#### DOI: 10.11779/CJGE20230688

# 考虑界面脱空和土体屈服的盾构下穿管线响应计算

林存刚<sup>1,2,3,4,5,6</sup>, 王忠杰<sup>1,2,34,5</sup>, 赵辰洋<sup>1,2,3,4,5</sup>, 陈 瑜<sup>\*1,2,34,5</sup>, 梁 禹<sup>1,2,34,5</sup>, 黄林冲<sup>1,2,34,5</sup>, 丁 智<sup>6</sup> (1. 中山大学土木工程学院, 广东 广州 510275; 2. 隧道工程灾变防控与智能建养全国重点实验室, 广东 广州 510275; 3. 广东省地下空间开发工 程技术研究中心, 广东 广州 510275; 4. 南方海洋科学与工程广东省实验室(珠海), 广东 珠海 519082; 5. 广东省海洋土木工程重点实验室, 广东 广州 510275; 6. 浙江省城市盾构隧道安全建造与智能养护重点实验室, 浙江 杭州 310015)

摘 要:大量试验证实盾构隧道开挖可引起管线与土体界面脱空和土体屈服现象。基于无拉力 Winkler 地基及管线地基承载力理论,将界面脱空和土体屈服判据条件引入管土线弹性相互作用分析;由此推导了考虑界面脱空和土体屈服影响的管土非线性相互作用计算方法,并与模型试验结果对比验证了其适用性。参数分析发现,界面脱空范围随管线抗弯刚度增大而拓宽;受管土分离和地基屈服影响,管线响应随地层损失呈非线性变化;在土体脱空和屈服范围较大时,其对管线响应影响显著,忽略该效应将导致计算管线挠度和弯矩过于保守。
关键词:盾构隧道开挖;管土相互作用;界面脱空;土体屈服;无拉力 Winkler 地基
中图分类号:TU411 文献标识码:A 文章编号:1000-4548(2024)10-2129-09
作者简介:林存刚(1986—),男,山东临沂人,博士,副教授,主要从事盾构隧道环境效应、土与结构相互作用及地基渗蚀塌陷防控研究。E-mail: lincg@mail.sysu.edu.cn。

# Estimation of pipeline responses induced by shield tunnelling considering gap formation and soil yielding

LIN Cungang<sup>1, 2, 3, 4, 5, 6</sup>, WANG Zhongjie<sup>1, 2, 3, 4, 5</sup>, ZHAO Chenyang<sup>1, 2, 3, 4, 5</sup>, CHEN Yu<sup>1, 2, 3, 4, 5</sup>, LIANG Yu<sup>1, 2, 3, 4, 5</sup>, HUANG Linchong<sup>1, 2, 3, 4, 5</sup>, DING Zhi<sup>6</sup>

(1. School of Civil Engineering, Sun Yat-sen University, Guangzhou 510275, China; 2. State Key Laboratory for Tunnel Engineering,
 Guangzhou 510275, China; 3. Guangdong Research Center for Underground Space Exploitation Technology, Guangzhou 510275, China;
 4. Southern Marine Science and Engineering Guangdong Laboratory (Zhuhai), Zhuhai 519082, China; 5. Guangdong Key Laboratory of
 Marine Civil Engineering, Guangzhou 510275, China; 6. Key Laboratory of Safe Construction and Intelligent Maintenance for Urban
 Shield Tunnels of Zhejiang Province, Hangzhou 310015, China)

Abstract: The extensive tests confirm gap formation and soil yielding at the pipe-soil interface during shield tunnelling. By incorporating the tension-free Winkler foundation model and the theory of pull-out and compressive bearing capacity of pipeline, the criteria for gap formation and soil yielding are introduced into the pipe-soil linear elastic interaction theory. A method for calculating the nonlinear pipe-soil interaction, accounting for gap formation and soil yielding, is derived and validated against the model tests. The parametric studies reveal that interface gap gets wider with the increasing flexural stiffness of pipeline. The pipeline response exhibits nonlinear changes as an increase in the volume loss due to pipe-soil separation and subgrade yielding. When the interface gap and yielding range are large in width, it significantly affects the pipeline response. Ignoring this effect may lead to overly conservative calculations of deflection and bending moments of pipeline.

