

切削即時充填式プレライニング工法の実施工への適用

藤下幸三¹・本村 均²・寺内 伸³・篠崎秀敏⁴・中川浩二⁵

¹正会員 日本道路公団 本社サービス推進企画室主幹 (〒100-8979 千代田区霞ヶ関3-3-2新霞ヶ関ビル)

²正会員 日本道路公団 東京第一建設局横浜工事事務所横浜青葉工事長 (〒241-0833 横浜市旭区南本宿町21-1)

³正会員 (株)間組 土木本部トンネル統括部課長代理 (〒107-8658 港区北青山2-5-8)

⁴正会員 (株)間組 横浜支店毘沙門トンネル作業所長 (〒238-0105 三浦市南下浦町毘沙門1059)

⁵正会員 工博 山口大学工学部教授 社会建設工学科 (〒755-8611 宇部市常盤台2557)

近年、新しいトンネル構築工法としてプレライニング工法が注目されている。その工法の1つであるチェーンカッターを用いた切削即時充填式プレライニング工法は、試験機による実験や試験施工等の開発を経て、3車線道路トンネルの実施工に適用された。その結果、試験段階では問題があるとされていた機械性能やコンクリート特性について実用性が検証された。さらに各種計測結果から本工法が有する先受け機能や支保機能に関しても検討ができた。本報告では、工法の概要や開発の経緯を述べるとともに、実機による試験施工や実施工を通して得られた本工法の有効性や施工性について報告する。

Key Words : tunnel, pre-lining, chain cutter, excavating speed, pressure of concrete delivery

1. はじめに

トンネル掘削前に地山内にライニングを施工するプレライニング工法は、補助工法として位置づけられることもあるが¹⁾、トンネルの支保効果を合わせ持つことが期待される新しいトンネル構築工法として注目されている。

しかし、これらのプレライニング工法は最近になって開発された工法であるため、机上の検討や実験レベルの研究はいくつか行われている²⁾ものの、実機による試験施工や実施工への適用は数少ない³⁾。

本文では、プレライニング工法の1つであるチェーンカッターを用いた切削即時充填式プレライニング工法(以下、New PLS工法:本工法という)に関して、工法の概要や開発の経緯を述べるとともに、実機による試験施工や実施工を通して得られた本工法の有効性や施工性等についての知見を報告する。

なお、本工法による実施工は初めてのことであり、概略の施工結果等についてはこれまでいくつかの発

表を行ってきた⁴⁾。しかし、工法の開発から実施工までを一連の流れとしてまとめ直すことは十分意義のあることと考え、ここに報告するものとする。

2. 切削即時充填式プレライニング工法の概要

(1) 工法の基本概念

本工法は、図-1の工法概要図に示すように、トンネル掘削に先立ち、専用のプレライニング機に装着した湾曲形のチェーンカッターで地山のトンネル外周相当位置を切削し、同時に急硬性コンクリートを充填することにより、トンネル横断方向だけでなく縦断方向にも連続したコンクリートシェル(以下、スリットコンクリートという)を構築し、その後内部を掘削してトンネルを完成させる工法である。

本工法は、地山の先行変位や地表面沈下の抑制および切羽の崩壊防止等、補助工法としての先受け効果はもちろん、切羽進行後にはトンネルに作用する

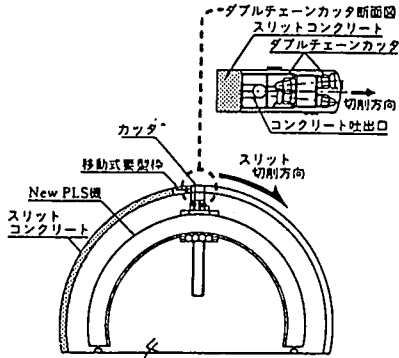
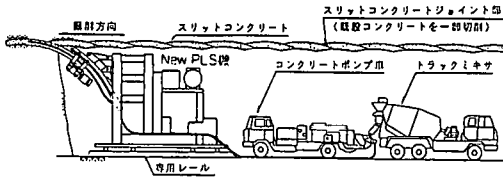


図-1 工法概要図

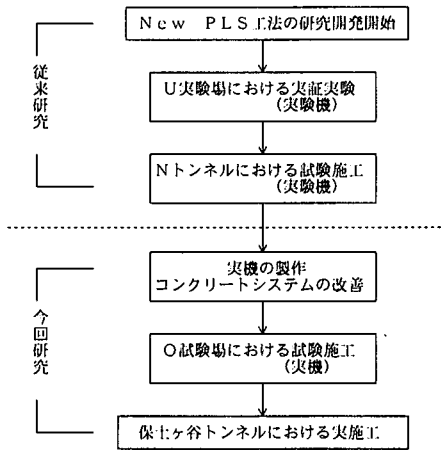


図-2 工法の開発経緯

荷重に抵抗してトンネルの安定を保持する支保としての効果も期待できるトンネル構築工法とされている⁵⁾。

(2) 工法の特徴

本工法には次のような長所および短所があると考えられる。すなわち長所として、

- ①チェーンカッターは、コンクリート圧送管と一体化しており、スリットの切削と同時にコンクリートを充填するため、地山のゆるみの発生につながる切削面の解放状態をほとんど生じさせない。

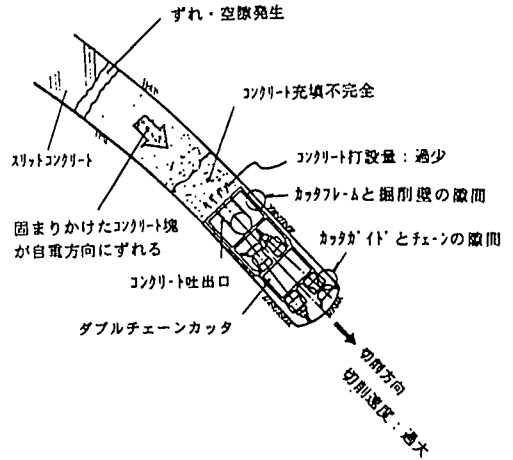


図-3 スリットコンクリートのずれ現象と空隙の発生

- ②トンネル横断方向に連続しており、また縦断方向もスリットが重なった構造となっている。さらに、それぞれのスリットコンクリートが湾曲したトンネル構造となっているため、土荷重に対してアーチ形状で抵抗し、力学的に安定性の高い構造となっている。
 - ③機械的切削機構であるため、施工による周辺地山の損傷が少ない。
- 一方、短所としては次のようなものがある。
- ④切削幅が一定のため、地耐力が不足する地山では、スリットコンクリートの沈下対策が必要となる。
 - ⑤チェーンカッターによる切削機構であるため、切削可能な地山強度には限界がある。例えば、カッター幅以上の硬質の巨れきが出現する地山では切削が困難である。
 - ⑥鏡面の自立が困難な地山に対しては、何らかの対策が必要となる。
 - ⑦フレームに沿ってカッターが移動する構造のため、トンネル断面が変化する場合には適用しにくい。

3. 開発経緯と実施工に向けて解決すべき課題

図-2に示すように、本工法の開発開始後、基礎的研究や要素実験を経て、1992年に2車線道路トンネル用の試験機を製作し、U実験場における実証実験(5スリット、L=10m)およびNトンネルにおける試験施工(10スリット、L=20m)を実施した。しかし、表-1に示すように、その成果は、スリットの切削やコンクリートの充填は可能であること、ト

