

# 二次覆工を先行施工した超近接双設トンネルの施工 —赤峰トンネルの取り組み—

西村誠一 \* 藤野能成 \* 入山哲男 \* 青木宏一 \*\*

大阪府河内長野市に位置する赤峰トンネル(仮称：河内長野トンネル)(L=96m)は双設トンネル構造となっているが、それぞれの支保工(吹付けコンクリート)外面の純離隔は8cmと僅かである。また、大阪層群の砂礫からなる未固結地山において先行トンネルの覆工コンクリートを巻き立てた後、後行トンネルを掘削するという極めて事例の少ない無導坑式超近接双設トンネルである。本稿では、この双設トンネルの設計経緯とその概要、施工時の課題とその対策、及びそれらの効果について、計測結果を用いて評価し、報告するものである。

キーワード：双設トンネル、数値解析、インバート早期閉合、中流動コンクリート

## 1. はじめに

一般府道大野天野線道路改良事業は、国道170号等既存道路の渋滞緩和や、新たに建設される河内長野市の消防拠点施設への迅速なアクセスを目的として、延長約560mの4車線道路を整備するものである。このうち丘陵部については延長96mの双設トンネル構造となっているが、それぞれの支保工(吹付けコンクリート)外面の純離隔は8cm(Fig.1)と僅かである。また、大阪層群の砂礫からなる未固結地山において、先行するトンネルの覆工コンクリートを巻き立てた後、後行トンネルを掘削するというきわめて事例の少ない無導坑方式の超近接双設トンネルである。

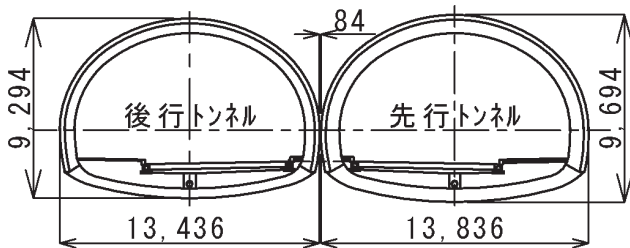


Fig.1 標準断面図

無導坑方式の近接双設トンネルの設計では、早期閉合により環状構造となった剛な支保でトンネルを形成し、地山の緩みを極力抑制することで、一次覆工(鋼アーチ支保工、吹付けコンクリート)の状態では、後行トンネル施工時の緩みによる挙動に対して、トンネルの安定性を確保するといった考え方が主流となっている<sup>1)</sup>。

一方、本トンネルではその地山条件や超近接であることから、一次覆工のみでは後行トンネルの掘削に伴う緩み荷重を受け持つことができず、二次覆工にも荷重分担させる必要があるものと判断された。このため、先行ト

\* 関西支店 河内長野トンネル作業所

\*\* 土木事業本部 トンネル技術部

ンネルの覆工コンクリート完了後、後行トンネルの掘削に着手する施工手順とし、数値解析(有限要素法:FEM)を用いて先行トンネルの支保工、及び覆工コンクリートの断面力を算定し、許容応力度法により各種部材厚や仕様を決定することで構造的安定性を確保できるように設計されていた。

本報文は、実施工に先立ち行った各種検討や課題の抽出を踏まえ、施工法の変更や吹付けインバートによる早期閉合の実施、より合理的な補助工法の採用等について計測結果を交えて評価、報告するものである。

## 2. 工事概要

### 2.1 工事内容

工事名：一般府道大野天野線道路改良工事(小山田工区)

【トンネル名：赤峰トンネル】

工事場所：大阪府河内長野市小山田町～上原西町

トンネル概要：2車線道路トンネルL=96m×2本

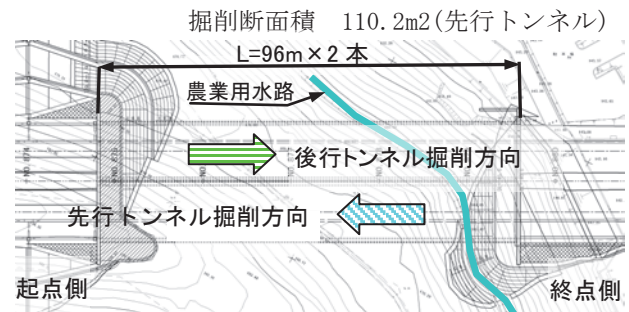


Fig.2 平面図

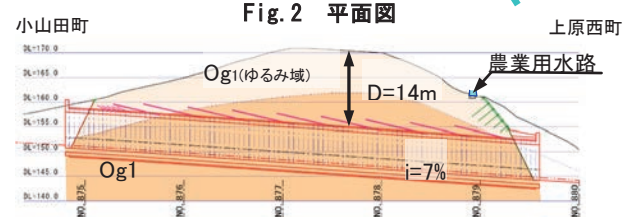


Fig.3 縦断面図(先行トンネル)

主要工程：

- 平成 24 年 10 月 01 日先行トンネル掘削開始。
- 平成 24 年 11 月 12 日貫通。以後インバート・アーチ覆工
- 平成 25 年 02 月 23 日覆工完了
- 平成 25 年 03 月 04 日後行トンネル掘削開始、
- 平成 25 年 04 月 05 日貫通。
- 平成 25 年 08 月 01 日後行トンネル覆工完了。

2. 2 地形・地質

地形：小土被り（最大14m），両坑口部偏圧地形  
 地質概要：大阪層群砂礫層（第三紀末～第四紀中期に形成された未固結地山）  
 平面図を Fig. 2、縦断面図を Fig. 3 に示す。

3. 当初設計の検証と実施工での修正

3. 1 当初設計の考え方とその成果

3. 1. 1 FEM解析と構造設計の概要

双設影響を考慮した支保構造や覆工構造，及び補助工法等について FEM 解析等により決定した。解析断面は最大土被りとなる位置が選定されている。解析モデル図を Fig. 4 示す。

