

黄文熙讲座

土体液化与极限平衡和破坏的区别和关系

Distinction and interrelation between liquefaction, state of limit equilibrium and failure of soil mass

汪闻韶

(中国水利水电科学研究院 岩土所, 北京 100044)

摘要: 对土体液化与极限平衡和破坏的区别和关系进行了阐述。三者间虽有关联, 但却分别属于三个截然不同的范畴, 并具有完全不同的界定准则, 不可互易和错用。笔者对防止土体因液化而导致破坏的主导思想和对策提出了刍见, 希与关心此问题的同人们共同探讨。

关键词: 土体; 液化; 极限平衡; 破坏; 对策

中图分类号: TU 435 文献标识号: A 文章编号: 1000-4548(2005)01-0001-10

作者简介: 汪闻韶(1919-), 男, 中国水利水电科学研究院教授级高级工程师, 中国科学院院士, 从事水利岩土抗震工程研究。

WANG Wen-shao

(China Institute of Water Resources and Hydropower Research, Beijing 100044, China)

Abstract: The distinction and interrelation between the liquefaction, the state of limit equilibrium and the failure of soil masses are studied and discussed. Although there are some linkages between them, however, they belong to three different domains having different definitions with three quite different criteria, which should not be inter-confused and miss-applied. Finally, the author gives his opinion on the principle and methods for preventing the failure of soil masses due to liquefaction.

Key words: soil mass; liquefaction; limit equilibrium; failure

0 前言

关于土体液化问题, 前人 Casagrande^[1,2], 马斯洛夫^[3], 黄文熙^[4], Seed^[5]等曾有过重要论述。近半个世纪以来, 有关土体地震液化破坏的事件, 亦已有多次报导。由于它对人类生活环境和工程安全造成不利影响或灾害性破坏, 因而引起重视。但是对于如何判断事态的发生及其防治, 在观念和方法上似尚有不同意见。因此, 在实际应用时, 往往有所困惑或分歧。笔者曾通过对前人各种学说的学习和梳理^[6], 对实际土体液化及其破坏现象的调查和观察, 以及对实测和试验数据的分析研究, 认为可以取得一个较为一致的认识。必须分清土体液化与极限平衡和破坏间的区别, 同时也要看到它们间的关联或关系。然后, 对处理和防止土体液化破坏的问题可有一个较为清晰和合理的概念。

1 土体液化、极限平衡和破坏的区别

1.1 土体液化——物态转化意义上的准则

从物质状态而言, 可以分为固体、液体和气体。物质在固体状态时拥有剪切刚度(剪切模量 $G>0$)和

抗剪强度 ($\tau_f > 0$), 所以在重力场内能够“自我”保持一定形状, 但是液体状态则不能“自我”保持一定形状, 因为后者在状态分类中属于没有剪切刚度 ($G=0$) 和抗剪强度 ($\tau_f = 0$) 的物体。物质从固体状态转化为液体状态的行为和过程, 可称为液化。

土体在工程建筑中的价值, 在于能够作为建筑物的地基以承担上部建筑物的荷载, 或作为堤坝、路堑的边坡, 也就是依靠它具有足够的抗剪强度和剪切刚度。土体虽然是由固体颗粒和孔隙流体(水及气)所组成, 但是当它具有一定剪切刚度和抗剪强度时, 就可看作为固体。土的抗剪强度为

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \varphi' = c' + (\sigma - u) \tan \varphi' \quad (1)$$

式中 c' 为有效粘聚力; φ' 为有效内摩擦角; σ' 和 σ 分别为有效和总法向压力; u 为孔隙(水)压力。 φ' 一般不为零。粘性土的 c' 一般大于零, 无粘性土的 c' 可为零。使土体由固体变为液体的条件是 $\tau_f \rightarrow 0$, 因此必须

$$c' \rightarrow 0; \sigma' = (\sigma - u) \rightarrow 0 \quad (2)$$

对于具有触变性(thixotropy)的高灵敏度粘土

收稿日期: 2004-08-23



(highly sensitive clay) 在搅动后可以出现 $c' \rightarrow 0$ 情况, 属于触变现象, 一般不在土的液化问题中讨论。所以对土液化问题的研究主要集中于无粘性土或仅有微弱粘聚力 (c' 值很小而可以忽略不计) 的少粘性土 ($c' \approx 0$), 因此 $\tau_f \rightarrow 0$ 的条件主要是

$$\sigma' = \sigma - u \rightarrow 0 \quad (3)$$

对于干的无粘性土而言, u 一般为零, 满足式 (3) 的条件只有 $\sigma \rightarrow 0$ 。就土体本身而言, 只有失重情况, 才有可能。对于饱和的无粘性土和少粘性土, 要达到式 (2) 的条件, 应为 $u \rightarrow \sigma$, 饱和无粘性土体中的一般应力状态可表达为

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + u\delta_{ij} \quad (4)$$

式中 σ_{ij} 和 σ'_{ij} 分别为总应力和有效应力张量; $\delta_{ij} = 0, i \neq j; \delta_{ij} = 1, i = j$; u 为孔隙水压力。当它变为液体状态时, 土体内不再能保存有效应力张量, 因此式 (4) 变为

$$\sigma'_{ij} = 0; \sigma_{ij} = u\delta_{ij} \quad (5)$$

发生液化的条件应为

$$\sigma'_{ij} \rightarrow 0; \sigma_{ij} \rightarrow u\delta_{ij} \quad (6)$$

若令

$$\left. \begin{aligned} q &= \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) \\ p &= \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) = p' + u \\ p' &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

则发生液化的条件可表达为

$$q \rightarrow 0; p' \rightarrow 0; p \rightarrow u \quad (8)$$

由于剪切模量 G 是剪应力 τ 与剪应变 γ 的比值, 即

$$G = \tau / \gamma \quad (9)$$

当液化时 ($\tau \rightarrow 0, \gamma \neq 0$), 所以 $G \rightarrow 0$ 。

土的液化可视为由固体状态向液体状态转化的作用和过程。固体与液体的基本差别主要在于前者具有剪切刚度而后者则无。在固体中可以同时存在偏应力张量 S^* 和球应力张量 S^{**} , 其总的应力张量 S 可写为

$$S = S^* + S^{**} \quad (10)$$

或

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + \frac{1}{3}\sigma_{kk}\delta_{ij} = \sigma'_{ij} + \sigma_m\delta_{ij} \quad (11)$$

在直角坐标中

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \sigma_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (12)$$

$$\sigma_{ij}^* = \begin{bmatrix} \sigma_x - \sigma_m & \tau_{xy} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - \sigma_m & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{yz} & \sigma_z - \sigma_m \end{bmatrix} \quad (13)$$

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \quad (14)$$

在液体中 (指理想液体) 不存在偏应力张量 S^* , 即

$$S^* = 0 \quad (15)$$

或

$$\sigma_{ij}^* = \sigma_{ij} - \frac{1}{3}\sigma_{kk}\delta_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_m\delta_{ij} = 0 \quad (16)$$

