

DOI: 10.11779/CJGE201610001

盾构隧道开挖及补偿注浆对地层扰动影响的室内 试验及数值模拟研究

郑 刚^{1, 2}, 张扶正^{1, 2}, 张天奇^{1, 2}, 查万理^{1, 2}

(1. 滨海土木工程结构与安全教育部重点实验室, 天津 300072; 2. 天津大学土木工程系, 天津 300072)

摘 要: 针对盾构法施工过程中产生的土体损失, 补偿注浆是一种应用广泛的沉降控制措施。通过模型试验及数值模拟, 研究了盾构隧道开挖及补偿注浆对周围土体的扰动影响。将开挖和补偿注浆连续考虑, 重点研究了既有土体损失情况下补偿注浆对地表沉降和周围土体应力的影响规律, 研究表明, 盾构隧道开挖过程中, 地表沉降可以用 Peck 公式有效预测, 且沉降最大值与土体损失率呈线性关系, 隧道周围土体按照应力变化情况分为正拱区、卸荷区、塑性区。补偿注浆过程中, 土体按应力变化情况分为抬升挤压区和正拱补偿区。应用小应变本构模型 (HSS) 进行数值模拟, 模拟结果与试验规律对应良好, 进一步验证了模型试验揭示的隧道开挖和补偿注浆对土体的扰动机理。

关键词: 盾构隧道; 模型试验; 地表沉降; 土体应力变化; 小应变本构; 砂土

中图分类号: TU41; U45

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2016)10-1741-13

作者简介: 郑 刚 (1967-), 男, 贵州人, 博士, 教授, 博士生导师, 从事土力学及岩土工程的教学与科研工作。

E-mail: zhenggang1967@163.com。

Disturbance of shield tunnel excavation and compensation grouting to surrounding soil: laboratory tests and numerical simulations

ZHENG Gang^{1, 2}, ZHANG Fu-zheng^{1, 2}, ZHANG Tian-qi^{1, 2}, ZHA Wan-li^{1, 2}

(1. MOE Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety, Tianjin 300072, China; 2. Department of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: Compensation grouting, as an effective remedial measure, is often adopted to deal with the soil loss engendered in shield tunneling. The model tests with two different scales in dry sand are performed to investigate the disturbance of tunnel excavation and compensation grouting to the surrounding soil. By “tunneling” and “grouting” sequentially in the test, the effect of compensation grouting on both surface settlements and soil stresses in the presence of soil loss is studied. The test data indicate that the surface settlements caused by tunnel excavation can be effectively predicted by the Peck formula, and the maximum settlement value is approximately proportional to the volume loss. During the stage of tunneling, the soil can be divided into three zones corresponding to the stress changes, i.e., the positive arching zone, the unloading zone and the plastic zone. During the stage of grouting, the soil can be divided into two zones according to the stress changes, i.e., the effective upheaval zone and the arching compensation zone. The two-dimensional finite element analysis considering small-strain behavior of the soil is carried out to reproduce the test data, and the simulated results correspond well to the test data, helping to further validate the disturbance mechanism by both “tunneling” and “grouting” revealed in model tests.

Key words: shield tunnel; model test; surface settlement; soil stress change; small-strain constitutive model; sand

0 引 言

由于盾构法施工过程对于周围土体将产生不可避免的扰动, 以及施工过程中的土体损失, 将引起地表沉降和周围土体应力变化^[1]。大量的工程实测资料表明, 隧道开挖引起的沉降槽形状可以通过 Peck 公式^[2]进行很好的拟合和描述。国内外学者对于 Peck 公式中的几项主要参数土体损失率^[3-5]、沉降槽宽度系数^[2, 6-7]

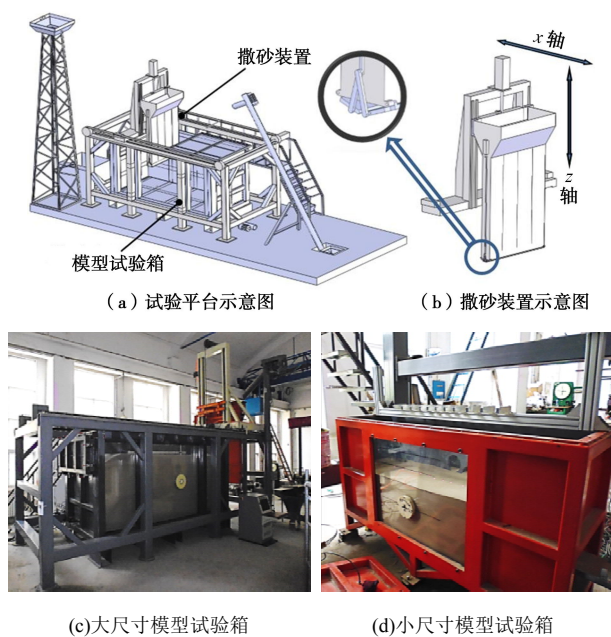
等的取值和影响进行了比较深入的分析, 也对于隧道埋深、隧道外径、土质条件等的影响因素^[8-9]进行了研究。可以说, 目前关于隧道开挖影响的研究已经相对成熟, 对于隧道开挖引起地表沉降的机理有比较清楚的认识。

为了控制地表沉降和土体扰动,作为一种工后补救措施,补偿注浆目的在于补偿隧道开挖引起的土体损失,稳固隧道并抬升地表。目前国内有关于盾构补偿注浆施工工艺方面的研究比较多,但是在理论上的研究则很少。Lee^[10]等根据上海某地铁现场监测数据,研究发现盾尾注浆体积大小是影响地表沉降的关键因素。为了研究在已有土体损失情况下进行补偿注浆对地表沉降及周围地层应力变化的影响,本文通过设计可以精确控制收缩和膨胀的两组不同尺寸的二维隧道试验模型,严格按照 1g 砂土模型相似比理论^[11],将土体损失率(单位土体损失量除以土体开挖面积)和有效补偿率(针对本试验,定义为单位隧道膨胀量除以土体开挖面积)作为控制要素,开展了关于隧道开挖及补偿注浆的模型试验研究,得出了盾构隧道开挖地表沉降规律和补偿注浆地表抬升规律,并对盾构隧道开挖和补偿注浆对地层内力的影响进行了规律总结。

1 试验设备

1.1 砂土模型试验平台

自行研制如图 1 所示一套大型试验装置和一套小型试验装置。砂土模型试验装置主要由两部分构成:砂土模型试验箱(大尺寸模型试验箱尺寸 4.5 m×2.1 m×1.5 m,一次试验的用砂量达 12 m³;小尺寸模型试验箱 1.5 m×0.7 m×0.5 m,一次试验的用砂量为 0.45 m³,分别与大小尺寸模型隧道配套使用)、撒砂装置及控制系统。通过控制系统软件设定撒砂行程和路径,超声波传感器实时监测砂面高度,调节撒砂装置高度,保证撒砂高度恒定条件下均匀撒砂。



(c)大尺寸模型试验箱

(d)小尺寸模型试验箱

图 1 砂土模型试验平台

Fig. 1 Model test platform for sand

1.2 模型隧道

模型隧道内设机械胀缩装置,装置原理如图 2 所示。转动丝杠使锥形锁芯沿丝杠轴移动带动铝片内缩及外扩,实现隧道的膨胀和收缩,控制模型隧道直径大小。



图 2 机械式隧道装置

Fig. 2 Mechanical tunnel device

大尺寸模型隧道基准直径 300 mm,收缩最小直径 270 mm,设计丝杠每转动一周,隧道直径变化 2.50 mm,大尺寸模型隧道横向、竖向实测直径胀、缩值与设计值的标定结果见图 3;小尺寸模型隧道基准直径 100 mm,膨胀最大直径 106 mm,收缩最小直径 94 mm,设计丝杠每转动一周,隧道直径变化 0.75 mm,小尺寸模型隧道胀缩的标定结果见图 4。两隧道实测结果均与设计值基本相符,可以采用设计值进行分析。

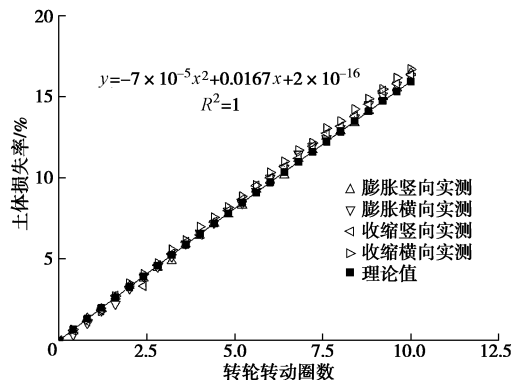


图 3 大尺寸模型隧道直径标定结果

Fig. 3 Calibration of tunnel diameter for large scale model

1.3 监测仪器布设

如图 5 所示,大尺寸模型隧道拱顶埋深 600 mm,

地表上方架设 11 只镭射激光位移传感器,在隧道周围土体中布设 18 只土压力盒,如图 6 所示,小尺寸模型隧道拱顶埋深 200 mm 地表上方架设 11 只镭射激光位移传感器。

