

小土被り未固結堆積層における山岳トンネルの施工報告

—豊郷トンネル—

望月克則* 佐々木徹* 高島公彦* 牧原雅和** 五十嵐大希**

豊郷トンネルはトンネル延長が 751m の道路トンネルである。施工場所は名馬や駿馬飼養地として全国的に名高い日高町に位置しており、トンネル直上には最大土被り 30m で軽種馬の牧場が広がっている。地質は崖錐堆積物が主体に分布し、固結度は総じて低く、トンネル掘削は軽種馬の成育に悪影響を及ぼさない対応が求められた。本稿はこのような条件下におけるトンネル掘削の施工報告を行うものである。

キーワード：低土被り，未固結堆積層，水抜きボーリング，先受け工

1. はじめに

日高自動車道は苫小牧市を起点に浦河町に至る延長約 120 km の自動車専用道路である。このうち門別厚賀道路は、高速ネットワークの拡充による近隣都市間の連絡機能の強化を図り、地域間交流の活性化及び国際拠点港湾（苫小牧港）や拠点空港（新千歳空港）等への物流効率化等の支援を目的とした路線延長約 20km の道路事業である。

当事業の内、本工事は施工延長 1,760m（土工区間：1,009m、トンネル区間：751m）の工事である。工事場所周辺には全国生産頭数の約 8 割を占める軽種馬（サラブレッド等の競走馬）の主産牧場が多数あり、トンネルは未固結の段丘堆積物層が分布する牧場直下を最大土被り 30m で掘削する。



Fig.1 施工位置図

2. 工事概要

2.1 工事概要

工事名：日高自動車道 日高町 豊郷トンネル工事

* 北海道支店 豊郷トンネル作業所
** 北海道支店 ニッ森トンネル作業所

発注者：北海道開発局 室蘭開発建設部

施工者：熊谷・宮坂建設工業特定工事共同企業体

工事場所：北海道沙流郡日高町豊郷

工期：平成 26 年 10 月 15 日～平成 29 年 3 月 24 日

工事数量：工事延長 L=1,760m, 道路改良 L=1,009m（掘削工 V=36,200m³, 路体盛土工 V=31,400m³）, トンネル延長 L=751m（掘削断面積 A=77.6m², 機械掘削方式）

2.2 地形概要

工事箇所周辺は海岸段丘が広く発達し、平坦な段丘地形を形成している。周辺には門別川、波恵川、慶能舞川、賀張川等の河川がほぼ等間隔に分布し、海岸段丘を切って太平洋に流下する。これらの流域には河岸段丘と比較的広い沖積氾濫原が広がっており、土被りは H=3～30m と全体を通じて小さい。

事前の地質調査における電気探査では、砂・砂礫層と推定される高比抵抗値（100～300Ω・m）区間が 2 箇所（P=45,800 付近及び P=46,050 付近）確認され、特に P=45,750～45,840 付近にはボーリング調査と電気探査結果、及び周辺地形状況からトンネル深度まで埋設谷が分布していることが想定された。

2.3 地質概要

トンネルに分布する地質は新第三紀鮮新世の厚賀層（細粒砂岩～シルト岩）を基盤として段丘堆積物やローム質火山灰がこれを被覆する。厚賀層の固結度は低く、ハンマー軽打で容易に碎け、指圧でも割れる程度の固さしか有していない。トンネル天端上方で厚賀層を被覆する段丘堆積物は礫混じり砂を主体として粘土やシルト等を不規則に挟み、土層変化に富んでおり、高い透水性（ $6.2 \times 10^{-3} \sim 4.8 \times 10^{-4}$ cm/sec）を有していることが事前の地質調査結果で得られていた。

