

断層活動により破碎された 押出し性泥岩の掘削実績

孤山 晃¹・伊藤 健一²・古市 圭典³・
成田 望⁴・山本 拓治⁵・伊達 健介⁶・横田 泰宏⁷

¹北海道開発局 旭川建設部 富良野道路事務所 (〒076-0006 北海道富良野市西扇山一丁目)
E-mail: koyama-a22aa@mlit.go.jp

²北海道開発局 旭川建設部 富良野道路事務所 (〒076-0006 北海道富良野市西扇山一丁目)
E-mail: itou-k22ai@mlit.go.jp

³北海道開発局 旭川建設部 富良野道路事務所 (〒076-0006 北海道富良野市西扇山一丁目)
E-mail: furuichi-y22ab@mlit.go.jp

⁴正会員 鹿島建設株式会社 北海道支店 (〒060-0002 北海道札幌市中央区北二条西四丁目1-3)
E-mail: naritan@kajima.com

⁵正会員 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給二丁目19)
E-mail: yamataku@kajima.com

⁶正会員 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給二丁目19)
E-mail: k.date@kajima.com.sg

⁷正会員 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給二丁目19)
E-mail: yokotaya@kajima.com

旭川十勝道路北の峰トンネル(仮称)は、延長2 928mのトンネルであり、平成21年度から工事に着手している。本トンネル周辺は、夕張山地山麓の丘陵地で、広大な森林や豊富な地下水など豊かな自然環境が保たれている。そのため、地下水環境の保全を目的として止水注入工やウォータータイト構造を用いた施工が進められている。一方、この地方は富良野断層帯の一部に属することから、起点側切羽には断層活動の影響を受け、著しく破碎された泥岩が広く分布し、トンネルに過大な変位を生じさせた。しかしながら、坑内、地中変位計測結果や支保工応力計測結果を元に、迅速かつ適切に支保をランクアップさせた結果、安全に当該区間の掘削を行うことができた。

Key Words : *squeezing mudstone, fault, early enclosure, side-pile, in-situ measurement*

1. はじめに

旭川十勝道路は、旭川市から占冠村を結ぶ延長約120kmの地域高規格道路として計画されており、北海道縦貫自動車道および北海道横断自動車道と接続することで、北海道における広域交流ネットワークを形成し、当該地域の交通円滑化、地域間連携や広域的な人流、物流の活性化に寄与する路線である¹⁾。

旭川十勝道路のうち、北の峰トンネル(仮称、以下省略)は、富良野道路(富良野市字学田～富良野市字上五区間、8.3km)において計画されている延長2 928mのトンネルであり、平成21年度から工事に着手している。

本トンネル周辺は、芦別岳に代表される夕張山地山麓の丘陵地で、広大な森林や豊富な地下水など豊かな自然環境が保たれている。そのため、地下水環境の保全を目的として止水注入工やウォータータイト構造を用いた施工が進められている²⁾。

一方、この地方は富良野断層帯の一部に属することから、起点側切羽には断層活動の影響を強く受け、著しく破碎した新第三紀泥岩が広く分布していた。この破碎した泥岩の区間では、掘削に伴い大きな変位が発生したが、支保を迅速かつ適切にランクアップしたことで、安全に掘削を行うことができた。

既往の工事では、早期閉合によるトンネルの変形抑制

効果に着目した事例は数多く見られるが、支保が負担する荷重の大きさはもちろんのこと、応力の分布形状や、主に閉合までの間に各支保が効果を発揮するタイミングに着目して支保パターンを選定した事例や、妥当性を検証した事例は少ない。本報文では、主に破碎した押し出し性の強い泥岩の掘削実績、支保パターンの選定経緯とその効果について取りまとめた。

2. 地形、地質

図-1は、トンネル周辺の活断層分布図にトンネル線形を加筆した図である³⁾。また、図-2は地質縦断面図である。起点側は新第三系の黒色泥岩(Ts層)が主体となる予測であったが、切羽が起点側TD.377mから始まる小土被り部に近づくとともに、黒色泥岩の破碎化が進行し、脆弱な地山が分布した。その後も、切羽が進むにつれて破碎の程度は悪化し、細片化した泥岩や粘土状を呈する破碎し