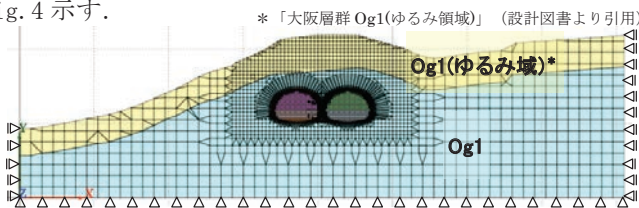


Fig. 4 解析モデル（最大土被り部）

地山物性値は、既往のボーリング調査結果より提案されていたが、大阪層群の標準的な値に比べ小さく、また資料数が少ない限定的なデータであるため、技術資料<sup>2)</sup>を参考に Table1 の値が採用された

Table1 地山物性値一覧表

地質	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	変形係数 E(kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比	粘着力 C(kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (deg)
大阪層群 Og1(ゆるみ領域)	20.0	80,000	0.35	100	30
大阪層群 Og1	21.0	150,000	0.35	200	30

解析ステップは Fig. 5、Fig. 6 に示すとおり、先行トン

ネルの覆工コンクリート完了後、後行トンネルの掘削を開始するものとし、先行トンネル二次覆工に対する後行トンネルの掘削影響を反映できるものとなっている。

なお、予備解析において当該条件では、吹付けコンクリートと

- ① 初期地圧算定
- ② 先行トンネル上半掘削
- ③ 上半支保工設置
- ④ 下半掘削
- ⑤ 下半支保工設置
- ⑥ インバート掘削
- ⑦ インバートコンクリート設置
- ⑧ 覆工コンクリート施工
- ⑨ 後行トンネル上半掘削
- ⑩ 上半支保工設置
- ⑪ 下半掘削
- ⑫ 下半支保工設置
- ⑬ インバート掘削・コンクリート

応力解放率は掘削 40% 支保時 60%

Fig. 5 解析ステップ

鋼アーチ支保工の一次支保工のみでは先行トンネルの安定が確保できない結果となり、二次覆工コンクリートにも掘削影響を分担させることとしている。

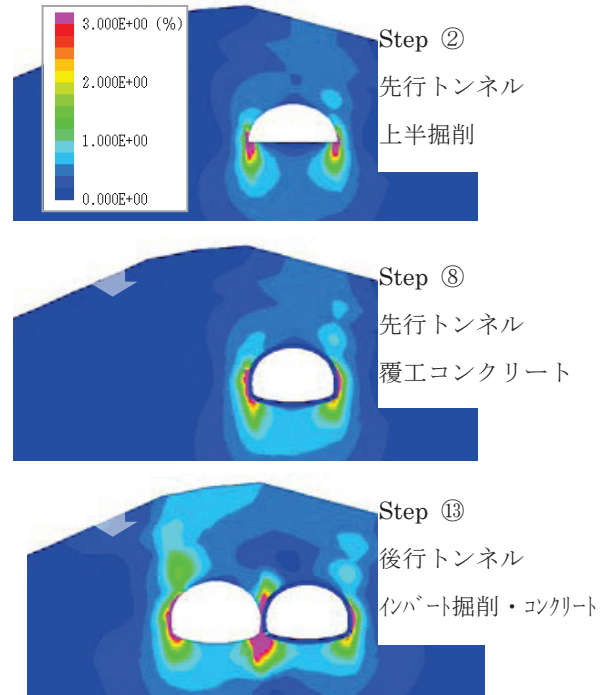


Fig. 6 最大せん断ひずみ分布図

3. 1. 2 支保構造，覆工構造，補助工法等

FEM を用いて決定された支保構造および覆工構造を Table2 に示す。また Fig. 7 に示すように、補助工法として中間地山の補強のための地盤改良工や先受け工として注入式長尺鋼管先受け工（AGF）が設計に織り込まれた。

なお、当初設計では先行トンネル掘削完了後、後行トンネルに向かって側壁部から水平注入を行い、当該範囲を改良する計画になっていた。

Table2 支保工及び覆工構造

	後行トンネル	先行トンネル
吹付けコンクリート	t=25cm $\sigma_{ck}$ =18N/mm <sup>2</sup>	t=25cm $\sigma_{ck}$ =36N/mm <sup>2</sup>
鋼アーチ支保工	H-200 × 200	HH-201 × 200(高耐力)
ロックbolt	L=4m 175kN 外側のみ打設	L=4m 175kN(外側) L=4m GFRP(内側)
覆工コンクリート	t=50cm $\sigma_{ck}$ =30N/mm <sup>2</sup>	t=70cm $\sigma_{ck}$ =30N/mm <sup>2</sup>
最大鉄筋	D29@250 複鉄筋	D32@125 複鉄筋

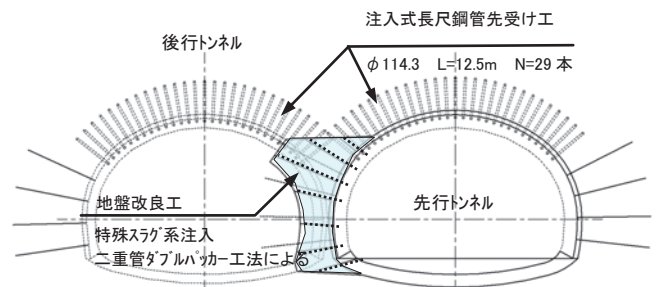


Fig. 7 補助工法断面図

### 3. 2 工事着手前の照査と各種検討, 及び提案

#### 3. 2. 1 構造解析の照査と追加検討

実施工に先立って、当初設計を照査するとともに以下の検討を行った。

- ① 当初設計と同条件、同断面で施工者によりFEM解析を実施し、妥当性を検証した。
- ② 等高線と斜交する両坑口部の変圧地形影響を確認するため、FEM解析を追加実施した (Fig. 8)。

