

饱和砂土三轴试验中的若干问题^{*}

Some problems in triaxial test on saturated sands

陈春霖¹, 张惠明²

(1. 广东省公路建设公司, 广东 广州 510600; 2. 铁道部科学研究院 深圳研究设计院, 广东 深圳 518034)

摘 要: 砂土的稳态强度是评估砂土液化破坏的重要指标。其特点一是受密度或孔隙比的影响很大, 二是发生在较大的轴向应变水平, 受不均匀变形影响较大。研究表明, 砂土试样在饱和过程及不排水剪切过程均产生体积变形, 对试验结果造成严重影响。借助侧向变形仪 HRDT 可直接测定或推算上述体变。通过利用润滑试样帽或用低密度试样可减小端部约束对试验结果的影响, 但润滑试样帽的润滑剂和橡皮膜的厚度要适中, 以免产生较大的孔隙比误差。常规面积修正法在大应变时会明显高估了偏应力。为修正这种误差, 本文提出了一种新面积修正方法。对于高均匀系数砂土, 重复使用砂样进行剪切试验可能会导致较大的试验误差; 进一步的结果表明, 砂土稳态强度的试验结果的离散性与其均匀系数有相关关系, 高均匀系数砂土的稳态孔隙比的离散值是低均匀系数的 3 倍以上。

关键词: 稳态强度; 试验; 三轴; 砂; 误差; 面积修正; 均匀系数

中图分类号: TU 411

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2000)06-0659-05

作者简介: 陈春霖, 男, 1963 年生, 于 1983 年和 1986 年从长沙铁道学院分别获学士和硕士学位, 1996 年从 Arizona State University 获博士学位。现任广东省公路建设公司副总工程师。

CHEN Chun-lin¹, ZHANG Huí-míng²

(1. Guangdong Highway Construction Company, Guangzhou 510600, China; 2. Shenzhen Research & Design Institute, China Academy of Railway Sciences, Shenzhen 518034, China)

Abstract: Steady state (SS) strength, an important parameter in evaluating the stability of sand deposits against flow sliding, may be significantly affected by testing details including volume change during saturation and undrained shear, end restraint and non-uniform deformation. The error in SS strength due to the volume change can be corrected by using a radial deformation transducer (e.g. HRDT) to measure the radial deformation of a triaxial sample. The effect of end restraint is insignificant for loose sand samples and can be considerably reduced by applying lubricated end platens. The thickness of the lubricant and the membrane should not be too thick to produce additional error in void ratio. A new method is suggested to correct the cross-sectional area of a triaxial sample. Reuse of sheared sand material may produce large error in SS strength for sands with high coefficient of uniformity (C_u). The scatter of the void ratio in steady state is about 0.02 for sands with low value of C_u , and can be over 0.06 for C_u of 2.0~2.7.

Key words: steady state strength; testing; triaxial; sand; error; area correction; coefficient of uniformity

1 概 述^{*}

饱和砂土因液化而产生的流动破坏发生突然, 危害性大。过去几十年间学术界对砂土液化已进行了大量的研究。80 年代中期以前, 大多数研究是试图找出触发液化的条件, 从而设法阻止砂土液化的发生。然而, 由于砂土液化的触发受边界条件等因素的影响很大, 室内的研究成果很难用到实际工程中。另一方面, 砂土的稳态强度或残余强度与边界条件无关, 主要取决于砂土的固有特性及其密度。由此, 正如 Seed 指出, 从经济和实用的角度出发, 与其试图阻止砂土液化的发生, 不如在假定液化已发生的前提下保证路堤或边坡的稳定性^[1]。90 年代以来, 砂土液化的研究在很大程度上集中在对砂土的稳态强度的探讨上。而且, 有试验证据表明, 在相同条件下, 静三轴试验和动三轴试验得到的砂土的稳态强度是一致的^[2]。这样, 由于

