

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

Design of support patterns of the 2nd stage tunnel based on the 1st stage tunnel construction records and data of investigations at pilot heading in Large Cross-section parallel Tunnels

八木 弘¹・河合 朝仁²・橋本昌朗³・吉田 安利⁴・玉村 公児⁵

Hiroshi YAGI, Tomohito KAWAI, Masaaki HASHIMOTO, Yasutosi YOSHIDA and Kouji TAMAMURA

¹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)

E-mail:h.yagi.aa@c-nexco.co.jp

²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)

³正会員 工修 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)・(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)

The Kanaya tunnel in the New Tomei Expressway is a 4.6km-long parallel tunnel of which excavated sectional area is about 190m². In the middle of the tunnel, which was geological weak zone in mudstone layer, amount of displacement of the 1st stage tunnel was more than 200mm and rock bolts were broken and cracks occurred in shotcrete. As the result of analyzing the measurement data and numerical back analyses, the high tensile strength bolts (PC steel-bolts) instead of rock bolts were implemented as the counter measure. The 2nd tunnel support pattern was decided based on the 1st stage tunnel construction records and data of investigations at TBM pilot heading.

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

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の建設を行なっている。第二東名高速道路金谷トンネルでは、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）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パターンの変更を行なってきたが、結果としてPC鋼棒をパターンボルトとして採用することにより変位が抑制されることが確認された。^{1) 2)}

後行トンネル（上り線トンネル、以下「上り線」という）を施工するにあたり、先行トンネル（下り線トンネル、以下「下り線」という）の計測・施工実績と

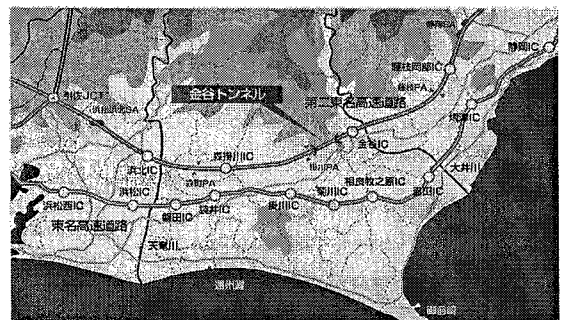


図-1 金谷トンネル位置図

TBM先進導坑施工時の上り線TBM内部での調査、観察、計測を整理、分析することにより上り線の支保パターンを設定し、施工を行っている。

2. トンネルの概要

(1) 工事概要

第二東名高速道路金谷トンネルは、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、掘削幅約18mと扁平断面となっており、掘削工法としてはTBM導坑先進掘削工法を採用している。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ている。

本報告は西坑口からの掘削設計・施工について述べたものである。

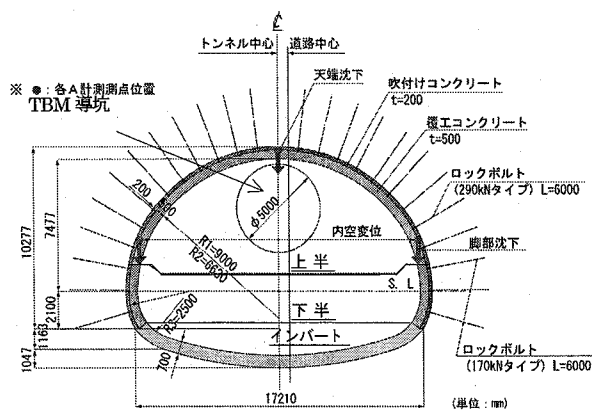


図-2 標準断面図

(2) 地山の特徴

金谷トンネルの地質はトンネル中央部を境に新第三紀中新世の倉真層群と古第三紀漸新世の瀬戸川層群に分けられ、泥岩・砂岩・頁岩の互層で構成されている。

西坑口側の倉真層群泥質岩層は第三紀泥岩としては硬質な良好岩盤である。これに続く砂岩層から戸綿泥岩層、天方砂岩層は、岩の一軸圧縮強度が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不良地山である。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。この区間は土被りが約300mと大きく、岩の性状から、掘削後に地山変形が生じやすい区間となっており、下り線TBM掘削実績では導坑変状、TBMの機体拘束、天端崩落などが発生している。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. 下り線の脆弱地山区間での施工

下り線掘削時のTBM施工データより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、事前に地質調査、FEM解析を用いた支保検討を実施して施工に挑んだ。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座金の変形など支保変状が生じたため、追加対策工やパターン変更を余儀無くされた。下り線脆弱地山区間の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を図-7(上段)に示す。また、以下にそれぞれの地山区間における支保構造、変状対策、変位状況などについて述べる。