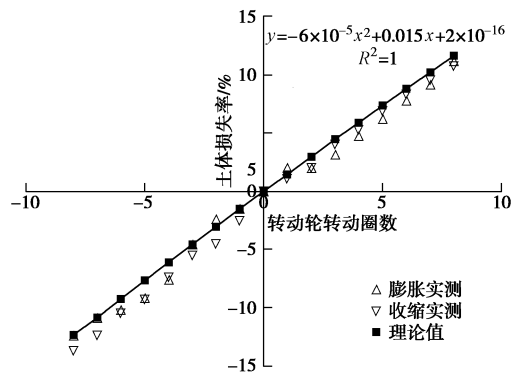


图 4 小尺寸模型隧道直径标定结果

Fig. 4 Calibration of tunnel diameter for small scale model

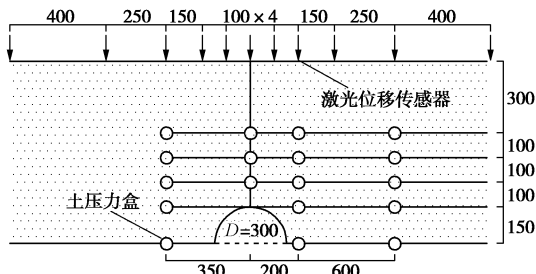


图 5 大尺寸模型监测仪器布设

Fig. 5 Monitoring instrument layout for large scale model

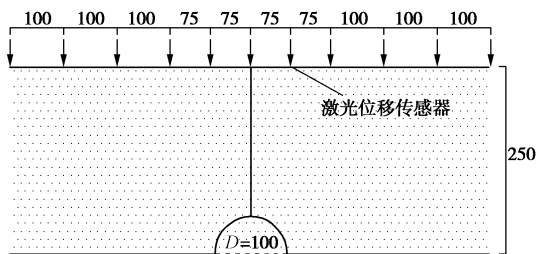


图 6 小尺寸模型监测仪器布设

Fig. 6 Layout of monitoring instruments for small scale model

2 试验原理和方案

2.1 1g 条件下的砂土模型试验相似比理论

1g 下的缩尺模型试验因应力水平低、相似比难满足而应用受限。然而,专门针对于砂土模型试验,Altaee 等^[11]提出了一套适用于 1g 条件下砂土模型试验的相似比理论,其相似比关系详见表 1。

表 1 1g 条件下砂土模型相似比关系

Table 1 Relations between scale factors deduced from similitude laws under 1g condition^[11]

试验	几何	加速度	应力	应变	位移	力	孔隙比
原型	1	1	1	1	1	1	e_p
模型	n	1	N	1	n	nN^2	$e_m=e_p+\lambda\ln(N)$

根据该理论,本试验最大的难点是确定试验用砂的密实度状态。通过常规三轴试验,测得本次试验用砂部分物理力学参数如表 2 所示。

表 2 砂土的物理力学参数

Table 2 Physical and mechanical parameters of soil			
压缩指数	回弹指数	最大孔隙比	最小孔隙比
数 λ	κ	e_{\max}	e_{\min}
-0.0136	-0.004	0.855	0.59

由表 2 中的砂土物理力学参数确定撒砂合理孔隙比范围如图 7 所示,根据该理论,在 $e-\ln p$ 平面内,处于平行于临界状态线的任意一条直线上的两个应力状态点都可以视为相似。对于不同尺寸的试验模型,其砂土最大埋置深度处对应的应力水平下砂土的最小合理孔隙比所连成的线称之为最小孔隙比边界线。不同应力水平下砂土的最大孔隙比所连成的直线,为一条平行于横坐标轴的直线,称为最松状态线。试验所对应的工程原型最大埋深处砂土应力水平数值的平行于纵坐标轴的直线称为原型应力水平线。对于本次试验用砂,最松状态线、最小孔隙比边界线、原型应力水平线所围成的阴影区域为孔隙比合理区域。

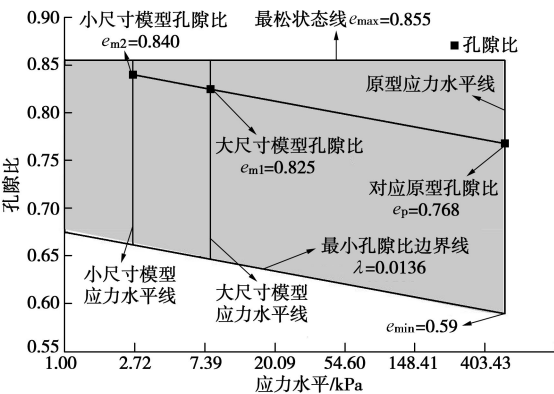


图 7 砂土密实度的确定

Fig. 7 Determination of soil compactness

在确定的孔隙比区域内,取大尺寸模型试验砂土目标孔隙比为 0.840,小尺寸模型试验砂土目标孔隙比为 0.825,对应原型工程砂土孔隙比为 0.768。撒砂高度与砂土孔隙比状态的对应关系实测曲线如图 8 所示,根据模型试验的目标孔隙比,确定大尺寸模型试验撒砂高度为 200 mm,小尺寸模型试验撒砂高度为 235 mm。

需要说明的是:本文设计了大小两种尺寸的模型试验,进行小尺寸模型试验的目的,是为了通过大小两个尺寸模型试验的结果对比,验证本文所应用的 1g 条件下的砂土模型试验相似比理论的正确性。因此,大尺寸模型试验作为主要研究试验,监测内容包括地表沉降以及土体应力变化。小尺寸模型试验作为补充

验证试验, 监测内容仅包括地表沉降, 其归一化结果将用来检验大试验所得结论的正确性。

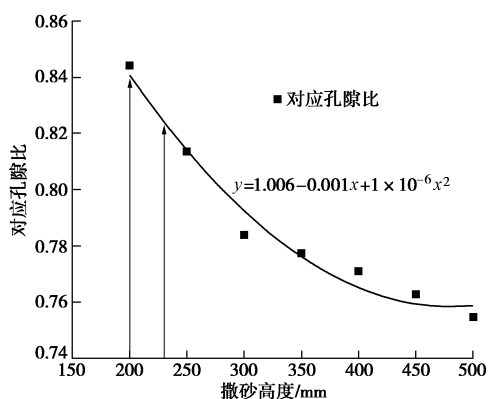


图 8 撒砂高度的确定

Fig. 8 Determination of drop height

2.2 试验方案

两组对照试验中, 大小尺寸模型与实际工程相似比分别为 1:20 和 1:60, 模型隧道收缩产生的最大土体损失率均设置为 8%。在实际工程中, 盾尾填充注浆是在盾尾间隙产生的同时采取的注浆方式 (因而也称同步注浆), 目的是抑制土损, 而非抬升地表。因此在模型实验中, 将隧道开挖以及盾尾同步注浆的影响综合考虑, 统一采用隧道收缩的办法来模拟其综合效果。补偿注浆影响采用隧道均匀膨胀的方法模拟。

(1) 大尺寸模型隧道试验方案

大尺寸模型隧道试验分为隧道收缩 (模拟隧道开挖) 和隧道膨胀 (模拟补偿注浆) 两个阶段。

隧道收缩阶段: 隧道初始直径 300 mm, 转动轮转盘一大圈分为 10 刻度, 每旋转一刻度, 隧道直径收缩 0.25 mm。将管片进行分级收缩: ①首先以 1 刻度为单位, 每次收缩 0.25 mm, 收缩 20 次, 直径收缩至 295 mm, 对应土体损失率为 3.31%; ②以 2 刻度为单位, 每次收缩 0.5 mm, 收缩 10 次, 直径收缩至 290 mm, 对应土体损失率为 6.56%; ③以 4 刻度为单位, 收缩 2 次, 直径收缩至 288 mm, 对应的土体损失率为 7.84%; ④以 1 刻度为单位, 收缩一次, 直径收缩至 287.75 mm, 此时隧道土体损失率为 8%。

隧道膨胀阶段: 以收缩过程的逆过程进行对应分级膨胀, 直径先后膨胀 0.25 mm 1 次, 1.00 mm 2 次, 0.50 mm 10 次, 0.25 mm 20 次, 膨胀至隧道直径 300 mm, 此时认为有效注浆补偿率为 8%。

