

DOI: 10.16285/j.rsm.2016.2130

# 土-膨润土隔离墙应力状态与固结行为的 现场试验研究

童 星<sup>1,2</sup>, 李育超<sup>1,2</sup>, 柯 瀚<sup>1,2</sup>, 文一多<sup>1,2</sup>, 潘 倩<sup>1,2</sup>

(1. 浙江大学 软弱土与环境土工教育部重点实验室, 浙江 杭州 310058; 2. 浙江大学 岩土工程研究所, 浙江 杭州 310058)

**摘 要:** 土-膨润土竖向隔离墙被广泛应用于污染场地治理, 其服役性能受应力状态和固结变形影响较大。通过建造两段不同尺寸的土-膨润土隔离墙试验段, 并利用土压力盒、孔压计、测斜管等分别对墙体现场应力状态和变形进行了为期 15 个月的监测, 获得了土-膨润土隔离墙固结行为的基本特征。监测结果表明: 墙体主固结阶段需要数月; 墙体固结变形以侧向变形为主; 大部分深度内总应力在前 1 个月显著减小, 并在随后基本保持稳定, 有效应力随超孔压消散而不断增加; 水平应变与最大水平有效应力均与墙深呈显著正相关; 然而在主固结期间, 墙体底部总应力和孔压均一直减小直至等于静水压力, 有效应力始终很小。根据实测墙体变形及应力分布的特点, 指出在相邻土体中可能形成滑动楔形体, 对填料产生整体挤压, 从而对隔离墙的现场固结行为特征作出了合理解释。最后, 针对土-膨润土隔离墙的设计施工提出了相关建议。

**关 键 词:** 土-膨润土; 隔离墙; 固结; 应力状态; 变形

中图分类号: TU 413

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2018)06-2131-08

## Field test on the stress state and consolidation behavior of soil-bentonite cutoff walls

TONG Xing<sup>1,2</sup>, LI Yu-chao<sup>1,2</sup>, KE Han<sup>1,2</sup>, WEN Yi-duo<sup>1,2</sup>, PAN Qian<sup>1,2</sup>

(1. Key Laboratory of Soft Soils and Geoenvironmental Engineering of Ministry of Education, Zhejiang University, Hangzhou, Zhejiang 310058, China;

2. Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou, Zhejiang 310058, China)

**Abstract:** Soil-bentonite (SB) cutoff wall has been widely applied in contaminated soil remediation. Its service performance is largely influenced by stress state and consolidation deformation. Two test sections of soil-bentonite cutoff wall were built for the investigation on the consolidation behavior of SB cutoff walls. The stress state and deformation of the walls were monitored for 15 months using earth pressure load cells, piezometers and inclinometer. Results show that the major consolidation process of SB cutoff wall lasts several months. The dominant form of the wall deformation is lateral deformation. The total stress decreases in the first month, and barely changes thereafter, while the effective stress increases with the dissipation of excess pore pressure. The horizontal strain and the maximum horizontal effective stress are both correlated with the depth of the wall. At the bottom of the wall, both the total stress and pore pressure decrease to the hydrostatic pressure. The effective stress stays low during the major consolidation process. According to the deformation and stress distribution, it is suggested that there may be sliding wedges forming in the adjacent ground, squeezing the backfills integrally, which makes a reasonable explanation of the consolidation behavior of the cutoff walls. At last, recommendations on design and construction of SB cutoff walls have been proposed.

**Keywords:** soil-bentonite; cutoff wall; consolidation; stress state; deformation

## 1 引 言

我国土壤与地下水污染问题严重, 污染场地修

复工作越来越受到重视。在污染场地修复过程中, 通常需要在地基中建造竖向隔离墙将污染区域进行隔离, 从而避免污染物向外扩散。竖向隔离墙按其

收稿日期: 2016-11-17

基金项目: 国家自然科学基金 (No.41672284); 浙江省科技计划项目 (No.2015C03021)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (41672284) and the Science Technology Planning Project of Zhejiang Province (2015C03021).

第一作者简介: 童星, 男, 1989 年生, 博士研究生, 主要从事环境岩土工程方面的研究。E-mail: tongxing8998@yeah.net

材料可分为水泥系类、膨润土类、活性反应墙等<sup>[1]</sup>,我国目前多采用水泥系类(如塑性混凝土、水泥土等)防渗帷幕<sup>[2]</sup>,而在美国、澳大利亚、日本等发达国家,土-膨润土隔离墙以其渗透性低、成本低、施工简便等优点而广泛应用于污染场地治理<sup>[3-5]</sup>。传统土-膨润土隔离墙的制作工艺主要包括:沿污染场地周围开挖沟槽并以膨润土泥浆护壁,然后将开挖土、膨润土泥浆以及干膨润土按一定比例混合均匀后回填至沟槽中。通常填料干重中的膨润土掺量达到4%~7%即可实现渗透系数小于 $1 \times 10^{-7}$  cm/s的控制要求<sup>[6]</sup>,而填料含水率则根据坍落度满足100~150 mm的施工和易性要求而定<sup>[7]</sup>。

