

砂土的稳态强度试验研究

余湘娟, 姜 朴, 魏 松

(河海大学土木工程学院, 江苏 南京 210098)

摘要 通过对两种不同砂土的试验, 讨论了低密度饱和砂土试样的固结不排水剪切试验方法及由试验得到的结果提出的应变软化模型及稳态强度, 并对试验所得结果及提出的模型用于堤坝及地基地震后稳定分析提出建议.

关键词 稳态强度 应变软化 液化 振动孔压

中图分类号 TU432

文献标识码 A

文章编号 1000-1980(2001)01-0050-05

地震是严重的自然灾害, 在近数十年间国内外发生的多次强烈地震中, 都有砂土或粉质土堤坝、土坡、地基的破坏实例. 根据震害观察发现, 在地震作用时对构筑物 and 地基造成破坏的极少, 大多数破坏发生在地震后数十秒甚至数小时. 其原因是地震作用时引起土层中的孔隙水压力增长、强度降低、变形增大, 饱和松砂土在不排水条件下剪切有应变软化现象. 随着应变增大, 强度明显下降, 剩余强度甚至可降为零. 地震后已液化土体应变软化导致土中应力再分配, 引起邻近土体在静力作用下渐进破坏, 液化范围扩大. 但是, 液化范围扩大有一过程, 所以地震引起的破坏滞后. 因此对堤坝及砂土地基首先要确定在地震作用下是否发生液化或破坏, 如果砂土层已发生液化或破坏, 就要考虑地震后因应变软化应力重分配引起的液化或破坏范围扩大, 进行稳定分析, 分析所用的强度是剩余强度或稳态强度. 如果分析表明土体发生了滑动, 那么堤坝将发生严重坍塌或移动.

本文对地震液化或破坏分析及地震后稳定分析所用的砂土特性参数测定进行试验研究, 包括剩余强度或稳态强度、应变软化模型以及试验方法.

1 试样及试验方法简述

对两种粗细不同的砂土以几种密度制样, 进行三轴固结不排水剪试验, 两种砂土的物理性质指标及颗粒大小分析曲线如表 1 及图 1 所示.

表 1 试验土样的物理性质指标

Table 1 Physical properties of soil samples

土样 编号	土粒 比重 [*]	平均粒径 d_{50} /mm	不均匀 系数 c_u	最小干密度 ρ_{dmin} /(g·cm ⁻³)	最大干密度 ρ_{dmax} /(g·cm ⁻³)
F ₂	2.66	0.550	2.3	1.49	1.73
F ₅	2.68	0.074	3.1	1.12	1.68

* 土粒的密度与同体积在 4℃ 时水的密度之比值.

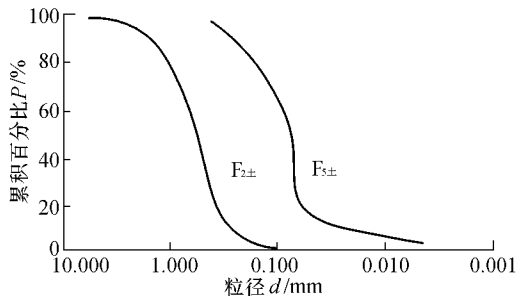


图 1 F₂ 及 F₅ 土样的颗粒大小分析曲线

Fig.1 Grain size distribution curves of samples F₂ and F₅

1.1 制样

根据有关文献^[1], 湿击样法可以得到较大范围孔隙比的试样, 所以本试验试样采用湿击样法制备. 试样直径 $D =$

3.91 cm、高 $h = 8$ cm, 分五层击实. 试样的干密度 F_2 为 1.30 g/cm^3 , F_5 为 1.50 g/cm^3 . F_2 试样的相对密度为负值是因为试验制样是用的湿击样, 而常规试验做相对密度是干样试验所致.

