DOI:10.11918/202210120

基于 Kerr 地基模型单井降水邻近管线变形计算方法

管凌霄[1,2,3],徐长节[1,2,3,4],可文海[1,2,3],冯国辉[4],夏雪勤[1,2,3],孙 洋[5]

(1.轨道交通基础设施性能监测与保障国家重点实验室(华东交通大学),南昌 330013;2.江西省地下空间技术开发工程研究中心(华东交通大学),南昌 330013;3.江西省岩土工程基础设施安全与控制重点实验室(华东交通大学),南昌 330013;4.滨海和城市岩土工程研究中心(浙江大学),杭州 310058;5.江西省交通科学研究院有限公司,南昌 330013)

摘 要:为了研究单井降水对邻近管线的影响,基于 Kerr 地基模型结合两阶段法提出了一种单井降水引起邻近管线竖向变形的计算方法。在第一阶段采用有效应力原理与 Dupuit 假定计算出降水引起邻近管线受到的附加应力,第二阶段将管线视作搁置在三参数 Kerr 地基上 Euler-Bernoulli 梁,以此模拟管线与土的相互作用进而推导出管线的竖向位移。通过与原位降水试验及 Winkler 模型的结果进行对比,验证了所提方法的准确性,并进一步分析了土体弹性模量、渗透系数、管-井间距以及水位降深变化对管线竖向位移的影响。分析结果表明:所采用的 Kerr 地基模型考虑了土体变形的连续性,相比 Winkler 地基模型更具优越性;土体渗透系数及管-井间距对管线变形影响较小,而土体弹性模量与降水井内水位降深影响较大;土体弹性模量减小、水位降深增大均导致管线变形明显增大,且易引起管线位移超过允许值,应针对相应因素采取防控措施。

关键词:单井降水;既有管线;有效应力原理;两阶段法;Kerr 地基

中图分类号:TU93 **文献标志码**:A **文章编号**:0367-6234(2023)11-0107-08

Calculation method of pipeline deformation adjacent to single well dewatering based on the Kerr foundation model

GUAN Lingxiao[1,2,3], XU Changjie[1,2,3,4], KE Wenhai[1,2,3], FENG Guohui[4], XIA Xueqin[1,2,3], SUN Yang[5]

(1. State Key Laboratory of Performance Monitoring Protecting of Rail Transit Infrastructure(East China Jiaotong University), Nanchang 330013, China; 2. Engineering Research & Development Centre for Underground Technology of Jiangxi Province (East China Jiaotong University), Nanchang 330013, China; 3. Jiangxi Key Laboratory of Infrastructure Safety Control in Geotechnical Engineering(East China Jiaotong University), Nanchang 330013, China; 4. Research Center of Coastal and Urban Geotechnical Engineering (Zhejiang University), Hangzhou 310058, China; 5. Jiangxi Transportation Institute Co., Ltd., Nanchang 330013, China)

Abstract: To investigate the impact of single well precipitation on nearby pipelines, a calculation method of vertical displacement of adjacent pipeline caused by single well dewatering is proposed based on the Kerr foundation model and the two-stage method. In the first stage, the effective stress principle and Dupuit assumption are used to calculate the additional stress caused by dewatering in the adjacent pipeline. In the second stage, the pipeline is regarded as an Euler-Bernoulli beam resting on the three-parameter Kerr foundation to simulate the interaction between the pipeline and the soil and deduce the vertical displacement of the pipeline. The correctness of the proposed method is verified by comparing it with the results of the Winkler foundation model and the in-situ pumping test. The influences of the elastic modulus of soil, permeability coefficient, pipeline-well spacing, and water level drop depth on the vertical displacement of the pipeline are further analyzed. The analysis results show that the Kerr foundation model adopted in this paper considers the continuity of soil deformation and has more advantages than the Winkler foundation model. Soil permeability coefficient and pipeline-well spacing have little effect on pipeline deformation. However, the soil elastic modulus and the water level drop depth have a significant effect. The decrease of soil elastic modulus and the increase of water level decrease both lead to the apparent increase of pipeline deformation and easily cause pipeline displacement to exceed the allowable value. Therefore, prevention and control measures should be taken according to the corresponding factors.

Keywords: single well dewatering; existing pipeline; effective stress principle; two-phase method; Kerr foundation

收稿日期:2022-10-31;**录用日期**:2023-03-19;**网络首发日期**:2023-07-03
网络首发地址:https://kns.cnki.net/kcms2/detail/23.1235.T.20230703.0902.002.html
基金项目:国家杰出青年科学基金(51725802);国家自然科学基金(52108321,52238009);江西省自然科学基金-揭榜挂帅项目(20223BBG71018);江西省研究生创新资金(YC2022-B175)
作者简介:管凌霄(1996—),男,博士研究生;徐长节(1972—),男,教授,博士生导师
通信作者:徐长节,xucj@zju.edu.cn

在岩土工程中常采用地下降水的方式对施工条件进行改善,如为了开挖基坑及加固软土地基等[1-2]。而地下水位下降会引起原水位下方土体的有效应力增加,导致邻近土体及既有管线产生变形[3]。地下管线作为城市的生命线,其服役状态稍有差池便可造成巨大的生命财产损失[4]。因此如何准确预测地下降水对邻近管线的影响,已成为城市地下空间建设亟待解决的问题。

目前已有众多学者对地下降水引起的邻近地下管线变形问题展开研究[5-14]。文献[5]结合工程实例建立三维有限元模型模拟了降水引起的邻近管线不均匀沉降。文献[7]结合有限差分法与流固耦合理论研究了降水施工中,市政管线产生的受力变形。文献[9]采用多种方法对基坑降水引起邻近地下管线变形问题进行研究。文献[10]结合天津西站基坑工程,建立数值模型研究了降水对邻近地铁隧道的影响。文献[13]采用两阶段分析法,基于 Pasternak 地基梁模型,推导了地下降水引起邻近管线变形的解析解。文献[14]采用两阶段分析法,基于 Pasternak 地基梁模型,分析了基坑正下方隧道因开挖与降水引起的变形,结果表明降水对下卧隧道的影响不应被忽视。

