

DOI: 10.11779/CJGE201602008

# 地层沉陷中埋地 HDPE 管道力学状态及模型试验分析

周敏<sup>1, 2</sup>, 杜延军<sup>1, 2</sup>, 王非<sup>1, 2</sup>, 尤仝<sup>1, 2</sup>, 董冬冬<sup>1, 2</sup>

(1. 东南大学交通学院岩土工程研究所, 江苏 南京 210096; 2. 江苏省城市地下工程与环境安全重点实验室, 江苏 南京 210096)

**摘要:** 地层沉陷致埋地 HDPE 管道事故频发, 主要原因之一是地层沉陷过程中所诱发的管道附加应力和变形剧增, 从而导致管道破坏。已有研究成果大多集中于固定尺寸沉陷区域管道与周围土体力学特性的分析, 尚无相关理论预测沉陷发展过程中管道力学响应特征变化规律。利用自制室内足尺大型模型试验系统, 以粗砂为管道开挖沟槽回填料, 通过调整模型箱底板的下沉模拟地层沉陷形成过程, 研究埋地 HDPE 双壁波纹管道的受力变形特性及其上覆回填料土体的沉降分布规律。试验结果表明: ①地层沉陷过程中 HDPE 管道的竖向变形符合修正高斯分布曲线; ②随着土体沉陷的发展, 管道顶部土压力随之增大, 且试验管道顶部的土拱率由 0.7 增大到 2.05, 呈现出明显负土拱效应; ③对于相同抗弯刚度管道, 土体沉陷变形所致管道附加变形随管道上覆土层厚度的减小而减小; ④随着管道抗弯刚度增加, 埋地管道对于土体的沉降抑制作用愈加明显。

**关键词:** 地层沉陷; HDPE 双壁波纹管道; 模型试验; 管道变形

中图分类号: TU432

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2016)02-0253-10

**作者简介:** 周敏 (1988-), 男, 博士研究生, 主要从事地下管道受力变形的研究。E-mail: zhoumin212212@163.com。

## Physical modeling of mechanical responses of HDPE pipes and subsurface settlement caused by land subsidence

ZHOU Min<sup>1, 2</sup>, DU Yan-jun<sup>1, 2</sup>, WANG Fei<sup>1, 2</sup>, YOU Quan<sup>1, 2</sup>, DONG Dong-dong<sup>1, 2</sup>

(1. Institute of Geotechnical Engineering, School of Transportation, Southeast University, Nanjing 210096, China; 2. Jiangsu Key Laboratory of Urban Underground Engineering & Environmental Safety (Southeast University), Nanjing 210096, China)

**Abstract:** Failure of buried high-density polyethylene (HDPE) pipes caused by land subsidence is often encountered in the engineering practice. The main reason is the additional stress and strain on the buried HDPE pipes induced by the land subsidence. Most of the previous studies focus on the mechanical responses of HDPE pipes to a mobilized zone in the ground with a specific size. However, no analytical methods are available to evaluate the pipe responses during the process of ground movement. In this study, coarse sand is filled in a custom-made pipe-soil interaction testing system, and the lowering of the adjustable bottom of the test box is used to simulate the effect of land subsidence. During the test process, the earth pressure, deformation of HDPE pipes and subsurface settlement above the pipe are measured. The test results demonstrate that (1) The vertical deflection distribution of HDPE pipes in the longitudinal direction agrees well with the modified Gaussian curve; (2) The vertical earth pressure on the pipe crown increases with the lowering of the bottom plates, and the soil arching ratio at the pipe crown increases from 0.7 to 2.05, which indicates that negative soil arching occurs above the pipe during the ground movement; (3) The effect of the ground movement on the deformation of HDPE pipes gradually decreases with the decrease of the thickness of soil cover; (4) The magnitude of the subsurface settlement above the pipe is limited more significantly when the bending stiffness of the pipe increases.

**Key words:** land subsidence; HDPE pipe; model test; pipeline deformation

## 0 引言

随着中国城市化进程的加快, 地下管道工程在国家经济建设以及人们的日常生活中日益占据着重要的地位。高密度聚乙烯 (HDPE) 双壁波纹管道与传统材料 (混凝土、铸铁等) 管道相比, 由于其自重轻、成本低, 而且不用考虑防腐蚀等特点, 在地下管道系

统中逐渐得到了广泛的应用<sup>[1-2]</sup>。然而, 近年来中国频

**基金项目:** 江苏省自然科学基金面上项目 (BK2013294, BK2012022); 国家自然科学基金项目 (51278100, 41472258); 中央高校基本科研业务费专项资金项目; 江苏省普通高校研究生科研创新计划资助项目 (KYLX\_0144)

**收稿日期:** 2015-03-21

繁发生的地层沉陷事故<sup>[3]</sup>对 HDPE 埋地管道系统造成了严重的破坏。例如,海口市府城琼州大道由于地下排水管道渗漏发生路面沉陷,而随着路面沉陷的发展,其又进一步加剧了地下排水管道的变形破裂;郑州市西三环长江路口由于大量雨水渗入地下,导致路面严重塌陷,进而造成地下排水管道破裂等,给人们的日常生活带来了极大的不便。因此,十分有必要开展针对于地层沉陷过程中埋地 HDPE 管道力学特性及地层变形规律的分析研究。

对于埋地管道受力变形性能的研究,Winkler 等<sup>[4-5]</sup>提出将埋地管道以及管道周围土体分别看作弹性地基梁和具有一定抗压刚度系数且相互独立的弹簧,并假定管道不同位置处的变形和受力成线性比例关系,进而计算管道的变形受力;张土乔等<sup>[6]</sup>用 Winkler 弹性地基梁模型对地基发生差异沉降时埋地管道的力学性状进行了研究分析,考虑了地基的弹性支承及支座反力的共同作用,得到了管道的纵向弯矩、剪力及其挠度。然而,Winkler 弹性地基梁模型在理论上存在着一定的缺陷,即相邻弹簧的位移不连续,不能考虑土体的抗剪性和应力扩散等特性。针对 Winkler 弹性地基梁模型的缺陷,有学者<sup>[7-10]</sup>采用在相互独立的土弹簧之间施加不同的接触单元(一维梁单元、二维板单元、剪应力传递层和变形张力薄膜等)提出了双参数地基模型,如 Filomenko-Borodich 模型、Pasternak 模型等。申文明等<sup>[11]</sup>采用 Pasternak 双参数弹性地基模型,建立了考虑地基差异沉降的埋地管涵纵向力学模型;冯启民等<sup>[12-13]</sup>采用在地面沉陷区考虑管道几何大变形以及在非沉陷区将管道假设为半无限弹性地基梁的分析方法,对受沉陷作用的埋地管道进行了理论计算,考虑管道截面在弯矩和轴力同时或分别作用下的塑性极限状态,建立了埋地管道的破坏准则。然而,在理论计算分析中,诸如将埋地管道视为弹性地基梁,以及将管道周围土体视为半无限弹性体等假定,使得理论计算结果与实际情况有一定的出入<sup>[6-13]</sup>。而且,在上述理论计算分析中,均是将发生沉陷土体的变形量假定为一不变值,进而对于管道及其周围土体的力学特性进行分析,然而埋地管道大多是在地层沉陷发生的过程中产生破坏。

