

B断面の計測結果を示す(図-17)。B, C断面を除き、管理値を設定した計測項目である内空変位(沈下量)、目地違いについて、管理レベルIに達することなく収束した。クラック測定、ひずみ測定についてもほとんど変化なく掘削を完了することができた。高丘トンネルについても、天端沈下、内空変位ともに急激な変化もなく、無事掘削できたと考えている。

B断面については中野トンネル覆工コンクリートの無筋区間と鉄筋区間の境界部付近であり、中野トンネル覆工コンクリート構造(有筋, 無筋)の境界部と交差部直上に近いことが影響し、沈下が大きくなったと考えられる。C断面については、鉄筋区間ではあるが、交差中心点であるため沈下量が管理レベルIを超えたと考えられる。管理レベルIを越えた場合、表-6にもとづけば施工体制・処置として、対策工の準備・検討となっているが、道路が供用中であることより早めの対策が肝要と判断し、具体的な対策を行うこととした。

### 7-2 追加対策工

B, C断面の沈下が管理レベルIを超えたことを受け具体的な対策を検討した。高丘トンネル坑内からの注入や中野トンネル内の補強工といった大規模な対策も考えられるが、沈下が収束傾向にあるため、大規模な対策はかえって地山への影響が大きくなり、沈下を助長すると判断した。その結果、道路管理者と協議のうえ、トンネル掘削時に早期閉合を目的として要注意範囲(36m区間)のみ施工していたインポートコンクリートを掘削影響範囲に広げ、施工することとした(図-15)。

時間の経過と追加対策工などにより、B, C断面

についても収束傾向にあり、現在は道路管理者と収束確認の準備を進めている。

## 8 ま と め

高丘トンネル北工区は、道路トンネルである中野トンネルと離隔2D以下の近接施工にもかかわらず、交差前の事前対策として行った中野トンネルの覆工鉄筋コンクリート、FEM解析にもとづく掘削時対策工の選定、および掘削中の計測管理などにより、高丘トンネルは中野トンネル直下を無事通過することができた。掘削前に発生していたクラックなども急激な変化をせず、高丘トンネル掘削による地山の若干の緩みに対する中野トンネル全体の若干の緩やかな影響のみで無事掘削ができたと考えている。

とくに供用中の道路への影響は交通阻害を引き起こす可能性があるが、影響範囲内を掘削中は24時間の監視体制を取り、連続的に計測管理そして安全管理を行うことができた。これは現場関係者の協力によるものである。また、計画調整のための事前協議、施工前の協議、掘削中の協議および打ち合わせなど関係者が入念な調整の結果、安全確保ができたと考えており、関係者の方々に感謝の意を表したい。

## 参 考 文 献

- 1) 鉄道総合研究所編；既設トンネル近接施工対策マニュアル, 1996.9.
- 2) 日本道路協会編；道路橋示方書・同解説, 2002.3.
- 3) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編；鉄道構造物等設計標準・同解説「都市部山岳工法トンネル」, 2002.5.

# 施工

## 大規模断層破碎帯に双設大断面トンネルを貫く

—第二東名高速道路 富士川トンネル(下り線)—

日本道路公団静岡建設局富士工事事務所所長 大西 昌彦  
 日本道路公団静岡建設局富士工事事務所工事長 川 俣 和 久  
 清水建設(株)土木技術本部技術第二部副部長 楠 本 太

### 1 はじめに

富士川トンネルは、第二東名高速道路の富士IC～清水IC間に位置し、トンネル掘削断面積は約190m<sup>2</sup>、上り線延長4,520m、下り線延長4,434mの長大トンネルである。このため、TBM導坑先進拡幅掘削工法が採用されている。トンネルの中央付近には、活断層を含む入山断層破碎帯が分布し、強度不足による押し出し性地山である<sup>1)</sup>。

このような地質での双設大断面トンネルの掘削は、これまでに経験はなく、押し出し性地圧によるトンネル支保構造系の破壊や後行トンネル掘削による先行トンネルへの悪影響が危惧されたが、縫返し工なしに、無事に、上り線、下り線の施工を終えることができた。

本稿では、ここでの双設トンネル設計の考え方、拡幅掘削方法、動態計測方法などの有効性が実証

されたのと、双設大断面トンネルの挙動特性が明らかになったので報告する。

### 2 地質概要

トンネルのほぼ中央に、粘土化した破碎帯、亀裂帯が連続する入山断層破碎帯が分布する(図-1)。この断層破碎帯粘土の一軸圧縮強度は、岩石試験値では0.07～1.87N/mm<sup>2</sup>、針貫入試験値では1～4N/mm<sup>2</sup>である。土かぶり厚は、約250～300mであることから、地山強度比は0.3～0.7となる<sup>2)</sup>。また、先行した下り線TBM導坑には、後行上り線TBM導坑の明らかな掘削影響が現われたことなどから、掘削影響は広域に及ぶ断層破碎帯粘土である。

### 3 工事概要

富士川トンネル西工区では、これまでに、延長4,754mのφ3.50m TBM坑、延長3,713mの下り線

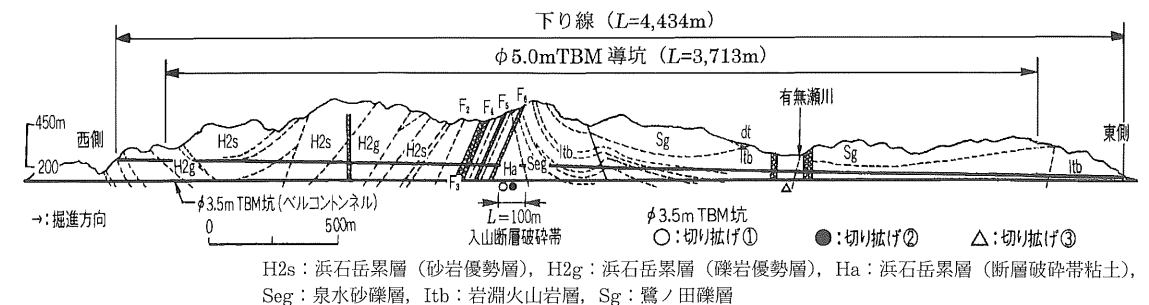


図-1 地質縦断面(下り線)

TBM導坑の先行掘削を終えている。現在、上り線は、西側の2,577mの施工を完了している。下り線は、掘削断面積が約260m<sup>2</sup>の集じん機室とこれに直交する約105m<sup>2</sup>の補機室の3か所を含む延長1,975mの本坑掘削は完了している。

全掘削延長4,552mのうち1,006.6mは、下り線側のTBM発進基地と上り線側のTBM到達部として、上半先進掘削工法で掘削し、3,545.4mはTBM導坑先進拡幅掘削工法で掘削した。入山断層破砕帯区間の施工は、表-1の施工実績に示すように、2004年10月末に、覆工コンクリート工を完了した。

### 4 後行トンネル掘削時の設計修正

先行上り線の掘削で得られたトンネル挙動特性<sup>2)</sup>にもとづいて、先行トンネル支保耐力不足分の補強工と後行トンネル必要支保耐力の増減は、吹付けコンクリート厚と変形余裕量の増減で見直し、修正する。

#### (1) 先行上り線トンネル補強工

吹付けコンクリート軸応力が高く、トンネル掘削時変位量が多い区間では、以下に示す考えにもとづいて、変形余裕量を見直し、補強工を計画する。

##### ① 鋼アーチ支保工の曲げ応力は、降伏応力を

箇所	年月	延長(m)	H12年度		H13年度		H14年度		H15年度		H16年度		備考
			4月	10月	4月	10月	4月	10月	4月	10月	4月	10月	
TBM導坑	②上り線(東工事JV)	60			5/26	6/7							・東側→西側 ・STA.1027+65~STA.1028+25
	①下り線(西工事JV)	100		12/7	12/20								・西側→東側 ・STA.1027+00~STA.1028+00
	③鋼製ライナ補強工(下り線)	6				11/26							・3か所×2リング ・計測LB(STA.1027+32.5)
本坑	④上り線	69					掘削(11/4~3/5)						・破砕質(36m), 粘土質(24m), 層境(9m) ・到達(STA.1036+00, 2004年2月5日)
	⑤増吹付け補強工(上り線)	30									補強工(6/23~6/25)		・粘土質と層境区間 ・吹付けコンクリート(SFRS1.0%), t=25cm
	⑥下り線	108					掘削(9/15~3/2)						・破砕質(48m), 粘土質(36m), 層境(24m) ・貫通(STA.1030+00, 2004年6月29日)

超え、微増している。この支保耐力と同等レベルの吹付け厚 t=10cmの増吹付けコンクリートで受替える。

② 吹付けコンクリート軸応力の一部は、圧縮強度を超えており、後行下り線掘削影響の増分応力を負担する余裕はないので、双設トンネル影響分として、吹付け厚 t=15cmの増吹付けコンクリートを考慮する。

③ 後行下り線掘削時の上り線の変形余裕は、上り線掘削時最大変位量の1/2の5cmを確保する。

これらの考えにもとづいて、上り線トンネル支保構造体は、下り線掘削に先行して、上り線鋼アーチ支保工が支保耐力を失う以前に、吹付け厚 t=25cmの増吹付けコンクリートで補強する。

#### (2) 後行下り線トンネル設計修正

上り線破砕質DII-K-Pでは、当初計画どおり、トンネル支保構造系の力学的安定は確保できたので、後行下り線の支保構造仕様は、上り線と同様とする<sup>2)</sup>。粘土質E-K-Pでは、トンネル支保構造体は、設計強度に近い高い応力レベルで微増しているのと、下り線周辺地山は上り線掘削時の応力再配分の影響を受けているので、以下のように見直す。

表-2 上り線実績にもとづくトンネル構造仕様の修正(粘土質)

断面区分	先行上り線(E-K-P)				後行下り線(E-K1-P)			
	当初設計	修正設計	変形余裕量(上り線)		当初設計	修正設計	変形余裕量(下り線)	
修正概要								
変形余裕量	10cm(上り線掘削実績)+5cm(双設影響)=15cm				30cm(当初設計)-15cm(吹付け)=15cm			
吹付け厚	35cm(当初設計)+25cm(補強工)=60cm				35cm(当初設計)+15cm(吹付け)=50cm			
最小覆工巻き厚	60cm-10cm=50cm				60cm			

① 下り線の変形余裕量は、上り線掘削時に生じた最大変位量の約1.5倍の15cmに修正する。

② 吹付けコンクリート厚は、変形余裕量15cm減に対応させ、当初設計時の35cmに加えて、その内空側に t=15cmの吹付けコンクリートを吹付けて、設計厚を t=50cmとする厚肉支保構造仕様修正する。

#### (3) 補助工法修正

先行上り線では、上半切羽の自立度は低く、たびたび切羽崩壊が生じたが、長尺鋼管フォアパイリングにより断面外への破壊進行は抑止できたので、下り線も同様に、無拡幅タイプ長尺鋼管フォアパイリングを計画する<sup>2)</sup>。

断面閉合時の破砕帯区間では、インバート施工時に、下半切羽の崩壊が生じたが、下半の長尺鋼管フォアパイリングにより、断面外への破壊進行は防止できたので、上り線と同様に配置する。粘土質では、下半・インバート切羽の自立度は高かったため、下半の長尺鋼管フォアパイリングはなくし、サイクルタイムを短縮する。

以上のことから、上り線実績にもとづく粘土質区間のトンネル構造仕様は、表-2のように修正し、後行下り線トンネルの支保構造仕様は、図-2、表

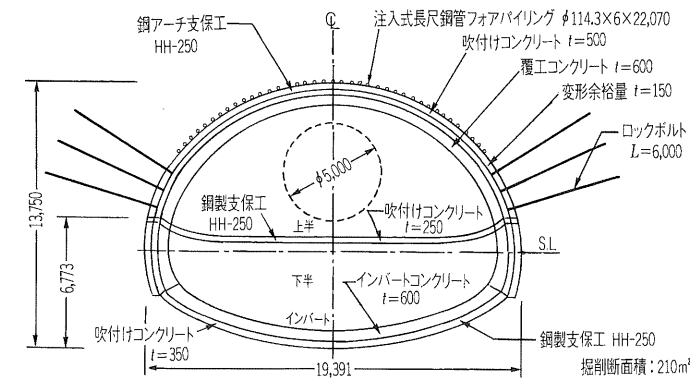


図-2 後行下り線トンネル支保構造概要(粘土質)

表-3 後行下り線支保構造仕様(修正後)

断面区分	DII-K-P	E-K1-P	E-K-P	
	(破砕質)	(後行, 粘土質)	(先行, 粘土質)	
断層幅	72m	36m	24m	
1掘進長	1.00m	0.75m		
変形余裕量	30cm	15cm	30cm	
支保	吹付けコンクリート吹付け厚	35cm	50cm	35cm
	設計強度	設計強度(36N/mm <sup>2</sup> ), SFRS(1.0% vol.)		
	鋼アーチ支保工	HH-250(SS590), 降伏応力(440N/mm <sup>2</sup> )		
ロックボルト	上半6本(L=6m), 耐力(290kN以上)			

-3のように修正した。

### 5 Cycle 3-6-12方式の早期断面閉合掘削方法

上り線と同様に、上半と下半・インバートの交互施工とし、上半切羽とインバート切羽の離れは、最大36mとする。上半と下半・インバートの施工単位は、12mを基本とし、変位速度に応じて6m

が選択できるようにする。断面閉合の単位は3mとし、下半3m施工ごとに、インバート3mを一度に掘削し、断面閉合を行うCycle3-6-12方式の掘削方法<sup>3)</sup>を採用する。

### 6 計測概要

トンネル支保構造系の力学的安定の確認、評価やトンネル支保構造仕様の検証、断面閉合時期や覆工コンクリート打設時期の次施工の判断に資するトンネル挙動特性の把握などを目的として、三次元自動測量・計測システムのPaM-Net<sup>4)</sup>を核とする計測工Bを計画、実施する(図-3)。

### 7 下り線掘削結果

#### 7-1 工事工程

下り線入山断層破砕帯の区間延長は、TBM導坑掘削により、約110mとわかっていたので、12m×9施工シフトに分割し、上半と下半・インバートを交互に施工した(図-4)。上半切羽とインバート切羽の最小離れは、破砕質で24m、粘土質で12mを標準とした(写真-1)。このCycle3-6-12方式による施工速度は、上半12mの掘削に9日、下半・

インバート12m掘削に4日を要し、月あたり21mの進行となり、計画を若干下まわる進行で、無事に完了した。

#### 7-2 施工状況

切羽に現われる地質は、上り線の場合と同様に、脆弱で破砕質のものとして油目、鏡肌を呈す粗粒状粘土質のものが層厚20~25mで、下り線を横切る。TBM導坑掘削時に、鋼製ライナが変状、座屈した西側の約36m間では、拡幅掘削時に、上半切羽は頻りに崩壊した。この東側では、破砕質、細粒状粘土質ともに、上半切羽の自立度は高い。層境の24mを除いた全区間にわたって、上半切羽前方

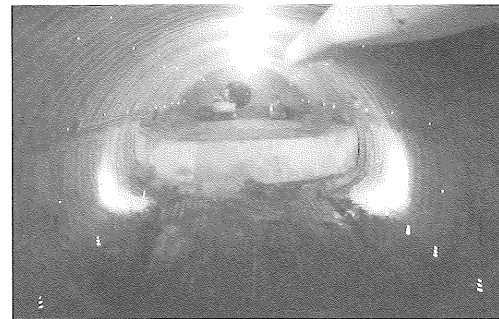
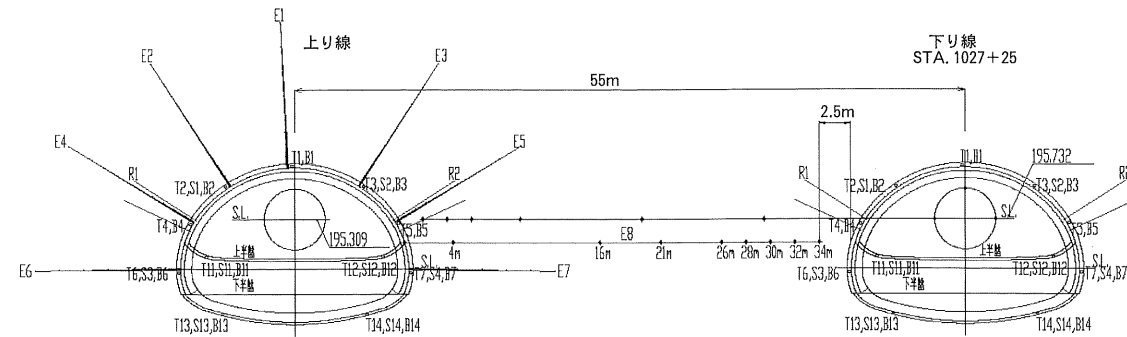
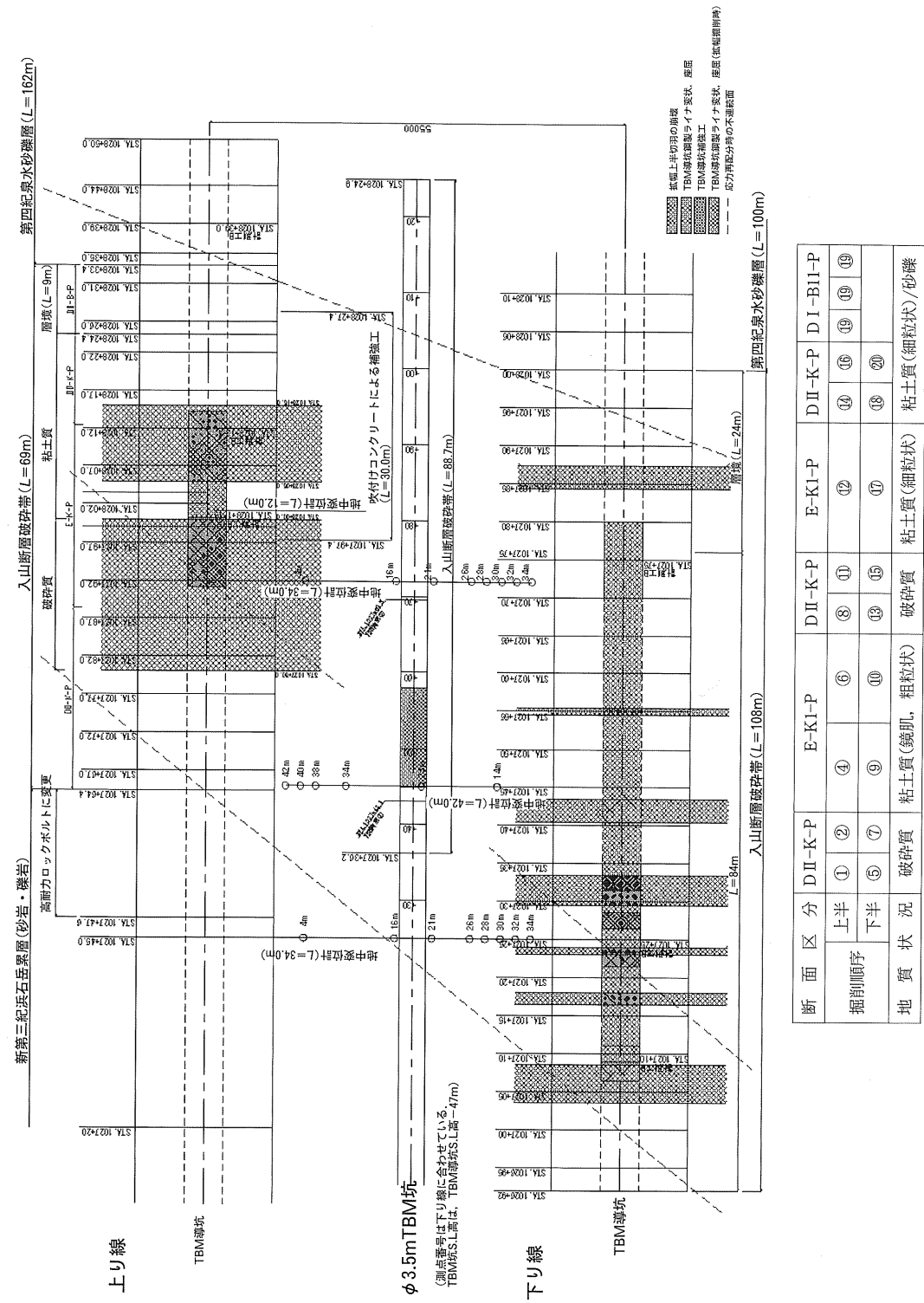


写真-1 Cycle 3-6-12方式(上半と下半・インバート切羽)



計測項目	計測機器と測点数	STA.1027+10	STA.1027+25	STA.1027+75
変形余裕量測定	3D自動測量・計測システム(7測点/断面)	24断面(5m間隔)		
ロックボルト軸力測定	R ロックボルト軸力計(6測点/測線)	2測線	2測線	2測線
地中変位測定(上り線設置)	E 電気式地中変位計(34.0m, 8測点/測線)	-	1測線	1測線
吹付けコンクリート応力測定	T コンクリート有効応力計	7測点	11測点	11測点
鋼アーチ支保工応力測定	S ひずみゲージ	8測点	8測点	8測点
背面土圧測定	B 地圧計	-	11測点	11測点
覆工応力測定	L コンクリート有効応力計	-	7測点	-

図-3 計測工B計器配置概要



断面区分	掘削順序	地質状況
D II-K-P	①	破砕質
	②	粘土質(鏡肌, 粗粒状)
E-KI-P	③	粘土質(細粒状)
	④	粘土質(細粒状)/砂礫
D II-K-P	⑤	破砕質
	⑥	粘土質(細粒状)
E-KI-P	⑦	粘土質(細粒状)
	⑧	粘土質(細粒状)/砂礫
D II-K-P	⑨	破砕質
	⑩	粘土質(細粒状)
E-KI-P	⑪	粘土質(細粒状)
	⑫	粘土質(細粒状)/砂礫
D II-K-P	⑬	破砕質
	⑭	粘土質(細粒状)
E-KI-P	⑮	粘土質(細粒状)
	⑯	粘土質(細粒状)/砂礫
D II-K-P	⑰	破砕質
	⑱	粘土質(細粒状)
E-KI-P	⑲	粘土質(細粒状)
	⑳	粘土質(細粒状)/砂礫

図-4 下り線掘削順序と上半切羽状況(入山断層破砕帯)

のTBM導坑鋼製ライナ主桁は、変状、座屈した。厚肉仕様の高強度鋼繊維補強吹付けコンクリートの施工性は、粘土質の吹付けコンクリート厚は  $t=50\text{cm}$  であるが、 $t=10\sim 15\text{cm}$  の一次吹付け、鋼アーチ支保工建て込み後の  $t=25\text{cm}$  の二次吹付け、その後の  $t=15\text{cm}$  の三次吹付けを切羽位置で吹付けたが、不具合もなく良好であった(写真-2)。

7-3 切羽の安定度

上半切羽の安定度は、針貫入試験値の換算一軸圧縮強度との関係で、以下のものであった(図-5)。

先行上り線では、換算一軸圧縮強度が  $1\text{N/mm}^2$

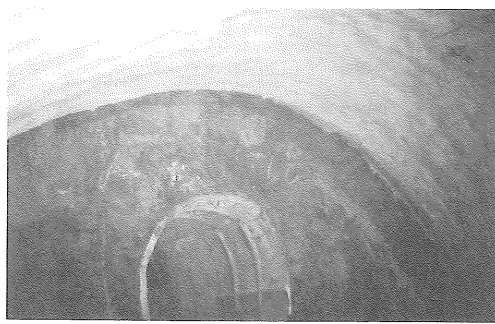
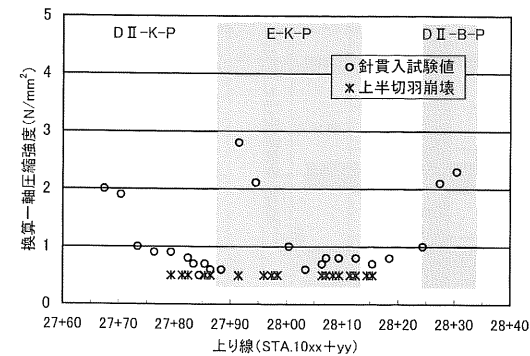
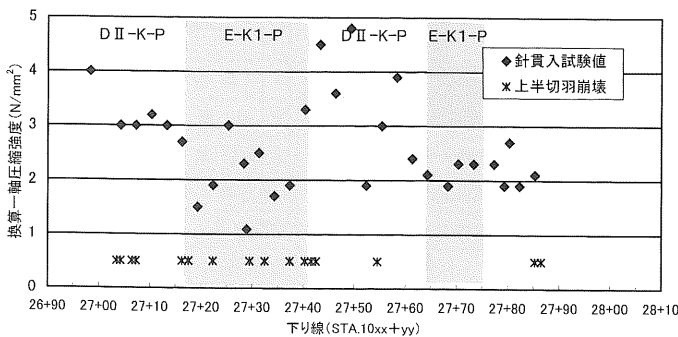


写真-2 上半吹付け仕上がり状況(吹付け厚  $t = 50\text{cm}$ )



(1) 上り線



(2) 下り線

図-5 一軸圧縮強度と切羽安定性

(地山強度比=0.2)を下まわると、上半切羽は自立できずに崩壊する。これが  $1\text{N/mm}^2$  を超えると、破碎質、粘土質ともに自立する。後行下り線では、上り線掘削により、二度にわたり応力再配分を受けており、TBM導坑鋼製ライナは変状、座屈し、周辺地圧の一部は解放されているようであり、換算一軸圧縮強度が  $2\text{N/mm}^2$  (地山強度比=0.4)を下まわると上半切羽は崩壊する。

8 計測結果と考察

計測データは、泉水砂礫との層境24mの断面閉合が完了してから60日後の測定データがほぼ収束した2004年5月25日時点のものであり、上半切羽はこの断面閉合端位置から東側に124m、下半は99m進行している。

8-1 下り線支保構造系の挙動特性

変位の最大値は、上半切羽が度々崩壊した破碎質DII-K-Pに生じており、上半右脚部で93mm沈下した。内空変位は、上半脚部測線で90mmの内空側変位である(図-6)。発生変位量は、支保剛性の低いDII-K-Pの方が大きい、変形余裕量15cmの範囲内にあり、必要内空断面は確保できている。また、先行上り線と比較すると、内空変位、鉛直変位ともに、上り線の約1.05~1.09倍、後行下り線の方が大きく変位した。

8-2 下り線支保構造系の力学特性

破碎質DII-K-PのSTA.1027+10、粗粒状粘土質E-K1-PのSTA.1027+25、細粒状粘土質E-K1-PのSTA.1027+75での支保部材応力の測定値から、以下のことがわかる。

(1) 吹付けコンクリート軸応力

吹付けコンクリート軸応力の最大値は、STA.1027+75の左肩部に生じており、 $23\text{N/mm}^2$  の圧縮である。上半断面での平均値は、 $19\text{N/mm}^2$  となり、圧縮強度の53%以上の応力状態で変動する(図-7)。

粘土質EのSTA.1027+25では、上半掘削時に最大約  $25\text{N/mm}^2$  の圧縮応力を受けたが、断面閉合時に低下し、約

80%の  $20\text{N/mm}^2$  で推移する。

(2) 鋼アーチ支保工曲げ応力

鋼アーチ支保工の曲げ応力度は、右肩部で最大値を示し  $362\text{N/mm}^2$  の曲げ圧縮となり、降伏強度  $440\text{N/mm}^2$  の約83%の応力レベルに達し、厚肉の吹付けコンクリートを補強する(図-8)。

(3) 掘削外力分担

下り線吹付けコンクリート軸力の最大値は、DIIはトンネル延長方向1.0mあたり、Eは0.75mあたりに換算すると、粘土質Eで  $9,910\text{kN}$  の圧縮である。鋼アーチ支保工は、 $750\sim 3,140\text{kN}$  の圧縮である。このことから、吹付けコンクリートは、支保部材軸力の約67~80%を分担する主要支保部材であり、内圧力の作用とともに、これがグラウンドアーチの一部を形成する(図-9)。

8-3 トンネル周辺地山の挙動特性

上り線上半脚部位置から下り線に向けて設置した  $L=32\text{m}$  の地中変位計からの下り線掘削にともなう地中相対変位と区間ひずみの測定結果は、粗粒状粘土質STA.1027+25と細粒状粘土質STA.1027+72について図-10に示す。これから、以下のことがわかる。

- ① 上り線計器口元の絶対水平変位量は、STA.1027+25は1.7mm上り線内空側に変位し、STA.1027+72は4mm下り線側に変位する。このことから、下り線の掘削面から深度2.5m位置の絶対水平変位は、両測点ともに39mm、下り線側に変位する。
- ② 下り線掘削面から深度2.5mと深度4.5m間の区間ひずみは、最大約0.3%の伸びひずみを受ける。この以深では、下り線掘削面から34.5m離れていても、約0.1%の伸びひずみを受ける。
- ③ 最終水平変位に対する上半切羽通過時水平変位の比は、粗粒状粘土質で0.36~0.45、細粒状粘土質で0.23~0.25である。断面閉合時では、粗粒状粘土質は0.73~0.78、細粒状粘土質は0.62~0.65となり、粗粒状粘土質の方

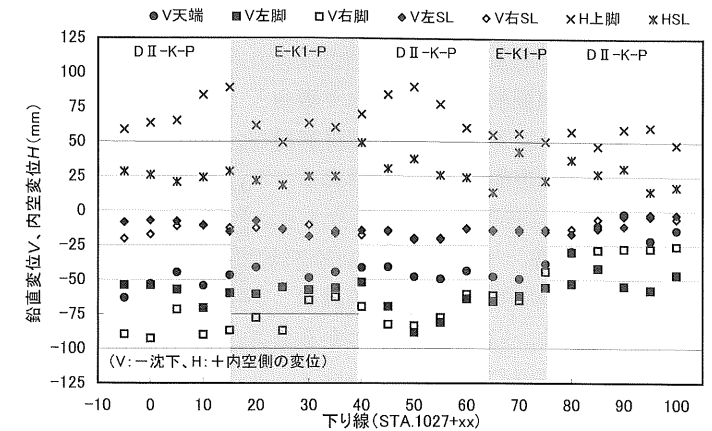


図-6 鉛直変位と内空変位(断面閉合60日後)

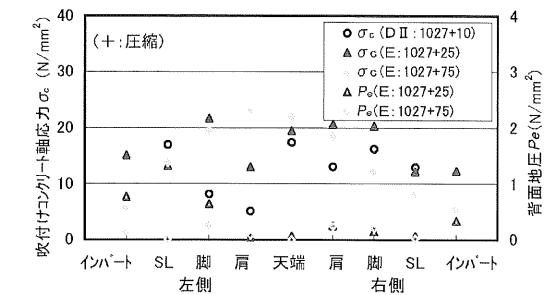


図-7 吹付けコンクリート軸応力(下り線)

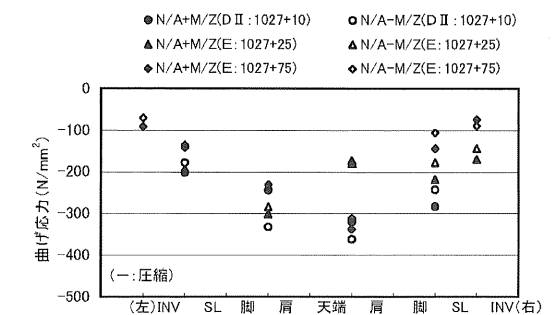


図-8 鋼アーチ支保工曲げ応力(下り線)

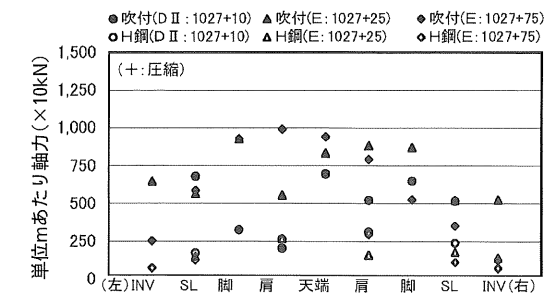


図-9 支保部材軸力(下り線)

が水平方向の先行挙動は大きい。

これらのことから、この断層粘土区間では、下り線掘削時に、先行上り線を包含するグランドアーチが形成され、これに直交する方向に変位が生じたものと推察する。

### 8-4 双設影響

後行下り線の掘削影響は、上り線の計測データから、以下のことがわかる。

#### (1) 上り線変位の増分

内空変位は、3測線ともに、内空側に変位し、最大9mm変位する。鉛直変位は、最大4mmの沈下であり、変形余裕量50mmの範囲内で収束する(図-11)。

#### (2) 上り線吹付けコンクリート軸応力の増分

下り線掘削による上り線吹付けコンクリート軸応力の増分は、当初施工の吹付け厚35cmの方は、最大6.2N/mm<sup>2</sup>、平均で2.1N/mm<sup>2</sup>、圧縮側に増加する(図-12)。吹付け厚が25cmの増吹付けの方は、最大5.9N/mm<sup>2</sup>、平均で3.6N/mm<sup>2</sup>の圧縮応力が作用する。また、変形モードに対応して、引張応力が発生する。

#### (3) 断層破碎帯の挙動特性

下り線掘削による上り線絶対変位の増分は図-13に示し、下り線絶対水平変位は図-14に示す。これらから、以下のことがわかる。

#### ① 下り線の上り線側測点の絶対水

平変位は、層境区間を除くと、上半左脚部で±15mm、左SL部で10~20mm、内空側に変位する。上半右脚部では40~90mm、右SL部は30~50mm内空側に変位し、右側測点の水平変位は、上り線側の3~6倍大きく変位する。

#### ② 支保剛性が高い下り線E-K1-Pの上半右脚部絶対水平変位は、DII-K-Pのものに比べて小さく抑えられているが、明らかな不連続挙動が現われた。

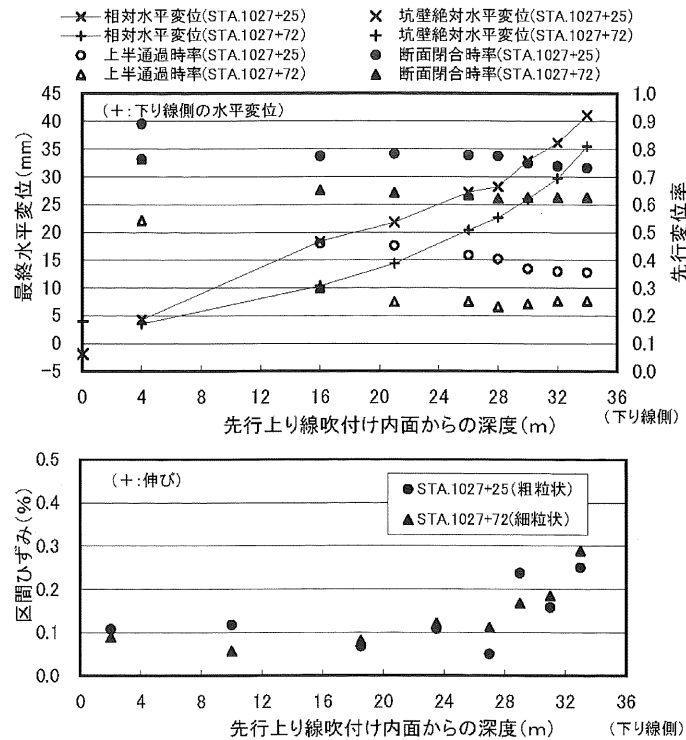


図-10 双設トンネル間地中変位と区間ひずみ分布

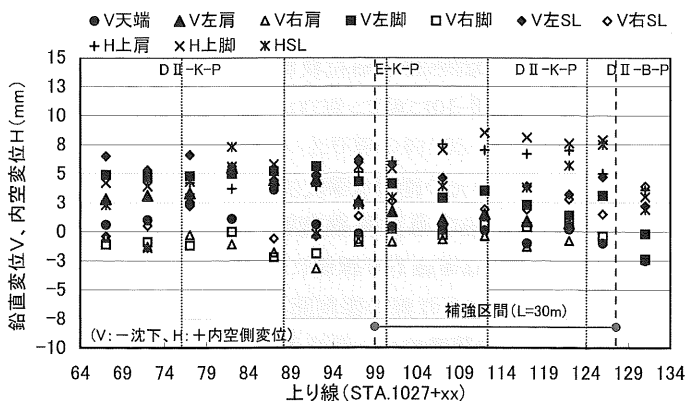


図-11 上り線増分変位(下り線掘削影響)

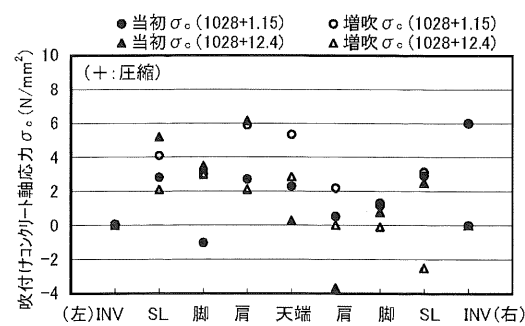


図-12 吹付けコンクリート増分軸応力(上り線)

③ 上り線水平方向絶対変位の増分は、下り線側の上半右脚部で1~12mm、右SL部で16~23mm下り線側に変位する。上半左脚部では5~21mm、左SL部で4~20mm下り線側に変位し、上半左脚部は、上半右脚部の約2倍、下り線側に変位する。

④ 上り線絶対変位の増分は、水平方向、鉛直方向ともに、DII-K-PとE-K-Pの境で、明らかな不連続挙動が現われた。

以上のことから、下り線掘削時の応力再配分過程において、「地質構造に起因する明らかに不連続な逆断層モードの変形挙動特性が現われ、グラ

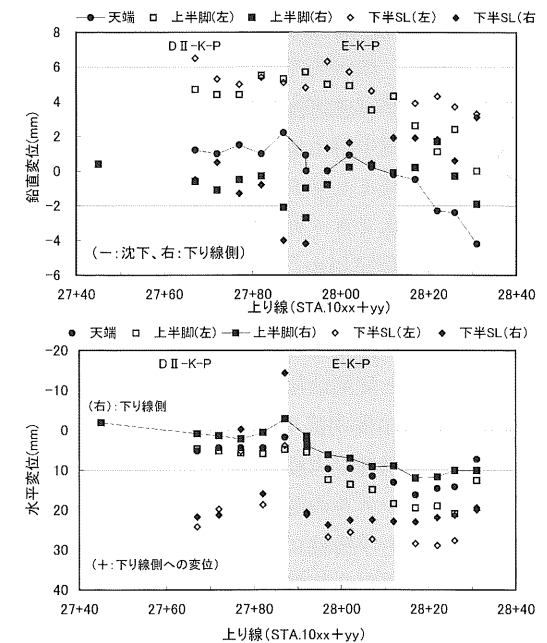


図-13 増分絶対変位量(上り線)

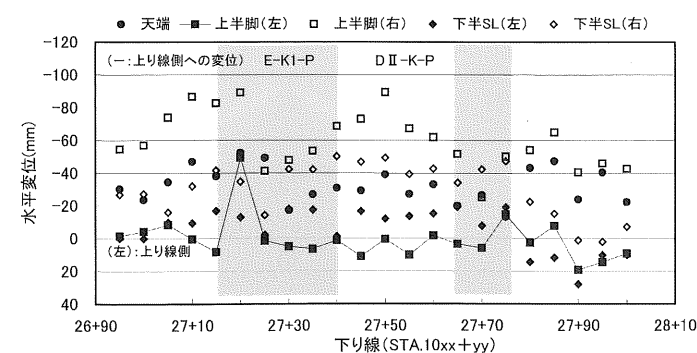


図-14 水平絶対変位量(下り線)

ンドアーチはこの影響を受けながら上り線を包含し、掘削幅の3~4倍以上の深部におよび形成された」と推察する。

### 8-5 必要支保耐力の検証

トンネル支保構造体が押し出し性地圧(p<sub>0</sub>)と力学的にバランスできる必要支保耐力(σ<sub>θ</sub>)の計算式は、掘削影響域(H)と支保厚(T=b-a)をパラメータとして、厚肉円筒理論<sup>5)</sup>を用いて導くと、式(1)のようになる。

$$\sigma_{\theta} = \frac{a^2 \cdot b^2 (p_0 - p_i)}{b^2 - a^2} \cdot \frac{1}{r^2} + \frac{p_i \cdot a^2 + p_0 \cdot b^2}{b^2 - a^2} \quad (1)$$

ここで、

- a : 内空半径
- b : 掘削半径
- r : 支保耐力計算位置 (r=(a+b)/2)
- p<sub>0</sub> : 作用地圧 (= γ · H (N/mm<sup>2</sup>), γ は単位体積重量)
- p<sub>i</sub> : 内圧 (= 0 N/mm<sup>2</sup>)

支保厚に対する必要支保耐力は、掘削半径b=10mとし、掘削影響域をパラメータとして式(1)で計算すると、図-15のようになる。当初設計では、地山強度比は0.3~0.7であり、TBM導坑掘削時に双設影響が現われたことなどから、掘削影響域H=80~100mと推察し、斜線域を押し出し性地圧とバランスできる必要支保耐力の範囲とした。

上り線、下り線で計測された吹付けコンクリート軸応力の最大値は、これに対応する吹付け厚との関係で表すと、斜線域内にプロットされる。

このことから、押し出し性地山での必要支保耐力の算定は、式(1)で高精度に計算できることが示された。また、計測データから、地山強度比が0.3~0.7の脆弱地質では、掘削影響域は60~80mに及ぶことが逆算された。

### 8-6 覆工コンクリート仕様の検証

吹付けコンクリート軸応力が最大値となった上り線STA.1027+12.0の吹付けコンクリート軸応力の収束値αと

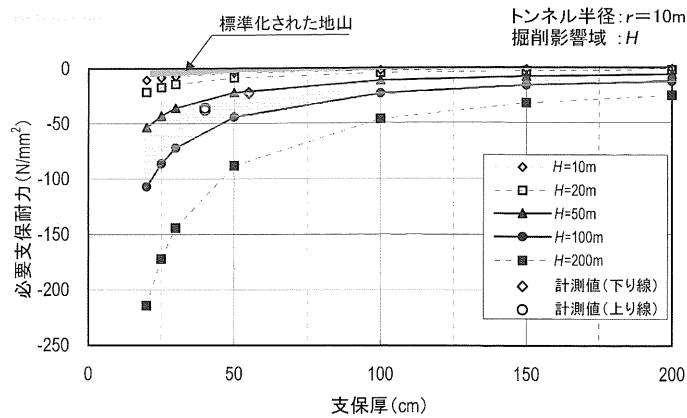


図-15 支保厚と必要支保耐力

係数βは、下り線の掘削開始日を始点とする経過時間と測定データ(t, y<sub>i</sub>)を用いて、式(2)で推定すると、図-16ようになる。

$$y = a \{1 - \exp(-\beta \cdot t)\} \quad (2)$$

この結果から、吹付けコンクリート軸応力は、圧縮強度の36N/mm<sup>2</sup>を2~7N/mm<sup>2</sup>程度オーバーし、最大43N/mm<sup>2</sup>となり、断面閉合154か月後に収束することが予測される。

吹付けコンクリート圧縮強度のコア試験値は約40~42N/mm<sup>2</sup>であることから、トンネル支保構造系の力学的安定は確保できていると推察する。

このことから、覆工コンクリート仕様は、当初設計どおり、単位体積あたり0.5%の鋼繊維を混入する鋼繊維補強コンクリートとし、坑口部の覆工仕様と同程度の最小覆工厚さ50cmを確保し、圧縮強度30N/mm<sup>2</sup>でD19@200の複鉄筋SFRC構造とした(写真-3)。

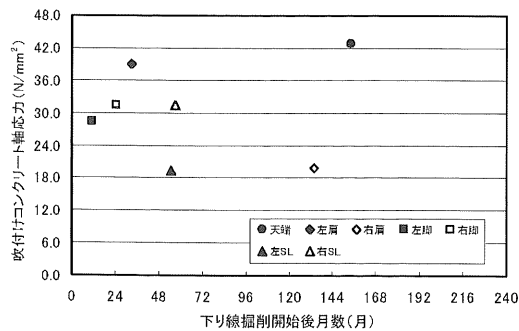


図-16 吹付けコンクリート軸応力の推定(上り線STA. 1028+12.0)

## 9 おわりに

先行トンネルは、地山強度と押出し性地圧に見合う高耐力、高剛性仕様で設計、施工した。後行トンネルは、先行トンネルの挙動特性に双設影響を考慮し、上り線、下り線の支保構造体仕様を修正し、PaM-Netなどによるリアルタイムな計測管理のもと、Cycle3-6-12方式の掘削方法で施工した。その結果から、以下のことが明らかになった。

(1) TBM導坑の先行掘削とここでの岩盤・岩石試験により、断層破碎帯の規模や地質性状などは明確となり、地山の力学特性に合致したトンネル設計と施工方法が選択できた。また、TBM導坑は、切羽崩壊の抑止に有効に機能し、注入式長尺鋼管フォアパイリングとともに断面外への切羽破壊進行を防止でき、施工を確実にした。

(2) 拡幅掘削は21m/月の速度で、予測したトンネル挙動の範囲内で、計画どおりトンネル支保構造系の力学的安定は確保できた。このことから、必要支保耐力と変形余裕量の算出方法、断面閉合距離選択の自由度が高いCycle3-6-12方式の掘削方法などの有効性が実証された。

(3) 後行トンネルの掘削では、先行トンネル掘削で得られた力学特性にもとづいて、吹付けコンクリート厚と変形余裕量の増減で、当初設計仕様を修正、施工した。この方法は、不確かな力学特性を有する断層破碎帯での双設大断面トンネルの

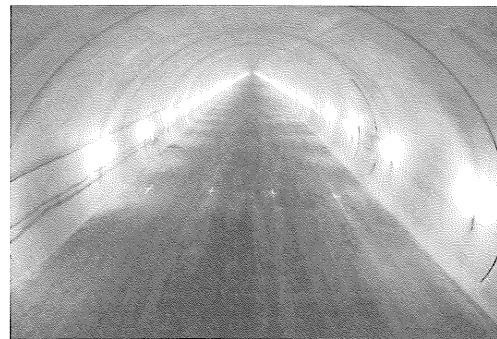


写真-3 施工完了後の入山断層破碎帯(上り線)

合理的な設計・施工を可能にし、この有効性が実証された。

(4) PaM-Netは、トンネル挙動のリアルタイムな把握に有効に機能し、Cycle3-6-12方式での断面閉合のタイミングが判断できるようになり、情報化施工を具現化した。これにより、工事変更への迅速な対応が可能となり、トンネル支保構造体の確実な力学的安定が確保できるようになった。

(5) PaM-Netにより、「地質構造に起因する不連続な逆断層モードのトンネル変形挙動特性が検出され、入山断層位置は特定でき、トンネルのメンテナンスに有効な断層情報が得られた。また、グラウンドアーチは、この影響を受けながら、上り線、下り線を包含して形成される」ことが判明した。

2004年10月末に、入山断層破碎帯区間の覆工コンクリート工を終え、無事に施工を完了した。現在、上り線、下り線ともにトンネル支保構造系の応力測定とともに覆工コンクリート応力測定を継続中である。

今後は、押出し性地山での双設大断面トンネルの力学的安定のメカニズムを数値シミュレーションで確認するとともに、設計パラメータとした必要支保耐力の計算式、変形余裕量推定のための数値解析手法の高精度化を進める予定である。

最後に、本工事にあたりJHトンネル委員会今田徹委員長をはじめ委員ならびに関係各位より、貴重なご意見を頂いたことをここに記して、感謝する次第である。

## 参考文献

- 1) 小林隆幸・佐藤 淳・楠本 太：TBMで大規模断層破碎帯に導坑を貫く、トンネルと地下、Vol.33, No.8, pp.15-26, 2002.8.
- 2) 小林隆幸・佐藤 淳・楠本 太：大規模断層破碎帯をTBM先進導坑で突破、トンネルと地下、Vol.35, No.3, pp.25-35, 2004.3.
- 3) T. Kobayashi, J. Sato, F. Kusumoto: Design and Excavation of Large-scale Tunnels in Squeezing Rock, (Re) Claiming the Underground Space, ITA/WTC2003, Vol. 1, 2003.
- 4) 小林隆幸・佐藤 淳・楠本 太：大規模断層破碎帯での大断面トンネル拡幅掘削時の挙動特性、第58回年次学術講演会、第三部門, pp. 111-112, 2003.
- 5) (社)電力土木技術協会：電力施設地下構造物の設計と施工、(株)山海堂, p.42, 1986.

## 『トンネルと地下』投稿原稿応募のご案内

1. 原稿は弊社ホームページ(<http://www.tunnel.ne.jp>)に掲載されている投稿規定により執筆して頂きます。
  2. 原稿のボリュームは、原則として刷上がりで8頁以内とします(図・表・写真含む)。
  3. 原稿掲載の採否は、本誌編集委員会で審査のうえ決定します。
  4. 掲載論文については当社規定の原稿料をお支払いいたします。
  5. 原稿は、原則として返却いたしません。  
(注:「現場だより」の投稿は受け付けておりません)
- 送付先 株式会社土木工学社 編集部 投稿係  
〒162-0832東京都新宿区岩戸町16 メイジャー神楽坂  
電話 (03) 3267-2888(代)

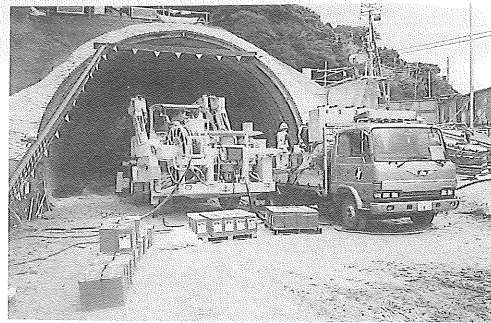


写真-9 AGF施工状況



写真-11 貫通発破直後の切羽



写真-10 AGF施工1シフト完了



写真-12 貫通式典

が2D以下の区間については、補助工法としてAGF工法(長尺鋼管フォアパイリング)を実施した(図-10)。

AGF工法は、長さ12.5m、径114mmの25本の鋼管を、天端部にアーチ状に進行方向へ打設し、打設後鋼管を通して周辺地山に薬剤を注入し、鋼管周りに改良体を形成するもので、使用する薬剤は高分子系のうちシリカレジンを採用した(写真-9, 10)。

しかし、掘削前に試験施工を実施したところ、比較的浸透性の高いシリカレジン地山の亀裂や空隙からの逸脱が多く改良体が形成されず、所定の効果を発揮しないことが判明した。また、掘削開始直後に地表部にまで達する天端抜け落ちが発生するなど、安全確実な補助工法の施工が求められた。

そこで、薬剤の種類および注入量を変え再試験を行ったところ、高分子系の中でもシリカレジンに比べゲルタイムが速く、発泡率が高いウレタン系を使用することで、浸透による逸脱を防止し、改良体が形成されることが確

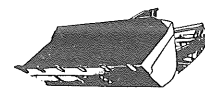
認された。この結果、土かぶり2D以下の区間において、大きな崩壊を発生させることなく掘削することができた。

### 7. おわりに

平成14年1月にトンネル掘削を開始し、平成15年4月に貫通、8月に覆工コンクリートが完了し、5月の貫通式典では、震災以降不自由を強いられてきた島民の方々の多くの喜びの声を聞くことができた。このトンネルは、平成の大地震にちなみ「平成新島トンネル」と命名された(写真-11, 12)。

平成13年10月10日の着工以来、島しょという特殊な地域におけるさまざまな状況変化に対し、工事を中断させることなく適切な対応を図ることができたのは、島民の方々をはじめ関係者の皆様のご協力のおかげであります。この場をお借りして厚く御礼申し上げます。

最後に、平成新島トンネルが平成16年4月24日に念願の開通となったことをご報告致します。



## 施工 断層破壊帯を矢板工法で貫き大深度立坑に到達 関西電力 国文都市付近管路新設工事

田中一雄\* 田中耕三\*\*  
葛原茂\*\*\* 石川恭義\*\*\*\*

### 1. はじめに

関西電力(株)では、将来の電力安定供給のため、大阪府箕面市大字粟生間谷の西大阪変電所から大阪市中央区

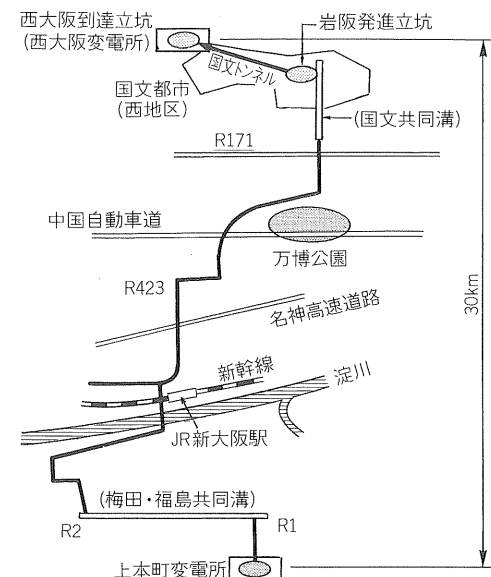


図-1 工事箇所位置図

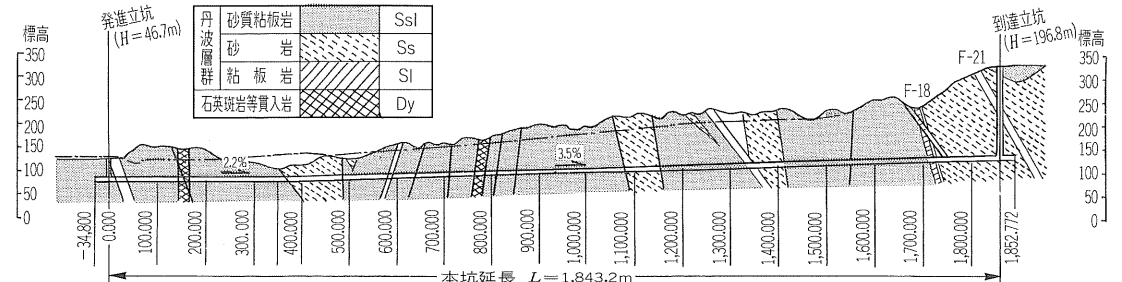


図-2 地質縦断面図

の上本町変電所に至る約30kmの地下トンネルルートを作成した。

地下トンネル工事は、北摂地域の山岳トンネル工事と市内を中心とするシールドトンネル工事からなり、山岳トンネル工事は、大深度立坑施工、立坑間のトンネル施工、急曲線施工、シールドトンネルでは、長距離・高速掘進、地中接合、本線からの分岐トンネル技術など最新の技術を導入している(図-1)。

本稿は、上記工事のうち、立坑間山岳トンネル(国文トンネルL=1,843.2m)と掘削深度約200mの大深度立坑(到達立坑)施工について報告する。

### 2. 地質概要

工事箇所付近を構成する基盤岩は中生代ジュラ紀に形成された丹波層群(砂岩・砂質粘板岩・粘板岩)と、白亜紀後期に丹波層群に貫入した貫入岩(石英斑岩・ひん岩)の岩脈からなる。

山岳トンネル経過地の地質は、弾性波速度4.3~5.2km/secの砂岩硬質部とトンネル延長1,843m間に21本の破砕帯の影響を受けた軟質部からなる。なお、到達立坑では工事箇所周辺地域最大規模の箕面断層を貫通する施工となる。

\*関西電力(株)電力システム技術センター大阪北部地中送電線工事所所長  
\*\* " " 大阪北部地中送電線工事所担当  
\*\*\* 鴻池・大林・西松・東急共同企業体国文トンネル工事事務所所長  
\*\*\*\* " " 国文トンネル工事事務所主任

事前の地質調査においては、弾性波探査と6本の調査ボーリングに加えて、岩盤透水試験・各種岩石物理試験・電気探査比抵抗試験などの詳細にわたる調査が実施された(図-2)。

これらの調査結果より、本トンネル地質は硬軟の差が著しいことが予測された。

なお、岩盤透水試験結果より、トンネル経過地の岩盤透水係数が2ルジオン未満であり、施工中の大量出水の可能性は低いと推定された。

### 3. トンネルの設計

#### 3-1 平面線形・縦断勾配

国文トンネルは、大阪北部の茨木市と箕面市にまたがる国際文化公園都市(通称:彩都)開発区域内にあり、その平面曲線は地上の官民地境界の制約により曲線部が12か所あり、曲線延長は全体の35%に及び、しかも山岳トンネル工法ではあまり例のない $R=100m$ の曲線部が3か所(S字含む)含まれる。

また、縦断勾配はトンネル施工法(レール工法)を考慮した3.5%の上り勾配で設計された。

#### 3-2 トンネル断面

トンネル標準断面は、送電線設備の配置計画から最大掘削断面積 $49m^2$ 、内空断面積 $34m^2$ の3心R馬蹄型トンネルである(図-3)。

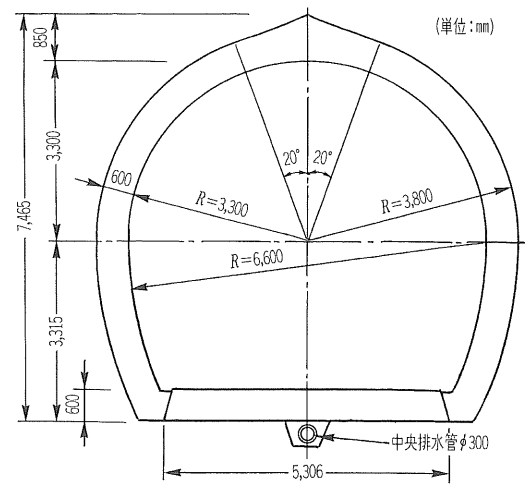


図-3 トンネル標準断面図

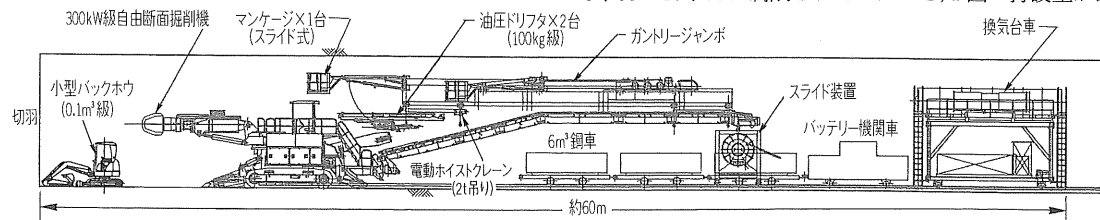


図-4 切羽付近機械配置縦断面図

#### 3-3 トンネル支保

本トンネルは、全延長の大部分が国際文化公園都市内(民地)にあるため、用地外へロックボルトが突出しないこと、および経済比較検討結果から全線在来矢板工法(発進立坑近傍はNATM)で設計された。

### 4. トンネルの施工

#### 4-1 切羽機械の組み合わせ

本トンネルは、機械掘削が主で全延長の約94%を占め、残りの6%は発破掘削の設計であった。坑内運搬はレール方式とした。掘削には岩盤切削能力の高い自由断面掘削機(国内最大級300kW級)を採用し、掘削ずりは第1、2ベルトコンベヤを通じて後方の鋼車へ積み込む方式を採用した。ベルトコンベヤへの積み込みは自由断面掘削機前面の掻き寄せ装置を利用して行うが、補助機械として小型バックホウを必要とした。発破用の削孔・鋼製支保工建込み・木矢板掛けには、門形の架台にドリフターブームを2基とマンケージを1基搭載したガントリージャンボを新規に製作・導入した。このガントリージャンボは自由断面掘削機と容易に離合できるとともに、電動ホイストを装備し鋼製支保工(H-200 重量450kgf)の切羽への運搬が可能な構造としている。図-4に切羽付近の機械配置縦断面図を示す。

#### 4-2 ずり揚げ設備

発進立坑( $H=46.7m$ )におけるずり揚げ設備には、スキップ方式・コンベヤ方式・キブル方式などが考えられるが、当工事では経済性・安全性・施工性・立坑占有スペースなどを検討しスキップ方式を採用した(表-1)。なお、スキップベッセル容量は、ずり鋼車1台分と同様の $6.0m^3$ とした(写真-1,2)。

#### 4-3 二次覆工スライドセントル

本トンネルは在来工法による施工のため、二次覆工も重要な支保部材であり、一次覆工後、速やかにコンクリートを打設する必要がある。しかしながら、切羽付近の機械配置などの制約により、最速でも切羽から200m後方における施工となった。このため、スライドセントルは $L=12m$ とし掘削速度に追従可能なものとした(当現場では地元住民の要望から工事用車両の現場周辺運行が9:00~17:00に制限されていたこと、1回の打設量が最

表-1 ずり揚げ設備適用検討結果

ずり搬出方式	スキップ方式	垂直コンベヤ方式	キブル(バケツ)方式
運搬方式	切羽より鋼車で運搬されてきたずりを、立坑直下で鋼車1台分ずつスキップ設備に移し替え、坑外に搬出する。	切羽より鋼車で運搬されてきたずりを、一旦仮受けホッパーに移した後、エプロンフィーダを介してジョークラッシャーで粒径を80mm以下に調整し、垂直コンベヤにて坑外に搬出する。	切羽より鋼車で運搬されてきたずりを、立坑直下でキブルに移し、大型クレーンにて坑外に吊り上げ搬出する。
主要機械設備	積み込み部シュート・ベッセル・上部フレーム・ガイドレール・巻き上げ機・排出シュート	仮受けホッパー・エプロンフィーダ・ジョークラッシャー・横送りベルトコンベヤ・垂直コンベヤ	80tクレーン・6m <sup>3</sup> キブル
特徴	立坑占有スペースが、コンベヤ方式より劣るが設備はシンプルであり維持管理が容易である。	立坑占有スペースは少ないが、クラッシャー設備が必要であり、坑底設備が複雑となるため、維持管理に問題あり	立坑占有スペースが最小であるが、キブルの形状、鋼車よりの移し替え作業に難あり。
	ずり粒径の制約がない	ずりの粒径80mm以下	ずり粒径の制約がない
	実績多数あり	騒音が小さい	立坑深度20m以内では、採用実績多数あり
	騒音対策を要する可能性あり	連続運転が可能	クレーンの運転による騒音あり
経済性	△	×	○
	搬出能力 △ 70m <sup>3</sup> /h	○ 80m <sup>3</sup> /h	×
安全性	○	○	×
	総合評価 ○ 安全性など総合的に優れている	△ コスト・維持管理に問題あり	×



