

# 中央先進導坑を用いた小土被り未固結地山における扁平大断面トンネルの施工

## Construction of Tunnel with Flat and Large Section in the Shallow Overburden and Unconsolidated Ground using Center Drift Advancing Method

山下 和也\*1      野田 佳彦\*2  
Kazuya Yamashita      Yoshihiko Noda  
富澤 直樹\*3      若林 宏彰\*3  
Naoki Tomisawa      Hiroaki Wakabayashi

### 要旨

国道1号笹原山中バイパス1号トンネル工事は、最大土被り8m、仕上内空断面積126m<sup>2</sup>、延長79mであり、軟弱なローム（N値5以下）や火山礫凝灰岩が分布する小土被り未固結地山の扁平大断面トンネルを掘削するものである。また、本トンネルは史跡山中城跡に近接し、遺跡であるラオシバ曲輪直下に位置するため、史跡保全と歴史的景観保持への配慮から、特に地表面沈下を最小限に抑えることが求められた。そのため、はじめに地質調査を兼ねた導坑掘削、本坑拡幅時には、長尺鋼管フォアパイリング工法および吹付けインバートによる早期断面閉合を行いながら掘削を完了した。

本稿では、この特殊な条件下において、事前の追加地質調査、トンネル施工中の計測とFEM解析によりフィードバックを実施した施工事例について報告する。

キーワード：扁平大断面 小土被り 中央先進導坑 早期断面閉合 史跡保全

## 1. はじめに

国道1号笹原山中バイパスは、静岡県三島市山中新田から同市笹原新田に至る延長L=4.3kmの道路である。国道1号線における現道の幅員狭小・線形不良・急勾配区間をバイパスし、交通安全の確保と沿道環境の改善を図るために、中部地方整備局により整備が進められている（図1）。

笹原山中バイパス1号トンネルは、本事業計画区間の内、山中地区（L=1.6km）の箱根側に位置するトンネルである。当該箇所は、通常であれば開削工法により道路が建設される施工区間であったが、日本百名城のひとつである史跡山中城跡に近接し、本丸である北ノ丸を直接守るラオシバ曲輪を貫くため、史跡保全と歴史的景観保持の観点からトンネル構造となった（図2）。

本トンネルは、新東名高速道路トンネルの3車線断面とほぼ同程度の大きさの扁平大断面トンネル（掘削断面積126m<sup>2</sup>）であり、地形・地質状況がトンネル全線にわたって小土被り（最大土被り約8m）で、表層には軟弱なロームが厚く堆積した未固結地山であったため、地表面沈下の抑制や切羽の安定性確保に配慮した施工が求められた。

本稿では、この特殊な条件下において、事前の地質調査、トンネル施工中の計測とFEM解析によりフィードバックを実施した施工事例について報告する。



図1 施工位置図

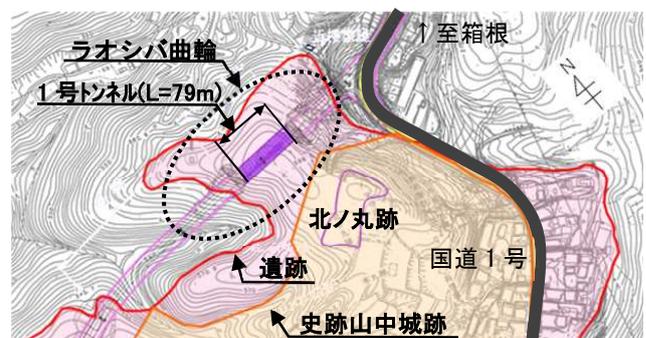


図2 現場の周辺状況

\*1 名古屋支店 土木部      \*2 東北支店 土木部      \*3 土木事業本部 技術部

## 2. 工事概要

表 1 に工事概要を示す。

表 1 工事概要

工事名	平成25年度1号笹原山中バイパス1号トンネル工事
発注者	中部地方整備局 沼津河川国道事務所
施工者	株式会社鴻池組
工事場所	静岡県三島市山中新田
工期	平成26年2月19日～平成27年3月27日
工事内容	工事延長L=159.3m, トンネル延長L=79m

## 3. 地形・地質概要

図 3 に地質縦断図を示す。

地形は、最大土被りが約 8m (約 0.5D、D：トンネル掘削幅) であり、トンネル全区間で小土被りを呈する。

地質は、地表面から 3～10m の厚さで N 値 5 以下の軟弱なローム (Lm 層) が、その下部からトンネル底盤にかけて N 値 10 程度の強風化した火山礫凝灰岩 (Lt1 層) が分布する。また、事前の地質調査では、地下水位はトンネル下半からインバート付近に存在していることが確認されていた。

