

饱和砂土动力失稳过程中 极限平衡理论的应用

谢定义 巫志辉 郭耀堂

(西北农学院水利系)

提 要

本文探讨了将土静力强度和稳定分析中广泛采用的极限平衡理论,应用于动力失稳过程分析的可能性和途径。作者以动三轴试验研究为基础,考虑到往返动荷作用的特点,提出了瞬态极限平衡的概念,分析论证了动力失稳过程中极限平衡的两个特征点、三个发展阶段和抗剪强度包线的特点、建立了以瞬态极限平衡理论为基础的饱和砂土液化机理的观点。

前 言

在土体强度稳定性的分析研究中,广泛应用着极限平衡理论。众所周知,极限平衡理论的基本点在于对比土体中作用的剪应力 τ 和土的抗剪强度 τ_r 。当土体内任一点作用的剪应力正好等于土的抗剪强度时,即称之为土在该点达到了极限平衡状态。由一系列达到极限平衡状态的相邻各点所形成的区域,称之为极限平衡区或塑性平衡区。在极限平衡区内,其应力状态均不可能逾越极限平衡条件,即 $\tau = \tau_r$ 。因此,在弹性应力状态超过抗剪强度的各点上,其超过抗剪强度的应力必然要转移到邻近尚未达到极限平衡条件的土粒来承受,即在土体中引起应力的重分布,使极限平衡区扩大,最后在新的范围内达到极限平衡。当这种塑性平衡区相当发展时就会引起土体的整体失稳。在塑性平衡区逐渐扩大的过程中,土体实际的应力状态与弹性应力状态之间的差别将逐渐增大,土的非线性应力应变关系更加明显,直至出现标志土体破坏的急速转变。此时,应力的稍许增大即可引起变形的急剧增长,甚至出现连续的滑动破坏。这些都是在静力极限平衡理论中所广泛应用的概念。如果土中任一点的应力状态用莫尔应力圆来表示,土的抗剪强度规律用库伦强度线来表示,则如图1所示,莫尔圆相切于库伦强度线的条件就十分形象地反映了土的极限平衡条件。当用 θ_m 表示一般应力状态下莫尔圆切线的倾角,即最大倾斜角时,不难证明,对于饱和砂土,这种极限平衡条件还可以表示为如下的不同形式,即

$$\theta_m = \varphi_s'$$

或

$$\sin \varphi_s' = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3'} = \frac{\sigma_1' / \sigma_3' - 1}{\sigma_1' / \sigma_3' + 1}$$

或

$$\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} = \frac{1 + \sin \varphi'_s}{1 - \sin \varphi'_s}$$

或

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'_s}{2} \right)。$$

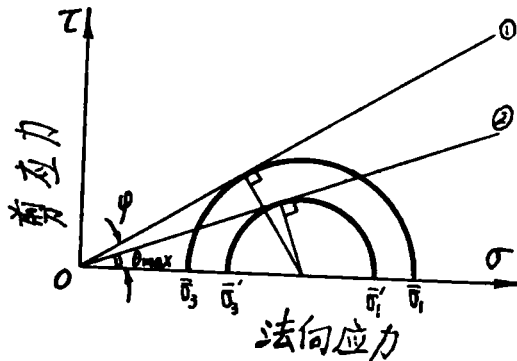


图 1

值得注意的是,在研究动力失稳过程时,尽管这种极限平衡理论的概念也曾被作为一个开始破坏的标准而加以应用^{[2][3]}。但是,迄今为止,对于在动力失稳过程中极限平衡是否客观存在,强度的发展是否受类似库伦定律的限制,强度包线是否作有规律的变化等一系列问题,尚缺乏理论和实验的论证。这就使在动力失稳过程的研究中应用极限平衡理论受到了限制。本文拟根据近年来动三轴试验的一系列成果,对提出的问题进行初步的探讨,从而建立动力失稳过程中极限平衡条件的发展变化机理,以便区别不同发展阶段来研究土在动荷作用下的强度、变形、液化和稳定特性。

一、动荷作用下瞬时极限平衡的概念

动荷的一个根本特点在于它随时间的变化性。对于单一的脉冲荷载,主要反映为加荷的速率效应;对于多次的循环荷载,则主要反映为往复效应。这样,动荷作用下的极限平衡必须是一个随时间而发展的概念。如果将作用的动应力周期区分为压和拉两个半周,则动极限平衡可能在拉或压半周的某一个瞬时首先达到,而在这个半周的其他时刻,或另一个半周各个时刻,均可仍处于弹性平衡状态,反映出对破坏的一定阻抗。在土的动强度分析中引用极限平衡理论时,必需考虑这种情况和静力条件下极限平衡概念的差别,即对给定的时刻,分别拉和压两个半周的不同情况考察动力作用的全过程。这种极限平衡,我们称之为瞬时极限平衡。瞬时极限平衡只反映当时应力的发展水平,而不代表静力极限平衡下那种濒于破坏的概念。

先分析一下单向激振动三轴试验条件下 45° 面上的应力变化特征。图2a表示均等固结($\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma_0$)的情况,压半周的 $\sigma_{1d}^{[+]} = \sigma_0 + \Delta\sigma_d$, $\sigma_{3d}^{[+]} = \sigma_0$,剪应力为正,

