

シールドを用いた場所打ち支保システムの
時系列三次元解析手法による
内型枠および一次覆工挙動の解明

2015年3月

玉井 達毅

目次

第1章 序論.....	1
1.1 はじめに.....	1
1.2 SENS の概要.....	2
1.2.1 三本木原トンネルの施工.....	3
1.2.2 津軽蓬田トンネルの施工.....	5
1.2.3 西谷トンネルの施工.....	7
1.2.4 SENS 掘進メカニズム.....	7
1.3 既往の設計法・研究.....	9
1.3.1 一次覆工の構造設計手法.....	9
1.3.2 内型枠の構造設計手法.....	9
1.3.3 SENS の現地計測を扱った研究.....	11
1.3.4 SENS の挙動を解析的に取り扱った研究.....	14
1.3.5 SENS の一次覆工のひび割れや材料特性に関わる研究.....	17
1.3.6 ECL 工法の事例と研究例.....	18
1.4 本研究の目的と構成.....	22
第2章 実現場における内型枠・一次覆工の挙動.....	27
2.1 はじめに.....	27
2.2 工事概要.....	27
2.3 計測方法.....	29
2.3.1 計測区間.....	29
2.3.2 計測項目と計測内容.....	29
2.3.3 内空変位・内型枠の応力算定方法.....	29
2.3.4 一次覆工の応力算定方法.....	35
2.4 現場計測結果.....	43
2.4.1 トンネル内空変位.....	43
2.4.2 内型枠の断面力.....	46
2.4.3 一次覆工の断面力.....	51
2.4.4 内型枠と一次覆工を一体とみなした場合の断面力.....	56
2.5 まとめ.....	61

第3章 時系列三次元逐次解析モデル	63
3.1 はじめに.....	63
3.2 解析モデル.....	63
3.2.1 概要.....	63
3.2.2 要素設定.....	65
3.3 逐次解析.....	68
3.3.1 概要.....	68
3.3.2 打設圧作用区間.....	69
3.3.3 土水圧作用区間.....	69
3.4 地盤・一次覆工・内型枠の相互作用モデル.....	69
3.4.1 地盤の変形特性.....	69
3.4.2 初期土水圧.....	72
3.4.3 一次覆工硬化時の掘削面変位.....	73
3.4.4 一次覆工コンクリート.....	73
3.5 解析条件.....	77
3.5.1 内型枠の剛性.....	77
3.5.2 内型枠リング間継手のばね定数.....	78
3.5.3 内型枠ピース間継手のばね定数.....	79
第4章 内型枠の挙動解明	81
4.1 はじめに.....	81
4.2 解析方法.....	81
4.2.1 解析対象断面.....	81
4.2.2 解析に用いたパラメータ.....	83
4.2.3 解析に用いた荷重.....	83
4.2.4 解析での境界条件.....	85
4.2.5 逐次解析ステップ.....	86
4.3 解析条件.....	86
4.3.1 解析ケース.....	88
4.3.2 逐次解析ステップの妥当性.....	90
4.4 地盤条件が内型枠の挙動に与える影響.....	92
4.4.1 縦断面内の法線方向変位.....	92
4.4.2 横断面内の変位・軸力・曲げモーメント分布.....	94
4.4.3 計測値との比較.....	98
4.4.4 地盤との相互作用.....	105
4.5 まとめ.....	111

第 5 章 一次覆工の挙動解明.....	115
5.1 はじめに.....	115
5.2 地盤条件が一次覆工挙動へ与える影響.....	115
5.2.1 トンネルの全体的挙動.....	115
5.2.2 一次覆工の変位・断面力に与える影響.....	125
5.3 施工条件が一次覆工挙動へ与える影響.....	137
5.3.1 変位量への影響.....	137
5.3.2 軸方向曲げモーメントへの影響.....	144
5.3.3 軸方向の軸力への影響.....	148
5.4 まとめ.....	148
第 6 章 結論.....	153
6.1 まとめ.....	153
6.2 今後の課題.....	155
謝辞.....	159

第1章 序論

1.1 はじめに

本研究の研究対象とするシールドを用いた場所打ち支保システム（以下、SENS）は、切羽の不安定化が予測される、山岳工法とシールド工法の境界領域である洪積層や新第三紀層の地盤にトンネルを構築する新しいトンネル技術で、既存のトンネル施工技術であるシールド工法、場所打ちコンクリートライニング工法（ECL）、山岳工法から、こうした地盤に適した要素技術を組合せて考案され、近年、施工事例¹⁾²⁾が増えてきている。

SENSの施工では、地盤と内型枠の間に一次覆工を加圧充填しながら、連続的に覆工体を構築する。そのため、はじめに打設される一次覆工は未固結であり、内型枠は一次覆工による浮力を連続的に受け、上方へ剛体変位をする傾向が見られる³⁾。その後、時間の経過とともに、一次覆工は硬化し、地盤からの土水圧が作用するが、この土水圧は、内型枠の三次元的な挙動により、初期作用土水圧から有効土圧が減少したり、地山の状況によっては地盤が自立し有効土圧が0となることも考えられる。したがって、一次覆工や内型枠を設計する上で、常に考慮しなければならない基本的荷重である作用土水圧を推定するためには、三次元的かつ逐次的に変化する内型枠の挙動に応じた、地盤、一次覆工、内型枠の相互作用を表現できる解析モデルが必要である。

現在 SENS の設計では、併進工法設計施工指針（案）都市トンネル編⁴⁾にもとづく方法や SENS 機構独自の耐荷機構モデルにもとづく方法⁵⁾の2つの設計法が提案されているが、いずれも二次元モデルであり、内型枠の三次元的かつ逐次的な挙動に伴うトンネル軸方向の応力再配分を表現できない。さらに、耐荷機構モデルでは、より計測値に近い結果を得るために、部分的に有効土圧を減少させ偏荷重を与えているが、そのメカニズムは理論的に明確にされていない。また、地盤を含めてトンネルをモデル化した三次元有限要素法⁶⁾では、内型枠の浮力による剛体変位やトンネル掘削面と内型枠、一次覆工との相対変位による有効土圧の変化を表すことは困難である。

さらに、これまでの SENS 施工では、一次覆工に漏水を伴うクラックの発生が確認されている⁷⁾。これらのクラックの規模は小さく、トンネルの構造安定性を脅かすものではないが、湧水量の増加はトンネル周辺地盤の沈下や周辺利水設備等への悪影響の原因となることから、一次覆工のクラックの発生メカニズムを解明し、このクラックの防止対策を検討する必要がある。

そこで本論文では、一次覆工の打設から硬化、内型枠の脱型という SENS 特有の複雑な施工過程における、内型枠および一次覆工の挙動メカニズムを解明することを目的として、内型枠の剛体変位、一次覆工の硬化過程および主働側の土圧や地山の自立が表現可能な三次元逐次解析モデルを開発し、実トンネルの現場計測データを用いて同手法の妥当性を検証した。さらに、現地の地盤条件と施工条件をパラメータとして、パラメータスタディを実施し、各パラメータが一次覆工の変位、断面力に及ぼす影響を評価し、地山の緩みを少

なくし、トンネルの長期耐久性に寄与することができる SENS の施工管理のあり方について提案した。

1.2 SENS の概要

SENS とは、密閉型シールドにより掘削および切羽の安定を図り、シールド掘進 (Shield) と並行して一次覆工となる場所打ちコンクリートライニング (ECL) によりトンネルを支保し、一次覆工の安定を計測により確認した後、防水シートと力学的機能を負荷させない二次覆工を施工 (NATM) してトンネルを完成させる工法 (System) であり、それぞれの頭文字から SENS とよんでいる⁸⁾。

- ・ Shield Tunnelling Method (シールド工法)
- ・ Extruded Concrete Lining (ECL 工法)
- ・ New Austrian Tunneling Method (NATM)
- ・ System

はじめての SENS の施工となった三本木原トンネルの実績では、同トンネルを NATM で施工していた時と比較して高い安全性を確保しつつ、2 倍以上の掘削進行 (最大 172.8m/月) を達成することができた。また、経済性についても NATM とほぼ同等であり、この結果から NATM とシールド工法の境界領域における新しいトンネル施工技術として期待され、「2006 年 土木学会技術賞」や「第 37 回日本産業技術大賞審査委員会特別賞」を受賞している。

その後、SENS は北海道新幹線津軽蓬田トンネル⁹⁾、¹⁰⁾、相鉄 JR 直通線西谷トンネル¹¹⁾ に採用された。津軽蓬田トンネルで用いた SENS マシンの側面図を図 1-1、施工断面を図 1-2 に示す。

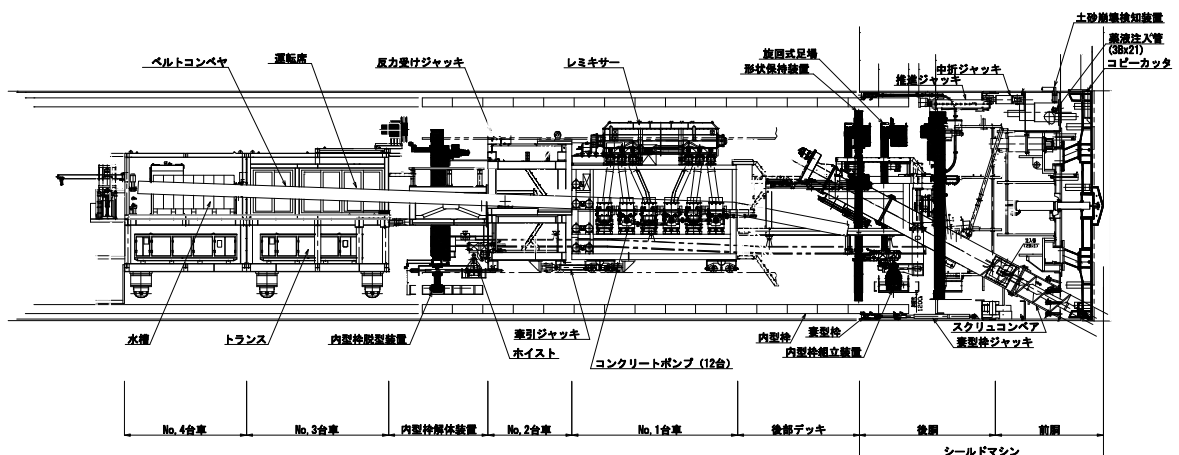
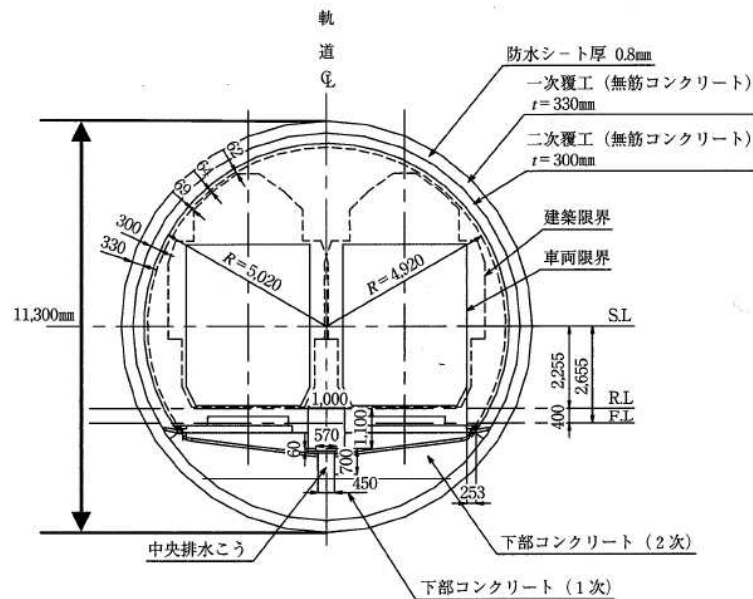


図 1-1 SENS マシン側面図²⁾

図 1-2 施工断面（津軽蓬田トンネル）²⁾

SENS は軟岩に相当する比較的硬質な地山から、都市部に見られるような洪積層に相当する比較的緩い地山まで適用可能であり、当該地山に対しての従来の工法と比較し、より安全性の高い、経済的な選択肢となり得る合理的な施工システムといえる。中央リニア新幹線をはじめとして、今後、利用が進むと考えられる大都市部の大深度地下は、SENS が対象とする洪積層、新第三紀層を主体とした地盤で構成されていることから、SENS を適用する場面も増えていく可能性があると思われる。

1.2.1 三本木原トンネルの施工

東北新幹線三本木原トンネルは、八戸駅と七戸十和田駅との間に位置し、六戸町、東北町、十和田市を通過する延長 4,280m の新幹線複線断面のトンネルである。掘削対象となる地山は、帯水した洪積砂質土層が主体で、細粒分含有率および均等係数が小さいため崩壊性が高く、さらに、その間に粘性土層が複雑に挟在する地山である。途中に 3 箇所沢部があり、地上は概ね田畑や山林である。地下水位は全線に渡りトンネル天端以上で、最大はおおよそ天端+19m である。図 1-3 に三本木原トンネルの地質平面図と縦断面図を示す。

本トンネルでは、平成 13 年 8 月から地下水位対策工と切羽安定対策工を併用した NATM による掘削を計画し、施工を開始したが、対策工の効果が十分発揮されず、写真 1-1 に示すような切羽が不安定化し、突発的な切羽の崩壊がしばしば発生した¹²⁾。

施工法を再検討した結果、さらなる補助的な対策工を追加しても NATM による掘削は困

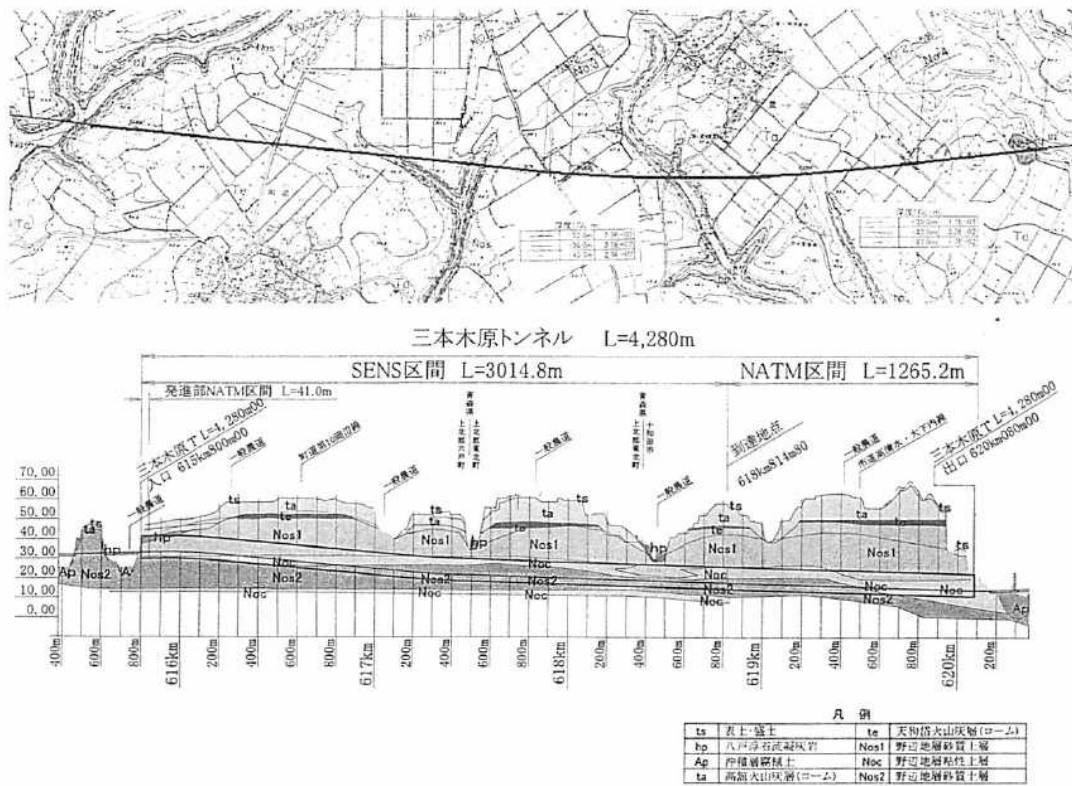


図 1-3 三本木原トンネルの地質平面図と縦断図⁵⁾



写真 1-1 切羽崩落状況¹²⁾

難と判断，同トンネルにて世界で初めて SENS を開発・適用した。写真 1-2 に，三本木原トンネルで使用した SENS マシンを示す。

SENS の施工にあたり，八戸方坑口から 41.0m を NATM により施工した後，坑外で組み立てたシールドおよび後続台車を坑内へ引き込み，平成 16 年 7 月に SENS の施工を開始した。約 29 ヶ月後の平成 18 年 11 月に掘進が完了し，貫通した¹³⁾。

SENS の施工速度は平均月進量が約 110m で，同種の地山における NATM の実績に比較して約 2.5 倍の速度で施工できた。また，トンネル坑内の湧水量は約 0.5 m³/分・km であり，同種の地山の NATM による施工区間の 1/4 に抑えることができた。



写真 1-2 SENS マシン

1.2.2 津軽蓬田トンネルの施工

北海道新幹線（新青森・新函館北斗間）津軽蓬田トンネルは，青森県東津軽郡蓬田村から外ヶ浜町に至る延長 6,190m の新幹線複線断面トンネルである。

津軽蓬田トンネルの地質は，昭和 50 年代後半～60 年代に施工した津軽海峡線津軽トンネル等と同様な未固結な砂を主体とする蟹田層が基盤である。蟹田層を対象とした過去のトンネル施工記録では，土砂崩壊や流砂事故が数多く発生しており，本トンネルにおいても切羽の不安定化が予想された。

そのため，三本木原トンネルにおいて同様な含水未固結地山における実績を有し，安全性，施工性および経済性に優れた SENS を採用することとした。SENS の施工は，三本木原トンネルに次ぐ 2 例目である。

図 1-4 に津軽蓬田トンネルの地質平面図と縦断図を示す。津軽蓬田トンネルは三本木原トンネルと比較して施工延長が 6,190m と長くなり，このトンネルを片押しで施工するた

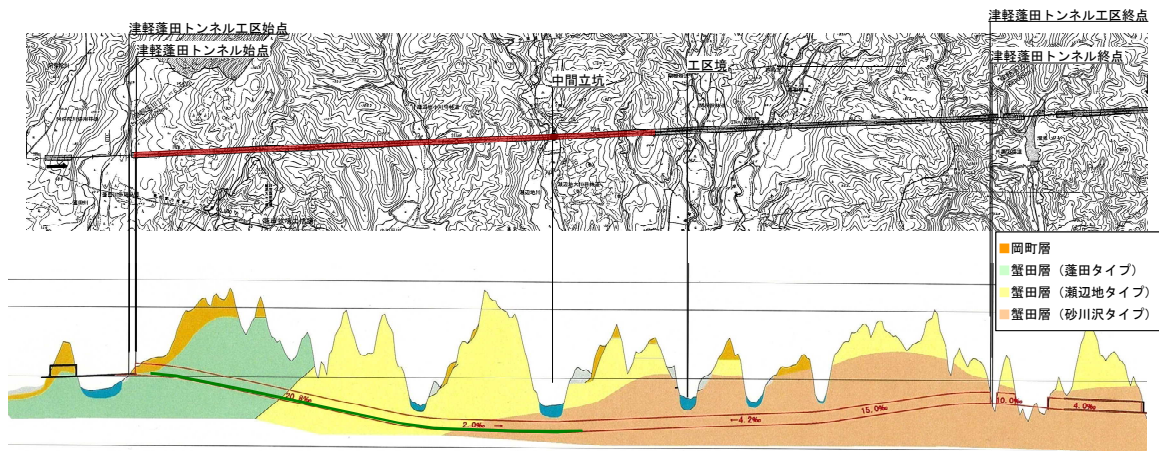


図 1-4 津軽蓬田トンネルの地質平面図と縦断図¹⁴⁾

め工期短縮に向けた高速掘進が最大の課題であった。このため津軽蓬田トンネルでは、高速掘進へ向けた三本木原トンネルからの改良に取り組んでいる。三本木原トンネルでの施工からの主な改良点を以下に示す⁸⁾。

(1) 一次覆工の性能改良

従前の三本木原トンネルと同様の配合では、連続掘進中にポンプ油圧が徐々に上昇し、ポンプ能力の限界まで達し、連続掘進を終了し、配管類の清掃をせざるを得ない現象が頻発した。これは連続掘進中にコンクリート配管周囲にセメントペースト分が徐々に付着し、圧送抵抗が大きくなるためである。

1回の清掃にはおよそ16時間以上を要し、この間は連続掘進を行うことができない。そこで、新たに粘性が低く、ポンプ圧送性を改善した新配合を開発し、要求性能の見直しを行った。その結果、ポンプ油圧の上昇を抑え、清掃の頻度を減らし、その時間を連続掘進にあてることが可能となった。

(2) 二次圧送ポンプの増設

三本木原トンネルでは6台のコンクリート打設ポンプを装備したが、使用するコンクリートは、水中分離抵抗性を有した粘度の高いコンクリートであるため、掘進速度に対して十分な量のコンクリートを供給することができず、平均掘進速度が制限された。津軽蓬田トンネルでは、更なる掘進速度を確保するため、コンクリートポンプを12台に増設した。

(3) 内型枠の幅の変更と挿入方式の変更

三本木原の内型枠の幅は1.2mであったが、津軽蓬田トンネルでは1.5mに幅を広げることにより連続して施工する距離を伸ばすことと、組立回数を減らすことで施工の高速化を図った。さらに、三本木原トンネルでは半径方向挿入型の内型枠構造であるのに対し、津

軽蓬田トンネルでは軸方向挿入型の内型枠構造を採用し、ピース間の接する角度を変えることで、内型枠の組立ボルトに過大な剪断力が働かない構造とした。この結果、内型枠の繰り返し使用によるボルト孔の変形も発生せず、ボルト締結も容易（トルク管理等不要）となり、内型枠の組立時間の短縮が可能となった。

現地での施工は、マシン組立を平成21年7月末から開始し、約3ヶ月後の10月末に完了した。11月より掘進を開始し、初期掘進162mを平成22年2月に終えた。その後、本掘進を順調に進め、平成23年6月末にビット交換位置（中間立坑）に到達し、約2ヶ月後の8月末に掘進を再開した。なお、平成22年6月に208.5m/月を記録し、三本木原トンネルのSENSによる最高月進を172.8m/月を更新した。さらに、平成24年6月には367.5m/月の進捗を記録している。平成24年10月2日に終点側坑口に到達し、掘進開始から約34ヶ月で貫通となった¹⁴⁾。

上記で述べた高速掘進へ向けた改良により、三本木原トンネルの平均月進110mを大幅に更新し、平均月進190mを実現することができた。これらの取り組みが評価され、平成25年度には「山岳工法とシールド工法の境界領域における「SENS」の高速掘進－北海道新幹線津軽蓬田トンネル－」と題し、土木学会技術賞を受賞した。

1.2.3 西谷トンネルの施工

相鉄・JR直通線西谷トンネルは、相模鉄道本線西谷駅とJR東海道貨物線横浜羽沢駅付近に新設する羽沢駅（仮称）との間に位置する延長約1,442mの複線鉄道トンネルである。

本トンネルはSENSでの施工3例目として、はじめて都市部でSENSを採用した事例である。西谷トンネルのトンネル通過部の地質の大半は上総層群の砂質土（Ks,N>50）、粘性土（Km,N>35）であり、全体的に硬質な地盤である。

都市部のSENSの適用にあたり、地下水環境保全の観点からトンネルに高い止水性が要求された。そのため、一次覆工と二次覆工との間に全周防水シートを施工することで止水性を向上させ、二次覆工に水圧が作用する設計としていることが特徴的である¹¹⁾。

西谷トンネルは、平成26年5月に貫通している。

1.2.4 SENS掘進メカニズム

図1-5に内型枠1リング分の施工サイクルを示す。まず切羽前方ではSENSマシンにより地山の掘削を行う。掘進と同時にマシン後方では妻型枠に設けたコンクリート打設口から地山の土水圧に負けない圧力でコンクリートを打設する。写真1-3に津軽蓬田トンネルで用いたSENSマシンの妻型枠およびコンクリート打設口の写真を示す。内型枠1リング分の掘進と一次覆工コンクリートの打設が完了すると、一番後方の内型枠を解体し、前方に運び、組み立てる。組み立て完了後、再び1リング分の掘進・打設を繰り返す。この掘進サイクルの繰り返しを連続掘進と呼んでいる。コンクリート打設を繰り返すことにより、図1-1中のレミキサーやコンクリートポンプに付着したコンクリートが時間の経過とともに

に凝結を開始し、打設機能が損なわれる。このため、連続掘進を繰り返した後に、配管・ポンプ等に付着したコンクリートの清掃を行っている。

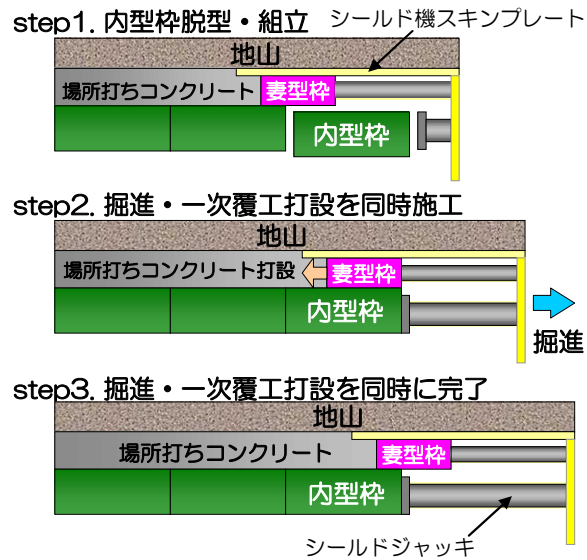


図 1-5 SENS の掘進サイクル（文献⁹⁾に加筆）

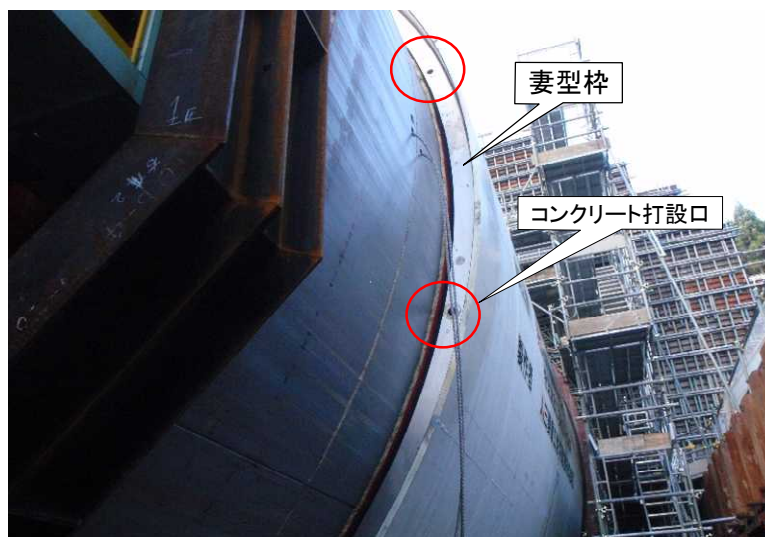


写真 1-3 コンクリート打設口

1.3 既往の設計法・研究

現在 SENS の一次覆工の構造設計は、覆工を梁、地盤をばねとした骨組構造解析を用い、設計荷重として併進工法設計施工指針（案）都市トンネル編⁴⁾にもとづく方法と SENS 機構独自の耐荷機構モデルにもとづく方法⁵⁾の2つが提案されている。

また、SENS は最近開発されたトンネル構築工法で、施工例も3例しかないことから、SENS を取り扱った研究は少ないものの、主な研究としては、SENS 施工時の現場計測を取り扱った研究、解析的に SENS の挙動を取り扱った研究、一次覆工のひび割れや材料に関する研究などが挙げられる。

SENS の一次覆工である場所打ちライニング（ECL）の設計施工法として、日本トンネル技術協会は平成4年3月に ECL 工法指針（案）[設計編]¹⁵⁾を、日本鉄道建設公団は平成4年4月に併進工法設計施工指針（案）都市トンネル編⁴⁾を、また、平成6年5月に併進工法設計施工指針（案）山岳トンネル編¹⁶⁾を作成している。

以下、おのおのの設計手法、既往の研究内容について述べる。

1.3.1 一次覆工の構造設計手法

併進工法設計施工指針（案）都市トンネル編⁴⁾にもとづいた設計は、シールドトンネルのセグメントの設計と同様に、土圧、水圧、地盤反力、自重などを考慮した荷重モデルにより構造設計を行うもので、内型枠脱型時とトンネル完成時の断面破壊に対する検討と浮力に対する安全性の検討を行う。検討ケースとして、脱型時と完成時ともに、高水圧と低水圧が作用するケースを検討することとしている。併進指針による荷重モデルを図1-6に示す。

一方、耐荷機構モデル⁵⁾は、三本木原トンネルの施工結果をふまえて提案された設計手法である。硬化時の一次覆工の収縮量と地盤変位量を比較し、一次覆工の収縮量の方が大きい場合には、覆工下半部に作用させる有効土圧を減少させる点に特徴がある。図1-7に耐荷機構モデルを、図1-8に耐荷機構モデルにおける照査の手順を示す。

1.3.2 内型枠の構造設計手法

SENS における内型枠の設計では、特別な手法が提案されておらず、各ケースで作用する荷重を適切に設定したうえで、適切な構造解析モデルを使用することが一般的である。たとえば、津軽蓬田トンネルの内型枠の設計では、多リングはりばねモデルを用いて構造計算を行っており、土水圧だけでなく、コンクリート打設圧、ジャッキ推力、薬液注入圧による偏荷重などの施工時荷重を設計上考慮している¹⁷⁾。図1-9に多リングはりばねモデルを示す。

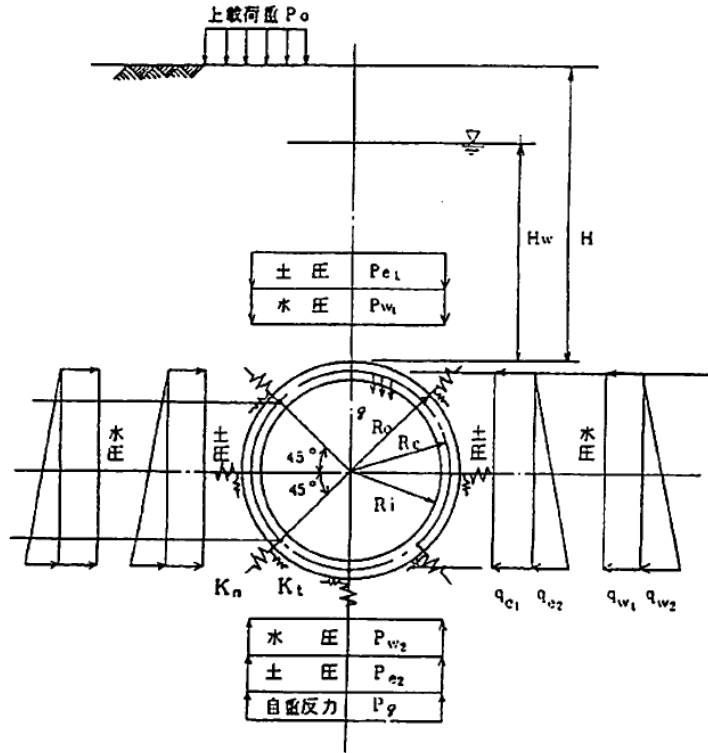


図 1-6 併進指針による方法⁴⁾



(a) モデル 1 (有効土圧の減少なし) (b) モデル 2 (有効土圧の減少の範囲 $90^\circ \sim 180^\circ$)

図 1-7 耐荷機構モデル⁶⁾

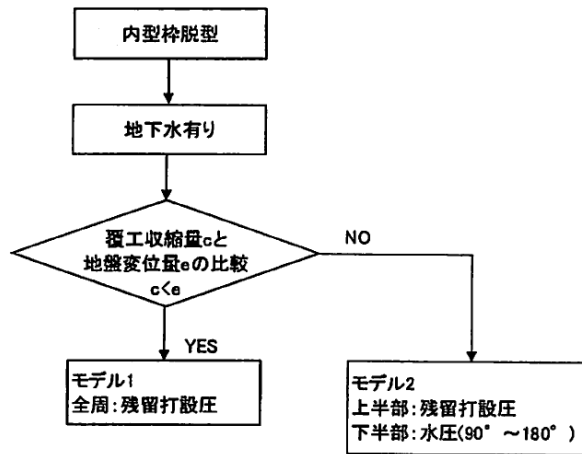


図 1-8 耐荷機構モデルにおける照査の手順⁶⁾

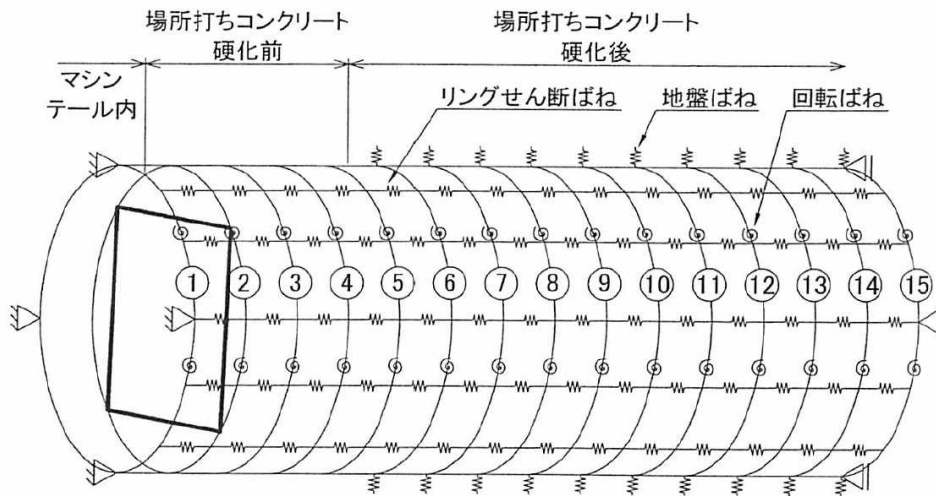


図 1-9 内型枠構造計算モデルの例¹⁷⁾

1.3.3 SENS の現地計測を扱った研究

SENS の施工では、一次覆工の変位や巻厚など、日常管理として実施する計測に加えて、SENS の設計法の妥当性の検討や工事の安全性や近接施工への対応および掘進管理法の検討のため、特定の断面にて周辺地山、地表面、内型枠、一次覆工を対象に追加計測を実施している。

飯田ら¹⁸⁾は、新しい一次覆工の内部ひずみの計測方法を開発し、三本木原トンネルで実施したトンネル周辺の地山の変位およびライニングと内型枠のひずみについての経時的な計測結果を分析し、掘削から覆工の完成までの SENS の施工過程におけるこれらの挙動について詳述している。

これによると、コンクリート打設直後の段階では、内型枠に作用する圧力はコンクリート打設圧にコンクリートの密度と深さに応じた圧力が加わった分布（図 1-10）を示し、その作用方向はトンネルの半径方向に作用し、その後、一次覆工は打設時に加圧された状態のままで硬化し、コンクリート打設圧の残留圧力相当の応力が一次覆工の内部応力として作用していること、内型枠の脱型時に伴う一次覆工のトンネル周方向の応力変化は、軸圧縮力の増加が支配的で、曲げモーメントの増加は小さいとしている（図 1-11）。さらに、一次覆工コンクリートのクリープの影響を除くため、クリープひずみの補正を行い、一次覆工のトンネル周方向の軸力を求め、クリープを考慮しない場合と比較すると、脱型から 28 日後までの間の軸力の増加はあまり顕著でないこと、トンネルの下半部よりも上半部で軸力が大きくなる分布となることがわかったとしている（図 1-12）。

三上³⁾らは、SENS の 2 例目である津軽蓬田トンネルで実施した現地計測結果にもとづき、一次覆工の挙動と周辺地山に与える影響について考察を行っている。

これによると、コンクリート打設から硬化開始までの間に、内型枠が浮上がる傾向が見られること（図 1-13）、SENS の施工に伴う、地山変位は、主にコンクリート打設圧によるテール脱出前後の隆起とトンネル側方への押し広げが発生していることがわかっている。

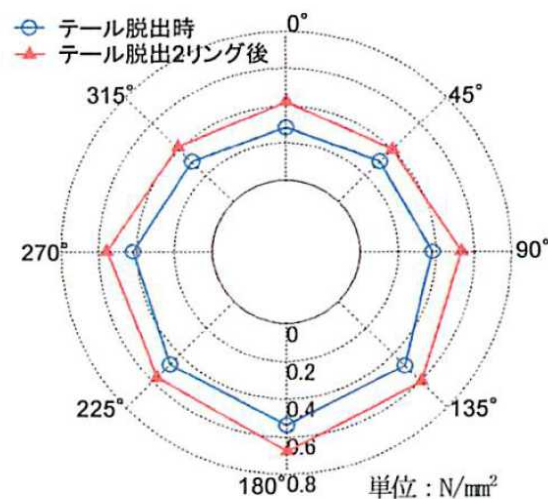


図 1-10 内型枠に作用する一次覆工コンクリートの圧力分布¹⁸⁾

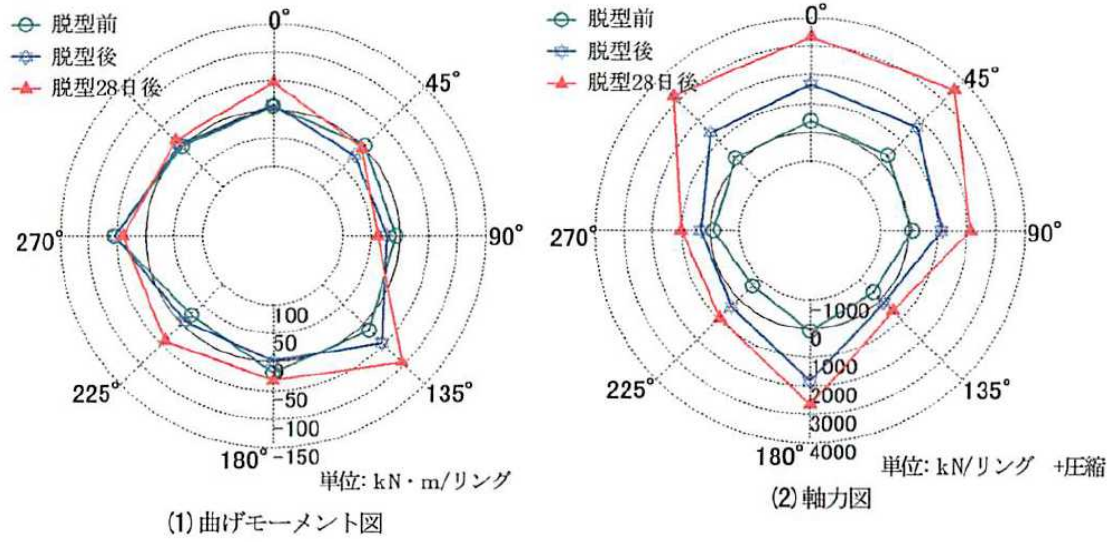


図 1-11 一次覆工の断面力 (クリープ補正無し)¹⁸⁾

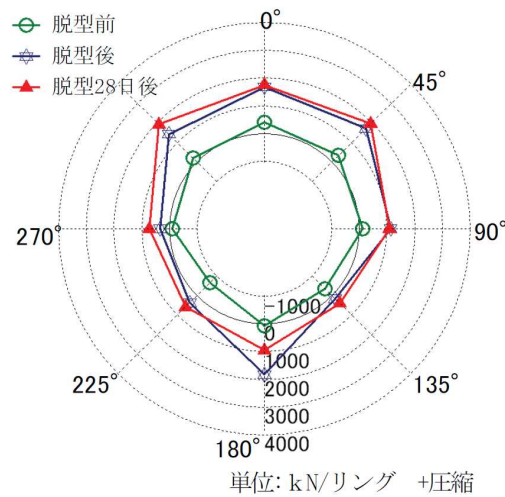


図 1-12 一次覆工の軸力 (クリープ補正有り)¹⁸⁾

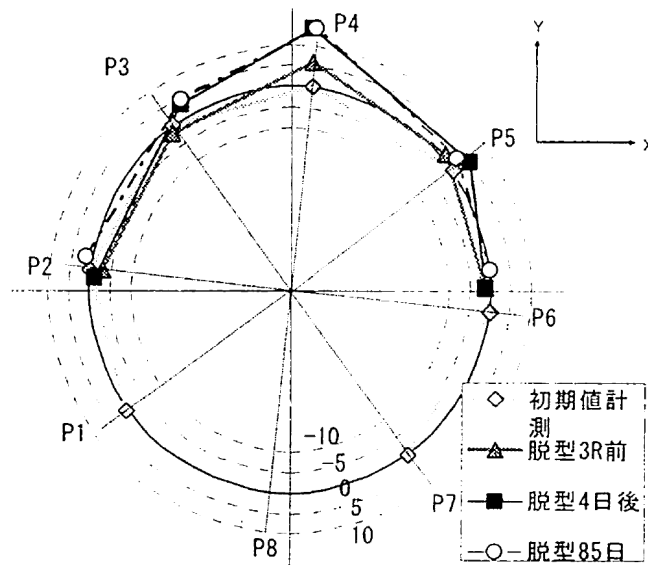


図 1-13 小土被り区間でのトンネル内空変位³⁾

1.3.4 SENS の挙動を解析的に取り扱った研究

SENS の内型枠，一次覆工の挙動を解析的に取り扱った研究は少ないが，そのうち，飯田⁶⁾らは，三次元有限要素法により，施工過程を考慮した解析を実施している（図 1-14）。

この研究では，コンクリート打設圧を変化させた際の，周辺地山の変形および一次覆工の断面力に及ぼす影響を検討している．その結果，一次覆工の断面力は脱型後に増加し，とくに軸力が全周にわたって増加すること（図 1-15），また一次覆工に発生している曲げモーメントは小さいこと（図 1-16），SENS による一次覆工は軸力が卓越していることがわかったと結論付けている．さらに，トンネル直上の鉛直地山変位は，シールド掘削時に沈下し，テール通過の際には，コンクリート打設により隆起傾向となり，その後，内型枠の脱型後に，一次覆工が変形することから沈下する傾向があることを示している（図 1-17）。

宮寄ら¹⁹⁾は，併進指針による方法と耐荷機構による方法を用い，津軽蓬田トンネルの現場計測値と解析値の比較を行っている（図 1-18）が，耐荷機構モデル（有効土圧減少あり）のように偏荷重を与える手法が現時点では妥当としている．また，三次元解析では計測値で得られた一次覆工の曲げモーメントを精度良く表現できなかった原因として，トンネル縦断方向の浮上りに伴うトンネルと地山の相互作用を精度よくモデル化できていないことがそのひとつであると示し，トンネルの浮上りに対するばね引張を切るもしくは低減させることで，実態に近い挙動が再現できる可能性があると述べている．

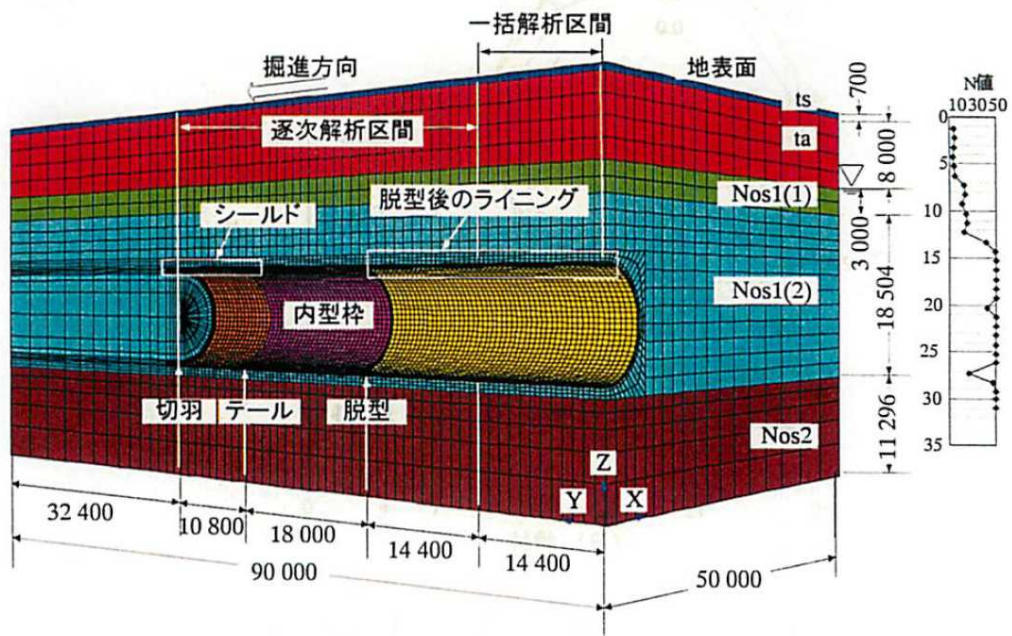


図1-14 三次元有限要素法による解析モデル⁶⁾

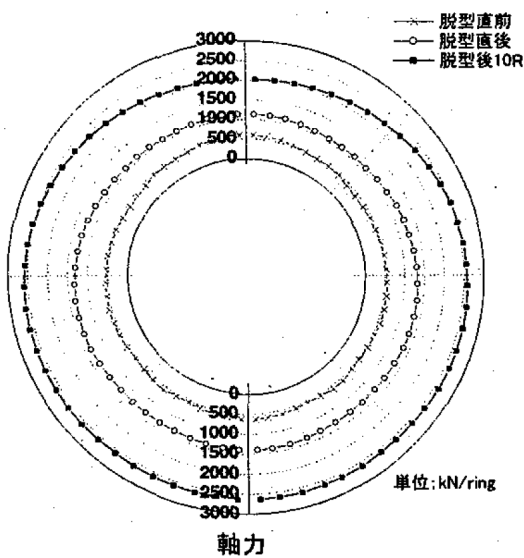


図1-15 一次覆工の軸力⁶⁾

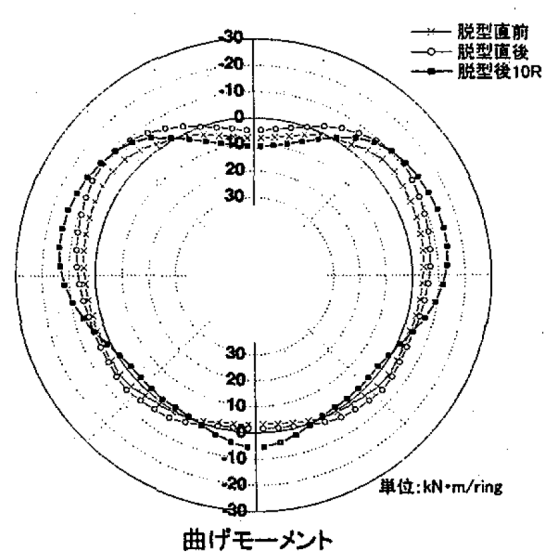


図1-16 一次覆工の曲げモーメント⁶⁾

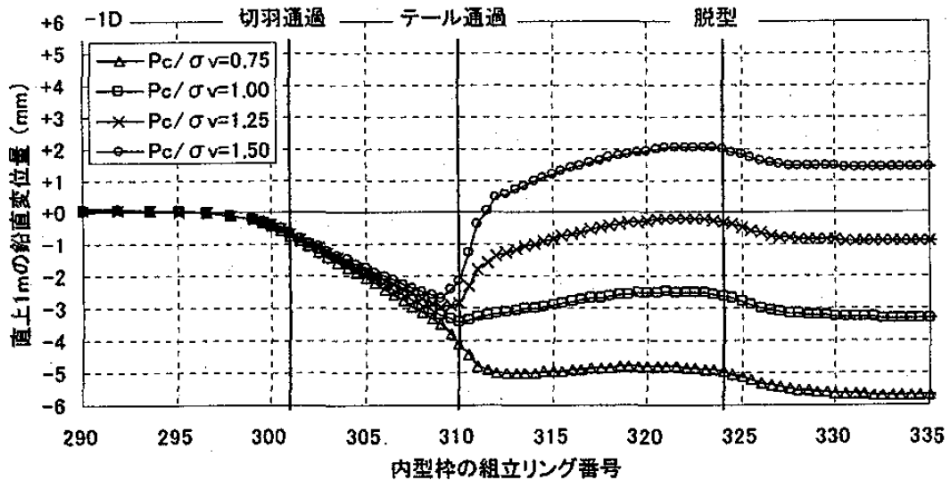


図1-17 トンネル直上1mの地山の鉛直変位量⁶⁾

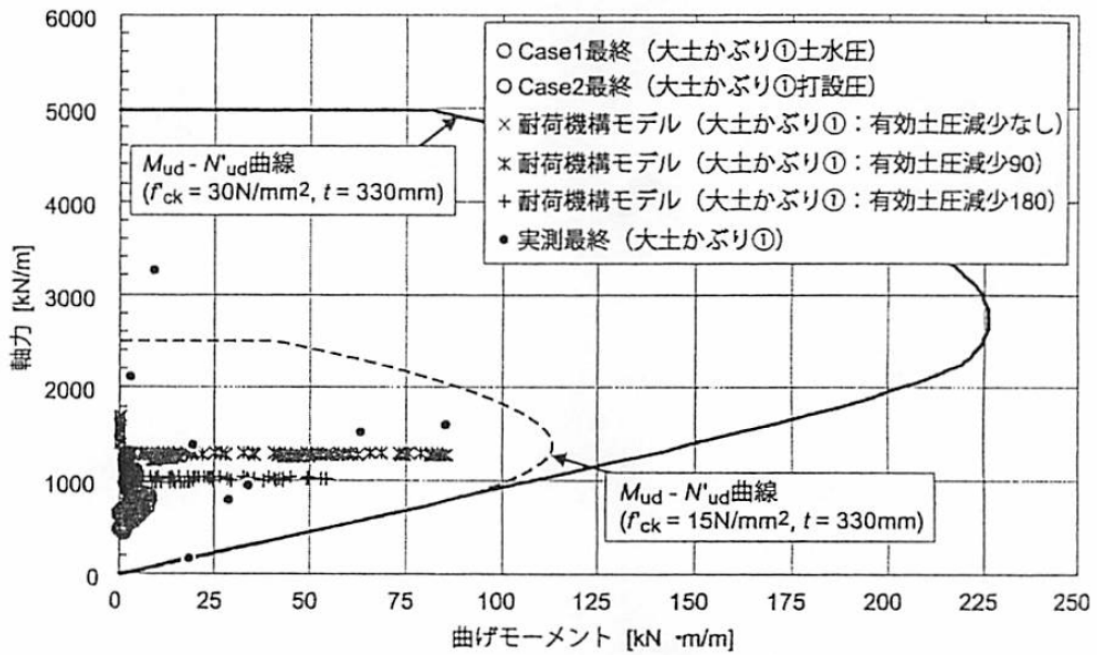


図1-18 津軽蓬田トンネルの現場計測値と解析値の比較¹⁹⁾

1.3.5 SENSの一次覆工のひび割れや材料特性に関わる研究

これまでのSENS施工では、一次覆工の構造安定性を脅かす規模ではないものの、漏水を伴うクラックの発生が確認されている。

小川ら⁷⁾は、ひび割れの抑制に主眼を置き、実際にSENSで施工されたトンネルの一次覆工のひび割れ観察データと各種施工データを用い、ひび割れ発生要因分析を行っている。これによると、「土被り」、「総推力/土被り」、「上下打設圧差/土被り」が縦断方向と斜めひび割れの発生状況と、「ジャッキ速度」、「1連続掘進長」が横断方向のひび割れ発生状況と関係があるとしている。

千代ら²⁰⁾は、ラーメン構造の八角形リングを掘進方向にばねで接続し、ライニング外周にばねを配置して、地盤内の内型枠とライニングコンクリートをモデル化した三次元解析を実施し、クラック発生要因を考察している。その結果、掘進方向斜め下向きのクラックは、地盤の弾性係数が小さいことが発生要因の1つであるとしている。

野口ら^{21),22)}は、各種基礎性状実験やSENSにおける一次覆工コンクリートの打設を模擬した大型実験(写真1-4)により、新たに開発した数種類のコンクリートを用いて、津軽蓬田トンネルで想定される施工条件下での実験結果から、施工性や一次覆工の品質、性状を確認している。その結果、新しく開発した一次覆工コンクリートは圧送性能が向上していることを示し、水中分離抵抗性混和材を用いない場合、水圧により一次覆工に穴が空いた結果を示し(写真1-5)、SENSにおける水中分離抵抗性混和材の必要性を述べている。



写真1-4 SENSを模擬した大型実験²¹⁾



写真 1-5 大型実験での結果（水中分離抵抗性混和材が無い場合）²¹⁾

1.3.6 ECL 工法の事例と研究例

(1) 北陸新幹線秋間トンネル²³⁾

本トンネルは新幹線の山岳トンネルにおいて初めて併進工法シールドを用いて施工を行ったトンネルである。主な特徴として、馬蹄形前面開放型シールドとし、掘削機構には硬岩地山にも対応可能な出力 250kW のブームカッターを装備している点、また、覆工コンクリートは厚さ 500mm の無筋コンクリートで、二次覆工の施工は行っていない点が挙げられる。周辺の地質は凝灰岩、凝岩角礫岩、火山角礫岩、溶結凝灰岩等の火山碎屑岩類からなっている。

峰元ら²³⁾は、円環構造としての破壊状態を明らかにするため、図 1-19 に示す円環モデル載荷実験を行っている。本実験の荷重－変位関係の結果を図 1-20 に示す。本実験の結果から、円環構造では断面の一部がひびわれの破壊状態となっても、構造的な安定状態が保持されており、無筋コンクリートであっても大きな耐力を有していることが示されている。

(2) 岡南シールド工事²⁴⁾

未固結な洪積砂礫層に ECL 工法を適用したトンネルであり、一次覆工を SFRC300mm とし、二次覆工を無筋の 200mm とする水道管、通信、電力ケーブル用の共同溝工事である。

岡南シールド工事における研究で、杉山²⁵⁾は、ECL で用いられる鋼繊維補強コンクリートは、まだ固まらない状態でせん断剛性をほぼ液体とみなすことができることから、コンクリートがまだ固まらない状態での ECL 周辺地盤の応力は液体状のコンクリートの圧力

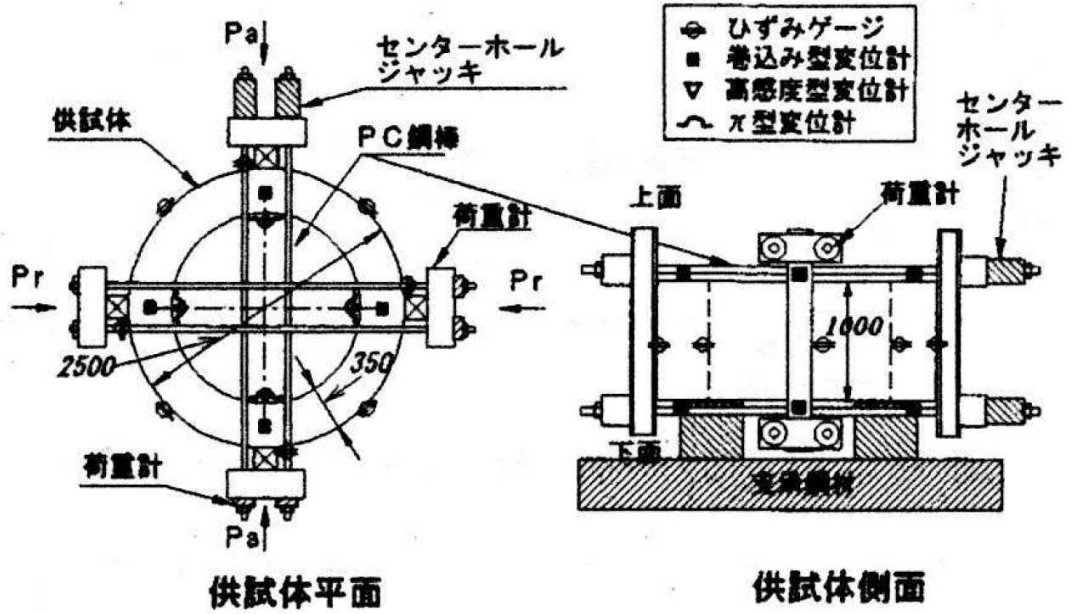


図 1-19 円環モデル載荷実験装置²³⁾

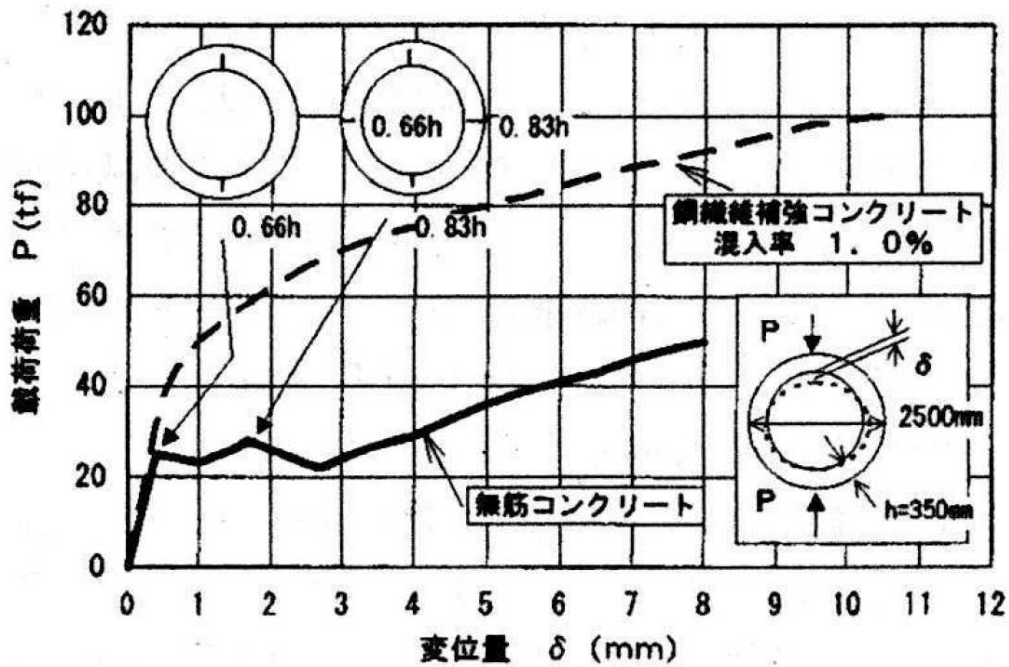


図 1-20 載荷荷重—変位の関係²³⁾

に支持されているものと考えた。このことを確認するために、ラバーバルーンを模型地盤中に埋設し、遠心模型実験（図 1-21）を行いラバーバルーン内の水圧および周辺の土圧を計測している。図 1-22 は、バルーン近傍の土圧の計測値と計算値を比較したものである。真上と真下の計測値は、土被り圧に比較して値が小さくなっているのに対し、バルーン真横の水圧計測値は静止土圧に比較してかなり大きな値となっている。これは、バルーンの影響により土圧分布が変化したことを示すものである。

さらに、これらの現象から、土圧再配分を考慮した計算手法を提案している。これによれば、図 1-23 に示すように、再配分された土圧分布とコンクリートの自重だけでは、上向きの浮力が卓越することになり、力が釣合うためには、下方向の力を考慮する必要があると考え、覆工は浮力により剛体的に上方へ移動するとし、そのときの上半の地盤反力の増加と下半の地盤反力の減少により力の釣合いが保たれるという考えである。上記の荷重による計算を実施し、岡南共同溝において行われた応力解放法による覆工内縁応力の計測値と計算値を比較し、良い対応が得られたとしている。（図 1-24）