表-1 従来研究の成果と残された課題

従来研究成果確認事項	残された課題		
	機械関連	コンクリート関連	施工全体
①スリット内へのコンクリートの充填は可能 ②順調な施工が行われた場合、1.5～2.0日/スリット程度の施工が可能 ③坑内における機械の組立は可能 ④New PLS機を約30m後退させることで、ずり出し作業のスペース確保可能	①切削時の姿勢変化（横行フレームのねじれ、本体の移動） ②ずり抵抗によるカッタの横行停止、速度不安定 ③カッタのジャミング ④俯仰角の縮小	①コンクリートの管内閉塞 ②自立強度不足によるコンクリートの漏れ ③初期強度不足、強度のバラツキ ④コンクリートの未充填 ⑤切削速度とコンクリート打設量のアンバランスによる縁切れ、空隙 ⑥カッタ部へのコンクリートの回り込み	①切削土砂の撤去不完全（堆積土砂がスリット切削に障害） ②スリット接合部の凹凸により、防水シートの施工が困難

表-2 試験機と実機の構造および主要仕様

項目	試験機	実機（改良機）
構造図		
油圧ユニット	電動機(1) 75 kw×440V×60Hz 電動機(2) 7.5 kw×440V×60Hz	90 kw×400V×50Hz 11 kw×400V×50Hz
カッタ部	型式 ベンド式ダブルチェーンカッタ 切削深さ 2800mm 切削厚 320mm 切削半径 5830mm 切削力 11.8tf 回転速度 Max. 5.0m/min	ベンド式ダブルチェーンカッタ 2800mm 400mm 8100mm 15.3tf Max. 44m/min
横行装置	アーチフレーム 500mm×500mm×1本 横行力 45tf 切削速度 0～560mm/min	1000mm×1000mm×2本 63tf 0～200mm/min
重量	52t	110t

ンネル坑内における機械の組立やずり出し等の作業が可能であること等、基本的な機構や施工性の概略は確認されたが、実施工に適用するためには数多くの課題が残された。特に、

- ①切削時の姿勢変化（アーチフレームのねじれ、本体の移動）
- ②ずり抵抗によるカッタの横行（アーチフレームに沿って円周方向に動くこと）の停止、速度不安定
- ③コンクリートの閉塞
- ④コンクリートの自立強度、初期強度不足
- ⑤切削速度とコンクリート打設量のアンバランスによる縁切れ、空隙の発生（図-3参照）

等は、工法の成否を左右する重要な課題であった。

このため、今回の研究においては、これらの課題を解決すべく、プレライニング機やコンクリートに

関するシステムを改善するとともに、3車線道路トンネル用の実機（改良機）を製作した。その実機を用いて試験施工、さらには実施工を順次行った。

本報告においては、表-1に示した課題のうち工法の成否に関連する上記①～⑤の課題を主に、スリットコンクリートの先受けおよび支保効果、工法としての施工性などについて得られた知見を報告する。また、表-1中のその他の課題については施工時の工夫によりほぼ解決されたと考えられるため、本報告での詳述は省略する。

4. 全体システムの改善

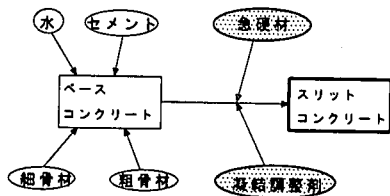
(1) プレライニング機の改善

プレライニング機は、従来研究における課題に対

表-3 スリットコンクリートに求められる品質

項目	内容
流動性および充填性	地山スリット内に分離せずに均一に充填される
スリットコンクリート端面の自立性	スリットコンクリートの端面が妻型枠から解放された時点で崩壊しない
強度発現性	トンネル掘削時の作用土圧に耐えることができる

(a) 旧システム



(b) 新システム

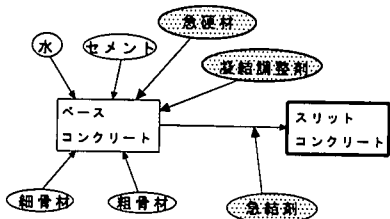


図-4 コンクリートシステム

して、3車線道路トンネルに対応できるものをイメージし改善を行った。表-2に試験機と実機（改良機）の構造および主要仕様を示す。主な改善点は、

- ①カッタの切削力を実験機の約1.3倍(11.8tf(116kN)→15.3tf(150kN))、横行力(アーチフレームに沿って円周方向に動く力)を実験機の約1.4倍(45tf(441kN)→63tf(617kN))にし、切削能力を増強
- ②アーチフレームを2連(500mm×500mm×1本→1000mm×1000mm×2本)とし、本体の剛性を向上させ、切削時の本体のねじれを防止
- ③本体重量を約2倍(52t→110t)とし、切削時の本体の安定を確保

である。なお、試験機に比べ掘削断面が大きくなることから、スリット切削幅を400mm(実験機では320mm)に変更した。

(2) コンクリートシステムの改善

従来研究において明らかとなったコンクリートに関する課題を解決することは、そのほとんどが本工法自体を成立させるために必要不可欠なものである。このため、コンクリートの配合や混和剤の添加方法

表-4 混和材料の基本物性

急硬材	カルシウムサルホアルミネート系化合物
凝結調整剤	有機酸とアルカリ炭酸塩の複合体
液体急結剤	特殊無機アルミン酸化合物

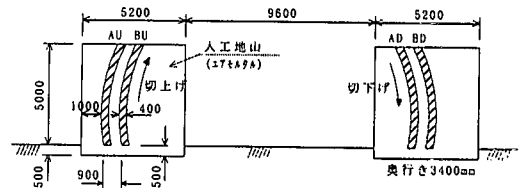


図-5 人工地山と切削試験概要図

等、コンクリートのシステムを抜本的に見直すこととした。

表-3にスリットコンクリートに求められる項目をまとめて示す。すなわち、スリットコンクリートには、切削されたスリット内に分離せず均一に充填されること(流動性および充填性という)、カッタが横行するに従い妻型枠から解放されるコンクリートが崩壊しないこと(自立性という)、スリットコンクリート構築後、トンネル掘削時の土圧に耐えうる強度を有すること(強度発現性という)等の品質が要求される。これらの要求に対して、図-4(a)に示すように、従来研究におけるシステムでは、セメント、骨材、水によるベースコンクリートに、攪拌混合された急硬材および凝結調整剤を添加していた。この場合、所定の自立性や強度発現性を得るためには、これらの混和剤が打設量に対して一定の割合で、かつ均一に添加混合される必要があった。しかし、実際には、打設速度の変動や攪拌不足によって不均一な添加混合となり、早期凝結による閉塞や、自立強度不足や強度発現不足が頻繁に発生した。

このため、今回の研究においては、図-4(b)に示すように通常のセメント、骨材、水の他に急硬材と凝結調整剤をあらかじめプラントで添加し、それをベースコンクリートとした。この段階でコンクリートは、プラントで急硬材と凝結調整剤が適量かつ均一に添加混合されているため、十分な強度発現性を保持していることになる。さらに、このベースコンクリートに打設途中で急結剤を混合しコンクリートの自立性を確保することとした。表-4に混和材料の基本物性を示す。なお、急結剤の注入および混合装置は、実施工への適用を考慮しメンテナンスが少なく取り扱いが容易となるよう、軽量かつシンプルな機構を開発した。