而只存在球应力张量 S^{**} , 即

$$S = S^{**} \quad (17)$$

或

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{3}\sigma_{kk}\delta_{ij} = \sigma_m\delta_{ij} \quad (18)$$

式 (4) 中有效应力张量中也包含有效球应力张量

$'_m$ 和偏应力张量 $^*_{ij}$ 两部分, 即

$$\sigma'_{ij} = \sigma^*_{ij} + \sigma'_m\delta_{ij} = \sigma^*_{ij} + (\sigma_m - u)\delta_{ij} \quad (19)$$

所以液化的条件和演变情况为

$$\left. \begin{aligned} G &\rightarrow 0, \\ \sigma_{ij}^* &\rightarrow 0, \\ \sigma'_m = \sigma_m - u &\rightarrow 0, \\ \sigma_m &\rightarrow u, \\ \sigma'_{ij} &\rightarrow 0, \\ \sigma_{ij} &\rightarrow \sigma_m\delta_{ij} \rightarrow u\delta_{ij} \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

对于干砂, $u = 0$, 符合上式时也要液化。

1.2 土体极限平衡——力量抗衡意义上的准则

极限平衡主要是荷载和强度间保持平衡的极限状态。就土体而言主要是剪应力与抗剪强度的极限平衡问题。当剪应力超过抗剪强度时将产生破坏或不能容许的变形。当土体中某一处的某一截面上的剪应力 τ 达到该截面上的抗剪强度 τ_f 时, 该处即处于极限平衡状态, 即 $\tau = \tau_f$ 。

由此, Terzaghi^[7]曾利用 Mohr 应力圆, 写出了“塑性平衡状态” (state of plastic equilibrium) 方程式

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} = c' \cos \varphi + \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sin \varphi' \quad (21)$$

或

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma'_z - \sigma'_x}{2}\right)^2 + \tau_{zx}^2} - \frac{\sigma'_z + \sigma'_x}{2} \sin \varphi = c' \cos \varphi' \quad (22)$$

其中 $\sigma'_z, \sigma'_x, \tau_{zx}$ 为大小主应力 σ'_1 和 σ'_3 构成的平面 (垂直于中主应力 σ'_2) 内的非主应力方向上的有效正应力 (法向应力) 和剪应力分量。对于无粘性土 (如砂), $c' = 0$, 则上式成为

$$\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} = \sin \varphi' \quad (23)$$

或

$$\frac{\sqrt{(\sigma'_z - \sigma'_x)^2 + 4\tau_{zx}}}{\sigma'_z + \sigma'_x} = \sin \varphi' \quad (24)$$

根据式 (7), 式 (23) 也可写为

$$\frac{q}{p'} = \sin \varphi' \quad (25)$$

这就是饱和和无粘性土的极限平衡条件。

对于粘性土 ($c' > 0$), 则可写为

$$\frac{q}{p'} = \frac{c'}{p'} \cos \varphi' + \sin \varphi' \quad (26)$$

式 (26) 是饱和粘性土用有效应力表达的极限平衡条件。对于可液化的少粘性土, c' 值往往可以忽略不计 (即 $c' \approx 0$), 则其极限平衡条件仍可采用式 (25)。

1.3 土体破坏——工程安全意义上的准则

土体的破坏一般以失稳作为衡量标准, 亦即极限平衡问题。但是在人类活动中对土体及其有关的建筑物是否认为属于破坏, 还有实用上的安全度和经济上的合理性方面的考虑, 所以是一个很复杂的问题。有些情况中, 土体虽未达到失稳, 但是它的变形或裂缝达到一定程度后也可造成工程失效或建筑物的破坏, 例如不均匀沉陷和漏水管涌所造成的破坏。有些情况中, 土体虽已出现液化和失稳条件, 但由于持续时间很短, 且属于瞬态变化, 土体可以产生一定损伤或变形, 但尚未出现危害工程安全的明显迹象, 例如地震等短暂瞬变荷载对土体的影响有时就是这样。所以衡量一个土体破坏的标准, “因情而异”, 尤其在动力作用下的破坏标准, 更有其特殊性。从较为直观的物理量来看, 选择土体的容许变形量作为破坏标准较合理。土体静力失稳自然会出现很大变形量而超过了它的容许范围。对于瞬态和循环荷载情况, 土体也会产生一次变形和多次累积变形, 也可用容许变形量来评价其是否破坏。容许变形量是一个经验和实用指标, 也是因情而异的。它与液化和极限平衡的准则不同, 不能混为一谈, 但其中也存在一定关联。为讨论方便起见, 土体的破坏标准暂以容许变形量 (广义的) 符号 D_f 予以概括。当出现下列情况时, 即为破坏:

$$D > D_f \quad (27)$$

式中 D 表示土体变形 (广义的), 广义的土体变形是指其中也包括裂缝、漏水、不均匀沉陷等变化的统称。

2 土体液化与极限平衡和破坏的关系

虽然无粘性土 (包括 $c' \approx 0$ 的少粘性土) 发生液化时的演变规律都服从式 (20), 但是导致液化的机理

并不相同。就饱和和无粘性土而言, 主要可有砂沸 (sand boil)、流滑 (flow slide) 和循环活动性 (cyclic mobility) 3 种不同典型的液化机理。它们与极限平衡和破坏的关系分述于下。

2.1 砂沸与极限平衡和破坏的关系

当一个饱和砂沉积体中的孔隙水压力由于地下水头变化而上升到等于或超过它的上覆压力时, 该饱和砂沉积体就会发生上浮或“沸腾”现象, 并且全部丧失承载能力。这个过程与砂的密实程度和体积应变无关, 而是渗透压力引起的液化, 常被考虑为“渗透不稳定”现象。但是, 从物态转变行为来看, “砂沸”也属于土的液化的范畴。其转变过程如图 1 所示^[8]。

设有一饱和砂沉积体, 顶面为垂直于地心引力的水平面, 开始时若无渗流通过, 此时深度 Z 处的初始应力状态为图 1 (a)。

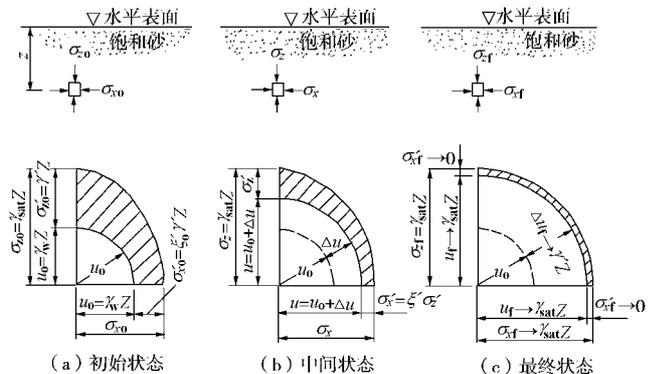


图 1 砂沸过程中应力状态的演变示意图 (汪闻韶, 1980)

Fig. 1 Evolution of stresses in developing sand boil

从图 1 (a) 可知:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{z0} &= \gamma_{\text{sat}} Z = \gamma' Z + \gamma_w Z = \gamma' Z + u_0 \\ \sigma_{x0} &= \xi'_0 \gamma' Z + \gamma_w Z = \xi'_0 \gamma' Z + u_0 \end{aligned} \right\} \quad (28)$$