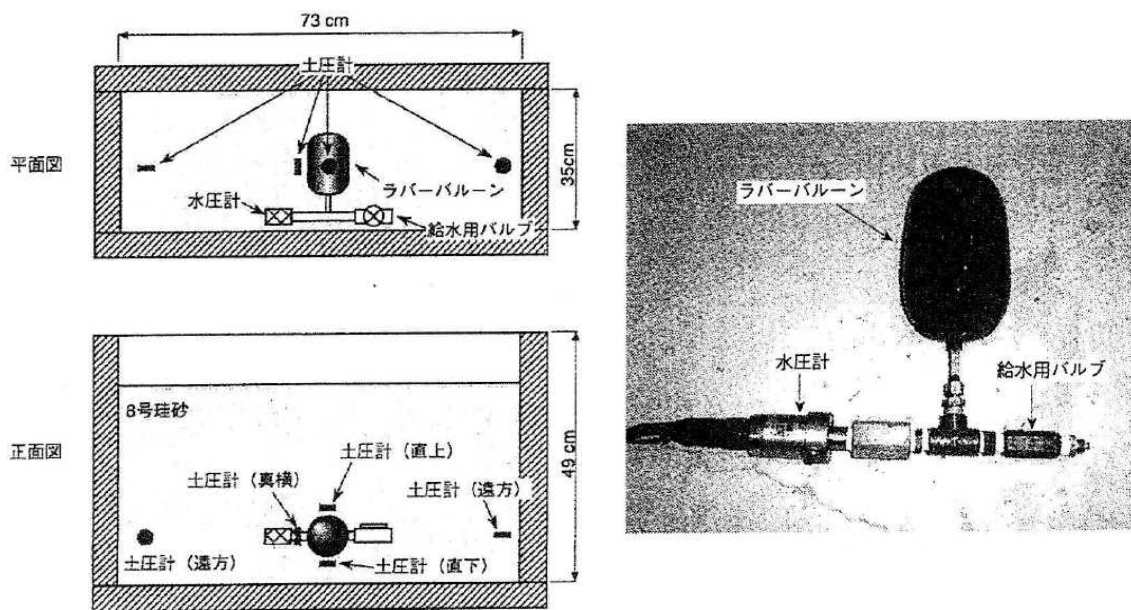


図 1-21 ラバーバルーンによる模型実験装置²⁵⁾

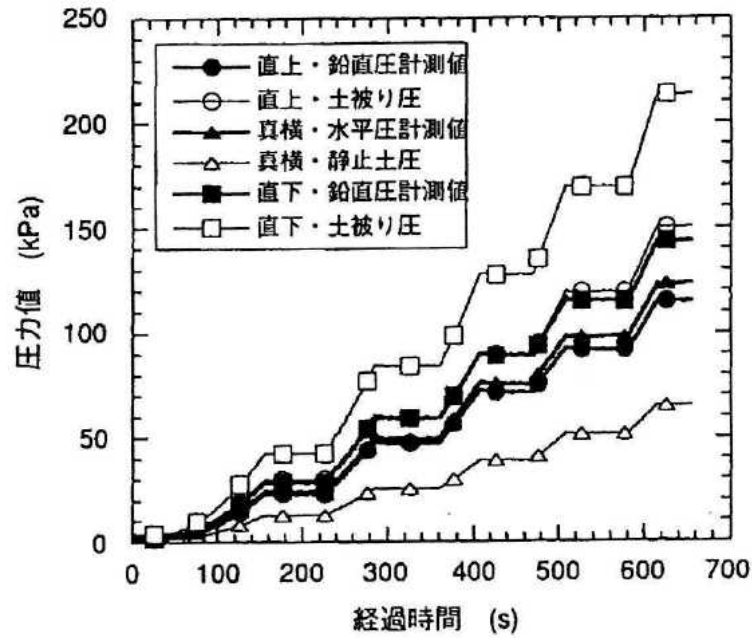


図 1-22 バルーン近傍の土圧の計測値²⁵⁾

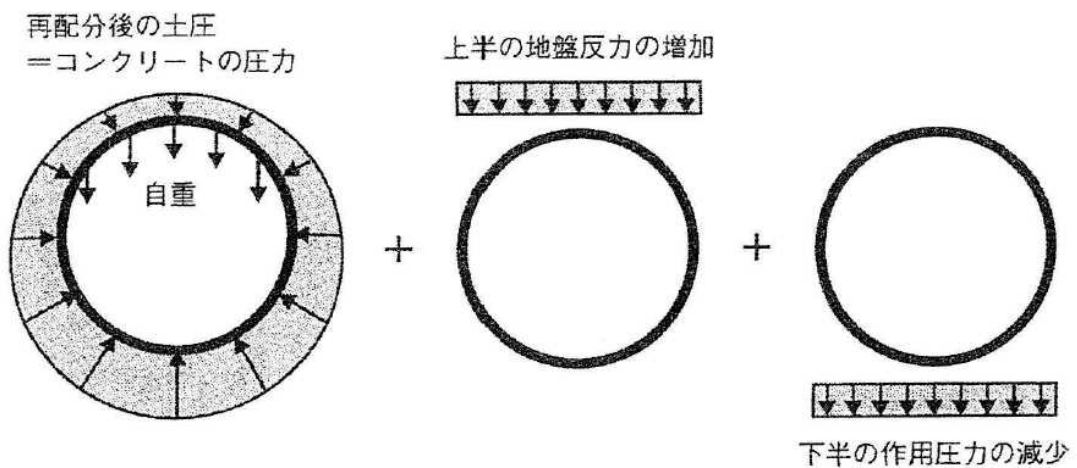


図 1-23 コンクリートの圧力と地盤反力の変化による力の釣り合いの概念図²⁵⁾

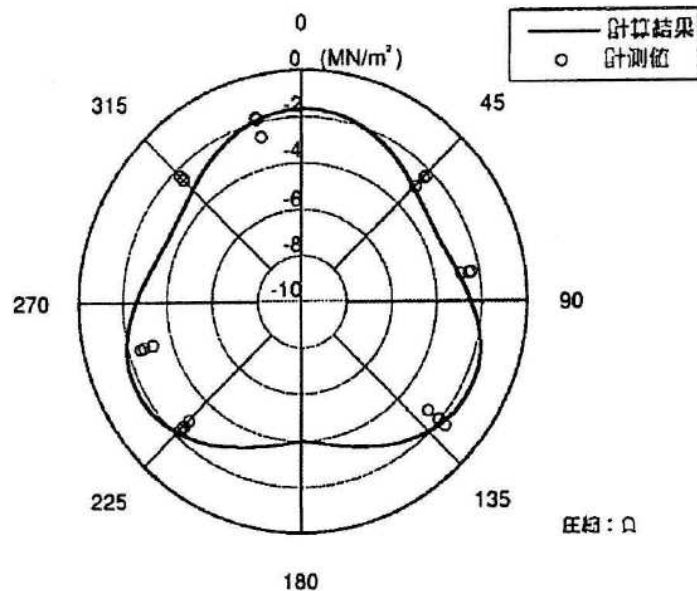


図 1-24 覆工内縁応力の計算値と計測値の比較²⁵⁾

1.4 本研究の目的と構成

本論文は、SENS における内型枠と一次覆工の挙動メカニズムを解明することを目的として、図 1-25 に示す構成としている。本論文は、「シールドを用いた場所打ち支保システムの時系列三次元解析手法による内型枠および一次覆工挙動の解明」と題し、全 6 章からなり、各章の概要は以下のとおりである。

第 1 章「序論」では、研究対象とするトンネル施工技术 SENS の概要について取りまとめ、既往の研究成果を整理し、本研究の目的と構成について述べている。

第 2 章「実現場における内型枠・一次覆工の挙動」では、SENS にて施工した現場を取り上げ、実現場における内型枠・一次覆工の計測結果を示し、一次覆工の打設から硬化、内型枠の脱型という SENS 特有のそれぞれの施工段階において、内型枠と一次覆工の変位・断面力が示す特徴を明らかにしている。

第 3 章「時系列三次元逐次解析モデル」では、前章に示した一次覆工・内型枠の挙動を合理的に表現するために開発した、SENS の荷重条件と施工過程を考慮した時系列三次元逐次解析手法について述べている。本解析モデルの主な特徴を以下に示す。

- ① 全周ばねモデル：覆工をシェル-ばねでモデル化する。さらに、一次覆工コンクリート固体部では、全周に配置された法線方向ばねで覆工を支持する。

-
-
- ② 地盤ばね特性：地盤変位と土圧係数の関係を地盤反力曲線（双曲線関数）で表現することで主働側の土圧を表現する。
 - ③ コンクリート打設圧：未固結の一次覆工コンクリート中の内型枠にコンクリート打設圧を作用させる。
 - ④ 一次覆工コンクリートの硬化過程：内型枠と一次覆工が共存した区間では、これらが一体となって挙動するとし、合成梁として表現する。
 - ⑤ 逐次解析：トンネル先端に内型枠を追加し、荷重やばねを前方にシフトさせることにより、各施工ステップにおける施工条件と荷重条件を表現する。

第4章「内型枠の挙動解明」では、前章で示した解析手法を実現場へ適用し、内型枠の変位・断面力について計測値と解析値を比較し、本解析手法の妥当性を検証している。また、地盤反力係数、静止土圧係数および掘削面の初期変位を変数としてパラメータスタディを行い、各パラメータが内型枠の挙動に与える影響を明らかにし、今回の計測対象断面の計測値を表す地盤条件を示した。さらに、三次元的かつ逐次的に変化する内型枠・一次覆工に作用する有効土圧のメカニズムを明らかにしている。

第5章「一次覆工の挙動解明」では、地盤条件と施工条件をパラメータとしたパラメータスタディを実施し、脱型後の一次覆工の挙動メカニズムを明らかにした。その結果、静止土圧係数、主働側（自立を含む）の土圧、初期変位による土圧の変化、そして脱型に伴う剛性の低下により、一次覆工の挙動メカニズムが説明できることを明らかにした。さらに、ジャッキの使用パターン、掘進速度、初期変位等の施工因子がトンネル縦断方向の変位と断面力に影響を及ぼすことを示している。

第6章「結論」では、以上各章の結論を総括し、これまでの検討結果から、SENSの施工管理において、適切な切羽管理、一次覆工の打設管理、そしてトンネルの変位量の計測の重要性について説いている。

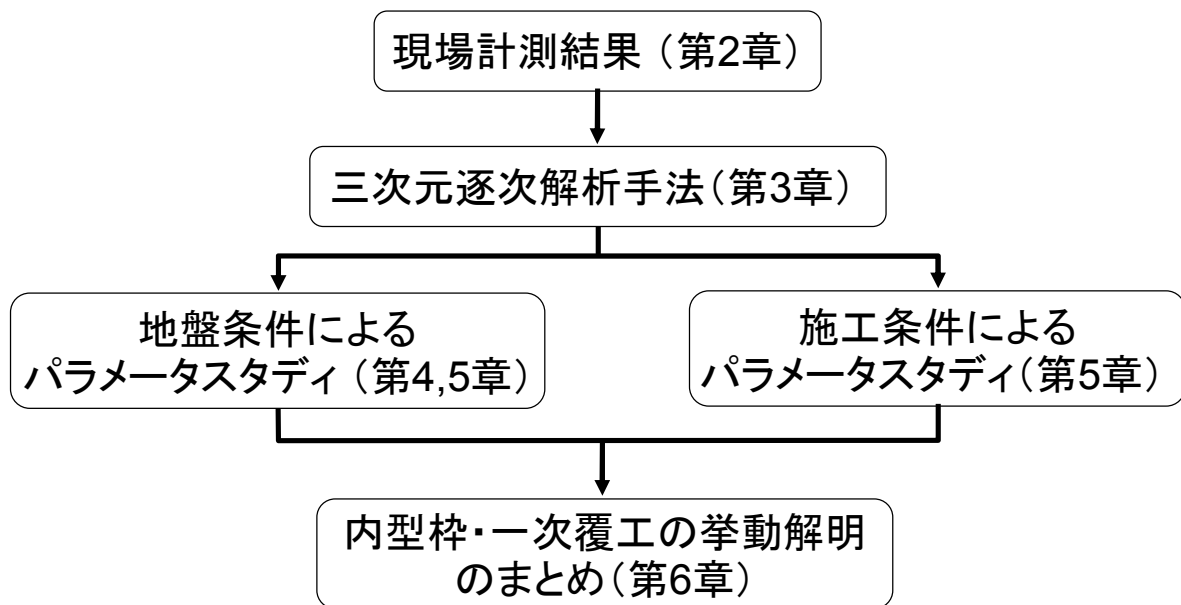


図 1-25 論文の構成

第1章の参考文献

- 1) 佐伯則幸, 石岡英敏, 中島活哉, 岩永茂治: 小土かぶり未固結地山を SENS で貫通, トンネルと地下, 第38巻10号, pp.687-693, 2007.
- 2) 玉井達毅: SENS による未固結地山の掘削-北海道新幹線, 津軽蓬田トンネル-, 日本鉄道施設協会誌, Vol.49, pp.422-424, 2011.
- 3) 三上美輝雄, 小川淳, 神田大, 田中淳寛, 水原勝由: シールドを用いた場所打ちシステムの現場計測とその考察, トンネル工学報告集第22巻, pp.81-88, 2011.
- 4) 日本鉄道建設公団: 併進工法設計施工指針(案)都市トンネル編, 1992.
- 5) 飯田廣臣: 含水未固結地山におけるシールドを用いた場所打ち支保システムに関する研究, 早稲田大学博士論文, 2008.
- 6) 飯田廣臣, 磯谷篤実, 小山幸則, N.YINGYONGRATTANAKUL: 場所打ちライニングの挙動に及ぼす施工方法の影響～三次元解析を用いた検討～, トンネル工学報告集第16巻, pp.311-318, 2006.
- 7) 小川淳, 小松原渉, 土門剛, 西村和夫: 場所打ちライニングに生じたひび割れの方向性に着目した発生要因分析と抑制対策, 土木学会論文集(F1), Vol.70, No.1, pp.26-40, 2014.
- 8) 玉井達毅: 北海道新幹線 津軽蓬田トンネル (SENS 工法) の施工, 建設の施工企画, No.730, pp.14-18, 2010.12.
- 9) 小川淳, 小伊豆俊博, 玉井達毅, 小林孝志: 小土かぶり区間の SENS による初期掘進—北海道幹線 津軽蓬田トンネル—, トンネルと地下, Vol.41, No.10, pp.747-755, 2010.
- 10) M.Noguchi, A.Ogawa, T.Iura, T.Tamai, T.Abe, T.Kobayashi: Construction of Casting Support Tunneling System Using TBM in Water-Bearing Unconsolidated Ground, The ITA-AITES World Tunnel Congress 2010, pp.1-6, Vancouver, Canada, 2010.
- 11) 伊藤常正, 木谷純: 都市部への SENS の適用検討-相鉄・JR 直通線 西谷トンネル-, トンネルと地下, 第42巻6号, pp.447-452, 2011.
- 12) 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・報告集第13巻, pp.201-206, 2003.
- 13) 中村純二: SENS の開発, 土木施工, Vol.50, No.11, pp.42-45, 2009.
- 14) 宮寄俊彦, 三上美輝雄, 田中淳寛, 西川幸一: SENS で平均月進 190m を達成, トンネルと地下, Vol.44, No.7, pp.7-14, 2013.
- 15) 社団法人日本トンネル技術協会: ECL 工法指針(案) [設計編], 1992.
- 16) 日本鉄道建設公団: 併進工法設計施工指針(案)山岳トンネル編, 1994.
- 17) 独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 青森新幹線建設局: シールドを用いた場所打ち支保システムの設計施工結果のとりまとめ報告書, 2014.
- 18) 飯田廣臣, 野々村政一, 小山幸則, 小西真治, 小泉淳: シールドを用いた場所打ちラ

-
- イニングの挙動に関する現場計測結果とその考察, 土木学会論文集 F, Vol.63, No.3, pp.349-360, 2007.
- 19) 宮寄俊彦, 三上美輝雄, 津野究, 水原勝由: SENS の一次覆工の構造安定性評価法についての現場計測と三次元解析 北海道新幹線 津軽蓬田トンネル, トンネルと地下, Vol.45, No.6, pp.407-415, 2014.
 - 20) 千代啓三, 西藤潤, 伊原健郎, 田村武: 場所打ちライニング工法におけるクラック発生要因に関する研究, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol.67, No.2, pp.79-94, 2011.
 - 21) 野口守, 田中淳寛, 宮寄俊彦, 焼田真司, 坂根英之: シールドを用いた場所打ちし支保システムにおける一次覆工コンクリートの打設を模擬した大型実験, トンネル工学報告集第 22 巻, pp.75-80, 2012.
 - 22) 野口守, 神田大, 田中淳寛, 水野清, 上田洋: 各種増粘剤を使用した水中不分離性コンクリートの基礎性状実験, トンネル工学報告集第 22 巻, pp.89-97, 2012.
 - 23) 峰本守, 亀頭誠, 田代美樹男, 梶原雄三: 北陸新幹線秋間トンネルの調査解析に基づく掘削覆工併進工法の覆工設計手法に関する研究, 土木学会論文集, No.510, VI-26, pp.175-192, 1995.
 - 24) 原田俊作, 渋谷都男: 連載講座 ECL 工法入門 (最終回) 施工実績 岡南シールド工事, トンネルと地下, 第 27 巻 12 号, 1996.
 - 25) 杉山博一, 後藤茂, 今田徹: 鋼繊維補強コンクリートを用いた ECL トンネルの覆工体に作用する土圧の評価, 土木学会論文集, No.694, III-57, pp.107-116, 2001.
-

第2章 実現場における内型枠・一次覆工の挙動

2.1 はじめに

本章では、SENSにて施工した現場を取り上げ、実現場における内型枠・一次覆工の計測結果を示し、一次覆工の打設から硬化、内型枠の脱型というSENS特有のそれぞれの施工段階において、内型枠と一次覆工の変位・断面力が示す特徴を明らかにする。対象とする実トンネルはSENSでの2例目の施工例である、北海道新幹線 津軽蓬田トンネルとした。津軽蓬田トンネルでは、SENSの施工時に、一次覆工の挙動を明らかにし、今後の設計・施工に反映させるために、掘削から、場所打ちコンクリートの打設と硬化、内型枠の脱型、覆工の完成までの一連のSENSの施工過程において、一次覆工および内型枠の挙動を経時的に計測している。

2.2 工事概要

津軽蓬田トンネルは、北海道新幹線新青森・新函館北斗間の青森県東津軽郡蓬田村から外ヶ浜町に至る延長6,190mの新幹線複線断面トンネルである。延長6,190mの津軽蓬田トンネルの平面線形は全区間直線となっており、縦断線形は約3,000m地点の中間部を最深部とした線形である。

最大土被りは90mであり、起点方の小土かぶり部120m間は開削トンネル、残り6,070mはSENS区間となっており、途中5箇所土かぶり5～13mの沢部を通過する。また、供用後は中間部付近でトンネル湧水を集水し、地上へ排水する計画としている。

新幹線複線断面に対応した内空径は10,040mm、掘削外径は11,300mmで、トンネル構造は一次覆工コンクリート(t=330mm)、二次覆工コンクリート(t=300mm)および下部一次コンクリート、下部二次コンクリートより構成される(図1-2)。

津軽蓬田トンネルの通過する地層は、未固結な砂を主体とする蟹田層が基盤であり、蓬田部層、瀬辺地部層、砂川沢部層に分類される。蓬田部層は、全体として固結度が低く滞水層となっており、層相は、側方または上下方向に大きく変化する特徴を有する。瀬辺地部層は、軽石質凝灰岩と中・細粒砂の薄互層によって特徴付けられる。砂川沢部層は、全体として均質で塊状無層理の固結した砂岩層からなる。蟹田層の一部は細粒分含有率9%、均等係数3.0と非常に流砂を生じ易い砂層である。また、地下水位はおおむねトンネル天端以上である。

本トンネルで使用するシールドは、三本木原トンネルと同様に、密閉型泥土圧シールドとした。以下に、密閉型泥土圧式シールドを用いた理由を記す。

- ① 未固結地山で、かつ地下水位も高く、切羽の安定性が低い。
- ② 切羽圧を保持し、打設するコンクリートが切羽に回り込むのを防止することにより、良好な一次覆工を打設できる。
- ③ 地下水位の低下を防止することにより、一次覆工に対しアンバランスな荷重が卓越する

表 2-1 SENS マシン仕様 (津軽蓬田トンネル)

項目	仕様
1. 施工条件	(1) 土質条件 蟹田層蓬田タイプ：砂礫～礫混じり砂礫(1,000m) 蟹田層瀬部地タイプ：細～中砂, 軽石質砂礫(1,400m) 蟹田層砂川沢タイプ：細粒砂岩(1,480m)
	(2) 土被り 最大土被り：約93m
	(3) 地下水圧 シールド天端で0.4MPa
	(4) 施工延長 6,070m
	(5) 曲線諸元 直線
	(6) 縦断線形 下りmax:20.8%, 上りmax:15%
	(7) 中間立坑 3,000m地点
2. マシン本体	(1) シールド外径 φ11,300mm テール板厚：60mm
	(2) シールド機長 11,470mm カッタヘッド：550mm フード部：1,000mm リングガータ部：6,165m テール部：3,755mm
3. 推進ジャッキ	(1) 装備能力 3,500kNジャッキ×30本 総推力：105,000kN 単位切羽当り推力：1,047kN
	(2) ストローク 2,200mm
	(3) 推進ジャッキ速度 5cm/min
	(4) ストローク計 4箇所
4. 中折装置	(1) 中折形式 V型フラット中折れ装置 中折れ角度：上下1.0度, 左右1.0度
	(2) 中折装置 3,000kN×330mm(ストローク)×35MPa×28本 中折ジャッキ総推力：84,000kN
5. カッタ装置	(1) 形式 中間支持方式/スポークタイプ
	(2) カッタ回転数 0.1～0.550rpm(インバータ制御) 外周速：19.5m/min
	(3) 駆動方式 電動駆動(インバータ制御) 電動機：132kW×6P×400V×50Hz
	(4) カッタビット ①メインビット(段差)：ピン式ビット, 刺し刃タイプ 幅150, 200mm, 高さ100, 80mm ②特殊先行ビット(段差)：高さ160, 130mm 幅62mm ③最外周先行ビット(段差)：高さ160, 130mm 幅62mm ④外周側面保護ビット：高さ40mm 幅70mm 長さ480mm ⑤センターカッタ：高さ550mm, 外径1,900mm ⑥レスキュービット：高さ100mm 幅120mm
6. 排土装置	(1) 形式・駆動方式 No1：軸付スクリュウコンベア・油圧駆動 No2：ベルトコンベア
	(2) 排土能力 437m ³ /hr
	(3) 長距離掘進対策仕様 ①スクリュウ先端凍結管 ②中間トラフを180°回転可能な構造 ③先端トラフ板厚45mmを60mmとする
7. 内型枠	(1) 内型枠 外径：φ10,640mm 幅：1,500mm Kセグメント挿入方向：軸方向 Kセグメント挿入代：500mm 装備リング数：16リング 分割：10分割 Kiセグメント数：1個 Kpセグメント数：1個
8. 妻型枠	(1) 妻型枠構造 外周シール：2層構造ゴムシール×3段 内周シール：鋼線ブラシシール+鋼線ブラシシール, 保護板はステンレス
	(2) 妻型枠ジャッキ ジャッキ推力：420kN×(200st+1400st)×21MPa×18No ジャッキストローク：1,600mm
	(3) コンクリート打設口 12箇所
	(4) 土圧計の配置 12箇所

ことを防止できる。

三本木原トンネルでは、SENSによる平均月進109.6mが実績として得られているが、津軽蓬田トンネルでは施工速度の向上、施工性の向上の対応のため、各種機械設備の改良を行っている。主な改良としては、施工速度向上のため、一次覆工コンクリート打設用ポンプの増設（6基→12基）、内型枠幅の増幅（1.2m→1.5m）、施工性の向上のため、妻型枠ジャッキのストローク長変更（0.9m→1.6m）等が挙げられる。主なマシンの仕様を表2-1に示す。

2.3 計測方法

2.3.1 計測区間

津軽蓬田トンネルでの計測は、以下に示す地質状況と土被りの異なる区間で実施した。

小土被り区間①：トンネル土被りが1Dと小さく、トンネル上部の地質が未固結のローム、シルト、砂礫を主体とした区間

大土被り区間①：トンネル土被りが大きく、トンネル上部に蟹田層蓬田タイプの砂礫が厚い区間

小土被り区間②：トンネル土被りが1Dと小さく、地表付近には沖積層が堆積した区間

大土被り区間②：トンネル上部に半未固結の蟹田層瀬辺地タイプが厚く存在し、トンネル土被りが最大となる区間

図2-1に、津軽蓬田トンネルの地質縦断と計測対象区間を示す。

2.3.2 計測項目と計測内容

一例として、大土被り区間②における計測項目と計測数量を表2-2に、計測内容を表2-3に示す。内型枠の計測では、主に、内空変位、トンネル周方向の応力、トンネル軸方向の応力、内型枠の面圧計による圧力（法線方向の圧力）を計測し、一次覆工の計測では、トンネル周方向の一次覆工の内部応力を計測している。

大土被り区間②にて計測を実施した際の、トンネル周方向のひずみ計測用の機器設置位置を図2-2に、計測リングと計測項目の関係を図2-3に示す。1計測リングでは、トンネル周方向に45°間隔で8箇所において計測を行った。

計測の頻度は、計測期間を3期間に分類し、期間毎の計測頻度を表2-4に示すとおり定めて、実施した。

2.3.3 内空変位・内型枠の応力算定方法

トンネル内空変位は、一次覆工のトンネル周方向ひずみ計設置時のひずみ計押し込みロッドに測量ターゲットを設置し、定点測量を実施することによって、計測を行った。写真2-1に、内空変位計測用のターゲットの設置状況写真を示す。

表 2-2 大土被り区間②の計測項目と計測数量

計測項目		断面数	数量/断面	全数量	計測内型枠
内型枠・一次覆工計測	1)一次覆工の内部応力	2	2(内外)×8	2×2×8=32	1617R 1624R
	2)内型枠主桁応力	2	2(内外)×8	2×2×8=32	
	3)一次覆工の内部圧力	2	8	2×8=16	
	4)一次覆工の内部温度	2	4	2×4=8	
	5)内型枠の表面温度	2	4	2×4=8	
	6)内空変位測量	2	5	2×5=10	
	7)ダミー計測	2	2(内外)	2×2=4	
	8)地山境界変位	2	3	2×3=6	
	9)内型枠主桁応力	1	2(内外)×8	1×16=16	1631R
	10)内型枠の表面温度	1	4	1×4=4	
	11)内型枠縦リブ応力	4	2(内外)×4	4×2×4=32	1619R 1622R 1625R 1628R
	12)内型枠の表面温度	4	4	4×4=16	

表 2-3 計測内容

計測対象	計測項目	計測内容
内型枠計測	内空変位 定点測量	・内型枠組立時から脱型までの定点測量 ※一次覆工内部のトンネル周方向応力計(ひずみ計)設置時のひずみ押し込みロッドに測量ターゲットを設置
	周方向応力	・組立後の内型枠主桁応力の変化(ひずみ計)を計測
	軸方向応力	・組立後の内型枠縦リブ応力の変化(ひずみ計)を計測
	内型枠内面応力	・打設時から硬化(残留圧)までのコンクリート圧(スキンプレート作用圧)計測
	温度	・内型枠の温度変化(温度計)を計測
一次覆工計測	コンクリート内部応力 ダミー計測	・一次覆工内部のトンネル周方向応力の変化(ひずみ計)を計測 ・コンクリートの硬化熱, 乾燥収縮等を定量的に分離し, 荷重変化に伴うコンクリートひずみのみを適正に評価する基礎データ
	コンクリート内部温度	・一次覆工内部の温度変化(温度計)を計測

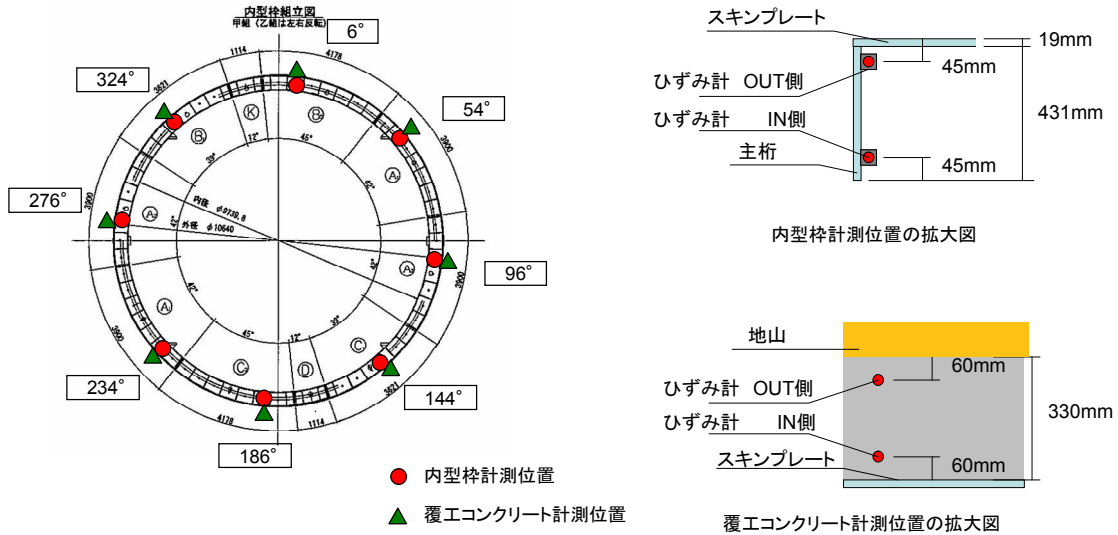
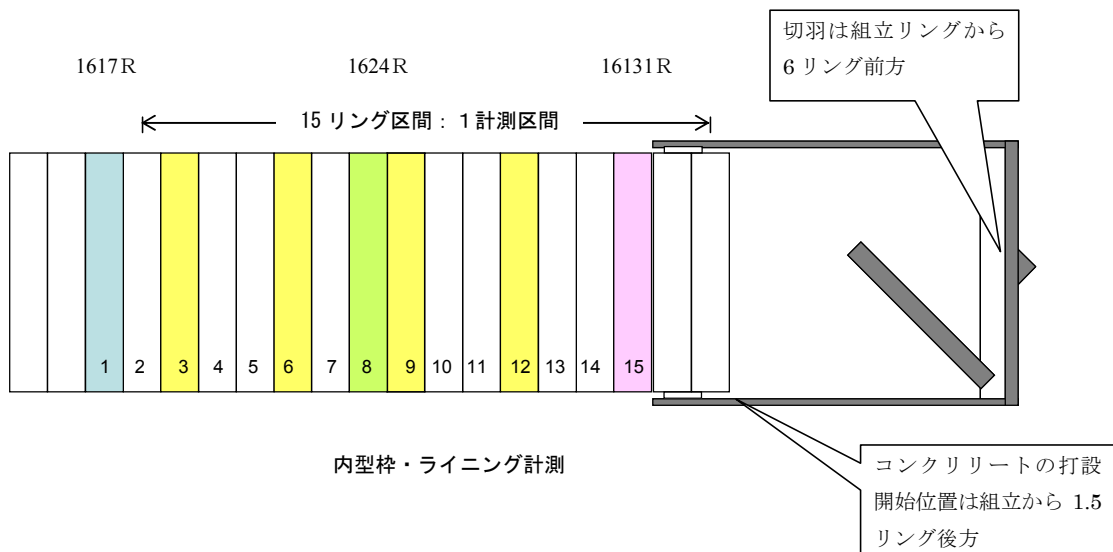


図 2-2 ひずみ計設置位置（トンネル周方向のひずみ計測）



計測位置										計測項目
○									○	①内空変位
○									○	②内型枠主桁応力と温度
	○			○				○		③内型枠縦リブ応力と温度
○									○	④内型枠内面応力
○									○	⑤コンクリート内部応力と温度
○									○	⑥ダミー計測
○									○	⑦地山境界変位

図 2-3 各計測リングの計測位置と計測項目の関係

表 2-4 一次覆工および内型枠の計測頻度

計測項目	分類	本計測	直後計測	事後計測
1) 一次覆工の内部応力	一次覆工	1回/1分	1回/10分	1回/60分
2) 一次覆工の内部圧力	内型枠	1回/1分	—	—
3) 一次覆工の内部温度	一次覆工	1回/1分	1回/10分	1回/60分
4) 内型枠主桁応力	内型枠	1回/1分	—	—
5) 内型枠縦リブ応力	内型枠	1回/1分	—	—
6) 内型枠の表面温度	内型枠	1回/1分	—	—
7) 内空変位量	内型枠	組立後+1	脱型直前・後	1回
8) ダミー計測	一次覆工	1回/1分	1回/10分	1回/60分

- ① 本計測期間：内型枠組立～内型枠脱型まで。
- ② 直後期間：一次覆工計測に対し、本計測後の2日後まで。
- ③ 事後計測期間：一次覆工計測に対し、直後計測後の1ヶ月まで。



写真 2-1 内型枠に設置した内空変位計測用ターゲット設置状況

また、内型枠の断面力は、図2-2に示すように、内型枠主桁の地山側と内空側にそれぞれひずみ計を設置し、そのひずみの値を用いて算出する。具体的には、計測で得られたひずみの値にヤング率を乗じて、応力とする（フックの法則）。次に、平面保持の仮定を適用し、計測から得られた内型枠主桁の地山側と内空側の2つの応力、主桁の断面二次モーメント、図心軸とひずみ計設置位置との距離から、曲げモーメントと軸力を未知数とする方程式を解くことで、曲げモーメントと軸力を得ることができる。図2-4に内型枠主桁の断面模式図と断面係数を示す。ここで、図2-5に示すように、内型枠の桁高は450mm、内型枠の内径が9,740mmであり、はりの曲りの半径ははりの高さに対し、 $9,740 \div 450 \div 21$ （倍）以上となり、一般に、はりの曲りの半径がはりの高さの5倍以上であれば、多くの場合、曲りの影響を無視しても大きな支障はないことから¹⁾、今回の計算では、真直はりとして計算を行った。写真2-2は、内型枠の主桁に取り付けたひずみ計の設置状況である。

セグメント外径 R0	11300	mm
セグメント幅 B	1,500	mm
主桁の高さ h1	450	mm
主桁の厚さ b1	25	mm
主桁の本数 n1	2	本
中主桁の高さ h2	450	mm
中主桁の厚さ b2	50	mm
中主桁の本数 n2	2	本
スキャレート厚さ t	19	mm
図心半径	5.366	m
断面二次モーメント	200301.705	cm ⁴
外周断面係数	12091.175	cm ³
内周断面係数	7044.429	cm ³
桁の断面積	931.500	cm ²

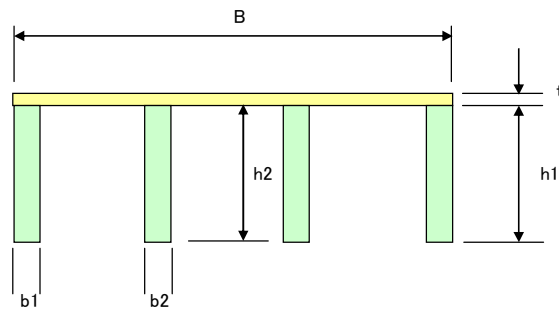


図2-4 内型枠断面図と断面諸量

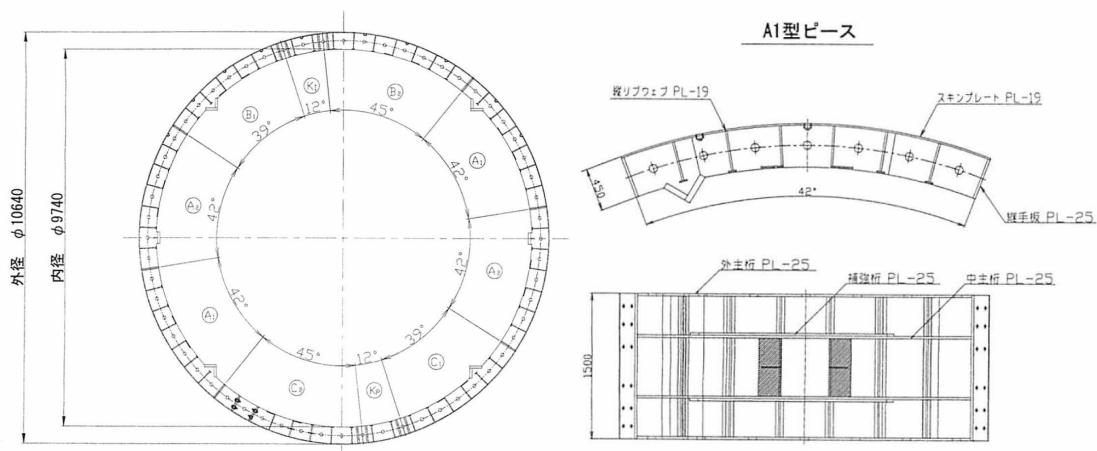


図2-5 津軽蓬田トンネルで用いた内型枠



写真 2-2 ひずみ計設置状況

2.3.4 一次覆工の応力算定方法

一次覆工内部に生じるひずみについて、コンクリートの打設直後から計測可能となる方法がこれまでなかったため、三本木原トンネル施工時に、新たな計測方法が開発された²⁾。新たに開発されたひずみ計の押し込み装置を写真 2-3、図 2-6 に示す。ひずみ計の一次覆工内部への設置は、内型枠内のコンクリートの充填が完了した直後に、ひずみ計を取付けた押し込みロッドを型枠スリットからコンクリート内の所定位置に押し込む。写真 2-4 にひずみ計押し込み装置を内型枠に取付けた状況を示す。

一次覆工は場所打ちのコンクリートであり、打設直後はフレッシュな液体状態であるが、時間の経過とともに、セメントの水和反応により、温度上昇による膨張を伴いながら硬化する。硬化した後は、セメントペースト中の水が脱水することによって発生する乾燥収縮によるひずみ、さらに、長期的な荷重によって発生するクリープによるひずみが発生する。これらのひずみは、外荷重によって発生するひずみではない。このため、下記に示す①～③によるひずみを算定し、これらを除くことによって、外荷重のみによって生じた一次覆工コンクリートの応力を算出することができる。

- ① 硬化過程での発熱に伴うひずみ
- ② 乾燥収縮に伴うひずみ
- ③ クリープひずみ



写真 2-3 ひずみ計押し込み装置

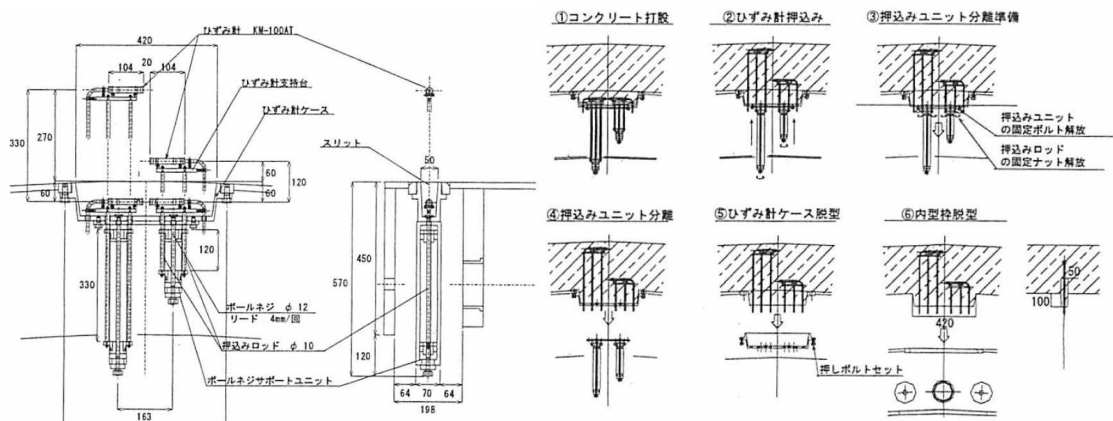


図 2-6 ひずみ計押し込み装置の概要図と設置手順



写真 2-4 ひずみ計押し込み装置設置状況

(1) 硬化過程での発熱と乾燥収縮に伴うひずみの評価方法

①, ②によって生じるひずみを評価する方法として, ダミー供試体による計測を実施した. ダミー計測の方法は, 現場での一次覆工コンクリート打設時とほぼ同時期にダミー供試体を作成し, 打設後の内部ひずみ量の変化と温度を計測する. ダミー試験体の平面図と断面図を図 2-7 に示す. ダミー計測では, 型枠が一次覆工を拘束しないように, 型枠と一次覆工との間に一次覆工の変形の拘束防止材として, テフロンシートとポリエステルフィルムを設置した. 図 2-8 および図 2-9 に, 大土被り区間②の 1617 リングおよび 1624 リングで実施したダミー供試体による計測結果を示す. 図中の縦軸はひずみを表し, 正の値が伸びひずみを, 負の値が圧縮ひずみを表している. この図から, コンクリート打設直後では, +側のひずみが発生 (膨張) するが, 時間が経過すると, 乾燥収縮の影響が大きくなり, 100μ から 150μ の収縮ひずみで収束していることがわかる. コンクリート標準示方書によると³⁾, 28 日圧縮強度が 60N/mm^2 (SENS の一次覆工の 28 日圧縮強度は 30N/mm^2 以上としているが, 実際の 28 日強度は 60N/mm^2 以上となっている.), 乾燥開始時の有効材齢を 1 日とした場合の自己収縮ひずみの最終値は 150μ と示されており, ダミー供試体のひずみの値が妥当であることがわかる.

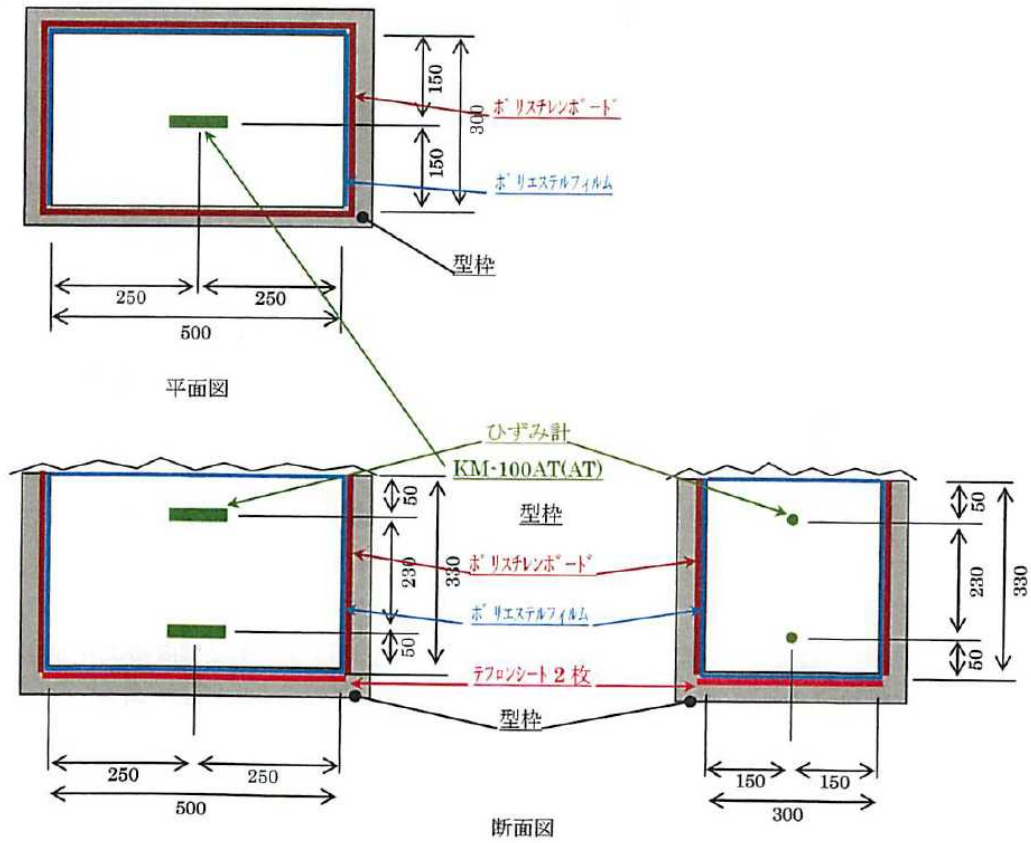


図 2-7 ダミー供試体の平面図と断面図

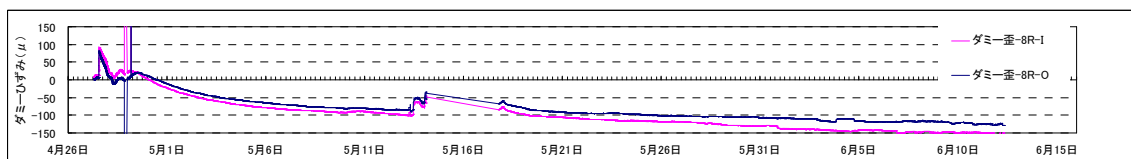


図 2-8 1617 リングでのダミー供試体による計測結果

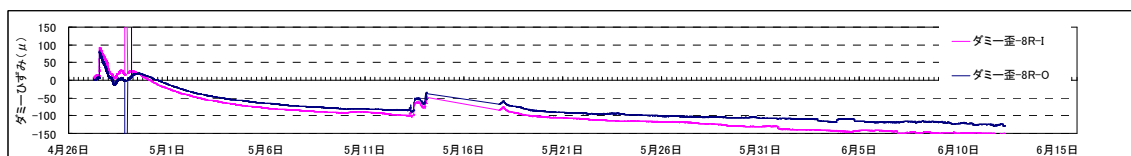


図 2-9 1624 リングでのダミー供試体による計測結果

(2) クリープひずみの評価方法

クリープひずみとは、持続荷重のもとに起こる時間依存性の塑性ひずみである。言い換えると、一定荷重を持続荷重した場合に、時間の経過とともに、ひずみが増大する現象で、簡単な例えでは、重し（漬物石）の下にある漬物が、だんだんと沈んでいくようなものである。

コンクリートのクリープひずみは、作用する応力による弾性ひずみに比例するとして、以下の式により求める。

$$\dot{\varepsilon}_{cc} = \varphi \cdot \dot{\sigma}_{cp} / E_{ct} \quad (2-1)$$

ここに、 $\dot{\varepsilon}_{cc}$: コンクリートの圧縮ひずみ

φ : クリープ係数

$\dot{\sigma}_{cp}$: 作用する圧縮応力度

E_{ct} : 載荷材齢時のヤング係数

材料のクリープ特性把握のため、現地で実際に使用したコンクリートを対象にクリープ試験を実施した。試験体は、図 2-10 に示すように、10×10×40cm（中心にシース管内径 22mm を挿入）で JIS 原案「コンクリートの圧縮クリープ試験方法（案）」に準じた試験方法とし、クリープ試験開始時の材齢は 7 日とした。表 2-5 と表 2-6 は、それぞれ、一次覆工コンクリートを、連続掘進配合（通常の掘進中に使用する配合）、掘進終了時配合（配管清掃が近づいた際に使用する配合で、連続掘進配合と比較して、若干早強性が強い。）とした場合のクリープ試験結果を示す。また、図 2-11 にクリープひずみの経時変化を、図 2-12 にクリープ係数の経時変化を示す。試験は、連続掘進配合と掘進終了時配合の 2 種類で実施しているが、クリープ挙動に関しては両配合間にはほぼ差がないことがわかる。標準示方書では、普通コンクリートのクリープ係数の値を、材齢に応じて、2.7～1.1 としており、今回の試験結果のクリープ係数が仕方書に示す範囲に合致していることがわかる。

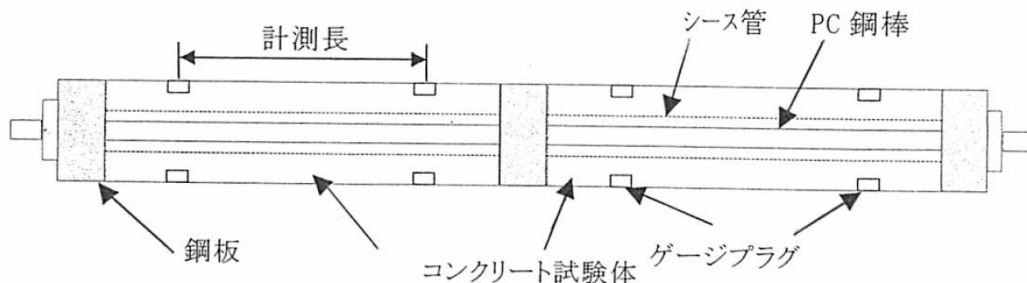


図 2-10 クリープ試験装置

表 2-5 クリープ試験結果（連続掘進配合）

コンクリート 種 別	A：連続掘進配合		導入応力	15.8 N/mm ²	
			弾性ひずみ	618 (×10 ⁻⁶)	
記 号	全ひずみ	乾燥収縮ひ ずみ	クリープ ひずみ	クリープ 係数	単位クリープ ひずみ
測定材齢	(×10 ⁻⁶)	(×10 ⁻⁶)	(×10 ⁻⁶)		(×10 ⁻⁶ /N/mm ²)
0.125	685	11	56	0.09	3.29
1	806	46	142	0.23	8.35
2	936	70	248	0.40	14.59
3	984	91	275	0.44	16.18
4	1075	116	341	0.55	20.06
5	1106	128	360	0.58	21.18
6	1138	140	380	0.61	22.35
7	1170	150	402	0.65	23.65
9	1249	181	450	0.73	26.47
11	1292	211	463	0.75	27.24
14	1351	237	496	0.80	29.18
21	1517	304	595	0.96	35.00
30	1605	358	629	1.02	37.00
42	1719	395	706	1.14	41.53
56	1775	434	723	1.17	42.53
70	1823	461	744	1.20	43.76
91	1870	483	769	1.24	45.24

表 2-6 クリープ試験結果（掘進終了時配合）

コンクリート 種 別	B：連続終了時配合		導入応力	15.5 N/mm ²	
			弾性ひずみ	566 (×10 ⁻⁶)	
記 号	全ひずみ	乾燥収縮ひ ずみ	クリープ ひずみ	クリープ 係数	単位クリープ ひずみ
測定材齢	(×10 ⁻⁶)	(×10 ⁻⁶)	(×10 ⁻⁶)		(×10 ⁻⁶ /N/mm ²)
0.125	617	11	40	0.07	2.40
1	728	54	108	0.19	6.47
2	840	79	195	0.34	11.68
3	881	104	211	0.37	12.63
4	956	120	270	0.48	16.17
5	994	136	292	0.52	17.49
6	1027	151	310	0.55	18.56
7	1074	166	342	0.60	20.48
9	1149	181	402	0.71	24.07
11	1193	212	415	0.73	24.85
14	1237	244	427	0.75	25.57
21	1369	297	506	0.89	30.30
30	1449	343	540	0.95	32.34
42	1564	388	610	1.08	36.53
56	1621	422	633	1.12	37.90
70	1671	448	657	1.16	39.34
91	1712	476	670	1.18	40.12

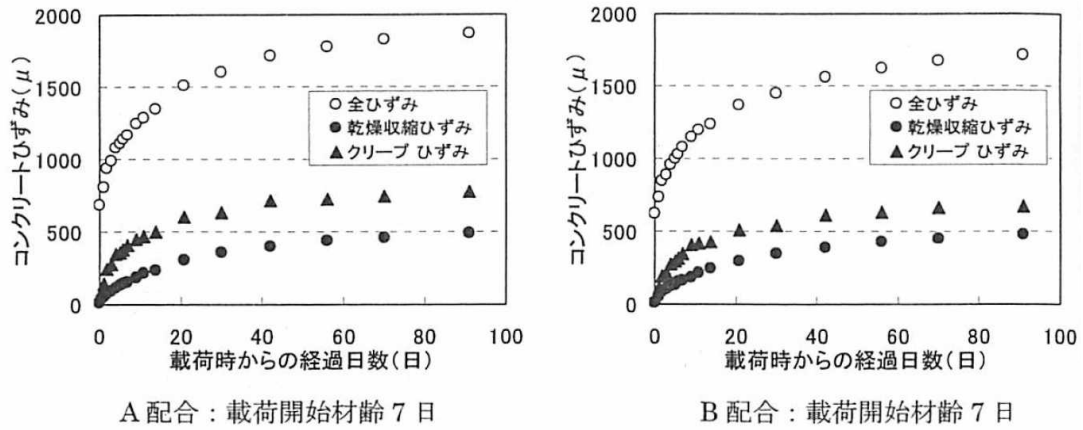


図 2-11 クリープ試験結果

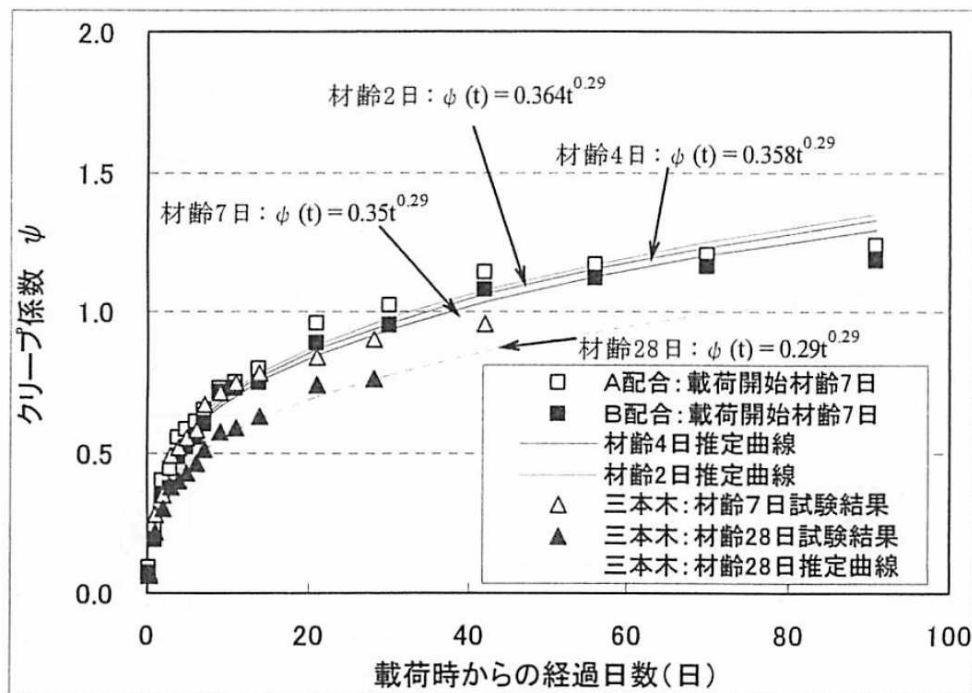


図 2-12 クリープ係数の経時変化

(3) 一次覆工の強度特性

コンクリート室内試験の結果⁴⁾より，一次覆工コンクリート材齢と静弾性（有効ヤング係数）との関係を求めた．この試験結果より，式（2-2）を得た．

$$E_e(t) = 4.5 \times \log_e(t - 0.47) - 0.27 \times (t - 0.47) + 25 \quad (2-2)$$

ここに，

t ：材齢（日）

$E_e(t)$ ：材齢 t 日における有効ヤング係数（ kN/mm^2 ）

式（2-2）から求めた実験式とコンクリート試験からの実験値を図 2-13 に示す．式（2-2）と試験結果と十分相関があるがわかる．

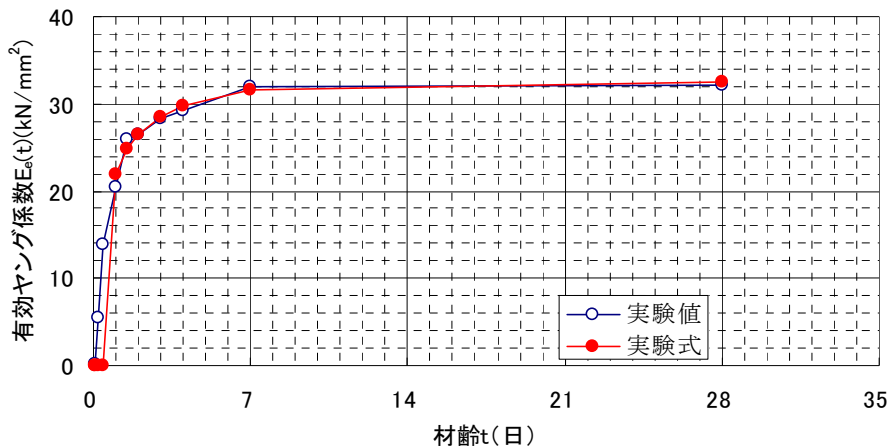


図 2-13 一次覆工のヤング率特性

(4) 一次覆工のひずみ補正の方法

①～③のひずみを評価した後に，一次覆工の応力算定のため，以下に示す順序で，一次覆工のひずみ補正を実施する（図 2-14）．

STEP1：一次覆工のひずみ計測値の初期値をコンクリート打設前のひずみ計の値とし，初期値からの変化量を一次覆工コンクリートのひずみ計測値とする．

STEP2：一次覆工コンクリートのひずみ計測値からダミー計測値を差し引いたひずみ値を発熱・乾燥収縮補正ひずみ値とする．

STEP3：一次覆工コンクリートの硬化が始まる打設 10 時間後からの発熱・乾燥収縮補正ひずみ値からの変化量をコンクリートの発生ひずみ（クリープひずみ含む）とする．

STEP4：打設 10 時間以後の内型枠面圧計の値を硬化後のコンクリートの初期内部応力とす

る。

STEP5：コンクリート材齢に対応するヤング係数（式（2-2））とSTEP3で求めたコンクリート発生ひずみ量から応力を算定する。

さらに、以下に示す順序で、STEP5で求めた応力からクリープひずみによるみかけの応力を減ずる。

STEP6：脱型直後の全計測点のクリープ初期応力（圧縮応力度）を抽出する。

STEP7：内型枠脱型直後のコンクリートヤング係数（式（2-2））および圧縮応力、クリープ係数より式（2-1）からクリープひずみを算定する。（ただし、STEP5で求めた内型枠脱型直後の応力が引張の場合はクリープひずみは0となる）

STEP8：STEP7で求めたクリープひずみから見かけの応力変化量を算定し、STEP5で求めた応力から減ずることで、コンクリート発生応力が求まる。

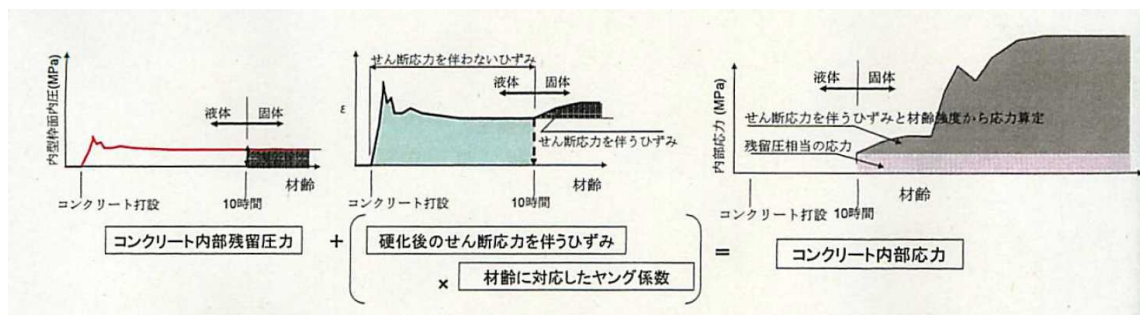


図 2-14 一次覆工コンクリートの応力算定方法

2.4 現場計測結果

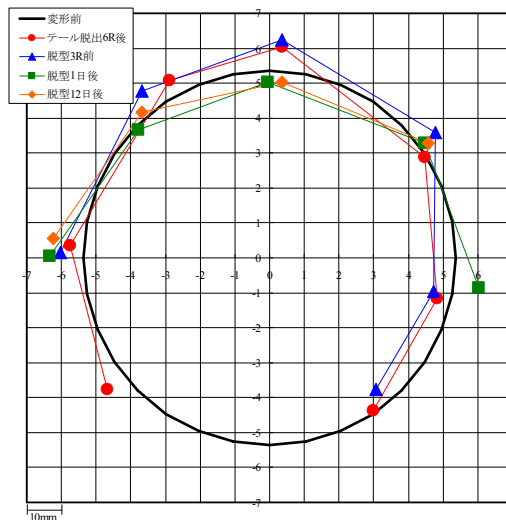
2.4.1 トンネル内空変位

図 2-15 と図 2-16 は、大土被り区間②での内空変位計測結果を、図 2-17 と図 2-18 は、小土被り区間②での内空変位計測結果を示す。結果は変位量を 100 倍して表示している。この図から以下の傾向が見受けられる。

- ① 大土被り区間の計測結果では、脱型すると天端の沈下が発生する。1617R の計測では、脱型前後で、+9mm から-3mm に天端が沈下し、1624R の計測では、-1mm から-5mm に沈下する。
- ② 大土被り区間の計測結果では、鉛直上向きの剛体変位と横長変形の傾向が見られる。
- ③ 小土被り区間の計測結果では、トンネル上半が上方へ変位する傾向が大きく。脱型前

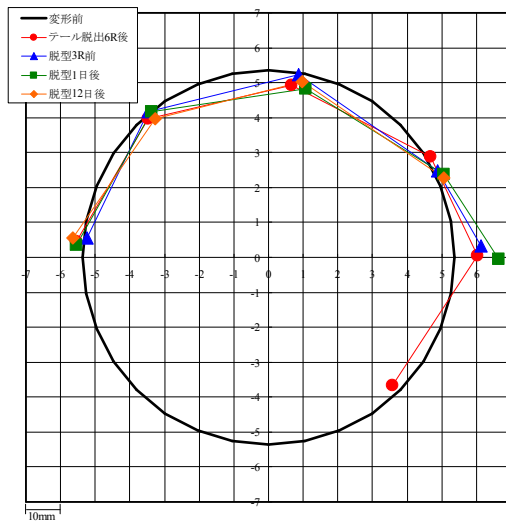
後でのトンネルの変形はほとんど変わらない。また、横長変形の傾向は大被り区間と比較して小さい。

- ④ すべてのケースで脱型後数日で変位がほぼ収束している。
 これらは以下のように考えられる。
- ① 大土被り区間では、トンネル周方向に大きな水圧が等圧的に作用しているため、トンネル内空側への変形が進行する。また、大土被り区間での当該地盤が比較的硬質であるため、鉛直土圧に対し水平土圧が小さいこと、内型枠の脱型に伴い剛性が低下することから、横長変形が発生し、結果として天端が沈下する傾向となったと考えられる。
 - ② 小土被り区間では、トンネル上部からの地盤反力が小さいため、上方へ大きく剛体変位する傾向が見られる。
 - ③ コンクリート打設圧と水圧による浮力の影響で、どのケースも上方へ剛体変位している。



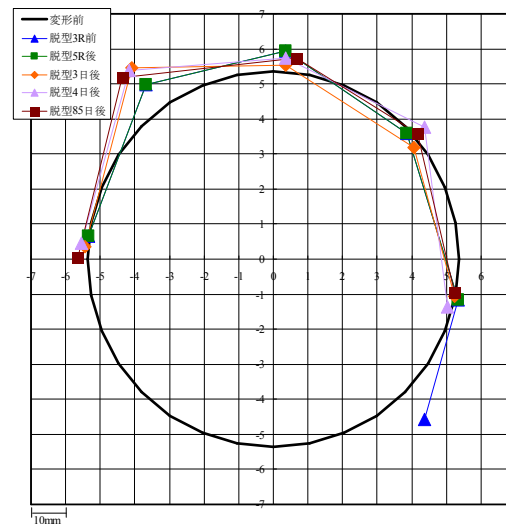
	P1	P2 (Left)	P3	P4 (Top)	P5	P6 (Right)	P7	P8
Angle	219.000	174.000	129.000	84.000	39.000	-6.000	309.000	264.000
テール脱出6R後	Δx	-5.00	-4.00	+5.00	-2.00	+3.00	-5.00	-4.00
	Δy	-4.00	-2.00	+9.00	+7.00	-5.00	-6.00	-2.00
脱型3R前	Δx		-7.00	-3.00	-2.00	+6.00	-6.00	-3.00
	Δy		-4.00	+6.00	+9.00	+2.00	-4.00	+4.00
脱型1日後	Δx		-10.00	-4.00	-6.00	+3.00	+7.00	
	Δy		-5.00	-5.00	-3.00	-1.00	-3.00	
脱型12日後	Δx		-9.00	-3.00	-2.00	+4.00		
	Δy		+0.00	+0.00	-3.00	-1.00		

図 2-15 1617R(大被り区間②)のトンネル内空変位計測結果



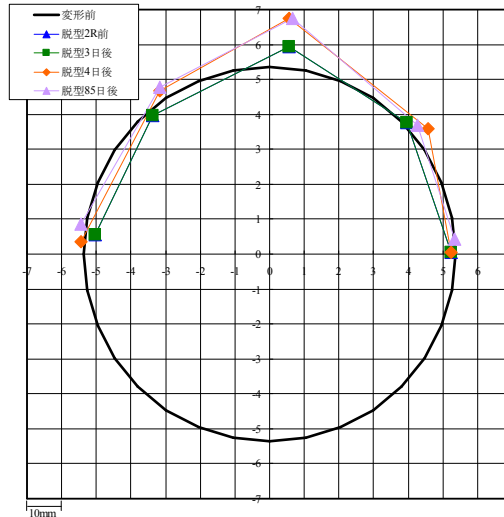
	P1	P2 (Left)	P3	P4(Top)	P5	P6(Right)	P7	P8
Angle	219.000	174.000	129.000	84.000	39.000	-6.000	309.000	264.000
テール脱出6R後	Δx		-2.00	-1.00	+1.00	+5.00	+7.00	+2.00
	Δy		-1.00	-2.00	-4.00	-5.00	+6.00	+5.00
脱型3R前	Δx		+1.00	-1.00	+3.00	+7.00	+8.00	
	Δy		+0.00	+0.00	-1.00	-9.00	+9.00	
脱型1日後	Δx		-2.00	+0.00	+5.00	+9.00	+13.00	
	Δy		-2.00	+0.00	-5.00	-10.00	+5.00	
脱型12日後	Δx		-3.00	+1.00	+4.00	+9.00		
	Δy		+0.00	-2.00	-3.00	-11.00		

