

渤海海底重塑土的强度性质

杜金声

(中国科学院力学研究所, 北京)

一、前言

在近海工程建筑物的地基基础设计分析中, 海底土的强度性质是十分重要的问题。通常, 海底沉积物极不均匀, 每个土样之间都可能有一定的差异, 要想从少量的室内试验结果满意地了解原状土的强度性质, 尤其是探索土的基本规律性是困难的。因此, 我们采用由渤海现场取得的海底土在实验室按一定要求重塑后的土样进行试验, 这样既消除了沉积物结构的不均匀性, 又保证了不同应力历史和不同类型试验之间的合理比较。当然, 重塑海洋土和海相天然沉积土之间, 特别是结构上存在着很大差别, 但在实验室对重塑土所进行的一系列系统研究, 仍然有可能说明原状土的某些抗剪强度现象^[1]。

所研究的土为海洋中有代表性的以粉质砂为主的轻亚粘土, 这种土在海洋沉积物中是广泛存在的, 它常常是近海工程建筑物的主要持力层。

试验研究的主要目的是测定土壤剪切时的应变速率和超固结程度对强度和孔隙水压力的影响。

二、试验用的土及其制备方法

试验用的土取自渤海现场, 在海底泥面以下36—37m深度范围。土的物理性质为, 液限 $w_L = 32.3\%$, 塑限 $w_P = 19.0\%$, 塑性指数 $I_P = 13.3$, 比重 $G_s = 2.709$, 颗粒分析结果见表 1

表1 试样的颗粒分析结果

粒 径 (mm)	0.074—0.1	0.005—0.074	<0.005
小于某粒径之土重百分数 (%)	1	84	15

我们将该土定名为轻亚粘土。

重塑土的制备方法是, 采用含水量为 1% 的烘干土, 控制干容重为 1.36g/cm^3 , 分八层击实, 在试样饱和器中成型。然后将饱和器放入饱和缸中对试样饱和, 先抽真空约30分钟左右, 再进入蒸馏水, 静置24小时以上即可取出装样。装样后在三轴仪上用静水头再饱和24小时以上, 测其孔隙压力系数 B , 待 B 值大于0.96时, 即认为试样已完全饱和, 此时即可按试验程序进行试验。

三、试验方法和程序

在常规三轴仪上进行一系列固结不排水、测孔隙水压力的三轴剪切试验。试验的固结压力分别为 1, 2, 3, 4 kg/cm², 应变速率为 1.2, 0.12, 0.012 mm/min, 其最快与最慢之速率比为 100, 中等应变速率为 0.12 mm/min, 符合我国土工试验规程对这种轻亚粘土所要求的试验速率。超固结程度以超固结比(OCR)表示。超固结比表示固结时的周围压力 σ_c 与剪切试验时的周围压力 σ_{vc} 之比, 即 $OCR = \frac{\sigma_c}{\sigma_{vc}}$ 。超固结试样均采用 $\sigma_c = 4.0 \text{ kg/cm}^2$, 待固结稳定后, 使试样卸载膨胀至 2.0, 0.8, 0.4 kg/cm², 分别得到 OCR 为 2, 5, 10 的不同程度的超固结试样。

四、试验结果及分析

(一) 土的应力-应变关系

图 1 为重塑海洋轻亚粘土正常固结(OCR = 1)和不同超固结(OCR = 2, 5, 10)时的 $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \epsilon$ 曲线。从图中可以看出, 对于正常固结土以及弱超固结土(OCR = 2), 应力一直随应变增长而增加, 土体出现剪切硬化现象。对于强超固结土(OCR = 5, 10), 应力-应变曲线的前段(OCR = 5 的试样, $\epsilon \approx 10\%$; OCR = 10 的试样, $\epsilon \approx 9\%$), 应力随轴向应变增长而增加, 但在曲线后段, 应力则基本保持稳定, 不随应变增长而增加, 土体出现塑性变形现象。超固结程度越大, 塑性变形出现得越早。

图 2 为正常固结土在不同应变速率时的 $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \epsilon$ 曲线, 可以看出, 三种应变速率的应力幅值尽管不同, 但应力都有随应变增长而一直增加的趋势, 即三种速率对正常固结土均出现剪切硬化现象。