许多学者采用数值分析的方法对沉陷区埋地管道的力学性状进行了研究分析。柳春光等<sup>[14]</sup>采用等效弹簧边界的方法,对埋地管线在土体沉陷作用下的受力变形特征进行了数值分析;刘学杰等<sup>[15]</sup>对埋地管道穿越断层的破坏方式进行了研究,在管道的 3 种破坏形式(拉裂、局部屈曲和梁式屈曲)的基础上,从应变的角度出发,提出了对于埋地管道的保护措施;李小军等<sup>[16]</sup>对于埋地管道在断层错动下的跨断层最佳交

角进行了研究,考虑了管道压缩失效的情况,对在断层错动下管道的受力变形进行了计算分析;金浏等<sup>[17]</sup>针对于土体发生沉陷时的管土相互作用建立了数值模型,采用特征值屈曲分析方法对沉陷区域埋地管道的屈曲稳定性进行了分析,给出了管道发生屈曲时的屈曲模态及对应的沉降量。然而,在数值分析模型的建立中,模拟材料应力应变关系的本构模型尚存在着许多需要改进完善的地方,诸如对于材料的弹塑性和蠕变性以及不同材料相互接触界面的数值模拟等。

采用模型试验的方法可以直接对埋地管道的受力、变形及其应变进行实时监测,从而能够更加有效研究分析埋地管道的力学变形特征。建立试验模型的理论基础是相似原理,其目的是在于找到物理试验模型和工程实际的相似判据,从而确定出试验模型的尺寸、材料、受力等诸多方面的条件。管道直径与壁厚的比值(径厚比)是控制管道试验模型的重要相似判据。Rakitin 等<sup>[18]</sup>利用离心机模型试验,对于径厚比为 8.5 的混凝土管道在交通荷载作用下的受力变形进行了研究分析;Vorster 等<sup>[19]</sup>针对于地下隧道开挖对于径厚比为 4.2, 6.7 和 142 的混凝土管道受力变形的影响,进行了离心机模型试验研究。然而,HDPE 双壁波纹管为结构管壁,其壁厚一般为 2 mm 左右,比例尺缩小的管道模型径厚比难以与原型管道保持一致,所以在针对于 HDPE 双壁波纹管道的模型试验中一般采用足尺试验模型<sup>[20-22]</sup>。Wang 等<sup>[20]</sup>通过足尺比例模型试验,考虑砂性土中埋设 HDPE 双壁波纹管道的情况,针对于隧道施工引起的地层沉降分布进行了研究,指出埋地管道的存在使得土体沉降槽的宽度增加了 10%,并使其深度减小了 23%;Dhar 等<sup>[21]</sup>利用足尺比例模型试验,对 HDPE 双壁波纹管在施加外部荷载时的受力变形进行了研究分析,指出管道腋角处的回填土体不密实会导致管道腋角处的应力集中;Corey 等<sup>[22]</sup>利用足尺比例模型箱试验,对于埋地 HDPE 螺旋管道的地聚合物保护措施进行了研究分析,指出在管道上部放置土工格栅能够有效地降低管道的竖向变形。

本文采用室内足尺比例模型试验,通过调整模型箱底板各分块高度模拟地层沉陷的形成,基于试验结果明确埋地 HDPE 管道的受力变形及其上覆土层中的沉降分布特征,研究结果可为发生地层沉陷时,埋地 HDPE 管道的变形控制以及加固方案的设计工作提供理论指导依据。

## 1 试验材料和方案

### 1.1 试验材料

将模型试验所用的 3 根 HDPE 双壁波纹管分别

记为 P1, P2 和 P3, 其环刚度等级均为 SN4 (即环刚度为 4 kPa), 具体参数见表 1。

表 1 试验管道的基本参数  
Table 1 Parameters of HDPE pipes

管道	公称内径/mm	长度/m	层压壁厚/mm	内层壁厚/mm	波峰高度/cm	波纹长度/cm	抗弯刚度 EI/(kN·m <sup>2</sup> )
P1	200	2	1.7	1.2	1.0	3	4.16
P2	300	2	2.2	1.7	1.5	4	18.11
P3	300	2	2.2	1.7	1.5	4	18.11

模型试验以长江砂为模型箱填料, 长江砂取自南京长江边, 晒干后过孔径为 2 mm 的筛备用, 其基本参数以及粒径累计分布曲线, 分别见表 2。根据土的工程分类标准 (GB/T 50145—2007), 试验用砂为级配不良的粗砂。

表 2 试验用砂的基本参数  
Table 2 Parameters of sand used in model tests

参数	数值	
比重	2.65	
最大孔隙比	0.78	
最小孔隙比	0.52	
含水量/%	1.0	
砂粒	粗 (2~0.5 mm)/%	27.44
	中 (0.5~0.25 mm)/%	46.22
	细 (250~75 μm)/%	26.34
$d_{60}$ /mm		0.4
$d_{30}$ /mm		0.23
$d_{10}$ /mm		0.14
不均匀系数 $C_u$		2.86
曲率系数 $C_c$		0.94

1.2 试验方案

(1) 模型试验原理

试验模型箱的一个侧壁用有机玻璃制成, 以作为试验过程中的观察窗, 并且每个侧壁用钢筋加固以保证试验过程中模型箱的稳定, 如图 1 所示。模型箱的尺寸为 2 m (长) × 2 m (宽) × 1.5 m (高), 模型箱的底板由 8 块可以活动的铁板制成, 其尺寸为 2 m (长) × 0.25 m (宽) × 0.1 m (高), 每块底板的高度可以通过与其相连的旋转轮进行调节, 最大调节高度为 0.1 m, 如图 2 所示。通过调整模型箱底板各分块不同高度的方式模拟地层沉陷的形成, 进而对于埋地 HDPE 管道的受力变形及其上覆土层沉降分布特征进行研究分析。模型箱底板的调节高度见图 3。

为了填筑的均匀性, 模型试验中的长江砂采用砂雨法进行填筑。为此, 在模型试验之前进行了砂雨试验研究, 得到长江砂的落距与其密度的关系曲线如图 4 所示。在模型试验过程中, 通过调整传送带支架距填筑面的高度进行分层填筑, 本次模型试验中砂雨的

落高为 70 cm, 根据砂雨试验结果, 其对应的砂土填筑密度为 1.46 g/cm<sup>3</sup>。为了减少模型箱壁与砂土之间的摩擦, 在填筑砂土之前, 预先将凡士林均匀地涂抹在模型箱壁的内表面。

