

山岳トンネルにおける 長尺鏡補強工の作用効果の評価

御手洗 良夫¹・松尾 勉¹・手塚 仁²・岡本 哲也³・西村 誠一⁴・松井 保⁵

¹正会員 工修 俣熊谷組 土木本部トンネル技術部 (〒162-8557 新宿区津久戸町2-1)

²工修 俣熊谷組 土木本部トンネル技術部 (〒162-8557 新宿区津久戸町2-1)

³ 俣熊谷組 土木本部トンネル技術部 (〒162-8557 新宿区津久戸町2-1)

⁴農修 俣熊谷組 関西支社 箕面トンネル南工区作業所 (〒562-0013 箕面市坊島5-14)

⁵フェロー会員 工博 大阪大学大学院工学研究科 (〒565-0871 吹田市山田丘2-1)

山岳トンネルの切羽安定性を向上させるとともに、切羽前方地山に改良ゾーン(コア)を形成して、トンネル掘削の影響を極力抑える長尺鏡補強工が開発され、トンネル現場に適用されている。不良地山に大断面トンネルを施工するプロジェクトに長尺鏡補強工を本格的に適用した事例を対象として、計測結果に基づいて長尺鏡補強工の作用効果の評価し、3次元数値解析で検証した。その結果、長尺鏡補強工は切羽前方地山の押し出しを抑える作用効果があり、先行ゆるみ発生の防止に顕著な効果があることを明らかにした。

Key Words : advance core, extrusion, long face forepiling, 3D analysis

1. 序論

山岳トンネル工法を適用する基準の一つとして、地山を支承する支保部材が十分な効果を発揮するまでの間、切羽の安定性が維持されているか否かが挙げられる。トンネル切羽の安定性に影響する要因としては、①地山の強度、②地下水、③地山の初期応力状態、④地質構造、⑤トンネルの大きさ、⑥施工方法等が挙げられる。地山自体の強度が比較的高い場合には、切羽の自立時間は長い、地山の強度が低い場合には、切羽の自立時間が短く、何らかの対策を講じて切羽の安定性を向上させる必要がある。従来、切羽の安定性を維持する方法として、掘削断面を小さくして掘削したり、掘進長を短くする方法が採用されてきた。

山岳トンネルの標準工法¹⁾として、吹付けコンクリートとロックボルトを主要な支保部材として活用する工法、すなわちNATMが採用され始めた頃より、切羽前方地山を補強する方法としてフォアポーリングや鏡ボルトが用いられてきた。最近ではAGF工法に代表される長尺先受工法が多用されるようになり、切羽の安定性向上に効果を発揮している。

一方、NATMの導入後、トンネルの設計において切羽前方地山の挙動が着目されるようになり、特に不良地

山の場合、いわゆる切羽前方地山の先行ゆるみによって、地表面の沈下の増大や切羽通過後のトンネルに作用する荷重の増大が引き起こされ、トンネル挙動に大きな影響を及ぼす事が明らかとなってきた^{2)~4)}。したがって、トンネル切羽前方地山を補強すれば、トンネル掘削の影響を極力抑えることが可能となる。切羽前方地山を補強する方法としては、薬液注入工法や垂直縫地工法等の大掛かりな補助工法や短尺の鏡ボルトが適用されてきた。大掛かりな補助工法は適用にあたって種々の制約条件があり、また短尺の鏡ボルトは切羽近傍の地山しか補強できないため、広範囲の先行ゆるみを抑制する効果は得られない。また、AGF工法のような長尺先受工法はトンネル切羽の安定性向上には大いに効果を発揮するが、切羽の上部地山の補強のみでは、十分な先行変位の抑制効果が発揮されない場合も多い。一方、切羽前方地山を確実に補強し、改良ゾーン(コア)を形成する方法として、長尺鏡補強工であるADECO-RS工法⁵⁾がイタリアで開発され効果をあげている。わが国でも、最近、2重管掘りで切羽前方地山の補強が可能な長尺鏡補強工法⁶⁾が開発された。この工法は、切羽前方地山にグラスファイバー補強プラスチックチューブ(以下GFRPチューブと呼ぶ)を2重管掘りで打設し、その管を通して注入材を注入することにより、改良ゾーン(コア)を形成する事が可能

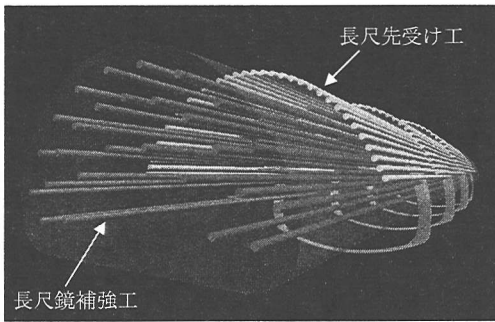


図-1 工法のイメージ

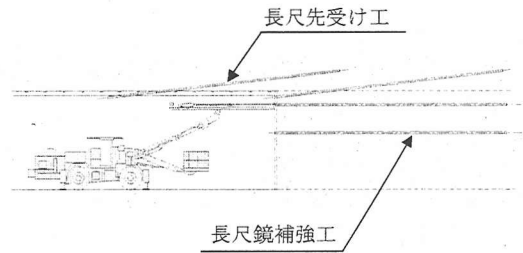


図-2 工法の概要

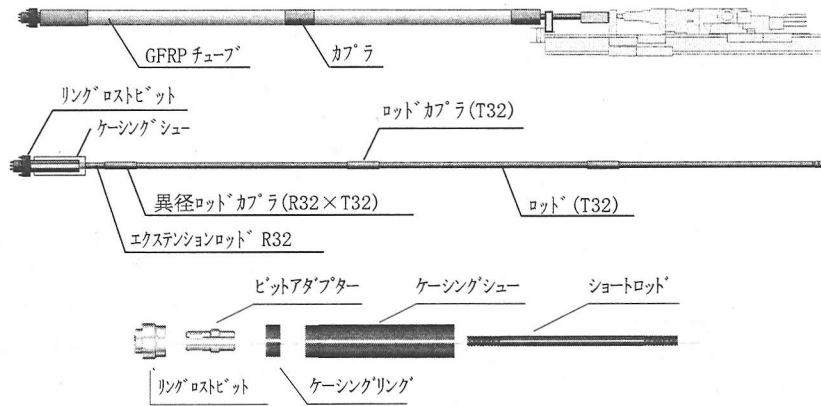


図-3 穿孔システム

であり、不良地山においても、切羽前方地山を 25~30m の範囲まで補強することができる。

こうした長尺鏡補強工により、トンネル切羽の安定性向上を図るばかりではなく、切羽前方地山の先行ゆるみの発生を防止することにより、作用するトンネル荷重の軽減、トンネル周辺への影響抑制が可能となると考えられる。

