

## 急傾斜地崖錐堆積層におけるトンネル坑口部の施工

### Tunneling of the Portal at the Steep Slope covered by Talus Material

藤木 省三\*  
Shōzō Fujiki

渡辺 与志夫\*\*  
Yoshio Watanabe

上林 武司\*\*\*  
Takeshi Kanbayashi

#### 要 約

トンネルの出口部にあたる北坑口（八代側）は急傾斜地の崖錐堆積層に位置している。上部には、トンネルに隣接する形で砂防ダムが構築されており、トンネル掘削の影響を受けて変状を呈する可能性があった。

掘削による地山のゆるみとそれに伴う地すべりの防止を目的として補助工法を比較検討した結果、パイプルーフ工法と NATM の迎え掘りを採用した。

本工法の適用により、良好な結果が得られたので、パイプルーフ工法選定の経緯、施工の実績および砂防ダムの計測について記述し、今後の課題に言及する。

#### 目 次

- §1. はじめに
- §2. 工事概要
- §3. 地形・地質概要
- §4. 補助工法選定にあたって
- §5. 側壁導坑先進工法の施工経過
- §6. パイプルーフ施工経過
- §7. 計測
- §8. おわりに

九州縦貫自動車道の八代～人吉間の計画路線は九州山地を縦断しており、工事着工前から難工事が予想された。トンネル23本、橋梁57箇所と構造物が多く、路線長の約70%を占めている。また、土工部においても切土盛土の長大法面が数多く出現し、地形の急峻さを表わす平均谷密度は全国的にみると最も大きい。

当淡島工事は日本道路公団福岡建設局より昭和57年7月に発注され、八代～人吉間の内の山江村内の万江(ま

#### §1. はじめに

九州縦貫自動車道は、北九州市を起点として福岡、佐賀、熊本の各県を通過し、宮崎えびの市で分岐して鹿児島市及び宮崎市に至る延長430kmの高速道路である。このうち熊本県八代市から宮崎県えびの市までの約61kmが工事中であり、八代市から人吉市までの42.5kmが平成元年度中に供用開始される予定である (Fig. 1)。

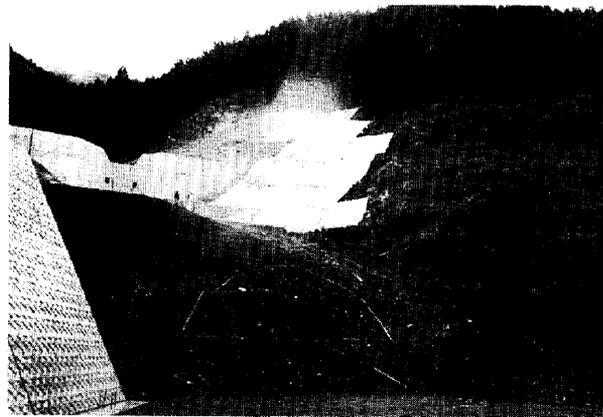


Photo 1 北坑口側むかえ掘り着工前

\*九州(支)宮崎土木(出)主任  
\*\*九州(支)乙原(出)副課長  
\*\*\*九州(支)乙原(出)

え) 川べりの淡島神社付近、足算瀬～西川内地区を結ぶ延長約3.3kmで、この区間では3番目に長いトンネル(淡島トンネル)の工事である。本トンネルは八代から数えて23番目(人吉市に最も近い)にあたる。

§ 2 . 工事概要

- 工事名 九州自動車道淡島工事
- 路線名 高速自動車国道九州縦貫自動車道鹿児島線、宮崎線
- 発注者名 日本道路公団福岡建設局
- 工事箇所 自) 熊本県球磨郡山江村大字万江字光永恵 (STA306+92.0)  
至) 熊本県球磨郡山江村大字山田字狸谷 (STA340+00.0)
- 工事延長 総延長 : 3,308m  
土工延長 : 1,421m  
橋りょう延長: 110m  
トンネル延長: 1,777m (下り線のみ)
- 工期 自) 昭和59年7月10日  
至) 昭和63年6月30日

トンネル掘削は、上部半断面先進ベンチカット工法による NATM を採用し、南坑口(人吉側)からの片押しで施工した。南坑口より距離65mの区間は土被りが10m前後と薄く偏圧が生じる地形をなしており、地質的にも破碎状～粘土化した頁岩が多く、また地下水位が施工基面上にあり、基盤が軟弱化する恐れがあったため、片側(谷側)に側壁導坑(L=65m)を先行させ、上半リングカット工法にて施工した。

一方、北坑口(八代側)は急傾斜地の崖錐堆積層であり、左岸側上部には砂防ダムや水路等の重要構造物が隣接して構築されている。トンネル掘削が南坑口より延長L=1,745mまで掘進した地点(貫通地点の手前32m)で切羽天端の崩落が頻繁に観測され、明り部の地すべりや

