

北陸新幹線秋間トンネルの調査解析に基づく 掘削覆工併進工法の覆工設計手法に関する研究

峯本 守¹・鬼頭 誠²・田代 美樹男³・梶原 雄三⁴

¹正会員 日本鉄道建設公団理事 (〒100 東京都千代田区永田町2-14-2)

²正会員 日本鉄道建設公団設計技術室調査役

³正会員 日本鉄道建設公団北陸新幹線建設局長

⁴正会員 日本鉄道建設公団設計技術室補佐

本研究は、北陸新幹線秋間トンネルに我が国で初めて採用された掘削覆工併進工法の現場試験結果について述べ、覆工設計において重要となる若材齢時の覆工コンクリートの特性値および地圧について検討した。すなわち、コンクリートの積算温度から、型枠脱型時点のコンクリート強度およびヤング係数を随時求められる方法を提案し、さらに、岩石クリープ試験から求められる近似曲線を基にした応力解放率の算定方法を提案した。また円環供試体載荷実験等から、断面の圧縮領域を50%以上とする制限値による耐力算定方法を提案し、これらの新しい設計手法を限界状態設計法としてまとめた。

Key Words : *extruded concrete lining, maturity factor, ground pressure, creep test, load-carrying capacity, limit states design method*

1. まえがき

わが国における現在の山岳トンネルではNATMが標準的な工法として用いられ、相当の施工実績を上げている。しかしながらNATMにおいては人手に頼る部分が多いため機械化による省力化に限界がある。また、施工速度が遅く、塵肺など作業環境に問題がある等、解決すべき点が多々ある。

このような問題を改善することを目的として、大規模な機械化施工で、地山に密着した耐久性のある覆工コンクリートを構築できる掘削覆工併進工法（以下併進工法と略す）の開発を進めてきた。そして、各種の検討を行い、本格的な山岳トンネル工法として検討を進め、新幹線断面に適用するための技術開発を行いシステムを完成させた。

本研究は新幹線の山岳トンネルにおいて初めて併進工法シールドを用いて施工を行い、各種計測や解析を行いその結果をもとに併進工法の軟岩地山を対象とした合理的な覆工設計方法などを提案した。これらの結果を新しい限界状態設計法として設計施工指針¹⁾にまとめたものである。

2. 北陸新幹線秋間トンネル²⁾

北陸新幹線秋間トンネルでは、併進工法の適用可能な地山条件、設計手法、施工管理技術等を確立すべく本工法を大規模に採用し、各種計測、検討を行った。

(1) 併進工法の概要

併進工法は、地山を安全に掘削するための掘削機構、作業空間を確保し、施工上の中核となる鋼筒部（シールド）、トンネル空間を保持する構造物を構築するための覆工機構からなっている。これら掘削と覆工を同時に併行して連続施工できるようにシステム化したのが併進工法である。

シールドは、山岳トンネルでは、切羽が自立することが多いので前面開放型を基本とした。なお、部分的に崩落や押し出しの恐れがある場合はフェースジャッキやムーバブルフードなどを用いて防止する。シールドの後部には内型枠の脱型、移動、組立が容易にできるエレクター装置を備えている（写真-1、図-1）。

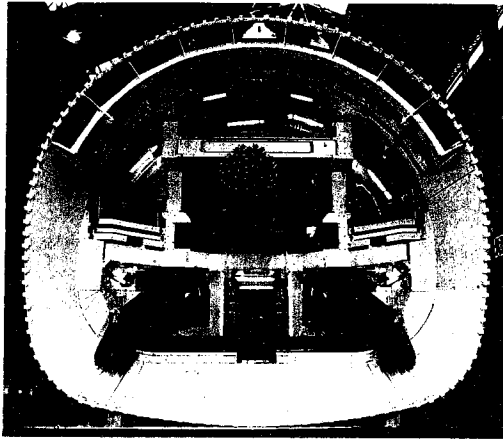


写真-1 シールド正面

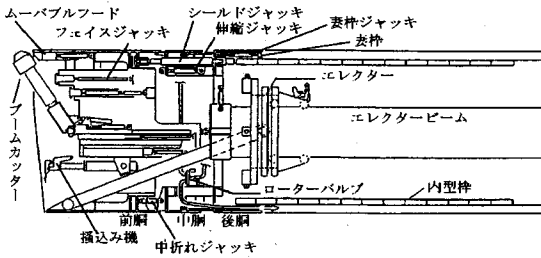


図-1 掘削覆工併進工法機械概要図

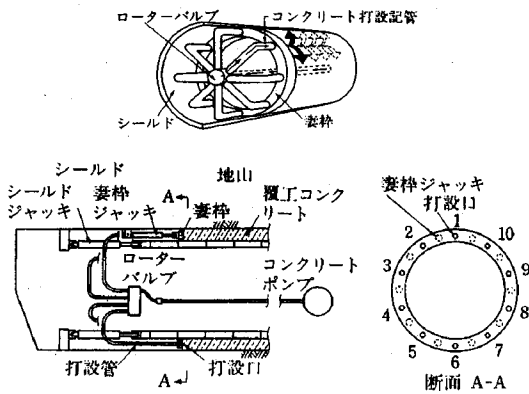


図-2 コンクリート自動連続加圧打設方式

コンクリートは、現場練りのものをポンプによりローターバルブ（分配弁）を介して分配し、シールド後胴部のテール部に設けた妻枠円周上の数か所（8～12）の打設孔より順次打設する。打設コンクリートの圧力は、打設圧力調整装置により所定の圧力にコントロールする（図-2）。

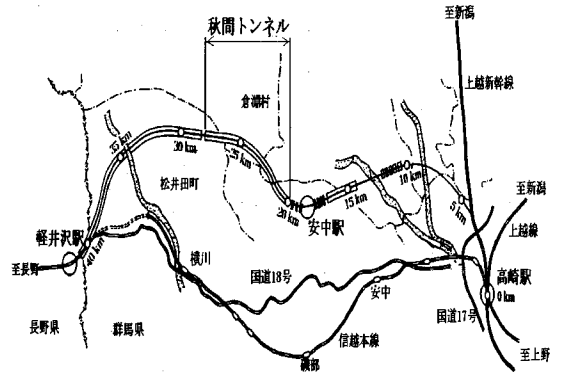


図-3 北陸新幹線（高崎～軽井沢間）平面図

このようにして地山に密着した高品質の覆工を構築し、しかも高速施工が可能ないように工夫されている。

(2) 施工概要

秋間トンネルは北陸新幹線高崎～軽井沢間のほぼ中間に位置する延長8,035mのトンネルであり、そのうち東工区（L=3,805m）を併進工法で施工した。周辺の地質は凝灰岩、凝灰角礫岩、火山角礫岩、溶結凝灰岩等の火山砕屑岩類からなっている（図-3、図-4、表-1、図-5）。

併進工法シールドは馬蹄形前面開放型シールドと、内型枠機構により構成される。掘削機構は硬岩地山にも対応可能な出力250kWのブームカッター、バックホウ型のずりかき込機、ベルトコンベア装置等で構成されている。シールドの主な仕様を表-2に示す。

内型枠機構は、13基の内型枠リングおよびその脱型、移動、組立の一連の作業を行うエレクター装置と、エレクター走行ビームからなっている。最後尾のリングをエレクターにより脱型し、最前部に移動して組立てるという作業の繰返しになり、内型枠は反復使用される。

コンクリートはシールド後方のプラント台車からポンプで圧送し、ローターバルブを介して妻枠装置に設けられた12箇所の打設ポートへ分配され、型枠内に圧入され、地山に密着した均質な覆工体が形成される。

併進工法による区間の施工はこうした大規模機械化システムにより、平成2年に着工し、各種実験を行い所定の目標を達成し平成6年8月に完了した。最大月進は240mを記録し、また圧縮強度500kgf/cm²以上の溶結凝灰岩に遭遇したが、250kwの高出力掘削機の能力を発揮し施工を終えることができた。覆

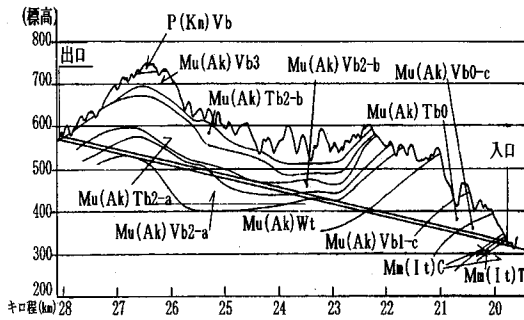


図-4 秋間トンネル地質縦断面図

表-1 秋間トンネル地質一覧表

(地質凡例)					
地質時代	地層名	地質記号	層相・岩相		
新第三紀	鮮新世	剣の峯層	P(Kn)Vb 火山角れき岩		
			Mu(Ak)Vb3 火山角れき岩 (凝灰角れき岩)		
	中新世	秋間層		Mu(Ak)Tb2-b 凝灰岩, 凝灰角れき岩, 火山角れき岩	
				Mu(Ak)Tb2-a (Lt, Pt) 軽石質凝灰岩, 火山れき凝灰岩, 凝灰角れき岩, (凝灰岩, 火山角れき岩)	
				Mu(Ak)Vb2-b 火山角れき岩 (火山円れき岩)	
				Mu(Ak)Vb2-a 火山れき凝灰岩, 凝灰角れき岩, 火山円れき岩 (火山角れき岩)	
				Mu(Ak)Wt 溶結凝灰岩	
				Mu(Ak)Vb1-c 凝灰角れき岩, 火山円れき岩 (凝灰岩, 火山れき凝灰岩, 火山角れき岩)	
				Mu(Ak)Tb0 火山れき凝灰岩 (凝灰岩)	
				Mu(Ak)Vb0-c 凝灰岩, 凝灰角れき岩	
			板鼻層		Mn(I)C れき岩
					Mn(I)T 凝灰岩

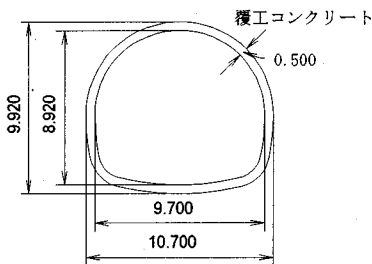


図-5 秋間(東工区)トンネル構造物標準断面図

工コンクリートは打設後のボーリング調査によると背面は地山と密着し空隙は認められず、耐久性の高い覆工が形成され良好なトンネルが構築された。

以上のようにわが国で初めての鉄道トンネルにおける併進工法は多くの成果を得て完了した。

(3) 計測

併進工法の大規模な施工については、我が国の鉄道トンネルとしては初めてのことであり、施工上重要な要素であるシールド推進反力と型枠装備数との

表-2 シールドの主な仕様

本体	外形	高さ9.92m×幅10.70m
	構造	3胴タイプ
	機長	15.8m～17.3m
	重量	約2,000t
山留め装置	天端	ハーブーム9組
	鏡面	デッキジャッキ3組
かき込み装置	形式	バックホウタイプ
	装備数	2基
	排土能力	100m ³ /hour×2
主なジャッキ類	推進ジャッキ	335tf×24本×2,400mm
	伸縮ジャッキ	130/90tf×24本×820mm
	中折ジャッキ	130/90tf×24本×120mm
	妻枠ジャッキ	70/49tf×12本×500mm
ブームカッター	形式	250kw カッターヘッド回転式 (φ1,300mm×1,100mm)
	装備数	1基
	カッターヘッドトルク	最大8,400kgf・m
	純掘削能力	150m ³ /hour (一軸圧縮強度100 kgf/cm ²)
内型枠	形式	高さ8.92m×幅9.70m
	幅	1,200mm
	重量(1リング)	約40ton (8分割)
	リング数	13

