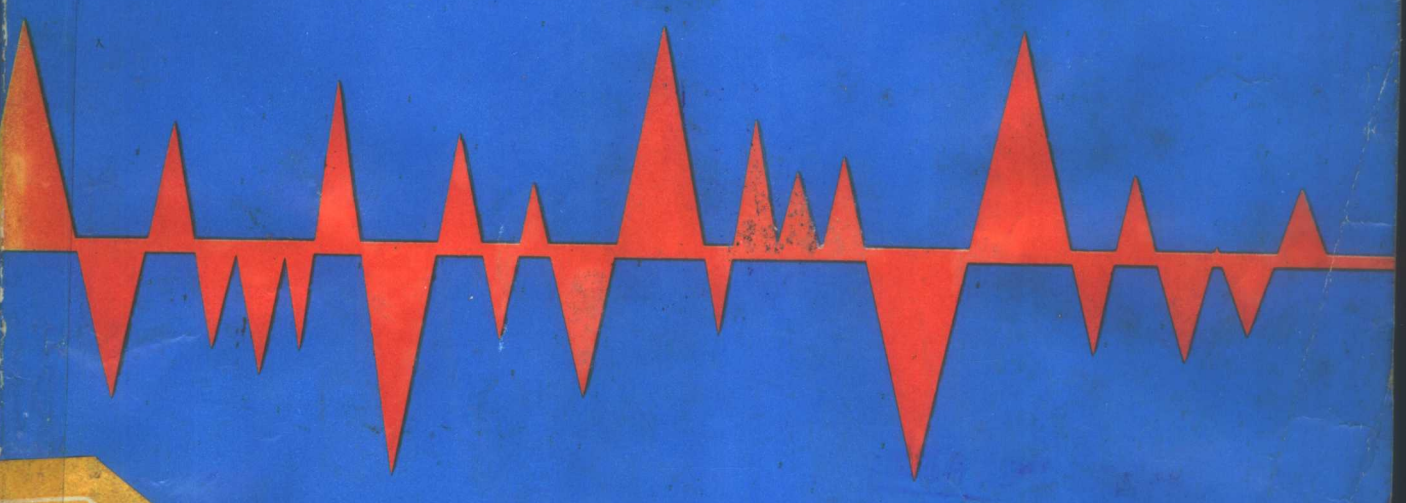


802412

全国土工建筑物及地基抗震学术讨论会

综 合 报 告

西 安 1986.11



中国水利学会岩土力学专业委员会
中国土木学会土力学与基础工程学会
中国力学学会岩土力学专业委员会

前 言

自一九八〇年冬在合肥召开第一届土动力学学术讨论会（中心议题：土的动力特性）以来，我国在土工建筑物及地基抗震的研究方面，已有较大进展，不少单位在该领域的各个方面进行了大量工作，取得了丰硕成果和经验。为了交流科研成果，进一步促进这一领域研究工作的深入发展，以适应我国土工建筑物及地基抗震设计与施工的要求，中国水利学会岩土力学专业委员会、中国土木学会土力学与基础工程学会、中国力学学会岩土力学专业委员会于一九八五年五月在北京召开会议，决定筹备全国第二届土动力学学术讨论会，即《全国土工建筑物及地基抗震》学术讨论会。会议筹备组收到应征论文152篇，经评审组于1986年2月25日至3月1日评审后，决定录用118篇作为会议论文。内容涉及土的动力特性、土工建筑物与地基抗震试验研究、土工建筑物及地基抗震理论、土与结构物相互作用的动力分析、抗震加固措施、抗震规范问题及动态测试技术等七个方面。这些论文反映了我国科技工作者近几年来在这一领域的重要科研成果，并邀请国内有关专家、学者编写了这份《综合报告》仅供参考。

中国水利学会岩土力学专业委员会
中国土木学会土力学与基础工程学会
中国力学学会岩土力学专业委员会
《全国土工建筑物及地基抗震》学术讨论会
秘 书 组

1986年10月30日

《全国土工建筑物及地基抗震》学术讨论会 筹备组成员名单

组 长：	汪闻韶	（水利水电科学研究院高级工程师，中国科学院技术科学部委员）
副组长：	谢定义	（陕西机械学院教授）
	杨灿文	（铁道科学研究院研究员）
成 员：	王余庆	（冶金部建筑设计研究总院）
	门福录	（国家地震局工程力学研究所）
	金崇磐	（大连工学院水利系）
	祝龙根	（同济大学）
	吴世明	（浙江大学土木系）
	王克成	（陕西机械学院水利水电工程系）
秘 书：	常亚屏	（水利水电科学研究院抗震所）
	郭天德	（陕西机械学院水利水电工程系）

《全国土工建筑物及地基抗震》学术讨论会综合报告

目 录

动荷载下土的强度特性	(1)
谢定义 陕西机械学院水利系	
动荷载下土的变形特性及其测试	(27)
吴世明 浙江大学土木系	
土石坝的抗震计算和模型及原型观测综合报告	(47)
汪闻韶 中国科学院 水利水电科学研究院 水利电力部	
金崇磐 大连工学院	
王克成 陕西机械学院水利系	
土层地震反应分析土—结构相互作用及地震加固研究发展现状	(69)
王余庆 冶金部建筑研究总院	
门福录 国家地震局工程力学研究所	
土和基础的动态测试技术——专题报告	(85)
杜 坚 同济大学	
杨灿文 铁道科学研究院	

动荷载下土的强度特性

谢定义

〔陕西机械学院〕

动荷载下土的强度特性问题,是解决土体动力稳定性的基础,因而也是土动力学研究的中心课题。对于这一问题的研究,既要求揭示土变形强度发展变化的机理和规律,又要求同不同条件下土体的动力稳定分析方法密切联系,提供准确确定定量计算所需各种数据的理论和方法。

十分明显,研究土的强度变形特性,应该考察土在动荷载下的应力应变关系。一定的动应力作用使土产生相应的动应变,这种动应变包括弹性的波动应变和塑性的残余应变两个组成部分。它们随动应力的大小和变化而进行不同的波动和积累反映出土结构性遭受破坏或得到加强的程度。通常,如土处于饱和不排水的条件下,则动应力的不断增大,可以使土的结构遭受不同程度的破坏,从而发展不同程度的孔隙水压力,导致有效应力降低,变形增大,强度减弱和变形速度增大。相反,如土处于饱和但完全排水的条件下,则动应力的不断增大,会使土结构因土骨架的压密而加强,此时,有效应力保持不变,但变形不断增大,变形速度不断减小。在部分排水的条件下,其孔隙水压力既有增长,又有消散,土的结构既有破坏,又有增强,此时,土的强度变形性状由二者中起主要作用的方面及其发展程度所决定。在上述任何一种条件下,只要动应力足以引起使土发生屈服破坏的动应变,就可以认为土完全发挥了自己抵抗动荷载作用的能力,即发挥了它的动强度,标志着土的动力破坏状态。由此,强度问题是研究应变发挥到使土发生破坏这一特定阶段时的应力状态,而变形问题则是研究此特定阶段以前不同应力状态下的应变发展水平。土的振动液化实质上是一种具有突发性强度丧失特点的特殊的强度问题。无论强度问题或是变形问题都不只取决于动荷载本身的特性,而且还取决于土质条件,静应力状态和排渗条件等主要因素的变化。必须在其分别考察的基础上作出综合的分析。本报告由于篇幅所限拟就强度方面几个主要问题上在当前发展中具有代表性和方向性的成果作一个简要地介绍,包括液化问题,动强度问题和动孔隙水压力问题。

