

深圳地铁上川站深基坑围护结构方案优选

王 彬¹,朱贵超¹,倪振玉¹,陈保国²,贾曾潘²

(1. 中国水利水电第七工程局有限公司, 四川 成都 610081; 2. 中国地质大学(武汉)工程学院, 湖北 武汉 430074)

摘 要:深圳地铁 12 号线上川站深基坑位于繁华路段的 2 个十字路口之间,周边邻近建筑较多。为了选取合适的围护结构,采用三维有限差分软件对地铁基坑的开挖进行仿真分析,对比分析了地连墙和排桩 2 种支护方案的效果。研究结果表明,2 种支护方案中第 1 道钢筋混凝土支撑轴力均大于第 2、3、4 道钢支撑,地连墙+内支撑方案的支撑轴力比排桩+内支撑方案的支撑轴力大;地连墙方案的最大水平位移为 13.5 mm(标准段),发生在基坑深度约 0.6H 处;排桩方案中的最大水平位移为 25.26 mm(盾构井端头),发生在桩顶处;地连墙和排桩 2 种方案中,基坑周围地表沉降随距基坑边缘距离的增大先增大后减小,然后逐渐趋于稳定,最大值分别为 18.7 mm 和 31.27 mm,最大值大约发生在距离基坑边缘 0.4H~0.5H 处。考虑到周边环境的制约,从基坑安全性来看,选取地连墙的围护效果较排桩好。

关键词:地铁车站深基坑;地连墙;排桩;轴力;位移;数值模拟

中图分类号: TU94+2

文献标志码: B

文章编号: 1009-7767(2020)01-0227-06

Scheme Optimization of Deep Foundation Pit Support Structure at Shangchuan Station of Shenzhen Metro

Wang Bin, Zhu Guichao, Ni Zhenyu, Chen Baoguo, Jia Zengpan

基坑的支护结构除了满足自身的强度要求外,还需要结合周边环境,从安全、技术和工艺等方面综合考虑基坑的整体围护效果^[1-2]。杨光华运用理论方法对支护结构的受力和变形进行了研究,并提出了简化的计算式^[3]。马荣等运用现场监测方法获得了灌注桩支护结构的钢支撑轴力、桩顶水平位移及周边建筑物沉降随时间的变化规律^[4]。朱建才等运用监测方法得出杭州某软土基坑地连墙支护形式下的水平位移和沉降的变形规律^[5]。考虑到深基坑工程的时空效应,数值模拟方法对基坑支护体系和开挖过程中实际工况的模拟具有明显的优势。徐江^[6]、吴意谦等^[7]运用监测和模拟结合的方法,分别对地连墙和排桩这 2 种围护结构的支护效果进行了分析,因为桩体按刚度等效为墙体,变形规律没有较大差别。诸多学者在实际工程问题中按刚度等效原则把排桩等效为地连墙^[8-9],理论上可行,但由于地连墙的整体性优于排桩,两者受力形式也有一定差别,因此该等效结果不一定具有代表性。而且对同一地铁基坑,如何选取合适的围护方案,使其既能确保深基坑的顺利施工,又可以减小施工对周边建筑的影响,也是所有技术人员关心的问题。

笔者以深圳地铁上川站基坑为依托,应用有限差分软件 FLAC(3D)对地连墙+内支撑和排桩+内支撑这 2 种支护方案的施工开挖全过程进行模拟,并对这 2 种方案下的支撑轴力、侧壁位移、沉降以及排桩桩间土的水平位移进行分析,从而选取合适的支护方案,为类似条件下地铁车站深基坑围护方案的选型积累经验。

1 工程问题分析

1.1 工程概况

深圳地铁 12 号线上川站位于宝安区上川路、前进一路交叉路口与新安四路、前进一路交叉路口之间。上川站的位置如图 1 所示。上川站为深圳地铁 12 号线工程的第 11 个车站,车站全长 537 m。车站安全等级为一级。上川站基坑标准段宽 21.7 m,基坑深度 19~20 m,基底主要位于全风化花岗岩。

