

大土被りの蛇紋岩地山における二重支保構造の設計と施工

Design and Construction of Double Support in Serpentine Rock with Large Overburden

山田 浩幸*1 大村 修一*2 高田 篤*2
Hiroyuki Yamada Syuichi Omura Atsushi Takada
古瀬 裕司*2 高橋 俊長*3
Yuji Kose Toshihisa Takahashi

要旨

穂別トンネルは、全長L=4,323mの山岳トンネル工事であり、西工事では西側の延長L=1,951mをNATMで掘進中である。本工事のうち、土被り250m以上の大土被りにおける脆弱地山（蛇紋岩）の施工において、数値解析の結果を参考に変位を制御した高規格二重支保の早期閉合を実施するとともに、切羽の安定性を確保する目的でトンネル前方外周にグラウンドアーチを形成する「長尺外周補強工」および「長尺鏡補強工」等の補助工法を駆使してL=191m（Eパターン）の施工を完了している。今回、変位制御による高規格二重支保の支保構造の設計の考え方と施工結果について報告する。

キーワード：山岳トンネル 大土被り 膨張性地山 二重支保構造 補助工法

1. はじめに

穂別トンネルは、道東自動車道（北海道横断自動車道）の夕張IC～占冠ICの間に位置する全長L=4,323mの山岳トンネル工事であり、西工事では西側の延長L=1,951mをNATMで掘進中である。トンネルの地質は付加体と呼ばれる岩石種の異なる岩体（泥岩、緑色岩、蛇紋岩）が複雑に関係した地質構造を呈しており、硬軟も様々である。特に、大土被り（土被り250m以上）において脆弱な蛇紋岩（塊状、葉片状混在）が出現し、最大200mmを越える変位を生じている。

トンネルの支保構造の検討では、避難坑の施工実績をふまえたうえで、解析的な手法も取り入れ、加背割り（断面形状）、補助工法、支保パターンについての検討を行った。

その結果を参考に、支保構造の安定を図る目的から変位制御型高規格二重支保による早期閉合の採用を実施した。

また、施工時の切羽安定確保の目的で「長尺外周補強工」および「長尺鏡補強工」等の補助工法を駆使して大土被りの脆弱地山（蛇紋岩）区間L=191m（Eパターン）の施工を完了している。

図1に工事位置を示し、写真1に掘削状況を示す。

今回、250m以上の大きな土被りにおける脆弱地山（蛇紋岩）での支保構造（変位制御型二重支保）等の設計の考え方と施工結果について報告する。

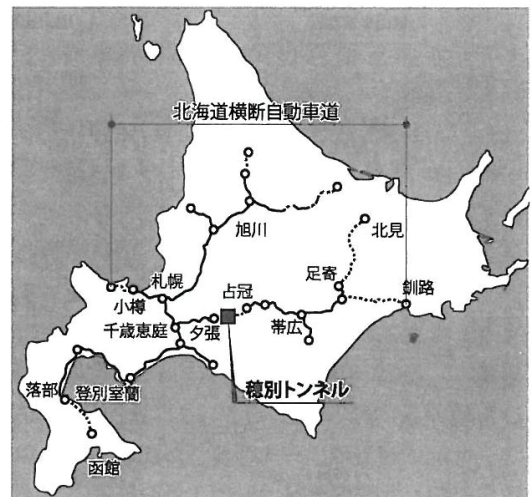


図1 工事位置



写真1 掘削状況

*1 土木本部 企画部 *2 東京本店 土木部 *3 東日本高速道路㈱千歳工事事務所

2. 工事概要

穂別トンネル西工事の概要を表1に示す。

掘削断面は標準部分では馬蹄形でA=85.0 m²であるが、今回報告する蛇紋岩区間では断面形状を円形に近づけたために掘削断面積が130 m²の大断面となった。

また、蛇紋岩区間の掘削は機械掘削方式で実施し、切羽の安定対策として長尺外周補強工と長尺鏡補強工を補助工法として採用した。さらに、大土被り（250m以上）での脆弱な地山であり、過大な変位の発生が懸念されたため、初期変位を制御する目的で地山のひずみ0.5%を目安に二次支保を設置するという変位制御型二重支保（高規格支保工）を採用して、切羽離れ8mで全断面閉合を実施した。

3. 穂別トンネル西避難坑工事施工実績¹⁾

調査坑としての位置づけで先行施工された避難坑は、延長L=2,150m、掘削断面が19 m²~26 m²（小断面）であり、施工方法はNATM、全断面掘削工法、レール方式（地山状況に応じて発破・機械掘削）であった。なお、図2に示すように蛇紋岩区間は4回出現し、掘削延長2,150mのうち約500m区間分布していた。

特に3回目の蛇紋岩区間においては、吹付けコンクリートの変状、盤ぶくれが発生したため、支保の剛性を高めたEII-1-K-Pパターン+鏡ボルト（図2）とし、鋼繊維補強高強度吹付けコンクリートに変更している。

なお、蛇紋岩の地山試料試験結果では膨張性鉱物が含まれておらず、蛇紋岩特有の潜在亀裂の進展が大きな変位発生の原因と考えられる。

表1 工事概要

工事名称	北海道横断自動車道 穂別トンネル西工事
工事場所	北海道勇払郡むかわ町穂別長和
工期	平成18年3月～平成21年3月（その1）
	平成21年3月～平成23年10月（その2）
発注者	東日本高速道路㈱
施工者	鴻池・飛鳥特定建設工事共同企業体
工事内容	延長 L=1,951m（道路土工L=12m含む）
	断面 掘削断面積A=85.0m ² （DI）,130m ² （EII）
	施工法 NATM
	掘削方式 発破工法、機械掘削（EII）
	掘削工法 EI, EIIパターン（上半先進ベンチカット工法） （EIIは変位制御型二重支保構造） CII, DI, DII, DIIIパターン （補助ベンチ付き全断面工法）
補助工法	天端安定対策：長尺鋼管フォアハング（坑口） 長尺外周補強工（EII） 注入式フォアハング
	鏡面の安定対策：長尺鏡ボルト、核残し 長尺鏡補強工（EII）
	脚部の安定対策：脚部補強ボルト、仮インバート

