

(10) 崩積土地山のトンネルにおける計測結果の考察

日本道路公団 新潟建設局 魚津工事事務所 谷井 敬春
清水・坂川共同企業体 梅沢 一 千葉 隆
清水建設(株) 正会員 竹林 亜夫 正会員○河田 孝志

1. はじめに

上越～朝日間に建設中の北陸自動車道の最南端に位置する泊トンネル(延長713m)は、米原側坑口から約200m区間は、トンネルの土被り5～15mで崩積土が堆積している。そのため、トンネル施工に先だち、詳細な地質調査を実施した結果、以下の問題点が予測された。①地山のゆるみによるトンネルの変形。②地山の支持力不足によるトンネルの沈下。③地山の未固結性および湧水による切羽の崩落。④地山のゆるみによる地すべり。

上述の問題点を解決するため、施工に際して、最適な施工法、補助工法を採用し、坑内、坑外において綿密な計測管理を行いながら施工を進めた。その結果、構造上問題となる様な大変形ならびに、切羽の大崩落は生じることなく、平均日進1.3mで無事崩積土層区間の施工を完了した。

表-1 土質試験結果

本報告は、崩積土層区間におけるトンネル施工実績を紹介するとともに、地山の挙動ならびに支保部材の作用効果について考察を加えた。

2. 工事概要

本トンネルは、北アルプスを源流とする黒部川、小川の扇状地の東麓に位置し、主山陵の基岩はシルト質泥岩凝灰角礫岩からなる第三紀八層で、米原側崩積土は、この主山陵が長年に渡って崩壊、堆積をしたもので、礫混り粘性土で構成されている。崩積土の地質は、図-1および表-1に示すように、沖積粘土層と洪積粘土層からなり、坑口から70m区間はトンネル上半部に沖積粘土層が分布し、それ以深は全断面に洪積粘土層が分布する。

採用した工法ならびに補助工法は図-1に示す通りである。掘削は側壁導坑先進上部半断面工法区間、NATM区間ともにリングカット工法とし、リング部をピックによる人力掘削、核部をバックホーによる機械掘削で行った。

試 験 項 目	沖積粘土層(Ac)		洪積粘土層(Dc)	
	ボーリング		ボーリング	ブロックサンダ
物 質 分 類 (%)	砂 分	16	6	9
	シルト分	28	15	16
	粘土分	35	47	56
	粘土分	21	32	19
理 性	自然含水比(%)	41	38	38
性 質	液性限界	53	49	60
	塑性限界	35	30	27
	間 隙 比	1.11	1.07	1.21
	飽 和 度(%)	96	96	96
力 学 性 質	比 重	2.67	2.64	2.69
	単位体積重量(t/m^3)	1.77	1.79	1.75
	圧 縮 係 数 (kg/cm^2)	0.31	1.72	1.68
	膨 脹 係 数 (kg/cm^2)	13	67	57
特 性	粘 着 力 (kg/cm^2)	0.23	0.56	1.12
	内 部 摩 擦 角 (°)	7.1	13	0
	圧縮破壊試験による圧縮係数 (kg/cm^2)	60	159	
	圧縮破壊試験による圧縮支持力 (t/m^2)			93
N 値	5～30		5～30	