1.2 工程地质条件

车站原始地貌为海相堆积地貌,地势总体平缓,场地范围自上而下的土层条件主要为杂填土、砾质黏性土、全风化花岗岩、强风化花岗岩、中风化花岗岩。施工场地地下水按赋存方式主要分为第四系砂层地下水、基岩裂隙水。具体土性参数如表 1 所示。

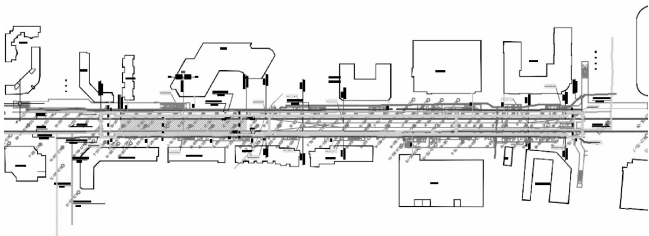


图1 上川站基坑平面位置图

表1 土性参数

土层	弹性模量/MPa	泊松比	内摩擦角/(°)	黏聚力/kPa	密度/(kg/m ³)	厚度/m
素填土	3.74	0.35	15	18	1 780	3
砾质黏性土	25	0.3	24.5	28	1 820	15
全风化粗粒花岗岩	90	0.3	27	40	1 900	5
强风化粗粒花岗岩	150	0.3	30	50	1 950	3
中风化粗粒花岗岩	2 000	0.26	40.5	500	2 500	14

2 基坑支护设计方案

方案 1:0.8 m 厚的地下连续墙+内支撑;

方案 2:桩径 1.0 m、桩间距 1.5 m 的排桩+内支撑。

2 种方案内支撑方式相同,车站主体竖向共设置 4 道支撑,盾构井端头均采用截面为 800 mm×800 mm 的钢筋混凝土斜支撑;标准段第 1 道支撑采用钢筋混凝土支撑,断面 800 mm×1 000 mm,水平间距为 6 m,第 2、3、4 道支撑采用直径 609 mm、壁厚 16 mm 的钢管支撑(Q235 钢),水平间距为 3 m。排桩和地连墙入土深度均为 27 m。

混凝土支撑、围护桩、地连墙的混凝土强度等级分别为 C30、C35、C35。支护结构断面图如图 2 所示。具体材料参数和开挖工况如表 2、3 所示。

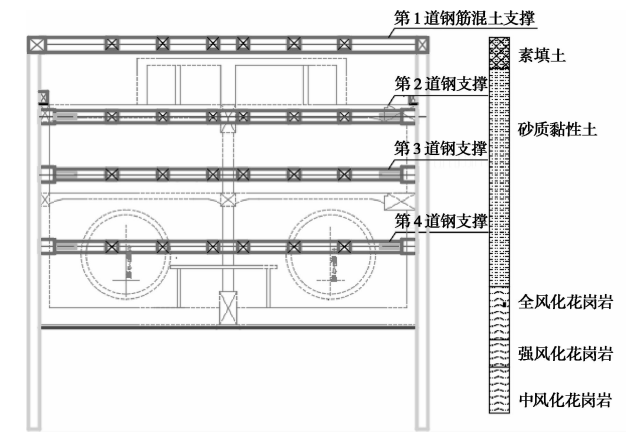


图2 围护结构横断面

表2 材料参数

材料	弹性模量/GPa	泊松比	密度/(kg/m ³)
C30	30	0.167	2 410
Q235 钢	200	0.300	7 850
C35	31.5	0.167	2 420

表3 开挖工况

工况	工况描述	开挖深度/m
1	开挖第 1 层土、安装第 1 道支撑	0~2
2	开挖第 2 层土、安装第 2 道支撑	2~7
3	开挖第 3 层土、安装第 3 道支撑	7~11
4	开挖第 4 层土、安装第 4 道支撑	11~16
5	开挖第 5 层土	16~20