写真-1 スキップ地上機設備

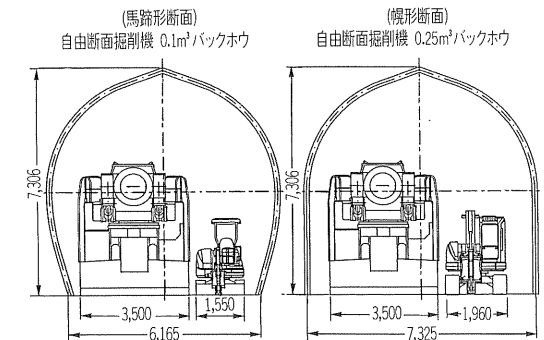


図-5 トンネル掘削断面変更図

また、トンネル平面線形曲線部分( $R=100m$ )を考慮し、中折れ式で前後2分割が可能( $6m+6m$ )な構造とし曲線部分では前後間にライナープレートを設置することで対応した。

#### 4-4 掘削断面形状の変更

トンネル前半部の施工結果から、曲線部におけるガントリージャンボの通過、前述のずり積み込み補助機械(小型バックホウ $0.1m^3$ 級)の切羽でのずり積み込み作業に多くの時間が費やされ、後述の切羽崩壊対策も含めて予定工程にかなりの遅れを生じた。このため、対策として、掘削断面を馬蹄型から梟型断面へ変更してトンネル底盤幅を広くし、ずり積み込み補助機械および発破ずり小割ブレーカ機械を大型化することで、サイクルタイムの短縮を図った(図-5)。

この結果、トンネル後半部は地山状況も前半部に比較して良好であったことも幸いしたが、同支保タイプ1サ



写真-2 スキップずり揚げ状況

大 $195m^3$ に及ぶ(巻き厚 $t=60cm$ )こと、発進立坑を経由したコンクリート運搬となることなどから1回/2日の打設が最速であった。進行6m/日)。

イクルで、従来機械配置に比較して約30%の時間短縮が可能となり予定工程をクリアすることができた。

### 5. 断層破碎帯対策

トンネル掘削開始以来、切羽の小崩落は数回発生していたが、発進立坑より550m付近切羽において大規模断層破碎帯に遭遇し、約120m<sup>3</sup>に及ぶ天端部の地山崩落が発生した(写真-3)。

以下に崩落対策の詳細を記述する。

#### (1) 崩落対策工(図-6)

- ①, ② バルクヘッド構築, モルタル充填
- ③ 天端部空洞充填(エアームタル, 空洞充填用ウレタン系薬液)
- ④ 仮巻きコンクリート打設
- ⑤ 前方探査ボーリング
- ⑥ 崩積土改良(セメント系薬液注入)

#### (2) 縫い返し補強工(図-7)

- ① 先受け長尺鋼管打設
- ② 長尺鏡ボルト打設
- ③ ウレタン系薬液注入工法

#### (3) 崩積土撤去・鋼製支保工縫い返し

なお、崩落以前においても坑内変位が大きく(最大変位量約250mm)、種々の変位抑制対策を実施していた。在



写真-3 切羽崩落状況

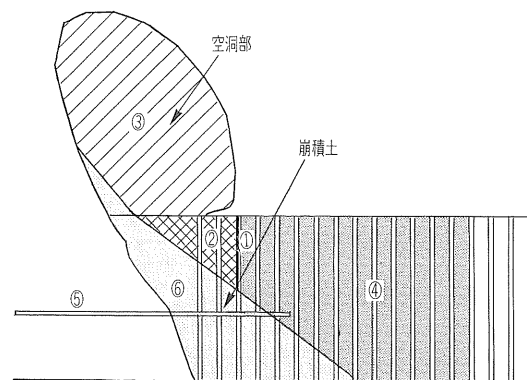


図-6 崩落対策工図

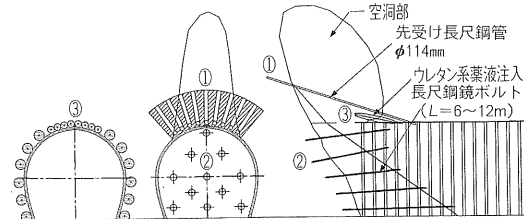


図-7 縫い返し補強工図

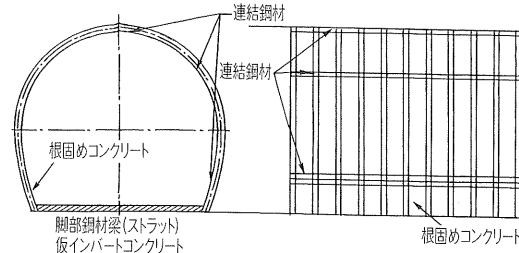


図-8 変位抑制対策工図

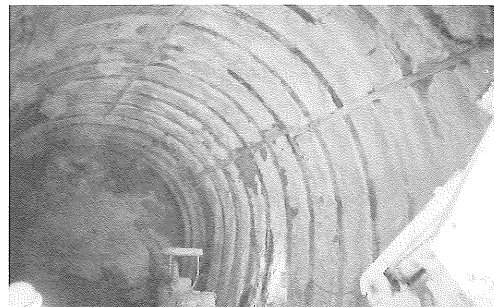


写真-4 トンネル全周仮巻きコンクリート

来矢板工法ではNATMに比較してトンネル縦断方向の支保剛性が小さく、初期の地山ゆるみも大きいため、地山不良部では変位を抑えることが困難であった。当初から考えられるさまざまな対策を実施して変位抑制を図ったものの最終的には吹付けコンクリート施工がもっとも効果的な変位抑制対策であり、吹付けコンクリートの支保効果が非常に高いことを再認識する結果となった(地上ヤードに簡易コンクリート製造設備と坑内吹付け設備を新たに導入)。

吹付けコンクリート設備導入前の変位抑制対策には、簡易なものも含めて以下の対策を実施した(簡易な工法から順に列挙(図-8))。

- ・縦断方向鋼材による鋼製支保工の連結
- ・脚部鋼製支保工間コンクリート打設(根固めコンクリート)
- ・鋼製支保工脚部ストラット(鋼材梁)設置
- ・仮インバートコンクリート打設(t=200mm)
- ・全周仮巻きコンクリート打設(t=250mm)(写真-4)

変位抑制対策は、簡易なものから実施し変位が収束するまで各種工法を組み合わせ実施した。

1.0mとし、D級ではリング鋼製支保工H-125を建込んだ。なお、立坑底から2本の水平トンネル(本坑, 待避坑)を分岐掘削するため、GL-185.0~196.4m間は、分岐施工や補強工の容易なNATMで施工を行った。

#### (4) 施工

削孔は、5ブーム空圧アンブレラジャンボを採用し、ずり出しにはスカフォード(立坑内円形足場床)底面に取

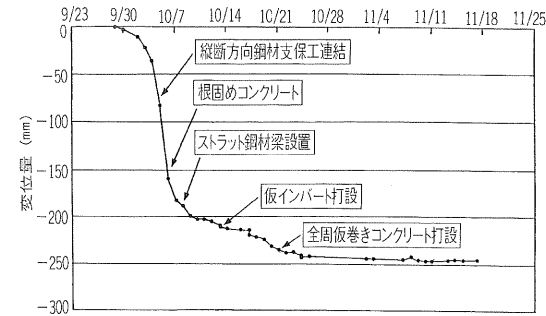


図-9 鋼製支保工変位経時変化図

図-9に在来工法施工箇所における坑内変位経時変化図を示した。

### 6. 大深度立坑の施工

#### (1) 概要

到達立坑の掘削深度は、発進立坑との標高差、本坑トンネルの最小土かぶり厚の確保、トンネル施工法(レーン工法)による勾配の制約などから、196.8mの大深度となっている。

また、内空断面は立坑内に設置される送電線設備の配置計画からφ8.0mの円形断面となっている(図-10)。

#### (2) 地質

立坑位置における事前のボーリング調査結果から、地盤面からGL-14mまでは変電所敷地造成盛土、GL-27mまでは砂礫層、それ以深は砂岩と砂質粘板岩となっている。断層破碎帯は3か所確認され、とくにF21破碎帯は工事箇所付近において最大規模(名称: 箕面断層活断層)である。また、地下水位はGL-102m付近にあり、地下水位以深の岩盤透水試験結果のP-Q曲線は直線状で最大注水圧力が地下水頭を上回っていることから施工中の大量出水の可能性は低いと推定された。

#### (3) 施工法

立坑の施工は、坑底に到達する本坑トンネルより先行する必要がある。標準工法である全断面爆破掘り下り工法(ショートステップ工法)を採用した。ショートステップ工法は、削孔・装薬・発破・ずり出し・一次覆工を1サイクルごとに行う掘削時の安全性が高い工法である。当工事では、1サイクル長を岩級区分C級で1.5m、D級で

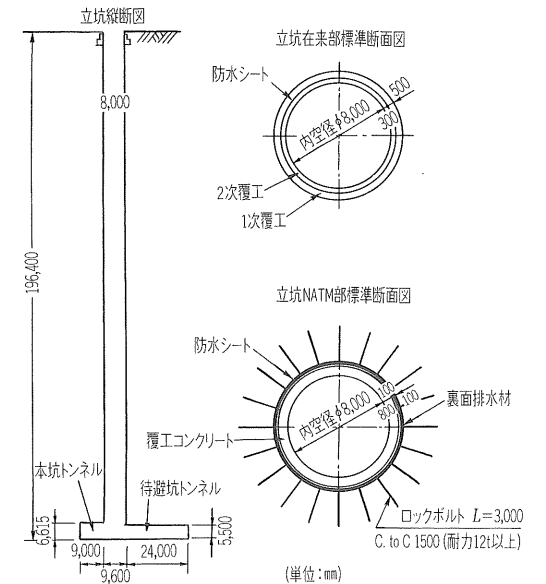


図-10 到達立坑概要図

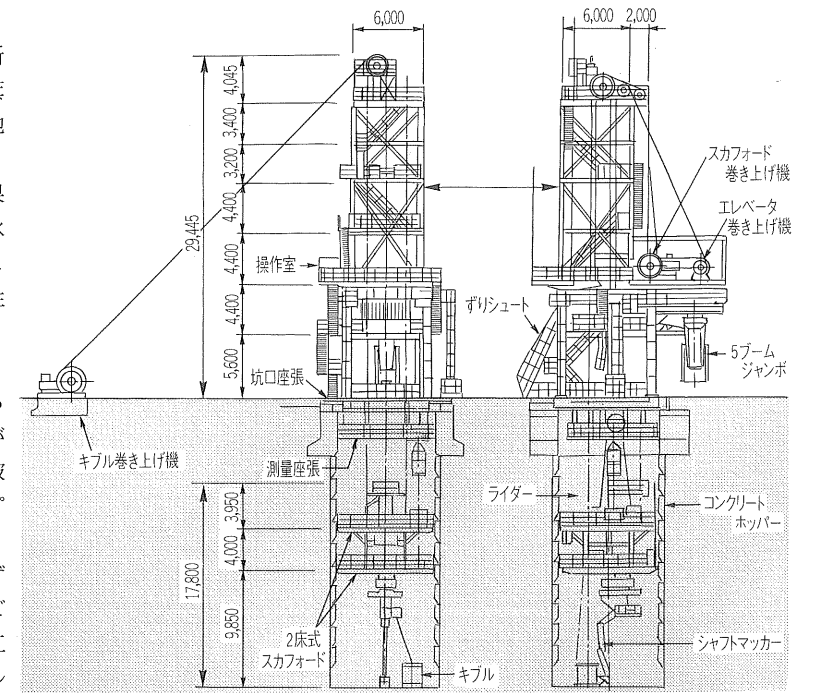


図-11 到達立坑施工概要図



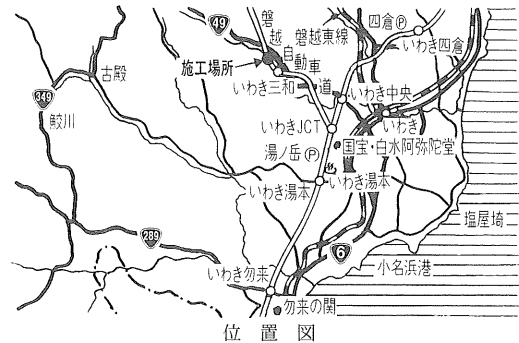


# 「潮目の地」いわきより

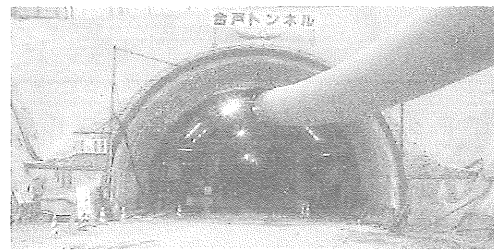
山田 伸 夫

当現場のあるいわき市は、福島県の南東部にあり、南端は茨城県に接する。地形的には、西の阿武隈高地からゆるやかに東へ低くなり、海と山に囲まれた比較的温暖で積雪も少なく、気候に恵まれた地域である。いわきの海は、黒潮と親潮が出会う太平洋の潮目にあたり、良好な漁場を形成している、一方、その海岸線は約60kmにもわたり、砂浜と磯辺が交互に現れる景観は変化に富み「いわき七浜」と呼ばれ、県内外から多くの観光客が訪れ親しまれている。

また、このいわき七浜の中心地である薄磯海岸の断崖上に建つ塩屋崎灯台は、故木下恵介監督の映画「喜びも悲しみも幾年月」の舞台となった所でもある。この辺りは昔から潮の流れが激しく暗礁も多いゆえ、いち早く灯台がつけられたが、それゆえか、太平洋戦争のときには、真っ先に米軍の標的になり灯台守が犠牲になったという話である。また、最近では美空ひばりの「乱れ髪」にも歌われ、その記念として灯台の麓に、美空ひばりの歌碑「雲雀乃苑」が作られ、多くのファンが訪れている。市内にある湯本温泉は、「三面の御湯」と呼ばれ、道後温泉、有馬温泉とともに日本の三大古泉として名が知られ、江戸時代は浜街道唯一の温泉宿場町として栄えたところであり、近年では、JRAの「馬の温泉」としても知られ、ケガをした多くのサラブレッド達が、良質な温泉と温暖な気候に癒されて、レースに復帰しているそうである。自然豊かな地には文学や歴史に関わるものが多いと言われるが、当地も歴史・旧跡の見所は多い。なかでも、岩手平泉の藤原秀衡の娘徳姫がいわきの豪族岩城則道に嫁ぎ、



国宝・白水阿弥陀堂 勿来の関



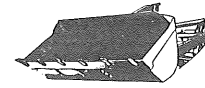
坑口全景

則道の死後にその霊を弔うために建立したと言われる「国宝・白水阿弥陀堂」は、平安後期の代表的な阿弥陀堂建築で、美しい曲線を描く屋根と浄土式庭園が調和した優美な姿を見せてくれる。また、「勿来の関」は、白河の関、鼠ヶ関とならんで奥州三古関と呼ばれ、「来る勿れ」という意味の地名は、蝦夷地への入り口であったことを今に伝え、関東と東北との境となっている。

さて、合戸トンネルは、いわきと新潟を結ぶ一般国道49号の防災事業であり、豪雨のたびに全面通行止めになっている区間の利用者の安全と道路の信頼を確保するものであり、付近住民から一日もはやい完成を望まれている。

トンネルは全長1,385mで、現在500mの掘削を完了したところであり、地質状態は、花崗閃緑岩が主である。本工事は、起点側の土かぶりの小さい(4~10m)位置に、横断構造物(発電用導水路)があり、起点側は幾つかの補助工法を併用しながら、無事通過することができた。工事は、終点側のJH磐越道の横断を目指し最盛期を迎え、職員および協力会社が一丸となり、地元住民の方々のご理解とご協力を得ながら、無事故・無災害での竣工を目指して、鋭意施工中である。

((株)竹中土木 合土トンネル作業所所長)



# 施工 大規模断層破碎帯をTBM先進導坑で突破 第二東名高速道路 富士川トンネル(上り線)

小林 隆幸\* 佐藤 淳\*\*  
楠本 太\*\*\*

## 1. はじめに

富士川トンネルは、第二東名高速道路の富士IC~清水IC間に位置し、トンネル掘削断面積は約190m<sup>2</sup>、上り線延長4,520m、下り線延長4,434mの長大トンネルである(図-1)。このため、TBM導坑先進掘削工法が採用されている。トンネルの中央付近には、活断層を含む入山断層破碎帯が分布し、強度不足による押し出し性地山であることがTBM導坑の先行掘削で明らかになった<sup>1)</sup>。

このような地質での大断面トンネル掘削は、これまでに経験はなく、押し出し性地圧によるトンネル支保構造物の破壊が危惧されたが、先行した上り線の拡幅掘削では、縫い返し工なしに無事に通過できた。

本稿では、ここでのトンネル支保設計、拡幅掘削方法、

動態計測方法などの有効性が実証されたのと、大断面トンネルの挙動特性が明らかになったので報告する。

## 2. 地質概要

トンネルのほぼ中央に、粘土化した破碎帯、亀裂帯が連続する入山断層破碎帯が分布する。これの西側は、新第三紀鮮新世浜石岳累層の砂岩、礫岩を基盤とし、向斜構造で分布する。東側は第四紀更新世の泉水砂礫層、岩淵火山岩層、鷲ノ田礫層が分布する(図-2)。入山断層破碎帯粘土部の一軸圧縮強度は0.07~1.87N/mm<sup>2</sup>であり、土かぶり厚は約250~300mであることから、地山強度比は0.3~0.7となる<sup>1)</sup>。先行した下り線TBM導坑には、後行上り線TBM導坑の明らかな掘削影響が現れたことなどから、掘削影響が広範囲に及ぶ断層粘土である。

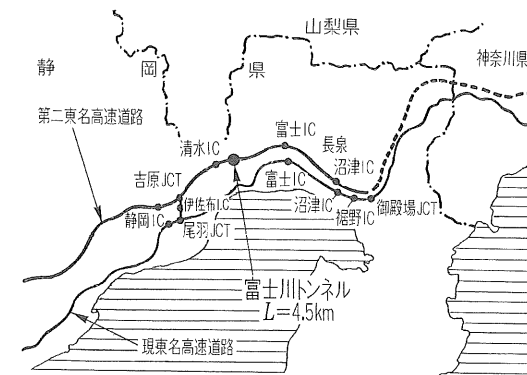


図-1 富士川トンネル位置図

		凡 例		
地質時代		地 質 名	記 号	
新 世	第 四 紀	沖積世		dl
		崖錐堆積物		dt
		段丘堆積物		tf
	新 世	鷲ノ田礫層	礫層	Sg
岩淵火山岩層		礫・砂・シルト互層	Sal	
		火山角礫岩	Itb	
代 第三紀	鮮新世	泉水砂礫層	Seg	
		累浜石岳層		
	中部層	砂岩優勢層	H2s	
		礫岩優勢層	H2g	
		安山岩類	Ha	

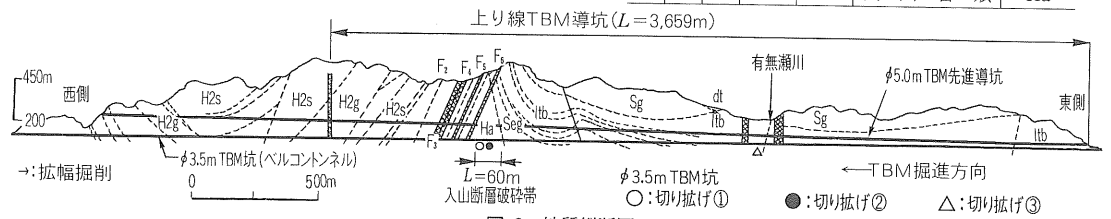


図-2 地質縦断面図

\* 日本道路公団静岡建設局富士工事事務所所長  
\*\* " " " " 工事長

\*\*\* 清水建設・熊谷組・竹中土木共同企業体工務課長

3. 工事概要

富士川トンネル西工事では、これまでに、延長4,754mのベルコントンネルのφ3.50mTBM坑、延長3,713mの下り線TBM導坑の先行掘削を終えている。現在、上り線、下り線ともに、TBM導坑の拡幅掘削を行っており、2003年6月30日時点の上り線は、入山断層破砕帯(L=69m)、泉水砂礫層(L=162m)の掘削を終え、第四紀岩淵火山岩層中を掘削している。下り線は、掘削断面積が約260m<sup>2</sup>の集じん機室とこれに直交する約105m<sup>2</sup>の補機室の2か所での掘削を終え、新第三紀層砂岩・礫岩中を掘削している。掘削延長では、上り線は2,072.6m、下り線は1,483.1mの掘削を終えており、このうちの994mは、下り線側のTBM発進基地と上り線側のTBM到達部として、上半先進掘削工法で掘削した。

4. 拡幅掘削計画

下り線TBM導坑掘削時の大変形挙動特性とTBM導坑内から採取した断層粘土の室内試験値などから、拡幅掘削時の施工条件と技術課題は、以下のように考えた。

- (1) 断層破砕帯は、下り線で約100m、上り線で約60mの規模で分布する。破砕質で脆弱な粗粒粘土に挟まれた約20~30m幅の粘土質、鏡肌細粒粘土は、走向N15~35°Wで上り線と下り線を横切る。
- (2) 切羽は不安定であり、TBM進行1日後の無支保状態での掘削面の変位速度は約145mm/dayと速く、約300mmの内空側への変位が生じ、延長方向約20~30m間のTBM導坑鋼製ライナ主桁は変状、座屈したことなどから拡幅掘削時の切羽の自立度は低く、大変形し切羽崩壊と支保構造体の破壊が予想された。
- (3) 上り線TBM導坑を掘削すると、先行した下り線TBM導坑に明らかな掘削影響が現れており、先行拡幅掘削する上り線の支保構造体は、後行の下り線拡幅掘削の影響を大きく受ける。また、TBM導坑鋼製ライナが力学的に安定するのに、約1年以上を要していることから、断層破砕帯粘土は明らかな時間依存性を有しており、トンネル設計では、これらを考慮する。

4-1 トンネル設計の考え方

変位速度の速い押し出し性地山での大断面トンネルの支保設計法は、未確立であるので類似地質での大変形トンネルの施工報告<sup>2),3)</sup>を参考にして、概念設計を実施する。これをもとにして、理論解や数値解析手法を用いて必要支保耐力、変形余裕量の設計パラメータを数値化し、変位量や支保部材応力を予測、検証することにより支保設計仕様を定め、この予測値と施工時の計測値が設計・施工の判断にフィードバックできるようにする。

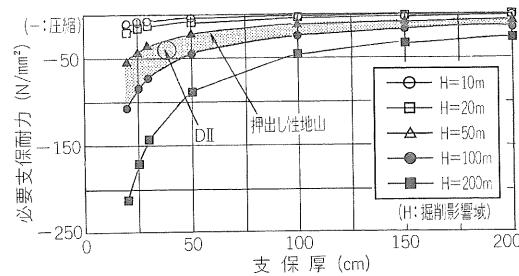


図-3 支保厚と必要支保耐力

4-1-1 必要支保耐力の推定

トンネル支保構造体が押し出し性地圧と力学的にバランスできる必要支保耐力(Pi)は、掘削影響域(H)をパラメータとして、厚肉円筒理論解<sup>4)</sup>を用いて支保厚と必要支保耐力の関係で求めると図-3のようになる。地山強度比が0.3~0.7の入山断層破砕帯での拡幅掘削影響域は、TBM導坑掘削時の双設影響からH=80~100mと推察されるので、周辺地山の地圧とバランスできる必要支保耐力の範囲は、図中の斜線域となり、支保厚をt=35~40cmとするとPi=30~50N/mm<sup>2</sup>となる。

4-1-2 変形余裕量の推定

押し出し性地山の大断面トンネルの拡幅掘削では、掘削影響域は広域に及び、支保構造体はこの掘削影響域の地圧と力学的に釣り合うことになる。また、支保構造体が支保として有効に機能する以前に、トンネル切羽周辺地山は大きく先行挙動し、大ひずみを受け、せん断強度を超えた地圧下で、掘削外力の再配分を受けることになる。拡幅掘削時の変形余裕量の推定では、これらの大変形挙動特性が取り扱える力学モデルの適用が基本条件となるので、下り線TBM導坑の数値シミュレーションによる挙動特性評価で構築、検証した単純化したトンネル掘削解析手法<sup>5)</sup>を適用する。

4-1-3 不安定地山の安定化

早期断面閉合による支保の軸力閉構造化により、「不安定地山の安定を確保する」を基本とするが、断面閉合までの時間が長いので、上半断面は仮インバート工で、力学的安定を確保する。また、切羽崩壊時の断面外への破壊進行を防止し、掘削面形状保持のための長尺鋼管フォアパイリング工を計画し、上半と下半・インバート掘削および断面閉合の確実な施工ができるようにする。

4-1-4 双設トンネル影響

先行トンネルは、後行トンネルの掘削影響を受けるので、これによる影響分は先行トンネル支保構造体耐力に考慮する。後行トンネル周辺地山は、先行トンネルの掘削影響を大きく受けており、これによる影響分は後行トンネル支保構造体耐力に考慮する。後行トンネル支保構造体は、先行トンネルに掘削影響が及ばないよう高剛性

仕様とするとともに補助工法の採用により、後行トンネル拡幅掘削時の先行挙動を抑制する、などを考慮し、先行トンネル拡幅掘削時に得られた計測データと数値シミュレーションからの双設影響度にもとづいて、トンネル支保構造体の耐力、剛性は割り増すことにする。

4-1-5 時間依存と長期安定

不安定地山中に高耐力、高剛性仕様のトンネル支保構造系を構築することにより、トンネル変形挙動の時間依存を抑制し、長期の力学的安定を確保することにするが、支保構造体に作用する部材力は、周辺地圧の変動とともに長い年月にわたって増減するので、この不確かな外力の一部は覆工コンクリートで負担させることにより、トンネル構造の長期健全を担保する。

4-2 トンネル挙動予測解析

4-2-1 力学モデル

掘削外力の再配分は、切羽周辺に現れる地山のせん断強度の範囲内とする。トンネルの変形挙動は、切羽周辺に現れる地山の变形特性に支配されるので、解析に用いる地山物性値は、大ひずみを受けた最終安定状態のものを用いる。それ以外の深部地山のは切羽周辺の大変形挙動に比べて工学的に無視できるものとしてモデル化する。注入式長尺鋼管フォアパイリングの先受け工による先行挙動の抑制効果は、応力解放率で考慮する。

4-2-2 解析方法

二次元弾塑性有限要素法によるトンネル掘削解析とす

表-1 入山断層破砕帯入力物性値(1進行長0.75m)

(1) 切羽に現れる断層破砕帯粘土の物性値	
• 単位体積重量(γt)	22.5kN/m <sup>3</sup>
• 弾性係数(E)	51.0N/mm <sup>2</sup>
• ポアソン比(ν)	0.45
• 粘着力(c)	0.20N/mm <sup>2</sup>
• 内部摩擦角(φ)	10.0deg.
(2) 深部地山の变形特性(弾性域)	
• 弾性係数(Ee)	2,550N/mm <sup>2</sup>
• ポアソン比(νe)	0.4
(3) 側圧係数(k <sub>0</sub> )	
1.0	
(4) 応力解放率	
• TBM導坑掘削時	0.9 Double S. type
• 拡幅掘削時	0.6 先受け効果を考慮
(5) 吹付けコンクリート(SFRS, t=35cm)	
• 弾性係数	18,400N/mm <sup>2</sup>
• 断面積	0.35m <sup>2</sup>
(6) 鋼アーチ支保工(H=250, 0.75m間隔)	
• 弾性係数	214,000N/mm <sup>2</sup>
• 断面積	83.95×10 <sup>-4</sup> m <sup>2</sup>
• 断面二次モーメント	9,850×10 <sup>-8</sup> m <sup>3</sup>

表-2 拡幅掘削時のトンネル挙動予測値(FEM解析値)

評価項目	単位	符号(+)	変位			
			天端	肩部	SL部	
変位値	鉛直(V)	mm	上方向	-77	-232	-85
	水平(H)	mm	内空側		148	179
吹付けコンクリート軸応力	N/mm <sup>2</sup>	圧縮	13	15	12	
鋼アーチ支保工曲げ応力	N/mm <sup>2</sup>	引張	-309	-202	-160	
外力分担率(吹付けコンクリート軸力/全部材力)			0.78			
吹付けコンクリート背面地圧	N/mm <sup>2</sup>	作用	0.6		0.9	

る。入力物性値は、TBM導坑での数値シミュレーション結果を考慮し、TBM導坑内でサンプリングした試料試験値に、工学的評価を加えて定める(表-1)。支保部材は弾性体とする。解析ステージは、TBM導坑掘削、上半拡幅掘削、下半・インバート掘削の3ステップである。

4-2-3 解析結果

天端部は約80mmの沈下となり、SL部は水平方向内空側に約180mm変位し、約85mmの沈下となる。吹付けコンクリート軸応力は約12~15N/mm<sup>2</sup>の圧縮、鋼アーチ支保工曲げ応力は約160~309N/mm<sup>2</sup>の曲げ圧縮となり、部材耐力の約50%以上の高い応力レベルである。吹付けコンクリートは、全作用部材力の約78%を分担し、背面地圧は、約0.6~0.9N/mm<sup>2</sup>と推定される(表-2)。

4-3 トンネル支保構造体仕様

入山断層破砕帯は、変位速度の速い押し出し性地山であり、約80mmの天端沈下と約180mmのSL部水平変位が予測されたので、30cmの変形余裕を考慮する。断層破砕帯粘土の変形能は高く、脆弱、粘土質で掘削影響域は深部に及ぶことなどから、ロックボルトによるトンネル変形の抑止効果はあまり期待できないと、支保厚を約35~40cmとすると必要支保耐力は30~50N/mm<sup>2</sup>、吹付けコンクリート軸応力の解析値は約12~15N/mm<sup>2</sup>の圧縮が予想されたので、鋼繊維補強高強度吹付けコンクリートと高規格鋼アーチ支保工を主要支保部材とし、周辺地山強度と背面地圧に見合う高耐力、高剛性のトンネル支保構造体を設計する(表-3、図-4)。1掘削進行長は1.0mを

表-3 入山断層破砕帯支保構造仕様

断面区分	DII-K-P	E-K-P
地質性状	破砕質	粘土質
断層幅	36m	24m
1掘進長	1.00m	0.75m
変形余裕量	30cm	
吹付けコンクリート	吹付け厚(35cm), SFRS(1.0%), 設計強度(36N/mm <sup>2</sup> )	
鋼アーチ支保工	H-250(SS590), 降伏応力(440N/mm <sup>2</sup> )	
ロックボルト	長さ6.0, 上半6本, 耐力(290kN以上)	

基本とし、時間依存性を有し、掘削影響域が広範囲に及ぶ粘土質では0.75mとする。

4-4 補助工法

破砕質で脆弱な入山断層破砕帯区間のTBM導坑掘削では、切羽は頻りに崩壊し、掘進不能となり、二度にわたる切り上げ工を余儀なくされたので、その後は、注入

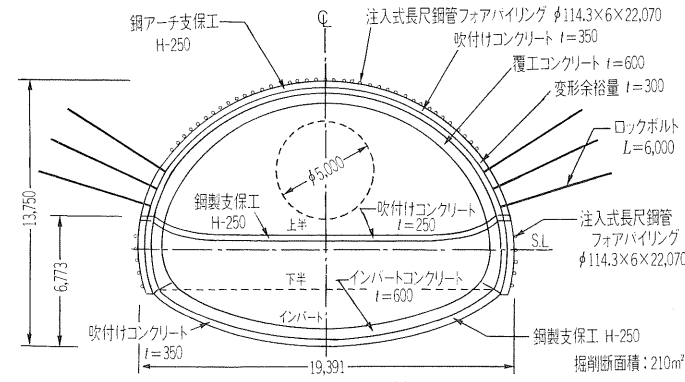


図-4 トンネル構造体概要

表-4 拡張掘削時の補助工法仕様

補助工法名	仕 様
長尺鋼管 フォアパ イリング	長 尺 鋼 管 無拡張タイプ, L=22.07m, φ114.3×6mm
	配 置 1 シフト長12.0m(断面内6.0m), 打設角度 5度 上半39本(アーチ部100度, 間隔450mm) 下半10本(左右 5 本ずつ, 間隔600mm)
	注 入 材 岩盤固結材(シリカレジン), 設計注入量(10.1kg/m)
長 尺 鏡 ボルト	長 尺 鋼 管 樹脂製二重管削孔, L=9.0m, φ60.5×5.5mm
	配 置 上半18本(推定地圧, 0.12N/mm <sup>2</sup> ) 下半・インバート18本(推定地圧, 0.10N/mm <sup>2</sup> )
鏡吹付け	注 入 材 岩盤固結材(シリカレジン), 設計注入量(3.3kg/m)
	吹 付 け 厚 切羽ごと(5 cm), 補助工法切羽(10cm)
上半断面 仮 閉 合	吹 付 け コンクリート プレーンコンクリート, 吹付け厚(25cm)
	鋼製支保工 H-250(SS400), 降伏応力245N/mm <sup>2</sup>

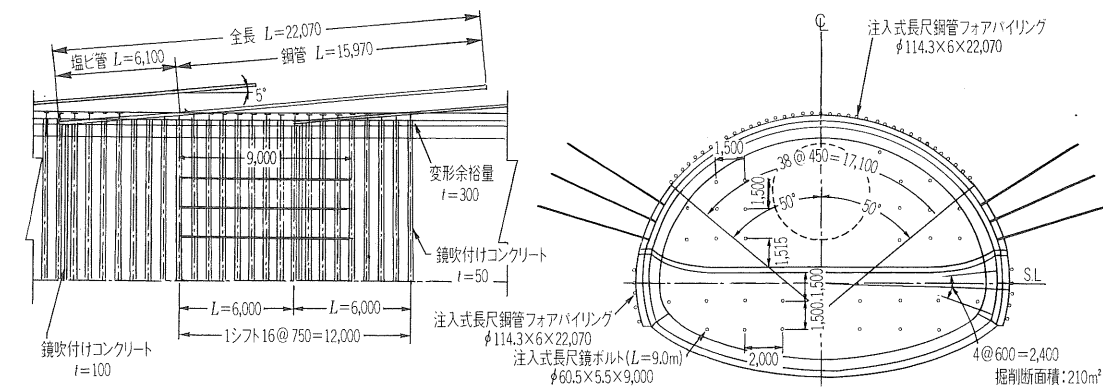


図-5 長尺鋼管フォアパイリング配置図

式フォアボーリングを施工サイクルに組み込んでTBM掘進した<sup>6)</sup>。

大断面トンネルの拡張掘削では、切羽の自立度は更に低くなり、切羽の大崩壊が予想されたので、「切羽破壊域の断面外への進行防止」、「硬軟変化が激しい断層破砕帯粘土部での支保構造体作用外力の均等化」、「切羽直近前方の掘削外力の一部を仮受けし、先行挙動を抑制する」などを目的として、無拡張タイプ長尺鋼管フォアパイリングを計画する。切羽鏡の補強工では、上・下半交互施工時の休止切羽鏡の押し出し変位の抑制と切羽鏡面直下でのインバート閉合作業時の安全確保を目的として、鏡吹付けと長尺鏡ボルトを計画する(表-4, 図-5)。

4-5 計測計画

トンネル支保構造仕様の検証と次施工の判断に資するトンネル挙動特性の把握を主目的として、計測工を計画する。また、下り線TBM導坑の計測工は継続し、上り線拡張掘削時の双設影響を調べる。先行する上り線拡張掘削時に得られた計測データは、下り線の支保設計、施工方法などの見直しに反映させる。

4-5-1 変形余裕量測定

自動追尾機能を備えた三次元自動測量・計測システムを用いて、吹付けコンクリート表面に取り付けた反射ミラの鉛直・水平方向変位量を6~12時間ごとに自動測定する。計測断面は、トンネル進行方向5 m間隔に設け、1断面あたりの測点数は7点である。

4-5-2 支保構造系応力・ひずみ測定  
粘土質区間の上り線STA.1028+01.15

とする。

(3) 施工能力の高い大型機械の採用と施工機械能力が十分に発揮できる最小作業域のベンチ長を確保することによりサイクルタイムを短縮し、23m/月の施工速度を確保する。

5-2 Cycle 3-6-12方式の掘削方法

上半と下半・インバートの交互施工である。掘削の単位は12mを基本とし、変位速度に応じて6mが選択できるようにする。上半切羽位置と断面閉合の離れは36~24mを基本とし、変位速度に応じて24~12mが選択できるようにする。下半とインバート掘削では、断面閉合単位は3mとし、下半掘削3mごとにインバート3mを掘削し、断面閉合する。この掘削方法は、Cycle 3-6-12方式と呼び、施工順序は図-7に示す。

主要施工機械は、表-5に示すとおりである。

表-5 主要施工機械

用途	機 械 名 称	能力,出力	台数
掘削, 補助	自由断面掘削機	300kW	1
	油圧ショベル	0.7m <sup>3</sup> 級	1
	油圧ブレーカ	1.5t級	1
鋼アーチ支保工建て込み	支保工エレクタ	2t級	1
ずり搬出	ホイールローダ	3.4m <sup>3</sup>	1
	ダンプトラック	30t	4
吹付けコンクリート工	コンクリート吹付け機	20m <sup>3</sup> /h	2
	トラックミキサ車	4.5m <sup>3</sup>	4
ロックボルト工, 長尺鋼管フォアパイリング工, 長尺鏡ボルト工	油圧ホイールジャンボ	3 ブーム, HD150 kg級	1

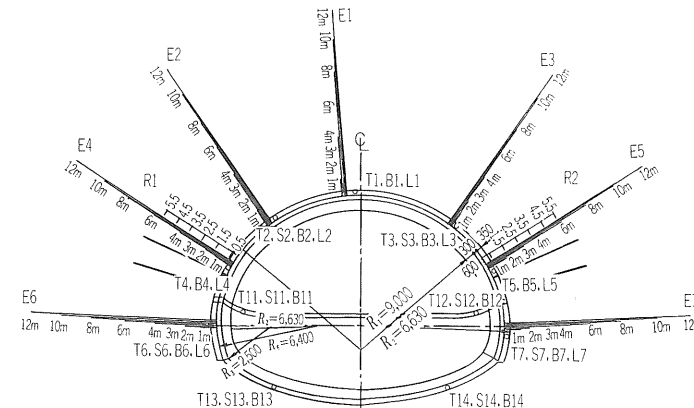


図-6 計測工B計器配置図

計測項目	計測機器と測点数
変形余裕量測定	3D自動測量・計測システム(7測点/断面)
ロックボルト軸力測定	R ロックボルト軸力計(6測点/測線)
地中変位測定	E 電気式地中変位計(12.0m, 8測点/測線)
吹付けコンクリート応力測定	T コンクリート有効応力計(11測点/断面)
鋼アーチ支保工応力測定	S ひずみゲージ(8測点/断面)
吹付けコンクリート背面土厚測定	B 地圧計(11測点/断面)
覆工応力測定	L コンクリート有効応力計(7測点/断面)

を主計測断面とし、STA.1028+12.4を加えた2断面での測定である。計測項目は、地中変位、支保部材応力などの6項目とし、3時間ごとの自動測定である(図-6)。

5. 施 工 方 法

5-1 施工方針

入山断層破砕帯での拡張掘削計画は、次の施工方針にもとづいて計画する。

- (1) 断面閉合をトンネル安定の基本とするので、機械掘削方式の上・下半交互併進掘削とする。
- (2) 掘削影響域の深部進展を抑制する必要があるため、2D(D:トンネル掘削幅)の約40mの範囲内での断面閉合

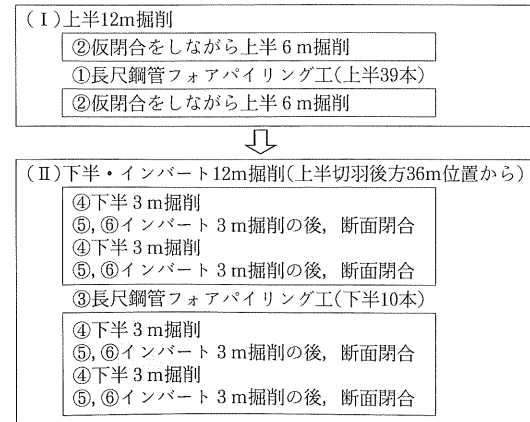
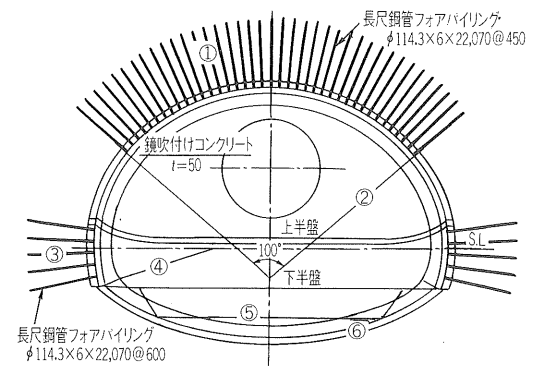


図-7 Cycle 3-6-12方式による施工順序



5-3 測量・計測工の自動化

作業の自動化と省力化による作業時間の短縮と所要品質確保を目的として、自動計測とレーザー照射機能を有するPC-Network systemによる三次元自動計測・測量システム(PaM-Net)を構築し、トンネル線形管理、長尺鋼管フォアパイリング工や長尺鏡ボルト工などの断面内配置と打設方向の打設管理、支保工位置出しや仕上がり断面測定管理などを自動化し、トンネルの挙動特性に対応した迅速な工事変更ができるようにする。

6. 上り線拡幅掘削結果

6-1 工事工程

上り線入山断層破砕帯延長は、TBM導坑掘削により60mと事前に明らかになっており、これに拡幅掘削時に判定した泉水砂礫層との層境区間の9mを加えると69mになった(図-8)。この60m間は、1掘削単位を12mとする5掘削シフトに割り、上半と下半・インバートを交互に施工した。上半切羽から断面閉合までの距離は、36~24mを標準とし(写真-1)、変位速度の速い粘土質では36~12mに変更した。この入山断層破砕帯区間の掘削は、2002年11月4日より開始し、層境区間の断面閉合は、2003年3月5日に完了した。Cycle 3-6-12方式による施工速度は、上半12mの掘削に6日、下半・インバート12

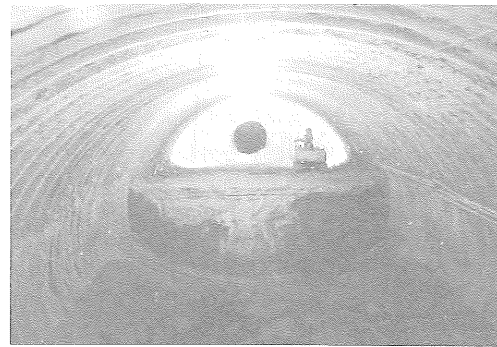


写真-1 断面閉合後の上半、下半・インバート切羽状況 (上半ベンチ長24m)

m掘削に3日を要し、月あたり約24mの進行となり、計画どおりの工程で掘削が完了できた。

6-2 施工状況

切羽に現れる地質は、西側の約36mは脆弱で破砕質の断層粘土であり、東側の24mは油目、鏡肌状を多く含む粘土質であり、掘削土は粉体状になった(写真-2)。TBM導坑掘削時に切羽崩壊した破砕質区間では、拡幅掘削時に、頻りに、切羽鏡と天端は崩壊し、掘削面から約2~3m先までの切羽は不安定であったが、TBM導坑の切羽補強効果により、大崩壊には至らなかった(写真-3)。TBM導坑鋼製ライナが変状、座屈していた粘土質区間

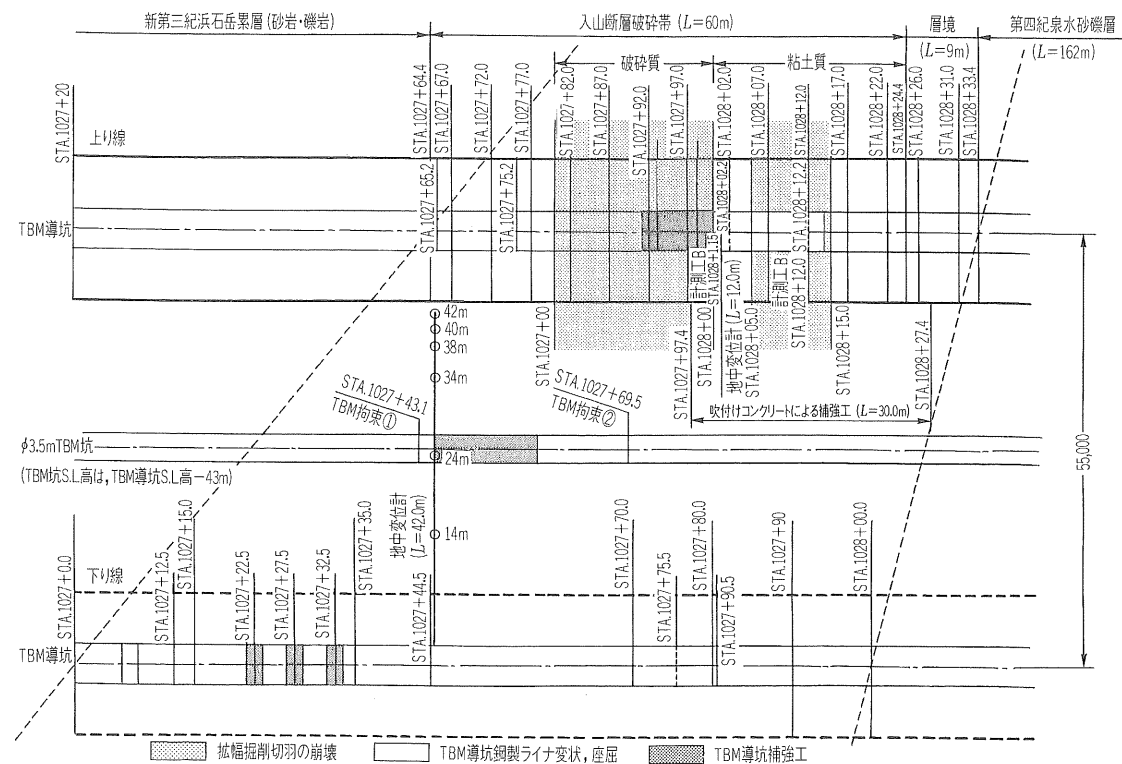


図-8 計測断面位置と推定地質構造



写真-2 自由断面掘削機による上半掘削状況

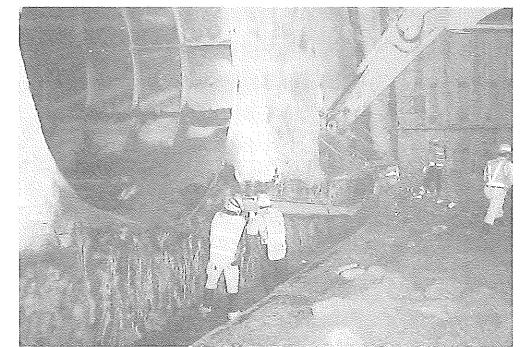


写真-6 上半仮インバート施工状況



写真-3 上半切羽の崩壊状況(破砕質, STA.1027+86.4)



写真-7 断面閉合状況



写真-4 上半切羽の崩壊状況(粘土質, STA.1028+13.4)

では、切羽鏡の自立度は高いが、この背面地山はすでに破壊しており、トンネル第1円弧右側の約10~40°の範囲は、トンネル進行方向約2.5~3.0mにわたって大崩壊し、長尺鋼管15本は露出したが、TBM導坑鋼製ライナと長尺鋼管フォアパイリングにより、断面外への大崩壊は防げた(写真-4)。また、切羽前方約3~6m間のTBM導坑鋼製ライナ主桁や上半仮インバート部材は、拡幅掘削の影響を大きく受けて先行挙動し、変状、座屈した(写真-5)。

6-3 断面閉合

上半仮インバートによる上半断面仮閉合状況と本インバートによる断面閉合は、写真-6, 7に示す。大型施工機械は、仮閉合部材や断面閉合部材の上を移動するので、閉合後は、掘削ずりで埋め戻した。

7. 計測結果と考察

測定データは、泉水砂礫との層境区間9mの断面閉合が完了してから105日後の計測値がほぼ収束した2003年6月18日時点のものであり、上半切羽は閉合位置から256m、下半は86m進行している。

7-1 トンネル挙動特性

7-1-1 最大変位量

変位の最大値は、粘土質区間で発生し、STA.1028+

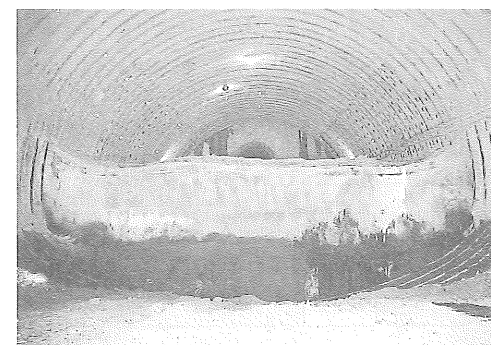


写真-5 上半仮インバートの変状状況(層境区間)

22の左脚部で約85mm沈下した。内空変位では、STA.1028+01肩部測線で、約86mm内空側に変位した(図-9)。これら変位の最大値は、変形余裕量30cmの範囲内にあり、必要内空は確保できており、解析で予測した範囲内での変形挙動であった。

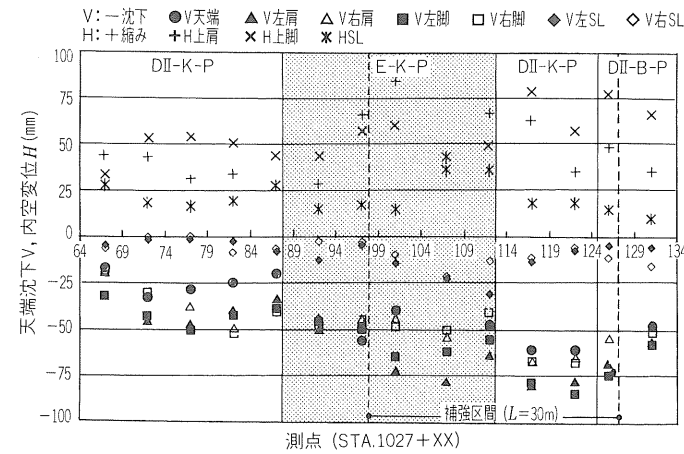


図-9 断面閉合105日後の全変位(延長69m間)

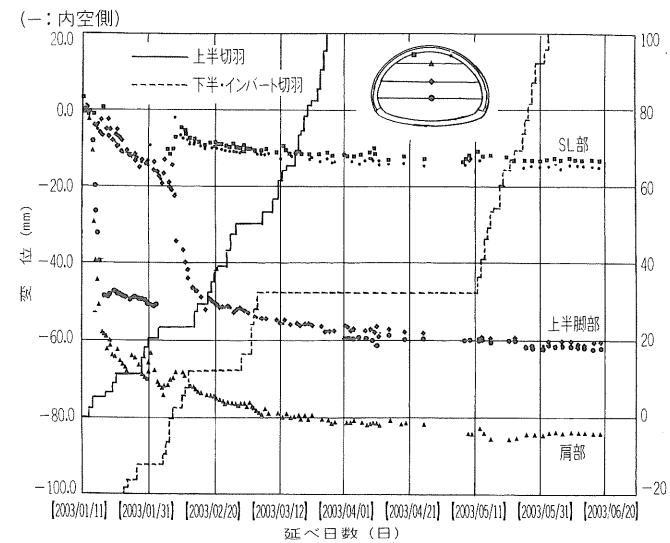


図-10 内空変位の経時変化(STA. 1028+01)

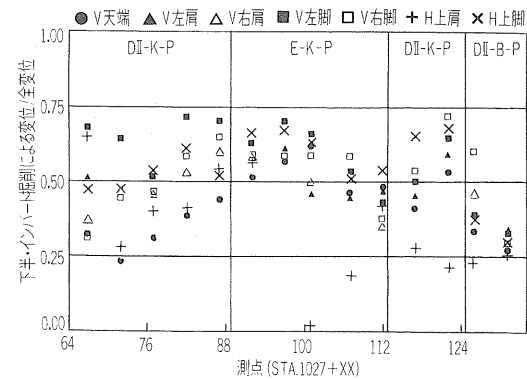


図-11 全変位に対する下半・インバート掘削による変位比率

7-1-2 安定化の様子  
STA.1028+01の肩部測線の内空変位は、上半切羽が6m進行する間に、全変位量の約70%が発生した。上半支保工脚部では、インバート掘削時に倍増した。断面閉合後の内空3測線の変位速度は同程度となり、断面閉合約3か月後に収束した(図-10)。

7-1-3 下半・インバート掘削影響  
全変位量に対する下半・インバート掘削時の累積変位量の比率は、切羽自立度が高かった破砕質では0.44、切羽崩壊した破砕質や粘土質区間では0.54、層境区間では0.34となり、粘土質区間などでは、上半掘削時よりも下半・インバート掘削時の方が大きく変位した(図-11)。

7-1-4 時間依存  
断面閉合時の変位量に対する断面閉合105日後の変位増分比率は、破砕質区間では約1.0倍であったが粘土質区間では約1.2倍に増加した。泉水砂礫との層境9m区間では、これ以奥の泉水砂礫層は断面を閉合しないので、この影響を受けて、約1.5倍になった(図-12)。

7-1-5 周辺地山の挙動特性  
粘土質区間STA.1028+01での測点のトラベルパスによると、上半幅掘削時に、左斜め前方からトンネル内空側への卓越した変位が生じており、変形挙動は、ここでのTBM導坑変形モード(写真-1)と類似し、上半左脚部から左肩部に平行する方向に、高い再配分地圧が生じたものと推察できる。上半左肩部の半径方向変位は、この周辺の

STA.1028+01.15での深度12m位置を不動点とする地中変位測定(図-13)によると、約40mmである。この測点の

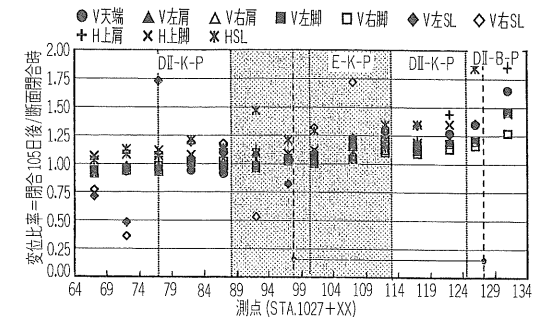


図-12 断面閉合時変位に対する105日後変位比率

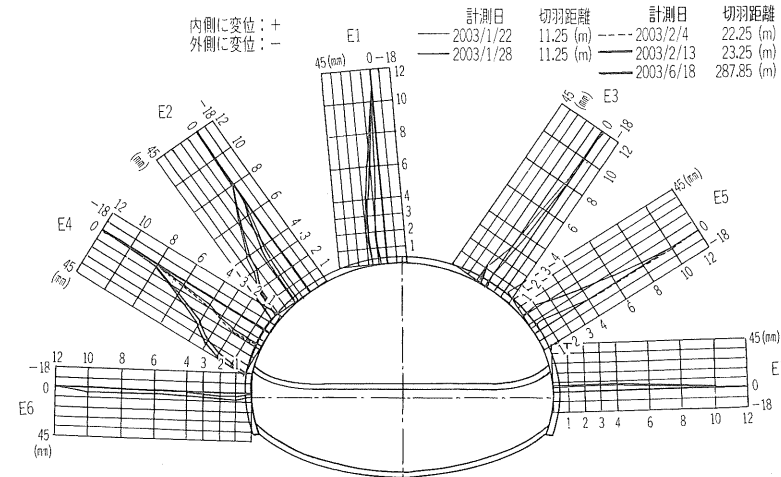


図-13 地中変位分布(STA.1028+01.15)

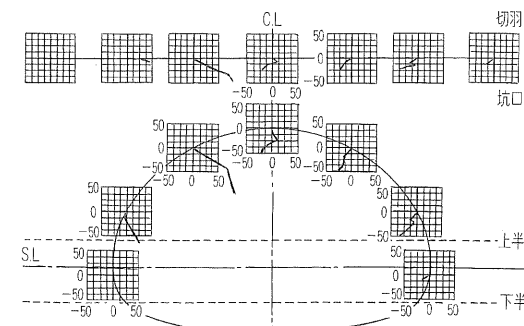


図-14 測点のトラベルパス(STA.1028+01)

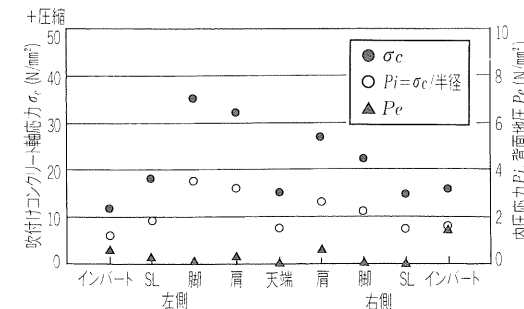


図-15 吹付けコンクリート軸応力

トラベルパス(図-14)の換算値は約100mmであることから、深度12m位置は約60mm内空側に変位したことになる。

7-2 支保構造系の力学的安定性  
計測断面STA.1028+1.15での支保部材応力の測定値から、以下のことがわかった。

7-2-1 吹付けコンクリート応力  
吹付けコンクリート軸応力の最大値は、左脚部に生じており、35N/mm<sup>2</sup>の圧縮である。上半断面の平均値は、26N/mm<sup>2</sup>となり、圧縮強度の約70%以上の応力状態で安定する(図-15)。切羽進行との関係では、上半掘削時に、

約33N/mm<sup>2</sup>の高い応力レベルになったが、下半・インバート切羽が計測断面を通過すると、上半掘削時の45%の応力レベルまで低下した。その約1か月後に、回復、収束したようだが、断面閉合4か月後でも変動している(図-16)。解析値と比較すると、計測値は、解析値の約1.2~2.2倍となった。

7-2-2 鋼アーチ支保工曲げ応力  
鋼アーチ支保工の曲げ応力度は、右肩部で最大値を示し363N/mm<sup>2</sup>の曲げ圧縮となり、降伏強度の440N/mm<sup>2</sup>、引張強さ590N/mm<sup>2</sup>の約75%の応力レベルに達し、さら

に増加している(図-17)。  
7-2-3 外力分担比率  
トンネル延長方向75cmあたりの吹付けコンクリート軸力換算値の最大は、約11,000kNである。鋼アーチ支保工は、2,380~3,420kNである。吹付けコンクリートは、この応力レベルが高くなるほど再配分外力の分担比率は高くなり、トンネル支保構造体作用力の約56~78%を負担する(図-18)。また、吹付けコンクリートの強度発現とともにその比率は高くなり、吹付け7日後では、最終応力状態の分担比率に近づき、約59~75%を負担する(図-19)。

7-3 双設影響  
下り線TBM導坑は、上り線TBM導坑、上り線幅掘削に先行して掘削されており、下り線TBM導坑の計測データから、以下のことがいえる。

7-3-1 TBM導坑変位  
下り線TBM導坑掘削時に、鋼製ライナ主桁が大きく変状、座屈した箇所では、上り線TBM導坑の明らかな掘削影響が現れ、約1.15~1.25倍の変位増分であった。上り線幅掘削時には、吹付けモルタル補強した区間の増分比は約1.05~1.10倍と小さいが、この外側では約1.2~1.6倍となり、掘削影響は大きく現れた(図-20)。

7-3-2 鋼製ライナ主桁周方向軸力  
鋼製ライナ主桁の周方向軸力は、これが座屈し、吹付けモルタル補強した近傍のSTA.1027+35.5では、上り線TBM導坑掘削時に約1.07倍、幅掘削時に約1.26倍に増加した。TBM導坑掘削時に、鋼製ライナ主桁は健全であったSTA.1027+80.0では、上り線TBM導坑掘削時の明らかな軸力増加は見られなかったが、幅掘削時は約1.97に倍増した。

上り線掘削による鋼製ライナ主桁軸力の増分比では、

TBM導坑掘削時は約1.11倍であったが、拡幅掘削時は約1.62倍となり、掘削断面の大きい拡幅掘削の方が双設影響は大きく現れた(図-21)。

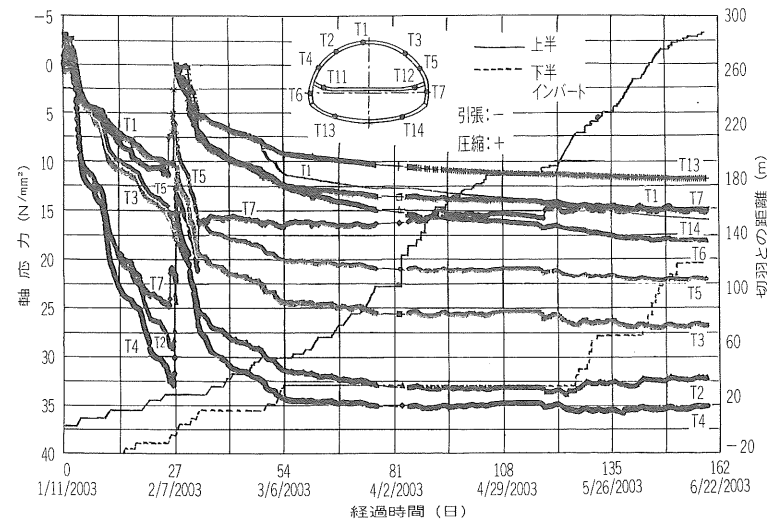


図-16 吹付けコンクリート軸力の経時変化

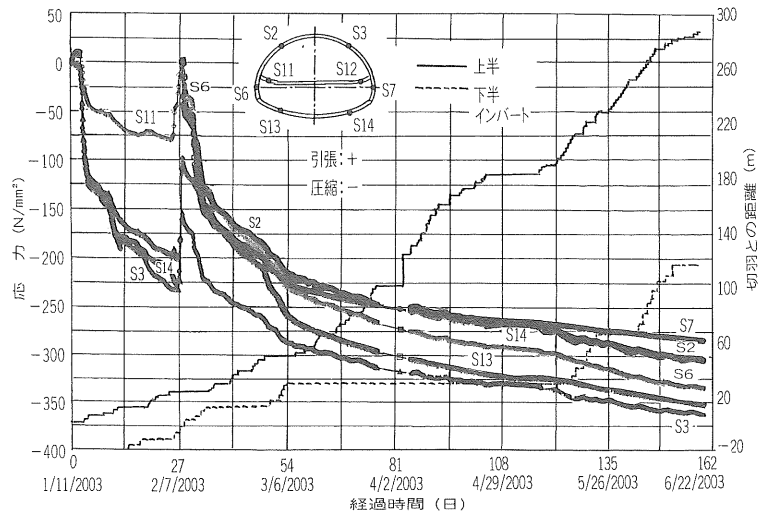


図-17 鋼アーチ支保工曲げ応力(N/A+M/Z)の経時変化

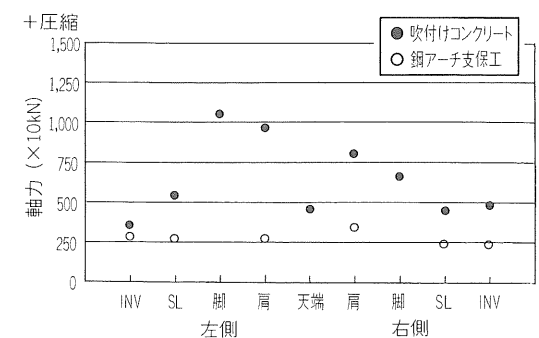


図-18 延長方向0.75mあたり支保部材軸力

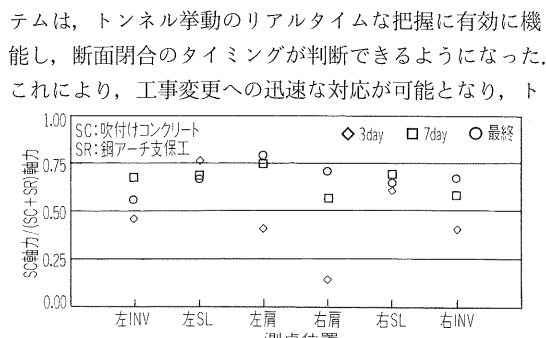


図-19 全部材力に対する吹付けコンクリート分担比率

8. おわりに

入山断層破碎帯のトンネル支保構造は、地山強度と押し出し地圧に見合う高耐力、高剛性仕様で設計した。断面閉合単位は3m、掘削単位の1シフト長は12mとし、上半と下半・インバートを交互施工とするCycle 3-6-12方式のTBM導坑先進拡幅掘削工法を採用し、三次元自動測量・計測システムを用いたリアルタイムな挙動計測管理のもとに施工した。その結果から、以下のことが明らかになった。

- (1) TBM導坑の先行掘削により、断層破碎帯規模や地質性状は明らかとなり、地質に応じたトンネル構造設計と拡幅掘削計画ができた。
- (2) 断層破碎帯粘土は、破碎質と粘土質に大別でき、破碎質のものは、切羽の自立度は低いが、断面閉合後の支保構造系の安定度は高い。粘土質では、切羽の自立度は高いが時間依存性を示し、支保構造系は断面閉合後も不安定に推移し、3~6か月後に、収束傾向が現れた。
- (3) TBM導坑挙動の時間変化や、先行した下り線TBM導坑の後行上り線の掘削影響などを数値化することにより、双設影響、時間依存などが評価できるようになった。
- (4) 三次元自動測量・計測システムは、トンネル挙動のリアルタイムな把握に有効に機能し、断面閉合のタイミングが判断できるようになった。これにより、工事変更への迅速な対応が可能となり、ト

の約70%以上の応力レベルで、3か月後も微変動する。吹付けコンクリートは、トンネル支保構造体作用力の約56~78%を負担する。

入山断層破碎帯での下り線拡幅掘削は、2003年9月からを予定している。現時点、先行拡幅掘削した上り線の挙動計測を継続するとともに双設影響を考慮し、下り線の支保設計と拡幅掘削計画を見直している。

今後は、下り線拡幅掘削の確実な施工を心がけると、これにより得られた計測データは、変位速度の速い押し出し性地山での双設トンネルの計画・設計・施工に反映できるよう分析、評価し、別の機会に報告する予定である。

最後に、本工事にあたりJHトンネル委員会・今田徹(東京都立大学名誉教授)委員長をはじめ委員会委員ならびに関係各位より、貴重なご意見を頂いたことをここに記して、感謝する次第である。

参考文献

- 1) 小林隆幸・佐藤淳・楠本太：TBMで大規模断層破碎帯に導坑を貫く、第二東名高速道路 富士川トンネル(下り線)、トンネルと地下、Vol.33, No.8, 2002.8.
- 2) 唐沢弘・ほか：国内有数悪地質区間をNATM工法に変更して突破、土木施工、25巻、15号、1984.
- 3) 中村良明・羽田勝・木曾伸一：超膨張性泥岩を克服、トンネルと地下、上信越自動車道日暮山トンネル、Vol.24, No.1, 1993.1.
- 4) 早坂治敏・ほか：二重支保構造のトンネル挙動特性、土木学会第54回年次学術講演集、第三部門、1999.9.
- 5) T. Kobayashi, J. Sato and F. Kusumoto : Design and Excavation of Large-scale Tunnels in Squeezing Rock, (Re) Claiming the Underground Space, ITA/WTC 2003, Vol. 1, 2003.
- 6) 森田達夫・高橋幸三・千葉隆：大規模断層破碎帯をTBMで突破、第二東名高速道路 富士川トンネル西工事、トンネルと地下、Vol.30, No.8, 1999.8.

