

国道及び河川と小土被りで交差するトンネルの施工について The report of Tunnel construction under National road No.227 and Oono River with small overburden

田尾 有希*	吉平 安生*
Yuuki Tao	Yasuo Yoshihira
小山内 綺羅*	諏訪 至**
Kirara Osanai	Itaru Suwa

要 約

本工事は、北海道新幹線渡島トンネルのうち新青森基点 155 km 160 m～158 km 660 m の本坑延長 3,500 m、および斜坑延長 447.9 m の工事である。当初計画では、村山トンネルと渡島トンネルは橋梁（明り区間）を挟んで結ばれる計画であったが、両トンネルの縦断線形見直しにより、一本のトンネルとして計画変更されることとなった。このため、渡島トンネルは国道 227 号線の直下（土被り約 17 m）、および大野川の直下（土被り約 12 m）を交差して通過する必要性が生じた。このような地形条件下で、効果的な補助工法を検討・選定し、国道・河川に影響を与えることなく、かつ地山を不安定化させることなく掘削を進めることができた。

本稿では、この施工実績について報告する。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 工事概要
- § 3. 国道と小土被りで交差する区間の施工
- § 4. 河川と小土被りで交差する区間の施工

§ 1. はじめに

北海道新幹線は、新青森～札幌間の延長約 360 km の路線である。このうち、新青森～新函館北斗間の延長約 149 km は、平成 28 年 3 月に開業した。現在、新函館北斗～札幌間の延長約 211 km において、平成 24 年 6 月に工事着手したトンネル工事を中心に、令和 11 年度末の完成を目指して、建設を進めている（図-1）。

本工事は、この延伸区間である新函館北斗駅～新八雲駅にある全長 32,675 m の渡島トンネル（陸上トンネル日本最長の予定）の内、台場山工区のトンネル本坑 3,500 m、および斜坑 447.9 m を施工する工事である。当初計画では、村山トンネルと渡島トンネルは橋梁（明り区間）を挟んで結ばれる計画であったが、両トンネルの縦断線形見直しにより、一本のトンネルとして計画変更されることとなった。このため、渡島トンネルは国道 227 号線の直下（土被り約 17 m）、および大野川の直下（土被り約

12 m）を交差して通過する必要性が生じた（図-2、写真-1）。

本稿では国道 227 号、および大野川と小土被りで交差するトンネル掘削の施工実績について報告する。

§ 2. 工事概要

2-1 工事の主な内容

斜坑掘削・支保工 L=447.9 m

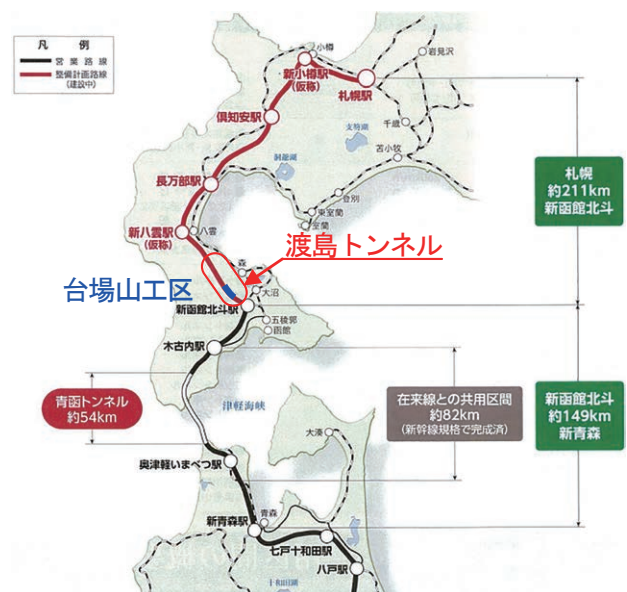


図-1 渡島トンネル位置図

* 北日本（支）新幹線渡島（出）

** 土木設計部設計二課

本坑掘削・支保工・覆工・インバート工
 ・地下排水工・路盤工 L=3,500 m
 掘削断面積 約 70 m²
 掘削工法 機械掘削ベルトコンベヤ方式
 ショートベンチカット工法

