

软土隧道盾构法施工引起的纵向地面变形预测

魏 纲, 徐日庆

(浙江大学 岩土工程研究所, 浙江 杭州 310027)

摘 要: 假定土体不排水, 利用弹性力学的 Mindlin 解, 推导了正面附加推力和盾壳与土体之间的摩擦力引起的纵向地面变形计算公式, 结合土体损失引起的地面变形计算公式, 得到盾构施工引起的总的纵向地面变形计算公式, 该方法适用于施工阶段。与两个工程实例进行了对比, 本文方法计算得到的结果与实测数据较吻合。算例分析表明, 正面附加推力引起开挖面前方地面隆起, 后方地面沉降, 以开挖面为轴线呈反对称分布, 在正常施工时产生的地面变形较小; 盾壳与土体之间的摩擦力引起的地面变形较大, 分布规律与正面附加推力相似, 但轴线位于盾构中间部位; 土质参数对地面变形影响较大。

关键词: 盾构; 地面变形; 正面附加推力; 摩擦力; 土体损失; Mindlin 解

中图分类号: TU 471.8 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000 - 4548(2005)09 - 1077 - 05

作者简介: 魏 纲(1977 -), 男, 浙江杭州人, 博士研究生, 主要从事软土地基处理与顶管、盾构施工技术方法的研究。

Prediction of longitudinal ground deformation due to tunnel construction with shield in soft soil

WEI Gang, XU Ri-qing

(Institute of Geotechnical Engineering, Zhejiang University, Hangzhou 310027, China)

Abstract: Assuming soil was undrained, the computing formulas of longitudinal ground deformation induced both by bulkhead additive thrust and force of friction between shield and soil were derived from the Mindlin solution in elastic mechanics. Combining the formula of ground deformation induced by ground loss, the formula of total longitudinal ground deformation induced by shield was obtained. This method was applied to the construction phase. Compared with two engineering cases, the calculated results could be fitted with the measured field data. As shown in analytical calculation, bulkhead additive thrust would make the frontal soil of excavation face hunching up and the surrounding soil subsiding. Surface deformation induced by bulkhead additive thrust was small during normal construction, and the curves were antisymmetric about axes of excavation face. The surface deformation induced by friction force was great. Its distribution curve was similar to bulkhead additive thrust with the axes at the middle of shield. The parameters of soil exerted great influence on surface deformation.

Key words: shield; surface deformation; bulkhead additive thrust; force of friction; ground loss; Mindlin solution

0 引 言

近年来, 随着我国城市建设的发展, 为改善交通, 许多大城市开始修建地铁。对处于软土地区的地铁隧道, 为减小隧道开挖对地层的扰动, 通常采用盾构法进行施工, 但盾构法施工仍不可避免地会对周围土体产生扰动, 从而引起地面变形。

目前盾构法施工引起的横向地面变形计算方法已较成熟^[1~4], 但对纵向地面变形计算方法的研究还不多, 主要有: ①经验公式(修正 Peck 法^[5]), 采用“负土体损失”来反映地面隆起的大小, 与施工参数无关; ②应变法, 由 Sagaseta(1987)^[2]提出, 仅考虑“土体损失”; ③随机介质方法^[6, 7], 该方法主要用于研究隧道

开挖对地面的影响, 文献[6]通过修正方法来计算地面隆起, 文献[7]考虑了隧道开挖和盾构挤压, 仍采用“负土体损失”来反映地面隆起的大小, 同时假定挤土范围为盾构直径的 1.5 倍。由以上分析可知, 盾构施工引起的纵向地面变形计算方法还存在一定欠缺, 有待进一步研究。

本文从盾构施工过程出发, 假定土体不排水固结, 利用 Mindlin 解推导了正面附加推力和盾壳与土体之间的摩擦力引起的纵向地面变形计算公式, 结合土体损失引起的地面变形计算公式, 得到盾构施工引起的

总的纵向地面变形计算公式。

1 盾构施工引起的地面变形分析

盾构施工过程中引起地面变形的因素众多，其中有 3 个主要因素：

(1) 盾构挤土，由于盾构施工过程中为了使开挖面土体稳定，开挖面通常保证有足够的支护力，产生“正面附加推力 P ”。在正常施工中， P 一般控制在 ± 20 kPa 之间^[8]。但是在一些特殊情况下，例如当推进前方存在不明障碍物、机头穿越不同土层交界面以及在长时间停止顶进后又顶进时，都可能导致正面推进力有较大的波动。土体受到盾构挤压产生“挤土效应”，表现为开挖面前方地面产生隆起，开挖面后方地面产生沉降，在开挖面上方地面变形为零^[9]。