(1) DⅠ区間

本区間は地山強度比が2.0～4.0程度の値を推移していることからDⅠ標準支保パターンを適用したが、上半掘削において内空変位が最大80mm程度に達した。脚部ロックボルトのプレートの変状や、天端部吹付けコンクリートのクラックなどの変状が発生したことから、上半脚部へロックボルトの補強対策を行った。

(2) DⅠ(S)区間

本区間は地山強度比が2.0以下となる範囲が多く、さらに地山性状が悪くなることから、支保工、吹付け

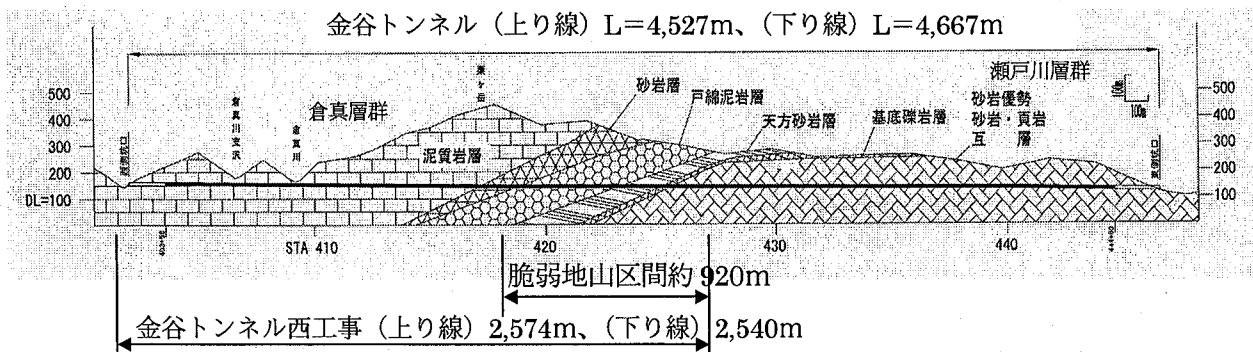


図-3 金谷トンネルの地質概要図

コンクリートをランクアップし、さらに天端崩落防止を目的としたAGFを採用した。しかし、上半掘削時発生変位量は最大120mm程度に達し支保変状が生じた。対策としてまず通常の高耐力ボルトによる増ボルト等の対策を実施したが十分な効果が見られなかった。そこでB計測結果からもロックボルト耐力が不足していることが確認されたため、より耐力の高いPC鋼棒12m(748kN)を増打ちした。その結果打設以降の変位速度が急激に減少し、十分な変位抑制効果が確認された。

(3) DII区間

本区間は地山強度比が2.0以下を推移しており、最も地山性状が悪い区間である。そこで前区間での対策を参考に、PC鋼棒6mをパターンボルトとして打設する支保パターンを採用した。その結果発生変位量は上半掘削時に60mm程度に抑えることが出来た。

4. 上り線の支保工パターンの設定

上り線の地山評価にあたっては表-1に示す項目を総合的に評価することが重要である。また下り線での施工結果から、比較的良好な地山評価にあたっては切羽評価点と地質状況が相対的に良い相関が得られたこと、DI以下の脆弱な地山においては地山強度比との相関が比較的良好だったこと、断面が大きいこともあり20~40m(1~2D程度)の緩衝区間が必要であることなど地山区間によって項目の比重を考慮する必要があることが分かった。

これらの施工上の知見を基に、上り線の脆弱区間の地山評価および支保パターンの設定を行うこととした。

(1) 上り線の脆弱地山区間支保パターンの設定方法

上り線の脆弱地山区間の支保パターンについては、上り線TBM導坑施工時の内部からの調査、観察、計測の結果から総合的な地山評価を行い、これらと下り線の脆弱地山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と割付を行った。

(2) 上り線の脆弱地山区間の地山評価

上り線トンネルの本坑拡張掘削施工を行うにあたり、拡張掘削時のトンネル支保の選定や補強範囲の設定を目的として、TBM導坑の実績データや地質試験結果を統括し、上り線トンネルの地山評価を行った。

