

DOI: 10.11779/CJGE201703007

吹填淤泥自重固结性质试验研究

王亮^{1,2}, 黄英豪³, 张春雷⁴, 李磊⁵, 贾后磊^{*1}, 李婷^{1,4}, 谢健¹

(1. 国家海洋局南海规划与环境研究院, 广东 广州 510300; 2. 重庆交通大学水利水运工程教育部重点实验室, 重庆 400074; 3. 南京水利科学研究院岩土工程研究所, 江苏 南京 210024; 4. 河海大学环境学院, 江苏 南京 210098; 5. 河海大学地球科学与工程学院, 江苏 南京 210098)

摘要: 大变形自重固结理论可广泛应用于堆场设计和堆场吹填淤泥处理等方面, 但对于沉积柱试验中淤泥的自重固结性质, 尤其是非线性压缩关系和非线性渗透关系, 并没有进行详细深入地研究。利用研制的沉积固结试验方法研究了太湖和白马湖吹填淤泥的自重固结性质。该方法由沉积柱、孔隙水压力测试装置和分层真空取样装置组成, 利用该方法可得到淤泥自重固结过程中泥水界面、超静孔隙水压力、密度、有效应力、颗粒分布、压缩关系和渗透关系等参数的变化规律。压缩关系试验结果表明: 两种淤泥压缩关系是非线性的。在较低的有效应力时随有效应力的增大孔隙比迅速减小, 在较高的有效应力时随有效应力的增大孔隙比减小趋势趋缓。存在一个有效应力的分界点, 低于此点不同时间时有效应力与孔隙比的关系较为分散, 此时淤泥的压缩性很大, 高于此点不同时间时有效应力与孔隙比的关系可认为是唯一的。两种淤泥渗透关系是非线性的。淤泥的非线性压缩关系和渗透关系可采用幂函数关系。

关键词: 试验方法; 沉积固结; 吹填淤泥; 自重固结; 非线性压缩; 非线性渗透

中图分类号: TU43 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)03-0444-08

作者简介: 王亮(1979-), 男, 山东昌邑人, 博士, 高级工程师, 主要从事海洋岩土工程研究。E-mail: wwldxh@163.com。

Experimental study on self-weight consolidation behavior of hydraulically dredged slurries

WANG Liang^{1,2}, HUANG Ying-hao³, ZHANG Chun-lei⁴, LI Lei⁵, JIA Hou-lei¹, LI Ting^{1,4}, XIE Jian¹

(1. South China Sea Institute of Planning and Environmental Research, SOA, Guangzhou 510300, China; 2. Key Laboratory of Hydraulic and Waterway Engineering of Ministry of Education, Chongqing Jiaotong University, Chongqing 400074, China; 3. Geotechnical Engineering Department, Nanjing Hydraulic Research Institute, Nanjing 210024, China; 4. College of Environment, Hohai University, Nanjing 210098, China; 5. School of Earth Sciences and Engineering, Hohai University, Nanjing 210098, China)

Abstract: The large-strain self-weight consolidation theory is widely used for the design of dredged material disposal sites and the treatment of hydraulically dredged slurries in the disposal sites. The self-weight consolidation behavior of hydraulically dredged slurries in settling column experiments, especially nonlinear compressibility relationship and nonlinear permeability relationship, is still unclear. The self-weight consolidation behavior of hydraulically dredged slurries from Taihu Lake and Baimahu Lake is studied by using a new sedimentation and consolidation experimental method which consists of a settling column, a pore pressure measurement apparatus and a multi-layer vacuum extraction sampling apparatus. It can test the changing rules of the interface height, excess pore pressure, density, effective stress, grain size distribution, compressibility relationship and permeability relationship in self-weight consolidation. The experimental results show that the compressibility relationship is nonlinear. Under low effective stresses, the void ratio changes significantly with a small increase in the effective stress, while under higher values of effective stress, change of void ratio with effective stress is more limited. When values of effective stress are greater than one value, a unique relationship is visible, and when the stresses are below this value, the data points cover a triangular shaped area, so the compressibility is large. The permeability relationship is nonlinear. The compressibility relationship and permeability relationship can be represented by a power function equation.

Key words: experimental method; sedimentation and consolidation; hydraulically dredged slurry; self-weight consolidation; nonlinear compressibility; nonlinear permeability

0 引言

近年来随着港口、航道和海洋工程等基础设施建

基金项目: 重庆交通大学国家内河航道整治工程技术研究中心暨水利水运工程教育部重点实验室开放基金项目(SLK2015B01); 国家自然科学基金项目(51209142; 51278172)

收稿日期: 2015-07-01

*通讯作者(E-mail: jiahoulei@163.com)

表1 试验淤泥的物理指标

Table 1 Physical indexes of dredged slurries

取泥地点	比重	液限 /%	塑限 /%	黏粒含量 ^① /%	有机质含量 /%	初始含水率 /%	初始密度 /(g·cm ⁻³)
白马湖	2.69	61	27	30.9	0.4	366	1.153
太湖	2.67	56	29	26.9	3.5	333	1.169