动力作用引出的砂土液化的稳定问题, 就可以在比较简单的静力剪切条件下进行研究。

砂土的稳态强度有两个显著特点: 一是它发生在较大的应变水平下。大应变往往伴随着较为明显的不均匀变形, 如三轴试验的鼓状变形, 剪切带的产生等。这些不均匀变形可能会对剪切试验结果有重大影响。二是它受试样密度的影响很大, 试样体积的微小偏差, 都可能使强度试验结果有很大的误差。因此, 有必要对砂土剪切试验作深入的了解, 从而得到较为可靠的试验结果。

实际工程中, 砂土的稳态强度大多是用三轴试验确定的。Casagrande 于 30 年代发明的三轴仪已有很大的改进并得到广泛的应用。三轴仪的基本原理、发展及局限性等, 在文献[3, 4, 5]中已有详细的阐述。本文

仅结合对 Unimin 砂的试验研究, 对饱和砂土三轴试验中的几个问题提出一些研究成果和体会。

2 试验描述

试验材料是采自加拿大魁北克省的 Unimin 砂 2010。它呈棱角状, 平均粒径 $d_{50} = 0.87 \text{ mm}$, 均匀系数 $C_u = d_{60}/d_{10} = 2.00$, 比重 $G_s = 2.665$ 。据 ASTM 试验方法 D4253—93 和 D4254—91 得到的最小和最大孔隙比分别为 0.646 和 1.027。试验在电脑控制的三轴仪中进行。试样尺寸 $50 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$, 用湿击法制备。试样在饱和固结过程中的侧向变形是用一径向变形仪 HRDT^[6] 直接测定。除指定试验外, 所有试验都是采用润滑式试样帽。试验分固结排水剪 (CD)、等向固结不排水剪 (CIU) 和不等向固结不排水剪 (CAU)。剪切是以应力控制方式进行, 加载速率为 10 kPa/min 。

3 试验过程中的体积变化

砂土试样在三轴仪中的制备过程一般为: ①在橡皮膜内将砂样制备至要求密度; ②加吸力稳住试样, 拆试样模, 测量试样尺寸; ③安装三轴室, 加小围压 (约 25 kPa), 释放吸力; ④灌二氧化碳和脱气水; ⑤加反压饱和; ⑥加压固结。在本文试验中, 试样的尺寸在步骤 ③~ ⑥中的变化均是直接测量出来。

试样体积在制备过程中的变化结果示于图 1。图中可见, 加小围压 (步骤 ③) 产生的孔隙比变化在 $0.001 \sim 0.003$ 之间, 随制备密度的增加略有减小。步骤 ④灌水饱和产生的孔隙比变化在低密度下高达 0.018 , 但随密度的增加迅速下降, 在相对密度增加至 28% 时已减至 0.001 。反压饱和 (步骤 ⑤) 产生的孔隙比变化在 $0.004 \sim 0.008$ 之间, 与试样的制备密度没有明显的关系。在步骤 ③~ ⑤所产生的孔隙比总变化为 $0.008 \sim 0.026$ 。

在常规三轴试验中, 剪切前试样的体积一般是根据步骤 ②中测得的试样尺寸和步骤 ⑥中固结排水量而确定的。也就是说, 步骤 ③~ ⑤中发生的体积变化通常被忽略了, 这种忽略会对稳态强度试验结果带来很大的影响。以 Unimin 砂为例, 当孔隙比 $e = 0.95$ 时, 对应的稳态强度 q 为 46 kPa , 而 $e = 0.958$ 和 $e = 0.976$ 时, q 分别为 36 kPa 和 21 kPa 。可见, 忽略上述体积变化可使 Unimin 砂的稳态强度被高估 50% 以上。

在加压固结 (步骤 ⑥) 中, 由于橡皮膜嵌入 (MP, membrane penetration) 作用使从试样里排出的水量和试样的实际体变不一致, MP 效应使试样固结体变被高估了。借助 HRDT 和 LVDT 可以直接测得试样在加压固

结时的体变, 利用体变仪可测出从试样挤出水的体积, 两者之差即为橡皮膜嵌入量。这样就可以得到该试样的 MP 量和有效应力 σ_3' 之间的关系, 为对不排水剪切过程中的体积变化作修正提供了较为直接的数据。