即 $\tau_d^+ = \Delta\tau_d = \frac{1}{2} \Delta\sigma_d$ ，拉半周的 $\sigma_1^{[-]} = \sigma_0$ ， $\sigma_3^{[-]} = \sigma_0 - \Delta\sigma_d$ ，剪应力为负，即 $\tau_d^{[-]} = -\Delta\tau_d = -\frac{1}{2} \Delta\sigma_d$ ，可见剪应力为完全反向作用。图2b为偏压固结（ $\sigma_1 > \sigma_3$ ）的情况，起始应力状态的莫尔园如图2b的虚线所示，在动应力 $\pm \Delta\sigma_d$ 作用下，压半周的 $\sigma_{1d}^{[+]} = \sigma_1 + \Delta\sigma_d$ ， $\sigma_{3d}^{[+]} = \sigma_3$ ，而拉半周的 $\sigma_{1d}^{[-]}$ 和 $\sigma_{3d}^{[-]}$ ，则视其 σ_1 ， σ_3 （或 K_c ） $\Delta\sigma_d$ 之间的相对大小，可能出现两种情况：一种是在 k_c 较小而 $\Delta\sigma_d$ 相对较大（即 $\sigma_1 - \Delta\sigma_d < \sigma_3$ ）时， $\sigma_{1d}^{[-]} = \sigma_3$ ， $\sigma_{3d}^{[-]} = \sigma_1 - \Delta\sigma_d$ ，如图2b所示，剪应力部分反向；另一种是在 K_c 较大而 $\Delta\sigma_d$ 相对较小（即 $\sigma_1 - \Delta\sigma_d > \sigma_3$ ）时， $\sigma_{1d}^{[-]} = \sigma_1 - \Delta\sigma_d$ ， $\sigma_{3d}^{[-]} = \sigma_3$ ，如图2c所示，剪应力无反向作用。如果将上述三种情况分别称之为A（完全反向），B（部分反向），和C（不反向），则可以看出，当试样在振动过程中，随着振次的逐渐增加而孔压逐渐上升时，有效应力 σ_{1d}' 和 σ_{3d}' 均将逐渐减小，莫尔园逐渐向左移动。这样对于情况C，总是压半周先与库伦强度线相切，达到极限平衡，进入塑性破坏，此时拉半周仍具有相当的储备强度；随着莫尔园的继续左移，拉半周又达到极限平衡（相切），从而使试样在拉压两个半周都能进入塑性破坏。对于情况A，这个过程正好相反，随着孔压的增长，即莫尔园的左移，总是拉半周先与库伦强度线相切，达到极限平衡，进入塑性破坏。此时，压半周仍具有相当的储备强度。随着莫尔园的继续左移，压半周又达到极限平衡，使试样在拉、压全过程中都能进入塑性破坏。对于情况B，则视其 K_c 与 $\Delta\sigma_d$ 的具体情况，其破坏过程或者同A，或者同C。可以认为，当孔压上升，莫尔园左移到它的任一边开始与抗剪强度线相切之前，相应于失稳过程的第一阶段，主要表现为逐渐发生且相对较小的压密变形，由莫尔园的一边进入塑性破坏到两边都达到塑性破坏之前相应于失稳过程的第二阶段，主要表现为土的明显弱化和局部剪切变形，最后从试样的拉压全过程都进入塑性破坏开始，即为失稳过程的第三阶段，试样进入破坏，出现比较完全的剪切变形，且变形迅速增长。

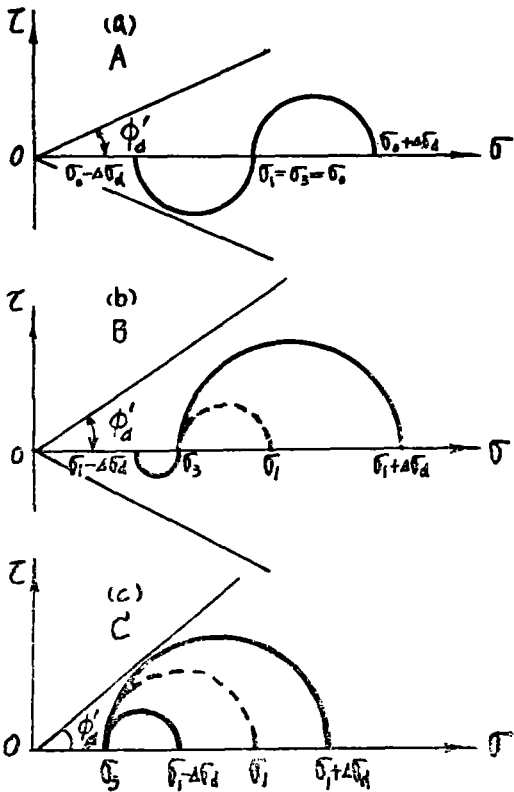


图 2

为了适应各种情况下强度变化的对比分析，对于变形，孔压和强度均需分别拉半周和压半周作出它们随时间（即振次）的变化过程来研究。

十分明显，当某一个半周在达到极限平衡以后继续动力作用时，孔压的上升将使莫

尔园向左移到动抗剪强度线以上的范围(图3、a的虚线位置)。这种应力状态在土中实际上是不能存在的。当剪应力开始超过土的抗剪强度时,其所超过抗剪强度的那部分剪应力,并不能为土所承受,它将在土中引起应力的重分布。而在动三轴试验中,将使土的剪损增大,在应变和孔压的过程曲线上反映出转折。考虑到试样在不排水动三轴试验中发生的破坏应变主要是形变,即由 $(\sigma_1' - \sigma_3')$ 所引起,而体变,即 $(\sigma_1' + \sigma_3')$ 为常数。因此,如图3、a实践所示,可以将任一时刻(或振次)下超出抗剪强度线的莫尔

