

上跨既有线联络通道的管幕结构施工方案比选研究

——以福州滨海快线火车站管幕结构施工为例

穆亦龙

(中铁南方投资集团有限公司, 广东 深圳 518052)

摘要:依托福州滨海快线火车站与换乘枢纽联络通道工程,提出上跨既有线管幕结构施工的分步填充砂浆方案(即方案 A)和一次性填充砂浆方案(即方案 B)。在 ABAQUS 数值分析平台上对管幕结构施工全过程展开数值模拟,重点关注既有线竖向位移和收敛及地表沉降变化规律。分析结果表明:方案 A 引起既有线竖向位移呈逐渐沉降趋势,方案 B 则呈先上浮后沉降趋势,但两套方案引起的既有线最终竖向位移大致相同;方案 A 和方案 B 引起的最终地表沉降分布规律大致相同,都呈现不规则沉降槽状,最大值位于“口”字型管幕左侧轴线处,且方案 B 略小于方案 A。从既有线影响及施工效率等方面考量,现场采取方案 B 进行管幕结构施工;同时对既有线竖向位移及地表沉降展开现场监测,其量值及发展规律与数值模拟大致相同。以上研究成果可为类似管幕结构施工提供借鉴参考。

关键词:管幕结构施工;上跨既有线;数值模拟;管幕砂浆填充;现场实测

中图分类号:TU94 **文献标志码:**A **文章编号:**1671-1807(2023)07-0268-05

管幕-箱涵法作为微扰动施工控制的有效措施,已成为城市环境下修建浅埋地下通道的重要暗挖工法^[1]。管幕-箱涵法大致包括如下两阶段:依次顶进单根钢管(幕管),形成一字、门字或口字型的管幕结构;进而在管幕预支护条件下顶进箱涵,形成浅埋地下通道。上述暗挖工法中,管幕结构对控制箱涵顶进(土体开挖)引起的地层扰动具有重要作用。诸多学者采用理论分析、模型试验、数值模拟等手段对管幕结构施工特性展开深入研究。

张鹏等^[2]基于现有 Peck 地表沉降计算公式,研究曲线管幕与隧洞的相对位置对沉降槽偏移量的影响,并对 Peck 地表沉降公式进行修正。尹光明等^[3]结合大量工程实践给出不同工程条件下 Peck 公式关键参数的取值方法,提高了 Peck 公式在实际工程运用中的适用性和便利性。唐正等^[4]结合工程实例,运用 Peck 公式研究探讨管幕顶进过程中地表沉降(尤其是沉降槽宽度系数 i 和地层损失率 η)的变化规律。

龚建伍等^[5]基于相似理论管幕模型试验,分析了不同管幕结构参数下,隧道开挖引起的地表沉降规律。王梅等^[6]通过大比例尺模型试验,模拟沈阳

地铁新乐遗址站群管顶进过程,研究群管顶进施工顺序对地表沉降的影响。王道伟等^[7]通过模型试验研究平行顶管施工的相互影响,认为多根平行顶管引起的地表沉降具有明显的累积效应。Hu 等^[8]开展了大型物理模型试验,研究冻结方案的有效性及其可控性,对管幕冻结法的封水效果展开定量评价。

刘奕晖等^[9]考虑地下水渗流影响,提出计算管幕箱涵开挖面稳定性的极限平衡方法,并通过数值模拟验证上述理论分析的可靠性。马清杰等^[10]在 FLAC3D 平台上,模拟浅埋顶管隧道下穿主干道的施工过程,重点分析掌子面支护压力、地层-结构摩擦阻力两个关键参数对地表沉降的影响。李洋等^[11]采用数值分析方法,分析曲线管幕顶进过程中周围土体的受力情况,认为曲线管幕可作为暗挖法地铁车站的预支护手段。Morovatdar 等^[12]在 ABAQUS 数值平台上,模拟管幕预支护情况下隧道掘进过程,分析管幕直径等设计参数对软土地基隧道的加固效果。张建^[13]和杨松松等^[14]采用数值模拟方法,分析管幕群施工顺序对地表沉降的影响,发现密排管幕间存在组合土拱效应,认为由两侧往拱顶的顺序施作可有效控制地表沉降。

