

冲击荷载作用下饱和软粘土的一些性状*

白冰¹ 章光¹ 刘祖德²

(¹中国科学院武汉岩土力学研究所 武汉 430071) (²武汉大学土木建筑工程学院 武汉 430072)

摘要 在已有对饱和软粘土再固结性状进行研究的基础上,重点讨论饱和软粘土在偏压应力状态下的再固结性状、土性及塑性指数对再固结变形的影响、冲击荷载作用下超固结土的孔压和变形性状、残余孔压与剪应变之间的相互关系及其变化机理、扰动固结问题以及偏压应力状态下地基土沉降和强度计算等问题。

关键词 偏压应力,残余孔压,塑性指数,再固结势,扰动固结

分类号 TU 411

文献标识码 A

文章编号 1000-6915(2002)03-0423-06

1 引言

动力荷载作用下饱和粘性土性状的研究在国外已取得较多的成果。文[1]对 Drammen 粘土在周期荷载作用下的性状进行了系统而广泛的研究。文[2]的研究则较多地关注了孔隙水压力的发展变化,分析了残余孔压与剪应变之间的相互关系以及循环荷载作用历史对剪切特性的影响。文[3]在试验基础上,针对一油罐地基在反复加卸荷条件下的沉降量进行了计算,并认为影响地基沉降量的因素主要包括总荷载的大小、荷载周期、荷载增量、土的初始结构、加荷方式、胶结程度和循环次数等。文[3]的研究主要集中在排水条件下考虑固结影响的变形计算。此外,还有文[4~6]的研究工作。

文[7~9]在大量室内冲击荷载作用试验研究的基础上,对饱和软粘土的再固结性状进行了研究,提出冲击荷载作用下饱和软粘土的沉降和强度计算方法。在上述研究的基础上,本文重点讨论了饱和软粘土在偏压应力状态下的再固结性状、土性及塑性指数对再固结变形的影响、冲击荷载作用下超固结土的孔压和变形性状、残余孔压与剪应变之间的相互关系及其变化机理、扰动固结问题以及偏压应力状态下地基土沉降和强度计算等问题。

2 试验概况

2.1 试验装置和试验用土

试验在改进的三轴试验仪上进行,试验装置详细说明见文[7]。共选用三种土样进行试验。除对较早采用的一种典型的中等塑性重塑武昌粘土进行试验外^[8],还进行了另外两种较高塑性指数土样的试验。土样基本物理性质指标见表1。

2.2 试样制备和试验方法

(1) 正常固结土样制备。为改善试样的排水条件,大部分试样在中部轴线处设置一直径为2 mm的高透水性纸质排水蕊并与试样上下面滤纸相接,试样周边一般贴有滤纸条。试样尺寸为 $f = 3.91\text{cm}$, $h = 8\text{cm}$ 。饱和度 $S_r > 90\%$ 。

(2) 超固结土样制备。制备两组不同超固结比土样。第1组,试样在 $s'_{3c} = 300\text{kPa}$ 的等向压力作用下固结,然后卸荷至不同围压(试样允许吸水膨胀),形成不同超固结比土样(超固结比 $OCR = 1, 3, 6, 10, 30$)。第2组,试样在不同的较高等向压力下固结,然后卸荷至同一围压 $s'_{3c} = 50\text{kPa}$ (试样允许吸水膨胀)形成另一类不同超固结比土样($OCR = 1, 2, 4, 8$)。

试样先在某一压力状态下(等压应力状态或偏压应力状态)完成主固结,然后在不排水条件下施加轴向冲击荷载。试验过程详细说明参见文[7]。

3 应力状态及土性对再固结变形影响

3.1 正常固结及超固结土的再固结变形

2000年4月14日收到初稿,2000年5月26日收到修改稿。

* 国家自然科学基金重点资助项目(59738160)。

作者白冰简介:男,34岁,博士、副教授,曾在同济大学土木学科博士后流动站工作,主要从事软土工程及土动力学方面的研究工作。

表1 试验用土及基本物理性质指标
Table 1 The physical property parameters of tested soils

土名	液限 $W_L / \%$	塑限 $W_P / \%$	塑性指数 I_p	制备含水量 $w / \%$	干重度 $\rho_d / \text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$	孔隙比 e_0
重塑武昌粘土	36.9	16.4	20.5	37.4	13.3	1.04
重塑粘土 A	57	18.8	38.2	44.4	12.0	1.28
重塑粘土 B	72.2	20.2	52.0	54.2	10.7	1.56

