

L 形地铁换乘车站超深基坑支护结构设计优化分析^{*}金 平¹ 王 涛¹ 蔡海兵^{2**} 龚永旺¹ 黄 军¹

(1. 中铁四局集团有限公司城市轨道交通工程分公司, 230022, 合肥;

2. 安徽理工大学土木建筑学院, 232001, 淮南//第一作者, 高级工程师)

摘 要 以福州地铁洪塘路换乘车站 L 形超深基坑为工程背景, 采用 Midas GTS 有限元软件模拟了超深基坑的开挖和支护过程, 对换乘节点处围护结构的水平位移、内支撑轴力和地面沉降进行了综合分析。模拟结果表明, 在换乘节点处, 将原设计的 7 道内支撑优化为 5 道内支撑的支护方案切实可行。将数值模拟结果与工程应用过程中的现场实测数据进行了对比分析。结果表明: 换乘车站超深基坑采用分区隔断+5 道内支撑的支护方案是安全可行的, 其地下连续墙的水平位移值、内支撑轴力值和地面位移值均满足规范要求。

关键词 地铁; 换乘车站; 超深基坑; 支护结构

中图分类号 TU473.2

DOI: 10.16037/j.1007-869x.2023.01.012

Design Optimization Analysis of Ultra-deep Foundation Pit Supporting Structure for L-shaped Metro Interchange Station

JIN Ping, WANG Tao, CAI Haibing, GONG Yong-wang, HUANG Jun

Abstract Taking the L-shaped ultra-deep foundation pit of Hongtang Road interchange station of Fuzhou Metro as the engineering background, the excavation and supporting process of the ultra-deep foundation pit is simulated by Midas GTS finite element software, and the horizontal displacement, internal support axial force and land subsidence of the enclosure structure at the interchange node are comprehensively analyzed. Simulation results show that it is feasible to optimize the original 7-lane internal support to 5-lane internal support at the interchange node. The numerical simulation results and the field measured data from the engineering application process are compared and analyzed. Research results show that it is safe and feasible to adopt the support scheme of partition+5-lane internal support for the ultra-deep foundation pit of interchange station, and the horizontal displacement value, internal support axial force value and land subsidence value of the diaphragm

wall all meet the specification requirements.

Key words metro; interchange station; ultra-deep foundation pit; supporting structure

First-author's address Urban Rail Transit Engineering Branch Co., Ltd. of CTCE Group, 230022, Hefei, China

地铁车站一般设置在人口比较集中的区域, 周边环境较为复杂。基坑工程的设计既要保持支护结构体系和基坑自身的稳定, 又要保证周边环境的安全。近年来, 许多专家学者在深基坑支护理论和试验研究^[1-2]、现场监测及数值模拟^[3-5]等方面取得了诸多研究成果。文献[6]以北京地铁 9 号线为工程背景, 采用北京理正深基坑分析软件对优化设计前后的基坑开挖情况进行了对比分析, 发现优化后的设计方案在实际施工时发挥了良好的作用, 且现场监测数据几乎与模拟结果一致。

现阶段, 深基坑的支护结构与施工现场的契合度还不高。相比较而言, 超深基坑在进行施工时, 其所受的地质条件、周围环境及地下管线更为复杂。为此, 在进行超深基坑施工设计及施工过程中, 更要保证安全、耐久、经济和环保等要求。

本文以福州地铁 4 号线(以下简称“4 号线”)和地铁 5 号线(以下简称“5 号线”)洪塘路 L 形换乘车站超深基坑工程为研究背景, 采用 Midas GTS 有限元软件对换乘节点处的基坑支护方案进行优化, 并通过地下连续墙(以下简称“地连墙”)水平位移、内支撑轴力和周边地面位移的现场实测数据验证优化方案的可行性与安全性。本文研究可为其他类似基坑工程的施工提供设计思路。

1 工程概况

1.1 场地概况

洪塘站为 4 号线和 5 号线的换乘车站, 位于洪

^{*} 安徽省学术和技术带头人后备人选科研活动经费支持项目(2018H170)

