

文章编号: 1000-7598-(2008) 02-381-05

饱和粉砂不稳定性试验研究

符新军, 赵仲辉

(河海大学 岩土工程科学研究所, 南京 210098)

摘 要: 通过对净砂和级配良好粉砂(含 10 %粉土)进行一系列三轴固结不排水试验(CU), 研究了粉土、孔隙比和围压对饱和粉砂不稳定性的影响。试验结果表明, 净砂与粉砂在不排水剪切条件下均会出现应变软化现象(即不稳定性)。同一围压下脆性指数(I_B)随孔隙比增加, 但不稳定线的应力比随孔隙比增加而减小。引用等效粒间孔隙比(e_{ge})后, 净砂和粉砂在 $e_{ge}-\ln p'$ 平面上拥有基本相同的临界状态线。在临界状态理论及等效粒间孔隙比的基础上, 提出在同一修正状态参数(ψ_{ge})下净砂和级配良好粉砂有相似的不稳定性。

关 键 词: 粉砂; 不稳定性; 脆性指数; 等效粒间孔隙比; 修正状态参数

中图分类号: TU 41

文献标识码: A

Laboratory study of the instability of saturated silty sand

FU Xing-Jun, Chiu C. F.

(Geotechnical Research Institute, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: A series of isotropically consolidated undrained triaxial tests (CU) were conducted on a clean sand and a well-graded silty sand (with 10 % silt content) to investigate the effect of silt, void ratio and confining stress on the instability of saturated sands. The test results show that both clean sand and well-graded silty sand exhibit strain softening characteristics under undrained condition (i.e. instability). Under the same confining pressure, the brittleness index increases with increasing void ratio, but the stress ratio of the instability line decreases with increasing void ratio. If equivalent intergranular void ratio (e_{ge}) is used to interpret the critical state data of the silty sand, clean sand and silty sand possess similar critical state line in $e_{ge}-\ln p'$ plane. Based on the critical state theory and equivalent intergranular void ratio, clean sand and well-graded silty sand exhibits similar instability under the same modified state parameter (ψ_{ge}).

Key words: silty sand; instability line; brittleness index; equivalent intergranular void ratio; modified state parameter

1 引 言

对土坡滑动或破坏实例大量研究后发现, 不稳定性 (instability) 已经被视为导致粒状土土坡发生流滑或破坏的破坏机制之一^[1-3]。由饱和松砂在三轴固结不排水剪切试验中的典型有效应力路径(见图 1)可以看出, 当 q 达到峰值后强度即随应变减小, 直至一个稳定的残余强度(或临界强度), 这就是饱和松砂在不排水剪切条件下的应变软化现象。当残余强度为 0 时, 液化便发生。图 1 中 p' 为平均有效应力($(\sigma'_1+2\sigma'_3)/3$), q 为剪应力($\sigma'_1-\sigma'_3$), σ'_1 与 σ'_3 分别为最大与最小有效主应力。Lade & Pradel (1990 年)^[4]将这种不排水应变软化定义为不稳定性, 且提出用不稳定线(IL)来界定产生应变软化的

应力状态。IL 定义为原点 0 与有效应力路径顶点的连线。位于不稳定线和破坏线之间的区域称为潜在不稳定区域^[2]。当砂土的应力状态在此不稳定区域内时应变软化便会发生。

实际工程问题中砂土通常含有一定数量的粉土。前人关于粉土含量对砂土不排水特性的影响已做过一些研究, 但结论不统一^[5,6]。Thevanayagam (1998 年)^[7]认为, 问题是出于细小的粉土颗粒只是填充在较大的砂粒间的孔隙内, 粉土颗粒与砂颗粒没有直接粒间接触, 因而孔隙比可能不能反映粉砂的真正孔隙量, 他提出用粒间孔隙比(e_g)这个参数来描述粉砂的孔隙状况, 并将 e_g 定义如下:

$$e_g = \frac{e + (FC/100)}{1 - (FC/100)} \quad (1)$$

收稿日期: 2006-05-12

作者简介: 符新军, 男, 1980 年生, 硕士, 主要从事土的基本特性和地基处理方面的研究。E-mail: fxj80719@yahoo.com.cn

式中: e 为试样固结后的孔隙比; FC 为试样的粉土含量(%); Chu & Leong (2002 年)^[8]通过使用 e_g 得出净砂与级配均匀粉砂有相似的不稳定线应力比与 e_g 的关系。但以上试验研究是建立在同一围压条件之下, 且试验所用砂土与粉砂均为级配均匀土。本文的目的就是通过对净砂和级配良好粉砂(含 10 % 粉土)进行一系列不排水三轴剪切试验来探讨在不同围压下, 粒间孔隙比(e_g)是否仍能一致反映砂土与级配良好粉砂的不稳定性。