文[7]的研究表明，饱和软粘土(包括超固结土)再固结体应变与孔隙水压力之间有较好的唯一性关系(参见图 1)，即 e_v 与 u/s'_{3c} 之间有如下函数关系：

$$\text{当 } u/s'_{3c} = u_1/s'_{3c} \text{ 时, 有 } e_v = a(u/s'_{3c}) \quad (1)$$

$$\text{当 } u/s'_{3c} > u_1/s'_{3c} \text{ 时, 有 } e_v = b(u/s'_{3c})^2 + c(u/s'_{3c}) + d \quad (2)$$

式中： a, b, c 和 d 均为试验参数，与土性有关； u_1/s'_{3c} 为表征归一化曲线特征的参数。

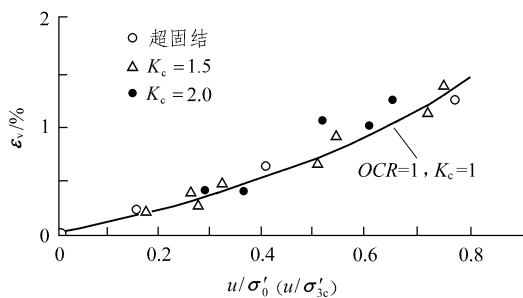


图1 超固结状态及偏压应力状态下 $e_v - u/s'_0$ 关系
Fig.1 Relation between e_v and u/s'_0 under over-consolidation state and deviated stress state

关于 u_1/s'_{3c} 可进一步讨论如下：文[10]对饱和砂土振后再固结体应变变化规律的研究表明， u_1/s'_{3c} 大致为 0.35 ~ 0.45，试验土料包括上海细砂、唐山中细砂、标准砂、山西轻亚粘土等 4 种，荷载频率为 1 Hz 的正弦波振动作用。文[11]对 6 种不同大小粒径、不同产地砂在循环荷载作用下的再固结性能进行了较多的试验，由该文资料判断也存在类似的界限值并且也在上述范围内。对于本文所用三种饱和软粘土，尽管其土性和试验荷载与上述资料相差很大，但这一特征仍然十分明显。

3.2 偏压应力状态下饱和软粘土的再固结变形

为研究偏压应力状态下饱和软粘土的再固结变形性状，本文对 $I_p = 20.5$ 的中等塑性重塑武昌粘土进行了固结应力比为 $K_c = 1.5, 2.0 (K_c = s'_{lc}/s'_{3c})$ 的偏压应力状态下的初始固结及冲击再固结性能试验。图 1 给出该应力状态下相应再固结体的应变 e_v

与用平均有效固结的主应力 s'_0 归一的孔隙水压力 u/s'_0 之间的相互关系，定义 $s'_0 = (s'_{lc} + 2s'_{3c})/3 = (K_c + 2)s'_{3c}/3$ 。可以看出，当 $K_c = 1.5, 2.0$ 时，其试验结果仍落在由 $K_c = 1.0$ 所得归一化曲线范围内。换言之，偏压应力状态下的试验结果也可用等压应力状态下同样的 $e_v - u/s'_0$ 关系来加以归一。

文[9]曾对三种土(包括上海细砂、唐山中细砂、标准砂)在相同密度和初始固结下的侧压力 s'_{3c} 进行了研究，对固结应力比 K_c 在不同的条件下进行了试验(1 K_c 2)，得出的结论是：固结应力比对再固结体应变的影响并不明显。因此，把 $K_c = 1$ 的试验结果应用于 $K_c > 1$ 的情形对工程问题进行计算，不会导致明显的误差。