地下水位はトンネル天端から 4～15m 上方に滞水しており、トンネルに想定されている埋設谷（P=45,750～45,840）付近では集中湧水の発生が懸念された。

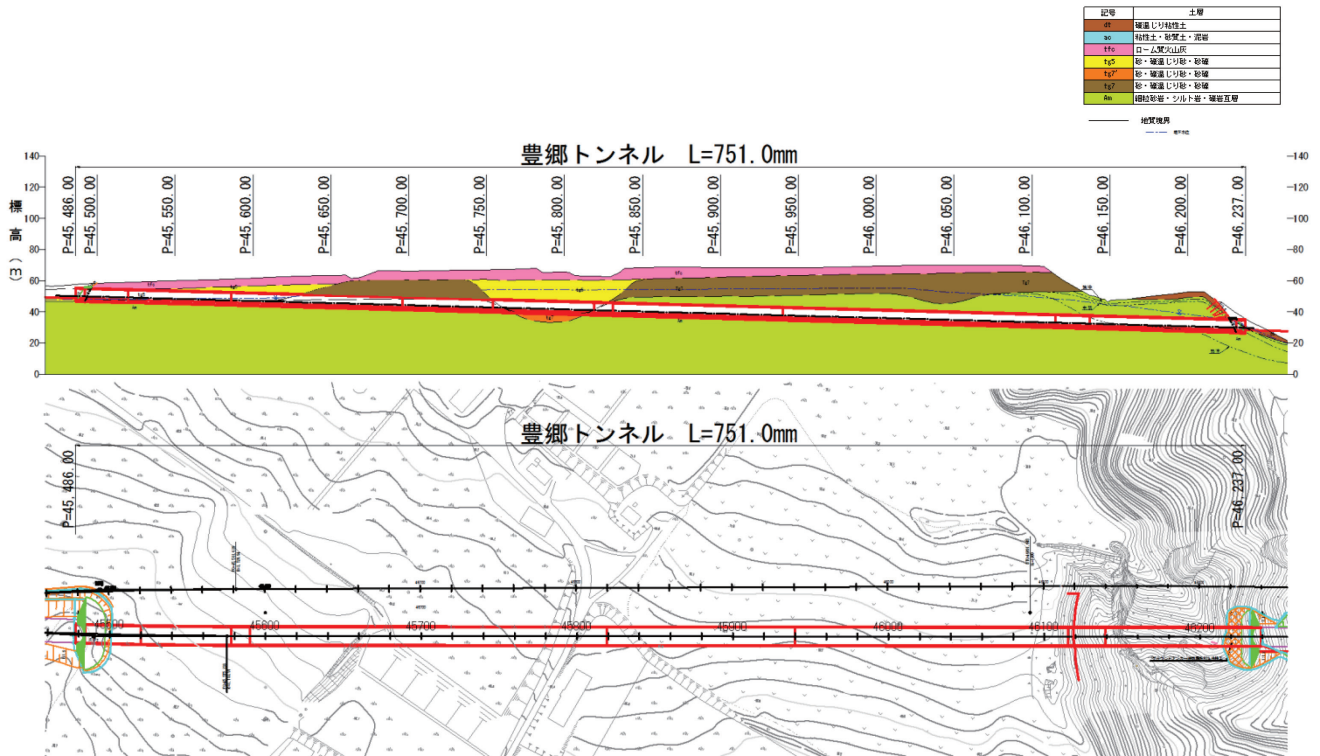


Fig.2 地質縦断・平面図

3. トンネル掘削時の課題

トンネルは低土被りの未固結地山を掘削することから、慎重な対応が求められた。

そのため、地形・地質的特性を踏まえ以下の問題点を克服する必要があった。

- ①掘削に伴う地山緩みによる地表面沈下抑制と切羽崩落に伴う地表面陥没の防止
- ②突発湧水に伴う土砂流出の防止
- ③トンネルの長期安定性の確保

これら問題点を克服するための対策を次章に述べる。

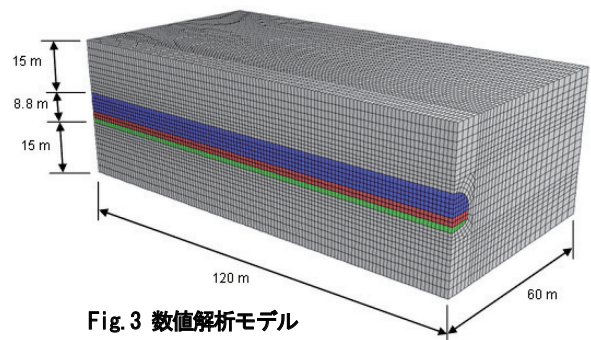


Fig.3 数値解析モデル

4. 施工報告

4.1 数値解析

牧場への影響を最小限に抑制してトンネルを安全に掘削することを目的に、トンネル掘削に先立って数値解析を実施した。

