

久山トンネル（西）の施工実績 Report of construction of Kuyama Tunnel (West section)

松崎 史明*

Fumiaki Matsusaki

永田 謙一郎*

Kenichiro Nagata

鈴木 健*

Takeshi Suzuki

要 約

九州新幹線（西九州）、久山トンネル（西）他工事は、九州新幹線（西九州）ルートのうち、久山トンネルの長崎側を施工する。本工事のうち、起点側は、最小土被り 10 m で久山川堰堤直下を掘削し、工事起点から約 2,000 m の位置では、最小土被り 3 m で都通川直下を掘削する。両区間ともに小土被りで地表面に構造物が存在することから、掘削による地表面への影響が懸念された。そこで地質調査や数値解析等を実施して、支保パターンの見直しを行って掘削したことで、両区間とも問題なく施工できた。本稿は、上記区間の施工実績について報告する。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 久山川堰堤直下の掘削実績
- § 3. 都通川直下の掘削実績
- § 4. まとめ

§ 1. はじめに

九州新幹線（西九州）、久山トンネル（西）他工事（以下、本工事と称す）は、九州新幹線（西九州）ルートの新設工事のうち、久山トンネルを施工するもので、当工事は、武雄温泉起点 50 km 955 m～53 km 395 m（延長 2,440 m）間のトンネル等の工事である。このうち、51 km 003 m～51 km 066 m 区間は、最小土被り 10 m で地表面には久山川の堰堤がある。また 52 km 940 m～53 km 090 m 区間は、最小土被り 3 m で、地表面には都通川（トンネル掘削前に三面張り水路に改修）がある（図－1）。

【工事概要】

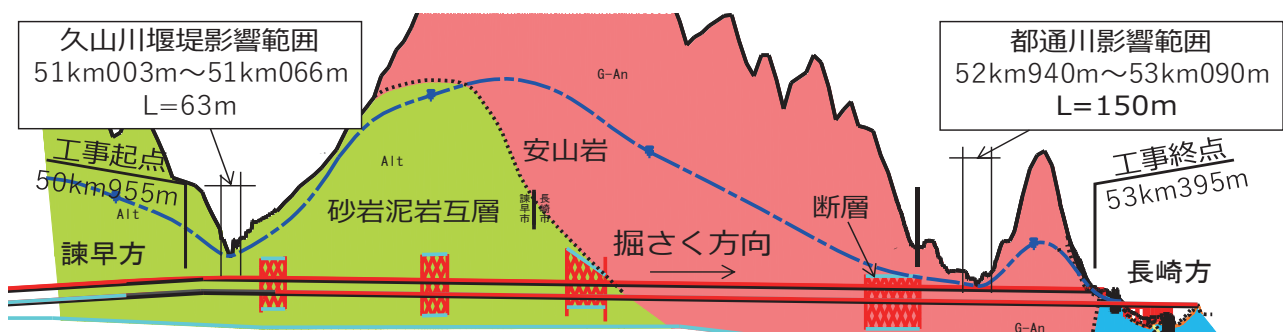
工事件名：九州新幹線（西九州）、久山トンネル（西）他工事

発 注 者：独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構
構鉄道建設本部九州新幹線建設局

請負者名：西松・若築・黒瀬特定建設工事共同企業体

工事場所：長崎県長崎市船石地内～諫早市久山地内

どちらの区間も小土被りであり、かつ地表面には構造物が存在した。よって、トンネル掘削時は、トンネル掘削によって構造物への影響が懸念された。本工事では、この掘削時のリスクを回避するため、事前に数値解析等の検討を行い、支保パターンの変更や補助工法の追加を行うこととした。



図－1 トンネル縦断面図と検討位置関係図

* 九州（支）新幹線久山西（出）

§2. 久山川堰堤直下の掘削実績

2-1 トンネルと堰堤の位置関係

本トンネルと久山川堰堤は、51 km 035 m 付近で交差する。図-2、図-3 に平面図と縦断面図を示す。ここで久山川堰堤の底盤の標高は、施工当時の図面が確認できなかったことから、現場で非破壊検査を実施して位置を確認した。その結果、堰堤下部とトンネルとの離隔距離は、10 m 程度であることがわかった。このことから、トンネル掘削によって堰堤が沈下することが懸念された。これを回避するため、トンネル掘削前に数値解析を実施してトンネル掘削時の堰堤の挙動を確認することとした。数値解析は、トンネルと堰堤の交差角度が28°であったことから3次元数値解析を採用することとした。3次元数値解析の解析条件は、「山岳トンネル設計施工標準・同解説」を参考に設定した。

