

青崩峠道路トンネル調査坑工事における 施工について ～ 本坑工事に向けた考察 ～

高橋末広¹・桜井亮²

^{1,2}飯田国道事務所 工務課（〒395-0024飯田市東栄町3350）

青崩峠道路トンネル調査坑は、本坑の設計・施工に向けた水抜坑や、中央構造線に近い複雑な地質状況を把握すること等を目的として施工が進められている。地質構造は、マイロナイトから変成岩が主体となるにしたがい、切羽が不安定化する傾向となることを確認している。湧水状況は、断層通過時には一時的に増加するが、その後は 100～200 ㎥/分で収束し、当初の予測値より若干下回る結果となっている。また、これまでに蓄積された計測結果や原位置試験結果から、地山の物性値の検証が可能となり、本坑の設計・施工に向けた計測データの活用方法、断層部の本坑構造等の提案を行うものである。

キーワード：中央構造線, 調査坑, Eパターン

1. はじめに

(1) 青崩峠道路トンネル調査坑の目的

三遠南信自動車道は、長野県飯田市から静岡県浜松市に至る延長約 100 km の高規格幹線道路である。青崩峠道路トンネル（以下、本トンネル）は、三遠南信自動車道の静岡県と長野県の境に位置しており（図-1）、日本最大の断層帯である中央構造線に近接し、かつ、並行した路線線形となる。中央構造線の影響範囲は、西側に約 200～300 m と評価され、その影響範囲から外れた位置に計画されているが、複雑な断層破碎帯が分布していることが懸念された。また、土被りが 500～600 m と非常に大きく、大きな地圧や、2.0～3.0 MPa の大きな水圧がトンネルに作用することが想定された。このため、①水抜坑（調査坑）施工時の地質・湧水状況を本坑の設計施工に反映すること、②本坑施工時に切羽前方の地下水位を下げることによる補助工法の軽減を目的として、調査坑が計画された。また、調査坑の二次的な効果として、将来的な避難坑としての活用も期待している。

(2) 調査坑工事の概要

本トンネル調査坑は、「小嵐トンネル（長野側）」と「池島トンネル（静岡側）」の両工区から施工を進めて

いる（図-2）。小嵐トンネル（長野側）は、マイロナイト等が主体で全体的に変状も小さい（天端沈下 10 mm）ため、当初設計通りのDパターン（アーチ構造）での施工が可能となっている。一方、池島トンネルは、マイロナイト主体から泥質変成岩等が主体になるにつれ変状が増加（天端沈下 100 mm）し、断層部においてEパターン（リング構造）への変更を余儀なくされている。

本論では、これまでの調査坑の施工により確認できた地質・湧水状況、調査坑の設計と施工の相違点を報告するとともに、本坑の設計・施工に向けた計測データの活用方法、断層部の本坑構造等の提案を行う。



