

中央構造線に沿ったトンネルを 二重支保工で掘削

石川 滋¹・中斉 剛²・小出 孝明³

¹正会員 三井住友建設株式会社 北海道支店 (〒060-0001 北海道札幌市中央区北1条西3-3)
E-mail: sishi@smcon.co.jp

²正会員 三井住友建設株式会社 東北支店 (〒980-8608 宮城県仙台市青葉区花京院2-1-14)
E-mail: tnakasai@smcon.co.jp

³正会員 三井住友建設株式会社 土木本部土木技術部 (〒104-0051 東京都中央区佃2-1-6)
E-mail: tkoide@smcon.co.jp

平成28年度三遠南信池島トンネル調査坑工事は、三遠南信自動車道の青崩峠トンネルの避難坑の内、最大土被り625m地点を含む、延長1,168mの中間区間を掘削する工事であった。本工事における課題は、九州東部から関東におよぶ断層である中央構造線に沿った複雑かつ脆弱な地質と大きな土被りに起因するトンネルの変形であった。これに対して、切羽前方探査により収集した断層破碎帯の位置や規模、地山強度等の地質情報を用いて、三次元数値解析により支保構造を事前に検討し、早期閉合や二重支保工等を採用することで、トンネルの安定を確保した。

Key Words: median tectonic line, double supports, probing in front of tunnel face, excavation while analysing three-dimensional information of geology, early closure of whole tunnel cross section

1. はじめに

三遠南信自動車道は、長野県飯田市から静岡県浜松市に至る延長約100kmの高規格道路であり、中央自動車道(飯田山本IC)と新東名高速道路(浜松いなさJCT)を連絡する。その一部である青崩峠トンネルは長野と静岡の県境に位置し、九州東部から関東におよぶ断層である中央構造線に約0.5km離れて平行しており、複雑かつ脆弱な地質が想定されていたが、大土被りの長大トンネルであることから、詳細な事前調査が困難であった。そのため、本坑とトンネル中心間距離で30m離れて平行する避難坑が調査坑として位置づけられていた。

本稿で報告する平成28年度三遠南信池島トンネル調査坑工事は、青崩峠トンネルの内、土被りが最大となる区間であり(図-1)、かつ、強大な土圧の発生原因となる脆弱な泥質・珪質変成岩の分布が想定されていた。そこで、既施工区間(H25工事)の大変形による縫返し実績を参考にして掘削当初からインバーストラットによる切羽からの離れが1D(D:掘削幅)程度の早期閉合を実施する設計となっていた。しかしながら、施工を開始するとすぐに、事前調査を上回る脆弱な地山が出現し

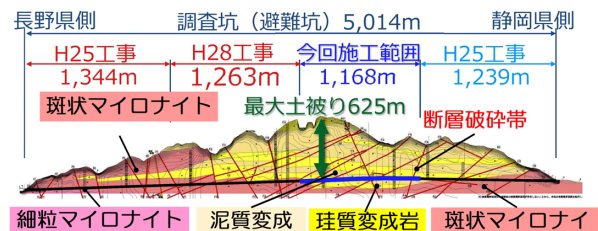


図-1 地質縦断面図

て支保工に大きな変形が発生し、支保構造の増強を余儀なくされた。このように事前の地質の想定と異なり、施工が後手に回りやすい状況に対して、前方探査により断層破碎帯の位置や規模、地山強度等の情報を収集し、収集した情報を基に三次元数値解析を実施して、事前に適切な支保構造を検討した。最も厳しい区間においては、二重支保工を採用することでトンネルの安定を確保した。

