

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

The Proposal on a Rational Support Pattern in Tunnel with Large Cross Section
Based on The Analysis of Measured Data

八木 弘¹・岩本英将²・山本哲人²・浅野 剛³・安井義則⁴

Hiroshi Yagi, Hidemasa Iwamoto, Tetsuhito Yamamoto, Takeshi Asano 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正会員 株式会社奥村組 技術研究所 (〒302-0025 茨城県つくば市大字大砂387)

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, based on the measured data on stress of support members and displacement of tunnel crown and side wall, analysis on support effects was carried out for the purpose of proposing a rational support pattern in tunnel with flatness large cross section.

As a result of the analysis, following facts were clarified. 1) In tunnel with flatness large cross section, it is important for the stability of the tunnel to suppress the displacement of side wall. 2) It is very effective to utilize PC-bolts in order to suppress the displacement of side wall. 3) The utilization of high strength shotcrete is effective for appropriate sharing of support effect between support members.

Key Words : flatness large section, sharing of support effect, PC-bolt

1. まえがき

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、上半掘削時には扁平率(=トンネル高さ/掘削幅)が約40%の扁平形状となり、支保に対する荷重条件が厳しくなることから、基本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。

第二東名金谷トンネルでは先行した下り線トンネルの地山不良区間において上半脚部あるいはトンネル全体の沈下が発生する場合が多く見られる状況となっており、特に上半肩部から脚部にかけてのロックボルトの座金変形、破断といった変状が顕著に見られる状況であった。

本文は、このような状況をふまえて、扁平大断面トンネルにおける合理的な支保パターンの設定を目的として金谷トンネル東工事の上り線STA441+60～437+40(延長約400m、以下「検討区間」という)において実施したトンネル坑壁変位および支保部材力の計測データに関する分析結果をまとめたものである。

2. 検討区間の概要

金谷トンネルは第二東名で最も延長の長いトンネルであり(延長:上り線4527m,下り線4667m,掘削断面積191m²)、TBM導坑先進拡幅掘削工法により施工が進められた。本工法には地質確認効果、水抜き効果等が期待される他、地山不良区間において先進導坑内からケーブルボルトにより拡幅掘削時の安全性を高めるための事前補強を施工できる点がメリットの一つとなっており^{1), 2)}、第二東名ではトン

ネル延長が1.5km程度を超える場合には有力な掘削工法と位置付けられている。

金谷トンネルの地質縦断図を図-1に示す。同トンネルの地質は、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、東側が古第三紀漸新世の瀬戸川層群から構成されており、検討区間は瀬戸川層群に属している。瀬戸川層群の地質は全体に砂岩頁岩の互層となっており、砂岩は堅硬であ

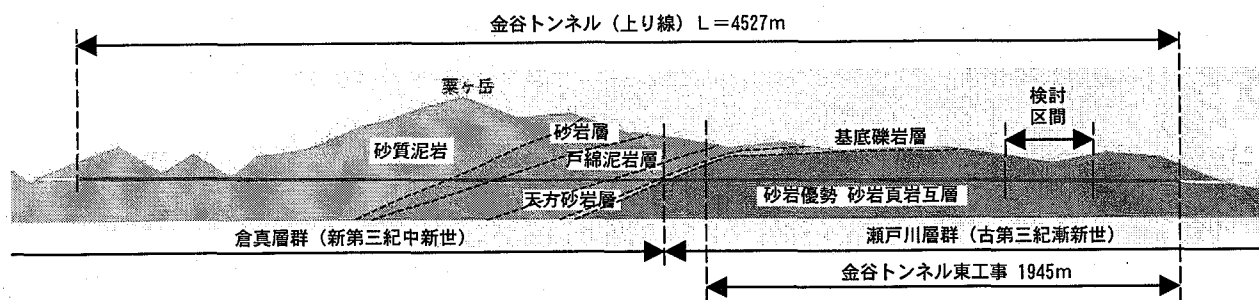


図-1 地質縦断

▽: B計測断面			STA437+54.0		STA439+08.8	STA439+54.4		STA440+61.2	STA440+90.0	STA441+17.6
支保パターンの			DII a		DI		DII a	DII b		DI
鋼製支保工			サイズ	200	154		200		154	154
降伏応力440N/mm ²			引張り	○	-		○			-
吹付けコンクリート (mm)				250	200		250		200	200
$\sigma_{28}=36\text{N/mm}^2$										
ロックボルト本数	事前補強	222kN	7	-		7	-	7		-
	上半	290kN	4	19		6	11	6		11 19
		PC	16	-		12	12	12		14 -
	下半	170kN	-	6				-		6
		PC	6	-				6		-
変形余裕量 (mm)			200	-		200	100	200		100 -

