

细粒含量对饱和砂土静态 液化失稳特性影响的三轴试验研究

吕玺琳^{1,2}, 翁锰森^{1,2}, 蔡剑韬³, 张滨^{1,2}

(1. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学土木工程学院, 上海 200092; 3. 上海地矿工程勘察有限公司, 上海 200072)

摘要: 通过开展三轴固结不排水剪切试验, 研究了初始相对密实度、黏土掺量及固结方式对含细粒砂土静态液化特性的影响。纯丰浦砂试验结果表明, 中密和密实试样的应力应变关系呈持续应变硬化特性, 孔压先增加后减小到负值, 只有在极松散(密实度 $D_r=5\%$)情况才出现持续的应变软化。掺入一定量上海黏土的丰浦砂试样试验结果表明, 在细粒含量不高条件下, 细粒含量增加导致砂土更易发生应变软化。基于试验结果以及计算得到的二阶功变化情况, 获得了砂土静态液化失稳触发点对应的应力比。该应力比随试样初始密实度增大而增大, 随细粒含量增加而减小, 说明砂土越松散、细颗粒含量越高越易触发静态液化失稳。

关键词: 砂土; 黏土; 三轴剪切试验; 静态液化; 二阶功
中图分类号: TU411.3 **文献标志码:** A

Study on the Effect of Fine Particle Content on Static Liquefaction Instability of Saturated Silty Sands by Triaxial Tests

LYU Xilin^{1,2}, WENG Mengsen^{1,2}, CAI Jiantao³, ZHANG Bin^{1,2}

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. College of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Shanghai Geological and Mineral Engineering Investigation Co., Ltd., Shanghai 200072, China)

Abstract: The effects of initial relative density, fine particle content and consolidation mode on static liquefaction of sand were studied by using consolidated undrained triaxial shear test. For pure Toyoura sand, the stress-strain relationship of medium dense and dense

samples shows continuous strain hardening characteristic, and the pore pressure first increases and then decreases to negative values. The continuously strain softening occurs only in the very loose sample ($D_r=5\%$). The results indicate that when the content of fine particles is low, the sand is more prone to strain softening. Based on the test results and the calculated second-order work, the stress ratio corresponding to the triggering point of static liquefaction instability of sand is obtained. The stress ratio increases with the increase of initial compactness and decreases with the increase of fine-grained content, indicating that loose specimen with a high fine-grain content is apt to trigger static liquefaction instability.

Key words: sand; clay; triaxial shear test; static liquefaction; second order work

土体液化是在外荷载作用下抗剪强度降低甚至完全丧失的过程, 以往有关土体液化研究主要针对地震、爆破、机械振动等动载情形。在土体自重、上覆压力及孔压变化等静力条件下, 松散土体同样会产生静态液化进而造成严重后果。如1994年2月, 南非Merriespruit尾矿坝在经历了两小时暴雨后, 北侧出现溃坝, 随后造成160 m宽巨型坝体缺口导致尾矿溃泄。2015年, 深圳市光明新区某工业园发生滑坡事故。调查研究表明, 这些事故均与松散堆积体静态液化失稳有关。

砂土静态液化失稳受相对密实度、平均有效正应力、细颗粒含量及固结方式等影响较大。相对密实度影响方面, Lade等^[1]针对含细颗粒渥太华砂进

收稿日期: 2020-11-01

基金项目: 国家自然科学基金项目(41672270)

第一作者: 吕玺琳(1981—), 男, 教授, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为岩土力学与工程。

