

膨圧地山におけるトンネルのクリープ的変形特性の評価と抑止対策

Evaluation and Control Method of Creep Deformation Characteristics of Tunnel in Squeezing Ground

亀谷 英樹*

Hideki Kameya

小野 利昭**

Toshiaki Ono

要 約

当該トンネルの一部区間では、地山強度比の低下に起因してインバート閉合後も内空変位や盤ぶくれがクリープ的に微増する傾向があった。そこで、繊維補強した二次覆工の打設によって変位の抑止を図った。しかし、二次覆工に発生した変形量や応力度の計測値は設計段階でのFEM解析と異なる結果となり、盤ぶくれに対しては新たな対策工が必要となった。

本稿では、計測値と解析結果が乖離したことに関する考察と、そこで得られた知見を基に行った盤ぶくれの対策工の設計方法について報告するものである。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 工事概要
- § 3. トンネル変状状況と対策
- § 4. 物性値の再評価と追加対策の検討
- § 5. まとめ

§ 1. はじめに

飯山トンネルは、図-1に示すとおり東京と大阪を結ぶ北陸新幹線のうち長野・新潟県境に位置する全延長22.2 kmの複線鉄道トンネルである。このうち、東菅沼工区は、当該トンネルのほぼ中間に位置する延長3.8 kmのトンネル工区である（図-2参照）。

当該トンネルは、難工事として有名な鍋立山トンネルに近接しており、地質も新第三紀泥岩層などから構成され類似していた。このことから、当該工事においても、計画当初から膨張性地山による膨圧の発生が懸念されていた。

当該工区が工事を開始した平成12年7月頃は、先行発注されていた他工区では既にトンネル掘削が行われており、一次支保の変状や盤ぶくれが問題となっていたため早期閉合や多重支保システムなど多様な対策工の適用が試みられていた。

当該工区においては、トンネル掘削時の変位は他工区に比較すると小さかったが、変位の収束性が悪い区間が



図-1 トンネル位置

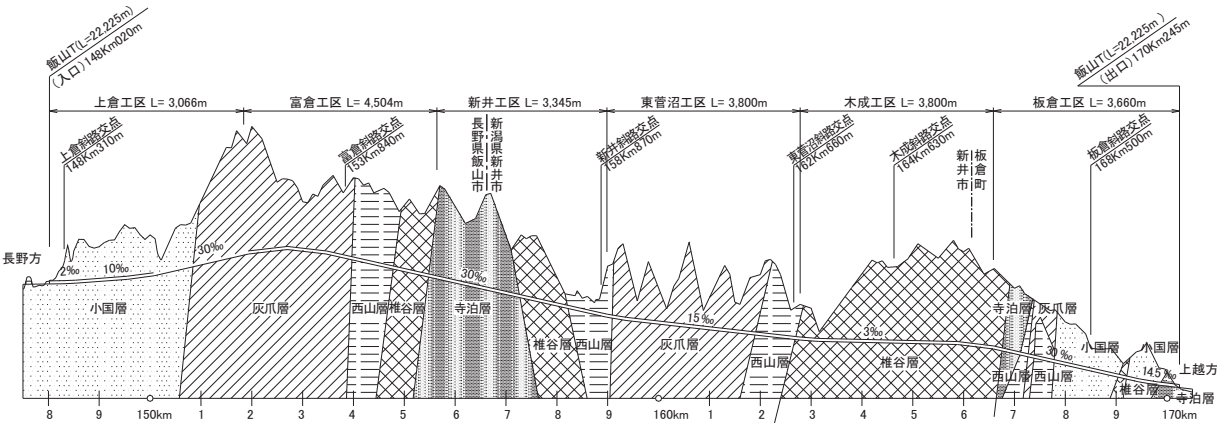
一部存在した。この区間では、インバート閉合後約6ヶ月経過しても、内空変位が約2 mm/月、盤ぶくれが約4 mm/月のほぼ一定速度でクリープ的に進行していた。

膨張性地山における過去の施工実績では、このような微増変位を抑止するために、多様な設計・施工法が提案されていた。なかでも、鋼繊維で二次覆工を補強する事例が比較的多く、東北新幹線や九州新幹線の現場でも適用されていた。しかしながら、これらの施工実績では一定の対策効果を上げていたものの、設計で予測した二次覆工の変形性状や応力状態が実測データと合致しない場合も数多く報告されていた¹⁾。

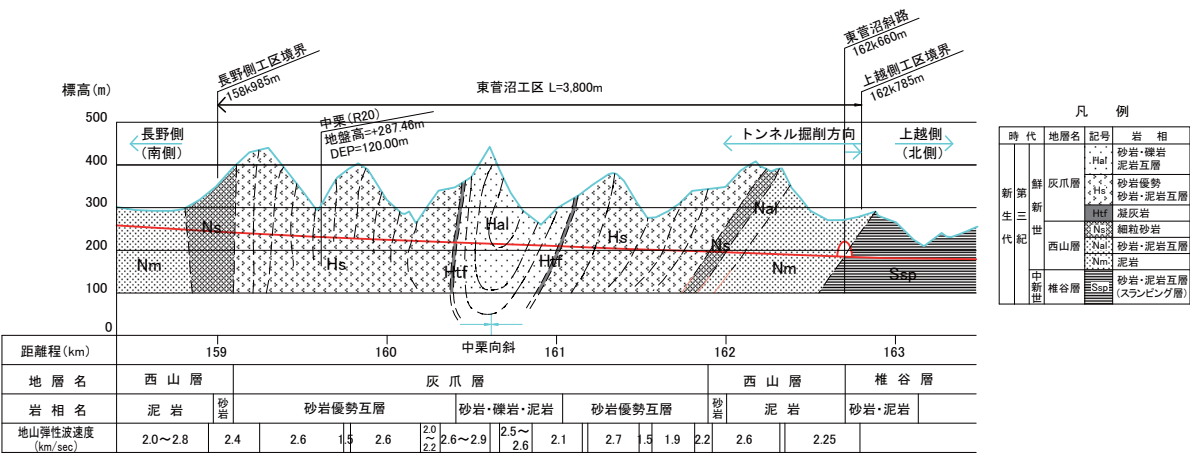
当該工事では、過去の設計事例を参考にして、これらの問題点を踏まえて十分安全側に配慮した設計を行った。しかしながら、実測データが設計値と乖離する結果となった。そこで、計測データを基に設計手法の問題点について再検討し、設計法を修正した。