注: ① $d < 5 \mu\text{m}$ 。

设的迅速增长, 全国各地开展了大规模的疏浚清淤工程, 因此产生了大量的疏浚淤泥。目前国内疏浚淤泥含水率大约在 300%~900% 之间, 一般设置堆场存放这种高含水率的工程废弃土。由于疏浚淤泥产生量巨大, 并且自重固结过程历时很长, 占用了大量的土地资源, 因此研究吹填淤泥的自重固结性质对于堆场设计和堆场吹填淤泥处理等有着重要的指导意义。

一些学者研制了多种沉积固结试验方法, 主要测试泥浆沉积固结中泥水界面、密度和孔隙水压力等试验参数。密度测试方法主要是无损测量密度的 X 或 γ 射线密度计方法, Been^[1] 和 Bowden^[2] 采用 X 射线密度计方法, Alexis 等^[3]、Toorman^[4] 和 Merckelbach^[5] 采用 γ 射线密度计方法。使用方式是在不同时间时密度计从上到下扫描整个沉积柱, 则可以得到不同时间时的密度剖面, 该方法优点是无损式测量方法不会对试样沉积过程造成影响, 并可根据需要随时测试密度剖面。缺点是 X 或 γ 射线会辐射影响试验人员、成本较高和密度测试结果校正的可靠性等。孔隙水压力测试方法主要是在沉积柱每个测量点直接安装孔隙水压力传感器测量孔隙水压力, Been^[1]、Alexis 等^[3] 和 Nam 等^[6] 采用该方法。该方法研究沉积固结过程会长时间使用多个传感器导致成本较高, 并且温度和湿度等外界条件变化时传感器长期不稳定性导致时间较长时测量结果不准确。因此进行了改进, 研制了孔隙水压力转换器利用一个孔隙水压力传感器可依次测试沉积柱不同测量点处孔隙水压力。

一些学者研究了淤泥的沉积固结过程。Imai^[7] 研究认为随初始含水率的增加分为区域沉降和固结沉降两种沉积类型。Wang 等^[8] 研究认为淤泥初始含水率为 6 倍液限时直接进入自重固结阶段。淤泥在自重固结阶段时, 淤泥颗粒之间相互接触并传递有效应力, 自重固结导致淤泥颗粒沉降, 大变形自重固结理论可研究淤泥颗粒沉降规律^[9]。国内诸多学者^[10-12] 研究了淤泥的沉积固结性质, 但采用的仪器和方法都较为简陋, 主要采用量筒或沉积柱进行泥水界面观测, 部分学者待吹填淤泥沉积固结完成后测得了含水率和孔隙比等参数, 均没有在试验过程中不同时间时测试含水率和孔隙水压力等参数的变化规律。国外 Been^[1]、Bowden^[2]

和 Merckelbach^[5] 采用沉积柱研究了泥浆的沉降和自重固结性质, 测得了沉降和自重沉积过程中不同时间时密度和超孔隙水压力等参数的变化规律。但对于沉积柱试验中淤泥的自重固结性质, 尤其是非线性压缩关系和非线性渗透关系, 并没有进行详细深入地研究。

本文利用研制的沉积固结试验方法测试了吹填淤泥自重固结阶段泥水界面、超静孔隙水压力、密度、有效应力、颗粒分布、压缩关系和渗透关系等参数的变化规律, 研究了太湖和白马湖吹填淤泥的自重固结性质, 深入了解了吹填淤泥自重固结的发展规律, 同时也可为堆场设计和堆场吹填淤泥处理等工程应用提供帮助。

1 试验材料和方法

1.1 试验材料

试验选用两种淤泥: 无锡太湖和淮安白马湖疏浚淤泥。两种淤泥的物理指标如表 1 所示, 粒径级配曲线如图 1 所示, 均为高液限黏土。两种淤泥的初始含水率均为 6 倍液限。

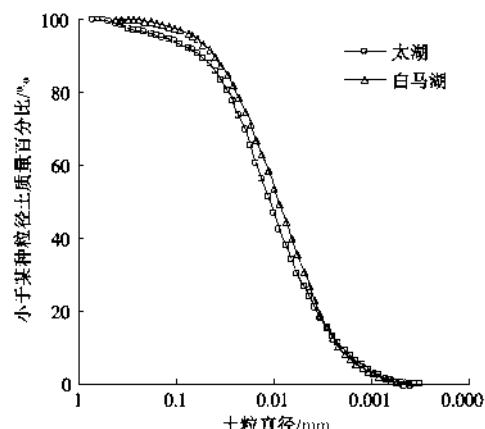


图 1 试验淤泥的粒径级配曲线

Fig. 1 Curves of grain size distribution of dredged slurries

1.2 试验方法

本文研制了一种沉积固结试验方法, 该方法由沉积柱、孔隙水压力测试装置和分层真空取样装置组成。该方法的主要优点是试验过程中可以随时测试沉积柱不同高度上颗粒分布的变化规律。

