

切羽形状の違いが山岳トンネルの安定性に及ぼす影響

佐藤 淳¹・細野 泰生²・楠本 太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: y.hosono.aa@c-nexco.co.jp

³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

⁴正会員 首都大学東京 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

山岳トンネルの力学的安定の確保における球面切羽の合理性などを確認、評価することを目的として、3D-FDMによる数値シミュレーションと試験施工を実施し、掘削工法や一掘進長、切羽形状などの施工法の違いがトンネルの変形挙動や力学的安定性に及ぼす影響、効果の定量的評価を行った。

その結課、球面切羽を併用する全断面工法は、グラウンドアーチ形成を有利にし、トンネルの安定確保に有効である。球面切羽の安定性は高く、切羽作業の施工性は良好であるなどが示された。また、この施工法の力学挙動特性が明らかになった。

Key Words : hemispherical tunnel face, full-face tunnel excavation, 3D-FDM, 3D-Laser-scanner

1. はじめに

山岳トンネルの力学的安定は、グラウンドアーチ形成による自立を基本としており、高速道路トンネル爆破掘削では、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一般に行われている。最近では、切羽作業の施工性や安全性の向上が求められ、また、山岳トンネルの安定性確保における球面切羽の合理性などが報告¹⁾されてきている。しかしながら、掘削工法や一掘進長、切羽形状などがトンネルの変形挙動や力学的安定性に及ぼす影響、効果の定量的評価は十分なされていないのが現状である。

本研究は、これらに対して、数値シミュレーションと試験施工を実施し、得られたデータを分析、評価することにより、トンネル施工法の違いがトンネル挙動特性および力学的安定性に及ぼす影響や効果を明らかにした。

2. 研究方法

切羽形状をパラメータとする 3 次元 Finite Difference Method によるトンネル掘削解析を実施して、トンネル挙動や安定性に関する力学挙動特性を数値シミュレーションで調べる。さらに、地山等級、掘削工法、一掘進長などをパラメータとする試験施工を実施して、トンネル施工法の違いがトンネルの変形挙動や力学的安定性に及ぼす影響、効果を定量的に考察、評価する。

3. 試験施工概要

試験施工を実施した八之尻トンネル²⁾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、球面切羽を併用する全断面工法を基本とし、300kW級軟岩トンネル掘進機による機械掘削である。地質は、礫層、地すべり崩積土、泥岩、玄武岩溶岩、玄武岩質火砕岩からなり、STA.446+10から以奥の試験施工区間には、地山等級がDⅠとCⅡの泥岩、玄武岩が分布する(図-1)。ここでの最大土被り高はh=110mである。

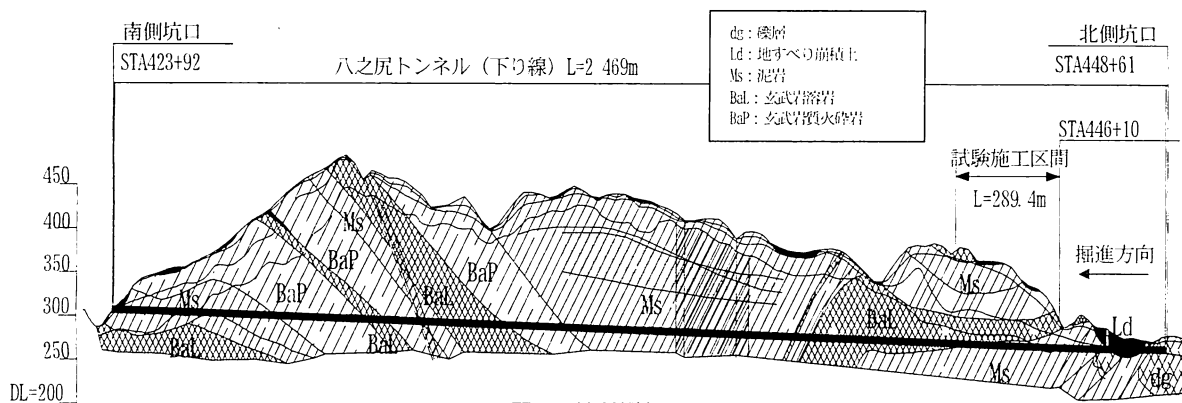


図-1 地質縦断面図

表-1 試験施工パラメータ

支保パターン ¹⁾	区間延長 (m)	掘進長 L(m)	掘削工法	切羽形状 (Ls)
C II a(f)	50.40	1.20	全断面	球面(2L)
C II i-b(f)	36.00	1.20	全断面	球面(2L)
C II i-b(b)	36.00	1.20	補助ベンチ	直平面
C II i-b(E)(f)	36.00	1.50	全断面	球面(2L)
C II i-b(E)(b)	36.00	1.50	補助ベンチ	直平面
D I -b(f)	5.00	1.00	全断面	球面(2L)
D I -b(b)	30.00	1.00	補助ベンチ	直平面
D I -b(E)(f)	30.00	1.20	全断面	球面(2L)
D I -b(E)(b)	30.00	1.20	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

表-2 トンネル支保構造諸元

支保パターン	一掘進長(m)	ロックボルト				吹付けコンクリート厚さ(cm)	鋼アーチ支保工サイズ(上・下半)
		長さ(mm)	耐力(N)	間隔(m)			
				周方向	延長方向		
CⅡ-a(f)	1.2	30	170	18	12	7	—
CⅡ-i-b(f), (b)	1.2	30	170	18	12	7	HH-100
CⅡ-i-b(E)(f), (b)	1.5	30	170	15	15	7	HH-100
DⅠ-b(f), (b)	1.0	40	290	18	10	10	NH-125
DⅠ-b(E)(f), (b)	1.2	40	290	15	12	10	NH-125

