

二次覆工を先行施工した 超近接双設トンネルの施工

西川浩和¹・高橋良尚²・青木宏一³・西村誠一⁴・入山哲男⁵

¹大阪府 都市整備部 富田林土木事務所 道路整備G (〒584-0031 大阪府富田林市寿町2-6-1)

E-mail:NishikawaHir@mbox.pref.osaka.lg.jp

²大阪府 都市整備部 富田林土木事務所 道路整備G (〒584-0031 大阪府富田林市寿町2-6-1)

E-mail:takahashiyoshi@mbox.pref.osaka.lg.jp

³正会員 (株)熊谷組 土木事業本部 トンネル技術部 (〒162-8557 東京都新宿区津久戸町2-1)

E-mail:koaoki@ku.kumagaigumi.co.jp

⁴正会員 (株)熊谷組 関西支店 河内長野トンネル作業所 (〒586-0032 大阪府河内長野市栄町30-46)

E-mail:senishim@ku.kumagaigumi.co.jp

⁵(株)熊谷組 関西支店 河内長野トンネル作業所 (〒586-0032 大阪府河内長野市栄町30-46)

E-mail:tiriyama@ku.kumagaigumi.co.jp

大阪府河内長野市に位置する赤峰トンネル(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った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。

Key Words : twin tunnel,numerical analysis,erly invert closure,middle-fluidity concrete

1. はじめに

一般府道大野天野線道路改良事業は、国道 170 号など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 (図-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った極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。

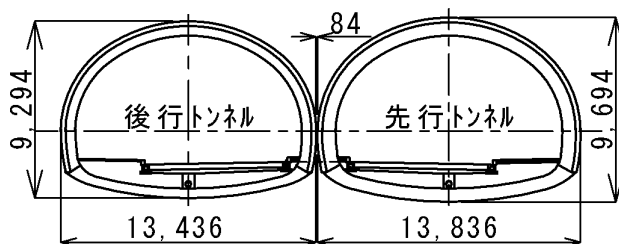


図-1 標準断面図

近年、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を形成し、加えて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)の状態での双設トンネル特有の相互作用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¹⁾。

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た。これらより、許容応力度法を用いて各種部材厚や仕様を決定し、構造的安定性を確保できるよう設計されていた。

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などについて計測結果を交えて評価し、報告するものである。

2. 工事概要

(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

掘削断面積113.4m²（先行トンネル）

主要工程：平成24年10月1日先行トンネル掘削開始.

11月12日貫通. 以後インバート・アーチ覆工を行い, 平成25年2月23日覆工完了.

同3月4日後行トンネル掘削開始, 4月5日貫通. 8月1日後行トンネル覆工完了.

(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）

平面図を図-2に，縦断図を図-3に示す.

3. 当初設計の検証と実施工での修正

(1) 当初設計の考え方とその成果

a) 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はFEM解析などにより決定した．解析断面は最大土被りとなる位置を選定した．解析モデル図を図

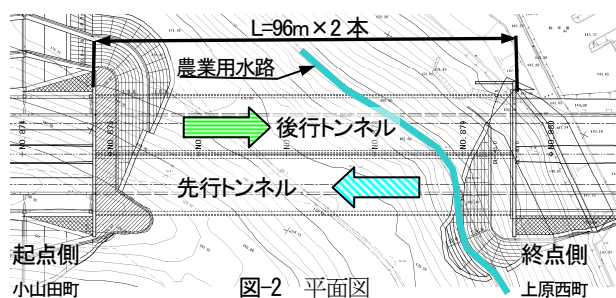


図-2 平面図

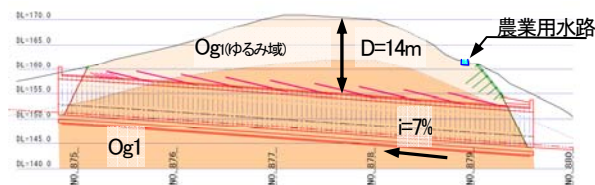


図-3 縦断図（先行トンネル）

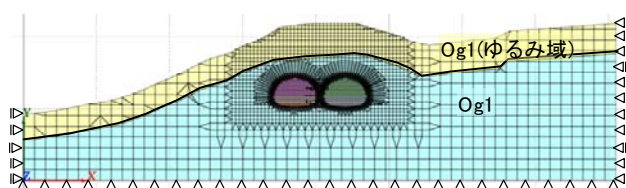


図-4 解析モデル（N0.877+00 最大土被り部）

-4に示す.