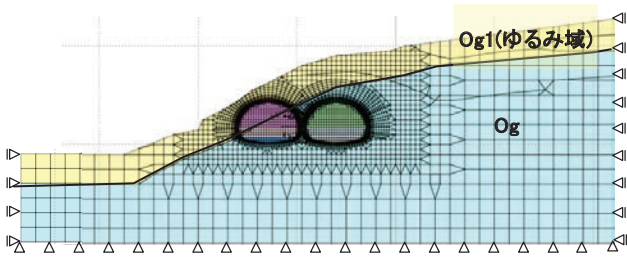


Fig. 8 追加解析モデル (NO. 879: 終点坑口付近偏圧地形部)

#### 3. 2. 2 検討結果と実施工に向けての提案

- ① 使用する解析ソフトや作成したメッシュの相違による計算結果の差異はほとんど無く、これにより当初設計の再現性と妥当性を確認した。
- ② 偏圧を考慮した断面 (NO. 879) では先行坑覆工の肩部から天端端にかけ軸力は引張りとなり (Fig. 9), 内側への曲げモーメントとの合成により鉄筋発生応力が許容値を超過することが判明した。

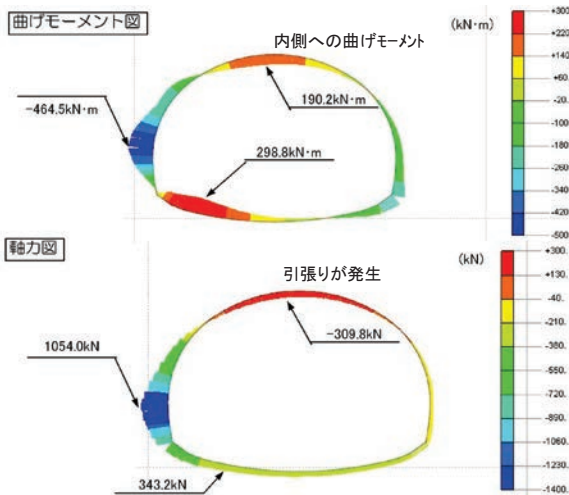


Fig. 9 先行坑覆工コンクリートの断面力  
(NO. 879+00: 追加解析断面)

対策として、厳しい条件下のトンネルにおいて実績が増加しているインバート吹付けコンクリート (Fig. 10) による早期断面閉合の実施が有効であると判断した。

インバート吹付けはトンネルを早期に環状構造とすることで地山本来の支持力を出来るだけ失わないようにし、緩みを抑制するものである。これにより覆工コンクリートの発生応力が許容値に収まることを数値解析においても確認した。

また、トンネル直上を通過する農業用水路に対しては地表面沈下が26.0mmから18.3mmへと約30%抑制 (Fig. 11) されることから、先行、及び後行トンネル全線にわたってインバート吹付けを実施することとした。

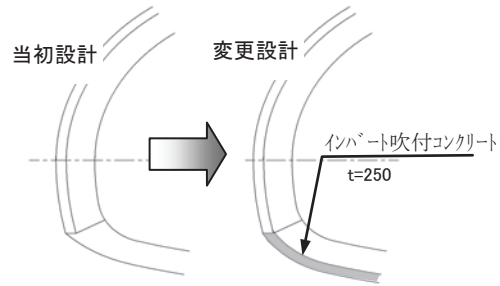


Fig. 10 インバート吹付けコンクリートの追加実施

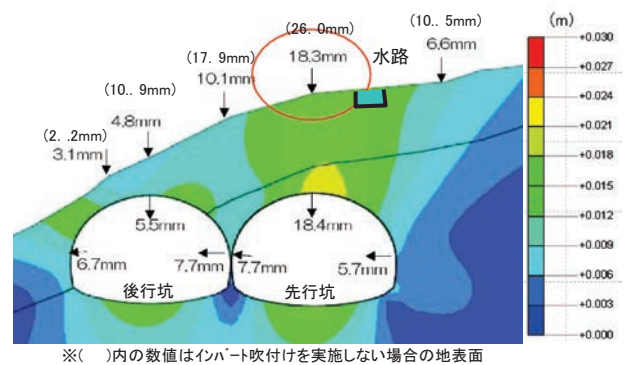


Fig. 11 変位コンター図 (インバート吹付け有り)

#### 3. 2. 3 地盤改良工の施工法の工夫

Fig. 7の対策工に代えて、両トンネルの掘削に先立って地表面から鉛直ボーリングを行い、当初設計における中間地山を包括する範囲の地盤を二重管ダブルパッカー工法により改良した (Fig. 12)。

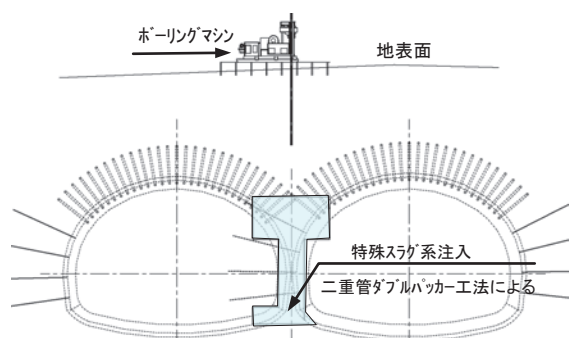


Fig. 12 地盤改良工の施工法変更

地盤改良工の坑外からの事前施工によって、削孔長の増加や足場の追加を生じたが、

- ① 坑外施工とすることで、約2.5ヶ月の工程短縮に繋がった。
  - ② トンネル掘削に先立って、地表面から十分なバルクヘッドを確保しながらの施工が可能となったことで、より確実な改良体の形成に繋がった。
- 等、さらなる施工の合理化が図られた。