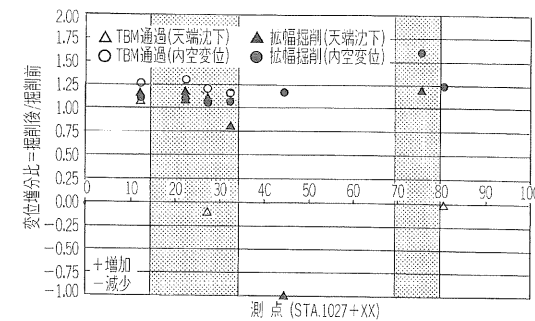


図-20 下り線TBM導坑への上り線掘削影響(変位増分比率)

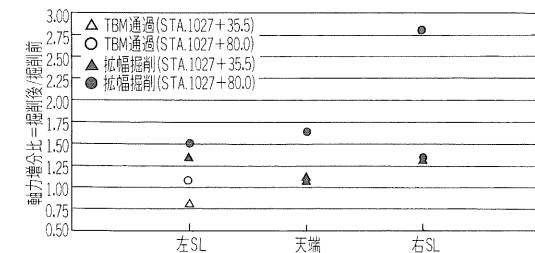


図-21 下り線TBM導坑への上り線掘削影響(軸力増分比率)

ンネル支保構造体の確実な安定が確保できるようになった。

(5) TBM導坑は、切羽大崩壊の抑止に有効に機能し、長尺鋼管フォアパイリングは、崩壊切羽の断面外への破壊進行を抑制でき、確実な施工を可能にした。

(6) 変位の最大値は、粘土質区間で発生し、約85mmの沈下であった。内空変位では、約86mm内空側に変位した。これらの最大値は、変形余裕量30cmの範囲内にあり、必要内空は確保でき、解析で予測した範囲内での変形挙動であった。

(7) 吹付けコンクリート軸力の最大値は35N/mm<sup>2</sup>、上半断面の平均値は、26N/mm<sup>2</sup>の圧縮となり、圧縮強度

『トンネルと地下』投稿原稿応募のご案内

- 1. 原稿は当社所定の投稿規定により執筆して頂きます。投稿規定は、弊社ホームページ(<http://www.tunnel.ne.jp>)に掲載されています。
  - 2. 原稿のボリュームは、原則として刷上がりで8頁以内とします(図・表・写真含む)。
  - 3. 原稿掲載の採否は、本誌編集委員会にて審査のうえ決定します。
  - 4. 掲載論文については当社規定の原稿料をお送りします。
  - 5. 原稿は、原則として返却いたしません。  
(注:「現場だより」の投稿は受け付けておりません)
- 送付先 株式会社土木工学社 編集部 投稿係  
〒162-0832東京都新宿区岩戸町16 メイジャー神楽坂  
電話 (03) 3267-2888(代)



# 「美濃焼の街」土岐市より

岡田 伸

土岐市は岐阜県の東濃地方に位置し、近隣の瑞浪市、多治見市、笠原町とともに古くから美濃焼を地場産業として栄えてきた。

愛知県瀬戸の猿投山麓に発祥した陶業は、一説によれば長男だけがその窯を継ぎ、次男以降は他の地に移る掟があったそうである。彼らは美しい焼き物を作りたいという野望に燃え、陶土を求めて美濃地方へ移動し、東濃の土岐氏の保護に支えられ桃山時代の末に志野、織部、黄瀬戸、瀬戸黒など桃山時代独特の焼き物が美濃に開花した。

江戸初期まで優れた茶陶を焼いて他の追従を許さなかった美濃諸窯も、寛永年間(17世紀中頃)を過ぎてから生活用品を焼くようになった。

その理由は、利休や織部が好んだといわれる美濃茶陶も、京都の楽、仁清、乾山のこぎれいにまとまった遠州好みにその座を譲ることになったからである。また、有田では磁器の生産が活発となったが、美濃では有田のような磁器ができなかったため、美濃焼き物は上層階級の好みから外されていくなどの悪条件が重な



坑口全景

り、江戸期になると民衆用の雑器を作るようになった。幕末頃には有田より磁器の製法が伝えられ、原料に恵まれた風土を生かし、今までの陶器から磁器の生産に移り変わった。

明治時代に入り、国内需要の増大と輸出貿易により美濃陶磁器は生産を拡大し、産業の近代化とともに飛躍し発展してきた。現在、美濃焼はきわめてバラエティに富んでおり、なかでも磁器製品である和、洋食器の生産は全国総生産の60%、タイルは41%と暮らしの中に馴染んだ焼き物と言える。

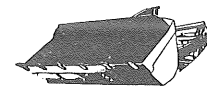
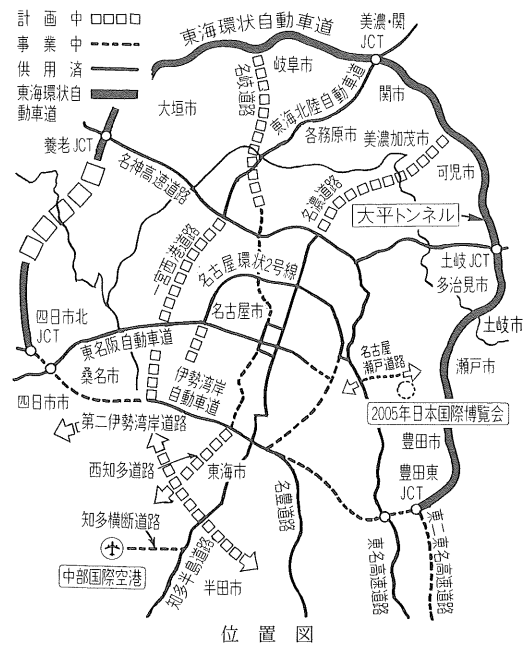
毎年開催される美濃焼伝統工芸品祭りでは、市内はもとより、県外からも大勢の人たちがお値打ちな器を求めて詰めかけてくる。

さて、東海環状大平トンネルは、名古屋周辺30~40kmに位置する都市を連絡し、愛知・岐阜・三重3県の広域的なネットワークを形成する幹線道路として計画されている東海環状自動車道のうち、岐阜県土岐市~可児市までの延長1,340mのトンネル工事である。

平成14年1月末より昼夜作業による本格的な掘削が始まり、5月末現在で進行約480mとなっている。

工事は最盛期を迎え、施工に伴う振動・騒音の防止など周辺環境の保全に配慮し、坑内作業での粉じん抑制など作業環境の改善を図り、工事完了まで無事故・無災害を達成できるよう、工事関係者全員で努力しているところである。

(鉄建・福田特定建設工事共同企業体所長)



# 施工 TBMで大規模断層破碎帯に導坑を貫く 第二東名高速道路 富士川トンネル(下り線)

小林 隆幸\* 佐藤 淳\*\*  
楠本 太\*\*\*

## 1. はじめに

富士川トンネルは、第二東名高速道路の富士IC~清水IC間に位置し、トンネル掘削断面積は約190m<sup>2</sup>、上り線延長4,520m、下り線延長4,434mの長大トンネルである(図-1)。このため、TBM導坑先進掘削工法が採用されている。このTBM導坑掘削に先行して、東側工事の掘削ずりを西坑口側に運搬するためのベルコントンネルのφ3.5mTBM坑がすでに掘削完了している。このTBM坑の掘削では、トンネル中央付近に分布する活断層を含む入山断層帯の通過時に、TBMは二度にわたり地山拘束をうけて停止し、切り抜け掘削を余儀なくされた。現在、φ5.0mTBMは、上り線・下り線ともに、

入山断層帯区間を無事通過し、TBM導坑の先行掘削は完了している。

本稿では、φ3.5mTBM坑の先行掘削で得られた地質環境などをφ5.0mTBM導坑掘削計画に反映させることにより、φ5.0mTBMは入山断層帯を無事通過することができたので、ここでのTBM掘削計画と実績および掘削状況を述べるとともに、TBM導坑の挙動計測により本坑設計に資する力学特性などが明らかとなったので報告する。

## 2. 地質概要

TBM導坑のほぼ中央に、粘土化した破碎帯、亀裂帯が連続する入山断層破碎帯が分布する(図-2)。これを境にして西側は、新第三紀鮮新世浜石岳累層の砂岩、礫岩

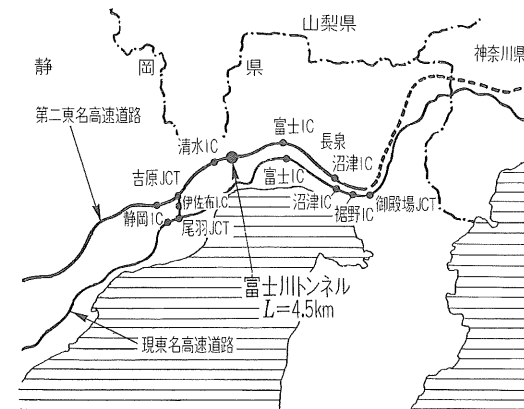


図-1 富士川トンネル位置図

凡 例				
地質時代	地 質 名		記 号	
新 第 四 世 紀 新 世	完新世	沖 積 世	dl	
	更 新 世	崖 錐 堆 積 物	dt	
		段 丘 堆 積 物	tf	
		鶯ノ田 礫 層	礫 層	Sg
		岩淵火 山 岩 層	礫・砂・シルト互層	Sal
	代 第三紀 鮮新世	累 浜 石 岳 層	火 山 角 礫 岩	Itb
安 山 岩 溶 岩			Il	
泉 水 砂 礫 層			礫 層	Seg
代 第三紀 鮮新世	累 浜 石 岳 層	砂 岩 優 勢 層	H2s	
		礫 岩 優 勢 層	H2g	
		安 山 岩 類	Ha	

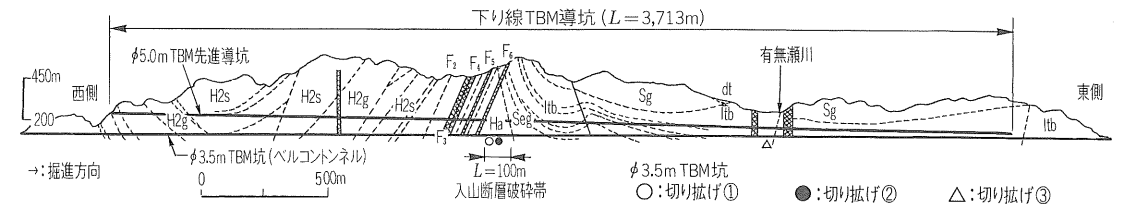


図-2 地質縦断面図

\* 日本道路公団静岡建設局富士工事事務所所長  
\*\* " " " " 工事長  
\*\*\* 清水建設・熊谷組・竹中土木共同企業体工務課長

および泥岩を基盤とし、向斜構造で分布する。弾性波速度は3~4km/secと比較的速く、岩自体は硬質であるが断層破砕帯の影響を受けて亀裂が発達する。固結度の低い砂岩では、岩片は手で容易に砕くことができ、一部は油目状を呈し、土砂化する。東側は第四紀更新世の泉水砂礫層、岩淵火山岩層、鷲ノ田礫層が分布する。泉水砂礫層は入山断層破砕帯に沿って分布し、直径50mmの円礫を多量に含む半固結状である。岩淵火山岩層は、東側のほぼ全域に分布し、硬軟差の激しい安山岩溶岩、凝灰質火山岩、火山角礫岩が水平に近い緩傾斜で、10~20m間隔で変化する。安山岩溶岩は、間隔が2cm程度の板状節理が発達し、節理面で分離し、剥落しやすい。凝灰質火山岩は、固結度は低く、手で壊すことができる程度のものである。火山角礫岩は、一辺30cmの硬質の角礫を含み、マトリックスは土砂状のものも存在した。

### 3. 工事概要

富士川トンネルの西坑口付近は、急峻な斜面地形をなしており、下り線・上り線へのアクセスは作業横坑からとした。下り線本坑断面内にTBM発進基地を設け、ここを作業基地として、延長3,713mの下り線φ5.0mTBM導坑を掘削した(図-3)。上り線側には、他工事東工事のTBMが到達するので、上り線本坑断面内にTBM到達部を設けた。これらの本坑断面の掘削は、上半先進工法を採用し、その以奥はTBM導坑先進掘削工法を適用した。

### 4. TBM仕様と仮設備計画

#### 4-1 TBM仕様

φ3.5mTBM坑での入山断層破砕帯の掘削で、①粗粒部は、掘削面の自立度は低く、切羽は崩壊した、②細粒部は、強度不足による押し出し性を示し、変位速度は約150mm/日であった、③カッターヘッドは、トンネル掘削径

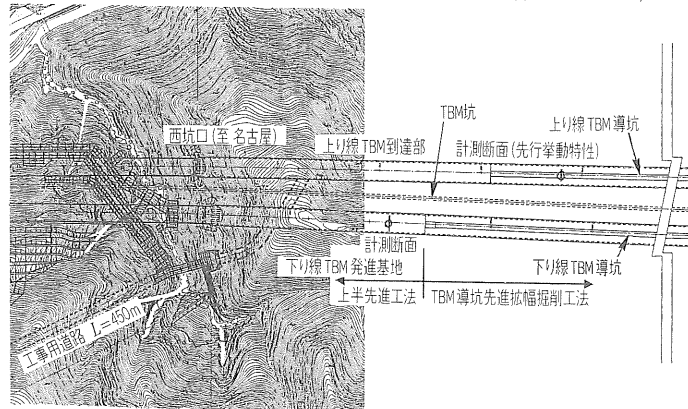


図-3 西坑口平面図

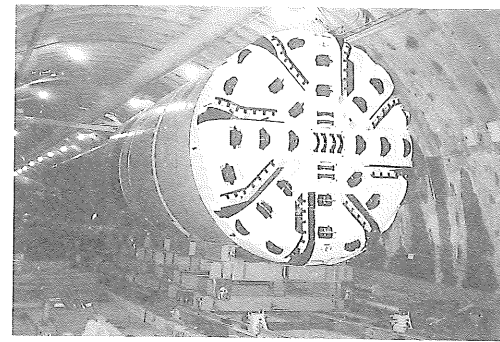


写真-1 φ5.0mTBM(芝川丸)外観

表-1 TBM主要諸元

①TBM型式	ダブルシールドタイプ
②掘削外径、機長	φ5.0m(最大5.12m), 11.05m
③カッター	17インチ(インナ), 15.5インチ(他) 38個(センタ8, インナ28, ゲージ2)
④カッター駆動装置	180kW×6 3,000~1,500kN・m(6,000kN・m, 2sec) 0~7rpm インバータ駆動方式
⑤スラスト装置	20,000kN 総推力 スラストジャッキ 2,500kN×8 伸長速度 max 10cm/min ストローク 1,500mm
⑥補助推進装置	max 13,000kN 総推力 ジャッキ 1,500kN×8, 500kN×2 ストローク 1,150mm
⑦メイングリッパ装置	左右各300mm シュ張出力 max 2.8N/mm <sup>2</sup> 接地圧
⑧ずり搬送方式	連続ベルトコンベヤ方式(ベルト幅610)
⑨軌条	単線(22kg/mレール)

相当分の土圧を受けて、回転不能となった、④数値解析手法による逆推定によると、TBMシールドシェルは約0.45N/mm<sup>2</sup>の背面土圧による地山拘束をうけて停止し、推進不能となった、などが生じた。以上のことに加え、下り線TBM導坑は、「突っ込み掘削」、「TBM導坑掘削の本坑断面への掘削影響域の抑制」、「入山断層破砕帯での確実なTBM掘進と計画掘進速度の確保」などを考慮し、高スラスト推力、低回転域での高トルク運転を可能とするφ5.0mダブルシールドタイプTBM(写真-1)を計画した(表-1)。また、TBM導坑は、本坑上半断面内の計画位置に設ける必要があるため、TBM導坑計画線との差異は±20cmとし、この値を線形管理の目標値とした。

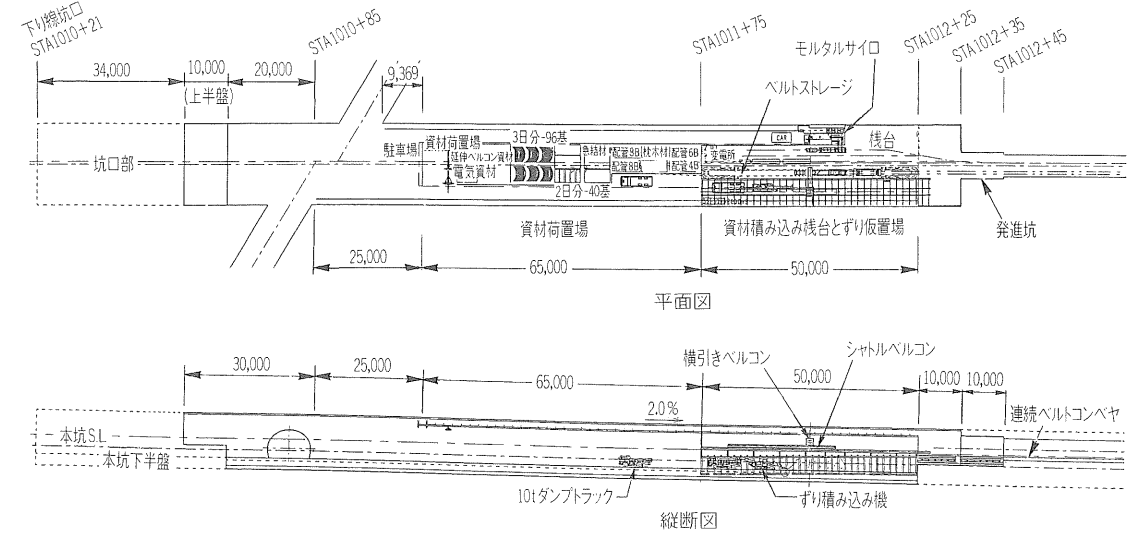


図-4 TBM発進基地内仮設備配置図

#### 4-2 仮設備計画

下り線TBM導坑は、縦断勾配が1.517%の突っ込み掘削であるので、約3m<sup>3</sup>/minの切羽集中湧水と約2m<sup>3</sup>/minの恒常湧水を考慮し、トンネル進行方向500mごとに釜場を設ける清濁分離方式のTBM導坑内排水処理設備を計画した。

掘削ずりのTBM導坑外への搬出は、連続ベルトコンベヤシステムを採用し、TBM後続台車最後部位置から下り線本坑内TBM発進基地内までを搬送し、TBM発進基地内栈台上に配置した横引きベルトコンベヤとずり仮置場上部を前後移動と正反回転ができるシャトルベルトコンベヤに載せ替えながら、ピット方式の仮置場に仮置きした(図-4)。連続ベルトコンベヤシステムのベルトストレージ部は、栈台を構築しながらの設置とし、メインドライブ部は栈台構築後に、この上に設置した。ずり仮置場の容量は、TBM最大掘進時の1方進行分の掘削ずり量とし、約850m<sup>3</sup>を確保した。仮置きしたずりは、昼方に、純積み込み能力が約130m<sup>3</sup>/hの連続積み込み機を用いて10tダンプトラックに積み込み、坑外の他工事盛土部に直搬出した(写真-2)。

### 5. 支保システム

TBM工法では、無支保での高速掘進を基本とするので、これが活かせる支保構造を選択する。また、TBM導坑先進掘削工法では、その要件として、①設計内空断面を確保し、本坑掘削時までの比較的短期間のTBM導坑周辺地山の安定を確保する、②本坑掘削時の切羽鏡の安定が保持でき、掘削時にこの解体・撤去が容易にできる、などである。これらを満たす支保

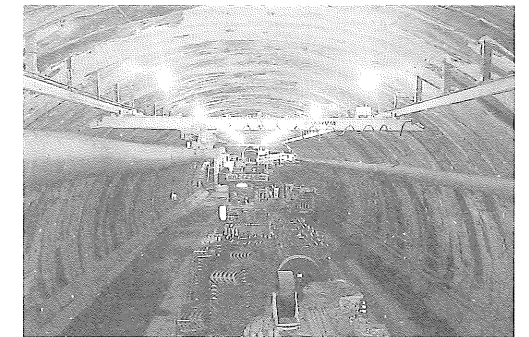


写真-2 下り線TBM発進基地内全景

システムとして、薄肉のファイバー入りモルタル吹付けと鋼アーチ支保工の組み合わせによる標準支保パターンの採用を基本とした(表-2)。

一方、入山断層破砕帯粘土部では、切羽の自立度が低いと押し出し性を有することから、①周辺地山の強度に見合う支保耐力を確保する、②確実なTBM進行のためのシールドジャッキ推進反力が取れる構造とする、が支保構造体の設計条件となり、これらを満たす鋼製ライナを計画した。

また、地質不良部のTBM掘削では、TBMシールドシェル背面の掘削面近傍の岩塊や岩盤ブロックなどは、支保設置までの間に、TBMシールドシェル上部に剥落、崩落する。TBM本体後脚部が前進し、この崩落箇所を通過すると、TBMシールドシェル上部に載っている岩塊などは、TBM導坑内に落下、抜け落ちし、崩落域は地山側深部に進展する。このことから、固結度の低い崩壊性地山の支保構造体として、この崩落岩塊などが仮受けできる簡易ライナを設計した(表-3)。

表-2 標準支保パターン

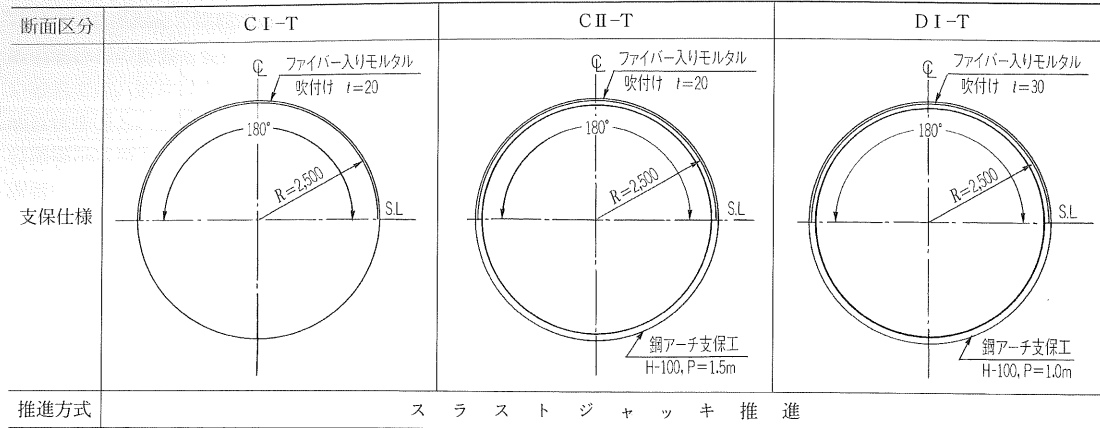


表-3 鋼製ライナ・簡易ライナの基本仕様

ライナタイプ	鋼製ライナ	簡易ライナ	
構造概要	<p>全周鋼製ライナで、シールドジャッキ推進反力が取れる。ライナピースは、エレクトラを用いてTBM内で組み、リング間はボルトで接続する。</p>	<p>[-100をフレーム部材とし、SL上部は厚さ3mmのスクリンプレートで覆い、その下部は開口する。ライナピースは、エレクトラを用いてTBM内で組み、リング間はボルトで接続する。</p>	
適用地質	入山断層破砕帯、泉水砂礫層など	崩壊性地山	
設計荷重	Terzaghiの緩み荷重(h=5.0m) シールドジャッキ推進力(12MN)	上載荷重34kN/m <sup>2</sup> (ライナ幅5m)	
仕様	外径	4,700mm	4,697mm
	幅	1.00m	1.00m
	主桁高	150mm	100mm
	ピース数	4種類6ピース	4種類4ピース
	材質	SM490A	SS400
重量	1,290kg	575kg	
適用性と効果	<p>①掘削面の自立度が低く、モルタル吹付けや鋼アーチ支保工などで保持するのが困難である。</p> <p>②地山が軟弱で、メイングリッパ反力が坑壁からとれずにシールドジャッキ推進となる。</p> <p>③フロントグリッパ反力が坑壁から取れずにシールドジャッキを併用した同調盛替えとなる。</p>	<p>①TBMシールドシェル上部に抜け落ちた岩塊などは、簡易ライナで受け替え、背面地山中に残置することにより、掘削影響域の深部進展を抑制する。</p> <p>②地山崩落防止として注入式フォアポーリングなどの補助工法を併用してTBM掘進するより稼働率が向上し、経済的である。</p> <p>③TBMの高速掘進性が活かせ、計画進行が確保できる。</p>	

6. TBM導坑の掘削計画

6-1 施工方針

下り線TBM導坑の掘削計画にあたり、TBMの高速掘進性を活かすための掘削方法として、以下のことを考慮した。

(1) 支保パターンの選定では、本坑幅掘削を考慮し、標準支保パターンでの掘削を基本とする。標準支保パターンで地山を保持できない場合やTBM本体後胴盛替え時にTBMシールドシェル上部の崩落岩塊などを鋼製ライナなどで受け替える方がトンネル品質と安全の確保上有利となる場合は、ライナ類による掘進とする。

(2) 切羽鏡が自立する間は、注入式フォアポーリングなどの補助工法は採用せず、地山等級判定基準にもとづいて、地山性状に応じた支保パターンを選定する。また、本坑幅掘削までの間に、鋼製ライナ背面地山の崩落箇所が深部に進展し、本坑支保構造体の安定に悪影響を及ぼすことが予想される場合は、TBM本体後胴直近位置で、空隙・空洞充填工を実施する。

(3) 入山断層破砕帯粘土部は、押し出し性を示すので、鋼製ライナを採用する。この粗粒部では、切羽周辺地山の自立度は低く、切羽崩壊が予想されるので、注入式フォアポーリングの補助工法を採用し、切羽天端の安定を確保する。また、150mm/日の変位速度が予想されるので、TBM掘削半径の6cmオーバーカッティングと1日あたり1機長分約10mの確実なTBM進行を確保する。

(4) 比較的安定する地質では、TBM機械能力の上限に近い状態でのTBMオペレーションとし、稼働率を向上させる。地質不良部では、地山の強度に応じたTBMオペレーションとし、切羽鏡の安定を確保する。

(5) 下り線TBM導坑は、最大2%の突っ込み掘削であり作業水や坑内湧水は切羽に集中するので、強制排水

しながらのTBM掘進作業となる。このため、排水設備の切り替え時間が多くかかるのとずり搬出能率やTBM稼働率などが低下するので、これらを考慮した機械設備を配置する。

6-2 地山等級判定方法

TBM工法では、切羽鏡にTBM本体がいるので、この位置での地山等級判定は難しい。メイングリッパを盛替え、TBM本体後胴部を切羽側に引き寄せたときに、掘削面が現われる。切羽観察は、目視観察が可能なこの位置で行い、地山等級を判定し、適切な支保パターンを選択、実施する。この支保設置位置は、ダブルシールドタイプTBMでは、切羽鏡から約11.05m後方となるので、この間の掘削面の自立度がトンネル品質やTBM掘進速度などに大きく影響する。このことから、この掘削面の崩落度や地質性状を地山等級判定基準の主要パラメータとした(表-4)。切羽鏡の目視観察では、切羽天端の自立度や切羽鏡の安定度を評価し、補助工法や補強工の必要性を判定する。

6-3 TBM機械データによる地山等級推定

TBM後胴引き寄せ時の切羽観察に先がけて、予め地山等級などがTBM機械データで予測できれば、適時に適切な支保パターンが選べるようになる。また、鋼製ライナや簡易ライナ区間では、掘削面の目視観察による地山等級判定は難しいので、ライナ背面地山性状とその変化の様子を数値化できれば、これによるTBM掘進継続の必要性の判定ができるようになる。この一方法として、TBM機械データの一部を用いて、掘削エネルギー値 $Et^2$ とする式(1)を用いて、1ストロークごとに数値化する。この値と実施支保パターンとの関係を調べることで、この適用性を試みた。

$$Et = \{1000 \cdot F + 2\pi \cdot (N \cdot 1000 \cdot 1000 \cdot T) / V\} / A \quad (1)$$

ここで、 $Et$ は単位体積の地山を掘削するのに要する

表-4 地山等級判定基準

崩落度				TBM導坑断面区分				
規模	状況(岩塊)	深さ(m)	範囲(度)	CI-T	CII-T	DI-T	DI-T1(1)簡易ライナ	DI-T1鋼製ライナ
なし	—	—	—	○				
小	単体	0.1~0.3	部分的	○	○			
中	複数	0.3~0.5	90~120		○	○	○	
大	複数	0.5~	120~				○	○
地質性状				比較的堅硬であるが割れ目が細かく入っていて、小塊状を呈す。その間隙には薄い粘性土をはさんでいるが、固結度が比較的高い軟岩などである。切羽は自立する。	全体的に強い風化作用を受けており、切羽の自立性は悪いが補助工法なしで掘削可能である。	全体的に強い風化作用を受けており、切羽の自立性は悪く、崩壊性地山である。		押し出し性を有する断層破砕帯粘土、固結度の低い砂礫層および土砂化した断層破砕帯などである。

エネルギー量(N/mm<sup>2</sup>/mm)を表し、TBM機械データからのFはスラスト推力(kN)、Vは掘進速度(mm/min)、Nはカッターヘッド回転速度(rpm)、Tはカッターヘッドトルク(kN・m)、Aは掘削断面積(mm<sup>2</sup>)を表す。

7. TBM導坑の施工実績

7-1 全体工程と掘進状況

平成12年3月9日より、下り線TBM発進基地内で、TBM本体の組み立てを開始した。平成12年5月15日より初期掘進を開始し、5月29日に延長105mの初期掘進を終えた。その後、約2か月を要して、ずり搬送設備や作業構台などを構築し、平成12年7月31日より本掘進を開始した。平成13年10月24日にTBM導坑延長3,713mの掘削を終え、10月26日に無事貫通した(図-5)。

東坑口側への貫通は、平成13年8月中旬を予定していたが、連休休暇の励行と第四紀岩淵火山岩層DI-T1のTBM掘削で、補助工法・補強工などを併用しながらのTBM掘進となり、月あたり掘削進行は大きく低下した

(表-5,6)ことにより、約2.5か月の遅れとなった。

当初計画時の月平均掘削進行278mは確保できなかったが、実績は261mであった。断面区別の月あたり掘削進行の実績値は、DI-T1でのものを除くと、当初計画時に比べて、早い進行となった。平成12年9月の新第三紀浜石岳累層の掘削では、最大日進49.5m、最大月進行542.0mであった。地質別の地山性状とTBM掘進状況は、以下に示すとおりである。

表-5 地質区別区間延長(実績m)

断面区分	新第三紀 浜石岳累層	入山断層帯 泉水砂礫層	第四紀 岩淵火山岩
CI-T	181.0	0.0	0.0
CII-T	220.5	0.0	192.0
DI-T	516.0	0.0	762.5
DI-T1	237.0	200.0	409.0
DI-T1(1)	300.0	0.0	695.0
延長計	1,454.5	200.0	2,058.5

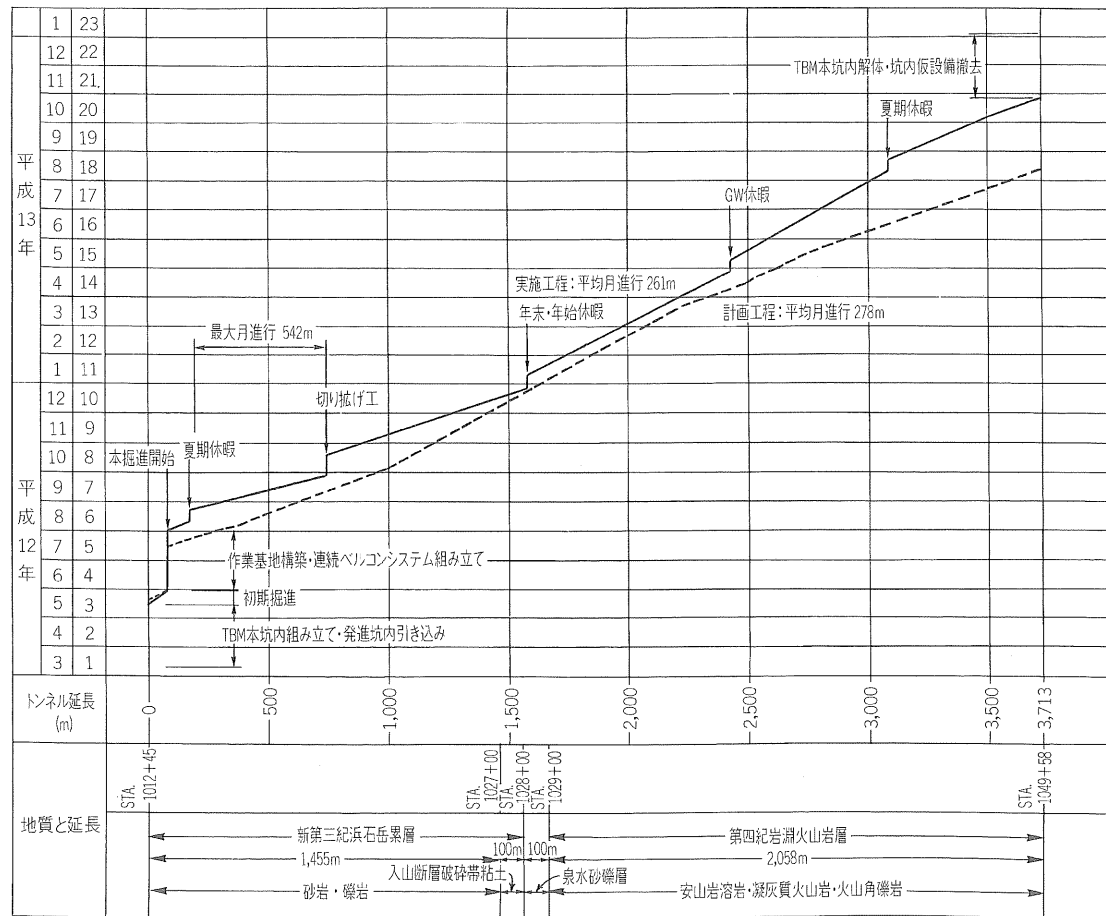


図-5 計画・実績工程

表-6 TBM月進行

延長と進行 断面区分	当初計画		実績 掘削進行 (m/月)
	区間延長 (m)	区間延長 (m)	
CI-T	100.0	181.0	570
CII-T	2,138.0	412.5	479
DI-T	1,165.0	1,278.5	356
鋼製ライナ	310.0	846.0	161
簡易ライナ		995.0	236
延長計	3,713.0	3,713.0	
平均月進行	278.0		261

表-7 入山断層破砕帯粘土の物性値

試験方法	試験項目		平均値
	試験項目	単位	
物理試験	密度	kN/m <sup>3</sup>	22.1
	含水比	%	14.7
	スレーキング指数	SI	2.3
X線分析	吸水膨張率	%	0.0
	モンモリロナイト含有量	%	65
一軸圧縮試験	一軸圧縮強度	N/mm <sup>2</sup>	0.6
	静弾性係数	N/mm <sup>2</sup>	25
三軸圧縮試験 (UU試験)	粘着力	N/mm <sup>2</sup>	0.26
	内部摩擦角	deg.	5.7
	弾性係数 E <sub>50</sub>	N/mm <sup>2</sup>	66.4
くり返し一面せん断試験 (σ <sub>N</sub> =1.0N/mm <sup>2</sup> )	ピーク値	N/mm <sup>2</sup>	1.0
	残留値	N/mm <sup>2</sup>	0.35

(1) 新第三紀浜石岳累層

断層破砕帯や低速度帯区間を除き、切羽の自立度は高く、支保設置位置での掘削面はほぼ安定していたので、標準支保パターンでの高速掘進が可能であった。また、TBM発進坑の前方約70m位置にF5断層が分布しており、切羽大量湧水の可能性が高かったため、部分コア採取が可能な台車搭載型パーカッションドリルを用いて、TBM本体後胴直近のSL位置より水抜きを兼ねた先進ボーリングを実施した。この水抜き孔からの湧水量は、最大200ℓ/分程度であったため、これ以降の先進ボーリング計画は取りやめた。

(2) 入山断層破砕帯

入山断層破砕帯粘土は、STA.1027+00付近より出現し、延長約100mに及ぶ。カッターヘッド開口部の切羽鏡面状況(写真-3)からわかるように、粘土化が進み、軟質、脆弱で緑色の鏡肌をなし、ディスクカッター刃先は地山にめり込み、ディスクカッター間は剥がれ落ちる粘土質のものと、鏡肌が発達し粗粒状にばらばらになりやすい多亀裂状の砂質のものからなる。粘土質のものは、モンモリロナイトを多量に含み、岩石試料での一軸圧縮強度は0.07~1.87N/mm<sup>2</sup>である(表-7)。土かぶり厚は約250~300mであることから、地山強度比は0.3~0.7である。掘削ずりは粉体状となり、切羽湧水はない。

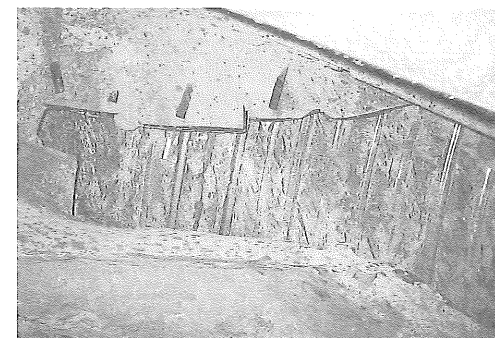


写真-3 切羽鏡面ディスクカッター軌跡(入山断層破砕帯)



写真-4 切羽鏡の崩壊状況(第四紀凝灰質火山岩)

この延長100m間は、休日なしの連続掘進とし、通過するのに、13日を要した。ここでのカッターヘッド回転速度は0.5~1.0rpmとし、スラストジャッキ推進とした。延長91m間はカッターヘッドチャンパ内からの注入式フォアポーリングを毎切羽打設した。後胴盛替えは、シールドジャッキとの同調盛替えとした。

(3) 泉水砂礫層

STA.1028+00の以奥には、砂、粘土と円礫を多量に含む半固結状の泉水砂礫層がSTA.1029+00までの約100m間に分布する。掘削面での切羽の自立度は高く、顕著な切羽湧水はないが、TBM中胴から後胴付近にかけて、掘削面近傍の土砂は肌落ち、崩落するので、鋼製ライナを採用した。TBM推進は、スラストジャッキ推進とし、シールドジャッキとの同調盛替えとした。

(4) 第四紀岩淵火山岩層

安山岩溶岩部のTBM掘削では、板状節理が発達する箇所を除くと、切羽鏡面にディスクカッター刃先跡が残り、モルタル吹付けと鋼アーチ支保工によるCII-T、DI-T

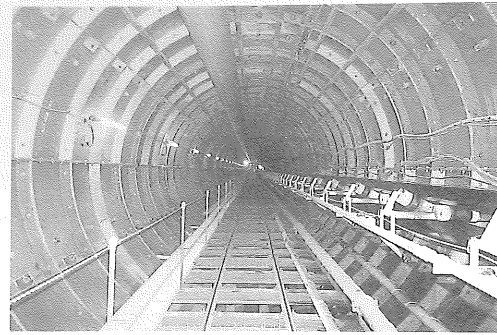


写真-5 鋼製ライナによる掘進状況

の掘削が可能であった。凝灰質火山岩では、地山の固結度は低く、脆弱であるので、TBMディスクカッタ刃先が切羽鏡面に接触するだけで部分崩落し、切羽鏡の崩壊が頻繁に発生した(写真-4)。これにより、TBMは掘進不能となり、切羽前方地山の空隙充填工や補助工法を併用しながらのTBM掘進となり、掘進速度は大幅に低下した。また、TBM前胴から中・後胴位置にかけて、掘削面は容易に剝落、崩落するので、この崩落土砂を鋼製ライナ(写真-5)や簡易ライナで受け替えながらのTBM掘進となった。

7-2 補強工と対策工

TBM工法は、掘削面の自立を基本条件とするので、カッタヘッド部は開放タイプを採用した。このため、固結度が低く、切羽が自立しにくい地質不良部では、切羽

天端部の先抜けや切羽崩壊が発生する。この対応として、岩盤固結材による補助工法やTBMカッタヘッド前面部崩壊箇所への空隙充填工などの補強工を実施し、切羽の自立を確保した。また、切羽鏡位置で部分崩落し、TBM進行に伴う応力再配分によりこれが深部に拡大し、本坑幅掘削までの間にさらに進展することが予想される空隙や空洞部は、TBM通過直後に、空隙充填工を実施した(表-8)。この他に、ダブルシールドタイプTBM固有の対策工として、切り掘げ工を実施した(表-9)。

7-3 地山等級推定方法の適用性

地質別、実施支保パターン別の掘削エネルギー値の平均値と標準偏差を図-6に示す。実施支保パターンと掘削エネルギー値の変化との対応では、坑口から約360m区間の新第三紀浜石岳累層のものについて、図-7に示す。これらから次のことがわかった。

- ① 掘削エネルギー値は、地山材料の硬軟特性を代用しており、実施支保パターンとの対応で、明らかな相関が認められた。新第三紀浜石岳累層と泉水砂礫層のDI-T1区間では、掘削面の自立度は低いため、掘削エネルギー値の平均値は10N/mm<sup>3</sup>以下となる。自立度の高いCI-T、CII-Tでは、15N/mm<sup>3</sup>以上になる。
- ② 新第三紀浜石岳累層では、実施支保パターンと掘削エネルギー値の変化の対応はよく一致する。このことから、掘削エネルギー値による地山等級の事前

表-8 補助工法と補強工

工法種別	補助工法 (注入式フォアボーリング)	補強工 (切羽前方空隙充填工)	補強工 (鋼製ライナ背面空隙充填工)
適用地質	崩壊性地山	第四紀岩瀾火山岩(凝灰質火山岩, 火山角礫岩)	
切羽状況	固結度の低い崩壊性地山では、切羽は不安定となり、天端部は抜け落ちる。	切羽鏡と天端部が先抜け、崩壊し、岩片・岩塊や土砂はTBMカッタヘッド前面に堆積し、天端部に空隙、空洞が生じている。	TBM進行に伴う応力再配分により、切羽位置で生じた空隙や空洞が、本坑幅掘削位置まで拡大する。
工法概要	シリカレンジを注入材とする注入式フォアボーリング(L=3.0m)を、1ストロークあたり3~4本、切羽鏡から切羽前方天端部に向けて打設する。	カッタヘッド前面の空隙部に向けて、注入式ボルトを打設し、この箇所にて20倍発泡ウレタンを充填する。	鋼製ライナや簡易ライナ背面の空洞部に向けて、注入式ボルトを打設し、この箇所にて20倍発泡ウレタンを充填する。
概要図			
実施延長	91m(入山断層破砕帯) 183m(第四紀岩瀾火山岩)	5か所	5か所
施工位置	TBMカッタヘッドチャンパ内より空圧式ドリフタで削孔し、注入する。	TBM機内前胴部とTBMカッタヘッドチャンパ内より、空圧式ドリフタで削孔し、注入する。	TBM本体後胴通過直後に、TBM後胴と後統台車間の位置で、空圧式ドリフタで削孔し、注入する。
今後の課題	TBMカッタヘッドチャンパ内からの注入式フォアボーリングが短時間に施工できるよう機械システムの改良が必要である。	切羽天端部の安定化は、補助工法による方が合理的であるので、これの選定基準作りと施工サイクルの中で、早く確実にできる機械システムの改良が必要である。	

表-9 主な対策工

工法名	切り掘げ工
概略図	
原因	地山の硬軟が変化する低速度帯境で、TBMが計画線から外れてきたので、機械能力の上限値近くで方向修正を行っていたら、層境部で掘削外力の再配分により、TBM導坑天端部が約30mm沈下した。これにより、掘進軌道の中を、長さ約6.60mの円筒構造の外筒が通過できる十分なクリアランスがなくなり、前中・後胴部が屈折した状態で、TBM坑に捕捉された。
対策工	TBMシールドシェル背面地山を前胴部SL位置まで人力による切り掘げ掘削を行い、TBMシールドシェルを捕捉している岩体を排除した。
再発防止策	サイズ15.5インチのゲージカッタを17インチサイズのものに替え、掘削径を最大36mm拡大する。 掘進軌道の中を、十分なクリアランスを保ってTBM本体外筒が通過できるように、前中・後胴間ピッチング差1度を管理値とする。

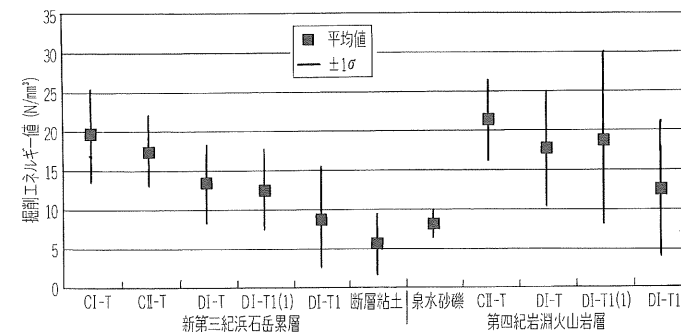


図-6 実施支保パターン別掘削エネルギー値分布

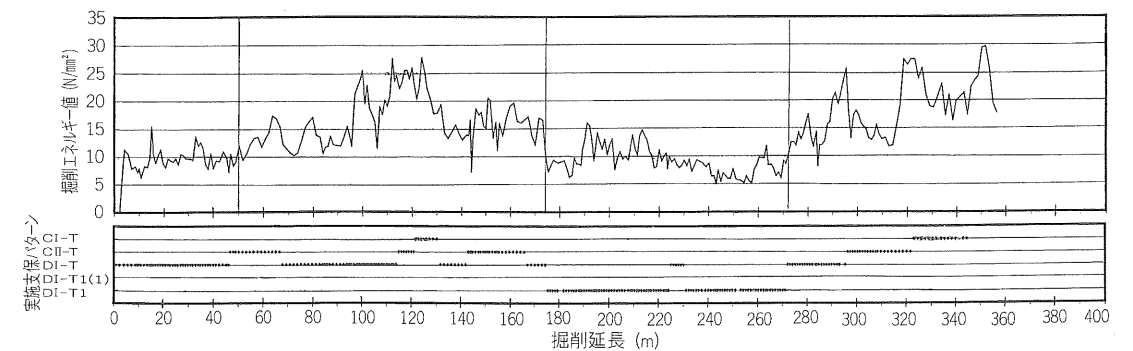


図-7 実施支保パターンと掘削エネルギー値変化の対応

推定では、その適用可能性は高く、目視による切羽観察が難しいライナ類を支保とする区間の地山等級判定に有効である。

- ③ 第四紀岩瀾火山岩層では、DI-T1(1)は15N/mm<sup>3</sup>以上、DI-T1は10N/mm<sup>3</sup>以上となり、新第三紀浜石岳累層のものより高い値となる。これは、凝灰質火山岩や火山角礫岩などでは、支保設置までの間の掘削面の自立度が低いため、ライナ類を使用しているTBM掘削となったからである。また、掘削エネルギー値が小さくなると実施支保パターンは重くなる傾向は、新第三紀浜石岳累層の場合と同様であるが、凝灰質火山岩や火山角礫岩などでは、地層の硬軟の変化が激しいので、標準偏差の±1σの幅は広がる。

8. 入山断層破砕帯TBM導坑の挙動特性

8-1 掘進工程

この区間のTBM導坑掘削は、下り線が先行し、平成12年12月7日~同12月20日であった。

下り線から約55m離れた上り線TBM導坑の掘削は、東側から西坑口に向かっての掘削であり、下り線と同様の地質性状のものがSTA.1028+25付近より出現し、延長約60mに及ぶ。この区間は、平成13年5月26日~同6月7日にかけて通過した。

8-2 計測位置と計測要領

TBM導坑挙動計測のための計測断面位置と計測開始日は、TBM切羽進行と

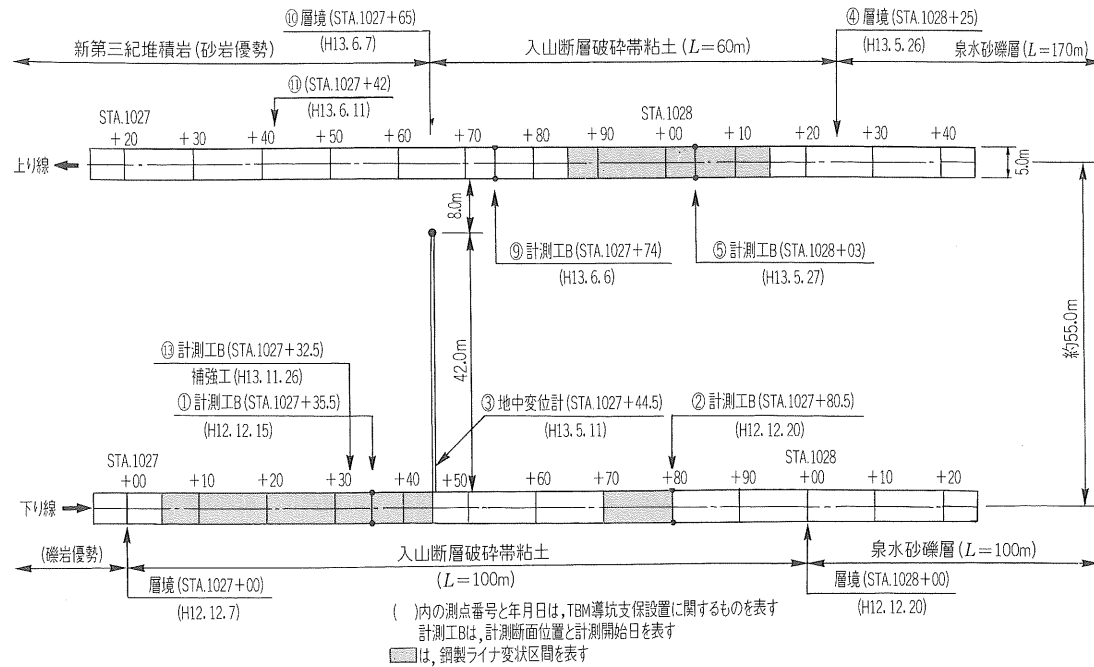


図-8 TBM切羽進行と計測断面位置

の関連から図-8に示すとおりである。このTBM導坑の挙動計測では、掘進速度が速いとの下り線本坑切羽が計測断面位置を通過するまでの約2.8年以上の長期間にわたっての大変形挙動測定となることから、自動計測システムを採用した。鋼製ライナ主桁の応力測定は、小型ひずみ計を使用する。TBM導坑内空変位と天端沈下測定は、鋼製ライナ主桁内空面に設けた測点間距離をスチールテープで測定する。平成13年7月以降は、鋼製ライナ変形モードの測定を兼ねて、測定精度が±1.0mmの光波測距儀による測定に変更した。

8-3 計測結果と考察

後続台車の最後部がSTA.1029+00を通過した平成12年12月27日時点の鋼製ライナSL部内空変位と天端沈下の測定値は、上り線TBMがこの入山断層粘土区間を通過し1か月が経過した平成13年7月6日時点のものとともに図-9に示す。鋼製ライナ主桁が座屈している区間の変位量を表-10に、鋼製ライナ主桁周方向軸力の経時変化を図-10に示す。これらから、下り線TBM導坑掘削時の挙動特性は、以下のようである。

- ① 鋼製ライナ主桁内空変位での内空変位の最大値は、STA.1027+30付近に発生し、約160mmである。鋼製ライナ背面のクリアランスが220mmであることから、掘削面は最大約220+160/2=300mm内空側に変位した。半径方向ひずみに換算すると約12%の伸びひずみを受ける。
- ② 後胴盛替え時に、掘削面はTBM後胴部スキンプレートに接していたことなどから、TBM進行1日後の無支保状態での変位速度は、(5,140-4,850)/2=

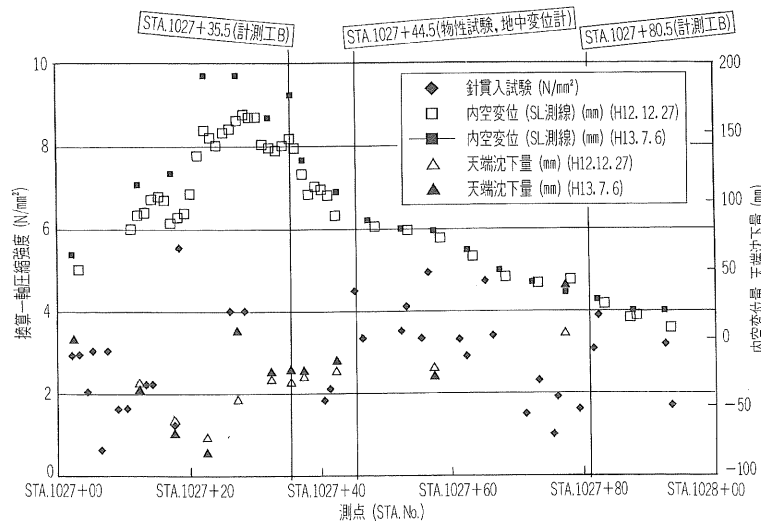


図-9 鋼製ライナ内空変位・天端沈下(下り線)

145mm/dayと推定できる。また、鋼製ライナ設置位置でのトンネル変形挙動は、地山等級がC I-T, C II-T, D I-Tではほぼ収束するが、これ以降も(4,850-4,700)/2+160/2=155mm変位する。

- ③ 鋼製ライナ周方向軸力の最大値は天端部に発生し、鋼製ライナ設置後約10日間で、230kNの圧縮力を受ける。その後も増加し、40日後は280kNとなる。上り線TBM導坑の入山断層破砕帯粘土部の通過に伴う下り線への掘削影響は、以下のようである。

- ① 下り線STA.1027+27.5付近の鋼製ライナ主桁SL部の内空変位量は、下り線TBM導坑掘削時の155mmから1.18倍の183mmとなり、28mm増加する。
- ② 鋼製ライナ周方向軸力は、右SL部では、鋼製ライナ設置後約5.5か月より上り線TBM導坑の掘削影響が現われ始め、約12か月後に、約245kNの圧縮力で安定する。その最大値は天端部に発生し、切羽通

過約12か月後に、約550kNの圧縮力で安定する。

- ③ 左SL部では、上り線TBM導坑が計測断面位置の手前約30m地点を通過する6月5日~15日にかけて、上り線TBM導坑の明らかな掘削影響が現われ始め、軸方向圧縮力は約270kNから180kNに除荷される。約14か月後は約255kNと増加し、上り線TBM導坑の掘削影響を受ける以前の軸力値に戻りながら右SL部と同等レベルになる。

以上に示したように、鋼製ライナ周方向軸力などは、12か月以上の長期間にわたって増加すること、TBM導坑間は約55m離れているが上り線TBM導坑の明らかな掘削影響が下り線TBM導坑に現われることなどから、入山断層破砕帯粘土の力学挙動特性として、支保システムとの相互作用結果ではあるが、押し出し性と時間依存性を示す特殊地山であり、掘削影響域は掘削径の約10倍以上の深部に及ぶことが明らかとなった。

表-10 鋼製ライナ主桁内空面の変位分布

測点番号	STA.1027+27.5	STA.1027+32.5
主桁変状箇所	左SL部, 右肩部	左SL部, 右肩部, 右SL部
変位分布図 (mm)		
(2002.2.8時点)		
変状後補強工	モルタル吹付け(t=10cm)	モルタル吹付け(t=15cm)

8-4 鋼製ライナ補強工

下り線TBM導坑鋼製ライナは、延長約50mにわたって大きく変形し、鋼製ライナ肩部の主桁は変状、座屈した。また、今後1~1.5年間に二度にわたり、上り線、下り線の本坑掘削外力の再配分を受けるので、下り線TBM導坑鋼製ライナを補強した。この補強方法として、鋼製ライナ背面地山は鋼製ライナに密着しているため、ファイバー入り高強度モルタルを鋼製ライナ内側主桁高さ位置まで吹付けた(写真-6)。これにより、鋼製

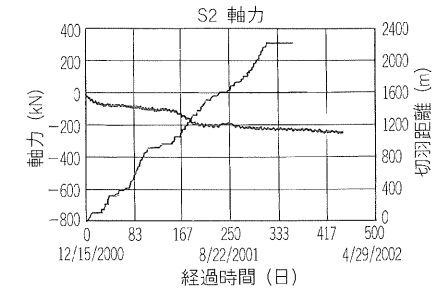
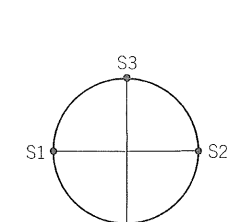
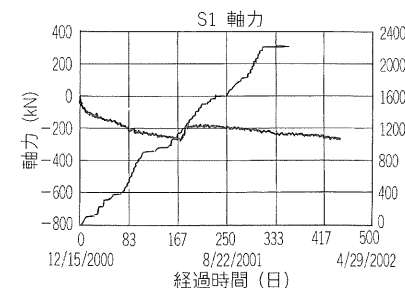
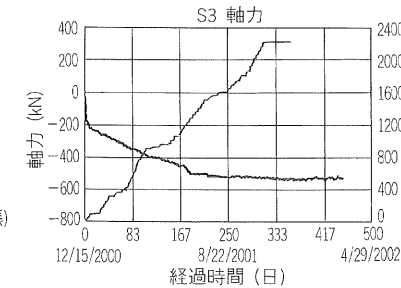


図-10 鋼製ライナ主桁周方向軸力の経時変化(下り線STA.1027+35.5)

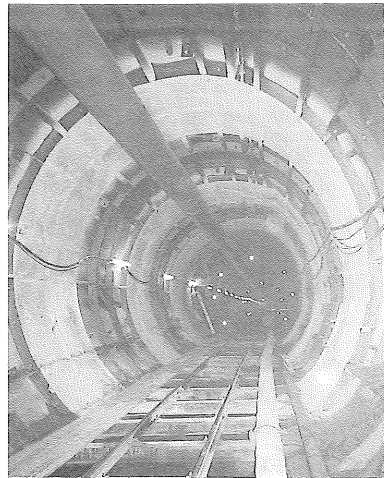


写真-6 鋼製ライナ変状区間の補強工(入山断層破砕帯)

ライナの剛性と保有耐力を高め、鋼製ライナの安定を確保した。

9. おわりに

地山条件に恵まれれば高速掘進が可能であるが、地質不良部の掘進は苦手とするTBM工法を、大規模な入山断層破砕帯を貫く延長3,713mのTBM導坑掘削に適用した。

その結果、地山強度に応じた鋼製ライナを設計して、掘削能力の高いダブルシールドタイプTBMを計画し、これに補助工法の注入式フォアポーリングを併用するこ

とにより、入山断層破砕帯は無事通過できた。ここでのTBM導坑挙動計測と力学試験などにより、本坑支保設計に資する力学パラメータ値などを得ることができた。

入山断層破砕帯での本坑幅掘削は、上り線が先行し、2002年12月を予定している。現時点、これらTBM導坑の動態観測を継続するとともに、既施工大変形トンネルの文献調査、大変形挙動特性を考慮した数値解析手法<sup>3)</sup>などによる挙動予測解析を実施し、本坑トンネル設計と本坑幅掘削計画は終わった。今後は、上り線本坑の確実な施工を心がけると、ここでの挙動特性が後行下り線の設計、施工に反映できるよう数値解析手法の高度化と特殊地山条件下でのトンネル設計・施工法について、さらなる検討を進めていく予定である。

最後に、本工事にあたり、「第二東名高速道路静岡地区トンネルの設計・施工に関する検討委員会」の委員ならびに関係各位より貴重なご意見をいただき、大規模断層破砕帯を無事通過できたのと当初計画時の月平均掘削進行が確保できたことをここに記して、感謝いたします。

参考文献

- 1) 森田達夫・高橋幸三・千葉 隆：大規模断層破砕帯をTBMで突破、トンネルと地下、Vol.30, No.8, 1999.8.
- 2) 木村厚之・ほか：TBM坑の支保パターン判定方法に関する考察、土木学会第56回年次学術講演会、第Ⅲ部門、2002.9.
- 3) 水戸聰・ほか：TBM導坑による入山断層破砕帯粘土の力学特性調査、土木学会第55回年次学術講演会、第Ⅲ部門、2001.10.