地山評価を行う上での基礎データは、表-1に示すTBM導坑の実績データや地質調査結果である。

各基礎データ項目について評価を行うにあたっての留意点、着目点を以下に示す。

表-1 地山評価のための基礎データ項目内容

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

a) TBM導坑内での観察・計測

・切羽観察

切羽観察では、切羽評価点と地質状況を基本に評価したが、特に断層破碎帯、湧水箇所、風化亀裂の程度に着目して、これらの存在する部分を地質不良箇所とした。

・導坑支保

TBM導坑の支保実績として支保グレードの高いパターンを採用した箇所を地質不良箇所とした。

表-2 TBM導坑支保工パターン

TBM支保工	
DI-TL(A)	簡易鋼製ライナー改良タイプ [100]
DI-TL(I)	インバートライナー付簡易鋼製ライナー [125]
DI-TL(H)	インバートライナー付非拡張ライナー(裏込充填材施工)

・崩落

崩落高さについて、崩落規模が大きい箇所ほど地質不良とした。目安としてTBM坑内での崩落高さ40cm以上の部分を地質不良箇所とした。

・変位計測

相対的に変位量の大きな範囲を地質の劣る範囲と評価しているが、TBM導坑と本坑トンネルとの変位量とは必ずしも傾向が一致していないこともあり総合判定の際の重要度はやや低い。

b) TBM導坑内からの調査

・弾性波探査

TBM導坑内で実施した屈折法弾性波探査結果に基づき、地山弾性波速度とゆるみ域に注目して地山

評価を行った。弾性波速度 3km/sec以下、ゆるみ域 2m以上を地質不良箇所とした。

・削孔検層

TBM導坑内から天端上向きに実施した削孔検層結果から、破壊エネルギー係数とゆるみ深度に着目し地山評価をおこなった。破壊エネルギー係数は 200J/m³以下、ゆるみ深度 2m以上を地質不良箇所とした。

・反射トモグラフィ

弾性反射トモグラフィ³⁾は地山の反射波に基づき地質の評価を行う。(図-4) 反射係数は下式のように定義される。速度の異なる地層や不連続面境界において弾性波の反射が生ずるが、その反射の程度は反射係数で表せる。例えば、右式において一様な地山であれば反射は生ぜず $V_a = V_b$ であるので反射係数はゼロである。一方、速度が大きく異なる境界面では反射係数は大きくなる。反射係数が大きい箇所は何らかの不連続面や地質性状の異なる境界面が存在するということになる。(図-5)

$$R = \frac{\rho_a V_a - \rho_b V_b}{\rho_a V_a + \rho_b V_b}$$

ここで、R：反射係数

ρ_a, ρ_b ：媒体 a, b の密度

V_a, V_b ：媒体 a, b の弾性波速度

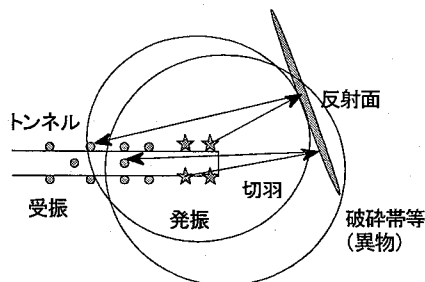


図-4 反射トモグラフィ調査概要図

c) TBM機械データ

・準岩盤強度

準岩盤強度はカットトルク値から推定した強度であり、10MPa以下の値が連続する場合には脆弱な地山であると考えられる。

なお、カットトルク値から準岩盤強度を算出する式は下式を用いた。

$$\sigma_c = Tr / (C \cdot Pe^{1.5})$$

ここで、Tr：トルク値 (kgf-m)

C：定数 (1.16)

Pe：貫入量 (cm/min)

定数はシュミットハンマー値からの岩盤強度を求め、これと比較して設定した。

(3)上り線の地山評価のゾーン区分

TBM導坑の実測データや地質調査結果に基づき、以上の判定項目を総合的に勘案・総括し、地山評価のゾーン区分を行った。

ここでは、区分として「評価Ⅰ：一般部」、「評価Ⅱ：やや脆弱な地山部」、「評価Ⅲ：脆弱な地山部」の3段階に分類している。「評価Ⅲ：脆弱な地山部」である区間については、「地山が軟質で強度が低く、粘土化する部分を有するゾーン」または、「地山はある程度硬質であるが、断層等の弱層を多く含む不連続地山ゾーン」と評価された箇所である。

