

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

Study on Casting Support Tunnelling System using TBM  
in Un-consolidated Soil with High Groundwater Level

2008年2月

飯田 廣臣

## 目 次

第 1 章 序論	1
1-1 はじめに	1
1-2 研究の目的と構成	2
第 2 章 研究の背景	7
2-1 はじめに	7
2-2 我が国の未固結地山における NATM の現状と課題	7
2-2-1 我が国の未固結地山における NATM の適用	7
2-2-2 NATM とシールド工法との境界領域における現状と課題	14
2-3 三本木原トンネルにおける NATM の施工と課題およびその対策	17
2-3-1 東北新幹線（八戸・新青森間）の概要	17
2-3-2 東北新幹線（八戸・七戸間）の地形および地質の概要	19
2-3-3 三本木原トンネルにおける NATM の施工	23
(1) 地形および地質の概要	23
(2) NATM の施工	27
2-3-4 三本木原トンネルにおける NATM の課題とその対策	38
2-4 まとめ	39
第 3 章 ECL 工法の事例と研究例	41
3-1 はじめに	41
3-2 ECL 工法の歴史と事例	42
3-2-1 海外での実績	42
3-2-2 国内での実績	43
(1) ECL 工法の国内への導入	43
(2) 設計施工法の指針の作成	45
(3) 高流動コンクリートの適用	47
(4) 場所打ちライニングの設計例	48
a) 信濃川第 2 水路トンネル工事	48
b) 北陸新幹線秋間トンネル東工事	48

c)	岡南シールド工事	48
d)	日高発電所新設工事のうち土木本工事	48
3-3	既往の研究例	49
3-3-1	北陸新幹線秋間トンネル東工事における研究	49
3-3-2	岡南シールド工事における研究	52
3-4	まとめ	56
第4章	三本木原トンネルにおける SENS の設計と施工および施工結果の概要	58
4-1	はじめに	58
4-2	工事概要	59
4-3	設計	60
4-3-1	シールド	60
4-3-2	内型枠	66
4-3-3	場所打ちコンクリートの配合	68
4-3-4	ライニング	72
(1)	検討項目	72
(2)	断面破壊の検討	72
(3)	浮き上がりに対する安定性の検討	75
4-4	施工	76
4-4-1	発進部	76
4-4-2	SENS を用いる区間	78
(1)	全体の施工概要	78
(2)	ライニングの施工手順	79
(3)	場所打ちコンクリートの打設システム	80
4-5	施工結果の概要	83
4-5-1	施工速度と工事費	83
4-5-2	ライニングの厚さおよび強度	84
4-5-3	ひび割れおよび漏水	86
4-5-4	地表面の変位	88
4-6	まとめ	89

第 5 章	三本木原トンネルにおける SENS の計測	92
5-1	はじめに	92
5-2	計測計画	92
5-2-1	計測位置と計測項目	92
5-2-2	ライニングと内型枠の計測	94
5-2-3	トンネル周辺の地山の計測	97
5-2-4	計測位置の施工状況	97
5-3	ライニング内部のひずみの計測方法の開発	98
5-3-1	場所打ちコンクリートの力学特性と開発の経緯	98
5-3-2	ひずみ計の選定試験	98
5-3-3	ひずみ計の押込み装置と設置手順	100
5-4	トンネル周辺の地山の計測結果	101
5-4-1	鉛直変位	101
5-4-2	水平変位	103
5-5	内型枠のトンネル周方向の計測結果	104
5-5-1	内型枠の応力	104
5-5-2	内型枠のトンネル周方向の断面力	105
5-5-3	内型枠にかかるコンクリートの圧力	107
5-6	内型枠のトンネル軸方向の計測結果	110
5-7	ライニングの計測結果	113
5-7-1	ライニングの計測	113
5-7-2	場所打ちコンクリートの強度の発現	113
5-7-3	コンクリートの打設後の残留圧力	114
5-7-4	場所打ちコンクリートの応力の算出方法	115
5-7-5	場所打ちコンクリートのひずみと応力	117
5-7-6	ライニングの断面力	120
	(1) クリープを考慮しない場合	120
	(2) クリープを考慮した場合	120
5-8	応力解放法によるライニングの応力の検証	123
5-9	当初設計と計測結果との比較	126

5-9-1	三本木原トンネルのライニングの設計	126
5-9-2	設計と計測結果との比較	127
5-10	まとめ	129
5-10-1	トンネル周辺の地山の挙動	129
5-10-2	内型枠のトンネル周方向の挙動	129
5-10-3	内型枠のトンネル軸方向の挙動	130
5-10-4	ライニングの挙動	131
第 6 章	SENS におけるライニングの挙動の解析	133
6-1	はじめに	133
6-2	SENS の三次元解析モデル	133
6-2-1	SENS の施工過程のモデル化	133
6-2-2	地山と構造物の物性値	137
(1)	地山の物性値	137
(2)	ライニングおよび内型枠の物性値	138
6-2-3	施工時荷重	139
6-2-4	解析モデル	140
6-2-5	解析手順	142
(1)	連続施工サイクルの解析手順	142
(2)	休日施工サイクルの解析手順	143
6-3	三次元解析の結果	144
6-3-1	トンネル周辺の地山の挙動	144
(1)	トンネル周辺の地山の変位	144
(2)	トンネル周辺の地山の応力	146
6-3-2	内型枠の挙動	148
(1)	内型枠のトンネル周方向の応力	148
(2)	内型枠のトンネル周方向の断面力	148
(3)	内型枠およびライニングのトンネル軸方向の軸力と応力	151
6-3-3	ライニングの挙動	153
(1)	ライニングの応力	153
(2)	ライニングの断面力	154

(3) ライニングの変形 .....	156
(4) ライニングの作用荷重 .....	157
(5) コンクリートの打設圧などが地山およびライニングに与える影響	160
a) 施工サイクルの影響 .....	161
b) 形状保持装置の影響 .....	161
c) コンクリートの打設圧の影響 .....	163
6-4 まとめ .....	166
6-4-1 トンネル周辺の地山の挙動 .....	166
6-4-2 内型枠の挙動 .....	166
6-4-3 ライニングの挙動 .....	167
第7章 SENSにおけるライニングの耐荷機構の考察 .....	170
7-1 はじめに .....	170
7-2 ライニングの耐荷機構 .....	170
7-2-1 掘削時 .....	171
7-2-2 場所打ちコンクリートの打設時 .....	171
7-2-3 場所打ちコンクリートの硬化時 .....	172
7-2-4 内型枠の脱型時 .....	173
7-2-5 内型枠の脱型後 .....	173
7-3 まとめ .....	174
第8章 結論 .....	176
8-1 三本木原トンネルにおけるSENSの施工の結果 .....	176
8-2 三本木原トンネルにおける計測の結果 .....	176
8-2-1 トンネル周辺の地山の挙動について .....	176
8-2-2 内型枠の挙動について .....	177
8-2-3 ライニングの挙動について .....	177
8-3 三次元解析の結果 .....	178
8-3-1 トンネル周辺の地山の挙動について .....	178
8-3-2 内型枠の挙動について .....	178
8-3-3 ライニングの挙動について .....	178
8-4 ライニングの耐荷機構について .....	179

8-5 今後の課題.....	180
謝辞.....	181

### 第1章 序論

#### 1-1 はじめに

我が国では、均衡ある国土の発展と豊かな生活の実現を目指し、新幹線、都市鉄道、高速道路などの社会資本の整備が進められてきている。鉄道や道路などの線状の構造物の建設においては、我が国特有の急峻な山岳地形や、住居や都市施設などが密集して地上空間に制約の多い都市構造などから、トンネル建設の機会は多く、また、トンネルの工事費が事業費全体に占める割合は大きいことから、これまで我が国ではトンネル技術に関しての多くの研究や開発が行われてきている。

非開削のトンネル構築工法の代表的なものとして、NATM（New Austrian Tunnelling Method）とシールド工法とがある。NATMは山岳トンネルの標準工法として位置づけられ、「トンネル周辺地山の支保機能を有効に活用し、掘削後、吹付けコンクリート、ロックボルト、鋼製支保工などにより地山の安定を確保して掘進する工法」で、周辺地山のグラウンドアーチの形成と掘削時の切羽の自立が前提である<sup>1)</sup>。一方、シールド工法は「泥土圧あるいは泥水圧で切羽の土圧と水圧に対抗して切羽の安定を図りながらシールドを掘進させ、覆工（セグメント）を組み立てて地山を保持し、トンネルを構築する工法」である<sup>2)</sup>。

2つの工法のどちらを選定するかは、地質や地下水などの地山条件や周辺の環境条件などから決定される。一般に、山岳部はグラウンドアーチの形成と切羽の自立が確保される地山であり、トンネルの施工にともない周辺環境に与える影響などの制約は小さいことから、そのほとんどがNATMにより施工されている。一方、都市部では地盤が軟弱なうえに住居や都市施設などの集中度がきわめて高い環境下での施工となることから、軟弱地盤においても切羽の安定を保つことができ、トンネル周辺の構造物や環境に与える影響が小さい密閉型シールド工法が多く適用されている。しかしながら、シールド工法はNATMに比べてコストの割高感が強く、一層の低廉化が望まれている。近年、コストの低減を目指して、周辺環境に与える影響の許容範囲内で、地下水位低下工法、地盤改良工法、先受け工法などの対策工（補助工法）を単独あるいは組合せて施工することにより、都市

## 第1章 序論

部の土砂地山においても NATM (都市 NATM) が適用されるケースが増えてきている。その結果、NATM とシールド工法との境界領域では両工法が競合して施工され、境界は不明瞭になってきている。

これまでにトンネル技術に関して多くの研究や開発が行われてきたが、NATM とシールド工法との境界領域においては、施工法の選定、トンネル覆工体の設計法、トンネルに作用する荷重の評価方法などが大きな課題となっている<sup>3),4)</sup>。NATM とシールド工法とでは施工法が異なることのほか設計手法が異なることから、同一条件の地山においてそれぞれの工法でトンネルを施工すると、完成したトンネル自体の強さが相違するという不合理が生ずる。また、場合によっては工事費に大きな相違が生じることもある。したがって、両工法の境界領域における合理的な設計法や施工法、例えば NATM の経済性とシールド工法の安全性および施工性を兼ね備えた新しいトンネル構築工法の開発が強く望まれている。

### 1-2 研究の目的と構成

現在、東北新幹線は八戸駅と新青森駅との間を建設中である。この工事区間内にある三本木原トンネル(延長 4,280m)での掘削対象の地山は、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く崩壊性が高いうえ、中間に粘性土層が複雑な互層状態で存在している。このような地山条件の中を地下水位対策工と切羽の安定のための対策工とを併用した NATM によるトンネルの掘削を計画し、施工を開始したが、事前に施工したディープウェル工法では十分な地下水位低下が行えない箇所があり、また、先受け工などの切羽の安定対策工を施工していたにもかかわらず切羽が不安定化し、突発的な切羽の崩壊がしばしば発生した。このように、対策工の効果が完全に期待できず、切羽を安定させることが困難な三本木原トンネルの地山においては、NATM では安全性を十分に確保できないことから、施工法の再検討を余儀なくされた。本トンネルの場合、現計画以上に対策工を追加しても切羽の安定を完全に確保するのは困難なうえに、それによるコストが増加し、経済性にも問題が生ずる。一方、切羽の安定に優れ、都市部で多用される密閉型シールド工法を全面的に採用すると経済性が問題となる。そこで、切羽の安定を最優先とし、さらに経済性にも優れる新しい施工法を

## 第1章 序論

追求した。

含水未固結地山において切羽の安定を最優先に考えると、掘進は密閉型のシールドによる方法が選択される。しかし、シールド工法は高価なセグメントを使用するためトータルコストも高価となる。シールドを用い、セグメントを用いない工法として場所打ちライニング（Extruded concrete lining）工法（以下、ECL工法という）がある。ECL工法は「シールドテール部でコンクリートを打設し、加圧ジャッキによりコンクリートを加圧して覆工を構築するものであり、トンネル覆工材としてセグメントを用いない施工法」である<sup>5)</sup>。この工法は、加圧コンクリートの施工により地山を緩めずに良質な覆工の形成が期待できることから、我が国では昭和60年代から鉄道、水路、下水道などの構築に試験的に施工されはじめ、平成10年頃までに十数件の施工が実施された。しかし、コンクリートの打設時の不具合や打設後のひび割れの発生、それらにともなう漏水などの問題が多発し、とくに、その当時は場所打ちライニングを覆工の最終形、すなわち、永久覆工と考えていたため、供用上に多くの課題が生じ、それらが未解決のまま、最近ではほとんど採用されなくなってしまった。

三本木原トンネルの施工法を再検討した結果、NATMでは対策工を併用しても切羽の安定性を確保することが困難であり、このような帯水する洪積砂質土層を主体とする地山においては、切羽の安定性と経済性に優れた工法として、従来のECL工法をもとに、ライニングに従来とは異なる機能を期待する新しいトンネル構築工法を考案し、採用することとした。この工法は「密閉型シールドによりトンネルを掘削して同時に切羽の安定を図るとともに、シールドの掘進と併行してシールドテール部でコンクリートを打設し、加圧して施工する覆工（以下、ライニングという）をNATMの一次支保材と同様に位置づけて、地山を保持しながらトンネルを構築する工法」である。この工法はシールド（Shield）、場所打ちライニング（ECL）、NATMを組合せた安全性、経済性、施工性に優れたトンネル構築システム（System）であることから、それぞれの頭文字をとってSENS（センス）（以下、SENSという）と命名した。

本研究は、まず、三本木原トンネルにおけるNATMの施工からSENSの採用までの経緯、その設計と施工および施工結果を述べ、つぎに、掘削から覆工の完成までのSENSの施工過程におけるライニングとトンネル周辺の地山の挙動につ

## 第1章 序論

いて、計測結果と三次元解析結果とを比較することにより、SENS におけるライニングの耐荷機構に考察を加えたものである。

本論文は 8 章から構成される。

第 1 章は序論であり、我が国のトンネル建設の現状と、NATM とシールド工法との境界領域における課題について述べ、本研究の目的と構成とを明らかにしている。

第 2 章は、研究の背景として、我が国の未固結地山における NATM の現状と課題、東北新幹線（八戸・七戸間）の概要と三本木原トンネルにおける NATM の施工と課題およびその対策について述べた章である。

第 3 章では、三本木原トンネルで開発した SENS のトンネルの支保部材としての場所打ちライニングに着目し、SENS と類似する ECL 工法の事例と研究例について述べている。

第 4 章は三本木原トンネルにおける SENS の設計と施工および施工結果の概要について述べたものである。

第 5 章では、三本木原トンネルにおいて実施したライニングのひずみ、内型枠のひずみおよびトンネル周辺の地山の変位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述べる。

第 6 章は、三本木原トンネルにおける計測地点の地山条件と施工時の荷重条件を考慮したうえで、まず、SENS の施工過程におけるライニングの挙動を三次元解析し、つぎに、コンクリートの打設圧などの施工時荷重がライニングの挙動に与える影響についてのパラメータ解析を行い、それらの結果について述べたものである。

第 7 章は、第 5 章で述べた計測結果および第 6 章で述べた解析結果から、SENS におけるライニングの耐荷機構を考察したものである。

第 8 章は本研究の結論であり、各章で得られた結果を取りまとめている。

図-1.1 は本論文の構成を示したものである。

# 第1章 序論

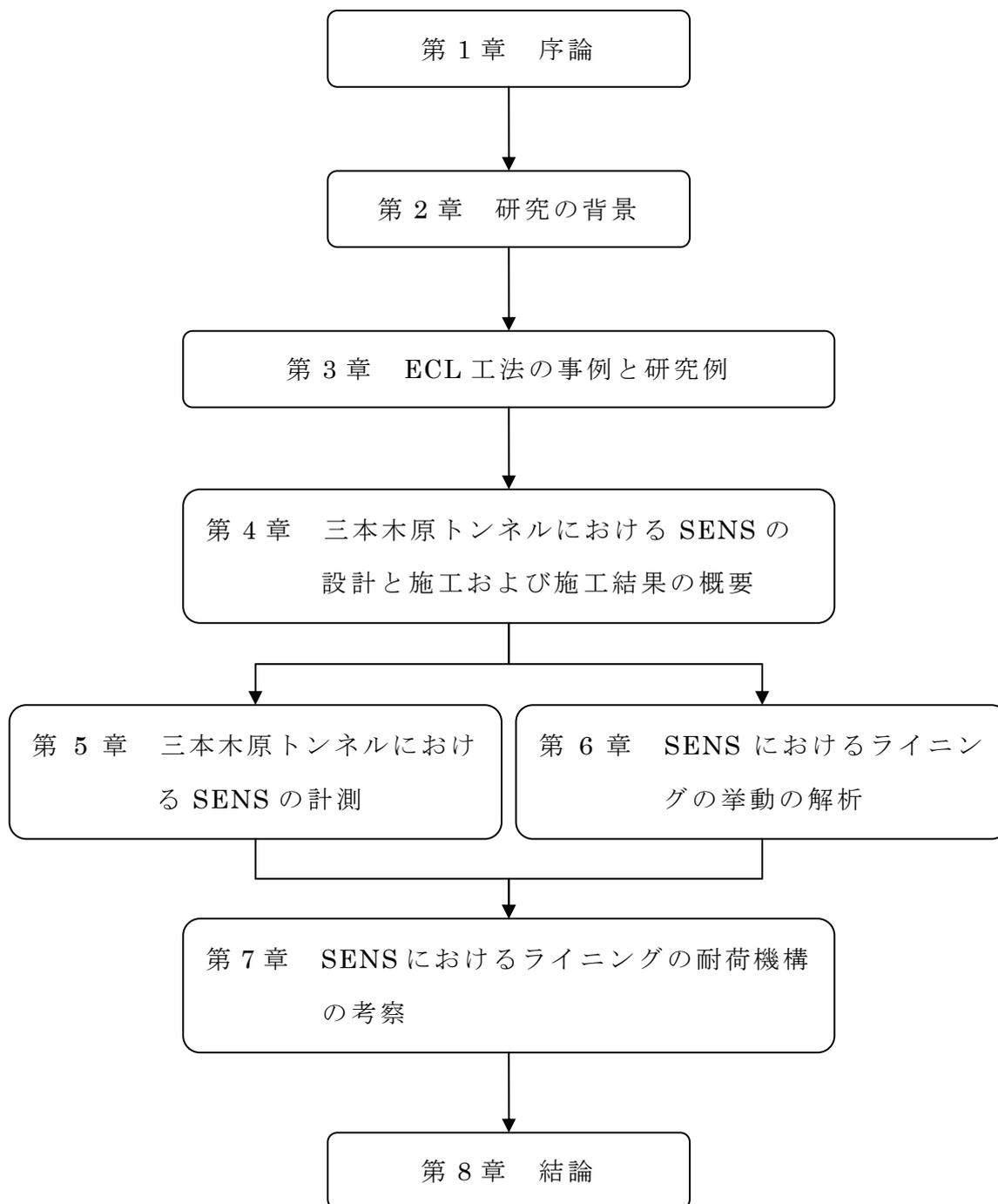


図-1.1 本論文の構成

## 第1章 序論

### 第1章の参考文献

- 1) 土木学会：トンネル標準示方書[山岳工法]・同解説，2006.
- 2) 土木学会：トンネル標準示方書[シールド工法]・同解説，2006.
- 3) 土木学会：都市 NATM とシールド工法との境界領域－設計法の現状と課題－，  
1996.1
- 4) 土木学会：都市 NATM とシールド工法との境界領域－荷重評価の現状と課題  
－，2003.10
- 5) 土木学会：トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説，1996.

