

DOI: 10.11779/CJGE201811004

从流动到可塑状态软黏土的一维固结特性试验研究

雷国辉^{1, 2}, 杨元上^{1, 2, 3}, 赵仲辉^{1, 2}

(1. 河海大学岩土力学与堤坝工程教育部重点实验室, 江苏 南京 210098; 2. 河海大学江苏省岩土工程技术工程研究中心, 江苏 南京 210098;
3. 中国电建集团昆明勘测设计研究院有限公司, 云南 昆明 650051)

摘要: 软土在固结过程中含水率的减小将导致其物理状态从流动态进入可塑态, 为研究物理状态变化对软黏土的压缩性和渗透性的作用影响, 采用饱和重塑黏土, 配制高于液限含水率和接近液限含水率的试样, 分别开展不同压力作用下的一维固结试验, 依据位移和孔压测试数据, 对比分析了固结过程中的位移发展、孔压消散、压缩系数以及渗透系数的变化特性。结果表明: 在流动状态下, 位移快速发展, 而孔压却存在明显的滞消现象; 进入可塑状态后, 压缩系数和渗透系数的对数随孔隙比的变化关系均发生明显的转折。这意味着, 在软土固结问题的理论分析中, 应考虑物理状态的变化对土体压缩性和渗透性参数变化规律的影响。

关键词: 一维固结; 流动态; 可塑态; 压缩性; 渗透性

中图分类号: TU411 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2018)11-1988-07

作者简介: 雷国辉(1972-), 男, 江西丰城人, 博士, 教授, 从事土力学教学与科研工作。E-mail: leiguohui@hhu.edu.cn。

Experimental study on one-dimensional consolidation behavior of soft clay from liquid state to plastic state

LEI Guo-hui^{1, 2}, YANG Yuan-shang^{1, 2, 3}, CHIU Chung-fai^{1, 2}

(1. Key Laboratory of Ministry of Education for Geomechanics and Embankment Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China;

2. Jiangsu Research Center for Geotechnical Engineering Technology, Hohai University, Nanjing 210098, China; 3. Powerchina Kunming
Engineering Corporation Limited, Kunming 650051, China)

Abstract: Decrease in the water content of soft soil under consolidation will lead to a change from liquid state to plastic state. An experimental study is conducted to investigate the effects of change in the physical state on the compressibility and permeability of soft clay. The saturated and reconstituted clay specimens are prepared with water contents higher than and close to the liquid limit. One-dimensional consolidation tests are carried out under different vertical pressures. Based on the test results, a comparative analysis is conducted on the deformation, dissipation of pore-water pressure, and changes in the coefficient of compressibility and the hydraulic conductivity during the consolidation process. It is shown that in the liquid state, the deformation increases quickly, but the stagnation phenomenon of pore-water pressure dissipation appears clearly. There is an evident change in the relations between the logarithms of the coefficient of compressibility and the hydraulic conductivity and the void ratio when the soil state is transited to the plastic one. It is implied that the effects of the transition of physical state on the changes in the compressibility and permeability parameters should be taken into account in the theoretical analysis of consolidation problems of soft soil.

Key words: one-dimensional consolidation; liquid state; plastic state; compressibility; permeability

0 引言

近年来, 随着土地资源开发、海洋发展战略和环境整治的大力推进, 深、厚软土或超软土地基处理, 围海造陆, 深海离岸结构建造, 以及污泥脱水固化处理等工程需求日益增长, 对于软土基本特性的充分认识依然十分迫切^[1-6]。在外荷作用下软土固结特性的研究主要是通过试验确定其压缩性和渗透性参数, 或由两者组合而导出的固结系数^[7], 关于压缩系数和渗透

系数与孔隙比或有效应力的变化关系已开展了较广泛的研究^[8-11]。不过, 受到普遍关注的, 是在不同固结压力作用下压缩稳定后压缩系数和渗透系数随孔隙比的变化规律。对于压缩过程中, 尤其是从流动状态进

基金项目: 国家自然科学基金项目(51778211, 51578213); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(2017B20614, 2017B00814); 高等学校学科创新引智计划即“111计划”(B13024)

收稿日期: 2017-09-29

入到可塑状态过程中, 压缩系数和渗透系数随孔隙比的变化特性的研究, 尚欠深入。为深入了解软土固结过程中物理状态的改变对其固结特性的影响, 本文针对重塑 (reconstituted^[12-13]) 饱和黏土, 采用 GDS 固结试验系统, 开展了高于液限含水率和接近液限含水率这 2 种含水率状态下, 分别受到 4 个不同固结压力作用的固结试验, 通过对比分析, 研究了固结过程中与含水率对应的孔隙比变化所导致的物理状态改变对孔隙水压力消散、压缩性参数和渗透性参数的作用影响。

