

盾构到达钢套筒辅助接收施工技术研究^{*}梁新权¹, 傅鹤林², 蒋华春¹, 张加兵²

(1.长沙市轨道交通集团有限公司, 湖南 长沙 410002; 2.中南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410075)

摘要: 盾构接收施工是隧道施工中的关键点,也是盾构隧道施工中极易出现事故的阶段。文中以长沙市地铁 1 号线黄兴广场站—南门口站区间隧道盾构到达钢套筒辅助接收为工程背景,介绍了钢套筒接收施工方案;采用 FLAC^{3D} 构建钢套筒模拟原始地层进行盾构机接收三维数值计算模型,研究了盾构接收过程中土层、钢套筒及加固区的变形规律,结合数值计算结果提出了盾构接收施工控制措施。

关键词: 隧道;盾构隧道;盾构接收;钢套筒;辅助工法

中图分类号: U455.3

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2017)02-0165-05

目前盾构隧道施工中采用的盾构接收技术主要有运用物理、化学方法改良盾构端头土体的接收工法、钢套筒工法、水中接收工法等。郑石等以广州轨道交通 2 号、8 号线南延线为工程背景,采用泥水平衡盾构到达钢套筒辅助接收新工法,有效抑制了地表沉降及结构变形;逯建栋以天津某地铁区间隧道土压平衡盾构到达钢套筒辅助接收为工程背景,采用钢套筒辅助接收工法,有效规避了盾构到达接收过程中漏水、涌砂等风险,保证了盾构安全出洞;赵立锋以南京地铁 3 号线 TA08 标浮大区间隧道土压平衡盾构到达钢套筒辅助接收为背景,使用钢套筒盾构接收方法,使盾构到达接收洞门的密封质量及管片拼装质量得以改善;贾志江等依托南京地铁 10 号线过江隧道大直径盾构接收工程,研究了各种盾构接收方式的优缺点及适宜的工程地质条件,给出了盾构接收方式建议,确保了过江大直径盾构的安全接收。该文以长沙市地铁 1 号线黄兴广场站—南门口站区间隧道盾构到达钢套筒辅助接收为工程背景,介绍钢套筒接收施工方案,分析盾构接收过程中土层及钢套筒和加固区的变形规律,研究盾构接收施工控制措施,为类似工程提供指导。

1 工程概况

长沙市地铁 1 号线黄兴广场站—南门口站区间隧道右、左线全长分别为 498.523 m(短链 0.265 m)、498.653 m(长链 0.430 m)。采用盾构法施工,衬砌外径 6 m,内径 5.4 m,厚度 0.3 m。

该隧道位于黄兴南路步行街(宽度 25 m 左右)下方,沿线建(构)筑物密集,商铺林立,管线错综复杂。该区间隧道以线间距 9~12 m 平行敷设。根据线路走向布置,隧道在黄兴南路步行街两侧多处近接通过沿街商铺。图 1 为盾构掘进平面图。

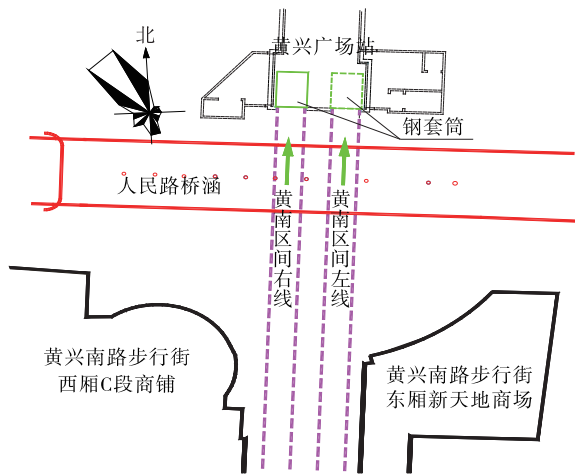


图 1 黄兴广场站—南门口站区间盾构掘进平面图

地层自上而下依次为:杂填土,层高 3.9 m;粉质黏土,层高 3 m;粗砂,层高 0.6 m;卵石,层高 6.7 m;粉质黏土,层高 0.4 m;强风化泥质粉砂岩,层高 0.5 m;中风化泥质粉砂岩,层高 15.02 m。接收洞门拱顶及上部为卵石层,中部为粉质黏土、强风化泥质粉砂岩,下部为中风化泥质粉砂岩。