表-5 スリットコンクリートの要求性能

項目	要求性能	配合上の対策
流動性および充填性	ベースコンクリートのスランブを 20 ± 2.5 cm スランブ16cm以上の保持時間を2時間程度	W/C、s/a 凝結調整剤
スリットコンクリート端部の自立性	カッタ横行速度、妻型枠長を考慮して、打設後8分程度でスランブが0cm	急結剤
強度発現性	施工サイクル、設計土圧を考慮して、打設後4時間の圧縮強度が 30kgf/cm^2 以上、材齢28日の設計基準強度が 180kgf/cm^2 以上	W/C 急硬材

5. 試験施工

(1) 試験施工の概要

実施工に先立ち、改善された本工法の施工性や切削性能およびスリットコンクリートの基本的品質を確認し、実施工への適用が可能かどうかを判断する目的で、試験施工を実施した。

試験施工は、図-5に示すように、試験ヤードに人工地山（幅5.2m×奥行き3.4m×高さ5.0m：2体）を構築し、4スリット（切上げ2スリット、切下げ2スリット）の切削およびコンクリート充填試験を行うことにより実施した。なお、人工地山はエアモルタルで作成し、実施工で対象となる平均的な地山強度を考慮して、材齢28日における圧縮強度を約 10kgf/cm^2 (0.98MPa)とした。

(2) スリットコンクリートの配合検討

試験施工を実施する前に、スリットコンクリートの配合試験を行った。なお、表-5に示すスリットコンクリートの要求性能は、以下の条件を考慮して設定した。

- ①流動性・充填性：幅40cm、奥行き2m程度のスリット内に、振動をかけずに一ヶ所の吐出口から充填でき、かつ分離しないコンクリートにする必要からスランブ範囲を設定。また、コンクリート製造～運搬～打設までの時間を2時間程度と仮定して、スランブ保持時間を設定。
- ②自立性：カッタの横行速度を150mm/min、妻型枠長を1200mmとした場合、打設したコンクリートが妻型枠から解放される時点（1200mm/150mm/min=8min）で流出しない条件から自立時間を設定。
- ③強度発現性：スリットコンクリート構築後、約4時間で掘削を開始すると仮定し、その時点での設計荷重に対して十分な強度を有している条件から、早期強度を設定。また、材齢28日以降については、吹付けコンクリートと同等の強度を設定。

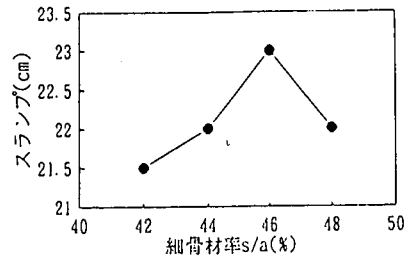


図-6 s/aとスランブの関係（単位水量 192kg/m^3 ）

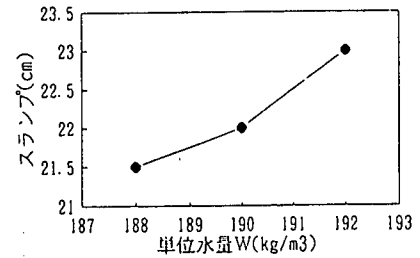


図-7 単位水量とスランブの関係（s/a=46%）

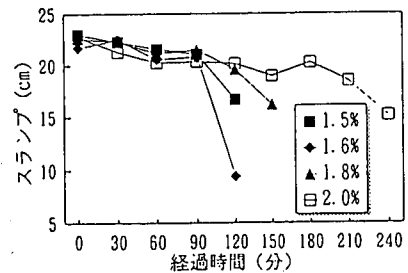


図-8 凝結調整剤とスランブ保持時間の関係

なお、ベースコンクリートの配合選定は、既往の研究^{6),7)}を参考にし、単位セメント量 340kg/m^3 、単位硬材量 60kg/m^3 を固定にして実施した。

s/aとスランブの関係を図-6に示す。なお、この場合の単位水量は 192kg/m^3 である。この図より、最もスランブの大きくなったs/a=46%を最適s/aとした。

s/a=46%の条件における単位水量とスランブの関係を図-7に示す。試験では、単位水量188および 190kg/m^3 の場合に目標スランブを満足する。また、目視によりコンクリートの性状を観察した結果、いずれも材料分離傾向を示さず、良好な性状を示している。これらのことから、施工時のスランブロス considering 目標スランブの上限値に近い単位水量 190kg/m^3 (W/(C+P)=47.5%)を選定した。

凝結調整剤量とスランブ保持時間の関係を図-8

表-6 急結剤量とコンクリート自立時間の関係

凝結調整剤 使用量 (C+P)×%	液体急結剤 使用量 (C+P)×%	自立時間(分)	
		スランブ試験	静置
1.6	5.0	8~9	-
	5.0	10~11	-
1.8	6.0	9~10	-
	7.0	7~8	5.5~6.0
2.0	7.0	12~13	8.0~8.5
	8.0	-	7.0~7.5
	9.0	9~10	6.0~6.5

スランブ試験：コンクリートを繰り返して実施
 静置：強度試験用型枠にコンクリートを流し込み静置
 (自立時間=脱型可能となった時間)

表-7 圧縮強度試験結果 (試験施工：配合試験)

凝結調整剤 使用量 (C+P)×%	液体急結剤 使用量 (C+P)×%	圧縮強度(kgf/cm ²)								
		供試体NO:	4時間		1日		28日			
1.8	7.0	①	56.1	54.5	79.6	81.5	78.9	321	317	
		②	54.5		81.5			327		
		③	52.9		75.5			304		
2.0	7.0	①	55.7	55.4	80.3	77.1		337	337	
		②	55.1		79.0			322		
		③	55.4		72.0			352		
	8.0	①	51.3	52.3	81.5	81.9		336	341	
		②	53.5		82.8			342		
		③	52.2		81.5			344		
		①	48.4	49.8	75.8	78.1		342		340
		②	48.7		78.3			328		
		③	52.2		80.3			351		

に示す。スランブ16cm以上を安定して2時間保持させるために必要な凝結調整剤量は、(C+P)×1.8%以上であることが認められた。

急結剤量とコンクリートの自立時間(急結剤添加後スランブが0cmとなるまでの時間)の関係を表-6に示す。凝結調整剤量が(C+P)×1.6~2.0%の範囲であっても、急結剤量を増大させることにより、コンクリートの自立時間を7~8分程度とすることは可能である。

次に、目標とするスランブ保持時間とコンクリートの自立時間を満足する配合におけるコンクリートの圧縮強度試験結果を、表-7に示す。いずれの場合にも、材齢4時間および28日の目標強度(それぞれ30kgf/cm²(2.9MPa)、180kgf/cm²(17.6MPa))を満足することが認められた。

以上の結果に加え、今回はコンクリートの製造に一般の生コンクリートプラントを使用することから、プラントから試験ヤードまでの運搬時間や、試験施工における種々のトラブルを考慮して、スランブ保持時間を極力長くすることとし、凝結調整剤量を(C+P)×2.0%、急結剤量を(C+P)×8.0%とした。

これらの試験結果をもとに、表-8に示す示方配合を選定した。

表-8 スリットコンクリートの示方配合(試験施工)

