

文章编号: 1674—8247(2022)03—0100—07
DOI:10.12098/j.issn.1674-8247.2022.03.020

高地应力条件下花岗岩蚀变带隧道大变形施工控制技术

李传书

(中铁五局集团有限公司, 长沙 410007)

摘 要:拉林铁路藏噶隧道洞身穿越蚀变花岗岩地层,受花岗岩蚀变和构造残余应力影响,在施工过程中,围岩变形量大、变形速率快、持续时间长。文章根据现场变形数据、应力测试结果分析,采用优化隧道结构断面形式、长短锚杆结合、稳定掌子面、强化支护结构等综合措施,有效抑制了围岩大变形,保障了现场施工安全,探索总结出了高地应力条件下花岗岩蚀变带隧道大变形的施工控制方法及安全保障措施。

关键词:隧道; 蚀变花岗岩; 围岩变形; 高地应力; 施工控制技术; 支护结构

中图分类号:U455.4 文献标志码:A

Construction Control Technology for Large Deformation of Tunnels in Altered Granite Zone Under High Geo-stress

LI Chuanshu

(China Railway No.5 Engineering Group Co., Ltd., Changsha 410007, China)

Abstract: The tunnel barrel of the Zangga Tunnel of Lhasa-Nyingchi Railway passes through the altered granite stratum. Affected by the alteration of granite and the residual stress of the structure, the surrounding rock has large deformation with a fast deformation rate and a long duration during construction. According to the analysis of field deformation data and stress test results, the paper adopts comprehensive measures such as optimizing the section form of tunnel structure, combining long and short anchor bolts, stabilizing the tunnel face, and strengthening the supporting structure to effectively restrain the large deformation of surrounding rock and ensure the safety of field construction. It also explores and summarizes the construction control method and safety guarantee measures for the large deformation of tunnels in the altered granite zone under high geo-stress conditions.

Key words: tunnel; altered granite; surrounding rock deformation; high geo-stress; construction control technology; supporting structure

藏噶隧道区域地质构造复杂,新构造运动强烈,在隧道掘进过程中,遭遇蚀变岩^[1]。受蚀变带和结构面残余应力影响,隧道开挖引起初期支护发生大变形。已有研究表明,蚀变岩为低吸水率的弱膨胀性岩石,其强度、变形特征受蚀变程度、风化程度及岩石性质共同影响。岩浆在侵入过程中,会对周边岩体起到强烈挤

压作用使其破碎,同时在冷却成岩过程中释放大量热量,加剧岩体破坏变质、降低其力学性质,导致形成全风化岩层,具有“自稳时间短、应力调整快、变形量大、持续时间长”等特点。施工过程中应坚持“预报先行、放抗结合”原则,通过调整结构受力形式、加长锚杆等加强支护措施,将变形量控制在可控范围之内,避免出

收稿日期:2022-01-19

作者简介:李传书(1972-),男,高级工程师。

引文格式:李传书. 高地应力条件下花岗岩蚀变带隧道大变形施工控制技术[J]. 高速铁路技术,2022,13(3):100-106.

LI Chuanshu. Construction Control Technology for Large Deformation of Tunnels in Altered Granite Zone Under High Geo-stress[J]. High Speed Railway Technology, 2022, 13(3):100-106.

现因变形过大造成初期支护拆除、坍塌、二次衬砌开裂等现象。

1 工程概况

藏噶隧道全长 8 775 m,隧址区位于唐古拉山与喜马拉雅山之间的藏南谷地高山河谷区,线位标高 3 550 m左右,隧道最大埋深 778 m。隧址区域地质构造复杂,新构造运动强烈,是中国大陆现今地壳构造运动最为强烈的地区,具有活动断裂规模大、分布密集、地震活动频繁、震级大及地震破裂带长等特征。基岩大面积裸露,各岩层间为角度不整合接触。区域性断

裂构造极为发育,岩体较破碎;洞身依次穿越有拉龙 – 藏嘎张性断裂、性质不明断裂 F 和沃卡 – 罗布莎断裂 (活动连续断裂)。

藏噶隧道 DK 168 + 805 ~ DK 169 + 130 段埋深为 268 ~ 497 m,地层岩性为弱风化花岗岩,围岩级别Ⅲ级,采用Ⅲa型复合式衬砌,预测为中等岩爆区。施工过程中该段围岩变形量大、速率快、持续时间长。现场开挖揭示地层岩性为花岗岩,受构造影响强烈,岩体节理裂隙发育,且伴有断层泥发育特征,局部地段岩体手掰易碎,岩体强度较低,根据施工揭示情况,该段围岩级别变更为Ⅳ、Ⅴ级,该段隧道纵断面示意如图 1 所示。