3 数值模拟分析

3.1 数值建模

方案 1:地连墙支护方案。在建模过程中,考虑计算速度和基坑对称性,取 1/2 基坑进行模拟分析。模型的长×宽×高为 350 m×160 m×40 m,基坑盾构井的长×宽×高为 15.9 m×27.7 m×20 m,基坑标准段长×宽×高为 254.1 m×21.7 m×19 m,模型节点数为 333 822,单元数为 318 240。地连墙支护方案模型如图 3 所示。

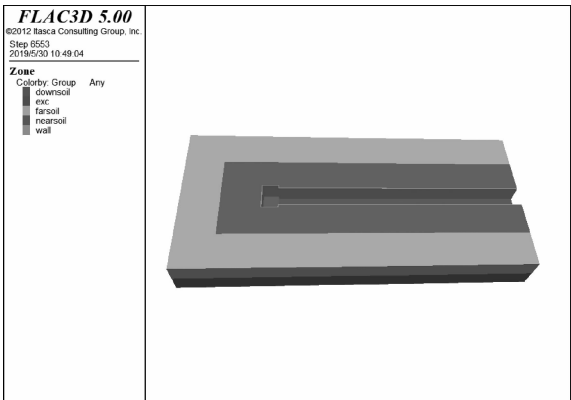


图3 地连墙支护方案模型

方案 2:排桩支护方案。考虑到桩单元建模的复杂性和运算速度,选取基坑南段的 75.25 m 进行计算分析。整个基坑模型的长×宽×高为 115.25 m×100 m×40 m,基坑盾构段长×宽×高为 15.9 m×27.7 m×20 m,标准段长×宽×高为 59.35 m×21.7 m×19 m,模型节点数为 580 328,单元数为 547 938。排桩支护方案模型如图 4 所示。

3.2 约束条件和本构关系

方案 1 和方案 2 的模型底部均采用固定约束,在模型四周施加水平约束,顶部采用自由边界。土体采用

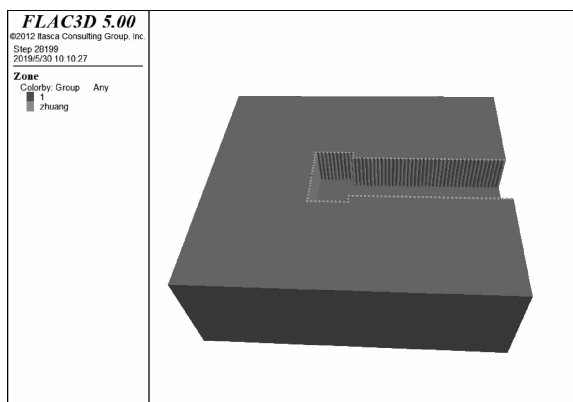


图4 排桩支护方案模型

摩尔库伦模型,地连墙和桩体均采用弹性模型。土体、墙体、桩体均采用实体单元,支撑采用结构单元中的梁单元。其中第1道钢筋混凝土支撑为刚接,第2、3、4道刚支撑为铰接。

3.3 周边荷载情况

建筑物荷载多为高楼荷载,按照每层 15 kPa 进行叠加,建筑荷载分布如图1所示。基坑盾构井段和标准段的堆积荷载分别为 30 kPa 和 20 kPa,荷载分布在距基坑边缘 3~10 m 范围内。