## 第2章 研究の背景

### 2-1 はじめに

我が国においてトンネルを構築する場合、近年まで山岳トンネルでは NATM を、都市トンネルではシールド工法や開削工法を適用するのが一般的であったが、近年の建設技術の進歩から、切羽を自立と安定させる適切な対策工を併用することにより、都市部の未固結地山においても NATM の適用が可能となり、その経済性やトンネルの断面形状を自由に変えることができることなどの理由から、都市トンネルにおいても NATM（都市 NATM）の適用事例が増加してきている。

本章では、まず、研究の背景として我が国の未固結地山における NATM の現状と課題を整理し、つぎに、東北新幹線の三本木原トンネルにおける NATM の施工状況と課題およびその対策について述べる。

### 2-2 我が国の未固結地山における NATM の現状と課題

#### 2-2-1 我が国の未固結地山における NATM の適用

我が国では 1976 年に上越新幹線の中山トンネルでの膨張性地山において初めて NATM が試験的に施工された。そして良好な施工結果が得られたことから、施工対象の地山を軟岩や中硬岩の地山、さらに未固結地山へと拡大し、試験施工を経て本格施工がつぎつぎと行われていった。未固結地山では、1978 年に東北新幹線の第一平石トンネルおよび第一栗須トンネルで、土被りが 2~15m と小さく、花崗岩が風化し、極度に固結度が低下した真砂土において、また、1979 年には鹿島線の大貫トンネルで、第四紀洪積砂層を対象とする未固結地山において本格的に NATM が適用された。さらに同年には、土被りが小さく、かつ、均等係数の小さい崩壊性の含水洪積砂層(成田砂層)を対象とした大断面 NATM の本格施工が、一連の成田新幹線のトンネル工事で採用された。その後、地質、土被り、地下水位などの地山条件、環境条件、トンネル断面などがより厳しい条件下での施工例が次第に増加していった。表-2.1 は現在までの NATM の代表的な施工例を示したものである。また、表-2.2 は NATM の導入初期における鉄道トンネルの施工

## 第2章 研究の背景

例を示したものである。

未固結地山において NATM によりトンネルを構築する場合は、掘削時の切羽の自立性と安定性が重要である。このため、事前の調査により地山条件や立地条件を十分に把握し、設計段階では、地形や地質、土被り、地下水位、トンネル断面、環境条件などに応じて、加背割り、支保の種類とサイズおよびピッチ、断面の閉合時期などの掘削工法と、切羽の安定対策などの対策工とを選択することになるが、選択次第では工事費、工期、周辺環境などに大きな影響を与えることになるので、掘削工法と対策工の最適な組合せを選択することがもっとも重要である。

図-2.1 は未固結地山における NATM の設計の手順の概略を示したものである。また、表-2.3 は一般に用いられている主な掘削工法を、表-2.4 は主な対策工を示したものである。

表-2.1 NATM の代表的な施工例（文献<sup>1)</sup>に加筆，修正）

トンネル名	特徴
○ (1976) 上越新幹線中山トンネル	国内初の NATM による試験施工
○ (1978) 会津線向山トンネル	国内初の中硬岩での NATM の本格施工
■ (1978) 国道 289 号駒止トンネル	道路トンネル初の NATM の施工
○ (1978) 東北新幹線第一平石トンネル，第一栗須トンネル	土被り 2~15m，花崗岩が風化し固結度が極度に低下した真砂土における施工
○ (1979) 鹿島線大貫トンネル	土被り 2.5~12m，未固結地山（第四紀洪積砂層）での施工
○ (1979) 成田新幹線トンネル群	滞水洪積砂層（成田砂層），大断面 NATM（145m <sup>2</sup> ），初のサイロット NATM の施工
○ (1980) 横浜地下鉄三ツ沢上町・下町トンネル	都市 NATM の先駆け，初の NATM による駅部の施工
● (1981) 横浜地下鉄岸根トンネル（篠原工区）	初の市街地の地下鉄 NATM，複線→単線移行部に採用
◆ (1981) 三沢川分水路トンネル	変形大断面，補助工法に垂直縫地ボルトを適用
● (1982) 近鉄東大阪線生駒トンネル	注入式フォアポーリングを併用
■ (1983) 町田市道・真米トンネル	初の中壁式（CD）工法の採用
■ (1983) 神戸高速道路井吹トンネル	めがね型 NATM
■ (1983) 本四架橋鷺羽山トンネル	2 段双設トンネルの施工
● (1984) 北総線栗山トンネル	長尺注入式フォアパイリング，切羽砂層に乾燥防止剤吹付けを併用
● (1986) 東葉高速線習志野台トンネル	初の CRD 工法の採用
◆ (1987) 国分川分水路トンネル	初の RJFP，AB フォアパイリングの採用
○ (1987) 京葉線京橋（東京駅部）トンネル	大都市部で初の都市 NATM，垂直縫地ボルト，2 段サイロットを採用
■ (1988) 横浜横須賀道長浜トンネル	マイクロパイル，大規模な RJFP，ロディンチューブを採用
■ (1989) 都道網代トンネル	RJFP，ウレタン注入式フォアポーリングを採用
● (1990) 札幌地下鉄月寒トンネル	自穿孔型ウレタン注入式フォアポーリング，補助ロックボルトを採用
■ (1991) 横浜市環状 2 号線港南トンネル	大断面双設，D.D.NATM，注入式フォアポーリング，AGF の初めての採用
■ (1992) 本四公団舞子トンネル	初のトレビチューブの採用

●：鉄道トンネル，■：道路トンネル，◆：その他（白抜きは着手年，それ以外は竣工年）

第2章 研究の背景

表-2.2 NATMの導入初期の施工例（鉄道トンネル）<sup>2)</sup>

線名	トンネル名	トンネル断面	トンネル延長(m)	NATM施工延長(m)	NATM施工時期		地質	記事
					自	至		
上越新幹線	中山	新幹線複線	14,830	216	1976.5	1976.8	緑色凝灰岩	試験施工
〃	〃	〃	〃	800	1977.5	1979.3	〃	〃
外房線	新勝浦	在来線単線	250	84	1977.9	1978.9	泥岩・砂岩互層	試験施工
篠ノ井線	第三白坂	在来線複線	4,260	40	1977.12	1978.1	泥岩	試験施工
中央本線	塩嶺	在来線複線	5,994	40	1978.1	1978.1	泥岩, 凝灰岩	試験施工
〃	〃	〃	〃	120	1978.6	1978.7	〃	〃
会津線	向山	在来線単線	1,045	970	1978.2	1979.3	流紋岩, ホルンフェルス	
外房線	新第一浜	在来線単線	215	52.5	1978.4	1978.9	泥岩・砂岩互層	試験施工
外房線	新部原	在来線単線	400	69	1978.4	1978.11	泥岩・砂岩互層	試験施工
東北新幹線	第一平石	新幹線複線	255	192.5	1978.5	1979.2	風化花崗岩(マサ)	
東北新幹線	第一栗須	新幹線複線	190	110.5	1978.7	1979.1	風化花崗岩(マサ)	
智頭線	高倉山	在来線単線	2,487	414	1978.7	1979.5	粘板岩	
日豊本線	大崎	在来線単線	470	40	1978.8	1978.11	凝灰角礫岩	試験施工
会津線	大戸	在来線単線	2,838	1,700	1978.8	1980.3	ホルンフェルス, 火山礫凝灰岩	
外房線	新第二浜	在来線単線	635	523	1978.11	1980.3	泥岩・砂岩互層	
篠ノ井線	第一白坂	在来線複線	1,295	1,295	1978.12	1981.3	泥岩	
東北新幹線	第二平石	新幹線複線	245	135	1979.2	1979.9	風化花崗岩(マサ)	
室蘭本線	蘭法華	在来線複線	320	245	1979.2	1979.11	火山灰	
鷹角線	十二段	在来線単線	5,667	205	1979.3	1979.5	緑色凝灰岩	試験施工

## 第2章 研究の背景

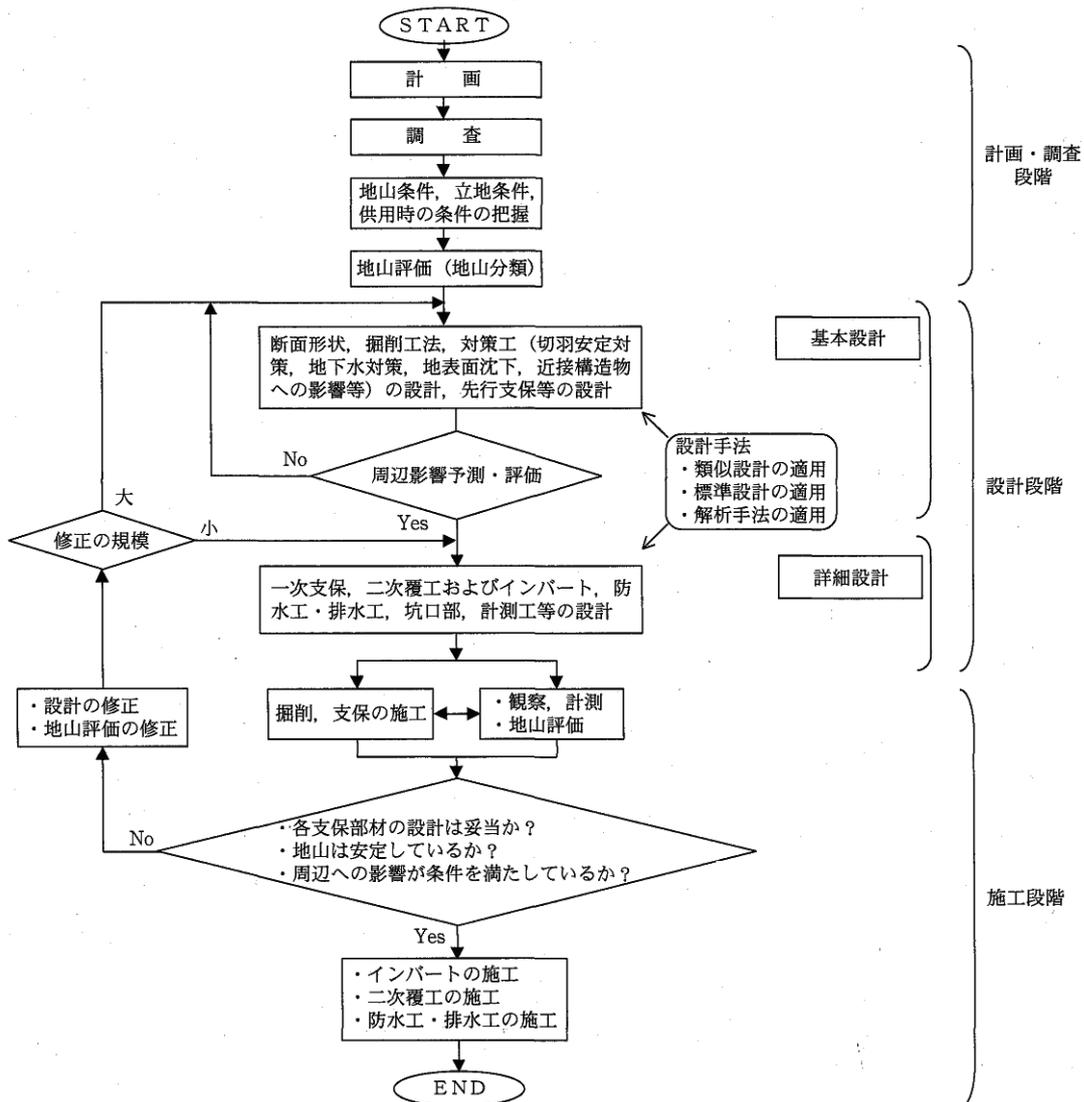


図-2.1 設計の手順 (文献<sup>3)</sup>に加筆, 修正)

## 第2章 研究の背景

表-2.3 主な掘削工法<sup>3)</sup>

工法		内容
全断面工法		トンネル全断面を一度に掘削する工法。地山の自立性がよい場合に適用が可能である。同一横断面における掘削の繰返しがなく、隅角部の少ない形状にできるため、複雑な土圧現象を生じることはない。また、掘削の効率もよい。山岳部のトンネルでは、近年、3m程度のベンチを付けた補助ベンチ付きや先行支保との組合せで全断面工法が多く採用されるようになっている。しかし、軟質な地山を対象とし、沈下量に対する一定の制約のある都市部のトンネルについては、ほとんど用いられていない。
ベンチカット工法	ロングベンチ	ベンチ長が長い(100m以上)ベンチカット工法。山岳部のトンネルにおいて、全断面では切羽が自立しないが、インバート閉合の必要がない程度に地山が安定している場合やトンネル延長が短い場合に用いられる。しかし、土砂地山が多く、地表面沈下が問題となる都市部のトンネルではほとんど用いられていない。
	ショートベンチ	ベンチ長が10~50m程度のベンチカット工法。比較的広範囲の地山条件に適用が可能であり、都市部のトンネルでも多く用いられている。とくに地山条件が変化し、全断面では切羽が安定しない場合には有効な掘削方法である。周囲の地山を安定させるためには、早期閉合が基本であり、施工機械や作業足場の合理的な配置により極力ベンチ長を短くすることが必要である。
	ミニベンチ	ベンチ長が2m~トンネル径以内のベンチカット工法。とくに塑性化が懸念される地山や地表面沈下が問題となる地山ではインバートの早期閉合が可能なこの方法が有利である。しかし、足場面積が少ないことから上半部掘削方法を検討しておく必要がある。
中壁工法	CD工法 (センターダイヤフラム)	掘削断面を左右に分割する方法。断面の中央部に縦断方向に仮壁ができる点に特徴がある。掘削にあたっては、一般にベンチカットとなるため、各断面はさらに上下にも分割される。
	CRD工法 (クロスダイヤフラム)	CD工法で、側部の強化から中壁とインバートにより断面を6分割し、掘削途中で掘削断面が縦長とならないような掘削順序とするとともに、掘削断面ごとに断面を閉合していく工法。大断面や地表面沈下の制限がとくに厳しいトンネルで用いられる。
導坑先進工法 (サイロット工法など)		導坑を先に掘進し、そのあとに上半部、下半部の掘削を行う工法。大断面、地山支持力が不足する場合や地表面沈下の制限がとくに厳しいトンネルで用いられてきた。掘削、支保工設置といった施工を複雑に繰り返すため、各段階における切羽および支保工の安定、全体的な変形挙動、後続して施工される掘削の影響、支保工に設ける継手の構造などを検討する必要がある。

第2章 研究の背景

表-2.4 主な対策工（文献<sup>3),4)</sup>に加筆，修正）（1）

工法	解説	目的							対象地山			摘要	
		施工の安全確保			周辺環境の保全				硬岩	軟岩	土砂		
		切羽安定対策			地下水対策	地表面沈下対策	近接構造物対策						
		天端の安定	鏡面の安定	脚部の安定									
先受け工	フォアポーリング （充填式，注入式）	切羽面から上半アーチ外周に 5m 程度以下の長さのボルト，鉄筋，パイプなどを施工することにより，天端の見かけのせん断強度の増大，前方地山の緩み防止などを期待する工法である。	○							○	○	○	
	長尺フォアパイリング （注入式）	トンネル外周部に直径 50～125mm の長尺鋼管を打設したうえで鋼管内から注入を行い，鋼管の剛性と地山改良効果により地表面沈下を抑制するものである。	○							○	○	○	*2
	パイプルーフ	トンネル掘削に先立ち掘削断面外周に沿って鋼管を一定間隔で挿入設置し，鋼管内よりセメントミルクまたはモルタルを注入充填しパイプ外周の地山のせん断強度を増すとともにパイプと地山を一体化してトンネル掘削面の外周に完全な防護を形成する工法。	○							○	○	○	*1
	水平ジェットグラウト （噴射攪拌）	掘削に先行して切羽前方のトンネル外周部に長さ 10m～15m 程度の鋼管をアーチ状に造成する工法。改良体の造成は，切羽側より削孔と同時に硬化剤（セメントグラウト）を高圧噴射攪拌する方法と先端まで削孔後に切羽に向けて高圧噴射攪拌する方法がある。トンネル横断方向にアーチ状の連続体を造成することが可能であるが，地山条件によっては計画どおりの大きさの改良体が造成されず完全な連続体とはなりにくい場合もある。補強鋼管を挿入し，縦断方向の剛性を高める場合もある。	○	○	○					○	○	○	*1
	スリットコンクリート	切羽前方地山で掘削予定部分の外周部に，アーチシェル状の薄肉覆工をあらかじめ施工して，掘削時の切羽安定，地表面沈下抑制を図るもの。地表面沈下抑制効果は大きい，専用機が必要である。現時点では，1 シフトでの長さが短いため，施工速度が若干遅い。	○							○	○	○	*1
鏡面の補強	核残し	切羽面の安定を図って，トンネル掘削断面の中央部分を残す方法。		○							○	○	
	鏡吹付けコンクリート	掘削直後の鏡面に 3～10cm 程度の吹付けコンクリートを行い，切羽の自立を図る工法。		○						○	○	○	
	鏡ボルト	鏡の一部または全体にロックボルトを打設して，鏡の安定を得ようとする工法。		○						○	○	○	
	長尺鏡ボルト	鏡の一部または全面にボルト（5m より長いもの）などを打設して，鏡の安定や地表面の沈下抑制に用いられるものである。		○						○	○	○	

