

蛇紋岩膨圧区間を二重支保構造で掘る

佐藤諭一¹・関茂和¹・三浦文明²・高橋一幸²・荻雅雄²

¹東日本高速道路株式会社 北海道支社 千歳工事事務所 (〒066-0037 北海道千歳市新富1-2-14)

²正会員 三井住友建設株式会社 北海道支店 占冠トンネル作業所
(〒079-2201 北海道勇払郡字中央61-10)

E-mail: masao-ogi@smcon.co.jp

占冠トンネルでは蛇紋岩膨圧区間において、先行する避難坑や近接トンネルの施工実績等をもとに二重支保構造を採用し、無事貫通させることができた。本稿では、蛇紋岩膨圧区間における二重支保について、解析結果、施工経過および計測結果について報告する。

Key Words : *serpentine rock, FEM analysis, double support system, early closure*

1. はじめに

占冠トンネルは、現在建設中の北海道横断自動車道のうち夕張 IC～十勝清水 IC 間のほぼ中間の占冠村に位置する全長 3,825m の 2 車線道路トンネルで、約 400m 毎に本坑と連絡する避難坑 (1 車線) を併設している (図-1, 図-2 参照)。当工事は、占冠トンネルのうち西側 3,100m (本坑) および 3,098m (避難坑) の新設工事である。平成 16 年 9 月から坑口付けを開始し、平成 16 年 12 月より避難坑、300m 程度の離隔をとって平成 17 年 5 月より本坑の掘削をそれぞれ開始した。平成 20 年 6 月に避難坑、平成 22 年 4 月には本坑が無事貫通した。本稿では、占冠トンネルの蛇紋岩膨圧区間の事前解析結果と施工経過および計測結果について報告する。

2. 工事概要

(1) 工事概要

本トンネルの北側約 400m に位置する JR 石勝線鬼峠トンネル (L=5,825m) は、建設時 (昭和 41 年～47 年) に大きな膨張性土圧が発生し、施工が著しく難渋したことが報告されている¹⁾ (図-1 参照)。当初は、JR 新登川トンネル方式 (円形断面、上半ベンチカット、モルタル中詰鋼管支保工、吹付けコンクリート外巻き) で施工したが、掘削後数日で提灯型に膨らむように座屈したため、縫返し、下半支保工の閉合等を行ったが変形は収まらなかった。そこで、φ8in 鋼管 (H200 相当の強度) の内側に φ16mm の鉄筋をスパイラルに巻いて挿入し、モルタルを中詰めするフープ付円形鋼管支保工を採用して変状に対

応した。

当工事の地形・地質は、鬼峠トンネルと類似しているため、同様の現象が発生すると懸念されていた。このため、先行掘削する避難坑と現在施工中の近接トンネルの施工実績をもとに、本坑の支保構造と補助工法について検討した結果、蛇紋岩膨圧区間に二重支保工を採用した。

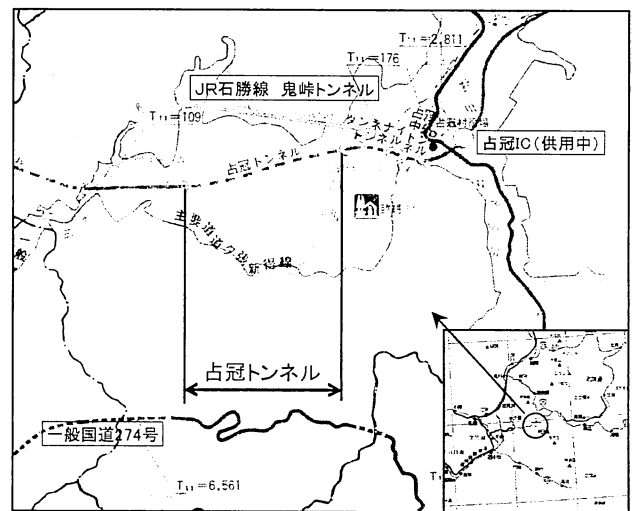


図-1 位置図

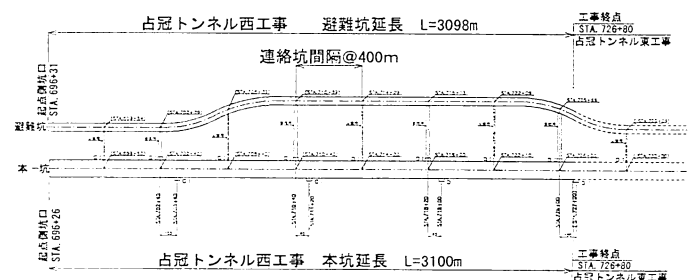


図-2 本坑・避難坑・避難連絡坑配置図

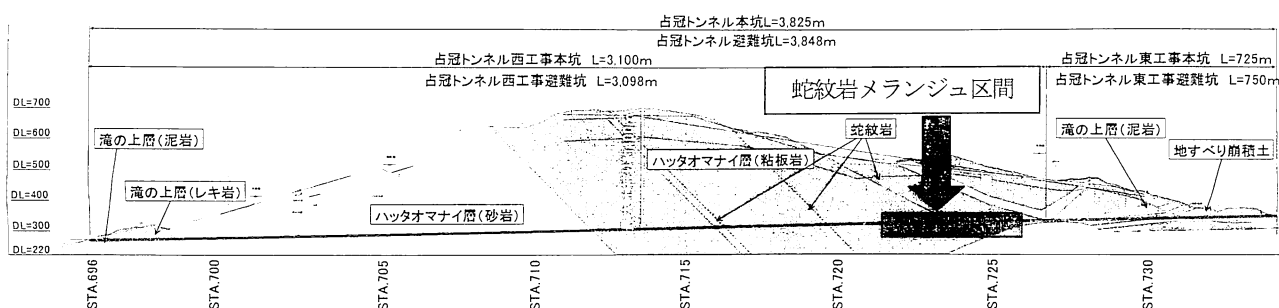


図-3 占冠トンネル全体地質縦断面図

(2) 地形・地質概要

図-3に占冠トンネル全体地質縦断面図を示す。トンネル区間に分布する地質は、西側坑口付近では滝の上層泥岩・砂岩・礫岩、トンネル西側区間ではハッタオマナイ層砂岩が主体である。トンネル中央部ではハッタオマナイ層粘板岩が主体で、蛇紋岩を伴うメランジュ(混在岩)、東側区間ではハッタオマナイ層粘板岩主体のメランジュが主体で、滝の上層泥岩を伴う複雑な断層・褶曲帯である。東側坑口付近は地すべり崩積土からなる。土被りは坑口より徐々に増加し、西側坑口から1,500m付近で最大土被り400mとなり、STA723以降の蛇紋岩メランジュ区間(蛇紋岩膨張区間)の土被りは200m～150mとなる。