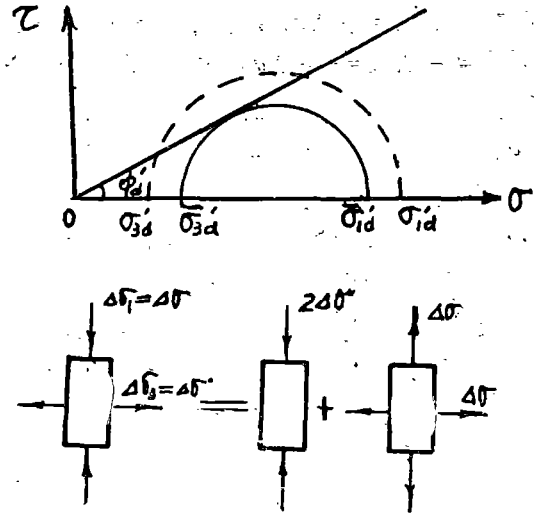


图 3

尔园,按 $\sigma_1' + \sigma_3' = \text{常数}$ 的假定(即莫尔圆圆心不变的假定)修正到与抗剪强度线相切,得出该时刻土所能承受的实际应力状态 $\bar{\sigma}_1'$ 和 $\bar{\sigma}_3'$ 。这时修正前后应力状态的差值即为用于使变形增大和孔压上升的不平衡力 $\Delta\sigma_1 = \sigma_1' - \bar{\sigma}_1'$ 和 $\Delta\sigma_3 = \sigma_3' - \bar{\sigma}_3'$,可由下式确定:

$$\frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_3} = \pm \left[\frac{1}{2} (\sigma_1' - \sigma_3') - \frac{1}{2} (\sigma_1' + \sigma_3') \sin \varphi_d' \right] = \pm \Delta\sigma$$

式中 σ_1' 和 σ_3' 为该时刻的动有效应力状态。 φ_d' 为动有效内摩擦角。关于 φ_d' 的变化将在下节中加以讨论。由图3、b可见,上述实际上不能为试样所承受的力的等效作用,正可使土的轴向应变进一步增大,孔隙水压力进一步升高。至于它们在数量上的关系,则必需从能量的变化上去寻求,有待于进一步的研究。

二、动力失稳过程中强度变形发展的特征

图4—图6为大渡河上某水电站坝基砂层的几个典型的动三轴试验成果(根据电力部成都勘测设计院科学研究所的试验测定,该土在试验密度下的静有效内摩擦角为 $\varphi_{s.1}' = 37^\circ 40'$, $\varphi_{s.2}' = 39^\circ$, $\varphi_{s.3}' = 38.5^\circ$)。在计算作图中考虑了振动过程中试样横截面积的变化对 σ_1 和 $\Delta\sigma$ 的影响,相应的计算结果之一列于表1。图中的 $\sin \theta_m - N$ 曲线, $u_d/\sigma_3 \sim N$ 曲线和 $\epsilon_1 - N$ 曲线分别反映土样强度的变化,孔压的变化和应变的变化,标记“+”和“-”代表压半周和拉半周。可以看出,试样的应变,孔压和强度都是随振次的连续增多而作有规律的变化。变化的规律性随固结应力状态 K_c 及动应力