数值模拟中基坑测点的平面位置如图5所示。

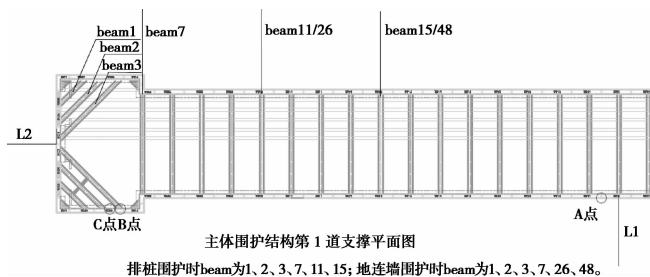


图5 数值模拟测点位置

3.4 数值模拟结果分析

3.4.1 基坑侧壁位移分析

A点基坑侧壁水平位移见图6、7。从图6、7可以看出,在基坑监测位置A点,排桩围护和地连墙围护时侧壁变化趋势不同。地连墙围护时,侧壁位移随开挖深度的增加先增大后减小,呈“弓形”发展,地连墙的最大水平位移发生在标准段,最大值为 13.5 mm,最大位移大约发生在基坑深 12 m 处(约0.6H),小于设计值 H 的 0.25 %或 30 mm。随着开挖深度的加大,基坑向坑内的变形急剧加大,“弓形”曲线也越来越明显,此时及时支撑,减少暴露时间。

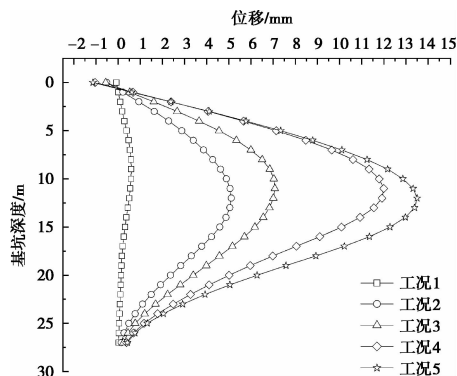


图6 A点地连墙水平位移

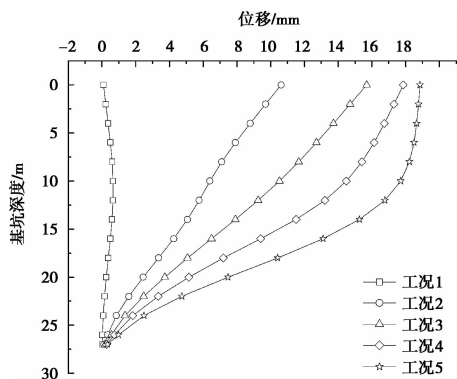


图7 A点排桩水平位移

排桩围护时,侧壁位移随开挖深度的增加逐渐加大,呈“半弓形”发展,标准段排桩围护的最大水平位移为 18.9 mm,最大位移发生在桩顶处,小于设计值 H 的 0.25 %或 30 mm。在工况 2 和工况 3 时,基坑水平位移增加较快,此时应及时支撑,确保基坑不会因位移过快加大而发生破坏。

排桩围护时,桩体和桩间土的水平位移最大值发生在盾构段的 B 点和 C 点。盾构井端头桩体和桩间土的最大水平位移如图 8、9 所示,开挖结束时在基坑顶部 2 m 处,桩间土的水平位移达到最大值 25.50 mm,从工况 1 到工况 3 的水平位移增加最快,因此施工时应特别注意该段的水平位移,防止桩间土因水平位移增加过快而发生破坏。此外,在开挖快结束时,该段桩间土的水平位移达到最大值,此时也应格外注意,防止土体发生挤出破坏而导致基坑失稳。桩体水平位移最大值在桩顶处,最大值为 25.26 mm。

3.4.2 轴力对比分析

选取具有代表性的内支撑进行监测分析,排桩和地连墙的监测支撑位置相同(盾构段 3 个点,标准段 3 个点),监测支撑在不同工况下的轴力变化,如图 10~17 所示。

