

公路隧道近距离下穿电力管线施工技术研究

吴文娟, 王振飞

(中铁隧道股份有限公司, 河南 郑州 450001)

摘要:为解决杭州市香积寺路西延工程盾构段下穿 220 kV 半霞线、半霞线电力管沟横穿东侧明挖段隧道基坑(4# 工作井)及燃霞、燃湾线电力管沟与中间明挖隧道基坑呈“L”形交叉等施工难题,首先,通过对盾构施工的影响范围、地表隆陷变化规律以及电力管沟对地表变形适应能力评估的研究,采取优化掘进参数、控制泥水压力、掘进速度、出渣量、盾构纠偏量以及同步和二次注浆等措施对管线进行保护;其次,为降低施工难度,现场采用工字钢横梁顶托混凝土电缆沟和钢筋混凝土盖板托撑电力管沟的就地保护措施对管线进行保护。对 220 kV 电力管线采取了合理的施工保护措施之后,工程隧道基坑得以顺利开挖,盾构按时始发,既节省了费用,又缩短了工期,同时也为今后类似工程的施工提供了参考。

关键词:公路隧道;电力管线;原地保护;控制措施;沉降监测

中图分类号: U455

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2021)05-0220-06

0 引言

近年来随着城镇化建设的不断推进,各种市政工程建设越来越多,建设规模越来越大,施工单位在缺乏地下管线保护意识的情况下极易在施工过程中损坏地下管线,尤其是隧道及地下工程建设施工过程中对地下管线的损坏现象频繁发生,导致地下管线无法正常工作,严重影响人们的正常生活,甚至造成重大的灾难性后果。另外,施工过程中地下管线的安全对工程造价有着直接影响,如果对地下管线的保护措施不到位,不仅不会节约成本,还可能引发重大的安全事故,结果导致工程费用增加。因此,在隧道及地下工程施工过程中,施工单位要充分认识到地下管线正常运行的重要性,提高地下管线保护意识,加强地下管线安全保护,将施工操作对地下管线的不良影响降到最低^[1]。

杭州市香积寺路西延工程盾构段需下穿 220 kV 电力管线(半霞线)、半霞线电力管沟横穿东侧明挖段隧道基坑(4# 工作井)及燃霞、燃湾线电力管沟与隧道基坑呈“L”形交叉施工,受工期及周围环境的影响,管线不具备迁改的条件,需在原位进行加固保护,工程在施工过程中将面临防止地表隆陷对电力管沟造成破坏和深基坑稳定开挖的难题。因此采取有效措施确保盾构掘进及基坑开挖时不影响电力

管线安全运行、正常供电是本工程的重点和难点,也将为今后类似工程提供宝贵的工程经验。

1 工程概况

杭州市香积寺路西线工程西起教工路(与余杭塘路相接),东至德苑路(与现状香积寺路相连),沿线经过贾家弄新村、拱墅区行政服务中心、京杭大运河、大兜路历史街区、香积寺、红建河、建华新村、霞湾变电站等区域。工程全长 2.65 km,其中隧道长 2 290 m。城市次干路标准,双向 4 车道,设计车速 50 km/h。工程信息见图 1。

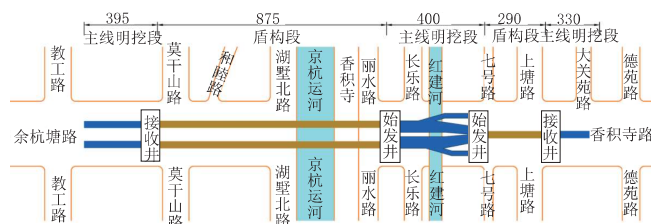


图1 杭州市香积寺路西延工程分段区间示意图(单位:m)

施工项目主要为盾构隧洞、明挖段、工作井及其附属结构等。本段涉及地层岩性主要有淤泥质粉质黏土夹粉土、淤泥质粉质黏土。

2 220 kV 电力管线与工程项目位置关系

2.1 盾构隧道与半霞线关系

东段盾构隧道下穿半霞线 220 kV 电力管线,两者成斜交约 14.1°。经过精测,220 kV 超高压电力管线最深处距离地面 7.9 m,与电力管线相交处的隧道