解析は事前調査で得た地山物性値を基にFig.3に示す3次元モデルで行い、予測解析の結果、Fig.4に示すようにトンネル天端周辺で15mm程度以下、地表面で10mm程度以下の沈下量が発生する結果を得た。施工中は坑内変位の実測データを基に逆解析で地山物性値を見直し、逆解析結果（見直し物性値）を利用した次施工への順解析を行うこととし、支保工の妥当性及び周辺地山の安定性を検証した。

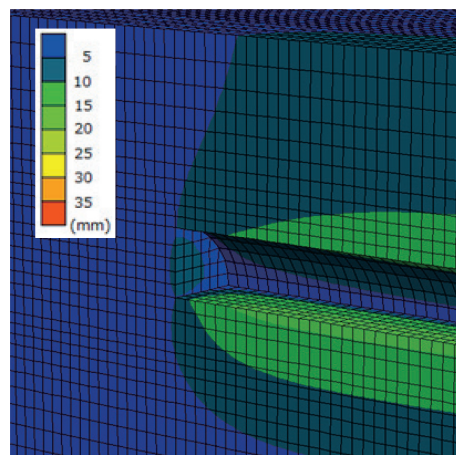


Fig.4 解析結果(変位分布)

4. 2 掘削方法の工夫

掘削は機械掘削方式（240kw 級自由断面掘削機）による上半先進ショートベンチカット工法で行った。

未固結地山では、切羽の安定性を確保することを目的としたリングカット掘削（核残し）が有効である。さらに、掘削後は吹付けコンクリートで早期に地山を拘束してゆるみの伸展や変位を抑制することが重要である。そこで、上半を左右半断面に分割してリングカット掘削を行い、分割掘削毎に一次吹付けコンクリートを打設する方法を採用した。以下に施工手順を示す。

