

# 软土地区超深基坑变形特性离心模型试验研究

马险峰<sup>1,2</sup>, 张海华<sup>2</sup>, 朱卫杰<sup>3</sup>, 郑宜枫<sup>3</sup>, 徐前卫<sup>4</sup>

(1. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 3. 上海隧道工程股份有限公司, 上海 200020; 4. 上海理工大学土木工程系, 上海 200093)

**摘要:**以上海某挖深38 m的超深基坑工程为背景,利用离心模型试验研究了两组类似工况下超深基坑的围护结构变形、土压力变化、地表沉降等性状,同时也探索了主要工程性状的内在联系,并与现场施工实测数据结果进行了比较验证。试验结果表明:两组类似工况下超深基坑的开挖性状近似,其中,围护结构变形随开挖的进行而加大,在开挖后期水平位移最大值不再增大,只是最大值点下移,最大值点基本位于开挖面附近;围护结构后侧的土压力的变化值较好地吻合围护结构自身的变形状态;地表位移呈沉槽状,槽底随开挖的进行而逐渐加深并外移,试验结果与实测数据吻合。

**关键词:**超深基坑;离心模型;地墙变形;土压力;地表沉降;现场监测

**中图分类号:** TU471.8 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2009)09-1371-07

**作者简介:**马险峰(1972-),男,博士,副教授,主要从事岩土及地下工程数值计算、岩土离心机试验及地下结构抗震方面的研究。E-mail: xf.ma@tongji.edu.cn。

## Centrifuge model tests on deformation of ultra-deep foundation pits in soft ground

MA Xian-feng<sup>1,2</sup>, ZHANG Hai-hua<sup>2</sup>, ZHU Wei-jie<sup>3</sup>, ZHENG Yi-feng<sup>3</sup>, XU Qian-wei<sup>4</sup>

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 3. Shanghai Tunnel Engineering Co., Ltd., Shanghai 200020, China; 4. Department of Civil Engineering, University of Shanghai for Science and Technology, Shanghai 200093, China)

**Abstract:** The main performance of ultra-deep foundation pits, such as deformation of retaining structure, change of soil pressure and surface settlement of perimeter ground, is studied through centrifugal model tests. Two parallel excavation test cases are designed in the research: one is an exclusive foundation pit and the other is that with adjacent high rise buildings, both of which are 38 m-deep multi-strutted soft ground foundation pits of a restoration work of metro line No. 4 in Shanghai. The main performance of the two foundation pits is summarized and discussed, and comparison between the tests and field monitoring data is conducted. The results show similar performance in the two foundation pits, in which the deformation of retaining structure accretes with the progress of excavation at the early stages and the maximum lateral displacement of the wall along the depth remains in a certain value at the later stages, while the location where the maximum displacement occurs goes down and falls roughly around the excavation surface. The change of earth pressure accords with the deformation of retaining structure and the profile of ground settlement is observed to be in trough-shape, where the bottom of the trough goes deeper and farther away from the wall in the process. The results of the centrifugal tests conform well to the field measurement.

**Key words:** ultra-deep foundation pit; centrifugal model; deformation of diaphragm wall; soil pressure; ground settlement; field monitoring

## 0 引 言

上海地处典型的软土区,其土体高孔隙比、大含水率、低强度、高压缩性及低渗透性等特点<sup>[1]</sup>使得基坑工程存在很大的风险。近年来,上海地下空间开发速度加快,地铁建设已进入关键发展时期,已建和在建的地铁线路达10余条,其中越来越多的路线交叉和地铁换乘车站都要求深基坑开挖,有的地铁车站的埋

深将达地下30~40 m,如11号线徐家汇站开挖深度为27 m,9号线宜山路站开挖深度29 m等,这些基坑已属于超深基坑工程范畴。城市中心区基坑的设计理念正从强度控制设计转变到变形控制设计<sup>[2]</sup>,只有正确认识超深基坑开挖的变形性状,才能有助于有效地指

