

早期閉合トンネル挙動特性と力学パラメータに関する考察

佐藤 淳¹・楠本 太²・土門 剛³・西村 和夫⁴

¹正会員 中日本高速道路株式会社 南アルプス工事事務所 (〒400-0405南アルプス市下宮地445-5)

E-mail: j.sato.ad@c-nexco.co.jp

²正会員 清水建設株式会社 地下空間統括部 (〒104-8370東京都中央区京橋2-16-1)

E-mail: kusumoto@shimz.co.jp

³正会員 首都大学東京大学院 都市環境学部 (〒192-0397東京都八王子市南大沢1-1)

E-mail: dom@tmu.ac.jp

⁴正会員 首都大学東京大学院 都市環境学部 (〒192-0397東京都八王子市南大沢1-1)

E-mail: knishi@tmu.ac.jp

押出し性地山のトンネル施工にあたり、吹付けコンクリート作用土圧を地山強度比から想定、トンネル支保構造の耐荷力を厚肉円筒理論で算定、これらをもとにして早期閉合トンネルの支保構造を設計、曲面切羽の全断面早期閉合で施工中である。掘削補助工の長尺鏡ボルトを併用すると、水平内空変位の初期変位速度は-40mm/dayを超えるようになり、支保部材は変状、必要内空断面確保が困難となり、高耐荷力の二重支保工法を試用したり、縫返しを余儀なくされた。

本文では、この試行で得られた早期閉合トンネルの挙動特性、高耐荷力トンネルの安定性、耐荷力評価による合理的早期閉合トンネル構造などについて述べるとともに、力学パラメータの地山強度比と吹付けコンクリート作用土圧、早期閉合構造半径比、早期閉合距離などに関する得られた知見を報告する。

Key Words : early ring closure, full-face tunnel excavation, squeezing ground, earth pressure

1. はじめに

トンネルの安定場を形成する周方向応力 σ_t が地山強度 qu より大きくなると、周辺地山は破壊され、塑性流動化し、掘削外力の再配分域は深部に拡大、トンネル支保構造は不安定になり、過大なトンネル変位が発生する。このような強度不足に起因する押出し性地山 ($\sigma_t \gg qu$) では、切羽近傍で早期閉合部材で断面閉合して、この内圧力 P_i (耐荷力) で土圧 P_o を保持する全断面早期閉合工法は、最も有効な安定化方法と考えられ、一般的に採用されてきている¹⁾。

しかしながら、早期閉合トンネルの力学パラメータである作用土圧の推定や支保耐荷力設計の考え方は未確立であり、早期閉合構造半径比 $r3/r1$ や早期閉合距離 Lf が早期閉合トンネルの安定性に及ぼす影響、早期閉合トンネルの力学的安定のメカニズムなどは不明である。

本報告では、地山強度比が0.1を下まわると予想された強風化泥岩地山の全断面早期閉合で得られた早期閉合

トンネルの変形挙動特性や力学的安定性および押出し性地山の耐荷力評価によるトンネル安定確保方法の有効性について述べる。

2. トンネル概要

八之尻トンネル(図-1)は、中部横断自動車道の増穂ICと六郷IC間に位置し、トンネル延長2,469mの二車線トンネルである。トンネル掘削は、下り線を北側坑口から南側に向けて、330kW軟岩トンネル掘進機による全断面機械掘削で施工中である。トンネル中央付近に、強風化泥岩が出現し、早期閉合施工した区間の縫返しなどを余儀なくされている。

強風化泥岩の岩石試験値の一軸圧縮強度は $qu=0.26\text{N/mm}^2$ 、単位体積重量は $\gamma=21.6\text{kN/m}^3$ である。ここでの土被り高は $h=155\text{m}$ であり、地山強度比が0.1を下まわる押出し性地山である。

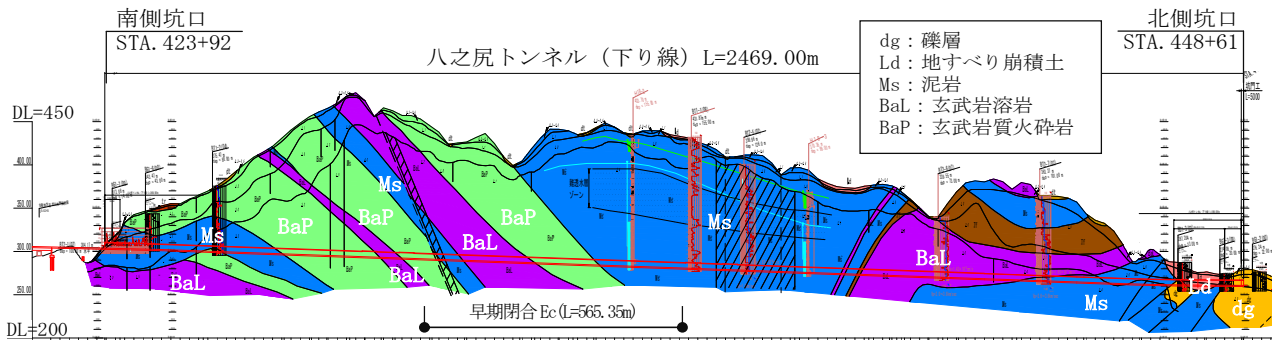


図-1 地質縦断面図

3. トンネルの施工方針

地山強度比が 0.3 を下まわる押し出し性地山では、全断面早期閉合なしでは、トンネルの力学的安定と必要内空確保は困難となり、トンネルは変状、崩壊、縫返しなどを余儀なくされるので、以下の方針で計画する。

- ・多心円道路トンネルの力学的安定確保の方法は、吹付けコンクリートで健全なリング構造を形成させ、この内圧力で土圧を保持する。
- ・地山強度比 $cf(=qu/\gamma h)$ から吹付けコンクリート作用土圧 Po を想定し、厚肉円筒理論を用いて必要支保耐荷力の内圧力 Pi を算定、これを参考にして、早期閉合トンネルを設計する。
- ・鋼アーチ支保工と鋼インバート支保工からなる鋼製支保工は、構造形状変化点は剛接続とし、曲げ応力が小さい位置で突き合せ接続する早期閉合構造を切羽で形成して、吹付けコンクリートとの組み合わせで多心円リング構造に靱性を付与する。
- ・施工は、全断面機械掘削の早期閉合とする。早期閉合距離 L_f は 4～6m を基本とし、初期変位速度に応じて $L_f=3m$ や切羽閉合を選択してトンネルの安定を確保するので、変形余裕量は 10cm を考慮する。
- ・掘削補助工は、岩盤固結の注入式長尺先受け工を基本とし、支保工までの間の天端掘削素掘り面の自立を確保する。鏡は、安定形状の曲面切羽を採用し、必要に応じて鏡ボルトを検討する。肌落、剥落に対する切羽作業の安全確保から、必ず鏡吹付けを採用する。
- ・計測工A,Bを実施し、早期閉合トンネルの設計照査、力学的安定性、変形挙動特性を把握、評価し、次施工に反映させる。

4. 早期閉合トンネル設計

(1) 作用土圧想定

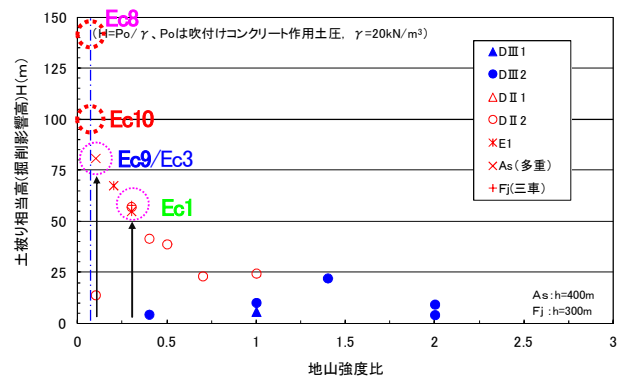


図-2 地山強度比と土圧土被り相当高 H

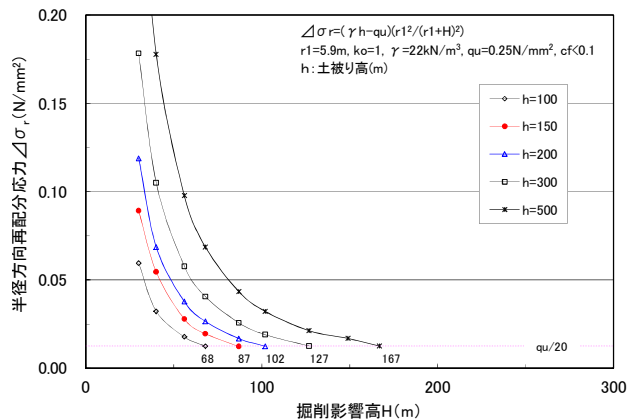


図-3 土被り高 h と掘削影響高 H

吹付けコンクリートに作用する土圧 $Po(N/mm^2)$ は、 $Po=\gamma H$ (γ は地山の単位体積重量、 H は土圧の土かぶり相当高または掘削影響高)で定義する。この吹付けコンクリート作用土圧の土被り相当高 $H(m)$ は、掘削外力の γh (h は土被り高)に対する地山の一軸圧縮強度 $qu(N/mm^2)$ の比で規定される地山強度比 $cf(=qu/\gamma h)$ との関係²⁾で示されており、これを用いて推定する。

