

押出し性地山における早期閉合双設トンネルの挙動特性

桐山 昭吾¹・大嶋 健二²・浅野 彰夫³・楠本 太⁴

¹中日本高速道路(株) 名古屋支社 豊川工事事務所長 (〒442-0802 愛知県豊川市麻生田町茶木畑101)
E-mail:s.kiriyama.aa@c-nexco.co.jp

²中日本高速道路(株) 名古屋支社 豊川工事事務所工事長 (〒442-0802 愛知県豊川市麻生田町茶木畑101)
E-mail:k.oshima.aa@c-nexco.co.jp

³正会員 清水建設(株) 名古屋支店 土木部 (〒460-8580 愛知県名古屋市中区錦1丁目3番7号)
E-mail:akki@shimz.co.jp

⁴正会員 清水建設(株) 地下空間統括部担当部長 (〒105-8007 東京都港区芝浦1丁目2番3号)
E-mail:kusumoto@shimz.co.jp

鳳来トンネルは、脆弱で自立度の低い断層破碎帯や大規模な地質不良部を通過する双設トンネルである。この区間の地山強度比は1を下まわり、標準パターンDIIで施工を開始したところ、過大な変位が発生、支保部材が変状し、縫返しを余儀なくされた。このため、吹付けコンクリートに作用する土圧を推定、厚肉円筒理論を用いて必要支保耐力を算定し、これに基づいて高耐力のトンネル支保構造を設計した。トンネル掘削は、切羽から1D(Dは掘削幅)以内で早期閉合する補助ベンチ付き全断面掘削を採用し、非常用設備のための箱抜き掘削を行いながら施工した。

その結果、変形余裕の範囲内でトンネル支保構造体の力学的安定が確保でき、この方法の有効性が示された。また、箱抜き掘削を行った早期閉合トンネルの力学挙動特性が明らかになった。

Key Words : squeezing earth pressure, thick cylinder theory, support strength, early-closed tunnel

1. はじめに

鳳来トンネルは、トンネル壁面の離隔が19mの双設トンネルである。東坑口から約650m位置に、地山強度比が1を下まわる脆弱で粘土質の大規模な地質不良地山が出現し、標準パターンDIIで掘削を開始したところ、過大な変位が発生、また消火栓などの非常用設備のための箱抜き掘削や双設トンネルの影響が現れ、支保工の変状などが発生し、縫返しを余儀なくされた。

この対応として、地山強度比から吹付けコンクリート作用土圧を推定し、これの保持を可能とする高耐力のトンネル支保構造を設計し、補助ベンチ付き全断面掘削の早期閉合を採用して、トンネルの力学的安定を確保した。箱抜き部は、掘削幅が最大5mの箱抜き掘削となり、これがトンネルの安定におよぼす影響は不明で、挙動予測は不確かであるなどから、計測工A,Bによる動態計測を行いながら切羽から約3~4D(Dは掘削幅)後方位置で、支保構造体の側部を箱抜き掘削した。

その結果、地山強度比が1を下まわる強度不足や押出し性地山における早期閉合トンネルの設計、施工法の有

効性および箱抜き掘削した早期閉合トンネルの挙動特性とトンネル双設の影響が明らかになった。

2. 工事概要

新東名高速道路鳳来トンネルは、新東名高速道路の引佐JCTと豊田東JCT間の引佐側に位置し、掘削断面積約110m²、上り線2513m、下り線2464mの双設トンネルである。トンネル工事は、平成21年9月より東坑口側から掘削を開始し、先行した上り線は、6月末時点で、東坑口から1,560m地点を掘削中である。下り線は、平成22年1月より掘削を開始し、東坑口から1,066m地点を掘削中である。

3. 地質概要

鳳来トンネル上り線の地質縦断図を図-1に示す。鳳来トンネルは、中央構造線の南側1.5kmに位置し、地質は

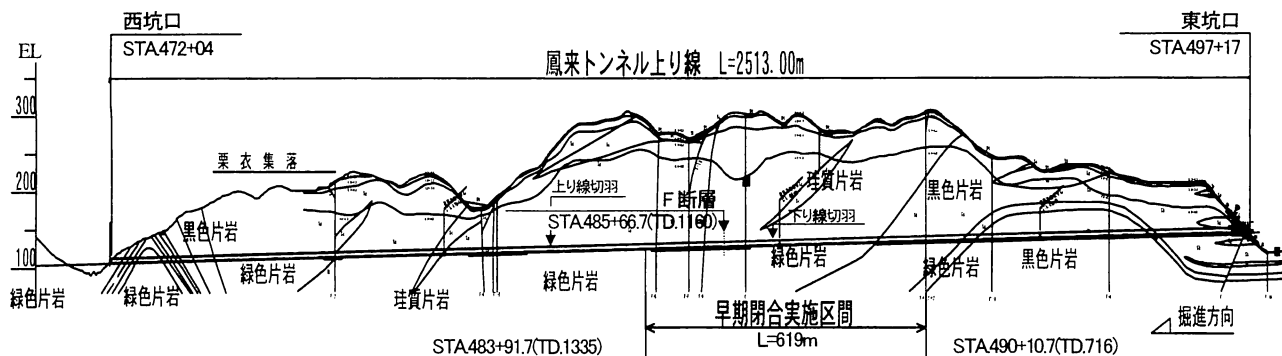


図-1 地質縦断図（鳳来トンネル上り線）

中生代白亜紀前期の三波川帯に属し、泥質の黒色片岩、塩基性の緑色片岩が主体である。この中に、地山強度比が1を下まわり、押し出し性を有する脆弱で自立度の低い粘土質の断層破碎帯や大規模な地質不良部が、STA.491+20付近からトンネル軸方向約730mにわたり出現した。

