

黏土在渗水压固结中的超静孔压消散试验研究

李志明¹, 唐逸凡², 曹小为¹, 齐大洪¹, 李 明¹

(1. 徐州地铁集团有限公司, 江苏 徐州 221000; 2. 南京工业大学 数理科学学院, 南京 211800)

摘要:渗透力作用普遍存在于水库土石坝、黏土铺盖、土质边坡等岩土工程中,其诱发的固结分析是研究热点,但固结过程中的超静孔压测试试验较少。现采用研制的装置,对经固结压力固结的黏土试样进行逐级施加水压的固结渗透试验。试验结果表明,施加的水压会引起土体中的孔隙水压力增长,增加的孔压在固结过程中有部分转化为渗透力,使试样产生压缩变形并引起孔隙比和渗透系数减小,进而导致固结系数的变化,且不同位置处变化的幅度不同,试验现象上表现为固结过程中未消散的超静孔压测试值沿高度呈非对称、非线性分布,最大值在试样偏下位置。变系数法理论计算值验证了试样中各点固结系数互不相同的现象。

关键词:渗水压固结;黏土;超静孔压;渗透系数;固结系数

中图分类号: TU411 **文献标志码:** A **文章编号:** 1671-1807(2023)05-0166-06

固结是岩土工程中的重要课题。在一般固结问题的分析中,把由于外荷载作用产生的孔隙水压力称为超静孔隙水压力,简称超静孔压,当固结完成后,超静孔压全部消散并转化为土体骨架间的有效应力。目前,外荷载作用下土体的固结理论和超静孔压消散规律得到广泛而深入的研究^[1-5],相对而言,土体在渗水压固结过程中的超静孔压消散规律研究较少。Imai^[6]首先提出应用渗透力进行固结的试验。Huer-ta 等^[7]对试验进行了改进,并基于试验结果推断软土沉积物渗透性和压缩性的关系。Abu-Hejleh 等^[8]基于渗水压固结实验建立了渗透系数与孔隙比的幂函数关系。Fox 等^[9]对泥浆状黏土试样进行渗水压固结试验,在两个连续的水力梯度下分别测量出试样的高度和水流速度,并对试样切片得到孔隙比的分布,以确定渗透性和压缩性关系。上述研究主要是基于渗水压固结试验获得土的固结特性与参数。

国内在这方面的研究源于水库黏土铺盖的防渗处理^[10]。毛昶熙^[11]研究了库水位上涨引起的不均匀渗透力和有效应力的增加过程与铺盖裂缝的关系,并提出落淤补漏、抛土填补等处理方法。张力霆等^[12]对在渗透力作用下的土体渗透系数变化进行了研究,并采用数值方法求解得出了孔隙比在固结过程中随

时空的变化规律。谢康和等^[13]考虑了渗透系数和压缩性特性的变化,得到了拉格朗日坐标下的大变应固结方程与解析解。金成挺等^[14]将饱和黏土分级荷载下的孔压测试试验结果与理论值对比,发现了黏土中固结系数的动态变化规律。杜明芳等^[15]在固结理论和有效应力原理的基础上推导出了线性加载下的固结方程,并与工程实测吻合良好。

综上所述,已有的渗水压固结研究主要是确定土体的固结特性,并对不同本构关系、不同初始条件下的固结方程进行探讨和求解,对固结过程中超静孔压的测试试验较少。本文研制一套大尺寸刚性壁固结渗透装置,对黏土进行渗水压固结试验,并采集试样的压缩量、底部的土压力、渗水量和多点的超静孔压,以分析超静孔压的消散规律。