2. 地形・地質概要

青崩峠トンネルは中央構造線の西側約0.5km平行に離れた位置にある。中央構造線の西側は「西南日本内帯」と呼ばれ、領家花崗岩と領家変成岩が分布している。領

家花崗岩は三河地方に広く分布する花崗岩で硬質である。領家変成岩は名古屋周辺に広く分布する美濃帯の堆積岩が地下深くの高温高压で変成した片岩が主体である。また、中央構造線沿いには、断層深部の高温の領域で壊れることなく塑性変形した「マイロナイト（圧砕岩）」や、断層ガウジや角礫主体の断層破砕帯が存在する。今回施工した H28 池島工区（図-1）にはマイロナイトと領家変成岩に属する脆弱で激しく褶曲された泥質変成岩（泥質片岩）、珪質変成岩（珪質片岩）が互層状態で出現した（写真-1）。加えて、最大土被り 625m の貫通点付近には F13～F16 の断層密集帯が予想されており、調査坑 4 工区の中でも施工条件の厳しい工区であった。

3. 施工概要

(1) 当初設計の支保構造

当初設計における支保構造の検討では、トンネル支保工に作用する外力は掘削影響高の2乗に反比例する理論式を用いて、土被り高 h と一軸圧縮強度 q_u より掘削影響高を $H=45.7\text{m} \sim 85.3\text{m}$ と推定していた（図-2）。掘削影響高 $\times$ 単位体積重量を作用荷重として吹付けコンクリート応力を算出し、高強度吹付けコンクリート（ 36N/mm^2 ）の厚さを決定していた。物性値は既施工の実績や事前調査結果より $q_u=3.5\text{N/mm}^2$ 、 $\gamma=22\text{kN/m}^3$ で計算されており土被り $300\text{m} \sim 625\text{m}$ に依じて、Esc1（吹付け厚：標準断面 15cm ，拡幅断面 35cm ）～Esc3（吹付け厚：標準断面 20cm ，拡幅断面 50cm ）の支保パターンを設定（表-1）し、インバート部をアーチ部と同様の鋼アーチ支保工および吹付けコンクリートにより閉合する構造としていた。

(2) 三次元情報化施工

当工区の地質は断層破砕帯や帯水層が三次元的に複雑に分布しており、トンネル断面内だけの二次元的な探査ではトンネルに対する地山からの影響を正確に把握することが困難であると判断されたため、三次元情報化施工を実施した。三次元情報の収集については、先進調査ボーリングを全線に実施することに加えて、弾性波探査（TSP）、電磁波探査（FDEM）、削孔検層（DRISS）の3種類の三次元前方探査を実施し、切羽前方の断層破砕帯位置や地質構造と帯水状況を把握した。これらの情報を用いた三次元 FEM 解析により支保構造を検討し、施工後には 3D スキャナ計測データを分析することで、複雑な地質による支保構造への影響を詳細に確認して、次の解析へフィードバックしながら慎重に施工した。

(3) 原位置の情報を用いた支保構造の修正検討

施工を開始するとすぐに、土被りの増加に伴う支保工

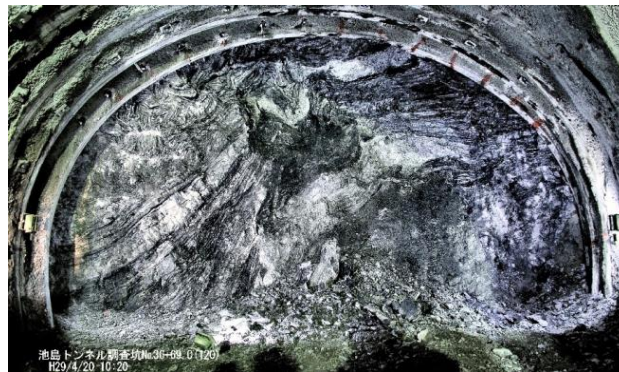
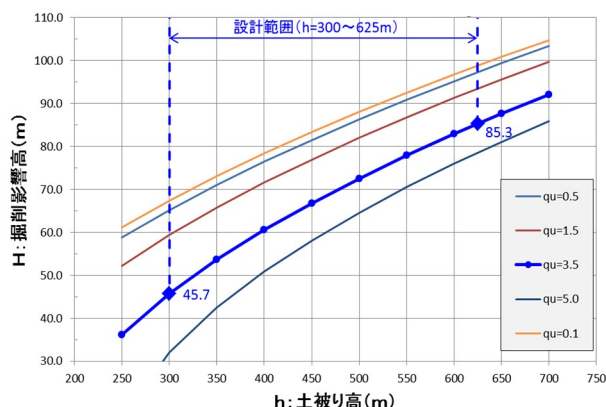