# 建設工事の地質診断と処方

石井 康夫・矢島 壯吉／共著

A 5判 本体価格 4,300 円 (送料 380 円)

近年、建設技術の高度化と複雑化に伴い、建設コンサルタント、地質・土質調査業務の果たすべき役割と責任は重要なものになってきている。なかでも、建設工事の基礎になる地質の理学的な理解度と光学的な応用力が設計・施工の良否につながるといっても過言ではない。自然界の創り出す地質的諸現象にぶつかるたびに、如何に地質学とはむずかしいものかを痛感する。

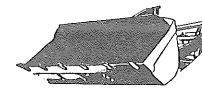
この書が多少なりとも、建設技術者・土木技術者の各位に参考となり、利用されれば幸いです。

—目次—

- 1. 地質の基礎知識 2. 地盤・岩盤の地質診断法 3. 軟弱地盤と特殊土の地質診断と処方 4. 地盤・岩盤の評価 5. 地すべり・斜面崩壊の地質診断と処方 6. 山岳トンネル工事の地質診断と処方 7. 都市トンネル工事の地質診断と処方 8. ダム工事の地質診断と処方 9. 一般土工と基礎工事の地質診断と処方



〒162-0832 東京都新宿区岩戸町16 メイジャー神楽坂  
電話 (03)3267-2888(代) 振替 00110-8-190072



## 施工 大断面矩形シールドで渡り線部と一般線路部を施工 京都市高速鉄道東西線(六地藏～醍醐間)六地藏北工区

中村 浩\* 久保田 敏和\*\*  
古川 衛\*\*\* 中尾 努\*\*\*\*

1. はじめに

京都市における高速鉄道網は、都心部を南北に貫通する烏丸線と、都心部を東西に横断し、山科醍醐方面と西部洛西方面を結ぶ東西線からなる総延長約50kmが計画されている。このうち、烏丸線の竹田～国際会館間13.7km、東西線の醍醐～二条間12.7kmが営業中であり、合わせて日約35万人が利用している<sup>1)</sup>。

平成11年10月からは平成16年の完成を目指し東西線の醍醐～六地藏間約2.4kmの延伸工事に着手している。

本稿では、このうちの六地藏北工区において、わが国で初めて採用した複線大断面矩形シールド工法の概要と実績の一部について紹介する。

2. 六地藏北工区の概要

東西線の醍醐～六地藏間の延伸工事は、そのほとんどで道路幅員が15m程度と狭く、市内でも交通が輻湊する外環状線下での工事となっている。

工事は、開削工法を少なくすることを最大の課題として取り組み、六地藏北工区(六地藏駅～石田駅間)では、渡り線区間と一般線路部を同時に施工できる工法として、地下鉄のトンネル施工では初めての大断面矩形シールド工法を採用した。

なお、円形の複線断面シールドについて検討したが駅部が深くなることから不採用とした<sup>2)</sup>。

同工区は、六地藏駅の北側に発進立坑(延長21.21m)を構築し、石田駅までの760.79m間を泥土圧式の矩形シ

\*京都市交通局理事  
\*\* " 建設室長  
\*\*\* " " 土木担当課長  
\*\*\*\*鹿島・奥村・大豊・吉村・岡野特定建設工事共同企業体副所長

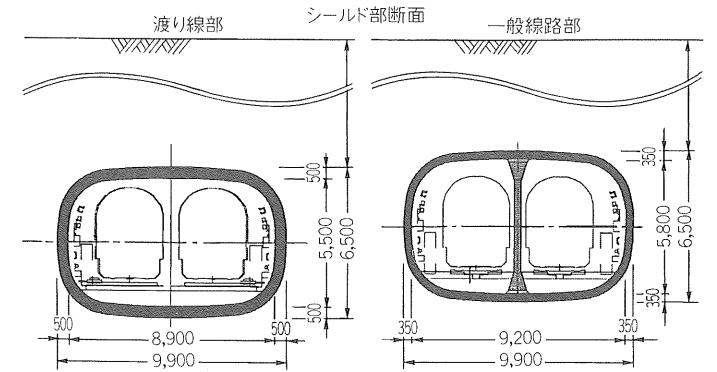


図-1 覆工構造(渡り線部・一般線路部)

ールドで施工するものである。中柱のない渡り線部は56m、一般線路部は703mとなる。覆工の形状を図-1に示す。

2-1 地質概要

工事区間の土質は、地表から埋土層、沖積粘性土層、N値10～30程度の沖積の砂礫層、それ以下はN値20～50の洪積の砂礫層である。シールドは土かぶり量が8.2～14.4mで沖積砂礫層～洪積砂礫層中を掘進する。最大礫径は100mm程度であり、礫分60～80%、砂分17～30%、シルト分以下が3～7%程度である。

地下水位は、地表面に沿う形で南に向かって水位が下がるが、当工事地点付近では、GL-3.0～-6.0mに分布する。透水係数は10<sup>-2</sup>～10<sup>-1</sup>cm/sec程度である。工事地点の地質縦断面図を図-2に示す。

2-2 覆工構造

セグメントの設計は、継手をばね、セグメント本体を梁とした“はり-ばねモデル”による計算法を基本とした。各覆工構造を図-3,4に、設計条件と解析結果を表-1に示す<sup>3),4)</sup>。

2-2-1 渡り線部の覆工構造(一層一径間)

渡り線区間は中柱のない一層一径間構造となる。柱のある一般線路部に接続する関係で覆工厚を極力薄くする必要があり、サンドイッチ型の合成セグメントを採用している。これは外面を鋼殻で覆い、その中にコンクリ



れ、日本海あるいは溪流に面した山裾で急斜面が形成されている。

地質は、糸魚川方の1,100m間は、中生代白亜紀の片高山礫岩層で、その先の富山方600mは、時代不詳の塩基性岩類である蛇紋岩で主に構成されている(図-2)。

今回報告する付近の地質は後者の部分である。事前のボーリング調査および地表踏査の結果からこの付近の地質は、蛇紋岩に超塩基性岩・はんれい岩・結晶片岩などをブロックとして取り込み、地質としての連続性が失われ、さまざまな岩塊が混在している状態であったと想定された。

3. 施工方法の選定

3-1 施工に係わる検討課題

226k530m付近の地質縦断面図を図-3に示す。この地質図と現地の状況から以下のことが検討課題となった。

- ① トンネル掘削時に約30~50mの断層破碎帯が交差し、トンネル直上の土かぶりも40mと浅い。断層破碎帯は非常に割れ目が多く、透水性が良好なため、水が流入する可能性がある。
- ② 地質的に蛇紋岩であり、蛇紋岩中に超塩基性岩、はんれい岩、結晶片岩などをブロックとして取り込み、地質としての連続性が失われている。蛇紋岩は、状態によって塊状、葉片状、粘土状に分類できる。ここでは、主に粘土状の蛇紋岩で変位が大きく、一度変形すると収まりにくいので、早期の対策が必要である。
- ③ 過去、歌トンネル225k391

mおよび226k191m付近では、今回と同様に蛇紋岩層の地質であった。そこでの掘削では、大きな変位(内空変位で最大170mm)が計測されている。今回も同様の内空変位、天端沈下が想定される。

- ④ トンネル上位には水上谷川があり、断層に沿って大量の湧水が予想される。また、山上には簡易水道があり、外波地区の住人が水上谷川を水源として利用している(図-4)。
- ⑤ この付近一帯は地すべり地帯であり、トンネルの崩落が地表面に影響を与え、地すべりを誘発する恐れがある。

3-2 施工における基本的な考え方

3-1で示した事柄を考慮して、次の3点を基本方針とした。

- ① 掘削に際しては、補助工法として長尺鋼管先受け工法(AGF工法)を採用する。
- ② 先受けとともに止水対策を目的にしているため、トンネル外周に止水壁を兼ねた改良帯を造成する。

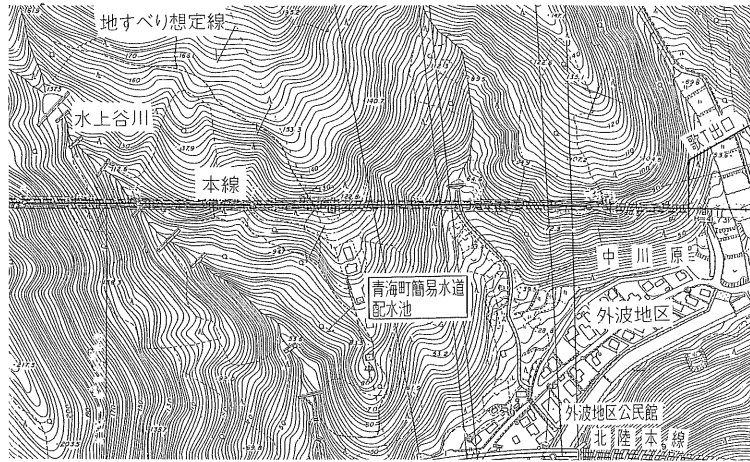


図-4 水上谷川周辺平面図

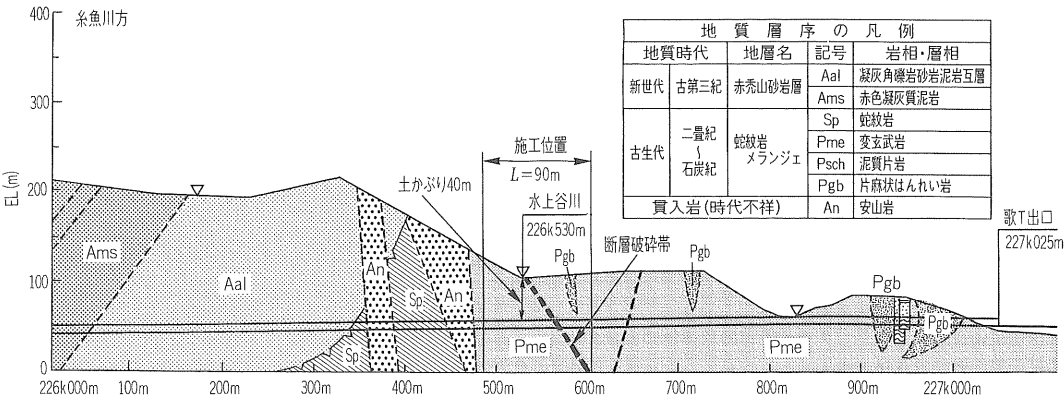


図-3 地質縦断面図

表-1 浸透注入材料比較表

注入材名	主成分	酸性・アルカリ性	ゲル化時間	浸透性能	硬化物物性	山との付着性	耐久	単価	特殊スラグ系注入材		セメント系注入材		シリカ系注入材		シリカカレレジン系	ウレタン系		
									超微粒子スラグ	超微粒子シリカ	普通セメント	高炉B種セメント	超微粒子セメント	超微粒子セメント			水ガラス	A液
水ガラス系注入材	水ガラス シリカゾル	アルカリ系、 中性酸性系	数秒、十数分以上	細砂以上に浸透可 0.6~0.8N/mm <sup>2</sup> (サンドゲル)	良	好	良	50円/ℓ (シリカライザー)	シリカライザー のようなシリカ ゾル(1ショット) の長結型を用い れば、良好な浸 透が可能だが強 度が低い。	取り扱いは容易。 ・浸透性が高く、高 い強度が得られる ・ゲルタイム調整が 可能なため、逸走 が少ない。	取り扱いは容易。 ・ベントナイトの膨潤 によって粘性が得ら れ、浸透注入材前の 荒詰め処理に適す。	取り扱いは容易。 ・硬質は浸透可 ・C級岩盤への亀 裂充填は可能だ が、破碎帯への 浸透は不可能。	取り扱いは容易。 ・硬質は浸透可 ・C級岩盤への亀 裂充填は可能だ が、破碎帯への 浸透は不可能。	アルカリ性	アルカリ性	弱アルカリ性	調整可(30~60秒) 岩盤の亀裂に良好	調整可(30~60秒) 岩盤の亀裂に良好
ダブルパックー 仕様での適合性	止水強化	総合評価			○	○	△		○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

また、ロックボルトはトンネル内に水を引きこむ可能性があるため打設しない。

③ 過去に出現した蛇紋岩帯では、天端沈下より側壁部の内空変位が卓越している。このため、インバート部に吹付けコンクリートを施し、早期に閉合することとする。

3-3 AGF 工法の選定について

今回、AGF 工法を選定するにあたっては、以下のことを考慮している。

- ① 水上谷川付近は、地形的に地すべり地帯で掘削による先行緩みを減少させることが必要である。そのためには、切羽からより遠い領域まで注入を行うことが最善である。
- ② 断層破砕帯は地質がもろく、未固結である。このため、内空変位・天端沈下が大きく発生する。そのうえ、切羽の自立性がきわめて乏しい。ここで、過去、225k391m付近の断層破砕帯では、先に述べたようにAGF工法を補助工法として行った。このとき、内空変位が最大170mm発生しており、今回の施工においても、AGF工法が必要と考えられる。

③ トンネル内に水を引き込まないようにするため、注入による止水領域を作ることとしているが、AGF 鋼管による注入が、より精度良く止水領域を形成できる。

3-4 注入材料の選定

本施工に際しては、地山の強度を上げることと止水という目的がある。このため、注入材料についても各種材料の比較・検討を行った。その結果、硬化時間の調整が可能で強度と止水性に優れ、注入材の逸走が少ないことを考慮して、「超微粒子特殊スラブ系注入材」である「シラクソル」を選定した。各種注入材料の適正比較を表-1に示す。

4. 現場での施工

4-1 AGF 鋼管先受け工法の設計

4-1-1 施工範囲

AGF 工法を施工する範囲としては、図-3 に示したように過去の調査で断層があると想定されている領域を含む 226k467m~226k557m の10シフト(L=90m)を設定した。

4-1-2 AGF 鋼管の検討

掘削によって発生する切羽前面の緩み領域について、緩み領域の土塊上に作用する荷重を鋼管で受け持たせると仮定し、テルツァーの地山緩みの算定式にもとづいて解析を行った。その結果、鋼管径φ114.3mm(厚6.0mm)、打設間隔45cm(上半35本/断面)となった。また、下半は、

SLより25cm下がりから45cmピッチで左右に6本ずつ計12本/断面を施工した。改良範囲は2.0mとした。施工仕様を表-2に示す。

表-2 施工仕様

工種	仕様
施工延長	90m
シフト数	10シフト
1本あたり打設長	12.5m
シフト長	9m
管径	φ114.3
1断面あたり	上半 35本
打設本数	下半 12本
打設間隔	45cm
改良範囲	2.0m
スリーブ注入量(実績)	459ℓ/本
浸透注入量(実績)	689ℓ/本
注入速度	10ℓ/分

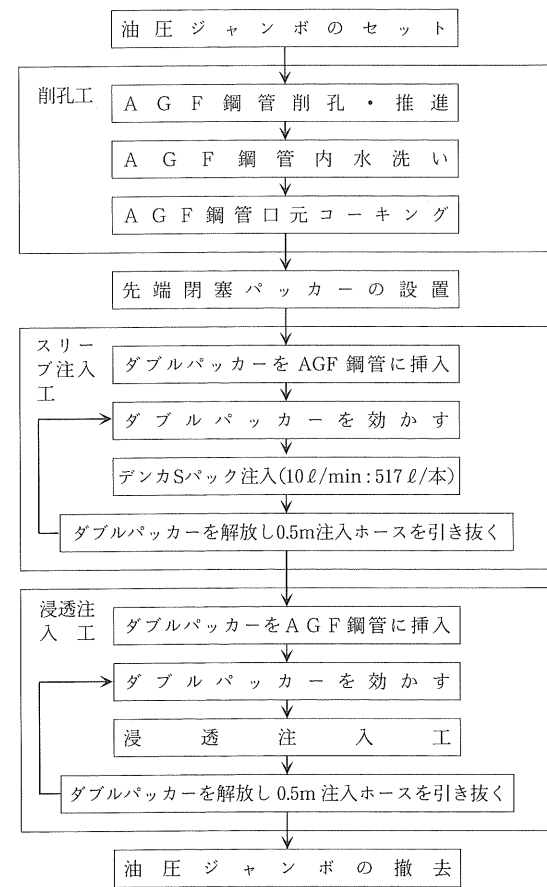


図-5 注入施工フロー図

4-2 AGF 工法の施工方法

施工方法としては、さぐりボーリング、AGF 鋼管打設、スリーブ注入(一次注入)、浸透注入(二次注入)、掘削のくり返しで行った。

注入における施工フローを図-5に示す。

4-2-1 さぐりボーリング

前方の地山状況、湧水状況の確認のため、ジャンボのロッド削孔によりさぐりボーリングを行った。さぐりは、上半の側壁部(SL+1.0m)より斜め前方に対して行った。頻度は、AGF 鋼管打設位置である9mごとに左右30mずつ行う。これは、ボーリング孔が進行方向と平行ではないため、あまり長い距離を行っても、本坑と離れてしまい、信頼性に乏しくなってしまうためである。

さぐりボーリングでは、水抜きを兼ねるため湧水があれば、坑内の排水管を介して坑外へ送水するが、今回の区間は、トンネル掘削時に地下水位を極力低下させたくないため、湧水があった場合は、鋼管の口元にバルブを取り付け、止水を行った。

4-2-2 鋼管打設

鋼管(表-3)の打設は、ジャンボを利用して2ブーム同時に連続して打設した。

まず、打設する位置には前もって、孔空支保工200Hを建て込み、ドリルジャンボによりAGF 鋼管を8度の角度で打設した(図-6、写真-1)。

削孔は、ドリフタの打撃・回転を内管ロッドから先端ビットに伝える方式で行う。鋼管の打設後には、鋼管の口元と地山との間に空隙が生じるため、打設完了後には、再度吹付けコンクリートを施し、空隙を埋める。そのあと、土砂が鋼管内に流入するのを防止するために、先端に閉塞パッカーを設置する(図-7)。

4-2-3 注入工

鋼管には、図-8のように50cmピッチで逆止弁つきの吐出口を加工してある。注入時には、このAGF 鋼管内にダブルパッカーを装着した注入用パイプを挿入し、各吐出口より順次注入を行う。

(1) スリーブ注入工

削孔時に生じたAGF 鋼管と地山および地盤中の空隙への荒詰めを目的として行う。材料はデンカSバックを使用した。

注入量は、改良対象の土量5%として約500ℓ/本と設定し、注入速度は、10ℓ/分とした。また、初期圧を1.0MPaとし、圧力が2.0MPa程度で注入することを目的とし、3.5MPaを超えた場合は

表-3 AGF 鋼管施工仕様

名称	単位	規格	重量	摘要
AGF 鋼管(先端) l=3,500mm	本	l=3,618mm	59.0kg	STK400
AGF 鋼管(中間) l=3,000mm	本	l=3,050mm	48.8kg	STK400
AGF 鋼管(端末) l=3,150mm	本	l=3,132mm	48.8kg	STK400

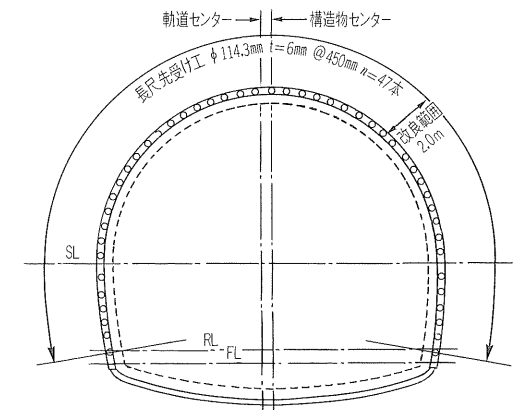


図-6 打設図



写真-1 鋼管打設

施工手順	概要
① AGF鋼管先端(解放状態)	AGF 鋼管打設完了時、鋼管先端部は解放状態にある。
② 先端閉塞パッカーを、ロッドにて鋼管内に挿入して、AGF 鋼管先端まで建て込む。	先端閉塞パッカーを、ロッドにて鋼管内に挿入して、AGF 鋼管先端まで建て込む。
③ 先端まで押し込んだら、そのまま打撃を行い、閉塞パッカーのゴムを押し広げて固定する。	先端まで押し込んだら、そのまま打撃を行い、閉塞パッカーのゴムを押し広げて固定する。
④ ①~③を所定本数分くり返す。	①~③を所定本数分くり返す。

図-7 鋼管先端閉塞手順

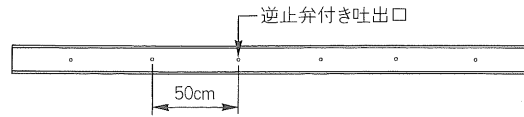


図-8 鋼管詳細図

表-4 スリーブ注入機械

名称	規格	数量
インジェクションポンプ	RSP-100×2N	4台
スリーブミキサー	MS-400B	1台
電磁流量計	印字式GPF-005	7台

注入完了とした。

スリーブ注入使用機械を表-4に示す。

(2) 浸透注入工

全孔のスリーブ注入が終了した後、浸透注入を行った。ダブルパッカーは、手元のコックで瞬時にパッカーを押し広げたり縮めたりできる。こうしたパッカーの効果を生かして、AGF鋼管内の注入孔を限定し、50cmピッチのステップ注入ができた。

上半部の注入では、7台のポンプを使用して、7か所同時注入を行った。したがって、1台のポンプで5本注入することとなる。下半部の注入では、6台のポンプを使って、6か所同時注入を行う。したがって、1台のポンプで2本注入することとなる。

注入材は、前述のように「超微粒子特殊スラグ系注入材」である「シラクソル」を選定した。このシラクソルに硬化材、分散材を配合して、硬化時間の調整を行う。シラクソルの配合を表-5に示す。

ここで、今回施工する場所がトンネル内であり、リークによる作業員の安全性を考慮して、硬化材には一般に用いられる強アルカリの苛性ソーダ(主成分：水酸化ナトリウム)ではなく、弱アルカリの微粉セメント+ソーダ灰(主成分：炭酸ナトリウム)を混合したものを使用している。なお、立ち上がり強度は苛性ソーダより弱くなるが、発現強度は変わらない。

注入量は、改良範囲2.0m、注入率は対象土量に対して35%である約3,500ℓ/本と設定し、注入速度は10ℓ

表-5 シラクソルの配合

材料名	数量
SK-U	250kg
SK-U(A)	100kg
硬化材	5kg
分散材	1.7ℓ
水	残量
計	1,000ℓ

/分、また圧力管理は、初期圧+1.0MPaを目安に最大で初期圧+2.5MPaとして行った(写真-2)。注入圧力に関するフローを図-9に示す。これは、圧力をかけすぎることや、新たな亀裂を生じることがないようにするため

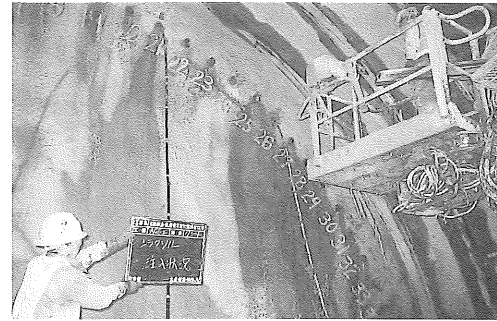


写真-2 浸透注入状況

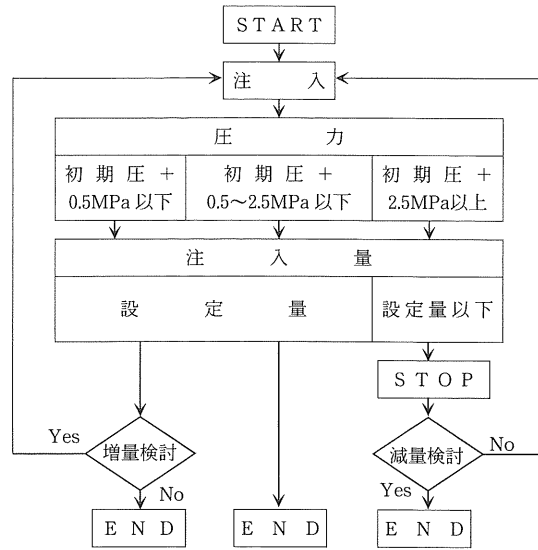


図-9 注入圧力フロー

表-6 浸透注入機械

名称	規格	数量
インジェクションポンプ	RSP-100×2N	4台
スリーブミキサー	MS-400B	1台
電磁流動計	印字式GPF-005	7台
パッカー加圧ポンプ	—	1台

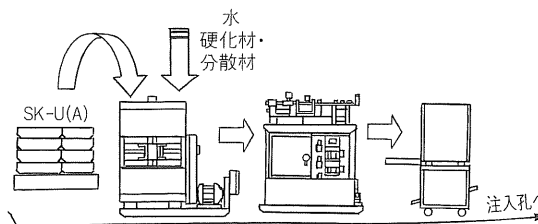


図-10 浸透注入機械配置図

である。

浸透注入使用機械を表-6に、機械配置図を図-10に示す。

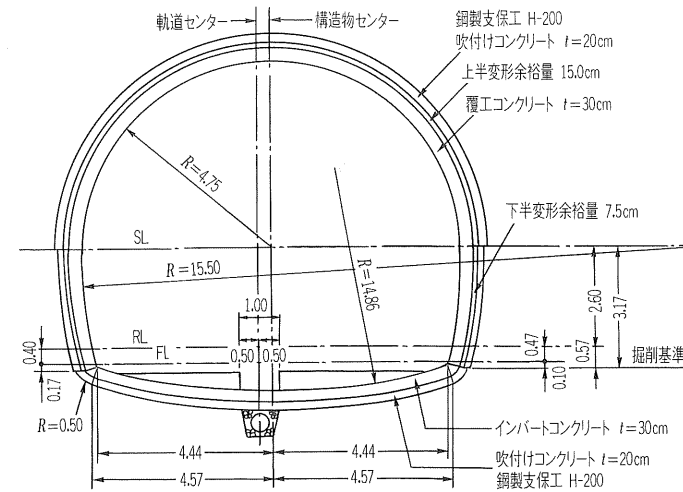


図-11 標準断面図

4-3 本坑掘削

以上の補助工法を施工した後、切羽の安定対策として鏡ボルトを18本/1切羽打設する。

今回施工する箇所では、鏡ボルトの打設によって、打設孔から水を引き込む可能性があるため鏡ボルトの打設もAGF鋼管による注入によって止水領域を作った後とする。

掘削については、内空変位・天端沈下、地質状況から判断してショートベンチ工法で、支保パターンは、上半およびインバート部についても200H支保工とした。また、3-2②に記しているように、ロックボルトは打設しない。

変位対策としては、インバートの早期閉合によることとした(図-11)。

5. 施工結果

施工結果について、「3-1 施工に係わる検討課題」の項目別に報告する。

①~③：変位については内空変位で、40~130mm、天端沈下で20~120mmであり、想定した変形量内に収めることができた。

④、⑤：水上谷川の直下を含む断層破砕帯の掘削では、岩塊の抜け落ちや湧水などはなかった。また、トンネル内に河川水を引き込むこと、および大きな肌落ちもなく掘削を完了できた。

6. おわりに

今回報告した区間は、地形的、地質的、および周辺の状態を十分考慮した結果、

採用した工法であった。施工結果および計測結果から勘案して、妥当な工法であったと考える。

また、今回採用したAGF鋼管を使用した二重管ダブルパッカー工法による注入工に、鏡ボルトおよび鏡吹付けコンクリートを併用することで、今回報告したような地山等級の低い蛇紋岩主体の地山であっても切羽面の拘束力を増し、切羽の安定を図りながら施工できると考えられる。

最後に、本工事の計画・施工に際してご協力いただいた関係各位に、心から感謝する次第である。

参考文献

- 1) 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, 1997.9.

投稿原稿応募のご案内

1. 原稿用紙は当社所定(25×12行=300字詰、ご請求があり次第お送りします)のもの、またはワープロでご提出の場合は横25字詰で打ち、現代用字・用語を用いて執筆してください。
  2. 原稿は50枚(15,000字)以内(ただし、図・表・写真のスペースも含む)とし、仕上がりページにして8ページ以内とします。
  3. 原稿掲載の採否は、本誌編集委員会で審査のうえ決定します。
  4. 掲載論文については当社規定の原稿料をお送りします。
  5. 原稿には、題名・勤務先・役職名・住所・電話番号を明記してください。
  6. 原稿は、原則として返却いたしません。(注：「現場だより」の投稿は受付けておりません)
- 送付先 株式会社土木工学社 編集部 投稿係  
〒162-0832東京都新宿区岩戸町16 メイジャー神楽坂  
電話 (03) 3267-2888(代)



# 「夕日が映える」神恵内村より

岩見孝司

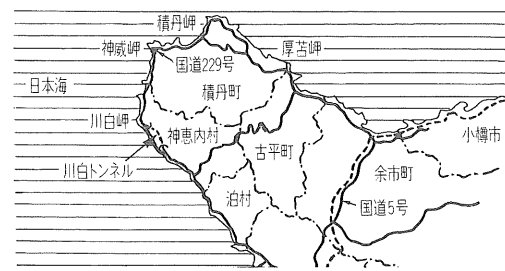
神恵内村は、奇岩、絶壁、海に映えて輝く夕日、積丹ブルーの海、そんな美しい海岸沿いに家並みが点在する人口1,200余人の漁業の村である。

春の訪れを告げる魚、そのニシン(春告魚)とともに神恵内村の歴史は始まったと村史に記されている。蝦夷地と呼ばれた江戸時代から、松前、江差、寿都、神恵内、古平、小樽、増毛と日本海沿岸の街はニシン魚とともに開けてきた。ニシン魚が盛んな江戸時代、『江差の5月は江戸にもない』といわれ、今も現存するニシン御殿は栄華をきわめていた時代の遺産である。

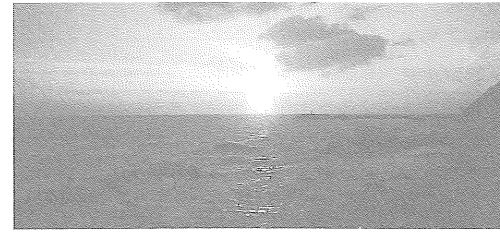
神恵内村も明治21年には約3万6千石(一石は30×30×30cm)の漁獲量を記録し、弁財船による本州との交易も盛んで、ニシンカス、身欠きニシン、胴ニシンなどを本州に運び、米、みそ、醤油などが北海道に運び込まれたという。大正時代になってもニシン魚は大漁が続いたが、年々漁獲量が減少し大正末期にはとうとう赤ランプが灯り、大きな転機を迎え、ニシン魚からスケソウダラ、イカ魚に転身して行き、現在は、獲る漁業から育てる漁業になっていて、ウニ、アワビ、ホタテ、イカなどが主力になっている。

神恵内村は札幌から車で約2時間30分、小樽から1時間30分の積丹半島の西側に位置し近隣には、マグロが獲れる積丹町、泊原子力発電所のある泊村、有島武郎の小説「生れ出づる悩み」のモデルである木田金次郎画伯の美術館がある岩内町、もう一步足を伸ばすと蝦夷富士といわれる羊蹄山、スキヤーの憧れニセコアンヌプリなどがある。

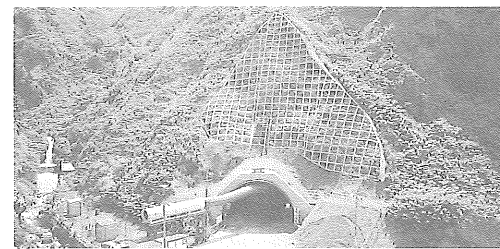
神恵内の語源はアイヌ語の『カムイ・ナイ』(美しい神の沢)からきており地形の険しい神秘的な沢を意味し



位置図



積丹半島の夕日



トンネル起点坑口全景

ている。平成8年に積丹半島の一般国道229号線が全線開通し、春、秋はホッケの数より多い太公望、夏は札幌方面からの観光客、またキャンプにくる大勢の人で海岸線は立錐の余地がないほど、テントが張られている。

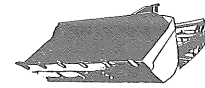
神恵内の名物はウニ、夏の7~8月が漁期で、磯船が何隻も国道沿いの浅瀬で竿を上手に使いウニを獲っている風景は、一幅の絵のようである。

ウニのシーズンは、口コミで有名な街の鮭屋は行列ができるほど賑わっている。うに丼の美味しさは文字に表すことは不可能で、ウニ好きの方は是非食べに来てください、それはそれはもう絶品です。

さて、川白トンネルは一般国道229号線(通称追分・ソーランライン)の道路トンネルで、防災の観点から現国道に平行して計画されている。

トンネル延長2,106mで、平成12年2月に着手し、起・終点坑口の法面工を施工して、現在、起・終点からトンネル掘削を進め1,000m掘削したところである。発注者・関係機関のご指導と地元住民の協力を得ながら、来春の無事故での貫通を目指して作業所一丸となってガンバッテいる。

(戸田・西松・荒井共同企業体所長)



# 施工 高圧大湧水を伴う断層破碎帯をTBMで突破 宮ヶ瀬ダム道志導水路

武部 勝行\* 吉永 正雄\*\*  
吉川 洋史\*\*\*

ステム、③断層破碎帯における湧水対策工、拘束防止対策工、などの施工実績について報告する。

## 1. はじめに

神奈川県ほぼ中央を流れる相模川の支流中津川に建設された宮ヶ瀬ダムでは、高度に利用の進んでいる相模川の水資源の有効利用を図るため、相模川本川の既設の相模ダムおよび城山ダムと連携を図り、水資源の総合運用する施設として、道志導水路、津久井導水路の2本の導水路が計画された(図-1)。TBMで掘削された両導水路は平成13年3月末までに完成し、相模川水系の重要な水資源の活性化・振興に大いに寄与している。

このうち、道志川の上流に位置する既設の奥相模湖(道志ダムの貯水池)から導水する仕上がり内径φ3,000mmの道志導水路は、宮ヶ瀬ダムの貯留効果を上げるために計画された延長約7.7kmの導水路トンネルである。道志導水路(早戸工区)工事は、約7kmを早戸川坑口よりTBM工法で掘削するもので施工延長としては現在日本最長となっている。

本工事におけるTBM工法採用の背景、TSP試験による先行調査などについては、本誌平成8年8月号(Vol.27, No.8)に掲載されており、本稿では、①掘削休止中のTBMの維持・管理、②長距離掘進における自動搬送シ

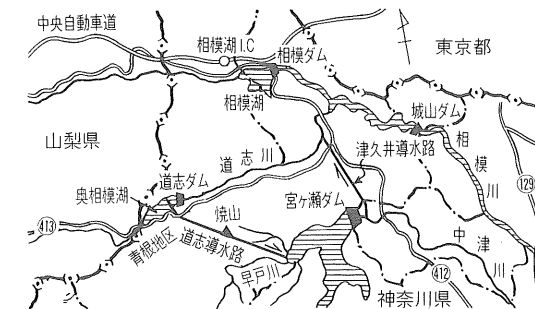


図-1 位置図

\*国土交通省関東地方整備局利根川下流工事事務所建設専門官((前)宮ヶ瀬ダム工事事務所工務課長)

\*\*佐藤・竹中土木・鴻池特定建設工事共同企業体所長

\*\*\* 副所長

## 2. 工事概要

工事名: 道志導水路(早戸工区)その2工事  
工事場所: 神奈川県津久井郡津久井町地先  
発注者: 国土交通省宮ヶ瀬ダム工事事務所  
工期: 平成11年1月~平成13年3月  
工事内容: TBM掘削工 2,498m(累計6,902m)  
掘削外径 φ3,500mm  
覆工 RCセグメントφ3,300mm

その1工事は平成5年3月に着手し、平成6年6月から平成8年11月までに焼山直下の分水嶺地点TD.4,350m(No.16+85)までのTBM掘削が終了した。この後、呑口側の青根地区の水道補償工事が完了するまで約2.5年間TBM掘削工事を中断し、その2工事は平成11年4月よりTD.4,350m(No.16+85)からの残り2,498mの掘削を引き続きTBMで施工するものである。

## 3. 地形・地質

道志導水路のルート上の地質縦断面図を図-2に示す。ほぼ中央に丹沢山地の主脈から連なる標高1,000mを超える尾根が南南西から北北東方向に延びており分水嶺となっている。焼山の真下付近からTBM掘進を再開する本工事では焼山の主脈から並走して道志川に注ぐ数本の沢を横断することになる。

本地域の地質は、関東山地南端の丹沢山系東部に位置し、TBM施工基面付近の地質は新第三紀丹沢層群の碎屑岩類(凝灰岩、火山礫凝灰岩など)と、これに貫入した閃緑岩、石英安山岩などの岩脈および溶岩類(安山岩質溶岩、玄武岩質溶岩)からなっている。これらの溶岩や碎屑岩類は緑泥岩作用などの変質作用を受け複雑な地質構造となっている。

事前地質調査で実施されている弾性波探査と露頭調査から、地形・地質に関連しての施工条件を整理すると次

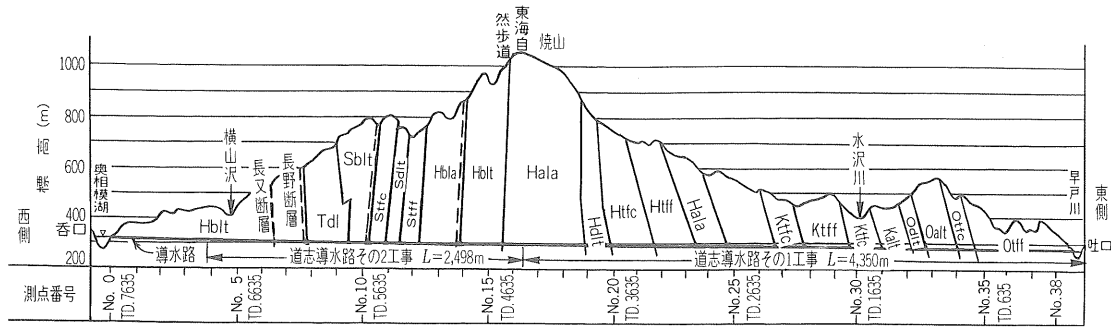


図-2 地質縦断面図(計画時)

のとおりである。

- ① TBM掘削を再開する中央部の焼山付近より地質の傾斜方向が逆転し、その傾斜角は70~90°と高角であることが大きな特徴であり、このことは地層が大きな応力を受けた結果で、断層が多く亀裂の発達した岩盤であることが予想されている。
- ② TBM掘削が早戸川の流域から道志川の流域に入ると比較的規模の大きな断層が国道413号沿いの露頭で確認されている。また、導水路のルート上には横山沢などの多くの沢が存在し、地下水の豊富な地山と考えられる。
- ③ 土かぶり700~800mと非常に大きい、ならびに断層粘土で遮水された背面に破碎帯が介在するために、高圧・多量湧水が予想されていた(最大 32kgf/cm<sup>2</sup>以上にも及ぶ湧水圧が TBM 発進前に実施されている坑内調査ボーリングH-7で確認された)。

#### 4. TBM掘削計画

##### 4-1 TBMの概要

本工事で採用したハイブリッド型TBMを写真-1に、掘削の完了した坑内状況を写真-2に示す。TBMは、地山状況の変化が激しいと予想されたため、安全性が高く、国内での実績が多いフルシールドタイプを採用した。また断面が小さく、TBMでの高速掘進を可能にするため掘削と平行して全線にわたりRCセグメントを組み立て

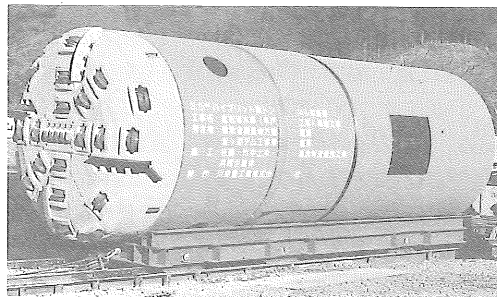
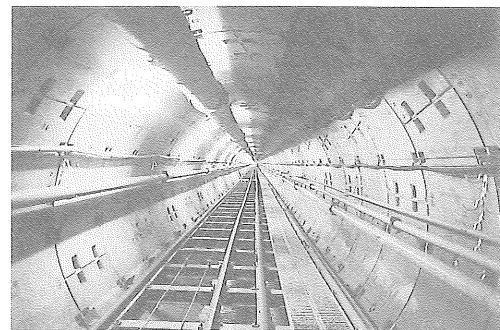


写真-1 TBM本体(φ3,500mmフルシールドタイプ)



・セグメントは軸挿入タイプのKセグメントを含め5ピース  
 ・継手金物類は防蝕処理(ダクロ処理)  
 写真-2 セグメント組み立て後の坑内状況

これを最終覆工とする設計としている。

掘削は、地山状況により側壁の地山からメイングリッパーにて掘削反力を取りスラストジャッキにて推進する「TBM掘削」と地山強度不足のためシールドジャッキにてセグメントから推進反力をとる「シールド掘削」を適宜選択できる機構となっている。

##### 4-2 掘削休止中のTBMの維持・管理

TBMはTD.4,350m(No.16+85)まで掘削後、平成9年1月より掘進再開までの平成11年4月まで導水路坑内での長期保管に入った。再発進時に予期できない不具合の発生を抑えるために保管期間中の定期点検を次の要領で実施した。

- ① 定期点検は1週間に1回無負荷運転を行い、各部の作動状態を確認する。
  - ② 電気回路の絶縁抵抗の測定、グリースアップをそれぞれ実施する。
- この定期点検により摺動部・可動部、配管内の錆の固着を防止することができ、また、湿気が多い坑内での保管であり電磁弁、端子箱などの電気品の状態確認はTBM発進後の不具合箇所を特定するためにも不可欠な点検であった。

平成11年3月の再発進前総点検結果では、機械全般と

しては保管状態は非常に良好でテールシールの交換、作動油の交換などを実施すれば問題なく発進できると判断され、TBMは平成11年4月に再発進した。

##### 4-3 TBM掘削フロー

数多くの断層背面に被圧した帯水層を抱える本工事におけるTBMの掘削フローを図-3に示す。

TBMが再発進するTD.4,350m(No.16+85)前方には断層粘土で遮水された背面には最大30kgf/cm<sup>2</sup>以上の高被圧水帯が確認されており、断層破碎帯の位置、その背面の湧水圧、湧水量を確実に調査し、湧水対策を実施

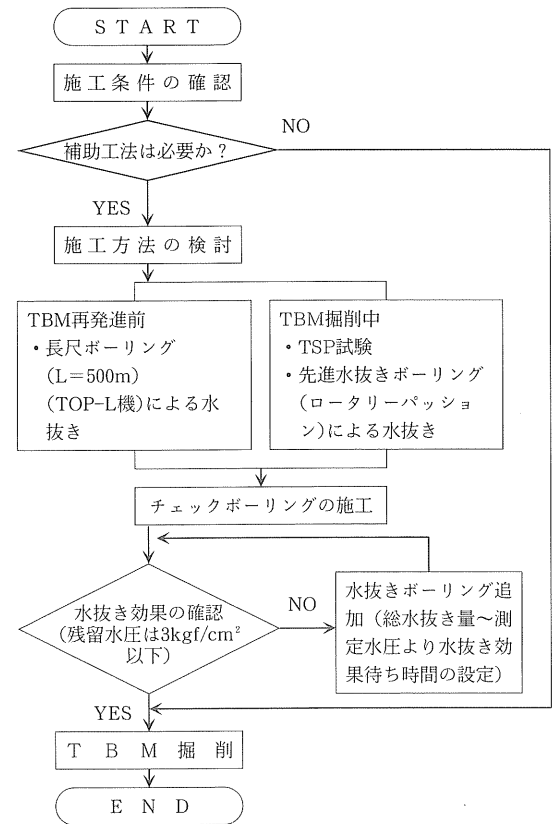


図-3 TBM掘削フロー図

する必要があった。

湧水帯の調査法としては、導水路坑内から実施する先進ボーリング、人工信号源を利用して地下の比抵抗構造を推定する電磁探査(CSAMT法)などが考えられたが、①土かぶりが700~800mもあり、かなりの調査精度が要求される、②水抜き効果の待ち時間が発生することが予想されるので、調査と水抜きを兼ねる方法が望ましい、などの理由により図-3の掘削フロー図に示したように水抜き先進ボーリングを補助工法として選定した。許容残留水圧については、「宮ヶ瀬ダム道志導水路技術委員会(平成7年10月の異常出水後に設置;今田徹委員長)」で「TBM掘削は、TD.4,350m(No.16+85)までの掘削実績から湧水圧を3kgf/cm<sup>2</sup>以下に下げ、突発湧水に注意すれば十分可能」との報告を受け、この値を残留水圧の目安値とした。

##### 4-4 長距離掘進のための新技術

本工事では、TBMの急速施工を支える技術としてわが国で初めて切羽前方予測システム「TSPシステム」と無人化・省力化を図るためにトンネル自動搬送システム「ジオ・シャトル」を採用した。

このうち、長距離トンネルにおいて急速施工を支えた高速自動搬送システムは、長距離トンネルにおける安全性の向上、無人化・省力化、施工効率の向上を目的に開発され、次のような特徴を有している。

- ① 最大距離7km、最大5列車まで無人で安全走行できる。全列車には、衝突防止のための障害物センサー、障害物バンパー、オーバーランセンサーを搭載している。
- ② 有人車両を使用した不定期な裏込め材、レールなどの資材運搬などの割り込み運転にも対応できる。
- ③ 運行実績の分析結果をシステムにフィードバックできる。
- ④ 小断面から大断面まで幅広いトンネル工事に適用できる。

図-4に最大施工延長時(7,000m)時の線路計画図を示

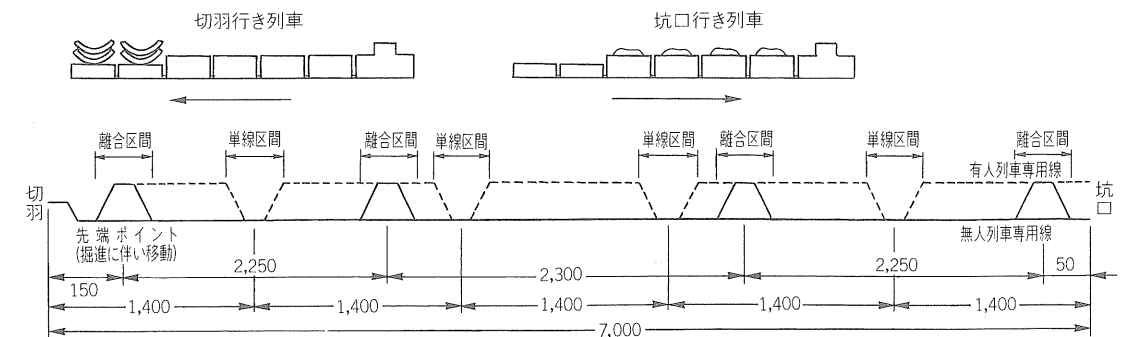


図-4 最大トンネル延長時(L=7,000m)線路計画図

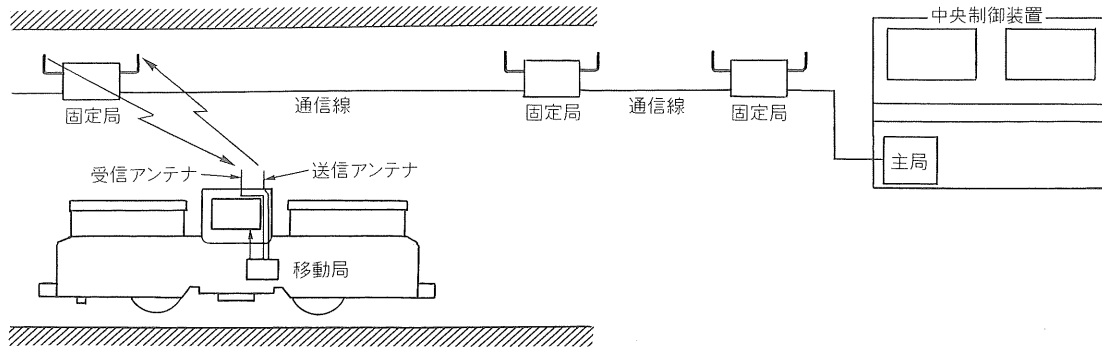


図-5 中継式無線通信システム概念図

す、セグメント搬入台車およびり鋼車は無人列車(実線)を往復し、列車のすれ違いは袋線にて行い、有人列車は有人列車線(破線)を走行する。ただし、有人列車線には1,400mごとにトランスを設置するために無人列車が割り込むことになる。有人と無人列車共用区間には信号機が設置され、有人列車は信号に従って走行し、信号無視や規則違反をすると無人列車は全車一斉停止となる。本システムの情報伝達装置は、坑内列車の進行状況をリアルタイムで伝送できる空間方式の無線通信システム、列車の進行をコントロールするID装置、運行状況を常時監視・制御できる中央制御装置からなっている。図-5に中継式無線通信システムの概念図を示す。

### 5. TBM掘削実績

#### 5-1 TBM掘削状況

平成11年4月よりTD.4,350m(No.16+85)から約2.5年ぶりにTBMの掘進を再開した。長尺水平ボーリング(L=500m)の施工が完了していた。TD.4,813m(No.14+22)の範囲までは、約2か月間36万tの水抜きで30kgf/cm<sup>2</sup>以上の高水圧は3kgf/cm<sup>2</sup>以下に低下し部分的に軟質な箇所もあったが、トラブルもなく順調に掘削できた。

これ以降は、TSP試験でも把握することが困難な断

層幅1m程度のもの、あるいは地表踏査で確認できなかった多くの断層が介在し予想をはるかに上回る複雑な地質構造となっていた。とくに地質の硬軟の変化は著しく、貫入岩である安山岩溶岩、玄武岩溶岩、閃緑岩の境界部は貫入する際の影響により変質・破碎され軟弱部を形成されているかと思えば、貫入岩帯の貫入に伴う熱変成作用によりホルンフェルス化した一軸圧縮強度1500kgf/cm<sup>2</sup>以上の堅硬緻密な火山礫凝灰岩が出現し、掘削速度の低下、カッターリング、ボディの損傷、扁平で鋭利な形状のためベルコンの切断などTBMの掘削サイクルが大幅に低下した。

図-6に断層破碎帯、低速度帯がTBM掘進中に出現した実績図を示す。地質構造が縦構造であるため断層と断層の間の帯水層を水圧を低下させて突破しても、次の帯水層がまた出現するくり返しであったが、当初計画した掘削フロー図(図-3)を遵守してこれらの断層破碎帯を突破していった。

#### 5-2 TBM掘削時のトラブル対策

道志導水路工事では事前の地質調査で実施されているのは弾性波探査と露頭調査であり、得られる地質情報の量・質とも限界があり土かぶり最大700~800mもあることも重なりトラブル予測は困難をきわめた。その1工

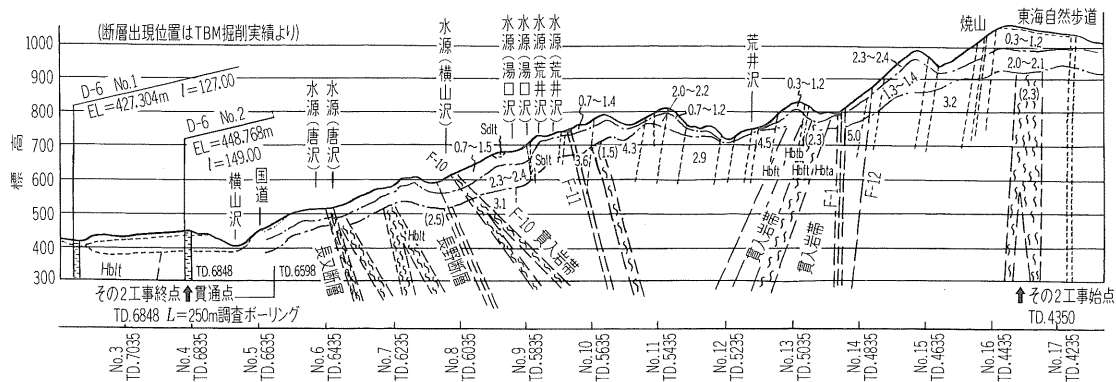


図-6 地質縦断実績図(断層破碎帯)

事で発生した平成7年10月の異常出水(復旧に約1年を要す)、平成11年10月の安山岩溶岩貫入岩前後の熱水変質作用を受けた軟弱層ではTBM拘束事故が発生している。小断面のTBM工事で機体の埋没などのトラブルが発生するとその復旧には多大の時間を要するため、トラブル予測・事前対策工はとくに重要であると考える。

本工事で施工したL=500mの長尺先進ボーリング、ロータリーパッカシヨン機による水抜きボーリング、ならびに拘束防止対策工について以下に報告する。

#### 5-2-1 長尺先進ボーリング

その2工事ではTBM掘削が早戸川の流域から道志川の流域に入り、高被圧水状態にある規模の大きな断層が出現することが露頭調査の結果予想されており、異常出水事故を防止するためにTBM再発進前に前方の地質状況および湧水状況を把握する必要があり、長尺先進ボーリング、高精度屈折法地震探査を実施した。

長尺先進ボーリングは、施工済みの調査作業坑より水平ボーリング専用機であるTOP-LによりL=500mの先進ボーリングを施工した。図-7に工法概要図を、写真-3に施工状況を示す。10mごとに湧水量、湧水圧を測定することにより大変有益な情報を得ることができ、異常出水の防止などTBMの施工に反映することができた。

なお、高精度屈折法地震探査法による再解析調査は土かぶりが大きいため期待した解析結果は得られなかった。

#### 5-2-2 水抜きボーリング

道志導水路その1工事では、切羽前方予測システム「TSPシステム」を導入してTBM掘削作業を妨げずに切羽前方100~150m程度の前方探査を適宜実施して、この結果をもとに湧水状況の把握、水抜きを目的としたノンコア先進ボーリングを適宜施工し、TBMの高速掘進性のメリットを十分発揮した。

一方、その2工事では、断層粘土により遮水された30kgf/cm<sup>2</sup>を超える帯水層を確実に突破するためにこの先進ボーリングを実施して湧水圧の低下を図った。図-8に先進ボーリングの実績図を示すが、総施工延長は約3,000mにも及びTBMの施工延長L=2,498mをオーバーする長さとなり、坑口湧水量はこれらの先進ボーリング孔からの湧水を主体に25t/分にも達した。

穿孔中の調査項目として、ボーリングロッド1.5mあたりの穿孔時間、スライ

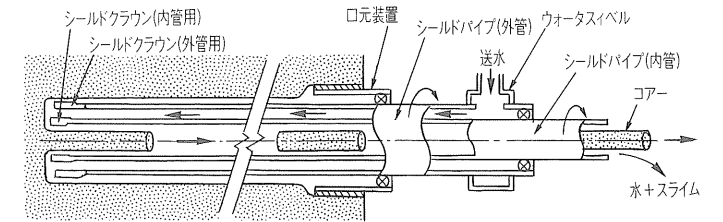


図-7 長尺先進ボーリング工法概要図

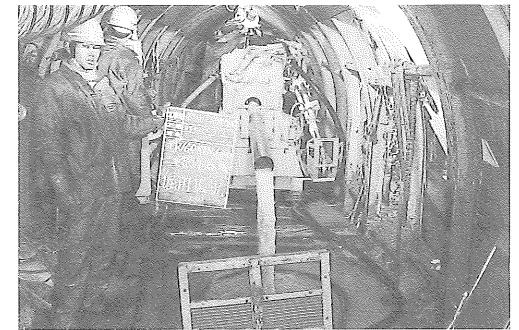


写真-3 長尺先進ボーリング調査作業坑内での施工状況

ムの分析、湧水量・湧水圧を測定し、前方地質の精査をこれらの調査により行うことができた。湧水圧の測定方法は、湧水圧が10kgf/cm<sup>2</sup>以下の場合には、エアパッカー(ゴムチューブを孔内で窒素ガスにて拡張)で測定したが、これ以上の湧水圧になると水圧に抗しきれず抜け出すこともあり非常に危険であるのでボーリングの外管ロッドに水圧計を直接取り付けの方法で湧水圧を測定した。ボーリング完了後、50m前後の先端部にストレナ加工したケーシングパイプ(外径φ89.1mm、t=8mm、STKM-13A)を挿入し、被圧水が突然TBM切羽を破らないようにした。

湧水圧は、地山の有効間隙率が小さいせいか平均的に2週間程度で目標の残留水圧3kgf/cm<sup>2</sup>以下に達しTBMの掘削が可能になった(写真-4~6参照)。

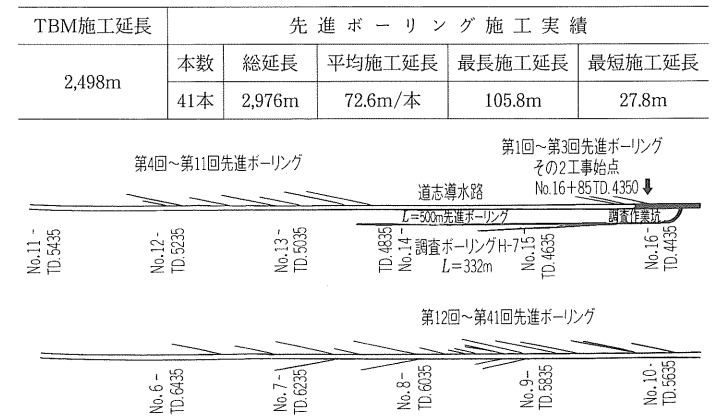
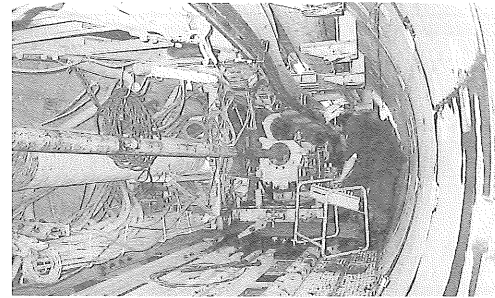
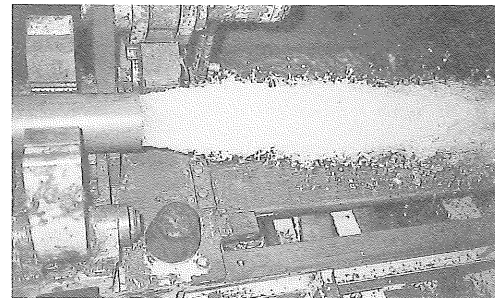


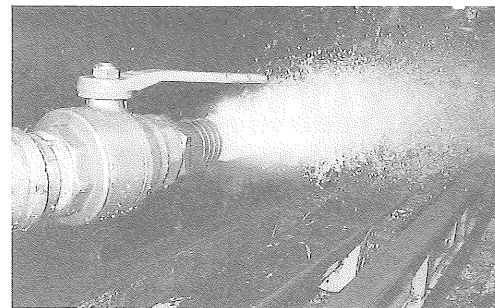
図-8 水抜き先進ボーリング施工実績図



(アウターφ101mm, インナーφ65mm)  
写真-4 ローターパーカッション機による水抜き先進ボーリング削孔状況



(推定3000ℓ/分以上 湧水圧23kgf/cm<sup>2</sup>)  
写真-5 第16回先進ボーリング湧水状況



上:バルブ開 下:バルブ閉  
写真-6 湧水圧測定状況

5-2-3 拘束防止対策工

道志導水路 TD.511m(No.12+124)における TBM 拘束の原因は、自破砕・自変質した軟質な凝灰岩類(地山強度比=0.1程度)に遭遇し、上半部に急激なゆるみ土圧が

発生して拘束されるに至った。TBM 拘束解除後の掘進実績を参考にして同様な地質状況下での拘束事故を防止するため以下のような基準を定めて TBM 掘削を行った。

(1) TBM の掘進方法は、機械データ(スラスト推力、カット圧)とずりの状態(形状、風化・変質)、湧水状態、切羽確認(割れ目間隔、切羽状態)の総合評価で決める。

表-1に各要素の評点基準を示す。

(2) D評価(評価点19~10)が2リング連続した場合には、TBM の掘削方法を次のような方法に変更するものとした。

① フロントグリッパーによる後胴引き寄せは、切羽付近の地山を傷めないため中止し、シールドジャッキにより後胴を引き寄せることにした。

② メイングリッパーにより掘削反力をとる掘削方法をシールド掘進に変更し極力地山を傷めない掘削方法をとる。

③ TBM 掘削に並行して滑材注入を行う。

(3) スラスト推力が高く(150tf以上)、カット圧が70kgf/cm<sup>2</sup>(カットトルク換算値で25t・m)以下の場合には拘束状態であるとして、ただちに前記の①~③に加え現場交替で連続掘進を拘束状態を脱出するまで行うものとした。

フルシールドタイプのTBMでは、オーバーカットを使用して切削断面に余裕をとり、保有している推力を最大限発揮して拘束状態を脱する方法が一般的であるが、短時間で地山の押し出しがあるような地山では現実的な方法とは言いがたい。ここで紹介する滑材注入併進TBM掘削工法は、後続台車に注入設備を搭載し(写真-7参照)地山状況に応じて即座に中胴上部より注入を実施するもので、破砕帯あるいは軟弱層の掘削では、TBM

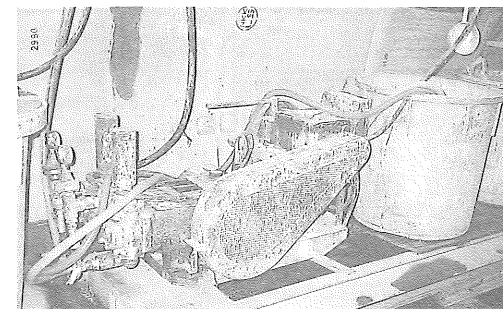
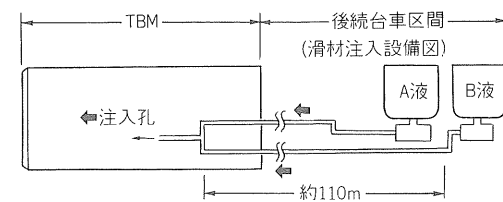


写真-7 後続台車上の滑材注入設備

表-1 地山評価基準表

(1) 機械データからの地山等級の判定

Table with columns for thrust and cutting torque, and rows for evaluation criteria B, C, D, and data value.