1.2 试样饱和

低密度砂土试样饱和时体积收缩,密度增大.为此,试验时对原应变控制式三轴剪切仪进行了改造,把压力室接试样排水管的排水阀(原为二通阀)改为三通阀,其中一个方向接抽气真空泵.试样安装后压力室内充满水,试样在抽真空时,关闭压力室开关,保持压力室内水的体积不变.当试样内部真空度接近一个大气压时,可从进水管缓慢加水,直到试样完全饱和.对于其他原因造成的饱和度达不到 98% 要求的情况可采用加反压的方法来饱和试样(一般加反压力为 100 kPa),这样可以使试样在饱和后保持低密度状态.

1.3 试验控制

由于本试验主要用于研究稳态理论,因而需要测定在大应变下的稳态强度(剩余强度).所以,在轴向压缩剪切时保持周围压力不变的条件下,逐渐增大轴向压力,直至土体破坏.在剪应力达到峰值之后,要继续进行剪切,使轴向应变达到 15% ~ 20%,以便出现稳定状态.

2 稳态强度及应变软化

饱和松砂试样在固结不排水剪过程中由于孔压增长、有效应力下降、剪应力达到峰值以后即降低,随着应变增大,达到一稳定的剩余强度,即稳态强度.图 2 和图 3 分别是 F₂ 和 F₅ 试样在低密度时三轴固结不排水剪试验的应力-应变曲线、有效应力路径及孔压增长曲线.试验的围压有 100,200,300,400 kPa 四种.

由图 2 和图 3 的有效应力路径可得到以有效应力计算峰值强度的内摩擦角 φ'_p 和稳态强度的内摩擦角 φ'_s 以及以剪切前固结应力计算稳态强度的内摩擦角 φ_s 如表 2 所示.松砂达到稳态时强度下降,有效应力也下降,所以 φ'_s 大于峰值内摩擦角 φ'_p .

表 2 试验土样的内摩擦角

Table 2 The angle of internal friction of samples (°)			
试样	φ'_p	φ'_s	φ_s
F ₂ ($\rho_d = 1.30 \text{ g/cm}^3$)	21	36.4	10.8
F ₅ ($\rho_d = 1.50 \text{ g/cm}^3$)	20	34.4	4.8

稳态是指土体在体积不变、有效应力不变、剪应力不变和应变速率不变时发生持续变形的状态^[2].排水剪或不排水剪都能达到稳态.在稳态变形时土体动用的剪应力称为稳态强度,即剩余强度.稳态变形时土体的孔隙比即临界孔隙比^[3].稳态一般发生在轴向应变为 20% ~ 30% 时.如图 2 和图 3 所示的两种松砂试样在应变 20% 时已达到稳态.

图 4 是两种试样在稳态时孔隙比 e 与偏应力 $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ 和孔隙比与平均有效应力 $p' (= \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3))$ 的关系.由图中可见,在半对数纸上两者都是直线关系.根据图 4 可以得到在稳态变形时的 $q \sim p'$ 关系,从而得到表 2 所示稳态强度的有效应力内摩擦角 φ'_s ,F₂ 试样为 36.4°,F₅ 试样为 34.4°.

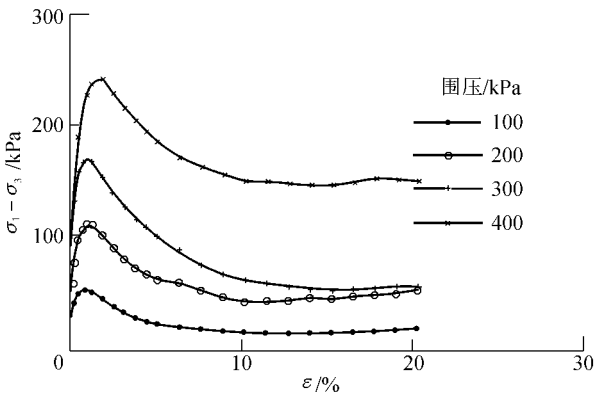
根据两种试样在不同密度与不同围压 σ_3 时的三轴固结不排水剪试验结果,可以得稳态孔隙比(即临界孔隙比)与围压 σ_3 的关系曲线如图 5 所示,该曲线称为稳态线或临界状态线.图中还给出了两种试样以最松和最密状态在三轴仪中各向等压力压缩试验得到的孔隙比 e 与有效周围压力的关系曲线.当有效周围压力 σ'_{3s} 小于 100 kPa 时图中 F₂ 试样的稳态线接近最松试样压缩曲线,即稳态线的孔隙比已接近于最松状态的孔隙比.这说明天然状态的 F₂ 粗砂在较小压力时是不易发生液化的.F₅ 试样的稳态线在最松与最密试样压缩曲线之间,由图中可见,当有效围压大于 100 kPa 时,稳态线已接近最密状态的固结线,F₅ 粉砂是易于液化的.