*1 C II i-b(b)の補助ベンチは上半 NH-125

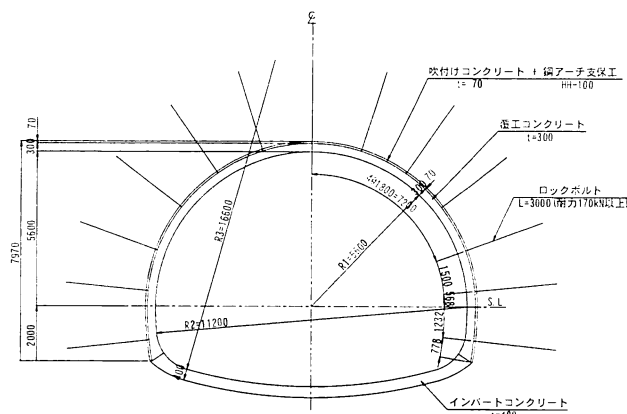


図-2 支保パターン C II i-b(f) (標準, 全断面)

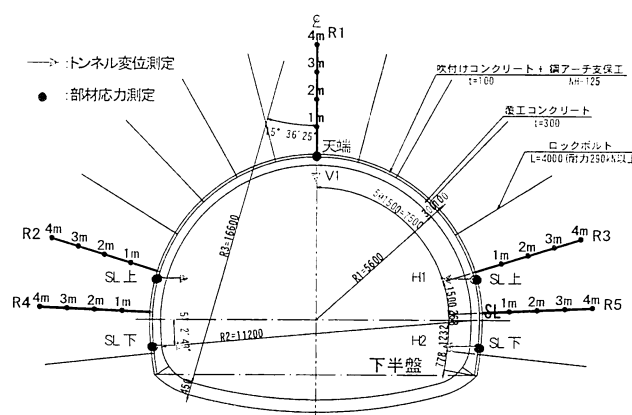


図-3 測点配置概要

(1) 試験施工計画

試験施工は、地山等級、一掘進長、掘削工法と切羽形状をパラメータとし、これらの組み合わせで、延長289.4m間で実施した(表-1)。採用した支保パターンの支保構造諸元は、表-2に示す。なお、掘削工法に対応させた支保パターン名として、一掘進長延伸パターンは(E)、全断面工法は(f)、補助ベンチ付き全断面工法は(b)を付記した。全断面工法による標準支保パターンC II i-b(f)のトンネル支保構造概要は、図-2に示す。

(2) 計測工概要

計測工 A 断面は、トンネル進行方向 10m 間隔に設ける。測点は、切羽通過時に設け、三次元自動測量計測システムを用いて、6～24 時間毎に自動測定する。計測工 B は、土被り高が $h=63\text{m}$ 、一掘進長が $L=1.2\text{m}$ の D I -b(E)(f)の STA445+57 に 1 断面を設ける。測点配置は、図-3 に示す。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 3D 切羽画像として測定する(図-4)。測定精度は 4mm である。

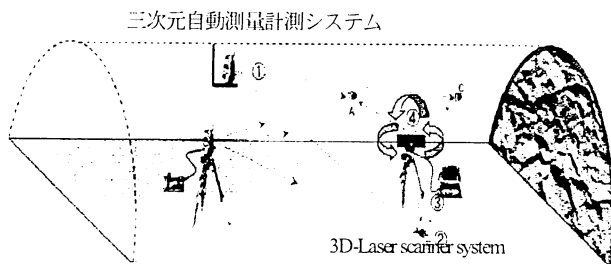


図-4 3D-Laser scanner system 概要



写真-1 球面切羽全景 (C II-a(f), $L_s=2L$)

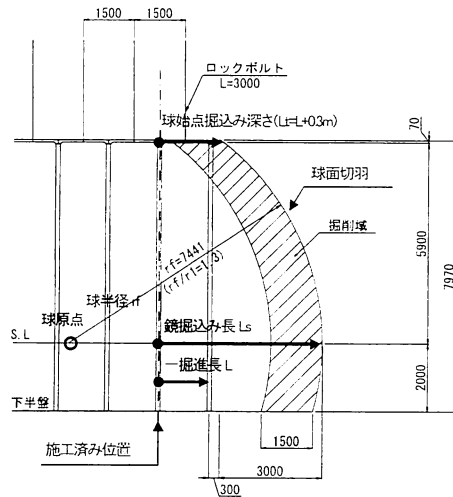


図-5 球面切羽形状用語 ($L_s=3L$, $L=1.5$ 例)

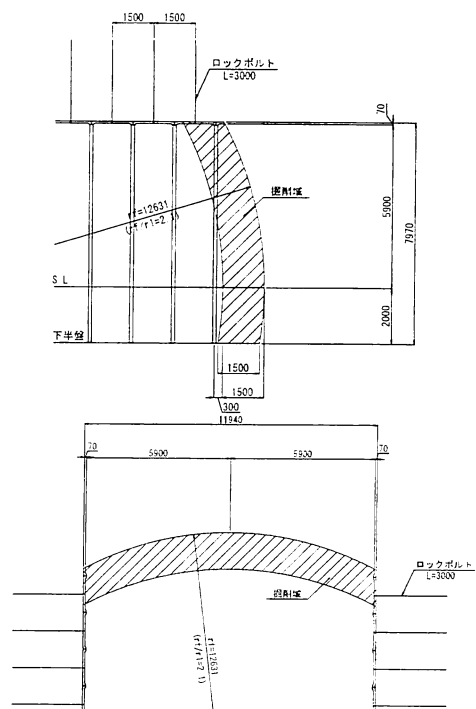


図-6 球面切羽形状 (上:縦断, 下:SL 平面)

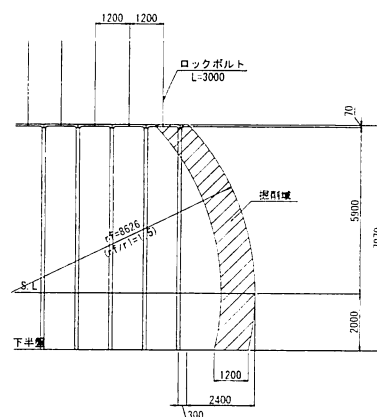


図-7 球面切羽形状 ($L_s=3L$, $L=1.2m$)

4. 球面切羽形状の設定

球面切羽形状(写真-1)は、図-5 を用いて、以下のよう
に設定する。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ている。

