

双設トンネル脆弱地山区間における後行トンネルの 変状予測と先行トンネルの覆工への影響

Estimation of the 2nd stage tunnel behavior and lining stresses of 1st stage tunnel in weak zones of parallel Tunnels

本庄 正樹¹・八木 弘²・日置 洋平³・吉田 安利⁴・玉村 公児⁵

Masaki HONSHO, Hiroshi YAGI, Youhei HIOKI, Yasutoshi YOSHIDA and
Koji TAMAMURA

¹中日本高速道路株式会社横浜支社掛川工事事務所 (〒436-0047 静岡県掛川市長谷1413-3)

E-mail: m.honsho.aa@c-nexco.co.jp

²正会員 中日本高速道路株式会社総務部CS推進チーム (〒460-0003 愛知県名古屋市中区錦2-18-19)

³中日本高速道路株式会社横浜支社掛川工事事務所 (〒436-0047 静岡県掛川市長谷1413-3)

⁴鹿島建設(株)・(株)竹中土木・青木あすなろ建設(株)共同企業体 (〒436-0341 静岡県掛川市倉真3531-1)

⁵正会員 工修 鹿島建設株式会社土木設計本部 (〒107-8502 東京都港区赤坂6-5-301)

In the construction of the Kanaya tunnel in the New Tomei Expressway, large displacement of 150-200mm was observed during the excavation of the 1st stage tunnel. In these geologically weak zones, the excavation of the 2nd stage tunnel might affect the lining of the 1st stage tunnel. Though the primary control value was determined as 100mm from the result of preliminary analysis, the estimated displacement during the excavation of the 2nd stage tunnel exceeded 100mm. Then, from the result of FEM back analysis and prediction analysis together with the survey results, the lining stress of the 1st stage tunnel and the displacement of the 2nd stage tunnel were examined, and the secondary control value was determined, as an additional countermeasure for displacement.

Key Words : mudstone, high tensile strength bolt, large displacement, TBM pilot-tunneling method, large cross sectional tunnel, lining stress

1. はじめに

中日本高速道路株式会社では現在静岡県内に第二東名高速道路(以下「第二東名」)の建設を行なっている。第二東名金谷トンネルでは、土被りが大きく地山強度比が2以下となる泥岩層があり、先行トンネル(下り線トンネル、以下「下り線」)掘削時にこの区間においてロックボルトの破断や吹付けコンクリートのクラックなどの変状が現れ、過大な内空変位と脚部沈下が発生した。このため、変状対策として追加補強や支保パターンの変更を行なってきた。この変状区間において、後行トンネル(上り線トンネル、以下「上り線」)の上半掘削で大きな変位が発生したため、近接する(離間距離は30~40m)下り線の既設の覆工への影響が懸念された。

そのため事前に影響検討を行い、変位計測値に対



写真-1 金谷トンネル西側坑口

して一次管理値を設定し施工を行った。しかし、上り線上半掘削後下半掘削が進むことで計測値が一次管理値を超過すると予測された。そのため地山挙動を適切にシミュレーションできる非線形弾性モデルを用いたFEM逆解析、予測解析を行い、この結果と計

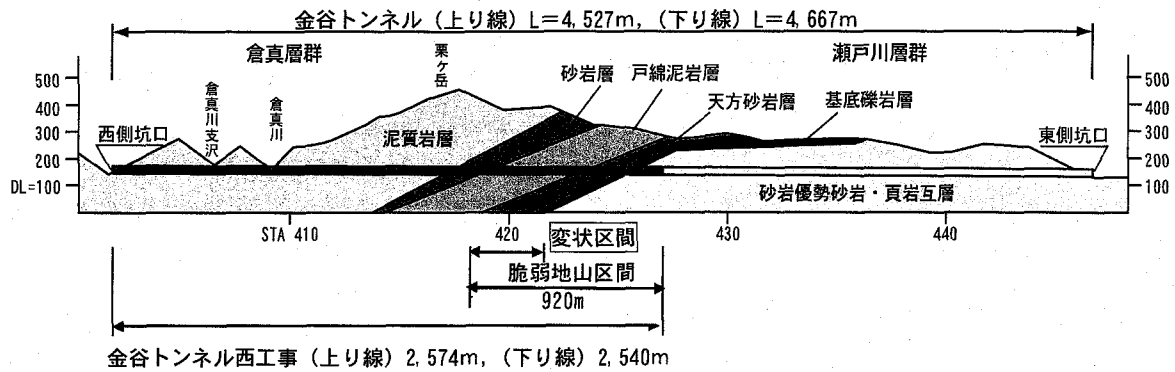


図-2 金谷トンネルの地質概要図

測結果から下り線の覆工応力および上り線の発生変位を検討した上で二次管理値を設定し、更なる変位抑制対策を行った。

2. トンネルの概要

(1) 工事概要

金谷トンネルは、静岡県掛川市倉真～島田市大代に位置する上り線4,527m、下り線4,667mの第二東名で最長の双設トンネルである。掘削断面積約190m²、掘削高さ約12m、掘削幅約18mの扁平断面であり、掘削工法はTBM導坑先進拡幅掘削工法を採用している(図-1)。

