

DOI: 10.11779/CJGE201907001

基坑开挖引起隧道水平变形的被动与注浆主动控制研究

郑刚^{1,2}, 潘军¹, 程雪松^{*1,2}, 白如冰¹, 杜一鸣^{1,2}, 刁钰^{1,2}

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

摘要: 对于邻近基坑的地铁结构保护问题, 现有研究多集中于加强基坑自身支护体系、优化开挖方案等被动控制措施, 此类方法缺乏在基坑开挖过程中对控制隧道变形的适时性和主动性, 且会造成基坑造价提高、工期延长。以某邻近地铁结构的大面积基坑工程为例, 分析了基坑施工中地铁结构的变形规律, 进行了注浆对土体及隧道水平变形主动控制的试验及应用实践。在此基础上, 通过数值模拟对几种隧道变形控制方法进行了对比和评价, 并进行了注浆方案的优化研究。工程案例以及数值模拟结果均表明基坑分区分期开挖、分仓开挖、加强支护体系等被动控制措施具有较大局限性, 而适时注浆主动控制隧道变形技术较为经济有效。在注浆策略上, 多排孔注浆时“近距离、多孔位、小方量、由远及近”的注浆方案优于“远距离、少孔位、大方量、由近及远”的方案。主动注浆控制技术具有成本低、工期短、适时控制隧道变形等优点, 条件适当时明显优于分区分期开挖等被动措施。

关键词: 基坑; 隧道; 注浆; 水平变形; 主动控制; 被动控制

中图分类号: TU433 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2019)07-1181-10

作者简介: 郑刚(1967—), 男, 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。

Passive control and active grouting control of horizontal deformation of tunnels induced neighboring excavation

ZHENG Gang^{1,2}, PAN Jun¹, CHENG Xue-song^{1,2}, BAI Ru-bing¹, DU Yi-ming^{1,2}, DIAO Yu^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China; 2. Key Laboratory of Coast Civil Structure Safety (Tianjin University), Ministry of Education, Tianjin 300072, China)

Abstract: For safeguarding metro structures adjacent to excavation, much attention has been paid to passive control measures, such as strengthening support system of excavation and optimization of excavation scheme. The passive control measures are not timely and active to alleviate tunnel responses during the construction process of excavation, and increase the cost and construction period of excavation. Based on a large excavation adjacent to a metro line, the development of horizontal deformation of metro structures during the construction process is analyzed, and field tests and application of grouting to active control of the horizontal deformation of soils and of tunnels are conducted. Furthermore, several control measures are compared and evaluated through numerical simulation, and the optimization of grouting scheme is also studied. The engineering case and numerical results reveal the great limitation of passive control measures, such as staged construction, zoned construction and strengthening support system, and effectiveness and economical efficiency of timely grouting to actively control tunnel deformation. In terms of grouting scheme, the grouting scheme of “close, more grouting holes, small grout volume, from far to near” is superior to the scheme of “far, less grouting holes, large grout volume, from near to far” in the case of multiple rows of grouting holes. As the active grouting technology has the advantages of low cost, short construction period and timely controlling tunnel deformation, it is obviously superior to passive control measures such as zoned and staged construction when the condition is appropriate.

Key words: excavation; tunnel; grouting; horizontal deformation; passive control; active control

0 引言

地铁隧道是城市交通的生命线工程, 它的安全性至关重要。然而, 由于城市地铁的增多和城市用地的紧张, 不可避免地需要在地铁周边进行基坑施工。基

基金项目: 国家重点研发计划项目(2016YFC0802008); 天津市科技计划项目(16YDLJSF00040); 天津市自然科学基金项目(18JCQNJC07900)

收稿日期: 2018-08-01

*通讯作者(E-mail: cheng_xuesong@163.com)

坑施工会引起土体损失和应力状态改变,从而引发隧道变形,甚至影响隧道的结构安全和运营安全^[1-2]。

因此,当邻近地铁进行基坑施工时,需采取必要的措施以保证地铁安全。现有的地铁控制措施可分为主动控制措施和被动控制措施^[3]。被动控制措施主要包括:①加强支护系统,例如增大围护结构刚度^[4-5]和插入比^[5]、采用分隔墙^[6-7]等。②优化开挖方式。Hu等^[8]指出间隔分段开挖并及时形成已开挖段的支撑可减小邻近隧道变形。对于大面积基坑,分期开挖、分区开挖可减小邻近隧道变形^[9-10]。③加固坑内土体,可通过水泥土搅拌桩或抽水固结提高坑内土体强度^[8-12]。④隔离墙^[12]或隔离桩^[13]。⑤坑内超载,包括反压土^[11]等形式。

上述被动控制措施虽有利于减小隧道变形,但大量工程实践表明:上述被动措施一般在基坑开挖前已提前确定,在基坑开挖过程中一般无法适时、主动地控制隧道变形;其次,这些措施通常会造成基坑造价显著提高、工期显著增长;再者,多数情况下上述被动措施很难实现邻近已运营隧道的毫米级变形控制。

通过在既有建筑物下方注浆,可抬升建筑物,或动态控制其它因素引起的建筑物沉降^[14-20],已开展的少量研究^[21-22]表明,邻近既有隧道进行注浆也可有目的地使隧道产生一定的变形,从而实现注浆对隧道水平变形的主动控制和纠正。但注浆对隧道横向变形的控制机理的已有研究主要基于数值分析^[21]或工程案例分析^[22],为了将主动注浆技术更好地用于基坑开挖引起的隧道变形的主动与适时控制,有必要对注浆控制隧道水平变形的机理、注浆方案等进行深入研究。

本文以天津某邻近地铁的大面积基坑工程为依托,根据现场实测和数值分析结果,揭示了基坑分区分期开挖、分仓开挖、加强支护体系等被动控制措施无法有效控制隧道变形的问题,提出了采用适时主动注浆取代被动控制措施控制隧道变形,并对主动注浆控制隧道变形的规律进行了研究,提出了优化建议。

1 工程案例分析

1.1 基坑工程

天津某大面积基坑工程位于天津市南开区,该基坑长380 m,宽299 m,平面布置如图1所示。基坑北侧邻近已运营的天津地铁3号线区间隧道和车站(天塔站)。为减小基坑施工对北侧地铁隧道和车站结构的影响,考虑到基坑面积较大,根据国内已有的基坑分区支护、分期施工减小对邻近运营地铁影响的经验,将基坑分为3个区进行支护,并相应分为三期依次施工,三期基坑都采用顺作法施工。需要说明的是,

施工完成二期基坑地下三层结构后项目停工了6个月,随后进行了主动注浆以纠偏隧道水平变形。基坑整体开挖深度为16.15 m(一期基坑南侧局部为11.75 m),靠近地铁侧围护结构为地下连续墙,长度为27~34.5 m,远离地铁侧围护结构为钻孔灌注桩,长度为11~27 m,详见图1。一期基坑采用两道混凝土支撑,二期、三期基坑由于临近地铁隧道和车站,采用三道混凝土支撑,详见图2。