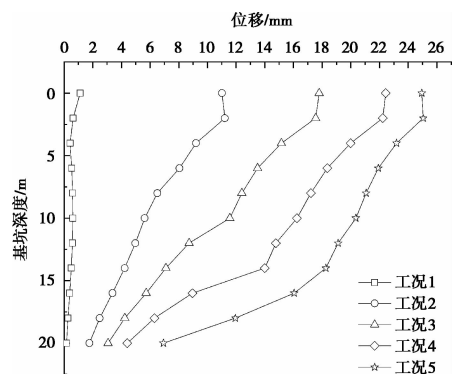


图 8 C点盾构井端头桩间土水平位移

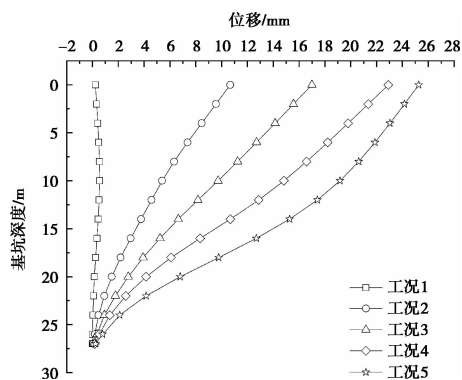


图 9 B点盾构井端头桩体水平位移

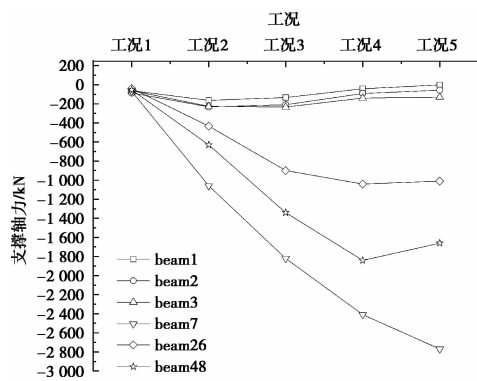


图 10 地连墙第 1 道支撑

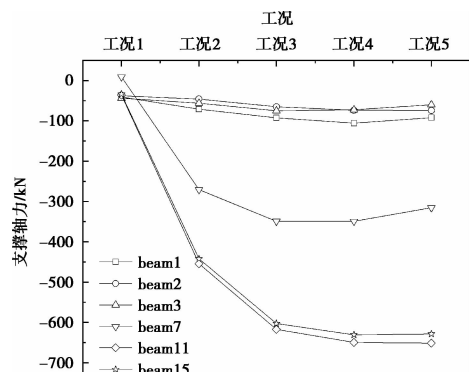


图 11 排桩第 1 道支撑

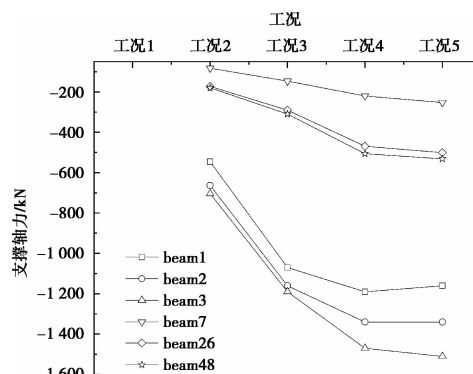


图 12 地连墙第 2 道支撑

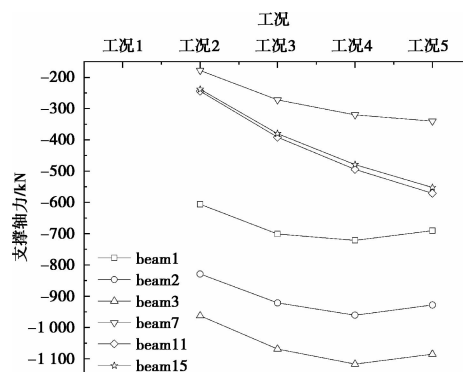


图 13 排桩第 2 道支撑

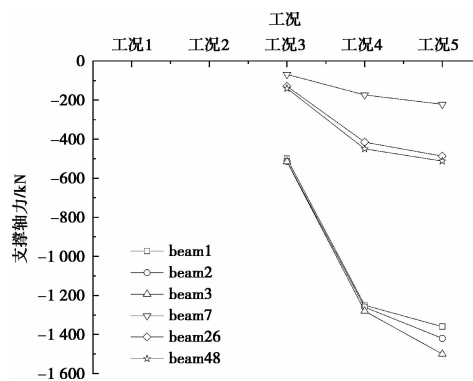


图 14 地连墙第 3 道支撑

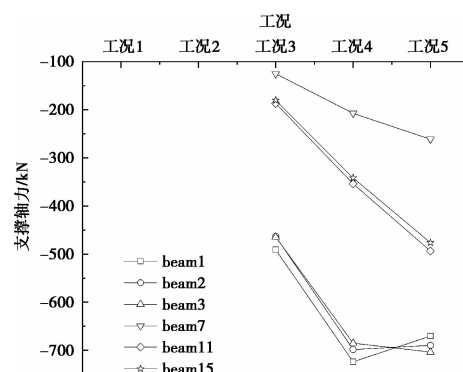


图 15 排桩第 3 道支撑

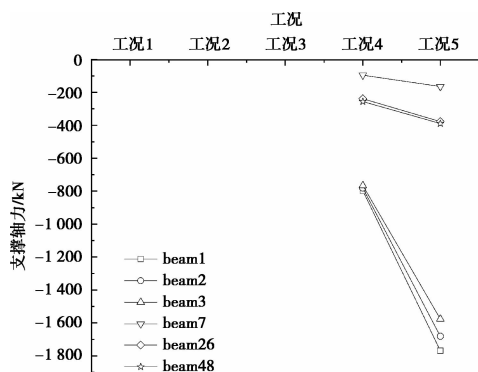


图 16 地连墙第 4 道支撑