STA723 から STA726 間の蛇紋岩膨張区間の地質的な特徴は次のとおりである。

- ①地山はメランジュからなり、粘板岩が主体で蛇紋岩や凝灰岩などを伴う複雑かつ不均質な地質である。また、南北方向の断層・破碎帯が数多く分布し、褶曲構造も伴うため、地山には低強度区間や潜在応力が蓄積している区間が、トンネルルートを横断するように断片的に分布する。
- ②地山弾性波速度 V_p は、STA723～STA731 くらいまでの岩盤区間では $3.2\sim4.2\text{km/sec}$ 区間のなかに $1.9\sim2.0\text{km/sec}$ の低速度区間が複数である。
- ③占冠トンネルの STA723 から終点東坑口側でも、JR 鬼峠トンネルで超膨張圧を発生させた破碎帯と類似した膨張性地山が分布する。
- ④避難坑において実施した地山試料試験結果から、以下が判明した(図-4 参照)。

- ・亀裂の非常に多い破碎帯、蛇紋岩・凝灰岩を多く伴う
- ・地山強度比が非常に小さい(0.1)
- ・蛇紋岩や凝灰岩は水に劣化しやすい(浸水崩壊性)

表-1 支保パターン(避難坑)

項	目	DⅡ-3-B-P	DⅡ-7-B-P
上下半	鋼製支保工	H100(SS400)	H150(SS400)
	吹付けコンクリート	吹付け厚12cm 18N/mm ²	吹付け厚15cm 36N/mm ²
	ロックボルト	2.0m×11本	3.0m×7本(アーチ部, 110KN) 3.0m×6本(側壁部, 170KN)
	金網	全周	全周
インバート	鋼製ストラット	H100(SS400)	H150(SS400)
	インバート径	R17308	R5590
		馬蹄形	馬蹄形

- ・スメクタイト(膨潤性粘土鉱物)は微量である
- ・変形係数は $150\sim190\text{MN/m}^2$ である

(3) 西避難坑施工経緯

避難坑は全断面工法、爆破掘削レーン方式を採用し、平成16年12月に掘削を開始した。坑口から2,700m(STA723+00)までは順調に掘削を行ってきた。

① STA714+75～STA717+15

当区間では、部分的に3箇所蛇紋岩が出現したが、事前に設定した蛇紋岩区間に対応した支保パターン(DⅡ-3-B-Pパターン、表-1参照)で施工したため、問題となる変位は発生していない。

② STA723+13～STA726+30

当区間の避難坑の掘削では、粘板岩、チャート、緑色岩と蛇紋岩が混在するメランジュ状として切羽に出現した。蛇紋岩は、葉片状～粘土状を呈し、切羽では湧水も確認された。当地質は、JR鬼峠トンネルで施工に難渋した超膨張性の破碎帯の分布区間に相当すると考えられる。蛇紋岩の出現に対し当初DⅡ-3-B-Pパターンで施工を開始したが、切羽の安定性が悪く、STA723+13付近で天端崩落が発生し、それ以降は切羽安定対策としてフォアポーリング、鏡ボルトの施工を継続した。掘削後数日～数週間経過した後、吹付けコンクリートのひび割れ、鋼製支保工の座屈等の変状が生じ、支保剛性を増しインバートの曲率を大きくした支保パターン(DⅡ-7-B-Pパターン、表-1、図-5参照)に変更した。しかし、変形は①区間以上に大きく、盤ぶくれ・支保工に座屈・破断等の変

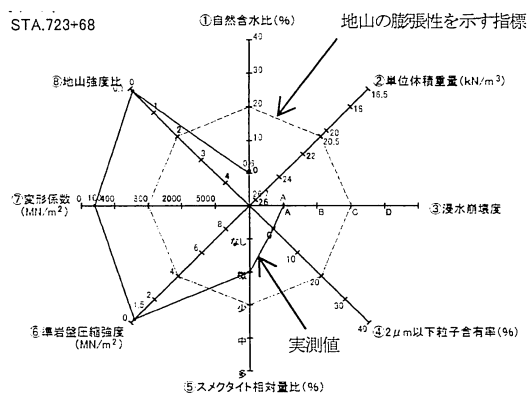


図-4 地山試料試験による膨張性の指標

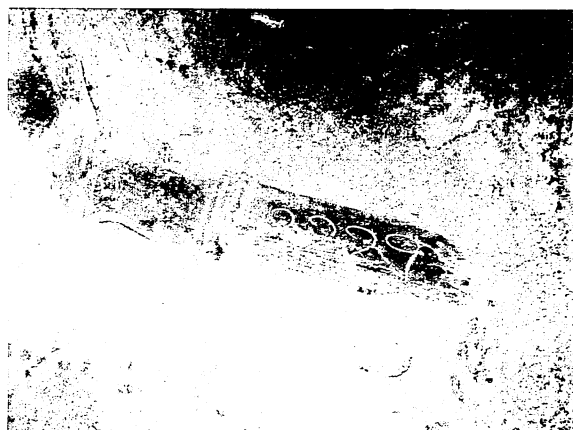
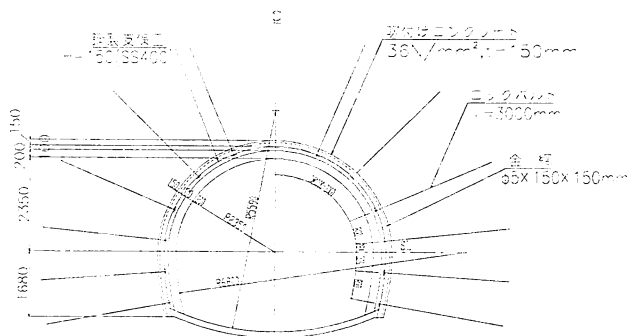


写真-2 インバートストラット変状状況 (DII-7-B-P)

状が発生した（写真-1）。この区間の代表的な A 計測結果を図-6 に示す（天端沈下 60mm, 内空変位 180mm）。変状の特徴として、側方変位の卓越した挙動を示している。30～50mm 程度で一旦収束した後、再び変位が発生し最終的に 100mm 以上の変位が発生している。これはインバートストラットの剛性不足により外周支保工とインバートストラットの接合部付近が降伏し（写真-2）、断面閉合効果が損なわれたことによると考えられた。

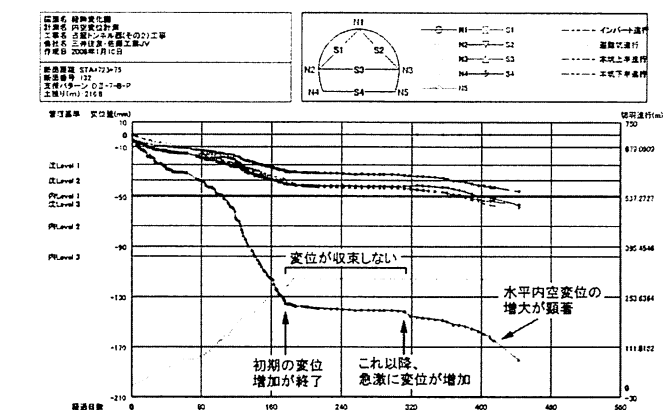


図-6 A計測測定結果 (STA723+75.D II-7-B-P)

