

稳定分析中的强度指标问题

魏汝龙 张 凌

(南京水利科学研究所土工所, 210024)

文 摘 稳定分析一般可以分为三类: ①不排水的稳定问题, 以总应力法进行分析; ②排水的稳定问题, 以有效应力法分析; ③部分排水的稳定问题, 以有效固结应力法分析。实际上, 土坡或地基的失稳通常都是在一些不利因素的触发下突然发生的, 其破坏过程基本上由不排水条件控制, 故用有效应力法得出的安全系数往往偏高, 而总应力法给出的安全系数则又大多偏低。比较合理的是采用有效固结应力法进行分析, 它既能考虑土体在施工过程中有效应力增长有利因素, 又不忽视不排水破坏过程中剪切引起孔压的不利影响, 弥补了上述两种方法的不足。但是, 在现行方法中, 对于固结不排水三轴压缩试验得出的强度指标的定义及其实际应用, 还存在一些明显的误解和不协调。本文对此进行讨论并提出改进。最后, 以一个工程实例说明现行方法可能引起的误差及其影响。

1. 引 言

在稳定分析中, 对于如何根据具体情况合理地选用土的强度指标进行计算, 历来争论很大。最近, Ladd^[1]在第22届太沙基讲座中总结性地指出, 按照排水条件, 稳定问题可以分为三类: ①不排水的稳定问题, 也称为短期稳定问题, 相当于快速加荷时, 土体在外荷作用下毫无固结的不排水的破坏, 一般可采用快剪或不排水(UU)强度, 以总应力法进行分析; ②排水的稳定问题, 也称为长期稳定问题, 相当于十分缓慢地加荷时, 土体在外荷作用下完全固结后排水的破坏, 一般采用慢剪或排水(CD)强度, 以有效应力法进行分析; ③部分排水的稳定问题, 是上述两种极端的中间情况, 相当于土体在外荷作用下部分或完全固结后不排水的破坏, 也就是说破坏过程较快, 剪切引起的孔压还来不及消散, 一般采用固结不排水(CU)强度, 以一种所谓不排水强度法进行分析。应该指出, Ladd特地为第三种分析方法提出新的名称, 主要是为了避免与前两种方法混淆。因为在美国海军部的设计手册^[2]中, 将这种采用固结不排水强度的计算方法称为有效应力分析; 而太沙基和派克^[3]则将美国陆军工程兵团设计手册^[4]中采用的这种方法归之为总应力分析。实际上, Ladd提出的这种名称仍然容易引起混淆, 因为上述总应力法中采用的也是不排水强度。我们认为, 最好称之为有效固结应力法, 因为其中将剪前的原位有效应力, 包括固结过程中已经转化成有效应力的那部分外荷作

用, 都作为已生效的或有效的固结应力。60年代南京水利科学研究所^[5]就曾提出这种名称, 但当时主要只是为了避免采用长时间的慢剪或由于设备限制而无法进行有效剪试验, 而对有效应力分析法提出的一种近似的简化, 对此问题的认识还不象目前那样深透。

2. 对于稳定分析方法的评述

根据有效应力的原理, 土体强度只决定于破坏面上的有效法向应力, 而与排水条件等其他因素无关。因此, 长期以来, 国内外土工界对于有效应力分析法似乎有些迷信, 认为它是一种普遍有效的方法, 特别是它可以揭示总应力法很难得出的稳定性发展趋势, 例如在分期施工过程中土体强度随其固结或孔压消散而增长的情况等。虽然人们也认识到, 在设计阶段难以精确地预测现场可能产生的孔压, 这种方法仍然有着很大吸引力, 因为它可以根据实测孔压而校核施工过程中的稳定性。但是, 利用实测孔压的有效应力法算得的安全系数, 假定在潜在破坏中有效应力保持不变, 而实际上土体失稳大多是在一些不利因素触发下突然而不是缓慢地发生的。因此, 一般很少会发生真正的排水破坏, 而是要接近于不排水破坏。当然, 这并不是说在破坏前不会发生排水, 而是说变形急剧增大而真正发生破坏的过程是由不排水条件控制的。即, 当潜在破坏面上平均剪应力达到当时存在的平均实用抗剪强度($\tau_m \rightarrow s_u$)时, 土体就开始不排水破坏, 而与先前的排水条件无关。所以, 采用实测孔压的有效应力法给出的是相应于破坏前存在的有效应力-孔压条件的“瞬时”安全系数, 对于剪切时产生剪缩的软粘土来说, 它是偏高和偏于危险的, 因为它没有考虑更危险的不排水剪切破坏的可能性。

