

高耐力早期閉合トンネル変形挙動に関する考察

中日本高速道路(株)南アルプス工事事務所 正会員 佐藤 淳

中日本高速道路(株)南アルプス工事事務所 正会員 ○兼松 健治

清水建設(株)地下空間統括部 正会員 楠本 太

1. はじめに

地山強度比が 0.1 を下まわる押出し性地山のトンネル施工において、吹付けコンクリート作用土圧を理論式で推定，トンネル支保構造の必要耐荷力を厚肉円筒理論で算定，これをもとにして高耐力の二重支保構造の早期閉合トンネルを設計し，曲面切羽の全断面早期閉合工法で施工中である．施工途中の計測データから，高耐力早期閉合トンネルの変形挙動に関する知見を得た．

2. トンネル工事概要

中部横断自動車道八之尻トンネルでは，中央付近の STA. 436+53.6 から強風化泥岩が出現し，早期閉合トンネルは変状，過大変位が発生，縫返しを余儀なくされた．STA. 434+85.6 以奥は，高耐力の二重支保構造を採用した．ここでの最大土被り高は $h=158\text{m}$ ，地山強度比は $cf=0.08$ が推定された．切羽湧水はない．

3. 早期閉合トンネル構造

支保構造半径 $r1=5.9\text{m}$ ，土被り高 $h=150\text{m}$ ，地山強度 $qu=0.25\text{N/mm}^2$ ， $\gamma=22\text{kN/m}^3$ 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を用いて掘削影響域を計算し，これを想定土圧の土被り相当高¹⁾とすると $H=87\text{m}$ となる．ここでは，地山強度比が 0.1 を下まわり，縫返しをとともなうなどから， $H=140\text{m}$ とする高耐力の二重支保構造を設計し，計測工 B データでトンネル構造を見直すことにする．早期閉合トンネル構造諸元は，表-1 に示す．En1 は縫返しパターン，Ecp2 は導坑拡張，Ec8 は全断面，EcL は非常駐車帯，Ec9 は $H=100\text{m}$ である．掘削補助工は，支保施工までの間の掘削素掘り面の自立確保から，断面当り 29 本の注入式長尺先受け工を施工する．

4. 施工方法と計測工

全断面機械掘削の早期閉合である．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．全断面で 2m 進行後に，一度に 2m を全断面早期閉合する交互施工である．早期閉合距離は $Lf=3\text{m}$ を基本とする．切羽鏡形状は，鏡掘込み長を一掘進長 L の 2 倍とする $Ls=2L$ の曲面切羽を採用，鏡の自立性を高める．