2-2 地形・地質概要

渡島トンネル周辺の地形は、北方の二股岳（826 m）、西方の毛無山（750 m）などの標高 700~800 m 前後の山稜が北西から南東方向に連なる山地からなる。

山地は北西から南東方向に流下する大野川によって開析を受け、左岸側と右岸側の谷壁斜面で異なる様相を示す。左岸側は等高線間隔がやや広く、平坦面や緩斜面が広がる尾根型斜面からなり、水系は樹枝状に発達する。これに対し、右岸側は等高線間隔が狭く、急峻な直線斜面や急崖から構成され水系は平行状である。これは基盤岩の違いを反映した地形変化であり、左岸側には形成年代が新しい礫・砂などから構成される鮮新世～洪積世の堆積物が分布するのに対し、右岸側には形成年代の古い先第三紀の地層（上礫層群）や花こう岩類が分布するためである。

渡島トンネル（台場山）が位置する地質は、未～弱固結砂礫岩を主体とする文月層（D_{l1}）、凝灰質砂岩・角礫岩を主体とする中部黒松内層（UMt₁）、硬質頁岩を主体とする八雲層（MM）、および先第三紀の硬質粘板岩を主体とする上礫層群（KI）である。また、本トンネル区間には7箇所の断層の出現が予想されており、とくに 155 km 700 m 付近の断層周辺の UMt₁ 層は、破碎や鉍化（熱水）変質の影響により全体的に脆い地層となっている。

国道 227 号、および大野川との交差部付近の地質は、地表面より氾濫原堆積物（A_l）、中部黒松内層（UMt₁）、文月層（D_{l1}）が分布する。このうち、トンネルは、文月層（D_{l1}）および中部黒松内層（UMt₁）に位置する。この両層の境界には F1 断層（逆断層）の存在が予測されている（図-3）。文月層（D_{l1}）は低固結～未固結の砂礫層であり、基質は砂質～シルト（凝灰）質である。中部黒松内層（UMt₁）は凝灰質砂岩、火山礫凝灰岩を主体とし、岩相変化に富む。また、F1 断層付近では固結度が低下し、ハンマの軽打で容易に碎ける。さらにコアは指圧にて潰せる程度に脆く、全体に脆弱な地質状況であり、F1 断層や破碎作用を受けた泥岩層などの不安定化要素が多分に含まれていた（表-1）。このため、掘削においては天端・切羽の崩壊や先行緩みによる変位の増大や、地表面に影響を与えるリスクが懸念されたことから補助工法を併用した掘削の検討を行った。