导超深基坑工程的设计与施工。

国内外已有不少学者利用离心模拟手段对基坑工程进行了相关研究,如Bolton等<sup>[3]</sup>利用剑桥大学离心机研究了开挖深度为10 m的基坑失稳前地下连续墙的变形,并基于土-结构共同作用机理,提出用动员土体强度(mobilizable soil strength)作为控制挡墙变形的重要参数。张师德等<sup>[4]</sup>针对地铁一号线徐家汇车站挖深17 m基坑的稳定性进行了离心模型试验研究。刘金元<sup>[5]</sup>采用上海现场原状淤泥质黏土进行离心试验,研究了深15 m基坑开挖破坏模式等。上述研究主要集中在开挖深度小于20 m的基坑,即一般意义上的深基坑。而目前国内外有关30 m深以上的超深基坑的离心模型试验的文献,能够见到的又很少,先前基坑研究成果能否直接应用于工程实践难以把握。本文以上海轨道交通4号线修复工程超深基坑为研究对象,利用离心模型试验,对超深基坑开挖过程中地下连续墙的水平位移量、周围地层扰动变形量,开挖时基坑土压力的变化情况进行研究,加深对超深基坑的变形特性的认识,尝试发掘超深基坑与浅基坑的开挖共同

规律及差异。

### 1 工程背景

上海轨道交通4号线修复工程位于黄浦江边,采用原位明挖修复总体技术路线,包括东、中、西3个明挖基坑,分别长174, 27和64 m。两端临界点采用冻结法暗挖,长10 m左右,剩余的两侧完好隧道进行常压清理,浦东侧约1000 m,浦西侧约700 m。基坑标准段的开挖深度为38 m,东侧基坑的东端头落深3 m,开挖深度达到41 m。整个基坑自上而下设9道支撑(局部落深处设10道)钢筋混凝土支撑。基坑的围护结构为厚度1.2 m,深度65 m的地下连续墙,其接缝采用十字钢板接头,接缝处采用坑外旋喷桩止水。整个基坑工程的纵剖面如图1所示。

根据详勘资料,修复原址沿基坑外侧(约8 m)地层层位基本上未有明显差异,仅第②<sub>0</sub>层在局部有沉陷,层位有一定变化。在两条隧道轴线中间的地层扰动和塌陷较大,各层土的下陷量在4.5~7 m左右,土

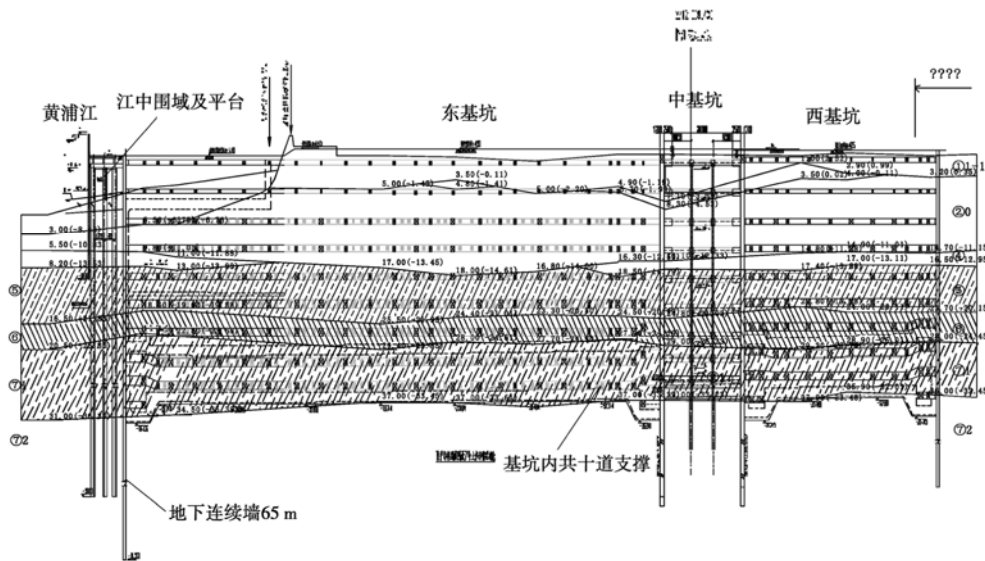


图1 超深基坑工程剖面图

Fig. 1 Structural profile of ultra-deep foundation pit

表1 试验场地土层物理力学参数表

Table 1 Physico-mechanical parameters of soil

土层层号	土层名称	厚度/m	含水率 w/%	比重 $G_s$	孔隙 比 $e_0$	塑性指 数 $I_p$	压缩系数 $a_{v0.1-0.2}/\text{MPa}^{-1}$	压缩模量 $E_{s0.1-0.2}/\text{MPa}$	直剪固快 (峰值)	
									c/kPa	$\phi/(\text{°})$
① <sub>1-1</sub>	杂填土	3.5								
① <sub>1-2</sub>	素填土	1.3								
②	黏质粉土	13.2	33.9	2.71	0.98	12.6	0.27	7.77	6	29.0
⑤	粉质黏土	16.4	35.1	2.73	1.02	15.4	0.51	4.21	17	16.5
⑥	粉质黏土	13.6	23.3	2.73	0.69	15.0	0.24	7.11	48	17.0
⑦ <sub>1</sub>	砂质粉土	19.0	28.7	2.70	0.82		0.13	14.32	1	31.5
⑦ <sub>2</sub>	粉细砂	31.0	26.2	2.69	0.74		0.10	17.78	0	32.5
⑨ <sub>1</sub>	粉细砂		25.3	2.69			0.10	17.82	0	33.0

