

砂土的稳态强度固结不排水三轴试验研究

魏松^{1,2}, 朱俊高^{1,2}, 王俊杰^{1,2}, 余湘娟^{1,2}

(1. 河海大学 岩土工程研究所, 江苏 南京 210098; 2. 河海大学 岩土工程水利部重点实验室, 江苏 南京 210098)

摘要: 稳态强度理论在土工抗震研究中具有重要意义。介绍了稳态强度理论的基本概念、稳态强度的固结不排水剪切试验方法及试验结果; 论证了稳态线的存在性和唯一性; 推求了 $e-p'-q$ 空间内的稳态线方程, 揭示了稳态内摩擦角是土体变形最终可动用的有效内摩擦角的物理含义, 同时得到了由围压 σ_3 、相对密度 D_r 确定稳态强度 q_{ss} 的方法。

关键词: 土力学; 稳态强度; 稳态线; 稳态内摩擦角; 三轴试验

中图分类号: TU 44

文献标识码: A

文章编号: 1000 - 6915(2005)22 - 4151 - 07

CONSOLIDATED-UNDRAINED TRIAXIAL TEST STUDY ON STEADY STATE STRENGTH OF SAND

WEI Song^{1,2}, ZHU Jun-gao^{1,2}, WANG Jun-jie^{1,2}, YU Xiang-juan^{1,2}

(1. Institute of Geotechnical Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. Key Laboratory of Geotechnical Engineering, Ministry of Water Resources, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: The steady state strength theory is significant in earth structure aseismatic study. The steady state strength concepts, the consolidated-undrained triaxial shear test method and the test results are introduced. From the test and analysis, the existence and uniqueness of steady state line are demonstrated; and the steady state line equations are derived. An approach to determining the steady state strength q_{ss} from consolidation pressure σ_3 and relative density D_r is presented; and the physical implication of steady state friction angle is revealed.

Key words: soil mechanics; steady state strength; steady state line; steady state friction angle; triaxial test

1 引言

土坡、土石坝等土工建筑物在地震时和地震后的安全问题是岩土力学研究的重要问题之一。在 20 世纪 60 和 70 年代国内外发生的多次地震中, 都出现了较严重的土坡、土石坝的破坏实例, 造成了巨大的损失, 因而引起了多方面的关注, 尤其在工程界就如何防止和减轻地震灾害开展了大量的研究工作。地震引起的液化破坏是一个复杂过程, 包括震时和震后的动荷载、超静孔压的产生及消散、应力重分配和土体再固结等多个方面^[1]。地震时, 砂粒

结构可能完全或部分遭到破坏, 这将导致土的抗剪强度的损失。土体液化后, 抗剪强度的损失将引起应力再分配, 进一步引起相邻区域土体的更多液化, 因此也可能导致整个土体结构的破坏^[1]。由于这种液化区扩大有一个时间过程, 故其表现为地震破坏的滞后现象。为了研究这一现象, 提出了稳态强度理论。目前对于稳态强度理论的研究已进入了一个崭新的阶段, 而且也得到了一些应用^[2~5]; 同时, 稳态强度理论已发展为包括对土的一些基本性质方面的研究。但就稳态线的唯一性、密砂稳态的存在性等方面仍有许多争论。

本文采用 2 种砂土从疏松到密实的不同密度进

收稿日期: 2004 - 06 - 10; **修回日期:** 2004 - 08 - 30

基金项目: 留学人员回国基金资助项目; 河海大学科技创新项目(200402443)

作者简介: 魏松(1970 -), 男, 1993 年毕业于河海大学农田水利工程专业, 现为博士研究生, 主要从事土石坝工程方面的研究工作。E-mail: ddweisong@163.com。

行了固结不排水三轴试验，就稳态线的存在性和唯一性、稳态内摩擦角的物理含义和稳态强度 q_{ss} 的确定等方面进行了研究。

2 稳态强度理论

稳态强度理论主要包括稳态强度、稳态变形、流动结构、稳态线和准稳态等基本概念。

“稳态强度”是指土体在稳态变形状态下可以动用的强度，其大小决定了土体在地震中和地震后的稳定性和永久变形^[6]。

到目前为止，人们普遍接受关于“稳态变形”的定义是 Poulos 的定义^[7, 8]：对颗粒材料，“稳态变形”是指土体在常体积、常法向有效压力、常剪应力和常应变速率下的持续变形状态。在排水或不排水条件下均可达到稳态变形，稳态变形只存在于颗粒持续变形过程中，此时颗粒的结构为“流动结构^[9]”。若应变停止或应变速率改变，则土体不再处于稳态变形状态。

