

# 莲花山隧道土岩复合地层大变形处治技术

王波

(中铁十六局集团有限公司,北京市 100018)

**摘要:**莲花山隧道在穿越累计长度约1 191 m土岩复合地层时多次发生围岩滑塌、支护结构拱顶沉降过大与开裂等工程问题。施工现场通过统计分析开挖揭露的掌子面情况及发生的工程问题,对不同的土岩组合形式地层在事前与事中采用加强超前支护、加强初期支护或局部注浆加固等技术措施控制隧道变形,有效抑制了隧道失稳塌方现象的发生。

**关键词:**大断面隧道;土岩复合地层;大变形;处治技术

隧道洞口段和冲沟浅埋段施工常遇到土岩复合的不良地质,并伴有地形偏压和地下水富集。土岩复合地层中分布的软弱围岩或土层是导致隧道发生灾害的主要因素之一,如隧道开挖揭露后软弱围岩或土层一侧易出现掌子面或拱顶滑塌并逐渐发展为大面积塌方或冒顶,同时会连带附近支护产生裂缝或大变形;不均匀分布的软弱围岩和土层会使已支护结构发生不均匀变形而出现裂缝、大变形或坍塌等问题。在施工过程中根据不同土岩复合地层的地质条件及时采取相应的控制措施,是保证土岩复合地层隧道施工安全和结构安全的关键。

该文以莲花山隧道为依托,统计分析大断面隧道施工中遇到的土岩组合形式和发生的工程问题,在不同的土岩组合形式地层综合采用超前与后处理等技术措施控制围岩变形,并通过监控量测手段验证施工方案的作用效果,为大断面隧道穿越土岩复合地层等类似工程积累实践经验。

## 1 工程概况

莲花山隧道位于柳州市北部,道路等级为城市快速路,主线双向六车道,设计车速80 km/h,左线起止里程为K1+280~K3+160,右线起止里程为YK1+280~YK3+160,长约1.87 km。隧道为一座双向六车道分离式隧道,隧道净距15.12~22.12 m,为小净距隧道,采用钻爆法施工,开挖断面超过150 m<sup>2</sup>,属超

大断面隧道。隧道进出洞口处均覆有较厚的第四系硬塑红黏土层,呈土夹石状,为高液限土,遇水易收缩,自稳能力较差,下伏基岩分别为石炭系上统马平组灰岩和二叠系下统茅口阶泥质灰岩,围岩级别为V级。该种类型地层在进口左线累计长度约284 m,进口右线累计长度约305 m,出口左线累计长度300 m,出口右线累计长度302 m,总累计长度约1 191 m。

隧道按新奥法原理进行洞身结构设计,采用复合衬砌形式,隧道土岩复合地层区段采用的衬砌支护参数如表1所示。

## 2 土岩组合形式

莲花山隧道地勘报告显示,红黏土分布于隧道开挖影响范围内,隧道开挖轮廓内将交替或同时揭露红黏土与泥质灰岩地层。莲花山隧道施工中掌子面揭露围岩形式有土岩明显分界、均为土夹石、主要为土夹石、主要为基岩共4种类型(掌子面围岩情况见图1)。

## 3 典型区段大变形处治施工

莲花山隧道在掌子面均为土夹石和掌子面大部分为土夹石两种类型地层施工时,多次在连续降雨后初期支护拱顶沉降发生突变、变形量很大;在掌子面土岩明显分界地层中多次出现土岩交界面处初期支护开裂现象。

表 1 主洞衬砌支护参数

衬砌类型	适用条件	喷混凝土厚度/cm	锚杆		钢架		二次衬砌(钢筋混凝土)/cm	
			长度/m	间距(纵×横)/(cm×cm)	类型	间距/cm		
S5a	V 级土质围岩及浅埋	29	4.0	50×80	I22b	50	拱墙 70	仰拱 70
S5b	V 级土质围岩及浅埋	29	4.0	50×80	I22b	50	70	70
S5c	V 级岩质围岩及浅埋	29	4.0	60×100	I22b	60	60	60
S5d	V 级土质围岩及浅埋	29	5.0	50×80	HW200×200	50	70	70