トンネルそのものの崩壊が懸念されたため、北坑口(八代側)より両側に側壁導坑を先進させ、上半部に上半先進の補助工法としてパイプルーフ工法を採用するに至った。

Fig. 2 にトンネル標準断面、Table 1 に施工パターンと施工延長を示す。

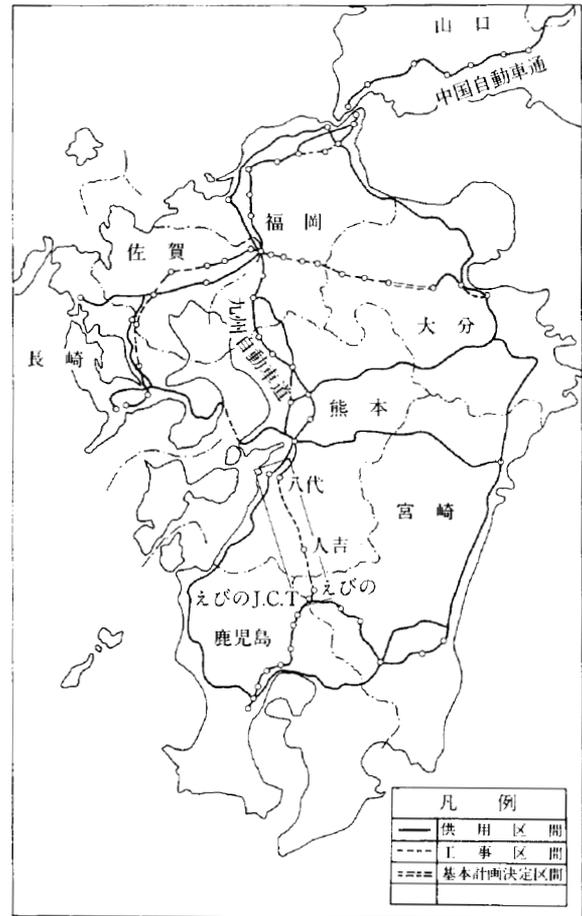


Fig.1 九州高速自動車道路線図

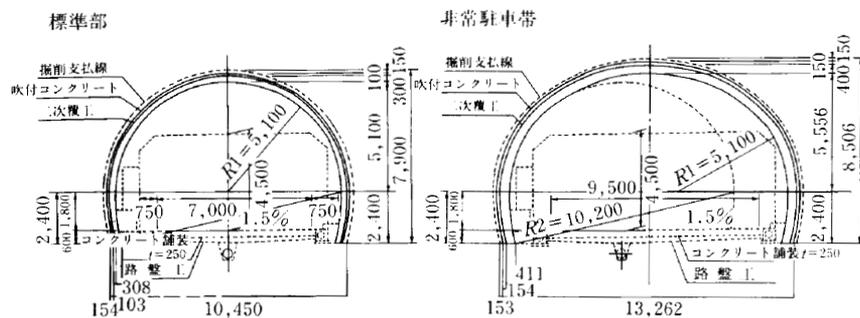


Fig.2 トンネル標準断面

### § 3. 地形・地質概要

淡島トンネル区間は、人吉市の北隣の山江村に位置する。球磨川中流の支流、万江川と西川内川とに挟まれた山陵の直下である。地形は北方が急峻で南方に行くほど緩かになり、河川も南流している。

地層は四万十層群下部層で、砂岩と頁岩及びこれらの互層から成り、走向はNE~SW方向、傾斜は北に40~60°で、北坑口より北方を通る佛像(九州では一般に大坂間と呼んでいる)構造線の影響を受けている。佛像構造線は北傾斜の逆断層で、北へ行くほど地質年代が古

くなるのが、一般的な特徴である。

トンネル坑内の新鮮岩は、擾乱地帯を除き、硬岩である。坑口付近では、頁岩の風化が著しく、崖錐の存在もあり、施工は難渋した。

### § 4. 補助工法の選定にあたって

北坑口東側に砂防ダムがあり、トンネル掘削のダムに与える影響が危惧された。

北坑口付近は崖錐が厚く堆積しており、また一部砂岩も風化し土砂状を呈している。施工時に坑口手前の

Table 1 施工パターンと施工延長

パターン 記号	岩質区分	適用箇所	支保パターン								吹付 厚さ cm	イン ポート cm	施工延長 m	施工日数 日	平均進行 m/日	摘 要
			ロックボルト				全網	支保工	一次 掘削 cm							
			長さ m	本数 本	延長 方向 m	間方向 m										
B	II	標準部	5	2.5	11	1.5	1.5	-	-	30	-	14.0	3.5	4.00	ロックボルト上半のみ	
C I	III	"	10	3.0	15	1.2	1.5	大端90°	-	30	-	210.3	54.5	3.86		
C II	III	"	10	3.0	15	1.0	1.5	大端90°	H-125	30	-	1,228.8	379.5	3.24	支保工は上半のみ	
D I-1	IV	"	15	4.0	18	1.0	1.2	上半	H-150	30	-	40.0	16	2.50		
D I-2	IV	"	15	4.0	18	1.0	1.2	上半	H-150	30	50	27.0	12	2.25		
D III B	IV	"	20	3.0	16~17	1.0	0.6	全断面	H-200	40	50	33.0	20	1.65	ロックボルト大端継地ボルト	
				4.0	10											1.2
Bt	II	非常駐車帯	10	3.0	17	1.5	1.5	大端90°	-	40	-	20.0	8	2.50	避難連絡坑(5m)	
Ct	III	"	15	4.0	20	1.2	1.2	上半	H-150	40	-	107.0	45.5	2.35		
Ds-1	IV	南坑口部	20	3.0	16~17	1.0	0.6	全断面	H-200	40	50	34.9	26	1.34	片側側壁導坑ロックボルトD III(設変)	
				4.0	8											1.2
Ds-2	IV	" (薄内部)	25	2.5	16~17	0.75	0.6	全断面	H-200	50	50	30.0	20	1.50	"	
				4.0	8											1.2
Ds-3	IV	北坑口部	25	4.0	8	1.0	1.2	上半	H-200	40	50	32.0	13	2.46	両側側壁導坑	
合計											1,777.0	598	2.97			

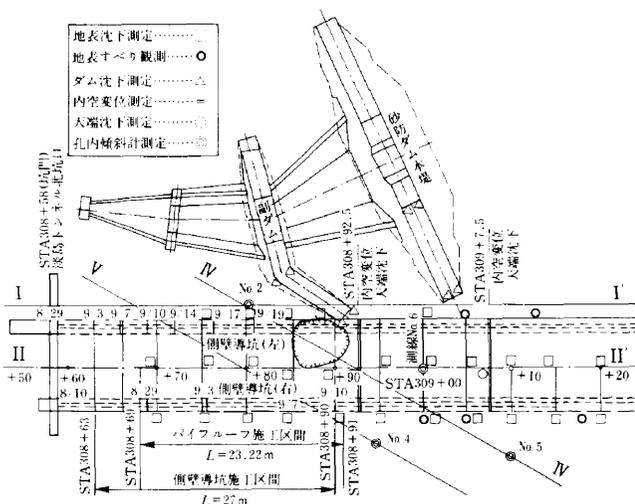


Fig.3 北坑口付近平面図

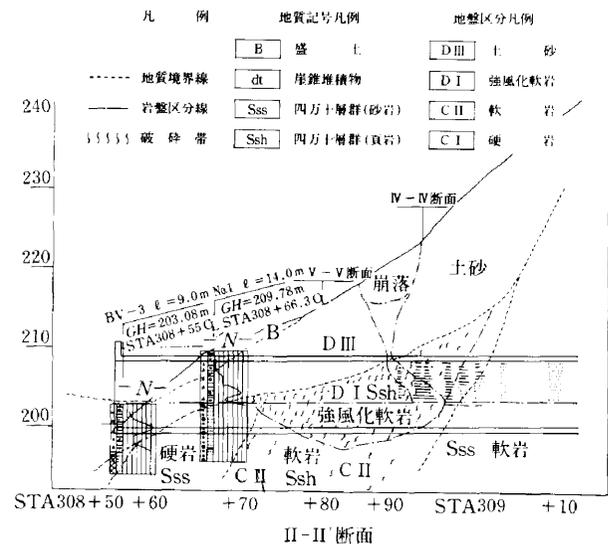


Fig.4 地質断面図(トンネルセンター)