(2) ずり、切羽状況からの地山等級の判定

Table with columns for evaluation criteria and rows for shape, weathering, color, water state, and cutting confirmation.

総合評点

総合評点から決められる地山等級

Table mapping total scores to ground grades A, B, C, D.

記事

総合判定

\*(1), (2)の下位の地山等級を採用

の拘束防止対策として非常に有効であり、スラスト圧が上昇気味であった場合にこの滑材を注入するとスラスト圧の低下が確認できた。

5-2-4 TBM 到達工

平成12年11月、青根工区との工区境TD.6,848m(No.3+187)に無事到達した。写真-8に貫通直後の状況を示す。

到達坑は青根工区側より NATM 工法で掘削が完了し、図-9のような形状であった。貫通点手前30mで、TBM のセンターディスクカッターを取り外した箇所よりロータリーパーカッション機で探りノミを入れたところほぼ所定の位置にノミ先が出現したので、TBM の修正掘削を行わず残り30mは通常の TBM 掘削を実施した。

5-3 TBM 掘削工程

道志導水路(早戸工区)その2工事の実績工程表を表-2

に示す。平成11年4月にTD.4,350m(No.16+85)より再発進し、TD.5,111m(No.12+124)、TD.5,490m(No.10+45)で二度の TBM 拘束事故に遭遇したが、先進水抜きボー

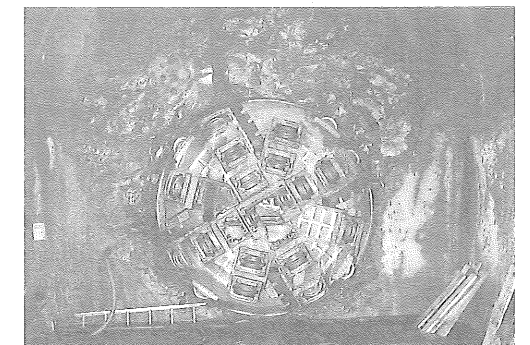


写真-8 TBM青根工区との貫通状況

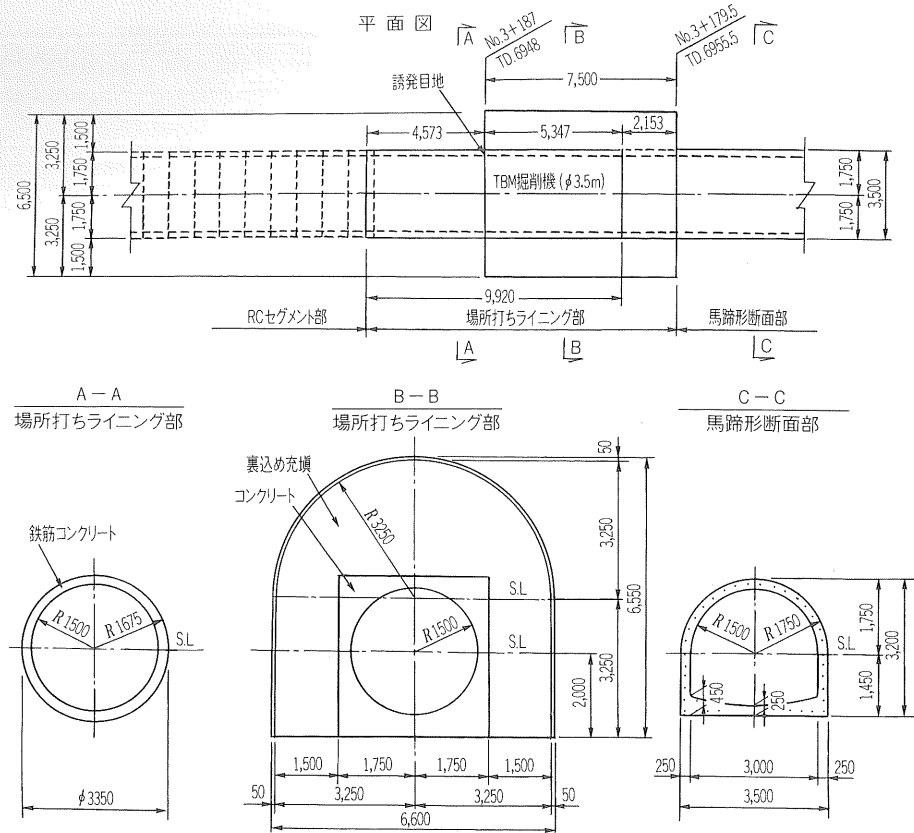


図-9 TBM到達坑構造図

表-2 道志導水路(早戸工区)その2 工事工程表

工期:平成11年1月23日~平成13年3月25日

年月	早戸工区側	4000	4350	4500	5000	TBM延長 5500	6000	6500	備考
8									
7									
6									
5									
4									
3									
2									
H13.1	実績進行m								
12	小計								
11	累計								
10	293	2,498	6,848						
9	323	2,205	6,555						
8	217	1,882	6,232						
7	103	1,665	6,015						
6	134	1,562	5,912						
5	30	1,428	5,778						
4	121	1,398	5,748						
3	92	1,277	5,627						
2	45	1,185	5,535						
H12.1	204	1,140	5,490						
12	175	936	5,286						
11	0	761	5,111						
10	156	761	5,111						
9	151	605	4,955						
8	16	454	4,804						
7	159	438	4,788						
6	165	279	4,629						
5	78	114	4,464						
4	36	36	4,386						
3	0	0	4,350						
2									
H11.1									
工法,等		機械掘削(TBM外径φ3,500) TBM掘削延長 L=6,848mうち、今回工事延長 L=2,498m RCセグメント(外径φ3,300, 内径φ3,000)							

リングを補助工法として掘削を実施して平成12年11月に青根工区と貫通した。

TBMの掘削実績に示すように、本工事が断層破砕帯や湧水対策にいかん苦闘したかを物語っているが、平成12年10月~11月にはTBMの掘削体制を稼働率を上げるため変則2交替制を導入し、また、自動搬送システムの導入効果により坑口より約6km地点でのTBM掘削作業にもかかわらず月進437mを達成し、その1工事の最高月進409mを上回る遜色のない施工実績を確保できている。

到達坑内で約1か月を要しTBMの解体、早戸工区側への搬出が完了し、平成13年1月中旬より、複線軌道(30kgレール枕木、風管(12インチ)などの坑内仮設備の撤去を約3,800m/月の驚異的な工程で完了させることができ、すべての工種にわたり逼迫した工程の中、平成13年3月30日に道志導水路の試験通水を行うことができた。

6. おわりに

TBM工法における掘削中のトラブルは、トンネル延

長が長いと、わが国特有の複雑な地質の中を施工するため必ずと言っていいほど発生している。この掘削中のトラブルは、事前調査が不十分なため適切な対策工を絞り切れなかったり、TBM本体が切羽を塞いでいるためNATM工法と違って対策工が限定されることもトラブル発生の大原因となっていると考える。

今回の道志導水路その2工事では、断層粘土で遮水された背面の最大30kgf/cm<sup>2</sup>以上の高被圧水帯をTBMで掘削するという過酷な施工条件下でのTBM掘削工事であったが無事貫通できたことについては、逼迫した工程の中でも、必要不可欠な先進ボーリングをその都度実施したことが大きな原因となっていると考える。

参考文献

- 1) 染川・ほか: 宮ヶ瀬ダム道志導水路新設工事における機械化施工, 日本トンネル技術協会第34回施工体験発表会, 1994.
- 2) 高橋・ほか: 長距離トンネル自動搬送システムの開発(その1), 土木学会第50年会次学術講演会, 1995.
- 3) 氏家清彦・川口信幸: TBMによる高速施工に挑戦, 宮ヶ瀬ダム導水路トンネル, トンネルと地下, Vol.27, No.8, 1996.8.

「トンネルと地下」バックナンバー在庫状況

(2001年11月1日現在)

巻	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	
1月号	△	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
2月号	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
3月号	△	△	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
4月号	△	△	△	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
5月号	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
6月号	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
7月号	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
8月号	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
9月号	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
10月号	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
11月号	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
12月号	△	○	△	○	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△

注) ○印: 在庫あり, △印: 在庫なしですが, コピーは可能です(実費+送料+消費税).

なお, 本誌の創刊号から300号までの総目次が下記の2冊に掲載されています.

- 1987年(第18巻)4月号: 創刊号(1970年9月)~200号(1987年4月)
- 1995年(第26巻)8月号: 201号(1987年5月)~300号(1995年8月)
- なお, 毎年1年間の総目次は, その年の12月号に掲載されています.



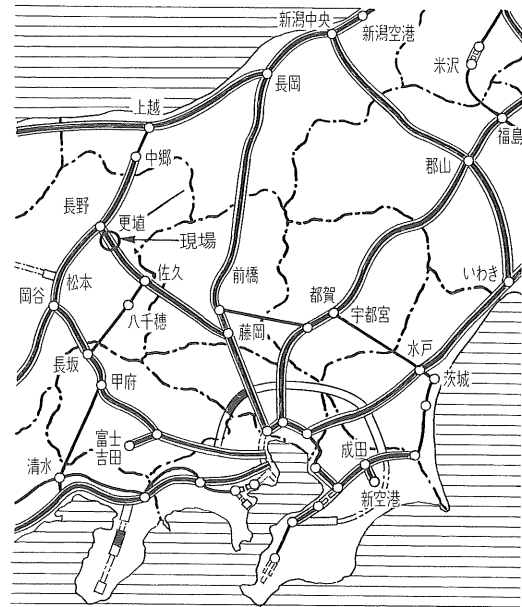
# 「日本一のあんずの里」北信濃・更埴市より

奥山 悟朗

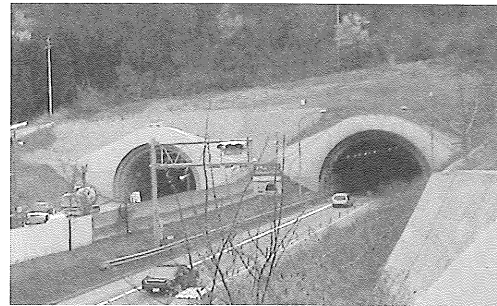
長野県更埴市は県の北部「北信濃」の南玄関口に位置し、県都長野市と「東信濃」の中心である上田市との中間にあたる。当現場の位置する更埴市森地区は桜前線より一足早くあんずの花が咲き、春遅き信濃路に花の季節到来を告げてくれる。毎年4月上・中旬頃になると、5km四方の山里がすっぽりとあんずの花で埋め尽くされ、「あんずまつり」の賑わいとともにな国から約20万人余の花見客が訪れる。

あんずは、別名「唐桃」ともいわれ、花は淡紅色の五弁花で葉は双子葉、梅によく似ている。この地にあんずがもたらされたのは、一説によると今から約300年前、伊予守和島藩主伊達宗利侯の息女豊姫が信州松代藩主真田幸道侯への輿入れの際に、「故郷の春を永く忘れじ」として国元よりあんずの苗木を持参したのが始まりと伝えられ、現在では「一目10万本」ともいわれている。これが縁で更埴市と愛媛県宇和島市とは姉妹都市として交流を深めている。

近くには、かの有名な上杉謙信と武田信玄が死闘を繰り上げた川中島の合戦場もある。更埴市雨宮地区に



位置図

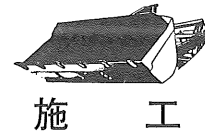


有明山トンネル坑口(右は供用中I期線)

「雨宮の渡し」があり、往時北国街道の要衝にあって、千曲川渡船場として川中島平の死命を制するほどの重要な拠点であった。川中島の合戦は、天文22(1553)年から永禄7(1564)年までの間に5回あったことをご存知の方も多いと思う。最大の激戦である4回目の戦は、永禄4(1561)年の9月9日の夜半、上杉謙信は武田信玄の策略を事前に察知し、人馬ともに声なく鞭聲肅々とこの雨宮を渡り川中島平に兵を展開し、信玄との一騎打ちに及んだ八幡原の戦いとなった。後世この雨宮の渡し場面を頼山陽が「鞭聲肅々夜河を渡る」と詠んだことはあまりにも有名である。

さて、当工事は上信越自動車道佐久IC～更埴JCT間の最西端に位置する有明山トンネル(793m)と森トンネル(1,402m)を施工するII期線工事である。両トンネルの地質は、新第三紀中新世別所層と森村層からなる頁岩主体の凝灰岩、砂岩との互層でクラッキーな地山である。平成12年7月に有明山トンネルが無事貫通し、現在、森トンネルの750m付近まで掘削が完了している。森トンネル坑口付けの際は、いきなり堅硬な岩が出現しブレイカも歯がたたず、防音扉も設置できず防爆シートで地元住民にご理解を求め分割制御突破を行い、深夜に民家の軒下で騒音測定をした苦労もあった。平成13年9月には森トンネルの貫通を予定し、今後も発注者、関係諸官庁のご指導と地元関係者のご理解を賜りながら平成14年3月の竣工を無事故・無災害で迎えられるよう企業体一同汗を流し邁進したいと決意している。

(銭高・日特共同企業体森トンネル作業所所長)



## 施工

# 各種補助工法を駆使して断層破碎帯を貫く 北陸自動車道 春日山トンネルII期線工事

中川 常雄\* 江口 和義\*\*  
高田 邦彦\*\*\* 櫻井 孝臣\*\*\*\*

の悪い中間部(STA 7+80～STA 8+87間の断層破碎帯)の施工・計測などについて報告するものである。

### 1. はじめに

北陸自動車道は、新潟県を起点とし富山県・石川県を経て滋賀県坂田郡米原町で、名神高速道路に接続する延長約483kmの高速自動車国道である。

そのうち、上越～朝日IC間約74kmは日本海沿岸に位置し、フォッサマグナや地すべり地帯を含み、親不知・子不知に代表される急峻地形を通過しているが、本区間では交通量の増加に伴い4車線化工事が行われた。

春日山トンネルはこの北陸自動車道上越～朝日IC間の最も東側に位置している(図-1)。本トンネルでは、とくにトンネル中間部に延長約100mの泥岩破碎帯が確認されており、I期線<sup>1)</sup>と同様に地すべりの挙動や大変位が予想された。

本稿は、春日山トンネルII期線工事のうち、最も地山

### 2. 工事概要

工事概要を表-1に示す。

II期線施工では、中間部の断層破碎帯において大変位の発生が予想されており、II期線が供用中のI期線に近接(センター離隔30～40m)して施工されることから、I期線への影響防止が最大の課題であった。

これより、対策工の実施と合わせて、大規模な動態観測網を設置し、計測値を観測しながら慎重に掘削を行った。中間部での代表的な支保パターンを図-2に示す。

### 3. 地形・地質概要

当地域はフォッサマグナ地域の最北部に位置し、高田

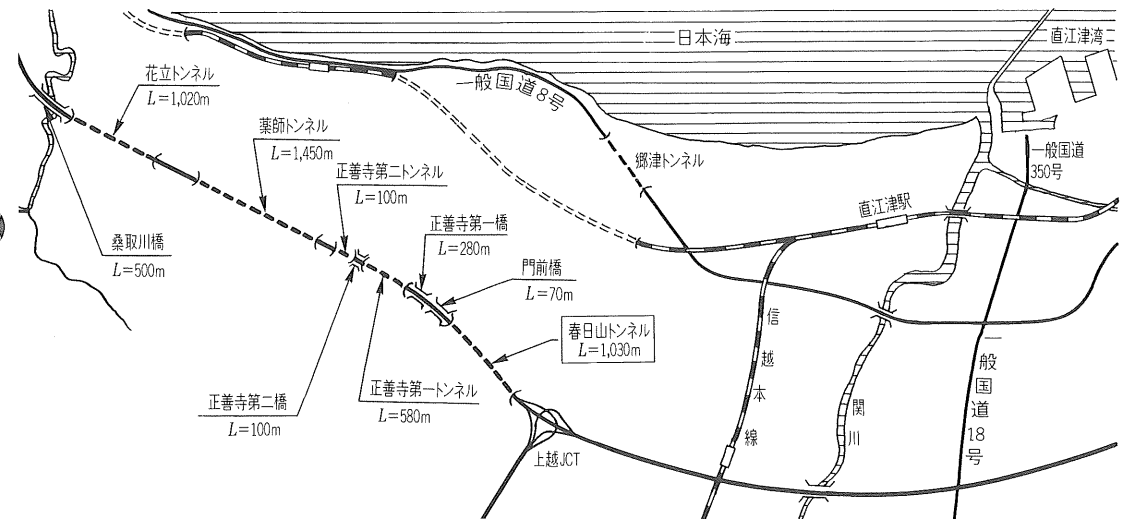


図-1 トンネル位置図

\*日本道路公団関西支社舞鶴工事事務所高浜工区工事長  
(元)同 北陸支社上越工事事務所工事長  
\*\*日本道路公団北陸支社上越管理事務所維持助役  
(元)同 上越工事事務所技師

\*\*\*前田建設工業(株)日坂トンネル作業所長  
(元)前田建設・住友建設共同企業体春日山トンネル作業所長  
\*\*\*\*前田建設工業(株)土木設計部課長代理

平野西方の頸城山地北部にある。付近では、海岸平野が発達せずに山地が海に没しているため、海岸付近にもかかわらず標高50mを超える丘陵地～低山地が連続している。山地丘陵は開析により開けた谷地形となっており、

表-1 工事概要

工 事 名	北陸自動車道 春日山トンネル工事
工 事 場 所	新潟県上越市大豆～上越市上正善寺
工 期	平成7年7月1日～平成11年3月31日
発 注 者	日本道路公団北陸支社
施 工 者	前田建設・住友建設共同企業体
工 事 延 長	1,029m(トンネル延長)
掘 削 工 法	上半ショートベンチNATM
掘削方式・ずり出し	機械・タイヤ
掘 削 断 面 積	68～81.5m <sup>2</sup>

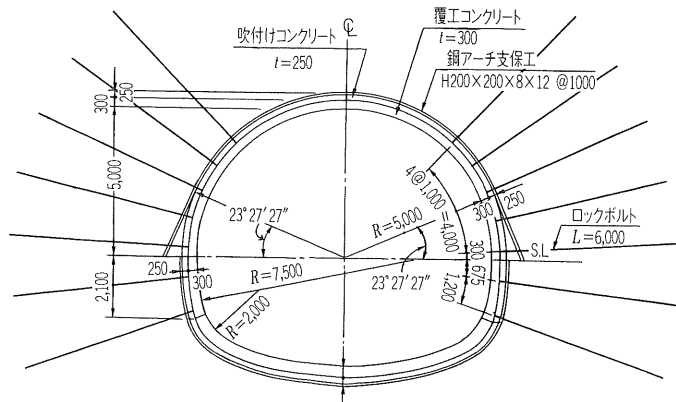


図-2 中間部支保パターン

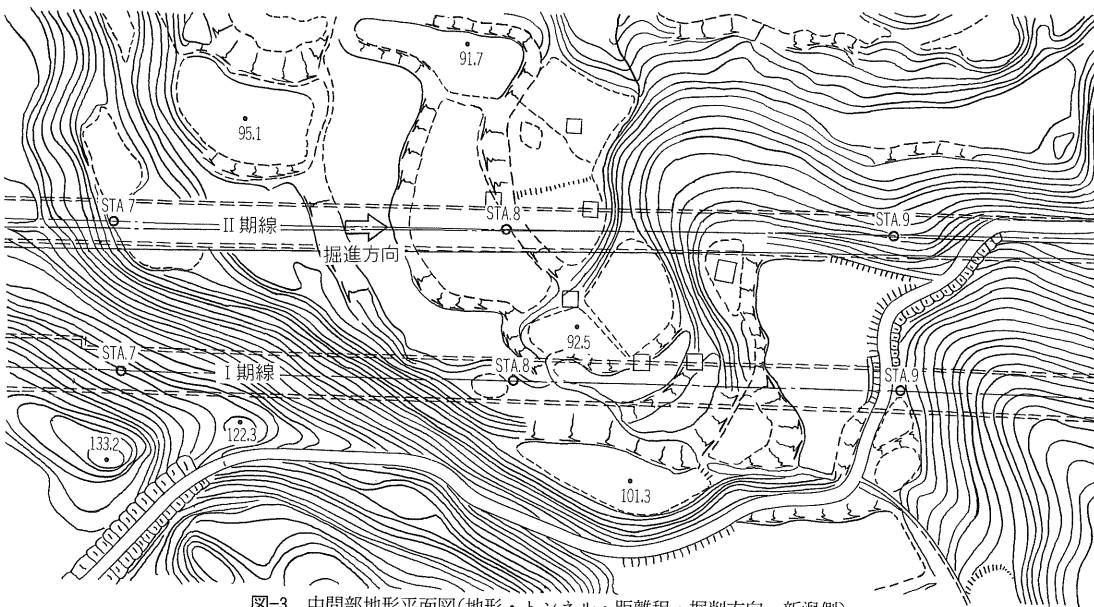


図-3 中間部地形平面図(地形・トンネル・距離・掘削方向 新潟側)

標高の低い丘陵部ほど埋積谷の傾向が著しい。

ここでは、能生谷層上部に相当する新第三紀中新世後期の春日山層が広く分布し、その上位には不整合で第四紀洪積世の居多層が被覆している。各層は、春日山トンネル西坑口付近に軸をもつ難破山背斜に規制されて、東北への緩傾斜を示す構造となり、地すべりが多発する特徴がみられる。

本トンネルでは、この春日山層、居多層の2層が出現する。春日山層はトンネル地質の大部分を占め、新第三紀の砂質泥岩、砂岩およびその互層により構成される。砂質泥岩は全般に砂質～シルト質であり、均質な泥岩はほとんど認められない。層理面、亀裂などの不連続面の発達が顕著であり、多くは含水して可塑性を帯びている。砂岩は一部塊状であるが、ほとんど砂質泥岩との互層である。これは均一な細粒砂岩を主とするが、一部凝灰質となったり、また、シルト質の細粒分の混入も多い。本層は東～北に傾斜しているため、東から西に向かって掘削している当トンネル切羽では、流れ盤となって現れる。居多層は東側坑口付近に分布し、春日山層を不整合に覆っている。全体として粘土、シルト層が優勢であり、砂層、砂礫層との複雑な互層をなす。

中間部は開けた谷地形を呈しており、埋積された崩積土による地すべり斜面となっている(図-3)。谷は途中で大きく屈曲しているが、目立つ尾根が発達している様子はない。崩積土は地表面より5～

表-2 中間部地山物性値など

弾性波速度 $V_p$ (km/sec)	1.2～1.6
コア超音波速度 $V_p'$ (km/sec)	0.41～1.94
単位体積重量 $\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )	1.95～2.10
自然含水比 $\omega_n$ (%)	20～30
一軸圧縮強度 $q_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	0.5～8.0
変形係数 $E_{50}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	70～681
粘着力 $c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	0.5～2.5
内部摩擦角 $\phi$ (°)	15～30
スレーキング指数	3～4
透水係数 $k$ (cm/s)	10 <sup>-6</sup>
土かぶり $H$ (m)	20～30

8mと薄く、トンネルはその下部の春日山層を通過する。本層は固結度が低く、亀裂の発達した厚さ20～30mの風化部であり、I期線掘削時には延長約100mの断層破砕帯として確認されている。

中間部の地山物性値を表-2に示す。地山は破碎され、不均質であり、試験・調査などにより得られた物性値にもばらつきが大きく、代表値として整理することは困難であるため、大まかな範囲を示すこととした。

4. 補助工法の選定

I期線施工時の計測結果および地山状況により、春日山トンネル中間部の地山はトンネル掘削により広範囲に塑性流動的な変形を生じることがわかっている。したがって、I期線への影響を極力小さくするため、II期線掘削では地山を極力ゆるめない工法を採用することとし、切羽後だけでなく、切羽前方および切羽面近傍の変形抑止を重視することとした。

また、I期線施工時に軟弱な粘土層が出現しており、地山を十分に拘束できる工法を採用することが必要であった。これより、アーチ部、脚部とも切羽前方で改良体を造成できるジェットグラウト工法を主に工法の選定を行った。あわせてI期線への影響を定量的に評価するため、図-4に示すように、II期線掘削によるI期線への影響検討を実施し、補助工法の評価・選定、および管理基準値の設定を行った。

採用した補助工法パターンを図-5に示す。なお、中間部手前のSTA 7+70付近で大規模な鏡崩壊が発生するようになり、これに対応して長尺鏡ボルトを採用した。

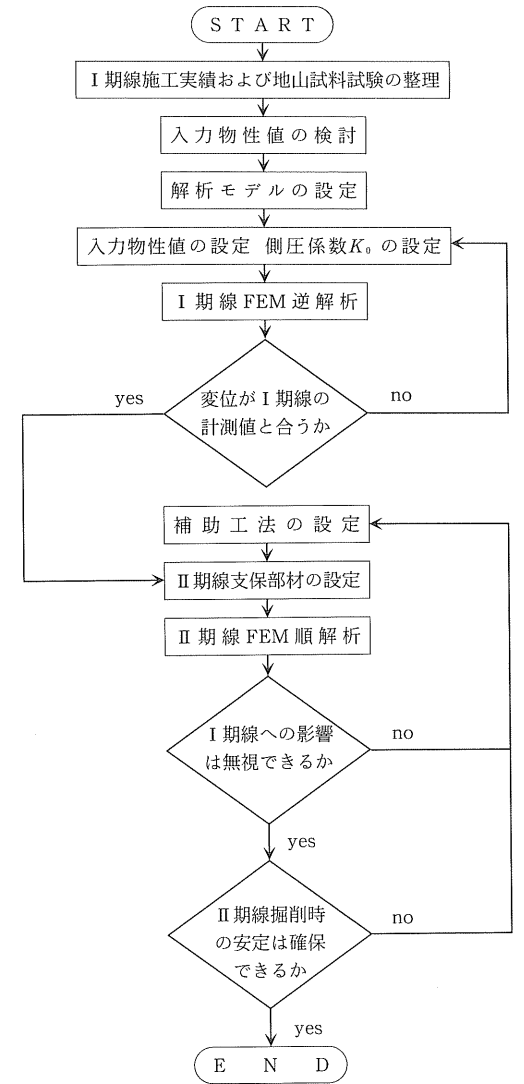


図-4 検討フロー図

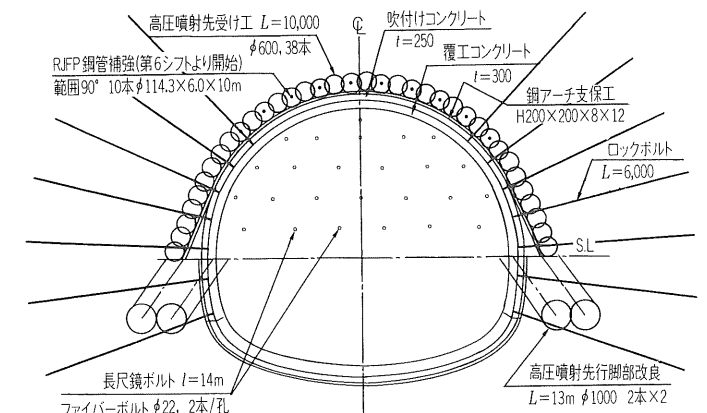


図-5 補助工法パターン図

5. 施 工

5-1 施工概要

5-1-1 切羽状況

地山は鏡肌の発達した砂質泥岩を主体とし、硬質な砂岩塊が所々に混入する未固結な細砂層を不規則に介在していた。切羽での湧水は滴水～2ℓ/min程度であった。切羽における小規模な崩壊(1m<sup>3</sup>程度)はトンネル全体を通して頻りに発生し(図-6)、天端沈下が100mm以上の箇所に大規模な崩壊(10m<sup>3</sup>程度)が発生した(図-7)。

5-1-2 掘削

切羽が不安定で変形量も大きく、路盤の泥濘化も著しいことから、先受け・脚部補強・長尺鏡止めボルトを施

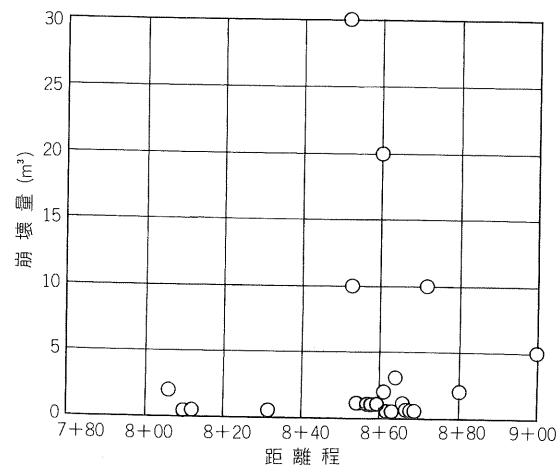


図-6 切羽崩壊量

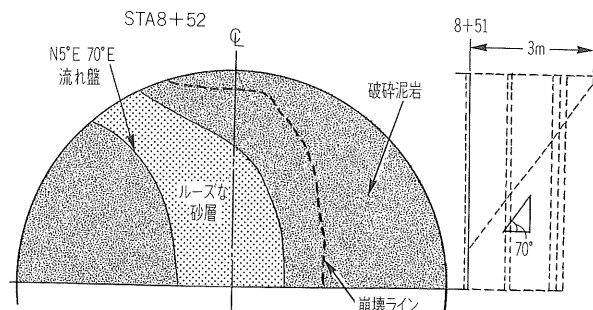


図-7 切羽崩壊状況

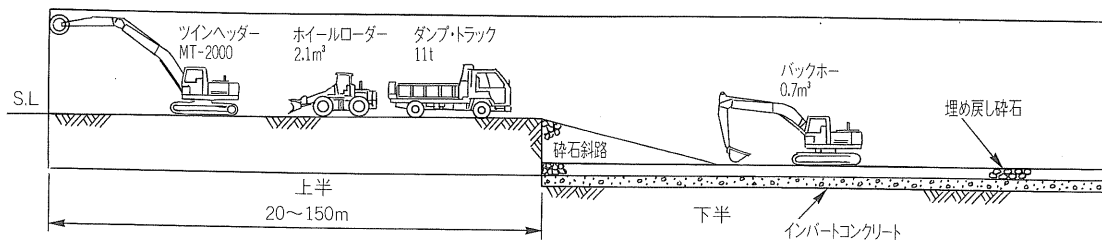


図-8 施工次第図

工しながら上半を先進し、インバートによる早期閉合に努めた。上半への斜路は、上半盤を傷めて変位を助長することのないように砕石による盛土斜路を採用した(図-8)。

5-2 補助工法

5-2-1 RJFPの施工

地山は砂質泥岩主体であるが、破碎され不均質であり、硬質部と軟質部が混在するため、RJFP削孔時ののみがりは位置により大きくばらついた(図-9)。削孔時にはロッド周囲に粘土が付着し排泥不良が多く発生したため、ロッドの抜き差しを頻りに行う必要があった。また、造成圧により切羽が不安定化する場合、圧抜き孔を追加施工し、造成順序を工夫することで対処したが、切羽の押し出し(20～140mm)が生じ、厚さ30cm(金網入り)の鏡吹付けコンクリートを行うこともあった。

造成径は地山の硬軟による縦断方向へのばらつきがあり、設計径(φ60cm)を下回ることが懸念されたため、天端部については鋼管補強(φ114.3, t=6mm, L=10m, 10本)を行った。当初、地すべり想定主測線と地形からみて切羽が尾根部(STA 8+20付近)に到達すれば破碎

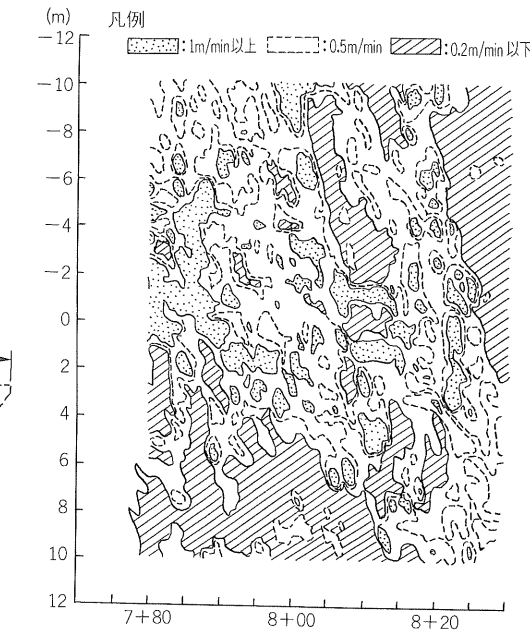


図-9 RJFP削孔時ののみがり展開図

帯を突破でき変位も小さくなると想定されていたが、結果的に不安定な地山は尾根部直下のI期線での破碎帯出現箇所とほぼ同位置(STA 8+80付近)まで存在していたため、RJFPの施工区間を延長することとなった。

RJFP, RJ脚部改良および長尺鏡ボルトは、STA 7+80～8+87間で採用したが、STA 8+80付近より地山の強度が大きくなり、初期変位も小さく、周辺地山に設置した計測器への影響もほとんど見られなくなったことから、AGF工法への変更を行った。

5-2-2 鏡ボルト

長尺鏡ボルトに加えて切羽ごとに厚さ5～10cmの鏡吹付けコンクリートを行ったが、長尺鏡ボルト間の地山が抜け出すような小崩落が頻りに発生した。

STA 8+60付近では、主として厚さ2cm程度の軟弱粘土層が介在する不連続面に沿って10～20m<sup>3</sup>規模の崩壊が数回発生した。いずれも先受けより上部に崩壊が及ぶことはなかったが、鏡ボルトが崩壊部から抜けだし、地山側に定着材ごとに残される状態となった。

5-2-3 仮インバート

STA 7+90付近から上半掘削による沈下が掘進ごとに増大し、初期変位量(切羽0.5D進行時)も大きく、管理基準値(注意レベル: 63mm)を超えることが予想された

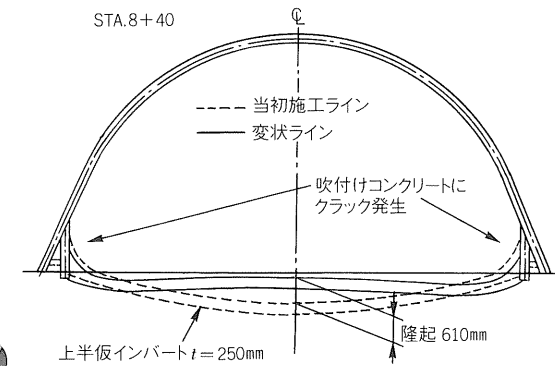


図-10 仮インバート変状状況

〈施工フロー図〉

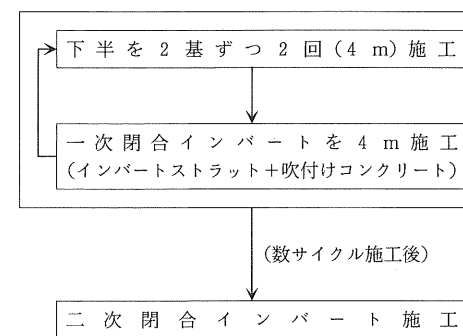


図-12 下半・インバート施工サイクル

ため、全線上半仮インバート(厚さ250mm)を施工することとした。仮インバートの施工により、沈下は収束傾向を示していたが、STA 8+30～8+65では上半仮インバートと上半吹付けコンクリート接合部付近にラックが発生し、上半掘削を停止しても、沈下は収束しなかった。調査した結果、仮インバート中央部が破壊し、最大60cm隆起しており(図-10)、吹付けコンクリート(厚さ20cm)に続き仮インバートストラット(H-150)、早強コンクリート(厚さ35cm)を施工し変位の抑制を図った(図-11)。なお、仮インバートストラットは緊急時のため直材を利用した。

また、この区間では、下半・インバート施工時の変位増加をできるだけ抑制するために、上半仮インバートを2mずつ撤去しながら下半掘削・支保を行い、4mごとにインバートストラット(H-200)および吹付けコンクリートを施工することでインバートの一次閉合を行っている(図-12)。最終的にII期線中最大となる200mmを超える脚部沈下が発生したが、インバート閉合により変位は収束した。

また、ここではSFRC覆工(鋼繊維混入量60kg/m<sup>3</sup>)を採用するとともに上半仮インバートの計測結果を利用し本インバートの形状変更および鉄筋補強を行った。

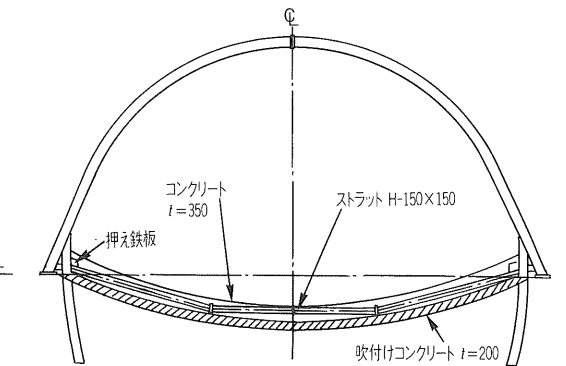
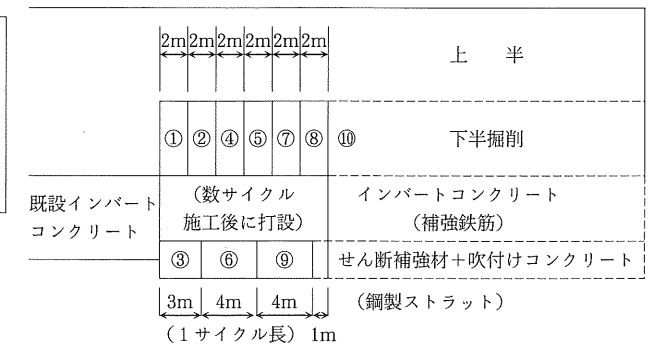


図-11 上半仮インバート補強

〈施工サイクル図〉



6. 計 測

6-1 計測管理

主に補助工法選定時のFEM解析結果を利用し、管理基準値の設定を行った。中間部管理フローを図-13に示す。

6-2 計測結果

6-2-1 内空変位と天端沈下

図-14, 15は、I期線とII期線の内空変位量と天端沈下量の比較をしたものである。I期線における先行変位や地表沈下についての計測結果がないため、全変形量の定量的な比較はできないが、内空変位量がI・II期線で同程度であるのに対して天端沈下量はI期線より小さいことがわかる。これは補助工法の沈下抑制効果と考えられる。とくにSTA 8+30~8+70において沈下量が小さくなっている。天端沈下量の管理限界値は190mmであるが、計測値はほぼ管理値以内に収まっている。

6-2-2 支保工

図-16は計測により得られた吹付けコンクリート鋼製支保工に作用する軸力を下式により荷重相当の土かぶり高さに換算したものである(図-17)。

$$H = \frac{N}{\gamma R}$$

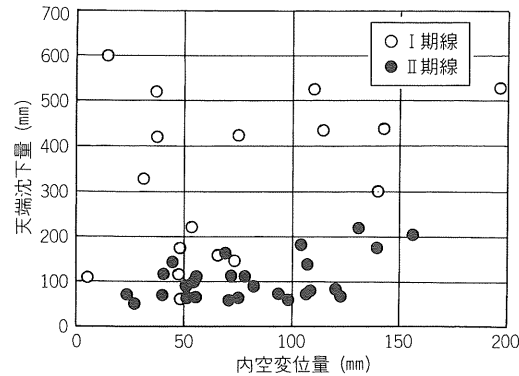


図-14 内空変位と天端沈下

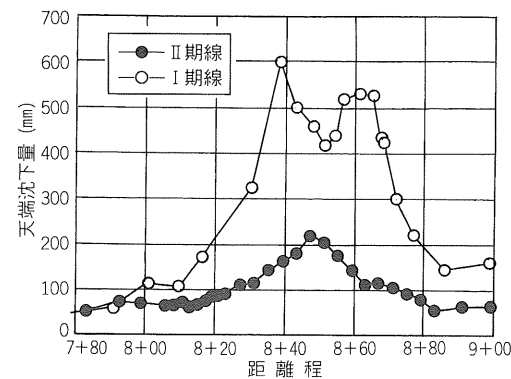


図-15 天端沈下

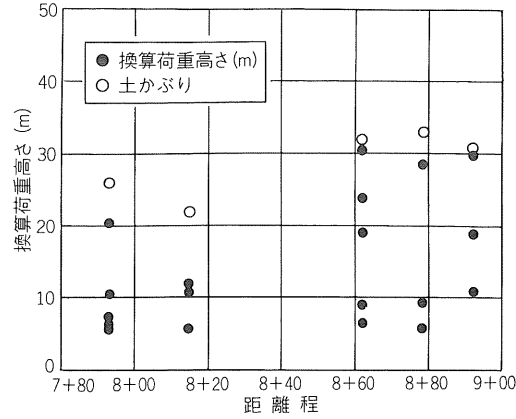


図-16 換算荷重高さと土かぶり

ここに、

H : 換算荷重高さ(m)

N : 支保工軸力(吹付けコンクリート軸力+鋼製支保工軸力)

γ : 地山の単位体積重量 (=2.0t/m³)

R : 掘削半径(=5.5m)

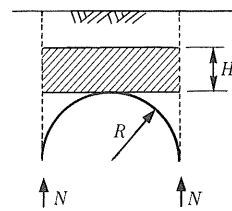


図-17 換算荷重高

図には土かぶりも併記してあるが、支保工に作用する荷重高さの最大値は、とくにSTA 8+60以降全土かぶりに近い値となっており、中間部では全土かぶりに近い荷重が支保工に作用していたと考えられる。

6-2-3 地表沈下

図-18に中間部で測定された地表沈下を示す。中間部では全区間同様の補助工法を採用しているが、極値を持つ盆状で大きな地表沈下(STA 8+50~8+80 : 220~260mm)が発生した。地形や土かぶりの影響も受けていると考えられるが、ここは断層破砕帯のうちでも低速度帯(F5)の位置にあたり、とくに軟質で不安定な箇所であったためこのような沈下形態を示したと考えられる。

6-2-4 地すべりの挙動

RJFPを12シフト(STA 8+32~42)まで施工した時点で、I期線トンネルより上流側に設置した傾斜計TK-2(STA 8+60 R70)の深度26mの区間変位量が管理基準値を超えたため、地質調査、地すべり観測網を追加し、上半の試験掘削を行い、地すべりについて検討することとなった。尾根部全体のすべりも懸念されたが、トンネル掘削を停止すれば傾斜計の変位は収束傾向を示し、またI期線に異常がみられなかったため、変位速度主体の管理を行うこととし、現行の施工方法のまま慎重に掘削することとした。掘削停止後の許容変位速度を0.2mm/dayと定め、収束状況を確認しながら掘削を進めていった(図-19)。

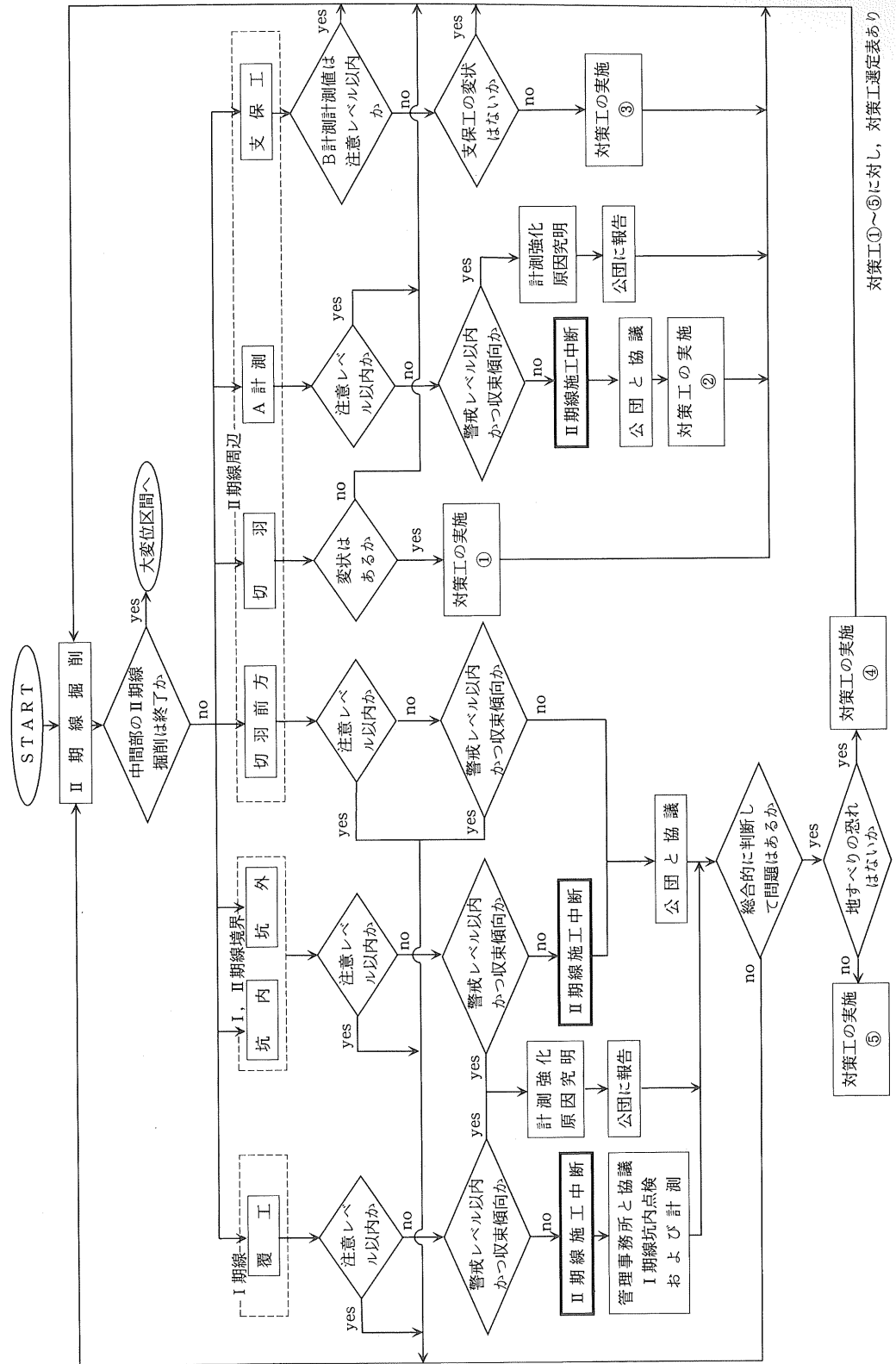


図-13 中間部管理フロー

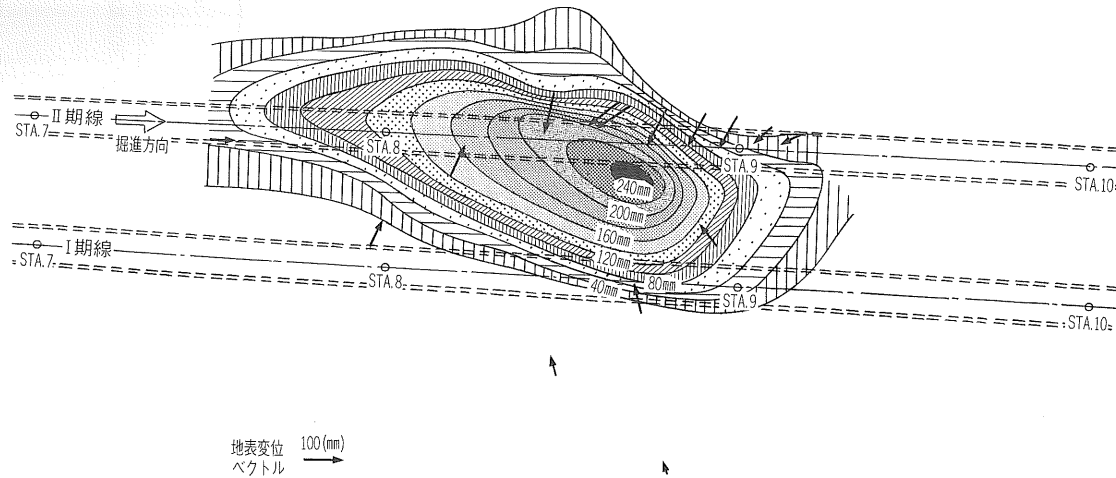


図-18 地表沈下分布図

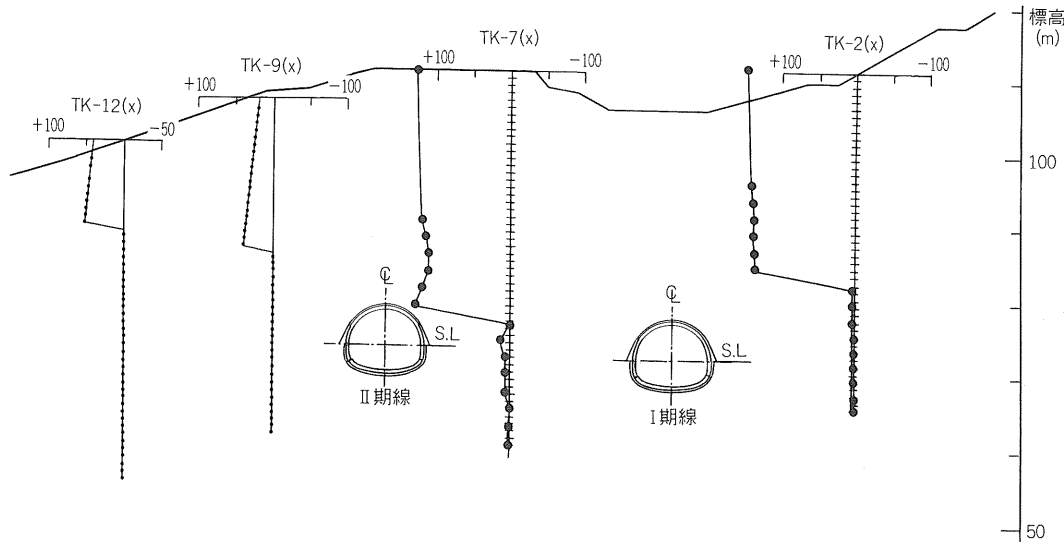


図-19 傾斜計測定値(STA 8+60付近)

I, II期線とも水平方向への絶対変位量を測定したが、トンネル全体が下流側(谷側)へ移動するような傾向はみられなかった。

6-2-5 仮インバート

(1) 上半仮インバート

上半仮インバートコンクリートは最大60kgf/cm<sup>2</sup>の応力が発生した。応力分布は非対称であったが、脚部沈下量は掘進方向に向かって右側で大きく、右側から偏圧が作用していたと考えられる(図-20)。

(2) 仮インバート

1) 鋼製支保工

軸力は50tf以下(アーチ部の約1/2)であり、おおむね均等に作用している。曲げモーメントは、2tf・m以下

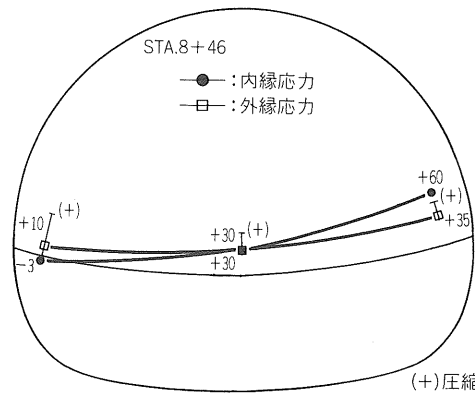


図-20 上半仮インバートコンクリートの応力

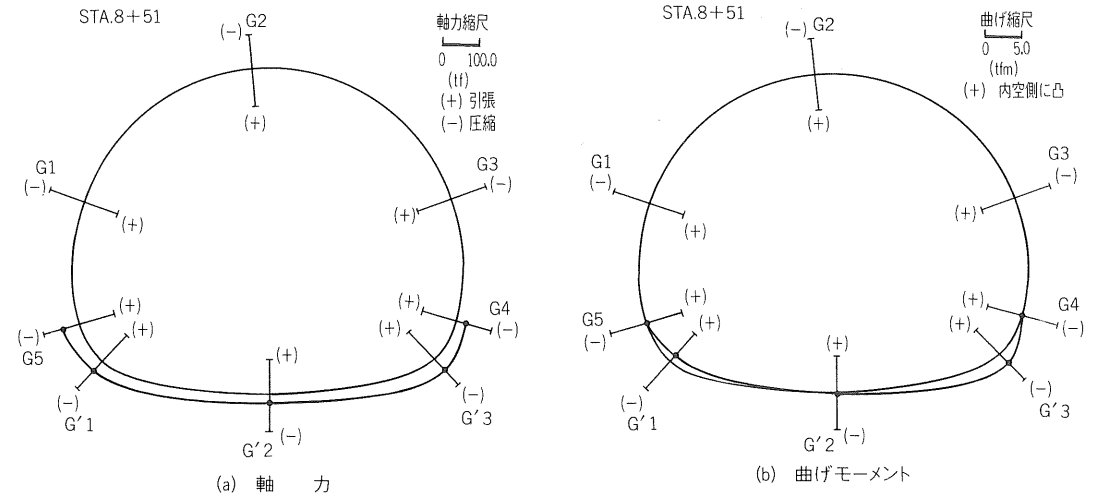


図-21 鋼製支保工の断面力

(アーチ部の約1/2)と小さい。鋼製支保工は許容応力以内で安定し、有効に機能していたと考えられる(図-21)。

2) 吹付けコンクリート

軸力は60kgf/cm<sup>2</sup>以下(アーチ部の約1/2)であり、おおむね均等に作用している。吹付けコンクリートは許容応力以内で安定し、有効に機能していたと考えられる(図-22)。

6-2-6 先受け工

改良体と前方地山の挙動を同時に捉えるため、水平傾斜計測定は改良体先端から6m前方まで行った。図-23に改良体沈下測定結果を示す。これを見ると次シフト以降のRJFP施工時②、⑥および改良体先端部直下の掘削時⑤に改良体の沈下傾向が比較的大きい。②、⑥の沈下については既改良体直下の地盤を削孔、高圧噴射で乱すことが原因となっていると考えられる。しかしながら、

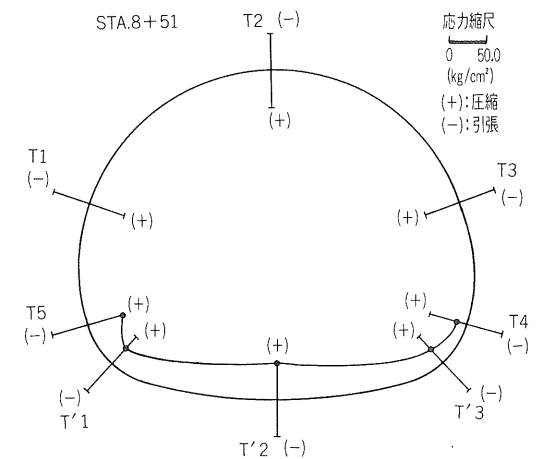


図-22 吹付けコンクリート応力

造成後はシェル状に一体化して地山を拘束し、天端部を鋼管補強することでより信頼性の高い先受けを行うことができた。地山は鏡肌の発達した泥岩の破碎帯であり、切羽はきわめて不安定であったが崩壊を最小限にとどめ、ゆるみの拡大を防止することで、周辺地山・トンネル本体の安定を確保できたと考えられる。

6-2-7 I期線

中間部ではI期線坑内においてクラック調査、クラック変位測定、地中変位測定、覆工ジョイント変位測定、絶対変位測定などを行ったが、いずれもII期線掘削による影響はほとんど見られず、測定値は管理値(注意レベル)以内であった。

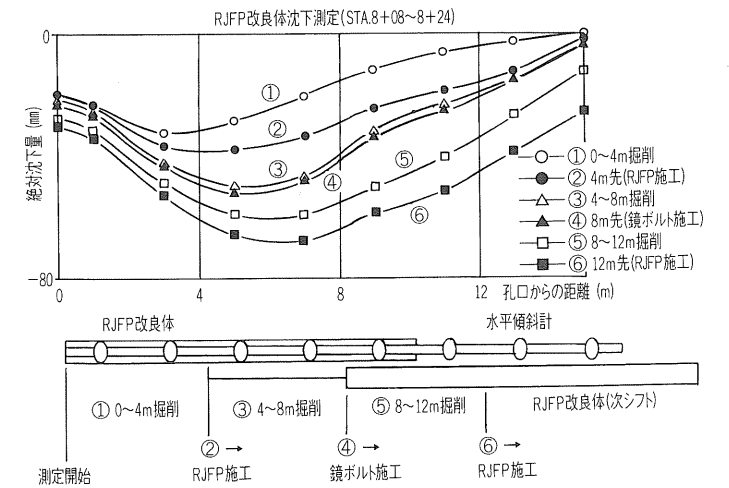


図-23 改良体沈下測定結果

7. おわりに

当工事では、中間部約120mの掘削・補助工法に16か月を費やすこととなったが、工期上の制約もあり、迎え掘りの実施も行うことで、約9か月遅れで平成11年3月に無事竣工を迎えることができた。

高圧噴射系の先受け工は造成後の切羽安定に有効である反面、既改良体直下の地盤を削孔水、噴射圧力で乱すことで沈下を助長する傾向があるため注意を要する。脚部先行改良についても同様であるが、掘削の影響範囲より先に地山をあらかじめ改良できれば有効な方法になると考えられる。また、沈下抑制には仮インバートが有効であるが、その形状や構造を十分検討する必要がある。とくにアーチ支保工との接合部は弱点となるので補強などの工夫を要する。

今後、トンネルの大断面化、都市部での施工の増加に伴い、高圧噴射系補助工法の採用が検討されることも多くなると考えられ、本稿が少しでも今後の類似工事の参考になれば幸いである。最後に、本工事にあたりご指導をいただいた「北陸自動車道トンネル技術検討委員会」の方々をはじめ関係各位に誌面を借りて厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) ジェオフロンテ研究会：RJFP工法に関する検討報告書、1994.1.
2) 城間・ほか：軟弱地山での支保工脚部先行改良工法によるトンネル沈下抑制効果について、トンネル工学研究論文・報告集第7巻、1997.11.
3) 城間・ほか：地すべり地におけるⅡ期線施工 北陸自動車道春日山トンネル、トンネルと地下、Vol.28, No.12, 1997.12.
4) 城間・ほか：支保工脚部先行改良の沈下抑制効果及び挙動に関する一考察、第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集、1998.

「トンネルと地下」バックナンバー在庫状況 (2001年6月1日現在)

Table with 12 columns (numbered 1-12) and 12 rows (numbered 1-12). Each cell contains a symbol (circle or triangle) indicating inventory status.