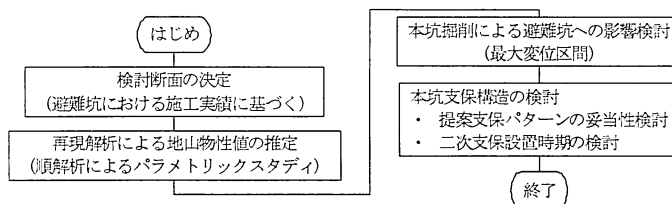


図-7 支保パターン検討フロー図

表-2 検討断面 (避難坑 STA723+80)

断面位置	本坑予想地質	避難坑施工状況	提案支保パターン	摘要
検討断面 STA.723+80	一部に塊状蛇紋岩を含む粘土状蛇紋岩	天端・鏡の安定性悪く、モルタル充填式フォアポーリングならびにモルタル注入式鏡補強ポルト施工。 内空変位が 150mm を超え、支保の変状や大きな盤割れが生じる。	EI 表-7参照	切羽全面に蛇紋岩が出現した区間のうち、最大変位を計測した断面。

3. 本坑支保構造の検討

(1) 検討の流れ

検討は FEM 解析により、避難坑施工時最も大きな変位を生じ、盤ぶくれや支保工の変状が発生するなど、本坑施工時に対策が必要であると考えられる避難坑 STA723+13～STA726+30 区間を対象として実施した。提案支保パターンの妥当性を確認するため、図-7 に示すフローにしたがって検討を行った。

(2) 検討断面

避難坑における対象区間は、切羽全面に蛇紋岩が出現した区間 (STA723+40～STA724+0) では最終的に 100mm を超える大きな変形が生じたが、最大の変位を計測した断面 STA723+80 を検討断面とした (表-2 参照)。

(3) 再現解析

再現解析の結果、次のような結果を得た（表-3）。変

表-3 再現解析の結果一覧

変形係数 N/mm ²	f_{cm}	初期 ポアソン 比	最終 ポアソン 比	弾性限界 パラメータ	非線形 指数	粘着力 N/mm ²	内部 摩擦角	引張 強度 N/mm ²	単位体 積重量 kN/m ³
150	0.01	0.35	0.48	4.0	2.0	0.2	30	0.04	25
$\sigma_v(N/mm^2)$				$\sigma_H(N/mm^2)$					
5.395				6.258					

表-4 再現解析における計測値と計算値の比較

	N1 天端沈下	N2 左脚部沈下	N3 右脚部沈下	S1 左斜測線	S2 右斜測線	S3 水平測線
計測値	11.0	11.6	13.5	21.5	13.8	43.4
計算値	11.3	9.2	9.2	16.9	16.9	43.7

単位:mm

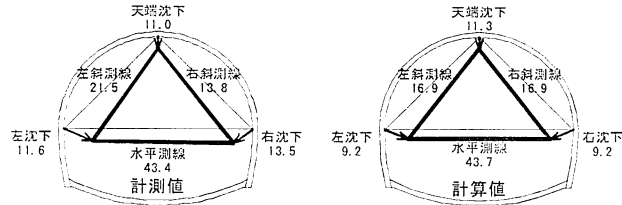
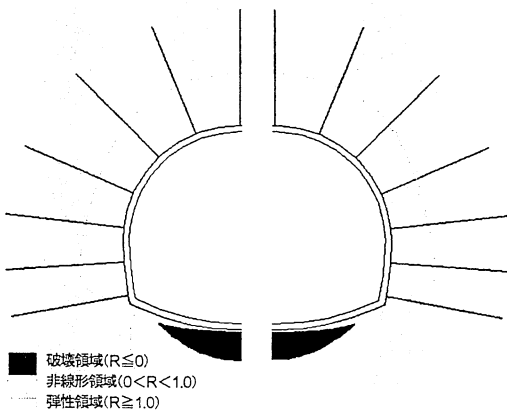


図-8 再現解析における計測値と計算値の比較

表-5 影響検討解析の結果（避難坑変位量の変化）

	天端 沈下	左脚部 沈下	右脚部 沈下	水平 測線	左斜 測線	右斜 測線	盤膨れ
避難坑施工完了	-12.5	-9.4	-9.4	-43.8	-17.7	-17.7	80.6
本坑施工完了 (増減)	-14.2 (+ 1.6)	-9.0 (- 0.4)	-8.6 (- 0.7)	-38.5 (- 5.3)	-17.3 (- 0.4)	-17.5 (- 0.2)	83.9 (+ 3.3)

単位:mm



本坑掘削前

本坑掘削後

図-10 影響検討解析の結果（避難坑緩み係数分布の変化）

位量としては解析結果の方が若干小さくなったが、変位モードとしては良く一致しており（表-4、図-8、図-9）、今回採用した地山物性値が妥当であると判断した。

(4) 本坑掘削による避難坑への影響検討

避難坑と本坑は中心距離で50mの離隔があるが、蛇紋岩地山であることから本坑掘削が避難坑に大きな影響を及ぼす危険性がないとはいえない。そこで再現解析により得られた諸条件を用い、避難坑掘削一本坑掘削の一連の施工をシミュレートして、影響の有無を検討した。影響検討解析の結果、本坑の掘削により避難坑は本坑側に若干引っ張られながら、わずかに上下方向に押しつぶされる変形挙動（天端沈下と盤膨れは2～3mmの増加、内空変位は逆に5mm程度減少、表-5参照）を示した。これは避難坑掘削による変形とは逆の変形モードであり、支保応力は緩和される方向である。また緩み係数の分布