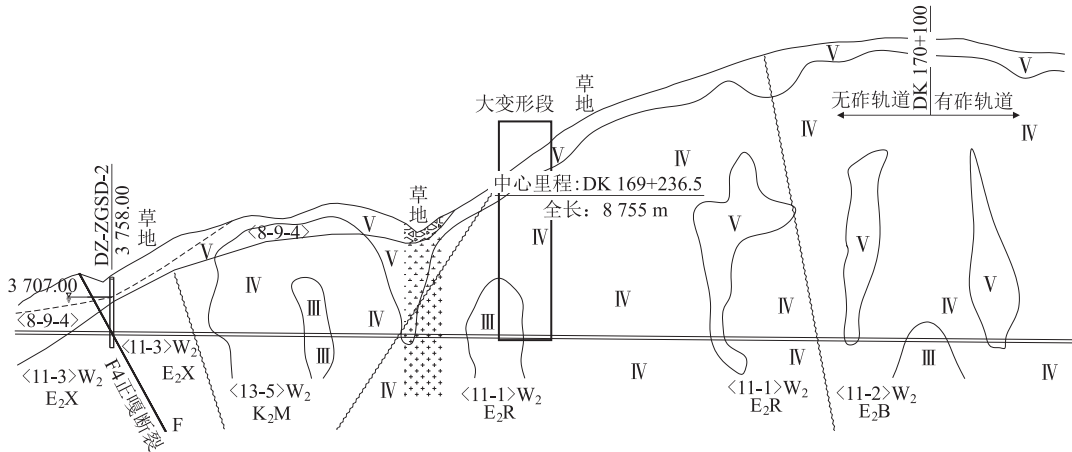


图1 藏噶隧道大变形纵断面图

2 前期施工情况

藏噶隧道二横工区正洞大里程于 2017 年 4 月

25 日自三角区 DK 169 + 025 处开始受蚀变岩影响、围岩极差,现场多次变更增强支护措施 (如表 1 所示),但最终围岩变形仍超限,导致发生钢架剪切扭断现象。

表 1 藏噶隧道蚀变带前期支护措施变更表

变更里程	原设计围岩级别	变更长度 /m	变更围岩级别	现场实际施工措施	预留变形量 /cm	最大变形量 /cm
DK 169 + 000 ~ DK 169 + 020	Ⅳ	20	Va	I18 工字钢架 1 m/榀,φ42 超前小导管,锚杆单根长 3 m	15	10.2
DK 169 + 020 ~ DK 169 + 040	Ⅲ	20	Ⅳb	I18 工字钢架 1.5 m/榀,φ42 超前小导管,锚杆单根长 3 m,径向注浆 4 m	15	37.4
DK 169 + 040 ~ DK 169 + 045	Ⅲ	5	Ⅳb	I18 工字钢架 1.2 m/榀,φ42 超前小导管,锚杆单根长 3 m,径向注浆 4 m	15	47.7
DK 169 + 045 ~ DK 169 + 060	Ⅲ	15	Ⅳb	I20 工字钢 1.0 m/榀,φ42 超前小导管,自进式锚杆单根长 3.5 m	15	42.3
DK 169 + 060 ~ DK 169 + 066	Ⅲ	6	Ⅳc	I20 工字钢架 0.8 m/榀,φ42 超前小导管,自进式锚杆单根长 3.5 m	40	69
DK 169 + 066 ~ DK 169 + 076	Ⅲ	10	Ⅳc	I20 工字钢架 0.6 m/榀,φ89 管棚,自进式锚杆单根长 3.5 m	40	99.5
DK 169 + 076 ~ DK 169 + 090	Ⅲ	14	Vb	I20 工字钢 0.6 m/榀,φ42 超前小导管,自进式锚杆单根长 3.5 m	60	120
DK 169 + 090 ~ DK 169 + 110	Ⅲ	20	Vc	I22 工字钢 0.6 m/榀,φ42 超前小导管,自进式锚杆单根长 5 m	90	112.2
DK 169 + 110 ~ DK 169 + 117	Ⅲ	7	Vc	I22 工字钢 0.6 m/榀,φ42 超前小导管,自进式锚杆单根长 5 m,台阶拱脚增设横撑	90	124
DK 169 + 117 ~ DK 169 + 150	Ⅲ	33	Vc	HW175 型钢 0.6 m/榀,φ42 超前小导管,自进式锚杆单根长 5 m,台阶拱脚增设横撑	90	335

当掌子面到达 DK 169 + 140 附近时,后方钢架已严重变形侵限,其中最大周边收敛断面出现在 DK 169 + 122 处,该断面自 2017 年 10 月 3 日开挖后,至 12 月 13 日换拱前,累计收敛变形达 3 353.2 mm。最终掌子面停止掘进,进行换拱加强处理,严重影响现场施工进度。现场初期支护变形情况如图 2 所示。