50 年代有学者发现, 砂土试样固结时, 橡皮膜会嵌入到试样表层的孔隙里, 且有效压力越大橡皮膜的嵌入量越大。在不排水剪切时, 随着孔隙水压力的增加, 有效压力下降, 橡皮膜的嵌入量减小, 亦即试样里的部分水分将橡皮膜挤出去了, 导致试样产生“不排水剪切体变”^[7]。由于砂土的稳态强度受体积变化的影响很大, 这种体积变化使砂土强度试验的结果产生大的误差, 有必要作出修正。修正的方法是将试样固结后的体积减去从固结状态到稳态时的 MP 变化量, 作为对应于该稳态强度的试样体积^[8]。MP 变化量可以根据固结围压 σ_{3c}' 和稳态围压 σ_{3s}' , 从固结时得到的 MP 量与 σ_3' 的关系中得到。对于 Unimin 砂试样, 不排水剪切至稳态时的孔隙比变化在 $0.010 \sim 0.025$ 之间。从图 2 的试验结果可见, 不排水剪中的体积变化对 Unimin 砂的稳态强度试验结果影响是很大的, 作体积修正后的稳态强度仅为未修正时的 $50\% \sim 70\%$ 。

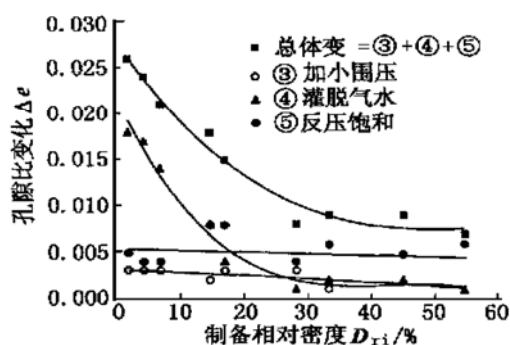


图 1 试样制备过程中的体积变化

Fig. 1 Volume change during sample preparation

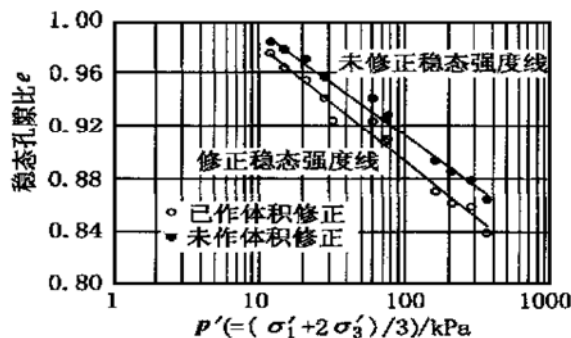


图 2 不排水剪切体积变化对稳态线的影响

Fig. 2 Effect of undrained volume change on steady state line

4 端部约束

三轴剪切中的鼓状变形是由于端部摩擦阻力限制

了试样端部区域的径向变形所致。这种端部约束还影响试样的应力应变特性、孔隙水压力或体积变化和强度特性等^[9, 10]。曾有许多方法提出来试图解决端部约束问题, 但得到广泛应用的只有 Rowe 的润滑试样帽^[11]。端部约束的直接作用是增加了试样的抗剪强度, 或导致了试样较大的膨胀体积变化^[12, 13]。端部约束效应受端部约束条件、应力和应变水平、试验材料特性和试样密度等因素影响。图 3 是 Unimin 砂在不同端部约束条件下的不排水剪切试验的结果。图中可见, 在小应变下, 有润滑试样帽和无润滑试样帽的应力应变曲线是一致的; 但当轴向应变大于 1% 时, 有润滑的偏应力明显小于无润滑的偏应力, 且两者的差异随应变的增大而增加。但对于低密度试样 ($D_r = 17.5\%$), 两者的应力应变曲线是基本重叠, 不受端部约束条件的影响。也就是说, 端部约束效应随端部摩擦阻力的减小而减小, 也随着试样密度的下降而减小。