收稿日期:2022-11-24

基金项目:中国中铁“十四五”科研项目(2021D0125)。

作者简介:穆亦龙(1968—),男,四川西昌人,中铁南方投资集团有限公司,高级工程师,硕士,研究方向为城市轨道交通工程设计与施工管理。

管幕预支护下进行顶管施工有利于减少对周边环境的影响,但管幕结构自身施工的影响也不可忽视。本文以福州滨海快线火车站与换乘枢纽联络通道为工程依托,提出两套管幕砂浆填充方案,在 ABAQUS 数值平台上对管幕施作过程展开数值模拟,重点关注既有线竖向位移和收敛及地表沉降影响,并比选较优方案,以期为联络通道管幕结构或类似工程施工提供借鉴参考。

1 管幕结构施工方案

1.1 工程背景

福州滨海快线火车站与换乘枢纽之间联络通道位于福州火车站南广场南侧,沿华林路布置,呈南北走向,如图 1 所示。场地地质条件从上往下依次为杂填土(厚 2.8~3.3 m)、淤泥(厚 7.7~8.3 m)、粉质黏土(厚 8.4~9.3 m)和全风化花岗岩(厚 31.2~43.6 m);地下水埋藏深度为 2.2~3.4 m。

联络通道采用管幕—箱涵法施工,箱涵通道全长约 109 m,截面尺寸 10.8 m×5.9 m(宽×高),壁厚 0.65 m。联络通道顶板埋深 4.0~4.6 m,上跨既有 1 号线区间隧道,二者竖向净距约为 1.6~2.2 m。箱涵顶进前,需在箱涵周边施作“口”型管幕预支护结构,如图 2 所示。管幕由上下两排各 13 根、左右两排各 6 根幕管通过锁扣联结而成。钢管直径为 800 mm,壁厚 16 mm,管内填充 M20 砂浆。管幕结构其中心尺寸为 11.9 m×7 m(宽×高),中心间距约为 1.0 m。

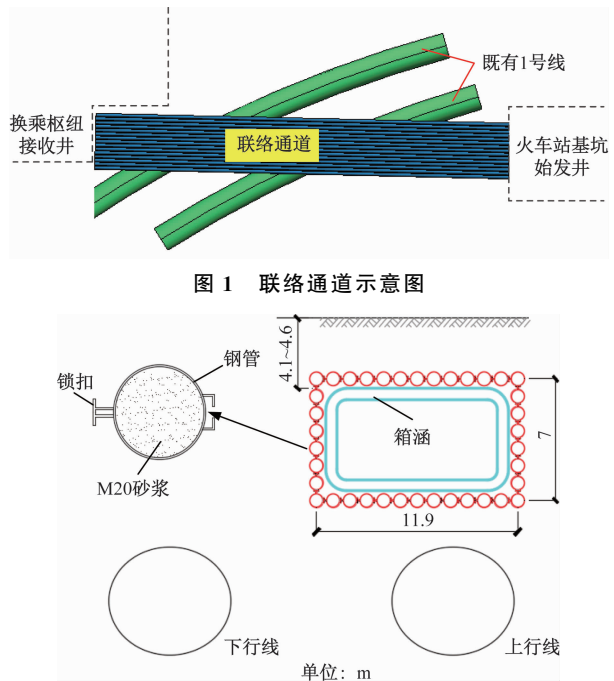


图 2 联络通道横截面图

1.2 管幕施工工序方案

为节约工期,采用 3 台管幕机同时施工,各管幕机工作量相当。一号机和三号机各施工 13 根钢管,二号机施工 12 根钢管,如图 3 所示。考虑管幕施工需要搭设临时平台,3 台管幕机(以颜色区分)从各自 1 号钢管开始顶进施工,按照图 3 所示顺序依次完成所有幕管施工。

钢管顶进完成后,须对其内部填充砂浆以提高其自身刚度,而砂浆的填充时机直接影响施工效率,因此根据砂浆填充时机提出如下两套方案:

方案 A 为分步填充方案,即在钢管顶进时对钢管内进行注浆填充,为避免操作面冲突,在管幕机顶进 3 号钢管时,对 1 号钢管内进行填充,在管幕机顶进 4 号钢管时,对 2 号钢管内进行填充,以此类推,直至施工完成。