本研究は、切羽の安定性が著しく悪い不良地山で地表面沈下量を極力抑制しなければならないトンネルにおいて、GFRPチューブを用いた長尺鏡補強工を適用した事例を対象として、計測結果に基づき長尺鏡補強工の作用効果を評価するとともに、3次元の有限差分法を用いた数値解析を実施し、長尺鏡補強工の作用効果を検証するものである。

2. GFRPチューブを用いた長尺鏡補強工

従来の鏡補強工法（鏡止めボルト工法）では、トンネル掘削の影響を受ける切羽前方地山を補強するためには、できるだけ長いボルトを打設するのが望ましいが、地山の性状が著しく悪い場合には、ボアホールの自立性など施工性の問題から長尺の鏡ボルトが施工できないのが現

状である。また、ケーブルボルトによる長尺鏡補強工も穿孔からボルト挿入までの間はボアホールが自立していることが必要である。

この課題を解決する方法として開発されたのが、GFRPチューブを用いた長尺鏡補強工法である。この工法は、切削可能なGFRPチューブをケーシングとして2重管方式により穿孔し、このチューブを補強部材としてウレタン系やセメント系の注入材とともに切羽前方に改良ゾーン（コア）を形成する工法である。図-1 および図-2 に工法のイメージおよび概要を示す。

穿孔システムは、切削可能なGFRPチューブの先端にリングロストビットおよびケーシングシューを取り付け、ビットアダプターを装着したロッドをチューブ内に挿入し、ロッドの回転によりビットアダプターからリングロストビットに伝達される機構である（図-3 参照）。ドリルジャンボ等により所定長の削孔後、リングロストビットおよびケーシングシューは孔奥に存置し、ビットアダプターを装着したロッドは回収する。GFRPチューブは1本あたりの長さが3mでこれを接続して所要の補強体長とする。注入はウレタン系やセメント系の注入材を使用し、注入方式は口元から行い、GFRPチューブの全長を一度に注入するバルブ注入方式、あるいはパッカーを利用し、GFRPチュ

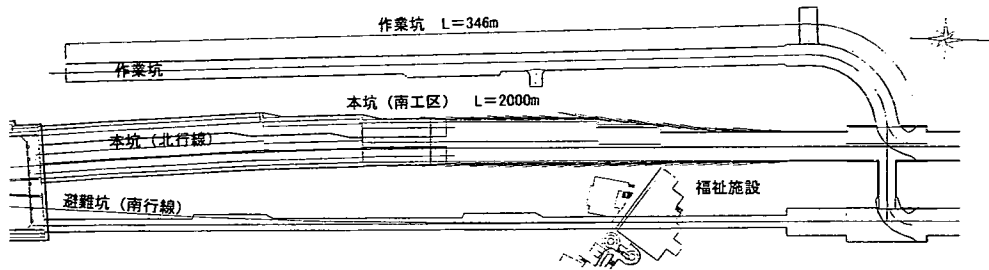


図-4 南坑口部平面図

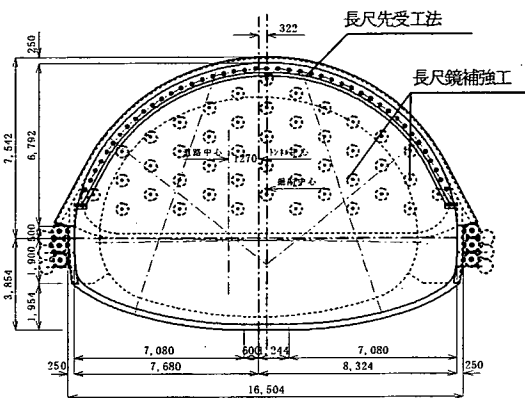


図-5 福祉施設の建物付近の支保パターン

ープをいくつかの部屋に分割して注入する，分割注入方式など地山状況や作業サイクルに適した方法を選択する。

長尺鏡補強工に使用するGFRPチューブは，外径76mm，内径60mmのガラス繊維補強プラスチック製である。室内基礎実験の結果では，素材は600N/mm²の引張強度を有し，GFRPチューブとしての耐荷力については，本体の引張抵抗力は1000kN，本体継手部引張抵抗力で200kN以上，せん断抵抗力は170kN以上である。

3. 不良地山における長尺鏡補強工の適用

長尺鏡補強工を用いてトンネル切羽前方地山に改良ゾーンを形成するという考え方で施工した事例を対象として，長尺鏡補強工の作用効果を検証する。GFRPチューブを用いた長尺鏡補強工を適用したトンネルは，南坑口部のトンネル内に流入ランプをやむをえず設けなければならなかった。そのためトンネル断面積は順次変化し，南坑口部は最大掘削断面積が310m²となる。

地質は丹波帯の強破砕質頁岩であり，地下水が存在している条件であった^{7), 8)}。このトンネルの直上，約40mの地表に木造モルタル造りの二階建ての福祉施設の建物が存在しており，その建物にトンネル掘削の影響が及ばないことが要求された。この付近の本坑の掘削断面積は100