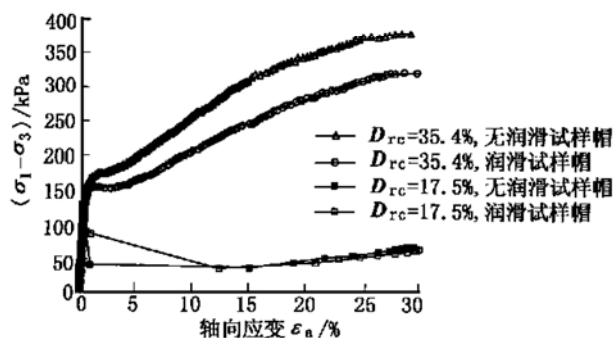


图 3 端部约束对试验结果的影响

Fig. 3 Effect of end restraint on behaviour of Unimin sand

根据上述结果可知, 减小端部约束效应的有效途径一是制备较低密度的试样进行剪切试验; 另一是使用润滑试样帽。润滑试样帽是由试样帽、润滑剂和橡皮膜构成。润滑剂和橡皮膜的厚度愈大, 端部的摩擦阻力愈小。但需注意的是, 使用过多的润滑剂会令其在固结和剪切过程中被挤出而产生较大的试验误差^[14]。而太厚的橡皮膜也会因为其本身的高压缩性而在计算试样的孔隙比时出现较大的误差。例如, 200 kPa 的压力下, 两块 0.7 mm 厚的橡皮膜的变形可达 0.2 mm, 对于一个 50 mm × 100 mm 的砂土试样所带来的孔隙比误差可高达 0.004。在本文的三轴试验中经比较, 选用硅脂作为润滑剂, 厚度约为 0.05 mm, 橡皮膜的厚度约为 0.3 mm。

5 试样面积修正

砂土试样的稳态强度往往发生在较大的轴向应变, 鼓状变形比较明显。在此情况下, 如仍用常规方法计算试样面积 (即试样总平均截面积) 会导致偏高的稳态强度。因此, 有必要对常规的面积计算方法作出修正。

观测结果表明, 三轴试样在剪切时的变形约为一抛物线^[14, 15]。据此可建立试样面积修正模型如图 4 所示。试样在某高度处的直径可表达为

$$d = D_m - \frac{1}{k}h^2 \quad (1)$$

$$k = \frac{H^2}{4(D_m - D_e)} \quad (2)$$

式中 d 为高度 h 处的直径; D_m 和 D_e 分别为试样的最大和最小 (或端部) 直径; H 为试样的总高度, $H = H_0 - \Delta H$, 其中 H_0 和 ΔH 分别为试样的初始高度和变形。

取试样中段多长来计算修正面积曾有过多种意见^[9, 15, 16]。从观测结果可知, 即使在较大的轴向应变下, 砂土试样中部三分之一的变形还是比较均匀的^[14, 16], 这一区段也是试样的主要剪切区段。因此用试样中部 1/3 区段的平均截面积计算偏应力是适当的。经试验对比, 在有润滑试样帽条件 ($D_e > D_0$) 下试样中部 1/3 的平均直径可以用端部完全约束 ($D_e = D_0$) 下试样中部 1/2 的平均直径来近似代替^[15]。因此经相关运算, 润滑条件下中部 1/3 的平均直径可近似为

$$D = D_m - (D_m - D_0)/12 \quad (3)$$

$$D_m = \frac{D_0}{4} \left| \sqrt{\frac{30(1 - \varepsilon_v)}{1 - \varepsilon_a}} - 5 - 1 \right| \quad (4)$$

式中 D_0 为剪切前试样的直径; ε_a 和 ε_v 分别为轴向应变和体积应变。图 5 给出不同面积修正方法得到的同一试验的应力应变曲线。图中可见, 常规方法得到的偏应力比建议方法的大; 这种差异在小应变时很小, 但随应变的发展而不断增大。相对于建议方法, 常规方法得到的偏应力在 $\varepsilon_a = 10\%$ 和 20% 时分别偏大 3% 和 7%。