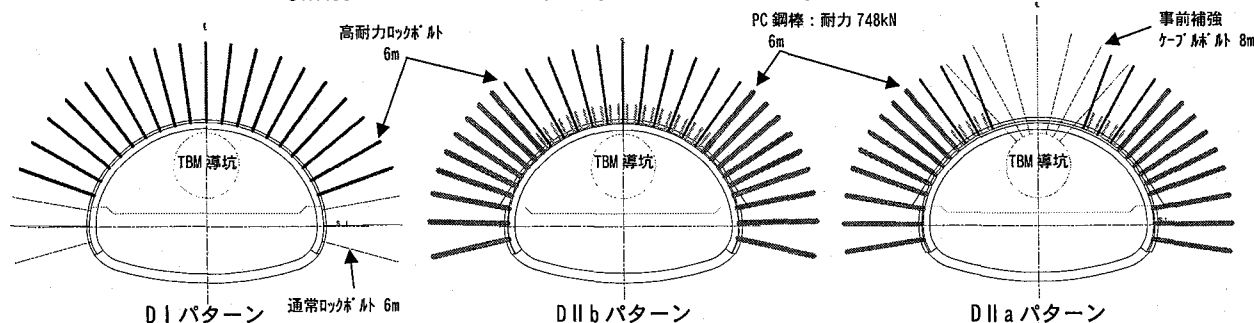
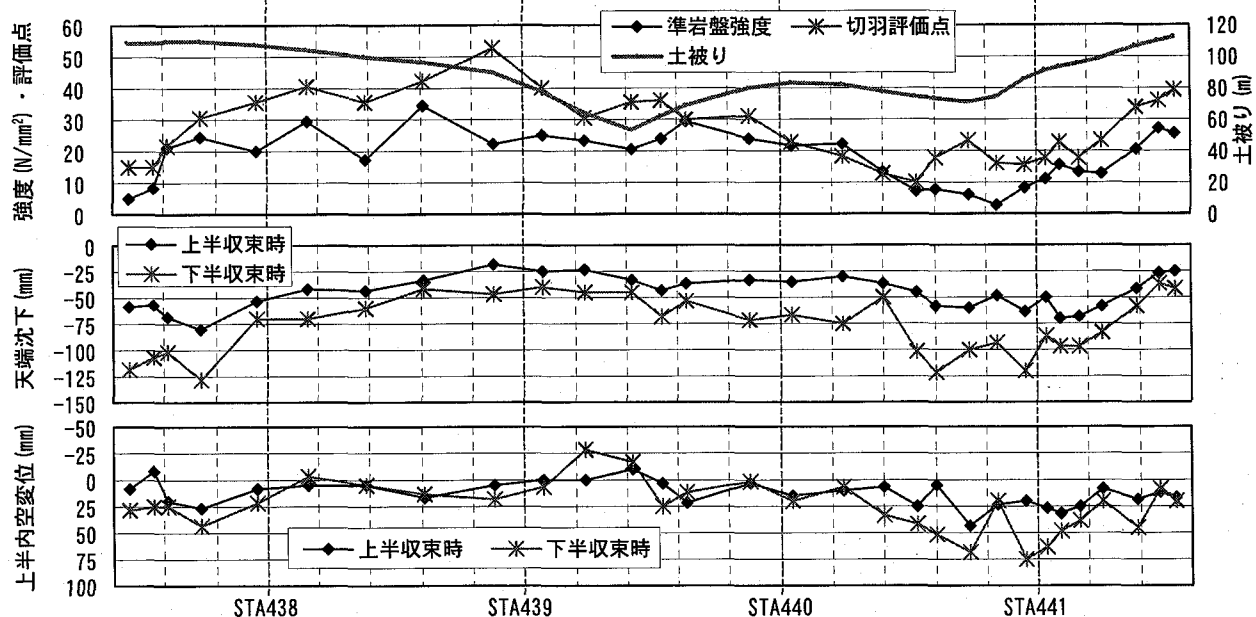


図-2 検討区間における地山の準岩盤強度、切羽評価点、支保パターンおよび坑壁変位

るが頁岩は亀裂が発達しており強度が相対的に低く、局所的に粘土化している層が見られる。

検討区間の支保パターン、準岩盤強度³⁾、切羽評価点⁴⁾、土被りの状況を図-2に示す。検討区間の土被りは50～110mとなっている。これまでの施工結果から、TBM掘削データから算出される準岩盤強度と切羽評価点を総合的に評価した地山区分が、坑壁変位などのトンネル安定性と高い相関が得られていることが分かっている。なお、DⅡパターンにおけるPC鋼棒の採用は、下り線の施工実績から上半肩部から下半側壁にかけてのロックボルトの軸力がかなりの比率で耐力を上回ったことによるもので、DⅠパターンで採用している高耐力ボルトの2.5倍の耐力を有する部材である。

3. 計測結果に基づく支保効果の分析

(1) A計測結果に基づく考察

検討区間における天端沈下、内空変位の発生状況を上半収束時と下半収束時に分けて図-2に併記した。また、図-3～5には下半収束時の天端沈下と準岩盤強度、内空変位、脚部沈下の関係を支保パターンによりDⅠ、DⅡb（事前補強なし）、DⅡa（事前補強あり）の3パターンに分けて示している。

天端沈下については、準岩盤強度が小さいSTA441+00～440+50、STA437+50付近において大きくなっており、図-3からわかるように両者の関係は概ね線形関係に近いものとなっている。天端沈下と準岩盤強度の間に線形関係（準岩盤強度が大きいほど天端沈下は小さい）があるということは、ある意味では弾性的な挙動を示していると考えられ、不良地山においても適切な支保を適用することにより、ゆるみ域が極端に広がるといった非弾性的な挙動がある程度抑制されているものと考えられる。

図-4からわかるように天端沈下と内空変位の間にも線形の相関傾向が見られ、両者の関係については

各支保パターン間で顕著な相違は見られない。これは、不良地山においても天端沈下と内空変位の関係が損なわれることなく掘削にともなう変位が収束に至っていることを示しているものと考えられる。また、図-5からわかるように天端沈下と上半脚部沈下はほぼ同程度発生しており、トンネルの上半の形状が保持された状態で全体に沈下している様子がうかがえる。図-4、5に示した挙動から判断すると、上半肩部から下半側壁にかけてのPC鋼棒打設により地山に大きな拘束力を与えることで内空変位が抑制され、脚部沈下、天端沈下の抑制につながっている可能性が考えられる。