図-1 位置図

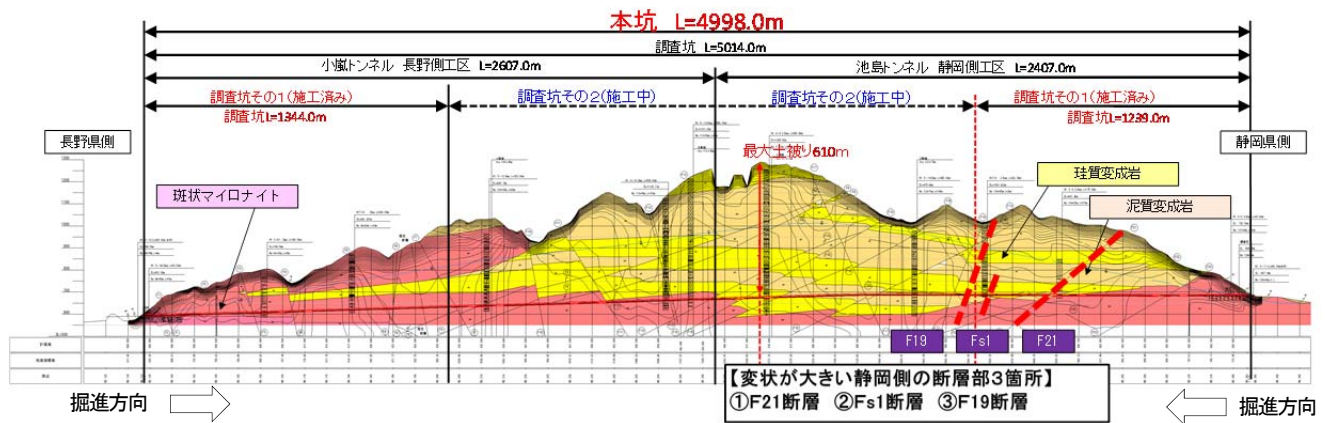


図-2 青崩峠道路トンネル調査坑 施工状況

2. 調査坑の施工状況

(1) 小嵐トンネル（長野側）調査坑その1

地質構造は、坑口付近から順に崖錐堆積物、細粒マイロナイト、斑状マイロナイトが主体である。また、当初設計段階では、細粒マイロナイトの強度が低く（一軸圧縮強度 5.81 MN/m^2 ）、トンネルの不安定化が懸念されていた。施工時には、幸いなことに細粒マイロナイトの出現範囲は土被りが低い区間に留まり、大きな変状は確認されていない。

断層部周辺では、マイロナイト特有の層理面の剥離により岩盤強度が低下しているが、内空変位量は 10 mm 程度で収束しており、大きな変状は確認されていない。これまで工事で実施した岩判定における、切羽評価点の平均は、27点であり、全線D級地山で施工を継続中である。

湧水量は、過去の水文調査で約 500 ㍓/分 と予想されていた。施工時には、坑口部の崖錐層から湧水が約 100 ㍓/分 程度が確認されたが、それ以降、当初懸念されていた集中湧水は確認されていない。現在、トンネル全体の湧水量は 200 ㍓/分 程度である（図-3）。

(2) 池島トンネル（静岡側）調査坑その1

地質構造は、坑口付近から順にマイロナイト主体から泥質変成岩、珪質変成岩混合主体となる。変成岩へ推移するにしたがって、切羽は不安定化する傾向となっている（写真-1）。施工時の変状は、内空変位が卓越し、土

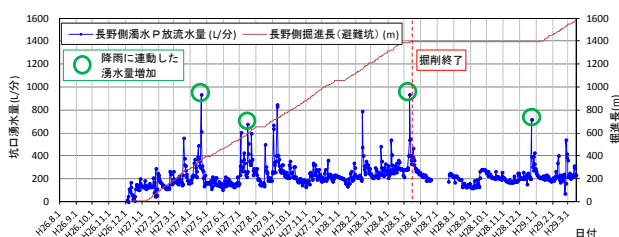


図-3 坑口湧水量（長野側）

被りが 350 m を超えると、切羽評価点がD I 程度であっても、 100 mm 以上の過大変位が発生し、縫い返しが必要となった。

縫い返しは、当初断層が想定されていないF19～Fs1断層区間で発生した。Fs1断層区間を過ぎると、断層ガウジや断層粘土の弱層が見られなくなったため、D I s パターンを採用した。しかしながら、切羽が1D程度進行したところでロックボルト周辺部の壁面脚部にクラックが発生した（図-4）。変状は、SL付近より下に集中し、ロックボルトを残した周辺が内空側に変状する等、支保工が内空側に押し出される変位が発生した。切羽が7D離れた位置でも変状が収束しなかったため、工事を中断し、変状の要因の推定と対策工を講じた。

変状が発生した区間は、土被り高さが 300 m を超えており、断層ガウジや断層粘土など低強度の地山は極めて部分的であった。しかし、亀裂の卓越した岩盤であり、複数の岩種が複雑に入り乱れていたため、岩盤境界や亀裂面に沿った強度の低下が生じ、地山強度比が 1.0 以下になっていたと推察した。D I s パターン（アーチ構造）では側壁部が解放されているため、土圧保持能力は低い。地山強度比が 1.0 以下では、グランドアーチの形成による安定が難しく、側壁部にも大きな土圧が作用するた