2-2 掘削地山性状、支保パターン、3次元数値解析

3次元数値解析を実施するにあたり、掘削する地山の性状を確認することとした。地山の性状の確認には、鉛直ボーリング2本および坑内から水平ボーリング（左右1本、合計2本）を実施した。鉛直ボーリング結果を確認すると、長崎側の鉛直ボーリングでは、調査深度11 m 以浅は表層、諫早側の調査ボーリングでは、調査深度7 m 以浅は表層であった。よって、この位置を表層と軟岩の境界とした。

水平ボーリング調査結果を確認すると、調査開始位置の51 km 112 m から起点側50 m 位置までは軟岩（泥岩

優勢、3次元数値解析では「長崎側泥岩」と称した）が出現することが確認できた。

水平ボーリング調査実施時には、穿孔エネルギーを取得し、その結果を確認すると調査始点51 km 112 m から起点側20 m 区間は100 J/cm³程度、さらに20 m 位奥までは、100 J/cm³～150 J/cm³であり、採取された地山試料は、泥岩優勢で軟弱であった（図-4）。本工事において、同様の地質で同等な穿孔エネルギーを取得した区間にて地山の浸水崩壊度試験を実施したところ、試験結果は浸水崩壊度4であり、吸水によってスレーキングした（図-5）。この区間の支保パターンは、変位量が大きかったことから、特Sパターン（吹付けt=200 mm、鋼製支保工H-200、断面閉合、図-6）を採用した。今回の調査結果から、本区間においても、同様の地質の出現が予想されたことから、当該部の支保パターンも特Sパターンに変更し、全断面早期閉合により掘削することとした。