(2) B計測結果に基づく考察

検討区間において設定したB計測断面（図-2において位置を▽で示している）の支保パターン、地山状況および計測項目を表-2に、STA439+54.4における計測機器設置位置を図-6に示す。鋼製支保工、吹付けコンクリートについては7点で計測しており、いずれの計測断面においても同じ断面で計測を実施している。またロックボルト、PC鋼棒軸力についても合計7点（上半5点、下半2点）で計測しており、各断面とも概ね図-6に示した位置のロックボルトあるいはPC鋼棒の計測を実施している。

a) 地中変位

STA440+61.2における地中変位分布を図-7に示す。天端の地中変位は坑壁地点で-7mmとなっており、上半収束時と下半収束時の値がほとんど変化していない。A計測結果では天端沈下は上半収束時には59.0mm、下半収束時には119.9mmとなっていることから、この断面の天端近傍では12mより深い位置から全体的に地山が沈下している可能性が高い。この点は、後述するようにこの断面における天端のロックボルト軸力がほとんど発生していないことと整合している。

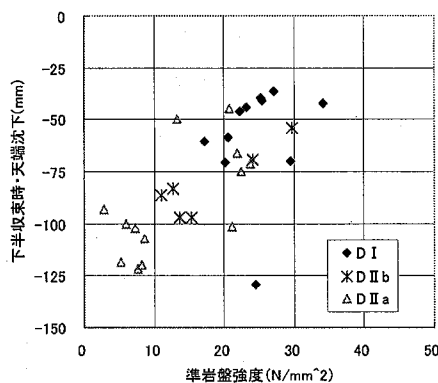


図-3 天端沈下と地山強度比の関係

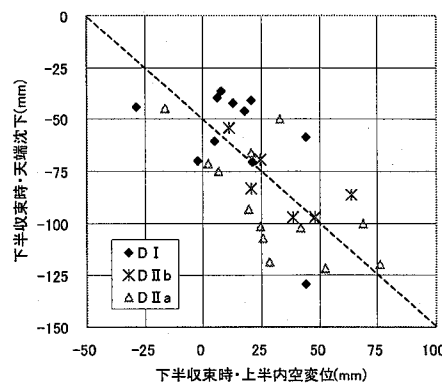


図-4 天端沈下と上半内空変位の関係

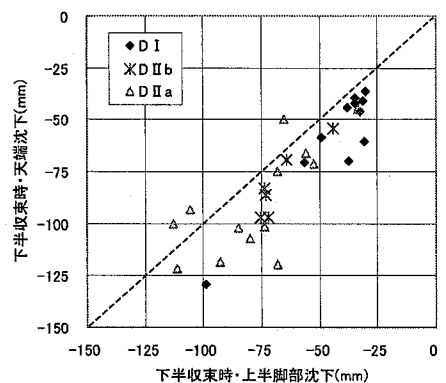


図-5 天端沈下と上半脚部沈下の関係

表-2 検討区間において設定したB計測断面の支保パターン、地山条件および計測点数

距離程	支保パターン	鋼製支保工	ウイングリブ	準岩盤強度 10区間平均 (N/mm ²)	土被り (m)	切羽 評価点	地山 強度比	支保工 応力	吹付け コンクリート 応力	ロックボルト 軸力	PC鋼棒 軸力	地中 変位
441+17.6	D II b	HH-154		13.4	96.1	18.8	6.7	7	7	-	4	-
440+90.0	D II a	HH-154	○	5.8	80.6	15.8	3.3	7	7	3	4	-
440+61.2	D II a	HH-200	○	7.5	72.8	18.4	4.9	7	7	3	4	3
439+54.4	D II b	HH-200		24.3	62.6	36.0	18.5	7	7	3	4	-
439+08.8	D I	HH-154		24.9	76.7	39.2	15.5	7	7	7	-	-
437+54.0	D II a	HH-200	○	7.9	109.3	15.0	3.4	7	7	3	4	-

表-3 ロックボルト、PC鋼棒の最大値

距離程	部材	下半収束時			
		上半 左脚部	上半 右脚部	下半 左脚部	下半 右脚部
441+17.6	PC	748	45	173	400
440+90.0	PC	642	307	324	461
440+61.2	PC	596	748	331	508
439+54.4	PC	234	282	114	-33
439+08.8	RB	290	6	4	51
437+54.0	PC	60	748	329	425

①ハッチングは高耐力ボルトの耐力(290kN)以上

②太線枠はPC鋼棒の耐力(748kN)以上

付近で想定される地山の挙動とあわせて判断すると、上半掘削時には図-14に示すような地山の挙動が発生している可能性が考えられる。

下半収束時の上半脚部あるいは下半側壁のロックボルト・PC鋼棒軸力の最大値を表-3に示す。高耐力ロックボルトの耐力を上回っているものは24点のうち14点(58%)、PC鋼棒の耐力を上回っているものが3点(13%)となっている。これらの地点については、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。

図-15, 16にはロックボルト・PC鋼棒の軸力と脚部沈下および上半内空変位の関係を示す。図-15の横軸は上半脚部と下半側壁の各々の計測ボルト最大軸力を左右個別に平均した値であり、図-16についてはさらに断面ごとに左右まとめて平均した値とした。図より脚部沈下および内空変位の増加にともなってロックボルト・PC鋼棒の軸力が大きくなってお

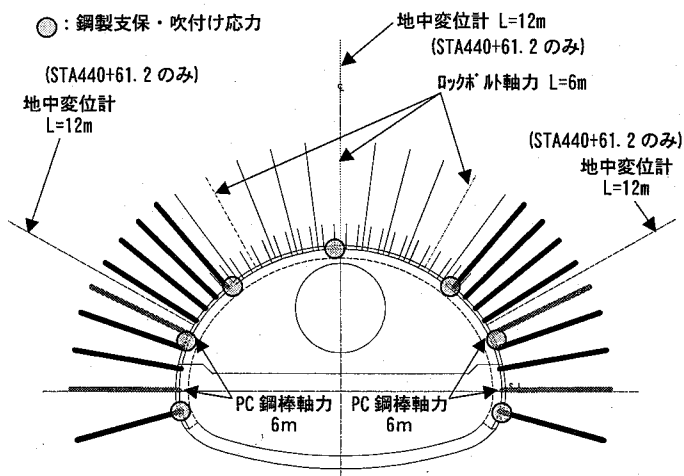


図-6 計測位置 (STA439+54.4)