室内渗透试验结果表明,土-膨润土材料的渗透系数随固结压力的增大而减小<sup>[8-9]</sup>;同时固结变形也会对土质屏障中的污染物运移产生影响<sup>[10]</sup>,因此,研究土-膨润土隔离墙固结过程中的应力分布及墙体变形,对于在设计隔离墙时控制渗透系数及估计服役寿命具有重要意义。此外,较大的墙体变形还易使相邻地基土达到主动极限平衡状态<sup>[11-12]</sup>,因此,必须加以重视。

目前对于现场条件下土-膨润土隔离墙的应力状态及固结变形缺乏深入研究。有限的应力测试结果表明<sup>[13]</sup>,墙体总应力小于填料自重力,这一现象被解释为由侧壁摩阻力引起的拱效应所致<sup>[7,14]</sup>。同时,总应力随时间增加而减小,并被认为与填料触变性有关<sup>[15]</sup>。对于墙体变形,Khoury等<sup>[13]</sup>通过沉降监测发现,厚度较小的隔离墙工后沉降相对较小;而Filz等<sup>[12]</sup>通过测斜发现,墙体侧向变形较大,曾造成邻近建筑物的破坏。

本文通过对国内首个土-膨润土隔离墙在固结过程中的应力分布和墙体变形进行长期监测,获得了两者随时间的变化规律,并分析了现场条件下墙体固结行为的基本特征,为土-膨润土隔离墙的设计优化提供重要依据。

## 2 试验概况

为研究现场土-膨润土竖向隔离墙的工程性质与施工工艺,开展了国内首个土-膨润土隔离墙示范工程,设计并建造了两段尺寸(长×宽×深)分别为15 m×0.6 m×10 m(长墙)和10 m×0.6 m×6 m(短墙)的土-膨润土隔离墙<sup>[16]</sup>。

### 2.1 场地条件

示范工程位于江苏省靖江市生活垃圾填埋场

内,经现场钻孔取样划分土层,各层土体基本特性如表1所示。场地天然地下水位为地表下2 m,试验期间由于附近填埋场库区建设进行降水,水位有所下降。根据实测,在长墙和短墙所在位置,地下水位在墙体建成后8个月内分别为地表下4.2 m和6 m左右,1 a后降水停止,水位恢复。

表1 场地土层基本物理力学特性指标

Table 1 Basic physical and mechanical properties of soil

深度 / m	名称	液限 $w_L$ / %	塑性指数 $I_p$	黏聚力 $c$ / kPa	内摩擦角 $\phi$ / (°)	渗透系数 $k$ / (cm/s)
0.0~0.5	耕植土					
0.5~2.2	粉质黏土	36.1	12.6	10.7	19.3	$1.22 \times 10^{-6}$
2.2~7.0	黏质粉土	37.6	7.8	5.8	21.4	$6.19 \times 10^{-5}$
7.0~12.5	砂质粉土	33.6	5.8	4.0	26.6	$5.67 \times 10^{-5}$
12.5~16.0	黏质粉土	34.4	7.9	4.9	23.9	$3.12 \times 10^{-5}$

### 2.2 墙体材料

选择场地内深度为0.5~2.0 m的粉质黏土作为母土,与美国怀俄明天然纳基膨润土混合制备填料,其中膨润土的基本特性如表2所示。室内试验结果表明,当膨润土掺量为填料干重的5%,固结压力大于10 kPa时,回填材料能够满足渗透系数小于 $1 \times 10^{-7}$  cm/s。填料含水率取51%,对应坍落度为125 mm。考虑现场开挖的母土含水率为27.6%,因此,制备填料时将母土、5%质量的膨润土泥浆以及膨润土干粉按质量比为32.2:6.7:1进行混合。其中,膨润土泥浆不仅用于制备填料,还用于沟槽开挖时的泥浆护壁,使用前水化24 h以上,相关特性如表3所示。

表2 膨润土基本工程特性指标

Table 2 Basic engineering properties of bentonite

颗粒相对密度 $G_s$	液限 $w_L$ / %	塑性指数 $I_p$	膨胀指数 / (mL/2g)
2.45~2.55	200.8	161.0	58

表3 5%膨润土泥浆基本工程特性指标

Table 3 Basic engineering properties of 5% bentonite slurry

漏斗黏度 / s	密度 / (g/cm <sup>3</sup> )	pH 值	电导率 / (mS/m)
24.5	1.02	8~10	94.66

### 2.3 墙体施工

在本次示范工程中,基于施工单位现有的技术装备并结合国外案例及国内相关规范<sup>[6,17]</sup>总结了符合现有条件的施工工艺流程,如图1所示。其中开槽工艺采用抓斗成槽;开槽后立即进行泥浆护壁,

并维持 4 m 以上的水头差以保证两侧土体稳定性。为提高填料均匀性, 本次试验未直接采用从沟槽开挖得到的土方制备填料, 而是采用事先准备的粉质黏土作为原料。填料回填初期采用导管法, 在沟槽的一端将导管深入槽底, 让填料在自重作用下沿导管往下流, 自底部往上逐步替换槽内的泥浆; 过程中导管底部需埋入填料中, 同时需监测填料顶面的标高, 以便及时上提导管; 当导管处填料超过泥浆