在针对既有管线与土相互作用的现有研究中,弹性地基梁是较为常见的理论方法,常用的地基模型有 Winkler 地基[16]与 Pasternak 地基[17]。如图 1 所示,Winkler 模型将土体视作相互独立的弹簧,是仅考虑土体弹簧刚度的单参数模型;Pasternak 模型在 Winkler 模型基础上通过将弹簧单元与一层只能产生剪切变形的剪切层连接,采用土体弹簧刚度与剪切层刚度两个参数考虑土体变形的连续性[18]。三参数的 Kerr 地基梁模型[19]是对双参数模型的进一步深化[20],如图 1(c)所示,该模型具有两个弹簧层(刚度为 c,k)分别位于剪切层两侧,可以更好地考虑土体的剪切变形。文献[21]采用了 Kerr 地基模型研究盾构隧道下穿引起上覆既有隧道的竖向位移,结果表明 Kerr 地基模型计算结果更为准确。

综上,为准确预测管线因单井降水引起的竖向变形,本文采用两阶段法在第一阶段结合有效应力原理与 Dupuit 假定计算出降水引起邻近管线受到的附加应力,在第二阶段采用三参数 Kerr 地基梁模型模拟管线与土的相互作用,得到了单井降水引起邻近管线的竖向位移。随后将本文所提方法与既有文献结果及原位试验结果进行对比,验证了本文方法的准确性,并深入研究了土体弹性模量 E_s、渗透系数 k_t、管线与降水井间距 d 以及水位降深 s_w 变化对管线竖向位移的影响。

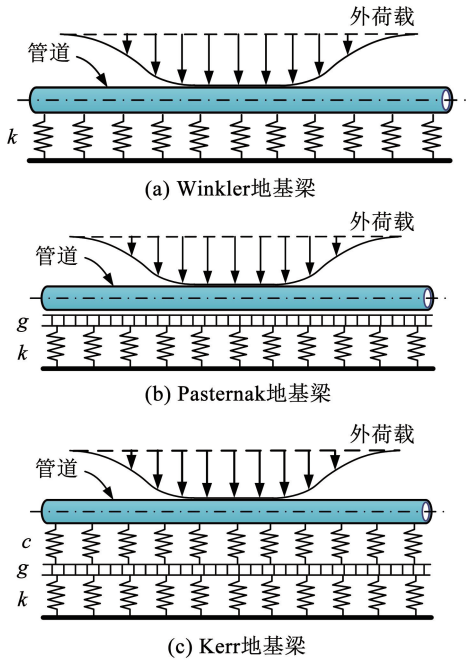


图 1 弹性地基梁模型示意图

Fig. 1 Elastic foundation beam model diagram

1 方程的建立

地下降水将不可避免地引起周围地下水位发生变化,地下水位受到影响范围的半径称为降水半径。根据萨库金公式[22],降水半径 R 的计算公式为

$$R = 2s_w\sqrt{kH_0} \tag{1}$$

式中:s_w为降水井的水位降深,$s_w = H_0 - H_t$,H_0 为潜水含水层的初始水位高度,H_t为降水后井中的水位高度。

在降水半径内,水位下降会导致土中孔隙水压力下降,进而引起有效应力增加,此时降水半径范围内存在的既有管线会受到降水的影响。如图 2 所示,A 为降水井,半径为 R_0,既有管线与降水井垂直水平距离为 d。以管线轴线上距降水井最近的 O 点为原点,沿管线方向建立 x 轴。B 点,B'点为降水半径与管线的交点。

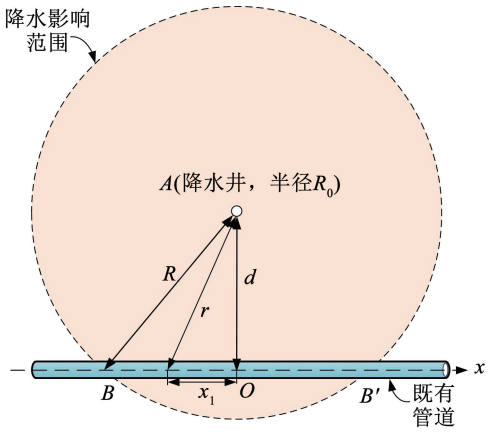


图 2 降水半径

Fig. 2 Radius of dewatering

1.1　单井降水引起的有效应力

如图 3 所示，降水会使在地下水位形成漏斗形状的降水曲线，基于 Dupuit 假定，某一水位高度的过水流量等于井的抽水量[22]，即

$$Q = 2\pi r h k_t \frac{\mathrm{d}h}{\mathrm{d}r} \tag{2}$$

式中：r 为某点与降水井的水平距离，h 为该位置的水位高度，k_t 为土体的渗透系数。

降水井与降水半径位置的水位边界条件为

$$\begin{cases} h = H_0, r = R \\ h = H_t, r = R_0 \end{cases} \tag{3}$$

将式(3)代入式(2)，可得降水曲线公式：

$$h(r) = \sqrt{H_0^2 - \frac{Q}{\pi k}\ln\frac{R}{r}} = \sqrt{H_0^2 - (H_0^2 - H_t^2)\frac{\ln\dfrac{R}{r}}{\ln\dfrac{R}{R_0}}} \tag{4}$$

如图 3 中所示，根据与计算点的相对位置，预降水引起的有效应力可分为两种情况计算。C_1 点与 C_2 点在降水后分别位与水位的上方和下方，两点的有效应力增量 $\Delta\sigma_1$，$\Delta\sigma_2$ 计算公式分别为

$$\Delta\sigma_1 = \sigma_{t1} - \sigma_{01} = (h_0 + h_1)\gamma - (h_0\gamma + h_1\gamma_s - h_1\gamma_w) = h_1(\gamma - \gamma_s + \gamma_w) \tag{5}$$

$$\Delta\sigma_2 = \sigma_{t2} - \sigma_{02} = [(h_0 + H_0 - h)\gamma + (h_2 - H_0 + h)(\gamma_s - \gamma_w)] - (h_0\gamma + h_2\gamma_s - h_2\gamma_w) = (H_0 - h)(\gamma - \gamma_s + \gamma_w) \tag{6}$$

式中：σ_t，σ_0 分别为降水前后 C_1 点与 C_2 点的有效应力，h_0 为初始水位距离地表的埋深，h_1 和 h_2 分别为 C_1 点、C_2 点与初始水位的高差。γ、γ_s 和 γ_w 分别为土体重度、土体饱和重度以及水的重度。