E-mail: xilinlu@tongji.edu.cn



论文
拓展
介绍

行三轴固结不排水剪切试验,发现提高相对密实度对静态液化有一定抑制作用,朱建群等^[2]和Sabbar等^[3]也得出同样结论。平均有效正应力影响方面,Mohamad和Dobry^[4]通过三轴不排水剪切试验发现低围压下纯砂表现出应变硬化,高围压下出现静态液化。Yamamuro和Lade^[5]对内华达砂的试验表明,60%相对密实度试样在高围压下易液化,而30%相对密实度试样在低围压易液化,且存在一个临界值,当围压大于临界值后低密实度试样抗液化能力减弱。Sabbar等^[3]发现初始平均应力会明显降低砂土液化能力。有关细颗粒含量对粉砂液化影响方面,Amini和Qi^[6]通过试验指出粉砂抗液化能力随细颗粒含量增大而提高,而Singh^[7]以及Zlatovic和Ishihara^[8]所得结果与之相反。当前比较普遍认可的观点是细颗粒含量对静态液化的影响存在一个临界值,随细颗粒含量增加静态液化先易后难^[9],朱建群^[2]和Benahmed等^[10]推断出粉砂的临界细颗粒含量值,Karim和Alam^[11]以及Kim等^[12]指出该临界细颗粒含量可通过粉砂抗剪强度特性分析获得。Gong等^[13]探讨了颗粒形状和细粒含量对细粉混合物剪切特性的影响,获得了不同接触类型对残余剪切强度的贡献。关于固结方式影响的研究, K_0 固结和各向同性固结对静态液化的影响还不够明确,Chu和Wanatowski^[14]分析试验结果认为各向同性和 K_0 固结对砂土静态液化无影响(K_0 为静止土压力系数),Kato等^[15]以及Tshabalala和Fourie^[16]则认为 K_0 固结导致静态液化可能性降低,Rabbi等^[17]则认为各向同性固结后具有相同孔隙比土样 K_0 固结更快失稳。更深入研究如考虑主应力旋转等复杂应力路径下触发砂土静态液化失稳的研究等^[18]。

针对当前有关初始密实度、围压、固结方式及细颗粒含量对砂土静态液化影响还不够明确的情况,本文通过开展三轴固结不排水剪切试验对砂土不排水剪切特性和静态液化失稳特性进行了系统性研究。分析了不同初始密实度丰浦砂试样不排水剪切特性以及初始围压和固结状态的影响,进一步研究了掺入上海黏土对松散丰浦砂力学特性的影响规律。进一步地,根据试验结果计算二阶功分析得出了静态液化失稳触发点,并总结得到黏土掺量对砂土静态液化失稳的影响规律。

1 丰浦砂三轴固结不排水剪切试验

1.1 试验方案及步骤

试验试样采用丰浦砂制作,其颗粒主要为次棱角状。测得级配曲线如图1所示,根据《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2001),可将其归类为细砂。丰浦砂土粒质量与同体积4℃时水的重量之比值 G_s 为2.656,最大、最小孔隙比分别为0.973和0.634, d_{50} 为0.17 mm,不均匀系数 C_u 为1.57。试验试样为直径38 mm、高76 mm的圆柱体。

