

大断面トンネルにおける支保部材としての PC鋼棒の適用性について

八木弘¹・河合朝仁²・橋本昌朗³・吉田安利⁴・萩原智寿⁵

- 1正会員 日本道路公団静岡建設局掛川工事事務所（〒436-0047 静岡県掛川市長谷1413-3）
2正会員 日本道路公団静岡建設局掛川工事事務所（〒436-0047 静岡県掛川市長谷1413-3）
3正会員 工修 日本道路公団静岡建設局掛川工事事務所（〒436-0047 静岡県掛川市長谷1413-3）
4非会員 鹿島建設(株)・(株)竹中土木・青木あすなる建設(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6-5-30）

日本道路公団静岡建設局では、静岡県内において第二東名高速道路の大断面トンネル建設を進めているが、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、ロックボルトの破断や吹付けコンクリートのクラック等の変状が現れ、過大な内空変位と脚部沈下が発生した。変状対策として耐力748kNのPC鋼棒 32mmを全面定着型ロックボルトとして採用し、変位抑制や支保耐力の向上を図ったところ、その効果が確認できた。金谷トンネル西工事の施工実績をもとに、大断面トンネルにおける変形挙動の特性とPC鋼棒の支保部材としての適用性について検証した結果を報告する。

キーワード:泥岩, 高耐力ボルト, 大断面, TBM先進導坑, 高土被りトンネル

1. はじめに

日本道路公団静岡建設局（以下「JH」という）では、現在静岡県内における第二東名高速道路（以下「第二東名」という）の建設を行っているところである。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、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クラック等の変状が現れ、過大な内空変位と脚部沈下が発生した。この為、変状対策として耐力748kNのPC鋼棒をロックボルトとして採用し、変位抑制や支保耐力の向上を図ったところ、その効果が確認された。

本文は金谷トンネル西工事（以下「本トンネル」という）での泥岩地山の施工実績をもとに、大断面トンネルにおける変形挙動の特性とPC鋼棒の支保部材としての適用性について検証した結果を報告するものである。

2. トンネルの概要

(1) 工事概要

第二東名金谷トンネルは、静岡県掛川市大字倉真

～島田市大代に位置する、上り線全長4,527m、下り線全長4,667mの第二東名で最も長い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、掘削工法はTBM導坑先進拡幅掘削工法を採用している。TBMによる導坑掘削を行った後、掛川市側および金谷町側の東西の両坑口から下り線を先行して上半先進による拡幅掘削を行った。

第二東名のトンネルは大断面である事から、従来に比べて強度の高い部材を使用して、支保部材の薄肉化や施工の高速化によるコストの削減を行っている¹⁾。

現在の進捗状況としては、下り線は平成15年8月に上半貫通を迎え、その後下半掘削およびインバー掘削を行い、現在覆工を完了した。本トンネルの下り線施工延長は2,540mあり、上半掘削に36ヶ月を要した。そのうち変状対策を行った脆弱地山区間は約920mであるが、各種の変状対策を実施した事により、上半掘削の通過に約16ヶ月を要した。