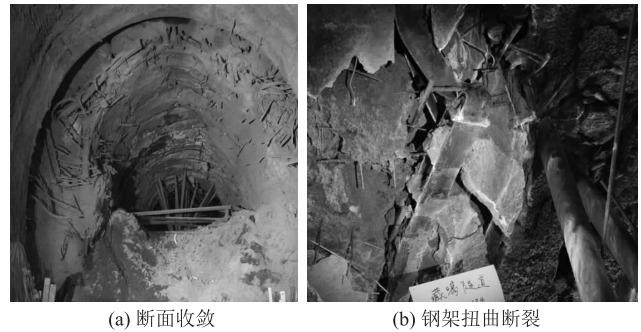


图2 初期支护变形图

3 变形原因分析

3.1 应力测试

在藏噶隧道二横工区 DK 169 + 073 处采用空心包体法进行地应力测试,测试结果如表 2 所示。

表2 藏噶隧道 DK 169 + 073 处应力测试结果表(埋深 455 m)

主应力	大小/MPa	方位/(°)	倾角/(°)
最大主应力	5.0	194.2	-2.0
中间主应力	1.2	76.6	-85.7
最小主应力	-6.5	104.3	3.8

目前,国内一般采用岩石抗压强度与地应力的比值对高地应力分级,GB 50021 - 2001《岩土工程勘察规范》^[2]中关于初始地应力的分级方案如表 3 所示,计算公式为:

$$\delta_1 = UCS_{\text{饱和}} / \sigma_1$$

式中: δ_1 ——初始地应力;

$UCS_{\text{饱和}}$ ——岩石单轴饱和抗压强度;

σ_1 ——实测最大主应力。

表3 初始地应力分级方案表

应力情况	δ_1	主要现象
极高应力	<4	1. 硬质岩:开挖过程中时有岩爆发生,有岩块弹出,洞壁岩体发生剥离,新生裂缝多,成洞性差;基坑有剥离现象,成形性差 2. 软质岩:岩芯常有饼化现象,开挖过程中洞壁岩体有剥离,位移极为显著,甚至发生大位移,持续时间长,不易成洞;基坑发生显著隆起或剥离,不易成形
高应力	4~7	1. 硬质岩:开挖过程中可能出现岩爆,洞壁岩体有剥离和掉块现象,新生裂缝较多,成洞性较差;基坑时有剥离现象,成形性一般尚好 2. 软质岩:岩芯时有饼化现象,开挖过程中洞壁岩体位移显著,持续时间较长,成洞性差;基坑有隆起现象,成形性较差

蚀变花岗岩是一种典型的硬质变质岩,在风化作用与热液蚀变作用下,其密度、强度等物理力学性质与原岩存在较大差异,具有岩体软弱、自稳能力差等特点^[3]。现场围岩呈全风化状,手捏易碎,取样困难,单轴饱和抗压强度测定困难。根据相关资料,全风化花岗岩的单轴饱和抗压强度小于 30 MPa,而易软化和泥化的页岩抗压强度一般为 11.5 ~ 22.8 MPa。根据表 3 可得出藏噶隧道此段处于高地应力状态。

3.2 监控量测

DK 169 + 122 处初期支护收敛变形曲线如图 3 所示,上台阶施工时间为 2017 年 10 月 11 日,换拱前累计收敛量达 3 353 mm,累计拱顶沉降达 295 mm。从图 3 可以看出,初期支护变形未有明显收敛趋势,各台阶开挖后,变形快速增长,径向注浆、仰拱开挖封闭后变形速率有一定下降,但变形收敛仍基本按恒定速率收敛,表明支护强度不够。

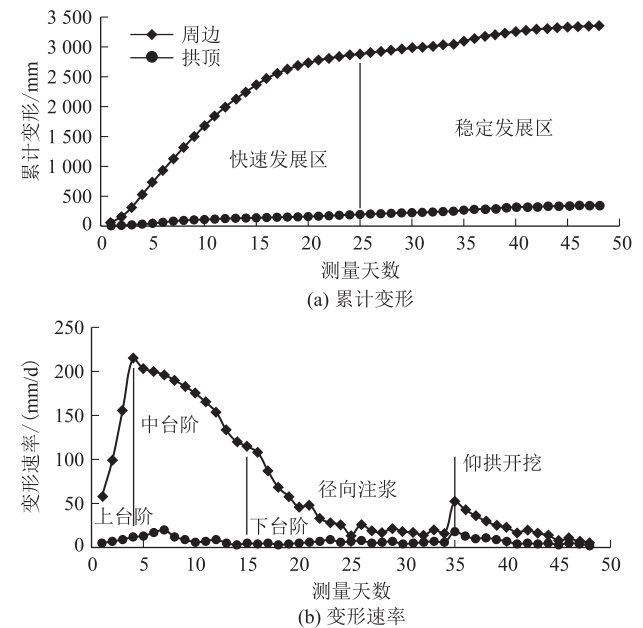


图3 现场初期支护变形收敛曲线图

由于藏噶隧道开挖断面高跨比相对较大(约 1.22),且边墙曲率较小,该断面形状在控制收敛变形方面无明显优势^[4],加之隧址区受构造应力影响,地层水平应力较大,因此,在开挖后围岩收敛变形大于拱部沉降变形^[5]。