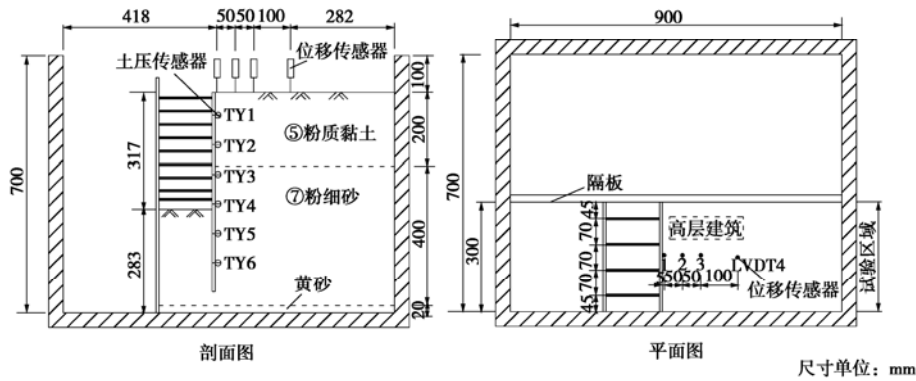


图 2 基坑开挖模型布置图

Fig. 2 Layout of centrifugal model tests on excavation of foundation pits

体发生大范围的错动。地基分层和土的物理力学性质见表 1 所示。

## 2 试验设计

### 2.1 试验设备

试验在同济大学岩土工程实验室 TLJ-150 型土工离心机上完成。该离心机最大容量为 150 g · t, 最大加速度为 200g; 有效旋转半径为 3.0 m。离心试验用大模型箱的有效尺寸为 0.9 m × 0.7 m × 0.7 m (长 × 宽 × 高)。

### 2.2 试验原理

土是一种高度非线性的天然材料, 其性质与所受的应力水平密切相关。土工离心模拟试验技术是利用离心力场和重力场等效, 将模型尺寸缩小到原型尺寸的 1/n, 同时作用在模型上的体积力增大 n 倍, 这时模型中各点的应力、应变与原型中对应点的应力、应变相等, 原型和模型对应点的位移成 n 倍关系。利用相似原理可以得到模型和原型各物理量的相似准则<sup>[6]</sup>。

### 2.3 试验工况

离心试验进行了两组工况, 工况一是单纯模拟东基坑标准段超深基坑开挖过程, 该工况的围护结构是内撑式深 65 m 的地下连续墙, 基坑宽 23 m, 深 38 m, 可简化为平面应变问题, 又由于是对称体系, 取半结构进行研究。沿深度方向设 9 道混凝土支撑, 分 9 次加支撑 9 次开挖, 即 9 个开挖步。工况二采用与工况一相同的试验断面, 相同的地层构成, 但在地层制备过程中, 其固结时间要长一个小时。另外, 在挡墙外侧局部位置放置高层建筑模型, 工况二的目的除对工况一的试验结果进行验证外, 并考察局部临近建筑物的变形情况。限于篇幅, 本文仅报告基坑本身的变形规律。模型断面及平面见图 2。

根据现实条件和工程进度要求, 按照实际施工顺序, 采用常见的停机 - 开挖 - 开机方式模拟基坑开挖

过程。

### 2.4 模型率的选取

依据现场基坑的实际尺寸, 模量相似关系, 以及模型箱的净空尺寸, 并结合同济大学 TJ-150 土工离心机的工作条件, 试验选择模型率为 120, 即试验过程中离心机稳定运转时加速度为 120g。

### 2.5 模型制备

为了确保两个工况下地基模型具有可重复性并有近似的应力分布, 试验中采用在离心场中分层固结法固结土层形成重塑土, 土层制备力求标准化、量化, 包括土层厚度, 固结时间等要保持基本相同, 并控制土的重度、含水率和土体强度指标, 使试验土层与现场土层的性质近似。

