

(18) 宮名トンネル中硬岩におけるNATMの計測と数値計算例

国鉄新幹線建設局 吉村 恒
 国鉄信濃川工事局 結城 武司
 " " 〇山田 裕一
 " " 国分 信幸

1 まえがき

宮名トンネルは国鉄羽越本線小岩川-あつみ温泉間の別線複線化に伴ない施工中の全長1,800mの複線トンネルであり、おもに中硬岩(粗粒玄武岩)よりなる地山1,250mをNATMにより施工している。

今後はこのような中硬岩におけるNATM掘削は増加すると考えられるが、現在までこの種の地山での本格的な施工例は少ない。また、この種の地山でのNATMでは軟岩・膨張性あるいは土質の地山とは異なり、特に設計の簡便性、施工の経済性・安全性・単純化、計測の簡略化に重点が置かれる。

本トンネルはこのような中硬岩地山における複線断面全断面NATM掘削の本格的な施工例であり、特に今後の同種の設計・計測に資することを期待し、施工途中ではあるが、ここにその計測結果と数値計算例を報告することとした。

2 事前調査および事前設計

事前調査は地質踏査・弾性波探査・ホーリング調査等が実施され、これから推定されるトンネル通過地域の地質縦断面図は図-1のようである。山地を構成する地質は第3紀中新世の堆積岩と火成岩であるが、トンネル部分は弾性波速度 $4.2 \sim 4.5$ km/sec, $3.3 \sim 3.5$ km/sec程度の粗粒玄武岩が卓越しており、部分的に弾性波速度 2.8 km/sec程度の頁岩が存在する。なお、この時点の粗粒玄武岩での岩石試験による一軸圧縮強度は約 60 kg/cm^2 , 弾性係数は約 3.8×10^5 kg/cm^2 , 弾性波速度は約 5.0 km/secであった。

事前設計では当トンネルの岩盤を上述の3段階の弾性波速度に基づき3つに分類し、次に各岩盤での支保パターン、すなわち吹付厚さ、ロックボルト長・打設ピッチ等を過去の施工例・池田のゆるみ層厚推定式¹⁾・Rabcewiczの計算式²⁾に基づいて決定した。(図-1, 2)したがって、言うまでもないが、これらの設計値は一応の目安であり、計測により最終的にはより適切な支保パターンが決定されることになる。

図-1. 地質縦断面図, 設計パターンおよび施工実績

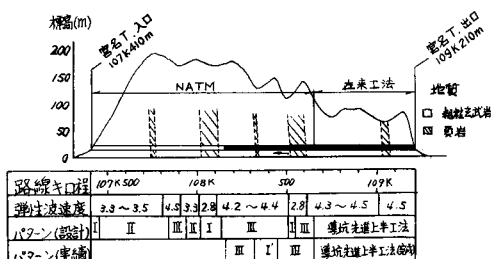
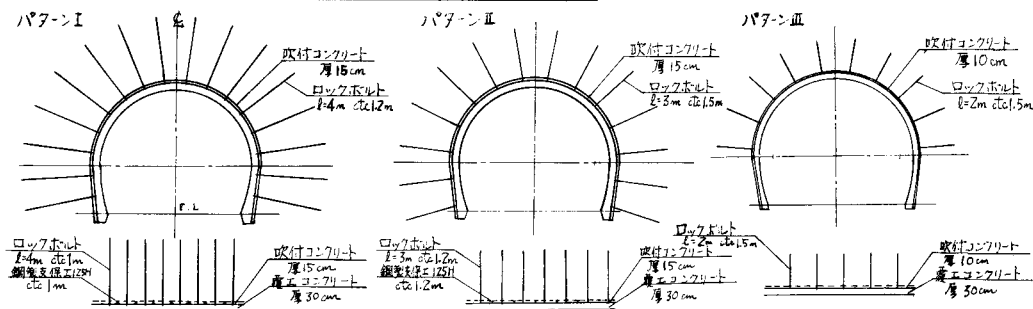


図-2 標準支保パターン



3 施工概要

掘削は全断面工法であらっており、登破方法はスームスアラスティンクを用いている。吹付けにはセミ湿式（乾式）タイプの機器を用い、ロックボルトは2mもの（パターン皿で使用）については施工性を考慮してSNアンカーをレジアンカーに変更している。なお、施工の詳細は文献3)を参照されたい。