手順①：上半切羽に自由断面掘削機と吹付け機を同時配置（Photo. 1）

手順②：掘削外周部の左半断面（Fig. 5 中の①）を掘削後、一次吹付けコンクリート打設（Fig. 5 中の②）

手順③：掘削外周部の右半断面（Fig. 5 中の③）を掘削後、一次吹付けコンクリート打設（Fig. 5 中の④）



Photo. 1 リングカット掘削機配置

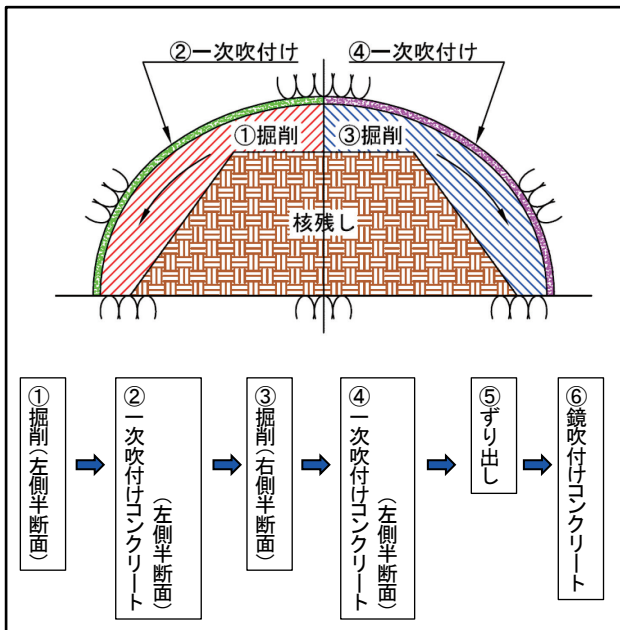


Fig. 5 リングカット掘削の施工手順

吹付け機は自由断面掘削機との並行作業が可能で通常よりも1.5倍の吹付け能力（30m³/h）を有したエレクトラ搭載型吹付け機を採用した。エレクトラ機能を搭載することで、鋼製

支保工運搬から建込時の安全性確保と建込から二次吹付けコンクリートまでの施工サイクルを短縮し、掘削後、早期に支保機能を発揮させることとした。

吹付けコンクリートの内、一次吹付けには通常吹付けよりもセメント量を増量してW/Cを低減させ（Table 1）、吹付け直後からの初期強度発現特性に優れ、且つ通常吹付けコンクリート設計強度の2倍の圧縮強度を有する高強度吹付けコンクリート（Table 2）を採用して掘削直後の地山拘束効果を高めた。

また、本工事が寒冷地に位置することから、吹付けプラントに温水設備と骨材保温装置を装備することで冬季においても吹付けコンクリートの強度発現が確保できる工夫を行った。

Table 1 高強度吹付けコンクリート配合

強度 (N/mm ²)	W/C (%)	S/a (%)	単位量(kg/m ³)					急結剤
			W	C	S	G	FA	
36	45	63	203	450	1,085	636	50	C×10%
18	56	—	202	360	1,086	675	—	C×5.5%

上段：高強度吹付け 下段：通常吹付けの標準配合

Table 2 高強度吹付けコンクリートの強度発現効果

	材齢圧縮強度(N/mm ²)		
	3時間	1日	28日
通常吹付け規格値	—	—	18
高強度吹付け (実績平均)	3.4	11.8	39.6

上半盤で12.5mの掘削幅を有する幅広断面の特性を活かして、通常掘削よりも1.5倍の積込能力を有したホイールローダ（3.4m³級）と20t積ダンブトラックを採用してずり出し時間の効率化を図り、早期に支保（鋼製支保工、二次吹付けコンクリート、ロックボルト）を構築してトンネルの安定性を確保し、地表への影響を抑制できる機械構成とした。



Photo. 2 ずり積み込み状況

4. 3 補助工法

4. 3. 1 水抜きボーリング

埋没谷が想定される区間（P=45,750～45,840）より145m手前（P=45,985）のトンネル断面内で実施した水平調査ボーリング（L=83m）から約3,000ℓ/minの湧水が発生した（Photo. 3 参照）。そこで、側壁部からトンネル断面外に水抜きボーリング（φ150mm, L=70m×3本）を追加実施して調

査ボーリングからの湧水を迂回することとした (Photo. 4). これより以奥から想定埋没谷区間までのトンネル掘削は、湧水とともに未固結地山が流出することが懸念されたため、継続して実施する調査ボーリングに加えて両側壁部から水抜きボーリング (L=70m) を追加 (Fig. 6) して切羽前方の地下水位を低下させた後、トンネル掘削を行った。その結果、トンネルは湧水に伴う切羽の不安定化を回避して掘削することができた。