式中 σ_{z0} 和 σ_{x0} 分别为初始垂直和水平总法向压力; γ_{sat} 和 γ' 分别为砂沉积体的饱和容重和浮容重; γ_w 为水的容重; $u_0 = \gamma_w Z$ 为初始孔隙水压力; ξ'_0 为初始有效侧压力系数, 介于 $(1 - \sin \varphi') / (1 + \sin \varphi')$ 和 $(1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi')$ 之间。

今因地下水头变化而使深度 Z 处的孔隙水压力增大 Δu (此时 $\Delta u < \gamma' Z$), 则该处的应力状态将改变为某种中间状态 (见图 1(b)):

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \sigma_{z0} + u \\ \sigma_x &= \sigma'_x + u \end{aligned} \right\} \quad (29)$$

式中 $u = \gamma_w Z + \Delta u$; $\sigma'_z = \gamma' Z - \Delta u$; $\sigma'_x = \xi' \sigma'_z$; ξ' 为中间状态有效侧压力系数。

最后, Δu 增大到接近于 $\gamma' Z$ (或 u 接近于 $\gamma_{\text{sat}} Z$), 则将出现最终应力状态 (见图 1(c)):

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_{zf} &\rightarrow 0, \\ \sigma'_{xf} &\rightarrow 0, \\ \sigma_{xf} &\rightarrow u_f \rightarrow \gamma_{sat} Z = \sigma_{z0} = \sigma_{zf0} \end{aligned} \right\} (30)$$

式(30)正相当于式(6),所以符合发生液化的条件。再按式(7),根据式(28),(29)可得初始状态

$$\left. \begin{aligned} q_0 &= \frac{1}{2}(\sigma_{z0} - \sigma_{x0}) = \frac{1}{2}(1 - \xi'_0)\gamma' Z, \\ p'_0 &= \frac{1}{2}(\sigma_{z0} + \sigma_{x0}) - u_0 = \frac{1}{2}(1 + \xi'_0)\gamma' Z, \\ \eta'_0 &= \frac{q_0}{p'_0} = \frac{1 - \xi'_0}{1 + \xi'_0}, \\ |\eta'_0| &\leq \sin \varphi', \end{aligned} \right\} (31)$$

和中间状态

$$\left. \begin{aligned} q &= \frac{1}{2}(1 - \xi')(\gamma' Z - \Delta u), \\ p' &= \frac{1}{2}(1 + \xi')(\gamma' Z - \Delta u), \\ \eta' &= \frac{q}{p'} = \frac{1 - \xi'}{1 + \xi'}, \\ |\eta'| &\leq \sin \varphi', \end{aligned} \right\} (32)$$

所以在砂沸发展过程中,始终没有超过极限平衡条件。最终根据式(30),得

$$\left. \begin{aligned} q_f &\rightarrow 0, \\ p'_f &\rightarrow 0, \\ |\eta'_f| &= |q_f / p'_f| \leq \sin \varphi' \end{aligned} \right\} (33)$$

因此没有失稳和变形。但一旦出现

$$\Delta u > \int_0^z \gamma' dZ, \quad (34)$$

则将发生上浮,可以看到喷水冒沙现象。

对于斜坡或建筑物地基中的饱和砂体,因存在一定剪应力分布, q_1 (荷载产生的剪应力)必须依赖相应的抗剪强度 q 给予平衡,故要求

$$q_1 < q = p' \sin \varphi' = (p - u) \sin \varphi', \quad (35)$$

一旦由于孔隙水压力上升达到某一临界值 u_{cr} 时,将使

$$q_1 = q_{cr} = p'_{cr} \sin \varphi' = (p - u_{cr}) \sin \varphi', \quad (36)$$

即达到极限平衡状态。若孔隙水压力继续增大 ($u > u_{cr}$), $q_1 > q_{cr}$, 则饱和砂体将失去稳定而破坏,但不一定出现砂沸。只有在满足式(33),(34)时,才会发生砂沸。

2.2 流滑与极限平衡和破坏的关系

流滑现象早被人们所认识。Casagrande^[1,2]曾前后提出过临界孔隙比和“流动结构”及“稳态线”等概念。实际情况是饱和松砂的颗粒骨架在剪切作用下呈现出不可逆的体积压缩,在不排水条件下引起孔隙水压力增大和有效应力减小,最后导致“无限度”的流动变形,如图2中“A”线和图3中“A”线及“AN”线所示,Casagrande称之为“实际液化”。

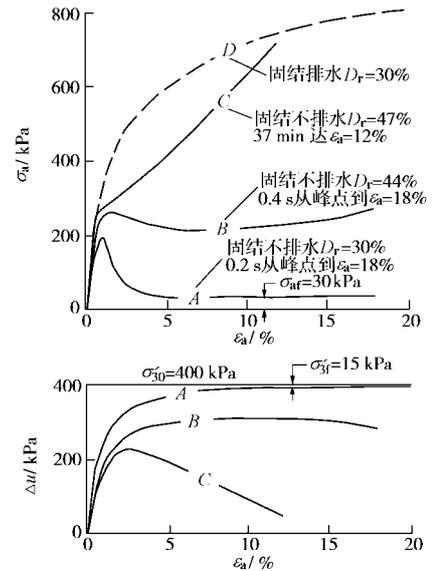


图2 等压固结不排水和排水“死荷增量”加载三轴试验结果示例 (Casagrande, 1979)

Fig. 2 Typical results of isotropically consolidated undrained triaxial tests and drained triaxial test (Casagrande, 1979)

1975年Casagrande在他早年(1935-1938)提出的临界孔隙比的基础上和对Fort Peck坝部分破坏的研究后,进一步重申了砂液化时存在“流动结构”(flow structure)的假设,认为这种结构仅在流动时出现。因此他对以前采用过的测定砂临界孔隙比的试验方法作了改变,提出了在固结不排水三轴试验中采用轴向“死荷增量”(dead-load increments)的加载方法,这样就能出现“流动结构”的现象,如图2,3中所示。图中“A”线为试件在固结压力 $\sigma'_{30} = 400$ kPa 下固结后,相对密度 $D_r = 30\%$ 的试验结果,经过15 min 轴向逐次死荷加载到轴向应力差达到 $\sigma_a = \sigma_1 - \sigma_3 = 200$ kPa (当时轴向应变 $\epsilon_a = 1\%$) 后,在下一微小增量死荷加载时即骤然液化,在0.2 s内 ϵ_a 即由1%增加到18%,而轴向应力差 $\sigma_a = \sigma_1 - \sigma_3$ 则骤降到 $\sigma_{af} = 30$ kPa,此时附加孔隙水压力 $\Delta u = 385$ kPa,有效周围压力 $\sigma'_{3f} = 15$ kPa,轴向应力差 σ_a 由峰值200 kPa 骤然下降到最后值 $\sigma_{af} = 30$ kPa,此过程中,认为具有“流动结构”。流动时的有效内摩擦角可计算如下

$$\begin{aligned} \varphi' &= \sin^{-1}[\sigma_{af} / (\sigma_{af} + 2\sigma'_{3f})] \\ &= \sin^{-1}[30 / (30 + 2 \times 15)] \\ &= \sin^{-1} 0.5 = 30^\circ \end{aligned} \quad (37)$$

