

方宇翔,田乙,康成,等.循环荷载作用下不均质地层中盾构隧道纵向响应研究[J].地震工程学报,2019,41(1):42-50.doi:10.3969/j.issn.1000-0844.2019.01.042

FANG Yuxiang, TIAN Yi, KANG Cheng, et al. Longitudinal Response of Shield Tunnels in Inhomogeneous Formations under Cyclic Loading[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2019, 41(1): 42-50. doi: 10.3969/j.issn.1000-0844.2019.01.042

循环荷载作用下不均质地层中 盾构隧道纵向响应研究

方宇翔, 田 乙, 康 成, 吴文兵, 梁荣柱

(中国地质大学(武汉)工程学院, 湖北 武汉 430074)

摘要: 修建在纵向不均质地层中的地铁隧道, 由于列车循环荷载的作用, 会导致隧道下部的土体产生不均匀沉降, 对既有隧道产生不利的影 响。针对这一问题, 提出考虑隧道剪切效应的地基不均匀沉降对既有隧道竖向变形影响的解析解。既有隧道简化为搁置在 Winkler 地基上的 Timoshenko 梁, 通过两阶段分析法, 分析下卧地层不均匀沉降引起的隧道响应。首先确定列车荷载引起的动偏应力, 并运用土层的力学指标计算出静偏应力和破坏偏应力。然后运用累积应变的经验公式计算出隧道下部土体的累计沉降, 将土体的沉降转化为力施加在隧道上。基于 Timoshenko 梁理论, 建立考虑隧道剪切效应的隧道竖向变形微分方程, 求解得到隧道变形的解析解, 进一步可以得到隧道的弯矩、剪力、转角、错台。

关键词: 不均匀沉降; 循环荷载; Timoshenko 梁; 剪切效应; 竖向变形

中图分类号: U45 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-0844(2019)01-0042-09

DOI: 10.3969/j.issn.1000-0844.2019.01.042

Longitudinal Response of Shield Tunnels in Inhomogeneous Formations under Cyclic Loading

FANG Yuxiang, TIAN Yi, KANG Cheng, WU Wenbing, LIANG Rongzhu

(Faculty of Engineering, China University of Geoscience (Wuhan), Wuhan 430074, Hubei, China)

Abstract: Subway tunnels built in longitudinal inhomogeneous formations will inevitably cause the differential settlement of the underlying soil because of the cyclic loading of trains. Differential soil settlement, in turn, adversely affects the safety of existing tunnels. An analytical solution for the effect of differential foundation settlement on the vertical deformation of existing tunnels and that considers the tunnel shear effect was proposed. The existing tunnel was assumed as a Timoshenko beam resting on a Winkler foundation. The two-stage approach was used to analyze the tunnel response caused by differential soil settlement. First, the dynamic deviator stress caused by the cyclic loading of trains was determined, and static deviator stress and failure deviator stress were calculated by using soil mechanical indexes. Second, the cumulative settlement of

收稿日期: 2018-07-21

基金项目: 湖北省自然科学基金项目(2018CFB179); 中国地质大学(武汉)教学实验室开放基金(SKJ2018091, SKJ2017142)

第一作者简介: 方宇翔(1994-), 男, 在读硕士, 主要从事城市盾构隧道环境效应研究。E-mail: fangyxjy@163.com。

通信作者: 梁荣柱(1988-), 男, 副研究员, 主要从事城市盾构隧道环境效应研究。E-mail: liangcug@163.com。

the soil underlying the tunnel was calculated by using the empirical equation of cumulative plastic strain and then transformed into the force imposed on the underlying shield tunnel. Finally, the differential equations for tunnel vertical deformation accounting for the shear effect of tunnel were established on the basis of Timoshenko beam theory. Then, the analytical solution was obtained through calculation, and the tunnel internal forces, including tunnel bending moment, shear force, rotation angle, and dislocation between adjacent rings, were further obtained in accordance with the proposed analytical method.

Keywords: differential settlement; cyclic loading; Timoshenko beam; shear effect; vertical deformation

0 引言

随着城市的发展,传统的交通工具已经不能满足城市交通的需求。地铁由于它便捷,运输量大等特点,许多城市开始建造地铁,很大程度上减轻了地面交通的压力,给市民的出行带来了方便。与此同时盾构隧道的保护也受到越来越多的关注。当盾构隧道跨越不均匀地层时,由于列车荷载作用,隧道下部土体将产生差异沉降,进而使隧道产生变形。当附加内力及隧道变形达到一定程度,隧道管片会发生开裂、渗水、接头张开等一系列病害,严重影响隧道的结构稳定性。

针对循环荷载作用下,土体强度和累计应变这一课题,国内外许多学者对其进行了研究,提出了多种计算土体累计沉降的经验公式^[1-12]。

Monismith 等^[10]采用指数模型拟合软黏土的

累计塑性应变和循环荷载作用次数之间的关系。Li 等^[11]在 Monismith 的研究基础上,考虑了土体的强度参数、类型和物理状态等,对公式进行了改进。Chai 等^[12]进一步考虑了土体初始静偏应力的影响,对该模型进行了进一步的完善。

梁模型的选取对计算隧道的响应至关重要。为了更真实地反映梁在剪切作用下的变形特性,S.P. Timoshenko^[13]建立具有 2 个广义位移的梁理论,称之为 Timoshenko 梁理论。区别于 Euler-Bernoulli 梁[图 1(a)],Timoshenko 梁的截面变形前、后如图 1(b)所示。Timoshenko 理论假定:梁截面在变形前为垂直中性轴的剖面,在变形后仍为一平面,然而在剪切作用下不再垂直于中性轴。H.N. Wu 等^[14]指出采用 Timoshenko 梁模拟隧道变形更为合理,不仅可以考虑弯曲效应,而且可以考虑隧道剪切效应。