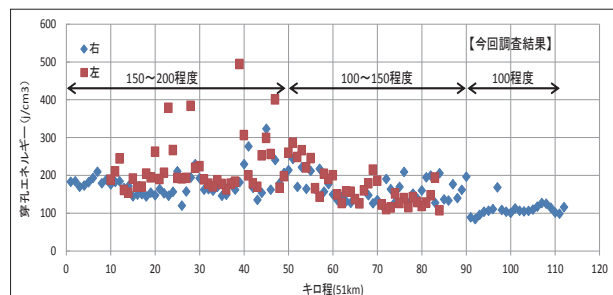


図-4 水平ボーリング時の穿孔エネルギー取得結果



図-2 トンネルと堰堤の位置関係平面図

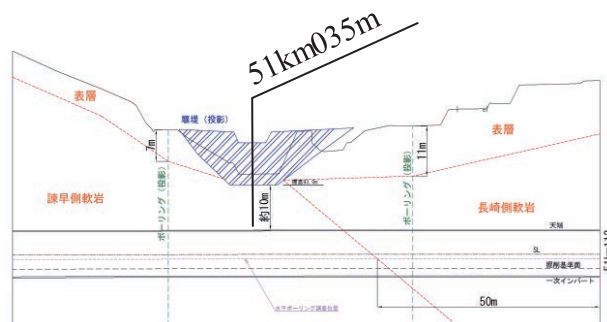


図-3 トンネルと堰堤の位置関係縦断面図

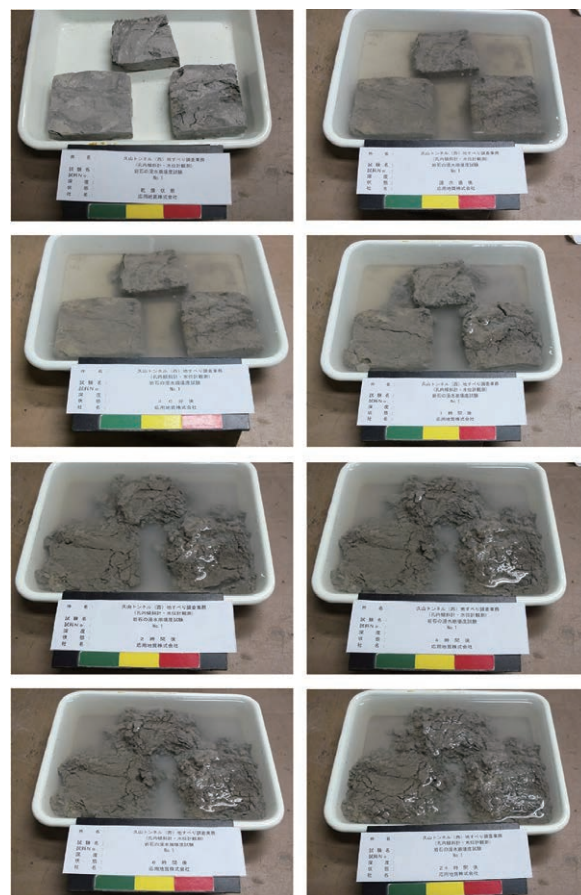


図-5 浸水崩壊度試験結果

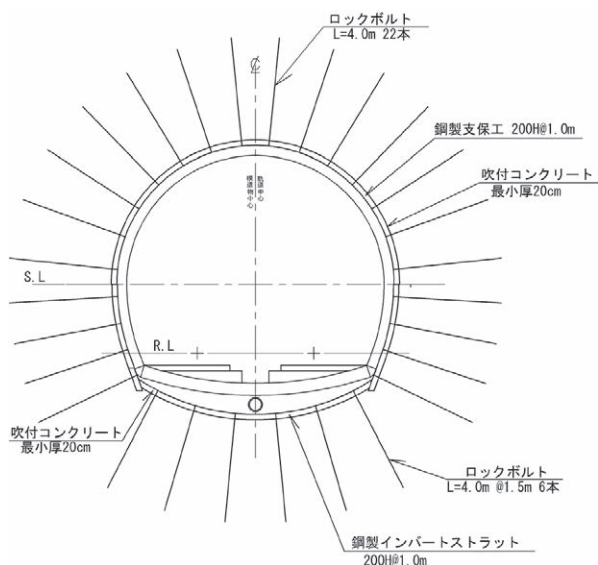


図-6 特Sパターン

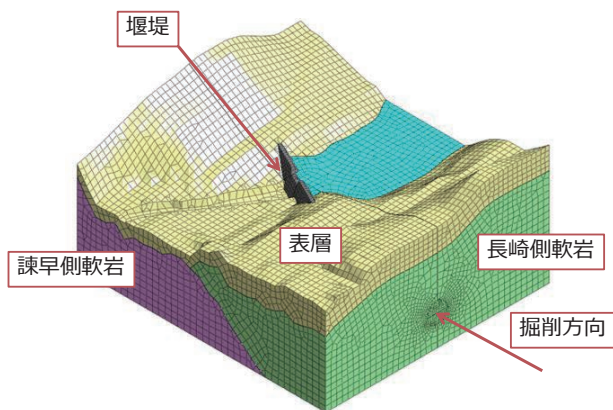


図-7 3次元数値解析モデル（モデル全体図）

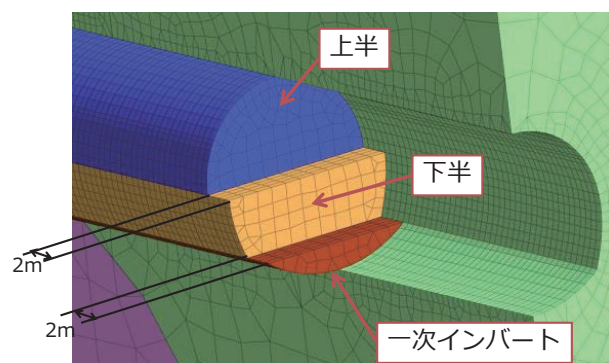


図-8 3次元数値解析モデル（トンネル部）

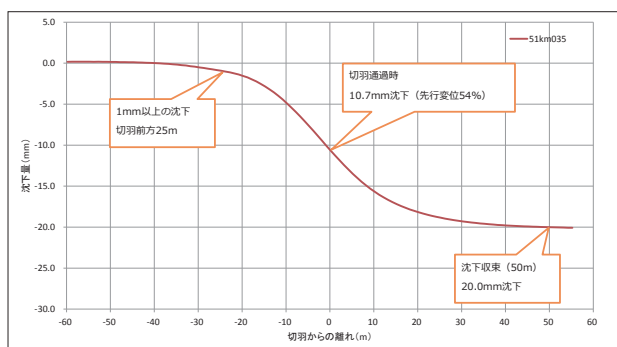


図-9 解析結果 堰堤中央部の沈下量（経距変位図）

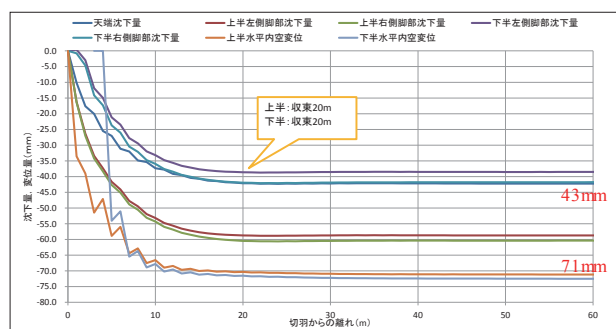


図-10 解析結果 長崎側泥岩掘削時の内空変位

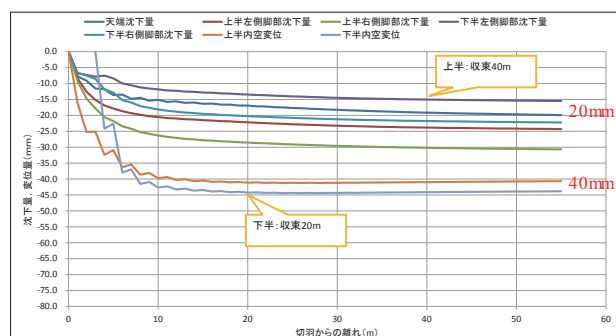