收稿日期: 2020-11-13

作者简介: 吴文娟(1977—),女,本科,高级工程师,主要从事隧道及地下工程技术管理工作。

埋深约 9.9 m,即隧道与电力管线净距约 2 m。隧道及管线平面位置和剖面位置见图 2、图 3。

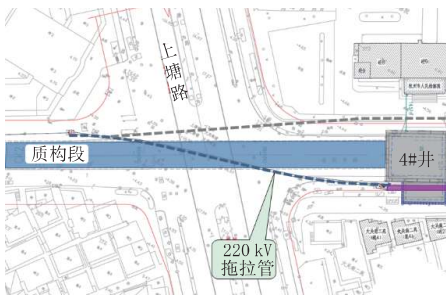


图 2 220 kV 半弧线与隧道平面关系图

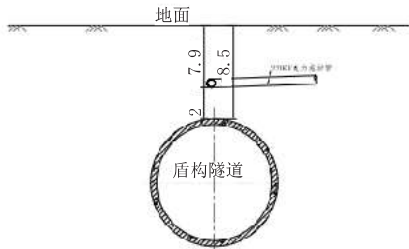


图 3 220 kV 半弧线与隧道剖面关系图(单位:m)

2.2 明挖隧道与半弧线关系

220 kV 半弧线电力管沟在东侧明挖段横穿隧道基坑、4# 工作井附属结构基坑。经现场调查核实,220 kV 半弧线电力管线为 1 个电力管廊,埋深 1 m,内 1 回路电缆(3 根电缆线),管线外侧采用 C25 钢筋混凝土包方。电力管线与隧道及其附属工程位置关系图见图 4。

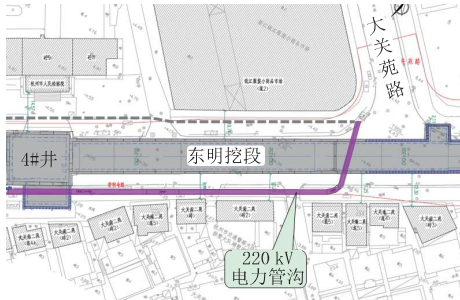


图 4 220 kV 电力管沟与 4# 井明挖段及附属基坑关系图

2.3 燃霞、燃湾线与隧道关系

220 kV 燃霞、燃湾线在红建河东侧中间明挖段横穿基坑后进入霞湾变电站,且隧道平行部分管沟与基坑围护结构重合 20~30 cm,如图 5 所示。经现场调查,该电力管廊由霞湾变电站引出,沿基坑南侧跨基坑后向北敷设。该电力管廊为霞湾变电站的进出线(10 回路高压进出),包含 3 回路 220 kV 高压线。该电力管廊为混凝土结构,外轮廓宽 2.5~4 m,管廊高度 0.9~1.8 m。

3 220 kV 电力线路保护措施

本工程针对半弧线电力管沟横穿东侧明挖段隧

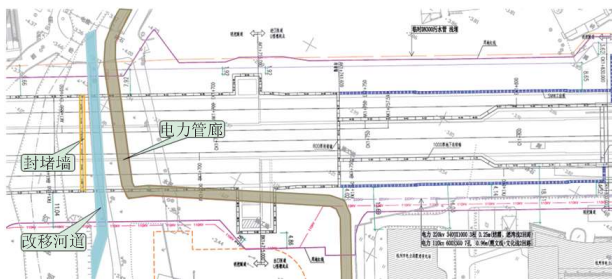


图 5 中间明挖段隧道与 220 kV 电力管线关系图

道基坑及燃霞、燃湾线电力管沟与隧道基坑呈“L”形交叉的施工难题。受边界条件的影响,为降低施工难度,现场采用工字钢+托板方案即工字钢横梁顶托混凝土电缆沟和钢筋混凝土盖板托撑电力管沟的就地保护,辅以自动化监测措施;同时针对工程盾构段下穿 220 kV 电力管线(半弧线)的施工难点,通过对盾构施工的影响范围、地表隆陷变化规律以及电力管沟对地表变形适应能力评估的研究,采取优化掘进参数、控制泥水压力、掘进速度、出渣量、盾构纠偏量以及同步和二次注浆等措施对管线进行保护,且保护效果良好,使工程隧道基坑得以顺利开挖,盾构按时始发,即节省了成本,又缩短了工期,为今后类似工程的施工提供了参考。