写真-1 泥質・珪質変成岩の互層状態



$$\Delta \sigma r = (\gamma h - q_u) \times (r^2 / (r_1 + H)^2) < 0.01$$

$$\Delta \sigma r = 0.01 \text{ N/mm}^2 \text{ になる土被り・掘削影響高の関係をプロット}$$

$\Delta \sigma r$: トンネル法線方向に作用する外力

図-2 土被り高と掘削影響高の関係

表-1 設計支保パターン

【当初設計支保パターン】 $q_u=3.5\text{N/mm}^2$ 、 $\gamma=22\text{kN/m}^3$

パターン名		吹付厚	鋼アーチ支保工	掘進長	適用土被り
標準断面	Esc1	15cm	H-100*100	1.0m	376m
	Esc2	15cm	H-100*100	1.0m	487m
	Esc3	20cm	H-150*150	1.0m	716m
拡幅断面	Esc1-L	35cm	H-150*150	1.0m	376m
	Esc2-L	45cm	H-150*150	1.0m	487m
	Esc3-L	50cm	H-150*150	1.0m	716m

の変状や天端の崩落が発生した。当初設計で想定していた土被りと支保構造の関係性は徐々に乖離していく傾向が確認されたため、工区の始めに出現が想定される F19 断層で、原位置試験を実施、F19 断層位置施工中に A、B 計測等の調査を実施して地山の状態を確認した。

その後、調査結果をもとにトンネル施工委員会に地山物性値の修正等について相談した。事前調査に基づき当初設計で設定していた地盤の単位体積重量 $\gamma=22\text{kN/m}^3$ に対して実際の地山の単位体積重量は $\gamma=27\text{kN/m}^3$ であり、支保工に作用する荷重は設計時点より大きくなっていることが推定された。また、地山強度についても大きく変動することが推定されたため、2種類の地山強度での事前検討の必要性が生じた。検討対象は支保耐力の不

足により変状が発生したと考えられた標準断面について行うこととした。拡幅断面については、当初設計の支保耐力に余裕が見込まれていたため、地山物性値を修正した場合にも、当初設計の Esc3-L（吹付け厚 50cm）パターンで、最大土被り高地点の土圧に耐えうると判断した。これらを踏まえて、表-2 に示すとおり、2 ケースの物性値を再設定し、当初設計と同様に土被り高から作用荷重を推定する方法により支保構造を検討し、土被り 780m まで耐えうる Esc5 パターン（吹付け厚 30cm）までを設定することとした。ここで、当初設計支保パターンと実施支保パターンの適用できる区間および変状と対策を地質縦断面図にまとめて示す（図-3）。

4. 大土被り断層破碎帯区間の施工

(1) F17断層区間の前方探査

土被りが増加しつづける中で、F17 断層が想定される範囲では、先進調査ボーリングの結果より、地山強度の硬軟の変化が激しく、後半には 7.5N/mm^2 以下の低強度

区間が出現し、その先には 3.5N/mm^2 以下の極めて強度が低下したゾーンがあることが判明した。この情報を踏まえて、F17 断層の状態等の詳細については前方探査により把握して対処することとし、まず、弾性波探査を実

表-2 修正検討による支保パターン

【ケース1】 $qu=7.5\text{N/mm}^2$ 、 $\gamma=27\text{kN/m}^3$

標準断面パターン名	吹付け厚	鋼アーチ支保工	掘進長	※適用土被り
Esc2	15cm	H-100*100	1.0m	463m
Esc3	20cm	H-150*150	1.0m	590m
Esc4	25cm	H-150*150	1.0m	746m