饱和土的振动液化研究

振动液化问题上研究的基本问题是液化机理问题,液化影响因素问题,液化可能性的估判问题以及液化的防治措施问题。这些问题在多年来研究的基础上正在向普及更加深入更加实际化的方向发展,出现了一系列新的成果。〔1,2〕

1. 关于液化机理

众所周知,液化是饱和土在受动荷载作用后,由于土结构遭到迅速破坏,使孔隙水压力迅速增长到等于上覆有效应力时所表现出的一种强度完全丧失的性状。这种关于液化机理的认识,虽然给出了一个宏观上的推论,但没有揭示动应力作用,土的结构破坏与土中孔隙水压力上升间的内在联系和发展规律,因而无法用它来解释液化发展中一系列复杂的现象和变化特性。

近年来,由谢定义、巫志辉、段云秦等人发展的瞬态极限平衡理论〔3,4〕,将土的起始密度状态,静应力条件和动荷作用过程紧密联系起来,指出液化是土在动荷作用每一周的拉压两个半周内都发展了一定时段的极限平衡并在各极限平衡时段内应变得到充分发展而呈现出的一种往返变形累积发展的现象(图1,2),这种液化现象是随土的密度、粒度以及静动应力的具体组合以不同的规律间歇呈现的。基于这种认识,瞬态极限平衡理论揭示了一系列特殊的规律性,并对动荷载下孔压和变形发展变化的特性作了比较实质性的分析。〔5,6〕

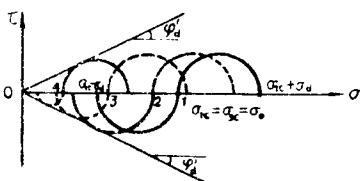


图 1

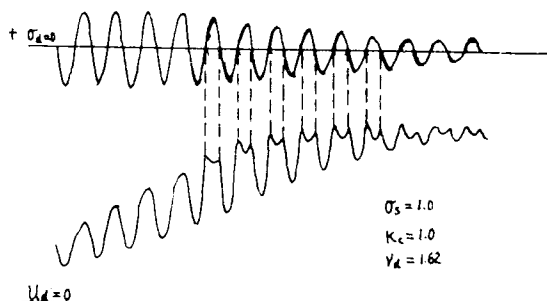


图 2 均压下极限平衡区的发展

2 关于可液化土的范围

以往液化问题的研究，主要以饱和纯净或中密的粉细疏松砂土为对象。近年来，现场和实验室的研究表明，含一定细粒量的砂土或轻亚粘土，含一定砾石量的砾砂土，尾矿砂，粉煤灰，密实砂土甚至黄土，在一定条件下都有类似松砂土液化的性质。〔7, 8, 9, 10, 11, 12〕由于这些土类与工程建设的密切关系，对于它们液化特性的研究，是近年研究工作的一个重要发展。

含细粒土的液化势既取决于细粒（ $< 0.074\text{mm}$ ）的含量，又取决于细粒的物理性质（主要指它的粘性，或塑性指数的大小）。如果分别砂粒，粉粒和粘粒的不同含量来考虑，则因粉粒与砂粒有比较接近的性质，土的液化势主要受粘粒含量或者塑性指数的影响。通常，对于粘粒含量较小（小于 12%），或塑性指数较低（ $3 < I_p \leq 10$ ）的土，细粒的存在往往使土的液化势降低，即表现出较纯净砂土为高的抗液化阻力，或临界标贯击数值。因此常将粘量 P_c （小于 0.005mm 的土重百分数）或塑性指数 I_p 值作为一个特征指标引入相应的研究，为了估计含细粒土的液化可能性，国内

在对唐山海城地震中实际资料

广泛研究的基础上已经用数理统计方法提出了多种经验公式，石兆吉、郁寿松等对其进行了系统的分析〔7〕，而且考虑到在试验测定粘量 P_c 时不同分散剂的不同作用，分别对六偏磷酸钠和氨水两种分散剂对应得出了不同的公式。

应该指出，上述各公式均认为粘量的存在使土的抗液化性能提高。但是，有的试验表明，如果粘量低于某一个数值时，由于它对砂粒运动产生的润滑作用反而使土的抗液化性能下降。吴建平、吴世明的研究得出〔54〕至少在粘量小于 9% 的范围内砂土的抗液化性能下降。作者的研究是在砂土装入后再将含 0.6%，9% 粘粒量的无空气水滴入试样上渗入至抽气饱和和制样后作动三轴试验的，得出的结论可能与上述制样方法有关。

含砾砂土的液化势取决于砾的含量和砂的紧密度。当砾量较小，不足以形成土的稳定骨架时，土的抗液化阻力主要取决于砂的密度，同时也受砾量的影响，砾量愈高，抵抗愈大。当砾量增大到足以形成稳定骨架时（一般在 75% 以上），土的液化性能即取决于粗料，具有更高的抗液化阻力。砾质土一般均有较砂土为高的抗液化能力，它在大地震下液化的可能性还与它消散孔压的能力有很大关系。

尾矿砂是一种通过机械破碎方法而成的细粉砂土类土，虽然它有时会含有大量的细粒，但却具有很低的塑性，因而表现出较低的抗液化阻力。由它形成的尾矿坝一般堆积很高，并长期处于饱和疏松状态，有很高的液化势，必须引起足够的注意。

粉煤灰是火电厂排出的废料，常需贮存在离厂较远处的灰库中以防对环境的污染。用粉煤灰修筑挡灰坝是当前研究的一个新课题。由于煤灰颗粒较细，级配均匀，密度疏松，塑性指数很低，又长期处于饱和状态，同样表现出一种较高的液化势。