1 试验方案

1.1 试验仪器

试验仪器采用 GDS 全自动高级固结试验系统 (ADVCTS), 该系统硬件由固结压力室、压力/体积控制器、位移和孔压传感器等组成, 控制器和传感器的基本技术参数如表 1 所示。固结压力室采用 Rowe & Barden 型固结仪^[14], 仅开展传统的竖向向上排水等应变固结试验。压力控制器通过步进马达推动活塞对无气水加压, 以液压的方式作用于试样顶部的刚性透水铜板, 对试样施加轴压和反压。试验过程中, 可以每隔 10 s 自动记录试样顶部的竖向位移和试样底部中心的孔隙水压力。

表 1 固结试验装置的基本技术参数

Table 1 Specifications of consolidation test apparatus

装置	量程	精度	分辨率
压力控制器	2 MPa	2 kPa	0.5 kPa
体积控制器	200 cc	0.2 cc	0.0005 cc
位移传感器	±20 mm	0.1 mm	0.0001 mm
孔压传感器	2 MPa	2 kPa	0.1 kPa

1.2 试样

为消除土体结构性^[12, 15]的影响, 本文试验采用重塑土样。土料取自温州市苍南县江南海涂围垦区内的吹填土, 经风干并过 0.5 mm 筛后, 按《土工试验方法标准》(GB/T 50123—1999) 测得其物理性质指标为: 土粒比重 $G_s = 2.69$, 塑限 $w_p = 29\%$, 液限 $w_L = 58.5\%$, 液限孔隙比为 $e_L = 1.575$, 塑性指数 $I_p = 29.5$, 级配曲线如图 1 所示, 黏粒含量(粒径 $d \leq 0.005 \text{ mm}$) 为 39%, 粉粒含量 ($0.005 < d \leq 0.075 \text{ mm}$) 为 61%。依据《土的工程分类标准》(GB50145—2007) 确定为高液限黏土。

重塑土样的制备过程如下: 首先称取一定质量的风干土料, 置于搅拌器中; 然后根据目标含水率计算确定出所需添加水的质量, 量取所需添加的无气水倒入搅拌器中与土料混合; 充分搅拌均匀后装入保鲜盒密封, 并放于密闭容器内静置 24 h 以上备用。固结试验前取样测定其含水率, 与目标含水率的误差控制在

1%以内, 否则重新制样。

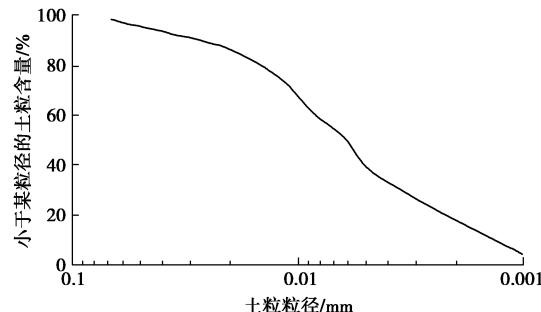


图 1 土的粒径分布曲线

Fig. 1 Particle-size distribution curves of soils

本文试验的目标含水率 w_0 分别为 80%, 60%, 前者为 1.33 倍土样的液限含水率, 后者略大于土样的液限含水率。试样的初始孔隙比 e_0 为 2.154, 1.616。固结试验试样的高度 $H_0 = 20 \text{ mm}$, 直径为 76.2 mm。装样时, 考虑土样处于流态, 采用总质量控制、分层填充土样并用调土刀扰动排气的方法。试样安装完成后, 在正式加载固结前, 采用 GDS 固结试验系统中的 B-Check 模块检测试样的孔隙水压力系数 B 值, 要求满足 $B \geq 0.95$, 否则重新装样。为进一步提高试样的饱和度, 试验过程中对所有试样均施加 50 kPa 的反压。

1.3 试验方法

考虑土样的压缩性高、渗透性差、固结历时长, 为尽可能消除系统误差和环境因素对试验结果的影响, 对每个试样仅开展一个单级瞬时加载固结试验。同时, 前期的试探性试验发现, 由于试样处于流态, 且土粒粒径小, 在较高的固结压力下, 试样容易从透水铜板边缘与固结仪内壁之间的微小缝隙中发生挤出的现象。因此, 为避免此类现象对试验结果造成影响, 本文针对 80% 和 60% 含水率的试样, 固结压力 (轴压 - 反压) 分别采用 100, 150, 200, 250 kPa。试验方案如表 2 所示, 共计 8 组试验。每组试验重复开展 3 次以上以验证其重复性, 取其中测值随时间变化规律相近且接近于均值的有代表性的那次试验结果进行分析。

表 2 单级瞬时加载固结试验方案

Table 2 Test programs of single step-loading consolidation tests

试验 编号	含水率 /%	固结压力 /kPa	轴压 /kPa	反压 /kPa
1	80	100	150	50
2	80	150	200	50
3	80	200	250	50
4	80	250	300	50
5	60	100	150	50
6	60	150	200	50
7	60	200	250	50
8	60	250	300	50

