

第二東名金谷トンネルの施工実績からみた 大断面トンネルの設計・施工の評価

Evaluation of Design and Construction Method of Large Cross Section Tunnel
Based on Construction Records of Kanaya Tunnel in The New Tomei Expressway

八木 弘¹・日置洋平²・山本哲人²・吉田安利³・安井義則⁴

Hiroshi Yagi, Youhei Hioki, Tetsuhito Yamamoto, Yasutoshi Yoshida and Yoshinori Yasui

¹正会員 中日本高速道路㈱ 本社 (〒460-0003 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㈱ 横浜支社 掛川工事事務所 (〒436-0047 静岡県掛川市長谷1413-3)

³鹿島建設・竹中土木・青木あすなろ建設 共同企業体 (〒436-0047 静岡県掛川市倉真3531-1)

⁴正会員 奥村組・大日本土木・太平工業 共同企業体 (〒428-0008 静岡県島田市竹下163)

In this paper, the validity of design and construction method of large cross section tunnel is verified based on construction records of Kanaya Tunnel in the New Tomei Expressway.

As a result of the examination, the following points were confirmed. 1) TBM advancing method for long tunnel with large cross section is effective from not only confirmation of geology and drainage effect, etc. but also the viewpoint of safety construction. 2) Support patterns of proposal in Kanaya Tunnel are effective for tunnels of this scale newly constructed.

Key Words : large cross section, TBM advancing method, high strength support structure

1. はじめに

第二東名高速道路(以下「第二東名」という)本線において施工されるトンネルは、3車線を想定して断面を設定していることから掘削断面積が190m²に達する大断面となっている。さらに、上半掘削時には(トンネル高さ/掘削幅)=0.4という扁平形状となり、支保に対する荷重条件が厳しくなることから、標準的な支保部材としては高強度吹付けコンクリート(基準強度36N/mm²)、高規格鋼製支保工(降伏応力440N/mm²)および高耐力ロックボルト(耐力290kN)を採用している。

これに対し第二東名で最も延長の長い金谷トンネルでは全体の約8割が地山等級DⅠ～DⅡに分類され、上半肩部から脚部にかけてのロックボルトの座金変形あるいは破断といった変状が顕著に見られる区間が発生したため、合理的な支保パターンの設定に向けて各支保部材の支保効果について整理するとともに効果的な支保構造を提案する必要性が生じた。

本文は、金谷トンネルにおける独自の支保パター

ンの検討結果および施工事例をもとに、大断面トンネルの支保設計、施工の評価、今後の課題について記述するものである。

2. 金谷トンネルの概要

金谷トンネルの概要を以下に要約する。

- ①静岡県掛川市倉真～島田市大代(旧榛原郡金谷町)に位置する標高532mの栗ヶ岳を東西に貫く上り線4527m、下り線4667mの第二東名高速道路で最長の双設トンネルである(図-1)。
- ②トンネルのほぼ中央部を境界として西側が新第三紀中新世の倉真層群(泥質岩)、東側が古第三紀漸新世の瀬戸川層群(砂岩頁岩互層)という異なった特徴を持った地質から構成されており、倉真層群の戸綿泥岩を中心とする脆弱区間に亀裂の発達した瀬戸川層群を加えたD級地山がトンネル全長の78%となっている(表-1)。

3. 本坑拡幅掘削の実績と支保評価

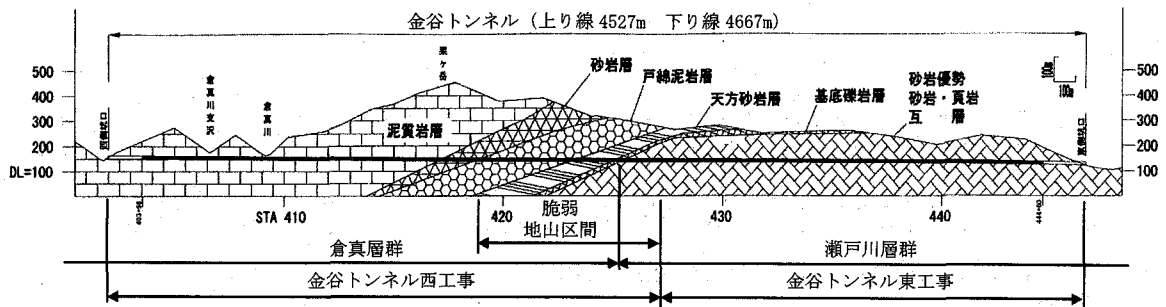


図-1 金谷トンネル地質縦断面図

(1) 本坑拡幅掘削の実績

a) 安全性・安定性の向上

金谷トンネルでは、地山の応力状況の不確定さや亀裂による不連続面の影響、扁平断面による天端崩落等が大きな問題となることから、切羽の安定性や支保設計の妥当性、安全性の向上などを目的にTBM導坑先進拡幅掘削工法を採用した。TBM導坑掘削後、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掘削し、その後同様に上り線の掘削を行った。