3.3 支护应力监测

现场通过埋设测力元件,对土应力、钢架应力、锚杆应力进行监测,对围岩及支护结构的状态作出全面分析。测点布置于断面左拱肩、拱顶、右拱肩处。每个测点布置 1 个土压力盒(初期支护和围岩之间);2 个混凝土应变计(内侧和外侧);2 个钢筋计(内侧和外

侧);1根锚杆计(每根锚杆计上有4个测点,深度分别为0.5 m、1.5 m、2.5 m、3.5 m)。

现场应力测试结果如图4所示。在测量时段内(17 d),现场测得左拱肩土压力最大值为13.8 kPa;锚

杆最大压力为133 kN位于左拱肩1.5 m深处;混凝土外侧应力最大值为15.1 MPa,混凝土内侧应力最大值为13.4 MPa,均位于右拱肩处;钢架外侧最大应力为37 MPa,内侧最大应力为68.5 MPa,均位于右拱肩处。

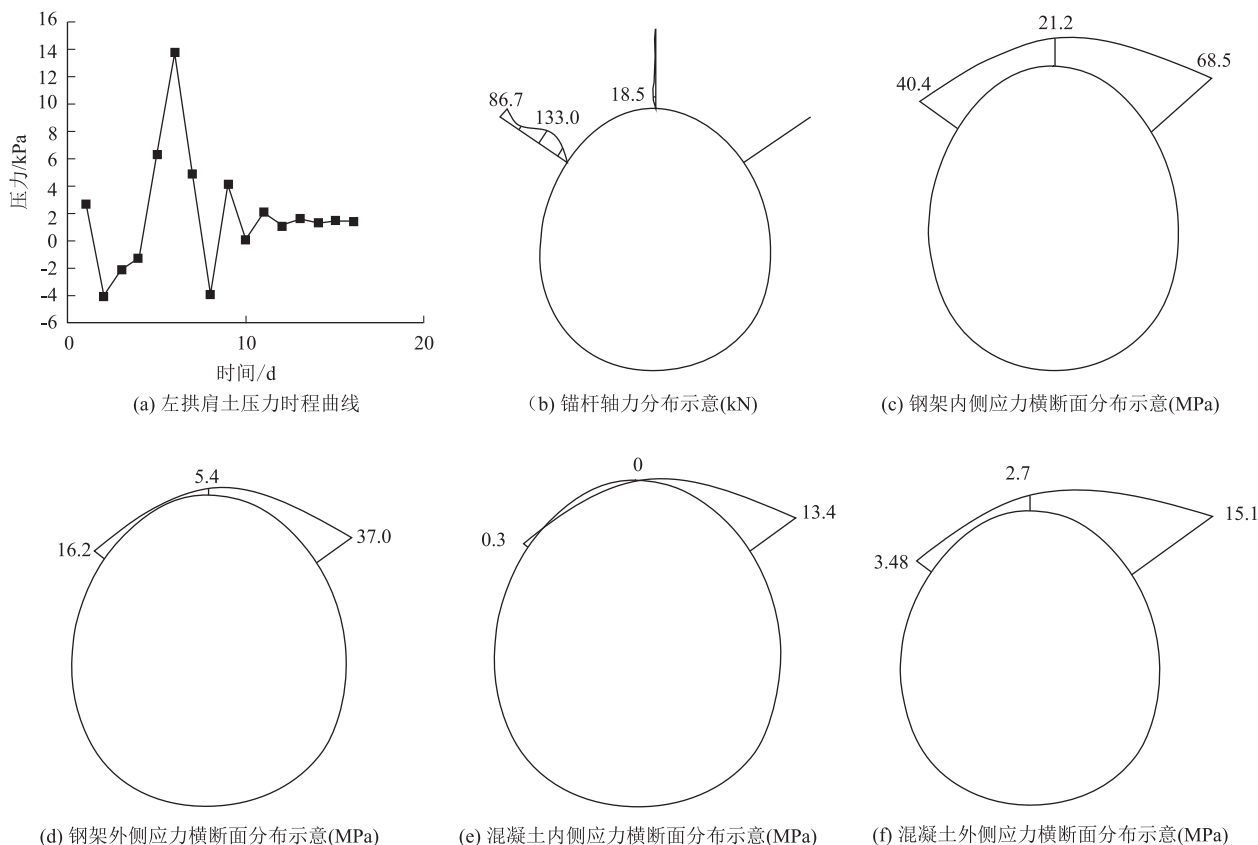


图4 现场应力测试结果图

现场实测土压力结果与聂林^[6]关于花岗岩蚀变带隧道开挖大比例模型(1:30)试验的土压力测试结果接近。同时聂林在模型试验中发现,洞室在有支护情况下,最大土压力变化值为8 kPa,且受到支护约束逐渐趋于稳定;无支护情况下,土压力变化为开放状,最终洞室发生破坏。

