第 21 卷 第 1 期
2000 年 3 月

岩 土 力 学
Rock and Soil Mechanics

Vol. 21 No. 1
Mar. 2000

文章编号: 1000-7598-(2000)01-0020-05

原状和重塑海洋粘土经历动载后的静强度衰减 *

王淑云, 楼志刚

(中国科学院力学所, 北京 100080)

摘要: 根据海洋粉质粘土原状和重塑土样的动三轴试验结果, 比较和分析了两种土样应力、应变、孔隙水压力和不排水抗剪强度行为, 得到了土样的静不排水抗剪强度衰减与波浪荷载作用下土样产生的动应变以及平均累积孔压之间的关系。并将波浪荷载作用使土样内孔压升高, 有效应力降低, 形成拟超固结现象的理论, 应用到土样不排水抗剪强度衰减与平均累积孔压之间关系的分析; 同时与重塑土样的超固结静态剪切试验结果进行比较, 得到了土样在波浪荷载作用后的归一化不排水抗剪强度与拟超固结比之间的关系式。建议以少量原状土样, 配合大量重塑土样的动三轴试验结果, 实现对实际海洋粘土地基在波浪荷载作用后的静不排水抗剪强度衰化规律的评估。

关 键 词: 强度衰减, 波浪荷载, 动应变, 平均累积孔压, 拟超固结

中图分类号: TU 43 **文献标识码**: A

作 者 简 介: 王淑云, 女, 34 岁, 助研, 现从事海洋土动力特性的实验研究工作。

The degradation of undrained shear strength of undisturbed and remolded marine clay after cyclic loading

Wang Shuyun, Lou Zhigang

(Institute of Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Beijing 100080, China)

Abstract The behavior of stress, strain, pore pressure and static undrained shear strength of undisturbed or remolded marine silty clay samples under undrained cyclic loading conditions is analyzed. The degradation of undrained shear strength is related to the cyclic strain and accumulated pore pressure produced by undrained clyclic loading. Based on the principle of quasi-overconsolidation and the results of comparing the cyclic triaxial test on normal consolidated samples and the static triaxial test on overconsolidated samples, the relation between normalized undrained shear strength and quasi-overconsolidation ratio is estabalished. In order to estimate the degradation of undrained shear strength of marine sily clay, the cyclic triaxial test results of undisturbed and remolded marine silty clay samples are needed.

Key Words degradation, cyclic loading, cyclic strain, quasi-overconsolidation, accumulated pore pressure

1 前 言

海洋粘土地基在波浪荷载作用后的应力 - 应变和不排水抗剪强度衰减行为, 将直接关系到上部建筑物如海洋钻井平台和海底管线的安全以及采油和输油设备的正常运转。因波浪荷载持续作用造成粘土地基强度降低或丧失, 发生大变形或滑动, 以致使上部建筑物失稳或破坏的现象已得到证实[1]。因此, 二十多年来, 许多国内外学者关注或从事着这一方面的研究, 并取得了一些很有价值的研究成果。

因为海洋钻井取样费用高, 海洋地基土的空间变异度大, 难以保证所获取土样的数量和均匀性, 所以对实际海洋粘土动力特性的研究工作比较困难。挪威土工所对 Dramman 粘土原状土样进行了大量的动态试验, 系统地分析和研究了试验结果, 并成功地应用于实际设计[2], 但这样的例子很少见。以往开展这方面研究工作的多数研究者是基于重塑土, 如高岭土或区域扰动性土样的动态试验结果。通过分析土样在动载作用下的应力 - 应变和孔压关系, 给出重塑粘土的动、静强度及刚度的衰减规律, 并提出预估静强度和刚度衰减的模型及关系式[3]。这种重塑土样试验研究的优点在于: 土样均匀, 且土样数量和试验时间不受限制, 试验数据重复性好, 易于分析。缺点为: 不具有原状土样的天然结构, 试验结果和实际土样相比可能有很大差别。少数研究者则基于原状土样的动态试验结果, 给出特定区域土的应力、孔压、应变及强度衰减关系, 有的也提出一些预测模型[4]。但总的看来, 由于原状土样数量少且不可能很均匀, 因此, 有关原状土样的大部分文章试验数据点偏少, 也较分散, 难以取得满意的静强度和刚度衰减结果。