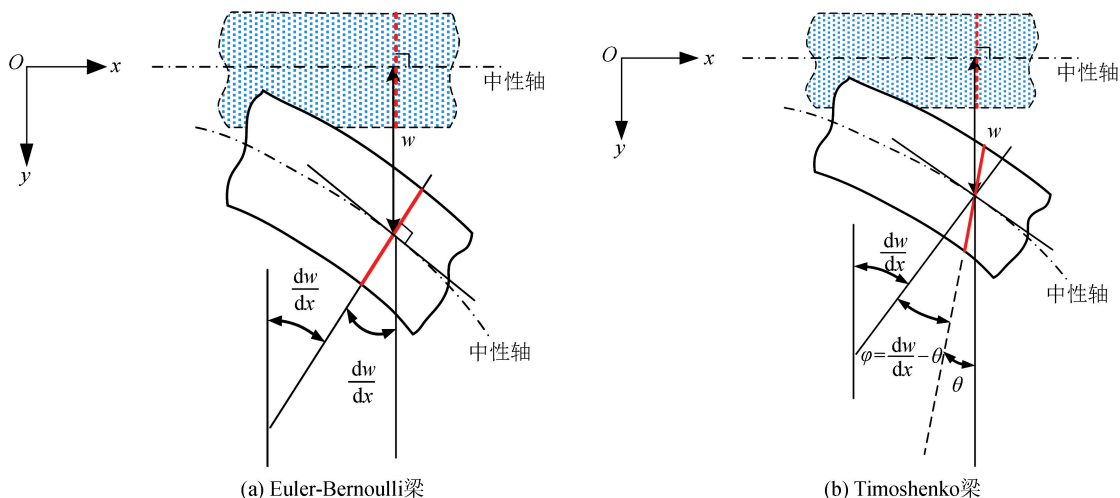


图 1 Euler-Bernoulli 梁与 Timoshenko 梁变形特性

Fig.1 Deformation characters of Euler-Bernoulli beam and Timoshenko beam

本文考虑隧道的剪切效应,把既有盾构隧道简化成搁置于 Winkler 地基上的 Timoshenko 梁,运用土体累计应变经验公式计算出列车循环荷载作用

下的地层沉降,然后将地层沉降施加在隧道上,建立隧道竖向变形的平衡微分方程,得到隧道竖向变形的解析解。进而得到隧道的弯矩、剪力、转角和错

台,并对计算结果进行分析讨论。

表 1 参数建议值

Table1 Recommended values of parameters			
土类	a	b	m
高塑性黏土	1.2	0.18	2.4
低塑性黏土	1.1	0.16	2.0
弹性粉土	0.84	0.13	2.0
粉土	0.64	0.10	1.7

1 隧道下部土体沉降求解

根据文献[7]建议,采用 Chai 等^[12]的指数模型计算列车荷载作用下的地基累计应变。通过对循环荷载作用下土体性状的分析,确定列车荷载引起的动偏应力并考虑土层的力学指标计算出土层的静偏应力和破坏偏应力,然后运用累积应变计算公式计算土层不同深度处的应变,最后积分得到土体的沉降。

1.1 经验公式

Chai 等^[12]在 Li 等^[11]提出的经验公式的基础上进行改进,提出了考虑初始偏应力影响的计算公式:

$$\varepsilon_p = a \left(\frac{q_d}{q_f} \right)^m \left(1 + \frac{q_s}{q_f} \right)^n (N)^b \quad (1)$$

式中: ε_p 为累计应变; q_d 为动偏应力; q_s 为初始静偏应力(自重应力减去水平应力); q_f 为破坏偏应力; N 为循环荷载的次数; a 、 b 、 m 、 n 为依赖于土的类型、特性和应力状态的参数。

在 Chai 等的研究中建议采用 Li 等^[11]提出的参数取值(表 1),并提出 $n=1$ 的建议值。

1.2 动偏应力计算

列车循环荷载引起土体的动偏应力计算采用弹性解析法,将动荷载简化为矩形均布荷载作用在隧道下部土体上。将荷载作用的矩形区域均匀分割成多个长、宽分别为 dx 、 dy 的小矩形,设矩形均布荷载的大小为 p ,则微小面积 $dx dy$ 上作用力的大小为 $p dx dy$ 可以当作是集中力。运用 Mindlin 公式^[15]得到每个集中力作用下土体某深度处的 6 个应力分量,然后对矩形面积进行积分得到均布荷载作用下土体某一深度处的 6 个应力分量,根据这 6 个应力分量计算出土体某一深度处的动偏应力,进而得到土体不同深度处的动偏应力。

根据 Mindlin 公式^[15],可以得到隧道下部土体某点处的三个正应力为:

$$\begin{aligned} d\sigma_x = & \frac{p dx dy}{8\pi(1-\nu)} \left\{ -\frac{(1-2\nu)(z-a)}{R_1^3} + \frac{3x^2(z-a)}{R_1^5} - \frac{(1-2\nu)[3(z-a) - 4\nu(z-a)]}{R_2^3} + \right. \\ & \frac{30ax^2z(z+a)}{R_2^7} + \frac{3(3-4\nu)x^2(z-a) - 6a(z+a)[(1-2\nu)z - 2\nu a]}{R_2^5} + \\ & \left. \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+a+z)} \left(1 - \frac{x^2}{R_2(R_2+a+z)} - \frac{x^2}{R_2^2} \right) \right\} \quad (2a) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d\sigma_y = & \frac{p dx dy}{8\pi(1-\nu)} \left\{ -\frac{(1-2\nu)(z-a)}{R_1^3} + \frac{3y^2(z-a)}{R_1^5} - \frac{(1-2\nu)[3(z-a) - 4\nu(z-a)]}{R_2^3} + \right. \\ & \frac{30ay^2z(z+a)}{R_2^7} + \frac{3(3-4\nu)y^2(z-a) - 6a(z+a)[(1-2\nu)z - 2\nu a]}{R_2^5} + \\ & \left. \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+a+z)} \left(1 - \frac{y^2}{R_2(R_2+a+z)} - \frac{y^2}{R_2^2} \right) \right\} \quad (2b) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d\sigma_z = & \frac{p dx dy}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{(1-2\nu)(z-a)}{R_1^5} + \frac{3(z-a)^3}{R_1^5} - \frac{(1-2\nu)(z-a)}{R_2^3} + \right. \\ & \left. \frac{30az(z+a)^3}{R_2^7} + \frac{3(3-4\nu)z(z+a) - 3a(z+a)(5z-a)}{R_2^5} \right\} \quad (2c) \end{aligned}$$