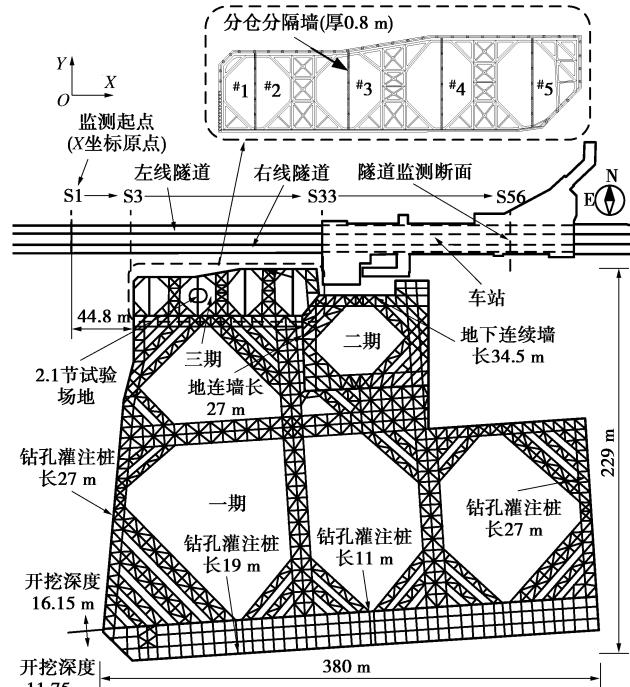


图1 基坑与地铁的平面图

Fig. 1 Plan view of excavation and metro

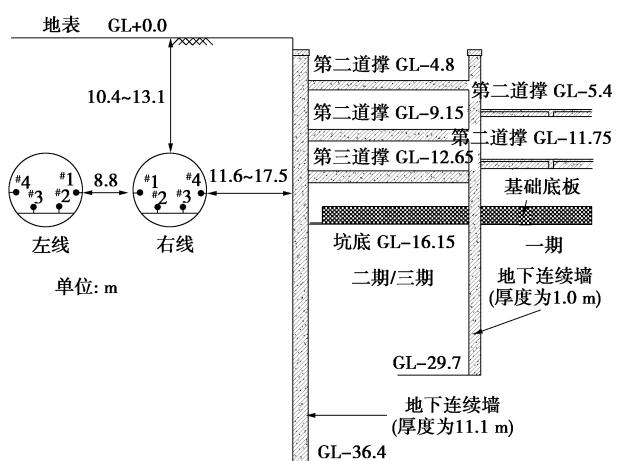


图2 基坑北侧与隧道相对关系的剖面图

Fig. 2 Profile of relative position between excavation and tunnels

1.2 基坑与地铁的位置关系

基坑北侧邻近天津地铁3号线天塔站及区间隧道,如图2所示。基坑与隧道、车站主体结构的水平

表1 土体物理和力学参数
Table 1 Physical and mechanical parameters of soils

层号	土层	厚度 /m	γ ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	$w/\%$	E	I_p	I_L	c' /kPa	φ' ($^{\circ}$)	E_{50}^{ref} /MPa	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ /MPa	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ /MPa	G_0^{ref} /MPa	$\gamma_{0.7}$ / 10^{-3}	m
1	填土	4.80	18.20	—	0.89	—	—	12.40	16.10	4.38	4.38	26.28	0.2	70.96	0.20 0.8
6-4	粉质黏土	11.35	19.46	29.91	0.84	12.9	0.89	9.54	28.59	5.31	5.78	53.39	0.2	144.15	0.20 0.8
8-1	粉质黏土	7.05	19.78	25.11	0.71	13.5	0.51	13.95	25.66	7.21	5.05	36.77	0.2	99.28	0.20 0.8
9-1	粉质黏土	15.10	19.83	26.97	0.75	13.4	0.64	21.45	21.60	3.10	6.00	38.01	0.2	102.63	0.20 0.8
11-4	粉砂	16.20	20.40	21.64	0.60	—	—	10.20	36.43	11.80	10.54	77.29	0.2	208.68	0.20 0.5
12-1	粉质黏土	5.50	19.65	26.80	0.76	15.1	0.48	25.61	26.52	5.78	5.78	43.45	0.2	117.30	0.20 0.8

注: γ 为重度, w 为含水率, e 为初始孔隙比, I_p 为塑限, I_L 为液限, c' 为有效黏聚力, φ' 为有效内摩擦角。 E_{50}^{ref} 为对应于参考围压 P^{ref} 的参考刚度, 在 PLAXIS 中, 默认 $P^{\text{ref}}=100$ kPa, $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ 为竖向应力为 P^{ref} 时固结试验的切线刚度, $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ 为对应于 P^{ref} 的加载/卸载参考刚度, v_{ur} 为卸载/加载泊松比, G_0^{ref} 为小应变时的参考剪切刚度, $\gamma_{0.7}$ 为 $G_s=0.722G_0$ 时的临界剪应变, m 表征刚度对应力水平的依赖程度。

净距分别为 11.6~17.5 m, 19.5~30.6 m, 左右线隧道水平净距为 8.8 m。隧道顶部在基坑范围内埋深为 10.4~13.1 m。

为保证基坑与地铁结构的安全, 在基坑施工期间对基坑和地铁结构的变形进行监测。采用高精度莱卡 TS30 全站仪自动监测地铁结构的水平位移, 监测长度为 331.2 m, 监测起点与基坑边界的 X 方向距离为 44.8 m, 共 56 个监测断面, 断面编号如图 1 所示, 每个断面在单条隧道上布置 4 个监测点, 如图 2 所示。

为保证隧道的结构安全和运营安全, 地铁有关部门要求基坑施工引起地铁结构水平位移的控制值为 10 mm, 报警值为 8 mm。

1.3 场地情况

该场地处于天津典型的深厚软土层, 土层分布及基本物理特性指标如表 1 所示, 地下水位位于地表以下 1.1 m。基坑和地铁结构主要处于粉质黏土层中。

1.4 采取的被动控制措施

为保证地铁的结构安全和运营安全, 采取的措施如下(本文称其为被动措施):

(1) 将本工程基坑分为 3 个区进行支护并分为三期施工, 如图 1 所示。分区施工与基坑整体支护、整体开挖相比, 地下结构工期延长 1 a 以上, 基坑支护造价增加 2000 万元以上。

(2) 二期、三期基坑采用三道钢筋混凝土水平支撑, 而一期仅采用两道水平支撑。

(3) 由于三期基坑紧邻车站和隧道, 对三期基坑设置分隔墙进行分仓开挖, 如图 1 所示, 分隔墙将三期基坑分为 5 个仓, 施工时 5 个仓同时开挖。

1.5 实测结果分析

(1) 一期、二期基坑施工过程中地铁结构位移

为便于分析, X 坐标以地铁结构监测起点为原点, 如图 1 所示; 此外, 定义隧道向北移动为位移正值。基坑施工时地铁结构 Y4 测点的水平位移如图 3 所示。可以看出, 一期基坑施工完成底板时, 地铁结构水平变形最大值达到 4.1 mm, 且变形位置基本与一期基坑开挖范围相吻合。由于二期基坑与地铁结构较近, 二期基坑底板施工完成时, 地铁结构最大水平位移达到 8.5 mm, 即在三期基坑尚未施工时, 北侧隧道已超过水平位移的报警值 8 mm。可见分区分期开挖以及二期基坑增加一道支撑的被动控制措施不足以控制隧道的变形。二期基坑施工后, 基坑因故停工半年, 隧道位移又有所增加。