3.3 塑性指数变化对饱和软粘土再固结变形影响

图 2 给出不同塑性指数土类($I_p = 20.5, 38.2, 52.0$)再固结体应变 e_v 与残余孔隙水压力 u/s'_{3c} 之间的关系。可以看出，虽其变化趋势相同，但随塑性指数 I_p 的增大，相应有较大的再固结体应变。文[8]给出饱和软粘土再固结体压缩系数 m_r (定义 $m_r = de_v/du$) 的确定方法，并进一步给出一个初始再固结体压缩系数 m_{r0} 的概念。研究表明，对于饱和粘性土， m_{r0} 随 I_p 有较好的线性关系(图 3)，即 $m_{r0} = (0.23 + 0.055I_p) \times 10^{-2} / p'_c$ 。为了进一步验证这一关系的普遍性。本文将上述两种较高塑性饱和软粘土在等压固结条件下的冲击再固结试验结果也绘入图 3 中。可以看出，这一线性关系仍然是十分明显的。

事实上， m_{r0} 随着 I_p 的增大而增大的趋势反映了饱和软粘土在动力荷载作用下的“再固结势”(reconsolidation potential)的大小，表征了饱和软粘土在动力荷载作用下潜在再固结变形量的大小。因此，在缺乏必要资料的情况下，可根据式(3)来定量地估算饱和软粘土的再固结体压缩系数。显然，“再固结势”的发挥与试样的排水条件密切相关，关于这一点已由文[8]中再固结变形速率与排水条件相互关系的试验结果所证实。亦即，在同一排水条件下，其再固结变形速率与塑性指数直接相关。

研究表明，“再固结势”愈大，其潜在再固结

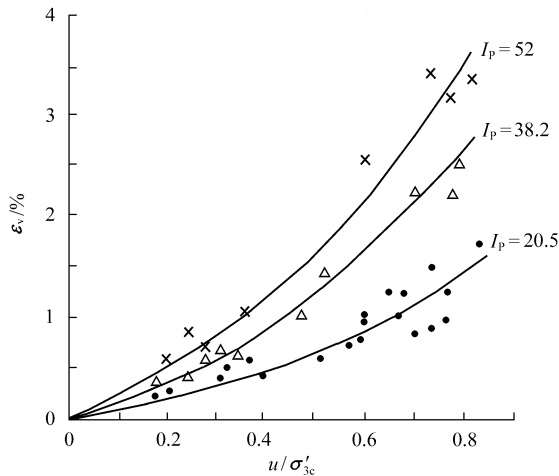


图 2 不同塑性土类 $e_v - u/\sigma'_{3c}$ 关系
Fig.2 Relation between e_v and u/σ'_{3c} for different plastic soils

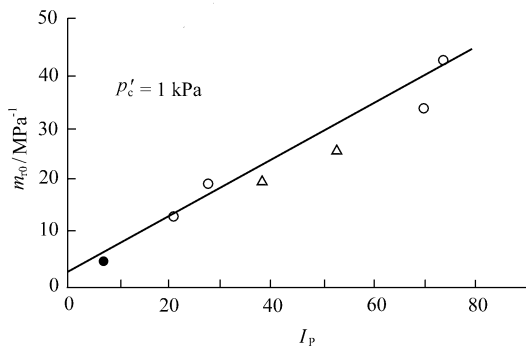


图 3 m_{r0} 与 I_p 之间的线性关系
Fig.3 Liner relation between m_{r0} and I_p

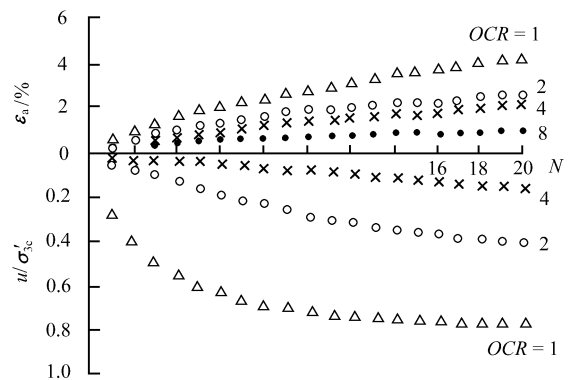
变形量也愈大。然而，其再固结变形速率却愈小^[7]。这一点在诸如“动静结合排水固结法处理软基”^[8]等一系列工程问题中尤其值得重视。亦即塑性指数愈大，所带来的工程问题(如固结变形及次固结变形问题)会愈加严重，而其加固难度相应会增加。

