

地山深部の安山岩自破碎区間におけるトンネル変状とその対策

安藤ハザマ 正会員 ○中西 大介 国土交通省 上田 千尋
安藤ハザマ 福井 駿也 国土交通省 小高 茂治

1. はじめに

水海川導水トンネルは、洪水時に足羽川の支川の水海川の洪水を、同じく足羽川の支川の部子川に構築する足羽川ダムに導水するためのトンネルである。トンネルは、足羽川と部子川を隔てる分水嶺の直下を貫く全長 4,717 m、内径 8.5 m の長大トンネルとなる (図-1、図-2 参照)。

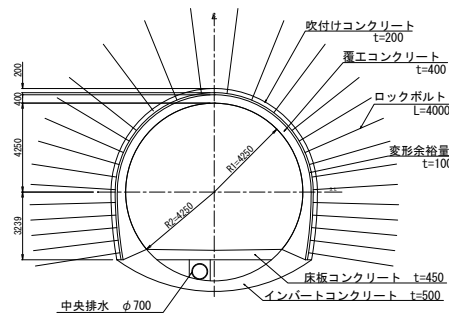


図-1 トンネル標準断面図

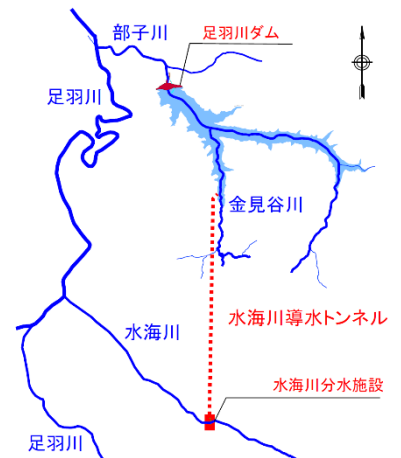


図-2 トンネル位置図

2. 安山岩自破碎区間の施工

分水嶺の直下となる TD2,800m 付近以降は、切羽の大部分を安山岩自破碎状の溶岩が占めるようになり、加えて熱水変質の影響もあり、脆弱な地質状況となっている。そのため、TD2,870 m 以降の掘削では、E パターン(H200 mm の支保工)を採用し、補助工法の長尺鏡ボルトを併用し、切羽から 1D 後方で、インバート一次閉合を行いながら施工を進めた。

3. トンネル変状発生状況と緊急対策工

土盛り約 280m である TD2,887m の施工中に変状が生じた。表-1 に変状の発生経緯を示す。

変状は、二次吹付けがほぼ終わった時点で、鏡ボルト間の地山が鏡吹付けコンクリートを押し割って小崩落することから始まった。緊急対策として鏡吹付けを再施工したことで、一旦、落ち着いたように見えたが、実際には、じわじわと変状が進み、鏡吹付けにクラックが発生し、切羽後方 6 m 地点の天端の吹付けコンクリートが曲げ圧縮破壊されて剥離した。それとともに、左側面の支保部材の変形・沈下が大きく進み、ロックボルトの頭部プレートが若材齢の吹付けコンクリートにめり込んで行く状況が認められた。その後、鏡吹付けコンクリートが割れて崩落するとともに、切羽後方の支保工の変形が進み、切羽から 4 m 間の鋼製支保工が大きく座屈した。

変状の進行中には、緊急対策工として鏡吹付けコンクリートを継続的に実施し続けた。変形の大きかった左側壁の根足部分から吹付けで固めてトンネルの安定確保を目指し、最終的には、支保工が座屈した区間 4 m の内空すべてを吹付けコンクリートで閉塞することで (図-3、写真-1 参照)、切羽部の大崩落という最悪の事態を避けることができた。

表-1 トンネル変状発生経緯

①4/21 21:30 頃 鏡吹付けを押し割って、切羽左肩付近の地山が崩落	
②4/21 22:50 頃 鏡吹付け復旧後鏡吹付けにクラック発生	
③ ②の直後吹付けコンクリート剥離 (天端部)	
④4/22 0:00 頃 左側壁部 ロックボルト頭部プレート変状	
⑤4/22 2:30 頃 鏡吹付けコンクリートクラック拡大、一部崩落	
⑥4/22 3:35 頃 支保工座屈 鏡吹付けコンクリートの崩落拡大	

キーワード 自破碎状溶岩, 押出し性地山, トンネル変状

連絡先 〒910-2556 福井県今立郡池田町松ヶ谷 22-11 安藤ハザマ水海川トンネル作業所 TEL 0778-44-6235

4. トンネル変状発生要因と対策方針

表-2 にトンネル変状発生要因と対策方針を示す。本区間の安山岩自破碎部は、熱水変質を受けて粘土化した影響も加わって、著しく強度低下していた。針貫入試験で求めた換算圧縮強度は 2.5 MPa であり、土被りから地山強度比を算定すると 0.4 と極めて小さい値となる。地山深部におけるトンネルの変形要因としては、塑性変形や膨張性粘土鉱物による膨張性などが考えられるが、本区間では、巨大な地圧に対する岩盤強度の著しい不足による塑性変形が主な要因であると判断した。

本区間のように土被りが大きい場合、低地山強度比対策として見かけの地山強度を上げるためには、大規模な対策をとらざるを得ない。膨張性地山では二重支保、三重支保による段階的施工がとられることがあるが、本区間では、切羽直近から塑性押し出しによる変状が発生していることから、掘削直後から支保効果を発揮できるように、剛性の高い支保を切羽直近で施工することとした。