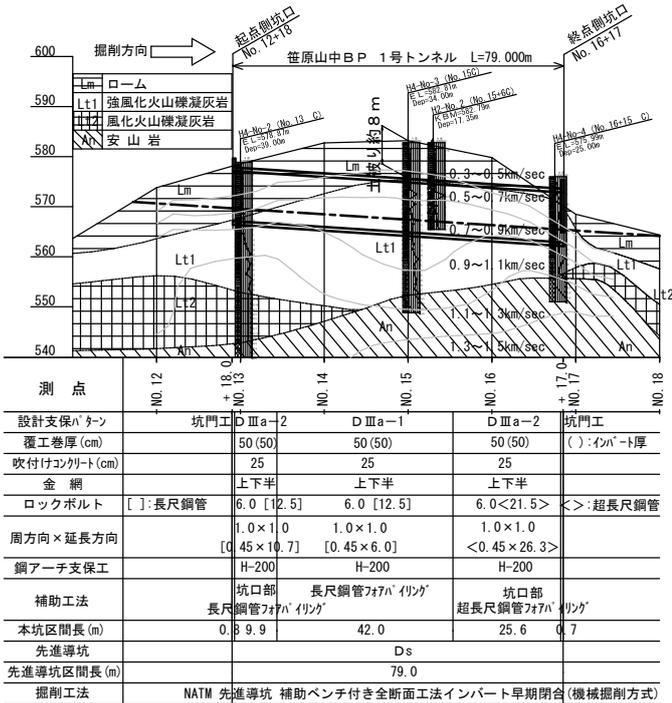


図 3 地質縦断図

## 4. トンネル構造および施工方法

本トンネルは、通常の 2 車線に加えて登坂車線と歩道を伴うため、新東名・新名神高速道路トンネルの 3 車線断面とほぼ同程度の大きさの扁平大断面トンネル (掘削幅 17.3m、掘削高さ 8.7m、扁平率 0.5、掘削断面積 126m<sup>2</sup>) が

採用された (図 4)。トンネル掘削は起点側坑口から終点側坑口に向けて行い、平面線形は直線、縦断線形は下り勾配 5.418% であった。

設計段階で FEM 解析が実施され、前述の地形・地質条件で切羽の安定性を確保し、地表面沈下を抑制する施工方法として、中央導坑先進補助ベンチ付き全断面工法、長尺鋼管フォアパイリング工法 (L=12.5m、@450mm、6m シフト、2 段/断面)、終点側坑口からの超長尺鋼管フォアパイリング工法 (L=21.5m、@450mm) および吹付けインバートによる早期断面閉合 (インバート支保工 H-200、吹付けインバート t=250mm、@1m) が採用された。また、覆工コンクリートおよびインバートコンクリートは、将来的に全土被り荷重がトンネル構造に作用することを想定し、設計基準強度 30N/mm<sup>2</sup>、設計厚 t=500mm の複鉄筋構造が採用された。

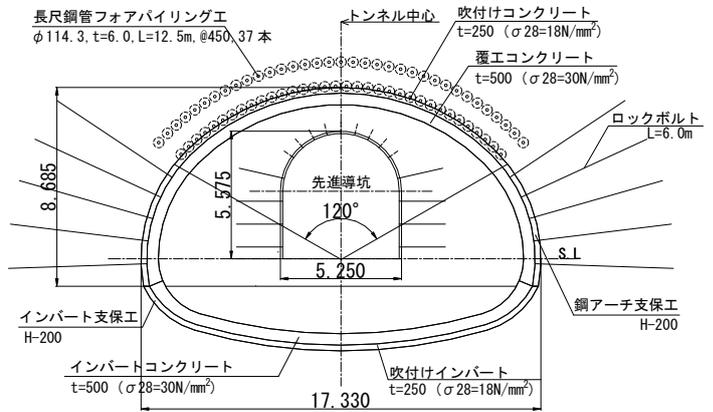


図 4 支保パターン図 (D III a-1)

## 5. 調査・計測にもとづく解析と施工

### 5.1 設計・施工の最適化フロー

図 5 に調査・解析結果にもとづく設計・施工の最適化フローを示す。

本工事は、小土被りかつ軟弱地山で、史跡直下に扁平大断面トンネルを施工することから、切羽の安定化を確保し、地表面沈下を最小限に抑制する施工方法が求められた。そのため、施工中の計測工を強化し、FEM 解析により本坑掘削時の挙動を予測しながら施工に反映することが重要であった。しかし、本トンネルは延長が短いため、本坑掘削時の計測結果にもとづいて逆解析を実施した場合、以降の施工に反映することは時間的にも困難であった。そこで、本トンネルでは、トンネル掘削前に詳細な追加地質調査を行い、それにもとづく順解析を実施して、本坑掘削時の挙動を事前予測するとともに、先進導坑掘削時の切羽状況や計測結果にもとづく逆解析を実施し、解析定数を見直すことで本坑掘削時の挙動を再予測した。



図5 設計・施工の最適化フロー

## 5.2 解析断面および計測断面の設定

本トンネルでは、地山やトンネルの挙動、支保部材の安全性を把握しながら最適な施工方法に反映するために、支保パターン変化点 (No. 13+8.7、No. 15+10.7) と最大土被り位置 (No. 15+00) の3断面に解析断面と計測Bを設定した。

表2に計測項目一覧、図6に計測工断面図を示す。

表2 計測項目一覧

計測項目	記号	計測断面
計測A		縦断方向 5m間隔全線
内空変位測定	C1~C4, C1'~C4'	
天端沈下測定	S, S'	
計測B		横断方向3~5m間隔 縦断方向5m間隔
地表面沈下測定A	▽	
地表面沈下測定B	▽	
地中変位測定	E1~E4	
ロケット軸力測定	M1~M4, M1'~M4'	
先受け工応力測定	G, G'	
吹付けコンクリート応力測定	▲	No.13+8.7 No.15+00 No.15+10.7
鋼7チ支保工応力測定	■	