2 钢套筒接收施工方案

黄兴广场站南部端头结构为盾构机接收工作

^{*} 基金项目:湖南省住建厅资助项目(KY201634)

井,由于南端头接收段地质条件复杂,上部为砂卵石地层,地面管线较多且迁改困难,无法进行地面加固,先期在接收井内采用水平加固也因为地下水充沛且压力过大而无法达到加固要求。始发井地质情况及地面管线情况与接收井相同,同样面临无法加固的难题。经过多次论证,接收井采用玻璃纤维筋砼墙结合钢套筒接收方案。通过该方案,可在未进行端头加固的情况下保证接收过程中土体的稳定及周边管线的安全。

盾构机常规接收为对前方土体进行注浆或旋喷加固,使其达到始发强度及止水作用。常用方法有地表垂直加固和掌子面水平加固两种(见图2)。

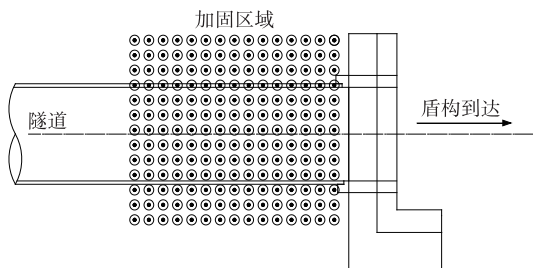


图2 盾构始发端头土体加固示意图

2.1 钢套筒总体设计

盾构机到达时土舱压力为0.15~0.2 MPa,钢套筒设计耐压0.5 MPa。钢板选用Q235B,板厚16 mm。钢套筒由过渡环、筒体、环梁等部分组成。

钢套筒主体部分总长9 600 mm,直径(内径)6 500 mm,外径6 840 mm。共分成3段,每段3 200 mm,每段又分为上下两半圆。筒体采用钢板卷制而成,每段筒体的外周焊接纵、环向筋板以保证筒体刚度,纵向筋板与环向筋板形成块状分隔形状。每段筒体的端头和上下两半圆接合面均焊接圆法兰,筒体纵向及上下均采用法兰连接,用高强度螺栓连接紧固。另外,每节钢套筒分别于顶部设置4个起吊用吊耳、1个直径600 mm的加料口,底部设置3个10 cm的排浆管、2组顶推托轮组。