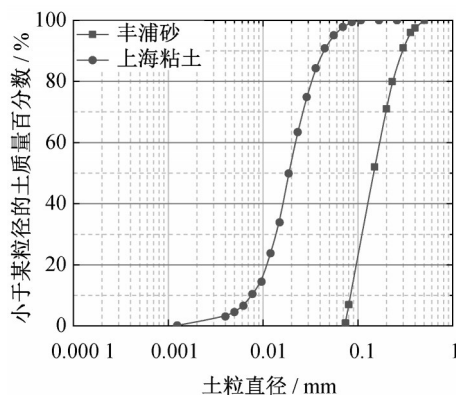


图1 试验土样级配曲线

Fig. 1 Gradation curve of tested soil sample

试验步骤主要为:土样烘干、湿捣法装样、二氧化碳置换空气、通水饱和、反压饱和、B值检查、固结及不排水剪切。装样前,先将试验土样在烘干箱中以105℃的温度干燥24 h以上,然后采用湿捣法装样。将烘干的砂土和黏土按不同质量比搅拌均匀,加入0.05倍土体质量的水搅拌均匀,并放入密封袋中24 h以上。按5层分层制作试样,每层试样表面需刮毛处理,在装样完成后由真空泵给试样施加5 kPa吸力。随后安装三轴压力室,通水并施加10 kPa围压。通过试样底部通入二氧化碳置换试样内的空气约2 h后,再在试验底部通入无气水。无气水进水管与出水管保持0.5 m水头差,在通过大约试样5倍体积无气水后,通水饱和结束。在二氧化碳饱和后,试样B值一般在0.7左右,施加200 kPa反压饱和后,B值能达0.98以上。最后,施加固结围压,稳定一段时间直到固结排水量不变,然后用 $0.05\% \cdot \text{min}^{-1}$ 的速率进行不排水剪切,当试样应变达到20%时试验结束。

1.2 等向固结条件下三轴剪切试验结果

在固结压力为30 kPa条件下,针对三组松砂($D_r < 33.3\%$)、一组中密砂($33.3\% < D_r < 66.7\%$)、一

组密砂($D_r > 66.7\%$)开展三轴固结不排水剪切试验。松砂($D_r = 5\%$ 、 10% 、 20%)、中密砂($D_r = 40\%$)以及密砂($D_r = 70\%$)三轴固结不排水剪切试验得到的应力路径、应力-应变关系以及孔隙水压力-应变关系如图2所示,有效平均应力 $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$,广义等效剪应力 $q = \sigma_1 - \sigma_3$ 。从图2b可看出,初始相对密实度为5%的松砂试样在轴向应变约4%时,剪应力达到峰值25 kPa,随后逐渐下降至稳态值7 kPa。从图2c可知,孔隙水压力随应变增加持续上升,当达到和围压值同样大小后保持不变。在试验过程中有效应力不断减小,应力应变关系呈应变软化趋势。对初始相对密实度为10%的密砂试样,在剪切过程中剪应力先迅速上升到约30 kPa,其后逐渐下降至23 kPa左右。从图2c可知,在轴向应变为7.5%时的增加过程中,孔压在22 kPa维持了一段时间后缓慢下降,表现出先软化后硬化趋势。对于初始相对密实度为20%、40%和70%的试样,在试验过程中均表现为应变硬化。在初始相对密实度为40%和70%时,在整个不排水剪切过程中,除在剪切初期(轴向应变 $< 2.5\%$)孔压上升,之后由于土样剪胀,当轴向应变达到18%时进入稳定状态,应力应变呈现为应变硬化特征。

1.3 K_0 固结松砂三轴剪切试验结果

为实现试样的 K_0 固结,在固结过程中保持试样侧限。 K_0 固结松砂($D_r = 10\%$)三轴不排水剪切试验得到的应力路径、应力-应变关系以及孔压-应变关系曲线如图3所示。在有效围压为30、100、200 kPa条件下,剪应力逐渐上升,一直表现出应变硬化特性,并未出现软化现象。对比各向同性固结试样试验结果表明, K_0 固结能在一定程度上抑制松砂的应变软化。

2 掺黏土丰浦砂三轴固结不排水剪切特性试验

2.1 试验材料

试验材料由丰浦砂和上海黏土混合制成,上海黏土级配曲线如图1所示。土粒质量与同体积4℃时水的重量之比值 G_s 为2.751,液、塑限分别为33.6%和15.5%。将一定比例上海黏土与丰浦砂混合,配制的试样黏土质量含量为5%、10%、15%,根据《岩土工程勘察规范》(GB 50021—2001),三组土样可分类为细砂、细砂、粉砂。