液面时, 可将后续填料直接堆填在之前的填料上, 让其顺着填料坡面缓缓往下流, 从而使填料坡面整体向前推进, 直至沟槽回填完毕。回填完成后需在墙体顶部施加一定厚度的覆盖层, 以防止填料干缩开裂。因后续试验需要, 在长墙顶部覆盖 20 cm 厚的砂层; 而在短墙顶部, 除覆盖相同厚度的砂层以外, 在墙体自重固结 5 d 后, 又覆盖了 60 cm 左右厚的堆土。

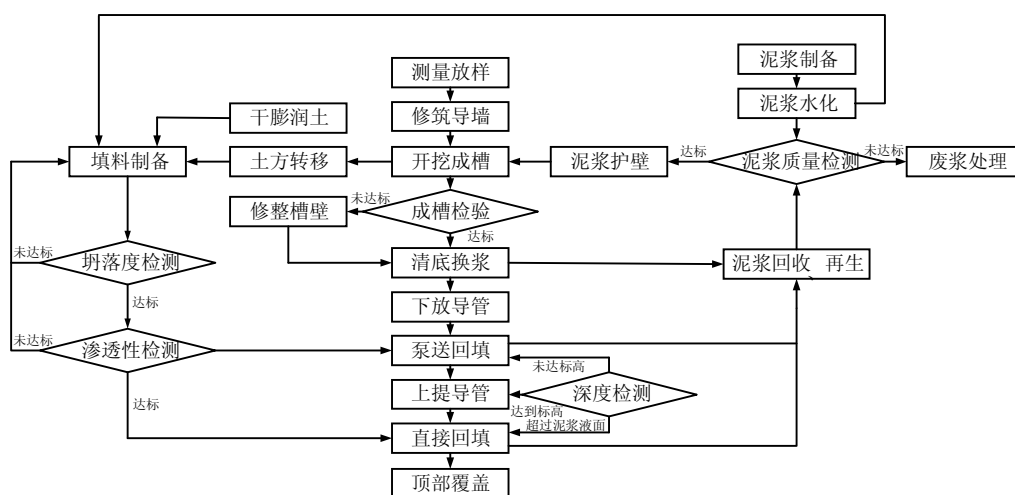


图1 土-膨润土竖向隔离墙施工工艺流程图

Fig.1 Construction process flow chart for SB cutoff wall

## 2.4 监测方法

在沟槽开挖前, 分别在隔离墙 1/2 长度位置的两侧土体中, 距离沟槽中心线 1.2 m 处对称设置测斜管 (见图 2), 其中长墙两侧测斜管深度为 18 m,

短墙两侧测斜管深度为 12 m (见图 3)。土体在沟槽开挖前、开挖后、填料回填后的当天、5 d、1 个月、3 个月、8 个月及 15 个月后的水平位移通过测斜仪测定。

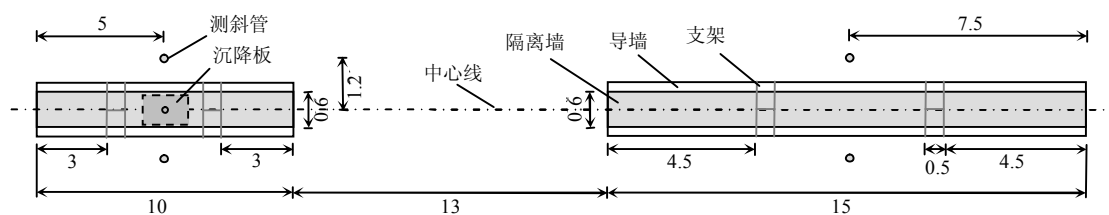


图2 隔离墙及监测系统布置平面示意图 (单位: m)

Fig.2 Schematic plane layout of cutoff walls and monitoring system (unit: m)

沉降测量分别在回填后的 2~5 d、1 个月和 3 个月后进行。长墙顶部沉降直接用卷尺从沟槽顶部向下测量; 短墙顶部沉降则先采用卷尺测量, 而在覆盖后则利用水准仪对设置在墙体顶部与覆盖层之间的沉降板上竖杆的相对沉降进行测量, 并将结果与前期沉降相加得到总沉降。

在沟槽开挖后, 分别在隔离墙 1/3 和 2/3 长度位置, 将安装有土压力盒、孔压计等传感器的支架

悬置于沟槽中 (见图 2、3), 并在随后通过填料回填将其掩埋。其中长墙中传感器的埋设深度分别为 1、2、3.5、5、7、9 m; 短墙中传感器的埋设深度分别为 1、2、3.5、5.8 m。除短墙 5.8 m 处土压力盒受力面朝上 (见图 4(a)) 以外, 其他土压力盒的受力面均平行于隔离墙的中心线 (见图 4(b))。在填料回填后的当天、5 d、1 个月、3 个月、8 个月及 15 个月后, 通过读数仪读取土压力盒及孔压计的频