2.2 钢套筒支撑

钢套筒横向支撑安装见图3、图4。钢套筒通过埋设钢板支撑在车站侧墙上,钢板埋设高度为500 mm。车站中部侧可改成斜撑形式,并于车站底部相应位置焊接钢板。

2.3 钢套筒与洞门钢环连接

反力架与后端盖板的关系见图5。洞门钢环预埋在车站主体结构上,通过已焊接好的锚固筋与主

体结构钢筋连接。钢套筒后端连接法兰与过渡连接板通过螺栓连接,然后将过渡连接板与洞门钢环焊接。钢套筒与洞门钢环的关系见图6。

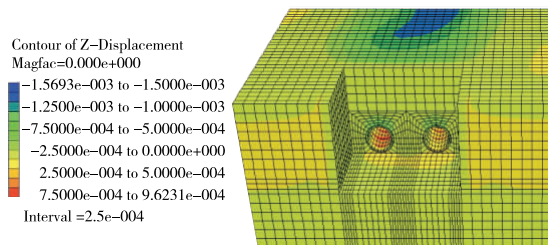


图3 钢套筒横向支撑安装平面图

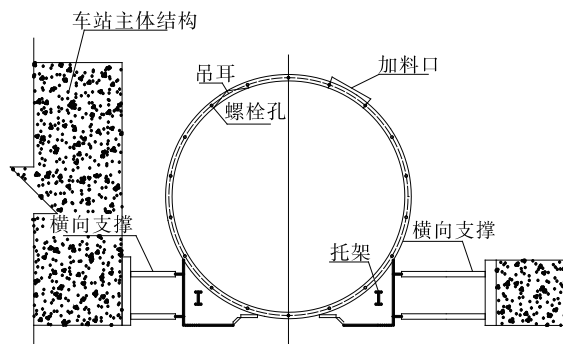


图4 钢套筒横向支撑安装立面图

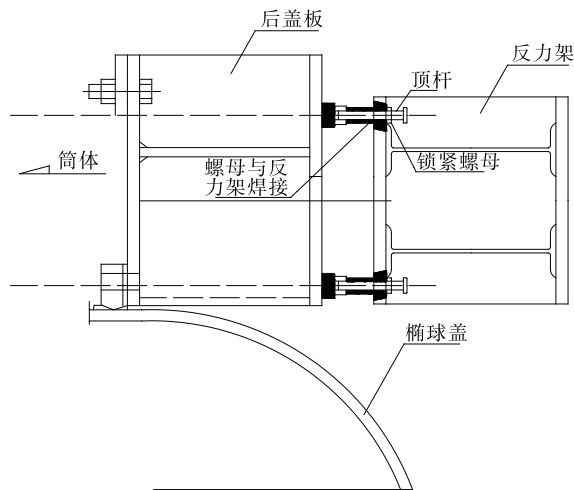


图5 反力架与后端盖板的关系

3 数值模拟与分析

3.1 数值模型

根据地质情况和计算需要,经过一定简化后建立的钢套筒模拟原始地层进行盾构机接收的模型见图7,隧道模型截面见图8。模型尺寸为宽60 m×长45 m×高15 m,共划分25 500个网格域、28 030个节点。

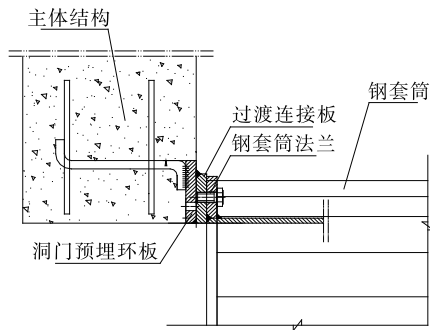


图 6 钢套筒与洞门钢环的关系

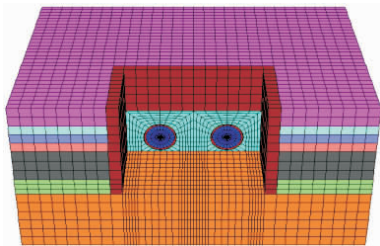


图 7 三维数值计算模型

隧道围岩、注浆加固区及钢套筒单元本构模型(见图 9)均采用 Mohr—Coulomb 理想弹塑性模型;渗流模型采用各向同性流体,孔隙水压力根据水平面位置自动计算得到。位移边界条件:模型左右两侧边界约束 X 方向位移,前后两侧边界约束 Y 方向位移,底面约束 Z 方向位移,顶面为自由边界。

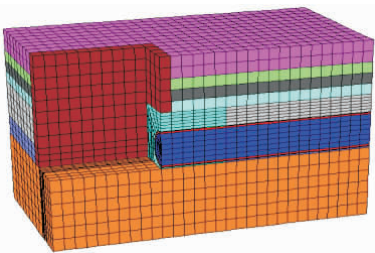


图 8 隧道模型截面图

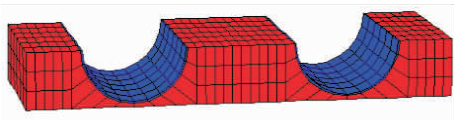


图 9 注浆加固区及钢套筒模型横截面图

参考地质资料,结合相关工程经验选取计算区域内岩土体材料参数,各模拟单元所采用的力学计算参数见表 1。

3.2 计算过程

结合设计资料及土压平衡盾构法施工技术,经简化和调整,确定模拟开挖的计算步骤如下:1) 生成自重应力场;2) 地表注浆加固地层 9 m;3) 施加盾构土仓压力;4) 土压平衡盾构掘进 3 m;5) 加装管片,形成衬砌支护;6) 二次注浆填满管片后空隙;7) 右洞掘进完成后进行左洞掘进。