図-11 解析結果 堰堤直下掘削時の内空変位

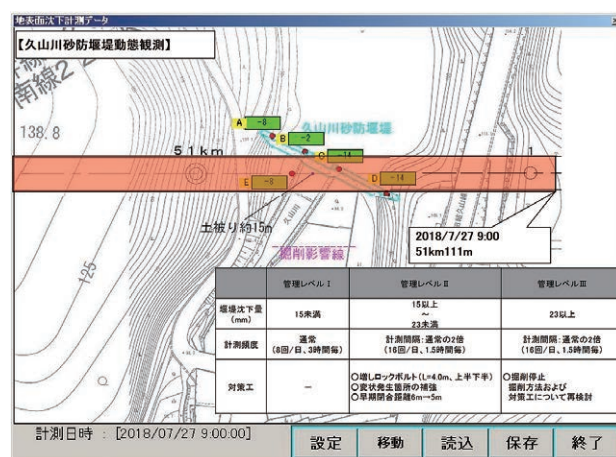


図-12 久山川堰堤沈下計測結果例（計測最終日）

また堰堤直下部は、小土被りであること、地質が脆弱であることを考慮して、天端部に補助工法として長尺フォアパイリングを採用した。長尺フォアパイリング（以下、AGFと称す）の打設範囲は、堰堤からの影響範囲を考慮して、51 km 066 m～51 km 012 m（L=54 m）とした。注入材は、堰堤付近で湧水があることを想定して、ウレタン系注入材を採用した。

3次元数値解析は、補助工法を考慮して地形、地質および全断面早期閉合を考慮した解析ステップを作成して実施した（図-7、図-8）。

まず解析結果として堰堤の沈下量を図-9に示す。堰堤の沈下量は、収束沈下量で20 mmと予測された。堰堤の沈下に対する管理基準値は管理者と協議した結果30 mmとしたことから、前述した支保パターンおよび補助工法は妥当であると判断した。次に坑内変位量を示す。坑

内変位量は、A計測で整理した。計測Aの計測箇所は10m間隔で設定した。解析結果を確認すると、長崎側泥岩掘削中は、天端沈下量は43mm、上半内空変位71mmとなった（図一10）。一方、諫早側泥岩掘削時は、天端沈下量は、20mm、上半内空変位は、40mmと予測できた（図一11）。