研究指出,对于尾矿砂和粉煤灰,其影响液化强度的主要因素有级配情况、松密程度、饱和程度、固结应力、动应力和排水条件,和砂土液化的影响因素相同,常可采用类似砂土液化问题的研究方法。但是近海淤泥质软粘土(它是开发海底油气资源,建造重力式海洋石油钻井平台,铺设海底输油管道等工程建筑物时常遇到的地基),虽然它的天然含水量大于液限,天然孔隙比大于1,灵敏度大于4,无侧限抗压强度小于1 kg/cm²,但因它常含有一定数量亲水性较强的有机质且不易排水,因而在风浪和地震荷载作用下往往会产生很大的变形,变形的发展常随振次而均匀增长,无突发现象,孔隙水压力比仅为0.1~0.5之间,属强度破坏型,本质上不属于液化范畴。^[13,14]至于黄土,在我国历史上也曾发生过干燥黄土液化流动的现象,例如1920年甘肃海原大地震时六盘山黄土的流动,但这种液化机理完全不同于饱和砂土,不是水的作用,而是气的影响。大家知道,黄土是一种干旱半干旱地区风积的含盐欠压密土,它以粉粒为主,密度较低,湿度较小,具有粒状胶结架空结构。当它的结构受到地震动应力强烈的剪揉作用而迅速发生破坏时,粉状颗粒散离并力图向大孔隙落入,但此时,由于孔隙中的空气一时来不及排出,致使在粉粒悬落的瞬时土体的强度丧失,发生液化流动。对于饱和黄土,因其结构强度很弱,干密度又很低,当静应力较低,而动荷载较大时,动荷引起的结构破坏,可使孔压迅速上升,出现类似砂土液化的现象。但当静力固结应力较大,已使黄土的原生结构性破坏且次生结构性明显发展时,动荷只能引起一定的振陷,孔压发展较小,不会引起液化。一般,如动荷不太大,则它对黄土的原生结构是逐渐削弱达到破坏的,孔压上升较慢,加上次生结构的形成,孔压上升也较低,同样很难造成液化条件。因此,对黄土来说,无论处于何种湿度状态,一般很难发生液化破坏。应该对振陷问题给予更大的注意^[12]。对此,张振中、段汝文的研究指出^[15],黄土的震陷与湿陷都受着显微结构架空孔隙特性所控制,在区域分布、孔隙比、临界动应力(相当于湿陷起始压力)等方面有几乎完全相似的变化规律。余雄飞、谢定义的研究认为^[16],浸水和动荷都可以使黄土结构性破坏而引起附加变形,当浸湿前受动荷作用时,予振一般视土的湿度结构状态和受力状态,可以不同程度地削减往后的湿陷量。予振的震陷量和振后的湿陷量总量,一般不超过无予振条件下的湿陷值。在黄土过干时,予振可以无影响,黄土过湿且动荷过大,会引起土体的强度破坏时,予振震陷量可以大大超过无予振条件下的湿陷量。当浸湿后受动荷作用时,则相当于对一个新的湿度密度和结构状态的黄土引起振陷,不再存在湿陷问题。对黄土动特性的研究是近年来一个新的课题。^[17,18]

3. 关于不规则波作用

对于实际上遇到的不规则动荷载脉冲波作用的情况,已往常按sine波的方法调整为等效谐波来处理,取等幅值 $\tau_d = 0.65\tau_{max}$,等效循环次数为10, 20, 30次对应于地震的震级7, 7.5和8级,或按Annaki等人提出的方法换算求得。^[19]另一种方法是按石原等人的方法^[20,21],将幅值为 τ_d 的谐波作用20次发生液化时的动剪应力比 $R_{L20} = \tau_d / (\sigma_v')$ 乘以不规则影响因数 C_1 以等效于不规则波的最大抗液化剪应力比 R_{max} 。因数 C_1 的值是通过冲击型波、振动型波和谐波的试验对比求得的,它取决于荷载的随机性和谐波条件下动强度曲线 $\log R_L - \log N_f$ 的特性(用曲线的斜率 b 表示),变化范围为1.41~2.20。研究指出^[22,23]这两种方法可以得出比较接近的结果,但等效谐波法更适用于强度曲线比较平缓,不规则波由小到大的情况。由于这两种都未考虑不规则波各脉冲的构成情况,即大小排列顺序或应力路径的影响,而沈智刚, L.F. Harder, J.L. Vrymoed, W.J. Bennett等人的实验表明^[24],较大的应力脉冲不管它的位置如何都要产生较大的孔压增量,较小的应力脉冲,当其在大力之后出现时,会引起与应力脉冲大小不成比例的破坏作用,在大应力之前出现时将会增大抗液化强度。谢定义、巫志辉等根据自己的实验,进一步归纳提出了不规则应力波的六种波序效应^[22],即大波效应(应变与孔压的反应主要取决于大应力脉冲的作用),首波效应(在大脉冲前、中应力脉冲出现愈早,反应愈大),连波效应(在大脉冲后,中应力脉冲相连愈早,反应愈大),缓冲效应(大脉冲在前时,后连的应力脉冲愈小,反应的终值愈小),

强化效应（大脉冲在后时，前行的应力脉冲愈小，反应的终值愈小）及加速效应（孔压发展较高时，小脉冲的作用会显著加速变形破坏的进程）。他们通过比较认为从强度方面分析问题，尽管不同的脉冲构成特性视土的起始强度显示出复杂的综合影响，但粗略地将土型分为冲击型和振动型的研究，能够在相当程度上反映主要波序效应的作用。国内在这方面进行的工作，还有姜朴的实验室试验研究，并据以提出了相应的经验公式。〔25〕

4. 关于多向振动作用

已往的研究多在一个方向上数据，也与现场地震力条件有所差异。国内虽有双向激振的试验设备，但提出的研究成果尚很少见。Sect 对于砂进行的单向和双向（两个互相垂直的方向）振动试验指出〔26〕，双向时的振陷约等于各单向振动时振陷值之和，产生给定振陷所需的

剪应力，双向振动时要比单向振动时小约20%；对饱和砂的试验指出，双向振动发展的孔压约为单向振动时孔压的两倍，给定循环数下引起液化的动剪应力比，双向时比单向时低

10—20%（图3），Ishihara 等人在双向振动单剪仪上

设计了交替剪切（单向、双向、双向亦称十字型剪切）和旋转剪切（圆形和椭圆形）两种应力路径进行试验〔27, 28〕，

交替型剪切时，两个相互垂直方向上施加的动剪应力 τ_s 和 τ_e

相位差为 180° ，应力路径为十字型，如其中任一剪应力为

零，则为单向剪切。旋转型剪切时 τ_s 和 τ_e 的相位差为 90° ，

如 $\tau_s = \tau_e$ 则应力路径为圆形，如 $\tau_s \neq \tau_e$ ，则应力路径为椭圆

圆形，试验结果表明，双向交替剪切时引起某指定应变所需的动剪应力（某一方向），要低于单向交替剪切时此某一方向上所需的动剪应力，而且旋转型剪切路径要比交替型剪切路径的降低更加明显（图4）

5. 关于复杂应力状态的作用

常用的试验设备只能提供较简单的应力状态，如动单剪时为 K_0 固结，动三轴时为轴对称应力状态，施加的动应力状态也比较简单。Ishihara 等人曾在真三轴仪上进行了试验〔29〕，他们改变三个主应力的组合，使其在等倾面上的剪应力路径为交替型和旋转型（图5），指出引起初始液化所需的循环剪应力比随着等倾面上的应力路径型式由直线型，到椭圆型到圆形而逐渐变小。

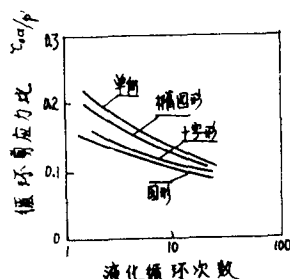


图 4

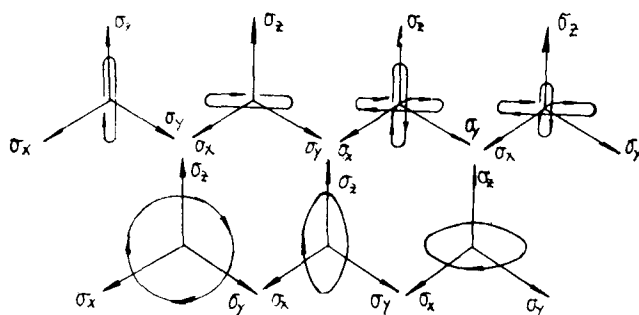


图 5

6. 关于土的结构性的作用

已往在室内试验时常用重塑土，对于砂土的结构性很少考虑。由于结构性包括土粒的排列状况和胶结状况，而排列结构稳定和胶结状况良好的土均具有较高的抗液化能力，因此，试验表明，原状土要比重塑土被