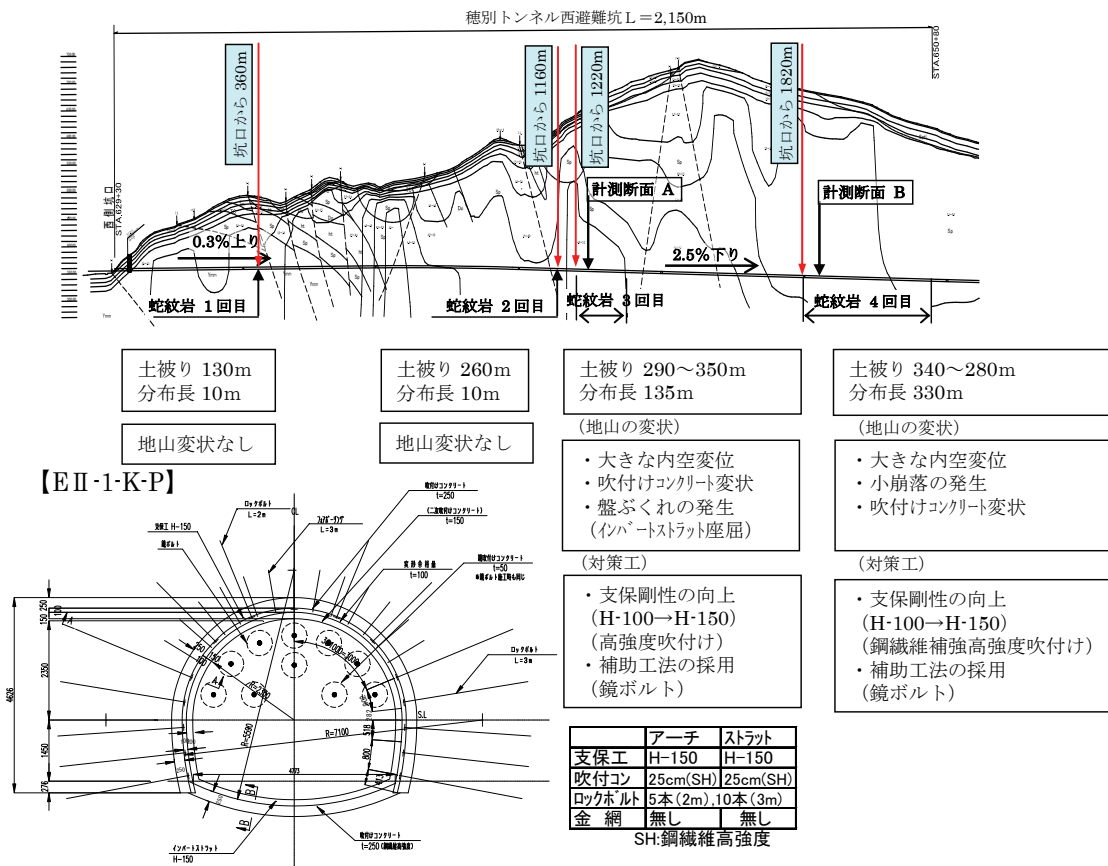


図2 避難坑施工実績¹⁾

4. 本坑支保構造の設計

4.1 検討方針

検討はFEM解析（非線形弾性モデル）^{2), 3)}により、避難坑施工時に大きな変位を生じ、盤ぶくれやインパーストラットの変状が発生した3回目蛇紋岩区間を対象とした。

検討手順は、まず再現解析により避難坑の計測データに基づく地山物性を逆算し、同定された地山物性を用いて、予測解析により本坑での支保構造の安定性を評価した。

4.2 地山物性の評価

解析に用いた地山物性は、旧日本道路公団のトンネル数値解析マニュアルに基づき基本物性(G6:地山区分DII相当)を設定し、これまでの同種地質^{4), 5)}（道央道嵐山トンネル）における施工実績（表2）や穂別西避難坑の試験値をもとに設定した。最終的には、表3に示すとおり、避難坑の内空変位計測結果や実際の避難坑の変状状況、切羽（鏡面）の状況等と照合しながら最適であると判断したケースの物性値（変形係数）を予測解析に用いた。

4.3 解析結果と分析

表4に緩み領域と変形に関する解析値と計測値の比較一覧を示し、図3にトンネル変位における計測結果と解析結果（再現解析）の比較を示した。

変位量としては解析結果のほうが若干大きくなったが、変位モードとしてはいずれの結果に関しても全体的に縮み

ながら沈下している状況であり、良く一致していることが分かる。図4に示す地中変位の測定結果からゆるみ域を推定すると、天端で1.5~2.5m、左側壁部で1.0~2.0m、右側壁部で2.0~3.0mであった。

表4 解析値と計測値の比較（変位）⁶⁾

		解析値	計測値
		緩み領域	天端
	左側	2.2m	1.0~2.0m
	右側	2.2m	2.0~3.0m
	変位	天端	32.5mm
	水平	85.6mm	80.9mm

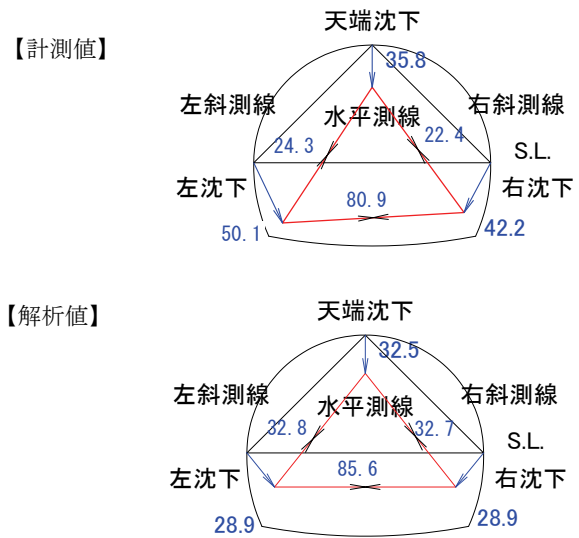


図3 解析値と計測値の比較（単位 mm）⁶⁾

表2 嵐山トンネル土被りと地山物性値一覧⁴⁾

断面番号	地盤高(m)	天端高(m)	土被り(m)	単位体積重量(t/m ³)	ポアソン比
⑧	257.978	129.318	128.66	2.95	
⑦	268.057	130.624	137.433	2.55	
⑥	260.921	135.318	125.603	2.42	0.37
⑤	244.115	131.106	113.009	2.33	0.35
④	241.254	131.106	110.148	2.32	
③	173.662	125.892	47.77	2.24	0.34
②	151.821	122.283	29.538	2.31	0.32
①	148.046	121.17	26.876	2.39	0.34
			平均	2.4	0.34

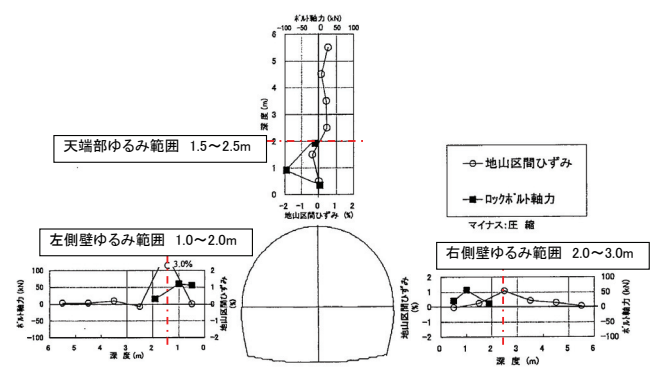


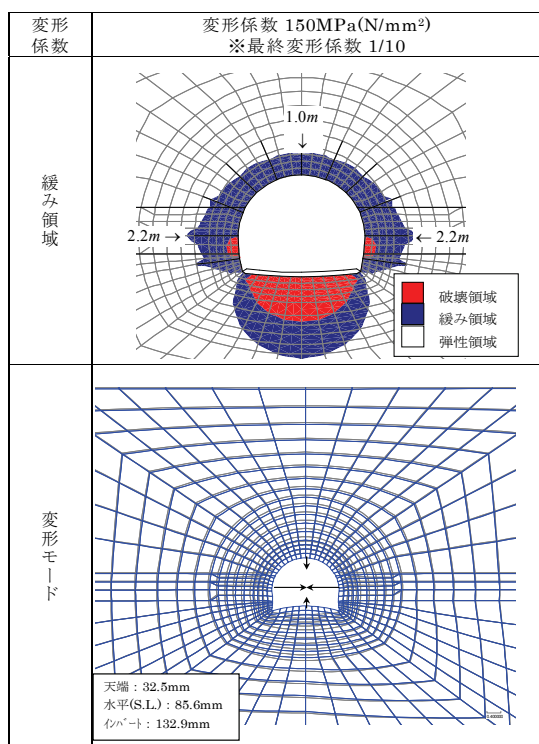
図4 計測工Bに基づくゆるみ範囲⁶⁾

表3 解析に用いた地山物性値^{3), 4), 6)}

項目	変形係数 MPa、N/mm ²	ポアソン比	単位体積重量 kN/m ³	粘着力 MPa、N/mm ²	内部摩擦角 deg	引張強度 MPa、N/mm ²
採用物性値	150	0.34	24	0.2	30	0.04
G6 (DII相当)	150	0.35	21	0.2	30	0.04
嵐山試験値	—	0.34	24	—	—	—