【ケース2】 $qu=3.5\text{N/mm}^2$ 、 $\gamma=27\text{kN/m}^3$

標準断面パターン名	吹付け厚	鋼アーチ支保工	掘進長	※適用土被り
Esc2	15cm	H-100*100	1.0m	314m
Esc3	20cm	H-150*150	1.0m	442m
Esc4	25cm	H-150*150	1.0m	598m
Esc5	30cm	H-150*150	1.0m	780m

【拡幅断面は当初設計】 $qu=3.5\text{N/mm}^2$ 、 $\gamma=22\text{kN/m}^3$

パターン名	吹付け厚	鋼アーチ支保工	掘進長	※適用土被り
Esc1-L	35cm	H-150*150	1.0m	376m
Esc2-L	45cm	H-150*150	1.0m	487m
Esc3-L	50cm	H-150*150	1.0m	716m

※適用土被り: 当該支保パターンが適用できる最大土被り

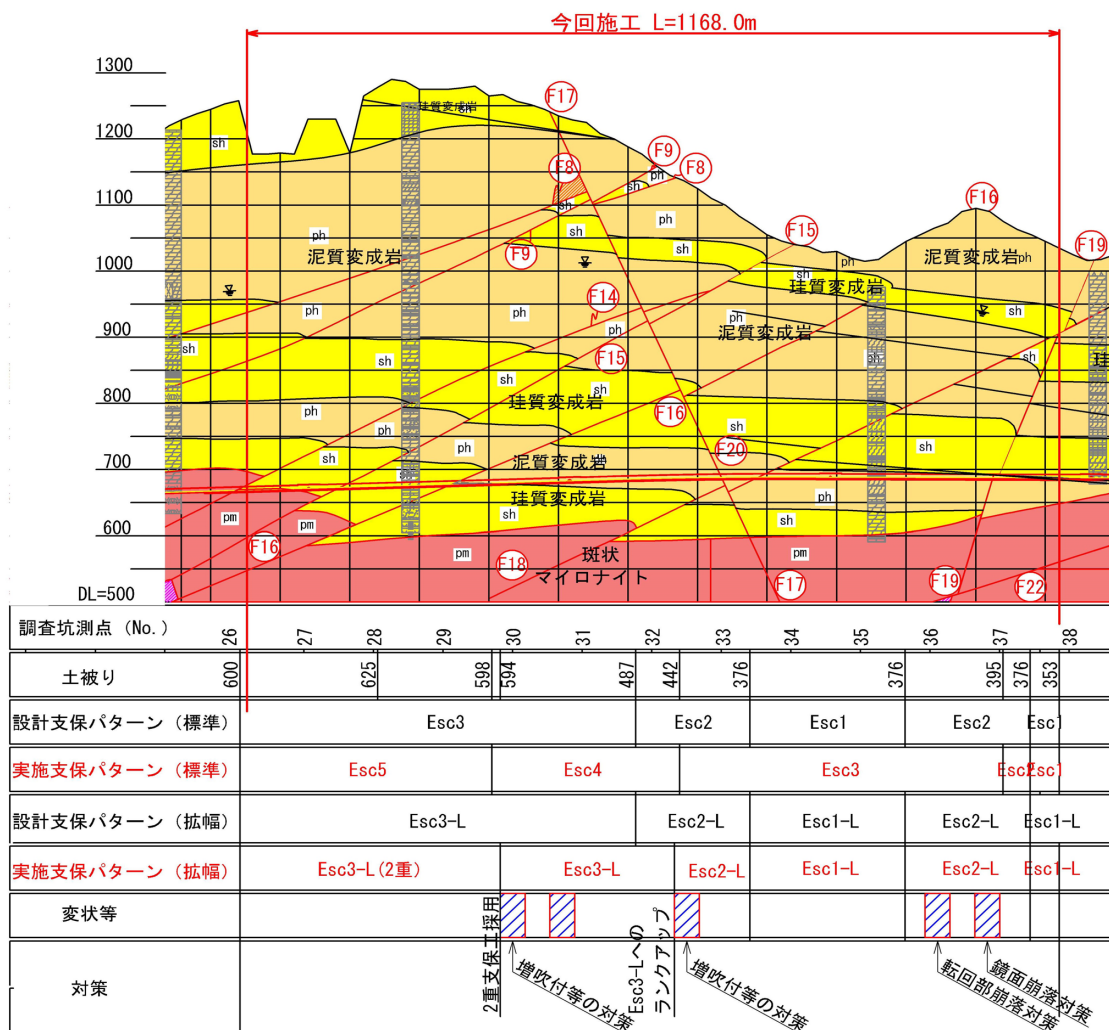


図-3 施工記録（掘削方向は右から左）

施した。弾性波探査は1回当たりの探査長が150mであり、上下左右に各50m程度の範囲まで探査出来るためトンネル断面外の地質構造や断層破碎帯位置までが把握でき、支保構造を検討する際の解析モデルの正確性を高めることが期待された。得られた断層位置は先進調査ボーリング結果と概ね合致していて、当初設計に用いられた事前調査結果とは出現位置、断層の厚さが異なり、想定より規模の大きい断層の出現が推定された。また、断層の走向傾斜はトンネル軸とほぼ直交し、水平に対して流れ目65°～差し目75°で分布することが把握できた。