4 計測計画

計測はおもな目的別

表-1 計測内容一覧

計測項目	使用計器	計測距離
計 B ₁ 坑内観察調査	———	全延長
測 A ₁ 天端の沈下	レベル、測定ボルト	50m程度毎
測 A ₂ 内空変位	コンバージェンスジャー	同上
測 A ₃ ロックボルト引抜試験	センターホールジョッキ タイヤルゲージ	20間毎
計 W 地中変位	多点エラストマータ	地質の変わる毎又は 数百m程度毎
測 B ₂ ロックボルト軸力	ひずみゲージ貼付 ロックボルト	同上
測 B ₃ 吹付コンクリート内圧力	ハイドロロックセル	同上
測 B ₄ 岩石試料試験	———	同上
計 総合解析	———	同上

にこれらを計測A・計測B⁴⁾に分け、表-1、図-3に示す内容で実施した。

5 計測結果

粗粒玄武岩（パターン皿）区間での計測結果を以下に述べる。

(1) 坑内観察調査

スケッチは省略するが、当区間の粗粒玄武岩は亀裂間隔が比較的大きく、一部に粘土目あるいはすべり目を介在する。湧水は部分的に多い部分もあるが、全般的には少ないと言える。

(2) 内空変位

図-4に測定結果の一例を示すが、当区間での内空変位量はこのように非常に小さく、現在まで我が国で施工された地盤地山の内空変位量が数10mmであることが多いことを考えれば、これらの値は中硬岩と複線断面全断面NATMにより掘削した場合の特徴をあらわすデータと言えよう。また、変位の収束は掘削後1週間程度と早期に得られており、さらに変位量が小さいことから地山の安定性は高いと考えられる。掘削後の変位増加のおもな要因としては切羽進行の影響が大きいと考えられ、変位の収束は切羽距離2D～3D（D：トンネル直径）の間ではほとんどおこっている。したがって、岩盤のクリアはないと考えてよさそうである。

(3) 地中変位（図-5）

地山の安定性は、内空変位と同様の理由により、高いと考えられる。深度6mを不動点とした場合の絶対変位量の分布の勾配は深度2m付近で変化しており、池田のゆるみ層厚とほぼ一致している。しかし、湧水箇所であるW-5の局部的な動きを除けば、たとえば地中変位計に沿ったアンカー点間の区間平均ひずみあるいは内空変位量も勘案したトンネル直径に対するひずみが0.01%のオーダーであるので、池田のゆるみ層厚とほぼ一致する領域は弾性域にあるのではないかと推察される。

(4) ロックボルト軸力（図-6）

軸力は設計値（10t/m）に対して十分小さく、ボルト全長にわたって引張であるが、軸力分布のピークが明瞭でないこと、地中変位分布との

図-3 計測断面における計器の配置

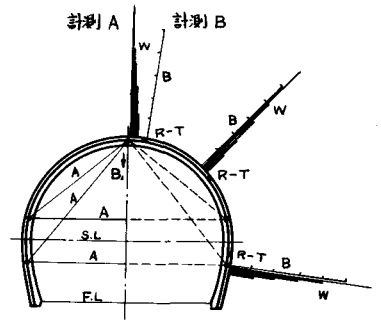


図-4 内空変位

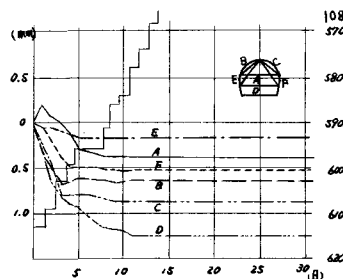
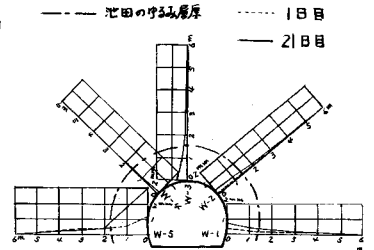


図-5 地中変位分布



相関があまりないことから、有効アンカー域(仮称)を推定することは必ずしも容易ではない。しかし、岩盤の変位量が小さく、ボルト軸力も小さいことから、システムロックボルトの本数は減じることと考えている。

(6) 吹付コンクリート内応力 (図-7)

半径方向応力(土圧)、接線方向応力ともその値は小さく、いずれも吹付コンクリートの各許容応力度に比して安全と言える。また、これらの応力の収束は地山変位よりは遅れて、20日目程度で得られている。

(7) 岩石試料試験(表-2)

6 数値計算例と計測値の比較

本トンネルの事前設計はRabcewiczの方法によりおこない、ある程度の目的を果たしているが、さらに変位を考慮でき、トンネルの形状・地山物性値等とより現状に近い形で入力が可能であるF.E.M.計算をおこない、計測値との比較により今後の中硬岩での設計への適否について検討した。計算内容は簡単な平面ひずみ場における弾性F.E.M.であり、表-3に示す種のケースについて粗粒玄武岩を対象におこなった。解析ステップは初期応力の算定、および掘削・吹付ロックボルトの設置の2ステップと考え、地山のポアソン比・単位体積重量は岩石試料試験の結果を用いた。

