

山岳トンネルの合理的な切羽形状と掘削工法に関する考察

中日本高速道路株式会社南アルプス工事事務所 正会員 佐藤 淳
清水建設株式会社八之尻トンネル共同企業体 正会員 ○木村 厚之
清水建設株式会社地下空間統括部 正会員 楠本 太

1. はじめに

道路トンネルでは、地山強度比(=一軸圧縮強度 q_u /土被り圧 γh)が 2 以上の自立安定する弾性地山は、標準支保パターンによる補助ベンチ付き全断面工法の標準施工が行われている。地山強度比が 1 を下まわり自立安定が困難な強度不足地山の出現が予想された八之尻トンネル¹⁾では、吹付けコンクリート作用土圧 P_o を推定し、厚肉円筒理論を用いて必要支保耐荷力を算定、これを参考にして、早期閉合トンネルを設計、掘削補助工などを併用する全断面早期閉合で施工し、これの内圧力 P_i でトンネルの安定を確保する方法を採用した。

本文では、地山の自立性に応じて、曲面切羽を併用する全断面早期閉合工法とグランドアーチ形成に有効な球面切羽を併用する全断面工法を採用して、延長約 540m の試験施工と 3 次元 FDM トンネル掘削解析を実施して、この方法の有効性を実証、力学挙動特性を明らかにした。

2. 試験施工概要

試験施工を実施した八之尻トンネルは、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 2469m 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工法を基本とした。地質は、地すべり崩積土、泥岩、玄武岩溶岩、玄武岩質火砕岩からなる(図-1)。試験施工は、北側坑口から 246m 間の強度不足地山と STA.446+10 以奥の 289.4m 間のグランドアーチ形成で自立安定する D と C 地山である。

3. 強度不足地山の試験施工

(1) 早期閉合トンネル構造

強度不足地山は、地すべり崩積土、脆弱で自立困難な泥岩地山からなる。地すべり崩積土 110m 間の D c-2 は、最大土被り高 $h=17m$ 、地山強度比 <0.3 を想定し、吹付けコンクリートに土被り 20m 相当の土圧作用を予想した。地すべり隣接 D c-3 の 75m 間は、最大土被り高 $h=34m$ 、地山強度比 <0.5 を想定し、土被り 25m 相当の土圧を想定した。この推定土圧に対して、厚肉円筒理論を用いてトンネルの必要耐荷力を算定し²⁾、これを参考にして、坑口設計パターンを基本とする早期閉合パターンを設計した(表-1、図-2)。

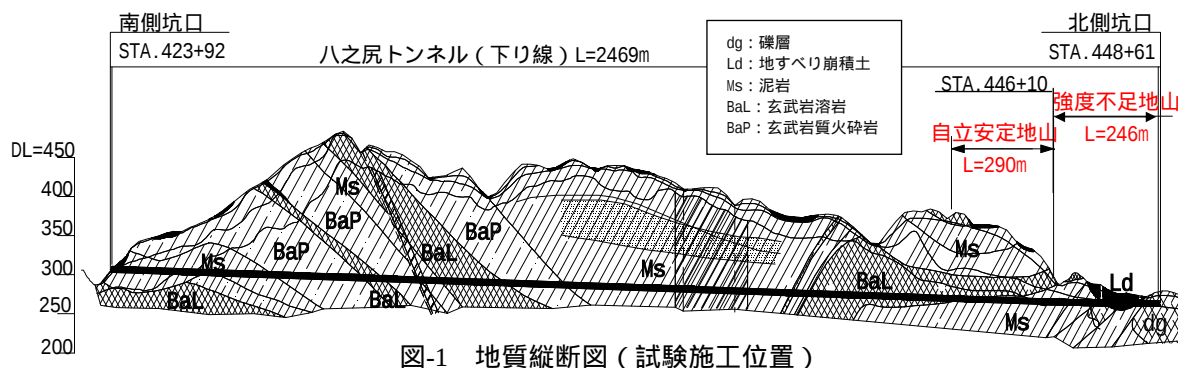


図-1 地質縦断図(試験施工位置)

(2) 全断面早期閉合法

全断面早期閉合法は、全断面掘削と早期閉合の 3m 進行毎の交互施工である。早期閉合距離は $L_f=9m$ を基本とし、初期変位速度に応じて、 $L_f=6m$ を選択する。早期閉合施工単位は、施工性と施工速度を考慮し、 $L_c=3m$ キーワード 全断面工法、全断面早期閉合法、曲面切羽、球面切羽、強度不足地山、3D-FDM 解析

連絡先 〒104-8370 東京都中央区京橋二丁目 16-1 清水建設株式会社土木技術本部地下空間統括部 Tel.03-3561-3887

とする．早期閉合の施工ステップは，一掘進長を1mとして，全断面で，，の3mを施工する．その後，インバート，，を1度に3m掘削，鋼インバート支保工3基設置，吹付けコンクリートで3間の3mを吹付け，掘削ずりでインバート部3mの仮埋戻しを行い，早期閉合の1サイクルを終える(図-3，写真-1)．

(3) 曲面切羽形状の設定

不安定で剥落しやすい岩塊，岩盤ブロックなど は取り除き，曲面形状に仕上げ，切羽鏡の自立性を高めた安定形状の曲面切羽³⁾を採用する．この曲面切羽は，曲面と直平面で形成され，鏡の前面は直平面とする(図-3)．鏡掘込み長 L_s の目標は，一掘進長 L の2倍に支保工建込み余裕の0.3mを加えた $L_s=2L$ を基本とする．曲面の円半径中心は，トンネル中心において，主働崩壊線と直平面の交点位置をとる下半盤に平行する直線上に設ける．