表-2に金谷トンネルのTBMおよび拡幅掘削の施工速度を示す。金谷トンネルは、全体の78%がD級地山、特に脆弱なDⅡが22%と不良地山の占める割合が高かったが、TBM導坑の存在によって安全かつ確実に経済的な施工が可能となったと評価している。安全性については定量的・客観的な評価は困難であるが、工事に従事したトンネル工事関係者へ行ったアンケートでは以下のような意見があった。

- ①地質の状況、岩の強度、破碎帯の存在、支保部材の変形、湧水の状況が目視確認できたため安全に対する危険予知ができ、事前補強等の対策がとれた。
- ②発破に関して、TBM導坑があることによって芯抜き発破の必要がなく、上半先進工法に比べて切羽直近での作業時間を短縮でき、飛石なども少なく比較的安全に作業を進めることができた。
- ③TBMの水抜き効果で、湧水が多いところでも切羽背面に水がまわることによる切羽の崩壊が低減され、安全に作業できた。

b) 経済性の向上

第二東名の標準設計では、TBM導坑のあるトンネルでは水抜き効果や切羽の安定効果が期待できることから、1掘進長をTBM導坑のないトンネルの標準設計より長くして経済性を追及することとしている。金谷トンネルでは、地山区分CⅡでは1.5m、DⅠでは1.2m、DⅡでは1.0～1.2mと1ランク上位の掘進長で施工を行った。

(2) 地山区分

地山区分は、TBM導坑施工時には機械データを用

表-1 地山区分一覧

	上り線 (m)	下り線 (m)	合計 (m)
CⅠ	-	44	44
CⅡ	1024	960	1984
DⅠ	1199	2216	3415
DⅠ(S)	-	165	165
DⅠa	126	517	643
DⅡ	1340	251	1591
DⅡ(S)	34	-	34
DⅡa	358	-	358
DⅢ	413	481	894
合計	4494	4634	9128

(※) インデックス a はケブ・ホルムによる事前補強あり、文献1) 参照

(※) 延長には坑門部を含まない

表-2 金谷トンネルにおける施工速度

地山区分		東工事 (m/月)	西工事 (m/月)	平均 (m/月)
TBM 導坑	CⅠ	443	440	442
	CⅡ	581	371	465
	DⅠ	196	259	226
拡幅 掘削	CⅠ	-	155	155
	CⅡ	-	151	151
	DⅠ	72	106	89
	DⅠ(S)	-	62	62
	DⅠa	71	-	71
	DⅡ	72	68	70
	DⅡ(S)	-	68	68
	DⅡa	64	-	64
	DⅢ	26	73	45

いて算定した準岩盤強度および地山強度比、TBM導坑内の変状、湧水、切羽評価点などを総合的に勘案した。更に拡幅掘削時には、導坑掘削時の情報から設定した地山区分を上半掘削時の切羽評価点などと逐次比較することで、地山区分の妥当性を継続的に検証した。西工事の戸綿泥岩層および天方砂岩層のDⅡ区間においては、これに加えて上り線TBM導坑施工時に導坑内から弾性波探査、削孔検層、反射トモグラフィーを行い、これらの結果も考慮して地山区分を行っている^{2),3)}。

各支保パターンの切羽評価点の分布を図-2, 3に示す。DⅠ、DⅡ区間における評価点の平均値は瀬戸川層群の方が20点程度小さくなっているが、これは瀬戸川層群の場合には強い褶曲作用を受けた頁岩砂岩互層が主体となっており、亀裂の間隔および状態に関する評価区分が相対的に低いことに起因している。

(3) 高強度支保工の評価

第二東名では従来の支保部材に替えて、施工時間の短縮や資材の縮減、掘削断面積の縮小などによる施工性、経済性、安全性の向上を目的として、高強度の支保材料を使用している。第二東名の標準設計では、地山区分B～D Iおよび坑口部の支保が設定されている。一例として、一般部の標準支保で最も重いD Iにおける支保パターンを図-4に示す。

これに対し、金谷トンネルではD I～D IIが全体の78%を占めることから、切羽評価による地山区分を細分化し情報化施工による独自の支保パターンを設定した。

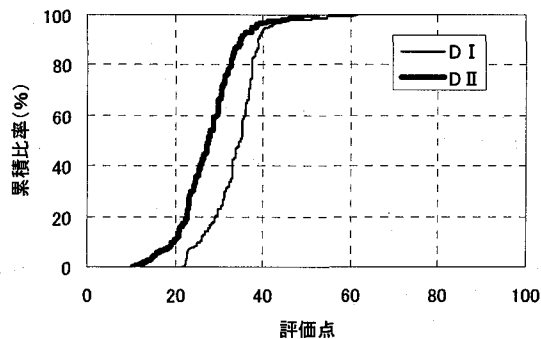


図-2 切羽評価点の分布 (瀬戸川層群)

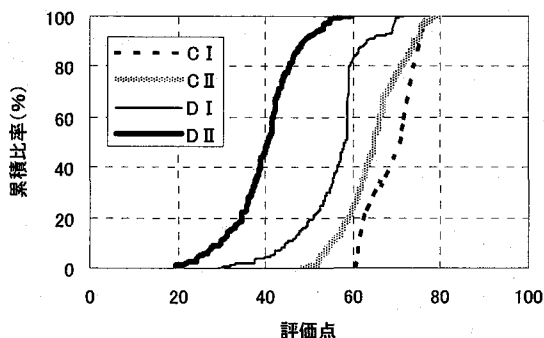


図-3 切羽評価点の分布 (倉真層群)