(2) 小尺寸模型隧道试验方案

小尺寸隧道试验分为两组: 第一组试验模拟开挖—补偿注浆—超体积补偿注浆, 第二组试验模拟未开挖状态下直接注浆。

第一组试验步骤分为隧道收缩、隧道膨胀、隧道

超胀 3 个阶段。开始收缩前隧道初始直径 100 mm, 转动轮转盘一大圈分为 10 刻度, 每旋转一刻度, 隧道直径收缩 0.075 mm。隧道收缩阶段: 转盘每次收缩方向旋转 5 刻度, 每次收缩 0.375 mm, 共收缩 11 次, 直径共收缩 4.125 mm 收缩至 95.875 mm, 此时隧道土体损失率为 8.08%。隧道膨胀阶段: 以收缩过程的逆过程进行对应膨胀, 每次直径膨胀 0.375 mm, 膨胀 11 次至 100 mm, 此时认为有效注浆补偿率为 8.08%。隧道超胀阶段: 转盘每次膨胀方向旋转 5 刻度, 每次直径膨胀 0.375 mm, 膨胀 16 次至 106 mm, 此时认为有效补偿率为 20.44%。

第二组试验直接进行模型隧道膨胀: 隧道初始直径 100 mm, 转盘每次膨胀方向旋转 5 刻度, 每次直径膨胀 0.375 mm, 膨胀 16 次至 106 mm, 此时认为有效补偿率为 12.32%。

3 数值模型的建立

采用 Plaxis 2D 软件, 对大尺寸隧道模型试验全过程进行数值模拟。模型尺寸在 x 轴方向为 4.5 m, y 轴方向为 2.1 m, 隧道外径 300 mm, 中心初始坐标为 (2.25 m, 1.35 m)。边界条件是模型侧面和底面为位移边界, 侧面限制垂直该面方向的水平移动, 底部限制竖向移动和水平移动, 地表为自由边界。

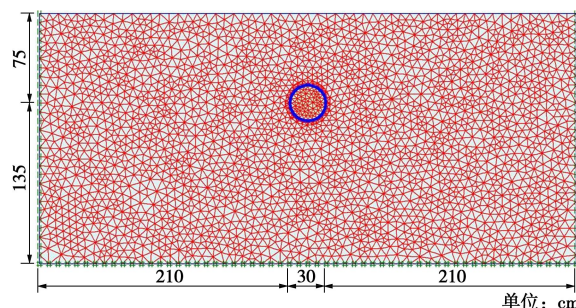


图 9 二维数值模型网格

Fig. 9 Mesh discretization for two-dimensional FEM model

实测资料显示一般的岩土工程包括盾构隧道施工中土体变形都很小, 属于小应变范围, 采用考虑小应变为本构模型能够使预测结果更为准确^[12-13]。同时, 由于本试验中盾构隧道开挖会产生的卸荷效应, 而随后的补偿注浆会产生再加载效应, 为了能够充分考虑土体的非线性卸荷、再加载硬化等特性, 本文中土体单元采用小应变土体硬化本构模型 (HSS)。单元采用三角形 15 节点单元, 只考虑重力场作用。计算模型如图 9 所示。

其中, 数值模型所采用的砂土常规参数通过常规三轴试验获得。数值模型中两个关于控制小应变行为所需的砂土的物理力学参数 G_0 和 $r_{0.7}$, 通过数值反演得到, 且均在砂土物理力学参数的正常范围内。如表

3 所示。

表 3 数值模型力学参数

Table 3 Input parameters for numerical analysis

重度 $\gamma /(\text{kN}\cdot\text{m}^{-3})$	摩擦角 $/(^{\circ})$	剪胀角 $/(^{\circ})$	小应变剪切 模量 G_0/MPa	参考剪切 应变 $r_{0.7}$
18	31	3	87.5	0.0002
三轴试验切线 模量 $E_{50}^{\text{ref}}/\text{MPa}$	固结仪试验割 线模量 $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}/\text{MPa}$		卸载 - 重加载 模量 $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}/\text{MPa}$	幂 m
12	16		60	0.75

4 开挖和注浆阶段地表沉降规律

4.1 盾构隧道开挖阶段

Peck^[2]公式认为隧道开挖过程中土体移动是由土体损失引起的,在假定土体不排水、沉降槽体积等于土体损失体积的条件下,提出地面沉降槽呈拟正态分布,横向地面沉降估算公式为

$$s(x) = s_{\max} \exp(-x^2 / 2i^2) \quad , \quad (1)$$

$$s_{\max} = \frac{V_{\text{loss}}}{\sqrt{2\pi}i} = \frac{\pi R^2 \eta}{\sqrt{2\pi}i} \quad . \quad (2)$$

式中 x 为距隧道轴线横向水平距离; $s(x)$ 为 x 位置处的地面沉降量; s_{\max} 为隧道轴线上方最大地面沉降量; V_{loss} 为单位长度土体损失量; η 为单位长度土体损失率; R 为隧道外半径; i 为地面沉降槽宽度系数,即沉降槽曲线拐点离隧道轴线的水平距离。模型隧道开挖阶段,主要依据 Peck 公式对地表沉降槽的形状进行拟合分析。

(1) 隧道沉降槽拟合分析

通过位移传感器测得试验地表监测点每阶段位移值($x, s(x)$),以及根据数值模型对应点的竖向位移值,采用式(1)按最小二乘法进行拟合后,即可得出图 10 所示的沉降槽拟合图。各阶段隧道收缩引起实测地表沉降槽均能够用高斯曲线很好地拟合,且与实测位移值对应良好,说明试验精度控制良好。可以看出,对于本砂土模型试验,地表沉降槽主要在距离地表中心点 2*D* 范围内开展,在 2*D* 范围以外地表基本不发生沉降。

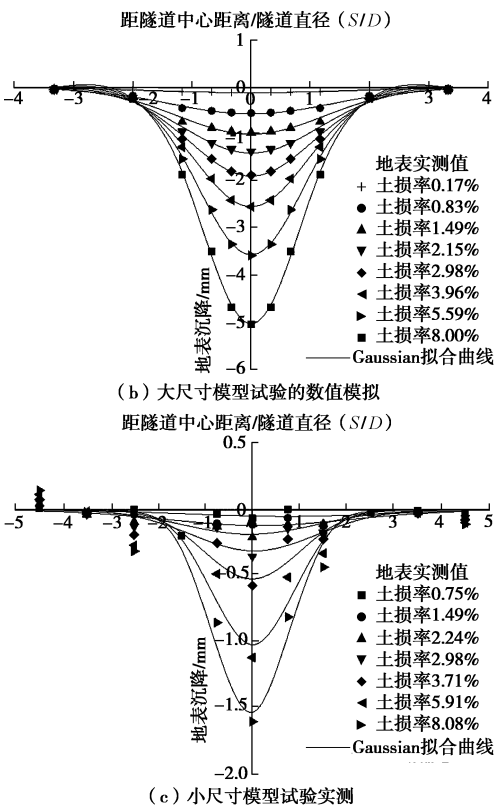
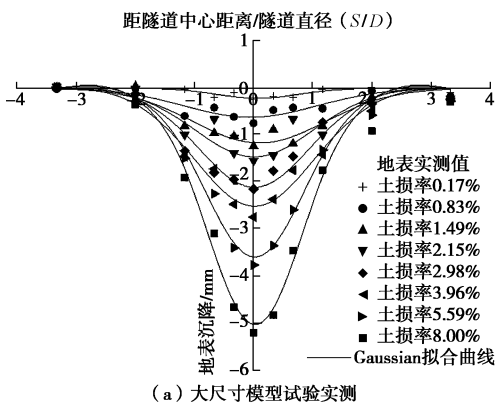


图 10 开挖阶段地表沉降槽拟合

Fig. 10 Gaussian curve fitting for surface settlement during excavation

(2) 地表中心点沉降规律分析

图 11(a) 为收缩阶段大小模型试验、数值模拟中,隧道正上方地表中心点沉降值与土体损失率关系曲线,图 11(b) 为图 11(a) 的坐标归一化形式曲线,从两图中可以非常明显地看出,地表中心点沉降值均基本随土体损失率呈线性变化,规律非常明显,这与 Shahin 等^[14]进行的砂土隧道开挖模拟试验的结论是一致的,这一规律对于预测地表最大沉降有重要意义。

(3) 沉降槽宽度系数变化规律

地表沉降槽宽度系数 i 值对地面沉降曲线的形状及地表沉降范围有直接影响,地面沉降槽宽度值一般视为 5*i* 到 6*i* 之间。根据图 10 中所得到的高斯曲线拟合公式系数,由式(1)可以反算出不同土体损失率对应的沉降槽宽度系数。如图 12 所示,随着土体损失率的增加和地表沉降增大,沉降槽宽度系数呈现逐渐变小的趋势,下降速度随土体损失率增加而放缓(当土体损失率达到 4% 后基本变化不大),可以用二次曲线较好地拟合。这说明随着砂土隧道开挖过程中土体损失率的增加,地表沉降槽形状将变窄,地表沉降影响范围变小,Marshall 等^[15]将沉降槽的变窄归结于隧道正上方土体烟囱式的位移模式。

(4) 土体损失率拟合值规律分析

根据式(2)可以推导出地层损失率 η 的计算公式:

$$\eta = \frac{4V_{\text{loss}}}{\pi D^2} = \frac{4\sqrt{2\pi}i}{\pi D^2} s_{\text{max}}, \quad (3)$$