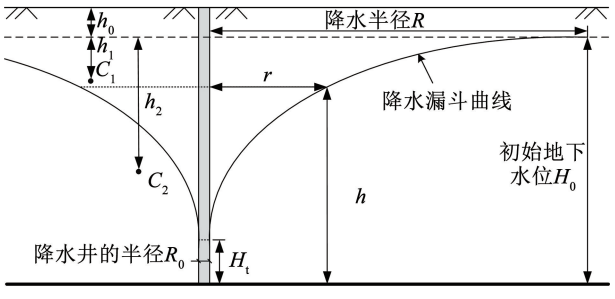
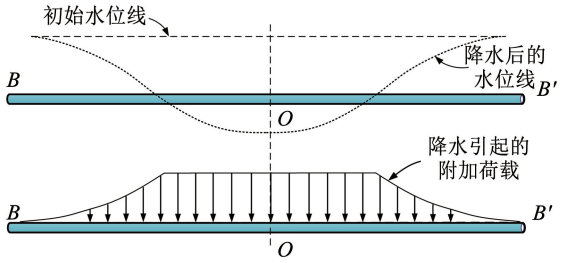


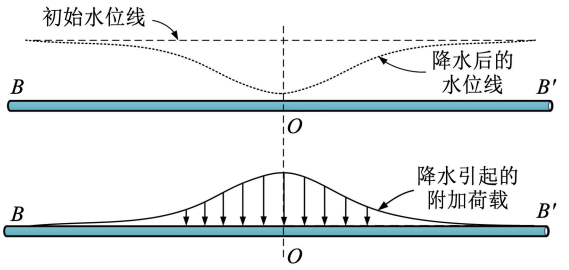
图 3　降水曲线

Fig. 3　Curve of water level

根据管线与水位的相对位置不同，降水引起的管线附加应力也有所区别，因此可分为两种情况进行计算：1）降水后，部分水位降至管线下方；2）降水后，地下水位均高于管线。两种情况下管线所受到的附加应力如图 4 所示。



(a) 降水后水位高于管线



(b) 降水后部分水位低于管线

图 4　水位及附加荷载分布

Fig. 4　Water level and additional load distribution

1）降水后，部分水位降至管线下方时管线受到的附加应力分为两部分计算。首先，由图 2 可知，管线上任意点横坐标 x_1 与降水井的水平距离 $r = \sqrt{x_1^2 + d^2}$，将其代入式(4)和式(6)，可计算出降水后仍处于水位下方的管线附加应力，即

$$\sigma(x) = \left(H_0 - \sqrt{H_0 - (H_0^2 - H_t^2)\frac{\ln\dfrac{R}{\sqrt{x^2 + d^2}}}{\ln\dfrac{R}{R_0}}}\right)\cdot(\gamma - \gamma_s + \gamma_w) \tag{7}$$

其次，处于水位上方的管线受到的附加应力一定值，此时可视为管线轴线位于图 3 中 C_1 点的情况，因此降水后，位于水位上方管线的附加应力为

$$\sigma = h_1(\gamma - \gamma_s + \gamma_w) \tag{8}$$

需要注意的是，此时 h_1 为初始水位与管线轴线的距离。当 $h(r) = H_0 - h_1$ 时，正好为水位与管线的交点，因此可以得到该点 x 的坐标为

$$x = \sqrt{\left(R^{\frac{(H_0 - h_1)^2 - H_t^2}{H_0^2 - H_t^2}} \cdot R_0^{\frac{(2H_0h_1 - h_1^2)}{H_0H_0 - H_t^2}}\right)^2 - d^2} \tag{9}$$

基于此，降水后部分水位降至管线下方时，管线附加应力的计算公式为

$$\sigma(x) = \begin{cases} \left(H_0 - \sqrt{H_0^2 - (H_0^2 - H_t^2)\dfrac{\ln\dfrac{R}{\sqrt{x^2 + d^2}}}{\ln\dfrac{R}{R_0}}}\right)\cdot(\gamma - \gamma_s + \gamma_w), \\ \quad x^2 > \left(R^{\frac{(H_0 - h_1)^2 - H_t^2}{H_0^2 - H_t^2}} \cdot R_0^{\frac{(2H_0h_1 - h_1^2)}{H_0^2 - H_t^2}}\right)^2 - d^2 \\ h_1(\gamma - \gamma_s + \gamma_w), \\ \quad x^2 \leqslant \left(R^{\frac{(H_0 - h_1)^2 - H_t^2}{H_0^2 - H_t^2}} \cdot R_0^{\frac{(2H_0h_1 - h_1^2)}{H_0^2 - H_t^2}}\right)^2 - d^2 \end{cases} \tag{10}$$

2)当降水后地下水位均高于管线时,管线任意位置都处于水位下方,因此可采用式(7)计算此时管线的附加应力。

1.2 基于 Kerr 地基模型的管线控制方程

基于 Kerr 地基管线与土相互作用模型,作出如下假设:1)管线周围土体为均质弹性土体;2)假设管线为一根搁置在 Kerr 地基上的 Euler-Bernoulli 梁,Kerr 地基模型的剪切层只产生剪切变形;3)管线与地基土始终保持接触,两者的变形在接触面协调。

假设在附加荷载 $p(x)$ 的作用下,Kerr 地基上的管线产生了竖向位移,则其竖向位移 $w(x)$ 可表示为

$$w(x) = w_1(x) + w_2(x) \tag{11}$$

式中:$w_1(x)$ 与 $w_2(x)$ 分别为第一层弹簧和土体剪切层的变形量。

管线以及剪切层下方的应力分别为

$$q_1(x) = cw_1(x) = c[w(x) - w_2(x)] \tag{12}$$

$$q_2(x) = kw_2(x) \tag{13}$$

此外,对于剪切层有

$$q_1(x) = -g\frac{\mathrm{d}^2 w_2(x)}{\mathrm{d}x^2} + kw_2(x) \tag{14}$$

式中:k 为第二层土体弹簧的刚度,c 为第一层土体弹簧的刚度,g 为土体剪切层的剪切刚度。

联立式(12)与式(14)可得

$$w(x) = \left(1 + \frac{k}{c}\right)w_2(x) - \frac{g}{c}\frac{\mathrm{d}^2 w_2(x)}{\mathrm{d}x^2} \tag{15}$$