ここでは、東西各々の工区における代表断面を選択してB計測結果を分析することにより、設定した支保パターンの支保効果を分析した。選択した代表断面および支保パターンを表-3、4に示す。代表断面は両工区ともに3断面とし、支保部材力が相対的に大きい断面を選択した。

a) 吹付けコンクリート

吹付けコンクリートは4週強度を従来の倍である 36N/mm^2 としたことにより、従来の支保材料を使用した場合に比べて吹付け厚さを約70%に低減することができ、経済性と施工性の向上につながった。また表-3、4に示したように脆弱なD II区間においても吹付け厚さを増加させることで独自の支保パターンを設定したが、この際にもだれや落下などの現象も見られず良好な施工が可能であった。

代表断面における吹付けコンクリートの応力発生状況を図-5、6に示す。東工区ではいずれの断面においても比較的均等に応力が発生しており、極端な偏圧あるいは集中荷重が作用している状況は見られない。これに対し、西工区では分布自体は概ね左右対

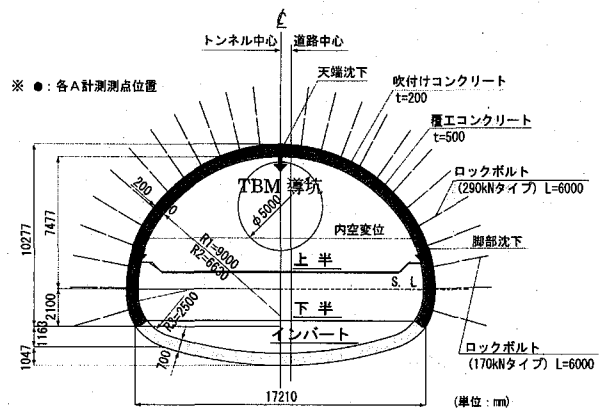


図-4 標準支保パターン (D I)

表-3 代表断面と支保パターン (東工区)

支保パターン		DⅡ	DⅠ	DⅡa	
代表断面距離程		上り STA435+81.2	上り STA439+08.8	上り STA440+61.2	
鋼製支保工 降伏応力440N/mm ²	サイズ	HH-200	HH-154	HH-200	
	ウイングリップ	あり	なし	あり	
吹付コンクリート(mm) σ ₂₈ =36N/mm ²		250	200	250	
ロックボルト	事前補強	222kN	-	7	
		290kN	19	6	
	上半	PC鋼棒	12	-	12
		170kN	-	6	-
		PC鋼棒	6	-	6
下半					
変形余裕量(mm)		100	-	200	
代表パターン図					

表-4 代表断面と支保パターン (西工区)

支保パターン			D II	D II (S)	D II
代表断面距離程			STA418+95	STA420+25	STA423+43
鋼製支保工 降伏応力440N/mm ²	サイズ	HH-200	HH-200	HH-200	HH-200
	ウイングリブ	あり	あり	あり	あり
吹付コンクリート(mm) $\sigma_{28}=36\text{N/mm}^2$		250	300	300	
ロックボルト	事前補強	222kN	-	-	-
	上半	290kN	6	6	6
		PC鋼棒	20	20+ 6 (増しボルト)	20
	下半	170kN	-	-	-
		PC鋼棒	8	8	8
変形余裕量(mm)		200	200	200	
代表パターン図					

称となっているものの、天端から左右肩部における応力が大きく、脚部の応力が極端に小さくなっている。後述するように泥岩主体の倉真層群では、砂岩頁岩主体の瀬戸川層群と比較した場合、同じ大きさの天端沈下に対する内空変位および脚部沈下が大きくなる傾向が見られる。倉真層群では左右からの地圧が相対的に大きいことに加え、脚部の地盤の支持力が小さいことに起因してこのような変形モードが発生し、図-6に示した応力分布となっている可能性が高い。なお、両工区ともに吹付けコンクリートについては基準強度 36N/mm^2 を超える計測点はほとんど見られなかった。

b) ロックボルト

ロックボルトは耐力が290kN程度の高耐力ボルトを標準設計としているが、大断面トンネルにおけるD II区間では上半掘削時に上半脚部への応力の集中が見られ、脚部の補強がトンネルの安定に重要な役割を果たすことになる。金谷トンネルでは上半脚部を中心に高耐力ボルトの破断が多く見られたことから、上半脚部を補強するために耐力748kNのPC鋼棒を採用したところ、脚部沈下や内空変位の抑制効果が確認された^{4),5)}。

本サイトで用いたPC鋼棒と高耐力ボルトを比較した場合、断面積の比率からPC鋼棒は同じ大きさの軸力に対して高耐力ボルトの50%程度の伸びしか発生しない。したがって、PC鋼棒の打設により地山により大きな拘束力を与えることが可能となり、PC鋼棒打設領域の岩盤の強度変形特性が向上し、変位抑制効果が発揮されているものと考えられる。一方、天端部においては大きな軸力が発生することは少ないことから、同じ断面において天端、肩部、脚部の