第2章 研究の背景

表-2.4 主な対策工（文献<sup>3),4)</sup>に加筆，修正）（2）

工法	解説	目的							対象地山			摘要			
		施工の安全確保			周辺環境の保全				硬岩	軟岩	土砂				
		切羽安定対策			地下水対策	地表面沈下対策	近接構造物対策								
		天端の安定	鏡面の安定	脚部の安定											
脚部の補強	脚部補強ボルト，パイル	上半盤支保工接地部の応力集中の緩和や，下半掘削時の地山崩落防止などの目的で，支保工脚部に下向きにロックボルト，小口径鋼管を施工する方法である．			○					○	○	*2			
	上半仮インバート	吹付けコンクリートを用いて上半盤を仮閉合するものである．			○					○	○				
地下水対策	排水	水抜きボーリング	ボーリングを行い，水を抜き，水圧や地下水位を下げる工法．	○	○	○	○				○	○	*2		
		ウェルポイント	集水管（ウェルポイント）を地山に設置し，地山に負圧をかけて地下水を吸引する方法．地下水位低下は5～8mが限度といわれている．	○	○	○	○						○	*1	
		ディープウェル	外径 300mm 程度の深井戸を掘り，水中ポンプによって排水する工法である．ディープウェルは，ほぼ一定間隔で設置しなければよい効果が得られないので，地表に建物などの支障物がある場合には，配置などに特別な配慮が必要である．	○	○	○	○							○	*1
		水抜き坑	とくに湧水量が多い場合に，小断面導坑を先進させて水を抜く工法であり，水抜きボーリングと併用されることが多い．	○	○	○	○					○	○	*1	
	止水	注入	切羽前方や周辺の地山中にセメントミルクなどの非薬液系材料や水ガラス系の薬液などを注入し，地山の亀裂や空隙などの水みちを閉塞することにより地山の透水性を低下させ，止水を図るものであり，湧水量の低減と地盤改良効果により切羽安定対策としても確実性の高い工法である．	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	*1	
		遮断壁	既設構造物とトンネルの間を遮断することにより変位の伝播や地下水の低下を抑える工法で，遮断壁の種類により鋼矢板，柱列杭，噴射攪拌，鋼管杭などがある．					○	○	○	○			○	*1
地山補強	注入	地山の強化によるアーチアクション効果を期待して地表面沈下対策として用いられる場合とトンネル掘削時の地下水位低下による粘性土の圧密沈下を防止する場合がある．このため，目的に合った注入材料，施工法を選定しなければならない．	○	○					○	○			○	*1	
	凍結	帯水砂層を一時的に凍結させて止水する工法．確実であるが，高価である．また，凍上や膨張圧の問題を考慮する必要がある．	○	○	○	○				○			○	*1	
	垂直縫地	トンネルの掘削に先立ち，あらかじめ地表からほぼ鉛直に鉄筋などをボーリングにより建込み，モルタルもしくはセメントミルクを充填して，地山のせん断強度の改良を図る工法．	○	○						○			○	*1	

注) ○：比較的よく採用される工法

\*1：通常のトンネル施工機械設備，材料で対処が困難な対策

\*2：適用工法によって，トンネル施工機械設備，材料で対処が異なる工法

2-2-2 NATM とシールド工法との境界領域における現状と課題

我が国における NATM は 1976 年に試験的に導入され、以後、急速にその実施例が増加し、それとともに発展し、普及して、現在では山岳トンネルの標準工法になるまでになった。一方、シールド工法は 1960 年代から名古屋地下鉄をはじめとして大都市の地下鉄、上下水道、電力通信などの都市トンネルの施工に本格的に採用され、以後、都市トンネルの代表的工法として今日に至っている。

近年、コストの低減を目指し、また、対策工の進歩や発展から、NATM はより軟弱な地盤へとその適用範囲を広げ、NATM とシールド工法との境界領域では両工法が競合して施工され、両者の境界は不明瞭になるとともに、施工法の選定、トンネル覆工体の設計法、トンネルに作用する荷重の評価方法などが大きな課題になってきている。<sup>5),6)</sup>

「鉄道構造物等設計標準・同解説」<sup>3)</sup>では、鉄道トンネルにおいて、地山の一軸圧縮強度、土被りとトンネル施工法との関係を図-2.2 のように示しているが、ここでも両工法の境界が不明瞭となっている現状がうかがえる。

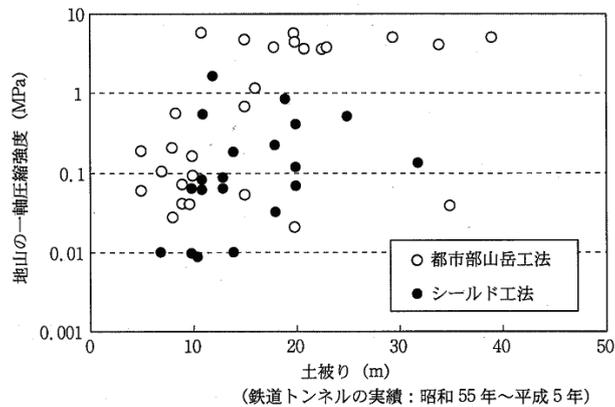


図-2.2 地山の軸圧縮強度、土被りとトンネル施工法との関係<sup>3)</sup>

両工法の境界領域における最適な設計や施工法については、従来から大きな課題としてあげられてきたところであるが、近年になってようやく課題の整理が始まり、検討の緒についたところである。具体的には、土木学会「都市 NATM とシールド工法との境界領域－設計法の現状と課題－」<sup>5)</sup>では、都市 NATM とシールド工法の施工実績の分析を行うとともに、設計法における課題などを示している。また、土木学会「都市 NATM とシールド工法との境界領域－荷重評価の現状と課

## 第 2 章 研究の背景

題一」<sup>6)</sup>では、NATM とシールド工法の両者が適用される地盤、いわゆる洪積地盤や第三紀の固結度の低い地盤を主な対象として、これらの地盤中に構築されるトンネルの設計法および支保工や覆工の設計に用いる荷重の評価方法について検討している。表-2.5 は両工法の設計モデルの考え方を、表-2.6 は設計法と設計用荷重に関する課題をそれぞれ示したものである。

表-2.5 都市 NATM とシールド工法の設計モデルの比較<sup>6)</sup>

都市 NATM	シールド工法
<p><b>支保工：一次覆工</b>            構造体：地山＋支保工＋加背割＋補助工法            設計・解析法：有限要素解析（類似設計参照）            解析モデル：地盤（加背割）＋支保工            荷重モデル：応力解放率            本設，仮設：仮設（or 本設？）            力学的機能：掘削時の地山の变形制御と地山安定保持</p>	<p><b>（泥水圧・泥土圧＋シールド機鋼殻）</b>            構造体：泥水圧・泥土圧＋シールド機鋼殻（＋裏込め注入圧）            設計・解析法：（有限要素解析）            解析モデル：地盤のみ            荷重モデル：掘削解放率            本設，仮設：仮設            力学的機能：掘削時の地山の变形制御と地山安定保持</p>
<p><b>覆工：二次覆工</b>            構造体：覆工            設計・解析法：骨組構造解析            解析モデル：覆工（＋支保工）（＋地盤ばね）            荷重モデル：自重＋（土荷重）＋（水圧）＋（地盤反力）            設定土荷重（全土被り or ゆるみ荷重 or なし）            載荷水位＝初期水位，回復途中水位            土水分離            本設，仮設：本設            力学的機能：（土）水圧支持，付加荷重支持</p>	<p><b>一次覆工：セグメント</b>            構造体：セグメント（＋裏込め）            設計・解析法：骨組構造解析            解析モデル：セグメント（＋地盤ばね）            荷重モデル：自重＋水圧＋（土荷重）＋（地盤反力）            設定土荷重（全土被り or ゆるみ荷重）            載荷水位＝全水位            土水分離 or 土水一体            本設，仮設：本設            力学的機能：土水圧支持，付加荷重支持</p>
	<p><b>（二次覆工）：省略するが多い</b>            構造体：覆工（無筋，有筋，網金コンクリート）            構造体と見なす場合 or 見なさない場合 or 一部見なす場合がある。            設計・解析法：—            荷重モデル：—            本設，仮設：—            力学的機能：付加荷重支持</p>

（ ）内は場合による

## 第2章 研究の背景

表-2.6 都市 NATM とシールド工法との境界領域の課題 <sup>5),6)</sup>

	都市 NATM	シールド工法
設計法	<p>設計の対象とする構造部材としてトンネル周辺の地山と支保工（および覆工）があげられ，外的作用は切羽や空洞表面の解放変位や解放力が考えられる。</p> <p style="text-align: center;">↓</p>	<p>設計の対象とする構造部材として一次覆工（セグメント）があげられ，外的作用は周辺地山の状況によって定まる土圧や水圧，施工時荷重（裏込め注入圧，ジャッキ推力など）が考えられる。</p> <p style="text-align: center;">↓</p>
	<p>単純に両者を統一的にみて設計法を定めることは難しい。さらに工法の違いによって設計の対象物や外的作用が異なることもさることながら，工法の違いにより，支保工や覆工に作用する土圧は経時的にも複雑に変化する。</p>	
設計用荷重	<p>覆工に作用する荷重が十分な精度で予測が可能ならば，用途と環境条件に応じた安全代を加味して設計用荷重として設定することはできるが，覆工に作用する荷重の計測データはほとんどなく，設計荷重の設定に用いるほどのデータの信頼性は確保されていない。</p> <p>掘削時の計測に比べて覆工に関する計測は極端に少なく，これらのバックデータとなる資料がほとんど存在しない。覆工に作用する土水圧や，覆工内応力の計測を積極的に行い，データを蓄積しない限り，数値解析や室内実験のみでこれらの課題を明らかにすることは難しい。</p>	<p>粘性土は土水一体として側方土圧係数を乗じている。土水一体型の考え方が開放型シールドを念頭に設定されたとすれば，地盤の硬軟に関わりなく，密閉型シールドが用いられる現在では，掘削によるトンネル周辺の地下水のトンネル内への移動はない。長期の設計は地盤によらず，土水分離の方が合理的であると考えられる。</p>

## 2-3 三本木原トンネルにおける NATM の施工と課題およびその対策

### 2-3-1 東北新幹線（八戸・新青森間）の概要

東北新幹線は、国民経済の発展および国民生活の拡大ならびに地域の振興を図るため、「全国新幹線鉄道整備法」にもとづいて建設する新幹線鉄道である。東京都を起点、青森市を終点とし、宇都宮市、仙台市、盛岡市を通過する延長約 675km の路線である。

東北新幹線のうち八戸駅と新青森駅との間は、平成 10 年 3 月に工事実施計画の認可を受け、現在、建設を進めている。表-2.7 は建設の経緯を、表-2.8 はその概要を、図-2.3 は路線の平面と主な構造物をそれぞれ示したものである。トンネル構造物の占める割合は、全延長 81.2 km のうち 49.9km で 61%と大きい。

表-2.7 東北新幹線（八戸・新青森間）の建設の経緯

昭和 47 年 6 月 29 日	基本計画の決定および調査の指示
昭和 48 年 11 月 13 日	整備計画の決定および建設の指示
昭和 60 年 12 月 4 日	工事実施計画の認可申請
平成 3 年 8 月 8 日	暫定整備計画（新幹線鉄道直通線）の決定および建設の指示
平成 3 年 8 月 9 日	工事実施計画の認可申請
平成 3 年 8 月 22 日	工事実施計画の認可
平成 7 年 4 月 21 日	暫定整備計画（新幹線鉄道直通線）の建設の指示の撤回
平成 10 年 2 月 19 日	工事実施計画（その 1）の追加認可申請
平成 10 年 3 月 12 日	工事実施計画（その 1）の認可
平成 11 年 4 月 26 日	工事実施計画（その 2）の追加認可申請
平成 11 年 5 月 12 日	工事実施計画（その 2）の認可
平成 13 年 4 月 25 日	工事実施計画の変更認可申請
平成 13 年 4 月 25 日	工事実施計画の変更認可
平成 17 年 12 月 9 日	工事実施計画（その 2）の追加認可申請
平成 17 年 12 月 26 日	工事実施計画（その 2）の認可

第2章 研究の背景

表-2.8 東北新幹線（八戸・新青森間）の概要

延 長	駅間延長 81.8km, 工事延長 81.2km
経 過 地	八戸市, 五戸町, おいらせ町, 六戸町, 東北町, 十和田市, 七戸町, 青森市
設 置 駅	八戸, 七戸 (仮称), 新青森
建 設 基 準	設計最高速度 … 260km/h 最小曲線半径 … 基本 4,000m 最急勾配 … 20‰ 軌道中心間隔 … 4.3m 電車線の電気方式 … 25,000V (ATき電方式)
構造物延長	切取・盛土 … 約 10.5km (13%) 橋りょう … 約 2.9km (4%) 高架橋 … 約 17.9km (22%) トンネル … 約 49.9km (61%) 81.2km
主なトンネル延長	六戸 … 3,810m 三本木原 … 4,280m 牛鍵 … 2,065m 八甲田 … 26,455m 田茂木野 … 2,195m 細越 … 3,010m

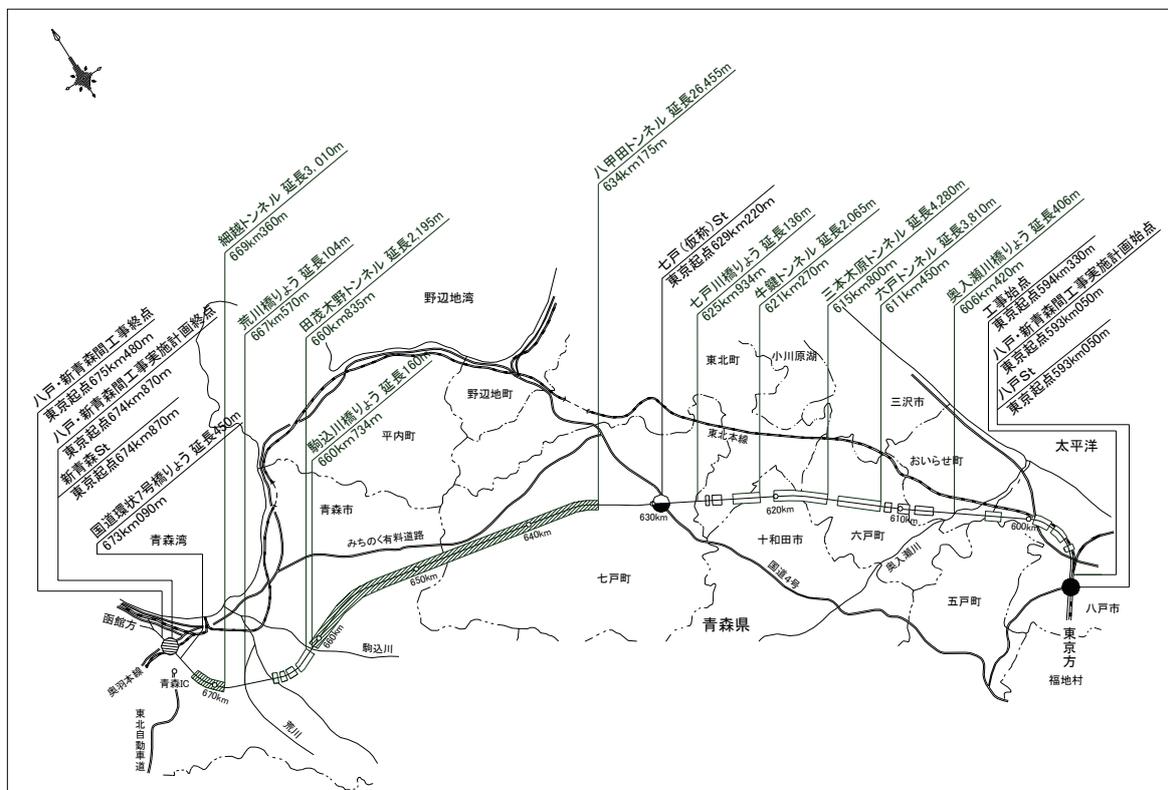


図-2.3 東北新幹線（八戸・新青森間）の路線の平面と主な構造物

2-3-2 東北新幹線（八戸・七戸間）の地形および地質の概要

図-2.4は、東北新幹線（八戸・新青森間）のうち、八戸と七戸との間の地形の鳥瞰図である。青森県八戸市から下北半島にかけての太平洋側には、第四紀更新世に形成された台地および段丘群が広く分布している。東北新幹線はこの台地および段丘群を通過する。

台地および段丘群は、当該地域の西側に連なる八甲田山系に近づくにつれて標高が200～300mと高くなり、河川による開析が複雑に入り組んでくる。また、太平洋側に分布する低位段丘群は、標高50～80mと100m以下の平坦面を形成している。