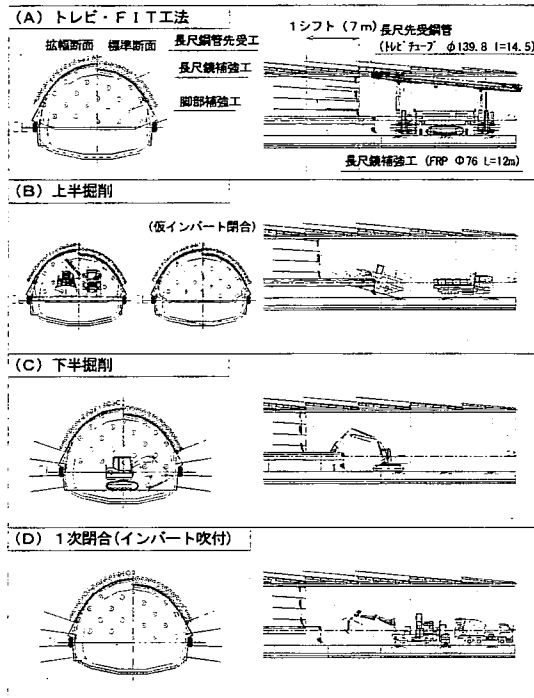


図-6 トンネルの施工概要

～190m²であった。南坑口付近の平面図を図-4に示す。本坑トンネルの施工に先立ち，作業坑掘削を行った。作業坑は掘削断面積が41m²で，坑口から100m間は砂，粘土を主体とした大阪層群，その先は強破砕質頁岩であり，地下水が存在していた。地下水や地山自体の強度が低いため，切羽の安定性が悪く，何度か切羽崩壊が発生した。土被りは25～40mであったが，作業坑掘削の影響が地表面まで及んだ。こうした作業坑でのトンネル挙動から判断すると，本坑施工時も切羽の安定性が著しく悪く，掘削の影響が広範囲に及ぶ可能性が高いと考えられた。事前の数値解析結果や作業坑の計測結果から，施工の管理基準値は，地表面沈下量40mm(本坑施工時32mm，避難坑施工時8mm)，地表面の傾斜を1/1000と設定した。厳しい条件をクリアーするために，福祉施設の建物への影響を極力少なくするようなトンネル施工法の検討を行った。その結果，全断面に近い加背割りで施工し，インバートの早期閉合ができる施工システムを採用すること

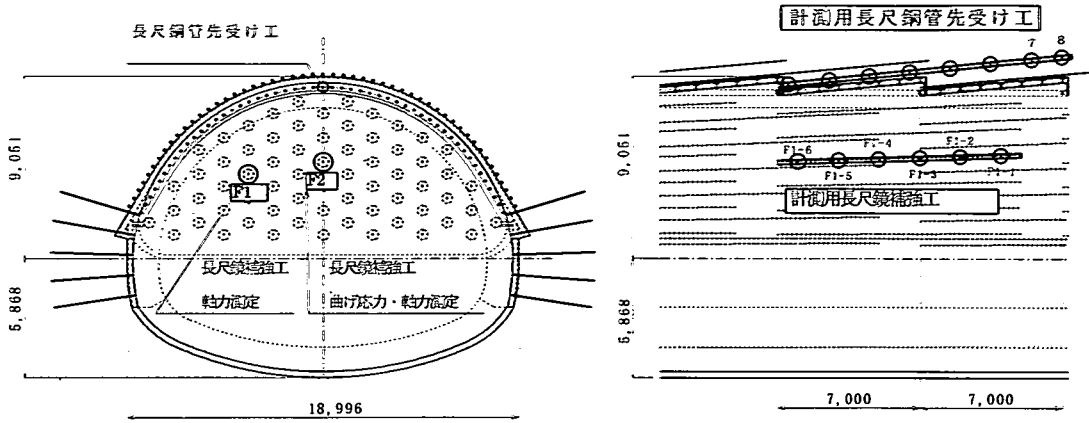


図-7 補助工計測の配置状況

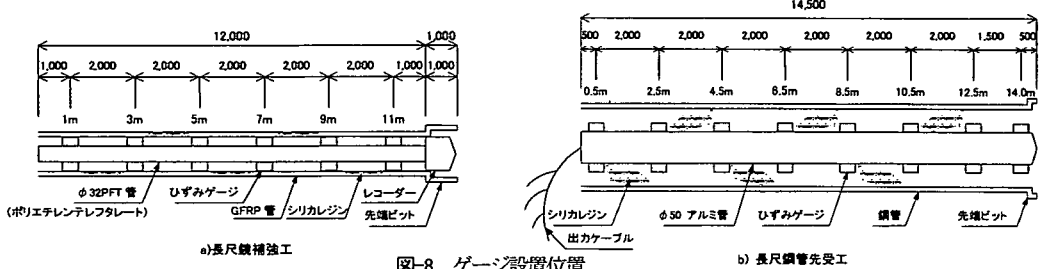


図-8 ゲージ設置位置

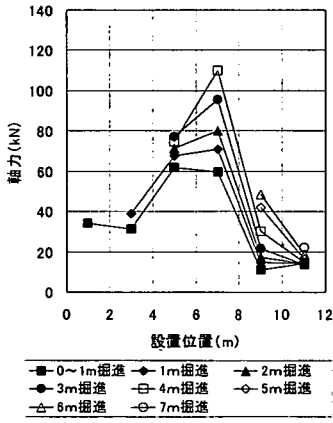


図-9 軸力分布図

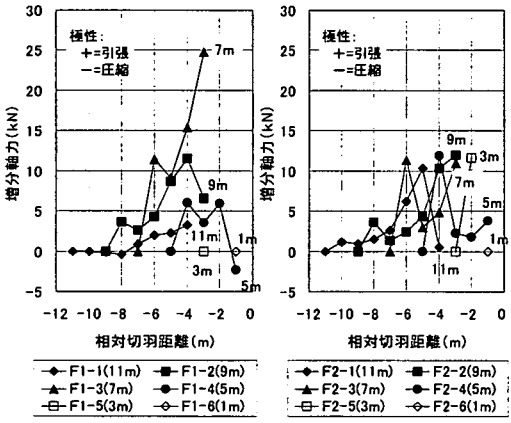


図-10 増分軸力の経距変化
(長尺鏡補強工)

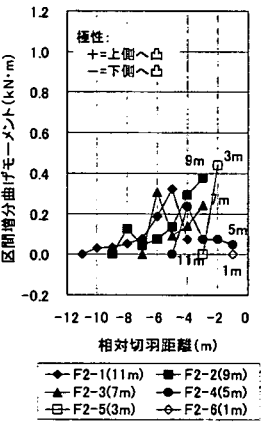


図-11 増分曲げモーメントの
経距変化(長尺鏡補強工)