Casagrade 通过研究发现，无论是等压固结不排水加载、不等压固结不排水加载还是等压固结不排水循环加载，只要条件适当，试验中都会有“流动结构”存在。同时，对同一剪前孔隙比和有效围压都有一相同的残余强度，即稳态强度，如图 1 所示^[10]。根据土体达到稳态变形状态的孔隙比(即临界孔隙比)、稳态时的有效围压、平均有效应力及剪应力可以绘出它们之间的关系线，称为“稳态线”^[11]。在 $e-\sigma'_3$ 平面中，该稳态线是一条分界线。在线以上区域内土体呈剪缩性，线以下区域呈剪胀性^[12]。文[12]指出，对一均质无粘性土，稳态线是唯一不受土的组构、初始密度和压力影响的参考线，剪切中是否排水对其没有影响，是土体的内在固有属性。由于稳态是土体的固有属性，因而在土的各种相对密度区域内都可以出现。在对饱和松砂进行不排水三轴剪切试验时，常会发现在某一相对小的应变下偏应力达到峰值；而随着应变的继续增大偏应力迅速降低。当应变超过偏应力最低点后，会发现 2 种性状，如图 2 所示。试验 1 发生了稳态变形，试验 2 表明土体的偏应力将随应变的增加继续发展。对试验 2 中的 A 点所处的状态即为“准稳态”^[13]，该状态下的强度称为“准稳态强度”。文[6]研究指出，在出现准稳态后，随着应变的继续发展，偏应力逐渐趋近于一稳定值，此稳定值所处的状态即为“稳态”。

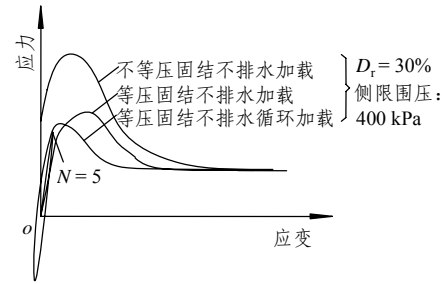
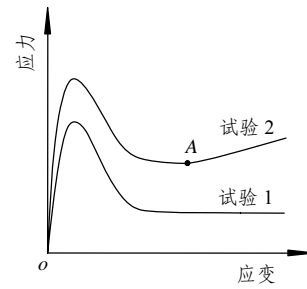
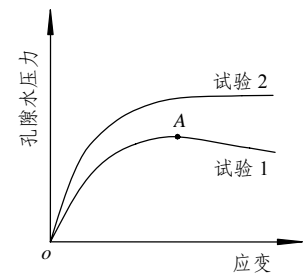


图 1 相同初始条件不同试验方法砂土剪切最终状态

Fig.1 Final states of the same initial condition



(a) 应力 - 应变



(b) 孔隙水压力 - 应变

图 2 饱和松砂不排水剪切时的 2 种性状

Fig.2 Two types of behavior of sand in different test methods saturated loose sand during CU triaxial shear test

3 试验方法简介

本试验所用 F2 和 F5 砂土样分别取自土坝的坝基和坝体部位，为固结不排水三轴试验。砂土样的物理性质指标及颗分曲线分别见表 1 和图 3。

试验步骤和方法：(1) 砂土样采用湿击样法制备(根据文[14]，该法可以得到较大范围孔隙比的试样)，试样直径 $D = 3.91 \text{ cm}$ 、高 $h = 8 \text{ cm}$ ，分 5 层击实；(2) 采用试样在压力室内抽气饱和的方法^[15]，

表 1 F2, F5 砂土样物理性质指标

Table 1 Physical properties of samples F2 and F5

砂土样 编号	平均粒径 D_{50}/mm	有效粒径 D_{10}/mm	不均匀 系数 C_v	过 200 目筛 /%	比重 G_s	干密度 ρ /($\text{g} \cdot \text{cm}^{-3}$)	
						最小值	最大值
F2	0.550	0.280	2.3	0.5	2.66	1.485	1.728
F5	0.074	0.027	3.1	50.7	2.68	1.123	1.682