难液化(抗液化剪应力约增1.5—2.0倍,平均1.75倍),古砂层比新砂层较难液化,遭受过历史地震的砂土比未遭受过历史地震的砂土较难液化(不在于密度变化,主要是结构改变),土粒排列中主要接触方向角(与铅垂线的夹角)大的土比方向角小的土较难液化^[30];此外,当利用重塑土试验时,予压1—100天后的试样,其抗液化能力都有所提高。不同制样方法形成的相同密度的试样对液化抵抗有显著差别早已为人共知,也反映了土结构性的影响。还有,一度因地震液化引起强烈剪应变之后再固结的土可能获得较震前为高的密度,但往往由于颗粒沉积时会在局部形成一定的疏松区或结构的非稳定区,由它控制着动应力再度施加时的抵抗。因此在后来低于原来地震强度的地震作用下,也可能发生再液化,还有,在原状地层中往往存在着在实验室内极难重塑成型的低密度。这一切均表明,抗液化试验应该用不扰动的原状试样,而不是重塑试样,至少也应该考虑沉积年代,应力历史,超固结比,予剪效应等的重要影响。

7. 关于土饱和度的作用

通常认为,地下水位以下的土应该处于完全饱和状态,在实验室内均尽量使试样达到最高的饱和度。事实上,实际条件下地下水位以下的土中,往往含有一定的气泡而无法完全饱和,但试验表明,初始饱和度较低的土,只要动应力足够,仍然能达到初始液化条件,饱和度愈低,达到初始液化所需的循环次数愈多,抗液化强度愈高(图6)。由于饱和度稍有变化,孔压系数B将有很大变化,故当按B控制试样饱和度时,只要B达到0.9以上即可认为达到充分饱和, R. C. 钱尼的试验得出,不同B值时的液化循环次数 N_b 与 $B=1$ 时的液化循环次数 N_{sat} 之间在半对数图($B-\log N$)上有直线关系,如其斜率为C,则有

$$N_b = N_{sat} (10)^{\frac{1-B}{C}}$$

此式可用以由已知某饱和度土的 N_b 估计完全饱和时的 N_{sat}

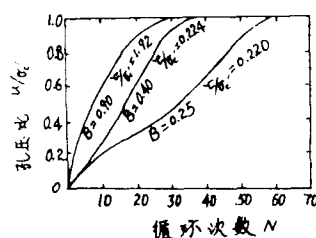


图 6

8. 关于密砂的往返活动性

由于松砂易于液化,历来是液化问题研究的主要对象。但天然情况下或人工处理后也常遇到密砂。它一般比较难于液化,即使在孔压达到起始复盖压力这个初始条件时,仍然有相当的抵抗往返应力的能力,称为往返活动性。^[31, 32]通常用引起某一剪应变水平所需的往返剪应力比来表示。

密砂一般指相对密度 $D_r > 70\%$ 或标贯击数大于15击的砂,它常有长期地质年代中形成的一定胶结强度,而这种胶结强度很容易遭受取样或运送时的某种扰动或试验中的围压增大而发生破坏,使往返活动强度大大降低,给密砂的试验造成了很大的困难。密砂原状样的强度比重塑样高40%,破坏振次小时,差别较大,破坏振次大时,差别变小(图7),因为一旦几周后土粒间的胶结强度丧失,不扰动砂样的性状就变得和重塑样相近^[34]。试验表明^[33],应力释放对密砂没有影响。因此解决密砂的扰动是一个突出的问题,一般块体取样法和冻结取样法可以获得较高的取样质量。

9. 关于部分排水的作用

通常研究液化时均在饱和和不排水条件下进行,因为地震动荷作用时间很短,认为土中的孔隙水来不及排出,孔隙水压力来不及消散。但是,如果振动时间较长,土层较薄,或边界排渗条件良好,势必使孔压的增长与消散同时出现,从而削减孔压的峰值,增大土的抗液化能力。试验表明,孔压的发展对排水条件十分灵敏,一定程度的排水,对降低液化势有明显

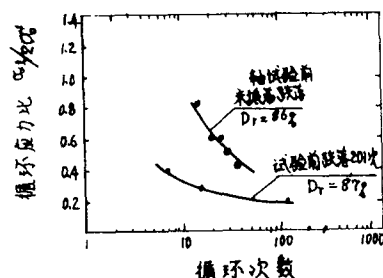


图 7

作用。由于排水条件的好坏与土的渗透系数 K 成正比，与渗径长度 L 成反比，故在研究中引入排水条件系数 $\alpha = K/L$ (1/秒)。李玉蓉等的研究 [35] 得出了不同 α 时的孔压比， u/σ'_{10} 与循环次数比

N/N_0 的关系以及 $\alpha - u_{max}/\sigma'_{10}$ 的关系表明了问题研究的现实意义 (图 8)。Y. Umehara, K. Zen 和 K. Hamada 等人在引入如上 α 值的同时还考虑了频率的影响，即频率愈小，每周的排渗条件愈好，此时 $\bar{\alpha} = \frac{K}{fL}$ 为一个无因次参量 [36]，发现 $\bar{\alpha}$ 大到一定值时，

才有增稳效应，且 D_r 愈大，增稳效应愈强 (图 9)。

1.2 关于液化评判

长期以来，液化的评判或按实验室三轴试验结果进行，或按现场标准贯入试验击数来进行。目前 seed 根据 14 次地震中 38 个地点现场的观测资料同室内的试验相结合总结提出了 $\tau_d/\sigma'_{10} \sim N_1$ 的计算图表 [37] (图 10)， N_1 为归一化的击次，等于复盖压力 1 kg/cm^2 时的等效击次，

$$N_1 = C_N \cdot N = \left(1 - 1.25 \log \frac{\sigma'_{10}}{\sigma'_{100}} \right) N$$

这里 $\sigma'_{10} = 1 \text{ kg/cm}^2$ ， N 为实测的标贯击数， σ'_{100} 为有效复盖压力。按同样的途径，提出的经验公式 [2] 有 Tsukagawa 等 (1.9) 的经验公式。