とした。この施工システムを達成するためには、切羽の安定性が著しく悪い地山状態で、大きな加背で掘削する必要があり、切羽の安定性向上と自立時間の延伸を図らなければならなかった。さらに、切羽前方の先行ゆるみを抑える必要があった。このため、トンネル天端上方地山補強には、アンブレラ工法として長尺先受工法を、切羽前方地山補強には長尺鏡補強工を採用した。支保は鋼製支保工 H250、吹付厚 30 cm で一掘進長は 1.0 m であった。長尺鏡補強工は、長さ 12 m、地質や断面の大きさの違いによって 30~66 本切羽に打設した。長尺先受工法(トレビチューブ工法)は長さ 14.5 m の $\phi 139.8$ mm 鋼管

を 35~51 本切羽前方上部の地山に打設した。脚部補強工は $\phi 139.8$ mm の鋼管 7.25 m を片側 3 本づつ上半脚部に打設した。福祉施設の建物付近の支保パターンを図-5 に示す。長尺鏡補強工、および長尺鋼管先受工の施工概要を図-6 に示す。

GFRP チューブを用いた長尺鏡補強工(長さ 12.0 m)を、地表面沈下対策の一つとして本格的に適用するのは、我が国では初めての事であり、長尺鋼管先受工(長さ 14.5 m)と合わせて計測を実施した(図-7 参照)。長尺鏡補強工は、手前より切断されて行く為に、補強工先端にレコーダーを設置し、切羽がレコーダー部に到達した際にこ

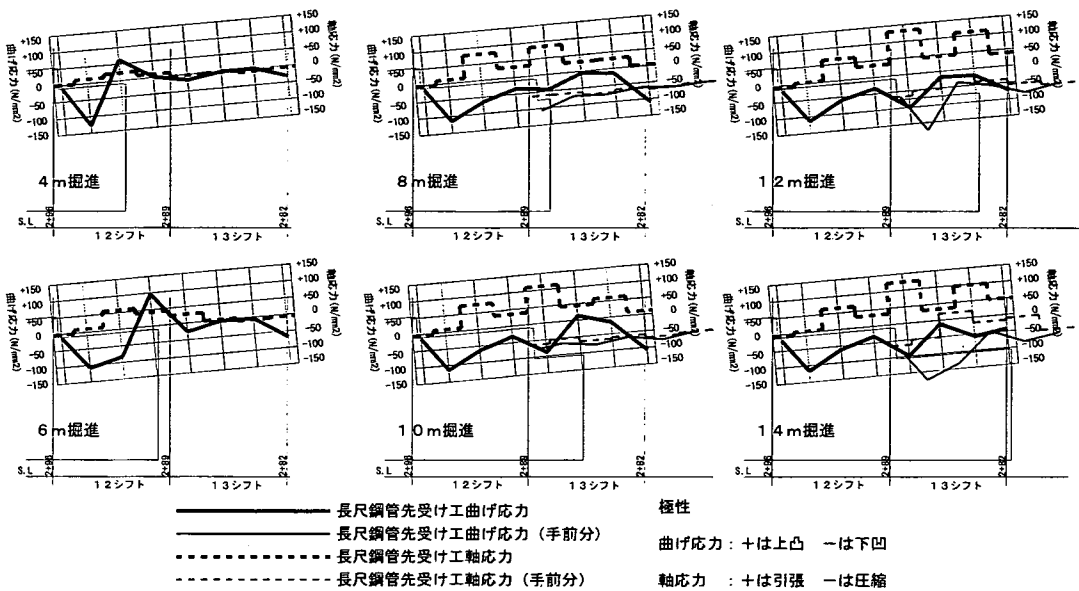


図-12 長尺鋼管先受工の応力分布

4. 計測結果と評価⁹⁾

(1) 長尺鏡補強工の計測結果

長尺鏡補強工の計測は、図-7 に示すように、F1 (軸力測定) と F2 (曲げ応力と軸力測定) の2本のGFRPチューブで行った。図-9 に軸力分布図を、図-10 に増分軸力の経距変化を、図-11 に増分曲げモーメントの経距変化をそれぞれ示す。縦軸に示す増分軸力、及び増分曲げモーメントは、切羽が1m進行する毎の軸力、曲げモーメントの増減した値を示している。横軸の相対切羽距離とは、計測点と切羽位置の距離を表している。軸力の+は引張りを、曲げモーメントの+は上に凸の変形を示している。図中の各計測点の距離表示は口元からの距離を示す。この図において、計測点が口元より5m以奥に位置する計測結果によると、切羽が計測点の4~6m付近に近づくと、軸力値が急増していることがわかる。図-10中のF1の7m地点が急増しているのは、切羽がこの地点の3m付近に近づく時点でひずみゲージが計測不能となる直前であったことに起因していると考えられる。この結果から長尺鏡補強工は、各計測点から4~6mに近づくと拘束力を最大に発揮し、切羽の押し出しを抑制していると考えられる。長尺ロックボルトを鏡に打設し、その軸力を計測した結果によると、切羽接近に伴い軸力の増分値が大きくなるが、切羽が計測点の4~5m地点に近づくと軸力の増分が減少すると報告¹⁰⁾されている。ロックボルトとGFRPと材質構造の違いがあるが、ほぼ同じ地山挙動を把える結果となった。曲げモーメントの値自体は比較的小さいので、長尺鏡補強工においては切羽の押し出し力に対する抑止効果が卓越していると考えられる。今回のGFRP

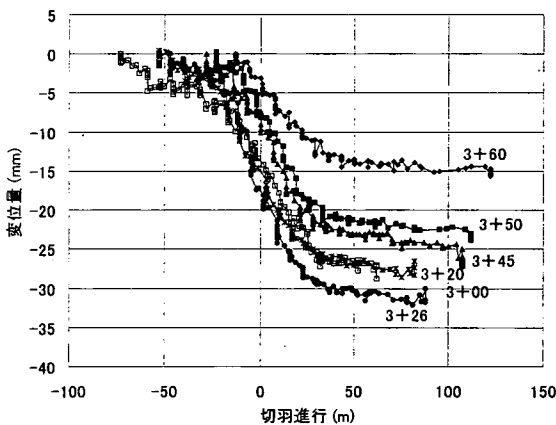


図-13 地表面沈下の経距変化

れを回収し、データ解析することとした。今回、採用した長尺鏡補強工及び長尺鋼管先受工は、2重管方式で穿孔を行い、外管を地中に存置するため、外管に直接ひずみゲージを設置することは困難である。そこで、ひずみゲージ (長さ 8.8mm, 幅 3.5mm) を貼ったポリエチレンテレフタレート (PET) の管を外管の中に挿入した後、注入材 (シリカレジン) によって一体化することにより、外管の応力を測定した。なお、外管とセンサー管の挙動の整合性については、事前の室内試験により確認した。長尺鏡補強工、長尺鋼管先受工ともひずみゲージの間隔は2mとした。