実施工においては、堰堤の頂部に計測用ミラーを設置して、定期的に自動計測を行って計測値と管理値を比較しながら施工を進めた。堰堤の沈下量は最大で14mmであり、管理値未満で収束したことを確認した（図一12）。なお掘削は、九州新幹線の全体工程を考慮して、「久山トンネル（東）」（東急JV）が施工した。堰堤直下区間となる51 km 020 m～51 km 050 mのトンネル掘削時の実際の内空変位と解析結果の比較すると、概ね等しいか、小さい値となった（表一1、表一2）。特に、内空変位の実績は、予測値の25%～30%程度であった。これは、実施工において、支保パターンを特Sパターンとし、早期断面閉合しながら施工したことによる効果と考えられる。

2-3 覆工仕様の変更

久山川堰堤部は、前述の通り小土被り区間となる。これを考慮して、当該部の覆工を鉄筋コンクリート構造とすることを採用した。この設計においては、覆工に作用する荷重を設定する必要がある。そこで、掘削時に鋼アーチ支保工応力計（断面あたり10箇所計測、51 km 035 m 堰堤直下および51 km 050 mの2箇所）および地中変位計（4本配置）を設置して、支保工に作用している荷重と地中の変位分布を確認して、トンネルに作用している荷重を推定することとした。計測した結果、鋼アーチ支保工に発生した軸力は平均450 kN程度（図一13）であり、この結果から土被りを推定すると約3.4 mとなった。地中変位計の分布についても、トンネル壁面から3 m～4 mの範囲から変位が発生したことも確認できた。以上より、覆工設計は、この推定した土被りから得られる荷重を設計条件として実施した。なお覆工の設計手法は、本工事の終点側の小土被り区間の鉄筋コンクリート区間の設計手法と同等とした。

検討した結果、当該部の覆工は複鉄筋構造（図一14）となり、内側はアーチ部 D16、インバート部 D22、外側はアーチ部 D16、D22、インバート部 D22、隅角部 D29 となり、主鉄筋の配置間隔は125 mmとなった。なおせん断補強筋は、全周に D16 を配置することとした。このせん断補強筋のうち、インバート部については、施工の省力化を目的に「Head-bar」を採用した（写真一1）。「Head-bar」とは、異形鉄筋の先端にプレート摩擦圧接で接合したせん断補強筋である。当初設計のせん断補強筋は、一般的なU形であったことから、主鉄筋組立時から、せん断補強筋を通しておく必要があり、施工に時間を要す。しかしながら、「Head-bar」は、写真一1のような形状をしていることから、主鉄筋および配力筋組立後

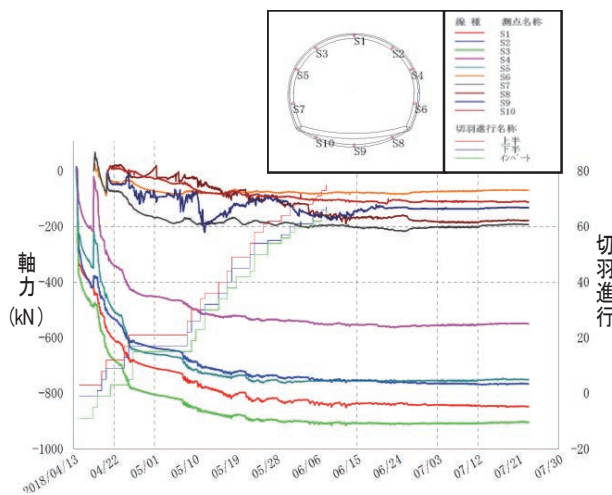
に設置することができる。その結果、鉄筋組立全体の施工時間の短縮を図ることができた。

表一1 A計測結果（実績）

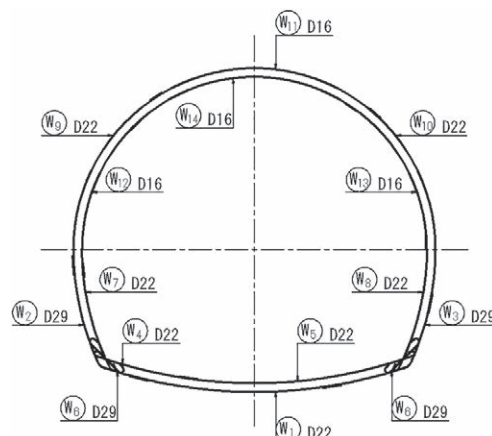
	51 km 020 m	51 km 035 m	51 km 050 m
天端沈下 (mm)	-11.6	-9.4	-18.8
上半内空変位 (mm)	-11.1	-10.3	-10.2