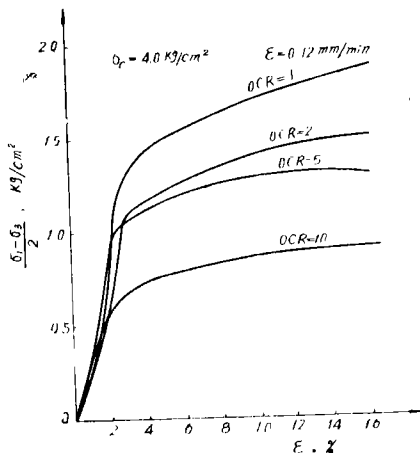


图 1 不同超固结土的应力-应变曲线

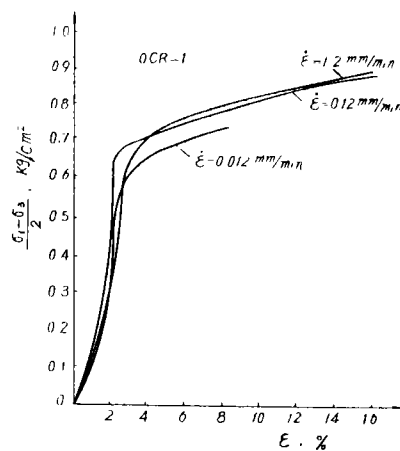


图 2 正常固结土在不同应变速率下的应力-应变曲线

图 3 为 OCR = 10 的超固结土在不同应变速率时的 $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \epsilon$ 曲线。可以看出, 在快

应变速率($\dot{\epsilon} = 1.2\text{mm/min}$)时, 应力有随应变继续增加的趋势, 而在常规应变速率($\dot{\epsilon} = 0.12\text{mm/min}$)和慢应变速率($\dot{\epsilon} = 0.012\text{mm/min}$)时, 则在一定变形之后, 出现塑性变形, 似乎也有迹象表明, 应变速率越低, 出现塑性变形的应变越早。

(二) 应变速率对强度的影响

剪切试验中采用了三种不同的应变速率, 即0.012, 0.12, 1.2mm/min。分别对正常固结土(OCR = 1)和强超固结土(OCR = 10)进行三轴固结不排水剪切试验, 并测定孔隙水压力。剪切时应变速率对强度的影响如图2, 3所示。从试验结果看到, 无论正常固结土或超固结土, 其强度均随应变速率增长而增加。对于正常固结土, 当应变速率由0.012mm/min提高到0.12mm/min时, 其强度增长约26%, 而应变速率由0.012mm/min提高到1.2mm/min时, 其强度增长约30%。对于OCR = 10的超固结土, 当应变速率由0.012mm/min提高到0.12mm/min时, 强度仅提高约12%, 而当应变速率由0.012mm/min提高到1.2mm/min时, 强度增长与正常固结土一样, 大约为30%。

海特(Hight)等^[2]对一种海洋砂质粘土的研究结果也表明, 无论正常固结土或超固结土, 其强度均随应变速率增长而增加。但他们的研究给出正常固结土的速率效应比超固结土的速率效应更显著。

图4画出了OCR = 1, 10的试样在三种不同应变速率时的强度变化图。

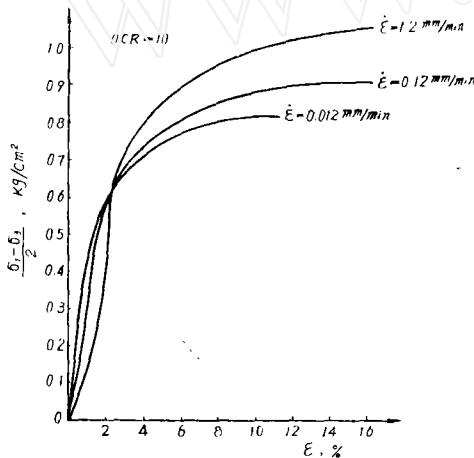


图3 强超压密土在不同应变速率下的应力-应变曲线

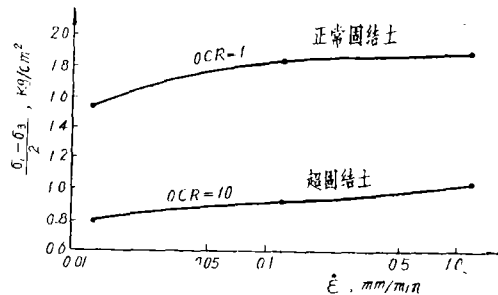


图4 应变速率对强度的影响

(三) 超固结程度对强度的影响

由试验结果得到: 在同一固结压力下, 超固结比愈高, 强度愈低(见图1)。正常固结土在轴向应变到达15%以后强度也继续增长, 但其增长的速率却比超固结土要低, 在强超固结土中(OCR = 5, 10), 随超固结比增大其强度在较小应变时便趋于稳定。