^{**} 通信作者

塘路与闽江大道交叉口。4 号线和 5 号线基坑分别沿洪塘路和闽江大道敷设,两者互为 L 形。4 号线为地下四层双柱三跨结构,车站长为 187.4 m,标准段宽为 23.9 m,埋深为 32.30~36.20 m。5 号线为地下两层双柱三跨结构,车站长为 265.5 m,标准段宽为 22.7 m,埋深为 17.75~20.35 m,半盖挖施工。

1.2 工程地质与水文地质

洪塘站主要地层为杂填土、粉质黏土、中粗砂、残积粉质黏土、残积砂质黏土和全强风化花岗岩。5 号线初见水位埋深为 1.20~6.50 m,初见水位标高为 6.47~10.73 m;稳定水位埋深为 1.30~4.00 m,稳定水位标高为 6.14~9.95 m。4 号线初见水位埋深为 0.70~4.10 m,初见水位标高为 5.44~9.80 m;稳定水位埋深为 1.20~3.80 m,稳定水位标高为 5.56~9.95 m。

1.3 原支护结构设计方案

洪塘站超深大基坑原设计为大开挖。5 号线基坑支护形式为:0.8 m 地连墙+1 道混凝土支撑+2 道 ϕ 800 mm 钢支撑;4 号线和换乘节点处坑支护形式为:1.2 m 地连墙+4 道混凝土支撑+3 道 ϕ 800 mm 钢支撑。

洪塘站超深基坑采用大开挖方式的缺点有:①施工资源投入过多,浪费严重;②受不同地层影响,基坑降水成为施工难题;③超深大基坑全暴露式开挖,施工风险比较高;④基坑大面积暴露会造成周边路面、建(构)筑物均匀或不均匀沉降;⑤4 号线地连墙深为 46 m,施工功效较低,造成整个基坑开挖时间滞后。

1.4 支护结构优化方案

1) 采用封堵墙将洪塘站分为 5 号线、4 号线和换乘节点 3 个独立基坑。3 个基坑彼此独立,分区开挖分区支护,规避基坑大面积暴露风险,且满足铺轨工期节点要求。

2) 4 号线基坑支撑体系由原设计的 4 道钢筋混凝土支撑+3 道钢支撑调整为 4 道混凝土支撑(0.8 m×1.0 m、1.0 m×1.0 m、1.4 m×1.2 m、1.2 m×1.0 m)+1 道 ϕ 800 mm 钢支撑;换乘节点处基坑由原设计的 7 道混凝土支撑调整为 5 道混凝土支撑;5 号线基坑维持 1 道钢筋混凝土支撑+2 道钢支撑不变。该方案按“结构层数加 1”原则布置,更有利于结构板回筑,施工一层切除一层,其适用性较强。

3) 根据不同地层,3 个基坑分别选择不同的降

水方案。对于 5 号线富水砂层基坑,主要降(含泥)中粗砂层的孔隙承压水,根据单井降水量布置降水井,选择反循环钻机施工降水井,采用桥式滤水管;对于换乘节点和 4 号线超深基坑,主要降风化岩的孔隙裂隙承压水和基岩裂隙承压水,根据单井降水面积布置降水井,选择潜孔钻机施工降水井,采用桥式滤水管。

2 基坑支护数值模拟

2.1 计算模型

采用 Midas GTS 有限元软件对基坑施工过程进行动态数值模拟分析。以换乘节点为研究重点,模型尺寸为 232 m(长)×240 m(宽)×100 m(高)。

根据详勘地质资料,将土体从上而下划分为 8 层。土体采用修正摩尔-库伦本构模型和三维实体单元进行模拟,采用弹性模型模拟钢筋混凝土结构。支护体系中,内支撑、冠梁等采用梁单元模拟,地连墙采用板单元模拟。边界条件为:模型顶面为自由面,无约束;底面所有节点施加位移约束 T_x 、 T_y 、 T_z ;侧面所有节点施加约束 T_x 、 T_y ;地连墙底部节点施加约束 T_z ,限制其竖向位移。地层物理力学参数如表 1 所示,支护结构物理力学参数如表 2 所示。