(4) 曲面切羽の安定性

切羽形状は，3D-Laser scanner system(TOPCON, GLS-1500)を用いて，鏡吹き後の切羽表面を測定する(図-4)．3D切羽画像は，鏡の剥落規模や曲面切羽形状をあらわす最大剥落深さ，主働崩壊線角度，鏡掘込み長 L_s などとして数値化する．測定精度は4mmである．曲面切羽形状は，地山性状の違いや作業員の技量により異なるが，画像22データから，鏡掘込み長の平均は $L_s=2.9\text{m}$ となり，目標どおりの施工が可能であった(図-5)．また，切羽鏡の自立性は高まり，切羽作業の施工性，安全性が向上した．

(5) トンネル変形挙動

この区間の岩盤の一軸圧縮強度は 1N/mm^2 以下，切羽評価点は15以下で，D c-2の地山強度比は1.4，D c-3は1.2の自立安定が困難な強度不足地山である．

北側坑口位置から220m間の早期閉合パターンD c-1，D c-2，D c-3における天端沈下V1と上半内空変位H1および下半内空変位H2のトンネル変位を図-6に示す．

これから，以下のことがわかる．



写真-1 早期閉合状況($L_f=9\text{m}$, $L_c=3\text{m}$)

表-1 早期閉合パターン仕様

支保パターン	D c-4	D c-3	D c-2	D c-1
区間延長(m)	25	75	110	36
地山強度比	< 0.5			
一掘進長(m)	1.00			
変形余裕量(cm)	0			
支保構造	吹付け厚(cm)			
	20			
	圧縮強度(28d)			
	36N/mm ²			
閉合構造	鋼アーチ支保工			
	NH-150			
	HH-154			
閉合構造	ロックボルト工			
	L=4m, 170kN (8/8/16/8 本)			
閉合構造	早期閉合部材			
	上・下半と同様			
閉合構造	構造半径比(r_3/r_1)			
	2.00			
閉合構造	2.50			
	覆工厚(cm)			
	30			
閉合構造	35			

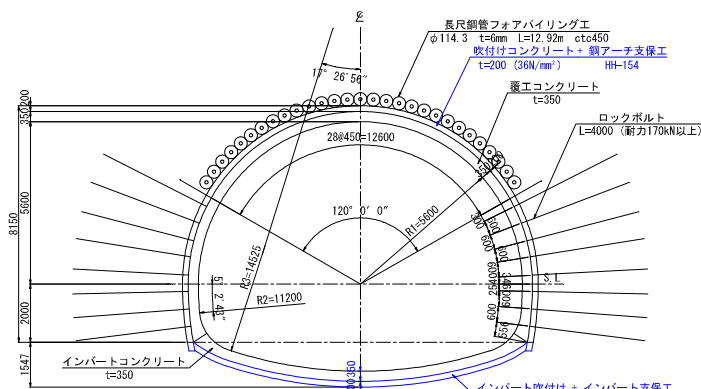


図-2 早期閉合パターン (D c-2)

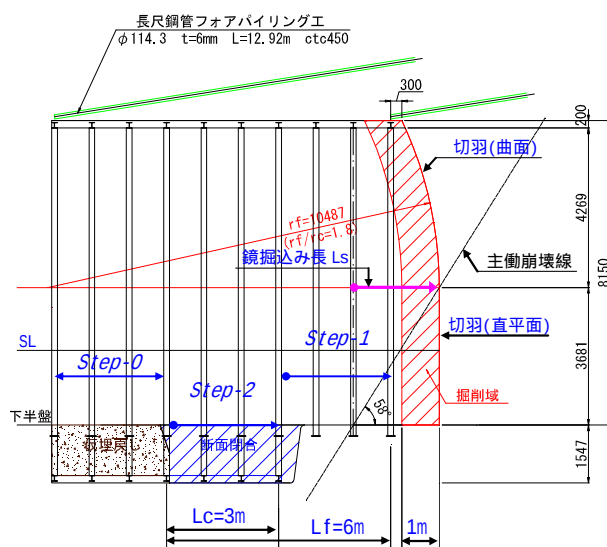


図-3 早期閉合ステップと曲面切羽形状

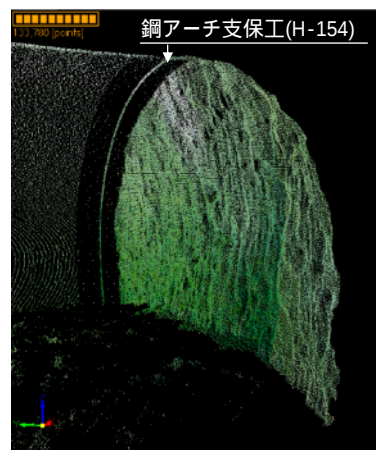


図-4 曲面切羽 3D 画像

- ・天端沈下 V1 は-25mm 以下で，管理基準値の-30mm 以下で収束する．内空変位は H1，H2 とともに-45mm 以下で，管理基準値の-50mm 以下で収束した．
- ・天端沈下 V1 は， $(r3/r1)$ ，早期閉合距離 L_f の違いによる有意な差はない．
- ・内空変位 H は，早期閉合距離 L_f が 6m から 9m に長くなると大きくなる．
- ・補助ベンチ付き全断面掘削の H1 は，全断面掘削のものより大きい．また，H1 と H2 の変位差が大きい．全断面掘削の H2 は H1 と同程度である．