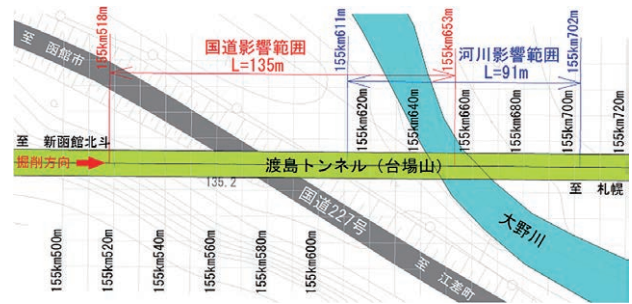


図-2 小土被り部平面図



写真-1 トンネル直上現況

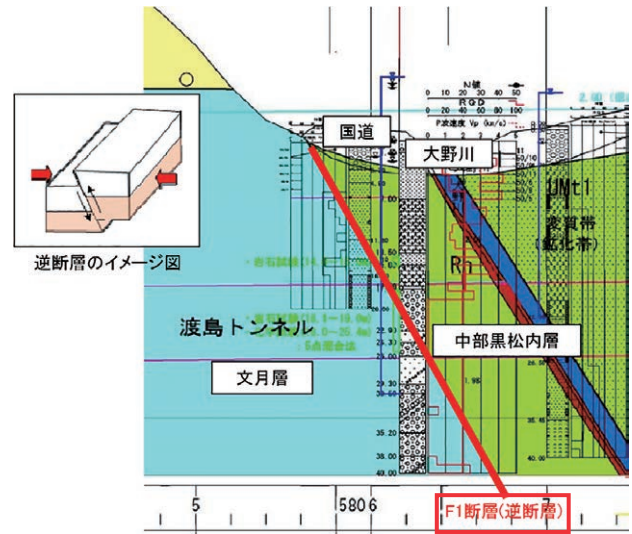


図-3 地質縦断図（想定）

表-1 各層の性状

地層名	年代	岩種	地質性状
氾濫堆積物 (A _l)	現世	砂礫 (未固結)	・安山岩円礫を多く含む砂礫 ・礫径は30~50mm程度
中部黒松内層 (UMt ₁)	新第三紀中新世	凝灰質砂岩 火山礫凝灰岩	・岩相変化に富み、物性もばらつく ・浅部は相対的に固結度が大きい ・F1断層付近では固結度が低下 →ハンマー軽打で容易に碎ける
文月層 (D _{l1})	第四紀更新世	砂礫層	・低固結～未固結の砂礫層 ・φ4~40mm程度の礫が不均質に混入 ・基質は砂質～シルト（凝灰）質 ・コアは指圧にて潰せる程度に脆い ・最大GL+7.8mの被圧水が認められる

※中部黒松内層と文月層の境界は断層（F1）で境されている

§3. 国道と小土被りで交差する区間の施工

3-1 補助工法

(1) AGF 工法の選定

国道 277 号の直下（土被り 15.8 m～18.0 m）で交差する区間の土被りは、2 D 以下で、一般的に地山をアーチ作用によって保持できない可能性があり、さらに上部を一般交通車両が通過する。このため、以下の前提条件を満足するよう検討した結果、道路荷重に対して鋼管で抵抗できるよう 180° 範囲で AGF 工法の施工を行うこととした（図-4）。

- ①道路荷重においては鋼管の剛性で抵抗する
- ②トンネルは地下水位以下の砂礫層を掘削するため、止水効果が得られるように均一な改良体および帯状の止水ゾーンの形成が必要である
- ③対象地山は地山の自立性不足から切羽鏡面の崩壊、および天端部崩落の危険性が懸念され、AGF が必要とされる。また、隣り合う AGF 鋼管の間から滑落せず鋼管を取り巻き一体化するように改良体を確実に造成する必要がある、薬注は鋼管内から確実に施工できる方法が必要とされる。

(2) シリカライザーを用いた浸透注入工

当工事においては、先の前提条件を勘案すると、薬液注入方法は二重管ダブルパッカーを用いた長結性かつ浸透注入に適し、1 ショットでの施工可能な注入材の選択が必要とされた。このため注入材は溶液型のシリカゾル系長結タイプの注入材として、シリカライザーを選択した。一般的に注入材については、対象地山の性状・改良目的・改良体の性状・重要度により注入方法、および最適な注入材が選択されるため、その選択された注入材は限定した条件下で最良の効果が得られるように配合が決定される。当工事に使用する注入材についても同様であり、今回使用するシリカライザーの配合は近隣工区の実績を参考にした（表-2）。

地盤に注入材を圧入すると注入材は浸透抵抗の小さい、大きな間隙に沿って注入される。この状態をいつまでも継続すると注入材は計画改良範囲を逸脱して注入材の固化時間に達するまでどこまでも注入されることになる。地盤の間隙の大きさは注入管周囲>大きなクラック>土粒子の間隙となる。これらの間隙を大きなものから順々に充填作業を繰り返すことにより、目的の改良体を造成することが可能となる。本注入手法においてもこれらの注入理論に基づき、注入管と孔壁間の充填を行うスリーブ注入工、浸透を目的とする浸透注入工に分けて施工を行い目的の改良体の造成を行うものとした。