切羽鏡は、施工済み位置から、掘進方向に掘り込んだ
球形状とする。球の原点は、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。 $L=1.5m$ で $L_s=2L$
の C II-b(E)(f)の球半径 r は、 $r/r_1=2.1$ である(図-6)。

5. 数値解析的手法による評価

C II-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(図-7)。
解析コードは、FLAC3D-ver3.0を使用する。地山強度比
が2を上回る地山のトンネル掘削では、トンネル周辺
地山は弾性挙動を示し、自立安定する。ここでは、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。ロックボルトとインバート部の掘削は、
考慮しない。

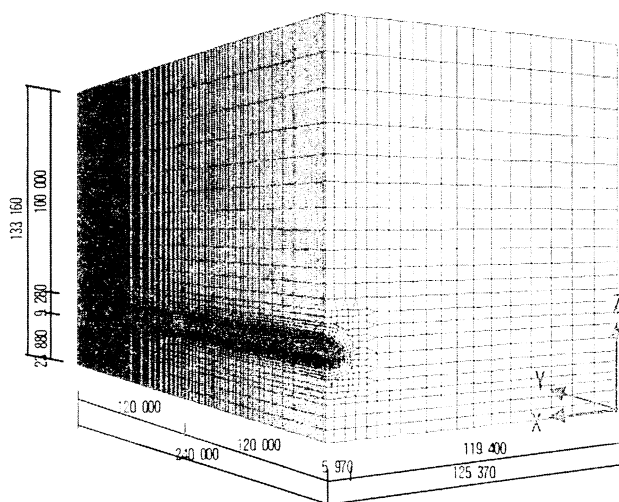


図-8 3次元解析モデル概要

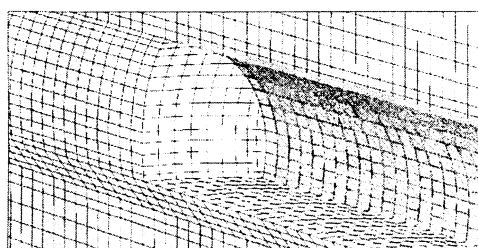


図-9 掘削ステップ概要 (Ls=3L)

(1) 解析モデルの設定

3次元解析モデルは、図-8に示す。解析領域は、トンネル構造体と作用荷重の対称性を考慮し、トンネル中心を対称軸とする半断面である。土被り高は $h=100\text{m}$ 、側面はトンネル掘削面より 119.4m 、底面までは 23.88m 、奥行き方向は 240m である。境界条件は、側面は X 方向固定、 YZ 方向フリー、底面は Z 方向固定、 XY 方向フリー、手前奥行き面は Y 方向固定、 XZ 方向フリーとする。

全断面掘削と支保部材設置の関係は、球面切羽 $L_s=3L$ について、図-9に示す。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。これを 100 回繰り返す、トンネル延長方向 120m を掘削する。

地山物性値は、NEXCO技術資料³⁾に記載されている地山区分CⅡのものを用いる(表-3)。支保パターンCⅡi-b(f)の支保構造部材断面性能は、表-4に示す。吹付けコンクリートの設計基準強度は $f_{ck}=36\text{N/mm}^2$ 、鋼アーチ支保工は高規格鋼SS590である。

(2) 解析結果の数値化

解析結果のトンネル変位と支保部材応力は、天端とSLについて数値化し評価する(図-10)。切羽前方地山の一掘進毎のトンネル軸方向変位増分 $\Delta\delta_y$ は、トンネル中心SL+1.3mレベルで、切羽距離との関係で数値化する。

表-3 CⅡ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 γ	(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-4 支保部材断面性能 CⅡi-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
要素モデル	薄肉シェル要素	はり要素
変形係数 $D(\text{MN/m}^2)$	6.0×10^3	2.1×10^5
断面積 $A(\text{cm}^2)$	700	33.91
断面2次モーメント $I(\text{cm}^4)$	—	636
断面係数 $Z(\text{cm}^3)$	—	118

*1 一掘進長 $L=1.2\text{m}$

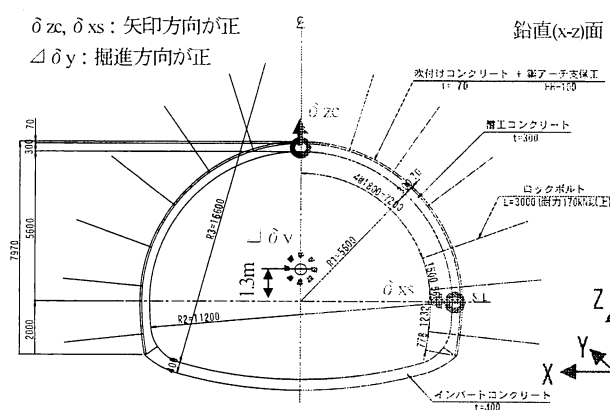


図-10 結果の評価位置

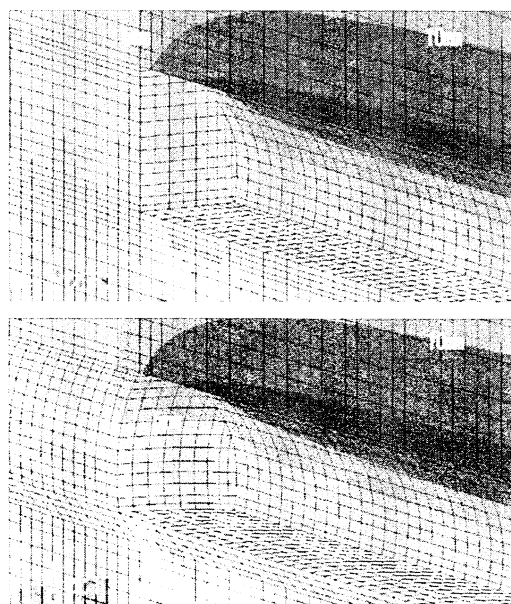


図-11 鉛直変位 δ_z (上:直平面図, 下:Ls=3L 球面切羽)