4 残余孔隙水压力和残余变形的变化规律

4.1 超固结土在冲击荷载作用下的变形和孔压

将制备的超固结土样(第 2 组)施加轴向冲击荷载。图 4 给出相应的 $e_a - u/\sigma'_{3c} - N$ 关系曲线。由图 4 可知，在相同冲击荷载作用下，超固结比愈大，轴向应变 e_a 愈小，所激发的孔隙水压力 u 也愈小。如对 $OCR = 8$ 的试样，当冲击次数 $N = 20$ 时， $e_a = 1.1\%$ ，而孔压则几乎为零(图 4 中未示出)。由孔压与超固结比之间的相互关系加以推算，孔压产生与否的界限值大致在 $OCR = 5.5$ 。需要指出，文^[12]

在研究不排水循环单剪试验条件下波士顿蓝粘土(BBC)的变形性状时指出，在荷载循环的初期会出现负孔压，随超固结比和剪应力水平增大，负孔压也愈大。当循环次数增加到一定值后，孔压逐步过渡到正孔压，最终引起土样破坏。早期，文^[2]对超固结 Senri 粘土在不排水三轴循环荷载试验条件下的研究也给出类似的结论。而在单调、瞬间的冲击荷载作用下，当超固结比 $OCR = 8$ 时，经 20 次的冲击作用仍未出现负孔压，表明与以上提到的两个例子有不同的性状。



(注：第 1 次冲击，冲击能均为 2 N (Newton) × 20 cm，20 次)

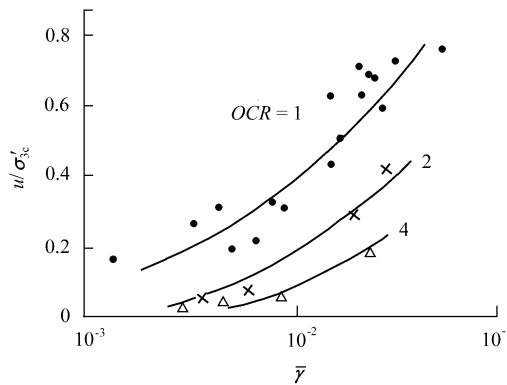
图 4 超固结土 $e_a - u/\sigma'_{3c} - N$ 关系
Fig.4 Relation of $e_a - u/\sigma'_{3c} - N$ for overconsolidation soil

正常固结粘性土经多遍冲击，每遍冲击后再固结相当于经历了一次超载预压，后续冲击作用下的孔压和轴向应变均比前一遍减小^[7]，与随超固结比增大的情形相比有类似的规律，两者在本质上是是一致的。由图 4 还可看出，随冲击次数的增加，孔压和轴向应变的发展过程大体上可分为三个阶段。这一形态特征与正常固结粘土有较大区别。对超固结土，由于受先期较大有效固结压力的影响，土颗粒之间处于一种较为密实的稳定状态，土体抗剪强度较高。故在开始几击，孔压和轴向应变均较小(第一阶段)；随后冲击荷载的作用使土体结构有一定程度的破坏，超固结作用受到削弱，孔压和轴向应变增长趋于加快(第二阶段)；当 N 较大时，则表现为与正常固结粘土相同的规律，孔压增加趋于收敛(第三阶段)。三个阶段发生的迟早与超固结比有关，并随超固结比增大愈加明显。如对 $OCR = 2$ 的试样，当 $N = 2$ 时，进入第二阶段，当 $N = 10$ 时，进入第三阶段。而对 $OCR = 4$ 的试样，当 $N = 6$ 时才进入第二阶段，似乎未出现第三阶段。