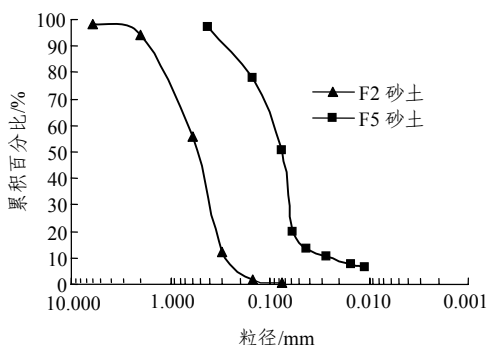


图 3 F2, F5 砂土样颗粒分曲线

Fig.3 Grain size distribution curves of samples F2 and F5

对没有达到规定饱和度的试样采用加反压饱和方法；(3) 所有试验都在应变控制式三轴剪切仪上进行^[16]，采用同一剪切速率。制样密度见表 2。

表 2 F2, F5 砂土样干密度和相对密度

Table 2 Table of ρ_d and D_r of samples F2 and F5

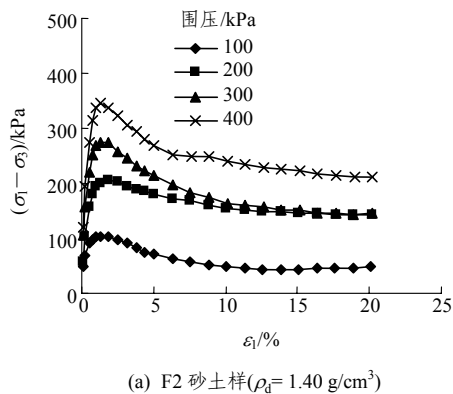
砂土样编号	干密度 $\rho_d / (\text{g} \cdot \text{cm}^{-3})$	相对密度 $D_r / \%$
F2	1.62	60
	1.60	51
	1.58	43
	1.52	16
F5	1.72	104
	1.70	100
	1.60	90
	1.58	87
	1.60	84
	1.54	82
	1.50	76
	1.45	68
1.30	41	

试验时所施加的固结压力分别为 100, 200, 300, 400 kPa, 并在剪切过程中使周围压力保持不变。为了研究饱和砂土稳态变形中的特性, 试验时逐渐增大轴向压力, 直至土体破坏。在峰值破坏之后, 要继续进行剪切, 轴向应变要达到 15%~20%。

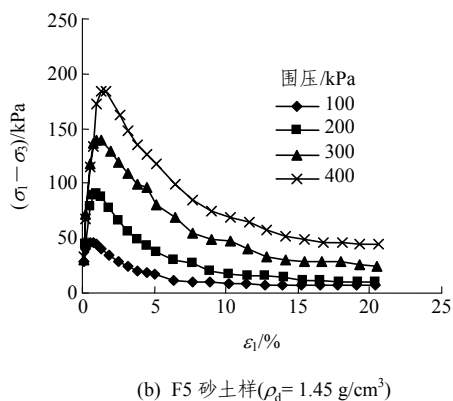
4 试验结果

按以上方法可求得某一干密度 ρ_d 某一固结压力

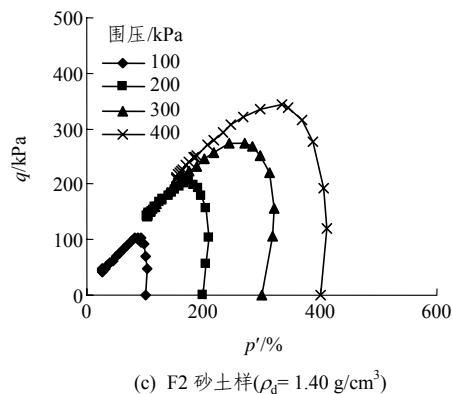
σ_c 下不排水压缩试验的轴向应变 ϵ_1 、偏应力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 、孔压 u 、平均有效应力 $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$ 以及剪应力 $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$, 可绘出 F2, F5 砂土样三轴固结不排水的典型试验曲线(见图 4)。



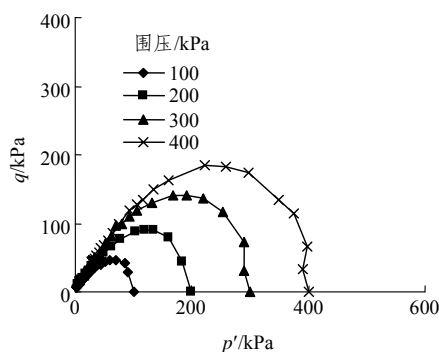
(a) F2 砂土样 ($\rho_d = 1.40 \text{ g/cm}^3$)