率值,并换算成相应的总应力及孔隙水压力。

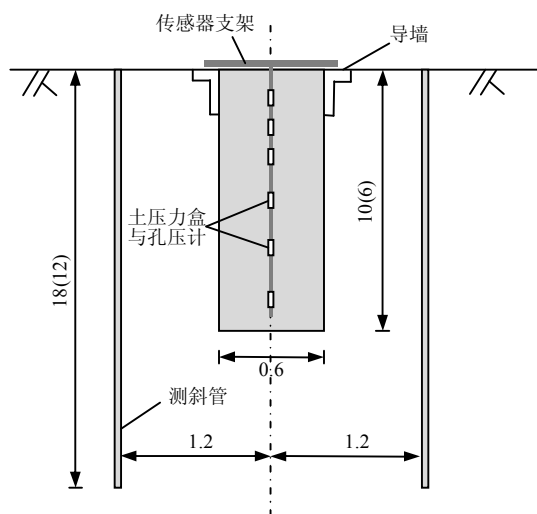
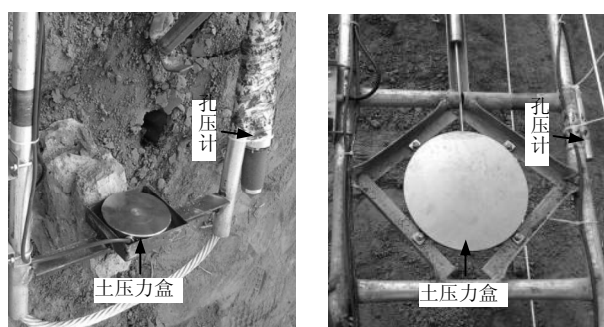


图3 隔离墙及监测系统布置剖面示意图(单位: m)

Fig.3 Schematic profile of cutoff wall and monitoring system (unit: m)



(a) 传感器(I型)

(b) 传感器(II型)

图4 传感器支架实物图

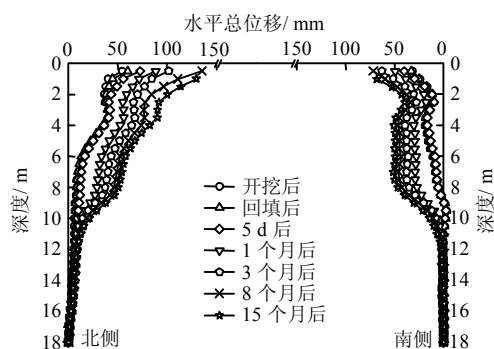
Fig.4 Photos of sensors on frames

### 3 监测结果分析

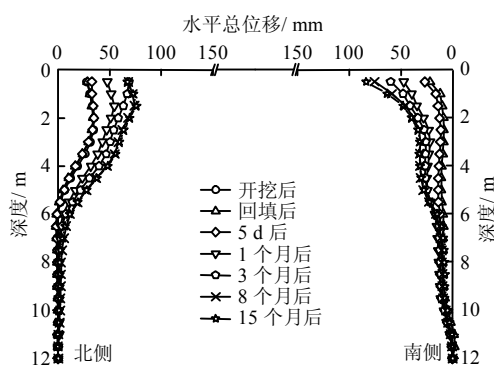
#### 3.1 墙体变形随时间的变化

在整个“沟槽开挖-填料回填-填料固结”过程中隔离墙两侧土体水平总位移分布随时间的变化如图5所示。从图中可知,无论长墙或短墙,墙体两侧土体位移随深度分布形状相似,最大水平位移出现在顶部,单侧位移最大值可达8~13 cm;而沟槽开挖深度以下土体水平位移很小。北侧的土体位移整体上略大于南侧,可能与两侧地形差异及重型机械碾压有关。同时长墙两侧土体位移较短墙略大,说明土体侧向位移还与开挖深度有关。沟槽开挖时产生的土体位移较大,约占15个月后测得总位移的1/3~1/2。自开挖后直到回填后的5 d内,土体侧向位移几乎保持不变;而在随后1个月内土体水平位移显著增加;在1个月以后,位移随着时间推移进

一步增大,但增速逐渐减小。



(a) 长墙



(b) 短墙

图5 墙体两侧土体水平总位移分布

Fig.5 Profiles of total lateral displacements of soils at both sides of the cutoff walls

若将图5(a)和图5(b)中填料回填后某一时刻测得的土体总位移减去刚回填后的位移,则在忽略测斜管与墙面之间地基土变形量的前提下,可以得到墙体的侧向变形,如图6(a)、6(b)所示。由于开挖后的沟槽侧壁应是保持垂直的,因此图中侧向变形的分布曲线也可被视为沟槽侧壁随时间变化后的剖面形状。从图中可知,在不同深度范围墙体变形模式具有显著差别:即随着时间的推移,在墙体底部以上2 m范围内,侧壁绕底脚向槽内转动;在其上一定范围内,侧壁基本保持垂直(除长墙右侧略有倾斜),并且呈向内平移模式,这与文献[12]中的测试结果较为相似;而在顶部以下3 m范围内,侧壁在平移的基础上还带有向内转动的趋势。