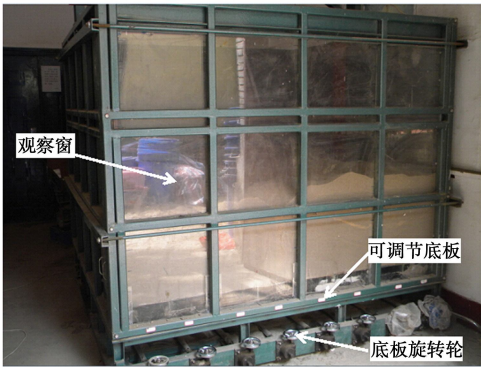


图 1 试验模型箱  
Fig. 1 Physical model box

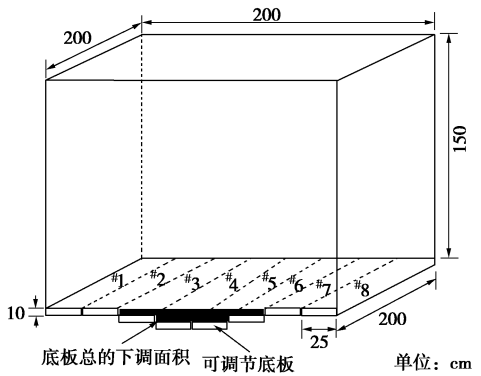


图 2 试验模型箱原理图  
Fig. 2 Schematic diagram of physical model box

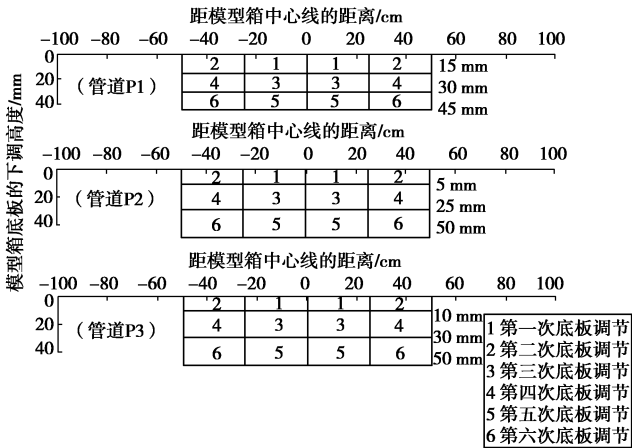


图 3 模型箱底板的高度调节  
Fig. 3 Adjustment of bottom plates in model tests

(2) 试验管道、土压力盒以及沉降板的布置情况  
模型试验中采用自制沉降板对于试验管道及其上覆土体中的沉降变形进行监测, 如图 5 所示。沉降板两端为边长 5 cm, 厚 0.5 cm 的正方形有机板, 中间以

直径 1 cm 的有机玻璃棒连接,为了避免沉降板的自重对模型试验沉降观测精度的影响,模型试验中沉降板用有机玻璃材料制成;为了减小砂土对于沉降板的摩擦作用,在沉降板有机玻璃棒外侧套一段直径为 2 cm 的 PVC 塑料管,以避免沉降板直接与砂土相接触。土压力盒采用振弦式传感器,量程为 0.2 MPa,准确度和分辨率分别为  $0.5\%F_S$  和  $0.01\%F_S$ 。3 根试验管道(P1, P2 和 P3)的两端均与模型箱壁固定连接,其管道轴线埋深分别为 95, 90, 60 cm,管道轴线距离模型箱底板均为 25 cm,试验管道、土压力盒以及沉降板在试验模型箱中的布置,如图 6 所示,对于管道侧向土压力的监测,将土压力盒布置在管道截面 2 的侧向位置。

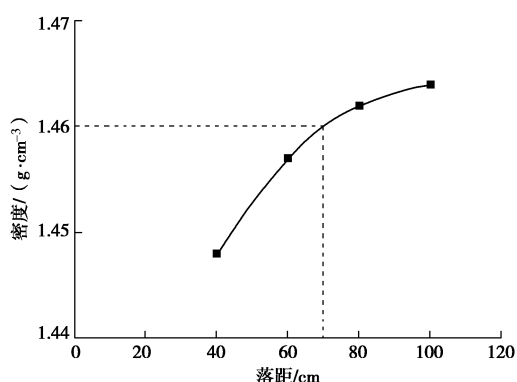


图 4 落砂试验中落距与密度之间的关系曲线  
Fig. 4 Relationship between average falling height and density of sand

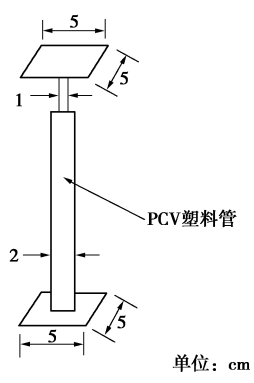


图 5 沉降板组成示意图  
Fig. 5 Schematic diagram of settlement plate

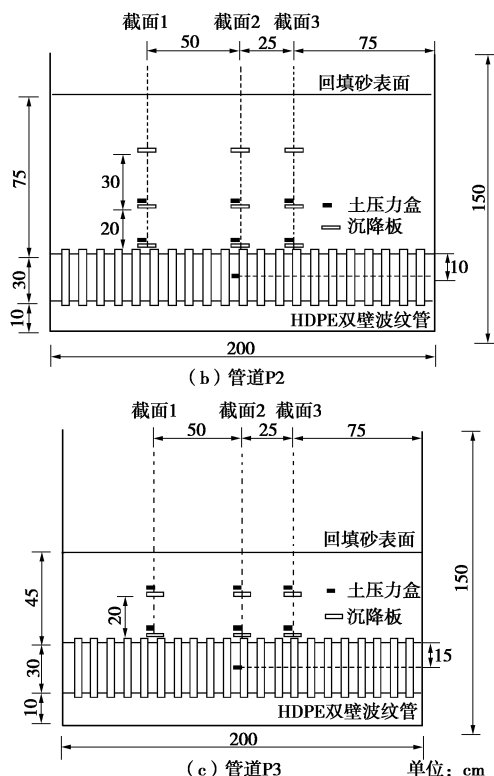
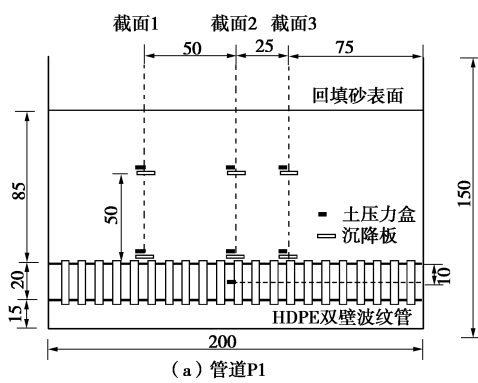


图 6 模型箱试验布置示意图  
Fig. 6 Schematic diagram of model tests

## 2 试验结果及其分析

### 2.1 土压力的变化

图 7 为管道顶部、侧向以及管道上方的土压力在填土阶段以及模型箱底板下调阶段的变化曲线图。从图 7 中可以看出,随着模型箱底板的下调,管道 P1, P2 以及 P3 顶部及其上方的土压力增大了 34%到 160%,总体呈现出逐渐增加的趋势。这是因为在模型箱底板下调阶段,由于试验管道对于其上覆土体的沉降存在着抑制作用,使得管道周围土体的沉降量大于管道上方土体的沉降量,从而在管道上覆土体中引发了负土拱效应(即,由于土体相邻区域的沉降较大,而使得土体相邻区域中的应力转移到土体中的现象),使得管道顶部所受的土压力增加

当第一次下调模型箱底板时(模型箱底板沉降槽变深),管道 P1 截面 2 和截面 3 的顶部、管道 P1 顶部 50 cm 处以及 3 根 HDPE 试验管道侧向的土压力比未调节模型箱底板时的土压力减小了 5%到 50%,其余测点的土压力比未调节模型箱底板时的土压力增大了 10%到 20%。当模型箱底板第二次下调时(模型箱底板沉降槽变宽),管道截面 2 和截面 3 处管道顶部及其上方的土压力增大了 12%到 56%,增加较为显著;当模型箱底板第三次下调时(模型箱底板沉降槽变深),管道截面 2 和截面 3 处管道顶部及其上方的土压力增大了 4%到 20%,增加的速率减小;而当模型箱