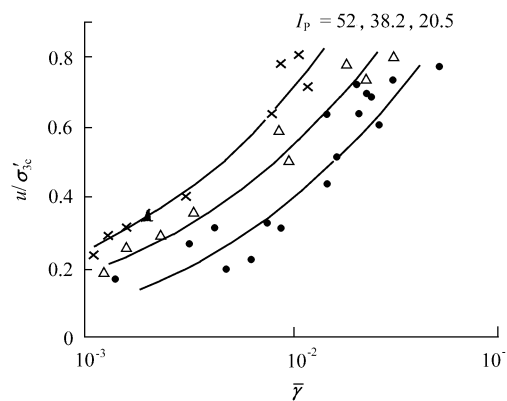
4.2 残余孔隙水压力与剪应变之关系

在不排水条件下，冲击荷载作用引起土样剪切

变形, 伴随孔压上升。冲击荷载作用完毕, 土样内部仍保留一定孔压, 为残余孔隙水压力。显然, 剪切变形和残余孔压可建立一定的相互关系。图 5(a) 为不同超固结比下的 $u/s'_{3c} - \log \bar{g}$ 关系曲线。其中 \bar{g} 为广义剪应变, 定义 $\bar{g} = (e_1 - e_3)/3$ 。由图 5(a) 可见, 在 \bar{g} 恒定条件下, 超固结比 OCR 愈大, 孔压愈小。换言之, 超固结比 OCR 愈大, 要产生相同的孔压, 试样需有更大的剪切变形。



(a) 不同超固结比



(b) 不同塑性指数

图 5 $u/s'_{3c} - \log \bar{g}$ 关系

Fig.5 Relation between u/s'_{3c} and $\log \bar{g}$

文[13]对粉质粘土的试验结果也表明, 孔压 u 与剪应变 e_s (定义 $e_s = 2(e_a - e_r)/3$) 之间有较好的相关性。文[2]对循环荷载作用下饱和软粘土剪应变和土样内残余孔隙水压力的关系进行了深入研究, 指出存在 u/s'_{3c} 和 $\log g_{dmax}$ 之间的线性关系 (g_{dmax} 为最大单幅循环剪应变), 并认为不同超固结比、不同粘性土所建立的线性关系是相互平行的。进一步地, 当剪应变小于某一值时 ($OCR = 1$ 时, 大致在 0.1%) 无残余孔压产生。由本文的试验可知, 这些关系较为复杂。对 $OCR = 1$ 的土, 微小的剪应变即可产生较大的孔压。如试样 B-7 ($s'_{3c} = 50$ kPa) 当 $\bar{g} = 0.08\%$

时, 即有 $u/s'_{3c} = 0.1$, 似乎很难确定一个区分孔压产生与否的界限值。事实上, 对灵敏度高、结构性强的软粘土, 外部扰动荷载的作用 (如轻微的激振力) 并不足以破坏土体的微结构, 也不致造成土体结构强度的完全丧失, 但微小的剪应变即可使土颗粒之间的连接得以松动, 土颗粒之间的连接被“激活”, 薄膜水向孔隙水转化, 从而激发出较高的孔隙水压力。伴随孔压上升, 有效应力降低, 土体强度下降。但如果给予合适的排水条件, 土体再固结至稳定, 强度反而有所提高。对超固结土, 先期较大有效固结压力使土颗粒之间的连接较为紧密, 相对在较大的剪应变条件下才有明显的孔压产生。厦门机场填海工程中采用振动插排水板法加固深层淤泥地基, 同样发现振动力不仅可使上覆砂土填方振实, 而且也可使淤泥层激活, 加速排水固结^[7]。本文称之为扰动固结问题 (disturbance consolidation)。