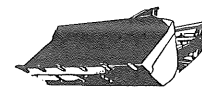
注) ○印：在庫あり、△印：在庫なしですが、コピーは可能です(実費+送料+消費税)。

なお、本誌の創刊号から300号までの総目次が下記の2冊に掲載されております。

・1987年(第18巻)4月号：創刊号(1970年9月)～200号(1987年4月)

・1995年(第26巻)8月号：201号(1987年5月)～300号(1995年8月)

・なお、毎年1年間の総目次は、その年の12月号に掲載されております。



施工 地下450mの岩盤中に高圧圧縮空気を貯蔵 北海道上砂川パイロットプラント工事

篠原俊彦\* 合田佳弘\*\*
川上博史\*\*\* 福田和寛\*\*\*\*

1. はじめに

圧縮空気エネルギー貯蔵ガスタービン(Compressed Air Energy Storage Gas Turbine: CAES-G/T)発電は、夜間のオフピーク電力で圧縮空気を作りそれを岩盤内に貯めておき、昼間のピーク時に取り出して燃料とともに燃焼させガスタービン発電を行う。ガスタービン発電は、電力負荷への追従性に優れ建設費が安いなどの長所があるが、高温高圧の空気が必要で、圧縮空気を作りながら発電を行うため燃料効率が悪い。CAES-G/T発電は、このガスタービン発電の空気圧縮をオフピーク電力で行うことにより、同量の燃料を使用した場合に通常のカスタービンの2～3倍の発電出力を得ることができる。圧縮空気の貯蔵圧力を最大8MPa程度と考えると、地下の岩盤の支持力を利用した圧縮空気貯蔵方式に経済的な合理性がある。ただし、岩盤中には、一般に気密性を阻害する亀裂が存在するので、気密性を確保するための工夫が必要となる。経済産業省では、CAES-G/Tの技術開発調査として、圧縮空気貯蔵を人工的なライニング構造で実現するための検討を進めており、CAES-G/Tパイロットプラントの建設・運転を通じて本発電システムの実用性および安全性を確認することとして、平成10年1月に着工し工事を進めている。

ここで採用した人工的な構造とは、耐圧性を周辺岩盤に求め、岩盤空洞に分割された覆工版を設置し、その内面にゴム製気密材を張って気密性を確保する気密ライニング構造である。8MPaの内圧を支えるのは岩盤であり、岩盤空洞の

変形特性によって気密ライニング構造の成立性が左右される。

本稿では、これまでの岩盤空洞利用では見られなかった内圧構造物としての空洞を掘削するにあたっての留意点、ならびに施工実績について述べるものである。

2. 砂川地点の地点特性と岩盤特性

2-1 建設地点の選定

パイロットプラントは、商用設備に比べ規模も小さく、これによってCAES-G/T発電システムの実用性と安全性を確認することが目的であるので、建設にかかわる時間と費用を節約できる地点が好ましい。そこで、パイロットプラントの建設地点の選定にあたっては、鉱山跡地など既設空洞の利用を中心に検討を進め、最終的に、電力系統に近く鉱山設備の維持が良好であった北海道の三井砂川炭鉱跡地に決定した。

砂川地点においては、炭鉱の既設立坑や坑道、運搬斜坑などを最大限活用することが経済的であるので図-1

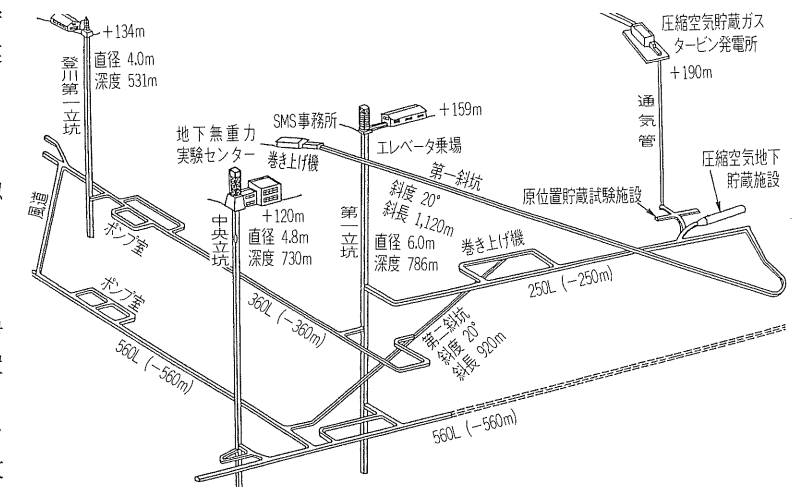


図-1 砂川地点坑内構造とパイロットプラント位置

\* (財)新エネルギー財団エネルギー貯蔵本部調査部課長
\*\* 電源開発(株)北海道支社CAES工事グループリーダー

\*\*\* 清水・三井・鹿島・大成共同企業体所長
\*\*\*\* 清水建設(株)土木本部技術第2部主査

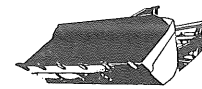
であろうか。現在、わが国では鉄道ネットワークに加えて道路ネットワークの整備が強力に推し進められている。この道路ネットワークの整備を例にとると、「新道路整備5か年計画」に基づき鋭意整備されているところであるが、建設白書によると、高規格幹線道路の計画延長14,000kmに対して、現在は供用延長が半分を超えた状況である。また、都市部における放射状道路と環状道路の整備状況は、環状道路でとくに遅れており、東京20%、パリ74%、ロンドン99%と日本の環状道路整備率の低さが際立っている。このように、道路整備はまだまだ十分な領域に達しておらず、今後も強力な推進が必要な状況である。

一方、取り巻く環境が、整備計画の確実な履行を行えば効果があった時代から、目的と効果を確認して投資を判断する時代に移ってきており、今後の検討時には対費用効果を把握しながら検討を進める必要がある。ただし、ここで注意しなければならないのは、投資した効果をどの時間的スパンで判断するのかである。イタリアのローマには古い街並み、古い建物が現在も多数残っており、いまだに使用されている。話を聞けば、1階部分は紀元当初に造られた部分で、2階から上は中世時代に増築されて現在も立派に使用されているという。まさに百年単位で投資効果を考えてしまうような社会資本整備の遺産である。元来、イタリアではローマ帝国からの伝統を受け継ぎ、丈夫で長持ちのする土木構造物を造る傾向があり、トンネル構築に際しても色濃く反映している。最近の例で、イタリア高速鉄道トンネルの複々線トンネルにおいては、覆工コンクリート厚さは日本よりはるかに厚く、側壁部で3.4m、天端部で1.3mの厚さで設計されている。そこには、良好な社会資本を良好な状態で子孫に残そうとするイタリア人の考え方が生きている。百年、いや、千年をも見据えた設計思想である。このことは、わが国においても十分見習う価値があるし、社会資本への投資の観点では忘れてはならないことだと思う。

ところで、これから百年後のトンネル施工はどこを目指すのだろうか。日韓、日露の海底トンネルが開通しているのであるか。1,000mの大深度地下を掘っているのだろうか。さらには、宇宙にでて、月に、火星にと地下宇宙基地をトンネルで造っているのだろうか。想像が尽きない。

しかし、トンネルの未来に想像を抱くためには、これからが、メンテ、リニューアルをメインにする時代であってはならない。急速に高齢化社会が近づいている現在、将来の夢への投資力を残すためには、今から世紀単位での創造が必要となってきたのではなかろうか。

本協会監事  
株式会社鴻池組専務取締役



## 施工 高土圧断層破碎帯を薬液注入工法で突破 東北新幹線 金田—トンネル北工区

安東 祐三\* 渡辺 康司\*\*  
上松瀬 義人\*\*\*

### 1. はじめに

東北新幹線盛岡～八戸間は、平成14年末の開業を目指して土木工事は終盤を迎えている。

本トンネルは、岩手県と青森県の県境に位置し、岩手県二戸市金田一を起点に青森県三戸郡名川町までの全長8,725mの山岳トンネルであり、このうち、北工区は、青森県側の4,425mを担当している(図-1)。

工事は平成5年10月に着手し、県道付け替えなどを行った後、平成6年10月にトンネル坑口付けを行い、平成11年7月に掘削が完了した。現在、坑内路盤RCおよび県道復旧工事を行っている。

本トンネル工区では2本の主断層が事前に確認されて

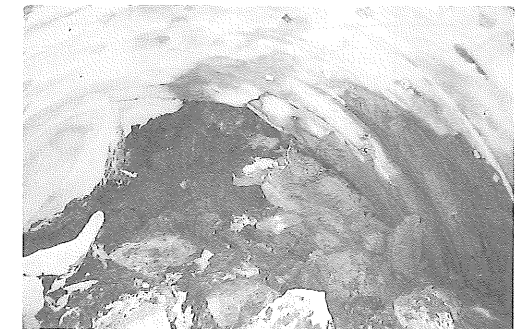


写真-1 鏡崩壊(3m押し出される)

おり、そのうち、坑口より2,200m地点の水上断層付近では突発湧水、水圧による吹付けコンクリート破壊などに遭遇したが、TSP探査、水抜きボーリングなどにより無事突破した。また、3,600m地点の活断層の疑いのある法光寺断層ではインバート吹付けコンクリートによる早期閉合などにより無事突破した。

しかしながら、4,000m付近に想定していた法光寺派生断層の手前約80m地点で予期せぬ断層が現れ、鏡が約3m押し出されるという強大な地圧に遭遇した(写真-1)。

本稿では、約80m間に及ぶこの強大な地圧区間(破碎帯)に対する施工(とくに120°薬液注入)について報告する。

### 2. 地形・地質

トンネル坑口から300m地点までは土かぶり10～30mの低土かぶり区間で、地表部には人家、沢などがあり、トンネル部の地質は $qu=2\sim3N/mm^2$ 程度の泥岩を主体に未固結砂層・砂礫層の互層(Tg:第三紀斗川層)をなす。

300～2,600m地点は土かぶり60m程度の中土かぶり区間で、地表部は田畑、山林などの丘陵地であり、トンネル部の地質は、1,650mまで未固結砂層、砂礫層主体の地質であったが、1,650m地点で凝灰角礫岩(Ntb:名久井岳安山岩類 $qu=60N/mm^2$ 程度)が現れ、上部は未固結砂礫層という状態が400m程度続いた。なお、凝灰角礫

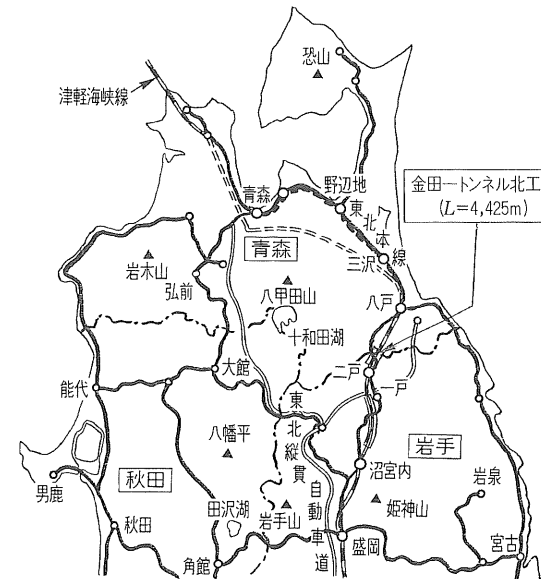


図-1 位置図

\* 日本鉄道建設公団盛岡支社八戸鉄道建設所所長  
\*\* " " " 担当副所長  
\*\*\* フジタ・不動・大日本・アイサワ東北幹、金田—T(北) 特定建設工事共同企業体所長

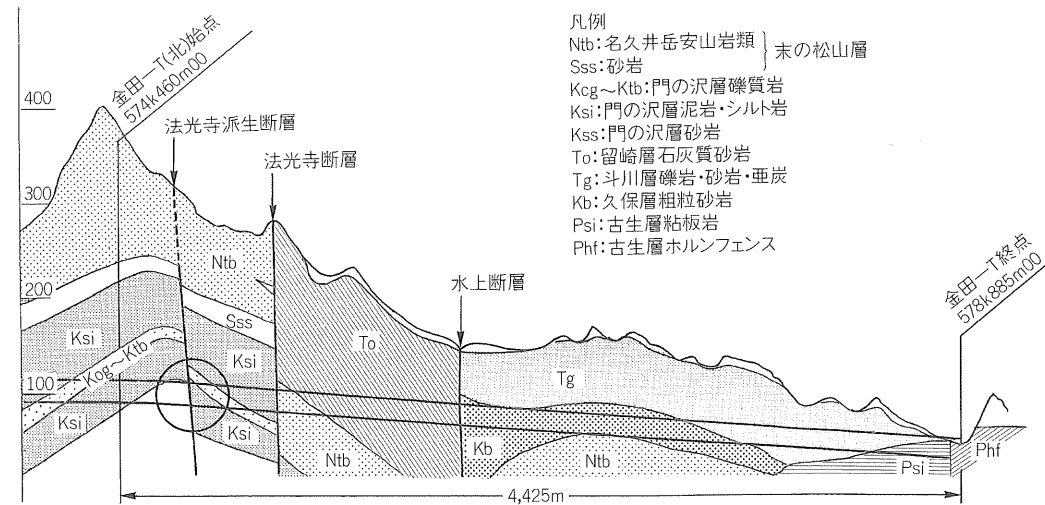


図-2 金田トンネル(北工区)地質縦断面

岩部からは多量の湧水が見られ、また、凝灰角礫岩が現れる直前では鏡が押し出し流出する現象が発生し、その位置は水上断層の派生断層と考えられた。

2,600~4,400m地点までは、土かぶり高が70~260mまで徐々に増加する高土かぶり区間であり、地表部は山林である。トンネル部の地質は石灰質砂岩(To:  $qu = 5 \text{ N/mm}^2$ 程度)から凝灰岩(Ntb:  $qu = 5 \sim 20 \text{ N/mm}^2$ 程度)に変わり、法光寺断層を境に、砂岩・泥岩の互層(Ks:  $qu = 5 \sim 20 \text{ N/mm}^2$ 程度)を主体とする地質に変化する(図-2)。

今回、問題とする法光寺断層は、北上山地北縁部を縦断する44kmの折爪断層系(折爪断層系はこれまでに各所で多くの問題が発生している)に属し、付近の地層は県境付近を背斜軸とする褶曲構造となっている。

なお、湧水は断層を通過するごとに増加し、トンネル全体で最大5.5t/分、最終的には3.4t/分であった。

### 3. 変状の発生

3,600m地点に現れた法光寺主断層は、事前に懸念した異常出水や激しい粘土化は見られず、内空変位は130mm程度で収まり、通常(30mm程度)より多少大きくなった程度であった。なお、断層に沿った緑色泥岩は粘土鉱物(モンモリロナイト)を含んでおり、インバート部は盤膨れの恐れがあったため、インバート吹付けコンクリート( $t=20\text{cm}$ )を施工した。

法光寺主断層通過後は、門の沢層のシルト岩で内空変位は下半終了時で約30mm程度と安定した地質がしばらく続き、安定した地質状態で推移するものと期待された。

ところが、574k982m40地点(坑口より3,890m、土かぶり174m)でパターンボルト打設中に突然鏡が崩落し、切羽後方の吹付けコンクリートにクラックが走った。直

ちに作業を休止して鏡吹付けを行い、増しボルトを打設したが、鏡の押し出し現象は止まらず、再び鏡が崩壊した。このため、崩壊した鏡吹付けコンクリートを分割撤去しながら再度鏡吹付けを行い、鏡ボルト( $L=4\text{m}$ )を打設した。しかしながら、翌日には再び鏡吹付けコンクリートにクラックが入り、先端の支保工が大きく屈曲して、さらに鏡ボルトを抱き込んで鏡が約3m程度押し出された(写真-1)。そこで、鏡のさらなる崩壊を食い止めるため、崩壊した岩塊を押しさえ盛土として、その上から厚さ約50cmの鏡吹付けを行い、6mの鏡ボルトを打設した結果、押し出しが止まった。

このときの切羽の地質は黒色の泥岩であり、坑口より1,650m地点で凝灰角礫岩が現れる前に鏡が押し出された際の状況と同様と考え、変形した鋼製支保工(H-125:6基)を坑口側から補助(H-200:6mボルト・シリカレジン注入式先受け)しながら、順次、縫い返すこととし、作業を続行した。

しかし、最後の鋼製支保工の縫い返しを開始しようとしたとき、再び鏡が押し出されるとともに山が動きだした。

このときの動きはそれまでの緩やかな押し出しとは異なり、急速な動きであったため、地山のゆるみ範囲が大きく拡大しているものと判断し、1m厚程度の鏡吹付けを行い、切羽作業の続行を断念した。

### 4. 前方地質調査

1,650m地点で凝灰角礫岩が現れた際と同様に断層を境に奥に硬い岩があることが予想されたため、最初にトンネル削岩機による切羽前方のサグリノミを行ったところ、前方5m付近までは強度が著しく弱い泥岩および砂

岩であり、その後、礫混じりの白色シルト粘土が続き、10m付近に大きな亀裂があることも判明したが、15mより孔荒れが激しくジャンボでの削孔は不可能となった。

奥に硬い岩はなく、また、これまでに見たこともない白色の礫混じりシルト粘土が現れたため、改めてボーリングマシン(DV-2)による水平ボーリング( $\phi 66$ )を行ったところ、前方5m付近に断層があり、手前は黒色泥岩(粘土化)、それ以深は古生層のチャート礫(5~10mm、新鮮:角が鋭利)を含む白色のシルト粘土(チャートが粘土化したもの、未固結状)がもまれた状態(層状ではない)で続いていることが判明した。

なお、白色シルト粘土がどの程度続くのか調査するため削孔を続けたが、徐々に削孔トルクが大きくなり、ついに30m地点で削孔不能となった。

削孔トルクの異常な上昇を考えると、今回の切羽押し出しは単に泥岩のみの現象とは考えられず、チャート礫混じりのシルト粘土自体でも発生するものと考えられ、

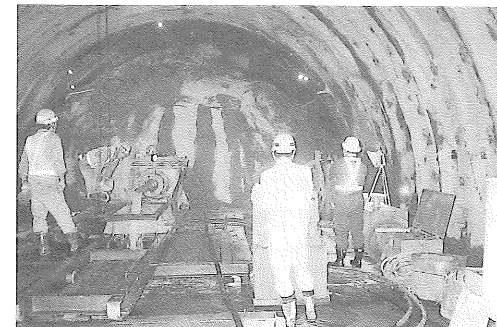


写真-2 リバースボーリング状況

また、事前調査で574k900m付近(崩壊箇所より約80m先)にあると報告されていた法光寺派生断層との関連や、押し出し現象が地山強度比によるものか、水圧によるものか、粘土鉱物によるものか、などその分布範囲が重要な要素であると判断された。

そこで、削孔トルクの大きいパーカッション方式の水平ボーリング( $\phi 75$ , Top-10級, 二重管削孔)を試みたが、ケーシングが取られる事態になり、削孔長 $L=47\text{m}$ で削孔不能となった。

このため、さらに削孔トルクの大きい長尺水平ボーリングマシン(TOP-LS, 二重管リバース)による調査ボーリング( $\phi 105$ )を行った(写真-2)。

その結果、図-3に示すように切羽前方5m付近と70m付近に断層があり、これを含む約80mに及ぶ大きな断層破砕帯になっており、削孔能力700mのTOP-LSでも100mが限界となるような劣悪な地質状況であることが判明した。

さらに、切羽前方50m付近に $0.5\text{N/mm}^2$ の水圧を持った湧水(水温 $19^\circ\text{C}$ 、これまでは $13^\circ\text{C}$ 程度、イオウ臭あり)があることも判明した。

以上の調査結果から、

- ① 破砕帯は幅約80mであり、ほぼ全面破砕チャート礫を含むシルト粘土で、きわめて低強度の地質状況にある。
- ② 破砕帯は通常の断層粘土と異なり、断層運動により発生した亀裂に褶曲などの地盤構造運動により下部から粘土化した珪質岩(チャート)が貫入上昇してきたものと考えられ、この低強度粘土が地山強度比の関係から、鏡の大きな押し出し現象となったと推定された。

### 5. 対策工法の検討

この破砕帯を突破するにあたり、補助工法ならびに掘削方法も含めた各種工法を比較検討した結果(表-1)、切羽の自立、押し出しの抑制および経済性を考慮して、薬液注入工法を採用した。

なお、今回の薬液注入延長は約90mと比較的長く、薬液注入のもっとも大きな欠点とされる施工速度、経済性の改善が望まれた。

そこで、対策比較で検討した長尺先受け工(AGF)では一般的に上半 $120^\circ$ 範囲にパイプを配置することより上部の改良で効果が得ら

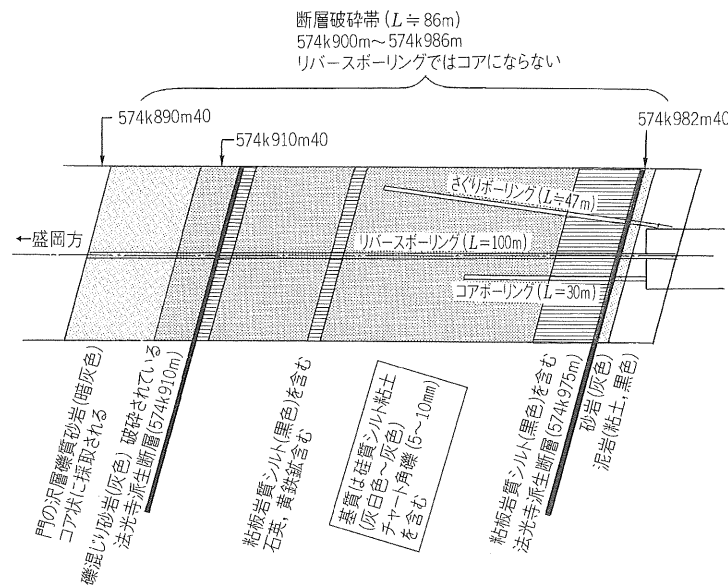


図-3 判明した地質平面

表-1 対策工法の比較検討表

主な工法	AGFフォアパイリング	PASS	上半底設導坑	注入式先受け工	上半CD	薬液注入180°	薬液注入120°
工法概要	外周部にL=12m, φ114の鋼管を多数打設し、前方地山を改良する。	外周部にモルタルによるアーチシェルの形成する。	φ3m程度の先進導坑を設け、事前に本坑を地盤改良する。	L=4m程度のシリカレジン注入により前方地山を改良する。	上半断面に中壁を設けて4または6分割して、加背を小さくする。	上半外周3mにLWを注入して、上半全面を地盤改良する。	天端外周3mにLWを注入して、上半上部を地盤改良する。
地質対応	多種の地質に対応。	粘性土、砂質土では適応性が高いが、砂礫地山では困難。	全地質に対応。	全地質に対応。	全地質に対応。主に、都市部の沈下対策として用いられる。	薬液の選別により全地質に対応。	薬液の選別により全地質に対応。
施工性	通常のジャンボで施工できるが、ラッパ状の掘削形状となるため、支保工サイズを変える必要がある。	専用機械が必要。	導坑掘削のため別途小型の掘削機械一式必要。	設備は簡易で即応性が高い。	加背が小さいため人力施工となる。3m以上のロックボルトの打設が困難であるため、ストラットが必要。	専用機械およびプラント設備が必要	専用機械およびプラント設備が必要
施工速度(月進)	30~40m	30~40m	60~70m 本坑別途	40~50m	20~30m	20m	28m
経済性	○	×	×	×	×	○	◎
今回への適応性	・鏡の自立対策、および湧水対策が別途必要	・専用機械整備搬入に時間を要する。 ・鏡自立対策別途必要。	・拡幅時に別途補助工法必要。 ・湧水対策が別途必要。	・鏡の自立対策、および湧水対策が別途必要。 ・先受け長が短い。	・加背が多く閉合までの期間が長くなる。 ・鏡の自立対策、および湧水対策が別途必要	・薬注による止水効果も期待できる。	・薬注による止水効果も期待できる。ただし、改良範囲が狭いため、断層帯中間部に限定。
総合評価		×	×	×	×	○	○

表-2 薬液注入量比較表(スパン延長15mのとき)

改良対象土量	ゾーン	180°	120°
		ハードゾーン	1,046m³
	ソフトゾーン	481m³	188m³
	合計	1,527m³	927m³
計画注入量	ハードゾーン(25%)	262m³	185m³
	ソフトゾーン(10%)	48m³	19m³
	合計	310m³	240m³

れるものと考え、区間前後の変化部を除くスパンで採用することとした(表-2参照)。

5-1 注入材の選定

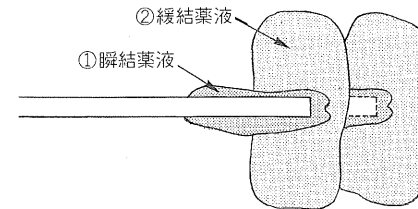
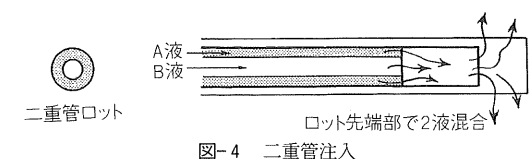
対象地山は破碎質の珪質岩と2つの断層である。薬液の効果としては、強度補強を目的とする懸濁型または止水・土の粘着力増強を目的とする溶液型の選択となるが、強度改良を第1に考え、主として超微粒子セメントの懸濁型薬液を用いた。

また、管理方法は注入量管理と注入圧管理の併用とし、懸濁型薬液で注入圧が高い部分については、浸透しやすい溶液型の薬液を用いた。

5-2 注入工法

地圧が高く、比較的高圧で注入せざるを得なくなることを考慮し、注入時のリーク抑制およびパッカーを確実に施工できる二重管複相注入工法(各ステップごとに瞬結タイプの薬液を先行注入し、削孔した穴とロットの隙間を充填した後、緩結タイプの薬液を後行注入する工法)とした(図-4,5)。

また、ステップ方式はロットを引き抜きつつ注入する方式(ステップアップ)とし、ステップ長は50cmとした。



5-3 改良範囲・延長

改良断面厚は3mとし、上半180°または120°の改良範囲で延長15~20m(図-6)として全長86mの破碎帯区間を5スパンに分けて改良した。

なお、各区間末端部には次回のためのカバーロック(3m)を設けた。表-3に実績を示す。

5-4 注入状況

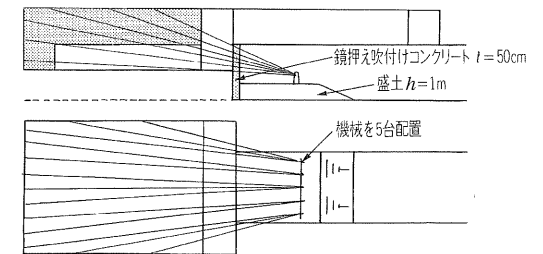
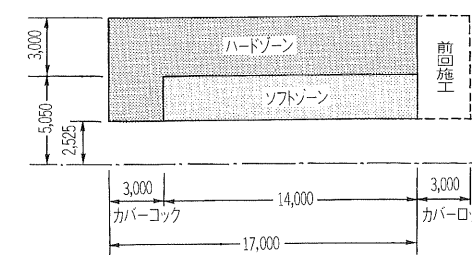
第1回目の注入ではカバーロックができていないため、注入開始後まもなく、鏡が注入圧で押される現象が生じ、改めて切羽から3m間のカバーロックを行ってから奥の注入を施工した。

第1回目は地山のゆるみが生じていたためか、懸濁型薬液がスムーズに注入できたが、第2回目からは懸濁型薬液が入りづらくなり、1孔おきに溶液型薬液を注入することとなった。

2回目は120°施工であり、少しでも効率的に施工する目的でスパン延長を20mで施工したが、地圧による締め

表-3 注入実績(574k896m40~574k982m40)

区分	設計注入量(m³)	注入量(m³)	平均注入率(%)	設計との比(%)	改良範囲
第1回	327	197	12.9	60.2	上半180° L=15m
第2回	290	166	13.4	57.2	上半120° L=20m
第3回	243	155	14.7	63.8	上半120° L=17m
第4回	243	165	15.7	67.9	上半120° L=17m
第5回	365	204	11.8	55.9	上半180° L=17m



付けおよびチャート礫混じり地質によるジャミングのため、削孔を止めた際、ロットが抜けなくなる現象が発生し、逆に時間を要した。

3回目から17mスパンで施工したが、ロットを取られることも少なくなり、また、作業に慣れてきたため、注入8日、掘削6日のサイクルでスムーズに施工できた(図-7, 写真-3)。

6. 掘削状況

注入区間の掘削は、鏡の押し出しがあったこと、および120°の薬液注入であることを考慮し、薬液注入区間の全区間において、ベンチ長2mとする上半2分割で掘削を行った(写真-4)。

支保パターンは当初P-A4(鋼製支保工上下半H-200, 吹付け厚20cm, L=6mボルト18本, L=4mボルト8本)とし、一次吹付け、鏡吹付けを併用して掘削を開始した。

第1回目の区間(15m薬液注入, 12m掘削)は鏡の押し

出しないものの、ゆるみが拡大していた箇所であったためか、掘削時、天端部分が剥落肌落ちする現象があり、先受け工(φ48.6, L=3m, 10本/1断面, 7断面)を行った。

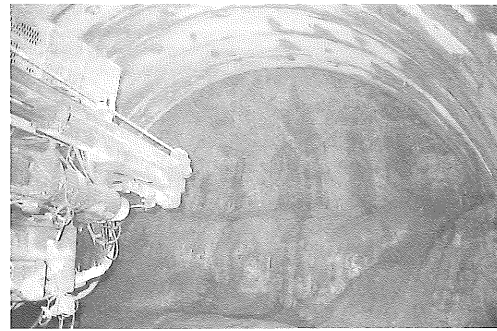


写真-4 上半切羽状況

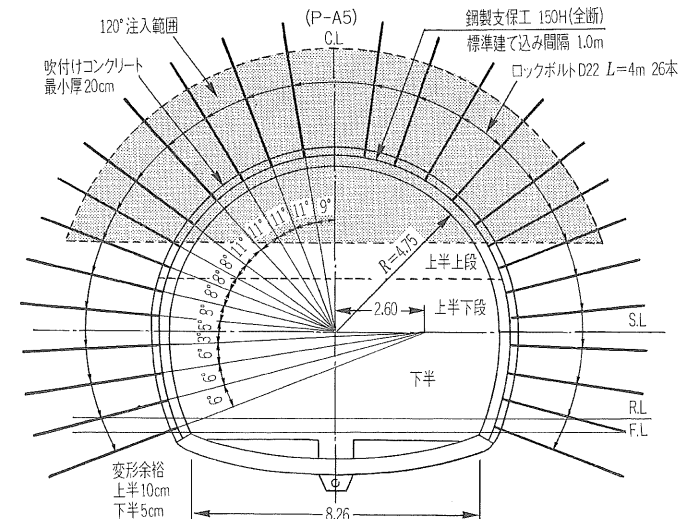


図-8 注入120°区間での支保パターン

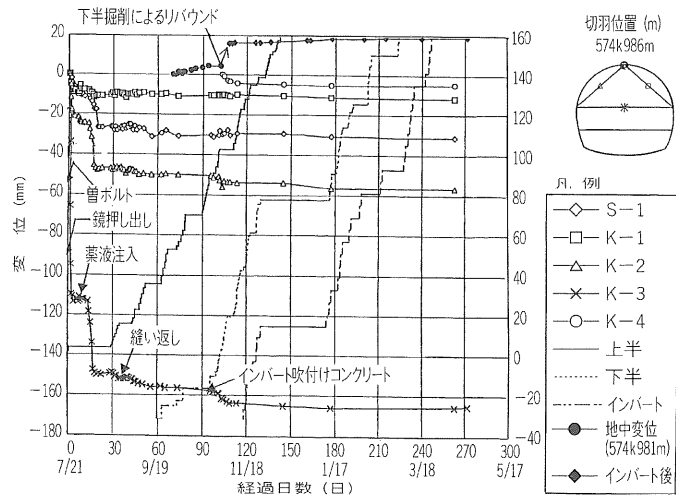


図-9 A計測結果(鏡押し出し箇所付近)

第2回目の区間(薬液注入20m, 掘削20m)も支保パターンはP-A4で施工したが、天端の肌落ちがなくなり、先受け工は不要であった。

第3回目以降は、第1回目、第2回目の計測結果(内空変位50mm前後, 天端沈下25mm前後)から支保パターンを図-8に示すP-A5(鋼製支保工150H全断, 吹付け厚20cm, L=4mボルト26本)とし、掘削を行った。

破碎帯中間部の湧水帯においてはロックボルトの空孔から湧水があったものの鏡からの湧水は見られず、止水効果も良好で順調に掘削が行われた。

第4回目の区間(薬液注入17m, 掘削17m)では再び、天端の剥落肌落ちが見られ、先受け工(φ48.6, L=3m, 10本/1断面, 14断面)を行ったが、影響としては前述の湧水帯の水圧を微妙に受けていたのではないかと考えられた。

120°の薬液注入の問題点として、下半掘削時の側壁押し出しが懸念されたが、全体的には下半内空変位が30mm前後と押し出し現象は見られず、中間部で一部、側壁の崩壊が見られたものの、この部分は前述の湧水箇所であり、溜り水による飽和土流出であった。

なお、3m押し出しのあった黒色泥岩部(574k982m)は早期閉合を図るため、インバート吹付けコンクリートを実施し、泥岩がトンネルを横断する区間においては自穿孔ボルトによるインバートロックボルトを打設した。

7. 計測

図-9は鏡が押し出された箇所(574k982m)より坑口側へ4mの地点の計測結果であるが、天端沈下32mmに対して内空変位は165mmとなっている(なお、天端沈下はほぼ実績データであるが、内空変位は押し出されてから縫い返し後までの間のデータが測定不能となったため、押し出し前と縫い返し後をつないだデータである)。

一方、注入区間では天端沈下21mm, 内空変位46mmと小さく(図-10), 変位比率は約1:2と等方的になっている。

さらに、注入の効果および支保の適合性を調べるためにB計測(地中変位, ロックボルト軸力, 鋼製支保工軸力, 吹付け内応力, 二次覆工応力)を行った。

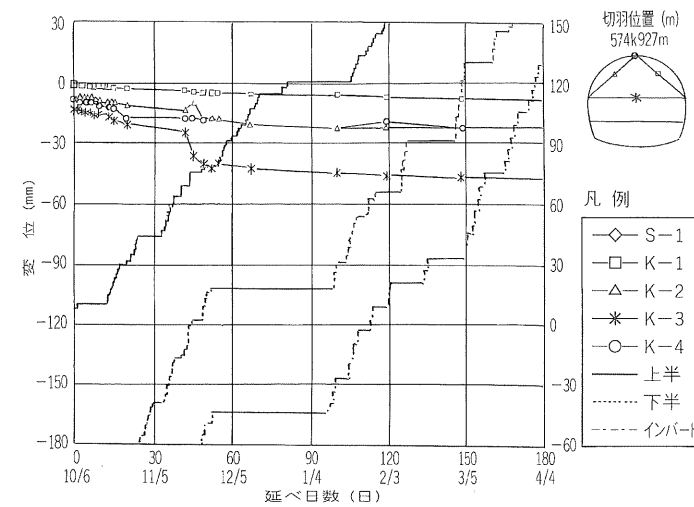


図-10 A計測結果(注入区間)

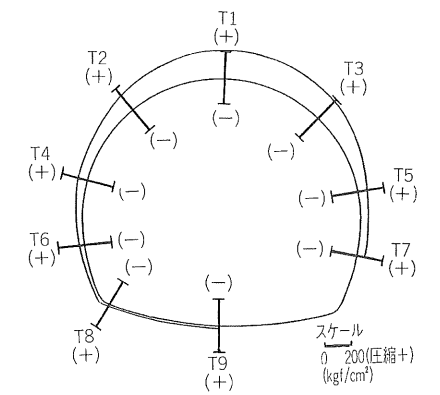


図-13 吹付けコンクリート応力分布

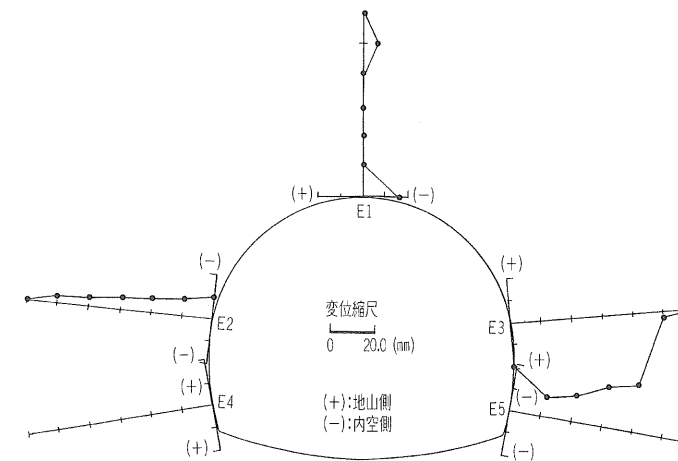


図-11 地中変位計測

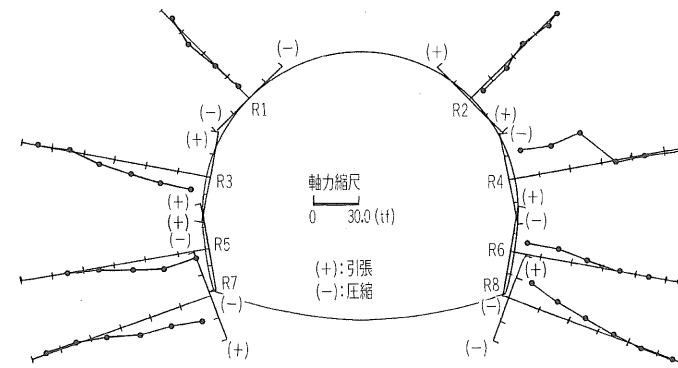


図-12 ロックボルト軸力

図-11に地中変位計測データ, 図-12にロックボルト軸力データ, 図-13に吹付け内応力データを示す。地中変位, ロックボルト軸力とも、側圧が卓越してい

ることが見受けられ、A計測データと符号している。

また、ロックボルト軸力では最大22t (R4)の引張り力が作用しており、一部のボルトにナットが飛ぶ現象が見られた。

その他、吹付け内応力の値が天端中央では約20N/mm<sup>2</sup>, 肩部で14~18N/mm<sup>2</sup>と大きな圧縮力が作用しているものの、吹付けコンクリートは高品質コンクリート(炭酸カルシウム15%, シリカフェーム5%添加)を採用しており、圧縮強度は20N/mm<sup>2</sup>以上確保され、ひび割れは見られなかった。

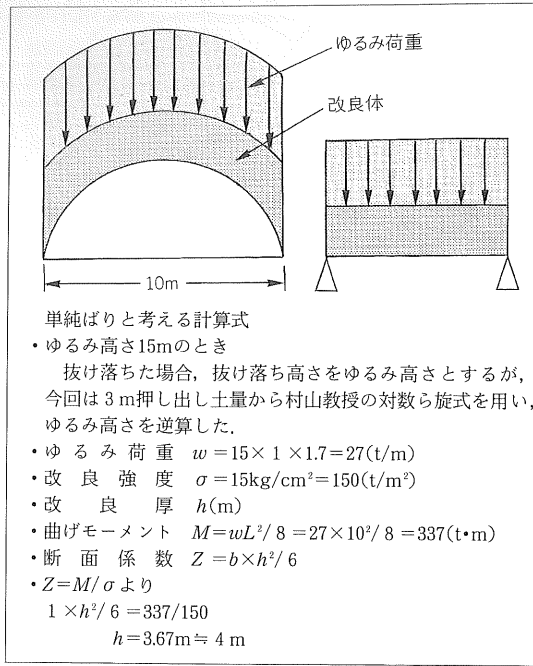
8. 考察

今回の3mの鏡押し出しや、その後の90mに及ぶ高土圧シルト粘土区間に対し、薬液注入を対策工として用いるのに、3つの問題点を抱えていた。

1つ目は、トンネル周囲の改良厚を3mにした点である。各種の文献を検討すると、ある計算式では7mになるし、またゆるみ高さの設定でも数値が大きく変化することから、最終的にはこれまでの経験値として3mを用いたが、実感として、押し出しがあった第1回目薬液注入区間の改良厚を4mにすれば良かったと反省している。

つまり、ゆるんでしまった地山とまだゆるみを発生していない地山では薬液注入の役割が異なり、すでにゆるませてしまった地山に対しての薬液注入は、ゆるみ荷重を考慮する必要がある、次式に示すゆる

み高さを考慮した計算式により改良厚を算出する方がより定量的である。



一方、まだゆるみを発生していない地山に対する薬液注入は掘削時に「ゆるんでも耐える工法」ではなく、「ゆるませない工法である」と考えた方が施工方法などの対応は考えやすい。つまり、前方改良・カバーロックにより先行ゆるみを抑制しており、また、ソフトゾーン注入により鏡が自立していることが掘削時のゆるみ発生を抑制している(ソフトゾーン注入は不可欠)。

これまで、薬液注入の改良厚は経験値2.5~3mで用いられる例が多いが、崩落などでゆるみを発生した後の薬液注入には崩落の度合いを考慮し、前述の計算式もしくは、経験値+1m程度が必要と考える。

2つ目の問題点として「120°の薬液注入ははたして効果があるのか」という点であるが、前述のゆるませないための方法(鏡自立:ソフトゾーン注入・上半ミニベンチ掘削、アンブレラ効果)により120°注入範囲で十分効果を発揮したものと考えられる。

3つ目の問題点として強度増強を目的とした懸濁型薬液(サンドゲル3N/mm<sup>2</sup>)は良いとして、「溶液型薬液(サ

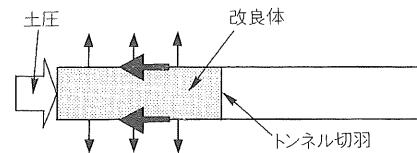


図-14 改良体内圧効果概念図

ンドゲル0.5N/mm<sup>2</sup>)を注入して効果があるのか」という点であったが、おそらく溶液型薬液だけの注入では前述の計算式から、改良厚を2~3倍(改良強度1.5N/mm<sup>2</sup>→0.5N/mm<sup>2</sup>)程度取らないと耐えられなかったものと考えられるが、懸濁型を主に注入し、そのつなぎ材として溶液型が効果をなし、かつ、止水効果、改良体自体の内圧効果(一つの塊として、土圧に対抗:図-14概念図)を高めていたものとする。

以上の3点について、実施工で感じたことをもとに考察してみた。

なお、吹付け内応力およびロックボルト軸力の値が大きかったことを考えると今回の断層帯は大きな潜在応力を有していたことは疑いのない事実であり、活断層系の断層であることを考慮し、二次覆工コンクリートはSFRC(スチールファイバーコンクリート)とした。

9. ま と め

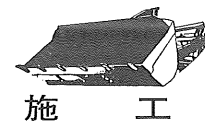
今回の3m押し出しとその後に続く、予期せぬシルト粘土の出現を見たとき、「第二の鍋立山トンネル(ほくほく線)にならなければ良いが」の思いが、頭を過ぎったのは事実である。

「そういえば鍋立は高圧注入工法で3N/mm<sup>2</sup>の土圧に対抗したな」と、「トンネルと地下」誌の掲載を思い出し、薬液注入工法を対策工として決めたのも一因であった。

86mの破碎帯を突破するのに約3か月を要したが、今は「よく3か月で済んだものだ」と先人達の苦労と、そのおかげで、比較的問題なく突破できたことを感謝している。

また、新しい試みとして、今回は120°薬液注入に挑戦したが、十分なデータを残すことはできなかったものの、少しでも今後の施工に活かしていただければ幸いである。

最後に、工事を進めるにあたり、ご指導・ご協力をいただいた関係各位に深く感謝する次第である。



施 工

日本最大級の沈埋トンネル貫通

東京港臨海道路 東京西航路部

渡 邊 篤\* 石 崎 博\*\*  
小 山 文 男\*\*\* 田 中 秀 夫\*\*\*\*

このうち、城南島から中央防波堤外側埋立地付近まで(3.4km)は第1工区として、平成5年度に建設を開始した。

第1工区のうち、東京西航路部分(延長1.3km)は沈埋トンネル工法で施工され、非常に厳しい施工条件の中、昨年11月無事に貫通することができた。

この西航路トンネル(仮称)は、沈埋工法で整備される道路トンネルとしては日本有数の規模である。

すなわち、沈埋函施工延長(1,329m)は首都高速道路公団が建設した東京湾岸道路の多摩川トンネル(1,550m)に次ぐわが国第二の長さであり、沈埋函設置水深AP-29mはもっとも深いものである。

なお、本工事に関する立坑工事、沈埋函の函体製作などは本誌平成8年6月号(Vol.27, No.6)に掲載済みであり、今回は、それ以降の沈埋函沈設工事について報告するものである。

2. 西航路トンネル(仮称)の概要

臨海道路の交通量は全体の完成時に29,000台/日、第1工区完成時は、19,000台/日が予想されている。幅員構成は、道路構造令の第4種第1級に準拠し、車線幅は3.5m、車線数は4車線(航路横断部以外の一部は6車線)である。

第1工区の平面および縦断は図-2に示すとおりであり、東京西航路横断部の海底トンネルの構造は、11函の沈埋函部分と最終継手部分から構成されている。

トンネルの標準的な断面構造は、図-3に示すように道路部分の両側に避難通路を確保するとともに、東電、上水道、NTTなどのライフラインを収納することとしている。

なお、陸上部は、開削工法によるU型擁壁およびボックスカルバートである。

沈埋トンネル工法の採用については、近接する羽田空港の高度制限、船舶の航路通過時の必要高さ、取り付け道路とのすりつけ高さなどを勘案し、決定したものであ

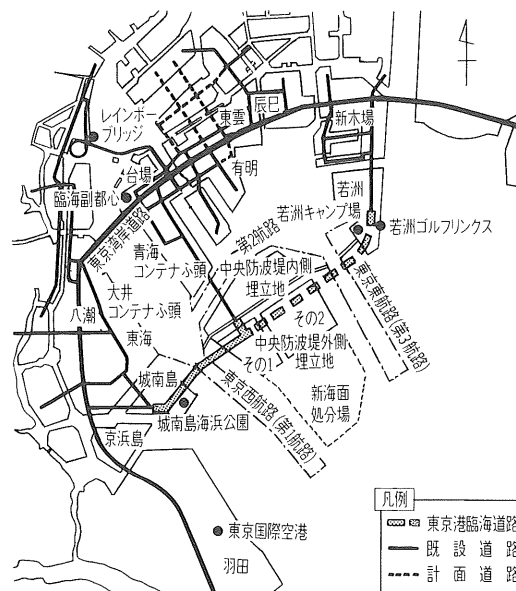


図-1 東京港臨海道路の位置図

\* 東京都港湾局東京港沖合埋立整備事務所建設工事課課長  
\*\* " " " " " 工事  
第二係係長  
\*\*\* 大成・三井不動産・伊藤建設共同企業体現場代理人  
\*\*\*\* 鹿島・東亜・大林・前田建設共同企業体監理技術者



## 『家康ゆかりの地』浜松より

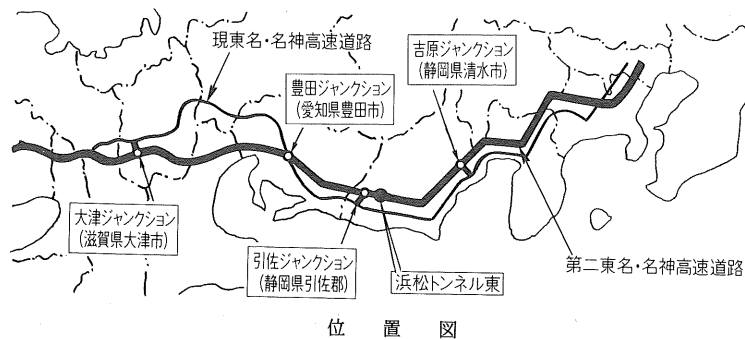
山下 秀雄

ここ浜松市は、東に天竜川、南は遠州灘、そして西には、古くからの景勝地として有名な浜名湖に囲まれた県下で一番人口の多い都市で、浜松城、中田島砂丘、館山寺温泉など、多くの観光地にも恵まれている。

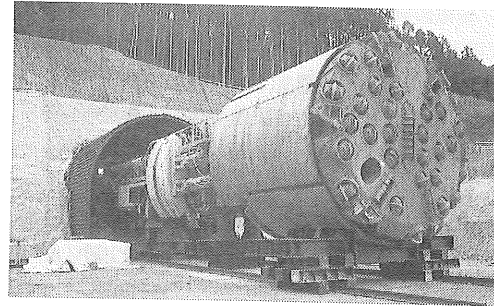
駿府(静岡)に至るまでの17年間の徳川家康の居住から現在まで常に未来を見すえ、次の時代を切り開いていくという「やらまいか」精神が脈々と息づき、遠江・三河の文化・産業の中心地として発展し、今でも繊維・楽器・オートバイの三大産業は、世界でも有数の産業となっている。

平成6年には、浜松地域テクノポリス構想、国際コンベンション都市構想、音楽文化都市構想の複合拠点となるアクトシティがオープンした。また、平成6年9月には、21世紀の次なる飛躍に向け、県西部、三遠南信地域の地域拠点都市が指定され、その中核都市としての発展が期待されている。

現在建設中の第二東名・名神高速道路は、第二東名(東京～名古屋)約320kmと第二名神(名古屋～神戸)約170kmの計490kmからなる全線6車線の高速度道路で、現東名・名神の渋滞緩和を目的とし、将来における一層の高速交通機能を確保するとともに、現東名との適切な交通機能の分担と高い信頼性を確保し、わが国の産業・文化・社会経済活動の振興において重要な役割が期待されている。また、計画中の中部横断自動車道、三遠南信自動車道とも接続し、全国的な交流ネットワークの根幹となることはもとより、中部・甲信越との新たなネットワークの主軸となり、地方都市の発展に大いに寄与するものと思われる。また、第二東名



位置図



TBM到達全景

のルートは静岡県の中山間部に位置し、これらの地域の産業・文化・経済の新たな発展が期待される場所である。

さて、当企業体が担当している浜松トンネル東工事は、浜松市の北方約30kmに位置している。主要工事であるトンネルは、標高200～400mの起伏量の小さな引佐山地に位置しており、地質は、中央構造線と赤石構造線に囲まれた中生代の秩父帯から構成されており、チャート、粘板岩、輝緑凝灰岩を主体とし、石灰岩、変成岩である千枚岩、変輝緑岩、変斑れい岩などが分布している。

トンネルは延長3,200m、掘削断面積が200m<sup>2</sup>で、掘削工法はTBM導坑先進掘削工法を採用している。平成11年4月にTBMが発進し、約9か月で3,118mの掘削を完了し、平成12年1月初めに無事貫通した。

途中の低土かぶり区間や15本程度の断層破碎帯においてもトラブルがなく通過し、平均月進は、約330mで、TBM工事としては、比較的順調に掘進したと思われる。

現在は、本坑掘削のための計画・準備段階であり、9月の本坑掘削開始に向け「やらまいか」の精神で鋭意奮闘中である。

(佐藤工業・住友建設・株木建設共同企業体浜松トンネル東(その2)工事所長)



## 断層破碎帯付近でのTBMの運転管理

西松 裕一\*

## 1. はじめに

TBMは、カッターヘッドを複数(多くは4個以上)の減速機付き電動機で回転させながら、推進ジャッキで切羽面に押しつけて岩盤を掘削している。近年、このカッターヘッドに直結している主リングギヤとかみ合っているピニオンギヤないしその支持部の破損に由来する減速機の破損事故が続けて起こった。

その原因と対策を調査研究する過程で、このような事故の再発防止のための抜本策は、ピニオンギヤの回転軸にシャキーまたは流体継手を挿入するしかないことが、明らかになった。しかし、同時にTBMの構造、性能面および、使用運転面からも、このような対策を採用することは、きわめて困難であることもわかった。他方、これまでのTBMの使用経験から、カッターヘッド駆動部が破損しないまでも回転不能になるような事故は、もっぱら断層破碎帯など切羽の自立が困難なところで発生することがわかっている。

本来TBMは、少なくとも切羽面が自立する程度以上の地山強度を有する岩盤を掘削するために設計製作されているので、切羽面が自立しないという状況で困難に遭遇することは、ある意味で当然である。しかし、わが国の地質条件では、TBMが使用されるような長大トンネルで、その全延長にわたって断層破碎帯が全く存在しないことを期待する方が無理である。したがって、TBMを有効に利用するためには、断層破碎帯の位置、規模、性状を事前に探知して、それを突破するための方策ないし補助工法を用意することが不可欠である。しかし、これにもまた多くの困難がある。

本稿では、このような技術の現状を考慮して、TBMが断層破碎帯に突入して、切羽面が自立しなくなったときにとるべき諸対策のうち、TBMの運転ないし操業条件をどのように管理・調整すべきかという問題に検討対象を限って考察する。

\*東京大学名誉教授

## 2. カッターヘッドに作用する力と動力

## 2-1 掘削に要する推力と回転抵抗

カッターヘッドに取り付けられているディスクカッターの圧入深さ $p$ と各カッターに作用する推力 $F_N$ 、あるいは回転抵抗 $F_R$ との間の関係については、理論解析の結果にもとづいて、二、三の計算式が提案されているが<sup>1)・2)</sup>、実験室実験の結果<sup>3)・4)</sup>とは必ずしも一致しない。そこで本稿では、福井ら<sup>5)</sup>が採用した経験式、

$$F_N = C_1 S_c p \quad (1)$$

$$F_R = C_2 S_c p^{1.5} \quad (2)$$

が成立すると仮定する。ここで、 $S_c$ は岩盤強度である。これらの式は、1個のディスクカッターが岩盤に垂直に押しつけられて、その回転軸と直角方向に(オフセット角0の状態)で回転掘削するときの式である。

ここでは簡単に、①すべてのカッターがこの条件を満足する、②カッターヘッドに取り付けられたカッターの数はカッターヘッドの直径 $D$ に比例する、③その平均回転半径(カッターヘッドの回転軸からの平均距離)は $0.3D$ である<sup>6)</sup>、と仮定する。

もちろん、TBMのカッターヘッドの外周部には、上記の仮定①からはずれたカッター(いわゆるコーナーカッター)が取り付けられているのが普通である。また、カッターヘッドに取り付けられているカッターの数は、一般にカッターヘッドの直径とともに増加するが、厳密にカッターヘッドの直径に比例しているわけではない。すなわち、仮定②はかなり粗い近似である。さらに、各カッターの取り付け位置も一様ではなく、仮定③も厳密には成立しない。しかし、これらの近似誤差をすべて比例定数 $a_1$ 、 $a_2$ に組み入れると、(1)式および(2)式から、岩盤掘削に要するカッターヘッドの推進力(または推進抵抗) $T_N$ とトルク(または回転抵抗) $T_R$ について、

$$T_N = a_1 S_c p D \quad (3)$$

$$T_R = a_2 S_c p^{1.5} D^2 \quad (4)$$

が成立することがわかる。

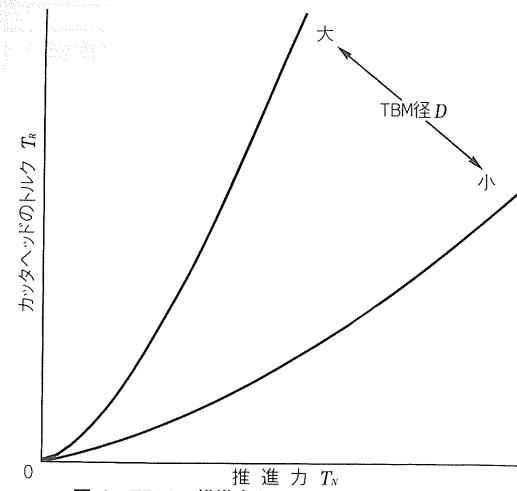


図-1 TBMの推進力とカッタヘッドのトルクとの関係の模式図

(3)式を(4)式に代入すると、岩盤掘削に要するカッタヘッドのトルクと推進力との間の関係式として、

$$T_R \propto T_N^{1.5} \left( \frac{D}{S_c} \right)^{0.5} \quad (5)$$

が得られる。

カッタヘッドの直径  $D$  は、個別の TBM では変化しないから、(5)式より、推進力を増加させるとカッタヘッドのトルクは急激に増加することがわかる。また、岩盤強度が増加すると、推進力を増加させない限りディスクカッタの圧入深さが減少するので、トルクはむしろ減少すると言える。

この推進力とトルクとの関係を模式的に示したのが図-1である。

なお、掘進速度  $v$  は、同一の掘削軌跡を描くカッタがなければ、カッタの圧入深さ  $p$  とカッタヘッド回転速度  $\omega$  (または毎分回転数  $N$ ) に比例するから、

$$v = \frac{1}{2\pi} \omega p \quad (6)$$

で与えられる。(6)式に(3)式を代入すると、推進力と掘進速度との間には、

$$v \propto \frac{\omega}{2\pi} \frac{T_N}{S_c D} \quad (7)$$

が成立することがわかる。

## 2-2 カッタヘッドに作用するその他の力

カッタヘッドに作用するトルクには、前節で述べた掘削抵抗すなわちディスクカッタの回転抵抗の他に、掘削ずりの積み込み抵抗とカッタヘッド前方のずりや周辺地山との間の摩擦抵抗に起因するものがある。

また、カッタヘッドの推進抵抗にも、掘削抵抗(ディスクカッタの地山への圧入抵抗)に起因するもの他に、

カッタヘッドと周辺地山との間の摩擦抵抗およびフロントシールドやフロントグリッパーシューとトンネル床面との間の摩擦抵抗とがあり、さらに、切羽が自立しないときには、崩落しようとする地山を支持するための力(ゆるみ土圧)が加わる。

切羽が自立しているときは、掘削ずりの積み込み抵抗やカッタヘッド、フロントグリッパーシューなど周辺地山との間の摩擦抵抗は、掘削抵抗よりもかなり小さい。他方、切羽が自立するという TBM 使用の前提条件が成立しないときは、かなりの大きさのゆるみ土圧が作用し、さらにカッタヘッド面板と切羽面の崩落ずりとの間の摩擦抵抗もそれに伴って大きくなる。その他、このゆるみ土圧はフロントシールドの天端の一部にも作用して推進抵抗を増加させる。

このゆるみ土圧によってカッタヘッドに押しつけられた崩落ずりと回転しようとするカッタヘッドとの間の摩擦抵抗が、これまでが国で経験した TBM 掘進の困難の大部分をもたらした原因であると考えられる。

## 2-3 切羽が自立しないときにカッタヘッドに作用する力

切羽が自立しないとき、崩落しようとするずりがカッタヘッドに及ぼす力、すなわちゆるみ土圧は、切羽前方の地山がどの程度ゆるんでいるかによって決まる。このゆるみ領域とゆるみ土圧とを計算する方法は、いろいろ提案されているが<sup>7)</sup>、ここでは簡単に、Terzaghi のトンネル土圧理論<sup>9)</sup>にもとづいて計算してみる。

Terzaghi のトンネル土圧の式は、矩形断面のトンネルに作用する土圧を二次元問題として計算している。TBM の掘進切羽付近の状況は、二次元問題と考えること自体に無理がある。また、従来観察されている切羽前方のゆるみ領域の形状<sup>9), 10)</sup> は Terzaghi の式で仮定するゆるみ領域の形状とは全く異なる。しかし、この疑問もあえて無視して、掘進方向の垂直断面について、図-2 に示すようなゆるみ領域が形成されると仮定する。このとき、ゆるみ領域の幅  $b$  は、

$$b = \frac{D}{2} + D \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \quad (8)$$

で与えられる。その他についてはすべて Terzaghi の考え方を適用して計算すると、土かぶりが TBM の直径  $D$  より十分に大きいとき、トンネル天端に作用する垂直方向のゆるみ土圧  $P_v$  の式として、

$$P_v = \frac{b\gamma - 2c}{2K \tan \phi} \quad (9)$$

が得られる。また、(9)式で求められた垂直方向のゆるみ土圧  $P_v$  を用いると、TBM のカッタヘッドに作用する水平方向のゆるみ土圧  $P_H$  の式として、

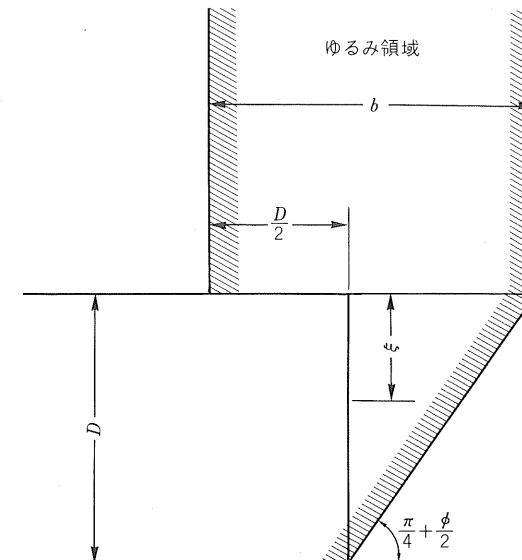


図-2 切羽前方のゆるみ領域の範囲に関する主なパラメーターと記号

$$P_H = (\gamma \xi + P_v) \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (10)$$

が得られる。ただし、(8)、(9)および(10)式で

$\gamma$  : ゆるんだ地山の重量密度

$c$  : ゆるんだ地山の粘着力

$\phi$  : ゆるんだ地山の内部摩擦角

$K$  : 岩盤応力の垂直成分  $\sigma_v$  と水平成分  $\sigma_h$  との比 ( $\sigma_h / \sigma_v$ )

$\xi$  : トンネル天端からの垂直距離(図-2 参照)

である。

切羽が自立しないのは、もっぱら断層破砕帯であるが、この部分の地山物性も岩盤応力もほとんどわかっていない。そこで簡単に、 $K = 1$ 、 $c = 0$  と仮定し、さらに水平方向のゆるみ土圧  $P_H$  についても  $\xi = D/2$  のときの値をとると、

$$P_v = \frac{\gamma D}{4 \tan \phi} \left\{ 1 + 2 \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right\} \quad (11)$$

$$P_H = \frac{\gamma D}{4 \tan \phi} \left\{ 1 + 2 \tan \phi + 2 \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right\} \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (12)$$

が得られる。(12)式から水平方向のゆるみ土圧  $P_H$  は、TBM の直径(カッタヘッドの直径)に比例することがわかる。直径  $D = 5$  m、ゆるんだ地山の重量密度  $\gamma = 25$  kN/m<sup>3</sup> のときの水平方向のゆるみ土圧  $P_H$  とゆるんだ地山の内部摩擦角  $\phi$  との関係を図-3 に示す。

TBM のカッタヘッドに作用する力で問題になるのは、(12)式で与えられた水平方向のゆるみ土圧  $P_H$  である。

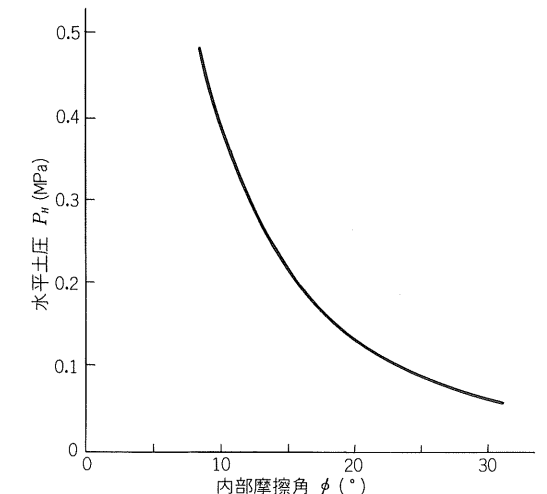


図-3 地山の内部摩擦角  $\phi$  とゆるみ土圧  $P_H$  との関係(TBM 直径  $D = 5$  m、地山の重量密度  $\gamma = 25$  kN/m<sup>3</sup>、粘着力  $c = 0$ )  
ゆるみ土圧抵抗  $\Delta T_N$  は、

$$\Delta T_N = P_H \frac{\pi}{4} D^2 \quad (13)$$

に(12)式を代入すれば計算することができる。

なお、カッタヘッドの推進抵抗には、この他に摩擦抵抗があるが、これも破砕帯では、フロントグリッパーシューやフロントシールドが下盤にめり込んで増加する可能性がある。逆に、ディスクカッタを岩盤に圧入するために必要な力すなわち掘削抵抗は、切羽が自立しないときは、当然かなり小さい。

次に、この水平方向のゆるみ土圧  $P_H$  に起因するカッタヘッドのトルク  $\Delta T_R$  を求める。簡単にカッタヘッド全面にわたってゆるみ土圧  $P_H$  が一様に作用していると仮定すると、崩落ずりとカッタヘッド前面との摩擦係数を  $\mu$  としたとき、ゆるみ土圧に起因するトルク  $\Delta T_R$  は、

$$\Delta T_R = 2\pi \int_0^{D/2} \mu P_H r^2 dr = \frac{\pi}{12} \mu P_H D^3 \quad (14)$$

で与えられる。

(4)式からわかるように、掘削抵抗に起因するトルクが TBM の直径  $D$  の 2 乗に比例するのに対して、(14)式で与えられるゆるみ土圧に起因するトルクは、水平方向のゆるみ土圧  $P_H$  が TBM の直径  $D$  に比例することを考慮すると直径の 4 乗に比例することがわかる。

また、この場合のトルクと推進力との関係は、(13)式と(14)式から、

$$\Delta T_R = \frac{1}{3} \mu \Delta T_N D \quad (15)$$

となる。

なお、破砕帯では、この他にカッタヘッド面板前方に

存在する崩落ずりの積み込み抵抗に起因するトルクも著しく増大する可能性が高い。

3. TBM の性能の設計値

TBM も機械であるから、その設計値以上の出力を期待することはできない。ここでは、TBM の設計値のうちカッタヘッドの推進と回転に関するものについて述べる。

カッタヘッドの推進力やトルクが岩盤の掘削抵抗だけで決まるならば、(3)式および(4)式からわかるように、岩盤強度とディスクカッタの圧入深さから、必要な値を決定することができる。しかし、後に詳しく述べるように、断層破碎帯に突入したときのことも考慮しておかねばならないので、必要な推進力とトルクの大きさ(設計最大値)は、掘削抵抗以外の理由と経験とによって決められている。