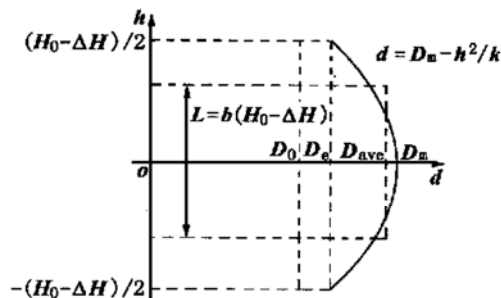


图 4 三轴试样面积修正模型

Fig. 4 Model of calculating the area of triaxial sample during shear

6 均匀系数的影响

对于某些砂土, 重复使用砂样也会对试验结果带来很大的影响。

本文的第一批剪切试验是用新鲜的 Unimin 标准砂作同向固结不排水试验 (CIU) 和固结排水 (CD) 试

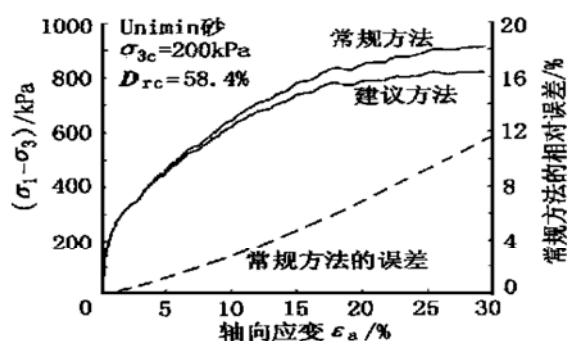


图5 面积修正对偏应力计算结果的影响

Fig. 5 Effect of area correction on deviator stress

验: 然后用第一批余下未用的和已剪切过的砂样做第二批不等向固结不排水试验(CAU), 以比较 CIU 和 CAU 试验的结果。试验结果汇总于图 6。显然, 第一批的 CIU 试验和 CD 试验的稳态点都落在稳态线的附近, 而第二批的 CAU 试验的稳态点则远在稳态线之下, 似乎不同的固结应力条件对稳态强度会有较大的影响。为了证实这一结论, 又用第二批砂样做 CIU 和 CD 试验, 得到的稳态点居然也落在同批 CAU 试验的稳态点区域。因此, 两批试验结果的差异不应是不同固结条件所致。随后又用新鲜的 Unimin 砂做第三批 CAU, CIU 和 CD 试验。为了保证砂样的均匀性, 这次取较多的新鲜砂样, 每次制备试样前都作充分的搅拌。这一批试验的结果和第一批的一致, 其稳态点均落在第一批的稳态线附近(见图 6)。Bishop 和 Green^[15] 在作 Ham 河砂的排水剪切试验时也发现, 用残留在桶底的新鲜砂料和已用过的砂料做试验得到的峰值强度明显比新鲜砂料的低。因此, 这种抗剪强度试验结果的敏感性可能与砂土的种类有关。

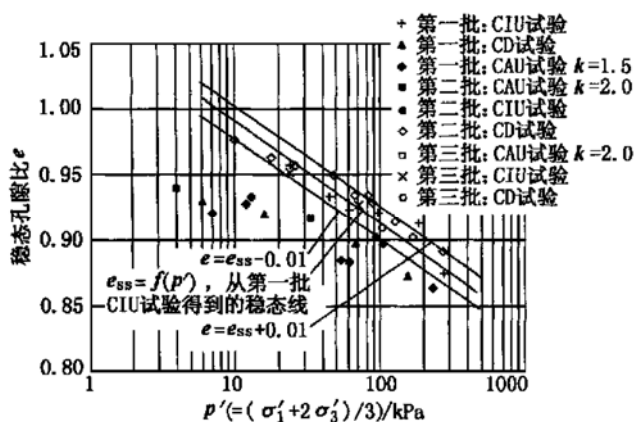


图6 Unimin 砂三批剪切试验结果比较

Fig. 6 Scatter of SS strength of Unimin sand due to testing details

表 1 和图 7 汇集了不同实验室对不同砂土所做三轴剪切试验的结果。表 1 中可见, 同一个实验室对不同砂土所做试验的结果离散程度变化很大, 对于同一有效应力所对应的稳态孔隙比的离散值从 0.02 到