图 5(b) 为不同塑性指数 ($I_p = 20.5, 38.2, 52$) 粘性土的 $u/s'_{3c} - \log \bar{g}$ 关系曲线。显然, 在同一 \bar{g} 下, 塑性指数 I_p 愈大, u/s'_{3c} 也愈大, 反映出随塑性指数 I_p 的增大, “再固结势” 也相应增大的趋势。

5 偏压应力状态下的沉降和强度计算

5.1 沉降计算方法

根据前文的分析可知, 偏压应力状态下饱和软粘土的再固结体应变与孔隙水压力之间的关系仍可由等压应力状态下的函数关系来加以描述, 故可将文[7]中所给出的多遍冲击部分排水条件下的土体沉降计算方法推广到偏压应力状态下的情形。其推导结果可表示为

$$e_v = \sum_{k=1}^j e_{vk} = -\frac{1}{1+e_0} \sum_{k=1}^j \bar{C}_{rck} \log \left[\frac{1 - (1-a_k) \frac{\Delta u_k}{s'_0}}{1 - \frac{\Delta u_k}{s'_0}} \right] \quad (3)$$

式中: e_v 为经 j 遍冲击再固结后的总体应变; $e_{vk} (k=1, 2, \dots, j)$ 为第 k 遍冲击荷载作用后, 当孔隙水压力消散率为 a_k 时的冲击再固结体应变增量; e_0 为初始孔隙比; \bar{C}_{rck} 为第 k 遍冲击荷载作用后的再固结压缩指数, 具体确定可见文[7]; Δu_k 为第 k 遍冲击荷载作用后总孔隙水压力; s'_0 为平均有效主应力, 且 $s'_0 = (K_c + 2)s'_{3c}/3$ 。

5.2 强度计算方法

类似地, 也可将文[9]中关于等压应力状态冲击

荷载作用下饱和软粘土的强度计算公式推广到偏压应力状态下情形。

于是，可推导出单遍冲击不排水冲击荷载作用条件下的强度计算公式为

$$\frac{c_{uB}}{c_{ui}} = \left(\frac{1}{1 - \ddot{A}u / s'_0} \right)^{\frac{\bar{E}_0}{1-I}} \quad (4)$$

式中： c_{uB} 和 c_{ui} 分别为冲击荷载作用后的不排水抗剪强度和初始不排水抗剪强度； $\ddot{A}u$ 为冲击荷载作用下的孔隙水压力； \bar{E}_0 为表征不同超固结比土不排水抗剪强度与相应正常固结土不排水抗剪强度之间相互关系的一个参数； $I = C_s / C_c$ ，而 C_c 和 C_s 分别为压缩指数和回弹指数。

单遍冲击再固结后的强度 c_{uD} 计算公式为

$$\frac{c_{uD}}{c_{ui}} = n_{qB} \frac{\bar{C}_{rc} / C_c}{1 - C_s / C_c} = \left(\frac{1}{1 - \ddot{A}u / s'_0} \right)^{\frac{\bar{E}_0 I'}{1-I}} \quad (5)$$

式中： c_{ui} 为初始不排水抗剪强度， $n_{qB} = s'_0 / (s'_0 - \ddot{A}u)$ ， $I' = \bar{C}_{rc} / C_c$ ，其余符号同前。

多遍冲击部分排水条件下的土体不排水抗剪强度 c_{uDj} 计算公式为

$$\frac{c_{uDj}}{c_{ui}} = (OCR)^{\bar{E}_0 - 1 + I} \prod_{k=1}^j \left[\frac{1 - (1 - a_k) \ddot{A}u_k / s'_0}{1 - \ddot{A}u_k / s'_0} \right]^{I'} \quad (6)$$

式中： c_{ui} 为初始不排水抗剪强度； OCR 为所求状态点对应的超固结比，具体确定可见文[8]； $\ddot{A}u_k$ 为第 k 遍冲击荷载作用后总孔隙水压力； a_k 为第 k 遍冲击荷载作用后的孔隙水压力的消散率； $I'_k = \bar{C}_{rc} / C_c$ ，而 \bar{C}_{rc} 为第 k 遍冲击荷载作用后的再固结压缩指数； Π 为求积符号。显然，当 $a_k = 1$ 时，即为完全排水条件的情形。