(2) 盾壳与周围土体之间的摩擦力，由于盾构与土体之间的接触面积较大，产生较大的摩擦力，从而引起地面变形。

(3) 由于开挖卸载以及盾尾通过后产生的建筑空隙引起土体损失，进而产生地面沉降。因此，在计算地面变形时必须考虑这三个主要因素的综合影响。

根据以上分析，总的地面变形可以通过分别求解正面附加推力、盾壳与土体之间的摩擦力及土体损失引起的地面变形，然后通过叠加求得。

文中盾构是在正常固结软土（包括粘土、粉土和淤泥等）中沿直线顶进，不考虑盾构偏斜和注浆压力。本文假定：

- (1) 土体不排水固结，仅考虑施工期间的变形；
- (2) 土体为均质的线弹性半无限体；
- (3) 盾构的推进面为荷载作用面，将正面附加推力近似为圆形均布荷载^[10]；
- (4) 盾壳与周围土体之间的摩阻力均匀分布；
- (5) 盾构的推进仅为空间位置上的变化，不考虑时间效应。

2 纵向地面变形计算方法

2.1 正面附加推力引起的纵向地面变形计算

计算所取坐标系如图 1 所示，在图中荷载作用圆截面内取微分面积 $rdrd\theta$ ，利用弹性力学中的 Mindlin 解^[11]，通过积分得到圆形均布荷载作用下隧道轴线上方的纵向地面变形计算公式为

$$w_1 = \frac{Px}{4\pi G} \int_0^{2\pi} \int_0^{D/2} \left[\frac{-h+r\sin\theta}{W^3} + \frac{(1-2\mu)}{W(W+h-r\sin\theta)} \right] r dr d\theta \quad (1)$$

式中 $W = \sqrt{x^2 + h^2 + r^2 - 2rh\sin\theta}$ ； x 为顶进方向离开挖面的水平距离； G 为土体剪切弹性模量，

$G = \frac{(1-2\mu K_0)E_s}{2(1+\mu)}$ ； E_s 为土体压缩模量； K_0 为静止土压力系数； μ 为土体泊松比； P 为盾构正面附加推力 (kPa)； D 为盾构外直径； h 为隧道轴线埋深。

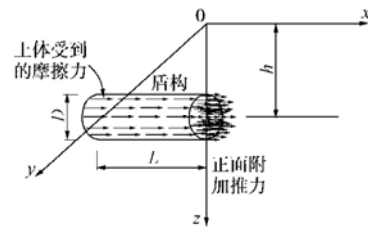


图 1 力学模型简图

Fig. 1 Mechanical model

式 (1) 很难直接积分计算，必须采用数值积分。为提高精度，本文采用五点 Gauss-Legendre 公式^[12]

$$\int_{-1}^1 f(x)dx \approx 0.2369f(0.9062) + 0.4786f(0.5385) + 0.5689f(0) + 0.4786f(-0.5385) + 0.2369f(-0.9062) \quad (2)$$

由于 θ 的积分域为 $[0, 2\pi]$ ，不能直接采用 Gauss-Legendre 公式，所以要作变换，令 $\theta = \pi + \pi t$ ， $t \in [-1, 1]$ ，则式 (1) 变为

$$w_1 = \frac{Px}{4G} \int_0^{D/2} \int_{-1}^1 \left[\frac{-h-r\sin(\pi t)}{W^3} + \frac{(1-2\mu)}{W(W+h+r\sin(\pi t))} \right] r dr dt \quad (3)$$