**Key words**: shield tunnelling; pipe-soil interaction; gap formation; soil yielding; tension-free Winkler foundation

0 引 言

近10年来,盾构下穿诱发管土相互作用问题,在 工程界和学术界均引起了极大关注。在以往研究中, 通常假设土与管线完全接触,从而便于管线挠曲计算。 基金项目:广东省基础与应用基础研究基金项目(2023A1515030243, 2023A1515011634); 珠海市基础与应用基础课题研究项目(ZH 22017003210005PWC);广东省"珠江人才计划"引进创新创业团 队项目(2021ZT09G087);国家自然科学基金面上项目(52174101, 52208380);浙江省城市盾构隧道安全建造与智能养护重点实验室开放 基金项目(ZUCC-UST-22-03) 收稿日期: 2023-07-23 \*通信作者(E-mail: chenyu68@mail.sysu.edu.cn) 然而,管土界面脱空,已被大量试验证实。在工程实 践中,管线脱空后将失去地基支撑,通常视为危及其 结构安全的严重问题。然而目前大部分数值模拟和理 论方法都没有考虑间隙形成的影响。

近3年来,国内一些学者就管土界面脱空开展了 一些探索性工作。笔者等<sup>[1]</sup>基于无拉力 Pasternak 地基 和 Winkler 地基模型,提出了考虑界面脱空的隧道开 挖上覆管线变形计算方法。程霖<sup>[2]</sup>基于双层弹簧弹性 地基梁模型,推导了管土接触与脱空区的荷载表达式。 除接触界面脱空之外,管土相互作用中地基非线性响 应,包括土体刚度弱化和局部屈服等,目前研究尚有 待深入。Klar 等<sup>[3]</sup>将地基极限抗拔承载力融入线弹性 解答,推导了管土相互作用的弹塑性解。

综上,就隧道开挖引起管土相互作用问题,目前 考虑管土界面接触及管土响应非线性的研究相对较 少。本文基于管土线弹性相互作用理论,推导了同时 考虑局部界面脱空和土体屈服的管土相互作用迭代算 法,并经模型试验验证了其适用性;此外,参数分析 了管线抗弯刚度和地层损失对管线形变响应的影响。

#### 1 理论推导

#### 1.1 力学模型与基本假定

隧道开挖地层损失引起上覆地层位移,进而导致 地下管线挠曲,部分工况下管土界面存在局部脱空和 土体屈服。本文推导基于以下假定和简化:①隧道与 管线轴线均呈水平且垂直交叉;②管线和周围地层分 别假定为 Euler-Bernoulli 梁和无拉力 Winkler 地基;③ 管土界面脱空前上下两侧及脱空区段地基受压侧满足 管土变形协调条件;④管土界面上土体抗拉强度为0; ⑤管线与周围土体形变响应分别为线弹性和理想弹塑 性;⑥管线的存在不影响隧道的掘进过程。

就本文理论推导,在管土界面脱空之前仍沿用完 全接触假定;在管线一侧界面间隙形成之后,进一步 增加的载荷仅由仍与管线保持接触的另一侧土体承 担。此外,考虑到实际工程中地基屈服常见于管土界 面脱空之后,故本文就地基屈服区段的评判仅在该区 段被判定为界面脱空之后,且潜在地基屈服位置处于 脱空界面的另一侧。

#### 1.2 管土初始线弹性相互作用分析

基于 Winkler 地基模型和 Euler-Bernoulli 梁理论,结合管土变形协调条件,可推得关于管线挠度、弯矩及地基反力的控制微分方程,并应用有限差分方法将其转化为代数方程组,进而整合成矩阵形式<sup>[4]</sup>,分别如下:

$$\left( [\boldsymbol{C}] [\boldsymbol{\lambda}]^{-1} \right)^{-1} \left( [\boldsymbol{K}_{p}] + [\boldsymbol{C}] [\boldsymbol{\lambda}]^{-1} \right) \{ \boldsymbol{w} \} = \{ \boldsymbol{s} \}$$
, (1)

$$\{\boldsymbol{M}\} = -\frac{1}{l} \left[ \boldsymbol{K}_{\mathrm{p}} \right] \{\boldsymbol{w}\} \quad , \qquad (2)$$

$$\{\boldsymbol{P}\} = [\boldsymbol{C}]^{-1} [\boldsymbol{K}_{\mathrm{p}}] \{\boldsymbol{w}\} \quad . \tag{3}$$

式中: {w}, {M}和{P}分别为管线挠曲向量、管线弯 矩向量和地基反力向量; [ $K_p$ ]为管线刚度矩阵; [C]为 系数矩阵; [ $\lambda$ ]为地基柔度矩阵,其中(i, j)元素 $\lambda_{ij}$ 为地基柔度系数,表示作用于第j个差分结点位置的 单位力在第i个差分结点位置产生的地层沉降; {s}为 隧道开挖引起的地层沉降向量; l为管线差分单元长 度。以上方程推导及各矩阵的展开式详见 Lin 等<sup>[4]</sup>。