(1) 沉积柱

沉积柱由透明有机玻璃制成，内径直径为100 mm，高度为800 mm。

(2) 孔隙水压力测试装置

沉积柱间隔一定距离设置孔隙水压力测量点，测量点由过滤材料、开关和水管组成。沉积柱每个测量点处开有圆孔，圆孔内填充过滤材料，防止沉积柱中淤泥颗粒透过，但可以传递孔隙水压力。孔隙水压力转换器上安装一个孔隙水压力传感器，并连接沉积柱各测量点和标定柱的水管。转换器作用是利用一个孔隙水压力传感器可切换测量沉积柱中不同测量点和标定柱中不同水面高度的孔隙水压力。传感器量程为0~35 kPa，综合精度为 $\pm 0.05\%FS$ 。标定柱作用是试验之前变化不同的水面高度校正传感器。试验前转换器和所有的水管都充满水。打开标定柱开关变化不同的水面高度校正传感器，然后依次开关不同测量点测试该点的孔隙水压力。孔隙水压力测试装置如图2所示。

测量点处孔隙水压力 u 的计算公式为

$$u = u_0 - \gamma_w (x - x_0) \quad (1)$$

式中 u 为测量点处的孔隙水压力(kPa)； u_0 为传感器测量的孔隙水压力(kPa)； γ_w 为水的重度(kN/m³)； x 为测量点的高度(m)； x_0 为传感器的高度(m)。

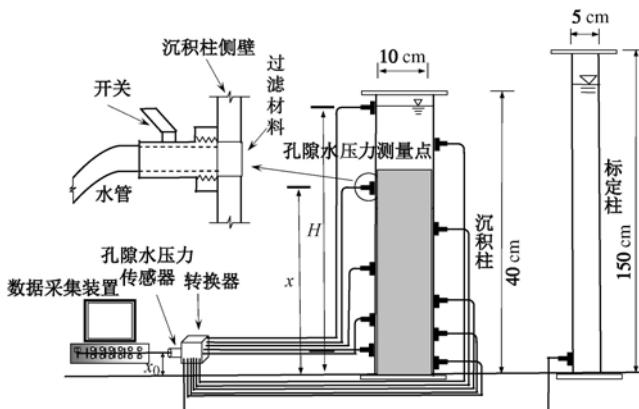


图2 沉积柱和孔隙水压力测试装置示意图

Fig. 2 Settling column and pore pressure measurement apparatus

(3) 分层真空取样装置

通过分层真空取样装置可得到各层的含水率和颗粒组成。分层真空取样装置由取样器、深度控制器、真空缸和真空泵等组成。取样器为开有较多均匀小孔的喷头。真空缸和真空泵为三轴试验中试样饱和所用的真空缸和真空泵。深度控制器可控制沉积柱中沉积淤泥的取样深度。分层真空取样装置示意图如图3所示。

试验步骤为：①到待测时间时，开启真空泵，将取样器放置于沉积柱内，将沉积柱内上覆水抽取出来；②通过控制深度控制器，向下移动取样器上的取样管，控制每层2.5 cm的取样深度，真空抽取每层沉积淤泥

至真空缸内的试样杯；③抽取完一层后，将试样杯取出取样测试其含水率，然后抽取下一层沉积淤泥。

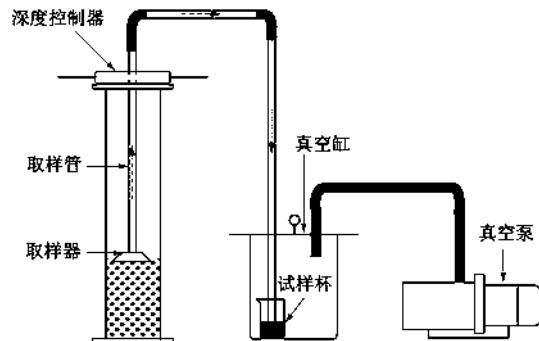


图3 分层真空取样装置示意图

Fig. 3 Multi-layer extraction sampling apparatus

2 试验结果

2.1 泥水界面

试验过程中透过沉积柱可观察到泥水界面的变化。太湖淤泥和白马湖淤泥不同初始含水率时泥水界面的变化如图4所示。

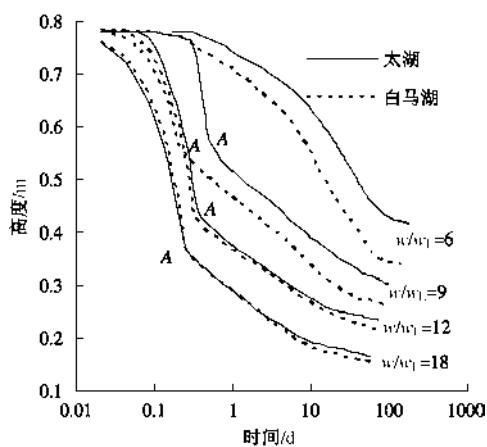


图4 泥水界面变化

Fig. 4 Variation of interface height with time

由图4可知，初始高度相同时不同的初始含水率对泥水分界面影响较大，在上述4种不同初始含水率时泥水分界面具有两种不同的沉降模式：当初始含水率为9倍，12倍和18倍液限时，首先是沉降阶段，此时泥水界面下降速度较快，泥水界面的变化较大，然后出现转折点A，之后进入到自重固结阶段。当初始含水率为6倍液限时，泥水界面与前面3种情况相比，无明显的转折点，泥水界面以逐渐减小的速度沉降，即泥浆注入沉积柱后便进入自重固结阶段。