采用天然强度的总应力法也是一种分析稳定时常用的传统方法。对于加荷问题, 它给出的是最小的安全系数。此外, 如果采用室内试验得不排水强度, 则由于土样扰动的影响, 采用总应力法得出的安全系数大多偏低。

有效固结应力分析法将破坏前的原位有效应力作为固结应力, 并用以确定原位不排水强度。它主要有下述两个优点: ①它既能考虑土体在外荷下固结而引起有效应力增大的有利影响, 又不忽视不排水破坏过程中剪切引起孔压的不利影响, 弥补了上述两种方法的不足; ②由于出现了新的试验技术, 例如挪威土工研究所提出的再固结法^[6]和美国麻省理工学院提出的SHANSEP法^[7], 可以尽量减小土样扰动的影响, 并适当考虑应力历史和不等向性的影响, 从而使本法比上述两种方法有了更大的吸引力, 特别是对于地基加固和分期施工的工程。下面将着重讨论此法中的强度指标问题。

图1为有效应力法与有效固结应力法强度示意。从此图看出, 有效应力法将原位有效应力当作破坏时的有效法向应力, 即 $\sigma'_n = \sigma'_{vc} = \sigma'_{ff}$, 故算出实用抗剪强度为点①处的 $\tau_{ff} = s_{\sigma}$ 。这相当于土的排水强度, 即假设土体缓慢地破坏而使剪切引起的孔压得以完全消散($U_s = 0$)。有效固结应力法则假定快速破坏。因为正常固结粘土的不排水剪切引起正的孔压($U_s > 0$), 故破坏时的有效法向应力较低, 其不排水强度(点②处 $\tau_{ff} = s_u$)将小于 s_{σ} 。Ladd利用工程实例的计算结果表明^[1], 与有效固结应力法比较起来, 有效应力法得出的安全系数往往偏高达一倍左右。对于这样大的偏于危险的误差当然应该引起重视, 不能掉以轻心。

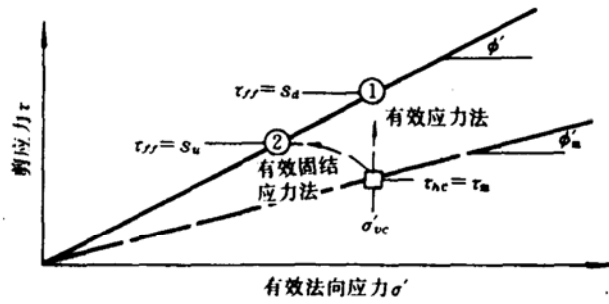


图1

3. 强度指标的定义

各种强度指标实质上反映出土体抗剪强度在不同条件下随荷重而增长的规律。例如，粘性土的不排水和排水剪阻角的正切分别表示不排水和排水强度随着潜在破坏面上的法向总应力和有效应力而增长的速率。按照有效应力原理，饱和土的不排水强度不会随着破坏面上的法向总应力而增长，因此不排水剪阻角 $\phi_u = 0$ ，而不排水强度 $s_u = 0.5(\sigma_1 - \sigma_2)_f = q_u/2$ 。