为了在地震后稳定分析中考虑土体应变软化引起的应力再分配,需要有从试验得到的应变软化规律,建立表示应变软化的模式.至今已有数种应变软化模式,有的模式在应变非常大时剪应力才能趋于稳定^[4,5],与实际情况不符,有的则推求参数过繁,应用在剩余强度急剧下降的应变软化情况(如图 3(a))可能有困难^[6].本文根据试验资料采用分段近似模型.

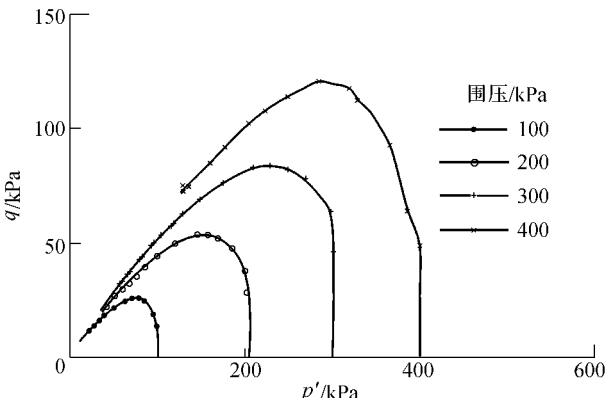
模型方程为

$$q = \begin{cases} \frac{\epsilon_a}{a + b\epsilon_a} & \epsilon_a < \epsilon_p \\ c\sigma_3\epsilon_a^d & \epsilon_a \geq \epsilon_p \end{cases} \tag{1}$$

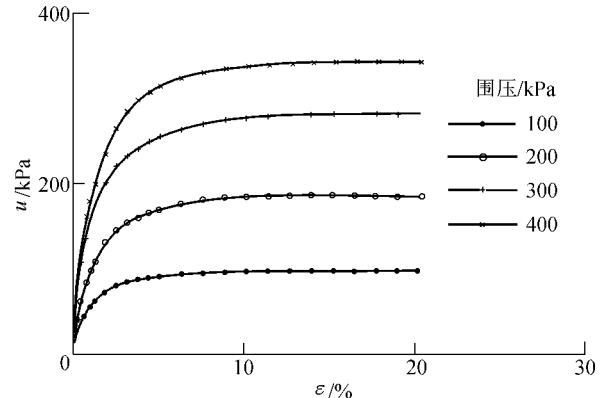
式中: q ——偏应力, $q = \sigma_1 - \sigma_3$; ϵ_a ——轴向应变; ϵ_p ——峰值应变; σ_3 ——固结压力; a, b, c, d ——试验常数.



