

シールドを用いた 場所打ち支保システムの現場計測

Field Measurement of the Tunnel Lining Systems in Extruded Concrete Lining Method

飯田廣臣¹・井浦智実²・小山幸則³・水原勝由⁴・千代啓三⁵

Hiroomi Iida, Tomomi Iura, Yukinori Koyama, Katsuyoshi Mizuhara, Keizou Chishiro

¹フェロー 工修 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 鉄道建設本部 (〒231-8315 横浜市中区本町 6-50-1)

E-mail: h.iida@jrntt.go.jp

²正会員 (独)鉄道建設・運輸施設整備支援機構 東北新幹線建設局 (〒039-2511 青森県上北郡七戸町)

³フェロー 工博 (財)地域地盤環境研究所 東京事務所 (〒113-0034 文京区湯島 1-8-4 山川ビル 2F)

⁴ (財)地域地盤環境研究所 東京事務所 (〒113-0034 文京区湯島 1-8-4 山川ビル 2F)

⁵正会員 工修 熊谷・東洋・大本・井上特定建設工事共同企業体(〒034-0102 青森県十和田市大沢田)

Nowadays, the concrete lining of the Extruded Concrete Lining (ECL) method is designed based on the design method of a segmental lining in shield tunneling. However, the measurement for investigating the validity of this design concept has not been established. Therefore, in Sambongihara tunnel, which has been constructed by the ECL method, the measurements on site such as the surface strains of steel formworks, the internal strains of a concrete lining, and the ground displacement were performed. These results were analyzed for describing the mechanism of a concrete lining and the interaction among a lining, steel formworks, and a surrounding ground. Finally, the measuring results and the design values are compared and discussed.

Key Words : tunnel, ECL method, cast-in-place concrete lining, in situ measurement

1. はじめに

東北新幹線(八戸・新青森間)三本木原トンネルは、青森県上北郡六戸町から十和田市に至る4,280mの新幹線複線断面のトンネルである。

三本木原トンネル¹⁾²⁾では、青森方坑口より地下水位低下工法および注入式先受工を用いたNATMによる掘削を開始した。しかし、掘削対象地盤が、砂質土と粘性土とが複雑な互層を呈する含水未固結地山であり、補助工法が有効に作用せず切羽がたびたび不安定な状態となり、平成14年には切羽進行が止まるほどの大きな崩落が発生した。そこで、安全性・経済性・施工性を追求し、シールドを用いた場所打ち支保システム(SENS:以下の各頭文字)

- ・Shield Tunneling Method
- ・Extruded Concrete Lining
- ・New Austrian Tunneling Method
- ・Systems

を考案し、東京方坑口より残り約3,000mの掘削を行うこととした³⁾。

この施工システムは、シールドにより「切羽保持」と「掘削」を行い、場所打ちライニングコンク

リートを一次支保材として利用し、地山の変位収束後に荷重を受け持たない化粧巻きとして二次覆工コンクリートを打設することで「覆工」を構築し、トンネルを完成させるものである。

三本木原トンネルの場所打ちライニングの設計⁴⁾では、ECL工法(Extruded Concrete Lining)と同様にシールドトンネルのセグメント設計を準用した検討も行っている。しかし、この設計法は、施工実態と異なった力学モデルであるとともに、この設計法により設計された場所打ちコンクリート覆工の妥当性についても、十分に検証されていないのが実情である。また、SENSの施工過程を考えると、設計法の妥当性を検証するためのコンクリート内部応力計測には多くの困難があり、従来、コンクリート打設直後からのコンクリート内部に発生するひずみの計測が行われたことがない。そこで、三本木原トンネルでは、型枠内のコンクリート内部応力(ひずみ)をコンクリート打設直後から、経時的に計測する方法を開発し⁵⁾、実施工でのライニング計測を実施した。

本稿では、三本木原トンネルの現場計測の内容と結果および計測結果に基づいた場所打ちコンクリートの地山支保のメカニズムについて考察する。

2. 三本木原トンネルの場所打ちライニング

(1) トンネル断面

三本木原トンネル SENS 区間のトンネル断面を図-1 に示す。場所打ちライニング工法によって構築される一次覆工コンクリートは、設計検討の結果、以下の通りとしている。

- ・無筋コンクリート
- ・厚さ 330mm (設計計算上の有効厚 300mm)
- ・設計基準強度 $\sigma_{28} = 30\text{N/mm}^2$
 $\sigma_1 = 15\text{N/mm}^2$
 (σ_1 は脱型強度、推進反力の検討による)

(2) トンネル掘削

三本木原トンネルの掘削方式は、掘削対象地質が主に透水性の高い未固結な砂層と粘性土層が主体であることから、掘削外径 $\phi 11,440\text{mm}$ の泥土圧シールドを採用している。