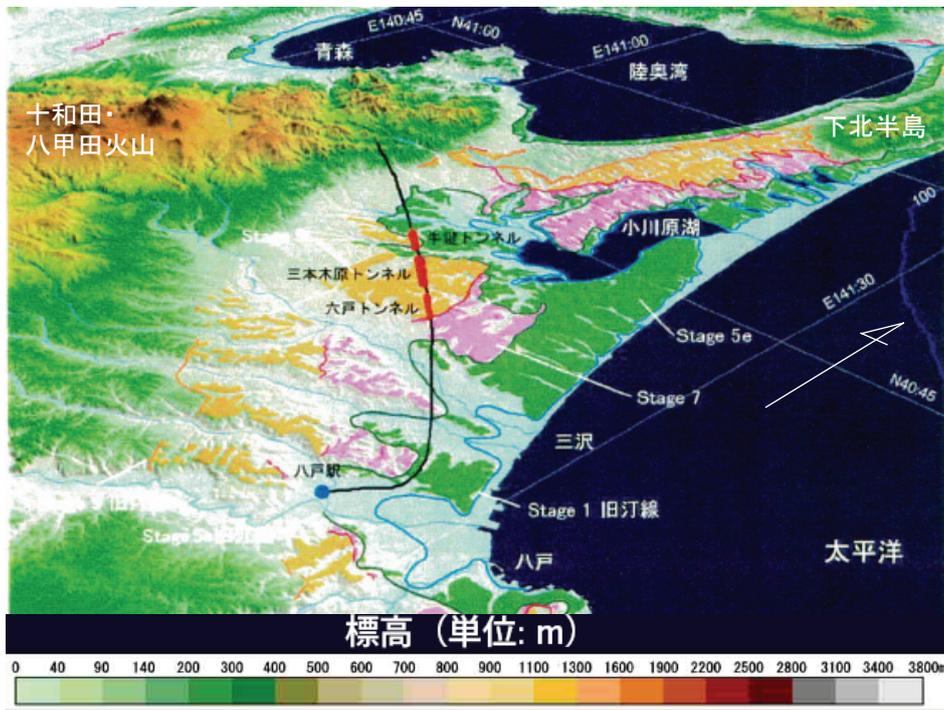


図-2.4 地形鳥瞰（文献 7)に加筆）

台地および段丘群の基盤は、新第三紀鮮新世から第四紀更新世初期に堆積した砂質土を主とする地層で、中間に粘性土層を挟む。この基盤は水平ないし北東方向に緩傾斜を示し、一般に野辺地層と呼ばれている。野辺地層の上位には段丘構成層が位置し、さらに段丘構成層の上位には十和田・八甲田火山による火山碎屑物が広く分布している。段丘群は発達順に4群に大別される。表-2.9は段丘群とその構成地層を示したものである。

表-2.9 段丘群と構成地層（文献<sup>8)</sup>に加筆，修正）

記号	段丘群	構成地層	標高
a	天狗岱段丘面 (高位)	十和田・八戸火山灰層 (1m) 高館火山灰層 (ta) 天狗岱火山灰層 (te) 野辺地層 (Nos1,Noc,Nos2)	60m 以上
b	高館段丘面 (中位)	十和田・八戸火山灰層 (1m) 高館火山灰層 (ta) 高館砂質土層 (ts) 野辺地層 (Nos1,Noc,Nos2)	50~70m
c	三本木段丘面 (下位)	十和田・八戸火山灰層 (1m) 三本木段丘構成層 (Sc,Sg) 野辺地層 (Nos1,Noc,Nos2)	20~50m
d	沖積低地 (六戸段丘面)		0~20m

これらの段丘群の構成地層の特徴は以下のとおりである。

#### 野辺地層

当該地域の基盤を構成する地層であり，未固結のラミナが発達した砂質土層を主体とし，一部に粘性土層が狭在している．ここでは，最上位の砂質土層を野辺地上部砂質土層 (Nos1)，粘性土層 (Noc) を挟んで，下位の砂質土層を野辺地下部砂質土層 (Nos2) としている．

#### 段丘構成層

高館砂質土層 (ts) は，奥入瀬川周辺および砂土路川から川去川の間分布している締まりが中程度の砂質土層である．

三本木段丘構成層は，砂土路川周辺の一部および高瀬川（七戸川）以東に分布し，層厚 10m 前後のローム層の下位に位置し，シルト層 (Sc) と砂礫層 (Sg) とで構成される．

#### 火山碎屑物

天狗岱火山灰層 (te) は，暗茶褐色を呈する締まった粘土質火山灰である．黄褐色から白色の粘土化した浮石層が 3~4 枚狭在している．

高館火山灰層 (ta) は，層厚 5~10m で，茶褐色の粘土質火山灰を主体としている．黄色から橙色の浮石や青灰色の粗粒ラピリの薄層が 5~10 枚狭在している．

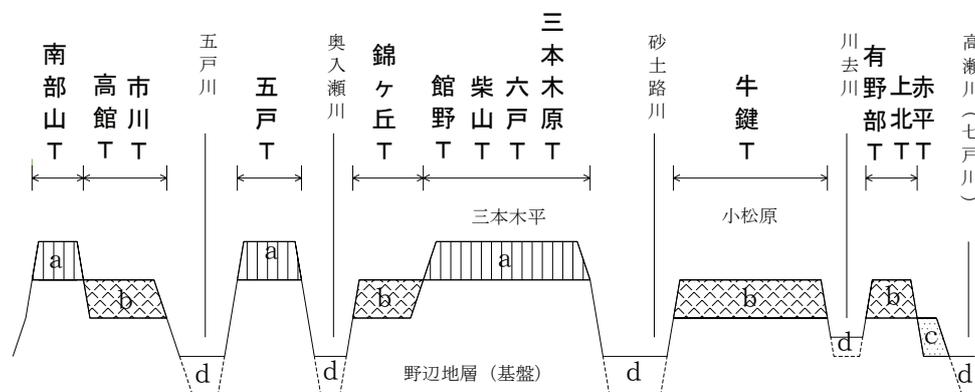
八戸浮石流凝灰岩 (hp) は，谷筋斜面の広範囲に分布している．灰白色の無層理な浮石質凝灰岩で，浮石を多量に含んでおり，固結度にばらつきが認められる．

## 第2章 研究の背景

八戸火山灰層 (1m) は、当該地域の全域を覆って分布しており、下部は白色の浮石で、その上部は黄色の浮石が混入した火山灰層となっている。

十和田火山灰層 (1m) は、当該地域の全域を覆って分布する黒灰色を呈した火山灰で、軟質であるが、含水比は低く、粘性は小さい。八戸火山灰との境界部に橙色の浮石が認められることが多い。

図-2.5 は東北新幹線の八戸・七戸間の地形区分の模式断面を、表-2.10 はトンネルの延長、土被り、主な地質、地下水位の状況をそれぞれ示したものである。



\* 図中の記号は表-2.9を参照

図-2.5 地形区分の模式断面

表-2.10 トンネルの延長、土被り、地質および地下水位

トンネル名称	延長(m)		地質	地下水位
	全延長	土被り 20m以下		
南部山	267	167	野辺地層砂質土層	—
高館	1,280	1,280	高館段丘構成層砂質土層, 野辺地層砂質土層, 凝灰岩	天端+6m
市川	925	925	高館段丘構成層礫質土, 野辺地層砂質土層	—
五戸	1,090	450	野辺地層砂質土層・粘性土層	天端+3~5m
錦ヶ丘	1,370	1,370	高館火山灰層, 高館段丘構成層砂質土層	天端上位
館野	780	780	天狗袋火山灰層, 野辺地層砂質土層	SL以下に滞水
柴山	920	920	天狗袋火山灰層, 野辺地層砂質土層	SL以下に滞水
六戸	3,810	3,810	野辺地層砂質土層	天端+5~13m
三本木原	4,280	1,490	野辺地層砂質土層・粘性土層	天端+0~20m
牛鍵	2,065	2,065	高館火山灰層, 高館段丘構成層砂質土層・粘性土層	天端+0~3m
有野部	250	250	高館段丘構成層砂質土層	天端上位
上北	625	625	高館段丘構成層砂質土層・粘性土層	天端上位
赤平	220	220	高館段丘構成層砂質土層・粘性土層	天端上位
合計	17,882	14,352		

## 第2章 研究の背景

表-2.11 は三本木原トンネル周辺の構成地層の特徴と水文地質の状況を示したものである。

表 -2.11 三本木原トンネル周辺の構成地層の特徴と水文地質の状況  
(文献<sup>9)</sup>に加筆, 修正)

区分	地層区分	特徴	透水性	被圧の有無	備考
—	沖積低地堆積層	河川周辺に分布 粘性土・砂・礫	—	—	
I	十和田・八戸火山灰 (lm) 高館火山灰層 (ta) 天狗岱火山灰層 (te)	黒ボク・火山灰質ローム 粘性土主体 火山砂・浮石層を挟む	悪い	不圧地下水	降雨によって 0.5m 程度上昇
I'	三本木砂礫層 (Sg)	砂土路川沿いに一部分布 砂礫層～粗砂	よい	—	
	高館砂質土層 (ts)	三本木原東部・小松原に分布 細砂～粗砂 締まりが緩い	よい	—	
II	野辺地上部砂質土層 (Nos1)	段丘の主体をなす地層 三本木平東部を除く全域に分布 細砂～粗砂	よい	被圧地下水	降雨によって 0.1～0.2m 程度上昇
—	野辺地粘性土層 (Noc)	火山灰質粘性土 野辺地砂質土層を分ける地層 (一部欠落) 難透水性地層	難透水性	—	
III	野辺地下部砂質土層 (Nos2)	調査値全域の基盤をなす地層 締まりの非常によい砂質土層 透水性は比較的よい	Nos1に比べやや悪い	被圧地下水	降雨によって 0.05～0.1m 程度上昇

注 1) 帯水層 II となる野辺地上部砂質土層 (Nos1) の水理定数は、以下のとおり。

透水係数： $1.7 \times 10^{-3} \sim 8.5 \times 10^{-3}$  cm/sec (平均  $4.6 \times 10^{-3}$  cm/sec)

注 2) 各区分における比流量は、以下のとおり。

帯水層 I： $0.8 \sim 2.8$  (l/sec/km<sup>2</sup>)

帯水層 I'： $3.6 \sim 6$  (l/sec/km<sup>2</sup>)

帯水層 II：帯水層 I と合わせた比流量として

六戸トンネル区間： $6.7$  (l/sec/km<sup>2</sup>)

三本木原トンネル区間： $8.4$  (l/sec/km<sup>2</sup>)

帯水層 III：ばらつきが大きく定かではない

以上のように、東北新幹線の八戸・七戸間のトンネルは、土被りが小さく、固結度の低い地質のうえ、地下水位以下での施工となることから、NATM で施工する場合には、地下水位低下工や切羽の安定のための対策工が必要となる。

### 2-3-3 三本木原トンネルにおける NATM の施工

#### (1) 地形および地質の概要

三本木原トンネルは、青森県東部の六戸町，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。

トンネル周辺の地形は、三本木原台地と呼ばれる標高60m程度の比較的平坦な洪積台地と、河川などによって形成された沖積低地およびその支流によって開析された沖積谷で構成されている。地上は概ね田畑や山林となっており、トンネルの土被りは2~45m（平均23m）である。途中、4箇所に沢部がある。

地質は、新第三紀鮮新世から第四紀更新世初期にかけて堆積した砂質土層を主体とし、中間に粘性土層が挟在する野辺地層を基盤としている。これを覆うように段丘構成層が分布し、最上位に十和田・八甲田火山の火山砕屑物が2~4mの層厚で広く分布している。図-2.6は三本木原トンネルの地質平面図と縦断面図を示したものである。また、図-2.7はNATMによる施工区間の詳細な地質縦断面図を示したものである。

掘削の対象となる野辺地層は、トンネル断面付近では粘性土層と砂質土層が互層状態となっている。上部にある野辺地上部砂質土層（以下、Nos1層という）は褐色細粒砂が主体となっている。その下の野辺地粘性土層（以下、Noc層という）は火山灰質粘性土と小礫から比較的粗粒な砂が複雑に分布している。さらにその下には野辺地下部砂質土層（以下、Nos2層という）があり、中粒から粗粒砂が主体となっている。

表-2.12は各層の土質試験の結果を示したものである。Nos1層の多くのサンプルでは、細粒分含有率が10%以下で均等係数が5以下、間隙比は0.7以上を示しており、非常に流動化を生じやすい地層となっている。

図-2.8はNATMによる施工区間の切羽近傍地山の粒径加積曲線を、図-2.9は細粒分含有率と均等係数との関係を、図-2.10は細粒分含有率と含水比との関係を示したものである。図-2.9中には、土木学会が1977年に示した流動化を示す指標（細粒分含有率10%以下、均等係数5以下）<sup>10)</sup>を併せて示した。また、図-2.10中には、国分川分水路の切羽の安定の判定基準<sup>11)</sup>を示してある。

## 第2章 研究の背景

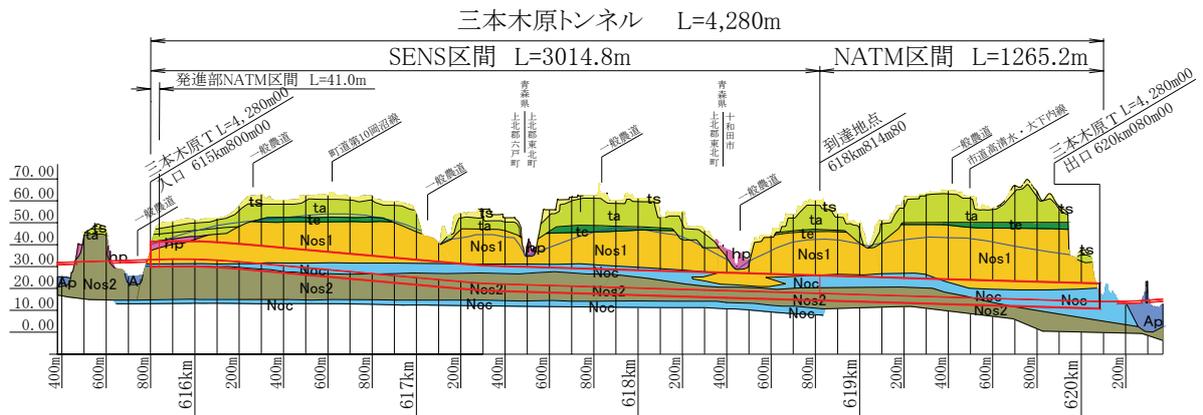
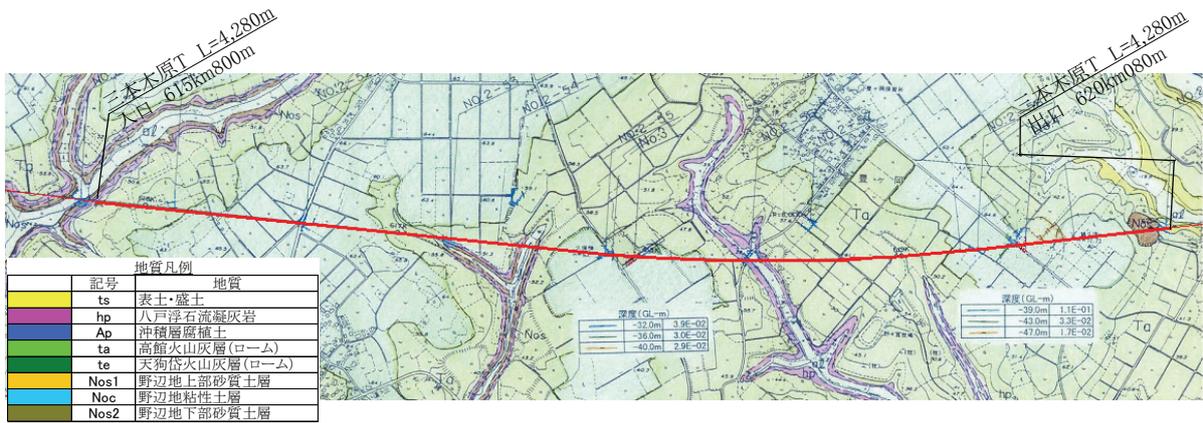


図-2.6 地質平面図と縦断面図

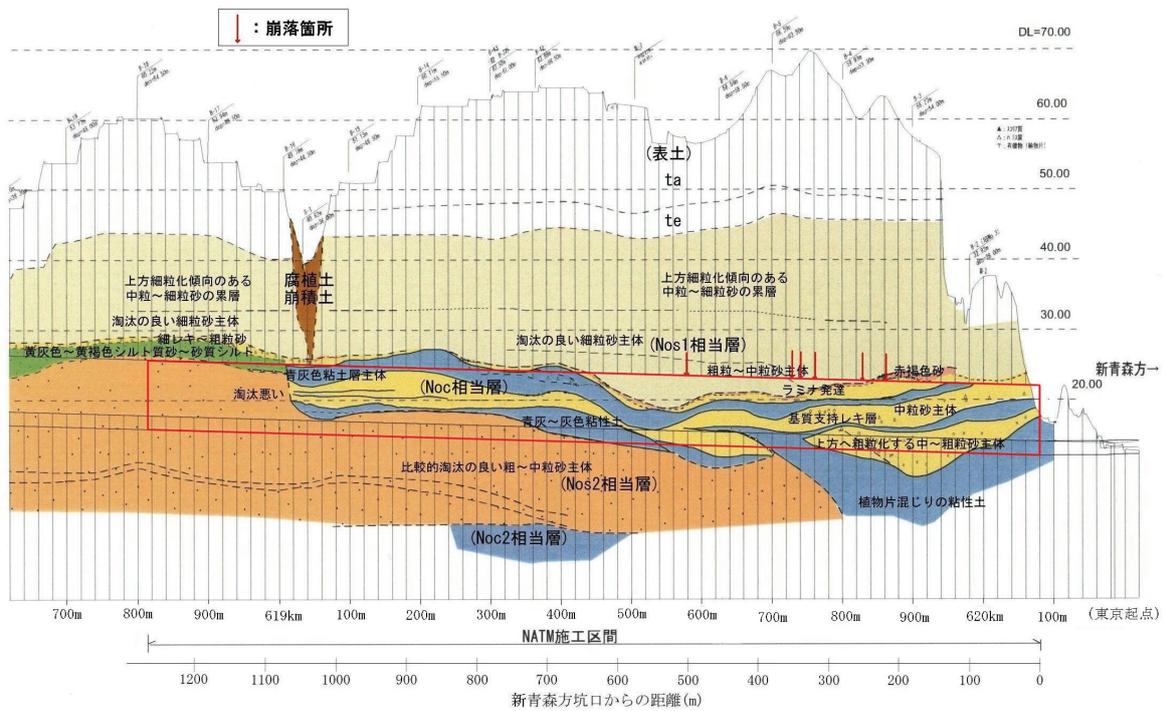


図-2.7 地質縦断面図 (NATM 区間)