■ は G6 (DII相当) を採用、■ は嵐山試験値を採用

表5 再現解析結果⁶⁾
(緩み領域と変形モード)



また、表5に示すように再現解析結果では、緩み領域は天端で1m、側壁で2.2m程度となった。これらの解析結果は避難坑施工時に得られた計測結果と良く一致していた。

以上のとおり、変形モード、緩み領域についても比較的良い一致が見られたことから、採用した地山物性値(表3)が妥当であると判断した。

4.4 本坑予測解析結果と分析

再現解析で同定した地山物性値を用いて本坑施工時の支保構造の検討を行った。なお、補助工法の効果に関しては、施工範囲の変形係数を向上させることでモデル化した。

表6に検討ケース一覧を示す。

表7に二重支保工による予測解析結果(解放率40(先行):50(一次支保):10(二次支保))の1例を示す。

また、予測解析結果のうち、支保に作用する応力についての一覧を表8および表9に示す。

予測解析結果では、施工の実施が困難と判断されるケース①、②、⑧以外で、支保発生応力が許容値内に収まるのは二重支保構造による施工(ケース③、④、⑤)のみである。

表7 予測検討結果⁶⁾
(緩み領域と変形モード)

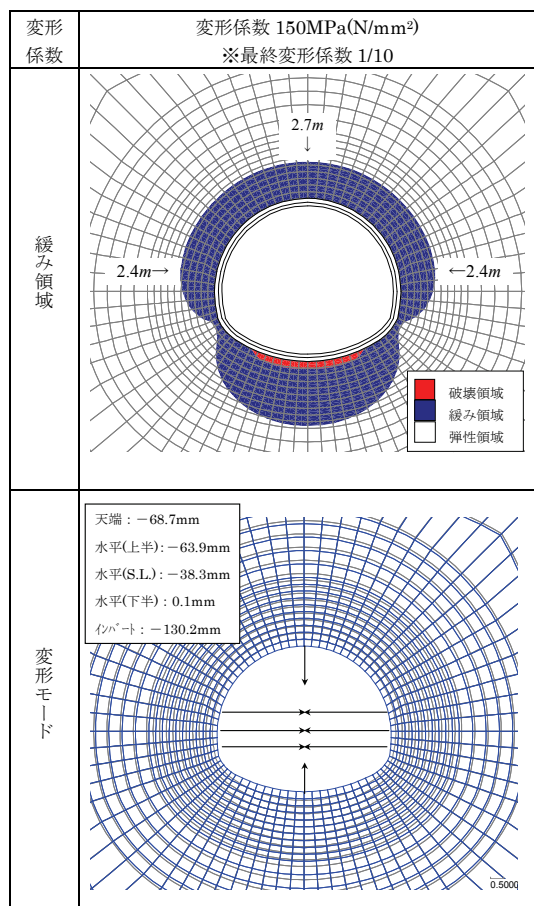


表6 本坑予測解析(検討ケース)⁶⁾

検討ケース
①全断面(補助工法無し)
②上半, 下半, インバート(補助工法無し)
③全断面(二重支保同時施工)
④全断面(二重支保: 二次支保設置時解放率10%)
⑤全断面(二重支保: 二次支保設置時解放率15%)
⑥全断面(7-チ2m改良 D=4,500N/mm ²)
⑦全断面(7-チ6m改良 D=3,000N/mm ²)
⑧全断面(全周改良, D=4,500N/mm ²)

表8 検討結果(鋼製支保工応力)⁶⁾

□内は成立の可能性のあるケース

検討ケース		①天端部	②右肩部	③左肩部	④インバート部	判定
①	IN	1501.9	1526.5	1522.0	1419.5	×
	OUT	1485.7	1508.8	1507.0	1564.5	
②	IN	1463.6	1060.8	1051.7	391.7	×
	OUT	1279.0	706.6	703.6	297.5	
③	IN	729.2	708.6	708.6	339.2	△
	OUT	736.1	728.2	728.2	568.0	
④	IN	157.6	154.1	154.1	78.1	○
	OUT	159.0	157.2	157.2	116.4	
⑤	IN	236.2	231.0	231.0	118.5	○
	OUT	238.3	235.6	235.6	173.8	
⑥	IN	470.3	545.9	539.6	1687.4	×
	OUT	493.8	555.2	550.3	1886.3	
⑦	IN	349.9	533.5	529.5	1748.0	×
	OUT	402.0	528.1	524.5	1912.3	
⑧	IN	313.1	382.5	380.5	180.0	○(×)
	OUT	316.2	379.2	377.4	202.0	

凡例
 符 号: 正が圧縮応力
 許容値: 支保工 440 N/mm²(降伏応力)
 終局値: 支保工 590 N/mm²(圧縮強さ)

△: 終局値内に収まり許容値の
 考え方によっては成立

□ 不可
 ○ 終局応力以内
 △ 設計値以内

表9 検討結果（吹付け発生応力）⁶⁾

□ 内は成立の可能性のあるケース

検討 ケース	①天端部	②右肩部	③左肩部	④インハート部	判定
①	46.4	47.2	47.0	43.8	×
②	47.6	37.5	37.2	13.3	×
③	22.8	22.6	22.6	18.5	△
④	4.7	4.6	4.6	3.8	○
⑤	7.0	7.0	7.0	5.7	○
⑥	14.4	16.7	16.5	52.1	×
⑦	12.1	16.5	16.4	53.8	×
⑧	9.6	11.8	11.8	5.6	○(×)

凡例
 符号：正が圧縮応力
 許容値
 設計値：吹付け 13.5 N/mm²（許容応力）
 終局値：吹付け 36 N/mm²（設計基準強度）

△：終局値内に収まり許容値の
 考え方によっては成立

なお、発生する支保応力が大きいことや二重支保構造を採用することを考慮して、設計照査ではトンネルの支保部材のうち、鋼製支保工（高規格支保工）と吹付けコンクリート（高強度）の荷重分担に関しては、図5に示すとおり、鋼製支保工の設計値（終局値）を超過する発生応力を吹付けコンクリートの設計値（終局値）で分担可能かどうかで照査した。

ここで、本トンネルでは従来の二重支保「いなし工法：一次支保では変位を許容して二次支保でしっかり押さえる」という考え方を発展させて綿密な計測管理に基づき、変位を制御して早期閉合を実施することで、一次支保にも耐力を残した状態で二次支保を設定する「変位制御型二重支保」とした。なお、二次支保設置時期の目安は、周辺地山の破壊ひずみを1.0%と想定して、許容ひずみを0.5%に設定した。