(3) 場所打ちコンクリートの打設

コンクリート打設箇所の詳細図を図-2 に示す。

内型枠はシールド機内テール部に組立られた後、2リング目の掘進時にテールから脱出する。場所打ちコンクリートは、内型枠がシールド機テールを脱出する際、コンクリートをポンプ圧送して妻型枠から発生ボイド相当分を順次打設し、コンクリートと地山に空隙が生じないように施工を行うとともに、打設圧を保持することによって土水圧に対抗させる。

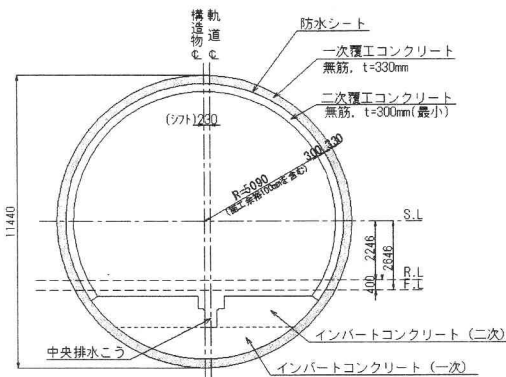


図-1 トンネル断面図

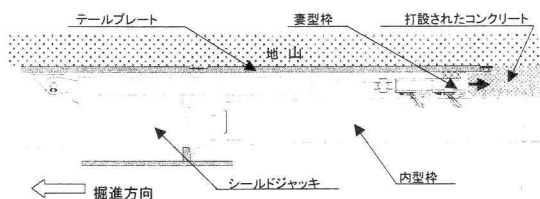


図-2 打設部詳細図

(4) 内型枠

内型枠は16リング装備しており、1リングの延長は1.2mである。最後尾の内型枠は掘進中に脱型し、先頭位置まで搬送する。1リング分の掘進が完了すると、掘進を一時停止し内型枠の組立を行い、その後再び1リング分の掘進、コンクリート打設を行う。推進反力は内型枠と硬化したコンクリートとの付着力で確保するものとしている。

(5) 一次覆工コンクリート

SENS に用いられる一次覆工コンクリートのフレッシュ性状は、①高流動性、②耐水性、③早強性、④材料分離抵抗性が要求される。

三本木原トンネルでは、コンクリート品質等の検討を重ね、前述の基本条件をもとに各種試験を行い、表-1 に示す基本配合設計を決定している。

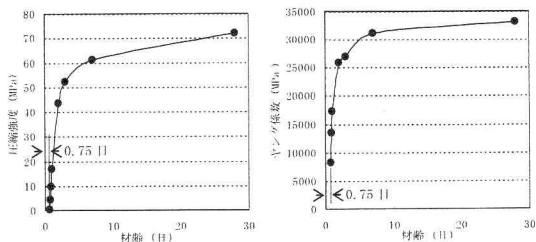
(6) 場所打ちコンクリートの力学特性

コンクリートに特有の性質としては、圧縮強度をはじめその力学特性が、コンクリート打設時から経過した時間によって変化することが挙げられる。しかも、この時間的変化の内容は、コンクリートの養生環境に大きく依存する。

打設直後の場所打ちコンクリートは液体状で、この状態で外荷重を受け変形しても、コンクリート自体に強度が無く、応力は発生しない。その後の時間経過に伴って、コンクリートは液体から固体へと物性が変化し、硬化が進むに伴って強度が増加するこ

表-1 一次覆工コンクリートの基本配合

水セメント比 W/C(%)	細骨材率 S/a(%)	単位量(kg/m ³)			
		W	C	S	G
35	38	190	543	597	948
高性能特殊 増粘剤(A剤) (W×%)	高性能特殊 増粘剤(B剤) (W×%)	高性能特殊 分散剤 (C×%)			
4.0	4.0	3.2			



a) 材齢と圧縮強度との関係 b) 材齢とヤング係数との関係

図-3 場所打ちコンクリートの室内実験結果

となる。室内圧縮試験結果から得られたコンクリートの材齢と圧縮強度およびヤング係数の関係を図-3 に示す。試験結果より、コンクリートの初期強度発現は、打設から約18時間後と考えられる。