表-3. 検討ケース

ケース	地山弾性係数	ロックボルト	吹付けコンクリート	備考
ケース1	1.65×10^5 (kg/cm ²)	考慮	考慮	弾性係数は一軸圧縮試験のものを使用
ケース2	1.18×10^5	考慮	考慮	弾性係数は岩体係数(0.72)により低減して使用
ケース3	1.65×10^5			弾性係数は一軸圧縮試験のものを使用

(1) 内空変位(表-4)

計算値と計測値に良い対応が得られているが、計算値はD測線をのぞく大部分の値が計測値よりやや大きめである。これは計測値には測定開始までの地山の初期変位が含まれていないことも一因である。いずれにしても、計算値・計測値ともに変形は1/mm程度であり、局部的変形を除けば、ひずみも0.01%程度であるので、トンネル周辺の岩盤は弾性域にあるものと考えられる。

(2) 地中変位(一例としてケース2のみ、図-8)

変位量は両者に良い対応が得られているが、地中変位分布の勾配は計測値では比較的に明瞭な変化点があるのに対して、計算値ではほぼ一定値を示している。これは計測値では掘削や発破による地山のゆるみが、

図-6. ロックボルト軸力分布

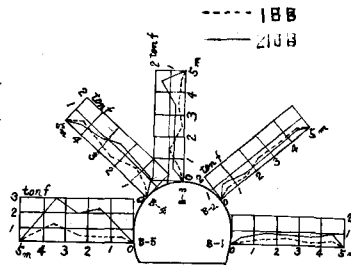


図-7. 吹付コンクリート内応力

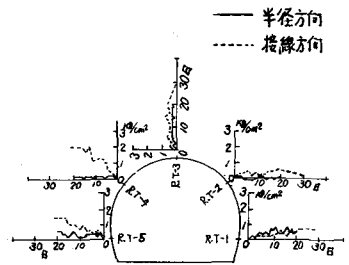


表-2. 岩石試料試験結果

測定項目	単位	試験値(平均)
単位体積重量	g/cm ³	2.66
含水比	%	3.78
吸水率	%	4.06
有効間隙率	%	10.27
超音波速度 P波	km/sec	4.950
S波	km/sec	2.790
一軸圧縮強度	kg/cm ²	281
引張(圧裂)強度	kg/cm ²	71.4
ポアソン比		0.33
弾性係数	kg/cm ²	1.65×10^5

表-4. 内空変位量の比較

ケース	測線	計測値(mm)	計算値(mm)	計測値/計算値
1	A	0.40	0.69	58
	B	0.66	0.80	83
	C	0.85	0.80	106
	D	1.19	0.67	177
	E	0.19	0.97	20
	F	0.56	0.97	58
2	A	0.40	0.96	42
	B	0.66	1.11	60
	C	0.85	1.11	77
	D	1.19	0.94	127
	E	0.19	1.35	14
	F	0.56	1.35	42
3	A	0.40	0.71	56
	B	0.66	0.82	80
	C	0.85	0.82	104
	D	1.19	0.68	175
	E	0.19	0.99	19
	F	0.56	0.99	57

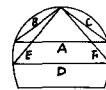


図-8 地中変位分布の比較

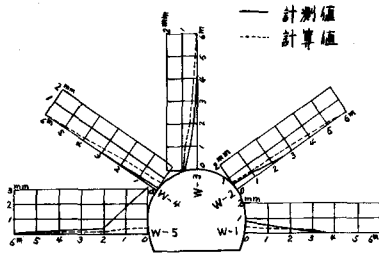


図-9 ロックボルト軸力の比較

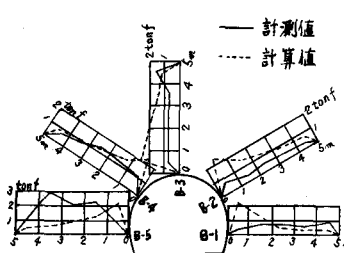
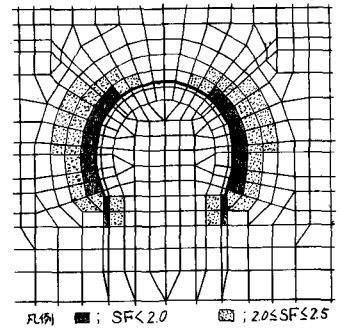


図-10 安全率の分布



勾配の変化点としてあらわれているのに対して、弾性計算ではこれを評価するのが困難なためである。図は省略するが、他のケースでも計算値と計測値に同様の対応が得られている。