在我国南海北部湾蕴藏着丰富的石油和天然气资源, 该海区海底分布着大量的粉质粘土。随着这一区

收稿日期: 1999-04-27。

* "九五"中科院资源与生态环境研究重大项目资助(KZ951-A1-405)。

© 1994-2009 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

域海洋石油开发及平台和管线工程的建造,了解和预测这种海洋粉质粘土在波浪荷载作用后的应力、孔压、应变及不排水抗剪强度衰减行为显得越来越重要。笔者计划从以下试验步骤出发,对这种土在波浪荷载作用后的静不排水抗剪强度衰减规律进行分析。

(1) 取得原状土样,进行动三轴试验。总结土样的静不排水抗剪强度衰减同动载引起的应变、孔压之间的关系,并注意分析土样的不均匀性对试验结果的影响。

(2) 制备重塑土样,进行动三轴试验。分析土样的应变、孔压和静不排水抗剪强度的变化关系;比较原状和重塑土样应力、应变和强度衰减行为的异同及机理,提出预测关系式。

(3) 进行重塑土样的超固结静三轴试验。将其归一化不排水抗剪强度与超固结比的关系和动态试验得到的归一化不排水抗剪强度与拟超固结比的关系进行比较,并总结原状和重塑土样的动态试验结果,最终实现对实际土在动载作用后的静不排水抗剪强度衰减规律的预测。

2　土样情况及试验方法

2.1　土样情况

原状土样取自中国南海某部 70 m 水深的两个钻孔,土层深度为 12～40 m。土样的基本物性指标为:容重 19～20 kN/m^3;比重 2.74～2.75;含水量 26 %～30 %;塑限 15 %～17 %;液限 28 %～38 %;塑性指数 11～22。土样为深灰色粉质粘土,基本处于正常固结状态。土样均匀程度不同,可分为均匀、较均匀和不均匀三类,其中不均匀性主要是由于土样内部夹有团状或条状的粉土团造成的。

重塑土样是采用扰动土样,经充分搅拌均匀后,采用控制干容重为 15 kN/m^3 的标准,分层击实成样,再将其置入真空气缸内抽气,注水饱和。经此法制备的土样饱和程度均大于 96 %,含水量为 30 %～31 %,湿容重为 19.6 kN/m^3。

2.2　试验方法

试验是在动三轴仪上进行的。土样的动态-静态剪切试验(简称 CCU)步骤为:试样先在围压 σ_{30} = 200 kPa 下进行排水固结,然后给定不同动应力幅值 σ_d 和循环周数 N,形成不同的动载水平,待试样内的孔压或应变达到指定值时,停止动循环,并等土样内部孔压平衡后,进行静不排水剪切。在动态试验过程中,施加的动载为等幅正弦波,周期 T = 10 s。土样的动破坏标准为单幅动应变 ε_{cy} = 5 %。

重塑土样的超固结静态试验(简称 OCR～CU)步骤为:首先试样在 σ_{30} = 200 kPa 条件下固结,然后卸载至围压 σ_{3i},形成超固结比 OCR = σ_{30}/σ_{3i},关闭排水阀,进行静剪切。

3　试验结果及分析

3.1　重塑土样试验结果

共计 34 个土样分别在不同的动载水平作用下,即 σ_d 为(0.20～0.36) σ_{30},N 为 5～1 500 时,产生的单幅动应变 ε_{cy} 为 0.01 %～5.0 %,平均累积孔压 u_0 为 20～185 kPa,在随后进行不排水静剪时,对应指定静破坏应变 $\varepsilon_{f,s}$ = 5 % 的不排水抗剪强度值 $S_{u,c}$ 为 27～90 kPa。

土样在经历动载作用后的静不排水抗剪强度比值 $S_{u,c}/S_{u,s}$ 与动载作用末周土样的动应变比值 $\varepsilon_{cy}/\varepsilon_{f,s}$ 之间的关系如图 1(a),$S_{u,c}/S_{u,s}$ 与动载作用后土样内的平均累积孔压比值 $u_0/u_{f,s}$ 之间关系如图 1(b)。图 1(c) 为土样在动载作用下产生的 u_0 和 ε_{cy} 之间的关系。这里 $S_{u,s}$ = 90 kPa,$\varepsilon_{f,s}$ = 5 %,$u_{f,s}$ = 120 kPa,分别为土样在未经历任何动载作用时的静不排水抗剪强度值、指定静破坏应变值和对应破坏时的孔压值。