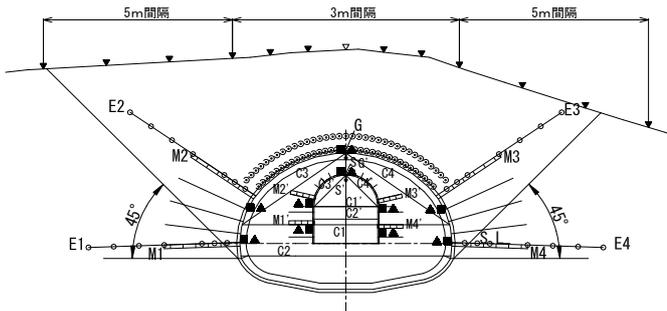


図6 計測工断面図 (No. 15+00)

## 6. 追加地質調査とFEM解析による事前確認

### 6.1 追加地質調査の実施結果

図7に追加地質調査の実施結果を示す。

事前の地質調査では、鉛直ボーリングを4か所実施していたが、地質の分布状況や地山性状を再確認するために、鉛直ボーリ

ングを2か所、水平ボーリングをトンネル全線、電気探査(比抵抗トモグラフィ)を3測線、各地層で地山物性試験(坑内水平載荷試験、3軸圧縮試験)を追加した。その結果、地質の分布状況は、当初想定していた地層境界と一致していたが、トンネル掘削の主な対象地山となるローム(Lm層)や強風化火山礫凝灰岩(Lt1層)では、比抵抗値が低かったため、切羽に湧水を含み不安定化することが懸念された。また、当初設計と追加地質調査の地山物性値に若干のバラツキが見られたことから、同一地層でも亀裂状況や風化変質状況が異なることなどが考えられた。

これらの結果、追加地質調査にもとづくFEM解析では、当初設計の地山物性値を見直した。

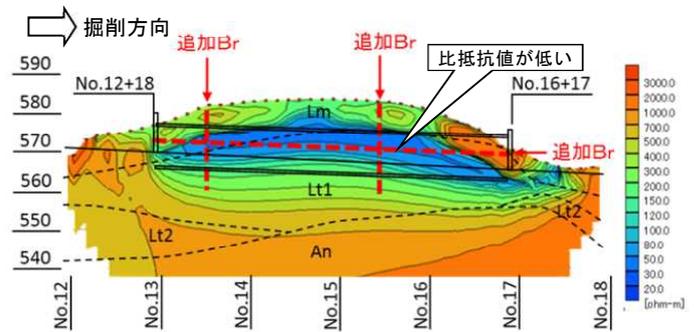


図7 追加地質調査結果

### 6.2 追加地質調査にもとづく事前予測解析

図8に解析モデル図、表3に解析入力物性値を示す。

FEM解析では、二次元非線形弾性解析(電中研方式)を採用し、追加地質調査にもとづいて設定した地山物性値を用いて、先進導坑と本坑を含めた施工手順にしたがって、地山やトンネル挙動、支保部材の安全性を検証した。

表4に追加地質調査にもとづく事前予測解析結果、図9に変位分布を示す。

今回の追加地質調査を反映したFEM解析では、地山やトンネルの変位量、支保部材の発生応力はいずれも許容値以内に収まっていることを確認できた。

これにより、当初計画どおりの施工方法で先進導坑の掘削を開始した。

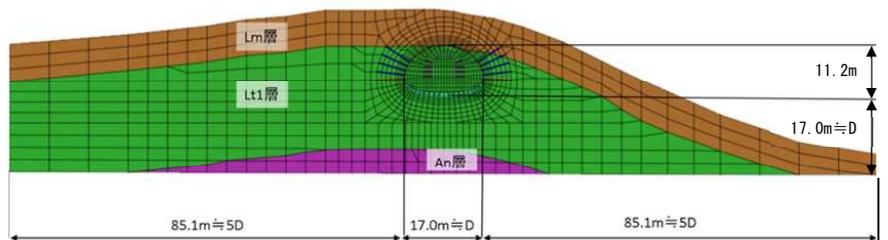


図8 解析モデル図 (No. 15+00)

表3 解析入力物性値

地層	N値	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	変形係数 E (MN/m <sup>2</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
ローム(Lm)	3	12.4	4.0	160	0
強風化火山礫凝灰岩(Lt1)	8	15.2	28.5	90	18
安山岩(An)	300	22.0	500	170	38

表4 追加地質調査にもとづく事前予測解析結果 (No. 15+00)

計測項目	単位	先進導坑			本坑		
		当初設計値	事前解析値	許容値	当初設計値	事前解析値	許容値
内空変位	(mm)	-8.6	-7.0	29	8.8	15.5	96
天端沈下	(mm)	-0.4	-0.7	-31	-25.3	-25.8	-48
地表面沈下	(mm)	-2.3	-5.0	-30	-76.8	-74.0	-81
鋼アーチ保工応力	(N/mm <sup>2</sup> )	110.9	69.2	210	121.4	88.7	210
吹付けコンクリート応力	(N/mm <sup>2</sup> )	0.92	0.73	6.75	1.27	0.90	6.75
ロケット軸力	(kN)	69.1	47.1	170	28.1	39.0	170