1 试验方案

1.1 试验土体

表 1 所示为试验土体的常规物理参数。由表 1 中的参数可判断试验土体为低液限黏土。

表 1 土体物理参数

土粒比重	液限 $w_L/\%$	塑限 $w_p/\%$	塑性指数 I_p
2.75	43.8	20.6	23.2

收稿日期:2022-10-15

基金项目:国家自然科学基金面上项目(51578164);江苏省研究生科研与实践创新计划项目(KYCX22-1280)。

作者简介:李志明(1983—),男,江苏徐州人,徐州地铁集团有限公司,高级工程师,博士,研究方向为岩土工程;唐逸凡(1998—),男,江苏靖江人,南京工业大学数理科学学院,硕士研究生,研究方向为岩土中的孔压传递机理;曹小为(1986—),男,安徽望江人,徐州地铁集团有限公司,高级工程师,硕士,研究方向为岩土工程;齐大洪(1994—),男,安徽阜阳人,徐州地铁集团有限公司,工程师,硕士,研究方向为岩土工程;李明(1988—),男,江苏徐州人,徐州地铁集团有限公司,工程师,硕士,研究方向为岩土工程。

1.2 试验设备

本文研制的试验装置包括盖板、渗流筒、底座、固结压力施加杠杆和数据采集系统,其中盖板、渗流筒和底座均为不锈钢材质,相互之间采用橡胶垫和螺栓连接,可装配形成密闭腔体,如图 1 所示。

加压杆经杆套穿过盖板随杠杆上下移动来施加固结压力,加压杆上加装有小平板用于放置位移计;盖板上设有一个进水孔,用来施加水压,另外还设有一个测压孔,上面安装了孔压计(5#)和水压表,用来量测和控制所施加的水压大小;渗流筒总高 60 cm,内径 20.3 cm,内壁打磨光滑;筒侧安装有 4 个孔压计,从下往上依次编号为 1#、2#、3#、4#,各相距 10 cm,用于测试固结过程试样不同位置处的超静孔压;底座上放置有透水石,并在透水石上开洞安装土压力盒,土压力盒的数据线经底座中的暗埋管穿出,透水石下面的底座表面开有沟槽,汇集渗出水进入中心处的泄水孔,泄水孔下端口连有导水管,将渗出的水导入带称重传感器的水桶;所有传感器均与电脑相连,进行自动采集。

试验装置在使用前进行了标定,标定过程为:将试验装置装配好并放平,从进水孔中注水,注水过程中泄水孔起排气作用,待渗流筒注满水后封堵泄水孔,利用与气泵相连的压力水罐施加水压,利用经计量局标定的水压表给 5 个孔压计进行标定;另外,用标准砝码对称重传感器进行标定。

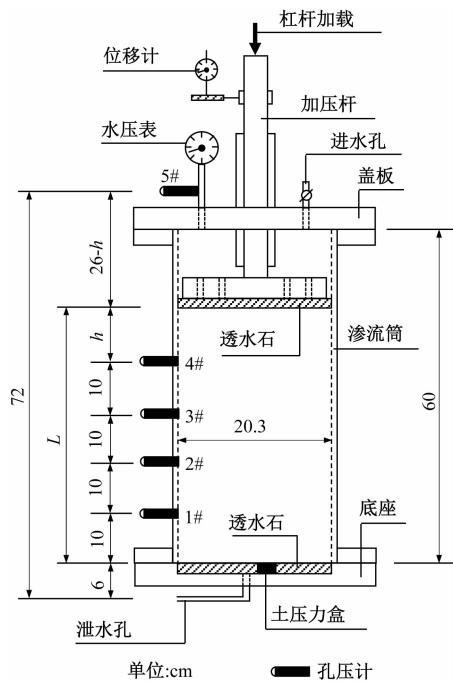


图 1 渗透固结试验装置

1.3 试验加载方案

本试验的加载方案是对经固结压力 p_c 固结后的饱和黏土试样逐级施加水压 p_w ,见表 2,表中 G1~G6 表示水压施加的次序和等级。

表 2 试验加载方案

试样	固结压力 p_c/kPa	逐级施加的水压 p_w/kPa					
		G1	G2	G3	G4	G5	G6
T1	200	100	200	300	400	500	600
T2	600	100	200	300	400	500	600

1.4 试验步骤

基于表 2 加载方案,共开展两组(两个试样)试验,每组试验按以下 5 个步骤进行:

1)制样。将粉碎好的黏土放入饱和桶中抽气饱和,12 h 后逐层填入筒内,并用 30 kPa 的固结压力预压 4 h,重复操作在固结筒中填入高度约 55 cm 的土体;然后施加固结压力 p_c 进行固结,待位移计显示土体变形小于 0.01 mm/h 时完成制样。

2)取样试验。卸下加载杆,在试样顶部用环刀取样,进行密度和含水率常规土工试验,以获得试样在渗水压固结试验前的初始物理参数。

3)再加载固结。清理试样表面并刮平,量测试样的初始高度 L_0 ;然后依次放上滤纸和透水石,注水浸没试样,安装盖板,调整加压杆,装好位移计,施加取样前的固结压力 p_c ,同时启动各测试器件开始采集试验数据。

4)渗水压固结试验。逐级施加水压 p_w 进行试验,同时量测试验过程中试样的变形、各点的孔压、底部的土压力和渗水量,采集间隔为 3 min;每级水压的加载时间不少于 12 h,并要求试样的变形小于 0.01 mm/h,同时确保渗水率趋于稳定且稳定时间不少于 4 h,以计算得到准确的渗透系数。

5)数据处理与分析。运用采集的数据分析超静孔压的分布与消散规律,并与理论值对比。

2 试验结果与分析

依照前述试验步骤,完成制样后的试样初始物理参数,见表 3。

表 3 土体固结后的初始物理参数

试样	重度 $\gamma / (\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	含水率 $w/\%$	孔隙比 e_0	液性指数 I_L	状态
T1	20.3	26.4	0.712	0.25	硬塑
T2	20.6	22.4	0.634	0.08	硬塑

依据步骤 3)中的试样高度量测值,可得到试样在再加载固结前的初始高度 L_0 ,同时,基于试验过程中位移计的测试数据,可计算得到再加载固结后的试

样高度 L_r , 以及逐级水压作用后的高度 L_i , 见表 4。

依据底座上土压力盒的测试数据可得到再加载固结后、施加水压前的试样底部土压力 p_r 及逐级水压作用后的土压力 p_i , 见表 5。

依据称重传感器测试得到的渗水量, 采用常水头渗透试验公式可计算得到试样在各级压力下的渗透系数, 见表 6。

表 4 试样高度

试样	L_0 / cm	L_r / cm	不同水压下的试样高度 L_i /cm					
			G1	G2	G3	G4	G5	G6
T1	44.36	43.87	43.33	43.04	42.79	42.59	42.23	42.10
T2	39.29	38.97	38.77	38.62	38.46	38.33	38.27	38.20

表 5 试样底部的土压力

试样	p_r / kPa	不同水压下的试样底部土压力 p_i /kPa					
		G1	G2	G3	G4	G5	G6
T1	175.3	272.4	360.6	458.5	555.6	649.8	741.7
T2	538.3	613.4	700.4	790.5	868.7	955.7	1 033.9

表 6 渗透系数试验数据

试样	不同水压下的渗透系数 $k/(10^{-5} \text{ cm} \cdot \text{h}^{-1})$					
	G1	G2	G3	G4	G5	G6
T1	81.0	57.9	38.2	24.2	15.3	12.4
T2	41.8	13.6	9.90	5.44	4.93	4.64

由表 3 可知, 两个试样在固结压力作用下均达到硬塑状态。表 4 中的高度 L_0 变化到 L_r 是试样加载再压缩的过程, 不同水压下高度 L_i 的变化显示水压的施加会引起试样的压缩变形。表 5 中的试样底部土压力实际是试样底部的有效应力(因为底部为排水面, 孔压为零)。表 6 中的渗透系数显示随着水压的增加, 试样的渗透系数呈减小趋势。

为得到孔压沿试样高度的分布, 将每级水压作用结束时刻测试得到的 1# ~ 4# 各点孔压 u 除以该级施加的水压进行归一化处理, 并与稳定状态下的理论值一并绘制孔压分布图, 如图 2 所示。