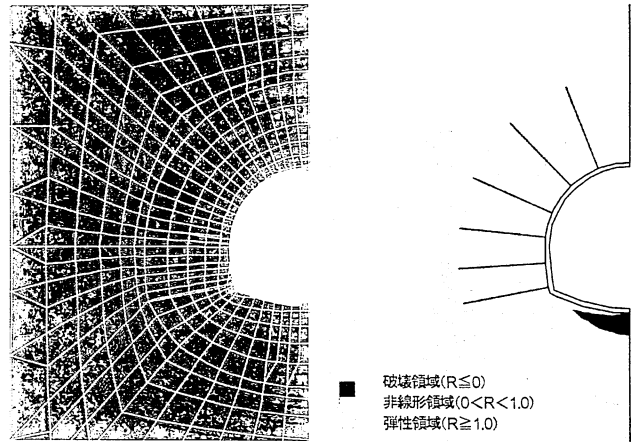


図-9 再現解析における変形と緩み係数分布

表-6 支保パターン諸元

支保材料			変形余裕量
アーチ・鋼管		インバート	
D II-a	吹付けコンクリート：200mm (18N/mm ²)	吹付けコンクリート：-	変形余裕量：150mm (全周)
	鋼製支保工：H=150 (SS400)	インバーストラット：-	
	ロックボルト：L=4.0m (TD24)		
	耐圧金網：φ5×150×150		
D II-a2	吹付けコンクリート：250mm (36N/mm ²)	吹付けコンクリート：250mm (36N/mm ²)	変形余裕量：150mm (全周)
	鋼製支保工：H=200 (SS400)	インバーストラット：H=200 (SS400)	
	ロックボルト：L=4.0m (TD24)		
	耐圧金網：φ5×150×150		
D II-a3	吹付けコンクリート：300mm (36N/mm ²)	吹付けコンクリート：300mm (36N/mm ²)	変形余裕量：200mm (全周)
	鋼製支保工：H=200 (SS400)	鋼製支保工：H=200 (SS400)	
	ロックボルト：L=4.0m (TD24)		
	耐圧金網：φ5×150×150		
E I	吹付けコンクリート：250mm (36N/mm ²)	吹付けコンクリート：250mm (36N/mm ²)	変形余裕量：100mm (全周)
	鋼製支保工：H=150 (SS400)	鋼製支保工：H=150 (SS400)	
	ロックボルト：L=4.0m (TD24)		
	耐圧金網：φ5×150×150		
インバート			掘削
D II-a	吹付け厚：500mm	掘削厚：300mm	
	吹付け厚：1600mm (上平内空R×3.0倍)	掘削厚：300mm	
D II-a2	吹付け厚：300mm	掘削厚：300mm	
	吹付け厚：11200mm (上平内空R×2.0倍)	掘削厚：300mm	
D II-a3	吹付け厚：400mm	掘削厚：400mm	
	吹付け厚：11200mm (上平内空R×2.0倍)	掘削厚：400mm	
E I	吹付け厚：400mm	掘削厚：400mm	
	吹付け厚：11200mm (上平内空R×2.0倍)	掘削厚：400mm	

では側壁部に非弾性領域の若干の増加はあるものの、それ以外に目立った変化はない（図-10参照）。以上の結果より、避難坑の支保構造が健全であれば本坑の掘削による避難坑への影響はごく軽微であると判断した。

(5) 本坑支保構造の検討

再現解析で得られた地山物性値を用いて、本坑支保パターンによりトンネルの安定が保たれるか否かをFEM解析にて検討した。対象支保パターンは二重支保を用いないDII-a、DII-a2、DII-a3、および二重支保を適用したEIパターンである（表-6参照）。

本検討における着目点は以下の通りである。

- 支保応力は設計値または終局値以内に収まるか
- 二重支保工を用いた場合の「いなし工法」の効果

支保応力の評価方法として、鋼アーチ支保工応力と吹付けコンクリート応力に着目して、支保構造の健全性を判断した。その際、下記の基準により評価した。鋼アーチ支保工応力が表-7の評価基準（設計値または終局値）を超過した場合、鋼アーチ支保工が評価基準値を担保し、

表-7 支保応力評価基準

	設計値	終局値	備考
鋼アーチ支保工応力 (ノーマル支保工)	240 N/mm ² (降伏応力)	400 N/mm ² (圧縮強度)	
吹付けコンクリート応力 (プレーン)	6.75 N/mm ²	18.0 N/mm ²	$6.75 = 18 \times \frac{1.5 \text{ (仮設割増)}}{4 \text{ (安全率)}}$
吹付けコンクリート応力 (高強度)	13.5 N/mm ²	36.0 N/mm ²	$13.5 = 36 \times \frac{1.5 \text{ (仮設割増)}}{4 \text{ (安全率)}}$

表-9 本坑支保パターン検討解析における解析ケース一覧

検討断面	支保パターン	二重支保の解放率
STA.723+80	DII-a2	—
	DII-a3	—
	EI	掘削40%/一次二次支保同時施工60%
		掘削40%/一次支保40%/二次支保20%
		掘削40%/一次支保50%/二次支保10%

表-10 本坑の変位量

		天端沈下	底部沈下	水平測線	斜測線	壁膨れ
DII-a2		最終状態	-49.3	-23.1	-96.4	186.1
DII-a3		最終状態	-49.1	-17.8	-105.5	187.5
EI	一次二次同時施工	最終状態	-24.1	-18	-66.8	125
	解放率40/40/20% (掘削/一次/二次)	一次支保施工後	-26.8	-13.3	-64.9	80.5
		最終状態	-38	-18.1	-85.8	148
	解放率40/50/10% (掘削/一次/二次)	一次支保施工後	-36.7	-16	-85.2	117.2
		最終状態	-42.5	-18.3	-95.6	156

単位: mm

超過分を吹付けコンクリートが負担すると考えた。その際の合計吹付けコンクリート応力と上記評価基準値を比較して、支保の健全性を評価することとした。

発生応力が降伏応力（設計値）以内であれば支保は健全であり、また強度以下であれば支保の構造を保ち得ると考え、設計値、終局値の両基準で評価することとした。今回の検討では、鋼アーチ支保工応力が設計値または終局値を超えた場合、超過分を吹付けコンクリートが負担すると考えた。二次支保の合成応力については、二次支保設置後の最終状態では、一次支保と二次支保が一体となって外力に対して抵抗するものと考えた。一次支保ならびに二次支保の鋼アーチ支保工応力が設計値または終局値を超えた場合、各々の超過分を吹付けコンクリート全体が負担すると考え、その際の合成支保応力と吹付けコンクリートの設計値また終局値を比較することで、支保の健全性を評価した。

表-8 に解析ステップ、表-9 に解析ケースを示す。解析結果から、変位量の検討については、いずれの場合も天端沈下は 50mm 以内、水平内空変位は 100mm 程度以下であり、変形余裕量以内である。ただし DII-a2, DII-a3 は相対的に変位量が多い（表-10）。

支保応力については DII-a2, DII-a3 では最終状態における合成支保応力が全体的に終局値を超過し、トンネル構造の安定は望めない。EI では最終状態において終局値以内に収まる（表-11, 表-12）。

避難坑実績から本坑においても蛇紋岩の出現が予想され、解析結果からも二重支保が必須であると判断した。切羽直近でインバートを含む二重支保により早期閉合を図ることができれば、支保構造の健全性は損なわれず、

表-8 本坑支保パターン検討解析における解析ステップ一覧

ステップ	内容	応力解放率	累積解放率	備考
DII-a (二重支保なし、補助ベンチ付き全断面掘削、インバート後施工)				
1	初期応力解析			全要素同一値入力
2	切羽掘削	40%	40%	上下半一括掘削
3	支保施工	60%	100%	
4	インバート掘削	40%	40%	
5	インバート施工	60%	100%	
DII-a2, DII-a3 (二重支保なし、下半インバート同時施工による早期閉合)				
1	初期応力解析			全要素同一値入力
2	切羽掘削	40%	40%	全断面掘削
3	支保施工	60%	100%	全周
EI (二重支保あり、下半インバート同時施工による早期閉合)				
1	初期応力解析			全要素同一値入力
2	切羽掘削	40%	40%	全断面掘削
3	一次支保施工	40% (50%)	80% (90%)	全周
4	二次支保施工	20% (10%)	100%	全周