* 土木設計部設計課

**北陸（支）土木部



図一2 飯山トンネルの全体縦断



図一3 飯山トンネル東菅沼工区の地質縦断

本稿は、膨張性地山におけるクリープ的挙動の評価方法とその妥当性および設計における留意点について報告するものである。

§2. 工事概要

2-1 トンネル概要

工事名：北幹、飯山T（東菅沼）他1、2工事
発注者：鉄道建設・運輸施設整備支援機構
鉄道建設本部北陸新幹線建設局
施工者：西松・東亜・植木・中元特定建設工事共同企業体
施工場所：新潟県妙高市東菅沼地内
工期：平成12年3月14日～平成18年6月25日
諸元：トンネル延長 L=3,800m
掘削断面積 A=83m²
掘削工法 ベンチカット工法
掘削方式 機械掘削方式
運搬方式 タイヤ方式

2-2 地形・地質概要

飯山トンネル付近の地形は、長野県側の飯山盆地と新潟県側の高田平野の間に位置する東頸城丘陵南端部の標高300～800mの山地である²⁾。このうち、東菅沼工区は飯山トンネルのほぼ中間部に位置しており、標高は約250～450mで土かぶりは40～220mである。当該工区では、上越側（北側）の工区境界付近に斜路（作業横坑）で接続した後、長野側（南側）へ本坑掘削を開始した（図一3参照）。

斜路交差点部（162k660m付近）の地質は新生代第三紀推谷層のスランプ帯であり、その南側162k000m～660mには西山層泥岩の小断層帯が分布している。これらの区間は、砂岩の薄層を挟在した塊状泥岩が主体であった。この泥岩は軟質でありハンマーの軽打で容易に割れ、砂岩は固結度が低く強度も小さかった（ $q_u=1N/mm^2$ 以下）。

上記区間よりも南側は、中栗向斜軸の影響領域が約3kmにわたって広がっており、地質は灰爪層砂岩優勢岩によって構成されている。本稿で報告するトンネルの変状は、西山層泥岩区間と推谷層砂岩泥岩互層区間において発生した。

§3. トンネル変状状況と対策

3-1 トンネル掘削時の変状状況

当該工区では、平成12年12月に斜路（作業横坑）および本坑との交点部付近の掘削を完了し、長野方面へ本坑掘削を開始した。しかしながら、162k500m付近（図-3参照）より、トンネル掘削時の内空変位が最大約200mmと大きくなり、吹付けコンクリートの圧壊、鋼製支保工の座屈、盤ぶくれによるインバートコンクリートのひび割れなどの変状が発生した。

当該区間の地山は、固結度が低く一軸圧縮強度も小さかったものの、切羽は湧水も少なく比較的安定していたため、一次支保のランクアップやインバートストラットなどの対策は行ったが、補助工法は特に適用しなかった。

しかしながら、インバート打設後約6ヶ月経過しても変位は収束傾向を示さず、内空変位約2mm/月、盤ぶくれ約4mm/月のほぼ一定速度でクリープ的に変形が進行した。長尺ロックボルトの増打ちなどの対策を試みたが、顕著な抑止効果は得られなかった。その後、インバート中央通路の側溝には、幅6mmを超えるひび割れが発生するなどの大きな変状が発生した。

この変状は、当該区間の一軸圧縮強度が最小 $q_u=1\text{N}/\text{mm}^2$ 程度と極端に小さかったことと、土かぶりが約70mから200mまで急増する区間であったことに起因していると考えられた。すなわち、地山強度比の低下（最小 $G_n=0.5$ 程度）による塑性領域の拡大が主な原因であると考えた。これは、地質が砂岩優勢の灰爪層（162k000m以降）へ変化すると、土かぶり200m以上でも変状が発生しなくなったことから推察できる。

3-2 二次覆工の設計と計測計画

(1) 設計方針と概要

一般に、二次覆工は変位速度が十分小さくなったことを確認した後で施工されるものである。よって、前述のクリープ的変形が収束するのを待って二次覆工を打設する方法も考えられたが、当該工区の場合、トンネル供用までの工事工程に余裕がない状況であり、変位を許容すると、ゆるみを助長し更なる荷重の増大を招くことが懸念された。そこで、九州新幹線や東北新幹線で施工実績¹⁾のあるSFRC覆工によって変形を抑止する方針とした。