使用 Winkler 地基模型时,地基柔度矩阵[**λ**]为 对角矩阵<sup>[5]</sup>,如下所示:

$$\lambda_{ij} = \begin{cases} \frac{1}{kD_{p}l} & (i=j) \\ 0 & (i\neq j) \end{cases}$$
, (4a)

$$k = \frac{3.08}{\varsigma} \frac{E_{\rm s}}{1 - v_{\rm s}} \sqrt[8]{\frac{E_{\rm s}}{E_{\rm p}I_{\rm p}D_{\rm p}^{\,4}}} , \qquad (4b)$$

$$\varsigma = \begin{cases} 2.18 & (z_{\rm p} / D_{\rm p} \le 0.5) \\ 1 + \frac{1}{1.7z_{\rm p} / D_{\rm p}} & (z_{\rm p} / D_{\rm p} > 0.5) \end{cases} \circ (4c)$$

式中: k 为地基反力系数; D<sub>p</sub>为管线外径; E<sub>s</sub>和 v<sub>s</sub>分 别为土体弹性模量和泊松比; E<sub>p</sub>和 I<sub>p</sub>分别为管线弹性 模量和截面惯性矩; z<sub>p</sub>为管线轴线埋深。

隧道开挖引起的横断面地面沉降 s(x)符合高斯曲 线分布形态<sup>[6]</sup>,即

$$s(x) = \frac{\pi R^2 V_1}{\sqrt{2\pi} K(z_0 - z_p)} \exp\left[-\frac{x^2}{2K^2 (z_0 - z_p)^2}\right] , (5a)$$

$$K = K_{\rm s} \left( 1 + \xi \frac{z_{\rm p} / z_{\rm 0}}{1 - z_{\rm p} / z_{\rm 0}} \right) \quad . \tag{5b}$$

式中: *R* 为隧道半径; *V* 为隧道开挖地层损失; *K* 和 *K*<sub>s</sub> 分别为管线轴线和地表位置的地层沉降槽宽度参数; *z*<sub>0</sub> 为隧道轴线埋深; *ζ* 为反映 *K* 随埋深变化速率 的经验参数。

综上, 联立式(1)~(5),即可求得管线挠度 向量{w}、弯矩向量{M}及地基反力向量{P}。

## 1.3 界面脱空评判及土体柔度系数调整

在式(4)的推导过程中<sup>[5]</sup>,地基反力系数 k 为管 线上覆和下卧地基刚度的联合体现,即

$$k = k_{\rm u} + k_{\rm d} \quad . \tag{6}$$

式中: ku和 ka分别为管线上覆与下卧地基反力系数。

然而, *k*<sub>u</sub>和 *k*<sub>d</sub>对 *k* 的具体贡献比例, Yu 等<sup>[5]</sup>并未 明确。本文假定 *k*<sub>u</sub>=*k*<sub>d</sub>=0.5*k*;结合上下两侧土体与管 线完全接触的变形协调条件,可得在管周间隙形成之 前地基反力由上下土层平均提供。

本文对 Poulos 等<sup>[7]</sup>的桩土脱开近似处理方法加以 改进并应用于管土相互作用分析,详述如下。

(1)假设作用于每个管线单元顶部初始垂直土压 力为  $\sigma_v D_p l$ ,其中  $\sigma_v$ 为管线上覆土体自重应力。忽略 管线自重,作用在管线底部的初始竖向土压力大小也 是  $\sigma_v D_p l$ ,但方向相反(见图 1 (a))。作用于管线的 土压力以向下为正。使用上述 Winkler 解进行初始线 弹性分析,获得每个管线单元的地基反力(在第 *i* 个 管线单元上记为  $P_i$ )。如上所述, $P_i$ 由管线上下土体平 均施加(见图 1 (b)),由此确定在管线底部作用力合 力( $0.5P_i - \sigma_v D_p l$ )为正(即受拉),以及在管线顶部作 用力合力( $0.5P_i + \sigma_v D_p l$ )为负(即受拉)的管线单元。



#### 图 1 管线竖向土压力与地基反力示意

Fig. 1 Illustration of vertical force and subgrade reaction force

#### acting on a pipeline

(2)由于假定管土界面土体无抗拉强度,因此在 上述所确定的管线单元的受拉侧将发生管土分离,需 重新计算该位置处土体位移。在这些管线单元的受压 侧,仍满足管线与土体的变形协调,可用于重新计算。 在管土分离之前,管土相互作用所引起的地面沉降可 计算为

$$s_{\rm ui} = s_{\rm di} = \lambda_{\rm ii} P_{\rm i} = \frac{1}{k D_{\rm p} l} P_{\rm i} \quad . \tag{7}$$

