

正常固结饱和粘土的孔隙水压力

钱寿易

符圣聪

(中国科学院力学研究所, 北京)

(中国建筑科学研究院抗震所, 北京)

提 要

本文认为土体的剪胀性是偏应力的二次幂效应。根据这个假设, 提出了孔隙水压力的计算公式。对正常固结饱和粘土的三轴不排水压缩试验结果进行了分析。分析结果表明, 新的孔隙水压力公式合理地反映了正常固结饱和粘土的剪胀性。本文对土体的破坏问题也作了简要讨论。

一、前 言

土体孔隙水压力的确定是土力学中一个重要研究课题。正确地估计它的产生和消散, 使我们更好地运用有效应力原理来解答诸如地基承载能力、沉降和边坡稳定等工程实际问题。

斯开普顿(Skepton)^[1,2]、贝伦(Bjerrum)^[3]、亨克尔(Henkel)^[4]和兰姆(Lambe)^[5]等人做了大量的研究。但是, 这个问题至今仍然没有得到满意的解答。骆(Lo)^[6]曾经指出, 对于饱和土, 斯开普顿的孔隙水压力公式中系数A仅仅表示所施加的应力差增量和它所引起的孔隙水压力的比值。很难说这个系数是表征土体力学性质的物理量。

众所周知, 土体受剪时, 颗粒间发生滑动, 引起变形。在不排水条件下, 体积不允许有变形, 而水又是不可压缩的, 这时土骨架间的有效应力势必转移到水中, 因而引起孔隙水压力的变化。为了正确地估计土体在剪切时所产生的孔隙水压力, 就需要了解土体变形的特性, 因为两者的关系是明显的, 但是, 问题在于土体剪胀性目前还没有找到满意的解答。本文认为, 正如各向同性体的应力-应变关系中的二次幂效应一样, 土体的剪胀性与偏应力的二次方有关。根据这个假定, 提出了一个新的孔隙水压力计算公式, 并对正常固结饱和粘土三轴不排水压缩试验的结果作了分析。结果表明, 孔隙水压力和偏应力二次幂效应模型, 不仅使我们能方便地计算正常固结饱和粘土的孔隙水压力, 而且它也较好地反映了土体受剪过程中的实质。

二、土体的剪胀性和孔隙水压力系数

各向同性体的剪胀性不是近年才被注意到的现象。早在1875年开尔文(Kelvin)就曾预言

到各向同性体的剪胀性,并且指出了它与剪应力的二次方有关。近年来,如雷纳(Reiner)^[7]、施密特(Schmid)^[8]和克劳斯纳(Klausner)^[9]等许多学者也都谈到各向同性体的剪胀性与剪切力的二次方有关。雷纳^[10]用张量分析方法讨论了牛顿流体的剪胀性。他指出对于各向同性介质,只需假设其应力与应变有唯一的关系,从数学上就能证明了流体的剪胀性与偏应力的二次方有关。

当然,土体的剪胀性与流体的剪胀性不同,甚至与其它各向同性连续介质的剪胀性也会有差异。土体的各向异性,土体压缩模量和膨胀模量的不同以及应力历史的影响等等,都会使土体在剪切过程中产生体积变形。由于粘土颗粒的平行排列,或土层形成时其他因素的作用,使土体具有各向异性的性质。即使原来是各向同性的粘土,在受剪过程中也可能出现各向异性。根据各向异性体的小变形理论,剪切力所以使各向异性体产生体积变形是因为弹性常数不止两个,而是有21个之多。拉伸应变(或压缩应变)与剪应力关系的常数异于零。“ λ ”理论或类似的理论就是从小变形的观点出发,根据土的各向异性而建立的。许多研究者指出,“ λ ”理论不能反映土体的全部特性。有实验表明,用这一理论计算得的正常固结粘土剪切力所引起的附加压缩量比实测的小一半以上^[11]。笔者认为,可以根据雷纳^[10]的研究结果,近似地把土体看作是各向同性体,并且假设其应力应变有唯一关系,则它的剪胀性也应当象其他各向同性介质一样,是在有限变形情形下的偏应力的二次幂效应。下面我们将以此作为本文的基本假定来讨论正常固结饱和粘土的孔隙水压力等问题。