### 3.3 先行トンネルの計測結果のフィードバック

先行トンネルの計測管理にあたっては単独トンネルであることから、限界ひずみ法により管理基準値を設定し管理した。

一方、後行トンネルの掘削においては、その影響が完成した先行トンネルの覆工コンクリートに及ぶことから、より厳格な管理が求められた。このため先行トンネルで得られた計測値を再現できるような地山物性値等の見直しをおこなった。この見直した値を用いて後行トンネル掘削時における先行トンネルの覆工コンクリートや支保部材の安定性を再評価した。

#### 3.3.1 再現解析による物性値設定フロー

先行トンネルの計測結果を用いた物性値の設定方法をFig. 13に示す。

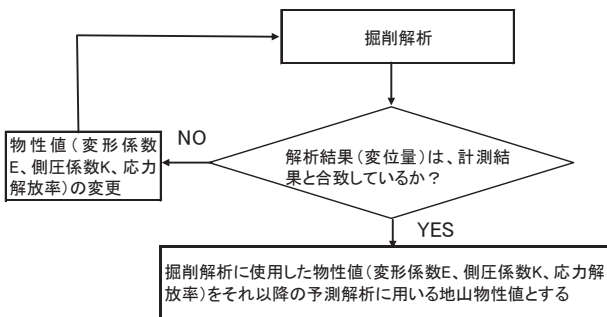


Fig. 13 先行トンネルの再現解析フロー

#### 3.3.2 再現解析の結果

再現解析は比較的変位量の大きかった最大土被り位置(N0.877+00: Fig. 4)で実施した。その結果、各種計測結果と比較的一致させることのできた物性値はTable3に示す。変形係数は当初値の0.35倍に低減し、当初予想よりも大きな変位や応力が発生することがわかった。

項目	計測値 (mm)	FEM再現 解析値	変形係数 E(KN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 ν	側圧係数 K
地表面沈下	12.0	15	Og1(ゆるみ域)	0.35	当初: 0.54 →見直: 1.15
天端沈下	19.4	18 ※	当初:80,000→見直:28,000		
内空変位	23.3	20 ※	Og1		
※計測値と対比するため支保後の変位を表示 当初:150,000→見直:52,500					

応力解放率は、掘削時 20% 支保後 80%

Table3 再現解析結果

#### 3.3.3 後行トンネル掘削時の予測解析

見直した物性値を用いて後行トンネル掘削時の予測解析を行った。各種支保部材の発生応力度をTable4に示す。

吹付けコンクリートの許容応力度は、先行トンネルで13.5N/mm<sup>2</sup>、後行トンネルでは6.75N/mm<sup>2</sup>。鋼アーチ支保工については先行トンネルが440N/mm<sup>2</sup>、後行トンネルでは210N/mm<sup>2</sup>である。(※先行トンネルは高強度吹付け、高耐力支保工を採用している)

許容応力度と発生応力を比較すると全て許容値内であるが、余裕のある数値ではないといえる。

Table4 支保部材発生応力(最大)

	後行トンネル	許容値	先行トンネル	許容値
吹付け応力(N/mm <sup>2</sup> )				
上下半	2.64	6.75	4.32	13.5
インパート	6.45		7.01	
鋼アーチ支保工応力(N/mm <sup>2</sup> )				
内側縁応力	208	210	320	440
外側縁応力	152		132	

先行トンネルの二次覆工コンクリートの発生断面力図をFig. 14に、応力度照査結果をTable5に示す。

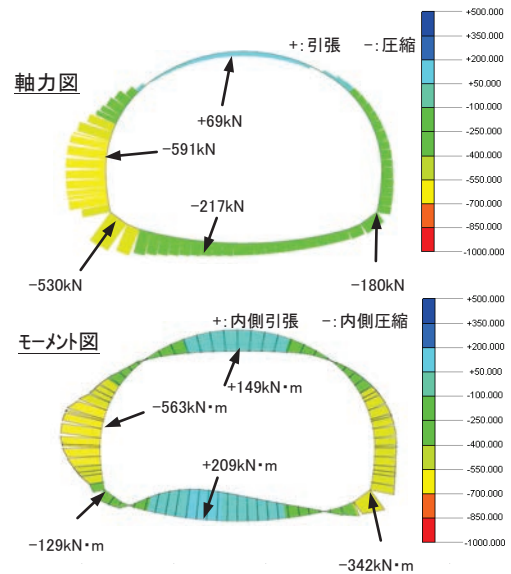


Fig. 14 先行トンネルの覆工コンクリート断面力図

Table5 先行トンネル覆工(アーチ、インパート)コンクリートの応力度照査結果

部位	アーチ			インパート			
	側壁	天端	端部	中央	端部	端部	
							Nmax
断面力	M(kN/m <sup>2</sup> )	525.00	563.40	149.05	129.90	208.55	341.70
	N(kN)	613.70	591.10	-68.80	529.90	217.00	179.50
内側鉄筋	d1(m)	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100
	配筋仕様	8-D32	8-D32	4-D25	8-D25	4-D29	4-D25
外側鉄筋	d2(m)	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600
	配筋仕様	8-D29	8-D29	4-D25	8-D29	4-D25	4-D29
発生 応力度 (kN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>c</sub>	7.1	7.6	3.1	2.1	4.3	-3.2
	σ <sub>s1</sub>	-65.2	-68.6	-13.0	-24.2	-31.1	60.0
	σ <sub>s2</sub>	139.7	155.9	152.7	9.0	137.5	121.7
判定		○	○	○	○	○	○