図 2-16 1624R (大被り区間②) のトンネル内空変位計測結果



	P1	P2 (Left)	P3	P4(Top)	P5	P6(Right)	P7	P8
Angle	219.000	174.000	129.000	84.000	39.000	-6.000	309.000	264.000
脱型3R前	Δx		+0.00	-3.00	-2.00	-3.00	+0.00	+10.00
	Δy		+1.00	+8.00	+6.00	+2.00	-6.00	-4.00
脱型5R後	Δx		+0.00	-3.00	-2.00	-3.00	+0.00	
	Δy		+1.00	+8.00	+6.00	+2.00	-6.00	
脱型3日後	Δx		-1.00	-7.00	-2.00	-1.00	-1.00	
	Δy		-2.00	+13.00	+2.00	-2.00	-5.00	
脱型4日後	Δx		-2.00	-8.00	-2.00	+2.00	-3.00	
	Δy		-1.00	+12.00	+4.00	+4.00	-8.00	
脱型85日後	Δx		-3.00	-10.00	+1.00	+0.00	-1.00	
	Δy		-5.00	+10.00	+4.00	+2.00	-4.00	

図 2-17 1889R (小被り区間②) のトンネル内空変位計測結果



	P1	P2 (Left)	P3	P4(Top)	P5	P6(Right)	P7	P8
Angle	219.000	174.000	129.000	84.000	39.000	-6.000	309.000	264.000
脱型2R前	Δx		+3.00	+0.00	+0.00	-2.00	-1.00	
	Δy		+0.00	-2.00	+6.00	+4.00	+6.00	
脱型3日後	Δx		+3.00	+0.00	+0.00	-2.00	-1.00	
	Δy		+0.00	-2.00	+6.00	+4.00	+6.00	
脱型4日後	Δx		-1.00	+2.00	+0.00	+4.00	-1.00	
	Δy		-2.00	+5.00	+14.00	+2.00	+6.00	
脱型85日後	Δx		-1.00	+2.00	+1.00	+1.00	+0.00	
	Δy		+3.00	+6.00	+14.00	+3.00	+10.00	

図 2-18 1896R(小被り区間②)のトンネル内空変位計測結果

2.4.2 内型枠の断面力

図 2-19 と図 2-20 および図 2-21 と図 2-22 はそれぞれ、大土被り区間②および小土被り区間②での内型枠の軸力の計測結果を示す。図は圧縮軸力を正としている。これらの図から、以下のことがわかる。

- ① 天端付近で一部、引張りが発生している断面もあるが、ほぼ全圧縮応力状態であり、トンネル下半の方が圧縮軸力の値が大きい。これは、コンクリートが液体の状態では、コンクリート打設圧が、コンクリートが硬化した後は、有効土圧と水圧が内型枠・一次覆工の法線方向に作用しているためである。
- ② 小土被り区間と大土被り区間を比較すると、小土被り区間では、上記のコンクリート打設圧や水圧が小さいため、軸力の値も小さくなっている。
- ③ テール脱出前後で、軸力の値は変化するが、テール脱出 1R 以後は大きな変化は見られない。

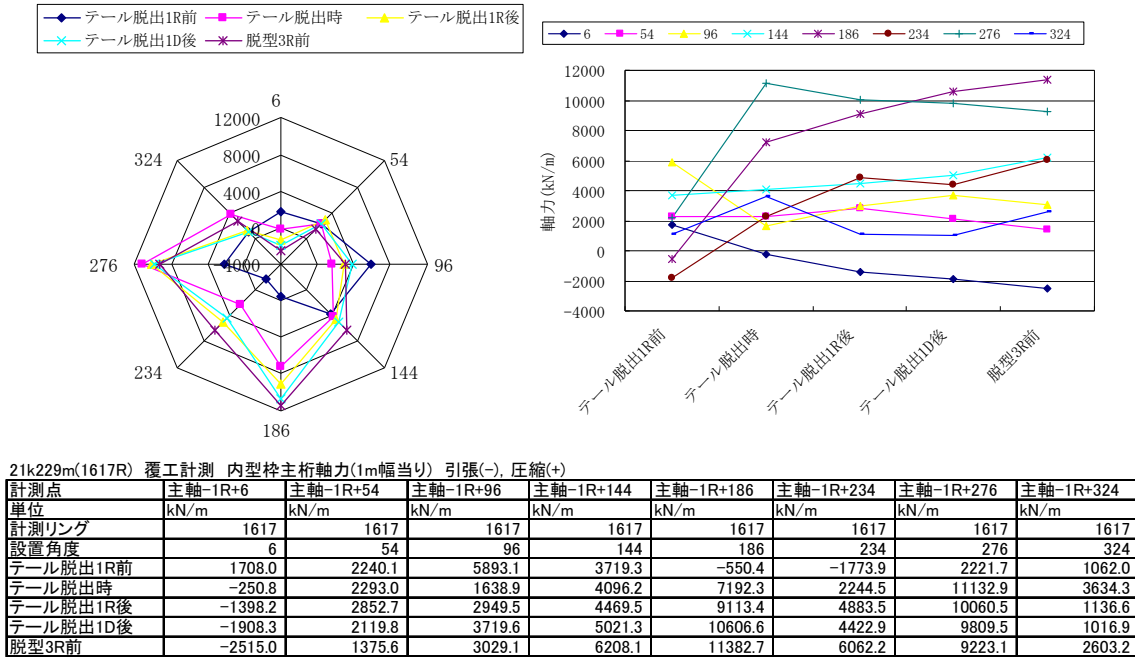


図 2-19 1617R(大被り区間②)の内型枠軸力の計測結果

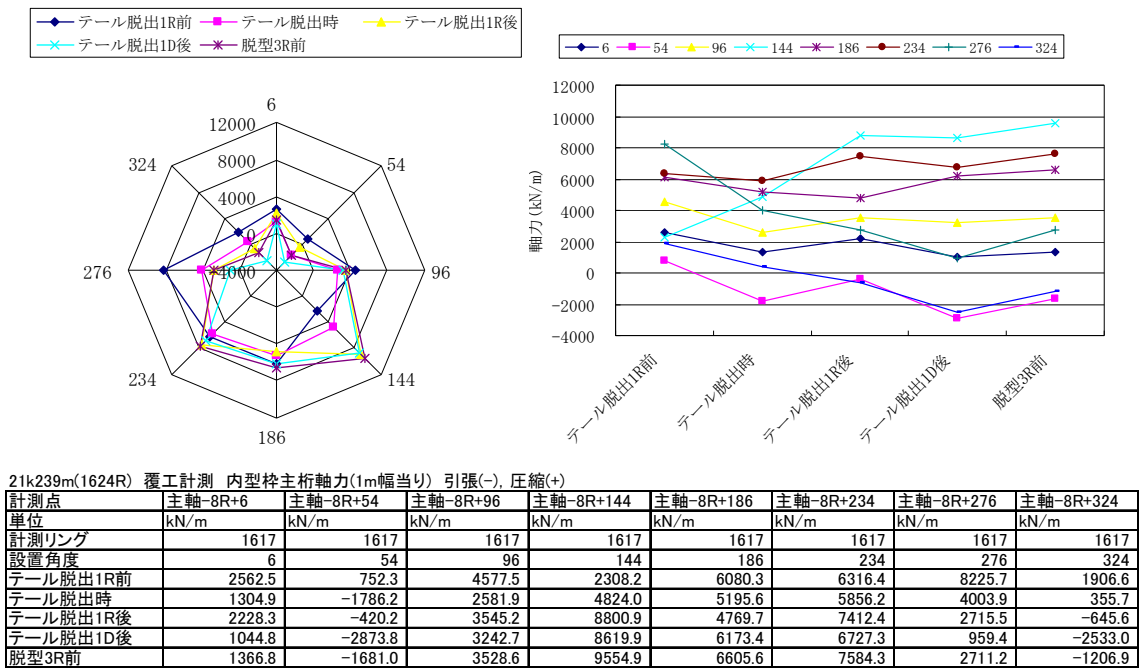


図 2-20 1624R(大被り区間②)の内型枠軸力の計測結果

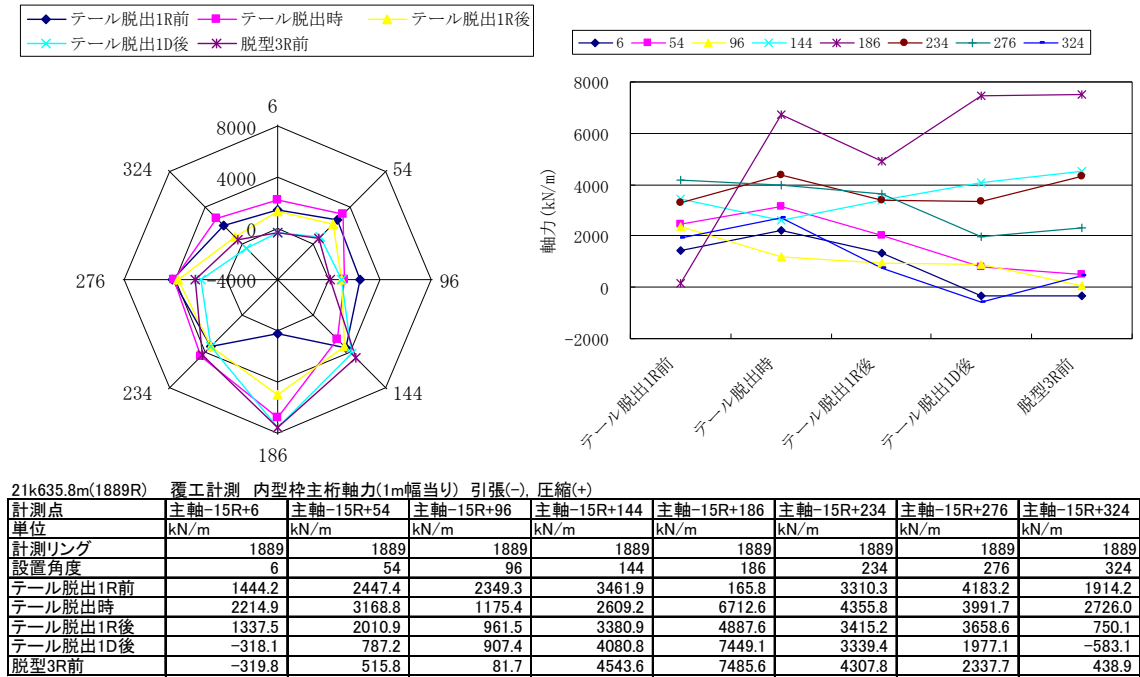


図 2-21 1889R(小被り区間②)の内型枠軸力の計測結果

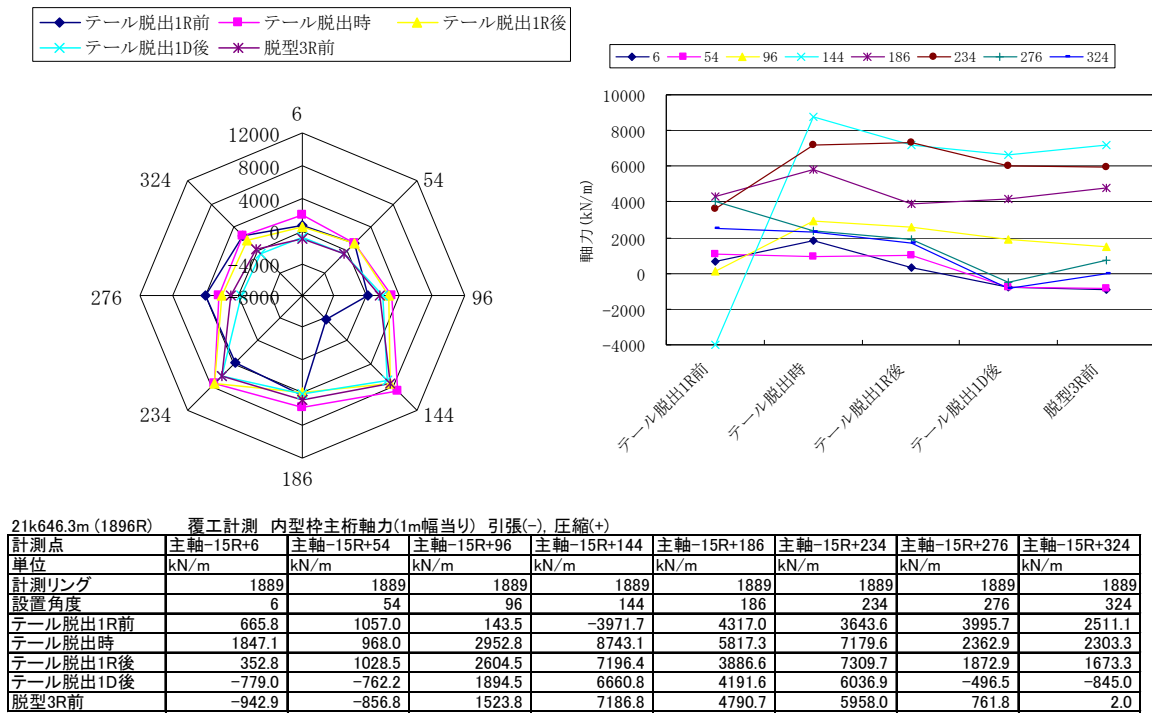


図 2-22 1896R(小被り区間②)の内型枠軸力の計測結果

図 2-23 と図 2-24 および図 2-25 と図 2-26 はそれぞれ、大土被り区間②および小土被り区間②での内型枠の曲げモーメント計測結果を示す。図は負曲げを正（外側引張を正）としている。

これらの図から、曲げモーメントの値は概ね-300kN-m～+300kN-m 程度であり、大土被り区間と小土被りでの値の差はあまり見受けられないことがわかる。また、1624R のように横長変形が卓越する場合は、その変形に応じた曲げモーメントの形になっており、曲げモーメントは変形に対応していることがわかる。

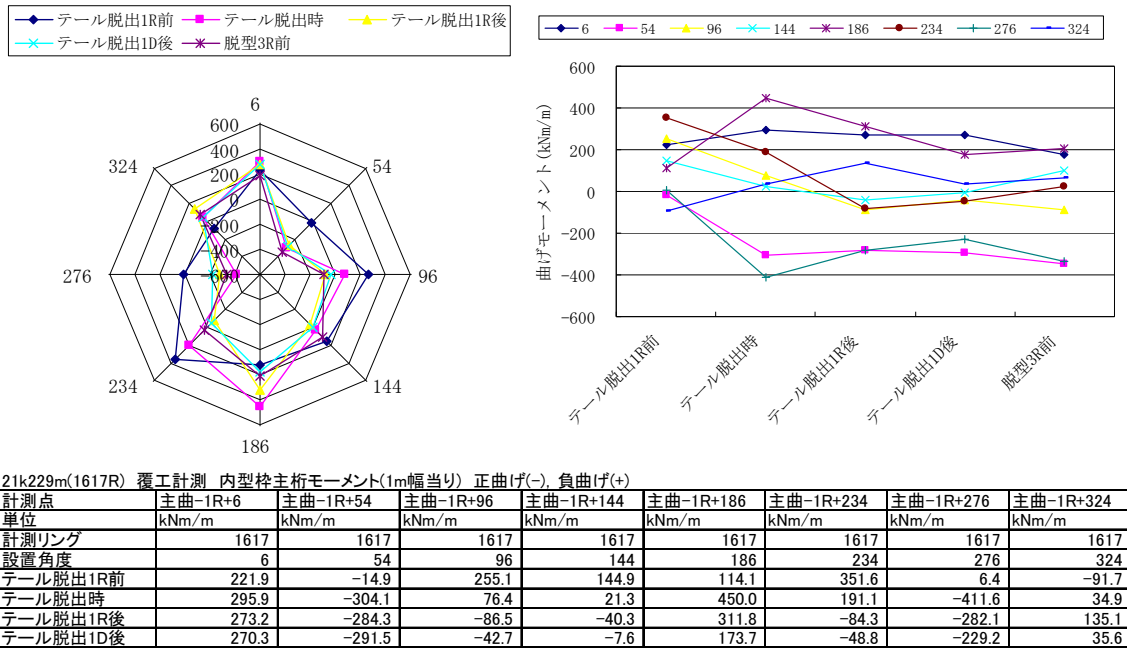


図 2-23 1617R(大被り区間②)の内型枠曲げモーメントの計測結果

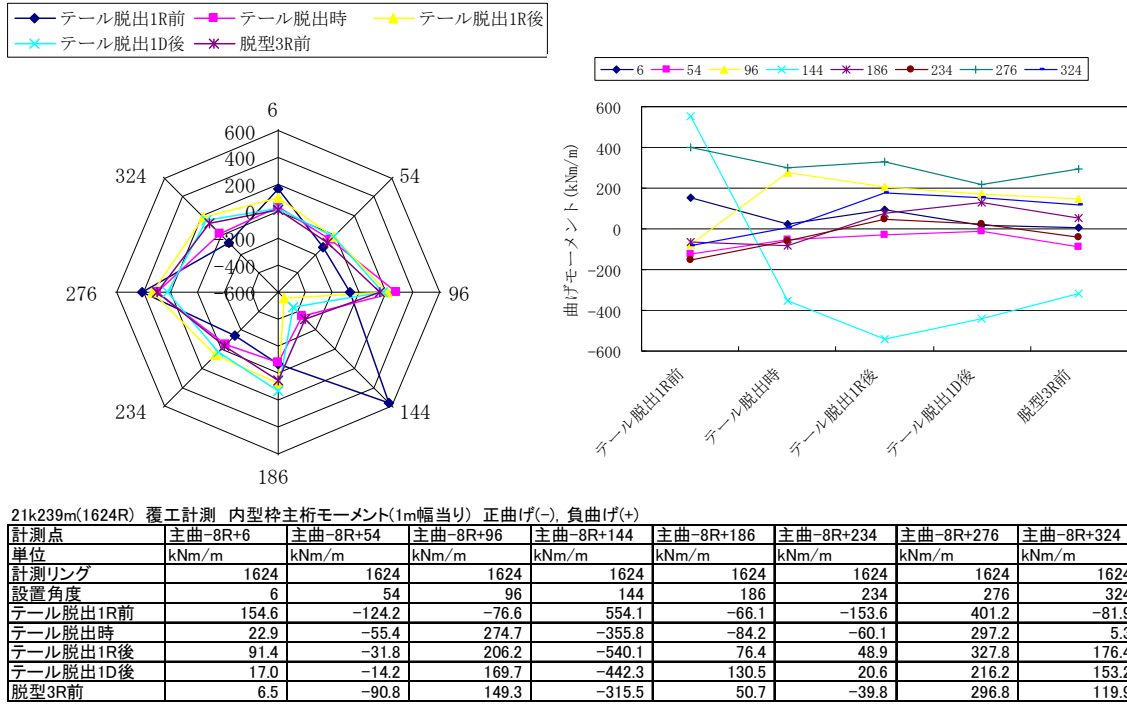


図 2-24 1624R(大被り区間②)の内型枠曲げモーメントの計測結果

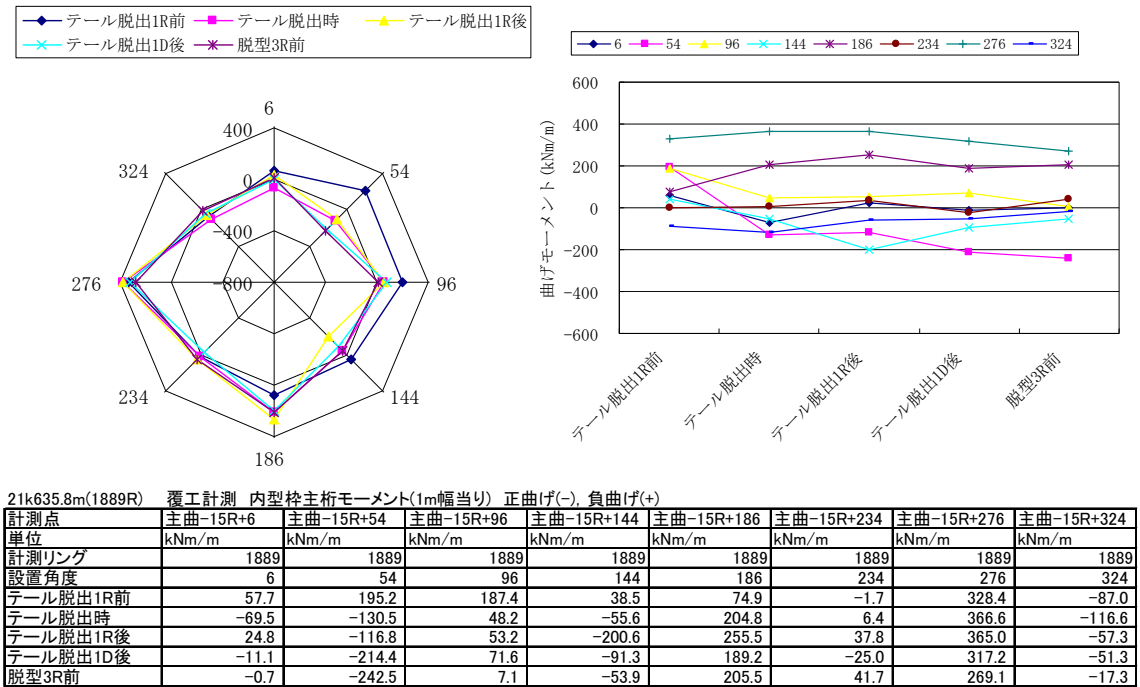


図 2-25 1889R(小被り区間②)の内型枠曲げモーメントの計測結果

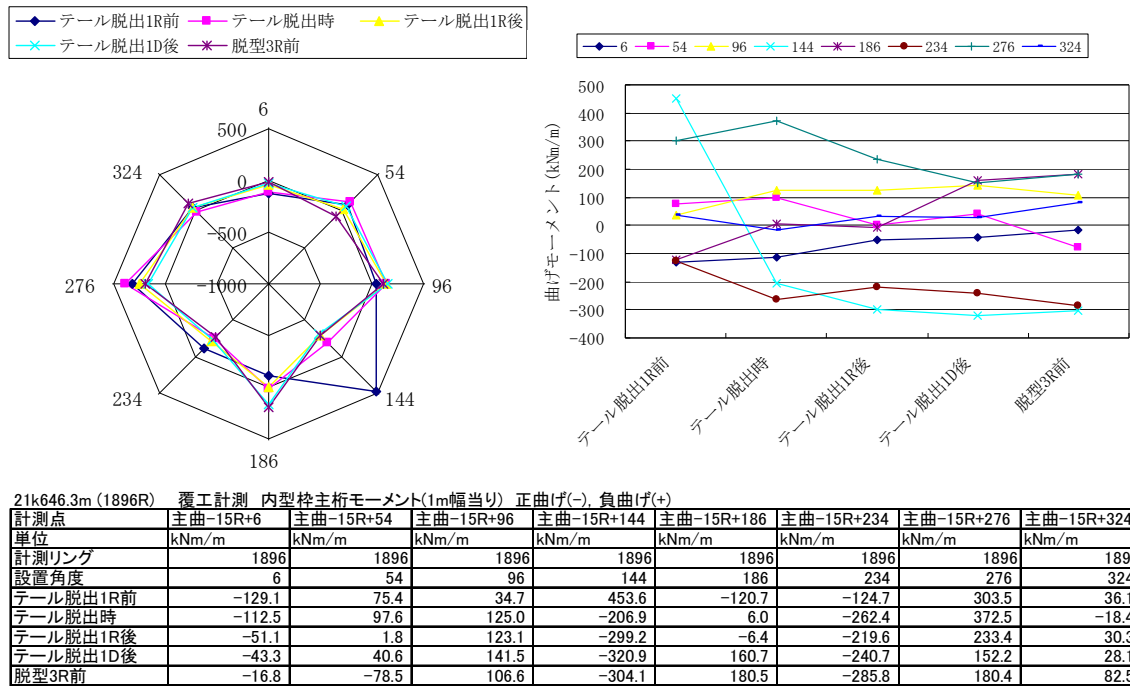
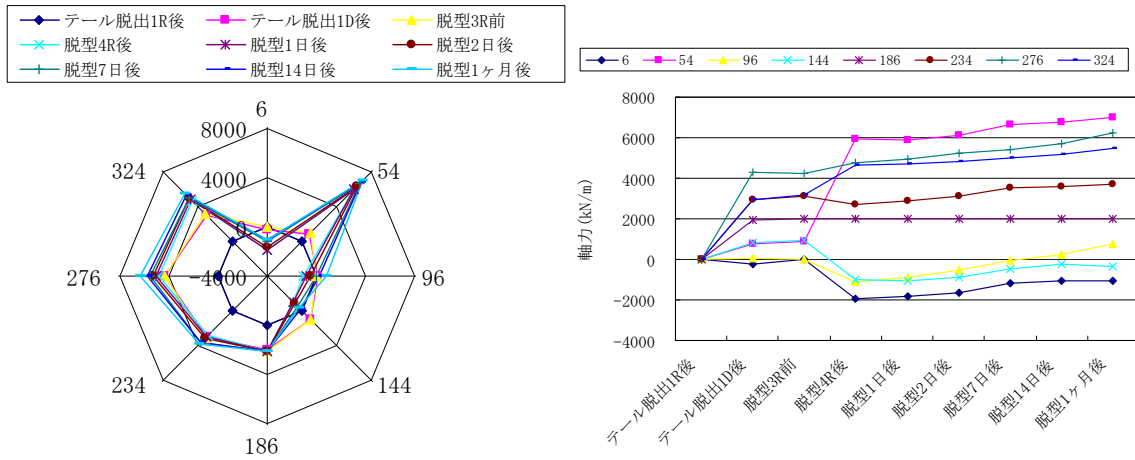


図 2-26 1896R(小被り区間②)の内型枠曲げモーメントの計測結果

2.4.3 一次覆工の断面力

図 2-27 と図 2-28 および図 2-29 と図 2-30 はそれぞれ、大土被り区間②および小土被り区間②において実施した一次覆工の軸力の計測結果である。図の正は圧縮軸力を表しており、前節で示した手法により、硬化過程での発熱と乾燥収縮に伴うひずみとクリープひずみを除去して、応力の算出を行っている。これらの図から以下のことがわかる。

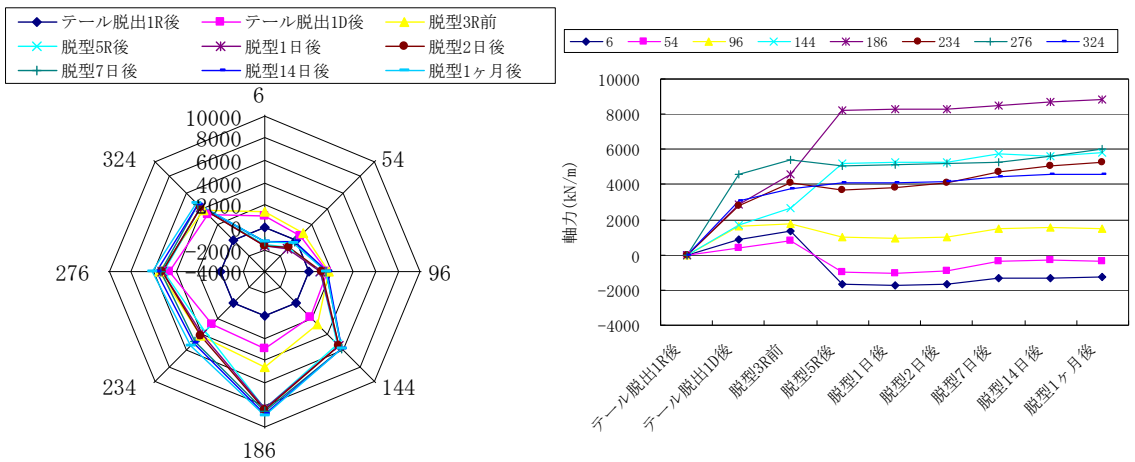
- ① 内型枠の軸力の計測結果と同様に、天端付近で引張りが発生しているが、その他の計測箇所では、ほぼ全圧縮応力状態であり、トンネル下半の方が圧縮軸力の値が大きい。また、小土被り区間と大土被り区間を比較すると、小土被り区間の方が発生軸力の値が小さい。これは、内型枠の軸力と同様に説明することができる。
- ② 脱型前では、発生軸力は小さいが、脱型後は軸力が増加し、脱型後数日で軸力の値は収束する。



21k229m(1617R) 一次覆工断面力 軸力(1m幅当り) 引張(-), 圧縮(+)

計測点	主軸-1R+6	主軸-1R+54	主軸-1R+96	主軸-1R+144	主軸-1R+186	主軸-1R+234	主軸-1R+276	主軸-1R+324
単位	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
計測リング	1617	1617	1617	1617	1617	1617	1617	1617
設置角度	6	54	96	144	186	234	276	324
テール脱出1R後	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
テール脱出1D後	-251.0	787.5	56.6	835.1	1952.8	2912.4	4314.3	2955.3
脱型3R前	-17.5	880.1	18.8	943.3	2025.2	3136.3	4263.1	3147.5
脱型4R後	-1927.9	5917.6	-1089.2	-973.0	2026.2	2722.8	4768.0	4618.7
脱型1日後	-1845.4	5898.6	-889.4	-1071.7	2026.2	2864.2	4947.5	4712.1
脱型2日後	-1626.9	6091.6	-528.2	-885.2	2026.2	3096.4	5236.4	4831.9
脱型7日後	-1181.6	6643.4	-87.1	-482.0	2026.2	3537.8	5431.0	5013.2
脱型14日後	-1052.4	6765.3	230.8	-210.4	2026.2	3566.3	5715.8	5189.1
脱型1ヶ月後	-1060.1	7008.9	754.7	-346.8	2026.2	3704.3	6262.2	5466.9

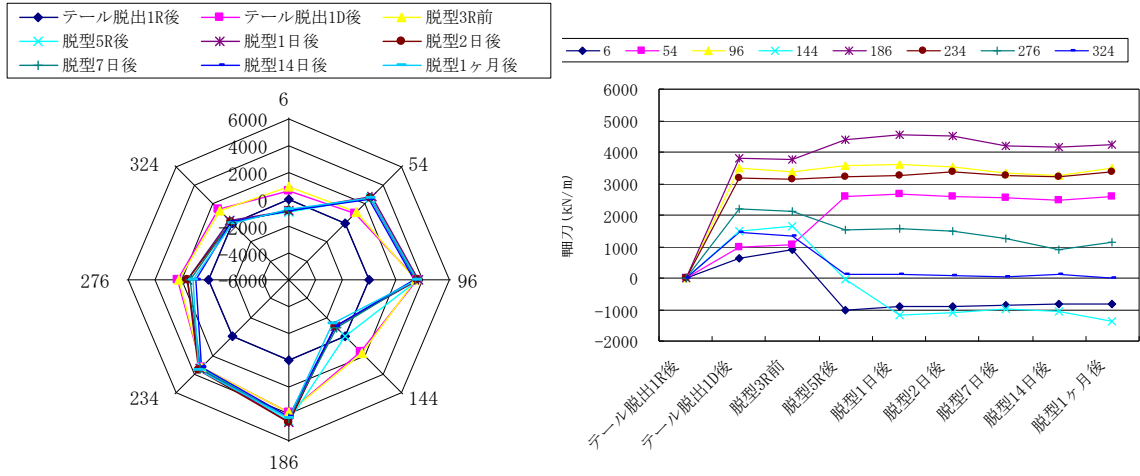
図 2-27 1617R(大被り区間②)の一次覆工軸力の計測結果



21k239m(1624R) 一次覆工断面力 軸力(1m幅当り) 引張(-), 圧縮(+)

計測点	主軸-1R+6	主軸-1R+54	主軸-1R+96	主軸-1R+144	主軸-1R+186	主軸-1R+234	主軸-1R+276	主軸-1R+324
単位	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
計測リング	1624	1624	1624	1624	1624	1624	1624	1624
設置角度	6	54	96	144	186	234	276	324
テール脱出1R後	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
テール脱出1D後	903.5	406.2	1632.7	1714.7	2835.5	2781.1	4577.6	3069.0
脱型3R前	1346.4	821.7	1737.5	2647.6	4580.9	4096.3	5372.1	3766.0
脱型5R後	-1633.0	-993.1	1019.9	5225.7	8242.7	3697.7	5091.4	4124.7
脱型1日後	-1733.0	-1030.1	927.8	5257.7	8264.9	3843.0	5151.0	4128.0
脱型2日後	-1673.4	-883.6	1029.1	5297.2	8292.7	4101.1	5218.1	4159.5
脱型7日後	-1351.5	-350.5	1522.5	5721.4	8504.9	4718.3	5261.9	4433.7
脱型14日後	-1294.8	-327.7	1539.1	5641.7	8720.3	5072.4	5633.8	4546.2
脱型1ヶ月後	-1269.8	-384.1	1458.1	5793.3	8863.1	5277.0	6001.5	4594.4

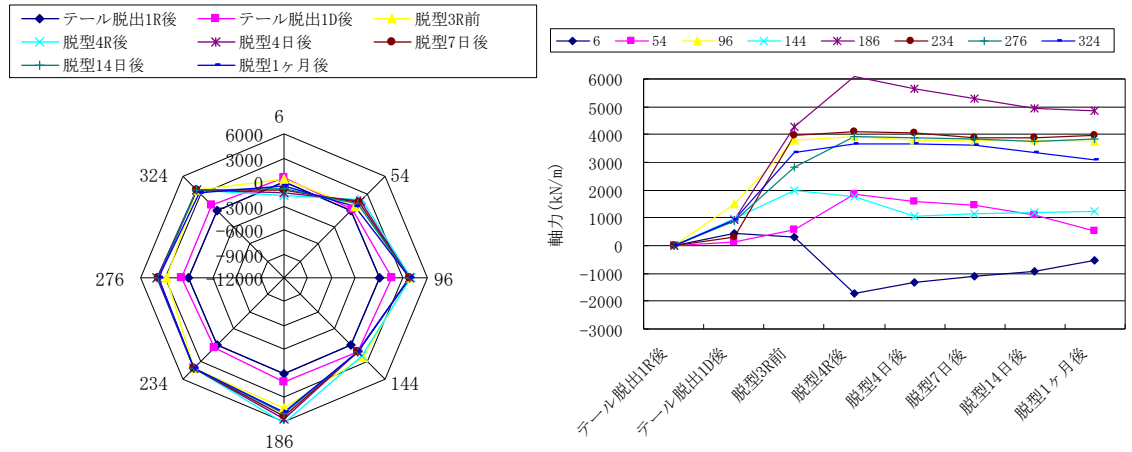
図 2-28 1624R(大被り区間②)の一次覆工軸力の計測結果



21k635.8m(1889R) 一次覆工断面力 軸力(1m幅当り) 引張(-), 圧縮(+)

計測点	主軸-1R+6	主軸-1R+54	主軸-1R+96	主軸-1R+144	主軸-1R+186	主軸-1R+234	主軸-1R+276	主軸-1R+324
単位	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
計測リング	1889	1889	1889	1889	1889	1889	1889	1889
設置角度	6	54	96	144	186	234	276	324
テール脱出1R後	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
テール脱出1D後	609.3	967.7	3486.8	1503.6	3820.7	3175.9	2207.2	1435.0
脱型3R前	900.6	1064.7	3376.2	1657.1	3776.2	3152.3	2112.8	1351.8
脱型5R後	-1018.5	2593.1	3553.1	-35.5	4406.8	3204.1	1541.9	125.7
脱型1日後	-918.6	2648.9	3597.0	-1160.6	4547.4	3257.8	1556.1	105.8
脱型2日後	-917.4	2603.2	3534.5	-1104.7	4503.0	3354.0	1496.1	69.5
脱型7日後	-856.8	2531.3	3348.5	-976.6	4188.2	3267.2	1266.7	48.8
脱型14日後	-839.2	2461.8	3239.1	-1044.9	4149.4	3201.8	904.9	98.3
脱型1ヶ月後	-806.5	2591.5	3477.4	-1368.5	4237.0	3391.1	1123.7	-5.0

図 2-29 1889R(小被り区間②)の一次覆工軸力の計測結果



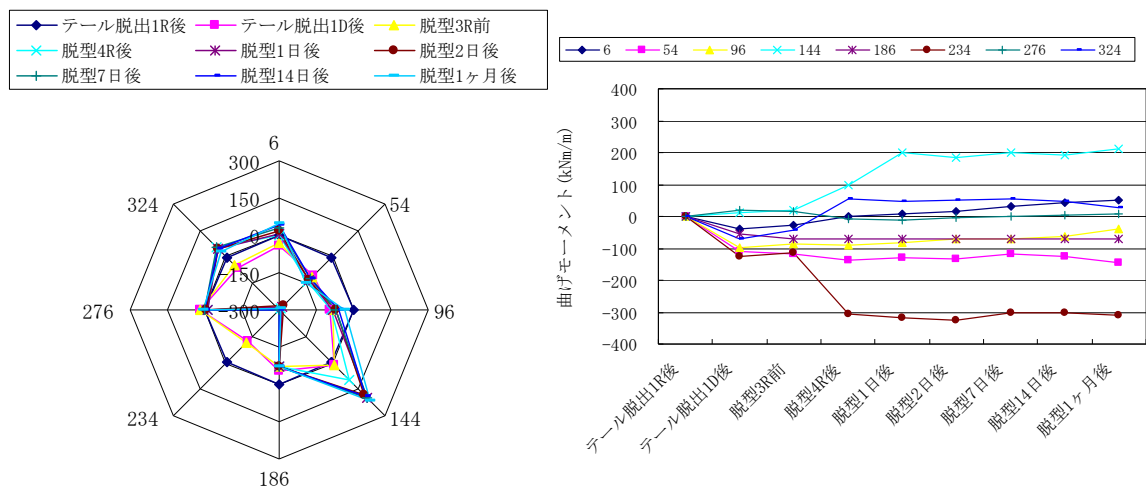
21k646.3m(1896R) 一次覆工断面力 軸力(1m幅当り) 引張(-), 圧縮(+)

計測点	主軸-1R+6	主軸-1R+54	主軸-1R+96	主軸-1R+144	主軸-1R+186	主軸-1R+234	主軸-1R+276	主軸-1R+324
単位	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
計測リング	1896	1896	1896	1896	1896	1896	1896	1896
設置角度	6	54	96	144	186	234	276	324
テール脱出1R後	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
テール脱出1D後	431.5	139.9	1519.8	961.8	945.8	308.2	885.6	907.8
脱型3R前	290.4	568.1	3773.9	1980.2	4272.8	3968.3	2820.5	3353.3
脱型4R後	-1742.1	1836.9	3942.7	1759.6	6110.1	4091.0	3928.3	3645.5
脱型4日後	-1316.7	1605.5	3788.2	1067.7	5644.8	4044.2	3870.4	3654.3
脱型7日後	-1086.4	1437.5	3789.1	1145.4	5287.8	3886.2	3819.6	3631.8
脱型14日後	-912.1	1095.6	3790.9	1178.3	4952.0	3884.6	3733.5	3350.5
脱型1ヶ月後	-543.8	513.8	3742.9	1231.4	4872.0	3950.3	3827.3	3089.5

図 2-30 1896R(小被り区間②)の一次覆工軸力の計測結果

図 2-31 と図 2-32 および図 2-33 と図 2-34 はそれぞれ、大土被り区間②および小土被り区間②において実施した一次覆工の曲げモーメントの計測結果である。図は負曲げを正(外側引張を正)として表示している。これらの図から以下のことがわかる。

- ① 曲げモーメントの値は、概ね-200kNm から 200kNm 程度であり、内型枠の値と比較して、小さな値となる。これは、脱型により、剛性が低下することで、変形が若干進行し、曲げモーメントの値が低下しているものと考えられる。
- ② 一次覆工の軸力と同様に、脱型前ではモーメントは小さいが、脱型後に増加し、脱型後、数日で収束する。



21k229m(1617R) 一次覆工断面力 曲げモーメント(1m幅当り) 正曲げ(-), 負曲げ(+)

計測点	主曲-1R+6	主曲-1R+54	主曲-1R+96	主曲-1R+144	主曲-1R+186	主曲-1R+234	主曲-1R+276	主曲-1R+324
単位	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m	kNm/m
計測リング	1617	1617	1617	1617	1617	1617	1617	1617
設置角度	6	54	96	144	186	234	276	324
テール脱出1R後	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
テール脱出1D後	-40.6	-111.0	-96.2	11.0	-56.0	-123.8	19.1	-68.9
脱型3R前	-27.2	-116.1	-86.8	20.6	-69.4	-113.6	17.4	-43.4
脱型4R後	-0.7	-137.2	-88.2	98.0	-71.4	-307.4	-9.7	56.7
脱型1日後	8.2	-130.1	-82.1	199.4	-71.4	-319.2	-12.5	46.7
脱型2日後	15.0	-134.4	-72.0	184.7	-71.4	-326.9	-4.3	49.5
脱型7日後	30.4	-119.3	-71.8	199.6	-71.4	-302.3	0.9	55.2
脱型14日後	43.9	-126.6	-62.6	192.7	-71.4	-302.7	2.0	46.0
脱型1ヶ月後	50.8	-143.9	-38.7	213.5	-71.4	-309.8	7.9	29.1

図 2-31 1617R(大被り区間②)の一次覆工曲げモーメントの計測結果

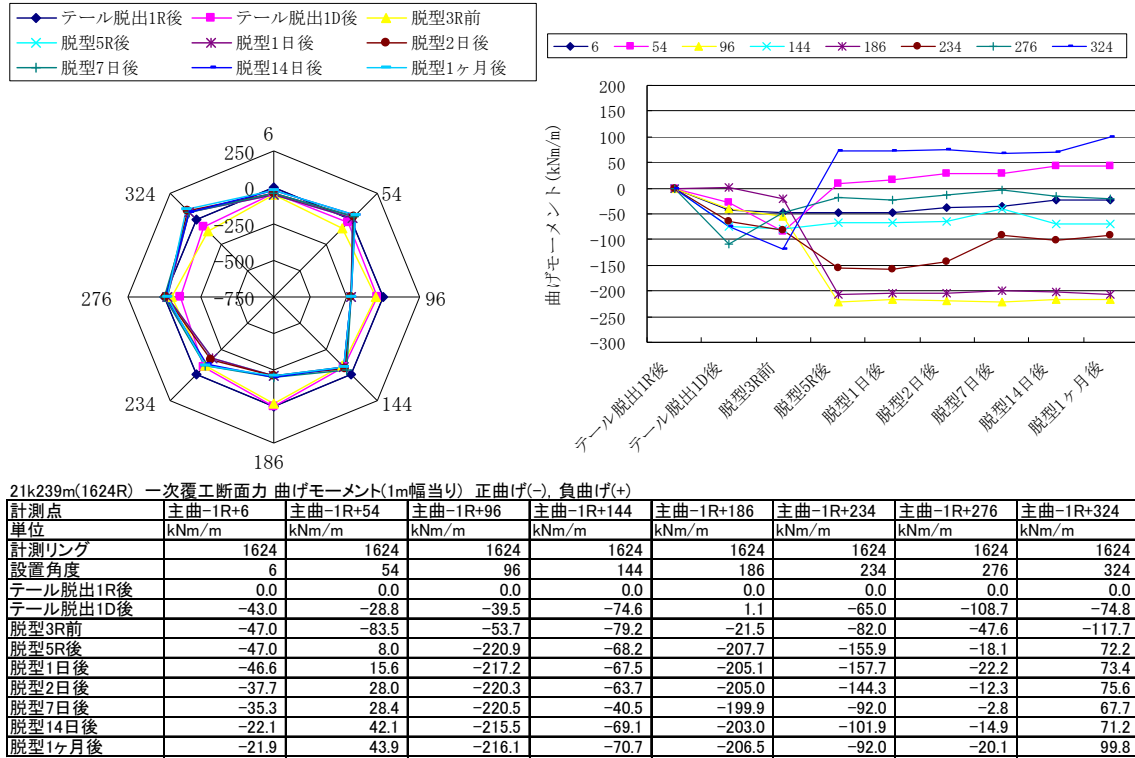


図 2-32 1624R(大被り区間②)の一次覆工曲げモーメントの計測結果

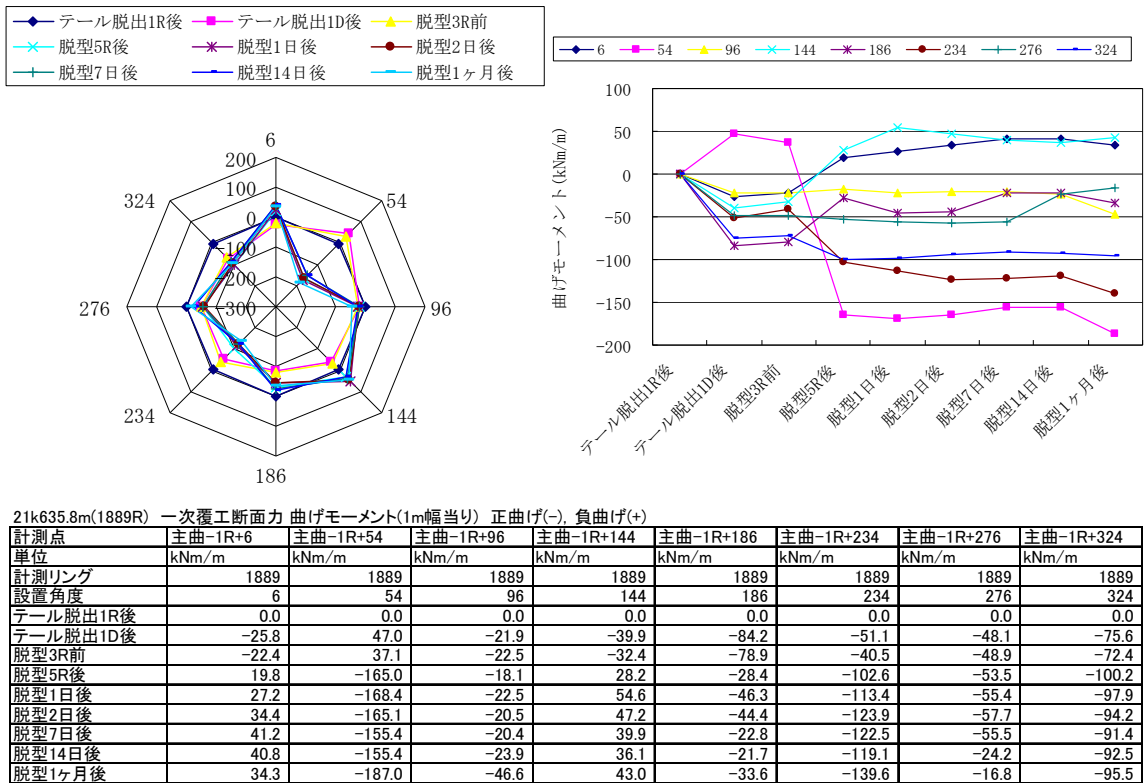


図 2-33 1889R(小被り区間②)の一次覆工軸力の計測結果

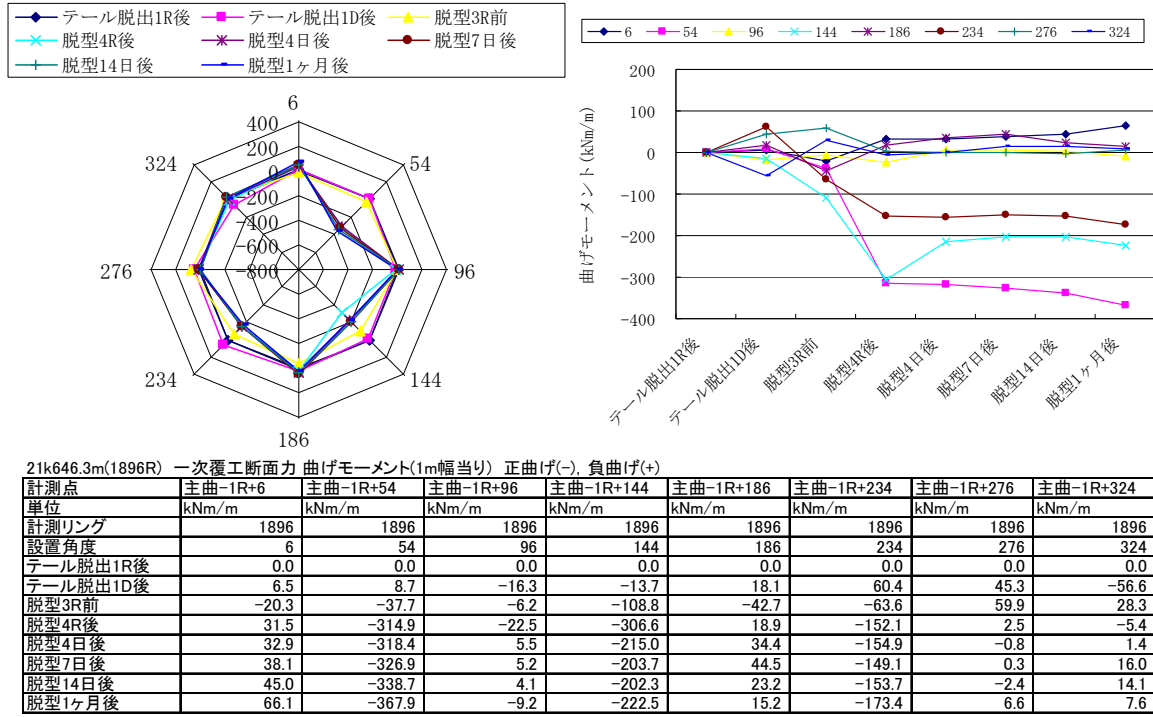


図 2-34 1896R(小被り区間②)の一次覆工曲げモーメントの計測結果

2.4.4 内型枠と一次覆工を一体とみなした場合の断面力

図 2-35 は、大土被り区間②の 1624R の内型枠主桁と一次覆工のひずみを示したものである。計測値は一次覆工硬化後の脱型 3R 前のひずみである。図の縦軸はトンネル内空側から地山側への距離を表し、横軸はひずみの値（-：圧縮ひずみ）を表している。グラフの上部に記した角度は、坑口側から切羽側を望んだ際の、天端からの時計回りの角度を表しており、左が天端、右が下端付近のひずみ値を示している。この図から、ひずみの連続性はあまり見られない。ひずみの連続性が得られない理由としては、内型枠のひずみは内型枠組立て完了直後を初期値としているのに対し、一次覆工のひずみは内型枠内へのコンクリートの充填が完了した直後に、ひずみ計を挿入し初期値としており、これらのひずみ計の初期値の違いによるものと考えられる。

そこで、一次覆工にひずみが発生する直前の時刻を初期値（内型枠のひずみ=0）として内型枠のひずみを補正したグラフを図 2-36 に示す。内型枠のひずみを補正すると、ひずみの連続性がよくなること、内型枠と一次覆工のひずみの傾きは類似しており、おのおのの変形モードは同様とみなせることがわかる。

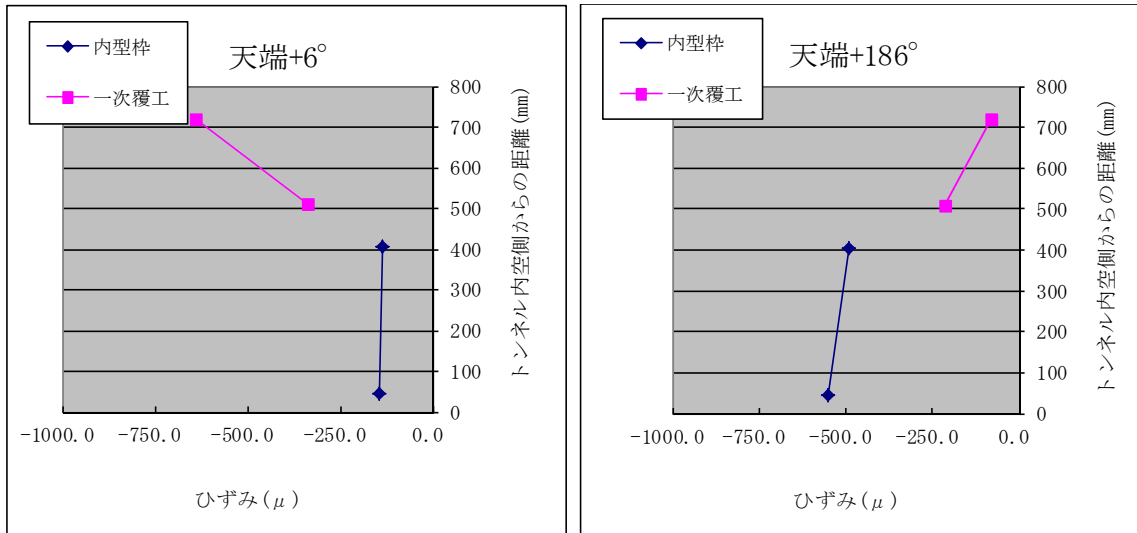


図 2-35 内型枠主桁と一次覆工のひずみ分布 (大土被り区間②1624R, 脱型 3R 前)

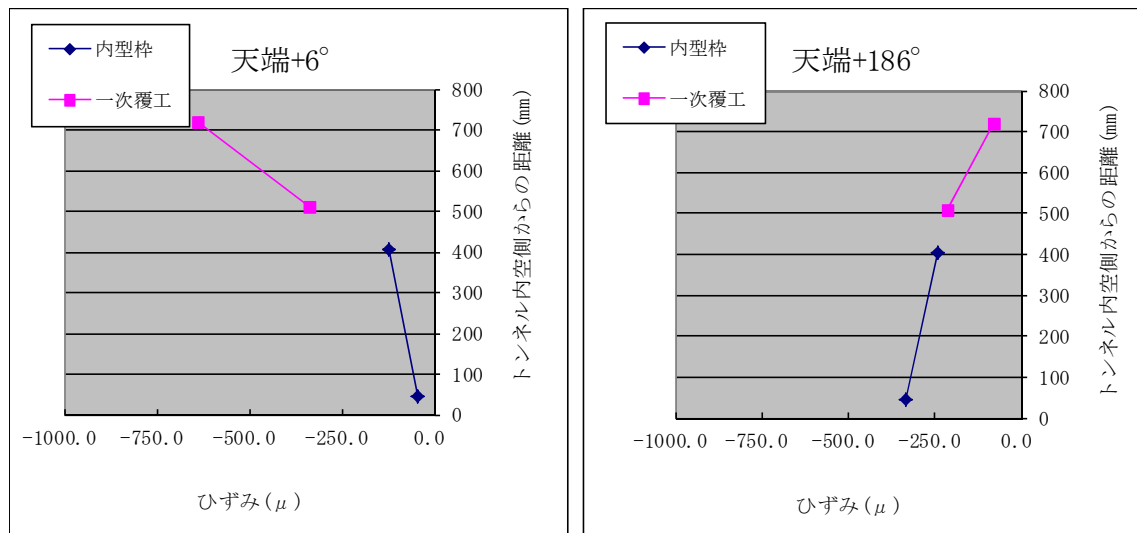


図 2-36 内型枠主桁と一次覆工のひずみ分布 (大土被り区間②1624R, 脱型 3R 前)

※ 内型枠のひずみを補正

また、図 2-27 から図 2-34 を見ると、脱型後と比較して値は小さいが脱型前においても一次覆工に軸力と曲げモーメントが発生していることがわかる。

これらのことから、一次覆工が硬化した時点では、内型枠と一次覆工が一体となり、合成梁として土水圧に抵抗していると考えることとする。ここで、異なる種類の材料を組合せて、各材料が接触面上で十分な結合力をもって一体として働く梁を合成梁という。

内型枠の断面図および断面諸量は図 2-4 に示すとおりであるが、これと等価な曲げ剛性、軸剛性、重量（1R=30.8ton）となるように、等厚な断面形状を設定した。また、一次覆工のヤング率は式 (2-2) を用い、施工実績をもとに、1 リングの施工時間を 2 時間として、テール脱出 1D 後を一次覆工打設後から 16 時間後、脱型 3R 前を一次覆工打設後から 26 時間後に設定した。表 2-7 は、内型枠と一次覆工の諸元を示したものである。

表 2-7 をもとに、内型枠と一次覆工を合成梁とみなすと、中立軸 NA に平行な任意の軸（基線）を設定することができ、この軸と中立軸との距離 $\bar{\eta}$ は以下の式 (2-3) で表される。

$$\bar{\eta} = \frac{\sum_{i=1}^n (E_i \int_{A_i} \eta_i' dA_i)}{\sum E_i A_i} \quad (2-3)$$

ここに、

E_i : i 番目の構成材料のヤング係数

A_i : i 番目の構成材料の断面積

η_i' : i 番目の構成材料の基線からの距離

$\int_{A_i} \eta_i' dA_i$: i 番目の構成材料の基線に関する断面一次モーメント

表 2-7 内型枠と一次覆工の諸元 (1R=1.5m 当たり)

構造物	厚さ t (cm)	断面積 A (cm ²)	断面二次 モーメント I (cm ⁴)	ヤング係数 E (kN/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)
内型枠 (等厚断面に換算)	50.8	7,620	1,640,000	25.7	0.3	11.75
一次覆工	33.0	4,950	449,000	17.4 (テール脱出1D後) 22.6 (脱型3R前)	0.2	23.0

図 2-37 は、式 (2-3) によって求めた合成梁の中立軸と一次覆工，内型枠のおのおのの中立軸の位置関係を示したものである。よって，内型枠と一次覆工のおのおのに作用する軸力と曲げモーメントを合成断面に作用する軸力と曲げモーメントに変換する式は以下に示すとおりである。

$$N = \sum_{i=1}^2 N_i$$

$$M = \sum_{i=1}^2 M_i + \sum_{i=1}^2 N_i \cdot \eta_i \quad (2-4)$$

ここに、

$\eta_i = \eta'_i - \bar{\eta}$ であり，おのおのの梁（内型枠または一次覆工）の中立軸と合成梁の中立軸との距離である。

図 2-38 と図 2-39 はそれぞれ，大土被り区間②における軸力と曲げモーメントを示したものである。図中の，テール脱出 1D 後と脱型 3R 前は内型枠と一次覆工を合成梁とみなし，式 (2-4) により断面力を算定した結果である。軸力の正は圧縮軸力を，曲げモーメントの正は負曲げ（外側引張を正）として表示している。

これらの図から，以下のことがわかる。

- ① 軸力は脱型前に最大値となり，脱型後は低下し，収束する傾向がある。
- ② 脱型前に曲げモーメントの絶対値が最大となり，脱型後に曲げモーメントの絶対値が低下し，収束する傾向がある。

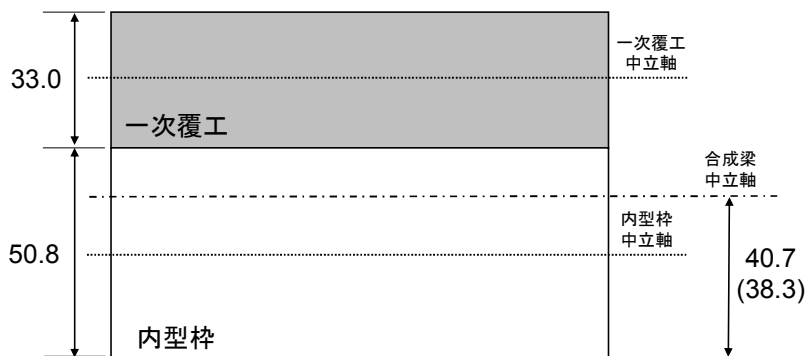


図 2-37 脱型 3R 前の合成梁の中立軸の位置 (cm)

() 内はテール脱出 1D 後の中立軸

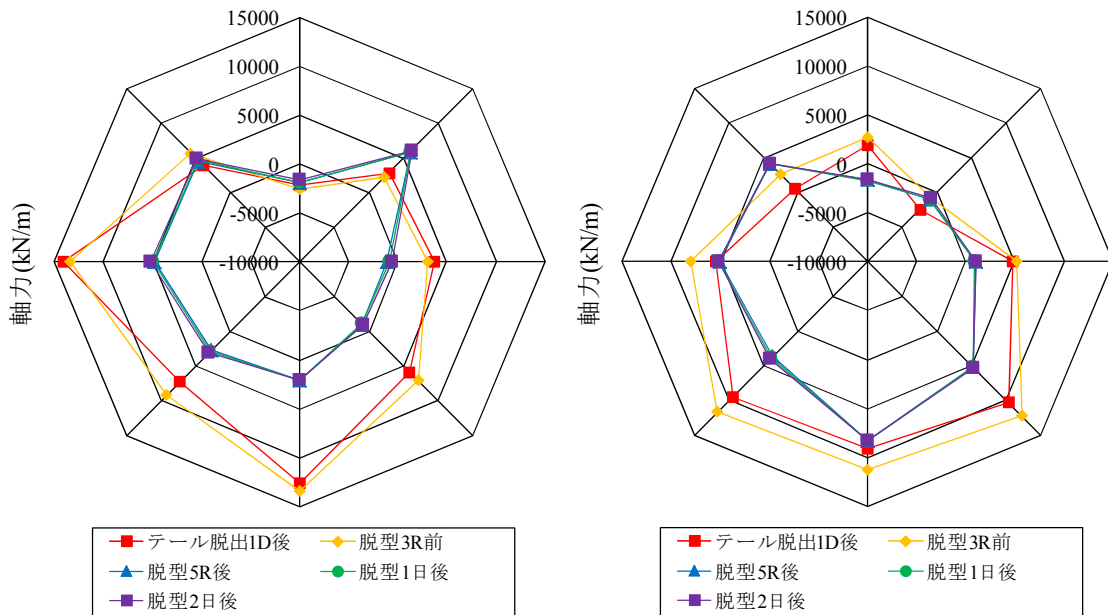


図 2-38 脱型前を合成梁とみなした内型枠・一次覆工の軸力分布 (+ : 圧縮)
左 : 1617R 右 : 1624R

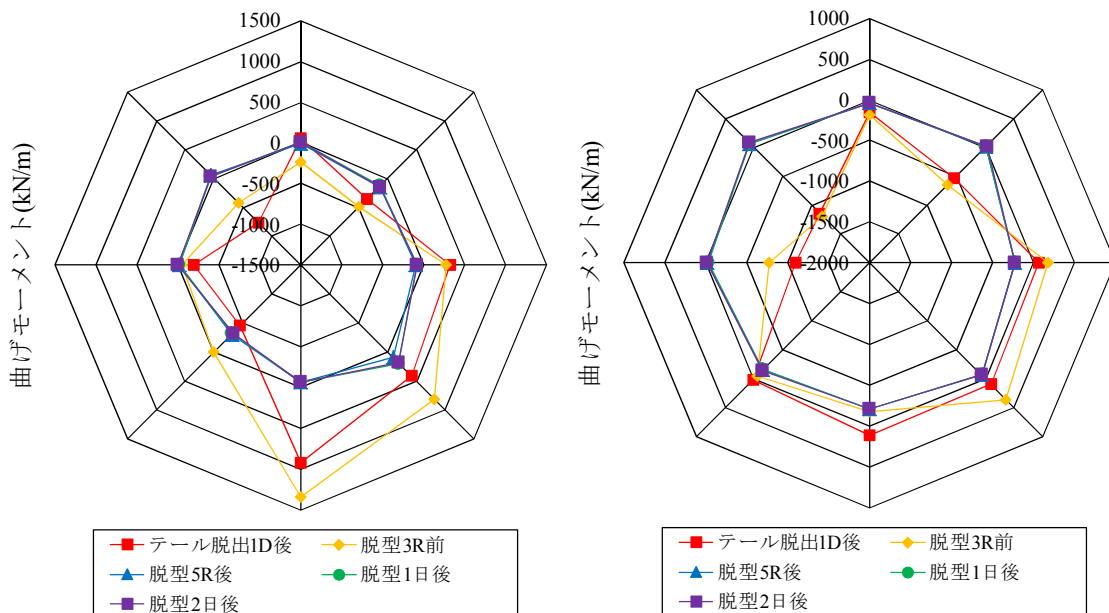


図 2-39 脱型前を合成梁とみなした内型枠・一次覆工の曲げモーメント分布 (+ : 負曲げ)
左 : 1617R 右 : 1624R

上記の現象は、脱型前は一次覆工と内型枠が一体となった大きな剛性により、土水圧に抵抗しているため、軸力と曲げモーメントが大きな値となっていること、脱型後は内型枠が無くなることによる剛性の低下により、覆工の変形が若干進行し、応力の再配分による軸力および曲げモーメントの低下が発生していることを示している。

ここで、**図 2-39** の脱型前において、絶対値が $1000\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ を超えるような大きな曲げモーメントが発生している箇所が見られる。1617R の下端での大きな曲げモーメントは、同位置での内型枠の軸力が他の箇所と比較し、かなり大きな値となっている (**図 2-19** より脱型 3R 前で $11382.7\text{kN}/\text{m}$) ことから、式 (2-4) で計算する合成梁としての曲げモーメントが大きくなる。また、1624R の左側壁から肩部にかけて大きな負の曲げモーメントが発生しているが、左側壁は、内型枠の軸力が小さくなっている (**図 2-20** よりテール脱出 1D 後で $959.4\text{kN}/\text{m}$) のに対し、一次覆工の軸力が大きくなっていること (**図 2-28** よりテール脱出 1D 後で $4577.6\text{kN}/\text{m}$)、左肩部は、内型枠に引張の軸力が発生していること (**図 2-20** よりテール脱出 1D 後で $-2533.0\text{kN}/\text{m}$) から、合成梁として曲げモーメントを算出すると大きな値となる。よって、何らかの理由で局所的に大きな圧縮軸力が発生した箇所や引張りが発生した箇所、合成梁として計算を実施すると、該当箇所での曲げモーメントが大きくなり、適切な値が得られないと考えられる。

2.5 まとめ

本章では、SENS で施工した実現場における内型枠・一次覆工の変位と断面力に着目して、その計測結果を示し、内型枠・一次覆工の挙動について検討を行った。本章で得られた知見を以下に示す。

- ① トンネルの変位は、コンクリートおよび水圧による鉛直上向きの剛体変位と鉛直方向と水平方向の土圧の差による横長変形が支配的である。
- ② 内型枠の脱型前においても、一次覆工に軸力・曲げモーメントが発生していること、内型枠と一次覆工のひずみの傾きが類似していることから、脱型前では、内型枠と一次覆工は一体となり合成梁として土水圧に抵抗しているものと考えられる。
- ③ 内型枠と一次覆工に作用する断面力が最大となるのは、脱型前の時点であり、脱型後、断面力は低下し、収束する傾向がある。
- ④ 局所的に大きな軸力が発生する場合や引張りの軸力が発生している場合には、合成梁として計算すると、該当箇所の曲げモーメントの絶対値が大きくなり、適切な値が得られない。

第2章の参考文献

- 1) 非線形 CAE 協会監修, 岸正彦 著: 構造解析のための有限要素法実践ハンドブック, 森北出版株式会社, p.62.
- 2) 飯田廣臣, 野々村政一, 小山幸則, 小西真治, 小泉淳: シールドを用いた場所打ちライニングの挙動に関する現場計測結果とその考察, 土木学会論文集 F, Vol.63, No.3, pp.349-360, 2007.
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書 設計編, p.47, 2007.
- 4) 公益財団法人 鉄道総合技術研究所: シールドを用いた場所打ち支保システムの設計等調査業務 23 報告書, 独立行政法人 鉄道建設運輸施設整備支援機構 青森新幹線建設局委託業務, pp.4-21, 2012.