式中: *sui*和 *sdi*分别为第 *i*个管线单元因管土相互作用 而引起的上覆和下卧土体的沉降。

在某管线单元界面脱空之后,进一步增加的负载 将仅由受压侧土体承担。若管土分离出现在管线底部, 则下卧土体所承担的地基反力为 σ<sub>ν</sub>D<sub>p</sub>l; 而剩余部分, (*P<sub>i</sub>*-σ<sub>ν</sub>D<sub>p</sub>l),则由上覆土体承担(见图1(c))。结合式 (7)和 *k*<sub>u</sub>=0.5*k*,此时受压侧(即管线上方)土体沉 降可计算为

$$s'_{ui} = \frac{P_i - \sigma_v D_p l}{k_u D_p l} = \frac{P_i - \sigma_v D_p l}{0.5k D_p l} = 2(1 - \frac{\sigma_v D_p l}{P_i})\lambda_{ii}P_i = \zeta \lambda_{ii}P_i \ . (8)$$

式中: $s'_{ui}$ 为管底间隙形成后管线上覆土体沉降; $\zeta$ 为土体柔度系数的调整系数,当间隙出现在管线底部时,

$$\zeta = 2 \left( 1 - \frac{\sigma_{\rm v} D_{\rm p} l}{P_i} \right) \,.$$

另一方面,当管线顶部出现管土分离时,同理, 下方土体沉降值可计算为

$$s'_{di} = \frac{P_i + \sigma_v D_p l}{k_d D_p l} = \frac{P_i + \sigma_v D_p l}{0.5k D_p l}$$
$$= 2 \left( 1 + \frac{\sigma_v D_p l}{P_i} \right) \lambda_{ii} P_i = \zeta \lambda_{ii} P_i \quad . \tag{9}$$

式中: $s'_{di}$ 为管顶间隙形成后管线下卧土体沉降。当管 线顶部满足管土分离判别条件时, $\xi = 2\left(1 + \frac{\sigma_v D_p l}{P_i}\right)$ 。

整合以上两种情况,对所有满足脱空判别条件的 管线单元进行土体柔度系数调整,从而获得更新的地 基柔度矩阵[**λ**]<sup>'</sup>,其内部元素为

$$\lambda_{ij}' = \begin{cases} \zeta \frac{1}{kD_{p}l} (i=j) \\ 0 \ (i \neq j) \end{cases}, \quad (10a) \\ \begin{cases} 2\left(1 - \frac{\sigma_{v}D_{p}l}{P_{i}}\right) \\ \left( \stackrel{\text{d}}{=} \frac{1}{2}P_{i} - \sigma_{v}D_{p}l > 0, \quad \text{管底脱空时} \right) \\ 2\left(1 + \frac{\sigma_{v}D_{p}l}{P_{i}}\right) \\ \left( \stackrel{\text{d}}{=} \frac{1}{2}P_{i} + \sigma_{v}D_{p}l < 0, \quad \text{管顶脱空时} \right) \\ \left( \stackrel{\text{d}}{=} \frac{1}{2}P_{i} + \sigma_{v}D_{p}l < 0, \quad \text{管顶脱空t} \right) \\ 1 \ (\textbf{不满足以上条件, 无脱空}) \end{cases}$$

(3)将调整后的[*λ*]<sup>'</sup>代入式(1)~(3),算得
{*w*}, {*M*}及{*P*}的新一轮解答;重复上述过程,直至
管线上下两侧在所有单元位置均无净拉力为止。

#### 1.4 脱空区段地基屈服评判及计算方程调整

经前述步骤确定管土界面脱空区段后,基于计算 所得脱空收敛后的地基反力,进一步评判该区段地基 屈服的可能。

参照油气管线抗震设计指南<sup>[8]</sup>和 Shi 等<sup>[9]</sup>的数值和 试验研究,管线地基抗拔和抗压承载力分别为

$$q_{\rm u} = N_{\rm v} r z_{\rm p} D_{\rm p} \quad , \tag{11}$$

$$q_{\rm d} = N_{\rm q} r z_{\rm p} D_{\rm p} + \frac{1}{2} N_{\rm r} r D_{\rm p}^2$$
 (12)

式中: q<sub>u</sub>和 q<sub>d</sub>分别为管线顶部和底部土体的抗拔和抗 压承载力: r 为土体重度; N<sub>v</sub>为上拔承载力系数; N<sub>q</sub> 和 N<sub>r</sub>为抗压承载力系数,取值与土体内摩擦角有关。 式(1)为管土位移协调方程,式(3)是 Euler-Bernoulli 梁处于线弹性阶段的位移方程<sup>[4]</sup>。当管土界 面地基受力达到其承载极限时,地基开始进入塑性阶 段,其在管线反力作用下的位移不再遵从线弹性阶段 的荷载-位移关系,故式(1)不再适用。对于界面地 基屈服区段,地基反力将维持在极限水平,即*P<sub>i</sub>*已确 定;此时,假定管线仍处于线弹性阶段,因此该区段 管线位移方程,即式(3),仍满足。因此,当管土界 面地基屈服时,仍可使用式(1)求解管线挠度{*w*}, 只需把地基屈服区段的管土位移协调方程式(1)调整 为管线位移方程式(3)。