トンネルの施工については、TBM導坑掘削を行った後、掛川市側および島田市側の東西の両坑口から下り線を上半先進により先行し、その後同様に上り線の掘削を行った。また、一時、先行トンネルを上下線として共用する計画があったため、後行トンネルの掘削完了を待たず、先行トンネルの覆工の施工を開始した。

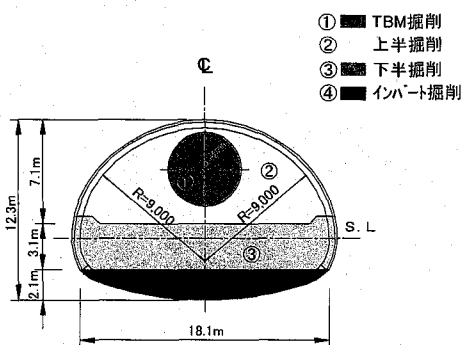


図-1 標準断面図

(2) 地山の特徴

金谷トンネルの地質は、縦断方向のほぼ中央を境に二分される。西側は新第三紀中新世の倉真層群であり、堅固な泥質岩層・砂岩層と脆弱な戸綿泥岩層・天方砂岩層に分類でき、東側は古第三紀漸新世の瀬戸川層群で剥離性の高い砂岩・頁岩の互層から構成

される(図-2)。

戸綿泥岩層、天方砂岩層については、不良地山の岩の一軸圧縮強度は35～50MPa程度であり局部的に2.5MPa程度の亀裂が発達した弱部が存在する。この区間において泥岩優勢層では砂岩に比べて著しく強度が劣るのが特徴であり、風化が進んでいるものはスレーキングしやすい特徴を有している。また、砂岩優勢互層では硬質であるが亀裂が発達しているのが特徴である。また、瀬戸川層群は強い褶曲作用による鏡肌を持つ頁岩が砂岩の亀裂に挟まっており、剥落の多い不良地山区間となっている。

3. 変状区間でのTBM導坑施工時の地質状況

下り線の本坑拡幅掘削では、倉真層群戸綿泥岩層が分布するSTA418+50～420+50の区間で大きな変状が発生した。

この変状区間でTBM導坑掘削時に行ったボーリング調査結果では、泥岩を主体として細粒砂岩を含む層状の地質であるが風化・粘土化している部分があった所に混在している。また、強度物性のバラツキもあり、粘土化した弱層帯が不均質に混在する地山である。この区間では以下のようなTBM導坑掘削施工実績がある。

- ① TBM導坑施工時にTBMが拘束され、切抜け掘削を実施した。
- ② TBM掘削後に天端崩落が連続しており、増し吹付けコンクリート工を実施した。
- ③ TBMの内空変位量が非常に大きく、最大値は(天端沈下: 120mm, 内空変位: 77mm)であった。
- ④ 準岩盤強度が低い上に土被りが200～300mあるため、地山強度比が2.0以下の区間が多い。

これらのことから、本坑拡幅掘削時に以下のような懸念事項があった。

- ① TBM掘削時に天端崩落が連続しており、TBM拡幅掘削を行って周辺を緩めていることから、本坑

拡張掘削時にTBM周辺および本坑天端付近の崩落・肌落ちが発生する。

- ② TBM掘削時の変位量が大きく地山強度比が2.0以下と低いことから、本坑拡張掘削時に大きな変位が発生し、支保変状が生じる。

4. 下り線の変状区間での支保パターンと変状

TBM 導坑施工時の施工実績や地質調査結果から本区間は相対的に地山の性状が悪いことが分かっていたため、ボーリング調査結果などを基に FEM 解析（線形解析）を用いた支保検討を実施し施工を行った。しかし想定以上に地山の性状が悪く、変位増大にともない吹付けコンクリートクラックやロックボルトの座金の変形など支保変状が生じたため、追加対策工や支保パターンの変更を行った。下り線変状区間のDⅠ、DⅠ(S)、DⅡそれぞれの代表的な支保パターンと追加対策工、それぞれの地山区分における地山強度比、変位状況を図-3に示す。

下り線の変状区間での変位発生状況を図-4～図-6に示す。この図からPC鋼棒を補強ボルトとして打設したDⅠ(S)パターンより、PC鋼棒を用いたDⅡパターンの方が、全体的に発生変位量は小さくなっている。トンネルの変形の挙動については図-7に示す

ように、DⅠパターンのような内空変位が天端沈下や脚部沈下よりも卓越して発生する変形モードが、DⅡパターンのようにPC鋼棒を支保パターンとして用いることにより内空変位が抑制される変形モードに変化している。