図-1 トンネル周辺の活断層分布

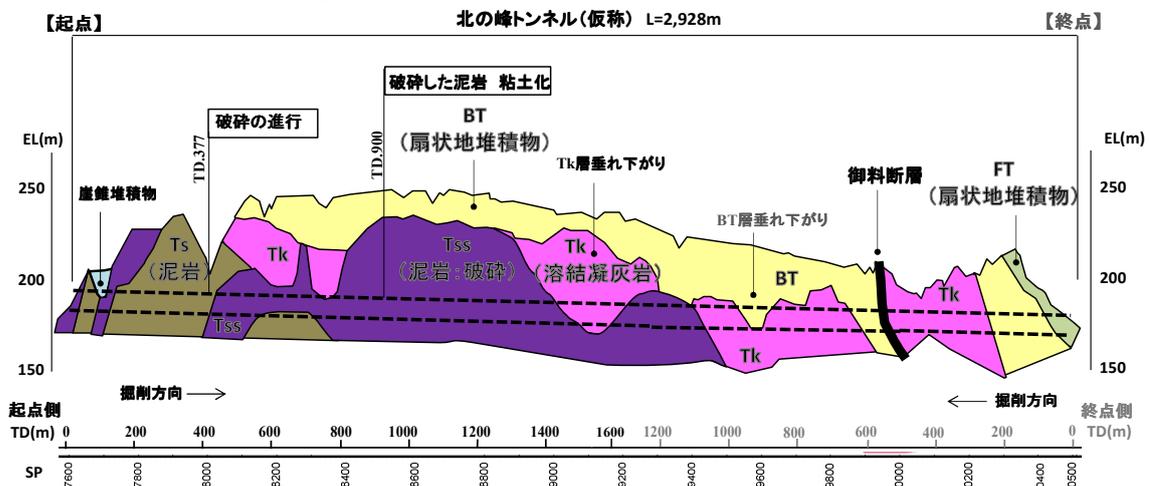


図-2 地質縦断面図

た泥岩(Tss層)が分布した。これらの泥岩区間では、大きな坑内変形および変位が発生した。図-1のトンネル周辺の活断層分布からも分かるように、起点側はトンネルの線形が中御料断層と平行することから、これまでのように破碎が進行した泥岩が広く分布したものと考えられる。

一方の終点側は扇状地堆積物の土砂区間が想定以上に続いた後、土砂状を呈するTk層の非溶結部が現れ、土砂区間が連続した。その後は、比較的硬質な溶結凝灰岩が分布したが、御料断層に近づくにつれ、多亀裂な岩盤から再び土砂状の地山へと変化した。御料断層以降は、土砂状の扇状地堆積物(BT層)が鏡全面を占め、その区間は約100m連続した。その後、切羽下部から溶結凝灰岩風化層(Tk-w層)へと変換し、再び亀裂の卓越するTk層が分布した。

3. 破碎した泥岩の掘削実績

(1) 破碎した泥岩の特徴と分布状況

起点側では、掘削開始から1.5D以下の小土被り区間が連続し、風化した泥岩層に崖錐堆積物が垂れ下がった脆弱な地質を呈したことから、当初設計どおり補助工法を用いて掘削を実施していた。その後は、先進ボーリング、切羽観察、既掘削部のA計測結果を総合的に判断しながら支保パターンを決定していた。

しかし、切羽がTD.377mの小土被り部(坑口パターン)に近づくとともに、黒色泥岩層の破碎が進行し、その後、岩質も変化した。破碎した泥岩はやや褐色を呈し軟質であり、手で容易に細片化する。さらに、時間の経過とともに著しく劣化する特徴を有する(写真-1参照)。写真-2は、黒色泥岩からの推移状況である。軟質な破碎した泥岩は、次第に細片化し、TD.1000m付近からは、著しく粘土化した泥岩へと変化した。

(2) 破碎した泥岩の力学物性

掘削当初、本工事では先進ボーリングを行い、切羽前方の地質状況を評価するとともに、孔内水平載荷試験より得られた変形係数から支保パターンを選定やA計測の管理基準値を見直し合理的な掘削を行ってきた。しかしながら、泥岩の破碎化や粘土化が進行するにつれて、A計測の管理基準値を超過する区間が連続するようになった。孔内水平載荷試験は、孔壁が安定していないと実施

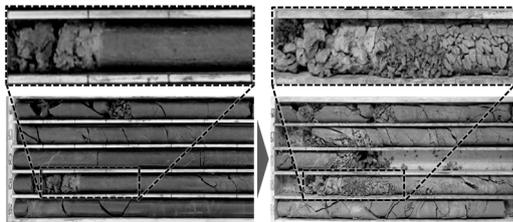


写真-1 破碎した泥岩 (左:採取直後, 右:強度低下後)