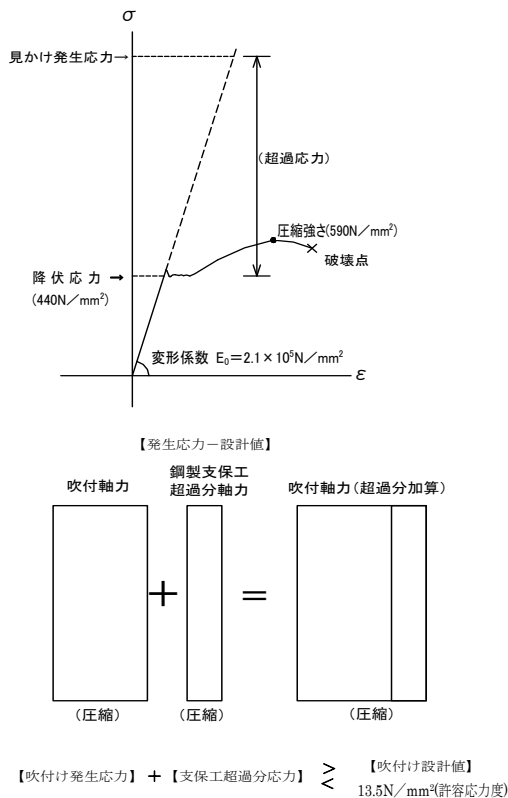


図5 トンネル支保の荷重分担⁶⁾

4.5 支保構造の選定と対策工の方針

本坑予測解析の結果を踏まえて、本坑の支保構造の選定と対策工の方針に関して図6に示すフローを作成した。

大土被りの脆弱地山（蛇紋岩）における施工に対して、特に加背割り（断面形状）、支保剛性、早期閉合、補助工法に配慮して支保構造や対策工の選定を実施した。

5. 本坑施工実績

5.1 施工方針と実績

図6に示す支保パターン選定フローにしたがって、計画では、脆弱な蛇紋岩が部分的に出現した段階でDIIパターン（馬蹄形断面、ノーマル支保工、上半先進工法）による施工を始め、計測結果に基づき、断面形状（円形断面）の変更、高規格支保工の採用、加背割りの変更（補助ベンチ全断面閉合）による高規格支保工による一重支保のEI-Kパターン（二重支保へ移行できるような変形余裕量考慮）を採用する方針であった。その後、切羽状況が全面的に蛇紋岩となった段階においてEIIパターンへの移行を速やかに実施する計画を立てていた。

実際の施工では、DIIパターンの施工後、ノーマル支保工による二重支保工（DII-4）を試行的に実施した後、施工時の計測工A（内空変位、天端沈下）および計測工B（地中変位、ロックボルト軸力、鋼製支保工応力、吹付け応力）の結果をふまえ、EIパターンを経て、変位制御型二重支保（EIIパターン）の採用へと移行した。なお、EII採用前に試行したノーマル支保工による二重支保構造では、発生応力および発生変位がともに想定を越える結果となった。

二次支保工の施工時期は前述のとおり許容ひずみで0.5%（変位量60~70mm）を目安とした。

なお、補助工法としては、既往の文献⁷⁾を参考にして長尺外周補強工と長尺鏡ボルトを採用することにより、周辺地山の一体化によるアーチアクションの形成を図った。

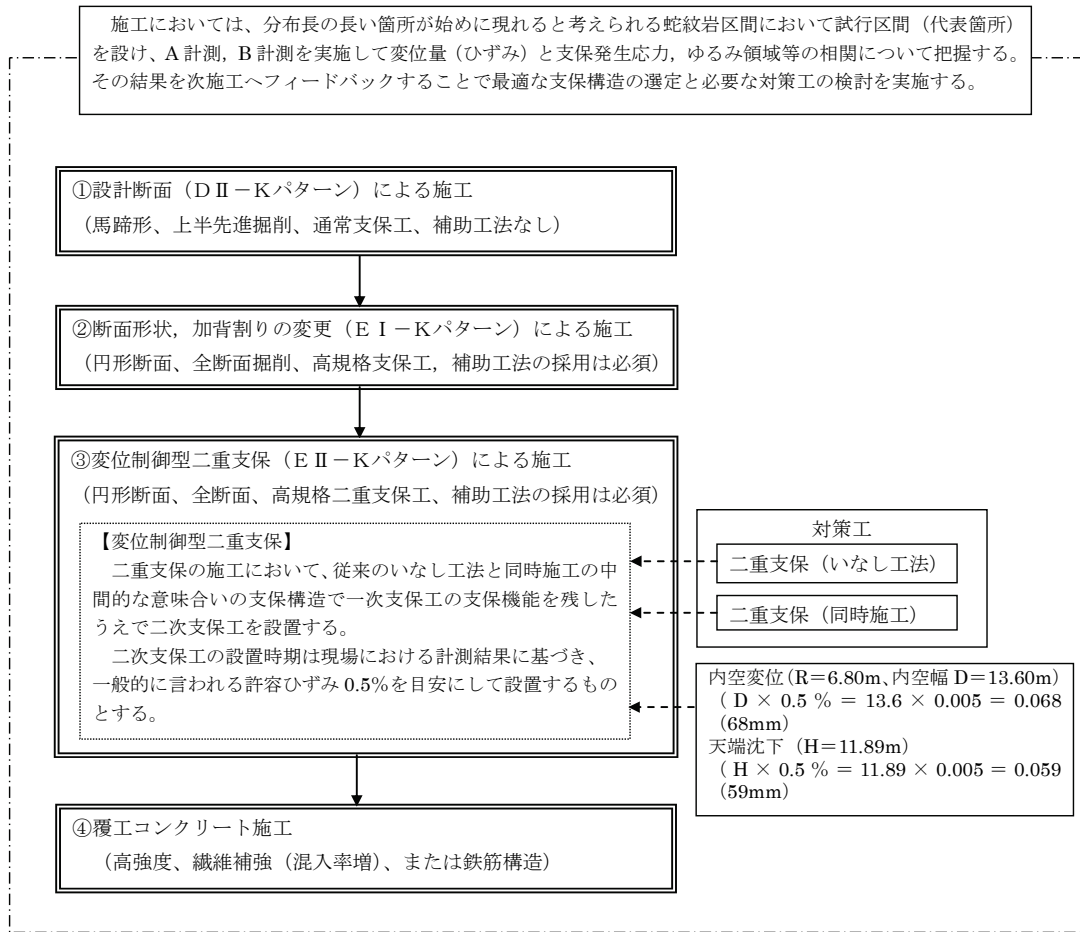


図6 変位制御型二重支保の選定と対策工の方針⁶⁾

5.2 計測結果（計測工A）の分析と評価

5.2.1 DII-4パターン（ノーマル二重支保）

図7にDII-4パターンにおけるA計測結果を示すが、初期変位速度が速く（50mm/日程度）、掘削直後に大きな変位を生じ、すみやかに二次支保（NH-150+吹付けコンクリート（高強度・鋼繊維補強））を施工したが、変位は増大していた。

施工時の計測結果から判断すると、DII-4パターンでは、初期の支保剛性が不足し、切羽離れ4Dを越えても、変位は完全に収束せずに塑性化進行の傾向が見られた。結果的に一部縫返しを強いられた。なお、脚部沈下に関しては、地山状況を反映して右上半脚部の沈下が大きくなっていった（163.1mm）。

以上の計測結果に基づき、鋼製支保工の剛性向上が必要であると考え、当初設定していたEIパターン（高規格支保工による一重支保）を最小限区間として速やかにEIIパターンの採用へ踏み切った。