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，また試料数が少ない限定的なデータであるため，技術資料²⁾を参考に表-1の値を採用した。

解析ステップは，図-5，図-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した。

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た。

b) 支保構造，覆工構造，補助工法など

FEMを用いて決定した支保構造と覆工構造を表-2に示す．また，図-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）を設計に織り込んだ。

表-1 地山物性値一覧表

地質	単位体積重量 γ (kN/m ³)	変形係数 E (kN/m ²)	ポアソン比	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (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

- | | | |
|-----------------|---|------------------|
| ① 初期地圧算定 | → | ⑨ 後行トンネル上半掘削 |
| ② 先行トンネル上半掘削 | | ⑩ 上半支保工設置 |
| ③ 上半支保工設置 | | ⑪ 下半掘削 |
| ④ 下半掘削 | | ⑫ 下半支保工設置 |
| ⑤ 下半支保工設置 | | ⑬ インバート掘削・コンクリート |
| 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 | | |

図-5 解析ステップ

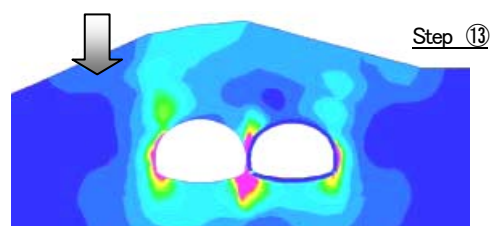
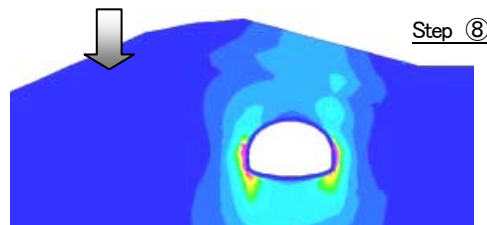
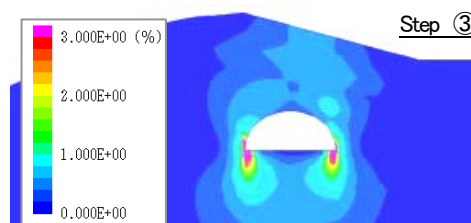


図-6 ステップ毎の最大せん断ひずみ分布図

表-2 支保構造と覆工構造

	後行トンネル	先行トンネル
吹付けコンクリート	t=25cm $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$	t=25cm $\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$
鋼アーチ支保工	H-200×200	HH-201×200(高耐力)
ロックボルト	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 $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$	t=70cm $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$
最大鉄筋	D29@250 複鉄筋	D32@125 複鉄筋

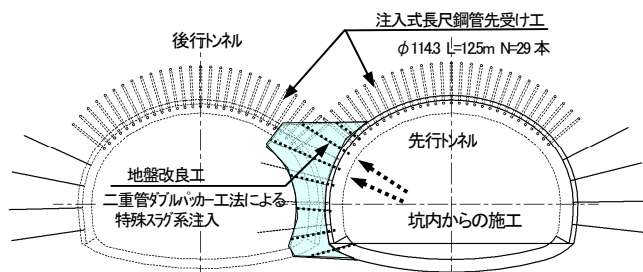


図-7 補助工法断面図

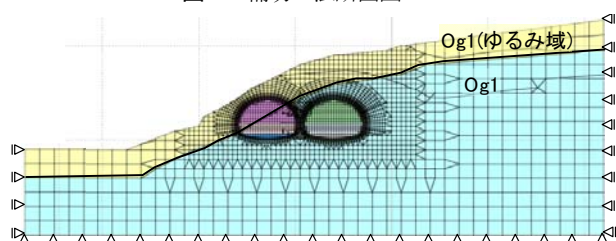


図-8 追加解析モデル（NO.879+00:坑口付近偏圧地形部）

なお、地盤改良工は、当初設計では先行トンネル掘削完了後に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であった。