$\Delta\sigma_v$ 的不同而不同。根据大量的试验成果可以概括出以下的变化规律。

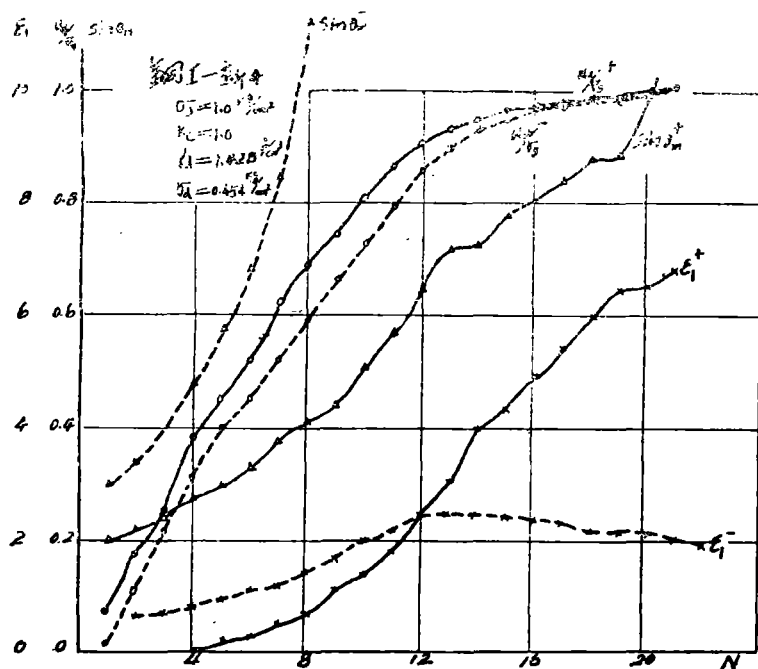


图 4

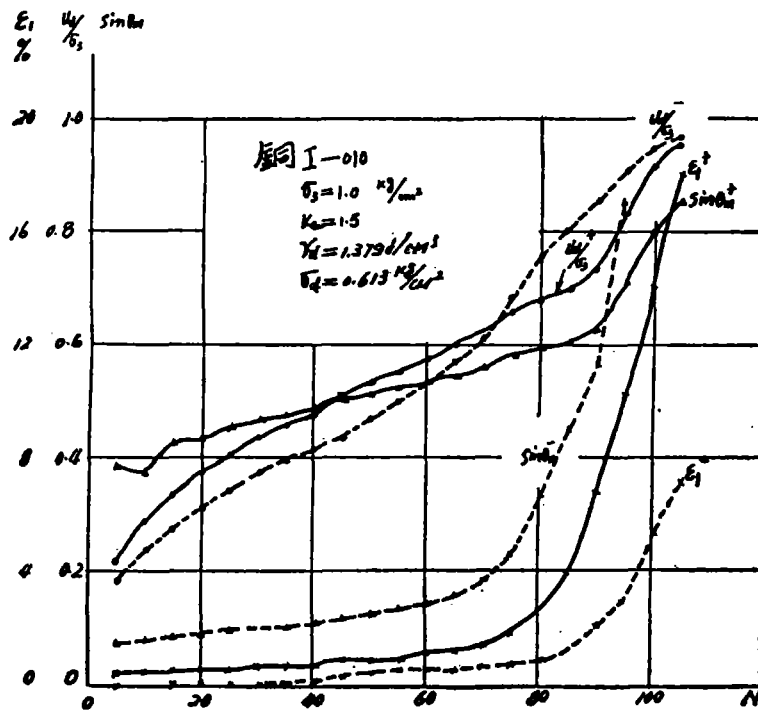


图 5

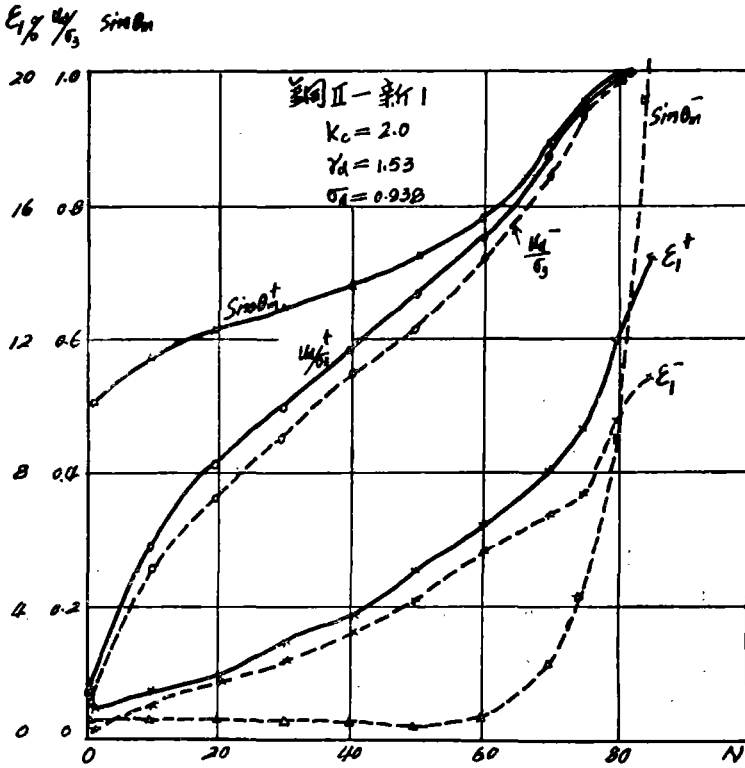


图 6

1. 在振动过程中,应变变化如图7所示。对于压应变,在 A 点以前有较低的应变且呈直线变化, A、B 之间为曲线,过 B 点以后又呈急剧的直线变化,具有两个明显的转折点,

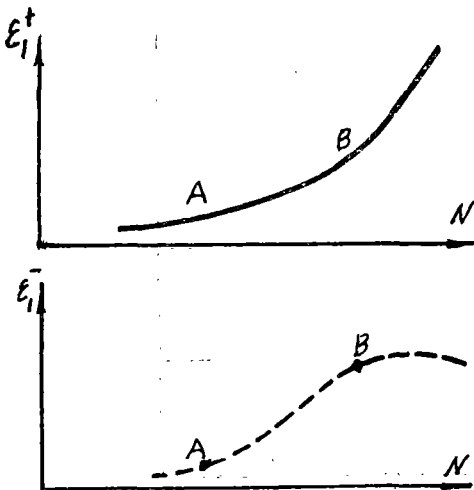


图 7

分别对应于第一和第二两个临界点。各阶段的长短和出现的迟早、视试样的密度和应力状态而定。对于拉应变, A 点以前为低应变的直线变化, A、B 之间为上升曲线,过 B 以后迅速转缓,最后回落。A 点一般对应于第一临界点, B 点对应于试样应变比较剧烈,开始有膨胀的情况,它的出现视土的密度和应力状态而定,密度越大,或 K_c 愈大,或 $\Delta\sigma_d$ 愈小,愈不易出现,此时拉应变只会出现在 A B 上升段。

2. 压孔压与拉孔压的变化如图8、(a)和图 8、(b) 所示,其曲线形状相同, A 点相应于第一个临界点,当 K_c 比较小, $\Delta\sigma_d$ 比较大,或 γ_d 比较低时,曲线可能从 A B

段内开始，出现较陡的上升曲线，当 B 点出现时，一般已经产生了较大的应变，具有明显的破坏特征。

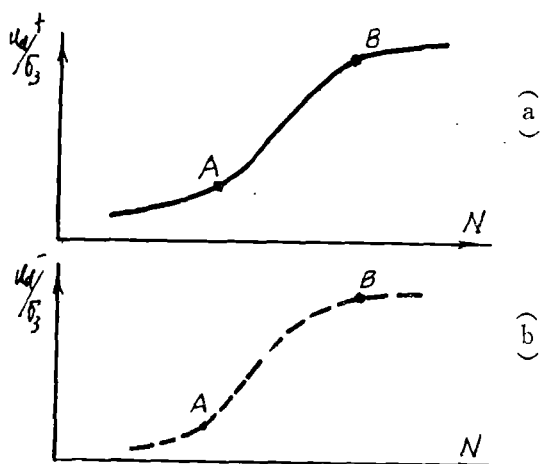


图 8

3. 应变和孔压曲线上 A 和 B 是两个失稳过程中的特征点，其所对应的 $\sin \theta_m$ 值，对 A 点一般十分接近于土的静有效内摩擦角 $\sin \varphi'_s$ ，即 $\sin \theta_{m,1} \approx \sin \varphi'_s$ ；对 B 点则得出低于 $\sin \varphi'_s$ 的 $\sin \theta_{m,2}$ 值。但由于此时动力的继续作用使土的储备强度迅速降低，因此要使 $\sin \theta_{m,2} \approx \sin \varphi'_s$ 只需增加很少的振次，故仍可近似地按 $\sin \theta_{m,2} = \sin \varphi'_s$ 确定第二个特征点 B。由此可得 $\varphi'_{d1} \approx \varphi'_{d2} \approx \varphi'_s$ ，即在动极限平衡分析中，土的强度包线可以