根据拟合所得到的 i 值和 s_{max} 值, 由式 (3) 算得不同实际土体损失率对应土体损失率拟合值如图 13 所示。

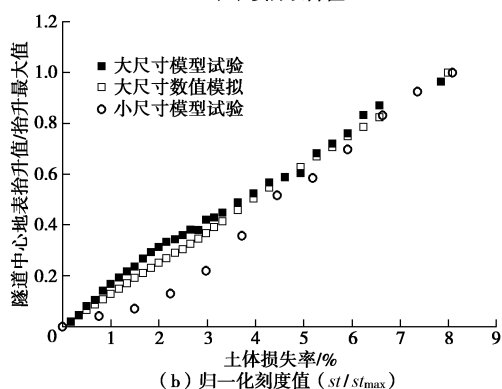
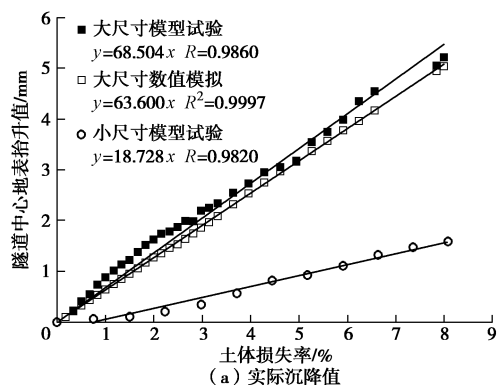


图 11 地表中心点沉降规律

Fig. 11 Relationship between surface settlement above tunnel crown and actual volume loss

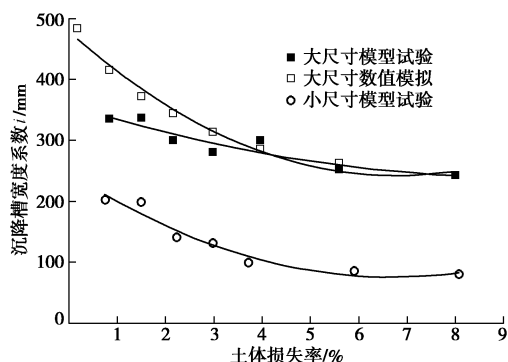


图 12 沉降槽宽度系数变化规律

Fig. 12 Relationship between settlement trough width and actual volume loss

对于模型试验和数值模拟, 由高斯公式反演的土体损失率拟合值与模型隧道收缩引起的实际土体损失率之间具有稳定偏差, 土体损失率拟合值约为实际土体损失率的 50% 左右, 究其原因, 应该是土体损失率较大时, 隧道周围砂土发生了较大的剪切塑性变形, 同时由于应力水平较低, 进而引发剪胀, 造成沉降值变小。

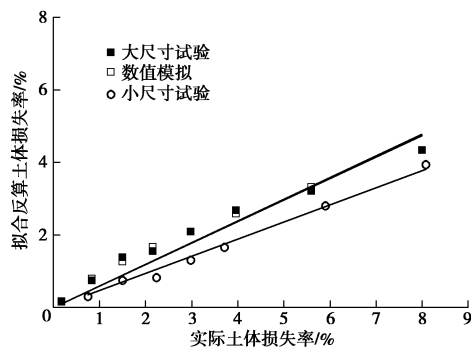


图 13 拟合土体损失率变化规律

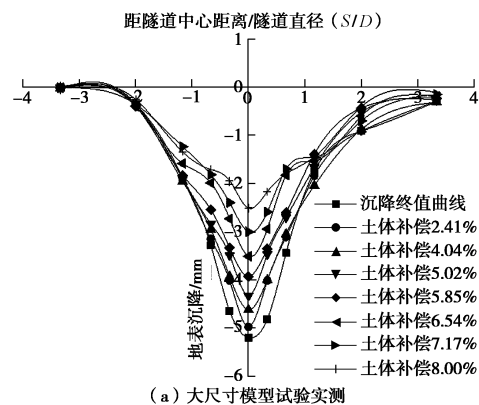
Fig. 13 Relationship between volume loss obtained from Gaussian curve fitting and actual volume loss

4.2 盾构隧道补偿注浆阶段

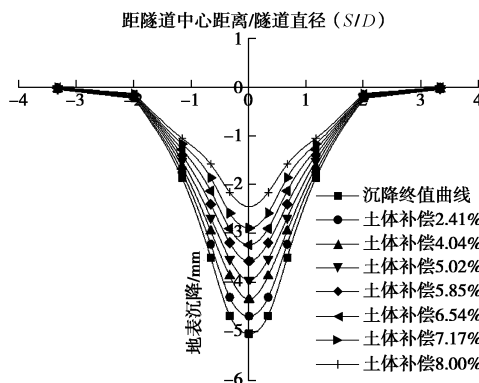
在实际工程中, 补偿注浆的影响范围很大, 浆体会扩散到隧道外土体内相当距离, 在试验中补偿注浆阶段采用隧道膨胀压密的方式进行模拟, 隧道膨胀的体积视为有效注浆体积, 隧道膨胀的体积与隧道原始体积 (直径 300 mm 隧道) 的比值作为体积补偿率, 补偿注浆阶段是指从隧道收缩结束到隧道直径恢复到 300 mm 的阶段。

(1) 地表沉降曲线变化

补偿注浆阶段, 地表沉降槽形态不能再使用 Peck 公式进行模拟, 实测及数值拟合曲线如图 14 所示。补偿注浆的效果体现基本一致: 当体积补偿率达到 8% 时, 隧道正上方处仍有很大的地表残余沉降, 约为补偿前沉降值的一半, 这说明通过补偿注浆达到有效抬升地表的效果是困难的, 在实际工程中, 地表沉降要求控制严格的区域, 需要进行超体积补偿注浆来抬升地表。



(a) 大尺寸模型试验实测



(b) 大尺寸模型试验的数值模拟

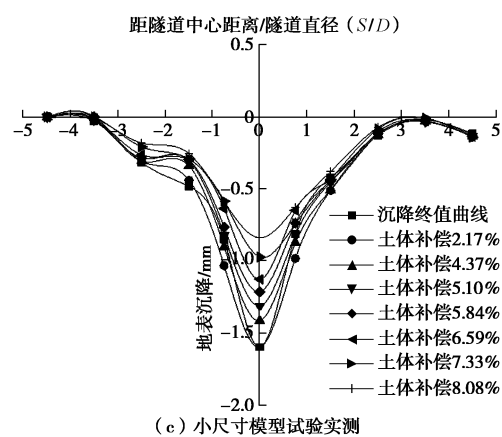


图 14 补偿注浆阶段地表沉降变化

Fig. 14 Evolution of surface settlement trough during compensation grouting

(2) 地表中心点抬升规律

图 15 (a) 为补偿注浆阶段隧道正上方地表中心点抬升值与体积补偿率关系曲线, 图 15 (b) 为图 15 (a) 的坐标归一化形式曲线。可以看出当体积补偿率 <4% 时, 地表抬升量均随体积补偿率增长而缓慢增加, 可用斜率较小直线或上升较缓的抛物线关系近似描述。当体积补偿率 >5% 时, 地表抬升量均出现陡增, 与体积补偿率基本呈线性关系。造成这一现象的主要原因是: 隧道开挖的前期扰动致使隧道周围土体松动, 补偿注浆作用首先是将周围松散塑性区土体压密, 而后才能真正有效地抬升地表。

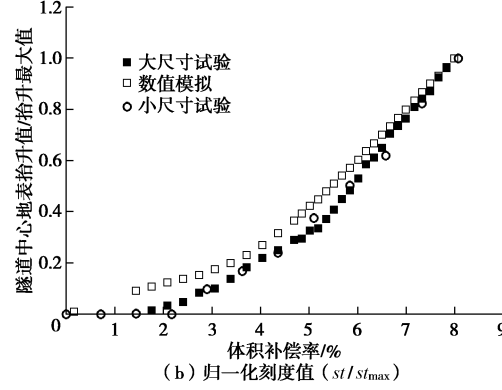
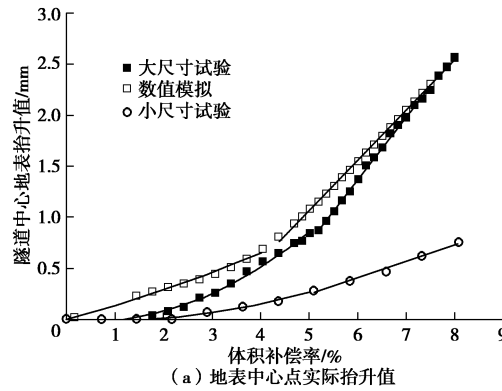


图 15 地表中心点抬升规律

Fig. 15 Relationship between surface upheaval and actual volume compensation rate