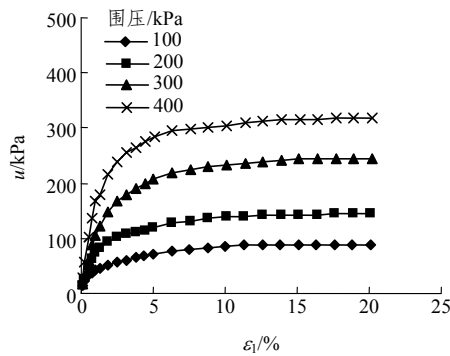
(b) F5 砂土样 ($\rho_d = 1.45 \text{ g/cm}^3$)



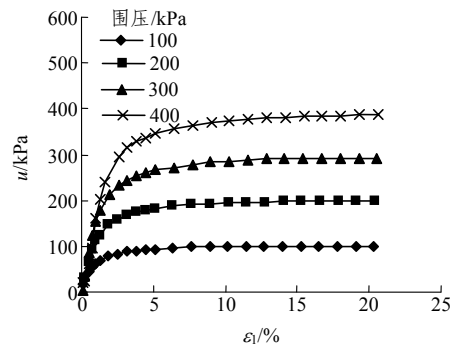
(c) F2 砂土样 ($\rho_d = 1.40 \text{ g/cm}^3$)



(d) F5 砂土样 ($\rho_d = 1.45 \text{ g/cm}^3$)



(e) F2 砂土样($\rho_d = 1.40 \text{ g/cm}^3$)



(f) F5 砂土样($\rho_d = 1.45 \text{ g/cm}^3$)

图4 F2, F5 砂土样三轴固结不排水的典型试验曲线
Fig.4 Curves of typical CU triaxial shear tests of samples F2 and F5

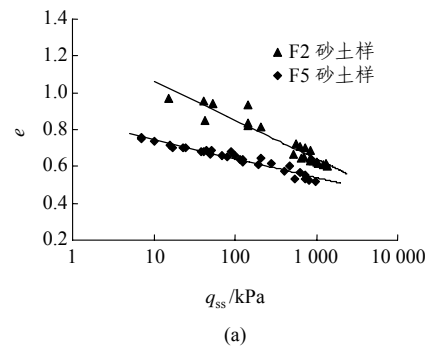
5 试验结果分析

5.1 稳态和准稳态的选取

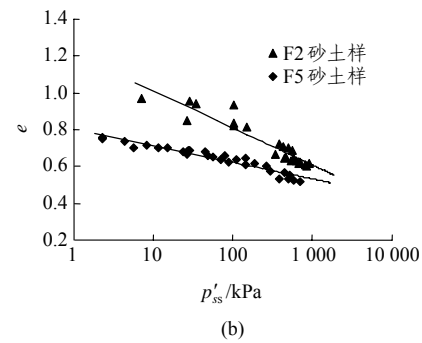
文[14, 17]认为, 用作液化后土体强度指标的应该为最小强度指标(即准稳态强度)。准稳态大多发生在应变为 8%~15%处, 处于常规三轴试验试样面积校正的范围之内, 而且有一段相对稳定状态。但是当 $\epsilon_a > 20\%$ 时, 在应力-应变图中偏应力有一明显增长趋势。文[17]通过研究试样端部约束、面积校正、体积压缩、橡皮膜嵌入等因素, 认为在准稳态后的剪胀大多是由于以上因素造成的, 因而建议用准稳态强度作为稳态时的强度。同时指出, 用此强度指标同样可能由于端部约束和排水体积的变化而过高地估计了稳态强度。基于以上观点, 在整理本文试验成果时取准稳态来进行稳态研究。

5.2 稳态线的求取

在稳态时的剪应力 $q_{ss}((\sigma'_1 - \sigma'_3)_{ss})$ 、有效平均应力 $p'_{ss}((\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3)_{ss}$ 与其达到稳态时的孔隙比 e 之间均可建立相应的关系, 该关系线称为稳态线。由此可绘出 $e-q_{ss}$ 和 $e-p'_{ss}$ 曲线(见图5)。



(a)



(b)

图5 F2和F5 稳定状态时 e , q_{ss} 及 p'_{ss} 的关系曲线
Fig.5 Correlative curves of e , q_{ss} and p'_{ss} of samples F2 and F5 during steady state