管线在降水引起的附加荷载作用下的位移控制方程为

$$EI\frac{\mathrm{d}^4 w(x)}{\mathrm{d}x^4} + q_1(x)D = p(x)D \tag{16}$$

式中:EI 为管线的抗弯刚度,D 为管线外直径。

将式(14)与式(15)代入式(16)后可得到

$$\frac{EIg}{Dc}\frac{\mathrm{d}^6 w_2(x)}{\mathrm{d}x^6} - \frac{EI(c+k)}{Dc}\frac{\mathrm{d}^4 w_2(x)}{\mathrm{d}x^4} + g\frac{\mathrm{d}^2 w_2(x)}{\mathrm{d}x^2} - kw_2(x) = -p(x) \tag{17}$$

式(17)写成差分形式为

$$\alpha(w_2)_{i+3} + \beta(w_2)_{i+2} + \chi(w_2)_{i+1} + \delta(w_2)_i + \chi(w_2)_{i-1} + \beta(w_2)_{i-2} + \alpha(w_2)_{i-3} = -p_i \tag{18}$$

式中:$\begin{pmatrix}\alpha\\ \beta\\ \chi\\ \delta\end{pmatrix} = \begin{pmatrix}1 & 0 & 0 & 0\\ -6 & -1 & 0 & 0\\ 15 & 4 & 1 & 0\\ -20 & -6 & -2 & -1\end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix}\dfrac{EIg}{Dcl^6}\\ \dfrac{EI(c+k)}{Dcl^4}\\ \dfrac{g}{l^2}\\ k\end{pmatrix}$,

其中 $l = L/n$ 为长度为 L 的管线差分为 n 段后的长度;$i = 0,1,2,\cdots,(n-1),n$。

为了方便计算,管线两端各增加 3 个虚拟节点(分别为节点 $-3,-2,-1$ 与节点 $n+1,n+2,n+3$)。结合边界条件,消去节点节点 $-3,-2,-1$ 与节点 $n+1,n+2,n+3$,可得到剪切层位移方程:

$$\{W_2\} = \{K\}^{-1} \cdot \{P\} \tag{19}$$

式中:$\{W_2\} = [(w_2)_0, (w_2)_1, \cdots, (w_2)_{n-1}, (w_2)_n]^{\mathrm{T}}$,$\{P\} = [-p_0, -p_1, \cdots, -p_{n-1}, -p_n]^{\mathrm{T}}$。

对于管线两端无约束的情况下,两端剪力 Q_p 弯矩 M_p 均为 0,位于管线两端的土体剪切层弯矩 M_s 也为 0,即

$$\begin{cases} M_{p0} = M_{pn} = -EI\dfrac{\mathrm{d}^2 w(x)}{\mathrm{d}x^2}\Big|_{i=0,i=n} = 0\\ M_{s0} = M_{sn} = -EI\dfrac{\mathrm{d}^2 w_2(x)}{\mathrm{d}x^2}\Big|_{i=0,i=n} = 0\\ Q_{p0} = Q_{pn} = -EI\dfrac{\mathrm{d}^3 w_2(x)}{\mathrm{d}x^3}\Big|_{i=0,i=n} = 0 \end{cases} \tag{20}$$

式中:

$$\begin{cases} \dfrac{\mathrm{d}^2 w_2(x)}{\mathrm{d}x^2} = \dfrac{(w_2)_{i+1} - 2(w_2)_i + (w_2)_{i-1}}{l^2}\\ \dfrac{\mathrm{d}^3 w_2(x)}{\mathrm{d}x^3} = \dfrac{(w_2)_{i+2} - 2(w_2)_{i+1} + 2(w_2)_{i-1} - (w_2)_{i-2}}{2l^3} \end{cases} \tag{21}$$

因此,可得

$$\{K\} = \begin{bmatrix} A_1 & A_3 & A_6 & 2\alpha & & & & & \\ A_2 & A_5 & A_7 & \beta & \alpha & & & & \\ A_4 & A_7 & \delta & \chi & \beta & \alpha & & & \\ \alpha & \beta & \chi & \delta & \chi & \beta & \alpha & & \\ & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \\ & & \alpha & \beta & \chi & \delta & \chi & \beta & \alpha \\ & & & \alpha & \beta & \chi & \delta & A_7 & A_4 \\ & & & & \alpha & \beta & A_7 & A_5 & A_2 \\ & & & & & 2\alpha & A_6 & A_3 & A_1 \end{bmatrix}_{(n+1)\times(n+1)} \tag{22}$$

式中:

$$\begin{cases} A_1 = \delta + 2\chi + 4\beta + 8\alpha\\ A_2 = \chi + 2\beta + 2\alpha\\ A_3 = -4\beta - 10\alpha\\ A_4 = \beta + 2\alpha\\ A_5 = \delta - \beta\\ A_6 = 2\beta + 2\alpha\\ A_7 = \chi - \alpha \end{cases} \tag{23}$$

在得出 $\{W_2\}$ 后,代入式(15)便可得出管线的竖向位移 $\{W\}$。

1.3　Kerr 地基模型参数的选取

根据简化弹性空间法，文献[21]给出了 Kerr 地基模型中两层土体弹簧的刚度 c 与 k 以及土体剪切层的刚度 g 的计算方法，即

$$\begin{cases} c = 3k \\ k = 4E_s/(3T) \\ g = 2E_sT/(9+9v) \end{cases} \tag{24}$$

式中：E_s 为土体的弹性模量；T 为地基厚度，取 2.5 倍的管线直径[22]；v 为土体的泊松比。由于简化弹性空间法存在大量假设，文献[23]在进一步研究后，修正了第一层土体弹簧刚度的取值：$c = 1.9k$。