考虑到一期、二期基坑施工已经引起了较大的隧道位移, 所以在三期基坑施工前, 在北侧基坑与隧道之间土体中进行了两排袖阀管注浆, 使隧道产生向北的位移恢复(隧道的最大水平位移由 9.21 mm 减小至 4.32 mm)。注浆孔布置及每天完成的注浆孔见图 4。

(2) 三期基坑施工过程中基坑和地铁结构位移

图 3 亦展示了三期基坑施工时地铁结构 Y4 测点的水平位移变化规律, 可知三期基坑分仓施工仍然导致隧道水平位移增大了 2.89 mm, 开挖完成后隧道水平位移最大值达到 7.21 mm, 再次接近了隧道位移控制值。如果扣除三期基坑开挖前注浆对隧道的位移纠正, 则隧道的最大水平位移将达到 11.33 mm, 如图 3 所示, 将超过隧道水平位移控制值 10 mm。由此说明, 整个基坑分区分期施工、三期基坑分仓施工以及二期、三期基坑增加一道水平支撑 3 种被动控制措施的联合使用不足以有效地将隧道变形严格控制在允许的 mm 级变形范围。

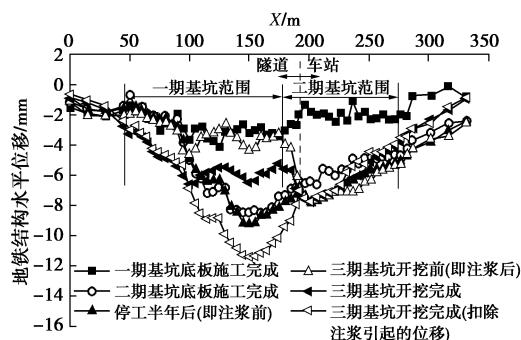


图3 基坑施工时地铁结构Y4测点的水平位移

Fig. 3 Horizontal displacements of metro structures at Y4 during construction

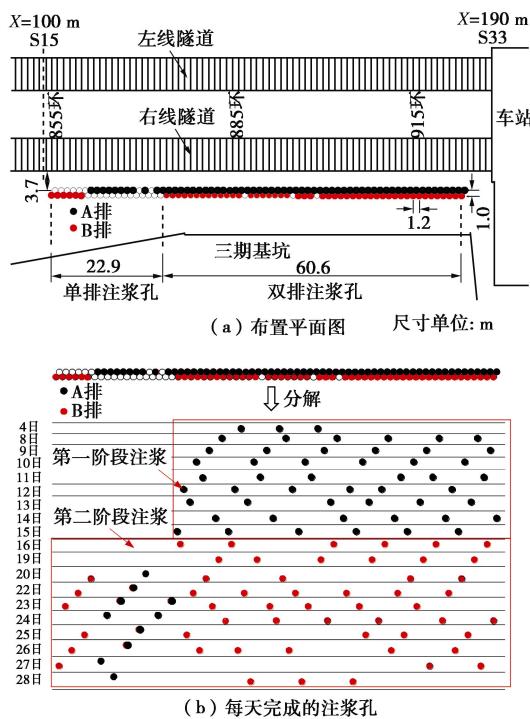


图4 注浆项目布置平面图及每天完成的注浆孔

Fig. 4 Plan view of grouting layout and daily grouting holes

2 注浆控制隧道水平变形的试验与应用

如前文所述,在二区基坑施工完底板时,隧道的水平位移最大值达到了8.5 mm,超过了隧道水平位移的报警值,因此采取了注浆对隧道进行纠偏的措施。在实施前,首先进行了注浆对土体水平变形影响的试验,然后进行了注浆对隧道水平变形影响的试验,最后根据试验结果进行了注浆方案的优化,并实际应用于隧道纠偏施工。

2.1 注浆对土体水平变形影响的试验研究

在三期基坑场地上(当时三期基坑尚未开挖)进行注浆对土体水平变形影响的试验,试验位置如图1所示,注浆孔及监测点布置的平面、剖面如图5所示。

注浆试验分3组进行,第1组对G1孔进行注浆,注浆量为1 m³,启用测斜管I1;第2组对G2孔进行注浆,注浆量为2 m³,启用测斜管I2、I4、I5及孔压计P1-P5;第3组对G3孔进行注浆,注浆量为3 m³,启用测斜管I3。采用袖阀管对土体注浆。注浆深度为-15~-20 m,注浆过程为从下至上注浆。注浆材料为双液浆,体积配比为水泥:水玻璃:水=1:2.5:3.43,注浆速率为15~20 L/min。

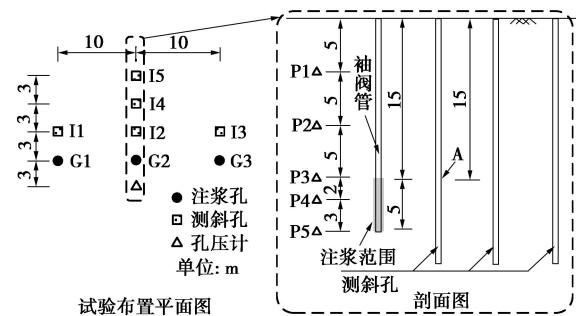


图5 注浆对土体水平变形影响的试验布置图

Fig. 5 Test layout of influences of grouting on lateral deflection of soils

对比3组试验中监测点I1、I2、I3的数据可分析注浆量对土体水平变形的影响,对比第II组试验中监测点I2、I4、I5的数据可分析注浆距离对土体水平变形的影响,如图6所示。

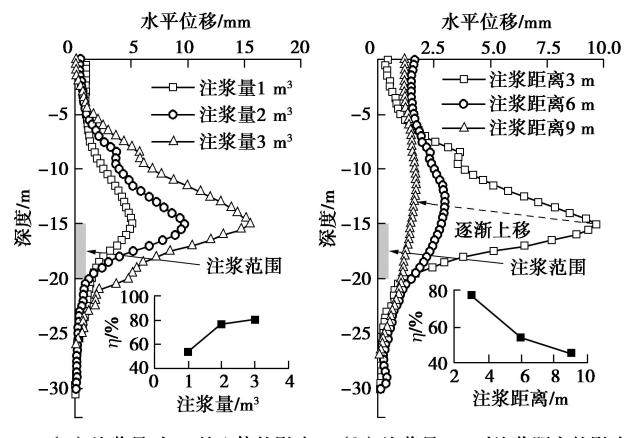
(a) 注浆量对3 m处土体的影响 (b) 注浆量2 m³时注浆距离的影响

Fig. 6 Effects of grouting volume and grouting distance on lateral deformation of soils