(2) 地山の特徴

金谷トンネルの地質は、図-1に示すように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る。

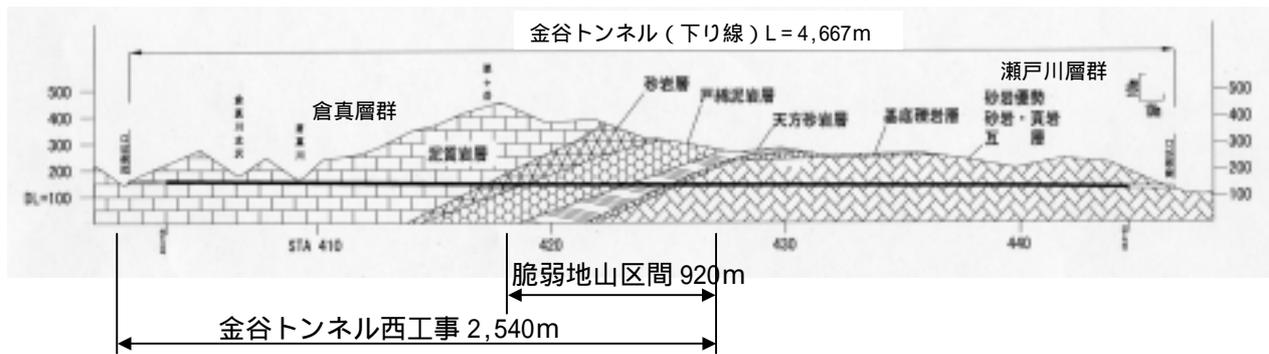


図-1 金谷トンネルの地質概要図

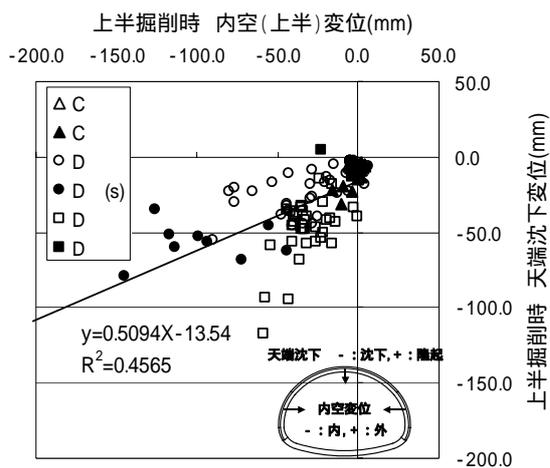


図-2 上半掘削時の内空変位量と天端沈下量の関係

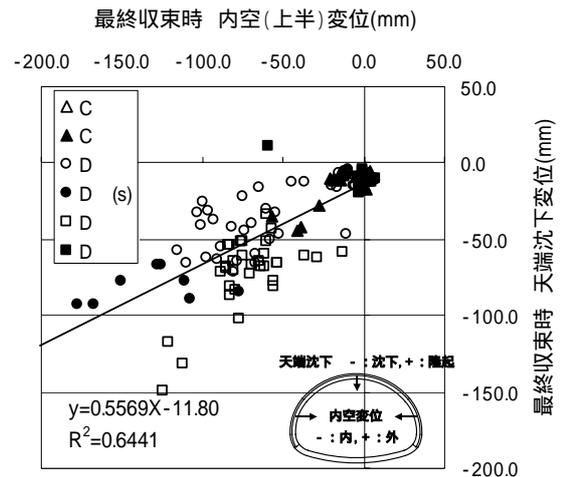


図-3 最終時の内空変位量と天端沈下量の関係

西側の倉真層群は松葉壘層，戸綿泥岩層，天方砂岩層に大別される．松葉壘層は第三紀泥岩としては比較的硬質な泥質岩層であるが，亀裂の多い砂岩層から構成されている．一方戸綿泥岩層や天方砂岩層は松葉壘層に比べて脆弱で，特に戸綿泥岩層は地山強度が著しく劣る事や，スレ・キングしやすい特徴を有している．戸綿泥岩層から天方砂岩層にかけての区間は，下り線TBM掘削実績では導坑変状，TBMの機体拘束，天端崩落等が発生しており，特に戸綿泥岩層の区間は土被りが約250m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いる．

東側の瀬戸川層群は強い褶曲作用による鏡肌を持つ頁岩と砂岩の互層となっており，亀裂が発達した剥落の多い不良地山区間となっている．

3．大断面トンネルの変形特性

本トンネルで得られた計測データをもとに，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把握し，泥岩地山における大断面トンネ

ルの変形挙動の特性について把握する事とした．

(1)内空変位と天端沈下との関係

上半掘削時における内空変位と天端沈下との関係を図-2に，下半掘削およびインバート完了後の最終内空変位と最終天端沈下との関係を図-3に示す．バラツキはあるものの，上半掘削時点において内空変位と天端沈下は概ね支保パターンに関係なく1：0.5の相関関係にあり，天端沈下に比べて内空変位が比較的大きい結果となっている．また，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事を考慮すれば，天端沈下に比べ内空変位が増大する事が予測されるが，下半掘削およびインバート完了後においても内空変位と天端沈下の相関はほとんど変わらない．

(2)天端沈下と脚部沈下との関係

上半掘削時における天端沈下と脚部沈下との関係を図-4に，最終天端沈下と脚部沈下との関係を図-5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事が分かる．これは脚部の沈下にともな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．

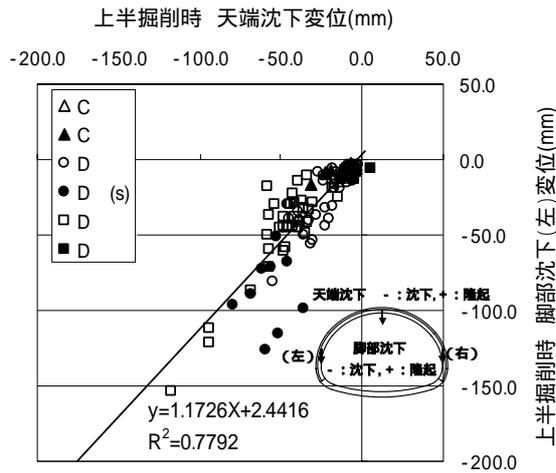


図-4 上半掘削時の天端沈下量と脚部沈下量の関係

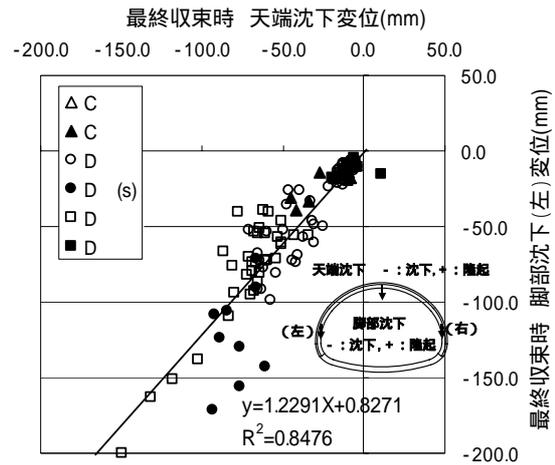


図-5 最終時の天端沈下量と脚部沈下量の関係

以上より、大断面トンネルにおいて内空変位を抑える為には、脚部沈下対策が重要なポイントとなっている事が分かる。

4. 変状区間における対策

内空変位と脚部沈下対策との関係について、本トンネルで変状が大きかった戸綿泥岩区間のうち STA418+50 ~ 420+58.1の地山データ、支保状況および変位量について支保パターン毎に図-7に整理し、支保工応力等の計測結果 (D (S)・D 区間) を表-1にまとめた。