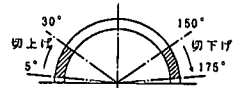
最大骨材 寸法 (mm)	水結合材比 (%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m ³)	
			水	セメント
20	47.5	46	190	340

単位量(kg/m ³)				
急硬材	細骨材	粗骨材	凝結調整剤	急結剤
60	754	1042	8.0	32

表-9 切削速度およびコンクリート充填圧測定結果(試験施工)

位 置 (度)	切削速度 (mm/min)			コンクリート充填圧(kg/cm ²)				
	A	B	平均	再試験	A	B	平均	
切 上 げ	5~10	21	21	39	136	0.12	0.05	0.04
	10~15	56	43		181	0.00	0.10	
	15~20	37	34		222	0.00	0.06	
	20~25	34	51		240	0.00	0.04	
	25~30	不測	53		225	不測	0.03	
切 下 げ	150~155	(194)*	200	156	-	(0.00)*	0.75	0.89
	155~160	(99)*	180		-	(0.11)*	0.83	
	160~165	(109)*	159		-	(0.22)*	0.87	
	165~170	(51)*	120		-	(0.10)*	0.98	
	170~175	(70)*	120		-	(0.55)*	1.02	

*:打設したコンクリートがカッタフレームと掘削壁の隙間から下側(チェーンカッタ側)に流入したため、掘削を一時停止してコンクリートを打設するという断続的な施工を実施した。このため、切削速度は安定せず、かつ充填圧も上がっていない。



(3) 試験結果

a) 機械関連試験結果

ブレイニング機は試験施工ヤードで組立、試運転、調整の後、試験施工に供した。

人工地山の切削時には、チェーンカッタによる切削に伴う地山の崩壊は認められず、良好な切削状況が認められた。また、スリットコンクリート厚は、所定の厚さ(400mm)を確保でき、切削部分(スリット内)に確実に充填されていることが確認された。

表-9に切上げおよび切下げ時の切削速度とコンクリート充填圧の測定結果を示す。カッタの切削速度は平均150mm/min程度を目標としていた。切下げ時の切削速度は120~200mm/min(平均156mm/min)と、ほぼ目標値を満足したが、切上げ時は切削ずりがカッタ内へ混入しチェーンの負荷が大きくなり、切削速度は目標速度を下回り20~50mm/min程度しか確保できなかった。このため、カッタの摺動部への潤滑剤の注入や、カッタガイドとチェーンの隙間(図-3参照)をできるだけ小さくする等のずり混入防止対策を講じ、再度切削試験(切上げのみ)を実施した。その結果、136~240mm/minの切削速度が得られ、目標速度を満足することができた。なお、初回の切

表-10 スリットコンクリートの品質管理試験結果（試験施工）

ケースNo.	スランプ（温度）		自立 試験	供試体 No.	圧縮強度（kgf/cm ² ）			
	出荷時	受入時			4時間		28日	
1	21.5 (16.0)	22.7 (15.0)	○	①	31.8	31.0	253	261
				②	31.2		242	
				③	30.1		288	
2	23.3 (12.0)	23.5 (11.5)	○	①	30.6	30.8	292	285
				②	31.2		279	
				③	30.6		285	

・供試体は、打設直前に現場にて採取し、室内養生

表-11 コア供試体の一軸圧縮強度試験結果（試験施工）

供試体 No.	圧縮強度（kgf/cm ² ） *28日強度			
	地山側	中央部	内空側	平均
①	220	227	281	227
②	215	236	227	
③	210	220	213	

・コア供試体は、打設されたスリットコンクリートより採取

下げ（AD部、図-5参照）時に打設コンクリートがカッタフレームと掘削壁の隙間（図-3参照）から下側（チェーンカッタ側）に流入した。このため、切削を一時停止しコンクリートを打設するという変則的な施工となり、切削速度やコンクリート充填圧に関して十分なデータが得られなかった。この現象に対しては、ゴム製のシール材をカッタ周辺に設置することで対応した。

スリットコンクリートの充填を良好に行うためには、切削速度とコンクリート打設量のバランスを管理する必要がある。このため、カッタフレームのコンクリート吐出口側に圧力計を設置して、コンクリートの充填圧を測定した。表-9に示すように、切上げ時には充填圧を感知する程度（カッタ底面（コンクリート吐出口面）にコンクリートが接する程度）でスリットコンクリートの充填状況は良好となることがわかった。一方、切下げ時はコンクリート圧を受けながら切削することになる。試験結果より、1.0kgf/cm²（0.1MPa）程度の充填圧のもとで施工することにより空隙のないスリットコンクリートが施工できることが明らかとなった。

b) コンクリート関連試験結果

試験施工におけるスリットコンクリートの品質管理試験結果を表-10に示す。スランプは21.5~23.5cmと目標とした管理値（上限22.5cm）より若干大きくなる傾向を示した。一方、急結剤混合後の自立時間および圧縮強度は、目標値を満足する結果が得られた。しかし、圧縮強度に関しては配合試験時の結果を下回る傾向を示した。これは、室内試験である配合試験と実機を用いた試験施工において、急結剤混合装置が異なるため、混合量や混合状況に差異が生じたことによるものと考えられる。

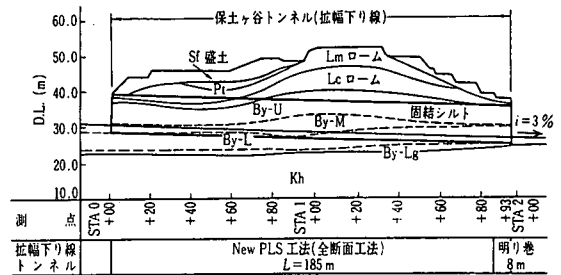


図-9 地質縦断図

表-12 地山物性値

時代	層名	記号	土質	単位体積 重量(t/m ³)	変形係数 (kgf/cm ²)	N値
更新世	盛土層	Sf	有機質土 ローム	1.4	150	3
	腐植土層	Pi	黒ボク	1.4	150	4
更新世	新期 ローム層	Lm	ローム	1.4	200	4
	下末吉 ローム層	Lc	火山灰質 粘土	1.5	250	4
	相模府群 屏風ヶ浦層	By	シルト 砂質シルト	1.55	2100	18
第三紀	上総府群 上里川層	Kh	泥岩 細砂	1.85	3900	50以上

コア供試体の圧縮強度試験結果を表-11に示す。地山側、中央部および内空側のいずれも215~240kgf/cm²（21.1~23.5MPa）と目標強度を上回っている。なお、コア供試体は品質管理試験時の強度より若干低めの数値となっているが、これは施工時期が冬季（12月）であり、室内養生となる品質管理試験の供試体に比べ低温の養生温度であった影響を受けていると考えられる。

(4) 試験施工により確認された項目

今回の試験施工により、確認された主な項目は以下の通りであり、本工法の実施工への適用は可能であると判断した。

- ① プレイニング機の切削精度は良好で、カッタの切削能力も、ずり混入防止対策を講じることにより所定の性能を有している。
- ② 切上げおよび切下げの施工に応じて、コンクリート充填圧を指標に切削速度とコンクリート打設量の制御を行うことにより、充填性に優れたスリットコンクリートの施工が可能である。
- ③ 急硬材、凝結調整剤および急結剤を添加することにより、要求品質を満足するスリットコンクリートを製造・施工することができる。