由图6(a)可知,随着注浆量的增大,土体变形逐渐增大。由图6(b)可知,注浆后土体水平变形呈现弓形模式,最大位移位于注浆范围顶部,且随着注浆距离的增大,最大位移处逐渐上移。这是由于注浆对土体产生侧向挤压,从而引发土体变形向斜上方发展。在注浆距离为3 m与9 m处的土体最大水平位移分别为9.65, 1.68 mm,可见随着注浆距离的增大,土体变形衰减迅速。

选取 A 点 (见图 5, I2 孔-15 m 处) 的数据观察土体的水平位移随时间的发展规律, 如图 7 所示。在注浆过程中, 土体水平位移逐渐增大, 在注浆结束之后, 土体位移逐渐恢复, 并在 0.7 d 后达到稳定值。为便于分析, 定义注浆效率 η 为固结完成时的土体水平位移 H_c 与注浆完成时的土体水平位移 H_g 之比。根据以上定义, 可得到 A 点处土体的注浆效率为 77%。同样可计算出 I1、I3、I4、I5 测斜孔-15 m 处的注浆效率, 如图 6 所示, 可知, 注浆量越大, 注浆效率越高, 但注浆效率的增长率逐渐减小; 此外, 注浆距离越大, 注浆效率越低, 且注浆效率的减小率逐渐减小; 5 个计算点的注浆效率范围为 45.2%~79.6%。

图 7 中同样可以看到注浆孔附近的超静孔隙水压力随时间的发展规律与土体水平变形规律一致, 可以认为土体水平位移在注浆后恢复是由于注浆引起超孔隙水压力的消散, 这与其他学者^[15-17, 20]曾得出的结论类似。此外, 在注浆范围以上, 离注浆范围越远, 超静孔隙水压力越小; 而在注浆范围以内, 注浆范围顶部处超静孔隙水压力最大, 与不同埋深处土体变形的相对大小规律一致。

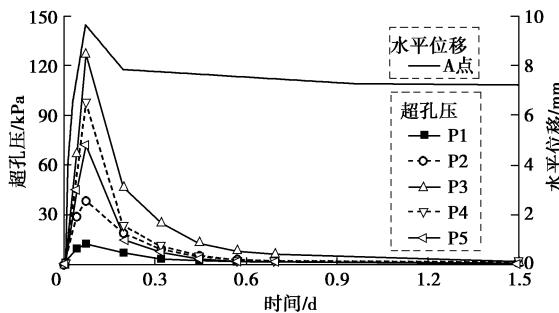


图 7 超孔压及 A 点土体位移随时间发展曲线

Fig. 7 Development of excess pore water pressure and horizontal displacement at A with time

通过以上分析可为注浆纠偏隧道提供启示: ①随着注浆距离的增大, 注浆引起纠偏对象的水平位移及相应的注浆效率衰减迅速, 因此注浆点不宜距纠偏对象过远; ②注浆深度顶部应与纠偏对象保持同一位置; ③应考虑注浆结束后纠偏对象的变形会有所恢复。

2.2 注浆对隧道水平变形影响的试验研究

注浆对隧道水平变形影响的试验位于三期基坑北侧, 试验布置如图 8 所示, 试验中采用双孔进行注浆, 双孔中心距为 4 m, 单孔的注浆量为 4 m³, 注浆压力为 0.3 MPa, 注浆深度为-15 m 至-20 m, 注浆孔对应隧道的顶部埋深为 12.3 m。采用与 2.1 节相同的注浆技术进行注浆, 但注浆所采用的双液浆配合比稍作调整, 水泥浆与水玻璃的体积比为 3:1, 水泥浆的水灰比为 1:1。试验期间监测左右线隧道断面 S6 至 S16

的水平位移, 每个断面每条隧道布置 4 个监测点, 如图 2 所示, 监测时间为 38 h。

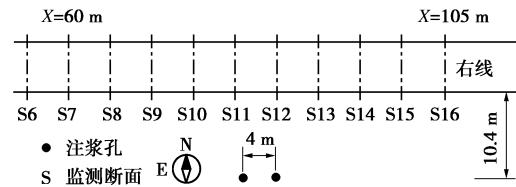


图 8 试验设计平面图

Fig. 8 Plan view of test design

注浆时右线隧道 Y4 测点的水平位移如图 9 所示, 注浆结束时隧道最大水平位移为 3.36 mm, 注浆完成后隧道的水平位移逐渐恢复, 约注浆结束后 12 h 达到稳定, 最终注浆引起隧道最大水平位移为 1.81 mm, 注浆引起的隧道位移的注浆效率为 54%。此外, 注浆引起的隧道变形可以采用高斯曲线拟合, 在隧道纵向上影响范围约为 40 m。

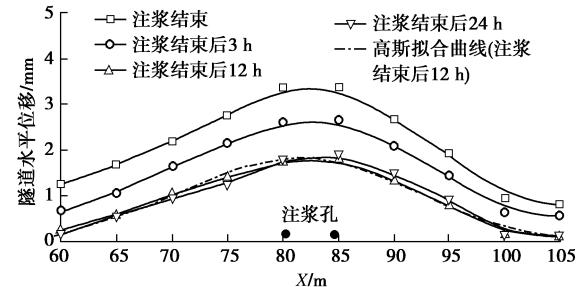


图 9 注浆时右线隧道 Y4 测点的水平位移

Fig. 9 Horizontal displacement of tunnels at Y4 during grouting

隧道水平位移、水平收敛随时间的变化规律如图 10 所示, 定义隧道向北移动为位移正值, 隧道直径减小为收敛正值。可见注浆过程中隧道水平位移和水平收敛逐渐增大, 注浆结束后水平位移及水平收敛逐渐减小, 约 16 h 后土体固结完成, 隧道变形达到稳定。

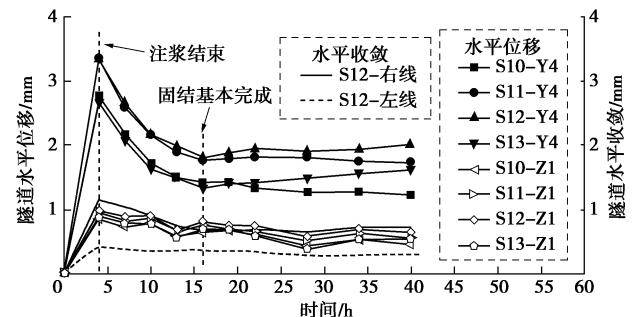


图 10 隧道水平位移、水平收敛随时间的变化规律

Fig. 10 Development of horizontal displacement and convergence of tunnels with time