5. 上り線変状区間での支保パターンと施工管理

(1) 上り線の変状区間支保パターンの設定

上り線の変状区間の支保パターンについては、表-1に示すような、上り線TBM導坑内部からの調査、観察、計測およびTBMの機械データの結果から総合的な地山評価を行い、これらと下り線の変状区間での支保パターン、対策工、変位の発生状況および上下線の地山強度比を基に上り線支保パターンの設定を行った。

(2) 上り線の変状区間での施工管理

a) 変状区間での変位に対する管理値の設定

上り線での変位の管理基準値の設定にあたっては以下の3点を考慮し100mmとした。

地層区分	戸綿泥岩層			
(下り線) 実施パターン	DⅡ-a1	DⅠ	DⅠ(S)	
鋼製支保工 降伏点: 440N/mm ²	HH-200	HH-154	HH-200 (ウイング付)	
吹付けコンクリート厚(mm) $\sigma_{28}=36 \text{ N/mm}^2$	200	200	250, 300	300
ロックボルト	上半 (L=6m) 下半 (L=6m)	19本 (290kN) 6本 (PC) * 一部L=12m	6~26本 (290kN) 6本 (PC)	14 (290kN), 12 (PC) 8本 (PC)
補助工法	ACF	鏡ボルト	ACF, 鏡ボルト	ACF, 鏡ボルト
追加対策工	ロックボルト(PC)増打ち その他	2~7本 (L=6m, 9m, 12m) 増し吹付けt=100, 根固めコンクリート	6~26本 (L=6m, 12m) 増し吹付けt=100, フットパイル (L=側側)	
変形余裕量(mm)	100	100	200	300
代表支保パターン図	DⅠパターン			
	DⅠ(S)パターン			
	DⅡ-a2パターン			
	DⅡ-a2パターン			

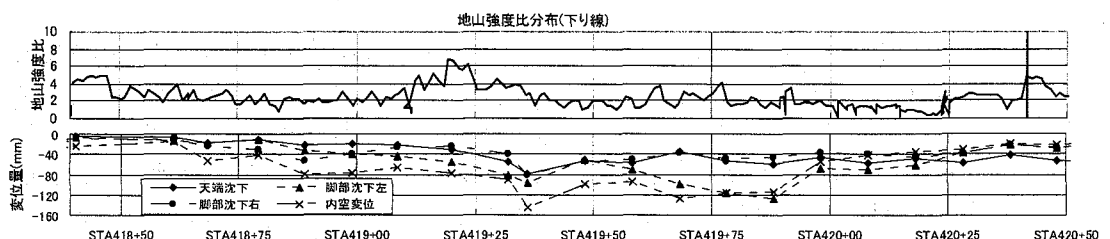


図-3 下り線支保工パターンと変位発生状況

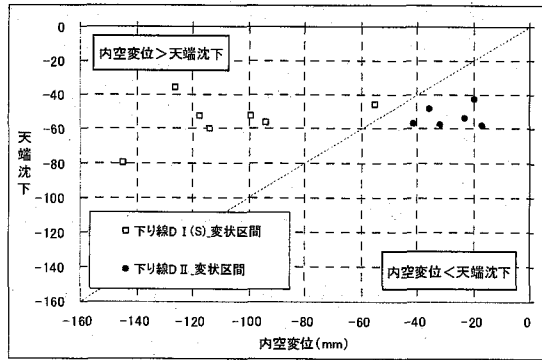


図-4 下り線変状区間での内空変位と天端沈下の関係

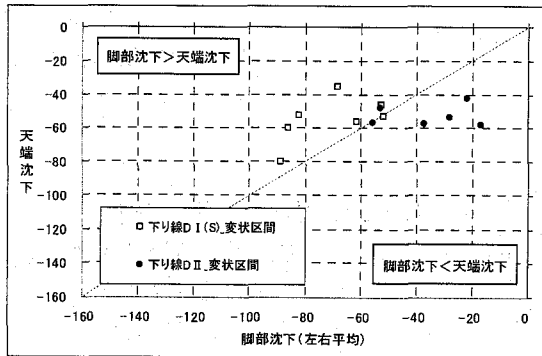


図-5 下り線変状区間での脚部沈下と天端沈下の関係

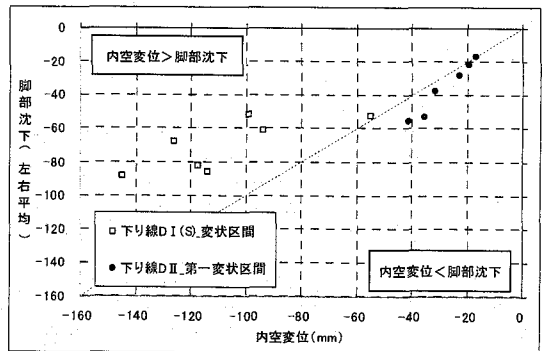


図-6 下り線変状区間での内空変位と脚部沈下の関係



図-7 変形挙動イメージ

- ①下り線の実績から吹付けコンクリートのクラックやロックボルトの破断などを考慮すると、トンネルの安定には内空変位200mm以下を目標として管理することが必要であった。また、変状区間の変形係数から算出した限界ひずみ相当の内空変位も200mm程度と想定された。
- ②200mmを管理目標値とすると現状のパターンボ