※ 部材厚: t=700, n=Es/Ec=15, σ<sub>ca</sub>=10(kN/mm<sup>2</sup>), σ<sub>sa</sub>=180(kN/mm<sup>2</sup>)

このように、先行トンネルの再現解析から見直した地山物性値等は当初より厳しいものとなったが、同値を用いて予測した後行トンネル掘削時においても早期閉合をおこなうことで、支保部材、覆工コンクリートともに許容値内におさまることを確認した。但し、いずれも十分な余裕をもったものではなく、後行トンネルの掘削にあたっては、より切羽に近い位置でのインパート閉合を図るなど、慎重な施工で臨むこととした。

また、後行トンネル掘削時の予測解析より、各ステップで発生する累積変位を整理し、それから算出した計測可能な変位量をTable6に示す。各記号が示す測定点はFig. 15に示す位置である。

Table6 主要点の計測可能変位量一覧表 (FEM による)

地表面沈下(累積値)	F1	F2	F3	F4	F5
	Y	Y	Y	Y	Y
先行トンネル覆工完了	-14	-9	-15	-4	-14
後行トンネル掘削完了	-32	-28	-30	-20	-21
先行トンネル覆工変位 (計測可能変位)	C1	C2	C3	天端沈下	内空変位
覆工完了～後行掘削完了	X Y	X Y	X Y	-15	-5
後行トンネル支保工変位 (計測可能変位)	S1	S2	S3	天端沈下	内空変位
後行トンネル支保～掘削完了	X Y	X Y	X Y	-18	3

Y: +は隆起, -は沈下 X: +は右側, -は左側に変位 単位:mm  
天端沈下: +は隆起, -は沈下 内空変位: +は縮み, -は拡がり

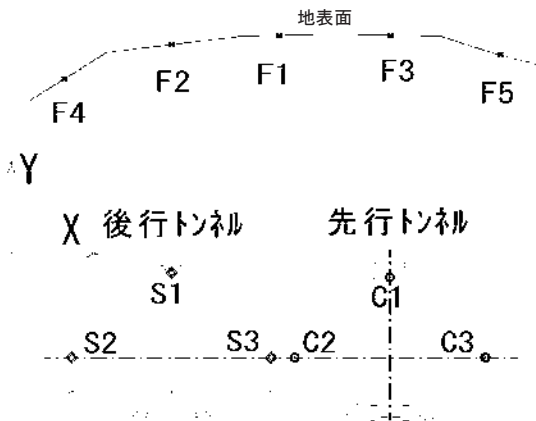


Fig. 15 位置図

Table6に示すとおり, 先行トンネルの覆工コンクリートについては天端沈下は-15mm, 内空変位は-5mmの拡がり, また, 後行トンネルでは天端沈下-18mm, 内空変位3mmが予想された。

## 4. 施工結果 (トンネル掘削)

### 4. 1 施工方法、施工状況

土砂地山であることから, 無拡幅タイプのAGF (φ114.3mm L=12.5m n=29本/断面) を全線で実施し機械掘削方式で上半・下半掘削後, 速やかにインバート吹付けを行い断面を閉じた。

標準的にはAGFのシフトに合わせて9m毎に上半・下半・インバートを交互併進し, 特に後行トンネルでは先行への影響を最小限に抑制するため, 切羽から1D (D:掘削断面幅) 以内で断面閉合を実施した(Photo. 1)。



Photo. 1 インバート吹付け実施状況

また, 掘削時の安全確保と切羽前方の緩みを抑制する

ため鏡吹付けを全切羽で実施した。

なお, 図面上8cmしか離隔の無い後行トンネル上半脚部の掘削(根掘り)にあたっては, 先行トンネルの鋼アーチ支保工や吹付けコンクリートが露出し, 当該部分の地山は現実には残らなかった(Photo. 2)。

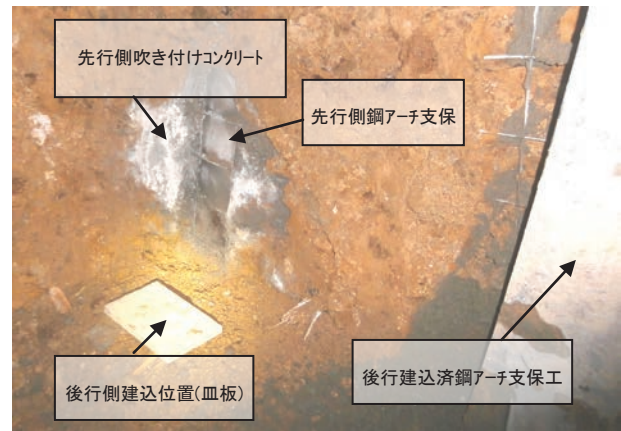


Photo. 2 上半脚部の掘削状況 (後行トンネル)

## 4. 2 計測結果

### 4. 2. 1 各種変位計測

先行トンネルの覆工コンクリートの変位は自動追尾トータルステーションを用いて1時間毎の自動計測とした。測点配置をFig. 16に, 経時変化図をFig. 17に示す。

この結果より, 左側(後行側)の側壁J2が約15mm沈下し, やや値は小さいものの天端J1も同様に沈下する。右側側壁J3の沈下は3mm程度と僅かである。

S L付近の内空変位B1は約10mm程度拡がり挙動を示した。

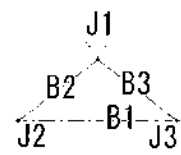


Fig. 16 測点配置図 (先行トンネル覆工)