现有研究成果^[18-20]大多认为 $e-q_{ss}$ 和 $e-p'_{ss}$ 均为一直线关系, 即

$$e = \lambda_{q_{ss}} - k_{q_{ss}} \ln q_{ss} \quad (1)$$

$$e = \lambda_{p'_{ss}} - k_{p'_{ss}} \ln p'_{ss} \quad (2)$$

图5表明, $e-q_{ss}$ 和 $e-p'_{ss}$ 基本为线性关系, 因此, 依据式(1), (2)拟合图5的试验点可得: 对F2砂土样, $\lambda_{q_{ss}} = 1.304$, $k_{q_{ss}} = 0.0925$, $\lambda_{p'_{ss}} = 1.268$, $k_{p'_{ss}} = 0.0925$; 对F5砂土样, $\lambda_{q_{ss}} = 0.835$, $k_{q_{ss}} = 0.0437$; $\lambda_{p'_{ss}} = 0.821$, $k_{p'_{ss}} = 0.0437$ 。

在 $p'-q$ 应力空间内可绘出稳态时的关系曲线, 如图6所示。

由图6可以看出, $p'_{ss} - q_{ss}$ 成一直线关系, 其拟合曲线为

$$q_{ss} = M' p'_{ss} \quad (3)$$

由式(3)可求得: $M'_{F2} = 1.479$, $M'_{F5} = 1.392$ 。同时, 联立式(1), (2)可得: $\lambda_{q_{ss}} - k_{q_{ss}} \ln q_{ss} = \lambda_{p'_{ss}} - k_{p'_{ss}} \ln p'_{ss}$, 且有 $k_{q_{ss}} \approx k_{p'_{ss}}$, 故可得

$$M' = q_{ss} / p'_{ss} = \exp[(\lambda_{q_{ss}} - \lambda_{p'_{ss}}) / k_{q_{ss}}] \quad (4)$$

对F2砂土样, $M'_{F2} = \exp[(1.304 - 1.268) / 0.0925] = 1.476$; 对F5砂土样, $M'_{F5} = \exp[(0.835 - 0.821) / 0.0437] = 1.392$ 。

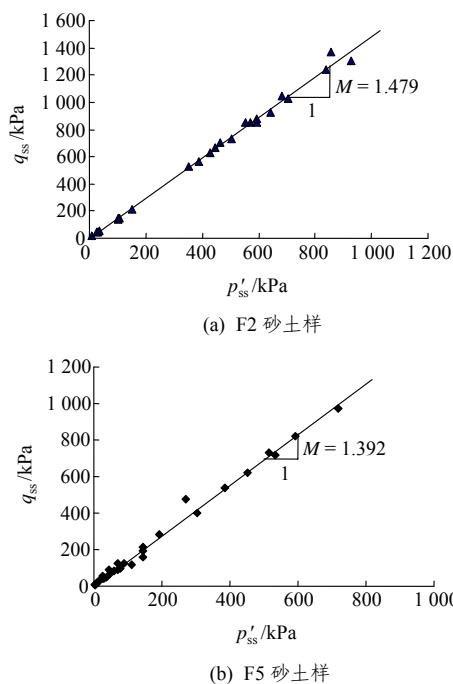


图 6 $p'-q$ 空间内 F2, F5 砂土样的稳态线

Fig.6 Steady state lines of samples F2 and F5 in $p'-q$ space

0.043 7]= 1.378。与 $p'_{ss}-q_{ss}$ 拟合的斜率 M 相比，二者结果非常接近。因此，可以认为：对于一种土体，无论其初始状态如何，当其达到稳态时，在 $e-p'-q$ 空间内都终将处于同一条曲线(即稳态线)上。这一结果充分证明了稳态线的存在性和唯一性。

5.3 稳态内摩擦角的物理含义

稳态是土体的固有属性，当不同初始条件的土体达到稳态变形时，在 $e-p'-q$ 空间内都终将处于同一条曲线(即稳态线)上。因此，可以用土体共有的某种参数结合各自的初始条件来描述其稳态，本文认为共有的参数可采用稳态内摩擦角(即土体变形最终可动用的有效内摩擦角)。

与稳态内摩擦角不同，土体的峰值摩擦角是随初始状态的不同而不同的，一般随着相对密度的增加而增加。对于本试验中的 F2 和 F5 砂土样，单组试验峰值和稳态变形时的内摩擦角变化情况见图 7。由图 7 可知，土体的稳态内摩擦角大于或等于峰值内摩擦角，这可解释为：由于松砂达到稳态时偏应力下降，有效应力下降幅度更大(见图 4)，所以峰值摩擦角小于稳态变形时摩擦角^[15]；而当砂土密实时，稳态变形时试样不软化，所以稳态摩擦角与峰值相同。这也说明稳态变形同样存在于紧密砂中。