(1) 对于已确定的管底界面脱空单元 *i*,可知管 线上部和下部地基提供的地基反力分别为  $P_{ui}=P_i-\sigma_v D_p l$ 和  $P_{di}=\sigma_v D_p l$ ;若  $P_{ui} \ge q_u l$ ,则判定该单元上部 地基屈服,此时  $P_{ui}=q_u l$ , $P_i$ 也相应调整为 $(q_u l+\sigma_v D_p l)$ 。 式(1)中,令([C][ $\lambda$ ]<sup>-1</sup>)<sup>-1</sup>([ $K_p$ ]+[C][ $\lambda$ ]<sup>-1</sup>)=[ $Z_e$ ],则 式(1)转化为

$$[Z_{e}]\{w\} = \{s\} \quad . \tag{13}$$

式 (3) 中, 令[
$$C$$
]<sup>-1</sup>[ $K_p$ ]=[ $Z_p$ ], 则式 (3) 转化为  
 $\begin{bmatrix} Z_p \end{bmatrix} \{ w \} = \{ P \}$  。 (14)

如前述,若管线单元 *i* 处地基屈服,在进行管线 挠度 {*w*}的求解时,需将该单元对应的代数方程由式 (1)调整为式 (3),即

$$\begin{cases} Z_{e}(i,:) = Z_{p}(i,:) \\ s(i) = P_{i} = q_{u}l + \sigma_{v}D_{p}l \\ (\stackrel{\text{\tiny{def}}}{=} \frac{1}{2}P_{i} - \sigma_{v}D_{p}l > 0, P_{i} \ge q_{u}l + \sigma_{v}D_{p}l \stackrel{\text{\tiny{def}}}{\to}) \circ (15) \end{cases}$$

式中: *Z*<sub>e</sub>(*i*,:)和 *Z*<sub>p</sub>(*i*,:)分别为[*Z*<sub>e</sub>]和[*Z*<sub>p</sub>]第*i* 行所对应的元素; *s*(*i*)为地层沉降向量{*s*}第*i* 行所对应的元素。

(2) 对于已确定的管顶界面脱空单元 *i*,可知管 线上部和下部地基提供的地基反力分别为 $P_{ul}=-\sigma_v D_p l$  和  $P_{di}=P_i+\sigma_v D_p l$ ;若  $P_{di} \leq -q_d l$ ,则判定该单元底部地 基屈服,此时  $P_{dl}=-q_d l$ , $P_i$ 也相应调整为( $-q_d l - \sigma_v D_p l$ )。同理,将管线单元 *i* 所对应的管土变形协调方程调整 为管线位移方程,即

$$\begin{cases} Z_{e}(i,:) = Z_{p}(i,:) \\ s(i) = P_{i} = -q_{d}l - \sigma_{v}D_{p}l \\ (\stackrel{\text{\tiny{def}}}{=} \frac{1}{2}P_{i} < -\sigma_{v}D_{p}l, P_{i} + \sigma_{v}D_{p}l \leqslant -q_{d}l \boxplus) \circ (16) \end{cases}$$

(3)经前述两步,完成管线屈服区段计算方程调整后,即可统一使用式(13)的矩阵方程形式进行{w}的求解,进而代入式(2),(3)可分别求得{M}和{P}。 基于新求得的{P},即可重复以上步骤,直到所有管线单元无地基反力大于地基承载极限的情况。

(4)为提高上述迭代效率,在每一轮计算中,当 判定某管线单元 *i* 地基屈服后,按地基受力临界状态 调整地基柔度系数[λ],得到更新的[λ]"以作为下一 轮计算的初始地基柔度系数。地基柔度系数的调整思 路同前,仍是根据单元上下地基真实分担的荷载计算 受压侧地基位移,并计算对应于荷载 *P<sub>i</sub>*的柔度系数 取值。具体推导不再累述,调整过程如下所示:

### 2 算法流程与实现

图 2 概述了融合界面脱空和地基屈服的计算流 程,其中[1]。是在线弹性分析中使用的初始土体柔度 矩阵。在界面脱空计算时, {w}', {M}'和{P}'是每次 迭代的第二轮计算结果,分别与{w},{M}和{P}对应; m1 和 m2 分别是在每次迭代的第一轮计算中在管线下 方和上方发生脱空的管线单元数量; g1和 g2分别是与 m1和 m2相对应的间隙宽度; m1'和 m2'是在每次迭代的 第二轮计算结果,分别与m1和m2对应;g1'和g2'是在 每次迭代的第二轮计算结果,分别对应于 g1 和 g2。在 界面脱空区域计算收敛后,随后开展地基屈服计算, {w}", {M}"和{P}"是每次迭代的第二轮计算结果; n1 和 n<sub>2</sub> 分别是在每次迭代的第一轮计算中在管线上方 和下方发生地基屈服的管线单元数量; v1 和 v2 分别是 与 n1 和 n2 相对应的屈服宽度; n1 和 n2 是在每次迭代 的第二轮计算结果,分别与 n1 和 n2 对应; y1'和 y2'是 在每次迭代的第二轮计算结果,分别对应于 y1 和 y2。