此值与图2中相同相对密度试件的排水三轴试验结果(“D”曲线)很接近。图中“B”线为 $D_r = 44\%$ 的试验结果,与“A”试验一样也出现“流动结构”(从 σ_a 达到峰值后,仅在0.4 s内 ϵ_a 即骤增到18%,但是此后未再发展),用式(37)计算流动段的有效内摩擦角 $\varphi' = 32^\circ$ 。图中“C”线为 $D_r = 47\%$ 的试验结果,虽然也有开始“液化”的迹象(曲线上出现曲折),但是随着 ϵ_a 增大而改

变为剪胀性质。上面“B”试验的结果被称为“有限液化”。

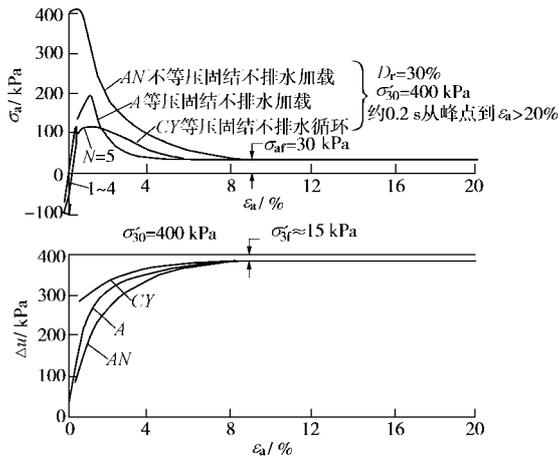


图 3 三种不同固结不排水三轴试验结果比较示例 (Casagrande, 1979)

Fig. 3 Typical results of three different types of consolidated undrained triaxial tests (Casagrande, 1979)

上述“流动结构”的现象也可发生在不等压固结 ($\sigma'_{10} > \sigma'_{30}$) (即具有初始剪应力 $\frac{\sigma'_{10} - \sigma'_{30}}{2} > 0$) “死荷增量”加载和循环加载的不排水三轴试验中, 如图 3 中所示。图中“AN”线为不等压固结 ($\sigma'_{10} / \sigma'_{30} = 2$) 不排水试验的结果, “CY”曲线为等压固结不排水循环加载三轴试验的结果, 它们最终都出现了“流动结构”现象, 并都达到相近的 $\sigma'_{3f} \approx 15 \text{ kPa}$ 和 $\sigma_{af} \approx 30 \text{ kPa}$ 。

图 4 是笔者根据图 2 中的数据绘制的应力路径曲线 (即 $p'-q$ 曲线, 其中 $p' = \sigma'_3 + 0.5\sigma_a$; $q = \frac{1}{2}\sigma_a$; $\sigma_a = \sigma_1 - \sigma_3$), 其中“A”线为“液化”, “B”线为“有限液化”, “C”线和“D”线都无液化, 说明不同密度和排水条件的影响。图 5, 6 也是笔者根据图 3 中的数据绘制的应力路径曲线。前者比较了有无初始剪应力的影响, 后者比较了循环应力的影响。由于“AN”和“CY”试验都是松砂, 所以两者都属“液化”。从“A”、“AN”、“CY”三条曲线看, 饱和松砂不论有无初始剪应力, 在单程和循环应力作用下, 都能发生流滑, 并都遵循式 (8) 的应力演化规律。

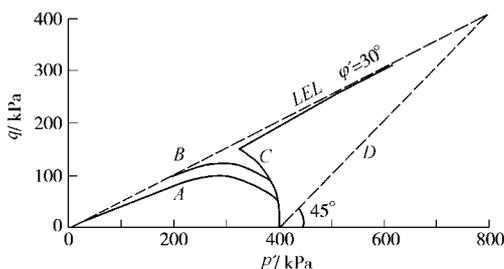


图 4 不同密度等压固结不排水三轴试验有效应力路径比较示例

Fig. 4 Stress paths according to tests A, B, C and D shown in Fig.2 for comparison

图 2, 4 中的“B”线, 虽然也出现了一段流滑, 也符合式 (8), 但是当应变到达一定数量后, 有所停滞和回胀, 被称为“有限液化”, 也可称为“有限流动”。

从图 4~ 6 诸应力路径图中可以看出在流滑过程中砂都未逾越其极限平衡界限 $\frac{q}{p'} = \sin \phi'$, 即图中的“LEL”线。

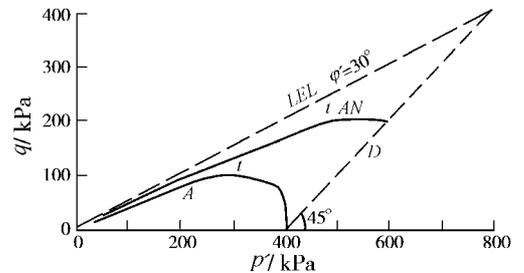


图 5 等压与不等压固结不排水三轴试验有效应力路径比较示例

Fig. 5 Stress paths according to tests A and AN shown in Fig.3 for comparison

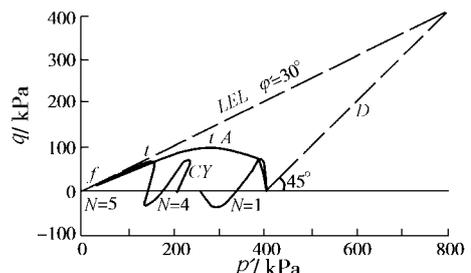


图 6 等压固结不排水单程与循环三轴试验有效应力路径比较示例

Fig. 6 Stress paths according to tests A and CY shown in Fig.3 for comparison

流滑的主要特点是土的颗粒结构在加载过程中 (以及循环加载过程中) 发生突然破坏 (Casagrande 称之为“流动结构”), 抗剪强度大幅度降落, 出现流动性大变形, 然后进入较低抗剪强度水平的稳定状态。因此在流滑全过程中有两个临界点, 即流滑启动点 t 和流滑稳定点 (或终点) f 。启动点 t 在应力应变曲线 $\sigma_a - \epsilon_a$ 上和有效应力路径曲线 $q - p'$ 上都呈峰点出现, 该处的峰值强度 σ_{at} 和有效应力内摩擦角 ϕ'_t 都小于相应排水试验中的相应数值。流滑过程在实验室试件中发生很快, 仅在几分之一秒内即可产生很大应变 ($\epsilon_a \geq 10\%$)。达到稳态时的强度, $\sigma_{af} < \sigma_{at}$; 但是此时的有效应力内摩擦角 ϕ'_f 却很接近于排水试验中的 ϕ_D 。所以流滑稳定后的极限平衡准则与一般无流滑时极限平衡准则几乎相同, 因

$$\frac{q_f}{p'_f} = \sin \phi'_f \approx \sin \phi_D \approx \sin \phi' \quad (38)$$