从图 7 中还可以看出，稳态时不同相对密度下的内摩擦角相近；相反，峰值时的内摩擦角变化较大。故可以认为由图 7 中得到的不同相对密度下稳态内摩擦角(即残余内摩擦角)是不依赖于初始相对

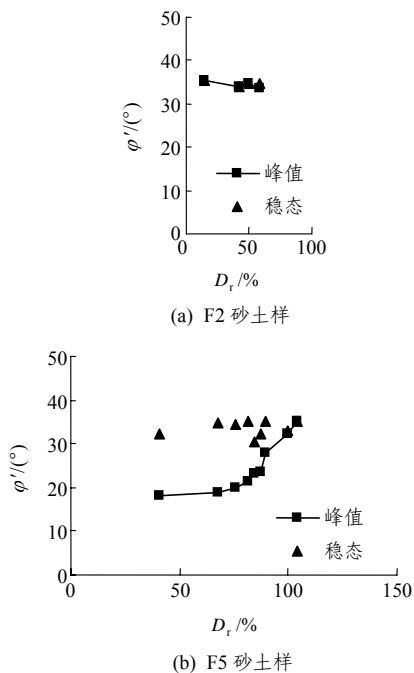


图 7 F2, F5 砂土样内摩擦角 ϕ' 随相对密度 D_r 变化情况

Fig.7 ϕ' changes along with D_r of samples F2 and F5

密度和固结压力的常数。根据稳态变形的定义，当土体发生稳态变形时，土体内颗粒骨架完全破碎，颗粒结构已为流动结构，所以稳态内摩擦角是土体变形最终可动用的有效内摩擦角，这也是稳态内摩擦角的物理含义。

本试验中 F2 和 F5 砂土样稳态时的内摩擦角可由图 6 得到。利用下式：

$$M = 6\sin\phi'_{ss} / (3 - \sin\phi'_{ss}) \quad (5)$$

可得： $\phi'_{ssF2} = 36.4^\circ$ ， $\phi'_{ssF5} = 34.4^\circ$ 。

5.4 稳态强度 q_{ss} 和初始相对密度 D_r 、固结压力 σ_3 的关系

目前，稳态强度理论在土体的液化判断方面得到了一定的应用。对于可能液化土体，如果稳态时的剪切强度 q_{ss} 低于初始剪应力，地震时就可能液化，否则就不会发生液化。因此，求稳态强度 q_{ss} 的方法也是稳态强度理论研究的一项重要内容。

文[14]通过试验，给出了用稳态总应力内摩擦角 ϕ_{ss} 和剪前初始应力 σ'_c 表示的稳态强度 q_{ss} 的表达式。本文通过试验发现，土体在稳态变形时，总应力的 $p_{ss}-q_{ss}$ 并不存在如图 6 中的线性关系，因而本文从另一角度来尝试推求稳态强度 q_{ss} 。

对一确定的土体来说，对应一初始相对密度 D_r (或干密度 ρ_d)和某一固结压力 σ_3 必有一确定的稳态孔隙比 e (对不排水试验，即剪前孔隙比)，而根据稳态理论 e 与 q_{ss} 有一一对应的关系，所以完全可以

用相对密度 D_r 和固结压力 σ_3 来表示稳态强度 q_{ss} 。

为了推求该关系, 就要推出用 D_r , σ_3 表示稳态孔隙比 e 的关系。对于一土体在某一 D_r 时, 其压缩曲线应该是唯一的, 因而可以绘出 F2, F5 砂土样的不同 D_r 时的固结曲线(见图 8)。

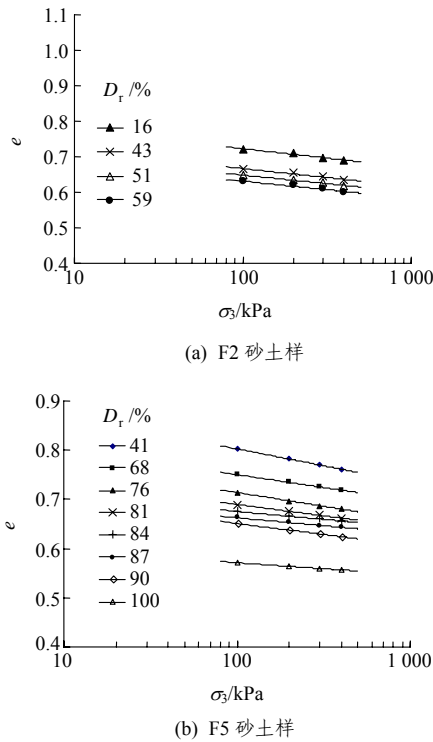


图 8 F2, F5 砂土样不同相对密度下的固结曲线
Fig.8 Consolidation curves in different D_r of samples F2 and F5