強風化泥岩の地山強度比は、岩石試験値などを参考に地山等級Eの cf は0.1～0.5とする。この地山強度比に対する吹付けコンクリート作用土圧の土かぶり相当高 H は、 $cf=0.3$ では $H=60m$ 相当 (Ec1), $cf=0.1$ では $H=80m$ 相当 (Ec9)

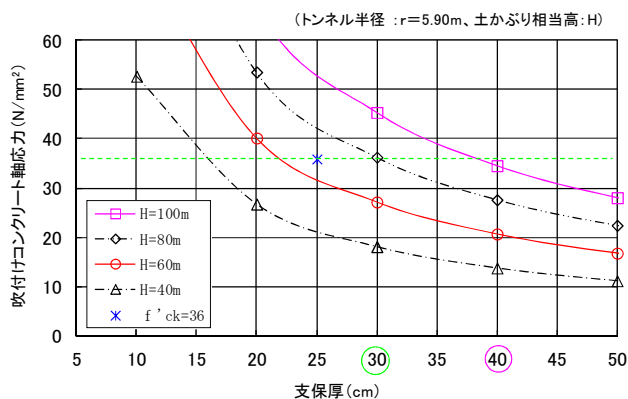


図-4 必要支保厚 t (トンネル支保構造, $r1=5.90m$)

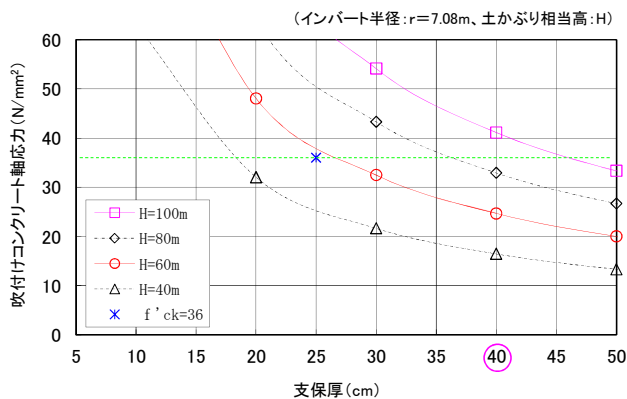


図-5 必要支保厚 t (早期閉合構造, $r3/r1=1.2$)

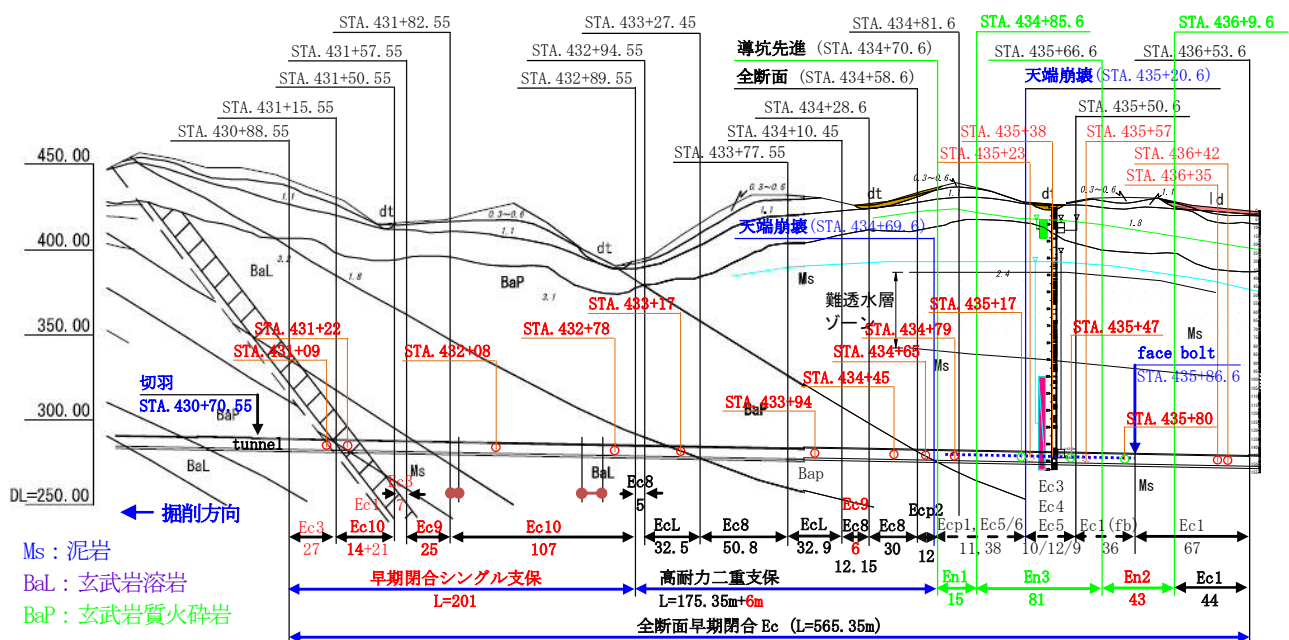


図-6 早期閉合 E パターン実施状況

の土圧を想定する(図-2). c_f が0.1を下まわる地山では、早期閉合構造半径 $r3$ が早期閉合トンネルの安定性に大きく影響すると考えられるので、 $H=100m$ 相当($Ec10$)土圧を想定する($Ec1$, $Ec3$, $Ec8$, $Ec9$, $Ec10$ は表-1参照).

一方、早期閉合トンネルの基本パラメータ値は、支保構造半径 $r1=5.9m$ 、土被り高 $h=150m$ 、地山の強度 $qu=0.25N/mm^2$ 、 $\gamma=22kN/m^3$ である。トンネル掘削で再配分される半径方向土圧 σ_r は、掘削面からの距離 L の二乗に反比例しながら低下するとする理論式²⁾を用いて掘削影響域を計算し、この領域のトンネル上方高さを想定土圧の土被り相当高 H^1 とすると $H=87m$ となり、 $c_f<0.1$ に相当する(図-3). また、最大土圧として、土被り相当高 $H=140m$ とする高耐荷力支保($Ec8$)を想定する。

(2) 必要支保耐荷力

吹付けコンクリート作用土圧の土被り相当高を $H=60$, 80 , $100m$ として、支保厚(吹付け厚 t)と吹付けコンクリートに発生する軸応力(設計基準強度 f_{ck})の関係を厚肉円筒理論³⁾を用いて求めると、図-4 のようになる。

設計基準強度を $f_{ck}=36N/mm^2$ とする吹付けコンクリートを採用すると、土被り高 $H=80m$ 相当土圧を保持するのに、吹付けコンクリート厚は $t=30cm$ 以上、 $H=100m$ 相当の土圧では $t=40cm$ 以上となる。 $r3/r1=1.2$ とする早期閉合構造に対する耐荷力は、 $t=40cm$ を採用すると、 $H=90m$ 相当土圧の保持が可能である(図-5).