表-11 支保応力量（最終状態）

		鋼アーチ支保工応力			
		天端	脚部	インバート	
DII-a2		最終状態	1761	2309	1850
DII-a3		最終状態	1745	2024	1863
EI	一次二次同時施工	最終状態の一次支保	868	823	1267
		最終状態の二次支保	1333	1945	825
	解放率40/40/20% (掘削／一次／二次)	一次支保施工後の一次支保	943	1135	892
		最終状態の一次支保	1309	1401	1576
		最終状態の二次支保	403	709	325
	解放率40/50/10% (掘削／一次／二次)	一次支保施工後の一次支保	1316	1693	1217
		最終状態の一次支保	1506	1846	1604
		最終状態の二次支保	206	386	183
			吹付コンクリート応力		
			天端	脚部	インバート
DII-a2		最終状態	21.6	32.3	20.6
DII-a3		最終状態	27.4	35.3	26
EI	一次二次同時施工	最終状態の一次支保	23.1	22.4	20.9
		最終状態の二次支保	11.9	17.3	7.9
	解放率40/40/20% (掘削／一次／二次)	一次支保施工後の一次支保	21.7	23.5	18.9
		最終状態の一次支保	24.2	27.1	22.8
		最終状態の二次支保	7.4	13	3
	解放率40/50/10% (掘削／一次／二次)	一次支保施工後の一次支保	23.1	24.7	22
		最終状態の一次支保	24	26.1	23.1
		最終状態の二次支保	3.8	7	1.6

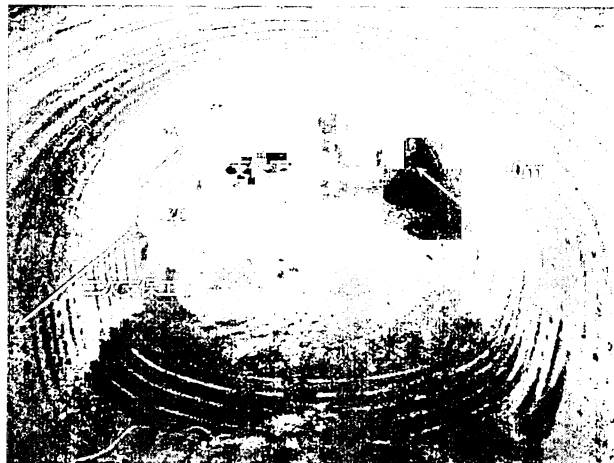
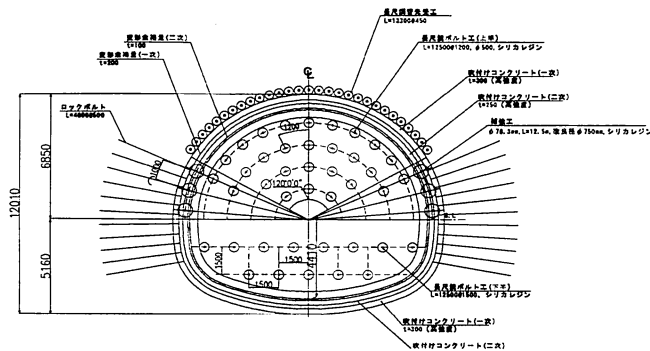
単位N/mm², []: 設計値を超え終局値以下, []: 終局値を超える

表-12 合成支保応力量の最終状態

		合成支保応力(降伏値使用)			
		天端	脚部	インバート	
DII-a2		最終状態	56.2	81.3	57.5
DII-a3		最終状態	51.3	64	52.8
EI	一次二次同時施工	最終状態の一次・二次支保	30.7	37.5	28.2
	解放率40/40/20% (掘削/一次/二次)	一次支保施工後の一次支保	32.7	38.6	28.8
		最終状態の一次・二次支保	26.9	34.5	27.4
	解放率40/50/10% (掘削/一次/二次)	一次支保施工後の一次支保	42.2	52.1	38.9
		最終状態の一次・二次支保	27.5	34.1	27.2
			合成支保応力(終局値使用)		
		天端	脚部	インバート	
DII-a2		最終状態	52.3	77.4	53.6
DII-a3		最終状態	48.1	60.7	49.5
EI	一次二次同時施工	最終状態の一次・二次支保	27.7	34.5	25.1
	解放率40/40/20% (掘削/一次/二次)	一次支保施工後の一次支保	29.4	35.4	25.5
		最終状態の一次・二次支保	25.1	31.4	25.6
	解放率40/50/10% (掘削/一次/二次)	一次支保施工後の一次支保	39	48.8	35.6
		最終状態の一次・二次支保	25.7	32.4	25.4

単位N/mm², []: 設計値を超え終局値以下, []: 終局値を超える

トンネルは安定する結果となる。しかしながら実際にはそのような施工は不可能である。早期閉合を優先させ、かつ二次支保設置を適度に遅らせることで最終状態の合成支保応力を低減することが可能となる。ただし、二重支保施工のタイミングが遅れすぎた場合、一次支保が破壊に至る結果が示されており、注意深い計測や観察により、適切なタイミングで二次支保を設置することが必要と考えた。



(6) 本坑支保パターンの検討

STA723+13 以降は避難坑実績から蛇紋岩主体の混在岩で膨張性地圧による大きな変状が予想された。避難坑の施工状況を考慮し、変位及び変状に対して支保構造及び補助工法について検討した結果、図-11 の二重支保構造とし、早期閉合を採用した。

なお、避難坑で下半とインバートストラットの接合部が座屈した実績（写真-2）や解析結果を踏まえ、一次鋼アーチ支保工をインバートストラット一体型とした（写真-3）。

また、補助工法については避難坑の地質と同程度と想定し、天端及び鏡の安定対策として、長尺鋼管先受工及び長尺鏡ボルト工を採用することとした。今回当トンネルで採用した【補助ベンチ付全断面掘削工法+下半・インバートストラット一体型支保工(円形に近い断面)】は、切羽から5~6mで早期閉合を行い、周辺地山の緩みを最小限にし、一次支保工のリング構造で変状をいなし、変位量に応じて、二次支保工の設置時期を選定し、残応力を負担する工法である(図-12)。施工方法については、

- ①上半3基連続掘削（一次支保）.
- ②下半インバート3基連続掘削（一次支保）.
- ③初期変位速度，および一次支保設置までの変位量に応じて上半切羽後方10m以内，または上半切羽後方

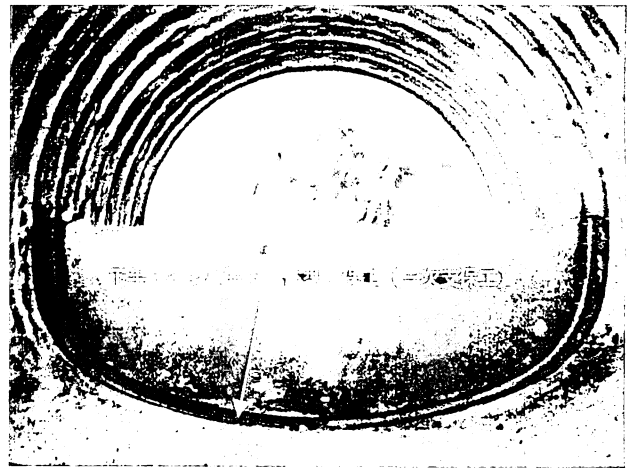


写真-3 下半・インバート一体型支保工

表-13 二次支保設置時期

二次支保の施工時期	変位状況
上半切羽後方 10m以内	初期変位速度 $\geq 30\text{mm}$ または 一次支保閉合までの変位量 $\geq 70\text{mm}$
上半切羽後方 30～50m	初期変位速度 $< 30\text{mm}$ かつ 一次支保閉合までの変位量 $< 70\text{mm}$

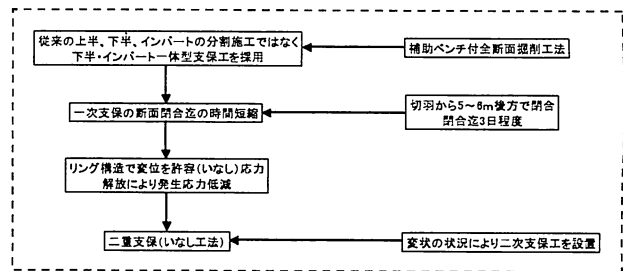


図-12 二重支保工の考え方

30～50mで二次支保を設置する（表-13、写真-4）.
を基本としトンネル構造の安定を図ることとした.