图5为按剪切时的周围压力 σ_{vc} 归一化后所得到的 $\frac{S_u}{\sigma_{vc}}$ -OCR半对数曲线(S_u 为土的剪切强度)。根据图5的 $\frac{S_u}{\sigma_{vc}}$ 随超固结比的变化而得到的不同固结比时超固结土的

$(\frac{S_u}{\sigma_{vc}})_{OC}$ 和正常固结土的 $(\frac{S_u}{\sigma_{vc}})_{NC}$ 之比值与OCR的半对数曲线见图6, 可以用下式表达这个比值与超固结比的关系:

$$\frac{(\frac{S_u}{\sigma_{vc}})_{OC}}{(\frac{S_u}{\sigma_{vc}})_{NC}} = OCR^m$$

从我们进行的固结不排水三轴试验中得到 $m \approx 0.7$ 。由周围压力归一化的结果, 可以广泛地研究各个压力下的应力-应变-强度关系。

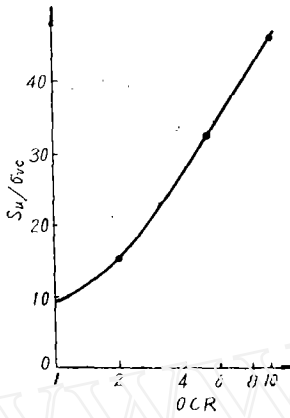


图5 $\frac{S_u}{\sigma_{vc}} - OCR$ 关系

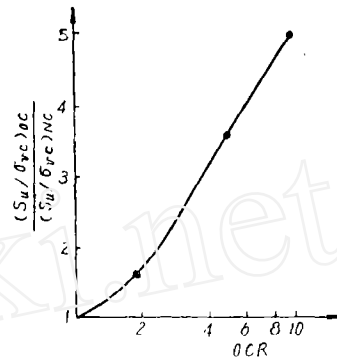


图6 $\frac{(\frac{S_u}{\sigma_{vc}})_{OC}}{(\frac{S_u}{\sigma_{vc}})_{NC}} - OCR$ 关系

(四)含水量与强度间的唯一关系

含水量与强度间的唯一关系已经为许多研究者的试验结果所证实。在我们所研究的海底重塑饱和和轻亚粘土中, 也整理成 $w - \lg(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 的图形(图7)。尽管点子不多, 但亦基本证实该种土无论正常固结或超固结均存在着含水量与强度间的唯一关系。

(五)破坏标准的讨论

目前在土的三轴试验中, 一般采用两种破坏标准, 即以最大主应力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 或以最大有效主应力比 $(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3})_{max}$ 作为破坏标准。

由试验结果(图8)知, 正常固结土中, 除 $\sigma_c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ 的试样应变接近15%时 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 达到峰值外, 其余更高固结压力的试样, 在应变到达16%以前一直没有出现 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 值。因此, 以 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 值作为破坏标准就很困难。而各个试样的 u_{max} 值均出现较早, 故有效主应力比的最大值在 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 之前(或同时)出现。因此对于我们所研究的土, 如果在三轴试验时测定孔隙水压力, 可以考虑采用 $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{max}$ 作为破坏标准; 如果在三轴试验时不测定孔隙水压力, 则可以按 $\epsilon = 15\%$ 时的 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 值作为破坏点。我们对正常固结土的

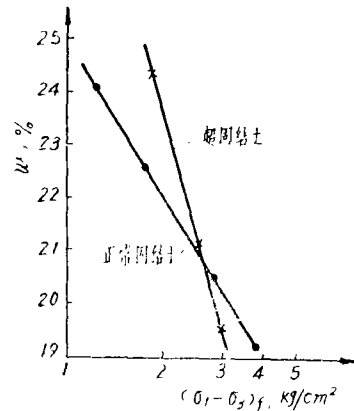


图7 $w - (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 关系

(σ_1'/σ_3') _{max}和 $\epsilon = 15\%$ 时的 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 值两种破坏标准求得的 c, ϕ 值列于表 2。

