

NATM計測入門(1)

監修 桜井春輔*
安藤弘基**

1. はじめに

NATMは、1960年代の初期に Rabcewicz 教授を中心に、オーストリアの技術者によって提唱され、体系づけられたトンネルの設計・施工法であり、岩盤力学に立脚した合理的な工法として発展してきた。わが国においても、上越新幹線中山トンネルにおいて適用されて以来、数多くのトンネルに適用され、いまでは、わが国におけるトンネル標準工法になりつつある。とくに、最近では、洪積層や沖積層における都市トンネルに対しても適用が試みられている。

NATMの基本は、地山の持てる強度を十分に利用するものであり、したがって、地山のゆるみは、極力防止しなければならない。この基本的考え方は、決して新しいものではなく、日本の「隧道十訓」とも同一であるが、NATMでは、この考え方を具現化するために、ロックボルトおよび吹き付けコンクリートを用い、早期に全断面を閉合することによって地山の安定をはかるところに特色がある。また、NATMにおいては、施工中に、内空変位やロックボルト軸力などの測定を行うことによって、地山の安定性、ならびに支保の妥当性を常に確認しながら、安全に、かつ経済的にトンネルを施工することができる。

一般に、トンネルの設計においては、地山の地質構造や力学特性の複雑さのために、十分な調査を行って得た情報に基づいて解析を行っても、実際のトンネルの挙動は設計時に予測したものと必ずしも一致しない。NATMは、このような予測と実際のギャップを、現場計測によって補うことにより合理的なトンネルの設計・施工を可能にしている。すなわち、NATMにおいて、現場計測は不可欠である。

本講座は、NATMにおける現場計測をテーマに、そ

の役割、計測計画、計測器と測定作業、結果の整理と評価、および設計・施工への反映方法などについて、簡単に、わかりやすく解説することを目標に企画した。

2. 計測の役割

トンネルの設計において、掘削方式やロックボルトや吹き付けコンクリートなどの支保工を決定するためには、トンネルの力学的挙動を的確に把握しなければならない。とくに、軟弱地盤や土かぶりの浅い都市トンネルにおいては、最近では、有限要素法等の解析によって周辺地盤の変位や応力の状態を予測し、その結果に基づき掘削方法や支保工の設計を行う方法がとられる。その場合の解析の精度は、用いるインプットデータの精度に左右されるため、信頼度の高い予測を行うためには地盤について十分な調査・試験を行わなければならない。しかし、複雑な地質条件、地盤材料の複雑な力学的特性、さらに初期地圧の推定の困難さなどを考慮すると、いくら十分な調査・試験を行っても、解析で得られる予測と、実際の構造物の挙動が異なることは、むしろ当然であろう。

このように、解析によって得られるトンネルの挙動が工事中に観測される挙動と異なるという事実は、トンネルの設計が、橋梁などの構造物の設計とは基本的に異なる概念によらなければならないことを示している。すなわち、橋梁においては、荷重(自重、車・電車荷重など)が確定しており、さらに、用いる材料(鋼、コンクリートなど)は均質で、しかも、その力学的特性は既知である。したがって、通常構造解析によって相当な精度で、構造物の挙動を予測することが可能であり、その解析結果に基づき構造物の設計を行うことができる。すなわち、調査から製作・施工までの過程は比較的互に独立している(図-1(a)参照)。一方、トンネルにおいては、まず、荷重となる地山の初期地圧が明らかでなく、さらに、構造材料としての地山の力学特性が不明確である。すなわち、荷重がはっきりせず、さらに、力学特性の明らかでない

*神戸大学工学部土木工学教室教授

**新技術計画株式会社代表取締役社長

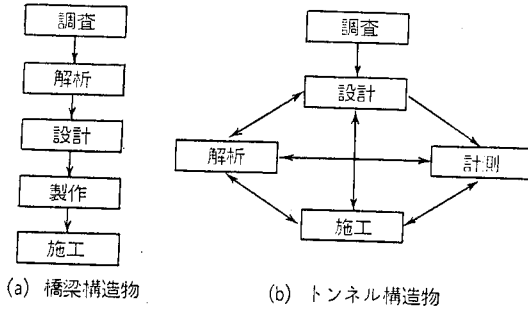


図-1 構造物の設計施工の流れ

材料を用いて構造物を設計しなければならない。このような設計時におけるインプットデータの不明確さのために、施工中のトンネルの挙動は設計時の予測と異なることになる。そこで、このような実際の挙動と予測とのギャップを埋めるために現場計測が必要となる。すなわち、施工中に必要なに応じて現場計測を行い、周辺地山の挙動を観察する。そして、計測によって得られた値が、設計段階での予測値と大きく異なる場合には、施工法の変更、さらには設計変更を行わなければならない場合も生ずる。このように、施工中に得られたデータを次の掘削に対して反映させることにより、合理的で経済的な構造物を安全に施工することができる。これは、NATMに代表される情報化施工の基本的考え方であり、この場合、調査、解析、設計、施工および計測の相互の関係は、互に独立ではなく、図-1(b)に示すように閉じた関係となる。これは、橋梁構造物においては、それらが比較的独立しているのに対して好対照である。

以上に述べたことから明らかなように、トンネルにおける現場計測は施工に行い、その結果はただちに設計・施工に反映させなければならない。したがって、現場計測の結果がトンネル完成後に整理されるような場合は、そのデータはほとんど無意味なものになってしまう。もち論、同様な地形、地質の地山に同規模のトンネルを掘削するときは、先のトンネル掘削によって得た計測結果が次のトンネルの設計・施工に役立つことはいうまでもないが、一般的には現場計測で得られたデータは、その現場で直ちに利用されなければならない。(執筆・桜井)

3. 計測計画の策定

3-1 計測計画

計測計画を作成する最初に、そのトンネル工事に関する問題点が何であるか十分把握することが重要である。

トンネルの設計はこの問題点を考慮しているので、設計計画を参照すればひととおりの問題点の把握ができる。さらに、トンネルの規模、地山条件(地形・地質・初期

地圧・水文など)、設計、施工方法、掘削工法、周辺の状況(影響を与えそうな構造物の存在等)事前解析結果、類似条件下の施工実績などに基づき掘削に伴う挙動を予測する。抽出した問題点に応じて、計測の目的を明確にするとともに、計測結果の評価方法、設計・施工への反映方法などの利用法と対応策を具体化した基本方針を固める。

つぎに、その基本方針に基づき計測項目、計測位置、測定頻度を定め、さらに計器の選定、設置方法、データの記録および整理方法など細部事項を定める。

また、計測器の設置、測定から測定結果の設計・施工への反映までの一連の作業を行う人員の組織および管理体制を整えておくことが必要である。

前述のように、十分検討されたいうで策定された計測計画も、施工の進捗に伴って得られる計測の結果などから判断して実態に合うように見直す必要があり、さらに、支保パターンや施工法が変更される場合には計画を再検討する。

3-2 計測項目

計測項目の選定においては、設計の際に地山をどのように評価し、支保部材(吹き付けコンクリート・ロックボルトなど)にどのような支保機能を想定したか、を十分に把握し、さらに個々の計測の役割と結果の利用法を十分に考慮して、必要な項目を選定しなければならない。

たとえば、土かぶりの浅い土砂地山トンネルにおいて、地上に影響を与えそうな構造物があるときは、比較的剛性の高いライニングを早期に閉合して変位を極力押えるという思想のもとに設計、施工されるが、この場合には、周辺構造物の変状、地山圧力、切羽前方の地山挙動、支保部材の応力などを重点的に計測する。

また、土かぶりが大きい割にトンネル周辺の地山強度が低く、地山強度比(1軸圧縮強度/初期地山応力)が小さい(2を大きく下まわる)場合には、大きな変形、切羽の押し出し、盤ぶくれなどが予想されるため、内空変位、地中変位、支保部材の応力、地山圧力などを重点的に計測する。

亀裂の多い硬岩地山トンネルでは、掘削時の切羽の安定、ロックボルトの長さ、本数、打設方向の妥当性を判断するため切羽の観察を主体とした坑内観察調査を重点的に行う必要がある。また、吹き付けコンクリートの主な役割りは、岩盤の表面を覆い風化、劣化を防いだり、凹凸を平滑にして応力集中を避けることとした場合には、吹き付けコンクリート応力、地山圧力を計測する必要はない。

内空変位が収束する前に覆工コンクリートを打設する

表-1 計測項目

分類	名称	内容	測定計器・手法の例	計測によって知り得る事項
視察	観察調査	切羽の安定性, 地質状況, 湧水, 既施工区間の状況	クリノメータ, ハンマー, 削孔速度	地山区分の再評価, 地山状況と地山挙動の相関性, 今後の地山状況の推定
内空変位	内空変位測定	トンネル壁面間距離変化, 変位速度	コンバージェンスメジャ, テープエクステンソメータ, マイクロリニアメータ	周辺地山の安定, 支保部材の効果, 変位速度から変位量の推定, 覆工コンクリート打設時期の判定
		天端の沈下	レベル	天端地山の安定, 周辺地山の安定
		底盤の隆起	レベル	インバートロックボルト打設の必要性, インバートコンクリートの必要性, 打設時期の判定
地中変位	地中変位測定	トンネル坑内から測定する相対変位	ロッドエクステンソメータ, スライディングマイクロメータ	トンネル周辺のゆるみ領域, ロックボルト長の妥当性, 地中ひずみ分布
		地上等坑外から測定する水平変位, 鉛直変位	ロッドエクステンソメータ, 層別沈下計, 傾斜計, 挿入式水平傾斜計, 挿入式鉛直傾斜計, スライディングマイクロメータ	掘削以前からの地山挙動, トンネル前上方地山の安定, 地中ひずみ分布
地中応力	初期地圧測定	初期地圧の大きさ, 方向	セラタストレスメータ, オーバークォアリング法, フラットジャッキ法, 水圧破砕法	初期地圧状態, 側圧係数, しゅう曲などの影響
	地中応力変化測定	掘削に伴う周辺地山内応力変化	グレースェルボーリング孔内用応力セル(多成分), アイラードストレスメータ	接線方向応力の増加, 半径方向応力の減少, 地山の強度劣化の有無
	間げき水圧測定	地中の間げき水圧状態	間げき水圧計	湧水, 地山周辺の地下水位変化, 間げき水圧の変化, 被圧水の変化, 地すべり発生の予知
支保部材に作用する荷重および応力	ロックボルト軸力測定	ロックボルトの軸力分布	メカニカル測定アンカ, ひずみゲージ測定ロックボルト	ロックボルト長, 本数, 位置, 定着方法の妥当性
		座金部分の軸力	ディスクロードセル, センタホール荷重計	ロックボルト本数の妥当性, 破断時期の推定
	コンクリート応力測定	吹き付けコンクリート応力	グレースェルコンクリート応力セル, コンクリート応力計	吹き付けコンクリート厚・施工時期の妥当性, 断面閉合による効果
		覆工コンクリート応力	グレースェルコンクリート応力セル, 鉄筋応力計, コンクリート応力計	早期打設による拘束効果, 構造変化時の挙動, 覆工コンクリートの安定性
	鋼アーチ支保工応力測定	支保工応力, 部材力	ひずみゲージ, カーボメータ, デイフォメータ	支保工のピッチ, 寸法の妥当性, 吹き付けコンクリートとの荷重分担
	地山圧力測定	覆工に作用する地山圧力	グレースェルコンタクト圧力セル, 土圧計	吹き付けコンクリート厚, 施工時期の妥当性, 断面閉合, 覆工コンクリート打設による拘束効果
背面水圧		間げき水圧計	復水後の荷重増加(トンネル近傍の間げき水圧測定で推定可能)	
周辺に与える影響	地表面および構造物の挙動測定	地表面の沈下, 隆起	レベル, 水盛式沈下計, ロッド式沈下計	トンネル掘削影響範囲, トンネル前上方地山の安定
		構造物の沈下, 隆起, 傾斜	レベル, 水盛式沈下計, ロッド式沈下計傾斜計	構造物への影響, 安全性
	地すべり変位測定	地すべり計	地すべり計	地すべり発生の予知
		地中の水平移動, 鉛直移動	パイプひずみ計, ロッドエクステンソメータ, 挿入式鉛直傾斜計, 挿入式水平傾斜計	地すべり面の位置, 地すべりの方向
地下水位測定	地下水位の変動	触針式水位計, 間げき水圧計	湧水, 復水, 背水圧水頭	
地山物性	地山試料試験	物理試験, 力学試験	単位体積重量, 1軸圧縮強度, 3軸圧縮強度, 超音波伝播速度試験など	地山地分の再評価, 変形特性, 強度特性の把握, 膨脹性の把握, 切羽安定性の把握
	原位置試験	坑内弾性波速度測定	弾性波探査機	トンネル周辺の強度劣化領域, 変形係数の推定
		孔内載荷試験, 平板載荷試験, 直接せん断試験, 他	プレジオメータ, エラストメータ, セラタプロバティメータ, 油圧ジャッキ, ダイアルゲージ	変形特性, 強度特性の把握

場合は、変位が拘束され、覆工に荷重がかかるので覆工コンクリート応力、地山圧力を計測し検討する必要がある。表-1は、一般的な計測項目と測定手法、計測によって知り得る事項などを一覧にしたものである。

3-3 計測位置

(1) 概要

計測位置を決めるにあたっては、各計測項目相互の関連性が把握できるようトンネル縦断方向位置、各計測断面における計測項目の組み合わせ、計測器の配置を検討する。このとき、判断基準となるものは、地質縦断図あるいは設計区分図などである。

計測位置を決める際の要点は、つぎのとおりである。

- ①ロックボルト軸力、地中変位、吹き付けコンクリート応力測定など地山・支保の挙動を測定し、内空変位測定などの定期的に行う計測との関連を把握するために行う計測は、各支保パターンの施工当初において計測結果を判断し利用できるように考慮する。ただし、各支保パターンの相互剛性干渉は避けるよう支保パターン変更後1D~3D程度掘進したところに配置する。
- ②規模の大きい断層や破碎帯、地すべりを誘発したり、地上の構造物を沈下や傾斜させたりするおそれのある地点など、問題となりそうな位置を選定する。
- ③偏圧が予想される場合、双設トンネルなど特殊な構築順序で施工する場合は、計測器の配置は必ずしも対称に配置することにとらわれずに、各施工段階において、どのようなことが問題となるか予想して決める。
- ④工事着手後、設計支保パターンが変更になる場合は、計測位置もそれに伴って変更する。

つぎに、各計測項目ごとの計測位置について以下に述べる。

(2) 内空変位測定

内空変位、すなわち壁面間の相対変位・天端沈下などの測定は、同一断面において行うことを原則とし、さらに地中変位、地山圧力、吹き付けコンクリート応力などの計測項目を行う断面では必ず行う。壁面間の相対変位測定は水平測線を基本とし、偏圧などの傾向を把握するため必要に応じて斜測線を追加する。

膨張性地山などの変位量が大きい場合は、縦断方向の測定間隔を密に(10~20m)、地山が良く変位量が小さいと想定される場合には間隔を長く(50m程度)する。

(3) 地中変位、ロックボルト軸力、地山圧力、吹き付けコンクリート・覆工コンクリート応力測定

これらは、施工の初期段階、地山条件が変わったとき、支保パターンが変わるときなどに配置して実施する。

(4) 坑外からの地表沈下、地中変位、構造物挙動測定など

地表沈下、地中の水平・鉛直変位および構造物の沈下、隆起、傾斜などの測定は、切羽の接近に伴う3次元の挙動をとらえることを考慮して位置を決める。図-2は、その配置例である。