次に、電磁波探査を実施した。切羽前方15m、25m、40m付近の3箇所で140～200Ω以下の低比抵抗区間（帯水層または粘土層）が存在することが推定され、弾性波探査の結果とも一致していた。しかしながら、一般的な泥質変成岩の比抵抗値は50～500Ωmの範囲であり、探査結果からは集中湧水等の可能性は判断できなかった。

最後に削孔検層を実施した。1回の削孔長は30mとし、1断面あたり3孔（天端、右、左）を削孔して探査を行うことで三次元的に地山状態を把握した（図-4）。弾性波探査により推定されていたF17断層位置には黄色～赤色（削孔エネルギー200J/cm³以下）の軟質と脆弱層の分布が確認され、情報の確度が高まった。また、電磁波探査において、確認されていた低比抵抗区間（帯水層または粘土層）3箇所における出水は発生せず、湧水による掘削の停滞の可能性は低いことが判明した。

(2) F17断層区間の支保構造の事前検討

前方探査より得られたF17断層周辺の情報を基に三次元FEM解析を実施し、F17断層が支保構造に与える影響を事前検討した。三次元的な断層破碎帯の分布状態（断層の位置と範囲、走向、傾斜65°流れ目等）や脆弱層の分布状態を地盤モデルに反映し、採用する支保構造については推定一軸圧縮強度が7.5N/mm²を下回ることを確認したことから、前述したケース2における標準断面Esc3（表-2）パターン、拡幅断面Esc2-Lパターンとして解析モデルを作成した（図-5）。地山物性値については、同

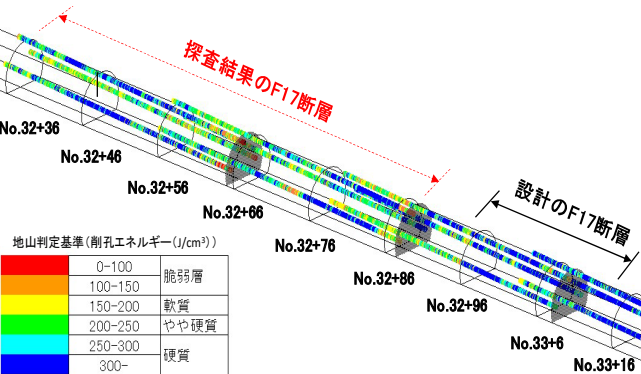


図-4 削孔検層の結果

等な地山状態の既施工区間におけるA計測で得られた変位量から逆解析により推定した（表-3）。解析結果を図-6に示す。F17断層区間の中央部で鋼アーチ支保工応力が降伏応力235N/mm²を上回るものの主要部材である吹付けコンクリート応力は許容応力31N/mm²（設計基準強度36N/mm²×0.85）を下回る結果となり概ね支保工の安