表 1 模型的力学参数

材料名称	重度/($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	体积模量/MPa	剪切模量/MPa	粘聚力/kPa	摩擦角/($^{\circ}$)
杂填土	17 000	8.00	4.80	15	16
粉质黏土	19 000	18.94	9.77	20	25
强风化泥质粉砂岩	20 000	10.67	6.40	28	30
钢筋砼	25 000	22.33×10^3	13.40×10^3	—	—
素砼	24 000	13.39×10^3	8.04×10^3	—	—
钢	79 000	133.00×10^3	80.00×10^3	—	—

3.3 计算结果分析

3.3.1 初始地应力场

施加重力生成自重应力场后,竖直方向的整体应力云图见图 10,截面应力云图见图 11。

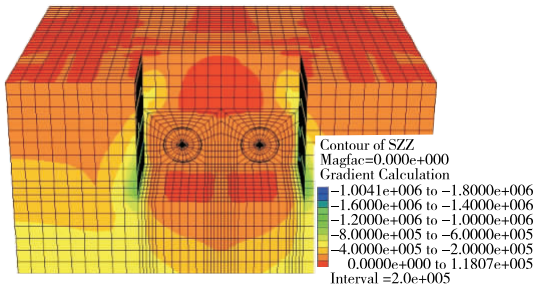


图 10 初始地应力竖向应力云图(单位:Pa)

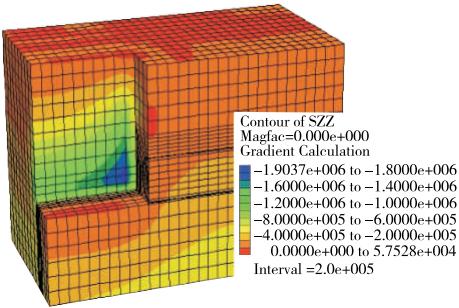


图 11 初始地应力截面竖向应力云图(单位:Pa)

3.3.2 隧道开挖土体变形

隧道左洞开挖完成后竖向位移云图见图 12。

从中可见:隧道施工引起拱顶产生沉降,最大沉降值为 4.19 mm,隧道正上方部分产生的沉降量大于两侧;隧道本身也会产生变形,总的来看,先开挖的隧道管片的变形量大于后开挖的隧道管片变形量。

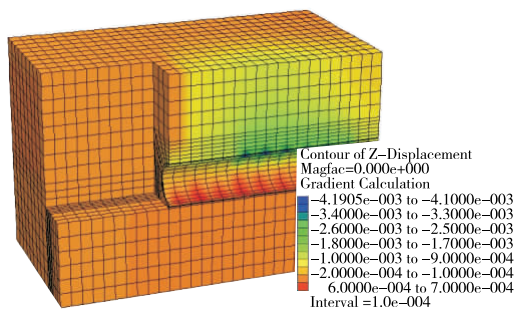


图 12 左洞贯通后竖向位移云图(单位:m)

隧道右洞开挖完成后位移云图见图 13、图 14。从中可见:隧道施工引起拱顶产生沉降,最大沉降值为 4.61 mm,位于隧道正上方部分产生的沉降量大于两侧;隧道双洞贯通后,上方涵洞的沉降继续加大,最大沉降值为 4.61 mm,且整体呈两头小、中间大的趋势;隧道自身的变形也进一步变大。

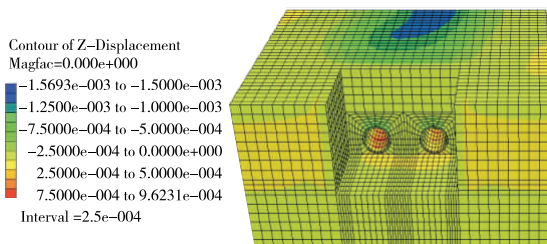


图 13 右洞贯通后竖向整体位移云图(单位:m)