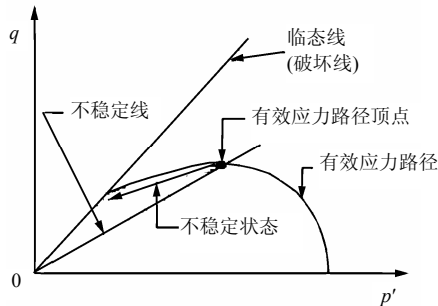


图1 砂的不稳定线

Fig.1 Instability line of sand

2 三轴试验研究

2.1 试验土料

表 1 与图 2 分别为试验所用土料的基本物理特性指标与粒径分配曲线。试验方法均参照《土工试验技术手册》及《土工试验方法标准》^[9,10]。砂为级配均匀的净砂, 不含粉土, 粉土为低塑限粉土, 粉砂为配制土, 是按干质量将 90 % 的砂与 10 % 的粉土混合而成, 它的分类为级配良好粉砂 ($C_u = 6.0$, $C_c = 2.7$)。

2.2 试验

试样直径为 39.1 mm、高度为 80 mm。考虑到本文主要对松散试样进行试验, 所有试样均采用湿击法制备。试样的含水率为 8 %, 分 5 层击实, 初始相对密度控制在 0~30 % 之间。表 2 为本文的试验方案, 本研究对净砂及粉砂进行了一系列三轴固结不排水剪切试验。试样的饱和方法是在真空状态下, 使水从试样底部进入, 再从试样顶部流出, 以排出试样中的气泡。在以上真空状态下持续 2 h 后, 孔隙压力系数 B 值一般大于 0.98。如果 B 值达不到 0.98, 则再进行反压饱和, 反压一般不大于 200 kPa 试样饱和后便进行等压固结, 围压在 100~400 kPa 之间。当试样固结稳定后, 进行不排水剪切试验, 剪切速度为 0.2 % /min。在剪应力达到峰值之后, 继续剪切, 直至轴向应变 ϵ_a 达到 25 % 以上, 以保证试样均能达到变形的稳定状态。

表 1 砂、粉砂和粉土的基本物理指标
Table 1 Basic properties of sand, silty sand
(10 % silt) and silt

土料	比重 G_s	最大 孔隙比 e_{max}	最小 孔隙比 e_{min}	不均匀 系数 C_u	曲率 系数 C_c	液限 w_L / %	塑限 w_p / %
净砂	2.62	0.838	0.5	2.0	1.0		
粉砂	2.62	0.708	0.369	6.0	2.7		
粉土	2.65	1.732	0.866			26	17

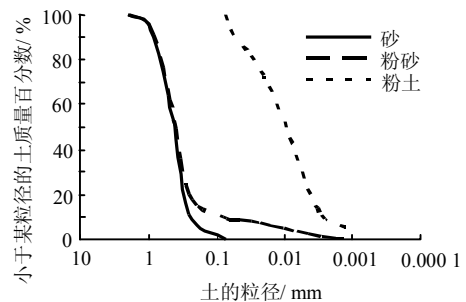


图2 试验土料的级配曲线

Fig.2 Grain size distribution curves of the tested materials

表 2 试验方案
Table 2 Test programme

试样编号	初始孔隙比	固结后		
		孔隙比	粒间孔隙比	等效粒间孔隙比
0-100-05	0.821	0.793		
0-200-05	0.821	0.777		
0-400-05	0.821	0.763		
0-100-10	0.804	0.781		
0-200-10	0.804	0.770		
0-400-10	0.804	0.757		
0-100-20	0.770	0.777		
0-200-20	0.770	0.737		
0-400-20	0.770	0.728		
0-100-30	0.737	0.715		
0-200-30	0.737	0.708		
0-400-30	0.737	0.699		
10-100-00	0.730	0.707	0.897	0.835
10-200-02	0.701	0.672	0.858	0.798
10-400-00	0.711	0.668	0.853	0.794
10-100-05	0.691	0.674	0.857	0.8
10-200-05	0.691	0.658	0.842	0.783
10-400-05	0.691	0.644	0.827	0.768
10-100-10	0.674	0.648	0.831	0.772
10-200-10	0.674	0.641	0.823	0.765
10-400-10	0.674	0.628	0.810	0.752
10-100-20	0.640	0.618	0.798	0.740
10-200-20	0.640	0.613	0.792	0.734
10-400-20	0.640	0.598	0.776	0.718
10-100-30	0.595	0.575	0.750	0.694
10-200-30	0.605	0.583	0.759	0.702
10-400-30	0.615	0.579	0.754	0.698