6. 実施工

(1) 地形・地質概要

今回、本工法を採用したトンネルは、多摩丘陵の

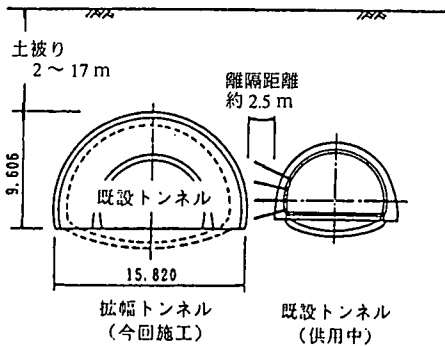


図-10 トンネル位置および標準断面図

南東端部、標高40~50mの丘陵部に位置している。縦断地形はトンネル中央部を頂点とした小山状で、横断地形はおおむね平坦である。

図-9の地質縦断面図に示すように、地質は、第三紀~前期更新世の上総層群上層川層(泥岩、N値50以上)を基盤とし、前期更新世の相模層群屏風ヶ浦層、関東ローム層、さらに軟弱な腐植土を挟み、表層は粘性土を主体とした盛土が覆っている。

トンネルの掘削対象となる主な地質は、屏風ヶ浦層(固結シルト)で、その層厚は10~15m、N値は9~45(代表N値18)であり、一軸圧縮強度は2~14kgf/cm²(0.2~1.4MPa)程度である(表-12参照)。

(2) 工事概要

本トンネルは、2車線の既設トンネルを3車線に拡幅するもので、掘削断面積は既設トンネルを内部に含めたかたちで約140m²、延長は193mである。図-10にトンネル位置および標準断面図を示す。

本トンネルは、

- ① 3車線の大断面トンネルであること
- ② 供用中の既設トンネルとの離れが2.5mと非常に近接していること
- ③ 土被りが2~17mと薄く、地表には新築を含む多数の家屋や道路、重要埋設管が存在すること
- ④ 掘削対象地山が軟質な盛土、ロームおよびシルト層であること

など、厳しい条件を有している。このため、トンネルの安定確保はもちろん、地表や近接トンネルへの影響を極力抑制することを目的として、本工法を採用した。

(3) 実施工において確認すべき項目

試験施工の結果を踏まえ、今後本工法が一つのトンネル施工法として成立しうるかどうかを評価する上で、実施工を行うに際して確認すべき主な項目を

表-13 スリットコンクリートの示方配合(実施工)

最大骨材寸法 G _{max} (mm)	水結合材比 W/(C+P) (%)	細骨材率 s/a (%)	単位数(kg/m ³)	
			水 W	セメント C
20	48	42	192	340

単位数(kg/m ³)				
急硬材 P	細骨材 S	粗骨材 G	凝結調整剤* L	急結剤 L
60	695	975	5.6	28

*凝結調整剤は、
 A配合(コンクリート温度25度未満) : (C+P)×1.4%=5.6kg/m³
 B配合(コンクリート温度25~30度未満) : (C+P)×1.6%=6.4kg/m³
 C配合(コンクリート温度30度以上) : (C+P)×1.8%=7.2kg/m³
 ・上記示方配合は、使用するコンクリート材料が異なるため、試験施工時の配合とは同一ではない。

以下に示す。

i) チェーンカッタの切削性能

試験施工の均一な人工地山とは異なり、不均一な自然地山において、所定の速度で切削できるかどうか確認する必要がある。特に、切削と同時にコンクリートを打設するため、切削速度に大きな変動は許されない。その意味で、平均切削速度が所定の値を満足することはもちろん、コンクリートの打設に支障のない安定した切削が可能かどうか検証する必要がある。

また、切上げおよび切下げ時のコンクリート充填圧については、試験施工で得られた数値はわずかなデータをもとに求められたものであり、実施工において適用できるものであるか確認する必要がある。

ii) コンクリートの品質

スリットコンクリートに求められる流動性や充填性、自立性および強度発現性等の性能が、施工毎にコンクリート温度や施工条件が異なる実施工において満足できるレベルにあるかどうか評価する必要がある。

また、実際に地山内に打設されたコンクリートが均一でかつ切削スリットに十分充填され、所定の出来形を確保しているかどうかの確認も必要である。

なお、コンクリート温度については、本工事が春から秋にかけての施工となるため、夏期の高温時における配合修正が必要となる。配合修正の考え方は、コンクリート温度の上昇に伴い、凝結調整剤量を増加させることによって、目標とするスランプ保持時間を確保することとした。配合試験の結果、コンクリート温度が25~30℃の範囲では、凝結調整剤量は(C+P)×1.6%、30℃以上では(C+P)×1.8%と設定した。標準配合を含め、これらをA、B、C配合と呼ぶことにする。また、試験結果から、高温時に凝結調整剤量が増加した場合でも急結剤量および急硬材量に及ぼす影響は小さかったことから、これらは示

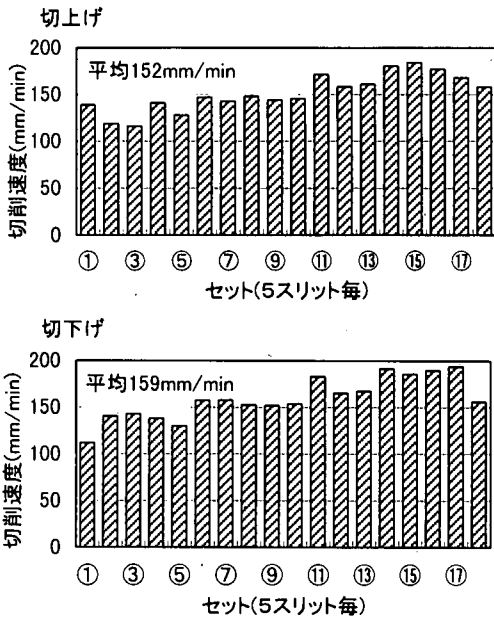


図-11 平均切削速度 (5スリット毎)

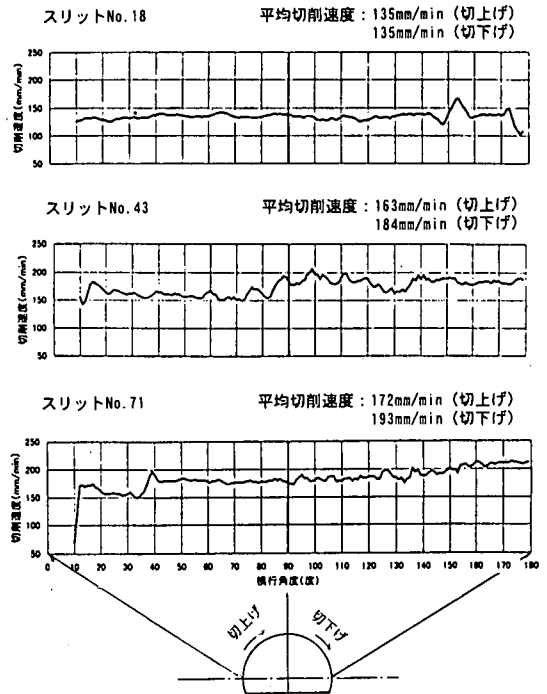


図-12 切削速度データ例

方配合と同量とすることにした。表-13に、実施工で設定したスリットコンクリートの示方配合を示す。

iii) スリットコンクリートの先受けおよび支保効果

スリットコンクリートに求められる先受け効果および支保効果について検討する必要がある。現状では、スリットコンクリートの厚さや長さに関して確立された設計手法はない。このため、今回は2次元FEM解析や、トンネル横断方向のフレーム解析を実施し、土荷重に耐え得るスリットコンクリート厚として $t=400\text{mm}$ と設定した。また、先受け長は、鏡の安定を村山の式を用いて評価し、 $L=2.1\text{m}$ (ラップ長 0.1m)とした。