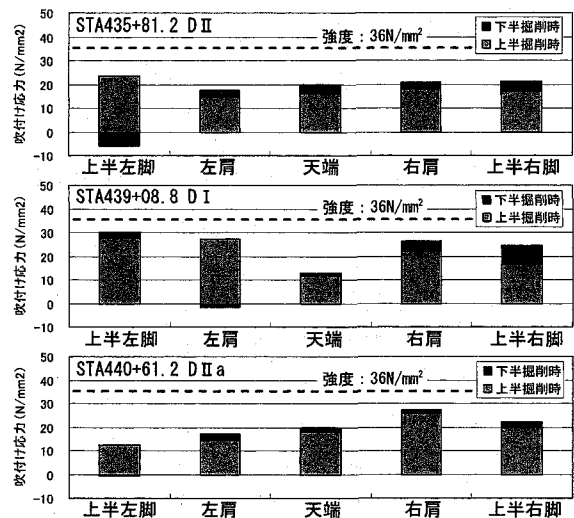


図-5 吹付けコンクリートの応力発生状況 (東工区)

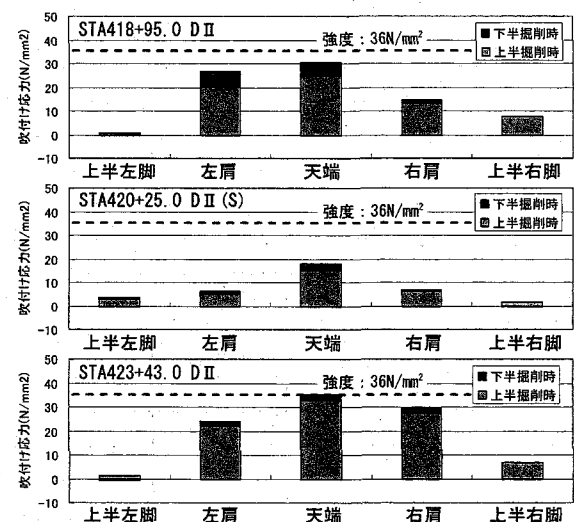


図-6 吹付けコンクリートの応力発生状況 (西工区)

ボルトの材質や打設間隔などを変えることにより合理的な設計となった。

代表断面におけるロックボルトおよびPC鋼棒の軸力発生状況を、図-7, 8に示す。図では、高耐力ボルト、PC鋼棒の耐力を上限としており、東工区 STA435+81.2および440+61.2の上半右脚部では耐力を上回っている。いずれの断面においても天端のロックボルト軸力は脚部のロックボルト・PC鋼棒軸力と比べて相対的に小さくなる場合が多い。上半脚部あるいは下半側壁のロックボルト・PC鋼棒軸力について他のB計測断面をあわせて整理すると、東工区では約70%の地点で高耐力ロックボルトの耐力を上回っているが、PC鋼棒の耐力を上回っている地点は20%程度となっている。また、西工区では約50%以上の地点で高耐力ロックボルトの耐力を上回っているが、PC鋼棒の耐力を上回っている地点は見られなかった。軸力が290kNを上回っている地点については、通常の高耐力ボルトが施工されていた場合には座金の変形あるいはボルト自体の破断に至ったような状況であったと思われる。高耐力ボルトの座金の変形あるいは破断が発生した場合には当然所定の耐力を確保するように増しボルトが施工されるが、こ

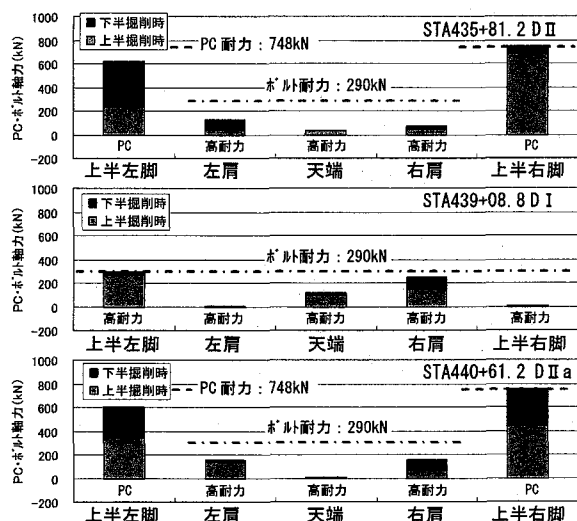


図-7 高耐力ボルトおよびPC鋼棒の軸力状況 (東工区)

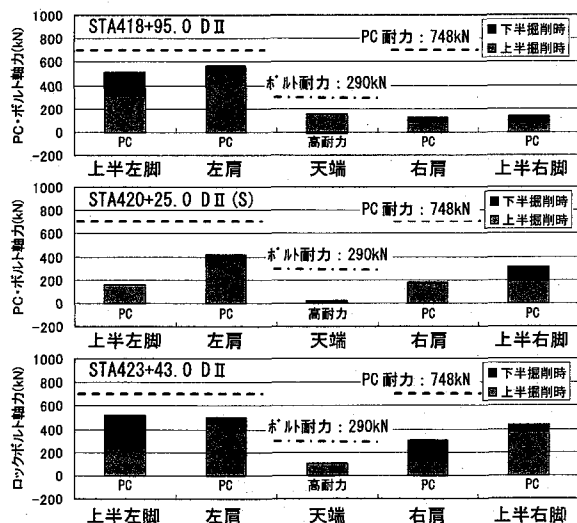


図-8 高耐力ボルトおよびPC鋼棒の軸力状況 (西工区)