底板第四次下调时(模型箱底板沉降槽变宽),管道截面2和截面3处管道顶部及其上方的土压力增大了15%到60%,又表现为显著地增加。

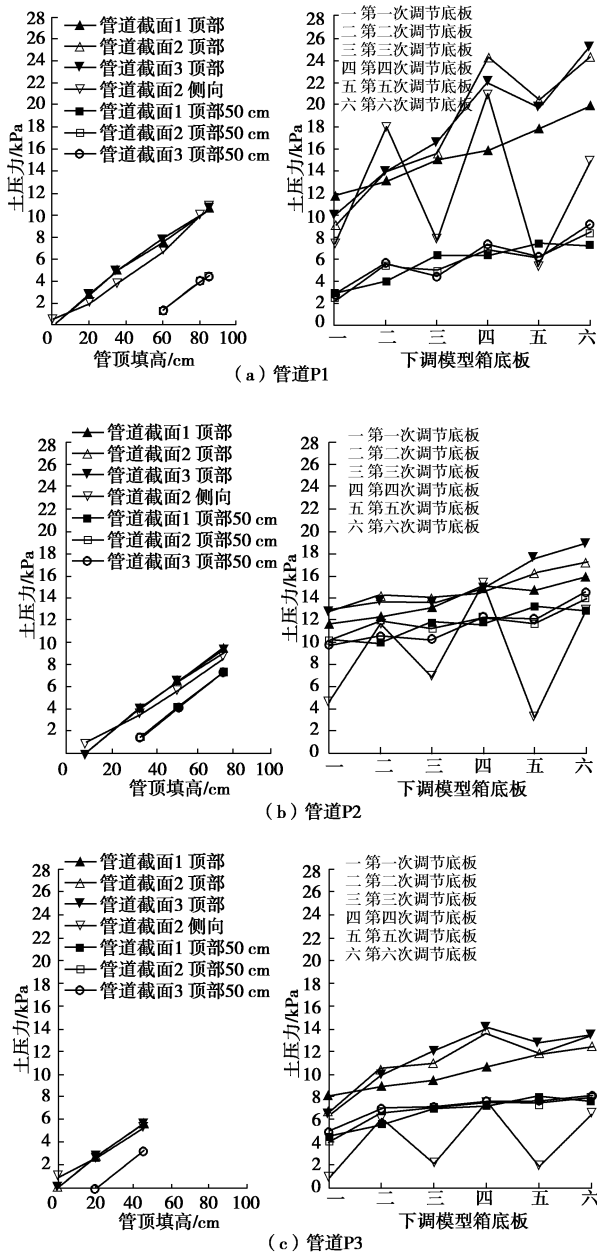


图7 土压力的变化曲线

Fig. 7 Variation of earth pressures measured in model tests

这是因为管道截面2和截面3处于#4和#5模型箱底板的正上方,当下调#4和#5底板时(模型箱底板沉降槽变深),管道截面2和截面3顶部处的上覆土体沉降量比其邻近土体大115%到175%,从而在管道的上覆土体中引发了正土拱效应,其对于上文中所论述的由于管道对于上覆土体沉降的抑制作用而引发的负土拱效应有抵消减弱的作用,甚至有可能使得管道的上覆土体中出现正土拱效应。由于管道P1的抗弯刚度( $EI$ )为 $4.16 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ ,比管道P2和P3的抗弯刚度( $18.11$

$\text{kN}\cdot\text{m}^2$ )小,从而模型箱底板的下调使其产生的挠曲变形较大,所以在管道P1上覆土体中引发的正土拱效应(即,由于土体自身的沉降较大,而使得土体中的应力转移到其相邻区域中的现象)更为显著,从而使得管道上覆土体中出现正土拱效应,表现为管道P1截面2和截面3的顶部以及管道顶部50 cm处的土压力出现了减小的情况。当下调#3和#6底板时(模型箱底板沉降槽变宽),管道截面2和截面3上覆邻近土体的沉降量比其上覆土体大55%到83%,从而在其上方的土体中引发负土拱效应,使得管道截面2和截面3顶部、侧向及其上方的土压力增大;当下调#4和#5底板时(模型箱底板沉降槽变深),管道截面2和截面3处管道自身的沉降变形增大,使得其上覆土体相对于其它管道截面(如截面1)上方的土体产生了向下的沉降变形,从而在其上覆土体中引发正土拱效应,减缓了其管道顶部以及管道上方土压力的增加速率,并使得管道侧向土压力显著减小。由于管道截面1位于#3模型箱底板的正上方,所以其管顶以及管道上方土压力的变化趋势与管道截面2和截面3处管顶土压力正好相反,但其土压力随模型箱底板下调的变化幅度较小。

对于3根试验管道截面2处的侧向土压力,随着模型箱底板的下调,其均表现为波动式的起伏变化,即,当模型箱底板第二次下调时,土压力增大了143%到156%;当模型箱底板第三次下调时,土压力减小了40%到63%;而当模型箱底板第四次下调时,土压力又增大了120%到243%。这是因为,当第一次下调模型箱底板时(下调#4和#5底板),管道截面2侧向的土体相对于其邻近土体发生了较大的沉降量,所以在管道截面2侧向的土体中产生了正土拱效应,从而使得管道侧向的土压力出现了降低;当第二次下调模型箱底板时(下调#3和#6底板),管道截面2侧向土体的邻近区域产生了较大的沉降变形,从而在管道截面2侧向土体中引发了负土拱效应,使得管道侧向的土压力增大。同样的原因,在第三次和第四次下调模型箱底板时,管道截面2侧向的土体中分别产生了正土拱效应和负土拱效应,从而使得管侧土压力分别减小和增大。

模型箱单个底板的调节高度与其宽度的乘积之和为模型箱底板总的下调面积(如图2所示)。图8为管道顶部土压力与模型箱底板总的下调面积之间的关系图。由图可知,管道顶部土压力与模型箱底板总的下调面积之间的关系均可以用线性函数进行拟合,且管道的抗弯刚度越大,直线的斜率越小;而管道的埋深对于直线斜率的影响则较小。

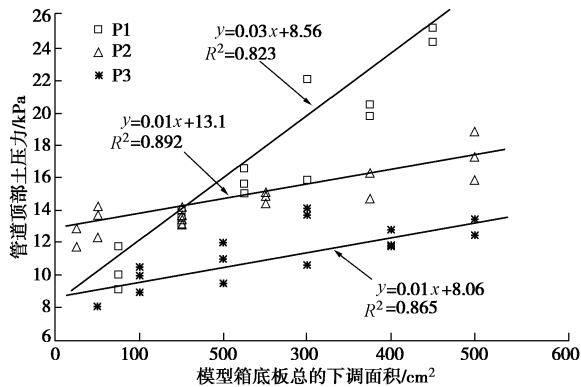


图8 管顶土压力与模型箱底板总的下调面积之间的关系

Fig. 8 Relationships between earth pressure at top of pipe and total adjustable area of bottom plates

图9为试验管道截面2侧向土压力在填土阶段以及模型箱底板下调阶段的变化曲线图。从图中可以看出,在模型箱底板下调阶段,管道P1侧向的土压力大于管道P2侧向的土压力,大于管道P3侧向的土压力,表明管道截面2处的侧向土压力随着管道抗弯刚度的增加而减小,随着管道上覆填土高度的增加而增大。