ルト6mよりも外側の範囲に大きく緩み範囲が拡大するため、追加対策を実施する場合に長尺ロックボルト(12m)が必要となることから、作業の効率性・経済性を考慮すれば100~150mm程度を目標に管理する必要がある、追加対策の判断時期などについても考慮する必要があった。

表-1 地山評価のための基礎データ項目内用

項目	内容
TBM導坑内での観察・計測	切羽観察
	切羽評価点
	導坑支保
	崩落
TBM導坑内からの調査	弾性波探査
	削孔検層
	反射トモグラフィ
	二次データ
TBM機械データ	地質状況
	TBM支保パターン
	崩落規模(高さ)
	地山変位量
TBM導坑内からの調査	地山速度
	緩み範囲
	破壊エネルギー係数
	天端緩み域
TBM機械データ	結果図
	反射係数
TBM機械データ	準岩盤強度(トルクから推定)



写真-2 PC鋼棒を用いたDIIパターン

- ③上り線掘削を行うにあたり上り線変状区間の掘削にともなう下り線覆工への影響を、事前にFEM解析(線形解析)を用いて検討した。この結果から、下り線覆工の長期許容応力度が10N/mm²(覆工コンクリート設計基準強度30N/mm²)以内におさまるように、上り線掘削時の内空変位管理の目標値を100mmとした。

b) 変位速度と覆工応力の管理値の設定

変状区間での変状対策を早期に実施するため、初期変位速度(内空変位、天端沈下)も上り線のA計測に対する管理基準値として用いることとした。上り線の変状区間での初期変位速度に対する管理基準値(一次管理値)は、下り線の変状区間におけるインバート掘削後の最終変位(収束値)

と初期変位速度の関係を統計的にまとめ設定した。インバート掘削後の最終変位（収束値）と初期変位速度の関係を図-8に示す。

また、上半掘削時の変位（内空変位、天端沈下）の管理値については図-9に示すように上り線のインバート掘削後の最終変位（収束値）と上半掘削時の変位収束値の関係から上り線上半掘削時の管理基準値を設定した。下半掘削時の変位の管理基準値（一次管理値）については、下り線のA計測結果において概ね上半掘削時とインバート掘削後の変位収束値の中間値であることから設定した。下り線の覆工応力およびA計測結果に対する管理基準値（一次管理値）をそれぞれ表-2、表-3に示す。

c) 変状区間での施工管理フロー

計測値が管理基準値（一次管理値）に接近または超過すると予測される場合は、図-10に示す施工管理フローに従って変位抑制対策を講じることとし、計測値が一次管理値を超えてしまう場合には、変状があった区間に対してFEMを用いた逆解析、予測解析を行い、この結果と計測結果から下り線の覆工応力および上り線の発生変位を検討した上で二次管理基準値を設定し、更なる変位抑制対策を行うこととした。

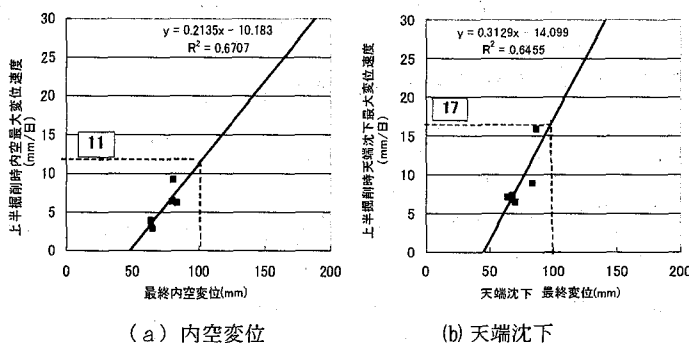


図-8 下り線最終変位と初期変位速度の関係（変状区間）

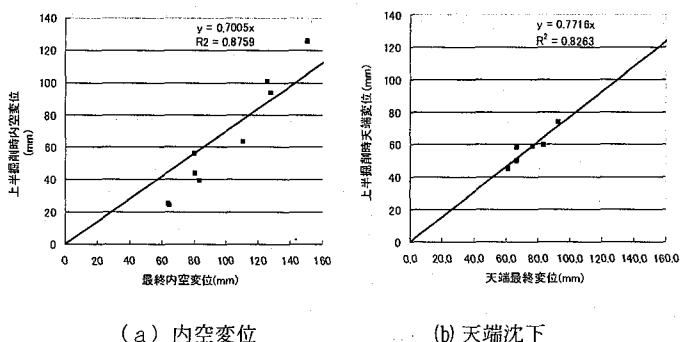


図-9 下り線最終変位と上半掘削時変位の関係（変状区間）

表-2 下り線覆工応力に対する管理基準値

管理基準値	上半	下半	インバート	
覆工応力 (N/mm²)	5.4	7.2	9.0	90%
	60%	80%	100%	

*長期許容応力度10 (N/mm²)