现场施工情况及室内试验都证明,在没有足够刚度的支护结构约束下,花岗岩蚀变带隧道无法自稳,在高地应力情况下,变形情况尤为严重。

4 花岗岩蚀变带隧道大变形控制技术

4.1 预测预报

研究表明,硬质围岩具有碎裂结构并处于高地应力环境时,即使不存在地下水的软化和侵蚀作用,施工中也可能发生围岩大变形^[7]。因此,当高地应力花岗岩地层隧道存在岩层接触带、断层等情况时,应考虑花岗岩蚀变影响。现场通过TSP、超前钻孔等方式探测

前方围岩地质,当存在物探异常时,应采取取芯钻探措施,对围岩形态进行直观分析。同时结合已开挖段落变形监测、应力测试、应力场分析评估结果对前方围岩进行综合预报预测。

4.2 支护参数

明确为花岗岩蚀变引起的隧道大变形后,现场对支护结构进行了调整,衬砌结构横断面如图5所示。

(1)改善隧道结构受力状态,加大隧道边墙和仰拱的曲率,使隧道受力结构接近圆形抗压结构。

(2)采用 $\phi 89$ 管棚进行超前加固(拱顶 140° 范围内),并辅以 $\phi 42$ 超前小导管注浆加固。

(3)设置两层初期支护,第一层初期支护采用HW175型钢,喷25 cm厚C30混凝土,第二层初期支护采用I20b型钢,喷27 cm厚C30混凝土,钢架间距均为0.6 m,钢架拱脚及墙脚处设 $\phi 42$ 锁脚锚管,每根长4.0 m;两层初期支护都考虑了预留变形量(第一层预留40 cm,第二层预留20 cm)。

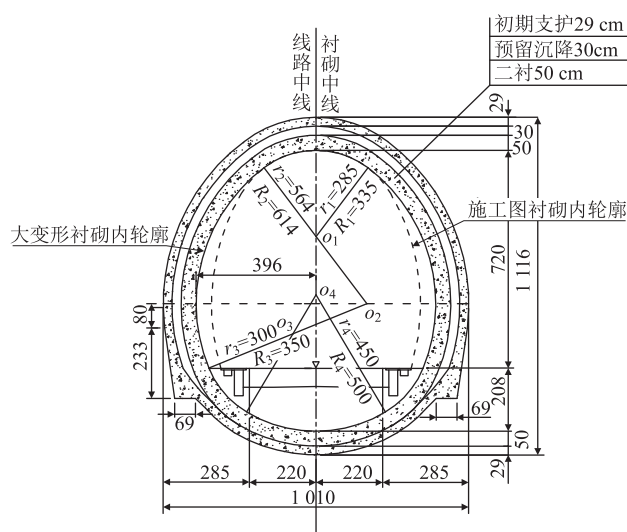


图5 衬砌结构横断面示意图(cm)

(4)采取径向长锚杆注浆,拱顶6 m长 $\phi 22$ 组合真空锚杆,边墙10 m长 $\phi 32$ 自进式锚杆,仰拱6 m长 $\phi 32$ 自进式锚杆,间距为1.2 m \times 0.8 m(环 \times 纵)。

(5)隧道二次衬砌采用60 cm厚钢筋混凝土加强衬砌。

4.3 施工控制要点

4.3.1 开挖工法

两台阶开挖因断面净空较大,造成变形加快,而且不易及时采取措施。现场采用三台阶开挖,上台阶高度控制在4.4 m(采用简易台架,台架长4 m、宽5 m、高2.3 m)、中台阶高度控制在1.8 m、下台阶高度控制在4.2 m。根据变形监测结果,预留合适的变形空间。

4.3.2 台阶长度

为便于机械作业,加快施工进度,现场需严格控制台阶长度。上台阶长度控制在5~6 m(简易台架长4 m,中台阶开挖处应有一定坡度,所以上台阶长度需要控制在5~6 m),中台阶长度控制在3~4 m,下台阶长度控制在10 m,仰拱填充超前二次衬砌2~3环(每环6 m),上、中、下台阶保持同步施工。施工步距示意图如图6所示。