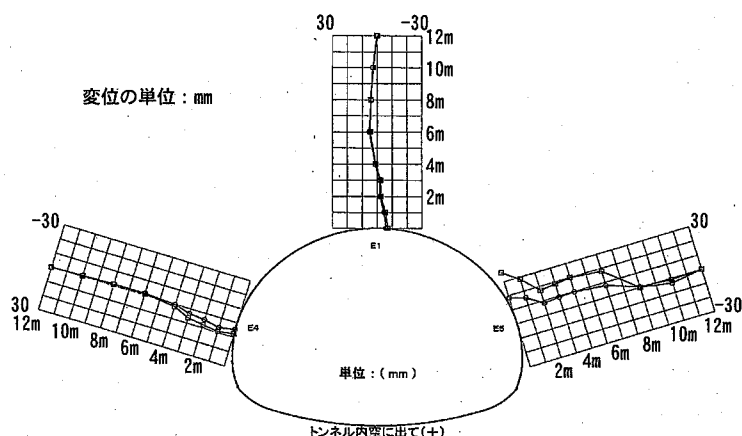


図-7 地中変位分布 (STA440+61.2)

b) ロックボルトおよびPC鋼棒

ロックボルトおよびPC鋼棒の軸力分布を図-8～13に示す。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っており、想定した地中変位と整合性のある結果となっている。全ての断面のロックボルト・PC鋼棒にあてはまるわけではないが、上半脚部では坑壁から深さ3m付近に軸力最大値あるいは軸力分布の不連続点が見られることが多い。天端

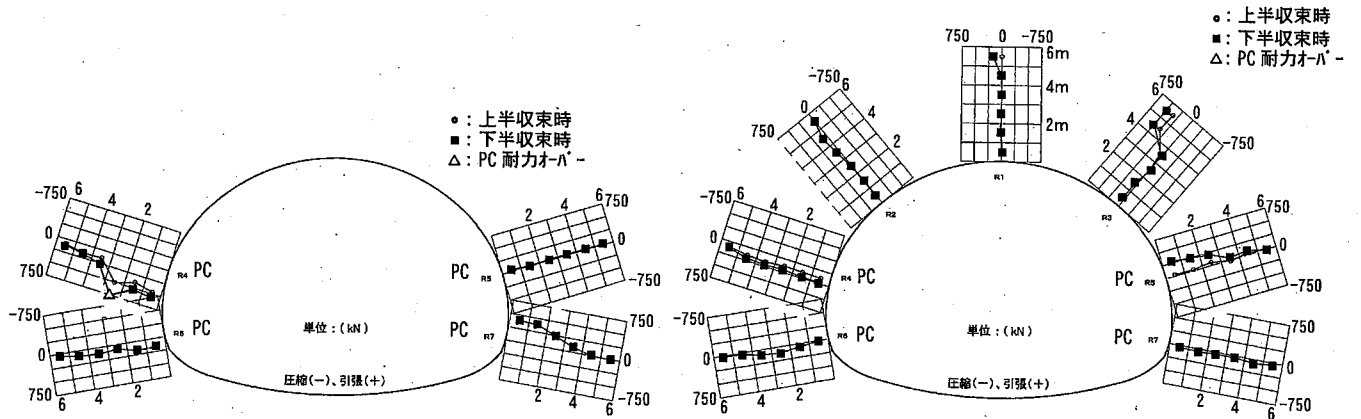


図-8 ボルト・PC軸力分布 (STA441+17.6)

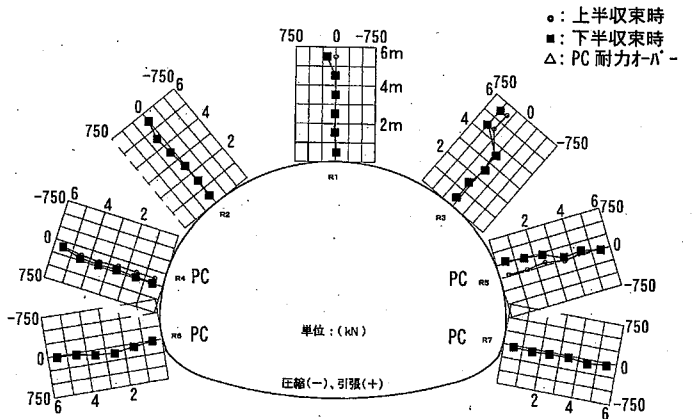


図-11 ボルト・PC軸力分布 (STA439+54.4)

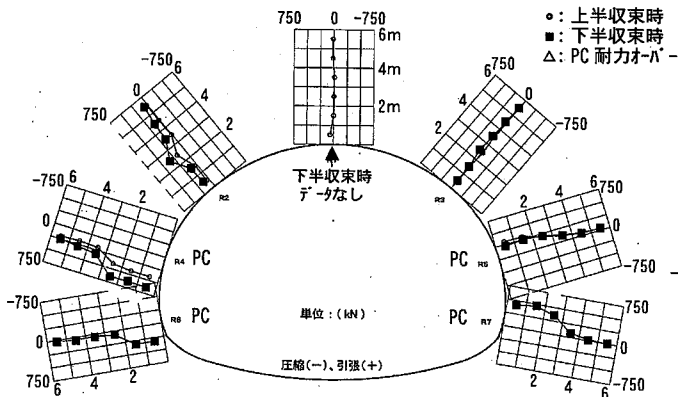


図-9 ボルト・PC軸力分布 (STA440+90.0)