3. 三本木原トンネルの計測概要

(1) 計測位置

三本木原トンネルの計測は、起点方坑口より約360mからの約50m間(616k200m~250m付近)を計測区間とし、3箇所計測を実施している。計測区

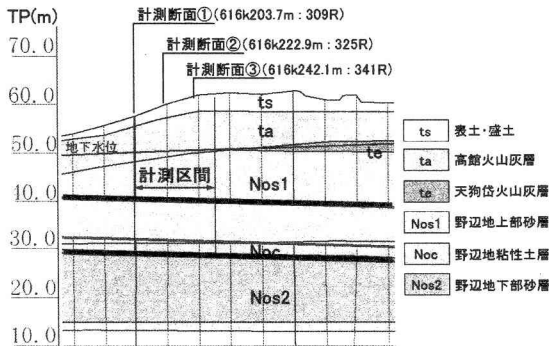


図-4 計測箇所地質縦断面図

表-2 各計測断面の諸元

計測断面 (リング数)	トンネル 天端 TP (m)	地盤高 TP (m)	土被り (m)	地下水位 TP (m)	水頭 天端+(m)
断面① (309R)	40.74	58.5	17.76	49.1	8.36
断面② (325R)	40.56	60.5	19.94	48.6	8.04
断面③ (341R)	40.39	62.0	21.61	49.3	8.91

(2) 計測項目

場所打ちライニングの計測は、計測箇所あたり7リング間とし、①場所打ちライニング周方向、②内型枠トンネル軸方向、③周辺地山変位を対象に、図-5に示す計測項目を行った。

(3) 場所打ちライニング周方向の計測

場所打ちライニング周方向の計測位置を図-6 に示す。場所打ちライニング周方向の計測は、場所打ちコンクリートの強度発現から内型枠脱型後までの間で連続的に生じる応力状態の変化を把握するため、場所打ちコンクリート内部に発生するひずみ(応力)、コンクリート打設時から硬化までの間に内型枠とコンクリートの境界面に発生する圧力、内型枠の主桁に

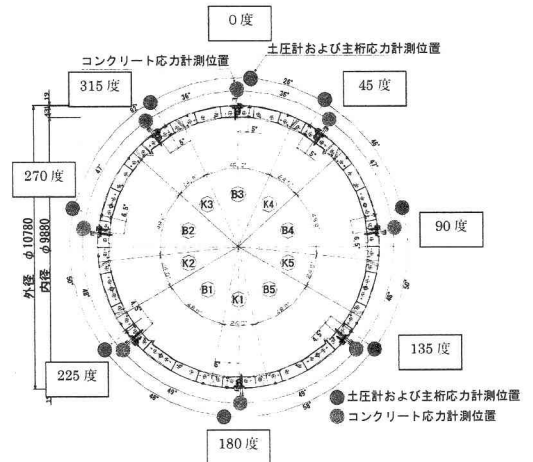


図-6 場所打ちライニング断面周方向の計測

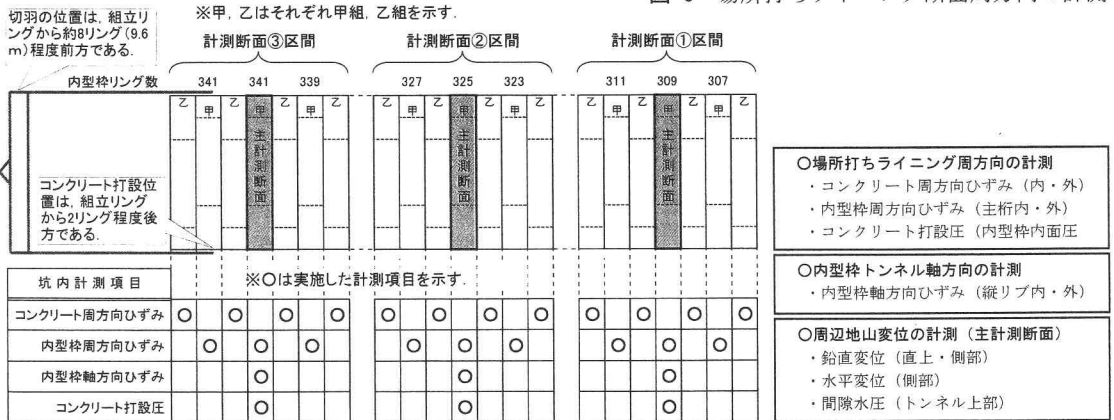


図-5 各計測区間の計測項目

発生するひずみ(応力)の計測を行った。場所打ちライニング周方向の計測は、1リングあたり各8箇所(約45°ピッチ)である。

(4) 内型枠トンネル軸方向の計測

内型枠トンネル軸方向の計測は、内型枠と場所打ちコンクリートに作用する浮力の影響と、シールド推進力の伝達状況を把握するため、トンネル上下端部と左右スプリングライン位置において、内型枠の縦リブに発生するトンネル軸方向に発生するひずみ計測を行った。