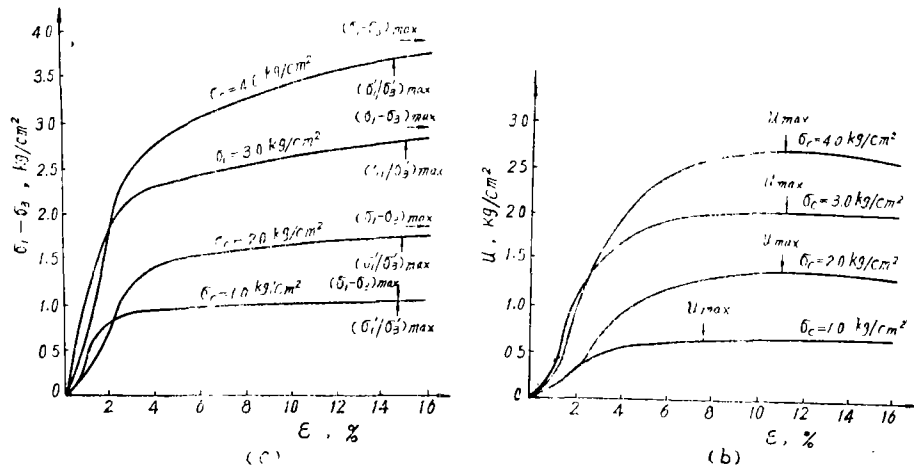


图 8 正常固结土的 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ - ϵ, u - ϵ 关系

表 2 正常固结土不同破坏标准的强度参数比较表

破坏标准	C' (kg/cm ²)	ϕ'
(σ_1'/σ_3')	0.04	35°
$\epsilon = 15\%$	0.05	34°45'
应力路径线	0.05	35°14'

许多研究者认为，根据剪切时的有效应力路径确定破坏时的应力是一种可取的方法。因为它表示了土体在剪切过程中有效应力的变化，描述了土体由变形发展到破坏的全过程。如果能在试验中模拟实际土体的应力路径，则由有效应力路径法确定的破坏点有可能成为更符合实际土体的破坏应力条件的一种破坏标准。图 9 画出了正常固结土的有效应力路径线图，并由此得到 c', ϕ' 值，亦列入表 2 中加以对比。从表中可以看出，三种破坏点的选择对该土的 c, ϕ 值均无大的出入。

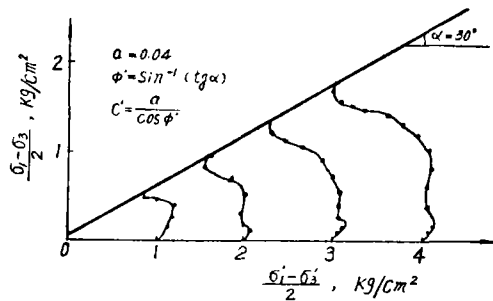


图 9 正常固结土有效应力路径线图

由图10知，在弱超固结土中($OCR \leq 5$ 以下)，轴向应变 $\epsilon = 16\%$ 时 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ _{max}仍继续增长，因此以 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ _{max}作为破坏标准显然是困难的。由于 u _{max}出现较早， (σ_1'/σ_3') _{max}在 $\epsilon = 15\%$ 之前易于确定，因此和正常固结土一样，在弱超固结土的试验中测定孔隙水压力时，可以选用 (σ_1'/σ_3') _{max}作为破坏标准，在不测定孔隙水压力时则考虑用 $\epsilon = 15\%$ 时的 $\sigma_1 - \sigma_3$ 值作为破坏标准。