如图 2 所示,界面脱空迭代的收敛准则是在某一次迭代过程中第一轮和第二轮计算所得管线上方和下方的间隙宽度相等,由此即可满足管线上下两侧静拉力均为 0 的要求。同理,地基屈服收敛的判断标准是 某次迭代中前后两轮计算得到的管线上下地基屈服宽 度均相等,由此实现地基反力无超过其承载极限的情况。以上矩阵和迭代运算由 Matlab 编程实现。

# 3 试验验证与参数分析

3.1 试验验证



#### 图 2 考虑界面脱空与地基屈服的管土相互作用计算流程

Fig. 2 Flow chart for calculation of pipeline responses considering gap formation and soil yielding

表 1 80g 离心机模型试验原型尺寸和物理力学参数[2]

Table 1 Dimensions and characteristics of prototype (80g)

分类	管线					隧道			土体			
	L/m	$D_{\rm p}/{\rm m}$	$t_{\rm p}/{\rm m}$	$E_{\rm p}/{\rm GPa}$	$z_{\rm p}/{\rm m}$	<i>R</i> /m	$z_0/m$	E <sub>s</sub> /MPa	$\nu_{\rm s}$	φ/(°)	$K_0$	γ /(kN·m <sup>-3</sup> )
工况 A	91.2	1.422	0.0191	210	5.384	3	14.384	39.49	0.3	32	0.43	15.631
工况 B	91.2	1.422	0.0191	210	5.168	3	14.168	38.47	0.3	32	0.43	15.582
工况 C	91.2	1.626	0.0286	210	5.168	3	14.168	38.47	0.3	32	0.43	15.582

注: t<sub>p</sub>为管线壁厚; K<sub>0</sub>为静止侧向土压力系数; φ为土体内摩擦角。

程霖<sup>[2]</sup>和 Shi 等<sup>[9]</sup>分别使用 TK-C500 型土工离心 机开展了加速度为 80g 和 60g 的独立平行试验,研究 了砂土中盾构隧道开挖上覆管线响应。下面分别针对 这两个试验的原型工况开展理论计算,并与模型试验 所对应的原型结果对比分析。

(1) 80g 离心机模型试验

程霖[2]开展了3组工况下的模型试验,表1列出

了其所对应的原型尺寸与基本物理力学参数。工况 A 预设地层损失为 5%,工况 B 和 C 为 10%;工况 A 和 B 主要探究地层损失的影响,工况 B 和 C 主要探究管线抗弯刚度的影响。

图 3~5 分别为3 种工况下地层沉降及管线挠曲、 弯矩和管底压力的实测和计算值。图中, wo和 Mo分 别表示由初始线弹性解<sup>[4]</sup>计算得到的管线挠度和弯 矩;相应地,wg和 Mg表示仅考虑界面脱空的计算结果(计算方法详见文献[1]),wgy和 Mg表示本文理论计算结果。仅考虑界面脱空的计算方法<sup>[1]</sup>系基于线弹性解<sup>[4]</sup>补充了管土界面脱空的影响,本文计算理论则是在其基础上进一步考虑了管周地基局部屈曲。参数取值见表 2。

表 2 计算参数取值(80g) Table 2 Values of parameters used for calculation (80g)

		-					
ŀ	K	$V_{l}$	%	- k/			
工況 A	工况 B	工况 A	工况 B	(kN·m <sup>-3</sup> )	$N_{ m v}$	$N_{\rm q}$	$N_{\rm r}$
	和 C		和 C	()			
0.6936	0.4392	7.27	9.67	6230	2.02	33	39
注:① <i>K</i> 和	N取值由谷	各工况实测符	管线轴线位	2置自由场沉降	降经式	(5a)	拟合
所得; ②k」	取值为程霖	[2]试验测得;	3Nv, N	q和 Nr 取值系	根据 z <sub>F</sub>	$D_p$ 和	∮∉值
参指南 <sup>[8]</sup> 查	图确定。						







Fig. 4 Observed and calculated moments of pipeline (80g)