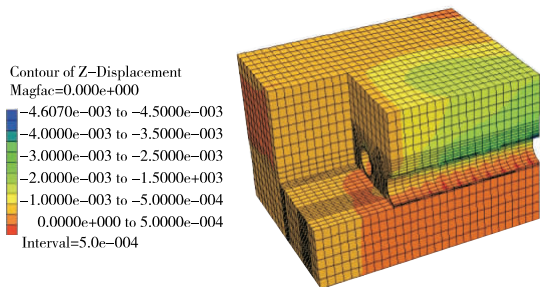


图 14 右洞贯通后竖向截面位移云图(单位:m)

3.3.3 隧道开挖钢套筒和加固区变形

隧道贯通后隧道及地表竖向位移云图见图 15,钢套筒和加固区竖向位移云图分别见图 16、图 17。从中可见:在接收段通过钢套筒及砟加固后,钢套筒拱顶最大沉降值为 1.44 mm,加固区上表面最大沉降值为 1.33 mm。说明钢套筒及砟加固措施可大大

减少沉降量,保证盾构接收的安全性,并可减少隧道轴线与钢套筒安装轴线的偏差,保证定点接收。

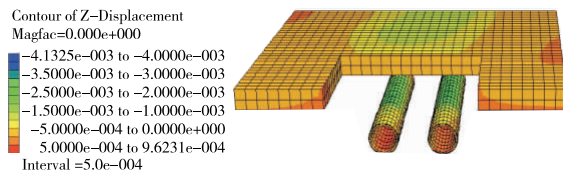


图 15 隧道贯通后隧道及地表竖向位移云图(单位:m)

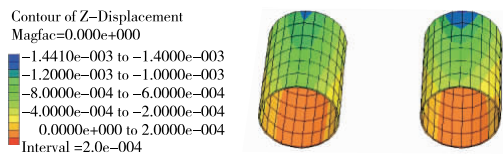


图 16 隧道贯通后钢套筒竖向位移云图(单位:m)

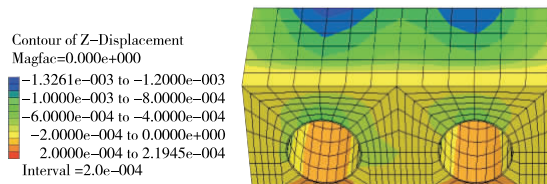


图 17 隧道贯通后加固区竖向位移云图(单位:m)

4 盾构机接收施工控制措施

4.1 洞门破除和检查

玻璃纤维筋砟连续墙施作完成并检查合格后,分段凿除洞门,并用水泥砂浆及时回填。洞门凿除时分 3 块从下往上依次进行,每次凿除高度为 2 m。首先用炮机凿除洞门下半部 2 m 范围内的围护结构,凿除厚度为 60 cm,剩下 20 cm 人工凿除,并及时在已凿除完毕的 2 m 范围内回填 M75 水泥砂浆。依此从下往上凿完整个洞门并进行回填。对洞门预埋环板进行检查,必要时进行植筋加固。

4.2 安装过渡环

过渡环与 A 板通过焊接连接,焊缝沿过渡环一圈内侧点焊,并在内侧贴止水条。如过渡环与 A 板间出现较大空隙,则在空隙处填充钢板并连接牢固,务必将空隙堵住。

4.3 安装钢套筒下半圆和反力架

在开始安装钢套筒前,先在基坑里确定井口盾体中心线即钢套筒安装位置,力求使从地面上吊下来的钢套筒一次性放到位而不用左右移动。吊下第一节钢套筒的下半段,使钢套筒的中心与确定好的井口盾体中心线重合。钢套筒与过渡环采用螺栓连接。反力架的安装与常规盾构始发反力架安装方法

一致,安装时应根据始发井大小、钢套筒长度、洞门标高等确定水平位置和标高。

反力架的支撑:反力架上下均布4根工字钢并与中板和底板顶紧,两侧分别均布4根钢管并与洞口墙体顶紧。将支撑斜撑与底板预埋件焊接牢固,确保无夹渣、虚焊等隐患。

4.4 安装钢套筒上半圆

钢套筒上半圆安装好后进行压紧螺栓调整。检查各部连接处,确保连接完好;对于钢套筒上下半圆和节与节之间的连接,还要检查过渡连接板与洞门环板之间是否存在脱开现象,发现隐患及时处理。