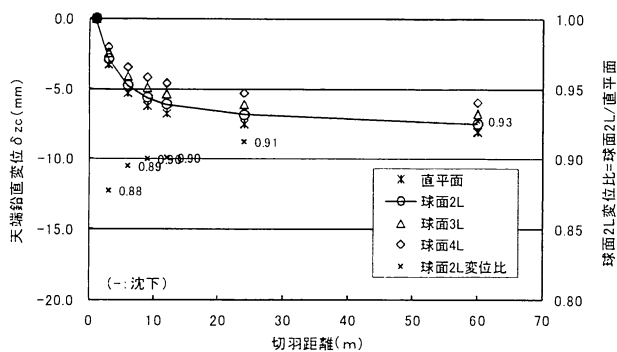


図-12 天端鉛直変位 δ_{zc}

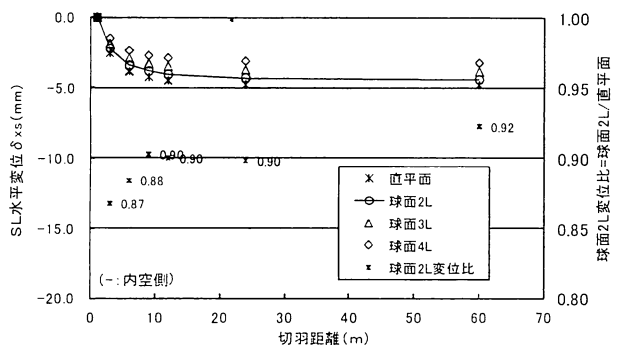


図-13 SL水平変位 δ_{xs}

(3) 切羽周辺地山変位

先行変位を含む切羽周辺地山の鉛直変位 δ_z は、直平面切羽より球面切羽の方が大きい(図-11). 球面切羽を2Lから4Lに掘り込むと、切羽周辺地山変位はさらに大きくなる。

(4) トンネル変位

計測工Aで測定される天端鉛直変位 δ_{zc} とSL水平変位 δ_{xs} は、ともに、球面切羽より直平面切羽の方が大きい(図-12, 図-13). 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位置では0.88, 60m後方は0.93であり、切羽に近いほど小さい。 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。

(5) 切羽前方地山変位増分

一掘進時の切羽前方地山のトンネル軸方向変位増分 $\Delta\delta_y$ は、切羽前方3.6m位置から顕著に現われはじめ、直平面切羽が最も大きい(図-14). 切羽前方1.2m位置では、球面切羽の方が大きくなり、 L_s の違いによる有意な差はない。

(6) 切羽鏡面変位増分

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-15, 図-16に示す。

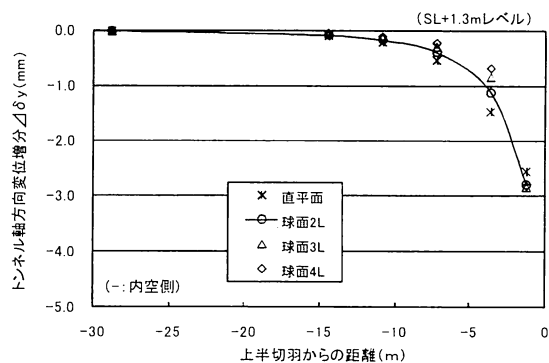


図-14 切羽前方トンネル軸方向変位増分 $\Delta\delta_y$

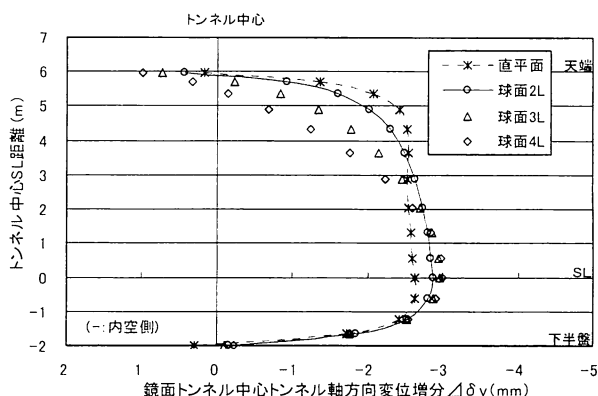


図-15 一掘進時 $\Delta\delta_y$ (切羽鏡鉛直面, トンネル中心)

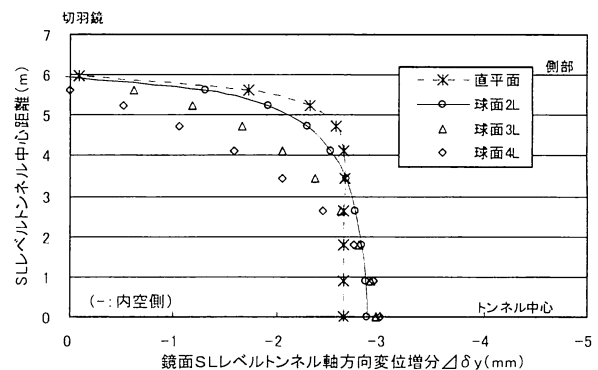


図-16 一掘進時 $\Delta\delta_y$ (切羽鏡水平面, SLレベル)

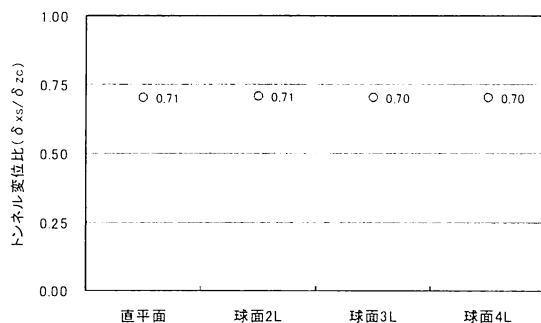


図-17 トンネル変形モード ($=\delta_{xs}/\delta_{zc}$)