(a) 应力 - 应变关系



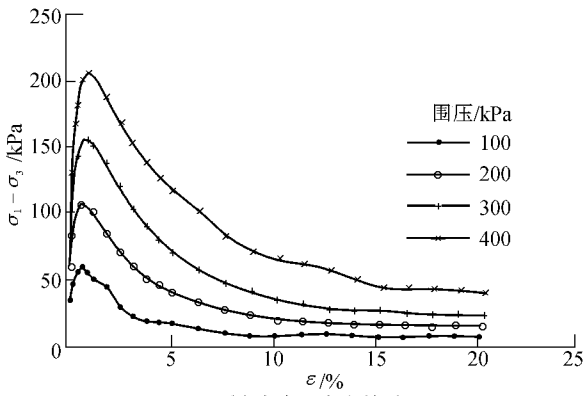
(b) 有效应力路径



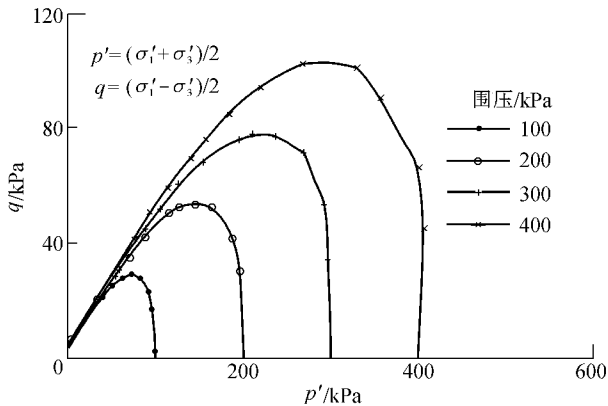
(c) 孔压 - 应变关系

图 2 F_2 试样三轴固结不排水剪试验曲线
($\rho_d = 1.30 \text{ g/cm}^3$)

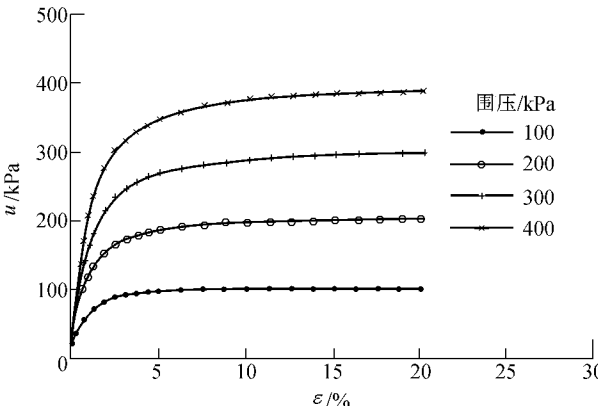
Fig.2 Consolidated-undrained triaxial shear test results of sample F_2



(a) 应力 - 应变关系



(b) 有效应力路径



(c) 孔压 - 应变关系

图 3 F_5 试样三轴固结不排水剪试验曲线
($\rho_d = 1.50 \text{ g/cm}^3$)

Fig.3 Consolidated-undrained triaxial shear test results of sample F_5

当 $\epsilon_a < \epsilon_p$ 时,即为邓肯-张模型,式(1)中的 a, b 可按邓肯-张模型由图 2 所示的曲线得到.

当 $\epsilon_a \geq \epsilon_p$ 时,应变软化用一个幂函数来表示,参数 c, d 由下式确定:

当 $\epsilon_a = \epsilon_p$ 时

$$q = q_p = 2\tau_f = 2\sigma_3 \frac{\sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \tag{2}$$

当 $\epsilon_a = \epsilon_r$ 时

$$q = q_r = 2\tau_r = 2\sigma_3 \frac{\sin \varphi_s}{1 - \sin \varphi_s} \tag{3}$$