(2) 工事着手前の照査と各種検討及び提案

a) 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 両坑口部では等高線と斜交する偏圧地形をなすため、当該断面でのFEM解析を追加実施した（図-8）。

b) 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なく、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+00）では、肩部から天端にかけて軸力は引張となり（図-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。

対策として、近年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（図-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支保効果を最大限発揮させ、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

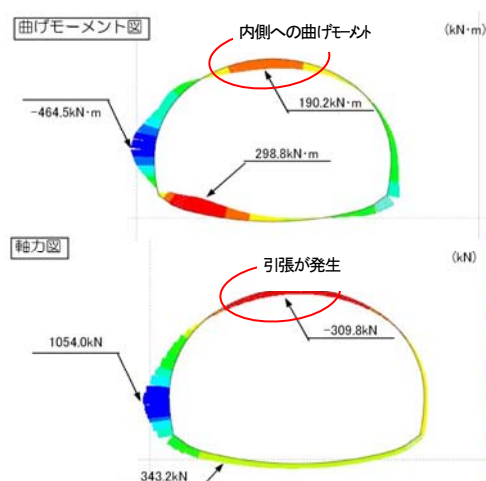


図-9 覆工コンクリートの断面力（NO.879+00:追加解析断面）

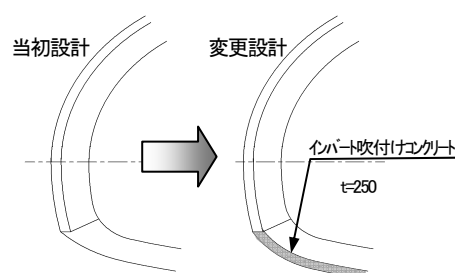
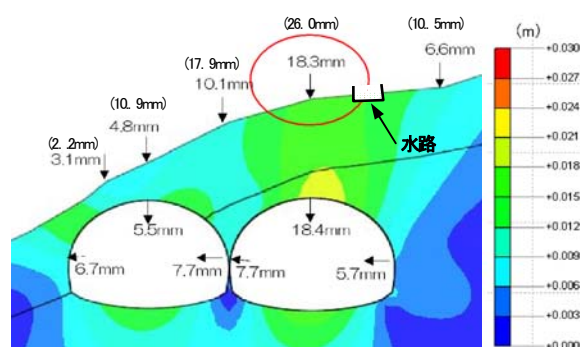


図-10 インバート吹付けコンクリートの追加実施



※（ ）内の数値はインバート吹付けを実施しない場合の地表面変位量

図-11 変位コンター図（インバート吹付け有り）

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も地表面沈下が26.0mmから18.3mmへと約30%抑制（図-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。

c) 地盤改良工の施工法の工夫（坑内施工→坑外施工）

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（図-12）。

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。

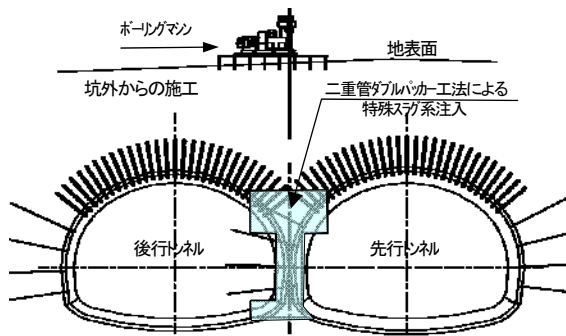


図-12 地盤改良工の施工法変更

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り、より確実な改良体の形成に繋がった。
など、さらなる施工の合理化を図った。