(3) 地表有效抬升范围

图 16 所示为体积补偿率为 8% 时的地表曲线与补偿前沉降终值曲线的差值。通过观察差值曲线的形状可以发现: 地表抬升补偿主要发生在距中心点 2D 范围以内, 以外抬升补偿并不明显。通过观察大尺寸试验实测结果和大尺寸试验数值模拟结果, 还可以发现在距中心点 150 mm (0.5D) 范围以内沉降补偿值最大且基本一致, 0.5D 以外抬升补偿逐渐减到最小, 这说明隧道正上方各点的抬升补偿是基本相同的。

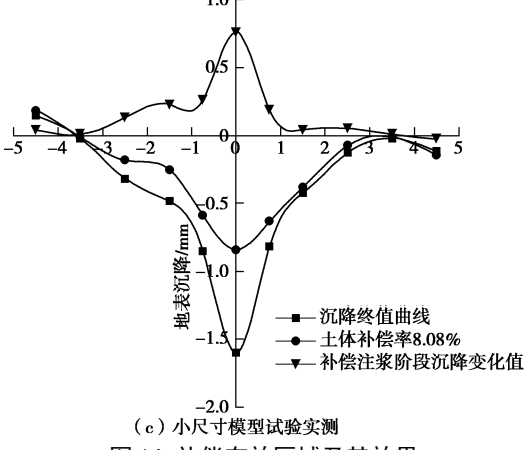
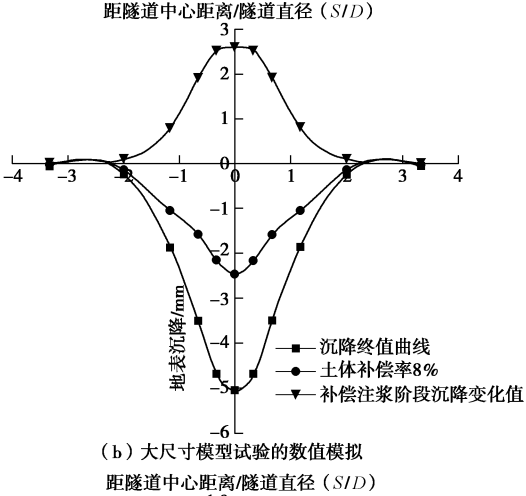
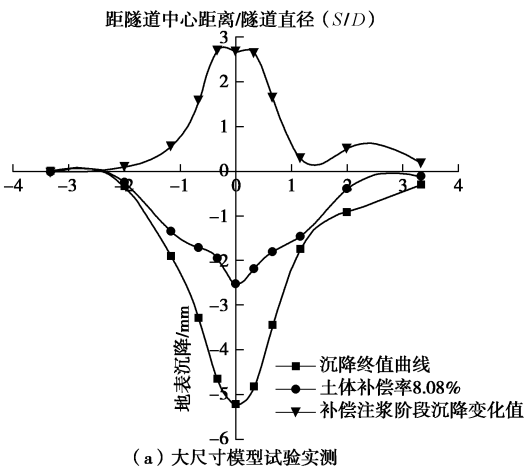


图 16 补偿有效区域及其效果

Fig. 16 Effective upheaval zone and effect of compensation grouting

4.3 盾构隧道超体积注浆阶段

根据上文中的结论,盾构隧道施工需要进行超体积补偿注浆,此阶段采用小尺寸模型隧道进行试验。对小尺寸模型隧道在补偿注浆阶段继续进行膨胀,模拟超体积注浆。为了进一步明确超体积注浆的效果和规律,本论文设计与先开挖后补偿工况相比较的理想工况:即对小尺寸模型隧道在原状砂土中直接膨胀,进行比较研究。

(1) 地表沉降曲线变化

如图 17 所示为小尺寸模型隧道超体积注浆地表曲线,图 18 为未开挖直接膨胀注浆的地表曲线。可以看出,小尺寸模型超体积注浆和直接膨胀注浆引起地表抬升有效范围均主要集中在隧道两侧各 $3.5D$ 范围以内, $3.5D$ 以外范围略有抬升,说明补偿率的提高使得超体积补偿注浆的抬升范围扩大。

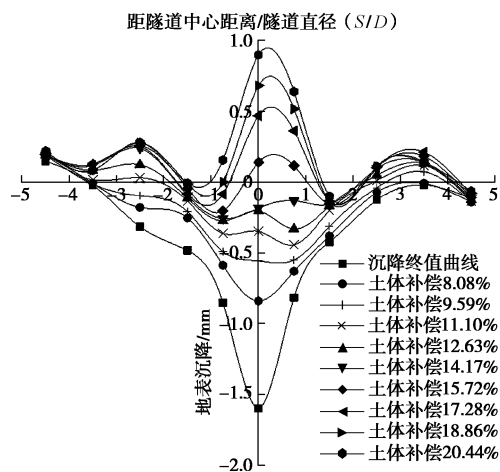


图 17 小尺寸模型试验超胀阶段地表竖向位移变化

Fig. 17 Evolution of surface settlement (upheaval) for small scale model during additional volume compensation grouting phase

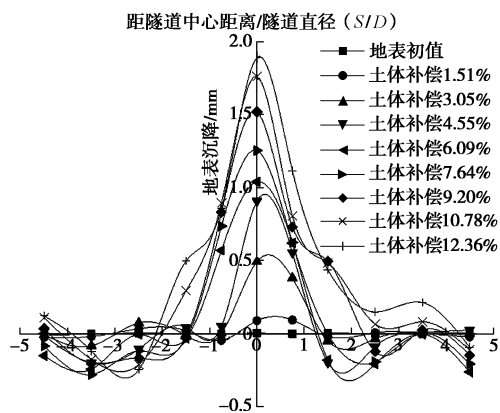


图 18 小尺寸模型直接膨胀试验地表竖向位移变化

Fig. 18 Evolution of surface settlement (upheaval) for small scale model in direct expansion tests

对于超体积膨胀注浆,根据实测结果,当体积补

偿率达到 14.94% 时,隧道正上方点沉降值为 -0.05 mm,地表各测点沉降值接近隧道开挖前,说明通过补偿注浆抬升地表需要进行超体积补偿注浆,有效补偿注浆量需约为土体损失体积的两倍。

(2) 地表中心点抬升规律

图 19 所示为隧道正上方地表抬升量与体积补偿率之间的关系曲线图,可以看出,超体积注浆阶段的地表中心点抬升量与体积补偿率仍呈线性关系,并且可与前一阶段平滑衔接,说明隧道中心点注浆抬升的线性规律在超体积注浆阶段继续保持。对于直接膨胀注浆试验,地表抬升量与体积补偿率也呈线性关系,进一步论证了当对隧道开挖引起的土体损失进行充分补偿后,注浆引起地表抬升量将与体积补偿率线性相关。

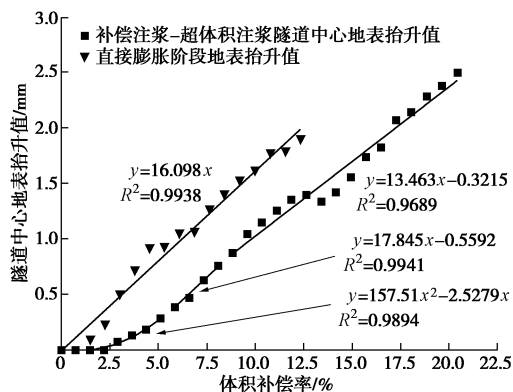


图 19 地表中心点抬升规律 (超胀阶段试验与直接膨胀试验)

Fig. 19 Relationship between surface upheaval and actual volume compensation rate (comparison between additional volume compensation grouting tests and direct expansion tests)

(3) 超体积注浆与直接膨胀注浆地表抬升规律的比较

图 20 所示为超体积注浆地表终值曲线与补偿注浆地表终值曲线,二者的差值曲线,以及直接膨胀阶段地表终值曲线。通过比较可以发现直接膨胀阶段结束后隧道正上方点隆起值为 1.89 mm,差值曲线隧道正上方点数值为 1.738 mm,数值相差不大,且两条曲线基本重合,说明前期补偿注浆阶段已经对隧道开挖引起的土层损失进行了充分补偿,其后的注浆补偿效果将更加有效,并与隧道直接膨胀具有基本相同的地表抬升效果。

5 开挖和注浆对土层压力的影响

5.1 盾构隧道开挖阶段

(1) 隧道周围土压力变化规律

大尺寸模型隧道周围土压力分布如图 21 所示。当隧道开始收缩时,整个隧道周围土压力急剧减小,当土

体损失率达到 3%后隧道周围土压力不再有显著降低。

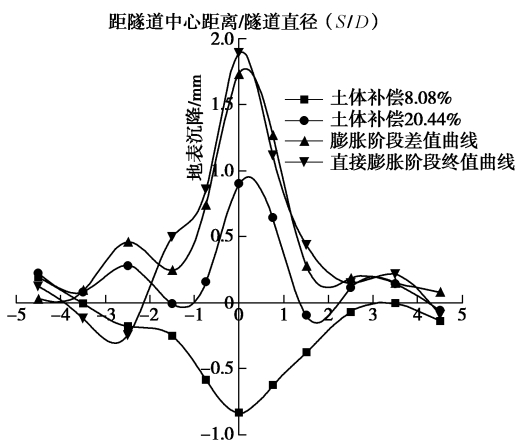


图 20 直接膨胀试验与超胀试验效果对比

Fig. 20 Patterns of surface settlement (upheaval) for both additional volume compensation grouting tests and direct expansion tests