2.2 试验结果

在围压30 kPa情况下,对初始相对密实度为

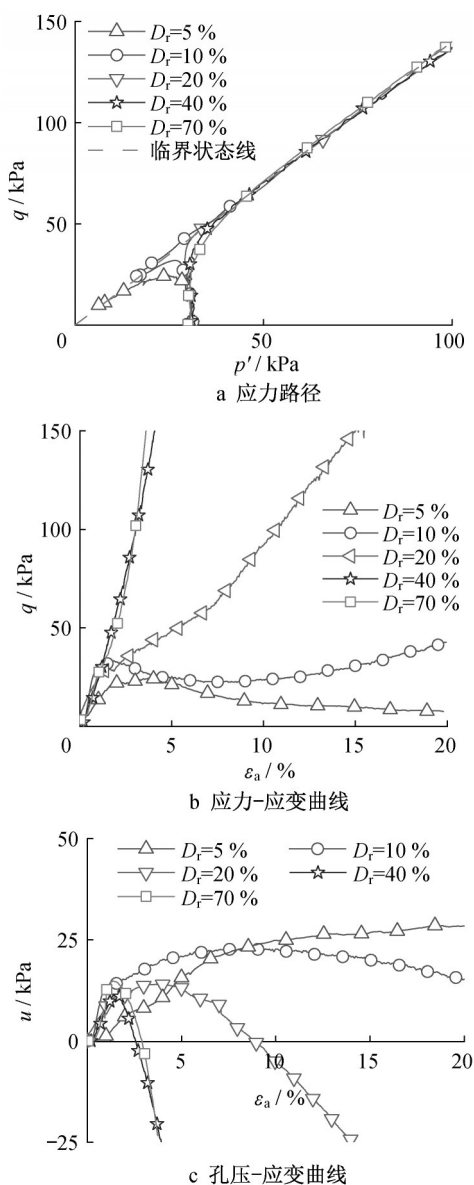


图2 不同初始密实度丰浦砂试样三轴等向固结不排水剪切试验

Fig. 2 Isotropically consolidated undrained triaxial test of Toyoura sand at different initial densities

10%、不同黏土掺量砂土试样得到的应力路径、应力-应变关系以及孔压-应变关系曲线如图4所示。从图4b可看出,纯砂试样(黏土掺量 $f_c = 0$)表现出应变硬化—软化—硬化特性,虽出现了临时偏应力峰值,但应力应变关系最终趋于硬化。当黏土掺量为5%、10%及15%时,试样均表现出应变软化现象。随着试样中细颗粒含量增加,剪应力峰值以及应变软化后的残余剪应力值均降低,说明细颗粒含量增大对试样软化有一定促进作用。