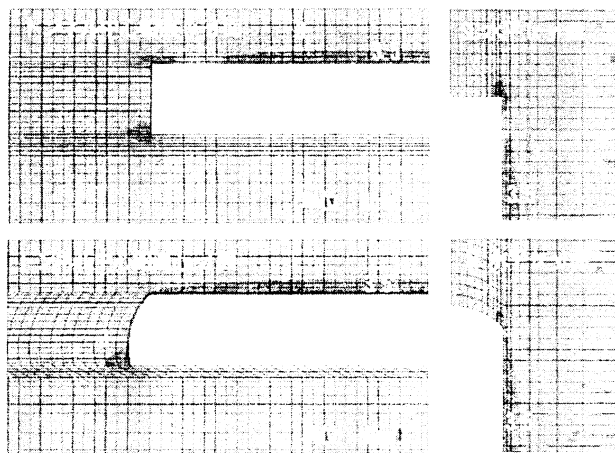


図-18 最大主応力分布(上:直平面下:Ls=3L 球面)

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掘削進行手前側に変位する。球面切羽の $\Delta \delta y$ は、トンネル中心 SL 部が最も大きく変位し、この位置からトンネル掘削面側に近づくにつれ $\Delta \delta y$ は抑制され、切羽形状効果が現われる。Ls を 2L から 4L に掘り込むと、この効果がさらに現われ、増分変位は小さくなり、切羽鏡の安定性は高まる。

(7) トンネル変形モード

天端鉛直変位 δzc に対する SL 水平変位 δxs の比のトンネル変形モード ($=\delta xs/\delta zc$) は、切羽形状の違いによる有意な差はなく 0.7 である (図-17)。

(8) 周辺地山の安定性

トンネル中心鉛直 (y-z) 面と SL レベル水平 (x-y) 面における最大主応力分布は、グラウンドアーチ形成域として、図-18 に示す。球面切羽では、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。Ls 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。なお、直平面切羽と Ls=2L の球面切羽では、掘削面近傍に塑性域が現れる。

(9) 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-19)。球面切羽の Ls=2L の天端は 4.9N/mm^2 となり、直平面切羽の 0.93 倍である。Ls を 4L に深く掘り込むと 0.66 倍になり、支保部材発生応力はさらに小さくなる。

直平面切羽の鋼アーチ支保工応力は、天端で 130N/mm^2 、SL で 153N/mm^2 の曲げ圧縮である (図-20)。球面切羽の Ls=2L の天端は 119N/mm^2 となり、直平面切羽の 0.92 倍である。Ls を 4L に深く掘り込むと 0.68 倍になり、吹付けコンクリートと同様である。

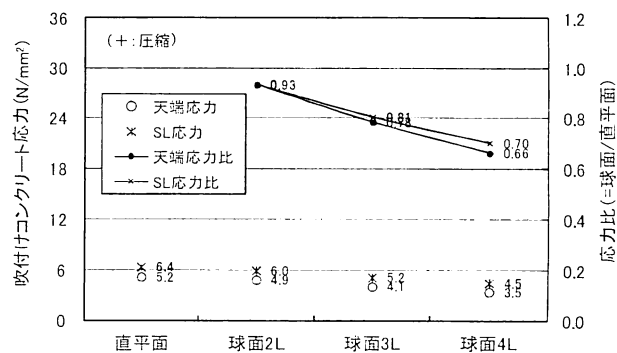


図-19 吹付けコンクリート応力

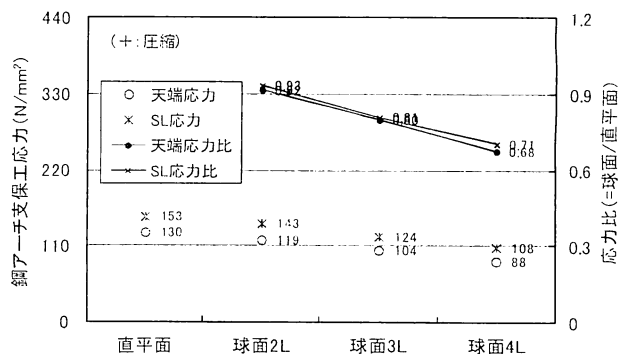


図-20 鋼アーチ支保工応力

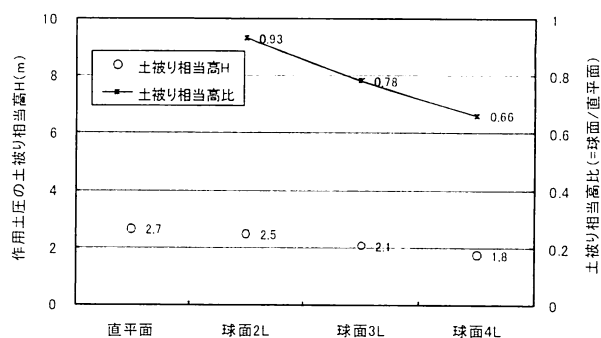


図-21 作用土圧の土被り相当高II

(10) 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⁴⁾と、図-21 のようになる。作用土圧は、直平面切羽が最も大きく、土被り高で 2.7m 相当である。この土圧は、球面切羽の Ls=2L から 4L に深く掘り込むと、Ls=2L は直平面の 0.93 倍の 2.5m、4L は 0.66 倍の 1.8m となり、さらに小さくなる。

(11) 得られた知見

3D-FDM トンネル掘削解析結果から、以下の知見を得た。

① 先行変位を含む地山の変位は、直平面切羽が最も小さい。球面切羽の Ls を 2L から 4L に深く掘り込むと、切羽周辺地山の変位はさらに大きくなる。

表-5 地山状況(試験施工区間)

支保パターン	地質	切羽評価点(平均)
CⅡ-a(f)	玄武岩	57
CⅡ-i-b(f)	泥岩	33
CⅡ-i-b(b)		35
CⅡ-i-b(E)(f)	玄武岩, 泥岩	43
CⅡ-i-b(E)(b)		37
DⅠ-b(f)	泥岩	12
DⅠ-b(b)		12
DⅠ-b(E)(f)		27
DⅠ-b(E)(b)		27

②計測工 A で測定されるトンネル変位は、直平面切羽が最も大きい。Ls=2L 球面切羽の直平面切羽に対する δ_{zc} 変位比は、切羽後方 3m 位置で 0.88、60m 後方は 0.93 となり、切羽に近いほど小さい。Ls=2L から 4L に掘り込むと、トンネル変位は小さくなる。