Photo. 3 調査ボーリング孔からの湧水状況



Photo. 4 水抜きボーリング施工状況

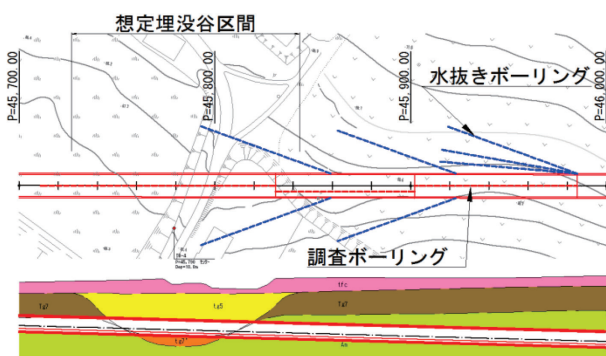


Fig. 6 水抜きボーリング施工位置

4. 3. 2 注入式長尺先受け工

本トンネルは未固結地山を低土被りで掘削することから、切羽前方地山の安定性を確保して地山の崩落・崩壊を防止することを目的として、全線に注入式長尺鋼管先受け工が計画されていた。

先受け工は Fig. 7 に示すように、φ114.3mm の鋼管をトンネル天端 120° の範囲で 29 本 (@45cm) 打設し、シリカレ

ジンを鋼管外周地山に注入して未固結地山を改良するものである。Fig. 8 に 1 打設単位の施工延長を示すが、1 回当りの施工シフト長は 12.5m でラップ長を 3.5m とし、1 シフト打設後に 9m 掘削するものである。

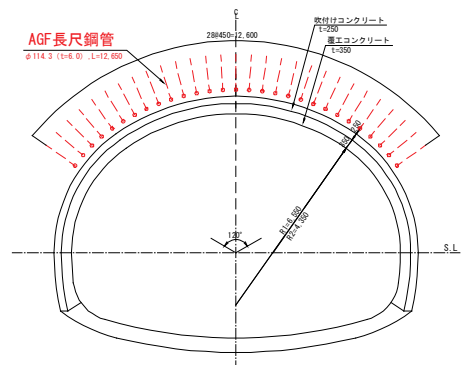


Fig. 7 注入式長尺先受け工打設パターン図

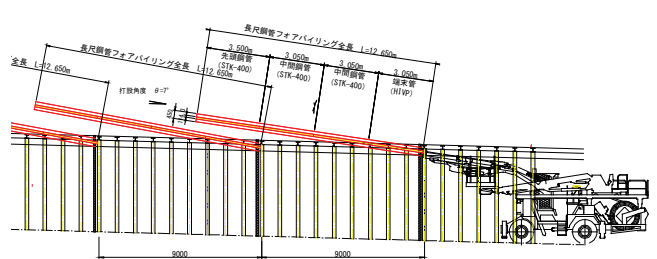


Fig. 8 注入式長尺先受け工施工概要

本トンネルにおける注入実績を Table 3 に示す。注入管理は設計注入圧を 3.0MPa (初期圧 0.5MPa+2.5MPa)、設計注入量を 150kg/本とし、いずれかが規定値に達した時点で完了することとした。

実績注入量が設計注入量以上であったため、設計よりも実際の地山間隙率が高く、設計注入量ではトンネル掘削中に天端から地山が抜け落ちる頻度が多くなったことから、発注者と協議の上、低粘性のシリカレジンに変更して設計注入量を増加することとした。その結果、未固結地山の間隙中へのシリカレジンの浸透性が高まり、地山の抜け落ちを防止して牧場の陥没を回避できた。

Table 3 注入式長尺先受け工施工数量

シフト数	設計注入量 (kg/本)	実績平均注入量 (kg/本)
74	150	165

4. 4 計測管理

地上に家屋や構造物等の保安物件が位置するトンネル掘削においては、本来であれば直接保安物件の動態観測を行うことが望ましい。本トンネル直上に位置する牧場には軽種馬が放牧されており、放牧地面の挙動を直接計測することは困難であった。そこで、数値解析で得た結果を基にトンネル坑内の変位観測を強化することでこれを補完し、放牧地面の健全性を確保することにした。