表-3 計測項目

試験項目	主な計器の仕様等
推進反力	ロードセル(100tf)36個 デジタル動ひずみ計 制御, 記録用パソコン
覆工コンクリート温度履歴	T型熱伝対温度測定器
コンクリートヤング係数	コンプレッソメータ ロードセル 静ひずみ測定器
地中変位	一点式地中変位計 一点式データロガー

関係を求めるための付着せん断強度試験, また施工中における覆工の強度をコンクリート温度から逐次推定するための実現場でのコンクリート温度計測, そして若材齢におけるコンクリートのヤング係数をコンクリート強度から推定するためのコンクリート静弾性試験, さらには荷重算定式提案のための地中変位計測等を実施した。表-3に計測項目一覧を示す。これらの測定のための代表的なものについて以下に概述する。

推進反力計測, 覆工コンクリートの温度履歴計測およびヤング係数計測は, 各々の計測結果を総合的に判断し, 型枠の装備枚数の算定, 脱枠時の安全性の確認, 構造計算の検討を行うことを目的とした。

a) 付着せん断強度試験および推進反力測定

併進工法は内型枠とコンクリートの付着力を利用して推進するので、この付着が重要な要素である。これについては未だ明確なものを得られていないので、基本実験および実施工試験によりこれを求めることとした。

内型枠の装備枚数や最大掘進推力を想定するためには、内型枠とコンクリートの付着力をどのように設定するかが重要となる。そこで、内型枠の装備枚数の算定資料とするため、内型枠とコンクリートの付着せん断強度試験とシールド推進力作用時の荷重測定を行なった。

①コンクリート若材齢時の付着せん断強度試験

内型枠とコンクリートの付着せん断強度と圧縮強度の関係、および付着面と鉛直に作用する押付け圧力との関係を求めるため、以下に概述する試験を行った。

供試体は図-6に示すようにコンクリートの付着面積が40cm×10cm=400cm²となるように型枠面に直接打込み作成した。これに鉛直方向から一定の押付け力を加えた状態で、付着面と平行に載荷し、最大荷重を越えてほぼ一定の荷重を示しながら滑る状態まで計測を行った。押付け圧力が1.0, 2.0, 3.0kgf/cm²の3種類と、コンクリートの圧縮強度が材齢15, 18, 21, 24時間の4種類の組み合わせで15ケース実施した。この試験で直接計測されるせん断力は、摩擦抵抗力を含んだ付着面全体の抵抗力であるので、式(1)に示すように、この摩擦抵抗力を差し引き付着面積で除したものを付着せん断強度とした。

$$\tau = \frac{P_s - P_f}{A_s} \quad (1)$$

ここに、

- τ : 付着せん断強度
- P_s : せん断力の最大値
- P_f : 摩擦抵抗力
- A_s : 付着面積

試験結果を図-7に示す。この結果から、付着せん断強度は押付け圧力の違いによる影響は少なく、コンクリートの圧縮強度に依存することが判明した。すなわち、コンクリートの圧縮強度と付着せん断強度との関係式として、式(2)が得られた。

$$\tau = 0.0715\sigma - 0.902 \quad (2)$$

ここに、

- τ : 付着せん断強度
- σ : コンクリートの圧縮強度

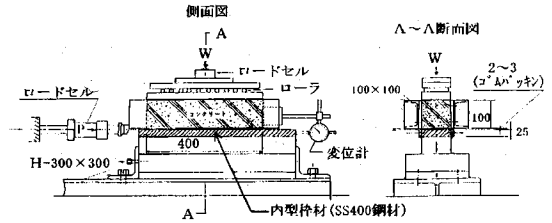


図-6 付着せん断強度試験装置

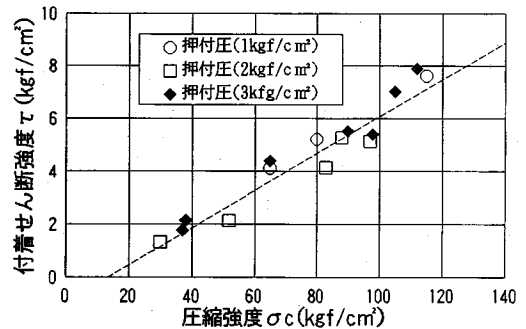


図-7 圧縮強度と付着せん断強度

これらから、併進工法の内型枠を脱枠する場合の圧縮強度 $\sigma = 100 \text{ kgf/cm}^2$ で、付着せん断強度は $\tau = 6 \text{ kgf/cm}^2$ 程度とすることができる。

②シールド推進力作用時の内型枠荷重測定

併進工法シールドは、内型枠に反力を取り推進する。この反力が内型枠を通して覆工コンクリートにどのように伝達されるかを確認するため、型枠間にロードセルを設置して荷重測定を行った。

ロードセルは図-8に示すように、全13リングの型枠間(12断面)に天端、左右の3箇所、合計36個を設置した。データの記録は開放型シールドマシン推進時に生じる脈動的な推進挙動の影響を避けるため、メモリー内蔵型動はずみ測定器を用いて1秒間隔で同時記録した。計測はロードセルを順次繰り返して使用し、14リング(約2.6日間)を掘進する間連続測定を行った。また、この計測は時期を変えて2回行った。

図-9に伝達推力測定値の測定結果を示す。この図に示す値は前述した14リングの連続データを、14回の推進に分割し、妻枠から同一位置のロードセル全出力を平均したものである。

この図のように、平均推力が2,125tfの場合、妻枠から6リングまで推力が伝達し、平均推力が2,761tfの場合、8リングまで推力が伝達している。

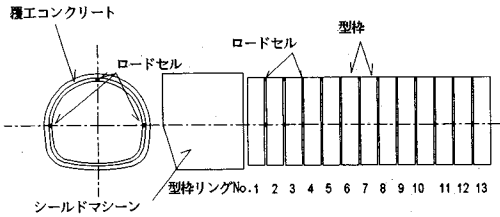


図-8 推進反力測定位置

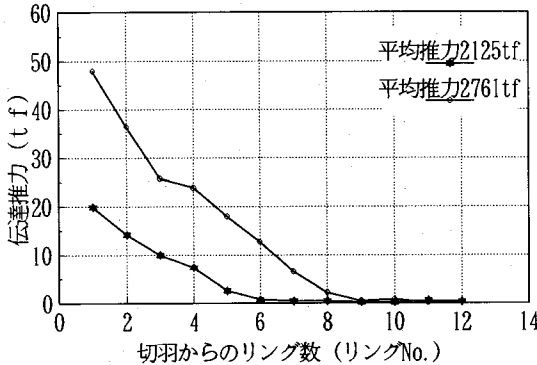


図-9 伝達推力測定結果

前方の4リングはコンクリート練り上がり後12時間程度で積算温度500°C・時以下となり、強度もほとんど生じていない状況であるものと考えられる。しかし、図-9のように推力が暫減している。これは、何らかの形で高压打設した周辺コンクリートの、フリクションの影響と考えられる。

b) 覆工コンクリートの温度履歴計測および強度試験

打設した覆工コンクリートの強度発現性を確認することで、付着せん断強度の推定、脱枠時の安全性を確認することが可能となる。そこで覆工コンクリートの温度履歴を測定することにより、積算温度(マチュリティ)を求めた。

覆工コンクリートの温度履歴はコンクリート打設約4時間(練り混ぜ後約6時間)後、型枠に設置した点検孔(φ100mm)より計測孔を削孔し、図-10示すように熱電対をセットした塩ビパイプを覆工内に埋設した。温度記録計は乾電池式超小型データログ(92W×155D×40H、重量450g、入力6点)を使用した。また、この温度履歴測定位置に打設予定のフレッシュコンクリートを採取し供試体を作成し、材齢12時間から48時間まで4時間おきに10回、および3, 7, 14, 28日に圧縮強度とヤング係数の計測を行った。

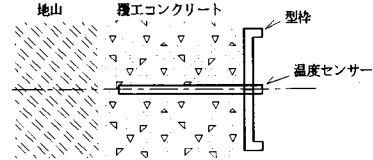


図-10 温度センサー設置図

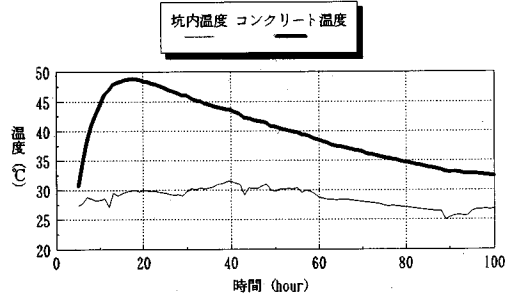


図-11 覆工の温度履歴

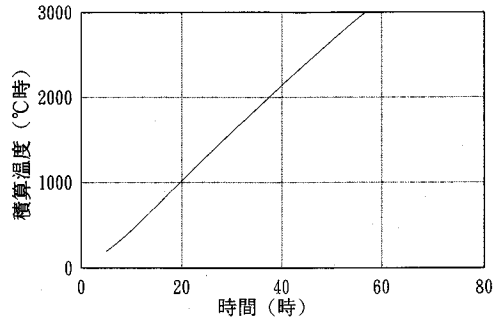


図-12 打設経過時間と積算温度の関係

図-11に覆工コンクリート内部の温度履歴および覆工表面近傍の坑内温度の温度変化を示す。この温度変化より積算温度を式(3)で計算し図-12示す。

$$M = \sum (\theta + 10) \Delta t \quad (3)$$

ここに、

M : 積算温度 (°C・時)

θ : 養生温度 (°C)

Δt : 温度 θ で養生した時間 (時)

この時の配合を表-4に、フレッシュコンクリートの試験結果を表-5に、温度履歴測定結果を表-6に示す。

図-11および表-5、表-6から明らかなように、早強セメントを用いた配合にもかかわらず、最大温度上昇は20.8°Cであり、あまり大きくないと考えられる。

図-13に積算温度と圧縮強度の関係を示す。圧縮

表- 4 温度履歴計測時の配合

最大骨材寸法	水セメント比	水結合材比	細骨材率	単体量 (kg/m ³)					遅延型高性能AE減水剤
				水	セメント	フライアッシュ	細骨材	粗骨材	
mm	W/C %	W/(C+FA) %	s/a %	W	C	FA	S	G	kg/m ³
20	52.4	43.3	49.5	173	330	70	850	890	8.0
					早強			砕石	MY200 0-ECL