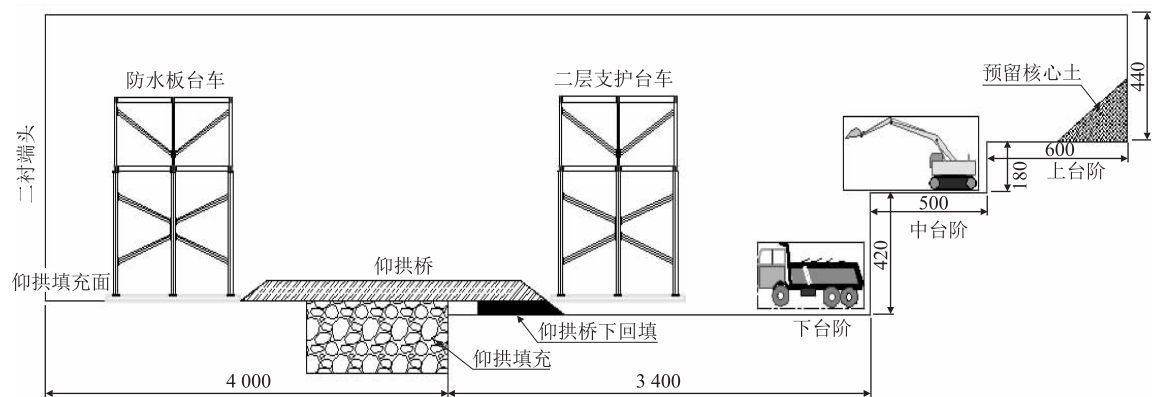


图6 大变形段施工步距示意图(mm)

4.3.3 钢架施作

(1)各台阶钢架脚位置必须施作长4 m的 $\phi 42$ 锁脚锚管4根。锚管施工高度控制在拱脚板30 cm(内弧)内,并采用“U”型 $\phi 22$ 钢筋与锁脚锚管及钢架焊接牢固。锚杆杆体与钢架焊接成整体,提高钢架抗弯能力。

(2)必要时上台阶拱脚设置临时横撑。

4.3.4 锚杆施作

(1)锚杆钻机需要在中、下台阶操作。钻孔前须标记孔位。所有锚管、锚杆必须注浆饱满。

(2)上台阶预留核心土、隧道净空狭窄导致大型机械无法操作。无法及时施作长锚杆和长锁脚锚管时,必须先人工施作3 m长短锚杆作为支护,在中台阶施工前临时提高锚固力。

4.3.5 径向注浆

第一层初期支护完成后,应根据围岩情况及设计要求进行洞周围岩径向注浆,固结洞周土体,形成加固圈,共同抵抗变形。

4.3.6 第二层初期支护施工方式及时间

第一层初期支护完成及 $\phi 32$ 自进式长锚杆施作完成后,及时施作二层支护。变形过大时,可在第一层初期支护未开挖仰拱封闭成环前,先施作拱墙部分的第2层初期支护。

现场采用自制台架,设置辅助吊装设备作为二层支护台车。拱墙部分钢架一次成型,一次架设多榀。

4.3.7 仰拱施工

仰拱必须及时施作。仰拱第一层、第二层初期支护可同时施工,确保初期支护拱架整体稳定性,及时喷

射混凝土封闭成环,每次开挖进尺控制在3 m。

4.3.8 监测预报

(1)现场增设超前探孔,对前方水文地质进行直接判断。

(2)增加监控量测断面、测量频率,监控量测数据必须每日在现场交班会上进行通报,及时掌握围岩变形情况,对变形发展趋势进行分析。

(3)增加应力监测。监测围岩压力、钢架应力、混凝土应力、锚杆轴力等变化情况。其中通过锚杆轴力的最大拉力点位置验证松动圈范围。

4.4 安全控制

(1)大变形段施工遵循“放抗结合、尽快成环、减少扰动、量测指导”的原则,做好工序衔接、安排紧凑。及时支护,封闭成环,充分发挥围岩自身承载力,尽量减少围岩暴露时间,避免长时间暴露引起围岩失稳。

(2)施工时加强超前支护措施,做好超前地质预报,准确掌握前方地下水发育情况、地质变化情况,及时调整预留沉降量,避免因变形侵限导致钢架拆换,造成前方支护无法及时封闭成环、变形增大形成恶性

循环。

(3)开挖钻孔作业中,必须由有经验的工人于拱顶、两侧拱腰施作加深炮孔,根据钻进情况推测前方地质条件。

(4)上、中、下台阶同时作业时,还要特别注意上台阶与中台阶及下台阶掌子面的位置,必须将虚渣和松、浮石处理干净方能继续进行下一步作业,防止落石伤人。

(5)加强机械化配置,如采用锚杆钻机等,减少掌子面施工人员数量,加快施工循环时间。

(6)加强对隧道现场施工作业人员安全教育培训。

5 效果分析

现场按大变形支护措施施工后,变形情况得到明显抑制,变形收敛绝对值减小,双层初期支护施工后变形速率明显降低,累计收敛变形量均未超过预留变形量(单侧60 cm、双侧120 cm),杜绝了钢架拆换风险。典型断面收敛变形情况如图7和图8所示。