注: 10-100-05 表示粉土含量为 10 %; 固结围压为 100 kPa; 初始相对密度为 5 %。

3 试验结果及分析

3.1 应力-应变关系

试验结果显示,不同围压对应力-应变关系的影响有相同的变化规律,限于篇幅,本文仅取围压为 400 kPa 的试验数据进行说明。图 3 为围压为 400 kPa 时不同孔隙比下净砂与粉砂的应力-应变关系,图中的孔隙比(e)与相对密度(D_r)均为固结后的值。净砂与粉砂有相似的应力-应变曲线。剪应力约在轴向应变(ε_a)为 1%~2%时达到峰值,随着 ε_a 的进一步增加,剪应力逐渐减小,并在应变较大时($\varepsilon_a = 25\%$)达到残余强度,试验数据表明了净砂与粉砂均有应变软化的特性。

Bishop (1967 年)^[11]引用脆性参数(I_B)来定量土的应变软化程度, I_B 定义为剪应力最大值与最小值之差与剪应力最大值之比, I_B 越大,应变软化程度越大。在围压相同时,净砂与粉砂的 I_B 随孔隙比(固结后)增大,但比较两种土那个应变软化较大时,引用不同密度参数(孔隙比或相对密度)会产生不同结论,如选用孔隙比,当砂的孔隙比为 0.699 时,没有应变软化产生。但粉砂在一个更小的孔隙比($e = 0.668$)时,应变软化已出现,这表示粉砂的应变软化情况比砂更大。但当引用相对密度时,结论恰恰相反。当砂的相对密度为 32%时 I_B 为 0.49,但粉砂在同一相对密度时, I_B 为 0.07。表明砂的应变软化情况比粉砂更大,因此,孔隙比或相对密度都不能作为一个理想的参数来比较净砂与粉砂的不稳定性(或应变软化)。

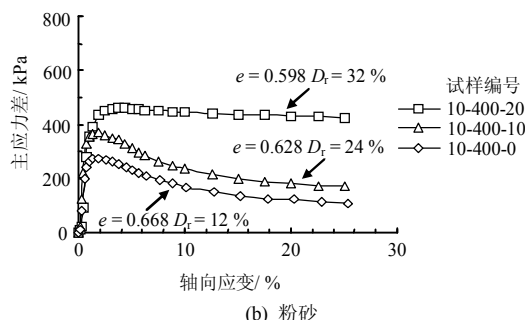
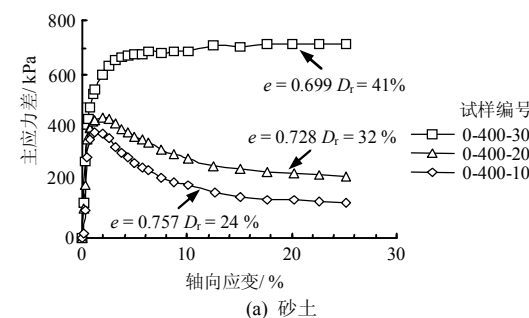


图3 围压为 400 kPa 时净砂和粉砂的应力-应变关系
Fig.3 Stress-strain relationships of sand and silty sand at 400 kPa confining stress

3.2 不稳定线

图 4 为图 3 中净砂与粉砂试样的有效应力路径和不安稳定线(IL),图中的 CSL 为临态线。如何从试验结果取得 CSL 将会在下文中说明。对于围压相同的净砂与粉砂试样,孔隙比越低,不安稳定线的应力比(q/p')越大。Chu & Leong (2002 年)^[8], Sladen et al (1985 年)^[12]也有相似的结论。假设 IL 与 CSL 之间为潜在不安稳定区,不安稳定线的应力比越小,不安稳定区越大。与上文提到的 I_B 相似,当要比较两种土哪个较易出现不安稳定时,引用孔隙比或相对密度都会产生不同结论。如选用孔隙比,当砂土的孔隙比为 0.699 时,不安稳定区没有出现。但粉砂在一个更小的孔隙比($e = 0.668$)时,不安稳定区出现,且 IL 的应力比为 1.14。说明粉砂比砂更易产生不安稳定性。当引用相对密度时,结论恰恰相反。当砂的相对密度为 32%时, IL 的应力比为 1.23,但粉砂在同一个相对密度时, IL 的应力比为 1.32。可见砂比粉砂更易产生不安稳定性。