2.2 密度

密度 ρ 的计算公式为

$$\rho = \frac{G_s(1+\omega)}{1+\omega \cdot G_s} \rho_w \quad (2)$$

式中 ρ 为淤泥的密度 (g/cm^3); w 为含水率 (%); G_s 为土粒比重; ρ_w 为水的密度 (g/cm^3)。

密度分布变化如图 5 所示。从图 5 看出, 自重固结过程中密度剖面只存在两个区域, 即密度为 1 的上覆水区和密度较大的沉积区。密度变化趋势是由高到低逐渐增大, 在沉积区同一高度上密度随时间逐渐增大。太湖和白马湖淤泥 1 d 时的密度剖面只有最底部 0.0125 m 和 0.0125~0.0375 m 处的密度急剧增大, 其他高度上的密度比初始状态的密度稍有增大。自重固结完成时太湖和白马湖淤泥的密度分别介于 1.20~1.34 g/cm^3 和 1.24~1.38 g/cm^3 之间。总体上白马湖淤泥密度的变化要大于太湖淤泥。

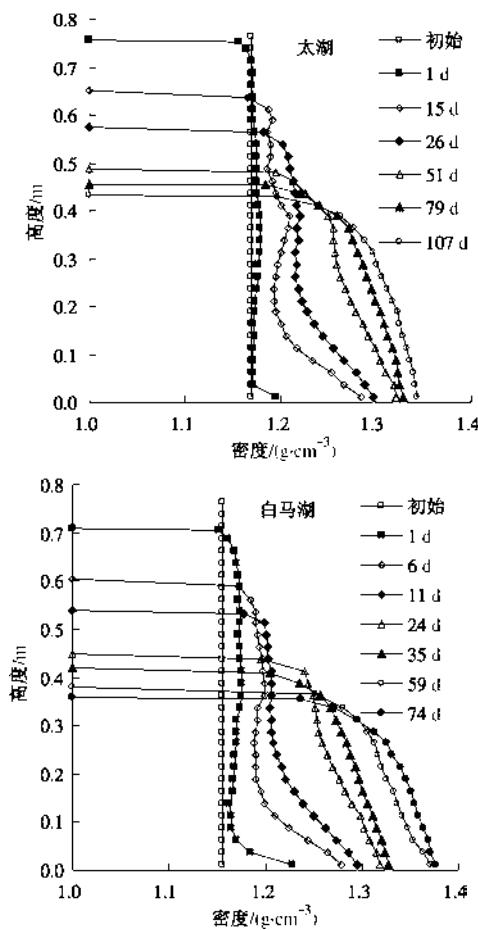


图 5 密度分布变化

Fig. 5 Variation of density

图 5 中太湖 15, 26 d 和白马湖 6 d 的密度分布曲线规律与太湖 107 d 和白马湖 74 d 的密度分布曲线规律明显不同。太湖 15, 26 d 和白马湖 6 d 的密度分布曲线底部向左凸, 而太湖 107 d 和白马湖 74 d 的密度分布曲线向右凸。原因可能是由于时间较短时由于部分粗颗粒聚集在最底部, 密度较大, 而往上高度上密度迅速减小, 再往上高度上密度几乎不变甚至出现增大的情况, 因此较短时间时密度分布曲线底部向左凸。随时间发展时间较长时, 中间高度上排水变快, 密度

增长较大, 因此较长时间时密度分布曲线向右凸。

2.3 超静孔隙水压力

由超静孔隙水压力的定义可知, 孔隙水压力减去静水压力等于超静孔隙水压力。超静孔隙水压力消散程度可表征自重固结的发展程度。超静孔隙水压力消散变化如图 6 所示。从图 6 看出, 超静孔隙水压力消散较为均匀, 是因为此种情况下初始含水率较低不存在沉降阶段直接进入到了自重固结阶段。试验初始时淤泥的总应力主要由孔隙水承担, 超静孔隙水压力剖面近似为线性, 随后超静孔隙水压力首先在沉积柱最底部消散然后从底部逐步向上发展。太湖和白马湖淤泥自重固结完成的时间分别为 107 d 和 74 d, 说明淤泥的自重固结发展缓慢持续较长时间。从图 6 看出, 此时太湖和白马湖沉积淤泥层的高度分别为 43.4 cm 和 35.8 cm, 自重固结完成时太湖淤泥沉积淤泥层的高度要大于白马湖淤泥。

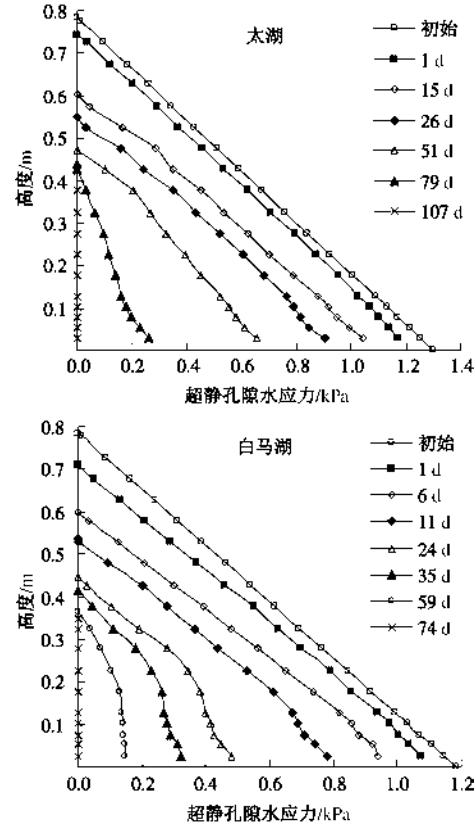


图 6 超静孔隙水压力消散变化

Fig. 6 Variation of excess pore pressure

2.4 有效应力

总应力的计算公式为

$$\sigma_i = \sigma_{i-1} + \rho_i g h_i \quad (3)$$

式中 σ_i 为第 i 层总应力 (kPa); σ_{i-1} 为第 $i-1$ 层总应力 (kPa); ρ_i 为第 i 层密度 (g/cm^3); h_i 为第 i 层高度 (m)。