①STEP1：スリーブ注入工（図-5）

地山改良注入に先立ち、低強度（ホモゲル強度 200 kN/m² 程度）でゲルタイムを要する薬液にてシールグラウトを施工する。AGF 鋼管周囲のシールグラウトと地山の粗詰めを目的として、削孔長 1.0 m 当たり 5 ℓ を標準

とした。

$$\text{スリーブ注入} = 12.8 \text{ m} \times 5.0 \text{ ℓ} / \text{m} = 64 \text{ ℓ} \quad (1)$$

② STEP2：浸透注入工（図-6）

ダブルパッカー工法により浸透性薬液を注入する。改良範囲（1 本当たり）の土量は $V = 4.35 \text{ m}^3$ とし、注入量は 1.566 m^3 とした。

$$\text{浸透注入} = 4.35 \text{ m}^3 \times 0.36 \text{ (注入率*)} = 1.566 \text{ m}^3 \quad (2)$$

※：「文月層（砂れき）」ゆるい～中位と評価し注入率 36% とする

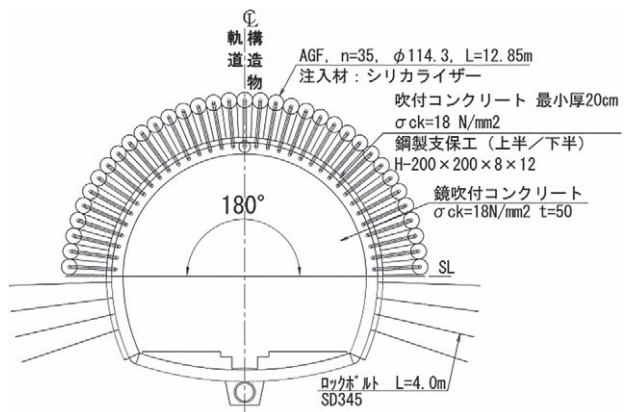


図-4 標準断面図 (AGF)

表-2 薬液の配合

スリーブ注入工(デンカSパック)		浸透注入工(シリカライザーH)	
材料名	数量	材料名	数量
デンカSパック	150 kg	S L水ガラス	250 L
水	946 L	S Lリアクター	40 L～80 L
計	1,000 L	水	670 L～710 L
		計	1,000 L

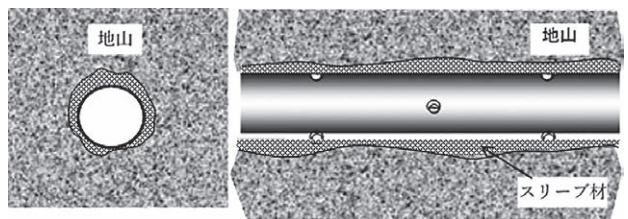


図-5 スリーブ注入イメージ図

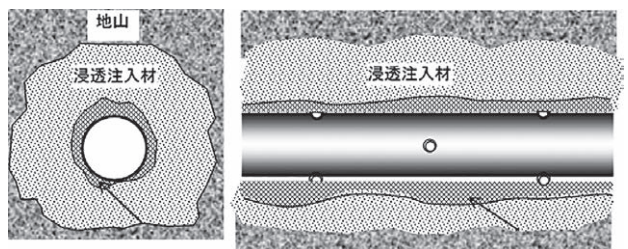


図-6 浸透注入イメージ図

3-2 施工実績

(1) トンネル A 計測結果

国道影響範囲 (155 km 518 m~653 m) におけるトンネル A 計測は、9 m ピッチで測定を行った。国道影響範囲における、トンネル A 計測結果の例を図-7、図-8 に示す。いずれの断面においても天端沈下、内空変位とも管理レベルを超過せず、補助工法は効果的であったと考えられる。