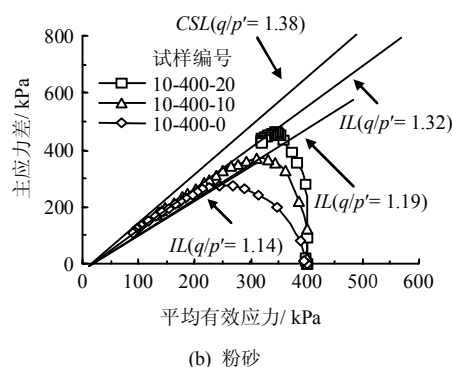
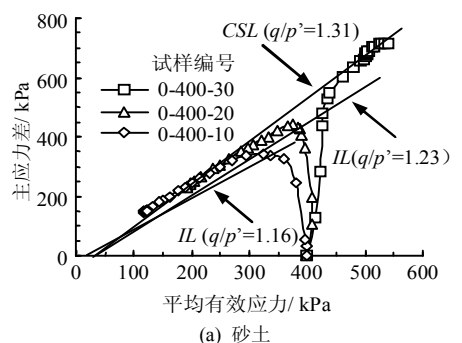


图4 围压为 400 kPa 时净砂和粉砂的不稳定线
Fig4 Instability lines of sand and silty sand at 400 kPa confining stress

3.3 临界状态线

从图 3 可以看出,当应变达到 25%时试样的剪应力(q)基本保持不变,从图 4 也可看出这时试样的平均有效应力(p')也基本上不再变化。本文取这个值为临态值。图 5(a)为在 $p'-q$ 平面上净砂与粉砂试

样的临态值。从试验数据用最小二乘法拟合得到临态线(CSL), 净砂与粉砂的临态线的斜率分别为 1.31, 1.38。图 5(b)为在 $e-\ln p'$ 平面上净砂与粉砂的临态值。同样, CSL 也是用最小二乘法从试验数据拟合而得。从图中所见在 $e-\lg p'$ 平面上, 净砂与粉砂的临态线的斜率很接近, 两条线基本平行。根据临界状态理论, 临态线的位置会影响砂在哪个状态参量(e 与 p')发生剪缩或剪胀。Yamamuro & Lade (1998 年)^[5]引用这个理论分析了粉砂的不稳定性。

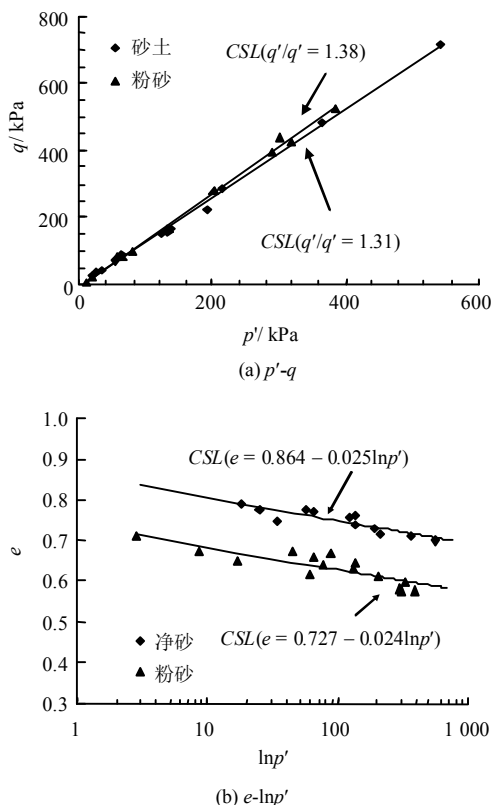


图 5 净砂和粉砂在 $p'-q$ 及 $e-\ln p'$ 平面上的临态线
Fig.5 Critical state lines of sand and silty sand in $p'-q$ and $e-\ln p'$ planes