表-3 解析の物性値

地山種別	単位体積重量 γ (kN/m³)	変形係数 E (kN/m²)	ポアソン比 V	粘着力 C (kN/m²)	内部摩擦角 ϕ (deg)
断層	27.0	2,500,000	0.30	2,000	45
通常	27.0	5,000,000	0.25	4,000	50

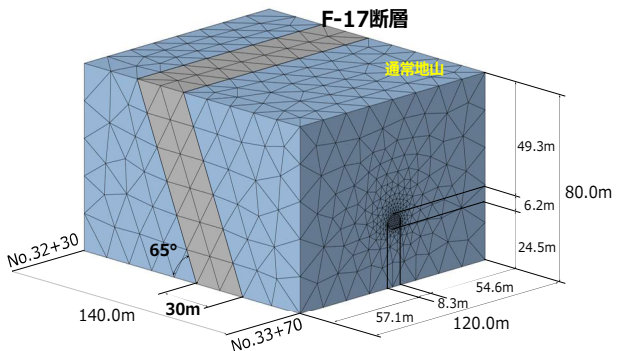


図-5 解析モデル

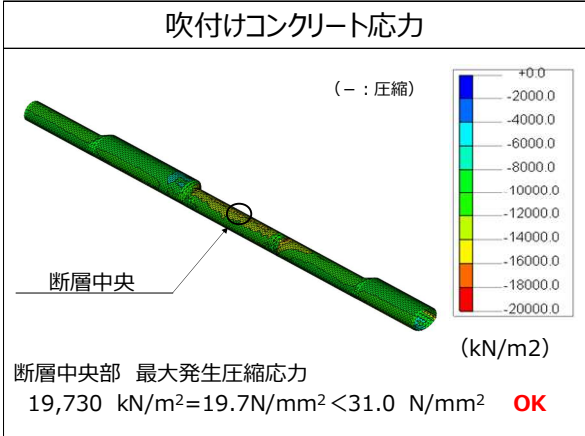
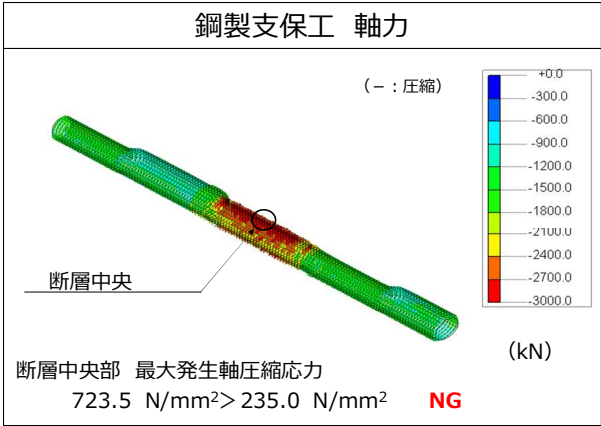