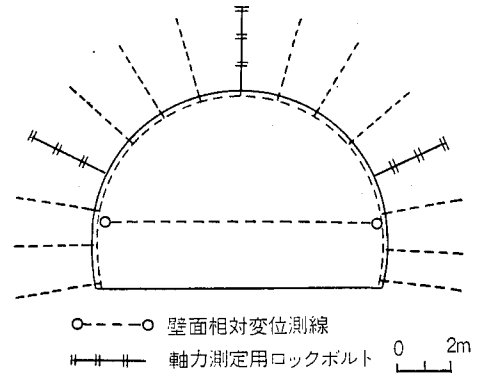


図-2(a) 硬岩地山のトンネル

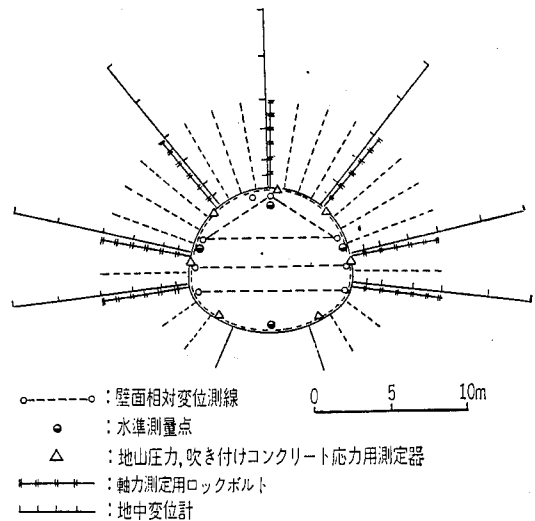


図-2(b) 膨張性地山のトンネル

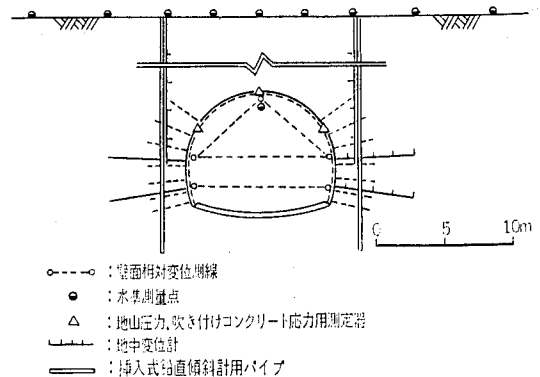


図-2(c) 土砂地山のトンネル

地中変位測定は、地表あるいはアプローチトンネルからあらかじめ設置できる場合は、掘削中のトンネル坑内から行うよりも効果的である。

3-4 測定頻度

(1) 内空変位測定

内空変位の測定頻度は、地山条件、施工方法などによって異なるが、基本的には変化率および切羽と計測断面の距離を基準に定める。

一般には、変位の傾向が把握できるよう設定すればよく、初期の段階において1～2回/日程度が適当である。変位が収束するにつれて順次頻度を疎にしていく。収束を確認したら測定を中止する。

ベンチカット工法や、双設トンネルなど、その計測断面やその近くを切羽が何度か通過する場合は、通過する前後で再び頻度を密にする。

膨張性地山などでは、切羽が遠ざかっても時間の経過に伴い変化が継続する場合があるので、他の計測項目の挙動にも関連づけて頻度を検討し、また、断面の閉合、補強などを行う場合は再び頻度を増加する必要がある。

(2) 地中変位、ロックボルト軸力、吹き付けコンクリート応力、覆工応力、地山圧力測定

これらの測定頻度は、同一断面で行う内空変位と同じ時間に測定するように定めることを原則とする。トンネルの施工方法や施工段階によっては、内空変位、地中変位などの「変位」よりも、吹き付けコンクリート応力、覆工応力、地山圧力の方が工学的に問題となることがあるので、それらの挙動に注意して測定頻度を変更することも大切である。

たとえば、鋼アーチ支保工、覆工コンクリートなどの支保部材を早期に断面閉合するように施工する場合は、変位の変化率は小さく、鋼製支保工応力、覆工応力などの変化率が大きくなるので、応力・荷重測定の結果によって測定頻度を定める。

(3) 坑外からの地表沈下・地中変位測定

これらの測定頻度は、計測断面の位置と切羽の距離を基準にして定める。切羽前方の地山挙動は、地形、土かぶり、地山のせん断強さなどによって、そのあられ方が変わってくるが、トンネル幅の2倍、またはトンネル掘削盤から地表までの高さに切羽が接近するところから測定頻度を1～2回/日程度に増し、切羽通過後変化率が小さくなった後は、変化率に応じて測定頻度を疎にする。

その他、降雨・地下水位低下・薬注・断面閉合などの影響によって測定値が大きく変化することもあるので、この点に留意しなければならない。また、トンネル工事開始前から圧密沈下が生じているような場合や、計測値

のドリフトをチェックするときは、トンネル掘削による影響が生じない以前から適当な頻度で測定し、その変化をとらえなければならない。

いずれにしても、測定頻度の策定は計画の段階では一つの目安であり、トンネル工事着手後の実際の測定作業においては、経時変化図などをみながら測定値の変化に着目して、適切になるように変更することが非常に重要である。

4. 計測器と測定作業

4-1 計測器の選定

(1) 概要

トンネルにおける計測は一般に、①挙動が切羽に近い時期に集中する。②必要な測定期間が短く、測定回数も少ない。③湧水、発破、排気ガス、粉塵など、環境が非常に悪い。

などの特殊性があり、したがって、使用される計器は下記のような条件を満たすものでなければならない。

①機構が簡単で堅牢であること。②測定したデータに信頼性がおけること（出力されたデータに疑問を持ったとき、実際にそうなのかどうか確認できるもの）。③設置が簡単で、測定開始までの時間が短いこと。④読み取り、維持、補修が容易なこと。

トンネル工事に関して使用される計測器は、電気に変換して測定するものと、機械的に直読するものと2つに大別できる。電気式は、ケーブルを延長することによって危険なところを避けた位置で簡単に読み取ることができ、自動測定も容易であるが、費用および設置の手間がかかり、ケーブルなどの絶縁低下防止など維持管理が必要となる。

機械式のもは安価で構造が簡単なので測定値に信頼がおけるが、測定作業に足場が必要になる場合もある。

電気式、機械式のどちらを用いるかは、①トンネル断面の大きさ・延長。②掘削工法・掘進速度。③測定位置。④予想変位量。⑤収束に到る時間・日数。などに留意して決める。

両者の測定精度について注意すべきことは、

①最小読み取り、または分解能と測定精度は異なる。すなわち、最小読み取り、または分解能とは、単に計測器、あるいは測定器の示す最小の単位をあらわすのに対し、測定精度は計測器の設置状態、取り付け状態、測定者の熟練度などのさまざまな要因に左右された測定値の総合的な確かさをあらわしている。

②測定値の「正確さ (accuracy)」と「精密さ (precision)」とは異なる。すなわち、「正確さ」とは、真値に

対するかたよりの程度を示すものであり、温度変化による0点の移動などの系統誤差の精度をいうのに対し、“精密さ”は、偶然誤差で、同一条件で測定をくり返したときのばらつきの程度を示すものであり、精密であっても正確でない計測器がある。

③計測器のうち、とくに応力や荷重を測定する種類のものは、校正曲線がヒステリシスを描いたりまた初期の立ち上がりが歪曲するものが多く、その場合0付近で測定値の信頼性が悪い。

④電気式で計測する場合は、検出部、あるいは指示器の部品の経年変化などの影響で値が変化するいわゆるドリフトといわれる現象や、ケーブルラインの絶縁抵抗劣化や接触抵抗の変化によって測定値の正確さが低下することがある。

⑤電気式や機械式にセンサーの感度を上げることは容易であるが、実際には周囲の環境変化によってセンサー自体が影響を受けるほか、センサー以外の要因によっても精度が決まってしまうことが多い。

測定値が正しいかどうか、簡単に確かめられる構造のものや、校正を行って測定値をチェックできるような計測器を使用することが望ましい。

(2) 内空変位測定

測定器は、トンネル壁面に測定点を取り付け、その間にスチールテープを緊張し、長さを測るのが普及している。最小読み取り部は、1/10mm バーニアスケール、または1/100mm ダイヤルゲージなどを使用し、スチールテープの緊張はバネによって行うものがほとんどである。測定器の精度は、計器の取り付け状態、微小な張力変化などによる懸垂曲線の変化の影響などによって左右され、測定長が長くなればなるほど、ほぼ比例的に低下する。たとえば、最小読み取り単位1/100mmの測定器を用いて5mと10mを測った場合の測定精度は、前者の場合が0.05mm、後者の場合が0.1mm程度である。

天端沈下、インバート盤ぶくれなどの測定は、一般に水準測量器を用い、天端沈下はフックや測量鉞などを取り付けスタッフを逆に押し当てたり、スチールテープ、またはロッドなどを吊り下げ、その目盛りを直読する。

測定精度は2～3mm程度で、内空変位や地中変位の精度より劣るが、絶対変位を測定できる有利さがある。

(3) 地中変位測定

地中変位計は、地山を削孔し、その中に設置するもので、一般に、1孔で多測点が測定できる多点式変位計が用いられる。その原理は、地山の変位に追従する測定点の動きをロッドなどで孔口まで伝達し、孔口に設けた基準面に対するロッド頭部の変位を測定するものである。

測定点は大別して、モルタルなどの充填材料で間接的に固定するタイプと、バネ式、くさび式、水圧式などの直接地山に固定するタイプの2種類がある。

間接的に固定するタイプでは、土砂地山などのように、地山強度が低い場合に充填材料の強度を地山強度と同じ程度になるように配合する。

直接測定点を地山に固定するタイプでは、ロッドの側方のあそびや孔崩れによって不感帯が生じたり、測定精度が低下しないよう、孔内を充填することが望ましい。

変位の測定方法には、ダイヤルゲージなどによって直読する方法、ポテンショメータ、差動トランスなどのセンサーによって電気に変換して読み取る方法などがある。

また、地中の変位を孔軸方向に連続し測定できる機器がある。これは、ボーリング孔内で、1mごとに区間相対変位を高い精度で測定するもので、機械式のため自動計測はできないが、測定のつど校正可能である。

(4) ロックボルト軸力測定

軸力測定用ロックボルトは、自から支保部材としても働かなければならないので、断面積、材質などが実際に使用しているロックボルトと同様であることが望ましい。

計測器には、機械式と電気式のふたつがある。

機械式の計測器は、中空ボルトの中にロッド式の変位計を入れ、ボルトの区間ごとの変位をダイヤルゲージによって測定し、平均応力を算出するものである。

電気式の計測器は、主として側面に溝を切ったロックボルトにひずみゲージを貼り付け、各点のひずみを電氣的に測定するものである。これは、数mmの微小区間応力を測定するため、岩塊が亀裂に沿ってすべるようなときには、局部で大きな軸力が発生していても検出されない場合もある。どちらの計測器を使用するかは、トンネル断面の大きさ、足場の問題、地山内の亀裂の有無などに基づいて検討する。

(5) 吹き付けコンクリート、覆工応力地山圧力測定

これらの計測器はコンクリート内に埋設して測定するのが一般的である。コンクリート内に計測器を埋設する場合、応力集中などによって測定値と真の応力とに差が生じる。この誤差の度合は応力計の形状や剛性によって大きく異なる。

埋設応力計の性状と誤差の関係を図-5に示す。

縦軸は測定値と真の応力との比、横軸は応力計とコンクリートの剛性比 (stiffness ratio: E_0/E_c) である。

図中の曲線のサフィックスは、応力計の形状をあらわす数値 (形状比 Aspect ratio: $t/D/2$) である。これを見ると形状比が小さい (受圧面の面積が大きく厚さが薄い) ものほど測定値の誤差は小さい、剛性比が大きい場

合、誤差はほとんどなく、剛性が小さいものは誤差が多いことがわかる。したがって、コンクリートのような材料を対象とした応力計としては、一般に、形状が薄くて剛性が高いものほどよいと考えられている。

応力計には、電気式と平衡弁式があるが、電気式のもの、ダイヤフラムの変形を電気に変換して測定するものがほとんどで、変換器には、ひずみゲージ、振動弦、差動トランスなどが使用されており、わずかであるがたわみを生じさせるので見かけの剛性は低くなる。

平衡弁式は、その機構から形状は非常に薄く、また、単に力の釣り合いで応力を測定するため、受圧面のたわみがなく剛性の高い応力計となる。

(6) 坑外で測定する地表変位、地中変位

地表変位はトランシット、水準測量器などで測定するが、地すべり計を用いる場合もある。

地中変位計は、坑内から設置するものと同じ原理のものが使用されているが、その他に磁気を帯びた沈下素子の深さを磁気センサーとスチールテープなどで測定するものがある。これは、ロッド式のものと同く精度が劣り小さい変位を測定するには適していないが、簡便に多くの測点を測定できる利点がある。

地中の水平方向変位は、溝付きのパイプを地中に埋設



図-3 機械式の軸力測定用ロックボルトの構造

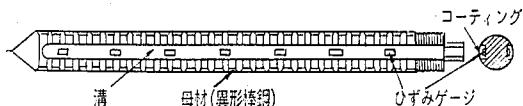


図-4 電気式の軸力測定用ロックボルトの構造

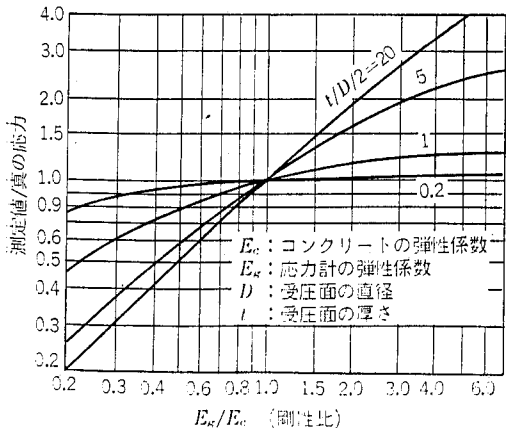


図-5 埋設応力計の性状と誤差

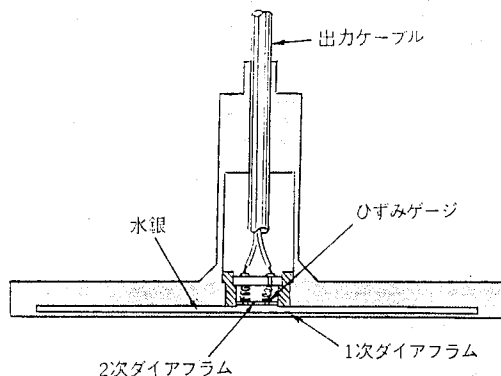


図-6 電気式応力計の構造の一例

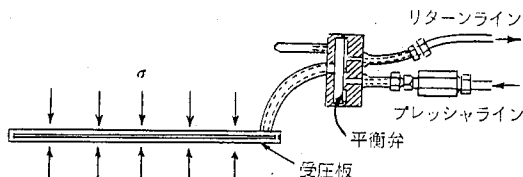


図-7 平衡弁式応力計の構造

し、車輪付きのセンサーを挿入して所定の深度間隔の角度を測定し、連続的に計算で変位を求める。また、同じ原理でパイプを水平方向に建込んで地中の鉛直方向の変位を測定するものもある。センサーの種類には、サーボアクセロメータ、差動トランス、ひずみゲージなどがある。サーボアクセロメータを使用したものが、1桁精度の高い測定ができる。

4-2 計測器の設置

(1) 内空変位の測定点

測定点は、切羽にできるだけ近接させて設置する。測定点の固定は、速硬化性のモルタル、レジンなどの材料を充填する方法や、ホールインアンカなどで機械的に止める方法などによって行われるが、いずれも初期値をできるだけ速く(30分以内)読み取れるようにする。なお機械的に止める方法では、自然にゆるむことも考えられるので接着剤やモルタルを併用してしっかり固定した方がよい。発破や施工機械から防護するためには、凸部より適度な凹部を選んで設置した方がよい。測定点はゴミなどが付着しないよう、保護キャップなどで覆うことが大切である。

(2) 地中変位計 (坑内から設置するもの)

設置をできるだけ速やかに完了し、早期に初期値を読むよう設置足場の用意、削孔機械の能力と計測器などの寸法を把握したうえの削孔径削孔長の検討、注入機械の段取り、電源の確保など周到な準備を行う必要がある。