図-6にTBM導坑内における観察・計測および調査結果と地山評価を行ったゾーン区分の結果を示す。

STA418+30～STA421+50の区間は下り線における脆弱部に相当し、反射係数が大きいこと、破碎帯、局所破碎部が分布すること、弾性波速度が低いこと、弾性波探査から得られたゆるみ域が比較的深いこと、削孔検層による破壊エネルギーが低いことから、このゾーンは脆弱地山区間と位置付けられ、地山強度不足による「ゆるみの増大」、「過大变位の発生」が予測された。

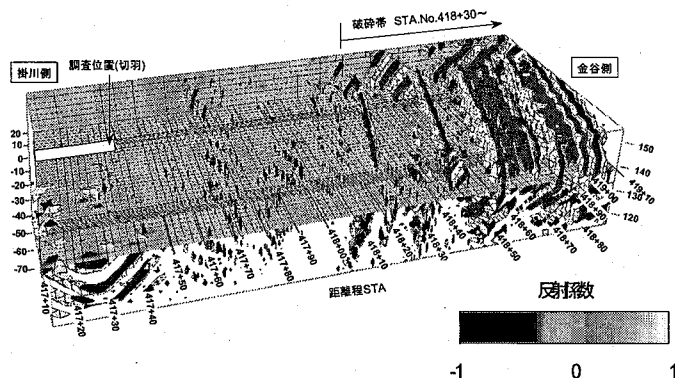


図-5 反射トモグラフィ結果図例

(4) 下り線施工実績と地山評価ゾーン区分による支保工パターンの設定

下り線の施工実績、上下線での地山強度比（準岩盤強度／土被り／単位体積重量）の分布、変位発生状況と上り線の地山評価ゾーン区分およびこれらから設定した支保パターンを図-7に示す。

下り線の施工実績および地山強度比の分布を考慮して、地山評価結果から支保パターンの設定と割付を行った。地山評価での「評価Ⅰ：一般部」にはDⅠ、「評価Ⅱ：やや脆弱な地山部」にはDⅠb、「評価Ⅲ：脆弱な地山部」にはDⅡのパターンを割付けることとし、各パターンの境界部については0.5D～1D（10～20m）程度の重い支保パターン（DⅡ）の張出し区間を設けた。