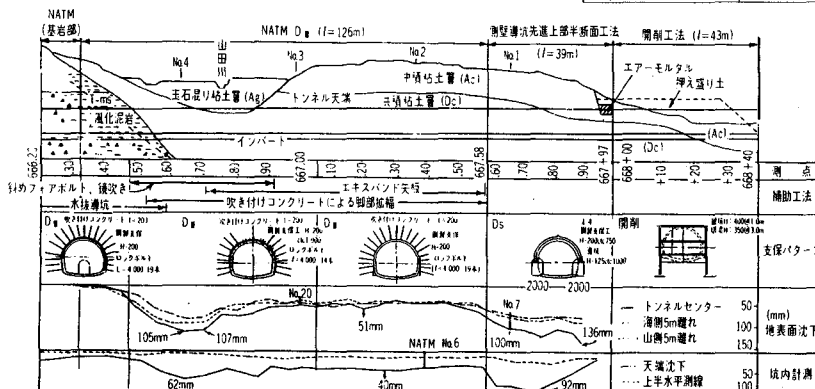


図-1 崩積土層区間の地質・工法・計測結果

3. 対策工法と計測管理計画

トンネルの施工に際して予測される異常現象とその対象とその対策工ならびに管理項目を表-2に示す。

崩積土のように未固結の地山にNATMを適用する場合吹付けコンクリートのモデルとしては軸力モデルとして考えるのが妥当であろう。土被りの小さい土砂地山は荷重として緩み荷重が支配的であり、アーチ状でリングを閉合しない構造の場合、吹付けコンクリートに発生する軸力より、吹付けコンクリートの強度を大きくする必要があるとともに、トンネル脚部の地山の支持力と吹付けコンクリート脚部に発生する応力をチェックする必要がある。

ここでは、テルツァギーの浅層ゆるみ土圧の算定式による土荷重と、平板載荷試験より得られた許容支持力より、図-2に示すようにトンネル脚部の支持幅を決定した。

表-2 対策工法と計測管理項目

予測される異常現象	原因	対策工		管理項目	計測位置
		新設導流先達土留新工法	NATM		
①トンネルの変形	◦ 掘削によるゆるみ	◦ リングカット ◦ 部分掘削	◦ リングカット ◦ 部分掘削	坑内観察	内空変位 5mピッチ
	◦ 剛性強化 ◦ 土留-200 ◦ c/c 750 ◦ 吹付けコンクリートによる感強	◦ 剛性強化 ◦ 土留-200 ◦ c/c 1000 ◦ 吹付けコンクリート-200		天端沈下	5mピッチ
②トンネルの沈下	◦ 掘削によるゆるみ	◦ リングカット ◦ 部分掘削	◦ リングカット ◦ 部分掘削 ◦ 早期吹付け	坑内観察	
	◦ 脚部支持地山の支持力不足	◦ 路盤の置換え	◦ 路盤の置換え		
	◦ 新設コンクリート或は既設の地山の地盤の軟弱	◦ 土留-200 ◦ 吹付けコンクリート-200 ◦ インバートコンクリートの早期閉合	◦ 土留-200 ◦ 吹付けコンクリート-200 ◦ インバートコンクリートの早期閉合	脚部の沈下	5mピッチ
③切羽の崩落	◦ 地山の固結度			坑内観察	
	◦ 湧水	◦ 路盤 ◦ リングカット ◦ 部分掘削	◦ 切羽吹付け ◦ エキスパン ◦ メタル、フォアパイリングによる先入れ	坑外観察	
④地すべり	◦ 掘削によるゆるみ	◦ リングカット ◦ 部分掘削	◦ リングカット ◦ 部分掘削 ◦ 早期吹付け	坑外観察	地表面沈下 5mピッチ
					地すべり降陥 1カ所9測線 地中内傾斜 1カ所2測線