## 第2章 研究の背景

粒径加積曲線をみると、Nos1層は傾斜が急になっており、切羽の崩壊を起こしやすい性状を示している。また、細粒分含有率と均等係数との関係を見ると、切羽の崩壊があった箇所の試料は流動化を生じやすい範囲から外れているものもあるが、概ね均等係数が8以下、細粒分の含有率が25%以下である。細粒分含有率と含水比との関係を見ると、切羽の崩壊があった箇所の試料は流砂を生じやすい範囲内もしくはその近傍にある。

表-2.12 各層の土質試験結果

地層	物性値	乾燥密度 $\rho$ ( $\text{g/cm}^3$ )	間隙比e	細粒分含有率Fc (%)	均等係数 Uc	透水係数k ( $\text{cm/s}$ )
Nos1		1.548	0.844	11.8	6.68	$4.41 \times 10^{-4}$
Nos1 (坑口から 300~650m 区間)		1.580	0.767	9.6	5.25	$4.50 \times 10^{-4}$
Nos2		1.511	0.811	20.7	41.38	$1.07 \times 10^{-4}$
Noc		1.361	1.111	43.1	41.55	—

※新青森方坑口から概ね1,500m区間の平均値を示す。

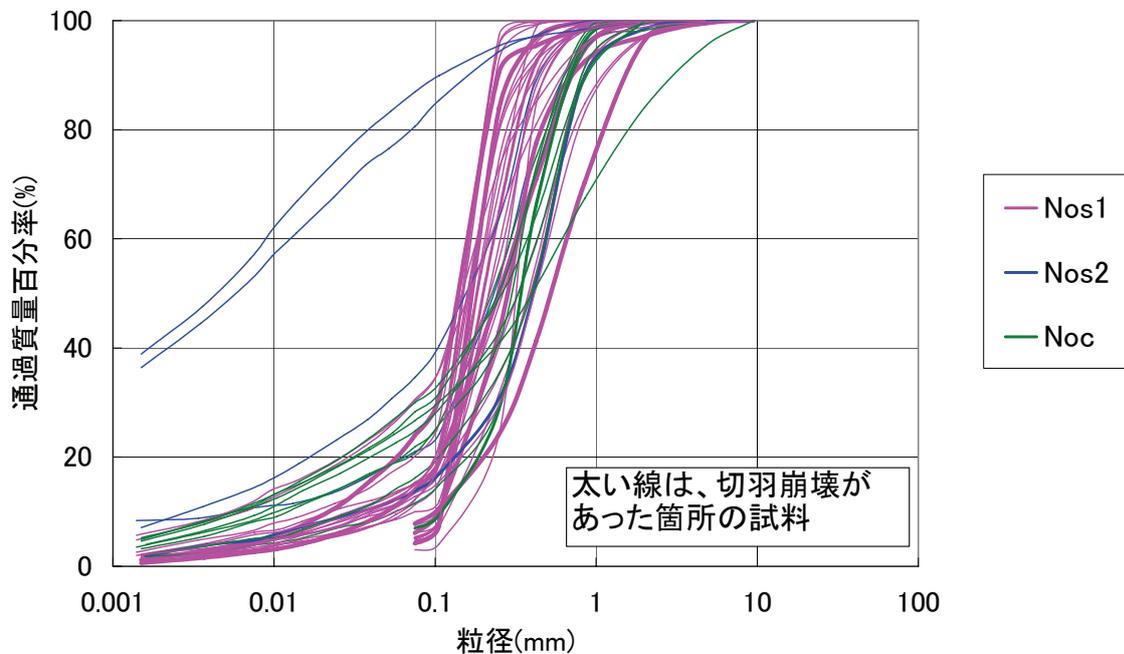


図-2.8 粒径加積曲線

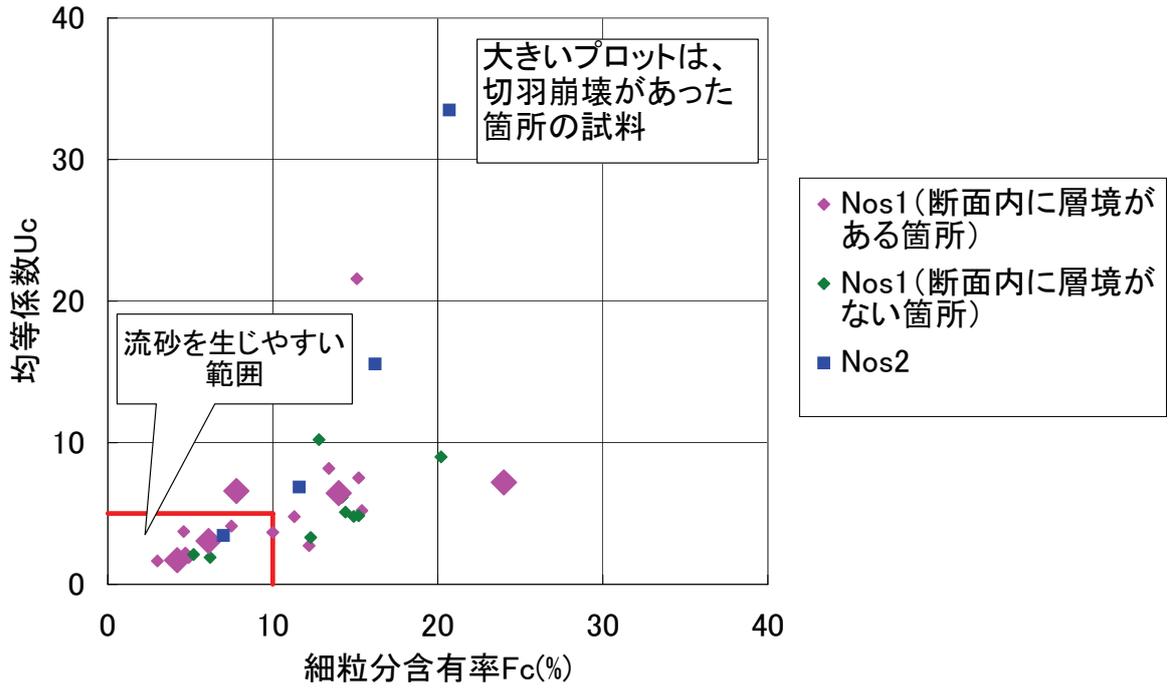


図-2.9 細粒分含有率と均等係数との関係

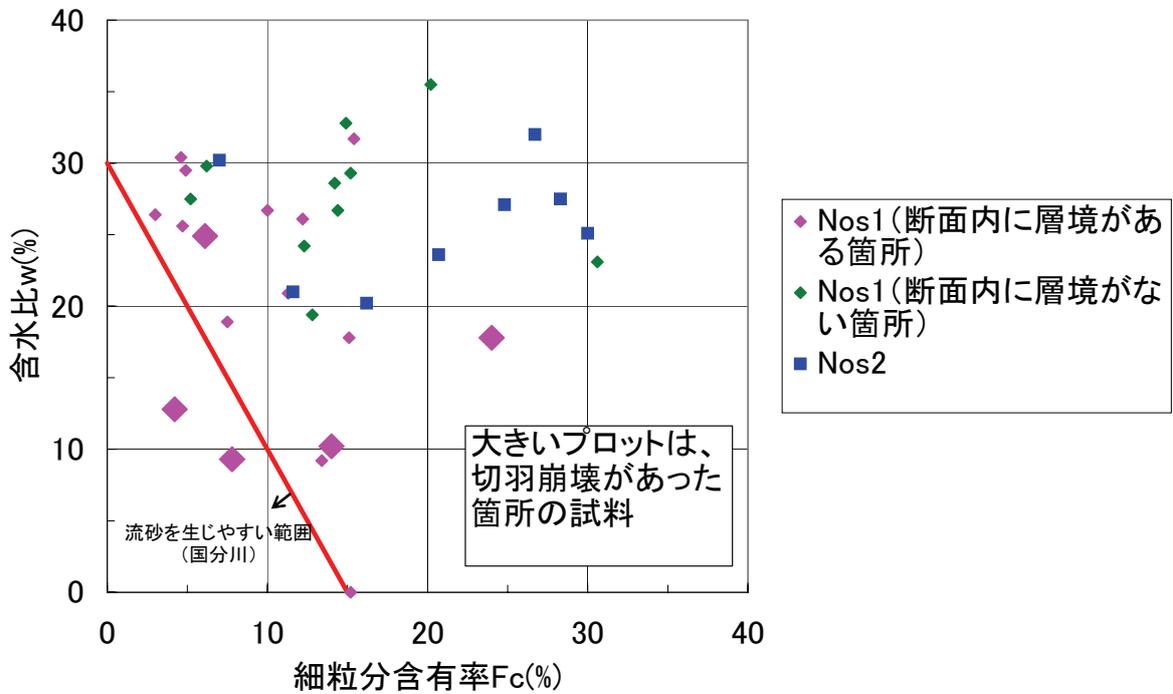


図-2.10 細粒分含有率と含水比との関係

(2) NATM の施工

三本木原トンネルにおける NATM の施工は、新幹線トンネルの未固結地山ではもつとも一般的なショートベンチカット工法とし、また、地山は地下水位が高く流動化を生じやすい地質であることから、対策工として地下水位低下工法であるディープウェル工と切羽の安定のための先受け工とを組み合わせ用いることを基本とした。

図-2.11 は新幹線における NATM のトンネル標準断面を、表-2.13 は標準支保パターンをそれぞれ示したものである。また、表-2.14 と図-2.12 は三本木原トンネルにおける支保と対策工の施工の状況を示したものである。

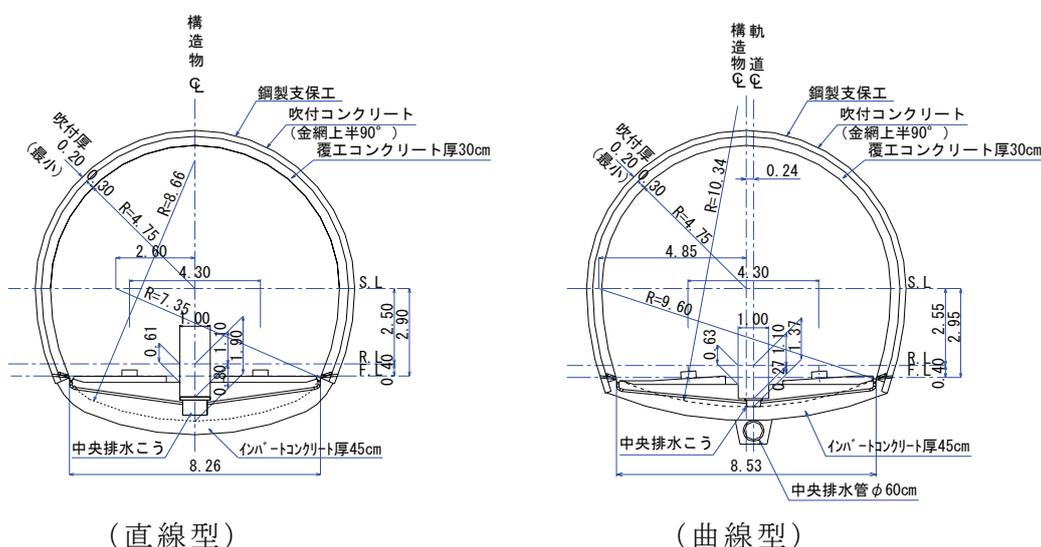


図-2.11 トンネル標準断面 (NATM)

表-2.13 標準支保パターン

支保部材 標準支保 パターン	ロックボルト			吹付けコンクリート厚(cm)		鋼製支保工
	配置	長さ×本数 (m) (本)	縦断間隔 (m)	アーチ・側壁	インバート	種類
IV <sub>NP</sub>	—	—	—	5 (平均)	—	—
III <sub>NP</sub>	アーチ	2×0~6	(随意)	10 (平均)	—	—
II <sub>NP</sub>	アーチ	3×10	1.5	10 (平均)	—	—
I <sub>NP</sub>	アーチ・側壁	3×14	1.0	15 (最小)	—	(125H)**
I <sub>SP</sub>	アーチ・側壁	3×8 4×12*	1.0	15 (最小)	15 (最小)	150H
I <sub>LP</sub>	アーチ・側壁	3×12	1.0	20 (最小)	—	125H

(注) \*4m のロックボルトは SL 付近 (アーチ脚部および側壁) に配置する。

\*\*鋼製支保工を用いる場合には、( ) 内の種類とする。

(その他) 標準支保パターンの分類記号は、地山等級と区別するため P(Pattern) のサフィックスをつけた。

第2章 研究の背景

表-2.14 支保と対策工(1)

パターン		特L3		特L2		(特L1)ア-1	
沢部防護工							
地下水位対策工	ディープウェル			φ 300	20mピッチ	φ 300	20mピッチ
	ウェルポイント						
	水抜きボーリング			φ 118, L=70.0m	2本×1断面	φ 118, L=80.0m, 67.0m	2本×1断面
	短尺水抜きボーリング					φ 76, L=15.0m	4本×4断面
	水抜き孔						
先受け工	充填式 フォアポーリング	φ 22, L=3.0m, モルタル	4本×2断面, 16.5本×2断面	φ 22, L=3.0m, モルタル	16.5本×148断面	φ 22, L=3.0m, モルタル	16.5本×47断面
	注入式 フォアポーリング						
	注入式長尺 フォアパイリング					φ 76, L=6.0m, シリカレジン	7本×1断面
鏡面の補強	鏡止補強工						
	鏡止ボルト						
脚部の補強							
上半	吹付けコンクリート厚	20cm		20cm		20cm	
	ロックボルト	φ 22	6本 L=3.0m	φ 22	8本 L=3.0m	φ 22	6本 L=3.0m
	鋼製支保工	H-150		H-150		H-150	
下半	吹付けコンクリート厚	20cm		20cm		20cm	
	ロックボルト	φ 22	6本 L=3.0m	φ 22	6本 L=3.0m	φ 22	6本 L=3.0m
	鋼製支保工	H-150		H-150		H-150	
新青森方坑口からの距離		0m ~ 22m		22m ~ 170m		170m ~ 217m	
距離程(東京起点)		620km080m ~ 620km058m		620km058m ~ 619km910m		619km910m ~ 619km863m	
延長		22m		148m		47m	

第2章 研究の背景

表-2.14 支保と対策工(2)

パターン		(特L1)ア-2		(特L1)ア-3		(特L1)ア-4	
沢部防護工							
地下水位対策工	ディープウェル	φ 300	20mピッチ	φ 300	20mピッチ	φ 300	20mピッチ
	ウェルポイント						
	水抜きボーリング						
	短尺水抜きボーリング	φ 76, L=15.0m	4本×4断面			φ 76(B), L=9.0m	2本×2断面
		φ 114(A), L=12m	2本×1断面				
φ 114(B), L=9m		2本×4断面					
水抜き孔					φ 50, L=3.0m	1本×1断面	
先受け工	充填式 フォアポーリング	φ 22, L=3.0m, モルタル	16.5本×53断面 4本×1断面				
	注入式 フォアポーリング	φ 32, L=3.0m, シリカレジ	28.5本×7断面, 21~15本×15断面, 11~7本×18断面, 5~4本×2断面	φ 32, L=3.0m, ウレタン	66.5本×5断面	φ 32, L=3.0m, ウレタン	66.5本×7断面
	注入式長尺 フォアパイリング	φ 76, L=6.0m, シリカレジ	11本×1断面	φ 76, L=12.0m, シリカレジ	30本×1断面		
φ 76, L=12.0m, シリカレジ		14本×1断面, 20本×7断面, 30本×1断面					
鏡面の補強	鏡止補強工	φ 76, L=6.0m, シリカレジ	7本×1断面	φ 76, L=12.0m, シリカレジ	8本×1断面	φ 76, L=12.0m, ウレタン	17本×1断面
		φ 76, L=12.0m, シリカレジ	8本×1断面, 15本×1断面	φ 76, L=12.0m, ウレタン	13本×1断面		
	鏡止ボルト	φ 26, L=3.0m, モルタル	6本×54断面, 7本×1断面, 8本×1断面, 9本×1断面				
脚部の補強		脚部補強ボルト φ 32, L=4.0m	2本×14断面	脚部補強ボルト φ 32, L=4.0m	2本×5断面	脚部補強ボルト φ 32, L=4.0m	2本×7断面
上半	吹付けコンクリート厚	20cm		20cm		20cm	
	ロックボルト	φ 22	6本 L=3.0m	φ 22	6本 L=3.0m	φ 22	6本 L=3.0m
	鋼製支保工	H-150		H-150		H-150	
下半	吹付けコンクリート厚	20cm		20cm		20cm	
	ロックボルト	φ 22	6本 L=3.0m	φ 22	6本 L=3.0m	φ 22	6本 L=3.0m
	鋼製支保工	H-150		H-150		H-150	
新青森方坑口からの距離		217m	~ 349m	349m	~ 354m	354m	~ 361m
距離程(東京起点)		619km863m	~ 619km731m	619km731m	~ 619km726m	619km726m	~ 619km719m
延長		132m		5m		7m	

第2章 研究の背景

表-2.14 支保と対策工(3)