2.3 注浆控制隧道水平变形的应用研究

2.2 节中注浆纠偏隧道试验采用的策略是“远距离、少孔位、大方量”, 可以发现注浆效果不够理想, 其原因是: ①注浆纠偏量随注浆距离衰减迅速; ②大

方量、少孔位注浆导致隧道变形不均匀, 管片间位移差值较大, 容易引发渗漏水。因此在将注浆实际应用于对隧道大范围纠偏时, 将注浆策略修改为“近距离、多孔位、小方量”的注浆方案。

注浆孔布置如图 4 (a) 所示, 注浆孔位于三期基坑与隧道之间, 打设了 A、B 两排注浆孔。A 排注浆孔中心与隧道边缘的水平间距为 3.7 m, A 排与 B 排的中心间距为 1 m, 每排孔中孔中心间距为 1.2 m。采用袖阀管进行注浆, 注浆材料同样为双液浆。注浆深度为地表以下 10.3~15.5 m。注浆在 2016 年 4 月进行, 持续 25 d, 累计完成 114 孔, 详细注浆过程如图 4 (b) 所示。注浆过程可分为两个阶段, 第一阶段进行 A 排注浆, 第二阶段主要进行 B 排注浆。针对隧道水平位移的监测方法与 1.2 节中的方法一致。此外, 为观察在每个注浆孔注浆过程中隧道变形的发展规律, 采用固定激光测距仪自动监测隧道的收敛变形。监测范围为 806~925 环。

(1) 整个注浆过程隧道的水平变形分析

注浆前后地铁结构的水平位移如图 11 所示, 可知注浆使注浆范围对应隧道的水平位移有所恢复, 但仍然没有完全抵消基坑开挖导致的位移。由于车站的刚度较大, 注浆对车站几乎没有影响。此外, 整个注浆过程结束 1 d 后隧道的变形几乎没有变化, 其原因是注浆过程持续时间较长, 单个注浆孔注浆引起的超静孔隙水压力基本已经消散完成。

由图 11 可知, 注浆对左线隧道水平位移及水平收敛几乎无影响, 这是由于每孔注浆量只有 0.5 m³, 注浆量小, 且右线隧道起到了隔离作用。

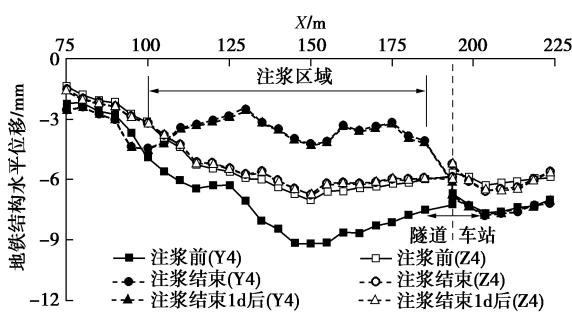


图 11 注浆前后地铁结构的水平位移

Fig. 11 Horizontal displacements of metro structures before and after grouting

(2) 两排注浆孔注浆顺序对隧道变形影响分析

由图 4 可看出, 本工程两排袖阀管注浆孔基本按照先 A 排注浆孔、后 B 排注浆孔的两个注浆阶段注浆顺序来实施, 其引起的隧道水平位移增量、水平收敛增量如图 12 所示, 可以看到两个注浆阶段中隧道的变形范围与注浆范围基本对应。在 A、B 排均注浆的区域内

(即区域 1), A 排、B 排注浆引起的隧道水平位移增量分别为 4.4, 2.1 mm, 即后排注浆比前排注浆引起的隧道变形更小。此外, 单排注浆区域(即区域 2)注浆引起的隧道变形显著大于两排均注浆中 B 排注浆引起的变形。

由上述分析可见, 当采用两排注浆孔逐排注浆控制隧道变形时, 远离隧道的一排注浆孔注浆(B 排, 后注浆)比靠近隧道一排注浆(A 排, 先注浆)引发的隧道变形更小。经分析, 其原因主要有 3 个: ①B 排与隧道的距离大于 A 排, 前面 2.1 节的研究结果指出, 随着注浆距离的增加, 土体变形衰减迅速, 但仅是注浆距离的不同, 无法引发图 12 中 A、B 排注浆如此大差距; ②先注浆的 A 排处土体强度和刚度提高, 对 B 排注浆具有隔离和阻挡作用, 因此 B 排注浆时, 引起的土体变形更易于向隧道反方向发展; ③A 排注浆提高了邻近土体的应力水平, 从而增大了土体的刚度^[23], 所以当 B 排注浆时, 土体的变形更小。

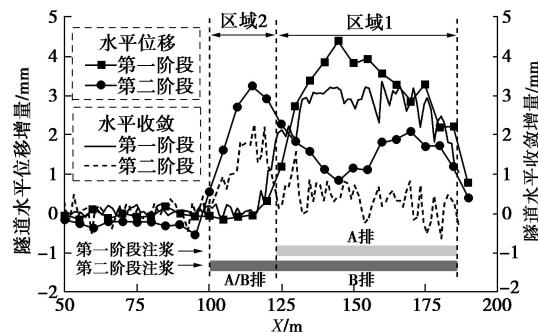


图 12 两个注浆阶段引起的隧道水平位移和水平收敛增量

Fig. 12 Horizontal displacement and convergence increments induced by 1st and 2nd stages of grouting

由此推断, 对于此案例, 如果先进行 B 排注浆, 再进行 A 排注浆, 则两排注浆最终引起的隧道变形可能更大, 主要原因是在 A 排进行注浆时, B 排处注浆硬化后的土体起“反力墙”作用, 促使 A 排注浆引发的土体更多地朝向隧道发展。因此当采用多排注浆孔注浆对隧道变形进行控制时, 应由远及近逐排注浆, 这样可以显著提高注浆效率, 降低注浆成本。

(3) 同排注浆孔注浆间隔对隧道变形影响分析

本案例中同排注浆孔间隔注浆, 类似于“跳打”, 如图 4 (b) 所示。选取 2016 年 4 月 4 日的注浆过程作为典型研究对象, 2016 年 4 月 4 日 3 个注浆孔引起的隧道水平收敛增量如图 13 所示。可以观察到, 每个注浆孔引起对应位置管片环的变形最大, 且影响范围约为 7~9 环, 即 8.4~10.8 m 的范围。在一排注浆孔均注浆完成时, 每天各孔注浆引起的收敛变形相叠加, 从而使得整体上隧道变形较为均匀, 如图 12 所示。如果对一排注浆孔依次注浆(不间断注浆), 将会导致注

浆处隧道局部变形较大, 从而有可能引发隧道渗漏水。因此建议应采用间隔注浆, 且注浆孔间距为 7~10 m。

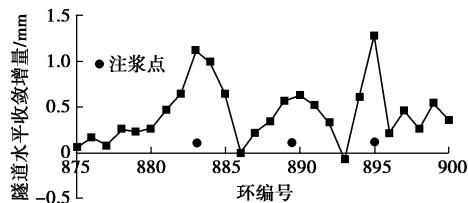


图 13 2016 年 4 月 4 日 3 个注浆孔引起的隧道水平收敛增量
Fig. 13 Horizontal convergence increments of tunnels induced by 3 grouting holes on April 4, 2016