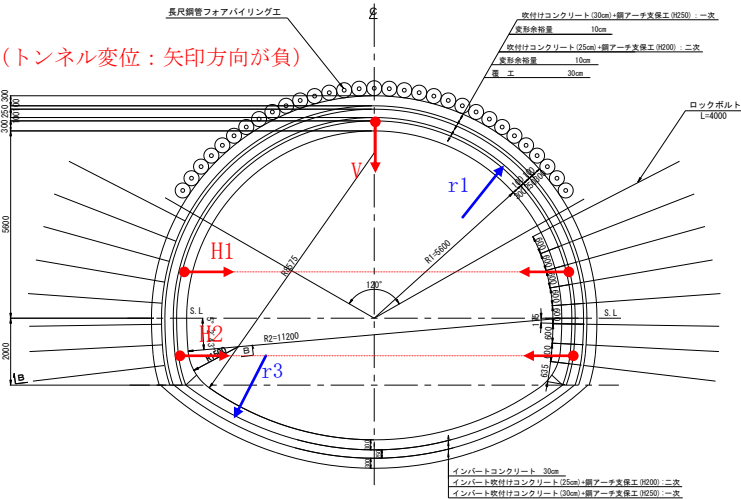


図-1 早期閉合トンネル (En1, Ecp2, Ec8) 概要

表-1 早期閉合トンネル諸元

早期閉合パターン		En1	Ecp2/Ec8	EcL	Ec9
施工延長 (m)		15	12/42.15	32.9	6
最大土被り高 h (m)		158	157/145	148	145
想定地山強度比 cf (-)		<0.1	<0.1	<0.1	0.1
想定土圧の土被り相当高 H (m)		140	140	120	100
一掘進長 (m)		1.00	1.00	1.00	1.00
変形余裕量 (cm)		20	20	20	10
支保構造	吹付け厚 (cm)	30 (一次) + 25 (二次)			40
	圧縮強度 (28day)	36N/mm ²			
	鋼アーチ支保工	NH250 (一次) + NH200 (二次)			
	ロックボルト工	L=4m, 170kN (16 本, 8 本)			
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	1.50	1.10	1.50
	早期閉合距離 Lf (m)	5or6	3	6or7	7
覆工厚 (cm)		30	30	40	30

キーワード：押出し性地山，全断面早期閉合，曲面切羽，二重支保構造，土圧の土被り相当高

連絡先：〒400-0405 山梨県南アルプス市下宮地 445-5，Tel. 055-283-8888，Fax. 055-283-5700

計測工は、早期閉合トンネルの挙動特性把握や安定性評価を目的に実施する。計測工 A 断面は、トンネル進行方向 10m 間隔に設ける。計測点は切羽で設け、初期値をとり、6～24 時間毎に自動測定する (図-1)。

5. 計測結果と考察

天端沈下 V1, 上半内空変位 H1 と下半 H2 は、図-3 に示す。

V1 と H2 の初期変位速度およびトンネル変位の対応は図-4 に示す。早期閉合距離と初期変位速度およびトンネル変位の関係は、図-5 に示す。これから、以下のことがわかる。

(1) トンネル変位は、未収束である。Ec8 以奥の地山自立性は、この手前の坑口側に比べて、若干高くなり、地山強度比は 0.3～0.8 である。

(2) 初期変位速度 $dV1/dt$ は -30mm/day 以下、 $dH2/dt$ は -50mm/day 以下であり、吹付けコンクリートによるリング構造が形成され、トンネルの安定は確保できている。

(3) 天端沈下 V1 は -75mm 以下の沈下、下半内空変位 H2 は -70mm 以下の縮小であり、変形余裕量 10cm の範囲内で内空断面確保は可能である。

(4) 高耐力の二重支保構造は、シングル支保構造 (Ec9) に比べて、トンネル変位抑制に有効である。

(5) 縫返しは、地山性状の影響を大きく受ける。Lf=7m のシングル支保 Ec9 は、変位が大きく発生する。

(6) 高耐力の二重支保構造は、Lf=7m 以内であれば、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、トンネルの安定確保は可能である。

6. まとめ

今後は、数値解析的手法を用いて、高耐力早期閉合トンネルの変形挙動や安定性について力学パラメータとの関係で評価する予定である。

参考文献

1) 楠本太, 西村和夫, 城間博通: 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, VI395, 2011.

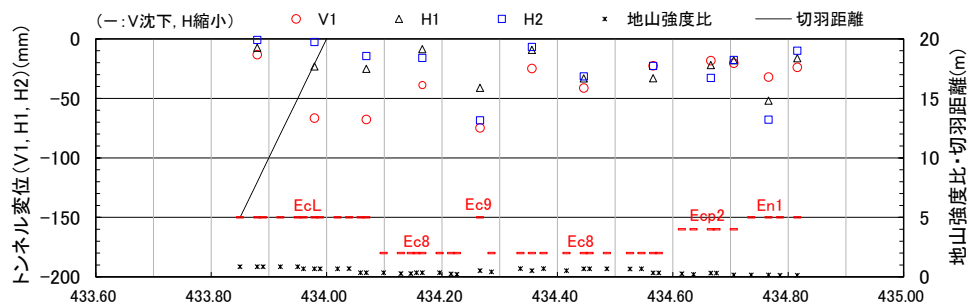


図-3 トンネル変位 (V1, H1, H2)

