

地山改良工を併用した低土被りトンネルの施工

EXCAVATION OF A SHALLOW TUNNEL WITH GROUND STABILIZATION

蓼沼慶正¹⁾, 磯谷篤実¹⁾, 小西真治²⁾, 西山達也²⁾, 奥津一俊³⁾

Yoshimasa TADENUMA, Atsumi ISOGAI, Shinji KONISHI, Tatsuya NISHIYAMA, Kazutoshi OKUTSU

This report describes one of the appropriate methods for excavating a shallow tunnel. The tunnel mentioned here is excavated by NATM with soil stabilizing method in that the ground over the face was stabilized by cement in advance. There is little restriction for using the land above the tunnel and this method is more economical than the other methods. The shallow mixing method and the pre mixed method are used appropriately for the improvement. From the result of measurements and FEM analyses, it is considered that the face stabilization is improved by the method, and therefore, it is possible that the supports are reduced.

Key Words: long tunnel, mine area, mineralized muck, muck disposal site, muck classification,

1. はじめに

低土被りトンネルの掘削施工は、従来は主に開削工法により行われてきているが、近年では施工技術の進展から、環境や経済性でより有利な NATM による施工も多くなってきている。この場合、地表面の変状の抑制や切羽の安定性の確保が大きな課題となっており、その対策として、加背割の工夫や先受工や注入工等、様々な対策工が地上条件等に応じ選択されている。

今回、報告する牛鍵トンネルは、東北新幹線八戸～新青森間に位置する延長 2,070m の山岳トンネルである(図-1)。本トンネルは未固結砂層を 1D 以下の低土被りで通過するトンネルであり、地上条件は主に田畑である。このうち、比較的平坦で起伏が少ない等、地上条件の制約が少ない終点方から 700m の区間は、地表面からトンネル天端部分を改良してから NATM で掘削を行う工法(以下地山改良工法と称す)で施工している。