4. 本坑蛇紋岩區間施工經緯

本坑では STA722+50 付近より、それまでの硬質な粘板岩から滑石、葉片状～粘土状蛇紋岩混じりの破碎質混在岩に変わり、STA723+00 付近と STA723+20 付近では短区間の硬質粘板岩を挟んだものの、STA723+45 付近まで極めて脆弱な蛇紋岩質の混在岩が分布した。その後滑石、蛇紋岩の含有量は減少するものの、凝灰岩、緑色岩を含有する破碎質の混在岩が続いた。切羽は安定性に欠けこの間、数度の天端や切羽の崩落を経験した。本坑の地質状況は大局的には避難坑とほぼ同様であり、避難坑に比べて 10～40m 先行して地質の変化が現れた。最終的に E パターン（二重支保工）施工延長は 170m となった。

施工順序として、①上半3基連続掘削、②下半・インバート3基連続掘削、①②を繰り返した後、③上半切羽後方30～50mで二次支保工設置を行うサイクルである(図-13)。

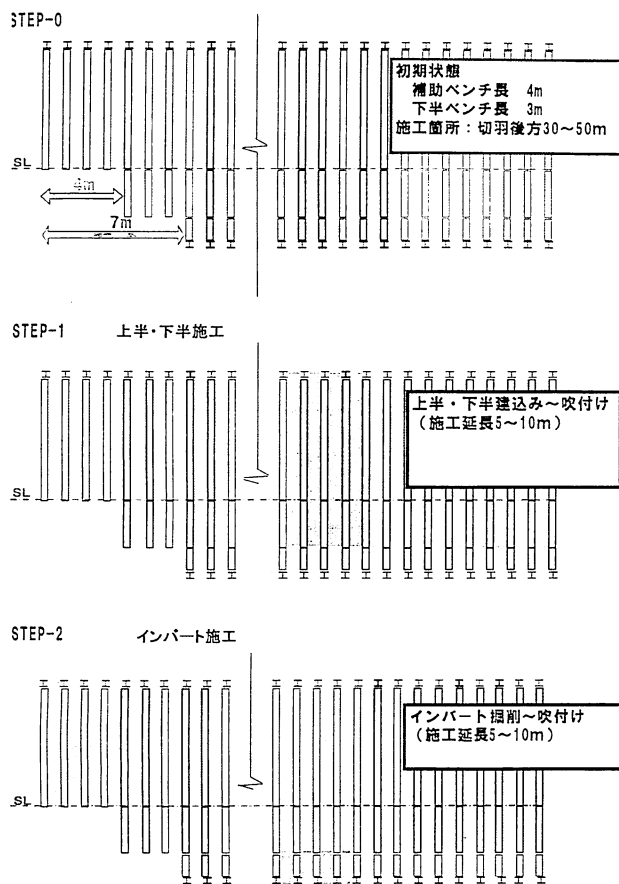


図-13 E I パターン施工次第図

5. 二重支保構造の効果の検証

一次支保工の早期閉合と二次支保設置の効果によって、蛇紋岩区間 (E パターン) では内空変位は 200 mm 前後で収束した。これらの効果を確認するために実施した B 計測結果を以下に示す。

(1) 変位と地山の状況

A 計測では 2010 年 1 月中旬や 2 月に、ステップ状に 3～5mm 程度の変位増加はあったものの、水平内空変位は約 95mm、天端沈下は 120mm で収束に達している。地中変位は二次支保設置時に若干の変化があったが、現在は収束している。地中変位分布を見ると、上半は全体が内空側に、下半は地山側に変位している。上半側壁では 3～4m、天端では 6～8m 奥から変位が不連続に急増しており、これより内側がゆるみ領域であると考えられる。なお天端では 2009 年 9 月から 2010 年 3 月にかけて変位領域が 4m から 7m に拡大しており、閉合後にゆっくりとした応力再配分が進行してゆるみが拡大したものと推察されるが、ゆるみ領域の拡大は収束している (図-14、図-15 参照)。

(2) 支保の状況

a) ロックボルト軸力

ロックボルト軸力は、一部を除いていずれも圧縮力が

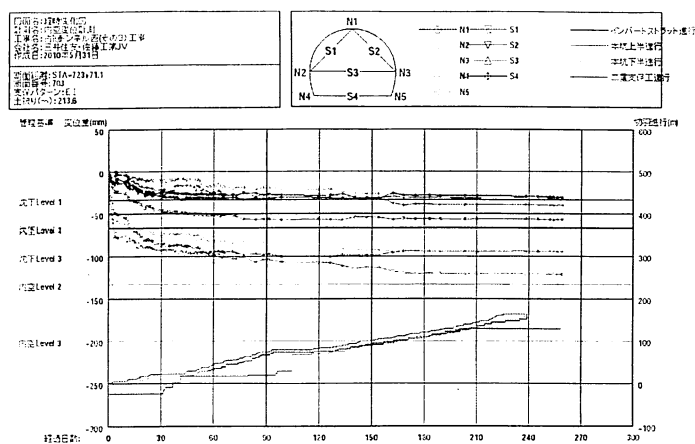


図-14 A 計測 (STA723+71.1)

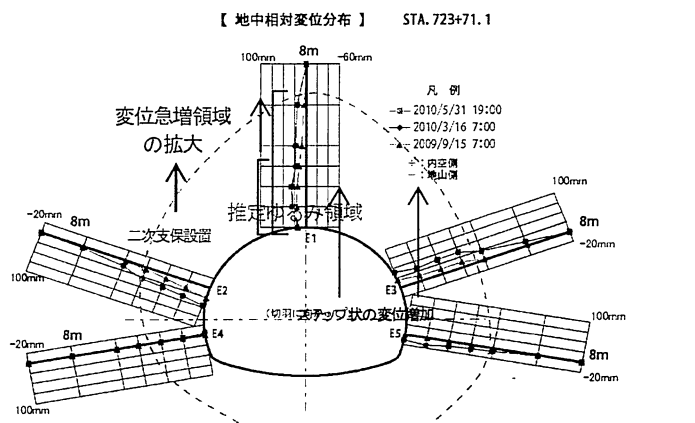


図-15 地中変位 (STA723+71.1)