(3) ロックボルト軸力（一例としてケース2のみ、図-9）

両者とも値は小さく、比較的良好な対応が得られているが、軸力分布のピークの位置は異なる。また、計算では掘削と同時にロックボルトが設置されるので、計算値は計測値よりやや大きくなるものと考えられる。

(4) 吹付コンクリート内応力（表-5）

半径方向応力は両者でほぼ一致しているが、接線方向応力には大きな差が生じている。これはロックボルト軸力の場合と同様に計算においては、吹付コンクリートが掘削と同時に設置されるため、掘削により発生する応力の大部分を吹付コンクリートが負担するためと考えられる。

(5) 岩盤の破壊に対する安全率

いま岩盤の粘着力を 25 kg/cm^2 、内部摩擦角を 45° と仮定し、破壊に対する安全率をモール・クーロンの破壊線に対する接近度すなわち $S.F. = \{ 2c \cdot \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi \} / 2 \sigma_{\text{max}}$ で定義するものとする。ケース2について計算により安全率 2.5 以下の範囲を求めると図-10のように坑壁から約 2 m の部分に分布している。これは地中変位分布の勾配変化点で浅い領域とほぼ一致しており、周辺地山が弾性域にあることを裏付けている。

7 まとめ

以上の検討結果をまとめると以下のようになるが、トンネル掘削は種々の状況により異なるので、本トンネルでの実績全てが必ずしも一般に適用可能か否かは今後の同種の施工・計測の実績の蓄積を待つ必要がある。

(1) 中硬岩での複線全断面NATMにおける岩盤および支保の挙動（たとえば、壁面変位は 1 mm 程度であり、トンネル周辺地山は弾性域にあると考えられる等）がある程度明らかになり、より経済的な支保パターンと新設する理論的および計測による裏付けが得られた。

(2) 中硬岩におけるNATMの事前設計は簡便な弾性FEMでも実用的には十分目的を果たす場合がある。

参考文献

- 1) 池田和寿他；トンネル掘削に伴うゆるみ層厚または塑性範囲の推定，鉄道技研報告，NO.941，1974.12
- 2) たとえば 岡行隆他；新しい覆工の設計方法，土木学会編，地下構造物の設計と施工，昭和51年9月
- 3) 山田裕一，國分信幸；堅岩でのNATM施工例 羽越本線宮名トンネル，トンネルと地下，1979.12
- 4) 日本トンネル協会；NATMの計測指針に関する調査研究報告書，昭和54年3月

MEASUREMENT AND AN EXAMPLE OF NUMERICAL ANALYSIS FOR

MIYANA TUNNEL EXCAVATED IN SEMI-HARD ROCK WITH NATM.

by Hisashi Yoshimura
Takeshi Yuki
Yuichi Yamada
Nobuyuki Kokubun

This paper reports the measurement and FEM analysis of Miyana Tunnel which is a double truck tunnel (total length; 1800m) under construction on the Uetsu Truck Line of Japanese National Railways. Of the total length, a 1250m section is being excavated in dolerite with full face New Austrian Tunnelling Method (NATM). To double truck railway tunnel (cross section area; 60.9m^2) in semi-hard rock NATM has scarcely been applied in Japan, so very little data exists on the behavior of the rock mass under such conditions. Therefore the authors report the measuring results and an example of numerical analysis of this tunnel, expecting them to be availed for other measurements and predimensionings under similar conditions.

Physical properties of dolerite (sample) are as follows; unconfined compressive strength= $280\sim 750\text{kg/cm}^2$, modulus of elasticity= $1.6\times 10^5\sim 3.9\times 10^5\text{kg/cm}^2$, elastic velocity= $4.7\sim 5.3\text{km/s}$.

Rock movements are measured with convergence measuring device and multiple-point borehole extensometers, and results of the measurement show that rock movements are extremely small (maximum value; about 1mm) and cease early (within a week). The stresses acting along the rock bolt and in sprayed concrete are also measured with electrical resistance strain gauges and hydraulic pressure-cells, and the results show that they are considerably lower than those designed.

Physical properties of dolerite (sample) adopted, simple elastic FEM analysis was carried out as numerical analysis. Consequently good correspondence was recognized between the values measured and those calculated, and plastic zone was considered not to exist in the surrounding rock mass.

The results in this paper apply only to the rock conditions in Miyana Tunnel so before any general theories could be developed many more measurements and numerical analyses under similar conditions would be needed.

Based on the results from the measurement and FEM analysis, the following conclusions can be drawn regarding the tunnel excavated in dolerite with NATM.

- (1) The behavior of rock mass and supports in the double track tunnel excavated in semi-hard rock (dolerite) with NATM has clarified to a certain degree.
- (2) Pre-dimensionings of NATM in semi-hard rock can be carried out with simple elastic FEM in some cases.