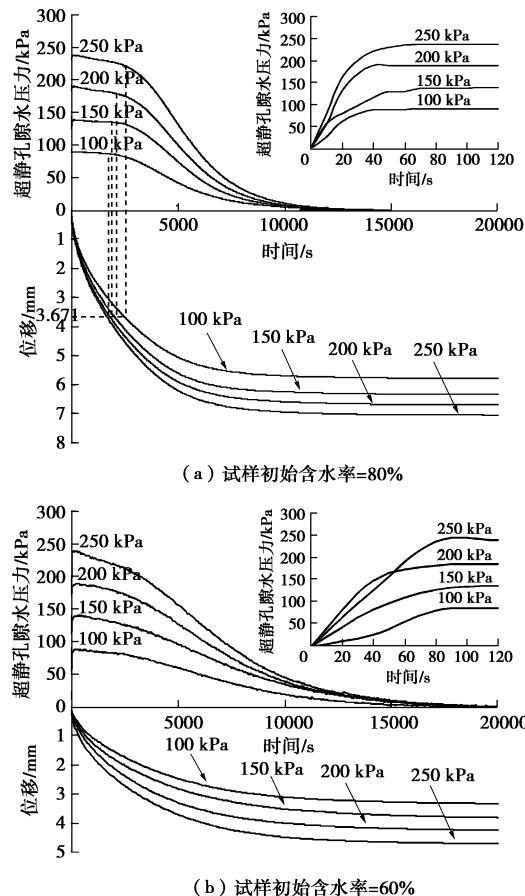
2 试验结果及分析

2.1 超静孔隙水压力与位移

图2所示为固结试验过程中超静孔隙水压力和竖向位移的测试结果，其中的插图显示了加载初期超静孔压的变化过程。可以看出，试样底部测得的最大超静孔压均略低于所施加的竖向固结压力。其原因可归结为：①虽然试样的B值均在0.95以上，但要达到完全饱和状态相当困难；②试验所用GDS仪器采用步进马达推动活塞对无气水施以液压实现加载，而非采用砝码和杠杆加载，完成加载需要30~40 s的时间，并不能实现真正意义上的瞬时加载，从图2可以看出，达到最大超静孔压约需50~100 s，说明孔压响应相对于加载还存在一定程度的滞后；③所测得的孔压是试样底部的值，试样与透水石、固结仪内壁接触面之间难免存在摩擦，可能造成传递到试样底部荷载的少量损失。最大超静孔压略低于加载值的现象以及孔压响应滞后于加载的现象在室内固结试验中普遍存在^[16]，在现场试验中也有报道^[17]，不过，对于后续的超静孔压消散和位移发展而言，其影响可忽略不计。

从图2(a)可以看出，对于初始含水率为80%的试样，超静孔压完全消散的时间约为12500 s。在固结初期约1/5时段即2500 s内，超静孔压的消散较为缓慢，存在“滞消”现象，而位移发展却相对较快。当位移发展到一定程度(约3.6 mm)之后，超静孔压才开始以明显较快的速率消散，其消散过程则与常规固结试验结果的预期相符。图2(b)则显示，对于初始含水率为60%(略高于液限含水率58.5%)的试样，超静孔压完全消散的时间约为20000 s，比初始含水率为80%的试样固结完成时间要长。这主要是由于初始含水率为80%的试样的压缩性高，在固结初期就已产生了较大的位移，试样高度大为降低，缩短了排水路径，孔压消散的快慢又与排水路径长短的平方成反比，这样使其在之后的固结过程中孔压得以消散得更快，孔压消散完成的时间更短。也正因如此，初始含水率为60%的试样与80%的试样相比，超静孔压的消散速率相对较慢(如图2, 3所示)。但是，从图2(b)可以看出，其超静孔压的消散与位移的发展在整个固结过程基本上同步开展，与常规固结试验结果的预期基本相符。在固结初期，虽有一定程度的孔压滞消现象，但相对并不十分明显。

显然，超静孔压滞消的时长与试样的含水率大小有着密切的关系。此外，考虑到超静孔压的消散与排水路径的平方成反比，则可以预期，对于现场工程中的超软土，其超静孔压滞消的时长将会显著增长。