式中 $W = \sqrt{x^2 + h^2 + r^2 + 2rh\sin(\pi t)}$ 。

这样，式 (3) 就可以采用定积分和五点 Gauss-Legendre 数值积分相结合的方法进行求解。

2.2 盾壳与周围土体之间的摩擦力引起的纵向地面变形计算

盾构在顶进时其外壳与周围土体之间会产生摩擦力。计算所取坐标系见图 1，取盾构(圆柱体)表面的微分面积 $Rdrd\theta$ ，利用 Mindlin 公式^[11]，积分得到盾壳与周围土体之间的摩擦力引起的纵向地面变形计算公式

$$w_2 = \frac{pR}{4\pi G} \int_0^{2\pi} \int_0^L (x+r) \left[\frac{-h+R\sin\theta}{W^3} + \frac{(1-2\mu)}{W(W+h-R\sin\theta)} \right] dr d\theta \quad (4)$$

式中 $W = \sqrt{(x+r)^2 + h^2 + R^2 - 2Rh\sin\theta}$ ； L 为盾构长度； R 为盾构半径； p 为盾壳与土体之间单位面积的摩擦力 (kPa)，摩擦力等于正压力乘以摩擦系数，盾构受到的法向压力成椭圆形，顶部最小，底部最大^[8]，因此可近似取埋深处的垂直土压力为平均压力，摩擦系数的取值可参考文献[13]。 p 值的大小与隧道埋深和土质有关，埋深越大、土质越好， p 值也越大；其他符号同上。

令 $\theta = \pi + \pi t$ ， $t \in [-1, 1]$ ，则式 (4) 变为

$$w_2 = \frac{pR}{4G} \int_0^L \int_{-1}^1 (x+r) \left[\frac{-h-R\sin(\pi t)}{W^3} + \frac{(1-2\mu)}{W(W+h+R\sin(\pi t))} \right] dt dr, \quad (5)$$

式中 $W = \sqrt{(x+r)^2 + h^2 + R^2 + 2Rhs\sin(\pi t)}$ 。式 (5) 的计算方法同式 (3)。

2.3 土体损失引起的纵向地面变形计算

在盾构法施工过程中, 由于盾构开挖卸载以及盾尾通过后产生的建筑空隙, 虽然采用压浆工艺, 但仍不可避免会产生土体损失, 进而引起地面沉降。如图 2 所示, Sagaseta(1987)^[2]采用等效圆柱来模拟土体损失, 假定土体损失沿轴线均匀分布, 采用“应变法”得到地面竖向位移计算公式为

$$w_3 = \frac{a^2}{2} \frac{h}{y^2 + h^2} \left[1 - \frac{x}{\sqrt{x^2 + y^2 + h^2}} \right], \quad (6)$$

式中 x 为顶进方向离开开挖面的水平距离; y 为离轴线的横向水平距离; a 为土体点损失的半径; h 为隧道轴线埋深, 以下同。

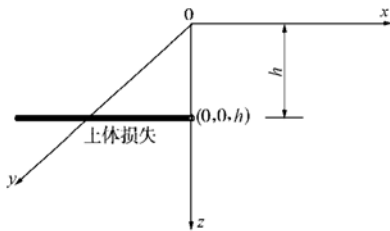


图 2 土体损失示意图

Fig. 2 Chart of ground loss

当 $y=0$ 时, 得到隧道轴线上方的纵向地面变形计算公式为

$$w_3 = \frac{a^2}{2h} \left[1 - \frac{x}{\sqrt{x^2 + h^2}} \right]. \quad (7)$$

a 的取值于土体损失有关, 即单位长度的土体损失面积等于 πa^2 。土体损失的计算方法主要有两种: 一是经验方法, 根据以往的施工经验选择一个合适的挖掘面的百分率来估算土体损失的大小, 对于粘土通常是挖掘面的 0.5%~2.5%^[14]。令 η 为土体损失百分率, 则 $\pi a^2 = \pi R^2 \eta$, 即 $a^2 = R^2 \eta$, 式中 R 为盾构外半径; 二是采用 Lee 等人 (1992)^[15]提出的等效土体损失参数 g 进行计算。

Loganathan 等人 (1998)^[4]认为隧道周围土体产生椭圆形的非等量径向位移, 产生的土体损失为 $V_1 = \pi a^2 = \pi(R+g/2)^2 - \pi R^2$, 则

$$a^2 = Rg + g^2/4, \quad (8)$$

式中 $g = G'_p + U_{3D} + \sigma$ ^[15]; $G'_p = \alpha G_p$; G_p 为盾构与隧道之间的几何空隙, 考虑到注浆填充, 对于粘土 $\alpha = 0.116(h/2R) - 0.042$ ^[16]; U_{3D} 为盾构前部土体三维