トンネル坑内の変位観測は、日常管理としてのA計測（天端沈下・内空変位測定）を自動計測でリアルタイムに管理し、さらに鏡面の押し変位も同様の管理を行った。

坑内変位のリアルタイム管理とは、A計測の場合は自動追尾式トータルステーションをトンネル坑内に常置させ、10m毎に設置した測定ポイント（Fig.9）を2時間毎に自動計測する。計測結果が自主管理値を超過した時点で坑内に設置した回転灯と警報装置により坑内の工事関係者に周知すると同時に職員の携帯電話に警報メールを発信し、迅速な対応がとれるようにした。鏡面の押し変位は掘削毎に切羽鏡面の3点（天端及び両アーチ付近）を切羽後方に設置したレーザー距離計で連続測定（Fig.10）し、押し変位が管理値（10mm）を超過した時点でA計測と同様の警告を行った。

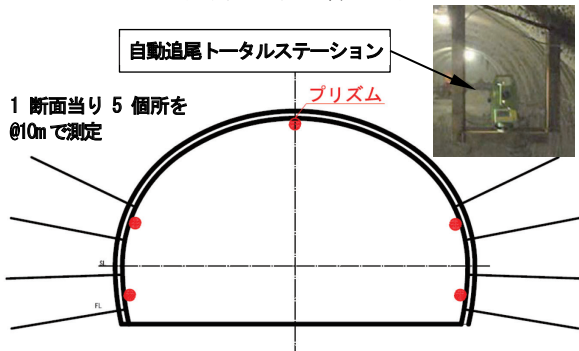


Fig. 9 A計測測点配置

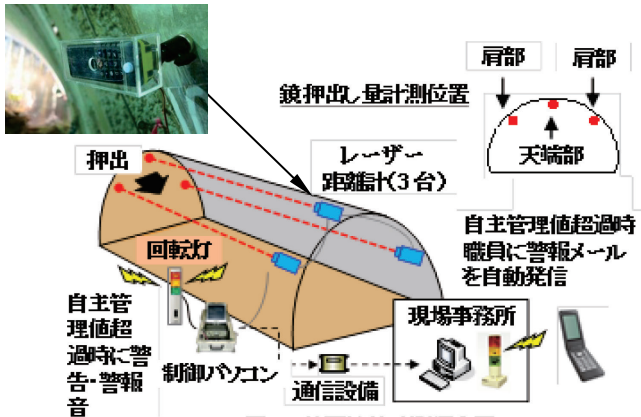


Fig. 10 鏡面押し変位とリアルタイム管理イメージ

トンネル中央部直上の牧場施設の私道については、地表面沈下を直接計測管理できたことから地権者と協議の上、工事関係者の出入りの必要がなく軽種馬を刺激しないGPS測量受信機をFig.11に示すトンネルセンター上に常置して地表面変位の管理を行った。

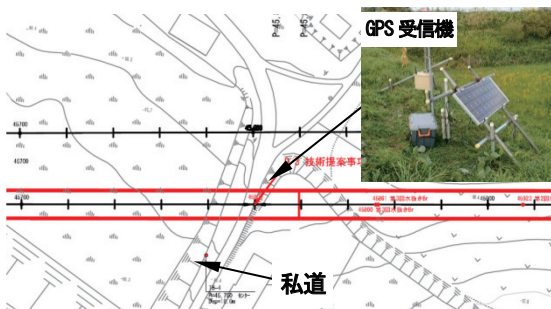


Fig. 11 GPS測量による地表面管理位置

坑内変位はトンネル全線でFig.12に示す程度の変位量（天端沈下量で10mm程度、内空変位量で2mm程度）で推移し、管理基準値（天端沈下量：22mm、内空変位量：43mm）を十分に満足する結果を得た。