三个切应力为:

$$\tau_{xz} = \frac{p x dx dy}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{(1-2\nu)}{R_1^3} - \frac{(1-2\nu)}{R_2^3} + \frac{3(z-a)^2}{R_2^5} + \frac{30az(z+a)}{R_2^7} + \frac{3(3-4\nu)z(z+a) - 3a(3z+a)}{R_2^5} \right\} \quad (3a)$$

$$\tau_{xy} = \frac{p xy dx dy}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{3(z-a)}{R_1^2} + \frac{3(3-4\nu)(z-a)}{R_2^5} + \frac{30az(z+a)}{R_2^7} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2^2(R_2+z+a)} \left(\frac{1}{R_2+z+a} + \frac{1}{R_2} \right) \right\} \quad (3b)$$

$$\tau_{yz} = \frac{py dx dy}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{(1-2\nu)}{R_1^3} - \frac{(1-2\nu)}{R_2^3} + \frac{3(z-a)^2}{R_2^5} + \frac{30az(z+a)}{R_2^7} + \frac{3(3-4\nu)z(z+a) - 3a(3z+a)}{R_2^5} \right\} \quad (3c)$$

式中: ν 为土体的泊松比; a 为集中荷载作用的深度,本文中 a 值为隧道的埋深; R_1 和 R_2 为距离控制参数,其中:

$$R_1 = \sqrt{x^2 + y^2 + (z-a)^2}; R_2 = \sqrt{x^2 + y^2 + (z+a)^2}.$$

将上述 6 个应力分量表达式对列车荷载的作用面积进行积分即可得到均布荷载在中心以下深度为 z 处的 6 个应力分量:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \iint d\sigma_x; \sigma_y = \iint d\sigma_y; \sigma_z = \iint d\sigma_z \\ \tau_{xy} &= \iint d\tau_{xy}; \tau_{xz} = \iint d\tau_{xz}; \tau_{yz} = \iint d\tau_{yz} \end{aligned} \quad (4)$$

根据文献[11],动偏应力计算公式为:

$$q_d = \sqrt{3J_2} \quad (5)$$

式中: J_2 为第二应力不变量,通过 6 个应力分量计算得到。

1.3 计算破坏偏应力

对于破坏偏应力,采用下式进行计算:

$$q_f = 2\tau_f \quad (6)$$

式中: q_f 为破坏偏应力; τ_f 为不排水抗剪强度,可用固结不排水的强度指标 c_{cu} 和 φ_{cu} 来计算。

沈珠江^[16]提出的有效固结应力理论,认为黏性土的抗剪强度只取决于破坏前固结状态下的有效应力,从固结状态到破坏状态发展比较快,其含水量来不及改变,因而强度也来不及改变,即

$$\tau_f = c_e \sigma_{3c} \tan \varphi_e \quad (7)$$

式中: c_e 为有效固结强度; σ_{3c} 为最小主应力。

假设破裂面方向与大主应力方向的夹角为 45° ,根据图 2,可得:

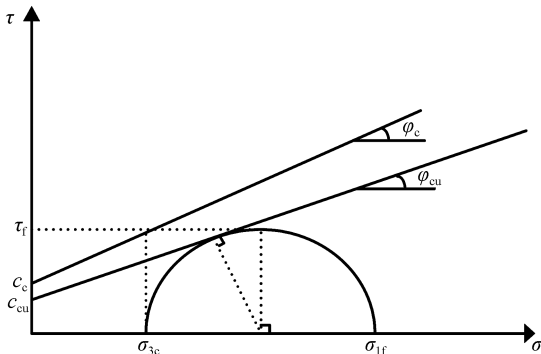


图 2 不排水抗剪强度指标确定

Fig.2 Determination of the undrained shear strength index

$$\tau_f = c_{cu} \cos \varphi_{cu} + \frac{\sigma_{1f} + \sigma_{3c}}{2} \sin \varphi_{cu} \quad (8)$$

$$\tau_f = \frac{\sigma_{1f} - \sigma_{3c}}{2} \quad (9)$$

式中: c_{cu} 为土的黏聚力; φ_{cu} 为土的内摩擦角。将式(9)代入式(8)得:

$$\tau_f = c_{cu} \frac{\cos \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}} + \sigma_{3c} \frac{\sin \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}} \quad (10)$$

比较式(7)、(10),同时考虑实际土层为 K_0 固结状态,则有:

$$\sigma_{3c} = \frac{1 + K_0}{2} \sigma_{cz} \quad (11)$$

式中: σ_{cz} 为自重应力。

最后将式(11)代入式(10),可以得到采用固结不排水实验指标确定的不排水抗剪强度的计算式为:

$$\tau_f = \frac{c_{cu} \cos \varphi_{cu}}{1 - \sin \varphi_{cu}} + \frac{(1 + K_0) \sigma_{cz} \sin \varphi_{cu}}{2(1 - \sin \varphi_{cu})} \quad (12)$$

式中: K_0 为土的侧限系数。

1.4 计算总沉降

将应变随深度的变化曲线进行积分即可得到土体的总沉降量。表达式为:

$$S = \int \varepsilon_p dz \quad (13)$$

2 隧道竖向变形微分方程的建立及求解

2.1 竖向变形微分方程的建立

将土体认为是一系列的弹性弹簧,取隧道上长度为 dx 的一个微元体进行受力分析,如图 3 所示。微元体在平衡状态下满足合力为零、合力矩为零(即 $\sum F = 0, \sum M = 0$)。