表- 5 フレッシュコンクリート試験結果

スランブ	22.0cm
スランブフロー	55×53cm
空気量	1.5%
コンクリート温度	28.0℃

表- 6 覆工コンクリート温度履歴試験結果

最高温度	48.8℃
セットタイム	16時間
温度上昇	20.8℃
測定位置	15cm内側

強度試験結果から、積算温度と強度の関係式を示すと式(4)のように求められた。

$$f'_c = -898 + 345 \times \log M \quad (4)$$

ここに、

M : 積算温度 (°C・時)

f'_c : 圧縮強度 (kgf/cm²)

また、ヤング係数と初期強度の関係は式(5)のように求めることができた。

$$E_c = 1.14 \times 10^4 \times f'_c{}^{0.5253} \quad (5)$$

ここに、

E_c : ヤング係数 (kgf/cm²)

これは、通常のコンクリートのヤング係数よりもやや小さな値を示している。しかし、土木学会で用いられている若材齢時の有効ヤング係数の近似式(6)と比較的よく一致している。そこで設計にはコンクリート標準示方書(土木学会)の若材齢の式(6)を用いても良いと推察される。

$$E_c(t) = 11 \times 10^4 \times \{f'_c(t)\}^{0.5} \quad (6)$$

(材齢3日まで)

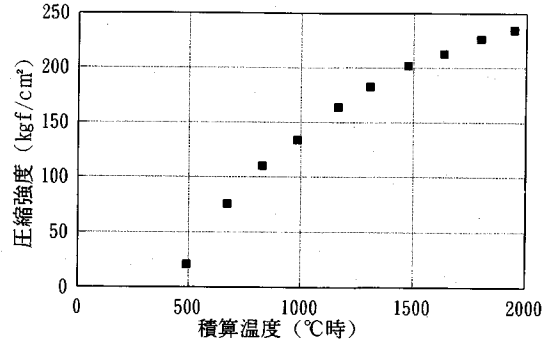


図- 13 積算温度と圧縮強度の関係

ここに、

$E_c(t)$: 材齢 t 日における有効ヤング係数

(kgf/cm²)

$f'_c(t)$: 材齢 t 日目の圧縮強度の推定値

(kgf/cm²)

c) 計測結果の考察

・推力に対する型枠

図- 13の積算温度と圧縮強度の関係より、コンクリートの硬化開始は、積算温度500°C・時以降と考えられる。図- 12の打設経過時間と積算温度の関係より、積算温度500°C・時は、覆工コンクリート内では打設後12時間程度となっている。図- 9よりこのコンクリートが未硬化の部分でも推力が伝達していると考えられるが、この原因は定かではないので、妻枠から後部4リング程度(コンクリート練り混ぜ12時間以内)はコンクリートは未硬化であり、推進反力は覆工に伝達されないものとして設計上は取り扱うように配慮した。

付着せん断強度については式(2)と求められており、これを考慮し型枠の装備枚数を計画するのが良いと考えられる。

併進工法計画時の型枠装備数の計算法を以下に示す。

① 推力に対する装備数

$$N_1 = F / \tau BL \quad (7)$$

ここに、

N_1 : 推力に対する装備数

F : シールド推力 (tf)

τ : 付着強度 (tf/m²)

B : 内型枠1リングの幅 (m)

L : 内型枠の外周長 (m)

② 最大推進能力による装備数

$$N_2 = A_{MAX} / B \quad (8)$$

ここに、

A_{MAX} : 計画最大日進量 (m/日)

N_1 と N_2 の、いずれか大きい方で決定することになっている。なお、これまでの実績等より安全率を 1.5~2.0 としておけば施工上問題は生じていない。

・強度に対する積算温度

併進工法は掘削する地山の状態により、掘進スピードが変化する。安全性に関わる問題として、掘進速度が速くなった場合に、脱型時の覆工コンクリートの強度を予測し所要の強度になっているかを確認しなければならない。前述の式 (4) の積算温度と強度の関係式を求めることにより随時算定でき、脱枠時の安全性の確認が行えると考えられる。ただし、実際の現場では計測により式 (3) の修正を行いながら用いることが望ましい。

・ヤング係数

ヤング係数計測により式 (5) が求められた。この式は、若材齢のコンクリートのヤング係数に使用されている式 (6) とほぼ一致していると考えられるため、設計には式 (6) を用いれば良いと結論づけられる。

前述の測定結果より、併進工法シールドの推力伝達の傾向や覆工体の強度予測および若材齢のヤング係数が明らかになり、今後の併進工法における重要な設計や施工および推力に関する事柄が解明された。

3. 覆工に作用する地圧

併進工法では掘進と並行して覆工コンクリートを加圧打設し、地山と密着した覆工を構築する。また、その際の掘進速度は通常山岳工法に比較してかなり速いものである。このような条件のもとで覆工を構築した場合、その覆工に作用する地圧は従来の山岳トンネルとは異なったものとなることが予想される。そのため、軟岩地山での併進工法における地圧の作用機構を解明し、覆工にかかる荷重の取扱い方について検討を加えることとした。

(1) 支保荷重と変位

図-14 はいわゆるフェナーパッカー曲線で、各工法による支保の設置時期、支保荷重および変位の関係を示す地山特性曲線である。I は在来工法によるもので、早期 (掘削直後) に比較的剛性の高い支保 (鋼アーチ支保工等) を設置し、A 点で釣り合う。II は NATM による吹付コンクリート、ロックボルト等の支保によるもので、剛性の低い柔軟な部材を用い

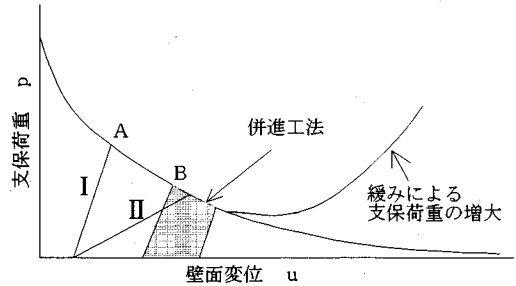


図-14 地山特性曲線

ることにより地山の変位に追従し、より小さな支保荷重の点 B で地山と釣り合い状態になる。併進工法の場合、覆工コンクリートの打設位置は NATM の支保工に比べて後方になるが早期に強度を発揮する高剛性の覆工コンクリートを一度に打設完成するため、NATM と同程度の変位を生ずる B 点付近で釣り合い状態を保つものと考えられている。

覆工に作用する緩み等に起因する荷重の増大であるが、山岳トンネルにおける併進工法の適用条件は地山強度比 ($\sigma_c / \gamma h$) が概ね 1 以上の自立性の良好な地山であり、一日程度で覆工を構築するので、通常は緩みが極端に増大する恐れは少ないものと考えられる。しかしながら、本来無支保ならば生ずるであろう変位量に応じた応力は受けるものとして考慮すべきものと考えられる。このことは後述する変位量の測定からも推定される。

(2) 荷重の設定

一般の地山にトンネルを掘削した場合、地山変位は瞬時に発生する成分 u_e と、ある時間的遅れを持って増加する成分 u_c とに分離することができる。秋間トンネルの併進工法ではコンクリートを打設する位置が切羽から約 $2D$ (D = 掘削径) であり、材齢 24 時間でヤング係数 $150,000 \text{ kgf/cm}^2$ 程度の剛性の高い覆工コンクリートを打設構築する。この打設位置は弾性論による切羽位置～応力解放率曲線によると、ほぼ解放が終わり収束する位置になる (図-15)。

したがって覆工には残りのクリープによる荷重が作用するものと推定される。この変位は主として地山を構成する岩石のクリープに起因する変位成分であると考えられる。一般にクリープひずみと時間の関係は図-16 に示すような A, B, C の特性曲線が示されている。

併進工法で取扱う軟岩地山は前述のように地山強度比が大きく自立性の良好な岩地山でありクリープ

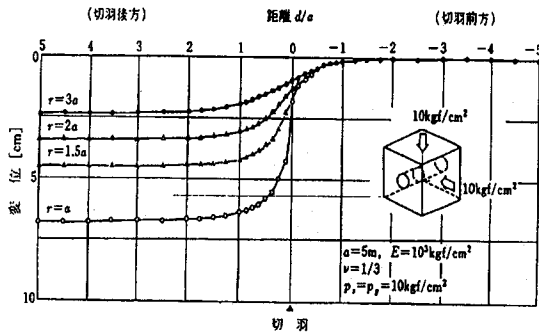


図-15 切羽距離と周辺地山変位の関係
(参考文献 3)より引用)

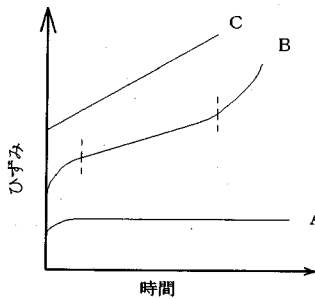


図-16 クリープひずみと時間との関係

応力比が小さく、Aのような特性曲線を示すものであると考えられる。この場合、単純な力学モデルとしては図-17の三要素モデルを適用できる。コンクリート打設位置はトンネル切羽面から後方2D離れた位置であることから弾性的変位量は完了したものと考える。しかし、クリープモデルで示されるように、その後のクリープ的な変位によって覆工に荷重として作用するものと考えられるので、これをもって荷重を推定することとした。すなわち、図-18に示すように弾性ひずみとクリープひずみからなる全ひずみに対して、クリープひずみ相当分を作用荷重として取扱う。

4. 地中変位計測

山岳トンネルにおける併進工法では岩盤のクリープを考慮した荷重として取扱うこととしたが、現実のトンネルにおいてこの手法の妥当性を検証するため掘削にともなって発生する地中変位等を測定した。また実測値との比較を行うためクリープを考慮した二次元FEM解析を行った。

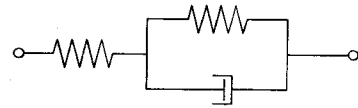


図-17 三要素モデル

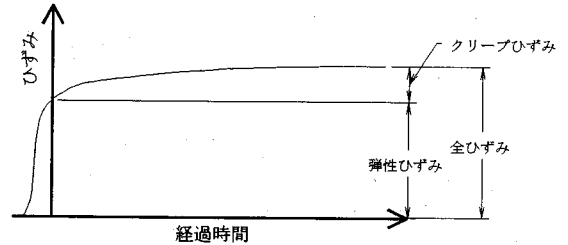


図-18 地山のひずみ-時間曲線 (2D位置)