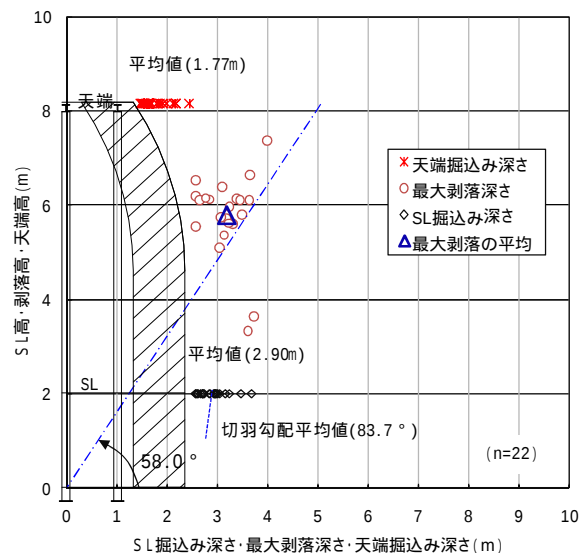


図-5 曲面切羽形状(最大剥落規模)

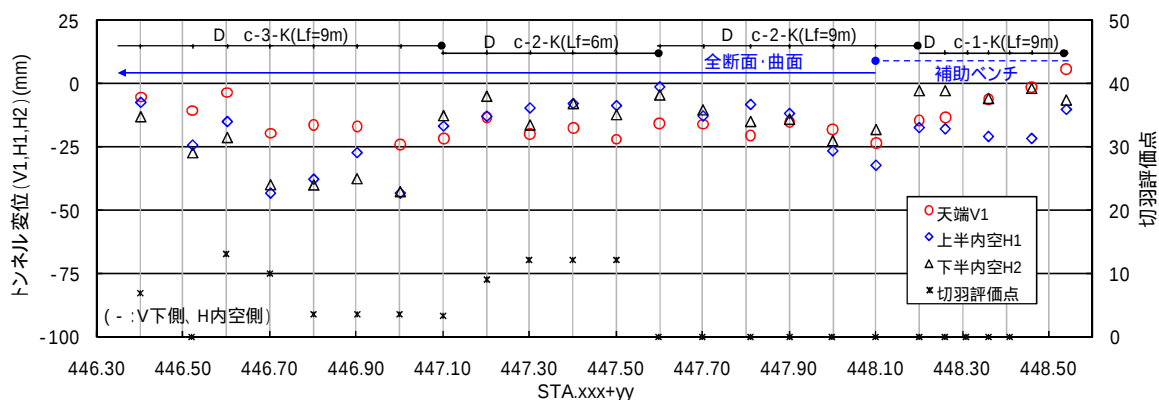


図-6 トンネル変位

(6) トンネルの安定性

D c-2の吹付けコンクリート軸応力の最大値は 11N/mm^2 の圧縮，D c-3は 12N/mm^2 であり，ともに圧縮強度の1/3以下となり，吹付けコンクリートの安定性は高い(図-7)．鋼アーチ支保工縁応力の最大値は，右肩のトンネル内空側に発生し， -221N/mm^2 の圧縮である．D c-3は，天端部に発生し， -226N/mm^2 の圧縮である．ともに降伏強度を若干上まわっているが，吹付けコンクリートにより変位拘束を受け，支保構造部材としての安定性は高い(図-8)．

(7) 作用土圧の土被り相当高 H

吹付けコンクリート軸力 N_c を支保構造半径 r で除して作用土圧 $P_o(=N_c/r)$ を算定する．これを岩盤の単位体積重量 γ で除して土被り相当高 $H(=P_o/\gamma)$ を算定すると，D c-2 は $H=18\text{m}$ ，D c-3 は $H=22\text{m}$ となる．これを設計時に地山強度比から想定した土被り相当高 H とともに図-9 にプロットする．これから，土被り高 h が 3D(D は掘削幅)以下では，地山強度比で想定した吹付けコンクリート作用土圧の土被り相当高 H は，吹付けコンク