(1)地山データ

戸綿泥岩区間におけるTBM導坑内の天端沈下、内空変位、導坑内変状対策、地山強度比等から、D 区間に比べD (S)およびD 区間は、相対的に地山の性状が悪くなる事が分かる。

(2)支保パターンおよび対策工

上記D, D (S), D の各区間における上半掘削時点の代表的な支保パターンと変状対策工、上半掘削時及び最終変位量 (天端沈下, 脚部沈下, 内空変位) について詳述する。

a) D 区間

D 区間はそれまでの当該トンネルでの施工実績等も加味して、設計要領のD 地山における支保パターンを適用したが、STA418+90付近で上半掘削時に内空変位が最大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等の変状が発生した事から、高耐力ボルトの増し打ちによる脚部ロックボルトの補強を行っ

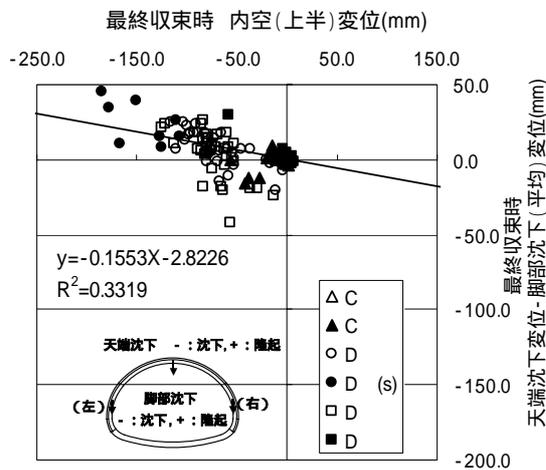


図-6 最終時の(天端沈下量 - 脚部沈下量)と内空変位量の関係

(3)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パ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為には、天端沈下から脚部沈下を引いた値 (天端沈下 - 脚部沈下) と最終内空変位の関係を図-6に示す。

図より、(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 70mm 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、天端沈下-脚部沈下量の絶対値が大きくなるにつれて内空変位は大きくなっている。

た．下半掘削時は、磁歪法^{2),3)}により推定した支保の応力状態及び覆工巻厚の状況等を考慮して、上半脚部を12mのPC鋼棒により事前補強した後、下半に6mのPC鋼棒を打設する支保パターンを採用した．その結果、下半およびインバート掘削における天端沈下はほとんど増加せず、また内空変位についても約20mm程度の増加で収まった．

b) D (S) 区間

D (S) 区間はTBM導坑内からの事前調査結果により、D 区間以上に地山が悪くなる事が予測された為、上半掘削時にはウイングリブ付き鋼アーチ支保工や25cm厚さの吹付けコンクリート等を採用した．しかし、図-7に示すようにSTA419+30付近で左脚部沈下の増大や、表-1に示す様に脚部ロックボルトの耐力オーバーが発生した．

最初は高耐力ボルトによる増しボルトを行ったものの十分な効果が見られなかった．

次に、STA419+71での地中変位測定によればトンネル壁面より約9mの位置まで変位が発生している事が判明したことから、12mのPC鋼棒による脚部補強対策と左脚部のフットパイルを行った．その結果、変位は収束したものの上半掘削において内空変位が最大120mm程度に達した．

下半掘削時には、下半部に6mのPC鋼棒を打設する支保パターンを採用した．その結果、下半およびインバート掘削に伴う内空変位の増分は最大60mm程度に収める事ができた．しかし、このD

(S) 区間においては上半掘削においてすでに100mmを超える内空変位が発生していた事から、最終内空変位量は最大180mmに達した．

最終変位量を抑制する為には、上半掘削時における適切な支保量を採用する事が重要と判断された．

c) D 区間

D 区間では、当該区間の地山状況がこれまでの区間に比べて悪い事や前区間においてPC鋼棒の脚部補強効果が確認できた事から、上半掘削において上半脚部に支保パターンとして6mのPC鋼棒を採用した．内空変位が40mm程度以下に、脚部沈下も60mm以下に収まった為、フットパイル等の脚部沈下対策は必要なかった．

しかし、STA420+02以降では上半脚部をPC鋼棒で拘束した影響により、地山の押出しが肩部に集中し、肩部の吹付けコンクリートにクラックが発生した．支保工応力計測結果からも、表-1に示すように肩部において高耐力ボルトには高い軸力が発生し、一部破断した箇所も確認され、また鋼アーチ支保工も高い応力が発生していた．したがって、下半掘削にともなう更なる応力増加を考慮して、肩部に12mのPC鋼棒を打設して事前補強した後、下半部に6mのPC鋼棒をパターンボルトとして打設した．