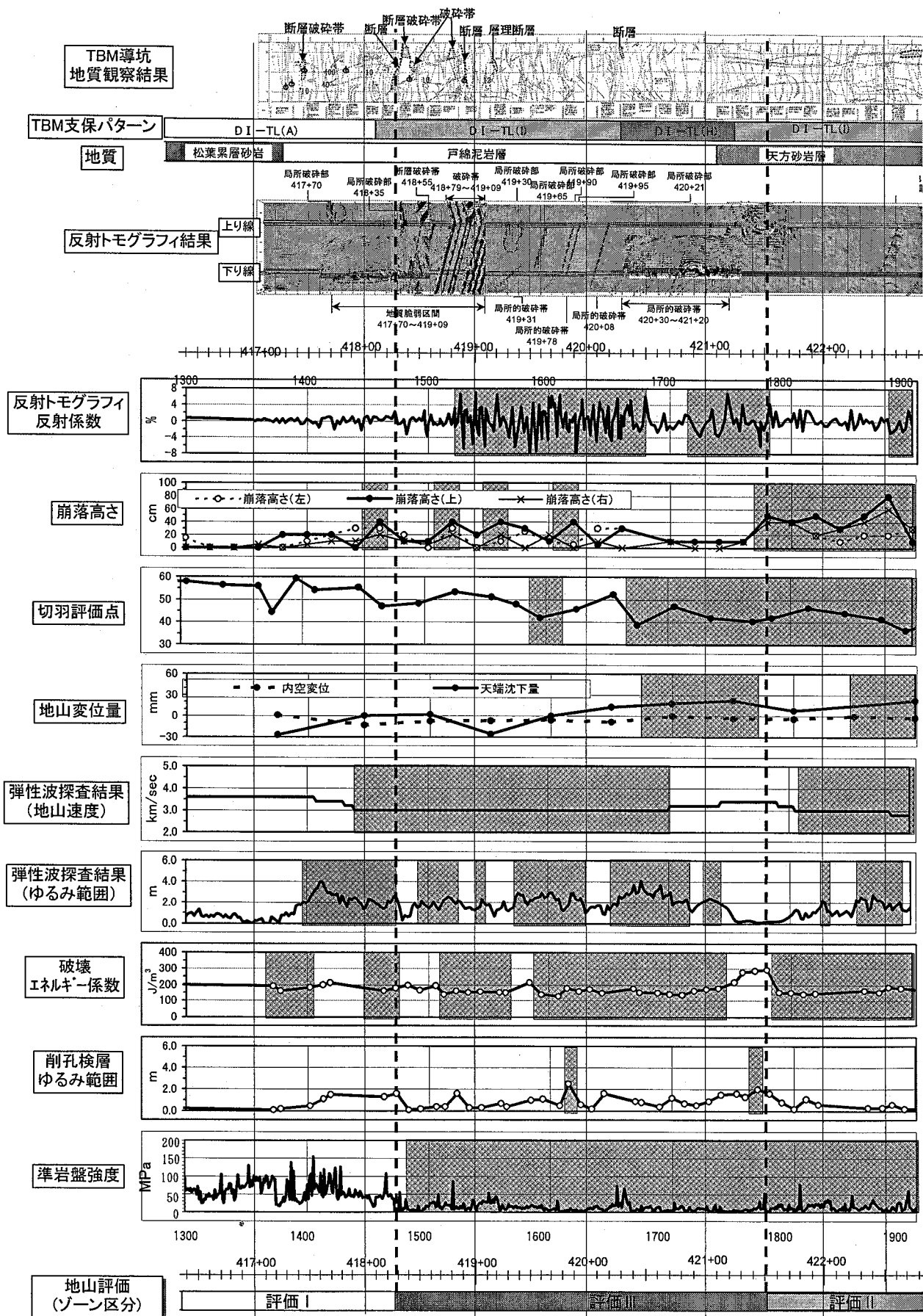
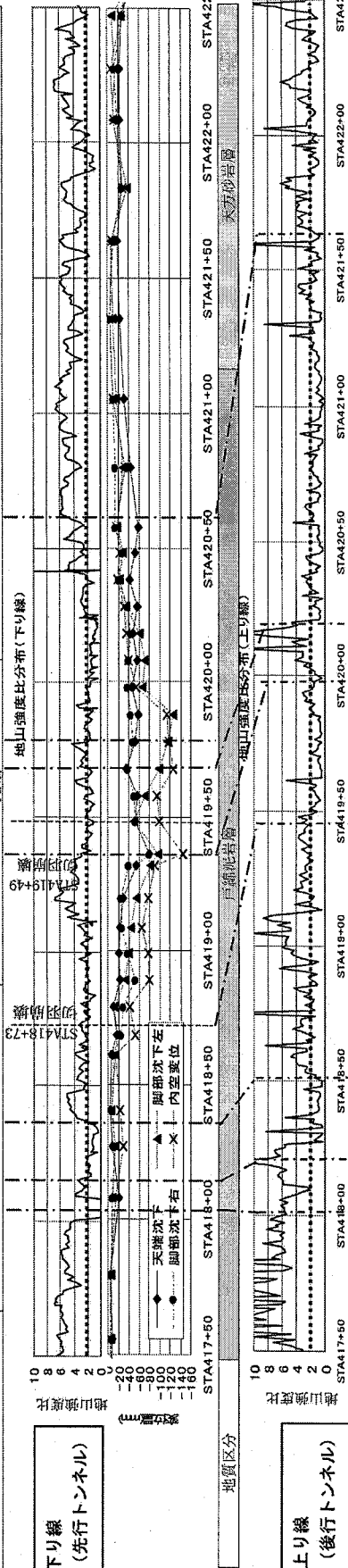


図-6 TBM導坑内における観察・計測および調査結果と地山評価を行ったゾーン区分の結果

(下り線) 実施パターン		CII	DI	DI	DI(S)	DI	DI(S)	DI	DI	DI	DI	DI	DI
鋼製支保工 降伏点: $440\text{N}/\text{mm}^2$		HH-154	HH-154	HH-200	HH-154	HH-200 (ワングア付)	HH-154	HH-200	HH-154	HH-154	HH-154	HH-154	HH-154
吹付けコンクリート厚 (mm) $\sigma_{ss}=36\text{ N}/\text{mm}^2$		150	200	200	200	250, 300	300	200	200	200	200	200	200
ロックボルト	上半 (L=6m)	16本 (290kN)	19本 (290kN)	6本 (170kN)	6本 (170kN)	6~26本 (290kN)	14 (290kN), 12 (PC)	8本 (PC)	19本 (290kN)	19本 (290kN)	19本 (290kN)	19本 (290kN)	19本 (290kN)
	下半 (L=6m)	4本 (290kN)	6本 (170kN)	8本 (170kN)	6本 (170kN)	6~26本 (290kN)	8本 (PC)	AGF, 鏡ボルト	6本 (170kN)	6本 (170kN)	6本 (170kN)	6本 (170kN)	6本 (170kN)
補助工法			鏡ボルト	鏡ボルト	鏡ボルト	鏡ボルト	鏡ボルト	鏡ボルト	鏡ボルト	鏡ボルト	鏡ボルト	鏡ボルト	鏡ボルト
追加対策工						増し吹付け $t=100$, 根固めコンクリート	増し吹付け $t=100$, 根固めコンクリート	増し吹付け $t=100$, 根固めコンクリート	増し吹付け $t=100$, 根固めコンクリート	増し吹付け $t=100$, 根固めコンクリート	増し吹付け $t=100$, 根固めコンクリート	増し吹付け $t=100$, 根固めコンクリート	増し吹付け $t=100$, 根固めコンクリート
その他						フットノズル (左側)	フットノズル (左側)	フットノズル (左側)	フットノズル (左側)	フットノズル (左側)	フットノズル (左側)	フットノズル (左側)	フットノズル (左側)
代表パターン図													