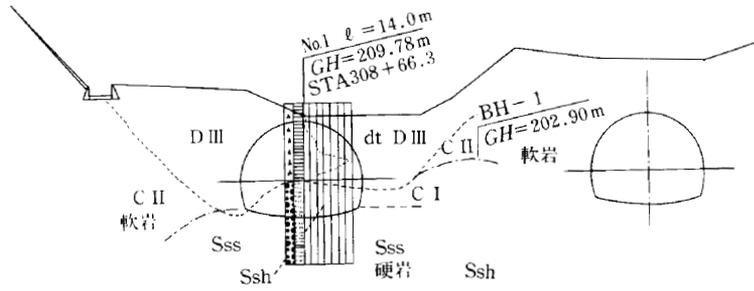


Fig.5 STA308+65地質断面図

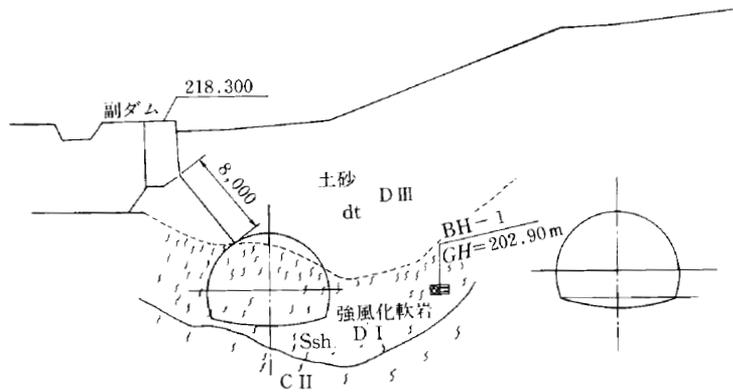


Fig.6 STA308+85地質断面図

STA308+90付近で切羽天端の小崩落現象が発生しており、不安定な地山状態と予想された。北坑口付近の平面図、地質縦断面図及び代表的な位置での地質断面図を Fig. 3～Fig. 6 に示す。

坑口付けによる地山の切り取り及びトンネル掘削による緩みの拡散は、トンネルの安定さらには斜面の安定をも損なう危険性があり、トンネル掘削に何らかの補助工法が必要と判断された。

すべりに対する安定計算の結果、砂防ダムを包括するすべりは一般的な目標安全率  $F_s=1.20$  を満たしているが、トンネル軸方向に関しては、トンネル掘削時に  $F_s=0.97$  となり斜面崩壊の危険性があることが判明した。STA308+65における掘削に伴って発生が予想される円弧すべりの設計モデルを Fig. 7 に示す。トンネル軸方向のすべり発生は、ダム方向の斜面へもその影響が波及することから考えて、トンネルを安全に掘削することが全体の地山の安定を確保する最良の手段と判断した。上半先進工法を適用する場合には、上半盤の支持力が不足することが地質調査によって確認されたので、最初に両側に側壁導坑を先進させて支持力の不足を補うこととした。さらに補助工法として

- ① パイプルーフ工法

最小安全率

起動モーメント	$M_o=23200(\text{tf}\cdot\text{m})$
抵抗モーメント	$M_r=22700(\text{tf}\cdot\text{m})$
最小安全率	$F_s=0.98$
半径	$R=47.60(\text{m})$

粘着力に関する控除モーメント  
 $\Delta M_{rc}=\Delta 260(\text{tf}\cdot\text{m})$

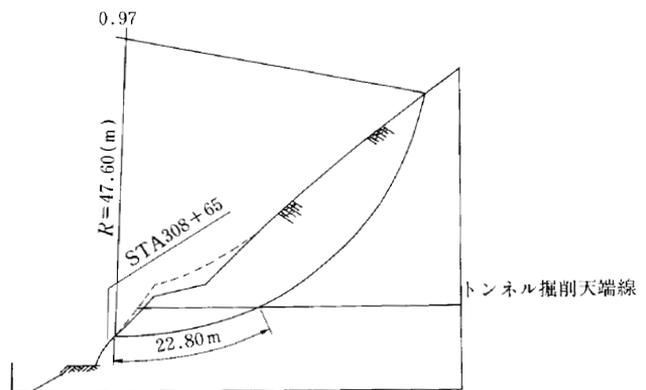


Fig.7 円弧すべりの設計モデル図

- ② 縦縫地ボルト工法
- ③ 薬液注入工法

を比較検討した。3案についての比較検討一覧表を Table 2 に示す。設計条件として採用した土質定数及び

Table 2 補助工法の比較検討表

工種	工法	パイプルーフ工法	垂直縫地ボルト工法	薬液注入工法
工法概要		トンネル掘削に先行してトンネル予定断面の外周に、ボーリング方式により、鋼管を一定間隔で穿孔設置し、鋼管列すなわちパイプによるルーフ（屋根）を形成する。	地表面よりボーリングを行い、孔に鉄筋を挿入し、かつ、モルタルあるいはセメントミルクを充填し、地山を一体化し、鉄筋棒鋼のせん断抵抗によって坑口斜面の地すべりを抑止する。	薬液注入によって地山の緩みを防止し、坑口斜面の地すべりを抑止したり、切羽の安定を図る。
施工性		坑口部に適切なパイプルーフ基地を設ける作業スペースがあり、資材搬入路が確保できる。	急傾斜地（40°～50°）上での作業となり、段取り替えに苦勞と時間を費やす。	砂礫層、破砕帯の空隙充填には効果はあるが、低圧注入のため、緩みの広がった崖錐帯層での効果は小さい。
経済性		大型機械による施工となるが、工費は全体としては他の工法とあまり変わらない。	地形条件が悪いため、仮設費がかさむ。	薬液単価は低いが、相当量の薬液使用による材料費、工期の長期化により全体工費が高くなる。
工期		仮設段取りがスムーズに運べるし、ダウンザホールドリルと鋼管ビットの併用により工期短縮が図れる。	土被りの厚い区間では、長孔となり長期にわたる。	切羽停止期間が長く工期への影響が大きい。
問題点		転石が存在する場合、孔曲がりがあり、施工精度が落ちる。	斜面上での施工となり、仮設等は大がかりなものとなる。	現場状況により河川への薬液流出による汚水発生の問題、低強度の固結のため、せん断抵抗をあまり期待できない。
概略図				
総合評価		◎	○	△

Table 3 土質条件

土質名	単位重量 (t/m <sup>3</sup> )	粘着力 (tf/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 (deg)
礫混じり粘土DIII	1.9	1.0	30
軟岩DI	2.1	3.0	25
軟岩CII	2.1	5.0	35

Table 4 許容応力度

規格	せん断応力度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
パイプルーフ (STK41)	1,200
垂直縫地ボルト (SD30)	1,000

Table 5 円弧すべり計算表

検討条件	STA308+65切羽							
	トンネル考慮無	トンネル考慮有						
		補助工法無	パイプルーフ φ114.3	パイプルーフ φ216.3	パイプルーフ φ318.5	垂直縫地ボルト 8本/m	垂直縫地ボルト 24本/m	薬液注入厚4m
起動モーメント $M_o$ (tf・m/m)	23,676	23,177	23,177	23,177	23,177	23,177	23,177	23,177
抵抗モーメント $M_r$ (tf・m/m)	24,238	22,471	23,342	24,377	24,575	23,128	24,457	23,104
安全率 $F_s$	1.02	0.97	1.01	1.05	1.06	1.00	1.05	1.00