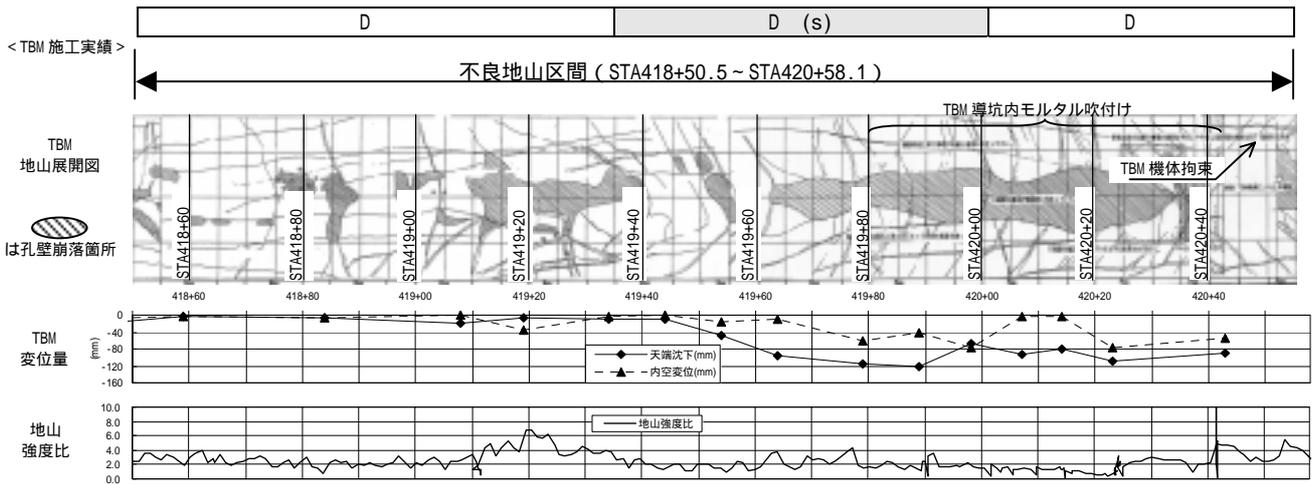
その結果、STA420+00以降は下半・インバート掘削においても内空変位の増加は20mm程度にとどまり、最終内空変位も100mm程度に収まった．

表-1 支保工応力等計測結果一覧

計測項目	測定時期	単位	D (s)区間		D 区間		限界値
			値	発生位置	値	発生位置	
鋼アーチ支保工応力	上半掘削完了時	N/mm ²	359	左肩	605	天端	440
	最終収束値	N/mm ²	456	左肩	750	天端	
吹付けコンクリート応力	上半掘削完了時	N/mm ²	31.3	左肩	16.1	左肩	36
	最終収束値	N/mm ²	34.1	左肩	17.8	左肩	
パターンボルト軸力 (高耐力ボルト)	上半掘削完了時	kN	耐力オーバー	上左脚	耐力オーバー	右肩	290
	最終収束値	kN	耐力オーバー	上両脚	耐力オーバー	右肩	
パターンボルト軸力 (PC鋼棒)	上半掘削完了時	kN	-	-	441	上右脚	748
	最終収束値	kN	耐力オーバー	下左脚	572	上右脚	
増打ちPC鋼棒軸力 (L=12m)	上半掘削完了時	kN	375	上左脚	-	-	748
	最終収束値	kN	992	上左脚	-	-	
地中変位	上半掘削完了時	mm (m)	95.9 (9)	上左脚	41.5 (9)	左肩	-
	最終収束値	mm (m)	135.2 (9)	上左脚	62.7 (9)	左肩	

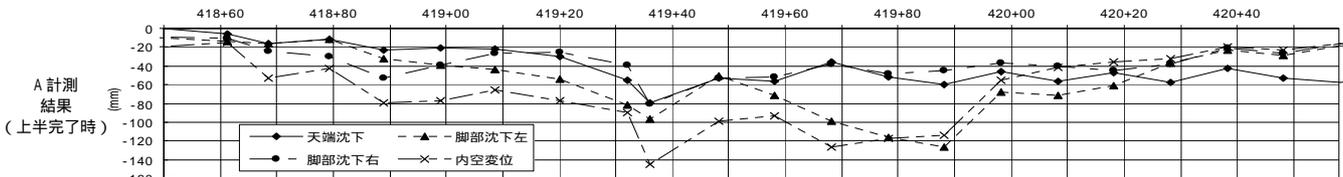
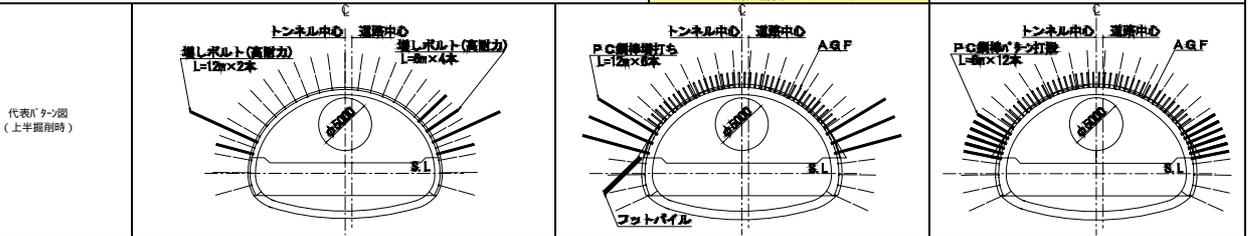
・地中変位における()内の数値は地中変位が生じ始めている位置(トンネル壁面からの距離)を示す．