(2) 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、限界ひずみ法による一般的な手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に地山物性値などの見直しを行った。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。

a) 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図-13に示す。

b) 再現解析の結果

再現解析は、比較の変位量の大きかった最大土被り位置NO.877+00 (図-4) で実施した。各種計測結果と比較的一致させることのできた物性値を表-3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。

c) 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表-4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/mm²、後行トンネルで6.75N/mm²であり、鋼アーチ支保工は、先行トンネルで440N/mm²、後行トンネルで210N/mm²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。

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図-14に、応力度照査結果を表-5に示す。

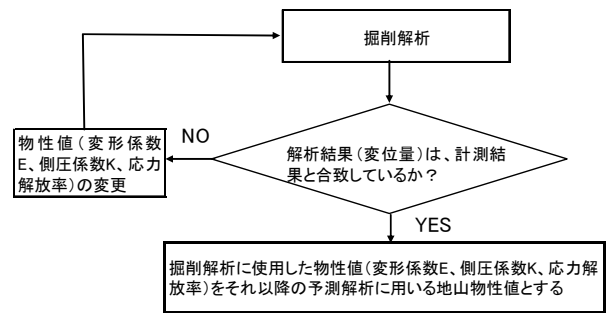


図-13 先行トンネルの再現解析フロー

表-3 再現解析結果

項目	計測値(mm)	FEM再現解析値	変形係数 E(KN/mm ²)	ホアソソ 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
天端沈下	19.4	18 ※	当初:80,000→見直:28,000		→見直:1.15
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		

表-4 支保部材発生応力(最大)

	後行トンネル	先行トンネル
吹付け応力(N/mm ²)		
上半	2.64	4.32
インバート	6.45	7.01
鋼アーチ支保工応力(N/mm ²)		
内側縁応力	208	320
外側縁応力	152	132

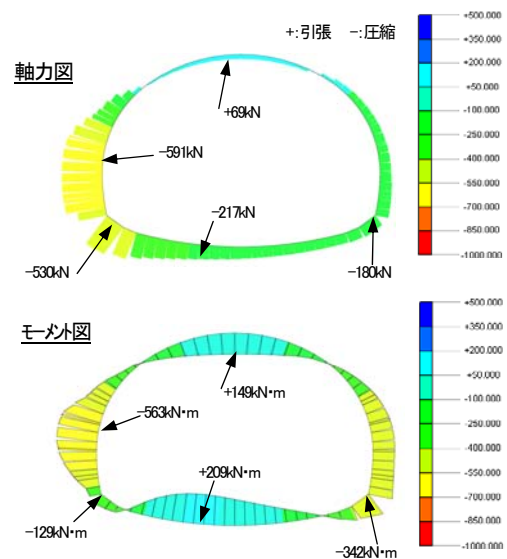


図-14 先行トンネルの覆工コンクリート断面力図

表-5 先行トンネル覆工(アーチ、インバート)コンクリートの応力度照査結果

部位		アーチ		インバート		
		側壁	天端	端部	中央	端部
断面力	M(kN・m)	563	149	130	209	342
	N(kN)	591	-69	530	217	180
内側鉄筋	d1(m)	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100
	配筋仕様	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
	配筋仕様	8-D29	4-D25	8-D29	4-D25	4-D29
発生応力度(kN/m ²)	σ_c	7.6	3.1	2.1	4.3	-3.2
	σ_{s1}	-68.6	-13.0	-24.2	-31.1	60.0
	σ_{s2}	155.9	152.7	9.0	137.5	121.7
判定		○	○	○	○	○

※ 部材厚: t=700, n=Es/Ec=15, $\sigma_{ca}=10$ (kN/mm²), $\sigma_{sa}=180$ (kN/mm²)

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行うことで、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バート閉合を図るなど、慎重な施工で臨むこととした。