第3章 時系列三次元逐次解析モデル

3.1 はじめに

前章までの既往の研究や現地計測結果から、SENS で施工されたトンネルでは、未固結の一次覆工コンクリート中の内型枠がシールド機から離れるに従って浮き上がる現象が確認されている。これは、内型枠が未固結な場所打ちコンクリート中にあるため、浮力で上方に剛体変位し、これに伴い場所打ちコンクリートが下方へ流動することが原因と考えられる。また、時間の経過とともに、未固結であった場所打ちコンクリートは硬化し、地山からの有効土圧を受けることとなる。

有効土圧について、飯田の研究¹⁾によると、計測によって得られた一次覆工のひずみの平均値から一次覆工の外径の収縮量を算出し、この値と解析によって得られた地山の変位量を比較し、トンネル下半部では地山変位量<一次覆工収縮量となることから、一次覆工に作用する有効土圧が減少し、水圧のみが作用する可能性があることを指摘している(図3-1)。さらに、SENS が掘削対象とする地山は、比較的硬質な地山が多いことから、一次覆工や内型枠に作用する有効土圧は、トンネル掘削面の初期変位やトンネル掘削面と覆工との相対変位により減少したり、地山が自立し0となっていることも考えられる。しかし、現行の解析モデルでは、このような内型枠の剛体変位、一次覆工の硬化過程、主働側の土圧や地山の自立を理論的に表現できないのが現状である。

そこで、本研究では、SENS における一次覆工の挙動メカニズムを解明することを目的として、SENS の荷重条件と施工過程を考慮した三次元解析モデルを開発した。以下に、本解析モデルの特徴を記す。なお、解析には汎用有限要素解析ソフト DIANA を用いた。

- (1) 全周ばねモデル
- (2) 地盤ばね特性
- (3) コンクリート打設圧
- (4) 一次覆工コンクリートの硬化と内型枠の脱型
- (5) 逐次解析

3.2 解析モデル

3.2.1 概要

本解析モデルの概要図を図3-2に示す。内型枠や一次覆工の挙動がコンクリートの硬化状況によって異なることを考慮し、本解析モデルでは、一次覆工コンクリートの性状を液体状態と固体状態の二つに分類した。コンクリートが液体状態の区間では、内型枠に対する荷重として、妻型枠からコンクリートを打設する際に発生するコンクリート打設圧をトンネル半径方向に作用させる。また、コンクリートが固体状態の区間では、周辺地盤からの深さに応じた土水圧をトンネル半径方向に作用させる。なお、コンクリートが液体状態

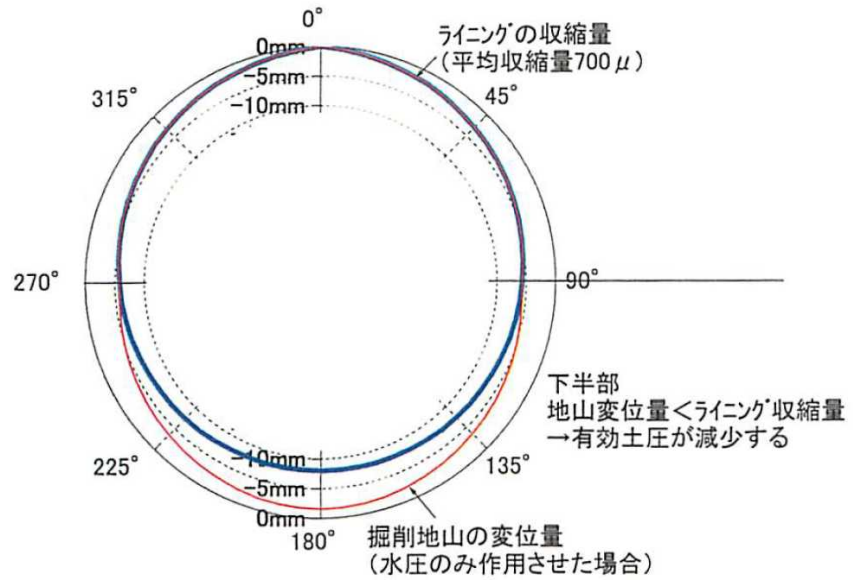


図 3-1 一次覆工の収縮量と地山の変位量¹⁾

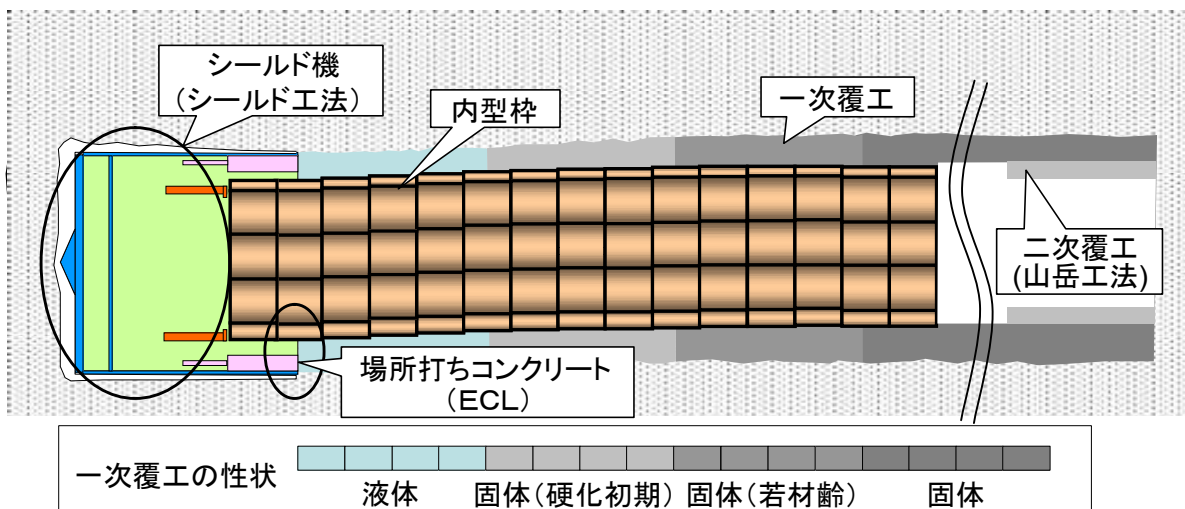


図 3-2 SENS 模式図

から固体状態に性状変化する時間は、一次覆工の室内試験の結果より、打設後 12 時間とした。一次覆工コンクリートが硬化した後は、内型枠と一次覆工コンクリートが一体の合成梁であるとみなし、シェル要素の厚さ、ヤング率、密度を前ステップから更新することで、内型枠と一次覆工が一体となった挙動を表現することが可能となる。その後の内型枠の脱型は、合成梁として設定したシェル要素のパラメータを一次覆工のパラメータに更新することで表現した。

3.2.2 要素設定

本解析モデルでの内型枠・一次覆工および内型枠間継手の要素構成は、内型枠・一次覆工を全周ばねによって支えられるシェル、内型枠のリング間継手を軸方向ばねとせん断ばね、内型枠間継手を回転ばね、シールドマシンと内型枠間のテールシールをばね要素、また、一次覆工の周面摩擦を表現するために、一次覆工コンクリートが固体状態の区間には、内型枠・一次覆工のシェル要素と全周ばねの間にジョイント要素 (Mohr-coulomb モデル) を設定した。逐次解析用モデルの概要図を図 3-3、解析モデルを図 3-4 に示す。

モデルを構成する要素は以下のとおりである。

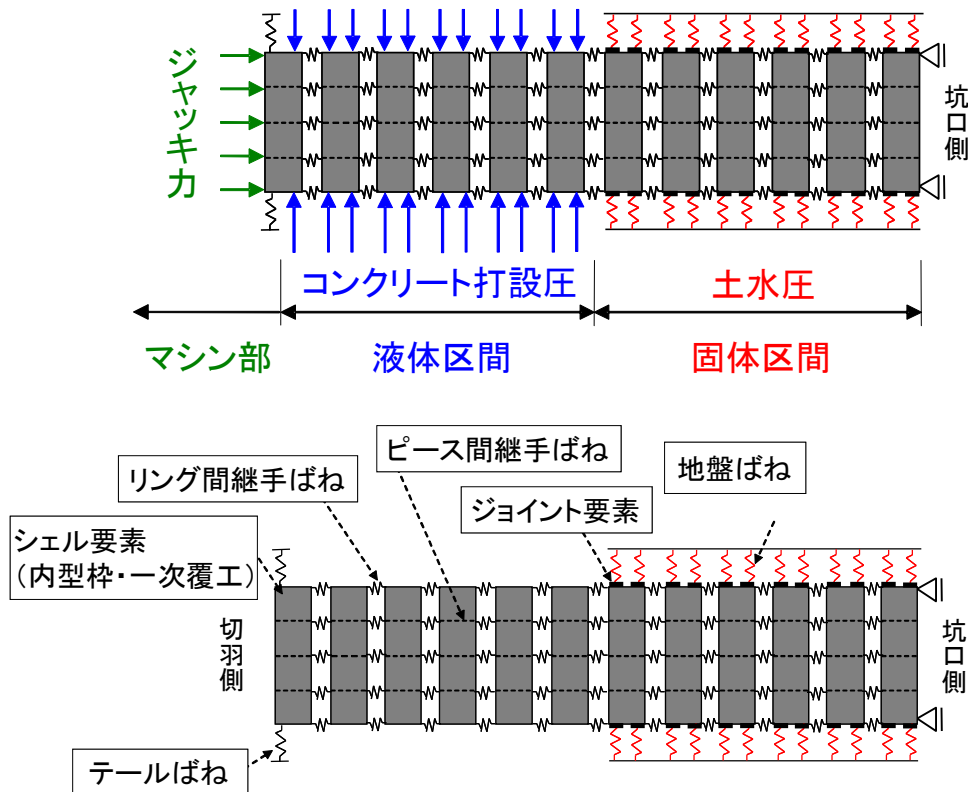


図 3-3 逐次解析モデル概要図

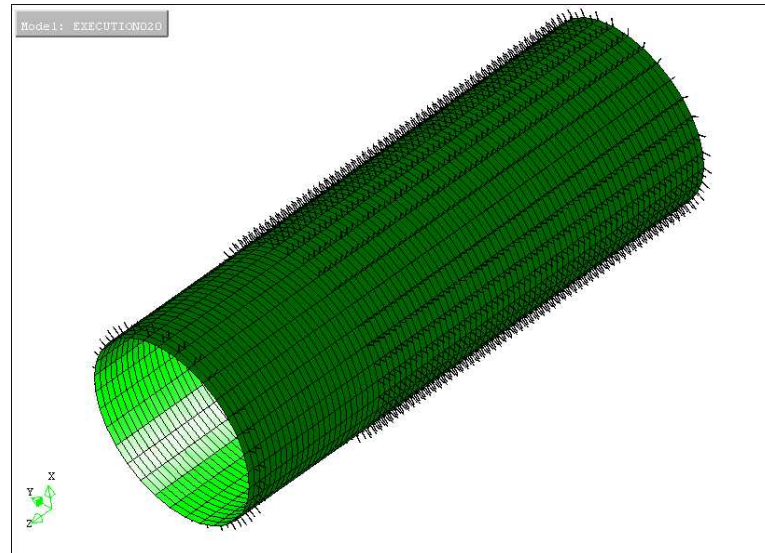


図 3-4 解析モデル図

(1) 内型枠・一次覆工

内型枠・一次覆工は、曲面シェル要素でモデル化した。本研究では、DIANA における 4 節点四辺形曲面シェル要素 Q20SH を用いた。1.5m の内型枠を、周方向に 32 分割、軸方向に 4 分割の合計 128 個の要素に分割した。

(2) 内型枠リング間継手

リング間継手部分は、軸方向ばね、半径方向ばね、接線方向ばねの 3 方向のばねによってモデル化した。本研究では、DIANA におけるばね要素 SP2TR 並進ばねを用い、内型枠と同様に周方向に 32 本とした。

(3) 内型枠ピース間継手

内型枠ピース間継手は、周方向回転ばねによってモデル化した。本研究では DIANA のばね要素 SP2RO 回転ばねを用いた。1 リングが 10 個の内型枠で構成されることから周方向に 10 個回転ばねを設定した。ピース間継手とリング間継手を示したモデル模式図を図 3-5 に示す。

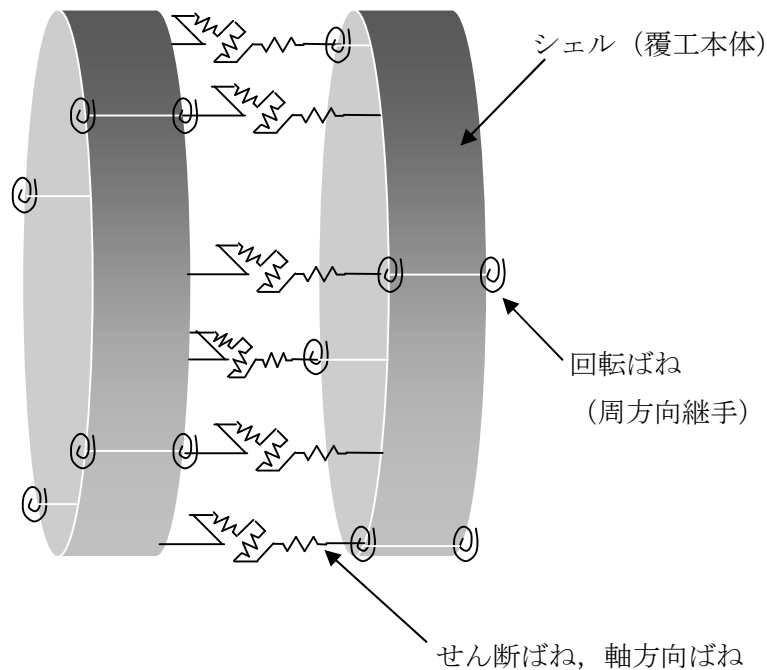


図 3-5 リング間ばねとピース間回転ばね

(4) 内型枠・一次覆工周面の地盤

内型枠・一次覆工周面の地盤については、シェル要素の全周に地盤ばねを設定して表現した。本研究では、DIANA におけるばね要素 SP2TR 並進ばねを用いた。1.5m の内型枠リングには周方向 32 本、軸方向 5 本の合計 160 本の地盤ばねを設定した。

(5) 内型枠・一次覆工の周面抵抗

内型枠・一次覆工の周面摩擦抵抗をジョイント要素によってモデル化した。本研究では、DIANA における節点界面要素 N6IF を、内型枠・一次覆工のシェル要素の節点と地盤ばね内側の節点の間に設定した。地盤ばねと同様にジョイント要素は、1.5m の内型枠リングに周方向 32 個、軸方向 5 個の合計 160 個を設定した。このジョイント要素は、垂直、せん断方向ともに、相対変位と応力が線形関係にあるが、せん断応力の上下限は、Mohr-Coulomb 型の摩擦則で規定される。

(6) テールシール

本研究では、DIANAにおけるばね要素 SP2TR を用いた。テールシールばねは、内型枠1リングあたり、周方向に32本、軸方向に2本の計64本のテールシールばねを設定した。作用方向は内型枠の半径方向とした。

3.3 逐次解析

3.3.1 概要

SENS トンネルの一次覆工は、セグメントを用いる代わりに、場所打ちコンクリートを内型枠と地山との間に打設することで構築される。一次覆工コンクリートは打設後、水和反応により凝結が始まり、液体状態から固体状態に移行し、硬化に伴い強度が増加していく。そのため、内型枠に作用する荷重は一次覆工コンクリートの硬化状況により変化し、コンクリート液体区間ではコンクリート打設圧が、コンクリート固体区間では土水圧が作用すると考えられる。また、地盤条件やジャッキパターンは施工段階毎に変化する。本研究では、以上のようなSENSの荷重条件や施工状況の変化を考慮するために、トンネル掘進を表現できる逐次解析を行った。

逐次解析モデルのモデル概要図を図3-6に示す。本解析では、未固結のコンクリートおよび硬化が始まったコンクリート中にある内型枠の挙動を表現するために、図中に示すように、一次覆工コンクリートの性状を固体状態と液体状態の2つに分けてモデル化した。そして、施工ステップが進むにつれて、トンネル先端に新しい内型枠を追加し、荷重と全周ばねを1リング分切羽側にシフトすることで、トンネル掘進を表現した。さらに、一次覆工が硬化したリングでは、内型枠と一次覆工の合成梁としての剛性を増加させて、脱型リングでは、剛性を低下させることで、SENSの施工過程を表現できるモデルとした。

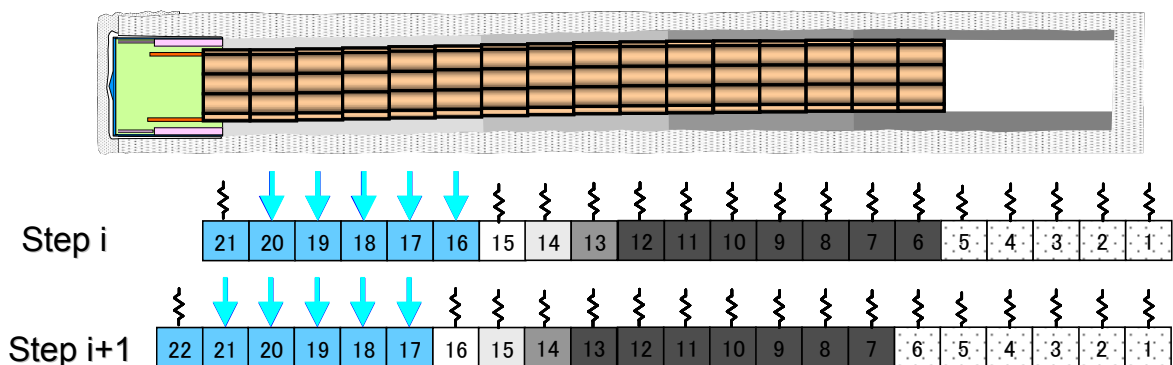


図 3-6 逐次解析用モデル模式図

3.3.2 打設圧作用区間

一次覆工コンクリートが液体状態の内型枠には、周辺地盤からの土水圧は直接作用せず、コンクリート打設圧が作用するため、地盤ばね要素は設置しない。液体区間の内型枠要素には、トンネル半径方向にコンクリート打設圧を作用させた。なお、一次覆工コンクリートの硬化が始まるまでの時間が12時間、内型枠1リング分の組立から掘進、打設完了までの施工実績が約2時間であることから、打設圧が作用する液体区間は6リングを標準の施工サイクルとした。

3.3.3 土水圧作用区間

一次覆工コンクリートが固体状態になると、周辺地盤から土水圧が作用するため、内型枠・一次覆工シェル要素の外側に全周ばね（地盤ばね）を設置した。地盤条件が土水分離方式（砂質土）の場合は、地盤ばね要素に有効土圧を、内型枠・一次覆工シェル要素に水压を荷重として作用させる。土水一体方式（粘性土）の場合は、地盤ばね要素に全土圧を荷重として作用させる。

内型枠脱型前では、内型枠と一次覆工コンクリートが一体となった合成梁としてのシェル要素に、脱型後は一次覆工のみのパラメータを有するシェル要素に地盤ばねを設置し、有効土圧および水压を作用させる。

3.4 地盤・一次覆工・内型枠の相互作用モデル

3.4.1 地盤の変形特性

本研究では、地盤と内型枠・一次覆工の相互作用モデルとして、全周地盤ばねモデルを用いた。SENSの一次覆工に作用する土圧を評価するためには、トンネル掘削面の初期変位や掘削面のトンネル内側への変位による主働側の土圧や地山の自立を評価できるモデルが必要である。そこで、地盤の特性には、軟弱地盤から硬質地盤にわたり、覆工作用土水圧、覆工の変位、断面力を合理的に表現することができる地盤反力曲線²⁾を用いた。

地盤反力曲線の特徴は以下のとおりである。

- ① 地盤反力（作用土圧）が引張側にならない範囲で作用する。すなわち、静止時土圧（初期土圧）と地盤ばねにより、地盤が圧縮側となる受働側の土圧だけでなく、主働側の土圧も表現できる。
- ② 地山が自立し、有効土圧が0となり、水压のみが作用するような現象が表現できる。
- ③ 一次覆工硬化時の掘削面変位（初期変位）を導入することで、切羽での先行変位、コピーカッターによる余掘り、一次覆工の打設率等の影響を評価できる。

覆工に作用する法線方向の土圧は、**図 3-7**に示すように法線方向の初期土圧と法線方向の土圧の変化の和によって算出できる。図中の σ_n は覆工の任意の点に作用する法線方向土

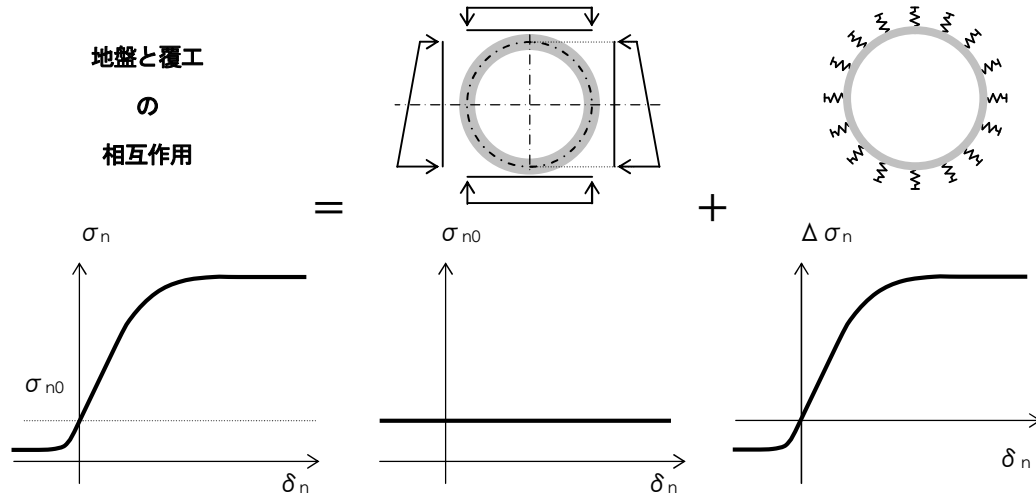


図 3-7 地盤と覆工の相互作用モデル

圧である。 σ_{n0} は法線方向初期土圧であり、覆工の変位に関係無く定まる。 $\Delta\sigma_n$ は覆工の変位によって生じる土圧変化であり、これを表現するのが地盤反力曲線である。覆工に作用する土圧は σ_{n0} と $\Delta\sigma_n$ により表すことができる。

$$\begin{aligned}
 \sigma_n &= \sigma_{n0} + \Delta\sigma_n \\
 \Delta\sigma_n &= \Delta K_n(u_n) \cdot \sigma_{v0} \\
 \sigma_{n0} &= \sigma_{v0} \cos^2 \theta + \sigma_{h0} \sin^2 \theta
 \end{aligned}
 \tag{3-1}$$

ここに、

$\Delta K_n(u_n)$: 土圧係数の変化

u_n : 初期掘削面から覆工までの距離

θ : 覆工下端から当該位置への中心角

初期掘削面から覆工までの距離と土圧係数の関係は、図 3-8 の 2 本の双曲線関数により表される。

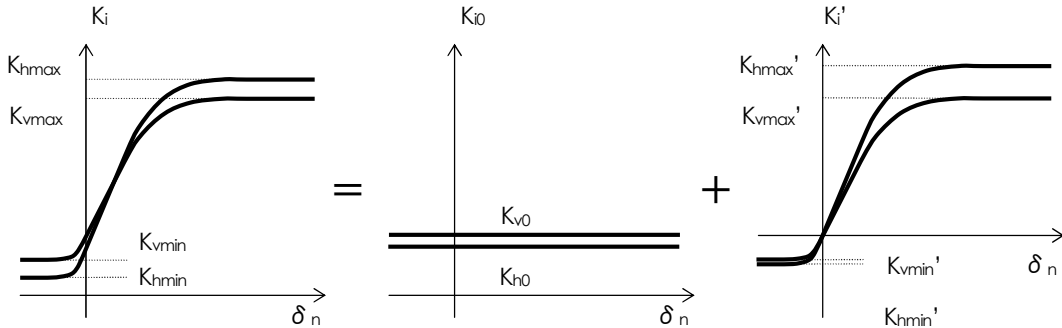


図 3-8 初期掘削面から覆工までの距離と土圧係数の関係

$$K_i(u_i) = \begin{cases} (K_{i0} - K_{i\min}) \tanh\left[\frac{a_i u_i}{K_{i0} - K_{i\min}}\right] + K_{i0} & (u_i \leq 0) \\ (K_{i0} - K_{i\max}) \tanh\left[\frac{a_i u_i}{K_{i0} - K_{i\max}}\right] + K_{i0} & (u_i \geq 0) \end{cases} \quad (i = h \text{ or } v) \quad (3-2)$$

ここに、

- K : 土圧係数
- u : 初期掘削面から覆工までの距離
- a : 双曲線の傾きを規定するパラメータ
- サフィックス v : 鉛直方向
- サフィックス h : 水平方向

「地山が自立する場合」の地盤反力曲線は $K_{h\min}, K_{v\min} = 0$ で、掘削面応力=内型枠外周面応力=0となり、「地山が自立しない場合」の地盤反力曲線は地盤反力係数 k が「地山が自立する場合」の k より小さくなり、双曲線関数の傾きを示す a の値も小さくなる。また、 $K_{h\min}, K_{v\min} > 0$ では、掘削面応力=内型枠外周面応力 > 0 となる。

さらに、覆工の任意の位置での初期掘削面から覆工までの法線方向距離 u_n と土圧係数 K_n の関係は、水平方向、鉛直方向の地盤反力曲線を用いて、次式で表される。

$$K_n(u_n, \theta) = K_v(u_n) \cos^2 \theta + K_h(u_n) \sin^2 \theta \quad (3-3)$$

また、

$$\begin{aligned} K_v(0) &= K_{v0} = 1 \\ K_h(0) &= K_{h0} \end{aligned} \tag{3-4}$$

とすれば、 $K_n(0, \theta)$ は初期法線方向土圧 σ_{n0} を、 σ_{v0} で除した値となる。

3.4.2 初期土水圧

図3-9、図3-10に水圧（土水分離の場合）および土圧の評価方法を示す。水圧は、内型枠の図心線での水圧とし、土水分離の場合は、各節点に作用する水圧を内型枠・一次覆工の法線方向に作用させる。土水一体の場合は、有効土圧に水圧を加算した全土圧を用いて計算を行う。土圧は静止時鉛直土圧と静止時水平土圧から求まる静止時法線方向土圧を初期土圧として設定する。

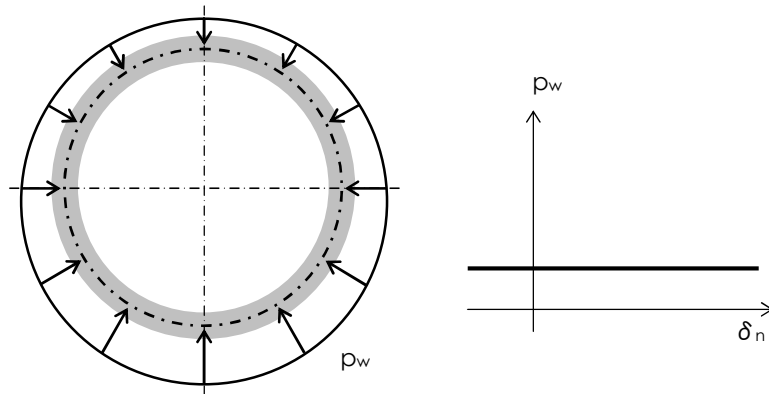


図3-9 水圧の評価（土水分離）

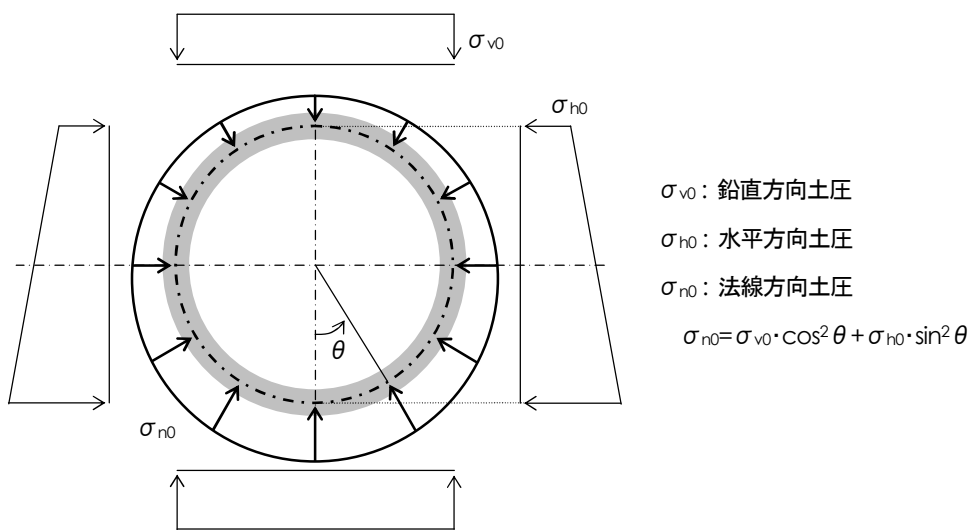


図3-10 初期土圧の評価

3.4.3 一次覆工硬化時の掘削面変位

トンネル掘削前の初期掘削面と一次覆工硬化時のトンネル掘削面が異なることを想定し、一次覆工硬化時の掘削面変位 u_{init} を定義した。掘削面変位の原因としては、切羽での先行変位、コピーカッターによる余掘り、一次覆工のロスや一次覆工の硬化による圧密、一次覆工が初期掘削面を押し込むなどの影響が考えられる。 $u_{init} < 0$ は初期掘削面より一次覆工硬化時の掘削面がトンネル内側に位置することを意味し、地山は主働状態となり、一次覆工、内型枠設置時の掘削面応力 $<$ 初期土圧となる。一方、 $u_{init} > 0$ は初期掘削面より一次覆工硬化時の掘削面がトンネル外側に位置することを意味し、地山は受働状態となり、一次覆工、内型枠設置時の掘削面応力 $>$ 初期土圧となる。図3-11の u_{init} は、地山が主働状態の場合を示している。

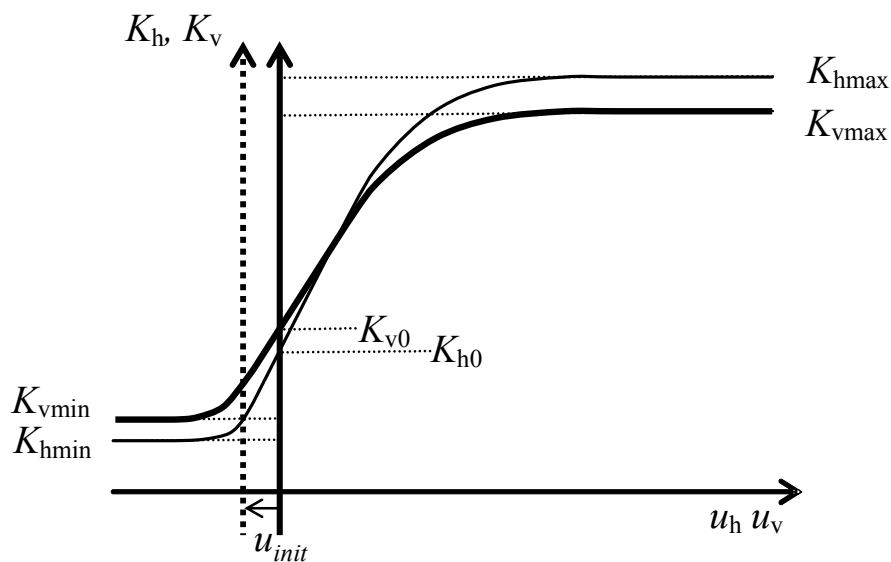


図 3-11 一次覆工硬化時の掘削面変位と地盤反力係数の関係

3.4.4 一次覆工コンクリート

(1) 一次覆工コンクリートの硬化過程

内型枠内に打設した直後の一次覆工コンクリートは、時間経過とともに液体から固体へ移行し、硬化に伴い強度が増加する。液体から固体へ移行する過程および固体状態のコン

クリートに荷重が作用し、ひずみ変化が生じた場合は、その状態のコンクリートのヤング係数とひずみ変化量に相当する応力が発生したことになる。そのため、一次覆工の挙動メカニズムを解明する上で、刻々と変化する弱材齢時の一次覆工コンクリートの強度増加特性（ヤング係数変化特性）を把握する必要がある。

既往の研究のコンクリートの試験結果³⁾より、一次覆工コンクリート材齢と静弾性（有効ヤング係数）との関係を求めた。この試験結果より、式(3-5)を得た。

$$E_e(t) = 4.5 \times \log_e(t - 0.47) - 0.27 \times (t - 0.47) + 25 \quad (3-5)$$

ここに、

t : 材齢 (日)

$E_e(t)$: 材齢 t 日における有効ヤング係数 (kN/mm^2)

式(3-5)から求めた実験式とコンクリート試験からの実験値を図3-12に示す。式(3-5)とコンクリート試験結果の決定係数は0.87であり、試験結果と十分相関があることがわかる。

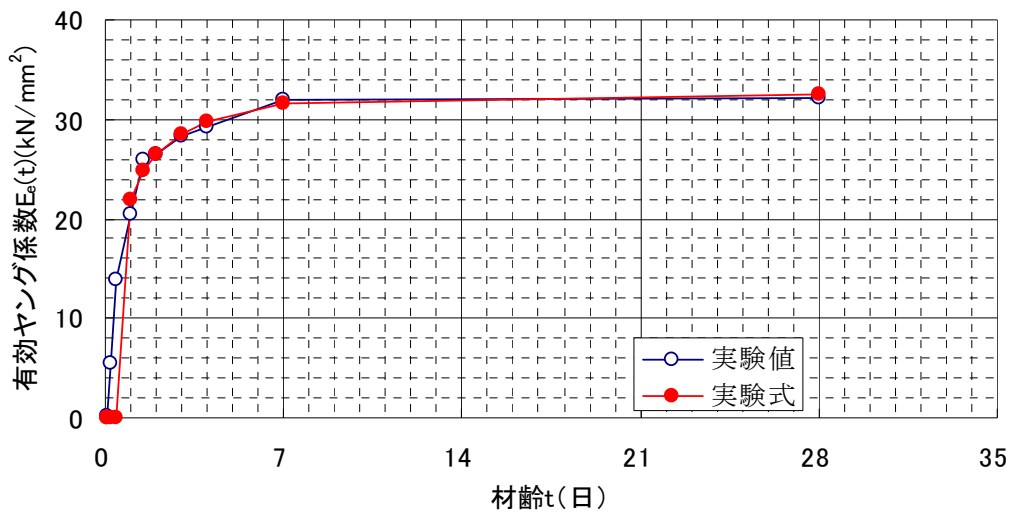


図 3-12 材齢 t (日) ~ 有効ヤング係数 $E_e(t)$ の関係

(2) 内型枠と一次覆工の合成梁

SENS の一次覆工は、その推進反力を内型枠と一次覆工の付着力としていることから、一般のコンクリートと比較し、早強性を有する。このため、打設から 12 時間後には、硬化

が始まる。硬化が始まった後から内型枠の脱型までは、一次覆工と内型枠は一体となって、土水圧に抵抗し、トンネル内空断面を保持している。この、一次覆工と内型枠が一体となって挙動する間は、その接触面で滑ることなく、一体として働く合成梁とみなすことができることを前章の計測結果から示した。合成梁⁴⁾とは、弾性係数の異なる2種類以上の材料を結合し、接触面で滑らないようにつくられた梁をいい、図3-13のように、中立軸NAに平行な任意の軸（基線）を設定すると、この軸と中立軸との距離 $\bar{\eta}$ は以下の式(3-6)で表される。

$$\bar{\eta} = \frac{\sum_{i=1}^n (E_i \int_{A_i} \eta'_i dA_i)}{\sum E_i A_i} \quad (3-6)$$

ここに、

E_i : i番目の構成材料のヤング係数

A_i : i番目の構成材料の断面積

η'_i : i番目の構成材料の基線からの距離

$\int_{A_i} \eta'_i dA_i$: i番目の構成材料の基線に関する断面一次モーメント

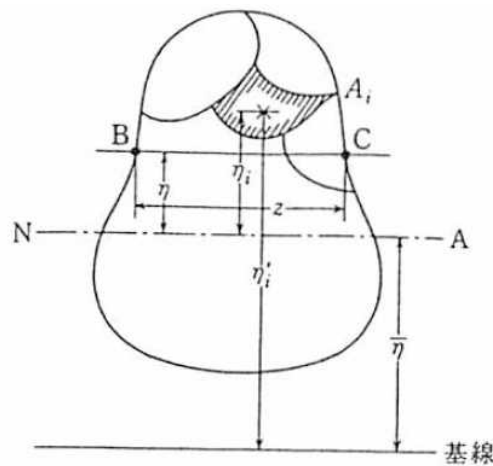


図3-13 中立軸と基線の関係

中立軸を求めることができれば、各構成材料の中立軸に関する断面二次モーメントは、

$$I_i = \int_{A_i} \eta_i^2 dA \tag{3-7}$$

で与えられる。断面に作用する曲げモーメントを M 、曲率を r とすれば、

$$M = \frac{1}{r} \sum_{i=1}^n E_i I_i \tag{3-8}$$

となる。ここで、 $\sum_{i=1}^n E_i I_i$ を合成梁の等価曲げ剛性という。

本研究では、内型枠と一次覆工コンクリートという異なる2種類の材料に対し、中立軸を式(3-6)より求め、等価曲げ剛性を算出し、これと等価となるようにシェルの剛性を設定した。図3-14に、ヤング率の変化に伴う一次覆工コンクリートの硬化過程を示す。内型枠1リングの施工を標準施工サイクルの2時間とし、一次覆工打設からの12時間が経過した後に、一次覆工が硬化するものとした。したがって、切羽からのリング数では、7リングから16リングまでが、硬化した一次覆工と内型枠が共存する区間である。ここで、すべてのリングについて、シェル要素のパラメータを毎ステップ更新することは、データ入力が増えること、また、一次覆工硬化後の内型枠と一次覆工が共存する区間および脱型後の区間では、それぞれ、軸剛性と曲げ剛性が大きく変化しないことから、解析では、内型枠と一次覆工の共存区間と脱型後の区間のおおのほに、ひとつの剛性の代表値を定めて計算を実施することとした。各区間の代表値を図3-14中に赤丸で示す。

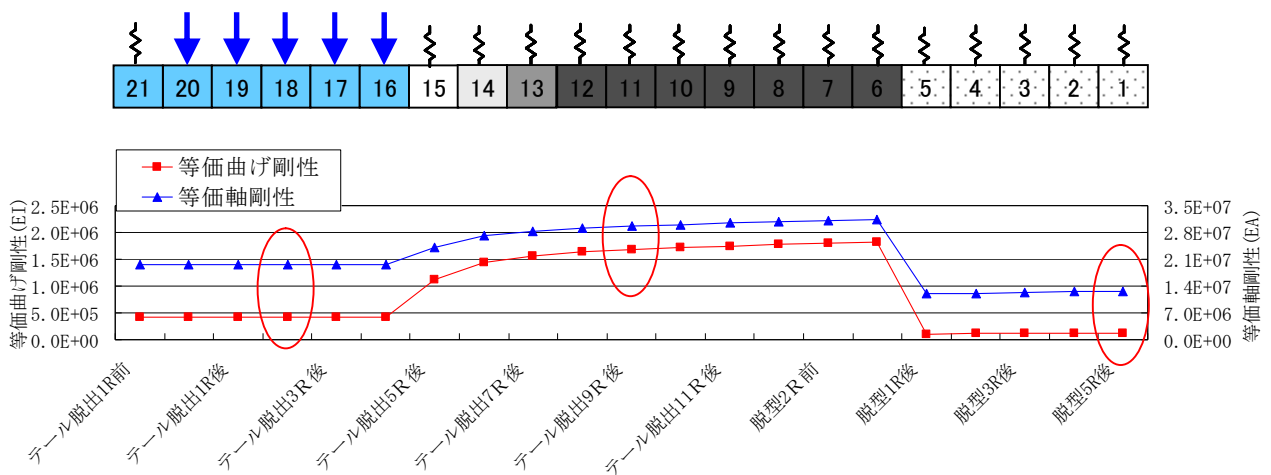


図3-14 一次覆工の硬化と脱型に伴う剛性の変化

3.5 解析条件

3.5.1 内型枠の剛性

本研究の解析における内型枠シェルは、実際の内型枠と等価な曲げ剛性と軸剛性を有する等厚断面の等方性弾性体としてモデル化した。以下に、等価剛性の算出方法を示す。

(1) 周方向軸剛性

内型枠の断面積を考慮した周方向軸剛性に低減率を乗じた値が、シェルの周方向剛性となるように設定した。低減率は1.0とした。

$$\begin{aligned} \eta EA &= E' A' \\ A' &= b \cdot t' \end{aligned} \quad (3-9)$$

ここに、

- η : 周方向剛性低減率
- $E A$: 周方向軸剛性
- $E' A'$: 周方向等価軸剛性
- b : 内型枠の幅
- E' : シェルのヤング率
- t' : シェル厚さ

(2) 周方向曲げ剛性

内型枠の断面二次モーメントを考慮した周方向曲げ剛性に低減率を乗じた値が、シェルの周方向曲げ剛性になるように設定した。低減率は1.0とした。

$$\begin{aligned} \eta EI &= E' I' \\ I' &= b \cdot t'^3 / 12 \end{aligned} \quad (3-10)$$

ここに、

- η : 周方向曲げ剛性低減率
- $E I$: 周方向曲げ剛性
- $E' I'$: 周方向等価曲げ剛性
- b : 内型枠の幅
- E' : シェルのヤング率
- t' : シェル厚さ

(3) 内型枠の重量

実機の内型枠の重量（1R：30.8ton）と等圧断面のシェル要素の重量が合致するように、シェル要素の密度を設定した。

以上の(1)～(3)により、シェル要素のヤング率、厚さ、密度を設定することが可能となる。

3.5.2 内型枠リング間継手のばね定数

(1) 半径方向せん断ばね定数

半径方向のせん断ばね定数は、設計標準⁵⁾により下記の式にもとづいて設定した。

変形量 δ

$$\delta = \frac{P(2b)^3}{192EI} = \frac{2S(2b)^3}{192EI}$$

$$\therefore K_s = \frac{S}{\delta} = \frac{192EI}{2(2b)^3} \quad (3-11)$$

ここに、

K_s : 半径方向せん断ばね定数

S : せん断力(=P)

b : セグメント幅

E : セグメントの弾性係数

I : セグメントの断面二次モーメント

よって、本モデルに用いる半径方向のせん断ばね定数 K_{sr} を下式より算出した。ここでは、リング継手の節点数は32節点とする。

$$K_{sr} = 2 \cdot K_s = \frac{192EI}{(2b)^3} \quad (3-12)$$

ここに、

E : セグメントの弾性係数

I : 梁要素の断面二次モーメント

$$I = \frac{L_j h^3}{12}$$

$L_j = Dc \times \pi$ / リング継手節点数

h : セグメント幅

(2) 接線方向せん断ばね定数

接線方向のせん断ばね定数 K_{st} は、設計標準⁵⁾によりにより下記の式にもとづいて設定した。

$$K_{st} = \frac{L_j h G}{b} = \frac{L_j h E}{2b(1+\nu)} \quad (3-13)$$

ここに、

h : セグメント厚さ

G : セグメントのせん断弾性係数

ν : セグメントのポアソン比

(3) 軸方向ばね定数

リング間の軸方向のばね定数は、圧縮側にばねが作用する場合には、無限大相当のばね定数を設定し、引張側にばねが作用する場合には、トンネルのたわみ角とリング間ボルトの引張力によるトンネル全断面の曲げモーメントの関係と等価となるように、リング間軸方向ばね定数を定めた。

3.5.3 内型枠ピース間継手のばね定数⁶⁾

ピース間継手の回転ばね定数は、第一勾配 (k_{m1}) と第二勾配 (k_{m2}) からなるバイリニアモデル (図 3-15 参照) とし、継手が全断面圧縮の場合 (第一勾配) には無限大相当の回転ばね定数を定め、継手の離間後 (第二勾配) の回転ばね定数と勾配変化点 (M_x) の曲げモーメントは設計標準⁶⁾にもとづき定めた。なお、継手に作用する平均軸力はコンクリート打設圧力のみが作用したとして算出した。

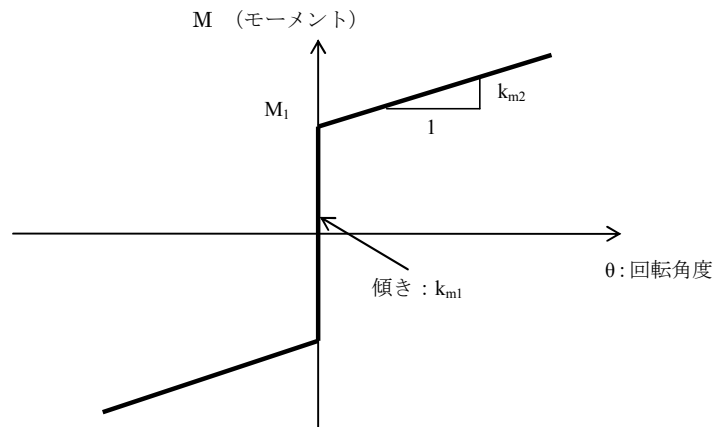


図 3-15 曲げモーメントと継手回転角の関係 (バイリニア型)

第3章の参考文献

- 1) 飯田廣臣：含水未固結地山におけるシールドを用いた場所打ち支保システムに関する研究，早稲田大学博士論文，2008.
- 2) 杉本光隆，Aphichat SRAMOON，岡崎麻里：地盤反力曲線を用いた骨組構造解析によるトンネル覆工の解析法，土木学会論文集C（地圏工学），Vol.67，No.1，pp.61-77，2011.
- 3) 公益財団法人 鉄道総合技術研究所：シールドを用いた場所打ち支保システムの設計等調査業務 23 報告書，独立行政法人 鉄道建設運輸施設整備支援機構 青森新幹線建設局委託業務，pp.4-21，2012.
- 4) 公益社団法人 土木学会：構造力学公式集，昭和 61 年度版
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説 シールドトンネル，丸善，p.160，2002.
- 6) 前掲 5) pp.157-158.

第4章 内型枠の挙動解明

4.1 はじめに

SENS によるトンネルにおいて、内型枠に作用する主な荷重は、ジャッキ推力、テール作用力、コンクリート打設圧および土水圧である。ジャッキ推力とコンクリート打設圧については現場データが得られており、テール作用力についても、本研究の解析モデルで、テールばねと内型枠シェルの相対変位によるばね反力で表現できる。本章で解析対象断面とする津軽蓬田トンネルは、砂質土地盤であるため、土水の取り扱いを土水分離方式として考えれば、水圧は地下水位から推定することができる。一方、内型枠に作用する有効土圧については、地盤調査データをもとに地盤反力曲線を推定する必要がある。地盤反力曲線を規定する定数としては、地盤反力係数、静止土圧係数、および掘削面の初期変位がある。地盤反力係数は、水平載荷試験や換算 N 値等から求められるが、それぞれ地盤の乱れの影響があり、設計基準にもとづいて求めた値も、方法によってばらつきがある。また、一次覆工の硬化時の掘削面変位は、コピーカッターの使用の有無、シールド掘進に伴う地盤の先行変位、有効コンクリート打設率等の多くの要因によって左右され、推定することは困難である。さらに、SENS で施工される一次覆工は、通常のシールド工法とは施工方法が異なることから、現在シールド工法で用いられる土圧設定方法が適しているとは限らないため、静止土圧係数の設定も容易ではない。

そこで、本章では、前章にて示した3次元逐次解析手法を用いて、地盤反力係数、静止時水平土圧係数および一次覆工硬化時の掘削面変位（以下、初期変位という）をパラメータとして解析を行い、内型枠と一次覆工が共存する区間に着目し、その変位、断面力の挙動を明らかにする。また、解析値と現場計測値を比較することにより、本解析手法の妥当性を検証する。さらに、内型枠・一次覆工に作用する有効土圧の分布から、地盤と内型枠・一次覆工の相互作用メカニズムを明らかにする。

4.2 解析方法

4.2.1 解析対象断面

本論文では、SENS によって施工した2例目のトンネルである北海道新幹線津軽蓬田トンネル（L=6,190m）を解析対象とした。

トンネル諸元を表4-1に示す。津軽蓬田トンネルは新幹線複線断面トンネルで、平面線形は全区間直線、トンネル掘削径は11,300mm、一次覆工厚は330mmである。

同トンネルでは、内型枠、一次覆工、周辺地山に対する現場計測を数断面で実施しているが、このうち、土被りが大きく、地盤が比較的均質で、安定したサイクルで掘進が行われた大被り区間②を解析対象断面とした。大土被り区間を今回の解析対象断面とした理由として、本解析モデルは、全周地盤ばねによって有効土圧を作用させているが、地盤ばね

表4-1 トンネル緒元

シールド	シールド形式	泥土圧式
	掘削外径 (m)	11.340
	マシン外径 (m)	11.300
内型枠	鋼材	SM490
	外径 (m)	10.640
	幅 (m)	1.500
	桁高 (m)	0.450
	分割数	10
	装備リング数	16
	リング継手数	60
	組み立て方法	いも継ぎ
	継手形式 (ピース間継手)	ボルト継手 (2段)
	継手形式 (リング継手)	ボルト継手

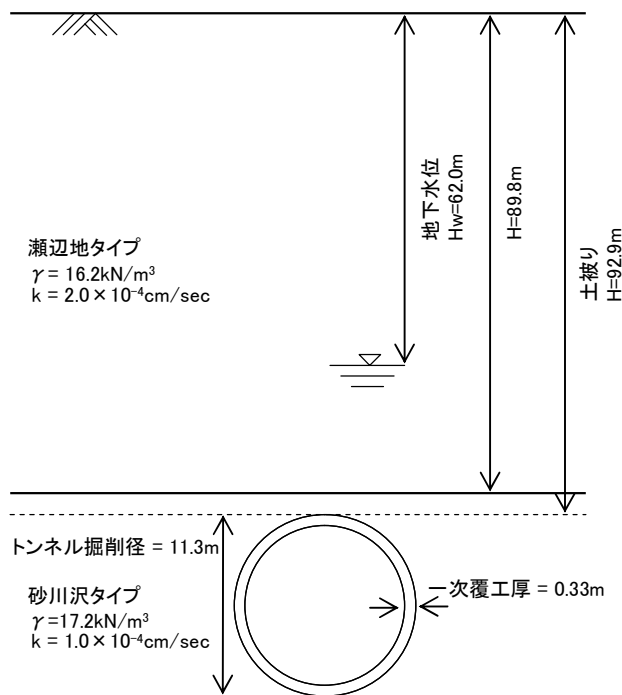


図4-1 解析対象断面の地質構造

の地山側の節点は固定点としているため、小土被り区間で地盤がコンクリート打設圧によって隆起し、地盤が大きく動くような現象については、モデルの特性上、表現が困難と判断したためである。

解析対象断面における、トンネル位置と地質構造を図 4-1 に示す。土被りは 92.9m、地下水位は近傍の地質調査結果から GL-62.0m、地質構造は細粒砂岩を主体とする新第三紀鮮新世の蟹田層の瀬辺地タイプと砂川沢タイプから構成されている。

4.2.2 解析に用いたパラメータ

解析に用いたパラメータを表 4-2 に示す。地盤条件における、土圧係数の下限値 K_{hmin} 、 K_{vmin} は、地山が自立すると想定し 0 とし、土圧係数の上限値 K_{hmax} 、 K_{vmax} は、既往の研究^{1),2)}をもとに 5 とした。地盤反力係数は近傍のボーリング孔内水平載荷試験結果から得られた変形係数より算出した値を示している³⁾。

内型枠のヤング率、単位体積重量、桁高は実機に装備した内型枠の自重、周方向の軸剛性、周方向の曲げ剛性と等価になるように、前章に示したとおりの手法で算出した。

ピース間継手の回転ばね定数は、バイリニアモデルとし、設計図をもとに、前章の手法により定めた。なお、継手に作用する平均軸力はコンクリート打設圧力（天端で 600kPa）から求めた。リング継手のばね定数についても、設計図からリング間のボルト位置等を入力条件とし、前章の手法により設定した。

マシンテーブル部に設置したテーブルばねは、内型枠の法線方向外向きの変位量がクリアランス量（40mm）以内の場合は、ブラシ剛性とし、クリアランスを超える変位が発生した場合は、剛性を無限大とし、テーブルと内型枠の競りを表現した。また、内型枠がテーブルブラシから離れる場合（引張側）では、剛性を十分小さな値とした。また、ブラシ剛性は既往の研究から設定した⁴⁾。

ジョイント要素の垂直剛性は地盤ばねと一次覆工・内型枠が法線方向に剛結状態となるように十分に大きな値とした。せん断剛性は内型枠の剛体変位を拘束しないよう十分小さな値とした。

4.2.3 解析に用いた荷重

解析に用いた荷重を表 4-3 に示す。設計土水圧は、現地の地質が砂質土であることから、土水分離とし、有効土圧を地盤反力曲線で表現し、水圧は内型枠法線方向に対し別途作用させた。初期鉛直土圧は、掘削面の初期変位が 0 の場合に、全土被り荷重が作用するように設定した。

本現場では、12 箇所のコンクリート打設口に対して 12 台の打設ポンプを設置し、掘進と同時に一次覆工を打設しているため、コンクリート打設圧はほぼ等圧で作用すると考えられること、一次覆工打設時の内型枠面圧計の値がほぼ等圧に近くなったことから、コンクリート液体区間においてコンクリート打設圧を等方的に作用させた。すなわち、コンク

表4-2 解析に用いたパラメータ

地盤	水平土圧係数	K_{hmin}	-	0
		K_{h0}	-	0.45
		K_{hmax}	-	5
	鉛直土圧係数	K_{vmin}	-	0
		K_{v0}	-	1
		K_{vmax}	-	5
	地盤反力係数	k_h	(MN/m ³)	79
k_v		(MN/m ³)	79	
内型枠	ヤング係数(等価剛性物性値)		(GN/m ²)	25.7
	ポアソン比		-	0.3
	単位体積重量(等価剛性物性値)		(kN/m ³)	11.75
	図心半径		(m)	5.366
	桁高(等価剛性物性値)		(m)	0.508
	トンネル周方向の要素分割数		-	32
	トンネル軸方向の要素分割数		-	4
	ピース間継手の 回転ばね定数	正曲げ	M_x (kN・m)	647
			k_{m2} (MN・m/rad)	350
		負曲げ	M_x (kN・m)	613
			k_{m2} (MN・m/rad)	373
	リング継手の ばね定数	半径方向	(MN/m)	1,119
		接線方向	(MN/m)	2,156
		軸方向	圧縮側(MN/m)	100,000
引張側(MN/m)			3,984	
マシン テール	圧縮側(0.04m以上)ばね定数		(MN/m) 100,000	
	圧縮側(0から0.04m)ばね定数		(kN/m) 167	
	引張側ばね定数		(kN/m) 1.0	

表4-3 解析に用いた荷重

地盤	地下水位 (GL-m)	(m)	62
	土水の取り扱い	-	土水分離
	初期鉛直荷重	-	全土被り
一次覆工	単位体積重量	(KN/m ³)	23
	打設圧力 (天端)	(kPa)	600
ジャッキ力	1節点当りの荷重	(kN)	2,600

リート液体区間では、内型枠天端付近に設置した面圧計による天端のコンクリート打設圧、一次覆工の単位体積重量、天端からの深さ方向の距離から内型枠の法線方向に作用する応力を求め、外力として作用させた。解析対象である 1624R の内型枠面圧計の計測データと解析での入力値の分布を図 4-2 に示す。この図から、解析入力値と計測値がほぼ一致していることがわかる。

ジャッキ力は現場データをもとに設定した。解析対象断面 1624R でのジャッキ力はテール脱出 1R 前からテール脱出 6R 後にかけてほぼ全押しであったため、解析においても、シール要素のすべての節点に均等なジャッキ力を載荷した。

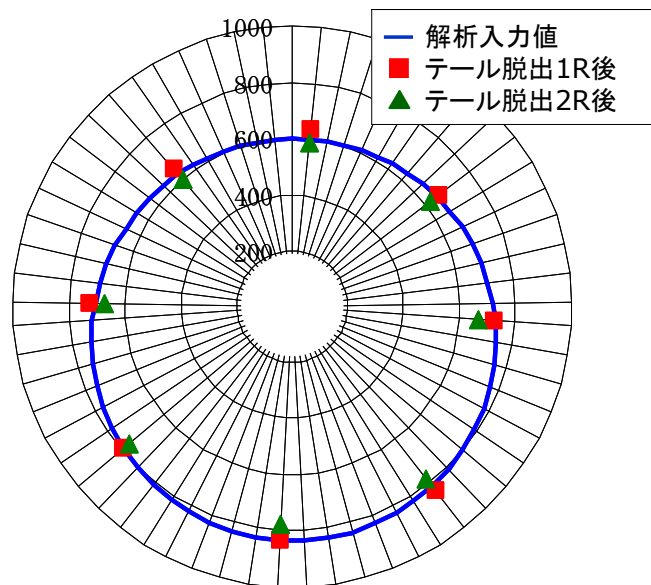


図4-2 内型枠面圧計の値と解析の入力値 (kPa)

4.2.4 解析での境界条件

テール内の内型枠は、テールシールにより鉛直方向の変位を拘束されている。したがって、内型枠のトンネル軸方向回りの剛体回転と、過大な鉛直方向への剛体変位を抑制するため、最も切羽側に位置する内型枠の天端 1 節点において、トンネル横断水平方向と鉛直方向を固定した。また、トンネル全体が軸方向へ剛体変位することを防止するため、トンネル坑口側の内型枠の 32 節点のトンネル軸方向変位を固定とした。

4.2.5 逐次解析ステップ

本解析の解析対象リングと逐次解析ステップの関係を図4-3に示す。ステップ0では内型枠を一つだけ設置しており、ステップが進むに連れて切羽側に新しい内型枠を追加した。解析対象断面の1624Rは、本解析モデルにおける9Rに対応するリングとし、比較を行った。

逐次解析における1ステップの施工時間は、1リング分の内型枠の組立から掘進、打設完了までのサイクルとし、実トンネルでの施工実績から2時間と設定した。

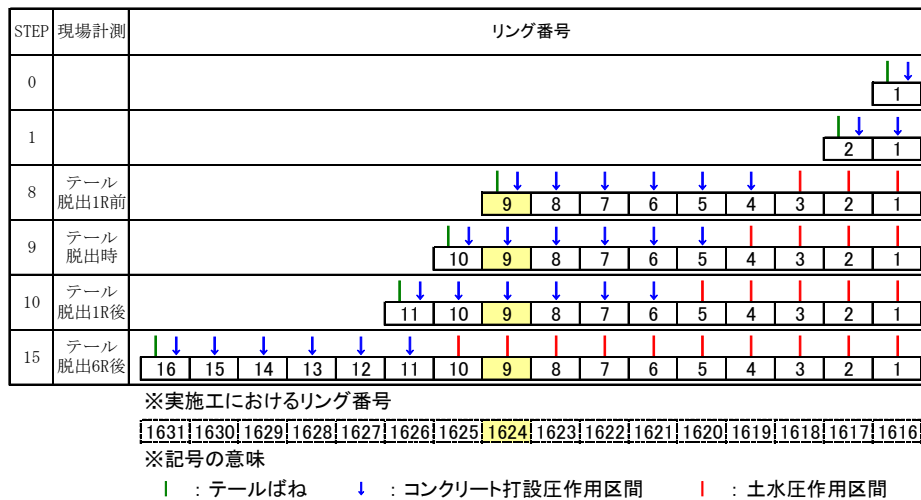


図4-3 解析対象リングと逐次解析ステップ

4.3 解析条件

内型枠の作用土水圧を求めるには、地盤調査データをもとに地盤反力曲線を設定する必要がある。地盤反力曲線を規定する定数は、初期鉛直土圧を既知とすれば、地盤反力係数、静止土圧係数、および掘削面の初期変位である。

対象断面の地質調査結果では、N値から推定される変形係数を $E = N \times 2.5^5$ により求めると、625~938MN/m²となるが、坑内水平載荷試験で得られた変形係数は66.5 MN/m²となる。この結果から、山岳トンネル設計施工標準・同解説³⁾の下式に従い、地盤反力係数を求めた。

$$k_r = 1.7 \alpha E_0 D_c^{\frac{3}{4}} \quad (4-1)$$

ここに,

k_r : 半径方向地盤反力係数 (kN/m³)

α : E_0 の算出方法および荷重条件に対する補正係数 (今回の試験方法では1)

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)

D_c : 覆工コンクリートの図心幅 (m)

式 (4-1) より, 解析対象断面付近の地盤反力係数は 79MN/m³~270MN/m³ と広範囲にわたる結果となった. 一般に, 地盤反力係数は, 今回のように孔内水平載荷試験や標準貫入試験等の結果から推定することは可能であるが, 変形係数を算定する試験方法も多く, また, 地盤反力係数を求める経験式も数多くあるため, その値をひとつに同定することが困難である.