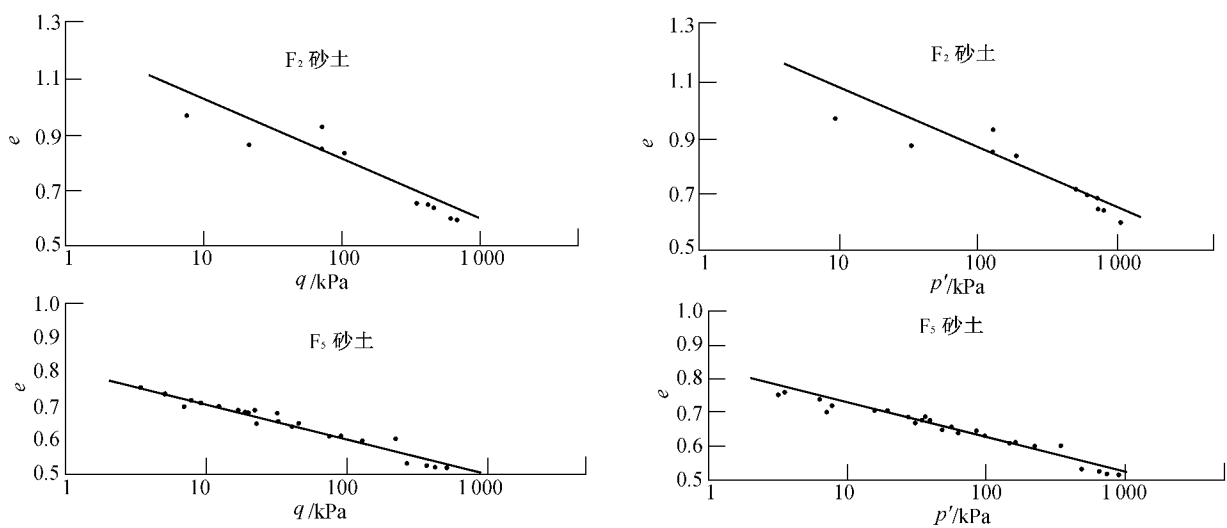


图 4 稳态时的孔隙比 e 与 p', q 关系曲线
Fig.4 Void ratio e vs. p', q for steady state

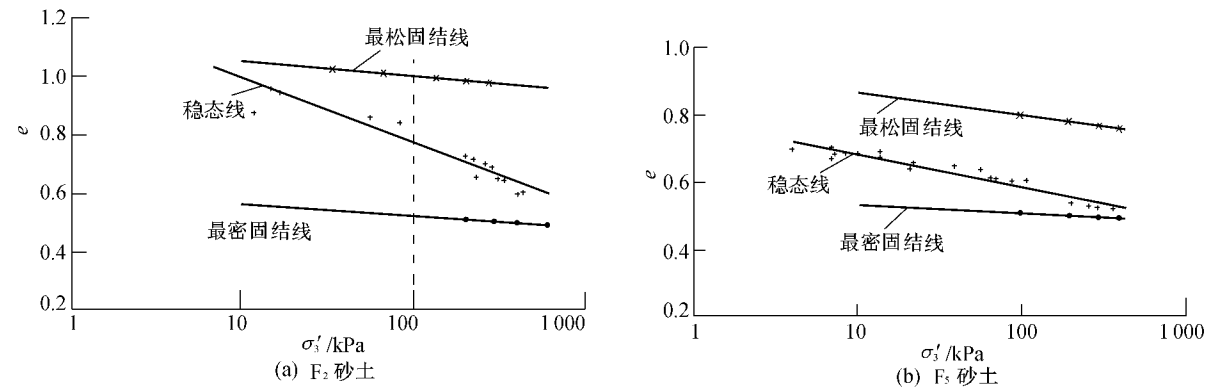


图 5 稳态、最松、最密状态孔隙比与有效围压关系曲线

Fig.5 Void ratio vurse effective confining pressure for steady maximum and minimum states

式中： q_p, q_r ——峰值偏应力和剩余值偏应力； τ_f, τ_r ——峰值和剩余值时的剪应力， φ, φ_s ——按总应力计算的峰值和剩余强度的内摩擦角； ϵ_r ——达到稳态时的轴向应变。由试验得出，用相同试样在不同固结压力下做固结不排水剪切试验，达到峰值时的应变相近（固结压力在 100 ~ 400 kPa），在应变达到 20% 时强度大多达到稳态值。

从式(1)(2)(3)可得

$$\begin{cases} c\sigma_3\epsilon_p^d = 2\sigma_3 \frac{\sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \\ c\sigma_3\epsilon_r^d = 2\sigma_3 \frac{\sin \varphi_s}{1 - \sin \varphi_s} \end{cases} \quad (4)$$

从式(4)可求出 c, d 值。根据试验资料确定， F_5 试样 $\rho_d = 1.50 \text{ g/cm}^3$ 时 $c = 0.0322, d = -0.5924$ 。