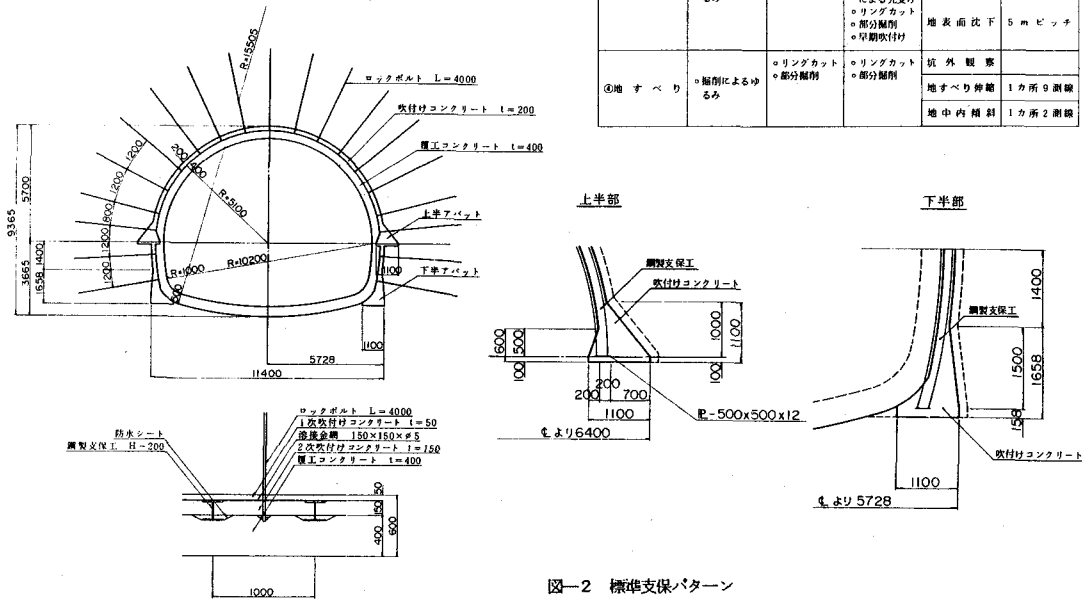


図-2 標準支保パターン

4. 計測結果の考察

4.1 地山の挙動

図-1に天端沈下と地表面沈下の最終沈下量の分布を図-3、図-4に経時変化図を示す。当該地質のように土被りが小さく固結度の低い地山は緩み荷重が支配的であるため、天端地下が最も大きい。上半掘削時の変化量は天端沈下が

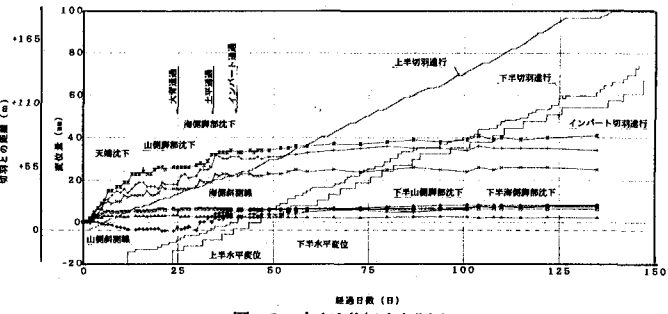


図-3 内空変位経時変化図

最終変位量の60～70%，脚部沈下が50～60％である。

地表面沈下は上半切羽到達までに全沈下量の15～35％生じている。図-5に地表面沈下と土被りの関係を、図-6に天端沈下／地表面沈下と土被りの関係を示す。NATMは従来工法に比べ地表面沈下が同一土被りで40mm程度小さくなっている。また、土被りが大きくなるに従い天端沈下／地表面沈下の比率は大きくなっており、その相関は非常に高くなっている。

4. 2 支保部材の作用効果

図-7にロックボルト軸力の経時変化図を、図-8に吹付けコンクリート応力と深度1.5m地点のロックボルト軸力の経時変化図を示す。ロックボルトの軸力は肩から天端部は圧縮力が働いており、上半掘削時に大端部で2tf、肩部で5tfの圧縮力が生じている。大背掘削に伴い圧縮力は増大し、天端部で5tf、肩部で6tfの圧縮力で収束している。側壁部は上半掘削時に圧縮力が働いているが、大背掘削に伴い引張力が働き最大5tfの引張力を示し、その後2～3tfの引張力に減少している。

吹付けコンクリート応力は上半切羽の進行に伴い増加し、切羽が約1D（トンネル直径）進行した時点でほぼ平行状態に達する。このときの最大吹付けコンクリート応力は、山側側壁部で30kgf/cm²である。大背ならびに土平の掘削に伴い天端部の応力は増大するが、脚部の応力は急減する。土平通過後約0.5Dで脚部の応力は増加に転ずる。