図-6 解析結果図

定性に問題がないことが確認できた。一定の変位は想定されたが、段階的な変位抑制工により対処しながら掘削する計画とした。

(3) F17断層区間の施工

事前検討の結果より、標準部はEsc3パターン、拡幅部はEsc2-Lパターンを採用し、切羽からの離れが1D程度の位置で、インバートストラットにより早期閉合する掘削で再開した。F17断層推定位置に約10m進入した測点No.32+70の拡幅部でトンネル天端の吹付けコンクリートに縦断方向を主とした複数のクラックが発生した。変位抑制工として、まず、増しロックボルト $L=3\text{m}$ および補強プレートを実施したが、変位の増加は続き、さらに長尺の増しロックボルト $L=6\text{m}$ を追加実施した。計測による経過観察の結果、沈下量は29mmとなり管理レベルIII(27mm)を越え、内空変位量についても管理レベルIII(46mm)に近づいたため、掘削を一時中断し、支保工の耐力不足を改善するための高強度増し吹付けコンクリート($36\text{N}/\text{mm}^2$, $t=5\text{cm}$, 全周リング閉合)を実施した。掘削再開後の残りの拡幅区間については、支保パターンをEsc2-LからEsc3-Lにランクアップすることとなり、予定の土被り高さに到達する前に、この時点で設定していた最上位の支保パターンを採用する状態に陥った。

(4) 二重支保工の検討

前方探査の結果では、F17断層を通過した後も、地山強度の低下する区間が存在すると推定された。また、土被りは増加し続けるため、最大土被りとなるF15断層区間に達する段階には、現状用意している拡幅断面の支保構造ではトンネルの安定が確保できないことが懸念された。そのため、さらに剛性の高い支保構造を検討することとした。

支保構造の増強を検討する上で、現状の拡幅断面における吹付け厚は50cmであるため、吹付け厚をさらに増加させた場合には、吹付けコンクリートを施工することが困難であると判断された。また、鋼アーチ支保工に高規格鋼を用いることについては、避難坑断面が小さいことから、曲げ加工が困難であった。このような状況を踏まえて、支保構造を増強する方法として、二重支保工の採用を検討することとした。吹付け厚や断面形状はそのままに、一重目支保工で変位を許容し、一定の応力を開放することで、二重目支保工に作用する応力を抑制するメカニズムにより強大な地圧に対する支保耐力を確保することを期待した。検討においては、前方探査結果より得られた詳細な三次元地質データや早期閉合時期、施工ステップ(図-7)を反映した三次元FEMによる解析を実施した。早期閉合時期、施工ステップを決める際には、小断面トンネルとしての制約条件があった。施工機