(4) 两种注浆方案对比分析

相比在 2.2 节注浆试验中采取的“远距离、少孔位、大方量”注浆方案, 本次注浆最终引起的隧道水平位移较大 (5.26 mm), 变形较为均匀, 且对左线隧道几乎没影响。因此本次注浆采用的“近距离、多孔位、小方量、由远及近”的方案可精细、有效地控制某条隧道的变形。

3 适时注浆主动控制隧道水平变形数值分析

分区分期开挖、分仓开挖只能在一定程度上被动地减小隧道水平变形, 当隧道水平变形难以预估或隧道已经出现较大水平变形时, 这些被动控制措施可能不足以控制隧道变形。因此本文提出“基坑整体开挖+多次主动注浆”的隧道水平变形主动、适时控制思路, 即取消本基坑分区分期开挖、分仓开挖以及增加支撑的被动控制措施, 而采用适时注浆主动控制隧道变形, 从而可节约基坑分区支护而大幅度提高的造价、缩短基坑分期施工而大幅度延长的工期。为验证此思路, 本文采用数值模拟对不同控制策略进行对比分析。

3.1 分析工况

按照基坑的施工顺序逐步模拟施工过程, 但不考虑注浆措施, 以此得到不注浆时隧道的变形规律, 此为工况 1。在工况 1 的基础上模拟实际工程的注浆, 此为工况 2, 此工况与实际工程中施工顺序完全一致。为分析分仓施工的影响, 在工况 1 的基础上取消三期基坑分仓施工, 将三期基坑按照一个基坑来开挖, 此为工况 3。进一步, 考虑到整个基坑的分区分仓施工方案并不足以严格控制隧道变形, 因此对基坑取消分区分期施工, 而采用整体支护方式, 且从南到北分段开挖, 如图 14 所示, 但不考虑采用注浆措施, 观察可能产生的隧道最大位移, 此为工况 4。在工况 4 的基础上, 在施工过程中每当隧道变形超过 8 mm, 立即启动注浆主动控制隧道的变形, 此过程为适时动态、由远及近多排注浆过程, 即工况 5。

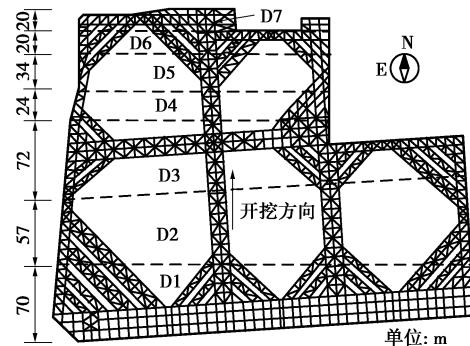


图 14 取消分期分仓施工后基坑支撑布置及分段开挖图

Fig. 14 Schematic of strut layout and divided excavation of pit after cancelling staged and zoned excavation

3.2 有限元模型的建立

(1) 模型概况

采用 PLAXIS 3D^[24]建立以上工况的有限元模型。模型边界条件为侧向边界约束水平位移和底部边界固定。在土体与结构之间建立界面单元以考虑土体与结构的相互作用, 界面单元材料强度为相邻土体材料强度的 0.67 倍。工况 1 的有限元网格如图 15 所示。

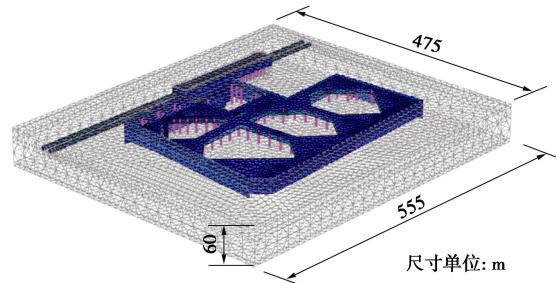


图 15 工况 1 的有限元网格

Fig. 15 Finite element meshes of case 1

采用小应变硬化模型模拟土体的弹塑性行为。小应变硬化模型是结合莫尔库仑屈服准则的双硬化有效应力模型^[23]。土体参数来源于一系列的室内试验, 包括三轴固结排水试验、直剪慢剪试验及固结试验, 参数如表 1 所示。隧道衬砌采用 C50 预制混凝土管片拼装而成, 考虑到隧道纵向接头和环向接头的影响, 隧道横向刚度有效率取为 75%^[25], 隧道纵向刚度有效率取为 20%^[26]。

(2) 注浆模拟

体应变法是模拟注浆常用的方法, 该方法基于全局的观点, 在选定的注浆区域施加均匀的或者非均匀的体应变, 并改善注浆区域的土体性质, 以模拟注浆的过程^[18, 20, 27-28]。本文采用体应变法模拟注浆。

工况 2 模拟本工程案例中实施的注浆项目。该注浆项目持续 25 d, 累计完成 114 个注浆孔, 逐个模拟每个孔的注浆过程将使模型难以建立以及计算成本过

高,因此采用整体的思想模拟该注浆项目。Schweiger 等^[18]、Nicolini 等^[27]给出数值模拟中单孔注浆区域(即施加体应变的区域)的半径为 1.5 m;根据笔者进行的注浆试验,注浆后浆液的分布范围在半径 0.8 m 左右;因此本文数值计算中单孔注浆区域取为 1.2 m 半径范围。注浆项目布置平面图如图 4 所示, A 排与 B 排注浆孔的孔中心间距为 1 m, 每排注浆孔中孔中心间距为 1.2 m。将整个注浆区域分为单排注浆区域(图 12 中的区域 2)和双排注浆区域(图 12 中的区域 1)。单排注浆区域长 22.9 m, 双排注浆区域长 60.6 m。注浆深度范围均为 5.2 m。注浆深度范围均为 5.2 m。因此单排和双排注浆加固区域分别近似取为 22.9 m×1 m×5.2 m(长×宽×高)和 60.6 m×2×5.2 m。单排注浆总量为 8.24 m³, 双排注浆总量为 50.53 m³, 因此得到相应的体应变 ε_v 为 8% 和 6.9%。

本次注浆项目是一个注浆与固结同时持续进行的过程,应考虑固结效应和压滤效应。目前有关固结效应和压滤效应的研究表明,固结效应与土体固结比、注浆材料、注浆顺序、注浆量等密切相关^[15-17, 19], 而压滤效应与土体类别、浆液性质、注浆参数等密切相关^[28], 难以确定某次注浆的真实固结效应和压滤效应。且有限元模型无法直接考虑压滤效应。Ni 等^[20]提出可通过实测数据反算应输入的体应变,以间接考虑注浆过程中浆液的转移(即压滤效应和几何效应)。因此本文模型中不进行固结计算、不直接考虑压滤效应,而通过实测数据反算模型中应输入的体应变,以间接考虑固结效应和压滤效应。经过多次数值计算,得出将实际注浆体积折减 0.7 倍作为有限元模型中输入的注浆体积,可近似综合考虑固结效应和压滤效应,以较为准确地模拟注浆。本文实际单排注浆总量、双排注浆总量分别为 8.24, 50.53 m³, 折减 70% 后分别为 5.68, 34.87 m³, 进而得到有限元模型中单排注浆和双排注浆分别应输入的体应变 ε_v 为 5.5% 和 4.8%。除了对注浆区域施加体应变,还应改善注浆区域的土体,本次模拟将注浆完成后的注浆区域土体定义为非多孔弹性体^[28], 弹性模量取 20 MPa^[29], 泊松比取 0.32。