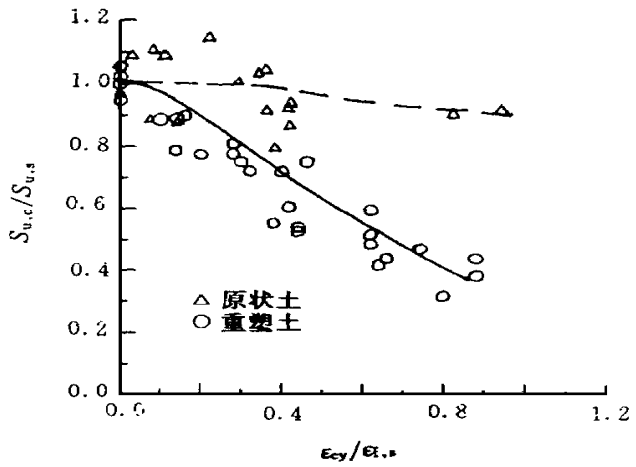
从图 1 中曲线 1 可以看到:土样在经历动载作用后 $S_{u,d}$ 值随 ε_{cy} 增大而大体上呈衰减趋势。即当 $\varepsilon_{cy}/\varepsilon_{f,s} \leq 0.1$ 时,$S_{u,c}$ 值基本无明显衰减;当 $\varepsilon_{cy}/\varepsilon_{f,s} > 0.1$ 时,$S_{u,c}$ 值随 ε_{cy} 的增大而明显衰减。土样的 $S_{u,c}$ 值随 u_0 的变化关系为:当 $u_0/u_{f,s} \leq 1$ 时,$S_{u,c}$ 值无明显衰减;当 $u_0/u_{f,s} > 1$ 时,$S_{u,c}$ 值随 u_0 的增大而明显衰减。动载作用使土样产生的 u_0 和 ε_{cy} 之间也有一定的相关关系,即当 $\varepsilon_{cy} \leq 0.1\ \varepsilon_{f,s}$ 时,u_0 值随 ε_{cy} 微小增加而迅速增大,此时 $u_0 \leq u_{f,s}$;而当 $\varepsilon_{cy} > 0.1\ \varepsilon_{f,s}$ 时,u_0 值随 ε_{cy} 迅速增大则增长减缓。图 1 中的所有拐点基本对应。即在 $S_{u,c}$ 值无明显衰减处,对应的平均累积孔压界限值 $u_{0,c}$ = 120 kPa、动应变界限值 $\varepsilon_{cy,c}$ = 0.5 %。在 u_0-ε_{cy} 图上 $u_{0,c}$ 和 $\varepsilon_{cy,c}$ 基本对应。

3.2　原状土样试验结果

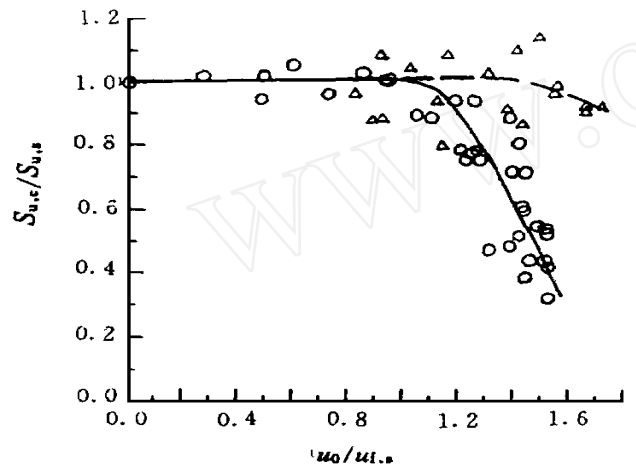
19 个原状土样分别在 σ_d 为(0.43～1.0) σ_{30},N 为 3～1 000 的动载水平作用下,产生的 ε_{cy} 为 0.01 %～4.1 %,u_0 为 86～180 kPa,$S_{u,c}$ 为 99～137 kPa。原状土样在未经历任何动载作用时的 $S_{u,s}$ = 124 kPa,$\varepsilon_{f,s}$ = 5 %,$u_{f,s}$ = 105 kPa。