ここでの土かぶり高は150mと大きく、地山強度比は1以下である。

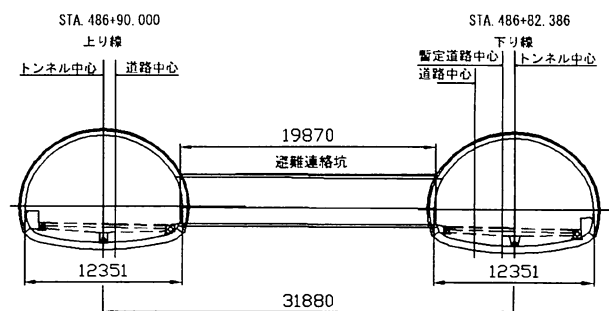


図-2 上り線下り線のトンネル位置関係

4. 標準パターンによる施工

(1) 施工状況

上り線と下り線の離隔は、図-2 に示すように、19mである。トンネル掘削は、東坑口側から西側に向かって上り線を先行し、4ヶ月後に下り線の掘削を開始した。上り線測点 STA.486+90 のトンネル断面は、下り線測点 STA.486+82 と同じ横断面に位置する。

先行した上り線では、泥質の黒色片岩が占める STA.491+40(TD587)付近を、表-1に示す標準パターンCⅡ-a-B(H)、DⅡ-a-B(H)を用いて、補助ベンチ付き全断面工法の爆破方式で掘削をしていると、STA.490+80付近より滑石（粘土）を伴う変質帯が出現し、初期変位速度は10mm/dayを超えるようになり、トンネル支保構造体は不安定に推移した。このため、ロックボルトの増打ちによる補強工をおこなった。さらに、表-2、図-3に示すような変形余裕量を10cmと15cmとする標準パターンDⅡを設計し、補助ベンチ付き全断面工法の爆破掘削で再開した。

このDⅡ-a-B(H)AとDⅡ-a-B(H)Bによる施工延長は、それぞれ約20mと約30mである。ここでの初期変位速度とトンネル変位を、図-4に示す。初期変位速度は20mm/dayを超え、トンネル変位は100mmを超えるようになり、収束傾向は見られず、必要内空断面の確保が困難になり、トンネル支保構造部材の一部は変状し、縫返し施工を余儀なくされた（写真-1）。

表-1 標準パターンCⅡ、DⅡ支保構造仕様

支保パターン名	CⅡ-a-B(H)	DⅡ-a-B(H)
1掘進長	1.20m	1.00m
変形余裕量	—	—
支保部材	吹付け厚	10cm
	圧縮強度(f'_{ck})	36N/mm ²
	鋼アーチ支保工	H-125
	ロックボルト	L=4m,290KN,14本

表-2 標準パターンDⅡ支保構造仕様

支保パターン名	DⅡ-a-B(H)A	DⅡ-a-B(H)B
地山強度比	0.3<<1.0	
1掘進長	1.00m	1.00m
変形余裕量	10cm	15cm
支保部材	吹付け厚	20cm
	圧縮強度(f'_{ck})	36N/mm ²
	鋼アーチ支保工	H-150
	ロックボルト	L=6m,290KN,17本

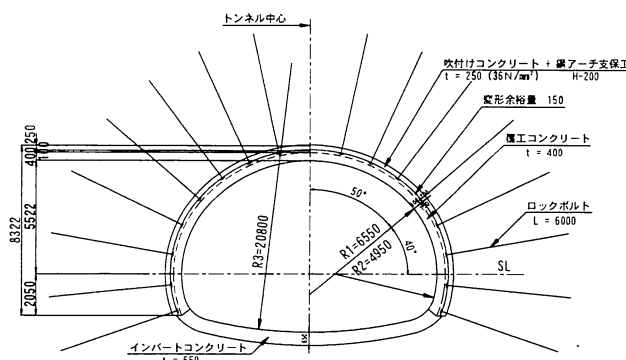


図-3 支保パターン（DⅡ-a-B(H)B）

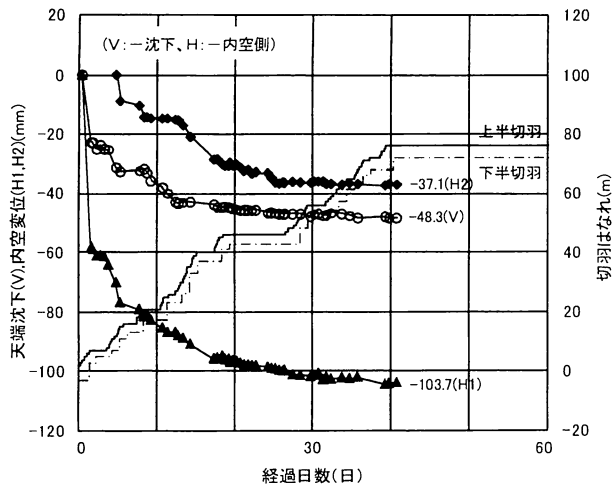


図-4(1) トンネル変位経時変化

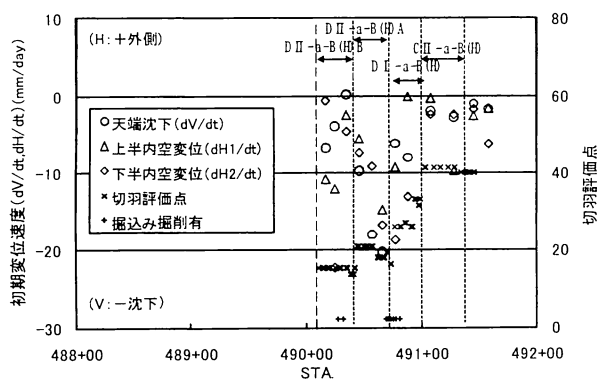


図-4(2) 初期変位速度 (CII, DI, DII)

2) 押し出し性土圧の推定

トンネル支保構造部材が変状し、過大な変位が発生した地山等級 DII の力学特性は、代表物性値として、表-3 のようにあらわされる。また、早期閉合トンネル施工事例から、地山強度比と吹付けコンクリート軸応力から推定した作用土圧の土かぶり相当高 H の関係は、図-5 のようである¹⁾。