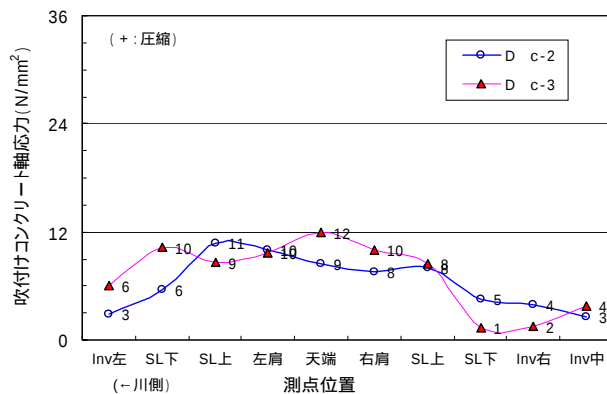


図-7 吹付けコンクリート軸応力

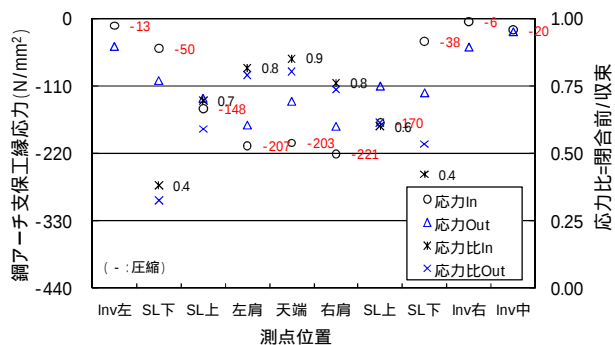


図-8 鋼アーチ支保工縁応力

リート軸応力から算定したものと同等レベルである。

(8) 得られた知見

曲面切羽による全断面早期閉合は、切羽直近での早期閉合を可能とし、トンネルの力学的安定が確保でき、施工を確実にした。注入式長尺先受け工を併用しながらの掘進速度は62m/月であり、サイクルタイムが短縮できた。切羽鏡の掘込み長の目標を $L_s=2L$ とする曲面切羽は、鏡止めボルトなしで、切羽鏡の自立安定が確保できた。地山強度比 <0.5 と想定される強度不足地山において、土被り高 h が $3D$ 以下では、坑口パターンD

aと同等レベルの耐荷力を有する早期閉合トンネルを設計すれば、トンネルの安定は確保できることが示された。

4. 自立安定地山の全断面掘削

(1) 試験施工概要

試験施工⁵⁾は、施工性と安全性の向上、トンネルの安定確保における球面切羽の合理性⁶⁾などから、球面切羽を併用する全断面工法を基本とし、直平面切羽の補助ベンチ付き全断面工法を加え、標準パターンと延伸パターンの組み合わせで実施した(表-2,表-3,図-10)。掘削方式は、330kW 軟岩トンネル掘進機による機械掘削である。この評価のための計測工Aは、トンネル進行方向10m 間隔に設けた。計測工Bは、土被り高が $h=63m$ 、D -b(E)(f)に1断面を設けた。切羽形状は、3D-Laser scanner system を用いて、鏡吹付け後の表面を測定した。

(2) 球面切羽形状の設定

球面切羽形状は、図-11 を用いて、以下のよう設定する。なお、実施工に当たり、切羽の地山性状に応じて、作業員の柔軟な対応に任せた。

切羽鏡は、施工済み位置から掘削方向に掘り込んだ球形状とする。球の中心は、トンネル中心SLレベルの下半盤に平行する直線上に設ける。鏡掘込み長 L_s は、SLレベルにおいて、一掘進長の2倍に施工余裕の0.3mを加えた $L_s=2L$ を基本とし、切羽鏡の自立性と切羽作業の安全確保を考慮し、 $2L$ または $3L$ とする。

球始点の掘込み深さは、天端掘削位置において、一掘進長 L に施工余裕の0.3mを加えた $L+0.3m$ とする。

(3) 球面切羽の施工状況

球面切羽 $L_s=2L$ の全断面掘削は、施工中の肌落などではなく、切羽鏡の自立性は高く、安定性は保たれていた(写真-2,図-12)。トンネル中心縦断における球面切羽形状は、 $L_s=2L$ のC i-b(f)測定4断面のものを重ね

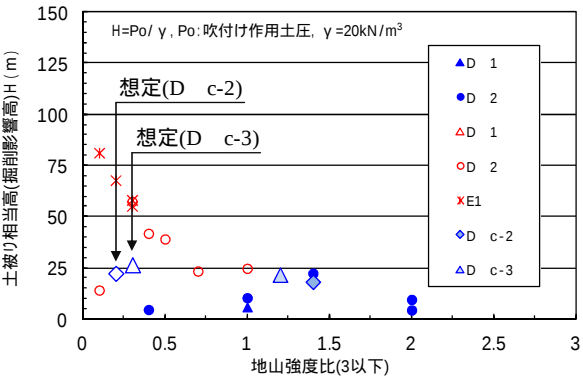


図-9 土被り相当高 H^4 の想定と実績

表-2 試験施工状況

支保パターン*1	区間延長 (m)	一掘進長 L(m)	掘削工法	切羽形状 (L_s)
C -a(f)	50.40	1.20	全断面	球面(2L)
C i-b(f)	36.00		全断面	球面(2L)
C i-b(b)	36.00		補助ベンチ	直平面
D -b(E)(f)	30.00	1.20	全断面	球面(2L)
D -b(E)(b)	30.00		補助ベンチ	直平面

*1 (f)は全断面、(b)は補助ベンチ付き全断面、(E)は延伸パターンを表す

表-3 トンネル支保構造諸元

支保パターン	一掘進長(㎞)	ロックボルト				吹付けコンクリート厚さ(㎜)	鋼アーチ支保工サイズ(上・下半)※
		長さ(㎞)	耐力(㌔)	間隔(㍎)			
				周方向	向延長方		
C -a(f)	1.2	3.0	170	1.8	1.2	7	-
C i-b(f),(b)	1.2	3.0	170	1.8	1.2	7	HH-100
D -b(E)(f),(b)	1.2	4.0	290	1.5	1.2	10	NH-125