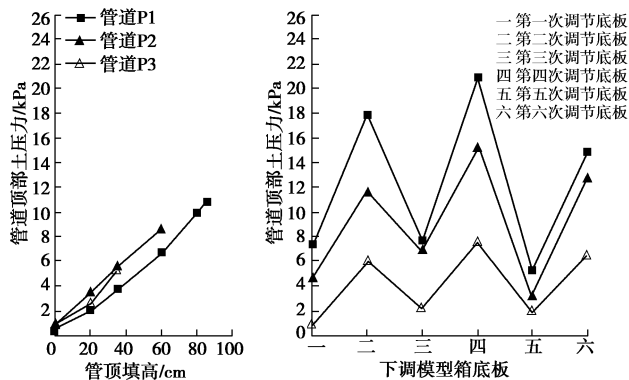


图9 HDPE 管道截面2侧向土压力的变化曲线

Fig. 9 Variation of earth pressures at springline of pipe

## 2.2 土拱率的变化

图10分别为管道顶部、侧向以及管道上方的土拱率在填土阶段以及模型箱底板下调阶段的变化曲线图。从图10中可以看出,在填土阶段,管道顶部的土拱率均小于1;而在模型箱底板下调阶段,管道顶部及其上方的土拱率均呈出总体增大的趋势。这是因为在模型试验的填土阶段,由于试验管道的竖向压缩变形,管道上方的土体中产生了正土拱效应,使得管道上方的土压力小于上覆土体自重;在模型箱底板下调阶段,由于试验管道对于其上覆土体沉降的抑制作用,在管道上覆土体中引发了负土拱效应,而且随着模型箱底板下调面积的逐渐增加,管道上覆土体中的负土拱效应越来越显著,从而使得管道顶部所受的土压力

逐渐增加。

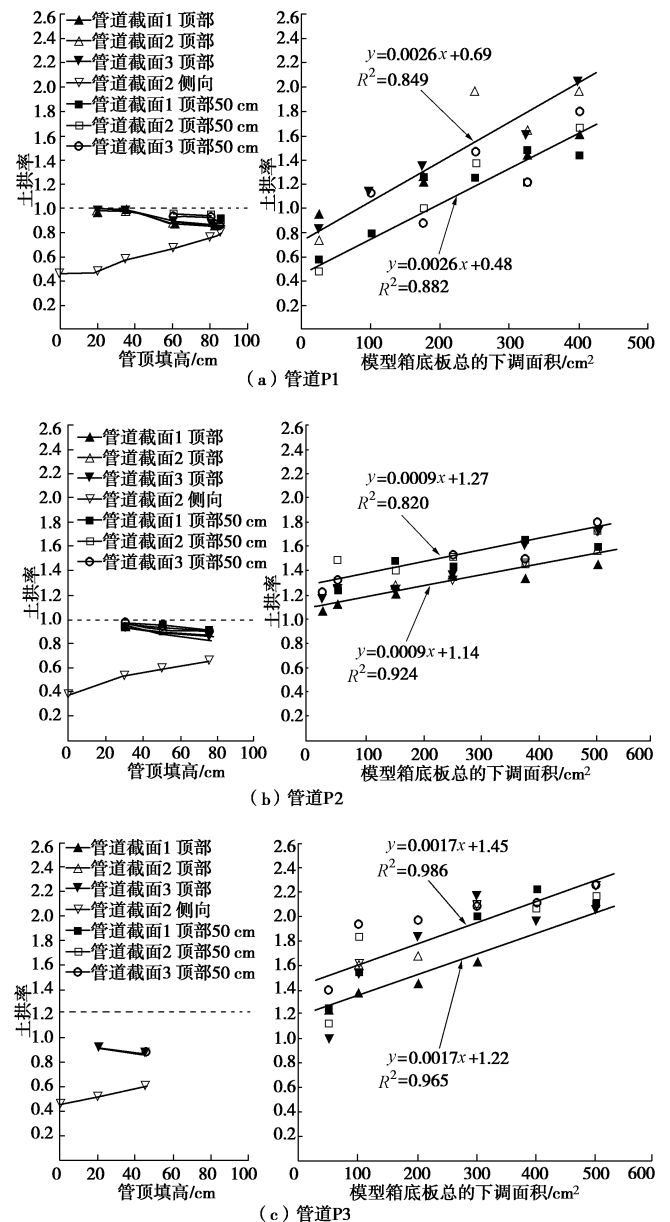


图10 土拱率的变化曲线

Fig. 10 Variation of soil arching ratio measured in model tests

本文中采用线性回归方程对模型箱底板下调阶段的土拱率进行拟合。针对于管道截面1、截面2和截面3处的土拱率,本文采用统一的线性方程对其进行拟合,以方便其在实际工程中的应用。管道P1顶部的土拱率的拟合公式为 $y = 0.0026x + 0.69$ ,其中, $y$ 表示土拱率, $x$ 表示模型箱底板总的下调面积,其土拱率由0.95增加到2.03;管道P1上方50 cm处土拱率的拟合公式为 $y = 0.0026x + 0.48$ ,其由0.7增加到1.79。从中可以得出,在模型箱底板下调阶段,管道P1顶部的土拱率比管道上方50 cm处大13%到36%,且管道顶部以及管道上方50 cm处的土拱率随着模型箱底板的下调增大了114%到156%,表明地层沉陷过程中,



在管道顶部处引发的负土拱效应大于管道上方 50 cm 处, 且随着土体沉陷的发展, 管道顶部以及管道上方 50 cm 处的负土拱效应均越来越显著。

在模型箱底板下调阶段, 管道 P2 顶部土拱率的拟合公式为  $y = 0.0009x + 1.14$ , 其由 0.9 增加到 1.72; 管道 P2 上方 20 cm 处土拱率的拟合公式为  $y = 0.0009x + 1.27$ , 其由 0.95 增加到 1.81。管道 P3 顶部土拱率的拟合公式为  $y = 0.0017x + 1.22$ , 其由 0.7 增加到 2.05; 管道 P3 上方 20 cm 处土拱率的拟合公式为  $y = 0.0017x + 1.45$ , 其由 0.89 增加到 2.55。

从中可以得出, 在模型箱底板下调阶段, 管道 P2 和 P3 的截面 1、截面 2 以及截面 3 顶部的土拱率比管道上方 20 cm 处小 5% 到 27%, 且管道顶部以及管道上方 20 cm 处的土拱率均随着模型箱底板的下调增大了 91% 到 193%, 表明地层沉陷过程中, 在管道上方 20 cm 处引发的负土拱效应大于管道顶部处, 且随着土体沉陷的发展, 管道顶部以及管道上方 20 cm 处的负土拱效应均越来越显著。在模型箱底板下调阶段, 管道 P3 顶部以及上方 20 cm 处土拱率的拟合公式斜率是管道 P2 的 1.9 倍, 表明随着土体沉降的发展, 与管道 P2 相比, 管道 P3 上覆土体中的负土拱效应增大得较为显著。这是因为管道 P3 的管顶埋深为 45 cm, 其所受到的上覆土压力比管道 P2 小 60%, 使得管道 P3 的竖向变形比管道 P2 小 45% 到 60%, 从而导致管道 P3 上覆土体与其邻近土体的沉降差要大于管道 P2。