通过对比图6(a)、6(b)可发现,深度不同的两墙在顶部和底部侧壁转动的深度范围相同,即顶部为3 m,底部为2 m;而中间侧壁平移部分的范围则随墙深的增加而增加。这说明墙体侧向变形主要是受两侧地基土的整体挤压而形成的,但在上、下两端会受到边界条件的影响。

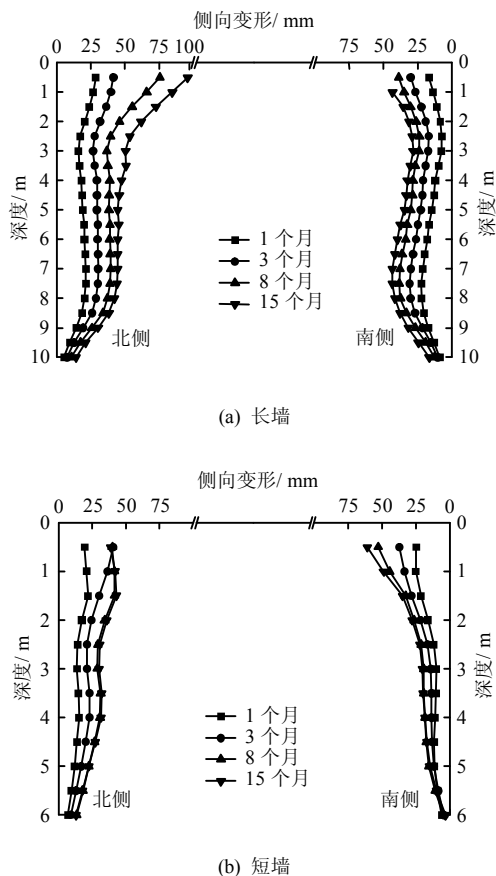
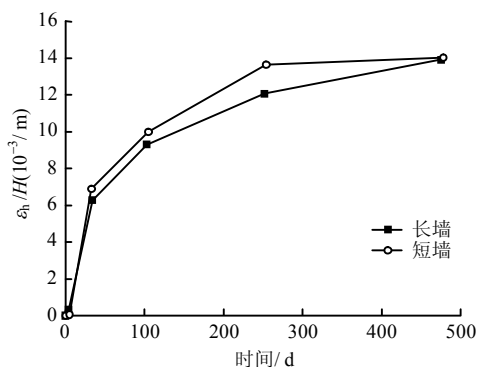


图6 墙体侧向变形分布

Fig.6 Distribution of lateral deformations of the cutoff walls

将两侧的侧向变形量相加并除以墙宽,可得到墙体的水平应变,再除以墙深,得到水平应变与墙深的比值  $\varepsilon_h/H$ 。两墙在侧壁平移范围内(长墙 3~8 m,短墙 3~4 m)  $\varepsilon_h/H$  在回填后 15 个月内随时间的变化规律如图 7 所示。由图中可知,两墙  $\varepsilon_h/H$  在固结过程中十分接近,这意味着在上述深度范围内的墙体侧向变形与墙深呈显著正相关。同时,在 8 个月以后,曲线趋于平缓,说明大部分固结变形已经完成。

图7  $\varepsilon_h/H$  随时间的变化Fig.7 Variation of  $\varepsilon_h/H$  with time

隔离墙顶部沉降监测结果如图 8 所示,由图中可知,沉降在回填后的数天内有明显增加,并在 1 个月后逐渐趋于稳定。由于短墙施工过程中降雨导致部分填料含水率偏大以及覆盖层的影响,短墙的沉降要显著大于长墙,工后 3 个月长、短墙的沉降分别达到 35、53 cm。

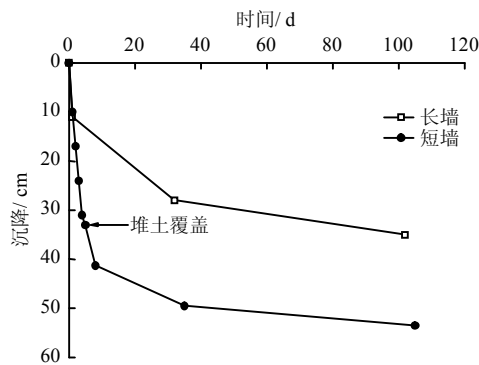


图8 顶部沉降随时间的变化

Fig.8 Variation of settlement with time

长墙最终的墙体竖向、水平应变分别为 3.5% 和 13.9%,与文献中相应的测试结果较为接近<sup>[12-13]</sup>;并且竖向变形大部分产生于前一个月内,而侧向变形则在一个月以后的数月内仍有较大增长,说明墙体以侧向压缩变形为主。

### 3.2 应力分布随时间的变化

根据同一墙体内两个对称位置支架上土压力盒与孔压计监测结果的平均值,得到长、短墙中总应力及孔隙水压力沿深度的分布及其随时间的变化,分别如图 9 所示。由于过程中部分孔压计未能正常工作,并且在 15 个月后因水位变化导致应力增大,故均未放入图中进行比较。