在强超固结土($OCR \geq 5$)中，由应力-应变曲线可看出，当应变到达一定程度时即出现

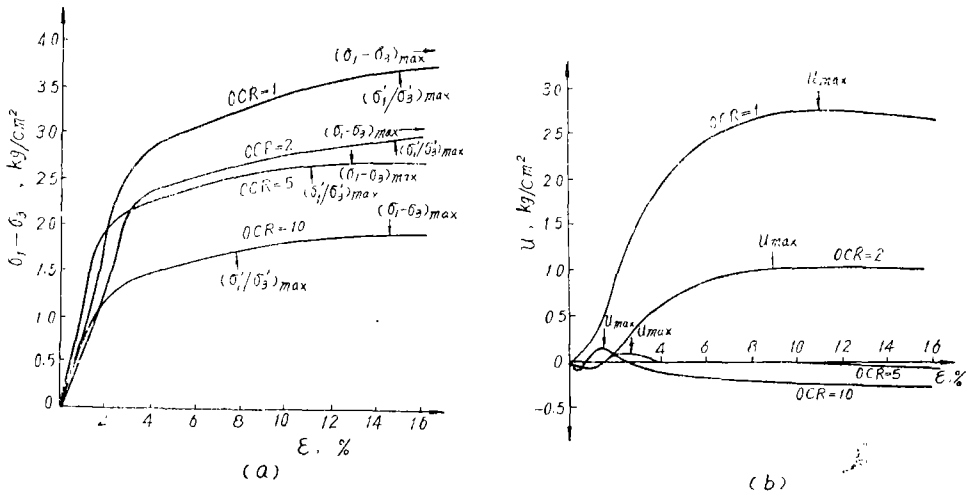


图10 超固结土的 $(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon, u - \epsilon$ 关系

塑性变形, 这时有 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ 出现。由于强超固结土在剪切时发生剪胀, 大应变时的孔隙水压力为负值, u_{\max} 值发生在小应变处。因此 $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ 的出现随超固结程度的增长则愈来愈早, 在OCR=10的试样中, $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ 值是在应变还不到8%时就出现了, 而此时土的强度显然尚未充分发挥。由此看来, 似乎在强超固结土中以 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ 作为破坏标准较为合理。

五、结 论

根据渤海某地海底重塑轻亚粘土的室内三轴固结不排水静加载试验研究, 初步获得如下结论:

1. 正常固结土和OCR=2的弱超固结土, 应力一直随应变增长而增加, 土体出现剪切硬化现象。而对于强超固结土(OCR=5以上), 应力随应变增长到某一应变值后, 其应力保持稳定, 土体出现塑性流动现象。

2. 无论正常固结土或超固结土, 其强度均随应变速率增长而增加。对于正常固结土, 当应变速率由0.012mm/min提高到1.2mm/min时, 其强度增长约30%。对于超固结土也有类似结果。

3. 土的超固结程度对土的强度有影响, 在其它条件相同时, 超固结比越高强度越低。

4. 对于海洋重塑轻亚粘土, 无论正常固结或超固结状态, 均存在着含水量与强度间的唯一关系。

5. 对于正常固结土和OCR=2的弱超固结土, 如果在三轴试验中测定孔隙水压力, 则可以考虑采用 $(\sigma'_1/\sigma'_3)_{\max}$ 作为破坏标准。如果在三轴试验中不测定孔隙水压力, 则可以按轴向应变 $\epsilon = 15\%$ 时的 $\sigma_1 - \sigma_3$ 值作为破坏点。对强超固结土(OCR ≥ 5), 以 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}$ 值作为破坏标准较为合理。

本研究工作所用的扰动土样, 系由石油部海洋局海洋石油开发研究设计院提供, 谨此致谢。

参 考 文 献

- [1] Henkel, D. J., The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays, ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soil, 1960, p. 533.
- [2] Hight, D. W., El-Gharmrawy, K. and Gens, A., Some Results from a Laboratory Study of a Sandy Clay and Implications Regarding Its in Situ Behaviour, Boss'79 Vol. I, p. 133.

来 函 照 登

《岩土工程学报》编辑部：

贵刊1984年第5期对中国土工离心模型试验技术赴美考察团的考察情况作了简要报导，至感！为了便于读者了解赴美考察的任务，特作如下补充：

1. 该团的考察目的是：确定在我国建置大型土工离心机的必要性和可行性以及考察美国大学和一些土工试验研究机关的设备和科研动向，以作为今后我国开展高土石坝、大型港湾码头、近海采油平台、重型电厂地基(如核电站等)设计施工的参考。

2. 对于大型离心机的规模，国内过去争论颇多。经过这次考察，我们认为，从试验数据的可靠性和基本建设的投资、运行费用的合理性以及现代国际上建造与使用大离心机的技术经验等方面综合考虑，其规模可采用与科罗拉多大学相仿的型式，以节省费用。可先建一台，供我国水利、水电、水运系统有关岩土工程的基本理论和应用研究。此外，应在一些有条件的科研单位和高等院校建置数台半径1 m左右的小离心机，这对于研究土的本构关系、土动力特性等问题极有价值。大、小离心机的联合使用，对我国四化建设是必要的和可行的。

中国土工离心模型试验技术赴美考察团 朱维新