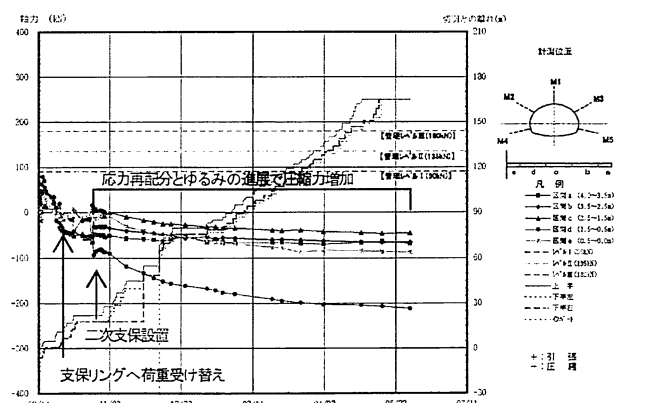


図-16 ロックボルト軸力 (STA723+71.1)

生じており、最大 220kN に達する。特に壁面近傍の圧縮力が大きい。上半ロックボルト設置後に軸力は急速に増大したが、下半掘削直前に最大値に達した後低下する。これは全断面閉合によりロックボルトの担っていた荷重が支保リングに受け替えられたものと見られ、閉合前にロックボルトが効果的に作用していた証拠と考えられる。その後長期にわたる周辺地山の応力再配分によって圧縮力が増加し、収束に至った (図-16 参照)。

b) 吹付けコンクリート応力

一次支保・二次支保ともにリング全体に圧縮応力が生

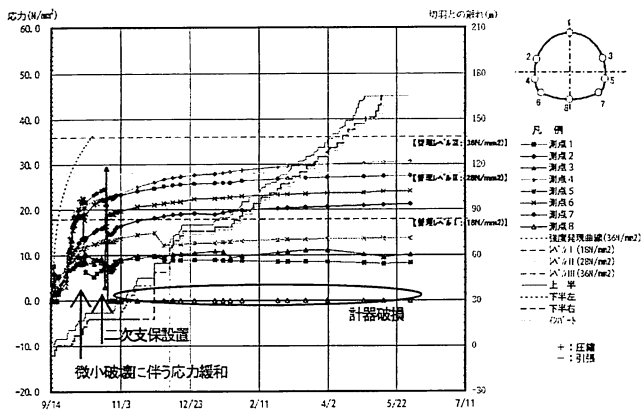


図-17 吹付けコンクリート応力 (一次) (STA723+71.1)

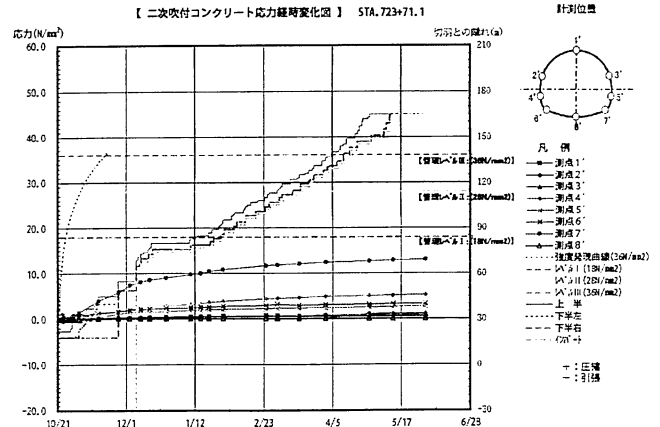


図-18 吹付けコンクリート応力 (二次) (STA723+71.1)

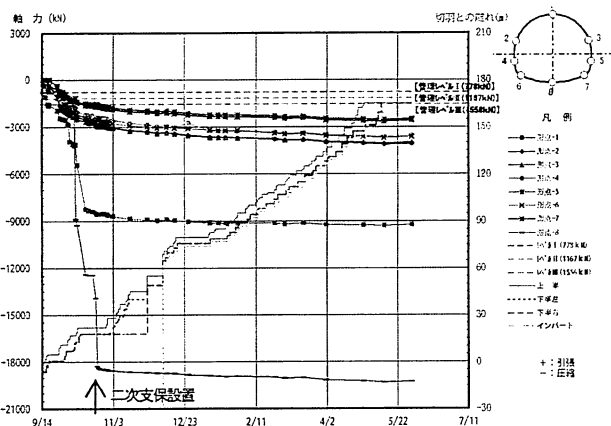


図-19 鋼アーチ支保工軸力 (一次) (STA723+71.1)

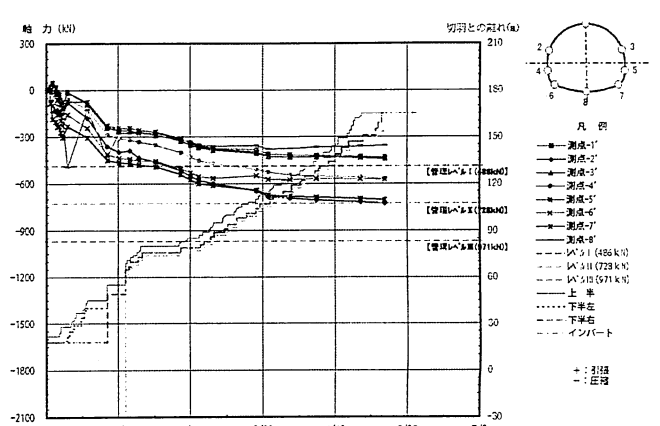


図-20 鋼アーチ支保工軸力 (二次) (STA723+71.1)

じており、脚部～インバートで応力が大きい。特に二次支保では脚部の隅角部に相対的に大きな応力が生じており、事前解析による予測と一致する。応力値は一次支保左側壁で管理レベルⅡを超過する。二次支保では全測点で管理レベルⅠ以下である。一次支保では2009年9月に微小破壊と見られる応力緩和が、10月には二次支保設置による応力緩和見られる。二次支保設置後は増加速度が減少し、一次・二次支保が一体となった動きを示し、収束した(図-17、図-18 参照)。

c) 鋼アーチ支保工応力

リング全体に圧縮力が作用しており曲げの影響は小さいため、軸力と縁応力のグラフを示す。吹付けコンクリート応力とは異なり、一次支保では天端(測点1)とインバート中央(測点8)で軸力が大きく、鋼材の圧縮強度をはるかに超えたひずみが生じている。二次支保では概ね均等な軸力分布を示す。一次支保の応力は二次支保設置時点までに急速に増大し、ほぼ全測点で管理レベルⅢを超過した。天端とインバート中央では二次支保設置前に圧縮強度をはるかに超過した。しかし、二次支保設置後は一次・二次支保で同一の動きを示していることから、一次・二次支保が一体となって荷重に対抗しているものと判断できる。増加速度は徐々に低下し、収束に至った(図-19、図-20 参照)。

d) 合成支保応力

表-14 に示すように、合成支保応力は右側壁でやや小さく高強度吹付けコンクリートの許容応力度 13.5N/mm^2 以内であるが、それ以外では許容応力度と設計基準強度 36N/mm^2 の間にある。また、一次支保と二次支保は一体となった挙動を示しており、全体の支保構造は安定的に成立していると判断できる。一次鋼アーチ支保工は天端とインバート中央で降伏状態にあるが、収束に至った。また変位を含む他の計測値が収束していることを考えると、局所的に鋼アーチ支保工が降伏しても一次・二次支保が一体となった支保構造全体の健全性は損なわれていないと判断する。事前の予測解析結果と比較すると、アーチとインバートの応力差が小さい全断面一括掘削を模したケースと類似し、早期断面閉合の効果が現れているものと考えられる。また応力値は予測の $2/3$ 程度であるが、予測解析では避難坑で遭遇した最悪の地山条件を想定しており、若干安全側の予測となっていることを考慮すると、当該断面で採用したEIパターンは、必要かつ十分な支保構造であったと判断する。