本報告ではこの区間における地山改良工の概要とともに、これに対する計測及び及びトンネルの安定に関する解析を行ったのでこれらについて述べる。

2. 地形・地質の概要

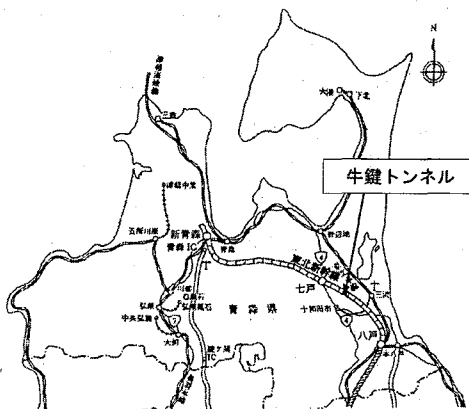


図-1 牛鍵トンネル位置図

図-2に牛鍵トンネルの地形及び地質を示す。トンネ

¹ 正会員 日本鉄道建設公団盛岡支社七戸鉄道建設所

² 正会員 鉄道総合技術研究所構造物技術研究部

³ 正会員 日本国土・日産・古久根・田中 東北幹、牛鍵 T 他特定建設工事共同企業体

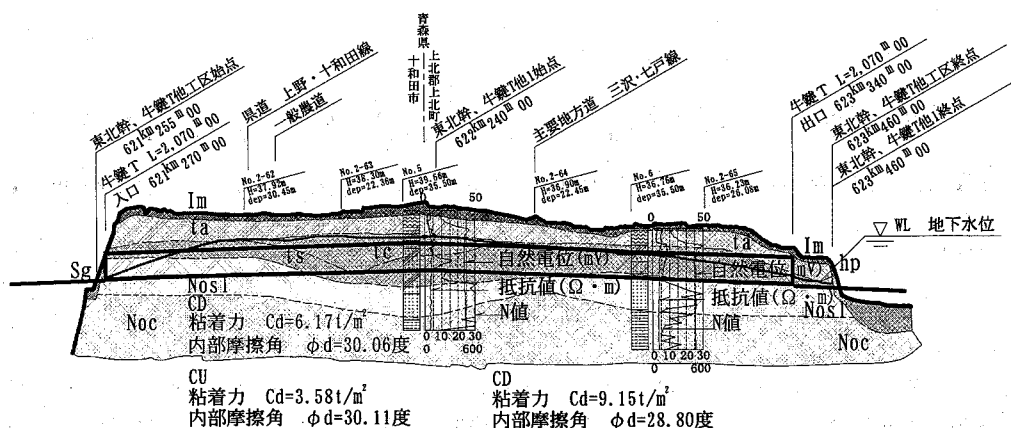


図-2 地質縦断面図

ル周辺は標高 30~70m 程度の台地で、掘削対象地山は、上位より新期火山噴出物である黒ボク(lm), ローム(ta), 扇状地堆積物である粘性土(tc), 砂質層(ts), 第四紀更新世の地層である砂質土(Nos1), 粘性土(Noc)が主体となる。ta (高館火山灰層) はN値が 10 以下の軟質層であり、浮石や石英砂の混入が見られる。ts (高館段丘構成層(砂)) はシルト混じりの砂礫を主体とし、粘着力 $c=3\text{tf/m}^2$, 細粒分含有率 $F_c=8\sim 20\%$ であり、湧水に伴った流砂が懸念される物性を有している。tc (高館段丘構成層(粘性土)) は有機質シルトや火山灰質シルトを主体とするもので、N値が 10 以下の軟弱層で弾性係数 $E=7\text{MN/m}^2$ 程度であるため、大きな沈下が懸念される。一方 Nos1 (野辺地砂層) は全体的には N値が 30 以上の比較的締まった砂層であるが、一部均等係数が低くルーズな層もあり、近傍のトンネル掘削では湧水による流砂現象も起こっている。

地上は、概ね田畑、山林であり、起点寄りの途中3箇所で主要地方道、県道等と交差する。

3. 掘削対策工の選定

本トンネルのうち、終点方から 700m 区間は土被りが非常に小さく地上の制約条件も少ない。ここでは、この区間の掘削対策工として、先受工、開削工法、地山改良工等に対し、切羽の安定性及び経済性の比較検討を行った。このうち先受工は、未固結地山のトンネル掘削で数多くの実績があるが、本トンネルでは地山の強度が小さく湧水も考えられることから浸透注入を併用したかなりの本数となる AGF をする必要があると考えられるためコスト上不利であると考えた。開削工は、低土被りのトンネルで多くの実績があるが、本トンネルへの適用にあたって、①仮土留を用いず素掘りの場合には掘削高さ及び幅が大きくなる。②地質条件から施工中ののり面保護工も不可欠となる。③埋め戻しは覆工コンクリートを施工した後となるため、借地期間が長くなる。④埋め戻し覆工コンクリートの設計が耐震設計を考慮する必要もある、などの理由から、経済上不利であると考えた。地山改良工は、地表面から掘削対象地山の一部を改良した後に NATM で掘削する方法である。改良するためにトンネル天端の地山部分を一時的に開削する場合でも、開削の掘削高さ及び幅は開削工法に比べ小さく、さらに改良後すぐに埋め戻すため借地期間は短い。このため、地表面の制約がなければ経済的にトンネルを掘削できる工法である。このようなことから、本トンネルでは地山改良工を掘削対策工に選定した。