長尺鏡補強工のひずみゲージ設置位置および長尺鋼管先受工のゲージ設置位置を図-8 に示す。

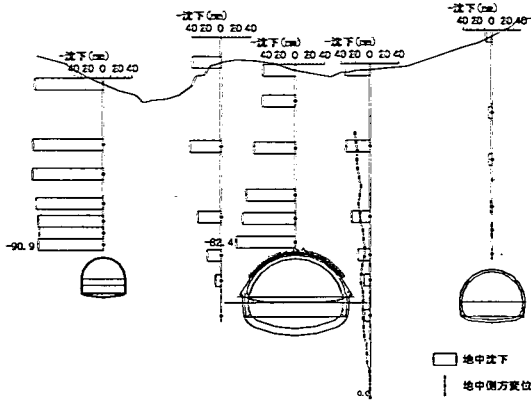


図-14 地中変位計測結果

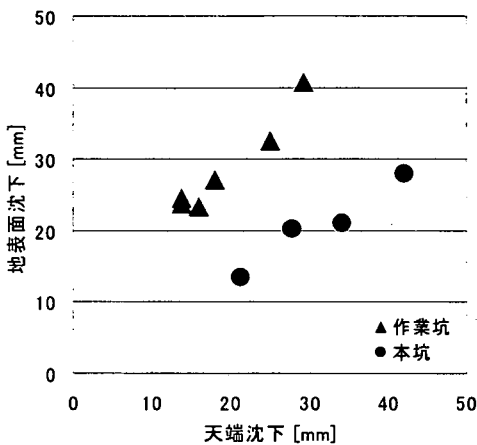
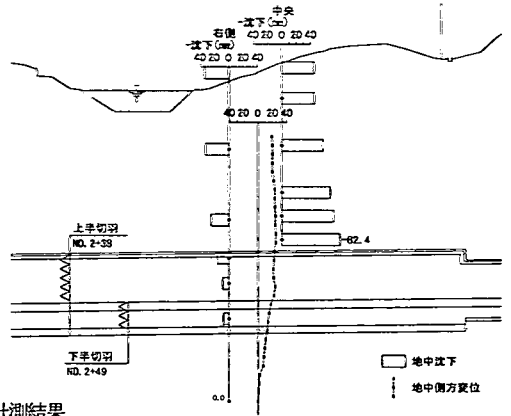


図-15 本坑、作業坑の沈下量の比較

Pチューブを用いた長尺鏡補強工を強破碎頁岩に適用したが、ラップ長 (5m) は事前に実施した3次元有限差分法の解析結果に基づき決めた。計測結果からこの地山では、ラップ長5mは適切であったと判断出来る。

(2) 長尺鋼管先受工の計測結果

図-12は長尺鋼管先受工法の応力分布を示す。長尺鋼管先受工法は圧縮材として作用しており、打設後、3~4mの掘削時より梁部材としての先受効果が明瞭に現れる。その後、掘削にともない曲げ応力の変曲点は前進する。他現場での長尺鋼管先受工の計測でも同様な結果が報告されている^{11), 12), 13)}。長尺鋼管先受け工の打設長さは14.5mで1シフト7m掘削であった。計測される鋼管に注目すると、7mを越えた時点で、作用する地山荷重の支持位置が前シフトの鋼管下部から次シフトの鋼管上部へと変化する。10m掘進までは、切羽前方地山内の鋼管の曲げ応力の増加が認められるが、それ以奥の掘削では、切羽前方の曲げ応力の増加は見られない。このことは、次シフトで打設された下方に位置する鋼管が先受効果を発

揮していることを示している。

最終的には、曲げおよび軸応力は8mの深度で最大値を示す。この位置は、長尺鋼管先受工のシフトの変わり目であり、支保剛性が変化する位置でもあることに起因していると考えられる。

(3) 地表面沈下と地中変位の計測結果

福祉施設の建物付近の地表面沈下の経距変化を図-13に示す。下半切羽が計測点を21m通過した時点の地中変位の分布を図-14に示す。掘削は作業坑、本坑、避難坑の順で行われ、この時点では作業坑、本坑は掘削完了していた。地中変位計は、作業坑上部のものは作業坑掘削前に設置し、本坑周辺および避難坑上部の地中変位計は、本坑掘削前に設置した。福祉施設付近の地表面沈下および地中変位測定結果によると、先行変位率は20~50%であり、大掛かりな補助工法を採用せずに施工した作業坑で計測された50%よりも小さな比率となっている。

作業坑の地中変位分布がトンネル天端と地表面ではほぼ同等な値を示しており、グラウンドアーチの形成が不十分であるために「とも下がり」的な挙動を呈しているのに対し、本坑では、トンネル天端付近で最大値となり、天端から離れるにしたがって地中変位量が減少しており、グラウンドアーチの形成がなされていることがうかがえる。図-15に作業坑と本坑の天端沈下量と、地表面沈下量の関係を示す。作業坑(41m²)は本坑(100~190m²)の掘削断面積の2.5~5倍であるが、この図は大きな断面積の本坑掘削時の地表面沈下量が小さいことを示している。

以上のことから、本坑の掘削断面積が作業坑の数倍も大きいにもかかわらず、長尺鏡補強工や長尺鋼管先受工の作用効果が十分に発揮されて、トンネル掘削の影響が抑制されていることが確認できた。

表-1 入力物性値

地山入力物性値

単位体積重量 (γ)	弾性係数 (E)	ポアソン比 (ν)	粘着力 (c)	内部摩擦角 (φ)
22kN/m ³ (2.2tf/m ³)	70MPa (700kgf/cm ²)	自重解析 0.45 掘削解析 0.35	0.0098MPa (0.98tf/m ²)	30°