次に、後行トンネル掘削時の予想解析より、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表-6に示す。各記号が示す測定点は図-15に示す位置である。

表-6からは、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の拡がりだが、また、後行トンネルでは天端沈下-18mm、内空変位3mmが解析上想定された。

4. 施工結果（トンネル掘削）

(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（φ114.3、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合した。

標準的には、AGFのシフトに合わせ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以内での断面閉合を実施した（写真-1）。

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しか離隔のない上半脚部の掘削（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。



写真-1 インバート吹付け実施状況

(2) 計測結果

a) 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。測点配置を図-16に、経時変化図を図-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。

SL付近の内空変位B1は、約10mm程度拡がり挙動を示した。

また、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表-7、図-18に示す。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などにも変状は認められず、特に問題とはならなかった。

表-6 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	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
	X	Y	X	Y	X
覆工完了～後行掘削完了	-9	-15	-7	-17	-2
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
	X	Y	X	Y	X
後行トンネル支保～掘削完了	1	-18	-1	-11	-4

X: +は隆起, -は沈下 Y: +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

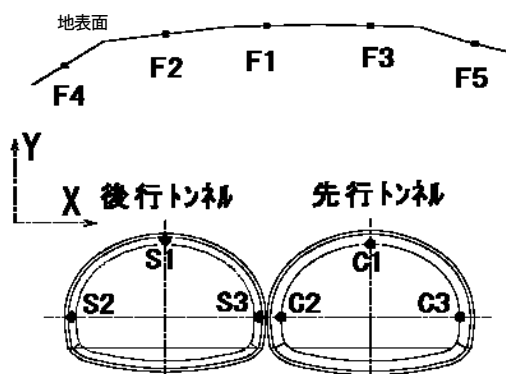


図-15 位置図

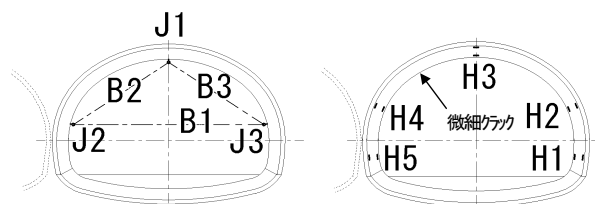


図-16 内空変位測点配置

図-19 覆工応力測定位置図

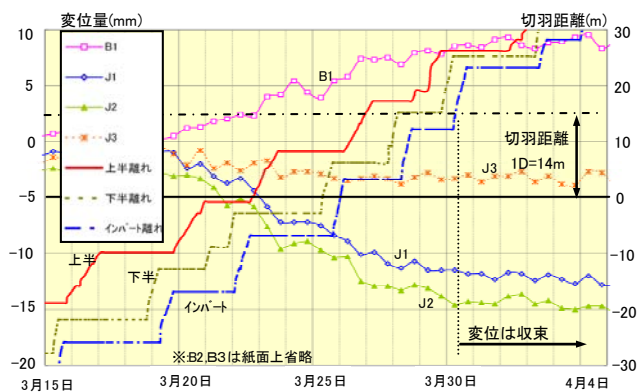


図-17 覆工コンクリート壁面変位経時変化図

表-7 各種変位計測結果一覧表 (NO. 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 掘削完了～後行掘削完了	C1		C2		C3		天端沈下 内空変位
	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 掘削完了～後行掘削完了	S1		S2		S3		天端沈下 内空変位
	X	Y	X	Y	X	Y	
解析値	1	-18	-1	-11	-4	-12	-18 3
計測値	7	-21	11	-17	7	-21	-21 -4