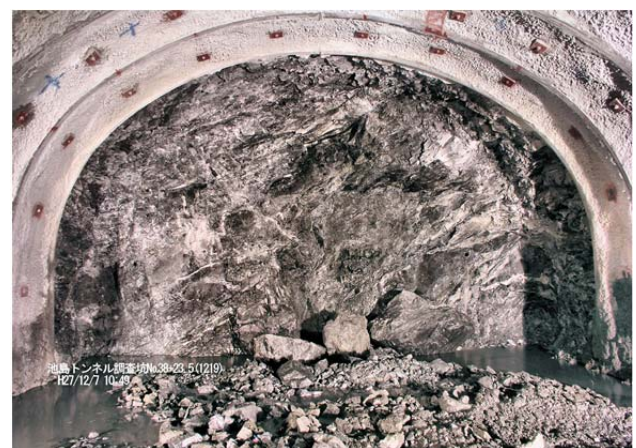


写真-1 切羽（静岡側 縫い返し区間）

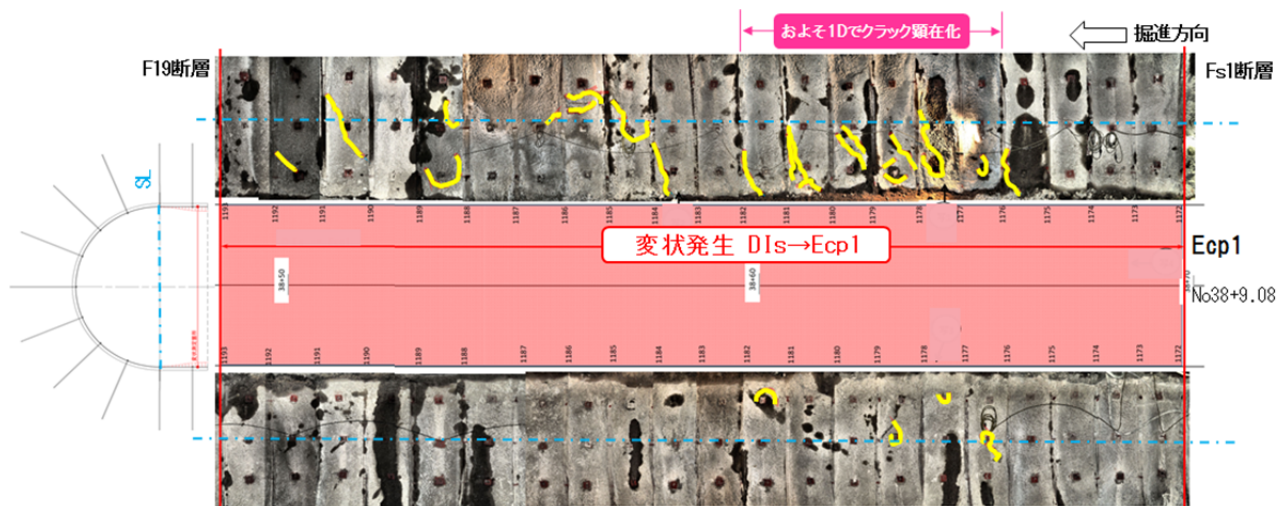


図-4 縫い返し区間の変状状況

め、土圧保持能力が低い側壁部に過大な変位が発生したことが要因と考えた。このため、図-5 のようなリング構造 (Ecp1) により全断面を閉合し、リング構造でトンネルの力学的安定を確保するものとした。対策後の計測結果では、変位は収束しトンネルが安定している。このため、高い土被りで、かつ、断層部のような強度が低い地山においても、リング構造の早期断面閉合は、トンネルの安定性確保に対する効果が高いことを確認した。

湧水量は、過去の水文調査で約 600 ㍓/分と予想され、集中湧水も懸念されていた。施工時には、集中湧水は確認されていないが、F19～F22断層区間で、100 ㍓/分程度の湧水が継続し、湧水の多い状態が続いた。その後、切羽からは 20～30 ㍓/分程度の湧水に落ち着いている (図-6)。