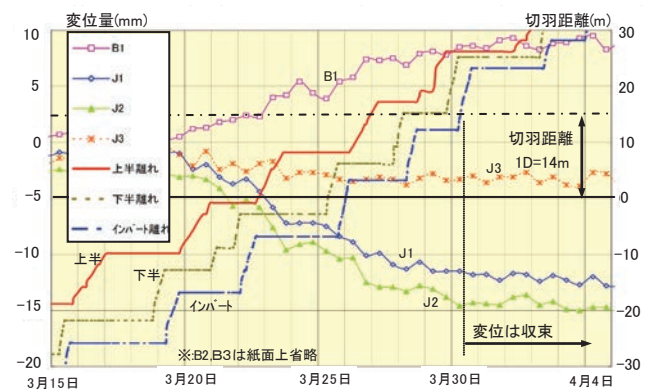


Fig. 17 覆工コンクリート壁面変位経時変化図

経時変化図からは, インバート吹付けが1D程度通過した後は, 各変位はほぼ収束することが確認できる。

地表面沈下や後行トンネルの最終変位量をTable7,

Fig. 18に示す。

Table7 各種変位計測結果一覧表(N0. 877 付近)

地表面沈下(累積値)	F1		F2		F3		摘要	
	解析	計測	解析	計測	解析	計測		
先行トンネル覆工完了	-14	-13	-9	-6	-15	-4	左:解析値, 右:計測値	
後行トンネル掘削完了	-32	-24	-28	-22	-30	-18		
先行トンネル覆工変位	C1		C2		C3		天端沈下 内空変位	
覆工完了～後行掘削完了	X	Y	X	Y	X	Y		
解析値	-9	-15	-7	-17	-2	-1	-15	-5
計測値	0	-14	-6	-15	4	-3	-14	-10
後行トンネル支保工変位	S1		S2		S3		天端沈下 内空変位	
覆工完了～後行掘削完了	X	Y	X	Y	X	Y		
解析値	1	-18	-1	-11	-4	-12	-18	3
計測値	7	-21	17	-17	7	-21	-21	-4

Y: +は隆起, -は沈下 X: +は右側, -は左側に変位  
天端沈下: +は隆起, -は沈下 内空変位: +は縮み, -は拡がり 単位:mm

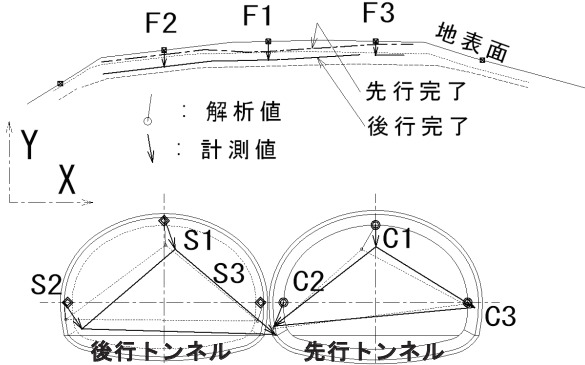


Fig. 18 各種変位計測結果図(N0. 877 付近)

地表面沈下は当該断面では解析値よりやや小さい値で収束したが、他の断面(測点)では中央F1の沈下量は25mm～50mm程度の値となった。

先行トンネルの覆工壁面変位は、概ね解析値と同程度の変位量と同様の変位ベクトルを示した。

後行トンネルの計測工Aでは解析値よりも大きな変位が生じたが、その値は20mm程度であり支保部材等にも変状は認められず、特に問題とはならなかった。

#### 4. 2. 2 覆工応力測定

後行トンネルの掘削影響により増減する先行トンネル覆工コンクリートの発生応力を把握するために、コンクリート内部にひずみ計を設置し、Fig. 19に示すように、コンクリートの内面・外面を対にして1断面5箇所に設置した。

覆工応力の管理基準値は、当初文献<sup>3)</sup>を参考にその増分値で圧縮は $0.3 \times \sigma_{ck}$ 、引張は $0.06 \times \sigma_{ck}$ とし、Table8のとおり設定した。

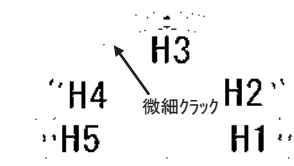


Fig. 19 覆工応力測定位置図

項目	管理レベル		
	I	II	III
圧縮増分	4.5	6.8	9.0
引張増分	0.9	1.4	1.8

※1  $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$  単位:N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma < \text{I}$  通常施工  
 $\text{I} < \sigma < \text{II}$  注意: 計測, 点検強化  
 $\text{II} < \sigma < \text{III}$  要注意: 軽微な対策実施  
 $\text{III} < \sigma$  施工中断: 対策立案, 実施

Table8 覆工コンクリート応力の管理基準

覆工コンクリート応力計時変化図をFig. 20に示す。これによれば、後行トンネルの掘削を開始するとすぐに最寄の計測点から応力増加

が始まり、N0. 875+14.5(坑口から18.5m)では下半が通過する時点で引張増分応力が管理レベルIIIを超過し、同時に肩部(Fig. 19 H3とH4の中間付近)の縦断方向に微細な数条のクラック(0.15mm程度)が確認された。この微細クラックは切羽の進行に合わせて伸展し、結果的にはほぼトンネル全線で発生した。



Fig. 20 覆工コンクリート応力経時変化図(N0. 875+14)

覆工応力が管理レベルを超過し、微細クラックが発生したが、下記①～③の理由により、後行トンネルの施工を継続することとした。

- ① 当初設定した管理基準値は無筋コンクリートを対象にしたものと考えられること。
- ② 発生したクラックはその幅が増大することではなく、進行性は無いものと考えられたこと。
- ③ 後行トンネルのインバート吹付けによる断面閉合が当該測点から1D程度通過した時点で先行トンネルの変位は確実に収束することが他の計測から確認されていたこと。