应该说，对于不排水和排水强度指标来说，上述定义还是比较明确的，应用起来也比较方便。但是，对于固结不排水强度指标来说，就有一些容易混淆的地方。例如，在直剪仪或单剪仪中测定固结不排水强度时，给定的是竖向固结应力 σ_{vc} 。但是，对于其土样是否确实沿着水平面而破坏尚有争论。有不少人^[8]认为单剪仪中土样的水平面只代表零伸张线方向而不是破坏面。这样， σ_{vc} 就不一定能代表破坏面上的固结应力。但是，为了便于应用，假设水平破坏面不失为一个简单直观的方法。这样，由此测出的固结不排水剪阻角的 $\text{tg} \phi_{cq}$ 就代表固结不排水强度随着潜在破坏面上固结应力而增长的速率，即 $\text{tg} \phi_{cq} = \tau_f / \sigma_{vc}$ 。然而，在常规的等向固结不排水三轴试验中，对于相应的强度指标都习惯于采用下述定义：

$\sin \phi_{cu} = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \right)_f$ 。换言之， ϕ_{cu} 的正切值代表土的强度随着破坏面上的法向应力而增长的速率 ($\text{tg} \phi_{cu} = \tau_f / \sigma_{nf}$) (图2)。这是40年代Casagrande推行其QRS系列试验方法时就提出、且

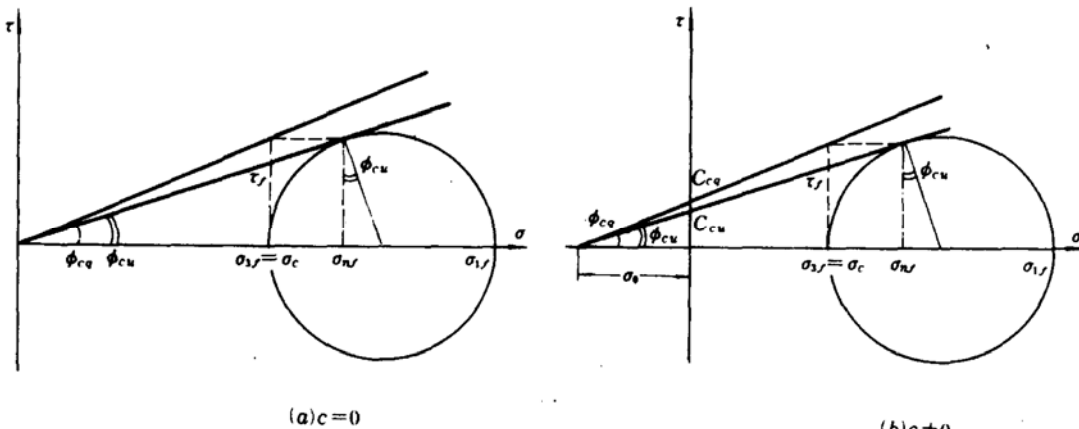


图2

至今一直流行的定义。将具有这样定义的 $\text{tg}\phi_{cw}$ ，即将强度随破坏面上法向总应力而增长的速率，作为固结不排水强度指标显然是不合适的。何况，按照有效应力原理，饱和土的抗剪强度不随不排水剪切过程中的总应力而变。因此，作为固结不排水强度指标，采用 $\text{tg}\phi_{cq} = \tau_f / \sigma_c$ 似乎更为恰当，它与 $\text{tg}\phi_{cu}$ 的关系如下(图2)：

$$\text{tg}\phi_{cq} = (1 + \sin\phi_{cu})\text{tg}\phi_{cu} \quad (1)$$

也只有这样，室内试验中上述两种不同仪器测定的固结不排水强度指标的结果才能统一起来而不致相互矛盾。

4. 固结不排水强度指标的实际应用

以有效固结应力法分析稳定性时，如何按照原位的应力条件利用室内测定的强度指标进行计算，也是一个值得探讨的问题。

Ladd认为^[1]，室内直剪或单剪试验测出的固结不排水强度 τ_d 适用于复式滑动面的水平段，而在主动段和被动段上，则应分别采用平面应变压缩和伸长试验测出的 K_0 固结不排水强度 τ_c 和 τ_e (图3)。在圆弧滑动面上，则按照应变一致法，可采用平均强度 $\tau_{av} = \frac{1}{3}(\tau_c + \tau_d + \tau_e)$ (图4)。