6 结 论

(1) 等压应力状态下再固结体应变 e_v 与冲击后孔压 u / s'_{3c} 之间的关系可进一步推广到偏压应力状态下情形，即存在着 e_v 和 u / s'_0 之间的唯一性关系。对不同塑性指数土类的试验进一步表明，初始再固结体积压缩系数 m_{t0} 与塑性指数 I_p 之间有较好的线性关系。

(2) 随超固结比 OCR 增大，超固结土 e_a 和 u / s'_{3c} 变化趋势与正常固结软粘土随冲击遍数的增加 e_a 和 u / s'_{3c} 的变化有类似的规律，两者在本质上是一致的。

(3) 残余孔隙水压力与剪应变之间的相互关系

表明，对正常固结的饱和软粘土，微小的剪应变即可使土颗粒之间的连接得以松动，从而激发出较高的孔隙水压力。对超固结土，相对在较大剪应变条件下才有明显的孔压产生。在同样的剪应变条件下，随 I_p 增大，相应的孔隙水压力也愈大，故而 I_p 反映了饱和软粘土“再固结势”的大小。

(4) 给出偏压应力状态下冲击再固结后的沉降和强度计算方法，从而使其计算模式更为符合现场地基土的实际应力状态。

参 考 文 献

- Andersen K H, Pool J H, Brown S F, et al. Cyclic and static laboratory tests on drammen clay[J]. J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, 1980, 106(5): 499 ~ 529
- Matsui T, Ohara H, Ito T. Cyclic stress-strain history and shear characteristics of clay[J]. J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, 1980, 106(10): 1101 ~ 1120
- Fujiwara H, Yamanouchi T, Yasuhara K. Consolidation of alluvial clay under repeated loading[J]. Soils and Foundations, 1985, 25(3): 19 ~ 30
- Yasuhara K. Approximate prediction of soil deformation under drained ~ repeated loading[J]. Soils and Foundations, 1983, 23(2): 13 ~ 25
- Hyodo M, Yasuhara K, Hirao K. Prediction of clay behaviour in undrained and partially drained cyclic triaxial tests[J]. Soils and Foundations, 1992, 32(4): 117 ~ 127
- 张均锋, 孟祥跃, 谈庆明等. 冲击荷载下饱和砂土砂面沉降的实验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2001, 20(4): 519 ~ 523
- 白 冰. 饱和软粘土在冲击荷载作用下的性状研究及其应用[博士学位论文][D]. 武汉: 武汉水利电力大学, 1998
- 白 冰, 刘祖德. 饱和软粘土的再固结性状研究[J]. 岩土工程学报, 1999, 21(2): 189 ~ 195
- 白 冰, 刘祖德. 冲击荷载作用下饱和软粘土强度计算方法[J]. 水利学报, 1999, (7): 1 ~ 6
- 石兆吉, 丰万玲, 郁寿松. 饱和砂土振后再固结体应变的变化规律[J]. 岩土工程学报, 1989, 11(1): 55 ~ 61
- Lee K L, Albaisa A. Earthquake induced settlements in saturated sands[J]. J. of Geotech. Div., ASCE, 1974, 100(GT4): 387 ~ 405
- Azzour A, Malek A, Baligh M. Cyclic behaviour of clays in undrained simple shear[J]. J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, 1989, 115(5): 637 ~ 657
- O'Reilly M P, Brown S F, Overy R F. Cyclic loading of silty clay with drainage periods[J]. J. of Geotech. Eng. Div., ASCE, 1991, 117(2): 354 ~ 362

SOME CHARACTERISTICS OF SATURATED SOFT CLAY UNDER IMPACT LOADING

Bai Bing¹, Zhang Guang¹, Liu Zude²

(¹Institute of Rock and Soil Mechanics, The Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071 China)

(²College of Civil Engineering, Wuhan University, Wuhan 430072 China)

Abstract Based on the study on reconsolidation properties of saturated soft clay under impact loading before, the problems are furthermore studied, such as the residual deformation, residual pore pressure and reconsolidation characteristics of overconsolidated clay, and the reconsolidation deformation of normally consolidated saturated soft clay under deviated state of stress. The effect of plasticity index of soil on the coefficient of reconsolidation volume compressibility is analyzed. The relationship between residual pore water pressure and residual strain and its mechanism, and the disturbance consolidation problem are also discussed. Besides, the calculation methods of both the settlement and the shear strength of soft clay foundation under deviated stress state are suggested.