每层沉积淤泥的取样深度均为 2.5 cm, 孔隙水压力测量点均位于每层沉积淤泥的交界面上, 因此孔隙

水压力测量点处上部淤泥产生的总应力可由式(3)求得,孔隙水压力测量点处的孔隙水压力可由式(1)求得,依据有效应力原理两者相减即为该测量点处的有效应力。有效应力变化如图7所示。从图7看出,有效应力从高到低逐渐增大,同一高度上有效应力随时间逐渐增大。

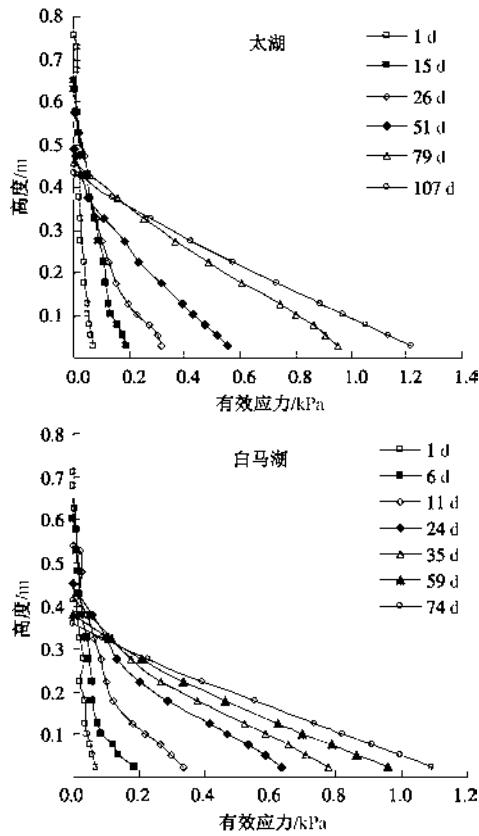


图7 有效应力变化

Fig. 7 Variation of effective stress

由 $\sigma = \rho gh$ 计算出太湖淤泥沉积柱最底部的总应力的理论计算值为8.982 kPa,根据分层取样装置所求得的每层沉积淤泥的密度由式(3)求得的1, 15, 26, 51, 79, 107 d时太湖淤泥沉积柱最底部的总应力为8.976, 8.990, 8.981, 8.976, 8.985, 8.990 kPa,最大误差仅为+8 Pa,仅为理论计算值的0.09%,可见分层取样装置的精度较高。

2.5 颗粒分布

工程上通常把工程性质相近的一定尺寸范围的土颗粒划分为一组,称为粒组。依据粒径的大小,将0~5, 5~75和75~500 μm的土颗粒划分为黏粒组、粉粒组和砂粒组。太湖淤泥和白马湖淤泥不同时刻不同高度处各层颗粒分布变化如图8所示。由图8可知,初始含水率为6倍液限时在不同时刻不同高度处各粒组的含量几乎没有出现变化。这说明初始含水率为6倍液限时,沉降过程中几乎没有发生颗粒分选。同一试验情况,测试时间为1 d和测得的超静孔隙水压力为0时,底部和中部各粒组的含量变化较小,主要

是表层各粒组的含量变化稍大。1 d和测得的超静孔隙水压力为0时两个时间点之间各粒组含量也有变化,原因是由于沉积淤泥层在自重作用下发生压缩沉降导致淤泥颗粒的位置在高度上发生了变化。