③直平面切羽の一掘進時トンネル軸方向変位増分は、切羽鏡面全体が同等レベルで、掘削進行手前側に変位する。球面切羽では、トンネル中心 SL 部が最も大きく変位し、この位置からトンネル掘削面に近づくにつれ増分変位は抑制され、切羽形状効果が現われる。Ls を 2L から 4L に深く掘り込むと、この効果がさらに現われ、切羽鏡の安定性は高まる。

④球面切羽は、切羽でグランドアーチが形成され、トンネルの安定性は向上する。Ls が 3L 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。

⑤Ls=2L 球面切羽の吹付けコンクリート応力は直平面切羽の 0.93 倍、鋼アーチ支保工応力は直平面切羽の 0.92 倍である。Ls を 2L から 4L に深く掘り込むと、支保部材発生応力は小さくなる。

⑥吹付けコンクリート作用土圧の土被り相当高は、直平面切羽が最も大きく、H=2.7m である。球面切羽を Ls=2L から 4L に深く掘り込むとさらに小さくなり、グランドアーチ形成は進み、吹付けコンクリート作用土圧は小さくなる。

6. 試験施工による評価

試験施工区間の地山状況を表-5 に示す。この施工条件下における試験施工結果は、以下に示す。

(1) 切羽鏡の安定性

CⅡ-i-b(E)における補助ベンチ付き全断面掘削の直平面切羽画像を図-22 に示し、全断面掘削の Ls=2L の球面切羽画像を図-23 に示す。L=1.2m の CⅡ-i-b と L=1.5m の CⅡ-i-b(E)のトンネル中心縦断における球面切羽形状は、



図-22 直平面切羽画像(CⅡ-i-b(E)(b))



図-23 球面切羽画像(CⅡ-i-b(E)(f), Ls=2L)

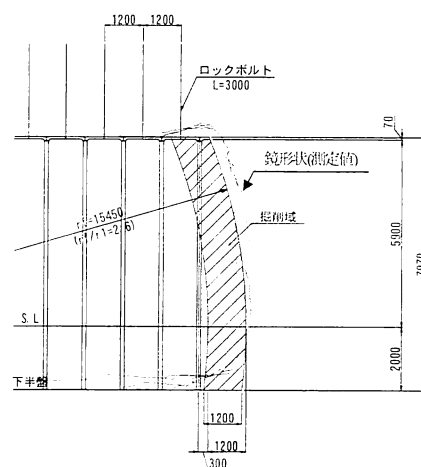


図-24 球面切羽形状(CⅡ-i-b(f), L=1.2m Ls=2L)

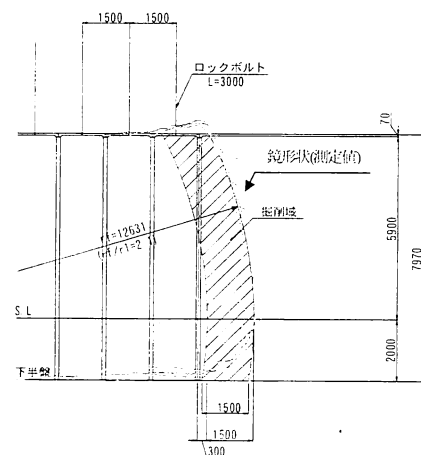


図-25 球面切羽形状(CⅡ-i-b(E)(f), L=1.5m Ls=2L)

それぞれ、計測 4 断面のものを重ね合わせると図-24、図-25 のようになる。これから、以下のことがいえる。

①直平面切羽の補助ベンチ付き全断面掘削、球面切羽の全断面掘削ともに、切羽の自立性は高く、施工中の肌落などはなく、鏡吹付けのみで、切羽は安定した。

②切羽形状の目標を $L_s=2L$ 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、 $L=1.2\text{m}$ 、 $L=1.5\text{m}$ とともに、計画どおりの球面形状による施工ができた。

③一掘進長を $L=1.5\text{m}$ とする補助ベンチ付き全断面掘削の C II i-b(E)(b)は、掘進機の施工制約を受け、補助ベンチ長が 2m 程度と短い施工となる。

なお、 $L_s=2L$ の球面切羽による全断面機械掘削に対する作業員の意見として、切羽鏡の安定性は高まり、施工性が良く、安心感があるが示された。

(2) トンネル変位

計測 29 断面の鉛直変位 V と内空変位 H を図-26、図-27 に示す。これから、以下のことがいえる。

- ・天端鉛直変位 V1 の最大は、補助ベンチ D I -b(b)で発生し、-18mm の沈下である。
- ・内空変位 H の最大は、補助ベンチ C II i-b(b)の下半 H2 に発生し、-22mm の内空側変位である。上半 H1 は、補助ベンチ D I -b(E)(b)が最大となり、-19mm の内空側変位である。
- ・天端沈下、内空変位ともに、全断面工法の方が小さい。また、測定値のばらつきも小さく、安定性は向上する。

(3) 切羽前方地中変位増分

一掘進毎の切羽前方地中のトンネル軸方向水平変位増分は、埋込み式地中変位計を用いて、切羽位置との関係で測定する(写真-2)。測定断面は、延伸 D I -b(E)に設ける。計器は、トンネル中心 SL+1.5m 位置に設置する(図-28)。測定範囲は、最大 100mm とし、測点数は P-1 から P-6 の 6 点である。この計器は、切羽鏡の地中前方に、パーカッションドリルで $\phi 100\text{mm}$ 長さ 21m を穿孔し、この中にアンカー固定する。トンネル軸方向変位は、自動測定し、データログに記憶する。