反之, 流滑启动点 (或称触发点) 的临界状态则低于一般无流滑时的极限平衡准则, 因

$$\frac{q_t}{P_t} = \sin \phi'_t < \sin \phi'_f \quad (39)$$

流滑产生的土体变形较大，大都超过实用容许变形范围 ($D > D_f$)，因此应视为破坏。特别提起注意的是触发流滑启动点的有效内摩擦角 ϕ'_t 小于常规有效内摩擦角 ϕ' 很多，图 7, 8 分别示出了相对密度 D_r 和固结围压力 σ'_{30} 对“液化”流滑启动主应力差比 $\sigma_{at}/2\sigma'_{30}$ 与初始固结主应力差比 $\sigma_{a0}/2\sigma'_{30}$ 关系的影响^[9]。这里 σ_{a0} 为固结时轴向压力 σ_{10} 与侧向压力 σ_{30} 之差，($\sigma_{a0} = \sigma_{10} - \sigma_{30} = \sigma'_{10} - \sigma'_{30}$) 即反映有初始剪应力的影响。可以看出：启动时的轴向应力增量比 $\Delta\sigma_{1t}/2\sigma'_{30} = (\sigma_{at} - \sigma_{a0})/2\sigma'_{30}$ 随着 $\sigma_{a0}/2\sigma'_{30}$ 的增大而减小，并趋于零，说明初始剪应力愈大，越易触发流滑。此外，当 $\sigma_{a0}/2\sigma'_{30}$ 和 σ'_{30} 相同时， $\sigma_{at}/2\sigma'_{30}$ 随相对密度 D_r 的增大而增大 (见图 7)，但是在 D_r 大于约 45% 后，即不现流滑现象。又当 $\sigma_{a0}/2\sigma'_{30}$ 和 D_r 相同时， $\sigma_{at}/2\sigma'_{30}$ 随固结围压力 σ'_{30} 的增大而减小 (见图 8)。

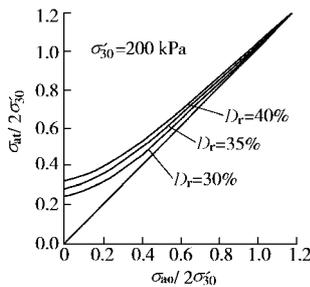


图 7 相对密度和初始剪应力对饱和和细砂流滑触发应力的影响示例 (Kramer, 1988)

Fig. 7 Effect of relative density and initial shear stress on initiation of flow slide of a saturated fine sand (Kramer, 1988)

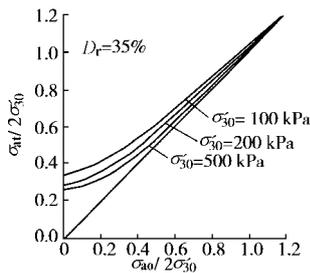


图 8 固结围压力和初始剪应力对饱和和细砂流滑触发应力的影响示例 (Kramer, 1988)

Fig. 8 Effect of consolidation pressure and initial shear stress on initiation of flow slide of a saturated fine sand (Kramer, 1988)

所谓“稳态”即“流动结构”状态，是试件在保持密度不变、法向有效压力不变和剪应力也不变的情况下所产生持续不断等速剪应变的运动状态。该状态下的剪应力称为“稳态强度”，或“稳态抗剪强度” (steady state shear strength)，由于是在不排水条件下的强度，故又称“不排水稳态抗剪强度” (undrained steady state

shear strength) 并以 S_{us} 表达之，可计算如下：

$$S_{us} = \frac{1}{2} \sigma_{af} \cos \phi' = \sigma'_{3f} \frac{\sin \phi' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (40)$$

2.3 循环活动性与极限平衡和破坏的关系

循环活动性主要曾被发现于相对密度较大 (中密以上到紧密) 的饱和无粘性土的固结不排水循环三轴或循环单剪和循环扭剪试验中。例如 Seed 等^[5]早期进行的饱和密砂固结不排水循环三轴试验中即有此现象 (参看图 9)，即仅在循环周期中的某些时刻 (瞬间) 可以得到 $u = \sigma_3$ ，即 $\sigma'_3 = 0$ (也是 $\sigma'_{ij} = 0$ 或 $q = 0$, $p' = 0$)。

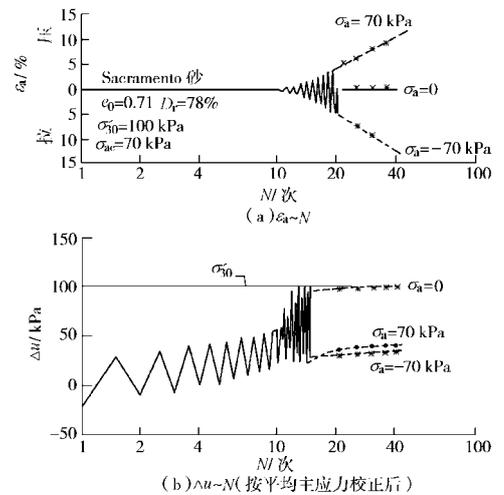


图 9 饱和密砂循环三轴试验示例 (Seed 等, 1966)

Fig. 9 Result of a cyclic triaxial test on a saturated dense sand (Seed, et al. 1966)

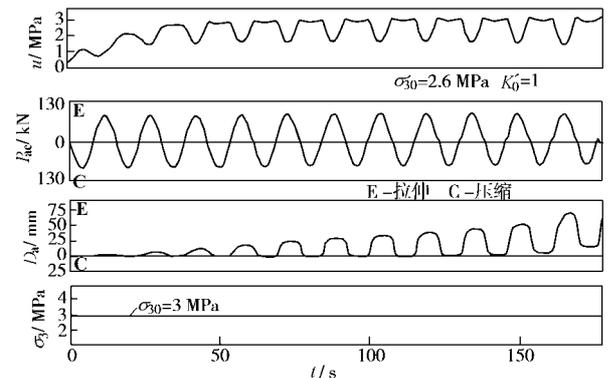


图 10 饱和密砾等压固结不排水循环三轴试验记录示例 (Banerjee 等, 1979)

Fig. 10 Record of an isotropically consolidated undrained cyclic triaxial test on a saturated dense gravel (Banerjee, et al. 1979)

图 10, 11 分别为饱和密砾 ($D_r = 84\%$) 等压固结 ($K'_0 = 1.0$) 和不等压固结 ($K'_0 = 2.15$) 不排水循环三轴试验的记录 (孔隙水压力 u 及轴向循环荷载 P_{ac} 和轴向变形 D_a 的时程曲线)^[10]。图 12 中的 (a) 和 (b) 是笔者分别根据图 10, 11 中的记录数据绘制的应力路径图^[8]。可以看出，仅在循环后期周期中某些瞬间才

出现 $u \rightarrow \sigma_3$; $q \rightarrow 0$, $p' \rightarrow 0$; 并且没有逾越它的强度包线 (即极限平衡条件 $\frac{q}{n'} = \sin \phi'$, 这里 $\phi' = 45^\circ$)