表 1 地层物理力学参数

Tab. 1 Physical and mechanical parameters of stratum					
名称	重度/ (kN/m ³)	黏聚力/ kPa	内摩擦角/ (°)	泊松比	压缩模量/ MPa
杂填土	17.50	6.0	12.0	0.26	—
粉质黏土	18.56	27.3	14.0	0.31	4.35
淤泥质土	16.82	13.3	9.7	0.44	2.62
中粗砂	18.00	3.0	28.0	0.35	—
粉质黏土	18.82	26.5	15.2	0.32	5.64
砂质黏土	17.87	23.9	19.9	0.28	4.96
全风化岩	19.00	25.0	25.0	0.27	—
强风化岩	20.00	28.0	28.0	0.25	—

表 2 支护结构物理力学参数

Tab. 2 Physical and mechanical parameters of supporting structure			
名称	弹性模量/GPa	泊松比	重度/(kN/m ³)
地连墙	31.5	0.20	25.0
混凝土支撑	30.0	0.20	25.0
钢支撑	210.0	0.26	78.5

对换乘节点超深基坑优化前后的支撑支护方案分别进行三维有限元模拟,重点分析地连墙水平位移、支撑轴力和地面位移的变化规律。优化前后的支撑布置方案有限元模型如图 1 所示。

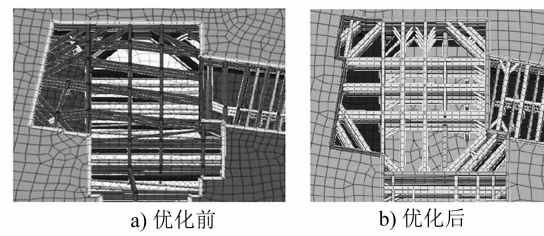


图 1 支撑布置方案有限元模型

Fig. 1 Finite element model of support layout scheme

2.2 施工阶段工况模拟

基坑施工阶段工况如表 3 所示。

表 3 基坑施工阶段及施工步骤

Tab. 3 Foundation pit construction phases and steps

施工阶段	工况
1	地连墙施工及冠梁浇筑
2	开挖至 1.0 m, 施工第 1 道支撑
3	开挖至 8.2 m, 施工第 2 道支撑
4	开挖至 14.7 m, 施工第 3 道支撑
5	开挖至 20.9 m, 施工第 4 道支撑
6	开挖至 28.4 m, 施工第 5 道支撑
7	开挖至 33.3 m, 基坑开挖完成

3 计算结果分析

3.1 地连墙水平位移计算结果

换乘节点处, 优化方案施工过程中, 各工况下的地连墙水平位移云图如图 2 所示。由图 2 可知, 地连墙水平位移在整个基坑开挖过程中逐渐增大, 且最大变形位置逐渐下移。当换乘节点开挖完成时, 最大位移为 26.145 mm。根据国家相关规范要求, 支护结构最大水平位移不超过基坑开挖深度的 0.15%, 且不宜超过 30.000 mm。优化后的 5 道支撑能够满足相关规范要求。

3.2 内支撑轴力计算结果

换乘节点处, 按优化方案施工过程中, 各个工况下的内支撑轴力云图如图 3 所示。由图 3 可知, 当换乘节点深基坑开挖至坑底时, 最大支撑轴力出现在第 4 道混凝土支撑上, 最大支撑轴力为 6 499 kN, 能够满足混凝土支撑稳定性要求。