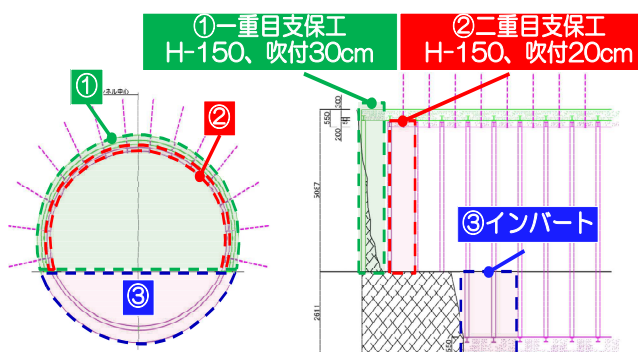


図-7 二重支保工の構造および施工ステップ

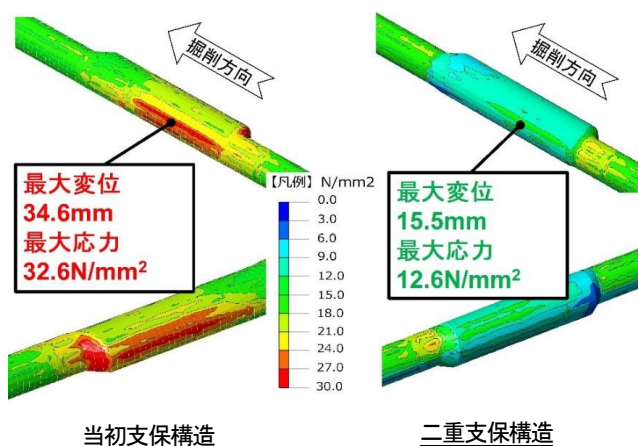


図-8 解析結果

械が小型であるため、鋼アーチ支保工が設置できる距離が短く、ベンチ長は限定的となり、二重目支保工の設置は一重目支保工から一問遅れに決定した。解析の結果は、当初支保構造では、最大土被り区間において吹付けコンクリートの最大発生応力が $32.6\text{N}/\text{mm}^2$ となり、許容応力 $31\text{N}/\text{mm}^2$ を超え、安定を確保できない結果となった。一方で、二重支保工では吹付けコンクリートの最大発生応力が $12.6\text{N}/\text{mm}^2$ で、当初支保構造の半分以下まで低減される結果(図-8)となり安定が確保され、二重支保工の効果が確認できた。

(5) 二重支保工の試験施工結果および本施工

FEM解析による検討から、本工事の条件下においても二重支保工の効果を期待できる結果が得られたため、試験施工を実施した。試験施工の結果は、当初支保構造のFEM解析における内空変位量 34.6mm に対して実測値が 30.8mm 、二重支保構造のFEM解析における内空変位量 15.5mm に対して実測値が 11.1mm であった。また、吹付けコンクリート応力の測定結果は、当初支保構造のFEM解析値 $32.6\text{N}/\text{mm}^2$ に対して実測値が $29.0\text{N}/\text{mm}^2$ 、二重支保構造のFEM解析値 $12.6\text{N}/\text{mm}^2$ に対して実測値が $15.0\text{N}/\text{mm}^2$ で許容応力($31\text{N}/\text{mm}^2$)の半分程度に低減で

き、解析による検討で期待された効果が実施工においても得られることが確認できた。また、計画した施工ステップ（図-7）の施工性は良く、掘削工程の大幅な遅延は発生しなかった。これらの試験施工の結果を踏まえ、二重支保工を採用して施工することとした。掘削は順調に進み、変位超過や支保工の変状等は発生しなかった。

5. まとめ

中央構造線に沿った地山は設計時の想定をはるかに超えた複雑で脆弱な状態であった。このように変化が激しく、予測が困難な地山状況に対して、前方探査により断層破碎帯と脆弱層の状態や分布状況を把握して、三次元数値解析により支保構造を事前に検討して準備できる三次元情報化施工が有効に機能した。精度の高い解析結果をもとに、地山状態に対して適切な支保構造を選定できたことが、施工結果から評価できる。特に、最大土被り

区間の拡張断面では、事前に二重支保工を検討して準備し、速やかに実施したことが、大きな施工の停滞や縫返しを回避することに繋がったと考える。

謝辞：トンネル施工委員会の皆様、工事関係者および工事期間中快く協力していただいた地元関係者の方々に、この場を借りて、深く感謝の意を表したい。

参考文献

- 1) 北川修三，梶原雄三，進士正人：施工時差を考慮した多重支保工法の膨張性地山トンネルに対する適用，土木学会論文集，No721/VI-57，pp.27-39，2002.

(2020. 8. 7 受付)

EXCAVATION OF TUNNEL ALONG MEDIAN TECTONIC LINE BY APPLYING DOBLE SUPPORTS

Shigeru ISHIKAWA, Tsuyoshi NAKASAI and Takaaki KOIDE

Sanennannshin-Ikeshima research tunnel project in fiscal 2016 is a part of evacuation tunnel for Aokuzure-pass main tunnel. The length of ikeshima tunnel is 1,168m. The largest overburden of ikeshima tunnel is 625m. It is the most largest overburden in whole Aokuzere-pass tunnel. The ground condition of ikeshima tunnel was estimated complex and wrong because this tunnel alongs the median tectonic line. So large displacement of tunnel during excavation was concerned. As a countermeasure for such situation, we introduced excavation while analyzing three-simensionsal information of geology (situation or scale of fault, ground strength ratio etc.). From this, we could examine tunnel supports before excavation. As a result, we kept tunnel stable by timely countermeasure these were early closure of whole tunnel section and double supports.