采用静有效内摩擦角确定，或者可以直接按 ε_1-N ， u_d/σ_3-N 和 $\sin \theta_m-N$ 过程线转折点的位置，经过综合对比分析，确定出动有效内摩擦角 φ'_{d1} 和 φ'_{d2} 。 $\sin \theta_m$ 与 N 之间的关系如图 9 所示。

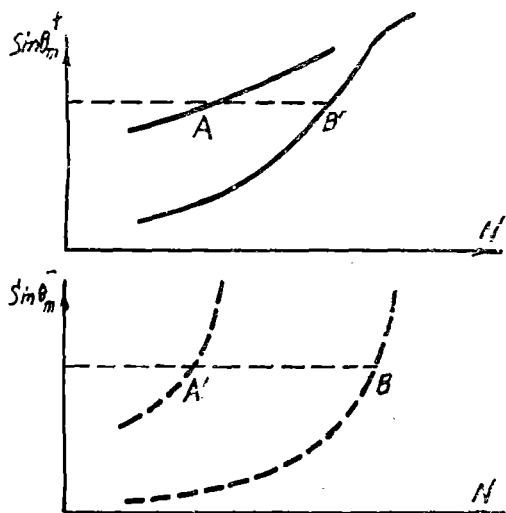


图 9

4. 上述拉压两半周应变、孔压和强度各类曲线之间的相互关系将视 K_c ， $\Delta \sigma_d$ 及 γ_d 而定，如图 10—13 所示，可以出现不同的搭配。图中所标列的数值为由大渡河三种砂样 20 次试验的资料分类计算所得的平均值。尽管这些数值本身并不具有一般性的意义，但它基本上反映了应变、孔压和强度变化的程度。如果令

$$R = (\sigma_1 - \sigma_3) / \Delta \sigma_d \sin \varphi'_s \quad [2], \text{ 则}$$

不同的搭配可以分为A型($R < 1$ 时), B型($R \approx 1$ 时)和C型($R > 1$ 时)。对于A、C型, 由两个临界点所区分的三个阶段十分明显, 且第二个临界点时的孔压比已经达到90%左右, 应变也分别接近于双幅弹性应变5%和综合应变10%这两个常用的破坏应变标准。但对于B型, 两个临界点十分接近, 第二阶段很短, 且第二临界点出现时的孔压和应变都比较低, 真正的破坏当有待于第三阶段内孔压和变形的进一步发展, 才能使孔压接近于侧压, 使土颗粒达到类似悬浮状态而具有液化的特征。由此可见, 无论在何种情况下, 液化破坏均应出现在第三阶段内, 其基本条件是 $u_d \approx \sigma_3$ 。