由图 2 可见, 土体内实测的孔压分布均偏离理论孔压分布, 且施加的水压越小, 偏离越大, 分布规律越不明显。具体而言, 图 2(a) 中的实测孔压均大于理论孔压, 表明土体内存在未消散的超静孔压, 当水压达到 500 kPa 以上时, 孔压沿高度的分布规律比较明显, 且趋于稳定。图 2(b) 中的实测孔压在 100 kPa 水压下因受前期未完全消散的超静孔压影响而大于理论孔压, 其余水压下, 除 1# 孔压计处的测试值大于理论值外, 2# 和 3# 孔压计处的测试值均小于理论值。

为进一步得到超静孔压沿高度的分布, 将每级

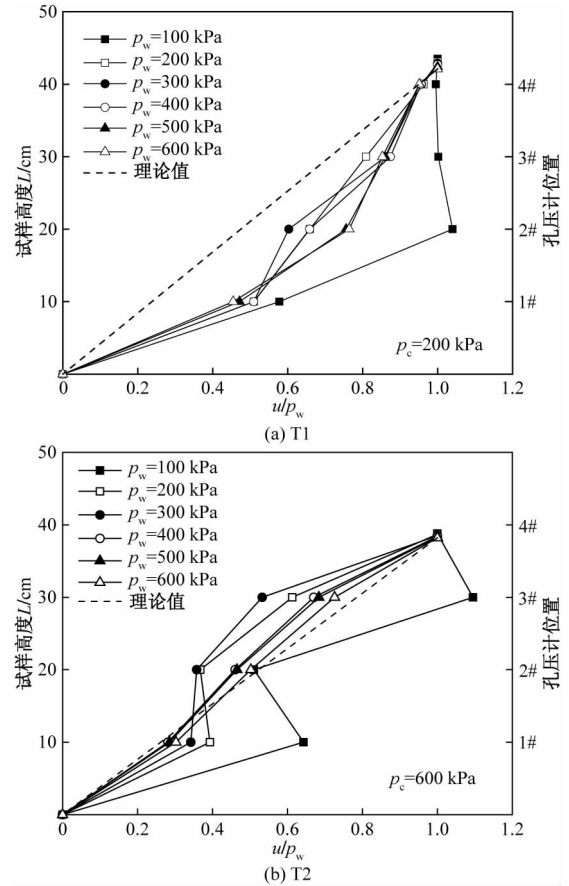


图 2 两个试样不同水压下的孔压分布

水压作用下各点孔隙水压力测试值减去该点稳定状态下的孔压理论值(图 2 中的虚线), 并将试样高度归一化处理成相对高度 η , 便可绘制出未消散的超静孔压沿高度的分布图, 如图 3 所示。

由图 3(a) 可见, 试样内超静孔压沿高度的分布呈现出中部偏下处(1# 和 2#)较大的形式, 特别是在 500 kPa 和 600 kPa 两个水压作用下, 因施加水压后的稳定时间较长, 各点超静孔压的消散相对较慢且沿高度的分布形式更明显。

由图 3(b) 可见, 试样内的超静孔压大多为负值, 且沿高度的分布规律不明显。负超静孔压说明水压施加后, 土体内的孔隙水压力未增加至相应的理论值, 或需要更长的时间才能增加至理论值, 这与高固结压力下的试样状态有关。

3 超静孔压消散的理论分析

3.1 理论分析式

魏静^[16] 基于 Gibson 大变形固结理论, 去除了应力应变关系、渗透性、压缩性以及土体自重等限制, 综合考虑到土体变形、固结指标的非线性规律以及土层各截面的位置相对于基准面随时间变化等因素, 推导出以超孔隙水压力 u_e 为控制变量的渗