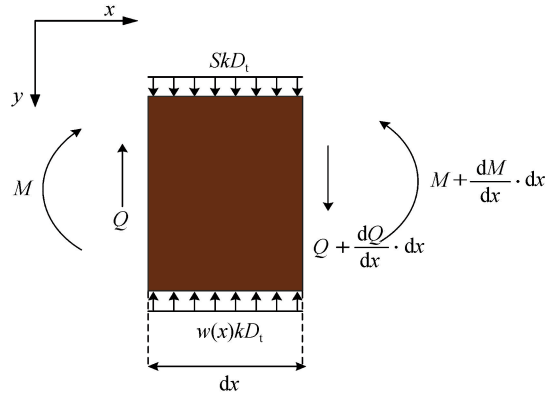


图 3 微元体受力分析

Fig.3 Force analysis of a microelement

平衡条件下合力为零,建立力的平衡方程:

$$\sum F = SkD_t dx + Q + \frac{dQ}{dx} \cdot dx - w(x)kD_t dx - Q = 0 \quad (14)$$

取微元体右侧边界中点为取矩中心,建立力矩平衡方程:

$$\sum M = M + \frac{dM}{dx} \cdot dx - w(x)kD_t \cdot dx \cdot \frac{dx}{2} + SkD_t \cdot dx \cdot \frac{dx}{2} - Qdx - M = 0 \quad (15)$$

式中: M 为弯矩; Q 为剪力; k 为地基反力系数; D_t 为隧道截面的半径; S 为隧道下部土体的沉降。

式(15)中,由于 dx 是一个无穷小量,所以 dx^2 为 dx 的高阶无穷小量,在计算时候可以忽略不计。因此力矩平衡方程可以化简为:

$$\frac{dM}{dx} - Q = 0 \quad (16)$$

根据 Timoshenko 梁理论,弯矩 M 与剪力 Q 满足下面的关系:

$$M = -(EI)_{eq} \frac{d\theta}{dx} \quad (17)$$

$$Q = (\kappa GA)_{eq} \left(\frac{dw(x)}{dx} - \theta \right) \quad (18)$$

将式(17)、(18)带入式(14)、(16),可得到关于隧道竖向位移 $w(x)$ 和转角 θ 的平衡微分方程:

$$(\kappa GA)_{eq} \left(\frac{d^2 w(x)}{dx^2} - \frac{d\theta}{dx} \right) + SkD_t - w(x)kD_t = 0 \quad (19)$$

$$(EI)_{eq} \frac{d^2 \theta}{dx^2} + (\kappa GA)_{eq} \left(\frac{dw(x)}{dx} - \theta \right) = 0 \quad (20)$$

式中: $(EI)_{eq}$ 为纵向等效抗弯刚度; $(\kappa GA)_{eq}$ 为隧道等效抗剪刚度;其他参数同上述。

对式(19)、(20)解耦可分别得到竖向变形 $w(x)$ 、转角 θ 的微分方程表达式:

$$\frac{d^4 w(x)}{dx^4} - \frac{kD_t}{(\kappa GA)_{eq}} \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + \frac{kD_t}{(EI)_{eq}} w(x) = \frac{SkD_t}{(EI)_{eq}} \quad (21)$$

$$\theta = \frac{dw(x)}{dx} + \frac{1}{(\kappa GA)_{eq}} \int [Q(x)D_t - kD_t w(x)] dx \quad (22)$$

求解关于 $w(x)$ 的微分方程即可得到隧道竖向

变形的解析解,进而可以得到隧道的剪力、弯矩、转角、错台的值。

2.2 隧道竖向变形微分方程的求解

为方便计算,将隧道竖向变形微分方程(21)写成下式:

$$\frac{d^4 w(x)}{dx^4} + a \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + bw(x) = e \quad (23)$$

$$\text{式中: } a = -\frac{kD_t}{(\kappa GA)_{eq}}, b = \frac{kD_t}{(EI)_{eq}}, e = \frac{SkD_t}{(EI)_{eq}}.$$

$$\text{齐次微分方程 } \frac{d^4 w(x)}{dx^4} + a \frac{d^2 w(x)}{dx^2} + bw(x) = 0$$

的通解为:

$$w_1(x) = e^{ax} [C_1 \cos(\beta x) + C_2 \sin(\beta x)] + e^{-ax} [C_3 \cos(\beta x) + C_4 \sin(\beta x)] \quad (24)$$

由微分方程可以看出 $w^* = e/b$ 是式(23)的一个特解。所以隧道竖向变形微分方程[式(23)]的通解为:

$$w(x) = \frac{e}{b} + e^{ax} [C_1 \cos(\beta x) + C_2 \sin(\beta x)] + e^{-ax} [C_3 \cos(\beta x) + C_4 \sin(\beta x)] \quad (25)$$

$$\text{式中: } \alpha = \frac{\sqrt{2\sqrt{b} - a}}{2}, \beta = \frac{4b - a^2}{2\sqrt{2\sqrt{b} - a}}, C_1, C_2, C_3, C_4 \text{ 的值取决于边界条件。}$$

将隧道延伸方向设为 x 轴,土体的分界处设为零点,隧道下部土体受力示意图如图4所示。

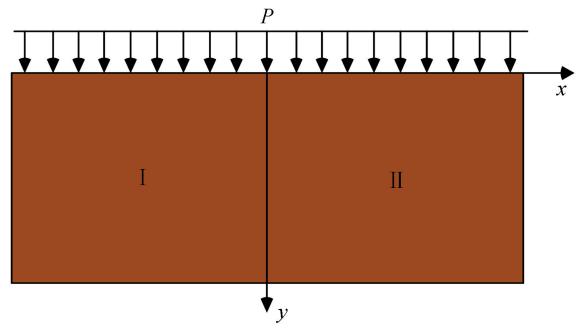


图4 土体受力示意图

Fig.4 Soil force diagram

则土体的基底反力系数 k 可以用下面的函数表示:

$$k(x) = \begin{cases} k_1 & (x \leq 0) \\ k_2 & (x > 0) \end{cases} \quad (26)$$