支保部材の入力物性値

項目	構造要素	単位体積重量 (γ)	弾性係数 (E)	断面積	厚さ
吹付けコンクリート+鋼製支保工	シェル	24.6kN/m ³	8,650MPa (86,500kgf/cm ²)	0.3m ²	0.3m

先受け部材の入力物性値

項目	鋼管 (TREVI)	GFRPチューブ (FIT)
構造要素	パイプ	パイプ
単位体積重量 (γ)	78kN/m ³ (7.8tf/m ³)	17.5kN/m ³ (1.75tf/m ³)
弾性係数 (E)	210,000MPa (2,100,000kgf/cm ²)	35,000MPa (350,000kgf/cm ²)
断面積	4E-3 m ²	1.71E-3 m ²
断面2次モーメント	7.5E-6 m ⁴	1.00E-6 m ⁴
グラウト付着剛性	3.0E7 N/m/m	3.0E7 N/m/m
グラウト付着強度	8.48E7 N/m	8.48E7 N/m
グラウト摩擦角	0°	0°

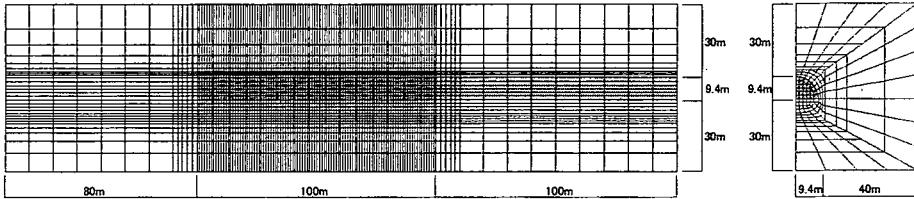


図-16 解析モデルのメッシュ分割

5. 数値解析 (3次元有限差分法) による評価

不良地山における長尺鏡補強工や長尺鋼管先受工法の作用効果を検証するために、3次元の有限差分法を用いた数値解析¹⁰⁾を行った。

(1) 解析のモデル化

解析に当たっては、対象となる地山、支保部材、長尺鏡補強工あるいは長尺鋼管先受工の力学的挙動をどのようにモデル化するかが重要である。まず、地山は完全弾塑性体的な挙動を呈するとし、モール・クーロンの破壊基準に基づき弾塑性解析を行った。支保材として、吹付けコンクリートと鋼製支保工は合成部材としてシェル要素、長尺鋼管先受工はブロック要素、長尺鏡補強工はパイプ要素としてモデル化した。長尺鋼管先受工のブロック要素のモデル化は、鋼管自体の剛性もさることながら、注入によって一様な分布でアンブレラを形成される改良効果をモデル化するために用いた。長尺鏡補強工のパイプ要素は、地山の押し出し変形の抑制をモデル化するためが必要あり、長尺鏡補強材と地山間のせん断挙動を表わすために採用した。パイプ要素における付着特性は、パイプの軸剛性、降伏を決定するバネ要素、グラウトのせん断特性を表す弾性バネ、グラウト・ボルト間の付着強度スライダによりモデル化する。

(2) 解析に用いた入力定数

解析に用いた入力定数の値を表-1に示す。地山の弾性係数は、本坑トンネルの内空変位や地表面沈下量の計測値を用いて、2次元有限要素法 (電中研方式非線形弾性解析) による解析をパラメトリックに行い、計測値に近い

値となる値を用いた。吹付けコンクリートと鋼製支保工は合成部材として等価弾性係数を用いた。長尺鏡補強材のグラウト付着剛性の値は、開発過程で実施した部材の引張り試験を数値解析でシミュレーションして、試験結果と合致する値を算定し、その値を用いた。

(3) 解析手順

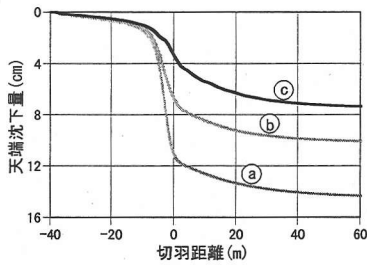
解析モデルのメッシュ分割を図-16に示す。解析範囲は、トンネル長手方向に280m、横断方向は本坑トンネル中心より両側に約50mとした。解析手順は、掘削をモデル図の右から始め、100m区間を一括掘削し、その後の100m間は1mごとの逐次掘削とした。長尺鏡補強工や長尺鋼管先受工はそれぞれの打設位置に掘削面が到達するたびにセットした。

(4) 解析結果

解析は、①補助工なし、②長尺鋼管先受工のみ、③長尺鋼管先受工と長尺鏡補強工の組み合わせの3ケース実施した。図-17に天端沈下量の経距変化、図-18に地表面沈下量の経距変化、図-19に切羽面の押し出し量を示す。図-20～図-22にそれぞれのケースの切羽周辺地山の最大せん断ひずみ分布を示す。

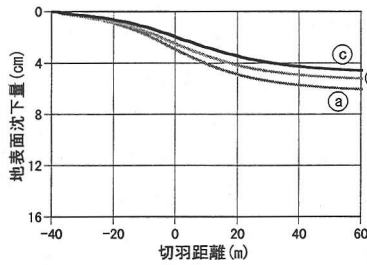
天端沈下量と地表面沈下量はともに補助工法の採用により、変位量が抑制されていることが分かる。しかしながら、切羽の押し出し量や切羽前方地山の最大せん断ひずみ分布を見ると、長尺鏡補強工を採用した場合、切羽前方地山のひずみ量と押し出し量とともに顕著に小さくなり、長尺鏡補強工による変形の抑制が大きいことが分かる。

表-2に解析値と計測値の比較を示す。この表から分か



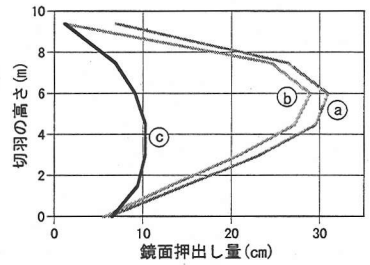
①: 補助工無し
 ②: 長尺鋼管先受け工
 ③: 長尺鋼管先受け工+長尺鏡補強工