※坑内および地表面変位量の許容値は、限界ひずみより算出

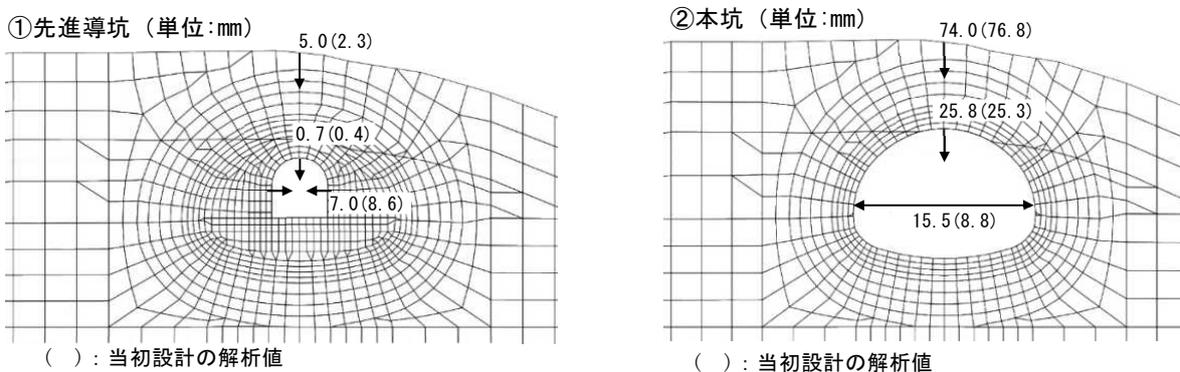


図9 FEM解析による変位分布 (No. 15+00)

## 7. 先進導坑掘削時の計測結果と本坑掘削時の予測解析

### 7.1 先進導坑の掘削状況

写真1に先進導坑の掘削状況、写真2に先進導坑掘削時の切羽状況を示す。

先進導坑は、油圧切削機（ツインヘッド2, 100kg級）およびバックホウ（0.7m<sup>3</sup>級）を使用して容易に掘削することができた。切羽状況は、ローム（Lm層）では、全体的に軟弱で、滲水から滴水程度の湧水を含むとともに時間経過によって肌落ちが確認され、電気探査結果による含水状況とも一致した。



写真1 先進導坑の掘削状況

また、強風化火山礫凝灰岩（Lt1層）では、手で容易に潰すことができるほど風化変質が進み、部分的に粘土を介在する箇所も確認された。

なお、先進導坑掘削時の切羽観察により、当初設計および追加地質調査で設定した地層境界がおおむね一致することを確認できたため、解析モデルにおける地層境界の見直しは行わなかった。

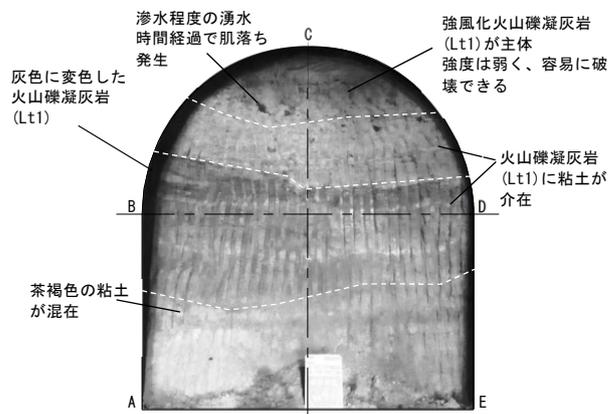


写真2 先進導坑の切羽状況 (No. 15+00)

### 7.2 先進導坑掘削時の計測結果と逆解析

表5に先進導坑掘削時の事前予測解析値、計測値および逆解析値との比較を示す。

先進導坑掘削時の地山およびトンネル変位量、支保部材の発生応力は、いずれも許容値内に収まっており、追加地質調査時の事前予測解析値より計測値の方が全体的に小さい値を示した。そこで、先進導坑掘削時の計測値にもとづいて逆解析を行い、側圧係数や変形係数を見直すとともに、本坑掘削時の地山およびトンネル挙動、支保部材の安全性を検証した。

逆解析にあたっては、No. 15+00断面において、はじめに側圧係数を $K_0=0.3, 0.4, 0.5$ の3ケースで順解析を実施し、変位比率曲線を作成するとともに(図10)、先進導坑の収束変位(天端沈下 $\delta v: -1.6\text{mm}$ 、内空変位 $\delta h: -0.6\text{mm}$ )から変位比率 $\lambda$ ( $\lambda = \delta h / \delta v = 0.38$ )を算出して、側圧係数 $K_0=0.34$ を決定した。次に側圧係数 $K_0=0.34$ を用いて順解析を実施した結果、解析変位が約3倍となったことから、

各地層の変形係数の割増率 $\alpha$ を3倍と設定した。No. 13+8.7断面、No. 15+10.7断面に対しても同様の検討を実施し、各断面の側圧係数および変形係数の割増率を平均化して、側圧係数 $K_0=0.4$ 、変形係数の割増率 $\alpha=3$ として再解析を実施した。これにより、先進導坑掘削時の計測値と逆解析による解析値がおおむね一致することを確認できた。