图 1(a),(b),(c) 中曲线 2 为原状土样在不排水动载作用后的 $S_{u,c}/S_{u,s}$-$\varepsilon_{cy}/\varepsilon_{f,s}$,$S_{u,c}/S_{u,s}$-$u_0/u_{f,s}$ 以及 u_0-ε_{cy} 的相互关系。图中的试验点较分散,很难看出 $S_{u,c}$ 值随 ε_{cy} 和 u_0 值明显变化的规律。但是,参照图 1

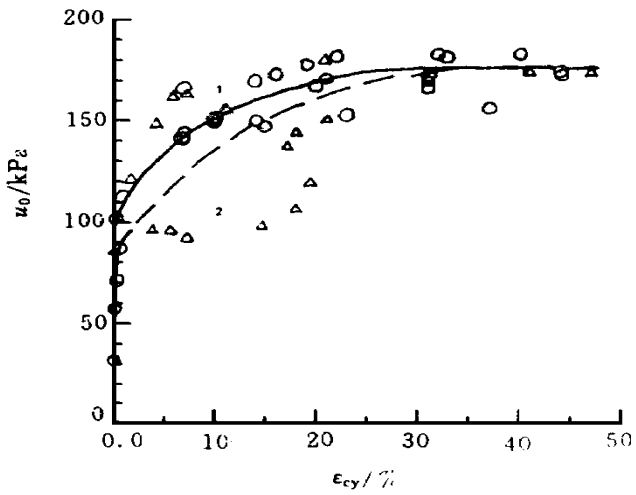
© 1994-2009 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net



(a) $S_{u,c}/S_{u,s}$-$\varepsilon_{cy}/\varepsilon_{f,s}$ 关系曲线



(b) $S_{u,c}/S_{u,s}$-$u_u/u_{f,s}$ 关系曲线



(c) u_0-ε_{cy} 关系曲线

图 1 重塑土样和原状土样的 CCU 试验结果

Fig. 1 CCU results of remolded and undisturbed clay

中重塑土样试验结果,并考虑到原状土的不均匀性、含水量不同等对试验结果的影响,原状土样的 $S_{u,c}$ 值随 ε_{cy} 和 u_0 值的变化关系可大致归纳为:当 $\varepsilon_{cy}/\varepsilon_{f,s} \leq 0.4$ 或 $u_0/u_{f,s} \leq 1.5$ 时,$S_{u,c}$ 值基本无明显衰减;当 $\varepsilon_{cy}/\varepsilon_{f,s} > 0.4$ 或 $u_0/u_{f,s} > 1.5$ 时,$S_{u,c}$ 值随 ε_{cy} 的增大有些衰减,但衰减程度不大。u_0 和 ε_{cy} 之间也有一定的相关关系,$\varepsilon_{cy,c} = 2\%$ 和 $u_0 = 158$ kPa 的点也基本在 u_0-ε_{cy} 关系曲线上。