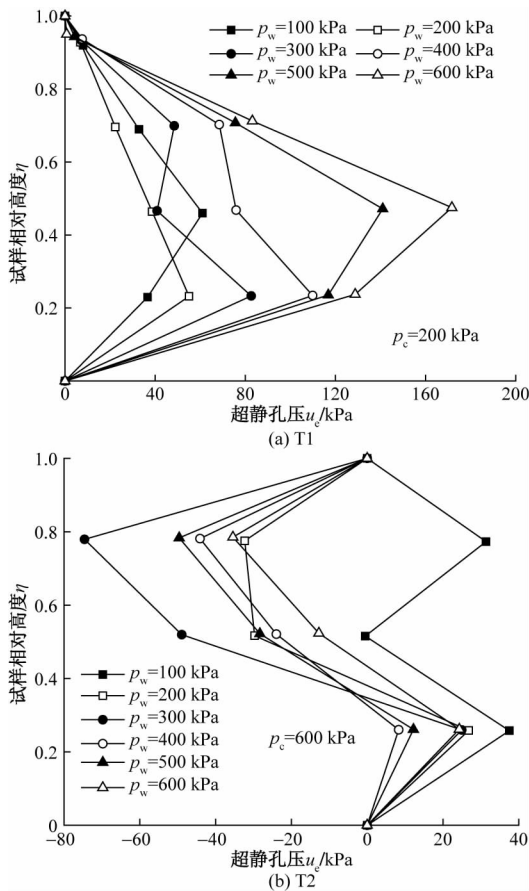


图 3 两个试样不同水压下的超静孔压分布

压固结微分方程：

du_e/dt = C_F * d^2u_e/da^2 + B_F * du_e/da (1)

式中:a 为拉格朗日坐标,它与物质坐标 z 的关系为 da = (1 + e_0)dz; e_0 为初始状态孔隙比; C_F 为大应变固结系数, cm^2/h; B_F 为对流项系数, cm/h。具体计算式为

C_F = - dσ' / de * (1 + e_0)^2 / γ_w * k / (1 + e) (2)

B_F = - dσ' / de * (1 + e_0)^2 / γ_w * d/d a (k / (1 + e)) (3)

式(1)的求解可采用 MATLAB 软件基于 Grank-Nicholson 方法编制计算程序实现,不过需要先确定系数 C_F 和 B_F,而两个系数的确定取决于如下 e-σ' 和 k-e 的函数关系式:

e = A(σ')^B (4)

k = Ce^D (5)

式中:e 为孔隙比; σ' 为有效应力; k 为渗透系数; A、B、C、D 为待定计算参数。

3.2 对比分析

为计算上述 A、B、C、D 4 个参数,需要绘制土体的压缩关系曲线和 k-e 关系曲线。

由表 4 中的试样高度可得到试样在不同压力下的压缩量,结合表 3 中的初始孔隙比 e_0,依据一维压缩理论公式可计算得到试样在再加载固结后的孔隙比 e_r 和不同水压下的孔隙比,见表 7,可见试样的孔隙比随水压的增加而减小。

表 7 不同压力下的孔隙比

试样	e_r/kPa	不同水压下的孔隙比 e					
		G1	G2	G3	G4	G5	G6
T1	0.693	0.672	0.661	0.652	0.644	0.630	0.625
T2	0.621	0.612	0.605	0.599	0.594	0.591	0.589

渗水压固结的特点是水压作用产生的孔隙水压力在土体固结完成后部分转化为有效应力,部分形成稳定状态下的渗流压力。

如图 4 所示,忽略位置水头和侧摩阻力,在水压施加瞬间的初始状态,顶部的总应力 σ_t 由固结压力 p_c 和刚施加的水压 p_w 组成,其中 p_c 为初始有效应力 σ'_0,水压 p_w 施加后转化为孔隙水压力 u_0;同样底部的总应力 σ_b 也等于 p_w 与 σ'_b 之和。随着固结进行直至进入稳定状态,试样的总应力因施加的荷载未变而保持不变,顶部的有效应力也不变,但底部的有效应力因孔隙水压力消散为零而增加了 p_w。这样一来,稳定状态下的孔隙水压力 u_s 呈三角形分布,有效应力 σ'_s 呈梯形分布,其中斜线阴影区为增加的有效应力三角形,即渗透力。