(5) 周辺地山変位の計測

場所打ちコンクリート覆工は、周辺地盤の挙動に応じて作用する荷重(土圧等)が変化すると考えられる。そこで場所打ちコンクリート覆工周辺の地盤挙動を把握するため、図-7に示すように場所打ちコンクリート覆工の周方向計測と同一地点において、トンネル直上と側部の鉛直変位およびトンネル近傍の間隙水圧の計測を行った。

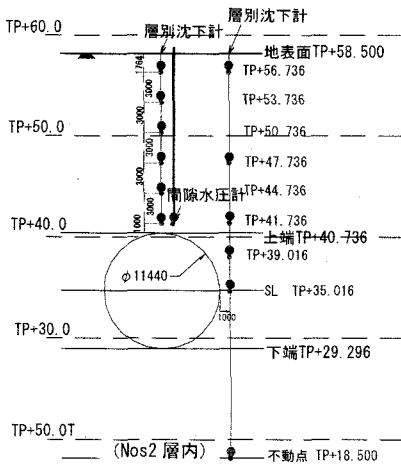


図-7 周辺地山変位の計測断面図(断面1)

表-3 計測断面の施工条件

計測区間	打設条件	施工パターン
断面1:306R~312R	平均打設圧 0.24MPa	通常サイクル
鉛直全土圧:0.34MPa	平均充填率 105%	
断面2:322R~328R	平均打設圧 0.31MPa	通常サイクル
鉛直全土圧:0.38MPa	平均充填率 110%	
断面3:338R~344R	平均打設圧 0.34MPa	休日サイクル
鉛直全土圧:0.41MPa	平均充填率:110%	

※打設条件:計測区間の平均コンクリート打設ポンプ圧およびコンクリートの平均充填率

※施工パターン

- 通常サイクル:テール直近のコンクリートが十分硬化していない状態で連続施工
- 休日サイクル:テール直近のコンクリートが硬化した後(24時間掘進を停止)に掘進再開

(6) 計測断面の施工

計測断面での場所打ちコンクリートの施工条件は、表-3に示す通りである。

4. 計測結果

(1) コンクリート打設時の内型枠内面圧

断面1(309R)と断面3(341R)のテール脱出時および次掘進時の内型枠内面圧力分布を図-8に示す。

テール脱出後の内型枠内面圧は、鉛直全土圧(鉛直土圧+水圧)と比べて天端部で0.06MPa~0.15MPa程度高く、下方になるに従いコンクリート比重相当の圧力が大きくなるような圧力分布を示している。

(2) 内型枠周方向の応力

内型枠組立後に発生した周方向の断面力(モーメント, 軸力)分布を図-9に示す。

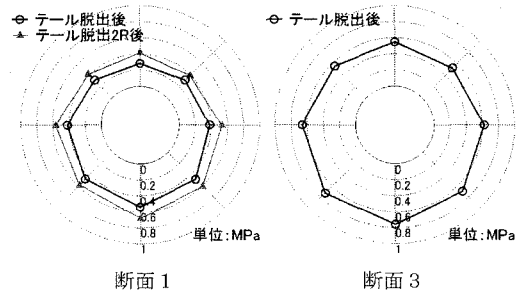


図-8 コンクリート打設による内型枠内面の圧力分布

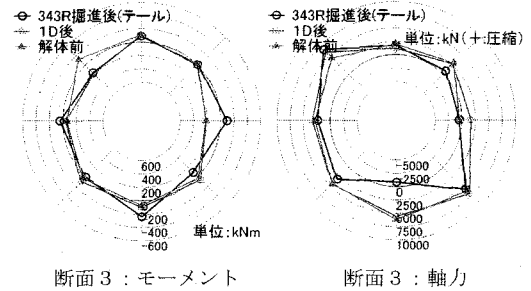
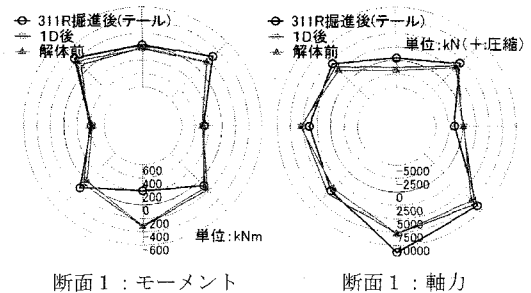


図-9 内型枠周方向の断面力

内型枠の応力計測からは以下の結果が得られた。

- ① テール脱出時のコンクリート打設に伴い、スプリングライン位置では正曲げモーメント、上下左右45度位置では負曲げモーメントが増加する傾向を示す。
- ② テール脱出後の内型枠には、ほぼ全周で圧縮軸力が発生する。
- ③ テール脱出後の断面力は、テール脱出時からほぼそのままの分布形状で脱型まで至る。
- ④ 断面1は、断面3と比べて発生断面力が大きくなっている。