由图 9 可知,当回填完成后,填料的初始水平总应力和孔压均大致沿深度呈线性分布,并且两者数值非常接近;同时,短墙底部竖向总应力位于其上方水平总应力的延长线上。因此,可认为填料在回填之初应力状态接近各向同性 ( $K_0=1$ ),并且有效应力基本等于 0 kPa。总应力大于从地面标高算起的静水压力  $\gamma_w h$ ,但小于按填料重度 ( $\gamma_{b,sat}=16.5 \text{ kN/m}^3$ ) 计算得到的上覆压力  $\gamma_{b,sat} h$ ,可知存在拱效应<sup>[7,14]</sup>。由于此时有效应力为 0 kPa,因此,可认为引起拱效应的侧壁摩阻力主要为墙-土界面上的黏聚力。

待成墙 5 d 后,填料的总应力和孔压仍保持线性且基本相等,即有效应力仍为 0 kPa,并且总应力减小至接近静水压力  $\gamma_w h$ ,因此,认为墙-土界面上的黏聚力得到了进一步发挥,即拱效应加强。尽管

有效应力没有增长,但过程中却有沉降产生(见图8),这与吹填土的早期固结机制十分相似<sup>[18]</sup>,即认为大部分土颗粒开始是悬浮在水中的,随着排水的进行,这些土颗粒逐渐聚积,但颗粒间却未必产生明显的相互作用力。

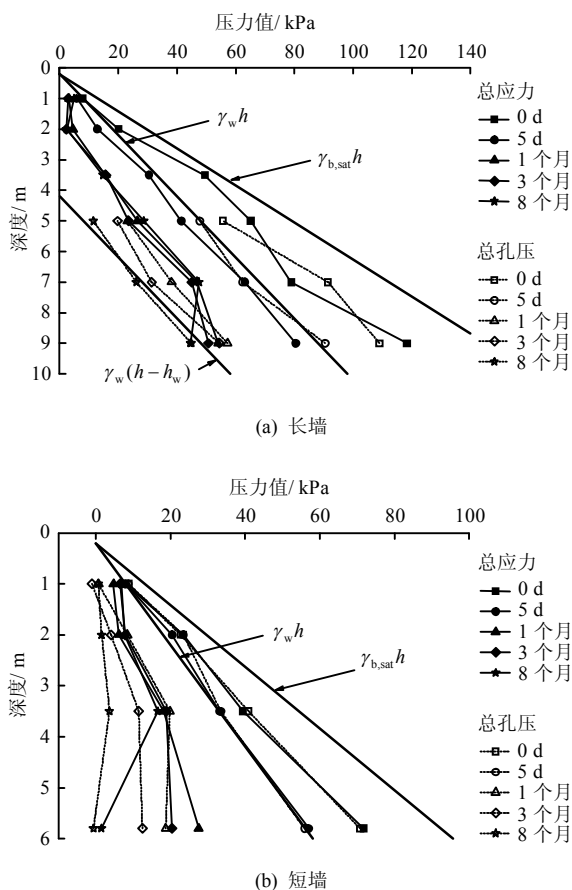


图9 墙体总应力及孔隙水压力分布

Fig.9 Distribution of total earth pressures and pore pressures of the cutoff walls

成墙1个月后,填料的总应力进一步显著减小,并且呈非线性分布;其中在两墙的顶部2m范围,水平总应力减小至只有2~7kPa,覆盖层厚度差异产生的影响并不显著;同时底部水平、竖向总应力均大幅减小。此时总应力减小的原因主要来自:①侧壁摩擦阻力的进一步增长;②侧向位移引起周围土压力减小<sup>[11]</sup>。过程中孔压比总应力减小更快,这是由于一部分超孔压随着总应力的减小而相应减小,而另一部分则通过排水消散并转化为了有效应力。

自1个月到8个月,大部分深度范围内水平总应力基本不再变化,而过程中侧向变形仍不断增加(见图6),说明相邻土体在填料固结1个月后即趋向于主动极限平衡状态。在此期间,墙体中的孔压仍不断减小,直至与地下水的静水压力 $\gamma_w(h-h_w)$ 相等,地下水位以上的部分,则孔压减小至0kPa,

这说明填料主固结基本完成;有效应力得到相应增长。两墙中最大有效应力分别出现在7、3.5m深度,并在成墙8个月后分别达到21.3、13.0kPa。若将其除以各自墙深,可得水平有效应力与墙深的比值 $\sigma'_h/H$ 分别为2.13、2.17kPa/m,两者十分接近,可见墙体最大有效应力与墙深也呈显著正相关。

而在墙体底部,应力变化情况则略有不同,其中长墙底部的水平总应力在8个月内始终与孔压十分接近,并最终等于地下水的静水压力,因而有效应力始终为0kPa(见图9(a));而短墙底部竖向总应力则在成墙后1个月和3个月均大于孔压,但在8个月时又与孔压接近,并接近等于0kPa(见图9(b)),即有效应力先增大后减小,但总体而言,墙体底部的有效应力较小。