Table 6 パイプルーフ比較表

工法	パイプルーフ (φ216.3) A	パイプルーフ (φ114.3) B	パイプルーフ (φ216.3) C
工法概要	<p>φ216.3 t8.0 ℓ = 24m × 28本 = 672m</p> <p>坑口より水平ボーリングマシンで、掘削断面にそって鋼管を埋め込みパイプルーフを形成する。</p>	<p>φ114.3 t4.5 ℓ = 24m × 79本 = 1,896m</p> <p>小口径の鋼管をダブルに納めルーフを形成する。</p>	<p>φ216.3 t8.0 ℓ = 24m × 28本 = 672m</p> <p>坑内より掘削断面の外面向かってパイプを納める。</p>
特長	<ul style="list-style-type: none"> <li>地山のせん断抵抗力を利用し、パイプのピッチを適当な間隔にする事ができる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>天端崩落がなく、確実な防護である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>掘削中に応急処置がとれる。</li> <li>地山の状態によってルーフの位置を変える事が可能。</li> </ul>
問題点	<ul style="list-style-type: none"> <li>水平ボーリングのため穿孔精度が必要である。</li> <li>地盤によっては、鋼管と鋼管の間からの抜け落ちがある。(薬液注入等の対策工が必要である。)</li> <li>穿孔機種が、数種類に限定される。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>管径が細いため、穿孔精度が著しく落ちる。</li> <li>数量が多く工期がかかる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>坑内での作業となるので作業範囲が狭く機械も限定される。</li> <li>掘削と穿孔の繰り返しとなり、機械の出し入れ、段取り等に時間を費やす。</li> </ul>
工程	10 20 30 40 50 60 70	10 20 30 40 50 60 70	10 20 30 40 50 60 70
	準備工	準備工	準備工
	穿孔	穿孔	穿孔
	充填 片付け	充填 片付け	充填 片付け
経済性	1	1.43	1.36
判定	○	×	△

許容応力度を Table 3 と Table 4 に示す。

一般に施工時のすべりに対する安全率として  $F_s = 1.05$  以上が必要とされている。円弧すべり計算表 (Table 5) よりパイプルーフ (φ216.3 または φ318.5) あるいは垂直縫地ボルト (D25, 24本/m) の採用が望ましいという結果となった。急傾斜地での垂直縫地ボルトの施工は、足場の仮設と工期に難があり、パイプルーフ工法に決定し、3種類のパイプルーフから A 案を採用した。Table 6 に比較表を示す。

### § 5. 側壁導坑先進工法の施工経過

上半盤から下半にかけての地質は、転石混じりの土砂層及び崖錐堆積層である。上半掘削時に支持力が得られる工法を検討した結果、施工性、経済性、工程面を考慮

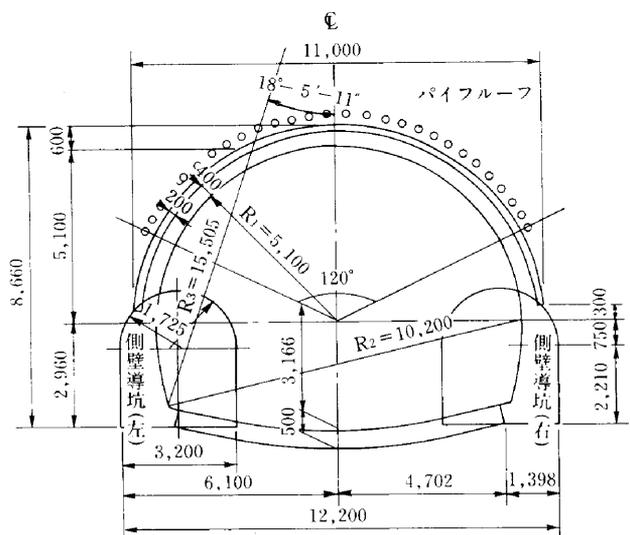


Fig.8 DS-3 形状寸法

した上で、むかえ掘りによる両側側壁導坑先進工法を採用した。Fig. 8 にその形状寸法を示す。

側壁導坑は北坑口側より坑口付けを行った。施工延長



Photo 2 北坑口側から見た側壁導坑



Photo 3 坑内側から見た側壁導坑

は、STA308+63～STA308+90のDS-3区間(L=27.0m)である。坑口は砂防ダム側(左側)が張り出した急斜面となっている。よって左側導坑は10基、右側導坑は7基の捨枠を行った。支保工はH-125×125を使用し、1.0m間隔に建込んだ。この導坑では、湧水を伴った鏡面の崩壊が5～6回発生し、かなり難航したが、核残し施工と導水処理及び軟弱地盤の置替えコンクリート打設により、掘削を進めることができた。掘削完了後、覆工のベースコンクリート、側壁立上りコンクリートを順次打設した(Photo 2, 3)。Table 7 に実施工程を示す。

### § 6. パイプルーフ施工経過

#### 6-1 仮設備

##### (1) 法面切取

STA308+70付近を鋼管の発進口と定め、安定勾配(1:0.8)で法面を整形し、吹付コンクリートで法面保護を行った。

##### (2) 作業足場

工期短縮の目的で、掘削はパイプルーフ最下段の位置まで行い、H鋼(H-300×300)にてFig. 9に示す作業足場を組み立てた。H鋼は最上段ルーフより順次取り外しつつ下段へ移行していった。

##### (3) 給水

掘進及びミキシングに使用する水は現地に隣接する砂防ダムより給水ポンプにてプラントに貯留した。

Table 7 工事工程表

工事種別	単位	数量	昭和62年							
			8月		9月		10月		11月	
			10	20	10	20	10	20	10	
A サイロット工法										
坑口切取り										
坑口付	式	1								
側壁導坑(右)	m	27								
側壁導坑(左)	m	27								
B パイプルーフ工法										
法面切取り										
準備工	式	1								
No.1 ボーリングマシン	ヶ所	17								
No.2 ボーリングマシン	ヶ所	11								
跡片付工	式	1								