削孔するときは、削孔機械のブームの方向に注意する。

削孔中は、削孔速度（のみ下り）削孔水の色の变化などに注意し、必要なときは記録して計測結果の判断に役立てることが大切である。削孔後は、孔の中のスライム、小石を除去し、測定点が確実に固定されるようにする。

設置孔が水平より上向きの場合、注入は図-8のように行う。注入材料のブリージングなどによって最深部の測定点が固定されないことを防ぐため、孔長は余掘り30～50cmを見込む。

測定器の頭部を保護するため、吹き付けコンクリートによって計測器の周辺を盛り上げたり、保護金具などを用いて覆う方法などが一般に行われている。

(3) 軸力測定用ロックボルト

ロックボルトの軸力は、打設時期、注入材料の強度などによって大きく変わるので、計測器の設置方法、設置時期は、他のパターンロックボルトと同じようにすることが大切である。

また、計測器はパターンロックボルトのかわりに設置するもので、パターンに追加して設置することは構造系を変化させるので避けなければならない。

頭部は地中変位計と同様に防護する。

(4) 地山圧力、吹き付けコンクリート、覆工コンクリート応力測定用計器

地山圧力測定用計器の設置は、地山の整形を入念に行い、計器と地山の隙間をモルタルなどで詰め、ホールインアンカなどの金具を用いて固定し荷重が均等に作用するようにする。

吹き付けコンクリート応力測定用計器は、コンクリートの吹き付けによって姿勢が変わることのないように治具などを用いてしっかり固定しなければならない。吹き

付け時に計器の周辺にリバウンドした材料が集まったり、空隙ができたりしないように注意する。

覆工コンクリート応力測定用の計器は、とくに打設中のパイプレタ操作や、コンクリートの流動に対して姿勢が変わることのないように、しっかりとした治具を用いて固定する。

(5) 地表沈下測定点、坑外から行う地中変位測定用計器

地表面の沈下や水平移動を測定するための測定点は、凍上や、降雨による洗掘などによって動かないよう十分な根固めが必要で、必要に応じて杭などを打ち込み、ぐらつきのないようにする。

地中変位測定用計器を地上から設置するときは、鉛直精度が所定の範囲に入るように注意深くボーリングを行う。計測器の頭部は、ベースコンクリート、またはモルタルでしっかり固定し、地表と一体となって挙動するようにすることが大切である。

計測器は、直射日光、風雨、鳥獣などに対して、保護ケースなどによって防護する。また、標識板などを用いて、その所在と注意事項を示すことも大切である。

4-3 測定作業

測定者は、そのトンネルの問題点と計測の目的を理解して作業にあたるのが重要である。また、計器の特性を把握するとともに、電線、チューブなどの長さ、測定時の温度、湿度などの環境条件が測定値に与える影響を十分理解していることが望まれる。

測定者は、坑内・坑外観察および施工状況の記録などを合わせて行い、それらの状況の変化に注意し、測定値との関連性をとらえるよう努める。

すなわち、単に計測器を操作して値を読み取るだけでなく、地質、地形、支保の規模などを理解したうえで、施工状況や地山および既施工区間の状況、あるいは地上の状況などを注意深く観察し、測定値の動向を予測したり、前回値との比較によって異常値の発生や測定ミスをその場でチェックするように心掛ける。計測断面と切羽との距離や隣接のトンネルの切羽などの位置を測定のとど確認することも重要である。

必要に応じて測定を数回行うなどして、測定値の信頼性を高めるように努める。

地表沈下測定のための仮ベンチマークが基準として、適正かどうか常に検討することも必要である。

指示計は、点検、整備を行い、常に最良の状態しておくことが大切である。電氣的に検出する機種においては、このほか絶縁抵抗、接触抵抗などのチェックを定期的に行うことも大切である。

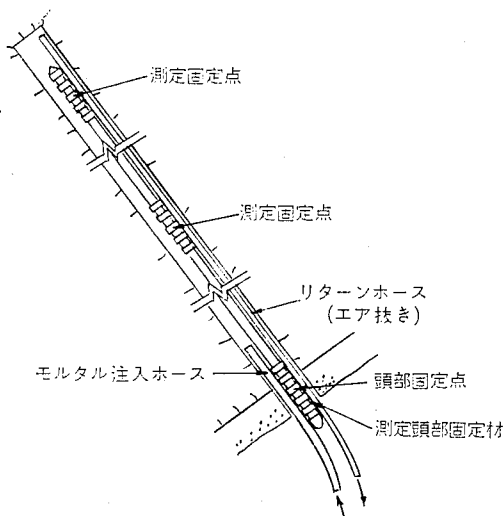


図-8 上向きの地中変位計の設置方法



N A T M 計 測 入 門 (2)

監修 桜井春輔*
近藤達敏**

5. 計測結果の整理

5-1 観察結果の整理

切羽における地質状況の観察は、事前の調査や試験で明らかにできなかった地質や力学特性に関わる情報を直接に得ることができること、地下水の湧水や切羽の自立性を直接確認することができるため、大変重要である。このほか、すでに施工の終了している坑口寄りの区間における1次支保や覆工コンクリートなどの変状や挙動を観察することは重要である。

切羽の観察は、一間ごとの切羽すべてについて行うことが望しい。観察の項目は、ほぼ次の項目に要約される。

- ①層相、岩石の分布、地層面の走向・傾斜
- ②固結度、風化・変質、硬軟
- ③割れ目の走向・傾斜、間隔、シーム
- ④断層の幅、走向・傾斜、破碎の状況
- ⑤湧水の位置と湧水量
- ⑥崩壊の位置、深さ、広がり

そして、これらの切羽での観察は、一定の記録様式に統一しておくことが望ましく、その様式の例を図-1、2に示す。

また、⑥の切羽の崩壊については、発破などの掘削から崩壊までの自立時間を少なくとも10分の精度で記録するとよい。切羽の自立性は、掘削断面の大きさ・形状、土かぶり高さ、湧水、地山の力学特性、掘削方法などとの関係があることはよく知られていて、そのうち、地山の弾性係数と土かぶり高さ、自立時間の関係については図-3に示すように近藤・桜井・足立・岡部らの方法がある。それぞれのトンネルで、実際の自立時間と計測結果を組み合わせ整理することにより、早期に切羽の自立性を予測することも可能となる。

5-2 経時変化の整理

*神戸大学工学部土木工学教室教授

**応用地質株式会社技師長

計測の結果は、測定当日に整理しておく必要がある。測定結果の経時的な変化を記録する方法や、その表現形式は千差万別であるが、以下に示す事項は最低限記載しておく必要がある。

- ①トンネル名、杆程、土かぶり高さ
- ②切羽の地質
- ③掘削日時分、初期値測定日時分
- ④計測項目
- ⑤計器名
- ⑥計器の配置、深度、番号
- ⑦記録表の凡例
- ⑧支保パターン（吹付厚、ロックボルト長×本数、鋼製支保、変形余裕量など）
- ⑨日付、進行、切羽距離
- ⑩切羽通過、下半、インバート掘削、ボルト増打ちなどの特記事項

ここで注意しておきたいことは、これらの計測結果をその利用目的に合わせて、可能な限り一見して問題点の判読を可とするように、そのグラフ表示に工夫を加えていくことが望ましい。たとえば、経時変化グラフよりは切羽距離変化グラフの方が、より問題が明確になる例が多いので、経時変化グラフと合わせて切羽距離変化グラフも併せて作成する必要がある。

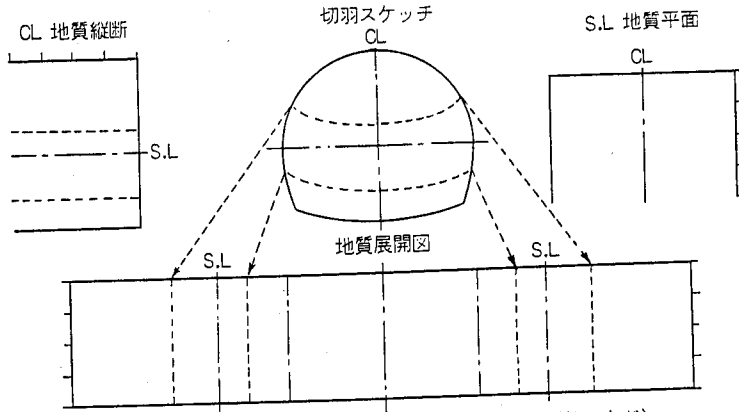
次に、図-4に内空変位データソートの表示例を、また図-5に内空変位の経時変化グラフの表示例を示しておく。

5-3 分布図の整理

このようにして得られる計測データから、情報化施工としての日常の施工に有効に利用していくためには、以下の点に重点をおいてデータの分布を整理する必要がある。

- ①トンネル断面内における計測データの分布
- ②トンネル縦断方向での計測データの分布
- ③計測データの経時的あるいは切羽距離による変化
- ④掘削の加背と計測データの関係

トンネル名	距離程		記載者
掘削年月日	上段	中段	下段
岩種	地山性状に関する特記		



特記事項(支保の変状, 後方の湧水状況, 特殊対策, など)

区 分	1	2	3	4	5		
A 切羽での鏡の状態	安 定	鏡からときどき小石が落ちる	鏡から岩塊が抜ける	鏡が押し出してくる	自立せず流出する		
B 切羽での天端, 側壁の状態 (在来工法における対応策)	自 立 (普請不要)	時間がたつと緩む (後普請・かけ矢板)	自立が困難, 掘削後早期に支保必要 (先普請・送り) 矢板	掘削に先行して山留め必要 (縫地)	掘削と同時に著しい押し出し (特殊な支保)		
C 岩片の推定圧縮強度 (σ_c)	ハンマーでたたくと高い金属音を発して強く反発する $\sigma_c \geq 1000 \text{kgf/cm}^2$ ($\sigma_c \geq 100 \text{MPa}$)	ハンマーでたたくとにぶい音を発して反発する $1000 > \sigma_c \geq 200 \text{kgf/cm}^2$ ($100 > \sigma_c \geq 20 \text{MPa}$)	ハンマーでたたくとほとんど反発せず, 容易にくだける $200 > \sigma_c \geq 50 \text{kgf/cm}^2$ ($20 > \sigma_c \geq 5 \text{MPa}$)	ハンマーでたたくとハンマーの先が食い込み, 崩れる $\sigma_c < 50 \text{kgf/cm}^2$ ($\sigma_c < 5 \text{MPa}$)	手でにぎりつぶせる程度に軟質		
D 風化変質の度合い	新 鮮	割れ目に沿ってやや変色, 岩片内部は新鮮	割れ目も岩片内の微小亀裂も変色, 強度低下	造岩鉱物や粒子も軟化し, 強度著しく低下	土砂状, 粘土状を呈する		
E 割れ目の間隔(d)	$d \geq 1 \text{m}$	$1 > d \geq 0.5 \text{m}$	$0.5 > d \geq 0.2 \text{m}$	$0.2 > d \geq 0.05 \text{m}$	破砕帯 土砂状, 粘土状		
F 割れ目の開口性	密着している	部分的あるいはわずかに開口	開口している	割れ目に粘土を挟む	土砂状 粘土状		
G 割れ目の形態	塊状	ランダム	柱状	板状, 層状, 片状	土砂状 粘土状		
H 湧水の量, 出かた	な し	にじみ出る程度~滴水	少量連続して流れ落ちる	特定の割れ目, 位置から集中的にかなりの量	切羽全面より大量の湧水		
I 水による劣化	な し	緩んで, 岩塊が落ちる	割れ目の充てん物が洗い出される	膨潤する	全面的に崩れてくる		
J 卓越する方向性傾向目	縦断方向 (トンネル長手方向)	1 水 平 (10°以下)	2 さし目 (10~30°, 60~80°)	3 さし目 (30~60°)	4 流れ目 (30~60°)	5 流れ目 (10~30°, 60~80°)	6 垂 直 (80°以上)
	横断方向 (鏡面)	1 水 平 (10°以下)	2 右から左へ (10~30°, 60~80°)	3 右から左へ (30~60°)	4 左から右へ (30~60°)	5 左から右へ (10~30°, 60~80°)	6 垂 直 (80°以上)
K 坑口湧水量	l/min			L 切羽での推定湧水量	l/min		

図-1 坑内の地山観察の一例 (国鉄技研 吉川氏提案一部変更)

未固結地山の場合は、下記項目の追記を要す。

地山の状態	地層の状態	1. 単一土層 2. 互層(ア. 水平 イ. 傾斜) レンズ状のほきみ解 (ア. なし イ. あり) 4. その他			
	特殊な状態	1. 地層解 2. 泥炭層 3. 岩盤との境界部 4. 断面外の上部に軟弱層あり 5. 埋土・盛土 6. その他			
	不透断面	1. 割れ目発達 2. シーム 3. 断層 4. その他			
土質	粘性土	1. 粘性土 2. 砂質土 3. 埋戻土 4. 特殊土 (ア. 真砂土 イ. 火山灰土) 5. その他 (ウ. シラス エ. 有機質土)			
	砂質土	ア. 軟かい イ. 中位 ウ. 硬い エ. 非常に固い オ. 固結			
状態する特殊な土準は用違	粘性土	4 > N 8 > N ≥ 4 15 > N ≥ 15 30 > N ≥ 15 N ≥ 30			
	砂質土	ア. ゆるい イ. 中位 ウ. 密な エ. 非常に密な			
地山の特性	N 値	10 > N 30 > N ≥ 10 50 > N ≥ 30 N ≥ 50			
	透水性	ア. ルーズ イ. 締まっている			
地下水頭(掘削時)	レキ径	7. 2-5cm イ. 5-20 ウ. 20-75 エ. 75-300 オ. 300cm以上			
	備考	ア. 30%以上 イ. 30-50% ウ. 50%以上			
切羽面のスケッチ		1. 透水層 2. 不透透水層 3. 両者の互層 4. その他			

図-2 切羽の自立時間の記載(分~10分単位)

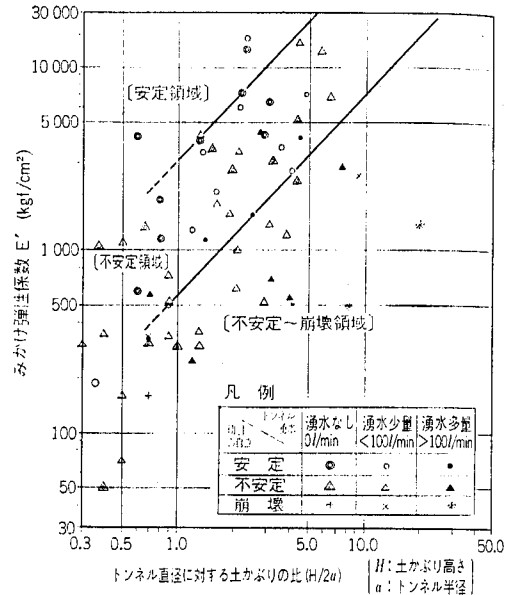


図-3 NATMにおけるトンネル湧水量をパラメータとしたみかけ弾性係数(E')とトンネル直径に対する土かぶり比(H/2a)

内空変位データシート

計測地点;km.....