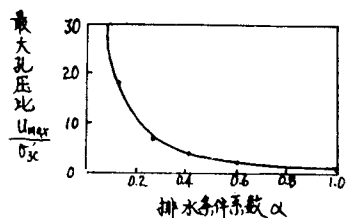


图 8

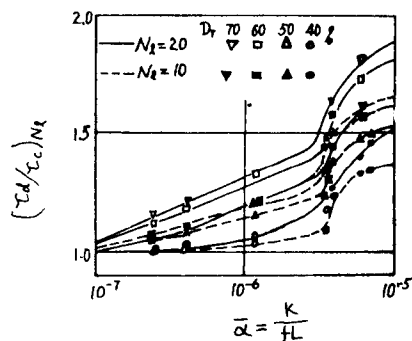


图 9

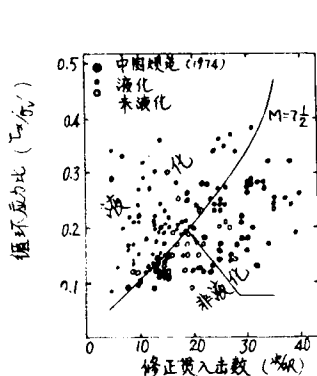


图 10-a

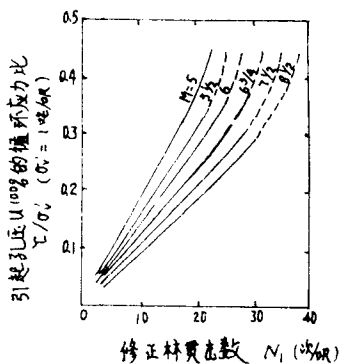


图 10-b

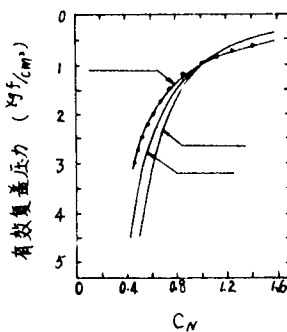


图 10-c

$$\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{10}} \right)_{20} = \begin{cases} 0.0676 \sqrt{N_1} + 0.225 \log \left(\frac{0.35}{D_{50}} \right) \\ 0.0676 \sqrt{N_1} + 0.0350 & 0.04 \leq D_{50} \leq 0.06 \\ 0.0676 \sqrt{N_1} + 0.05 & 0.6 < D_{50} < 1.5 \end{cases}$$

式中

$$N_1 = C_N N, \quad C_N = \frac{1.7}{\sigma'_{10} + 0.7}$$

及 Ishihara (1979) 的经验公式:

$$\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_0}\right)_{20} = 0.009(N_1 + 13 + 6.5 \log_{10} C)$$

式中 $N_1 = G_N N$, $G_N = 0.77 \log_{10} \frac{20}{\sigma'_v}$

G 为 200# 筛下的细粒量%。

上式适用于松、中密砂，或粘土质砂，粉土质砂。考虑细量的修正公式，大部分细粒是中等稠度的，塑性指数 20—40，对于低塑性的细粒土，如尾矿砂，细粒的存在并不能使抗液化阻力象上式中那样来增大，Ishihara 建议采用下式：

$$\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_0}\right)_{20} = 0.0676 \sqrt{N_1} + 0.085 \log_{10} \frac{0.50}{D_{60}}$$

式中 $N_1 = G_N N$, $G_N = 1.7 / \sigma'_v + 0.7$

考虑到往返强度还随 I_P 的增大而增大，且细粒含量 30% 的砂，其增大的速率为 $I_P / 25$ ，故上列两个经验公式可写为

$$\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_0}\right)_{20} = 0.0676 \sqrt{N_1} + 10^{-4} I_P \cdot C$$

及 $\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_0}\right)_{20} = 0.009(N_1 + 13) + 1.67 \times 10^{-8} I_P \log_{10} C$

为了考虑细粒含量的影响，还可在基于地震时现场地面状态所建立的图表或公式中再增加相应的校正

项，如果令 $\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_0}\right)_{20} \approx \frac{1}{0.65} \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_0}\right)$ ，则对细粒土得出 $\left(\frac{\tau_d}{\sigma'_0}\right)_{20} \sim N_1$ 的曲线，增加的校正项

ΔN_1 ，按 Ishihara (1979) 的研究为 $\Delta N_1 = 6.5 \log_{10} C$ ，按 Tokimafu-voshimi (1983) 的研究为 $\Delta N_1 = 0.1C + 4$ 。我国抗震规范则统一表示为

$$N_{cr} = \bar{N} [1 + 0.125(d_s - 3) - 0.05(d_w - 2) - 0.1(P_c - 3)]$$

或 $N_{cr} = \bar{N} [1 + 0.125(d_s - 3) - 0.05(d_w - 2)] \left(\frac{J}{P_c}\right)^{0.6}$

式中 P_c 为小于 0.005 的粘粒含量%

此外，我国不少研究者还提出了多种考虑粘量的经验公式 [7, 38, 39, 40]。

对于砾质砂土 [2, 41]，因其采取不扰动样和制样上的困难，以及标贯击数在解释上的含混，常不将其动强度和任何现场参数相联系，而是对与砾质砂土同样生成条件下的砂土求出动强度作为砾质砂在含砾量为零时的动强度，同时用振动台试验作出不同含砾量 (> 2mm 的颗粒含量百分数) 下砾质砂土的动强度，绘出其与零含量时强度比值对含砾量的关系曲线 (图 11)。利用此曲线，即可根据按如上其他方法确定的砂土动强度和含砾量求得砾质砂土的动强度，用以判定液化。

研究指出， $ssed$ 用 $R = \frac{\tau_d}{\sigma'_0}$ 作为判定液化的参量，而 R 并非稳定的参量，它与相对密度 D_r ，固结应力比 K_c 和结构状态等有关，变化范围较大，难于取得完全反映天然砂性质的数值。yokel 等 (1980) 发现 [42]，如以剪应变幅 γ 代替 R ，则可得较稳定的相关性， $\gamma - u/\sigma'_0$ 关系几乎不受砂土类型， D_r ， K_c 和试验制备方法的影响，且 $\gamma < 10^{-2}\%$ 时， $u/\sigma'_0 = 0$ ，故此剪应变可称为界限动剪应变幅 (或门槛

应变幅) $\gamma_t = 10^{-2}\%$ 。只有当 $\gamma > \gamma_t$ 时,才需考虑液化问题。液化与否的剪应变下限 γ_{cr} 可以由 Dobry, Ladd 得出的 $\gamma_{cr} - N_1$ 关系 得到。汪闻韶将它和剪切波速 v_s 联系起来,指出 [43],

因
$$\gamma = \tau / G,$$

$$\tau = 0.65 \frac{\alpha_{max}}{g} I_d \sigma_v$$

$$G_{max} = v_s^2 \rho$$

故等效剪应变可写为

$$\gamma_e = 0.65 \frac{\alpha_{max}}{g} \frac{I_d \sigma_v}{\left(\frac{G}{G_{max}} \right) \gamma_e - \rho v_s^2}$$

可得
$$v_s = \sqrt{\frac{0.65g \frac{\alpha_{max}}{g} I_d \sigma_v}{\gamma_e \cdot \gamma_e (G/G_{max}) \gamma_e}}$$

令 $\gamma_e = \gamma_{cr}$, 则 $v_s = v_{s,cr}$

$$v_{s,cr} = \sqrt{\frac{0.65g K_{max} I_d \sigma_v}{\gamma_{cr} \gamma_{cr} (G/G_{max}) \gamma_{cr}}}$$