3.3 原状土和重塑土试验结果的比较和分析

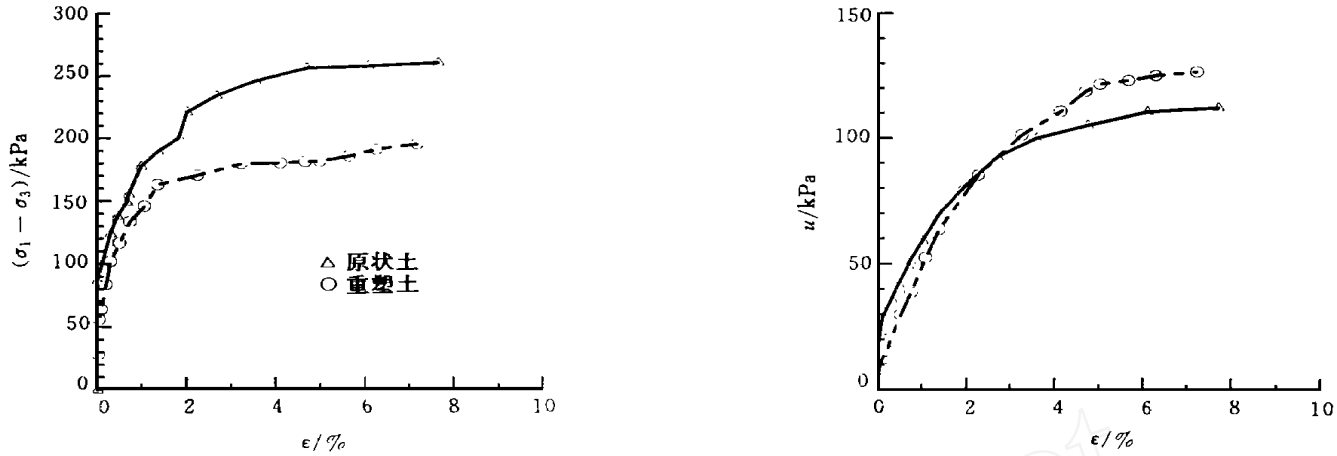
众所周知,原状土和重塑土的内部结构明显不同,原状土颗粒之间存在天然的联结作用,而重塑土则不具有。因此两种土的力学特性必然不同。从图 2(a),(b)两种土样在 $\sigma_{30} = 200$ kPa 条件下未经历任何动载作用时的固结不排水剪切试验(简称 CU)结果比较,可以看到:随着应变发展,当应变大于 3 %时,重塑土比原状土的孔压发展较快,当应变等于 5 %时,前者比后者的孔压值高 12 %。两种土样应力则随着应变的增大而一直增大,均呈现塑性破坏形式;但在相同应变时,重塑土比原状土的应力值低。取 $\varepsilon_{f,s} = 5\%$ 时主应力差的一半为土样的不排水抗剪强度值时,前者比后者低约 27 %。

将原状土和重塑土的动三轴试验结果相比(见图 1),可以发现原状土的静不排水抗剪强度衰减程度小,且动应变和平均累积孔压的界限值也较重塑土的高。对此可解释为:原状土样内部土颗粒之间的联结作用强,因而其静不排水抗剪强度值也大。要削弱或破坏这种联结作用,即降低土的不排水抗剪强度,就需要较大的动载水平,从而使得土样产生较大程度的动应变和平均累积孔压。而重塑土则只需较小的动载水平,即当土样产生相对较小的动应变和平均累积孔压值时,土样内部颗粒之间原本较弱的联结作用就会遭到破坏。当动应变和平均累积孔压超过其较小的界限值时,重塑土的静不排水抗剪强度值就会随动应变和孔压的增大而大幅度衰减。

原状土与重塑土的试验结果相比,前者离散得多。这主要是原状土的不均匀性造成的,与应力释放因素也有关系。

按照波浪荷载作用,使得土样内孔压升高,有效应力降低,具有超固结特征,从而使得土样的静不排水抗剪强度降低的理论。将重塑土样的 CCU 试验结果整理成归一化不排水抗剪强度 $S_{u,c}/(\sigma_{30} - u_0)$ 和拟超固结比 AOCR $= \sigma_{30}/(\sigma_{30} - u_0)$ 之间的关系,并与重塑土样的 OCR-CU 试验结果,即归一化不排水抗剪强度 $S_{u,OCR}/\sigma_{3i}$ 和超固结比 OCR $= \sigma_{30}/\sigma_{3i}$ 关系进行比较(参见图 3),发现两者十分接近。说明尽管试验过程不同,只要土样内部产生的孔压值一致,土样的归一化不排水抗剪强度值就相等或接近。因此,动载作用后的静不排水抗剪强度与动载引起的平均累积孔压之间的关系可参考 OCR-CU 试验结果。