・各支保部材において耐力をオーバーしても数値が表示されているものもあるが、その発生応力・軸力値は参考値である．



< 上半施工実績 >

実施バタン		仕様				D				D (s)				D	
支保バタン (上半)	鋼アチ支保工	降伏点: 440N/mm ²	HH-154	HH-154	HH-154	HH-154	HH-200 (クングリ)	HH-200 (クングリ)	HH-200 (クングリ)	HH-200 (クングリ)	HH-200 (クングリ)	HH-200 (クングリ)	HH-200 (クングリ)	HH-200 (クングリ)	HH-200 (クングリ)
	吹付けコンクリート	36N/mm ²	t=200	t=200	t=200	t=200	t=250	t=250	t=250	t=300	t=300	t=300	t=300	t=300	
	ロケル 肘		19本 (290kN)	19本 (290kN)	19本 (290kN)	19本 (290kN)	6本 (170kN)	6本 (290kN)	20本 (290kN)	26本 (290kN)	14本 (290kN)	12本 (PC 鋼棒)			
	その他						根固めコンクリート (両側)								
追加対策工	増設 肘 (高耐力)		2本 (L=6m)	2本 (L=6m)	3本 (L=6m)	7本 (L=6m)	20本 (L=6m)	20本 (L=6m)	20本 (L=6m)	AGF 114.3 L=12.5m@500					
	根固めコンクリート				右側	両側									
	フットパイル	114.3mm L=3.77m					左側	左側	左側						
	その他									PC 鋼棒増打ち L=12m×6本					



< 下半施工実績 >

下半掘前事前対策工		PC 増打ち (側部) L=12m×6本				() 上半掘前時に PC 鋼棒増打ち済み				PC 鋼棒増打ち (肩部) L=12m×8本	
支保バタン (下半)	鋼アチ支保工	降伏点: 440N/mm ²	HH-154	HH-154	HH-154	HH-200	HH-200	HH-200	HH-200	HH-200	HH-200
	吹付けコンクリート	36N/mm ²	t=200	t=200	t=200	t=250	t=250	t=300	t=300	t=300	t=300
	ロケル 肘		6本 (PC 鋼棒 L=6m)	6本 (PC 鋼棒 L=12m)	6本 (PC 鋼棒 L=6m)	8本 (PC 鋼棒 L=6m)	8本 (PC 鋼棒 L=6m)	8本 (PC 鋼棒 L=6m)	8本 (PC 鋼棒 L=6m)	8本 (PC 鋼棒 L=6m)	8本 (PC 鋼棒 L=6m)

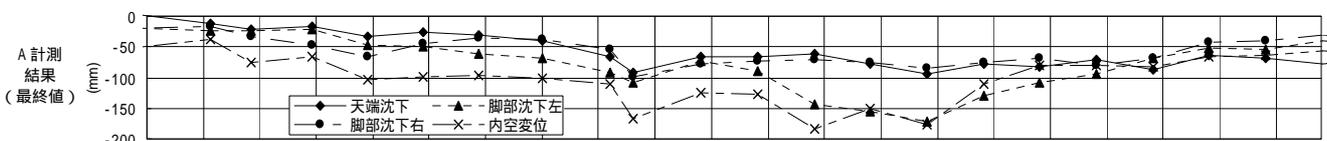
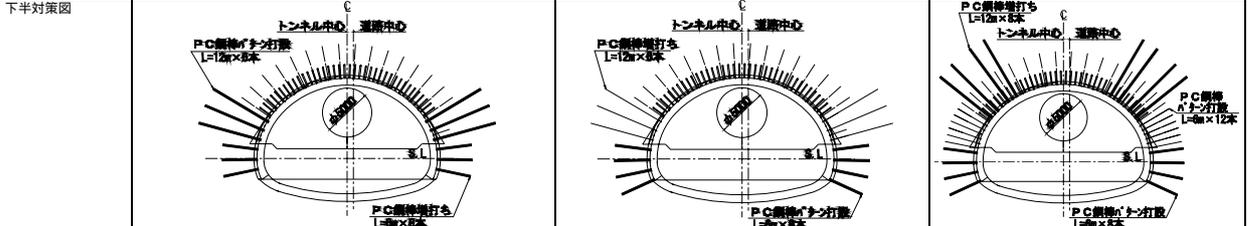