(3) 早期閉合トンネル構造仕様

トンネル中央付近の延長 565.35m 間では、強風化泥岩が出現し、全断面早期閉合で施工した。ここでの早期閉合 E パターン実施状況と地山強度比別早期閉合トンネル構造諸元を図-6、表-1 に示す。

表-1 早期閉合トンネル構造諸元

早期閉合パターン*1		Ec10	Ec9(Ec3)	EcL(非現)	Ec8/Ecp2	Ec5/Ec6	Ec4	Ec1(fb)	Ec1
施工延長 (m)		121	32	65.4	97.95/12	48	12	36	67
最大土被り高 h (m)		141	145	148	152	158	147	151	
想定地山強度比 cf (-)		<<0.1	<0.1	<<0.1		<0.1		0.1~0.3	
想定土圧土被り相当高 H (m)		100	80~100	120	140	80~100		60~80	
一掘進長 (m)		1.00		1.00		1.00	0.75	1.00	
変形余裕量 (cm)		10		20		20		10	
支保構造	吹付け厚 (cm)	40		30+20		40		30	
	圧縮強度 (28day) *2	36N/mm ²		36N/mm ²		36N/mm ²		36N/mm ²	
	吹付け補強	—		—		瞬結FRS	—	—	
	鋼アーチ支保工	NH250 (NH200)		NH250+NH200		NH250	NH200	NH200	
	ロックボルト耐力	290kN		290kN		170kN		170kN	
	ロックボルト長本数	L=4m (8/16本)		L=4m (16本)		L=4m (16本/8本)		L=4m (8本)	
	早期閉合部材	上・下半と同様							
早期閉合構造	構造半径比(r3/r1)	1.20	1.50	1.10	1.50	1.50		1.50	
	早期閉合距離 Lf (m)	3~7		7	4~7	6		6	
覆工厚		30cm (全周) , f _{ck} =30N/mm ² , SFRC(0.5%vol)							
主な特徴		基本 (耐荷力評価)		高耐荷力二重支保		基本, 長尺鏡ボルト, 縫返し			基本

*1 Ecpは導坑先進早期閉合, Ec1(fb), Ec4, Ec5, Ec6は長尺鏡ボルト併用パターン, Ec5は長尺先受け工1シフト長を6m, Ec6は4mである。

*2 吹付けコンクリート f_{ck}: 瞬結 3N/mm²(10min), FRS(0.75%vol), 高強度 2N/mm²(3hr)

表-2 縫返し構造諸元

早期閉合パターン		En1	En3	En2
施工延長 (m)		15	81	43
土圧土被り相当高 H (m)		140		80～100
一掘進長 (m)		1.00		1.00
変形余裕量 (cm)		20	0	0
支保構造	吹付け厚 (cm)	30+20		40
	圧縮強度 (28day)	36N/mm ²		
	吹付け補強	—		—
	鋼アーチ支保工	NH250+NH200		NH250
	ロックボルト本数	—		—
早期閉合構造	早期閉合部材	上・下半と同様		
	構造半径比(r3/r1)	1.50		
	閉合距離 Lf (m)	3	3	3
覆工厚*1		30cm(全周)		
当初パターン		Ecp1	Ec5/6	Ec1*

*1 f_{ck}=30N/mm², SFRC(0.5%vol.)

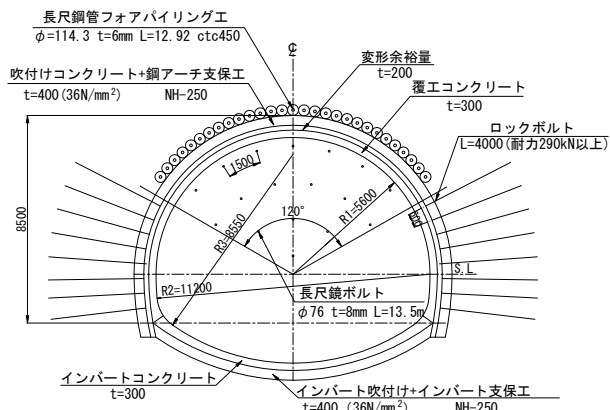


図-7(1) Ec5 構造概要 (r3/r1=1.5)

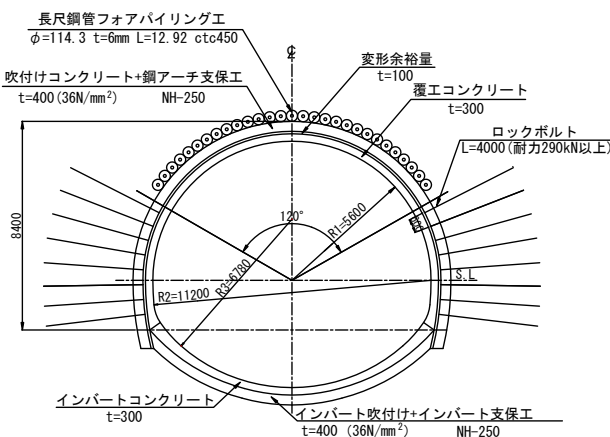


図-7(2) Ec10 構造概要 (r3/r1=1.2)

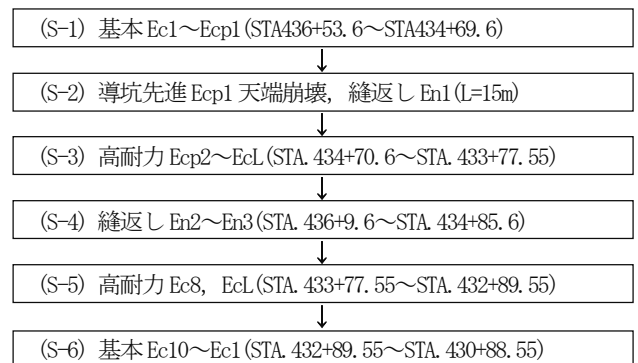


図-8 施工順序

Ec5 と Ec10 の構造概要を、図-7 に示す。縫返し En 構造諸元は、表-2 に示す。

主要支保部材の吹付けコンクリートは、必要支保耐力を参考にして、部材仕様を定める。曲げ部材の鋼製支保工は、早期閉合までの間の再配分土圧の保持に有効に機能するので、吹付けコンクリートとの組み合わせで定める。早期閉合構造部材仕様は、トンネル支保構造部材と同様である。早期閉合構造半径 $r3$ は、トンネル支保構造半径を $r1$ とすると、一般的な $r3/r1=1.5$ を基本するが、 $cf<0.1$ では $r3/r1=1.2$ を採用する。

Ec の変形余裕量は、初期変位速度に応じて $Lf=3m$ や切羽閉合を選択して、早期閉合トンネルの力学的安定を確保するので $10cm$ とする。

Ec1 や Ec9 は、基本パターンである。非鋼繊維補強瞬結吹付けコンクリートの Ec5/Ec6 は、Ec9 の早期高強度化したパターンである。Ec8 は、事例⁹⁾を参考にして、二重支保構造を採用、高耐力、高靱性化を図った。EcL は、非常駐車帯の大断面であるが Ec8 と同様仕様とし、 $r3/r1=1.1$ を採用して、単心円構造に近づけている。Ec10 は、Ec9 と同様仕様とし、 $r3/r1=1.2$ を採用して、多心円トンネルのリング構造化を試みた。En は縫返しパターンである。En1 は、縫返し後に Ecp2、Ec8 の施工が続き、掘削影響を大きく受けるので、変形余裕量を考慮する。En2 と En3 は、変状支保の再施工であり、縫返し位置で断面閉合を行うので、変形余裕量はゼロとする。これら早期閉合パターンの施工順序は、図-8 に示す。

5. 早期閉合のトンネル施工方法

(1) 全断面早期閉合

曲面切羽による全断面早期閉合の掘削方式は機械掘削⁹⁾で、全断面掘削と早期閉合の 2～3m 進行毎の交互施工である。早期閉合距離は $Lf=3\sim6m$ を基本とする。早期閉合施工単位は、施工性と施工速度を考慮し、 $Lc=2\sim3m$ とする。 $Lf=3m$ で $Lc=2m$ の場合の早期閉合施工ステップ例を図-9 に示す。一掘進長を $1.0m$ として、全断面で $2m$ を施工する。その後、インバートを一度に $2m$ 掘削・整形、鋼インバート支保工 2 基設置、吹付けコンクリートで 2 間 $2m$ を吹付け、掘削ずりでインバート部 $2m$ の仮埋戻しを行い、早期閉合の 1 サイクルを終える。

二重支保工は、補助ベンチ付き全断面工法の早期閉合である。一掘進長は $1m$ である。二次側支保工は、一次側の $1m$ 後方で施工する。全断面を $2m$ 進行後に、一度に $2m$ を早期閉合する交互施工である。早期閉合距離は $Lf=7m$ である。