大尺寸模型隧道拱顶土压力变化时程曲线如图 22 所示,随着盾构隧道开挖拱顶压力急剧降低,虽然试验结果与数值模拟的曲线形状略有不同,但都当土体损失率达到 3%左右时,拱顶土压力降到最低,随后基本稳定。这说明隧道开挖需要特别注意临界土体损失率,大于该土体损失率时,隧道顶部土体将因失稳而塌落。该规律与图 21 中数值模拟显示的规律一致,且数值比较吻合。

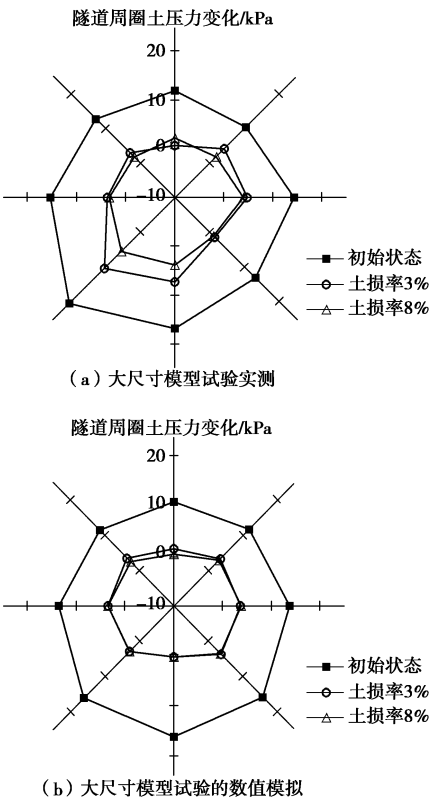


图 21 隧道周围土压力变化

Fig. 21 Changes of earth pressure around tunnel

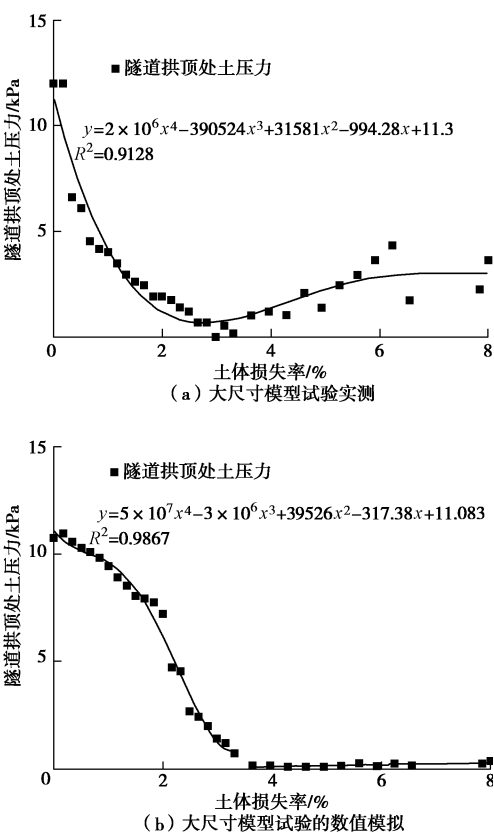
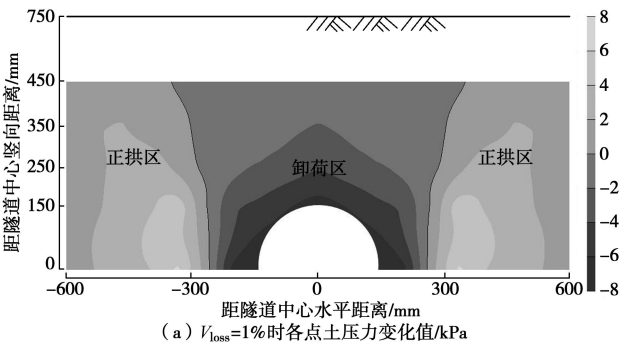


图 22 隧道拱顶土压力变化

Fig. 22 Changes of earth pressure at tunnel crown

(2) 土层压力变化规律的数值模拟

根据数值模拟,得到图 23 所示土体损失率为 1%, 3%, 8%时的土体竖向应力与初始状态相比较的压力差值云图,可以发现,开挖阶段隧道周围土体竖向应力下降,隧道上方卸荷区土体竖向应力逐渐降低,隧道两侧一定范围内土体竖向应力升高。隧道正上方土体竖向应力当土体损失率达到 3%时,卸荷区内一部分区域竖向应力已减到最小,该部分区域称之为塑性区,即隧道收缩已经不能使这部分区域竖向应力再降低,随着土体损失率升高,这部分区域继续向上发展。隧道两侧土体随土体损失率升高竖向应力增大的区域为正拱区,正拱区作为土拱拱脚受压,并且土拱随着土体损失率增大也继续向上发展。从图中可知卸荷区在距离隧道中心 1D 范围内,正拱区范围在距离隧道中心 1 到 2D 范围内的竖向区域。



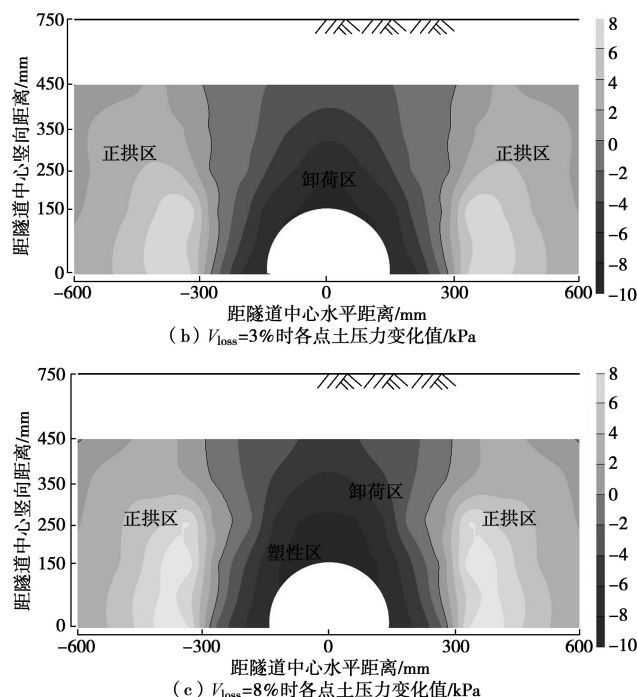


图 23 数值模拟不同土体损失率下土层压力变化及拱区划分
Fig. 23 Changes of earth pressure and division of arching zone under different volume loss rates obtained from numerical analysis

(3) 实测土层压力变化规律

由土压力盒实测数据得到图 24 所示土体损失率 1%, 3% 及 8% 时, 砂土中各测点的土压力值与初始状态下压力差值, 正值表示该点土压力增加, 负值表示土压力减小。当土体损失率较小时 (0%~3%), 隧道周围土体根据压力变化分为正拱区和卸荷区, 正拱区土压力增加, 卸荷区土压力减小。随着土体损失率增加 (>3%), 隧道周围土体逐渐进入塑性状态, 塑性区出现, 尽管土体损失率仍在增加, 但塑性区土压力基本恒定。随着土体损失进一步增加到土体损失率为 8%, 土体内仍保持正拱区、卸荷区、塑性区基本分布形式, 但塑性区随土体损失率升高逐渐向上开展, 这与 Lee 等^[16]得到的拱区分布形式是一致的。试验实测数据的结果对于数值分析结果进行了很好的验证, Lee 等^[16]得到的隧道开挖引起的周围土体应力变化机理进一步得到验证。