*1 C i-b(b)は上半 NH-125

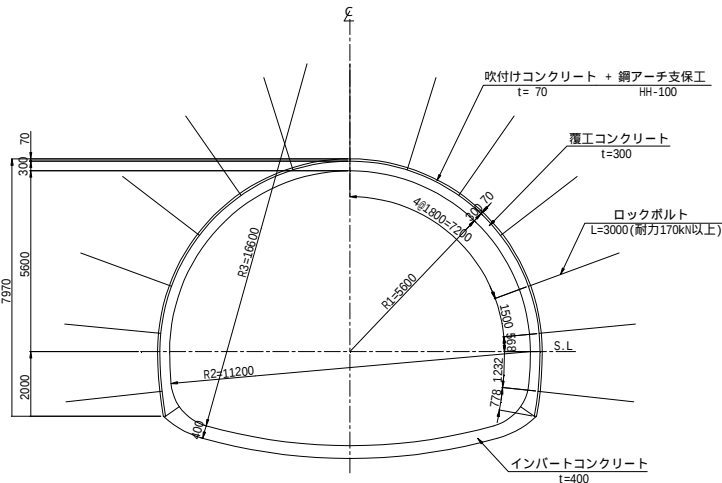


図-10 支保パターン C i-b(f)

合わせると、図-13 のようになる。施工目標を $L_s=2L$ とする球面切羽の全断面掘削は、SL 下方では、計画より若干掘込みが少ないが、概ね計画どおりの球面形状の施工ができた。作業員の意見として、 $L_s=2L$ の球面切羽鏡の安定性は高く、施工性が良く、安心感があるなどが得られた。

(4) トンネル変位

C -a(f)の切羽評価点の平均は57、C i-b(f),(b)は33と35、D -b(E)(f),(b)は27である。L=1.2mとする計測19断面の天端鉛直変位V1の最大値は、補助ベンチのC i-b(b)で発生し、-14mmの沈下である(図-14)。内空変位Hの最大は、補助ベンチC i-b(b)の下半H2で発生し-22mmの内空側変位である。トンネル変位は、地山等級C、Dともに、全断面工法の方が小さく、測定値のばらつきも小さい。

(5) トンネルの安定性

D -b(E)(f)の吹付けコンクリート軸応力は、作用土圧の土被り相当高Hとともに、図-15に示す。吹付けコンクリート軸応力の最大は 7.5N/mm^2 の圧縮で、圧縮強度の1/4以下であり、トンネルの安定性は高い。吹付けコンクリート作用土圧の土被り相当高は $H=1.4\sim 3.2\text{m}$ となり、グランドアーチ形成域相当の土圧作用が推定される。鋼アーチ支保工縁応力の最大は、左肩の地山側に発生し、 -168N/mm^2 の曲げ圧縮である。これは、降伏強度の70%以下であり、トンネル支保構造部材としての安定性は高い。

(6) 得られた知見

$L_s=2L$ 球面切羽の全断面掘削は、施工中の肌落などではなく、切羽は自立、安定し、計画どおりの球面形状による施工ができた。また、補助ベンチでの切羽作業はなく、切羽鏡から離れた支保作業となり、安全性、施工性が向上した。トンネルの安定性では、地山等級Dの $L_s=2L$ 球面切羽の全断面掘削した一掘進長延伸トンネルの吹付けコンクリートには、土被り約0.3D以下のグランドアーチ形成域相当の土圧作用が推定され、トンネル変位も25mm以下と小さく、トンネルの安定性は高いことが示された。

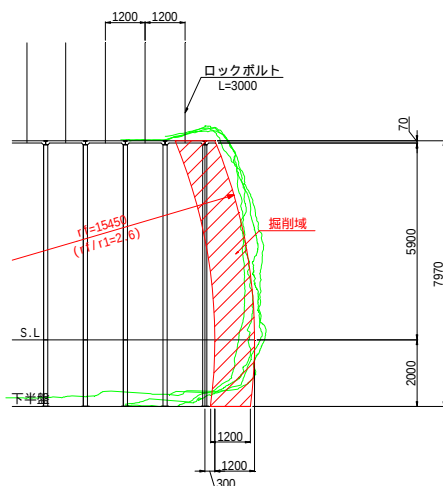


図-13 球面切羽形状 (C i-b(f), $L_s=2L$)

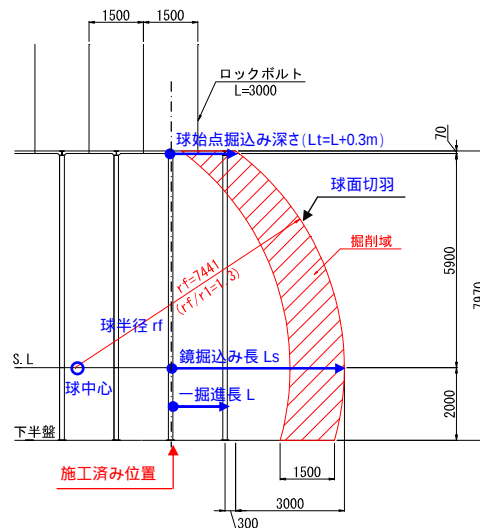


図-11 球面切羽形状用語($L_s=3L$ 例)



写真-2 球面切羽全景 (C -a(f), $L_s=2L$)

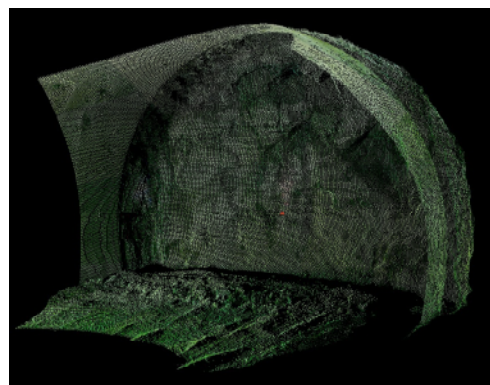


図-12 球面切羽 3D 画像(C i-b(f), $L_s=2L$)