4. 地山改良工の概要

地山改良工は近年土被りの小さいトンネルで採用例が報告されている。改良範囲や改良強度等のスペック

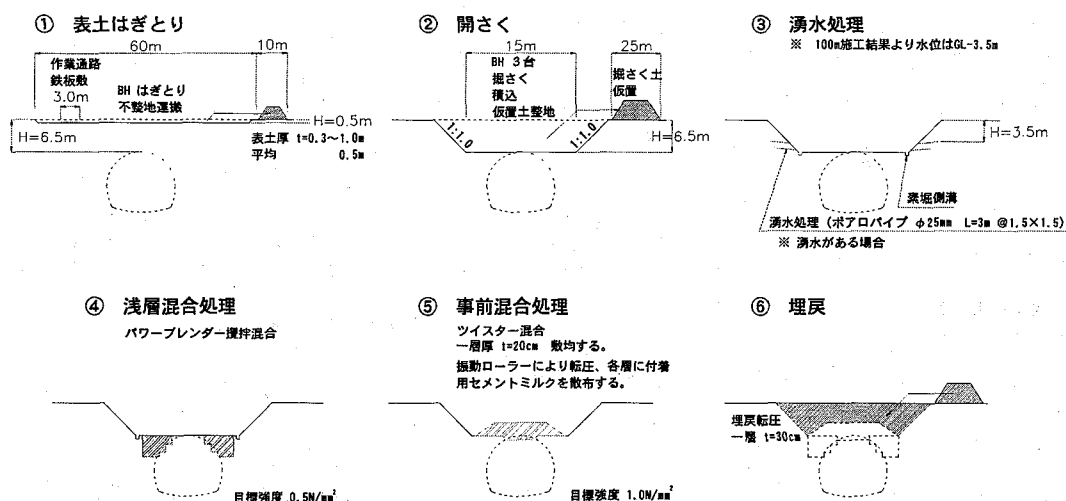


図-3 地山改良工施工手順図

は、土被り、地質、地上条件、沈下の許容度等により異なっており、天端のみを改良した事例¹⁾、上半部分を改良した事例²⁾、トンネル全断面を改良した事例³⁾がある。

改良方法は、事前混合処理と浅層攪拌混合の2つに分けられる。前者は、地山を掘削し掘削土とセメントを混合した後に敷均し、転圧しながら埋戻す方法である。後者は、現地山にセメント等の固化材を添加・混合攪拌する工法である。前者は後者に比べ改良自体が経済的であり、また確実な強度増加が期待できる。他方、前者は改良対象地山まで切取を行う必要があるのに対し、後者では切取は不要である。

本トンネルへの適用にあたっては、これまでの実績における改良範囲を参考にしつつ、FEM解析を行い、改良範囲、改良強度、改良方法を以下に決定した。

- ①地山改良は天端周辺地山（天端～肩部）を対象とした。
 - ②地表面から天端付近まで切取掘削を行い、肩部については現地での浅層攪拌混合、天端付近についてはセメント系固化材を混合した改良土を造成することにより、地山の改良を行った（図-3）。
 - ③地山改良強度は、事前解析により改良目標強度を設定し、固化材の添加量は、試験施工によりの表-1ようにした。
 - ④この工法での施工延長は、地形及び土地利用形態等を考慮し終点方坑口から700m区間とした。
- 図-3に地山改良工の施工フローを示す。

5 試験施工区間での計測結果

最初の100m区間の施工は、地山改良工の改良範囲の妥当性を評価するために試験施工として位置付け、この区間では通常のA計測の他にB計測を実施し、これによるトンネル、切羽安定のメカニズムを考察した。

(1) 地山及び切羽の変位の状況

地中変位の経時変化を図-4に示す。この図から以下のことがいえる。なお、地表面の値には、地山改良部分より上の埋め戻し土における、埋め戻し後の圧密沈下量が含まれており、地表面の変位の方が天端より大きくなっている。

表-1 地山改良工 スペック

工 法	改良目標強度 (N/mm ²)	固化材添加量 (kg/m ³)
浅層混合処理	0.5	50 (粘性土)
		90 (砂質土)
事前混合処理	1.0	50 (山砂)

①切羽が 10m 程度に近づいた時点から沈下が発生している。下半掘削についても、下半切羽が計測地点の 20m 程度手前から沈下に掘削の影響が出ている。これは、坑口側で掘削することによる荷重増加が、地山改良の梁を伝わり、切羽側にも影響しているものと考えられる。

②地表面の沈下量は、埋め戻し土の圧密沈下の影響はあるものの、改良体の下端の沈下量と同様の傾向を示しており、改良体とその上の盛土は一体となって沈下していると考えられる。

③ SL 部分の沈下量は、上半掘削時から比較的大きい値を示しているが、絶対量は改良体下端の沈下に比べ小さい。このことから、上半掘削時に支保工の脚部沈下が発生していると共に、トンネルの周辺地山が改良体の重量を受け持つことによる圧密沈下も発生しているものと考えられる。

(2) 改良体内の計測結果

改良体内（天端から 50cm 上）に設置した土圧計の経時変化を図-5 に示す。切羽通過前の鉛直土圧は土被り圧 γH (60kN/m^2) に比べ小さくなっていた。これは、側壁部改良体が厚く剛性が高いため、改良体肩部付近に応力集中が発生し、相対的に改良厚が薄く剛性の低い天端では土圧が減少したことを意味している。鉛直土圧は切羽到達 15～10m までに一度 10% 程度減少し、切羽通過後は解放によって急激に減少する。この手前で当初の 20% 程度増加している。これは、切羽無支保区間での解放により、その両端の区間に応力が再配分されたためと考えられる。切羽通過後は、一次支保の施工によってこの部分に応力の再配分が起こり、最終的には当初土圧程度まで復旧している。