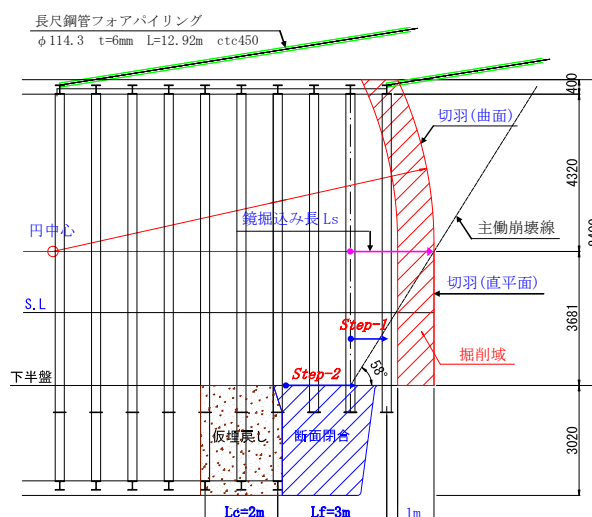


図-9 全断面早期閉合例 ($Ls=2L$, $Lf=3m$, $Lc=2m$)

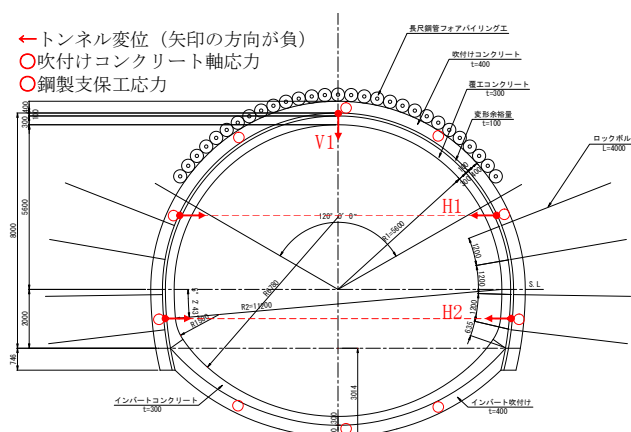


図-10 計測工測点配置概要

表-3 計測工B断面位置(STA.)

耐力評価	長尺鏡ボルト	高耐力二重支保
Ec1	436+42	Ec1 (fb)
Ec3	431+09	Ec3 (fb)
Ec10	432+78	Ec4 (fb)
En2	435+80	Ec5 (fb)
		Ec6 (fb)
		En3

(2) 計測工概要

計測工A断面は、進行方向 $10m$ 間隔に設ける。トンネル変位は、3次元自動測量計測システムを用いて、6～12 時間毎に自動測定する(図-10)。計測工B断面は、早期閉合パターン毎に設け、吹付けコンクリート応力と鋼製支保工応力を $1hr$ 毎に自動測定する(図-6、表-3、図-10)。

現在、風化泥岩を早期閉合パターンDⅡcで施工中である。ここでは、延長約 $565m$ で得られたEc測定データを分析対象とする。測定データは、切羽位置を STA430+70.55 (Ec3 終端から約 $18m$ 前方) とする時点のものであり、概ね収束状況にある。

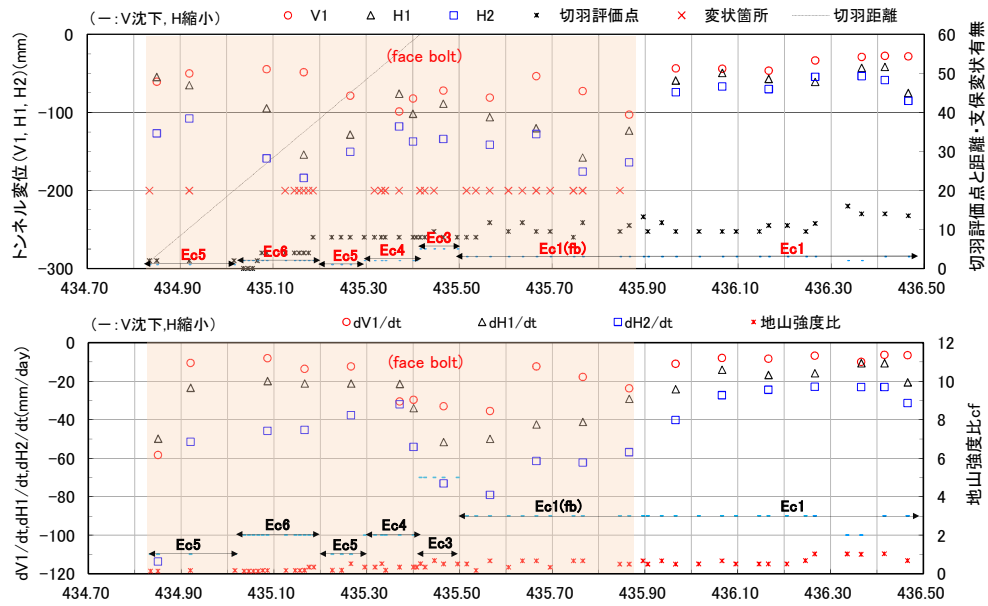


図-11 トンネル変位と地山状況(上：変位，下：初期変位速度)

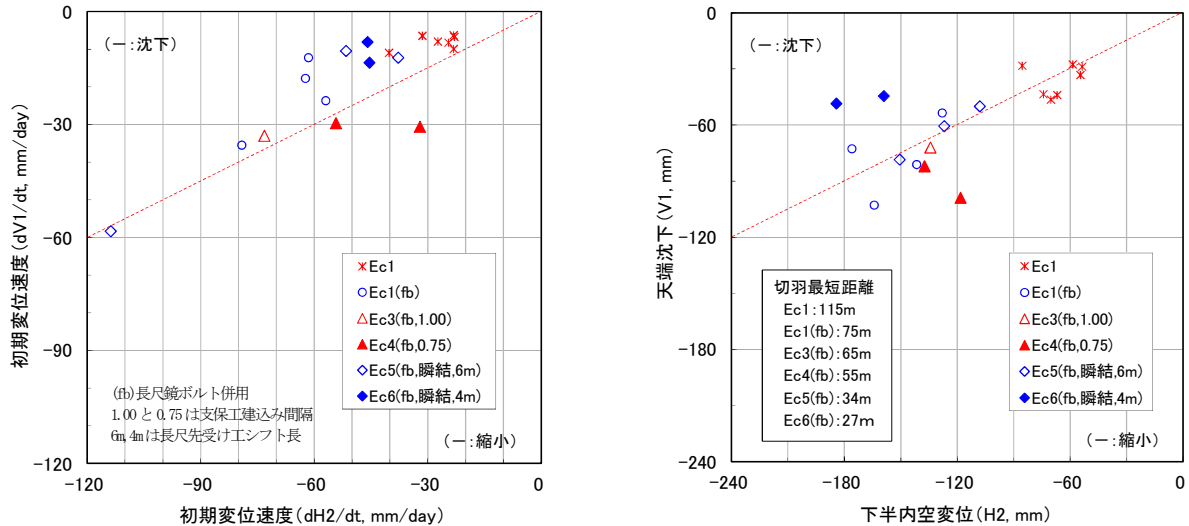


図-12 初期変位速度とトンネル変位

6. 変状区間の挙動特性

切羽作業の安全確保から、Ec1の曲面切羽に長尺鏡ボルトを併用するEc1(fb)で施工を開始した。長尺鏡ボルトにより、切羽前方地山強度が保持され、周辺地山より高い地圧が切羽で解放されるようになり、過大な初期変位速度 $dH2/dt$ が発生、健全なリング構造形成が困難になったと推察した⁵⁾。このため、 $Lf=6$ 、 $Lc=3m$ とするEc4、Ec5、Ec6などの複数パターンで安定確保方法を試行し、以下の知見を得た。

(1) 変形挙動

トンネル変位(天端沈下V1、上半内空変位H1と下半

H2)および初期変位速度(初期天端沈下速度 $dV1/dt$ 、初期上半内空変位速度 $dH1/dt$ と下半 $dH2/dt$)を支保工変状箇所、地山強度比、切羽評価点とともに、図-11に、V1とH2の初期変位速度および変位の対応を図-12に示す。これらから、以下のことがわかる。

- Ec1 では、地山性状は多少変動しているが同様の傾向が継続すると推察された。
- Ec1(fb)の初期変位速度と変位は、地山性状が同様のものにEc1に比べて、顕著な増加傾向を示す。これは、他のパターンも同様と考えられ、長尺鏡ボルトの併用により、初期変位速度が大きくなり、変位も増加する。
- Ec1 の $dV1/dt$ は-10mm以下、 $dH2/dt$ は40mm/day以下に抑制され、H2は $dH2/dt$ の約2倍以下で収束、トンネ