基于上述基本假设,土体的体积变形和应力的关系可用下式表示

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{1}{K} \Delta \sigma_m' + \frac{1}{K_s} \Delta \tau_m^2 \quad (1)$$

式中 $\Delta V/V$ 为土骨架的体积应变; $\Delta \sigma_m'$ 为有效八面体正应力增量; $\Delta \tau_m$ 为八面体剪应力增量; K 为体积变形模量; K_s 定义为剪胀模量。

设土体的孔隙率为 n , 用 $\Delta V'/V$ 表示单位土体的孔隙体积变形, c_w 为孔隙中介质的体积压缩系数, 则在不排水情况下孔隙水压力增量为 Δu 时的土体孔隙体积应变可用下式表示

$$\frac{\Delta V'}{V} = c_w n \Delta u \quad (2)$$

设在通常应力作用下,土颗粒不产生体积变形,则

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta V'}{V} \quad (3)$$

由式(1)、(2)、(3)和考虑到 $\Delta \sigma_m' = \Delta \sigma_m - \Delta u$, 得孔隙水压力公式为

$$\Delta u = \frac{1}{1 + c_w n K} \Delta \sigma_m + \frac{1}{K_s (c_w n + \frac{1}{K})} \Delta \tau_m^2 \quad (4)$$

式中 $\Delta \sigma_m$ 为八面体总正应力增量。

对于饱和土,如果认为水是不可压缩的,即 $c_w = 0$, 则式(4)成为

$$\Delta u = \Delta \sigma_m + \frac{K}{K_s} \Delta \tau_m^2 \quad (5)$$

或写为

$$\Delta u = \frac{1}{3}(\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3) + c_0[(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_3 - \Delta\sigma_1)^2] \quad (5')$$

式中 $c_0 = K/9K_s$ 。

在常规三轴不排水压缩试验的情况下， $\Delta\sigma_2 = \Delta\sigma_3 = 0$ ，同时认为初始孔隙水压力为零，则对于饱和土体的孔隙水压力可表示为

$$u = \frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) + c(\sigma_1 - \sigma_3)^2 \quad (6)$$

式中 $c = 2c_0$ 。

下面将应用此式来分析作者以及其他研究者的实验结果，并就一些有关问题进行讨论。

三、试验和试验结果的分析

采用风干土粉碎通过1.0mm筛的大连红粘土制备饱和土样。土的物理性质如下：

| 液 限 (%) | 塑 限 (%) | 塑 性 指 数 (%) | 比 重 (—) | <0.005mm的颗粒 (%) |
|------------|------------|----------------|------------|--------------------|
| 34.6 | 16.7 | 17.9 | 2.73 | 40 |

试样是经过人工浸湿重塑而成的。为了使制成的土样完全饱和且含水量分布均匀，采用以下的制备步骤：先将一定数量的干粘土粉抽气到真空度大于70cm汞柱高，在保持这个真空度条件下，浸入46%的蒸馏水，然后取出，小心搅拌均匀填入特制的铝筒中，两头轮流施加 0.5kg/cm^2 ($\approx 49\text{kPa}$)的压应力，经过24小时后将土柱取出，切去多余的两端。试样的横截面积为 30cm^2 ，高为12.4cm。试验在应力控制式三轴仪上进行，压缩前先均匀固结24小时。在压缩过程中每隔15分钟施加估计的最大偏应力(相当于20%的应变)的1/12左右，在试样的底部测量孔隙水压力。