表-3 上り線 A 計測結果に対する管理基準値

・一次管理値

管理基準値	戸締泥岩層	
	上半	下半
初期内空変位速度(mm/日)	11.0	—
初期天端沈下速度(mm/日)	17.0	—
内空変位(mm)	70	85
天端沈下(mm)	77	88

・二次管理値

FEMによる逆解析、予測解析の結果から設定

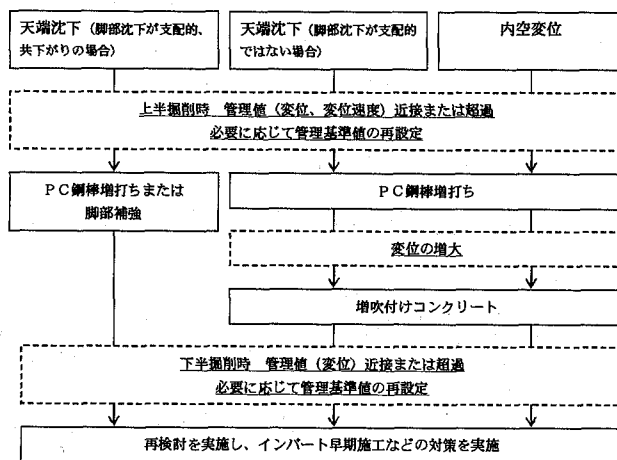


図-10 脆弱地山区間の施工管理フロー

6. 上り線変状区間の変状と対策

上り線変状区間において上半掘削後下半切羽の接近にともなって STA420+20～420+60 の区間で大きな変位が発生し、内空変位で一次管理値 100mm を超えた。図-10 に示す施工管理フローに従って、下り線の覆工への影響および変形余裕量を考慮し管理基準値を再設定した。変位が増加する過程で、PC 鋼棒による増打ち、増し吹付けコンクリート工による補強、早期インバートの施工による全断面閉合を行うことにより変位を抑制させた。

変位の発生状況と対策の過程を以下に示す（図-11）。

①内空変位速度管理基準値超過と変位抑制対策

STA420+24からDⅡ-b1（AGF・鏡ボルト併用パターン、変形余裕量200mm、図-12参照）と同等のパターンで施工を行ってきたが、STA420+24のA計測結果において内空変位の変位速度が、12mm/日（1日3基施工の場合）と大きく、内空変位速度管理基準値11mm/日を超過したため、下り線の変位の発生傾向からインバートを施工する最終段階で内空変位が 100mm を超える可能性があると考えられた。その後、STA420+24～STA420+57の区間について、A計測

の内空変位が大きく発生し、特に右からの押し出しが確認されたため右側面にPC鋼棒を1間あたり6本(L=12m)の打設補強(DⅡ(S))を行った。これより切羽側についてはDⅡに左右肩部1間あたりそれぞれ3本ずつPC鋼棒を打設するパターン(DⅡ-b3)として施工を行った。

②内空変位管理基準値超過と変位抑制対策

下半が近づくにつれSTA420+38のA計測の結果で内空変位が増加し管理基準値を超え収束しない状態となった。STA420+24～STA420+57の33m区間で上半部について10cmの増吹付けコンクリートを行い、支保の剛性をあげることで変位抑制を図った。

③管理基準値の再設定

FEMによる逆解析、予測解析を用いて下り線

の覆工への影響検討を行い、内空断面計測により変形余裕量の確認を行った。これらの結果から変位に対する管理基準値を再設定した。変位に対する管理基準値(二次管理値)はFEM予測解析結果の最終内空変位160mm(<変形余裕量200mm)から150mmと設定した。