因小模型制作条件所限, 在模拟超深基坑围护结构地下连续墙时, 根据材料的抗弯刚度用铝板替代, 铝板厚度 7.5 mm; 模拟钢筋混凝土支撑时, 根据抗压刚度等效原则选用空心薄壁铝管替代, 同样可以得到铝管直径与壁厚, 空心铝管平均壁厚 1.5 mm, 平均外径为 20 mm。

模型替代材料板的厚度  $\delta_{m2}$  计算公式<sup>[7]</sup>

$$\text{因为 } \frac{E_{m1} \delta_{m1}^3}{12(1-\nu_{m1}^2)} = \frac{E_{m2} \delta_{m2}^3}{12(1-\nu_{m2}^2)},$$

$$\text{所以 } \delta_{m2} = \frac{\delta_p}{n} \left( \frac{1-\nu_{m2}^2}{1-\nu_p^2} \cdot \frac{E_p}{E_{m2}} \right)^{1/3}.$$

其中  $E$  为弹性模量;  $\delta$  为材料厚度;  $\nu$  为泊松比;  $\nu_{m1} = \nu_p$ ,  $E_{m1} = E_p$ ,  $\delta_{m1} = \delta_p / n$ ;  $m_2$  为模型替代材料。

确定模型试验中模拟支撑的空心铝管直径和壁厚计算公式如下式所示

$$E_s A = E_{Al} \frac{\pi}{4} \left[ D_{Al}^2 - (D_{Al} - 2\delta_{Al})^2 \right].$$

式中  $E_s$ ,  $A$  为现场钢筋混凝土支撑的弹模和截面积;  $E_{Al}$ ,  $D_{Al}$ ,  $\delta_{Al}$  为模型试验中铝管的弹性模量、直径和壁厚。

2.6 数据采集

地下连续墙的水平位移通过在地墙的表面贴应变片法得到。根据试验结果测得的地墙应变片读数，换算出每步开挖墙体的曲率分布，进而计算出每次开挖后加支撑地下连续墙的变形。具体公式推导过程如下：

公式适用于小变形曲线。假定光滑曲线是有多段圆弧连接而成，曲线连续，*o* 点是固定点，在一定小角度各段圆弧内每个点曲率相等，见图3。

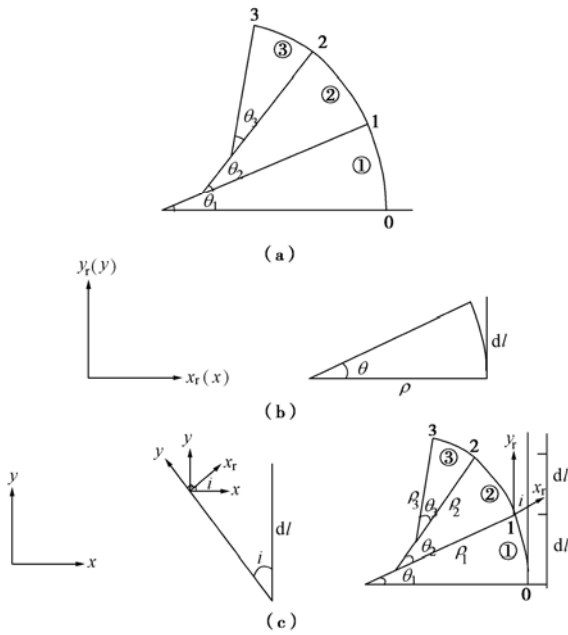


图3 光滑曲线

Fig. 3 Smooth slip lines

(1) 直角坐标系与极坐标系方向一致时

$$dx = dx_r = -\rho \cdot (1 - \cos \theta),$$

$$dy = dy_r = -(dl - \rho \cdot \sin \theta).$$

(2) 极坐标系相对与直角坐标系旋转角度 *i* 时转动角为 *i* 时有

$$dx = -dl \sin i,$$

$$dy = -dl(1 - \cos i).$$

极坐标与直角坐标变换向量为  $\begin{pmatrix} \cos i & -\sin i \\ \sin i & \cos i \end{pmatrix}$ 。