0.06 不等, 离散值大的砂土, 其均匀系数也都较大。图 7 的结果清楚地表明了系数和试验结果离散性的相关性。对于均匀系数 $C_u \leq 1.8$ 的砂土, 其稳态孔隙比的离散范围约为 0.02, 与因测量误差产生的孔隙比误差相当。对于 C_u 值高 ($C_u \geq 2.0$) 的砂土, 相应的孔隙比离散值高达 0.06 以上。这种高离散性显然不是由于试验的测量误差所产生的, 而是因为其他原因所致, 如砂样的级配由于剪切等因素而产生了一定程度的变化等。这个问题还有待进一步的研究探讨。

表 1 不同砂土稳态孔隙比的离散性

Table 1 Scatter of void ratio in steady state for different sands

砂土种类	均匀系数 $C_u = d_{60}/d_{10}$	稳态孔隙比 的离散值 ^①	参考文献
Banding 砂 # 6	1.7	0.02	Castro et al., 1982
Mine 尾砂	2.7	0.08	Castro et al., 1982
Syncrude 砂	2.4	0.11	Sladen et al., 1987
WA 砂	1.4	0.02	Konrad, 1990
Dune 砂	2.1	0.06	Konrad, 1990
Ottawa 砂 C109	1.5	0.014	Vaid et al., 1990
Erksak 330/0.7	1.8	0.02	Been et al., 1991
Toyoura 砂	1.7	0.02	Ishihara, 1993
Unimin 砂	2.0	0.06	本文
Unimin 砂 ^②	2.0	0.026	本文

注: ①所有数据取自三轴压缩试验; ②材料为新鲜 Unimin 砂, 每次制样前充分搅拌

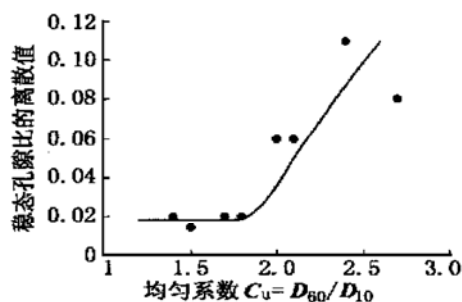


图7 不同砂土稳态孔隙比的离散情况

Fig. 7 Overall scatter of void ratio in steady state for different sands

因此, 在做高 C_u 值的砂土的抗剪强度试验时需注意, 要采用足够多的砂土材料备用, 已剪切过的砂样不能再次使用; 而且, 在每次制备试样前, 需充分搅拌该砂土材料, 以保证制备的试样有较好的可重复性。

7 不均匀变形

三轴试验中的不均匀变形主要有鼓状变形、剪切带和颈缩变形。鼓状变形是由于试样的端部受到约束所致, 前已述及。剪切带是试样在剪切过程中, 在其剪切区域形成了一个连贯的剪切面。剪切带的抗剪能力也就是试样的抗剪强度。剪切带发展形成时, 其内的孔隙比要比试样的平均孔隙比大。由于砂土的稳态强

度受孔隙比的影响极大,剪切带的形成也就意味着对于该试样的平均孔隙比的稳态强度被低估了。Desrues 等用电脑扫描技术观测在三轴剪切过程中,砂土试样内部的变化情况^[17]。结果表明,松砂试样没有剪切带出现,其剪切区的孔隙比和其他区域的孔隙比是一致的。对于紧密砂土试样则有明显的剪切带出现,其中的孔隙比也有较大的变化。这也许就是为什么用高密度试样得到的稳态点往往远在从低密度试样得到的稳态线之下^[18]的原因。因此,在进行稳态强度试验时,应避免使用高密度的试样,以减少因剪切带形成而带来的误差。

颈缩变形是三轴拉伸试验中的严重问题。在砂土的三轴伸长试验中,应变集中在很小的轴向应变下就已出现,随后几乎所有的剪切变形都发生在一个狭小的区域内,形成很明显的颈缩变形^[19]。这种颈缩变形大大地低估了试样的抗剪强度^[19,20]。因此,用三轴拉伸试验确定砂土的稳态强度是不可靠的。

8 结 论

(1) 在三轴试验中,Unimin 砂试样在饱和过程和不排水剪切过程均产生体积变形,这两种体变均导致其稳态强度被高估 50% 以上。

(2) 端部约束效应会导致偏高的稳态强度。这种效应可以通过润滑试样帽和制备较低密度试样来减小。润滑试样帽中润滑剂和橡皮膜的厚度要适中,以减小由此可能产生的孔隙比误差。