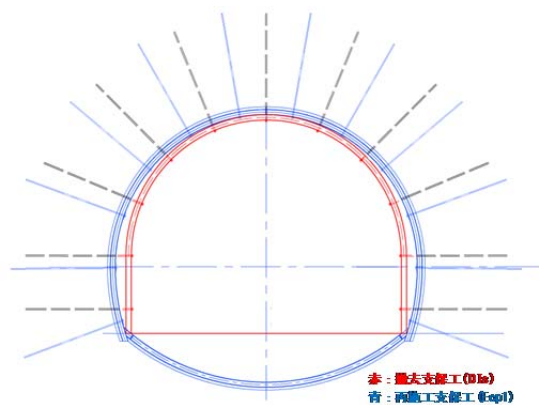


図-5 調査坑の縫い返し支保構造

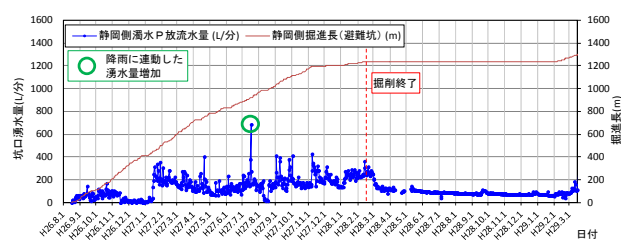


図-6 坑口湧水量 (静岡側)

(3) 調査坑その2に向けた修正 (断層部の支保構造)

調査坑その1の施工実績や縫い返し等の状況より設計との相違が見られた。そのため断層区間の物性値を検討し直し、一軸圧縮強度 3.5 MN/m^2 、単位体積重量 22 kN/m^3 を設定した。理論式に基づいて作用荷重 (掘削影響高) と、掘削影響高に対して支保部材に発生する応力を算出し、支保構造と断面形状を設計した。その結果、高強度吹付けコンクリート ($\sigma_{\text{ck}} = 36 \text{ N/mm}^2$) を採用し、また、土被りに応じて表-1 のパターンを設定した。

今回の経験を活かし、今後土被りが高くなる調査坑その2の断層部において、支保構造を事前に図-7 の構造などに修正させることができ、引き続き工事及び計測を実施しているところである。

表-1 設計対象影響高とパターン名との関係

パターン名	形状	吹付厚	掘削影響高適用範囲 (地山強度比/土被り)
Esc1 (Ecp1)	R+1.5R+1.5R	15cm	58.8m (0.42/376m)
Esc2	R+1.5R+1.2R	15cm	72.0m (0.33/487m)
Esc3	R+1.5R+1.2R	20cm	94.6m (0.22/716m)

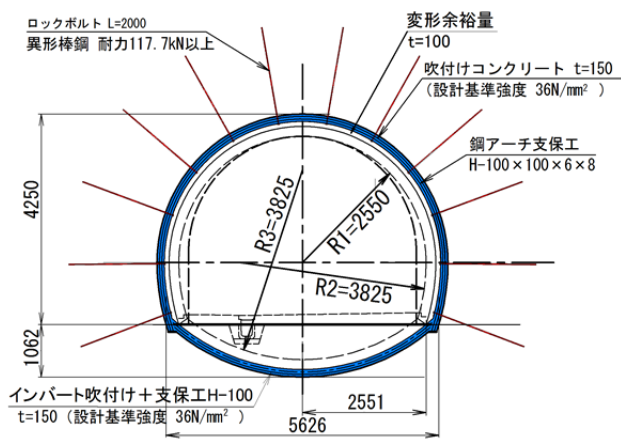


図-7 断層パターン標準断面図 (Esc1)