3.1 明挖段半弧线保护措施

3.1.1 总体保护方案

由于明挖基坑北侧 3 m 范围内存在高压燃气及通信管线,南侧 3 m 范围内存在中压燃气、 $\phi 600$ 给水等管线,南侧基坑围挡位于基坑围护结构上,不具备施工贝雷架的条件。

综合考虑现场条件和基坑概况,为降低施工保护难度,采用工字钢+托板方案(见图 6)进行就地保护半弧线,即设置工字钢横梁顶托混凝土电缆沟,托板位于工字钢下部,对 220 kV 既有电缆沟进行沟槽保护,然后在监测电缆沟安全的条件下,有序进行基坑土方开挖、支撑架设、钢筋混凝土结构浇筑。等隧道结构达到强度后,用素混凝土填实电缆沟与隧道结构顶板间的空隙,拆除托板,恢复路面交通。

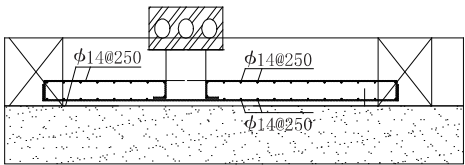


图 6 托板断面图

3.1.2 电缆沟处的施工处理措施

为加大电缆沟处基坑围护结构的承载能力,电缆沟处连续墙采用改装的成槽机施工,以尽可能降低因管廊交叉引起的断口尺寸;同时在断口外侧采

用 MJS 超高压旋喷桩进行土体加固,作为断口处围护结构墙使用,以增强基坑侧壁的刚度,控制基坑的变形。

土方开挖过程中,由于该处竖向土体稳定性较差,需分层进行开挖,开挖深度不大于 2 m,并及时架设型钢做为挡板,型钢挡板采用 16 号槽钢,基坑深度内间距为 1.0 m,与围护结构连续墙钢板进行可靠焊接,同时在墙面施作 $\phi 42$ 注浆导管,进行挂网喷射厚 10 cm C20 早强混凝土,钢筋网片为 $\phi 8@200 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$ 。

3.2 明挖段燃霞、燃湾线保护措施

3.2.1 总体施工保护方案思路

由于 220 kV 燃霞、燃湾线电力管沟与隧道基坑呈“L”形交叉,为确保电力管沟施工安全和基坑施工安全,采用钢筋混凝土盖板托撑电力管沟(见图 7)。因部分管沟坐落在隧道围护结构上,为减少围护结构开口,将隧道南侧围护结构外放 4.8 m,并对该跨基坑呈“L”形布置的管沟采用整体格构柱支顶,在格构柱上现浇 1 块混凝土盖板,将“L”形管沟整体放置在盖板上,同时采用自动监测装置对施工过程中的管廊进行适时自动监测,确保电力管沟安全、后续基坑开挖施工支撑架设和钢筋混凝土结构浇筑。等隧道结构达到强度后,用素混凝土填实电缆沟与隧道结构顶板间的空隙,拆除托板,恢复路面交通。

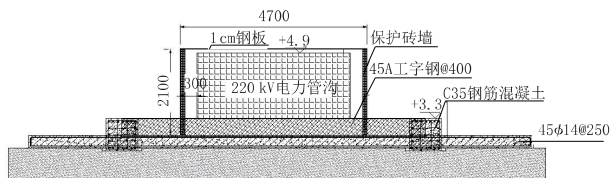


图 7 220 kV 电力管廊保护示意图(单位:mm)

3.2.2 局部基坑支护安全性分析

(1)墙底抗隆起验算^[2]。基坑墙底受力示意图见图 8。坑内侧向外 12.3 m 范围内总荷载为 7 023.3 kN/m;验算断面处土体内聚力 c 为 28.0 kPa;内摩擦角 φ 为 13.0° ,地基承载力 N_c 为:

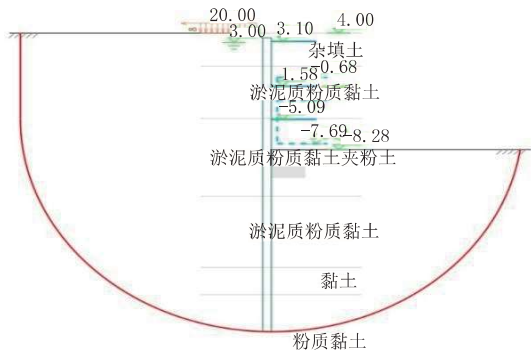


图 8 基坑墙底应力示意图

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\lg \varphi} = \frac{3.26 - 1}{\lg 13.0} = 9.81 \quad (1)$$