方案 B 为一次性填充方案,即按上述钢管施工顺序完成全部钢管顶进施工后,同时对所有钢管内填充砂浆。

两套方案具体施工步骤见表 1。

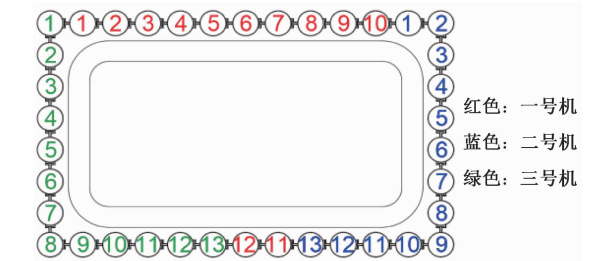


图 3 管幕施工顺序示意图

表 1 两管幕施工方案顺序

施工步	方案 A	方案 B	施工步	方案 A	方案 B
1	W1	W1	9	W9, T7	W9
2	W2	W2	10	W10, T8	W10
3	W3, T1	W3	11	W11, T9	W11
4	W4, T2	W4	12	W12, T10	W12
5	W5, T3	W5	13	W13, T11	W13
6	W6, T4	W6	14	T12	TT
7	W7, T5	W7	15	T13	
8	W8, T6	W8			

注:W 表示相应序号的幕管顶进,T 表示相应序号的砂浆填充。而方案 B 中的 TT 表示一次性填充所有幕管砂浆。

2 管幕预支护施工的数值模拟

2.1 数值模型

在 ABAQUS 数值平台上,针对方案 A 和方案 B 分别建立二维数值模型,其整体尺寸(宽×高)均为 78 m×40 m,如图 4 所示。模型由地层、既有线、钢管、管内填充砂浆共 4 个部件(part)组成,采用四节点双线性平面应变四边形单元(CPE4R),共有 12 774 个四边形单元。需要说明的是,由于联络通

道斜上跨既有线,截取二维平面分析时,既有线截面应为椭圆形。底面设置为固定全方向位移,侧面设置为固定法向位移,顶面为自由边界。

2.2 本构参数

地层至上往下分别为杂填土、淤泥、粉质黏土及全风化花岗岩,均采用摩尔-库仑本构模型,其参数取值见表 2。既有线及钢管、钢管内填充砂浆均采用弹性本构模型,其参数取值见表 3。

表 2 岩土体基本物理力学参数

岩土体	厚度 H/m	密度 $\rho/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	黏聚力 c/kPa	摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$	弹性模量 E/MPa	泊松比 μ
杂填土	3.0	1 810	5.5	24	10.2	0.33
淤泥	8.0	1 599	10.95	9.06	9.4	0.35
粉质黏土	8.7	1 962	25.8	11.6	20.8	0.33
全风化花岗岩	10.3	1 896	26	19.38	30.2	0.33

表 3 结构体基本物理力学参数

结构体	直径 D/m	密度 $\rho/(\text{kg}\cdot\text{m}^{-3})$	弹性模量 E/GPa	泊松比 μ
既有线	6.2	2 500	30	0.2
钢管	0.8	7 850	210	0.2
砂浆填充	0.768	2 000	20	0.2

2.3 管幕施工模拟

ABAQUS 软件中采用生死单元(model change)模拟土体开挖和结构施作,以一号机开挖 1 号幕管为例,在施工步 1 中删除 1 号幕管开挖土体单元,并激活 1 号幕管钢管单元。随后在施工步 3 中激活管内砂浆单元,根据上述施工方案,进行其他幕管的施工模拟。

需要说明的是,开挖土体单元圆轮廓直径为 824 mm(管幕机外径),略大于钢管外径(间隙厚度 12 mm),通过设置接触面模拟钢管和地层之间相互作用,同时钢管与砂浆体也需设置接触面。接触面属性均设置为法向硬接触、切向摩擦接触,摩擦系数设置为 0.2。

2.4 测点布设

重点关注管幕施工对既有线竖向位移和收敛及地表沉降的影响。地表布置测点以观察管幕施工引起的地表沉降;既有线拱顶和拱底各布置 1 个测点以观察既有线竖向位移和收敛。进一步地,取拱顶和拱底的平均值作为既有线整体竖向位移,取两者差值作为既有线竖向收敛。

3 数值模拟结果分析(方案 A)