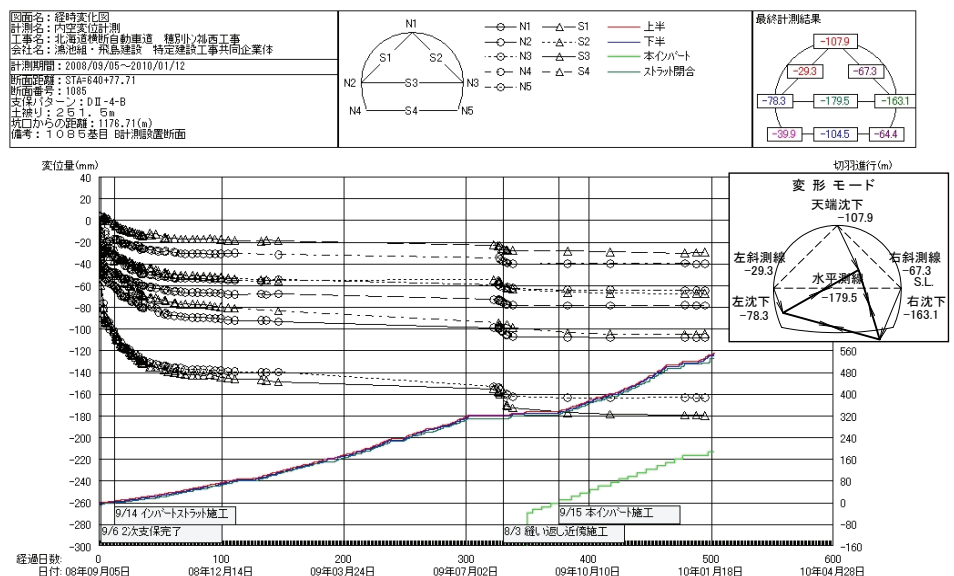


図7 計測工A測定結果（DII-4パターン）

5.2.2 EIIパターン（高規格二重支保）

図8にEIIパターンの計測結果を示す。初期高剛性支保（高規格支保工）を用いることで初期変位速度が20mm/日程度に抑えられていた。また、二次支保（HH-150）設置後も収束傾向が見られないが、インパストストラット+吹付けコンクリートによる全断面閉合により収束傾向が見られた。

なお、他の施工パターン同様、地山状況を反映して右側上半脚部の沈下が大き（183.9mm）。

図8に示す計測工Aの結果では、覆工コンクリートの打設基準である収束傾向（1mm/週以下、連続2週）と判断できるが、長期では、30mm/10ヶ月と漸増している。

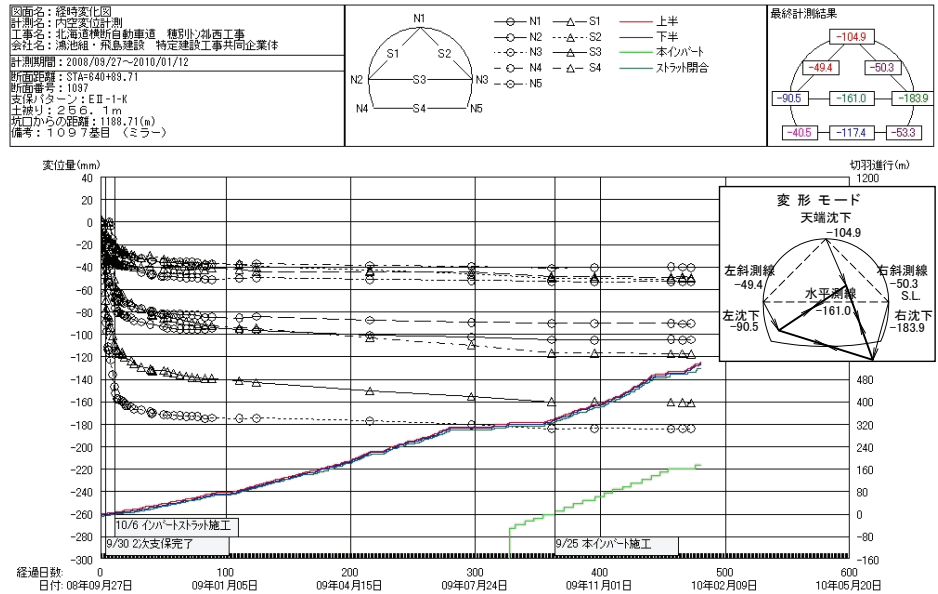


図8 計測工A測定結果（EIIパターン）

5.2.3 地中変位およびロックボルトの軸力分布

図9および図10に計測工B（地中変位測定、ロックボルト軸力分布）の結果を示し、以下に特徴を示す。

- ①図9に示すロックボルト軸力は天端と側壁で圧縮を示し、二重支保の採用により、支保剛性が卓越している。
- ②図10に示す地中変位の発生位置はE1：天端部（5～6m）、E2：左肩部（7～8m）、E3 右肩部（8～9m）、E4：左側壁部（10～11m）、E5：右側壁部（6～7m）とかなり深い。
- ③地中変位パターンから判断すると図10（c）に示すように、不連続面の発生は見られず、端部が緩み領域中にあり、固定点（12m位置）が不動点となっていない懸念がある。

これらの結果から、早期閉合を図る目的でロックボルトの長さを6mから4mに変更した。

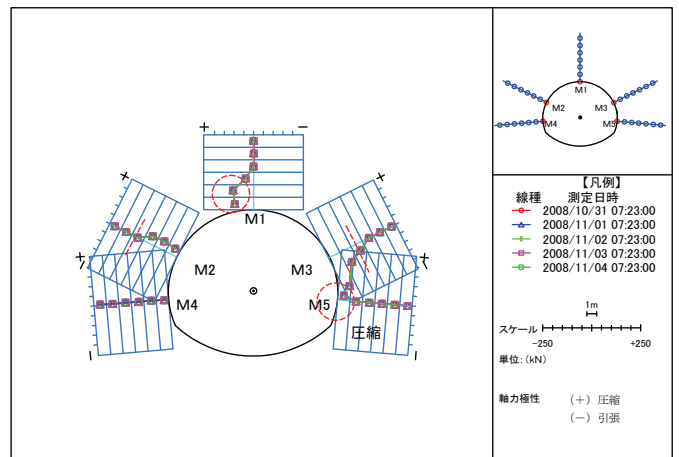


図9 ロックボルト軸力分布（計測工B結果）

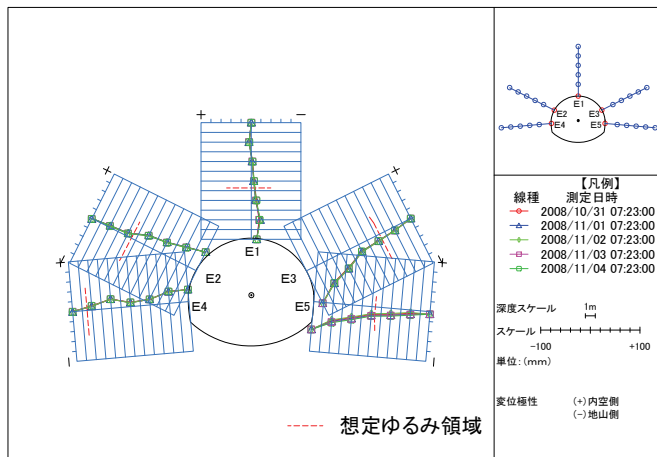
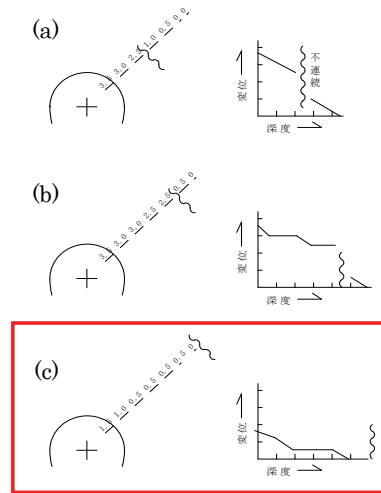


図10 地中変位分布（計測工B結果）



5.2.4 計測結果（計測工B）の分析と評価

EIIパターンでは、高規格鋼製支保工(降伏点:440N/mm²)を採用したが、ここでは、施工時に得られた鋼製支保工の計測結果を示し、その考察を述べる。

(1) EIIパターン（一次支保：HH-200、高強度吹付け）

図11に鋼製支保工応力（一次）を、図12に吹付け応力（一次）を示す。一次鋼製支保工応力は、掘削後早い段階（切羽離れ3m程度）で急激な応力増加が見られ、上半内側応力は、降伏点（440N/mm²）を越え、天端が最大となり、1,000N/mm²となっていた。ここで、鋼材の材料特性から、前述図5に示したとおり、降伏点を越えた後はひずみだけが增大しているものと考えられ、その不足分は吹付けコンクリートへ流れているものと推察される。