の場合でも一時的に軸力が解放されることによる地山に対する悪影響を避けることができない。この点からも扁平大断面トンネルにおいてPC鋼棒を用いることの有効性がうかがえる。

c) 鋼製支保工

鋼製支保工は、従来鋼 (SS400) と同様の破断時の伸び率17%を確保できるSS540の仕様を基に、引張り強さ590N/mm²以上を確保できる鋼材を使用している。これによってD Iの標準支保パターンに示すように強軸方向降伏曲げモーメントが従来鋼のH200と比較して2ランク小さなH150サイズの鋼製支保工を採用できることとなり、施工性・経済性に優れた支保パターンとなっている。また、吹付けコンクリートの高強度化により吹付け厚さを200mm (一次吹き50mm, 二次吹き150mm) とすることが可能となったことと合わせてトンネル内空側を平滑に仕上げるができる。

代表断面における鋼製支保工の軸力発生状況を、図-9, 10に示す。支保パターンD Iの東工区 STA439+08.8以外は、鋼製支保工はH200サイズを採用している。図では降伏応力から算定される軸力 (HH-154 : 2076kN, HH-200 : 2833kN) を上限としており、東工区 STA435+81.2, 西工区 STA420+25.0, 423+43.0 では天端および左右肩部, 東工区 STA440+61.2では右側の肩および脚部においてこの上限を上回っている。図-5, 6に示した吹付けコンクリート応力の発生状況および耐力以下となっている地点の鋼製支保工軸力の発生状況から下半掘削以降に発生する支保部材力は小さい様子がうかがえ、上記の鋼製支保工軸力が耐力を超えている地点では、上半掘削時に既に耐力を上回っている地点が多くなっている。西工区で天端, 左右肩部の軸力が大きくなっている状況は、吹付けコンクリートの応力分布と整合性のあるものであり、倉真層群における地山の変位発生状況を反映しているものと考えられる。また、荷重レベルは吹付けコンクリートについては基準強度である36N/mm²に達していないのに対し、鋼製支保工の場合には東西工区ともに降伏応力から算定される軸力に対する余裕が小さくなっている。このような状況から、PC鋼棒と同様に扁平大断面トンネルにおける高規格鋼製支保工の採用の妥当性がうかがえる。

d) 支保部材の荷重分担

吹付けコンクリートと鋼製支保工軸力の合計から算定した総軸力に対する吹付けコンクリートの軸力分担率 (以下「分担率」という) の上半切羽進行にともなう推移を図-11に示す。上半切羽距離が1.0D (=20m) 程度となるまでに若干の分担率増加は見

られるが、それ以降はほぼ同じ分担率で推移しており上半収束時には0.6~0.8となっている。切羽近傍では鋼製支保工の支保効果が大きく、吹付けコンクリートの強度発現が進むにしたがって分担率が増加しているものと考えられる。しかし、計測では比較的早い段階で分担率が収束する場合が多く、高強度吹付けコンクリートを用いることにより早期に強度発現が進み ($\sigma_{3h} \geq 2N/mm^2$, $\sigma_{24h} \geq 10N/mm^2$) より早い段階で吹付けコンクリートの支保効果が現れているものと考えられる。また、東西工区間では顕著な違いは見られない。

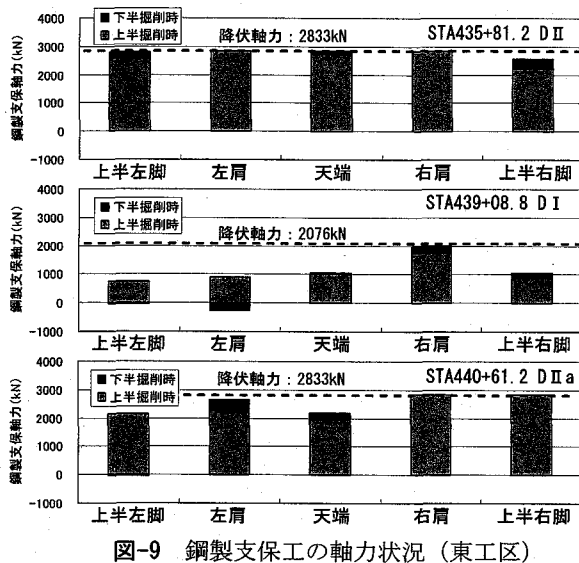


図-9 鋼製支保工の軸力状況 (東工区)