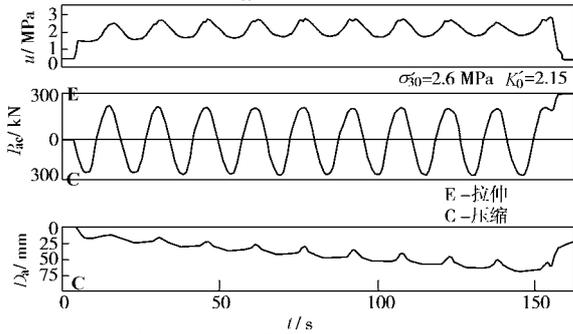


图 11 饱和和密砾不等压固结不排水循环三轴试验记录示例 (Banerjee 等, 1979)

Fig. 11 Record of an anisotropically consolidated undrained cyclic triaxial test on a saturated dense gravel (Banerjee ,et al.1976)

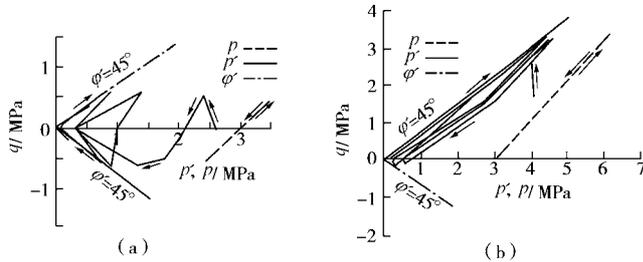


图 12 饱和和密砾固结不排水循环三轴试验应力路径示例 Fig. 12 Stress paths of tests shown in Fig.10 and Fig.11

图 13, 14 是一个饱和密砂 ($D_r = 77\%$) 空心圆柱等压固结不排水水平循环扭剪三轴试验的结果^[11]。图 13 中为水平循环剪应力 τ (周期 $T=2$ s) 及剪应变 γ 和孔隙水压力变化 Δu (历时 $t=$ 周次 $N \times$ 周期 T) 曲线。图 14 中为相应的应力路径 ($\tau - \sigma_3$) 图。由此也可看出, 仅在循环后期周期的某些瞬间才出现 $\Delta u \rightarrow \sigma_3'$, $\sigma_3' \rightarrow 0$, $\tau \rightarrow 0$; 且基本未逾越其强度包线 ($\phi' \approx 45^\circ$)。图 15 是笔者根据图 13 中的数据绘制的 $\Delta u - \gamma$ 关系图。可以看出, 最初 $|\gamma|$ 较小 (约 $< 0.5\%$) , Δu 不断上升 (累积剪缩); 当 Δu 超过 50 kPa (即 $\Delta u / \sigma_3' > 0.5$) 后, 各周中 $|\gamma|$ 增大时, Δu 出现回降 (可称加载剪胀), 而在 $|\gamma|$ 回退时, Δu 又迅速上升 (可称卸载剪缩), 并超过上一周的数值。经过多次循环后, 在 $\gamma = 0$ 时, $\Delta u \rightarrow 100 \text{ kPa} = \sigma_3'$ (或 $\Delta u / \sigma_3' \rightarrow 1$) , $\sigma_3' \rightarrow 0$, 同时 $\tau \rightarrow 0$, 即瞬态液化现象。上述前期的累积剪缩 (孔隙水压力上升) 和后期的加载剪胀和卸载剪缩交替作用就形成了饱和砂在循环剪切作用下出现的循环活动性。

循环活动性的物理机制可能是比较复杂的, 正如 Casagrande 等所指出的, 试件中的相对密度和含水量在不排水循环剪切作用下会有较大的重分布和不均匀性。从宏观总的看来, 可认为与试件在循环作用中的剪缩和剪胀交替变化有关, 从而形成了间歇性瞬态液

化和有限度断续变形的格局, 被称为“循环活动性”。对于只有剪缩而无剪胀的饱和松砂, 则不会出现循环活动性, 而只能出现流滑。

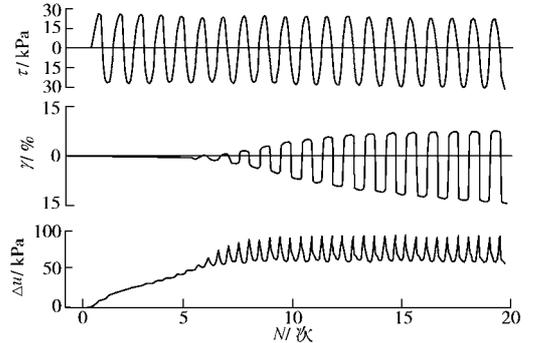


图 13 饱和和密砂空心圆柱等压固结不排水水平循环扭剪三轴试验记录示例 (村松正重, 1981)

Fig. 13 Record of an isotropically consolidated cyclic torsional shear test on a hollow cylindrical sample of a saturated dense sand

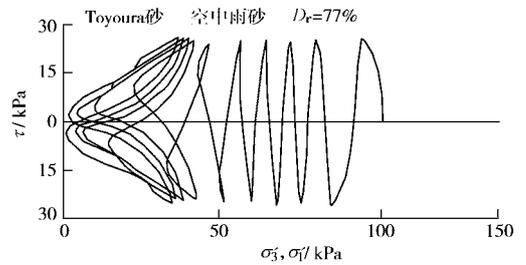


图 14 饱和和密砂循环扭剪试验 (图 13) 应力路径图 (村松正重, 1981)

Fig. 14 Stress path for the test shown in Fig.13

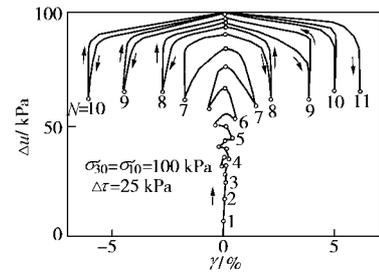


图 15 饱和和密砂循环扭剪三轴试验中的孔隙水压力与剪应变关系变化图

Fig. 15 Evolution of pore water pressure in relation to that of shear strain in the cyclic torsional shear test shown in Fig.13

循环活动中必然存在间歇性的重复液化和加载剪胀及卸载剪缩等循环变化。因此必须具备出现液化的必要应力条件, 即在某些瞬间出现

$$*_{ijs} + \Delta *_{ij}(t) = 0, \quad (41)$$

式中 $*_{ijs}$ 为非循环部分偏应力张量 (其值可以是固定不变的初始偏应力张量, 也可以有所变化或自我调整); $*_{ij}(t)$ 为循环部分偏应力张量 (是按一定模式随时间循环变化的外加偏应力张量), 以循环三轴试验条件为例

$$\sigma_{10} + \Delta\sigma_1(t) = \sigma_{30} \quad , \quad (42)$$

亦即必须使循环应力幅 σ_{ac} 满足

$$\sigma_{ac} \geq |\sigma_{10} - \sigma_{30}| \quad . \quad (43)$$

在循环单剪试验中, 则应满足

$$\tau_c \geq |\tau_{zx0}| \quad . \quad (44)$$

在 $q-p'$ 图中有效应力路径必然通过或接近座标原点 ($q=0, p'=0$), 如图 12, 14 中所示。

在循环活动性中的加载剪胀段一般是沿着极限平衡状态路线行进的, 而卸载剪缩段则略低于极限平衡状态。

循环活动性的后果是变形的逐次累积, 当变形累积到一定容许变形量 D_f 后, 则被评为破坏。所以, 在具有循环活动性的饱和无粘性土中, 可以出现间歇性的瞬态和重复的“液化”和“极限平衡”时段, 但是它的实际“破坏”尚要用它的累积应变或变形量 D 来评价, 这是应该考虑的, 也是多年来实际应用中比较困惑的一个问题。