この測定データから、切羽前方へのトンネル掘削影響は、2倍掘進長の約 2.6m 位置から出現しはじめ、切羽下半盤から 56 度線の上側に現われる(図-29)。

(4) トンネルの安定性

延伸 D I -b(E)(f)区間の吹付けコンクリート軸応力を図-30 に示す。鋼アーチ支保工縁応力の地山側(Out)と内空側(In)を図-31 に示す。

これから、以下のことがいえる。

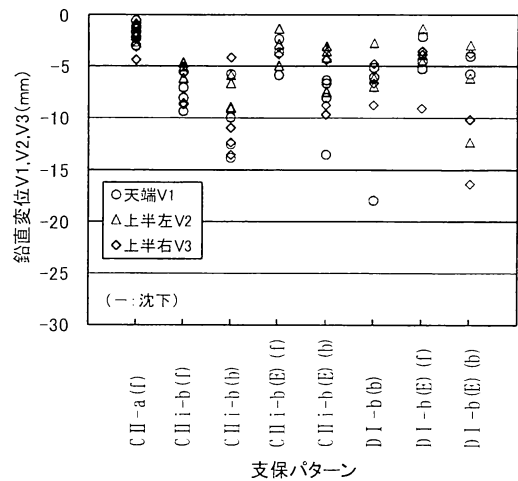


図-26 鉛直変位 (V)

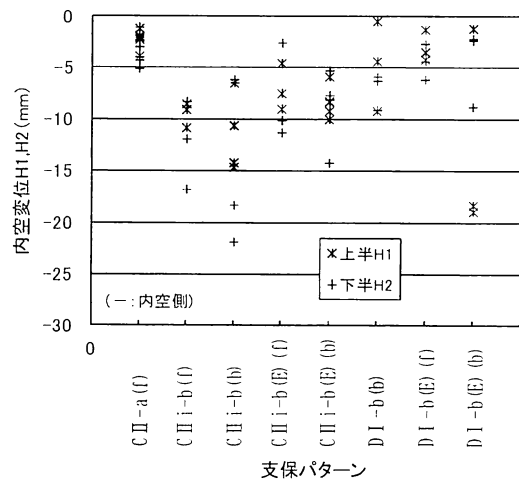


図-27 内空変位 (H)



写真-2 切羽前方地中変位計 (東亜測器)

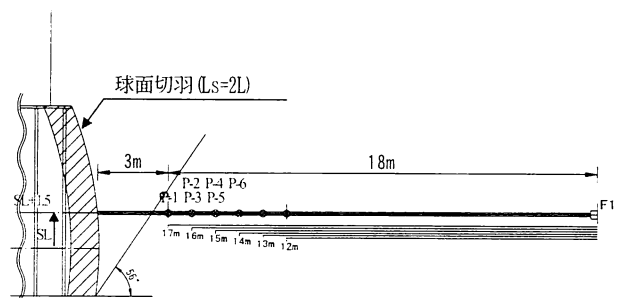


図-28 計器配置概要 (D I -b (E))

①吹付けコンクリート軸応力の最大は、右 SL 上に発生し、 7.5N/mm^2 の圧縮である。これは、圧縮強度の 1/4 以下であり、トンネル支保構造体の安定性は高い。

②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。

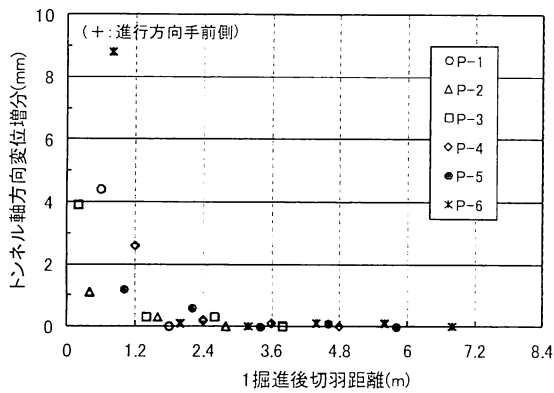


図-29 トンネル軸方向変位増分 (SL+1.5m レベル)

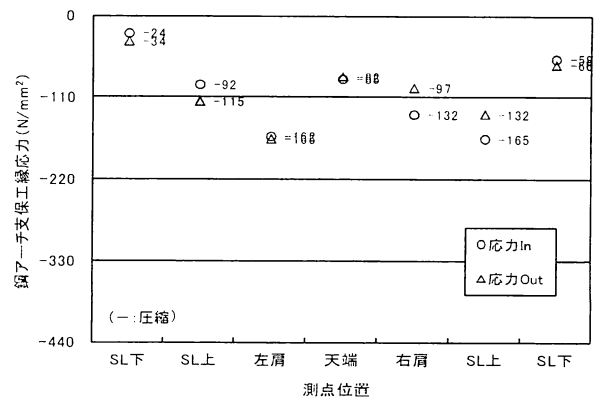


図-31 鋼アーチ支保工縁応力

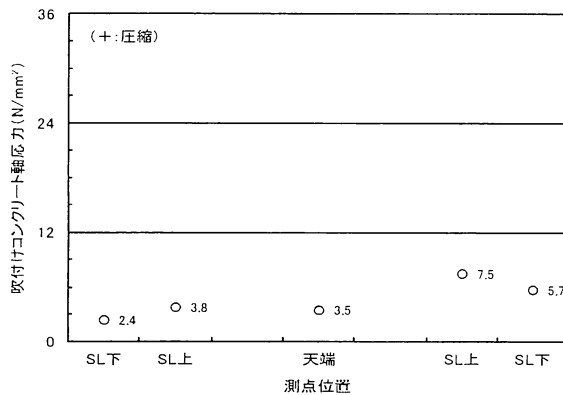


図-30 吹付けコンクリート軸応力

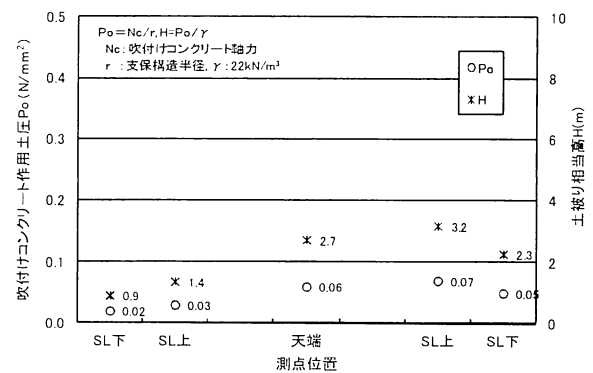


図-32 吹付けコンクリート作用土圧と土被り相当高H

これから類推解釈すると、全断面工法機械掘削で施工したD I、C II 地山におけるトンネルの力学的安定性は高いことがわかる。

(5) 吹付けコンクリート作用土圧

延伸D I -b(E)f区間の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 から換算すると、図-32のようになる。この H を、この計測工B断面のロックボルト軸力分布図に重ね書きすると、図-33のようになる。これらから、掘削面から3.5mの範囲内に、ロックボルト軸力のピークが現れ、グラウンドアーチが形成され、トンネル支保構造は安定する。吹付けコンクリート作用土圧の土被り相当高は、 $H=3.2m$ が推定され、吹付けコンクリートには、グラウンドアーチ形成域相当の土被り高で $H=3.5m$ 相当の土圧作用が推定される。