3.1 既有线竖向位移分析

既有线竖向位移和收敛随管幕施工步的发展规律(方案 A)如图 5 所示。空心钢管顶进引起的地

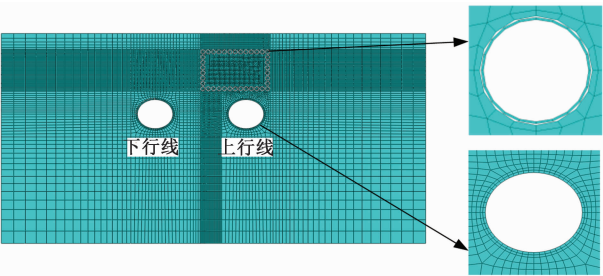


图 4 数值模型

层卸载效应,使得既有线略微上浮;钢管内砂浆填充引起的加载效应,又导致既有线逐渐下沉并发生轻微竖向收敛。管幕全部施作完成后,上行线最终沉降为 3.1 mm、收敛为 2.8 mm;下行线最终沉降为 1.9 mm、收敛为 1.2 mm。

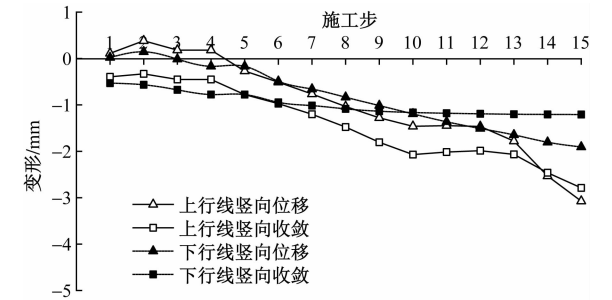


图 5 既有线竖向位移和收敛(方案 A)

3.2 地表沉降分析

地表沉降随管幕施工步的发展规律(方案 A)如图 6 所示。地表随管幕施工逐渐发生沉降,且由于 3 台管幕机不对称超挖及填充砂浆加载效应,使得地表沉降曲线呈左侧大、右侧小的不对称性分布形态。管幕全部施作完成后,管幕左侧和右侧轴线处的地表沉降最大,分别达到 19.6 mm 和 16.3 mm。

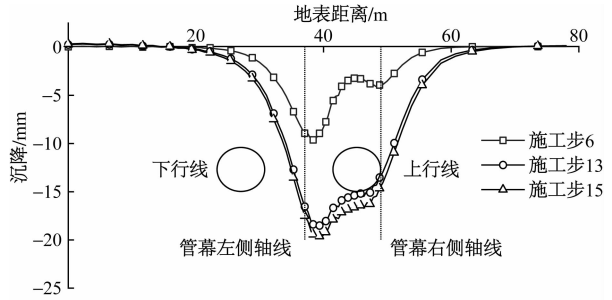


图 6 地表沉降(方案 A)

4 数值模拟结果分析(方案 B)

4.1 既有线竖向位移分析

既有线竖向位移和收敛随管幕施工步的发展规律(方案 B)如图 7 所示。空心钢管顶进引起的地层卸载效应,使得既有线逐渐上浮,钢管顶进完成后(施工步 13),上行线最大上浮 1.4 mm,下行线最大上浮 0.4 mm。一次性填充砂浆(施工步 14)引起的地层加载效应,使得既有线竖向位移由上浮迅速转变为沉降,上行线最终沉降为 0.7 mm,收敛为 2.5 mm,下行线最终沉降为 1.3 mm,收敛为 1.1 mm。

无论采用方案 B 或方案 A 施工,对下行线的影响均较小。但对上行线而言,方案 A 施工引起上行线竖向沉降逐渐累积,其最终达到 3.1 mm。方案 B 施工引起上行线竖向位移先上浮后沉降,而方案 B 引起上行线最终竖向沉降为 0.7 mm,约为方案 A 的 23%。

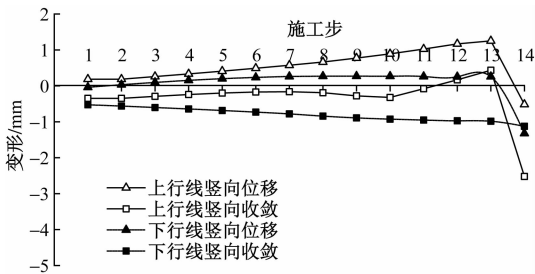


图 7 既有线竖向位移和收敛(方案 B)

4.2 地表沉降分析

地表沉降随管幕施工步的发展规律(方案 B)如图 8 所示。钢管顶进完成时,由于 3 台管幕机不对称超挖,使得地表沉降逐渐增大形成不规则沉降槽,且管幕左侧、右侧轴线处沉降大,最大值位于管幕左侧和右侧轴线处,为 7.6 mm 和 4.9 mm。