因此,隧道的竖向变形函数可以表示为:

$$w(x) = \begin{cases} \frac{e_1}{b_1} + e^{a_1 x} [C_{11} \cos(\beta_1 x) + C_{12} \sin(\beta_1 x)] + e^{-a_1 x} [C_{13} \cos(\beta_1 x) + C_{14} \sin(\beta_1 x)] & (x \leq 0) \\ \frac{e_2}{b_2} + e^{a_2 x} [C_{21} \cos(\beta_2 x) + C_{22} \sin(\beta_2 x)] + e^{-a_2 x} [C_{23} \cos(\beta_2 x) + C_{24} \sin(\beta_2 x)] & (x > 0) \end{cases} \quad (27)$$

由于隧道的变形一定是连续的,所以在土体的分界处隧道的弯矩、剪力、竖向变形和转角必然相等。因此可以得到下面的方程:

$$\lim_{x \rightarrow 0^+} M(x) = \lim_{x \rightarrow 0^-} M(x) \quad (28a)$$

$$\lim_{x \rightarrow 0^+} Q(x) = \lim_{x \rightarrow 0^-} Q(x) \quad (28b)$$

$$\lim_{x \rightarrow 0^+} \omega(x) = \lim_{x \rightarrow 0^-} \omega(x) \quad (28c)$$

$$\lim_{x \rightarrow 0^+} \theta(x) = \lim_{x \rightarrow 0^-} \theta(x) \quad (28d)$$

假定隧道的两端自由,则有:

$$\lim_{x \rightarrow +\infty} M = \lim_{x \rightarrow -\infty} M = 0 \quad (29a)$$

$$\lim_{x \rightarrow +\infty} Q = \lim_{x \rightarrow -\infty} Q = 0 \quad (29b)$$

由上述边界条件可以得到, C_{13} 、 C_{14} 、 C_{21} 、 C_{22} 等于 0。 C_{11} 、 C_{12} 、 C_{23} 、 C_{24} 可由平衡条件建立方程组求解。

3 相关参数的确定

盾构隧道是由一系列的管片拼接而成的,由于接头的存在,隧道整体的刚度相比与管片的刚度要小得多。日本隧道专家志波由纪夫等^[17]提出的隧道等效抗弯刚度计算方法运用较为广泛。其等效抗弯刚度表达式为:

$$(EI)_{eq} = \frac{\cos^3 \varphi}{\cos \varphi + (\varphi + \pi/2) \sin \varphi} E_c I_c \quad (30)$$

φ 值由下式确定:

$$\varphi + \cot \varphi = \pi \left(0.5 + \frac{nk_b l_s}{E_c A_c} \right) \quad (31)$$

式中: k_b 为接头螺栓的平均线刚度, $k_b = E_b A_b / l_b$, E_b 为螺栓的弹性模量, A_b 为螺栓的横截面积, l_b 为螺栓长度; n 为螺栓个数; l_s 为环宽; E_c 为管片弹性模量; φ 为中性轴位置; I_c 为隧道纵向惯性矩; A_c 为隧道管片横截面积。

H.N.Wu 等^[14]提出计算盾构隧道等效剪切刚度 $(\kappa GA)_{eq}$ 公式:

$$(\kappa GA)_{eq} = \zeta \frac{l_s}{\frac{l_b}{n\kappa_b G_b A_b} + \frac{l_s - l_b}{\kappa_c G_c A_c}} \quad (32)$$

式中: ζ 为修正系数,在本文其值取 1; κ_b 及 κ_c 分别为螺栓及管片环 Timoshenko 剪切系数,对于圆形截面, κ_b 取 0.9; 对于环形隧道管片环结构, κ_c 取 0.5; G_b 及 G_c 分别为螺栓剪切刚度及隧道管片剪切刚度,两者与各自弹性模量的关系为: $G_b = \frac{E_b}{2(1 + \nu_b)}$ 及 $G_c = \frac{E_c}{2(1 + \nu_c)}$, 其中 ν_b 、 ν_c 分别为螺栓及管片的泊松比。

地基基床系数的取值对计算结果有着重要的影响。A.S.Vesic^[18]经过模型试验,给出了地基基床系数表达式:

$$k_{vesic} = \frac{0.65 E_s}{B(1 - \nu^2)} \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{EI}} \quad (33)$$

式中: E_s 为土体的弹性模量; EI 为梁的抗弯刚度 [式中 $EI = (EI)_{eq}$]; B 为梁宽度 (文中 $B = D_t$)。

Vesic 基床系数得到了广泛的运用^[19-21],但是 Vesic 地基基床系数是假设梁位于地表而得到的,对于具有一定埋深的盾构隧道,将低估土体刚度,因此采用 P.B.Aettwell 等^[22]建议的 2 倍的 Vesic 系数来估计一定深度处的基床系数,即:

$$k = 2k_{vesic} \quad (34)$$

4 隧道响应分析

给定隧道下部 2 种土体的物理学参数如表 2 所列,隧道结构参数如表 3 所列。

表 2 土体物理指标

土类	ν	k_0	$\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	c_{cu} / kPa	$\varphi_{cu} / (^\circ)$	E_s / kPa
土体 I	0.37	0.61	19.4	7	23	1 1200
土体 II	0.46	0.86	16.9	10	7.8	2 300