この図から、地山強度比が0.3で代表される粘土質の断層破砕帯や大規模な地質不良部における早期閉合トンネルの吹付けコンクリートには、土かぶり高さで $H=60$ m 相当の土圧作用が推定される。

5. 早期閉合パターンによる施工

(1) 高耐力支保構造概要

地山強度比が0.3の押し出し性地山における早期閉合トンネル吹付けコンクリートには、土かぶり60m相当の土圧作用を想定し、厚肉円筒理論²⁾を用いて必要支保耐力を算出した(図-6)。これを参考にして、高耐力の早期閉合トンネルを設計した(表-4、図-7)。

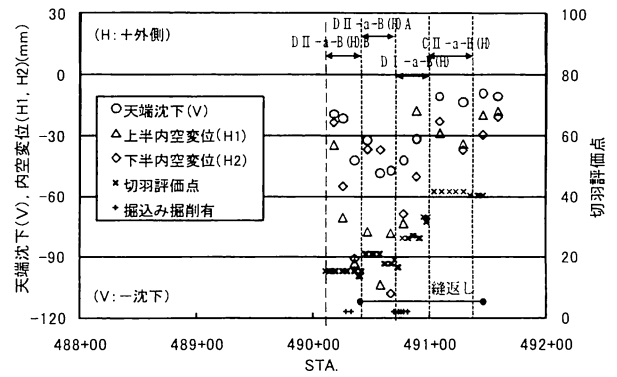


図-4(3) トンネル変位 (早期閉合実施前)

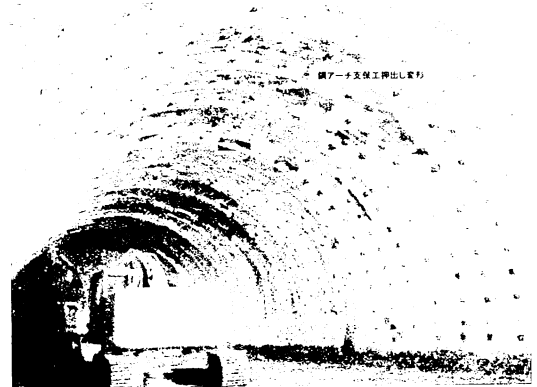


写真-1 トンネル支保構造の変状

表-3 DII 地山の力学特性

パラメータ	数値	備考
切羽評価点	20点以下	
初期変位速度	10mm/day 以上	D I の標準施工
一軸圧縮強度 q_u	0.8N/mm ²	0.4~0.8N/mm ²
単位体積重量 γ	20kN/m ³	代表値
土盛り高 h	150m	平均値
地山強度比	0.3	$=q_u/\gamma h$

(q_u : 針貫入試験からの換算値)

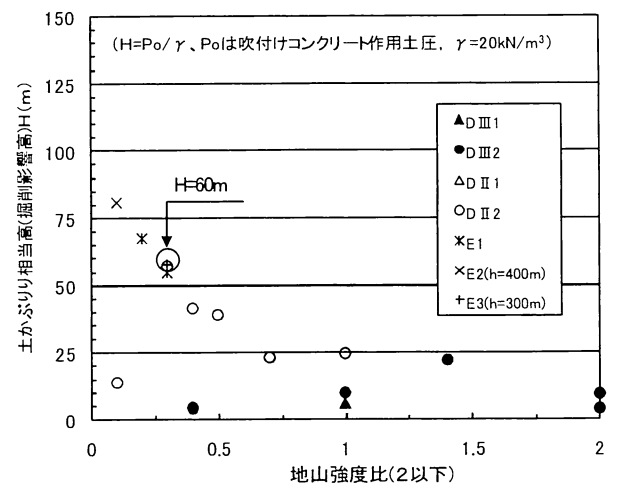


図-5 地山強度比と作用土圧の土かぶり相当高 H

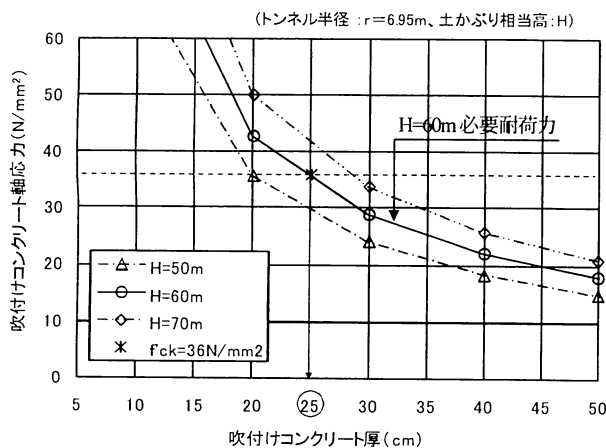


図-6 吹付けコンクリート必要耐荷力

表-4 早期閉合トンネル概要

支保パターン名	DⅡ-a-B(H)C	
地山強度比	0.3< <1.0	
1掘進長	1.00m	
変形余裕量(上・下半)	10cm	
支保部材	吹付け厚	25cm
	圧縮強度 (f_{ck})	36N/mm ²
	鋼アーチ支保工	H-200(SS400)
	ロックボルト	L=6m, 290KN, 17本
閉合部材	構造部材	上・下半と同様
	構造半径比 R3/R1	2.00
	早期閉合距離 Lf	9~12m

早期閉合構造部材は、上・下半と同様である。構造半径比 R3/R1 は、地山強度比が 1 以下であることから 2.0 を採用する。また、初期変位速度が速いので、早期閉合までの間の変形余裕として 10cm を考慮する。

(2) 補助工法

地山強度比 <0.5 で $q_u<2N/mm^2$ の脆弱地山では、天端付近の崩落や切羽崩壊が生じやすい³⁾ので、掘削補助工は表-5 に示す鏡吹付けを基本とし、地山性状に応じて選択、支保施工までの間の掘削面の自立を確保する。