一次性填充砂浆引起的地层加载效应使得地表沉降进一步增大,仍呈不对称沉降槽状,最大值仍位于管幕左侧和右侧轴线处,为 17.1 mm 和 14.8 mm,变化量占总沉降的 55.5%~66.2%。

采取方案 B 或方案 A 施工,都由于管幕机超挖和砂浆填充引起的地层加载效应,使得地表发生沉降,两套方案地表沉降规律相似,数值上相差不大,均呈左侧大、右侧小的不对称性分布形态,且最大值均发生在幕管左侧和右侧轴线处。

5 现场实测分析(方案 B)

从既有线影响及施工效率等方面考量,现场采用方案 B 进行管幕施工。配合施工进度(2022 年

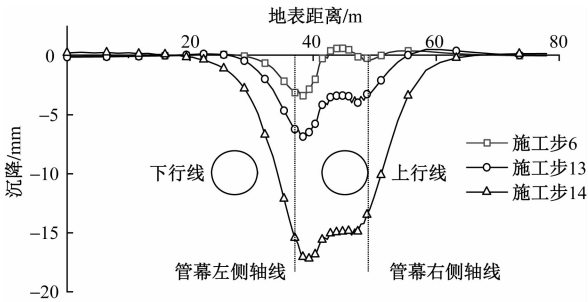


图 8 地表沉降(方案 B)

6 月底至 10 月初),对既有线竖向位移和收敛及地表沉降展开跟踪监测,取中间断面为例,地表布设 8 个沉降测点,既有线内布设 4 个竖向位移监测点,如图 9 所示。

实测所得既有线竖向位移和收敛如图 10 所示,其变化趋势与数值模拟结果相似。随着钢管的顶进,上行线逐渐隆起,后由于混凝土一次性填充,上行线由隆起转变为沉降,最终竖向位移为 1.9 mm;下行线的整体变化趋势平稳,最终竖向位移为 1.1 mm。

实测所得地表沉降规律如图 11 所示。其发展规律与数值模拟结果相似,都呈不规则沉降槽,且地表主要沉降发生在一次性填充砂浆时。实测所得最大地表沉降位于管幕左侧和右侧轴线处,分别为 17.8 mm 和 16.3 mm,其量值比数值模拟结果略大 4.1%~10.4%。

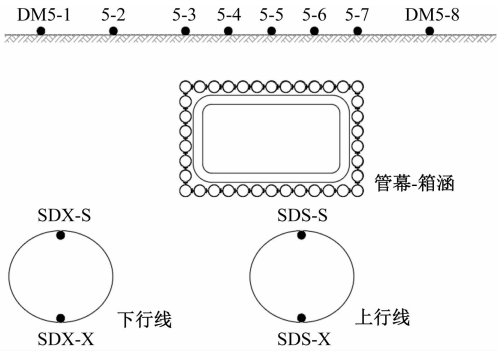


图 9 监测点布置(现场)

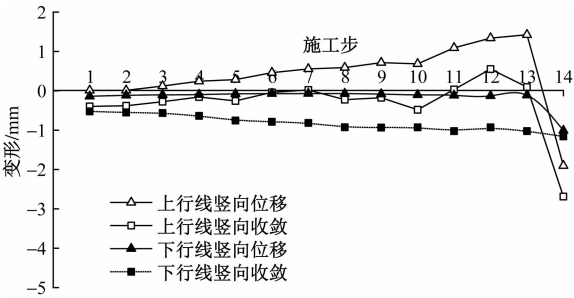


图 10 既有线竖向位移与收敛发展(现场实测)

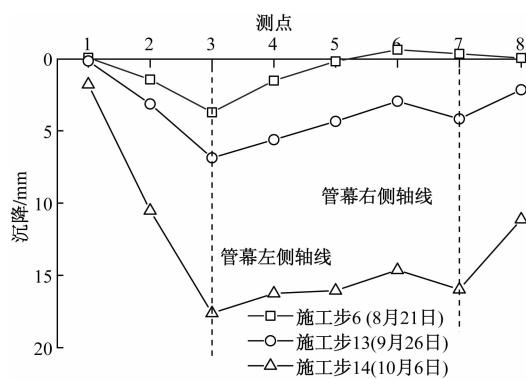


图 11 地表沉降发展(现场实测)

6 结论

- 1)既有有线竖向位移分别呈缓慢沉降趋势和先上浮后沉降趋势;尤其对上行线而言,方案 B 的最终沉降仅为方案 A 的 23%,但竖向收敛值相差不大。
- 2)方案 A 地表沉降逐渐增大,而方案 B 地表沉降主要发生于填充砂浆时,最终地表沉降分布规律大致相似,均呈左侧大、右侧小的不对称分布形态,最大值均发生在幕管左侧和右侧轴线处。
- 3)从既有有线影响及施工效率等方面考量,采取方案 B 进行管幕施工,现场实测所得既有有线竖向位移与地表沉降发展规律与数值模拟大致相同。

参考文献

[1] 陈湘生,付艳斌,陈曦,等. 地下空间施工技术进展及数智化技术现状[J]. 中国公路学报,2022,35(1):1-12.