パターン		(特L1)-1		特L(曲1)イ-1		特L(曲1)イ-2	
沢部防護工							
地下水位対策工	ディープウェル	φ 300	20mピッチ	φ 300	20mピッチ	φ 300	20mピッチ
	ウェルポイント					ウェルポイントL=3.0m	本線右, 1mピッチ, 計3本
	水抜きボーリング					φ 118(B), L=40.0m, 17.0m	2断面
	短尺水抜きボーリング	φ 76(B), L=9.0m	2本×1断面			φ 76(B), L=9.0m	1本×1断面
	水抜き孔	φ 50, L=3.0m	1本~4本×23断面	φ 50, L=3.0m	1本~4本×69断面	φ 50, L=3.0m	1本~3本×30断面
先受け工	充填式フォアボーリング						
	注入式フォアボーリング	φ 32, L=3.0m, ウレタン	66.5本×5断面, 58.5本×2断面, 46.5本×8断面	φ 32, L=4.0m, ウレタン	4本×2断面		
	注入式長尺フォアパイリング	φ 76, L=12.75m, シリカライザー	11本×2断面	φ 76, L=12.75m, シリカライザー	11本×8断面	φ 76, L=12.75m, シリカライザー	11本×1断面, 14本×1断面, 15本×3断面
鏡面の補強	鏡止補強工	φ 76, L=12.75m, シリカライザー	2本×1断面, 10本×1断面	φ 76, L=12.75m, シリカライザー	2本×8断面	φ 76, L=12.75m, シリカライザー	1本×1断面, 2本×1断面, 3本×3断面
		L=12.0m, アロン	6本×1断面			φ 76, L=12.75m, シリカライザー・ESL・マルチライザー・LW	3本×1断面
	鏡止ボルト	φ 30.5, L=4.0m, アロン	6本×1断面, 12本×4断面, 13本×3断面	φ 26, L=3.0m, モルタル	9本×13断面, 10本×45断面, 11本×13断面	φ 26, L=3.0m, モルタル	10本×6断面
脚部の補強		φ 26, L=4.0m, モルタル	9本×1断面, 11本×1断面, 12本×3断面, 13本×1断面	φ 26, L=4.0m, モルタル	9本×3断面, 11本×4断面		
		脚部補強ボルト φ 32, L=4.0m	2本×2断面				
上半	吹付けコンクリート厚	20cm		20cm		20cm	
	ロックボルト	φ 22	8本 L=3.0m	φ 22	8本 L=3.0m	φ 22	8本 L=3.0m
	鋼製支保工	H-150		H-150		H-150	
下半	吹付けコンクリート厚	20cm		20cm		20cm	
	ロックボルト	φ 22	6本 L=3.0m	φ 22	6本 L=3.0m	φ 22	6本 L=3.0m
	鋼製支保工	H-150		H-150		H-150	
新青森方坑口からの距離		361m	~ 384m	384m	~ 462m	462m	~ 508m
距離程(東京起点)		619km719m	~ 619km696m	619km696m	~ 619km618m	619km618m	~ 619km572m
延長		23m		78m		46m	

第2章 研究の背景

表-2.14 支保と対策工(4)

パターン		特L(曲1)ウ-1		特L(曲1)ウ-2		特L(曲1)ウ-2(B)	
沢部防護工							
地下水位対策工	ディープウェル	φ 300	20mピッチ	φ 300, φ 500	20mピッチ	φ 500	20mピッチ
	ウェルポイント	ウェルポイントL=3.0m	本線右または両側, 1~2mピッチ, 計97本	ウェルポイントL=3.0m	本線左または両側, 1~2mピッチ, 計21本		
	水抜きポーリング	φ 118(B), L=30.0m, 40.0m	30m×5断面, 40m×3断面			φ 118(B), L=30.0m	1本×2断面
	短尺水抜きポーリング					φ 76, L=15.0m	1本×1断面
						φ 76(C), L=12.0m	1本×1断面
水抜き孔	φ 50, L=3.0m	1本×1断面	φ 50, L=3.0m	1本×1断面	φ 50, L=3.0m	1本×3断面	
先受け工	充填式フォアポーリング						
	注入式フォアポーリング						
	注入式長尺フォアパイリング	φ 76, L=12.75m, シリカライザー・ESL・マルチライザー・LW	20本×11断面			φ 76, L=12.75m, シリカライザー・ESL・マルチライザー・LW	19本×1断面, 17本×2断面, 13本×1断面, 10本×1断面
鏡面の補強	鏡止補強工	φ 76, L=12.75m, シリカライザー・ESL・マルチライザー・LW	2本×10断面, 3本×1断面			φ 76, L=12.75m, シリカライザー・ESL・マルチライザー・LW	2本×3断面, 3本×1断面
	鏡止ボルト						
脚部の補強							
上半	吹付けコンクリート厚	20cm		20cm		20cm	
	ロックボルト	φ 22	10本 L=3.0m	φ 22	10本 L=3.0m	φ 22	10本 L=3.0m
	鋼製支保工	H-150		H-150		H-150	
下半	吹付けコンクリート厚	20cm		20cm		20cm	
	ロックボルト	φ 22	6本 L=3.0m	φ 22	6本 L=3.0m	φ 22	6本 L=3.0m
	鋼製支保工	H-150		H-150		H-150	
新青森方坑口からの距離		508m	~ 590m	590m	~ 596m	596m	~ 636m
距離程(東京起点)		619km572m	~ 619km490m	619km490m	~ 619km484m	619km484m	~ 619km444m
延長		82m		6m		40m	

第2章 研究の背景

表-2.14 支保と対策工(5)

パターン		特L(曲1)ウ-3(B)		特L(曲1)ウ-4(B)		特S(曲)ア-1(B)	
沢部防護工							
地下水 水位 対策工	ディープウェル	φ 500	20mピッチ	φ 500	20mピッチ	φ 300, φ 500	20mピッチ
	ウェルポイント						
	水抜きボーリング						
	短尺水抜き ボーリング	φ 76(C), L=12.0m	2本×1断面	φ 76(D), L=12.0m	2本×8断面	φ 76(D), L=12.0m	2本×25断面
		φ 76(D), L=12.0m	2本×1断面				
水抜き孔							
先受け工	充填式 フォアポーリング	φ 22, L=3.0m, モルタル	16.5本×14断面, 10本×65断面	φ 22, L=3.0m, モルタル	9本×1断面		
	注入式 フォアポーリング						
	注入式長尺 フォアパイリング	φ 76, L=12.75m, マルチライザー・LW	7本×8断面	φ 76, L=12.75m, シリカライザー・ マルチライザー・LW	9本×9断面	φ 76, L=12.75m, シリカライザー・ マルチライザー・LW	9本×27断面
鏡面の 補強	鏡止補強工						
	鏡止ボルト			φ 26, L=4.0m, モルタル	12本×5断面	φ 26, L=4.0m, モルタル	12本×27断面
脚部の補強							
上半	吹付けコンクリート厚	20cm		20cm		20cm	
	ロックボルト	φ 22	8本 L=3.0m	φ 22	6本 L=3.0m	φ 22	6本 L=3.0m
	鋼製支保工	H-150		H-150		H-150	
下半	吹付けコンクリート厚	20cm		20cm		20cm	
	ロックボルト	φ 22	6本 L=3.0m	φ 22	6本 L=3.0m	φ 22	6本 L=3.0m
	鋼製支保工	H-150		H-150		H-150	
新青森方坑口からの距離		636m	～ 715m	715m	～ 780m	780m	～ 1000m
距離程(東京起点)		619km444m	～ 619km365m	619km365m	～ 619km300m	619km300m	～ 619km080m
延長		79m		65m		220m	

第2章 研究の背景

表-2.14 支保と対策工(6)

パターン		特S(曲)ア-2(B)		特S(曲)ア-3(B)		特S(曲)ア-1(B)		
沢部防護工		地表面からのシリカゾル系材料による天端部補強注入		地表面からのシリカゾル系材料による天端部補強注入				
地下水 水位 対策工	ディープウェル					φ300	20mピッチ	
	ウェルポイント							
	水抜きボーリング							
	短尺水抜き ボーリング	φ76(D), L=12.0m	2本×1断面					
水抜き孔								
先受け工	充填式 フォアポーリング							
	注入式 フォアポーリング							
	注入式長尺 フォアパイリング			φ76, L=6.7m, LW	9本×1断面	φ76, L=12.75m, マルチライザー・LW	9本×3断面	
			φ76, L=12.75m, マルチライザー・LW	9本×1断面				
鏡面 の補強	鏡止補強工							
	鏡止ボルト							
脚部の補強		サイドパイル φ65, L=2.75m	4本×2断面, 6本×1断面, 8本×14断面	サイドパイル φ65, L=2.75m	4本×27断面, 6本×1断面	サイドパイル φ65, L=2.75m	4本×1断面	
上半	吹付けコンクリート厚	20cm		20cm		20cm		
	ロックボルト	φ22	6本 L=3.0m	φ22	6本 L=3.0m	φ22	6本 L=3.0m	
	鋼製支保工	H-150		H-150		H-150		
下半	吹付けコンクリート厚	20cm		20cm		20cm		
	ロックボルト	φ22	6本 L=3.0m	φ22	6本 L=3.0m	φ22	6本 L=3.0m	
	鋼製支保工	H-150		H-150		H-150		
新青森方坑口からの距離		1000m	～ 1042m	1042m	～ 1070m	1070m	～ 1097m	
距離程(東京起点)		619km080m	～ 619km038m	619km038m	～ 619km010m	619km010m	～ 618km983m	
延長		42m		28m		27m		

第2章 研究の背景

表-2.14 支保と対策工(7)

パターン		特S(曲)ア-4(B)		特S(曲)ア-4(B)イ		特S(曲)ア-5(B)	
沢部防護工							
地下水 位 対 策 工	ディープウェル	φ 300	20mピッチ	φ 300	20mピッチ	φ 300	20mピッチ
	ウェルポイント						
	水抜きボーリング						
	短尺水抜き ボーリング			φ 76(D)イ, L=15.75m	2本×5断面		
	水抜き孔						
先 受 け 工	充填式 フォアポーリング	φ 22, L=3.0m, モルタル	16.5本×77断面	φ 22, L=3.0m, モルタル	16.5本×65断面	φ 22, L=3.0m, モルタル	16.5本×2断面
	注入式 フォアポーリング						
	注入式長尺 フォアパイリング	φ 76, L=12.75m, マルチライザー・LW	9本×2断面	φ 76, L=12.75m, マルチライザー・LW	9本×1断面	φ 76, L=12.75m, マルチライザー・LW	9本×1断面
鏡 面 の 補 強	鏡止補強工						
	鏡止ボルト						
脚部の補強							
上 半	吹付けコンクリート厚	20cm		20cm		20cm	
	ロックボルト	φ 22	8本 L=3.0m	φ 22	8本 L=3.0m	φ 22	8本 L=3.0m
	鋼製支保工	H-150		H-150		H-150	
下 半	吹付けコンクリート厚	20cm		20cm		20cm	
	ロックボルト	φ 22	6本 L=3.0m	φ 22	6本 L=3.0m	φ 22	6本 L=3.0m
	鋼製支保工	H-150		H-150		H-150	
新青森方坑口からの距離		1097m	～ 1189m	1189m	～ 1254m	1254m	～ 1265.2m
距離程(東京起点)		618km983m	～ 618km891m	618km891m	～ 618km826m	618km826m	～ 618km814.8m
延長		92m		65m		11.2m	

## 第2章 研究の背景

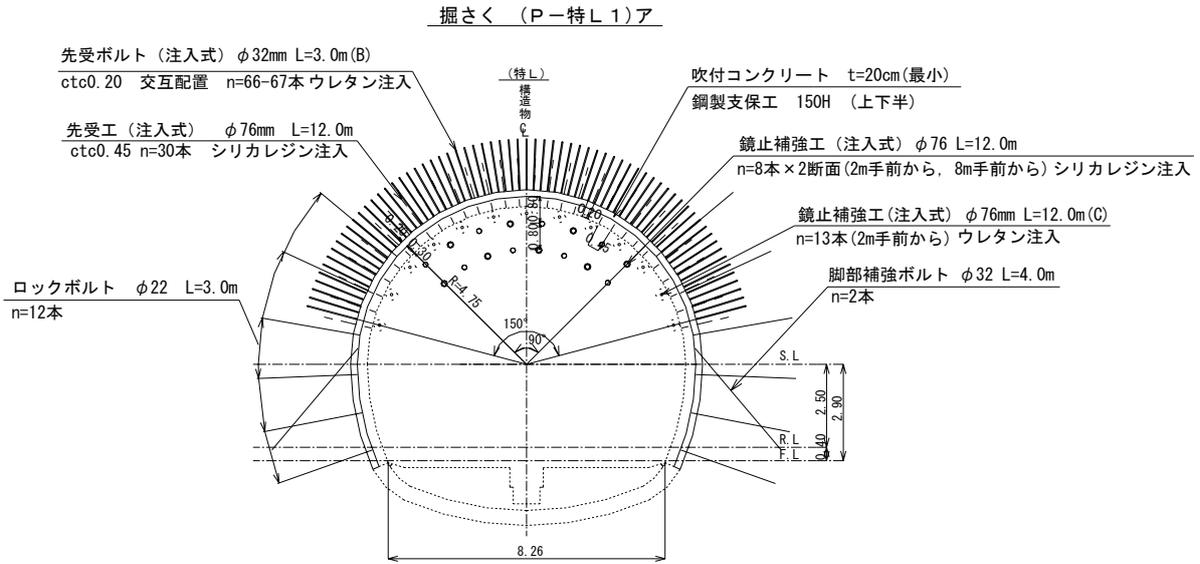


図-2.12 支保および対策工 (619k729m 付近)

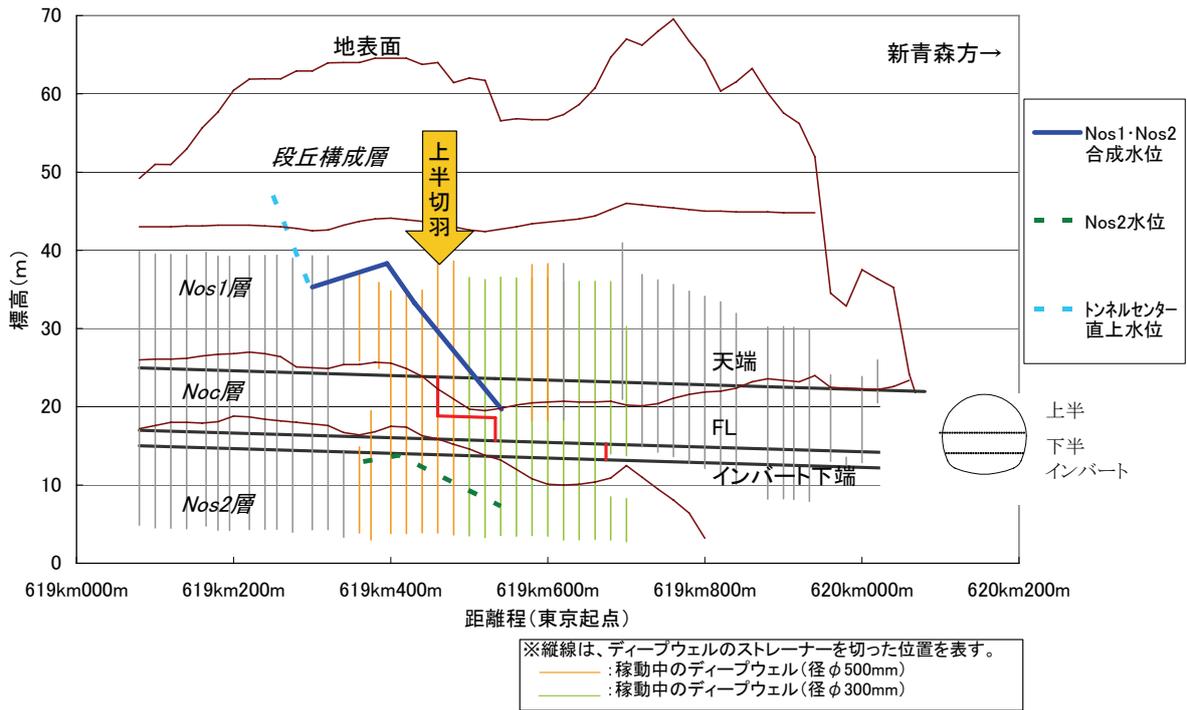


図-2.13 ディープウェル稼動中の地下水位の状況  
(上半切羽位置 619km460m の時)

## 第2章 研究の背景

ディープウェル（径：φ500mm または φ300mm）はトンネル中心線から左右10m 離れた位置に 20m 間隔で千鳥に設置した。ポンプの稼動は事前に行った揚水試験の結果から上半切羽前方 200m 以内とし、帯水層である Nos1 層，Nos2 層を対象に揚水を行った<sup>12)</sup>。

図-2.13 は上半切羽位置が 619km460m のときの揚水および地下水位の状況を示したものであり、初期揚水量は毎分 150～500 リットルで、切羽が近づく前に地下水位は 20m 程度低下し、八戸方に向かって揚水量は増える傾向にあった。掘削を開始した新青森方坑口から大部分の区間では、上半切羽直上および切羽断面内に分布する Nos1 層と Noc 層との層境付近のラミナ（細砂～粗粒砂が層状に堆積したもの）や両層の複雑な互層状態から、ディープウェルの効果が十分に発揮されず、Nos1 層では含水量が低下しているものの、両層の層境付近には残留地下水による湧水が見られる状況となっていた。そのため、切羽の状態に応じて坑内からの水抜ボーリング、切羽の安定のための先受け工、鏡ボルトなどの対策工を追加して施工していたが、表-2.15 に示すように計 6 回の切羽の崩壊が発生した。