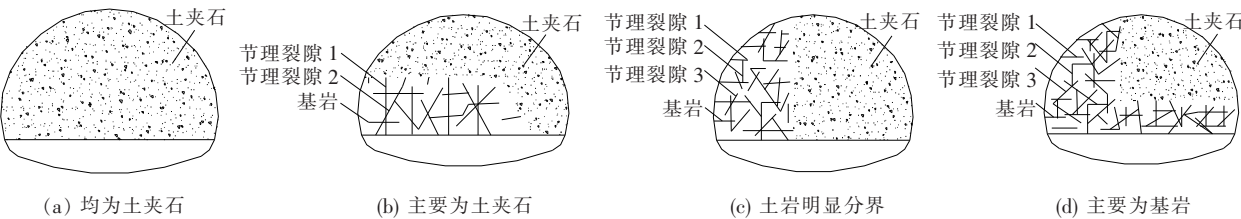


图 1 不同土岩组合形式掌子面

3.1 掌子面均为土夹石

3.1.1 YK1+310~YK1+330 区段

莲花山隧道进口右线洞口 YK1+310~YK1+330 段采用 S5a 衬砌断面,辅助工程措施为 30 m 长  $\phi 108$  mm 超前大管棚,地表采用长 8 m 的  $\phi 70$  mm 钢花管对拱顶以上围岩进行加固,采用双侧壁导坑法施工。莲花山隧址区于 2017 年 5 月 2 日起连续降雨 3 d,红黏土被雨水浸透,在施工扰动下 YK1+310~YK1+330 段围岩的自承能力逐渐降低,隧道稳定性逐渐恶化。隧道进口右线 5 月 2 日至 5 月 5 日拱顶沉降速率较大,YK1+310、YK1+315、YK1+321 和 YK1+326 断面的拱顶沉降量和沉降速率见表 2。

表 2 拱顶沉降量与速率

日期(2017 年)/(月·日)	[拱顶沉降(mm)]/[沉降速率/(mm·d <sup>-1</sup> )]			
	YK1+310	YK1+315	YK1+321	YK1+326
05.02	0/0	0/0	0/0	—
05.03	2/2	4/4	6/6	—
05.04	4/2	14/10	17/11	0/0
05.05	8/4	23/9	27/10	7/7

由表 2 可以看出;2017 年 5 月 4 日监测断面的最大沉降速率达到了 11 mm/d,同日隧道右边墙初支发现横向及纵向裂缝。2017 年 5 月 5 日发现新的纵向裂缝,位于右边墙下部,且裂缝有较明显的扩展趋势,如图 2 所示。

考虑到该变形突变现象极有可能导致洞内支护坍



图 2 隧道裂缝情况

塌或初支侵限,现场采取了临时横撑+钢板纵向连接+ $\phi 108$  mm 钢管锁脚+径向注浆+仰拱小导管注浆的处治措施,具体施工方案如下:

- (1) 停止掌子面掘进并喷混凝土封闭。
- (2) 利用地质钻机对隧底进行勘探,钻孔遇完整岩石后即可停止,最终深度按仰拱以下 15 m 控制,查探出特殊地质的情况及范围。
- (3) 初支加固。① 已喷混凝土的 YK1+310~YK1+330 变形段,在上台阶隔榀设置 I22b 工字钢作为临时横撑,横撑与初支钢架连接,同时在中部加设一道纵向 I22b 工字钢,使结构闭合成环,以控制初支沉降和收敛;② 上、下台阶初支钢架采用厚 15 mm、宽 200 mm 的钢板纵向连接,钢板需与钢架充分焊接,确保该段纵向每榀钢架连接牢靠,使其沿纵向构成整体;③ 上、下台阶各榀钢架之间施作 1 根  $\phi 108$  mm 锁脚锚管(纵向间距 0.5 m),长度为 6 m,注水泥浆[W:C=0.6:1(重量比)]。
- (4) 洞身加固。采用  $\phi 42$  小导管对初支背后围岩径向注水泥浆加固。在地下水丰富区域,调整为双液

浆止水加固,小导管长4.4 m,1 m×1 m梅花形布置,双液浆参数C:S=1:0.8(体积比),W:C=0.8:1(重量比),具体根据现场注浆试验确定。

(5) 软基处理。采用4.5 m长φ70 mm钢花管对基底进行注浆,平面按正方形布置,间距1.0 m,仰拱下1 m范围内的软基采用C15混凝土换填。

在处治施工后,YK1+310、YK1+315、YK1+321、YK1+326断面拱顶沉降量最大值分别为54、63、65、65 mm(图3),初期支护结构的环向与纵向裂缝没有继续发展,说明处治方案改善了围岩受力状态,较好地控制了支护结构变形。