カッタヘッドの回転速度は、ディスクカッタの寿命や機械振動(具体的には外周カッタの許容回転速度)を考慮して、その上限値が決定される。

必要なカッタヘッドトルクの大きさと回転速度とが決定されると駆動部の必要馬力ないし動力(トルクと回転速度の積)も決まる。カッタヘッドは同一出力、同一形式の複数の電動機で駆動されるから、電動機の数と最大出力とが決定されて、適当な電動機が選定される。選定された電動機1台あたりの最大トルクは与えられているから、動力伝達部(減速機)の回転軸や歯車の機械強度の設計値も決まってくる。

このような設計過程からわかるように、カッタヘッドの駆動部についても、トルクと回転速度の上限値が設定されているだけでなく、動力(トルクと回転速度の積)についても、上限値がある。その上限値を維持して運転する場合には、カッタヘッド回転速度とトルクとが反比例する。したがって、カッタヘッドの回転速度と駆動トルクとの間には、図-4に示すような関係がある<sup>11)</sup>。この運転範囲を越えると電動機だけでなく、機械部分も破損

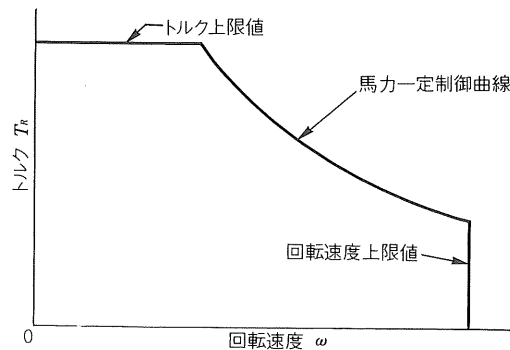


図-4 カッタヘッドの回転速度とトルクとの関係の模式図

する恐れがあるので、各電動機は電磁的な制御によって、この運転範囲を越えないように制御されている。

推進ジャッキの最大推力は、カッタヘッドに要求される推進力から決まる。メイングリッパージャッキの押しつけ力とメイングリッパーシューの摩擦係数との積(推進力の反力)は、推進ジャッキの最大推力より大きくなければならない。しかし、メイングリッパーシューが押しつけられる岩盤の状態によって摩擦係数が変動するので、メイングリッパージャッキの最大推力の決定は経験に頼らざるを得ない。

このようなTBMの主要諸元は、設計段階においてはメーカー側とユーザー側の打ち合わせによって、ある程度柔軟に変更することが可能である。しかし、一旦TBMが完成したら、当然のことながら、最大回転速度はもちろん、最大トルクも最大推進力も変更することは困難なので、運転条件の調整は、その範囲内で行わざるを得ない。

もちろん、このような推進力やトルクの最大値ないし上限値は、切羽が自立しているときには、TBMの順調な運転と掘削の進行とを保障するものでなければならない。しかし、もしこの上限値を越える条件で無理に運転しようとする、故障が起こるのは、むしろ当然である。

4. TBM の 運 転 特 性 値

4-1 切羽が自立しているとき

少なくとも切羽が自立する程度の強度を持っている岩盤を掘削しているときは、TBMはその設計・製作時に想定した適用範囲内の岩盤を掘削しているのであるから、文字どおり正常に運転されているはずである。

このような正常運転では、推進ジャッキへの作動油の流入量を一定に保つように制御されていることが多い(TBMの姿勢制御や方向制御は、重要な問題であるが、本稿では触れない)。これは、掘進速度を一定に保つためには、(7)式からわかるように、切羽の岩盤強度の増減に比例して推進力を増減させなければならない。カッタヘッドのトルク  $T_r$  は、(5)式からわかるように、地山条件である岩盤強度とTBMの運転条件である推進力の関数であり直接的には調整することができない。

掘進速度を一定に保つことは、日進を計画的に保ち、ずり搬出、支保施工などの速度ないし能率を一定に保つことを意味するから、工程管理上からも合理的であると言える。このような正常運転時の掘進速度は、当然施工計画を作るときに与えられていて、操業中のTBMは、この掘進速度を十分に維持できるように設計されているか、そのような性能を有するTBMが採用されているは

ずである。

TBM採用時に想定された岩盤強度を有する地山を計画どおりの掘進速度で掘削しているときの推進力やカッタヘッドのトルクは、当然ながら設計最大値よりもかなり小さい。今、例として表-1に示すような直径5mのTBMで花崗岩質の地山を掘削したときの推進力とトルクの実測データを図-5に、またその平均値を表-2に示す<sup>5), 12)</sup>。これからわかるように、正常に運転されている

表-1 TBMの主要諸元の例<sup>12)</sup>

掘削径	5,000mm	カッタヘッド電動機	150kW×6 =900kW
機長	19,470mm	カッタヘッドトルク	108ton・m
全長	59,970mm	カッタヘッド回転速度	7.5r. p. m.
重量	260ton	ディスクカッタ径	394mm
総出力	1,080kW	後続台車	3台
推進力	212ton×4 =848ton	グリッパ押し付け力	1,048ton

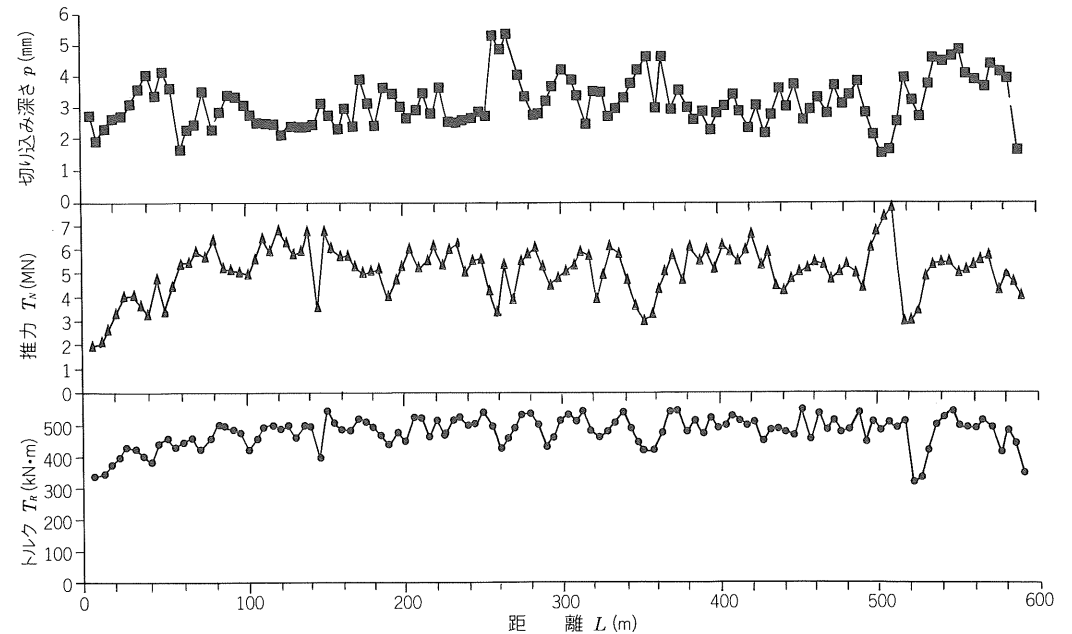


図-5 正常運転中のTBMの運転特性値の例(福井ら<sup>5)</sup>による)

表-2 TBMの岩盤強度別運転特性値の例<sup>12)</sup>

	単位	No.1導坑 岩盤分類						No.2導坑 岩盤分類					
		a	b	c	d	e	平均	a	b	c	d	e	平均
構成比率	%	14	30	36	8	12	100	16	24	28	19	13	100
一軸圧縮強度	kg/cm <sup>2</sup>	2,007	1,538	1,225	904	776	1,349	2,427	2,165	1,723	1,372	838	1,760
純掘進速度	m/hr	1.01	1.16	1.42	1.52	1.68	1.29	0.98	1.14	1.19	1.47	1.63	1.22
カッタ押し込み深さ	mm	2.3	2.6	3.2	3.4	3.7	2.9	2.2	2.5	2.7	3.3	3.6	2.7
カッタヘッド推進力	ton	631	588	474	429	404	531	680	604	517	549	443	571
カッタヘッドトルク	t・m	50	50	47	44	42	48	51	50	47	49	45	49

の点から言えば、回転速度を一定に保って推進力を増加させる方策も考慮の余地がある。

#### 4-2 切羽の自立が困難なとき

すでに述べたように、切羽が自立しないほど地山が軟弱なことは、TBMの設計・選択時の前提条件が成立しないことである。すなわち、TBMの適用範囲外の地山条件であるから、運転上の困難が起こるのはむしろ当然のことである。しかし、わが国におけるTBMの操業上の困難ないし故障のほとんどは、断層破碎帯など軟弱な地山に遭遇したときに起こっているから、このような異常地山に対処する方策を考えておくことが重要である。

もちろん、切羽前方の地質を予め調査して断層破碎帯が切羽に出現する前に、何らかの補助工法を用意して対処するのが最良の方法である。しかし、現状ではこのような不良地山の予知を確実にすることは困難である。また、これらの技術的対策を論議するのは、必ずしも本稿の目的ではない。本稿では、TBMが断層破碎帯に突入して、切羽が自立しなくなったときにTBMが置かれる状況とその運転管理についてのみ考察する。

すでに、2-2で述べたように、切羽が自立しないときは、地山が軟弱で普通の意味で岩盤とは言えないような状況であるから、狭い意味での掘削抵抗はかなり小さい。また当然、切羽が自立する程度以上の強度を有する岩盤を対象とした掘削抵抗の式である(1)~(5)式は成立しない。したがって、(7)式も成立しなくなる。

すなわち、切羽が自立しないときは、主としてゆるみ土圧がカッターヘッドのトルクや推進抵抗を左右し、ゆるみ土圧に起因するトルクや推進力を表す(13)と(14)式によって、カッターヘッド全体のトルクや推進力がほぼ決まることになる。

2-2で述べたようなかなり粗い近似仮定にもとづいて得られた(12)式を用いて、直径5m、地山の重量密度25kN/m<sup>3</sup>、内部摩擦角15°(粘着力は0)のときのゆるみ土圧を計算すると、 $P_n \approx 0.21\text{MPa}$ が得られる。このゆるみ土圧の値に対抗するためのTBM推進力を求めると、約4,100kN(約418ton)となる。この値は表-2に示した正常運転時の平均推進力よりも多少低い値である。すなわち、ゆるみ土圧を支持し、切羽の崩落を防ぐという意味では、この例のTBMの推進ジャッキは十分な能力を持っている。

他方、(14)式を用いてこの場合のトルク(ゆるみ土圧にもとづくカッターヘッドの回転抵抗)を計算してみる。この場合重要なのは、カッターヘッド面と切羽地山(崩落しようとするゆるみ領域の土砂)との間の摩擦係数 $\mu$ の値である。ほとんどデータがないので、取りあえず $\mu = 0.3$ と仮定して<sup>13)</sup>計算すると、 $\Delta T \approx 1,800\text{kN}\cdot\text{m}$ (約

184t・m)となる。この値は表-2に示したトルクの平均値の3倍以上であり、当然TBMの設計最大値(表-1参照)を越えている。多くの場合、このような状況になる前、少なくともトルクが設計最大値に達したときに、カッターヘッドの回転は停止するはずである。このような状況で一旦TBMが停止した後、とくに対策を講じないで、再びカッターヘッドを回転させようとするれば、起動トルクも加わって、過大なトルクが発生して、何らかの機械的故障が起こることになる。

以上は、粘着力0、内部摩擦角15°の断層破碎帯が切羽全面に露出している場合であり、かつカッターヘッドと切羽地山との間の摩擦係数を0.3と仮定したときの話である。当然粘着力が0でなく内部摩擦角が15°より大きい場合や、切羽の一部だけが自立しないとき、さらには摩擦係数が0.3より小さいときなどは、上記の計算例よりもカッターヘッドのトルクは小さくなる。

なお、切羽の一部が断層破碎帯に突入していても、切羽の半分以上が自立しているため、カッターヘッドの回転抵抗が設計最大トルクよりも小さく、したがって、カッターヘッドを回転させ得る場合もある。この場合でも、そのままカッターヘッドを回転させていると、崩落してくる土砂が次々に積み込まれ除去されて、TBM前方のゆるみ領域がますます拡大成長する可能性が大きい。すなわち切羽の一部でも自立しないときに、カッターヘッドを回転させると、崩落した土砂が積み込まれ排除されるため、ゆるみ領域が拡大成長して事態を悪化させる方向に作用する可能性が高い。

今まで述べてきたことから、地山が軟弱になって切羽が自立しなくなると、トルクが正常運転の場合よりも大きくなる可能性が高いことがわかる。また、このような状況では、排出されるずりの量は、TBMの掘削断面積と推進ジャッキのストロークから求めた掘削ずり量よりも大きい。

### 5. 断層破碎帯でのTBMの運転管理

#### 5-1 運転特性値による切羽自立性の検知

すでに述べたように現在の地質調査技術では、TBM前方の地質を十分正確に事前に検知することは困難である。したがって、TBMが運転中に突然予想外の場所で断層破碎帯に遭遇することは、ある意味ではやむを得ない。そこで、TBMの運転条件のデータから、断層破碎帯に代表される軟弱な地山に突入したことをできるだけ早く検知することが要求される。幸いにしてほとんどの場合、切羽全体に突然断層破碎帯が出現することはない。多くの場合、多少とも地山強度が減少して、やがて切羽が自立しなくなったり切羽の一部に自立しない部分が表

れて、そのまま掘削を続けるとそれが切羽全面に拡大していく。

切羽の岩盤強度が減少した場合にも掘進速度を一定に保って運転を続けようとする、カッターヘッドの回転速度が一定という条件の下では、(3)式からわかるように推進力を減少させなければならない。しかし、断層破碎帯に遭遇して切羽が自立しないほど地山が軟弱になると、2-2で述べたゆるみ土圧が作用して、掘削に必要な推進力の他にゆるみ土圧を支えるための推進力が必要になる。その結果、両者の和である推進力は必ずしも減少しない。すなわち、推進力(あるいは掘進抵抗)は、切羽地山の変化に対して鈍感である。切羽が自立をしている場合、掘進速度すなわちカッターの圧入深さを一定に保てば、掘削に要するトルクもまた、(5)式からわかるように岩盤強度が減少すると小さくなる。しかし、切羽が自立しなくなるとゆるみ土圧に起因する回転抵抗(トルク)が急激に大きくなる。さらに4-2で述べたように、ゆるみ領域から崩落する土砂が増えるので、崩落した土砂とカッターヘッド面との間の摩擦抵抗に起因するトルクが発生する。また、ずりの積み込みに要するトルクも増加する。したがって、その全部の和であるカッターヘッドのトルクは、切羽の一部でも自立しなくなると、かなり敏感に増加するであろう。そのような意味で、他の運転条件にとくに変化がないのにトルクの平均値が持続的に大きくなったり、時間的変動幅が大きくなったりする。換言すればトルクのピーク値が増加する現象は、切羽が自立しなくなりつつある証拠であり、トルクが設計最大値を越える危険の前兆であると言える。なお、この場合には、4-2でも述べたように、計算上の地山掘削体積よりもずりの排出量が大きくなる。

したがって、トルクのピーク値の増加とずり排出量の増加の両者が同時に検知されたら、切羽が自立しなくなる危険が迫っていると判断される。もちろん、正常運転時でもトルクやずり排出量の時間的な変動は大きいので、その増減を検知するには、ある程度の時間が必要であり、そのために時間遅れが伴う。

以上に述べたことは、掘進速度と回転速度とを一定に保った場合である。なお、切羽が自立している場合、地山強度が減少してディスクカッターの圧入深さが増加したとき、掘進速度を一定に保つために回転速度を減少させても、(4)式からわかるように、トルクは回転速度とは直接には関係がないから、トルクはとくに変化しない。

また、トルクのピーク値が増加し始めたときに推進力を減少させれば、(5)式からわかるように、地山強度が減少したときでもトルクを減らすことができるので、小規模な断層破碎帯ならそのまま乗り切ることも不可能で

はない。

#### 5-2 切羽が全面的に自立しなくなったときの運転管理

前節で述べたような運転条件の変化から断層破碎帯の早期検知を実現するためには、ずり排出量やトルクのピーク値の異常な増加をなるべく早く検知することが重要である。このような異常を検知したら、推進力を減らしてトルクを減少させ、慎重に運転することが望ましい。そして、運転を継続しながら、切羽面の状況を調査し、対策を考えるべきである。それでもなおトルクの増加が続けば、カッターヘッドの回転を停止するしかないであろう。一旦、カッターヘッドの回転を停止したら、直ちに切羽やその前方の地山状態を目視や先進ボーリングなど可能な手段を使って十分に調査し、なるべく速やかに対策を講じて、異常の原因を除去しなければならない。いたずらに時間を浪費すると地山の状態はますます悪化するのが普通である。

そのような意味でも、カッターヘッドが回転不能になって初めて断層破碎帯に突入したことがわかったという事態は最悪である。運転を再開する際には、起動トルクが大きいことも考慮して、推進力0の状態でもカッターヘッドの回転を開始すべきであることは言うまでもない。

カッターヘッドの回転を停止した後に講じた措置ないし対策とその効果については、いくつかの報告<sup>14),15)</sup>があるが、地質条件に大きく左右されて一定の法則性を見いだすのは困難であるのが普通である。

すでに4-2で述べたように、現在わが国で使用されているTBMの推進ジャッキの能力には、多くの場合切羽の崩落を防ぐに必要な支持力を与えるだけの余裕がある。他方、カッターヘッドのトルクの最大値には、それほど大きな余裕はなく、ゆるみ土圧が全面的に作用したら、カッターヘッドは回転できなくなるのが普通である。また、たとえカッターヘッドが回転可能なときでも、カッターヘッドを回転させて、崩落してくる土砂を次々に積み込み排出すれば、ほとんどの場合にゆるみ領域が拡大成長して、ゆるみ土圧も増加する。

もちろん、例外的には単なる高落ちで崩落しただけで、その分を積み込んでしまえば、そのまま正常な掘進作業を続けることができる場合もある。しかし、他に何らかの根拠がないままに、このような僥倖<sup>きやうこう</sup>に期待すべきではない。

### 6. 結 論

TBMの適用条件から大きくはずれた軟弱な地山に遭遇して切羽が自立しなくなったとき起こる現象について、TBMの機械としての性能とその運転条件という立場から考察してきた。言うまでもないが、TBMの前方地質

を十分に調査把握して、予め十分な対策を講じて、TBMが常に正常な運転条件で運転されるようにするのが理想である。しかし、現状の技術では、これを完全に実現することはきわめて困難である。

したがって、TBMの運転条件の変化から、断層破砕帯に接近したり、切羽の一部が自立しなくなったことを早期に検知することが要求される。

切羽の一部でも自立しなくなると、掘進速度と回転速度が一定であれば、トルクとずり排出量が顕著に増加することを述べた。このような運転条件の変化が起こったときは、まず推進力を減少させてその効果を観測し、なお異常が続くようであればTBMの運転を停止して、速やかに切羽の状態を調査すべきである。その結果、切羽の一部または全部が自立しなくなっていることがわかれば、何らかの補助工法を採用しなければならない。

どのような補助工法を採用するにしても、もともとゆるんでいる地山をさらにゆるめるようなTBM運転を行わないことが肝要である。そのような意味で、異常を検知してカッターヘッドの回転を停止したときに、異常の原因を突き止めないまま、カッターヘッドの回転を再開するようなことは、避けるべきであろう。

以上、粗い近似計算を用いたため数値の信頼性の低い部分や筆者の経験不足のため理論倒れの部分など多々あるかと畏れるが、この小論がTBMの運転管理にあたっている現場技術者の方々の参考になれば幸いである。

7. おわりに

本稿をまとめるにあたって、東京大学工学部地球システム工学科の開発機械学研究室(大久保誠介教授)の方々、高速道路技術センターの岩井勝彦参与および大成建設(株)技術研究所ソールド・TBM工法開発室(領家邦泰室長)の方々から貴重なご意見とご教示をいただいた。ここに記して感謝の意を表す。ただし、本稿に述べた見解は、筆者個人のものであり、ご教示を頂いた上記各

氏ないしその所属機関の見解とは、必ずしも一致するものではないことを付記しておく。

参考文献

1) F. F. Roxborough & H. R. Phillips: Rock excavation by disc cutter, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci., Vol.12, pp.361-366, 1975.
2) H. P. Sanio: Prediction of the performance of disc cutters in anisotropic rock, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci., Vol.22, pp.153-161, 1985.
3) 西松裕一・奥野 昇・平沢幸久: ローラカッタによる岩石掘削に関する研究, 日本鉱業会誌, 91巻, 1052号, pp.653-658, 1975.
4) F. Gong・佐藤一彦・浅井秀明: 円周軌道切削における岩石の切削抵抗, ディスクカッタによる岩石の切削に関する研究(第一報), 資源・素材学会誌, 108巻, pp.557-562, 1992.
5) 福井勝則・大久保誠介: TBMの掘削抵抗を利用した岩盤物性の把握, トンネルと地下, Vol.28, No.2, pp.35-43, 1997.2.
6) 福井勝則・大久保誠介・小田謙一: TBMの掘削抵抗に関する研究, 土木学会第30回岩盤力学シンポジウム講演論文集, pp.303-307, 2000.
7) 福島啓一: わかりやすいトンネルの力学, 土木工学社, pp.16-18, 1994.
8) 樗木 武: トンネル力学, 共立出版, pp.169-173, 1977.
9) 岩井勝彦・中田雅博・矢野 寛: トンネル切羽安定性の評価に関する一考察, トンネルと地下, Vol.29, No.3, pp.41-48, 1998.3.
10) 真下英人・鈴木正彦・猪熊 明: トンネル切羽安定性の簡易評価法の提案, 土木学会論文集, 638号, pp.117-129, 1999.
11) 南 好人・森岡亨一: 山岳トンネル用TBMの現状と動向, 建設の機械化, 589号, pp.57-63, 1999.3.
12) 河野英雄・藤原洋一・三島功裕: 直径5mのTBMで硬岩に挑む, トンネルと地下, Vol.25, No.2, pp.7-14, 1994.2.
13) 佐野信夫・松尾勝弥・長島哲紀: 飛騨トンネル避難坑用TBMの設計, 建設の機械化, 598号, pp.23-30, 1999.12.
14) 仁井田 洋・田中義晴: 新鮮花崗岩における大断面トンネル支保構造の検証, トンネルと地下, Vol.30, No.1, pp.25-34, 1999.1.
15) 森田達夫・高橋幸三・千葉 隆: 大規模破砕帯をTBMで突破, トンネルと地下, Vol.30, No.8, pp.17-28, 1999.8.

(土木工学社図書案内)

岩盤の計測と解析

工博 鈴木 光 著

A5判 箱入 260ページ 本体4,200円(〒380円)

最近では、有限要素法を利用し、地盤や構築物の変形や応力分布に関する予想解析が行われるようになりつつある。そのために入力などに信頼度の高い各種計測値が要求されるようになってきた。

このような理由から、建設工事では、従来にも増して計測や解析が重要となりつつある。本書は、応用範囲も広く重要と思われる岩盤の計測と解析法の紹介と解説を試みた実務書である。



報告 北陸新幹線飯山トンネル地質調査最終報告

光木 香\* 小幡芳文\*\*

1. はじめに

北陸新幹線は東京と大阪を結ぶ延長約590kmの路線であり、高崎において東京より共用する上越新幹線から分岐し、長野市、上越市、金沢市などを經由して大阪市へ至ることとなっている(図-1)。

当路線の工事は平成元年から順次開始され、このうち高崎～長野間約117kmについては、平成9年10月に開業し、信州と首都圏を結ぶ大動脈として沿線地域の方々に大いに利用されている。

その他の区間については、長野～上越間約52km、糸魚川～魚津間約40km、石動～金沢間約24kmが現在工事中であり、残る区間については未着工の状態である。

北陸新幹線建設局においては、高崎～長野間の鉄道施設の保有に伴う維持管理業務とともに長野～上越間の工事を担当している。

長野～上越間は山岳部の通過が大半を占めることから、工事延長の約65%がトンネル区間となっている。

トンネルのうち、長野・新潟県境に位置する飯山トンネルは延長約22.2kmと長大で、完成すると現在施工中の東北新幹線の八甲田トンネル(延長約26.5km)、岩手トンネル(延長約25.8km)に次いで

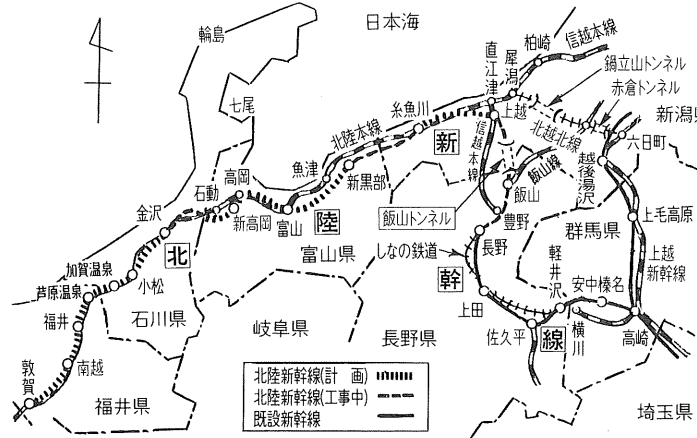


図-1 北陸新幹線(高崎市・武生市間)位置図

表-1 調査坑の概要

Table with 10 columns: 坑名, 地層名, 延長(m), 本坑との水平距離(m), 半径(m), 断面積(m²), 小国層(上越側), 小国層(長野側), 灰爪層, 西山層, 椎谷層, 小濁衝上断層. Rows include 斑尾高原口調査坑, 旭調査坑, 関屋調査坑, 飯山調査坑, 長沢試験坑, 長沢原試験坑, 新井調査坑, 飯喰沢試験坑, 西貝屋調査坑.

\*日本鉄道建設公団北陸新幹線建設局次長

\*\* " " 工事第一課補佐

これら最先端の技術革新のスピードに比べ、土木技術の動向予測結果は、国内の集中豪雨による土砂崩れ・土石流の予知・予報技術の実用化が、宇宙ステーションの稼働と同時期の2010年ごろとされている。

一般的な国民感覚からすると宇宙ステーションと土砂崩れの予知が同時期に実現するという予測は納得できないのではないだろうか。

しかし、それらの研究費の額に注目してみると、平成11年度の国の科学技術振興費の総額約9,600億円のうち、宇宙開発関係経費が2割強の約2,000億円を占め、他の研究費目を圧倒している。このことから、研究開発の難度が高いにも拘らず、その進捗度合いが早いと予想されていることに納得がいく。

どうも技術の研究開発というものは、同等の重要度であっても、現在ある程度何とかなっているものをさらに良いものにするということにはあまりエネルギーを注がず、今まで全く未知の分野のものには全力を注入する傾向が強いと思えてならない。

日本の将来にとって宇宙開発は重要な問題の一つであろうが、今を生きている国民にとって生活を、財産を、そして命を守ることが最も大切ではないだろうか。

話をトンネルに戻すと、NATMは、大変合理的であり、その経済効果は大いに評価すべきであろう。しかし、先ほど触れたようにNATMといえどもまだ完璧ではない。例えば、導入初期よりも相当改善されてはいるが、吹付けコンクリートによる粉塵の問題がある。

また、最近マスコミに大々的に報道され、技術的問題を通り越して社会問題になってしまった「コールドジョイント」の問題もある。この問題は勿論トンネル工事に限ったことでなく、コンクリートを扱うあらゆる工事で発生する可能性のある問題である。

解決策として理想を言えば、どんな打ち方をしてもコールドジョイントが発生しないコンクリートを開発することになるが、これは難しい。

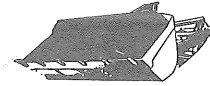
例えば、高流動コンクリートの技術をコストの面に配慮しながら応用して、打継目に不具合が発生しにくくすることなどが考えられる。

いずれにしても、このような国民の財産保全に直結するような現状技術課題の解決にもっと力を入れるべきである。今ある良いものをよりよくすることこそ技術立国の礎ではなからうか。

「コールドジョイント」の報道をきっかけに、改良・改善は日本人の最も得意とする分野ではなかったかと考える今日この頃である。

本協会評議員

若築建設株式会社代表取締役専務取締役



施工

断層破碎帯の湧水を新たな水抜き工で突破

北陸新幹線 新親不知トンネル西工区

早坂 治 敏\*      西 則 義\*\*  
坂田 和 幸\*\*\*    内 山 大\*\*\*\*

1. はじめに

北陸新幹線は、北陸地方と関東・関西方面を結ぶ主要交通路として計画されており、高崎・長野間はすでに平成9年10月に開業し、現在長野・上越間、糸魚川・魚津間、石動・金沢間の3区間を整備区間として着工している。

新親不知トンネルは、糸魚川・魚津間において建設されており、新潟県西頸城郡青海町外波地区から富山県との県境にある境川右岸までの全長7,330mのトンネルである。本トンネルは、現在県境方の西工区が境川側坑口

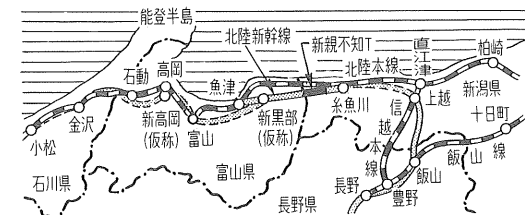


図-1 位置図

から施工しており、5,259mの掘削を完了し、覆工コンクリートと路盤工を施工中である(図-1)。

本トンネルのルートは、親不知・子不知海岸線とほぼ並行に、糸魚川・静岡構造線の北西端にあたる地域を通過しているため多くの断層に遭遇した。本稿では、坑口から1,800m付近で遭遇した2つの断層交点の破碎帯で発生した変状の対策工について報告する。

2. 地形・地質概要

本トンネル周辺の地形は、標高300~400mの山地で、南側の上路川(境川支流)と北側の日本海海岸に囲まれた幅2kmの独立した山塊をなしている。山塊の稜線は海岸線と並行に延び、その位置が著しく海側に偏っているため海側は急崖となり、往時の難所「親不知の天険」と呼ばれる地形になっている。本トンネルはこの山塊を縦断する形で、稜線とほぼ並行にやや海側を通る。ちなみにJR北陸本線、国道8号、北陸自動車道の主要交通路

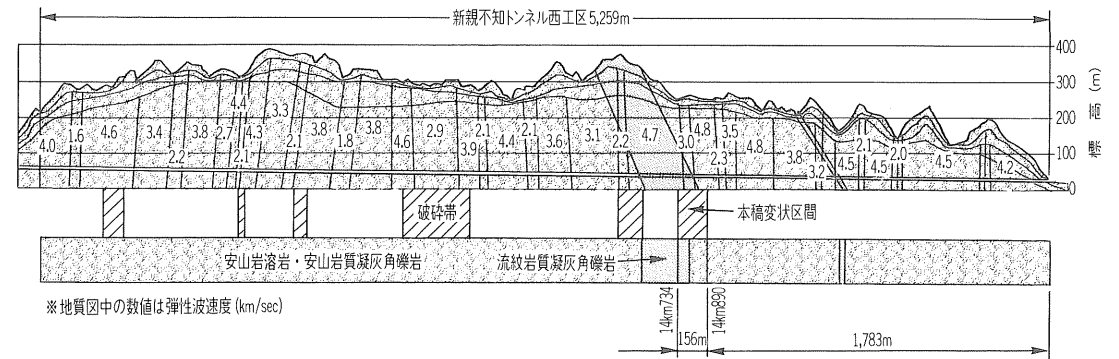


図-2 地質断面図

\*日本鉄道建設公団北陸新幹線第二建設局朝日鉄道建設所 所長

\*\* " " " 担当副所長

\*\*\*ハザマ・東急・福田 北陸新幹線新親不知トンネル(西) 特定建設工事共同企業体所長

\*\*\*\* " " " 工事課長

が、すべて海岸線から幅1kmの間に並行しており、交通の要衝となっている。

本トンネルの周辺地域は、糸魚川・静岡構造線の北西端で、飛騨外縁帯を切断する地域になっている。そのため、東西系の構造と、これに直交する南北系の構造とが交差し、構成の乱れが激しい地帯である。周辺一帯に分

布する地質も、古生層、中生層、第三紀から第四紀にわたり、各種の火成岩類・変成岩類も加えて多彩な分布を示している。本トンネルの山塊の構成地質は火山砕屑岩を主体とする古第三紀の親不知火山岩層であり、西工区では、古第三紀の安山岩質凝灰岩ないし凝灰角礫岩、安山岩溶岩を主体とし、流紋岩質凝灰角礫岩、溶結凝灰岩、凝灰質頁岩などの薄層を挟在している。また、トンネル掘削により大小20余りの断層が確認された。これらの断層は、NE-SW系統とNW-SE系統に大別でき、二つの系統が直交する形で分布する。その破碎帯幅は、1m程度の小断層から100m以上の大断層までさまざまな(図-2)。

3. 断層破碎帯と地下水圧による変状発生

3-1 断層破碎帯の出現

西工区では、坑口から1,599m付近から堅岩が続き、Ⅲパターン(吹付けコンクリートのみ、平均厚10cm、1発破進行2m)での施工が可能であったが(図-3)、

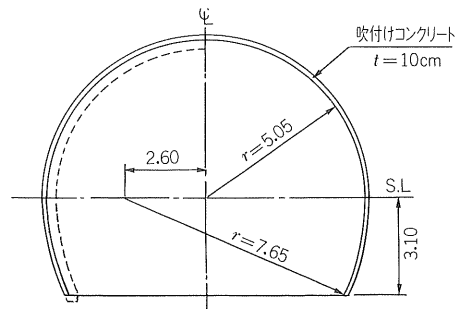


図-3 Ⅲ<sub>N</sub>標準断面図

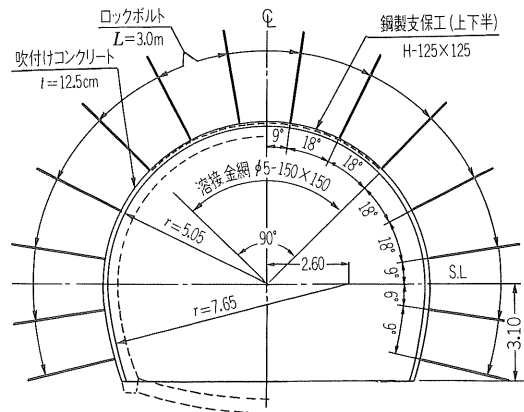


図-4 I<sub>N</sub>標準断面図

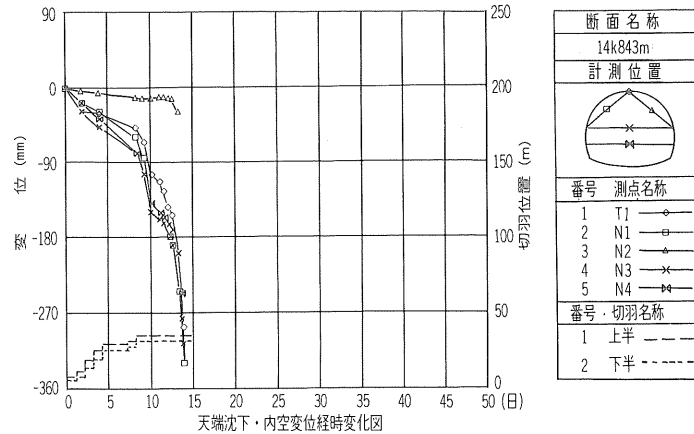


図-5 内空変位経時変化図

1,783m付近で切羽に向かって左側から茶色および緑色を呈する粘土を伴う断層が出現したため、Iパターン(上下半支保工H-125、1m間隔、吹付け厚12.5cm、ロックボルト3m×14本)に変更して施工した(図-4)。断層はトンネル軸と約55°で交差しており、約70°の流れ目となって現われた。この断層破碎帯では、粘土化した礫状破碎層と粘土層が互層となって現われ、トンネル延長で約150m間続いた。

3-2 変状の発生と突発湧水

この破碎帯に入ってから、地山の押し出しによるロックボルト座金の変形や鋼製支保工の変形などが発生したため、側壁部に増しロックボルト(l=4.5m、片側2本)を施工した。この時点での内空変位量は40mm程度であったが、変位の加速傾向は見られなかった。しかし、切羽を進行させたところ、内空変位速度は急加速し始め、100mmから150mmの内空変位量に達した(図-5)。それと同時に吹付けコンクリートが剥落し、ロックボルト孔から毎分約300ℓの湧水が吹き出した。

そのため、破碎帯に入ってから約80mまで掘削したところで切羽を止め、増しロックボルト(l=4.5m、自穿孔l=6.0m)と溝形鋼による鋼製支保工の補強を行った。しかし、この補強作業中に再び吹付けコンクリートの剥

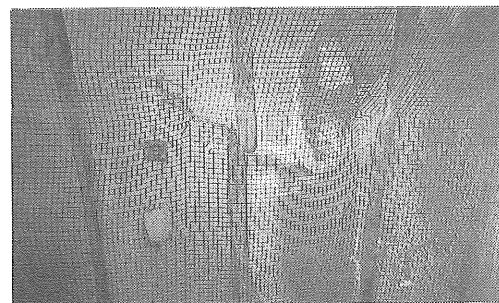


写真-1 支保工変形状況

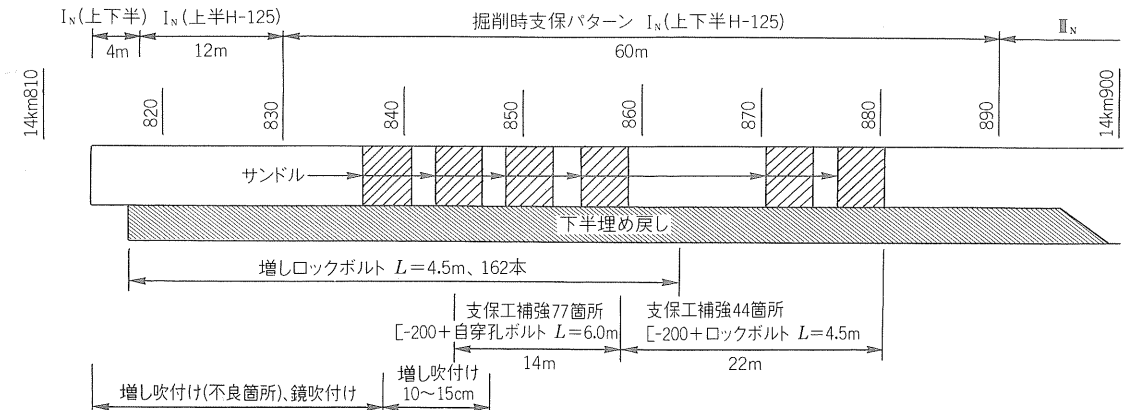


図-6 緊急対策工配置図

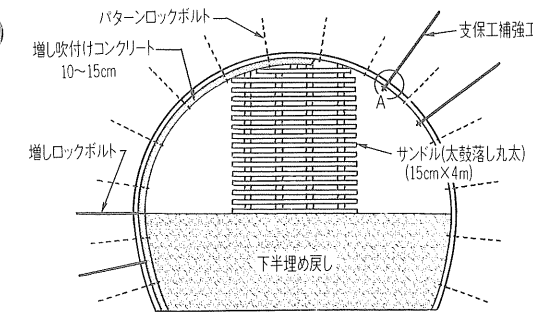


図-7 緊急対策工標準断面図

落が発生するとともに、各所のロックボルト孔から湧水が吹き出した。これにより破碎帯区間からの全体湧水量は毎分約1tとなった。また、鋼製支保工の各所に座屈が見られ、支保工の押し出し量は200mmを越えた(写真-1)。

3-3 緊急対策工の施工

突発湧水発生後、水抜きボーリング(l=30m×7本)を施工し、毎分約1tの湧水を排水した。その後、縫返しを前提として、変状の激しい区間から切羽までの33m間に増し吹付けコンクリート(t=10~15cm)を施工し、作業の安全性を確保したうえで、下半をSL.まで埋め戻し、かつ、トンネルの崩壊を防ぐため、約5m間隔に丸太材(太鼓落し)を井桁に組んで、サンドル受けを行った(図-6, 7, 写真-2)。

3-4 変状発生原因の推定

今回の変状発生の原因は、以下のように推定される。

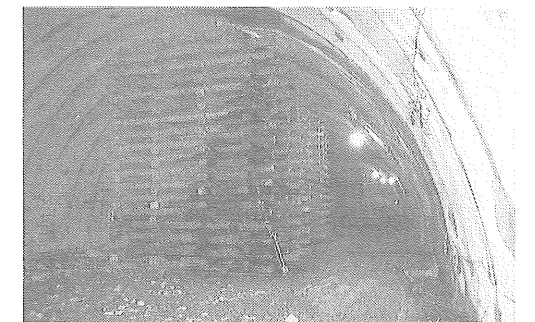


写真-2 サンドル組み上げ

- ① 地山の状態に対する支保工の剛性不足。
- ② 初期変形を拘束できなかったため、塑性領域が拡大した。
- ③ 支保工の変形と並行して塑性領域が拡大し、緩み領域が地下水脈に達した。
- ④ 地下水が緩み領域を経由して、地山の粘土分を膨潤させるとともに、トンネル支保工に水圧として作用した。
- ⑤ その結果、トンネル支保工は過大な外圧を受け急激に変形した。

4. 復旧対策工

4-1 復旧対策工の検討

この破碎帯における変状区間を復旧するために、以下の項目について検討し、図-8のフローに従って実施した。

- ① 地質調査
- ② 水抜きボーリング
- ③ 水質調査
- ④ 地山補強
- ⑤ 縫返し

4-2 調査ボーリング工の実施

切羽前方の地質状況および地下水状況を調査するため

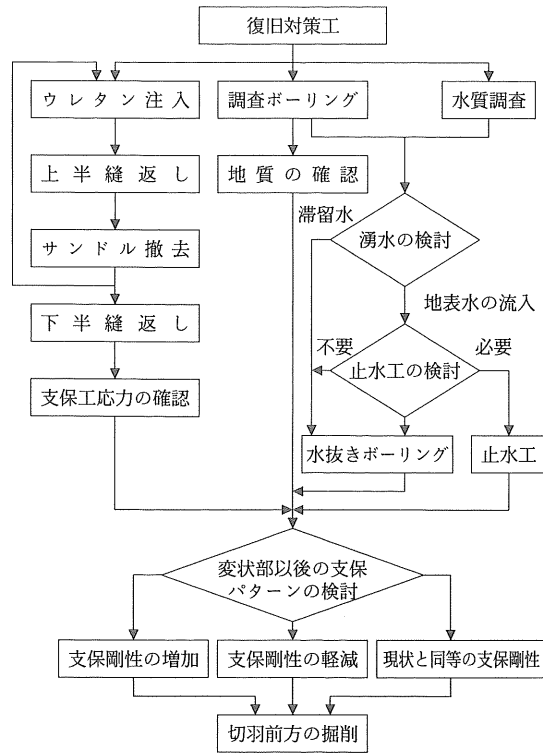


図-8 復旧対策フロー図

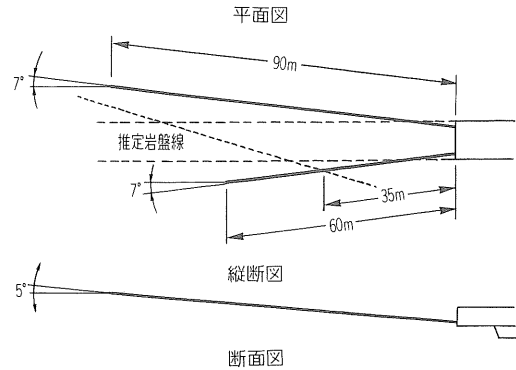


図-9 調査ボーリング施工図

に、切羽鏡面から前方へ左右各1本の調査ボーリングを実施した(図-9)。その結果、切羽から約40mで左側から岩盤が現われてくるが、切羽全体が岩盤となるには90m以上を要すること、岩盤内に被圧帯水層が存在することが判明した。

表-1にボーリング結果を要約する。

表-1 調査ボーリング結果

位置	穿孔長	径	湧水状況	地質状況
左側	60m	φ66mm	35mより湧水あり、徐々に増え60mで1t/分。圧力6kgf/cm <sup>2</sup>	35mより棒状コア増える。所々礫状部を挟む。58mからコア採取できず
右側	90m	φ66mm, 67mmよりφ46mm	なし	全体に礫状~粘土状コア RQD=0

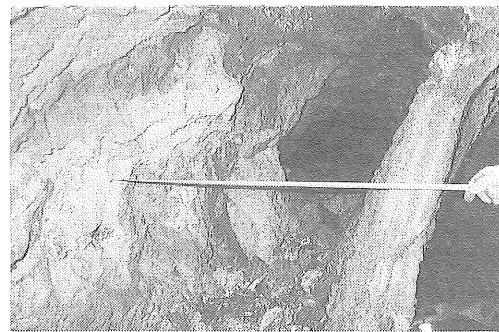


写真-3 湧水により支保工背面にできた空洞

4-3 水抜きボーリングの実施

支保工変状要因の一つである湧水を、できるだけ坑壁から離れた位置で集水し、速やかに排水するために水抜きボーリングを実施した。当初の湧水発生箇所が主に左側からだったこと、調査ボーリングからの湧水も左側からだったため、トンネルの左側に集中的にボーリングを行った。ボーリングは、ジャンボによるロッド穿孔と、ボーリングマシンによる二重管穿孔を並行して行った。二重管穿孔では、孔壁保護のためにケーシングを存置し、集水管(有孔塩ビ管φ50mm)を設置した。しかし、破碎帯粘土の中では孔壁の崩壊が頻繁に起こり、孔詰りや有孔管の目詰りにより、集排水が想定どおりの成果を上げられなかった。そのため湧水は、上半縫返し後の支保工背面を流れ、写真-3に示すような空洞ができてしまった。

さらに、水源を探るためにジャンボで左側のSL付近に水平の探りボーリングを実施したが、恒常的な湧水を捉えることはできなかった(図-12参照)。

4-4 水質調査

変状部湧水の性質・起源を調べ、湧水処理対策の資料とするために、河川水、トンネル地表部の沢水、ボーリング湧水などとともに変状部湧水のイオン濃度およびラドン濃度などの分析を行った。表-2、図-10、11に分析結果を示す。

これらの図表を見ると、①~⑥の河川水、沢水、⑦~⑨の坑内湧水、⑩のボーリング湧水は、ヘキサダイア

表-2 水質調査結果一覧表

調査地点	境川	上河川	河川	河川	トンネル上部沢水1	トンネル上部沢水2	トンネル上部沢水3	トンネル上部沢水4	変状部湧水(左)	変状部湧水(右)	坑内湧水(坑口)	調査ボーリング湧水
①	2	5	18	17	3	1	156	115	189	279		
②	2	5	18	17	3	1	156	115	189	279		
③	2	5	18	17	3	1	156	115	189	279		
④	2	5	18	17	3	1	156	115	189	279		
⑤	2	5	18	17	3	1	156	115	189	279		
⑥	2	5	18	17	3	1	156	115	189	279		
⑦	2	5	18	17	3	1	156	115	189	279		
⑧	2	5	18	17	3	1	156	115	189	279		
⑨	2	5	18	17	3	1	156	115	189	279		
⑩	2	5	18	17	3	1	156	115	189	279		
Σ陰イオン mg/l	0.51	0.46	0.57	0.51	0.41	0.49	0.95	0.96	0.99	1.04		
Σ陽イオン mg/l	0.55	0.51	0.38	0.55	0.43	0.49	0.96	0.97	0.98	1.03		
NO <sub>3</sub> mg/l	1.5	1.5	3.7	2.1	1.4	2.9	1.8	1.7	3.3	0.0		
F mg/l	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0		
HCO <sub>3</sub> mg/l	16	14	13	16	10	14	42	42	42	48		
総アルカリ度 mg/l	13	11	11	13	9	11	35	35	35	39		
SO <sub>4</sub> mg/l	4.2	2.6	3.0	2.1	2.8	1.7	2.4	2.3	1.6	4.5		
Cl mg/l	4.7	5.5	8.3	6.2	5.4	6.4	6.2	6.6	7.2	4.9		
SiO <sub>2</sub> mg/l	4.8	4.2	11.2	9.5	3.2	10.4	16.0	14.9	14.9	12.1		
Mg mg/l	0.9	1.2	1.0	0.8	1.1	0.4	0.3	0.3	1.3	0.0		
Ca mg/l	6.7	5.2	5.1	5.5	4.0	13.0	13.0	11.9	3.1			
K mg/l	0.3	0.3	0.3	0.4	0.2	0.3	0.1	0.2	0.4	0.1		
Na mg/l	3.1	3.3	5.5	4.7	3.1	4.5	6.4	6.6	6.2	20.0		
EC (イオン)	55	50	60	54	43	50	94	95	97	97		
EC-25	55	49	64	54	47	51	97	97	98	106		
pH	8.8	8.3	7.8	7.7	7.7	7.2	7.1	7.4	7.3	9.0		
ラドン pCi/l	2	5	18	17	3	1	156	115	189	279		

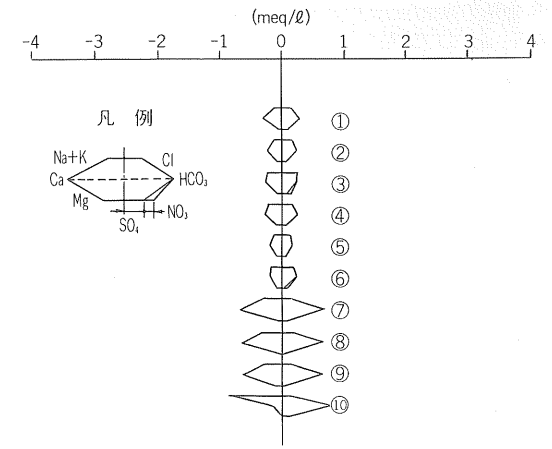


図-10 ヘキサダイアグラム

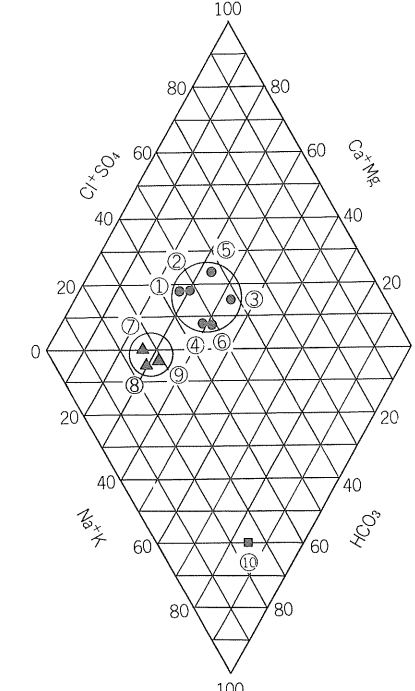


図-11 キーダイアグラム

ラムの形状、キーダイアグラムのプロット位置とも異なり、それぞれのグループを形成していることがわかる。また、表-2のイオン濃度、ラドン濃度を見ると、⑩のボーリング湧水は、ラドン、Na<sup>+</sup>、Mg<sup>+</sup>、NO<sub>3</sub><sup>-</sup>に明らかな違いが見られる。とくに、他の湧水ではNO<sub>3</sub><sup>-</sup>が検出されているのに対し、ボーリング湧水では検出されていないこと、ラドン濃度が高いことから、岩盤亀裂内の滞留水と考えられる。逆に変状部湧水はラドン濃度やアルカリ度、総イオン濃度は高いが、NO<sub>3</sub><sup>-</sup>を含むことから、地下に滞留している水に地表水が混入していると考

えられた。

4-5 止水工の検討

湧水に地表水が混入している可能性が高いと考えられたため、止水工についても検討した。しかし、工程と経済性から止水工は実施せず、水抜き工によって湧水のトンネルへの影響を回避することとした。

4-6 湧水経路の特定と水抜きボーリング

4-6-1 湧水経路の特定

水質調査の結果から、調査ボーリングで得られた湧水は、変状を引き起こした湧水とはその起源が異なる判断された。その理由として、破碎帯上部には沢があるため、沢水の一部が破碎帯と岩盤との境界付近を経由して、トンネル内へ湧水となって現れていると考えた。

そのため、改めて探りボーリングを行うこととした。ボーリングは、トンネル断面の右側に重点をおいて、1断面あたり5~7本を放射状に、長さ20~50mを標準として行った。

その結果、図-12のような湧水経路を特定することができた。経路が特定できるまでの穿孔総延長は約1,700mとなった。

4-6-2 水抜きボーリング

(1) ボーリングの実施

湧水経路が特定できた後、ロータリーパーカッションドリルによる二重管穿孔で水抜きボーリングを実施した。前回の水抜きボーリングでは、有孔塩ビ管を集水管として使用したが、目詰りを起こして効果が得られなかったため、より集水効果の高い高密度ポリエチレン製の網状管を集水管として、穿孔終了後ケーシング内部に挿入することとした。しかし、網状管は流水中の抵抗が大きく、かつ軟質なため、多量の湧水がある場合にはケーシング内部でも押し込むことが困難で、仮に押し込むことができてもケーシング抜管時に一緒に引き出されてしまった。かろうじて設置できたのは、毎分100ℓ以下の湧水孔だけであった(図-13)。

(2) 集水管の改良製作

そこで、機械力で挿入できる固さを有し、目詰まりを起こしにくい構造の集水管として、スリット鋼管を考案し、使用することとした。スリット管は、一般構造用炭素鋼鋼管(φ60.5mm)を現場加工して使用した(図-13)。

その結果、ジャンボによるロッド穿孔(φ85mm)の集水

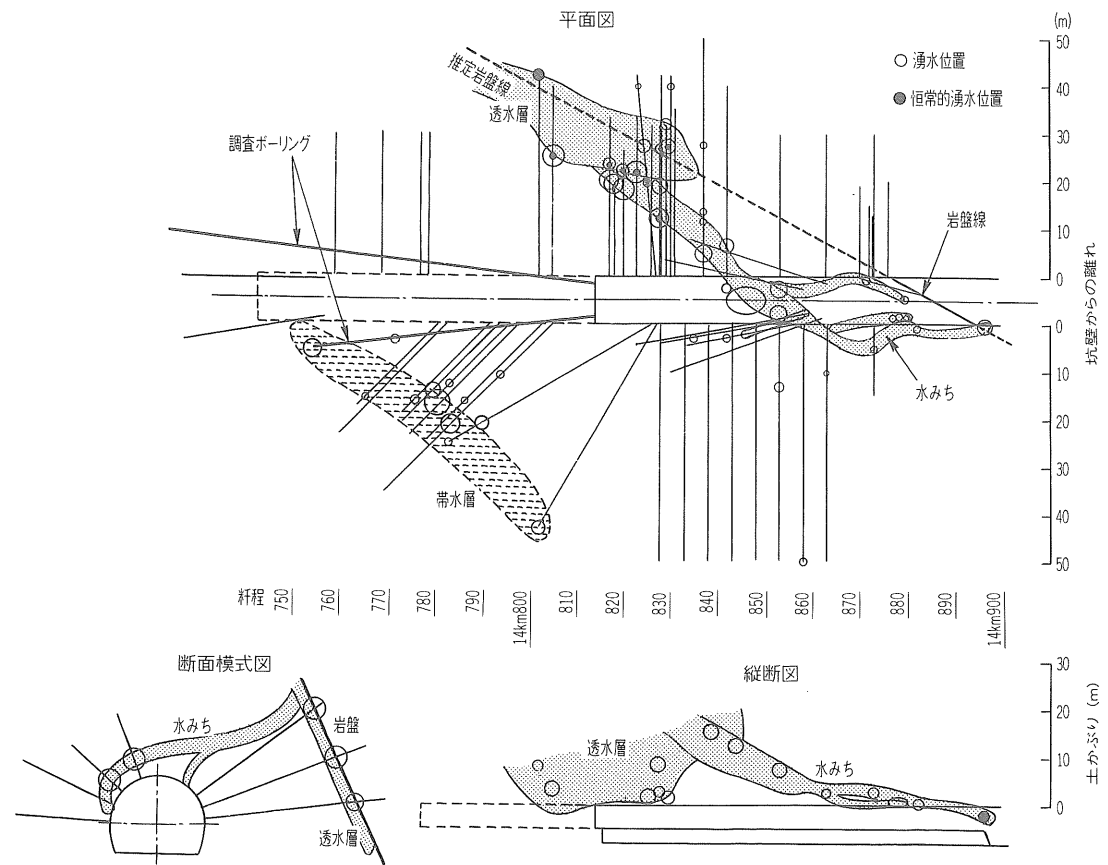


図-12 探りボーリング状況と湧水経路

孔にも挿入することが可能となり、その後の水抜きボーリングに効力を発揮し、1本あたり最大毎分約2t、合計

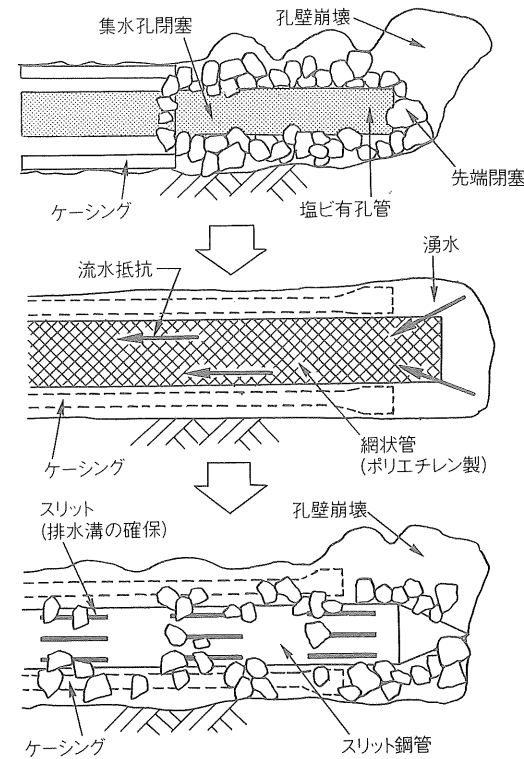


図-13 集水管の加工

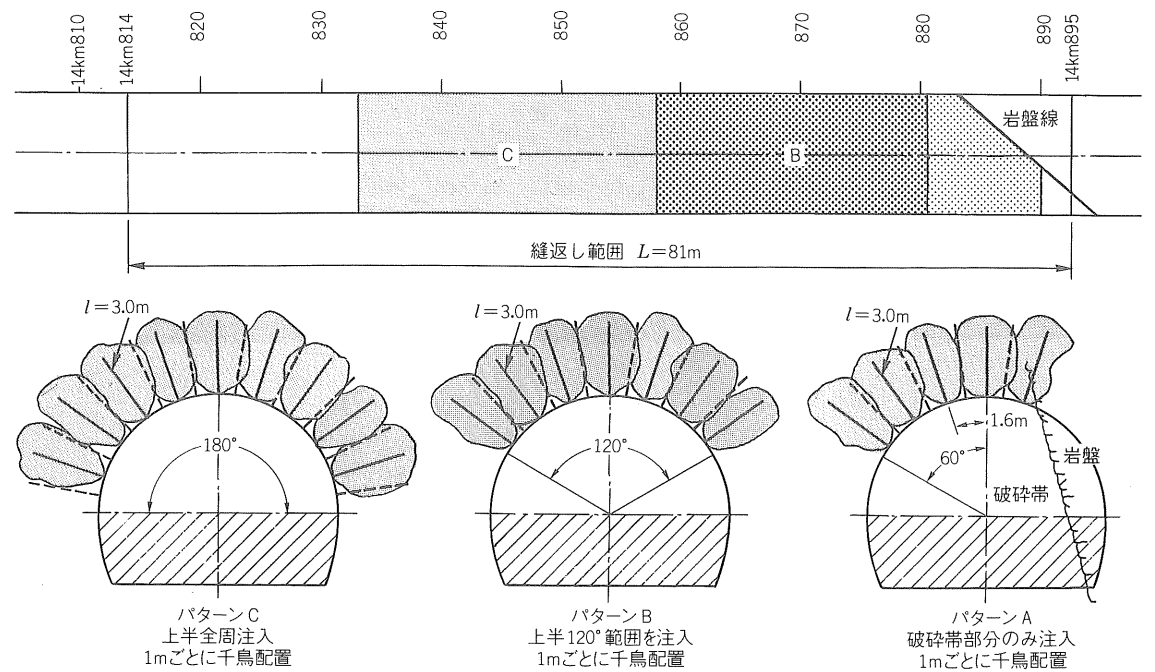


図-14 ウレタン注入範囲および断面図

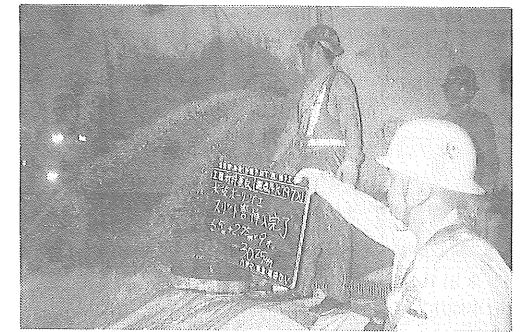


写真-4 スリット管からの湧水状況

毎分約3tの湧水を排水することができた(写真-4)。

これによって、水圧による変位、変状が発生する危険性が小さくなり、下半の縫返し、その後の掘削が無理なく行えるようになった。

5. 縫返し工

5-1 ウレタン注入

縫返し時の地山崩落の防止および緩み領域と周辺地山の補強のために、調査ボーリングなどと並行して事前にウレタン注入を実施した(図-14、表-3)。しかし、計画量の注入ができなかったため、縫返しと並行して再注入し、想定した注入改良を実施できた。

5-2 縫返しの実施

変状区間の地質は、破碎帯における粘性土と、粘土化

表-3 ウレタン注入集計表

	A 区間	B 区間	C 区間	合 計
区 間 長(m)	11	23	25	59
設定注入率	5%	5%	5%	
設定注入量	337kg/m 90kg/孔	674kg/m 100kg/孔	1,263kg/m 120kg/孔	
実績注入量(kg)	9,403	28,553	24,532	62,488
注入本数(本)	64	252	579	895
トンネル 1m あたり平均注入量	854.8	1,241.4	981.3	1,059.1
注入管 1 本あたり平均注入量	146.9	113.3	42.4	69.8