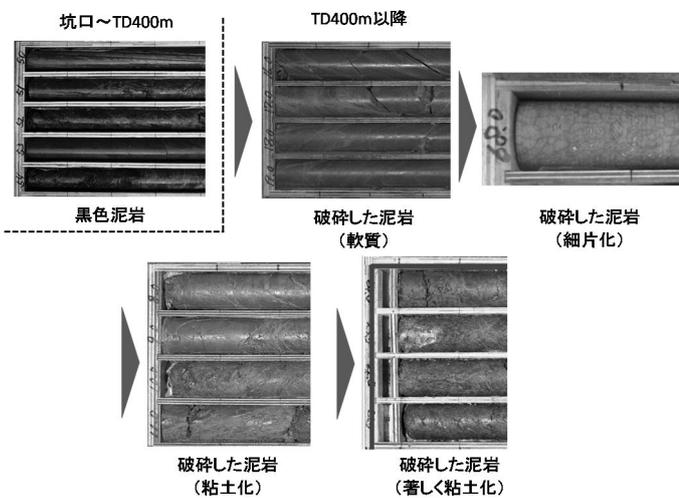


写真-2 泥岩の推移状況

できず、このような地質状況が極端に悪い地山の場合、試験位置より得られる変形係数はその地質における上限に近い値となり、適当な指標が得られない。そのため、切羽前方の全体的な地質状況を正しく評価することができず、適切な管理基準値や支保パターンを決定することも困難となった。

そこで、TD.865m以降においては、先進ボーリングで得られた岩石コアに10cm間隔で針貫入試験⁹⁾を行い、より信頼性の高い地山物性値を算出し、その値を用いて切羽前方の地質状況を評価することにした。ただし、これ以降に見られた破碎した泥岩は、ボーリングによる応力解放に伴い岩石コアが急速に細片化し、時間の経過による岩石強度の低下が顕著に見られた。そのため、コア採取直後に得られた試験結果は、トンネル変位との相関を表すのに適当な指標ではないと考えた。実際の掘削においても、切羽前方の地質が先行して緩み、掘削直後に応力解放され、さらに含水比の低下や乾燥の影響を受けて強度が低下し、トンネルの変形として現れた。北の峰トンネルでは、掘削の影響が坑内の沈下や変位に約4週間(切羽離れ2.0D) 継続して見られ、岩石コアも強度低下を示した。約2週間後の強度が、この間の平均的な値を示すことから、コアについても約2週間後に針貫入試験を実施し、その結果を元に管理基準値を再設定し、支保パターン選定にも活用することとした。

図-3は、トンネル位置と針貫入試験による推定準岩盤圧縮強度との関係図である。同図に併記した地山等級は、北海道開発局の地山分類表⁹⁾を引用した。また、図-4は、針貫入試験から得られた推定準岩盤圧縮強度のヒストグラムを掘削直後と2週間後で比較した結果である。これ

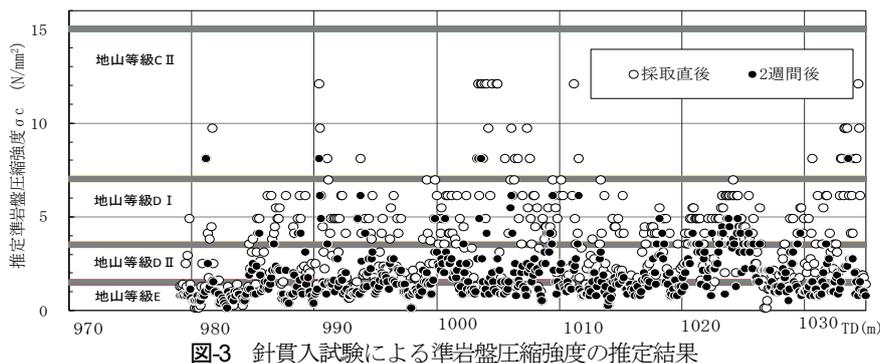


図-3 針貫入試験による準岩盤圧縮強度の推定結果

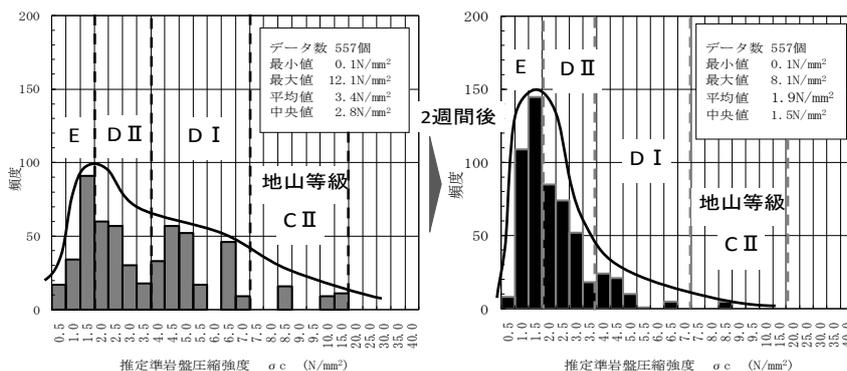


図-4 準岩盤圧縮強度のヒストグラム (左:採取直後, 右:2週間後)