根据上述三种液化机理的分析, 对液化、极限平衡和破坏三者之间的区别和关系, 可得到一个较为合理的认识, 也有助于在实际问题中的应用。

3 防止土体液化对策刍见

鉴于土体液化与破坏是两个不同的概念, 但是两者之间亦有一定联系, 而人们, 特别是岩土工程界, 所关心的是土体液化所引起的工程破坏或其它灾害。所以人们常称的“防止液化”, 实际上是要“防止土体液化所造成的灾害性破坏”。在这个意义上说, 并不是专指“土体是否发生液化”, 而真正的目的是在“防止土体因液化或与液化有关所可能产生或引发的灾害性破坏”。当前许多抗震设计规范如文献 [12, 13] 中所制定的判别和评价土层是否有液化可能的准则, 大都是以现场观察到的宏观现象(例如喷水冒沙、土体流滑、建筑物地基失效等)作为依据的, 它们都代表土体液化后所出现的明显破坏现象(其中可以是液化直接产生的, 也可以是由于渗流场变化间接引起的)。但是, 有的处于封闭状态的液化土层(如埋深较大, 上面被较厚非液化土层所覆盖; 或是被人工严密围封的土体), 虽然发生了液化, 也可以不呈现出宏观破坏现象。另外, 有的较密实的砂砾料, 在实验室的循环三轴试验中可以出现“初始液化”($u=\sigma_3$), 但在现场未必会呈现出宏观破坏现象。所以可以认为, 当前工程设计中采用的判别和评价或防止土体液化的准则, 主要是从宏观破坏现象中总结出来的经验性准则, 亦可称为是从工程观念出发的实用准则, 而并不是从物理概念出发的真正的液化与否的判据, 即式(27)不同于式(20)

的地方。

防止土体液化破坏的准则, 自然不应单纯采用式(20)作为依据, 而必须以式(27)为最终判据, 以最终不发生破坏($D < D_f$)作为防止土体液化破坏对策的目标。

基于上述原则, 有可能较合理地制定和选择较切实的防止土体液化破坏的对策和方法。

液化主要发生在饱和无粘性土(和少粘性土)中, 对于干的和饱和度较低这类土一般无液化问题, 也不需要考虑液化破坏问题。所以疏干土体, 也是一种有效的措施, 例如降低地下水位、降低边坡浸润线(常用于水力冲填的尾矿坝和粉煤灰坝)等。

对于不能疏干的饱和土体, 就应该从它是否会发生砂沸、流滑、循环活动性等方面来采取措施。还应考虑土体中孔隙水压力持续而非瞬态升高所引起的不稳定性。

砂沸主要是渗流场中渗透压力引起的土体不稳定性, 应采取渗流控制的方法加以防止, 包括防渗、排渗和反滤、加反滤盖重等方法。对于动力作用(如地震)引起渗流场变化造成的砂沸, 则应从产生这种情况的源头和溢出部位同时进行防治。

流滑是造成土体液化最严重的现象。其根源在于土体结构太松(相对密度大都在 50% 以下, 有的还小于 0%), 其颗粒骨架结构呈准稳定状态, 稍受扰动(即使尚未达到极限平衡状态), 即会崩解, 同孔隙水一起形成流动状态。因此防止饱和土体流滑的对策, 首先是要提高该土体的密实程度和颗粒骨架结构的稳定性。最有效的工程措施是振动加密, 因为振动既可提高它的密度, 又可增加颗粒骨架结构的稳定性, 已在实验室和现场宏观现象中证实。当前常用的方法有: 地基的振冲加密、振动探头、压密砂桩、强夯、爆炸加密等, 填方的振动压密、振动碾压和强夯等等。处理后可以达到防止液化破坏的要求。其它曾被用过的工程措施还有压重、围封、排水、降压(指孔隙水压力)等等。排水和降压可以是有效的措施, 排水疏干土体自然可以消除液化的可能性; 降压可以提高土颗粒间的有效压力及触发流滑的启动应力, 但是仍存在发生流滑的可能(见图 8)。严密的围封, 可以防止被围封土体的流出, 但不能制止它发生液化, 因此对围封的结构设计, 应有足够防止土体挤出的能力。压重是较简便的处理方法, 但是否能防止流滑破坏尚有两个问题要注意: 一是它虽然可以增加土颗粒间的有效压力, 但仍存在发生流滑的可能性(已如上述, 见图 8); 二是压重若设计不当, 而使初始剪应力比($\sigma_{a0}/2\sigma'_{30}$)增大, 则将更易被触发流滑破坏(见图 7, 8)。压重与围封联合使用, 则情况稍好。总之, 防

止土体流滑破坏的有效而可靠的措施应该是振动加密和排水疏干两种方法。排水疏干已是近年我国在水力冲填粉煤灰贮灰库和尾矿坝中常用的安全施工控制的主要方法。振动加密已是当前世界上在处理地基液化土层和控制高土石坝无粘性土料填筑质量的主要施工方法。振动加密后土的相对密度一般都可达到和超过 80%。

循环活动性与流滑不同, 只有在其累积变形达到某个允许值 (D_f) 标准后才算破坏。在循环活动性的发展过程中, 虽也会出现瞬态液化和瞬态极限平衡状态, 但不一定都会达到足够的累积变形破坏标准。所以在这种情况, 就不能单纯以是否发生液化(瞬态的) 或是否出现极限平衡(也是瞬态的) 作为防止其发生破坏的依据和准则, 而必须估计出循环活动性所能产生的累积变形是否超过它的允许变形量。这种估计是比较困难的, 目前还缺少完全可信和成熟的实验和分析方法, 因此仍有赖于过去实验室和现场观察的经验, 虽然这方面的研究工作已经开展, 并日益受到重视。

防止土体流滑的各种工程措施, 如振动加密、疏干、排水降压(指孔隙水压力)、压重、围封等, 对防止土体由于循环活动性引起的破坏也是适用的。主要措施应该是振动加密和排水降压。设计适当的压重和围封, 也可起一定作用。

前述有关规范^[12、13]中关于判别或评价土体液化可能性的一些准则, 实际上是防止饱和和无粘性土和少粘性土发生地震液化破坏的一些界线, 它是从安全性和经济性两个方面综合研究后制定的。其中实际上已概括了流滑和循环活动性两种液化破坏的情况, 可供读者借鉴, 在此不再赘述。