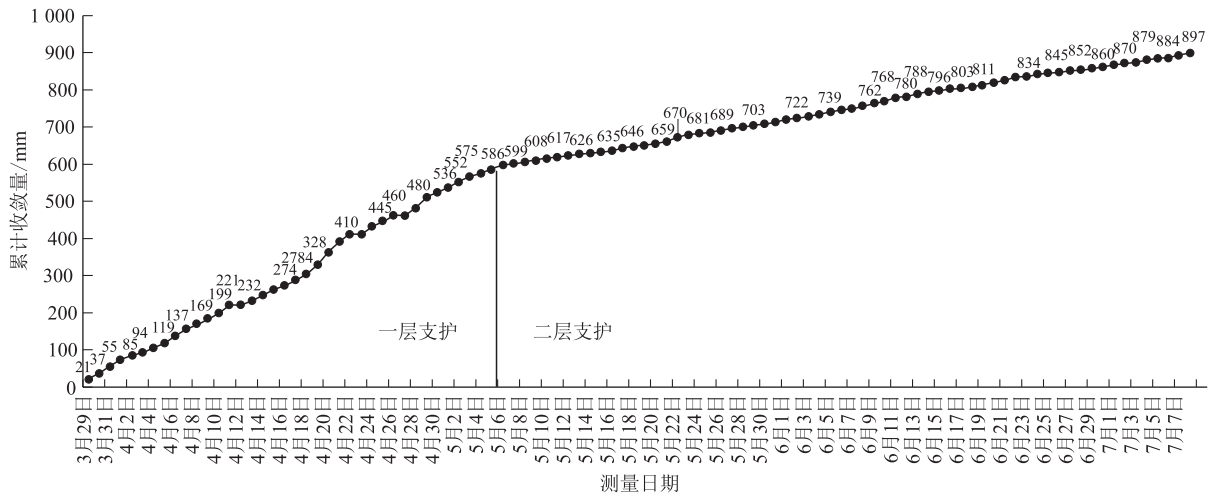


图7 DK 169 + 164 断面水平收敛曲线图

DK 169 + 164 断面于3月29日开始观测,最大单日变形出现在4月22日(施工中台阶),水平收敛量为30 mm;5月6日施工第2层初期支护,当日水平收敛量为11 mm;4月16日施工下台阶,当日水平收敛量为15 mm;5月18日开挖仰拱,当日水平收敛量为7 mm;截止于7月7日(DK 169 + 163 处施工防水板),共观测101 d,累计水平收敛量为897 mm。

DK 169 + 175 断面于4月18日开始观测,最大单日变形出现在5月4日(施工中台阶),水平收敛量为61 mm;5月20日施工第2层初期支护,当日水平收敛

量为10 mm;5月18日施工下台阶,当日水平收敛量为8 mm;6月18日开挖仰拱,当日水平收敛量为8 mm;截止于7月9日(DK 169 + 175 处施工防水板),共观测83 d,累计水平收敛量为1 074 mm。

根据蚀变花岗岩形成特征,可能会存在沿裂隙零散分布的蚀变花岗岩。事实上,藏噶隧道在施工过程中同样遇到类似情况,每次遭遇小范围蚀变带时都会发生钢架变形情况。其中藏噶隧道出口与1号横通道贯通点(DK 172 + 730 ~ DK 172 + 790)约60 m长段落存在花岗岩蚀变情况,现场按活动断裂加强了支护措