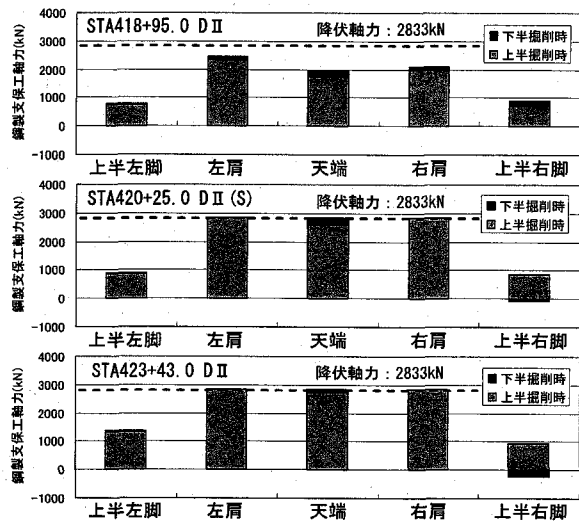


図-10 鋼製支保工の軸力状況 (西工区)

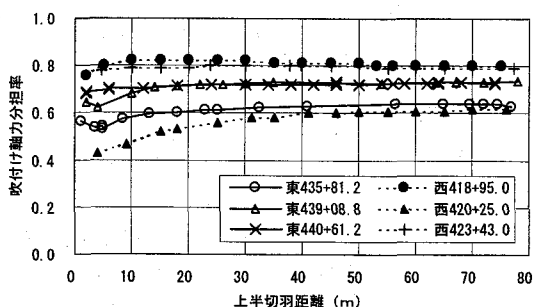


図-11 吹付けコンクリートの軸力分担率の推移

金谷トンネルでは、脆弱なDII地山を対象にH200サイズの鋼製支保工を採用した。鋼製支保工には支保工施工直後における吹付けコンクリートやロックボルトの十分な強度発現までの支保機能の発揮や、大きな曲げなどの発現に対して吹付けコンクリートやロックボルトと一体化して、その剛性によりトンネルを安定化させる機能を期待しており、掘削初期段階での軸力の発生によるトンネルの安定が得られたものと考えられる。ただし、計測結果では全般的に鋼製支保工の降伏応力に対する余裕は吹付けコンクリートと比較して小さくなっていることから、高規格鋼製支保工に加えて強度発現が早くより早い段階で支保効果が発揮される高強度吹付けコンクリートを採用することにより、バランスの良い支保設計となっているものと判断できる。

4. 覆工

覆工については一般的に力学的な検討が行われていないが、第二東名の断面トンネルでは供用後にこれを改修することは特に困難であることから、設計時点において2車線トンネルの事例調査をもとにこれと同程度の余力保持機能を考慮して設計することとしている⁶⁾。金谷トンネルでの標準的な覆工コンクリート仕様を表-5に示す。

5. 大断面トンネルの変形特性

計測データをもとに、泥岩(倉真層群)と砂岩頁岩(瀬戸川層群)に分けて各支保パターンにおける内空変位、天端沈下、脚部沈下の相関性を整理した。

(1) 泥岩における変形特性

a) 内空変位と天端沈下との関係

最終内空変位と最終天端沈下との関係を図-12に示す。バラツキはあるものの、内空変位と天端沈下は支保パターンに関係なく概ね1:0.6の相関関係にあり、天端沈下に比べて内空変位が相対的に大きくなっている。なお、下半およびインバートの施工にともなって掘削高さが高くなることを考慮すれば、

表-5 覆工コンクリート仕様

地山 区分	コンクリート 強度 (N/mm^2)	覆工巻厚 (mm)	補強鉄筋 仕様 ⁽¹⁾	混入繊維 ⁽²⁾ (% vol)	
				鋼繊維	非鋼繊維
C I	30	400	無筋	0.3	0.3
C II	30	400	無筋	0.3	0.3
D I	30	500	D19@200	0.5/0.3 ⁽³⁾	0.3
D II	30	500	D19@200 (D19@200)	0.3	0.3

(1) 補強鉄筋仕様欄の()は外側鉄筋(西工区)

(2) 当初鋼繊維を採用、工事途中から非鋼繊維(ポリプロピレン)に変更

(3) 東工区では当初0.5%、工事途中から0.3%に変更

天端沈下に比べ内空変位が増大することが予測されるが、上半掘削時の内空変位と天端沈下の相関は最終的な結果とほとんど変わらなかった。

b) 天端沈下と脚部沈下との関係

最終天端沈下と脚部沈下との関係を図-13に示す。天端沈下と脚部沈下とは支保パターンに関係なく概ね1:1の高い相関関係にあることがわかる。これは脚部の沈下にとまって天端も沈下するという共下がり現象を示していると考えられる。

c) 内空変位量と（天端沈下－脚部沈下）との関係

下半掘削およびインバート完了後の天端沈下と脚部沈下の関係が内空変位にどのような影響を及ぼしているか把握するために、縦軸に天端沈下から脚部沈下を引いた値（天端沈下－脚部沈下）、横軸に最終内空変位をとった関係を図-14に示す。前述のように共下がり現象が発生していると考えられることから、