(3) 建议用试样中部 1/3 的平均面积计算偏应力,并根据试样在剪切中的抛物线状变形作出相关假定,进而推导出有关公式。常规方法算得的偏应力在 10%~20% 的轴向应变时比建议方法大 3%~7%。

(4) 对于均匀系数大的砂土,重复使用砂样进行剪切试验可能会导致较大的试验误差。稳态强度的离散性和砂土的均匀系数 C_u 有一定关联关系: C_u 值高,离散值也大。为了减小高 C_u 值砂土的试验结果的离散性,不能重复使用砂样,且在每次制备试样前将砂样充分搅拌。

参考文献:

[1] Seed H B. Design problems in soil liquefaction[J]. J Geotech Eng Div, ASCE, 1987, **113**(8): 827~845.
 [2] Castro G, Poulos S J, France J W, Enos J L. Liquefaction induced by cyclic loading[A]. Report to National Science Foundation[C]. Washington D C, 1982.
 [3] Bishop A W, Henkel D F. The measurement of soil properties in the triaxial test[M]. London: Edward Arnold Ltd, 1969.

[4] Saada A S, Townsend F C. Laboratory strength testing of soils [A]. Laboratory Shear Strength of Soil, ASTM STP 740[C]. 1981.
 [5] Baldi G, Hight D W, Thomas G E. A reevaluation of conventional triaxial test methods[A]. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977[C]. 1988. 219~263.
 [6] Garga V K, Zhang H. Volume changes in undrained triaxial tests on sands[J]. Can Geotech J, 1997, **34**(5): 762~772.
 [7] Newland P L, Allely B H. Volume changes during undrained triaxial tests on saturated dilatant granular materials[J]. Geotechnique, 1959, **9**: 174~182.
 [8] Seed R B, Anwar H A, Nicholson P G. Elimination of membrane compliance effects in undrained testing[A]. de Janeiro Rio, ed. Proc of The 12th ICSMFE, Vol 1[C]. 1989. 111~114.
 [9] Duncan J M, Dunlop P. The significance of cap and base restraint[J]. J Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1968, **94**(1): 271~290.
 [10] Zhang H, Garga V K. Quasi-steady state: a real behavior[J]. Can Geotech J, 1997, **34**(5): 749~761.
 [11] Rowe P W. The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact[A]. Proc of Royal Society, Series A, Vol 269[C]. London, 1962. 500~527.
 [12] Rowe P W, Barden L. Importance of free ends in triaxial testing [J]. J Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1964, **90**(1): 1~27.
 [13] Ueng T, Tzou Y, Lee C. The effect of end restraint on volume change and partial breakage of sands in triaxial tests[A]. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977[C]. 1988. 679~691.
 [14] Zhang H. Steady state behavior of sands and limitations of the triaxial tests[D]. Ottawa: University of Ottawa, 1997.
 [15] Bishop A W, Green E G. The influence of end restraint on the compression strength of a cohesionless soil[J]. Geotechnique, 1965, **15**(3): 243~266.
 [16] Roscoe K H, Schofield A N, Wroth C P. Correspondence on "On the yielding of soils"[J]. Geotechnique, 1959, **9**(3): 72.
 [17] Desrues J, Chambon R, Mokni M, Mazerolle F. Void ratio evolution inside shear bands in triaxial sand specimens studied by computed tomography[J]. Geotechnique, 1996, **46**(3): 529~546.
 [18] Verdugo R, Ishihara K. The steady state of sandy soils[J]. Soils and Foundations, 1996, **36**(2): 81~91.
 [19] Roscoe K H, Schofield A N, Thurairajah A. An evaluation of test data for selecting a yield criterion for soils[A]. Proc of the Symposium on Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM STP 361[C]. 1963. 111~128.
 [20] Yamamuro J A, Lade P V. Strain localization in extension tests on granular materials[J]. J Engineering Mechanics, ASCE, 1995, **121**(7): 828~836.