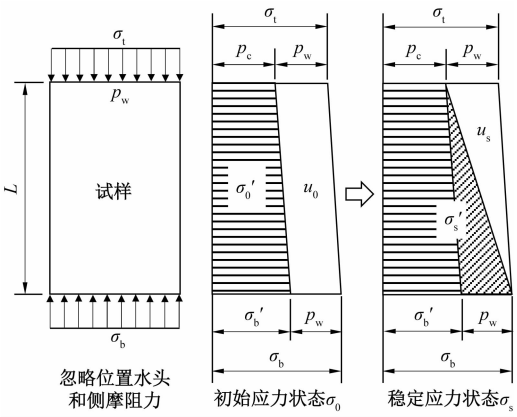


图 4 试样渗透受力图

本试验中,受筒壁摩阻力的影响,表 5 中实测的试样底部有效应力未达到图 4 中的 σ'_b 与 p_w 之和,但可假设有效应力沿高度呈线性分布,并依据式(6)计算得到不同压力下的平均有效应力:

σ' = (p_i + p_c) / 2 (6)

式中, p_i 为试样底部土压力测试值(表 5),试样内平均有效应力计算结果见表 8。

依据表 7 中的孔隙比和表 8 中相应的平均有效应力,可得到图 5 所示压缩关系曲线。同理,依据表 6 中的渗透系数和表 7 中相应的孔隙比,可得到图 6 所示 k - e 关系曲线。依据图 5 和图 6 可得到式(4)和式(5)中的 4 个计算参数,见表 9。

表 8 试样内的平均有效应力

试样	σ'_c / kPa	不同水压下的平均有效应力 σ' / kPa					
		G1	G2	G3	G4	G5	G6
T1	187.7	236.2	280.3	329.3	377.8	424.9	470.9
T2	569.2	606.7	650.2	695.3	734.4	777.9	817.0

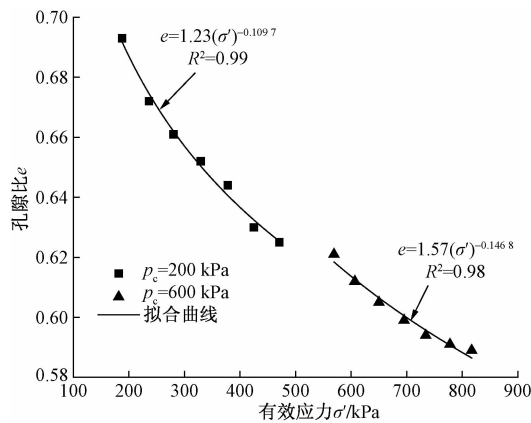


图 5 压缩关系曲线

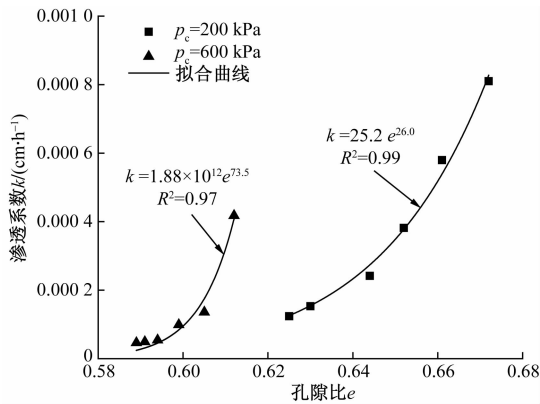


图 6 k - e 关系曲线

表 9 计算参数

试样	A	B	C	D
T1	1.23	-0.109 7	25.23	26.0
T2	1.57	-0.146 8	1.88×10^{12}	73.5

现对 T1 试验中、最具代表性的 600 kPa 水压下的超静孔压消散开展理论计算与对比。将相关数据代入式(2)和式(3),可得到系数 C_F 和 B_F 沿高度的分布情况,如图 7 所示。由图 7 可见,从试样顶部到底部,固结系数 C_F 呈减小趋势,对流项系数 B_F 的绝对值也呈减小趋势。

然后将图 7 中的沿试样高度变化的系数 C_F 和

B_F 代入式(1),再利用编制的程序开展计算(变系数法),可得到超静孔压任意时刻沿高度的分布。另外,令 $B_F = 0$ 、 C_F 为常数,再利用编制的程序进行计算(常系数法),同样可得到超静孔压任意时刻沿高度的分布。将两种方法得到的超静孔压计算值与实测值进行对比,如图 8 所示。