弹塑性变形, 其值可按下式估算: $U_{3D} = 0.5k\delta_x$, 式中 k 是土体切割阻力系数, 对一般土, $k=0.7\sim 0.9$; 当发生塑性流动时 (对于非常软的粘土), $k=1.0$ 。 δ_x 是土体在开挖面上平均轴向挤入位移, $\delta_x = \Omega RP_0/E$, 式中 Ω 为无量纲位移因子, 可取 1.12, E 为不排水变形模量, P_0 为开挖面上应力卸除总量, $P_0 = K'_0 P'_v + P_w - P_i$, 式中 K'_0 为有效静止土压力系数; P'_v 为隧道起拱线 (即隧道轴线) 的垂直有效应力; P_w 为掘进前隧道起拱线上的孔隙水压力; P_i 为开挖面支护压力, $P_i = \gamma h - Nc_u$, 式中 γ 是土体重度; N 为安全系数, 软土地基可取 2.5; c_u 是不排水剪切强度; σ 为施工因素, 可取 $0.6G'_p$ 。

2.4 总的纵向地面变形计算公式

将正面附加推力、盾壳与周围土体之间的摩擦力以及土体损失引起的地面变形进行叠加, 得到盾构施工引起的总的纵向地面变形计算公式为

$$w = w_1 + w_2 + w_3. \quad (9)$$

3 算例分析

为验证本文方法的正确性, 与两个工程实例进行了对比, 并与其他理论计算方法进行了比较。

3.1 算例 1

上海市轨道交通明珠线二期工程“漂阳路站 - 临平路站”区间隧道位于临平路车站西端头井和漂阳路车站东端头井之间^[17]。采用预制装配式钢筋混凝土衬砌拼装而成, 衬砌内径、外径分别为 5.50 m 和 6.20 m, 衬砌宽度为 1.0 m, 采用一台全断面切削式土压平衡式盾构机施工。隧道主要穿越第②₃-1 层灰色粘质粉土、第②₃-2 层灰色砂质粉土。其中大部分长度全断面穿越第②₃-2 层, 该土层基本特征是: 土体颗粒细、饱和含水、成分不均匀、透水性好~较好, 水头差作用下极易发生流砂、管涌现象。该层的颗粒组成中粘粒含量 <10%, 粉粒含量 >0.75%, 土的不均匀系数 $C_u < 5$, $e > 0.75$, $w > 30\%$ 。其他各土层分别为第①层人工填土、第④层灰色淤泥质粘土。

计算参数如下: $D=6.2$ m, $h=9.1$ m, $L=6$ m, $\mu=0.25$, $K_0=0.33$, $E_s=11.3$ MPa, $G=3.774$ MPa, $P=15$ kPa, $p=43$ kPa, $\eta=1.35\%$, 其中 P 、 p 、 η 根据经验取值。

计算结果如图 3 所示, 盾壳与土体之间的摩擦力引起前方地面隆起, 后方地面沉降, 以盾构中间部位对应的地面为轴线呈反对称分布, 地面变形与 p 成正比。由于盾构与土体的接触面积较大, 在土质较好、埋深较大的情况下, 摩擦力是相当大的, 甚至可能达到 100 kPa 以上^[8]。因此摩擦力引起的地面变形较大,

在计算时必须考虑该影响因素。本算例中摩擦力引起的最大地面隆起为 2.78 mm。正面附加推力引起的地面变形规律与摩擦力相似，地面变形与 P 值成正比，但以开挖面为轴线呈反对称分布。在正常施工中， P 一般控制在 ± 20 kPa 之间^[8]，因此其引起的地面变形较小。本算例中 $P=15$ kPa 引起的最大地面隆起为 0.263 mm。

如图 4 所示，本文计算结果与现场实测数据非常吻合。在开挖面到达前，地面开始产生急剧沉降；在开挖面处，轴线上方的地面已产生沉降；在盾尾通过一定距离（约 $1D$ 左右）后，地面沉降达到瞬时沉降的峰值，之后产生微小反弹；随着时间增长，由于受扰动土体排水再固结，地面又开始沉降。