2　算例验证

为了验证本文方法的准确性，收集了单井降水试验[24]下邻近既有管线的监测数据，与本文计算方法所得结果进行对比。文献[24]报道了原位单井降水试验案例，试验场地含水层厚度为 20.0 ~ 26.4 m，水位位于地表以下 1.3 ~ 2 m，取平均值可得初始水位高度 $H_0 = 23.2$ m，初始水位埋深 $h_0 = 1.65$ m。加权平均得到的土体天然重度 $\gamma = 18$ kN/m^3，饱和重度 $\gamma_s = 18.5$ kN/m^3，渗透系数 $k_t = 4.32$ m/d，泊松比 $v_s = 0.3$，土体弹性模量 $E_s = 10$ MPa。降水试验中一次性水位下降 $s_w = 12$ m，与降水井垂直水平距离 $d = 10$ m 处存在一条既有管线，埋深 $z_0 = 6$ m，直径 $D = 1$ m，壁厚 0.1 m，管线弹性模量 $E_t = 30$ GPa。

图 5 为本文方法计算的管线竖向位移与降水试验结果的对比。

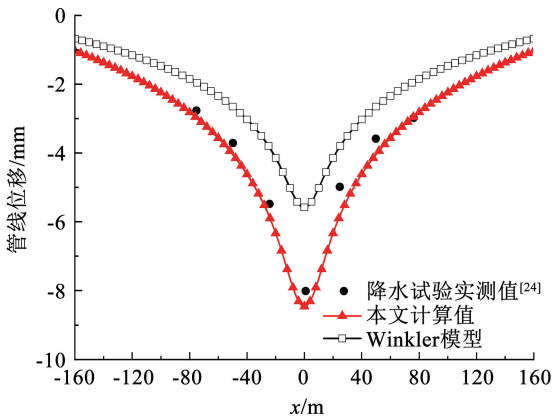


图 5　与降水试验结果对比

Fig. 5　Comparison with dewatering test results

从图 5 可以看出，由于 Winkler 地基模型（当 $g = 0$，$c = \infty$ 时，本文模型即退化为 Winkler 模型）在受到外力作用时，地基上某点的变形只与该点的受力有关而不受周围土体的影响，与实际土体变形情况不同，因此计算结果与实测值存在偏差。而本文方法采用的 Kerr 地基模型引入了土体剪切刚度 g 与第二层土体弹簧刚度 c，可以更好地考虑土体的剪切变形以模拟地基土变形的连续性，故本文方法计算结果与降水试验结果更为吻合。本文计算所得管线位移最大值为 8.46 mm，略大于试验值 8.01 mm。通过与原位试验的实测数据对比，说明了本文方法具有较好的合理性与准确性。

3　参数分析

为了研究各因素对降水引起管线位移的影响，假设以下工程概况进行分析：地下初始水位 $H_0 = 30$ m，初始水位埋深 $h_0 = 2$ m，降水井半径 $R_0 = 0.1$ m，降水后井中水位 $H_t = 20$ m，预降水后水位下降 $s_w = 10$ m；土体参数：渗透系数 $k_t = 1$ m/d，弹性模量 $E_s = 50$ MPa，泊松比 $v = 0.3$，土体重度 $\gamma = 18$ kN/m^2，饱和重度 $\gamma_s = 20$ kN/m^2；管线参数：轴线与降水井的垂直水平距离 $d = 12$ m，埋深 $z_0 = 8$ m，$h_2 = 6$ m，直径 $D = 6$ m，壁厚 0.3 m，抗弯刚度 $EI = 7.548 \times 10^5$ MN·m^2。在针对某一参数进行分析时，只有该参数取值发生变化，其他参数不变。

3.1　土体弹性模量 E_s

为研究土体弹性模量 E_s 对管线变形的影响，取 5 组土体弹性模量 E_s 进行分析，分别为 10 MPa、20 MPa、30 MPa、40 MPa 以及 50 MPa。在 5 组土体弹性模量 E_s 下，采用本文方法计算所得预降水引起的管线位移曲线如图 6 所示。从图 6 可看出随着土体弹性模量 E_s 从 60 MPa 减小到 20 MPa 时，管线的最大竖向位移从 5.15 mm 迅速增加到 14.50 mm。这是因为土体弹性模量 E_s 增大时，地基更不容易产生变形，而且当管线变形时，地基能提供更大的反力阻止管线变形。因此在软土地区进行降水施工前，可以通过对管线周边土体进行加固，进而达到减小管线变形的目的。

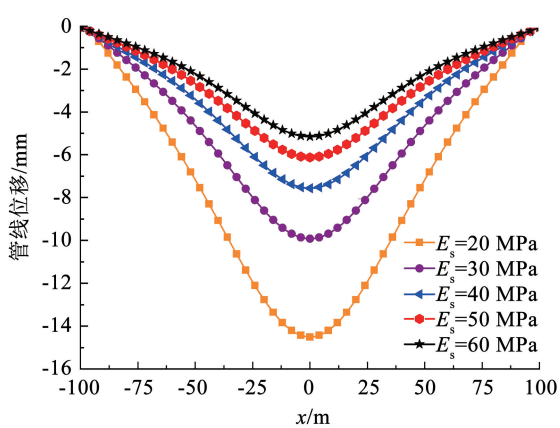


图 6　不同土体弹性模量下管线的位移曲线

Fig. 6　Curves of pipeline displacement under different elastic modulus of soil E_s

3.2 渗透系数 k_t

为研究渗透系数 k_t 对管线变形的影响，取 5 组渗透系数 k_t 进行分析，分别为 0.5 m/d、1 m/d、1.5 m/d、2 m/d 以及 2.5 m/d。在 5 组渗透系数 k_t 下，采用本文方法计算所得预降水引起的管线位移曲线如图 7 所示。从图 7 可看出管线竖向位移随着渗透系数的增大而增大，随着渗透系数 k_t 从 0.5 m/d 增大到 2.5 m/d 时，管线的最大竖向位移从 5.02 mm增大到 7.22 mm，增大的幅度逐渐减小。同时可以看出当渗透系数 $k_t=0.5$ m/d 时，管线竖向位移在 $|x|\geqslant 77$ 的部分出现隆起。这是因为当土体渗透系数 $k_t=0.5$ m/d 时，降水半径 $R=77.56$ m，根据勾股定理可以计算管线受到附加荷载的范围为 $|x|\leqslant 76.63$（图 2 中的 BB' 段），因此管线在未受到附加荷载的部分由于自身抗弯刚度的原因出现隆起。