土压力传感器固定在基坑外侧的地墙模型上，用于测定试验过程中主动土压力的变化情况，沿深度方向布置了6只传感器，土压力传感器的详细布置如图2所示。

在土层表面距离地墙外侧0.5, 5, 10和20 cm处依次布置了4只差动式位移传感器 (LVDT)，用来测量地表面沉降，如图2所示。

3 试验结果及分析

为了能够直观表达模型试验反映原型的状况，将

模型地下连续墙的水平位移换算成原型地墙的水平位移，将模型土压换算成原型土压力值，将模型地表沉降换算成原型地表沉降。相关数据都是在离心机旋转稳定状态下采集所得。

3.1 试验中土体强度分析

为了能正确分析试验数据并对原型结构做出较好的预测和判断，以便对试验误差做出估计，同时考虑到减小试验之外对土的扰动，在试验结束后即取土样对其强度进行了测试，从而能对试验土层有定性的认识。取土样位置在模型箱中距离地墙约25 cm，试验结束后不同土层的含水率和直剪试验结果见表2。

从表2可看出，工况二中⑤号土和⑦号土的含水率均比工况一相应土层的含水率略小，同时工况二土层直剪强度比工况一中对应土层的直剪强度大。这主要由于工况二的模型制备固结时间比工况一多一个小时，固结度较高所致。与原位勘探值相比，两个试验工况⑤号土层直剪强度均比现场值稍微偏大，⑦号土的内摩擦角较现场值偏小。考虑到土体卸载回弹，取样过程对土扰动和试验误差等，基本认为试验所得的土层强度指标与现场主要土层原位勘探值接近。

表2 模型土层室内试验值

Table 2 Results of laboratory tests on model soil

工况编号	⑤粉质黏土			⑦粉细砂		
	含水率 <i>w</i> /%	抗剪强度 <i>c</i> /kPa	抗剪强度 $\phi$ (°)	含水率 <i>w</i> /%	抗剪强度 <i>c</i> /kPa	抗剪强度 $\phi$ (°)
工况一	25.6	31.1	20.5	29.1	0	26.9
工况二	23.9	32.4	23.8	28.4	0	27.5

3.2 地下连续墙的水平位移

开挖步一是指第一次开挖到预定深度，再加上第一道支撑，加载到预定离心加速度并稳定的过程。其他开挖步类似。工况一中第二、三两次开挖步数据因数据采集系统故障而缺失。超深基坑开挖模拟试验是以第一次开挖前的稳定阶段的测试值作为初值（零）。

从图4可以看出，工况一和工况二的地下连续墙变形趋势具有良好的一致性。地墙变化曲线较好的揭示了基坑变形随开挖深度变化的规律，从图中可以看出：①随开基坑深度的加深，地下连续墙水平位移最大值点逐渐下移，第一至第五次开挖时最大水平位移值点位于对应开挖面之下，从第六次开挖开始位于开挖面以上处。②地下连续墙水平位移极值随开挖深度的加深而增大，变化速率随着开挖的进行而减小，有稳定收敛的趋势。③工况一中加第七道支撑并开挖时地墙水平位移到达最大值 8.3 cm，为最大基坑深度的0.218%；工况二中同样也在第七次开挖时地墙水平位移出现最大值 5 cm，为最大基坑开挖深度的0.132%。第八、九次开挖时最大值未有增大，处于相对稳定状

态,只是最大值点往下移。工况一、二地墙的水平位移最大值的大小与相应试验土层的强度大小存在着一定的联系。④试验过程中,地下连续墙的顶端出现了向基坑外移动的现象,这主要是与试验采用的支撑连接形式有关。因为试验中所采用的支撑是直接顶在地墙上,只能承受压力,如果地墙有向基坑外的位移趋势,支撑就会与其松脱,不能成为一个整体。与实际的混凝土支撑连接情况有所差异,导致了地墙顶部向坑外侧移。

