建立泊松比与主应力比之间的关系更符合泊松比取值规律。
- 参考文献:
- [1] Domenico N. Poisson's ratio —— an interdisciplinary link[J]. The Leading Edge, 1995, 14(9):983 - 986.
 - [2] 崔伟群, 曾校丰. 求取泊松比的理论探讨[J]. 地学前缘, 1998, 5(4): 243 - 244. (CUI Wei-qun, ZHEN Xiao-feng. Theory discussion on computing of Poisson's ratio[J]. Earth Science Frontiers 1998, 5(4): 243 - 244.)
 - [3] 汤大明, 曾纪全, 胡应德, 等. 关于泊松比的试验和取值讨论[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(增刊): 1772 - 1775. (TANG Da-ming, ZHEN Ji-quan, HU Ying-de, et al. Discussion on testing and interpretation for Poisson's ratio[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2001, 20 (Supplement): 1772 - 1775.)
 - [4] 吴世明, 陈龙珠. 饱和土的泊松比及含气量对它的影响[J]. 水利学报, 1989(1): 37 - 43. (WU Shi-ming, CHEN Long-zhu. Poisson's ratios of saturated and highly-saturated soils[J]. Journal of Hydraulic Engineering, 1989(1): 37 - 43.)
 - [5] 郑颖人, 沈珠江, 龚晓南. 岩土塑性力学原理[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002. (ZHENG Ying-ren, SHEN Zhu-jiang, GONG Xiao-nian. The principles of geotechnical plastic mechanics[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2002.)
 - [6] 徐志伟, 殷宗泽. 粉砂侧向变形特性的真三轴试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2000, 19(5): 626 - 629. (XU Zhi-wei,

- YIN Zong-ze. Study on deformation characteristic of silt by true triaxial test[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2000, 19(5): 626 - 629.)
- [7] 朱俊高, 卢海华. 土体侧向变形性状的真三轴试验研究[J]. 河海大学学报, 1995, 23(6): 28 - 33. (ZHU Jun-gao, LU Hai-hua, YIN Zong-ze. Lateral deformation of soil in true triaxial test[J]. Journal of Hohai University, 1995, 23(6): 28 - 33.)
- [8] 陆永青, 计三有, 戴诗亮, 等. 散体材料弹性参数的估计[J]. 武汉交通科技大学学报, 1997, 21(2): 178 - 185. (LU Yong-qing, JI San-you, DAI Shi-liang, et al. Estimate of elastic parameters for granular material[J]. Journal of Wuhan Transportation University, 1997, 21(2): 178 - 185.)
- [9] 王助贫. 三轴试验土样变形的数字图像测量方法及其应用[D]. 大连: 大连理工大学. 2002. (WANG Zhu-pin. Application of digital image processing technique for soil specimen deformation measurement in triaxial test triaxial press condition[D]. Dalian: Dalian University of Technology, 2002.)
- [10] 邵龙潭, 王助贫, 刘永禄. 三轴试验土样变形的数字图像测量方法及设备: 中国, ZL01 1 13831. 9[P]. 2004. (SHAO Long-tan, WANG Zhu-pin, LIU Yong-lu. Digital image measurement for soil specimen deformation in triaxial test and its setting: China, ZL01 1 13831.9[P]. 2004.)
- [11] 邵龙潭, 王助贫, 刘永禄. 三轴土样局部变形的数字图像测量方法[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(2): 159 - 163. (SHAO Long-tan, WANG Zhu-pin, LIU Yong-lu. Digital image processing technique for measurement of the local deformation of soil specimen in triaxial test[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(2): 159 - 163.)
- [12] 王助贫, 邵龙潭. 三轴试验土样的端部影响问题研究[J]. 岩土力学, 2003, 24(3): 363 - 368. (WANG Zhu-pin, SHAO Long-tan. Research of influence of end effect of soil specimens in triaxial tests[J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(3): 363 - 368.)
- [13] 殷宗泽, 徐志伟. 土体的各向异性及近似模拟[J]. 岩土工程学报, 2002, 24(5): 47 - 51. (YIN Zong-ze, XU Zhi-wei. Anisotropy of soils and its approximate simulation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2002, 24(5): 47 - 51.)
- [14] 邹越强, 季益洪. 泊松比对土石坝应力水平的影响[J]. 合肥工业大学学报(自然科学版), 1995, 18(4): 63 - 69. (ZOU Yue-qiang, JI Yi-hong. The effects of Poisson's ration on stress levels of earth-rockfill dam[J]. Journal of Hefei University of Technology, 1995, 18(4): 63 - 69.)

《中南公路工程》征订启事

《中南公路工程》(国际标准刊号 ISSN1002-1205, 国内统一刊号 CN43-1102/U) 于 1975 年创刊, 由湖南省交通科学研究院主办, 双月刊(从 2006 年第 1 期起由季刊改为双月刊)。是原交通部科技情报研究所负责组建的“中南地区公路科技情报网”网刊, 中国科技论文统计源期刊, 中国科技核心期刊, 中国学术期刊综合评价数据库来源期刊, 中国科技期刊网网刊。是沟通中南地区各成员单位交通科技信息的重要渠道, 也是面向全国交通领域进行科技信息交流的重要工具。

《中南公路工程》专业刊载道路工程、桥涵工程、交通工程的工程理论与工程技术应用最新成果。全面报道交通行业的新理论、新技术、新材料、新规范及国内外交通科技信息。

《中南公路工程》可供从事交通行业的科研、设计、施工、监理、养护、管理等工程技术人员、管理人员、大专院校师生及市政、建筑、铁道建筑等土木工程技术人员的参考。

《中南公路工程》自创刊以来, 始终坚持科技为生产建筑服务的方针, 紧密配合我国国民经济和公路建设的发展, 及时总结、交流国内外公路建设的成果和经验, 现已发展为全国公路行业中的“全国科技核心期刊”, 是全国交通行业知名期刊。

地址: 湖南省长沙市芙蓉中路三段 472 号, 电话: 0731 - 5221546, 传真: 5221546, E-mail: znglgc@periodicals.net.cn 或 znglgc@163.com, 网址: <http://znglgc.periodicals.net.cn>。

(《中南公路工程》编辑部 供稿)