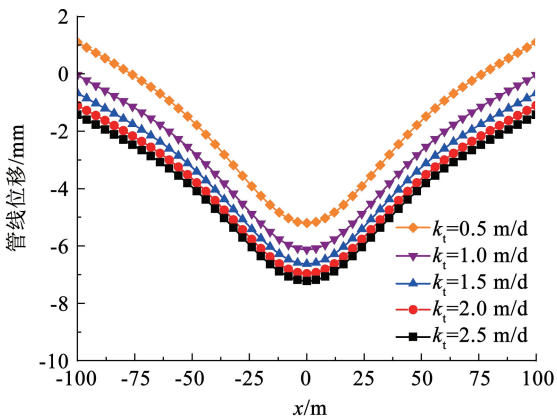


图 7 不同渗透系数 k_t 下的管线位移曲线

Fig. 7 Curves of pipeline displacement under different permeability coefficient of soil k_t

3.3 管线与降水井的间距 d

为研究管线与降水井的间距 d 对管线变形的影响，取 5 组间距进行分析，分别为 6 m、8 m、10 m、12 m以及 14 m。采用本文所提方法计算所得的5 组间距 d 时，预降水引起的管线位移曲线如图 8 所示。从图 8 可看出管线产生的竖向位移随着间距 d 的增加而减小。当间距 d 从 6 m 增大到 30 m 时，管线的最大竖向位移从 7.20 mm 减小到 3.95 mm。这是由于降水过程中距离降水井越远的位置水位变化的越小，因此对管线造成的影响也较小，即管线距离降水井越远，受到降水的影响减弱。

3.4 水位降深 s_w

为研究土体中水位降深 s_w 对管线变形的影响，取 5 组降水后井中水位 H_t 进行分析，分别为 20 m、15 m、10 m、5 m 以及 0 m，与之对应的水位降深 s_w 分别为 10 m、15 m、20 m、25 m 以及 30 m。在 5 组水位降深 s_w 时，本文方法计算所得预降水后的地下水位如图 9 所示。从图 9 中可以看出随着井中水位降深 s_w 的增加，周围地层中的水位随之整体下降，下降的幅度逐渐减少。当降水井内水位降深 s_w 达到 20 m时，管线轴线仍然处于地下水位的下方，此时管线上所受到的附加应力采用式(7)计算即可。但随着水位降深 s_w 达到 25 m 后，与降水井垂直水平距离 $d=12$ m 处的水位从初始水位 $H_0=30$ m 下降到 23.56 m，即此处地下水位埋深是 8.44 m，此时管线上距离降水井位置最近的部分，已经处于水位上方，此时该部分所受到的附加应力采用式(8)计算。

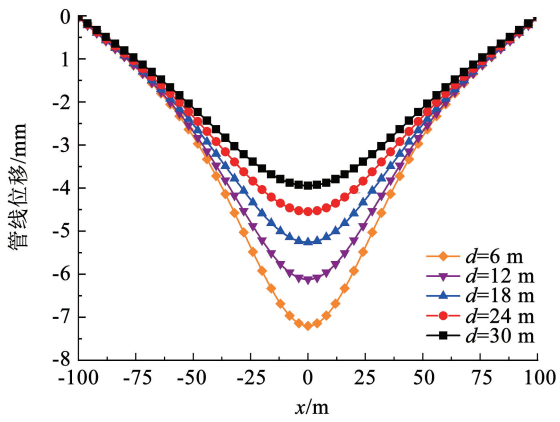


图 8 不同间距 d 时的管线位移曲线

Fig. 8 Curves of pipeline displacement under different spacing d

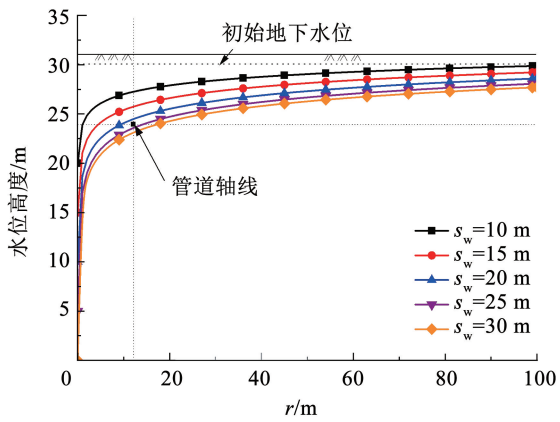


图 9 不同水位降深 s_w 时的地下水位曲线

Fig. 9 Curves of water level under different water level drawdown s_w

图 10 为不同水位降深 s_w 情况下，管线所受到的附加应力。从图中可以看出管线受到的附加应力随着水位降深 s_w 的增加而增加，这是由于水位下降的越多，管线上方土体受到水浮力就越小。但水位下降到管线下方时，管线所受到的附加应力则不再增加，如图 10 所示，当降水井内的水位降深 s_w 达到 25 m和 30 m 时，所受到的附加应力最大值不再增加，但附加应力最大值的范围扩大。

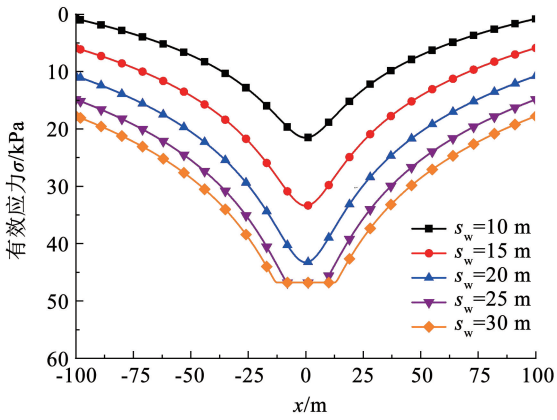


图 10　不同水位降深 s_w 时的有效应力曲线

Fig. 10　Curves of effective stress under different water level drawdown s_w

图 11 为不同水位降深 s_w 情况下，预降水引起的管线位移曲线。从图 11 可看出在水位降深 s_w 从 10 m增加到 30 m 时，管线的最大竖向位移从 6.12 mm 增加到 15.38 mm，但增加的幅度逐渐减弱。结合不同水位降深 s_w 下的地下水位曲线与有效应力曲线不难分析出，周围水位下降的程度随着降水井内水位降深 s_w 的增加而增加，降水在管线上引起的附加荷载也随之增加，最终导致管线因降水引起的位移整体增大。