表-14 合成支保応力と解析との比較 (STA723+71.1)

			鋼アーチ支保工応力								
			天端	肩部		側壁		脚部		インバート	
				左	右	左	右	左	右		
計測	2010/5/31	一次支保 (平均)	1506	644	625	652	410	585	420	3077	
		二次支保 (平均)	118	(635)	(531)	(503)	(178)	219	100		
上下半 分割 掘削	二次支保 早期設置 二次支保 遅れて設置	一次支保	1264	723	530	990	615				
		二次支保	265	193	249	329	208				
		二次支保	1345	739	465	966	617				
		二次支保	132	97	124	165	105				
全断面 一括 掘削	二次支保 早期設置 二次支保 遅れて設置	一次支保	1309					1401	1576		
		二次支保	403					709	325		
		二次支保	1506					1846	1604		
		二次支保	206					386	183		
			吹付コンクリート応力								
			天端	肩部		側壁		脚部		インバート	
				左	右	左	右	左	右		
計測	2010/5/31	一次支保 (平均)	8.3	21.2	10.2	30.7	13.8	24.1	27.5	— ※	
		二次支保 (平均)	0.9	(15.7)	(22.3)	(25.8)					
上下半 分割 掘削	二次支保 早期設置 二次支保 遅れて設置	一次支保	34.1	0.6	1.2	5.3	2.8	3.4	13.1	0.1	
		二次支保	7.3	(0.9)	(4.1)	(8.3)					
		二次支保	36.3	18.4	13.4	17.7	17.6				
		二次支保	7.3	5.6	5.8	6.3	6.2				
全断面 一括 掘削	二次支保 早期設置 二次支保 遅れて設置	一次支保	24.2	36.3	18.8	12.4	17.4	17.5			
		二次支保	3.6	2.8	2.9	3.2	3.1				
		二次支保	24.2					27.1	22.8		
		二次支保	7.4					13.0	3.0		
二次支保	24.0	26.1	23.1								
二次支保	3.8				7.0	1.6					
※一次支保計測器破損のため計測値なし											

			合成支保応力(設計値使用)								
			天端	肩部		側壁		脚部		インバート	
				左	右	左	右	左	右		
計測	2010/5/31 (平均)		19.6	16.5	10.6	23.9	10.8	18.7	23.0	— ※	
			(13.5)	(17.3)	(20.9)						
上下半 分割 掘削	二次支保 早期設置 二次支保 遅れて設置		33.9	18.2		13.4		21.8		16.7	
			34.2	17.3		10.7		19.3		15.3	
全断面 一括 掘削	二次支保 早期設置 二次支保 遅れて設置		26.9					34.5		27.4	
			27.5						34.1		27.2
合成支保応力(終局値使用)											
			天端	肩部		側壁		脚部		インバート	
				左	右	左	右	左	右		
計測	2010/5/31 (平均)		17.7	14.7	8.7	22.1	8.9	16.8	21.2	— ※	
			(11.7)	(15.5)	(19.0)						
上下半 分割 掘削	二次支保 早期設置 二次支保 遅れて設置		31.9	16.3		11.4		19.3		14.9	
			32.4	15.4		8.8		17.5		13.5	
全断面 一括 掘削	二次支保 早期設置 二次支保 遅れて設置		25.1					31.4		25.6	
			25.7						32.4		25.4

※一次支保計測器破損のため計測値なし
合成支保応力(設計値使用)

				天端	肩部		側壁		脚部		インバート
					左	右	左	右	左	右	
計測	2010/5/31 (平均)		19.6		16.5	10.6	23.9	10.8	18.7	23.0	— ※
					(13.5)		(17.3)		(20.9)		
上下半 分割 掘削	二次支保 早期設置		33.9		18.2		13.4		21.8		16.7
	二次支保 遅れて設置		34.2		17.3		10.7		19.3		15.3
	二次支保		28.9						34.5		27.4
全断面 一括 掘削	二次支保 早期設置		27.5						34.1		27.2
	二次支保 遅れて設置										
	二次支保										
				合成支保応力(終局値使用)							
				天端	肩部		側壁		脚部		インバート
					左	右	左	右	左	右	
計測	2010/5/31 (平均)		17.7		14.7	8.7	22.1	8.9	16.8	21.2	— ※
					(11.7)		(15.5)		(19.0)		
上下半 分割 掘削	二次支保 早期設置		31.9		16.3		11.4		19.3		14.9
	二次支保 遅れて設置		32.4		15.4		8.8		17.5		13.5
	二次支保		25.1						31.4		25.6
全断面 一括 掘削	二次支保 早期設置		25.7						32.4		25.4
	二次支保 遅れて設置										

※一次支保計測器破損のため計測値なし

黄色い網掛けは設計基準強度以上で終局値以下、赤い網掛けは終局値を超過
合成支保応力は、一次支保、二次支保が一体で効果を発揮すると考える。

6. まとめ

占冠トンネルでは、蛇紋岩膨圧地山において二重支保工を採用し、以下の知見を得た。

- ① 一次支保工が降伏に至っても、二次支保工を設置することにより、一次二次支保が一体となった支保構造全体の健全性は損なわれないことが確認できた。
- ② 二次支保工の設置時期を適切に設定することにより、「いなし効果」を有効に機能することが確認できた。
- ③ 二次支保工の「いなし」の概念を実施工において確認することができた。

最後に本工事の施工にあたっては、東日本高速道路(株)北海道支社管内トンネル施工技术検討委員会(委員長 北大 三上 隆 教授)委員の皆様および発注者の皆様ならびに関係各位の皆様からのご指導を賜りましたことをこの場をお借りして厚く感謝の意を表したい。

参考文献

- 1) 日本鉄道建設公団札幌支社：石勝線建設工事誌，1982
- 2) 山田浩之，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，トンネル技術研究発表会，2009.2
- 3) 竹津英二，小川淳，神谷信毅，石松辰博：膨張性地山における多重支保工法の支保効果に関する検証，トンネル工学報告集，第14巻，pp267-272，2004. 11

Excavation with double support system in serpentine rock section with squeezing

Yuichi Sato, Shigekazu Seki, Fumiaki Miura, Kazuyuki Takahashi and Masao Ogi

The double support system was adopted in serpentine rock section with squeezing in the Shimukappu tunnel, based on construction results of refuge tunnel and the adjacent tunnels, and Shimukappu tunnel was able to break through. This paper reports on FEM analytical result, the construction passage, and the measurement result about double support system in in serpentine rock section with squeezing.