为用式(6)来分析试验结果，将 $(\sigma_1 - \sigma_3)^2$ 作为横坐标， $u - \frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3)$ 为纵坐标(图1)。采用这样的坐标，实际上是将静水压力和剪切力所引起的孔隙水压力分开来考虑。这样我们可以对正常固结饱和粘土的剪切过程有更好的了解。从图1可以看到，开始时剪切变形很小，体积变形主要为静水压力所致。以后剪切力才开始明显地引起土体的压缩，且孔隙水压力近似线性地随着剪切力的平方增长。接着土体不因剪切力的增加而发生体积压缩，而是体积不变或转入膨胀状态(即孔隙水压力不变或减少)。这时，应当认为土体进入了损坏状态。因此，为了简单起见，不妨用一条折线AFPC来近似APB实验曲线(图1)。直线FPC通过实验曲线顶点P，并平行于横坐标轴；直线AF一般不通过坐标原点，在纵坐标上有负的截距，但数值不大。本文分析了几位研究者的实验数据，也有同样的规律，如图2所示。这样，我们可以用下面方程来描述直线AF

$$u = \frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) + c(\sigma_1 - \sigma_3)^2 - d \quad (7)$$

其中 $d > 0$ 。

对笔者以及其他作者的实验结果分析表明，直线AF的斜率，即系数c，随固结压力的增加而减少，并且因土而异，如图3所示。

对于式(7)，如果在等式两边除以固结压力 σ_0 ，将会看到有趣的结果。由式(7)得

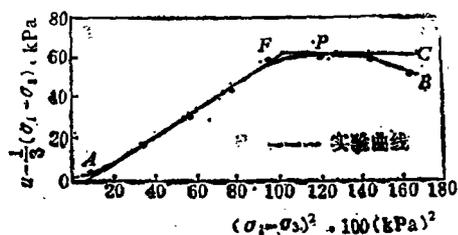


图1 孔隙水压力和偏应力的关系之一

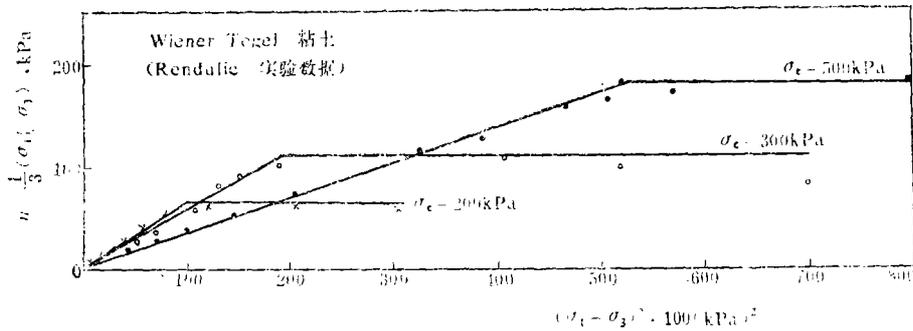


图2 孔隙水压力和偏应力的关系之二

$$u_c = \frac{1}{3} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_c} + \frac{c \cdot \sigma_c (\sigma_1 - \sigma_3)^2}{\sigma_c^2} - \frac{d}{\sigma_c}$$

考虑到 d 很小, 可近似取 $d/\sigma_c \approx 0$, 并令 $q_c = (\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_c$, 则得