(下り線) 実施パターン		CII	DI	DI	DI(S)	DI	DI(S)	DI	DI	DI	DI	DI	DI
鋼製支保工 降伏点: $440\text{N}/\text{mm}^2$		HH-154	HH-154	HH-200	HH-154	HH-200 (ワングア付)	HH-154	HH-200	HH-154	HH-154	HH-154	HH-154	HH-154
吹付けコンクリート厚 (mm) $\sigma_{ss}=36\text{ N}/\text{mm}^2$		150	200	200	200	250, 300	300	200	200	200	200	200	200
ロックボルト	上半 (L=6m)	16本 (290kN)	19本 (290kN)	6本 (170kN)	6本 (170kN)	6~26本 (290kN)	14 (290kN), 12 (PC)	8本 (PC)	19本 (290kN)	19本 (290kN)	19本 (290kN)	19本 (290kN)	19本 (290kN)
	下半 (L=6m)	4本 (290kN)	6本 (170kN)	8本 (170kN)	6本 (170kN)	6~26本 (290kN)	8本 (PC)	AGF, 鏡ボルト	6本 (170kN)	6本 (170kN)	6本 (170kN)	6本 (170kN)	6本 (170kN)
補助工法			鏡ボルト	鏡ボルト	鏡ボルト	鏡ボルト	鏡ボルト	鏡ボルト	鏡ボルト	鏡ボルト	鏡ボルト	鏡ボルト	鏡ボルト
追加対策工						増し吹付け $t=100$, 根固めコンクリート	増し吹付け $t=100$, 根固めコンクリート	増し吹付け $t=100$, 根固めコンクリート	増し吹付け $t=100$, 根固めコンクリート	増し吹付け $t=100$, 根固めコンクリート	増し吹付け $t=100$, 根固めコンクリート	増し吹付け $t=100$, 根固めコンクリート	増し吹付け $t=100$, 根固めコンクリート
その他						フットノズル (左側)	フットノズル (左側)	フットノズル (左側)	フットノズル (左側)	フットノズル (左側)	フットノズル (左側)	フットノズル (左側)	フットノズル (左側)
代表パターン図													

図-7 下り線支保パターン・変位発生状況と上り線支保パターンの設定

また、下り線では地山強度比が小さい箇所では切羽の崩壊（図-7）が発生しており、切羽崩壊防止と先行変位抑制の目的でAGFを施工することとした。また、下り線において切羽でのキープロックの抜け落ちによる崩落、剥落が頻発したため、上り線において地山強度比が2以下を示すような脆弱地山区間では鏡ボルトを施工することとした。

5. 下り線実績を生かした上り線での施工管理

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れば、一般部においては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る。また、脆弱区間の変形係数から算出した限界ひずみ⁴⁾相当の内空変位も 200mm 程度と想定される。

しかし、200mm を管理目標値とすると緩み範囲の拡大に伴い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べきであった。

下り線において、150～200mm 程度の大きな変位が発生した区間においては、上り線の掘削にともなう下り線覆工への影響検討の結果、下り線覆工の長期許容応力度を 10N/mm² 程度以内に納まるように、逆解析から上り線掘削時の内空変位の管理目標値を 100mm とした。