（天端沈下－脚部沈下）は狭い範囲に分布しており相関係数も高くはないが、データの分布からは内空変位との間には負の相関傾向が読み取れる。（天端沈下－脚部沈下）が負の領域、つまり天端沈下が脚部沈下より卓越している領域においては、内空変位は最大100mm程度以下であり大きな値となっていない。逆に正の領域、つまり脚部沈下が天端沈下より卓越している領域においては、その度合いが大きくなるにつれて内空変位は大きくなっており、大断面トンネルにおいて内空変位を抑えるためには、脚部沈下

対策が重要なポイントとなっていることが分かる。

(2) 砂岩頁岩における変形特性

a) 内空変位と天端沈下との関係

最終内空変位と最終天端沈下との関係を図-15に示す。DIIIの場合には内空変位が正、すなわち内空が広がっている地点が多くなっている。これは下り線の東側坑口部が偏圧地形であったことから谷側脚部が谷側に広がったことによるものであり⁷⁾、相関分析にあたってはこれらのデータ（下り線STA446～東側坑口区間）を除いている。相関係数から判断すると砂岩頁岩の場合には明確な相関があるとは言えない。ただし、内空変位が100mm以上の地点で天端沈下が相対的に大きくなっている状況が読み取れることから、データの分布から判断すると若干ではあるが正の相関傾向があると言える。また泥岩の場合と異なり内空変位が発生していない場合でも60mm程度の天端沈下が発生していることがわかる。さらに、バラツキは大きいものの同程度の内空変位に対応する天端沈下が泥岩の場合よりも大きく、天端沈下が卓越する傾向があることがわかる。なお、泥岩の場合と同様に全体の傾向としては、上半掘削時と下半掘削およびインバート完了後の間で顕著な変化は見られなかった。