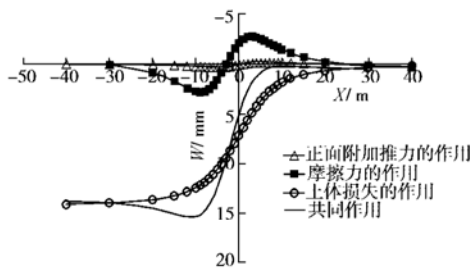


图 3 盾构施工引起的纵向地面变形曲线

Fig. 3 Longitudinal surface deformation induced by shield

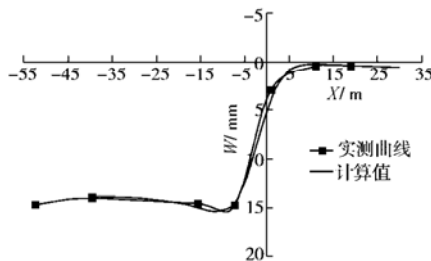


图 4 某盾构隧道纵向地面变形实测与计算比较图

Fig. 4 Comparison between measured and predicted surface deformation induced by shield

3.2 算例 2

上海浦东新区花木园林区某隧道试验段地面覆土约为 7.0~9.0 m，隧道穿越的地面无重要建筑物。该隧道上行线以地铁龙东路车站西为起点，以中央公园站南端头井为终点。采用法国 FCB 公司提供的外径 6.34 m、内径 5.5 m 的土压平衡盾构机。隧道主要穿越上海地区海相沉积第②₂ 层灰色砂质粉土、第③层淤泥质粉质粘土和第④层灰色淤泥质粘土。第②₂ 层灰色砂质粉土渗透系数小，含水量在 32.5%左右；第③、④土层具有饱和、流塑、土质均匀、夹极薄层粉砂土的特征，属高压缩性土；其他各层土分别为第①层杂填土、第⑤层灰色粘土。文献[6]介绍了该工程实例，根据实测资料绘制了平均埋深为 12.5 m 的 7 条纵向地

面变形曲线，并将这 7 条曲线拟合成了一条标准的纵向地面变形曲线。

计算参数取值如下： $D=6.34$ m， $h=12.5$ m， $\mu=0.35$ ， $L=6.54$ m， $K_0=0.53$ ， $E_s=3.7$ MPa， $G=0.862$ MPa， $P=10$ kPa， $p=25$ kPa， $\eta=1.85\%$ 。将本文方法的理论计算结果与实测值、随机介质理论和 Peck 法理论计算结果进行了对比，如图 5 所示。图中实测曲线、随机介质理论和 Peck 法理论计算结果均引自文献[6]。

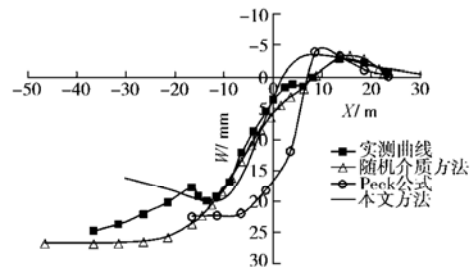


图 5 纵向地面变形实测曲线与理论计算曲线对照图

Fig. 5 Comparison between in-situ measurement and theoretical prediction

如图 5 所示，本文方法的理论计算结果与实测曲线较吻合。盾构隧道轴线地面纵向变形曲线可以分为：开挖面前方隆起区、急剧沉降区、沉降稳定区和沉降反弹区^[18]。在开挖面前方，计算值略大于实测值，这是由于实际施工中开挖卸载可能产生较大的土体损失，而本文假定土体损失是均匀的。在盾尾通过后约 7 m 处地面沉降达到一个峰值，产生反弹现象；再往后地面又开始沉降，这是由于受扰动土体排水再固结引起的。本文假定土体不排水固结，只能计算瞬时沉降，因而在 $x=-17$ m 以后与实测值差距较大，也表明本文方法只适宜计算到盾尾通过后一定距离（约 $1.7D$ ）。本算例中正面附加推力和摩擦力引起的最大地面隆起分别为 1.005 mm 和 6.533 mm。由式 (1)、(4) 可知， P 和 p 引起的地面变形值与 G 成反比，表明土质条件对地面变形影响较大。

随机介质方法也假定土体不排水固结，如图 5 所示，该方法得到的纵向地面变形曲线无法反映盾尾通过后的地面反弹现象，且求得的最大瞬时沉降值要远大于实测值，同时，该方法在计算地面隆起时还带有一定经验性。修正 Peck 法的计算结果与实测值差距较大，但其变化规律与本文方法近似。