(3) 早期閉合トンネル施工方法

早期閉合施工概要は、図-8 に示す。早期閉合距離 Lf は、上半切羽から 1D(D は掘削幅) 以内の Lf=9~12m である。早期閉合施工単位 Lc は、施工性と施工速度を考慮し、Lc=3m とする。上・下半掘削は、補助ベンチ付き全断面工法の爆破掘削とし、1掘進長 1m で 3m 進行する。その後、インバートを 1 度に 3m 掘削・整形、インバート支保工 3 基設置、吹付けコンクリート 3 間吹付け、掘削ずりでインバート部 3m の仮埋戻しを行い、早期閉合を完了する。早期閉合と上・下半掘削は、交互施工である。

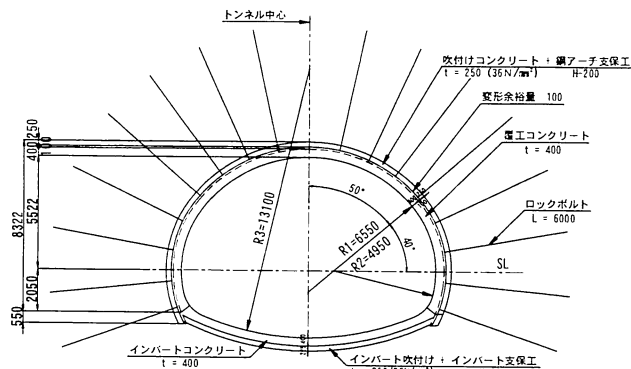


図-7 高耐力支保構造概要 (DⅡ-a-B(H)C)

表-5 補助工法仕様

補助工法	仕様
長尺先受け工	$\Phi 114.3, t=6, L=12.5m$ 上半 120°, p=600, 刈ガジン
鏡吹付け	t=5cm

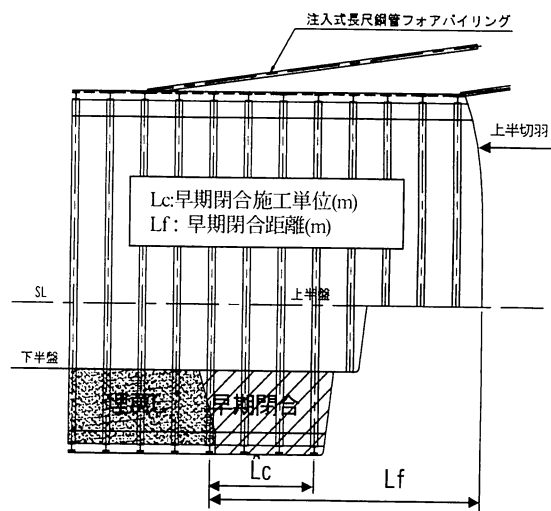


図-8 早期閉合施工概要

表-6 大型箱抜き工概要

種別	消火栓	非常用電話
寸法		

非常用設備のための箱抜き掘削は、表-6 に大型箱抜き工概要に示すように、トンネル軸方向に最大 5m の箱抜き掘削となり、これが早期閉合トンネルの安定におよぼす影響は不明、挙動予測は不確かであるなどから、早期閉合トンネルにおいても標準的な施工法で箱抜き掘削を行うことにした。

早期閉合施工の選択は、初期変位速度で判断する。初期変位速度が20mm/dayを超え、トンネル変位が不安定に微増する場合は、早期閉合を採用する。初期変位速度が10mm/dayを下まわり、早期閉合距離をL_f≧12mに遅らせても、トンネル変位が収束傾向を示す場合は、標準パターンに移行する。

(4) 計測工概要

早期閉合トンネル設計の照査と力学挙動特性の把握を目的に、計測工 A,B を実施した。計測工 A 断面は、トンネル進行方向約 10m 間隔に設け、1 断面当たり測点数は 5 点とし、三次元自動測量・計測システムを用いて、吹付けコンクリート表面に取付けた測点の鉛直・水平方向変位を 12～24 時間毎に自動測定する。計測工 B は、図-9 に示すように、支保部材応力測定を基本とする計器配置とする。上り線計測工 B 断面は、先行上り線の早期閉合開始直後の STA.490+9.7(TD.717)と F 断層の STA.485+66.7(TD.1160)の 2 断面を設ける。計測工 B 断面位置の現切羽からの離れは、表-7 に示すとおりである。

(5) 施工状況

早期閉合パターン DⅡ-a-B(H)C の施工は、L_c=3m とし、上半切羽から L_f=9m で早期閉合を行っている（写真-2）。この区間では、掘削面の自立度に応じて、掘削補助工に注入式長尺先受け工を採用し、支保施工までの間の掘削面の自立を確保し、確実な施工を可能にしている。先行する上り線の早期閉合は、延長約 620m で実施した。そのうちの 144m 間は、注入式長尺先受け工を併用した。掘削進行は、早期閉合区間において月進行で約 80m、注入式長尺先受け工併用区間で月進行約 60m であった。後行下り線は、早期閉合パターン DⅡ-a-B(H)C で掘削中である。地質状況は、上り線より脆弱で、切羽面の崩落などが多く発生している。

(6) 早期閉合トンネル挙動特性

上り線掘削時の初期変位速度と掘削後のトンネル変位は、それぞれ図-10、図-11 に示す。後行下り線切羽が STA.486+82 における上り線トンネルへの掘削影響は、上り線トンネルの変位増分としてあらわすと、図-12 のようになる。

これらから、以下のことがいえる。

- ①早期閉合距離を L_f=9m とする上り線掘削時天端沈下の初期変位速度 dV/dt は、最大11mm/day である。上半測線の初期内空変位速度 $dH1/dt$ は、最大24mm/day となり、下半測線 $dH2/dt$ の15mm/day に比べて大きい。
- ②上り線掘削後の天端沈下Vは、最大約40mm沈下する。上半内空変位H1は、最大約60mm内空側に変位