2.3 试验管道的变形

当发生土体沉降时, 纵向抗弯刚度是衡量埋地管道受力变形性能最为重要的参数之一。在本次模型试验中, 管道 P1 的抗弯刚度 ( $EI$ ) 为  $4.16 \text{ kNm}^2$ , 管道 P2 和 P3 的抗弯刚度 ( $EI$ ) 为  $18.11 \text{ kNm}^2$ 。本文用修正的高斯曲线公式<sup>[23]</sup>对由模型试验得到的 HDPE 管道竖向变形数据进行拟合 (如图 11), 修正的高斯曲线公式为

$$S(x) = S_{\max} n / (n - 1 + \exp(\alpha(x/i)^2)) \Bigg\} \quad (1)$$
$$n = e^{\alpha} (2\alpha - 1) / (2\alpha + 1) + 1,$$

式中,  $S_{\max}$  为最大沉降量,  $i$  为沉降变形曲线的宽度系数,  $n$  为沉降变形曲线的形状系数,  $\alpha$  为修正系数, 可以保证在修正的高斯曲线中,  $i$  仍然为曲线的中轴线到其反弯点的距离。对于通过模型试验得到的试验管道的变形曲线, 其拟合参数见表 3。

表 3 修正高斯曲线公式的拟合参数

Table 3 Fitting parameters used in modified Gaussian curve

试验管道	$n$	$\alpha$
P1	2.0	1.05
P2	1.8	0.95
P3	1.5	0.79

从图 11 中可以看出, 3 根 HDPE 管道的纵向沉降变形均符合修正后的高斯曲线分布, 且当模型箱底板沉降槽变宽时 (第二次、第四次和第六次下调模型箱底板), 管道变形曲线的宽度系数  $i$  随之增大; 当模型箱底板沉降槽变深时 (第三次和第五次下调模型箱底板), 管道变形曲线的宽度系数  $i$  保持不变, 这表明管道变形曲线的宽度系数  $i$  随着模型箱底板沉降槽宽度的增大而增大, 而与模型箱底板沉降槽的深度无关。从图 11 中还可以看出, 管道 P2 的变形曲线形状系数 ( $n=1.8$ ) 小于管道 P1 的变形曲线形状系数 ( $n=2$ ), 表明管道沉降变形曲线随着管道抗弯刚度的增大而变宽; 管道 P3 的变形曲线形状系数 ( $n=1.5$ ) 小于管道 P2 的变形曲线形状系数 ( $n=1.8$ ), 表明对于抗弯刚度相同的管道, 上覆土层厚度的减小使得管道变形曲线的宽度增大。

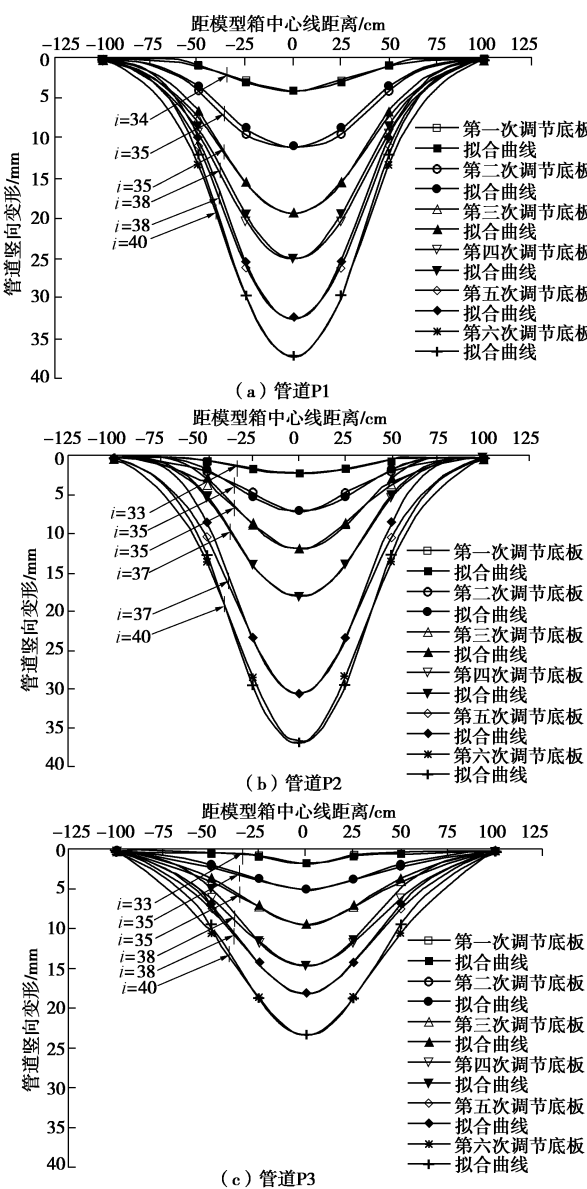


图 11 HDPE 管道的变形曲线

Fig. 11 Longitudinal deflections of HDPE pipes measured in model tests

2.4 土体不同深度处的沉降分布规律

图 12, 13 为模型试验中管道上覆土体不同深度处的沉降分布曲线图。从图 12 可以看出, 距离管道 P2 和 P3 顶部 20 cm 处的土体均出现了不同程度的“隆起”现象, 这是由于在模型箱底板下调过程中, 试验管道在靠近其端部位置处产生的弯曲变形所引起, 表明管道的存在对于土体的沉降趋势产生了明显的抑制作用。从图 13 可以看出, 与距离管道 P1 顶部 50 cm 处的土体沉降曲线相比, 距离管道 P2 顶部 50 cm 处的土体沉降曲线, 特别是在其距离管道中轴线 25 cm 处, 明显受到了管道对于土体沉降的抑制作用, 表明随着管道抗弯刚度的增加, 其对于土体沉降的抑制作用也随之增加。

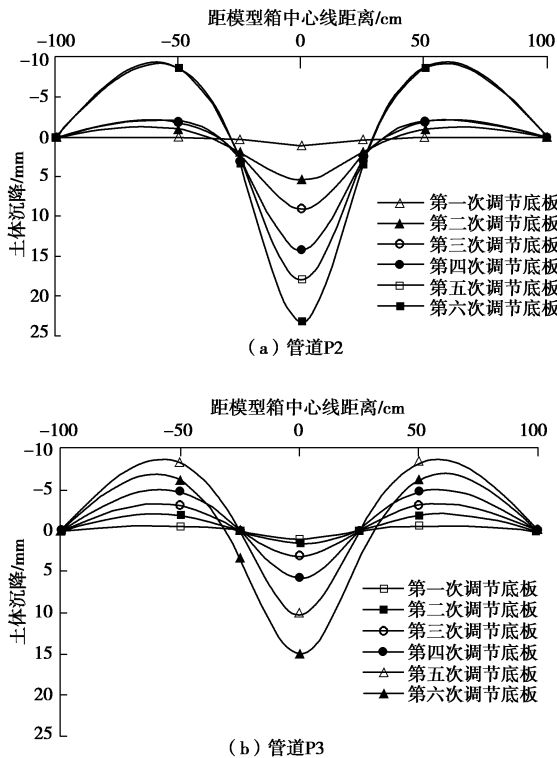


图 12 距离管道顶部 20 cm 处上覆土体的沉降分布  
Fig. 12 Soil settlements at 20 cm above top of pipe