从图 8 可以看出, $e-\ln\sigma_3$ 压缩曲线近似为直线关系^[21], 而且近似平行。为简化起见, 近似认为这些直线有统一的斜率(m_{F2} 和 m_{F5})。其关系可用下式模拟:

$$e = m \ln(\sigma_3 / p_a) + n \quad (6)$$

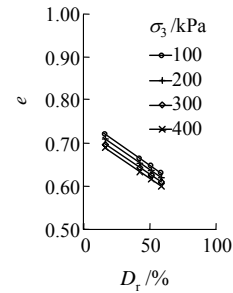
式中: m 为斜率; n 为截距; p_a 为一个标准大气压, 取 100 kPa。

根据初始相对密度 D_r 和每个固结压力下的孔隙比, 可得到 $e-D_r$ 关系曲线, 如图 9 所示。可见, 在图 9 所示的相对密度范围内, 不同的固结压力下, $e-D_r$ 基本成平行的直线关系, 也即可用下式模拟:

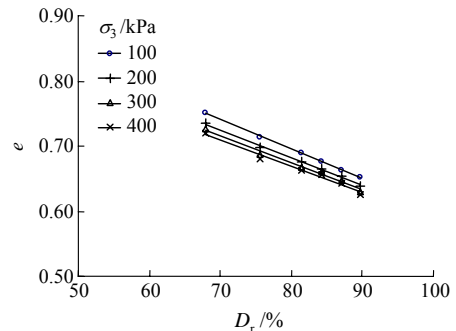
$$e = hD_r + g \quad (7)$$

式中: h 为斜率, g 为截距。

当 $\sigma_3 = 100$ kPa 时, $e_{\sigma_3 = 100 \text{ kPa}} = n = hD_r + g$ 。因此, 取 $\sigma_3 = 100$ kPa 时的 h , g 作为基本参数, 将



(a) F2 砂土样



(b) F5 砂土样

图 9 F2, F5 砂土样在固结压力 100~400 kPa 下的 $e-D_r$ 关系曲线

Fig.9 Correlation curves of $e-D_r$ of samples F2, F5 under consolidation pressure 100 - 400 kPa

该 n 的表达式与式(1), (7)联立可得

$$q_{ss} = (\sigma_3 / p_a)^a e^{bD_r + c} \quad (8)$$

式中: $a = -m/k$, $b = -h/k$, $c = (\lambda - g)/k$ 。

以上参数的确定, 需要进行固结不排水三轴剪切试验(或结合各向等压固结试验)即可。对 F2, F5 两种砂土样, 其相关参数见表 3。

表 3 F2, F5 砂土样稳态强度的相关参数

Table 3 Steady state correlative parameters of samples F2 and F5

砂土样编号	k	λ	m	h	g
F2	0.092 5	1.304	-0.024 6	-0.002 1	0.756 1
F5	0.043 7	1.268	-0.017 6	-0.114 3	1.020 1

6 结 论

稳态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。进行固结不排水剪三轴试验是研究该理论的实用试验方法。本文通过试验, 验证了

稳态线的唯一性, 结果表明稳态是土体的基本属性; 同时揭示了稳态内摩擦角是土体变形最终可动用的有效内摩擦角的物理含义; 所得出的稳态强度的公式有一定应用价值。虽然公式中参数较多, 但为研究土体稳态强度及计算提供了一种思路。

参考文献(References):