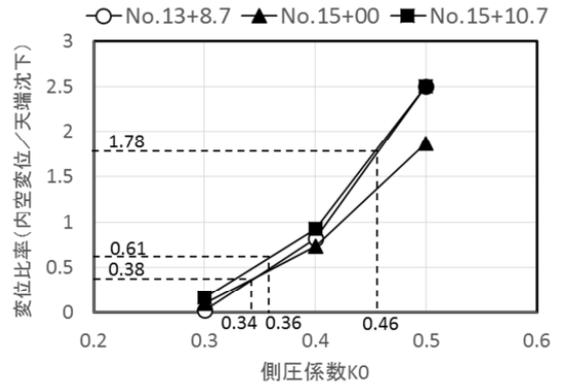


図10 変位比率曲線

表5 先進導坑掘削時の事前予測解析値、計測値および逆解析値との比較

計測項目	単位	No.13+8.7			No.15+00			No.15+10.7			許容値
		事前解析値	計測値	逆解析値	事前解析値	計測値	逆解析値	事前解析値	計測値	逆解析値	
内空変位	(mm)	-11.8	-1.6	-1.7	-7.0	-0.6	-1.1	-6.7	-1.1	-1.2	29
天端沈下	(mm)	0.5	-0.9	-1.5	-0.7	-1.6	-1.4	0.1	-1.8	-1.1	-31
地表面沈下	(mm)	-19.4	-8.7	-9.7	-5.0	-3.7	-2.6	-4.1	-4.4	-2.5	-30
鋼アーチ支保工応力	(N/mm <sup>2</sup> )	85.8	-13.1	-49.2	69.2	-23.9	-48.9	57.2	-15.0	-43.3	210
吹付けコンクリート応力	(N/mm <sup>2</sup> )	0.47	0.80	0.48	0.73	0.70	0.69	0.60	0.50	0.61	6.75
バックルト軸力	(kN)	34.5	3.7	22.1	47.1	6.5	27.7	42.2	7.0	24.7	170

※坑内および地表面変位量の許容値は、限界ひずみより算出

### 7.3 本坑掘削時の予測解析

前述の逆解析にもとづいて解析定数を見直し、順解析により本坑掘削時の地山やトンネル挙動、支保部材の安全性を検証した。

表6に本坑掘削時の予測解析結果を示す。

各解析断面において、地山やトンネルの変位量、支保部材の発生応力はいずれも許容値以内に収まっていることを確認できた。

図11に本坑掘削時の地山の緩み係数分布図(モデルの応力円と破壊曲線との接近度)を示す。

地山の緩み係数が0から1.0の範囲となる非線形領域は、側壁部からインバート脚部にかけて発生し、緩み係数が0以下となる破壊領域は確認されなかった。このことから、長尺鋼管フォアパイリング工法や吹付けインバートによる早期断面閉合を実施することで地表面や天端を含めた周辺地山の安全性を確保できることを確認できた。これらの結果にもとづき、当初計画どおりの施工方法で本坑掘削を開始した。

表6 本坑掘削時の予測解析結果

計測項目	単位	No.13+8.7	No.15+00	No.15+10.7	許容値
内空変位	(mm)	4.2	7.7	6.0	96
天端沈下	(mm)	-32.3	-29.1	-21.1	-48
地表面沈下	(mm)	-49.9	-33.3	-29.1	-81
鋼アーチ支保工応力	(N/mm <sup>2</sup> )	57.8	64.0	53.8	210
吹付けコンクリート応力	(N/mm <sup>2</sup> )	0.64	0.90	0.78	6.75
バックルト軸力	(kN)	20.2	33.7	26.0	170

※坑内および地表面変位量の許容値は、限界ひずみより算出

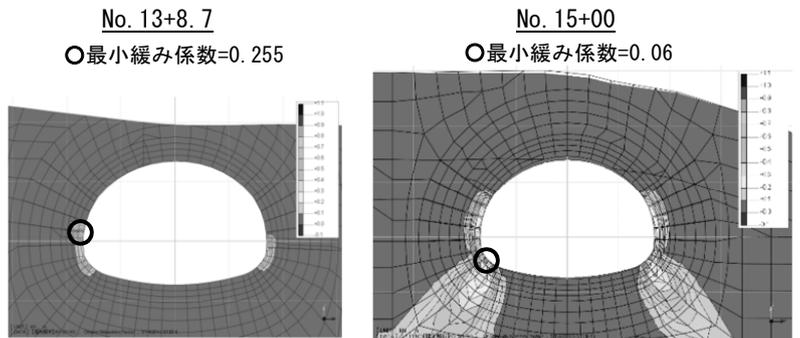


図11 地山の緩み係数分布図

## 8. 本坑掘削時の計測結果と予測解析結果

### 8.1 本坑の掘削状況

写真3に本坑の施工状況、写真4に本坑掘削時の切羽状況を示す。

本坑掘削では、先進導坑と同様に油圧切削機（ツインヘッド2,100kg級）およびバックホウ（0.7m<sup>3</sup>級）を使用して容易に掘削することができたが、部分的にφ1~2mの大きな転石が出現する箇所では、大型ブレイカ（1,500kg級）を併用して掘削した。切羽状況は、ローム（Lm層）では、全体的に軟弱で、滲水から滴水程度の湧水を含むとともに、時間経過によって肌落ちが確認された。また、強風化火山礫凝灰岩（Lt1層）では、手で容易に潰すことができるほど風化変質が進み、部分的に粘土を介在する箇所も確認された。