以上から考察すると、テール脱出後の内型枠は、コンクリート打設圧および土水圧が作用し、それに伴って圧縮軸力が増加する。また内型枠にも変形が生じるが、内型枠の上下間は形状保持によって変形が抑止され、その結果、内型枠は小判型の形状に変位し、スプリングライン位置では正の曲げモーメントが発生したと考えられる。

コンクリート打設から硬化までの間は、コンクリート打設圧が内型枠に液圧として作用し、時間経過とともにコンクリートは内型枠の形状に沿って硬化する。そのため、コンクリートと地山反力で拘束された内型枠は、コンクリート打設時の変形形状のまま安定し、脱型まで至っていると考えられる。

応力の経時的な変化を見ると、内型枠の応力変化は主にテールから約6リング間で発生することが確認された。断面3は、テール脱出直後に掘進を停止し、コンクリートが硬化した後の再掘進である。そのため、硬化後のコンクリートと内型枠が複合構造として土水圧および打設圧を保持することで、内型枠に発生する断面力は断面1と比べて小さくなったと考えられる。なお、断面1ではテール脱出からコンクリートの初期強度が発現する18時間までに6リング施工されている。

(3) 場所打ちコンクリートのひずみと応力の算定

計測した場所打ちコンクリートのひずみは、以下の方法で評価し、応力を算定した。

- ① ひずみは、コンクリート打設前を初期値とし、初期値からの変化量とした。
- ② トンネル坑内で同条件を模擬したダミーコンクリート供試体を同時に準備し、無荷重状態のひずみ値を計測した。
- ③ 計測した場所打ちコンクリートのひずみ値からダミー計測値を差引き、コンクリート硬化時の乾燥収縮ひずみ等の影響を補正した。
- ④ コンクリート材齢に対応するヤング係数(図-3参照)を直線補間し、補正後のコンクリートひ

ずみから応力を換算した。

(4) 場所打ちコンクリートの応力

断面1(309R)と断面3(341R)の天端部およびスプリングライン位置におけるコンクリート打設直後からのコンクリート内部応力とひずみの経時的な変化をそれぞれ図-10と図-11に、打設後の断面力(モーメント、軸力)分布を図-12に示す。

場所打ちコンクリートのひずみ(応力)計測からは以下の結果が得られた。

- ① 場所打ちコンクリートのひずみは、テール脱出時に最も大きく変化するが、主にコンクリート打設圧によってひずみ計自体が圧縮変形したものと考えられ、場所打ちコンクリート自体は、強度が発現するまでの間に応力は発生しない。
- ② 打設から18時間(0.75日)以後、場所打ちコンクリートの硬化が進むにつれて次第に強度が発現し、掘進中のコンクリート打設圧やジャッキ推力、また施工に伴う内型枠の変形や地山荷重

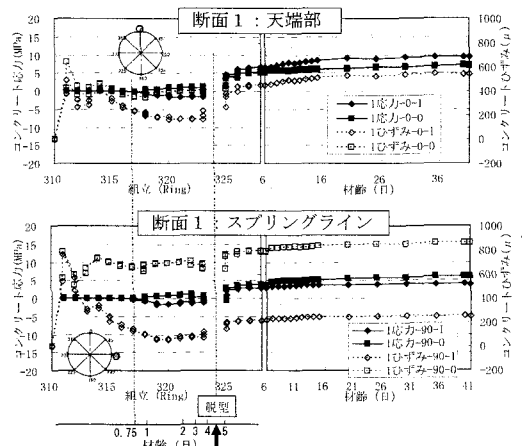


図-10 場所打ちコンクリートの内部応力・ひずみ

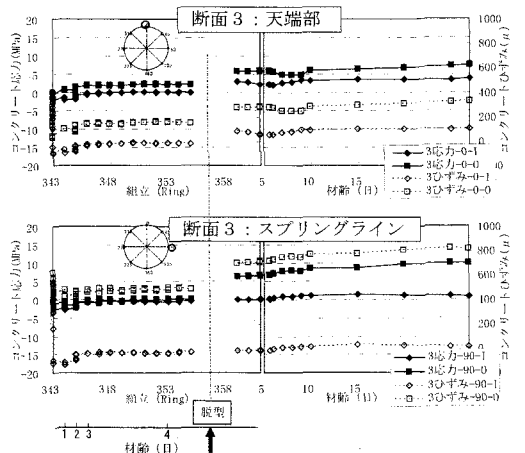


図-11 場所打ちコンクリートの内部応力・ひずみ

(土・水圧)を受け、コンクリートの応力が発生する。

- ③ 内型枠内での場所打ちコンクリートの主な応力(断面力)変化は、コンクリート打設リングからの約6リング間と脱型前の約3リング間である。
- ④ コンクリートの発生応力は、硬化後のコンクリート断面がテール位置に近い程、妻部でのコンクリート打設圧および推進力の影響を受け、発生応力が大きくなる。
- ⑤ 内型枠および地山反力で拘束されたコンクリートは、内型枠の脱型時に応力が解放され、応力が増加する。この時の応力変化が最も大きい。
- ⑥ 内型枠脱型後の断面力変化は、主に圧縮軸力の変化である。
- ⑦ 内型枠脱型後のコンクリートは、緩やかな圧縮ひずみの増加傾向を示す。