月・日・時	累計 日数 (日)	切羽 距離 (m)	気温 (°C)	気温による テープ伸縮 (mm)	①			②		
					読み値 (mm)	差 (mm)	変位量 (mm)	読み値 (mm)	差 (mm)	変位量 (mm)
4 5 13	0	1.0	20	0	8 155; 50	0	0	9 187; 52	0	0
4 5 20	0.3	1.5	19	-0.01	8 155; 13	-0.37	-0.38	9 187; 35	0.17	-0.18
4 6 14	1.0	2.0	20	0	8 154; 98	-0.52	-0.52	9 187; 11	0.41	-0.41

備考
4.5.13 湧水
切羽より 10l/min
4.6.14 切羽より 50l/min

図-4 内空変位データシート一例

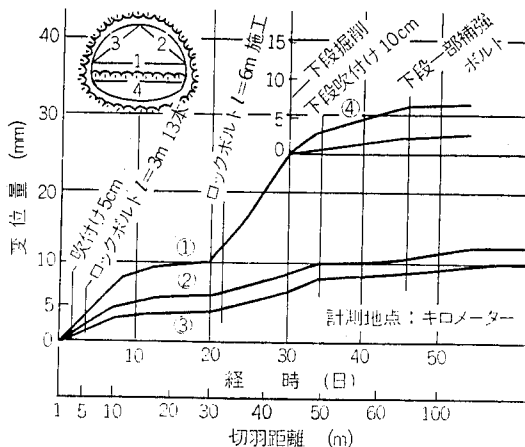


図-5 内空変位経時変化曲線一例

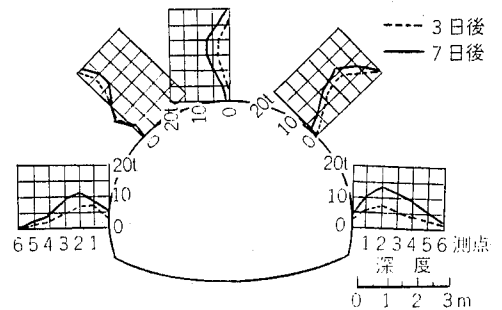


図-6 地中変位経時変化の一例

⑤計測データと地質との関係

図-6は地中変位量の断面内での分布を示したもので、また、図-7は内空変位量を加背の掘削ごとに生じる値の比をトンネル軒程で整理したものである。

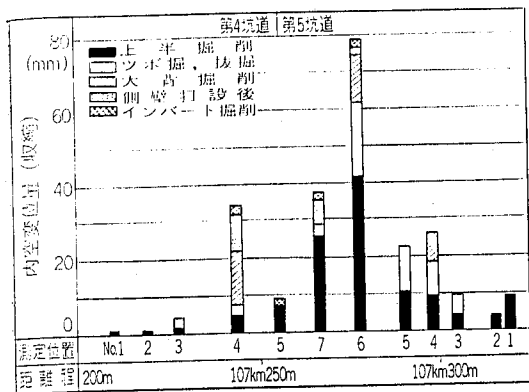


図-7 上半内空変位比較図

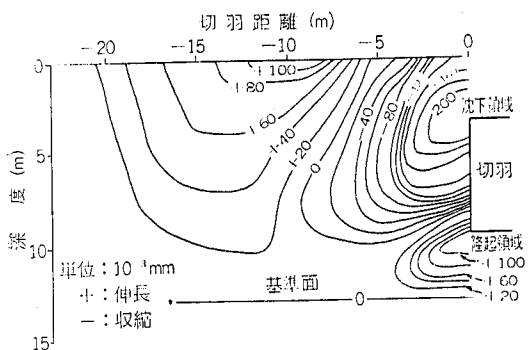


図-8 累計変位量の等値線図

土かぶり高さの小さい未固結地山におけるトンネル掘削では、地表の沈下や陥没などが問題となるが、そのような場合、坑外の地表から行うスライディングマイクロメータなどによる地中変位の計測が有効である。図-8はトンネル切羽の進行と切羽前方の地山内の変位の状況を継続的にみたものである。

6. 計測結果の傾向

6-1 硬岩地山

硬岩地山での計測例の一つとして、福知山線新奥野々トンネルの場合の例で、図-9に計測配置を示す。図-10, 11は内空変位および地中変位の状況を示したものである。図-10において、内空変位の大きさは2~6mmと小さくトンネル径の1.5~2倍の距離ではほぼ一定の値に収束していることがわかる。また、図-11により地中変位の大きさも1~2mmと小さく、図-12のロックボルト軸力では、引張力ばかりでなく圧縮力も生じていることがわかる。福知山線第1名塩トンネルにおける内空変位の経時変化の様子を示すもので(図-13)、切羽通過直後の3~5日で収束に近い状態となる様子がみられる。

福知山線第2名塩トンネルの計測配置を図-14に示す。図-15は深度別の地中変位の経日変化をみたもので、初

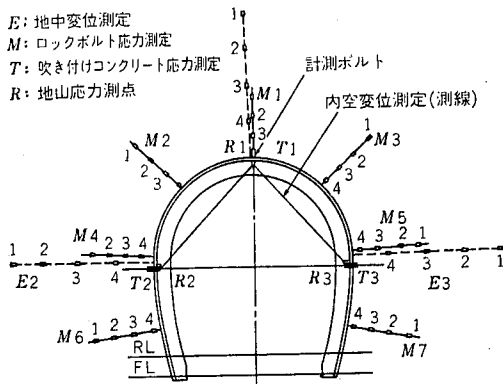


図-9 計測機器設置図

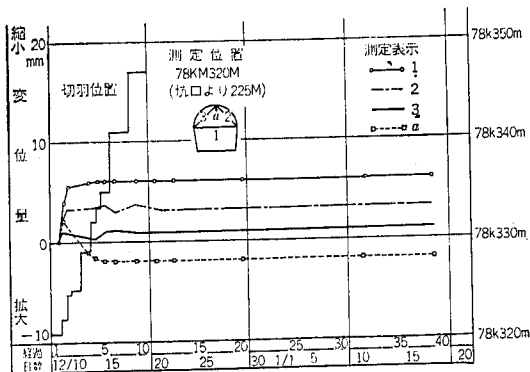


図-10 内空変位および天端測定

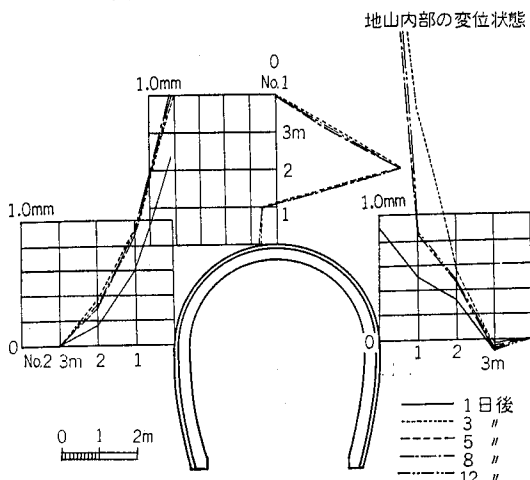


図-11 地中変位絶対変位図

めの6日間の掘削休止期間中に約0.1mmの変位を、その後の掘削再開により変位が急に増加し、トンネル径の約2倍の切羽距離ではほぼ収束に達している。

6-2 軟岩地山

膨張性地山を除く軟岩地山での計測例として、真砂状花崗岩、白亜紀泥岩および割れ目の発達した岩盤の例を

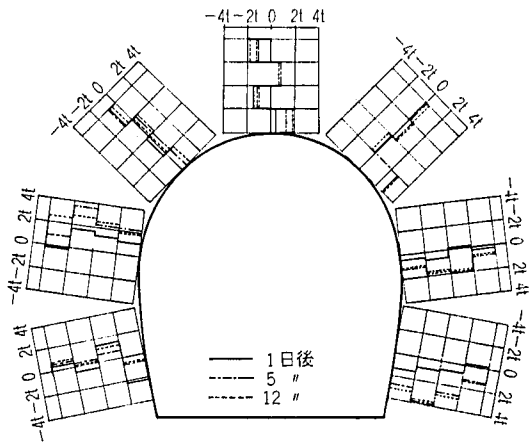


図-12 ボルト軸力分布

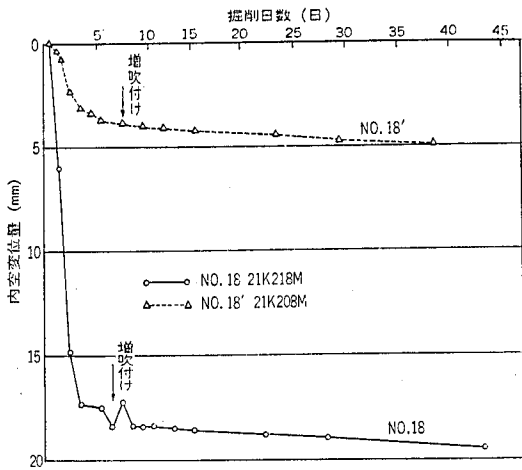


図-13 内空変位経時変化

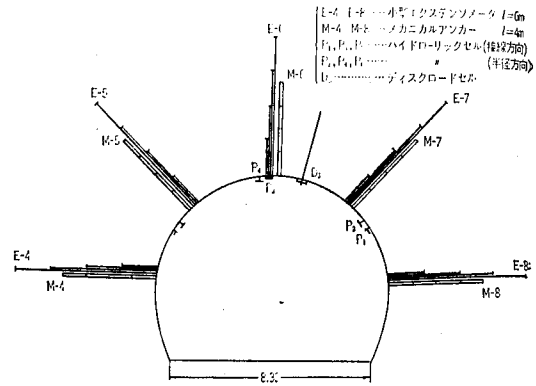


図-14 NATM基地の主計測器配置

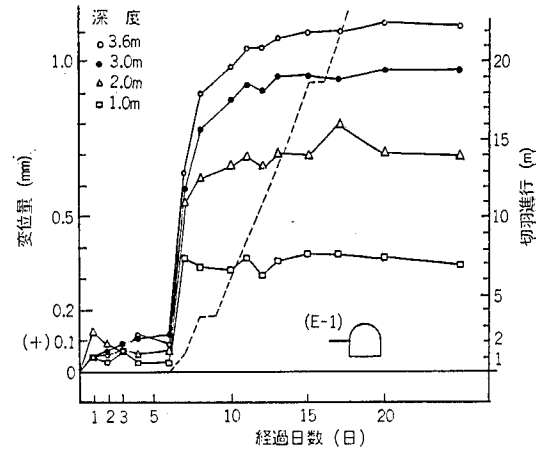


図-15 22k078m (作業坑) エクステンソメータによる各深度別経日変位量 (抗壁との相対変位)

紹介する。

国道28号線津名バイパス城山トンネルは、花崗閃緑岩からなるが、最大土かぶり25mで、真砂状風化が進んで

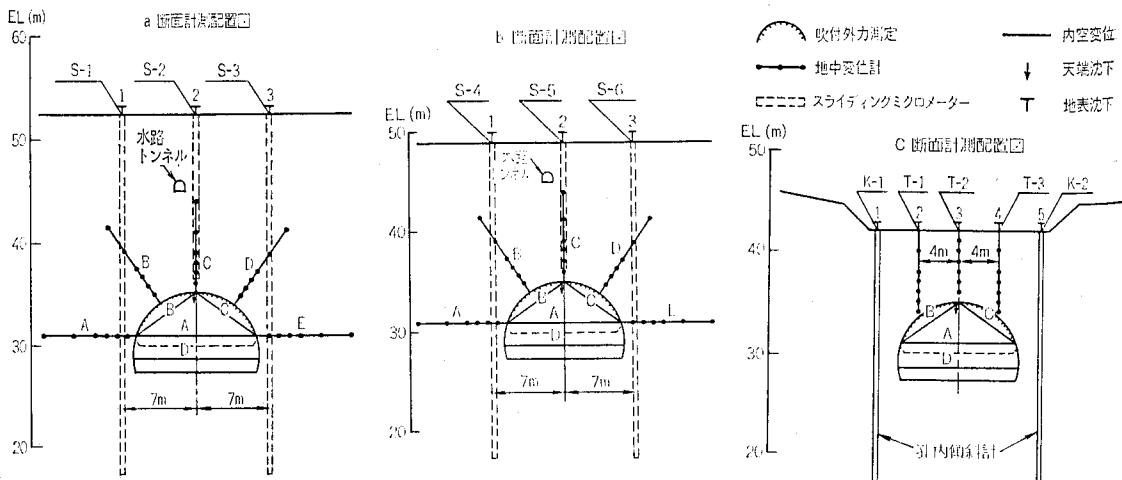


図-16 計測配置図

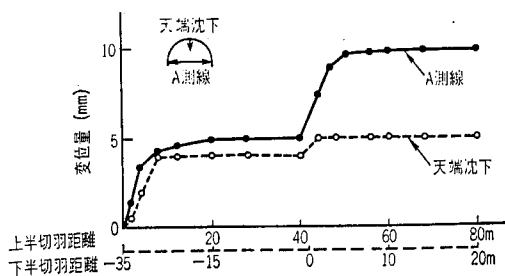


図-17 内空変位および天端沈下と切羽位置

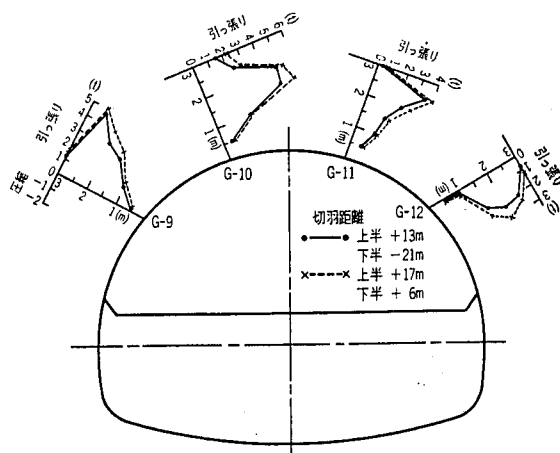


図-20 ボルト軸力計による軸力分布

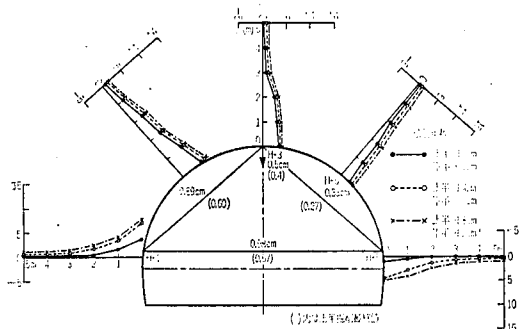


図-18 a断面 (No. 60+12m) の内空変位および地中変位

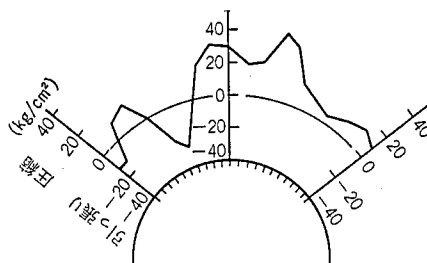


図-21 1次覆工内部応力測定による軸力分布

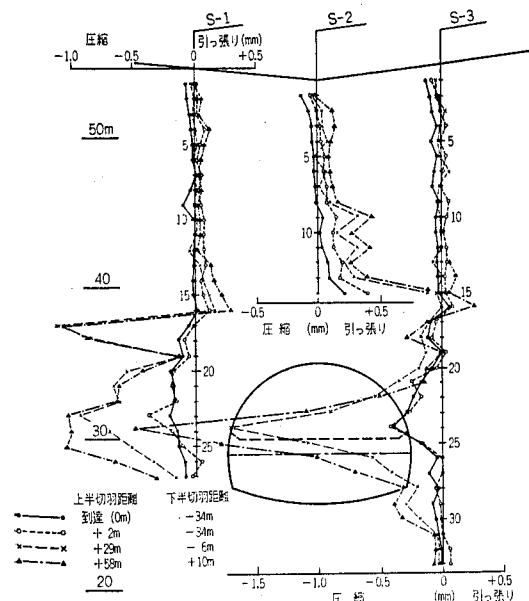


図-19 a断面 (No. 60+12m) のスライディングマイクロメーターによる地中変位

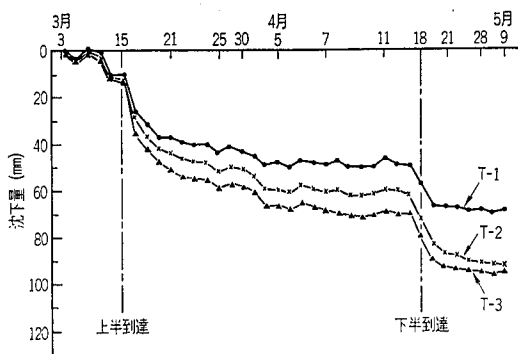


図-22 c断面の地表沈下

いる。図-16は主計測断面での計測配置を示すもので、地山の中で良好、普通、不良と考えられる個所に設定され、坑内および坑外から地山の変位挙動と支保工応力の

測定が行われている。図-17は内空変位および天端沈下の代表的な測定例を示して、下半通過による変位の増分は天端に比べ側壁の方が大きい。この値は、図-18による地中変位の状況とよく一致していると報告されている。図-19は、坑外から測定したスライディングマイクロメーターによる地中変位の状況を示したもので、天端付近では伸張、トンネル側壁部では縮少ひずみの生じていることがわかる。ロックボルトの軸力は、図-20に示すようにアーチ上部ですべて引張りとなっていて、軸力の最大値は5.6tが得られている。図-21は、吹付けコンクリ