3. 本坑施工に向けた調査・計測データの活用

(1) 検討条件の整理及び地山物性値の検討

本坑の構造検討をするにあたり、調査坑その1の調査・計測データから、断層部における検討条件の整理及び地山物性値の検討を行った。

a) 原位置試験（ボーリング試験）

切羽停止期間を利用して、静岡側のF19断層部の原位置試験を実施した（図-8）。採取した試料から地山物性値を調査し、粘着力は 700 kN/m^2 、内部摩擦角は 37.0° の試験結果を得た。また、孔内水平載荷試験により、弾性係数はDH級岩盤で $3,520 \sim 1,236 \text{ MN/m}^2$ 、DL～DH級岩盤で $1,355 \text{ MN/m}^2$ を示した（図-9）。

b) 計測Aデータの活用

前項のボーリング試験から得られる地山物性値は点のデータであり、トンネルの掘削区間を線上に評価できる計測Aのデータを積極的に活用することで、断面内空変位量からも弾性係数の算出をアプローチすることとした。一方で、計測Aのデータは、支保工設置後の変位量であり、計測開始時点にバラつきを持っていることが懸念された。このため、変位量を評価するにあたっては、掘削から計測開始までの初期変位量を逆解析し、掘削直後の変位量に統一することで、変位量を用いた地山物性値の検討の精度を向上した。その結果、以下の知見を得た。

- ・計測Aの変位量は、小嵐トンネル（長野側）よりも、

池島トンネル（静岡側）で大きい（図-10）。

- ・ひずみについて、小嵐トンネル（長野側）で天端ひずみの方が大きく、池島トンネル（静岡側）では、天端ひずみと壁面ひずみが同等であり、1%を超えている（図-11）。

c) 弾性係数と側圧係数の算出

トンネルの変位量（計測A）から、弾性係数と側圧係数の計算を行い、地山の変形に対する挙動を考察した。その結果、以下の知見を得た。

- ・地山の弾性係数は、地山の深部に入るに従い大きくなり、 1000 MN/m^2 を超える（図-12）。
- ・弾性係数は、最小でも $1,500 \text{ MN/m}^2$ 程度は期待できる。
- ・側圧係数は、小嵐トンネル（長野側）では、一般的な地山（0.5～0.8 程度）と同程度になるが、静岡県側ではやや大きく1.0 以上になっている箇所が多い。
- ・側圧係数は、全データの平均値から 1.0 と評価できる。