なお、応力の発生傾向は計測工A同様、二次鋼製支保工施工後もダラダラと漸増し、現状（2010年3月現在）でも収束したとは言いがたい。

さらに、図11の応力分布図を見ると、全体的なモードとしては圧縮となっていることが分かる。

図12に示すように、吹付けコンクリートの発生応力（一次）は両側下半（T4、T5）で大きく、T5で最大となり、許容値（13.5N/mm²）を越える15N/mm²（圧縮）となった。

一方、天端部では6.5N/mm²程度であった。

また、吹付けコンクリートの発生応力の分布は、計測工A同様、地質状況を反映して、アンバランスな応力分布となっていることが確認された。

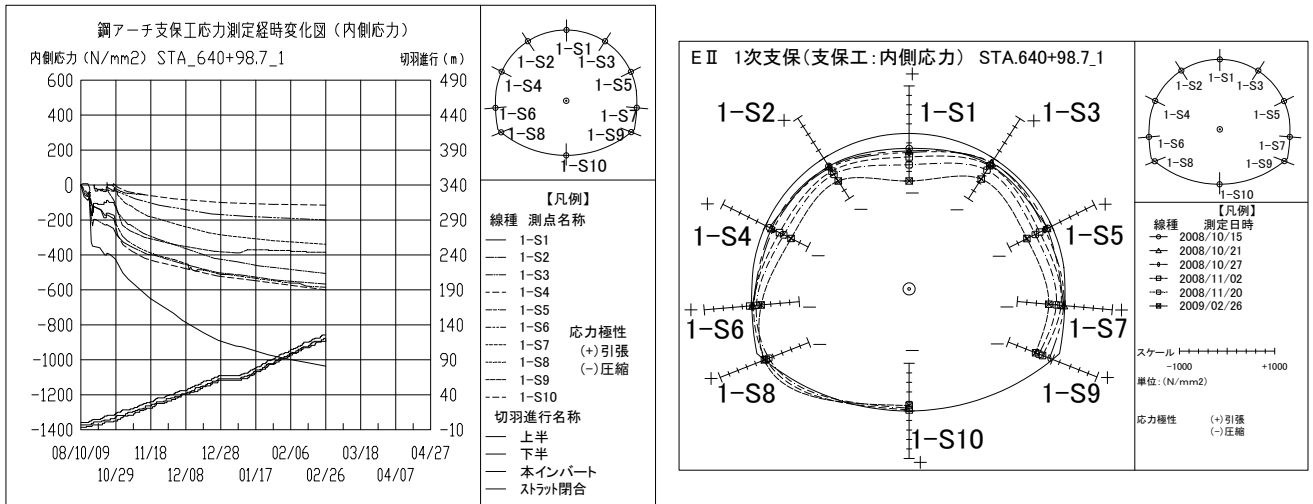


図11 計測工B測定結果（EII：鋼製支保工（一次））

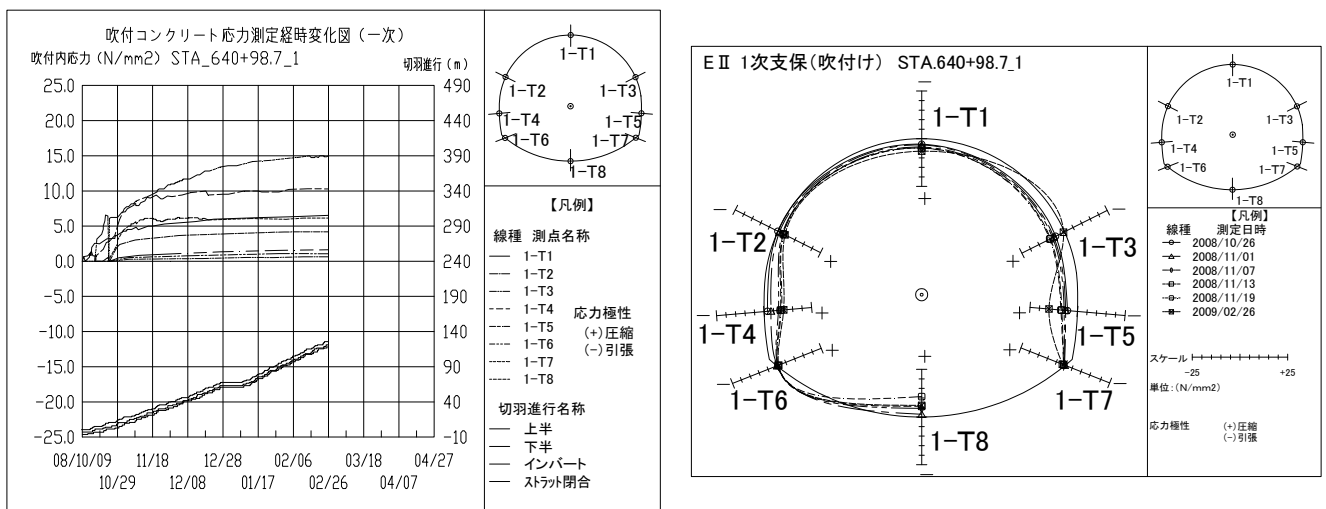


図12 計測工B測定結果（EII：吹付けコンクリート（一次））

(2)EIIパターン（二次支保：HH-150、高強度吹付け）

図13に鋼製支保工応力（二次）を、図14に吹付け応力（二次）を示す。

二次鋼製支保工の発生応力は、一次鋼製支保工同様、掘削の進行に伴い、ダラダラと応力の増加が見られ、内側応力はS4（左側壁部）を除く上半部分（天端部から右肩部）にかけて計測結果が降伏点（440N/mm²）を越えた、600～700N/mm²（降伏点を越えた後はひずみだけが增大）となっていることが分かる。

また、図13の分布図を見ると一次鋼製支保工と同様に、二次鋼製支保工についても、アーチ部で全体的に圧縮応力となっている。なお、外側応力についても全体的には圧縮応力であることを確認している。

一方、図14に示すように、二次吹付けコンクリートの発生応力は全体的に圧縮応力を示している。

なお、発生応力自体は長期にわたり漸増しており、天端（T1）で6.0N/mm²程度、側壁部（T5）で7.0N/mm²程度となったが、一次吹付けコンクリートよりも小さく、高強度吹付けコンクリート（ $\sigma_{ck}=36.0\text{N/mm}^2$ ）の設計値（許容応力：13.5 N/mm²）内で収まっている。

以上の結果から、二次鋼製支保工の応力は結果的には降伏応力に達しているものの、高規格鋼製支保工の採用により初期の剛性が確保され、最終的に支保の安定に寄与する吹付けコンクリートの発生応力が低減されたものと判断された。