図-17 天端沈下量の経距変化



①: 補助工無し
 ②: 長尺鋼管先受け工
 ③: 長尺鋼管先受け工+長尺鏡補強工

図-18 地表面沈下量の経距変化



①: 補助工無し
 ②: 長尺鋼管先受け工
 ③: 長尺鋼管先受け工+長尺鏡補強工

図-19 切羽面押し出し量

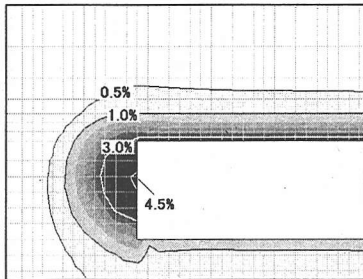


図-20 最大せん断ひずみ分布
 (補助工なし)

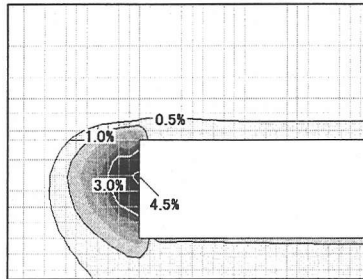


図-21 最大せん断ひずみ分布
 (先受け)

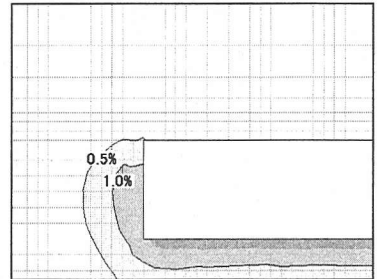
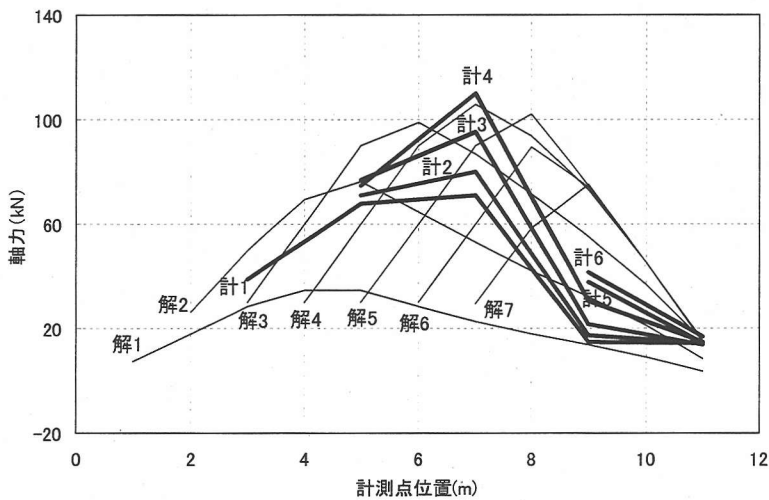


図-22 最大せん断ひずみ分布
 (先受け+鏡補強)

表-2 解析値と計測値の比較

	変位量		長尺鏡補強工		
	天端沈下 (cm)	地表面沈下 (cm)	最大軸力時 掘進量(m)	最大軸力深度 (m)	最大軸力 (kN)
解析値	-3.9 ※	-4.3	4	7	+108(引張り)
計測値	-4.3	-2.8	4	7	+110(引張り)

※先行変位を差し引いた値



- 計1: 計測値-1m掘進
- 計2: 計測値-2m掘進
- 計3: 計測値-3m掘進
- 計4: 計測値-4m掘進
- 計5: 計測値-5m掘進
- 計6: 計測値-6m掘進
- 解1: 解析値-1m掘進
- 解2: 解析値-2m掘進
- 解3: 解析値-3m掘進
- 解4: 解析値-4m掘進
- 解5: 解析値-5m掘進
- 解6: 解析値-6m掘進

図-23 解析値と計測値

るように、地表面沈下量の値に差異があるが、天端沈下量、長尺鏡補強材の応力等は解析値と計測値がほぼ一致しており、解析におけるモデル化や物性値の取り方がおおむね妥当であるといえる。

図-23 に解析と計測で得られた長尺鏡補強材の切羽進行に伴う軸力分布を示す。各計測点の位置を横軸に取り、切羽進行ごとの軸力分布を示す。切羽が進行するごとの長尺鏡補強工の軸力分布は、軸力のピークの位置が切羽の進行にともない、切羽から奥の方に移動することがわかる。計測結果では計測点のピッチが2mと比較的粗いため、軸力のピーク位置の移動は明確には捉えられない。しかし、軸力の分布状態やピーク時の軸力値等において、解析値と計測値は同じ傾向を示している。

今回は強破碎頁岩という条件下での解析値と計測値の比較を行ったが、今後、計測データを蓄積し、分析することにより解析による実挙動の的確な予測が可能となると考える。

6. 長尺鏡補強工の作用効果

GFRPチューブを用いた長尺鏡補強工を適用したトンネル挙動を計測で捉え、そのデータを基に、3次元の数値解析を用いて補強工の作用効果を検証した。これまで、トンネル現場で切羽の押し出し量が的確に計測できず、押し出された地山は掘削され、実質的に余り押し出し量がないように判断されてきた。しかしながら、今回の研究において切羽の押し出し量の違いによって、切羽前方地山のひずみ分布が大きく異なることが定量的に把握された。

長尺鏡補強工の作用効果は、明らかに切羽前方地山の押し出し量を抑え、先行ゆるみの発生範囲の抑制につながっている。今回の計測結果から、強破碎頁岩で掘削断面積が100~190m²のトンネルを施工した場合、切羽前方5m程度の距離までトンネル掘削の影響が顕著にできることが把握された。また、長尺鏡補強材の軸力のピークは、切羽が約3mまで近づくと発生し、切羽進行にともない軸力のピーク位置は奥に移動していくことを確認した。

これらの事から、これまで切羽で打設している3~4mの鏡ボルトの位置付けを見直す必要がある。すなわち、切羽近傍の地山を拘束し、切羽の安定性向上のみを図るのであれば、短尺の鏡ボルトでも十分であると考えられる。しかし、地表面や地中にある構造物への影響を最小限に抑えなければならないような場合には、先行ゆるみやトンネル荷重の増大を防ぐために、長尺鏡補強工の適用が不可欠であると考えられる。研究により、GFRPチューブを用いた長尺鏡補強工の長さやラップ長等の設計に必要なものの決定について有用な知見が得られた。