[2] 张鹏,李志宏,曾聪,等. 曲线顶管施工引起的地表变形预测研究[J]. 隧道建设,2017,37(9):1120-1125.

[3] 尹光明,傅鹤林,侯伟治,等. Peck 公式参数的几种取值方法研究[J]. 铁道科学与工程学报,2022,19(7):2015-2022.

[4] 唐正,王洪新,孙德安,等. 大断面管幕法隧道群管顶进的地表位移规律研究[J]. 岩土力学,2022,43(7):1933-1941.

[5] 龚建伍,盛浩,齐培林. 管幕预支护隧道施工变形特性相似模型试验研究[J]. 科学技术与工程,2017,17(23):83-88.

[6] 王梅,杨松松,杜建安,等. 管幕预筑法中大直径顶管施工地表沉降研究[J]. 工程科学与技术,2020,52(4):141-148.

[7] 王道伟,王福芝,黎轩,等. 水平平行顶管相互影响试验研究[J]. 地质科技通报,2016,35(2):71-74.

[8] HU X, FANG T, CHEN J, et al. A large-scale physical model test on frozen status in freeze-sealing pipe roof method for tunnel construction[J]. Tunnelling and Underground Space Technology,2018,72:55-63.

[9] 刘奕晖,黄茂松,王浩然,等. 考虑渗流影响的软土管幕箱涵开挖面稳定分析[J]. 岩土工程学报,2021,43(S2):15-18.

[10] 马清杰,李小杰,谢延锁,等. 浅埋顶管隧道下穿施工对路面变形影响的数值分析[J]. 现代隧道技术,2018,55(S2):411-418

[11] 李洋,程鹏,李鹏,等. 小半径曲线管幕修建暗挖地铁车站技术研究[J]. 隧道建设,2022,42(7):1207-1218.

[12] MOROVATDAR A, PALASSI M, ASHTIANI R S. Effect of pipe characteristics in umbrella arch method on controlling tunneling-induced settlements in soft grounds [J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering,2020,12(5):984-1000.

[13] 张建. 软土地层浅埋群管顶进顺序优化及沉降预测研究 [J]. 隧道建设,2021,41(1):126-133.

[14] 杨松松,王梅,杜建安,等. 管幕预筑法顶管施工顺序对地表沉降的影响[J]. 浙江大学学报(工学版),2020,54(9):1706-1714.

Comparative Study on the Pipe-roof Construction Scheme for Underpass Crossing Over Existing Line:

Case study for the pipe roof construction in Fuzhou Binhai Express Railway Station

MU Yilong

(China Railway South Investment Group Co., Ltd., Shenzhen 518052, Guangdong, China)

Abstract: Based on the underpass project between Fuzhou Railway Station of Binhai Express and transfer hub, the multi-step mortar filling scheme (scheme A) and one-step mortar filling scheme (scheme B) for the construction of pipe roof crossing over existing line are proposed. The whole construction process of pipe roof is simulated on the ABAQUS platform, and the vertical displacement and convergence of the existing line and the surface settlement are well focused. The simulation results show that the vertical displacement of existing line tends to settle gradually in scheme A, while tends to float and then settle suddenly in scheme B. However, the final vertical displacement caused by the two schemes is roughly the same. The distribution of surface settlement shows an irregular trough in both two schemes. The maximum settlement is located on the left axis of box-typed pipe roof, and scheme B is slightly smaller than scheme A. Considering the influence of existing line and construction efficiency, the scheme B is adopted for the pipe roof construction on site. The field monitoring for vertical displacement of existing line and surface settlement are also conducted, and the monitoring data accord with numerical simulations roughly. These researches can provide some reference for the pipe roof construction on similar scenario.

Keywords: pipe roof construction; crossing over existing line; numerical simulation; mortar filling for pipe roof; field monitoring