本坑掘削では、切羽の安定性を確保し、地表面沈下を最小限に抑制するために、起点側坑口部から長尺鋼管フォアパイリング工法（L=12.5m、@450mm、6mシフト、2段/断面）、終点側坑口部から超長尺鋼管フォアパイリング工法（L=21.5m、@450mm）および吹付けインバートによる早期断面閉合（インバート支保工H-200、吹付けインバート

t=250mm、@1m）を実施した。

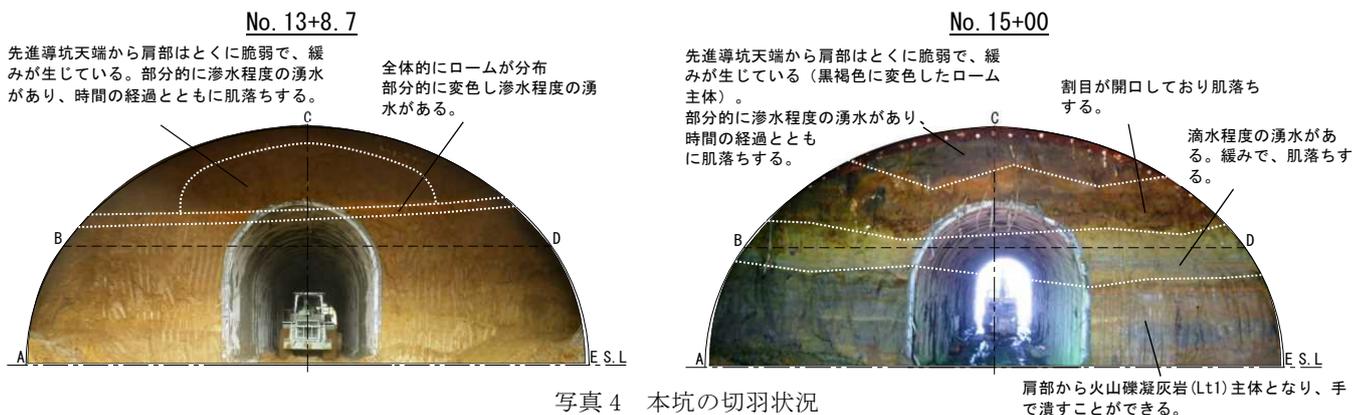
長尺鋼管フォアパイリング工法は、大量の削孔水を必要とするため、少量の削孔水と圧縮空気を使用したミスト削孔を採用した。このため、削孔水による地山の劣化抑制と、先受け工の地山改良効果により切羽の安定性を確保できた。また、粘性の高いローム（Lm層）では、シリカレジンの注入不良が懸念されたが、実注入量（平均239kg/本）は当初設計（平均185kg/本）の約1.3倍程度となり、粘性が高く、非常に緩んだ地山において確実に改良することができた。

吹付けインバートの早期断面閉合を上半切羽から約8m以内（約0.5D、D：トンネル掘削幅）で実施することで、トンネル変状や地表面沈下を効果的に抑制することができた。また、吹付けインバートにより、インバート底盤を早期に被覆することで湧水によるトンネル底盤部の地山劣化を抑制でき、トンネルの安定性を確保することができた。

鏡面の肌落ちが確認された箇所では、鏡面安定対策として、鏡吹付けコンクリート（t=50mm）を実施したが、鏡ボルトなどのさらなる補助工法は必要なかった。これは、事前に先進導坑を施工することで、前方地山の補強効果や、本坑拡張時の解放応力の低減効果（いなし効果）が発揮されたためと考えられる。



写真3 本坑施工状況



### 8.2 地表面沈下および坑内変位測定結果

図 12 に地表面沈下および坑内変位測定結果を示す。

地表面沈下の最大値 (-52.2mm) は、ローム (Lm) 層がトンネル下半盤まで分布している No. 13+8.7 断面で、天端沈下の最大値 (-30.8mm) は、最大土被り位置の No. 15+00 断面で発生した。また、地表面沈下/天端沈下の比率は、1.2~3.7 倍の範囲にあり、土被りの小さい両坑口部ほどその比率は増大した。これは、土被りの小さい両坑口部では、地山のアーチアクションを十分確保できないことから地表面の先行沈下が増加し、地表面沈下/天端沈下の比率が増大したものと考えられる。なお、内空変位は、天端沈下と比べて非常に小さく、小土被り扁平大断面の特徴である天端が下がって側壁部が横に広がるような傾向を示した。

図 13 に No. 15+00 における横断方向の地表面沈下分布、図 14 に No. 15+00 における地表面沈下の経時変化を示す。

横断方向の地表面沈下は、トンネルセンターを最大値とし、左右対称の沈下傾向を示した。

地表面沈下の経時変化は、上半切羽が計測点に到達した時点から急激に始まり、吹付けインバートが通過した後 5~15m 以内の早期に収束した。このことから、事前の先進導坑による切羽補強、長尺鋼管フォアパイリング工法や吹付けインバートの早期断面閉合による地表面沈下抑制対策が、非常に効果的な施工方法であったことを確認できた。