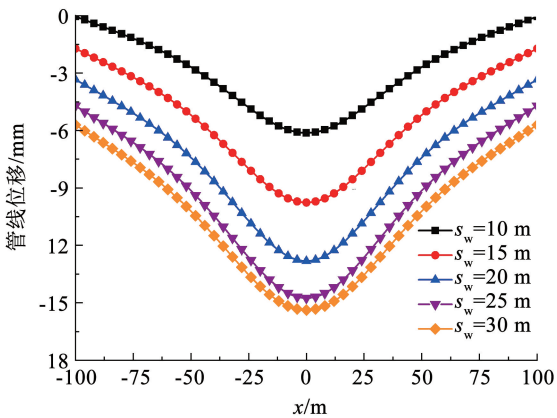


图 11　不同水位降深 s_w 时的管线位移曲线

Fig. 11　Curves of pipeline displacement under different water level drawdown s_w

3.5　管线变形允许值分析

根据相关规程[27]中的规定，煤气、供水管线（刚性管道）位移累计值的控制指标为 10 mm。通过参数分析，可以得出不同参数情况下的管线最大位移，如图 12 所示。从图中可以看出，渗透系数和间距对管线最大位移值的影响较小，且在本文分析算例中，这两个参数在常规取值范围内不会导致管线最大位移值超过 10 mm。此外，土体弹性模量与降水井内的水位降深对管线最大位移值的影响较大，当土体弹性模量、水位降深分别为 30 MPa 与 15 m 时，管线的最大位移值已达到了 9.92 mm 与 9.76 mm。即当土体弹性模量小于 30 MPa 或降水井内水位降深大于 15 m 时，单井降水引起的管线变形将超过控制指标。因此从本工程算例出发，为保证邻近管线在降水过程中位移值不超过控制指标，降水井内的水位降深不宜超过 15 m。若水位降深大于 15 m，则应对管线周围土体进行加固。

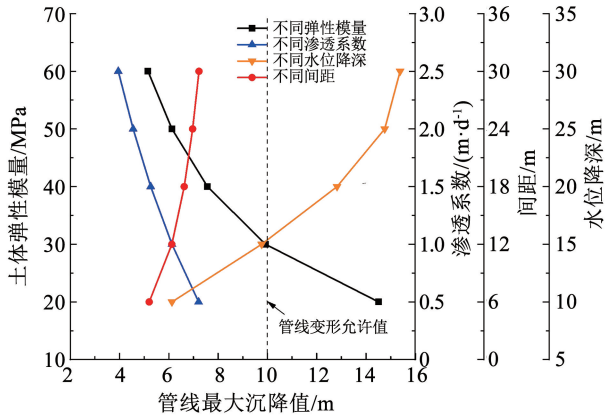


图 12　不同情况下的管线最大变形值

Fig. 12　The maximum deformation value of the pipeline under different conditions

4　结　论

本文基于两阶段法提出了单井降水引起邻近既有管线竖向位移的理论计算方法。在第一阶段采用有效应力原理与 Dupuit 假定计算了降水对管线产生的附加荷载，第二阶段采用 Kerr 地基模型模拟管线与土的相互作用推导出了管线位移。经过深入分析后，得出以下结论：

1）通过与现场试验数据的对比验证，显示了本文方法针对单井降水引起的邻近管线变形预测具有一定优越性。相较于 Winkler 地基模型，本文方法采用的 Kerr 地基模型考虑了土体剪切变形，可以更好地模拟土体变形的连续性，计算精度更高。

2）参数分析表明，土体渗透系数 k_t 及管-井间距 d 对管线变形的影响较小，土体渗透系数的增大与间距的减小均导致管线变形增大；土体弹性模量 E_s 与降水井内水位降深 s_w 对管线变形的影响较大，土体弹性模量的降低与水位降深的增加均导致管线变形增大。

3）随着降水井内水位降深的增加，管线受到的附加荷载存在两种形式。在水位降至管线轴线之前，管线受到的附加荷载随着水位降深 s_w 增大而增大，管线产生的位移也随之增加。当水位降到管线轴线以下时，管线处于水位上方的部分受到的附加荷载相同，且不随着水位降深 s_w 的增加而增加。

4)在本文分析算例中,k_t和 d 在常规取值范围内不会导致管线位移累计值超过相关规程的控制指标。而当 $E_s < 30$ MPa 或 $s_w > 15$ m 时,单井降水引起的管线变形将超过控制指标,届时应采取相应的防控措施。

参考文献

[1]郑刚, 赵悦镔, 程雪松, 等. 复杂地层中基坑降水引发的水位及沉降分析与控制对策[J]. 土木工程学报, 2019, 52(增刊1): 135
ZHENG Gang, ZHAO Yuebin, CHENG Xuesong, et al. Strategy and analysis of the settlement and deformation caused by dewatering under complicated geological condition[J]. China Civil Engineering Journal, 2019, 52(Sup.1): 135

[2]杨海旭, 王海飙, 董希斌. 真空井点降水联合加固软土地基的试验[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2008, 40(12): 2044
YANG Haixu, WANG Haibiao, DONG Xibin. Experimental study on the combined method of vacuum well-point dewatering and preloading[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2008, 40(12): 2044

[3]葛照国. 长江漫滩地区基坑施工对周边地表沉降及地下管线影响的现场试验研究[J]. 现代隧道技术, 2014, 51(5): 205
GE Zhaoguo. Field test on the impacts of foundation pit construction on ground settlement and underground utilities in the Yangtze River floodplain area[J]. Modern Tunnelling Technology, 2014, 51(5): 205

[4]李锦强, 钟紫蓝, 史跃波, 等. 考虑土体参数不确定性的供水管道地震响应分析[J]. 哈尔滨工业大学学报, 2023, 55(2): 45
LI Jinqiang, ZHONG Zilan, SHI Yuebo, et al. Seismic analysis of water pipeline considering uncertainty of soil properties[J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2023, 55(2): 45

[5]宋建学, 聂贤辉, 张建煜. 基坑降水引起的邻近地下管线破坏预测技术研究[J]. 建筑科学, 2014, 30(7): 74
SONG Jianxu, NIE Xianhui, ZHANG Jianyu. Prediction technology of adjacent underground pipelines damage caused by excavations dewatering[J]. Building Science, 2014, 30(7): 74