式中: N_q 为地基承载力系数,其表达式为:

$$N_q = e^{\pi \lg \varphi} \lg^2(45 + \frac{\varphi}{2}) = e^{\pi \lg 13.0} \lg^2(45 + \frac{13.0}{2}) = 3.26 \quad (2)$$

地基极限承载力 R_u 的表达式为:

$$R_u = q \times N_q + c \times N_c = 337.7 \times 3.26 + 28.0 \times 9.81 = 1\,377.1 \quad (3)$$

式中: q 为基础侧荷载。

安全系数 $= 1\,377.1 \times 12.3 / 7\,023.3 = 2.41$,施工要求安全系数 1.8,满足要求。

(2)坑底抗隆起验算。基坑坑底受力示意图见图 9。同理,坑底抗隆起稳定安全系数为 2.24,大于施工要求的安全系数 2.2,满足要求。



图 9 基坑坑底应力示意图

(3)抗倾覆稳定性计算。基坑侧墙承受水土压力示意图见图 10。采用滑移失稳理论计算得^[3],抗倾覆安全系数为 1.35,施工要求安全系数为 1.15,满足工程要求。

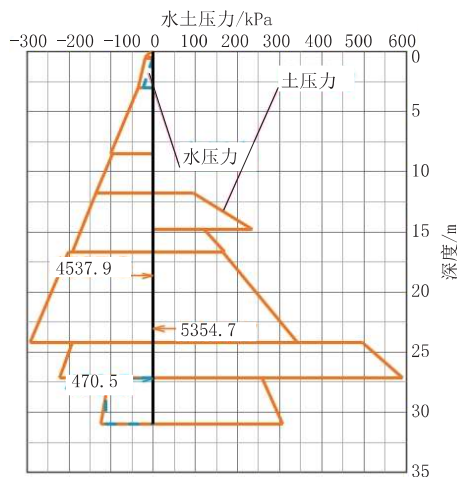


图 10 基坑侧墙承受水土压力示意图

(4)整体稳定计算。应力状态计算方法采用总应力法,整体稳定计算采用瑞典条分法。基坑局部应力示意图见图 11。计算结果为整体稳定安全系数 1.73,满足施工安全系数 1.35 的要求。

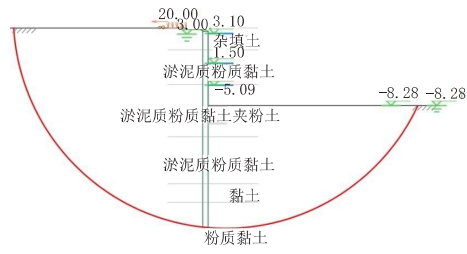


图 11 基坑局部受力示意图

3.3 盾构下穿半霞线施工措施

3.3.1 试验段

根据 220 kV 半霞线与隧道位置关系,选定 180 m 为试验段。试掘进段、穿越段地层与隧道埋深对比见表 1。通过总结试验段试掘进参数来优化盾构下穿 220 kV 电力管线的各项掘进参数,见表 2。

表 1 试掘进段、穿越段地层与隧道埋深对比表

区段划分	地层	隧道埋深 /m
试掘进段	② ₂₋₂ 淤泥质粉质黏土夹粉土、② ₂₋₁ 淤泥质粉质黏土	9~11.26
穿越段	② ₂₋₂ 淤泥质粉质黏土夹粉土、② ₂₋₁ 淤泥质粉质黏土	9.2~10.64

表 2 试掘进段参数控制表

里程	埋深 /m	泥水仓顶部压力 /MPa	掘进速度 / (mm·min ⁻¹)	同步注浆量 /m ³
CK2+040	11.0	0.11	15	19
CK2+030	10.7	0.11	15	19
CK2+020	10.6	0.11	18	19
CK2+000	10.5	0.11	18	20
CK1+980	10.5	0.10	18	20
CK1+960	10.3	0.10	18	20
CK1+940	10.1	0.10	18	20
CK1+920	9.9	0.10	18	20
CK1+900	9.5	0.10	20	20
CK1+880	9.7	0.10	20	20
CK1+860	9.6	0.10	20	21