表-7 代表的地山物性値

試料番号	単位体積重量 t/m ³	変形係数 kgf/cm ²	圧縮強度 kgf/cm ²	備考
1	1.83	10,100	106.8	天端, 右側壁付近
2	2.04	10,700	128.0	平均変形係数 10,900kgf/cm ²
3	2.10	11,000	107.0	
4	2.19	11,800	122.5	
5	2.02	14,700	138.1	
6	1.97	15,500	116.8	左側壁付近
7	2.04	17,000	178.4	平均変形係数 17,260kgf/cm ²
8	1.88	17,700	165.4	
9	2.00	21,400	187.0	
平均	2.01	14,433	138.9	

(1) 地質

計測は高崎側坑口から約2,200mの位置で行った。この付近の地質は主として凝灰岩と火山円礫岩で形成されている。

計測位置付近に分布する地質の代表的な地山物性値を表-7に示す。変形係数は10,100kgf/cm²~21,400kgf/cm²、一軸圧縮強度は110kgf/cm²~190kgf/cm²である。

図-19に岩石試料のクリープ試験結果の一例を示す。また表-8はこれをもとに三要素モデルで試験結果を表現したものである。三要素モデルの時間-クリープひずみの関係は式(9)で表される。

$$\epsilon_c = \epsilon_e \cdot \alpha \cdot (1 - e^{-\beta t}) \quad (9)$$

ここに、

ϵ_e : 弾性ひずみ

ϵ_c : クリープひずみ

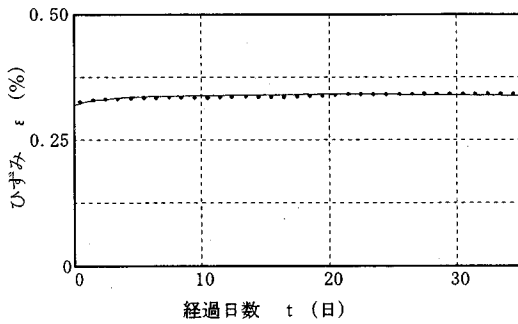


図-19 クリープ試験

表-8 三要素モデルでの表現

試験No.	α	β
1	0.0498	0.000172
2	0.0422	0.000203

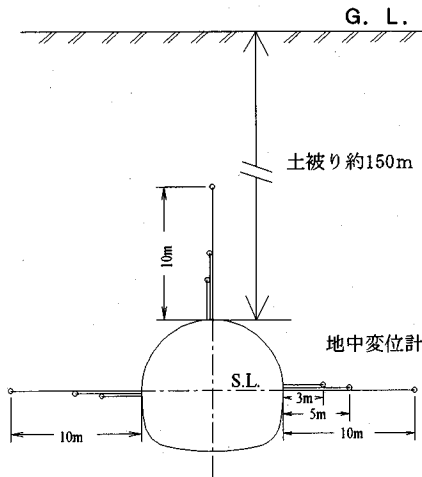


図-20 地中変位計設置図

α : 弾性ひずみに対する
クリープひずみの比
 β : 収束に関する係数

(2) 計測

計測は図-20に示すような計器配置で行った。計器は防水タイプの一点型の地中変位計を掘削直後の切羽において各深度(10, 5, 3m)ごとに計9本設置した。計器設置二日後、切羽からおおよそ2D(D=掘削径)の位置でコンクリート打設直前に約6日間掘進を停止し、その期間の各計測深度に応じた変位を記録させ、この結果をもとにクリープ変位を求めた。

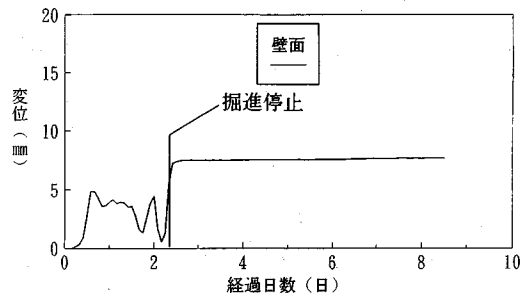


図-21 地中変位図(天端)

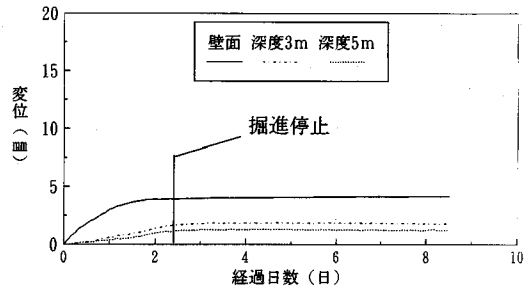


図-22 地中変位図(左側壁)

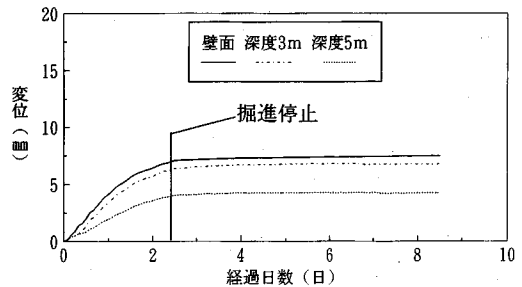


図-23 地中変位図(右側壁)

なお、併進工法で覆工コンクリートを連続打設するために配線が困難であるので、自動記録計を地山内に埋設し計測開始後約2ヶ月後にコンクリートを取壊して記録計を回収した。

(3) 計測結果と解析

図-21, 図-22, 図-23, 表-9, 表-10に地中変位の計測結果および計算値との比較を示す。変位は深度10mを不動点と仮定した絶対変位に換算して示した。また、表-11に解析に用いた物性値を示す。

計器設置後掘進にともなって変位が計測されている。この変位は主として切羽の進行によって生じるもので、切羽から2Dの位置まで進んだとき、掘進停

表- 9 地中変位実測値 (壁面変位)

位置	掘進 停止時 (mm)	クリープ変位	
		(mm)	(%)
天端	7.400	0.290	2.7
左	3.905	0.245	4.4
右	7.079	0.381	3.8
左右平均	5.492	0.313	4.1

*) クリープ変位の%は全変位に対する割合である。
(切羽到達以前の先行変位を30%と仮定した)

表- 10 実測値と計算値の比較

(単位: mm)

		壁面	深度3m	深度5m	備考
測定値	天端	7.400	---	---	
	左側壁	3.905	1.682	1.187	
	右側壁	7.079	6.382	4.028	
	左右平均	5.492	4.032	2.608	
計算値	天端	9.209	4.468	2.624	E=10,900kgf/cm ²
	側壁	6.912	2.745	1.488	
	天端	7.170	3.479	2.043	E=14,000kgf/cm ²
	側壁	5.381	2.137	1.158	
	天端	5.803	2.815	1.654	E=17,300kgf/cm ²
	側壁	4.355	1.729	0.937	

表- 11 FEM入力値

単位体積重量	2.0 t/m ³
土被り	15.5 m
変形係数	14,000 kgf/cm ²
ポアソン比	0.30
側圧係数	0.75

止時までには計測された変位は4mm~7mmであった。

a) 天端 (2D位置での計測変位量)

天端は掘進停止直前までに壁面で7.4mmの変位が発生している。天端の変位計は特異な脈動的な動きを示している。これは、地山とシールドの間に土砂や岩屑がはさまり、シールドの進行にともなって上方へ地山を押し上げるなどの影響があったように考えられる。こうしたことから変位の絶対値としてはある程度信憑性があるものの、その挙動等に問題があるので天端の変位は全体の解析には用いずにおくこととした。

また、深度3mと5mに設置した計器が掘進開始直後に計測不能になったが、これは配線が切断される等のトラブルが発生したためと考えられる。

b) 左側壁 (2D位置での計測変位量)

左側壁では3.9mmの壁面変位が発生している。この測定値は左側壁部の地山物性値 (E=17,300kgf/cm²) を用いた弾性変位量の計算値と良く一致する。また、深度3m、5mの点の測定値はそれぞれ

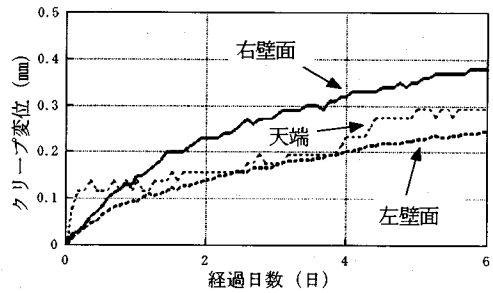


図- 24 掘進停止中のクリープ変位

1.682mm、1.187mmであり、いずれも壁面変位の1/2以下となっている。これらの値についても計算値にかなり近い変位量となっている。

c) 右側壁 (2D位置での計測変位量)

右側壁は7.1mmの壁面変位が発生した。左側壁と異なり深度3mの測点で壁面と同程度の変位が発生し、深度5mの点で壁面変位の約1/2になっている。すなわち、壁面変位の測定値は右側壁部の地山物性値 (E=10,900kgf/cm²) を用いた計算値にかなり近い値であるものの、深度3m、5mの測定値はそれぞれ計算値より大きな値となっている。したがって、3m以上の奥の方まで物性値の低い部分が分布しているように考えられる。

d) クリープ変位

クリープ変位を測定するために2Dの位置で約6日間掘進を停止し、計測を行った。図- 24は掘進停止時に計測された壁面変位を取出して示したものである。測点によって変動があるが、約6日間に0.2mm~0.4mmの変位が発生している。この図からわかるように変位速度は時間の進行とともにしだいに収束に向う傾向を明確に示しクリープ試験における時間~ひずみ関係と類似した曲線が得られている。この変位成分は岩盤のクリープに起因するものと考えられる。6日間の停止中の天端のクリープ変位は0.29mmであった。また、左壁面、右壁面のクリープ変位はそれぞれ0.25mm、0.38mmであった。ただし、天端の変位は絶対量についてはある程度信憑性があるものの、その曲線の変動が激しいことなどから解析には用いないようにした。

クリープ試験の結果と実測値を比較するため、表- 8に示すクリープ係数の平均値を用いて2D以降の停止期間中に生ずる変位を計算し、これと実測値を比較したのが図- 25である。この図には左右壁面のクリープ変位の実測値を同時に示している。これによれば、左右のクリープ変位が計算値とほぼ同様の変位傾向を示し、平均値はほぼ計算値に近い値を示