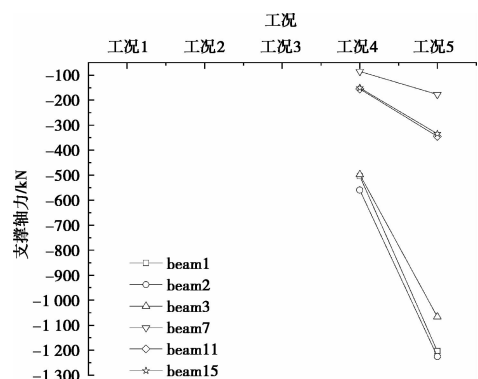


图 17 排桩第 4 道支撑

从图 10~17 可以看出,排桩围护和地连墙围护的支撑轴力总体变化规律相似,但由于基坑的围护方案不同,支撑轴力的大小有较大的差别。由于地连墙围护的整体性较好,墙体受到的土压力比桩体较大,因此地连墙围护的支撑杆件受到的轴向压力比排桩围护的支撑杆件普遍要大。

地连墙围护时,内支撑最大轴力值发生在标准段端头第 1 道钢筋混凝土支撑,最大值为 2 770 kN,从监测结果来看,在盾构段,第 1 道斜撑的支撑轴力先增大后减小再趋于稳定。而第 2、3、4 道斜撑基本上一直增大;在标准段,支撑轴力基本上一直增大。在整个轴力监测过程中,钢支撑的轴力都比较小,最大值发生在第 2 道钢支撑,最大不超过 531 kN。

排桩围护时,最大值发生在盾构井段第 4 道混凝土斜撑,其轴力最大值为 1 203 kN。从监测结果来看,盾构段和标准段的支撑轴力基本是一直增大再趋于稳定,而个别支撑在开挖到工况 4 和工况 5 时略有减小,这可能是在该支撑对应的桩体后侧和两侧的土压力由于基坑开挖和其他支撑共同作用而出现应力重分布的情况。在整个监测过程中,钢支撑的支撑轴力都比较小,最大值发生在第 2 道钢支撑,最大不超过 570 kN。