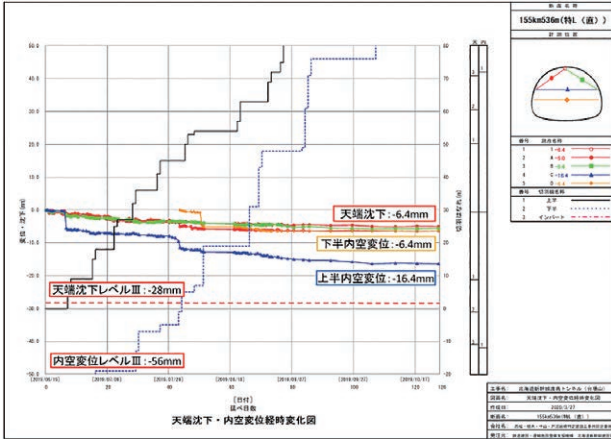


図-7 155 km 536 m の計測結果

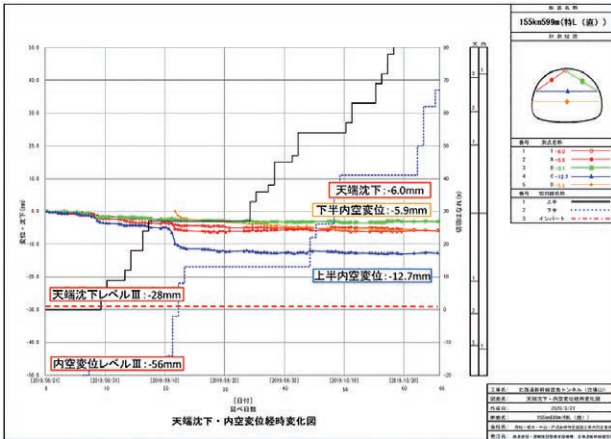


図-8 155 km 599 m の計測結果

(2) 地表面計測結果

国道影響範囲における、トンネル直上を通過する国道 227 号線で測定した地表面沈下測定結果と A 計測天端沈下結果の例を図-9、図-10 に示す。

155 km 540 m~590 m までは、A 計測のトンネル内の天端沈下と地表面沈下に大きな差はなかったが、155 km 600 m および 610 m に関しては地表面沈下が A 計測の天端沈下比べて大きくなっていった。これは、155 km 590 m 付近まで文月層 (D01) であった地山 (写真-2) が、155 km 590 m 以降では中部黒松内層 (UMt1) に変化したためであると考えられる。

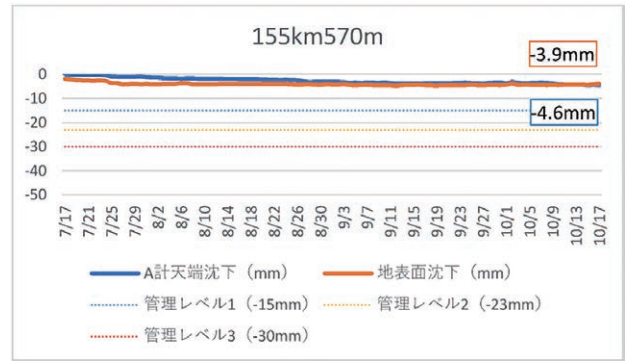


図-9 155 km 570 m の計測結果

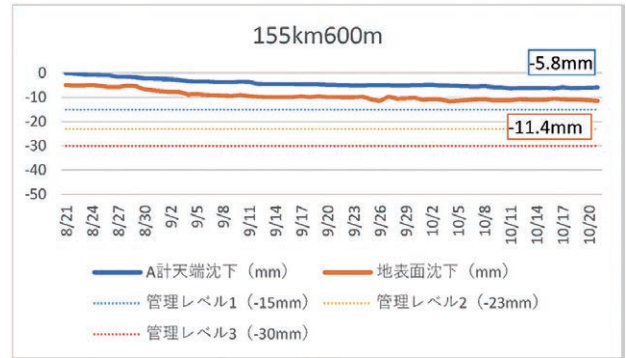


図-10 155 km 600 m の計測結果



写真-2 掘削状況写真

§ 4. 河川と小土被りで交差する区間の施工

4-1 河川影響範囲施工の特徴

(1) 地下水位の低下

河川影響範囲の地質はシルトを含む凝灰質砂岩である中部黒松内層 (MUt1) であり、破碎帯を伴うことから、局所的に脆弱部の出現や、被圧水の坑内流入による切羽の不安定化が懸念された。このため、地下水位を低下させることが重要であり、その対策として以下の内容を実施した。