(4) 電力

電力設備は坑内より側壁導坑を通して配線を行い、分電盤で各々の機械に振り分けた。またポータブル発電機も2台使用した。

(5) エア

エアは坑内にある安置式コンプレッサ (75kW×2台) 及びポータブルコンプレッサ2台にて供給した。

(6) クレーン

鋼管の接続、足場組替及びボーリングマシンの移動には、作業半径と吊荷重を考慮して35tトラッククレーンを常駐させて作業を行った。

Fig. 10に施工のフローチャートを示す。

6-2 掘進方法

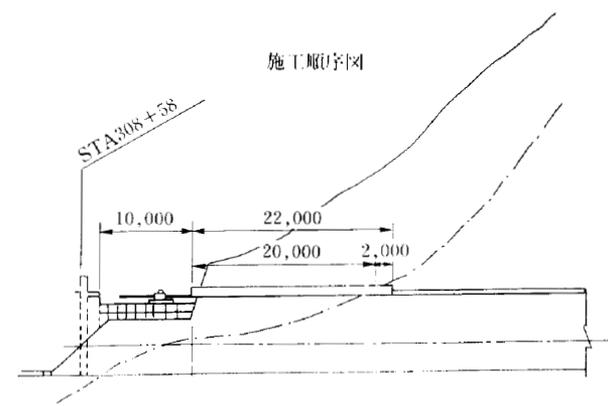
(1) 機械据え付け

H鋼 (H-300×300) を水平に敷き、その上に掘進機をセットした。高さ及び水平をトランシットとレベルで測定して調整し、掘進機をH鋼に溶接して固定した。

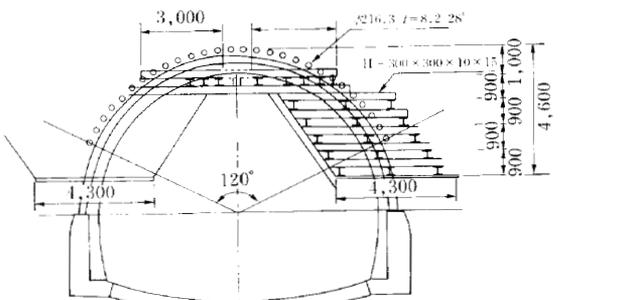
(2) 口元管設置

掘進中の孔口保護の目的で口元管を設置した。口元管はφ267.4の鋼管を掘進機に接続し深さ3m程度まで追い込んだ。転石に当たった場合はその深度で完了した。

(3) ビット取り付け



作業足場正面図



作業台足場平面図

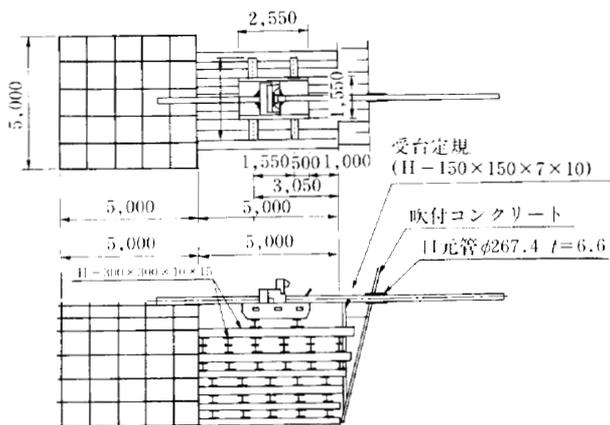


Fig.9 作業足場と施工順序

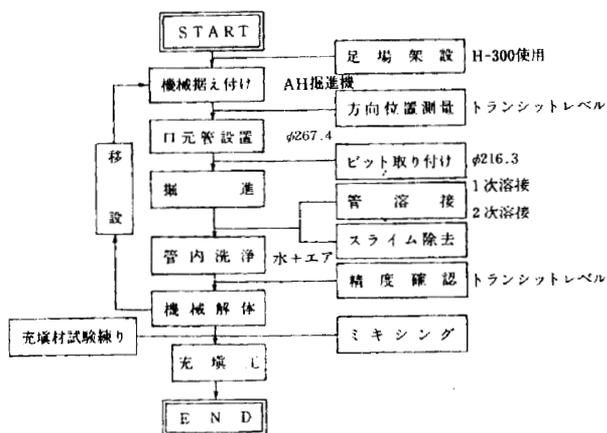


Fig.10 パイプルーフ施工フローチャート



Photo 4 先端ビット取付状況

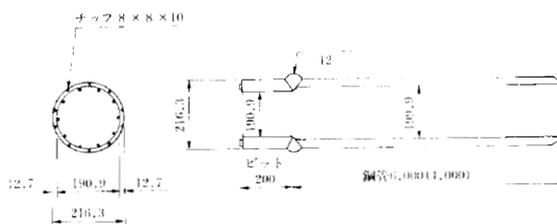


Fig.11 先端ビットの取り付けと形状寸法

鋼管の先端に、 $8 \times 8 \times 10$ のチップを20個装着したリングビットを取り付けた。鋼管の接続は突き合わせ溶接とした (Fig. 11, Photo 4)。

(4) 掘進



Photo 5 パイプルーフ掘進状況 (ダウンザホールハンマと鋼管リング)

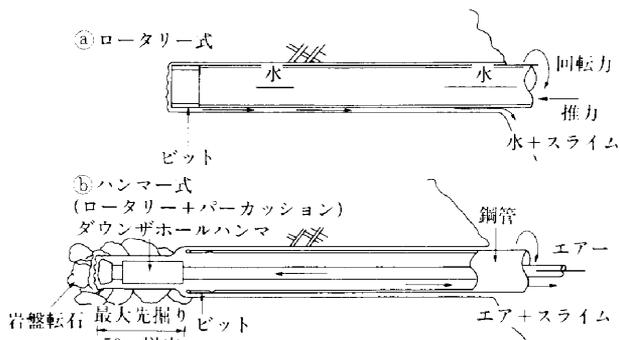


Fig.12 掘進施工状況図

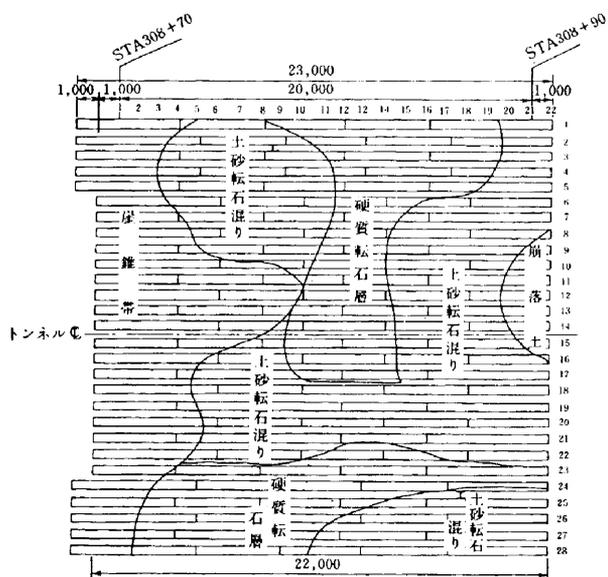


Fig.13 鋼管配列と現況地質

鋼管を掘進機のスピンドル内に通し、鋼管の方向と高さをチェックした後、掘進を開始した。掘進方法は鋼管に回転力と推力を与え、ビットで地山を削り取りながら掘進するロータリー式を基本とした。

また、削り取られた土砂は送水ポンプで圧送された水及びコンプレッサで圧送されたエアによって回収した。転石混じりの土砂が大部分を占めたため、鋼管内にダウンザホールハンマを挿入し (Photo 5)、回転力と打撃力とで転石を小割破碎処理させた後、本管を掘進させる方法をとった (Fig. 12)。掘進完了後の管内はエアと水を用いて残留スライムの排除を行った。パイプルーフ施工状況を Photo 6 に示す。

(5) 継手

鋼管長さは4 m を標準として、現場溶接で接続した。隣接パイプとの溶接位置が同じにならない様に各パイプに4 m, 5 m, 6 m ものを使って千鳥配置となる組合せを考えた。継手は突き合わせ継手とした (Fig. 13の配列平面図を参照)。