表-2.15 NATM 区間の切羽の崩壊

発生日	場所 ( ) は新青森方坑口よりの延長	土被り (m)	崩落土砂量 (m <sup>3</sup> )
平成13年11月30日（金）	619km863m付近（217m地点）	40	9.5
平成13年12月19日（水）	619km831m付近（249m地点）	38	8.5
平成14年2月5日（火）	619km761m付近（319m地点）	45	8
平成14年2月21日（木） 平成14年2月22日（金）	619km742m付近（338m地点） 619km741m付近（339m地点）	45	30
平成14年3月14日（木）	619km729m付近（351m地点）	44	150
平成14年9月10日（火）	619km578m付近（502m地点）	34	200

6 回の切羽の崩壊のうち、平成 14 年 3 月の崩壊は、先受け工のすき間から乾いた砂が砂時計の砂のように落ち、その抜け落ちた土砂が切羽を埋めてトンネルの天端まで達した。これは切羽の地山の見かけの粘着力が低下したことによるものである。写真-2.1 はその崩壊状況を示している。また、平成 14 年 9 月の切羽の崩壊は、上半掘削断面内の Nos1 層と Noc 層の層境からの残留地下水の湧出によ

## 第2章 研究の背景

り地山の細粒分が流出し、切羽が不安定となり、崩壊したものであった。写真-2.2はその状況を示している。

このように、三本木原トンネルは、平成13年8月より、新青森方から地下水位低下のためのディープウェル工と切羽の安定のための先受け工とを併用するNATMを基本として、Nos1層とNoc層との層境の位置、地質の状況、湧水の状況などを確認しながら適切な対策工を選定し、追加して掘削を行ってきた。しかし、切羽の崩壊により工事がたびたび中断したため、新青森方坑口から700m区間の掘削の平均月進は37.6mと計画よりも著しく遅く、全体工期への支障と工事費の増大が懸念され、施工法の再検討を余儀なくされた。

施工法の検討期間と新工法の準備期間から、NATMの施工は平成15年12月までに1,265.2mを掘削した段階で終了した。



写真-2.1 平成14年3月の切羽の崩壊状況



写真-2.2 平成14年9月の切羽の崩壊状況

### 2-3-4 三本木原トンネルにおける NATM の課題とその対策

三本木原トンネルにおける NATM の課題は以下のとおりである。

- ① 切羽および切羽上部の地山は非常に崩壊しやすい Nos1 層が主で、かつ地下水位が高いため、地下水位低下工および切羽の安定のための対策工が必要である。
- ② 大部分の区間には、上半断面内に Nos1 層と Noc 層との層境があり、その層境付近は不均質なラミナ（葉層）の存在と両層の複雑な互層状態から、ディープウェル工を実施しても十分に地下水が抜け切れず、さらに、坑内からの水抜きボーリングや先受け工、鏡の補強工などの切羽の安定のための対策工を併用しても切羽は不安定で、安全を十分に確保できない。
- ③ 地下水位低下工と先受け工とを併用する支保パターンでは、安全性に問題があるうえに進捗も著しく遅いことから、工期上の問題が生じる。
- ④ 地山の止水および補強対策として一般に考えられる注入工法を追加した場合には、残延長が長いことから工事費が著しく増加する。また、工期上の問題も増大する。

以上のように、三本木原トンネルを NATM で施工する場合には、現計画以上に対策工を追加しても切羽の安定を十分に確保するのは困難なうえに、経済性や工期に問題が生じることから、抜本的な施工法の見直しを余儀なくされた。

検討の結果、切羽の安定を最優先として掘進には密閉型泥土圧シールドを採用し、コストの低減対策として覆工に高価なセグメントを使用せずに場所打ちライニングを採用することとした。また、従来の ECL 工法の失敗事例の反省から、ライニングを NATM の一次支保材と同様に位置づけ、ライニングがトンネルを支保し、トンネルの安定を確認した後に、防水工として力学的機能を付加しない二次覆工を施工してトンネルを完成させる SENS を開発し、それを採用することとした。

### 2-4 まとめ

近年、含水未固結地山のトンネルに NATM の適用事例が増加しているが、この場合、施工時の地下水位低下および切羽の安定対策が非常に重要な役割を占める。

東北新幹線の八戸・新青森間のうち、八戸・七戸間のトンネルでの主な掘削対象の地山は、新第三紀鮮新世から第四紀更新世初期に堆積した砂質土層を主体とし、一部に粘性土層が挟在する野辺地層である。

三本木原トンネルは含水したこの野辺地層を掘削するため、地下水位低下のためのディープウェル工と切羽の安定対策のための先受け工の併用を基本として NATM により施工を開始した。施工の開始後、大部分の区間の上半切羽断面に Nos1 層と Noc 層との層境が存在すること、この層境付近はラミナが発達していること、また、両層は複雑な互層状態にあることなどが判明し、ディープウェル工と先受け工のほかに、地山の状態に応じて坑内からの水抜きボーリングや鏡の補強工などを追加して施工したが、地下水位を完全に下げることができず、切羽の安定対策工を実施していたにもかかわらず、切羽の安定が得られなくなり、しばしば切羽が崩壊するに至った。

切羽の崩壊のたびに施工の中断を余儀なくされ、また、残りの大部分の区間も切羽の崩壊箇所と同様な地山の状況と想定されたため、NATM では安全性の確保および予定の工事費と工期内での施工は困難であると判断された。

そこで、NATM に代わる施工法を再検討した結果、安全性の確保を最優先に、確実な進捗と経済性を追求した SENS を採用することとし、NATM とシールド工法との境界領域における合理的な設計施工法を目指すものとした。

## 第2章 研究の背景

### 第2章の参考文献

- 1) 桜井春輔，足立紀尚：都市トンネルにおける NATM，鹿島出版会，1988.12
- 2) 日本鉄道建設公団：NATM 設計施工指針（案），1983.5
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 都市部山岳工法トンネル，  
2002.3
- 4) 土木学会：トンネル標準示方書[山岳工法]・同解説，2006.
- 5) 土木学会：都市 NATM とシールド工法との境界領域－設計法の現状と課題－，1996.1
- 6) 土木学会：都市 NATM とシールド工法との境界領域－荷重評価の現状と課題－，  
2003.10
- 7) 小池一之，町田洋：日本の海成段丘アトラス，東京大学出版会，2001.6
- 8) 日本鉄道建設公団盛岡支社：東北幹、三本木平地区水文調査他 報告書，p.12, p.14,  
2001.3
- 9) 日本鉄道建設公団盛岡支社：東北幹、三本木平地区水文調査他 報告書，p.22, p.23,  
2001.3
- 10) 土木学会：トンネル標準示方書（山岳編）・同解説【昭和 52 年版】，p.156，1977.1
- 11) 木嶋康雄，青木高臣，竹林亜夫，西地文夫：市街地の成田砂層を NATM で掘る 国  
分川分水路トンネル・中間立坑上流工区，トンネルと地下，pp.37-45,1989.7
- 12) 飯田廣臣，磯谷篤実，緒方明彦，山下栄司，篠田貴宏：複数帯水層を対象とした浸透  
流解析に関する一考察，第 57 回 土木学会年次学術講演会，Ⅲ-748,2002.9

### 第3章 ECL工法の事例と研究例

#### 3-1 はじめに

東北新幹線の三本木原トンネルにおける掘削対象の地山は、含水未固結な砂質土層で、かつ、複雑な地層を呈しており、地下水位低下工法や切羽の安定のための先受け工などの対策工を併用していたにもかかわらず、しばしば切羽の崩壊が生じたことから、NATMによる施工の継続は、安全性、経済性、工期などの観点から困難であると判断した。

抜本的な施工法の見直しの結果、切羽の安定を最優先として掘進には密閉型泥土圧シールドを採用し、コストの低減対策として覆工に高価なセグメントを使用せずに場所打ちライニングを採用することとした。また、従来のECL工法の失敗事例の反省から、ライニングをNATMの一次支保材と同様に位置づけ、ライニングがトンネルを支保し、トンネルの安定を確認した後に、防水工として力学的機能を付加しない二次覆工を施工してトンネルを完成させる新しいトンネル工法、SENSを開発し、三本木原トンネルの構築にそれを採用することとした。

本章では、まず、SENSの一次支保工として用いる場所打ちライニングに着目し、ECL工法の歴史、これまでの事例、設計の考え方を整理する。つぎに、ECL工法に関する研究について、その成果をまとめ、場所打ちライニングの挙動に関する知見を整理する。

3-2 ECL 工法の歴史と事例

3-2-1 海外での実績<sup>1)</sup>

ECL 工法の歴史は 1910 年にドイツでその工法の概念がパテントに現れたことに始まる。その後、ヨーロッパ各国でパテントが出されたが、ECL 工法が実用化されるまでには施工技術の発展を待つ必要があり、これに数十年の月日を要した。ECL 工法の実用化では東欧諸国が先行しており、1958 年にレニングラードの地下鉄<sup>2)</sup>で、1976 年にはプラハの地下鉄で採用されている。一般に、東欧諸国は自立性が高く、固い地盤の上に都市が存在することが多く、開放型シールドと無筋コンクリートとの組合せによる ECL 工法の実施例が多い。

1970 年代に入り、ECL 工法はヨーロッパ全域に広がった。とくに、ドイツの Hochtief 社は、シールドの掘進によって発生するテールボイドに一定の圧力を保ちながらコンクリートを連続的に打設するシステムと、覆工コンクリートに鋼繊維コンクリートを使用する技術を開発し、ハンブルクの下水道、フランクフルト、リヨン、エッセン、ミラノの地下鉄で実施工にこれを適用した。Hochtief 社による一連の技術開発は、ECL 工法の適用性を都市トンネルが対象とする軟弱な地盤へと広げるものとして評価できるものである。

表-3.1 は海外における ECL 工法の施工実績の一部を示したものである。

表-3.1 海外における ECL 工法の施工実績（一部）

工事名	マシン径 (mm) (仕上り内径)	地質	延長 (m)	最小半径 (m) 曲線延長 (m)	施工 時期	覆工 コンクリート
ハンブルク下水管溝 (西ドイツ)	3,600 (2,880)	砂	1,169	R=150m L=130m	1978 ～ 1979	スチール ファイバー コンクリート
フランクフルト 地下鉄 36 工区 (西ドイツ)	6,860 (6,360)	粘土	2×500 1×420 1×230	R=600m L=200m	1980 ～ 1982	スチール ファイバー コンクリート
リヨン地下鉄 (フランス)	6,500 (5,900)	砂礫	2×1,250	R=250m L=200m	1984 ～ 1987	スチール ファイバー コンクリート
フロイデンスシュタイ ントンネル (西ドイツ)	5,200 (4,800)	石灰	2,000	R=300m L=150m	1985 ～ 1986	無筋 コンクリート
エッセン地下鉄 (西ドイツ)	7,120 (6,420)	マール 一部 シルト	2×1,700	R=374m L=354m	1988 ～	スチール ファイバー コンクリート

3-2-2 国内での実績

(1) ECL 工法の国内への導入

我が国における場所打ちコンクリート覆工の歴史は古く、1953年には国道の関門トンネルで、また、1957年には丸ノ内線の永田町駅工事<sup>3)</sup>において、いずれもルーフシールドと場所打ちコンクリートとを使用した施工が行われている。

これらの工事では、地山の安定機構としてルーフシールドと圧気工法とが採用されたが、覆工として重量の大きな鉄筋コンクリートセグメントを半円形に組み立てることが技術的に困難であったために、鋼製の内型枠を組立てて、コンクリートを打設する方法が採用された。また、場所打ちコンクリートの内部には鉄筋コンクリート製のプレキャスト部材であるプッシュロッドを埋め込み、プッシュロッドからシールドの推進反力を得る方法を採用しており、この点で現在の ECL 工法とは大きく異なっている。

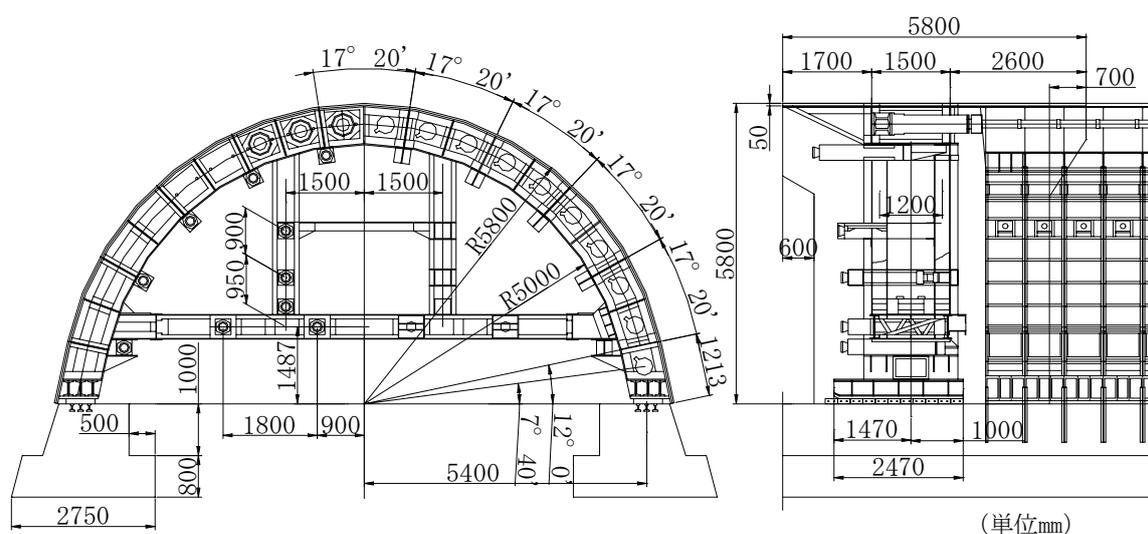


図-3.1 丸ノ内線の永田町駅のルーフシールド<sup>3)</sup>

国内における本格的な ECL 工法の採用は、1981年の「場所打ちライニング工法」の名称で施工された東京都下水道局の本田幹線工事が最初である。その後、ヨーロッパからの ECL 工法の施工報告と、前述の Hochtief 社からの技術導入を受けて、国内においても活発な開発と施工が行われた。「シールド工法技術協会」によると、協会員による国内での施工実績<sup>4)</sup>は表-3.2 に示すように 14 件が報告されている。

### 第3章 ECL 工法の事例と研究例

表-3.2 国内における ECL 工法の施工実績

No	工事件名	発注者	用途	主な地質	断面形状	仕上がり内径(mm)	施工延長(m)	施工時期	覆工形式	シールド形式	工法名
1	東北新幹線御徒町トンネル工事	日本国有鉄道	鉄道(導坑)	洪積粘性土	円形	3,030	16	自 S60 年 4 月 至 S60 年 5 月	プレストレスコンクリート	手掘り式	EPCL
2	都営新宿線(10号線)江戸川工区建設工事	東京都交通局	鉄道	洪積粘性土	円形	6,700	12	自 S61 年 8 月 至 S61 年 12 月	プレストレスコンクリート	泥水式	ELM
3	信濃川第2水路トンネル工事	東日本旅客鉄道株式会社	水路	砂岩・シルト	円形	7,600	3,100	自 S62 年 7 月 至 H1 年 9 月	無筋コンクリート	半機械式	TEKECL
4	上溝南部都市下水道整備工事	相模原市	下水道	関東ローム	円形	2,000	347	自 S62 年 9 月 至 S63 年 12 月	鉄筋コンクリート	手掘り式	RTライニング
5	蛇の目ミシン線管路化工事	東京電力株式会社	管路	関東ローム	円形	1,550	50	自 S62 年 11 月 至 S63 年 3 月	パンチプレートコンクリート	手掘り式	PCL
6	桜木町構内下水道新設工事	東日本旅客鉄道株式会社	下水道	泥岩	円形	1,500	177	自 S63 年 6 月 至 S63 年 9 月	鉄筋コンクリート	半機械式	SECL
7	横須賀市安針塚下水道工事	横須賀市(移管)	下水道	泥岩	円形	1,800	41	自 S63 年 7 月 至 S63 年 9 月	鉄筋コンクリート	半機械式	T-ECL
8	野沢4丁目付近管路新設工事	東京電力株式会社	洞道	固結シルト	円形	2,250	1,005	自 H1 年 3 月 至 H1 年 12 月	鉄筋コンクリート	機械式	TELS
9	北幹・秋間T東工事	日本鉄道公団	鉄道	凝灰岩	馬蹄形	8,920×9,700	3,805	自 H2 年 3 月 至 H6 年 8 月	無筋コンクリート	半機械式	TEK-ECL
10	新宿区南元町若葉2丁目付近枝線工事	東京都下水道局	下水道	沖積粘性土・腐植土の互層	円形	2,870	60	自 H3 年 7 月 至 H3 年 10 月	鉄筋コンクリート	土圧式	KCL
11	文京区弥生1丁目千駄木1丁目付近枝線工事	東京都下水道局	下水道	火山灰質粘土・洪積砂質土	円形	2,200	824	自 H4 年 4 月 至 H5 年 6 月	鉄筋コンクリート	土圧式	SECL
12	野沢3丁目付近管路新設工事	東京電力株式会社	洞道	固結シルト	円形	2,350	820	自 H4 年 4 月 至 H5 年 6 月	鉄筋コンクリート	機械式	TELS
13	岡南シールド工事	建設省中国地方建設局	共同溝	洪積砂礫土	円形	5,900	1,857	自 H6 年 3 月 至 H10 年 10 月	鋼繊維補強コンクリート	泥水式	ECL
14	日高発電所新設工事のうち土木本工事(第2工区)	北海道電力株式会社	放水路	スピライト質溶岩, 泥岩	円形	3,400	6,082	自 H7 年 3 月 至 H10 年 5 月	無筋コンクリート	複合型TBM	ECL

表-3.2 に示した我が国の ECL 工法の施工実績は大きく 2 つに分けられる。一つは、Hochtief 社の施工方法とほぼ同様な工法で、山岳トンネルのように自立性の高い地盤を対象としたものである。もう一つは、都市トンネルのように軟弱な地盤を対象としたもので、我が国の都市部における自立性の低い地盤に対応できるように、密閉型シールドと場所打ちの鉄筋コンクリートによる覆工を採用したものである。表-3.3 は両者の施工上の相違点をまとめたものである。