### 8.3 地中変位および支保部材の挙動測定結果

図 15 に坑内地中変位分布を示す。

各計測断面において、壁面変位は 1~4mm 程度、区間ひずみは 0.5%以下となり、とくに大きな緩みは計測されなかった。

図 16 に支保部材の挙動を示す。

各項目とも天端から肩部にかけて支保部材の発生応力が大きくなっている。鋼アーチ支保工の曲げモーメントは、山側から谷側へ大きくなり、偏圧の影響を受けているものの、その傾向は小さいことを確認できた。このことは横断方向の地表面沈下分布がほぼ左右対称の沈下傾向を示していることと一致する。また、各支保部材の発生応力は、土被りが小さいこともあって、いずれも管理レベル I 以内に収まっており、支保部材の安全性を確保できた。

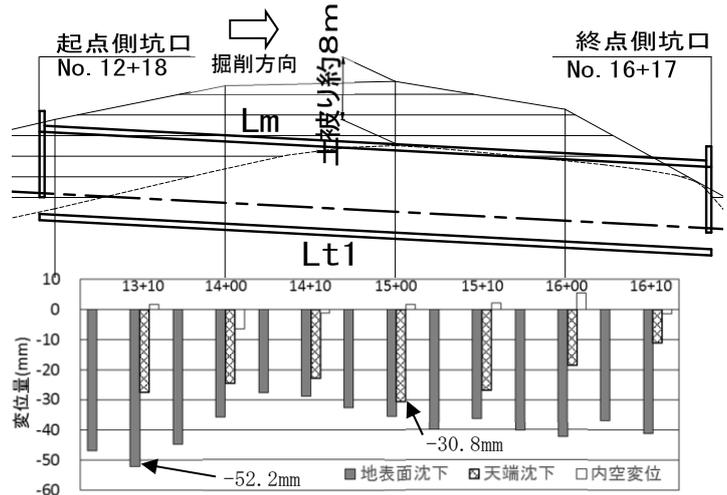


図 12 地表面沈下と坑内変位測定結果

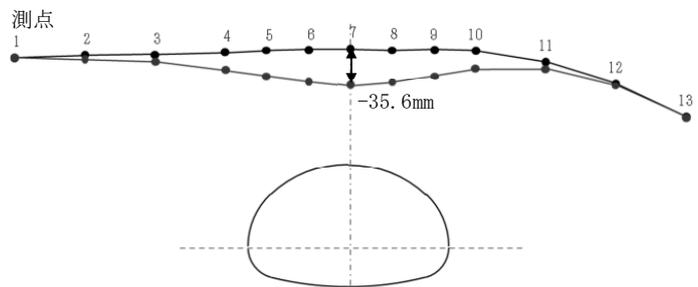


図 13 地表面沈下分布 (No. 15+00)

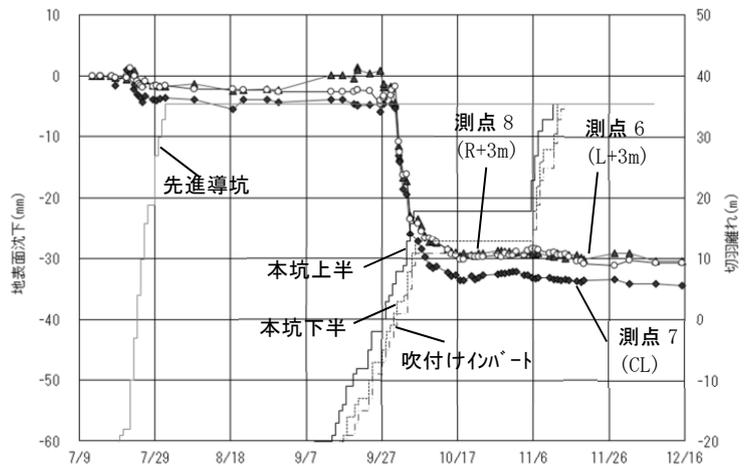


図 14 地表面沈下経時変化 (No. 15+00)