二次覆工の補強構造は、逆定式化法によるFEM逆解析によって検討した。膨張性地山に限ったことではないが、山岳トンネルの構造設計においては、トンネルに作用する荷重を如何にして正確に評価するかが要点となる。

本検討では、まず、トンネル掘削時の一次支保のA計測結果（内空変位、天端沈下）から、双曲線関数を用いた最小二乗法によって漸近値を求め、計算日以降の将来発生すると予測される変位（以下、残留変位と呼ぶ）を求めた（図-4参照）。

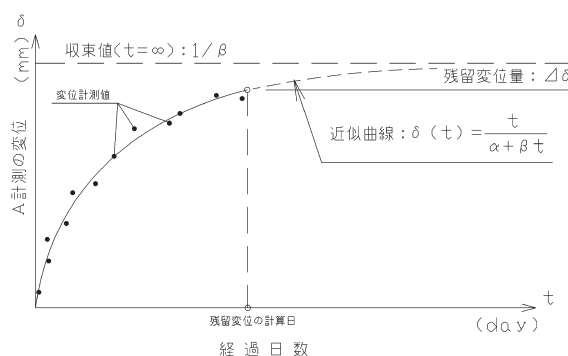


図-4 双曲線モデルによる残留変位の計算（概念図）

表-1 一次支保のA計測による残留変位と物性値

残留 内空変位 H1(mm)	残留 天端沈下 F1(mm)	覆工 弾性係数 $E_c(\text{kN}/\text{m}^2)$	地山 弾性係数 $E_R(\text{kN}/\text{m}^2)$	土かぶり H(m)
-7.5	1.0	2.20×10^7	1.70×10^5	69

※ F1は沈下を正、H1は収縮を負とする。

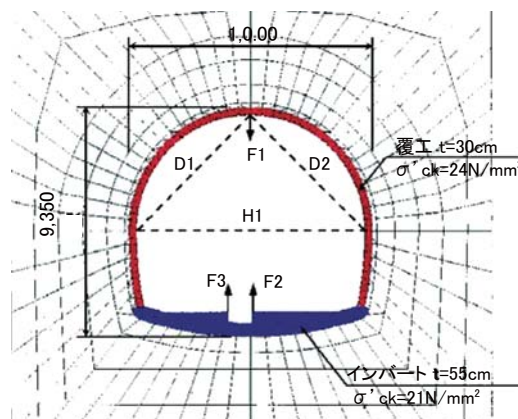


図-5 トンネル周辺の解析モデル

次に、FEM逆解析（解析コード：DBAP³⁾）において地山と二次覆工をモデル化し、上記の残留変位を入力値として覆工コンクリートの応力度を計算した。この手法では、一次支保のA計測から予測した残留変位が二次覆工打設後にも、同じ変形モードで同量発生すると仮定しているため、前述した過去の施工実績における不確定要素を考慮しても十分安全側の評価が行えると考えた。

(2) FEM逆解析と二次覆工の補強構造

トンネル掘削時のA計測結果から推定した残留変位およびFEM逆解析により得られた地山の等価弾性係数を表-1に示す。二次覆工コンクリート（ $t=30\text{cm}$ ）は図-5のように平面要素でモデル化し、前述の残留変位を入力値として、地山および二次覆工の弾性係数に合致するまで繰り返し計算を実施した。このとき、解析変数となるのは解放荷重すなわち地山の初期応力である。

FEM逆解析の結果から、二次覆工の側壁内側にわずかながら引張応力度が発生することがわかった。このため、引張応力度の大きさに応じて覆工コンクリートに

鋼繊維を0.5～0.75 vol%混入することとした。

(3) 二次覆工打設後の計測工の概要

前述のように、安全側を考慮して二次覆工の仕様を設計した。しかしながら、数値解析には仮定条件や不確定要素が含まれるため、計測工によって設計手法の妥当性および部材の健全度を評価、検証することとした。

二次覆工打設後のトンネル内の変位計測としては、覆工表面に計測点を盛り替えてA計測工を継続した。ただし、残留変位の変位速度は非常に緩慢であることを考慮して、より微小な変位を計測するために、傾斜センサを二次覆工表面に設置した。これにより、二次覆工の変形モードを連続的に高精度で計測することが可能となった。また、覆工コンクリートの内部には、油圧式応力度計と電気式ひずみ計を内空側と地山側に設置した。計測機器の配置図を図-6に示す。計測断面は、残留変位の大きかった西山層 162 k319 m と椎谷層 162 k722 m の2断面とした。

3-3 二次覆工の計測結果のまとめ

(1) A計測結果の比較と考察

トンネル掘削時から後述する変状対策工施工後までの天端沈下と内空変位の経時変化図を図-7, 8に示す。これらの図において、◆はトンネル掘削時における一次支保のA計測結果を示しており、この計測値から前述した残留変位（同図中の実線）を求めた。その後、設計期間（H13.11～H14.3頃：同図中の◇）を経て二次覆工を打設した。二次覆工の打設後は変位計測点を覆工表面に盛り替えて計測を継続した（同図中の■）。

図-7 から、内空変位の変位速度は覆工打設後に若干大きくなり、打設後から約700日経過した段階において予測した残留変位と概ね等しい値（8 mm）となり依然として微増傾向を示した。一方、図-8 から、一次支保の段階では、天端は沈下傾向を示していたが、覆工打設後には逆に若干隆起する結果となった。

以上から、二次覆工の変形モード、変位速度および残留変位が解析と異なる結果を示した。計測誤差や部材損傷等による剛性低下などが懸念されたが、以下の理由から計測データは概ね妥当であると判断した。