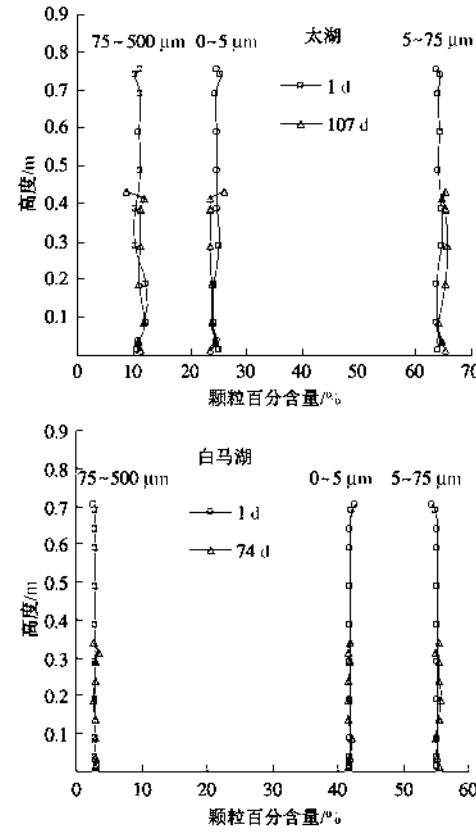


图8 颗粒分布变化

Fig. 8 Variation of grain size distribution

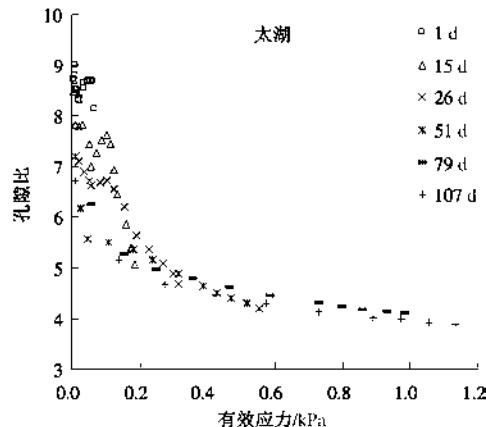
2.6 非线性压缩关系

孔隙比 e 的计算公式为

$$e = wG_s, \quad (4)$$

式中, e 为孔隙比。

压缩关系即为孔隙比和有效应力之间的关系。不同时刻压缩关系如图9所示。从图9看出,两种淤泥压缩关系是非线性的。在较低的有效应力时,随有效应力的增大孔隙比迅速减小,在较高的有效应力时,随有效应力的增大孔隙比减小趋势趋缓。



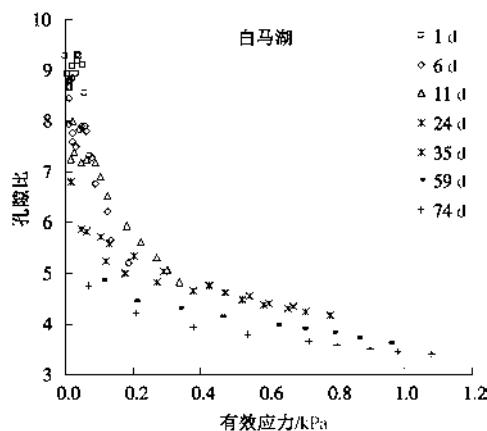


图 9 压缩关系变化

Fig. 9 Variation of compressibility relationship

太湖淤泥固结时间为 1 d, 当有效应力小于 0.05 kPa 时孔隙比基本保持恒定, 约为 8.7; 固结时间为 15 d, 孔隙比与有效应力之间的关系大体分为两段, 当有效应力小于 0.05 kPa 时孔隙比基本保持恒定, 约为 7.5, 当有效应力大于 0.05 kPa 时, 孔隙比迅速减小, 其最末端的有效应力为 0.19 kPa, 孔隙比为 6.06; 固结时间为 26 d, 基本保持恒定的孔隙比继续降低, 约为 6.7, 当有效应力变大时孔隙比减小趋势要小于固结时间为 15 d 时; 固结时间为 51, 79, 107 d 时, 孔隙比与有效应力之间的关系不再分为两段, 随有效应力的增大孔隙比较均匀地减小。白马湖淤泥固结时间为 1 d, 当有效应力小于 0.05 kPa 时孔隙比基本保持恒定, 约为 8.9; 固结时间为 6 d, 孔隙比与有效应力之间的关系大体分为两段, 当有效应力小于 0.05 kPa 时孔隙比基本保持恒定, 约为 7.8, 当有效应力大于 0.05 kPa 时, 孔隙比迅速减小; 固结时间为 11 d, 基本保持恒定的孔隙比继续降低, 约为 7.2, 当有效应力变大时孔隙比减小趋势比固结时间为 6 d 时变小; 固结时间为 24, 35, 59, 74 d 时, 孔隙比与有效应力之间的关系不再分为两段, 随有效应力的增大孔隙比较均匀地减小。

可总结出普遍性的规律, 存在一个有效应力的分界点, 低于此分界点, 即在较低应力状态下, 不同时刻有效应力与孔隙比的关系较为分散, 即有效应力与孔隙比的关系并不唯一, 此时淤泥的压缩性很大; 高于此分界点, 即在较高应力状态下, 不同时刻有效应力与孔隙比的关系可认为是唯一的, 这说明该关系与时间无关。太湖和白马湖淤泥有效应力的分界点均大约为 0.2 kPa。总体上白马湖淤泥孔隙比与有效应力之间关系的分散程度大于太湖淤泥。

Butterfield^[13]学者认为淤泥的非线性压缩关系主

要有 $e = e_0 - c_e \lg \sigma' / \sigma'_0$ (半对数关系) 和 $e = a_1(\sigma')^b$ (幂函数关系) 两种。对上述两种关系进行了比较, 幂函数关系拟合情况如图 10 所示, 发现采用幂函数关系时相关系数 R^2 最高, 并且幂函数关系形式简单, 因此数值模拟时淤泥的非线性压缩关系可以采用幂函数关系。需要注意的是, 有效应力较低时有效应力与孔隙比较为分散的关系的拟合情况将影响 Gibson 大变形固结理论对自重固结的模拟, 尤其是影响初期自重固结的模拟。