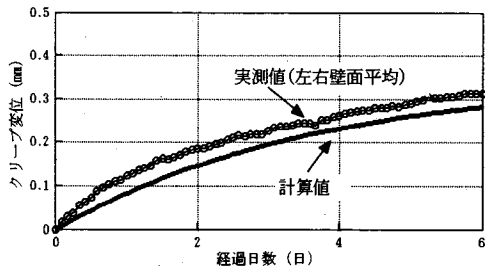


図- 25 クリープ変位の実測値と計算値

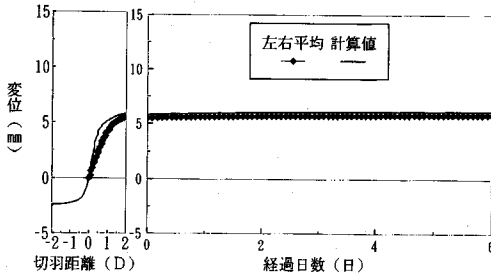


図- 26 クリープ変位の実測値と計算値

しており、地山のクリープ変位は地山のクリープ特性値を用いて評価できると考えられる。

(4) 計算値との総合的な比較

図- 26は上述した計測結果を整理して併進工法の掘進にともなう変位と切羽距離との関係を、また掘進停止後はクリープ変位と経過日数の関係を示したものである。実測変位は左右壁面の測定値の平均値で、切羽から2D位置までの変位量と2D位置で停止した後のクリープ的な変位量を平均値で示している。また計算値は岩石試料の物性値の平均値を用いて有限要素法で計算したものである。計算によれば切羽到達以前の先行変位は全弾性変位の30%となり、到達後は全変位量の残りを生じることとなっている。そして、クリープ変位の計算値については表- 8のクリープ試験結果を用いて弾性ひずみに対するクリープひずみの比率に応じて地山の变形係数が低減するとして計算したものである。

実測値と計算値を比較すると、掘進停止以前では、実測値と計算値は良く一致している。また、その切羽と2D位置までの変位の傾向についても比較的同様の傾向を示している。掘進停止後の6日間のクリープ変位の実測平均値は0.31mmであり計算値と良く一致し、その増加する傾向もきわめて類似したものであることがうかがえる。こうしたことから地山の变形量をクリープ的な変位量を基本として取扱えば覆工後に作用する荷重についても前述のように推定でき

ると考えられる。

5. 岩地山の荷重

前述の実測結果から、トンネル周辺地山の変位は掘削の進行に応じた変化を示し、2D程度進んだ時点では、ほぼ弾性変位が終了していたことが確認された。その後、地山のクリープ現象によるとみられるゆるやかな経日変化が計測された。これらから、切羽から2D以上離れた位置となる型枠脱型後の覆工コンクリートには、クリープ的な変形量相当の荷重が作用するように考えられる。

このような地山のクリープ変形を考慮する覆工設計では、周辺地山と覆工の相互作用を評価できるFEM解析を用いる方法が有効であり、土圧の設定には地山のクリープひずみ-時間関係が必要となる。この関係は、トンネル通過位置の岩石クリープ試験により求めるが、試験結果のデータ群を直接的に使用することは、FEM解析への入力値が多くなり設計には適さない。したがってここでは、クリープひずみ-時間関係が比較的簡単に求められ、無限時間におけるクリープひずみが推定可能であり、しかも前述のように解析値と実測値が比較的一致していたことから、データ群を3要素Voightモデルで近似した曲線を使用することとした。

FEM解析を行うにあたって、近似曲線を定義するクリープ係数 α 、 β を直接入力値とする方法もあるが、ここでは設計実務の簡便化をはかって、2次元弾性FEM解析を用いる場合、クリープ変形量を弾性変形量とみなした応力解放率による方法とした。これは、弾性ひずみとクリープひずみを合計した全ひずみを100%とし、掘削開始からコンクリート打込み時、脱型時および完成時までの経過時間をクリープ試験時間と対応させて、収束時ひずみに対するそれぞれのひずみ増分量との割合を応力解放率とする方法である。すなわち、3. で示したような考え方で荷重算定を行うことができる。

脱型時および完成時の応力解放率の求め方を以下に示す。

(1) クリープ試験結果に基づく脱型時荷重の考え方

一般に岩石のクリープ量の増分については初期に大きく生じ、順次少なくなり年月を経て収束に向かう。一方、併進工法のコンクリート強度は時間とともに大きく増加してゆくことから、脱型時の覆工コンクリートの耐荷力に対して、初期のクリープ量に基づく荷重が作用している状態として検討を行うこ

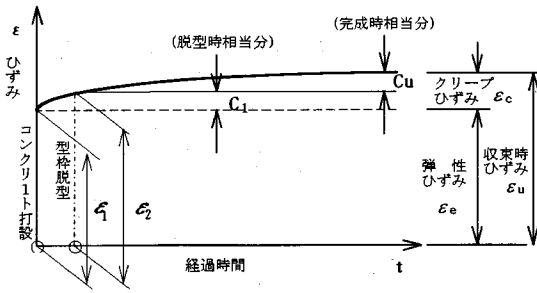


図-27 地山のひずみ-時間曲線

とは安全側の設計となる。したがって、荷重の算定は当面次のように行う。

脱型時に作用させる荷重は、図-27に示すように、岩石クリープ試験から求められる近似曲線を使用して求める。ここで、弾性ひずみ量は、設計断面位置の土被り相当の試験荷重を与えた場合の圧縮ひずみ量であり、時間軸の原点位置は、通常、切羽が2D進んだ位置とし、その時刻をゼロとするように設定する。

したがって、脱型時に覆工に作用する設計荷重は、コンクリート打込み後から、脱型時までのひずみ増加分が覆工に作用するように考え、式(10)によって求められる応力解放率を使用する。

$$C_1 = \frac{(\varepsilon_2 - \varepsilon_1)}{\varepsilon_u} \times 100 \quad (\%) \quad (10)$$

ここに、

- C_1 : コンクリート打設時から脱型時までの
応力解放率
- ε_1 : コンクリート打設時の地山ひずみ
- ε_2 : 脱型時の地山ひずみ
- ε_u : 収束時の地山ひずみ

なお、収束時ひずみはクリープ係数より式(11)から求められる。

$$\varepsilon_u = \varepsilon_e (1 + \alpha) \quad (11)$$

ここに、

- ε_u : 収束時の地山ひずみ
- ε_e : 弾性ひずみ
- α : 弾性ひずみに対する
クリープひずみの比

(2) クリープ試験結果に基づく完成時荷重の考え方

完成時に作用させる荷重の算定は、前項と同様にクリープ試験から求められた近似曲線を利用して求める。図-27に示すように、脱型時からクリープ収束時へのひずみ増加分が覆工に作用するものと考え、式(12)によって求められる応力解放率を使用する。

$$C_u = \frac{(\varepsilon_u - \varepsilon_2)}{\varepsilon_u} \times 100 \quad (\%) \quad (12)$$

ここに、

- C_u : 脱型時から完成時までの応力解放率
- ε_2 : 脱型時の地山ひずみ
- ε_u : 収束時の地山ひずみ

以上のように、地山の各種計測結果に基づきクリープ変形による脱型時荷重と完成時荷重を算定し、併進工法の岩地山における覆工の設計に用いるようにした。

また、脱型時のコンクリートは若材齢であることから、断面力算定に用いるコンクリート強度とヤング係数の関係が課題となっていたが、2.で述べた実測結果に基づく算定方法により求められることがわかった。すなわち、脱型時までのコンクリート積算温度から式(4)によりコンクリート強度が推定可能であり、さらにコンクリート強度から式(5)によりヤング係数を求めることができる。したがって、後述する脱型時に必要なコンクリート強度に応じたヤング係数を設定することにより、周辺地盤条件を考慮した適切な断面力算定を行うことが可能となった。

6. 覆工の安全性照査

併進工法の軟岩地山における荷重の設定は、5.に示したような方法で行うこととしたが、覆工の耐荷力についても破壊状態までの応力分布を十分に把握した適切な算定方法により行う必要がある。地山に密着したトンネル構造物は、桁のような構造物とは異なり、その部材断面が曲げによるひびわれ破壊状態となっても、まだ構造的安定を保っていることは、実際に見受けられる現象であり、これは、ひびわれの発生により覆工の一部が剛性低下を引き起こしても、断面力の再配分が行われ軸圧縮力主体の構造として働いているものと推察される。

したがって、山岳部地盤のように比較的良好な条件下の覆工設計では、このようなひびわれ状態となるまでの部材耐力をもって安全性の検討を行うことが合理的であり、この状態における部材耐力はひびわれ深さの程度、すなわち圧縮領域の大きさにより異なるものと考えられる。これらの合理的な耐荷力算定方法を求めるため、以下のような実験を行い、その特性値を考慮した限界状態設計法を用いて設計するようにした。

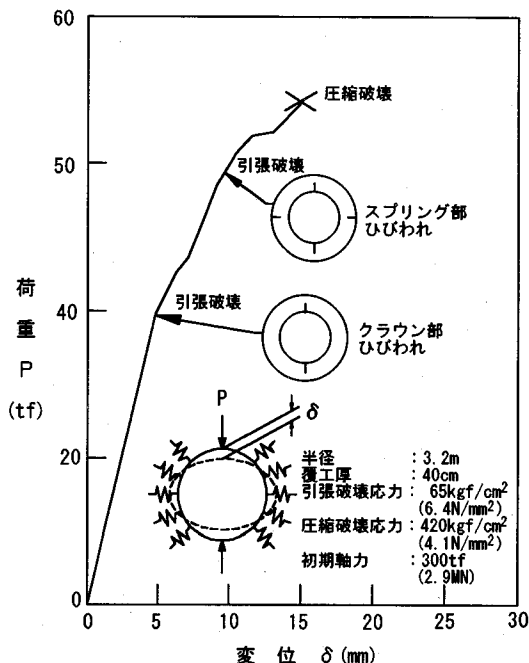


図-28 円環地中構造物の耐荷力

(1) 耐力算定の考え方

一般に、土中構造物は軸圧縮力が主体であり、覆工の一部がひびわれ状態となっても構造体としての耐荷力はまだ十分保持されているものと考えられる。こうした関係を求め、構造体としての耐荷力を推定するため、覆工の部材にはひびわれ状態を考慮できる応力-ひずみ曲線を用い、周辺地盤はバネとする図-28に示すようなモデルでFEM解析を行った。解析の結果、作用荷重の増加に伴い、まず初めにクラウン部覆工内面にひびわれが発生し、次にスプリング部覆工外面にひびわれが発生する。しかし、クラウン部やスプリング部にひびわれが生じても円環構造としては安定状態を保っている。引続き荷重が大きくなると、ついに圧縮破壊応力に達し、構造的な破壊状態となった。これは、トンネルの覆工が不静定構造物であること、覆工と周辺地盤が一体となって働くことなどから、荷重作用により覆工の一部が曲げ破壊モーメントに達しても断面力の再配分が生じて、ただちに覆工構造全体の破壊状態にはつながらないためであり、構造耐力は部材断面耐力に比べて大きいものと推察される。このことから、ひびわれ発生前の覆工に働く断面力に対して、覆工の一部が最初に破壊状態に達した場合についての照査を行っておけば、安全側の設計になるものと考えられる。