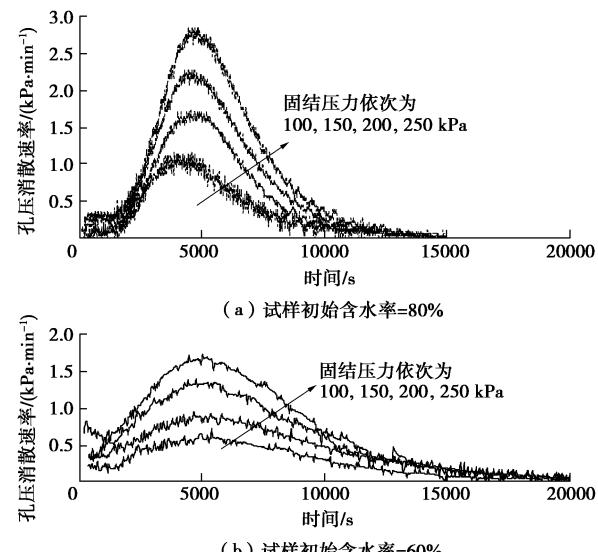


(a) 试样初始含水率=80%

(b) 试样初始含水率=60%

图2 固结试验结果

Fig. 2 Consolidation test results



(a) 试样初始含水率=80%

(b) 试样初始含水率=60%

图3 超静孔压消散速率

Fig. 3 Dissipation rates of excess pore-water pressure

Bo等分别采用自制的大型^[18-19]和小型^[20]固结试验装置以及GDS固结试验装置^[21-22]，开展了高含水率超软土的固结试验研究，结果均发现，超软土在受荷后，要经历一段较长的时间后超静孔隙水压力才开始消散，而变形却持续发展，该现象可以理解为是由

于超软土在压缩过程中其物理状态从泥变成土所致。本文试验观测到的含水率为 80% 的试样在固结初期存在的超静孔压滞消现象, 与 Bo 等^[18-22]针对超软土的室内固结试验结果是一致的。实际工程中, 孔压滞消 (stagnation^[23]) 的现象也经常发生。最典型的例子就是 1946 年由 Terzaghi 提议^[23]在瑞典的 Väsby 开展的现场 14 m 深软黏土地基上堆填 30 m×30 m 面积、2.5 m 厚 (约 40 kPa) 的砾料筑堤进行长期观测的试验, 1947 年 10 月 27 日动工, 25 d 施工结束^[24], 不同类型的孔压计^[25]监测结果显示, 在 21 a 后即 1968 年, 黏土层中部、最大超静孔压仍有约 30 kPa, 几乎等于堆载施工所引起的初始超静孔压, 而沉降已持续发展至 1.4 m^[23-24]。32 a 后即 1979 年, 仍有约 20 kPa 的最大超静孔压未消散, 地表沉降达 1.7 m^[24]。55 a 后即 2002 年, 还有约 12 kPa 的最大超静孔压未消散, 而地表沉降达约 2.0 m^[26]。其原因在于土体的压缩性高, 导致沉降持续发展, 而超静孔压因压缩性高、固结系数小、固结速率慢而长时间滞消^[23]。另一个在瑞典的 Skå-Edeby 开展的现场 12 m 深天然含水率大于液限含水率的软黏土地基上堆填 35 m 直径、1.5 m 厚的砾料筑堤约 50 a 的观测试验结果, 也同样显示发生了类似的超静孔压滞消现象^[26]。

图 3 所示为固结过程中的超静孔压消散速率变化曲线。可以看出, 超静孔压的消散速率在固结初期较小, 随固结发展, 消散速率逐渐增大, 达到某一峰值后, 消散速率又逐渐减小直至固结完成。超静孔压消散速率随固结压力的增大而增大。这与 Terzaghi 单向固结理论中孔压解答与固结压力成正比的关系相符。初始含水率为 80% 的试样与 60% 的试样相比, 在固结初期的消散速率相对较小, 且维持时间较长, 超静孔压滞消现象更为明显。相同固结压力条件下, 初始含水率为 80% 的试样的超静孔压消散速率大于 60% 的试样的超静孔压消散速率, 孔压消散完成的时间短, 其原因已在上述针对图 2 的分析中进行过解释。

图 4 所示为固结过程中的位移速率变化曲线。显然, 位移速率随着固结历时均呈单调递减趋势。初始含水率为 80% 的试样的位移速率大于初始含水率为 60% 的试样的位移速率, 这是由其含水率高、压缩性高所导致。

图 5 所示为超静孔压与位移的关系曲线, 反映了超静孔压的消散与位移发展的相对变化程度。从图 5 (a) 可以看出, 对于初始含水率为 80% 的试样, 在位移发展到约 3.67 mm 之前, 超静孔压明显滞消; 在这之后, 超静孔压才随着位移发展开始明显消散。而从图 5 (b) 可以看出, 对于初始含水率为 60% 的试样,

伴随着位移发展, 超静孔压持续消散, 只不过在位移发展的初期阶段, 超静孔压的消散程度较小, 超静孔压的消散程度随着位移发展程度而逐渐由小变大。超静孔压与位移发展之间的关系与初始含水率为 80% 试样在位移达到约 3.67 mm 之后超静孔压与位移发展之间的关系具有一定的相似性。