図-7 戸綿泥岩区間 (STA418+50.5 ~ 420+58.1) における施工データ

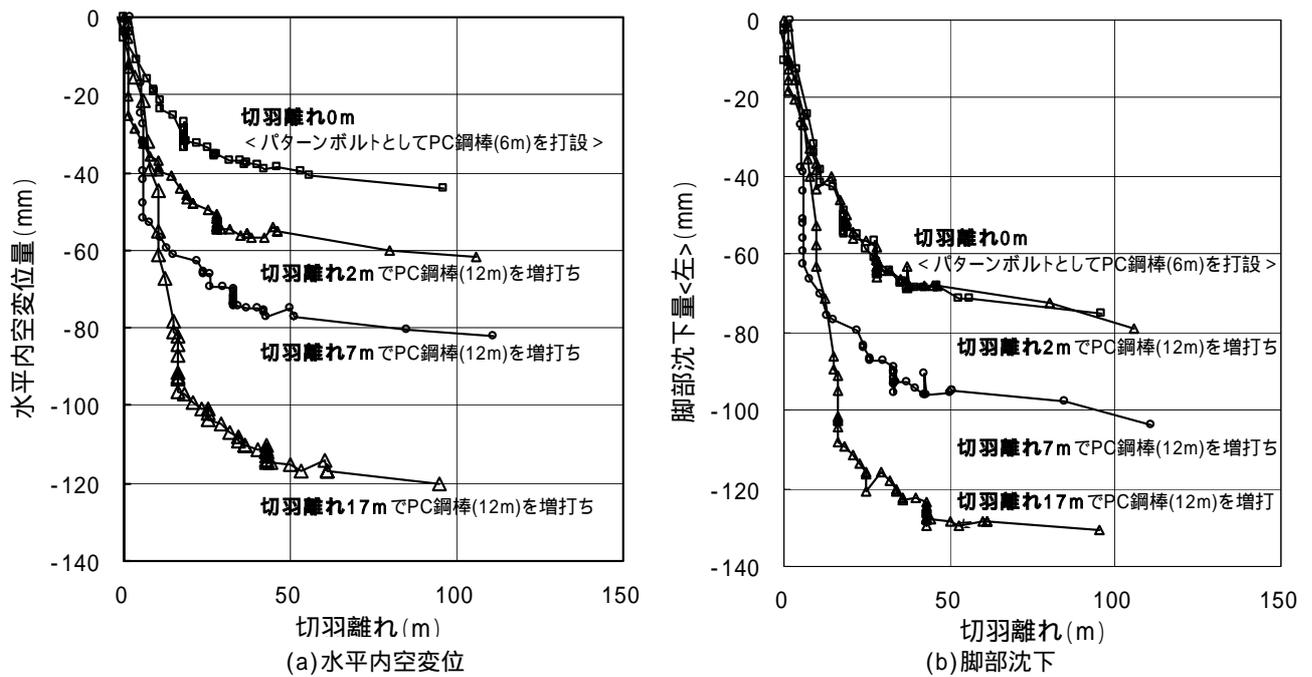


図-8 PC鋼棒の打設位置と変位収束状況（上半掘削時）

5. PC鋼棒の効果の検証

(1) PC鋼棒の変位抑制効果

本トンネルにおけるPC鋼棒の打設時期と、内空変位および脚部沈下量との関係を図-8に示す。

上半脚部へのPC鋼棒の打設によって、内空変位を抑制するとともに脚部沈下の抑制効果もあり、なるべく切羽に近い時期に打設する事によって、その抑制効果はより高まる事が分かる。これらの事から、PC鋼棒は本トンネルのような高土被りの泥岩地山で変形が大きくなる大断面トンネルにおいて、有効な支保部材であるといえる。

PC鋼棒と高耐力ロックボルトの特性を表-2に示す。PC鋼棒は同じ軸力に対して高耐力ロックボルトの1/2の伸びしか発生しない事が分かる。これは地山の变形が同じであると仮定すれば、高耐力ボルトに比べPC鋼棒の方が地山の拘束力が高いと考える事ができる。

桜井による一軸圧縮強度と限界ひずみの関係⁴⁾より、トンネルが不安定となりえる限界ひずみ量は一軸圧縮強度が10MPa～30MPaの場合で0.5%程度の壁面ひずみ(内空変位量/トンネル掘削径)となる。

D (S) 区間においては、最終内空変位量が180mmに達し、壁面ひずみが1.0%を上回る変位が観測されており、周辺地山の塑性化が進みトンネルの安定性が懸念される状態であったと言える。一方、D, D 区間においては、最終内空変位量が90mm前後と壁面ひずみで0.5%以内の値となっており、安

定性が確保されているものと考えられる。

図-9, 10にD (S), D 区間の地中変位切羽離れ図を示す。D (S) 区間については(図-9)、掘削当初より計測点において壁面方向と逆の変位を示す傾向が見られる。これは、計測上固定点と仮定している12.0m位置において、壁面方向に変位が発生している為、相対変位として壁面方向と逆方向の変位を示しているものと考えられる。壁面部近傍において非線形的な変位形態を示している事からも、緩み領域がトンネル壁面深部まで進展している事を示している。D 区間においては(図-10)、PC鋼棒の打設範囲である壁面から6.0m範囲内では、トンネル掘削に伴う地中変位の発生が弾性的な挙動を示している。これは、ロックボルトにPC鋼棒を採用する事で高い拘束力を地山に与え主応力差を小さくする事により、緩みを抑制できたものと考えられる。

表-2 PC鋼棒と高耐力ボルトの特性

	PC鋼棒	高耐力ボルト
径	32mm	24mm
耐力	748kN	297kN
断面積	804.2mm ²	433.1mm ²
弾性係数	210kN/mm ²	210kN/mm ²