如 $v_s < v_{s,cr}$, 则液化。

由于剪切波速可以通过室内共振性试验测得, 将它和室内试验抗液化剪应力建立联系 [44], 即可在已知 v_s 的情况下, 查出抗液化剪应力作为判断液化的依据。

1.1 关于液化危害度

以前, 人们多把注意力集中在对某饱和土液化可能性估计上, 但实际影响建筑物遭受严重危害的是土层的液化。如果发生液化的砂层较薄, 且埋藏层位较深, 上部为轻型结构, 则它在发生液化时的危害性将远远小于某浅而厚的砂层发生液化的危害性。如果液化并不足以危及建筑物的稳定性, 就毋需耗费大量财力来对它作过分的处理。处理应与建筑物的稳定和使用要求相适应, 即按建筑物的特性和液化的实际危害采取必要的处理方法。所以液化危害性的分析近年来得到了重视 [47-51]。

液化对建筑物的危害程度, 从地基方面分析, 主要视可液化土层的埋深 z_L , 可液化土层的厚度 D_L , 可液化势 L 超过抗液化能力 R 的程度, 以及可液化土层上非液化土层的厚度 D_1 而定。埋深愈小, 可液化土层愈厚, 液化势超过抗液化能力愈多, 可液化土层上的非液化土层愈薄, 液化的危害性就愈大, 反之, 液化的危害性愈小。如果将抗液化能力与液化势之比称为液化安全系数 F_L , 则上述液化势超过抗液化能力的程度可以表示为 F , 且

$$F = 1 - F_L = 1 - \frac{R}{L}$$

即 F 愈大, 危害性愈大。

此外, 液化对建筑物的危害程度还与基础及上部结构的情况有关。基础埋深 D_f 愈小, 荷载偏心愈大, 基底距可液化土层愈近, 液化的危害性就愈大。如果上部结构的型式、刚度、质量分布可以通过结构的基本周期来反映, 则在地震作用下, 当可液化土层由硬变软时, 地基的自振周期增长, 这样, 对于本来具有较长周期的建筑物, 会使其地震反应增大, 而遭到更大的破坏。一般在液化危害性分析中, 主要应反映地基

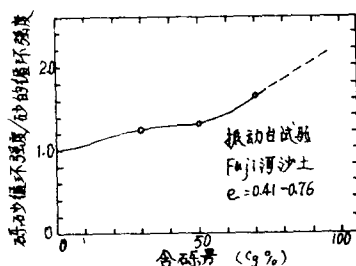


图 11

因素的影响。而将基础和上部结构的影响通过不同的系数和参数予以反映。地基液化指数 I 由下式确定:

$$I = \int_0^H (1 - F_L) W(z) dz$$

当对地基分层进行计算时, 上式可写为:

$$I = \sum_{i=1}^n (1 - F_{L,i}) W_i(z) \Delta z_i$$

式中 F_L 按其定义, 可表示为液化时的标贯击数 N_{cr} 、动剪应力 τ_L 和土层实际的标贯击数 N 、地震剪应力 τ_e 之比, 即

$$F_L = \frac{N_{cr}}{N} = \frac{\tau_L}{\tau_e}$$

且当 $F_L \geq 1$ 时 $F = (1 - F_L)$ 取为零。

$W(z)$ 为与深度有关的权函数, 因深度愈小, 危害愈大, 故一般取上天下小的倒三角形或梯形, 对于图 13 具体尺寸的确定, 目前已提出了不同的建议 (图 13)。如对工业民用建筑, 影响深度取 $15m$ (日本用 $20m$), 取梯形时, 在地面向下 5 米范围内不变, 在往下 $10m$ 范围内逐渐减小至零, 至于横向尺度。日本的岩崎取 1.0 , 龙岗取 10 , 我国建议取 10 。这些数据以能反映深度变化时影响程度的变化为原则, 需要进一步研究解决。这样, 如果可以通过大量的实测资料, 将 I 值同实际的危害程度联系起来, 并按危害程度大小判定出相应的等级, 据以确定工程处理原则, 将更能符合安全经济的原则。在这方面, 我国由中国科学院工程力学所, 等九单位组成的“液化危害分析”协作组做了大量的工作 [48]。它们对 152 个液化事例和 80 个非液化事例

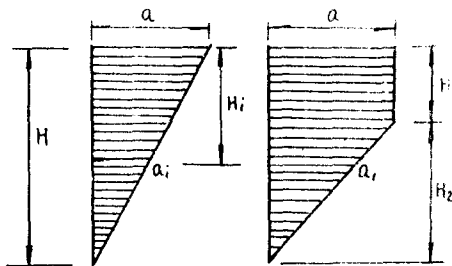


图 13

按其实际的液化危害程度进行了分析, 得出在采用三角形权函数 ($H = 15$, $a = 10$, 面积为 75) 即

$W_i(z) = 10 - \frac{2}{3} H_i$ 时, 可按 I 值将地基划分为三类, 并建议出相应的工程措施 (表一), 张苏氏用梯形分布的权函数 ($H = 15m$, $a = 10$, $H_1 = 5$, $H_2 = 10$, 面积为 100) 得出了不同的分级指标 [5], 这个问题的进一步研究具有重大的实际意义。

表 一

液化等级	液化指数	危害程度	工程处理原则
I	$0 < I < 3$	场地不喷砂冒水, 或有零星喷冒点	除特别重要的建筑物外, 可不采取措施。
II	$3 < I < 7$	场地从轻微喷冒到严重喷冒, 多属中等喷冒。	除辅助性建筑外, 均应采取措施, 优先考虑结构措施。
III	$I > 7$	场地严重喷冒, 可使建筑物沉降 $20-30cm$ 高重心建筑物可能严重倾斜。	对主要建筑物应考虑地基处理, 桩基或可靠的结构措施。