3.3.2 穿越前准备

(1)技术准备。施工前详细了解 220 kV 半霞线保护标准,制定可靠的保护方案;建立完善的预警机制,在监测结果超过预警值时立即采取措施,将地面隆沉控制在要求范围内。对电缆接头两端采用抱箍的形式进行固定保护,施工前采用涡流探伤技术对接头进行封铅检测。

(2)人员保证。施工前配备足够人员,及时将监测信息传达给洞内值班工程师及主司机,指导盾构

施工;对所有施工人员进行技术交底,使每个参加施工的工作人员清楚盾构机与 220 kV 管线的相对位置以及采取的技术措施。

(3)确保机械设备状态。在刀盘到达影响范围前 5 环时,对盾构机、门吊、轨道运输车等机械设备和注浆管路进行一次全面检查和维护,对于存在故障和故障隐患的机械一律进行维修,并对注浆管路进行一次彻底的清洗,确保盾构机及配套设备在穿越过程中处于良好的工作状态。

(4)施工参数优化。将盾构机到达影响范围之前的 180 m 作为模拟段,及时总结出盾构机穿越该类土层的最佳参数,掌握控制地表沉降的措施,并通过以往施工实践经验与地表沉降结果不断优化盾构推进参数,控制地表变形;紧密依靠地表变形监测数据,及时调整盾构掘进参数,不断完善施工工艺,为盾构穿越 220 kV 半霞线提供参数依据。

3.3.3 穿越阶段控制措施

(1)各施工阶段掘进主要控制参数。按照盾构穿越顺序,对地表沉降的控制主要可分为 4 个阶段,各阶段主要控制参数见表 3。

表 3 盾构穿越各阶段重点控制参数表

阶段	盾构与管片相对位置	推进环数范围	盾构推进重点控制参数
阶段一	切口距管线 8 环 ~ 切口进入管线下方	9~101 环	泥水压力、出碴量
阶段二	切口进入管线 ~ 盾尾脱离管线	102~123 环	泥水压力、出碴量、同步注浆
阶段三	盾尾脱离管线 ~ 盾尾脱离管线 8 环	124~132 环	泥水压力、出碴量、同步注浆
阶段四	盾尾脱离管线 8 环后		同步注浆、二次注浆

(2)严格控制盾构正面泥水压力^[4]。通过黏性土地层水土合算和砂性土承压水地层水土分算的原则,计算出掌子面的泥水压力设定值;再通过“静止观察法”进行复核校正,同时根据掘进过程中地质和埋深情况以及地表沉降监测信息进行反馈和调整优化,使泥水压力设定值更加精确。一般设定压力高于计算水土压力 0.02 MPa,压力波动值控制在 ±0.01 MPa。根据地质情况及地面建筑情况,及时调整地面泥浆的各项技术指标,既能对掌子面进行稳定支护,又能满足携渣要求,使得整个泥水循环系统运行顺畅,不存在堵仓或堵管情况,保证气仓压力及液位的相对稳定,从而确保盾构机掌子面泥水压力的稳定。

(3)推进速度控制。穿越 220 kV 电力管线期间

推进速度控制在 1.5~2 cm/min,并在推进过程中保持稳定,每日推进 3 环(6 m);保持推进速度、出渣量和注浆速度相匹配。

(4)出渣量控制。通过安装在盾构机上的泥浆比重计及流量计,记录每环实时的进出浆液比重数据及流量数据,计算机自主计算出每环的出渣量。再辅以人工测量比重数据及泥水分离设备出渣数据,可对电脑计算出的出渣数据进行复核与校验,从而能更加准确、真实的反映出渣量,评估出渣量与对应掘进里程间的相对关系,根据已编制好的应对方案,做出有针对性的调控,使整个出渣过程处于严密监控、实时反馈、实时控制的良性循环。

(5)同步注浆。因盾构外径大于管片外径,盾尾通过后管片外围和土体之间存在空隙,施工中采用同步注浆来充填这一部分空隙,减少周围土体在填充空隙时引起的变形,减小地面沉降。同步注浆浆液选用可硬性浆液,根据以往经验采取的配合比见表 4。施工过程中严格控制同步注浆量和浆液质量,严格控制浆液配比,使浆液和易性好,泌水性小。为减小浆液的固结收缩^[5],实验室定期取样试验,进行配合比的优化。