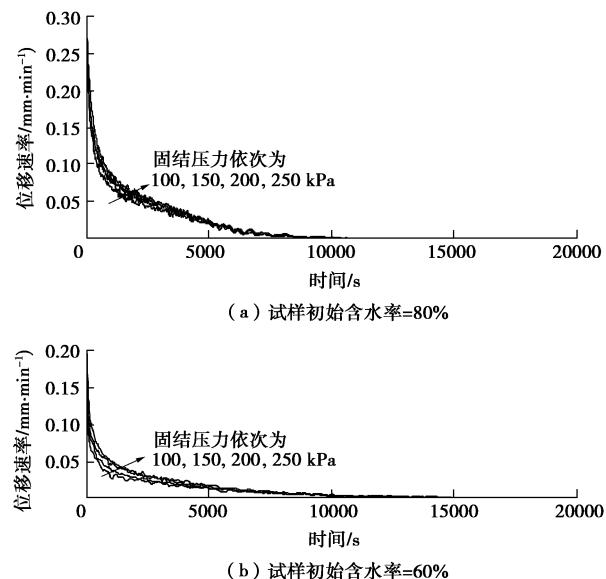
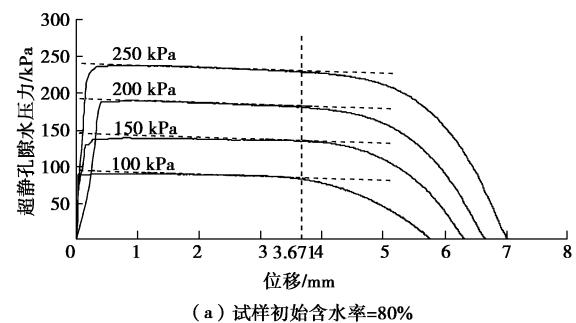
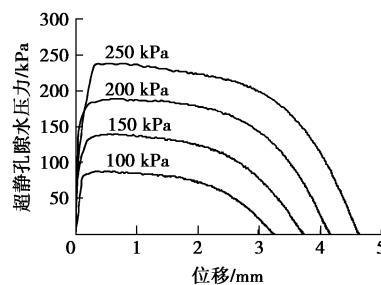


图 4 位移速率

Fig. 4 Displacement rate



(a) 试样初始含水率=80%



(b) 试样初始含水率=60%

图 5 超静孔压与位移关系

Fig. 5 Excess pore-water pressure versus displacement

2.2 固结度

根据试验过程中实测的位移值可以计算得到试样的固结度为

$$U_s = \frac{S_t}{S_{ult}} \quad , \quad (1)$$

式中, s_t 为某一时刻 t 实测的位移值, s_{ult} 为固结试验测得的最终位移值。

图 6 所示为固结度随时间的发展变化过程。可以看出, 初始含水率为 80% 的试样的固结速率要大于初始含水率为 60% 的试样的固结速率, 这与图 4 中位移速率的变化规律一致。

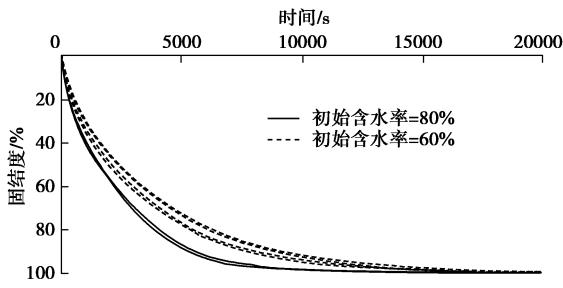


图 6 固结度曲线

Fig. 6 Consolidation curves

2.3 孔隙比与竖向有效应力增量关系

根据试验过程中实测的位移值可以计算得到某一时刻的孔隙比为

$$e_t = e_0 - \frac{s_t}{H_0} (1 + e_0) \quad . \quad (2)$$

同时, 根据试验过程中实测的超静孔压值可以计算得到试样底部对应的竖向有效应力增量为

$$\sigma'_{vt} = u_{max} - u_t \quad , \quad (3)$$

式中, u_t 为某一时刻实测的超静孔压值, u_{max} 为固结试验测得的超静孔压最大值。

图 7, 8 所示分别为初始含水率为 80% 和 60% 的试样在固结试验过程中的孔隙比和竖向有效应力增量关系的 $e_t - \sigma'_{vt}$ 和 $e_t - \lg \sigma'_{vt}$ 曲线, 其中的插图为固结完成后的孔隙比与竖向有效应力增量关系。可以看出, 在固结过程中, 孔隙比与竖向有效应力增量呈现出明显的非线性关系, 曲线的斜率变化表明, 土体的压缩性随着竖向有效应力的增加而减小并渐趋稳定。初始含水率为 80% 的试样的非线性特征表现得尤为明显。不过, 其非线性关系主要发生在固结初期, 超静孔压滞消、竖向有效应力增量较小、而位移却因压缩性高以致于快速发展的阶段。当竖向有效应力增量超过约 20 kPa 以后, 孔隙比与竖向有效应力增量则基本呈线性关系。从图 7, 8 可以看出, 固结完成后, 在 100~250 kPa 固结压力作用下, 孔隙比与竖向有效应力增量呈现出近似的线性关系, 由这一线性关系得到的初始含水率为 80% 的试样的压缩性仅略高于初始含水率为 60% 的试样的压缩性。显然, 如果按照固结完成后的压缩曲线确定压缩系数, 必将明显低估初始含水率为 80% 的试样的压缩性。