在防止土体液化破坏的工程措施方面, 还有采用桩基、化学灌浆和加化学掺合剂等措施。前者是把桩身穿过液化土层, 打入可靠的非液化土层, 以起支撑作用。后者则为填充土粒间的孔隙, 并胶结土粒以提高土体颗粒骨架结构的稳定性, 在适当场合中可以使用。文献[14]中列有改进可液化地基条件的包括现场深层压实、表面盖重、消减孔隙水压力、注液和灌浆、掺合剂加固、热加固和加强地基等 7 个方面的 17 种具体处理方法及其效用如下: 爆破 (Blasting); 振动探头 (Vibratory probe); 振动压实 (Vibrocompaction); 压实桩 (Compaction piles); 强夯 (Heavy tamping); 排挤/压实灌浆 (Displacement/compaction grout); 盖重/支撑 (Surcharge/buttress); 排水 (Drain); 微粒灌浆 (Particulate grouting); 化学灌浆 (Chemical grouting); 11 压注石灰 (Pressure-injected lime); 12 电动注液 (Electrokinetic injection); 13 喷射灌浆 (Jet

grouting); 14 就地混和桩和墙 (Mix-in-place piles and walls); 15 就地熔浆化 (In-situ Vitrification); 16 振动置换砂石柱 (Vibro-replacement stone and sand columns); 17 根桩、土钉 (Root piles, soil nailing)

土体的液化与极限平衡和破坏三者间虽有区别, 但也有联系。例如“流滑破坏”, 液化与破坏几乎在很短时间内同时发生, 因此可以利用“稳态强度”(S_{us}), 按“极限平衡”原理用常规方法进行分析^[15]。

对于地震停止后的土体稳定性, 自然可以用常规的土体静力稳定性分析的方法进行分析, 但是必须考虑土体经受地震作用后的抗剪强度和孔隙水压力的变化情况。由此只能判别该土体在地震停止后是否稳定。即使判为稳定, 但尚不能估计出土体经过地震复杂的循环作用后的变形和是否已达到和超过了它的允许变形界限(即 $D \geq D_f$), 而判别其是否破坏。

在地震过程中出现“循环活动性”的土体, 都会多次出现“瞬态液化”和“瞬态极限平衡”, 但是不一定呈现“破坏”。直接和单纯采用“液化”和“极限平衡”准则来评价其是否破坏是不充分的。为了解决这个难题, 尚应从土体地震变形分析研究和实际地震震害宏观现象中寻找启示和答案。

本节是笔者根据对土体液化、极限平衡和破坏三者间的区别和关系的体察, 提出来关于如何防止土体液化破坏对策的初见, 希望与关心本问题的读者共同探讨和研究。

4 结 论

(1) 土体的液化、极限平衡和破坏是三个不同范畴的界定标志。液化是物态转化意义上的表现, 即由固体状态转化为液体状态的过程, 它的主要标志和准则是土体的剪切刚度衰化而趋向于零。极限平衡是力量抗衡意义上的一种极限状态, 即荷载与承载能力—剪应力与抗剪强度间达到临界平衡的界限, 它的主要标志和准则是土体中的剪应力等于该处土的抗剪强度。破坏是从工程或环境使用安全角度, 人为地选定(或法定)的安全度评价标准, 它的标志和准则可以是土体的位移、变形、裂缝、漏水、管涌等等的安全容许界限。所以此三者是有明显区别的, 在工程应用中必须分清, 而不能互换和错用的。

(2) 土体在液化(砂沸、流滑、循环活动性等)过程中始终没有超过极限平衡的界限, 在一定条件下可以出现破坏, 但也可以不出现或没有达到破坏的界限。

在砂沸情况中, 可以引起流土、管涌、冲刷、滑坡, 地基丧失承载能力等破坏。

在流滑情况中,流滑的启动点(即启动点)“ t ”都发生在低于“常规”极限平衡界限以内,即尚未达到极限平衡时就会突然开始流动,此时的有效内摩擦角小于土的“常规”有效内摩擦角;然后随着流滑进入稳态时,仍趋向“常规”的极限平衡界线,此时虽然有效内摩擦角高于流滑启动时的值,但是它的总应力抗剪强度——“不排水稳态抗剪强度” S_{su} 已很低,土体变形已很大,应属破坏。

在循环活动中,可以出现多次“瞬态液化”和“瞬态极限平衡”,但不一定达到破坏。只有在土体变形或损伤积累到一定程度后,才出现破坏。这是在地震和重复荷载作用下经常遇到的一种情况。

(3) 防止土体液化的对策,应以不发生破坏为目标。除了防止砂沸须用渗流控制方法以外,最基本和有效的工程措施是土体加密和固化,以及排水和疏干。

本文是在中国水利水电科学研究院岩土工程研究所土动力学试验室的同事们帮助下完成的。谨致谢意!

参考文献:

- [1] Casagrande A. Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth fills [A]. journal of boston society of civil engineers, Jan. 1936. contributions to soil mechanics 1926 ~ 1940, BSCE[C]. 1940, 257 - 276.
- [2] Casagrande A. Liquefaction and cyclic deformation of sands: A critical review[R]. Presented at Fifth Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires. Argentina, November 1975. Harvard Soil Mechanics Series No. 88. Pierce Hall, Massachusetts, January 1976. Reprinted (with corrections) January 1979.
- [3] 马斯洛夫. 一、饱和砂的动力稳定性的条件[A]. 土力学问题 (1954) [C]. 李仁柄译. 北京: 建筑工程出版社, 1959: 1 - 85.
- [4] 黄文熙. 砂基和砂坡的液化研究[J]. 水利水电技术, 1959,(15).
- [5] Seed H B, Lee K L. Liquefaction of saturated sands during cyclic loading[J]. Proc ASCE J SMFD, 1966, **92**(SM6): 106 - 134.
- [6] 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.
- [7] Terzaghi K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: John wiley and sons Inc, (Fifth Printing), 1948.
- [8] 汪闻韶. 土的液化机理[J]. 水利学报, 1981, (5): 22 - 34.
- [9] Kramer S L, Seed H B. Initiation of soil liquefaction under static loading [J]. J GE ASCE, 1988, **114**(4): 412 - 430.
- [10] Banerjee N G, Seed H B, Chan C K. Cyclic behavior of dense coarse-grained materials in relation to seismic stability of dams[R]. Report No. UCB/EERC-79/13: 1979.
- [11] 村松正重. 密な饱和砂の非排水繰返しせん断特性[R]. 东京大学生产技术研究所土质工学研究室. 1981.
- [12] 中华人民共和国国家标准. 建筑抗震设计规范 GB11—89[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1990.
- [13] 中华人民共和国国家标准. 水利水电工程地质勘察规范 GB50287—99[S]. 北京: 中国计划出版, 1999.
- [14] Committee on earthquake engineering, Commission on engineering and technical systems, National research council. Liquefaction of soils during earthquakes[M]. Washington national academy press, 1985.
- [15] Castro G, Poulos S J, Leathers F D. Re-examination of slide of lower san fernando dam [J]. J GE ASCE, 1985, **111** (9): 1093 - 1107.