表一2 A計測結果（3次元数値解析結果）

	51 km 020 m	51 km 035 m	51 km 050 m
天端沈下 (mm)	-24.9	-19.9	-19.4
上半内空変位 (mm)	-38.9	-40.6	-43.2



図一13 51 km 035 m 鋼アーチ支保工応力計測結果



図一14 覆工配筋（主鉄筋）

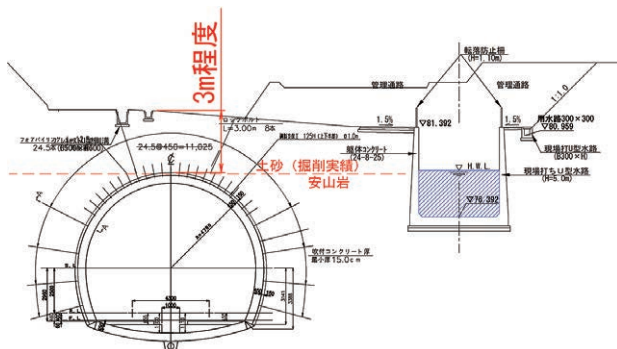


写真一1 Head-bar 設置状況

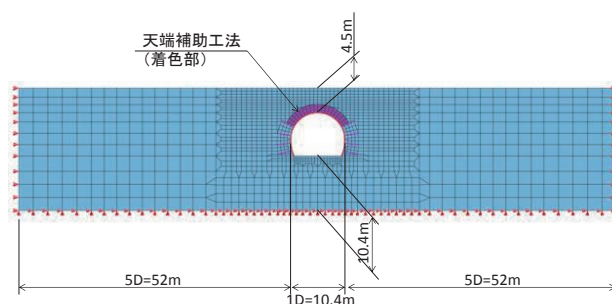
§3. 都通川直下の掘削実績

本工事のうち、武雄温泉起点 52 km.940 m～53 km 090 m (L=170 m) は、地表面に 3 面水路で構築された河川（以下、河川と称す）が近接（横断測点：52 km 960 m）しており、かつこの区間の土被りは 10 m 程度（1D）で最小土被りは 3 m であった（図一15）。

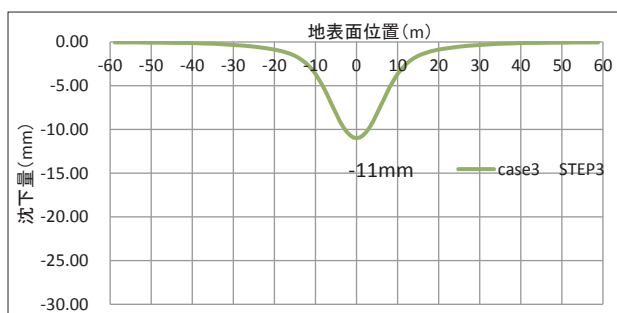
当該部の地山は、旧河川部の埋戻しによる土砂および安山岩であった。安山岩は比較的硬質であるものの、非常に亀裂質であった。よってトンネル掘削時には、天端部の抜け落ちの発生や、これに伴う河川への影響が懸念された。そこで、天端部の補助工法について検討を行うこととした。まず①坑内からの改良（AGF）、②地表面からの改良（地盤改良）、③トンネル天端部まで掘削し、その後床版構築、の 3 案について検討した。このうち、②案および③案は、追加の用地買収が必要であることや、現場へのアクセス道を切り廻す必要性があることから、合理的でないと判断し、①案の AGF を採用することとした。



図一15 53 km 040 m 横断図



図一16 2次元 FEM 解析モデル (case2, case3)



図一17 解析結果 地表面沈下量 (case3)

3-1 数値解析による沈下量の検討

トンネル掘削時の地表面沈下量を予測するため、2 次元 FEM 解析を実施した（図一16）。検討断面は、トンネルが河川直下を通過する 52 km 960 m（地山：安山岩）とした。この断面の土被りは $H=4.5\text{ m}$ である。