① FDEM の実施

切羽前方の地質の変化・帯水分布の把握目的として FDEM 探査を実施した。切羽面に探査機を設置し水抜

き孔位置決定の参考にした(図-11)。

②水抜きボーリングの実施

掘削前の切羽安定を目的として、SL付近に水抜きボーリングを実施した。孔壁が自立しない場合には鋼管を用いたり、特に大量湧水が懸念される箇所では1mピッチでL=4.0mの短尺水抜き削孔を施工した。

③切羽前方探査(DRISS)の実施

切羽前方探査(DRISS)を行い、地質の変化を確認すると同時に探査中・探査後の湧水量を測定をおこなった。探査後のDRISS孔は水抜きの役割も兼ねており切羽が安定した状態で掘削することができた。

④地下水位の観測

事前調査を行った地表面からの鉛直ボーリングを用いて、水位計を設置し地下水位の常時観測を行った。トンネルの進行に合わせて地下水位は低下し、河川影響範囲の155km702mを超えた時点で、155km680m地点では掘削前に比べて3.5m程度低下している。水抜き対策を行った際に水位の低下が顕著に表れるので、効果が高いことが分かる。

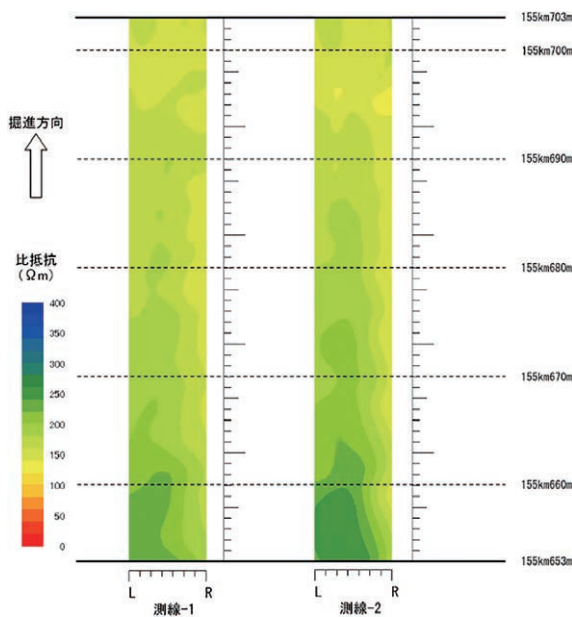


図-11 FDEM 探査結果 (155 km 653 m ~ 703 m)

(2) 河川水の流入防止

河川水の流入は切羽の不安定化を招き、トンネルの崩落という大事故に繋がる。トンネルを安定して掘削を進めるためにも、地下水位は下げつつ直上の河川水を引き込まないことが重要であり、以下の事項を行った。

① AGF 注入材の選定

国道影響範囲は、砂礫層であるため注入材として浸透性の高いシリカライザーを用いたが、止水効果の求められる河川影響範囲では、ある程度の湧水に対しても比較的急結性の高いシリカレジンを用いた(図-12)。

②減水・止水対策用ウレタン系注入材

止水効果のあるシリカレジンだが、鋼管からの湧水が多くなると、湧水に流されてしまい、止水効果が低下

する。過去の実績より鋼管からの湧水量が20 l/min 以上の場合には、減水・止水対策を目的に開発されたウレタン系注入材を使用した。155 km 635 m, 644 mでのAGF施工時には、計8本の鋼管にウレタン系注入材を使用した結果、注入前の鋼管からは最大30 l/min以上発生していた湧水が、注入後はほぼ完全に止水できた(写真-3)。