© 1994-2009 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net



(a) 应力-应变关系曲线　　(b) 孔压-应变关系曲线

图 2　原状土和重塑土 CU 试验结果比较

Fig. 2　Comparison of CU test results between remolded and undisturbed clay

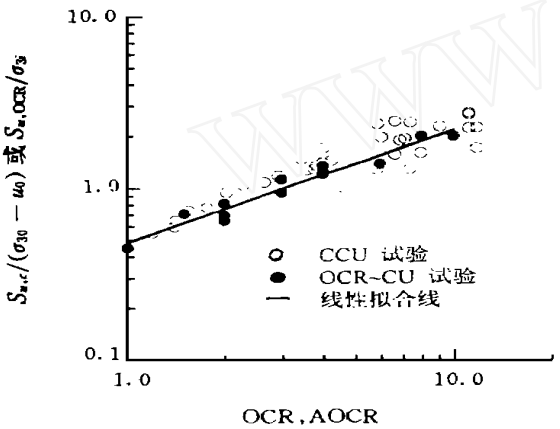


图 3　重塑土样的 CCU 和 OCR-CU 试验结果

$S_{u,c}/(\sigma_{30}-u_0)$-AOCR 关系与

$S_{u,OCR}/\sigma_{3i}$-OCR 关系比较

Fig. 3　Comparison of $S_{u,c}/(\sigma_{30}-u_0)$-AOCR from CCU test with $S_{u,OCR}/\sigma_{3i}$-OCR from OCR-CU test on remolded clay

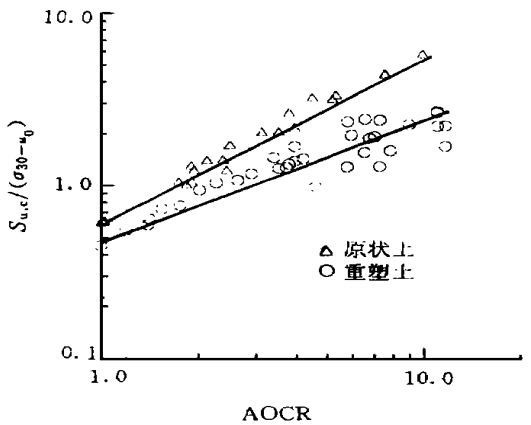


图 4　重塑土样和原状土样的 CCU 试验结果

$S_{u,c}/(\sigma_{30}-u_0)$-AOCR 关系比较

Fig. 4　Comparison of $S_{u,c}/(\sigma_{30}-u_0)$-AOCR between remolded and undisturbed clay

从图 4 看到,重塑土样和原状土样的 $S_{u,c}/(\sigma_{30}-u_0)$-AOCR 之间均呈线性关系,且原状土样比重塑土样的线性关系更好。两种土样在 AOCR < 2 时,$S_{u,c}/(\sigma_{30}-u_0)$ 值较接近;当 AOCR > 2 时,随 AOCR 值的增大,$S_{u,c}/(\sigma_{30}-u_0)$ 值的差距增大。经线性拟合后,土样归一化不排水抗剪强度与拟超固结比之间的函数关系可表达为

$$S_{u,c}/(\sigma_{30}-u_0)=(S_{u,s}/\sigma_{30})\cdot \mathrm{AOCR}^m$$

式中　$S_{u,s}/\sigma_{30}$ 为土样未经历任何动载时的归一化不排水抗剪强度值;m 为直线的斜率。对原状土,$S_{u,s}/\sigma_{30}=0.62$,$m=0.96$;重塑土,$S_{u,s}/\sigma_{30}=0.45$,$m=0.61$。

通过上述分析,可推出此海区土在波浪荷载作用后的静不排水抗剪强度比值与动载引起的平均累积孔压比之间的关系为

$$S_{u,c}/S_{u,s}=(1-u_0/u_{f,s})^m$$

当实际工程设计中做最保守估计时,取 $m=0.61$,此时为重塑土的试验结果。

4　结　　论

波浪荷载确能引起南海原状土和重塑土的静不排水抗剪强度的衰减。重塑土比原状土的强度衰减程度大。静不排水抗剪强度衰减与动载引起的土样动应变和平均累积孔压值有关。特别值得一提的是,以平均累积孔压值的大小来判别静不排水抗剪强度衰减的预测关系式与土样的超固结静剪试验结果符合较好。如果原状土样少,则可以结合重塑土样的动三轴试验结

(下转第 27 页)

© 1994-2009 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

平衡曲面上的 A 点,当远场位移随时间增大时,围岩的性质也不断变化,$p(t)$,$q(t)$ 不断减小,并在 $t = t_c$ 时达到分岔集左支上的 C 点,此时在小扰动作用下可发生突跳,即地震。可以证明,$p(t)$,$q(t)$ 减小时系统变形增加,表明外界向系统持续输入能量。因此地震发生的条件为:远场位移足够大,足以使系统达到峰值强度后的变形区,并达到分叉集左支,且有 $S(t)/\lambda_1 < 1$。