7. 結論

一般に、トンネル設計は切羽前方、切羽、および切羽後方の3箇所に着目して実施しなければならない。近年、アンブレラ工法の開発、展開等により、切羽前方にも着目した設計が行われるようになってきている。本稿は、トンネル切羽前方地山を改良、補強する長尺鏡補強工の作用効果を地山挙動に基づき確認した。

本稿で得られた主な結論は以下の通りである。

- (1) これまで、長尺鏡補強工の効果については、長尺ボルトあるいはケーブルボルトを適用した事例で研究されていた。本研究では、GFRPチューブを用いた長尺鏡補強工の事例で効果を評価した。その結果、これまでと同様な地山挙動となることを確認した。
- (2) GFRPチューブを用いた長尺鏡補強工は、GFRPチューブをケーシングとして2重管掘りするので、地山条件が劣悪で、孔壁が自立しないような地山でも確実な施工が可能であった。そのため、トンネルの加背割りを大きくしても、切羽の安定性の維持ができ、大断面トンネルでもトンネルの基本の一つである早期閉合が達成できた。
- (3) 長尺鏡補強工は、切羽の安定性向上のみならず、切羽の押し出し量の抑制あるいは先行ゆるみ発生の防止に効果がある。掘削断面積が41m²の作業坑とその2.5~5倍の掘削断面積の本坑施工時の地表面沈下量を比較すると、長尺鏡補強工と長尺先受鋼管工を採用した本坑の方が地表面沈下量を小さく抑えた。この結果から、長尺鏡補強工による切羽前方地山の補強する事が、切羽の押し出し量、先行ゆるみ発生抑制に効果を発揮している事が確認出来た。
- (4) 強破碎帯頁岩という地質条件下で、長尺鏡補強工の応力測定結果では、掘削の影響が顕著に始めるのは、切羽が5m程度近づいた地点であった。また、長尺鏡補強材の軸力のピーク位置は、切羽位置から奥に約3mの位置であることを確認した。また、この場合の長尺補強材の軸力は、最大110kN程度の引張力が発生した。
- (5) 3次元有限差分法による解析は、実現象と同じ傾向を再現できることを確認した。特に切羽の押し出し量とそれに伴う切羽前方地山の最大せん断ひずみ発生状況が長尺鏡補強工の有無により顕著な違いがあることがわかった。今後、長尺鏡補強工の設計に活用できると考える。

参考文献

- 1) 土木学会編: トンネル標準示方書(山岳工法編)・同解説, 1996.
- 2) Müller, L., Sauer, G and Varder, M. : Dridimensionale Spannungs-um-lagerungsprozesse im Bereich der Ortsbrust, Rock Mechanics Suppl.7, pp.67-85, 1978.
- 3) Katzenbach, R. and Breth, H. : Kritische Zonen beim Auffahren oberflächennaher Tunnel nach der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise, Rock Mechanics Suppl., pp.187-201, 1981.
- 4) Myer, L., Brekke, T., Dare, C., Dill, R. and Korbin, G. : An Investigation of Stand-up Time of Tunnels in Squeezing Ground, RETC, pp.1415-1433, 1981.
- 5) Lunardi, P. : The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils, Tunnels & Tunneling International ADECO-RS Approach, May 2000.
- 6) Mitarashi, Y., Matsuo, T. and Okamoto, T. : Development of long face reinforcement method with GFRP tubes, Modern Tunneling and Technology, Adachi et al(eds), pp.503-508, 2001.
- 7) 塩川裕之, 西村誠一, 河村靖男, 寺尾賢治, 磯崎弘治: 不良地山における大断面トンネル施工に伴う地表面への影響評価に関する研究, The 11th Japan National Symposium for Rock Mechanics, セッション F (トンネル, 地下空洞) F19, 2002.
- 8) 磯崎弘治, 寺尾賢治, 河村靖男, 西村誠一, 塩川裕之: 断層による影響を受けた不良地山における補助工法の評価に関する研究, トンネル工学研究発表会論文・報告書, 土木学会, pp. 215-220, 2001.
- 9) 磯崎弘治, 木下 敬, 河村靖男, 西村誠一, 塩川裕之: 断層による影響を受けた不良地山における補助工法の計画について, 第3回 最近の地盤計測技術に関するシンポジウム, 地盤工学会関西支部, pp. 39-45, 2001.
- 10) 小原勝巳, 安永礼三, 井上伸一, 市川健作, 熊谷幸樹: 長尺フェイスボルトの掘削に伴う挙動, トンネル工学研究論文・報告集第8巻, 土木学会 トンネル工学委員会, pp. 145-150, 1998.
- 11) 藤村三喜男, 山野賢治, 原田浩史, 須藤敏明: 国内初の2層道路トンネル 首都圏中央連絡自動車道 青梅トンネル, トンネルと地下, 第29巻9号, pp. 15-25, 1998. 9.
- 12) 小島一路, 小林正邦, 奥田良三, 五島三千明: 極薄い土被りをAGF工法で施工, トンネルと地下, 第26巻3号, pp. 23-30, 1995. 3.
- 13) 武内秀木, 河上清和, 折橋恒春, 中川浩二: 長尺鋼管フォアパイリング (AGF工法) の効果に関する研究, 土木学会論文集, No. 623/VI-43, pp. 233-246, 1999. 6.
- 14) 吉岡尚也, 木梨秀雄, 道廣一利, 谷本親伯: 鏡止めボルトによるトンネル切羽面の補強効果, 土木学会論文集, No. 638/III-49, pp. 389-394, 1999.

(2002. 6. 12 受付)

EVALUATION OF EFFECT OF LONG FACE REINFORCEMENT METHOD (FIT METHOD) IN TUNNELING

Yoshio MITARASHI, Tsutomu MATSUO, Hitoshi TEZUKA,
Tetsuya OKAMOTO, Seiichi NISHIMURA and Tamotsu MATSUI

The long face reinforcement method (FIT method) has been developed to stabilize the mountain tunnel face and to form the reinforced ground zone ahead of the face that restrains the expansion of the influence of the tunneling works to the surroundings. The effectiveness of this method was evaluated on the basis of the measured results obtained from a tunnel in poor geological condition. And also the three dimensional numerical analysis was carried out to verify the measured results.

The outcomes indicate that the long face reinforcement method has the significant effect to restrain the extrusion of the ground ahead of the face, and to reduce the pre-loosening zone of ground.