① 二次覆工とインバートとの接合部のずれの有無や部材損傷などの目視調査を行ったが、変状や損傷は確認できなかった。

② 傾斜センサからも、A計測と同様の変形モードと変位量が確認されていた。

③ 二次覆工の側壁部にトンネル縦断方向のひび割れが発生していた。これは計測結果から推定される変形モードに一致する傾向を示していた。

(2) B計測結果の比較と考察

二次覆工打設から約700日経過後のコンクリート応力度とひずみの計測結果（162 k319 m）を図-9に示す。

これらの計測結果は、前述した変形モードと定性的な

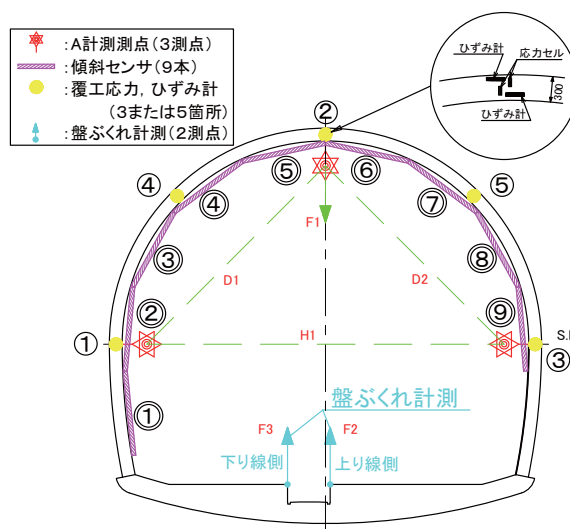


図-6 二次覆工の計測断面

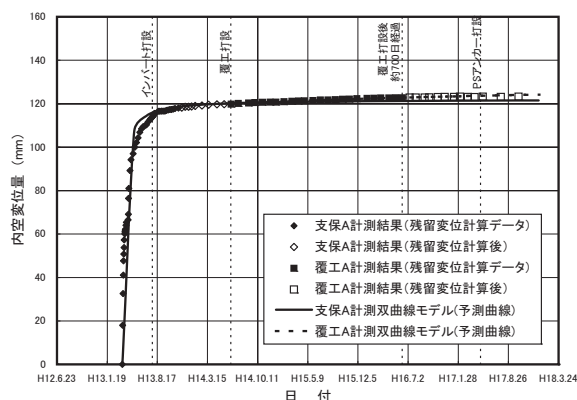


図-7 内空変位の経時変化（162 k518 m）

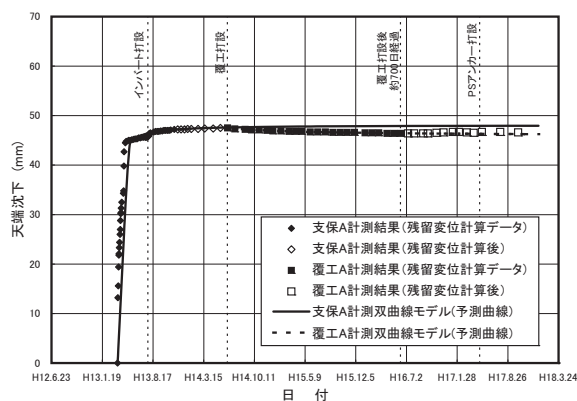


図-8 天端沈下の経時変化（162 k518 m）

傾向は合致していたが、各計測点での応力とひずみから求まる覆工コンクリートの弾性係数は、FEM 逆解析で用いた設計値よりもかなり小さい値であった。162 k722 mでの計測結果も合わせると、その平均値は概ね $E_c = 1.0 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ 程度となった（ただし、特異データを除く）。これは、FEM 逆解析で用いた値の約 1/2 である。

(3) 盤ぶくれ計測結果の考察

二次覆工の打設により、盤ぶくれの変位速度が減少傾向を示す測点も存在したが、減少傾向を示さない測点も

存在した。減少傾向を示さなかった計測点の経時変化を図一10に示す。

3-4 FEM 逆解析と計測結果との相違に関する考察

FEM 逆解析結果と計測結果との主な相違点とその考察を以下に記述する。

(1) 二次覆工の応力度とひずみとの関係

二次覆工の応力度とひずみの計測結果から、覆工コンクリートの弾性係数が通常の硬化後の値よりもかなり低いことがわかった。これは、トンネルの変位速度が数 mm/月程度の緩慢なものであったため、コンクリートや地山のクリープ的特性が現れたためと考えられる。

(2) 変形モードと変形量の差異

一次支保から推定した残留変位および変形モードが、計測結果と異なった理由として以下の事柄が考えられる。二次覆工と地山の見掛けの弾性係数が小さくなったこととその比率が変化したことによって、トンネルの変形モードが変化した。

残留変位が予測よりも大きくなった原因としては、残留変位の進行過程でゆるみ域が拡大したことや、地山やコンクリートのクリープ的な変形特性が非線形性を有していたことなどが考えられる。

§ 4. 物性値の再評価と追加対策の検討

4-1 FEM 逆解析による物性値の再評価

計測断面によっては、盤ぶくれや二次覆工の変形が依然として進行していたため、追加対策工の検討を行う必要があった。そこで、以下の要領で地山と二次覆工の物性値を再評価した。