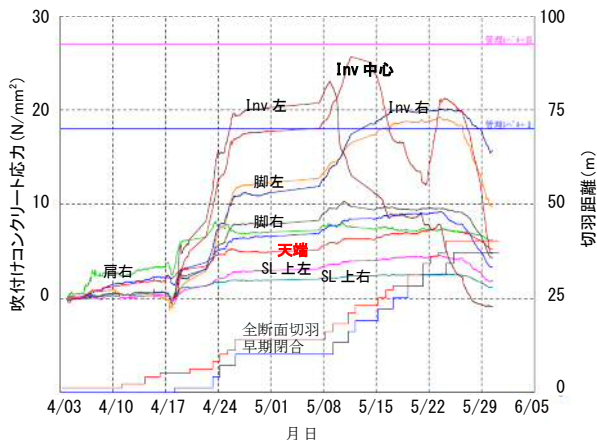


図-13 瞬結吹付けコンクリート軸応力経時変化(Ec5)

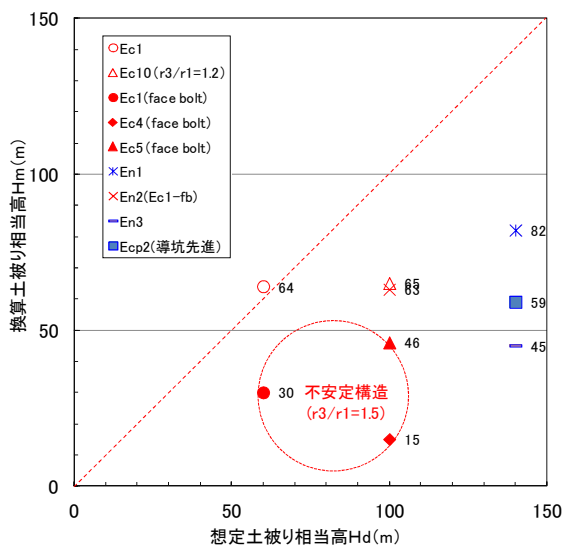


図-15 土圧の土被り相当高 H

ルの安定は確保できた。V1 が-50mm, H2 が-100mm を超えると、支保部材に変状が発生し、健全なリング構造形成は困難で、早期閉合トンネルは不安定になる。

- Ec4 の支保工建込み間隔を 0.75m に狭めると、dH2/dt の抑制効果はあるが、変位の抑制効果はない。
- 長尺先受け工シフト長を 4m に短くすると、V1 の抑制に有効であるが、H2 は増大する。
- 非鋼繊維補強瞬結吹付けの Ec5, Ec6 は、吹付けコンクリート塊の剥落、崩落防止に有効であるがトンネル変位やクラック発生抑制効果および曲げ靱性向上効果は明確ではない。
- 早期閉合以前に過大変位が発生すると、吹付けコンクリートによる健全なリング構造形成は困難となり、多心円トンネル形状変化点の近くで、曲げ応力の影響がリング構造にあらわれ、変状、不安定になる。
- 早期高強度や建込み間隔短縮などで早期高強度化や微増の高靱性化を図っても、Lf=6mとする早期閉合では、

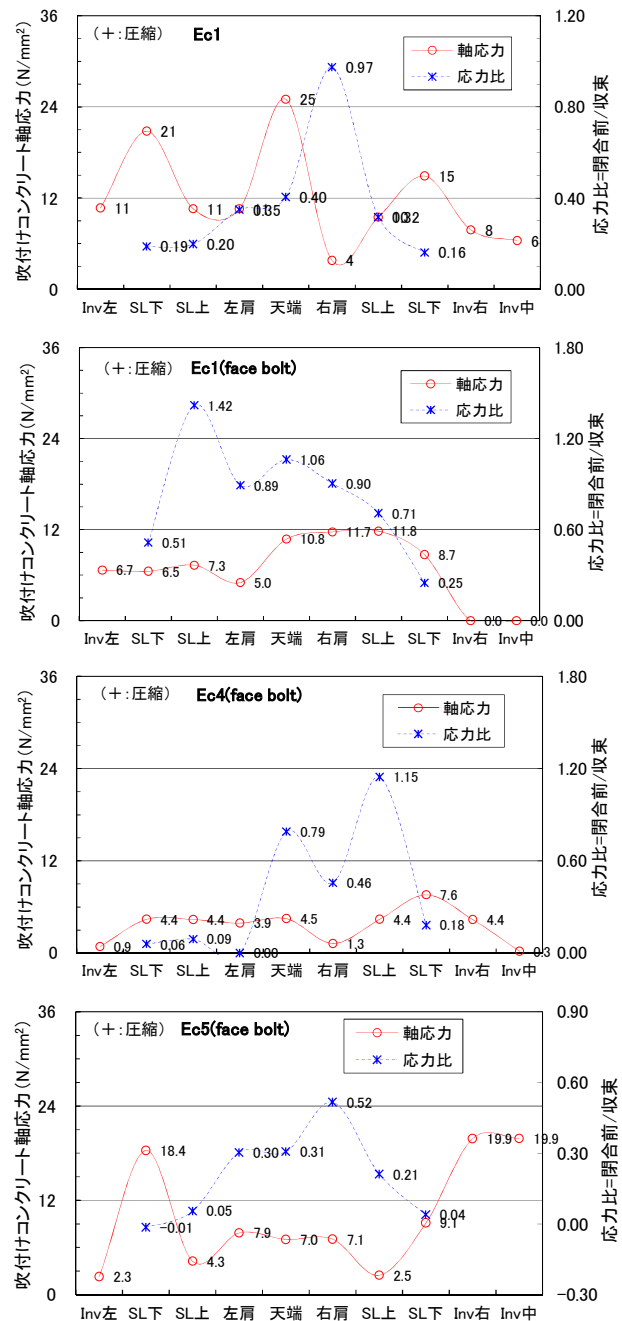


図-14 吹付けコンクリート軸応力

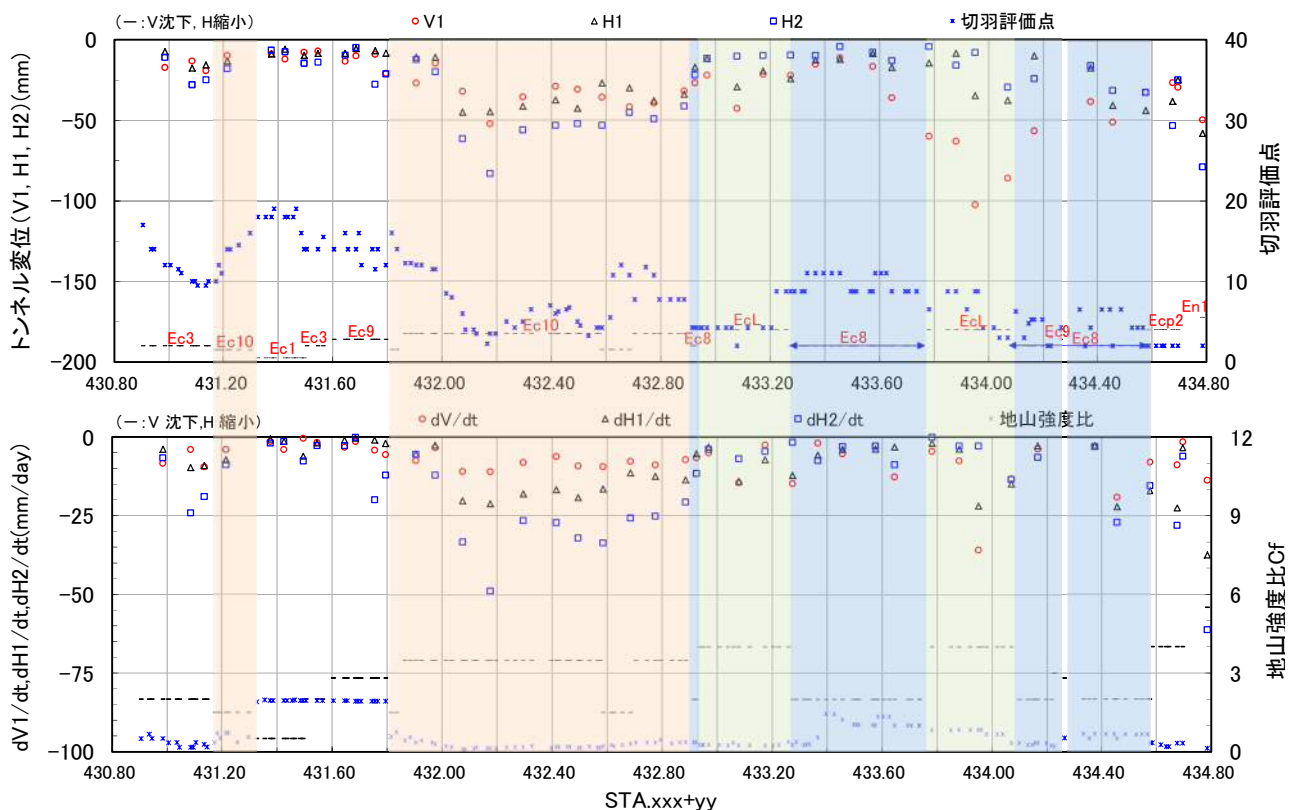
変位抑制効果はなく、吹付けコンクリートによる健全なリング構造形成は困難で、縫返しを余儀なくされた。