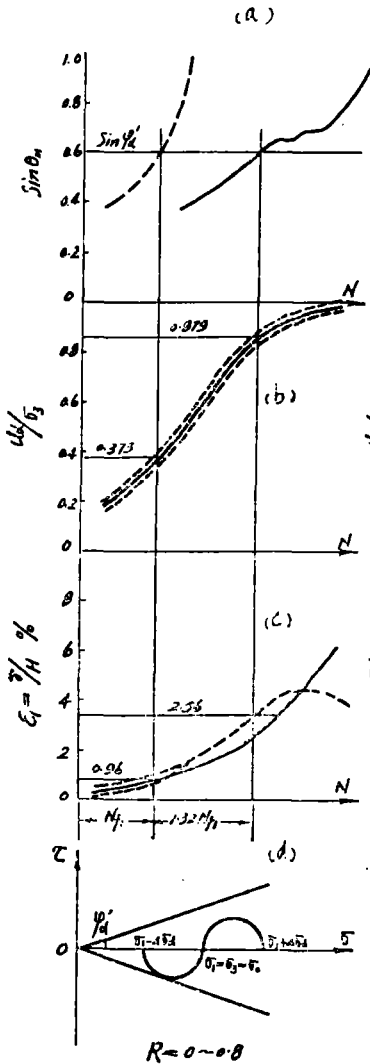


图10

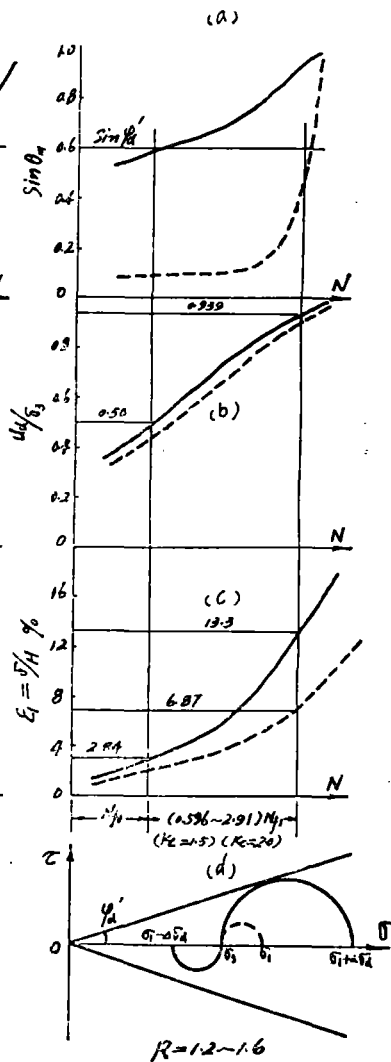


图11

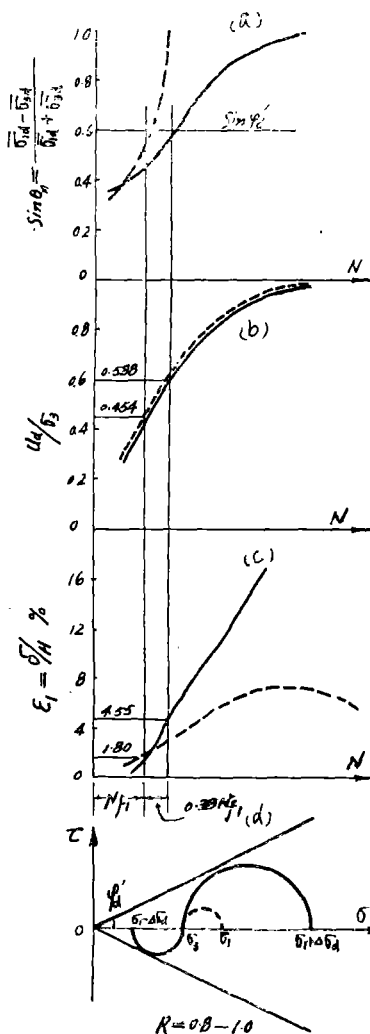


图12

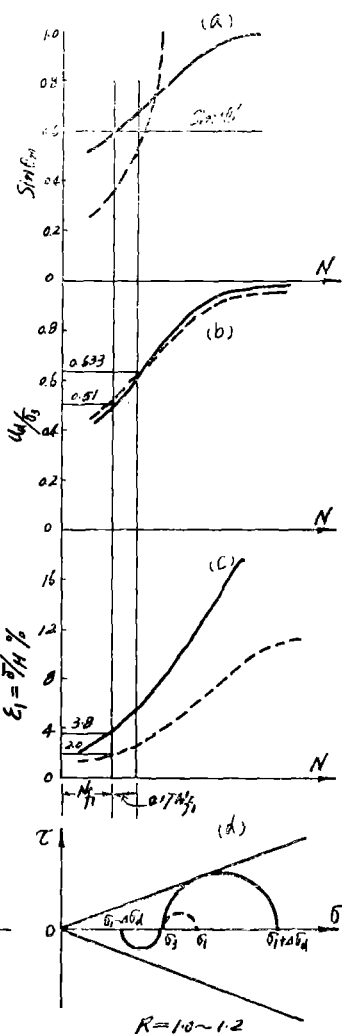


图13

三、饱和砂土动强度丧失与液化

如前所述，饱和砂土动强度的丧失要有一个过程，一般需要经历由轻微变化到显著变化，再到急速变化三个阶段。三个阶段间的两个界限特征点可由先后出现的两个极限平衡点来确定。由于使土处于不同阶段所需的实际动荷水平，即一定动应力强度下的振次，或一定振次下的动应力强度，将视土的密度、粒度，土所处的起始应力状态以及动荷的波型，频率等一系列因素的变化而不同，因此，在有些情况下，一旦第一个极限平衡点出现，强度的丧失急速发展，无需多少振次就会达到第二个极限平衡点和完全破坏；在另一些情况下，第二个极限平衡点和完全破坏的到达，往往在第一个极限平衡点出现后尚需要相当的振次。这就表明，仅按第一个极限平衡点作为破坏标准，有时是过份保

守的,它只有在第二阶段很短,破坏急速到来的情况才比较反映实际的失稳条件。因此第一个极限平衡点实际反映了十分不同的安全度,但是,第二个极限平衡点则更加接近破坏,它比采用某一个应变变量作为破坏标准,具有更加明确的物理意义,而且在取值上也较为客观,应用上较为普遍。

在谈到饱和砂土的强度丧失问题时,往往紧密联系着液化的概念。现在已经比较清楚^[9],液化是指任何物质的状态转变为液体的作用和过程。在无粘性土中,这种转变是由固态到液态,它是孔压增加,有效应力减小的结果。液化是一种状态的改变,它与起始扰动的原因、变形或地面破坏运动等无关,它常产生一种强度的瞬时丧失,但常不产生剪切强度较长期的减小。因此,1977年第九届国际土力学会议上,把由于孔隙压力上升而部分丧失强度的现象称之为广义液化的观点^[8],混淆了液化这种强度发生大幅突发性下降的特殊强度问题与一般动压密变形增长过程中强度逐渐减小的界限,造成了概念上的混乱和事实上的歪曲,应该坚决予以摒弃。液化既是一种状态的改变,出现液化现象的砂土,就应该体现出作为液化特征的低抗剪性和高流动性^[1]。或者说,在动三轴试验中,必须同时满足孔压等于侧压和应变速率急速增长(如双幅弹性应变达到5%)这样两个条件。在这里,其所以必需加上第二个条件,是因为当孔压的发展使土的强度丧失之后,继续的动荷作用下,土的发展趋向仍然存在着两种可能性,一种是孔压继续维持,甚至有若干新的发展,变形继续增大,呈现流动状态,这就是我们所说的液化;另一种则是孔压在变形增大的过程中,由于土的残余强度或某些膨胀影响而引起一定的下降,使变形的发展中止在一个低于液化破坏应变的水平上,达到新的稳定,这种情况也就是所谓的“有限应变势的起始液化”,它以低的流动性区别于前一种液化现象。^{[1][6]}