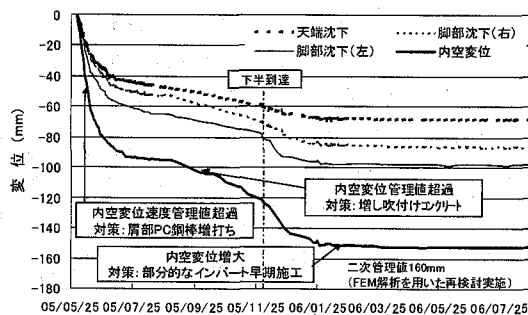


図-11 変状区間での変位発生状況と変位抑制対策

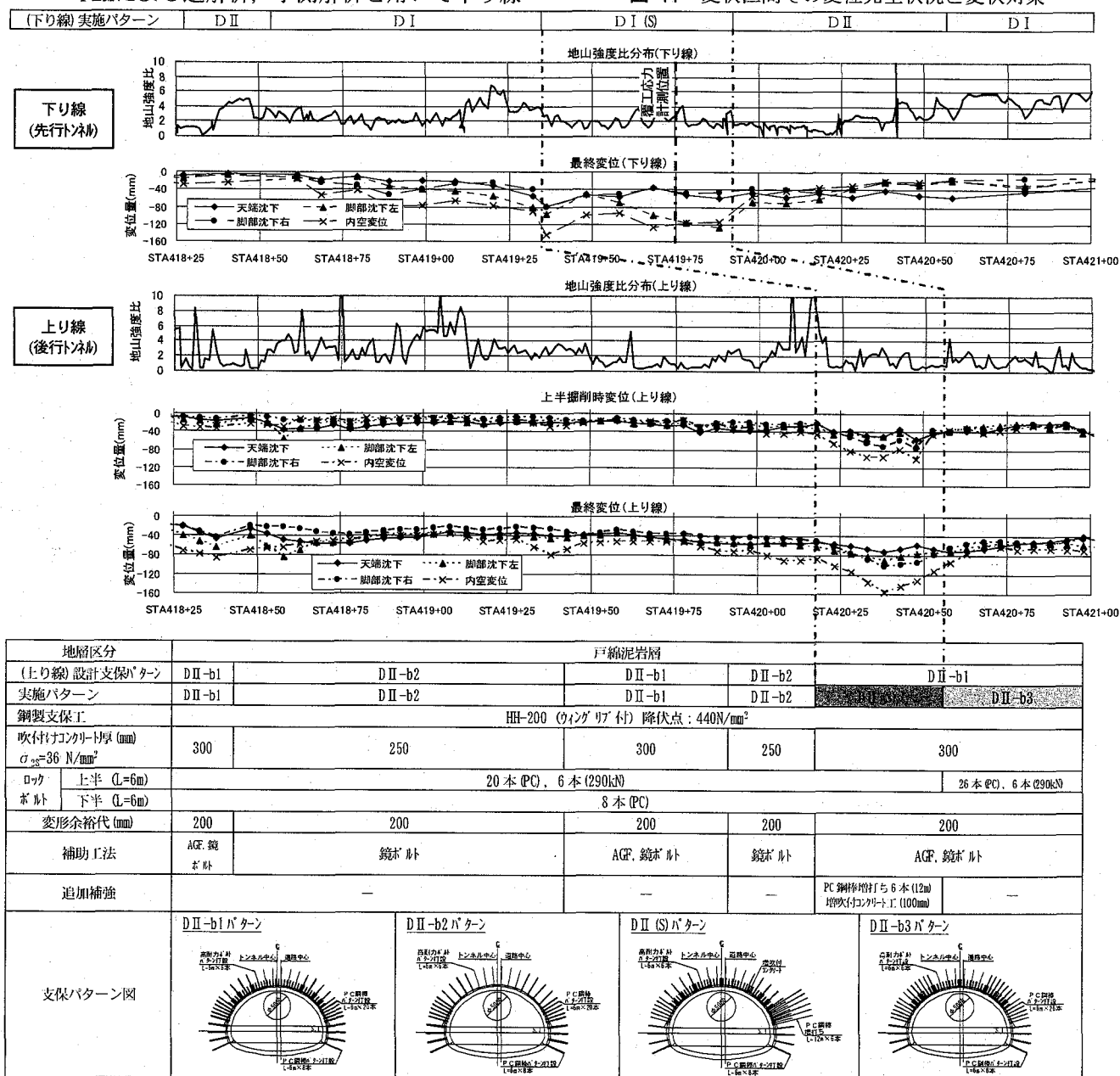


図-12 上り線支保パターンと変位発生状況

④全断面閉合による変位抑制対策

下半掘削を再開したが、内空変位が収束傾向になく更に変位が伸びていく危険性があった。そのため、短期変位抑制対策として早期インバートコンクリート（本設、RC構造）の構築による全断面閉合を行い、内空変位は152mmで収束した。

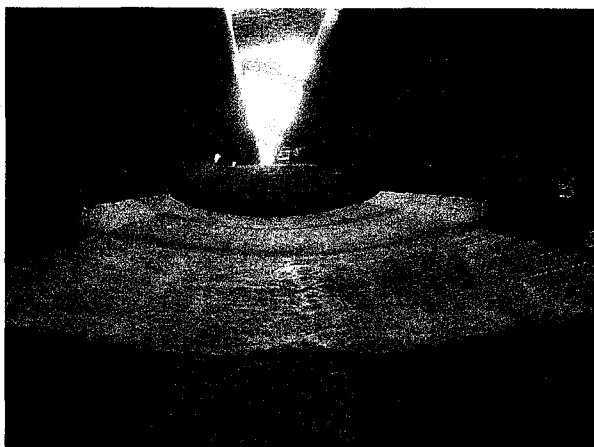


写真-3 全断面閉合完了状況

7. 上り線変状区間の予測解析と下り線覆工への影響

(1) FEM 逆解析による適合モデルの検討

下り線変状区間での変位の計測値を数値解析により再現するため、図-13に示す変位計測結果のデータに対して地山の力学モデル、地山の变形係数、側圧係数をパラメーターとした逆解析を実施し、適合する地山の力学モデルを比較検討した。この結果、図-13に示すように非線形弾性（電中研/放物線型）モデル（図-14）が、変状区間での地山特性を最も適切にモデル化できしており、上り線変状区間に対する逆解析と予測解析の地山の力学モデルとして採用することとした。非線形弾性（電中研/放物線型）モデルによる解析結果が変状区間の地山の変位特性に近かったのは、以下のことが主要因であると考えられる。