X: +は隆起, -は沈下 Y: +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

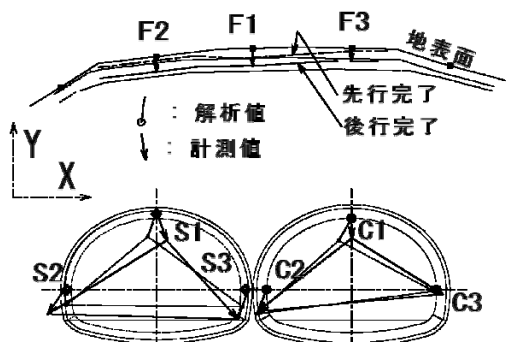


図-18 各種変位計測結果図 (NO. 877 付近)

b) 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た。設置箇所は図-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箇所で覆工応力測定を実施した。

覆工応力の管理基準値は、当初文献³⁾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、表-8のとおり設定した。

覆工コンクリート応力経時変化図を図-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、NO.875+14.5 (坑口から約 18.5m) では、切羽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 (図-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。

表-8 覆工コンクリート応力の管理基準値

項目	管理レベル			$\sigma < I$ 通常施工 $I < \sigma < II$ 注意, 計測, 点検強化 $II < \sigma < III$ 要注意, 軽微な対策実施 $III < \sigma$ 施工中断, 対策立案, 実施
	I	II	III	
圧縮増分	-4.5	-6.8	-9.0	
引張増分	0.9	1.4	1.8	

※: $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ 単位: N/mm^2

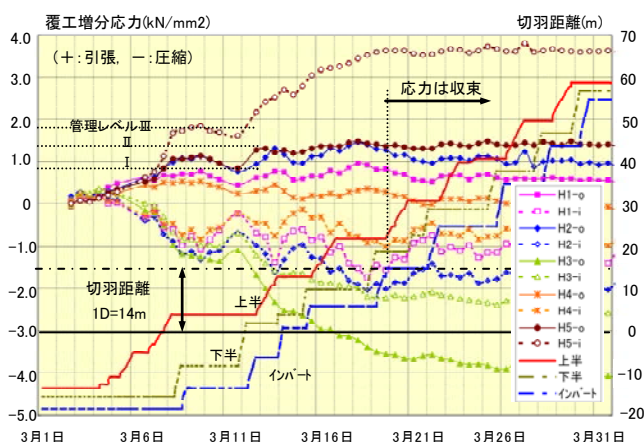


図-20 覆工コンクリート応力経時変化図 (NO. 875+14)

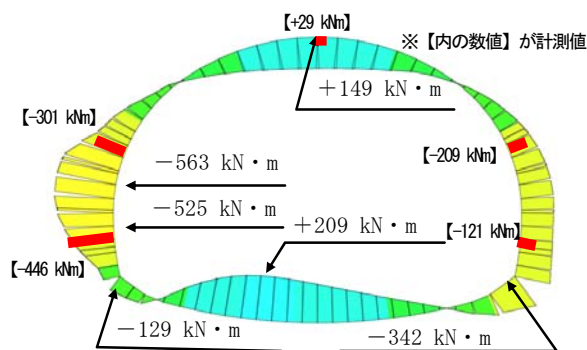


図-21 曲げモーメント図 (解析値, 計測値) (NO. 877)

最初に応力値が管理レベルを超過し、微細クラックを発見した時点で、管理基準によりトンネル掘削を中断するかの判断に迫られたが、種々議論の結果、継続を決断し、そのまま掘削を進めた。この理由としては、

- 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、進行性はな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力を有効に担い始めたものと理解し、後行トンネルの掘削継続を決断した。

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。

図-21は、解析で得られた曲げモーメント分布図（図-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。

c) 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ぎ目の段差を測定する亀裂変位計（図-22）と、上下の動きと開きを測定する2軸型亀裂変位計（図-23）を設置した。