などであり、今回の事例では、配置された鉄筋が引張り力を有効に担い始めたものと理解し、継続を決断した。このように、当初設定した管理基準を超過する事態となったが、さまざまな視点から実際に起こっている現象を整理、俯瞰することで、トンネル掘削を中断することなく無事貫通を迎えることができた。

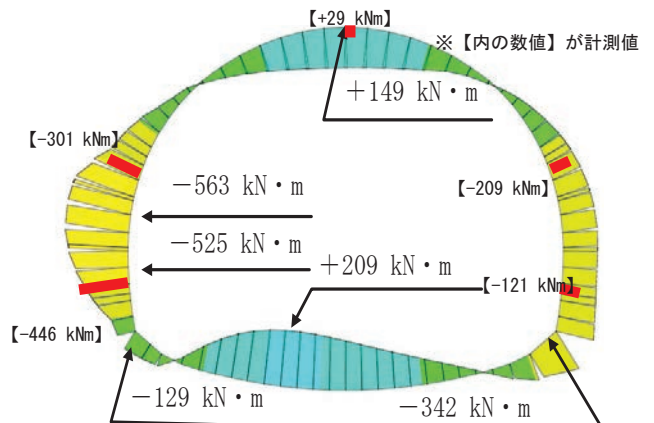


Fig. 21 曲げモーメント図(解析値, 計測値)(N0. 877)

解析で得られた曲げモーメント分布図 (Fig.13) に実際に内外で計測された応力を曲げモーメントに換算し、重ね合わせてFig. 21に示した。

曲げモーメントについては、天端部で計測値が解析値を大きく下回るが、他の部分では解析と同様の分布傾向を示し、特に左側壁（後行側）ではその値も大差ないものであった。

### 4. 2. 3 継目計測

覆工コンクリートは1ブロックの長さを10.5mとし、これを標準に全10ブロック打設したが、隣接するブロックの継目部の挙動を測定するため、継目計測を実施した。

設置計器はブロック間の打ち継目の段差を測定する亀裂変位計 (Fig. 22) と、上下の動きと開きを測定する2軸型亀裂変位計 (Fig. 23) を設置した。

7BLと6BLとの間の打ち継目で実施した継目計測の経時変化図をFig. 24に示す。

これによれば、後行トンネル掘削が7BLにさしかかった時点でこれに連動するように6BLに対して相対的に沈下、拵がり挙動を示し、当該目地部を通過する時に最も顕著な動きとなる。後行トンネルのインバート閉合により7BLの動きが抑えこまれると、今度は6BLの沈下、拵がり挙動が勝るようになり目地のずれは元に戻り、当初からの累計で1mm以内となり収束した。

このように、覆工ブロック単位で変位していることが確認できた。

なお、本継目計測についても既往文献を参考に管理基準値（レベルⅢ：段差、目開き=3mm，沈下=1.5mm）を設定して掘削を開始したが、本測点のように施工途中でこれを超過することもあったので、計測と目視観察を強化した。目地部の損壊等の被害は発生しなかった。

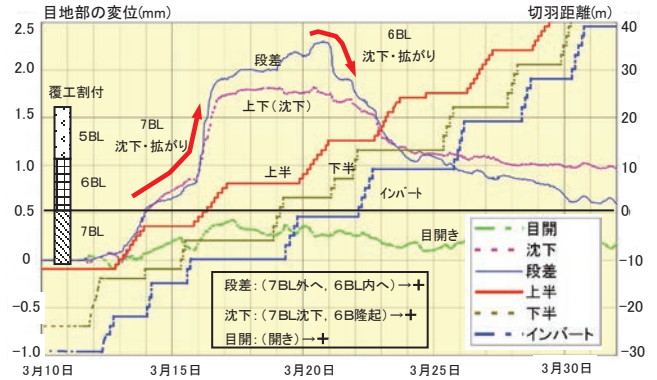


Fig. 24 継目計測経時変化図 (7BL, 6BL 間の打ち継目)

## 5. 覆工コンクリートの品質確保

### 5. 1 覆工コンクリート施工上の課題

先行トンネルの覆工コンクリートは後行トンネルの掘削の影響を考慮して設計され、大巻厚(t=70cm)、高密度配筋（最大径 D32@125複鉄筋，スターラップD19）と重厚な構造となっている (Photo. 3)。

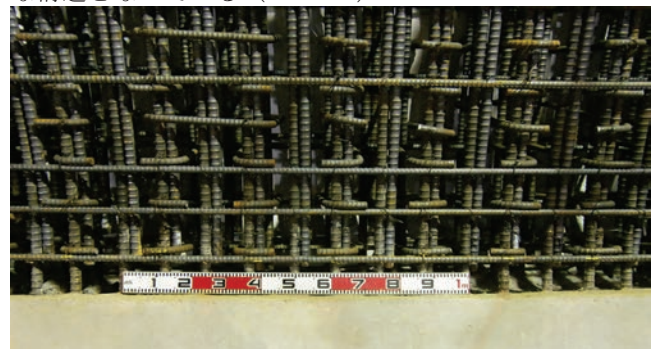


Photo. 3 側壁部配筋状況 (先行トンネル)

加えて縦断勾配も7%と道路トンネルとしては急こう配であることから、天端打設孔（吹上り口）から妻側天端背面までの高低差は1.4m以上となる。このため、コンクリートの充填不良や材料分離が懸念された。

### 5. 2 中流動コンクリートの採用

上述のような施工条件から、設計配合(30-15-20)では所定の品質が確保困難と判断し流動性、材料分離抵抗性の高い中流動コンクリートを採用した。

中流動コンクリートの製造にあたっては、石灰石微粉末等を用いて粉体量を増加させる方法が従来用いられてきたが、増粘成分を含有する一液型高性能AE減水剤を用いた中流動コンクリート（スランプフロー35cm～50cm）が開発、実用化され、これを採用することとした。採用にあたっては配合設計、試験練を経て当現場の施工条件に合致するよう配合を決定した (Table9)。