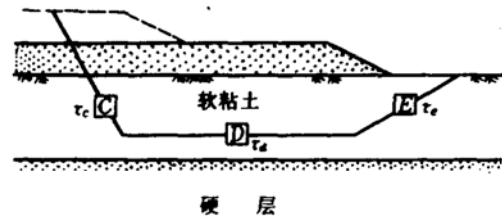


图3

但是，在国内目前的试验设备条件下，这样的做法不仅在工程实践中不能实现，甚至在研究工作中一般也难以做到。我们只能从常规试验出发，来考察一下在简化假设基础上的一些现行的近似计算和分析。当然，对于其中由于没有正确考虑强度指标的定义和现场与室内条件之间的不协调而引起的误差，还是应该予以修正的。

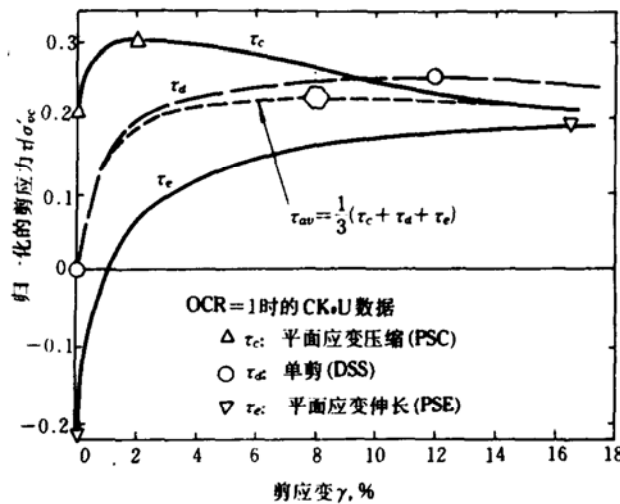


图4

如上所述，在有效固结应力法中，将剪前的原位有效应力当作固结应力而用来计算相应

的原位不排水强度 s_u 。在现行方法中^[1], 包括已被列入美国陆军工程兵团和海军部设计手册的方法中

$$s_u = \sigma'_{fc} \operatorname{tg} \phi_{cu} \quad (2)$$

如图5(引自文献[1])所示, 其中 σ'_{fc} 是现场潜在破坏面上的有效固结应力。从图中可以看出两个毛病: 首先, 从图上所示强度包线及其上端引自太沙基和派克(1967)的公式均可看出, 他们所用的正是以上批判过的定义不当的固结不排水强度指标, 即 $\sin \phi_{cu} = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \right)_r$ 或 $\operatorname{tg} \phi_{cu} = \tau_f / \sigma_{nr}$ (其中 $\tau_f = q_r \cos \phi_{cu}$); 其次, 既然按照定义, $\operatorname{tg} \phi_{cu}$ 表示的是强度与破坏面上法向总应力 σ_{nr} 之间的关系, 而在计算原位不排水强度时却又将它用来表示强度与固结应力的关系, 即 $s_u = \sigma'_{fc} \operatorname{tg} \phi_{cu}$, 因而使室内和现场所用的应力条件之间也不协调。令人十分奇怪的是, 上述现行方法中存在着这样十分明显的矛盾, 竟然迄今无人指出, 甚至还被列入在美国具有相当权威性的设计手册中而广泛流传。