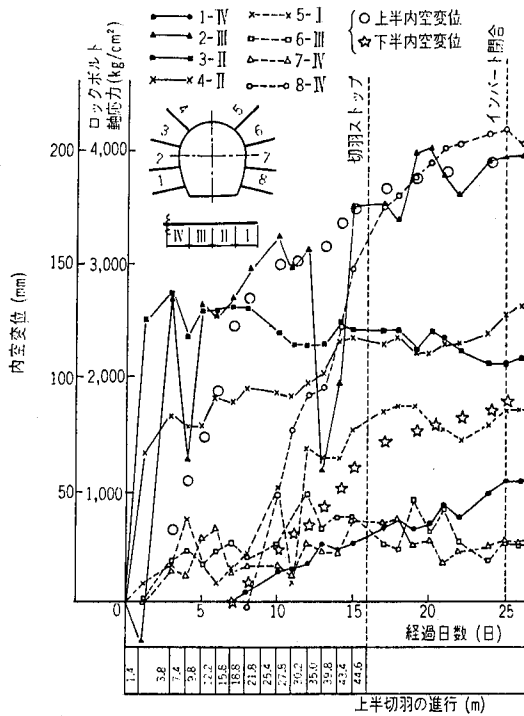


図-23 ロックボルト軸応力の経時変化 (31 k 301 m)

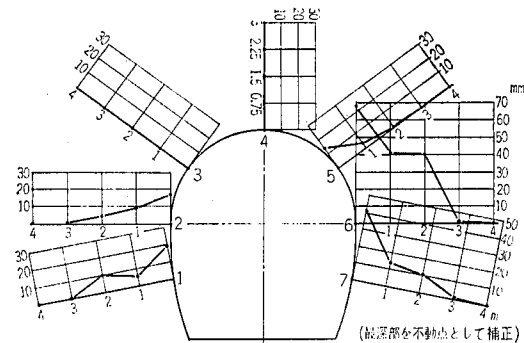


図-24 地中変位分布図 (31 k 301 m)

ートに生ずる軸応力をカーボメータ・デフォーメータにより測定したもので、最大 40kgf/cm² となり、トンネルクラウン付近に正の曲げモーメントを生じていると考えれば全体の変形挙動と一致するとみることができる。

図-22 は土かぶり 8 m、真砂土の中の断層部で行った地表沈下ならびに水平方向の変位挙動を示している。地表沈下および地中の水平方向変位はトンネル左側に比し右側の方で大きく表われていて、トンネル右肩にみられる土砂堆積物の影響によるものと考えられる。

名羽線第 1 中野二股トンネルは、白亜紀上～中部エゾ層群泥岩中に掘削されたもので、図-23 はロックボルト軸力を示したものである。図-24 は地中変位の分布を示

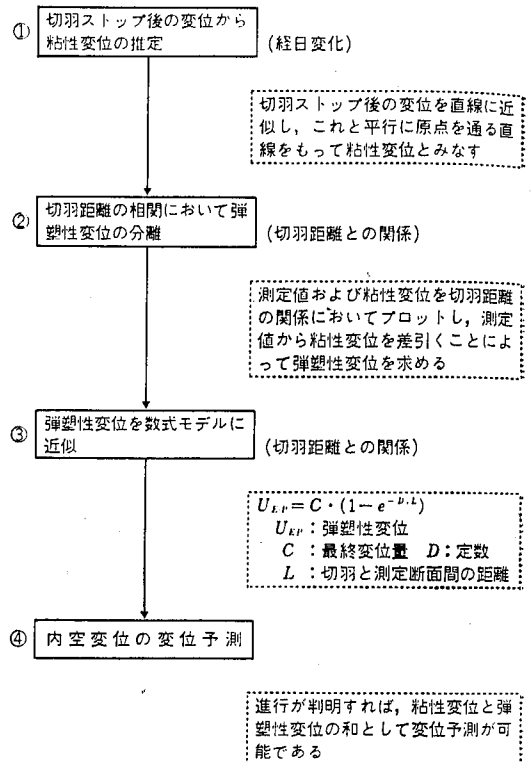


図-25 変位予測フロー図

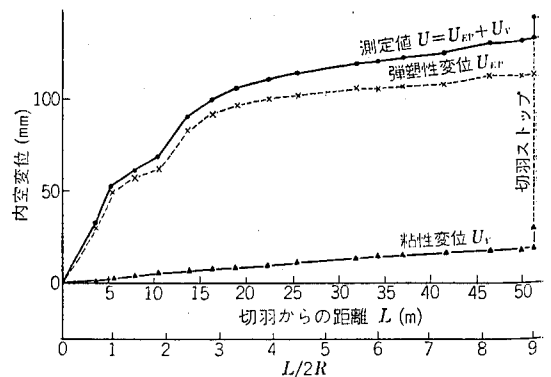


図-26 弾塑性変位の分離 (31 k 294 m 50, 上半水平測線)

したもので、計器の最深アンカー点を基準として整理してある。これらによると、支保応力は上半掘削の段階で大きく下半通過の影響は差程大きくない。また、インバート閉合後は、内空変位も含めて収束する状況にある。一方、本トンネルでは、泥岩のクリープ挙動を明らかにして内空変位の予測を行っている。図-25 に、切羽の長期的ストップを利用した変位予測のフローを、図-26 に実際例を示す。

蛇尾川揚水発電所道路トンネルは、割れ目の発達した

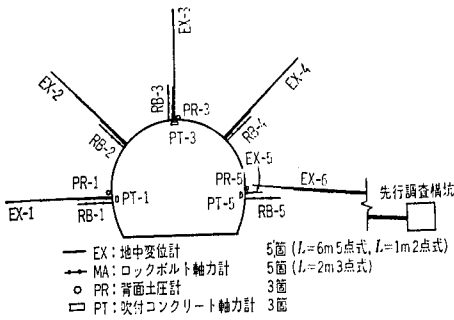


図-27 特別計測計器設置状況 (本坑断面 No. 1, 2)

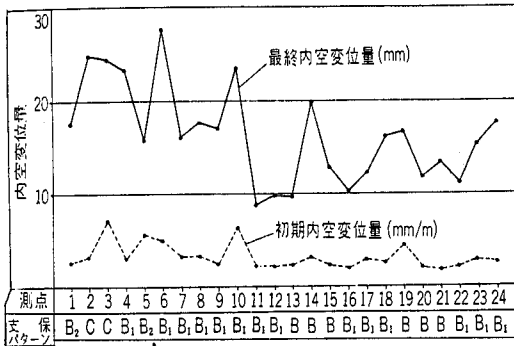


図-28 内空変位測定結果

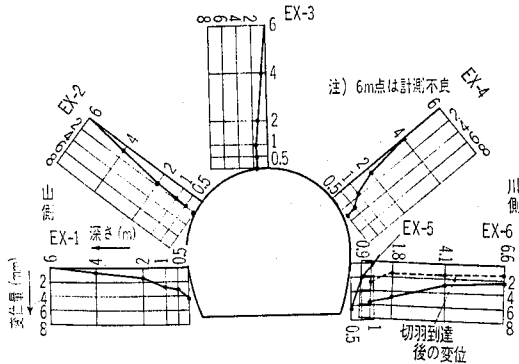


図-29 地中変位測定結果 (本坑断面 No. 1, 支保パターン B₂)

流紋岩中に NATM で施工された。図-27 は計測配置を示すもので、図-28 はトンネルに縦断方向での内空変位の分布を示したものである。これによると、最終内空変位量は初期内空変位量のほぼ 7 倍に達し、最終内空変位の大きさは最大 27mm、平均 16mm となっている。図-29 は地中変位の分布を示したもので比較的連続体としての挙動を示しているように思われる。図-30 は内空変位の収束状況を示したもので、変位が止まるときの切羽距離が平均的に 3.5~4D とやや大きい。図-31 は切羽距離と変位の発生割合をみるために本坑の外側から地中変位

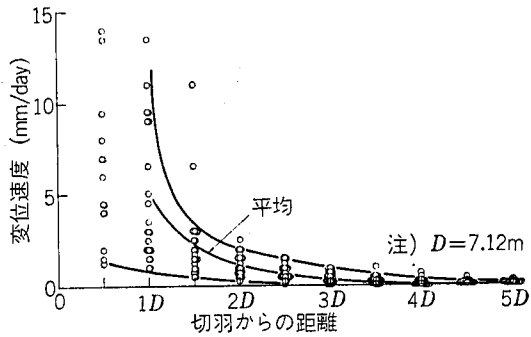


図-30 内空変位の収束状況

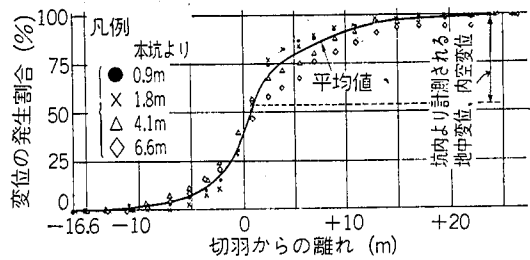


図-31 切羽からの離れと変位の発生割合 (本坑断面 No. 1 の調査横坑よりの地中変位計)

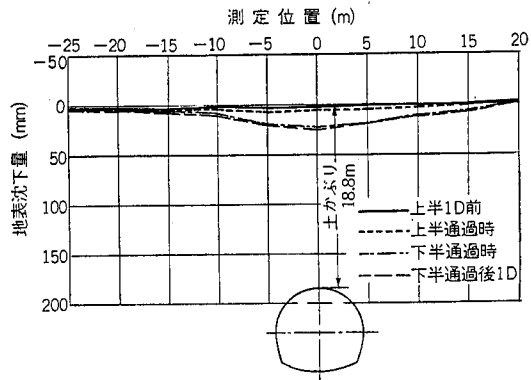


図-32 地表沈下 (横断方向)

計を用いて測定したもので、切羽が計測断面に到達した時の変位発生割合は 40% となっていることと、先行変位の生じ始めるときの切羽距離も 2D 以上となっている点に特徴がある。

6-3 土砂地山

土砂地山における計測の代表例として、洪積世砂層、新第三紀砂・泥互層におけるものを紹介する。

国分川分水路は洪積世成田砂層中に施工され、図-32、33に地表沈下、内空変位の計測結果を示す。図-33でみるように、トンネル側壁部では、地山のトンネル側への水平方向の変位が下半断面の通過で顕著に生じていて、その影響範囲が比較的トンネル近傍に限られていることが

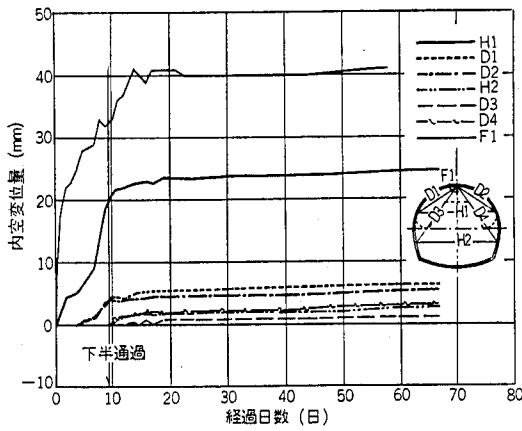


図-33 内空変位経時変化図

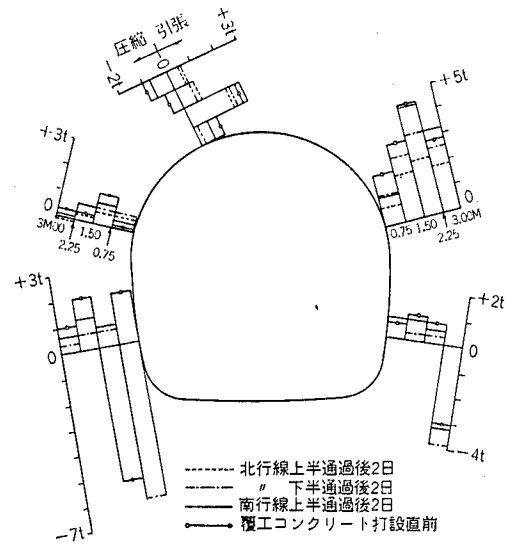


図-35 ロックボルト軸力分布図(測定:北行線5k 550m)

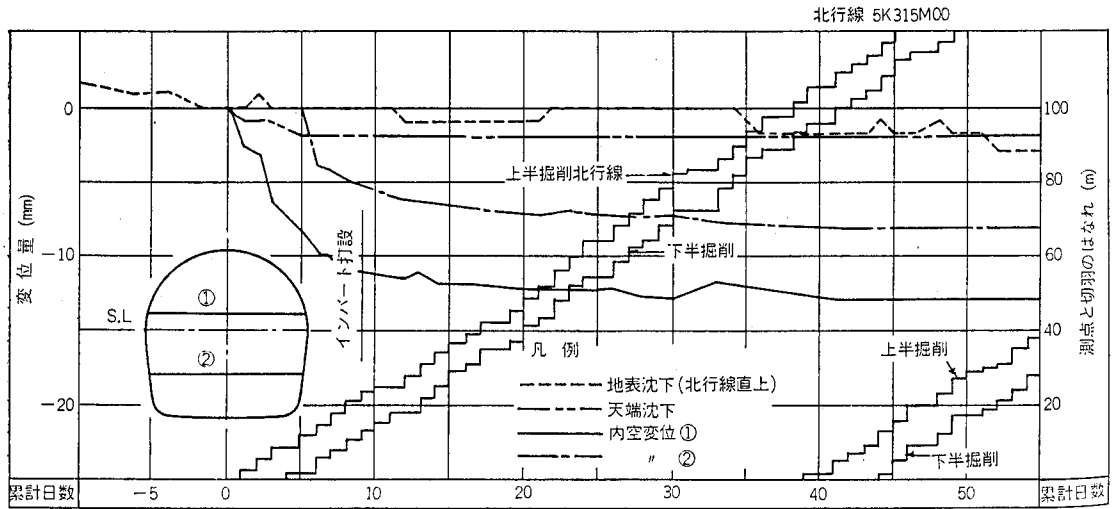


図-34 内空変位

わかる。

仙台地下鉄北四番丁トンネルは、新第三紀氈ノ口層の砂泥互層中に施工され、仙台市街地において土かぶり10～19m、単線並列のトンネルである。図-34、35に各々、内空変位、ロックボルト軸力の測定結果を示す。これらにより先に掘削された北行線トンネルに対する後行の南行線トンネル掘削の影響を読みとることができる。以上によると、最大変位速度は0.8～5.0mm/日、内空変位の大きさは5～20mm、下半掘削により生ずる変位が相対的にみて大きい。インバート打設後はほとんど変位を生じない。後行トンネルによる先行トンネルへの影響は大きくない。図-36に先行変位を含めた地山の変位挙動

をスライディングマイクロメータにより行った配置が示されている。これによると、トンネル側壁部の地山には圧縮ひずみを生じトンネル上方の地山にはほとんどひずみを生じておらず、全体に一樣に沈下すると報告されている。

6-4 膨張地山

膨張性地山の代表例として、新第三紀泥岩、蛇紋岩、断層粘土における計測例について紹介する。

中央東線塩嶺トンネルでは、泥岩部において強い膨脹現象が生じた。図-37に内空変位の状況を示す。何れの断面も補強ボルト打設時を境として変位速度が異なるものの、時間に対して変位が直線的に増加している。この