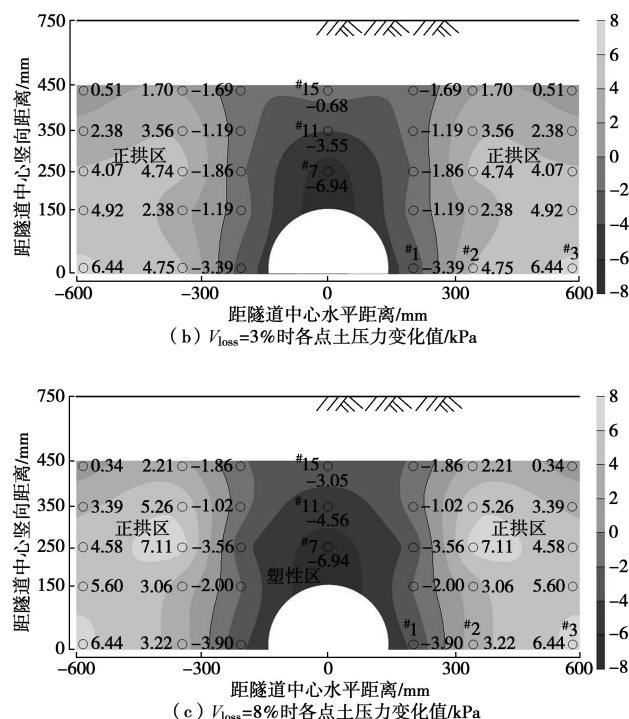
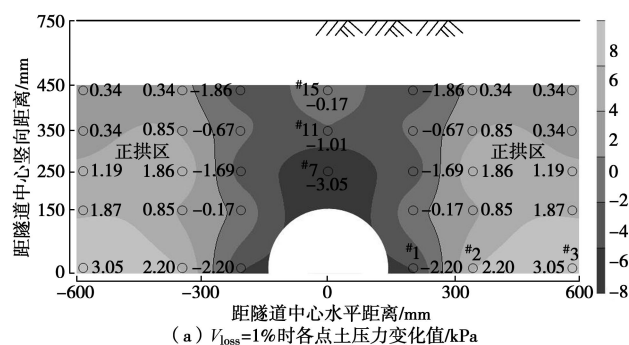
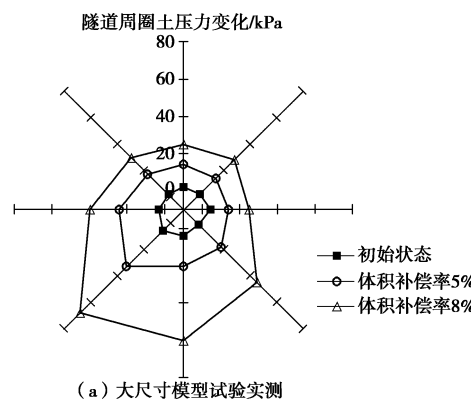


图 24 试验实测不同土体损失率下土层压力变化及拱区划分
Fig. 24 Changes of earth pressure and division of arching zone under different volume loss rates obtained from model tests

5.2 盾构隧道补偿注浆阶段

(1) 实测隧道周围压力变化

补偿注浆阶段隧道周围压力变化如图 25 所示, 在补偿注浆阶段, 隧道周围压力均显著增加, 不同方向的最终压力值约为开挖前初始土压力的 2~4 倍, 这说明若要实现完全体积补偿或超体积补偿, 补偿注浆过程后期的注浆压力需要很大, 且隧道周围不同方向要控制不同的注浆压力。隧道拱顶处压力时程变化如图 26 所示, 拱顶压力增加量与体积补偿基本呈线性关系, 且压力增长非常快, 当体积补偿达到 8% 时, 隧道拱顶处的压力已远远超出隧道开挖前的初始值, 约为开挖前初始土压力的 2 倍。



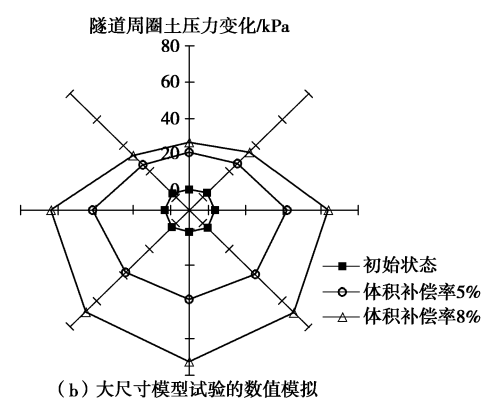


图 25 隧道周围土压力变化

Fig. 25 Changes of earth pressure around tunnel

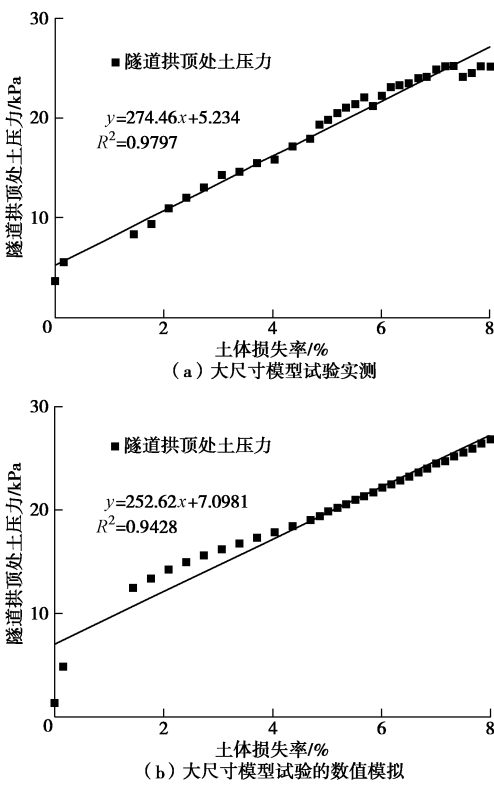


图 26 隧道拱顶土压力变化

Fig. 26 Changes of earth pressure at tunnel crown

(2) 数值模拟土层压力变化规律

图 27 为大尺寸隧道数值模拟得到的补偿注浆阶段补偿率为 1.44%, 5%, 8% 时的土体竖向应力变化值云图。由于补偿注浆阶段隧道膨胀对周围土体的挤压, 隧道周围土体竖向应力升高, 抵消了土拱效应, 隧道上方及两侧土体竖向应力升高, 隧道两侧原正拱区竖向应力降低。本文将隧道上方土体竖向应力升高的区域称为抬升挤压区, 抬升挤压区出现位于隧道两侧一定范围内的上方土体, 随补偿率升高逐渐扩大到隧道中心两侧 1D 范围。隧道两侧原正拱区土体, 在补偿注浆阶段, 由于土拱效应的抵消, 竖向应力逐渐下降, 本文将将该区域称为正拱抵消区, 范围位于距离

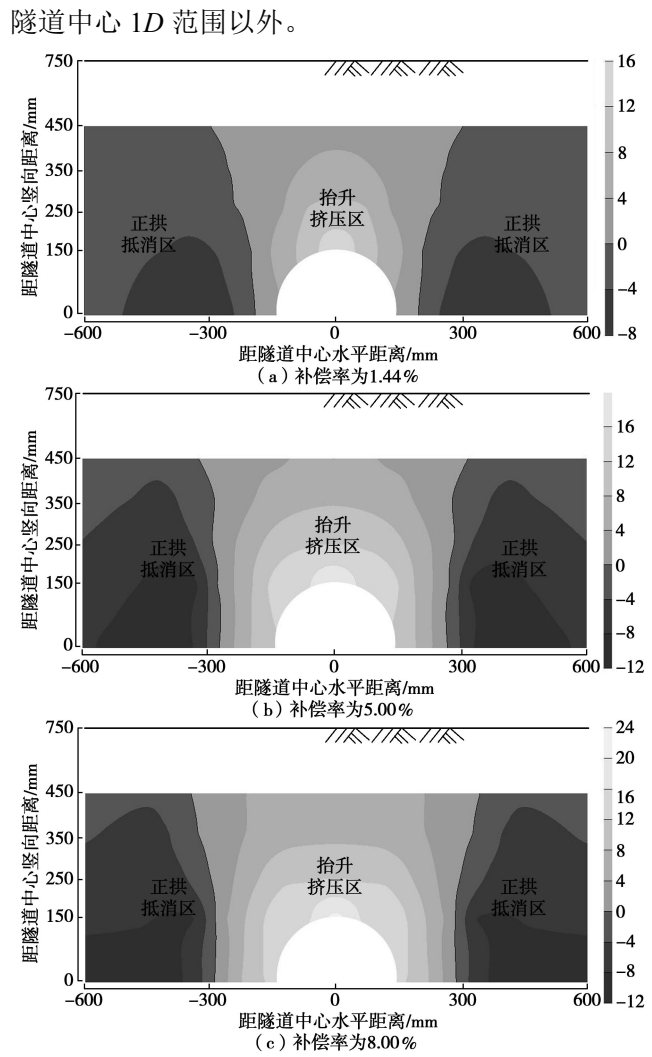
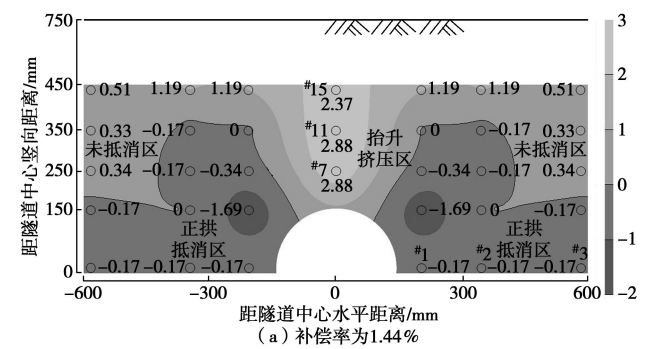