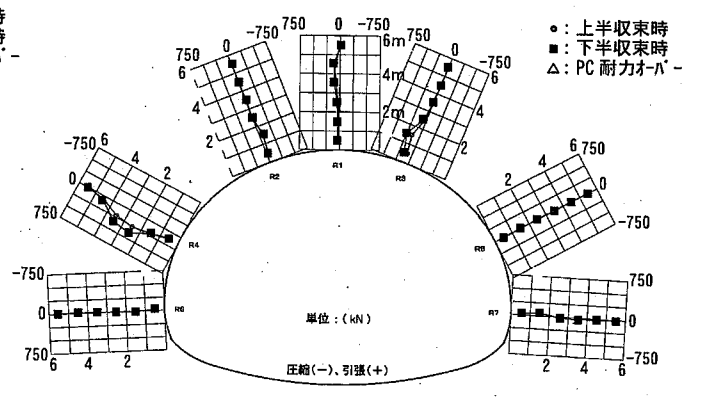


図-12 ボルト・PC軸力分布 (STA439+08.8)

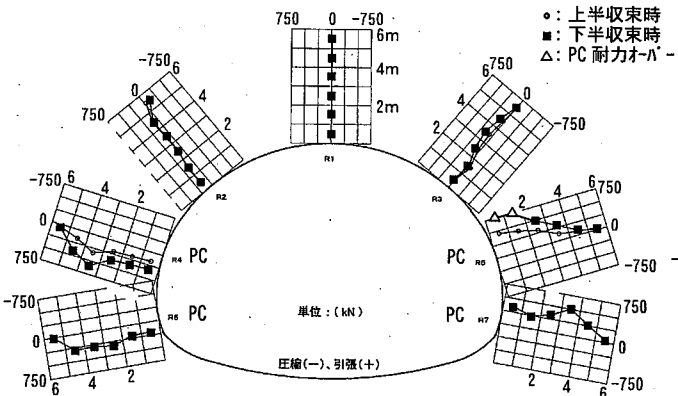


図-10 ボルト・PC軸力分布 (STA440+61.2)

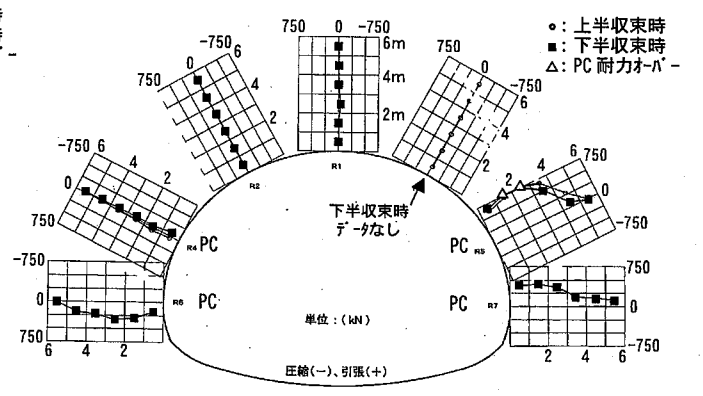


図-13 ボルト・PC軸力分布 (STA437+54.0)

り、内空変位だけではなく脚部沈下に対しても支保部材としての効果を発揮している状況がうかがえる。

上半肩部から下半側壁部にかけて打設されるPC鋼棒は高耐力ボルトに比べて2.5倍を超える耐力を持つことからPC鋼棒軸方向の拘束効果が非常に大きく、図-14で想定したようなゆるみ土塊の挙動に対して局所的な不連続面を縫い付けて地山を一体化する効果を発揮するとともに、地山を拘束することによる変位抑制効果が発揮されているものと考えられる。