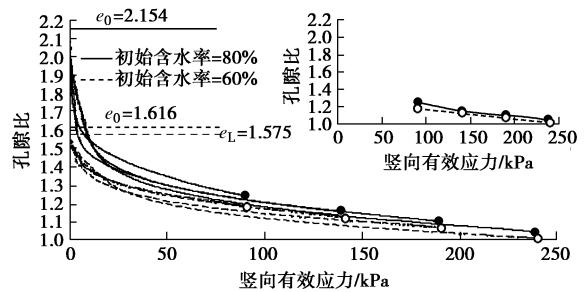


图 7 孔隙比与竖向有效应力关系

Fig. 7 Void ratio versus vertical effective stress

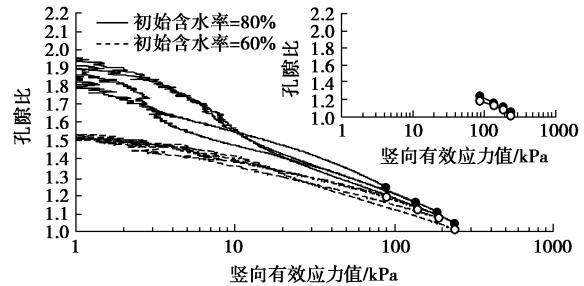


图 8 孔隙比与竖向有效应力对数关系

Fig. 8 Void ratio versus logarithm of vertical effective stress

2.4 一维体积压缩系数与孔隙比

根据式(2)、(3), 可以计算得到试样在固结过程中的一维体积压缩系数为

$$m_v = \frac{(e_t)_i - (e_t)_{i+1}}{[(1 + (e_t)_i)][(\sigma'_{vt})_{i+1} - (\sigma'_{vt})_i]} \\ = \frac{(e_t)_i - (e_t)_{i+1}}{[(1 + (e_t)_i)][(u_t)_i - (u_t)_{i+1}]} \quad , \quad (4)$$

式中, 括号的下标 i 代表 i 时刻括号中符号的值, 下标 $i+1$ 代表 $i+1$ 时刻括号中符号的值。

图 9 所示为初始含水率为 80% 和 60% 的试样在固结试验过程中的体积压缩系数的对数和孔隙比的关系。从图 9(a) 可以看出, 对于初始含水率为 80% 的试样, 在初始孔隙比减小至液限对应的孔隙比 ($e_L = 1.575$) 阶段, 体积压缩系数维持在一个相对较高的水平, 大于 10 MPa^{-1} , 加载 200, 250 kPa 下的固结试验结果表现得尤为明显。这与固结初期表现出的竖向位移快速发展而超孔压滞消现象是一致的。随着孔隙比的进一步减小, 体积压缩系数的对数与孔隙比表现出近似的线性关系。对于初始含水率为 60% 的试样, 如图 9(b) 所示, 体积压缩系数则随着孔隙比的减小而减小, 表现出近似的线性关系, 与图 9(a) 所示初始含水率为 80% 的试样在孔隙比小于液限对应的孔隙比后的试验关系曲线具有相似性。

2.5 渗透系数与孔隙比

对于饱和土, 试样在一维固结过程中, 在一时刻

t 的位移速率 v_{st} (如图 4 所示) 就等于其孔隙水的渗流速率 v_{wt} , 试样底部和顶部 (孔压为 0 kPa) 的水头差可以根据试样底部的孔压测值 u_t 按 u_t/γ_w 计算得到 (其中 γ_w 为水的重度), 则相应的平均水力梯度为 $u_t/[\gamma_w(H_0-s_t)]$ (其中 H_0 为试样的初始高度)。因此, 任一时刻 t 土体的渗透系数为