(1) クリープ特性を考慮した物性値の再評価

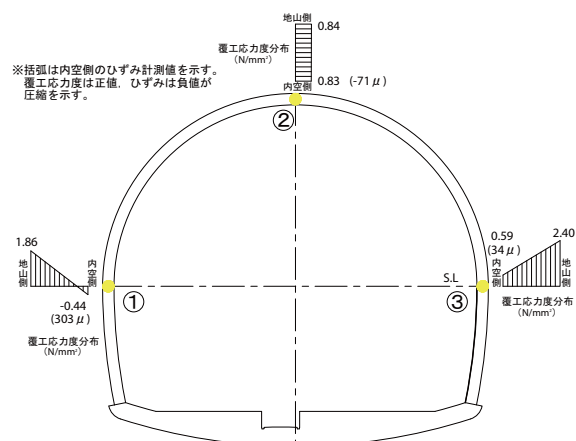
前述のように、実挙動を正確に推定するためには、時間依存性を考慮した覆工コンクリートおよび地山の弾性係数を適切に評価することが重要である。しかしながらクリープを考慮した弾性係数を正確に評価するためには長期に及ぶ試験が必要であることや現場環境条件の再現性など現実的には課題が多い状況にあった。

そこで、二次覆工打設後の A 計測データ (図一7, 8 の ■) を用いた FEM 逆解析によって地山と二次覆工の弾性係数を求めることとした。

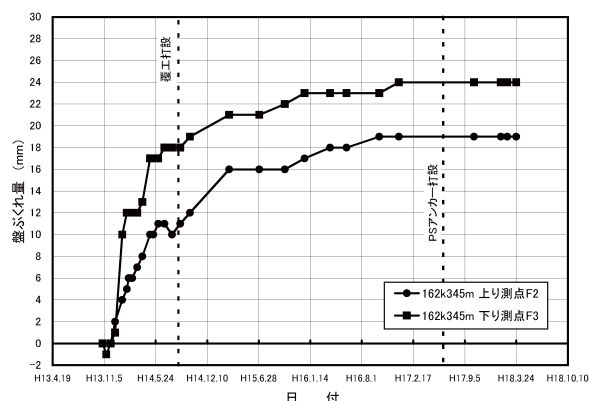
162 k319 m の計測結果を基にした FEM 逆解析の流れを以下に示す。

1) 弾性係数比 n の同定 (手順①)

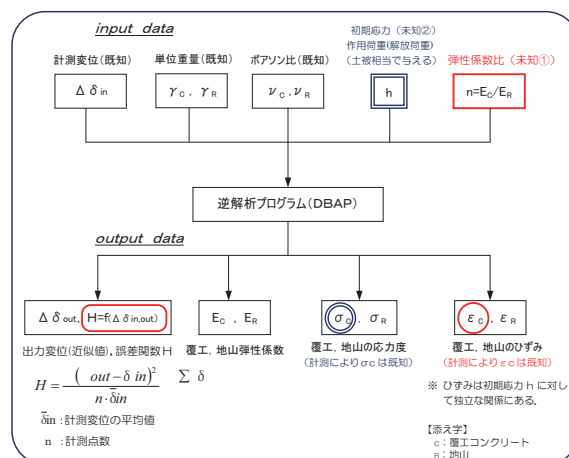
櫻井らの提案する逆解析コード (DBAP³⁾) の入力パラメータの関係を図一11に示す。ここで、入力側のパラメータである計測変位、単位体積重量、ポアソン比を既知とすると、『作用荷重(解放荷重)相当土かぶり h 』と『二次覆工と地山との弾性係数比 n 』の2つが未知パラメータとなる。一方、出力側では、計測結果より、二次覆工の計測点での応力



図一9 二次覆工応力度とひずみの計測結果 (162 k319 m)



図一10 盤ぶくれ計測結果 (162 k345 m)



図一11 逆定式化法における入出力変数

度とひずみが既知であり、その他は未知量である。

ここで、弾性係数比とひずみとの関係は作用荷重に対して独立な関係にあるため、計測ひずみと解析ひずみが合致する弾性係数比を繰り返し計算により求めることができる。

一方、櫻井らの最小二乗法を用いた逆定式化法では、誤差関数 (図一11 参照) が最小となるときの、解析条件のもとで最も精度よく現象を再現していると評価できる。そこで、これらの結果を総合的に評

価して弾性係数比を決定することとした。

弾性係数比とひずみおよび誤差関数との関係を図-12に示す。同図より、弾性係数比が $n=500$ を超えると各測点のひずみは概ね一定値を示す。ここで、下り線壁部（内側）での計測結果は、引張りひずみが大きくて n を変化させても解析値に一致することはなかった。しかしながら、他の2つは弾性係数比が $n=200$ 以上であれば両者は比較的近い値となった。一方、誤差関数は $n=200$ で最小値を示した。

以上から、弾性係数比は $n=200$ とすることが妥当であると総合的に判断した。

2) 等価弾性係数の同定 (手順②)

前述の手順①において、弾性係数比 n を決定することによって、ひずみ分布を再現することができた。

これによって、入力側の未知パラメータは『作用荷重（解放荷重）相当土かぶり h 』のみとなるためこの変数に関して二次覆工の応力度（解析値）を計測値に合致するまで繰り返し計算を行った。