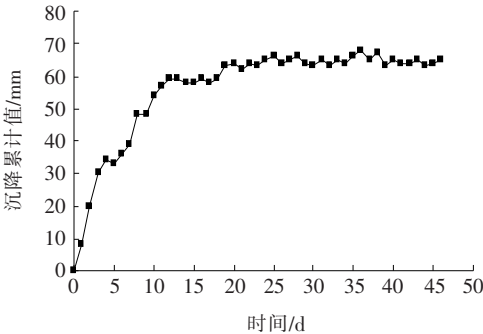


图3 YK1+321断面拱顶沉降量时态曲线

3.1.2 ZK1+358~ZK1+523 区段

ZK1+358、ZK1+367、ZK1+382、ZK1+398、ZK1+415、ZK1+433、ZK1+460、ZK1+493等断面掌子面围岩夹泥严重,黏土、风化岩土体混合覆盖于隧道拱顶,且风化岩体内可见溶洞发育,如图4所示。



图4 典型断面掌子面围岩

考虑到该区段与进口右线YK1+310~YK1+330段地质条件类似,采用原设计方案极有可能出现隧道支护结构沉降量过大、支护结构侵限等问题,该区段超前支护调整为φ108 mm超前大管棚,超前大管棚具体实施情况见表3。

施工过程中,ZK1+358~ZK1+523区段共布置监测断面14处(图5),其中ZK1+400断面拱顶沉降量最大,为74.2 mm,隧道支护结构变形量处于可控状态。

表3 超前大管棚施工工程量

区段	数量/根	长度/m
ZK1+358~ZK1+373	41	15
ZK1+367~ZK1+387	42	20
ZK1+382~ZK1+402	42	20
ZK1+398~ZK1+418	42	20
ZK1+415~ZK1+435	42	20
ZK1+433~ZK1+463	42	20
ZK1+460~ZK1+490	48	30
ZK1+493~ZK1+523	37	30

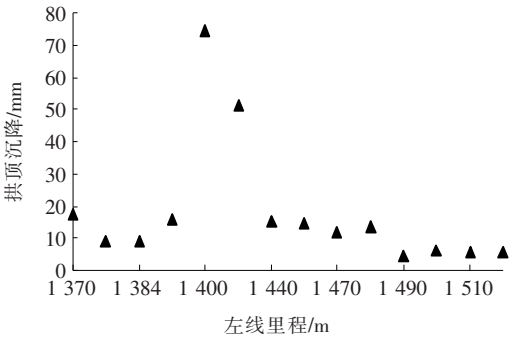


图5 各监测断面拱顶沉降量

3.2 掌子面大部分为土夹石地层

ZK2+926断面掌子面揭示为黏土和风化岩体的混合体,掌子面右下侧岩性为灰黑色含碳硅质灰岩,左侧为黄褐色黏土层,岩体重风化,局部有渗水出露,ZK2+926断面相邻区段采用S5b衬砌断面支护。

受2017年8月11日至8月13日大暴雨影响,ZK2+926断面相邻区段拱顶沉降量均出现较大变化,其中ZK2+930断面3 d累计沉降量为80.2 mm,ZK2+935断面8 d累计沉降量为346.3 mm,ZK2+940断面8 d累计沉降量为309.2 mm,ZK2+945断面10 d累计沉降为172.3 mm。为了控制变形的发展,在已支护区段ZK2+955~ZK2+926采取了钢护拱+临时仰拱+φ108 mm钢管锁脚+径向注浆的加固措施。考虑到未开挖区段ZK2+926~ZK2+875仍为该种地质条件,现场将施工方案进行了优化:采用H型钢作为初期支护,并加大该段落初期支护预留变形量至30 cm;加强中台阶和下台阶处钢架的锁脚措施;初期支护变形沉降较大时,应增加后注浆措施;洞身超前支护采用φ51 mm自进式锚杆。

施工过程中,在ZK2+915~ZK2+897区段共布置5处监测断面,监测断面数据显示初期支护为5~8

d 时拱顶沉降增长速率较大,为 8~20 d 时处于缓慢增长期,20 d 以后基本趋于收敛。其中,ZK2+910 断面拱顶沉降量最大为 118 mm(图 6),明显小于 ZK2+945~ZK2+930 断面 350 mm 的拱顶沉降量,说明优化的施工方案围岩变形控制效果良好。