- [1] Gu W H, Morgenstern N R, Robertson P K. Progressive failure of lower San Fernando dam[J]. *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 1993, 119(2): 333 - 349.
- [2] Ishihara K, Yasuda S, Yoshida Y. Liquefaction-induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands[J]. *Soils and Foundations*, 1990, 30(3): 69 - 80.
- [3] 高军伟, 王洪瑾, 周克骥, 等. 用稳态理论研究尾矿坝的抗震稳定性[A]. 第四届全国土动力学学术会议论文集[C]. 杭州: [s. n.], 1994. 43 - 46.(Gao Junwei, Wang Hongjin, Zhou Keji, et al. Seismic slope stability analysis of tailing dam using steady state[A]. In: *Proceedings of the 4th Chinese Soil Dynamic Mechanics[C]*. Hangzhou: [s. n.], 1994. 43 - 46.(in Chinese))
- [4] 朱俊高, 俞炯奇, 姜朴. 松砂液化后液化区渐进扩散的计算方法初探[J]. *水利学报*, 1998, (9): 52 - 56.(Zhu Jungao, Yu Jiongqi, Jiang Pu. A numerical method for post liquefaction diffusion of liquefied zone in loose sand[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1998, (9): 52 - 56.(in Chinese))
- [5] 王媛, 姜朴, 朱俊高, 等. 松粉砂地基地震后堤坝稳定性分析[J]. *水利学报*, 2000, (11): 60 - 69.(Wang Yuan, Jiang Pu, Zhu Jungao, et al. Post-earthquake stability analysis of dike built on silty sand foundation[J]. *Journal of Hydraulic Engineering*, 2000, (11): 60 - 69.(in Chinese))
- [6] Ishihara K. Evaluation of residual strength of sandy soils[A]. In: XIII ICSMFE[C]. New Delhi, India: [s. n.], 1994. 175 - 181.
- [7] Poulos S J. The steady state of deformation[J]. *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 1981, 107(5): 553 - 562.
- [8] Poulos S J, Castro G, France J W. Liquefaction evaluation procedure[J]. *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 1985, 111(6): 722 - 792.
- [9] 汪闻韶. 土的动力强度和液化特性[M]. 北京: 中国电力出版社, 1997.(Wang Wenshao. *Soil Dynamic Strength and Liquefaction Property[M]*. Beijing: China Electric Power Press, 1997.(in Chinese))
- [10] Castro G. Liquefaction and cyclic mobility of saturation sands[J]. *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 1975, 101(GT6): 551 - 569.
- [11] Castro G, Poulos S J. Factors affecting liquefaction and cyclic mobility[J]. *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE*, 1977, 103(GT6): 501 - 516.
- [12] Verdugo R, Ishihara K. The steady state of sandy soils[J]. *Soils and Foundations*, 1996, 36(2): 81 - 91.
- [13] Vaid Y P, Chung E K F, Keurbis R H. Stress path and steady state[J]. *J. Can. Geotech.*, 1990, 27(1): 1 - 7.
- [14] Ishihara K. Liquefaction and flow failure during earthquakes[J]. *Geotechnique*, 1993, 43(3): 351 - 415.
- [15] 余湘娟, 姜朴, 魏松. 砂土的稳态强度试验研究[J]. *河海大学学报*, 2001, 29(1): 50 - 54.(Yu Xiangjuan, Jiang Pu, Wei Song. Experimental research on the steady strength of sandy soils[J]. *Journal of Hohai University*, 2001, 29(1): 50 - 54.(in Chinese))
- [16] 中华人民共和国行业标准编写组. 土工试验规程(SL237 - 1999)[S]. 北京: 中国水利水电出版社, 1999.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. *Specification of Soil Test(SL237 - 1999)[S]*. Beijing: China Water Power Press, 1999.(in Chinese))
- [17] Zhang H M, Vinod K G. Quasi-steady state: A real behaviour?[J]. *J. Can. Geotech.*, 1997, 34(5): 749 - 761.
- [18] Law K T, Lee C F, Luan M T, et al. Engineering behaviour of loose fill of granitic soil[A]. In: *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.
- [19] 陈尧中, 曾清祥. 砂土状态参数与液化阻抗之研究[J]. *中国土木工程学报*, 1998, 10(1): 139 - 144.(Chen Yaochung, Ching-Hsiang Tseng. State parameters and liquefaction resistance of sand[J]. *Journal of the Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering*, 1998, 10(1): 139 - 144.(in Chinese))
- [20] 赵成刚, 尤昌龙. 饱和砂土液化与稳态强度[J]. *土木工程学报*, 2001, 34(3): 90 - 96.(Zhao Chenggang, You Changlong. Liquefaction and steady state strength[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2001, 34(3): 90 - 96.(in Chinese))
- [21] 蒋彭年. 土的本构关系[M]. 北京: 科学出版社, 1982.(Jiang Pengnian. *Soil Constitutive Relation[M]*. Beijing: Science Press, 1982.(in Chinese))