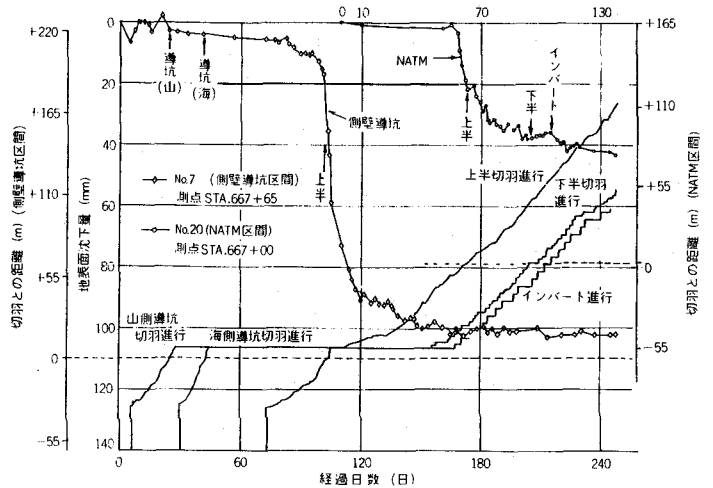


図-4 地表面沈下経時変化図

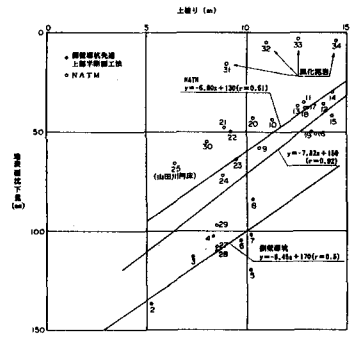


図-5 地表面沈下と土被りの関係（トンネルセンター）

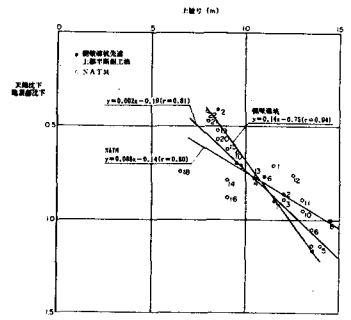


図-6 天端沈下／地表面沈下と土被りの関係

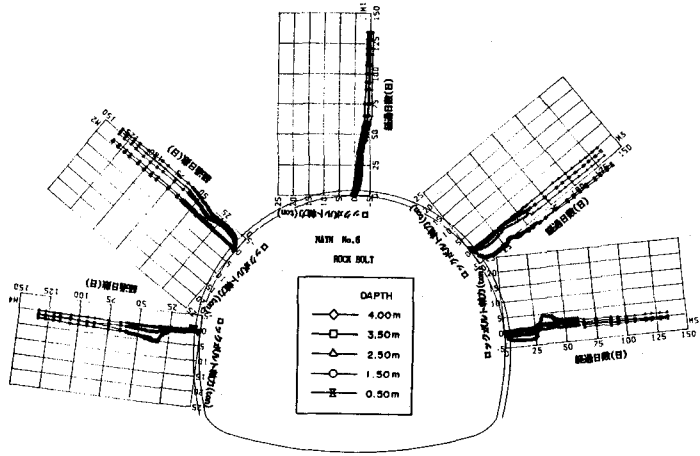


図-7 ロックボルト軸力経時変化図

図一9に深度1.5m地点のロックボルト軸力と吹付けコンクリート応力の関係を示したが、大背通過後の脚部の吹付けコンクリート応力の減少に伴いロックボルト軸力が増加していることがよくわかる。

図一10に脚部の吹付けコンクリート応力と脚部の鉛直変位の関係を示す。上半掘削時は吹付けコンクリート応力の増加に伴い変位は増大するが、大背通過に伴い吹付けコンクリート応力は急減し、応力の減少に伴い鉛直変位は増大する。

ここで上半掘削時の脚部に生じた吹付けコンクリート応力は 30kg/cm^2 であり、測定地点の吹付け厚は 20cm 、上半脚部の支持幅は 110cm であるので、上半脚部に生じる応力は $300\text{tf/m}^2 \times 20/110 = 55\text{tf/m}^2$ となり、極限支持力(93tf/m^2)は越えないが、短期の許容支持力($93 \times 1/3 \times 1.5 = 47\text{tf/m}^2$)を

わずかではあるがオーバーしている。上半掘削時のゆるみ荷重によりトンネル脚部に大きな応力が発生し、地山の支持力を越えた場合、トンネルは大沈下を生じることになる。このとき、ロックボルトにより沈下を抑止できると考えられるが、期待できないような砂地山の場合は沈下現象を生じることになる。したがって、ゆるみ荷重が支配的で、その荷重に対して支持地山の支持力が十分でなく、ロックボルトが期待できない地山の場合は、リングを閉合する構造とする必要があると思われる。