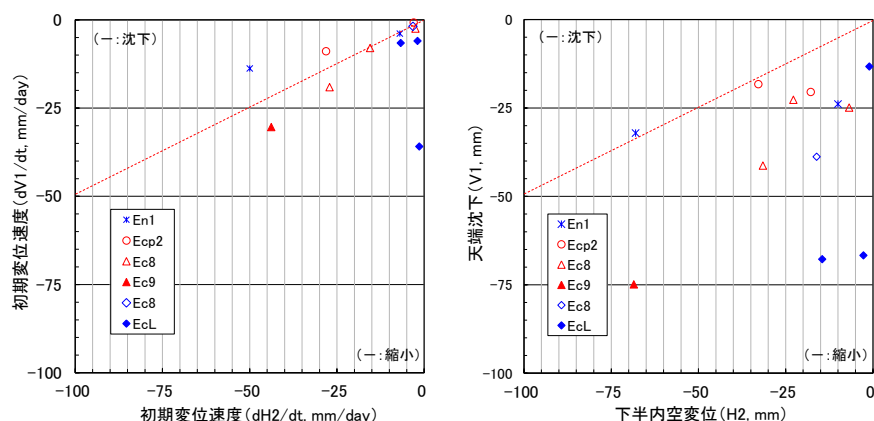


図-4 初期変位速度とトンネル変位

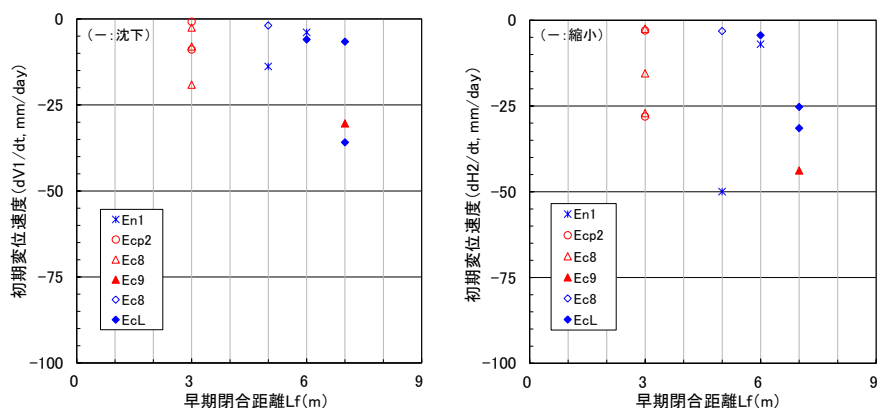


図-5 (1) 早期閉合距離と初期変位速度

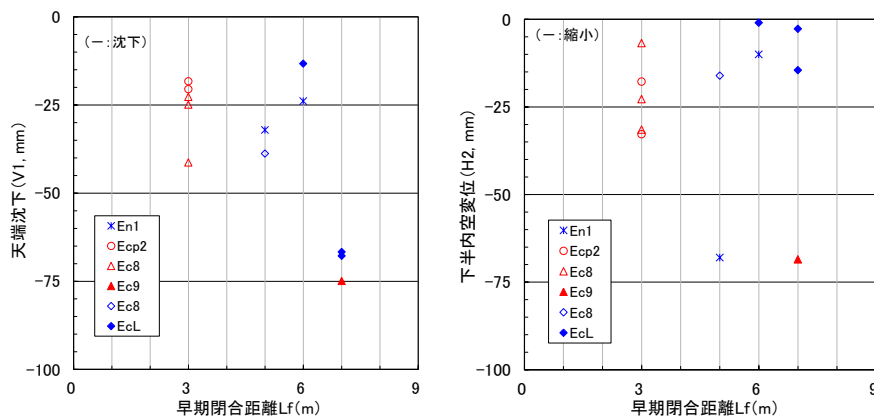


図-5 (2) 早期閉合距離とトンネル変位