iv) 工法としての施工性

本工法における一連の作業が、他の作業との関連も含め、工法として十分な施工性を保持しているかどうかの確認が必要である。

(4) 検討結果

a) チェンカッタの切削性能

i) 切削速度

図-11に、5スリット(以下、セットと呼ぶ)毎の平均切削速度を示す。スリットの設計切削速度は、コンクリートポンプの供給能力やコンクリートの自立時間等を考慮して、 $100\sim 200\text{mm/min}$ (平均 150mm/min)と設定した。これに対し、実際の平均切削速度は切上げで 152mm/min 、切下げで 159mm/min とほとんど差がなく(全体平均 156mm/min)、概ね設計どおりの速度であった。切上げ、切下げとも、施工回

数が増加するにつれて、施工速度が大きくなっている。これは施工当初に多発した各種トラブルの影響や、いわゆる「慣れ」による施工の効率化によるものと考えられる。ただし、セットNo.⑩(スリットNo.86~92)における切削速度が切上げ、切下げとも低下しているのは、トンネルが終点側坑口に近づき土被りも薄くなり、慎重な施工を実施したためである。

また、図-12に、代表的なスリットにおける切削データを示す。一回のスリット切削においても切削速度の変動は少なかった。さらに、切上げと切下げの平均切削速度の差も、 $0\sim 21\text{mm/min}$ とわずかで、切削効率やコンクリートの打設に支障が出るレベルの変動ではなかった。

切削対象となった主な地山は前述のとおり固結シルトで、一軸圧縮強度は $2\sim 14\text{kgf/cm}^2$ ($0.2\sim 1.4\text{MPa}$)程度である。このことから、 10数kgf/cm^2 (数MPa)程度以下の地山においては、所定の速度で安定した切削が可能であることが認められた。なお、切削時には前サイクルで打設した材齢1~2日のスリットコンクリートを一部切削していることから、カッタの能力としては 100kgf/cm^2 (10MPa)以上の強度の地山も切削可能であると判断できる。

ii) コンクリート充填圧

図-13に、セット毎の平均コンクリート充填圧を示す。施工開始当初はバラツキがみられるが、施工

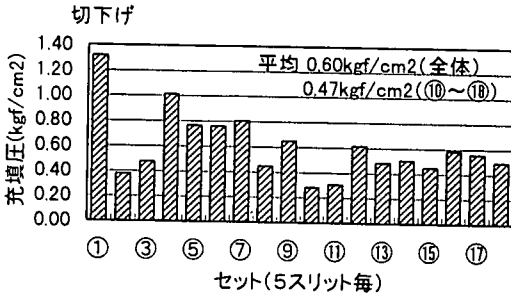
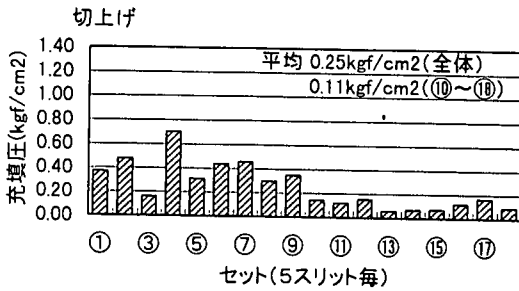


図-13 平均コンクリート充填圧 (5スリット毎)

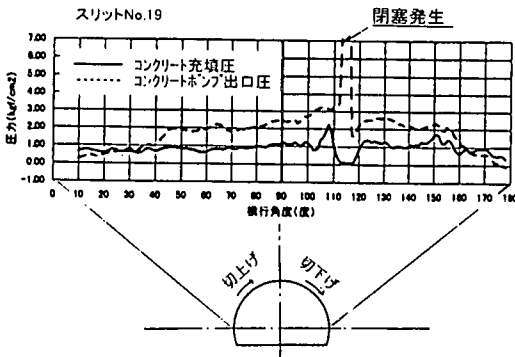


図-14 コンクリート充填圧と閉塞の関係

回数が増加するにつれてバラツキは少なくなり安定した充填圧となっている。切上げおよび切下げ時の平均充填圧は、 0.25kgf/cm^2 (0.02MPa) および 0.60kgf/cm^2 (0.06MPa) で、施工の安定した後半約50スリット(セットNo. ⑩~⑱)における平均では、切上げ時 0.11kgf/cm^2 (0.01MPa)、切下げ時 0.47kgf/cm^2 (0.05MPa) である。

これらの充填圧を試験施工で得られたものと比較すると、切上げ時の充填圧はほぼ同様であるが、切下げ時の充填圧はかなり小さなものになっている。基本的に、コンクリート充填圧は高い方が密実で高品質のコンクリートが形成されると考えられるが、図-14に示すように、充填圧を上げ過ぎるとコンクリートの閉塞が発生する例がみられた。そこで、今回の施工では閉塞の危険を回避するため、コンクリ

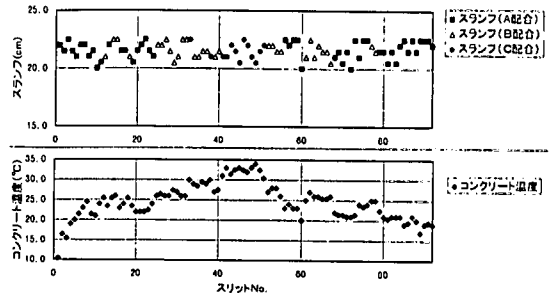
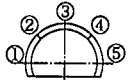


図-15 コンクリート温度とスランブの関係

表-14 スリットコンクリート厚計測結果

スリット No.	スリットコンクリート厚 (mm)					平均	配合
	①	②	③	④	⑤		
5	400	400	400	410	400	402	A
25	410	420	400	400	400	405	B
45	400	400	400	400	400	400	C
65	400	400	400	405	400	401	B
85	400	400	400	405	400	401	A
						402	



ートの品質を確保できる範囲で、極力低圧でコンクリートを充填するように施工した。このため、切下げ時の充填圧は試験施工結果と比較して、小さなものになっている。また、後述するスリットコンクリート厚の計測結果や一軸圧縮強度試験結果から、逆に言えば、 0.5kgf/cm^2 (0.05MPa) 程度の低い充填圧でも切下げ時のコンクリートの品質は確保されると判断できる。なお、この充填圧は、コンクリートの単位体積重量を 2.5t/m^3 と仮定すれば、2m程度の高さのコンクリートを支えているものに相当する。実際のコンクリートが打設後1.2mの長さの妻型枠から解放された時点で自立していることを考えると、上記の充填圧で、十分に密実で連続したスリットコンクリートを構築することができると考えられる。

b) コンクリートの品質

i) 流動性・充填性

図-15に、スリット毎のスランブとコンクリート温度および配合種類の関係を示す。流動性や充填性に関わるスランブについては、コンクリート温度に応じて凝結調整剤量を調節したA、B、C3種類の配合を適切に選定することによって、全スリットにおいて $20\sim 22.5\text{cm}$ の値となり、管理値を満足した。なお、スランブが 20cm を下回らなかったのは、スランブロスや施工上のトラブルを避けるために、管理値の上限側を目標に製造管理した結果であると考えられる。また、表-14に示すように、スリットコンクリート厚は、配合の違いや位置に関係なく設計値の 400mm を満足した。さらに、トンネル掘削後の目視