3.4.3 基坑周边地表沉降分析

基坑周边地表沉降见图 18~20。

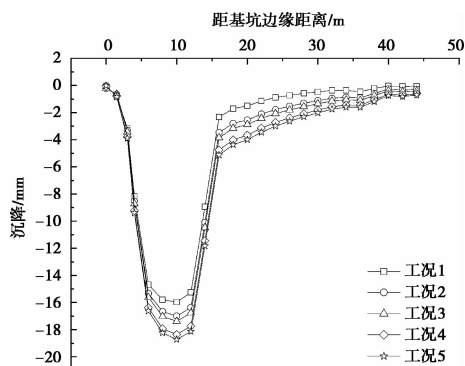


图 18 L1 处地连墙地表沉降

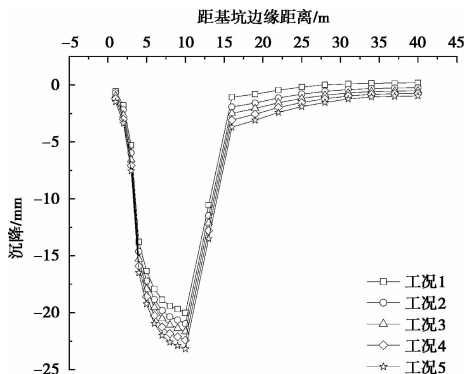


图 19 L1 处排桩地表沉降

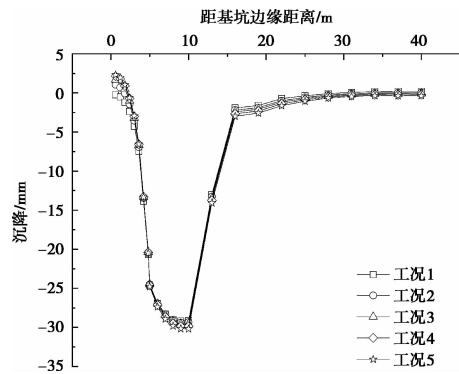


图 20 L2 处排桩地表沉降

由图 18、19 可知,排桩支护和地连墙支护在 L1 处的地表沉降变化趋势相同。地连墙的地表沉降最大值为 18.7 mm,排桩的地表沉降最大值为 23.2 mm,均未超过设计值 30 mm。地表沉降形状均呈凹槽型,地连墙围护和排桩围护的地表沉降最大值约位于距离基坑 8~10 m 处(0.4H~0.5H 处)。地表沉降随距基坑边缘距离的增大先增大后减小,然后逐渐趋于稳定。造成这一现象主要是由于土体与围护结构之间的摩擦力增

加,从而限制了基坑围护结构附近局部范围土体的沉降。随着开挖深度的增加,地表最大沉降值也逐渐增加,开挖到底时达到最大值。同时随着开挖深度的增加,基坑周边地表沉降影响范围也逐渐扩大。

由图 20 可知,排桩支护时,在盾构井段 L2 处的地表沉降的变化规律和标准段相似,不同的是,盾构井端头地面荷载大于标准段。此处,最大地表沉降为 31.27 mm,发生在距离基坑边缘 $0.4H \sim 0.5H$ 处,最大沉降位置处正是两个十字路口交叉地段,地表沉降稍微超过设计值。因此应采取加强支撑或加固周边地层等安全措施,防止地表过大沉降或不均匀沉降造成周围道路的破坏。

4 结论

1)地连墙和排桩支护时,钢筋混凝土支撑轴力普遍要大于钢支撑,钢支撑的最大轴力均发生在第 2 道支撑。对于地连墙支护方案,混凝土支撑轴力最大值在标准段端头的第 1 道钢筋混凝土支撑,对于排桩支护,混凝土支撑轴力最大值在盾构段第 4 道钢筋混凝土支撑。

2)地连墙支护时,随着开挖深度的加大,基坑向坑内的变形急剧加大,“弓形”曲线也越来越明显,最大水平位移大约在基坑深度 $0.5H \sim 0.75H$ 处。排桩支护时,桩体水平位移呈“半弓形”发展,水平位移最大值发生在桩顶处;桩间土的水平位移呈“半弓形”发展,水平位移最大值发生在基坑顶部 2 m 左右。