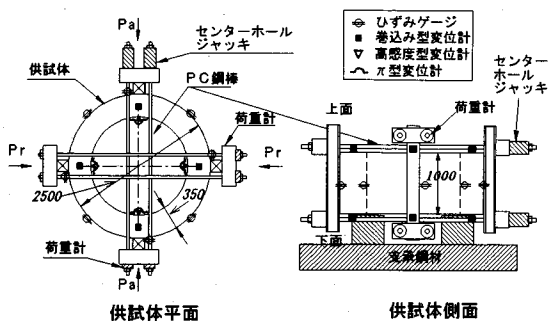


図-29 円環モデル載荷実験装置

表-12 供試体コンクリート配合

鋼繊維混入率 %	粗骨材の最大寸法 mm	スランプの範囲 cm	水セメント比 W/C	細骨材率 s/a %	単位量 (kg/m ³)				混和剤		
					鋼繊維	水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	A E減水剤 kg/m ³	空気量調整剤 cc/m ³
0.0	20	18±2	50.3	60.0	0.0	196	390	998	666	2.44	23.4
1.0	20	18±2	50.3	60.9	78.5	196	390	998	640	2.44	23.4

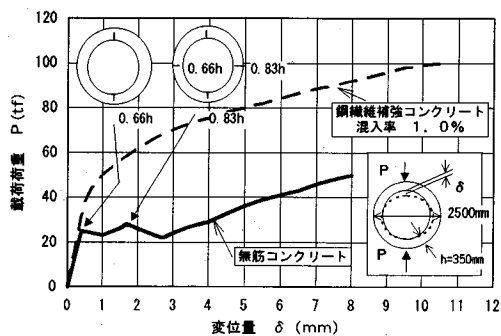


図-30 載荷荷重-変位の関係

a) 円環構造の耐荷力

円環構造としての破壊状態を明らかにするため、図-29に示すような円環モデル載荷実験を行った。供試体のコンクリート配合は表-12に示すように無筋も鋼繊維補強コンクリートも同一とした。供試体の寸法は、外径2500mm、覆工厚350mm、高さ1000mmとし、荷重は直径方向から0.1mm/minの変位制御により行った。なお、比較対象として鋼繊維補強コンクリートの載荷実験も行っており、通常の覆工に用いる鋼繊維の長さ30mm、混入率が1.0%の供試体を作成した。これらの載荷実験結果を荷重-変位関係としてまとめたものを図-30に示す。

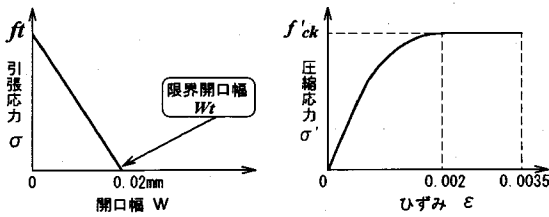


図-31 引張応力-開口幅と圧縮応力-ひずみ関係

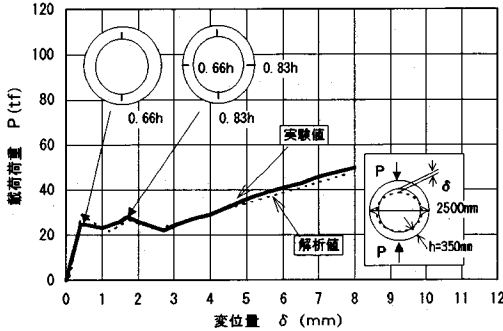


図-32 載荷荷重-変位の関係

無筋コンクリート供試体では、最初に顕著なひびわれが発生する25tf(245kN)までは、鋼繊維補強コンクリートと同様に直線的に荷重増加しており、このひびわれが発生した時点のひびわれ深さは断面の約66%となっていた。この後はひびわれによる断面剛性の低下によるものと考えられる荷重の減少傾向がみられるが、変位がさらに進んだ時点で再び増加に転ずる。一方、鋼繊維補強コンクリートでは、顕著なひびわれが発生した後も荷重は減少することなく、なめらかに増加していた。

さらに載荷を続けると、荷重は約28tf(274kN)で拘束点付近に外側からひびわれが発生するまで増加する。拘束点付近のひびわれは、円環の中心にほぼ対称に生じ、その深さは断面高さの60~80%程度であった。また、載荷点のひびわれ深さは断面の約80%まで進行する。再度載荷を継続すると荷重は増加に転じ50tf(490kN)以上となる。試験終了時におけるひびわれは、載荷点と拘束点付近の4箇所であり、深さは断面の90%程度まで達するが貫通はしない。このように、円環構造では断面の一部がひびわれの破壊状態となっても、構造的な安定状態が保持されており、無筋コンクリートであっても大きな耐力を有していることがわかった。

これらの実験結果を解析するため、図-31に示すように、引張側には、ひびわれ開口幅が0.02mmのときに引張応力がゼロとなる引張応力-開口幅の関係を用い、圧縮側には、コンクリート標準示方書(土

木学会)に示されている応力-ひずみ関係⁴⁾を用いてFEM解析を行った。その結果、図-32のように解析値は実験値を近似していた。

以上のような解析結果から、軸圧縮力の作用する円環構造では、一部部材がひびわれによる破壊状態となっても直ちに構造的な破壊状態には至らず、ひびわれ後も耐荷力があることが計算され、これらの耐荷力は、断面内のひびわれ状態と圧縮応力-ひずみの関係を用いて算定が可能であることがわかった。しかし、鋼繊維補強コンクリートではひびわれ後も荷重がなめらかに増加しており、構造耐力は断面耐力よりも大きい、無筋コンクリートではひびわれ深さが66%に達する荷重を受けた時点から、剛性の低下が認められており、最終荷重までの状態を耐荷力とするには問題がある。このことから、無筋コンクリートの円環構造物においては、構造物の一部が最初に顕著なひびわれ状態となるまでの耐荷力にとどめ、この時のひびわれ深さを50%程度までとする設計上の規制を設ければ、安全側の耐力算定を行えることが確認された。

なお断面力の算定については、最初にひびわれ状態となるまでの荷重-変位量の関係がほぼ直線的であり、断面の剛性は保たれていることから、剛性一様リングとして取扱えばよいと考えられる。

b) 部材耐力

次に直方体供試体の曲げ実験を行った。供試体は一般の曲げ試験⁵⁾で行われるものと同じ15×15×53cmの供試体形状とし、載荷方法は、0.1mm/minの変位制御により行った。曲げ実験においても比較のため鋼繊維補強コンクリートの供試体を作成した。なお、配合は無筋も鋼繊維補強コンクリートも円環供試体と同一とした。曲げ実験結果を載荷荷重-たわみとの関係としてまとめたものを図-33に示す。

鋼繊維補強コンクリートでは、最大荷重を示した後の荷重変化は、たわみ量の増加に応じて滑らかに漸減していた。一方、無筋コンクリートでは、最大荷重に達した後、ひびわれにより急激に耐力が失われる状態を示した。この破壊時のひびわれ深さは、鋼繊維補強コンクリート供試体側面のひびわれ測定結果から、60%程度と推察された。

このように、曲げモーメントのみを受ける無筋コンクリート部材では、コンクリートの引張強度を超えてひびわれが発生すると急激に破壊状態に移行してしまう。しかしながら、軸圧縮力を受けている部材の終局耐力は、軸圧縮力の大きさによって断面破壊となる曲げ耐力が変化する。つまり、図-34に示すように軸圧縮力が作用していれば、ひびわれ状態

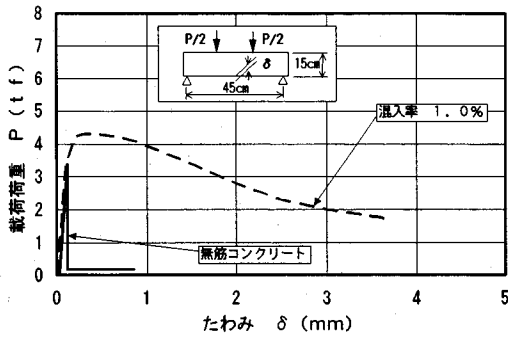


図- 33 15cm角供試体の荷重-たわみ関係

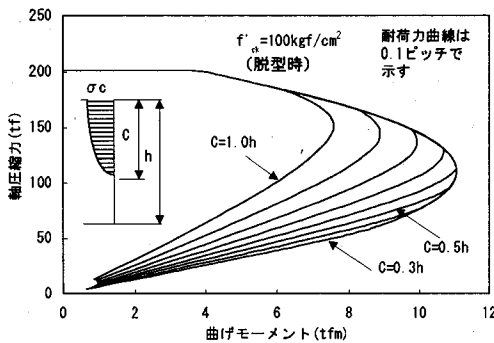


図- 34 圧縮領域と耐荷力曲線

であっても曲げ耐荷力は保持されている。図中の c は、断面高さに対する圧縮領域の大きさを示しており、耐荷力は圧縮領域の分布状態に応じた変化をする。

したがって、トンネルのように覆工に圧縮力が作用している構造物の設計では、ひびわれが生じた時点を超えて耐力とするのではなく、軸圧縮力とひびわれ深さを考慮した耐力を用いること、すなわち圧縮領域を適切に確保するような耐力算定方法によるものが合理的であると考えられる。これと同様なことが、円環供試体実験の解析結果からもうかがえた。

c) 圧縮領域の制限値

前述のような実験結果から、部材耐力を算定する場合、どの程度の圧縮領域をとるかによって耐力は異なる。ここでは、その圧縮領域について検討した。

これまでの研究成果⁹⁾によれば、無筋コンクリートの最大荷重時における断面の応力分布は、図- 35 に示すようにひびわれ発生時と異なるものと報告されている。図から、いずれの断面高さの場合も圧縮領域はひびわれ発生時に比べて最大荷重時の方が小

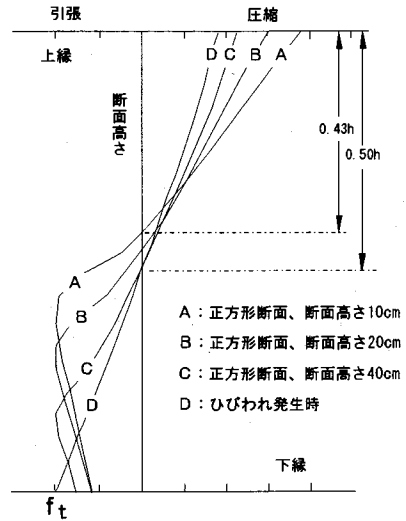


図- 35 最大荷重時における断面の応力分布図 (文献6)に加筆)

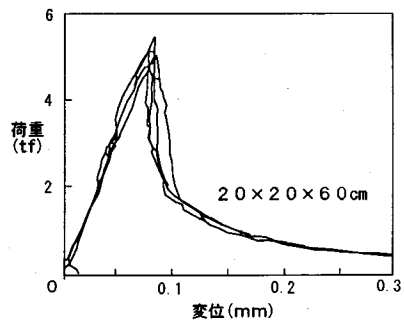


図- 36 普通コンクリート荷重-変位関係

さくなっていることがわかる。圧縮領域が断面に占める割合を測ってみると、ひびわれ発生時で約50%、最大荷重時で約45%程度となっている。

荷重増加の要因としては、下縁がひびわれ発生状態となってもマイクロクラックがまだ連続しておらず、骨材との噛み合わせも保持されている状態がその後も続いているものと推察される。