$$u_c = \frac{1}{3} q_c + c_c q_c^2 \quad (8)$$

式中 $u_c = u/\sigma_c$, $c_c = c\sigma_c$

下面我们来讨论式(8)中的系数 c_c 。我们分别采用孔隙水压力比 u_c 和偏应力比 q_c 作纵座标和横座标, 将大连粘土在不同固结压力下的试验点标在图4上。由该图可以看到, 尽管固结压力不同, 但试验点却落在一条窄带内, 这说明不同固结压力的系数 c_c 是相近的。所以可由不同固结压力的 AF 线(图1)的斜率乘以相应的固结压力求其均值来确定式(8)的系数 c_c 。图4中的 ON 线就是用这种方法得到系数 c_c , 然后按式(8)计算而得的。此外, 也可以直接用 F 点(图1)之前的试验点进行统计平均来给出系数 c_c 。对其他几位研究者的试验结果也作了同样的分析整理, 并且也得到了同样的结果, 如图5所示。这些例子表明, 系数 c_c 随土而异, 但与固结压力无关: 这一点为工程上的使用提供了方便。同时, 还说明, 本文对正常饱和粘土孔隙水压力的产生所采用的分析途径是可取的。

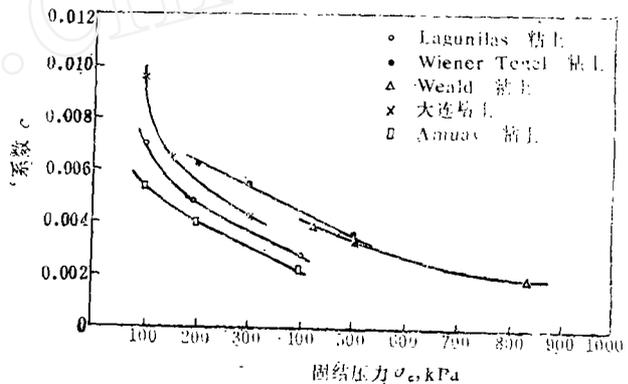


图3 系数c和固结压力关系曲线

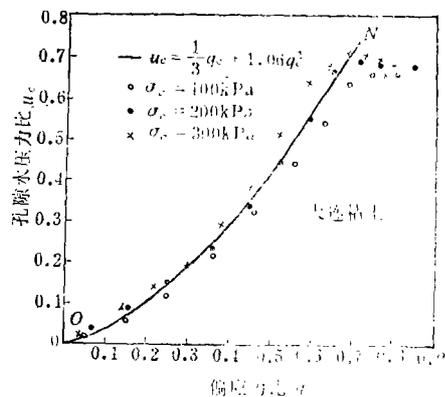


图4 孔隙水压力比与偏应力比的关系

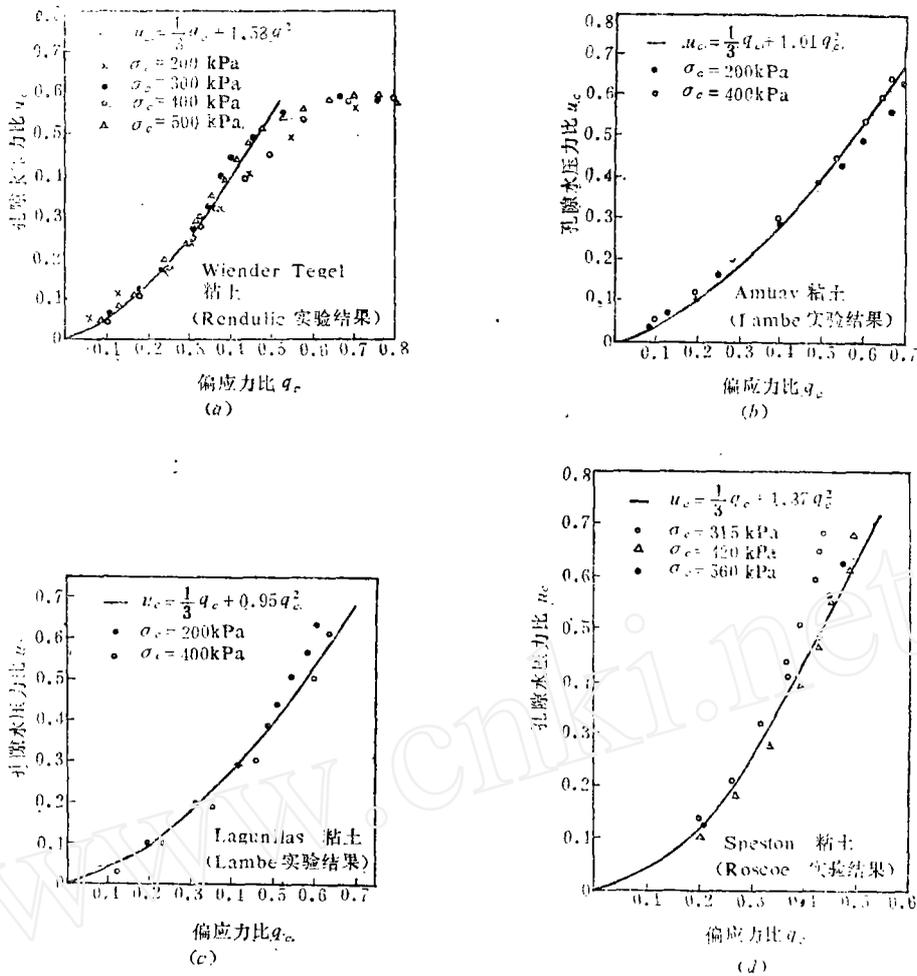


图 5 孔隙水压力比与偏应力比的关系

四、土体的破坏准则

在土力学中，通常采用 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 的最大值，或 (σ_1'/σ_3') 的最大值，或规定某个应变值作为土体剪切破坏的标准。究竟应该采用何种指标作为土体剪切破坏的标准为好，目前还处于因人因地而异的状态。