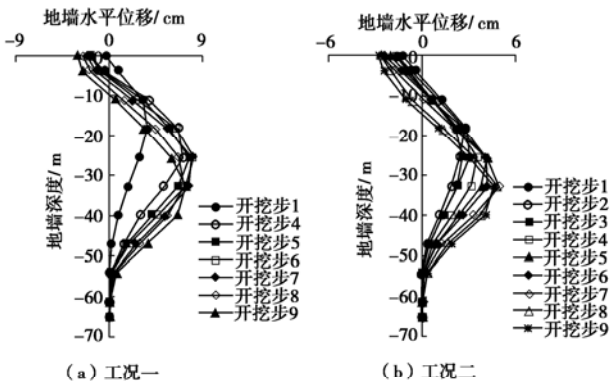


图 4 地墙水平位移与深度关系图

Fig. 4 Relationship between lateral displacement and depth of diaphragm walls

需要说明的是,离心模型试验中未对基坑土体采取加固措施,基坑底部没有底板结构,模拟的是最不利情况。

### 3.3 地下连续墙的弯矩

图 5 给出两种工况下地墙弯矩随深度变化的情况,在地墙的弯矩测试断面,向基坑内的挠曲定义为正,相反为负。从图 5 中可以看出,工况一中第一次开挖地墙弯矩比较小,在深度 25 m 处地墙的最大正弯矩达到约 3700 (kN·m/m),出现时间为第七次开挖,与地墙侧移最大值发生时间一致;最大负弯矩出现在埋深 47 m 的地方,最大值为-2700 (kN·m/m)。工况二的地墙弯矩变化与工况一类似,最大正弯矩约为 2600 (kN·m/m) 出现在深度 25.4 m 处,最大负弯矩值在深度 47.3 m 处,最大负值约为-1450 (kN·m/m)。

从地下连续墙的水平位移分析可得出,工况一的地墙水平位移极大值要大于工况二,而地墙的弯矩则反映了相应墙体在开挖过程中的变形受力状况。

### 3.4 土压力变化

图 6 给出了随基坑开挖基坑外侧土压力变化情况。可以看出,地墙背后土压力变化值呈非线性。工况一的开挖初期,土压力沿深度变化很小,随着基坑开挖继续,距离地表较近处的土压力是变大的,而深

处的土压力则随着基坑开挖减小了,这说明了随着开挖加深,距离近地表处土体受到墙体对其挤压,从而使压力值增大,深处的土压力则因地墙向远离土体的方向运动而减小。土压力变化值反映:在试验过程中地墙顶端向基坑外偏移,同时地墙的中下部向基坑内移动。

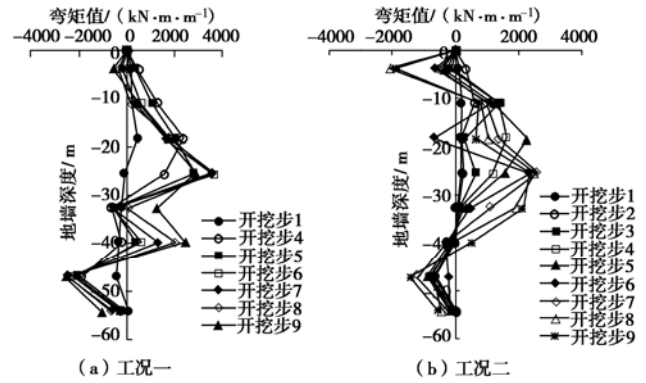


图 5 地墙弯矩与深度关系图

Fig. 5 Relationship between moment and depth of diaphragm walls

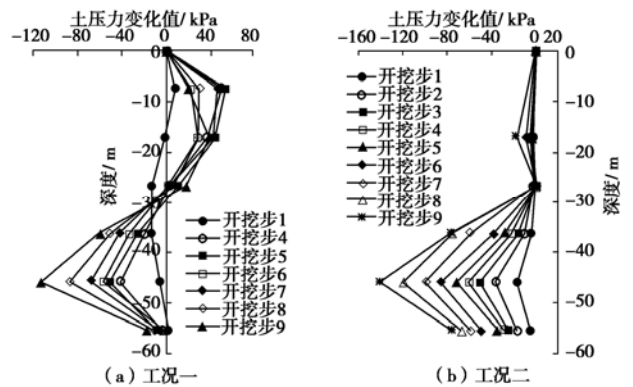


图 6 地墙后侧土压力变化值与深度关系图

Fig. 6 Relationship between change value of earth pressure behind diaphragm walls and depth

工况二中基坑开挖过程中浅层处土压力值变小,但变化量值比较小,区别于工况一,说明工况二中墙体上部没有像工况一那样挤压土体。深处土压力随开挖而减小,变化量值明显较浅层土压力变化量大,与墙体向坑内位移有关。

试验中考虑的土压力变化的影响因素很少,实际基坑工程中,影响土压力的除土层的不均匀性、流变性、支护结构特性、开挖暴露时间、开挖次序、挖方大小等众多因素外,在超深基坑开挖过程中,土压力还因受到施工进度、土体沉降、施工机械布置等各种因素的影响而发生动态变化。基坑开挖过程中,在墙体背后的土压力和支撑的共同作用下,地墙产生挠曲变形,引起土压力的重新分布。