Table9 中流動コンクリートの配合

名称	呼び強度 kN/mm <sup>2</sup>	スランプ 70- cm	Gmax mm	W/C %	S/A %	C kg	W kg	混和剤 kg ※
中流動	30	35~50 [43]	20	50	54.1	350	175	5.3

※: 増粘成分含有高流動用 一液型高性能AE減水剤

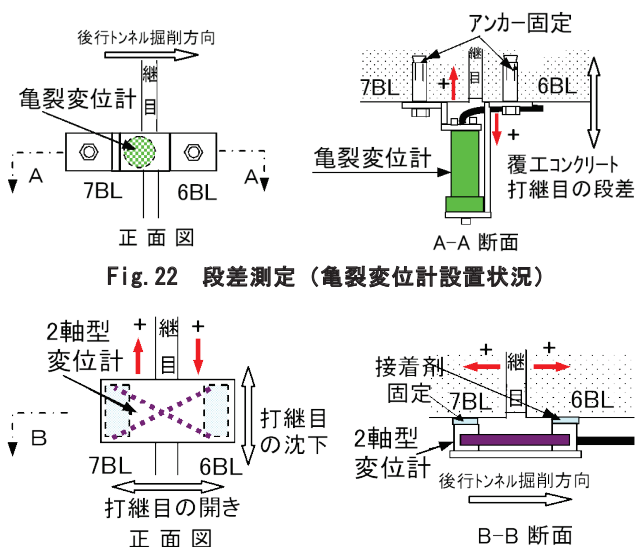


Fig. 23 目開き, 沈下測定 (2軸型亀裂変位計設置状況)

### 5. 3 中流動コンクリートの施工

中流動コンクリートは流動性に勝る反面、打設時の側圧が高くなるため胴梁を用いてセントルの補強をおこなった。加えて、SL付近に圧力計を取り付け、側圧をリアルタイムに監視し打上げ速度を調整しながら打設した。

締め固めにおいては棒状バイブレータの挿入、引抜、移動が困難な部位が多く、壁面（型枠）バイブレータを併用しながらそれを補った。壁面バイブレータは打設中のコンクリート面のやや下方を加振することで、密実化と気泡の排除に心がけた。

本コンクリートは打設中においてもブリーディングが発生せず、材料分離抵抗性に優れたコンクリートであることが確認できた。また、打ち込み最終段階においては一旦落ちていた側圧が再び上昇し、その圧力を確認しながら慎重に圧送を継続することでセントルへの過大な圧力を防止できた。これらにより、確実に充填された空洞のない密実なコンクリートとすることができた。

## 6. まとめ

トンネル間の純離隔が僅か8cmと非常に厳しい条件下



Photo. 4 起点側坑口全景

左：後行トンネル 右：先行トンネル（貫通済）

での双設トンネル(Photo. 4)の施工であったが、今回の施工において以下のような知見を得た。

- ① 設計段階では種々の調査、文献、仮定に基づき地山物性値等を設定し数値解析により構造設計を行うのが通例であるが、施工段階においては計測結果を反映した再現解析等の手法によりこれを精査、検証することが重要である。
- ② 本事例では精査、検証の結果、当初設計では構造的に不安定な部位があることが判明したが、その対策としてインバート吹付けによる早期閉合を採用し、無事貫通を迎えることができた。
- ③ インバート吹付けは当初設計の構造寸法を大きく変更するものではないため、施工段階からでも追加採用が可能であった。またその効果は各種計測結果より確認することができ、有効であった。
- ④ 高密度配筋、大巻厚といった条件下で採用した中流動コンクリートは、所期の目的を達成し覆工コンクリートの高品質化に寄与するものであった。

### 謝辞

本トンネルは各関係機関の方々の適切なお指導とご協力によって無事施工を終えることが出来た。ここに深く感謝の意を表したい。

建設投資に限りがあるなか、将来的には2期線トンネルの計画を有しつつも1期線トンネルのみを完成させ先行供用するような事業計画の増加も見込まれている。

本事例が今後の類似施工の参考となれば幸いである。

### 参考文献

- 1) 森崎泰隆, 扇裕次, 上村正人, 津中重彦, 古戸幸博, 松尾勉, 小原勝巳: 無導坑めがねトンネル小委員会報告書, 臨床トンネル工学研究所理事長特別小委員会報告書 No. 1, pp. 193-199, 2011.
- 2) 土木学会: トンネルライブラリー第16号, 山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務, pp. 152, 2006.
- 3) 西日本高速道路株式会社: 設計要領第3集, トンネル本体工保全編(近接施工), pp. 25, 2005.

## Construction of twin tunnel extremely close to the lined tunnel

Seiichi NISHIMURA, Yoshinari HUIJINO, Tetsuo IRIYAMA and Koichi AOKI

### Abstract

AKAMINE Tunnel of 96m long located in Kawachinagano City, Osaka Prefecture, is a twin tunnel of extremely close distance each other. The distance of those close tunnels is only 8cm at the outside of the ground support (shotcrete) of each tunnel, which is the smallest gap ever constructed in Japan. The construction of a twin tunnel without a pilot tunnel, just after the concrete lining of the former excavated tunnel is also an unprecedented trial under the geological condition of volcanic ash layer of Osaka group.

This report includes the outline and detail of tunnel design, arising issues during the construction period and its countermeasure etc, including the evaluation of measurement results.

Keywords: Twin tunnel, Numerical analysis, Early invert closure, Middle-fluidity concrete