以上から考察すると、内型枠内で発生するコンクリート応力は、脱型時の変化と比べて小さく、また

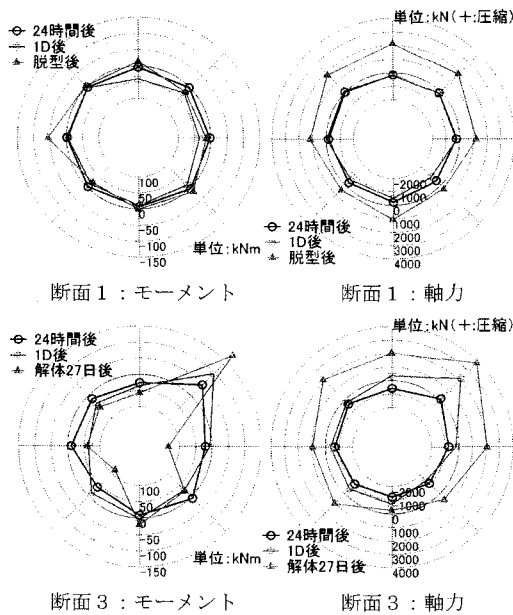


図-12 場所打ちコンクリートの断面力

表-4 場所打ちコンクリートに発生する最大断面力と位置

上段：正曲げモーメント(kNm)
 中段：負曲げモーメント(kNm)
 下段：軸力(kN), 圧縮(+)

断面	打設 24 時間後	テール 1 D 後	型枠脱型後
断面 1 (309R)	4.4 (180)	37.4 (0)	-6.0 (315)
	-3.6 (135)		-54.8 (270)
	-436.9 (135)	-926.7 (135)	1165.4 (270)
断面 2 (341R)	38.3 (225)	64.8 (270)	114.0 (225)
	-50.0 (45)	-99.9 (45)	-121.9 (45)
	-1158.7 (180)	2274.4 (45)	3744.7 (45)

※ () 内は計測位置

コンクリート打設時の施工条件によってコンクリートの応力状態が変化するとともに、脱型後の応力状態にも影響を及ぼすと考えられる。

断面1と断面3との施工条件の最も大きな違いは、断面1はコンクリート打設直後が連続施工であり、コンクリートが硬化する18時間までに最も掘進の影響を受ける6リング間の掘進が完了していることである。断面3はコンクリート打設直後に24時間掘進を停止したため、硬化後のコンクリートが内型枠との複合体として再掘進時の推進力およびコンクリート打設圧の影響を受けたと考えられる。その結果、表-4に示すように断面1と比べて断面3の発生応力が大きくなったと考えられる。

内型枠脱型後の圧縮ひずみの増加要因は、内型枠脱型による地山の変位およびコンクリートのクリープひずみが考えられる。

(5) 周辺地盤変位

断面1のトンネル直上地盤の鉛直変位と地下水の経時的な変化を図-13に示す。

直上地盤の鉛直変位計測からは以下の結果が得られた。

- ① トンネル直上地盤の鉛直変位は、切羽5リング前から切羽接近に伴う緩やかな隆起傾向を示す。
- ② 切羽通過1リング前からは、沈下傾向に反転し、切羽通過とともに沈下が大きくなっている。
- ③ 切羽通過からの6リング間では、掘進に伴い沈下量が増加し、切羽通過6リングでは直上1m位置で最大約3mmの沈下が発生している。
- ④ その後、テール通過3リング前からテール通過5リング間では隆起傾向を示すようになる。
- ⑤ テール通過前後での地盤変位は、主にコンクリート打設(打設圧)によるものと考えられる。
- ⑥ テール通過6リング後から内型枠の脱型までは殆ど変位が発生していない。
- ⑦ 内型枠の脱型の影響は、脱型時から4リング間で沈下傾向が見られるが、その量は直上1m位置