Key words deviated stress, residual pore pressure, plasticity index, reconsolidation potential, disturbance consolidation

2001 年 EI 收录本刊论文统计表()

No.	第一作者	期: 页码	No.	第一作者	期: 页码	No.	第一作者	期: 页码
61	李迪	增: 1 623 ~ 1 625	81	李小春	增: 1 725 ~ 1 733	101	黄宏伟	增: 1 814 ~ 1 820
62	董遵德	增: 1 633 ~ 1 637	82	何沛田	增: 1 734 ~ 1 738	102	刘刚	增: 1 821 ~ 1 822
63	刘允芳	增: 1 638 ~ 1 644	83	徐平	增: 1 739 ~ 1 744	103	李亦明	增: 1 823 ~ 1 826
64	李文秀	增: 1 645 ~ 1 648	84	曾亚武	增: 1 745 ~ 1 749	104	尹健民	增: 1 827 ~ 1 830
65	邬爱清	增: 1 649 ~ 1 653	85	赖琼华	增: 1 750 ~ 1 754	105	钟作武	增: 1 831 ~ 1 834
66	朱杰兵	增: 1 654 ~ 1 657	86	许波涛	增: 1 755 ~ 1 757	106	刘元坤	增: 1 835 ~ 1 837
67	李维树	增: 1 669 ~ 1 673	87	李维树	增: 1 758 ~ 1 761	107	和再良	增: 1 845 ~ 1 850
68	李强	增: 1 674 ~ 1 676	88	李文秀	增: 1 762 ~ 1 765	108	曾纪全	增: 1 851 ~ 1 857
69	蔡斌	增: 1 677 ~ 1 679	89	李彭明	增: 1 766 ~ 1 768	109	张家生	增: 1 858 ~ 1 860
70	鲁先元	增: 1 680 ~ 1 683	90	邓铁六	增: 1 769 ~ 1 771	110	胡建敏	增: 1 861 ~ 1 864
71	王浩	增: 1 684 ~ 1 686	91	汤大明	增: 1 772 ~ 1 775	111	景锋	增: 1 865 ~ 1 869
72	王川婴	增: 1 687 ~ 1 691	92	邵小曼	增: 1 776 ~ 1 779	112	胡建敏	增: 1 878 ~ 1 881
73	马水山	增: 1 692 ~ 1 694	93	马世民	增: 1 780 ~ 1 783	113	周火明	增: 1 882 ~ 1 885
74	连建发	增: 1 695 ~ 1 698	94	罗超文	增: 1 784 ~ 1 786	114	聂运钧	增: 1 893 ~ 1 896
75	尹健民	增: 1 702 ~ 1 705	95	王法刚	增: 1 787 ~ 1 789	115	陈华	增: 1 897 ~ 1 899
76	尹健民	增: 1 706 ~ 1 709	96	肖国强	增: 1 790 ~ 1 792	116	王朝东	增: 1 900 ~ 1 902
77	傅敬	增: 1 710 ~ 1 713	97	任重阳	增: 1 793 ~ 1 796	117	胡春林	增: 1 903 ~ 1 905
78	陈进	增: 1 714 ~ 1 716	98	邱泽华	增: 1 797 ~ 1 800	118	熊焰	增: 1 917 ~ 1 919
79	汪金元	增: 1 717 ~ 1 720	99	孙培德	增: 1 801 ~ 1 804			
80	高合明	增: 1 721 ~ 1 724	100	陈义斌	增: 1 809 ~ 1 813			