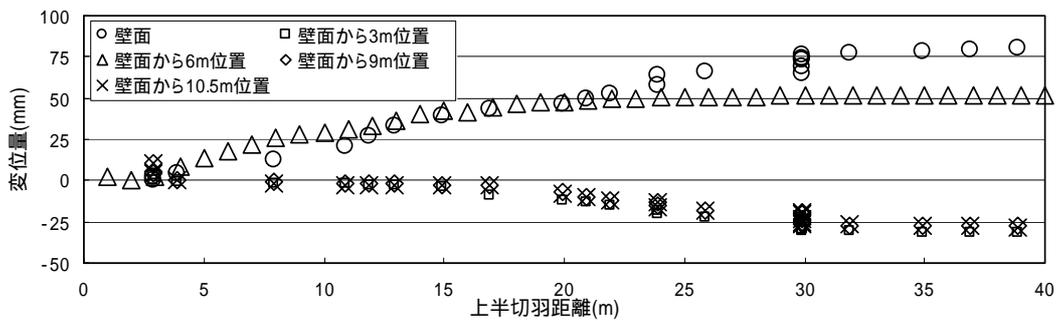


図-9 D (S) 区間地中変位切羽離れ図

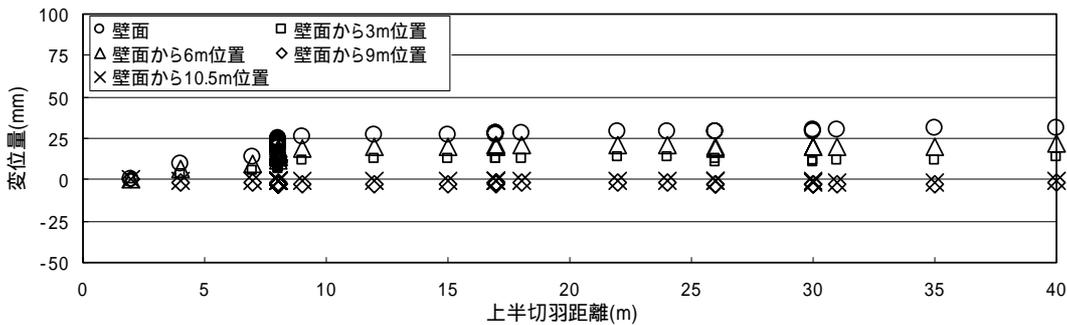


図-10 D 区間地中変位切羽離れ図

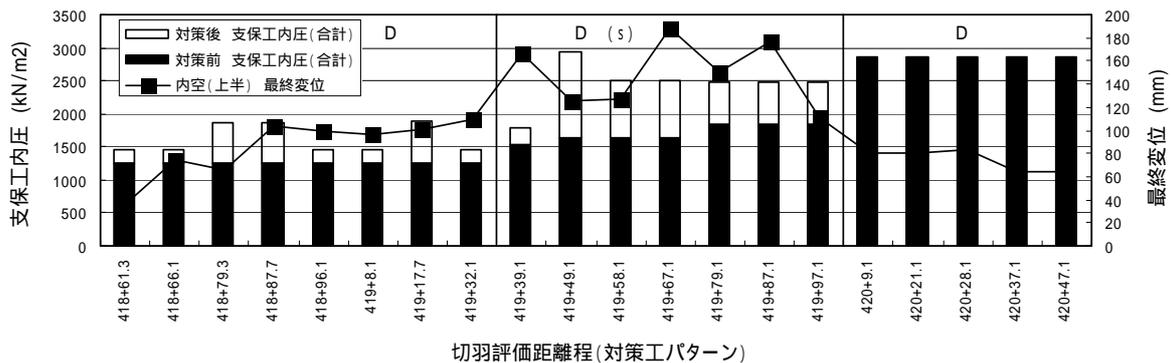


図-11 支保内圧-内空最終変位

(2) トンネルの変形挙動と支保工との関係

NATMにおいては吹付けコンクリートやロックボルト等は地山と一体となってトンネルの安定を確保する為の重要な支保部材として位置付けられている。一般的にはトンネルの地山が良好な場合は、一軸状態で圧縮した場合のピーク強度時のひずみは0.2~0.3%程度であり、これ以内の変位量であれば亀裂等の影響を除くと地山自体は弾性変形の領域にあると考えられる。

しかし、地山の弾性係数や圧縮強度、粘着力、内部摩擦角等の力学特性によっては、大きな変形が発生する事が知られている⁵⁾。本トンネルの戸綿泥岩部のように地山強度比が小さく、亀裂等の不連続面に粘土等が存在すれば、トンネル周辺には塑性領域が形成され変形量が増加する事から、変形量を一定限度以下に抑える為に掘削面を押さえる、すなわち支保内圧を与える事が必要になる⁶⁾。

図-11および図-12は、トンネルの変形挙動と支保

工との関係を見る為に、内空変位と支保内圧¹⁾との関係をグラフに表したものである。この図から、支保工はパターンとして切羽直近で施工する事によって、内空変位の抑制に対する効果が高い事が分かる。また、支保工内圧の中でもロックボルトが内空変位の抑制に大きな役割を果たしている事が確認できる。

大断面トンネルでは、通常の二車線トンネルに比べて、上半掘削にともなう上半脚部の応力の集中が見られ、脚部の補強がトンネル安定性の確保の為に重要な要素となる。

本トンネルでは土被りが大きく地山強度の低い区間において、PC鋼棒をロックボルトとして打設する事によって、脚部沈下や内空変位の抑制効果が高い事が確認された。特に、切羽直近でパターンとして打設すれば、変位状況を計測しつつ追加対策する場合に比べて、ボルト長さも短くできる事から、効率的で経済的な施工が可能となった。