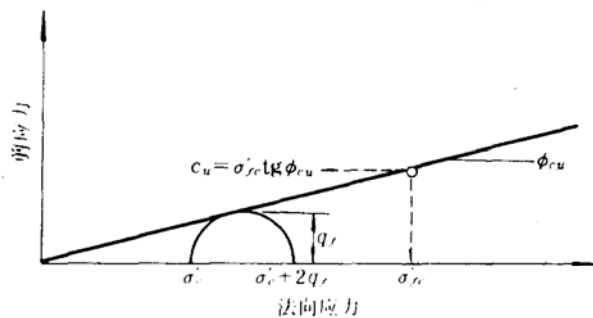


图5

实际上, 在等向固结不排水三轴试验中, 固结应力 σ_c 是等向的, 因而破坏面固结应力 σ'_{fc} 也等于 σ_c 。这样 $\operatorname{tg} \phi_{cu} = \tau_f / \sigma_c$ 就表示不排水强度随着破坏面上固结应力而增大的速率。所以, 采用它按照现场破坏面上的固结应力来计算原位的不排水强度当然是顺理成章的事, 即 $s_u = \sigma'_{fc} \operatorname{tg} \phi_{cu}$ 。此时, 如果误用 ϕ_{cu} , 则当 $\phi_{cu} = 10^\circ \sim 15^\circ$ 时, 得出的安全系数将偏低 17% ~ 26% 左右, 这可从 $\operatorname{tg} \phi_{cu} = (1 + \sin \phi_{cu}) \operatorname{tg} \phi_{cu}$ 中算出。

下面我们通过一个工程实例来说明现行方法的误差可能造成的影响。

5. 工程实例

我国南方沿海某地在深厚的淤泥层上建造海堤时, 原设计单位根据勘察工作中对少量淤泥土样所做的等向固结不排水三轴压缩试验, 考虑到试验结果数量少而分散, 选用了下述偏低的数值作为设计参数: $\phi_{cu} = 9^\circ$, $c_{cu} = 6 \text{ kPa}$ 。按照这样的强度指标进行设计时, 不得不采用十分密集的砂井加固和相当长的分期施工间歇时间。后来我们也进行了少量固结不排水三轴压缩试验, 得出淤泥的强度参数为: $\phi_{cu} = 15^\circ$, $c_{cu} = 6 \text{ kPa}$ (相当于 $\phi_{cu} = 12.5^\circ$, $c_{cu} = 5 \text{ kPa}$)。原设计单位对于采用这样的指标进行设计有些疑虑, 认为较原用指标提高太多。为此, 我们又参考了某单位为了研究不同固结程度对于该淤泥强度的影响而进行的数量稍多的三轴试验, 直接将不同固结度时的有效固结应力(已经转化为有效应力的固结应力)和相应的不排水强度联系起来, 得出平均的 $\phi_{cu} = 18^\circ$, $c_{cu} = 0$ (相当于 $\phi_{cu} = 14.5^\circ$, $c_{cu} = 0$)。这些与上述试

验结果又都不同。但是经过比较，对于 $\phi_{cq}=15^\circ$ ， $c_{cq}=6\text{kPa}$ 和 $\phi_{cq}=18^\circ$ ， $c_{cq}=0$ 两种强度指标，当固结应力 $\sigma_c=100\text{kPa}$ 时，得出的强度值基本相同；而当 $\sigma_c=70\sim 200\text{kPa}$ 时，两者的差异也小于 $\pm 10\%$ 。因此，我们决定采用 $\phi_{cq}=15^\circ$ 和 $c_{cq}=6\text{kPa}$ ，而对原设计进行修改。表1示出了该海堤某个典型断面(见图6)的一些计算结果。由此看出，采用 $\phi_{cq}=15^\circ$ 和 $c_{cq}=6\text{kPa}$ 进行计算时，淤泥层只需在填土荷重下完成40%的平均固结度，就可使海堤的抗滑安全系数达到1.2左右。如果采用1.5m间距的塑料排水带，该淤泥达到此固结度约需170天。但是，如果采用 $\phi_{cu}=9^\circ$ 和 $c_{cu}=6\text{kPa}$ 进行计算，则直到淤泥完成80%的平均固结度时，其抗滑安全系数才达到1.1，勉强满足规范要求；而要完成这样的固结度，却必须在排水带间距为1.0m的条件下，预压230天左右。这就是说，采用上述第二种强度指标对该段海堤地基进行加固设计时，即使将排水带数量增加2.25倍，其施工期还不得不延长60天。