また, ECL の覆工体に作用する土圧について, 杉山ら⁶⁾は, 図 4-4 に示すように打設された ECL の圧力は深度方向に向かってコンクリートの密度に応じた勾配を持つ分布になるため, その反力である土圧もコンクリートの圧力に影響を受けて変化 (土圧の再配分) せざるを得ないという考え方を示している. SENS も ECL 同様に, 打設圧によってコンクリートを一度地盤に押し込んだ後に, コンクリートが硬化し, 地盤からの作用土水圧が一

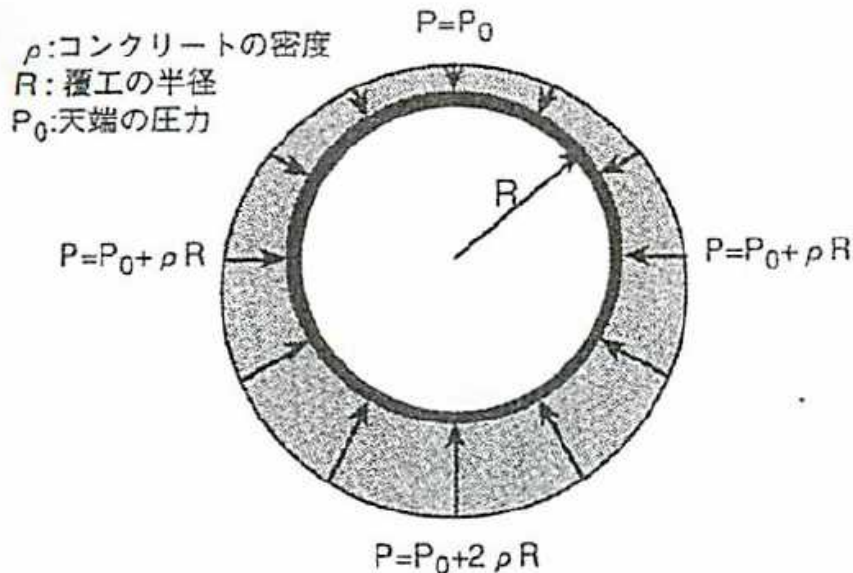


図4-4 液体状態の高流動コンクリートの圧力分布⁶⁾

次覆工と内型枠に作用することから、土圧設定法もシールド工法とは異なることが考えられる。従って、通常のシールド工法であれば、地盤条件から示方書にもとづいて、静止土圧係数のおおよその値を推定することができるが、SENS における静止土圧係数は一意的に決まるものではなく、未知パラメータのひとつとなると考えられる。

さらに、掘削面の初期変位は、切羽での先行変位、コピーカッターによる余掘り、一次覆工の打設率等の多くの施工要因によって設定されるものであり、その同定は困難である。

以上から、地盤反力係数、静止土圧係数および掘削面の初期変位を変数としてパラメータスタディを行うこととした。これらの3つのパラメータが地盤反力曲線のいずれに影響をもたらすかを示した模式図を図4-5に示す。地盤反力係数は地盤反力曲線の傾きを、静止土圧係数は鉛直土圧と水平土圧の比を表しており、掘削面の初期変位（主働側）は、初期掘削面から初期変位分だけ主働側へシフトした時点から解析を開始することを意味している。

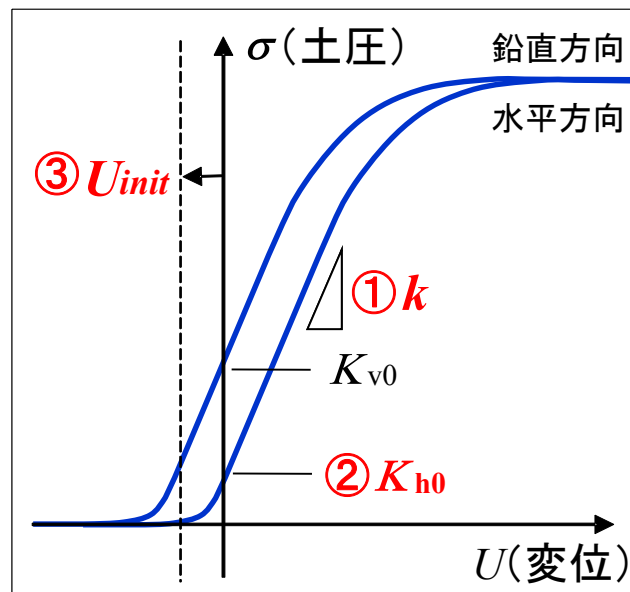


図4-5 各パラメータと地盤反力曲線の関係

4.3.1 解析ケース

解析ケース一覧を表4-4に示す。地盤反力係数は、水平載荷試験結果を用いた場合 79MN/m^3 、換算N値を用いた場合で 270MN/m^3 となる。そこで、地盤反力係数として、50, 100, 200MN/m^3 の3パターンを設定した。

表4-4 解析ケース一覧

k_h :地盤反力係数 (MN/m ³)	K_{h0} :静止土圧係数	u_{init} :初期変位 (mm)	Case No.
50	0.5	5	1
		10	2
		20	3
	0.75	5	4
		10	5
		20	6
	1	5	7
		10	8
		20	9
100	0.5	5	10
		10	11
		20	12
	0.75	5	13
		10	14
		20	15
	1	5	16
		10	17
		20	18
200	0.5	5	19
		10	20
		20	21
	0.75	5	22
		10	23
		20	24
	1	5	25
		10	26
		20	27

解析対象断面の地盤は、換算 N 値が 200 以上となり、設計標準に従うと非常に密な砂質土に分類され、静止土圧係数は 0.45 となる。しかし、コンクリート打設時に周辺地盤の法線方向にほぼ均等に作用する打設圧と作用土水圧が釣り合うためには、静止土圧係数を大きく設定する必要がある。そこで、静止土圧係数として、0.50、0.75、1.0 の 3 パターンを設定した。

掘削面の初期変位が 0 の場合、天端に作用する土水圧は、全土被り荷重で約 1300kPa となり、コンクリート打設圧 (600kPa) の 2 倍以上となる。このことから、作用土水圧とコンクリート打設圧とが釣り合うために、掘削面の初期変位は主働側となり、作用有効土圧が大きく減少していると推測される。そこで、主働側への初期変位として、5、10、20mm の 3 パターンを設定した。

4.3.2 逐次解析ステップの妥当性

図4-6, 図4-7, 図4-8, に地盤反力係数 $k=100\text{MN/m}^3$, 初期変位 $u_{init}=10\text{mm}$, 静止土圧係数を 1.0, 0.75, 0.5 とした case17, case14, case11 における, 各ステップの内型枠・一次覆工の天端の鉛直変位を示す. 図の横軸は坑口側から切羽側への距離を, 縦軸は鉛直方向上向きの変位を正として表示している. この図から, 静止土圧係数を 1.0 とした場合は, 比較的早いステップでトンネル掘進の定常状態を表現できていることがわかる. ここで, 定常状態とは, これ以上繰り返し計算を実行させても, 変位量の分布が変化しない状態をいう.

一方で, 静止土圧係数が 0.75 や 0.5 となると, 偏圧の影響により, 早いステップでは定常状態に至ってはいないが, 最終ステップ付近になると, 前ステップの変位分布を切羽方向へ1ステップ分 (1.5m) ずらしてみると変位分布が重なる分布となり, 定常状態となっていることがわかる.

以上より, トンネル掘進の定常状態を表現するためには, ある程度の繰り返し計算が必要であること, 本解析において, 最終ステップ付近まで計算を実施すると, 定常状態が得られており, 本モデルの逐次解析ステップが妥当であることがわかった. これらのことから, 今後の解析結果は, 最終ステップ (30Step) で評価することとした.

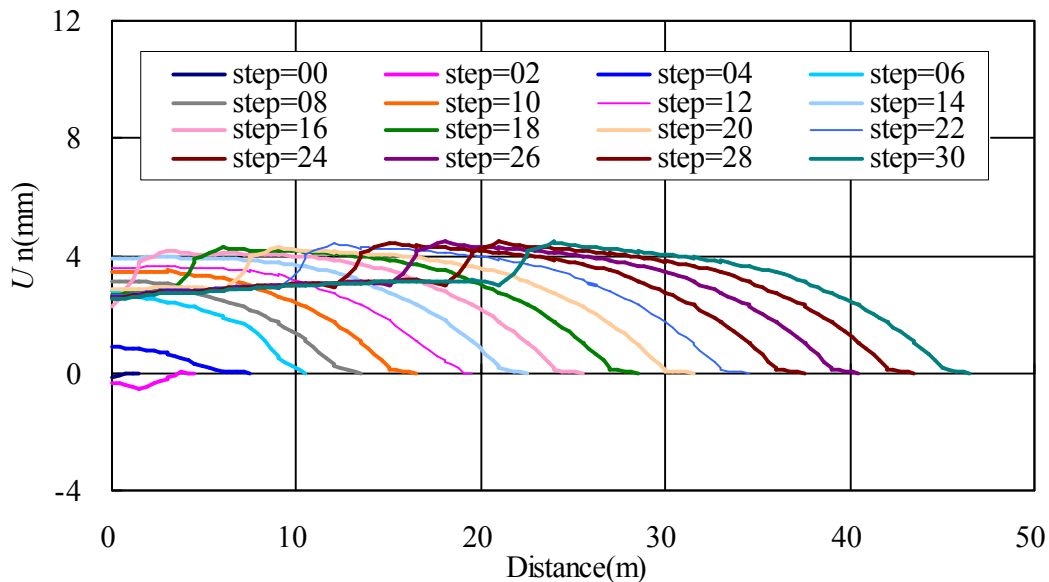


図4-6 各ステップの内型枠・一次覆工天端における変位量 (Case17)

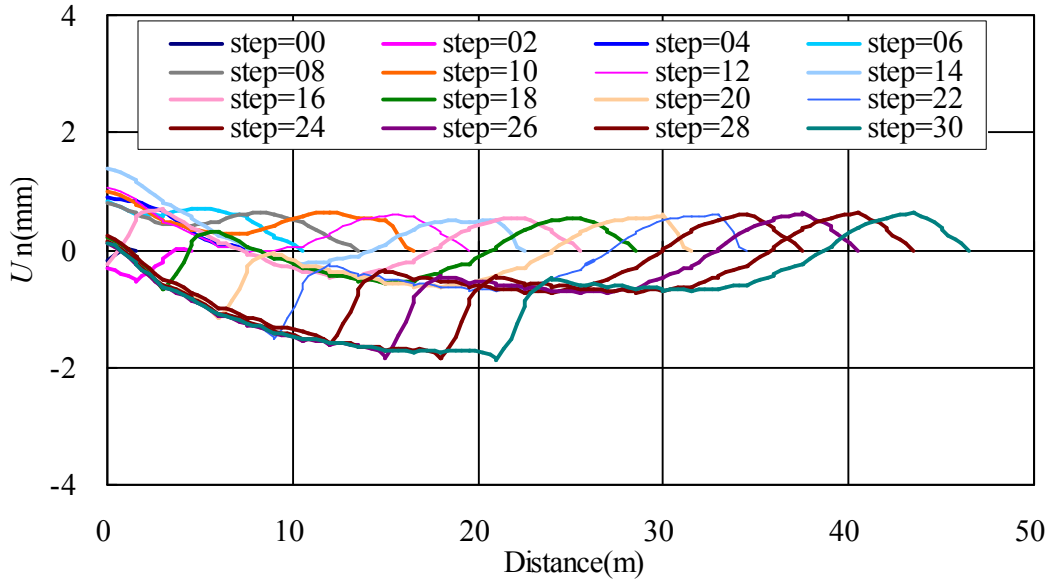


図4-7 各ステップの内型枠・一次覆工天端における変位量 (Case14)

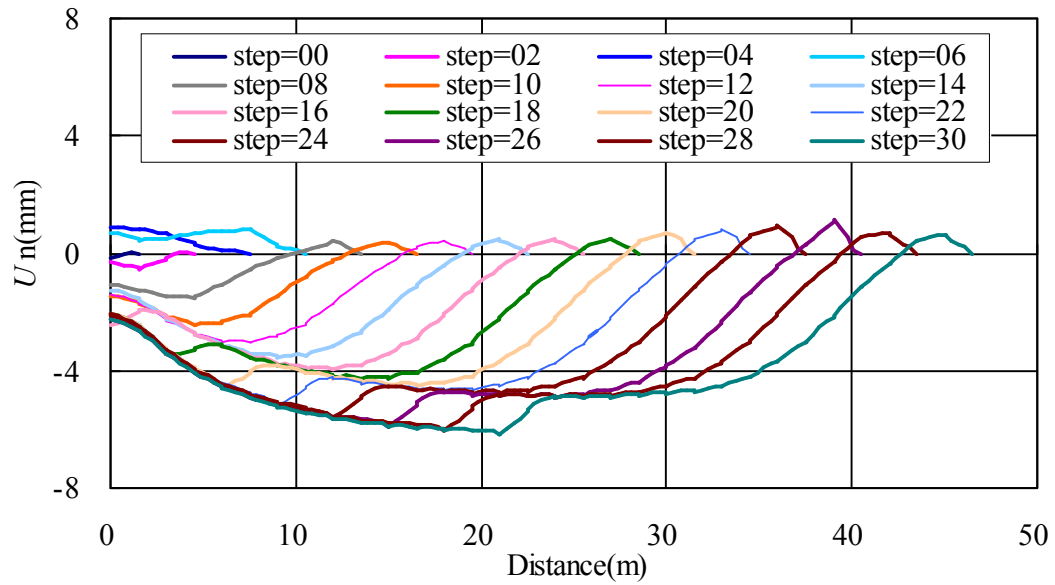


図4-8 各ステップの内型枠・一次覆工天端における変位量 (Case11)

4.4 地盤条件が内型枠の挙動に与える影響

本研究で開発した SENS の荷重条件と施工過程を考慮した三次元解析モデルに、津軽蓬田トンネルの現場データを適用し、パラメータ解析を行った。以下に、今回の解析により得られた結果と考察を述べる。

4.4.1 縦断面内の一次覆工・内型枠法線方向変位

図 4-9、図 4-10、図 4-11 に、Case17, Case14, Case11 の一次覆工・内型枠の法線方向変位の解析結果を示す。これらの図の横軸は坑口側から切羽側への距離を、縦軸は内型枠法線方向外向きへの変位を正として表示している。

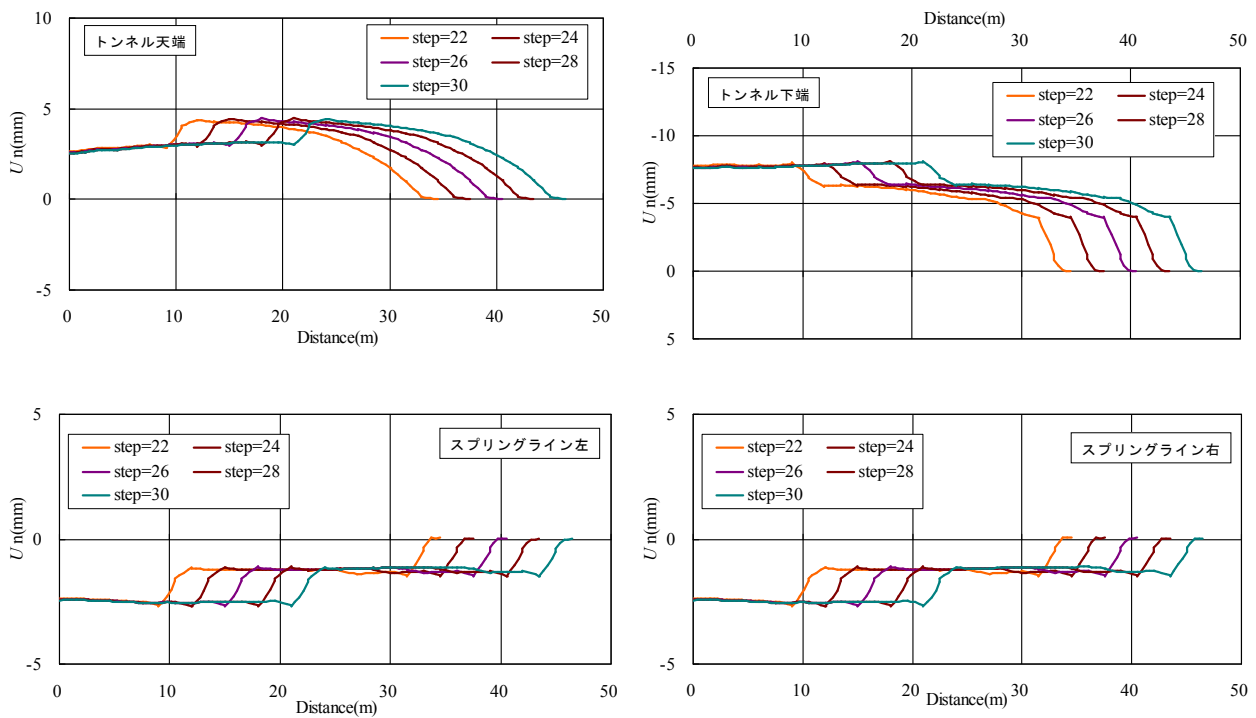


図4-9 各位置での法線方向変位分布 (Case17)

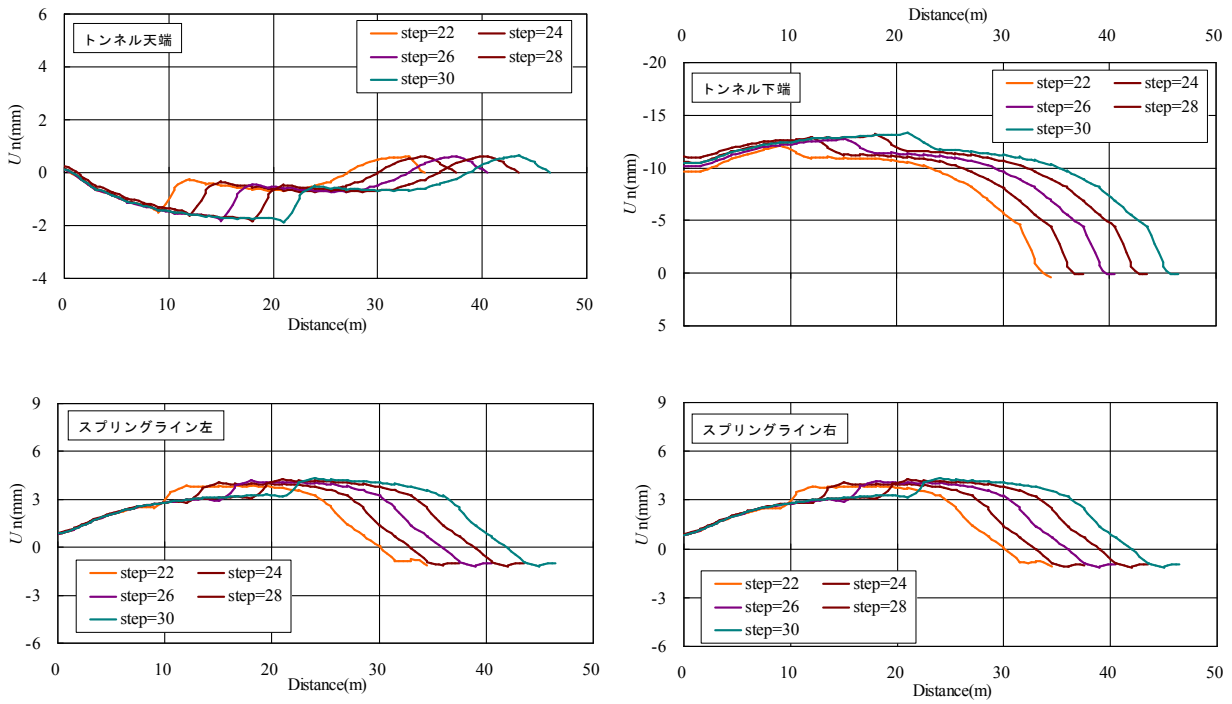


図4-10 各位置での法線方向変位分布 (Case14)

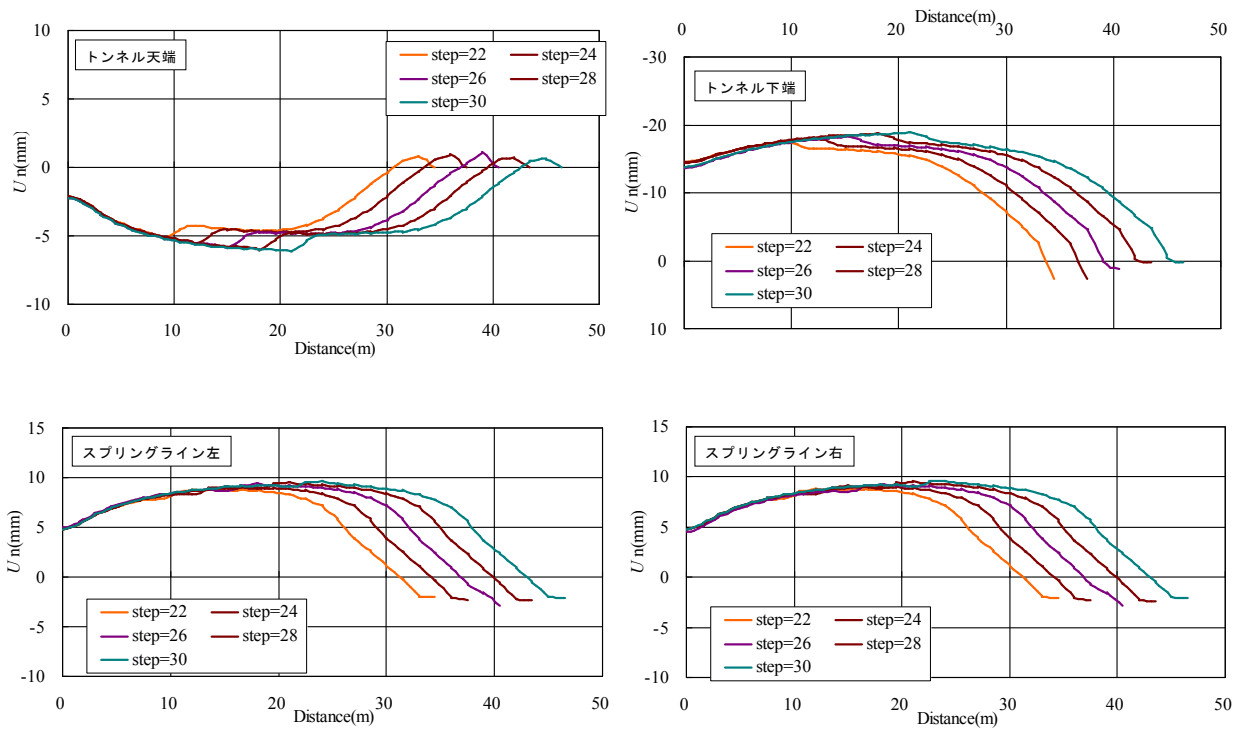


図4-11 各位置での法線方向変位分布 (Case11)

これらの図から以下のことがわかる。

- ① 静止土圧係数が 1.0 の Case17 では、脱型までの間 (30Step で横軸 21m より坑口側が脱型後の一次覆工)、コンクリート打設圧と水圧による浮力の影響で、トンネル天端と下端は上向きに変位する。脱型後は、トンネル天端と下端で 1mm 程度トンネル内空側へ変位し、収束する。スプリング左右の法線方向変位分布は、作用外力を左右対称としているため、同じグラフとなっている。その形状は脱型前は左右とも 1mm 程度トンネル内空側へ変位し、脱型後はさらに 1mm 程度内側へ変位する。ここで、脱型後のトンネル内空側への変位は、脱型によってシェルの剛性が低下したことにより発生した現象である。
- ② 静止土圧係数が 0.75 や 0.5 の Case14 や Cae11 では、①に示した浮力による剛体変位に加え、偏圧による横長変形が発生する。そのため、スプリングラインの左右では外側への変形が発生し、トンネル天端では横長変形の影響による沈下が発生し、トンネル下部では剛体変位と横長変形によって大きく上向きに変位している。
- ③ 天端だけでなく、トンネル下部、スプリングライン左右においても、最終ステップに近づくと、定常状態となる。

4.4.2 横断面内の変位・軸力・曲げモーメント分布

図 4-12 に地盤反力係数 $k=50\text{MN}/\text{m}^3$ とした case1 から 9, 図 4-13 に地盤反力係数 $k=100\text{MN}/\text{m}^3$ とした case10 から 18, 図 4-14 に地盤反力係数 $k=200\text{MN}/\text{m}^3$ とした case19 から 27 の内型枠・一次覆工の合成梁が示す変位, 軸力, 曲げモーメントのトンネル周方向における解析値の分布を示す。軸力は圧縮が正, 曲げモーメントは外側引張り (負曲げ) が正の値を示している。この断面は最終ステップの計算結果のうち、テール脱出 1D 後の解析結果であり、実現場で計測した 1624R のテール脱出 6R 後に対応している。図中の軸力と曲げモーメントの計測値は実トンネルの内型枠主桁と一次覆工に設置したひずみ計の測定値から、第 2 章で示した合成梁として算定した値であり、変位の計測値は変位測定用のターゲットを内型枠に固定し、定点測量を実施した結果である。図中の凡例の数字は表 4-4 に示した解析ケースの番号である。なお、変位は節点変位を 100 倍して表示している。

これらの図から以下のことがわかる。

(a) 内型枠変位

内型枠の変位は、内型枠の鉛直方向の剛体変位と、作用外力による内型枠の変形により表わされる。

- 1) 地盤反力係数 $k=50\text{MN}/\text{m}^3$ の場合、すべての解析ケースで内型枠は上へ剛体変位し、静止土圧係数 K_{ho} が 0.5, 0.75 の場合では横長に変形するが、1.0 の場合、横長変形はみられない。また、初期変位の大小に関わらず、内型枠の剛体変位、形状はほぼ等しい。

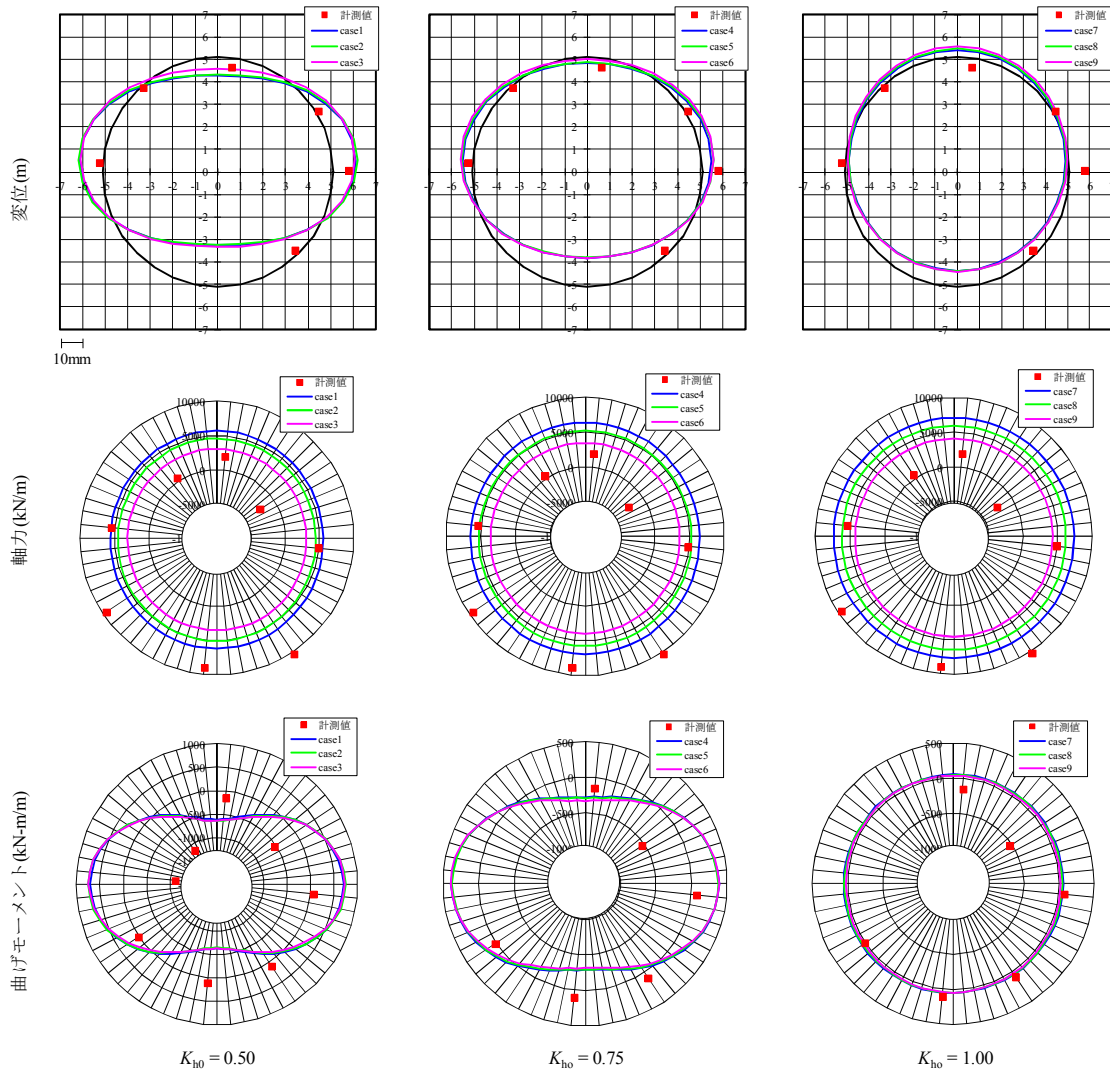


図4-12 テール脱出1D後の変位・断面力分布 (地盤反力係数 $k=50\text{MN}/\text{m}^3$)

2) 地盤反力係数 $k=100, 200\text{MN}/\text{m}^3$ の場合もすべての解析ケースで内型枠は上へ剛体変位するが、静止土圧係数 K_{ho} が0.5, 0.75の場合での横長変形は、地盤反力係数 $k=50\text{MN}/\text{m}^3$ より大きく抑制される。また、初期変位が大きくなると、天端と下端の鉛直上向き変位も大きくなり、剛体変位量も大きくなる。

3) すべての解析ケースで、トンネル下半部で内型枠の初期位置から上向きに変位している。

(b) 軸力

1) すべての解析ケースで、全圧縮状態である。また、地盤反力係数や静止土圧係数の値に

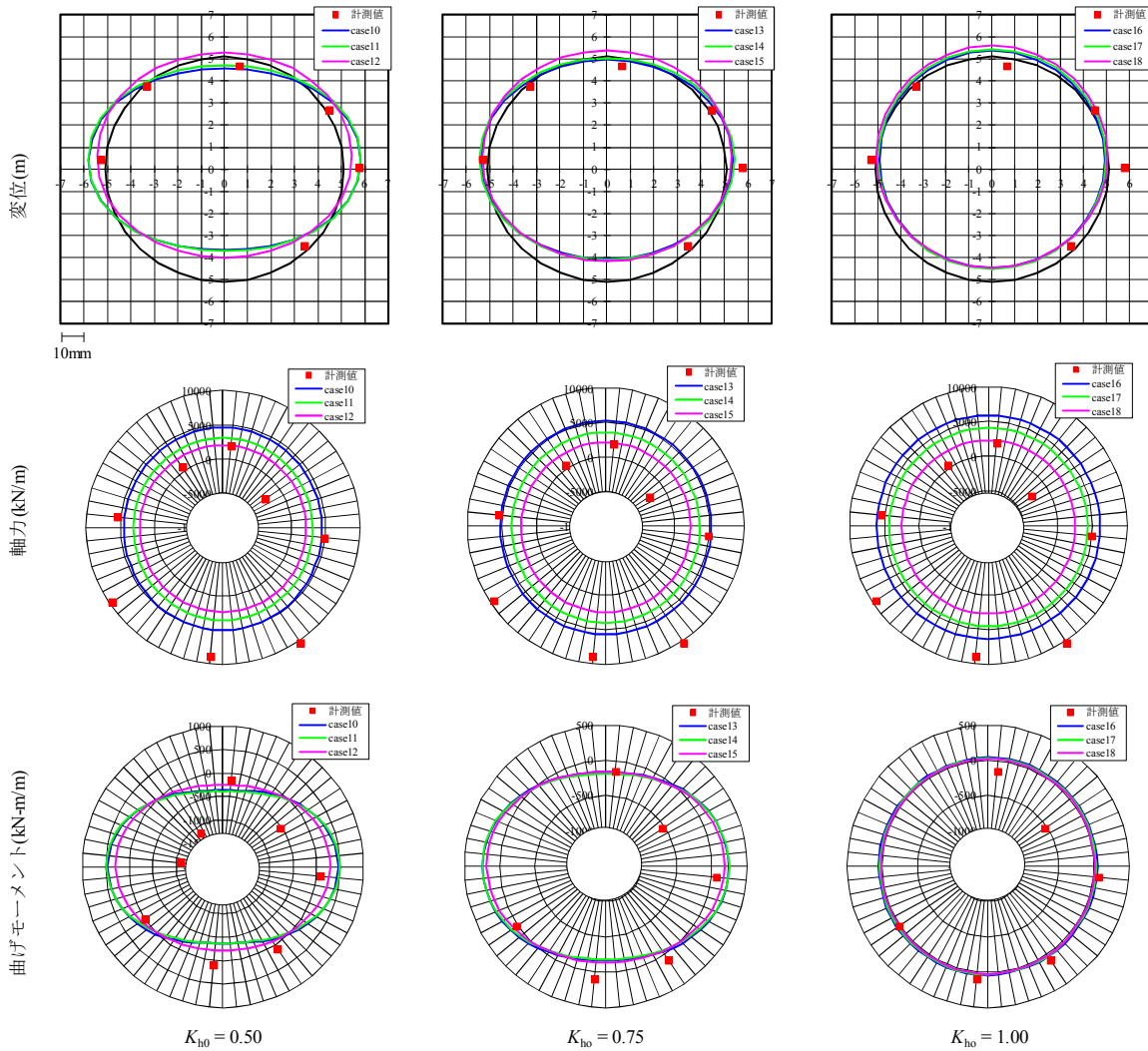


図4-13 テール脱出1D後の変位・断面力分布 (地盤反力係数 $k=100\text{MN}/\text{m}^3$)

関わらず，初期変位が大きくなるほど，発生する軸力は小さくなる。

2) 地盤反力係数が大きくなると，発生軸力は減少する。

(c) 曲げモーメント

1) 横長変形が卓越する場合は，側部で負曲げ，天端と下端で正曲げが発生するが，円形を保持したまま変形する場合は，曲げモーメントはほとんど発生しない。

2) ピース間に設置した回転ばねの影響はほとんどみられない。

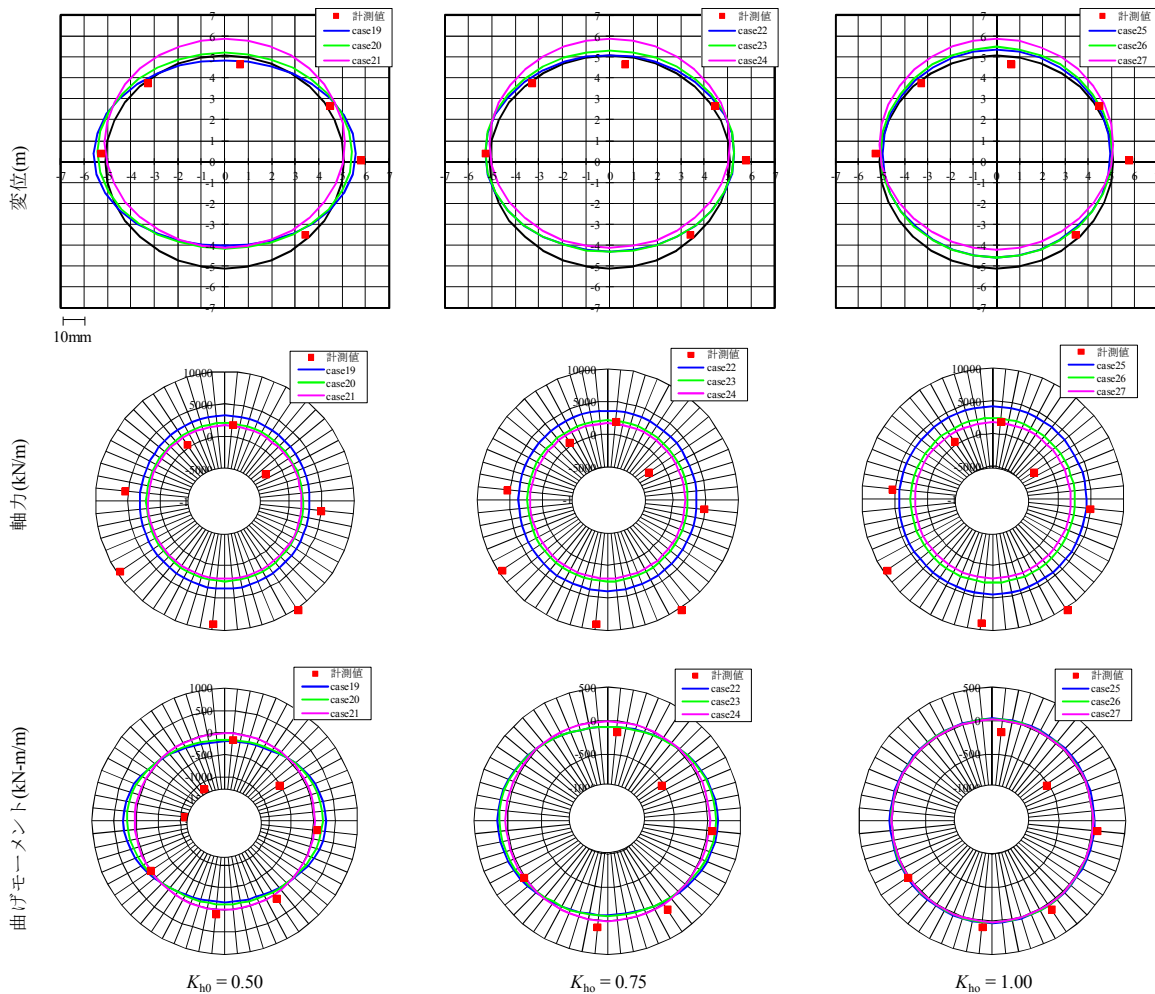


図4-14 テール脱出1D後の変位・断面力分布(地盤反力係数 $k=200\text{MN/m}^3$)

これらの現象は以下のように説明できる。

(a) 内型枠変位

静止土圧係数が小さくなると、鉛直土圧に比べ、水平土圧が小さくなるため、横長変形しやすくなる。ここで、横長変形により、内型枠が初期掘削面から外側へ変形しようとする時、地盤は内型枠に押されて受働状態となるが、地盤反力係数が $k=200\text{MN/m}^3$ の場合には、微小な受働側の変位であっても地盤反力が急増するため、横長変形が大きく抑制される。

また、地盤反力係数が $k=200\text{MN/m}^3$ の場合で、初期変位が大きくなると、地山が自立し、

内型枠には水圧が作用するのみである。このため、内型枠は円形を保ったまま、力の釣り合う位置まで、上方へ剛体変位をする。したがって、トンネル天端と下端で鉛直上向きへの変位が大きくなる。

すべてのケースにおいて、内型枠の変位は、剛体変位か偏圧による横長変形のいずれか、または両方が卓越する。いずれの変形モードもトンネル下半部が上方へ変位するため、下半部の浮き上がりが大きな特徴である。

(b) 軸力

初期変位を主働側に大きく設定すると、初期有効土圧が抜けた状態から解析を行うこととなり、釣り合い位置での内型枠に作用する軸力も小さな値となる。また、内型枠は等圧的な作用土水圧により、内型枠全周がトンネル内側へ若干変形する。地盤反力係数が $k=200\text{MN/m}^3$ の場合、地盤反力曲線の傾きが急勾配であるため、この等圧的な変形によって、土圧が大きく抜け、地盤反力係数 $k=50\text{MN/m}^3$ の場合と比較すると、軸力が低下している。

(c) 曲げモーメント

内型枠に発生する曲げモーメントは内型枠の変形に対応しているため、変位と同様の傾向を示す。また、ピース間の継手は軸力が卓越しているため、目開きせず、全断面圧縮状態となっており、継手による剛性低下の影響は見られない。

4.4.3 計測値との比較

図 4-12、図 4-13、図 4-14 での断面力の計測値は、合成梁として計算した値を示したものであるが、第 2 章で示したように、局所的に大きな軸力が発生する場合や引張りの軸力が発生している場合では、合成梁として計算した該当箇所の曲げモーメントの絶対値が大きくなる傾向がみられる。このため、前述の図の計測値において、左側壁から肩部にかけて大きな負の曲げモーメントが発生しており、解析値との比較が困難となっている。

そこで、解析値で得られた合成断面に作用する軸力と曲げモーメントを内型枠と一次覆工のおおのこの部分に作用する軸力と曲げモーメントに分けて計測値と比較を行うこととした。

今回のように、断面が 2 つの部分からなる場合は、合成断面に作用する曲げモーメント M と軸力 N をおおのこの部分に作用する曲げモーメント M_i と軸力 N_i に分けて簡単に示すことができる⁷⁾。

$$\begin{aligned} M_i &= \frac{I_i}{n_i I_0} M \\ N_i &= E_1 A_1 \varepsilon_0 + \Delta N_1 \end{aligned} \quad (4-2)$$

$$N_2 = E_2 A_2 \varepsilon_0 - \Delta N_1$$

ここで,

$$\Delta N_1 = \frac{z_1 A_1 M}{n_1 I_0}$$

$$\varepsilon_0 = \frac{N}{E_0 A_0}$$

$$n_i = \frac{E_0}{E_i}$$

E_0 : 合成梁の弾性係数, A_0 : 合成梁の断面積, I_0 : 合成梁の断面二次モーメント, E_i : 部分 i の弾性係数, A_i : 部分 i の断面積, I_i : 部分 i の断面二次モーメント, z_i : 部分 i の図心の中立軸からの z 座標

図 4-15 と図 4-16 は, 地盤反力係数 $k=50\text{MN/m}^3$ とした case1 から 9 について, 解析値で得られた合成断面に作用する軸力と曲げモーメントを内型枠と一次覆工のおおのの部分に作用する軸力と曲げモーメントに分けて示した図である. 計測値については, 内型枠, 一次覆工それぞれから得られた値を示している. 同様に, 図 4-17 と図 4-18 は地盤反力係数 $k=100\text{MN/m}^3$ とした case10 から 18, 図 4-19 と図 4-20 は地盤反力係数 $k=200\text{MN/m}^3$ とした case19 から 27 における内型枠と一次覆工の断面力分布を示したものである.

これらの図から, 以下のことがわかる.

- ① 横長変形が顕著な解析ケースでは, 内型枠の軸力は 天端 < 左右側部 となり, 一次覆工の軸力は 天端 > 左右側部 となる. これは, 横長変形モードでは, 側部では, 外側 (地山側) 引張り, 内側 (トンネル内空側) 圧縮によるモーメントが発生しているため, 外側にある一次覆工の圧縮力は小さくなり, 内側にある内型枠では圧縮が大きくなる. 一方, 天端では側部とは逆に, 外側が圧縮, 内側が引張りによるモーメントが発生しているためである.
- ② 計測値は, 内型枠の剛体変位と横長変形, そして横長変形に伴う曲げモーメントが発生しているが, 解析値はこの挙動を表現することができている. また, 内型枠の軸力については, 計測値に引張りが発生している箇所もあるが, その他の箇所では, 解析結果と大きな差異は認められない.

ここで, 地盤反力係数, 静止土圧係数, 初期変位を変数としたパラメータスタディの解析結果と計測結果を比較し, 上記 3 変数を同定するにあたり, 複数の解析結果と計測結果を比較するためには, 定量的に比較できる代表値が必要であること, 上記 3 変数は, 内型枠に作用する法線方向有効土圧の全周にわたる大きさと, 同法線方向有効土圧の鉛直, 水平方向への分布に影響を与えること, 前者は内型枠に作用する法線方向有効土圧と水圧を全周にわたって平均して得られる平均軸力で, 後者は内型枠に作用する鉛直方向有効土圧と水平方向有効土圧の偏差で生ずる天端, 下端, 左右側壁部の曲げモーメントの絶対値の

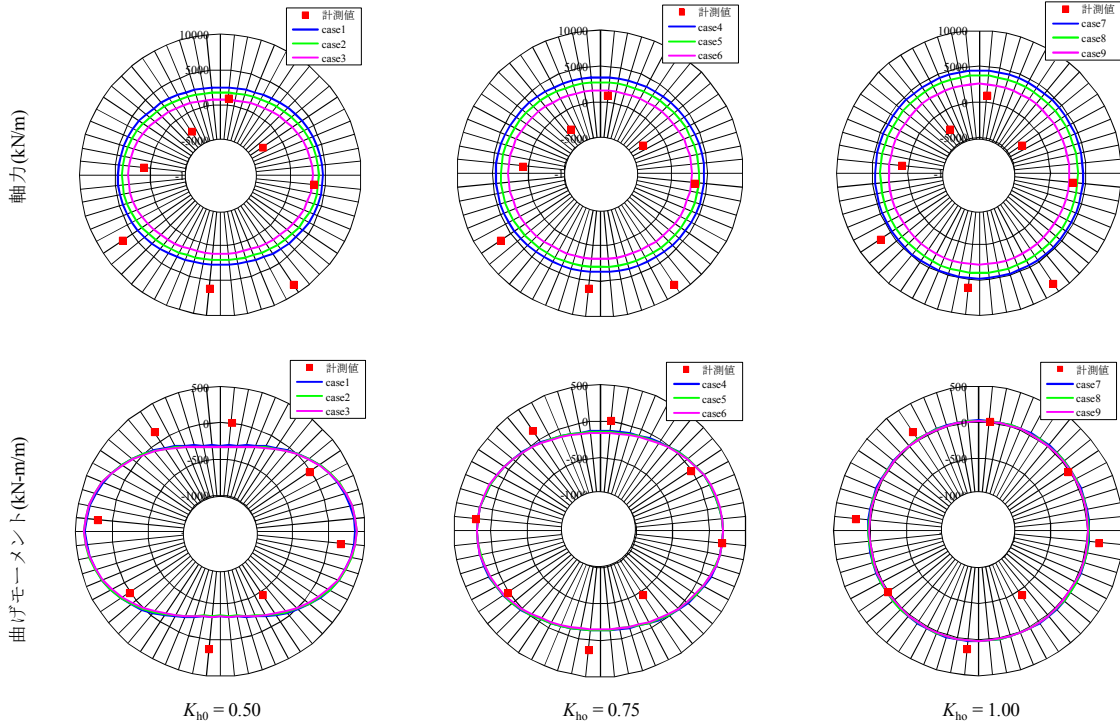


図4-15 テール脱出1D後の内型枠の断面力分布 (地盤反力係数 $k=50\text{MN/m}^3$)

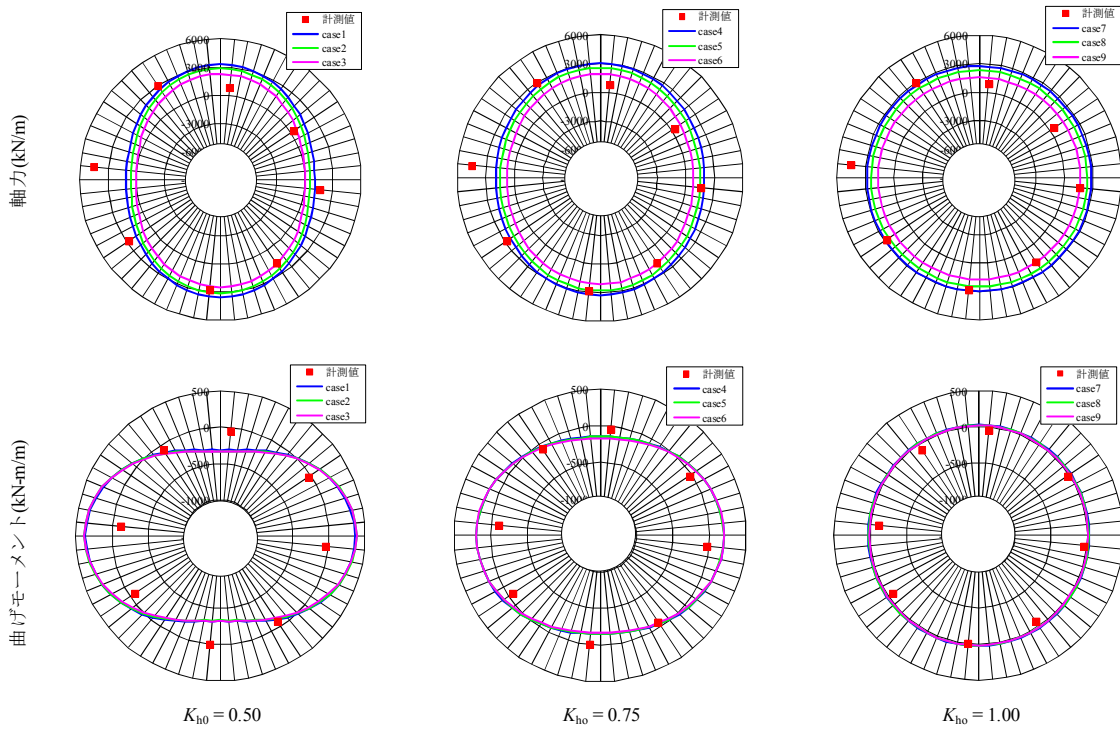


図4-16 テール脱出1D後の一次覆工の断面力分布 (地盤反力係数 $k=50\text{MN/m}^3$)

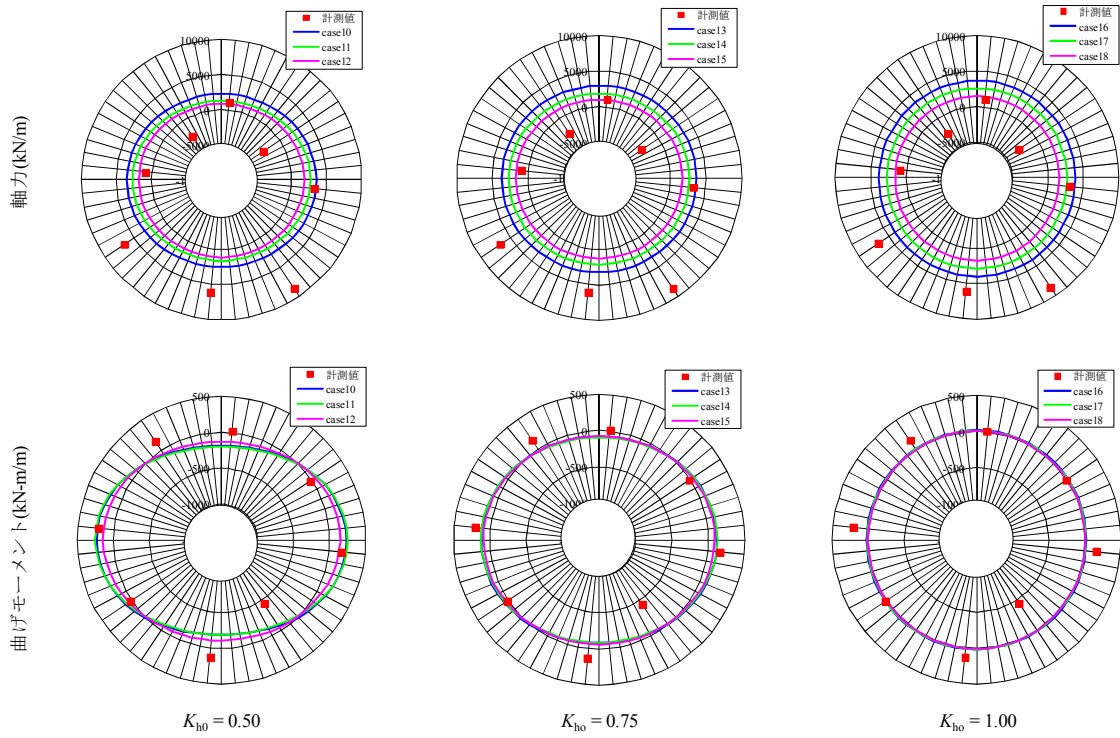


図4-17 テール脱出1D後の内型枠の断面力分布 (地盤反力係数 $k=100\text{MN}/\text{m}^3$)

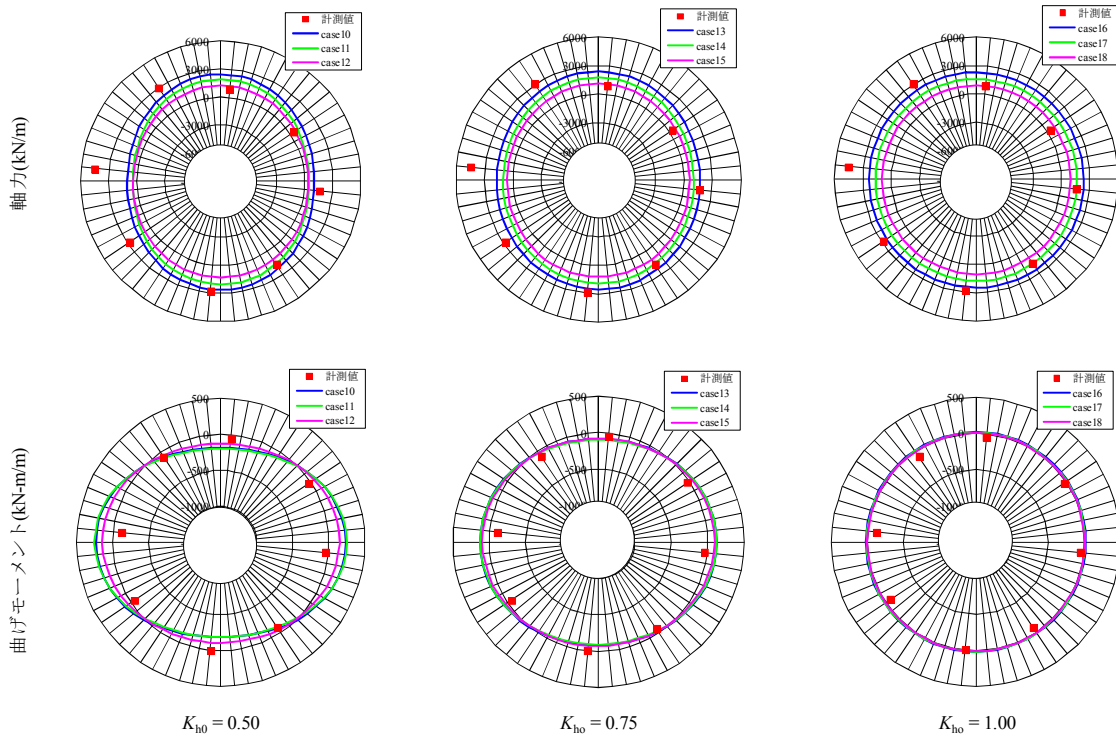


図4-18 テール脱出1D後の一次覆工の断面力分布 (地盤反力係数 $k=100\text{MN}/\text{m}^3$)

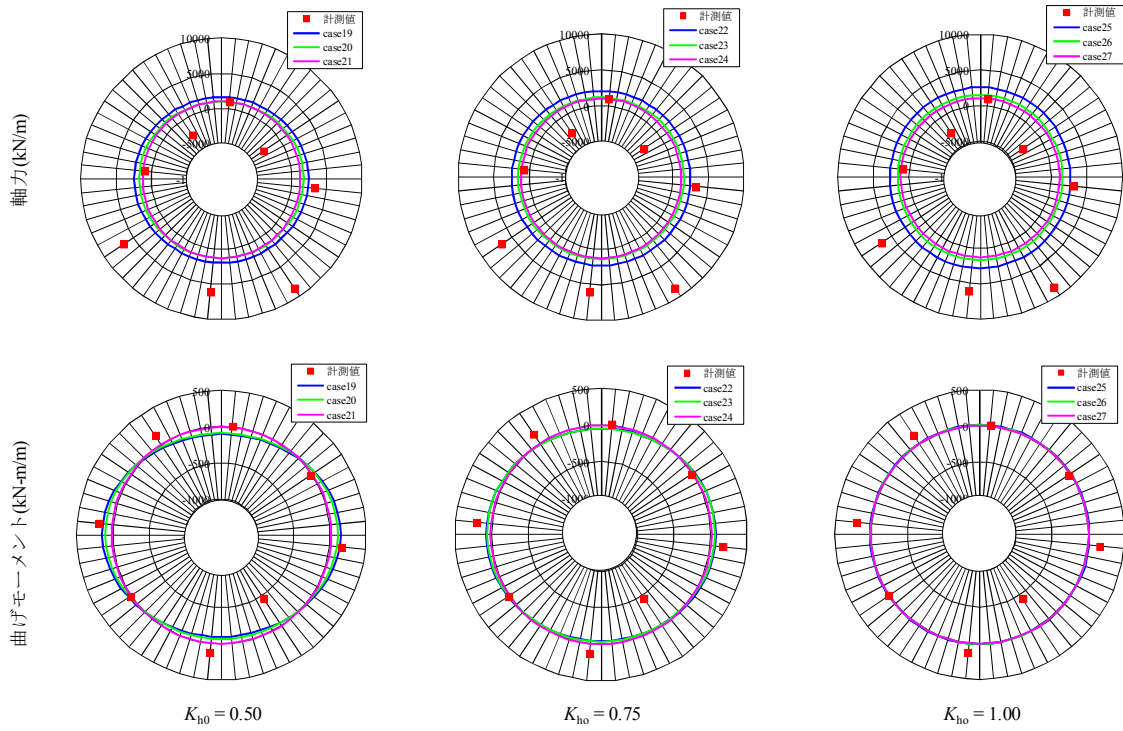


図4-19 テール脱出1D後の内型枠の断面力分布 (地盤反力係数 $k=200\text{MN}/\text{m}^3$)

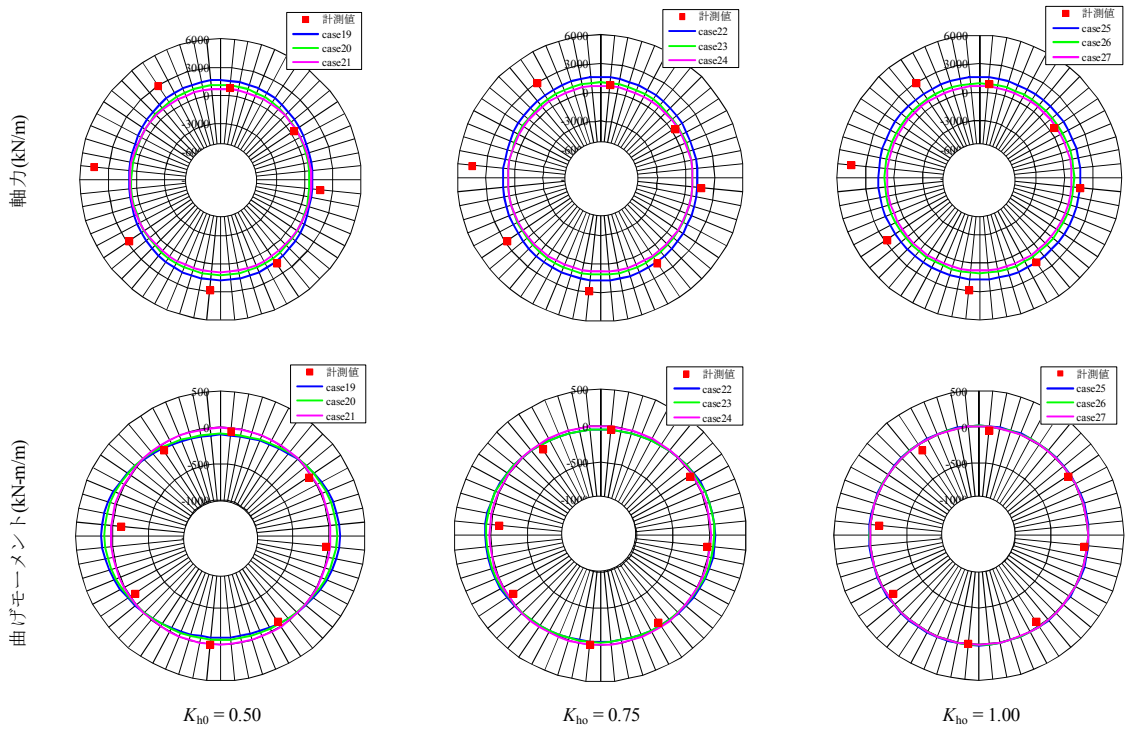


図4-20 テール脱出1D後の一次覆工の断面力分布 (地盤反力係数 $k=200\text{MN}/\text{m}^3$)