3)由于围护结构与土体的摩擦作用,随着开挖的进行,地表沉降随距基坑边缘距离的增大先增大后减小,然后逐渐趋于稳定。最大沉降发生在距离基坑边缘 $0.4H \sim 0.5H$ 处。对于排桩支护,在盾构井段的地表最大沉降为 31.27 mm,超过设计值 30 mm。

4)在途经周边建筑的十字路段,应尽量减小基坑

的侧壁位移和沉降。从安全性来看,该工程地连墙围护方案优于排桩围护方案;但在沉降和水平位移要求不严格的类似工程中,考虑到施工工艺和经济性,也可以考虑排桩围护方案。MET

参考文献:

- [1] 李红红.一起基坑坍塌事故案例分析[J]. 建筑安全,2013,28(10): 23-25.
- [2] 张旷成,李继民.杭州地铁湘湖站“08.11.15”基坑坍塌事故分析[J]. 岩土工程学报,2010,32(Sup1):338-342.
- [3] 杨光华.深基坑支护结构的实用计算方法及其应用[J]. 岩土力学,2004(12):1885-1896,1902.
- [4] 马荣,顾亮,胡建华.软弱地层基坑支护结构内力特性与变形规律监测[J]. 辽宁工程技术大学学报(自然科学版),2013,32(6):778-782.
- [5] 朱建才,朱亦弘,王旭,等.杭州某软土超深基坑变形性状研究[J]. 地下空间与工程学报,2018,14(Sup1):335-341.
- [6] 徐江,龚维明,穆保岗,等.软土区某地铁深基坑施工过程数值模拟及现场监测[J]. 东南大学学报(自然科学版),2017,47(3): 590-598.
- [7] 吴意谦,朱彦鹏.兰州市湿陷性黄土地区地铁车站深基坑变形规律监测与数值模拟研究[J]. 岩土工程学报,2014,36(Sup2): 404-411.
- [8] 徐凌,陈格际,刘帅.FLAC~(3D)的深基坑支护方式的模拟对比分析[J]. 辽宁工程技术大学学报(自然科学版),2016,35(11):1279-1283.
- [9] 谢沃,卢坤林,朱大勇.地铁深基坑分区开挖监测及数值模拟[J]. 长江科学院院报,2017,34(12):106-110,121.

收稿日期:2019-06-12

基金项目:国家自然科学基金(41602319);中国水利水电第七工程局有限公司科研基金(2017056007)

作者简介:王彬,男,工程师,学士,主要从事市政、地铁施工技术工作。

(上接第 180 页)

使用 MATLAB 绘制水压面函数参考图进行分析,设计人员能够快速而直观地对管网设计质量进行评估分析,对设计中的不合理之处进行优化修改。同时通过数值计算得到管网的压力分布特征值,对设计人员有一定的指导意义。结合使用 Excel 生成.scr 脚本文件,设计人员可实现 EPANET 模型计算结果的快速录入。该方法步骤简单、使用方便、普适性强,对给水管网设计内容的优化、工作效率的提高有较大帮助。MET

参考文献:

- [1] 严煦世,刘遂庆.给水排水管网系统[M]. 3 版. 北京:中国建筑

工业出版社,2014:137-140.

- [2] 谢中华,李国栋,刘焕进,等. MATLAB 从零到进阶[M]. 北京:北京航空航天大学出版社,2012:47-62.
- [3] 段玉梅,付治河,顾勇毅,等. 水压线在给水管网管理中的应用[J]. 中国给水排水,2006(2):99.
- [4] JOHNSON R A. Probability and statistics for engineers[M]. Wisconsin: The University of Wisconsin-Madison, 2018:44-45.
- [5] 邱章云. 应用 Excel 编制 AutoCAD 脚本文件实现批量展点绘图[J]. 矿山测量,2005(3):52-54.

收稿日期:2019-04-13

基金项目:福州大学本科生科研训练计划(201810386012,24099)

作者简介:李俊德,男,在读本科生,主要研究方向为市政工程规划设计。