(2) 当初の地質調査結果との比較検証

今回、原位置試験から算出した弾性係数及び変位量から解析した弾性係数を、地質調査時点での係数と比較し、妥当性を確認した。断層部である泥質変成岩～珪質変成

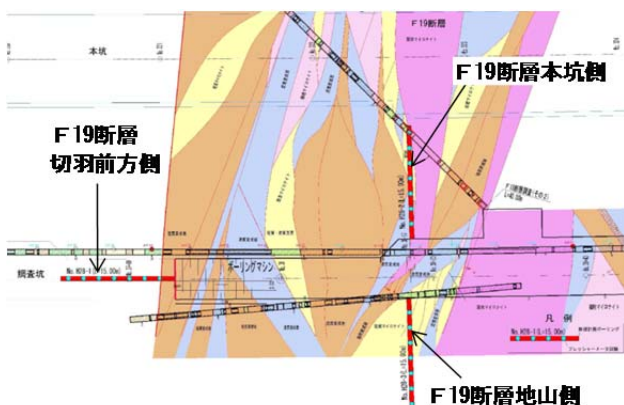


図-8 F19断層部でのボーリング試験位置

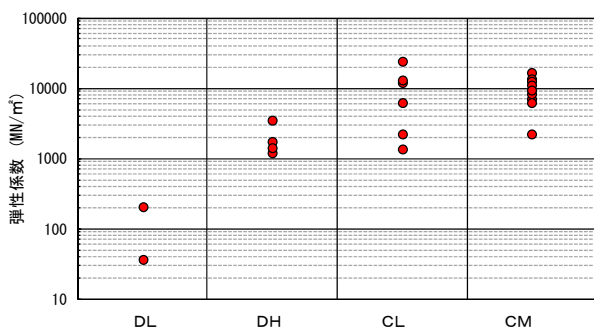


図-9 F19断層部での孔内水平載荷試験結果

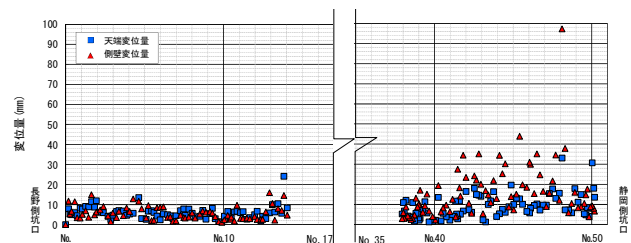


図-10 変位量の結果

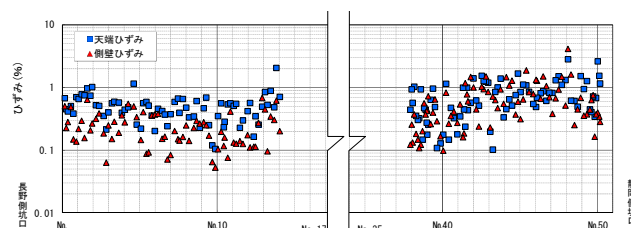


図-11 ひずみの結果

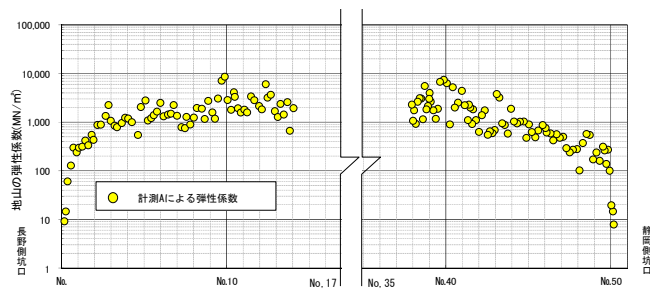


図-12 弾性係数の結果

岩の弾性係数は、当初の地質調査結果でも、 $1,300 \sim 2,180 \text{ MN/m}^2$ を示し、今回の原位置試験結果、解析値と概ね同程度となることが確認できた。このため、本地山の弾性係数としては、 $1,500 \text{ MN/m}^2$ 程度以上は期待できると判断した。以下、決定した解析に用いる地山物性値である。

- ・弾性係数 $E = 1,500 \text{ MN/m}^2$
- ・粘着力 $c = 700 \text{ kN/m}^2$
- ・内部摩擦角 $\phi = 37.0^\circ$

4. 本坑断面構造への反映

(1) トンネル変位の評価指標の提案

トンネル変位の評価は、前項で決定した弾性係数より許容天端ひずみを求め、それに上半掘削高さを乗じて許容天端変位量を決定する。この許容天端変位量とトンネルの変位量を比較することで、切羽や天端部の安定性を評価することができる。図-13 は、安定領域、不安定領域、崩壊領域をプロットしたグラフである。これに今回の調査坑で得られた値をプロットすることで、青崩峠トンネル本坑の安定に対する指標を検討した。その結果、弾性係数 $1,500 \text{ MN/m}^2$ の場合は、崩壊領域の境界となる許容天端ひずみは 1.5% となった。

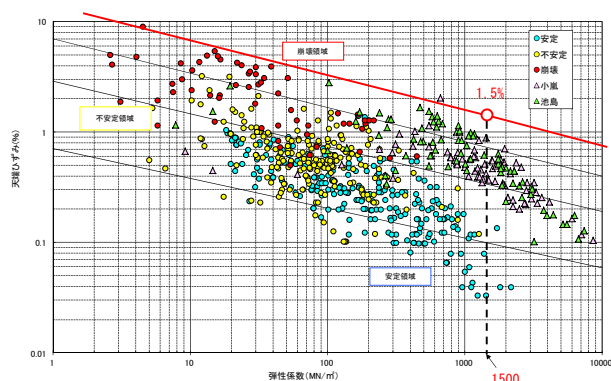


図-13 弾性係数と天端ひずみの関係

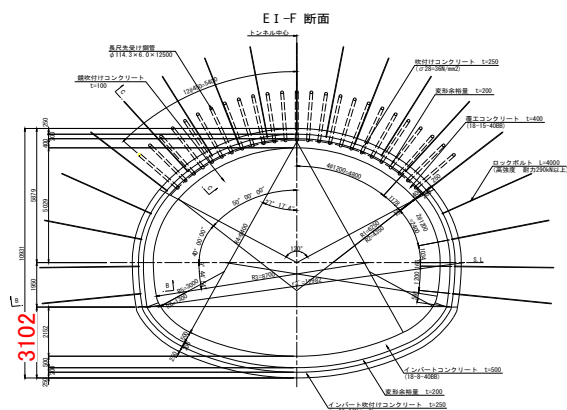


図-14 断層部の本坑断面構造 (E I - F)