c) 吹付けコンクリートおよび鋼製支保工部材力

STA440+61.2およびSTA439+54.4における吹付けコンクリート応力、鋼製支保工の軸力と曲げモーメント

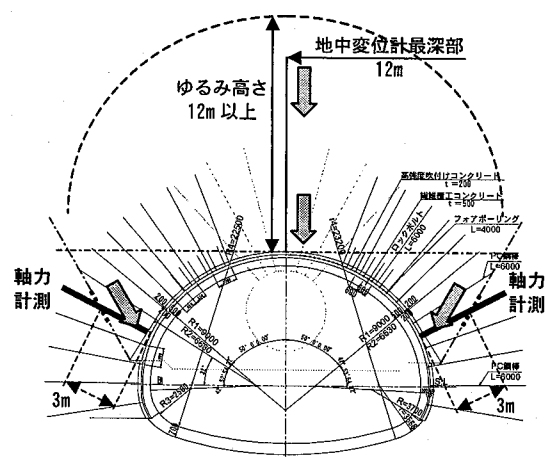


図-14 計測データから想定される地山の挙動

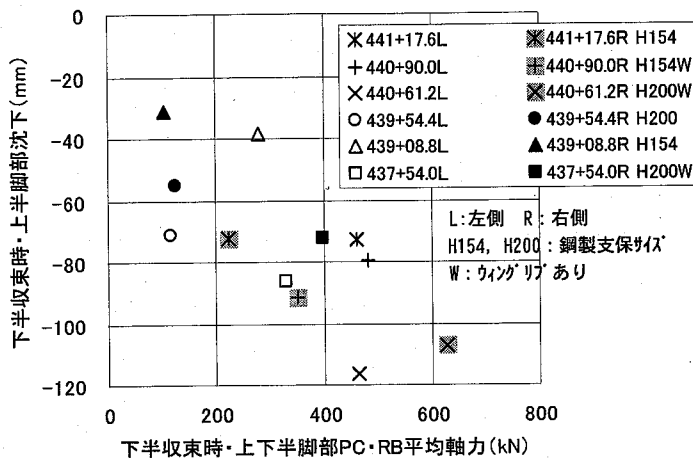


図-15 ロックボルト・PC 鋼棒軸力と脚部沈下の関係

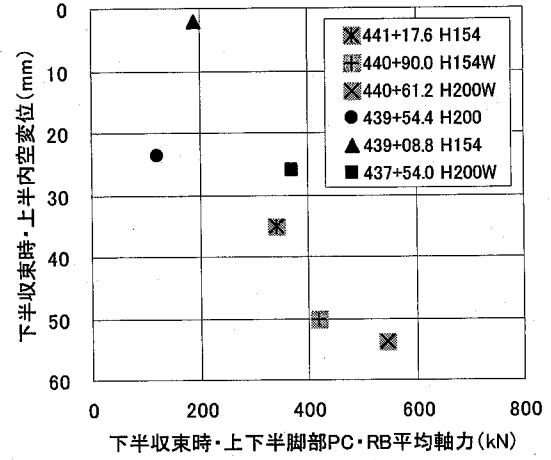


図-16 ロックボルト・PC 鋼棒軸力と内空変位の関係

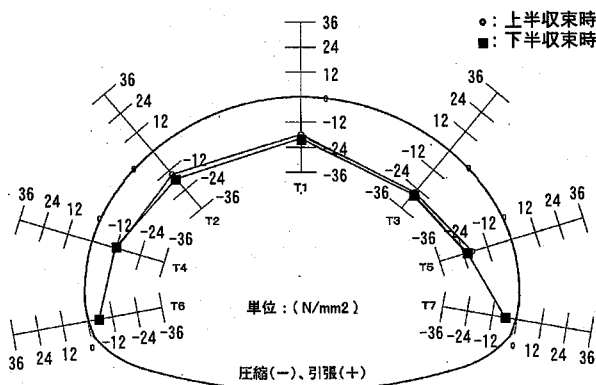


図-17 吹付けコンクリート応力 (STA440+61.2)

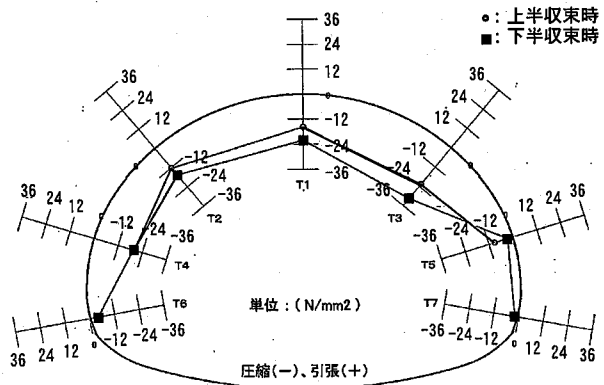


図-20 吹付けコンクリート応力 (STA439+54.4)

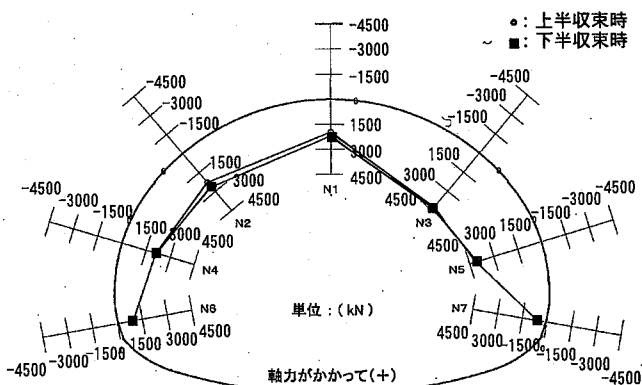


図-18 鋼製支保工軸力 (STA440+61.2)

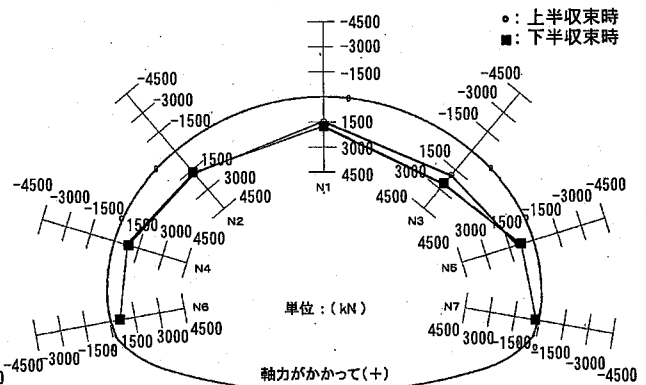


図-21 鋼製支保工軸力 (STA439+54.4)

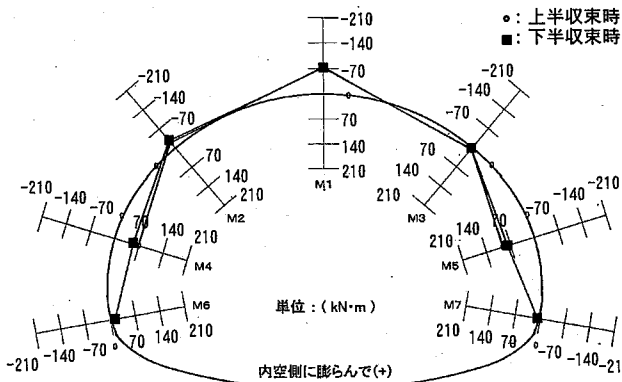


図-19 鋼製支保工モーメント (STA440+61.2)