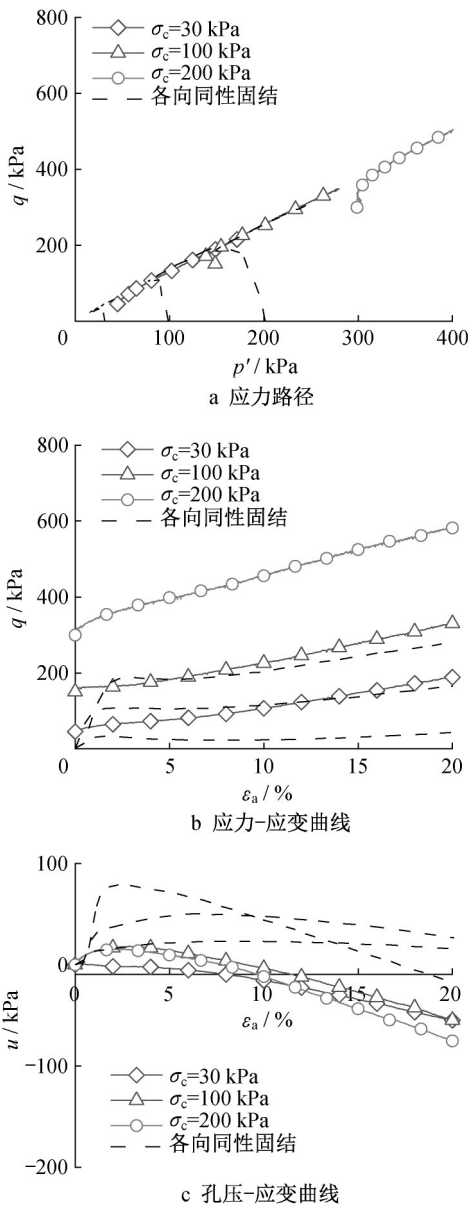


图3 丰浦砂三轴 K_0 固结不排水剪切试验

Fig. 3 K_0 -consolidated undrained triaxial test results of Toyoura sand

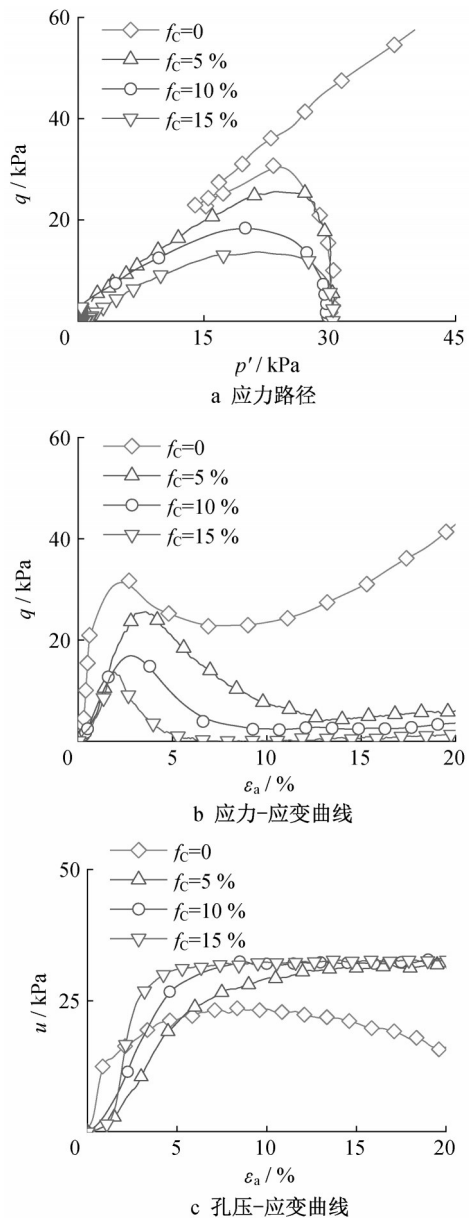


图4 掺上海黏土丰浦砂三轴等向固结不排水剪切试验

Fig. 4 Isotropically consolidated undrained triaxial test of Toyoura sand mixed with Shanghai clay

3 静态液化失稳特性分析

3.1 静态液化失稳区域

通过松砂试验得到的应力应变关系曲线表明,随着轴向应变增大,偏应力在加载初期快速上升到峰值,随后应变软化,剪应力逐渐降低至残余偏应力。根据Lade和Yamamuro^[19]的定义,在 $p-q$ 应力空间,将不同围压下应力路径的偏应力峰值点连接得到失稳线,失稳线和破坏线围成的区域为可能失稳区,如图5所示,当应力点处于该区域时,土体将处于不稳定状态。

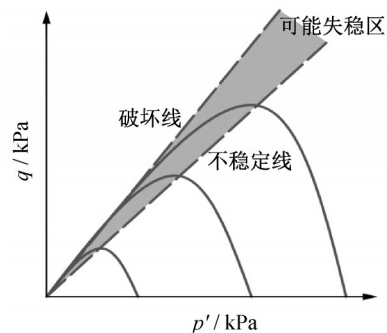


图5 应力空间上可能失稳区

Fig. 5 Potential instability zone in stress space

3.2 丰浦砂静态液化失稳特性

基于二阶功准则分析静态液化失稳特性,在小应变条件下,若存在加载路径使得二阶功变负,那么在该应力路径下将可能发生静态液化^[20]:

$$d^2w = d\sigma' : d\epsilon \leq 0, \exists \|d\epsilon\| \neq 0$$

式中: d^2w 为二阶功; $d\sigma'$ 为有效应力增量; $d\epsilon$ 为相应的有效应变增量。

在三轴不排水剪切条件下,二阶功为零即对应于静态液化触发。不同相对密实度纯砂试样的二阶功随轴向应变的变化如图6a所示,初始相对密实度为5%的情况下,二阶功在轴向应变超过4%后变负;初始相对密实度为10%的纯砂试样在剪切过程中二阶功变负然后变正,在应力路径曲线上表现为临时液化;初始相对密实度为20%及以上纯砂试样二阶功始终为正,亦即不会发生静态液化。 K_0 固结条件下纯砂试样二阶功随轴向应变的变化情况如图6b所示,二阶功一直为正,亦即不会触发静态液化,说明相同围压条件下, K_0 固结能在一定程度上抑制静态液化发生,这与吕玺琳等^[21]的理论分析结果一致。

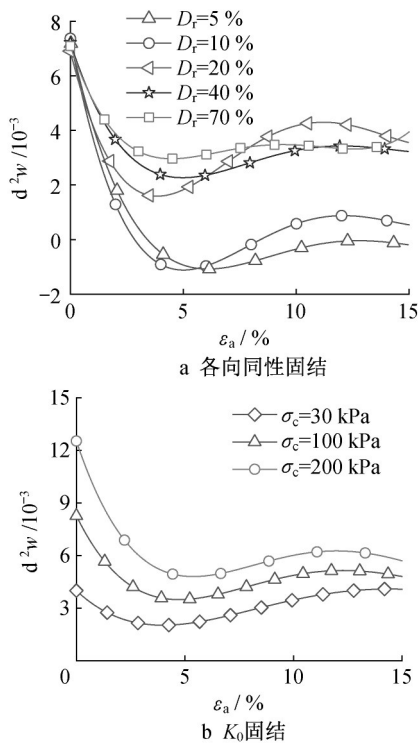


图6 丰浦砂三轴固结不排水剪切试验二阶功变化规律
Fig. 6 Evolution of second-order work in consolidated undrained triaxial test of Toyoura sand

根据二阶功变负点确定应力比,得到失稳状态应力比随密实度变化如图7所示, M_F 为破坏状态的

应力比, M_{IL} 为失稳线对应的应力比。失稳状态应力比随着密实度增大而增大,破坏状态应力比保持稳定,说明砂土越松散,可能失稳区面积越大,越易触发静态液化。

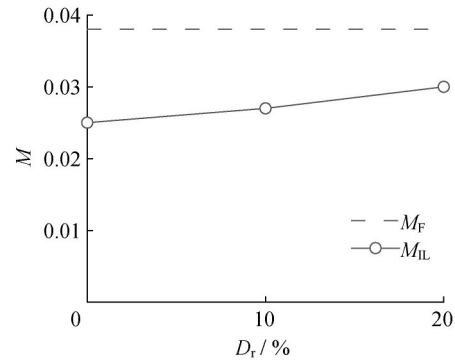


图7 不同初始相对密实度砂土的失稳点应力比
Fig. 7 Stress ratio at the instability point for sand at different initial relative densities

3.3 掺黏土丰浦砂静态液化失稳特性

对不同黏土掺量的砂土试样,不排水剪切过程中二阶功随轴向应变的变化如图8所示。黏土掺量为5%、10%和15%的试样二阶功均有变负情况,且随黏土掺量增加二阶功变负对应的轴向应变减小,说明掺入一定比例黏土能促进砂土静态液化发生。对于初始相对密实度为10%的试样,试样破坏状态应力比及失稳点应力比随黏土掺量变化如图9所示。