上記と同様に162 k722 mの計測結果についてもFEM逆解析を実施した。

(2) 解析結果の考察

二次覆工と地山の弾性係数は、覆工打設前に行ったFEM逆解析での一般的な設計値に対してかなり小さい値となった（表-2参照）。ここで、参考文献4）、5）より、クリープ係数 α を考慮した弾性係数を $E_c/(1+\alpha)$ とすると、本解析結果のクリープ係数は表-2の括弧内数値となる。

参考文献4）によると、コンクリートのクリープ係数は品質、環境温度、湿度および部材寸法などにより、一般的に $\alpha=2\sim4$ の値をとるとされている。また、参考文献5）に記載されている地山の弾性係数とクリープ係数との関係を図-13に示す。同図は、当該現場のような載荷時間約650日に対応するデータではないと考えられるが、載荷時間1日以上とすると概ね $\alpha=0.6\sim5$ の範囲にあると言える。FEM逆解析で得られる変係係数は、数値解析の誤差やモデル化の不確実性および計測誤差なども含むため、純粋なクリープ特性を表すものではない。しかしながら、解析から得たクリープ係数は上記の一般値に概ね近い値となった。

162 k319 mの二次覆工の変形性状の解析値と計測値との比較を表-3および図-14に、同じく応力度分布を図-9および図-15に示す。各測点の計測変位と解析値は概ね一致していることがわかる。また、応力分布図からは、二次覆工の側壁内側とインバート中央通路側部に引張応力の集中域が確認できる。これらの箇所には実際にもひび割れが発生しており、インバート中央通路付近では、インバート打設後からの引張応力（解析値）が引張強度6）（ $f_{tk}=0.23 f_{ck}^{2/3}=0.23(24)^{2/3}=1.9\text{N/mm}^2$ ）を超

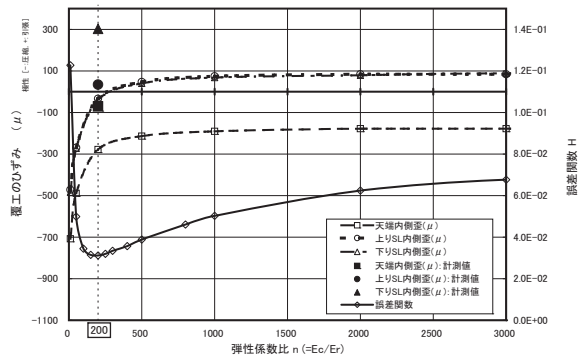


図-12 覆工ひずみ・誤差関数と弾性係数比との関係 (162 k319 m)

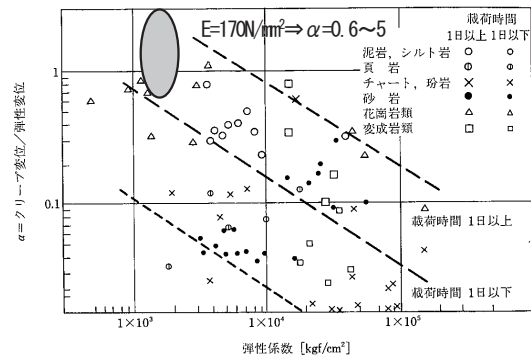


図-13 地山の弾性係数とクリープ係数 α との関係⁵⁾に一部加筆 (原位置クリープ試験による)

表-2 FEM逆解析によって求めた弾性係数

	覆工弾性係数 EC(kN/m ²)	地山弾性係数 ER(kN/m ²)	弾性係数比 n(=EC/ER)
覆工打設前の解析	2.50×10^7	1.70×10^5	129
打設後の解析 (162 k319 m)	$5.10 \times 10^6(3.9)$	$2.55 \times 10^4(5.7)$	200
打設後の解析 (162 k722 m)	$7.15 \times 10^6(2.5)$	$7.15 \times 10^4(1.4)$	100

※1 二次覆工をSFRC($f_{ck}=24\text{N/mm}^2$)としたため弾性係数は $E_c=2.5 \times 10^7\text{N/m}^2$ とする。

※2 括弧内数値は覆工打設前解析の弾性係数に対するクリープ係数 α を示す。

表-3 162 k319 mの入出力変位 (覆工打設後からの増分)

	内空 変位 H1 (mm)	天端 沈下 F1 (mm)	下り側 斜測線 D1 (mm)	上り側 斜測線 D2 (mm)	上り側 盤ぶくれ F2 (mm)	下り側 盤ぶくれ F3 (mm)
入力値	-7.7	1.5	-3.6	-2.2	8.0	5.0
出力値	-8.3	0.0	-2.5	-1.3	6.5	6.3

※F1, 2, 3は沈下を正、D1, 2, H1は収縮を負とする。

過していた。以上から、解析は実際の挙動をよく再現していると評価できる。

なお、両断面の鉛直方向の解放荷重は共に約 $p_v=66\text{kN/m}^2$ であり、地山単位体積重量を $\gamma=22\text{kN/m}^3$ とすると土かぶり3 m程度の荷重に相当している。

4-2 盤ぶくれ対策工の選定と FEM による構造検討

(1) 盤ぶくれ対策工の選定

覆工 A 計測結果と盤ぶくれ計測結果から、前述と同じ要領で残留変位を再計算した。その結果、残留盤ぶくれ量が 7mm となり新たな抑止対策が必要となった。一方、覆工 A 計測に関しては、本解析の実施後まもなく収束傾向を示したので、二次覆工の対策工は施工せず監視を継続することとした。