由图 3~5 可见,本文理论方法可较好地预测管 线挠曲、弯矩和管底压力。对于工况 A,计算管底脱 空宽度 1.62 m(仅占管线全长的 1.78%),无地基屈服; 此时界面脱空对管线响应影响较小,考虑脱空和屈服 的计算结果与初始线弹性计算结果差别不大。对于工 况 B 和 C,伴随地层损失增大,管底脱空区域不断拓 宽(计算脱空宽度分别为 8.21,9.12 m),管顶地基发 生屈服(计算屈服宽度分别为 2.74,4.1 m),此时线 弹性计算结果远大于实测;仅考虑界面脱空的计算结 果较线弹性计算更趋于实测,但仍较实际偏大;本文 同时考虑脱空和屈服的计算结果则与实测更为接近。 此外,程霖<sup>[2]</sup>通过管底压力变化反推管底脱空宽度, 工况 A 管土无明显脱空,工况 B 和 C 脱空宽度约 8 m,





Fig. 5 Observed and calculated subgrade reaction forces acting on pipe bottom (80g)

(2) 60g 离心机模型试验

Shi 等<sup>[9]</sup>开展了4组工况模型试验,表3列出了其 所对应的原型尺寸与基本物理力学参数。工况1~4 仅变化地层损失,预设值分别为1%,2%,3%,4%。

图 6,7 分别为 4 种工况下地层沉降及管线挠曲和 应变的实测和计算值。由式(2)算得任意差分结点位 置管线弯矩 *M* 后,对应的管线应变 $\varepsilon = \frac{MD_p}{2E_pI_p}$ 。图 7 中,

 $\varepsilon_0$ 表示由线弹性解算得管线弯曲应变;相应地, $\varepsilon_g$ 和  $\varepsilon_{sv}$ 分别表示仅考虑界面脱空和本文理论计算结果。计





表 3 60g 离心机模型试验原型尺寸和物理力学参数<sup>[9]</sup>

Table 3 Dimensions and characteristics of prototype (60g)<sup>[9]</sup>

管线						隧	道	土体		
<i>L</i> /m	$D_{\rm p}/{\rm m}$	$t_{\rm p}/{\rm m}$	$E_{\rm p}/{\rm GPa}$	$I_{\rm p}/(10^5 {\rm m}^4)$	$z_{\rm p}/{ m m}$	<i>R</i> /m	<i>z</i> <sub>0</sub> /m	$arphi/(\circ)$	$K_0$	$\gamma / (kN \cdot m^{-3})$
48	1.08	0.06	70	17563	1.74	3	6	31	0.49	14.602

由图 6,7 亦可见,本文理论方法可以较好地预测 管线挠曲和弯曲应变。在工况 1 地层损失较小时,经 计算界面无脱开、地基无屈服,本文计算结果等同初 始线弹性结果;在工况 2~4 中,伴随地层损失增 大,初始线弹性和仅考虑脱空的计算结果与实测偏差 增大;这反映了在地层损失较大时,地基屈服对管线 响应的显著影响。此外,本文计算结果虽与实测管线 挠度和应变虽较为接近,但仍普遍大于实测值,可能 原因是本文假定管线上下地基刚度相同,高估了上覆 地基在屈服前的地基反力分担比例。





#### 图 7 管线弯矩的实测值与计算值(60g)



#### 表4 计算参数取值(60g)

Table 4 Values of parameters used for calculation (60g)

	1	K	k	$q_{ m u}$	$q_{ m d}$	
工况 1	工况 2	工况 3	工况 4	(kN·m <sup>-3</sup> )	$(kN \cdot m^{-1})$	$(kN \cdot m^{-1})$
0.5619	0.4719	0.4719 0.4541 0		17287	36.4	2290
	$V_{1}$	/%	_			
工况 1	工况 2	工况 3	工况 4			
1.10	1.91	2.71	3.41			

注: ①*K*和 *V*取值由各工况实测管线轴线位置自由场沉降经式(5a) 拟合 所得; ②*K*, qu和 qa取值由文献[9]计算给出。

#### 3.2 参数分析

(1) 管线抗弯刚度的影响

80g 离心机模型试验工况 B 和 C 探究了管线抗弯 刚度对管线响应的影响。以工况 B 为基准,分别取管 线 *E*<sub>p</sub>*I*<sub>p</sub>为工况 B 抗弯刚度 *E*<sub>p</sub>*I*<sub>p-B</sub> 的 0.01,0.1,0.5,1 (工况 B),2.21(工况 C),5,10 倍,计算所得管线 最大弯矩及管底脱空和管顶屈服宽度见图 8。



图 8 管线最大弯矩及脱空与屈服宽度随 *E*<sub>p</sub>*I*<sub>p</sub>变化 Fig. 8 Variations of maximum bending moment of pipeline and width of gap and yielding with *E*<sub>p</sub>*I*<sub>p</sub>

由图 8 可见,伴随管线抗弯刚度增大,界面脱空

宽度和管线最大弯矩均递增,但增速递减;而地基屈 服宽度的变化相对无规律。当管线刚度较大时,界面 脱空较宽,且伴随地基屈服,此时若忽略脱空和屈服 影响,或仅计脱空影响,计算结果都与实际偏差较大。