らの結果を見ると、ボーリング採取直後の測定では、1.0～5.0MPa（中央値2.8MPa）のおおむね地山等級D I，D II，Eに相当する値が多く、5.0～10.0MPaの箇所も少量存在した。一方で、2週間後の測定では、0.5～2.5MPa（中央値1.5MPa）の地山等級Eに相当する値が多くなり、5.0MPa以上の箇所はほとんど見られなくなった。

この破碎した泥岩区間では、6m高耐力ロックボルトや高強度吹付けコンクリート、サイドパイルなどDIIパターンより上位の特殊な支保（以下、Eパターン）が必要であったことから、強度低下を考慮した針貫入試験より得られた地山等級と支保実績は整合性があったことが分かる。

本試験は、前方地山の力学物性を全線に渡って評価できるだけでなく、孔内水平載荷試験や一軸圧縮試験が行えないような軟弱地山の力学特性を評価するのに非常に有効な評価手法であった。また、先進ボーリングは、切羽前方の地山を直接観察できるだけでなく、今回のように試験を行うことで地山物性を確実に把握でき、その後の支保選定に活用できる。

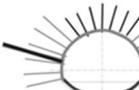
(3) 実施支保パターンと計測結果

掘削方法と実施支保パターンを表-1に示す。本章では、早期閉合工法の変形抑制効果、インバート半径の変更によるトンネルの安定性向上効果、切羽位置におけるサイドパイル工の補強効果について取りまとめる。

図-5は、起点側のA計測結果である。TD.900m付近では、E11パターン（H-200，高強度吹付けコンクリート，高耐力ロックボルト，上下半インバートストラット閉合）を採用したが、天端沈下，内空変位ともに管理レベルを大きく超過した。そこで、ミニベンチ工法を採用し、早期に閉合を行うE13パターンに変更した。その結果，天端沈下で約40%，内空変位で約35%の抑制効果が見られた。しかしながら，それでも限界ひずみ⁶⁾から求まる管理レベル以内に抑制することは困難であった。

また，支保パターンの妥当性を検証するために設置したB計測（鋼製支保工軸力，曲げ，せん断，吹付けコンクリート応力，ロックボルト軸力，地中変位）結果を見ても，インバート部の鋼製支保工軸力が許容値を大きく

表-1 掘削方法と実施支保パターン

パターン名：E11	パターン名：E12, E13	パターン名：E14(1)	パターン名：E14(2), (3)
			
区間：TD911-976	区間：TD976-1042	区間：TD1042-1195	区間：TD1195-
上半先進	ミニベンチ早期閉合 インバート半径≒3R	ミニベンチ早期閉合 インバート半径≒1.5R	ミニベンチ早期閉合 インバート半径≒1.5R
閉合距離5.0D以上	閉合距離≒0.5D	閉合距離≒0.5～0.75D	サイドパイル工：E14(3)は4本 閉合距離≒0.5～0.75D
鋼製支保工：H-200 ウイングリブ付	鋼製支保工：H-200	鋼製支保工：H-200	鋼製支保工：H-200
上半ストラット仮閉合 下半吹付け仮閉合	下半ストラット閉合	インバートストラット閉合	インバートストラット閉合
高耐力ロックボルト：6m	高耐力ロックボルト：6m	高耐力ロックボルト：6m	高耐力ロックボルト：6m
上半：15本，下半：4本	上半：15本，下半：4本	上半：8本，下半：4本	上半：8本，下半：4本
吹付けコンクリート：25cm	吹付けコンクリート：25cm E13のみ高強度	高強度吹付け コンクリート：25cm	高強度吹付け コンクリート：25cm