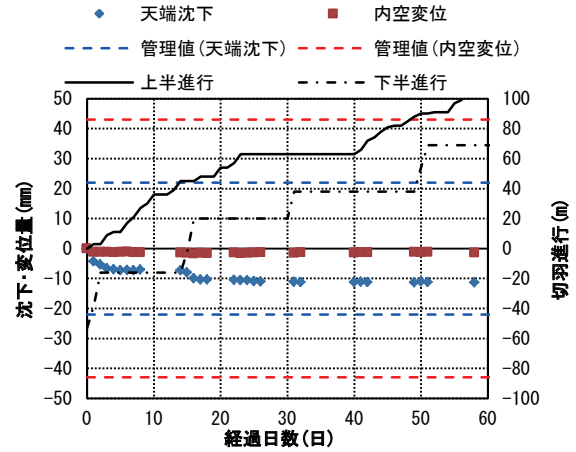


Fig. 12 坑内A計測経時変化グラフ (代表値)

鏡押し変位についても坑内変位と同様にトンネル全線を通じてFig.13に示す程度の変位量（最大値：3mm、管理値：10mm）で推移した。

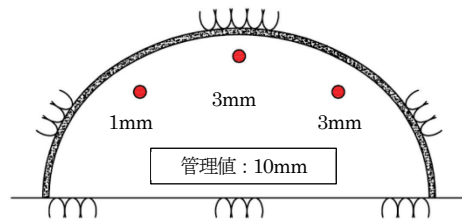


Fig. 13 鏡変位測定結果 (代表値)

私道で実施した地表面沈下計測（GPS測量）もFig.14に示すように5mm程度の沈下量で収束しており、トンネルが計測点を通過してからの経時的な沈下挙動もなく安定した状態を確保できた。

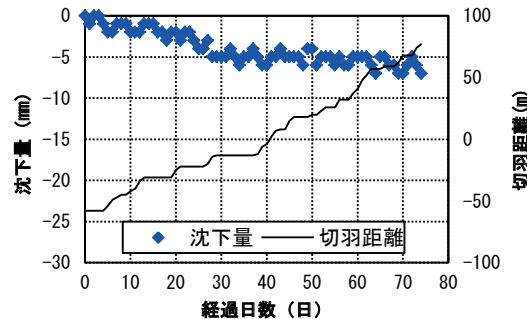


Fig. 14 地表面沈下測定経時変化グラフ (GPS)

これら計測結果から、掘削方法や補助工法を工夫することで周辺地山の緩みを抑制し、トンネルの安定性を早期に確保できたものと考えられる。

5. おわりに

平成27年2月からトンネル掘削に着手し、13ヶ月を要して平成28年3月に無事貫通した。掘削当初は鏡の自立やトンネルの安定性を確保するために長尺先受け工以外の補助工法（鏡補強ボルトやインパット早期閉合等）の検討が必要と考えられた。しかし、リングカット掘削や高強度吹付けコンクリートによる地山の早期拘束、水抜きボーリングによる

地下水の先行排出等による施工上の工夫と細心の注意を払った計測管理体制を構築したことが奏功して牧場への影響もなく安全にトンネル掘削できたものとする。

本稿が今後の類似工事において参考になれば幸甚である。

謝辞

最後に、トンネル掘削に当りましてご指導いただきました北海道開発局 室蘭開発建設部の皆様とご協力いただきました協力会社の皆様に厚く感謝申し上げます。

Mountain tunnel construction reported in shallow overburden unconsolidated ground

Katsunori MOCHIZUKI, Toru SASAKI, Kimihiko TAKASHIMA, Masakazu MAKIHARA and Daiki IGARASHI

Abstract

Toyosato tunnel is a road tunnel of 751m. Construction site is located in the nationally renowned Hidaka as horses and tit breeding areas, has spread the ranch of Race Horse in the 30m suffer maximum soil in the tunnel just above. Geology are distributed to principals talus deposits, Firmness acceleration of soil is generally low, tunnel excavation is correspondence that does not adversely affect the growth of Race Horse was required. This paper is intended to carry out the construction report of tunnel excavation in such conditions.

Keywords: Shallow-overburden, Unconsolidated-ground, Drainage-boring, Forepoling