(2) 地层损失的影响

60g 离心机模型试验工况 1~4 探究了地层损失对 管线响应的影响。取该试验计算参数,变化 // 取值,算 得管线最大弯曲应变及管底脱空和管顶屈服宽度见图9。

由图 9 可见,随地层损失增大,管底脱空宽度呈 增大趋势,而管顶地基屈服宽度变化规律不明显;由 于界面脱空和地基屈服,使得管线响应随地层损失的 变化呈非线性,因此忽略脱空和屈服效应的线弹性计 算或仅考虑脱空影响的近似线性计算均偏保守,且随 地层损失增大计算偏差越大。





对比图 8,9 可以发现,就部分试验数据与计算结 果的对比可见,本文计算理论在 80g 离心机模型试验 (算例 1)中取得了更好的计算效果,而在 60g 离心 机模型试验(算例 2)中较大地层损失(大于 1%)下 的计算值较试验值明显偏大。本文计算理论假定地基 刚度由管线上覆和下卧地基平均提供,即 $k_u=k_d=0.5k$ 。 对于算例 1<sup>[2]</sup>, $k_u=2670$  kN·m<sup>-3</sup>, $k_d=3560$  kN·m<sup>-3</sup>,  $k_u/k=0.43$ , $k_d/k=0.57$ ,近似满足上述假定;而对于算 例 2<sup>[9]</sup>, $k_u=1546$  kN·m<sup>-3</sup>, $k_d=15741$  kN·m<sup>-3</sup>, $k_u/k=0.09$ ,  $k_d/k=0.91$ ,明显偏离以上假定。算例 1 试验值和本文 理论计算值的吻合程度优于算例 2,可能原因是算例 1 试验中地基模量的取值更符合  $k_u=k_d=0.5k$ 的假定。

# 4 结 论

(1)计算理论适用于盾构隧道开挖引起上覆管线的挠曲和弯矩计算,可准确预估管土界面脱空宽度;当界面脱空区域较宽且局部地基屈服时,本文计算理论较线弹性解或仅考虑界面脱空影响的计算更符合实际。

(2) 当地层损失较小时,因管土界面未发生脱空

和地基屈服或发生范围较小,此时线弹性计算结果较符合实际;伴随地层损失增大,管土界面脱空范围递增, 界面脱空和地基屈服对管线响应的影响愈发显著,管线 挠曲和弯矩呈非线性增长,此时线弹性计算和仅考虑脱 空影响的计算均因高估了地基承载能力而较实际偏大。

(3)管线抗弯刚度是影响管土界面脱空行为的重要因素;随管线抗弯刚度提升,管土界面更易脱空, 且管线最大弯矩呈递增趋势。

本文盾构穿越管线挠曲计算方法,引入了管线砂 土地基承载理论,且仅就砂土地基进行了模型试验验 证;其尚待拓展至黏土地层并开展试验验证。此外, 本文计算理论忽略了不同管土相对位移方向下地基反 力系数的差异,尚待进一步完善管线地基模型。

#### 参考文献:

- [1] LIN C G, ZHENG J J, YE Y W, et al. Analytical solution for tunnelling-induced response of an overlying pipeline considering gap formation[J]. Underground Space, 2024, 15: 298-311.
- [2] 程 霖. 地铁隧道开挖引起地下管线变形的理论分析和试验研究[D]. 北京:北京交通大学, 2021. (CHENG Lin. Theoretical Analysis and Experimental Research on Deformation of Buried Pipelines Due to Subway Tunnel Excavation[D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2021. (in Chinese))
- [3] KLAR A, VORSTER T, SOGA K, et al. Elastoplastic solution for soil-pipe-tunnel interaction[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, 133(7): 782-792.
- [4] LIN C G, HUANG M S. Tunnelling-induced response of a jointed pipeline and its equivalence to a continuous structure[J]. Soils and Foundations, 2019, 59(4): 828-839.
- [5] YU J, ZHANG C R, HUANG M S. Soil-pipe interaction due to tunnelling: assessment of Winkler modulus for underground pipelines[J]. Computers and Geotechnics, 2013, 50: 17-28.
- [6] LIN C G, HUANG M S, NADIM F, et al. Embankment responses to shield tunnelling considering soil-structure interaction: case studies in Hangzhou soft ground[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2020, 96: 103230.
- [7] POULOS H G, DAVIS E H. Pile Foundation Analysis and Design[M]. New York: Wiley, 1980.
- [8] ASCE Committee on Gas and Liquid Fuel Lifeline. Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems[M]. New York: American Society of Civil Engineers, 1984.
- [9] SHI J W, CHEN Y H, LU H, et al. Centrifuge modeling of the influence of joint stiffness on pipeline response to underneath tunnel excavation[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2022, 59(9): 1568-1586.