平均で表せることから、内型枠の平均軸力と端部の曲げモーメントの絶対値平均を用いることとした。ここで、解析における平均軸力と端部の曲げモーメントの絶対値平均は、それぞれ解析対象リングの内型枠のトンネル周方向のすべての要素の軸力を平均した値と上下左右4箇所の曲げモーメントの絶対値平均である。一方、計測における平均軸力と最大曲げモーメントは、図2-20および図2-24に示した軸力と曲げモーメントの計測値から、平均軸力はすべての計測値の平均値を、端部の曲げモーメントの絶対値平均は上下左右の端部の計測値の平均値を用いた。

図4-21は、地盤反力係数を $k=100\text{MN/m}^3$ 、初期変位を $u_{ini}=10\text{mm}$ とし、静止土圧係数を $K_{ho}=0.5, 0.75, 1.0$ と変化させた際の、静止土圧係数と内型枠の断面力の関係を示したものであり、同様に、図4-22は、静止土圧係数を $K_{ho}=0.75$ 、初期変位を $u_{ini}=10\text{mm}$ とし、地盤反力係数 k を変化させ、図4-23は、地盤反力係数を $k=100\text{MN/m}^3$ 、静止土圧係数を $K_{ho}=0.75$ とし、初期変位 u_{ini} を変化させた際の、それぞれのパラメータと内型枠の断面力の関係を示したものである。

これらの図から以下のことがわかる。

- ① 静止土圧係数が大きくなると、曲げモーメントは低下し、軸力は増加する。静止土圧係数が大きくなることは、より等圧状態に近くなるため、偏圧が作用しにくくなること、また、側方からの土圧が増えることから、トータル作用土圧が増加することから、これらの現象が発生している。

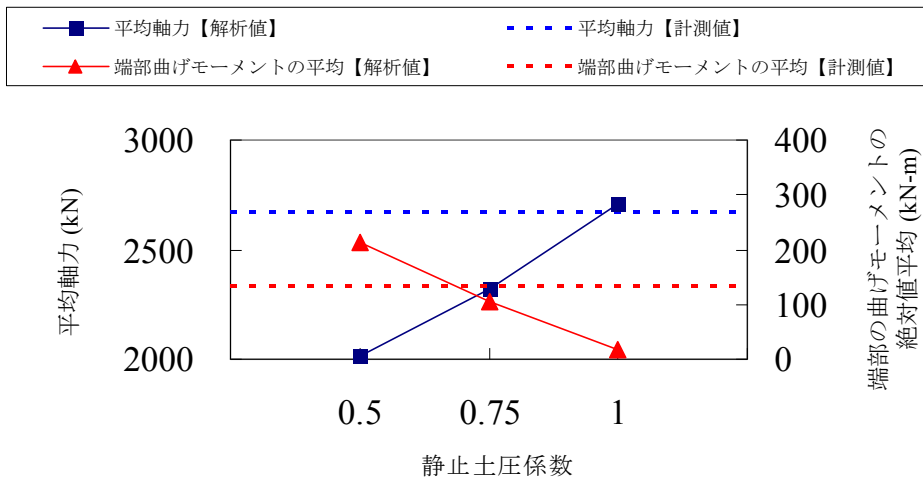


図4-21 静止土圧係数と内型枠断面力の関係

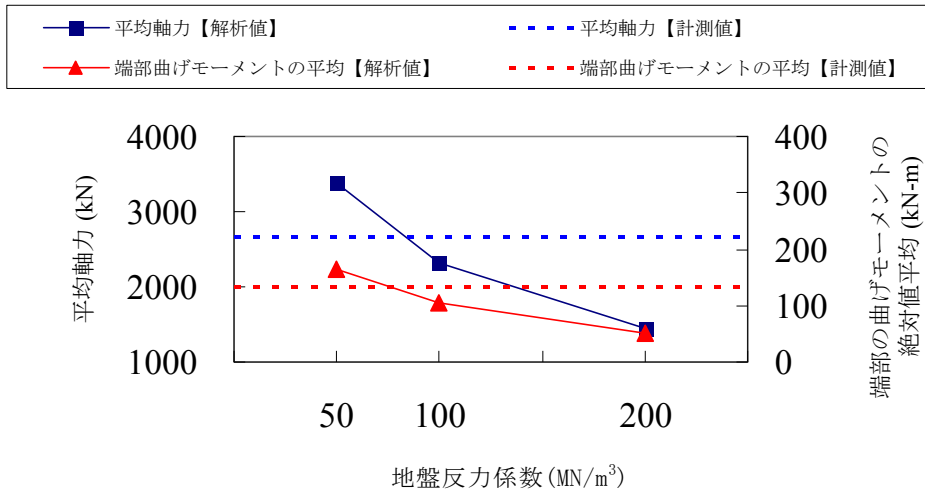


図4-22 地盤反力係数と内型枠断面力の関係

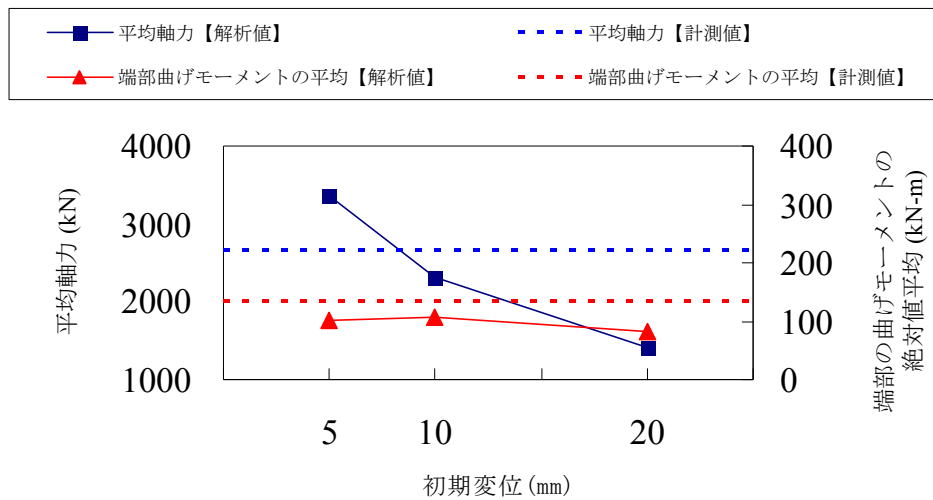


図4-23 初期変位と内型枠断面力の関係

- ② 地盤反力係数が大きくなると、曲げモーメントも軸力も低下する。これは、同じ初期変位量であっても、地盤反力係数の違いにより、有効土圧の低下量が異なるためである。すなわち、地盤反力係数が大きいと、有効土圧の低下量が大きくなり、偏圧として作用する側方土圧の値や内型枠に作用する全有効土圧の値が低下するためである。

- ③ 初期変位量が大きくなると、初期有効土圧が抜けた状態から解析を行うことになるため、釣り合い位置での内型枠に作用する軸力の値も小さくなる。
- ④ 図4-21 から、地盤反力係数を $k=100\text{MN/m}^3$ 、初期変位を $u_{\text{init}}=10\text{mm}$ と仮定すると、静止土圧係数 $K_{ho}=0.75\sim 1.0$ が対象断面の断面力を表現できるパラメータである。一方、図4-22 から、静止土圧係数を $K_{ho}=0.75$ 、初期変位を $u_{\text{init}}=10\text{mm}$ とすると、地盤反力係数 $k=70\sim 85\text{MN/m}^3$ で計測値と解析値が合致していることがわかる。

4.4.4 地盤との相互作用

図4-24に、地盤反力係数 $k=50\text{MN/m}^3$ 、静止土圧係数 $K_{ho}=0.75$ とし、初期変位を $u_{\text{init}}=5\text{mm}$ 、 10mm 、 20mm に変化させた場合の (case4, 5, 6)、内型枠および一次覆工に働く法線方向の有効土圧を示す。図中の初期有効土圧は、図3-11で縦軸を u_{init} だけシフトした時に生ずる有効土圧であり、解析結果は、最終ステップにおけるおのおのの施工位置での法線方向の有効土圧である。同様に、図4-25は、地盤反力係数 $k=100\text{MN/m}^3$ 、静止土圧係数 $K_{ho}=0.75$ とし、初期変位を $u_{\text{init}}=5\text{mm}$ 、 10mm 、 20mm に変化させた場合 (case13, 14, 15)、図4-26は、地盤反力係数 $k=200\text{MN/m}^3$ 、静止土圧係数 $K_{ho}=0.75$ とし、初期変位を $u_{\text{init}}=5\text{mm}$ 、 10mm 、 20mm に変化させた場合 (case22, 23, 24) の内型枠および一次覆工に働く法線方向の有効土圧を示している。

これらの図から以下のことがわかる。

- ① 地盤反力係数に関わらず、初期変位が大きくなると、初期有効土圧が減少し、内型枠・一次覆工に作用する有効土圧も減少する。
- ② トンネル下半部での有効土圧は初期有効土圧より減少する傾向がみられる。また、テール脱出1D後、脱型直前、脱型5R後と施工の進行とともに、下半部の有効土圧は減少する。
- ③ トンネル上部や肩部での有効土圧は、脱型直前までは、初期有効土圧と比較して若干大きな値となるが、脱型後は、脱型直前の有効土圧より低下する。
- ④ 初期変位が正の場合、地盤反力係数が増加すると、初期有効土圧、内型枠・一次覆工に作用する有効土圧は減少する。
- ⑤ 地盤反力係数 $k=200\text{MN/m}^3$ 、初期変位を $u_{\text{init}}=20\text{mm}$ とした解析ケースの有効土圧分布を見ると、初期有効土圧はほとんど発生しておらず、施工の進行とともに、天端と左右肩部の有効土圧が発生している。

これらは、以下のように考えられる。

- ① 初期変位が大きくなると、内型枠、一次覆工設置時掘削面応力が小さくなり、その状態で応力再配分が行われ、結果として、内型枠・一次覆工に作用する有効土圧も小さくなる。

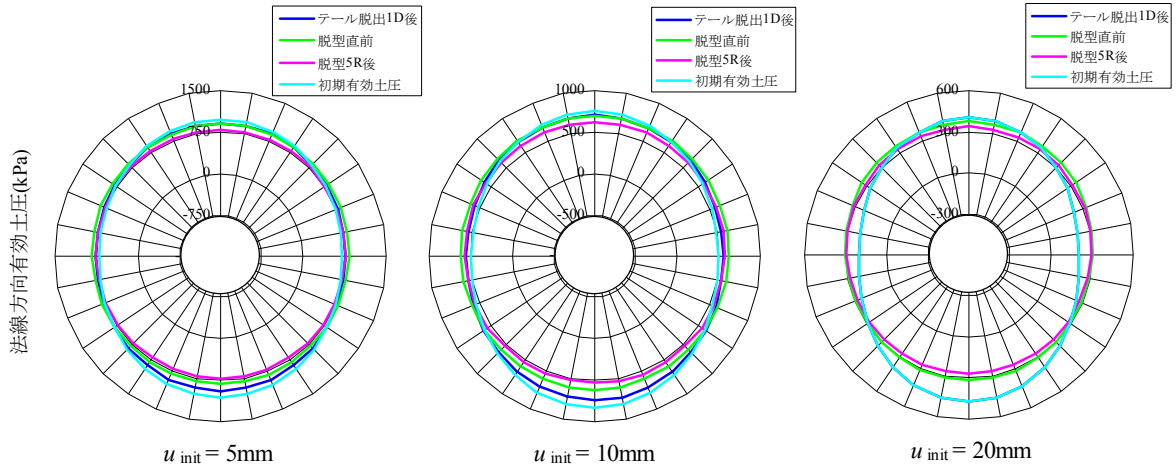


図4-24 法線方向の有効土圧の分布
(地盤反力係数 $k=50\text{MN/m}^3$, 静止土圧係数 $K_{ho}=0.75$)

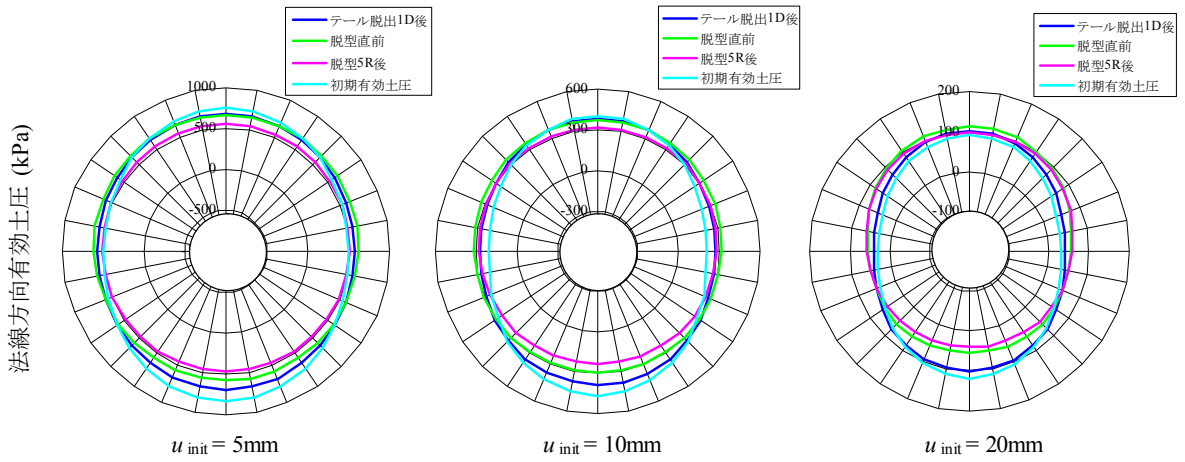


図4-25 法線方向の有効土圧の分布
(地盤反力係数 $k=100\text{MN/m}^3$, 静止土圧係数 $K_{ho}=0.75$)

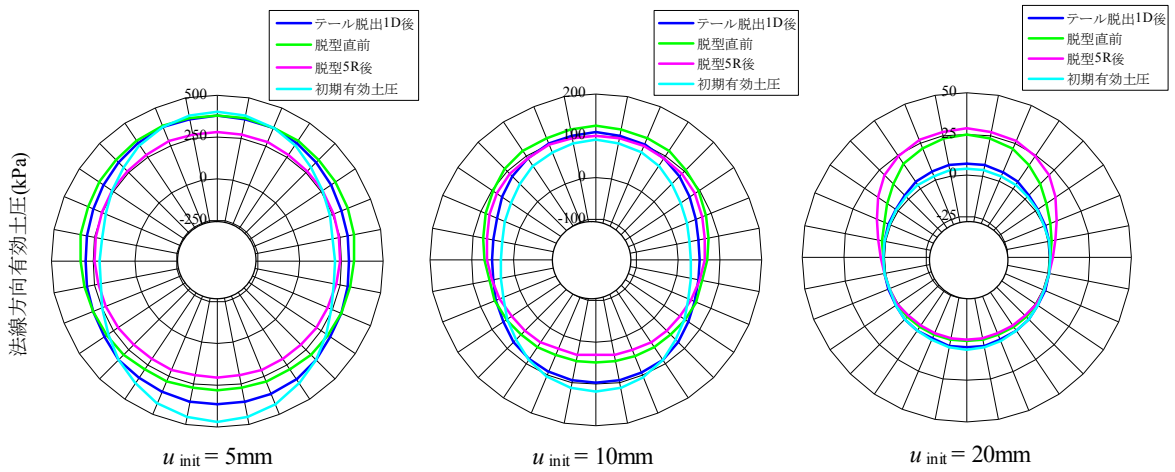


図4-26 法線方向の有効土圧の分布
(地盤反力係数 $k=200\text{MN/m}^3$, 静止土圧係数 $K_{ho}=0.75$)

- ② 内型枠の下半部は、剛体変位と偏圧によって横長に潰れて、浮き上がろうとする動きが支配的であり、内型枠が地盤から離れようとする動きが生じているため、下半部での土圧が減少する。また、施工が進んだ状態では、未固結な一次覆工打設圧の影響が減少するとともに、偏圧によって、一次覆工が地盤から離れる動きがさらに進行するが、やがてトンネル挙動が定常状態となることから、一次覆工に作用する有効土圧も収束に近づく。
- ③ 脱型直前までは、内型枠と一次覆工は、浮力による鉛直上向きの剛体変位と偏圧による横長変形により、天端とトンネル左右の肩部の有効土圧が若干増加する。その後、脱型に伴い、内型枠と一次覆工は剛性が低下することから、トンネルの内側へ若干変位するため、トンネル全周にわたり有効土圧が低下する。
- ④ 地盤が硬くなると、初期変位が同じでも、内型枠、一次覆工設置時掘削面応力が小さくなり、その状態で応力再配分が行われるため、内型枠・一次覆工の作用する有効土圧も小さくなる。
- ⑤ 地盤が硬い場合に初期変位が大きくなると、地盤が自立し、初期の有効土圧がゼロに近い状態となる。この状態で、浮力が作用すると、トンネルは上半部の有効土圧と浮力が釣合う位置まで剛体変位をする。このため、地盤が硬く、初期変位が大きいケースでは、トンネルの上部と左右肩部にのみ有効土圧が発生する。

図 4-27 は地盤反力係数 $k=100\text{MN/m}^3$ 、静止土圧係数 $K_{ho}=0.75$ 、初期変位 $u_{ini}=5\text{mm}$ とした case13 における最終ステップでの内型枠・一次覆工の法線方向の変位量を示したもので、正の値は法線方向外向きの変位を示している。図の横軸は、内型枠下端からの角度を示し、下端が 0° 、天端が 180° 、左右の側壁が 90° 、 270° である。縦軸は坑口側から切羽側への距離を表している。また、図 4-28 は図 4-27 と同様の case13 における最終ステップでの内型枠・一次覆工の法線方向の有効土圧を示している。横軸と縦軸は図 4-27 と同じ定義である。同様に、図 4-29 と図 4-30 は、地盤反力係数 $k=100\text{MN/m}^3$ 、静止土圧係数 $K_{ho}=0.75$ 、初期変位 $u_{ini}=10\text{mm}$ とした case14、図 4-31 と図 4-32 は、地盤反力係数 $k=100\text{MN/m}^3$ 、静止土圧係数 $K_{ho}=0.75$ 、初期変位 $u_{ini}=20\text{mm}$ とした case15 における最終ステップでの内型枠・一次覆工の法線方向の変位量と有効土圧を示している。

法線方向変位量の図より以下のことがわかる。

- ① 縦軸で 37.5m～46.5m はコンクリート打設圧作用区間で、内型枠は等圧的な打設圧により内側へ変形するとともに、浮力により上方へ剛体変位する。
- ② 縦軸で 0m～37.5m は土水圧作用区間で、偏圧の影響による横長変形と、水圧による浮力の影響から、左右側壁からトンネル肩部にかけて、法線方向のトンネル外側への変位が最大となる。この傾向は初期変位が大きいほど、顕著である。

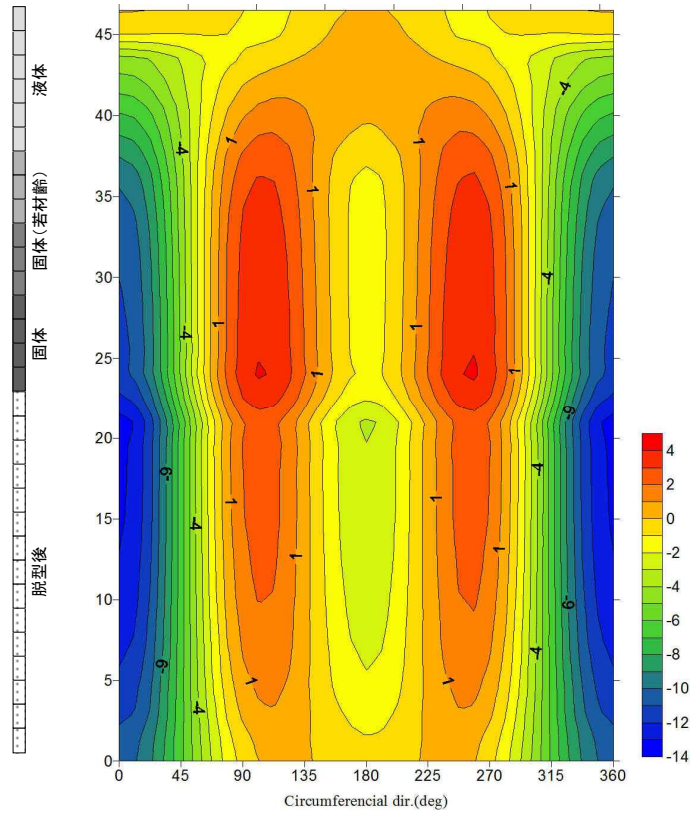


図4-27 case13の法線方向変位量分布 (mm)

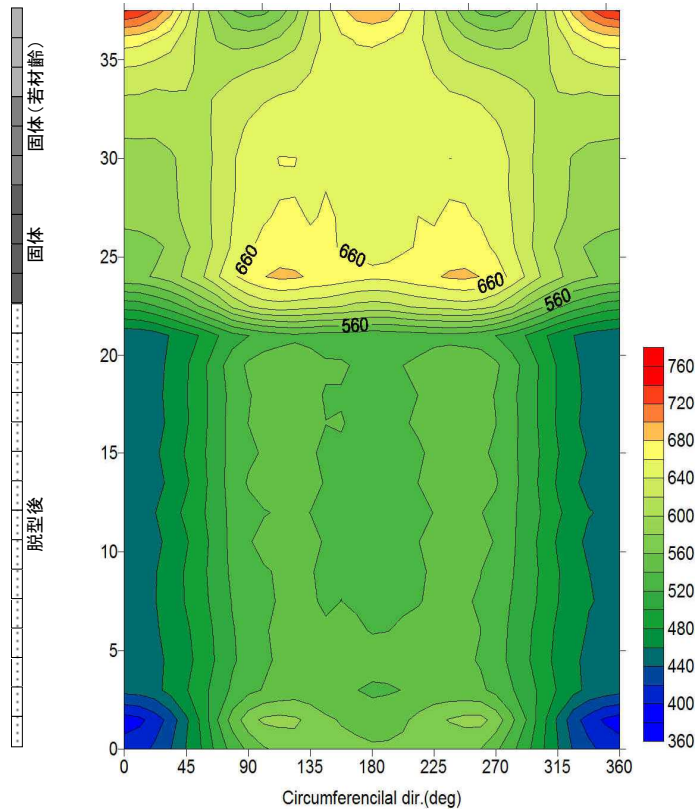


図4-28 case13の法線方向有効土圧分布 (kPa)

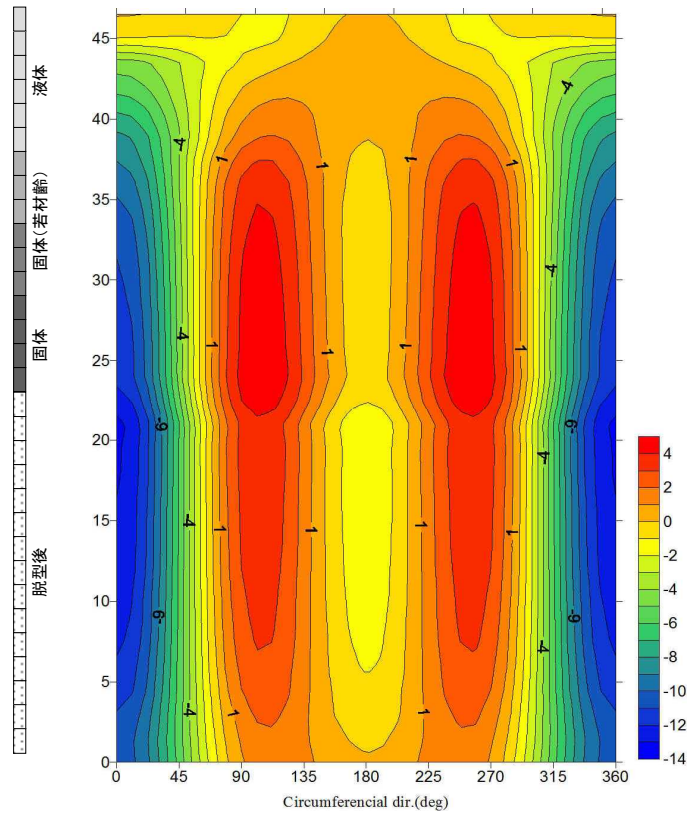


図4-29 Case14の法線方向変位量分布 (mm)

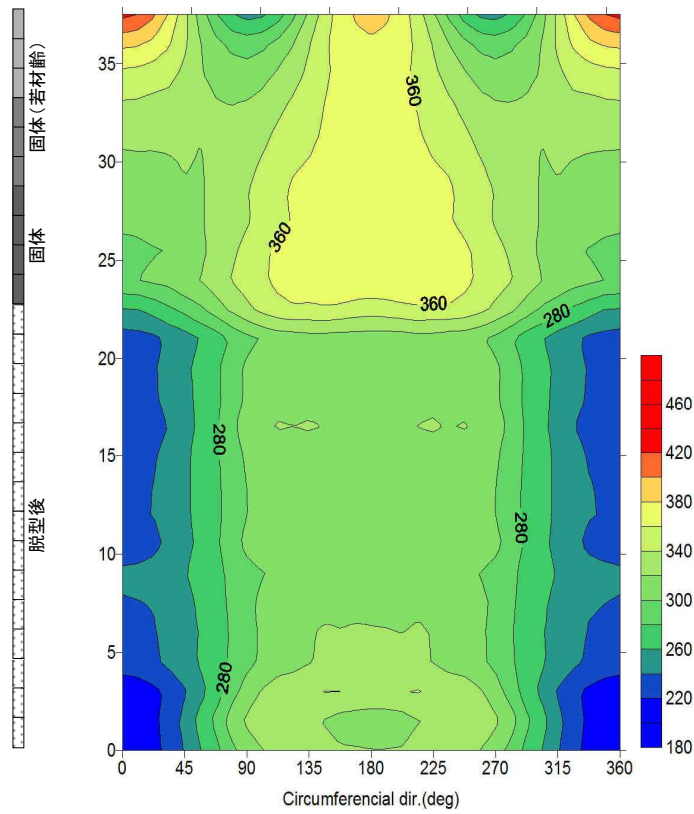


図4-30 Case14の法線方向有効土圧分布 (kPa)

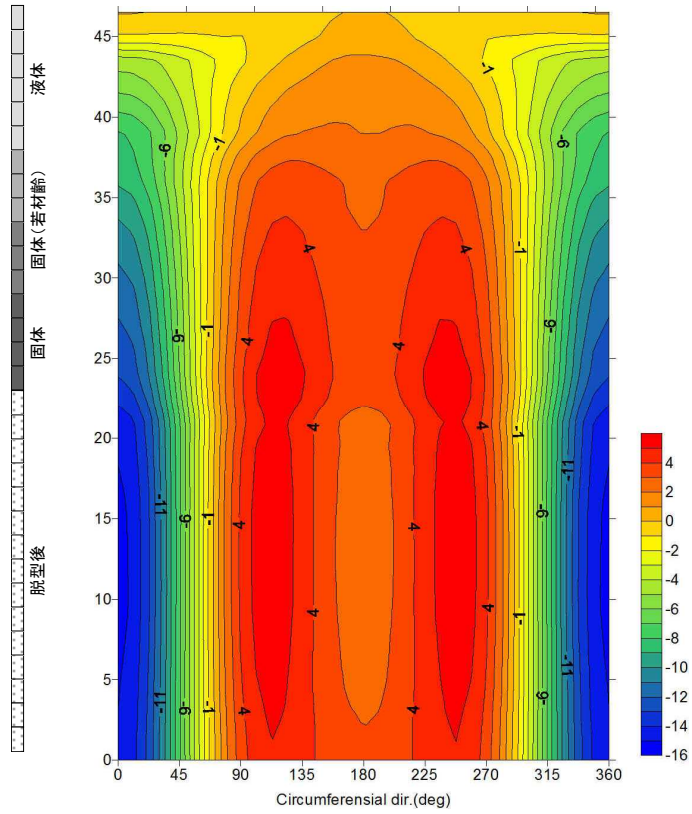


図4-31 Case15の法線方向変位量分布 (mm)

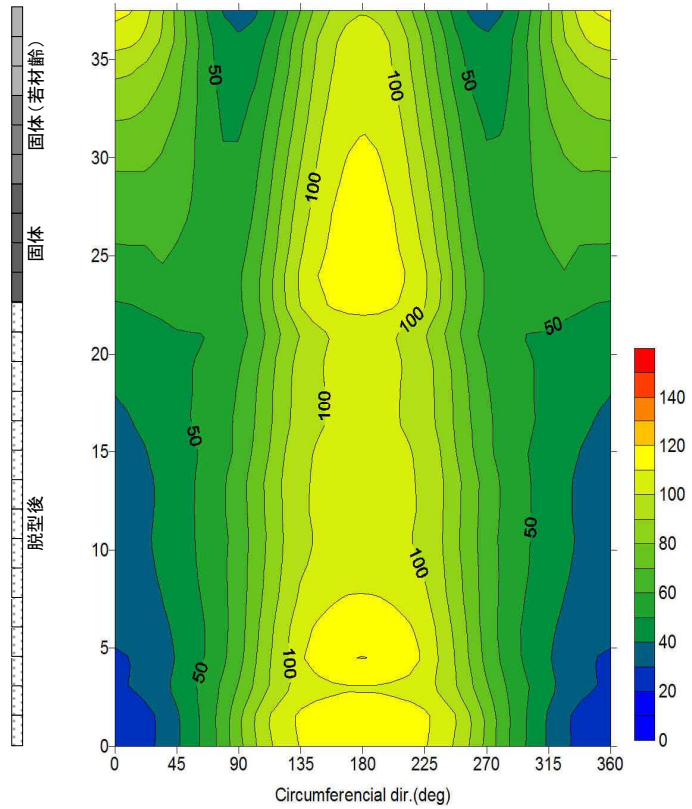


図4-32 Case15の法線方向有効土圧分布 (kPa)

- ③ トンネル下端では、コンクリートによる浮力や偏圧による横長変形の影響で、上向きに大きく変位する。また、初期変位が大きくなると、トンネル下部での上向きの変位量は大きくなる。
- ④ 脱型に伴う剛性の低下により、トンネルの全周で法線方向内側へ 1mm 程度変位していることがわかる。

法線方向の有効土圧分布から以下のことがわかる。

- ① 切羽に近い位置では、有効土圧は初期有効土圧に近い分布になっているが、時間が経過し、切羽から遠い位置になると、トンネル側壁部およびトンネル天端での有効土圧は増加する傾向を示す。これらは、切羽に近い位置では、等圧的なコンクリート打設圧の影響により、内型枠は円形に近い形状となり、内型枠は土水圧の作用が始まる時点から大きく変位しないため、内型枠に作用する有効土圧は初期有効土圧に近い分布を示すこと、一方、切羽から遠くなると、静止土圧係数の影響が支配的となり、内型枠が横長に変形するとともに、水圧により上方へ剛体変位するのに対して地盤反力が働くためである。
- ② 切羽に近い位置でのトンネル下部の有効土圧は天端の有効土圧よりも大きく、初期有効土圧に近い形を示すが、切羽から遠ざかるにつれて、下部の有効土圧は徐々に減少する傾向を示す。これは、内型枠の下半部は、浮力による剛体変位と、偏圧による横長変形により、内型枠が地盤から上方へ移動する動きが生じ、下半部での土圧が減少するためである。
- ③ 脱型に伴い、トンネル全周にわたり有効土圧が低下する。これは、剛性低下によって、一次覆工がトンネル内側へ変形するためである。また、初期変位が小さいほど、初期有効土圧が大きく、脱型に伴う有効土圧の低下が大きくなる。
- ④ 内型枠法線方向の有効土圧は、一次覆工が硬化した時点、すなわち、内型枠がコンクリートによる浮力の影響で剛体変位を終えた時点からの変位に応じて、作用する。このため、トンネルに作用する有効土圧は、内型枠設置時からの変位量を示した図 4-27、図 4-29、図 4-31 から一意的に定まるものでなく、三次元的な逐次解析によって得られる結果である。

4.5 まとめ

本章では、新たに開発した三次元逐次解析手法を実現場に適用し、地盤反力係数、静止土圧係数、トンネル掘削面の初期変位を変数とするパラメータスタディを行い、実際のトンネル現場で計測された内型枠の変位、断面力と解析値を比較することにより、同手法の妥当性を検証した。以上により得られた知見を以下に記載する。

- 1) 断面力について、現場での計測結果と解析結果を比較すると、地盤反力係数 $k=100\text{MN/m}^3$ 、初期変位 $u_{init}=10\text{mm}$ とした場合、静止土圧係数 K_{ho} がおよそ 0.75~1.0

で、静止土圧係数を $K_{ho}=0.75$ 、初期変位を $u_{init}=10\text{mm}$ とすると、地盤反力係数 $k=70\sim 85\text{MN/m}^3$ で計測値と解析値が合致した。現地の地盤を通常のシールド工法に適用すると、静止土圧係数は 0.45 程度となる。この違いは、SENS とシールド工法の覆工構築方法の違いに起因すると考えられる。すなわち、SENS では、土水圧と打設圧の力の釣り合いがとれる位置まで高流動のコンクリートを高い打設圧力で地盤に押し込んだ後に硬化するため、硬化した覆工に作用する土水圧は等圧分布に近くなると推察される。

- 2) 内型枠の挙動は、コンクリート打設圧が作用する区間で、コンクリートの浮力による上向きの剛体変位が発生する。その後、土水圧が作用すると、地盤反力係数が小さく、静止土圧係数が小さい場合は偏圧による横長変形が支配的となり、地盤反力が大きく、静止土圧係数が大きい場合は、剛体変位が支配的となる。
- 3) 初期変位の大小で、内型枠・一次覆工に発生する軸力、作用する有効土圧が大きく変化する。また、地盤反力係数が大きい場合は、初期変位が大きくなると、地盤が自立し、内型枠は鉛直上向きへ大きく剛体変位する。
- 4) 脱型に伴い、剛性が低下することから、一次覆工は法線方向の内側へ 1mm 程度変位する。これによって、脱型後は、脱型前と比較して、トンネル全周にわたり有効土圧が低下する。
- 5) 内型枠・一次覆工の下半部に作用する有効土圧は、一次覆工が硬化した直後では、初期有効土圧に近い値を示すが、時間の経過とともに有効土圧が減少する。SENS の施工結果を踏まえて、提案された設計手法である耐荷機構モデルでは、覆工下半部における有効土圧を減少させる手法を用いており、本解析手法と整合しているが、有効土圧の減少範囲や減少量は、地盤反力係数の値、初期変位の値により異なることが今回の解析結果からわかった。

第4章の参考文献

- 1) 杉本光隆, A. Sramoon: 施工実績に基づくシールド機動力学モデルの開発, 土木学会論文集, No.673/III-54, pp.163-182, 2001.
- 2) Sugimoto, M., Sramoon, A., Konishi, S. and Sato Y.: Simulation of shield tunneling behavior along a curved alignment in a multilayered ground, *J.of Geotechnical and Geoenvironmental Eng.*, ASCE, Vol. 133, No.6, pp. 684-694, 2007.
- 3) 独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構: 山岳トンネル設計施工標準・同解説, p.438, 2008.
- 4) 小山幸則, 水原勝由, 菅茜椽: シールドテール内のセグメント挙動, トンネル工学報告集第23巻, pp.299-306, 2013.
- 5) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物, 丸善, 2000.
- 6) 杉山博一, 後藤茂, 今田徹: 鋼繊維補強コンクリートを用いた ECL トンネルの覆工体に作用する土圧の評価, 土木学会論文集, No.694, III-57, pp.107-116, 2001.
- 7) 公益社団法人土木学会: 構造力学公式集 昭和61年版, pp.205-206, 1986.

第5章 一次覆工の挙動解明

5.1 はじめに

本章では、前章で実施した内型枠の挙動解明に続き、一次覆工の挙動解明に取り組む。はじめに、前章で実施した地盤条件によるパラメータスタディの検討結果から、トンネルの全体的挙動、地盤条件の違いが一次覆工の挙動に対して与える影響について検討を行う。

さらに、トンネルの鉛直方向の挙動に影響を及ぼすと考えられる、ジャッキパターン、施工サイクル、初期変位をパラメータとしてパラメータスタディを実施し、これらの施工因子がトンネルの縦断方向の挙動にどのような影響を及ぼすのか検討する。

5.2 地盤条件が一次覆工挙動へ与える影響

本節では、トンネル全体の変位・断面力のコンター図を示し、SENS トンネルの全体的な挙動についての解明を行う。次に、地盤条件（地盤反力係数、静止土圧係数、初期変位）が脱型後の一次覆工の変位・断面力に与える影響について検討を行い、脱型前後の変位・断面力を比較し、SENS のトンネル挙動の特徴を明らかにする。

5.2.1 トンネルの全体的挙動

(1) トンネル変形図

図5-1は、トンネル全体の変形前と変形後を表した図であり、変形後の変位量は100倍して表示している。図は上から順に、斜めからの視点（鳥瞰図）、横からの視点（側面図）、上からの視点（平面図）でトンネルの変形図を示したものである。この結果は、表4-4における case14 ($k=100\text{MN/m}^3$, $K_{h0}=0.75$, $u_{\text{init}}=10\text{mm}$) での解析結果である。

これらの図から、以下のことがわかる。

- ① 側面図より、トンネル全体の浮き上がりが確認できる。とくに、下半部での浮き上がりが顕著である。
- ② 平面図より、一次覆工が硬化して土水圧が作用する地点から坑口の間で、トンネルの横長変形が確認できる。これは、静止土圧係数 K_{h0} を 0.75 としているため、トンネルに偏圧が作用するためである。

(2) トンネル軸方向、周方向にかかる軸力

図5-2にトンネルの軸方向の軸力分布を、図5-3にトンネルの周方向の軸力分布を示す。軸力の値は圧縮を負の値として表示している。

これらの図から、以下のことがわかる。

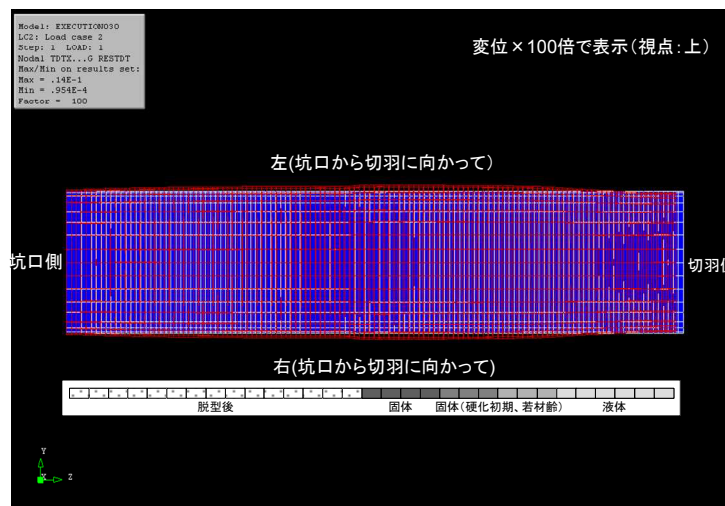
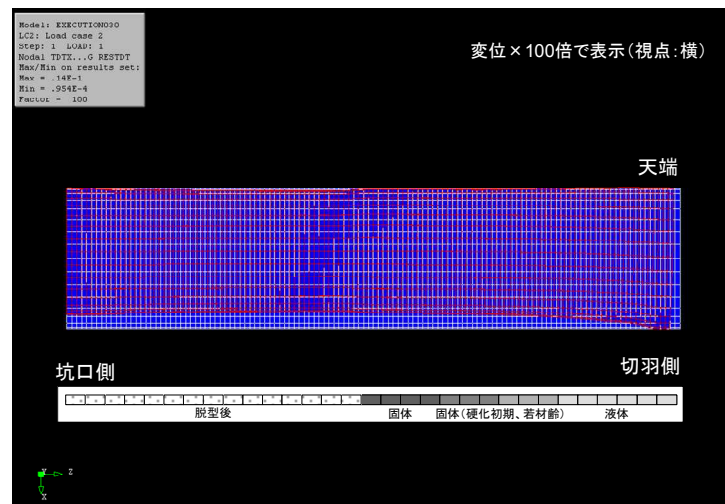
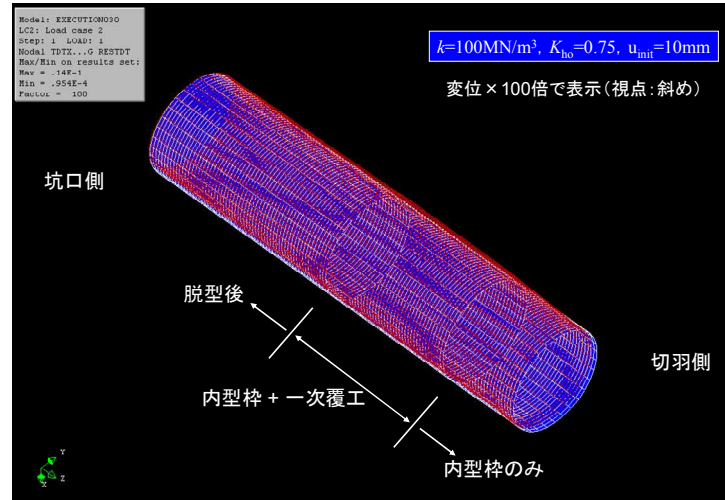


図 5-1 トンネル全体の变形図

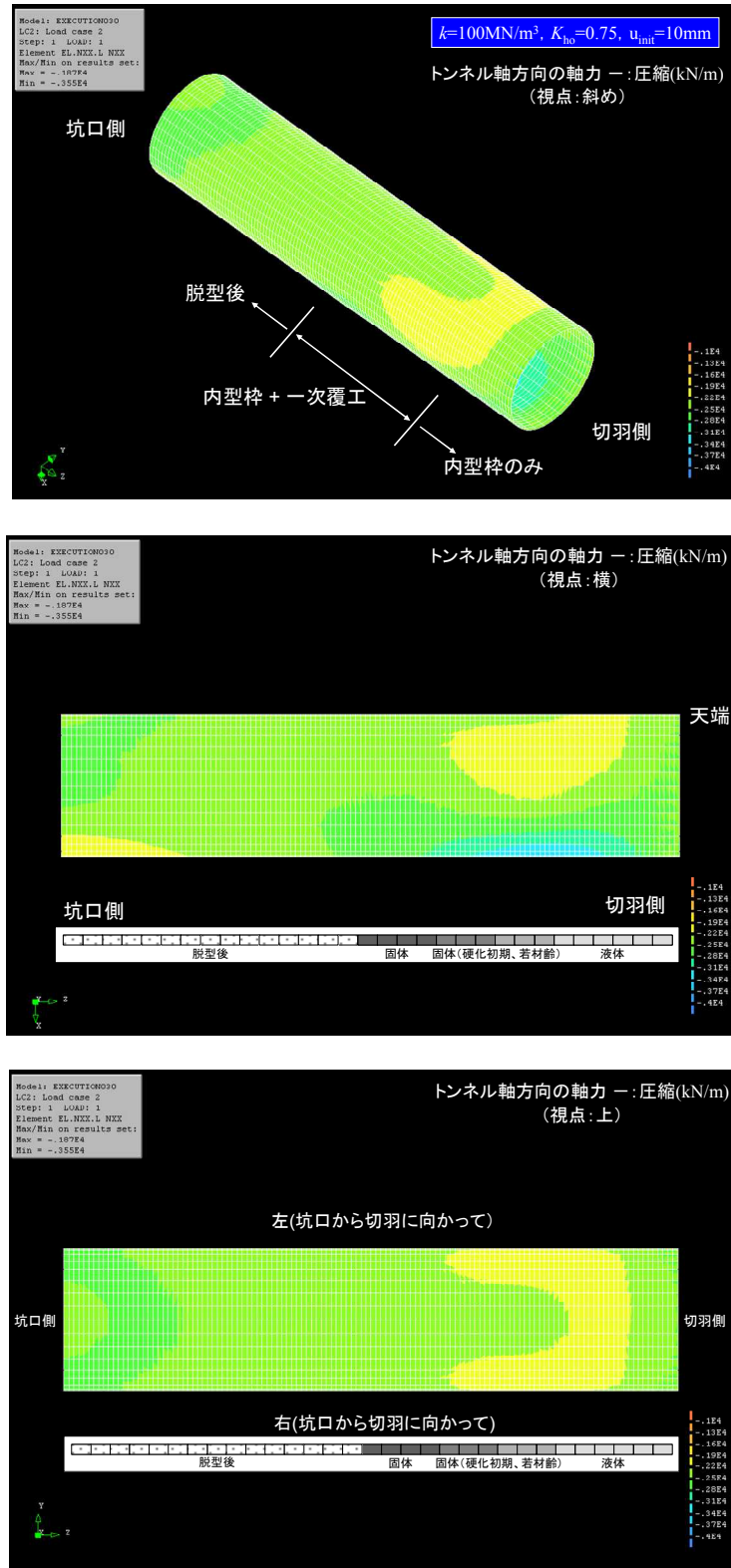


図 5-2 トンネル軸方向の軸力分布

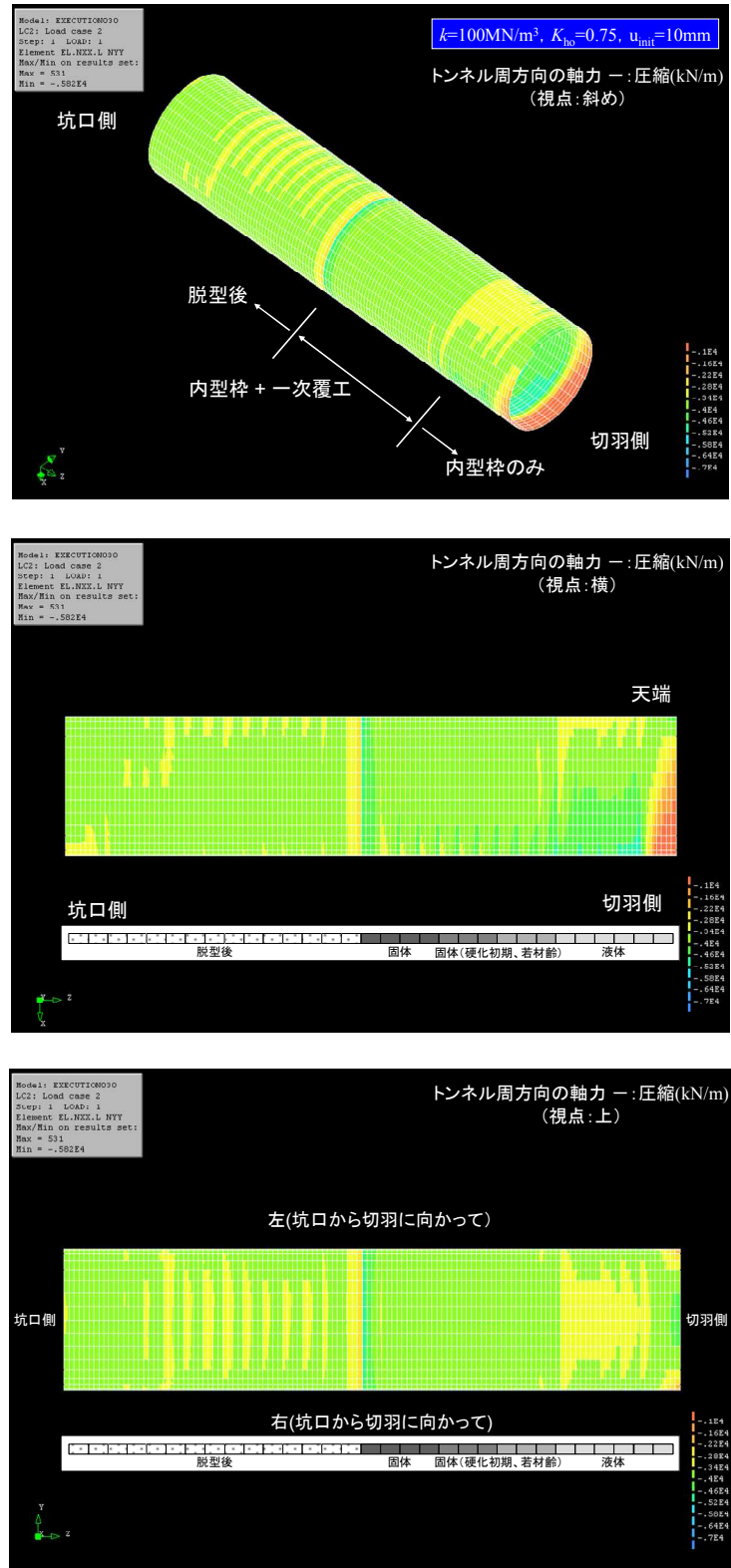


図 5-3 トンネル周方向の軸力分布

- ① トンネル軸方向、周方向双方の場合で、全圧縮状態である。これは、トンネル軸方向には切羽からジャッキ推力、周方向にはコンクリートが未固結の区間ではコンクリート打設圧が、コンクリート硬化後の区間では有効土圧と水圧がトンネルに作用しているためである。
- ② トンネル切羽先端のテール内側では、コンクリート打設圧を作用させていないため、周方向の軸力が低下している。
- ③ 一次覆工が未固結から硬化初期の区間にかけて、トンネル軸方向の軸力は、上半より下半の方が大きくなっている。これは、トンネルが浮き上がることで、トンネル全体が上に凸の形状になっているためである。

(3) トンネル軸方向・周方向の曲げモーメント

図 5-4 にトンネルの軸方向の曲げモーメント分布を、図 5-5 にトンネルの周方向の曲げモーメント分布を示す。曲げモーメントの値は外側引張り（負曲げ）を正の値として表示している。

これらの図から、以下のことがわかる。

- ① トンネル切羽周辺の下部において、コンクリート打設圧による内型枠の浮き上がりに伴う軸方向曲げモーメントの増加が見られる。
- ② 脱型後は、剛性の低下により、トンネル断面が 1mm 程度内空側へ縮小する。このため、脱型直前のリングで、一様に正の軸方向曲げモーメントが発生している。
- ③ 一次覆工コンクリートの硬化開始から内型枠脱型時にかけて、天端と下端で負の周方向曲げモーメント、側部で正の周方向曲げモーメントが発生しているが、脱型とともに、その値は大きく低下する。これは、有効土圧による偏圧が作用し、トンネルが横長に変形し、この変形モードに応じた曲げモーメントが発生していること、内型枠の脱型までは、一次覆工と内型枠が合成梁として、大きな曲げ剛性を有しているが、脱型後は、内型枠分の剛性がなくなるため、曲げ剛性が大きく低下するためである。

(4) 主ひずみ

図 5-6 は最大主ひずみのうち -350μ 以下（-：圧縮ひずみ）をベクトル表示したもので、左側の列はトンネル内空側、右側の列は地山側を表している。また、図の上段は斜めからの視点（鳥瞰図）、中段は横からの視点（側面図）、下段は上からの視点（平面図）での表示である。

同様に、図 5-7 は中間ひずみを表しており、 -200μ 以下（-：圧縮ひずみ）を、図 5-8 は最小ひずみを表しており、 150μ 以上の引張りひずみをベクトル表示している。

これらの図から以下のことがわかる。

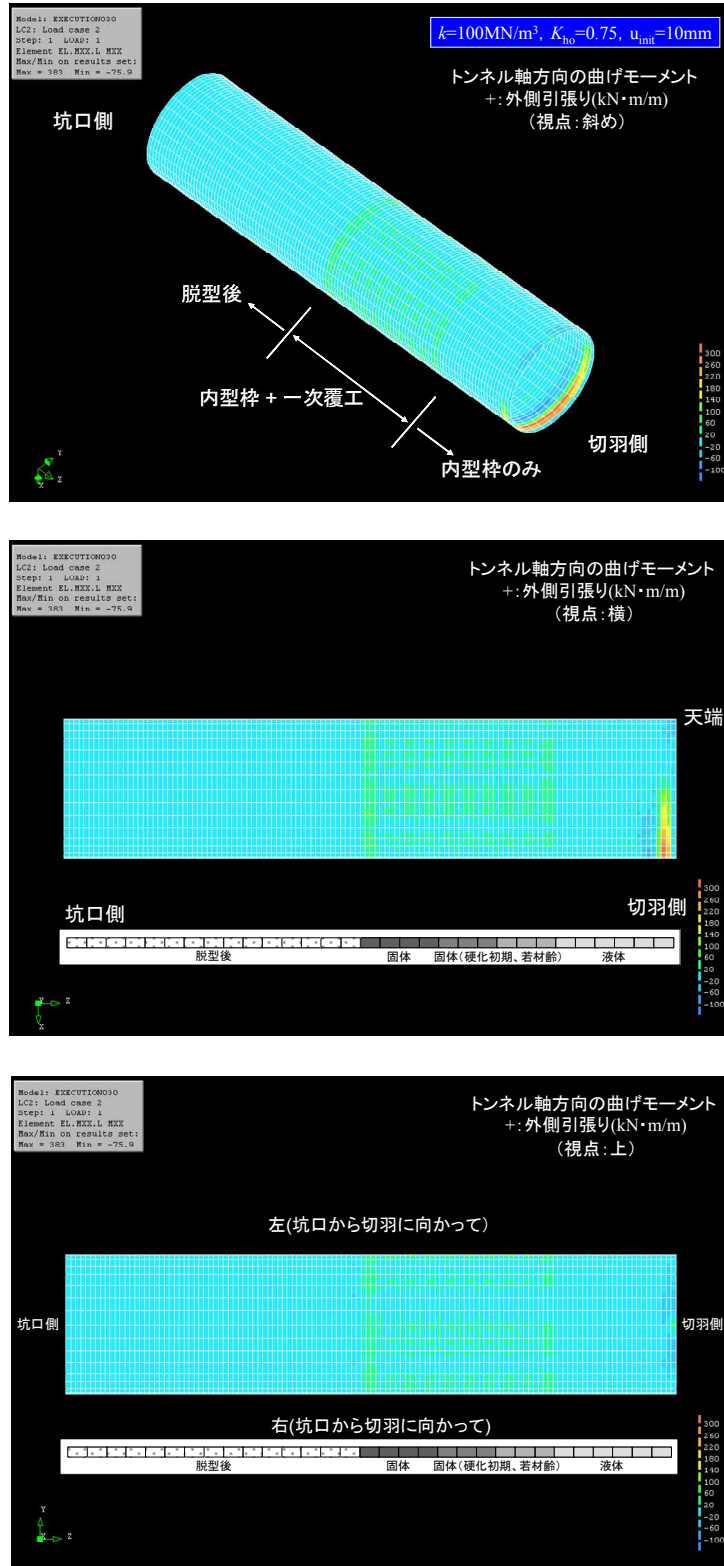


図 5-4 トンネル軸方向の曲げモーメント分布

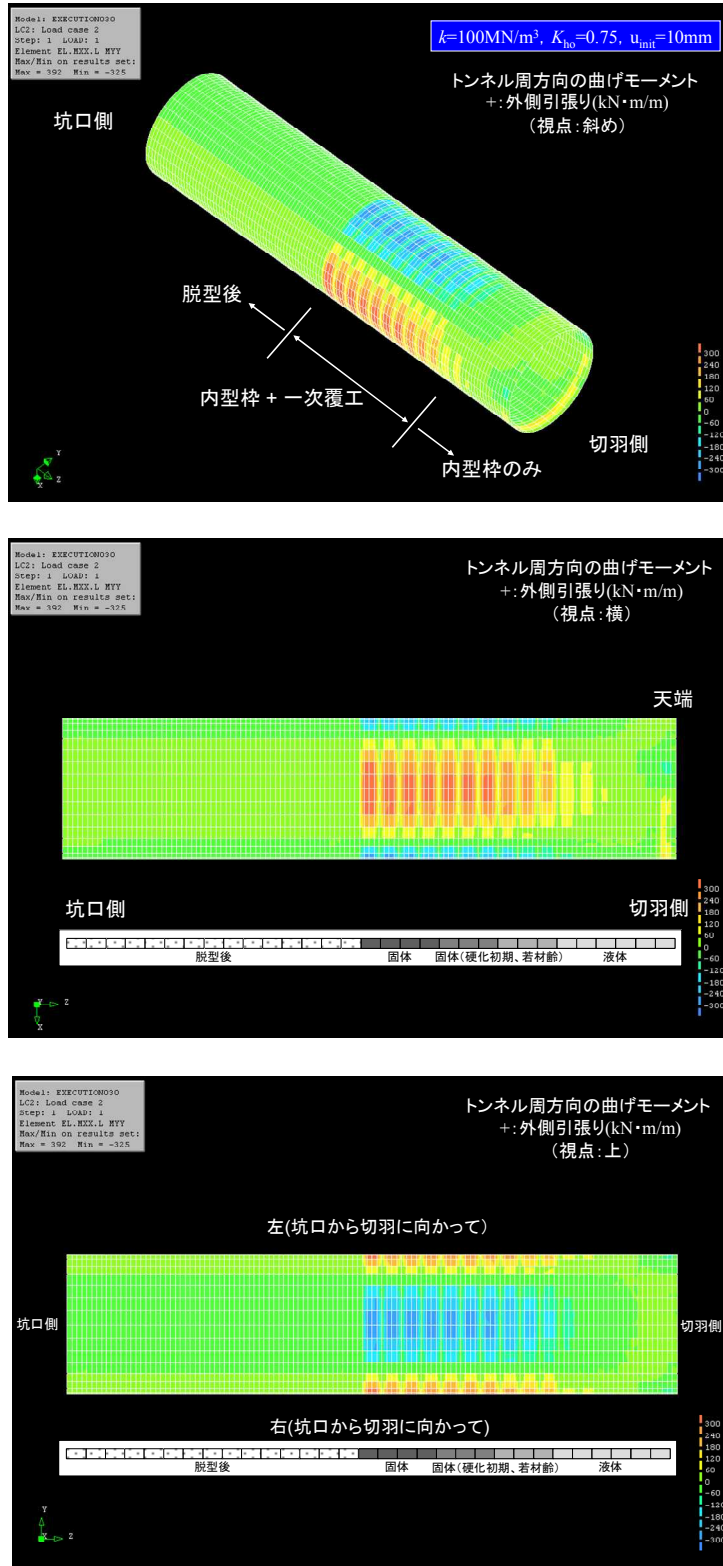
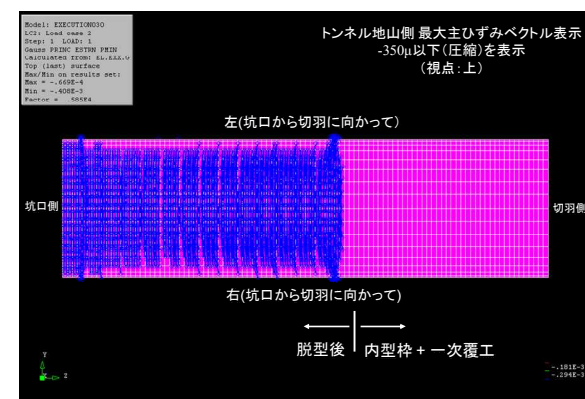
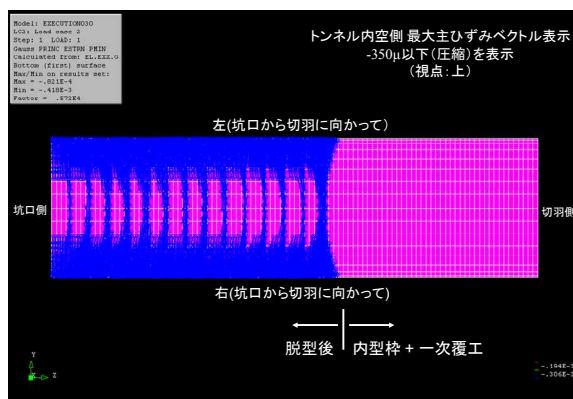
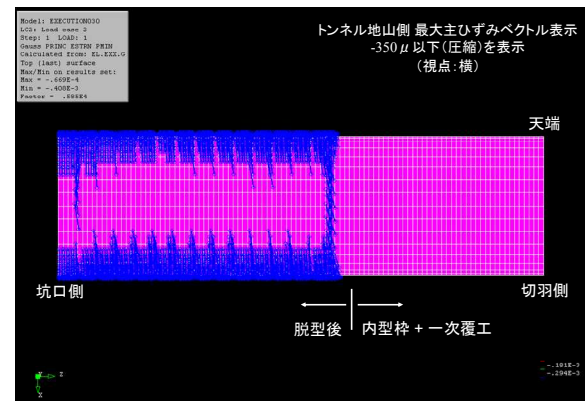
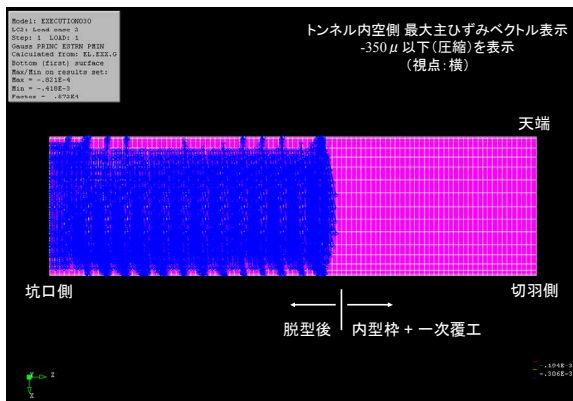
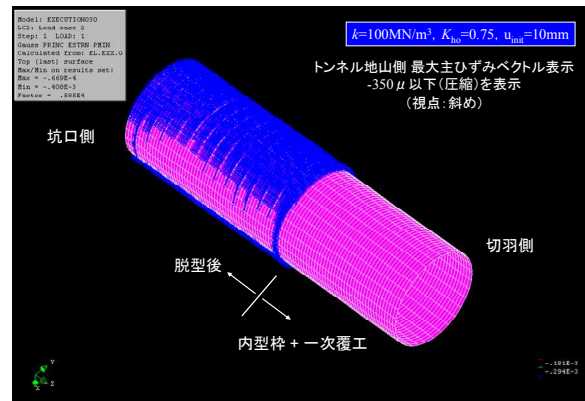
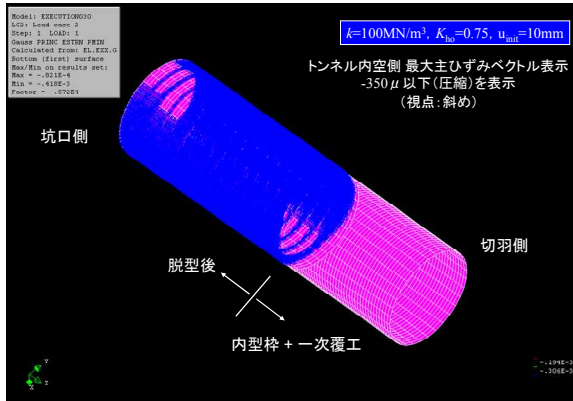