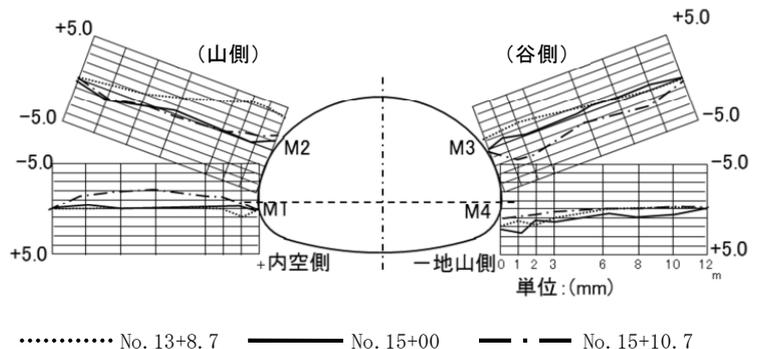


図 15 坑内地中変位分布

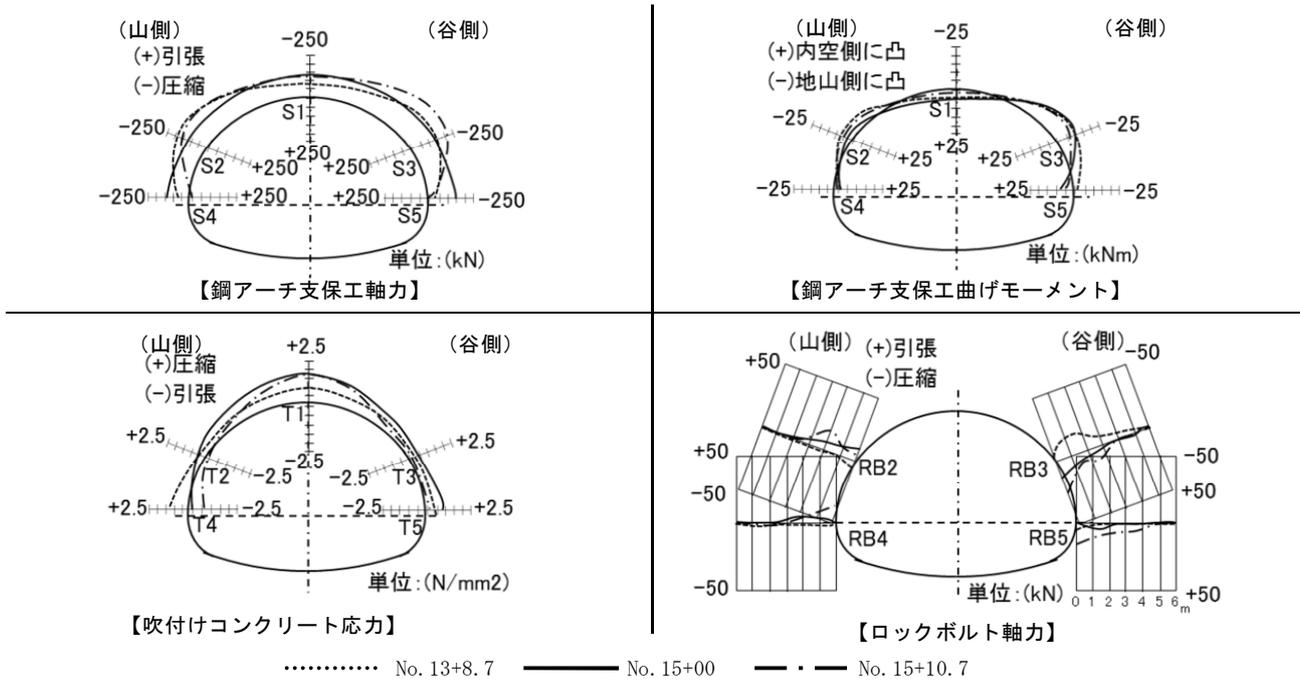


図 16 支保部材の挙動

8.4 本坑掘削時の計測結果と予測解析結果の評価

表 7 に本坑掘削時の計測結果と予測解析結果との比較を示す。

すべての計測項目において、許容値を下回り安全に施工することができた。また、地表面沈下および坑内変位は、計測値と解析値がおおむね一致することを確認できた。これにより、先進導坑の計測値にもとづく逆解析による本坑掘削時の挙動予測は妥当であったと評価できる。ただし、吹付けコンクリート応力およびロックボルト軸力は、計測値と解析値とで差異が見られた。これは、FEM 解析では地山を連続体モデルとして計算しているが、当該地山は風化変質が激しく地質性状が一様でないこと、土砂や岩が多数混在する不連続地山であること等から、支保部材に局所的な応力集中や分散が生じ、計測値と解析値とで差異が見られたものと考えられる。

9. おわりに

追加地質調査結果および先進導坑掘削時の計測結果にもとづく逆解析により本坑支保の安全性を事前検証し、本坑掘削時の計測工によりトンネル挙動を確認しながら施工を進めた結果、未固結地山、小土被り、扁平大断面トンネルという厳しい条件下で、トンネルの安定性を確保しながら掘削を完了することができた。これは、本坑拡幅時の解放応力を低減する先進導坑、地山の緩みを極力抑制するための長尺鋼管フォアパイリング工法と掘削後早期に断面を閉合し支保の剛性を有効に活かして積極的に変位の縮小化を図る吹付けインバートによる早期断面閉合の採用が功を奏したと考えられる。また、トンネル変形に関する予測解析値と計測値がほぼ一致していたことから、先進導坑掘削時の計測結果を用いた事前の逆解析が有効であることも確認できた。

最後に本トンネルの施工にあたり、ご指導・ご協力いただいた関係各位に感謝の意を表します。

表 7 本坑掘削時の計測結果と予測解析結果との比較

計測項目	単位	No.13+8.7		No.15+00		No.15+10.7		許容値
		計測値	予測解析値	計測値	予測解析値	計測値	予測解析値	
内空変位	(mm)	1.8	4.2	2.0	7.7	2.3	6.0	96
天端沈下	(mm)	-27.5	-32.3	-30.8	-29.1	-26.9	-21.1	-48
地表面沈下	(mm)	-52.2	-49.9	-35.6	-33.3	-36.2	-29.1	-81
鋼アーチ支保工応力	(N/mm <sup>2</sup> )	52.2	57.8	46.8	64.0	53.7	53.8	210
吹付けコンクリート応力	(N/mm <sup>2</sup> )	1.3	0.64	3.2	0.9	3.2	0.8	6.75
ロックボルト軸力	(kN)	8.4	20.2	12.2	33.7	18.1	26.0	170

※坑内および地表面変位量の許容値は、限界ひずみより算出



写真 5 本坑完成状況