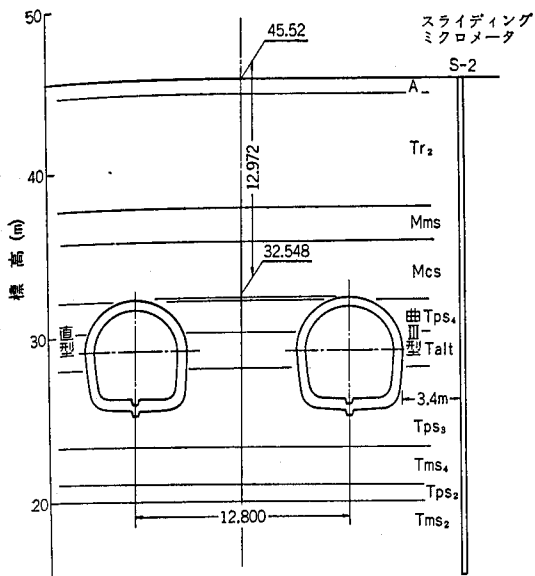


図-36 層別沈下測定

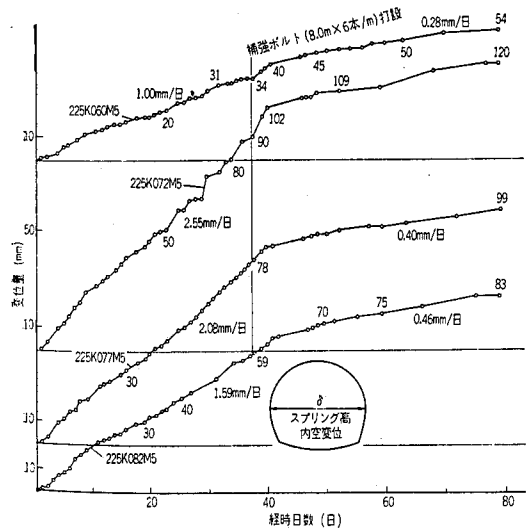


図-37 スプリング高内空変位

ような現象は、しばしば膨圧区間にみられるので、注意が必要である。

神竜幹線導水路トンネルは、神居構造帯の蛇紋岩中に施工され、土かぶり100~150mである。図-38は内空変位の計測結果を示す。内空変位では天端が若干上方へ浮上る傾向を示し、掘削後7日程度で変位は収束している。吹付コンクリートの地山拘束効果は、図-39において壁面と深度1mの間に圧縮ひずみが生じていることによりみることができる。

第2期恵那山トンネルは、花崗岩および流紋岩中に施工され、土かぶり高さ1,000mのトンネルである。図-40

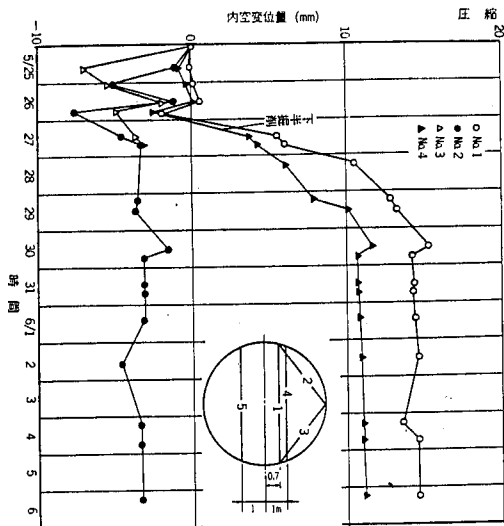


図-38 内空変位測定結果

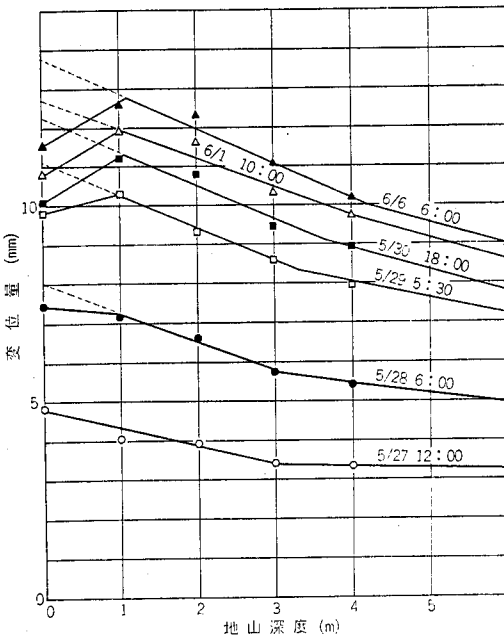


図-39 内空変位および地中変位の経日変化

は西方坑口近くにおける縫返し部の変位を示した。この場合、天端沈下量と側壁の変位量はほぼ等しい値となっていることと、支保工建込み後40日を経過しても、なお変位が収束しない点が注目される。図-41は東方、長平沢断層付近における地質と変位の関係を示している。

参考文献

- 1) Tatsutoshi Kondoh, Field Measurements for Stability Monitoring during Tunnel Construction, 2nd Conf, Mass Transportation, Asia, Singapore, June,

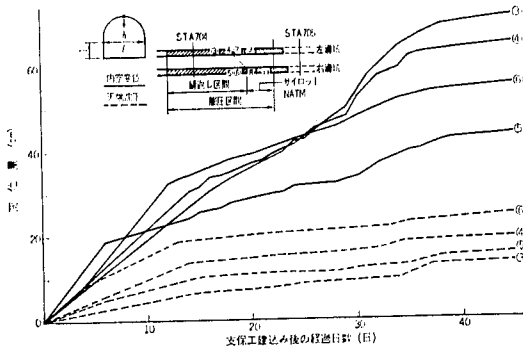


図-40 縫返し区間の計測

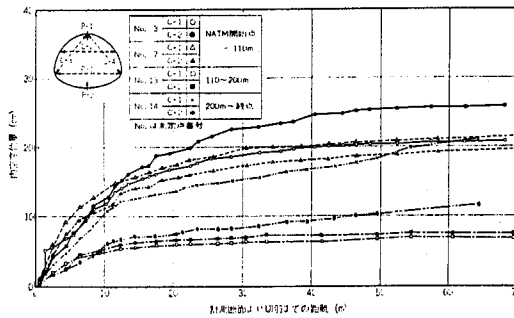


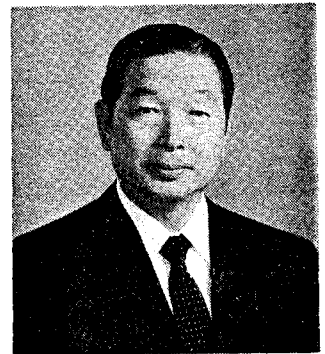
図-41 内空変位量と切羽までの距離との関係 (パターンA)

- 1984.
- 2) NATMの計測指針に関する調査研究報告書, 日本トンネル技術協会, 昭和58年3月.
 - 3) 都市トンネルにおけるNATMの適用に関する研究について, 都市NATMワーキンググループ, 昭和60

- 年6月.
- 4) トンネルの地質調査と岩盤計測, 土木学会, 昭和58年7月.
- 5) 上越新幹線工事誌(大宮・水上間), 日本鉄道公団東京新幹線建設局, 昭和58年10月.
- 6) 金沢博, 近藤達敏, 土屋浩: 土被りの浅いトンネルにおける切羽前方の地盤隆起現象の測定例, 第16回岩盤力学に関するシンポジウム, 土木学会, 1984.2.
- 7) 須々木茂, 安齊茂紀, 中村敏夫: 福知山線第1名塩トンネル, トンネルと地下, Vol.12, No.6, 1981.6.
- 8) 河内清, 山下利雄, 谷川豊: 福知山線新奥野々トンネル, トンネルと地下, Vol.15, No.4, 1984.4.
- 9) 盛岡興治, 村川孝一, 須々木茂: 福知山線宝塚〜篠山口間複線化, トンネルと地下, Vol.11, No.3, 1980.3.
- 10) 三田村忠男: 土かぶりの浅い風化花崗岩を掘る, トンネルと地下, Vol.14, No.9, 1984.9.
- 11) 田代美樹男: シルト岩におけるNATM一名羽線第1中野二股トンネル, トンネルと地下, Vol.12, No.5, 1981.5.
- 12) 佐伯正治, 上条実, 高津浩明: 危岩性岩盤における永久覆工としてのNATM一蛇尾川揚水発電所道路トンネルでの試み, トンネルと地下, Vol.16, No.3, 1985.3.
- 13) 藤森富雄, 内山千代長, 門倉邦雄: 都市部の帯水砂層をNATMで挑む一千葉県同分川分水路トンネル, トンネルと地下, Vol.15, No.12, 1984.12.
- 14) 金沢博, 鈴木匡: 市街地中心部道路下をNATMで掘る一仙台地下鉄・北四番丁トンネル, トンネルと地下, Vol.15, No.1, 1984.1.
- 15) 篠原茂夫, 山口進, 安藤順造: 湧水区間におけるNATM一中央東線塩嶺トンネル岡谷方, トンネルと地下, Vol.13, No.1, 1982.1.
- 16) 齊藤重一, 竹内兼蔵, 大島敏一, 杉本吉一, 安田勉: 膨張性蛇紋岩を掘る一神竜幹線導水路トンネル, トンネルと地下, Vol.12, No.7, 1981.7.
- 17) 佐藤和夫: 第2期志那山トンネルの断層掘削, トンネルと地下, Vol.12, No.5, 1981.5.

お詫びと訂正

2月号に掲載いたしました巻頭言「地下開発の代価」の筆者清山信二様の肩書きに誤りがございました。右記のように訂正し、深くお詫び申し上げます。



鹿島建設株式会社
代表取締役副社長
清山信二

N A T M 計測入門(3)最終回

監修 桜井春輔*
朝倉俊弘**

7. 観察・計測結果の設計・施工への反映

7-1 観察・計測結果の評価

観察・計測結果を設計・施工に適切に反映させるためには、観察結果、計測結果を正確に、かつ迅速に評価する必要がある。また、本講座の冒頭にも述べられたように、ある性質（力学特性など）を持ち、ある状態（初期地圧など）におかれた地山に掘削および支保という作用を加えた結果が周辺地山を含むトンネルの挙動となってあらわれるわけであり、観察・計測結果の評価は、これらの諸条件を十分に考慮して行う必要がある（図-1）。

観察・計測結果の評価に基づき掘削地山の安定性を検討し、さらに支保の機能、効果を検討して設計・施工法の妥当性を判断する。トンネルおよび周辺地山が安定であると判断された場合には、支保を減ずることができないか、あるいは支保はそのまま施工能率をあげることができないか、といった経済性の観点からの検討を加える。また、トンネルおよび周辺地山が不安定であるか、あるいは不安定になりそうだと予想される場合には、至

急に既施工区間の支保の増強を図るとともに、これから施工する区間の設計の再検討が必要となる。

当初設計を再評価する際、その設計が経験的な手法による場合には岩盤分類の等級区分を見直すとともに、岩盤等級に対応して準備されている支保パターンを見直すことになる。また、解析的な設計手法による場合については、解析モデル（初期応力、入力物性値、地山や支保の挙動モデルなど）を再検討する。なお、設計について検討する際には、ベンチ長の調節やロックボルト、吹付けコンクリートの打設時期の変更といった軽微な施工法の変更や補助工法の選択などについて検討をまず行うべきであり、安易に支保パターンを変更することは好ましくない。しかしながら、支保の増強を要すると判断された場合には、迅速に変更し、さらに、あまり小さな変更では効果を得にくい場合が多いので大幅に支保を増強することが必要となるケースが多い（図-2）。

7-2 最終変位量の予測

(1) 概説

トンネル掘削に伴う内空変位量の変化は、切羽におい

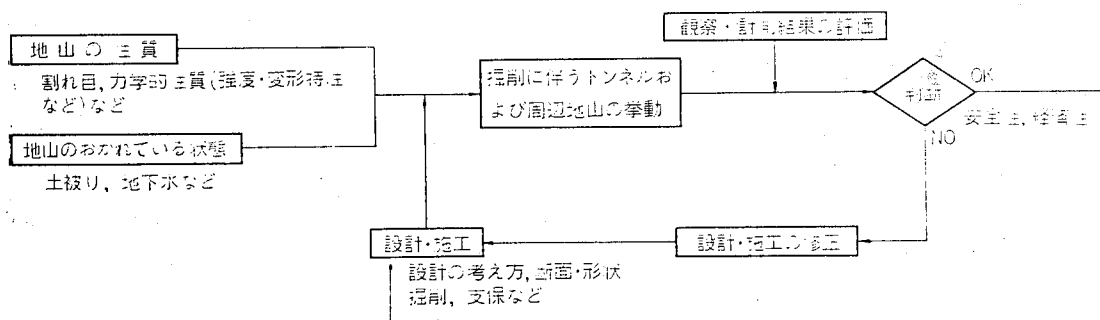


図-1 観察・計測結果の評価

* 神戸大学工学部土木工学教室教授

** 日本国有鉄道鉄道技術研究所地盤・防災研究室主任研究員

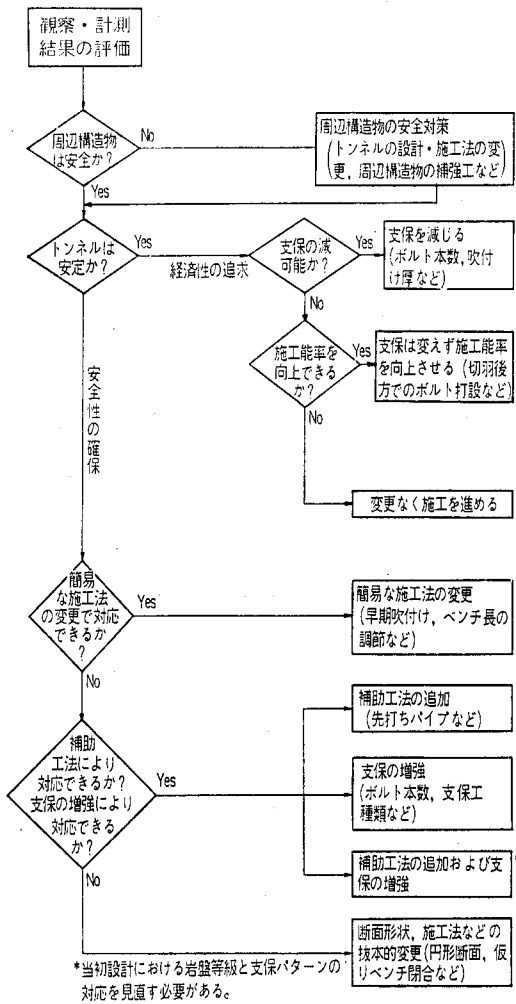


図-2 観察・計測結果の評価に基づく設計・施工の変更の考え方

て観察される地質状況の変化とともに、施工管理上最も重要な指標となる。地質状況や施工状況と照らして内空変位曲線の変化状況を監視するとともに、掘削後早期に最終変位量を予測することは、最終的なトンネルの安定性を早期に予測するためにも重要である。

最終変位量の予測手法には、過去の施工実績に基づき掘削後初期の変位量から最終変位量を予測する方法¹⁾と、変位曲線を何らかの関数(指数関数、双曲線関数など)に近似させて掘削後初期の変位量、あるいは変位速度によって予測する方法がある^{2)、3)、4)}。

(2) 過去の施工実績に基づく予測

筆者は、鉄道トンネルにおける計測事例を基に、最大変位速度(掘削後初期の1日当たりの最大変位量

(mm/d)で、一般には初期変位速度、すなわち掘削後初期値を読み取ってから最初の1日間の変位量がこれに当たる)が最大変位量(計測期間中に測定される変位量の最大値(mm)で一般には最終変位量がこれに当たる)と両対数紙上で正のよい相関にあることを示し、断面別(単線、複線)、施工法別(全断面工法、ベンチカット工法)の相関図により簡便な予測法を提案した。今後、地山条件による差異、施工された支保の程度なども考慮することにより、さらに予測精度は高まるものと考えられる(図-3)。