4.5 预加反力

上半圆安装完成后进行环梁预加压力千斤顶调整,每个千斤顶的预压力为30 t,总计反力架的预加压力约为600 t。预压过程中检查反力架各支撑及钢套筒连接螺栓是否松动,出现异常及时处理。

4.6 钢套筒内填料

在钢套筒与盾构之间的间隙内填砂,填充过程中适当加水,保证砂的密实。

4.7 钢套筒压力测试

渗漏检测:从加水孔向钢套筒内加水至加满后,检查压力,如果压力能达到0.3 MPa,则停止加水,并维持压力稳定,检查各连接部分(包括洞门连接板、钢套筒环向与纵向连接位置、钢套筒与反力架连接处)有无漏水。加压检测过程中若发现有漏水或

焊缝脱落情况,马上进行卸压并及时处理,上紧螺栓或重新焊接。完成后再进行加压,直至压力稳定在0.3 MPa且没有漏点。

参考文献:

- [1] 贾世平,李伍平.城市地下空间资源评估研究综述[J].地下空间与工程学报,2008,4(3).
- [2] Jaakko Y.Spatial planning in subsurface architecture [J]. Tunneling and Underground Space Technology, 1989,4(1).
- [3] Boivin D J.Underground space use and planning in the quebec city area[J].Tunneling and Underground Space Technology,1990,5(1).
- [4] 吴韬.大型盾构进出洞技术及加固土体受力机理分析[D].上海:同济大学,2006.
- [5] 郑石,鞠世健.泥水平衡盾构到达钢套筒辅助接收施工技术[J].现代隧道技术,2010,47(6).
- [6] 逯建栋.盾构到达钢套筒接收施工技术[J].广东土木与建筑,2011(10).
- [7] 赵立峰.土压平衡盾构到达钢套筒辅助施工接收技术[J].铁道标准设计,2013(8).
- [8] 贲志江,杨平,张旭辉,等.地铁过江隧道大型泥水盾构接收方式研究[J].铁道建筑,2014(11).
- [9] 傅鹤林,李亮,郑刚强,等.基于周边收敛的初始地应力场反分析[J].铁道科学与工程学报,2016,13(2).

收稿日期:2016—09—30

(上接第164页)

轴力远大于拱顶轴力,且变化规律与拱顶相反,随断面扁平率的减小而逐渐增大。2) 拱顶弯矩为正,且随断面扁平率的减小而逐渐增大,但变化幅度不大;拱脚弯矩为负,其值远大于拱顶,且随断面扁平率的减小而逐渐增大,变化幅度比拱顶明显。3) 由于隧道拱脚处存在较大应力集中,支护结构拱脚处的内力较大,在施作支护时应采取加强措施。

4 结论

(1) 分岔隧道渐变拱段的稳定性问题可归结为分析其应力集中及应力集中对围岩特性的影响。

(2) 单纯增加开挖断面面积对围岩应力集中影响较小,而扁平率的减小则会引起支护结构轴力、弯矩及围岩应力的显著变化。相对于开挖面积,扁平率是影响渐变拱段稳定性的重要因素。

参考文献:

- [1] 傅鹤林,韩汝才,朱汉华.破碎围岩中单拱隧道荷载计算的理论解[J].中南大学学报:自然科学版,2004,35(3).
- [2] 黄朱林.扁平率对大跨隧道围岩及支护稳定性影响分析[J].西部探矿工程,2008(11).
- [3] 曲海锋,朱合华,蔡永昌.扁平大跨度公路隧道松动荷载计算方法探讨[J].岩土力学,2008,29(4).
- [4] 王明年,郭军,罗禄森,等.高速铁路大断面深埋黄土隧道围岩压力计算方法[J].中国铁道科学,2009,30(5).
- [5] 曲海锋.扁平特大断面公路隧道荷载模式及应用研究[D].上海:同济大学,2007.
- [6] 孙正兵.大跨公路隧道围岩力学参数反演及动态施工力学数值模拟研究[D].长沙:中南大学,2007.
- [7] 王松周.基于卸荷减跨理论大断面水下隧道开挖的工序优化技术研究[D].长沙:中南大学,2012.

收稿日期:2016—09—30