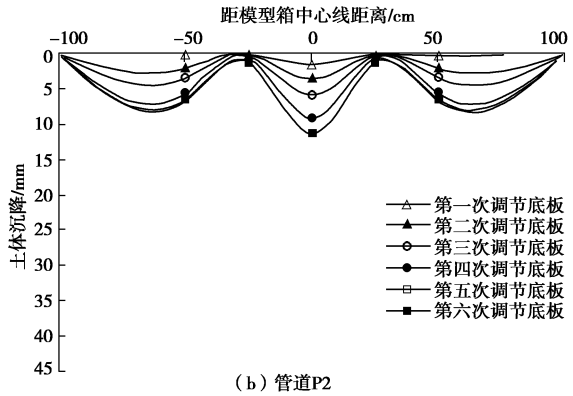
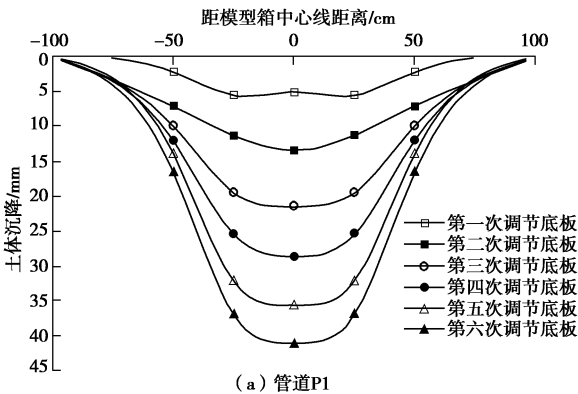


图 13 距离管道顶部 50 cm 处上覆土体的沉降分布  
Fig. 13 Soil settlements at 50 cm above top of pipe

2.5 不同深度处的沉降变形曲线百分比

在图 11~13 中, 管道变形曲线及其上覆土体沉降曲线与  $x$  轴所围成面积的代数和记为  $A_1$  (其中, 处于  $y$  轴正半轴范围内的曲线与  $x$  轴所围成的面积为正, 反之为负), 模型箱底板总的下调面积记为  $A_2$ , 定义沉降变形曲线百分比 (下文均简称为“沉降变形百分比”)  $\zeta = (A_1/A_2) \cdot 100\%$ , 其表征了土体沉陷变形以及管道的存在对于管道自身变形以及管道上覆土体沉降变形的影响, 即, 土体沉陷变形对于管道的变形及其上覆土体的沉降变形影响越大时,  $\zeta$  越大; 管道对于其上覆土体的沉降变形的抑制作用越大时,  $\zeta$  越小。

图 14 为试验管道及其上覆土体中距离模型箱底板不同位置处沉降变形百分比的变化规律。从图 14 中可以看出, 沉降变形百分比  $\zeta$  只与沉降变形发生的位置有关, 而与引起该沉降变形的土体沉陷变形量大小无关; 从图 14 (a) 中可以看出, 管道 P1 顶部的沉降变形百分比  $\zeta$  (84.7%) 是管道 P2 顶部 (72.34%) 的 1.17 倍, 表明土体沉陷变形对于管道变形的影响随着管道抗弯刚度的增大而减小; 管道 P2 顶部的沉降变形百分比  $\zeta$  (72.34%) 是管道 P3 顶部 (44.12%) 的 1.64 倍, 表明对于具有相同抗弯刚度的管道, 当上覆土层厚度减小时, 土体沉陷变形对于管道变形的影响也随之减小。

从图 14 (b) 中可以看出, P2 管道上方 20 cm 处土体的沉降变形百分比  $\zeta$  (9.14%) 大于 P3 管道上方 20 cm 处 (-4%), 表明对于具有相同抗弯刚度的管道, 当上覆土层厚度减小时, 管道对于其上覆土体的沉降抑制作用随之增大; 从图 14 (c) 中可以看出, P1 管道上方 50 cm 处土体的沉降变形百分比  $\zeta$  (90%) 是 P2 管道上方 50 cm 处 (25%) 的 3.6 倍, 表明管道的抗弯刚度越大, 管道对于其上覆土体沉降的抑制作用也越明显; 对比图 14 (b) 和 14 (c) 可以看出, P2 管道上方 50 cm 处的沉降变形曲线百分比 (25%) 是其上方 20 cm 处 (9.41%) 的 2.65 倍, 表明在管道上



覆土体中,随着土体的位置与管道距离的增加,管道对于土体沉降的抑制作用逐渐减弱。

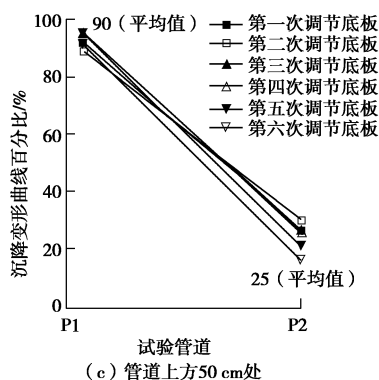
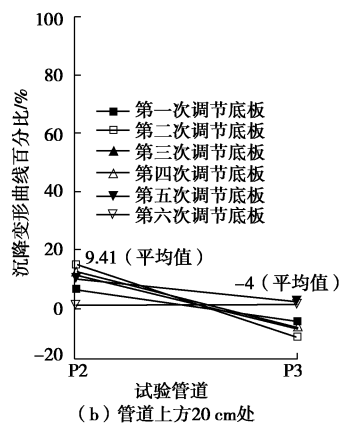
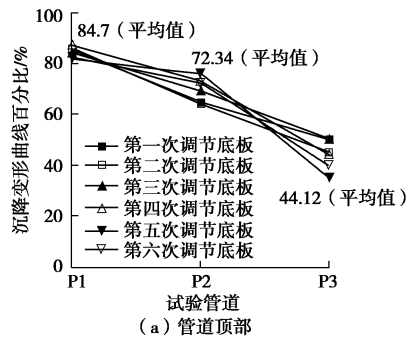


图 14 沉降变形曲线百分比  $\zeta$  的变化规律

Fig. 14 Variation of deformation ratio  $\zeta$  measured in model tests

### 3 结 论

本文通过室内大型模型试验,研究了地层沉陷过程中引起埋地HDPE管道受力变形及其上覆土层的沉降分布特征,通过对试验结果的分析得到如下结论:

(1)随着土体沉陷的发展,管道顶部以及管道上方的土压力随之增加,而管道侧向的土压力表现为波动式的变化。当管道截面底部的沉降槽变宽时,管道截面顶部、侧向及其上方的土压力随之增大;当管道截面底部的沉降槽变深时,管道截面顶部及其上方土压力的增加速率随之减小,管道截面侧向的土压力随之减小。

(2)随着土体沉陷的发展,管道顶部及其上方的土压力均随之增大,呈现出明显的负土拱效应,其中,管道上方20 cm处的负土拱效应最为显著。

(3)地层沉陷过程中HDPE管道的竖向变形符合修正高斯分布曲线,且管道变形曲线的宽度系数*i*随着模型箱底板沉降槽宽度的增大而增大,而与模型箱底板沉降槽的深度无关;当管道的抗弯刚度越大或者管道上覆土体厚度越小时,沉降变形在土体中的横向传播范围越大。