(2) 確認された断層部の本坑断面構造の設計

調査坑の施工により確認された断層部の物性値、切羽の安定指標を使用し、断層部の本坑断面構造を数値解析により設計した。その結果、現在まで確認されている断層区間については、インバートを 3 m 程度まで深くして断面を円形に近づけ、高強度の支保部材を採用するとともに、区間によっては掘削補助工を追加するものとした (図-14)。トンネルの安定性が確保できることは、天端変位量や内空変位量が許容値内であること (図-15)、吹付コンクリート応力や鋼アーチ支保工応力が基準強度内であること (図-16) から確認した。

(3) ロックボルトの内圧効果の確認

調査坑では計測Bを実施し、ロックボルトの軸力を測定している。その結果、D I s断面においては、全体的に (+) 引張の値を示していることから、岩盤部にロックボルトが定着し、内空側に押し出そうとする地山を抑制していることが確認された (図-17)。

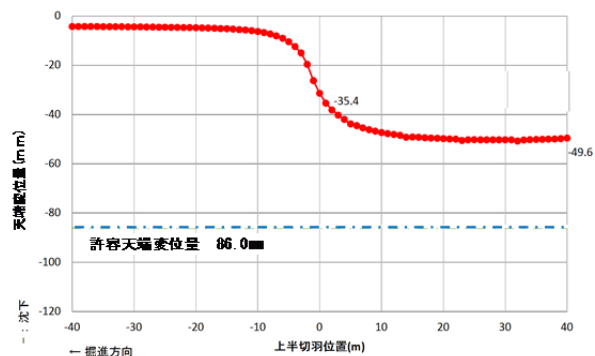


図-15 天端変位量の照査

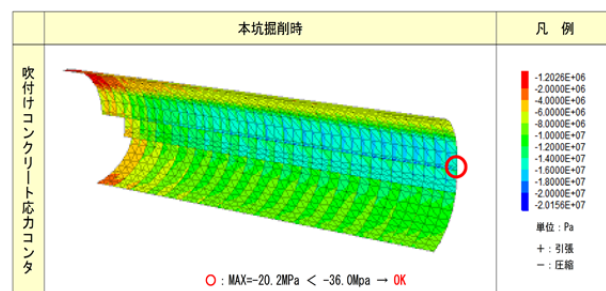


図-16 吹付コンクリート応力の照査

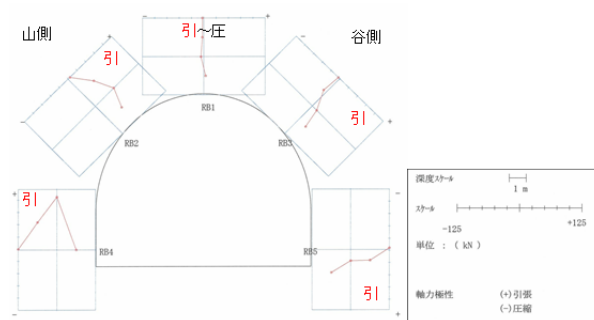


図-17 ロックボルト軸力測定結果 (D I s断面)

このため、本トンネルの岩盤はロックボルトの打設による内圧効果が期待できる岩盤であると考えられ、トンネルの変位抑制対策として、ロックボルトの増し打ちを提案することができる

(4) 断層部の地質リスク

一方で、本トンネルが位置する岩盤の特徴として、孔壁ひずみが大きくなると弾性係数が大きく低下する懸念があることが分かった(図-18)。また、部分的に出現するDL級の変成岩では、弾性係数が 36.7~207 MPa となり、DL級岩盤が広範囲に分布する場合は、地山全体の強度が大きく低下することが予想される。