鋼管の溶接は交流アーク溶接機を用いて行い、仕上げは2層とした。

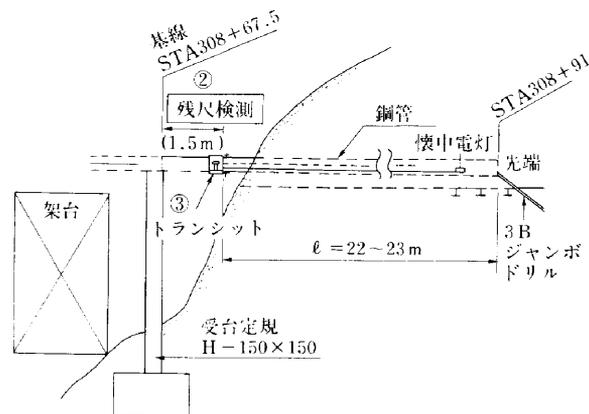


Fig.14 鋼管位置のセット方法と施工確認方法

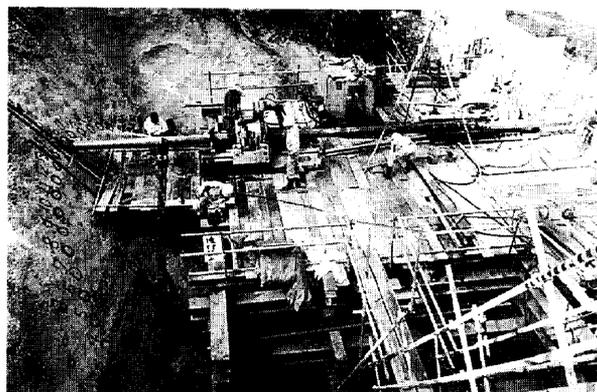


Photo 6 パイプルーフ施工状況

Table 8 現場配合表

水セメント比 (%)	セメント (kg)	砂 (kg)	水 (kg)	発泡液 (ℓ)	空気量 (%)	フロー値 (mm) (sec)	生比重 (kg/ℓ)	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
78.8	250	489	197	1.16	50±5	200±20 30±5	0.97±0.05	10

6-3 測量計画

(1) 受台定規のセット

トンネルセンターを基線として Photo 6 に示すように受台定規(H-150×150の支保工)を STA308+67.5 の位置に建て込んだ。その鋼管受台にNo.1~No.28の各ポイントを落として、アングル等で固定定規を設け、鋼管を機械にセットした状態で再度トランシットで軸方向の確認を行った。また勾配については、鋼管の先端と末端差から1.207%の上り勾配にセットした。

(2) パイプルーフ施工の確認

- ①パイプルーフ鋼管が所定の位置まで到達しているかどうかの確認は坑内より3ブームジャンボを使って削孔してビットの打撃音と目視により確認した。
- ②残尺の検測は受台定規の基線位置すなわち STA308+67.5の位置からの残尺を測る方法によった (Fig. 14)。
- ③鋼管の曲がりの測定は鋼管内に懐中電灯を挿入し(懐中電灯の先端には定規付き円形スリットがある)、トランシットにて視準して2 m 毎に曲がりの測定を行った。

6-4 充填工

鋼管内を中空にしておくと、鋼管が腐食しやすく、長い将来にわたっては地山の空隙を作るため、ゆるみ領域の拡散を招く可能性がある。また強度的にも充填されている方が強いため、エアモルタルにて充填した。

配合を Table 8 に示す。

充填方法は、鋼管の口元に注入ヘッドを取り付け、他にエア抜きとリターン確認用の口を設け、所定のエアモルタルを注入し、リターンを確認した後キャップで閉じて完了とした。Fig. 15 に注入施工図を示す (Photo 7)。

6-5 工程

側壁導坑及びパイプルーフ工の実施工程を Table 7 に示す。坑口付近の不良地質のため掘進にかなりの困難を伴ったが、ほぼ工程通り完了した。工事内訳数量と主要機械及び材料を Table 9, Table 10 に示す。

6-6 考察及び今後の課題

当トンネルで採用したこの工法によって

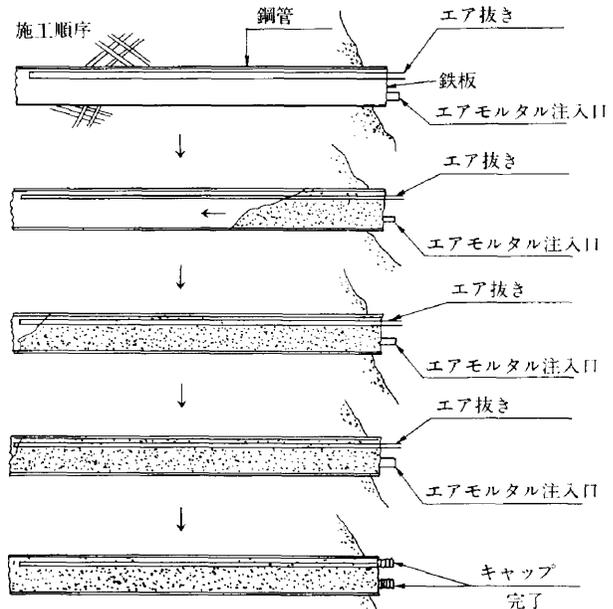


Fig.15 注入施工図



Photo 7 中詰注入完了

- ① 崖錐帯斜面部の地すべりの抑止と掘削の安定
  - ② 斜面上方の砂防ダム等重要構造物の沈下防止
- の2つの目的は、十分達成できたものと思われる。この工法は軟弱地盤、砂礫地盤、軟岩あるいは崖錐層、破碎帯層地盤など地質の悪条件下では幅広く適用できる利点があるが、地形の悪条件下での適用はかえってマイナスとなる要因が多く、その適用にあたっては慎重な検討が必要であろう。

幸い当北坑口では広い仮設ヤードを存分に使うことができたためパルプルーフの特長を生かせたと思う (Photo 8, 9)。しかし一方で施工上の課題も多く残り、以下にその主な項目を列挙する。

① 転石がかなりの頻度で出現したため、先端ビットの摩耗が激しく、再度の交換を余儀なくされた。

② ダウンザホールハンマで先掘りしすぎると鋼管リング先端ビットとハンマの間に転石がかんで抜けなくなる (Photo 10)。

③ 転石混じりの不均一な地質のため、鋼管の曲がり方が比較的大きく、施工精度が落ちる。特に上方偏向が見られた。これはスライムが鋼管内にかなり残留したままの状態であったためと考えられる。Fig. 16 に施工精度図を示す。

④ 鋼管リングから排出されるスライムの処理は人力による積み込みしかできず能率的でなかった。

⑤ ダウンザホールハンマは打撃による振動が激しく、設置足場を単管組としたため不安定であった。

⑥ H 鋼 (H-300×300) の桁組み足場と単管足場を併用したため、パイプルーフがアーチから下部へさがるごとに単管足場の段取り替えを要し労力を費やした。

⑦ 孔曲がりが発生すると、鋼管の弱点となる継手部分に応力が集中し、ボーリングマシンのトルクに十分対抗できる肉厚の溶接が必要である。のど厚12mm仕上げでは不十分な所があって再溶接の必要があった。