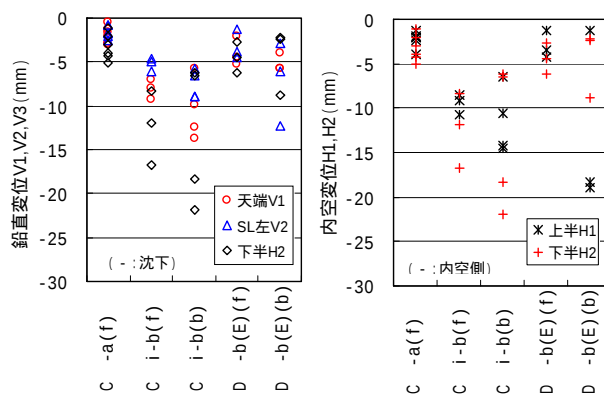


図-14 トンネル変位

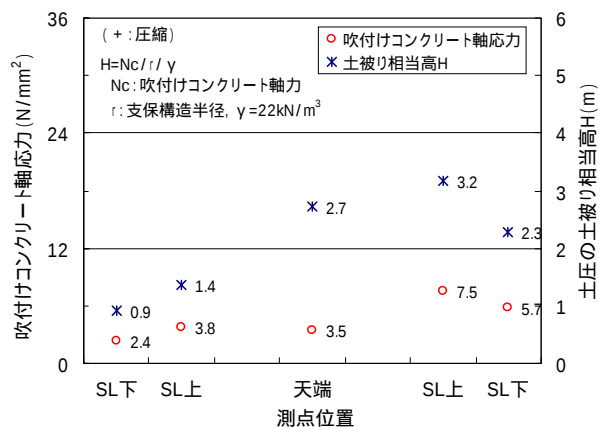


図-15 吹付けコンクリート軸応力と H(D -b(E)(f))

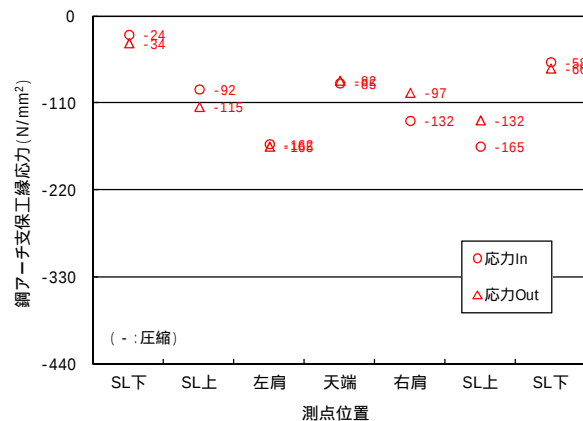


図-16 鋼アーチ支保工縁応力(D -b(E)(f))

5 . 自立安定地山の数値解析的評価

(1) 解析概要

C i-b(f)の直平面切羽1ケースと $L_s=2L, 3L, 4L$ とする球面切羽3ケースの全断面トンネル掘削解析である。解析コードはFLAC3D-ver.3.0を使用する。地山は、Mohr-Coulombの破壊規準を降伏条件とする完全弾塑性体でモデル化する。吹付けコンクリートは弾性体の薄肉シェル要素、鋼アーチ支保工は弾性体のはり要素でモデル化する。ロックボルトは、力学モデルに考慮しない。3次元解析モデルを図-17に示す。土被り高は $h=100\text{m}$ である。インバート部の掘削は、考慮しない。支保部材は、切羽から一掘進長 $L=1.2\text{m}$ の後方で考慮し、この状態で、全断面で 1.2m を掘削する(図-18)。

これを100回繰り返し、トンネル延長方向 120m を掘削する。地山物性値と支保部材断面性能を表-4、表-5に示す。

(2) 切羽鏡面トンネル軸方向変位増分

一掘進時の切羽鏡面におけるトンネル中心トンネル軸方向変位増分 $\Delta \delta_y$ を図-19に示す。一掘進時の直平面切羽の $\Delta \delta_y$ は、切羽鏡面全体が同等レベルで、内空側に変位する。球面切羽は、トンネル中心SL部が最も大きく変位し、内空側に凸の曲面形状をなす。 L_s を $2L$ から $4L$ に深く掘り込むと、さらに

丸くなり、切羽鏡の安定性は高まる。

(3) トンネル変形挙動

天端鉛直変位 δ_{zc} は、球面切羽より直平面切羽の方が大きい(図-20)。

直平面切羽に対する $L_s=2L$ 球面切羽の δ_{zc} 変位比は、切羽後方 3m 位置は 0.88 、 60m 後方は 0.93 となり、切羽に近いほど切羽形状効果が現れる。 L_s を $2L$ から $4L$ に掘り込むと、トンネル変位は小さくなる。