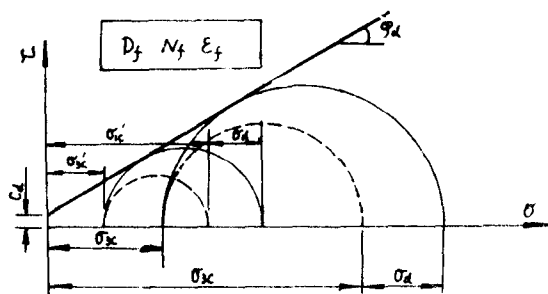


图 14

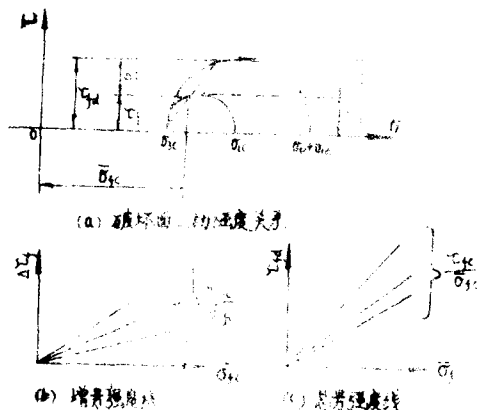


图 15

而对于偏压固结情况，因有残余应变存在，综合应变较大，且视固结应力增大而增大，相应于起始液化的综合应变量可以达到 $10 \sim 15\%$ 以上这样大的应变，即使土尚未达到破坏状态，但为建筑物不能承受，不能不视为破坏出现。对于孔压上升达不到侧压的情况，动荷作用下土性中会发生相当大的应变。因此一般常采用破坏应变标准。同时，考虑到建筑物不能承受的应变，视建筑物的不同型式和使用条件而可能有一定的变化范围，故常按不同的破坏应变值（如 5% 、 10% 、 15% 等）提出动抗剪强度曲线，以便结合实际情况应用。近年来，日本 *Ishihara* 认为可取用 20 次达到振幅应变 5% 的动剪应力作为土的动抗剪强度值，以此标准对各类土进行研究。除了以上液化标准、应变标准外，在动强度研究中也提出了极限平衡标准^[52]，和屈服标准^[53]。汪闻韶提出的极限平衡标准，将动荷作用过程中首次满足动极限平衡条件视为破坏，概念明确，但由于动荷的作用特点，这个条件其出现是个别瞬间，有时距明显破坏很远，除饱和松砂均压固结的情况外，过分偏于保守。因此有的作者^[54]应用极限平衡理论分析了动力失稳过程之后指出，在动荷作用过程中孔压逐渐增大时，动极限平衡可能在动剪应力的某一时刻首先达到，而在这个半周的其他时刻或另一半周的各个时刻，均仍然处于弹性平衡状态，并反映出对破坏的一定阻抗。随着动荷的持续作用，极限平衡将会从开始的一个瞬间发展为一个时段。与此同时，在原来未达到极限平衡的半周内，又开始出现瞬时的，进而发挥为时段的极限平衡，当两个半周的极限平衡时段发展到一定程度时，土即达到了完全的破坏（包括饱和砂土的液化），以后随着动荷的持续作用，极限平衡时段不再增大，而动变形却继续积累，直至振动中止时才中止变形。这样，可以将破坏过程由两个半周前后开始出现极限平衡的时刻划分为三个阶段。在第一个阶段内，变形较小，且增加缓慢。第二阶段内，首先达到平衡的那个半周内的变形迅速增大。当另一个半周也开始出现极限平衡时进入失稳的第三阶段，两个半周内变形都以较大的速度增大迅速达到破坏。因此作者建议以后一个极限平衡条件出现作为破坏标准，将更符合破坏的概念。这样对均压固结来说，前后两个极限平衡点相距很近，同一般极限平衡标准相近，对于偏压固结来说，前后两个极限平衡点相距往往较远，同一般极限平衡标准会有较大的差别，补足了一般极限平衡标准的缺陷，使破坏的出现基本上反映出相近的安全度。

最后，还有一个屈服标准^[53]，屈服标准一般用于非饱和粘性土，此时对于不同的应力状态和湿度状态，应变发展过程中出现明显转折，即应变速度急增所对应的应变值相差很大。如仍取一个固定的应变作为破坏标准，显然不够合理，因此取转折点作为破坏来整理资料，作出动抗剪强度曲线。

3. 关于动强度的包络曲线

极限平衡理论是在静力条件下研究土强度问题的有力武器，在动力条件下人们自然想到它的适用性和适用条件。前面在动强度表述方式中已经指出，按总应力法作出的动应力状态莫尔圆存在一个类似于库仑

定律的公切线, 而且这个公切线, 即包络线, 对法向应力 σ 的倾角随孔隙水压力的增长而变缓, 标志着动强度的衰化。但是当按有效应力求取动强度指标时, 却出现这个倾角随孔压的增长而增大的反常现象。试验表明, 这种现象是由于液化条件下土有极低的抗剪强度, 使得试样外橡皮膜约束力的影响不容忽视所引起。经“水试样”校正后可以得到比较合理的结果^[4]。应力路径表明, 随着孔压的上升, 应力路径向原点方向移动, 但始终不能逾越一个限定的界线, 即动强度包络线^[4, 55], 可以用包络线的倾角确定土的有效内摩擦角。这种方法同用强度最大发挥角的发展过程线达到稳定条件确定动有效内摩擦角的方法是一致的。当对拉压两个半周采用上述方法时, 可以得出拉压半周相应的有效内摩擦角。一些试验表明^[4]拉半周的有效内摩擦角一般小于压半周的有效内摩擦角值 $1 \sim 2$ 度, 而且基本上接近静有效内摩擦角值。因此有的研究者建议近似取相同数值并等于静有效内摩擦角以简化计算, 有的则主张取动有效内摩擦角低于静有效内摩擦角 $2 \sim 3$ 度^[55]。现有的一部分试验得出, 这个动有效内摩擦角不仅视土性条件的变化而变化, 对同一种土性, 也随固结应力状态的变化而变化, 固结应力比 K_0 愈大, 有效内摩擦角愈大。有的试验研究表明^[56], 出现这种现象的原因主要在于动荷作用下动粘阻力的影响, 如果在整理试验资料中只对动摩阻力部分作图, 则有效内摩擦角将不随固结应力状态的变化而变化, 它是一个稳定的土性指标, 仅与土性有关。因此提出了瞬态抗剪强度的表达式, 即

$$\tau_{df, t} = \sigma_t' \tan \phi_d' + \eta \dot{\gamma}_t$$

式中 $\tau_{df, t}$ —— t 时刻土的动抗剪强度

σ_t' —— t 时刻剪切面上法向有效应力

$\dot{\gamma}_t$ —— t 时刻剪切面上的动剪应变速度

ϕ_d' —— 动有效内摩擦角

η —— 动粘滞系数

动粘滞系数 η 也只是—个稳定的土性指标, 动粘阻力部分在应变速率较小时可以忽略不计, 应变速率较大时, 土的强度已经很低, 摩阻力部分也很小, 动粘阻力部分将不能忽略。尽管考虑它在实际上意义并不很大, 但理论上是一个重要的认识, 否则会引出错误的结论。

必须指出, 在研究土的动强度包线时必须以应变得到充分发挥为标准, 所得的包线实际上是一个状态边界线, 它将动荷作用下可能达到与不可能达到的状态区分开来。如果注意到土在剪切过程中另一条将土受剪缩和剪胀这两种状态区分开来的—个界线, 称为相转换线, 它在动荷作用过程中的有效应力路径图上代表了应力路径转折点的连线, 则对了解土的动力失稳过程具有重要的意义^[2, 5]。土的破坏正是土的应力状态在相转换线与破坏边界线之间发展而出现的结果。对于砂土, 这两条线在 $\tau - \sigma$ 应力平面内的倾角可分别表示为 ϕ_0' 及 ϕ_m' , 并分别称之为初值内摩擦角和终值内摩擦角, 其间具有如下关系

$$\phi_0' = \alpha \phi_m'$$

式中 α 为一个由相对密度确定的系数 $0 < \alpha \leq 1$ 。当土疏松无剪胀出现时, 上述两条线重合。试验表明^[4], 上述关系对静力条件下同样存在。