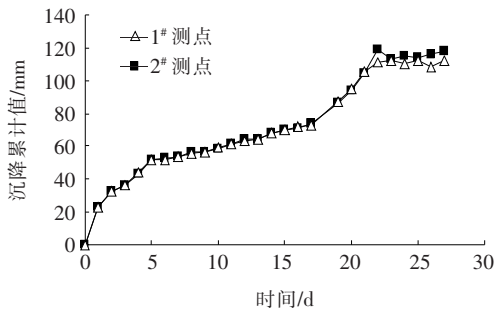


图 6 ZK2+910 断面拱顶沉降量变化曲线

### 3.3 掌子面土岩明显分界(YK1+422 断面)

进口 YK1+422 断面开挖揭露时掌子面左右两侧岩性为碳质硅岩,中间部位为黄褐色黏土夹少量岩石、岩体重风化,局部有渗水出露,断面采用 S5a 衬砌断面。

施工过程中初期支护 AC 测线(拱顶—左拱腰测线)收敛量为 80 mm、BC 测线(拱顶—右拱腰测线)收敛量为 110 mm,并且左右侧拱腰部位出现了环向裂缝。为控制围岩变形增长,现场在 YK1+422 左右侧沿裂缝方向上下交错布置长 4.5 m、间距 1 m 的  $\phi 42$  mm 自进式锚杆进行注浆加固处理。

注浆加固处理后,隧道收敛变形开始趋于稳定。监控数据显示(图 7),AC 测线稳定收敛量为 95 mm,

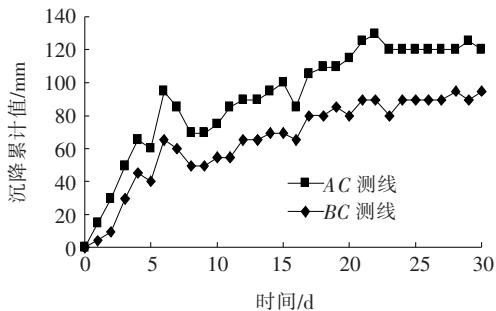


图 7 YK1+422 断面周边收敛时态曲线

BC 测线收敛量为 120 mm,加固处理较好地控制了支护结构的变形。

## 4 结语

莲花山隧道为控制围岩变形,在掌子面均为土夹石地层采用了超前大管棚、临时横撑、钢板纵向连接、 $\phi 108$  mm 钢管锁脚、径向注浆、仰拱小导管注浆等措施,处治区段累计长度 228 m;在掌子面主要为土夹石地层采用了钢护拱、临时仰拱、 $\phi 108$  mm 钢管锁脚、径向注浆等后处理措施或增强衬砌支护参数的方式,处治区段累计长度 80 m;为控制初期支护开裂,在掌子面土岩明显分界地层采用了局部注浆措施,处治区段累计长度 159 m。莲花山隧道土岩复合地层总处治区段累计 467 m,都达到了预期的处治目标。实践证明:针对不同土岩组合形式地层采用不同的施工方案保证了莲花山隧道的施工安全,可以为类似隧道工程施工提供参考和借鉴。

## 参考文献:

- [1] 何金峰. 土石交界地层隧道开挖围岩与支护结构稳定性分析[D]. 中南大学硕士学位论文, 2011.
- [2] 孔德琨. 土岩复合地层隧道支护受力及施工技术研究[D]. 北京交通大学硕士学位论文, 2019.
- [3] 刘蕾. 半岩半土隧道结构稳定性研究[D]. 江苏科技大学硕士学位论文, 2014.
- [4] 雷权有. 黄土覆盖土、岩接触地层中隧道围岩变形特征及支护技术研究[D]. 西安理工大学硕士学位论文, 2010.
- [5] 王志杰, 李瑞尧, 徐海岩, 等. 蒙华铁路阳城隧道土石分界处地层大变形机理分析及整治措施[J]. 铁道建筑, 2018 (8).
- [6] 王秋生, 董竹勤, 李鹏飞, 等. 深埋大断面隧道土石复合地层塌方机制及处治措施评价[J]. 中国铁道科学, 2018 (1).
- [7] 王鹏, 杜文涛, 汤明, 等. 复杂岩溶区特大断面小净距隧道洞口塌方处治技术[J]. 中外公路, 2019(2).
- [8] 柳州市勘察测绘研究院. 柳州市莲花大道莲花山隧道左线里程 K2+920~K3+060 段、右线里程 YK2+920~YK3+060 段工程地质勘察(补充勘察)[R], 2017.