若令系统在初始状态 A 点的时间为 $t_0 = 0$,到达 C 点的时间为 t_c,则孕震时间 $\Delta t = t_c$ 即是系统从 A 点演化到分叉集左支 C 点所需的时间。若系统演化终了时只能达到 B 点,则总也不会发生地震。显然,在考虑断层两盘围压的粘弹性情况下,孕震时间既与远场位移的时间有关,又与围岩介质的粘弹性质有关。

4　讨　　论

按上节的讨论,地震发生的远场位移条件也就是外界向系统输入充分能量的条件,这种能量的突然释放就是地震。式(22)是系统能量突然释放的条件。因为从 $f'(u)$ 的连续性,$S(t)/\lambda_1 = S(t)/|f'(u_1)| < 1$ 表明存在 u_1 的一个邻域 $[u_1 - \varepsilon_1, u_1 - \varepsilon_2]$,在此域内

$$S(t)/|f'(u_1)| \leq 1 \qquad (24)$$

等号仅在邻域端点成立。若图 3 中的 C 点对应的位移为 u^*,E 点对应的位移为 u^{**},显然此时 $S(t)/|f'(u^*)| = 1$,即 $u_1 - \varepsilon_1 = u^*$。因此使式(24)成立的邻域为 $[u^*, u_1 - \varepsilon_2]$。从图 3 可以直观看出,在 u^* 突跳到 u^{**} 的过程中,$p(t)$,$q(t)$ 不变化,这表明在发震过程中外界来不及向系统输入能量。断层变形和破坏所需的能量只能来自系统其他部分释放的能量。对于相同的变形,刚度越小,释放(或贮存)的能量越大。因此式(24)表明两盘围岩弹性恢复释放的能量超过了断层继续变形和破坏需要的能量,而且在尖点 u_1 以前这种能量差不断增大,经过 u_1 后才逐渐变小。这表明从 u^* 开始的断层变形和系统状态的变化必然是突然的、自行发生的和瞬时完成的,系统能量的释放也必然是突然的、自行发生及瞬时完成的。在实践中,这样的能量差就是引起地震灾害的根源。

按上述讨论,用尖点突变理论得到的地震发生条件实际是系统积累充分能量的条件以及这种能量自行和瞬间释放的条件。

文中仅考虑了断层两盘围岩的粘弹性,但在高应力下,断层带岩体的强度将随时间衰减,后者与地震更丰富的现象,如余震时间、次数和强度相联系,对这一问题作者将另文探讨。

参　考　文　献

1　张国民,梁兆援. 岩石流变模型在孕震过程和前兆研究中的应用[J]. 地震学报,1987,9(4):385～391.

2　殷有泉,郑顾团. 断层地震的尖角型突变模型[J]. 地球物理学报,1988,31(6):657～663.

3　唐春安. 岩石破裂过程的灾变[M]. 北京:煤炭工业出版社,1993. 10～30.

4　桑德斯. 突变理论入门[M]. 凌复华译. 上海:上海科学技术出版社,1983. 32～44.

(上接第 23 页)

果来分析,但应注意重塑土样的结果仅为最保守设计时参考。

参　考　文　献

1　Bea R G, Wright S G, Sircar P. Wave-induced slides in South Pacs Block 70, Missisipi delta [J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1983, 109(4): 435～450.

2　Andersen K H. Behavior of clay subjected to undrained cyclic loading [A]. **Proceeding of International Conference on the Behavior of Off-Shore Structures, BOSS**76 **[C]**. Trondheim, Norway: The Norweign Institute of Technology, 1976, 1: 392～403.

3　Matsui T, Bahr M A, A be N. Estimation of shear. characteristics degradation and stress-strain relation of saturated clays after cyclic loading [J]. **Soils and Foundation**, 1992, 32(2): 161～172.

4　Yasuhara K. Post-cyclic behavior of clay in direct shear tests [A]. 10**th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering [C]**. International Academic Publishers, 1995, 1: 119～122.

© 1994-2009 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net