开挖面前方地面是否产生隆起，是由正面附加推力、摩擦力和土体损失这三个因素的共同作用决定的。随着埋深的增大，土体损失引起的地面沉降减小，但摩擦力会随埋深增大，其引起的地面隆起值变化较小。因此随着埋深的增大，地面隆起的可能性反而要增大。盾构施工不一定都产生地面隆起；如产生地面隆起，

其范围也是变化的。按文献[6, 7]方法进行预测可能与实际情况相差较大。

4 结 语

本文利用弹性力学的 Mindlin 解推导了正面附加推力和盾壳与土体之间的摩擦力引起的地面变形计算公式, 将正面附加推力、盾壳与土体之间的摩擦力以及土体损失这三个因素结合起来计算总的地面变形。该方法可以考虑多个施工参数, 更加符合实际情况。在以上三个因素中, 盾壳与土体之间的摩擦力相对比较稳定, 而正面附加推力和土体损失则与施工现场控制有关, 易产生起伏。算例分析表明摩擦力引起的地面变形较大, 应予以重视。

本文公式是在假定土体不排水条件下推导的, 适用范围虽然限在施工阶段, 但对指导盾构施工具有实际意义。文中假定土体损失均质分布、不考虑注浆, 可能与实际情况有偏差, 应作进一步修正。

参考文献:

- [1] Peck R B. Deep excavations and tunneling in soft ground[A]. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering[C]. Mexico City, 1969.
- [2] Sagaseta C. Analysis of undrained soil deformation due to ground loss[J]. Geotechnique, 1987, 37(3):301 - 320.
- [3] Verruijt A, Booker J R. Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane[J]. Geotechnique, 1996, 46(4):753 - 756.
- [4] Loganathan N, Poulos H G. Analytical prediction for tunneling-induced ground movement in clays[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998, 124(9):846 - 856.
- [5] 刘建航, 侯学渊. 盾构法隧道[M]. 北京: 中国铁道出版社, 1991:333 - 395.
- [6] 朱忠隆, 张庆贺, 易宏传. 软土隧道纵向地表沉降的随机预测方法[J]. 岩土力学, 2001, 22(1):56 - 59.
- [7] 施成华, 彭立敏, 刘宝琛. 盾构法施工隧道纵向地层移动与变形预计[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(5):585 - 589.
- [8] 侯学渊, 钱达仁, 杨林德. 软土工程施工新技术[M]. 合肥: 安徽科学技术出版社, 1999.
- [9] 黄宏伟, 胡 昕. 顶管施工力学效应的数值模拟分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2003, 22(3):400 - 406.
- [10] 张冬梅, 黄宏伟. 地铁盾构推进引起周围土体附加应力分析[J]. 地下空间, 1999, 19(5):379 - 382.
- [11] Mindlin R D. Force at a point in the interior of a Semi-Infinite solid[J]. Physics, 1936, 7(5):195 - 201.
- [12] 沈永欢, 梁在中, 许履珊, 等. 实用数学手册[M]. 北京: 科学出版社, 2003:721 - 725.
- [13] 许宏发, 王 斌, 戴小平, 等. 桩土接触面力学参数取值研究[J]. 河海大学学报, 2001, 29(增刊):54 - 56.
- [14] Attewell P B. Ground movements caused by tunnelling in soil[A]. Proc Conf On Large Ground Movements and Structures[C]. Cardiff, London: Pentech Press, 1978.
- [15] Lee K M, Rowe R K, Lo K Y. Subsidence owing to tunneling I: Estimating the gap parameter[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1992, 29:929 - 940.
- [16] Chi Shue-Yeong, Chern Jin-Ching, Lin Chin-Cheng. Optimized back-analysis for tunneling-induced ground movement using equivalent ground loss model[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2001, 16(3):159 - 165.
- [17] 宋永辉. 上海地区粉土中EPB盾构施工扰动及不同土性改良方法的试验研究[D]. 上海: 同济大学, 2003.
- [18] 于 宁, 朱合华. 盾构隧道施工地表变形分析与三维有限元模拟[J]. 岩土力学, 2004, 25(8):1330 - 1334.