图 6 给出了用分段近似模型所拟合的 F_5 土样 $\rho_d = 1.50 \text{ g/cm}^3$ 时不同固结压力下应变软化段的应力应变关系曲线。由图中可以看出，峰值强度和剩余强度都能与试验实测值吻合，只是在峰值急剧下降的情况时有分离。这种模型的参数容易确定，使用方便。

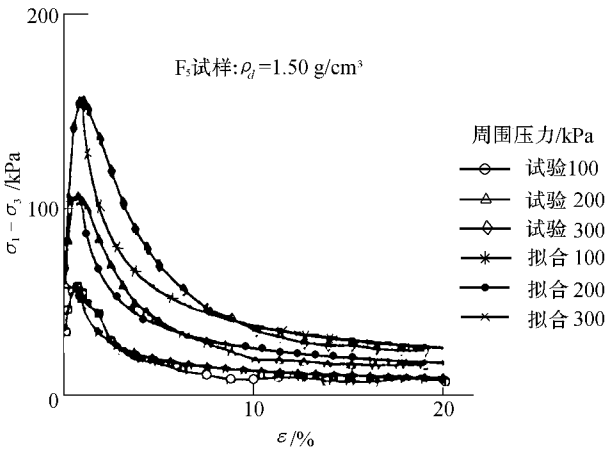


图 6 F_5 试样试验与拟合的应变软化曲线

Fig.6 Strain-softening curves of sample F_5 by experiment and calculation

3 结 论

a. 饱和松砂应变软化是地震后土层中液化范围扩大发生渐进破坏的根本原因,在堤坝及地基的抗震分析时需要进行松砂试样的固结不排水剪三轴试验,根据测试的应力应变关系确定应变软化模式.本文用分段模型模拟,使用方便,与试验结果较吻合.

b. 稳态强度即剩余强度是验算地震后土体是否发生渐进破坏的重要特性参数.文中给出两种粗细不同砂土按稳态有效应力和地震前固结应力计算稳态强度的内摩擦角 φ'_s 和 φ_s .从 F_2 粗砂的稳态线可见,这种试样的稳态孔隙比在压力小于 100 kPa 时大于按土工试验规程测定的最大孔隙比,表明在天然状态时是不易发生液化的; F_5 粉砂的稳态孔隙比在最大和最小孔隙比之间,当压力大于 100 kPa 时已接近最小孔隙比,说明在较松状态时易发生液化.

参考文献:

- [1] Ishihara K. Liquefaction and flow failure during earthquakes[J]. Thirty-third Rankine Lecture, Geotechnique, 1993, 43(3): 351 ~ 415.
- [2] Poulos S J. The steady state of deformation[J]. J Geotech Engrg Div, ASCE, 1981, 5(GT107): 553 ~ 562.
- [3] Yamamuro J A, Lade P V. Steady state concepts and static liquefaction of silty sands[J]. J Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, 124(9): 868 ~ 877.
- [4] 蒋彭年. 土的本构关系[M]. 北京: 科学出版社, 1987. 192 ~ 209.
- [5] Gu W H, Morgenstern N R, Robertson P K. Progressive failure of Lower San Fernando Dam[J]. J Geotech Engrg, ASCE, 1993, 2(GT119): 333 ~ 348.
- [6] Law K T, Lee C F, Luan M T, et al. Engineering behaviour of loose fill of granitic soil[A]. In: Maotian Luan, Keizo Vgai. Proceedings of the Special Sino-Japanese Forum on Performance and Evaluation of Soil Slopes under Earthquakes and Rainstorms[C]. Dalian: Dalian University of Technology Press, 1998. 18 ~ 34.

Experimental Research on the Steady Strength of Sandy Soils

YU Xiang-juan, JIANG Pu, WEI Song

(College of Civil Engineering, Hohai Univ., Nanjing 210098, China)

Abstract By means of experiments of two kinds of sandy soils, the method of consolidated-undrained triaxial test on loose saturated sand sample as well as the strain-softening model and the steady strength obtained from the test results are discussed in this paper. The application of experimental results and the models for post-earthquake analysis of embankment and its foundation is also suggested.

Key words steady strength; strain softening; liquefaction shear stress; dynamic pore pressure