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

この結果より、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

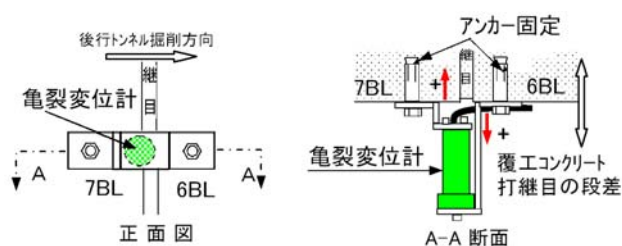


図-22 段差測定（亀裂変位計設置状況）

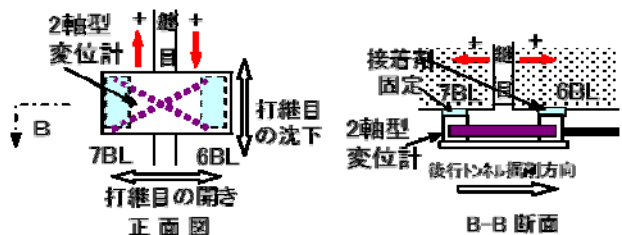


図-23 目開き、沈下測定（2軸型亀裂変位計設置状況）

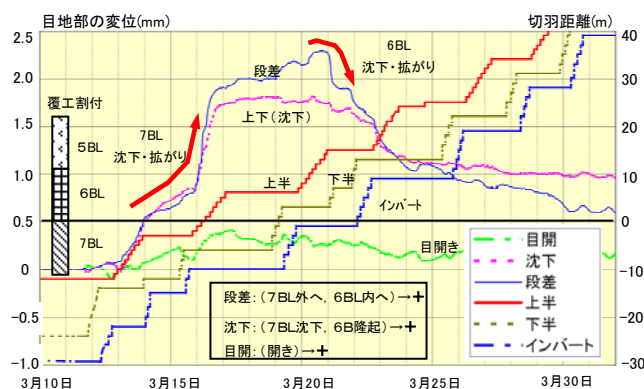


図-24 継目計測経時変化図（7BLと6BL間の打継目）

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。このような動きは、人為的にコントロールできるものではなく注視するしかなかったが、目地部の損壊などの被害は発生しなかった。

5. 覆工コンクリートの品質確保

(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相当外力が作用するものとして設計され、大巻厚（ $t=70\text{cm}$ ）、高密度配筋（最大径D32@125複鉄筋、スタラップD19）と重厚な構造となっている（写真-2）。

加えて、縦断勾配も7%と道路トンネルとしては急勾配であることから、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。

(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、近年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（表-9）。

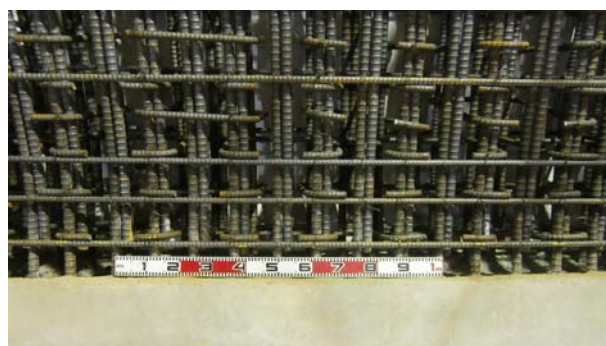


写真-2 側壁部配筋状況（後行トンネル）

表-9 中流動コンクリートの配合

名称	呼び強度 kN/mm ²	スランプ フロー 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

(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行った。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狙い、そこに振動を与え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やモルタル分の走りは認められず、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着い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での双設トンネル（写真-3）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、地山物性値などを設定し、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



写真-3 起点側坑口全景

左：後行トンネル 右：先行トンネル（貫通済）

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。

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、同種事業の計画・設計・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, トンネル本土工保全編（近接施工）, pp.25, 2005.

（2013.9.2 受付）

CONSTRUCTION OF TWIN TUNNEL EXTREMELY CLOSE TO THE LINED TUNNEL

Hirokazu NISHIKAWA, Yoshinao TAKAHASHI, Koichi AOKI, Seiichi NISHIMURA and Tetsuo IRIYAMA

AKAMINE tunnel of 96m long located in Kawauchinagano 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 ground support (shotcrete) of each tunnel. 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 unconsolidated ground characterized by gravel and sand layer of Osaka group.

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