4 等效粒间孔隙比

基于净砂与粉砂的临态线基本平行, 引用粒间孔隙比 e_g 来表达它们的临态数据(表 2)。图 6 为用 e 与 e_g 表达的临态数据, 发现粉砂数据均位于净砂临态线的上方, 这表示相同 e_g 之下, 粉砂的临态强度比净砂的大。Thevanayagam (2000 年)^[13]认为, 使用 e_g 可能会完全忽略参与粒间接触的粉土作用, 从而使得粉砂的强度高于相同 e_g 下的砂土的强度, 提出将 e_g 修正为等效粒间孔隙比 e_{ge} , 定义如下:

$$e_{ge} = \frac{e + (1-b)FC/100}{1 - (1-b)FC/100} \quad (2)$$

式中: b 为参与粒间接触的粉土比例($0 < b < 1$); $b = 0$ 为无细粒土参与支撑粗粒土框架; $b = 1$ 为细粒土全

部参与支撑粗粒土框架。当 $b = 0$ 时, $e_{ge} = e_g$; 当 $b = 1$ 时, $e_{ge} = e$ 。基于有限数据, 本文假设 b 为 0.3 计算 e_{ge} (表 2), 并将用 e_{ge} 表达的粉砂临态数据置于图 6, 发现粉砂的数据与净砂的临态线较接近。这代表在使用等效粒间孔隙比 e_{ge} 后, 粉砂与净砂有基本相同的临态线, Thevanayagam (2000 年)^[13]也有相似的结论。

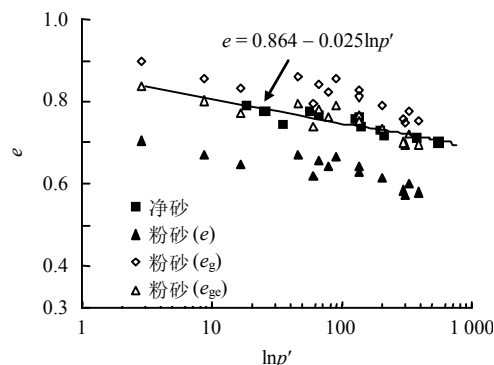


图 6 引用等效粒间孔隙比分析净砂与粉砂的临态数据
Fig.6 Interpreting critical states of sand and silty sand using equivalent intergranular void ratio

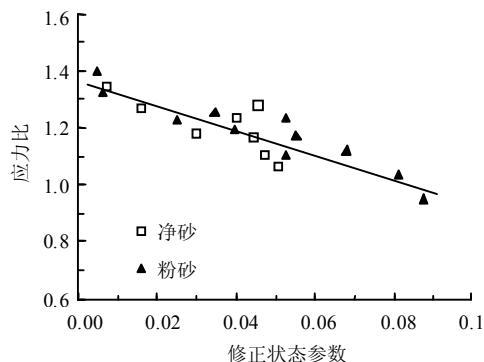


图 7 不稳定线应力比与修正状态参数的关系
Fig.7 Relationship between stress ratio of instability line and modified state parameter for both sand and silty sand

5 应用临界状态理论分析粉砂的不稳定性

临界状态理论指出, 孔隙比和围压都会影响砂土的不稳定性^[5]。Been & Jefferies (1985 年)^[14]提出用状态参数 ψ 来反映孔隙比和围压的影响, 定义如下:

$$\psi = e - e_{cs} \quad (3)$$

式中: e 为在某一围压下固结后的孔隙比; e_{cs} 为临态线上该围压所对应的孔隙比。如果用 e_{ge} 表达粉砂的孔隙量时, 将 ψ 修正为 ψ_{ge} , 并定义如下:

$$\psi_{ge} = e_{ge} - e_{gecs} \quad (4)$$

式中: e_{ge} 为在某一围压下固结后的等效粒间孔隙比;

e_{gecs} 为临态线上该围压所对应的等效粒间孔隙比。通过式(4)计算各试样的修正状态参数 ψ_{ge} 并将对应的不稳定线(IL)的应力比置于图 7, 从而发现净砂与粉砂有同一的 IL 的应力比与 ψ_{ge} 的关系, 并且是线性关系, IL 的应力比随 ψ_{ge} 增加而减小。图 8 为净砂与粉砂在围压为 400 kPa 时不排水剪切条件下的应力应变曲线, 引用修正状态参数 ψ_{ge} 来分析它们的应变软化时, ψ_{ge} 越大, 应变软化的量越大(I_B 越大), 通过引用 ψ_{ge} , 便能一致地反映出净砂与粉砂的不排水应变软化特性。