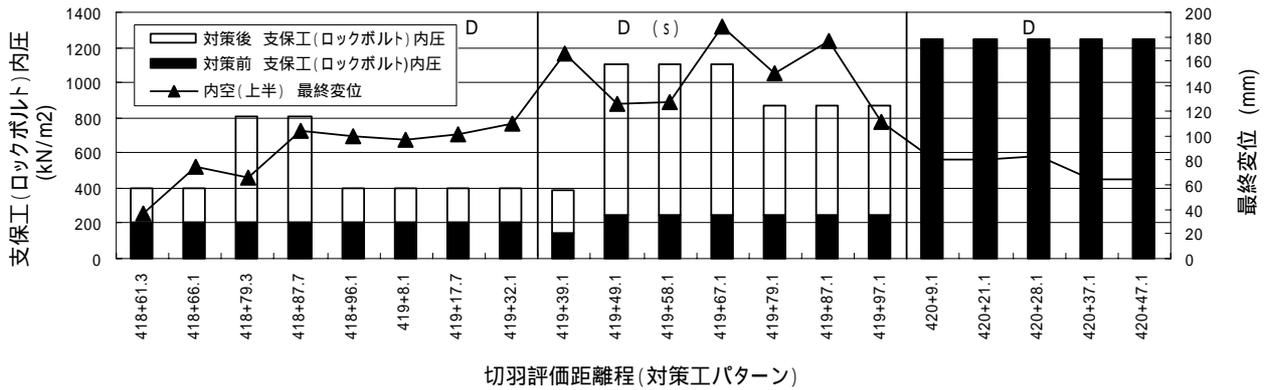
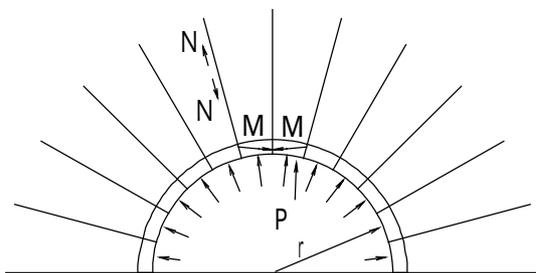


図-12 支保内圧(ロックボルトのみ) - 内空最終変位



吹付け, H鋼の軸力 $P_1, P_2 = \text{軸力} / \text{半径}$
 ロックボルトの軸力 $P_3 = \text{ロックボルト軸力} / \text{分担面積}$
 総内圧量 $= P_1 + P_2 + P_3 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

図-13 支保工への作用力と内圧力の関係¹⁾

6. まとめ

第二東名トンネルのように大断面トンネルの場合、掘削初期における変位速度も大きく塑性範囲も急激に拡大する事から、切羽の観察や計測結果を迅速に整理・検証し、地山の力学特性に応じた適切な対応が重要となる。さらに上半掘削時点の閉合されていない状態では、上半脚部において横からの押し出しに対して支保工の耐力はかなり小さく、地山の变形を抑制する為に十分な対策が必要である。

本論文では、大断面トンネルの拡幅掘削にあたっての変形特性と、高土被りの泥岩地山における支保部材としてのPC鋼棒の適用性について、計測結果を基に検証を行った。本計測によって得られた知見を要約すると以下のとおりになる。

大断面トンネルの変形挙動の特性として、天端沈下と内空変位の相関に加えて、天端沈下と脚部沈下の相関も高く、共下がりの傾向がみられる。

掘削に伴う上半脚部の応力集中がみられる事が

ら、上半脚部の地山補強による内空変位の抑制がトンネルの安定にとって重要である。

適切な支保内圧を切羽位置で与える事により、上半脚部の地山の主応力差を小さくし、内空変位と脚部沈下を抑制する事ができる。この為の手段として、PC鋼棒をパターンボルトに用いる事が効果的であった。

高土被りの泥岩トンネルにおいて、耐力と軸剛性に優れるPC鋼棒は、特に応力の集中する脚部に打設するロックボルトとして、高い拘束力を発揮する適用性の高い支保部材といえる。

参考文献

- 1) 日本道路公団設計要領第三集トンネル(1)トンネル本体内工(第二東名・名神高速道路)
- 2) 芥川真一他：磁歪法によるトンネル支保構造部材の応力測定の可能性について、土木学会トンネル工学研究論文・報告集第12巻, pp.247 - 252, 2002年11月
- 3) 芥川真一他：磁歪法によるトンネル支保構造部材の曲げ加工後の応力測定、土木学会トンネル工学研究論文・報告集第12巻, pp.253 - 256, 2002年11月
- 4) 桜井春輔：トンネル工事における変位計測結果の評価法、土木学会論文報告集第317号, pp.93 - 100, 1982年1月
- 5) 竹林亜夫；内空変位の大きいトンネルの周辺地山物性に関する研究、トンネル工学研究論文・報告集第12巻, pp.17-24, 2002年11月
- 6) 福島啓一著；わかりやすいトンネルの力学、土木工学社, pp.112-118, 1994年9月