次に、無筋コンクリートの荷重-変位関係を精密な測定により行った研究成果⁷⁾を図- 36に示す。これによれば、最大荷重に至るまでは、直線的な荷重増加を示しており、最大荷重以前でひびわれが発生していても、最大荷重を超えるまでは急激な変化を示していない。前述の最大荷重時の圧縮領域が45%程度であることから、これ以上の圧縮領域を確保しておけば急激な破壊を抑制できるものと考えられる。

筆者らの行った円環載荷実験においても、顕著なひびわれが発生した時点のひびわれ深さは66%であ

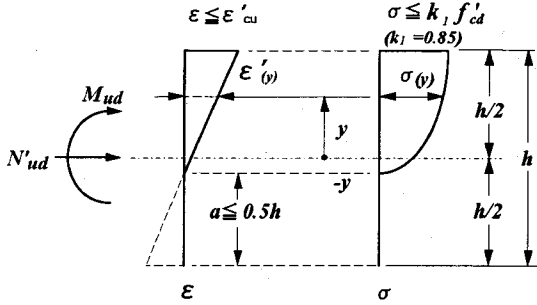


図-37 応力-ひずみ関係と断面耐力の算定

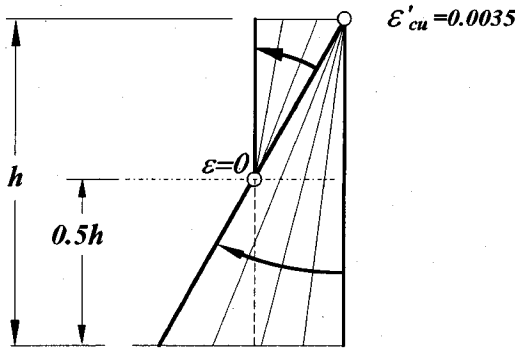


図-38 ひずみ状態の設定

り、軸力のある構造としてとらえるならば、その時の圧縮領域は34%である。また、直方体供試体曲げ実験において、無筋コンクリートの最大荷重時におけるひびわれ深さを鋼繊維補強コンクリートのひびわれ計測から推察したものは、約60%であったことから、圧縮領域としては約40%となっているものと想定できる。

また、併進工法で用いる覆工厚さは30~50cm程度であり、圧縮領域を50%に規定した場合には最小で15cmの領域となる。使用する粗骨材の大きさとの関係や圧縮破壊への急激な移行防止という観点からも、これ以上圧縮領域が極端に狭くなることは避けるべきであるとの経験的な考え方もある。

こうした各種実験、今までの研究成果、終局耐力に関する他の設計方法を参考にして、併進工法に用いる圧縮領域の断面規定の検討を行い総合的に判断した結果、圧縮領域を断面高さの50%以上に規定しておけば安定した状態となるため、これを終局耐力算定条件とした。

(2) 部材断面の耐力算定

a) 算定条件および算定式

これまでの検討結果から無筋コンクリート部材の

断面破壊に対する検討に用いる設計断面耐力算定は、断面力の作用方向に応じて、次の1)~4)の仮定に基づいて行う。

- 1) 圧縮側の維ひずみは断面の中立軸からの距離に比例する。
- 2) コンクリートの引張応力は無視する。
- 3) コンクリートの応力-ひずみ曲線については、コンクリート標準示方書（土木学会）に示された曲線によることを原則とする。
- 4) 圧縮領域は、断面高さの50%以上を確保する。

こうした条件から、設計断面耐力の算定は、図-37に示した記号等に基づき、式(13)および式(14)により求めることができる。

$$M_{ud} = \left(\int_{-h/2}^{h/2} \sigma(y) \cdot y \cdot b \cdot dy \right) \cdot \frac{1}{\gamma_b} \quad (13)$$

$$N'_{ud} = \left(\int_{-h/2}^{h/2} \sigma(y) \cdot b \cdot dy \right) \cdot \frac{1}{\gamma_b} \quad (14)$$

ここに、

M_{ud} : 設計曲げ耐力

N'_{ud} : 設計軸方向圧縮耐力

h : 覆工の厚さ

y : 図心からの距離

b : 単位幅

γ_b : 部材係数

$$\sigma(y) = k_1 \cdot f'_{cd} \times \frac{\varepsilon'(y)}{0.002} \left\{ 2 - \frac{\varepsilon'(y)}{0.002} \right\}$$

ただし、 $0 \leq \varepsilon'(y) \leq 0.002$

$$\sigma(y) = k_1 \cdot f'_{cd} \quad \text{ただし、} 0.002 < \varepsilon'(y) \leq 0.0035$$

b) 耐荷力曲線の算定

ひずみの状態は、図-38のように想定し、(M_{ud} , N'_{ud}) 曲線を作成する。

c) 安全性照査

覆工の設計に用いる安全係数は、表-13に示すとおりであり、この安全係数の採用値については以下のように考えた。

- 1) 材料係数 γ_m : コンクリート強度に対しては、
 - ①コンクリートの打ち込み条件にもとづく変動、
 - ②養生の相違による影響、
 - ③現場練りによる品質管理の変動、
 - ④打設されたコンクリートの不均一性等のような変動要因があり、材料係数を用いて安全性を確保することになる。各種施工結果から、これらの変動要因についてはかなり良好な結果が得られている。こうしたことから、コンクリート標準示方書（土木学会）の安全係数と同じ係数 $\gamma_c = 1.3$ をとることにした。

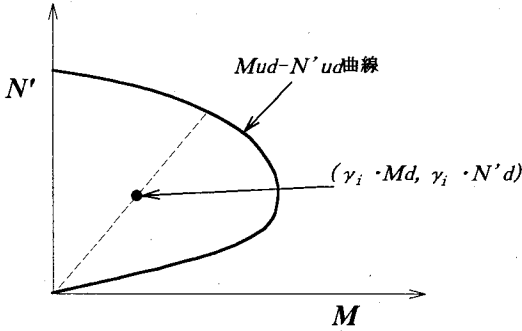


図-39 安全性の検討

表-13 直打ちコンクリート覆工の安全係数

安全係数			終局限界状態	
			断面破壊に対する検討	
			脱型時	完成時
材料係数 γ_m	コンクリート γ_c	圧縮	1.3	1.3
		引張	-	-
荷重係数 γ_f	覆工自重		1.05	1.05
	土圧	鉛直方向	1.0	1.1
		水平方向	1.0	1.1
	水圧		1.0	1.0
地盤反力		1.0	1.0	
構造解析係数 γ_a			1.0	1.0
部材係数 γ_b	曲げ		1.15	1.15
	圧縮		1.3	1.3
構造物係数 γ_i			1.0	1.1

- 荷重係数 γ_f : 併進工法の軟岩地山の覆工設計に用いる荷重としては、岩のクリープを考慮した応力解放による荷重を採用するものとした。これらの荷重は、今までのトンネルの解析などから、安全性の高い荷重体系であるものと考えられるが、初めてのことであり、当面は、終局限界状態の検討において一般に用いられている $\gamma_f = 1.0$ とした。なお、覆工自重については自重の変動が、シールド掘削時の余堀により巻厚が増加することにより生ずるため、 $\gamma_f = 1.05$ とした。
- 構造解析係数 γ_a : FEM解析において覆工部分は梁モデルに置き換え、円形断面を擬似的にモデル化し、断面力の算定を行うことから、節点上の断面力は理論的な円形構造より大きめの値となる。したがって、この方法による設計は

一般に安全側となるので $\gamma_a = 1.0$ とした。

- 部材係数 γ_b : トンネルのような不静定構造物は、最大曲げ応力点でひびわれが生じて、応力の再配分が行われ破壊に至らず、構造全体としての耐力は大きく安全性が高いこと。また、覆工厚は一般に設計寸法より大きくなることなどから、曲げと軸圧縮力を受ける部材としての安全性の検討はコンクリート標準示方書の値 $\gamma_b = 1.15$ とした。
- 構造物係数 γ_i : 内型枠脱型後の施工時の状態であることを考慮し、構造物係数は $\gamma_i = 1.0$ とした。また、完成後の構造物係数は、コンクリート標準示方書（土木学会）と同じとし、 $\gamma_i = 1.1$ とした。

以上の安全係数を用いて断面力および断面耐力の算定を行う。そして、軸圧縮力および曲げモーメントに対する安全性の検討では、図-39に示したように設計断面力の点 $(\gamma_i \cdot M_d, \gamma_i \cdot N'_d)$ が、求めた (M_{ud}, N'_{ud}) 曲線の内側、すなわち原点側に入ることが基本的条件となる。

以上のようにして安全性の検討ができる。

7. あとがき

併進工法の新しい実用的な覆工設計方法を、我が国で初めての大規模な施工実績や現地計測結果の検討および各種実験結果の解析に基づいて限界状態設計法としてまとめた。これら山岳トンネルの併進工法に関する主な事項は以下のようにまとめられる。

- 内型枠とコンクリートの付着せん断力と推進力の伝達機構が解明され、必要型枠装備数や最大推進反力に対する設計手法がまとめられた。
- 地山計測結果より、弾性的変位は2D区間でほぼ終了し、その後地山のクリープ現象によるとみられるゆるやかな経日変化が認められたことから、直打ち覆工コンクリートには、クリープ変形量相当の荷重が作用するものと想定できることがわかった。
- 2次元弾性FEM解析を用いて荷重を求める場合には、式(10)、式(11)、式(12)によりクリープ変形量を弾性変形量とみなした応力解放率を使用するものとした。この方法により計算された地山変位は、実測値を近似していたことから、クリープ変形量を荷重とみなす簡易的な算定方法により荷重算定を行えることがわかった。
- 若材齢時におけるコンクリートのヤング係数は、現地試験結果から得られた式(5)が式(6)とほぼ同じ値であった。このことから、断面力算定の入力

条件となるヤング係数は、コンクリート標準示方書（土木学会）と同様の式(6)を用いて脱型時必要強度から求められることがわかった。

(5) 若材齢のコンクリート強度は、コンクリートの温度履歴を計測し、積算温度を求めることによって式(4)により随時算定できることが確認された。これは、併進工法のように短時間で繰り返し連続して型枠脱型作業を行う場合には、迅速に脱型時のコンクリート強度を随時確認できるので設計・施工上有効に用いられる。

(6) 円環地中構造物は、覆工の一部がひびわれの断面破壊状態となっても構造的安定を保ち、構造耐力は断面耐力よりも大きなものであることが円環供試体載荷実験により確認できた。このことから、覆工の一部が最初にひびわれ状態となるまでの耐荷力を終局耐力とすれば、安全側の設計を行えることがわかった。