盤ぶくれ対策工として、以下の 3 案について比較検討を行った。すなわち、①プレストレスアンカー案、②ロックボルト案、③インバート打ち替え案である。

このうち、ロックボルト案は待ち受け式であることや 1 本当たりの引張耐力が小さいため、FEM 解析から十分な抑止効果が得られなかった。また、インバート打ち替え案は、既設インバート撤去時において二次覆工に影響を与える可能性が高いことやアーチ部の収束した変位を再発生させてしまう可能性が懸念された。

それに対して、プレストレスアンカー案は、盤ぶくれの進行を積極的に抑止できることやプレストレスで地山のせん断応力を小さくして塑性化（クリープ的挙動）を防止するなどの長所があった。よって、本案を対策工として採用することとした。

(2) FEM 順解析によるアンカーの構造検討

本解析では、アンカーが構造体として加わることで、変形モードが変化することも考えられたため、前述の FEM 逆解析で得られた解放荷重（残留変位を生じさせる分の荷重）を初期応力とし、荷重制御方式で解析を実施した。プレストレスアンカーの構造は、FEM 順解析によって残留盤ぶくれを 0mm に抑制できるように決定した。

解析の結果から、アンカーは断面方向に 4 本、トンネル縦断方向に 2m 間隔で打設することとした（図-16 参照）。アンカー 1 本当たりのプレストレスは $P=400$ kN/本とした。これは、FEM で盤ぶくれ量を 0mm に制御するために必要な導入力であり、過去の施工実績からインバートにひび割れなどの有害な影響を与えない値として設定した。既設の地中変位計よりインバート下方 7m 付近から変形が発生していることが分かっていたため、アンカーの全長は $L=11$ m とし、先端 4 m を定着部とした。

また、解析結果より、残留変位をより効果的に抑止するためには、地山深部へ直接プレストレスを導入する方法が有利であることがわかった。これは、インバート表面から地山を押え付ける通常のアンカー構造よりも、微小な変位が発生し始める地山深部も含めて変位発生領域全体を直接抑制する方法が効果的であるためと考えられた。

以上を踏まえて、当該アンカーは以下の手順で施工を行うものとした。

① アンカー孔を削孔（ $L=11$ m）し、先端部（ $L=4$ m）を一次注入によって定着する。

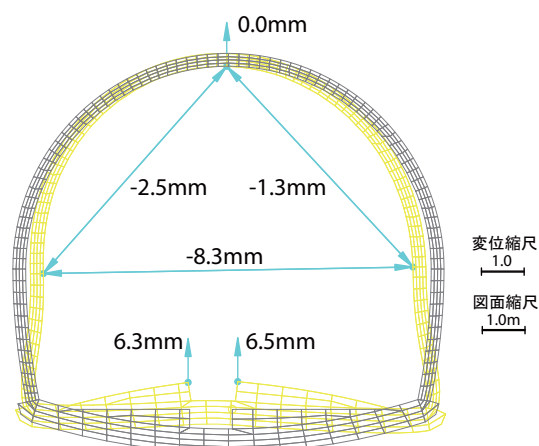


図-14 逆解析による変形状（覆工要素のみ抽出）
（162k319 m：覆工打設後の増分変位）

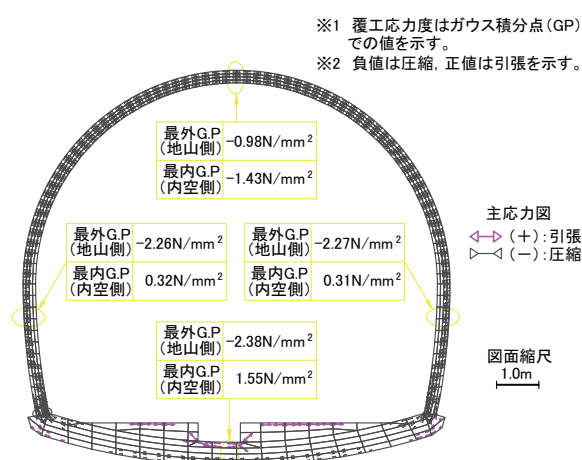


図-15 逆解析による覆工応力分布（覆工要素のみ抽出）
（162 k319 m：覆工打設後の増分応力度）

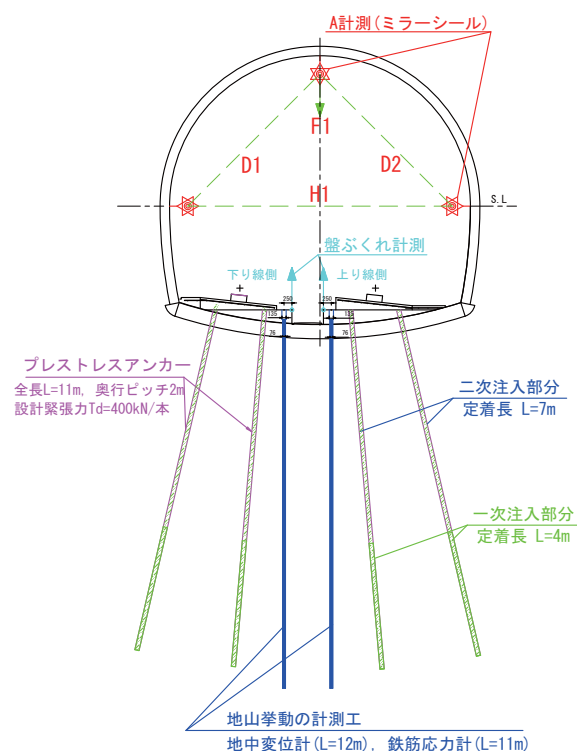


図-16 盤ぶくれ対策工と計測工の断面図

② グラウトの養生期間を経た後、アンカー頭部にプレストレス ($P=400\text{ kN/本}$) を導入し、その緊張力を保持したまま自由長部を二次注入により地山に定着する。