(3) 支保部材の発生応力

吹付けコンクリート及び鋼製支保工の応力発生状況を表-2 に示す。支保部材の発生応力は、それぞれの許容応力より十分な安全率を確保していることがわかる。

6. 支保低減に関する解析検討

(1) 解析の目的

試験施工区間の施工にあたっては、脚部沈下は見られたものの、切羽の肌落ちはなく切羽崩壊や極端な変状はなかった。また、吹付けコンクリート応力や鋼製支保工の応力についても、各々の耐力に比べ十分な安全率を確保していた。このことや施工状況等から、地山改良により、切羽の安定性の確保が図られたと考えられ、その後の施工においては、支保工の低減が可能であると考えた。ここでは、FEM による数値解析を行い、支保工の低減の可能性について検討を行った。

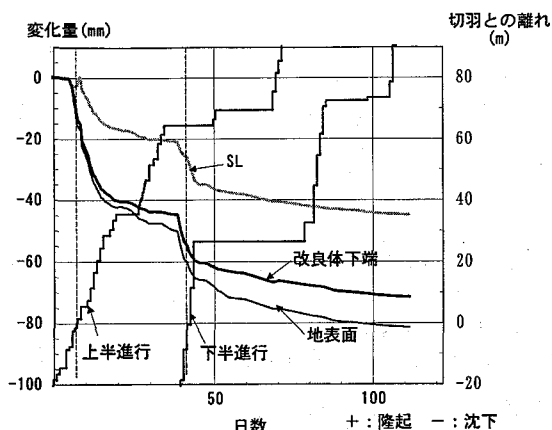


図-4 地中変位の経時変化

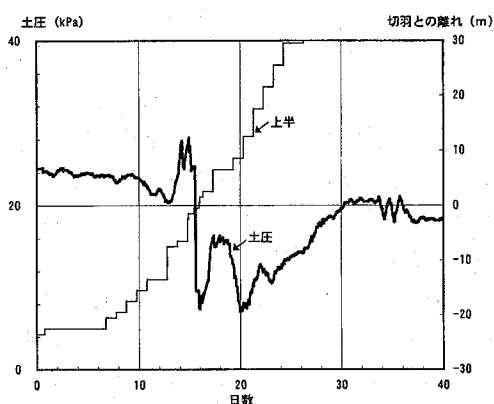


図-5 土中土圧経時変化

表-2 支保部材発生応力び許容値
(単位 N/mm^2)

支保部材	天端	側壁	許容値
吹付コンクリート	0.8	1.2	9.3
鋼製支保工	40	102	206

表-3 支保工の変更案

	当初	変更案
鋼製支保工	150H 1m 間隔	125H 1m 間隔
吹付コンクリート	t=200mm	t=150mm
ロックボルト	D22 L=3m 12 本	なし

(2) 支保構成

支保工は、実測値から鋼製支保工及び吹付コンクリートに発生している応力が小さいことが確認できたので、鋼製支保工のサイズと吹付コンクリート厚さを低減してみた。また、ロックボルトも打設しないこととした(表-3)。

表-4 変位量 (mm)

項目	施工段階	現設計	支保低減
地表面沈下	切羽到達時	-15	-15
	下半掘削時	-24	-26
天端沈下	切羽到達時	-18	-18
	下半掘削時	-28	-28
内空変位	切羽到達時	-4	-4
	下半掘削時	-5	-8

(3) 解析結果

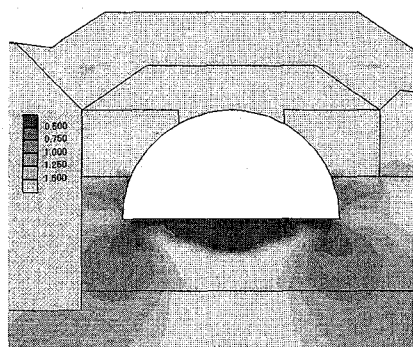
① 変位量

上半切羽到達時と下半掘削後の最大変位を表-4に示す。沈下に関しては支保を低減してもほとんど差はなかった。

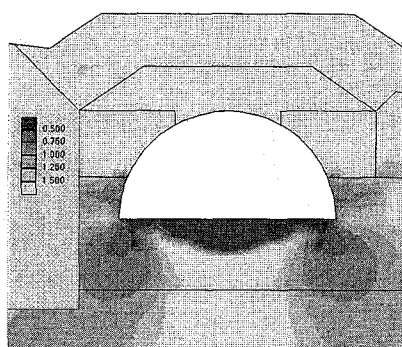
※現設計での変位量は同定解析における解析値であり、実測の変位量とは異なる。

② 地山の安定性

上半掘削完了時と、下半掘削完了時のモールクーロンの破壊条件に基づく安全率分布を図-6に示す。これについても一次支保を低減しても安全率分布はほとんど変わっておらず、安全率1以下の範囲は、壁面から2m程度であった。側壁部の地山性状の劣化によって沈下の増大を招くこともあるため、特に施工時に側壁部を緩ませないような工夫は必要であると考えられるが、その範囲は NATM 設計施工指針の目安である0.2D程度となっており、地山や計測の状況を適切に判断し、必要に応じロックボルト等を適宜打設すれば問