^[7]自然,为了考虑这种可能的情况,并适应不同重大程度的建筑物对动强度的不同要求,可以针对达到低抗剪性和高流动性的液化之前孔压或应变发展的某个水平,确定其相应的强度,但这个问题属于一般研究的动强度问题,不应等同于液化。同样,在某些必要的情况下,按某一低水平的孔压或应变选取动强度值虽也是完全可以的,但这是设计取值标准(实际上包括了一般安全系数的概念),而不是液化标准。这就如同在静力作用下的地基设计中确定容许承载力时,可以按塑性发展区深度为0, $\frac{1}{3}B$, $\frac{2}{3}B$ (B 为基础底宽)的标准,也可以按将极限荷载除以安全系数 F_s 的标准,但却仍然需要严格定义地基的极限承载力并进行深入研究的道理一样,其基本概念是不能混淆的。

综上所述,按照瞬时极限平衡的概念,液化应该严格定义在失稳过程的第三阶段上,并且对液化发展的机理,可以作如下的概括。如果在图14中,用细实线表示固结应力状态,用粗实线0—0表示在动应力 $\pm \Delta\sigma_a$ 作用下拉压两半周在初始时刻的莫尔圆位置,则随着振次的不断增加,孔压逐渐上升,莫尔圆逐渐左移。当某一个半周开始与抗剪强度线相切时,即达到第一个极限平衡点(1—1线)。继续的动力作用使孔压进一步增高时,原先到达极限平衡的第一个半周莫尔圆将超出抗剪强度线(2—2'线)。由于这种应力状态实际上不能存在,此时刻实际的应力状态(2—2线)可按球应力不变的假定修正得到。超过强度线部分的应力所产生的不平衡力引起了变形的加速增大和孔压的继续升高,一方面使第一个极限平衡半周的位置逐渐移向原点,大小逐渐减小,另一方面,使另一个半周逐渐移到与强度线相切,出现第二个极限平衡点(3—3线)或者在

超出强度线时再按如上的修正方法得到实际的应力状态（4—4'线）。最后，当拉、压两半周的孔压均上升到等于侧压时，实际的应力状态限制在零点附近处，对应很低的抗剪

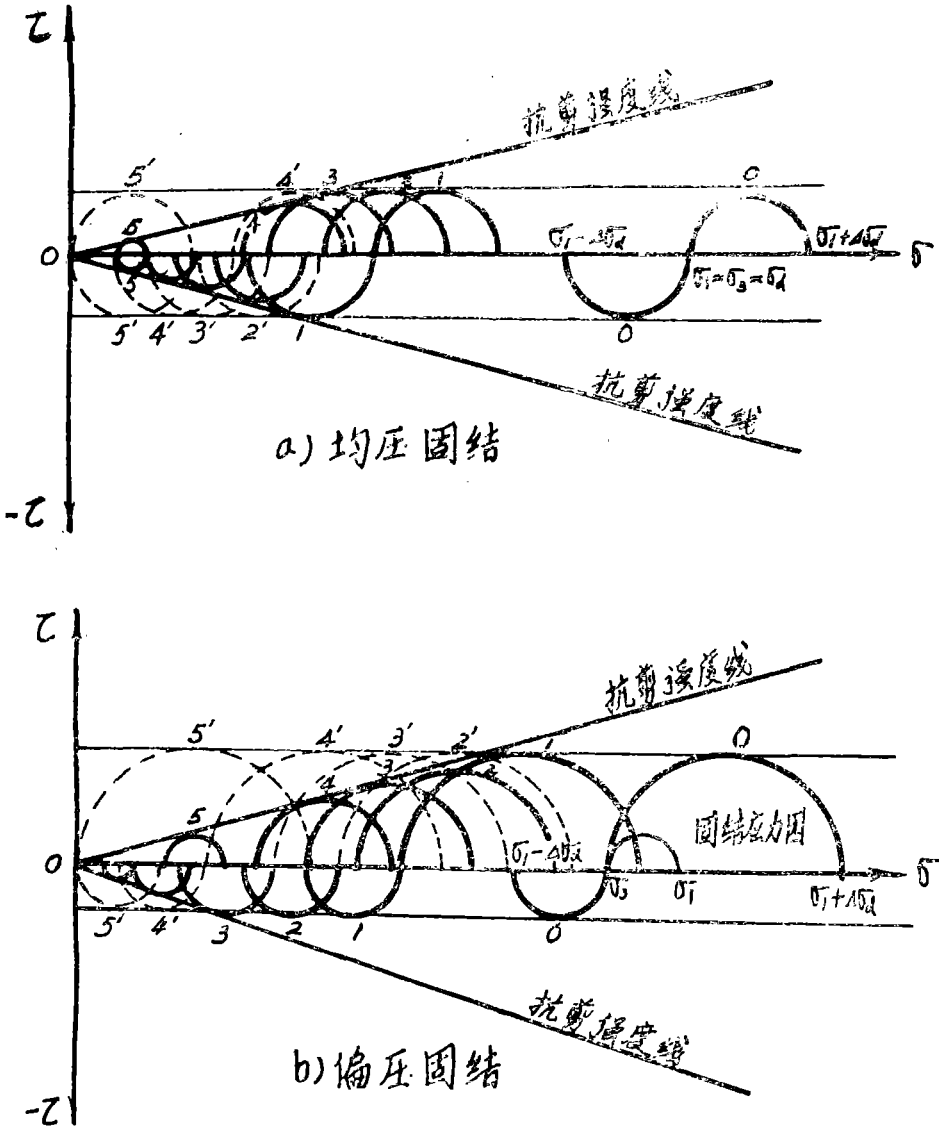


图 14

强度（5—5'线），动力作用的继续再无法使孔压进一步升高，不平衡力的作用全部用于使试样变形表现出更高的流动性，显示了低强度高流动性这种液化现象的特征。事实上，由于在出现第一、二两个极限平衡点之后，如果 $\varphi_{d1}' \approx \varphi_{d2}' \approx \varphi_s'$ 的条件不能保持，即 $\varphi_d < \varphi_s'$ 时，则试样会显得强度更低，流动性更大，液化的现象更加明显。这种关于强度丧失的发展阶段性以及液化现象的特殊性的概念对了解液化的实质，确定液化标准