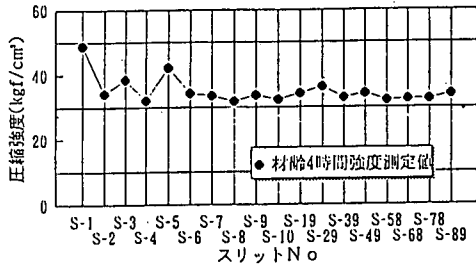


図-16 スリットコンクリート軸圧縮強度試験結果 (σ 4h)

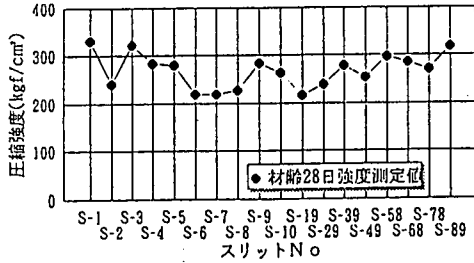


図-17 スリットコンクリート軸圧縮強度試験結果 (σ 28d)

においても空隙や土砂の混入は見られず、これらのことからコンクリートの充填性は確保されたと判断できる。

ii) 自立性

部分的に100ℓ/分程度の集中湧水があった箇所では、コンクリート固結前にセメント分が流出し自立性が損なわれ、しかるべき対策を必要とした。しかし、全体的に、カッタとともに移動する妻型枠からスリットコンクリートが露出したときには固結しており、自立性は良好であった。

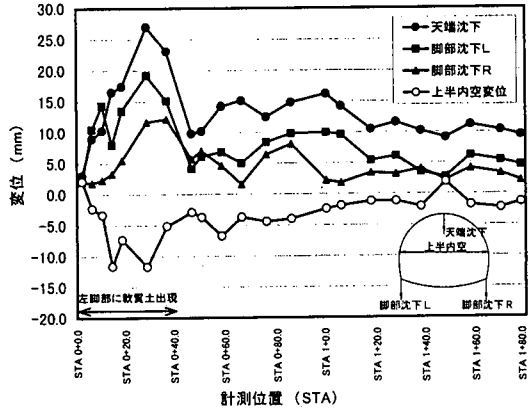
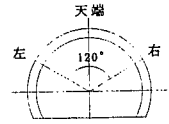
iii) 強度発現性

材齢4時間および28日のスリットコンクリート(打設時に採取)の軸圧縮強度試験結果を、図-16および図-17に示す。材齢4時間強度は、31.8~48.7kgf/cm²(3.12~4.77MPa)、平均35.0kgf/cm²(3.43MPa)、材齢28日強度は、219~330kgf/cm²(21.5~32.3MPa)、平均268kgf/cm²(26.3MPa)と、ともに設計強度(それぞれ30kgf/cm²(2.9MPa)、180kgf/cm²(17.6MPa))を満足しており、配合変更に伴う問題もなくコンクリートの品質は十分確保されていた。また、強度の変動に関しては、急結剤の混合状況の若干のばらつきや、吹付けコンクリートと同様に供試体を現場養生(気中養生)したことによる影響であると考えられる。

表-15に、スリットコンクリート左側壁部、天端部および右側壁部から採取したコア(φ100mm、L=400mmをトンネル内空側と地山側に分割し2本の供試体として使用)の圧縮強度のデータを示す。左や

表-15 コア供試体の一軸圧縮強度試験結果(実施工)

供試体位置	圧縮強度 (kgf/cm ²)	
	内空側	地山側
左側壁部	227	277
	240	284
	216	247
天端部	238	254
	217	235
	229	244
右側壁部	222	254
	215	267
	227	257
平均値		269
平均値		244
平均値		259



* 各測定の初期値は切羽から約2m選んで設定

図-18 トンネル内空変位・天端沈下測定結果

右といった位置の違いによる強度の差は有意なものではなく、均質なコンクリートであると判断できる。ただし、トンネル内空側と地山側では、地山側の強度が全般的に高い。これは養生条件の違い(内空側は気乾状態、地山側は湿潤状態)によるものと考えられる。

c) スリットコンクリートの先受けおよび支保効果
スリットコンクリートに求められる先受け効果や支保効果については、主に計測結果をもとに検証する。

i) トンネル内空変位・天端沈下測定

図-18にトンネル内空変位および天端沈下の測定結果(インバート掘削後の収束値)を示す。

発進側坑口付近(STA.0+10)は土被りが5.3m程度と薄く、また左側脚部に軟質な腐植土層やローム層が出現したため、左脚部の沈下量が比較的大きな値を示している。しかし、切羽全面に固結シルトが出現するトンネル中央付近(STA.0+50~STA.1+48)では、変位は小さく安定している。また、到達側坑口付近(STA.1+78)では、土被りが2.5mで直上には道路が存在する厳しい条件であったが、切羽肩部から

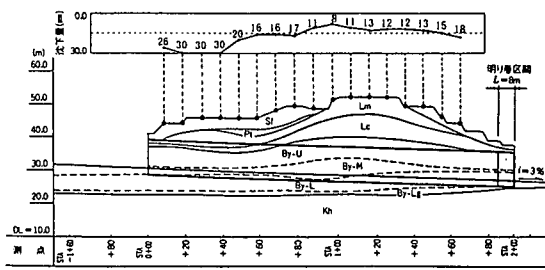


図-19 地表面沈下分布図 (トンネル縦断方向)

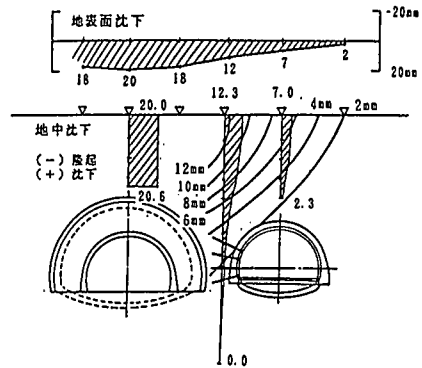


図-20 地表面沈下・地中沈下分布図 (STA. 0+51)

作業内容	時間							備考		
	7	9	11	13	15	17	19			
N New PLS機準備										
W 切削・コンクリート										
P New PLS機片付け										
S 維持・修理										
地山掘削										
既設堰工撤去										
脚部・鏡吹付け										
その他 (ミーティング等)										休憩含む

図-21 作業サイクル例

脚部にかけて比較的固結度の高いシルトが出現したことによって、トンネル中央付近と同様に天端沈下は10mm程度で安定していた。

各断面とも天端・脚部沈下が内空変位より卓越した動きをしている。これは、スリットコンクリートが打設された形状をほとんど保持したまま、全体が若干沈下したことを示している。また、内空変位、天端沈下とも切羽通過後1D~2D程度で収束傾向を示しており、インバート掘削(切羽より100~150m後方で施工)による変位増加はあまり見られなかった。