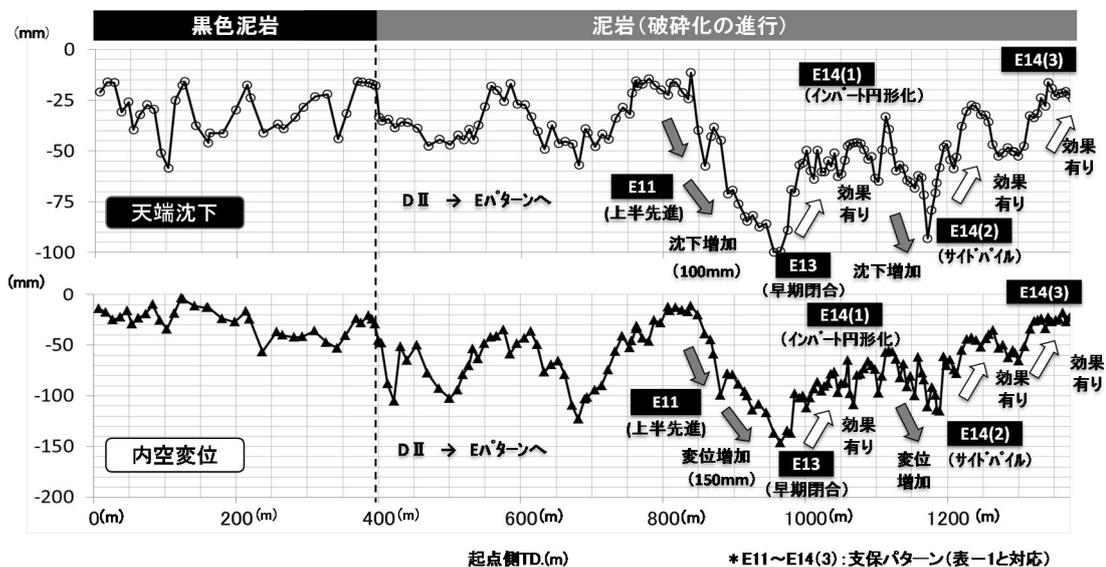


図-5 天端沈下量と内空変位量の推移

超過していることが確認された(図-6左参照)。そこで、過剰に発生した鋼製支保工軸力を緩和するため、E14(1)パターンとして、インバート半径を変更し、トンネル断面を円形に近づけることで、トンネル構造をより安定させることを試みた。その結果、図-6右を見ると、インバート部で過剰に発生していた軸力の最大値が顕著に抑制され、トンネル全周に渡って均等に荷重が分担されることが確認できた。これらの沈下や変位が卓越した区間においては、長期間の地山劣化による本インバートの変状事例もあるため、覆工の仕様を検討するとともに、吹付けコンクリートやインバートの計測、観察を強化し、経時的にトンネルの安定性に問題が無いことを確認している。

E14(1)パターンへの変更後は、天端沈下と内空変位にも、徐々にパターン変更の効果が見られ始め、管理レベル以内を示す傾向が確認された。しかしながら、再び地質状況の悪化に伴ってTD.1 150m以降で天端沈下が80mm程度発生し、さらにTD.1 200mに近づくと、内空変位も100mm近い変位が発生した。下半施工までの初期変位とインバート閉合後の計測結果に着目すると、天端沈下では1.0m掘削あたり最大14.6mm(脚部沈下では最大30.7mm)、内空変位でも44.3mmと大きな初期変位が発生していたことが分かった。

過度な初期変位を対策する上で、まず現在用いている

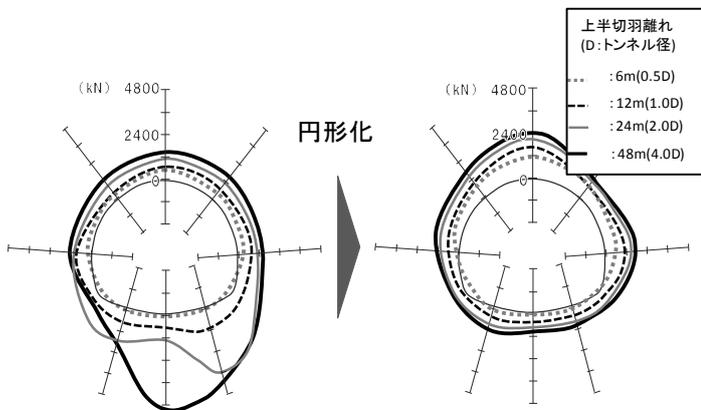


図-6 鋼製支保工軸力の変化(左: E13, 右: E14 (1))

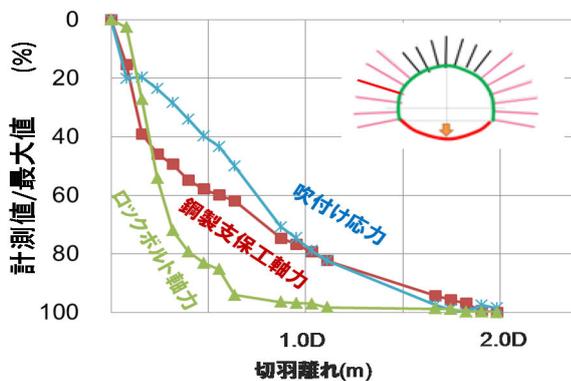


図-7 支保効果と切羽離れの関係(E14 (1))

支保部材の経時的な補強効果の差異に着目した。図-7は、ロックボルト軸力、鋼製支保工軸力、吹付けコンクリート応力をそれぞれ最大値で除することで正規化したグラフと切羽離れとの関係である。この結果より、ロックボルトは設置後すぐに支保効果を発揮し始め、切羽が1.0D程度離れると、既に最終的な値に近づくことが分かった。一方で、鋼製支保工と吹付けコンクリートは、切羽離れが2.0D程度となるまで、継続して支保効果が増加することも分かった。