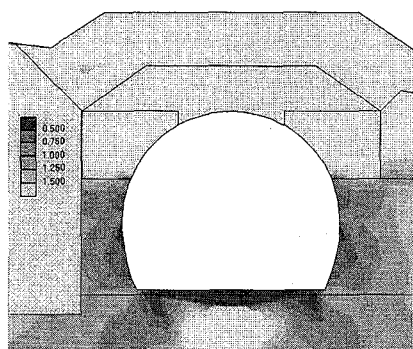


現設計

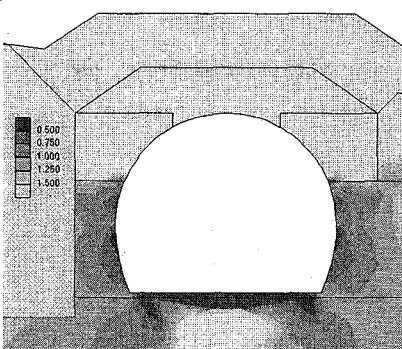


支保低減

① 上半掘削完了時



現設計



支保低減

② 下半掘削完了時

図-6 安全率分布

題はないと考えた。

表-5 支保部材低減後の発生応力推定値 (単位 N/mm^2)

支保部材	支保低減前		支保低減後		許容値
	計測結果 ①	計算結果 ②	計算結果 ③	発生応力推定値 ④=①×③/②	
吹付コンクリート	1.2	0.6	0.8	1.6	9.3
鋼製支保工	102	59	88	152	206

③支保部材の応力

支保部材低減後の発生応力の推定値を表-5に示す。支保部材を低減した場合には、最大発生応力は、現設計に比べ約4割

増加している。計測結果と計算結果との比率を基に、支保部材を低減した場合の一次支保発生応力の最大値も、許容値に比べ十分小さい値となっている。

7. 支保工の低減とその後の掘削状況

解析の結果、支保部材を低減した場合は、発生応力は解析値と実績値の違いを考慮したとしても許容値以内に入り、一次支保の健全性は確保できるものと考えられた。ただし、側壁部の塑性領域が2m程度まで大きくなっているため、沈下や内空変位、側壁部の状況により適切な掘削管理を行い、必要であれば、側壁部の補強を行うこととした。

その後、支保パターンを変更して施工を行ってきている。一部で地山状態が解析断面のものより悪くなり、下半掘削時に沈下と共に内空変位が大きくなっている個所が見られた。そのような区間では、側壁部への鋼管等の打ち込みで沈下対応を行っているが、支保工や吹付けに変状はない。このことから、支保工の低減は適切であったものと考えられる。

8. 結論

施工及び検討を通じて得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 低土被りのトンネルで、地上条件のない地山においては、地山改良工を併用した NATM 掘削は有効な工法である。本工事では、いくつかの改良方法から、その利点を活用しつつ適切に使い分けた。
- (2) 現場計測結果やFEM解析結果から、地山改良工を併用することにより、切羽の安定性が高められ、支保工に生ずる応力も小さくなったため、FEM解析などから支保工の低減を図った。

低土被りのトンネルを NATM で施工する場合、一般に都市部では、地上からの対策工を取ることが出来ず、坑内からのプレライニング等を施工しながら掘削せざるを得ない。本トンネルのように地上の制約が無い場合には、今回採用した地表からの地山改良工は、切羽到達前に対策をとることができ、また確実な安定性を得られるので、得策であるといえる。

今後、本トンネルでは、地上からの対策工を取れない区間もあるので、その区間と施工結果等を比較する予定である。

参考文献

- 1) 熊耳哲雄, 岡田良平, 奥津一俊: 土被りの薄い住宅地直下を貫く—東北新幹線滝沢トンネル—, トンネルと地下, 2001
- 2) 吉谷進, 小山忍, 今岡彦三: 浅層改良工法による坑口処理—高規格127号大吉トンネル—, トンネルと地下, 1993
- 3) 林康啓, 高橋徹, 岡千裕, 杉本正人: トンネル工法カルバートの設計及び施工時計測結果, 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集, 1996