③ 養生期間を経た後、プレストレスを解放して二次注入定着部を介して地山へプレストレスを直接伝達させる。

4-3 盤ぶくれ対策工施工後の計測結果

プレストレスアンカー施工時およびその後の地盤挙動を確認するために、盤ぶくれ計測と覆工 A 計測に加えてアンカー近傍に鉄筋応力計と地中変位計を設置した(図-16 参照)。鉄筋応力計の深度方向の応力分布と各測点での経時変化を図-17, 18 に示す。

図-17 より、アンカーの施工によりインバート下方の地山においてトンネル法線方向の圧縮応力が増加していることがわかる。これは、アンカーに導入したプレストレスが地山に伝達されたものである。鉄筋応力計によると、鉄筋に発生した圧縮ひずみは概ね $300\sim 500\mu$ である。これにより、地山応力は三軸状態となるため、アンカー施工前よりも安定したと定性的に評価できる。

図-18 より、アンカー頭部の緊張力解放後 1 ヶ月程度の期間において、地山には圧縮ひずみがクリープ的に増加しその後一定値に収束している。このことから、二次注入完了後、アンカー頭部の緊張力を解放したことによって緊張力が地山中に直接伝達されたと評価できる。以上の対策工によって、図-10 に示すように盤ぶくれの進行は収束し、トンネル全体が安定したと評価した。

§ 5. まとめ

当該工事の変状区間の設計・施工において得られた情報と知見を以下にまとめる。

① 膨張性地山において、トンネル掘削後に発生したクリープ変位をもとに FEM 逆解析を行ったところ、通常よりもかなり小さい弾性係数となった。この解析結果から、地山と覆工コンクリートのクリープ係数を計算すると、一般値に概ね近い値となった。

② 本稿で報告した解析手法は、既設トンネルの変状評価や対策工の設計などに有効であると考えられる。この場合、クリープ的特性の適切な評価が設計の要点になると考えられるが、上記の理由より、一般的なクリープ係数から設定した弾性係数を数値解析に適用することは現時点では必ずしも適切ではないと考えられる。

③ 上記①の弾性係数を用いた FEM 順解析により、盤ぶくれ対策としてプレストレスアンカーの仕様を決定し実施工に適用した。プレストレスアンカーは、通常自由長部分を二次注入した後、頭部の緊張力を解放したことにより、地山に直接プレストレスを導入することが

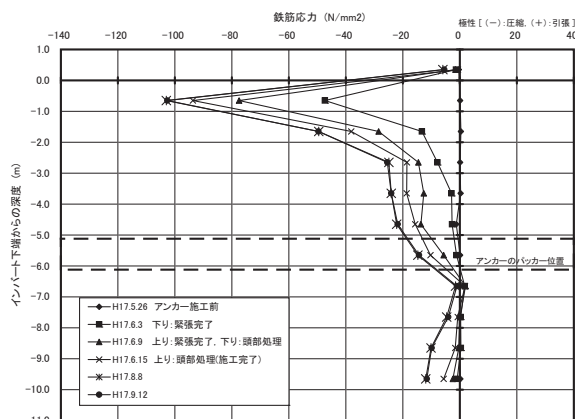


図-17 鉄筋応力計の応力分布

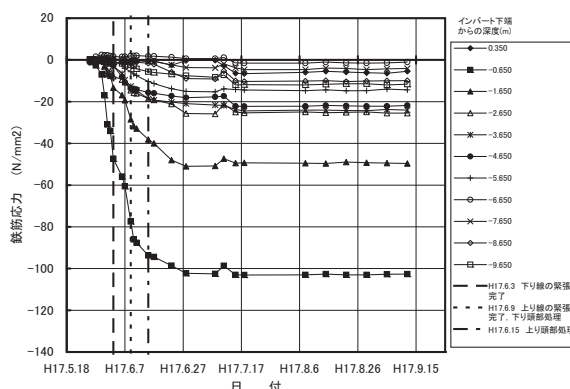


図-18 鉄筋応力の経時変化

できた。これにより、盤ぶくれの進行を抑止することができた。

参考文献

- 1) 例えば、奥村皓一，和地強，怡土一美：SFRC 覆工で収束しない変位に対抗 東北新幹線 岩手トンネル 女鹿工区，土木工学社，トンネルと地下，pp. 7-18, 1998. 5.
- 2) 光木香，小幡芳文：北陸新幹線飯山トンネル地質調査最終報告，土木工学社，トンネルと地下，pp. 53-61, 2000. 7.
- 3) 櫻井春輔，武内邦文：トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法，土木学会論文報告集，第 337 号，pp. 137-145, 1983. 9.
- 4) A. Ghali, R. Favre 著 (川上洵，樫福浄 他訳)：コンクリート構造物の応力と変形 [クリープ・乾燥収縮・ひび割れ]，技報堂出版(株)，p. 3, 1995. 1.
- 5) 日本材料学会：岩の力学—基礎から応用まで，丸善(株)，pp. 513-515, 1993. 12.
- 6) 土木学会：2002 年制定 コンクリート標準示方書 [構造成能照査編]，丸善(株)，p. 21, 2002. 3.