表 4 同步注浆材料初步配比表

单位: kg/m³

水泥	粉煤灰	膨润土	砂	水	外加剂
160	260	55	700	300	0

同步注浆量一般控制在建筑空隙的 180%~150%,实际施工中浆液的用量结合前一阶段施工用量和监测报表以及注浆压力综合进行合理选择,同步注浆尽可能保证匀速、连续的压注,防止推进尚未结束而注浆停止的情况发生。

注浆压力控制在 0.5 MPa 左右,注浆量 V 和注浆点视压浆时的压力值和地表沉降监测数据而定。

$$V = \pi/4 \times (11.68 \times 11.68 - 11.30 \times 11.30) \times 2 \\ = 13.72 \text{ m}^3。$$

盾构下穿 220 kV 管线期间实际的注浆量为理论注浆量的 1.7 倍,即为 23 m³。

(6)严格控制盾构纠偏量^[6]。盾构进行平面或高程纠偏的过程中,必然会增加建筑空隙,造成一定程度的超挖,因此在盾构机进入 220 kV 管线影响范围之前,将盾构机调整到良好的姿态,并且保持这种良好姿态穿越 220 kV 电力管线。在盾构穿越的过程中尽可能匀速推进,推进速度不宜过快,最快不大于 2.5 cm/min,以确保盾构机能均衡、匀速地穿越,减小

盾构推进对前方土体的扰动。盾构姿态变化不可过大、过频,控制每环纠偏量不大于 10 mm(高程、平面),控制盾构变坡不大于 0.1%,以减少盾构施工对地层的扰动影响,尽可能减少地表沉降,保证 220 kV 电力管线安全。

(7)管片拼装。管片下井及拼装前由质检工程师负责对所用管片进行检查,确保下井管片符合设计要求。同时检查防水材料是否粘贴到位、是否存在脱落现象,以确保所拼装管片的质量。

在盾构处于拼装状态下时,千斤顶的收缩会引起盾构机的微量后退,因此在盾构推进结束之后不要立即拼装,等待几分钟之后,到周围土体与盾构机固结在一起后再进行千斤顶的回缩,回缩的千斤顶数量尽可能少,满足管片拼装要求即可。在管片拼装过程中,安排最熟练的拼装工进行拼装,减少拼装时间和缩短盾构停顿时间,以减少土体沉降。拼装过程中若发现气压仓液位上升,则立即增加气压,保证液位稳定和泥水仓压力不变,起到维持土压力的作用。拼装结束后,尽快恢复推进,减少土体沉降。

(8)泥水系统。泥浆起着稳定掌子面,防止掌子面的变形、坍塌及地层沉降的作用。泥浆须具备如下特性:物理稳定性好;化学稳定性好;泥水的粒度级配、相对密度、黏度适当;流动性好;成膜性好。泥浆配比在隧道掘进前根据隧址处地质特点和现场试验结果确定,泥浆指标为:泥水盾构施工中要求控制进浆密度为 1.16~1.30 g/cm³,排浆密度较进浆密度高 0.05~0.25 g/cm³,进浆黏度为 16.5~18.5 s,排浆黏度为 17~20 s。由于在穿越建筑物施工过程中,采用重浆模式,故进浆密度控制范围为 1.3~1.4 g/cm³,排浆密度较进浆密度高 0.05~0.25 g/cm³。

3.3.4 穿越后控制措施(二次注浆)

(1)二次注浆条件。地面沉降值超出控制报警值;注浆点位须脱离盾尾 6 m 以上。

(2)注浆参数。二次注浆采用双液浆注浆,浆液为水泥、水玻璃双液浆,配比为 1:1,凝固时间控制在 40~60 s,注浆压力 0.3~0.5 MPa。二次注浆量根据地面监测情况随时进行调整,从而使地层变形量减至最小。

(3)二次注浆流程对接。在盾构掘进过程中项目部根据监测数据认为需启动二次注浆时,将二次注浆时间、位置及预计注浆量提前 1 d 通知运检室,请运检室在注浆期间协调其他部门及时做好各项监测和线路养护工作;运检单位根据监测情况认为需启