(4)沉降变形百分比 $\zeta$ 只与沉降变形发生的位置有关,而与引起该沉降变形的土体沉陷变形量大小无关;管道P1顶部的沉降变形百分比 $\zeta$ (84.7%)是管道P2顶部(72.34%)的1.17倍,表明土体沉陷对于管道竖向变形的影响随着管道抗弯刚度的增大而减小;管道P2顶部的沉降变形百分比 $\zeta$ (72.34%)是管道P3顶部(44.12%)的1.64倍,表明对于具有相同抗弯刚度的管道,当上覆土层厚度减小时,土体沉陷对于管道竖向变形的影响也随之减小。

(5)管道P2上方20 cm处土体的沉降变形百分比 $\zeta$ (9.41%)大于管道P3上方20 cm处(-4%),表明对于具有相同抗弯刚度的管道,当上覆土层厚度减小时,管道对于其上覆土体的沉降抑制作用随之增大;管道P1上方50 cm处土体的沉降变形百分比 $\zeta$ (90%)是管道P2上方50 cm处(25%)的3.6倍,表明管道的抗弯刚度越大,管道对于其上覆土体沉降的抑制作用也越明显。

### 参考文献:

- [1] 吴念. 我国HDPE双壁波纹管发展现状[J]. 塑料, 2007, 36(5): 39 - 42. (WU Nian. Development of domestic double-wall corrugated pipes[J]. Plastics, 2007, 36(5): 39 - 42. (in Chinese))
- [2] 陈秀华. HDPE双壁波纹管在市政排水工程中的应用优势[J]. 广东建材, 2006(6): 7 - 9. (CHEN Xiu-hua. The advantages of HDPE double-wall corrugated pipe in municipal drainage project[J]. Guangdong Building Materials, 2006(6): 7 - 9. (in Chinese))
- [3] 邢丽霞, 阙列东. 我国的地面塌陷及其危害[J]. 中国地质灾害与防治学报, 1997, 8(增刊): 23 - 28. (XING Li-xia, QUE Lie-dong. The distribution and harm of the land collapses in China[J]. Chinese Journal of Geological Hazards and Control, 1997, 8(S): 23 - 28. (in Chinese))
- [4] WINKLER E. Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit[D]. Czechoslovakia: Dominicus Prague, 1867. (WINKLER E. The theory of elasticity and stiffness[D]. Czechoslovakia:

- Dominicus Prague, 1867. (in Czech))
- [5] HETENYI M. Beams on elastic foundation: theory with applications in the fields of civil and mechanical engineering[M]. Ann Arbor: University of Michigan Press, 1964.
- [6] 张士乔, 李 洵, 吴小刚. 地基差异沉降时管道的纵向力学性状分析[J]. 中国农村水利水电, 2003(7): 46 - 48. (ZHANG Tu-qiao, LI Xun, WU Xiao-gang. Analysis of longitudinal mechanical properties for pipeline during foundation uneven settlement[J]. China Rural Water and Hydropower, 2003(7): 46 - 48. (in Chinese))
- [7] KERR A D. Elastic and viscoelastic foundation models[J]. Journal of Applied Mechanics, 1964, **31**(3): 491 - 498.
- [8] FILONENKO-BORODICH M M. Some approximate theories of the elastic foundation[J]. Uchenye Zapiski Moskovskogo Gosudarstvennogo Universiteta Mekhanika, 1940, **46**: 3 - 18.
- [9] HETENYI M. A general solution for the bending of beams on an elastic foundation of arbitrary continuity[J]. Journal of Applied Physics, 2004, **21**(1): 55 - 58.
- [10] KERR A D. Elastic and viscoelastic foundation models[J]. Journal of Applied Mechanics, 1964, **31**(3): 491 - 498.
- [11] 申文明, 唐晓武, 边学成, 等. 地基不均匀沉降时埋地管涵纵向力学模型探讨[J]. 工业建筑, 2010(10): 82 - 85. (SHEN Wen-ming, TANG Xiao-wu, BIAN Xue-cheng. Study on the longitudinal mechanical model of buried culvert during foundation differential settlement[J]. Industrial Construction, 2010(10): 82 - 85. (in Chinese))
- [12] 冯启民, 高惠英. 受沉陷作用埋地管道破坏判别方法[J]. 地震工程与工程振动, 1997, **17**(2): 59 - 66. (FENG Qi-min, GAO Hun-ying. Damage criteria of buried pipelines through ground settlement zone[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1997, **17**(2): 59 - 66. (in Chinese))
- [13] 高惠瑛, 冯启民. 场地沉陷埋地管道反应分析方法[J]. 地震工程与工程振动, 1997, **17**(1): 68 - 75. (GAO Hui-ying, FENG Qi-min. Response analysis for buried pipelines through settlement zone[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 1997, **17**(1): 68 - 75. (in Chinese))
- [14] 柳春光, 史永霞. 沉陷区域埋地管线数值模拟分析[J]. 地震工程与工程振动, 2008, **28**(4): 178 - 183. (LIU Chun-guang, SHI Yong-xia. Numerical analysis of buried pipelines subjected to the settlement[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008, **28**(4): 178 - 183. (in Chinese))
- [15] 刘学杰, 孙绍平. 地下管道穿越断层的应变设计方法[J]. 特种结构, 2005, **22**(2): 81 - 85. (LIU Xue-jie, SUN Shao-ping. The strain-based design method of underground pipeline crossing faults[J]. Special Structure, 2005, **22**(2): 81 - 85. (in Chinese))
- [16] 李小军, 侯春林, 赵 雷, 等. 考虑压缩失效时埋地管线跨地震断层的最佳交角研究[J]. 应用基础与工程科学学报, 2006, **14**(2): 203 - 209. (LI Xiao-jun, HOU Chun-lin, ZHAO Lei. Study on the best crossing angle between pipeline and faoult considering compression failure of pipe[J]. Journal of Basic Science and Engineering, 2006, **14**(2): 203 - 209. (in Chinese))
- [17] 金 浏, 王 苏, 杜修力. 场地沉陷作用下埋地管道屈曲反应分析[J]. 世界地震工程, 2011, **27**(2): 142 - 147. (JIN Liu, WANG Su, DU Xiu-li. Buckling respionse analysis of buried pipelines subjected to the site soil settlement[J]. World Earthquake Engineering, 2011, **27**(2): 142 - 147. (in Chinese))
- [18] RAKITIN B, XU M. Centrifuge testing to simulate buried reinforced concrete pipe joints subjected to traffic loading[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2015, **52**(11): 1762 - 1774.
- [19] VORSTER T E B. The effects of tunnelling on buried pipes[D]. Cambridge: Cambridge University, 2005.
- [20] WANG F, DU Y J, YANG X M. Physical modeling on ground responses to tunneling in sand considering the existence of HDPE pipes[J]. Geotechnical Testing Journal, 2015, **38**(1): 85 - 97.
- [21] DHAR A S, MOORE I D, MCGRATH T J. Two-dimensional analyses of thermoplastic culvert deformations and strains[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2004, **130**(2): 199 - 208.
- [22] COREY R, HAN J, KHATRI D K, et al. Laboratory study on geosynthetic protection of buried steel-reinforced HDPE pipes from static loading[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, **140**(6): 1 - 10.
- [23] VORSTER T E, KLAR A, SOGA K, et al. Estimating the effects of tunneling on existing pipelines[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, **131**(11): 1399 - 1410.