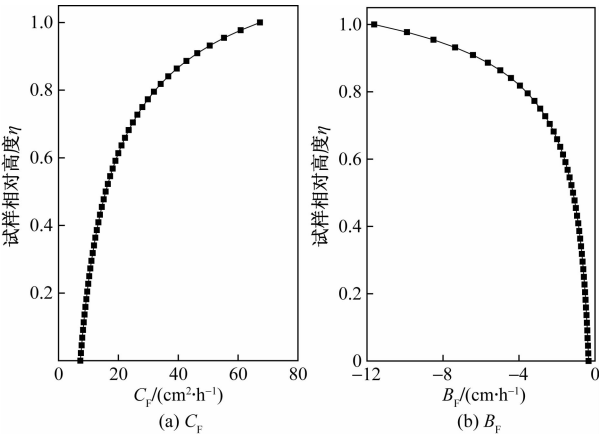


图 7 系数 C_F 和 B_F

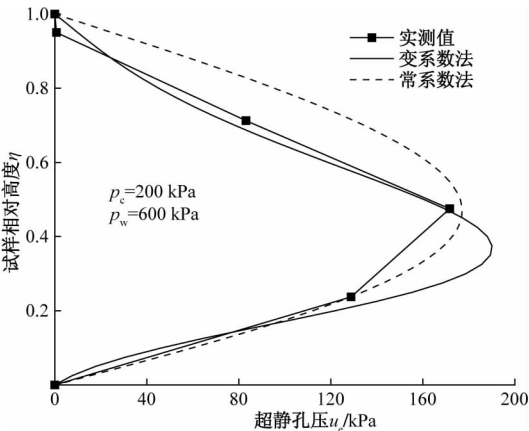


图 8 超静孔压对比曲线

由图 8 可见,变系数法的计算结果与实测值在分布趋势和数值上的吻合度均较好,相同条件下的常系数法计算结果与实测值的吻合度稍差一些,这说明在渗水压固过程中,土体不同位置处的固结参数是不同的,分析中只有考虑该影响因素才能得到与实际相符的结果。另外,变系数法显示未消散的超静孔压并非对称分布,最大值在土样偏下位置,与实际相符。还有,常系数法的超静孔压最大值小于变系数法,原因是常系数法采用的固结系数是试验的初始值(超静孔压还未转化为有效应力),其大于试验过程中形成的固结系数,因而超静孔压消散就较快,未消散的数值就小一些。综上所述,变系数法结合了渗水压固过程中的多种因素,且这些因素均能从试验实测中量化表征,从而使拟合结果较常系数法更接近实测值,表明

其具有较好的实用性与准确性。然而,实际上,变系数法还考虑了试样高度的压缩,不过本试验中试样的变形量不大,故因排水距离减小而导致的固结速率增加有限,因此,渗透系数的减小对固结系数和超静孔压消散的影响更显著。

4 结论

利用研制的装置对经固结的黏土试样进行逐级施加水压的渗水压固结试验,基于试验数据的分析及与理论计算值的对比,得到如下结论:

1)施加的水压会引起土体中的孔隙水压力增加,增加的孔压在固结过程中有部分转化为有效应力,即渗透力,使土体产生压缩变形并导致孔隙比和渗透系数减小;还有部分则不能消散而形成稳定状态下三角形分布的渗流水压力。

2)转化为渗透力的这部分孔压等同于一般固结问题中的超静孔压,测试数据显示其沿高度呈非对称、非线性分布,最大值在试样偏下位置,其分布形式与沿试样高度变化的固结系数密切相关;当然还与先期固结压力有关,若水压施加后,孔压未增加至最大值,还会出现负超静孔压。

3)超静孔压测试值与变系数法计算值在趋势和大小上的一致性证实了试样中各点的固结系数互不相同。与常系数法计算值的比较,进一步说明固结过程中渗透系数的减小对超静孔压消散的影响更显著。