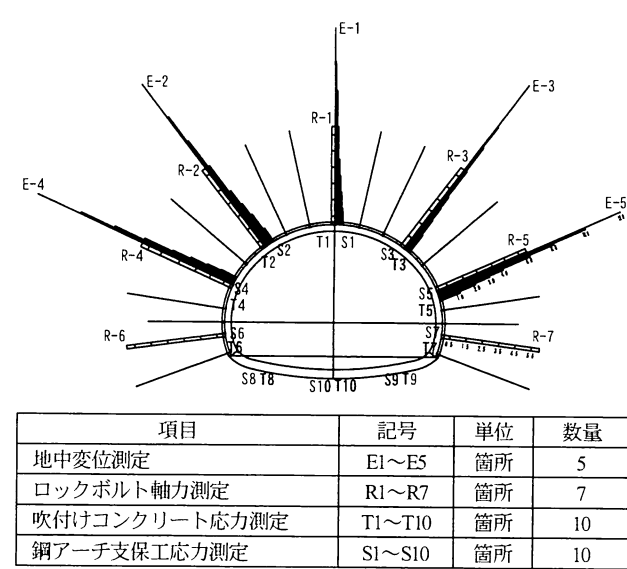


図-9 計測工 B 計器配置概要

表-7 現切羽からの計測工 B 断面の離れ

計測工 B 位置 ルート	STA.490+9.7 (TD.717)	STA.485+66.7 (TD.1160)
先行上り線	842m	399m
後行下り線	367m	-65m

(平成 23 年 6 月末現在)



写真-2 早期閉合施工状況 (L_f=9m L_c=3m)

する。

- ③下り線掘削による上り線天端沈下の増分 ΔV は、最大約15mm 増加する。下半内空変位の増分 ΔH2 は、最大約12mm 内空側に増加する。
- ④天端沈下 V、内空変位 H1,H2 の初期変位速度が連続して10mm/day を下まわった STA.483+80 以奥では、早期閉合を遅らせ、収束性を確認した後に、STA.483+28 から標準パターン DⅠ-a-B(H)による掘削に切り替えた。