下り線の A 計測結果についてインバート掘削後、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たものの一例を図-8（天方砂岩層の脆弱地山区間の例）に示す。ここで、両者の相関性がよいことがわかる。このことから大きな変位が生じる場合の対策の早期実施を目的として、この結果から初期変位速度（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。また、上半掘削時の内空変位および天端沈下の管理値については図-9（天方砂岩層の例）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と統計的に取り纏め、この結果を上り線の管理基準値に反映させている。下半掘削時の変位の管理基準値については、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-3、表-4に示す。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ついては、変位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値を設定し、更なる変位抑制対策を行うこととした。

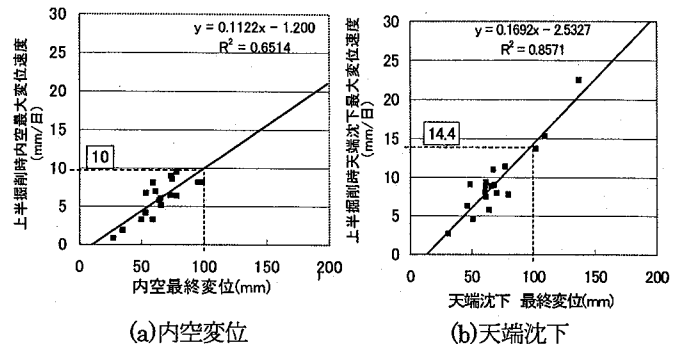


図-8 先行トンネル（下り線）最終変位と初期変位速度の関係（天方砂岩層の例）

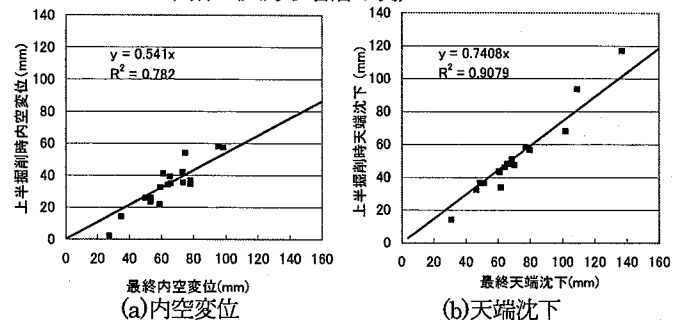


図-9 先行トンネル（下り線）最終変位と上半掘削時変位の関係（天方砂岩層の例）

表-3 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/mm ²)	5.4	7.2	9.0	90%
	60%	80%	100%	

*長期許容応力度10(N/mm²)

表-4 上り線 A 計測結果に対する管理基準値

管理基準値	戸綿泥岩層		天方砂岩層	
	上半	下半	上半	下半
初期内空変位速度(mm/日)	11.0	—	10.0	—
初期天端沈下速度(mm/日)	17.0	—	14.4	—
内空変位(mm)	70	85	64	82
天端沈下(mm)	77	88	74	87