图 27 数值模拟不同补偿率下的土层压力变化

Fig. 27 Changes of earth pressure under different volume compensation grouting rates obtained from numerical analysis

(3) 实测土层压力变化规律

取体积补偿率为 1.44%, 5%, 8% 时的各测点实测土压力进行分析, 图 28 所示为压力差值图。可以看出, 随着土体补偿率逐渐增加, 隧道上方土体压力显著增加, 形成抬升挤压区, 抬升挤压区越靠近隧道顶部的测点压力上升越明显, 抬升挤压区在隧道正上方及两侧范围逐渐扩大。抬升挤压区以外土体竖向压力减小, 形成正拱抵消区, 正拱区被抵消的顺序为由下及上, 与数值模拟规律相符。



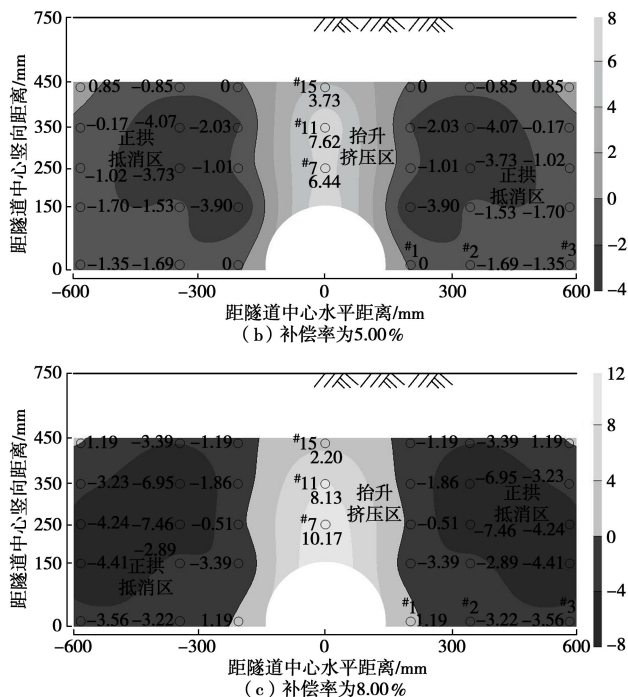


图 28 试验实测不同补偿率下的土层压力变化

Fig. 28 Changes of earth pressure under different volume compensation grouting rates obtained from model tests

综上所述, 补偿注浆阶段的试验实测数据显示的土层压力变化规律与数值分析基本相符, 可互为验证。与此同时, 补偿过程对土层应力场的扰动的机理也得以进一步明确。

6 结论与建议

本文通过开展 1g 模型试验研究了盾构隧道开挖及补偿注浆对地表沉降和抬升、以及隧道周围土体内应力变化的影响。得到如下结论与建议:

(1) 对于盾构隧道开挖, 国际上通用的 Peck 公式可以比较准确的描述沉降槽的形状特性, 试验验证了地表中心点沉降值与土体损失率的线性关系, 地表沉降主要发生在地表中心点两侧 $2D$ 范围内。

(2) 随着土体损失率增加和地表沉降增大, 沉降槽宽度系数呈现逐渐变小的趋势, 说明随着土体损失率增加, 地表沉降槽形状将变窄, 地表沉降影响范围变小。

(3) 补偿注浆对地表的抬升效果有限, 对开挖后隧道进行地表抬升需要超体积补偿注浆, 当补偿注浆率达到一定数值后, 继续补偿注浆及超体积补偿注浆引起的地表中心点抬升值与补偿注浆率基本呈线性关系。

(4) 补偿注浆阶段, 补偿注浆对地表的抬升主要在地表中心点两侧 $2D$ 范围内, 在距中心点 $0.5D$ 范围以内抬升值最大且基本一致。超体积补偿注浆阶段,

其注浆补偿效果更加明显, 补偿率的提高使得地表抬升范围扩大。

(5) 隧道周围土压力随隧道收缩急剧减小, 当土体损失率达到临界值后隧道周围土压力不再有显著降低。

(6) 随着盾构隧道开挖, 隧道周围土体竖向应力按照正拱区—卸荷区—塑性区的形式分布, 按照塑性区随土体损失率升高逐渐向上开展的形式发展。

(7) 补偿注浆阶段隧道周围压力均显著增加, 不同方向最终压力值约为开挖前初始土压力的 $2 \sim 4$ 倍。

(8) 在补偿注浆过程中, 隧道周围土体竖向应力按照抬升挤压区—正拱抵消区—未抵消区的形式分布, 随注浆补偿率增加, 正上方抬升挤压区、正拱抵消区范围逐渐外扩, 未抵消区消失。

需要说明的是, 本文试验中对于注浆的模拟采用理想化的均匀膨胀方法, 这与实际工程情况存在一定的偏差。虽说作为一种简化的试验手段, 但可帮助工程人员初步理解补偿注浆的影响和效果, 对实际工程中单点注浆的注浆压力和注浆量的控制仍具有一定的参考意义。

参考文献:

- [1] 魏 纲, 魏新江, 龚 慈, 等. 软土中盾构法隧道引起的土体移动计算研究[J]. 岩土力学, 2006, 27(6): 995 - 999. (WEI Gang, WEI Xin-jiang, GONG Ci, et al. Study on calculation for shield tunneling-induced ground movements in clays[J]. Rock and Soil Mechanics, 2006, 27(6) : 995 - 999. (in Chinese))
- [2] PECK R B. Deep excavations and tunneling in soft ground[C]// Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Mexico City, 1969: 225 - 290.
- [3] LEE K M, ROWE R K, LO K Y. Subsidence owing to tunneling. I: Estimating the gap parameter[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1992, 29(6): 929 - 940.
- [4] O'REILLY M P, NEW B M. Settlements above tunnels in the United Kingdom-their magnitude and prediction[C]// Proc Tunnelling 82, Institution of Mining and Metallurgy. London, 1982: 173 - 181.
- [5] 王振信. 盾构施工对环境的影响[C]// 海峡两岸轨道交通建设与环境工程高级技术论坛. 北京: 人民交通出版社, 2008. (WANG Zheng-xin. The environmental impact of shield tunnel construction[C]// Strait Rail Construction and Environmental Engineering Advanced Technology Forum.

- Beijing: China Communications Press, 2008. (in Chinese))
- [6] KNOTHE S. Observations of surface movements under influence of mining and their theoretical interpretation[C]// Proceedings of European Congress on Ground Movement. Leeds. UK: University of Leeds, 1957: 210 - 218.
- [7] ATTEWELL P B, FARMER I W. Ground deformations resulting from shield tunnelling in London clay[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1974, **11**(3): 380 - 395.
- [8] 廖红建, 卿伟宸, 张志刚, 等. 黄土地层盾构隧道开挖对地表沉降影响的有限元分析[J]. 西安交通大学学报, 2006, **40**(11): 1343 - 1347. (LIAO Hong-jian, QING Wei-chen, ZHANG Zhi-gang, et al. Finite element analysis for influence of shield tunneling on settlement of ground surface in loess strata[J]. Journal of Xi'an Jiaotong University, 2006, **40**(11): 1343 - 1347. (in Chinese))
- [9] 魏 纲. 盾构法隧道统一土体移动模型的建立[J]. 岩土工程学报, 2007, **29**(4): 554 - 559. (WEI Gang. Establishment of uniform ground movement model for shield tunnels[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, **29**(4): 554 - 559. (in Chinese))
- [10] LEE K M. Ground response to the construction of shanghai metro Tunnel-line 2[J]. Soils and Foundations, 1999, **39**(3): 113 - 134.
- [11] ALTAEE A, FENLLENIUS B H. Physical modeling in sand[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1994, **31**: 420 - 431.
- [12] BURLAND J B. Ninth laurits bjerrum memorial lecture: "small is beautiful"—the stiffness of soils at small strains[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1989, **26**(4): 499 - 516
- [13] 罗富荣, 国 斌. 北京地铁天安门西站“暗挖逆筑法”施工技术[J]. 岩土工程学报, 2001, **23**(1): 32 - 37. (LUO Fu-rong, GUO Bin. Construction technology of "tunneling and top-down method" at west tian'anmen station in metro of Beijing[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1998, **35**(1): 159 - 168. (in Chinese)).
- [14] SHAHIN H M, NAKAI T F, ZHANG M, et al. Behavior of ground and response of existing foundation due to tunneling[J]. Soils and Foundations, 2011, **51**(3): 395 - 405.
- [15] MARSHALL A M, FARRELL R, KLAR A, et al. Tunnels in sands: the effect of size, depth and volume loss on greenfield displacements[J]. Géotechnique, 2012, **62**(5): 385 - 399.
- [16] LEE C J, WU B R, CHEN H T, et al. Tunnel stability and arching effects during tunneling in soft clayey soil[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2006, **21**: 119 - 32.