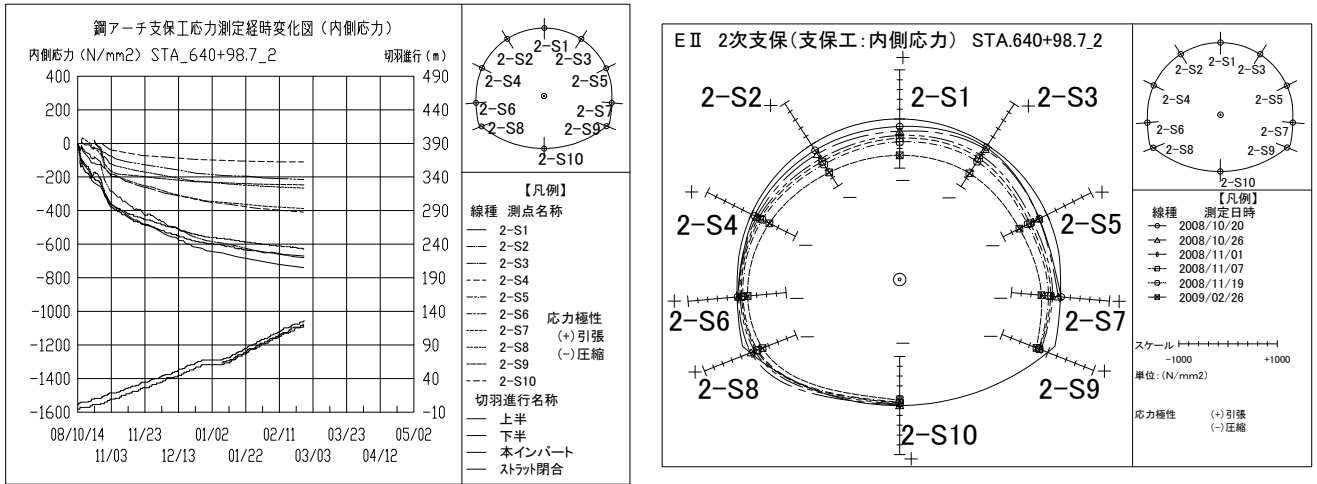


図13 計測工B測定結果（EII：鋼製支保工（二次））

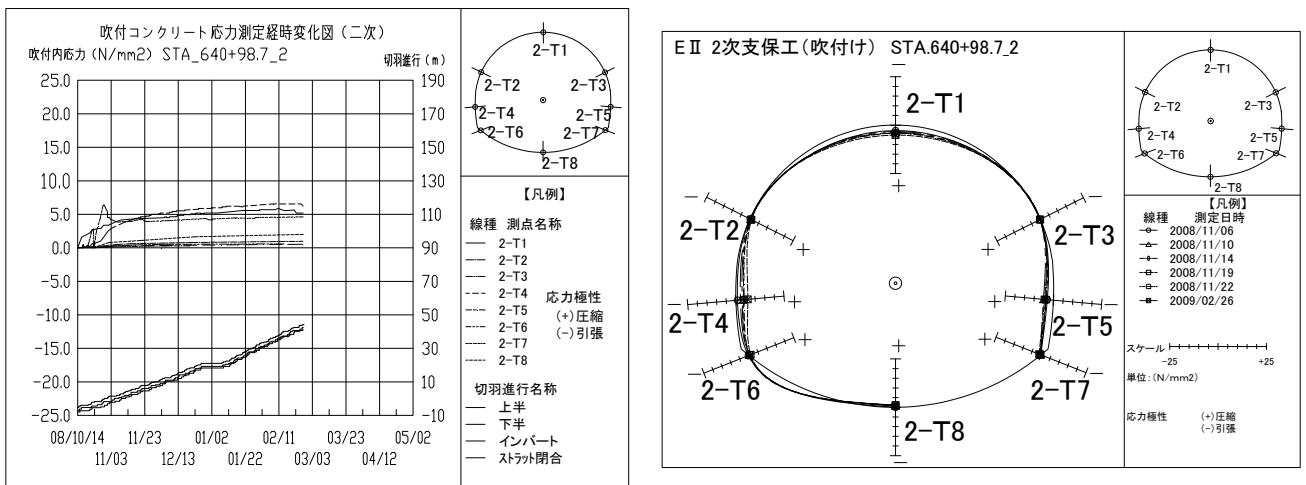


図14 計測工B測定結果（EII：吹付けコンクリート（二次））

6. EIIパターン(変位制御型二重支保)の施工^{8),9)}

6.1 施工概要

二重支保の施工は以下に示すサイクルで実施した。

- ①補助工法の施工(図16)
- ②上半掘削(1.0m)で一次支保工2基分施工
- ③上半二次支保工(1.0m)を2基分施工
- ④下半片側掘削(2.0m)で一次支保工2基分施工
- ⑤下半片側二次支保工2基分施工
- ⑥インバート掘削(2.0m)で一次、二次ストラット2基分同時施工(写真2、写真3)

なお、トンネルの全断面閉合を早期に実現する目的でサイクル向上のための促進案として、トンネル施工設備(ドリルジャンボ、吹付け機械、吹付けプラント)を2セット準備した。このことにより、トンネル切羽離れ8mで全断面閉合を完了している。



写真2 変位制御型二重支保の施工状況⁸⁾



写真3 インバート同時施工状況⁸⁾

6.2 補助工法の検討

当該施工区間の蛇紋岩は塊状蛇紋岩の周辺を葉片状蛇紋岩が取り囲むような状況で存在しており、写真4に示すよ

うに、トンネル掘削時の緩みの影響で1m程度の塊状蛇紋岩がごろごろと崩れてくるような脆弱な状況であった。



写真4 蛇紋岩切羽状況

補助工法の選定にあたり、図15に示す長尺鋼管先受け工法(AGF工法)は、剛性の高い鋼管により先行変位の抑制を図りゆるみの低減、総変位量の抑制を図る工法であるが、大土被り(250m以上)においては十分に支えられない懸念があった。

今回採用した長尺外周補強工(FIT工法)は、図16のように前方地山を長尺のGFRP管(L=12.5m、t=8mm、φ76mm)を打設し縫い付け、地山の一体化を図り補強を行うものである。AGF工法との相違点は、比較的高角度(20°前後)に打設することで、広い範囲の補強効果を期待し、地山の変形を拘束することでアーチアクションの形成を図る点にある。

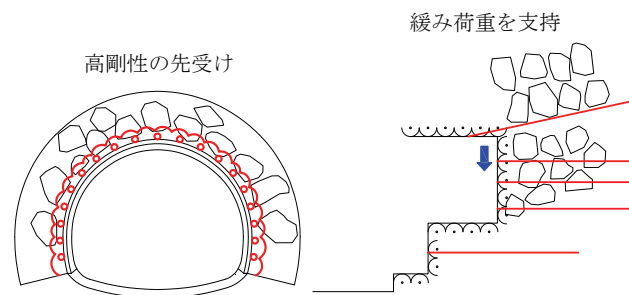


図15 長尺鋼管先受け工作用効果模式図

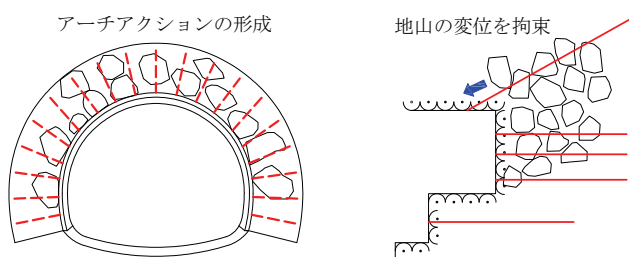


図16 長尺外周補強工作用効果模式図

図17に補助工法による地山補強模式図を、図18に打設パターンを示す。

補助工法の仕様としては、以下のとおり計画した。

- ①天端安定対策：長尺外周補強工（GFRP管、L=12.5m@0.6m、5.0m打設、改良範囲4.0m）
- ②鏡面安定対策：長尺鏡ボルト（GFRP管、L=13.5m、5.0m千鳥打設）

ここで、GFRP管の打設ピッチに関しては、①従来の実績、②アンブレラ形状の考慮、③塊状蛇紋岩の規模（1m超）といったことをふまえ、4m改良範囲で確実な補強が可能となるよう打設ピッチ0.6mに設定した。