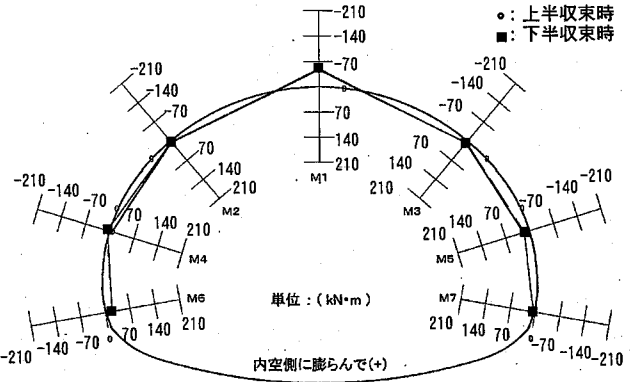


図-22 鋼製支保工モーメント (STA439+54.4)

ト分布を図-17～22に示す。いずれの断面もPC鋼棒を打設しており鋼製支保工はHH-200である。ただし、STA440+61.2では事前補強が施工されており、ウィングリブが用いられている。

吹付けコンクリート、鋼製支保工ともに比較的均等に部材力が発生しており、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。鋼製支保工のモーメントは天端部で地山側に凸、上半脚部で内空側に凸、それらの中間に位置する肩部では値が小さくなっているが、全般に大きな曲げは発生おらず、主として軸力により作用荷重を支持している様子がうかがえる。

その他のB計測断面を加え、吹付けコンクリートの応力、鋼製支保工軸力に着目して上半掘削時および下半掘削時の部材力発生状況を図-23、24にまとめて示す。

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/mm^2 に達していないのに対し、鋼製支保工の場合にはSTA447+17.6、STA440+90.0、STA440+61.2の天端から右脚部において降伏応力から算定される軸力（HH-154：2076kN、HH-200：2833kN）に達している地点が見られる。これらの断面は図-15、16に示したように天端沈下、内空変位ともに相対的に大きくなっており、この影響が現れているものと考えられる。

上半掘削時に発生する部材力に対する下半掘削時の発生比率は吹付けコンクリート、鋼製支保工いずれの場合も小さくなっており、計測地点でばらつきは見られるが、平均すると吹付けコンクリートの場合が上半掘削時の16%、鋼製支保工の場合が10%となっている。