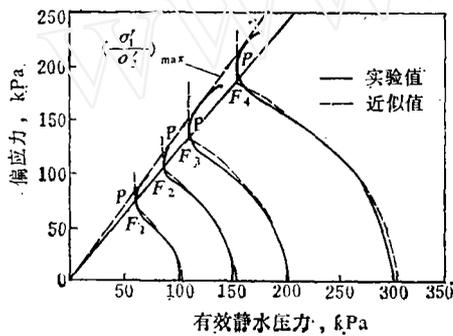
霍尔茨(Holtz)^[12]认为，以 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 最大值作为破坏标准不能代表所有土类和不同的试验条件。他认为在完全排水的情况下，受剪切的土体体积变化到最小值时，就表示土体开始进入了破坏状态。在试验中他发现，在测量精度范围内， (σ_1'/σ_3') 最大值、孔隙水压力最大值和体积变化到最小值时近似地对应同样的变形值。在排水条件下， (σ_1'/σ_3') 最大值和 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 最大值相重合。因此，他主张以 (σ_1'/σ_3') 的最大值作为普遍的破坏准则。

我们认为，霍尔茨以孔隙水压力的最大值，或体积变形的最大值所对应的状态作为破坏指标是可取的。但是，我们的实验表明，对于正常固结饱和粘土的不排水实验， (σ_1'/σ_3') 的最大值实际上对应于土体的剪胀状态，此时孔隙水压力值并不是最大(图 6 (a))。本文认为，

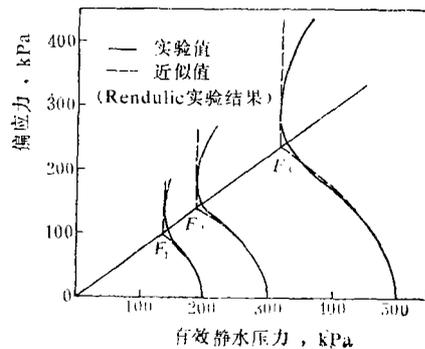
直接以偏应力所引起的孔隙水压力的最大值对应的状态作为判别土体破坏的依据可能更合理。因为这一点正是土体由剪缩到剪胀状态的分界点。那末可以认为土体是从图1中F点开始进入破坏状态的,不妨把这一点称为初始破坏状态。因为应力路径线的形状正是从这一点开始发生了变化。我们的分析表明,有些土上述两个状态,即初始破坏和破坏状态,重合在一起。关于土体破坏的标志,从应力矢量图上(图6)可能看得更清楚。对应于不同固结压力的诸F点, F_1 、 F_2 、 F_3 ……,几乎都落在通过原点的直线上。这也进一步说明把土体的剪胀性看作是偏应力的二次幂效应是很有意义的。