3.3 地面位移计算结果

换乘节点处, 优化方案施工过程中, 各个工况下的基坑周边地面位移云图如图 4 所示。由图 4 可

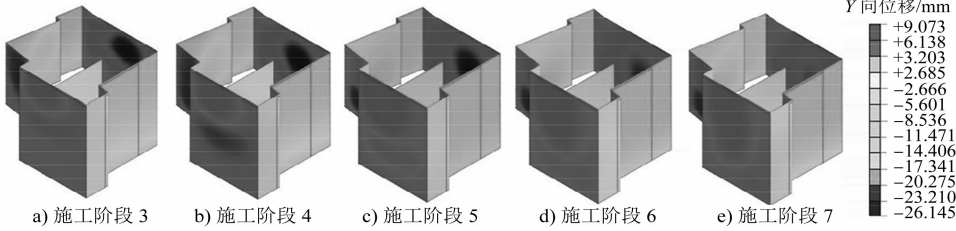


图 2 地连墙水平位移云图

Fig. 2 Nephogram of underground diaphragm wall horizontal displacement

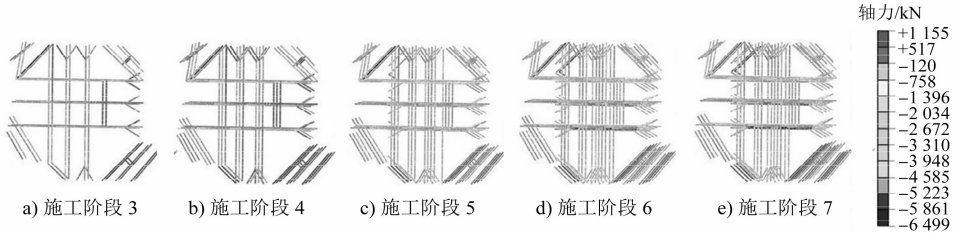


图 3 内支撑轴力云图

Fig. 3 Nephogram of internal support axial force

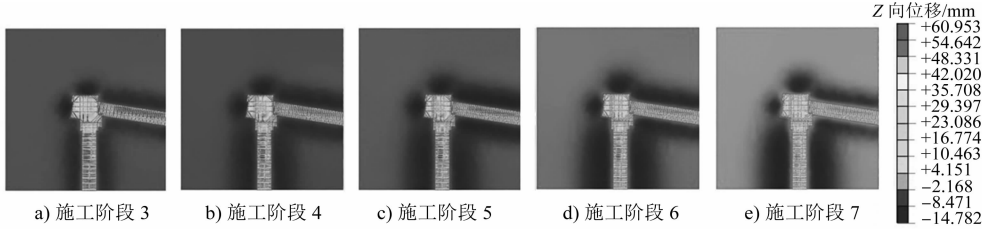


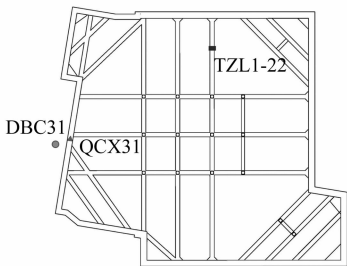
图 4 地面位移云图

Fig. 4 Nephogram of ground surface displacement

知,L 形换乘车站基坑周边沉降最大值发生在 4 号线标准段,4 号线最大地面沉降为 14.782 mm。提取换乘节点模型周边地面沉降数据,换乘节点周边的最大沉降为 11.971 mm,距基坑约 13 m。

4 数值模拟和现场实测结果对比

换乘节点处,监测点的位置分布如图 5 所示。监测点 QCX31 处的地连墙水平位移模拟值与实测值如图 6 所示。由图 6 可知,地连墙水平位移模拟值与监测值的变化规律基本一致。在地连墙深度为 30 m 处附近,模拟值与监测值达到最大值,分别为 26.145 mm 和 24.390 mm。模拟值相对于监测值大了 1.755 mm,这是由于现场环境复杂、土层分布不均匀,且模拟过程中未考虑地下水影响造成的偏差。



注: QCX31 为地连墙水平位移监测点; DBC31 为基坑周边地面沉降监测点; TZL1-22 为内支撑轴力监测点。

图 5 监测点位置分布图

Fig. 5 Distribution diagram of monitoring points

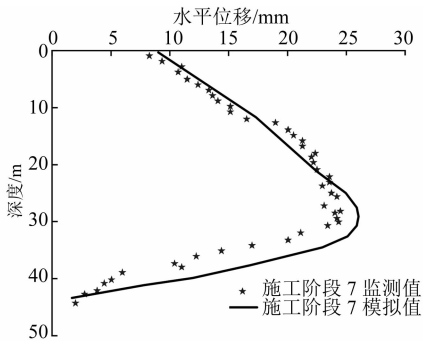


图 6 地连墙水平位移模拟值与实测对比

Fig. 6 Comparison between simulated and measured horizontal displacement of diaphragm wall