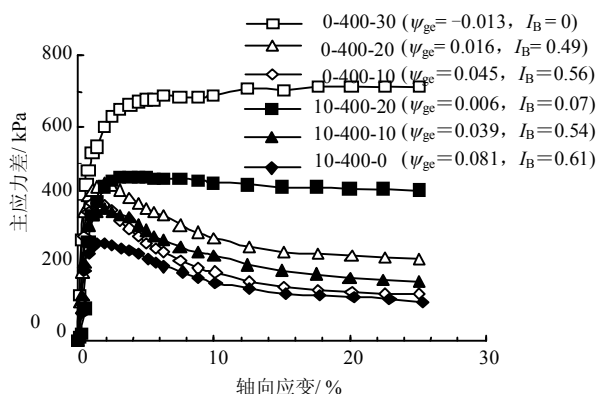


图8 围压 400 kPa 时净砂与粉砂的应力-应变关系及对应的 ψ_{ge} 和 I_B

Fig.8 The stress-strain relationships of sand and silty sand and the corresponding ψ_{ge} and I_B at 400 kPa confining stress

6 结 论

通过对净砂和级配良好粉砂(含 10% 粉土)一系列的三轴固结不排水剪切试验研究得出以下结论:

(1) 围压在 100~400 kPa 之间时, 级配良好粉砂(含 10% 粉土)与砂在不排水剪切条件下都有应变软化的特性(即不稳定性)。不同围压下它们有相同的应变软化变化规律。同一围压下, 脆性参数(I_B)随孔隙比(固结后)增大, 但不稳定线(IL)的应力比随孔隙比(固结后)增加而减小。

(2) 引用等效粒间孔隙比 e_{ge} 代替孔隙比 e 来表达砂土的临界状态时, 级配良好粉砂与砂将拥有基本相同的临界状态线。

(3) 引用修正状态参数 ψ_{ge} 不仅考虑围压和孔隙比的影响, 还可以较统一地分析级配良好粉砂与砂的不稳定性。它们的不稳定线(IL)的应力比与 ψ_{ge} 是线性关系, 并且 IL 的应力比随 ψ_{ge} 增加而减小。还有 ψ_{ge} 越大, 应变软化的量越大 (I_B 越大)。

参 考 文 献

[1] KRAFT L M, GRAIN T M, BRUTON J C. Submarine flow slide in Puget Sound[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 1992, 118(10): 1 577—1 591.

[2] LADE P V. Initiation of static instability in the submarine Nerlerk berm[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1993, 30:895—904.

[3] OLSON S M, STARK T D, WALTON W H, CASTRO G. 1907 static liquefaction flow failure of the north dike of Wachusett dam[J]. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 2000, 126(12): 1184—1193.

[4] LADE P V, PRADEL D. Instability and plastic flow of soils[J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 1990, 116 (11):2 532—2 550.

[5] YAMAMURO J A, LADE P V. Steady-state concepts and static liquefaction of silty sands[J]. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 1998, 124(9):868—877.

[6] PITMAN T D, ROBERTSON P K, SEGO D C. Influence of fines on the collapse of loose sands[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1994, 31:728—739.

[7] THEVANYAGAM, S. Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands[J]. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 1998, 124(6):479—491.

[8] CHU J, LEONG W K. Effect of fines on instability behavior of loose sand[J]. *Geotechnique*, 2002, 52(10): 751—755.

[9] 南京水利科学研究院. 土工试验技术手册[M]. 北京: 人民交通出版社, 2003.

[10] 国家技监局 GB/T50123—1999[S]. 北京: 中国计划出版社, 1999.

[11] BISHOP A W. Progressive failure—with special to mechanism causing it [C]// *Proceedings of the Geotechnical Conference*, Norway: Oslo, 1967:142—150.

[12] SLADEN J A, D'HOLLANDER R D, KRAHN I. Back analysis of the Nerlerk berm liquefaction slides[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 1985, 22: 579—588.

[13] THEVANYAGAM S. Liquefaction potential and undrained fragility of silty sands[C]// *Proceedings of 12th International Conference Earthquake Engineering*, R. Park, ed., Auckland, New Zealand: New Zealand Society of Earthquake Engineers, UpperHutt, 2000.

[14] BEEN K, JEFFERIES M G. A state parameter for sands[J]. *Geotechnique*, 1985, 35(2):99—112.