表-3 に変状区間の変状前後の対策工比較を示す。変状後は鋼製支保工をH250 にサイズアップし、吹付けコンクリートを高強度化した。また、トンネルの変形を早期に押さえるために、上半仮インバートを施工するとともに、インバート一次閉合位置を切羽から 6m に変更した。さらに、吹付けコンクリートでトンネルを閉塞した区間の再掘削においては、掘削時の安定を確保するために、吹付けコンクリートごと長尺鏡ボルトで切羽面を押さえた上で、閉塞区間の手前の支保工を切り抜けてAGFによる先受け工を施工した(図-4、写真-2 参照)。

支保剛性をHoek Brownが提案した内圧で評価すると、崩落前の支保内圧 1.8 MPa に対し、対策後は 2.8 MPa と 1.6 倍となっている。また、当初設計の C I の支保内圧 0.36 MPa に対しては 8 倍と剛性の高い支保部材となっている。

トンネルの変形を変状区間の直前 10 m と直後 10 m で比較すると、右側側壁部の押し出し量が 132 mm → 50mm に大幅に低減された。対策後の区間で測定した B 計測では、吹付けコンクリートと鋼製支保工の軸力の合計が 8,200kN と極めて大きな値となっている。軸力をトンネル半径約 5 m、地山の単位体積重量を 26kN/m³ と仮定して、土被りに換算すると 60 m を超える大きな荷重が支保部材に載荷されていることになる。

5. おわりに

対策工の効果により、無事に崩落区間を突破することができた。その後も脆弱地山が長い区間で続いているため、上記の対策工に準じた対策を継続して実施することで安定を確保し、トンネル掘削を続けている。

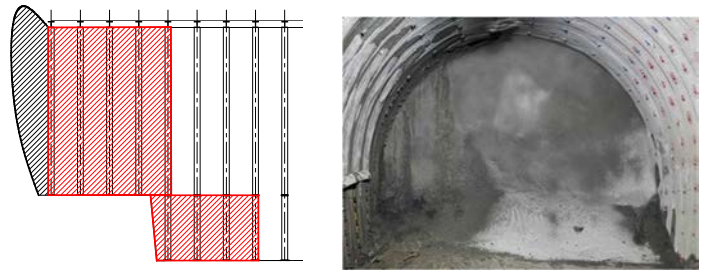


図-3 吹付けによる閉塞(側面) 写真-1 吹付けによる閉塞

表-2 変状発生要因と対策方針

	事象	要因	対策方針
変形モード	側壁の押し出しが顕著	側圧卓越 トンネル形状が縦長	【トンネルの変形抑制】 側壁ロックボルト 上半仮インバート 一次インバート
	天端付近の支保部材が損傷	側壁の押し出しにより、天端部に曲げが発生	【ゾーンで対策工を実施】
	局部的に、内空変位、脚部沈下が増大	部分的に極めて脆弱な地山が出現 安山岩質自破碎状溶岩の分布は、全体的には不規則	
発生位置	比較的切羽近傍で変位が発生 切羽から 3m 後方で片側押し出しが 100mm を超過	塑性押し出し性が高い地山 X 線分析による膨張性の粘土鉱物の含有は少なく、膨張性は少ない 切羽近傍でトンネル掘削に伴い応力状態が変化する区間でのトンネル変形が顕著	【切羽近傍での対策】 切羽で剛性の高い保工を設置 長尺鋼管先受け工、長尺鏡ボルト工の採用
	切羽直近で、ロックボルト頭部プレートの変状、ボルトの破断が発生	地山強度比が著しく小さい (0.4) 土被りが 250m と大きく $\gamma \cdot H$ (岩盤の単位体積重量 \times 土被り) が大きい ため、見かけの qu (岩盤の一軸圧縮強度) を大きくするためには大規模な対策が必要	【支保の高剛性化】 H250 の鋼製支保工 高強度吹付けコンクリート

表-3 変状区間の対策工比較

支保パターン	変状前の対策		変状後の対策	
	E	E II	E II	E II
	吹付けコンクリート t=250mm(18N/mm ²) 鋼製支保工 H200 ロックボルト 0.3m ピッチ	吹付けコンクリート t=300mm(36N/mm ²) 鋼製支保工 H250 ロックボルト 0.6m ピッチ		
支保内圧	1.78	2.82		
上半仮インバート	—	吹付けコンクリート t=200		
一次インバート	閉合距離 8~10m	閉合距離 6m		
長尺先受け工	—	φ114.3mm@450mm		
長尺鏡ボルト	1500×1500mm ピッチ	900×900mm ピッチ		
計測	A 計測	132 mm	50 mm	
	B 計測	直近 10m の右側壁部の平均押し出し量	直近 10m の右側壁部の平均押し出し量 吹付け軸力の最大値 6000 kN 鋼製支保工軸力の最大値 2200 kN ロックボルト軸力最大値 210 kN	

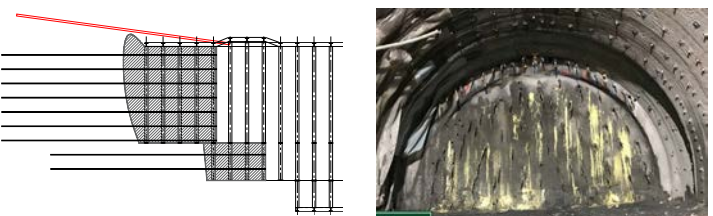


図-4 鏡ボルト, AGF 工の施工 写真-2 鏡ボルト, AGF 工の施工