解析では、天端補助工法として AGF の有無および鋼管仕様をパラメータとして以下を実施した。解析モデルを以下に示す。

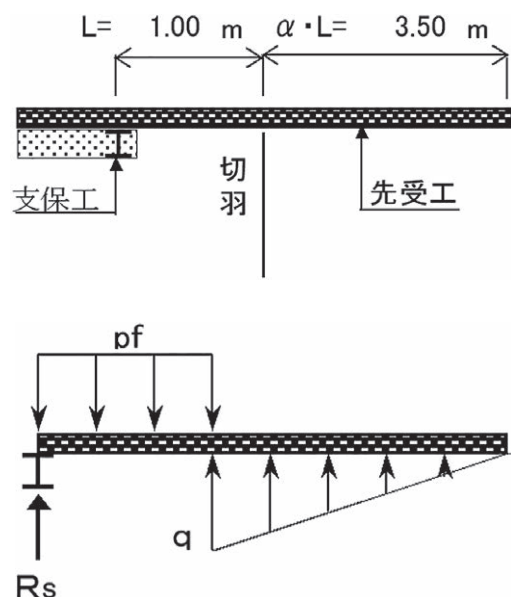
case1：補助工法なし

case2：補助工法あり，AGF 鋼管 $\phi 76.3\text{ mm}$

case3：補助工法あり，AGF 鋼管 $\phi 114.3\text{ mm}$

数値解析の結果、AGF 鋼管を打設することにより、地表面沈下量は設定した管理レベル I の 12 mm 未満となることがわかった（図一17）。また解析結果では、鋼管径によって、発生する地表面沈下量の差にほとんど変化がなかったことから AGF 鋼管は経済性を考慮して $\phi 76.3\text{ mm}$ を選定することとした。

次に AGF 鋼管の仕様と地山条件について検討した。本補助工法対象区間のうち、53 km 016 m から 53 km 052 m については、土被りが 3 m と小さく、またこの区間の地山は、土砂である。そこで、鋼管に全土被り荷重が作用することとして、鋼管に発生する応力度と鋼管の仕様について検討した。検討は、 $\phi 76.3\text{ mm}$ ($t=4.2\text{ mm}$) と $\phi 114.3\text{ mm}$ ($t=6.0\text{ mm}$) の 2 ケースで検討した。検討では、切羽と支保工の位置関係から荷重を設定してモデル化¹⁾し（図一18）、鋼管に発生する応力度を算出した。検討した結果、当該部においては、 $\phi 76.3\text{ mm}$ では発生応力度 $\sigma_s=466\text{ N/mm}^2$ となり、許容応力度 $\sigma_{sa}=235\text{ N/mm}^2$ を超過する結果となった。一方、 $\phi 114.3\text{ mm}$ では、発生応力度は、 $\sigma_s=145\text{ N/mm}^2$ となり、許容応力度未満であることがわかった。以上より、当該区間の AGF 鋼管の仕様は、 $\phi 114.3\text{ mm}$ ($t=6.0\text{ mm}$) を採用することとした。



図一18 鋼管仕様検討モデル¹⁾

3-2 湧水に対する切羽の安定確認

本トンネルにおいては、52 km 070 m 付近から地山が安山岩となり、トンネル掘削時に多量の湧水が発生していた。本区間においては、地表面に河川が存在することから、トンネル掘削時に湧水の増加による切羽の崩壊が懸念された。そこで、地下水位高さを既存の情報から設定し、切羽に作用する水圧と地山の抵抗力から動水勾配を算出し、切羽の安定性について検討（図-19）した²⁾。検討した結果、水圧に対する抵抗力の比は、3.15 と算出することができ、1.0 以上を確認した。よって、トンネル周辺の地下水位によって切羽が崩壊することはないと想定できた。実施工においては、切羽から湧水が確認された場合は、ドリルジャンボで水抜き孔を削孔し、適宜、水抜きを行いながら施工することとした。