(6) 得られた知見

標準 C II-a, C II-i-b, D I-b, 延伸 C II-i-b(E), D I-b(E)の5パターンと鏡掘込み長 $L_s=2L$ とする球面切羽の全断面掘削と直平面切羽の補助ベンチ付き全断面掘削の組み合わせによる計9パターンの試験施工結果から、以下の知見を得た。

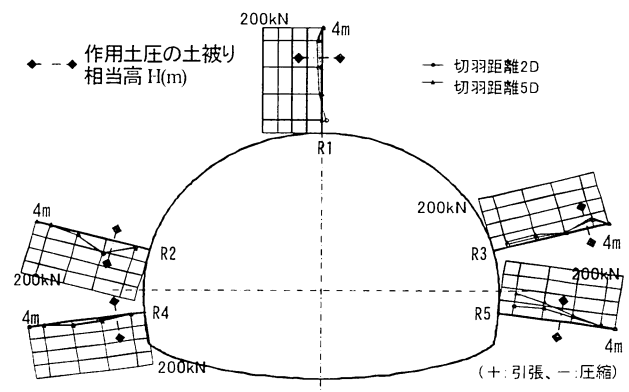


図-33 ロックボルト軸力分布と土圧土被り相当高H

a) 球面切羽の安定性

球面切羽 $L_s=2L$ の全断面掘削は、切羽の自立性は高く、施工中の肌落などはなく、切羽は自立安定した。SL 下方では、計画より若干掘込みが少ないが、計画どおりの球面形状による施工ができた。

b) トンネル変形挙動

天端鉛直変位は20mm以下、内空変位は25mm以下で、弾性挙動を示す。また、トンネル変位は全断面工法の方が小さく、安定性は向上する。

c) トンネルの安定性

延伸 DI-b(E)の吹付けコンクリート軸応力は、圧縮強度の 1/4 以下であり、 $L_s=2L$ 球面切羽による全断面工法機械掘削で施工したトンネルの力学的安定性は高い。

d) 吹付けコンクリート作用土圧

掘削面から 3.5m の範囲内に、ロックボルト軸力のピークが現れ、この周辺に、グラウンドアーチが形成される。吹付けコンクリートには、グラウンドアーチ形成域相当の土被り高で $H=3.5m$ 相当の土圧作用が推定される。

e) 全断面工法の適用性

全断面工法は、支保工の施工性がよく、ベンチでの切羽作業がなくなり、安全性が向上する。補助ベンチ付き全断面工法の機械掘削は、一掘進長が $L=1.5m$ に長くなると、機械稼働範囲の制約を受ける。全断面工法は、これが無くなり、効率的な施工ができる。

f) 球面切羽の施工性

鏡掘込み長 $L_s=2L$ の球面切羽による全断面工法機械掘削は、切羽鏡から離れた支保作業となり、支保工の施工性が向上する。また、切羽の安定性が高まり、安心感がある。固結度が低いと、ずり出し時に、鏡面からの肌落が生じやすい。

7. まとめ

切羽形状をパラメータとする 3D-FDM トンネル掘削解析から、球面切羽を併用した全断面掘削は、直平面切羽に比べて、また、 L_s を $2L$ から $4L$ に深く掘り込むと、切羽周辺にグラウンドアーチが形成されるようになり、トンネル変位と支保部材応力は小さくなり、力学的安定性は向上するがわかった。

球面切羽形状を $L_s=2L$ とする全断面掘削を基本とする試験施工から、球面切羽の安定性は高く、切羽作業の施

工性は良好で、安心感があるが示された。さらに、補助ベンチ付き全断面工法に比べて、トンネル変位と変位のばらつきは小さくなり、トンネルの安定性は向上する。また、延伸 DI-b(E)の吹付けコンクリートには、土被り 2.5m 相当でグラウンドアーチ形成域相当の土圧が作用する。切羽前方への掘削影響は、切羽から掘進長の 2 倍範囲内に現れるなどが明らかになった。

現在、球面切羽による全断面機械掘削で施工をおこなっているが、これの全断面工法爆破掘削への適用性を調査するための試験施工を計画中である。この成果を含めて、山岳トンネル切羽形状と掘削工法について、別の機会に報告する予定である。

謝辞：球面切羽や全断面機械掘削などの試験施工の実施に当たり、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) 今田徹：変化するトンネル技術 NAIM 後の動向, JICE REPORT, Vol14, pp.74-79, 2008.
- 2) 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.
- 3) トンネルの標準設計に関する研究報告書：試験研究所技術資料, 第 350 号, 日本道路公団試験所, 昭和 61 年 2 月.
- 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 VI 部門, 2011.

(2012.9.3 受付)

THE INFLUENCE OF THE SHAPE OF TUNNEL FACE ON TUNNEL STABILITY

Jun SATO, Yasuo HOSONO, Futoshi KUSUMOTO and Kazuo NISHIMURA

Trial excavation and numerical simulation using 3D-FDM were carried out to verify the validity of hemi-spherical tunnel face in mechanical stabilization of a mountain tunnel. The influence of construction options such as tunnel excavation method, cycle length, and the shape of tunnel face on the deformation behaviour and mechanical stability of the tunnel was quantitatively estimated.

As a result, full-face tunnel excavation combined with hemi-sphere tunnel face proved to be effective for stable tunnelling. In addition, the characteristics of its mechanical behaviour were clearly identified.