换乘节点处,在各施工阶段内,监测点 TZL1-22 处的内支撑轴力监测值与模拟值对比如图 7 所示。由图 7 可知,随着基坑开挖深度的增大,各道内支撑轴力均有所增大,第 1 道与第 2 道支撑在开挖过程中的内支撑轴力增大比较缓慢,第 4 道与第 5 道支撑增大速率较快,监测值与模拟值变化规律基本一致。

换乘节点处,在基坑开挖过程中监测点 DBC31

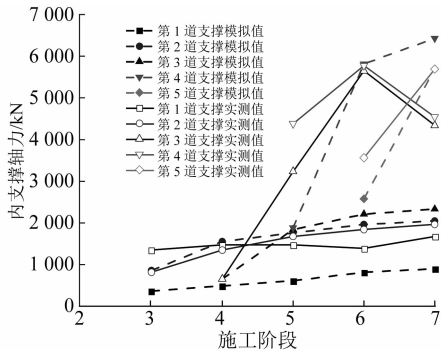


图 7 内支撑轴力模拟值与实测对比

Fig. 7 Comparison between simulated and measured internal support axial force of diaphragm wall

处的地面沉降监测值与模拟值对比如图 8 所示。由图 8 可知,换乘节点处基坑开挖至坑底时,模拟值与监测值的变化曲线呈凹形,监测值相对于模拟值偏大,这是由数值模拟过程中未考虑现场施工堆载和基坑非均匀降水等因素导致的。模拟地面的最大沉降为 11.970 mm,出现在距换乘节点基坑边缘 13 m 处;现场监测地面的最大沉降为 14.000 mm,也出现在距换乘节点基坑边缘 13 m 处,表明基坑支护结构优化设计是合理的。

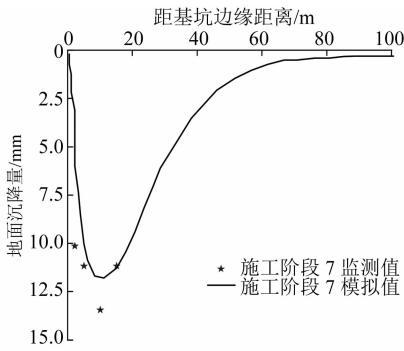


图 8 地面沉降模拟值与实测对比

Fig. 8 Comparison between simulated and measured land subsidence

5 结语

本文以福州地铁洪塘路换乘站 L 形超深基坑为工程背景,将换乘车站超深基坑分成 3 个独立部分,进行分区开挖分区支护。通过 Midas GTS 有限元软件对换乘节点处围护结构的水平位移、内支撑轴力和地面位移进行了综合分析,成功将换乘节点基坑原 7 道内支撑优化为 5 道内支撑。通过现场实测数据与模拟数据对比分析,获得以下结论:

1) 地连墙水平位移在基坑开挖过程中逐渐增大且最大位移位置逐渐下降;当基坑开挖至坑底时,地

连墙最大水平位移模拟值为 26.145 mm, 实测值为 24.390 mm, 均在安全控制值内, 满足设计要求。

2) 通过提取换乘节点深基坑支撑的轴力数据, 由数值模拟得到的最大内支撑轴力为 6 499 kN, 出现在第 4 道混凝土支撑上; 现场实测得到的最大内支撑轴力为 5 756 kN, 均在安全控制值内, 满足设计要求。

3) 换乘节点周边地面沉降与现场监测数据的变化规律基本吻合。数值模拟得到的最大周边沉降为 11.971 mm, 现场实测值为 14.000 mm, 均出现在距换乘节点基坑边缘 13 m 附近, 最大沉降值均在安全控制值内, 满足设计要求。

4) 将超深基坑的原 7 道内支撑优化为 5 道内支撑的支护方案是安全可行的。通过增设封堵墙, 将洪塘站超深基坑分为 3 个独立基坑, 各自独立分区施工。这不仅从根本上避免了 11 600 m² 的基坑同时暴露, 还降低了施工风险, 保护了周边建(构)筑物的安全。整个 L 形地铁换乘车站的基坑施工突破了大面积、超深、多支撑等工程性难题, 工期提前了约 6 个月, 确保了 5 号线的节点工期。

参考文献

- [1] 徐扬青. 深基坑支护结构的优化设计计算[J]. 岩土力学, 1997, 18(2): 57.
XU Yangqing. Design optimization of bracing structure of deep foundation pit[J]. Rock and Soil Mechanics, 1997, 18(2): 57.