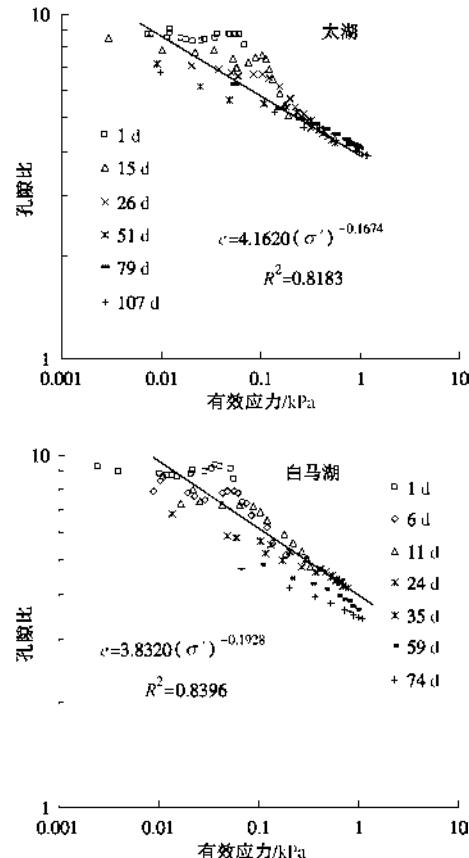


图 10 幂函数非线性压缩关系

Fig. 10 Power function nonlinear compressibility relationship

2.7 非线性渗透关系

渗透系数可通过沉积柱试验利用 Darcy-Gersevanov 定律求得^[14]。具体求解过程如下:

Darcy-Gersevanov 定律表达式为

$$\frac{e}{1+e}(\nu_w - \nu_s) + \frac{k}{\gamma_w} \left(\frac{\partial \mu}{\partial \xi} \right) = 0 \quad . \quad (5)$$

式中 ν_w 和 ν_s 分别为孔隙水和土粒相对于基准面的运动速率; k 为竖向渗透系数; $\partial \mu / \partial \xi$ 为超静孔隙水应力梯度。

因为连续性, 两相混合物在不排水面上的体积通量为 0, 因此, 式 (5) 左边的部分可写为 $-\nu_s$ 。则不排水条件下的表达式为

$$v_s = \frac{k}{\gamma_w} \left(\frac{\partial \mu}{\partial \xi} \right) \quad (6)$$

经整理可得到渗透系数 k 的表达式:

$$k = \frac{v_s \gamma_w}{\left(\frac{\partial \mu}{\partial \xi} \right)} \quad (7)$$

土粒相对于基准面的运动速率 v_s 和超静孔隙水应力梯度 $\partial \mu / \partial \xi$ 可通过沉积柱试验确定。

有学者认为淤泥的非线性渗透关系主要有 $e = e_0 + c_k \lg \frac{k}{k_0}$ (半对数关系)^[15-16] 和 $k = a_2 e^{b_2}$ (幂函数关系)^[17] 两种。对上述两种关系进行了比较, 幂函数关系拟合情况如图 11 所示, 发现采用幂函数关系时相关系数 R^2 最高, 并且幂函数关系形式简单, 因此数值模拟时淤泥的非线性渗透关系可以采用幂函数关系。不过非线性渗透关系的幂函数关系的相关系数要稍低于压缩关系的幂函数关系的相关系数。

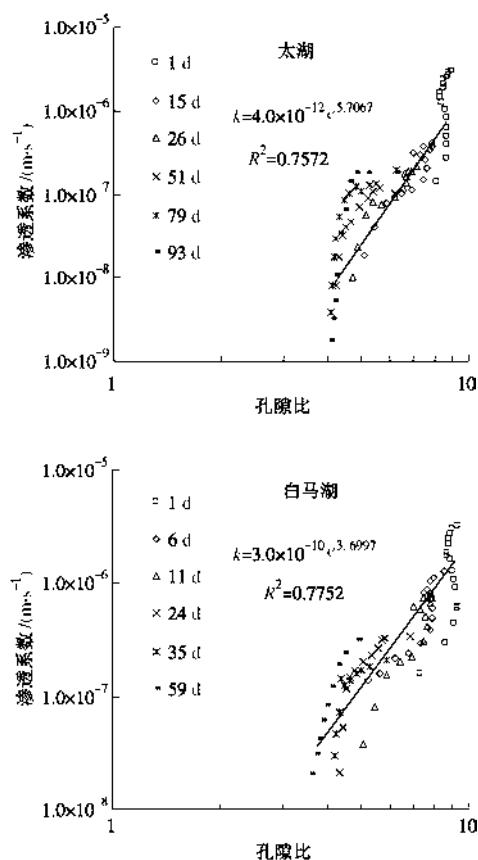


图 11 幂函数非线性渗透关系

Fig. 11 Power function nonlinear permeability relationship

3 结 论

本文利用研制的沉积固结试验方法研究了太湖和白马湖吹填淤泥的自重固结性质。所取得的主要结

论如下:

(1) 研制了一种沉积固结试验方法, 该方法由沉积柱、孔隙水压力测试装置和分层真空取样装置组成, 可得到淤泥自重固结过程中泥水界面、超静孔隙水压力、密度、有效应力、颗粒分布、压缩关系和渗透关系等参数的变化规律。由试验结果可知测试数据满足需要, 证明该方法可行。可得到淤泥自重固结过程中泥水界面、超静孔隙水压力、密度、有效应力、颗粒分布、压缩关系和渗透关系等参数的变化规律。由试验结果可知测试数据满足需要, 证明该方法可行。