参考文献

[1] 董兴泉,李传勋,陈蒙蒙,等.考虑非达西渗流的双层软土地基大变形非线性固结分析[J].岩土力学,2016,37(8):2321-2331.
[2] 梅国雄,夏君,梅岭.基于不对称连续排水边界的太沙基一维固结方程及其解答[J].岩土工程学报,2011,33(1):

28-31.
[3] 李传勋,董兴泉,金丹丹,等.考虑起始水力坡降的软土大变形非线性固结分析[J].岩土力学,2017,38(2):377-384.
[4] 毛淑欣,徐金刚.常速率应变固结试验和常规固结试验对比分析[J].科学技术与工程,2013,13(14):4105-4108.
[5] 任鹏,王鹏,唐印.考虑系数非定常性的成都黏土非线性蠕变本构模型[J].科学技术与工程,2019,19(4):212-218.
[6] IMAI G. Development of a new consolidation test procedure using seepage force[J]. Soils and Foundations, 1979, 19(3):45-60.
[7] HUERTA A, KRIEGAMANN G A, KRIZEK R J. Permeability and compressibility of slurries from seepage-induced consolidation[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1988, 114(5):614-627.
[8] ABU-HEJLEH A N, ZNIDARCIC D. Consolidation characteristics of phosphatic clays[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(4):295-301.
[9] FOX P J, BAXTER C D P. Consolidation properties of soil slurries from hydraulic consolidation test[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, 123(8):770-776.
[10] 周保中,吴文君.关于黏土铺盖裂缝的渗透固结变形分析[J].水利学报,1984,3(3):29-36.
[11] 毛昶熙.关于黏土铺盖裂缝问题[J].水利工程管理技术, 1991(1):2-5.
[12] 张力霆,齐清兰,魏静,等.淤填黏土固结过程中孔隙比的变化规律[J].岩土力学,2009,30(10):2935-2939.
[13] 谢康和,郑辉,LEO C J.变荷载下饱和软黏土一维大应变固结解析理论[J].水利学报,2003(10):6-13.
[14] 金成挺,陈亿,王兴亚,等.分级加载下黏土中的超静孔压消散试验研究[J].科学技术与工程,2019,19(26):319-324.
[15] 杜明芳,满景奇,孙运德.线性加载作用下软土地基固结变形分析[J].科学技术与工程,2020,20(36):15044-15049.
[16] 魏静.渗压作用下的有限应变固结理论研究[D].天津:天津大学,2004.

Experimental Study on Dissipation of Excess Pore Water Pressure in Clay under Seepage Pressure Consolidation

LI Zhiming¹, TANG Yifan², CAO Xiaowei¹, QI Dahong¹, LI Ming¹

(1. Xuzhou Metro Group Co., Ltd., Xuzhou 221000, Jiangsu, China;

2. School of Physical and Mathematical Sciences, Nanjing TECH University, Nanjing 211800, China)

Abstract: Seepage pressure is commonly found in geotechnical engineering such as earth dam of reservoir, clay blanket and soil slope. And the analysis of seepage-induced consolidation is a research hotspot. However, the tests on excess pore water pressure in course of seepage pressure consolidation are few. By means of the newly developed device, the consolidation and permeability tests of clay samples subjected to consolidation pressures are carried out under the condition of gradually loading hydraulic pressure. Results show that the applied hydraulic pressure cause the pore pressure in clay increase. The increased pore pressure is partly converted to seepage pressure which will compress soil sample during consolidation. The void ratio and permeability coefficient decrease with the increase of seepage pressure. Then the consolidation coefficient of clay changes correspondingly, and the amplitude of variation is different at different locations. It can be found that the measured value of the excess pore water pressure in course of consolidation is asymmetrical and nonlinear along the height. And the maximum value is located at the lower position. The theoretical calculation values of variable coefficient method verify the difference of consolidation coefficient at different positions of specimens.

Keywords: seepage pressure consolidation; clay; excess pore water pressure; permeability coefficient; consolidation coefficient