$$k_t = \frac{v_{st}}{u_t} \gamma_w (H_0 - s_t) \quad (5)$$

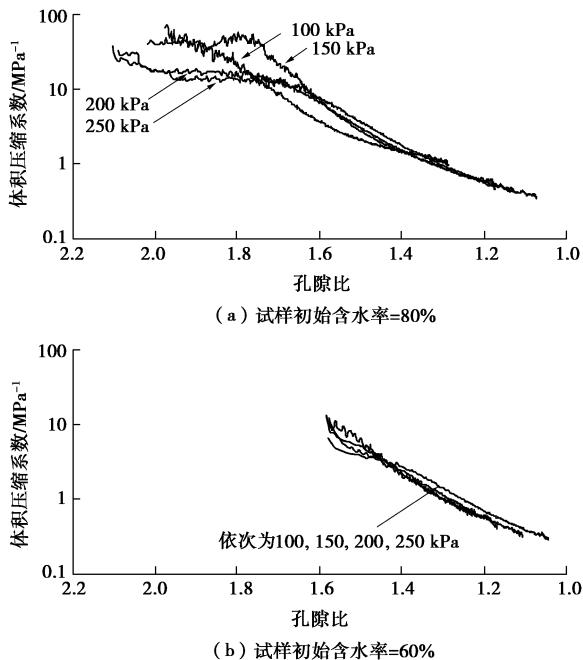


图 9 体积压缩系数与孔隙比关系

Fig. 9 Coefficient of volume compressibility versus void ratio

图 10 所示为初始含水率为 80% 和 60% 的试样在固结试验过程中的渗透系数的对数和孔隙比的关系, 可以看出, 渗透系数的对数随孔隙比基本呈线性减小, 这与渗透系数与孔隙比变化关系的传统认知^[27-30]是一致的。不过, 对于初始含水率为 80% 的试样, 可以明显看出有 2 段线性关系, 当孔隙比高于液限对应的孔隙比 1.575 时, 渗透系数的对数随孔隙比减小的斜率相对大, 而当孔隙比低于液限对应的孔隙比时, 渗透系数的对数随孔隙比减小的斜率相对小。

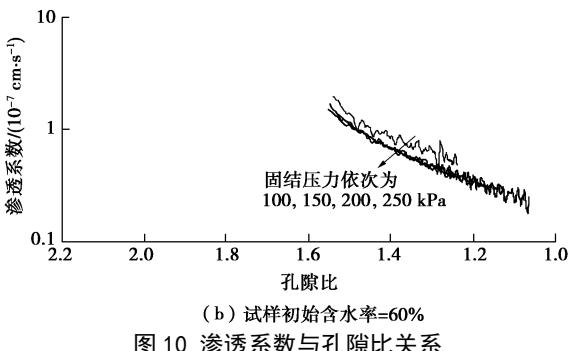
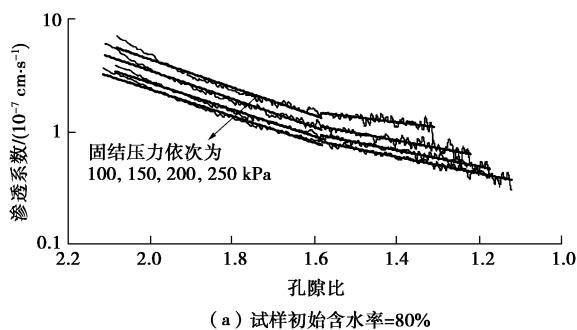


Fig. 10 Hydraulic conductivity versus void ratio

3 结 论

通过 2 种初始含水率的一维固结试验以及固结过程中位移、孔压、压缩性参数和渗透性参数变化的分析, 结果表明:

(1) 天然含水率高于液限含水率 (即流动状态) 情况下土体的压缩特性和渗透特性与天然含水率低于液限含水率 (即可塑状态) 情况下土体的压缩特性和渗透特性存在着明显的差异。

(2) 流动状态下, 土体在外荷作用下固结时, 位移快速发展, 而超静孔压却存在明显的滞消现象。

(3) 从流动状态过渡到可塑状态, 土体的压缩系数和渗透系数随孔隙比的变化关系会发生明显的转折。

(4) 对于软土 (天然含水率大于液限含水率) 地基的加载固结分析, 考虑土体从流动状态过渡到可塑状态过程中压缩特性和渗透性的变化规律是有必要的。

参考文献:

- [1] SAHDI F, GAUDIN C, WHITE D J. Strength properties of ultra-soft kaolin[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2014, 51(4): 420 – 431.
- [2] BOUKPETI N, WHITE D J, RANDOLPH M F, et al. Strength of fine-grained soils at the solid-fluid transition[J]. Géotechnique, 2012, 62(3): 213 – 226.
- [3] 邓永峰, 岳喜兵, 张彤伟, 等. 连云港海相软土在孔隙水盐分溶脱环境下的固结特性[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(1): 47 – 53. (DENG Yong-feng, YUE Xi-bing, ZHANG Tong-wei, et al. Consolidation behaviors of soft marine clay in Lianyungang under desalination environment of pore water[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(1): 47 – 53. (in Chinese))
- [4] 王军, 蔡袁强, 郭林, 等. 分阶段循环加载条件下温州饱和软黏土孔压和应变发展规律[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(7): 1349 – 1354. (WANG Jun, CAI Yuan-qiang, GUO Lin, et al. Pore pressure and strain development of Wenzhou saturated soft soil under cyclic loading by stages[J]. Chinese

- Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(7): 1349 - 1354. (in Chinese))
- [5] 汪顺才, 张春雷, 黄英豪, 等. 堆场疏浚淤泥含水率分布规律调查研究[J]. 岩土力学, 2010, **31**(9): 2823 - 2828. (WANG Shun-cai, ZHANG Chun-lei, HUANG Ying-hao, et al. Study of diversification of water contents in dredged sediment storage yard[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, **31**(9): 2823 - 2828. (in Chinese))
- [6] 缪林昌, 张军辉, 陈艺南. 江苏海相软土压缩特性试验研究[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(11): 1711 - 1714. (MIAO Lin-chang, ZHANG Jun-hui, CHEN Yi-nan. Study on compressibility of Jiangsu marine clay[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(11): 1711 - 1714. (in Chinese))
- [7] ABUEL-NAGA H M, PENDER M J. Modified Terzaghi consolidation curves with effective stress-dependent coefficient of consolidation[J]. Géotechnique Letters, 2012, **2**(2): 43 - 48.
- [8] FOX P J, BAXTER C D P. Consolidation properties of soil slurries from hydraulic consolidation test[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 1997, **123**(8): 770 - 776.
- [9] BERILGEN S A, BERILGEN M M, OZAYDIN I K. Compression and permeability relationships in high water content clays[J]. Applied Clay Science, 2006, **31**(3/4): 249 - 261.
- [10] HONG Z S, YIN J, CUI Y J. Compression behaviour of reconstituted soils at high initial water contents[J]. Géotechnique, 2010, **60**(9): 691 - 700.
- [11] HONG Z S, ZENG L L, CUI Y J, et al. Compression behaviour of natural and reconstituted clays[J]. Géotechnique, 2012, **62**(4): 291 - 301.
- [12] BURLAND J B. The 30th Rankine Lecture: on the compressibility and shear strength of natural clays[J]. Géotechnique, 1990, **40**(3): 329 - 378.
- [13] FEARON R E, COOP M R. Reconstitution: what makes an appropriate reference material?[J]. Géotechnique, 2000, **50**(4): 471 - 477.
- [14] ROWE P W, BARDET L. A new consolidation cell[J]. Géotechnique, 1966, **16**(2): 162 - 170.
- [15] LEROUEIL S, VAUGHAN P R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks[J]. Géotechnique, 1990, **40**(3): 467 - 488.
- [16] ROBINSON R G. Consolidation analysis with pore water pressure measurements[J]. Géotechnique, 1999, **49**(1): 127 - 132.
- [17] BERRE T. Test fill on soft plastic marine clay at Onsøy, Norway[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2014, **51**(1): 30 - 50.
- [18] BO M W, CHO A V, ARULRAJAH A, et al. One-dimension compression of slurry with radial drainage[J]. Soils and Foundations, 1999, **39**(4): 9 - 17.
- [19] BO M W, CHO A V, WONG K S, et al. Investigation on deformation behavior of high moisture content soil[J]. Soils and Foundations, 2002, **42**(2): 35 - 46.
- [20] BO M W, CHO A V, WONG K S. Compression tests on a slurry using a small-scale consolidometer[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, **39**(2): 388 - 398.
- [21] BO M W, SIN W K, CHO A V, et al. Compression tests of ultra-soft soil using an hydraulic consolidation cell[J]. Geotechnical Testing Journal, ASTM, 2003, **26**(3): 310 - 319.
- [22] BO M W, WONG K S, CHO A V. Investigation on compressibility of high moisture content soil with hydraulic consolidation cell[J]. Geotechnical Engineering, Southeast Asian Geotechnical Society, 2004, **35**(3): 133 - 139.
- [23] MITCHELL J K. The 20th Terzaghi Lecture: practical problems form surprising soil behavior[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1986, **112**(3): 259 - 289.
- [24] MESRI G, CHOI Y K. Settlement analysis of embankments on soft clays[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1985, **111**(4): 441 - 464.
- [25] CHANG Y C E. Discussion of "Settlement analysis of embankments on soft clays"[J]. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 1987, **113**(9): 1063 - 1067.
- [26] LARSSON R. Long-term observations of consolidation processes-results from about fifty years' monitoring of Swedish test embankments on soft clay[J]. Geotechnical Engineering, Southeast Asian Geotechnical Society, 2006, **37**(1): 53 - 78.
- [27] TAYLOR D W. Fundamentals of soil mechanics[M]. New York: John Wiley & Sons, Inc, 1948.
- [28] TAVENAS F, JEAN P, LEBLOND P, et al. The permeability of natural soft clays. Part II: permeability characteristics[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1983, **20**(4): 645 - 660.
- [29] MESRI G, LO K, FENG T W. Settlement of embankments on soft clays[C]// Vertical and horizontal deformation of foundations and embankments, ASCE. New York, 1994: 8 - 56.
- [30] BABU G L, PANDIAN N S, NAGARAJ T S. A re-examination of the permeability index of clays[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1993, **30**(1): 187 - 191.