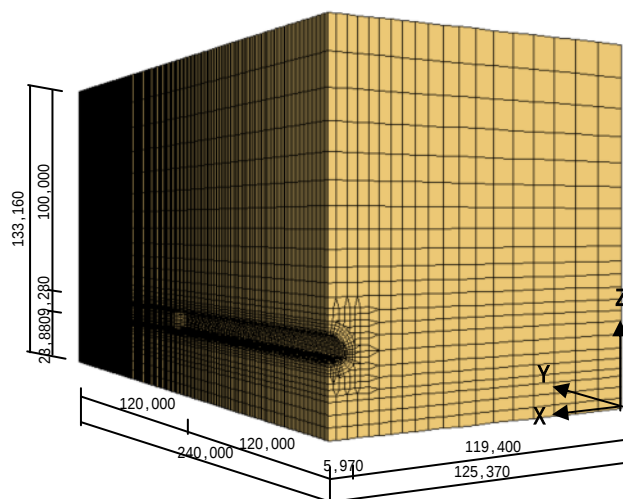


図-17 3次元解析モデル概要

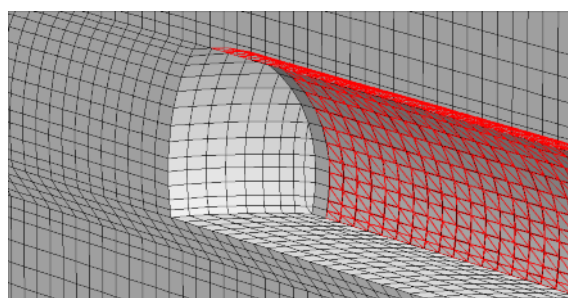


図-18 掘削ステップ概要 ($L_s=3L$)

表-4 C 地山物性値

パラメータ	代表値
変形係数 E (N/mm ²)	1,000
単位体積重量 (kN/m ³)	23
ポアソン比 ν (-)	0.30
粘着力 c (N/mm ²)	1.0
内部摩擦角 ϕ (deg)	40
側圧係数 K_0 (-)	1.0

表-5 支保部材断面性能 C i-b(f)

支保部材	吹付けコンクリート	鋼アーチ支保工
仕様	$t=7\text{cm}$	HH-100(SS590)
要素モデル	薄肉シェル要素	はり要素
変形係数 D(MN/m ²)	6.0×10^3	2.1×10^5
断面積 A(cm ²)	700	33.91
断面2次モーメント I(cm ⁴)	-	636
断面係数 Z(cm ³)	-	118

*1 一掘進長 $L=1.2\text{m}$

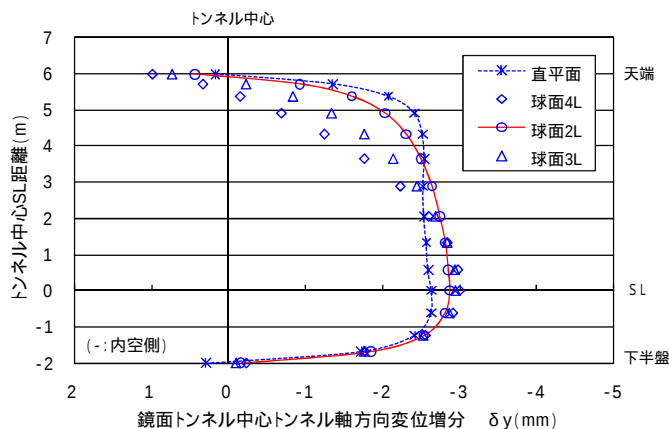


図-19 掘進時トンネル軸方向変位増分 Δy

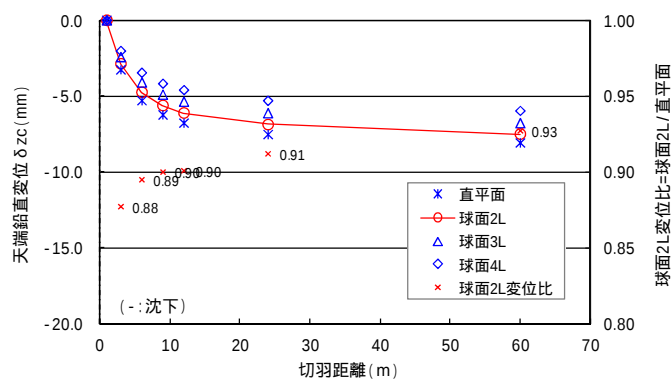


図-20 天端鉛直変位 δ_{zc}

直平面切羽に対する $L_s=2L$ 球面切羽の δ_{zc} 変位比は、切羽後方 3m 位置は 0.88, 60m 後方は 0.93 となり、切羽に近いほど切羽形状効果が現れる。 L_s を 2L から 4L に掘り込むと、トンネル変位は小さくなる。

(4) 周辺地山の安定性

トンネル中心鉛直(y-z)面の最大主応力分布は、グラウンドアーチ形成域として 図-21 に示す 球面切羽は、このグラウンドアーチが切羽で形成され、トンネルの安定性は向上する。 L_s が 2L より深くなると、切羽鏡周辺地山に高い主応力場が形成され、鏡の安定性はさらに高まる。

(5) 支保構造の安定性

直平面切羽の吹付けコンクリート応力は、天端で 5.2N/mm^2 、SLで 6.4N/mm^2 の圧縮である(図-22)。球面切羽 $L_s=2L$ の天端は 4.9N/mm^2 となり、直平面切羽の 0.93 倍である。 $L_s=4L$ に掘り込むと 0.66 倍となり、支保部材発生応力はさらに小さくなる。