上述のように、支保効果が顕著に発揮されるタイミングの差異を把握し、過度な初期変位を抑制するためには、サイドパイル工が以下の理由から有効と考え、採用した。

- ロックボルトと同様に支保効果が表れるタイミングが早いと想定され、初期変位や緩みの抑制に効果的であると考えられる。
- ロックボルトやその他の高耐力ボルトに比べて長尺かつ着面積の広い鋼管を用いることができるため、より大きな支保加重を分担できる。
- 口径の大きなパイルが地山内に一定間隔で挿入され、地山のせん断抵抗を増加させるだけでなく、注入材の地山改良効果とも一体となり、脚部近傍の地山強度特性を改善することも期待できる。

図-8は、サイドパイル工の施工図面である。サイドパイルにはAGF鋼管を用い、注入材にはシリカレジンをを用いた。破碎した泥岩のように強度が短時間で低下する地山に対しては、できるだけ早期に緩みを抑えることが重要と考え、サイドパイルを切羽直近、前方に向けて打設した。また、緩みと沈下、内空変位を抑制するためには、サイドパイルの先端が緩み範囲外へ入っていることが重要と考え、地中変位計測結果に基づき、従来のサイドパイルの標準よりも長いサイドパイルを使用した。さらに、沈下抑制に寄与するよう、サイドパイルの頭部は、鋼製プレートを用いて鋼製支保工と連結し、荷重を伝達できるよう工夫した(写真-3)。また、地山側のフランジに

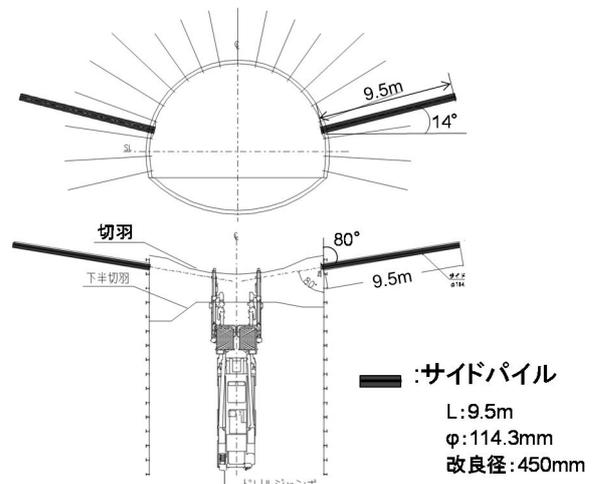


図-8 サイドパイル工(上: 横断図, 下: 平面図)

鋼製プレートを設置することで、サイドパイルの頭部を高強度吹付けコンクリートで固定できるため、沈下および内空変位の抑制効果が高まることも期待した。

図-9は、天端沈下量と内空変位量の平均値をサイドパイル採用前後において比較した結果である。サイドパイル採用後は、天端沈下と内空変位のどちらも抑制され、その打設本数の増加に伴い、抑制効果もさらに増加することが確認できた。結果として、破碎が進行し、かつ応力解放の影響を受けて軟弱化しやすい地質に対して、サイドパイル工を採用することにより、管理レベル以内に変形を抑制しながら安全な掘削を行うことができた。

図-10は、サイドパイル工の効果検証を目的として実施したB計測結果である。サイドパイルの軸力計測結果を見ると、上半切羽がわずかに0.25D進んだ段階で、ロックボルト(最大200kN程度)を大きく上回る軸力が作用した。軸力が著しく発生した範囲は深度3~4mであった。また、軸力ほど顕著な値ではないが、曲げモーメントも発生していたことが分かる。

地中変位計測結果を見ると、サイドパイルなしの場合は、切羽離れが1.0Dを超過した段階で、半径方向に8~10m程度まで緩み領域が広がったことが分かる。一方で、サイドパイルを打設した場合は、この領域が6~7m程度に抑制されている。また、0.25D掘削した段階では、緩み領域は3~4m程度であり、サイドパイルに発生した軸力の範囲と整合している。さらに、緩み領域の減少に伴い、鋼製支保工が負担する最大荷重も約50%軽減されたことから、サイドパイル工の効果の高さを確認することができた。

これまでのB計測結果からも、破碎した泥岩を対象とした切羽では、ロックボルトが掘削初期の応力解放を抑制するように働き、荷重を早期に負担することが確認されていた。サイドパイル工は、ロックボルトの補強効果以上に掘削初期の荷重を分担し、応力解放の抑制に寄与したものと考察できる。サイドパイル工の補強メカニズムは、引張り耐力による内圧効果が大きく、とくにその打設方向から内空変位の抑制に直接的に貢献したと考えている。天端沈下に関しては、頭部固定用鋼材による鋼製支保工への荷重の伝達、緩み領域外へパイルを打設す