これらトンネル掘削後の変位量や収束状況から、スリットコンクリートはトンネルの支保としての能力を保持していると判断した。

ii) 地表面沈下・地中沈下測定

図-19にトンネル直上における縦断方向の地表面沈下分布を、図-20にSTA. 0+51における地表面沈下および地中沈下の測定結果を示す。

地表面沈下は、坑口からSTA. 0+40付近においてトンネル脚部にまで軟質なローム層等が分布していたため、トンネル内空変位・天端沈下と同様に比較的大きな変位量を示している。しかし、STA. 0+90以降は盛土層が消え、切羽も全面固結シルト層となるため、地表面沈下量は8~18mm程度で収束し、安定していた。これらの値は、同様な条件での施工事例に

おける地表面沈下量⁸⁾に比較して十分に小さなものであるといえる。

トンネル直上の地中沈下は、図-20に示すように、ほぼ様な分布を示している。これは、土被りが薄いため、いわゆる「とも下がり」が生じていると考えられる。トンネル側面の地中沈下は小さく、特に近接する既設トンネル周辺の地中沈下は2mm程度と非常に小さく、トンネル掘削による既設トンネルへの影響はほとんどないと判断できる。

本トンネルは拡幅工事であり、鏡の安定が得られやすいという条件下ではあったが、これらの地表面沈下抑制効果や、近接構造物への影響緩和効果から、スリットコンクリートは先受け工としての能力を保持していると判断した。

スリットコンクリートの長さや幅等、形状の妥当性については、先受け効果や支保効果があると判断できることから、間接的に認められることである。特に、長さについては、既設トンネルの拡幅のため切羽高さが全線を通じて小さく、スリットコンクリートの形成に支障がある程の鏡の崩壊が見られなかったことから、先受け工として適切なものであったと考えられる。

d) 工法としての施工性

図-21に代表的な作業サイクルタイムを示す。ブレイニング機の準備からスリットコンクリート構

築後の地山掘削および既設覆工撤去、鏡および脚部の吹付けコンクリートまでの一連の作業が、約1日(2方)で行われた。このことから、1日1シフト(L=2m)の施工は十分可能であると判断できる。また、ブレイニング機の準備から維持修理までの本工法関連作業は、ほぼ1方で施工を行っている。本工法はコンクリートを連続打設していく工法であるため、作業員の入れ替えや作業の中断等が必要なく1方で施工できることは、品質の確保や作業性の向上の点で非常に有意義であると判断できる。なお、図-21に示したブレイニング機の維持修理時間は、サイクルに割り戻したもので、実際のメンテナンスは、日々実施する日常点検的なものと週に1度程度実施する比較的規模の大きなものが必要になる。

今回の実施工においては、最大月進44mを記録しており、今後、例えば簡易な鏡の安定対策を併用したとしても、月進30~40m程度の施工は十分可能であると考えられ、その意味で他の大規模な補助工法を併用するトンネル工事と同程度以上の施工性を有しているといえる。

7. まとめ

本トンネルで採用した切削即時充填式ブレイニング工法は、実績のほとんどない新工法であるため、その効果や施工性の面で未知の部分が多かった。しかし、今回の試験施工および実施工を通じて以下の項目が確認された。

- ①一軸圧縮強度が10数kgf/cm²(数MPa)以下の地山においては、所定の速度で安定した切削が可能である。また、手前のスリットコンクリートを一部切削していることから、カッタの能力としては、100kgf/cm²(9.8MPa)以上の地山を切削することは可能である。
- ②コンクリートは、切上り時に0.0~0.1kgf/cm²(0.0~0.01MPa)程度、切下り時には0.5kgf/cm²(0.05MPa)程度の充填圧を与えながら打設することにより、閉塞の危険が回避でき、かつ空隙のないスリットコンクリートを構築することができる。
- ③本工法において、流動性・充填性、自立性および強度発現性等、所定の要求性能を満足するコンクリートの施工は可能であり、左側、天端、右側といった位置の違いによるバラツキもほとんど見られない。
- ④スリットコンクリートは、各種計測結果等からみて、地表沈下抑制効果や近接構造物への影響

緩和効果等の先受け工として機能や、トンネルの支保としての機能を保持している。

- ⑤施工能力は、月進30~40mは可能であり、従来の都市NATMと比較して遜色はない。

本工法は、今後、増加が予想される都市部のトンネル工事において、有力な一工法になると考えられる。特に、地表構造物や近接構造物を抱えた条件の厳しいトンネル工事においては、従来工法であれば、加背割りを小分割し、かつ大規模な補助工法を駆使せざるを得なかったが、本工法を採用することにより、効率よく施工を行うことができると考えられる。

また、将来、スリットコンクリートをトンネルの永久構造物にグレードアップすることにより、トンネルのシングルシェル化を図ることも考えられる。

しかし、本工法を確立させるためには、

- ①適用地山の明確化
- ②設計手法確立のためのスリットコンクリートの詳細な挙動分析
- ③超大断面に対応した切削長の拡大
- ④コンクリートのコストダウン

等、数多くの課題が残されている。今後は、これらの課題を解決していくことが必要となる。

最後に、本実施工の計画および施工に当たり、ご指導、ご教授頂いた「保土ヶ谷トンネル施工委員会」(委員長:東京都立大学 今田教授)の皆様には謝意を表す。

参考文献

- 1)土木学会:トンネル標準示方書(山岳工法編)・同解説, p.233, 1996.7.
- 2)例えば、磯 陽夫, 内田克巳:新ブレイニング「モノベック(Mono-Bent-Cutter)」工法の開発, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 第1巻, pp.7-12, 1991.12.
- 3)例えば、原 隆文, 三浦一之:地表沈下を抑制するためのブレイニングの適用, 日本トンネル技術協会第28回施工体験発表会, pp.35-40, 1991.12.
- 4)例えば、藤下幸三, 本村 均, 篠崎秀敏:New PLS工法による市街地での近接施工, トンネルと地下, Vol.27, pp.19-26, 1996.1.
- 5)日本道路公団東京第一建設局横浜工事事務所, ハザマ・森組共同企業体:横浜新道(拡幅)保土ヶ谷トンネルパンフレット.
- 6)谷口裕史, 安達徑治, 松島博之, 水野征二郎:急硬性コンクリートの施工方法に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.1, pp.1073-1078, 1993.

7) 浅沼 深, 原田 暁, 喜多達夫, 大塚哲雄: 急硬性コンクリートの特性に及ぼす各種要因の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.15, No.1, pp.471-476, 1993.

8) 藤下幸三, 本村 均, 寺内 伸: New PLS工法

を用いた大断面トンネル工事における動態観測, 地質と調査, 第4号, pp.20-26, 1995.12.

(1997.9.26 受付)

APPLICATION OF THE NEW PRE-LINING SUPPORT METHOD TO A TUNNELLING WORK

Kozo FUJISHITA, Hitoshi MOTOMURA, Shin TERAUCHI,
Hidetoshi SHINOZAKI and Koji NAKAGAWA

Pre-lining methods are recently taken notice of as new type of tunnel construction methods. The New PLS (New Pre-lining Support) Method is one of pre-lining methods, in which the perimeter of the tunnel face is excavated with a chain cutter, and immediately reinforced with a concrete shell. The method was applied to a three-lane tunnel construction after some tests and trial works.

This paper outlines the New Pre-lining Support Method and describes the effectiveness and workability of the method through the tunnelling work.