以上から、先行上り線の早期閉合トンネルは、下り線の掘削影響を受けトンネル変位は増加するが、変形余裕量10cmの範囲内で収束した。

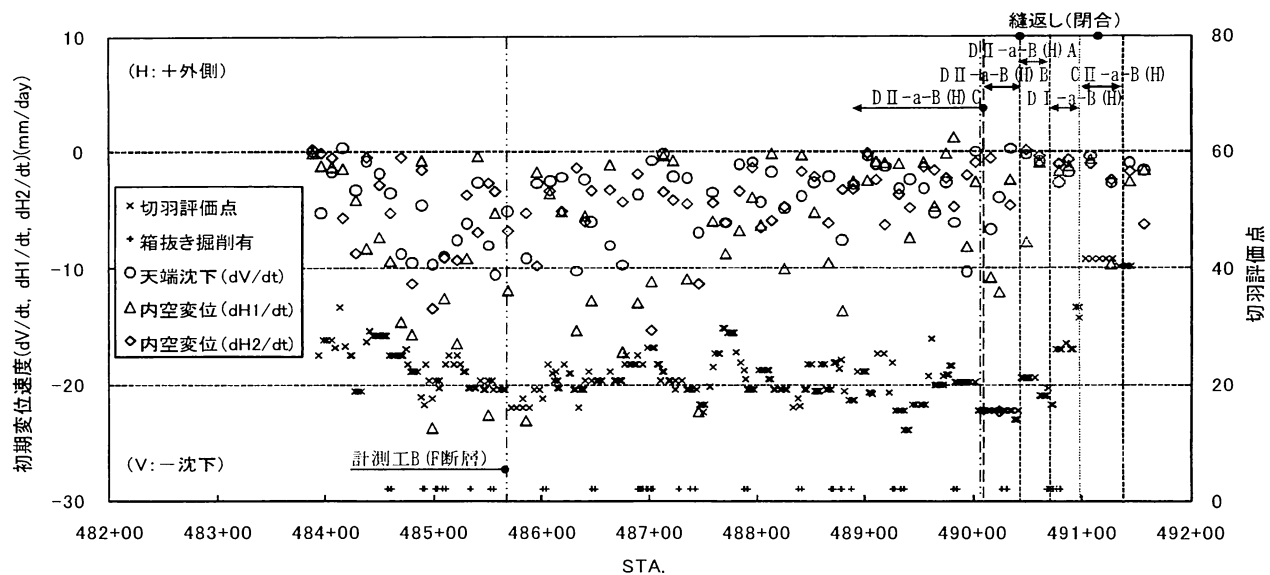


図-10 上り線初期変位速度

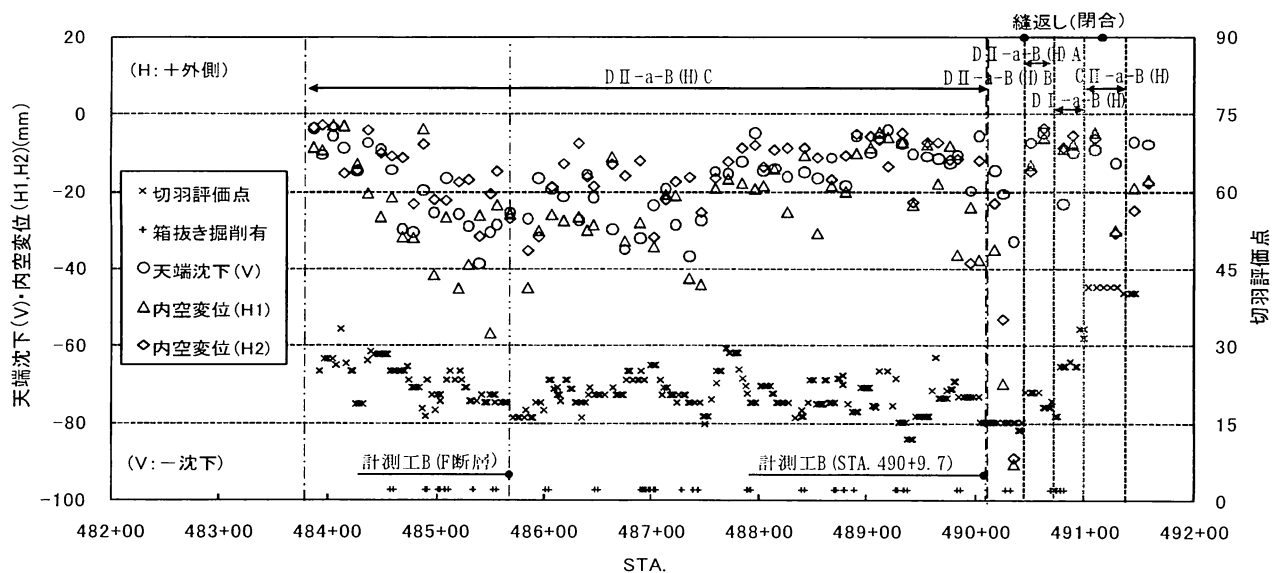


図-11 上り線トンネル変位(上り線掘削後)

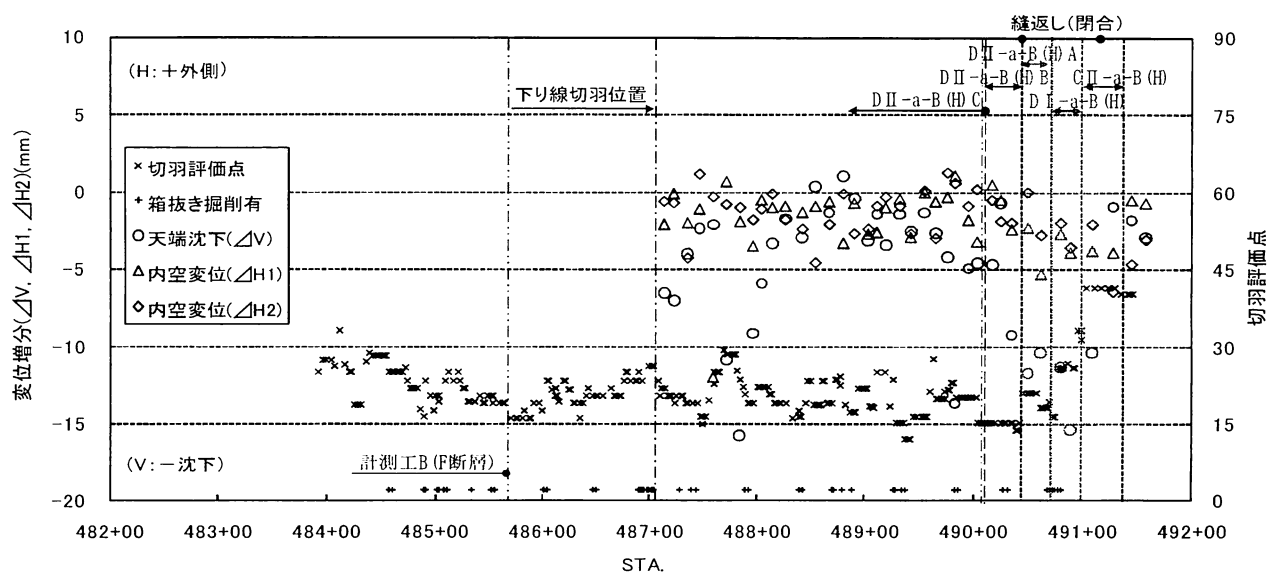


図-12 先行上り線トンネル変位増分(後行下り線の掘削影響)

(7) 早期閉合トンネルの安定性

早期閉合開始直後の STA.490+9.7(TD.717)および後行下り線切羽前方で掘削影響が少ない上り線 F 断層 STA.485+66.7(TD.1160)における吹付けコンクリート軸応力と鋼アーチ支保工縁応力は、増分比とともに、それぞれ図-13、図-14に示す。

これらから、以下のことがいえる。

- ①上り線掘削後の吹付けコンクリート軸応力の最大値は、STA.490+9.7で、約 23N/mm^2 の圧縮である。F 断層では、下り線切羽がこの横を通過していないが、 27N/mm^2 の圧縮であり、設計基準強度 36N/mm^2 の 75%の応力状態で安定する。
- ②吹付けコンクリートへの下り線の掘削影響は、下り線側の SL から肩部にかけて現れ、最大約 1.3 倍増加する。インバート中心では、1/2に低下する。
- ③鋼アーチ支保工縁応力は、双設影響の有無に関わらず、内空側、地山側ともに降伏強度を超え、高い曲げ圧縮応力が発生する。しかしながら、吹付けコンクリートによる変位拘束を受け、支保部材としての健全性は確保できている。
- ④鋼アーチ支保工への下り線の掘削影響は、この縁応力は最大約 2.3 倍増加し、双設影響は吹付けコンクリートより大きく受ける。

以上から、先行上り線の早期閉合トンネルは、下り線の掘削影響を受け、支保部材応力は増加するが、トンネル構造体の力学的安定は確保できた。また、支保部材の軸応力は、トンネル周辺地山の物性分布の影響を大きく受け、不連続に分布する。

(8) 吹付けコンクリート作用土圧

吹付けコンクリートへの作用土圧 P_o は、吹付けコンクリート軸力 N_c の最大値を支保構造半径 r で除して概算する。土かぶり相当高 H は、この土圧 P_o を単位体積重量 γ で除して算定する。この計算値は、吹付けコンクリート作用土圧、増分比とともに図-15に示す。