写真3 サイドパイル工の施工状況

ることによる荷重分散効果、鋼管の打設や改良効果による脚部近傍の地山強度特性の改善、また掘削初期の応力解放が顕著に抑制されたことによる間接的な沈下の抑制など複数の要因が挙げられる。

4. おわりに

近年、早期閉合法を採用し、沈下や変位を抑制した事例は数多く報告されている。一方で、北の峰トンネルで見られた岩盤強度が低く、著しく緩みを生じやすい地山に対しては、単に早期閉合を行うだけでは、閉合するまでの間に過剰な初期変位を許したり、変位は抑えられても後荷を背負い鋼製支保工や吹付けコンクリートに変状が生じたりすることが危惧される。そのため、このような地山を掘削する際には、注意深く地山の評価を行い、支保パターンを選定し、その妥当性を検証しながら掘削を進めていくことが重要である。

本トンネルでは、このような懸念事項に対し、先進オーリングのコアを対象に強度低下を考慮した針貫入試験を実施し、管理基準値の修正や支保パターンの選定に活用した。トンネル変状が進行し、B計測結果からインバートへの荷重集中が確認された場合には、トンネル形状を円形に近づけることで、インバートに偏っていた荷重を分散し、均一化することができた。さらに変状が進行した際には、閉合前に発生する沈下および変位を軽減するため、サイドパイルを切羽位置で打設し、掘削初期の

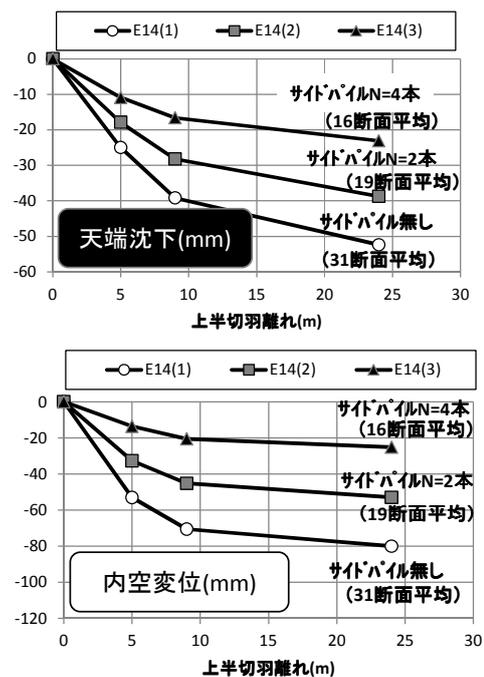


図9 サイドパイル工の有無による坑内変位の差異 (上：天端沈下量，下：内空変位量)