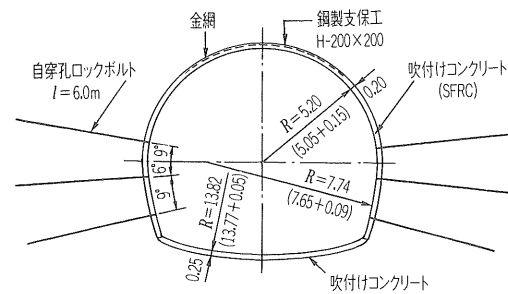


図-15 縫返し支保パターン

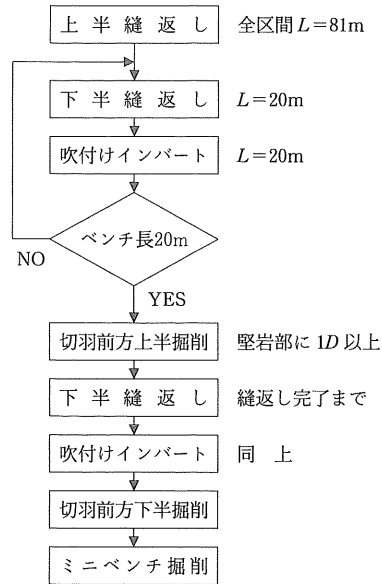


図-16 縫返しフロー図

した礫状の岩片や岩塊が互層あるいは混在した状態であった。したがってウレタン注入により地山を改良してはいるものの、不均一な塑性地圧が作用するものと考えられた。そのため、縫返しの支保工は、剛性を高くして初期変位を拘束すること、ロックボルトの本数を少なくし、できるだけ穿孔水によって地山を乱さないようにすることを基本的な考え方とした(図-15)。

縫返しの手順は、図-16 に示すフロー図にしたがって実施した。

6. 二次覆工補強

変状区間の水抜きボーリングから排水されている湧水は、当初毎分 3t あったものが漸減し、2 か月後には毎分約 1.5t となった。しかし、二次覆工後万が一排水孔が閉塞し、地山内の水位が上昇した場合に備え、覆工コンクリートを補強することとした。

覆工コンクリートの補強は、鉄筋による補強とスチールファイバーによる補強を比較検討した結果、組み立て工程を必要とせず、また吊り金具などが不要のため防水性に優れているスチールファイバーで行うこととした。

スチールファイバー補強コンクリート(SFRC)の配合にあたっては、単鉄筋補強コンクリートの曲げ耐力と同等以上の曲げ強度を目標として、 $\sigma_b \geq 4.53\text{N/mm}^2$  とし、表-4.5 に示す配合で実施した。補強範囲は、縫返し開始地点からボーリングによって排水を行っている箇所を含む区間とし、全長 96m を施工した。施工後の曲げ強度試験の結果、平均値で  $\sigma_b = 5.39\text{N/mm}^2$  を得ることができた。また、仕上がりの美観、施工性とも良好な結果を得ることができた。

7. おわりに

今回報告した変状区間では、延長 81m 間の対策復旧を完了し、掘削再開までに約 3 か月を要した。新親不知トンネル西工区では、掘削方向に対してほとんど前触れなく断層破碎帯が現れる例が多かった。また、この断層

表-5 覆工コンクリート配合

G <sub>max</sub>	W/C	s/a	単 位 量(kg/m <sup>3</sup> )					
			W	C	S	G	AE 剤	SF*
25	54.5	51.2	190	349	868	851	0.698	40

※SF は、長さ 60mm、呼び径 0.8mm を使用

表-4 覆工コンクリート配合条件

設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	セメントの種類	骨材の種類	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	最大水セメント比 (%)
24	普通ポルトランドセメント または高炉セメント B 種	普通	25	15±2.5	4.5±1.5	58

破碎帯が現れるまで、粘土化の進んだ破碎帯の例がなく、そのためこのような変状を引き起こしてしまった。さらに、変状の要因が地圧だけでなく水圧によるものであったことも、対策に時間を要した原因と考える。

今回の湧水発生では、水抜きボーリングが効果を発揮したが、その前段階での水質調査で水質の違いが明確となったことが、その後の湧水対策の指標となり、大きく役立っている。水中の硝酸イオン(NO<sub>3</sub><sup>-</sup>)は、下水やし尿からくるアンモニウムイオン(NH<sub>4</sub><sup>+</sup>)の最終酸化物であるから、汚染を受けてから相当の時間を経過しているが、同一トンネル内の他の湧水には含まれていないのに、

その湧水に硝酸イオンや亜硝酸イオン(NO<sub>2</sub><sup>-</sup>)が含まれる場合には、地表水の流入を疑う必要がある<sup>1)</sup>。

新親不知トンネル西工区では、今回の変状区間の復旧完了後、補助ベンチ付き全断面掘削工法により、その後いくつかの断層破碎帯を経ながらもなおむね順調に進捗し、平成 11 年 7 月末に担当区間の掘削を完了できた。

最後に、本工事の施工にあたってご協力いただいた関係各位に、誌面を借りてお礼申し上げる次第である。

参 考 文 献

- 1) 建設産業調査会：地下水ハンドブック，1989。

【新刊のご案内】



景気浮揚は温泉の有効利用で!!  
**続きみの庭にも温泉が出る**  
 その後の温泉開発と建設の考え方

石井康夫・俣野恭寛 共著

新書判 219頁 本体価格1,200円 円210円

本書は『きみの庭にも温泉が出る』—温泉さがしと利用法の補充書として、バブル景気発生の原因と「ふるさと創生一億円」に関する温泉開発状況およびバブル崩壊後の温泉景気について解説しているほか、温泉の一般的知識として温泉の分布、温泉の成因と寿命、最近の温泉探査技術とその得失などについて紹介している。また、著者らが体験した外国の温泉にふれ、日本人と外国人の温泉感の違いについて考察し、将来の温泉開発の考え方を示している。

★ 主要目次 ★

- |                      |                    |
|----------------------|--------------------|
| 1. バブル景気と『ふるさと創生一億円』 | 6. 温泉の探査技術         |
| 2. バブル崩壊後の温泉景気       | 7. 温泉談義アラカルト       |
| 3. 温泉とは              | 8. 外国の温泉           |
| 4. 温泉の分布と特徴          | 9. 日本の地熱開発         |
| 5. 温泉の成因と寿命          | 10. 将来の温泉開発と建設の考え方 |

株式会社 **土木工学社**

〒162-0832 東京都新宿区岩戸町16メイジャー神楽坂  
 電話 (03)3267-2888 (代) 振替 00110-8-190072

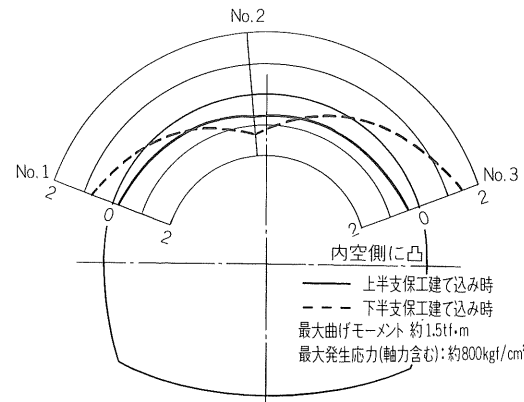


図-20 鋼製支保工の曲げモーメント分布

にモーメントが発生している。これは、トレヴィチューブによって改良帯が形成され、荷重分布が上半支保工に一樣に作用していることを示している。下半支保工建て込み時には、側壁部で地山側へ凸のモーメントに移行し、その分天端のモーメントが増大している。この要因は、上半部で発生した応力が下半部に伝達される際、トレヴィチューブで覆われていない端部で支保工の軸力の伝達が円滑に遂行できなかったことによると考えられる。鋼製支保工の安全性は、下半支保工建て込み時に発生した最大曲げモーメントにより発生応力を計算すると、800kgf/cm<sup>2</sup>であり十分に確保されたと考える。

### 6. おわりに

東北本線直下の掘削補助工法に、新幹線で初めてトレヴィチューブ工法を採用した。工法選定、設計にあたり、FEM解析の入力地山物性値を、同様な地質で掘削したときの地表面沈下値から逆解析によって求め、その結果と施工時の計測結果とがほぼ同等であったことは精度の高い解析ができたと考える。また、この工法によって、転石・玉石混じりの層をトラブルもなく切羽前方地山を先受けでき、当初の目的であるJR東北本線への影響を極力抑え、列車運行に支障なく掘削できたことは、補助工法の妥当性を確認できたと考える。JR東北本線の軌道変位測定では、自動計測システムを採用したが、この検証もでき、今後の活用に期待される。

滝沢トンネルでは、野沢地区の掘削が終了し、現在、発破工法によって大崎地区、岩手大学演習林地区を掘削している。今後、盛岡方の土かぶりの小さい住宅密集地の直下を掘削する予定だが、今回の解析および計測結果を参考に補助工法の検討にあたっていきたいと考えている。

今回、トレヴィチューブ工法を採用して掘削した設計施工概要および計測結果について報告したが、今後、この資料が参考となり施工計画の一助となれば幸いである。

R. E. グッドマン, G. H. シー著

## ブロック理論と岩盤工学への応用

A5判 上製本 360頁 本体価格4,855円 円380

吉中龍之進 大西有三訳

ブロック理論とは、岩盤内に分布する不連続面と自由面をなす岩盤表面、あるいは掘削面との間の三次元の幾何学的関係から岩盤の安定に影響を与える岩塊を見出す新しい手法である。

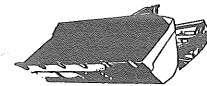
自由面と不連続面をなす不安定岩塊をキーブロックと呼び、そのブロックを安定させ岩盤全体の安定化をはかることがブロック理論の体系である。

したがって、トンネル・地下空洞・岩盤斜面などの築造に際しては、同理論の適切な活用によって安定した岩塊を確保し、支保や安全対策工の合理化・省力化をはかることができる。

【目次】序説/ベクトル解析を用いたブロックの形状と安定性の記載/図解法(ステレオ投影法)/ブロックの移動可能性/ジョイント・ブロック/地表の岩盤掘削へのブロック理論の応用/地下空洞へのブロック理論の適用/トンネルと立坑についてのブロック理論/移動可能ブロックの力学安定解析

株式会社 土木工学社

〒162-0832 東京都新宿区岩戸町16メイジャー 神楽坂 電話 (03) 3267-2888 (代) 振替 00110-8-190072



## 施工 大規模断層破碎帯をTBMで突破

### 第二東名高速道路 富士川トンネル西工事

森田 達夫\* 高橋 幸三\*\* 千葉 隆\*\*\*

#### 1. はじめに

近年、現東名高速道路の全線にわたる混雑が著しく、将来の交通需要に対応することが困難と予想され、現東名高速道路と一体となって将来における一層の高速交通機能を確保するため、第2東名高速道路が計画され現在施工中である。

富士川トンネル(図-1)は、第2東名高速道路の富士IC

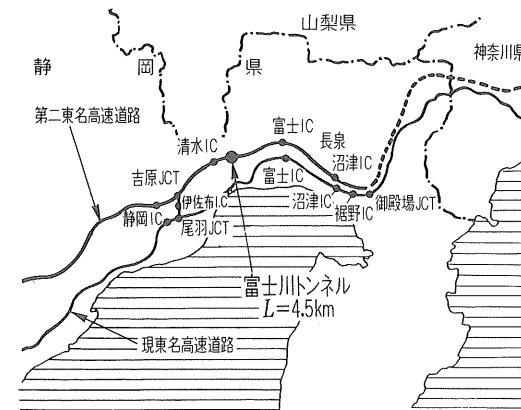


図-1 富士川トンネル位置図

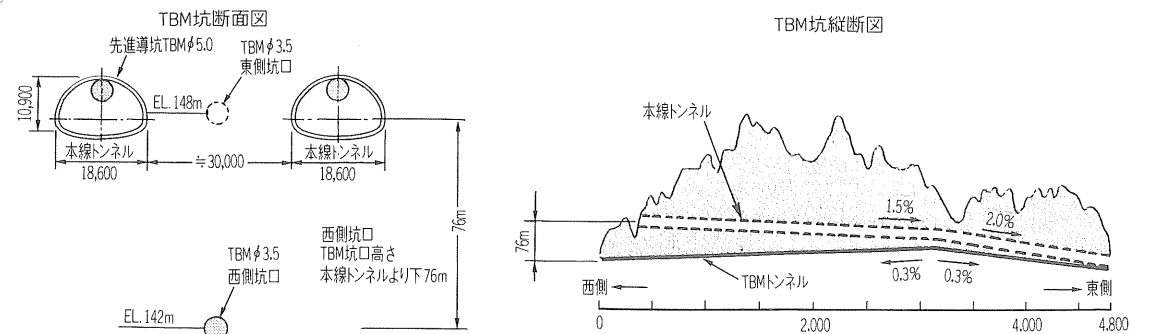


図-2 TBM坑と本坑の位置関係

～清水IC間に位置し、富士川町から芝川町へ抜ける延長4.5kmの長大トンネルである。本工事のTBMは直径3.5mで西側の芝川町から東側の富士川町へ掘進する延長4,754mのTBM導坑である(本坑TBMは今後別途掘削予定)。トンネル全線にわたり断層が存在し、とくにトンネルのほぼ中央部には活断層を含む入山断層帯(1本の断層ではなく断層帯として定義され、粘土化した破碎帯、亀裂帯が連続する)が約800m存在する。

掘進は膨張性地山、突発湧水によりTBMの停止を余儀なくされ3回のTBM外周の切り上げや補助工法を採用しての施工となった。本工事で使用したTBMは秋田自動車道・湯田トンネルで活躍した「湯田丸」を転用したものである。

本稿では、この「湯田丸」での大規模破碎帯を突破した施工記録と今後実施予定の本坑TBM(直径5m)における改善策について報告するものである。

#### 2. TBM坑の目的

直径3.5mのTBM坑の目的は、①東工区の本線工事の発生土をTBM坑を利用し、ベルコンで西側に搬出し本線盛土へダンプ運搬する、②本坑掘削に向けての地質

状況の把握と湧水調査の基礎データを収集するなどである。

直径3.5mTBMと本坑の位置関係を図-2に、西側坑

\*日本道路公団静岡建設局富士工事事務所工事長

\*\* " " " " 主任

\*\*\*清水・熊谷・竹中土木共同企業体所長

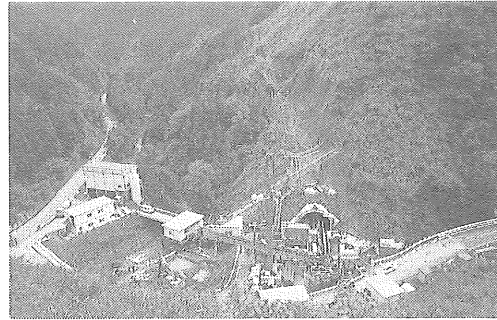


写真-1 西工事坑口部

口部を写真-1に示す。

### 3. 地質概要

本工事の地質縦断面図を図-3に示す。

トンネルのほぼ中央部を交差する入山断層を境界に西側は新第三紀鮮新世の浜石岳層群の砂岩、礫岩および泥岩を基盤として向斜構造で分布する。弾性波速度は3~4km/秒と比較的高く岩自体は硬質であるが断層帯の影響により亀裂が発達した地山である。

一方、東側は第四紀更新世の泉水砂礫、岩淵火山岩層、鷺の田礫層が分布する。入山断層帯の中央部には基岩が玄武岩、安山岩で熱水変質を受けて緑色に粘土化し、多

量のモンモリロナイト(含有率60%)を含んだ圧縮強度4N/mm<sup>2</sup>、土かぶり295m、地山強度比0.4以下の強膨張性の非常に軟質な地山が存在する。泉水砂礫層は入山断層中央付近に分布する最大直径50mmの円礫を多量に含む半固結状態の地山である。岩淵火山岩層は東側のほぼ全域に分布し、安山岩、凝灰岩が数m間隔でめまぐるしく変化し、硬軟の差が大きく、凝灰岩は土砂状のものも存在した。

湧水は浜石岳層群の向斜軸底辺で2t/分、有無瀬川直下付近で3~5t/分発生した。全体的に湧水は岩淵火山岩層で多く確認したが、1週間で枯渇した。鷺の田礫層は岩淵火山岩の上位層で円礫が多く存在する帯水層であり、TBM掘削断面天端部に出現が予想されたが突発湧水として最大2t/分を記録した程度であり、懸念した鷺の田礫層は出現しなかった。

### 4. T B M 坑

#### 4-1 機械仕様

##### (1) TBMの仕様

「湯田丸」(写真-2)の仕様は、表-1のとおりである。泉水砂礫層、岩淵火山岩層には直径300mmの礫の存在が確認されており、礫対策としてカットディスクの開口部の

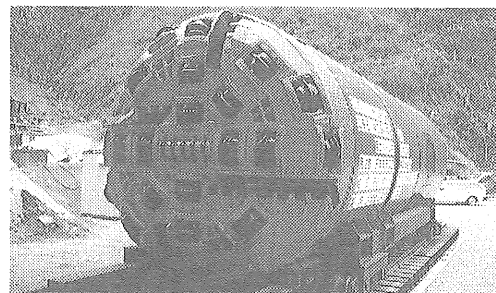


写真-2 「湯田丸」

表-1 TBM仕様

形式	フルシールド	グリッパ力	max1440tf
外径	φ3,500mm	ストローク	150mm
全長	9,200mm	ずり出能力	max100m <sup>3</sup> /h
主推力	max800tf	カット个数	27個
ストローク	1,100mm	総出力	約750kW
推進速度	max8cm/min	TBMデータ	モニタ表示
補助推進力	max800t		自記録

地質時代		凡 例		地 質 名	記 号
新 第 四 世 紀	完 新 世	沖 積 世			dl
		崖 錐 堆 積 物			dt
		段 丘 堆 積 物			tf
	更 新 世	鷺ノ田 礫 層	礫 層		
礫・砂・シルト互層				SaI	
新 世	岩淵火山岩層	火山角礫岩			Itb
		安山岩溶岩			Il
紀 世	泉水砂礫層	礫 層			Seg
第 三 代 紀	鮮 新 世	中 部 層	砂岩優勢層		H2s
			礫岩優勢層		H2g
		安山岩類		Ha	

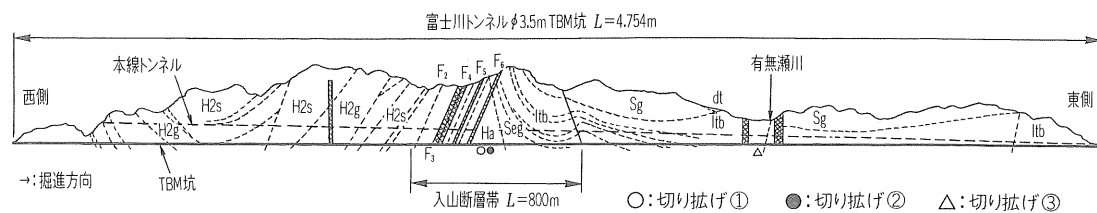


図-3 地質縦断面図

スリット調整板を礫径に対応して内側から交換可能な構造とした。

#### (2) ずり運搬設備

TBM掘進完了後も延伸ベルコンを存置し、東工事の発生土の運搬にそのまま使用することからベルコンの仕様は東工事からの発生土量で設計した。TBM掘進にも適用した延伸ベルコンの仕様は、表-2のとおりである。

延伸ベルコンの設備は坑外仮設ヤードが非常に狭いため設備の大半を坑内に設けた。その結果、10mのTBM発進坑の他に85m発進基地坑を掘削し、坑内にベルト貯蔵装置(ストレージ)を設置した。

また、坑内1か所にブースタードライブを設置、坑外のメインドライブと合計2か所でベルコンを稼働させTBMの掘削ずりを運搬した。

#### 4-2 支保構造

支保パターンは地質構造に合わせ当初3種類であったが、掘進が進むにつれ予想以上に地山状態が悪く、最終的に支保工の建て込み間隔の変更を含め7種類の支保パターンとなった。当初計画の支保パターンを図-4に示す。

本工事では新しい支保部材に簡易ライナを採用した。崩落性の軟弱地山に対してのパターンDI-tは支保作業時に大量の岩塊の処理に時間を要するため、また、入山断層帯でのシールド掘進時の反力を取るために採用した(写真-3)。

簡易ライナの構造はTBMのシールドジャッキの反力を取る部分の縦リブ以外は可能な限り薄肉とし、崩落岩塊を支保するスキンプレートは厚さ2.3mmとした。ライ

表-2 延伸ベルコン仕様

No.	システム構成	搬送能力・仕様	
1	延伸ベルトコンベヤ	搬送能力	543tf/h
		距離	0~4,840m
		ベルト幅	762mm
2	ベルトストレージ	ベルト幅	762mm
		ベルト蓄積長	450m

ナの幅は1m、6分割で構成され、後胴テール部のエレクタで組み立てる。ライナの裏込めは大崩落があった箇所のみ、豆砂利および発泡ウレタン30倍を注入充填した。シールドジャッキ推進時はライナの移動で反力がとれずロックボルトを打設し移動防止とした。

また、半固結の泉水砂礫層、岩淵火山岩層の土砂化した凝灰岩層では簡易ライナの支保は崩落岩塊の処理を必要とせず高速掘進の意味からとくに有効であった。

#### 4-3 地山評価と前方探査

##### (1) 支保パターン選定フロー

TBM掘進での支保設置位置は、切羽位置にTBMがいるので、切羽から約9.2m後方となる。切羽観察も本体後胴が前進して掘削面が現れるこの位置で行い、地山等級を判定し、この結果にもとづいて支保パターンを選定する(図-5)。このため、トンネル品質やTBM掘進速度などは、支保設置時の掘削面の地山性状に大きく影響される。

##### (2) TBM掘進管理システム

トンネル品質とTBMの高速掘進の確保などを主目的として、TBM掘進管理システムを試行し、その適用性を調査した。このシステムでは、坑内観察調査からの地山等級評価を基本とし、リアルタイム計測のTBM機械データと先進ボーリング機械データを分析・評価することにより「リアルタイムなTBM掘進状況の把握」、「切羽前方地質の確認」、「適切な支保パターンの選定」など

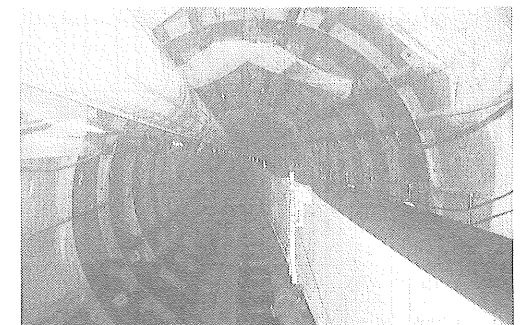


写真-3 簡易ライナ支保

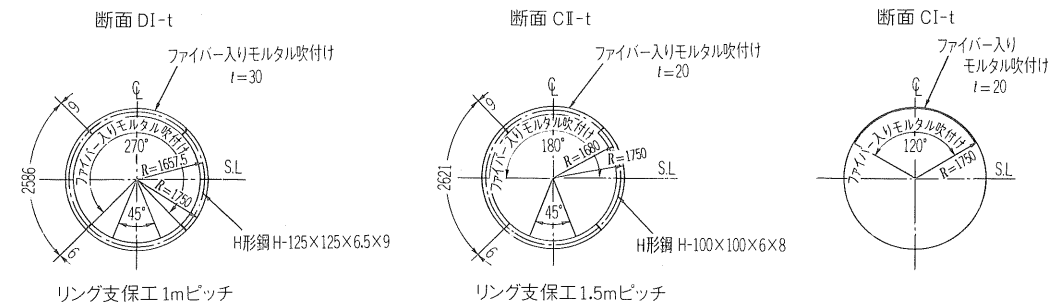


図-4 当初計画の支保パターン

のTBM掘進評価に資する基礎データを取得するとともに、地山等級評価の数値化を試みた。

① 坑内観察調査

メイングリッパを盛替え、後胴を切羽側に引き寄せると掘削面が現われる。この位置で切羽観察調査を実施し、掘削面性状などと合わせて地山等級を判定した。地山等級の調査評価項目と基準値を表-3に示す。

② TBM機械データの指標化

TBM後胴引き寄せ時の切羽観察に先がけて、予め地山等級などをTBM機械データで予測できれば、適時に、適切な支保パターンが選べるようになる。本トンネルでは、TBM機械データの一部を用いて、1ストロークごとに掘削エネルギー値 $E_t$ (MPa)とフロントグリッパ係数(FG係数)で数値化し、これらの値と大規模な崩落が生じ、これの拡大が懸念される地山との関係を調べることで、地山等級

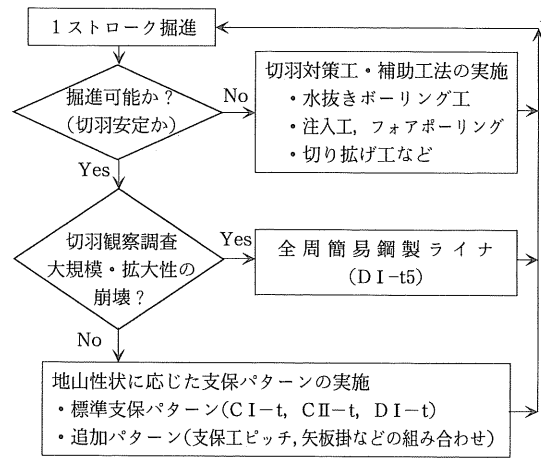


図-5 支保選定のフロー

表-3 地山等級の調査評価項目と基準値

地 山 等 級		CI	CII	DI	簡 易 ラ イ ナ
壁面の地質	剝離、崩壊の規模	天端 10cm	10~30cm	30cm以上	大規模・拡大性の崩壊
	風化、変質の状況	弱風化(一部変色)	中程度(全体に変色)	強風化(一部土砂粘土)	土砂状、粘土化
	ハンマー反発感覚	「コンコン」はね返り小さい $1000\text{kgf/cm}^2 > \sigma_c \geq 500$	「ボンボン」はね返りない $500 > \sigma_c \geq 250$	抵抗を感じない部分あり $250 > \sigma_c \geq 50$	めり込み周囲にひび入る $50 > \sigma_c$
割れ目	割れ目の頻度	間隔 $1.0\text{m} > d \geq 50\text{cm}$	間隔 $50\text{cm} > d \geq 20\text{cm}$	間隔 $20\text{cm} > d \geq 5\text{cm}$	5cm以下(破砕化)
	割れ目の状態	部分的あるいはわずかに開口	部分的に開口	開口 割目に粘土を挟む	土砂状、粘土状、割目が不明瞭
壁面の湧水	水 量	なし、滲水	滴水	少量連続湧水	大量湧水
	亀裂の劣化程度	介在物一部流出	介在物流出	割目に浸透し、剝落	連続高圧湧水

評価の数値化を検討した。

$$E_t = \{F \times 1000 + 2 \pi \times (N \times T \times 1000 \times 100) / (V \times 0.1)\} / A \quad (1)$$

ここで、

- F : スラスト推力(tf)
- N : カッタ回転数(rpm)
- T : カッタトルク(tf・m)
- V : 掘進速度(mm/min)
- A : 掘削断面積( $\text{cm}^2$ )

(3) 切羽前方探査

TBM工法の特徴は、高速掘進にある。これを発揮させるには、純掘進速度とともに稼働率を向上させる必要がある。

とくに断層破砕帯などのTBM掘進では、切羽前方地質の力学的性質が事前に把握できていればこれに起因するTBMトラブルは予測できるので、TBM掘進モードの選択、支保パターンの変更、膨張性地山での拡幅掘削準備などの適切な切羽対策工や補助工法が選択できるようになる。

本TBM坑では、トンネル中央付近に、大規模な断層破砕帯の入山断層が地表踏査と地表からの斜めボーリングで確認されていたので、TBMがF2断層に接近した時点で、TBM坑内から水抜きを兼ねた先進ボーリング調査を実施した。

1回あたりのボーリング延長は約100m以上とし、作業効率とコア採取率などを考慮し、ボーリング機はパークションドリル(RPD100)とした。削孔時には、ボーリング機械データを4cm間隔で計測し、打撃エネルギー $E$ ( $\text{kgf} \cdot \text{m}$ )、打撃回数 $n$ (bpm)、削孔速度 $V$ ( $\text{cm}/\text{min}$ )および削孔断面積 $A$ ( $\text{cm}^2$ )を用いて、破壊エネルギー値 $E_p = E \times n / V / A$ (MPa)に指標化した。この $E_p$ とトルク、送水圧力の深度軸での変化およびスライムや部分コアの

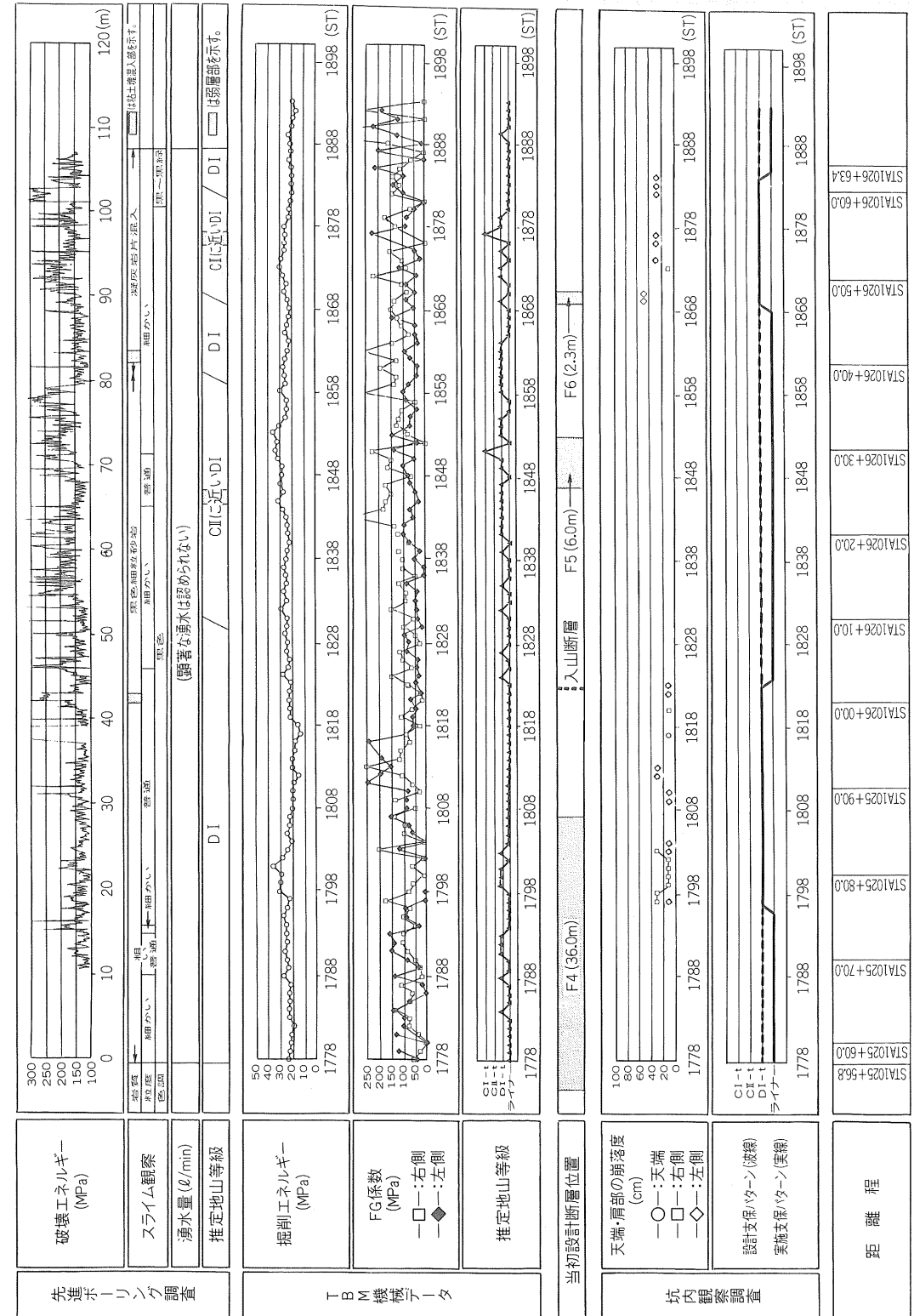


図-6 F4~F6断層での地山等級の推定と実際

観察結果などにより、先進ボーリング区間の地山等級を推定した。

(4) 断層破碎帯での適用性

地質不良箇所などでは、TBM 後胴を切羽側に引き寄せると掘削面は現われるが天端部やトンネル肩部は大きく崩壊し拡大している...

これらの結果から以下のことを考察する。

① 図-6 からの考察

- 先進ボーリング機械データからの破壊エネルギー値と TBM 機械データからの掘削エネルギー値のトンネル軸方向での変化は類似傾向を示している...

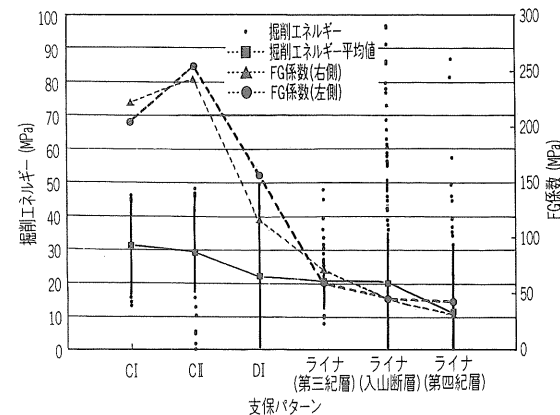


図-7 地山等級と掘削エネルギー分布

② 図-7 からの考察

- TBM 機械データの掘削エネルギーの平均値は、実施支保パターンが C から D、簡易ライナ区間へと重くなるにつれ小さくなり、地山等級が C と D では明確な差異が認められる...

5. TBM 施工実績

5-1 施工実績

(1) 全体工程

全体工程を図-8 に示す。TBM 組み立て、初期掘進、延伸ベルコンの組み立てを終えて平成 9 年 8 月 28 日に本掘進を開始した...

(2) TBM 掘進結果

全期間の平均月進(暦日)は 221.0m、平均日進(暦日)は 9.6m であった。最大月進(暦日 30 日)は平成 9 年 11 月の 564.9m、最大日進は同年 11 月 27 日の 41.9m であった。

5-2 地質別掘進状況

(1) 第三紀浜石岳層群(坑口~2,000m)

向斜軸底辺で 2 t/分の湧水に遭遇し天端部の崩落が連続したが、設計支保パターン DI-t の支保工間隔を 0.5m に変更...

(2) 入山断層帯(2,000~2,800m)

事前に前方探査ボーリングを 100m 間隔で実施し、ボーリングによるコア状況、機械データから不良地山の有無を調査しながら掘進を進めた...

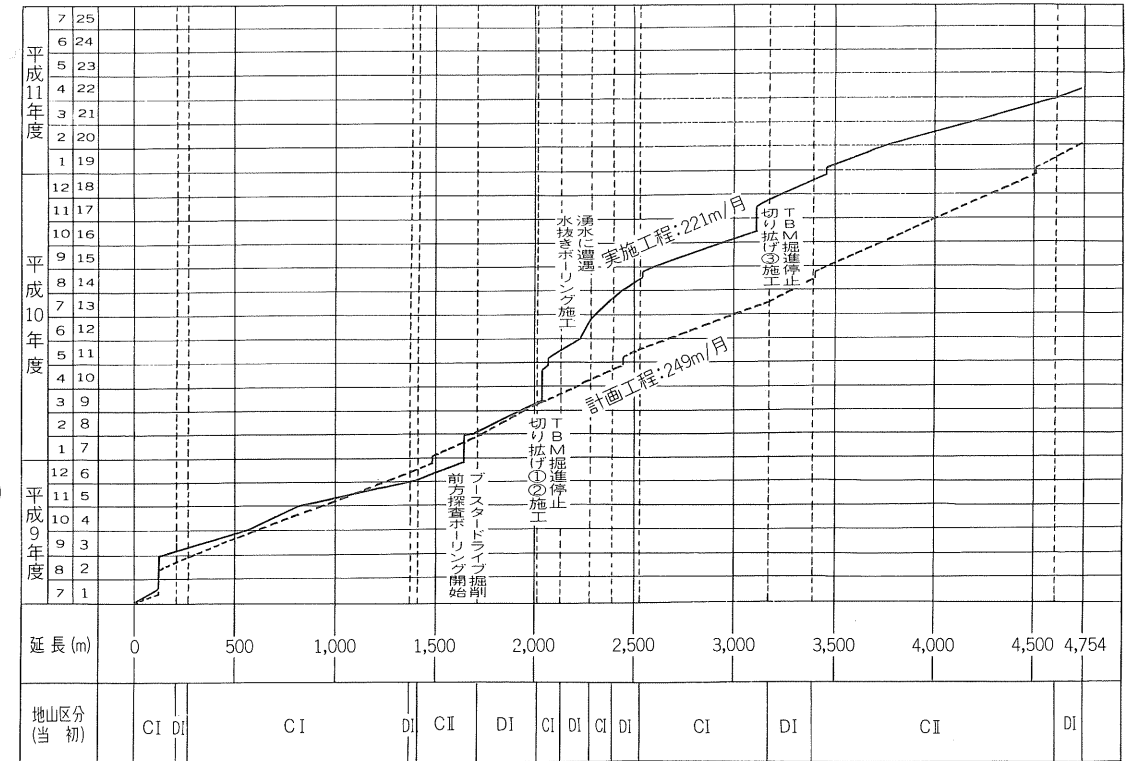


図-8 計画・実績工程

と水圧の減少を待って再掘進した。湧水と水圧の減少は約 1 か月を要した。

入山断層の中央部、膨張性地山では 2 回の締め付けが発生し切り抜け掘削を行い再掘進した。この再掘進では運転基準を作り、補助工法(切羽ボルト、フォアボーリング、オーバーカッティング)を用いて実施した...

(3) 第四紀岩淵火山岩層(2,800~4,754m)

安山岩、凝灰岩が目まぐるしく変化する中、湧水の影響からずりがヘドロ化し第 2 ベルコンをずりが上からずり回転速度を落とし、ずりの取り込み量を調整しての掘進を行った結果、大幅なスピードダウンとなった...

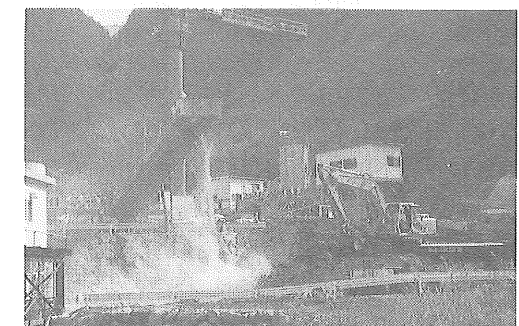


写真-4 入山断層のずり

の負担が小さい逆回転掘進で突破した。

5-3 入山断層帯の掘進

(1) TBM の停止

前方探査ボーリングで事前に地質および湧水を確認した後に掘進したが、次第に地質が悪くなり TBM の盛替え時の崩落が大きくなりリング支保工の建て込みが困難となり簡易ライナを連続して施工することとなった...

層破砕帯箇所でのTBMの掘進停止が再度発生した。

(2) TBM停止の経緯と主原因

TBMの掘進停止の経緯と主な原因を表-4に示す。TBMが地山に締め付けられ掘進不可能となるのはカッタ回転ができず、その対策に時間が経過するに従い地山の押し出し、大崩落により地山が緩み、TBMの中胴、後胴が締め付けられるためである。

(3) TBMの切り上げ工

TBMが締め付けられ、再掘進のため下記の対応を実施した。

- TBM停止①の対応：カッタ天端部の崩落箇所へ発泡ウレタン30倍を1,200kg充填する。中胴が締め付けられたことから中胴～後胴にかけて切り上げ掘削(切り上げ①)を実施した。

り上げ①)を実施した。

- TBM停止②の対応：切羽、カッタ天端部崩落箇所へ発泡ウレタン30倍を1,560kg充填する。後胴が締め付けられてカッタが回転不能となりTBM全体とカッタ前面にかけて切り上げ掘削(切り上げ②)を実施した(図-9, 写真-5, 6)。

- TBM停止③の対応：カッタ天端部の集中湧水を減少すべく水抜きボーリングを実施、後胴が締め付けられてカッタが回転不能となりTBM全体にかけて切り上げ掘削(切り上げ③)を実施した。

切り上げ掘削は簡易ライナのスキンプレートをガス切断し地山に入り、掘削は人力で矢板(送り矢板)工法、鏡張りで切羽自立を保持して慎重に行った。

表-4 TBM停止の経緯と主原因

TBMの停止	T B M 停 止 の 経 緯	T B M 停 止 の 主 原 因
①	1)坑口から2,114m地点まで順調に掘進していたが、その先1mを掘進中に、次第にずり径がφ150~200mmと大きくなり、ずり径が大きくなるにつれて取り込み量が多くなる。 2)その先1mを掘進中、さらに、ずりの取り込みは非常に多くなる。カッタ回転のみでもずりはチャンパ内に大量に入ってくる。その結果、第1ベルトコンベヤの閉塞が頻繁に発生する。ずり取り込み量は310m <sup>3</sup> に及ぶ。 3)カッタの回転圧力が急上昇し、インターロックがかかり自動停止する。 4)TBMをバックさせカッタへの負荷低減を図っているうちに、中胴が締め付けられ、前進不可能となる。TBM掘進停止から2日であった。	1)カッタ前面、天端部の切羽崩落によるカッタ回転圧力の上昇および、インターロックが作動。 2)地山の押し出しによるTBM中胴部の締め付け。
②	1)カッタ回転速度1~2rpm、掘進速度30mm/分で掘進する。掘進は、カッタを意図的に切羽へ接触させ、回転圧力100kgf/cm <sup>2</sup> を越え高圧力掘進を実施する。圧力上限を150kgf/cm <sup>2</sup> から280kgf/cm <sup>2</sup> に上げ圧力の上昇に備える。 2)坑口から2,140m地点で、切羽および天端が崩落、φ200~300mmの隙がカッタスリットにかみ込み、カッタが回転不能となる。 3)TBM前胴を前・後進500mmくり返し、カッタ逆回転をくり返すが回転しない。 4)時間の経過とともに後胴部が締め付けられる。カッタの回転不能から2日であった。	1)切羽および天端部崩落によるカッタへの隙のかみ込みによるカッタの回転不能。 2)地山の押し出しによるTBM後胴部の締め付け。
③	1)3,213~3,214m間の掘進中、切羽右側SL付近より100ℓ/分の湧水発生。湧水とともに茶褐色~黄褐色凝灰岩が崩落、土砂化したずりがカッタ内に激しく流入する。 2)切羽の崩壊が激しく、カッタヘッド内はずりで満杯状態となり、カッタ回転圧力が急上昇し停止する。第1ベルトコンベヤも過負荷で自動停止する。 3)カッタスリットにはφ200~400mmの黒色の安山岩礫が噛み込み、茶褐色~黄褐色凝灰岩もカッタ前面および天端部に堆積し、カッタ回転不能となる。 4)カッタを回転させるため、前・後胴をバックさせているうちに、後胴が締め付けられ、TBM全体が動かなくなる。 5)湧水は、カッタの天端から1t/分発生する。	1)切羽および天端部の崩落によるカッタの隙の噛み込みおよびずりの堆積によるカッタ回転圧力上昇および停止 2)切羽から前中胴に及ぶ大崩壊発生でゆがみが後胴におよび後胴部の締め付け発生。

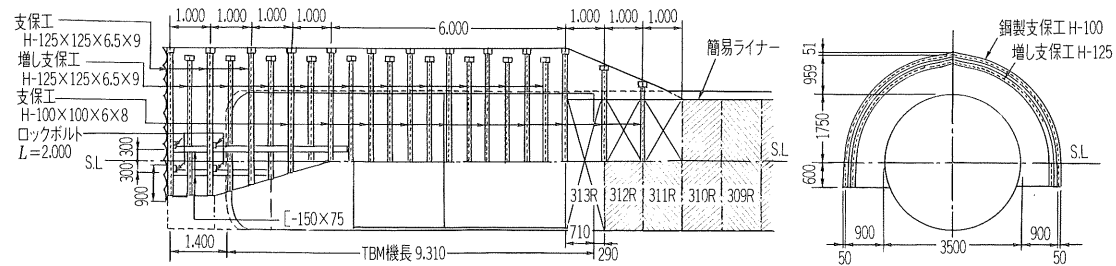


図-9 切り上げ②施工概要図

(4) 切り上げ掘削中の異状時と対策

切り上げ②の掘削中、地山の押し出しにより鋼アーチ支保工の天端沈下が60mmと大きくなり、木矢板が割裂し大きなはらみが発生した。また、簡易ライナにも変状(図-10, 写真-7)が見られ、対策として切り上げ断面に増し支保工(H-125)を建て込み、簡易ライナにはモルタル吹付けを実施し剛性を高めた。

切り上げ③では掘削中、天端より約22m<sup>3</sup>の土砂流が発生し掘削途中の断面が埋没した(写真-8)。このため、崩落箇所の位置、規模の把握のため、前方探査ボーリングを実施し、崩落箇所と切羽前方に溶液型の薬液注入を

44,000ℓ実施、薬液注入範囲外の死角となる箇所には自穿孔ボルトL=3m、注入材にシリカレジンをを用いたフォアポーリングを追加した。

(5) 断層破砕帯で実施した対策

膨張性地山での切り上げ①、②掘削後のTBM再掘進で実施した対策と評価をまとめたものを表-5に示す。

対策工で実施したフォアポーリングおよび鏡ボルトは狭いTBM機内から穿孔するため専用の削岩機を特注し、ボルトはカッタで切削可能なグラスファイバーを、注入材はシリカレジンを使用した(図-11)。

また、入山断層帯でのTBM運転機械データを表-6

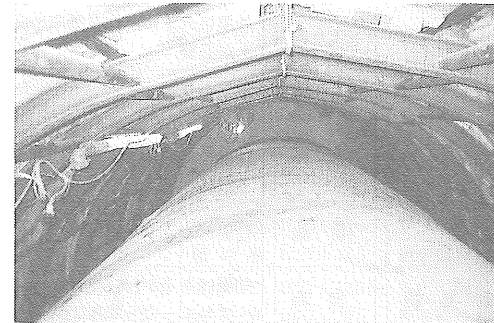


写真-5 切り上げ②

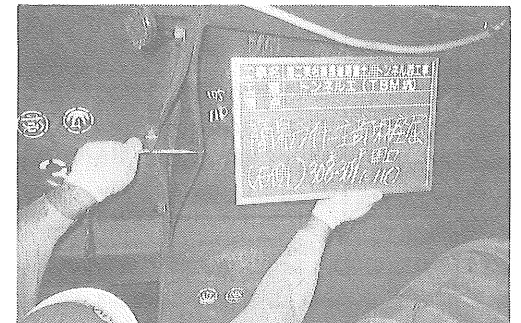


写真-7 簡易ライナの変状



写真-6 切り上げ②：カッタ前面までの掘削

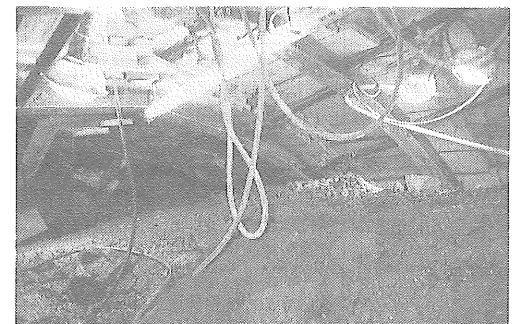


写真-8 切り上げ③：土砂流出

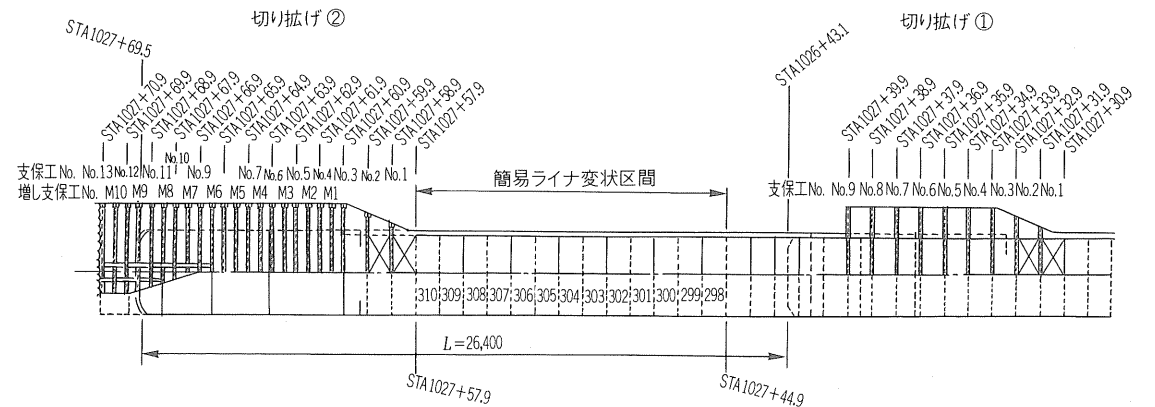


図-10 切り上げ①、②の位置・簡易ライナ変状区間

表-5 断層破砕帯で実施した対策と評価

目的	内容	対策	対策工実施箇所			評価
			切り上げ① 施工前	切り上げ① 施工後	切り上げ② 施工後	
切羽・ 地山の 安定	地山の保護	カッタの低速度回転		実施	実施	効果あり。
		グリップ反力からシールド反力			実施	シールド押しのみでは方向制御が難しく、グリップ反力を小さくする必要がある。
	切羽の 崩落対策	前方探査ボーリング	実施	実施	実施	効果はあったが、機械的制約で左前方しかできなかった。
		フォアボーリング			実施	効果はあるが、作業効率の向上が必要。
	鏡ボルト			実施	効果はあるが、作業効率の向上が必要。	
	地山改良(30倍発泡ウレタン)			実施	効果あり	
カッタ トルク 上昇の 回避	カッタディ スクの後退	盛り替え時のスラストジャッキのストロークを残しておく(引き代の確保)			実施	効果あり
		方向制御ジャッキのストロークを全長伸ばし掘進(引き代の確保)			実施	効果あり
	カッタの 正逆回転	カッタ回転不能から再回転させる	実施	実施	実施	効果はあるが、完全にかみ込んでしまったらできなかった。
	スクレーパー の摩耗抵抗 の低減	刃先の凹凸の少ないスクレーパーに交換			実施	プレートタイプからティースタイプに改良が必要。
		スクレーパーの隙のかみ込み対策	スリット調整板開口部の改良(200mmから300mmに変更)			実施
	カッタ内 の泥詰まり 現象	カッタヘッドおよびチャンバの状況観察、除去、清掃			実施	効果はあるが、清掃スペースが確保できる構造に改善が必要。
掘進時のチャンバ内の散水を避ける				実施	膨張性の地山には必要。	
地山の 締め付け 対策	早期掘進	簡易ライナーの使用	実施	実施	実施	効果はあるが、改善の余地がある。
		入山断層では2日で締め付けられたことから可能な限りの高速掘進			実施	低速度で高トルクな運転が可能なTBMが必要。
	オーバーカッティング	ゲージカッタのサイズアップ(15.5インチから17インチ+スパーサー8.5mm)			実施	内側からカッタの取り替えが容易に早くできる構造が必要。
	フリクションカット	TBM側面に滑材注入			実施	滑材にも水が含まれていたため、膨張性地山と反応したため、材質の改良が必要。

に示す。この機械データが示すように、入山断層帯での不良地山を含めた最適掘進モードを下記のとおり定め、最終的にTBM掘進を完了することができた。

- ・不良地山では、カッタ回転速度を落とす(ずりの取り込み量を最小限とする)。
- ・カッタ回転圧力が一定となるように掘進速度を調整

する。

(6) 断層破砕帯の予測

断層破砕帯に遭遇し切り上げ掘削を実施すると約1か月のTBMの停止となる。よって地質図、切羽観察、機械データから断層破砕帯の存在を予測することが重要となる。

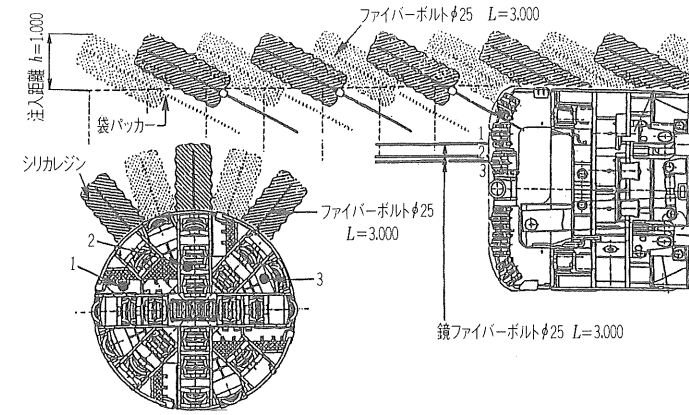


図-11 フォアボーリング・鏡ボルトの施工図

表-6 TBM運転機械データ

グループ	分類	地質	S T A	掘進速度 (mm/min)	カッタ 回転 速度 (rpm)	カッタ 回転 圧力 (kgf/cm <sup>2</sup> )	カッタ 切り込 み量 (mm/回)	スラスト 系 推力 (tf)	シールド 推力 (tf)	掘削エネルギー (kgf・cm/cm <sup>2</sup> )	
1	切り上げ工①の 手前まで	火山岩の 破砕層	1026+90~	平均	66.74	6.88	70.99	8.49	140.15	3.88	32.27
			1027+42.5	標準偏差	14.75	0.70	14.20	1.86	41.27	3.00	19.92
2	切り上げ工 ①~②	火山岩の 破砕層	1027+42.5~	平均	30.95	2.1	68.83	21.79	117.39	35.72	20.61
			1027+69.5	標準偏差	43.54	1.27	40.91	47.84	106.44	26.67	28.36
3	切り上げ工②以 降不良地山	火山岩の 破砕層	1027+69.5~	平均	38.11	3.14	81.91	14.43	113.99	33.74	28.44
			1028+0.3	標準偏差	27.35	1.65	41.87	27.02	108.13	23.57	15.86
4	切り上げ②以降 地山ややよい	火山岩の 破砕層	1028+0.3~	平均	61.12	5.27	65.72	9.08	57.24	41.48	56.09
			1028+25.4	標準偏差	22.92	0.68	13.44	4.17	69.74	26.77	11.96
5	泉水砂礫層	砂礫層	1028+25.4~	平均	49.07	5.22	69.55	8.14	132.04	6.11	31.9
			1028+71.2	標準偏差	13.96	0.52	14.35	2.02	60.3	9.42	6.34

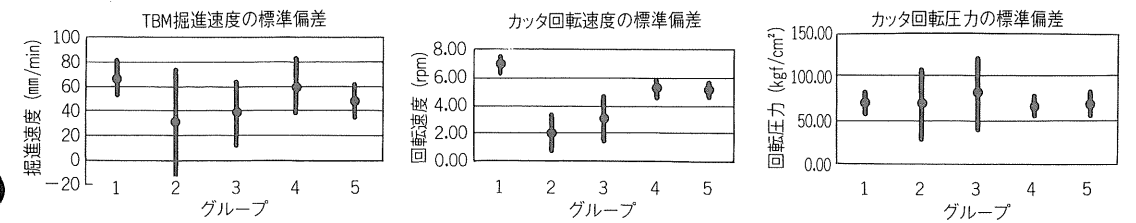


表-7 断層破砕帯の存在予測

項目	現象など	予想される断層破砕帯の状況
地質縦断図	①向斜軸の底辺を通過する場合 ②土かぶり小さく、上部に河川や沢が存在する場合	大量な突発湧水
ずり、切羽観察	①ずりの取り込み量が多くなる ②塊状のずりが混在する ③切羽湧水が少しずつ増加する	①、②切羽およびカッタ天端部の崩落 ③切羽の前方に透水性が高い岩の出現
機械データ	①フロントグリップのストローク長が最大となる ②フロントグリップの高圧保持ができない ③盛り替え時に前胴がバックする ④メイングリップのストローク長がしだいに小さくなる ⑤スラスト推力盛り替え圧が高くなる ⑥掘進中、カッタ回転速度、回転圧力の振れ幅が大きくなる	押し出し性(膨張性)地山に遭遇

表-7に本掘進で得た断層破砕帯の存在予測を示す。

6. 本坑TBMの改良

本工事のTBMの施工を踏まえて本坑頂設導坑用として、直径5.0mTBMを表-8に示す改良を行うこととした。

7. おわりに

本工事では比較的均一の地山においてはTBM本来の高速掘進が可能となったが、懸念された入山断層帯、岩淵火山岩層での湧水地帯では一変して掘進が難渋

表-8 本坑頂設導坑用直径5.0mTBMの改良

項目	対応
地山の保護	①グリッパ接地圧の低減 ②インバータ制御によるカッタの低速度回転、低速度掘進
カッタの回転停止対策	①非常時のカッタの高トルク化 ②礫の取り込みをよくするため、スリット幅を大きくし、簡易に交換可能な構造とする。 ③礫のかみ込みおよび泥詰まりの際の管理空間の確保
地山の締め付け対策	①TBM推力のパワーアップ ②オーバーカッティングを行う際に、カッタを容易に早く交換できる構造とする。 ③インバータ制御による高トルク掘進。 ④滑材が注入しやすい構造とする。
支保工の改良	①拡張可能な簡易ライナーの採用 ②全周スキムプレートタイプだけでなく、金網などを利用した簡易ライナーの採用
フォアポーリングおよび鏡ボルトの作業性改善	打設空間を確保し、常設が可能な構造とする。
前方探査ボーリングの改善	切羽前方の左右ともボーリングができる構造とする。

し掘進スピードが大きくダウンした。

断層破砕帯との遭遇は大崩落の発生やカッタの回転停止、地山の締め付けなどが伴い、再掘進には多くの時間と労力が必要となり対策も限られたものとなる。本工事では入山断層帯内を補助工法と現場で考察した運転モードで断層帯を突破した事例である。しかし、実施した補助工法、運転モードは試行錯誤から生まれたもので最善とは言えない面もある。また、補助工法にしてもTBMは機械優先構造となっており補助工法の採用は機械類の隙間からの施工となり改良範囲は限定される。補助工法

を優先した機械配置とすれば切羽改良範囲は大きくとれるのでTBM設計時には今後考慮すべきである。

また、簡易ライナーの採用は支保部材として高価なものであるが不良地山、破砕帯でのコンスタントな掘進が可能となり結果的に経済的な支保となった。

最後に、本稿が今後施工するTBM坑の参考となれば幸いである。また、平成12年5月から掘進開始予定の本坑頂設導坑である直径5.0mTBMでは本施工経験を生かして品質の高いトンネルを完成すべく努力する所存である。

好評発売中

## 岩盤分類とその適用

吉中龍之進・桜井 春輔・菊地 宏吉／編著

B5判上製本 本体価格4,656円(送料380円)

本書は、わが国における岩盤工学の権威者が、各種土木構造物・岩盤構造物別に基礎岩盤に関する「岩盤」を取り扱う土木・地質技術者、ならびに研究者のために、岩盤分類の現状、適用方法、問題点、最近の動向などを現実に即して平易に解説したものです。

最近の土木工事はルート選定に制約を受けるため、わが国特有の複雑多様な地盤を掘削することから、以前にも増して岩盤分類は重要視されております。本書は、このような社会的な背景を踏まえた数少ない待望の著書であり、岩盤工学にたずさわる関係者に広くご一読をおすすめいたします。



株式会社 工本工学社

〒162-0832 東京都新宿区岩戸町16メイジャー神楽坂  
電話 (03) 3267-2888 (代) 振替 00110-8-190072

現場だより



平成11(1999)年

## “自然と未来を” 角田・大河原より

桜井 雄二郎

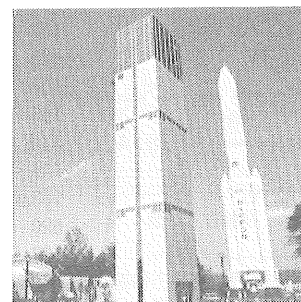
工事場所となる角田市と大河原町は、仙台市から南東30kmに位置し、仙南東部地区として古くは仙台伊達藩の要所として歴史に富んだ地域であり、蔵王連峰の裾野で自然を満喫できる場所である。角田市は「明日の宇宙を拓くまち・かくだ」、大河原町は「清流と桜のふれあい・おおがわら」として観光開発を進めている。

角田市は筑波や種子島に次ぐ宇宙関連施設を抱えておりH-IIロケットの実物大模型やコスモタワー内には貴重な写真や映像があり市街地から勇壮な姿が見える。また、近くには平安文化の香りを残す多くのお寺や地ビール工場があり、工場ではビールを飲みながら過去と未来を楽しめる観光スポットとなっている。

大河原町は、奥州街道の宿場町として栄え、町の中心部を流れる白石川沿いに一目千本桜として延々と続く桜並木、ハーブの香り漂うラベンダーが一面に咲く花の町となっている。沿線を走るJRではこのシーズン徐行運転をしており、在来線でゆっくり行くのも風情がありおつなものである。また、冬には数千羽の白鳥が飛来し鳴き声が春のにぎわいとは異彩を放っている。この地域はヤマトタケルの白鳥伝説などがあり、白鳥を大切にしてきた土地で、優雅でユーモラスな姿を見せている。

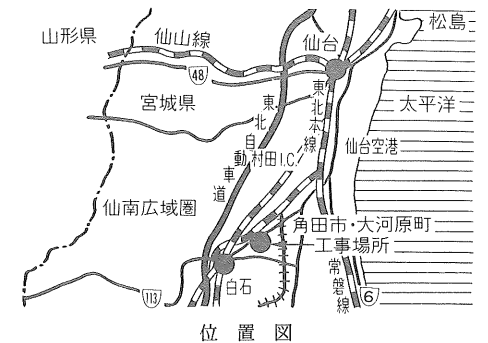
蔵王の水で醸造されたうまいお酒もあると聞いているが、今年は桜の下で宴を催す機会がなかったので来年は二年分がんばろうと思っている。

さて、当工事は、仙南東部の農道整備事業延長15,315mに計画されている延長320m、掘削断面約



スペースタワー・コスモハウス

80m<sup>2</sup>のトンネル工事である。砂岩・凝灰岩を主体とした低山稜地形で土かぶりが小さく、中央部に谷が形成されていることからDII、DIIIパターンをみの地山区分となっており、機械掘削で注入式フ



位置図



白石川堤「一目千本桜」

ォアポーリングやレグパイルの補助工法が設計当初からもり込まれている。設計段階では、トンネル掘削としての地質の悪さなどからオープン掘削にする計画もあったようである。

当初予想された沈下は、比較検討によってレグパイルを脚部ボルトに変更した結果、急激な沈下もなく効果が現れている。中央の谷部は詳査によって土かぶりが約7.5mと当初より少なく不安を抱える施工となったが注入式フォアポーリングにて無事通過している。

現在、120mまで掘削しているが、当初予想より地質が脆弱化しており上半盤が傷み泥濘化し、進行を優先するか整備を優先するか苦慮しているところである。

しかし、出口側の坑口切土を開始しており、掘削の音が聞こえ無事に貫通することを楽しみに昼夜ががんばっているところである。

(住友・橋本特定建設工事共同企業体角田トンネル工事課長)