[6]郑刚, 邓旭, 刘庆晨. 承压含水层减压降水对既有盾构隧道影响研究[J]. 岩土力学, 2015, 36(1): 178
ZHENG Gang, DENG Xu, LIU Qingchen. Analysis of responses of existing shield tunnel to pressure-relief in confined aquifer[J]. Rock and Soil Mechanics, 2015, 36(1): 178

[7]贾媛媛, 路军富, 魏龙海, 等. 隧道降水施工对既有市政管线隧道影响研究[J]. 水文地质工程地质, 2010, 37(6): 7
JIA Yuanyuan, LU Junfu, WEI Longhai, et al. Research on the influence of the tunnel dewatering construction on existed municipal pipeline tunnel[J]. Hydrogeology & Engineering Geology, 2010, 37(6): 7

[8]聂贤辉. 基坑降水引起的邻近地下管线破坏预测技术研究[D]. 郑州: 郑州大学: 2014
NIE Xianhui. Prediction technology of adjacent underground pipelines damage caused by excavations dewatering[J]. Zhengzhou: Zhengzhou University, 2014

[9]刘运生. 深大型基坑降水引起地铁隧道沉降的控制措施分析[J]. 土工基础, 2013(1): 4
LIU Yunsheng. Impact of the deep excavation dewatering on the settlement of a subway tunnel[J]. Soil Engineering and Foundation, 2013(1): 4

[10]李文广. 邻近基坑降水对运营地铁隧道竖向变形的影响研究[D]. 上海: 同济大学, 2008
LI Wenguang. Influence of dewatering of adjacent foundation pit on longitudinal deformation of metro tunnel in operation [D]. Shanghai: Tongji University, 2008

[11]许言. 基于分层标组沉降监测的基坑工程降水对邻近地铁隧道的影响分析[J]. 上海国土资源, 2020, 41(3): 78
XU Yan. Analyzing extensometer group monitoring of metro tunnel subsidence affected by adjacent dewatering engineering work[J]. Shanghai Land & Resources, 2020, 41(3): 78

[12]徐长节, 曾怡婷, 田威, 等. Pasternak 地基降水对邻近管线影响的解析研究[J]. 上海交通大学学报, 2021, 55(6): 11
XU Changjie, ZENG Yiting, TIAN Wei, et al. Analytical analysis of the influence on adjacent pipelines induced by dewatering based on Pasternak model[J]. Journal of Shanghai Jiaotong University, 2021, 55(6): 11

[13]欧雪峰, 张学民, 刘学勤, 等. 基坑开挖与降水引起下卧隧道变形的解析计算方法[J]. 铁道学报, 2019(3): 8
OU Xuefeng, ZHANG Xuemin, LIU Xueqin, et al. Analytic calculation method of underlying tunnel deformation caused by excavation and dewatering of upper pit[J]. Journal of the China Railway Society, 2019(3): 8

[14]程霖, 杨成永, 王伟, 等. 考虑轴力的管线变形控制微分方程及其优化解[J]. 华中科技大学学报(自然科学版), 2021, 49(3): 126
CHENG Lin, YANG Chengyong, WANG Wei. Governing differential equations and optimal solution for deformation of jointless pipeline considering axial force[J]. Journal of Huazhong University of Science and Technology (Natural Science Edition), 2021, 49(3): 126

[15]WINKLER E. Dielehre von der elastizitat und festigkeit[M]. Prague: Dominicus, 1867

[16]WINKLER E. Theory of elasticity and strength[M]. Prague: Dominicus, 1867

[17]PASTERNAK P L. On a new method of analysis of an elastic foundation by means of two-constants[D]. Moscow: Gosudarstvennoe Izdatelstvo Literaturi po Stroitelstvu I Arkhitecture, 1954

[18]可文海, 管凌霄, 刘东海, 等. 盾构隧道下穿管线施工引起的管-土相互作用研究[J]. 岩土力学, 2020, 41(1): 221
KE Wenhai, GUAN Lingxiao, LIU Donghai, et al. Research on upper pipeline-soil interaction induced by shield tunnelling[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, 41(1): 221

[19]KERR A D. A study of a new foundation model[J]. ActaMechanica, 1965, 1(2): 135

[20]冯国辉, 徐兴, 侯世磊, 等. 基于 Kerr 地基模型的基坑开挖引起下卧既有隧道受力变形[J]. 上海交通大学学报, 2022, 56(4): 474
FENG Guohui, XU Xing, HOU Shilei, et al. Deflections of adjacent underground tunnel induced by excavation based on Kerr foundation model[J]. Journal of Shanghai Jiao Tong University, 2022, 56(4): 474

[21]ZHANG D M, HUANG Z K, LI Z L, et al. Analytical solution for the response of an existing tunnel to a new tunnel excavation underneath[J]. Computers and Geotechnics, 2019, 108(4): 197

[22]VERRUIJT A. Theory of groundwater flow[M]. New York: Macmillan Education UK, 1982

[23]MORFIDIS K. Research and development of methods for the modeling of foundation structural elements and soil[D]. Thessaloniki: Aristotle University of Thessaloniki, 2003

[24]徐凌. 软土盾构隧道竖向沉降研究[D]. 上海: 同济大学, 2005
XU Ling. Research of the longitudinal settlement of soft soil shield tunnel[D]. Shanghai: Tongji University, 2005

[25]KLAR A, VORSTER TE B, SOGA K, et al. Soil-pipe interaction due to tunnelling: comparison between Winkler and elastic continuum solutions[J]. Geotechnique, 2005, 55(6): 461

[26]曾怡婷. 基坑降水及开挖对周边管线影响的研究[D]. 杭州: 浙江大学, 2020
ZENG Yiting. Study on the influence of foundation pit dewatering and excavation on surrounding pipelines[D]. Hangzhou: Zhejiang University, 2020

[27]基坑工程施工监测规程: DG/TJ 08-2001—2016[S]. 上海: 同济大学出版社, 2016
Specification for foundation excavation monitoring: DG/TJ 08-2001—2016[S]. Shanghai: Tongji University Press, 2016

(编辑 魏希柱)