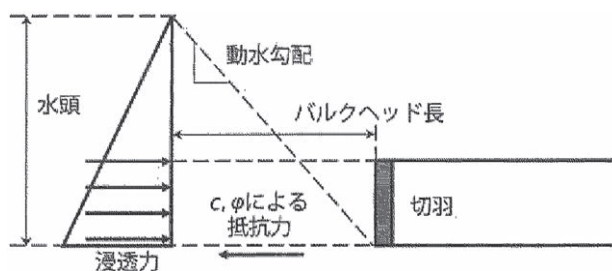


図-19 動水勾配模式図²⁾



写真-2 切羽観察 (52 km 959.6 m)

3-3 実施工の記録

52 km 959.6 m の切羽観察写真を写真-2 に示す。切羽に出現した地山は、非常に亀裂質の安山岩で構成されていた。安山岩は、切羽の大部分において黄褐色を呈し、湧水による風化が観察された。特に切羽右側は節理が発達し一部強風化が観察され、容易に切羽から剥がれ落ちる状況であった。湧水量は切羽左肩部から湧水 5リットル/分程度であり、追加の水抜き孔の削孔は必要なかった。

AGF 鋼管打設時の注入材の注入量は、特にリークすることなく設計通りの注入量を注入（φ76.3 mm：117 kg/孔、φ114.3 mm：135 kg/孔）することができた。このことから、掘削している地山は想定通り亀裂質であったと推察される。なお注入時は昼夜ともに地表面に監視員を配置し、切羽と連絡を取りながら地表面へのリークがないことを確認しながら施工した。

トンネルセンター直上の地表面沈下量の計測結果例として、52 km 960 m（水路直下で水路天端を計測）および53 km 025 m（土砂地山部）を示す（図-20）。地表面沈下量は、4 mm 程度の沈下で収束した。これは地山性状は亀裂質であったものの、想定より硬質であったことと、補助工法の効果と考えられる。河川直下付近のA計測結果（52 km 964.6 m）についても、トンネル天端沈下量は3 mm 程度で収束した（図-21）。

§ 4. まとめ

本工事には、小土被りで、かつ地表面に構造物が存在する区間が2箇所存在した。当該部の掘削によって地表の構造物に影響を与えないよう事前に地質調査や数値解析を実施して、支保パターンの見直しや補助工法の追加および仕様の検討を実施した。その結果、当該部は安全に、かつ地表面への影響を抑制して掘削することができた。

本稿が類似工事の参考になれば幸いである。

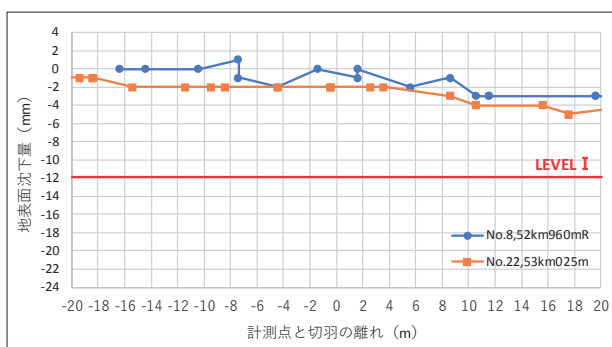


図-20 地表面沈下計測結果 (52 km 960 m. 53 km 025 m)

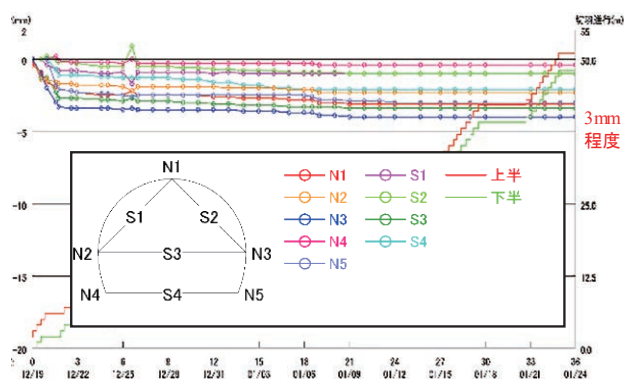


図-21 坑内計測結果 (52 km 964.6m)

参考文献

- 1) 例えば、ジェオフロンテ研究会：注入式長尺先受工法（AGF 工法）技術資料（五訂版）、2016 年 12 月。
- 2) 亀田徹也他：動水勾配を管理して高圧湧水帯の地山を掘削－函館江差自動車道 渡島トンネル木古内工区－、トンネルと地下、2017 年 10 月号。