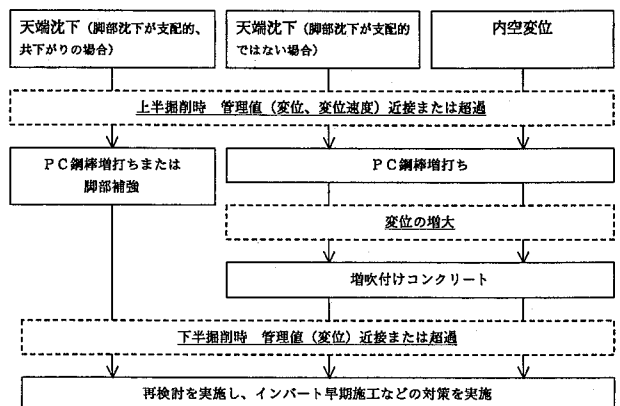


図-10 脆弱地山区間の管理フロー

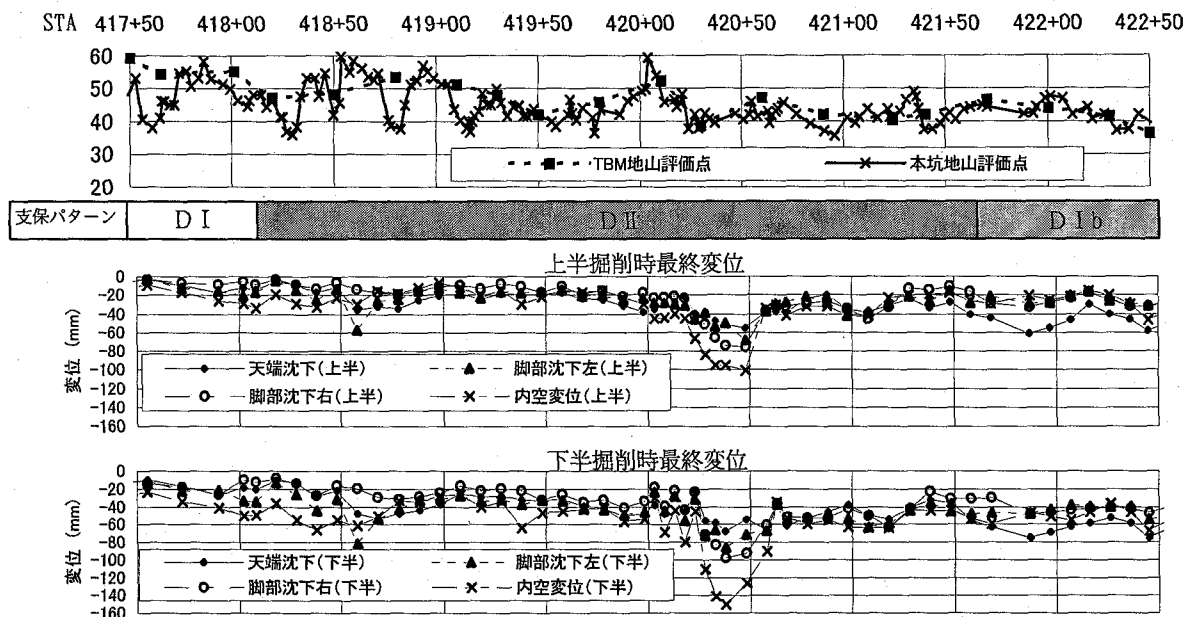


図-11 上り線脆弱地山区間の地山評価点と発生変位

6. 上り線における脆弱地山区間施工状況

2006年8月現在、戸綿泥岩層の脆弱地山区間のインバート掘削を行っている。現時点での上り線脆弱地山区間の上下半掘削時の発生変位およびTBM導坑内での切羽評価点と本坑掘削時の切羽評価点を図-11に示す。この図から、TBM導坑内での切羽評価点と本坑掘削時の切羽評価点を比較するとほぼ同様の傾向で推移しているのがわかる。地質が脆弱な区間においては切羽評価点に加えて準岩盤強度（地山強度比）や反射トモグラフィーなどが今回は重要な指標となったと評価している。

発生変位の結果で局所的に大きな変位が発生し、上半掘削時に一次管理値を超えている箇所（STA420+20～420+60）があるが、図-12に示すように下り線の覆工への影響および変形余裕量を考慮し管理値を再設定し、PC鋼棒による増打ち、増し吹付けコンクリートによる補強、部分的な早期インバートの施工を行うことにより変位を抑制させている。全般的に見て下り線と比較して大きな変位の発生が抑えられており上り線脆弱区間での支保パターン設定については適切であったと考えている。

7. まとめ

今回の上り線支保パターンの設定と施工管理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。

- ①地山評価点に加えて準岩盤強度から導いた地山強度比や反射トモグラフィーが支保パターン設定に有効であった。

- ②下り線の施工データを基に統計処理することによる変位量や変位速度、管理基準値などの設定と、管理レベルに応じた対応フローの準備など素早い対応が可能となった。

最後に、本報告の内容が類似する双設トンネルにおける支保パターンの設定、計測管理に対して参考となれば幸いである。

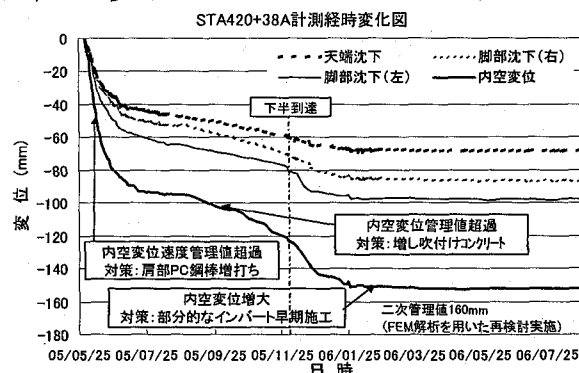


図-12 脆弱地山区間での変位発生状況と変状対策

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) 吉田武男他；前方探査に基づく脆弱地山TBM拘束対策の実績，土木学会トンネル工学研究論文・報告集第12巻，pp. 345～350，2002年11月
- 4) 桜井春輔；都市トンネルにおけるNATM，限界ひずみと変形係数の関係，鹿島出版会，1988年12月