③イオン分析・溶存酸素の測定

坑内で発生した湧水が河川水か地下水であるかの判断材料の一つとして、トンネル湧水・河川水を採水してイオン分析および溶存酸素を測定した(写真-4)。イオン分析の結果はヘキサダイアグラムとして図示した。ヘキサダイアグラムとは主要溶存成分の濃度を当量値として図示したものである。河川水の分析結果と坑内湧水の分析結果とを比較することで、それが同水脈であるかを判断できる。溶存酸素も同様に、同水脈であれば近い値となる。図-13によると坑内湧水と河川水は別水脈であると判断でき、トンネル掘削により大野川の水を坑内に引き込んでいないことが分かる。試験結果は採水試料を分析機関に提出して測定したものであるが、電気伝導率および溶存酸素においてはポータブル測定器を用いて現場での簡易測定も実施した。

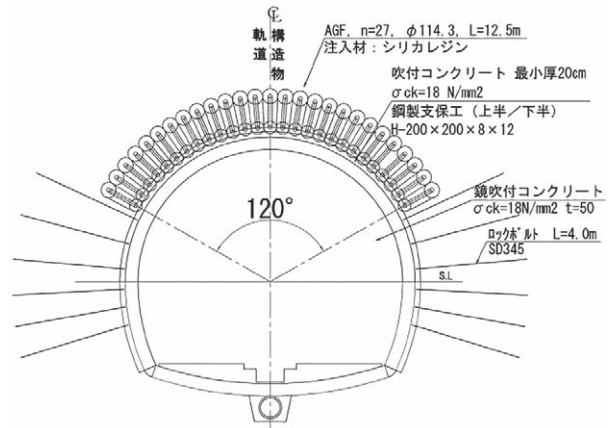


図-12 標準断面図 (AGF)



写真-3 KOD-M 施工前後

(3) 施工時の計測結果

AGF施工範囲における、大野川で測定した地表面沈下測定結果と坑内A計測測定結果を比較する。大野川付近の地層は凝灰質砂岩・シルト岩(中部黒松内層)であり155km692mの位置では設定していたレベルⅢ(A計測天端沈下28mm, 地表面沈下30mmを超過する測定結果となった(図-14)。