表 3 隧道管片结构参数

隧道外径	隧道内径	管片厚度	环宽	管片弹性模量	纵向螺栓	螺栓直径	螺栓长度	螺栓弹性模量
D_t / m	D_i / m	t / m	l / m	E_c / MPa	n	D_b / mm	l_b / mm	E_s / MPa
6.2	5.5	0.35	1.2	3.45×10^4	17	30	400	2.06×10^5

由此可以计算出隧道的等效抗弯刚度及等效剪切刚度值分别为 $7.08 \times 10^4 \text{ mN} \cdot \text{m}^2$ 和 $2.08 \times 10^3 \text{ mN} \cdot \text{m}^2$ 。

在应变计算公式中, a 、 b 、 m 的值在土体 I 中分

别取 0.64、0.1、1.7; 在土体 II 中分别取 1.2、0.18、2.4。为进行对比,本文分别计算了列车运行时间为 1 年、5 年、10 年、15 年后的结果。列车每天的往返次数为 210 次 (即 $N = \text{运行年数} \times 12 \text{ 月} \times 30 \text{ 天} \times$

210次)。列车作用的均布荷载为 17.7 kPa。隧道埋深 13.6 m。

图 5 反映在列车循环荷载的作用下隧道下部土体的应变值随深度的变化规律。可见隧道下部土体的应变主要发生在隧道下部 5 m 范围内,在 10 m 以下基本减小为 0。根据图 5,可计算出土体 I 和土体 II 在列车循环荷载作用下的累计沉降,具体值列于表 4。

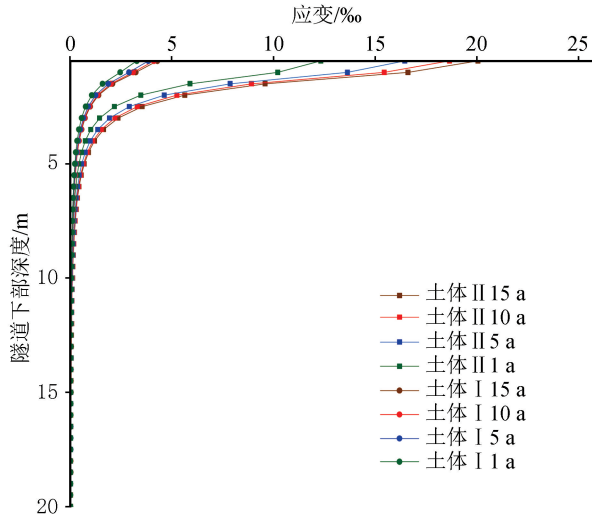


图 5 累计应变随深度的变化

Fig.5 Change of accumulated strain with depth

表 4 土体沉降值

Table 4 Value of soil settlement

时间/a	1	5	10	15
S _I 沉降/mm	6.40	7.52	8.06	8.39
S _{II} 沉降/mm	20.25	27.05	30.64	32.96

图 6 为土体沉降随时间变化关系。不难看出,土体 I 的沉降主要发生在列车开通后 1 年内,之后几年的沉降对总沉降的贡献很小。土体 II 则相反,

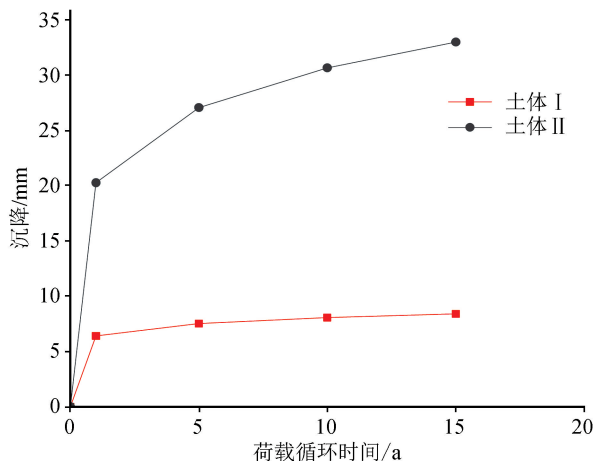


图 6 沉降随荷载作用时间变化规律

Fig.6 Temporal change of soil settlement under cyclic loading

沉降在较长的时间后才能达到一个稳定状态。

将土体的沉降带入隧道变形的解析解中,即可得到隧道的竖向变形,进而得到弯矩,剪力,转角等参数的值(图 7)。

从图 7(a)可以看出,由于沿隧道延伸方向土体性质发生了明显的改变,隧道在分界处两端产生较大的差异沉降。随着荷载作用时间的增加,差异沉降值也随之增加,但是增速逐渐减小,最终差异沉降趋于定值。图 7(b)反映转角的变化,转角整体呈先增后减的趋势,距离土体分界面越近,转角增大越迅速,但值得注意的是,在分界面两侧转角的变化并不是对称的,转角的极大值出现在土层较软弱的一侧,而非分界面处。图 7(c)中,分界面左侧隧道弯矩为负值,且绝对值先增后减。右侧土体中,弯矩为正值,也为先增后减。在分界面附近,弯矩值出现正负号的改变,说明隧道在分界面两侧的弯曲方向不同,在 $x=0$ 附近出现反弯点。同时还可以发现,分界面两侧弯矩的极值也不同,软弱土体一侧弯矩的极值要小于坚硬土体一侧。在 7(d)中,分界面两侧各约 50 m 处开始出现剪力,50 m 范围以外剪力值基本为 0,此外,剪力的方向发生了两次变化,沿隧道延伸方向从负值逐渐变为正值,在 $x=0$ 附近出现最大值,之后迅速减小变为负值,最后变为 0。

在 Timoshenko 梁模型基础上,H.N.Wu 等^[14]给出了相邻管片之间错台量的计算公式(35),图 8 为错台的计算结果。

$$\delta = l_s \frac{Q}{(\kappa GA)_{eq}} \quad (35)$$

5 结论

本文在前人研究基础上,考虑了列车荷载引起的隧道下部土体差异沉降对隧道的影响,提出了考虑隧道剪切效应的隧道变形的解析解答。主要结论如下:

(1) 隧道下部土体的沉降主要发生在隧道下部 5 m 的范围内,随着深度的增加,应变迅速减小并趋近于 0。

(2) 不同的土体类型达到沉降稳定所需要的时间以及最终的累计沉降值有很大差别,主要体现在压缩性小的土体能够率先达到一个稳定的沉降值,而压缩性大的土体需要的时间要长得很多,最终沉降值也要大得多。

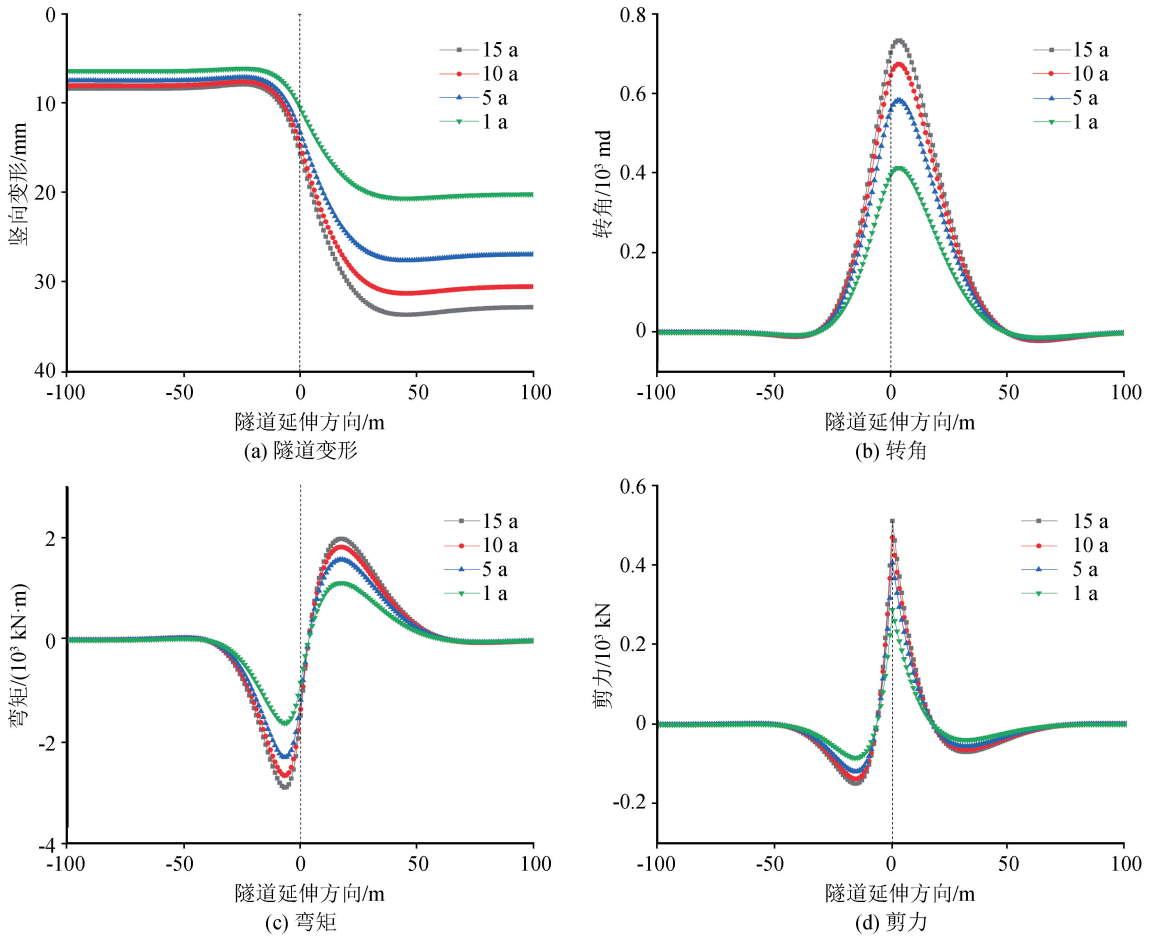


图 7 隧道响应

Fig.7 Tunnel responses

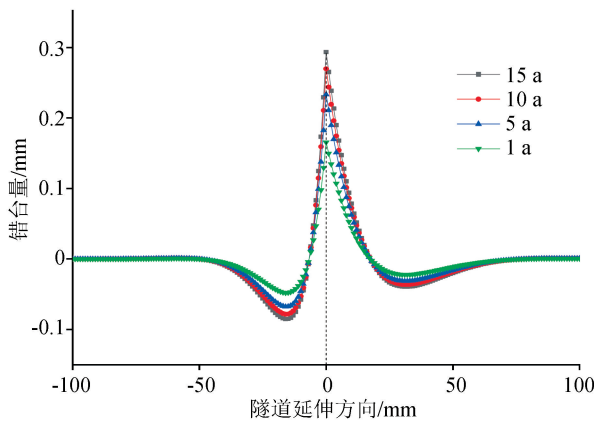


图 8 错台

Fig.8 Dislocation

(3) 下部土体类型的差异对隧道变形影响较大,主要原因是由于土体压缩模量的不同导致差异沉降,从而使隧道受力不均衡。在土层的分界处附近,剪力、错台和转角出现极大值。

(4) 隧道的差异变形主要发生在土体分界处两

侧各 25 m 的范围内,在工程中若隧道延伸方向出现土体差异可在土体边界处两侧一定范围内进行额外的加固措施,从而使隧道的结构性能更加稳定。

参考文献(References)