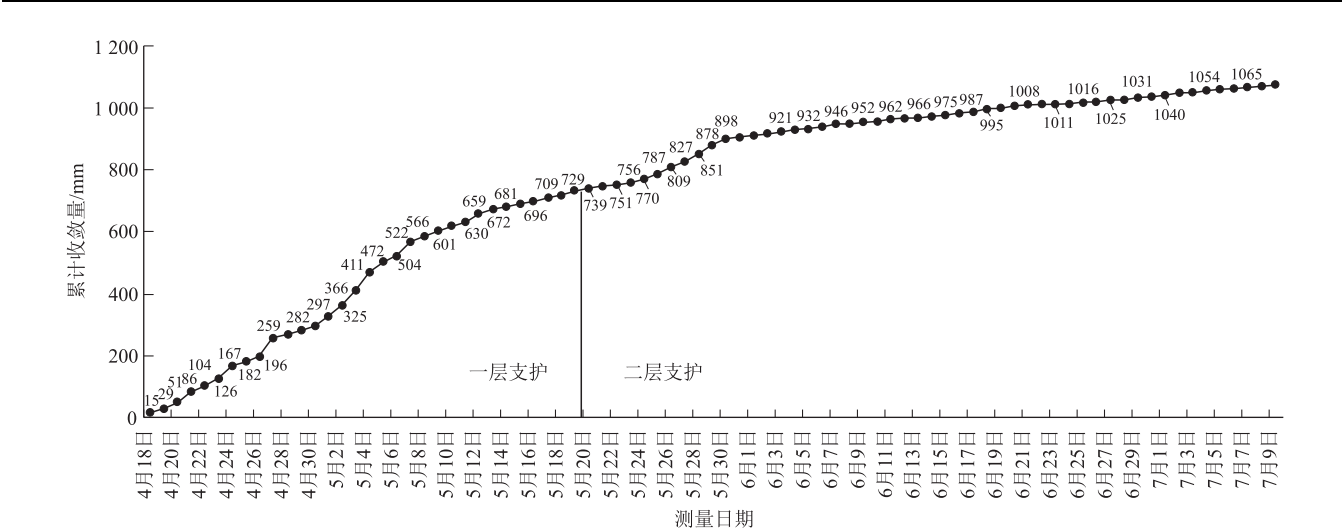


图 8 DK 169 + 175 断面水平收敛曲线图

施。受春节及新冠疫情影响,该段长时间未封闭成环,导致发生大面积变形,甚至造成 DK 172 + 730 处二次衬砌端头发生破坏。现场最终采用双层钢架,长 6.5 m 的 $\phi 76$ 钢管径向注浆加固后完成该段施工。

6 结束语

(1) 蚀变花岗岩具有强度低、结构破碎及孔隙发育等特点,隧道开挖后其变形大、围岩松动区向外扩展快,当松动圈范围超过锚杆长度,导致锚杆失效后会造成围岩变形急剧增加。因此,长锚杆是抑制其变形发展的一个重要手段。

(2) 支护强度直接约束变形的发展。当支护强度不足时,蚀变岩的变形会不断发展。因此花岗岩蚀变带隧道大变形段的施工核心思想可归纳为“加强支护承压强度”。具体措施包括采取三台阶法开挖、调整边墙和仰拱的曲率、采用双层初期支护、超前注浆加固、增设锁脚锚管等。

(3) 施工中要坚持“短进尺、小扰动”原则。藏噶隧道遭遇的蚀变花岗岩没有自稳能力,虽然三台阶法开挖多了一次开挖扰动,但采用两台阶法造成的临空面增大、支护施工时间变长等影响对围岩的扰动更大。

(4) 在蚀变岩等特殊地质带建设的隧道对支护结构强度要求高,应根据围岩级别,适当提高支护结构等级。避免因预留沉降、支护强度不足造成钢架拆换,严重影响现场施工安全。

参考文献:

[1] 高浩中, 蔡新平, 张宝林, 等. 找出最主要的控矿因素, 建立三因控矿分析思路[J]. 地质与勘探, 1998, 34(5): 1-2.

GAO Haozhong, CAI Xinping, ZHANG Baolin, et al. Identification of the Main Ore-controlling Factor and Establishment of Three-factors Analysis in Prognosis of Ore Deposits[J]. Geology and Prospecting, 1998, 34(5): 1-2.

[2] GB 50021-2001 岩土工程勘察规范[S].

GB 50021-2001 Code for Investigation of Geotechnical Engineering [S].

[3] KHANLARI G R, NASERI F. Investigation of Physical Deterioration of Malayer Granitic Rocks Using a New Weathering Coefficient (K_r) [J]. Environmental Earth Sciences, 2016, 75(5): 1-14.

[4] 侯国强. 成兰铁路茂县隧道大变形特征及施工技术[J]. 隧道建设(中英文), 2019, 39(5): 868-875.

HOU Guoqiang. Large Deformation Characteristics and Construction Technology of Maoxian Tunnel on Chengdu-Lanzhou Railway [J]. Tunnel Construction, 2019, 39(5): 868-875.

[5] 方星桦, 杨曾, 阳军生, 等. 高地应力隧道蚀变花岗岩地层围岩大变形特征及控制措施[J]. 中国铁道科学, 2020, 41(5): 92-101.

FANG Xinghua, YANG Zeng, YANG Junsheng, et al. Large Deformation Characteristics and Control Measures of Surrounding Rock in Altered Granite Stratum of High Ground Stress Tunnel[J]. China Railway Science, 2020, 41(5): 92-101.

[6] 聂林. 富水花岗岩蚀变带隧道大变形机理及控制技术研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2012.

NIE Lin. Study on Mechanisim of Large Deformation and Controlling Measures of Rich-water Artered Rock Tunnel [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2012.

[7] 梁宁, 伍法权, 王云峰, 等. 大理深高地应力关山隧道围岩变形破坏分析[J]. 岩土力学, 2016, 37(S2): 329-336.

LIANG Ning, WU Faquan, WANG Yunfeng, et al. Analysis of Deformation and Failure of Rock Mass of Deep Guanshan Tunnel under High in Situ Stress[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(S2): 329-336.