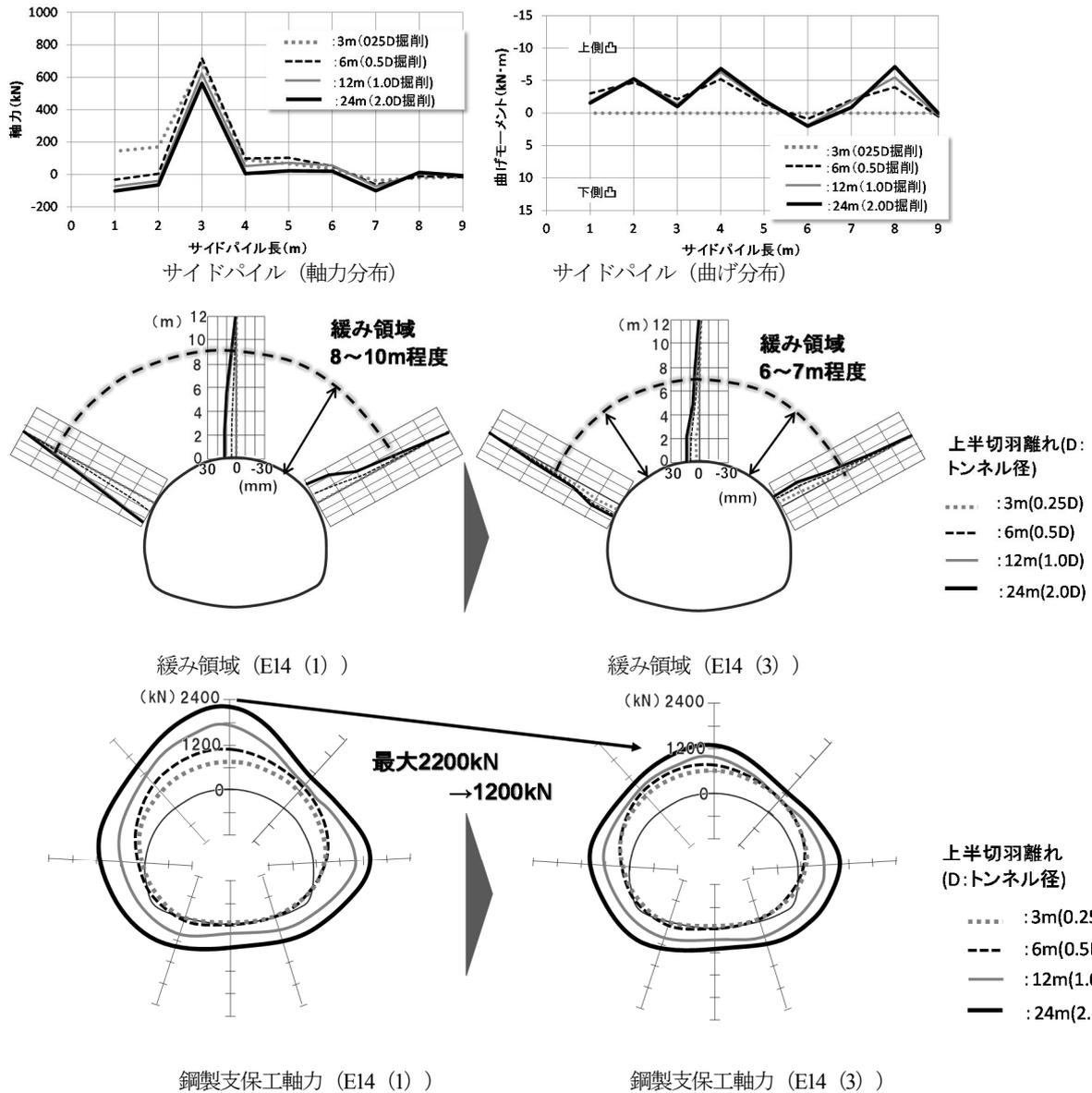


図-10 B計測結果

緩みの影響を顕著に抑制することができた。さらに、サイドパイルだけが支保荷重を負担するのではなく、高強度吹付けや高耐力ロックボルトにもうまく分担され全体で緩みや変位を抑制することも計測より確認することができた。また、これらの変更した支保パターンの妥当性についても、A計測結果やB計測結果により検証を行いながら、掘削を進めることができた。その結果、切羽崩落による災害や大規模な支保工の変状などは無く、押し出し性の強い破碎された泥岩区間の掘削を完了することができた。

今後、本報文が同種の地質におけるトンネル工事の一助になれば幸いである。

参考文献

- 1) 小林暁, 柏谷光晴, 千葉哲也: 帯水層における非排水構造トンネルの施工について—非排水構造の施工中間報告—, 第56回北海道開発技術研究発表会, 2013.
- 2) 坂巻俊次, 柏谷光晴, 齋藤宏樹, 伊達健介, 成田望: 地下水環境保全を目的とした非排水構造トンネルの地上注入工と掘削工, トンネル工学報告集第23巻, I-28, pp.189-196, 2013.11.
- 3) 活断層研究会: 「新編」日本の活断層, 東京大学出版会, pp.73-76, 1991.
- 4) 土木学会: 軟岩の調査・試験の指針(案), pp.56-60, 1991.
- 5) 北海道開発局: 道路設計要領第4集トンネル, p.4-2-27
- 6) 桜井春輔: NATMにおける現場計測と管理基準値, 土と基礎 34巻2号, pp.5-10, 1986.

(2016.8.5 受付)

TUNNEL EXCAVATION IN MULTIPLE FRACTURED MUDSTONE BY FAULT ACTIVITIES

Akira KOYAMA, Kenichi ITO, Yoshinori FURUICHI, Nozomu NARITA,
Takuji YAMAMOTO, Kensuke DATE and Yasuhiro YOKOTA

KITANOMINE tunnel (2928 m, Japan) is a long bored tunnel, which is notable for embracing a 550 m long watertight section. The north part of the tunnel is surrounded by squeezing mudstone, which became heavily multiple fractured and then clay-converted as the tunnel advanced. The deterioration was so severe that the tunnel convergence and the crown settlement reached a non-negligible level. According to this, scrutinizing the responses of tunnel supports to every tunnel excavation, the specification of the tunnel supports has been repeatedly upgraded. A variety of tunnel support patterns were consequently applied: earlier enclosure with supports; profile change (to be more circular); large side-pile installation. They successfully contributed to reducing the ground deformation. This paper presents the modifications of the tunnel support pattern according to the deterioration of the ground conditions and the following reductions in ground deformation around the tunnel.