和在工程问题中分析抗震安全度都是会有所裨益的。同时,当按照瞬时极限平衡的概念,将动力失稳过程区分为三个发展阶段时,显然,第一阶段是较小危害的,第三阶段是不能容许的,第二阶段则应视具体建筑物的重要性和敏感程度,分别决定其是否能够容许,或容许发展到何种程度。这一方面的问题,还有待于进一步研究。

结 论

1. 极限平衡理论已广泛应用于土的静力强度和稳定分析中。由于动荷作用是随时间变化的,因此动荷作用下的极限平衡必须是一个随时间而发展的概念。此时应该对给定的时刻,分别拉和压两个半周的不同情况,考察动力作用的全过程,即建立瞬时极限平衡的概念。瞬时极限平衡只反映当时应力的发展水平,而不代表静力极限平衡下那种濒于破坏的概念。

2. 由于饱和砂土的粒度、密度、起始应力状态和动应力大小不同,在动荷的拉压两个半周往复作用时,其剪应力可能出现完全的反向,部分反向和不反向三种不同情况,但在每种情况下,随着振次增加而孔压逐渐上升时,总是要经历由某一个半周达到极限平衡(第一个极限平衡点)发展到另一个半周达到极限平衡(第二个极限平衡点)。以这两个极限平衡点为界限,可以将全部失稳过程区分为三个阶段:压密阶段,剪切阶段和破坏阶段。由于在有些情况下,第二阶段很短,而在另一些情况下,第二阶段又较长,因此,第一个极限平衡点实际上代表了不同的安全度,以它作为破坏标准并不都是安全保守的概念,而按三阶段来分析失稳过程,以第二个极限平衡点的出现规定破坏标准,将具有更好的科学性和普遍性。

3. 在动力失稳过程中,应力状态始终不能逾越极限平衡条件。当孔压的发展超过第一、或第二个极限平衡点以后,实际的应力状态可由对当时的弹性应力状态按平均主应力不变的假定修正确定。由于此时不平衡应力的作用引起应变和孔压增大,应变曲线和孔压曲线上常出现明显的转折。因此,动力失稳过程中动有效内摩擦角 φ'_d 可以由这些转折点所对应的 θ_m 来确定。实验表明 $\varphi'_{d,1} \approx \varphi'_s$, $\varphi'_{d,2} \leq \varphi'_s$, 实用上在第二阶段内仍可按 $\varphi'_d = \varphi'_s$ 作强度包线进行动极限平衡的分析。

4. 饱和砂土的液化是一种强度发生大幅突发性下降,使砂土表现出低抗剪性和高流动性特征的现象。它应该严格地定义在失稳过程的第三阶段,以孔压等于侧压为基本条件,且此时的应变速率应该有迅速的连续增长(塑性应变迅速积累,弹性应变迅速增大)。应该摒弃那种将由于孔压上升而部分丧失强度的现象也归于液化范畴的广义液化概念,以免造成混乱。

参 考 文 献

1. 西北农学院水利系 土工抗震理论与高震区砂土的液化问题 1978
2. 汪闻韶 往返荷载下饱和砂土的强度、液化和破坏问题 水利学报 1980.1.
3. 张克绪 饱和和非粘性土坝坡地震稳定性的分析 岩土工程学报 1980.3.
4. H.B. Seed and K. L. Lee. Liquefaction of saturated sand during Cyclic Loading, Journal of soil mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 92 SM. 6, Nov, 1966.
5. G.Castro and J.T. Christian, Shear strength of Soil and Cyclic Loading. Geotechnical ASCE, Vol. 102, GT 9
6. G Castro, Liquefaction and Cyclic mobility of saturated soils, Journal of the Geotechnical Engineering division ASCE. Vol. 101. No GT6, 1975.
7. H.B. seed. W.H. peacock, Test procedures for measuring soil liquefaction Characteristics. Journal of the Soil mechanics and Foundations Division ASCE, No SM8.1971
8. Y. Yoshimi. F.E. Richart. S. prakash. D.D.Barkan V.A. Ilychev Soil Dynamics and its application to Foundation Engineering. Proc. of the ninth international conference on Soil mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2.1977. okyo
9. Definition of Terms related to liquefaction by the committe on soil mechanics of the Geotechnical Engineering Division ASCE. Vol. 104No GT9 1978

The application of critical equilibrium theory to the dynamic failure process of saturated sand

Shieh Dingyih

Wu Zhihui

Go Yottang

abstract

In this paper the probability and ways of application in dynamic cases of the critical equilibrium theory commonly used in statical analysis of soil strength and stability are discussed. the authors suggest on the basis of cyclic triaxial test results an idea of transient critical equilibrium in consideration of the cyclic loading properties. They find in the dynamic failure process the practical existence of the two characteristic points of critical equilibrium, the three stages of failure development and the approximate constant value of effective internal angle of friction. Besides, a liquefaction mechanism of saturated sand is established on the basis of transient critical equilibrium theory, which provides an available foundation for further research of the problems.