(上接第 59 页)

(300%)。该方法可用于快速估算常州地区因降水引起的周围地面沉降量, 可有效避免分层总和法精度不准、数值模拟方法复杂等缺点。

3) 实例二中的坑外最大水位降深仅为 2 m, 对降水漏斗下方第⑤层产生的附加应力较小, 应力历史法对沉降计算结果的修正效果不明显, 故分层总和法与应力历史方法计算结果较为接近。根据对比结果, 在广泛分布超固结土的地区, 大降深基坑降水工程可利用应力历史法估算由降水引发的地面沉降量。

参考文献

- [1] 张莲花, 李荣强, 刘德坊. 基坑降水总应力变化时有效应力增量和沉降量计算[J]. 中国地质灾害与防治学报, 2001, 12(1): 75.
ZHANG Lianhua, LI Rongqiang, LIU Defang. The calculation of effective stress and settlement based on the variable total

- [2] 陈保国, 闫腾飞, 王程鹏, 等. 深基坑地连墙支护体系协调变形规律试验研究[J]. 岩土力学, 2020, 41(10): 3289.
CHEN Baoguo, YAN Tengfei, WANG Chengpeng, et al. Experimental study on compatible deformation of diaphragm wall support system for deep foundation pit[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, 41(10): 3289.
- [3] 王忠祥. 轨道交通工程深基坑支护和土方开挖施工[J]. 城市住宅, 2020, 27(3): 211.
WANG Zhongxiang. Deep foundation pit support and earthwork excavation construction in rail transit engineering[J]. City & House, 2020, 27(3): 211.
- [4] 李磊, 段宝福. 地铁车站深基坑工程的监控量测与数值模拟[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(增刊 1): 2684.
LI Lei, DUAN Baofu. Monitoring measurement and numerical simulation for deep foundation pit of subway station[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2013, 32(S1): 2684.
- [5] 杨有海, 武进广. 杭州地铁秋涛路车站深基坑支护结构性状分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(增刊 2): 3386.
YANG Youhai, WU Jinguang. Analysis of retaining structures for deep foundation pit of Qiutao Road Station in Hangzhou Metro[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, 27(S2): 3386.
- [6] 宋诗文. 北京地铁深基坑支护结构设计优化与施工[J]. 隧道建设, 2017, 37(增刊 1): 91.
SONG Shiwen. Design optimization and construction of support structure of deep foundation pit of Beijing Metro[J]. Tunnel Construction, 2017, 37(S1): 91.

(收稿日期: 2021-10-15)

stress in pit dewatering[J]. The Chinese Journal of Geological Hazard and Control, 2001, 12(1): 75.

- [2] 吴意谦, 朱彦鹏. 潜水地区深基坑降水引起地面沉降的抽水试验及其简化计算[J]. 土木建筑与环境工程, 2015, 37(增刊 2): 168.
WU Yiqian, ZHU Yanpeng. The simplified calculation and well-pumping test of settlement on the dewatering of foundation pits location in phreatic aquifer[J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2015, 37(S2): 168.
- [3] 黄显贵, 陈梁, 刘御刚, 等. 基坑降水引起的地基附加应力及沉降简化计算[J]. 地下空间与工程学报, 2017, 13(3): 746.
HUANG Xiangui, CHEN Liang, LIU Yugang, et al. Simplified calculation of ground settlement and additional stress caused by foundation pit dewatering[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2017, 13(3): 746.
- [4] NAKASE A, KAMEI T, KUSAKABE O. Constitutive parameters estimated by plasticity index[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1988, 114(7): 844.

(收稿日期: 2020-09-25)