表1 稳定分析的计算结果

强度指标	安全系数			
	$\bar{U}=40\%$		$\bar{U}=80\%$	
	K_B	K_F	K_B	K_F
$\phi_{cq}=15^\circ, c_{cq}=6\text{kPa}$	1.23	1.07	—	—
$\phi_{cu}=9^\circ, c_{cu}=6\text{kPa}$	0.94	0.83	1.10	0.95

注：下标B和F分别表示毕肖普法和费伦纽斯法

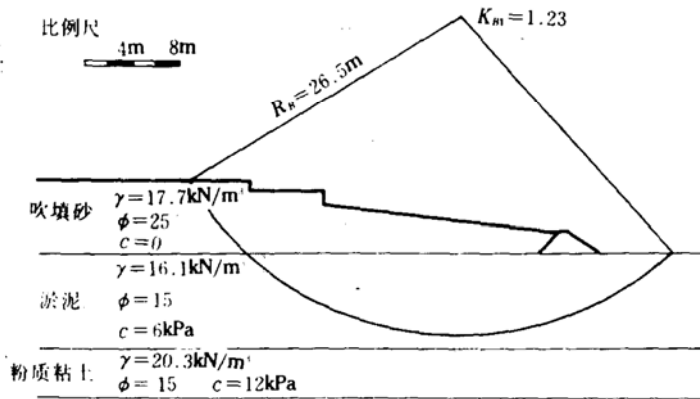


图6

这样，该工程由于采用了我们建议的强度指标进行设计，不仅大大节约了塑料排水带的数量，还缩短了分期施工的间歇时间，从而提高施工效率和降低工程费用，收到了显著的经济效益。目前，该工程正在顺利施工，我们还埋设了不少仪器进行监测，以保证工程能够安全地进行。

参 考 文 献

1. Ladd C C. Stability Evaluation during Staged Construction. Proc ASCE, 1991, 117(GT4).

2. "Stability Analysis". Design Manual 7: Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, Chapter 7, Naval Facilities Engrg. Command, Dept. of the Navy, Washington, D C, 1971.
3. Terzaghi K, Peck R B. Soil Mechanics in Engineering Practice. 2nd Ed. New York: John Wiley and Sons, Inc, 1967.
4. "Design and Construction of Levees" U S. Army Corps of Engineers. Engineer Manual EM 1102-2-1913, Office of the Chief of Engineers, Washington, D.C., 1978.
5. 赵令伟, 沈珠江等. 排水砂井预压法的理论与实践[研究报告]. 南京水利科学研究所, 1962.
6. Bjerrum L. Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clay. Proc 8th ICSMFE, 1973, 3: 111.
7. Ladd C C, Foott R. New Design Procedure for Stability of Soft Clays. Proc ASCE, 1974, 100(GT7).
8. Airey D W, Wood D M. An Evaluation of Direct Simple Shear Tests on Clay. Geotechnique, 1987, 37 (1).
9. Koutsoftas D C, Ladd C C. Design Strength for an Offshore Clay. Proc ASCE, 1985, 111(GT3).
10. 魏汝龙. 正常压密饱和粘土的抗剪强度理论. 岩土工程学报, 1985, 7(1).
11. 魏汝龙. 软粘土的强度和变形. 北京: 人民交通出版社, 1987.

Strength Parameters in Stability Analysis

Wei Ru-long Zhang Ling

(Nanjing Hydraulic Research Institute)

Abstract Stability problems have been divided into three categories: (1) undrained (2) drained and (3) partially drained. Actually failures usually occur without significant drainage, conventional effective stress analyses give unsafe estimates of potential instability. On the other hand, the factors of safety obtained by total stress analyses are always underestimated. Therefore the so-called effective consolidation stress analysis, that treats in-situ effective stresses before failure as equal to consolidation stresses in order to evaluate variations in undrained shear strength during construction, is more rational than the above-mentioned two analyses. Inconsistencies in the conventional definition and the practical application of the angle of shearing resistance obtained from consolidated-undrained triaxial compression tests were discussed and clarified. Finally a case history was presented to illustrate the possible errors induced by the mentioned ambiguity.