(5) 今後の課題

a) 高い土被り区間における調査坑の安定確保

今後、調査坑は最大土被りが 610 m となる区間の掘削に突入するため、高い土被り区間における調査坑の安定確保が課題となる。このため、断層区間の計測結果等により地山の性状を確認し、トンネルの変位が収束しない場合や吹付コンクリート等に変状が確認された場合は、支保の剛性増加や、より円形に近い断面形状への変更を検討する必要がある。

b) 湧水対策の継続的な実施

現在までの施工では、幸いなことに多量な突発湧水は確認されていないが、今後、土被りが高くなるにつれ、大きな水圧が作用する可能性が高い。このため、切羽前方探査による湧水状況の確認と水抜きを継続して実施する必要がある。

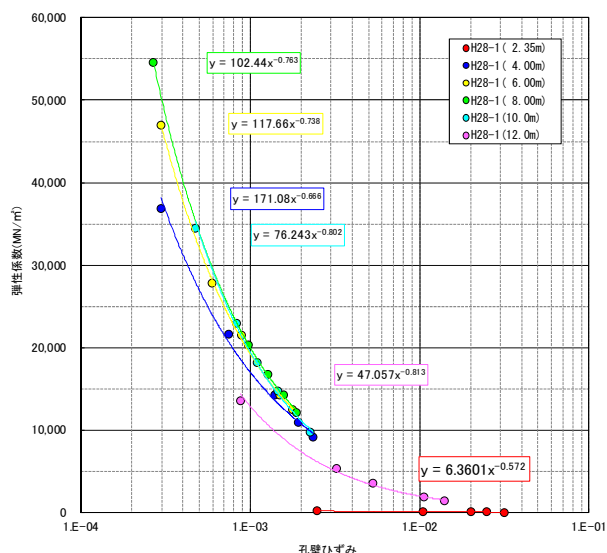
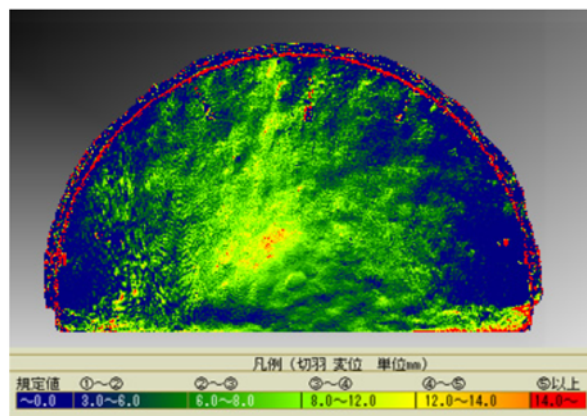


図-18 弾性係数と孔壁ひずみとの関係



切羽変位計測結果(奥行方向変位)

図-19 鏡面変位測定の実例：3Dレーザースキャナ変位計測システム「3Dマッチ」¹⁾

c) 高い土被り区間におけるデータの蓄積

高い土被り区間を調査坑で施工する際に、本坑の施工に向けた有益なデータを蓄積することが必要である。高土被り区間で変状が発生する場合は、はじめに鏡面の押し出し現象として現れる。その兆候をつかむためのデータ蓄積を目的とし、最新技術を活用した鏡面の変位測定にも取り組んでいく(図-19)。

5. おわりに

本報告は、調査坑工事が約 50 % 完了時点における施工状況、計測データなどから、本坑の設計・施工に向けた地山物性値の算出や、断層部の本坑断面構造の検討を行ったものである。今後、調査坑は、土被りがさらに高くなるため、解析結果から断面構造の見直しや、掘削補助工の検討などが必要となることが予想される。今後の本坑工事に向けて、経済的で安全な施工を目指した最適設計を検討していきたい。

参考文献

- 1) 鹿島建設株式会社：「技術とサービス、土木技術、山岳トンネル技術、調査・計測」
(http://www.kajima.co.jp/tech/c_mountain_tunnel/measurement/index.html)
(2017年 5月現在)