动二次注浆以控制沉降时,及时通知项目部进行二次注浆。

4 沉降监测

工程施工过程中,明挖段电力管线通过原位托举保护,盾构段电力管线通过细化掘进施工,管线沉降变化均比较小,且数据曲线平稳。其中 220 kV 半霞线横跨主体结构基坑最大沉降为 7.60 mm,横跨 4# 工作井附属结构基坑最大沉降为 5.04 mm,横跨中间明挖段主体结构基坑最大沉降为 8.1 mm,盾构下穿 220 kV 半霞线最大沉降为 9.05 mm,监测数据满足管线正常运营的要求,管线处于安全稳定状态。以 220 kV 半霞线横跨主体结构基坑监测数据为例,主体结构基坑监测点平面布置图见图 12,管线沉降变化曲线图见图 13。

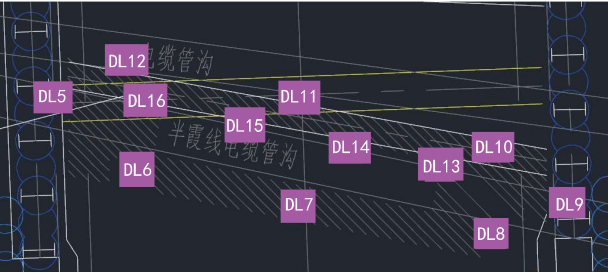


图 12 主体结构基坑监测点平面布置图

5 结 语

工程针对盾构段下穿 220 kV 半霞线的施工难点,通过对盾构施工的影响范围、地表隆陷变化规律以及电力管沟对地表变形适应能力评估的研究,采取优化掘进参数、控制泥水压力、掘进速度、出渣量、盾构纠偏量以及同步和二次注浆等措施对管线进行

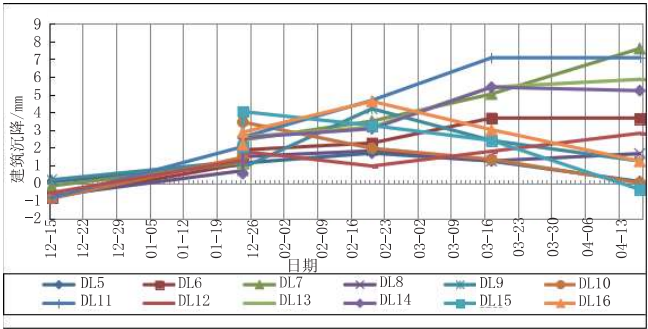


图 13 管线沉降变化曲线图

保护;针对半霞线电力管沟横穿东侧明挖段隧道基坑及燃霞、燃湾线电力管沟与隧道基坑呈“L”形交叉的施工难题,现场采用工字钢+托板方案即工字钢横梁顶托混凝土电缆沟和钢筋混凝土盖板托撑电力管沟的就地保护措施对管线进行保护,取得了良好的效果。既避免了因管线迁改造成的工期不可控、成本亏损(较管线拆改方案节约成本约 1 500 万元)等问题,又为项目的正常快速推进提供了技术支撑,也为类似工程施工提供了实践经验。

参考文献:

[1] 赵雷.地下管线保护在地铁施工中的重要性探讨[J].建筑施工,2016(2):840.
[2] 林之航.条形基坑抗隆起验算研究[J].低温建筑技术,2015(7): 126-127.
[3] 付一平,黄广龙.基坑抗隆起稳定性计算方法的改进[J].建筑科学,2013(7):29-33.
[4] 陈家康,刘陕南,肖晓春,等.复合地层中超大直径泥水盾构施工开挖面泥水压力确定方法研究[J].隧道建设,2018,38(4): 619-626.
[5] 魏广造,王余德,李俊青,等.合肥地铁盾构施工浆液配比优化试验研究[J].西安科技大学学报,2015,35(5):611-616.
[6] 刘成,管会生,谢友慧,等.盾构掘进姿态和纠偏曲线研究[J].现代隧道技术,2019,56(4):105-112.

《城市道桥与防洪》杂志

是您合作的伙伴,为您提供平台,携手共同发展!

欢迎新老读者订阅期刊 欢迎新老客户刊登广告

投稿网站: <http://www.csdqyfh.com> 电话: 021-55008850 联系邮箱: cdq@smedi.com