切羽での補助工法の施工状況を写真5、写真6に示す。

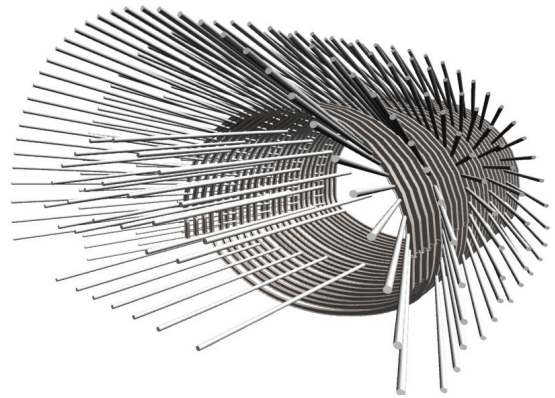


図17 長尺外周補強工+長尺鏡ボルト補強工模式図^{8),10)}

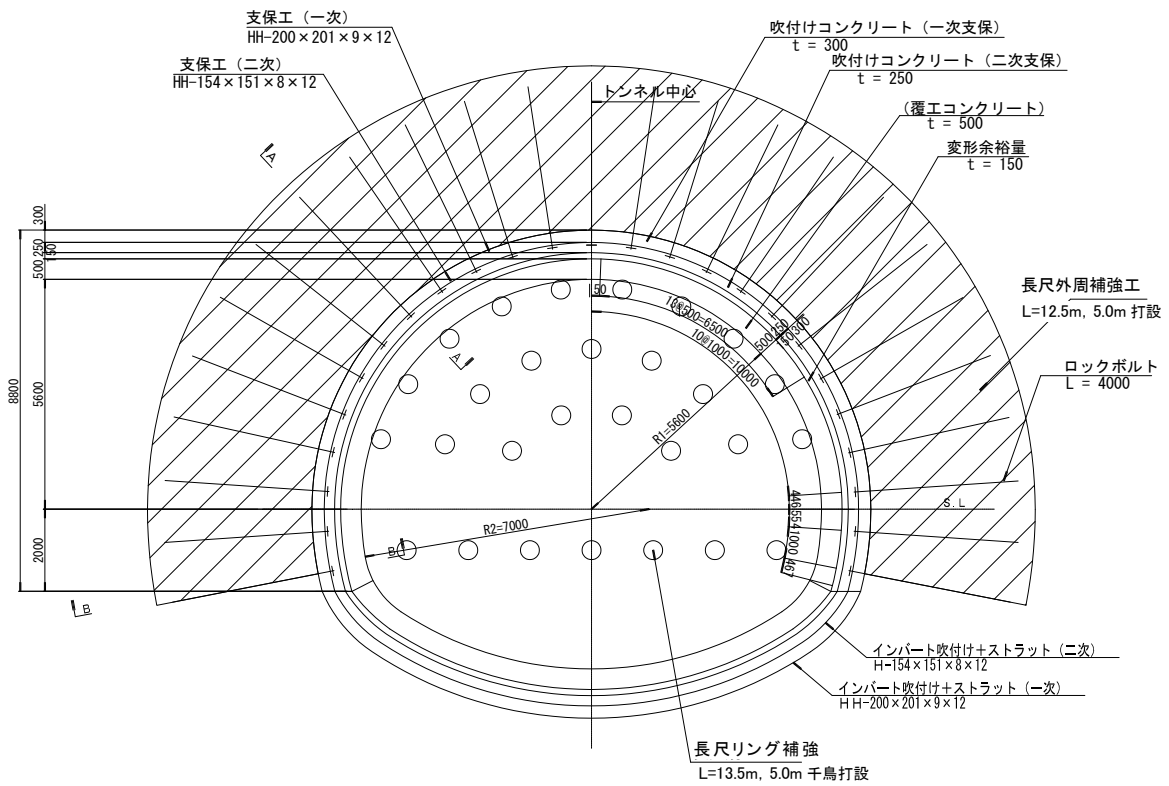


図18 EII-Kパターン（二重支保：補助工法施工）



写真5 補助工法施工状況⁶⁾



写真6 補助工法施工完了状況⁶⁾

7. まとめ

土被りが 250m を越える蛇紋岩での施工というこれまで施工実績のない特殊条件におけるトンネル工事において、調査坑として先行施工された避難坑の施工実績に基づく事前の数値解析を用いた支保構造の検討により、一次支保にも耐力を残した上で二次支保を施工するという、変位制御型二重支保構造を採用して蛇紋岩区間 L=191m の施工を完了した。

計測工 A の結果から、補助工法として長尺外周補強工および長尺鏡補強工を併用し、地山を一体化することで初期変位速度の抑制が図れることを確認できた。

また、支保構造の安定に関しては、予測解析で想定していたとおり、鋼製支保工に関しては、一次、二次支保工とも降伏点 ($440\text{N}/\text{mm}^2$) を越えた大きな発生応力を示しているものの、二次吹付けコンクリートの発生応力は、許容値 (設計値: $13.5\text{N}/\text{mm}^2$) 以内に収まっており、トンネル構造の安定性は確保されていると考えられる。

現在 300m を越える大きな土被りを有する蛇紋岩区間の施工を実施しており、2010 年 3 月末現在で L=1,820m の掘削を完了している。今後も、これまでの施工実績の分析を進めフィードバックすることにより、全断面閉合の早期実現に向けて取り組むとともに、工期内でのトンネル完成に向けて安全に留意して施工を進める所存である。

最後に、本工事の施工検討にあたっては、これまで施工実績のない大土被りの蛇紋岩地山での掘削という課題に対して、支保構造や補助工法の選定等の検討に関して、NEXCO 東日本北海道支社管内トンネル施工技術検討委員会 (委員長: 北海道大学工学部三上教授) 各位より貴重な助言を頂いたことを記してここに感謝する次第である。

参考文献

- 1) 梶山孝司: 蛇紋岩特有の押し出し性地山の掘削時の挙動について、(社) 日本トンネル技術協会、第 60 回施工体験発表会 (山岳) 講演集、pp. 33-40、2007
- 2) 日本道路公団試験研究所: トンネルの標準設計に関する研究報告書、p. 51、1986
- 3) 日本道路公団試験研究所: トンネル数値解析マニュアル、pp. 3-26、1998
- 4) 稲葉英憲、西谷直人、手塚洋、新田訓弘: 神居古潭蛇紋岩地帯にトンネルを掘る道央自動車道 嵐山トンネル、トンネルと地下、pp. 25-36、1989
- 5) 稲葉英憲、西谷直人、手塚洋、新田訓弘: 神居古潭蛇紋岩地帯にトンネルを掘る (その 2) -道央自動車道 嵐山トンネル-、トンネルと地下、pp. 15-23、1989
- 6) 山田浩幸、佐々木正博、大村修一、高田篤: 土被りの大きい脆弱地山 (蛇紋岩) におけるトンネル設計と施工に関する一考察、2009 トンネル技術研究発表会講演集、pp. 81-92、2009
- 7) 大津敏郎、廣瀬雅明、澤田和也、徳留修: 衝上断層の影響を受けた押し出し性地山における切羽対策-日本海沿岸東北自動車道 二古トンネル-、トンネルと地下、pp. 19-27、2007
- 8) 古瀬裕司、高橋俊長、大村修一、高田篤、山田浩幸: 大土被り蛇紋岩地山における最善管理型二重支保の適用、第 64 回施工体験発表会 (山岳)、講演集、pp. 41-50、2009
- 9) 山田浩幸、高橋俊長、大村修一、高田篤: 大土被りの蛇紋岩地山における最善管理型二重支保の設計と施工、トンネル工学報告集第 19 巻、pp. 81-88、2009
- 10) 森本真吾、高橋俊長、大村修一、山田浩幸: 土被りの大きい脆弱地山における切羽前方補強に関する検討、トンネル工学報告集第 19 巻、pp. 89-95、2009