(2) リング構造安定性

瞬結吹付けコンクリート軸応力の経時変化を図-13 に示し、吹付けコンクリート軸応力を図-14 に示す。これから換算した土圧の土被り相当高 H を図-15 に示す。

これらから、以下のことがいえる。

- 吹付けコンクリート軸応力は、いずれも設計強度の範囲内にあるが、Lf=6mとする早期閉合では、クラック発生により、不安定なリング構造が形成された。



- ・健全なリング構造が形成されたEc1の土圧の土被り相当高Hは、想定値と同程度のH=64mである。これ以外のEc1(fb), Ec4(fb)はH=30m以下, Ec5(fb)はH=46mとなり、過大变位によるクラック発生でリング構造は耐荷力を失い、想定値の0.2~0.5となる。
- ・瞬結吹付けコンクリート軸応力が10N/mm²を超える切羽距離は、約0.5D後方、吹付け5日後である。約1D後方の吹付けコンクリートにクラックが多発、不安定となり、 $r_3/r_1=1.5$ 、 $L_f=6m$ の早期閉合では、健全なリング構造形成は困難であり、鋼インバート支保工は曲げ応力が卓越、変状、座屈した。瞬結吹付けコンクリート構造は、瞬結影響があらわれ不均質でクラックが発生しやすいなどから、標準的な高強度吹付けコンクリートの方が有効と思われる。

地山強度比が 0.1 を下まわり、縫返しをともなうなどから、土圧の土被り相当高を $H=140\text{m}$ とする高耐荷力二重支保の Ec8 と En1 および $r3/r1=1.1$ の EcL で延長 175m を施工した。これらの計測結果を参考にして、耐荷力評価の $r3/r1 = 1.2$ とする Ec10 および $r3/r1 = 1.5$ の Ec9 や Ec3、

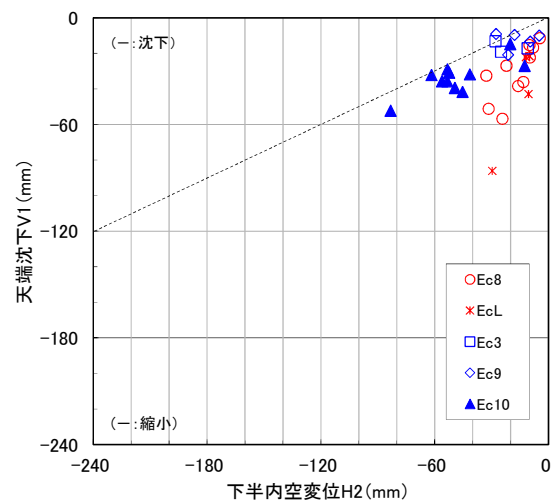
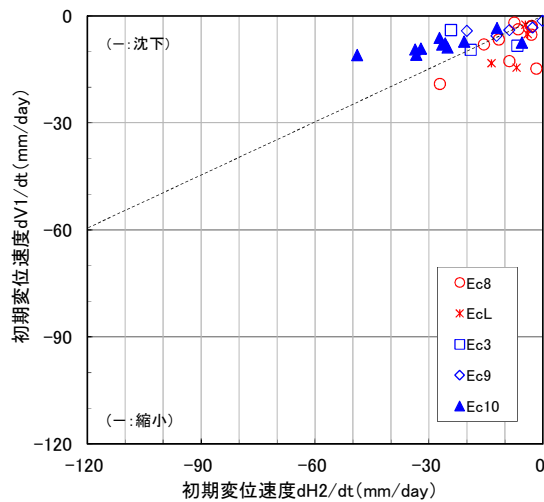


図-17 初期変位速度とトンネル変位

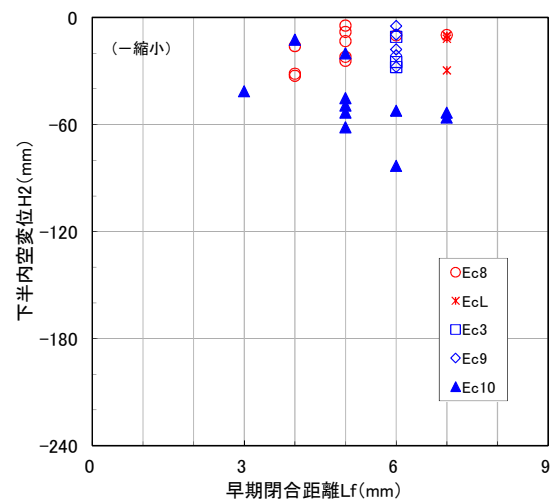
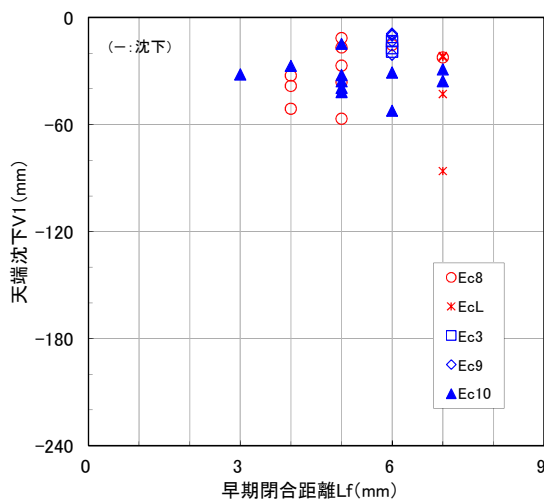


図-18 早期閉合距離 Lf 別トンネル変位

- Ec10の $dH2/dt$ は、地山性状変化の影響を受けやすいが、 Lf を短縮することにより抑制される。 $r3/r1$ や支保性能、 Lf の違いが $V1$ に及ぼす影響は小さい。
- 二重支保は、 $dH2/dt$ の抑制に有効である。 $dV1/dt$ 、 $V1$ と $H2$ のトンネル変位は、Ec10などと同程度であり、二重支保によるトンネル変位の抑制効果は少ない。
- $Lf=7m$ 以内の二重支保早期閉合トンネルは、 Lf とトンネル変位、初期変位速度に相関はなく、地山性状に大きく支配されるが、トンネルの安定は確保できた。

- $r3/r1$ を1.1に縮小、単心円構造に近づけることにより、 $Lf=7m$ で大断面トンネルの安定が確保できた。
- 二層吹付けコンクリートの有意な効果は少なく、各層の吹付けコンクリート軸応力は、作用土圧の影響を受けやすく、不連続に分布し、同一部位であっても最大3倍以上の差があらわれ、二層構造による必要支保耐荷力の均質な確保は困難である(図-19、図-20)。

8. 多心円トンネルの安定性

(1) 二重支保 Ec8

二重支保 Ec8 では、以下のことがいえる。

- $r3/r1=1.5$ の二重支保 Ec8 は、 $Lf=5m$ でトンネルの安定が確保できた。EcL は、Ec8 と同様の支保仕様であり、

(2) 耐荷力評価 Ec10

$r3/r1=1.2$ により、吹付けコンクリート軸応力は滑らかに分布、最大 $24N/mm^2$ の圧縮応力、全軸力の約 70%を負担、設計強度の 2/3 の応力で健全なリング構造を形成、早期閉合距離が $Lc=6m$ であっても、トンネルの安定が確保できた(図-21)。鋼製支保工は降伏強度を超えるが、吹付けコンクリートによる健全な多心円リング構造が形成された状態では、部材の力学的安定は確保されており、リング構造に靱性を付与し、トンネルの安定性を高める。