## 4 进一步讨论

土-膨润土隔离墙应力状态与墙体变形,是填料与周围地基土相互作用的结果。填料早期应力状态近似于泥浆,并且随着侧壁上黏聚力的增加,竖向和水平向总应力相应减小,但有效应力却无明显增加,因此,早期形成的沉降并不完全是固结变形。而当水平总应力小于地基土的静止土压力时,相邻土体开始逐渐趋向于主动极限平衡状态,与此同时,墙体产生较大的侧向变形。根据实测墙体水平应变远大于竖向应变,可认为隔离墙中水平应力大于竖向应力,这与Ruffing等<sup>[19]</sup>的墙体中水平应力是大主应力的观点相近。因此,在某种程度上,侧向压缩固结被认为是土-膨润土墙固结的主要形式,而其中侧壁摩擦阻力起到了重要作用,根据Evans等<sup>[7]</sup>的计算,侧摩阻力对竖向应力有显著影响。

由于墙体以侧向固结为主,因此,填料有效应力分布与相邻地基的土压力分布密切相关。研究表明,土压力分布取决于支挡结构的位移模式。当位移模式为平移时,试验结果显示主动土压力呈非线性分布,并在底部应力随深度增大而减小<sup>[20-21]</sup>,这与本文中土-膨润土隔离墙的变形模式及应力分布非常相似。一些学者基于滑动楔形体极限平衡的假设对上述土压力分布作了理论分析,并取得了与实测相符的结果<sup>[21-23]</sup>。由此推测,在填料固结过程中,随着墙体侧向变形的增大,相邻土体中也会产生滑裂面并形成滑动楔形体;与此同时,填料受到两侧滑动楔形体的整体挤压,因而侧向变形与侧压力的大小均与楔形体的大小(表现为墙深)相关,当楔形体完全形成时,侧压力总体趋于恒定。因此,采用滑动楔形体能够较好地解释土-膨润土隔离墙在

固结过程中应力分布与墙体变形的相关特征。

## 5 结论与建议

本文通过开展国内首个土-膨润土竖向隔离墙示范工程,并对墙体应力状态和变形进行了全面而长期的现场监测,获得了该类土质隔离墙固结行为的一些规律:

(1) 由于墙体渗透系数较低,其固结过程需较长时间才能完成,本文中隔离墙在成墙8个月后主固结基本完成。

(2) 墙体固结变形以整体侧向变形为主,墙深越大,侧向变形随深度保持一致的范围也越大;水平应变与墙深显著正相关。

(3) 墙体的总应力受侧壁摩阻力、地基土土压力等影响而在前1个月内不断减小,并在随后基本保持稳定;超孔压一部分随着固结压力减小而减小,一部分通过排水消散转化为有效应力;最大有效应力与墙深显著正相关。

(4) 固结过程中,首次发现墙体底部的有效应力较小(短墙)或接近0 kPa(长墙),不利于防止深层污染物迁移。

(5) 滑动楔形体的假设,可较好地解释墙体应力、应变与墙深的关系,同时与后期总应力大体保持不变、底部应力减小以及整体侧向变形等特点相符合。

根据土-膨润土竖向隔离墙的固结行为特点,在设计施工中应注意以下几个方面:

(1) 墙体固结会产生较大的侧向变形,并可能在相邻土体中产生滑动楔形体,因此,对于变形控制要求较高的工况(如周围存在建筑物时)应谨慎选用该类型隔离墙。

(2) 墙体有效应力不高(本文最大不超过25 kPa),因此,抗剪强度较低,无法承受较大的荷载或水头差。

(3) 设计计算墙体应力时,应考虑相邻地基土压力分布的影响;并对墙体顶部和底部有效应力较低的部位采取相应措施,如增加墙体底部在不透水层的嵌入深度,对顶部采用真空预压、插膜等方法以提高防渗性能。

## 参 考 文 献

[1] 刘松玉,詹良通,胡黎明,等.环境岩土工程研究进展[J].土木工程学报,2016,49(3):6—30.  
LIU Song-yu, ZHAN Liang-tong, HU Li-ming, et al. Environmental geotechnics: State-of-the-art of theory,

testing and application to practice[J]. **China Civil Engineering Journal**, 2016, 49(3): 6—30.

- [2] 徐超,黄亮,邢皓枫.水泥-膨润土泥浆配比对防渗墙渗透性能的影响[J].岩土力学,2010,31(2):422—426.  
XU Chao, HUANG Liang, XING Hao-feng. Influence of cement-bentonite slurry mixing ratio on permeability of cutoff wall[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(2): 422—426.
- [3] Office of Solid Waste and Emergency Response, U.S. EPA. Evaluation of subsurface engineered barriers at waste sites[R]. Washington D.C.: U.S. Environmental Protection Agency, 1998.
- [4] JONES S, SPAULDING C, SYMTH P. Design and construction of a deep soil bentonite groundwater barrier wall at Newcastle, Australia[C]//10th Australian New Zealand Conference on Geomechanics Common Ground. Brisbane: Carillon Conference Management Pty Limited, 2007.
- [5] KAMON M, KATSUMI T, INUI T, et al. Hydraulic performance of soil-bentonite mixture barrier[C]//5 ICEG Environmental Geotechnics. London: Thomas Telford Publishing, 2006: 733—740.
- [6] EVANS J C. Hydraulic conductivity of vertical cutoff walls[C]//Hydraulic Conductivity and Waste Containment Transport in Soil. Philadelphia: ASTM, 1994: 79—94.
- [7] EVANS J C, COSTA M J, COOLEY B. State of stress in soil-bentonite slurry trench cutoff walls[J]. **Geotechnical Special Publication**, 1995, (46):1173—1191.
- [8] YEO S S, SHACKELFORD C D, EVANS J C. Consolidation and hydraulic conductivity of nine model soil-bentonite backfills[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2005, 131(10): 1189—1198.
- [9] FILZ G M, HENRY L B, HESLIN G M, et al. Determining hydraulic conductivity of soil-bentonite using the API filter press[J]. **Geotechnical Testing Journal**, 2001, 24(1): 61—71.
- [10] LEWIS T W. Theoretical effects of consolidation on solute transport in soil barriers[D]. Newcastle: The University of Newcastle, 2009.
- [11] 刘国彬,王卫东.基坑工程手册[M].第2版.北京:中国建筑工业出版社,2009.  
LIU Guo-bin, WANG Wei-dong. Foundation pit engineering handbook[M]. Second edition. Beijing: China