これらから、以下のことがいえる。

- ①地山強度比=0.3 とする早期閉合パターン D II-a-B(H)C の吹付けコンクリートには、上り線掘削時に、土かぶり 40m相当、 $P_o=0.8\text{ N/mm}^2$ の土圧作用が推定される。
- ②下り線の掘削で双設影響を受け、作用土圧は約 1.3 倍増加し、土かぶり 55m相当、 $P_o=1.1\text{ N/mm}^2$ の土圧作用が推定される。

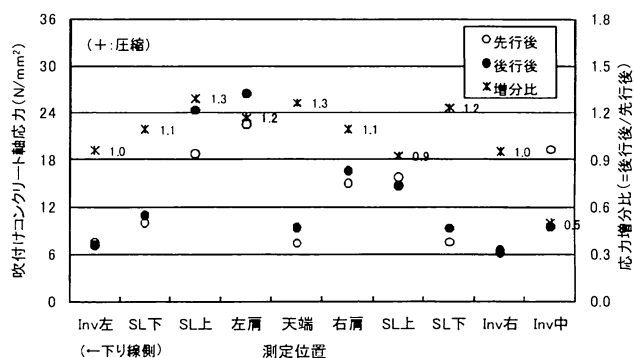


図-13 (1) 吹付けコンクリート軸応力（上り線，STA 490+9.7）

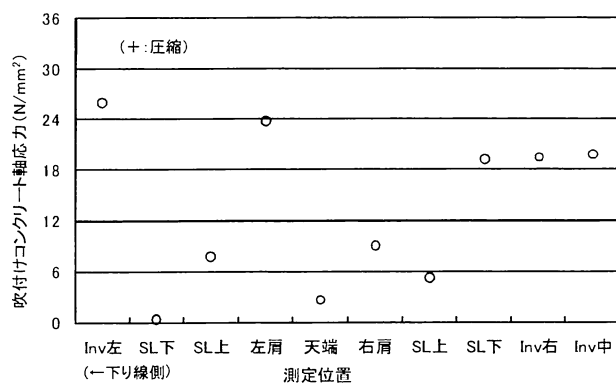


図-13 (2) 吹付けコンクリート軸応力（上り線，F 断層）

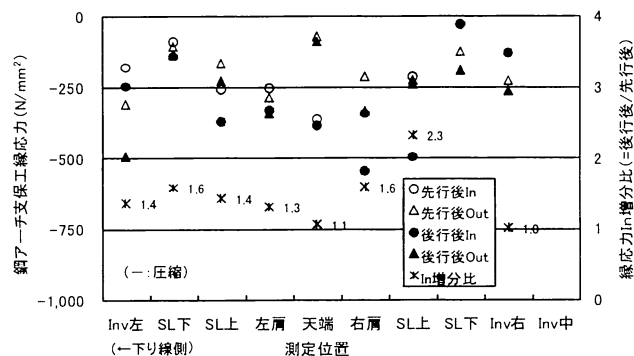


図-14 (1) 鋼アーチ支保工縁応力（上り線，STA 490+9.7）

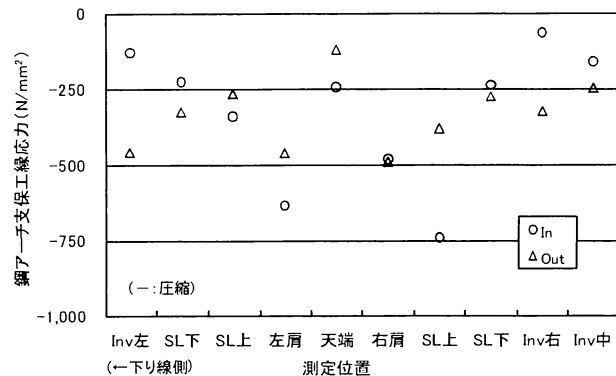


図-14 (2) 鋼アーチ支保工縁応力（上り線，F 断層）

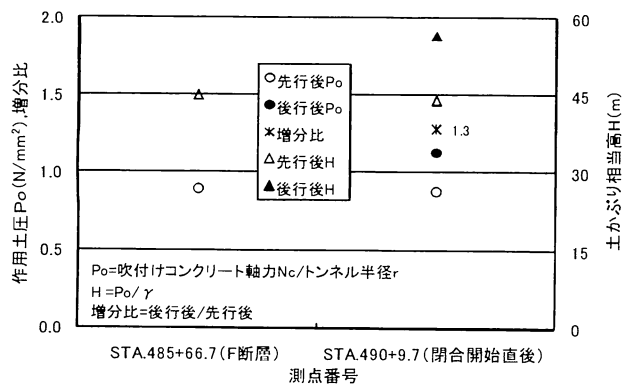


図-15 作用土圧 P_o と土かぶり相当高 H (上り線)

(9) 大型箱抜き掘削部変状対策

下り線は、東坑口から TD1066m地点を掘削中であるが、下り線 STA.490+34.2 (TD663.8) ～ STA.490+15.2 (TD682.8) の約 19m 間において、早期閉合パターン D II-a-B(H)C に箱抜き掘削の影響があらわれた。この時点の変状状況は、以下のとおりである。

a) 後行下り線

トンネル軸方向最大約 5m の大型の箱抜き掘削である消火栓位置において、上り線の反対側の下半と早期閉合部材端の接合部周辺に、最大約 20cm の鉛直上向き変位をとまう変状が生じた(写真-3)。

b) 先行上り線

消火栓位置の吹付けコンクリートにクラックが発生したが、これを除く箱抜き掘削箇所には、クラックや変状はみられない。

以上のことから、地山強度比が1を下まわる早期閉合トンネルの大型の箱抜き掘削では、トンネル支保構造体は不安定になり、過大な変位が発生、支保部材の一部は大きく変状、破壊することが分かった。

これらの対策として、変状区間などでは、片側半断面を縫返し施工する(図-16)。この以奥のF断層などにおける大型箱抜き掘削では、この箱抜き掘削部を包含する早期閉合トンネルを設計し、力学的安定を確保する。