写真-4 水質試験試料採取状況

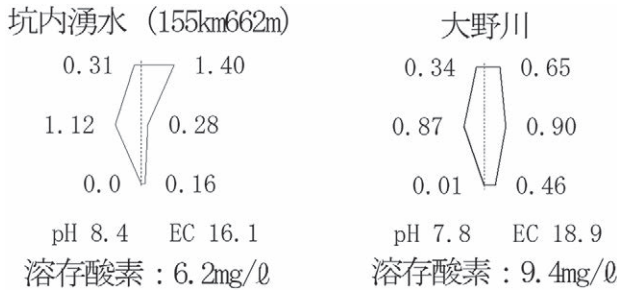


図-13 坑内湧水と河川水の比較

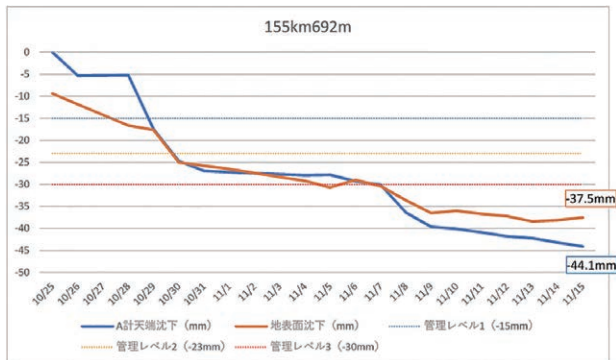


図-14 155 km 692 m の計測結果

(4) 変状後の対応

155 km 689 m～698 m 付近の掘削中の A 計測結果は、レベルⅢ（天端沈下 28 mm，内空変位 56 mm）を超える変形が発生した。このため、変状対策工（支保工連結，補強ボルト追加，AGF180°打設）を実施後に上半掘削を進めたところ，155 km 698 m 付近にて吹付コンクリートにクラックを伴う急激な変位増大が確認され（写真-5），さらに追加対策工（サイド・上半フットパイル（φ114.3，L=9.5 m），上半仮インバート，ウイングリブ）を実施した（図-15，写真-6）。その結果，変位速度は小さくなり上半掘削時点での変形は収束している（図-16）。これまでの A 計測結果から，切羽が動いた場合には変位速度が大きくなる傾向が強い。また，先進ボーリング結果からもシルト分を含む地質は継続することが分かっている。このため，今後の掘削においてはより安全・確実な掘削工法の検討・採用が必要である。

今後の施工実績については次の機会に詳細な報告をさせてもらうつもりである。

謝辞。今回の施工に際し，本社土木設計部をはじめ多くの方々から助言を頂いたことに感謝の意を表す。



写真-5 切羽写真 (155 km 694 m)

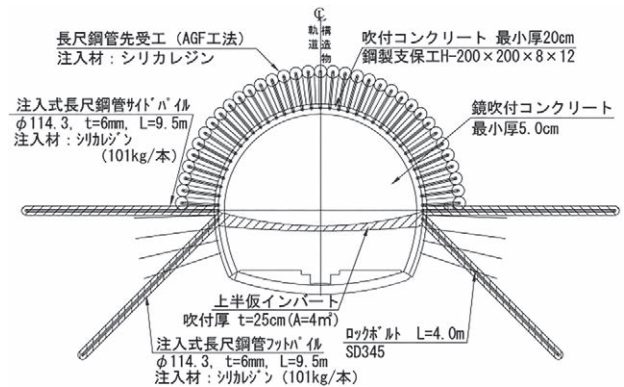


図-15 追加補助工法パターン

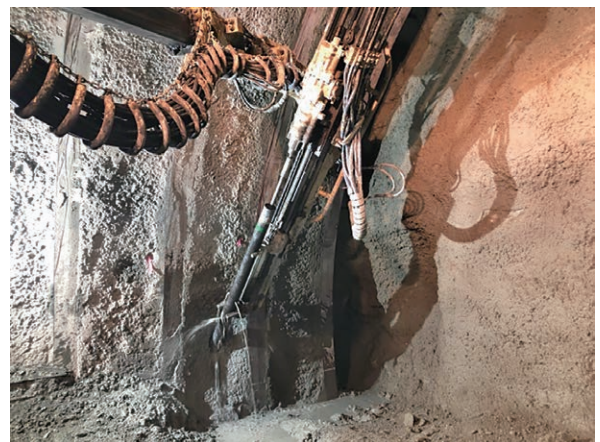


写真-6 フットパイル施工状況

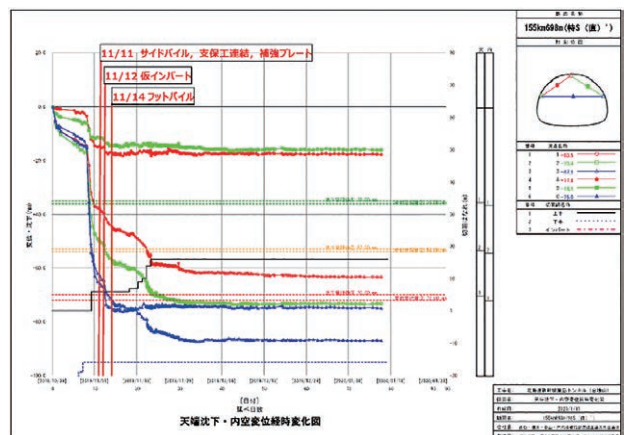


図-16 A 計測結果 (155km 698m)