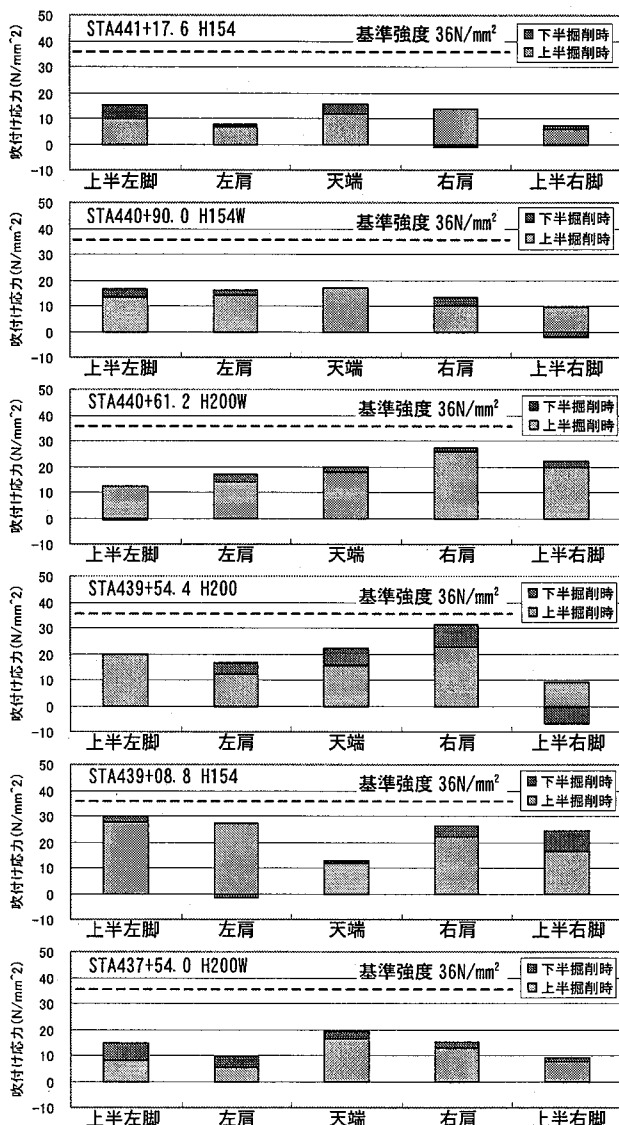


図-23 吹付けコンクリートの応力変化量

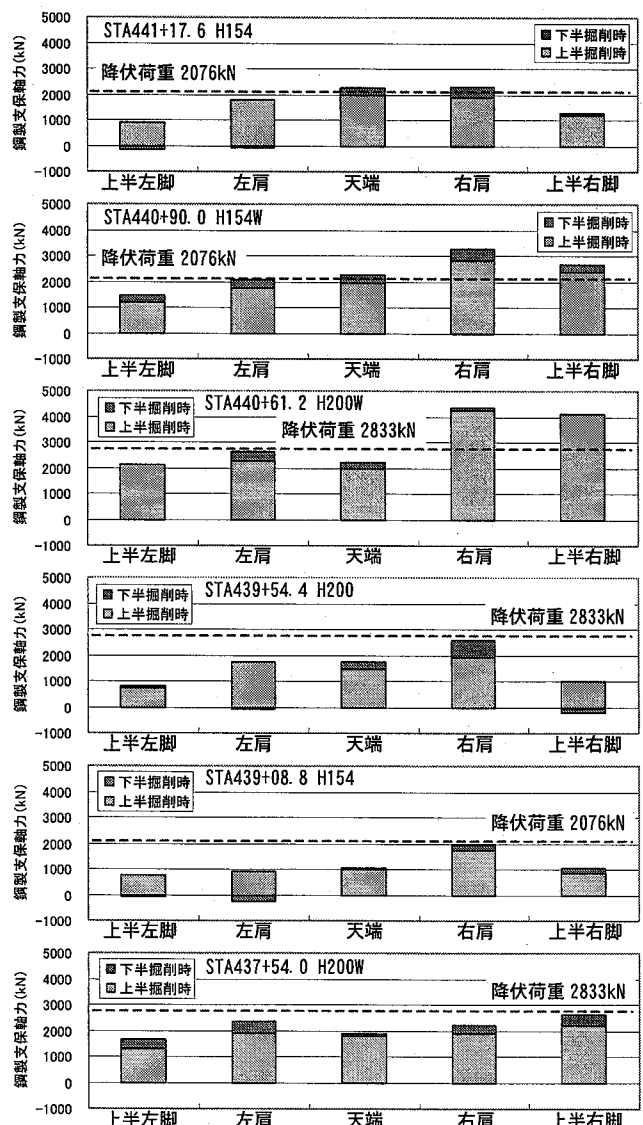


図-24 鋼製支保工の軸力変化量

d) 支保部材の荷重分担率とその推移

上半切羽距離0.5D（D：トンネル幅20m），上半収束時，下半収束時における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および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）を表-4に，上半切羽進行時の分担率の推移を図-25に示す。

表-4からわかるように上半切羽距離0.5D，上半および下半収束時の分担率はあまり変化していない。図-25においても，上半切羽距離が0.5D（=10m）となるまでに若干の分担率増加は見られるものの，それ以降はほぼ同じ分担率で推移している。一般的に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。今回の状況は，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。

表-4 吹付けコンクリートの軸力分担率

距離	支保パターン	0.5D 平均 総軸力 (kN)	上半 収束時 平均 総軸力 (kN)	下半 収束時 平均 総軸力 (kN)	0.5D 吹付け 分担率	上半 収束時 吹付け 分担率	下半 収束時 吹付け 分担率
441+17.6	DIIb	2944	3828	4412	0.60	0.60	0.62
440+90.0	DIIa	4011	5052	5528	0.63	0.60	0.58
440+61.2	DIIa	5313	8242	8809	0.65	0.64	0.65
439+54.4	DIIb	3075	6064	6937	0.71	0.77	0.78
439+08.8	DI	3661	6018	6687	0.79	0.82	0.84
437+54.0	DIIa	3212	4789	6123	0.63	0.62	0.65

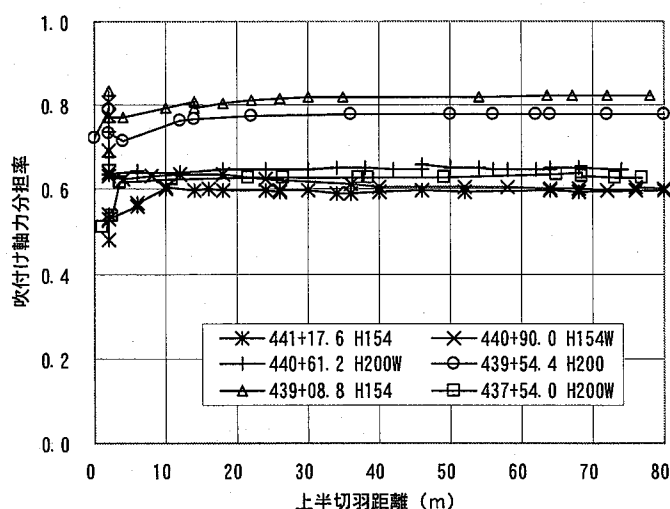


図-25 吹付けコンクリートの軸力分担率の推移

5. まとめ

本報文では，第二東名金谷トンネル東工事で得られた計測データに基づき，扁平大断面トンネルにおける各支保部材の効果に関する分析を行った。検討によって得られた知見を以下に要約する。

- ①扁平大断面トンネルにおいては，形状効果により肩部から側壁にかけて応力集中が見られることから，当該部分の地山補強による内空変位の抑制が重要となる。
- ②当該地質の場合，大断面トンネルにおいても内空変位，天端沈下，脚部沈下に高い相関がみられることから，内空変位を抑制することによってトンネル全体の変形を抑制・安定させることができる。
- ③高耐力ボルトに比べてPC鋼棒は2.5倍の耐力を有することから，トンネル肩部から側壁にかけてPC鋼棒を採用することによって，トンネル断面方向の地山の拘束効果によるトンネルの安定性の向上が期待できる。
- ④内空変位および脚部沈下が大きいほど上半脚部，下半側壁部のロックボルト・PC鋼棒の軸力が大きくなる傾向が見られ，内空変位だけではなく沈下抑制に対してもこれらの部材が有効に作用している様子が確認できた。
- ⑤鋼製支保工は掘削初期段階で軸力が発生するが，大断面トンネルにおいては高い部材力が発生することから，高強度吹付けコンクリートを採用することによってバランスの良い支保分担が可能となっている。
- ⑥本トンネルで使用した高強度吹付けコンクリート，高規格鋼製支保工およびPC鋼棒を用いた支保パターンは，トンネル全体の変形抑制と安定性確保，支保部材力のバランスという観点から不良地山における扁平大断面トンネルの標準的な支保パターンとなりうるものと考えられる。

参考文献

- 1) 八木弘他：事前補強ボルトの支保効果に関する検証，トンネル工学研究論文・報告集第13巻，pp. 291-296，2003. 11.
- 2) 八木弘他：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.
- 3) 小松製作所編：TBMの諸元と性能予想，1991.
- 4) 「日本道路公団試験研究所報告」，vol. 36，1999. 11.