### 3.5 地表沉降

由图 7 给出的坑外地表沉降曲线可知, 工况一的地面沉降也随基坑开挖而增大, 最大沉降值达到 26 cm。地表沉降呈沉降槽形式, 在开挖阶段形成。开挖初期地表沉降速率较大, 开挖中期沉降速率趋于稳定, 第七次开挖时远离基坑地表出现回弹现象, 但接着的基坑开挖使地表沉降加剧, 随着时间变化开挖深度越大沉降速率越大。最大沉降发生在距离基坑侧约 13 m 处, 占基坑最大开挖深度的 34.2%。

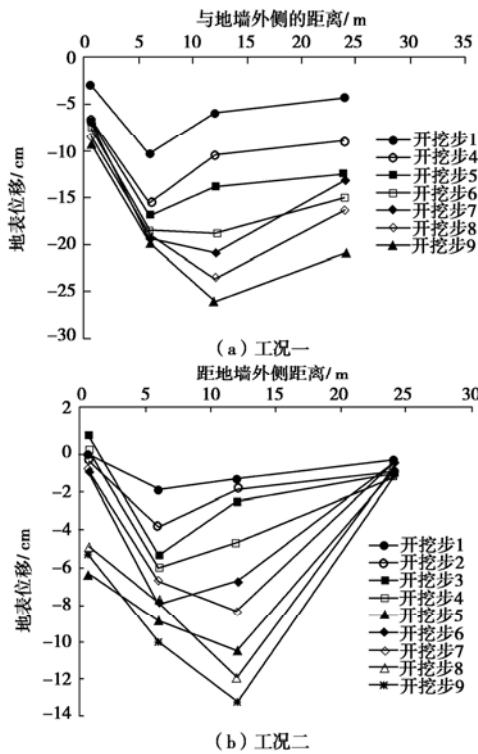


图 7 地表沉降随距离基坑距离的变化曲线

Fig. 7 Variation curves of ground settlement with distance to foundation pit

工况二的地面沉降也呈现沉槽形分布, 槽底随着基坑的开挖逐渐向远离基坑的方向移动, 最大沉降量为 13.2 cm, 位置在距离基坑约 12 m 处, 占基坑最大开挖深度的 31.6%。

由于试验土层是通过分层固结而成, 上述结果受固结影响, 同时试验中并没有对地表进行任何加固, 实际沉降应小于此值。因试验所研究的区域限制, 距离基坑较远处的地表变化情况未能作考察。地表沉降结果是定性的, 但其沉降槽形状, 槽底位置, 沉降速率等特点还是能够为工程实际提供参考。

### 4 试验结果与现场监测值对比分析

本次离心模型试验与实际工程紧密结合, 因此可以利用现场部分实测数据与试验值进行对比分

析, 验证试验的可靠性和真实性。

现场测得的地墙水平位移见图 8, 可见, 实际地墙随着基坑的开挖水平位移规律与离心模型试验基本一致, 最大侧移值 49 mm。地墙水平位移实测值比试验值小, 与现场对基坑采取了一系列加固措施, 如坑底加固等有关。

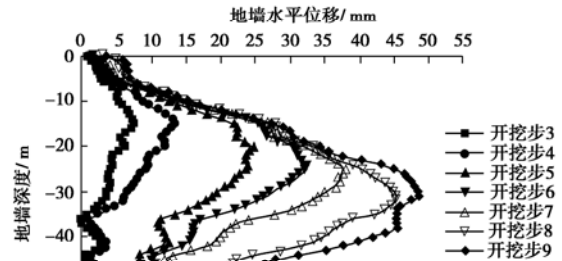


图 8 现场实测地墙水平位移图

Fig. 8 Measured lateral displacement of diaphragm walls

现场地表沉降测量值见图 9。由于修复工程现场地表在抢险时扰动较大, 采用了注浆、加固及其他工程措施, 与天然地表已有较大差别, 因此无法就沉降量的绝对值将试验结果与量测结果比较。但从图 7 与图 9 中可以看出其分布规律较为一致, 都在距离地墙 10 m 附近地表沉降达到最大值, 现场最大沉降量 8 mm。

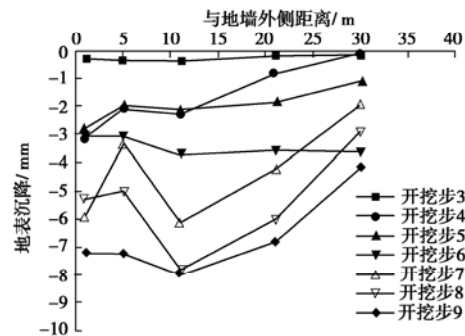


图 9 现场实测地表沉降曲线

Fig. 9 Measured variation curves of ground settlement with distance to foundation pit