4. 关于动强度的发展机理

动荷作用的特点是它的应力幅值随时间按某一规律发生变化。动荷作用过程中产生的孔压也随时间变化。这样, 土所受的有效应力同样随时间变化。如果按静力条件下的概念, 将土处于极限平衡时认为破坏的话, 那末动力条件下的破坏首先发生在瞬间上, 而后发展在一个或几个时段上, 最后当这类时段进一步发展到一定程度时才会发展为整体性的破坏。这种特点可以用瞬态极限平衡理论来分析。谢定义、张理民等人在应力空间内研究了变形强度的机理^[5], 指出当有效应力点在应力空间内变化时, 它实际可能的变

化域由破坏界面所限定。增荷条件下可以有增荷剪缩（有效应力点不超过相态转换面）和增荷剪胀（有效应力点在相态转换线与破坏界面之间）两个特性域，分别表示为C-域及P-域，在卸荷条件下一般为卸荷回弹域，即E-域，但如果卸荷前，增荷已进入P域时，则在卸荷时，除E-域外，还会出现以孔压和变形显著增长为特点的反向剪缩域，表示为S-域（图16）。这个域之所以称为反向剪缩是因为当在卸荷段出现P-域时，反向作用增荷时，也会产生与预先产生剪胀相关联但发生在反向加荷条件下的剪缩现象。而且先期的剪胀愈发展，反向的剪缩愈显著。这样，在动荷作用的任一个循环内，视其土性条件、应力条件和应力—应变历史的不同，瞬态的有效应力点可能以不同的顺序和不同的持续时段通过不同的空间特性域，从而引起不同的孔压和变形增量和积累。作者根据不同的静动应力组合总结了八种失稳类型，对每一种类型，按其不同的失稳阶段找到了C, P, E, S不同时段排列的发展的规律。在此基础上揭示了动荷作用下变形和强度发展变化的机理，建立了瞬态度量场的概念，并且在瞬态变形与瞬态孔压的计算上迈出了新的一步。

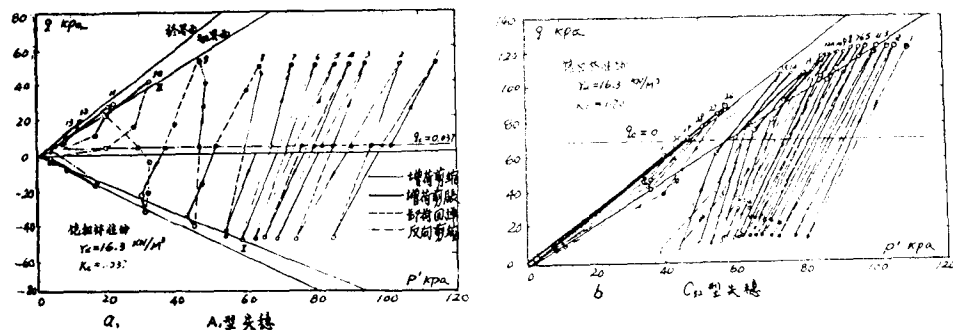


图 16

(三) 动孔隙水压力研究

动荷作用下孔隙水压力的发展是土变形强度变化的根本因素，也是用有效应力法分析土体动力稳定性的关键。对动孔压发生发展与消散的研究已经成为一个人们十分关注的问题。为便于讨论，可以将已提出的多种的理论和方法，按其孔压相联系的主要特征分为应力模型，应变模型，能量模型，内时模型，有效应力路径模型和极限平衡模型。

1. 关于孔压的应力模型

这类模型的一个共同特点是将孔压和施加的应力联系起来。由于动应力的大小应该从应力幅值和持续时间两个方面来反映，因此这类模型中常出现动应力和振次，或者将动应力的幅值用引起液化的周数 N_L 来体现，寻求孔压比和振次比 $\frac{N}{N_L}$ 的关系。这类模型中最典型的为 Seed^[5] 在等压固结不排水动三轴试验基础上提出的关系（图17）：

$$\frac{u}{\sigma'_v} = \frac{2}{\pi} \arcsin \left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/2\theta} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin \left[2 \left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/2\theta} - 1 \right]$$

式中 θ 为试验常数, 取决于土类和试验条件, 在大多情况下

可取 $\theta = 0.7$ 。

对于偏压固结情况下, Finn[59], 徐志英[60] 等都提出了修正公式, 分别为:

$$\frac{u}{\sigma_o'} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin \left[\left(\frac{N}{N_r} \right)^{\frac{1}{\alpha}} - 1 \right]$$

$$\frac{u}{\sigma_o'} = \frac{2}{\pi} \arcsin \left(\frac{N}{N_r} \right)^{\frac{1}{2\theta(1-\alpha r)}}$$

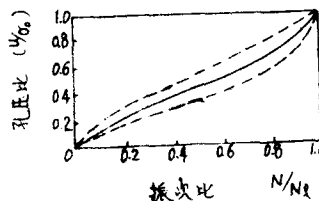


图 17

式中 α 为考虑偏压固结的试验常数

$$\alpha = \alpha_1 K_c + \alpha_2$$

当 $D_r = 50\%$ 时, 取 $\alpha_1 = 3$, $\alpha_2 = -2$, 故得 $\alpha = 3K_c - 2$ 。

N_r 为孔压比等于 50% 时的剪应力

r 为初始剪应力比, 即 $r = \tau_o / \sigma_o'$,

m 为反映孔压随 r 递减的一个系数, 作者在单剪仪上对天津粉砂测得为 1.1—1.3; 对尾矿测得为 1.1—1.2。

对于 Finn 的公式, C.S. Chang 作了进一步的修正, 以期考虑 K_c 增大时孔压发展极限值降低的现象

$$\frac{u}{u_f} = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin \left[\left(\frac{K}{K_r} \right)^{1/\alpha} - 1 \right]$$

式中 u_f 为偏压固结时孔压发展的极限值,

$$u_f = \sigma_{oc} \left[\frac{1 + \sin \rho'}{2 \sin \rho'} - \frac{1 - \sin \rho'}{2 \sin \rho'} K_c \right]$$

$$\alpha = 2.25 - 2.53 \left(\frac{50}{(1 + K_c) D_r} \right)$$

属于这一类孔压应力模型的公式还有很多, 例如石桥的公式[70]、魏汝龙的公式[52]、王志良的公式[62]、张广润的公式[63]、左光明的公式[65]、刘颖的公式[71]等。应该指出, 应力模型的一个明显缺陷是无法解释端差应力发生卸荷时, 引起孔压增长的重要现象, 即反向剪缩特性, 而这时孔压的变化往往起着明显的作用。这类模型的发展与早期动荷实验的仪器设备多系应力控制式有密切关系。

2. 关于孔压的应变模型:

这类模型的共同特点是孔压同某种应变联系起来。已往常采用排水体应变, 最近不少学者主张采用剪应变。属于前者的模型主要有马丁—芬孔压模型[68、69] (图 18) 和汪闻韶孔压模型[66、67] (图 19)。可以分别写为

$$\Delta u = \bar{E}_r \cdot \Delta \epsilon_v$$

和

$$\Delta u = E_c \cdot \Delta \gamma$$

式中

$\bar{E}_r$ 为有效复盖应力 $\sigma_{v'o}$ 下的切线—唯回单模量,

$$\bar{E}_r = \frac{(\sigma_{v'}')^{1-m}}{m \beta (\sigma_{v'o}')^{n-m}}$$