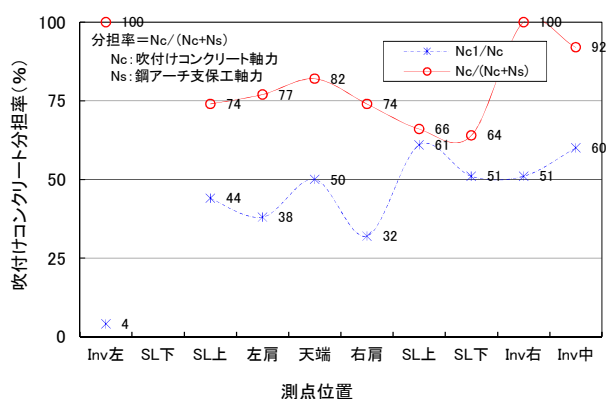
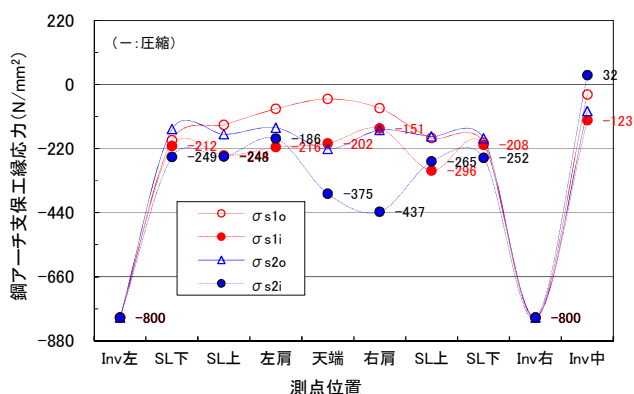
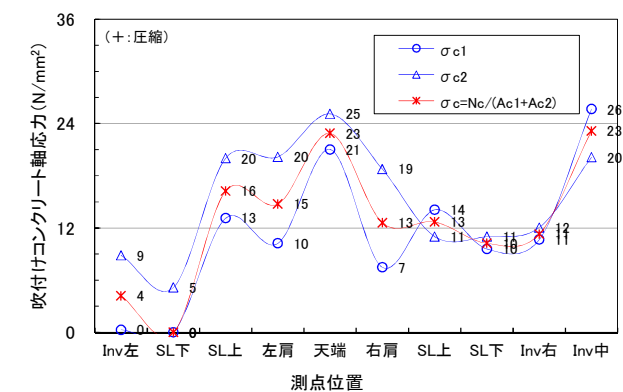


図-19 二重支保 (Ec8)

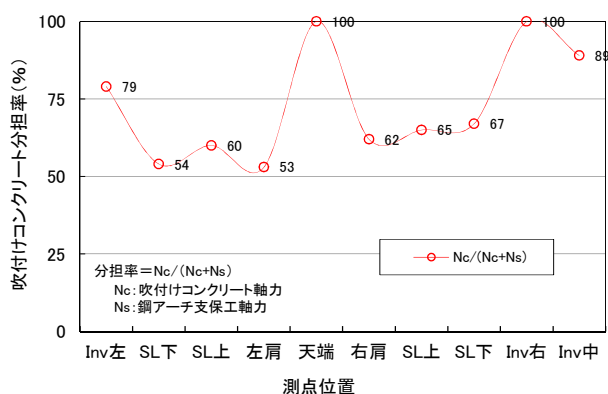
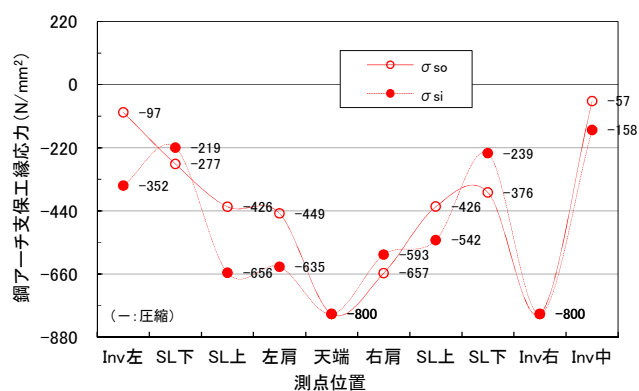
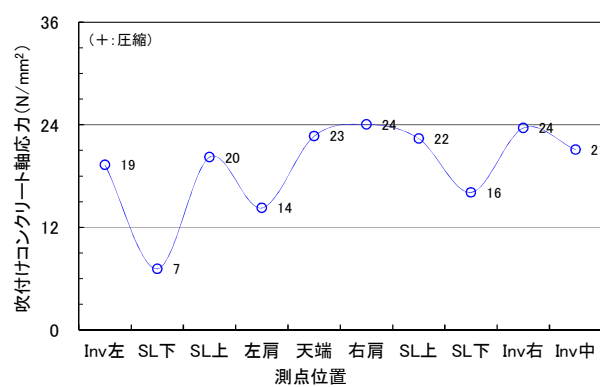


図-21 耐荷力評価 (Ec10)

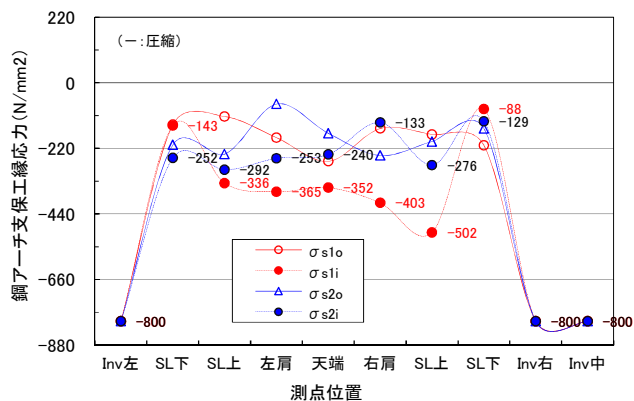
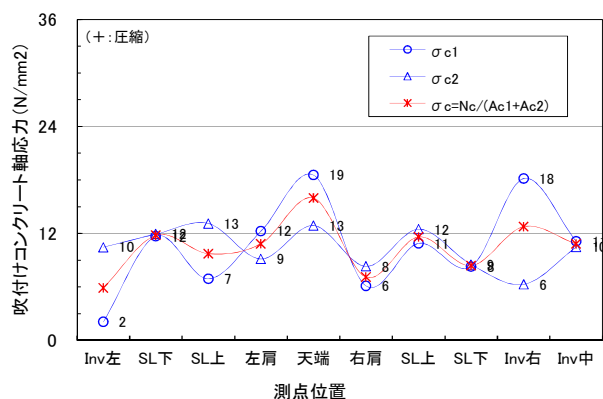


図-20 二重支保 (EcL)

9. 作用土圧

吹付けコンクリート軸応力から換算した土圧の土被り相当高 H を図-22、図-23に示す。これらと既往の研究から、以下のことがわかる。

- 作用土圧の土被り相当高 H は、50m 未満、50～65m、80～90m に区分され、地山強度比 cf はそれぞれ 0.5 以上、0.3～0.5、0.1 に対応する(図-2、図-22)。土圧の最大土被り相当高は、Ec8 の $H=107m$ であり、 $cf<0.1$ に対応し、地山強度比 cf から吹付けコンクリート作用土圧を推定する方法の有効性が示された。
- cf が 0.1 では吹付けコンクリート作用土圧の土被り相当高は $H=81\sim91m$ である。これは一軸圧縮強度 qu と土被り高 h をパラメータとする理論式からの $H=87m$ と同等レベルであり、地山強度比が $cf<0.1$ と推定される押出し性地山の土圧推定方法の有効性が示された。
- 健全なリング構造が形成された多心円トンネルに作用する土圧 Po は、トンネル形状の $r3/r1$ や支保性能、導坑先進や縫返し、早期閉合距離 Lf などの施工方法の違いによる影響は小さく、地山強度比 cf すなわち地山強度 qu と解放地圧 γh の大きさで定まる。
- 切羽からのボーリングコアの物性試験値で、地山強度比 cf を高精度に評価する必要があることが示された。

10. まとめ

トンネルの安定性からは同程度の地質が分布すると推察されている地山強度比が 0.3 を下まわる押出し性地山を曲面切羽による全断面早期閉合で施工した。得られた知見は、以下のとおりである。