Table 9 工事内訳数量

項目	単位	数量	備考
鋼管本数	本	28	
掘進長	m	626.0	22m×18+23m×10
鋼管径	m/m	φ216.3	
厚	"	8.2	
材質	-	STK41	JISG3444
長	m	626.0	
重量	kg	26,354.6	42.1kg/m
充填材	-	エアモルタル	B
充填量	m <sup>3</sup>	22.2	19.8×1.12=22.2

Table 10 主な機械及び材料

機械・材料名	型式又は寸法	重量	電力	台数	備考
AH 削進機	(W) (L) (H) MD 型 5001,530×2,550×1,400	3 t	22kW	2	
ダウンザホールハンマー	φ140	0.12 t		2	
パーカッションハンマ	160ASS	115kg			
モール400	YBM	2.0 t	18KVA	2	
ボーリングロッド	φ90 ℓ 3,000			20	
ビット	φ220			相当数	
溶接機	300A	0.13 t	24.5KVA	2	
ポータブル発電機	SDG90S		90KVA	1	
"	SDG150(S)		150KVA	1	
ポータブルコンプレッサ	PDS-600S	3.2 t		1	
"	PDS-6,555	3.4 t		1	
坑内コンプレッサ	PS-75HS		75kW		12m <sup>3</sup> /min
送水ポンプ	MCT-15 720×2,350×1,120	0.6 t	11kW	2	
給水ポンプ	タービン φ40		2.2kW	2	
グラウトポンプ	MG-10 580×1,850×980	0.35 t	7.5kW	1	
ミキサ	MVM 900×1,450×1,450	0.3 t	5kW	1	
水槽	5m <sup>3</sup>			1	
鋼管	STK41	26.355 t			4.0×102 P 5.0×10 6.0×28
充填材	エアモルタル				22.2m <sup>3</sup>



Photo 8 パイプルーフ施工完了全景

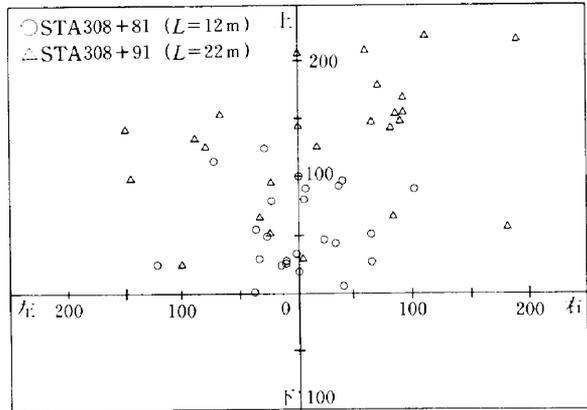


Fig.16 パイプルーフ施工精度

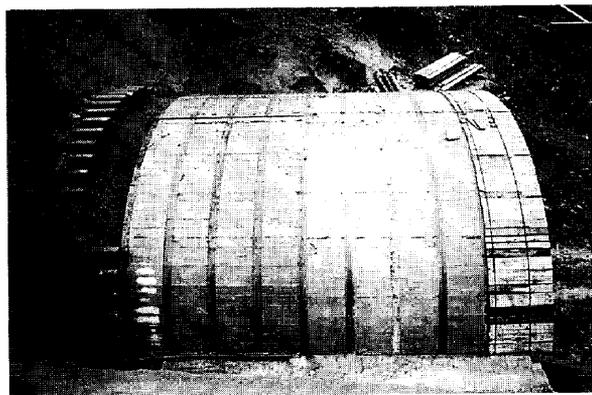


Photo 9 パイプルーフと明り巻き施工

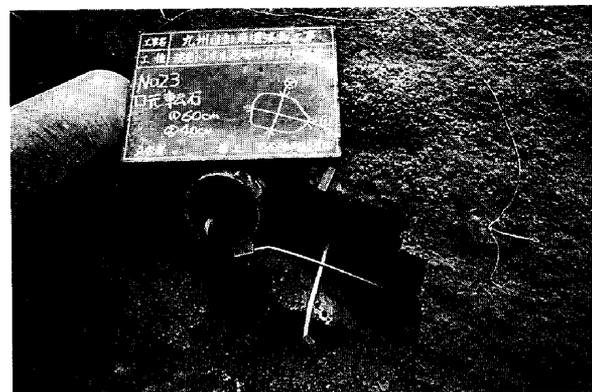


Photo 10 崖錐層から出現した転石

⑧ 施工期間中は足場の組替え時、鋼管の荷上げ時、鋼管接続時、掘進機の移動時、スライム処理時などほとんどの作業で35tトラッククレーンが必要であり不経済であった。

## §7. 計測

地表部の表層すべり及び切羽の小崩落(6月30日)以

降の地山の安定性の把握と補助工法の効果の確認、さらには2次覆工完了に至るまでの地山の挙動を監視するために Fig. 3 に示す位置に観測網を設置して計測を実施した。

### 7-1 測定内容

測定内容は以下に示したものである。

- 地表沈下測定 …………… 28測点
- 地表すべり観測 …………… 6測点
- ダム沈下測定 …………… 8測点
- 内空変位測定 …………… 2断面
- 天端沈下測定 …………… 2点
- 孔内傾斜計測定 …………… 3箇所

### 7-2 測定結果

#### (1) 地表沈下測定

6月18日より測定開始し(崩落前12日、貫通点位置から21.4m手前)最大で3mmの沈下を測定した。崩落後は比較的一定値を保ち、側壁導坑(右)が上半切羽STA308+90に到達する頃、2mmの沈下が認められ、さらにパイプルーフ工のため法面カットによる沈下が約1mmあった。パイプルーフ施工中の沈下はなく、上半再開後土被りの浅い区間で最大で2mmの沈下が生じた。以降の沈下はなかった。

#### (2) 地表すべり観測

7月1日の崩落翌日より測定を開始した。20日間は少しずつ変位が観測され、側線No.6にて5mm谷側への変位があった。以後、一時的に収まり側壁導坑(右)及び(左)の到達の4~5m手前の時期から2mm程度の変位がみられた。パイプルーフ工及び上半施工中には変化は見られなかった。

#### (3) ダム沈下測定

7月1日の崩落翌日より測定を始めた。約1週間ほど変位挙動が見られ、副ダムの測点2において最大変位5

mmを記録した。以後一時的に収束し、側壁導坑（左）が到達地点（STA308+90）の6 m手前にきた時ふたたび沈下が始まりさらに5 mmの沈下を生じ、累計沈下量は10 mmであった。

パイプルーフ施工中の沈下はなかった。また上半掘削時には1 mmの沈下を生じた。

(4) 内空変位測定

6月30日の崩落日には測定点 STA309+7.5は17.5 m切羽から離れ、測定点 STA308+92.5は2.0m切羽から離れていた。両測定点共この崩落の前後において変位曲線の動向が大きく変化するという傾向はみられなかった。これは、この崩落が局部的なものであることをうかがわせる。それ以降はほとんど収束傾向をたどり、導坑掘削及びパイプルーフ工掘削による影響はなかった。