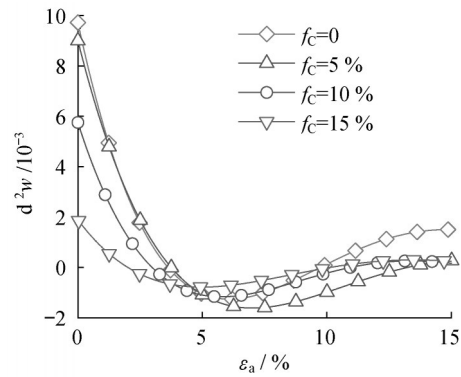


图8 掺黏土丰浦砂三轴固结不排水剪切试验二阶功变化规律
Fig. 8 Evolution of second-order work in consolidated undrained triaxial test of Toyoura sand mixed with Shanghai clay

图9中,破坏状态应力比随黏土掺量增加而增大,但失稳点应力比随黏土掺量增加逐渐减小,说明细颗粒含量增大将增大砂土的塑性极限状态强度,但会降低静态液化失稳对应的强度。

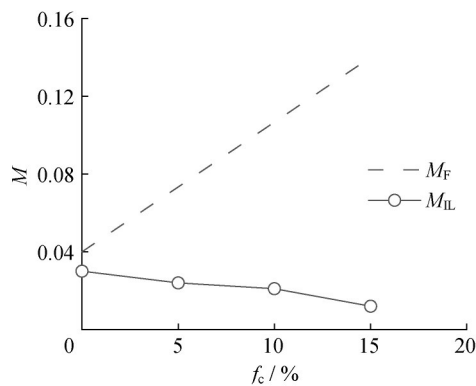


图9 不同细颗粒含量砂土的不稳定线应力比($Dr=10\%$)
Fig. 9 Stress ratio of instability line of sand at different fine particle contents ($Dr=10\%$)

4 结论

通过对丰浦砂及掺入一定量上海黏土的丰浦砂开展一系列三轴固结不排水剪切试验,研究了初始相对密实度、细颗粒含量以及固结方式对静态液化特性的影响,得到主要结论如下:

(1) 丰浦砂三轴固结不排水剪切试验表明,只有初始相对密实度较低的松砂才出现应变软化现象。对于相同初始密实状态的松砂试样,即使在各向同性固结情形出现了剪应力峰值,在 K_0 固结情形仍然能保持应变硬化特性,说明 K_0 固结对静态液化有一定抑制作用。

(2) 掺上海黏土的丰浦砂固结不排水三轴剪切试验表明,随着黏土掺量增加,试样更易发生应变软化,塑性极限破坏状态对应的应力比增大但失稳状态对应的应力比减小,说明一定含量的细颗粒对试样不排水抗剪强度有一定降低作用。

(3) 根据纯砂试验结果计算得到的二阶功变化情况表明,初始相对密实度较低的松砂二阶功将变负,静态液化得以触发并发展,相对密实度略高的松砂二阶功变负后又变正,说明发生了临时液化,初始相对密实度较高的松砂试样的二阶功始终为正,说明不会触发静态液化。黏土掺量为5%、10%及15%的松砂试样在剪切过程中二阶功将变负,且二阶功变负点相应的轴向应变随黏土掺量增加而减小,说明掺入细颗粒对砂土静态液化有一定促进作用。

作者贡献说明:

吕玺琳:提出研究思路及总体把握论文内容。

翁锰森:参与开展试验及论文内容撰写。

蔡剑韬:试验方案设计和试验结果分析。

张滨:开展试验。

参考文献:

- [1] LADE P V, YAMAMURO J A, LIGGIO C D. Effects of fines content on void ratio, compressibility, and static liquefaction of silty sand [J]. *Geomechanics & Engineering*, 2009, 1(1): 1.
- [2] 朱建群,孔令伟,高文华,等.南京砂的稳态特征研究[J]. *岩土工程学报*, 2012, 34(5): 931.
ZHU Jianqun, KONG Lingwei, GAO Wenhua, *et al.* Steady-state properties of Nanjing sand [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2012, 34(5): 931.
- [3] SABBAR A S, CHEGENIZADEH A, NIKRAZ H. Static liquefaction of very loose sand-slag-bentonite mixtures [J]. *Soils & Foundations*, 2017, 57(3): 341.
- [4] MOHAMAD R, DOBRY R. Undrained monotonic and cyclic triaxial strength of sand [J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1986, 112(10): 941.
- [5] YAMAMURO J A, LADE P V. Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1998, 124(9): 868.
- [6] AMINI F, Qi G Z. Liquefaction testing of stratified silty sands [J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2000, 126(3): 209.
- [7] SINGH S. Liquefaction characteristics of silts [J]. *Geotechnical and Geological Engineering*, 1996, 14(1): 1.
- [8] ZLATOVIC S, ISHIHARA K. Normalized behavior of very loose nonplastic soil: Effects of fabric [J]. *Soils and Foundation*, 1997, 37(4): 47.
- [9] CHOO H, BURNS S E. Shear wave velocity of granular mixtures of silica particles as a function of finer fraction, size ratios and void ratios [J]. *Granular Matter*, 2015, 17(5): 567.
- [10] BENAHMED N, NGUYEN T K, HICHER P Y, *et al.* An experimental investigation into the effects of low plastic fines content on the behaviour of sand/silt mixtures [J]. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 2015, 19(1): 109.
- [11] KARIM M E, ALAM M J. Effect of nonplastic silt content on undrained shear strength of sand-silt mixtures [J]. *International Journal of Geo-Engineering*, 2017, 8(1): 14.
- [12] KIM D, NAM B H, YOUN H. Effect of clay content on the shear strength of clay-sand mixture [J]. *International Journal of Geo-Engineering*, 2018, 9(1): 9.
- [13] GONG J, NIE Z, ZHU Y, *et al.* Exploring the effects of

- particle shape and content of fines on the shear behavior of sand-fines mixtures via the DEM[J]. *Computers and Geotechnics*, 2019, 106(2):161.
- [14] CHU J, WANATOWSKI D. Instability conditions of loose sand in plane strain[J]. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, 2008, 134(1): 136.
- [15] KATO S, ISHIHARA K, TOWHATA I. Undrained shear characteristics of saturated sand under anisotropic consolidation [J]. *Soils & Foundations Tokyo*, 2001, 41(1): 1.
- [16] TSHABALALA L, FOURIE A B. Initiation of static liquefaction and the role of K_0 , consolidation [J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2005, 42(3): 892.
- [17] RABBI A T M Z, RAHMAN M, CAMERON D A. Undrained behavior of silty glacial sand [J]. *Geotechnical Special Publication*, 2014(234): 139.
- [18] 黄茂松, 童森杰, 时振昊, 等. 复杂应力路径下饱和砂土静态液化失稳预测[J]. *岩土工程学报*, 2021, 43(1):19.
HUANG Maosong, TONG Senjie, SHI Zhenhao, *et al.* Predicting the initiation of static liquefaction of saturated sand under complex stress paths[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2021, 43(1):19.
- [19] LADE P V, YAMAMURO J A. Effects of nonplastic fines on static liquefaction of sands[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1997, 34(6): 918.
- [20] 吕玺琳, 赖海波, 黄茂松. 饱和土体静态液化失稳理论预测 [J]. *岩土力学*, 2014, 35(5): 1330.
LYU Xilin, LAI Haibo, HUANG Maosong. Theoretically predicting instability of static liquefaction of saturated soils [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2014, 35(5): 1330.
- [21] 吕玺琳, 黄茂松, 钱建固. 不排水加载条件下 K_0 固结饱和砂土失稳预测, *岩土工程学报*, 2015, 37(6): 1010.
LYU Xilin, HUANG Maosong, QIAN Jiangu. Prediction of instability of K_0 -consolidated saturated sands under undrained loading conditions [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2015, 37(6): 1010.