- ①トンネル掘削解析における支保工脚部に集中する応力による地山変形が大きく評価されたこと
- ②比較的主応力が小さいトンネル天端位置においては剛性低下が起きず、主応力が大きい支保工脚部の剛性低下が顕著に表現されること

(2) 予測解析と下り線覆工応力への影響

上り線変状区間の上半掘削時での最大変位計測値を再現するため、地山の变形係数、側圧係数をパラメーターとしてFEM逆解析を行った。この解析での変位トレース値と結果を表-4に示す。

その後、上り線変状区間におけるFEM予測解析を行っ

た。上り線での変位と下り線での覆工応力の結果をそれぞれ図-15、図-16に示す。この結果から内空変位に対する二次管理基準値は下半掘削時で150mm、インバート掘削時で160mmとした。

下り線覆工応力については、解析結果では上り線インバート掘削完了後で 4N/mm^2 の応力となっている。計測値では下り線の本坑拡幅掘削が完了し、上り線の本坑拡幅掘削を行う前の段階で地山の緩みによって 2N/mm^2 の応力が発生した。この初期応力を解析結果の上り線掘削による応力増分に加算しても上り線掘削時の下り線覆工応力は 6N/mm^2 程度となる。内空変位の計測値が二次管理基準値程度におさまっていれば、上り線変状区間掘削による下り線の覆工への影響はないと考えた。

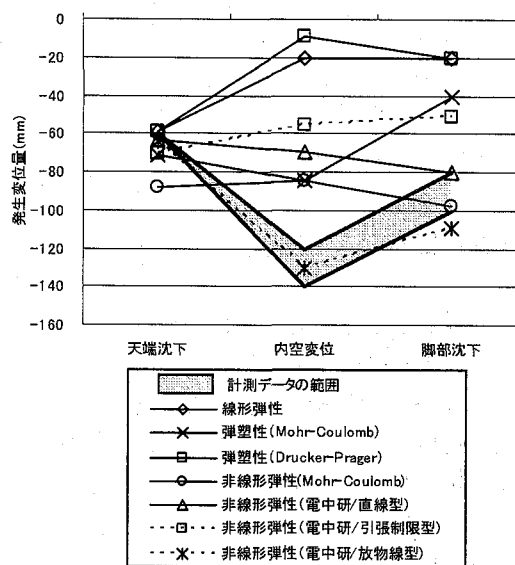


図-13 FEM解析地山モデルの適合比較検討結果

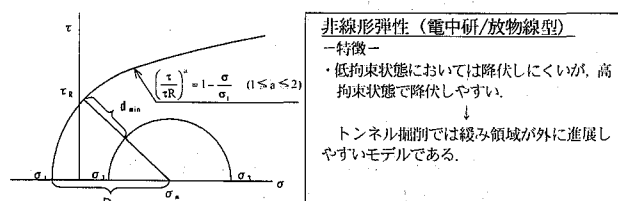


図-14 非線形弾性（電中研/放物線型）モデル

表-4 変位トレース値と逆解析結果

FEM解析による 逆解析・予測解析	変位トレース値 （上半掘削時変位）		逆解析結果・予測解析での物性値			
	天端沈下 (mm)	内空変位 (mm)	地山変形係数 $E(\text{kN/m}^2)$	初期側圧係数 K_0	粘着力 $C(\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$
予測解析 (変位最大発生位置)	51	95	2.45×10^6	0.5	350	35

図-15、図-16から、計測値はFEM解析結果にほぼ一致する結果となった。上り線変状区間掘削完了後の変位は内空変位で152mm、下り線覆工の発生応力は 7.1N/mm^2

(上り線掘削による増分 5.1 N/mm^2)で結果として下り線の覆工への影響はなかったと考えられる。

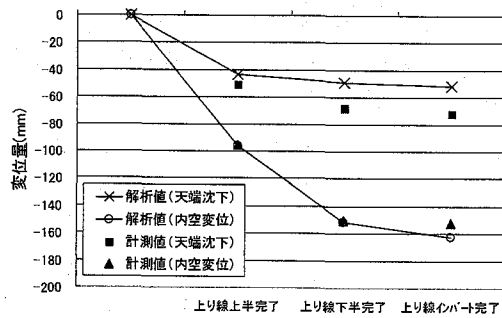


図-15 FEM解析結果と計測値 (上り線変位)