超深基坑工程是一个非常复杂的系统工程, 影响因素非常多, 对工程结果的分析要综合考虑。从以上比较结果可以得出, 离心模型试验能够较真实地再现现场工程状况, 并能反映符合实际的工程规律, 同时还可以突出基坑开挖稳定性的主要影响因素及内在联系。

### 5 结 论

本文通过离心模型试验研究了软土地区超深基坑

开挖过程的工程性状,通过对试验过程、试验方法及试验结果的分析,有以下一些结论。

(1) 超深基坑地墙变形随开挖深度的加深而增大,而且地墙水平位移最大值点随基坑开挖面的下移而下移,在加第七道支撑并开挖时地墙水平位移达到最大值,第八、九次开挖最大值未有增大,处于相对稳定状态,只是最大值点位置往下移。墙体最大水平位移基本都发生在当前工况的开挖面附近。这一现象表明,超深基坑围护结构的变形规律与一般深基坑<sup>[8]</sup>有较大的区别,其深度效应表现明显,开挖到某一深度后,地墙位移和弯矩并不像一般深基坑那样继续增大,而是处于相对稳定的状态。

(2) 土压力的变化较好的吻合了地墙的变形情况,墙体对土的挤压或偏离都对土压有所影响。土压力是荷载作用与结构变形、土体与墙体变形协调的结果。

(3) 超深基坑开挖卸荷使得坑底和周围土体中的初始应力场发生变化,不仅引起围护结构的水平位移,并由此引起围护结构外侧土体的位移。试验表明周围地表沉降曲线与挡墙的水平位移曲线十分相似,均为凹槽形,槽底随开挖进行有向外移的趋势。

对超深基坑的设计施工目前尚无经验可循。本离心模型试验得出的地墙变形,弯矩,土压力变化和地表位移等特点及其内在联系,对工程实践有一定的指导意义。

#### 参考文献:

- [1] 杨顺安,冯晓腊,张聪辰. 软土理论与工程[M]. 北京:地质出版社,2000. (YANG Shun-an, FENG Xiao-la, ZHANG Cong-chen. Theory and engineering of soft soil[M]. Beijing: Geological Publishing House, 2000. (in Chinese))
- [2] 刘国彬,侯学渊,黄院雄. 基坑工程发展的现状与趋势[J]. 地下空间, 1998, 18(5): 400 - 405. (LIU Guo-bin, HOU Xue-yuan, HUANG Yuan-xiong. Present situation and trend of development of foundation engineering[J]. Chinese Journal of Underground Space, 1998, 18(5): 400 - 405. (in Chinese))
- [3] BOLTON M D, POWRIE W. Behaviour of diaphragm walls in clay prior to collapse[J]. Géotechnique, 1988, 38(2): 167 - 189.
- [4] 张师德,张惠甸,周顺华,等. 徐家汇地铁车站槽坑稳定性研究[J]. 上海铁道学院学报, 1993, 14(3): 17 - 29. (ZHANG Shi-de, ZHANG Hui-dian, ZHOU Shun-hua, et al. The research of foundation pit stability at Xujiahui Subway Station[J]. Journal of Shanghai Institute of Railway Technology, 1993, 14(3): 17 - 29. (in Chinese))
- [5] 刘金元. 软土基坑的离心模型试验研究[D]. 上海: 同济大学, 1999. (LIU Jin-yuan. Centrifugal model test research of excavation in soft ground[D]. Shanghai: Tongji University, 1999. (in Chinese))
- [6] KIMURA T, KUSAKABE O. Centrifuge model tests 2. introduction[J]. Soils and Foundations, 1987, 35(11): 68 - 74. (in Japanese).
- [7] 丁春林,周顺华,张师德. 基于离心模型试验的承压水基坑变形稳定影响因素[J]. 同济大学学报, 2005, 12(33): 1586 - 1591. (DING Chun-lin, ZHOU Shun-hua, ZHANG Shi-de. Centrifuge model experimental study of on influence factors of deformation stability for confined water foundation pit[J]. Journal of Tongji University, 2005, 12(33): 1586 - 1591. (in Chinese))
- [8] 刘建航,侯学渊. 基坑工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997. (LIU Jian-hang, HOU Xue-yuan. Excavation engineering handbook[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1997. (in Chinese))