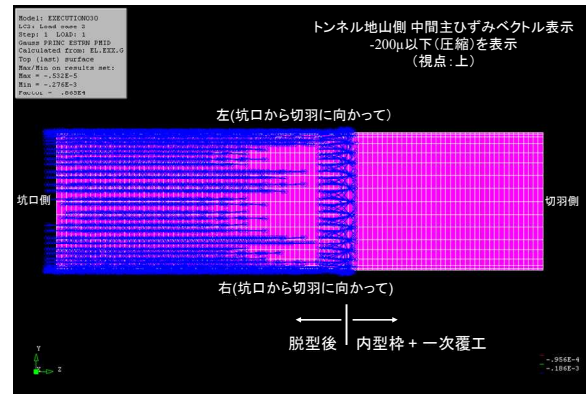
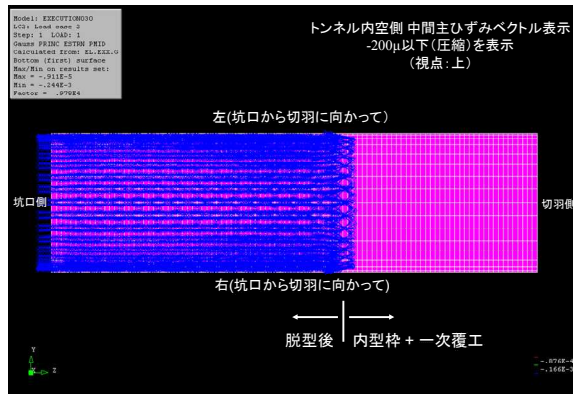
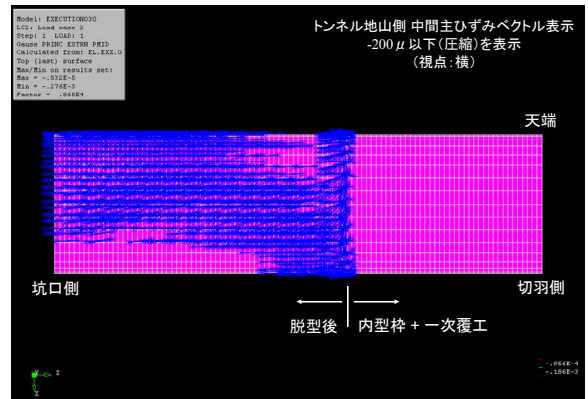
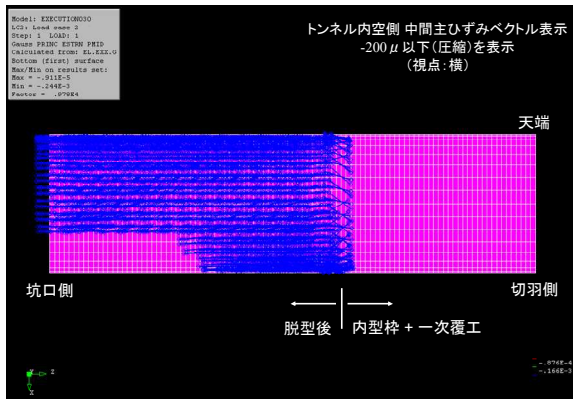
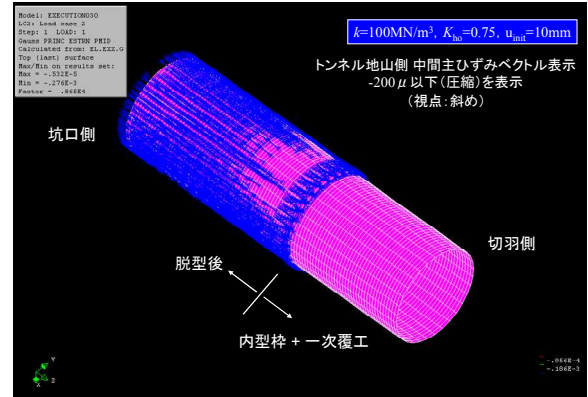
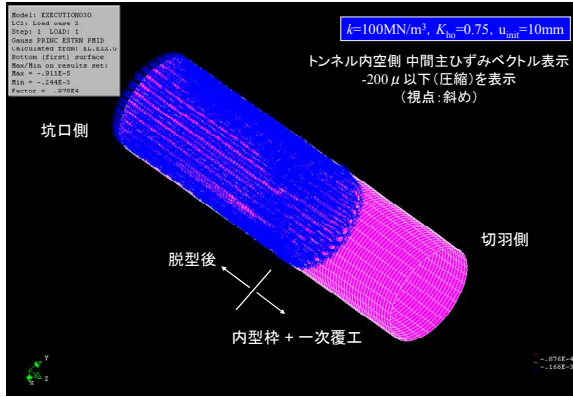
図 5-5 トンネル周方向の曲げモーメント分布



トンネル内空側

トンネル地山側

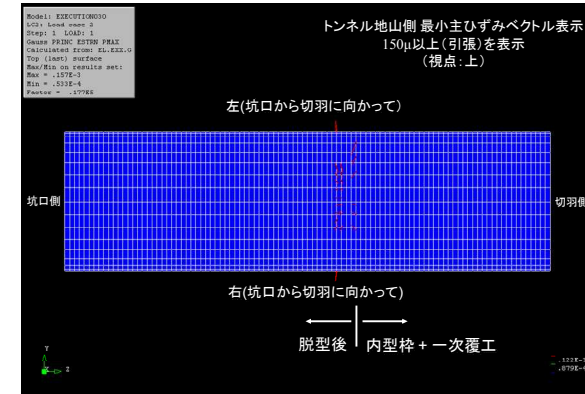
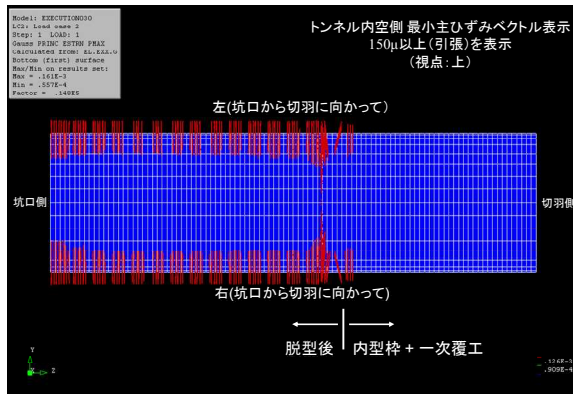
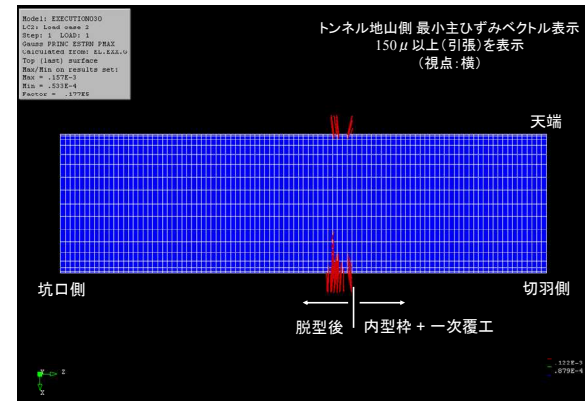
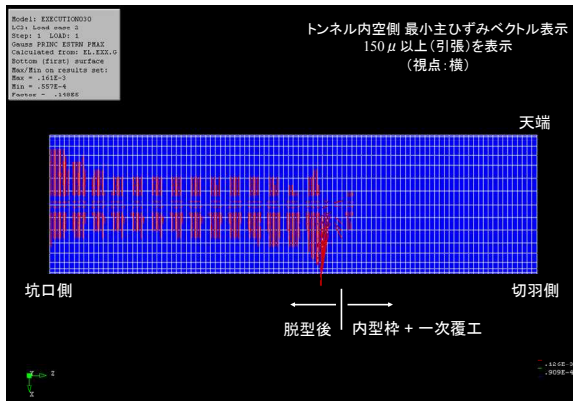
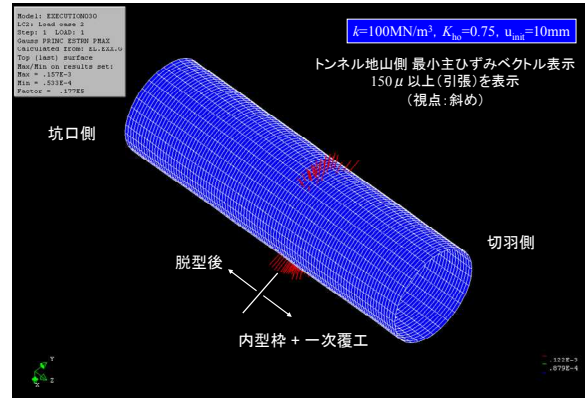
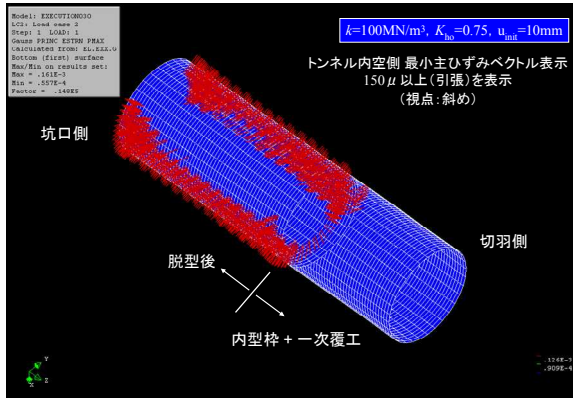
図5-6 最大主ひずみのベクトル表示 (圧縮ひずみ-350 μ 以下を表示)



トンネル内空側

トンネル地山側

図5-7 中間主ひずみのベクトル表示 (圧縮ひずみ-200 μ 以下を表示)



トンネル内空側

トンネル地山側

図 5-8 最小主ひずみのベクトル表示 (引張ひずみ 150 μ 以上を表示)

- ① 最大主ひずみは、脱型後の一次覆工の周方向に見られる。これは、軸力の分布が軸方向 < 周方向 であること、脱型後は軸剛性が低下しているためである。また、トンネル内空側では側部で、地山側ではトンネル下部と上部で最大主ひずみが顕著である。これは、トンネルが横長変形し、トンネル地山側ではトンネル上部と下部で周方向に大きな圧縮力が発生しているためである。
- ② 中間主ひずみを見ると、脱型後の一次覆工のトンネル軸方向に圧縮ひずみが発生している。
- ③ 最小主ひずみ分布を見ると、トンネルの法線方向に発生しており、地山側より内空側が顕著である。とくにトンネル側部に多く見られる。これは、最大主ひずみがトンネル周方向、中間主ひずみがトンネル軸方向に発生していることから、最小主ひずみは、おのおのと直交するトンネルの法線方向に、ポアソン効果による引張ひずみとして発生しているためである。さらに、地山側には全周地盤ばねがあるが、トンネル内空側には変形に抵抗するものがないため、トンネル内空側に最小ひずみが発生している。また、トンネル内空側の側壁部は、横長変形により、周方向圧縮ひずみ（最大ひずみ）が大きいため、側部での最小主ひずみも大きくなっている。
- ④ 今回の解析では、地下水位以下（トンネル天端 約+30m）における大土被り（土被り約93m）の条件で、ジャッキ推力計 83,200kN（シールド総推力 105,000kN の約8割）を荷重として作用させた結果、トンネル周方向、軸方向ともに、圧縮状態となり、トンネルの断面内に引張りひずみの発生はみられなかった。

5.2.2 一次覆工の変位・断面力に与える影響

(1) 地盤反力係数の影響

図 5-9 は静止土圧係数を $K_{h0}=0.75$ 、初期変位を $u_{init}=10\text{mm}$ とし、地盤反力係数を $k=50, 100, 200\text{MN/m}^3$ と変化させた時（表 4-4 における case5, 14, 23）の脱型 5R における一次覆工の変位、周方向の軸力、周方向の曲げモーメントを示した図である。

この図から、地盤反力係数が大きくなると、軸力が小さくなり、横長変形が抑制されるとともに、曲げモーメントも小さくなることがわかる。これは、図 5-10 を用いて説明することができる。同図は地盤反力曲線と原点付近の拡大図を表しているものであるが、図で初期変位が 10mm の場合、地盤反力係数が 50MN/m^3 では、初期に作用する有効土圧はおよそ 750kPa に対し、地盤反力係数が 200MN/m^3 と硬質地盤となると、初期に作用する有効土圧はおよそ 100kPa となる。このように、同じ初期変位でも、地盤の硬さによって、作用する土圧が異なるためである。すなわち、硬い地盤では、小さな初期変位でも大きく主働側に土圧が抜けるため、図 5-9 にみられるような現象が発生する。

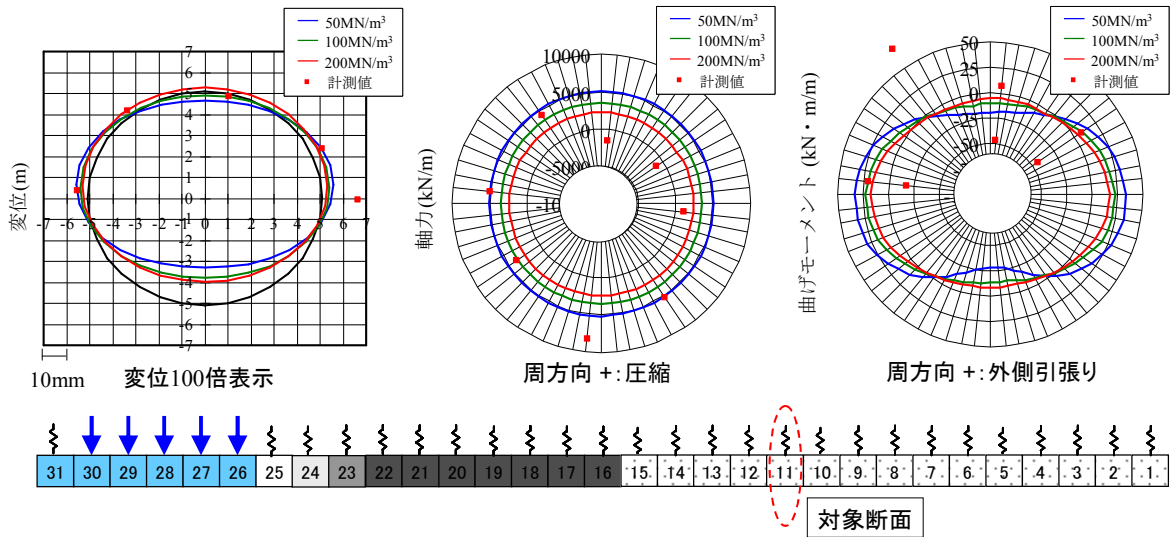


図 5-9 地盤反力係数が一次覆工の変位・断面力に与える影響
(静止土圧係数 $K_{ho}=0.75$, 初期変位 $u_{init}=10\text{mm}$)

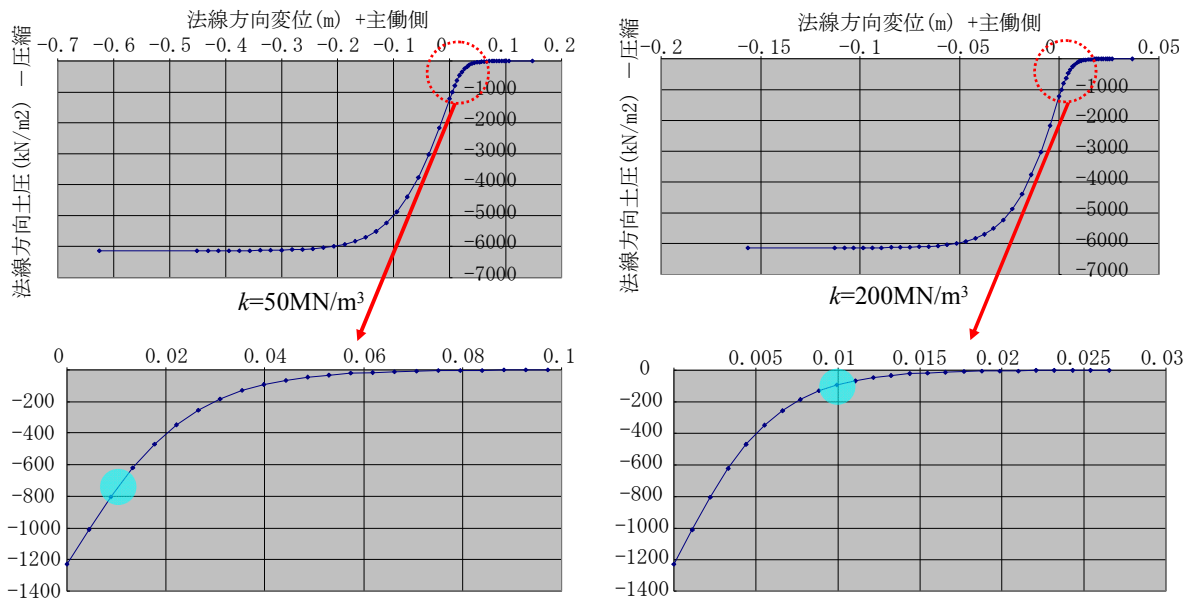


図 5-10 地盤反力曲線とその拡大図 (左 $k = 50\text{MN/m}^3$, 右 $k = 200\text{MN/m}^3$)

(2) 静止土圧係数の影響

図 5-11 は地盤反力係数を $k=100\text{MN}/\text{m}^3$ ，初期変位を $u_{\text{init}}=10\text{mm}$ とし，静止土圧係数を $K_{h0}=0.5, 0.75, 1.0$ と変化させた時（表 4-4 における case11, 14, 17）の脱型 5R における一次覆工の変位，周方向の軸力，周方向の曲げモーメントを示した図である。

この図より，静止土圧係数が小さくなると，横長変形が大きくなり，軸力は小さくなり，曲げモーメントは大きくなることわかる。これは，静止土圧係数が小さくなると，鉛直土圧に対する静止土圧の割合が小さくなるため，偏圧の影響が大きくなること，また，トータルとして作用する土圧が小さくなることから，これらの現象が発生する。

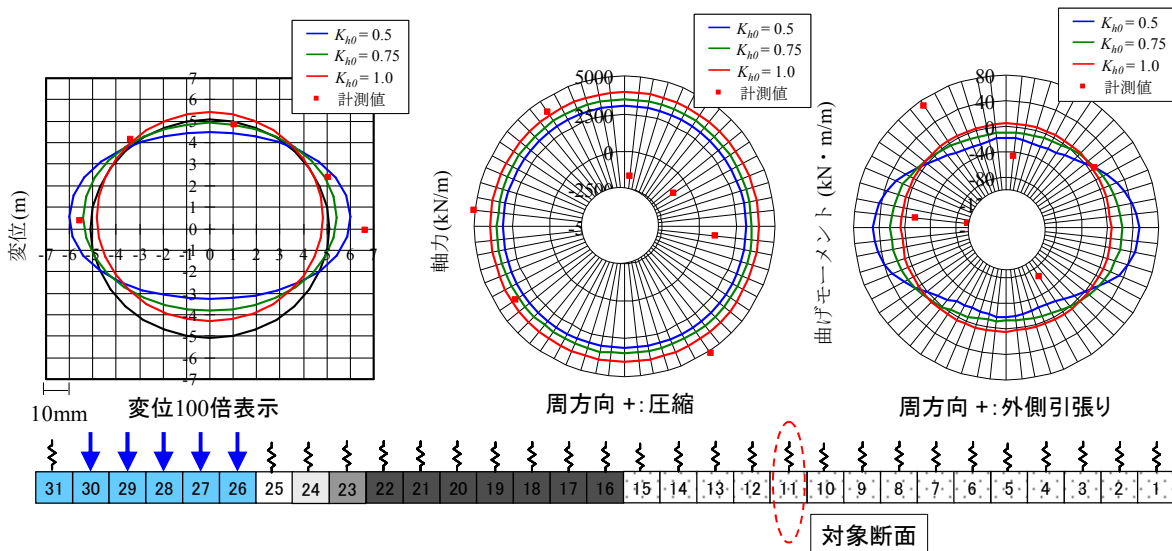


図 5-11 静止土圧係数が一次覆工の変位・断面力に与える影響
 (地盤反力係数 $k=100\text{MN}/\text{m}^3$ ，初期変位 $u_{\text{init}}=10\text{mm}$)

(3) 初期変位の影響

地盤反力係数を $k=200\text{MN}/\text{m}^3$ ，静止土圧係数を $K_{h0}=0.75$ とし，初期変位量を $u_{\text{init}}=5, 10, 20\text{mm}$ と変化させた場合（表 4-4 における case22, 23, 24）の脱型 5R における一次覆工の変位，周方向の軸力，周方向の曲げモーメントを，図 5-12 に示す。

地盤が硬い場合，初期変位を大きくすると，大きく鉛直上向きへ剛体変位することがわかる。地盤が硬いケースでは，図 5-13 に示すように，初期変位が大きくなると，地盤が自

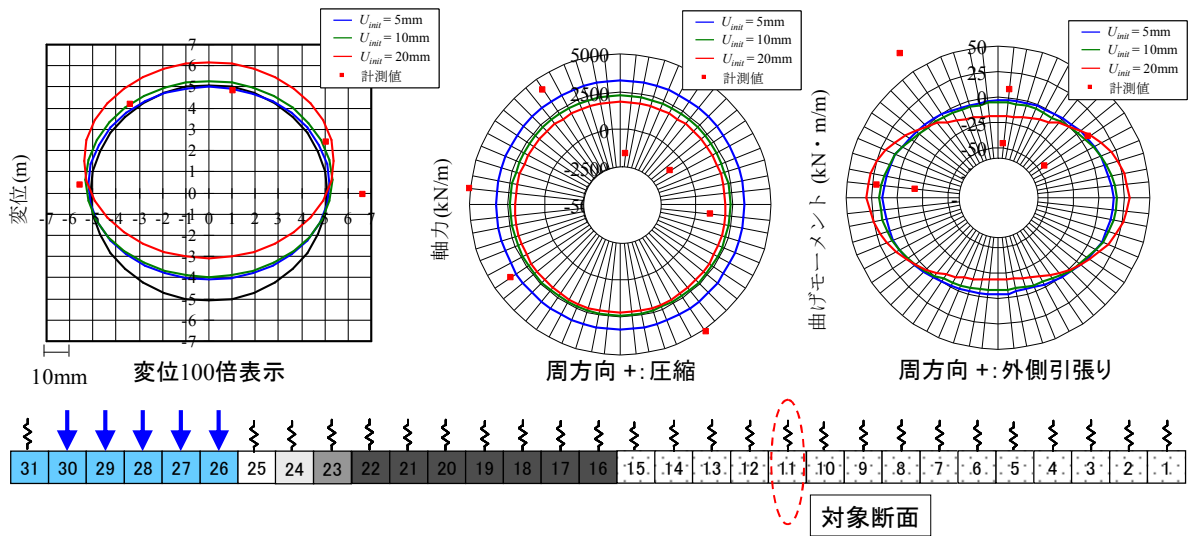


図 5-12 初期変位が一次覆工の変位・断面力に与える影響
 (地盤反力係数 $k=200\text{MN}/\text{m}^3$, 静止土圧係数 $K_{r0}=0.75$)

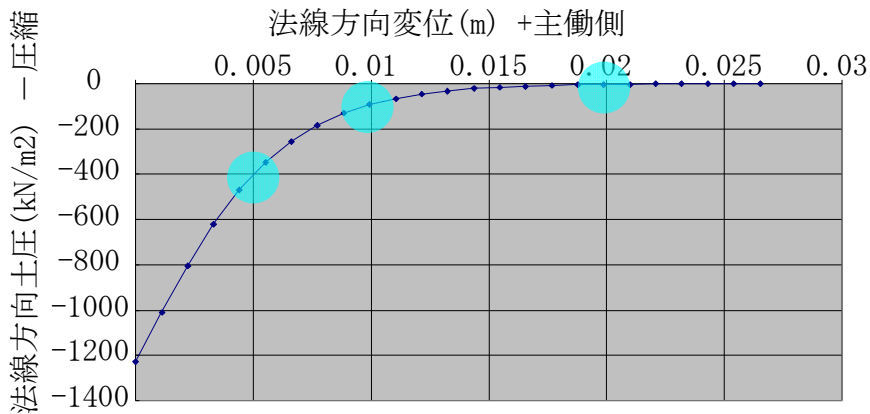


図 5-13 地盤反力曲線拡大図 ($k = 200\text{MN}/\text{m}^3$)

立し、有効土圧がほとんど作用しない状態となる。この状態で、コンクリート打設圧や水圧による浮力が作用する場合、トンネルは力の釣り合いがとれる位置、すなわち、トンネ

ル上半に有効土圧が作用する位置まで鉛直剛体変位するため、鉛直上向きに大きく剛体変位する。これは、図4-26で、初期変位が大きい場合にトンネル上部のみで有効土圧が作用していることからわかる。さらに、この場合、一次覆工はトンネル上部のみで、地盤と接することから、横長変形が発生する。このため、図5-12で初期変位 $u_{init}=20\text{mm}$ のケースでは、曲げモーメントが大きな値となる。

(4) 各解析ケースにおける脱型後の変位・断面力

図5-14に地盤反力係数 $k=50\text{MN/m}^3$ とした case1 から 9, 図5-15に地盤反力係数 $k=100\text{MN/m}^3$ とした case10 から 18, 図5-16に地盤反力係数 $k=200\text{MN/m}^3$ とした case19 か

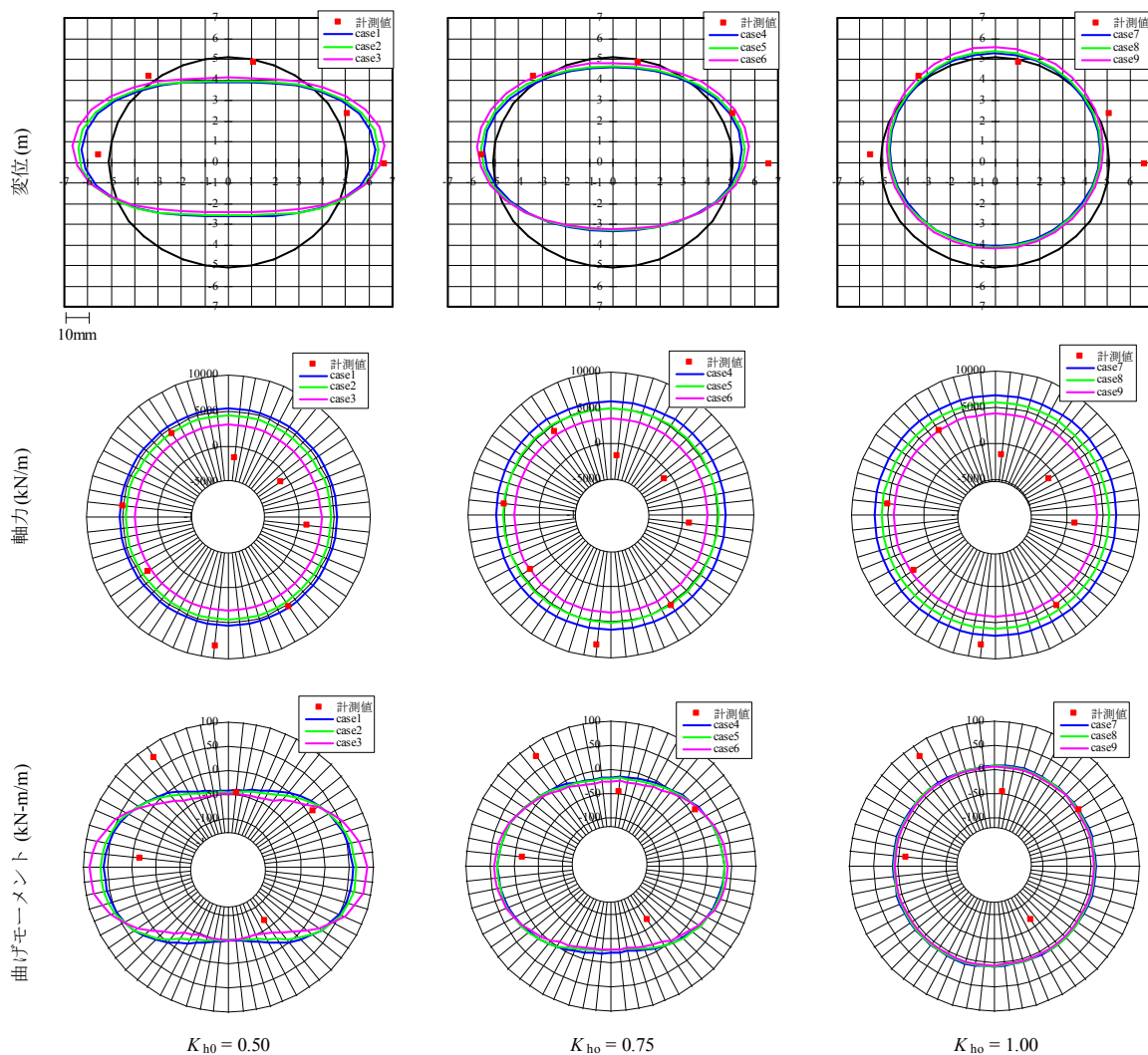


図5-14 脱型5R後の変位・断面力分布 (地盤反力係数 $k=50\text{MN/m}^3$)

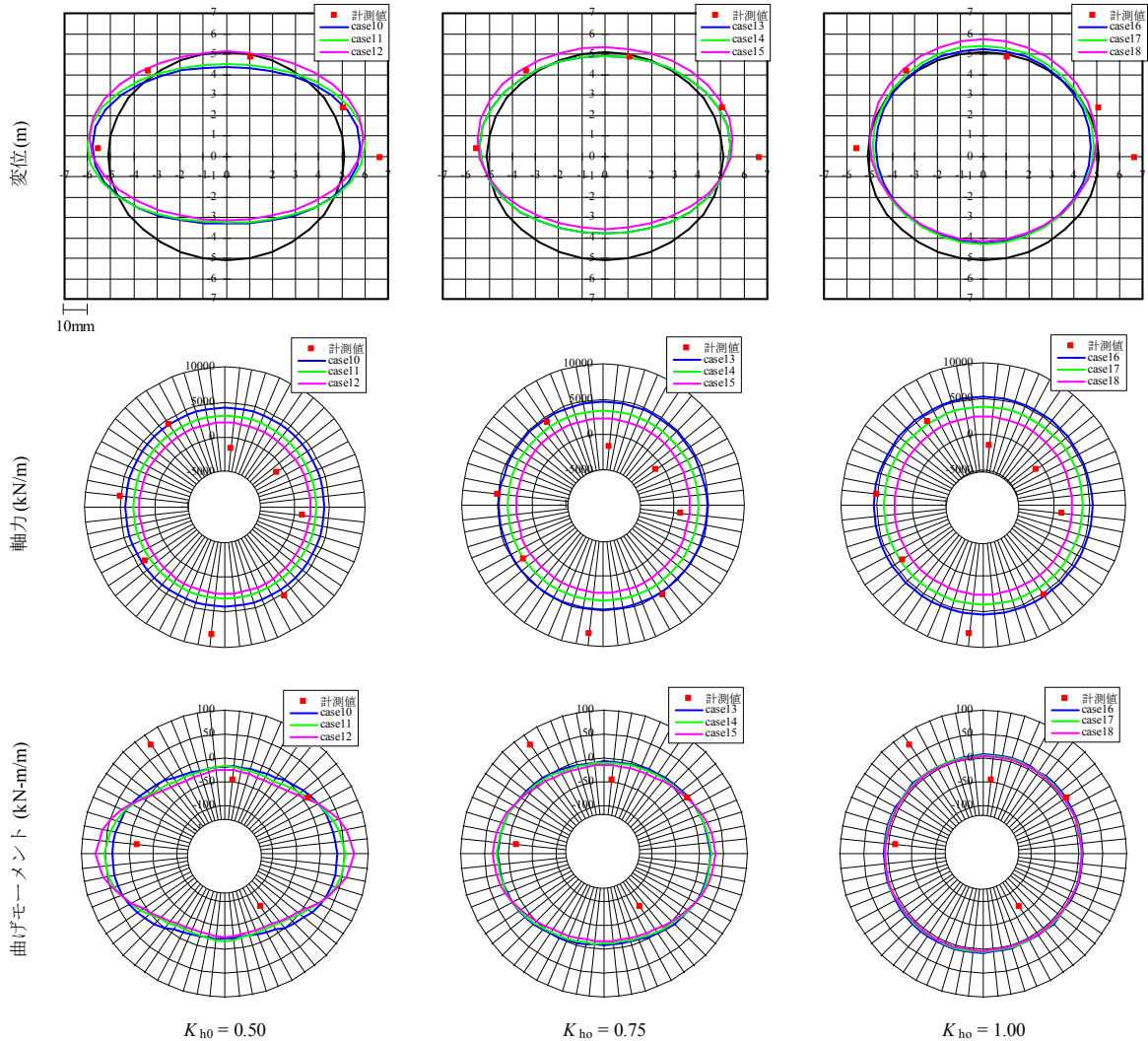


図 5-15 脱型 5R 後の変位・断面力分布 (地盤反力係数 $k=100\text{MN}/\text{m}^3$)

ら 27 の、脱型 5R 後の一次覆工の変位，軸力，曲げモーメントの解析値のトンネル周方向分布を示す。軸力は圧縮が正，曲げモーメントは外側引張り（負曲げ）が正である。この断面は最終ステップの計算結果のうち，脱型 5R 後の解析結果であり，実現場で計測した 1624R の脱型 5R 後の計測値も合わせて示す。

地盤反力係数，静止土圧係数，初期変位がトンネルの変位および断面力に及ぼす影響に

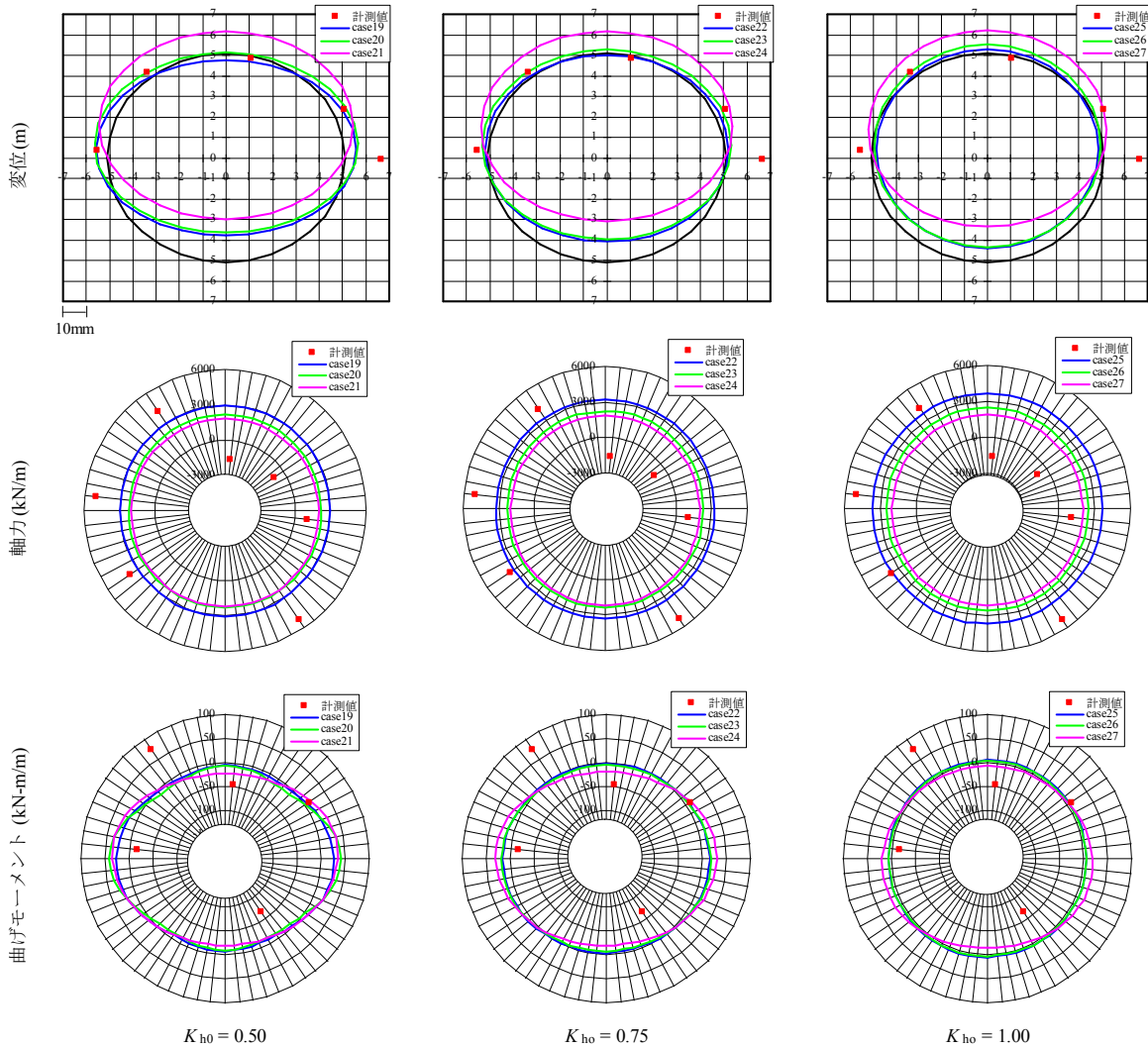


図 5-16 脱型 5R 後の変位・断面力分布（地盤反力係数 $k=200\text{MN}/\text{m}^3$ ）

については、4.4.2 横断面内の変位・軸力・曲げモーメント分布（内型枠と一次覆工が共存する区間での挙動）にて詳述した。今回示した脱型後の挙動もそれと同様の傾向であるため、省略する。

脱型前における変位・断面力を示した図 4-12、図 4-13、図 4-14 と比較すると以下のことがわかる。

- ① 横長変形が卓越するケースでは、脱型前と比較して脱型後はさらに変形が進行するが、曲げモーメントは大きく低下する。これは、脱型により曲げ剛性 EI が大きく低下し、変形は進行するが、曲げモーメントも大きく低下するためである。
- ② 脱型前後での軸力を比較すると、脱型後の軸力が低下している。これは、脱型によって剛性が低下することから、トンネルは内空側に 1mm 程度収縮し、トンネルが地盤から離れる動きにより、作用する有効土圧が低下するためである。

(5) トンネルの変位・断面力の経時的変化

図 5-17、図 5-18 は、地盤反力係数 $k=100\text{N/m}^3$ 、初期変位量を $u_{\text{init}}=5\text{mm}$ とし、静止土圧係数を $K_{h0}=0.75, 1.0$ と変化させた場合 (表 4-4 における case13, 16) の最終ステップでの各施工位置での軸力、曲げモーメントを表示している。図の上段はトンネル天端、中段は下端、下段は左側部における軸力、曲げモーメントの解析結果を示している。計測を実施した施工位置 (テール脱出 6R 後、脱型 3R 前、脱型 5R 後) では、計測値もプロットしている。なお、左側部の計測値は、計測のばらつきを補うため、軸力、曲げモーメントともに左右の計測値の平均値をプロットした。

これらの図から以下のことがわかる。

- ① 解析結果を見ると、トンネルの位置に関わらず、軸力、曲げモーメントともに、脱型前に最大値をとり、脱型後にその値が低下する傾向が見られる。これは、第 2 章で示した計測値の示すモード (脱型前に最大値を示し、脱型後に低下する) を解析値が表現できていることを示している。
- ② おおのこの図をみると、計測値にややばらつきはみられるものの、とくに、軸力はトンネル左側壁部、曲げモーメントはトンネル天端で解析値が計測値を制度良く表現できていることがわかる。
- ③ 脱型後は曲げモーメントが大きく低下する。これは、脱型により、内型枠が無くなることで、トンネルとしての厚さが、0.88m から 0.33m と薄くなり (図 2-37)、断面二次モーメントが大きく低下するためである。表 5-1 は、地盤反力係数 $k=100\text{N/m}^3$ 、初期変位量 $u_{\text{init}}=5\text{mm}$ 、静止土圧係数 $K_{h0}=0.75$ とした場合の、トンネル左側壁部の曲げモーメントの解析値と等価曲げ剛性の値を示したものである。この表から、脱型前後で曲げモーメントがおよそ $300\text{kN}\cdot\text{m/m}$ から $20\text{kN}\cdot\text{m/m}$ に低下し、その低下率は 0.067 倍となっていること、これに対し、曲げ剛性は 1.68×10^6 から 1.15×10^5 となり、曲げ剛性の低下率は 0.068 倍となっていることから、曲げ剛性と曲げモーメントの低下率はほぼ一致していることがわかる。すなわち、曲げモーメントは曲げ剛性と曲率の積なので、脱型すると、トンネルの曲率はほとんど変化しないが、曲げ剛性が低下するため、脱型後の曲げモーメントも同様の低下率で減少したと考えられる。

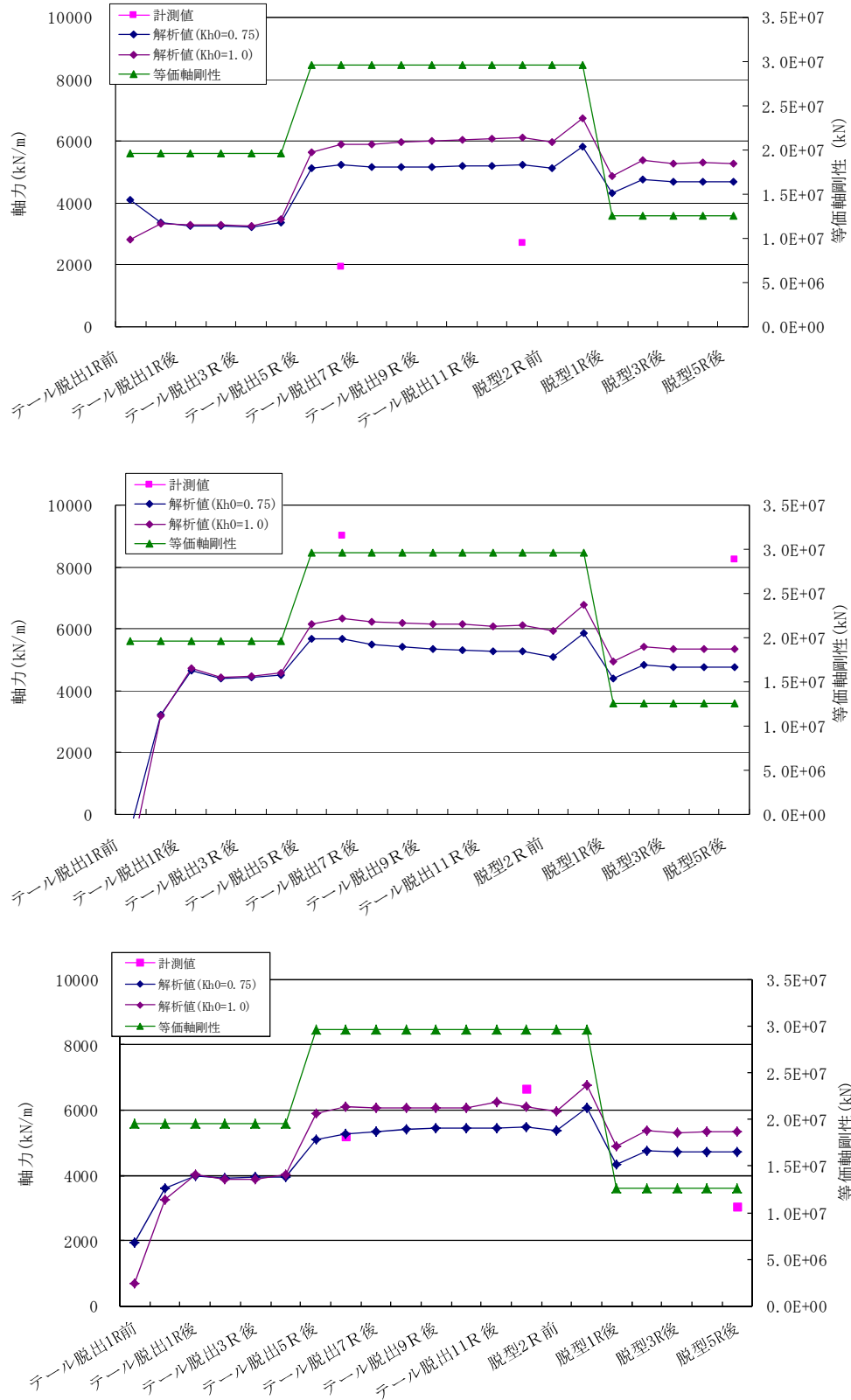


図5-17 各施工位置の軸力分布 (上段図：天端，中段図：下端，下段図：左側壁部)
 (地盤反力係数 $k=100\text{MN}/\text{m}^3$ ，初期変位 $u_{init}=10\text{mm}$)

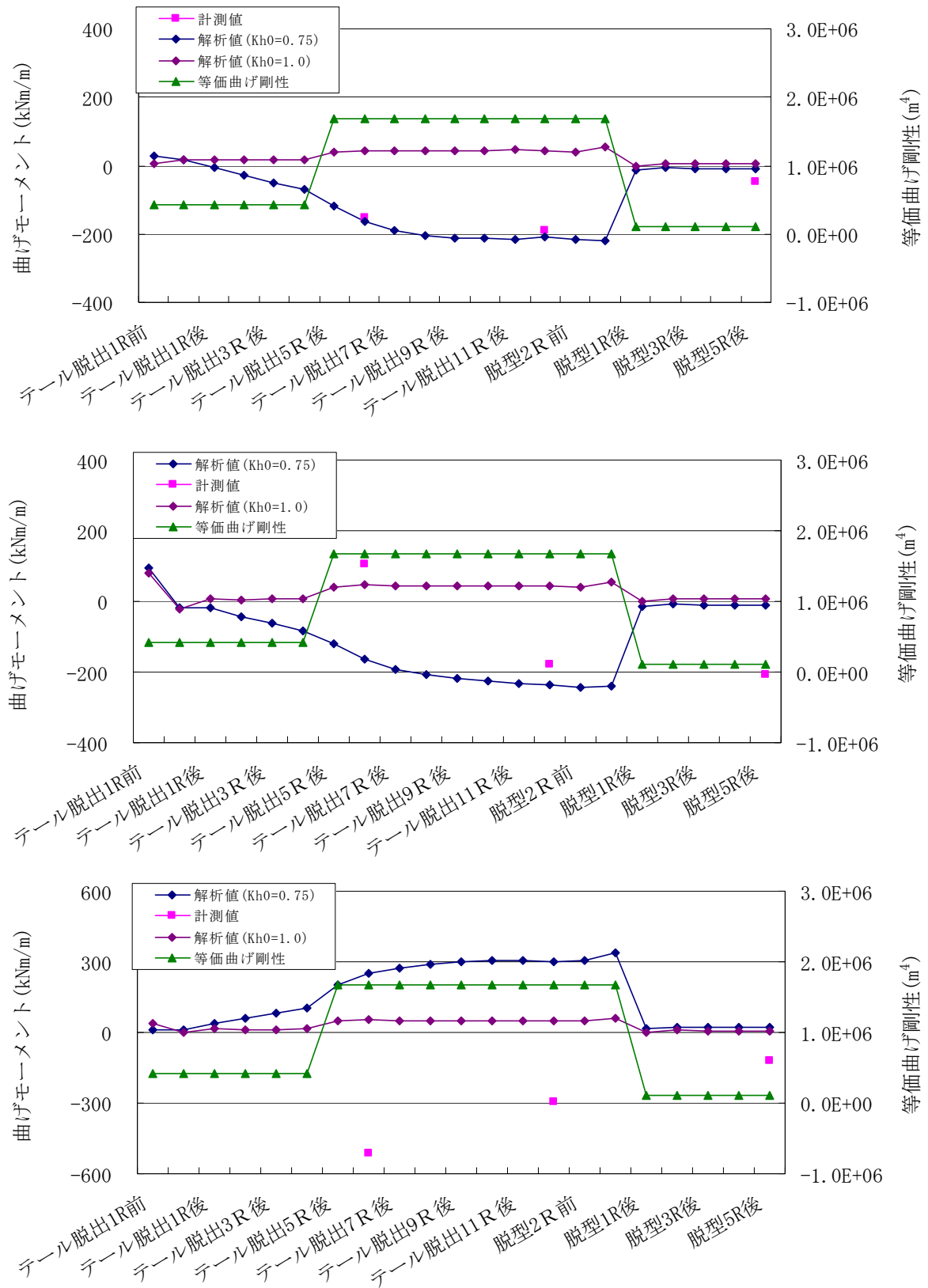


図 5-18 各施工位置の曲げモーメント分布 (上段図：天端，中段図：下端，下段図：左側壁部)
 (地盤反力係数 $k=100\text{MN}/\text{m}^3$ ，初期変位 $u_{init}=10\text{mm}$)

表5-1 各施工位置における曲げモーメントの値

計測点	主曲-1R+276	等価曲げ剛性
単位	kNm/m	
設置角度	276	$(EcIc + EsIs)$
設置角度	解析値($K_{ho}=0.75$)	
テール脱出1R前	12.7	4.21E+05
テール脱出リング	11.2	4.21E+05
テール脱出1R後	40.5	4.21E+05
テール脱出2R後	59.0	4.21E+05
テール脱出3R後	79.9	4.21E+05
テール脱出4R後	101.6	4.21E+05
テール脱出5R後	203.5	1.68E+06
テール脱出6R後	250.3	1.68E+06
テール脱出7R後	275.1	1.68E+06
テール脱出8R後	290.1	1.68E+06
テール脱出9R後	299.1	1.68E+06
テール脱出10R後	303.6	1.68E+06
テール脱出11R後	305.1	1.68E+06
脱型3R前	302.6	1.68E+06
脱型2R前	303.9	1.68E+06
脱型1R前	337.7	1.68E+06
脱型1R後	14.4	1.15E+05
脱型2R後	21.8	1.15E+05
脱型3R後	20.7	1.15E+05
脱型4R後	21.1	1.15E+05
脱型5R後	21.2	1.15E+05

(6) 計測値との比較

図 5-19 は、地盤反力係数を $k=100\text{MN}/\text{m}^3$ 、初期変位を $u_{init}=10\text{mm}$ とし、静止土圧係数を $K_{ho}=0.5, 0.75, 1.0$ と変化させた際の、静止土圧係数と一次覆工の断面力の関係を示したものであり、同様に、図 5-20 は、静止土圧係数を $K_{ho}=0.75$ 、初期変位を $u_{init}=10\text{mm}$ とし、地盤反力係数 k を変化させ、図 5-21 は、地盤反力係数を $k=100\text{MN}/\text{m}^3$ 、静止土圧係数を $K_{ho}=0.75$ とし、初期変位 u_{init} を変化させた際の、それぞれのパラメータと一次覆工の断面力の関係を示したものである。なお、表示した断面力は脱型 5R 後の解析結果である。

これらの図から以下のことがわかる。

- ① これらの図は、内型枠の断面力を示した図 4-21、図 4-22、図 4-23 のグラフの特徴と同様の傾向であることがわかる。したがって、地盤条件が一次覆工に及ぼす影響は、内型枠の場合と同様に説明することができる。

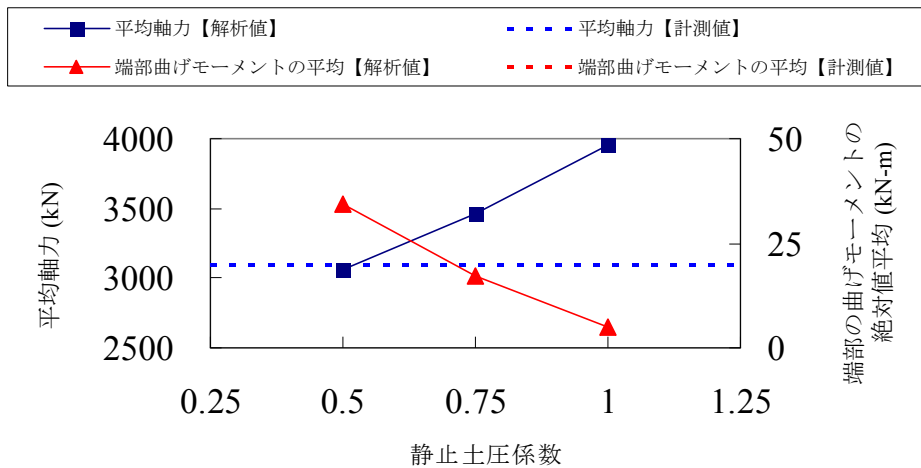


図 5-19 静止土圧係数と一次覆工の断面力の関係（脱型 5R 後）

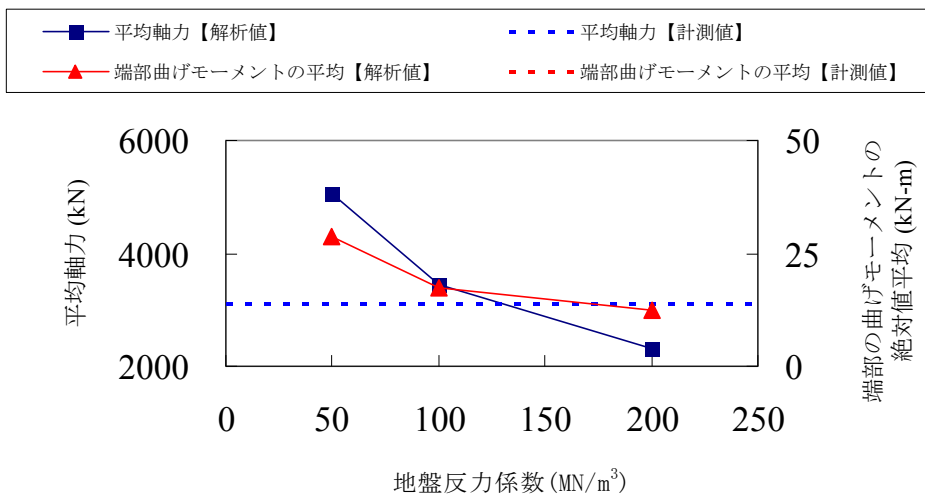


図 5-20 地盤反力係数と一次覆工の断面力の関係（脱型 5R 後）

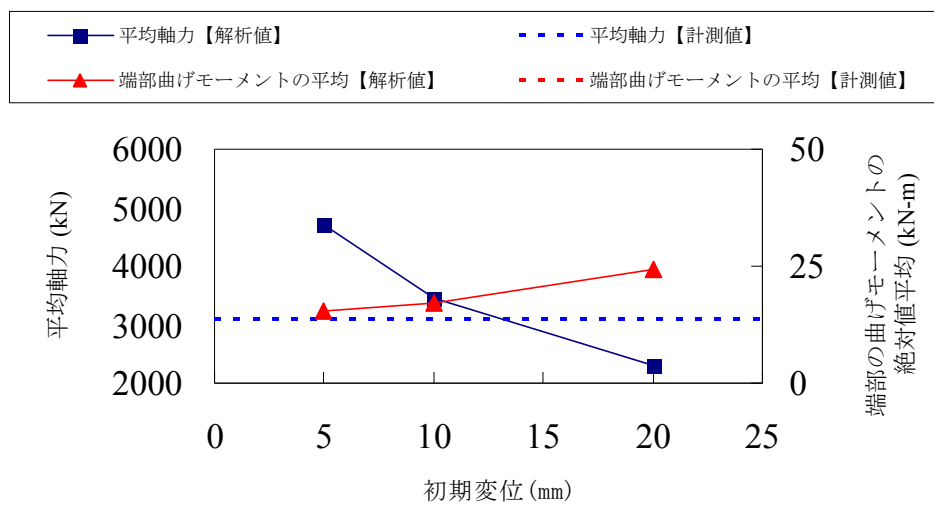


図 5-21 初期変位と一次覆工の断面力の関係（脱型 5R 後）

- ② 曲げモーメントの計測値が図中に見られない。これは、計測値における上下左右の曲げモーメントの絶対値平均を計算すると、123.4kN-m となり、右軸の範囲を大きく超えた値となり、表示されていないためである。このように、曲げモーメントの端部の絶対値平均が解析値を大きく上回る結果となったが、脱型 5R 後の曲げモーメントの計測値をみると、図 2-32 から、天端：-47kN-m、スプリングライン右：-220.9kN-m、下端：-207.7kN-m、スプリングライン左：-18.1kN-m となっており、かなりばらつきが大きいこと、とくにスプリングライン右とトンネル下端でモーメントの値が極端に大きくなっていることから、端部の絶対値平均の値も大きくなっている。一方、軸力を見ると、解析値は計測値を精度良く表現できていることがわかる。

5.3 施工条件が一次覆工挙動へ与える影響

適切な線形管理、一次覆工の巻厚確保のためには、ジャッキパターンや施工サイクル等の施工条件が内型枠・一次覆工の挙動へどのように影響を及ぼすのか把握する必要がある。このような背景から、前節まで、地盤条件が SENS のトンネル挙動に与える影響について検討を行ったが、本節では、一次覆工・内型枠への鉛直上向き変位へ影響を及ぼす施工因子をパラメータとして、パラメータスタディを実施することとした。

一次覆工、内型枠の鉛直方向の変位に影響を与える施工パラメータとして、ジャッキパターン、施工サイクル、初期変位（シールド掘進による先行変位、コピーカッターによる余掘り、コンクリート打設率等の地山のゆるみ）等が考えられる。施工条件によるパラメータスタディの解析では、これらの施工因子をパラメータとして解析を実施した。

解析ケースを表 5-2 に示す。ジャッキパターンは全押し、下押しの 2 パターンとし、施工サイクルは 240 分/R、120 分/R（津軽蓬田トンネルの標準施工サイクル）、80 分/R の 3 パターン、初期変位は地盤条件をパラメータとした場合と同様、主働側に 5mm、10mm、20mm とした。また、地盤の条件のうち、地盤反力係数 $k=100\text{kN/m}^3$ 、静止土圧係数 $K_{h0}=0.75$ は一定として解析を実施した。

5.3.1 変位量への影響

(1) 施工サイクルの影響

図 5-22 は、ジャッキ全押し、初期変位 10mm で、施工サイクルを変化させた場合の、トンネルの各位置での法線方向の変位量（法線方向外向きを正）を示したものである。トンネル天端の変位量をみると、施工サイクルが早い場合（80 分/R）はおおよそ 8.0mm で収束しているのに対し、標準施工サイクル（120 分/R）ではおおよそ 4.0mm で収束しており、施工サイクルが早くなると鉛直変位量が大きくなることがわかる。この傾向はトンネル下端の挙動からもみてとれる。これは、コンクリートの硬化開始を打設後から 12 時間後としており、標準施工サイクルでは切羽から 7R 以後、施工サイクルが早い場合では、切羽から 10R 以後で一次覆工が硬化することから、施工サイクルが早い場合は、一次覆工が液体状

表5-2 パラメータスタディ解析ケース

ジャッキパターン	施工サイクル	u_{init} :初期変位 (mm)	Case No.
全押し	240分/1R	5	1
		10	2
		20	3
	120分/1R (標準施工サイクル)	5	4
		10	5
		20	6
	80分/1R	5	7
		10	8
		20	9
下押し	240分/1R	5	10
		10	11
		20	12
	120分/1R (標準施工サイクル)	5	13
		10	14
		20	15
	80分/1R	5	16
		10	17
		20	18

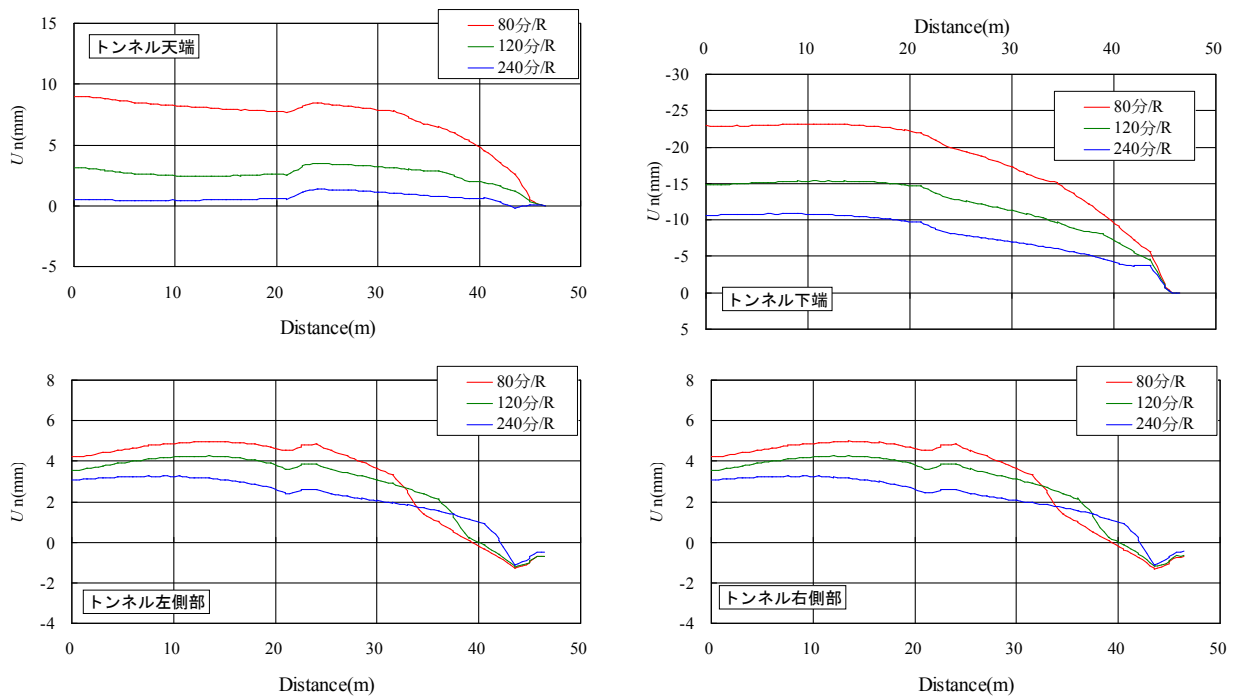


図5-22 施工速度がトンネル変位に与える影響

態の区間が長くなり、コンクリート打設圧による浮力が内型枠に作用する区間が長くなるためである。

またトンネル側部の変位量を比較すると、施工サイクルが早い場合が外側に変位していることがわかる。この理由としては、施工サイクルが早い場合、コンクリート打設圧による浮力が大きく作用し、トンネルが浮き上がろうとする動きに対し、トンネル上半部で地盤反力が作用し、トンネルが横に押し潰されたような形になるためと考えられる。