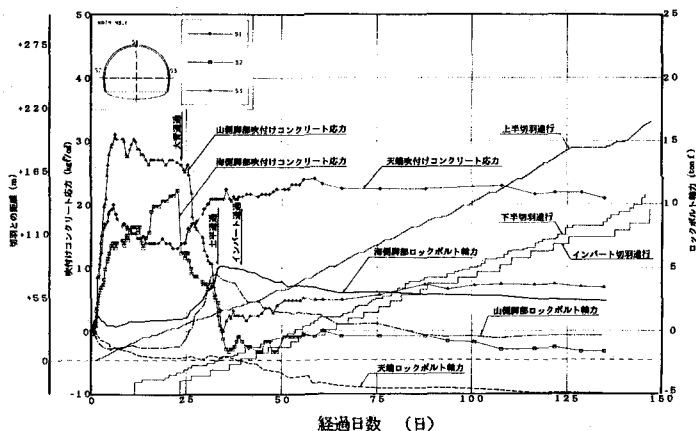
5. おわりに

泊トンネルの施工ならびに計測結果を基に崩積土地山における地山の挙動と支保部材の作用効果について述べた。その結果、①土被りの小さい崩積土地山においては緩み荷重が支配的であり、トンネル変形は鉛直変位が卓越する。②NATMは側壁導坑先進上部半断面工法で施工した従来工法に比べ地表面沈下が同一土被りで 40mm 程度小さい。③上半掘削時は主たる支保部材は吹付けコンクリートであり、上半脚部に比較的大きな応力が発生するため、この応力に耐えうる支保構造とする必要がある。④下半掘削に伴い上半脚部の吹付けコンクリート応力は減少し、その応力を肩部から脚部にかけて打設しているロックボルトで分担する。

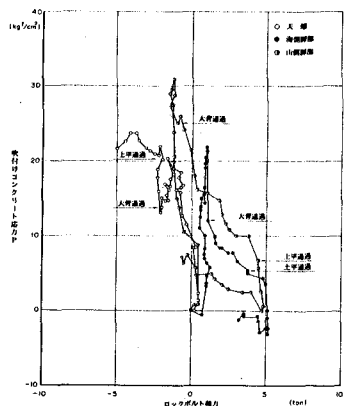
近年、未固結地山におけるトンネル施工が増大する傾向にあり、本報告が何らかの参考になれば幸いである。今後は、未固結地山における施工前段階の地山の評価方法ならびに施工時の計測管理手法を確立するため、データの収集、解析的アプローチを行いたいと考えている。

(参考文献)

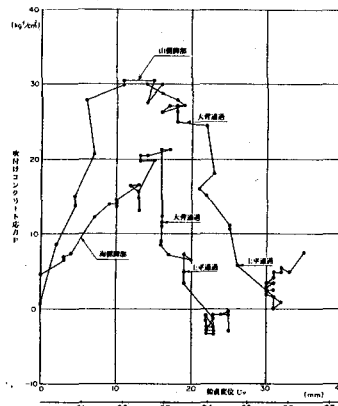
- 1) 平山, 七沢; 土被りの薄い粘性土地山を掘る, pp13~22, トンネルと地下, vol.16, No.12, 1985, 12
- 2) 今田 徹; 吹付けコンクリートの作用効果, pp1~9, 第3回トンネル技術シンポジウム, 1983, 3



図一8 吹付けコンクリート応力とロックボルト軸力(深度1.5m地点)の経時変化図



図一9 ロックボルト軸力と吹付けコンクリート応力の関係



図一10 上半掘削時の鉛直変位と吹付けコンクリート応力の関係

(10) Consideration of measurement result of the tunnel constructed in detritus

Keishun Tanii
(Japan Highway Public Corporation)
Hajime Umezawa, Takashi Chiba
(Joint Venture Shimizu & Sakagawa)
Tsuguo Takebayashi, Takashi Kawata
(Shimizu Construction Co. Ltd.)

The Tomari Tunnel is located at the southernmost point of the Hokuriku Highway. (between Joetsu to Asahi)

It was constructed in detritus. As a result of the soil instability, the following conditions had to be taken into consideration;

1. possible damage to the tunnel supports
2. possible sinking of the tunnel
3. possible breakdown of the face of the tunnel
4. landslides

To resolve the above-mentioned potential problems, the best construction and subconstruction procedures were adapted. Careful measurement was conducted both inside and outside the tunnel. As a result of careful construction and measurement, the tunnel was built safely and it is without structural defect.

This paper addresses construction methods in unstable soil, the behavior of the soil, and the effects of such soil on tunnel supports.