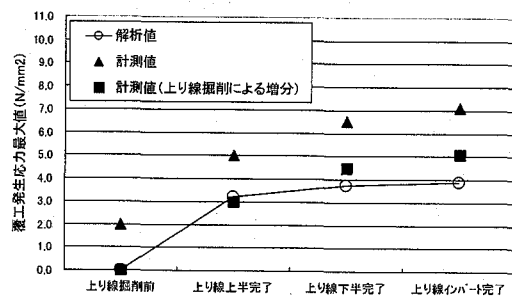


図-16 FEM解析結果と計測値 (下り線覆工応力)

8. 変状区間での変形特性

上り線および下り線の変位発生状況を図-17～図-19に示す。上り線の変位発生状況については、PC鋼棒を増しボルトにより補強した支保工パターンD II (S)の変位は全体的に大きく、パターンボルトとして補強した支保工パターンD II (D II-b1, D II-b2, D II-b3)では変位が抑制されている。また、下り線の変位発生状況と同様に上り線についてもパターンボルトとして補強した支保工パターンD IIについては内空変位抑制効果が顕著に現れている。

9. まとめ

上り線変状区間掘削におけるFEM解析による影響検討、施工管理および変状対策において得られた知見を要約すると以下のとおりとなる。

- ・上り線上半掘削時において、変状区間の実変位挙動は「非線形弾性 (電中研/放物線型)」モデルでのFEM逆解析結果に近い変形挙動を示した。この解析モデルの特徴は緩みが進展しやすい特徴を有しており、解析結果において上半脚部の緩みが顕著であることなどから実挙動を適切に表現できたと考えている。
- ・このモデルを用いてFEMによる予測解析を行い、この結果から下り線覆工への影響を考慮した上り線トンネルの上半掘削時、下半掘削時、インバート掘削時

の変位計測に対する管理値を再設定することができた。また、上り線での早期の変状対策を行うことができ、最終的に下り線の覆工に影響するような上り線の変状は発生しなかったと考えている。

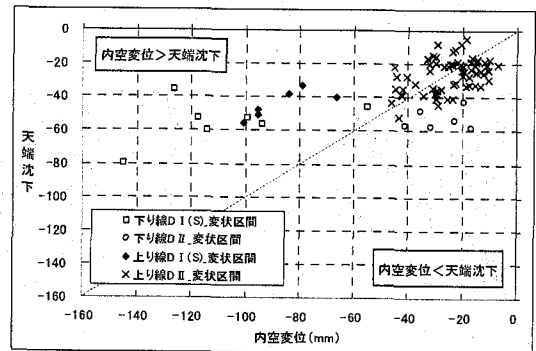


図-17 変状区間での内空変位と天端沈下の関係

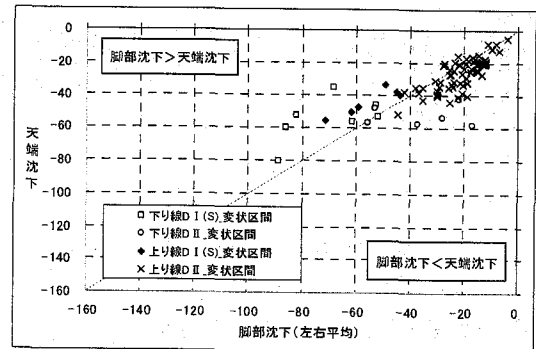


図-18 変状区間での脚部沈下と天端沈下の関係

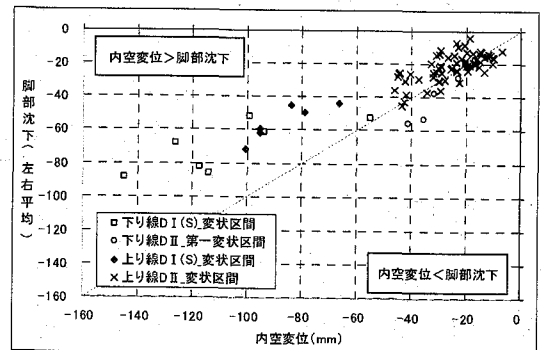


図-19 変状区間での内空変位と脚部沈下の関係

参考文献

- 1) 八木弘他；高土被りの泥岩地山における大断面トンネルの変形挙動，土木学会トンネル工学研究論文・報告集第13巻，pp. 247-252，2003年11月
- 2) 八木弘他；大断面トンネルにおける変形挙動の特性とPC鋼棒の支保材料としての適用性について，土木学会トンネル工学研究論文・報告集第14巻，pp. 83-94，2004年11月
- 3) 八木弘他；大断面双設トンネルにおける既存調査・施工実績データを用いた後行トンネルの脆弱地山支保パターンの設定と施工，土木学会トンネル工学報告集第16巻，pp. 91-98，2006年11月