- 吹付けコンクリート作用土圧 Po は、地山強度比と $r1$ 、 h 、 qu をパラメータとする理論式の 2 方法で想定したが、精度良く推定できることが示された。また、健全なリング構造が形成された多心円トンネルに作用する土圧は、 $r3/r1$ や支保性能、施工方法の違いによる影響は小さく地山強度比 cf で定めることができた。
- 長尺鏡ボルトの併用は、初期変位速度が大きくなり、トンネル変位は倍増する。早期閉合距離 Lf の短縮で $dV1/dt$ を $-20mm$ 以下、 $dH2/dt$ を $-50mm/day$ 以下に抑制すると、多心円トンネルの健全なリング構造が形成され、トンネルの安定は確保でき $H2$ は $dH2/dt$ の約 2 倍以下で収束した。これから変形余裕量は $10cm$ を確保した。
- $r3/r1=1.5$ の多心円トンネルでは、 cf が 0.1 を下まわるようになると曲げ応力の影響があらわれはじめ変状し、縫返しを余儀なくされた。 $r3/r1=1.2$ の単心円構造に近

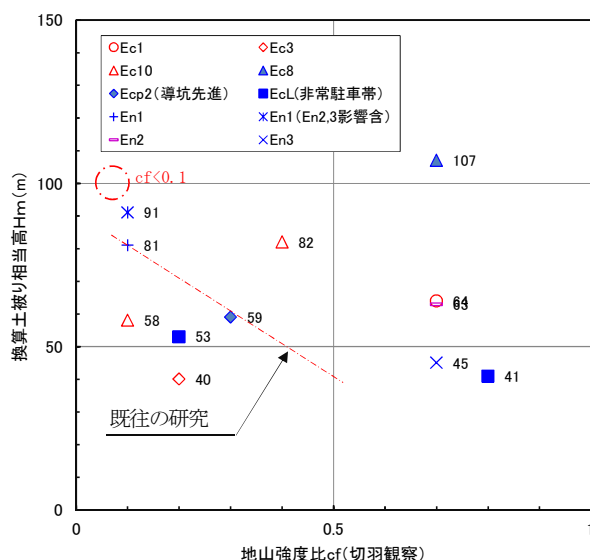


図-22 土圧土被り相当高 H (換算)

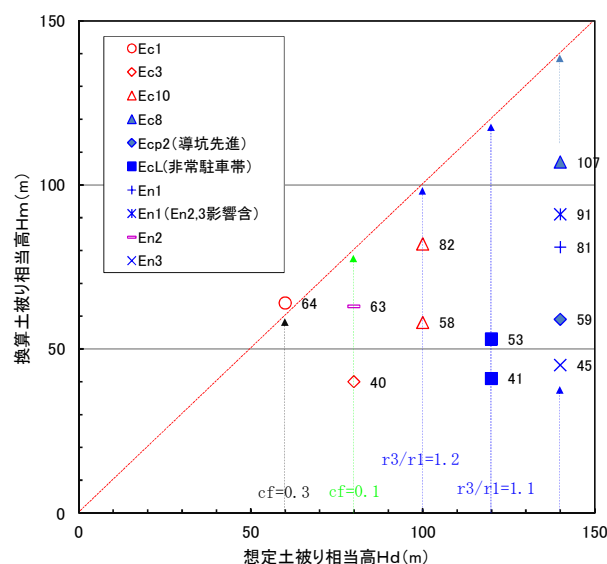


図-23 土圧土被り相当高 H (想定と換算)

づけると、健全なリング構造の形成が可能となり、トンネルの安定が確保できた。

- $r3/r1=1.2$ の Ec10 は吹付けコンクリート応力は滑らかに分布、リング構造全軸力の約 70% を負担、設計強度の $2/3$ の応力レベルで健全なリング構造が形成され、 $Lc=6m$ でトンネルの安定が確保できた。鋼製支保工は降伏強度を超えるが、健全なリング構造が形成された状態では、部材の力学的安定は確保されており、リング構造に靱性を付与し、トンネルの安定性を高めた。
- EcL は $r3/r1=1.1$ 、Ec10 は 1.2、この他は 1.5 である。健全なリング構造が形成できると、 $r3/r1$ の違いがトンネル変形挙動に及ぼす影響は小さく、地山物性分布の影響が支配的であった。EcL は、Ec8 と同様の支保仕様であるが $r3/r1$ を 1.1 に縮小し、単心円構造に近づけることにより、 $Lf=7m$ で大断面トンネルの安定が確保できた。

- ・ r_3/r_1 や支保性能、 L_f の違いが天端沈下に及ぼす影響は小さい。 L_f が5～7mのEc10の dH_2/dt は、地山性状変位の影響を大きく受けるが、 L_f の短縮で抑制された。
- ・非鋼繊維補強瞬結吹付けコンクリートは、トンネル変位やクラック発生の抑制効果、曲げ靱性向上効果はなかった。早期高強度化や微増の高靱性化を図っても、 $L_f=6m$ の施工では変位抑制効果はみられず、支保部材は変状、過大変位が発生し、縫返しを余儀なくされた。
- ・瞬結吹付けコンクリート軸応力が $10N/mm^2$ を超える切羽距離は約0.5D後方、吹付け5日後である。瞬結吹付けコンクリート構造に瞬結影響があらわれ不均質になりやすく、クラックが発生しやすいなどから、標準的な高強度吹付けコンクリートの方が有効であった。
- ・Ec8の二層吹付けコンクリートの有意な効果はなかった。各層の吹付けコンクリート軸応力は、作用土圧の影響を受けやすく、個別の挙動となり、二層構造による必要支保耐力力の確保は困難であった。
- ・二重支保は、 dH_2/dt の抑制に有効である。 dV_1/dt 、 V_1 と H_2 のトンネル変位は、Ec10などと同程度であり、二重支保のトンネル変位の抑制効果は少なかった。
- ・一次、二次で建込む鋼製支保工は、個別の変形挙動となり一体構造としての曲げ耐力力確保は困難であった。 $r_3/r_1=1.1$ のEcLは一次側鋼インバート支保工に高い曲げ応力が発生した。 $r_3/r_1=1.5$ のEc8では、多心円トンネルによる曲げ応力の影響があらわれるので、二次側鋼製支保工は一次側と同等以上の曲げ剛性が必要であった。

ー DIIcで施工中である。南側坑口付近の延長約200m間には、地山強度比が1を下まわる低強度泥岩の出現が予想されており、全断面早期閉合で施工することにしており、これらの結果を含めて、全断面早期閉合の施工技術としてとりまとめ、別の機会に報告する予定である。

謝辞：曲面切羽による全断面早期閉合の計画、実施に当たり、今田徹先生をはじめ関係各位にご指導、ご助言をいただき、ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 中野清人，小川澄，楠本太，樽井稔：早期閉合トンネルの現状と挙動特性，トンネル工学報告集，pp.151-162，2010.
- 2) 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，JSCE，第66回年次学術講演会，第VI部門，2011.
- 3) 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，JSCE，第60回年次学術講演会，第III部門，2005.
- 4) 早坂治敏，江戸川修一，楠本太：二重支保構造のトンネル挙動特性，JSCE，第54回年次学術講演会，第III部門，1999.
- 5) 佐藤淳，田丸浩行，楠本太，西村和夫：曲面切羽と全断面早期閉合の適用性に関する実証的研究，トンネルと地下，第45巻1号，pp.49-51，2014.

11. おわりに

(2014.9.15 受付)

延長約650mを残し、現在、風化泥岩を早期閉合パタ

STUDY ON THE CHARACTERISTIC BEHAVIOUR OF TUNNEL WITH EARLY RING CLOSURE AND ITS MECHANICAL PARAMETERS

Jun SATO, Futoshi KUSUMOTO, Tsuyoshi DOMON and Kazuo NISHIMURA

A Sequential Excavation Method tunnel has been excavated into squeezing ground employing full face excavation and early ring closure designed to have the load-carrying capacity required for tunnel support that was estimated from the thick cylinder theory, and the exerted earth pressure, P_o , which can be determined from the competence factor, c_f . The initial ground displacement rate, dH_2/dt , appeared to exceed 40mm/day where long face bolts were used as an auxiliary method, resulting in excessive deformation of the tunnel supports and failure to achieve the inner section of the tunnel as designed. Thus the tunnel has repeatedly undergone re-excavation and reinstatement of the tunnel supports with an attempt to use high-strength double layered supports.

This paper presents the characteristic behaviour of tunnel with early ring closure and its excavation method, and the structure of tunnel support with early ring closure based on estimation on the stability of high strength support and its load carrying capacity. Also presented are findings on mechanical parameters of c_f and P_o , the radius ratio of early ring closure structure, r_3/r_1 , and the distance to early ring closure, L_f .