五、结 论

土体的剪胀性实质上是属于土体的应力应变关系方面的问题。而土体受剪切时孔隙水压力的发生又是这种剪胀性的一种表现。因此,对于土体内孔隙水压力的产生和变化,也应当从应力应变关系的观点出发来进行讨论。但是,目前在这方面还有许多问题有待进一步的研究。本文认为,当土体的应力应变有唯一的关系时,它的剪胀性也象其他各向同性介质一样,是在有限变形情况下的偏应力的二次幂效应。本文根据这个假定,得到一个新的计算孔隙水压力公式。对笔者及其他几位研究者的实验结果进行了分析。所得结果证明:本文的上述假设是合理的,所得结果是有意义的。需要指出,笔者只是对一种简单的试验结果做了分析,对于更复杂的情形还有待进一步研究。笔者认为,只有对这个关系有较为合理的认识,并在此基础上作进一步的探讨,才能对土体内孔隙水压力的变化规律取得更全面、更深刻的认识。



(a)大连粘土



(b)Wiener Tegel粘土

图6 三轴不排水压缩实验应力矢量曲线

参 考 文 献

- [1] Skempton, A. W., A Study of the Immediate Triaxial Test on Cohesive soils, Proc. of 2nd ICSMFE, Vol. 1, 1948, p.195.
- [2] Skempton, A. W., The Pore Pressure Coefficients A and B, Geotechnique, Vol.4, No. 4, 1954, p. 143.
- [3] Bjerrum, L., Theoretical and Experimental Investigation on the Shear Strength of Soils, Norweg. Geotech. Inst. Publ. 5, Oslo, 1954.
- [4] Henkel, D. J., The Shear Strength of Saturated Remoulded Clay, Proc. of Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, 1960.

- [5] Lambe, T. W., Pore Pressure in a Foundation Clay, Proc. ASCE, Vol. 88, SM2, 1962.
- [6] Lo, K.Y., Stress-Strain Relationships and Pore Water Pressure Characteristics of a Normally Consolidated Clay, Proc. of 5th ICSMFE, Vol. 1, 1961, p. 219.
- [7] Reiner, M., Deformation Strain and Flow, an Elementary Introduction of Rheology, 1960.
- [8] Schmid, W. E., Discussion, Proc. of Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE 1960, p.991.
- [9] Klausner, Y., Discussion, Proc. of Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, 1960.
- [10] Reiner, M., A Mathematical Theory of Dilatancy, American Journal of Mathematics, Vol. 67, 1945, p. 350.
- [11] 魏汝龙, 论土的剪胀性, 水利学报, No. 6, 1963.
- [12] Holtz, W. G., The Use of the Maximum Principle Stress Ratio as the Failure Criterion in Evaluating Triaxial Shear Tests on Earth Material, Proc. ASTM Vol. 47, 1947, p. 1067.

Pore water Pressure in Normally Consolidated Saturated Clays

Tsien Shou I

(Institute of Mechanics, Academia Sinica, Beijing)

Fu Shengcong

(Institute of Earthquake Engineering, China Academy of Building Research, Beijing)

Abstract

In this paper, it was proposed the dilatancy occurred in soil mass is a second power effect of applied deviator stress. Based on this assumption, a formula for computing pore water pressure was developed. Analyses were carried out of the undrained triaxial compression test results of several normally consolidated saturated clays. It was shown that the new proposed formula is reasonable to reveal the dilatancy characteristics of these clays. Failure criterion of soil masses was also briefly discussed in this paper.