(6) 吹付けコンクリート作用土圧

吹付けコンクリート作用土圧 P_o の土被り相当高 H は、これの軸力 N_c をトンネル構造半径 r と単位体積重量 γ で除して $H=N_c/r/\gamma$ で求めると、図-23 のようになる。作用土圧は、直平面切羽が最も大きく、土被り 2.7m 相当の土圧作用が推定される。この土圧は、球面切羽の $L_s=2L$ から 4L に深く掘り込むと、 $L_s=2L$ は直平面の 0.93 倍の 2.5m, 4L は 0.66 倍の 1.8m に小さくなり、球面切羽の鏡を掘込むと、吹付けコンクリートに作用する土圧は小さくなる。

(7) 得られた知見

トンネル変位は、直平面切羽が最も大きい。球面切羽で $L_s=2L$ から 4L に掘り込むと、トンネル変位は小さくなる。球面切羽は、切羽でグラウンドアーチが形成

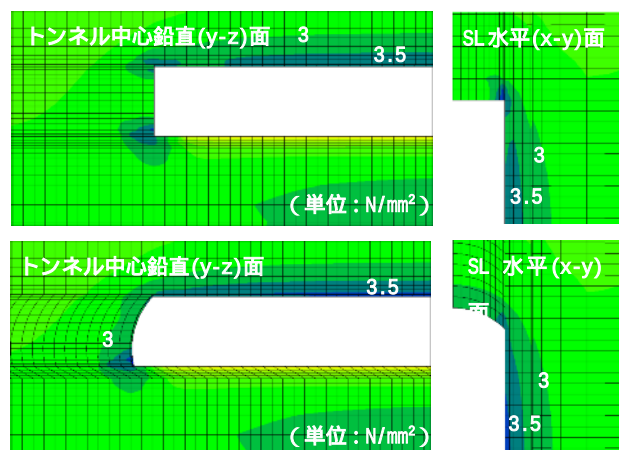


図-21 最大主応力分布(上:直平面,下: $L_s=3L$ 球面)

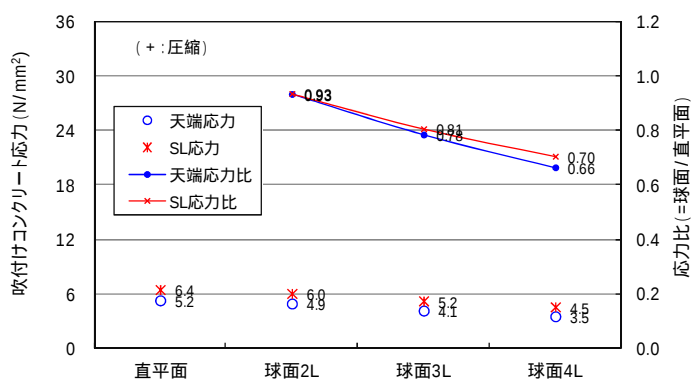


図-22 吹付けコンクリート応力

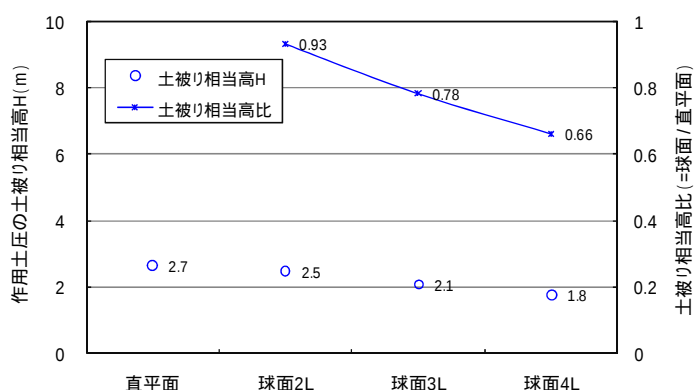


図-23 作用土圧の土被り相当高 H

され、トンネルの安定性は向上する。Ls が 2L より深くなると、切羽鏡の前面に、高い主応力場が形成され、鏡の安定性が高まる。吹付けコンクリート応力は、直平面切羽が最も大きく、Ls=2L は直平面切羽の 0.93 倍である。Ls を 2L から 4L に掘り込むと、支保部材応力は小さくなる。

6．おわりに

強度不足地山では、地山強度比をパラメータとする早期閉合トンネルを設計、安定形状の曲面切羽を併用する全断面早期閉合を採用することにより、施工性、作業安全性が向上、トンネルの安定が確保でき、施工を確実にできた。自立安定する地山では、球面切羽を併用する全断面掘削は、施工性と安全性とともにトンネルの安定性が向上し、力学的安定の確保における球面切羽の合理性などが明らかとなり、有効性が示された。

現在、球面切羽の全断面爆破掘削への適用性調査のための試験施工を計画中であり、その成果は別の機会に報告する予定である。

最後に、曲面切羽、球面切羽による全断面機械掘削などの試験施工に当たり、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)佐藤淳，細野康生，真下義章，木村厚之：曲面切羽で低強度地山の全断面掘削に挑戦，トンネルと地下，7月号，2012．
- 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，JSCE，第 60 回学術講演会，第 部門，2005．
- 3)佐藤淳，細野康生，楠本太：D 地山における切羽の安定形状，JSCE，第 67 回学術講演会，第 部門，2012．
- 4)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 回学術講演会，第 部門，2011．
- 5)佐藤淳，西村和夫，楠本太：鏡の形状が切羽安定性に及ぼす効果の解析的検証と試験施工，トンネルと地下，9月号，2012．
- 6)今田徹：変化するトンネル技術 NATM 後の動向，JICE REPORT，Vol.14，pp.74-79，2008．