- Architecture & Building Press, 2009.
- [12] FILZ G M, BAXTER D Y, BENTLER D J, et al. Ground deformations adjacent to a soil-bentonite cutoff wall[C]//Proceedings of Geoengineering for Underground Facilities. Reston, VA: ASCE, 1999: 121—139.
- [13] KHOURY M A, FAYAD P H, LADD R S. Design, construction and performance of a soil-bentonite cutoff wall constructed in two stages[C]//Slurry Walls: Design, Construction and Quality Control. Philadelphia: ASTM STP, 1992: 289—308.
- [14] LI Y C, CLEALL P J, WEN Y D, et al. Stresses in soil-bentonite slurry trench cut-off walls[J]. **Geotechnique**, 2015, 65(10): 843—850.
- [15] EVANS J, RYAN C. Time-dependent strength behavior of soil-bentonite slurry wall backfill[C]//Waste Containment and Remediation. [S. l.]: ASCE, 2005: 1—9.
- [16] 童星. 土-膨润土力学水力特性及其隔离墙的固结行为研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2017.
- TONG Xing. Mechanical and hydraulic properties of soil-bentonite and consolidation behavior of cutoff wall[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2017.
- [17] 中国水利水电基础工程局. DL/T 5199-2004 水电水利工程混凝土防渗墙施工规范[S]. 北京: 中国电力出版社, 2004.
- Sinohydro Foundation Engineering Bureau. DL/T 5199-2004 Specification of concrete cut-off wall used for hydropower and water conservancy project[S]. Beijing: China Electric Power Press, 2004.
- [18] 路明月. 低应力水平下吹填土的固结特性研究[D]. 天津: 天津大学, 2013.
- LU Ming-yue. Research on consolidation properties of dredger fill under very low pressure[D]. Tianjin: Tianjin University, 2013.
- [19] RUFFING D G, EVANS J C, RYAN C R. Strength and stress estimation in soil bentonite slurry trench cutoff walls using cone penetration test data[J]. **Geotechnical Special Publication**, 2015: 2567—2576.
- [20] 周应英, 任美龙. 刚性挡土墙主动土压力的试验研究[J]. 岩土工程学报, 1990, 12(2): 19—26.
- ZHOU Ying-ying, REN Mei-long. An experimental study on active earth pressure behind rigid retaining wall[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1990, 12(2): 19—26.
- [21] KHOSRAVI M H, PIPATPONGSA T, TAKEMURA J. Experimental analysis of earth pressure against rigid retaining walls under translation mode[J]. **Geotechnique**, 2013, 63(12): 1020—1028.
- [22] WANG Y Z. Distribution of earth pressure on a retaining wall[J]. **Geotechnique**, 2000, 50(1): 83—88.
- [23] 应宏伟, 蒋波, 谢康和. 考虑土拱效应的挡土墙主动土压力分布[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(5): 717—722.
- YING Hong-wei, JIANG Bo, XIE Kang-he. Distribution of active earth pressure against retaining walls considering arching effects[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2007, 29(5): 717—722.

#### 上接第 2130 页

- [11] 郭印同, 杨春和. 硬石膏常规三轴压缩下强度和变形特性的试验研究[J]. 岩土力学, 2010, 31(6): 1776—1780.
- GUO Yin-tong, YANG Chun-he. Experimental investigation on strength and deformation properties of anhydrite under conventional triaxial compression[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2010, 31(6): 1776—1780.
- [12] 中科院武汉岩土力学研究所. 荆门市荆花石膏矿采空区治理可行性评价报告[R]. 武汉: 中科院武汉岩土力学研究所, 2012.
- Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences. Report on the feasibility evaluation of goaf treatment of Jinghua gypsum ore in Jingmen[R]. Wuhan: Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, 2012.
- [13] 李杰林. 基于核磁共振技术的寒区岩石冻融损伤机制试验研究[D]. 长沙: 中南大学, 2012.
- LI Jie-lin. Experiment study on deterioration mechanism of rock under the conditions of freezing-thawing cycles in cold regions based on NMR technology[D]. Changsha: Central South University, 2012.