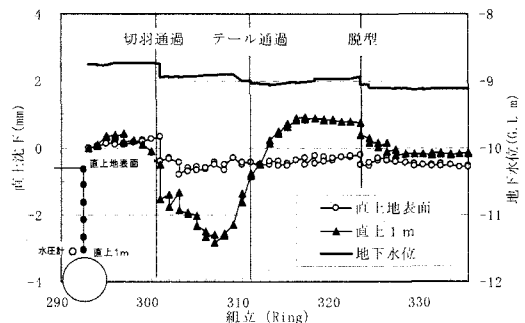


図-13 断面1のトンネル直上地盤変位

でも0.5mm程度と小さく、また以後の変位は殆ど生じていない。

- ⑧ トンネル直上の地表面変位は、最終沈下量が1mm以内である。

(6) 三本木原トンネルの計測結果の総合的な考察

場所打ちコンクリートは、内型枠がテールを脱出する際、コンクリートをポンプ圧送して妻型枠から発生ボイド相当分を順次打設し、コンクリートと地山に空隙が生じないように施工を行っている。

連続施工時のテール付近の場所打ちコンクリートは、液体状のコンクリートを介し内型枠によって地山が保持される。この状態のコンクリートは、打設圧等の施工時荷重や土水圧が作用してもコンクリート自体に応力は発生しない。また、液体状のコンクリートは、コンクリート打設圧相当の液圧を持ち、フレキシブルであるため局所的な土圧や施工時荷重の影響を平滑化するとともに、地山と場所打ちコンクリートの間に空隙を生じさせないため、地盤変位の抑制効果があると考えられる。

その後、場所打ちコンクリートの硬化に伴い、内型枠とコンクリートが複合構造を構成して地山を保持し、それに伴い場所打ちコンクリートにも応力が発生すると考えられる。

内型枠脱型後の場所打ちコンクリートは、単独の支保部材となり、内型枠によって保持されていた土水圧が作用することになるが、脱型後の地盤変位は小さく、しかも短期間に収束することから、コンクリートに作用する土圧は小さく、殆ど水圧しか作用していない状態になっていると考えられる。その結果、場所打ちコンクリートの部材応力は、圧縮軸力が卓越したバランスの良い状態となったと考えられる。ただし、コンクリート硬化後にシールド推進やコンクリート打設圧等の影響を受けた場合には、局部的に大きな断面力を発生させることになる。

5. 設計と計測結果の比較

(1) 三本木原トンネルの設計

場所打ちライニング工法により構築する三本木原トンネルの一次覆工コンクリートは、併進工法設計施工指針(案)都市トンネル編(日本鉄道建設公団, 1992年4月)によるた設計である。これはシールド工法のセグメント覆工設計手法を準用した考え方に基づいており、図-14に示すような荷重モデルにより、骨組構造解析を用いた設計計算を行っている。計測断面1の設計および地盤条件を表-5、表-6に

表-5 設計条件 (1.2m幅当り)

部材厚さ	断面積	断面二次モーメント	自重
30 cm	0.36 m ²	2.7×10 ⁻³ m ⁴	8.46 kN

表-6 地盤条件

土圧(緩み土圧)	水圧	側方土圧係数
Pe1=96.24kN/m ²	Pw1=82.5kN/m ²	λ=0.4
法線方向地盤反力係数		せん断方向地盤反力係数
68,000kN/m ³ 全周ばね (引張ばね切り)		68,000×1/3kN/m ³

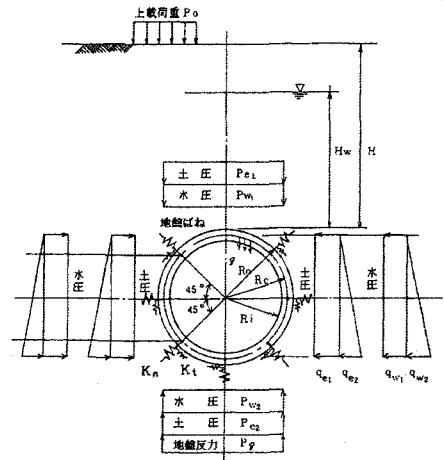


図-14 併進工法設計施工指針(案)