(3) 関数で近似する方法

内空変位曲線(経時変化図)を収束型の関数に近似させ、掘削後初期の測定値を基に最終値を予測したり、関数の微分形に何回かの測定値を代入して最終値を予測する方法である(図-4)。この手法を適用するには掘削進行がほぼ一定であることが条件となる。また、ベンチカット工法による場合は、3次元構造解析、過去の実績の傾向などから、上半掘削による変位量の最終変位量に対する割合を求めておく必要がある。

なんらかの関数に近似させる方法は、掘削に伴うトンネル壁面の挙動を厳密にモデル化しているわけではないので、各トンネルの施工実績の蓄積により予測の精度を高めることが重要である。さらに、今後、トンネル壁面の変形挙動の掘削による応力解放成分と時間依存成分を分離して最終変位予測の精度を高めることも考えられる⁵⁾。しかしながら、現場においてはそれぞれのトンネルにおける内空変位曲線の傾向を担当技術者がしっかりと把握して、掘削地山の状況や施工法なども併せて念頭に置いた上で最終変位量を予測し、トンネルの安定性を判断することがもっとも簡便で確かな方法であることを忘れてはならない。

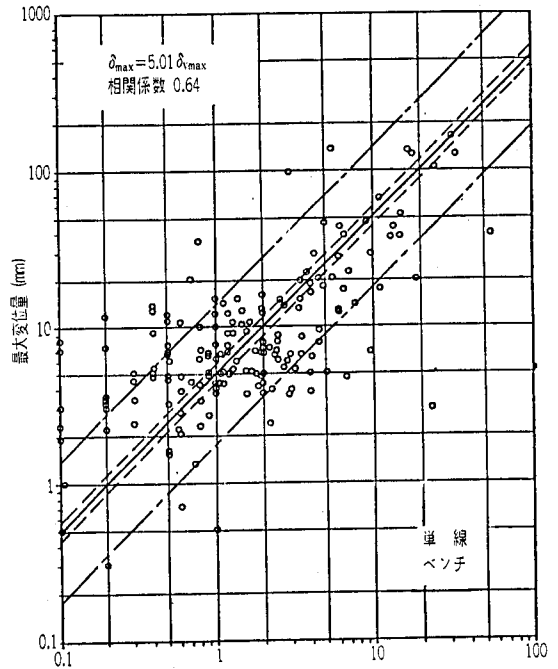
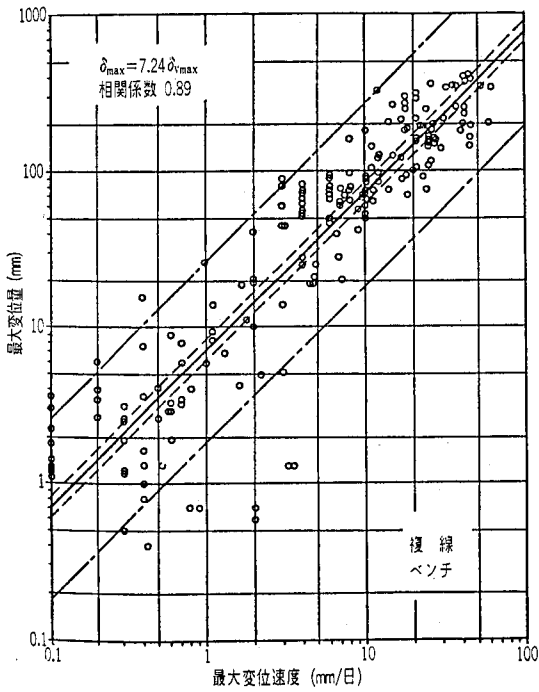
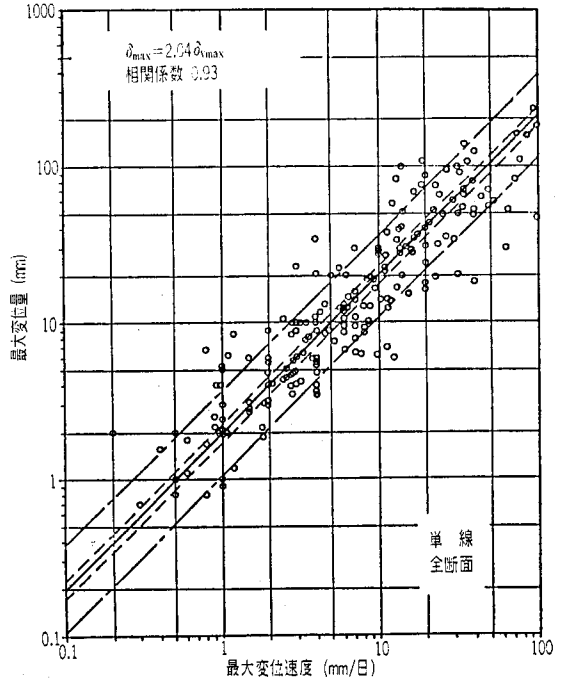
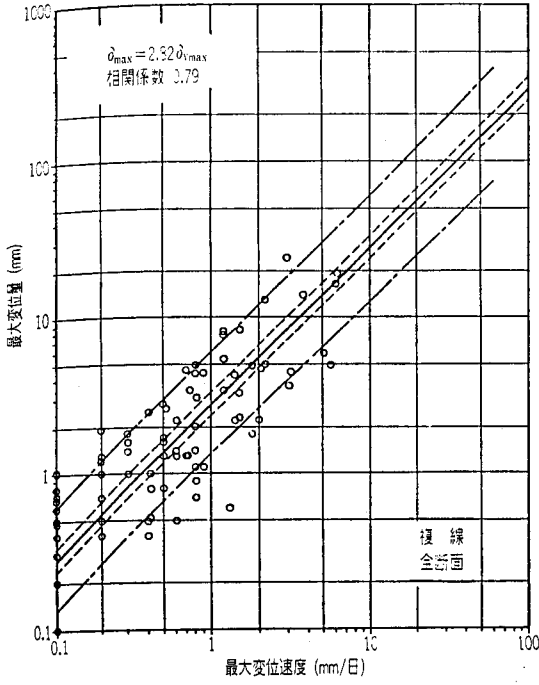
(4) 初期変位計による方法

膨張性地山や土砂地山においては、測定ピンの取り付けに時間を要することや、核の存在のために、掘削直後の最終変位予測や切羽の安定性評価を内空変位測定のみで行うことはむずかしく、切羽の観察に基づく定性的な評価によらざるを得ない。そこで初期変位計を用いて掘削直後の掘削面の押し出し、ゆるみを直接測定することにより切羽挙動を定量評価することも試みられている⁵⁾(図-5)。

7-3 管理基準と対策

(1) 基本的な考え方

観察・計測結果を迅速に、かつ有効に活用するために、計画段階に準備される岩盤等級(あるいは、それに対応する支保パターン)に対応して管理基準を設定すること



実線 回帰直線
 破線 回帰直線の95%信頼域
 一点鎖線 最大変位速度から最大変位量を予測する場合の70%信頼域

図-3 最大変位量—最大変位速度関係図(文献1)より)

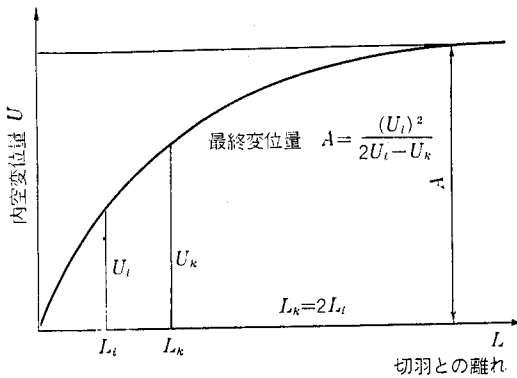


図-4 関数による最終変位予測の一例 (文献2) より

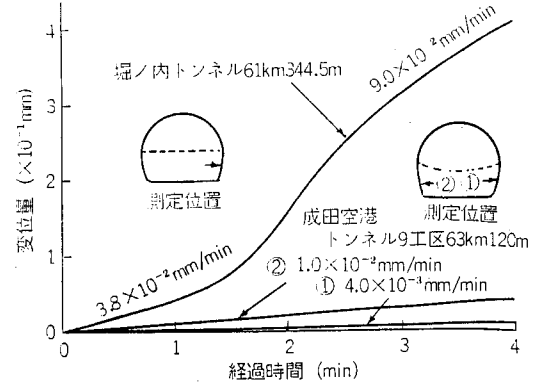


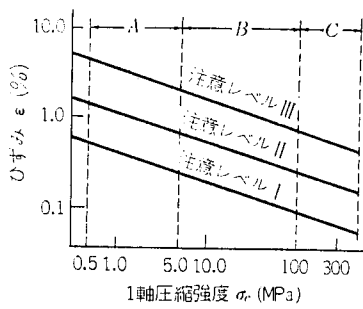
図-5 初期変位計による掘削直後の掘削面の挙動測定例 (土砂地山の例, 文献5) より

表-1 管理基準の設定

地山種別	計測項目	管理基準	管理基準の設定方法, その他
硬岩地山	坑内観察調査 (切羽観察)	切羽の地質状態	① 切羽の地質状態 (湧水状態を含む) の客観的表現方法 (とくに割れ目) およびそれと設計パターン, 施工法との対応が必要
	内空変位測定	初期変位速度*	② 初期変位速度と最終変位量の関連付けが必要
		最終変位量	③ 最終変位量と設計パターン, 施工法を対応させておく
	天端沈下測定	最終沈下量	④ 最終沈下量と " " "
軟岩(土圧小)地山	坑内観察調査 (切羽観察)	切羽の地質状態	⑤ ①に同じ (とくに湧水と切羽挙動の関連性)
	内空変位測定	初期変位速度*	⑥ ②に同じ
		最終変位量	⑦ ③に同じ
	天端沈下測定	最終沈下量	⑧ ④に同じ
軟岩(土圧大)地山	坑内観察調査 (切羽観察)	切羽の地質状態	⑨ ①に同じ
	初期変位測定 (初期変位計による)	掘削直後の壁面の押し出速度	⑩ 最終変位予測が可能ないように押し出し速度と最終変位量の関連付けが必要
	内空変位測定	初期変位速度*	⑪ ②に同じ
		最終変位量	⑫ ③に同じ
	地中変位測定	ひずみ量, ゆるみ領域	⑬ 地山の破壊ひずみ, 設計パターン (とくにロックボルト長) に対応して許容されるゆるみ領域を設定しておく
	ロックボルト軸力測定	ロックボルト軸力	⑭ 許容軸力と許容変位量の関連付けが必要, ボルト材の降伏応力が一応の目安となる
吹付けコンクリート応力測定	吹付けコンクリート応力	⑮ 許容応力と許容変位量の関連付けが必要, クラック発生との関連も実績に基づき把握する必要がある	
土砂地山	坑内観察調査 (切羽観察)	切羽の地質状況	⑯ ①に同じ (とくに湧水, 粒度組成と切羽の自立性の関連性), 初期変位計によるゆるみ速度測定も考えられる
	内空変位測定	初期変位速度*	⑰ ②に同じ
		最終変位量	⑱ ③に同じ
	天端沈下測定	縦断方向の沈下曲線	⑲ ④に同じ, 地表沈下量との関連付けが必要
		横断方向の沈下曲線	⑳ 許容できる変化率 (勾配) の把握が必要, 地表沈下曲線 (縦断方向) との関連付けが必要
	地表沈下測定	縦断方向の沈下曲線	㉑ 許容できる変化率 (勾配) の把握が必要, (例えばせん断指数 ¹¹⁾) との関連付けが必要
横断方向の沈下曲線		㉒ 沈下範囲, 沈下曲線の最大勾配等と近接構造物との関連付けが必要	

*初期変位速度: ここでは, 内空変位測定 (SL付近の水平測線において, 掘削後, 初期に測定される1日当たりの変位量 (mm/d) をいう。

注) これらの管理基準は, あらかじめ過去の施工実績 (とくに類似地山における実績), あるいは数値解析を基に設定し, 施工の進捗に伴い得られる計測データに基づき修正する必要がある。



天端沈下の管理基準値 (トンネル半径: 5.00m)

(単位: cm)

等級 レベル	A	B	C
I	0.3~0.5	0.5~1	1~3
II	1~1.5	1.5~4	4~9
III	3~4	4~11	11~27

注1) ここに示す変位の基準値は、掘削によって生ずる全変位であり、計測漏れのある場合には注意を要する。

注2) 本基準値は土かぶり十分に大きい場合の値であり、浅いトンネルでは、ここに示すものより小さい値を用いる必要がある。

注3) 岩塊が強く割れ目の影響が顕著な地山では、この基準値の適用には注意を要する。

図-6 ひずみおよび天端沈下の管理基準値 (文献7)より

が望ましい。しかしながら、トンネルの設計法自体が完成されたものでなく、また地下深部の線状構造物としてのトンネルの特殊性ゆえに、トンネル全長にわたる精度のよい管理基準を事前に準備することは必ずしも容易ではない。そこで、表-1に地山条件ごとの管理基準の設定についての考え方を示した。管理基準は、あらかじめ過去の施工実績、とくに類似地山における実績や、あるいは数値解析を基に設定しておくことが望ましいが、施工の進捗に伴い得られる計測データに基づき修正する必要がある。また、管理基準は上限値(危険サイド)だけでなく、下限値(安全サイド、場合によっては不経済となる)

表-3 D=10mのトンネルの内空変位に基づく支保荷重の分類 (文献9)より

Class	Support Load	Initial Deformation Rate (mm/day)	Observed Deformation $\Delta D/D(\%)$	Estimated Support Pressure $P_i(\text{MPa})$	cf. Terzaghi's Rock Class&Load $\gamma \cdot H(\text{MPa})$
I	Sight	less than 0.7	less than 0.05	less than 0.1	1-3; 0-0.1
II	Medium	0.7-5	0.05-0.3	0.1-0.3	4-5; 0.1-0.3
III	Heavy	5-10	0.3-1	0.3-0.6	6-7; 0.3-0.7
IV	Very Heavy	10-15	1-2	0.6-1	8-9; 0.7-1.0
V	Extremely Heavy	over 15	over 2	over 1	10; 1.0-2.2

も設定しておくことが望ましく、さらに管理基準と対応した対策のあり方、連絡体制なども準備しておく必要がある。

(2) 事例

①事例1

桜井は、岩盤の破壊ひずみに着目して逆解析手法を用いた直接ひずみ制御法(DSCT)⁹⁾を提案する一方、過去のトンネル変位計測結果に考察を加え、図-6に示すような天端沈下量の許容値を提案している⁷⁾。

②事例2

国鉄では、施工実績の統計分析に基づき、表-2に示すような内空変位量による区分の目安を定めている⁸⁾。

表-2 内空変位量による区分の目安 (文献3)より

地山等級	内空変位量	
	単線	複線
I sあるいは特S	75mm以上	150mm以上
IN	25~75mm	50~150mm
II N~V N	25mm以下	50mm以下

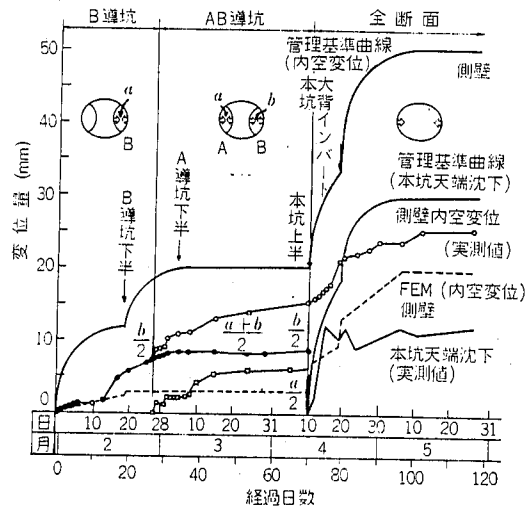


図-7 管理基準線と変位曲線 (文献10)より

表-4 栗山トンネル（矢切工区）の管理基準値（文献12）より）

指標	水平傾斜計のある区間			水平傾斜計のないショートベンチ区間			サイロット区間			
	Smax (mm)	Q' 値 1/mm ²	単純せん断ひずみ (%)	Smax (mm)	Q' 値 1/mm ²	単純せん断ひずみ (%)	Smax (mm)		Q' 値 1/mm ²	単純せん断ひずみ (%)
第1管理基準値 (Fs=1.5)	73	2320×10 ⁻¹²	0.87	45	271×10 ⁻¹²	0.67	側壁部 26	中央坑 26	271×10 ⁻¹²	0.67
第2管理基準値 (Fs=1.2)	91	2900×10 ⁻¹²	1.08	56	339×10 ⁻¹²	0.83	33	33	339×10 ⁻¹²	0.83
第3管理基準値 (Fs=1.0)	109	3480×10 ⁻¹²	1.30	67	407×10 ⁻¹²	1.00	39	39	407×10 ⁻¹²	1.00