3.3 模拟结果分析

(1) 模型验证

隧道水平位移实测和模拟结果对比如图 16 所示,由图可知,实测与模拟结果较为接近。

(2) 分期、分仓施工控制地铁结构变形分析

3 种不同开挖方式下地铁结构的水平位移对比如图 17 所示。通过对工况 1 和工况 2, 可知分仓施工可减小隧道的水平位移, 由 15.06 mm 减小至 12.78

mm, 减小比率为 15%。

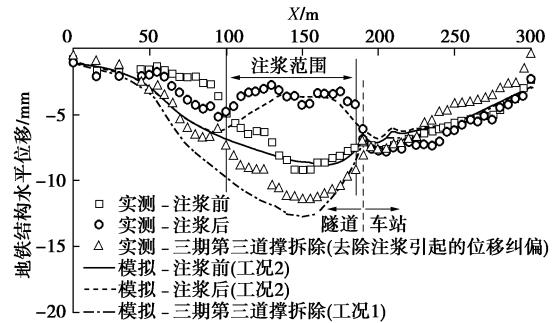


图 16 地铁结构水平位移实测与模拟结果对比

Fig. 16 Comparison between measured and calculated horizontal displacements of metro structures

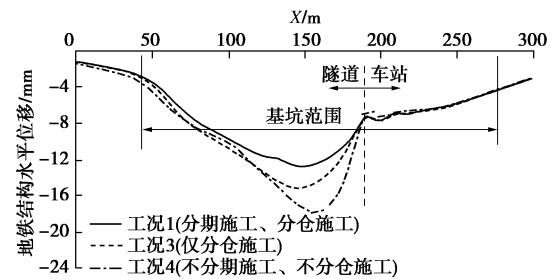


图 17 不同施工方式下地铁结构的水平位移对比

Fig. 17 Comparison of horizontal displacements of metro structures among different construction methods

通过对比工况 2 和工况 3, 可知分期施工同样可以减小隧道的水平位移, 由 17.76 mm 减小至 15.06 mm, 减小比率为 15%。分仓施工和分期施工都有利于控制隧道变形, 但控制效果有限, 如果基坑开挖引起的隧道变形较大时, 分期施工和分仓施工可能不足以控制隧道的变形。

(3) 适时注浆主动控制隧道变形效果分析

工况 5 模型中, 共布置了 4 排注浆孔, 同样将注浆孔等效为六面体, 六面体注浆区域高 5.2 m, 每排注浆区域宽 1 m, 注浆深度 -10.3~ -15.5 m, 如图 18 所示。在工况 5 中, 当隧道水平位移超过 8 mm, 随即启动注浆以主动控制隧道变形, 并根据隧道变形大小调整对应注浆区域的注浆量。每次注浆引起隧道水平位移恢复值不超过 3 mm, 且每次注浆后需保持隧道变形在纵向上较为均匀, 以达到精确、微扰动控制变形的目的。整个基坑开挖过程中共进行了 4 次主动注浆, 图 19 直观地显示了每次注浆的位置、注浆量以及注浆效果。4 次注浆纠偏的隧道水平位移分别为 2.95, 2.57, 2.08, 2.72 mm。经过 4 次注浆后隧道的水平位移最终达到 6.32 mm, 远小于工况 4 中的 17.76 mm, 并小于隧道变形控制值, 验证了采用适时主动注浆控制隧道变形技术的可行性。

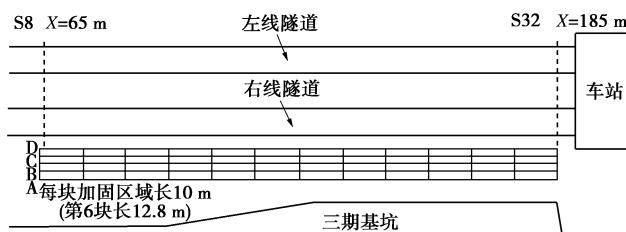


图 18 工况 5 中注浆平面布置图

Fig. 18 Plan view of grouting program in case 5

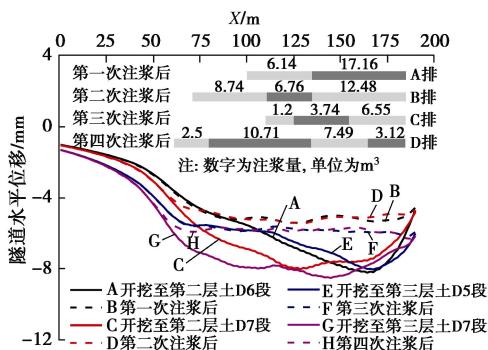


图 19 工况 4 中 4 次注浆前后隧道的水平位移

Fig. 19 Horizontal displacements of tunnel before and after 4 groutings in case 4

4 结 论

以天津邻近地铁某大面积的基坑项目为背景, 分析了基坑开挖过程中地铁结构的变形规律, 进行了注浆对土体和隧道水平变形影响的现场试验, 最后将注浆应用于控制隧道水平变形。通过实测数据和数值模拟结果分析分区分期施工、分仓施工、增加一道水平支撑、主动注浆控制隧道变形的效果, 并对注浆方案进行了优化分析。通过以上分析, 可得到以下 5 点结论。

(1) 实测数据和数值模拟结果表明, 分区分期施工、分仓施工、增加一道支撑会在一定程度减小基坑开挖引起的隧道水平变形, 但减小效果有限。根据本文实际工程进行的分析表明, 这 3 种被动措施虽然显著增加基坑造价以及延长工期, 但仍可能不足以控制隧道变形。

(2) 注浆后土体水平变形沿深度方向呈现弓形模式, 且最大位移处位于注浆深度范围顶部, 因此注浆深度范围顶部应与纠偏对象保持同一深度。随着注浆距离的增加, 土体变形及注浆效率衰减迅速, 因而注浆孔与纠偏对象的距离不宜过大。此外, 注浆结束后纠偏对象的变形会有所恢复, 因此注浆方案设计和施工中, 应考虑注浆效率问题。

(3) 数值模拟结果表明, 对于邻近地铁结构的基坑工程, 可以在基坑与地铁隧道之间设置多排注浆孔,

当隧道位移超过报警值即启动注浆对隧道进行纠偏。采用适时注浆技术取代被动控制措施可以有效地控制隧道水平变形, 具有成本低、工期短、适时控制隧道变形的优点。

(4) 相比“远距离、少孔位、大方量”的注浆方案, “近距离、多孔位、小方量”的注浆方案可以更均匀有效地恢复隧道水平位移, 且对相邻隧道影响较小。因此对隧道进行纠偏时建议采用“近距离、多孔位、小方量”的注浆方案。采取多排注浆孔时, 建议采用“近距离、多孔位、小方量、由远及近”的注浆方案, 可以显著提高注浆效率。