(5) 天端沈下測定

測定点 STA309+7.5において最大5 mm、測定点 STA308+92.5において最大4 mmに落ちついており、これも内空と同様に崩落の影響を受けていない。

(6) 孔内傾斜計測定

トンネル掘削による地山への影響を見るために実施した。Fig. 17にNo.2孔の主要深度における経時変化を示す。

一般に、地すべりや急傾斜面崩壊が発生する時には、直前の変位量は数cm/日となる。今回の測定では最大でも0.2mm/日であり、斜面崩壊に関しては特に問題はなかったといえる。

7-3 考察

孔内傾斜計の観測地点より2 Dの距離に切羽が到達した時に傾斜計に変位が始めている。同様のことが砂防ダム沈下測定の際のデータにおいても認められる。しかし、転石や礫混じりの粘性土から成る崖錐堆積物の未固結層の掘削においてはその影響は小さく、地すべりに対してパイプルーフ工法が有効な手段であったと判断できる。

またトンネル坑内の計測データは、崩落による影響や掘削による影響を受けていない。これは崩落部を境界にして前後で地質がかなり異なっていたことに起因しているものと思われる。崩落部に関しては、円錐状に抜けたこともあり、局部的な陥没で、これに伴う地山変状の連鎖反応を本工法の採用によって防止できたと考える。

§ 8. おわりに

一般に山岳トンネルにおける坑口部というのは、地形的にも地質的にも問題の多い箇所である。坑口付けというのは、本来微妙なバランスの上に平衡状態にある自然を人力と機械力で傷つけるのであるから、それをいかにして早く再度平衡状態に復元させてやれるかが最重要テーマとなる。その手段としての技術力と英知をどのように駆使するかが坑口部の施工の成否の鍵を握っているといっても過言ではない。

当トンネルにおいても、南坑口側（人吉側）では、破碎状頁岩が軟弱化しており、最小土被りが5 mと浅く、

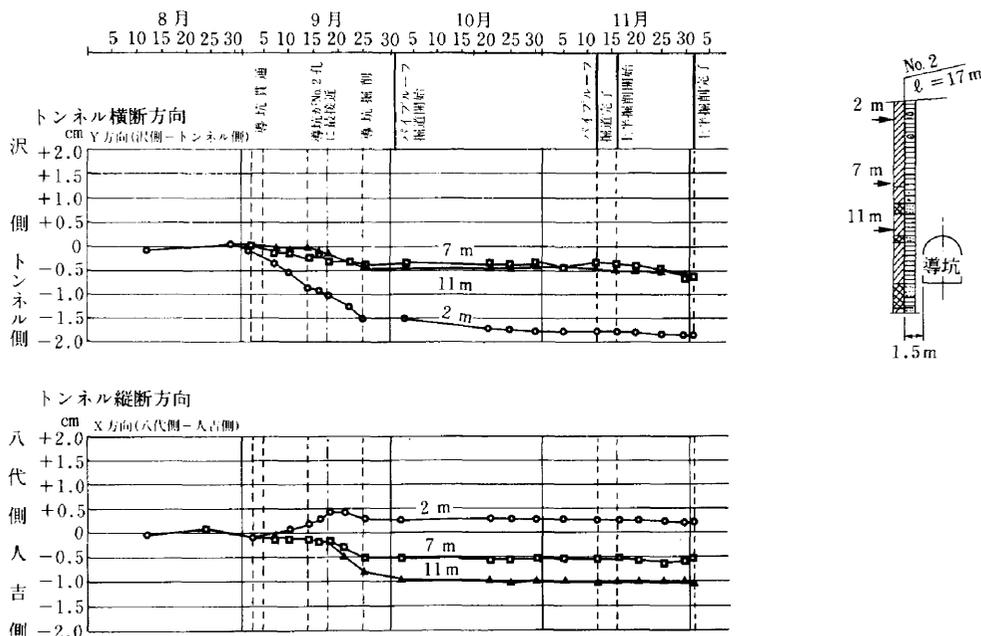


Fig.17 孔内傾斜計による変位量の経日変化図 (No.2孔)

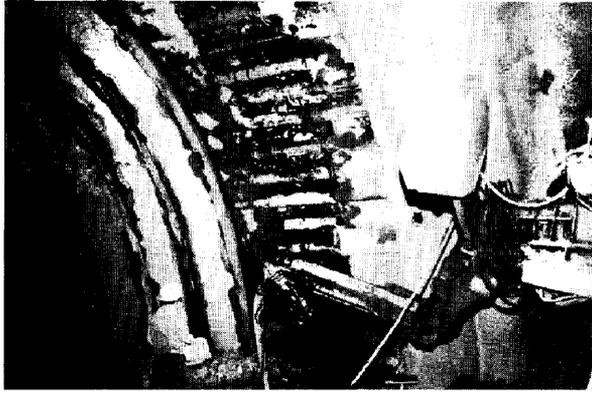


Photo 11 上半掘削で出現したパイプルーフ群

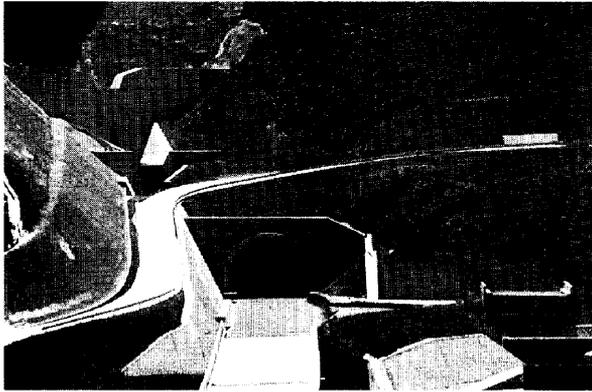


Photo 12 北坑口完成状況

山腹部が偏圧地形を形成しているため、片側（谷側）に側壁導坑を先進させた。また、北坑口側（八代側）では、南坑口側の施工を応用して、平均斜度40°という急傾斜地の崖錐堆積層を両側に側壁導坑を入れ、パイプルーフ工法を採用することにより、無事貫通することができた。

ルーフ形成後から上半貫通に至るまでの間、隣接する砂防ダムの沈下はほとんどなく、孔内傾斜計による地すべりの変位も観測されなかった。このことから、パイプルーフ工法が、当現場の条件に適した有効な補助工法であったと確信している。上半掘削を再開し、その途中で鋼管が列をなして上部の土荷重を支えている姿を目のあたりにみた時は、技術者としての最高の喜びの瞬間であった（Photo 11, Photo 12）

本トンネルの補助工法が、今後の同様な施工に少しでも参考になれば幸いである。

最後に、計画から施工にいたるまで当現場が満足いく工事として終了できた事に対して、ご協力、ご指導を頂いた関係各位に深く感謝致します。

#### 参考文献

- 1) 斎藤重治：パイプルーフ工法・地盤，理工図書，昭和57年