(7) 覆工の断面破壊に対する安全性の照査において、無筋コンクリートの終局耐力は、圧縮断面の制限値によるが、研究成果から50%以上の制限値としておけば、安全な耐力算定を行えることが判明した。

以上のような結論が得られ、我が国で初めての限界状態設計法による併進工法の設計手法をまとめることができた。

の設計法であり、東京大学西松裕一名誉教授をはじめ、岡村甫教授ほか、多くの先生方に貴重な御指導を賜りました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本鉄道建設公団：併進工法設計施工指針（案），山岳トンネル編，pp.37-84，1994.
- 2) 斎藤浩司，藤田農武也：北陸新幹線秋間トンネルにおける機械化施工，土木施工，VOL. 33，No. 12，pp.53-60，1992.
- 3) 日本材料学会編：岩の力学 基礎から応用まで，丸善，pp. 607，1993.
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編，3. 2.3応力-ひずみ曲線，pp. 21-22，1991. 9.
- 5) 土木学会鋼繊維補強コンクリート研究小委員会：鋼繊維補強コンクリート設計施工指針（案），コンクリートライブラリー第50号，pp58-61，1983. 3.
- 6) 六郷恵哲，内田裕市，加藤英徳，小柳洽：コンクリートの曲げ強度の推定に関する破壊力学的検討，コンクリート工学論文集第3巻第1号，pp. 57-63，1992. 1.
- 7) 内田裕市，六郷恵哲，小柳洽：無筋コンクリートはりの曲げ試験の実験，破壊力学の応用研究委員会報告集，日本コンクリート工学協会，pp. 346-349，1993.

(1994. 9. 9 受付)

謝辞：以上の事項はトンネル構造物としては初めて

STUDY ON THE DESIGN METHOD OF THE EXTRUDED CONCRETE LINING METHOD BASED ON THE INVESTIGATION AND ITS ANALYSIS IN AKIMA TUNNEL OF HOKURIKU SHINKANSEN

Mamoru MINEMOTO, Makoto KITO, Mikio TASHIRO and Yuzo KAJIWARA

This study discusses the field tests and its analysis on the Extruded Concrete Lining method which was adopted in the Akima Tunnel of Hokuriku Shinkansen Project (Hokuriku Super-Express Line Project) as the first application in Japan, and the ground pressure which are important factors to design the tunnel lining. We propose the method to obtain the strength and the modules of elasticity of concrete at the age of removal of forms from the maturity, and the method to obtain the ratio of release of rock. the newly proposed design method is based on the limit state design method. In this method, it's prescribed that the compressive-section area shall be down to 50% of the entire design section.

道路公団、建設省、通産省の
研究機関をはじめ、ゼネコン
やコンサルのユーザーは既に

170社 以上

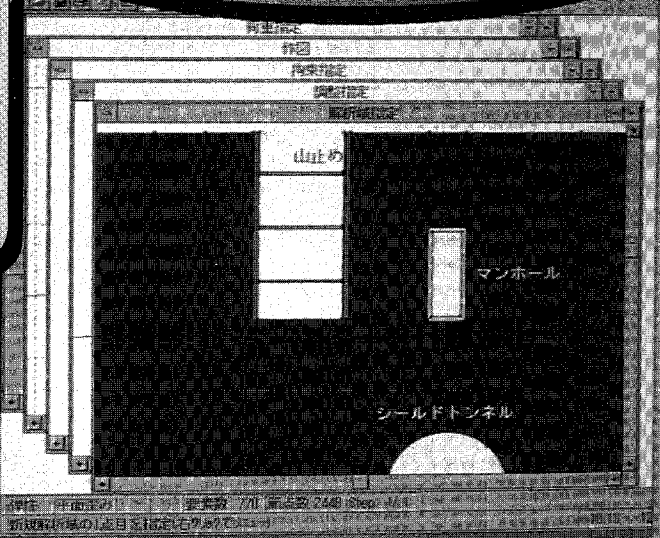
土木学会第19回情報システム
シンポジウムにて**受賞**

「日経コンストラクション」
コンピュータ応用技術
特集記事 掲載



あの人気の
夢の構造解析システム

もうご存知ですか

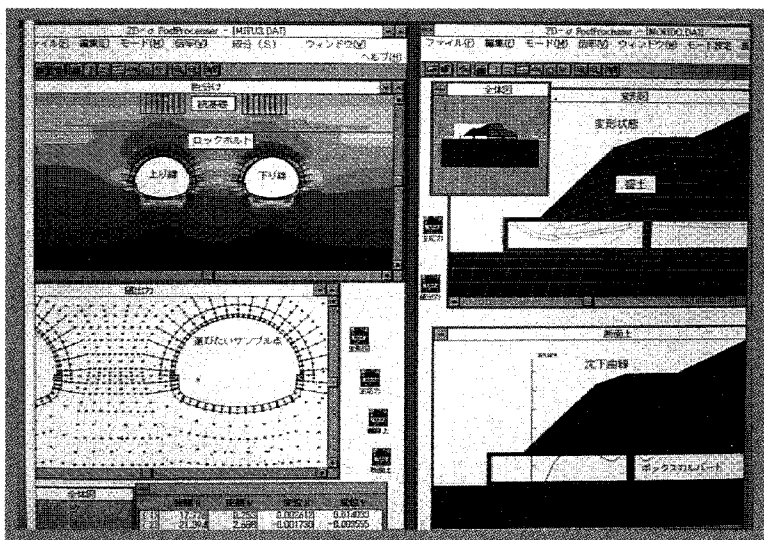


お確かめください。世界の土木構造解析をリードする。

斬新なコンセプトと驚異の自動化・高速化・大容量

大型機で数日間かかった解析がパソコンでわずか数十分間で！ 有限要素を意識せず、
誰でも、どこでも、低コストで簡単に！ (一般技術者がノートPCによる現場解析も楽々)

- 有限要素の概念は一切表に出ない。解析の条件とプロセスを内蔵の高性能CADで作成した図面へ直感的に与えるのみ。土木構造解析特有の面倒な解析に特に有効(ステップ施工、掘削、盛土、支保、近接・拡幅、接触問題など)。
- 膨大な解析容量(1万節点以上)と驚異の演算速度(例えば5000節点前後の解析は66MHzのPCでも2、3分間で完了)。
- 豊富な入出力図面に編集を加え、コメントやキャプチャーを付けた上、最終成果物としてあらゆる出力装置へ出力できる。ワープロや表計算などの他のソフトにも図面を転送できるので設計技術者が夢見る調査・設計・評価の一括自動化を実現。
- 土木解析に必要な機能のほとんどに対応(非線形、弾塑性、接触面、熱応力、地震慣性力等)。



土木業界で大好評

詳細資料提供

開発・販売



ソフトプレーン(株)

本社：〒001 札幌市北区北37条西4丁目 王陽ビル

お問合せは 03-3592-7659

Tel 011-736-7009 Fax 011-736-7449

PC/UNISSF Ver.3.0 for Windows

“PC/UNISSF Ver.3.0”は、すでに汎用機やEWSで実績のある準3次元広域地下水変動解析プログラム、UNISSF(V-2)に強力なプリ・ポスト処理プログラムを付加し、Windows版として新登場しました。このプリ・ポストプログラムは、マウスを使ったメニュー形式の導入、画面上での入出力等の機能により、すぐれた操作性をもたらします。

新登場!

プログラムの特徴 (☆印は新機能)

■プリ処理

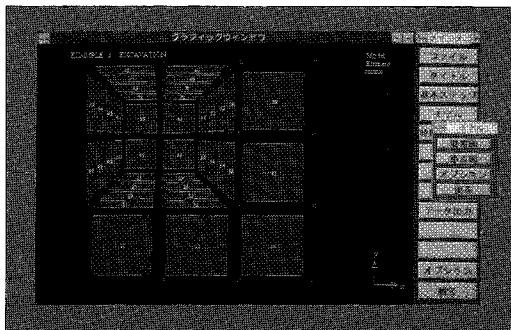
- ☆モデル作成のためのメッシュジェネレート機能
- ★地層データ、初期水位データ等の自動発生機能
- ☆モデル図を参照しながら、境界条件等各種データの入力、修正が可能
- ☆マウス入力とメニュー形式による操作性の向上

■解析機能

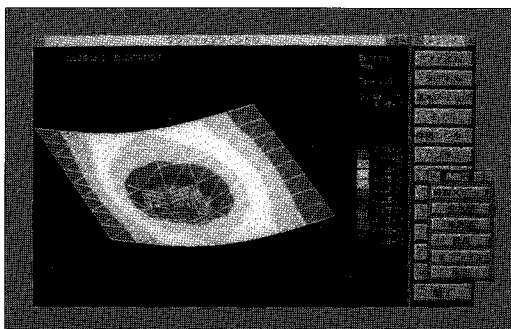
- ☆汎用機、EWS版と同一機能(順解析)、同一データフォーマット
- ☆約3000~10000節点までのモデルが解析可能
- ★降雨・揚水井・浸出面の取り扱いが可能
- ★水位・流量の経時変化
- ★境界条件の変更、材質の変更
- ★掘削機能・簡易漏水機能
- ★初期定常計算・非定常計算・最終定常計算

■ポスト処理

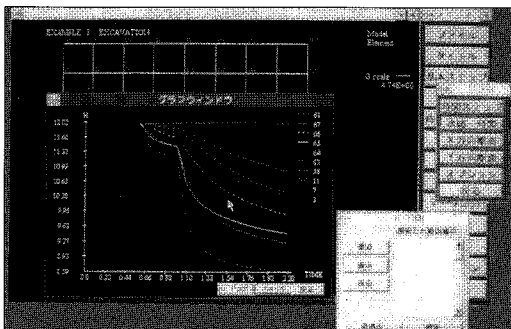
- ☆線画に加えて画面塗りつぶし処理が可能
- ☆水位の時間変化が簡単にグラフ化可能
- ☆マウス入力とメニュー形式による操作性の大幅な向上



【モデル図】



【全水頭コンター】



【水位変化グラフ】

動作環境

Windows Ver.3.1
 CPU: 80386 以上 (推奨 80486DX 33MHz以上)
 RAM: 8MB 以上
 ハードディスク空容量: 10MB以上

- ・UNISSFは情報処理振興事業会の委託を受けて当社で開発したプログラムです。
- ・Windowsは米国マイクロソフト社の商標です。

問い合わせ先
株式会社CRC総合研究所
 西日本事業部 科学システム営業部
 〒541 大阪市中央区久太郎町4-1-3
 TEL.06-241-4730 (担当/松本)

通商産業省 特別認可法人
情報処理振興事業協会 (IPA)
 〒105 東京都港区芝公園3丁目1番38
 TEL.03-3437-2301