(2) 初期変位の影響

図5-23は、ジャッキ全押し、標準施工サイクルで、初期変位を変化させた場合の、トンネルの各位置での法線方向の変位量（法線方向外向きを正）を示したものである。初期変位が20mmでは、大きな鉛直変位量となる。これは、地盤が自立しているため、地盤反力が作用する位置まで一次覆工が剛体変位するためである。したがって、硬質地盤において、コピーカッターによる大きな余掘りや、一次覆工コンクリート打設量の低下は、一次覆工の鉛直変位量を増大させる。

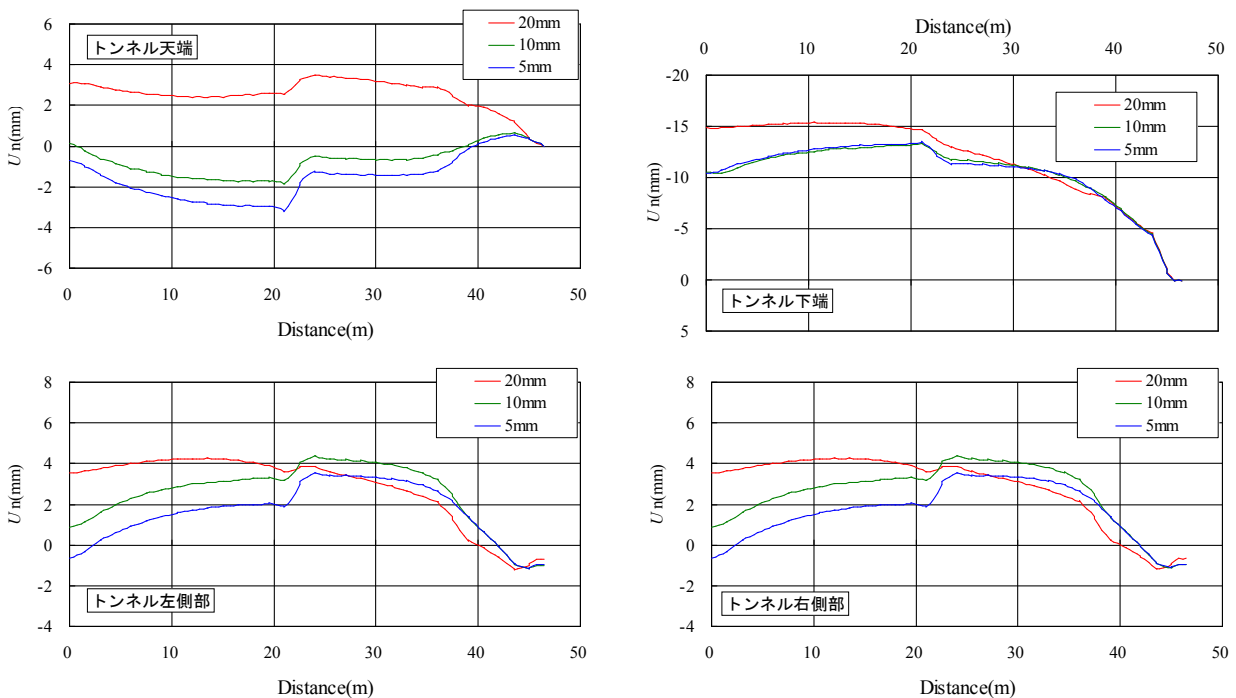


図5-23 初期変位がトンネル変位に与える影響

(3) ジャッキパターンの影響

図 5-24 は、標準施工サイクル，初期変位を 20mm とし，ジャッキパターンを変化させた場合のトンネルの各位置での法線方向の変位量（法線方向外向きを正）を示したものである。ジャッキパターンを下押しとすると，コンクリートが液体の区間で，内型枠は上方に大きく鉛直変位する。一次覆工コンクリートが硬化した後，一次覆工の挙動に大きな変化はみられないが，一次覆工は，鉛直上向きに大きく変位した位置で硬化するため，結果として，一次覆工の鉛直上向きの変位量も大きくなる。

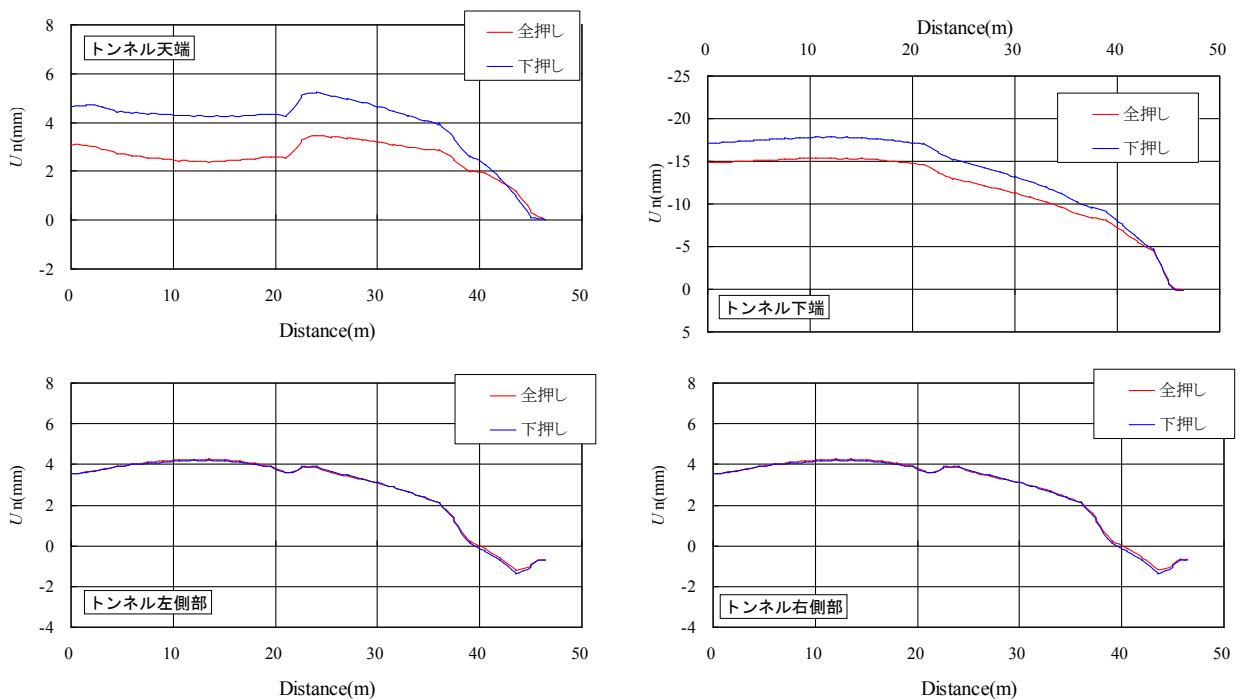


図 5-24 ジャッキパターンがトンネル変位に与える影響

(4) 全体的挙動（変形図）

図 5-25 は，ジャッキ全押し，初期変位 10mm で，施工サイクルを変化させた場合のトンネルの変形図を示したものである。変位量は 100 倍で表示している。この図から，施工速度が速くなると，一次覆工が液体状態の区間が長くなり，これに伴って，トンネルの鉛直上向きの剛体変位量が増加していることがわかる。とくに，トンネル下半部での浮き上がりが顕著であることから，トンネル下半部での有効土圧の低下が推察される。

同様に，図 5-26 は，ジャッキ全押し，120 分/R の標準施工サイクルで，初期変位を変化させた場合，図 5-27 は，標準施工サイクル，初期変位を 20mm とし，ジャッキパターン

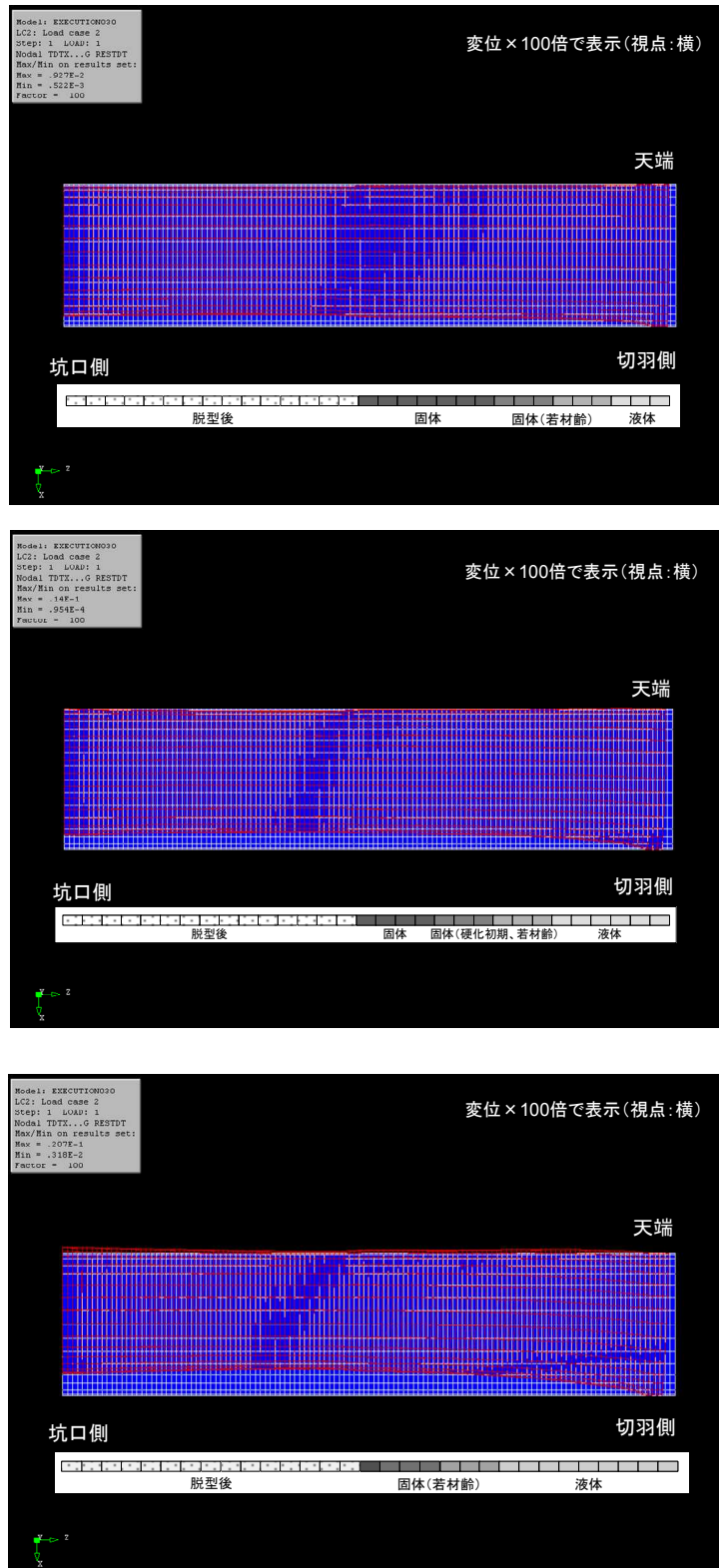


図 5-25 トンネル全体の变形図 (上段図 : 240 分/R, 中段図 : 120 分/R, 下段図 : 80 分/R)
(ジャッキパターン全押し, 初期変位 $u_{init}=10\text{mm}$)

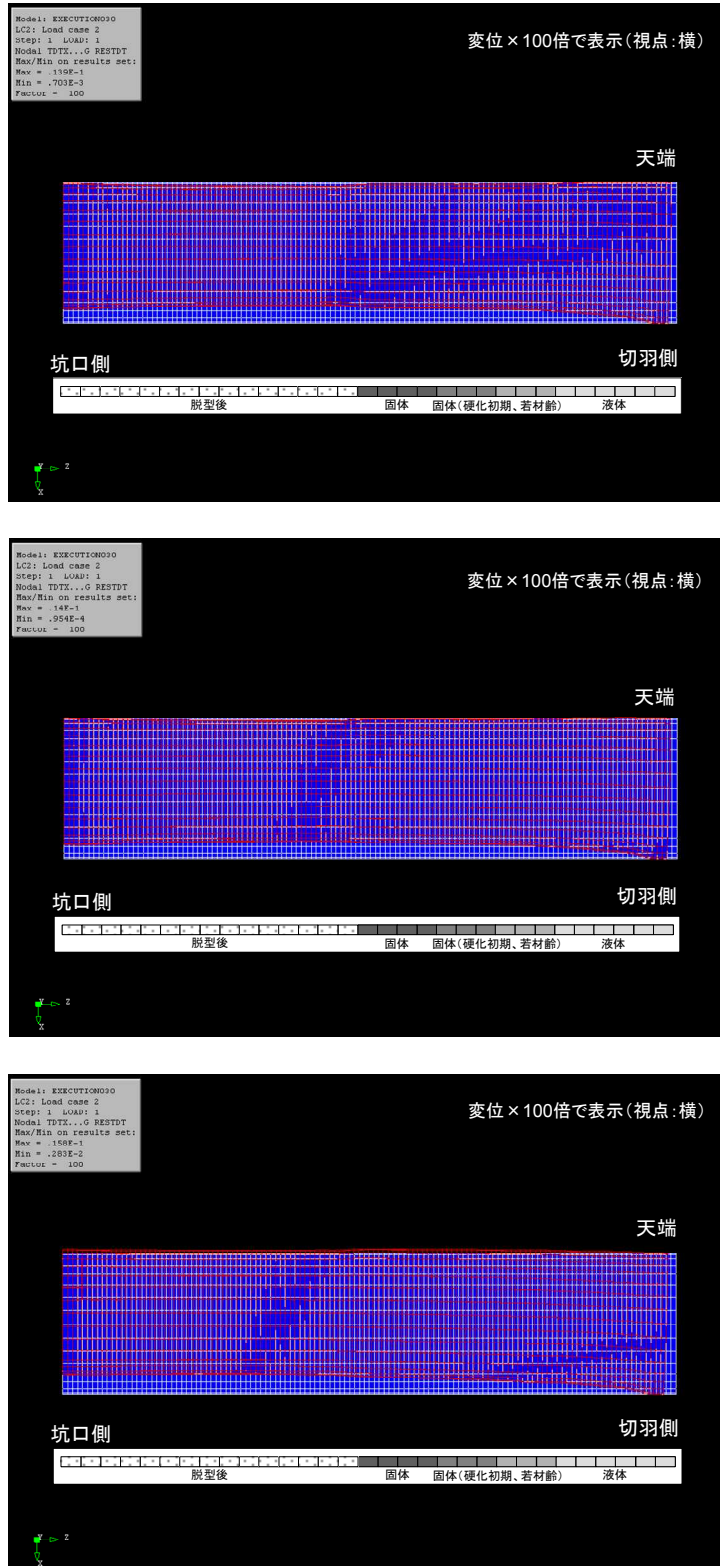


図 5-26 トンネル全体の变形図 (上段図 : $u_{init}=5\text{mm}$, 中段図 : $u_{init}=10\text{mm}$, 下段図 : $u_{init}=20\text{mm}$)
(ジャッキパターン全押し, 施工サイクル 120 分/min)

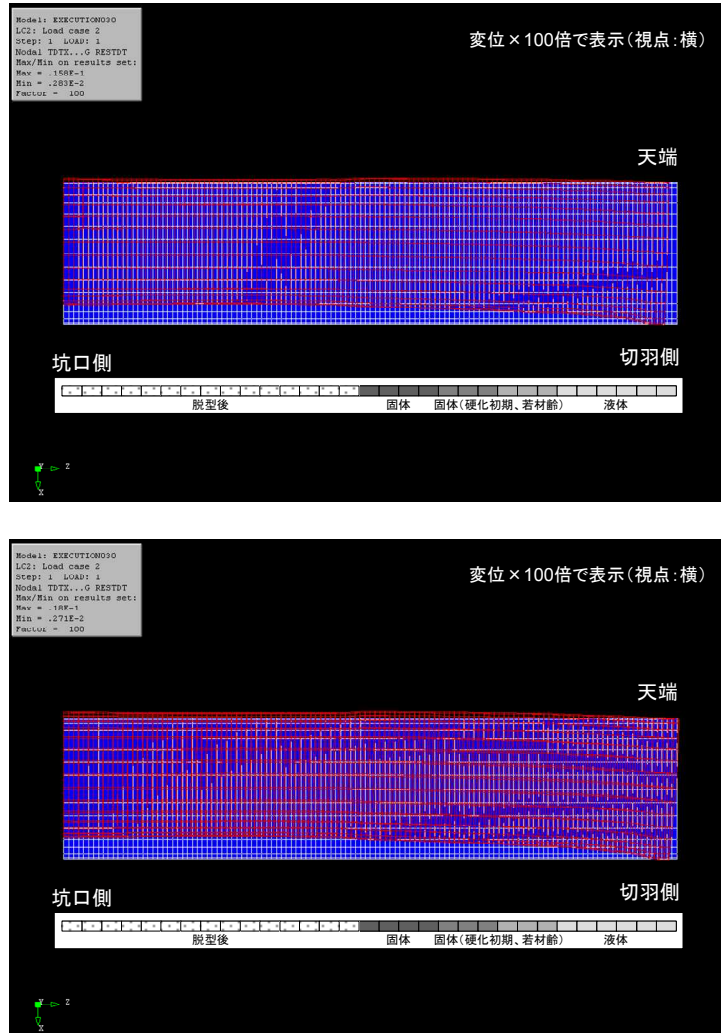


図 5-27 トンネル全体の変形図 (上段図 : ジャッキ全押し, 下段図 : ジャッキ下押し)
 (施工サイクル 120 分/min, 初期変位 $u_{init}=20\text{mm}$)

を変化させた場合のトンネルの変形図を示したものである。これらの図から、図 5-23 と図 5-24 に示した傾向と同様の傾向がわかる。すなわち、初期変位が大きくなると、地盤が自立し、有効土圧がほとんど作用しない状態となり、この状態でコンクリート打設圧や浮力が作用する場合、トンネルは力の釣り合いがとれる位置まで剛体変位する傾向を示す。また、ジャッキを下押しにすると、上向きジャッキモーメントが発生するため、トンネル形状が上に凸になり、トンネルの鉛直上向き変位量が増加していることがわかる。

5.3.2 軸方向曲げモーメントへの影響

トンネル周方向（横断方向）の曲げモーメントは、主に地盤のパラメータ（地盤反力係数、静止土圧係数、初期変位）から影響を受けることを地盤条件によるパラメータスタディの結果から示したが、トンネル軸方向の曲げモーメントは鉛直上向き変位へ影響を及ぼす施工因子によって、差異が生じることが考えられる。そこで、施工条件がトンネル軸方向曲げモーメントへ及ぼす影響を検討した。

(1) 施工サイクルの影響

図 5-28 は、ジャッキ全押し、初期変位を 10mm とした場合で、施工サイクルが一次覆工の軸方向曲げモーメントに与える影響を示したものである。図は、上から天端、下端、左側壁部におけるトンネル軸方向曲げモーメントを施工位置ごとに表示している。なお、テール付近は局所的に大きな軸方向の曲げモーメントが発生することから、テール脱出 1R 後からを評価対象とした。一次覆工が液体状態の時には、軸方向の曲げモーメントの値は小さいが、一次覆工が硬化すると、軸方向の曲げモーメントの値は大きくなり、脱型すると再び小さくなる。これは、曲げ剛性が施工の進行とともに変化しているためであり、横断方向の曲げモーメントと同様の傾向を示している。施工サイクルの違いが軸方向の曲げモーメントに与える影響に着目すると、施工サイクルが早くなると、脱型直前の軸方向曲げモーメントの値が、若干大きくなっているが、施工サイクルの違いが軸方向曲げモーメントに大きな影響を及ぼすものではないことがわかる。

(2) 初期変位の影響

図 5-29 は、ジャッキ全押し、標準施工サイクル（120 分/R）の条件で、初期変位を 5mm, 10mm, 20mm とした場合の軸方向曲げモーメントを示したものである。図は、上から天端、下端、左側壁部におけるトンネル軸方向曲げモーメントを施工位置ごとに表示している。とくに、初期変位が大きくなると、一次覆工の若材齢にあたる硬化初期の段階（テール脱出 5R 後付近）で、軸方向曲げモーメントが大きくなる傾向が見られる。

(3) ジャッキパターンの影響

図 5-30 は、標準施工サイクル（120 分/R）、初期変位を 20mm とした場合で、ジャッキのパターンが軸方向曲げモーメントに与える影響を示したものである。先の図と同様に、上から天端、下端、左側壁部におけるトンネル軸方向曲げモーメントを施工位置ごとに表示している。ジャッキパターンを下押しとしても、トンネル軸方向曲げモーメントが小さくなる結果となった。これは、ジャッキパターンを下押しとした場合は、総推力を全押しの半分と設定したため、トンネル軸方向のトータルの軸力が減少したことから、軸方向の曲げモーメントが減少したためと考えられる。

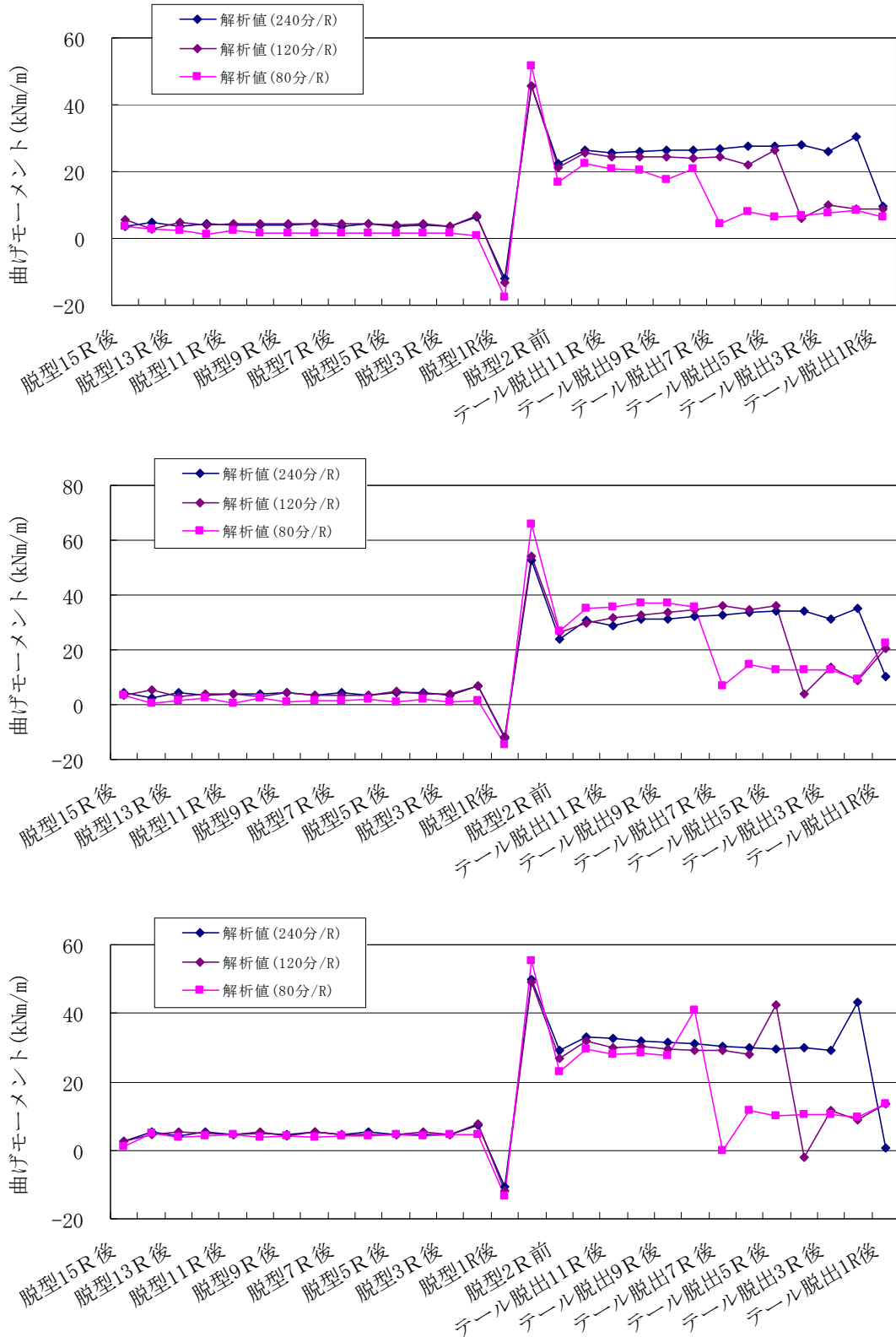


図 5-28 軸方向曲げモーメント分布 (上段図：天端, 中段図：下端, 下段図：左側壁部)
(ジャッキパターン全押し, 初期変位 $u_{init}=10\text{mm}$)

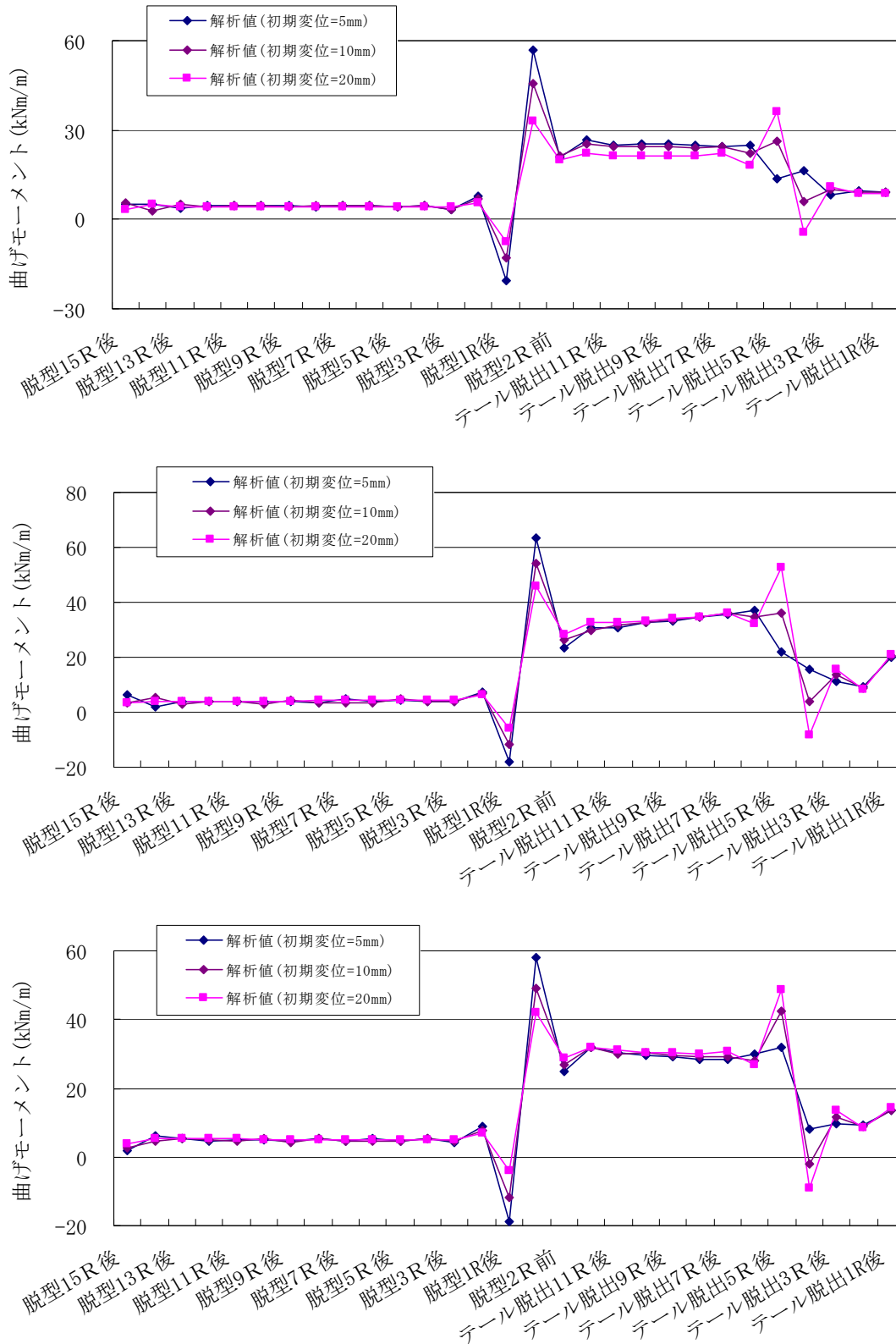


図 5-29 軸方向曲げモーメント分布 (上段図：天端，中段図：下端，下段図：左側壁部)
(ジャッキパターン全押し，施工サイクル 120 分/min)

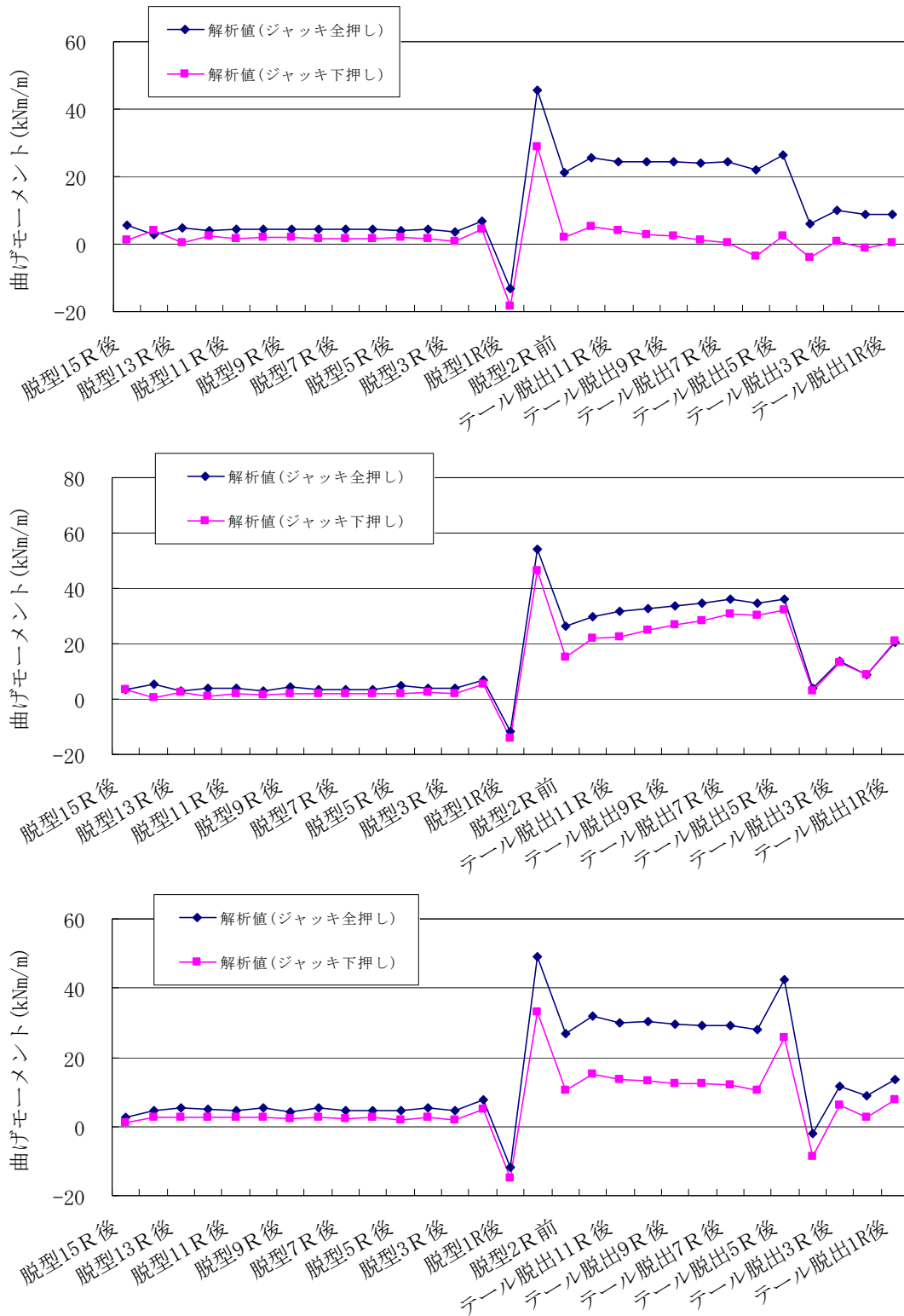


図 5-30 軸方向曲げモーメント分布 (上段図：天端，中段図：下端，下段図：左側壁部)
(施工サイクル 120 分/min，初期変位 $u_{init}=20\text{mm}$)

5.3.3 軸方向の軸力への影響

トンネル掘進の施工条件による違いが、縦断方向へ及ぼす影響として、トンネル軸方向の軸力についての検討を行った。

図5-31から図5-33は、それぞれ、施工サイクルを変化させた場合（ジャッキパターン全押し，初期変位 10mm），初期変位を変化させた場合（ジャッキパターン全押し，施工サイクル 120分/min），ジャッキパターンを変化させた場合（施工サイクル 120分/min，初期変位 20mm）の各施工位置におけるトンネル軸方向の軸力を示す。図の上段はトンネル天端，中段はトンネル下端，下段はトンネル左側壁部のトンネル軸方向の軸力を表している。

これらの図から以下のことがわかる。

- ① 一次覆工が未固結から硬化初期の区間にかけて、トンネル軸方向の軸力は、天端より下端の方が大きな値となっており、この傾向は、施工サイクルが早いほど顕著である。これは、トンネルの浮き上がりによって、トンネル全体が上に凸の形状になっているためである。
- ② ジャッキパターンを下押しとした場合には、トンネル天端での軸方向の軸力が負の値となり、引張り力が発生している箇所がみられる。これは、ジャッキパターンを下押しとした場合は、トンネル上部のジャッキ推力はゼロとして解析を実施していること、コンクリート打設圧による浮き上がりのため、上に凸の形状となっていることから、トンネル天端で引張り力が発生したものと考えられる。
- ③ トンネルの鉛直変位量を増加させるような施工条件（施工速度が早く、初期変位が大きく、ジャッキパターンが下押し）とすると、トンネル天端，下端，側壁部のおのこの位置でのトンネル軸方向の軸力の値に差がみられるようになる。

5.4 まとめ

本章では、地盤条件によるパラメータスタディの検討結果から、地盤条件の違いが一次覆工の挙動に対して与える影響について検討を行った。

さらに、トンネルの鉛直方向の挙動に影響を及ぼすと考えられる、ジャッキパターン、施工サイクル、初期変位をパラメータとしてパラメータスタディを実施し、これらの施工因子がトンネルの縦断方向の挙動に与える影響を検討した。以上により得られた知見を以下に記載する。

- 1) トンネル全体の変位と断面力を変形図とコンター図を用いて検討を行った。これらの結果から、特徴的な傾向として、トンネル全体が浮き上がり、とくに下半部での浮き上がりが顕著であること、トンネル軸方向と周方向にかかる軸力は双方とも全圧縮であること、脱型後は、剛性が低下するため、脱型後トンネル周方向の曲げモーメントが低下することがわかった。

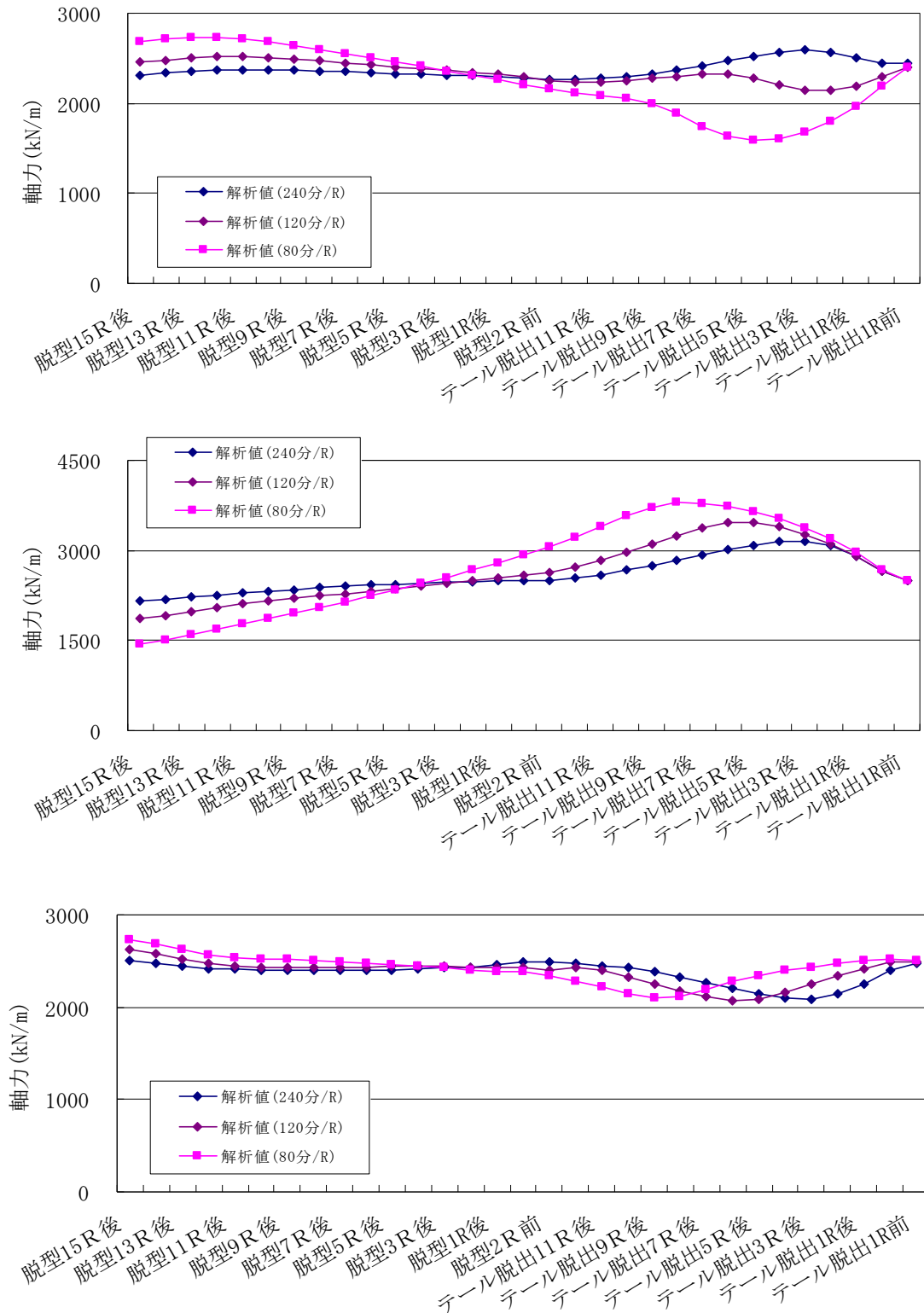


図5-31 軸方向の軸力分布（上段図：天端，中段図：下端，下段図：左側壁部）
（ジャッキパターン全押し，初期変位 $u_{init}=10\text{mm}$ ）

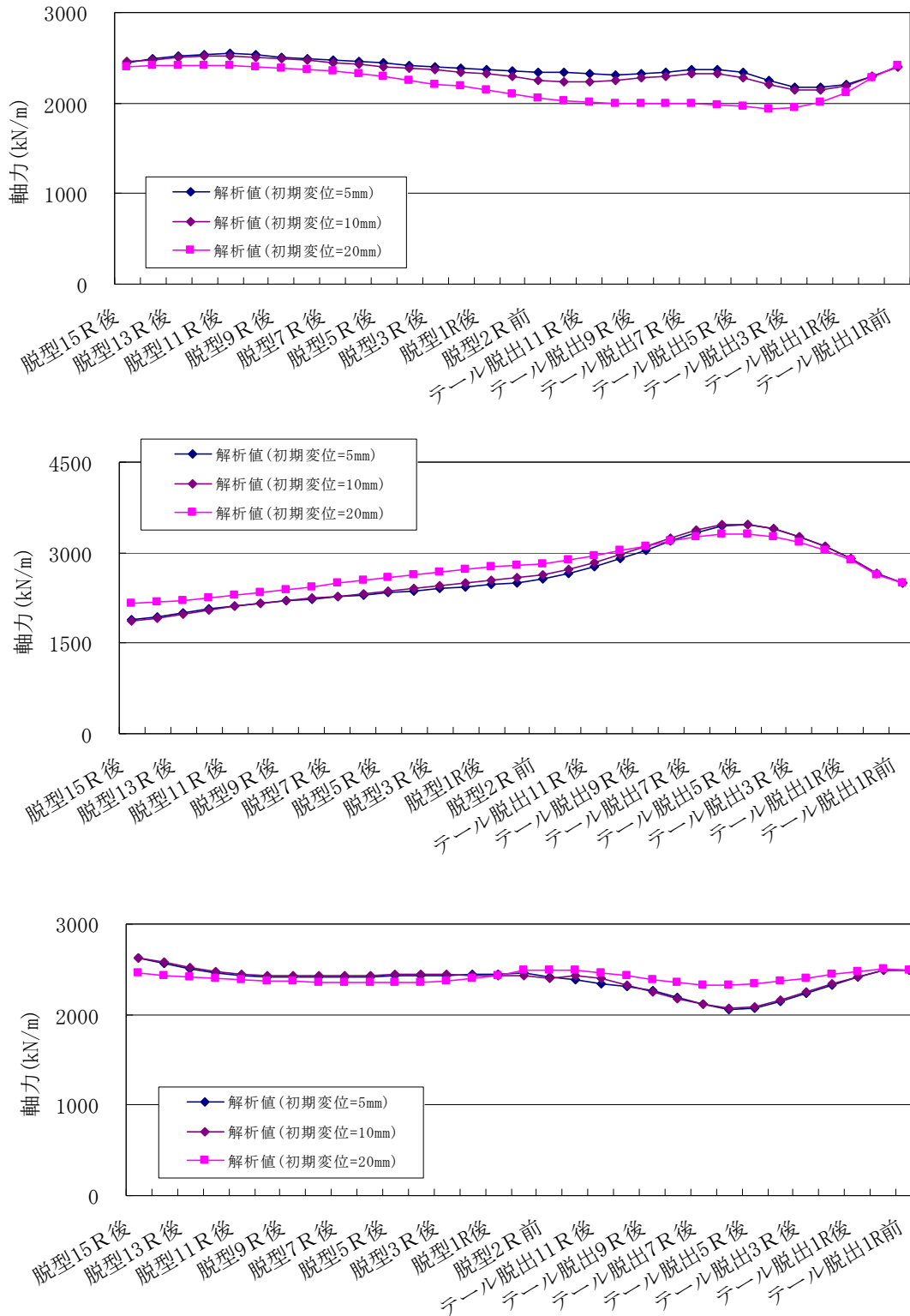


図5-32 軸方向の軸力分布（上段図：天端，中段図：下端，下段図：左側壁部）
 （ジャッキパターン全押し，施工サイクル120分/min）

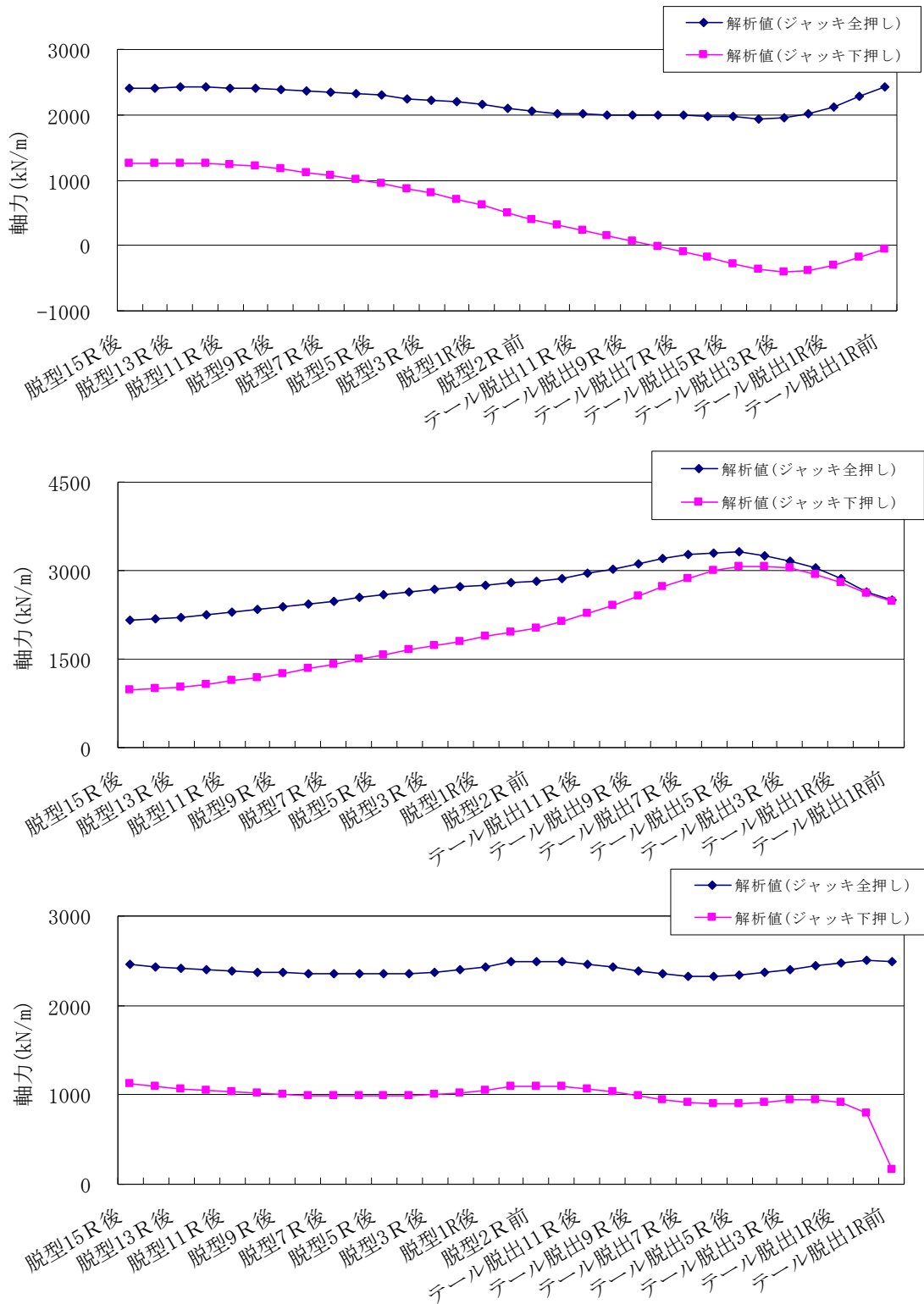


図 5-33 軸方向の軸力分布（上段図：天端，中段図：下端，下段図：左側壁部）
 （施工サイクル 120 分/min，初期変位 $u_{init}=20\text{mm}$ ）

- 2) 地下水位以下（トンネル天端 約+30m）における大土被り（土被り約 93m）にて、ジャッキ推力計 83,200kN（シールド総推力 105,000kN の約 8 割）を全押しで作用させた結果、最大主ひずみは脱型後の一次覆工のトンネル周方向、中間主ひずみは、脱型後の一次覆工のトンネル軸方向に圧縮ひずみとして発生し、最小主ひずみはおのおのと直交するトンネルの法線方向に引張ひずみとして発生した。
- 3) 施工サイクル、初期変位、ジャッキパターンの施工条件が一次覆工挙動へ与える影響を検討した。その結果、施工サイクルが早く、初期変位が大きく、ジャッキを下押しとすることが、トンネルの鉛直上向きの変位量を増大させる要因となることがわかった。
- 4) トンネルの鉛直変位量を増加させるような施工条件とすると、トンネル形状が上に凸になる傾向が強くなることから、トンネル天端、下端、側壁部のおのおのの位置でのトンネル軸方向の軸力の値に差がみられるようになる。

第6章 結論

6.1 まとめ

(1) 解析モデル

本研究では、SENSの施工時荷重と施工過程を考慮できる3次元逐次解析モデルを開発した。本解析モデルの特徴を以下に挙げる。

- ① 全周ばねモデル：覆工をシェル-ばねでモデル化する。さらに、一次覆工コンクリート固体部では、全周に配置された法線方向ばね（地盤ばね）で覆工を支持する。
- ② 地盤ばね特性：地盤変位と土圧係数の関係を地盤反力曲線（双曲線関数）で表現することで主働側の土圧を表現する。
- ③ コンクリート打設圧：未固結の一次覆工コンクリート中の内型枠に、コンクリート打設圧を作用させる。
- ④ 一次覆工コンクリートの硬化と内型枠の脱型：各シェル要素にそれぞれの施工状態（一次覆工が未固結、一次覆工+内型枠、脱型後の一次覆工）における軸剛性、曲げ剛性、密度の代表値を与えることで、一次覆工コンクリートの硬化過程、および内型枠の脱型を表現する。
- ⑤ 逐次解析：トンネル先端に内型枠を追加し、荷重やばねを前方にシフトさせることにより、各施工ステップにおける施工条件と荷重条件を表現する。

(2) 地盤条件の内型枠・一次覆工への影響

本解析モデルを用いて、地盤反力曲線を規定する、初期変位、静止時水平土圧係数、地盤反力係数をパラメータとした解析を行い、以下の結果を得た。

- ① 覆工に作用するコンクリート打設圧や水圧による浮力により、内型枠は上方へ剛体変位する。
- ② 初期変位が0に近く、地盤反力係数が大きく、静止土圧係数が1に近いほど、内型枠の形状は円形に近くなる。また、初期変位が大きく、地盤反力係数が小さく、静止土圧係数が小さいほど、内型枠は横長に変形する。
- ③ 内型枠の脱型後は、一次覆工の剛性のみとなるので、トンネル法線方向内側への変形が全周にわたって進行する。その値は、およそ1~2mm程度である。
- ④ 内型枠脱型後の周方向の曲げモーメントは、曲げ剛性の低下により、脱型前と比較して低下する。
- ⑤ 内型枠脱型後は、軸剛性が低下し、トンネル内側への変形が進行するため有効土圧が低下する。そのため、脱型前に比べて周方向の軸力が低下する。
- ⑥ 今回の解析対象断面の計測値と整合する解析条件は、静止土圧係数 $K_{ho}=0.75$ 、初期変位 $u_{ini}=10\text{mm}$ 、地盤反力係数 $k=70\sim 85\text{MN/m}^3$ となった。
- ⑦ 今回の解析条件では、最大主ひずみは脱型後の一次覆工のトンネル周方向、中間主ひ

ずみは、脱型後の一次覆工のトンネル軸方向に圧縮ひずみとして発生し、最小主ひずみはおのおのと直交するトンネルの法線方向に引張ひずみとして発生した。

(3) 施工条件の一次覆工への影響

- ① 施工サイクルが早く、初期変位が大きく、ジャッキを下押しとすることが、トンネルの鉛直上向きの変位量を増大させる要因となる。
- ② トンネル軸方向の曲げモーメントについて、施工条件のうち、とくに、初期変位を大きくした場合、一次覆工の硬化前後にその値が大きくなる。
- ③ トンネルの鉛直変位量を増加させるような施工条件とすると、トンネル形状が上に凸になる傾向が強くなることから、トンネル天端、下端、側壁部のおのおの位置でのトンネル軸方向の軸力の値に差がみられるようになる。

(4) SENS の施工管理について

本研究での検討結果から、SENS の施工管理のあり方について考察する。図 6-1 は、SENS の施工管理に必要な掘進管理項目を記載したものである。本研究の検討結果から、初期変位が大きい場合、すなわち、一次覆工が硬化した時点での掘削面変位が大きい場合、地盤が自立するような硬質な地盤では、鉛直剛体変位量が大きくなり、一次覆工の若材齢にあたる硬化初期の段階で、トンネル軸方向曲げモーメントが大きくなることを示した。従って、SENS の施工管理では、初期変位を小さくし、地山の緩みを少ない状態でトンネルを構築することが望ましいと考えられる。そのためには、切羽管理では、地山を緩めることのないよう、切羽圧と排土量を常に監視し、一次覆工の打設は、打設圧と打設率の双方で管理を行い、テールボイドに瞬時に着実な一次覆工の充填を行う必要があると考えられる。

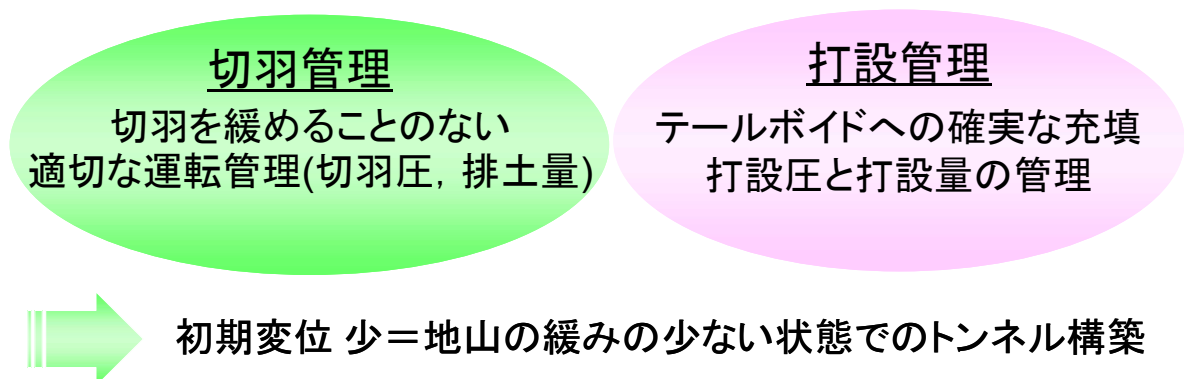


図 6-1 SENS の切羽管理と一次覆工の打設管理

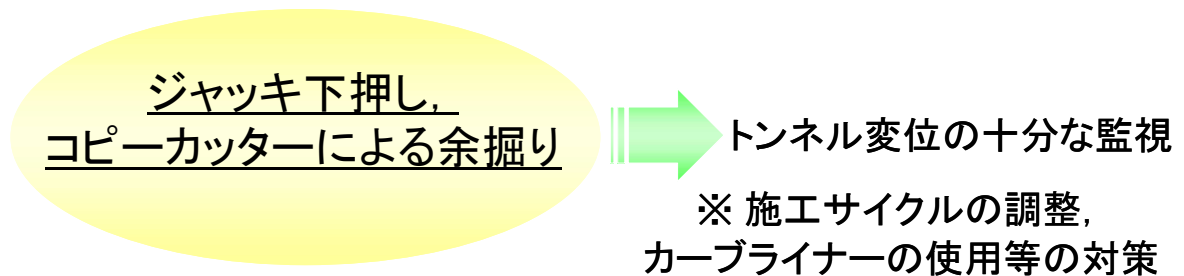


図 6-2 施工管理のあり方

図 6-2 は、SENS の施工管理のあり方を示したものである。施工上、やむを得なくシールドジャッキを下押しにし、コピーカッターによる余掘りが大きくなる場合、鉛直上向きの変位量が大きくなることが予想されるため、トンネルの変位量を十分な頻度で監視する必要がある。その上で、必要に応じて、掘進の施工サイクルの調整や、カーブライナーの使用等の対策を施すことが求められる。

6.2 今後の課題

- ① 小川による研究^りでは、図 6-3 に示すように、小土被り区間で発生した斜め下方向のひび割れは、コンクリート上下の打設圧差により、未固結な一次覆工へ上向きの荷重が作用し、内型枠を介して硬化した一次覆工に上向きの荷重が伝達され、鉛直上方向へトンネルが変位して、斜め下方向のひび割れが発生したと想定している。本解析モデルを用いて地盤条件、施工条件が一次覆工に発生するクラックに与える影響を検討する。
- ② 今回の解析では、津軽蓬田トンネルの大土被り区間②のみを解析対象としたが、他の計測断面（たとえば、小土被り区間）を対象とした解析を実施し、本解析モデルの妥当性を検証する。
- ③ 現在のモデルでは、地盤を連続体でモデル化しておらず、そのため、切羽の進行やコンクリート打設圧による地盤や地表面の影響を表現できない。これらの影響を把握するためには、本解析モデルに加え、周辺地盤をモデル化する必要がある。

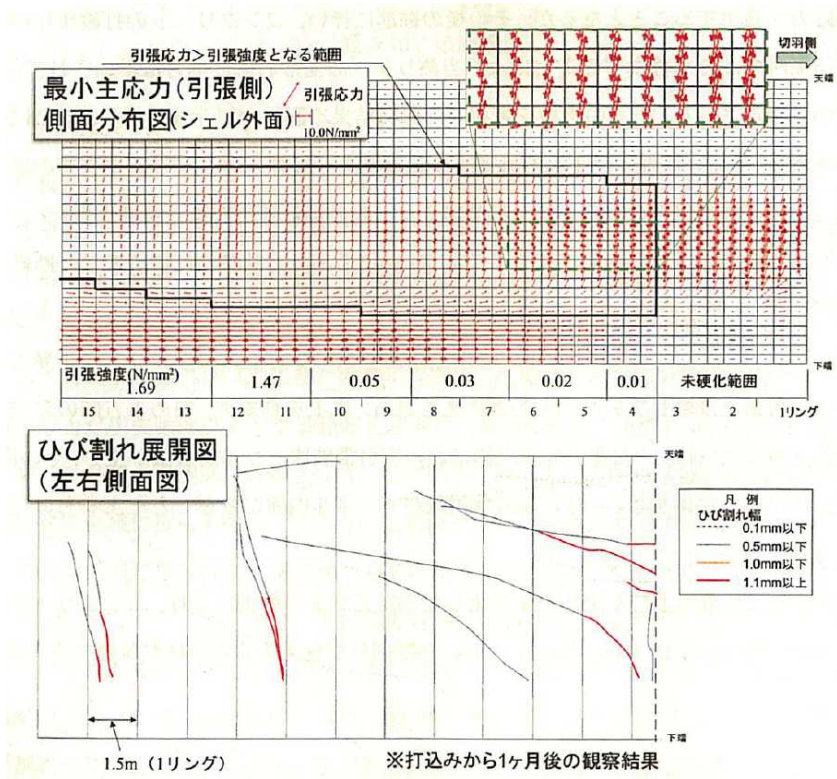


図 6-3 実トンネルでのひび割れ展開図と既往の研究による解析結果¹⁾

第6章の参考文献

- 1) 小川淳：場所打ちライニングに生じたひび割れの抑制に関する研究，首都大学東京博士論文，2014.9

謝辞

著者は、2004年4月に鉄道建設・運輸施設整備支援機構に入社以来、8年の間、整備新幹線の建設業務に携わり、特に、トンネル工事における設計・施工業務に多く携わって参りました。今回の研究対象としたトンネル施工技術「シールドを用いた場所打ち支保システム（SENS）」は、著者が、鉄道建設・運輸施設整備支援機構 東北新幹線建設局および外ヶ浜鉄道建設所に在籍時に担当した北海道新幹線、津軽蓬田トンネルにおいて採用された工法です。

SENSの施工現場では、内型枠の浮き上がり現象と、これに付随すると考えられるトンネル下半の有効土圧の低下というSENS特有の現象が発生していました。現状の解析モデルでは、これらの現象を理論的に表現することができず、新たな解析モデルを開発する必要があると考えたことが研究のきっかけです。

本論文は、著者が現場を担当した後に、長岡技術科学大学 環境・建設系 助教として出向中の3年間に、津軽蓬田トンネルの現場計測データを用いて、前述したSENSの設計・施工における課題や現象の解明に取り組み、その成果をとりまとめたものです。

本研究を進めるにあたり、長岡技術科学大学教授 杉本光隆先生には、研究開始から論文執筆に至るまでの3年間にもわたって、終始熱心なご指導をいただき、大変感謝しております。研究を遂行できたのは、過去に長岡技術科学大学 環境・建設系 地盤工学研究室にて、トンネル分野における様々な事例分析データ、シミュレーションデータ、解析でのノウハウがあったことによります。とりわけ、杉本光隆先生におかれましては、シールドマシンの挙動、トンネル覆工の解析法におけるトップレベルの研究者であり、本研究におけるアドバイスはもちろんのこと、現状のシールドトンネルの設計の考え方、覆工挙動のシミュレーションを行ううえでのテクニックやノウハウを惜しげもなく、ご伝授頂いたこと、さらに、ご多忙の中、論文の作成にあたり細部にわたって懇切丁寧なご査読を頂いたことに対しまして、ここに深く御礼申し上げます。

本論文の審査にあたり、丁寧なご教示とご助言を賜りました長岡技術科学大学教授 岩崎英治先生、同教授 大塚悟先生、同准教授 豊田浩史先生、鉄道総合技術研究所 小島主管に深く感謝いたします。

本研究を進めるうえで、鉄道建設・運輸施設整備支援機構 服部修一氏、上田日出男氏、野口守氏、三上美輝雄氏、小川淳氏、神田大氏、田中淳寛氏、宮寄俊彦氏をはじめとした皆様から多大なるご支援を頂きました。特に、研究着手の機会を与えて下さりました服部修一氏、上田日出男氏、野口守氏に心から感謝の意を表します。

津軽蓬田トンネルの工事に携われました鹿島・鉄建・梅林・田中組特定建設工事共同企業体の方々、とりわけ、亀山好秀氏、沼宮内克己氏には、私の些細な質問にも丁寧に対応して頂き、SENSでの施工に関し多くのことを教えていただきました。心より感謝いたします。

津軽蓬田トンネルにて現地計測を担当された鉄道総合技術研究所と地域地盤環境研究所の皆様、特に、水原勝由氏（地域地盤環境研究所）には、現地計測の方法、データ整理の方法について多くのことを教えて頂きました。心より感謝いたします。

大学内での活動にあたりお世話になりました長岡技術科学大学准教授 豊田浩史先生、同大学技術職員 高田晋様、地盤工学研究室の学生諸氏に心より感謝いたします。皆さんと共に行ったゼミ、学会活動、現場見学、懇親会など私の大切な思い出となりました。中でも、私の指導学生として、共に研究に従事した当時修士課程2年生の黒橋群君（2014年度卒）、阿部広明君（2013年度卒）、岩田諒介君（2012年度卒）は解析モデルの入力データの作成から、解析の実施、解析結果の整理まで、大変一生懸命に研究を遂行して頂きました。ここに、心から感謝申し上げます。

最後に、まだ産まれて間もない長男を連れ添って遠く故郷の東北から長岡への転勤をともし、いつも精神的に励まし、常に明るく家庭を支えてくれた妻 雅子に心より感謝いたします。

本論文は、シールドを用いた場所打ち支保システム（SENS）の内型枠と一次覆工の挙動メカニズムを三次元的かつ逐次的な観点からはじめて解明を行ったものです。この論文を契機として、本トンネル施工技術がさらに発展することを祈念いたします。

2015年3月 玉井 達毅