b) 天端沈下と脚部沈下との関係

最終天端沈下と脚部沈下との関係を図-16に示す。

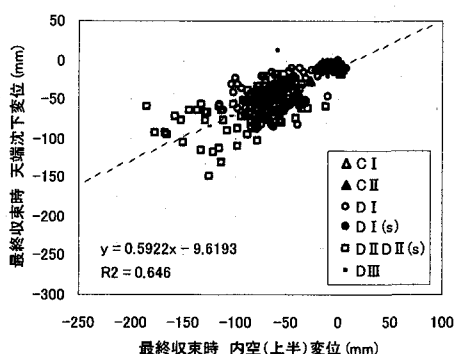


図-12 内空変位と天端沈下量の関係（倉真層群）

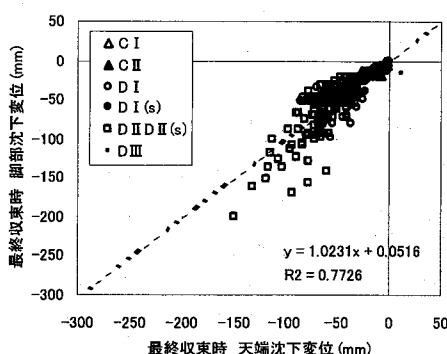


図-13 天端沈下量と脚部沈下量の関係（倉真層群）

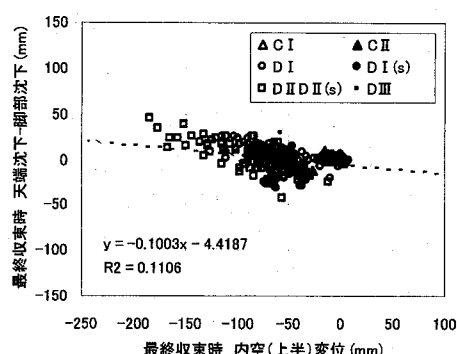


図-14 （天端沈下量－脚部沈下量）と内空変位量の関係（倉真層群）

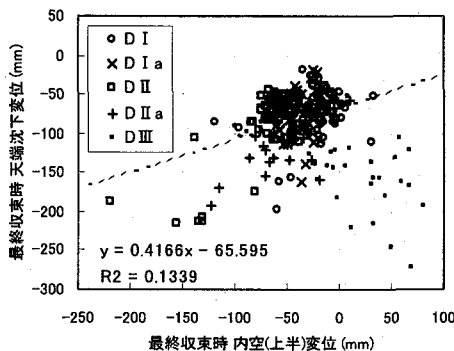


図-15 内空変位と天端沈下量の関係（瀬戸川層群）

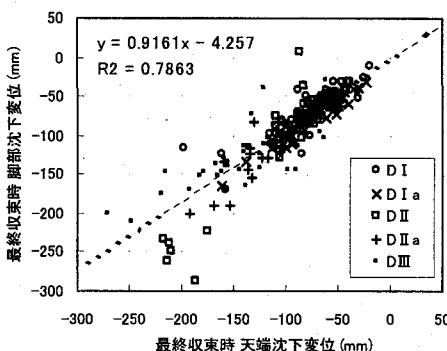


図-16 天端沈下量と脚部沈下量の関係（瀬戸川層群）

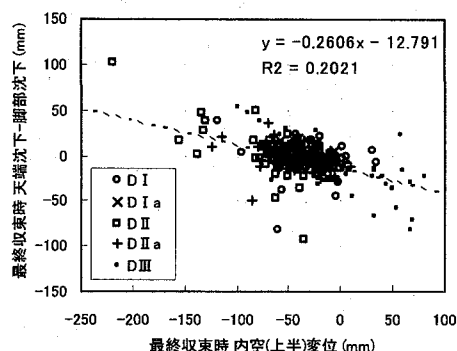


図-17 （天端沈下量－脚部沈下量）と内空変位量の関係（瀬戸川層群）

天端沈下と脚部沈下とは支保パターンに関係なく概ね1:0.9の相関関係にあり共下がり現象が生じているものと考えられるが、泥岩の場合と比較して若干ではあるが脚部沈下よりも天端沈下が卓越している状況が見られる。砂岩頁岩の場合には上半5箇所の計測箇所における吹付けコンクリート応力および鋼製支保工軸力が概ね均等であるのに対し、泥岩の場合には左右脚部の応力、軸力が小さくなっているが、これは倉真層群における上記の変位モードが一因となっているものと考えられる。

c) 内空変位量と(天端沈下-脚部沈下)との関係

最終収束時における(天端沈下-脚部沈下)と内空変位の関係を図-17に示す。泥岩の場合と同様に、100mm以上の内空変位が発生している地点では脚部沈下が天端沈下を上回っており、砂岩頁岩の場合にも内空変位の抑制が脚部沈下の抑制につながっている様子がうかがえる。

6. 設計・施工の評価と今後の課題

(1) 設計・施工の評価

- ①第二東名の長大トンネルを対象に採用したTBM導坑先進拡幅掘削工法は、金谷トンネルにおいてはTBM導坑による地山確認効果や水抜き効果、切羽安定効果など、当初期待した効果が発揮されるとともに、拡幅掘削においても2車線トンネルと遜色ない掘進速度が確保され、安全性、経済性、施工性の向上につながった。特に、日本で最長となる関越トンネルと同程度のトンネル掘削量を死亡災害ゼロで完成させた安全性は高く評価できる。
- ②第二東名の標準設計で定めた大断面トンネルの断面形状や高強度支保工は、計測による応力状態から判断すれば当初期待した効果が発揮され、適切な形状・仕様となっていると評価される。金谷トンネルでは標準設計にない脆弱地山であるDII区間が全体の約2割を占め、当該区間においては高耐力ボルトに替えてPC鋼棒を採用した結果、高い適用性が確認されたことから、今後施工される同規模のトンネルの参考になると思われる。
- ③金谷トンネルの変形特性としては、地質により若干の違いが見られ、支保の応力分布にも影響が現れている。しかし、内空変位と天端沈下とは概ね1:0.4~0.6の相関関係にあり、この傾向は下半・インバート掘削施工後においても変わらない。また、天端沈下と脚部沈下は概ね1:0.9~1の相関関係にあり、共下がりの現象がみられることから脆弱地山においては脚部沈下対策がトンネル安定性確保の上で重要な要素となる。

(2) 今後の課題

- ①TBM導坑先進拡幅掘削工法の採用にあたっては、地山とTBMの仕様のマッチングについて十分に検討する必要がある。
- ②大断面トンネルの地山評価にあたっては、他のトンネルにおける施工結果をもとに各地質における地山評価項目や評価指標について検討していく必要がある。
- ③大断面トンネルにおいては、地質や地山区分に応じた適切で合理的な掘削工法や補助工法を検討するとともに、変位の大きい地山においては経済性とトンネルの安定性を考慮した加背割や内圧のバランスなどを考慮した効率的な支保材料の組み合わせを検討する必要がある。
- ④第二東名では設計時点において現行2車線トンネルと同等以上の余力保持機能を有することを前提として覆工仕様を決定しているが、地山の変形係数が一般に小さく曲げが卓越するDII地山では、地山条件と鉄筋あるいは繊維などによる補強レベルに関する定量的な評価は確立されているとは言えないのが現状であり、今後の検討が必要である。

参考文献

- 1) 八木弘, 米倉文雄, 浅野剛, 安井義則: 事前補強ケーブルボルトによるトンネル安定性と支保効果に関する検証, トンネル工学論文集第14巻, pp.95-106, 2004.11.
- 2) 吉田武男, 吉田安利, 岡崎隆雄, 森孝之: 前方探査に基づく脆弱地山TBM拘束対策の実績, トンネル工学研究論文・報告集第12巻, pp.345-350, 2002.11.
- 3) 八木弘, 河合朝仁, 橋本昌朗, 吉田安利, 玉村公児: 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, トンネル工学報告集第16巻, pp.91-98, 2006.11.
- 4) 八木弘, 橋本昌朗, 吉田安利, 萩原智寿: 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, トンネル工学論文集第14巻, pp.83-94, 2004.11.
- 5) 八木弘, 岩本英将, 山本哲人, 浅野剛, 安井義則: 計測結果に基づく大断面トンネルの合理的支保パターンの提案について, トンネル工学報告集第16巻, pp.127-134, 2006.11.
- 6) 日本トンネル技術協会: トンネル覆工に関する調査研究報告書, 1999.2.
- 7) 八木弘, 米倉文雄, 浅野剛, 安井義則: 扁平大断面トンネル坑口部における脚部沈下対策工の施工と効果の検証, トンネル工学報告集第15巻, pp.145-152, 2005.12.