(2) 太湖和白马湖淤泥初始含水率为 6 倍液限时淤泥注入沉积柱后便进入自重固结阶段。自重固结过程中密度剖面只存在两个区域, 即密度为 1 的上覆水区和密度较大的沉积区。超静孔隙水压力随时间得消散比较均匀, 试验刚开始时超静孔隙水压力剖面近似为线性, 随后超静孔隙水压力首先在沉积柱最底部消散然后从底部逐步向上发展, 淤泥的自重固结发展缓慢持续较长时间。有效应力由高到低逐渐增大, 同一高度上有效应力随时间逐渐增大。

(3) 两种淤泥的压缩关系是非线性的。在较低的有效应力时, 随有效应力的增大孔隙比迅速减小, 在较高的有效应力时, 随有效应力的增大孔隙比减小趋势趋缓。存在一个有效应力的分界点, 低于此点不同时间时有效应力与孔隙比的关系较为分散, 此时淤泥的压缩性很大, 高于此点不同时间时有效应力与孔隙比的关系可认为是唯一的。淤泥的压缩关系可采用幂函数关系。有效应力较低时有效应力与孔隙比为分散的关系的拟合情况将影响 Gibson 大变形固结理论对自重固结的模拟, 尤其是影响初期自重固结的模拟。

(4) 两种淤泥的渗透关系是非线性的, 淤泥的渗透关系可采用幂函数关系。非线性渗透关系的幂函数关系的相关系数要稍低于压缩关系的幂函数关系的相关系数。

参 考 文 献:

- [1] BEEN K. Stress-strain behaviour of a cohesive soil deposited under water[D]. Oxford: University of Oxford, 1980.
- [2] BOWDEN R K. Compression behaviour and shear strength characteristics of a natural silty clay sedimented in the laboratory[D]. Oxford: University of Oxford, 1988.
- [3] ALEXIS A, LEBRAS G, THOMAS P. Experimental bench for study of settling-consolidation soil formation[J]. Geotechnical Testing Journal, 2004, 27(6): 557 - 567.
- [4] TOORMAN E A. Sedimentation and self-weight consolidation: general unifying theory[J]. Géotechnique, 1996, 46(1): 103 -

- 113.
- [5] MERCKELBACH L M. Consolidation and strength evolution of soft mud layers[D]. Delft: Delft University of Technology, 2000.
- [6] NAM S, GUTIERREZ M, DIPLAS P. Channeling during settling and self-weight consolidation of cohesive sediments[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2006, **45**(6): 867 – 576.
- [7] IMAI G. Experimental studies on sedimentation mechanism and sediment formation of clay materials[J]. Soils and Foundations, 1981, **21**(1): 7 – 20.
- [8] WANG Liang, ZHU Wei, XIE Jian, et al. Study on shear strength of sediments in main sedimentation stages[J]. Marine Georesources & Geotechnology, 2015, **33**: 556 – 566.
- [9] GIBSON R E, ENGLAND G L, HUSSEY M J L. The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays. I finite non-linear consolidation of thin homogeneous layers[J]. Géotechnique, 1967, **17**: 261 – 273.
- [10] 詹良通, 童军, 徐洁. 吹填土自重沉积固结特性试验研究 [J]. 水力学报, 2009, **38**(2): 201 – 205. (ZHAN Liang-tong, TONG Jun, XU Jie. Laboratory study on self weight sedimentation and consolidation behaviors of hydraulic dredged mud[J]. Chinese Journal of Hydraulic Engineering, 2009, **38**(2): 201 – 205. (in Chinese))
- [11] 刘莹, 肖树芳, 王清. 吹填土室内模拟试验研究[J]. 岩土力学, 2004, **25**(4): 518 – 528. (LIU Ying, XIAO Shu-fang, WANG Qing. Research on indoor scale-down test of dredger fill[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, **25**(4): 518 – 528. (in Chinese))
- [12] 曹玉鹏, 吉峰. 吹填淤泥沉积规律室内试验[J]. 水利水电科技进展, 2011, **31**(3): 36 – 39. (CAO Yu-peng, JI Feng. Model tests on sedimentation behavior of dredged sludge[J]. Advances in Science and Technology of Water Resources, 2011, **31**(3): 36 – 39. (in Chinese))
- [13] BUTTERFIELD R. A natural compression law for soils[J]. Géotechnique, 1979, **29**(4): 469 – 480.
- [14] BARTHOLOMEUSEN G. Compound shock waves and creep behaviour in sediment beds[D]. Oxford: University of Oxford, 2003.
- [15] MESRI G, OLSON R E. Mechanisms controlling the permeability of clays[J]. Clay and Clay Mineral, 1971, **19**(3): 151 – 158.
- [16] TAYLOR D W. Fundamental of soil mechanics[M]. New York: John Wiley & Sons Inc, 1948, 700p.
- [17] IMAI G, TANG Y X. A constitutive equation of one dimensional consolidation derived from inter-connected tests[J]. Soils and Foundations, 1992, **32**(2): 83 – 96.