6. まとめ

切羽から約 3～4D 後方位置で、箱抜き掘削を行いながら、地山強度比が1を下まわる地質不良地山を、高耐力支保構造の早期閉合で双設トンネルを施工した。計測工 A,Bの結果から、早期閉合トンネルの挙動特性および双設影響が明らかになり、この方法の設計パラメータに関する基礎データおよび以下の知見を得た。

(1)吹付けコンクリート軸応力の最大は、 27N/mm^2 の圧縮であり、圧縮強度 36N/mm^2 の 75%の応力状態で

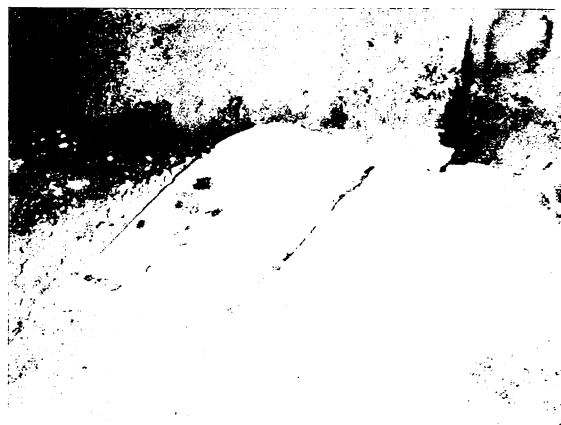


写真-3 箱抜き掘削部周辺の変状(後行下り線、消火栓)

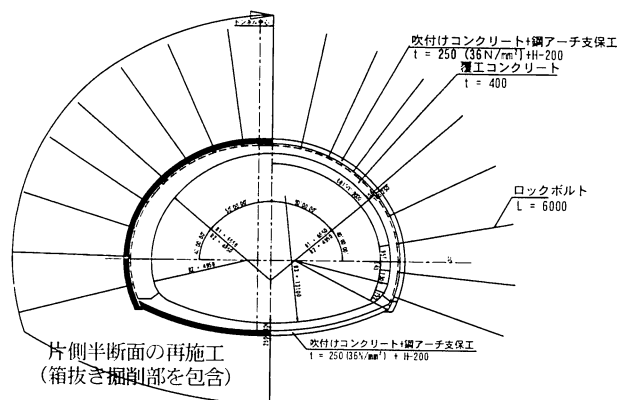


図-16 箱抜き掘削部を包含する早期閉合パターン

力学的安定が確保でき、この設計・施工法の有効性が実証された。

- (2)鋼アーチ支保工縁応力は、降伏強度の 240N/mm^2 を超えて発生するが、吹付けコンクリートによる変位拘束をうけ、変状、破壊は見られず、支保部材としての健全性は確保できた。
- (3)地山強度比が 0.3 の押出し性地山では、双設影響が現れ、吹付けコンクリートには、土かぶり 55m相当の押出し性土圧の作用が推定された。
- (4)早期閉合施工単位を $L_c=3\text{m}$ とし、上・下半掘削と早期閉合を交互施工とする早期閉合施工方法は、平均月進行 60～80mが確保できた。
- (5)地山強度比が 0.5 を下まわる押出し性地山において、構造半径比を $R3/R1=2$ とする早期閉合トンネルを箱抜き掘削しながら施工すると、大型箱抜き工の消火栓箱抜き掘削の開口部とその周辺の早期閉合部材の一部は変状し、上方向に変位、不安定に微増する。
- (6)初期変位速度を判定指標として、早期閉合パターンと標準パターンの切り替えを試行した。この方法により、早期閉合を必要とする区間の特定を可能にし、施工を確実にできた。

今後は、後行下り線トンネル施工後の計測データを用いて、地山等級 DII における箱抜き掘削を行いながらの早期閉合双設トンネル安定のメカニズムを調べるとともに、早期閉合トンネルの設計、施工技術の高精度化を進め、技術の普及に努める予定である。

謝辞：早期閉合パターンの施工に当たり、貴重なご意見を頂いた関係各位に感謝する次第である。

参考文献

1) 西村和夫，城間博通，楠本太：早期閉合トンネル力学パ

ラメータに関する考察，土木学会第 66 回年次学術講演会，第VI部門，pp.789-790，2011.

2) 楠本太，恩田雅也，上岡真也：押出し性地山における大断面トンネルの力学パラメータに関する考察，土木学会第 60 回年次学術講演会，第III部門，2005.

3) 大西昌彦，川俣和久，楠本太：大規模断層破碎帯に双設大断面トンネルを貫く，トンネルと地下，Vol.36，No.8，pp.19-29，2005.

CHARACTERISTIC BEHAVIOR OF AN EARLY-CLOSED TWIN TUNNEL IN SQUEEZING GROUND

Shougo KIRIYAMA, Kenji OHSHIMA, Akio ASANO and Futoshi KUSUMOTO

The Horai twin tunnel passes through extensive poor rock masses that exhibit weak fault fracture zones resulting in a short stand-up time. Tunnel excavation began with the standard tunnel support pattern DII. However, on account of the competence factor for the section being less than 1.0, excessively large tunnel displacements took place resulting in substantial deformation of the tunnel supports, requiring intensive replacement of the supports. Based on the presumed earth pressures acting on the shotcrete and the required support strength estimated from the thick cylinder theory, high-strength tunnel supports were designed, and full-face tunneling accompanied by bench cuts was employed such that the entire cross section was 'closed early' within a distance of 1D (D indicates tunnel diameter) of the tunnel face. Subsequently, rectangular recesses were cut out of the closed tunnel walls to accommodate emergency equipment.

As a result, the validity of the proposed method has been proven by successfully securing the mechanical stability of the tunnel support system without the tunnel deformation exceeding the allowable convergence. In addition, the characteristics of mechanical behavior of an early-closed tunnel have been clarified where the tunnel walls are cut out to form rectangular openings.