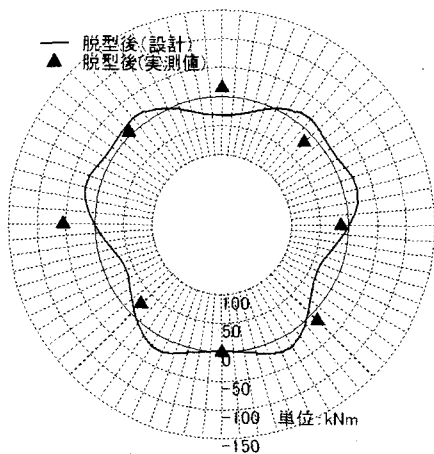
都市トンネル編における荷重モデル

示す。なお、脱型時の場所打ちコンクリートのヤング係数は、13,000MPaとしている。

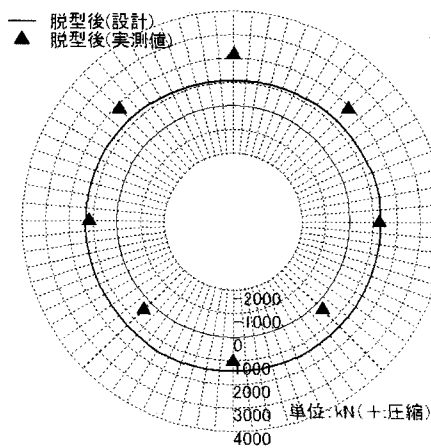
(2) 設計と計測結果の比較

断面1における内型枠脱型後の設計計算断面力(モーメント、軸力)と計測結果の比較分布図を図-15に示す。

設計計算結果では、天端や右下部、左下部あるいは下部位置で、正の曲げモーメントの発生が顕著な変形モードとなっている。一方、計測結果では、コンクリートの打設圧が設計荷重(土圧+水圧)よりも大きな圧力が作用したにも関わらず、曲げモーメントの発生が小さく、比較的バランスの良いモーメント分布となっている。また、軸力においても、天端付近で若干圧縮軸力が大きくなっているものの、それ以外では設計計算値と同程度、もしくはそれ以下となっている。設計上は、場所打ちコンクリートが打設後から硬化まで間に外荷重を受け変形しても、コンクリート自体に強度が無く、応力は発生しないという力学特性は考慮されていない。そのため、計測結果は、設計計算と比べて発生断面力が小さく抑



断面1：モーメント



断面1：軸力

図-15 場所打ちコンクリート覆工断面力の設計と実測値の比較

制されたものと考えられる。

6. おわりに

場所打ちコンクリート覆工は、未硬化状態で荷重を受けたとしても、コンクリートには応力が発生しない。そのため、三本木原トンネルの場所打ちライニング工法では、連続施工を行うことで、脱型後の場所打ちコンクリートの覆工に発生する曲げモーメントが小さく、圧縮軸力が卓越したバランスの良い状態となることがわかった。また、コンクリート打設圧が鉛直全土圧(土圧+水圧)と比べて、0.06MPa~0.15MPaと高い圧での施工に関わらず、発生した断面力は設計断面力と同程度であり、コンクリート

打設圧を低く抑えた場合には、発生断面力がさらに小さくなると考えられる。

トンネル軸方向の計測結果では、テール部と硬化後のコンクリートで拘束された内型枠が剛性の高い梁(円筒構造梁)として浮力に抵抗し、場所打ちコンクリート覆工に作用する浮力の影響は小さいものであることが確認できている。

今回の報告で示した脱型後のコンクリート応力の評価は、クリープひずみの影響について、詳細な検討を行ったものではない。脱型後のクリープひずみの影響については、現場と同じコンクリートを用いたクリープ試験(現在実施中)結果を基に、最終的な場所打ちコンクリートの応力評価を行う必要があると考えている。

三本木原トンネルの計測で得られた結果は、場所打ちライニング工法の経済的な設計の可能性を示唆するものであると考えられる。今後、これらの結果を基に、より合理的な場所打ちライニングの設計施工法についての検討を行いたいと考えている。

謝辞:最後になりましたが、本原稿のとりまとめに際して多くのご指導はもとより、御助言を賜りました「財団法人 鉄道総合技術研究所 トンネル研究室」の関係各位に心から感謝致します。

参考文献

- 1) 蓼沼慶正, 磯谷篤実, 須澤浩之, 芳賀 宏, 野々村嘉映: 含水未固結地山トンネルにおける切羽安定方策, トンネル工学研究論文・報告集 VOL.13, pp201-206, 2003.
- 2) 磯谷篤実: 含水未固結地山トンネルにおける地下水低下工法と掘削—東北新幹線 三本木原トンネル—, 日本鉄道施設協会誌第41巻第4号, pp47-49, 2003
- 3) 飯田廣臣, 磯谷篤実, 井浦智実, 川嶋潤二, 小西真治: シールドを用いた場所打ち支保システムの施工, トンネル工学報告集第14巻, pp195-202, 2004年11月.
- 4) シールド工法技術協会: ECL-技術資料-, 2003.
- 5) 飯田廣臣, 磯谷篤実, 小山幸則, 水原勝由, 千代啓三: シールドを用いた場所打ち支保の内部ひずみ計測方法の開発, トンネル工学報告集第14巻, pp381-387, 2004年11月.