(5) 单点或局部注浆引起隧道的水平位移可以用高斯曲线进行模拟。同一排注浆孔内注浆孔间隔注浆可以避免单点或局部注浆引起隧道较大的局部变形, 从而避免引起隧道渗漏水。单个注浆孔的影响范围约为 8.4~10.8 m, 因此建议间隔间距为 7~10 m。

本文研究成果主要基于天津市区的工程地质条件, 可供类似地质条件下的工程参考。更多土质条件下规律还有待进一步研究。

参考文献:

- [1] BURFORD D. Heave of tunnels beneath the Shell Centre, London, 1959-1986[J]. *Géotechnique*, 1988, **38**(1): 135-137.
- [2] CHANG C T, SUN C W, DUANN S W, et al. Response of a Taipei Rapid Transit System (TRTS) tunnel to adjacent excavation[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2001, **16**(3): 151-158.
- [3] 郑刚, 朱合华, 刘新荣, 等. 基坑工程与地下工程安全及环境影响控制[J]. *土木工程学报*, 2016, **49**(6): 1-24. (ZHENG Gang, ZHU He-hua, LIU Xin-rong, et al. Control of safety of deep excavations and underground engineering and its impact on surrounding environment[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2016, **49**(6): 1-24. (in Chinese))
- [4] NG C W W, SHI J, MAŠÍN D, et al. Influence of sand density and retaining wall stiffness on three-dimensional responses of tunnel to basement excavation[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2015, **52**(11): 1811-1829.
- [5] SHI J W, ZHANG X, CHEN Y H, et al. Numerical parametric study of countermeasures to alleviate basement excavation effects on an existing tunnel[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2018, **72**: 145-153.
- [6] CHEN J J, ZHU Y F, LI M G, et al. Novel excavation and construction method of an underground highway tunnel above operating metro tunnels[J]. *Journal of Aerospace Engineering*, 2015, **28**(6): A4014003-1-7.

- [7] LI M G, CHEN J J, WANG J H, et al. Comparative study of construction methods for deep excavations above shield tunnels[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2018, **71**: 329 – 339.
- [8] HU Z F, YUE Z Q, ZHOU J, et al. Design and construction of a deep excavation in soft soils adjacent to the Shanghai Metro tunnels[J]. *Canadian Geotechnical Journal*, 2003, **40**(5): 933 – 948.
- [9] TAN Y, LI X, KANG Z J, et al. Zoned excavation of an oversized pit close to an existing metro line in stiff clay: case study[J]. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2015, **29**(6): 04014158-1-19.
- [10] LI M G, ZHANG Z J, CHEN J J, et al. Zoned and staged construction of an underground complex in Shanghai soft clay[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2017, **67**: 187 – 200.
- [11] HUANG X, SCHWEIGER H F, HUANG H W. Influence of deep excavations on nearby existing tunnels[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2013, **13**(2): 170 – 180.
- [12] CHEN R P, MENG F Y, LI Z C, et al. Investigation of response of metro tunnels due to adjacent large excavation and protective measures in soft soils[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2016, **58**: 224 – 235.
- [13] ZHENG G, WANG F J, DU Y M, et al. The efficiency of the ability of isolation piles to control the deformation of tunnels adjacent to excavations[J]. *International Journal of Civil Engineering*, 2018, **16**(10B): 1475 – 1490.
- [14] HARRIS D I, MAIR R J, LOVE J P, et al. Observations of ground and structure movements for compensation grouting during tunnel construction at Waterloo station[J]. *Géotechnique*, 1994, **44**(4): 691 – 713.
- [15] SOGA K, BOLTON M D, AU S K A, et al. Development of compensation grouting modelling and control system[C]// *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. Rotterdam, 2000: 425 – 430.
- [16] KOMIYA K, SOGA K, AKAGI H, et al. Soil consolidation associated with grouting during shield tunnelling in soft clayey ground[J]. *Géotechnique*, 2001, **51**(10): 835 – 846.
- [17] AU S K A, SOGA K, JAFARI M R, et al. Factors affecting long-term efficiency of compensation grouting in clays[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2003, **129**(3): 254 – 262.
- [18] SCHWEIGER H F, KUMMERER C, OTTERBEIN R, et al. Numerical modelling of settlement compensation by means of fracture grouting[J]. *Soils and Foundations*, 2004, **44**(1): 71 – 86.
- [19] SOGA K, AU S K A, JAFARI M R, et al. Laboratory investigation of multiple grout injections into clay[J]. *Géotechnique*, 2004, **54**(2): 81 – 90.
- [20] NI J C, CHENG W C. Monitoring and modeling grout efficiency of lifting structure in soft clay[J]. *International Journal of Geomechanics*, 2010, **10**(6): 223 – 229.
- [21] 张冬梅, 邹伟彪, 闫静雅. 软土盾构隧道横向大变形侧向注浆控制机理研究[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(12): 2203 – 2212. (ZHANG Dong-mei, ZOU Wei-biao, YAN Jing-ya. Effective control of large transverse deformation of shield tunnels using grouting in soft deposits[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2014, **36**(12): 2203 – 2212. (in Chinese)).
- [22] CHENG W C, SONG Z P, TIAN W, et al. Shield tunnel uplift and deformation characterisation: a case study from Zhengzhou metro[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2018, **79**: 83 – 95.
- [23] SCHANZ T, VERMEER P A, BONNIER P G. The hardening soil model: formulation and verification[M]// *BRINKGREVE R B J. Beyond 2000 in Computational Geotechnics: 10 years of PLAXIS International*. Rotterdam: A A Balkema Publishers, 1999: 281 – 296.
- [24] BRINKGREVE R B J, KUMARSWAMY S, SWOLFS W M, et al. *PLAXIS 3D manual*[M]. Delft: PLAXIS, 2017.
- [25] YE F, GOU C F, SUN H D, et al. Model test study on effective ratio of segment transverse bending rigidity of shield tunnel[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2014, **41**: 193 – 205.
- [26] LIAO S M, PENG F L, SHEN S L. Analysis of shearing effect on tunnel induced by load transfer along longitudinal direction[J]. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2008, **23**(4): 421 – 430.
- [27] NICOLINI E, NOVA R. Modelling of a tunnel excavation in a non-cohesive soil improved with cement mix injections[J]. *Computers and Geotechnics*, 2000, **27**(4): 249 – 272.
- [28] MASINI L, RAMPELLO S, SOGA K. An approach to evaluate the efficiency of compensation grouting[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2014, **140**(12): 04014073.
- [29] FALK E. Soil improvement by injection of solid material with hydraulic energy[D]. Vienna: Vienna University of Technology, 1998.