[1] 陈磊,庄海洋,沈礼伟,等.列车振动荷载作用下南京细砂动强度变化规律研究[J].地震工程学报,2016,38(1):89-93.
 CHENG Lei,ZHUANG Haiyang,SHEN Liwei,et al.Variation Rule of Dynamic Strength of Nanjing Fine Sand under Train-induced Vibration Load.[J].China Earthquake Engineering Journal,2016,38(1):89-93.
 [2] 冷建,叶冠林,刘学增,等.循环荷载对上海软土动力特性影响规律的试验研究[J].地震工程学报,2015(4):1049-1052.
 LENG Jian, YE Guanlin, LIU Xuezheng, et al. Experimental Study On the Dynamic Characteristics of Shanghai Soft Clay Subjected to Cyclic Loading[J].China Earthquake Engineering Journal,2015(4):1049-1052.
 [3] 李进军,黄茂松,王育德.交通荷载作用下软土地基累积塑性变形分析[J].中国公路学报,2006,19(1):1-5.
 LI Jinjun,HUANG Maosong,WANG Yude.Analysis of Cumulative Plastic Deformation of Soft Clay Foundation under Traf-

- fic Loading [J]. China Journal of Highway and Transport, 2006, 19(1): 1-5.
- [4] 魏星, 黄茂松. 交通荷载作用下公路软土地基长期沉降的计算 [J]. 岩土力学, 2009, 30(11): 3342-3346.
WEI Xing, HUANG Maosong. A Simple Method to Predict Traffic-load-induced Permanent Settlement of Road on Soft Subsoil [J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(11): 3342-3346.
- [5] 边学成, 曾二贤, 陈云敏. 列车交通荷载作用下软土路基的长期沉降 [J]. 岩土力学, 2008, 29(11): 2990-2996.
BIAN Xuecheng, ZENG Erxian, CHEN Yunmin. Long-term Settlements of Soft Soil Ground Induced by Train Traffic Loadings [J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 29(11): 2990-2996.
- [6] 吕玺琳, 方航, 张甲峰. 循环交通荷载下软土路基长期沉降理论解 [J]. 岩土力学, 2016(增刊 1): 435-440.
LÜ Xilin, FANG Hang, ZHANG Jiafeng. A Theoretical Solution for Long-term Settlement of Soft Subgrade Induced by Traffic Loading [J]. Rock and Soil Mechanics, 2016(s1): 435-440.
- [7] 高广运, 徐大为, 张先林, 等. 地铁循环荷载作用下上海软土路基的长期沉降计算 [J]. 桂林理工大学学报, 2012, 32(3): 370-374.
GAO Guangyun, XU Dawei, ZHANG Xianlin, et al. Long-Term Settlement Calculation of Shanghai Metro Soft Soil Foundation under Cyclic Loading [J]. Journal of Guilin University of Technology, 2012, 32(3): 370-374.
- [8] WU H N, CHAI J C, XU Y S, et al. Evaluation of Train-Load-Induced Settlement in Metro Tunnels [J]. Proceedings of the ICE-Geotechnical Engineering, 2015, 168(5): 396-406.
- [9] HUANG H W, GONG W P, KHOSHNEVISAN S, et al. Simplified Procedure for Finite Element Analysis of the Longitudinal Performance of Shield Tunnels Considering Spatial Soil Variability in Longitudinal Direction [J]. Computers and Geotechnics, 2015, 64: 132-145.
- [10] MONISMITH C L, OGAWA N, FREEME C R. Permanent Deformation Characteristics of Subsoil Due to Repeated Loading [J]. Transportation Research Record, 1975, 537: 1-17.
- [11] LI D Q, SELIG E T. Cumulative Plastic Deformation for Fine-Grained Subgrade Soils [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1996, 122(12): 1006-1013.
- [12] CHAI J C, MIURA N. Traffic-Load-Induced Permanent Deformation of Road on Soft Subsoil [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2002, 128(11): 907-916.
- [13] TIMOSHENKO S P. LXVI. On the Correction for Shear of the Differential Equation for Transverse Vibrations of Prismatic Bars [J]. The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science, 1921, 41(245): 744-746.
- [14] WU H N, SHEN S L, LIAO S M, et al. Longitudinal Structural Modelling of Shield Tunnels Considering Shearing Dislocation between Segmental Rings [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2015, 50: 317-323.
- [15] MINDLIN R D. Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid [J]. Physics, 1936, 7(5): 195-202.
- [16] 沈珠江. 基于有效固结应力理论的粘土土压力公式 [J]. 岩土工程学报, 2000, 22(3): 353-356.
SHEN Zhujiang. Earth Pressure of Clay based on Effective Consolidation Stress Theory [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, 22(3): 353-356.
- [17] 志波, 由纪夫, 川岛, 一彦, 大日方, 尚巳, et al. シールドトンネルの耐震解析に用いる長手方向覆工剛性の評価法 [J]. 土木学会論文集, 1988.
- [18] VESIC A B. Bending of Beams Resting on Isotropic Solid [J]. Journal of the Engineering Mechanics Division, 1961, 87.
- [19] 梁荣柱, 林存刚, 夏唐代, 等. 考虑隧道剪切效应的基坑开挖对邻近隧道纵向变形分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(1): 223-233.
LIANG Rongzhu, LIN Cungang, XIA Tangdai, et al. Analysis on the Longitudinal Deformation of Tunnels Due to Pit Excavation Considering the Tunnel Shearing Effect [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, 36(1): 223-233.
- [20] 张治国, 黄茂松, 王卫东. 邻近开挖对既有软土隧道的影响 [J]. 岩土力学, 2009, 30(5): 1373-1380.
ZHANG Zhiguo, HUANG Maosong, WANG Wei-dong. Responses of Existing Tunnels Induced by Adjacent Excavation in Soft Soils [J]. Rock and Soil Mechanics, 2009, 30(5): 1373-1380.
- [21] ZHANG Z G, HUANG M S, WANG W D. Evaluation of Deformation Response for Adjacent Tunnels Due to Soil Unloading in Excavation Engineering [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2013, 38: 244-253.
- [22] ATTEWELL P B, YEATES J, SELBY A R. Soil Movements Induced by Tunnelling and Their Effects on Pipelines and Structures [M]. Glasgow: Blackie and Son Ltd., 1986: 10-50.