Smax: トンネルセンター上の地表沈下量 Q'値: せん断指数

表-5 施工管理体制（文献12）より）

管理体制	管理基準	計測管理体制	施工体制	主たる対策工ほか
平常体制	計測値 ≤ 第1管理基準 (Fs ≥ 1.5)	・ 定時計測および報告	・ 現場状況の点検	・ 坑内切羽および支保の観察 ・ 坑内地表面構造物観察
第1次警戒体制	第1管理基準 < 計測値 ≤ 第2管理基準 (1.5 > Fs ≥ 1.2)	・ 報告 ・ 計測機器の点検および再測定 ・ 要因の分析	・ 作業注意指示 ・ 現場状況の点検強化 ・ 対策工の検討	同上 ・ 観察強化
第2次警戒体制	第2管理基準 < 計測値 ≤ 第3管理基準 (1.2 > Fs ≥ 1.0)	・ 計測体制の強化 ・ 要因の分析 ・ 管理基準値の検討	・ 対策工の実施	・ 増吹付けコンクリート ・ 増ロックボルト ・ 鏡吹付けコンクリート ・ 切羽ボルト ・ 吹付けによる上半盤仮閉鎖 ・ ミニベンチ化
厳戒体制	計測値 > 第3管理基準 (Fs < 1.0)	同上	・ 対策工の実施 ・ 掘削の一時中止	同上 ・ 注入等による地山補強

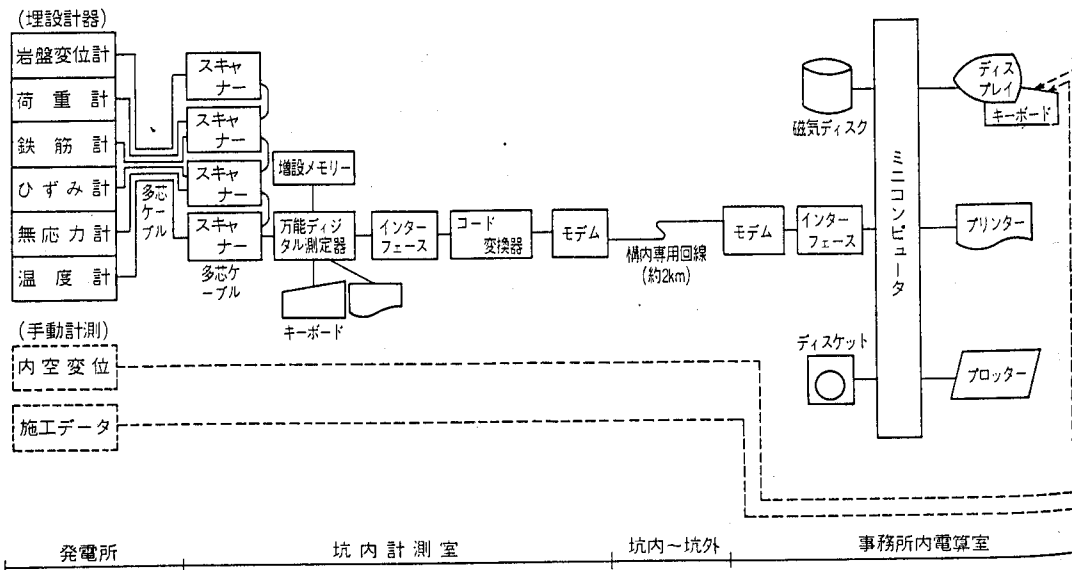


図-8 計測データ処理システム（文献13）より）

③事例3

谷本は、折爪トンネルの施工実績に基づき、表-3に示すように、初期変位速度から最終変形量および支保荷重を推定するトンネル岩盤分類を提案している⁹⁾。

④事例4

横浜市地下鉄では、岩石試験により岩石の破壊ひずみを求め、これを基に数値解析を行い、掘削ステップごとの管理基準を定め、施工を行っている¹⁰⁾(図-7)。

⑤事例5

栗山トンネル(北総開発鉄道)では、トンネル上方の地山を梁と考え、その沈下曲線を梁のたわみ曲線とみなしてせん断破壊を監視するための指標 Q' 値¹¹⁾(せん断指数)を基に表-4に示す管理基準値を準備し、表-5に示す管理体制により施工を進めた¹²⁾。

上に示した他にも具体的な管理手法の提案や事例が報告されているが、現場において適用する場合には、それぞれの手法の適用性を十分に吟味する必要がある。

7-4 計測の自動化

(1) 計測結果の図化システム

トンネルによっては、計測点数が非常に多くなり、迅速にその結果を評価し、設計・施工に反映するためには多くの人手を要することになってしまふ。そこで、近年測定データをパソコンで処理し、グラフィックディスプレイやX-Yプロッタで図化する例が増えている。

図化システムの対象は、測定値の経時変化のみでなく、ロックボルト軸力、地中変位、吹付けコンクリート応力などの分布図にも及び、わずらわしい作業の省力化が可能になってきた。

(2) 自動計測システム

測定点数が増加して測定に多くの人手を要する場合、足場などの制約から人手による測定が困難な場合、近接施工などで連続的に影響監視を行う場合などでは、測定そのものを自動化し、デジタル測定器とマイコンを利用してシステム化するケースがある。図-8は、地下発電所の施工に伴う計測の自動化の例¹³⁾で、オンライン方式によってデータを伝送し、データの記録、結果の表示・解析といった一連の処理をコンピュータで行って迅速化と省力化を実現している。

8. おわりに

図表類を多用して、できるだけわかりやすい入門講座を目指したが、3回という限られた紙数の範囲では、ロックボルト軸力測定や地中変位測定結果の評価、あるいは、それらと内空変位量との関係等々、十分には触れることはできなかった。しかしながら、本講座がこれから

NATM計測に携わる方の参考になればと考えている。読者諸氏のご意見を賜りたい。

今後、NATMはわが国のトンネル標準工法としてますます発展するものと考えられるが、その中で観察・計測による施工管理手法の発展は欠かすことのできないものであり、そのために検討すべき事項は少なくない。

例えば、トンネル施工情報のデータベース化¹⁴⁾とそれを活用した施工管理のエキスパートシステム(トンネルの神様といわれるような経験豊富な専門家の知識をコンピュータに移植し、初心者でも専門家と同じような判断ができるような一種の人工知能システム)の実現は、トンネル掘削ロボットによるトンネル建設の自動化とともに筆者の夢であるが、その実現のためには、気が遠くなるほど多くの過程をたどる必要があるであろう。一步一步歩を進めて行きたいものである。

参 考 文 献

- 1) 吉川恵也, 朝倉俊弘, 日吉直, 遠藤眞一: NATM計測実績の統計分析, 第15回岩盤力学に関するシンポジウム, 1983.
- 2) 近藤達敏: NATM工法によるトンネル掘削における変位予測, 応用地質調査事務所年報, 1979.
- 3) 土肥稜, 高橋祐治, 中島健一: トンネルの施工管理(その1)一最終変位の予測一, 第18回岩盤力学に関するシンポジウム, 1986.
- 4) 進土正人, 桜井春輔: トンネル掘削時の変位計測結果による地山の最終ひずみ分布の予測法, 第18回岩盤力学シンポジウム, 1986.
- 5) 朝倉俊弘, 川上義輝, 馬場富雄, 小野田滋: トンネル切羽付近における変位計測, 第6回岩の力学国内シンポジウム, 1984.
- 6) 桜井春輔: トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法, 土木学会論文報告集第337号, 1983.
- 7) 桜井春輔: NATMにおける現場計測と管理基準値, 土と基礎, 34, 2, 1986. 2.
- 8) 国鉄: NATM設計施工指針(案), 1983.
- 9) 谷本親伯, 嶋昭治郎, 藤原紀夫, 吉岡尚也: トンネル岩盤分類と許容変形量との関係, 第18回岩盤力学に関するシンポジウム, 1986.
- 10) 長崎清一, 千野彰: 地下鉄駅部におけるNATMの施工, 土木学会誌, 1984. 8.
- 11) 横山章, 木村宏, 高瀬昭雄: NATMによる掘削時の現場計測に基づく施工管理手法, トンネルと地下, 15, 4, 1984, 4.
- 12) 藤森房司, 田代美樹男, 木村宏, 木村光夫: 土被りの浅い砂質地山における安全管理方法, 土と基礎, 34, 2, 1986, 2.
- 13) マイコン講座編集幹事会: 現場技術者のためのコンピュータ入門(3), トンネルと地下, 14, 3, 1983, 3.
- 14) 北井良吉, 朝倉俊弘, 小野田滋: トンネルデータベースの構築, 第40回土木学会年次学術講演会第3部, 1985.

- ルドを対象とした集中自動制御システムの設計とその試験結果, 土木学会論文集, 361, VI, 3, 60, 9.
- 松木浩二・小林良二・久保憲正: 二重リング枠コンクリート支保における支保パラメータの効果について, 一鋼枠コンクリート支保の支保機構に関する研究(第2報)一, 日本鉱業会誌, 101, 1169, 60, 7.
- 高橋義雄・渋谷 嗣・大日方五郎・永田晴久・洪 国俊・永作 清: 油圧さく岩機的设计に関する研究(第1報), 一性能の理論解析一, 日本鉱業会誌, 101, 1170, 60, 8.
- 三谷 哲・岩井孝幸・飯酒孟久夫・永沢 毅: TBM(トンネルボーリングマシン)の施工性と地山条件の関係について, 一硬岩地質における小断面TBMの事例研究一, 応用地質, 26, 1, 60, 3.
- 飯田順造: 蓮ダムの概要及び原石山について, 建設月報, 434, 60, 8.
- 三代隆義・竜田 浩・渡辺詳三: 圧気推進の施工, 一南河堀~勝山幹線の事例一, 下水道協会誌, 22, 254, 60, 7.
- 小川勝彦・華嶽一郎・中伏外志男: イラク・バグダッド市における下水道工事の設計と施工, 下水道協会誌, 22, 254, 60, 7.
- 小田重雄: 新愛本水力発電所導水路トンネルの長孔高速掘削の施工, 建設の機械化, 425, 60, 7.
- 荒木浩二・浅田秀正: TBMによる下水道幹線の施工, 一神戸市山田汚水幹線における実績一, 建設の機械化, 425, 60, 7.
- 上田道夫・藤原紀夫・羽生田吉也・山田 修: 気泡シールド工法による下水道工事, 建設の機械化, 426, 60, 8.
- 上野正高・御手洗良夫・藤田 徹: 瞬結吹付工法(K-Sショット)の開発, 建設の機械化, 492, 60, 11.
- 鷹巢征行: 玉石破砕可能な小口径推進工法(SST工法)の開発, 建設の機械化, 492, 60, 11.
- 中原 康・田沢雄二郎: 吹付け工法, コンクリート工学, 23, 7, 60, 7.
- 小林 進・原 久: 温泉余土地帯におけるトンネル工事(伊東線新宇佐美トンネル), JREA, 28, 1, 60, 1.
- 朝生康之・鳥取誠一・井戸田弘: 名古屋市地下鉄6号線名古屋駅横断工事の概要, JREA, 28, 2, 60, 2.
- 友田隆雄・毛戸彰禧: 鴨川電鉄鴨東線建設工事の概要, JREA, 28, 4, 60, 4.
- 飯間 仁・河合 綱: 東大阪生駒電鉄東大阪線建設の概要, JREA, 28, 5, 60, 5.
- 佐藤 恵: 仙台市の高速度鉄道建設の概要, JREA, 28, 7, 60, 7.
- 中原昭夫・吉川大三・菅原修二: 八雲層における海底トンネルの施工(青函トンネル竜飛工区), 鉄道土木, 27, 1, 60, 1.
- 岡部安治・永井 武・清水俊克: 上野地下鉄の設計・施工, 鉄道土木, 27, 3, 60, 3.
- 清水 登・上野博己: 大断面シールドトンネルの施工(第2上野トンネル), 鉄道土木, 27, 3, 60, 3.
- 岡本 茂・石井忠久: 赤羽台トンネルの設計・施工, 鉄道土木, 27, 60, 3.
- 施設局土木課: 最近のトンネル補修工事, 鉄道土木, 27, 3, 60, 3.
- 生原道紹・黒石正則: 青函トンネル海峡中央部未固結砂層の注入(上)(吉岡工区第13本坑の注入), 鉄道土木, 27, 7, 60, 7.
- 生原道紹・黒石正則: 青函トンネル海峡中央部未固結砂層の注入(下)(吉岡工区第13本坑の注入), 鉄道土木, 27, 8, 60, 8.
- 青木悠二・丹後勝弘・河村泰次: 山陽新幹線新神戸駅下を横断する土被りの薄いトンネル施工(北神線布引山トンネル), 鉄道土木, 27, 9, 60, 9.
- 村御靖訓: 本四備讃線神道山トンネルの計画と施工, 鉄道土木, 27, 10, 60, 10.
- 首藤督爾・葭 孝久・佐藤誠二: 土被りの少ない架空線方式地下鉄の隧道掘削工法(阪急京都線西院駅ホーム延伸工事), 鉄道土木, 27, 10, 60, 10.
- 竹本雅俊: 一般国道197号1次改築, 道路建設, 451, 60, 8.
- 望月清二: 青ヶ島青宝トンネル工事, 道路建設, 452, 60, 9.
- 真砂 洋・松島輝男・元木信義: 重要構造物直下(地下鉄等)における土圧式泥漿シールド($\phi 6,750\text{mm}$)の施工, 建設機械, 21, 8, 60, 8.
- 伊藤俊彦: 最近におけるシールド掘進機の開発動向と問題点, 建設機械, 21, 8, 60, 8.
- 村上 進: シールド工事における自動化の展望, 建設機械, 21, 10, 60, 10.
- 吉田作治・阿部 進・野村宜彦: 鶴見川横断工事で採用した特殊推進工法, 一弧状推進工法一, 土木技術, 40, 9, 60, 9.
- 佐藤和夫: 関越自動車道の技術, 一関越トンネルの施工(I)一, 土木技術, 40, 9, 60, 9.
- 佐藤和夫: 関越トンネルの施工(II), 一山はね区間と立坑の施工一, 土木技術, 40, 11, 60, 11.
- 浜本光章・佐藤新一: トンネル式配水池の設計と特異点, 一和歌山市栄谷配水池一, 土木施工, 26, 12, 60, 10.

維持管理

- 保守管理委員会: 日本の既設トンネルの現状, トンネルと地下, 18, 8, 60, 8.
- 平田武弘: 壊す技術一再生への第1歩②地下鉄御堂筋線の改造, 土木学会誌, 70, 8, 60, 8.
- 榎本秀明・高木盛男: トンネル覆工コンクリートの非破壊検査に関する研究(その1), 鉄道技術研究速報, No. A, 85, 66, 603.
- 北川修三・川上義輝: 地山凍結によるトンネルの変状とその対策, 鉄道土木, 27, 5, 60, 5.
- 多田逸雄: 和田トンネルの変状と対策, 鉄道土木, 27, 5, 60, 5.
- 日高 徹: 東海地震対策の進め方, 鉄道土木, 27, 6, 60, 6.

安全環境

- 安全講座編集幹事会: トンネル工事の安全(5), 一山岳トンネルにおける安全施工のポイント, トンネルと地下, 16, 8, 60, 8.
- 足立紀尚・田村武・八嶋 厚・上野洋: 砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究, 土木学会論文集, 358, (P82に続く)