表-3.3 ECL工法の分類

	山岳トンネルタイプ	都市トンネルタイプ
対象地盤	地山の自立性が高い	地山の自立性が低い
覆工コンクリートの種別	無筋コンクリート	鉄筋コンクリートが多い
打設方法	連続打設であり、掘進と同時にコンクリートを打設する。	サイクル打設であり、掘進後に鉄筋を組立て、その後にコンクリートを充填する。

## (2) 設計施工法の指針の作成

ECL工法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〕」<sup>5)</sup>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」<sup>6)</sup>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」<sup>7)</sup>を作成している。

日本鉄道建設公団が作成した「併進工法設計施工指針（案）都市トンネル編」では、都市部の自立性の低い土砂地山を対象とするため、密閉型シールドによる掘削と切羽の保持と、現場打ちの無筋の一次覆工と有筋の二次覆工によるダブルシェル構造を念頭に置いている。また、覆工の設計にあたっては、一次覆工を仮設部材、二次覆工を本設部材として取り扱い、部材の照査には限界状態設計法の適用を標準としている。さらに、コンクリートには引張応力を負担させており、より合理的な覆工構造を目指している。一方、「同山岳トンネル編」では、山岳トンネルを合理的に構築するために、解放型シールドによる掘削と無筋コンクリートによる覆工とを組み合わせた工法を念頭に置いている。覆工の設計にあたっては、一次覆工を本設部材として扱い、二次覆工は必要に応じて施工することとしている。部材の照査方法は、「同都市トンネル編」と同様に、限界状態設計法を適用することを標準としている。表-3.4はECL工法の設計施工に関する3つの指針の特徴をまとめたものである。

### 第3章 ECL 工法の事例と研究例

**表-3.4 ECL 工法の設計施工指針類の比較**

		ECL 工法指針 (案) [設計編]	併進工法設計施工指針 (案) 山岳トンネル編	併進工法設計施工指針 (案) 都市トンネル編
発行機関		ECL 工法協会	日本鉄道建設公団	日本鉄道建設公団
発行年月		1992.3	1994.5	1992.4
適用範囲		ECL 工法	ECL 工法	ECL 工法
構造	覆工構造の取り扱い	場所打ちコンクリートを主体構造とする場合をメインとしているが、明確に記述されていない。	基本的に場所打ちコンクリートを主体構造とする。二次覆工は必要に応じて施工する。	基本的に場所打ちコンクリート（外環覆工）は仮設とし、二次覆工を主体構造物とする。
	水圧	各位置における水圧が鉛直および水平方向に作用するものとする。	各位置における水圧が鉛直および水平方向に作用するものとする。	各位置における水圧が鉛直および水平方向に作用するものとする。
荷重設定	土圧	かぶりが十分にある場合は、Terzaghi のゆるみ土圧式を使用してもよい。最小土圧として、1~1.5D を考慮することが多い。	かぶりが十分にある場合は、Terzaghi のゆるみ土圧式を使用してもよい。最小土圧には触れていない。	かぶりが十分にある場合は、Terzaghi のゆるみ土圧式を使用してもよい。最小土圧として、1.5D を考慮する。
	側方土圧係数	$\lambda=0.35\sim 0.45$ (非常によく締まった砂質土) を使用。	50m 以深では鉛直方向と同じ値とする。その他はトンネル標準示方書 [シールド工法編] に準じる。 $\lambda=0.35\sim 0.45$ (非常によく締まった砂質土) を使用。	その他はトンネル標準示方書 [シールド工法編] に準じる。 $\lambda=0.35\sim 0.45$ (非常によく締まった砂質土) を使用。
	地盤反力係数	骨組み構造解析では、 $k=3.0\sim 5.0\text{kgf/cm}^3$ (非常によく締まった砂質土) を使用。 地盤反力係数推定式 $k_n = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot 0.5 \cdot \alpha_s \cdot \alpha \cdot E_0 \cdot B_h^{-3/4}$ を使用してもよい。 慣用法では、一般に無視されている覆工の自重に対する水平方向の地盤反力を考慮する。	$K_n = 1/12 \cdot E_0 \cdot D_0^{1/4} \cdot \delta^{-1/2} (\text{kgf/cm}^3)$ を使用する。 $E_0$ : 孔内水平載荷試験による変形係数。接線方向にも $K_t = K_n/3$ を考慮する。 $E_0$ が不明な場合、 $k=3.0\sim 5.0\text{kgf/cm}^3$ (非常によく締まった砂質土) を使用。	$K_n = 1/12 \cdot E_0 \cdot D_0^{1/4} \cdot \delta^{-1/2} (\text{kgf/cm}^3)$ を使用する。 $E_0$ : 孔内水平載荷試験による変形係数。接線方向にも $K_t = K_n/3$ を考慮する。 $E_0$ が不明な場合、 $k=3.0\sim 5.0\text{kgf/cm}^3$ (非常によく締まった砂質土) を使用。 ばねは上側 90 度の範囲のばねを考慮しない部分ばねモデルを使用する。
	脱型時荷重の取り扱い	脱型時の安全性は断面耐力を用いて設計してもよいものとする (終局限界状態設計法の適用)。 $(M_u, N_u) \geq F_s \cdot (M_d, N_d)$ 安全率は、1.5 程度とする。	脱型時には、地山の変形による土圧は作用しない。また、地山のクリープによる荷重 (ゆるみ土圧) も完成時に比べて小さな荷重のみが作用する。 ゆるみ土圧 100% を作用させるものとするが、極端に安全側の荷重であり、荷重を軽減することが望ましい。	脱型時の安全性は断面耐力を用いて設計する (終局限界状態設計法の適用)。
	計算モデル	慣用計算法、骨組み構造計算、FEM が設計方法として用いられているが、骨組み構造計算が望ましいとしている。	骨組み構造計算と FEM が設計方法として用いられている。	骨組み構造計算と FEM が設計方法として用いられている。
照査	照査方法	原則として許容応力度設計法を適用する。	原則として、限界状態設計法を適用する。	原則として、限界状態設計法を適用する。
	コンクリート引張応力度	コンクリートの許容曲げ引張応力度を考慮する。	曲げ強度 $f_{bk} = 0.9f_{ck}^{2/3}$ 、引張強度 $f_{tk} = 0.5f_{ck}^{2/3}$ を使用する。	曲げ強度 $f_{bk} = 0.9f_{ck}^{2/3}$ 、引張強度 $f_{tk} = 0.5f_{ck}^{2/3}$ を使用する。

(3) 高流動コンクリートの適用

ECL 工法で使用するコンクリートには、以下のように相反する品質が求められる。

- ① 確実に充填するための高流動性
- ② 練り上がりから打設までのフレッシュ性状の保持性
- ③ 脱型時に必要な強度を発現するための早強性

これに対し、国内の ECL 工法による施工例では、スランプ 20~24cm 程度のレディーミクストコンクリートを用いて施工する場合が多かったが、最近では、上記の要求品質をより高いレベルで満足する材料である高流動コンクリートが、一般に普及するようになった。

また、場所打ちライニングは、乾燥収縮ひずみや温度ひずみの影響をうけ、打継目周辺にクラックが発生する傾向がある。この対策として、高性能 AE 減水剤などの混和剤を使用して単位水量を減らしたり、鋼繊維を混入したりすることがその有効な対策として提案されてきた。

建設省中国地方建設局が発注した岡南シールド工事<sup>8)</sup>は、掘削地山が洪積砂礫層であった。ここで採用された ECL 工法は鋼繊維により補強した高流動コンクリート (SFRC) を用いるものであった。施工は平成 10 年 10 月に完了しており、高流動コンクリートの高い施工性が確認されるとともに、都市部の洪積砂礫層に ECL 工法が適用できることが確認できた。

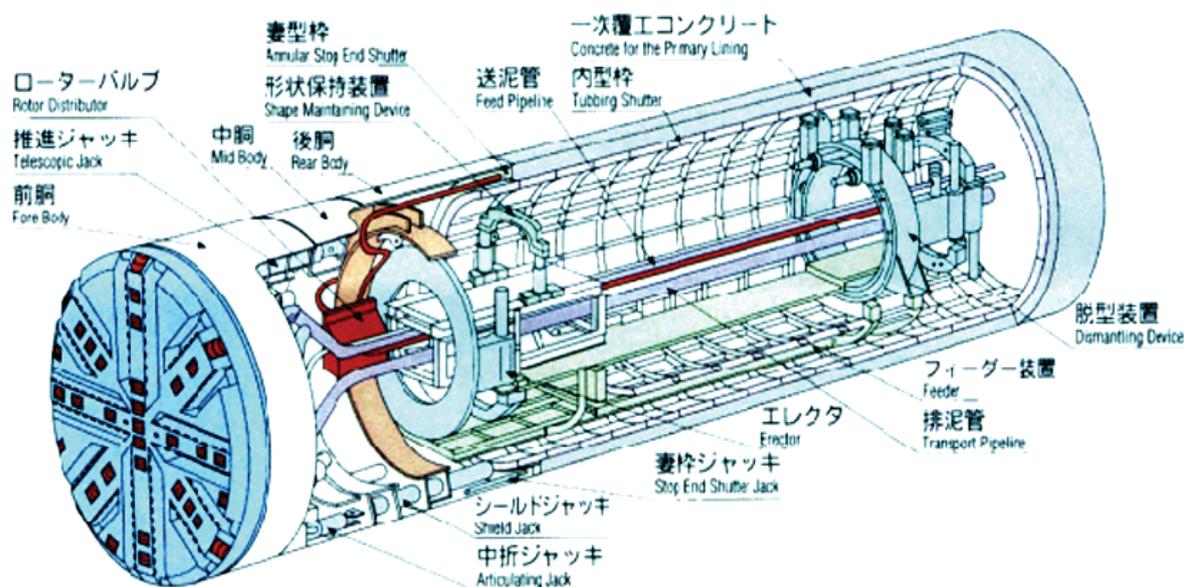


図-3.2 ECL シールド (岡南シールド)

#### (4) 場所打ちライニングの設計例

表-3.3 に示したように、我が国の ECL 工法の実績は山岳トンネルタイプと都市トンネルタイプに分けられる。ここでは、無筋コンクリートまたは SFRC を場所打ちライニングとして使用した 4 つの設計事例をあげる。表-3.5 はそれらをまとめたものである。

##### a) 信濃川第 2 水路トンネル工事<sup>9)</sup>

掘削地山は砂岩、シルト岩およびそれらの互層である。設計荷重は土水圧を一体とし、土圧は全かぶりを考慮し、また、断面力は FEM で算定し、照査は許容応力度設計法で行っている。覆工は一次覆工のみで無筋構造としている。

##### b) 北陸新幹線秋間トンネル東工事<sup>10)</sup>

掘削地山は凝灰岩または凝灰角礫岩である。設計荷重は土水圧を分離して考えている。覆工に作用する土圧は地山のクリープに起因する成分のみであると考え、脱型時は  $50\text{kN/m}^2$ 、本設時はゆるみ土圧を使用している。断面力の算定は骨組み構造解析で行い、照査は許容応力度設計法で行うことを基本としているが、FEM と限界状態設計法の組合せによる検討も併用している。覆工は一次覆工のみで無筋コンクリートとしている。

##### c) 岡南シールド工事<sup>8)</sup>

掘削地山は洪積砂礫層で、未固結の帯水砂礫層に ECL 工法を適用した国内最初の事例である。作用する荷重は土水圧を分離し、本設時の鉛直土圧にはゆるみ土圧を使用している。また、断面力の算定には慣用計算法、照査には許容応力度設計法を使用している。覆工は一次覆工を主体構造とし、一次覆工で設計荷重に耐えるように断面検討を行っている。さらに、安全のため、二次覆工を主体構造とする必要が生じて RC 構造とすることにより対応できる断面寸法としている。

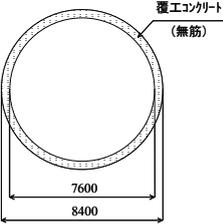
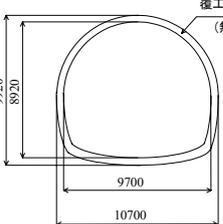
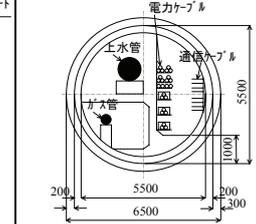
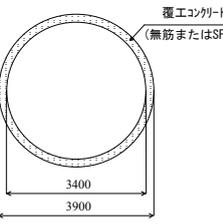
##### d) 日高発電所新設工事のうち土木本工事<sup>11)</sup>

掘削地山はスピライト質溶岩と泥岩で、荷重は土水圧を一体とし、土圧としてゆるみ土圧を考慮している。断面力の算定は骨組み構造解析で行い、地盤反力は全周ばねモデルで評価する解析モデルを基本としている。ただし、比較検証のため、地盤反力に部分ばねモデルを採用した骨組み構造解析や FEM も併用し、覆工厚を決定している。覆工は無筋コンクリートの一次覆工のみとしているが、変

### 第3章 ECL工法の事例と研究例

形係数が  $E=15\text{MN/m}^2$  以下の不良地盤に遭遇した場合は、SFRC で対処することとしている。

表-3.5 場所打ちライニングの設計事例

項目	信濃川第2水路 トンネル工事	北陸新幹線 秋間トンネル東工事	岡南シールド工事	日高発電所新設工事 のうち土木工事 (第2工区)	
施工条件	工期	S62.7~H1.9	H2.3~H6.8	H6.3~H10.10	H7.3~H10.5
	土被り	80m	200m	11.4~17.0m	25~190m
	土質	砂岩, シルト岩およびそれらの互層	凝灰岩, 凝灰角礫岩	洪積砂礫層	スピライト質溶岩, 泥岩
構造	覆工構造	一次覆工, 無筋 400mm	一次覆工, 無筋 500mm	一次覆工, SFRC 300mm 二次覆工, 無筋 200mm	一次覆工, 無筋 (場合により SFRC) 250mm
	内径	7600mm	縦 8920×横 9700mm	5500mm	3400mm
	形状				
	対象部材	一次覆工のみ	一次覆工のみ	一次覆工と二次覆工の両方を主体構造とした場合を検討	一次覆工のみ
設計	断面力算定	FEM	骨組み構造解析または FEM	慣用計算法	骨組み構造解析または FEM
	照査	許容応力度法	許容応力度法または限界状態設計法	許容応力度法	許容応力度法
	設計思想	一次覆工を梁部材として FEM 解析を実施する。評価は許容応力度法で行う	骨組み構造解析と許容応力度法を具体的に適用する。FEM 限界状態設計法も併用する	一次覆工または二次覆工を主体構造とした場合のそれぞれについて検討する	骨組み構造解析が主で、FEM で比較検討する
	構造条件	無筋	無筋	SFRC	無筋
	地盤条件	地盤反力として考慮する	法線方向, 接線方向の両方向に地盤ばねとして考慮する	地盤反力として考慮する	骨組み計算の場合, 地盤ばねとして考慮する
	荷重条件	土水圧一体 (土圧は全土圧)	土水圧分離 土圧 (脱型時は $50\text{kN/m}^2$ , 本設時はゆるみ土圧)	土水圧分離 (土圧はゆるみ土圧)	土水圧一体 (土圧はゆるみ土圧)
	解析ケース	本設時	脱型時, 完成時	完成時 (脱型時は参考検討)	脱型時, 完成時 (無圧時), 洪水時 (圧力時)
	結果	引張応力は発生しない	脱型時, 完成時ともに引張応力は発生しない	計算の結果, 一次覆工, 二次覆工ともに引張力は発生しない	基本的に無筋とするが, 不良地質に遭遇した際には SFRC を混入する

### 3-3 既往の研究例

#### 3-3-1 北陸新幹線秋間トンネル東工事における研究

秋間トンネルで行われた ECL 工法に関しては鬼頭と峯本の研究がある。

鬼頭<sup>12)</sup>は, この研究の中で, 我が国で初めて鋼繊維補強コンクリートによる覆工の限界状態設計法を提案している。この研究では, 円環覆工の載荷実験, 直方

体の荷重実験と FEM モデル解析とを行っており、部材耐力の設計に用いる引張強度の算定手法、覆工厚に応じた修正法、さらに、ひび割れの制限値を用いた耐力算定式を提案している。

円環覆工の実験では、無筋コンクリートの供試体、鋼繊維補強コンクリートの供試体ともに、断面の一部がひび割れの破壊状態となっても、構造的な安定状態が保持されることが確認されている。図-3.3、図-3.4 はその実験結果を示したものである。

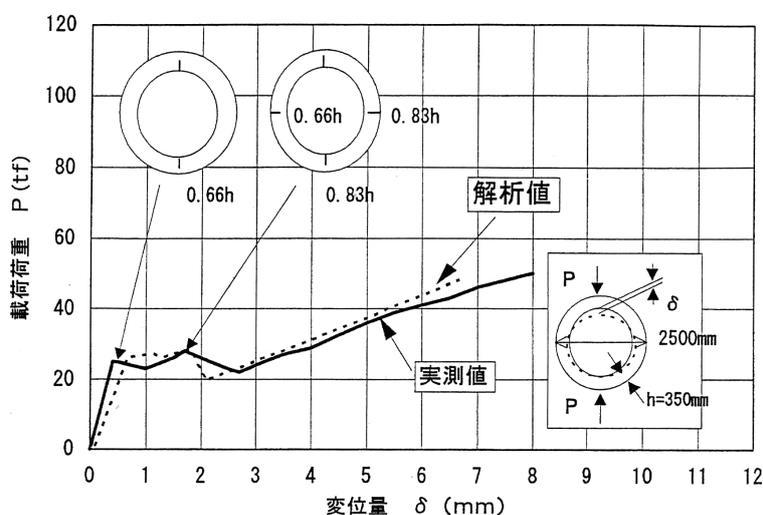


図-3.3 荷重荷重－変位の関係（無筋コンクリート）

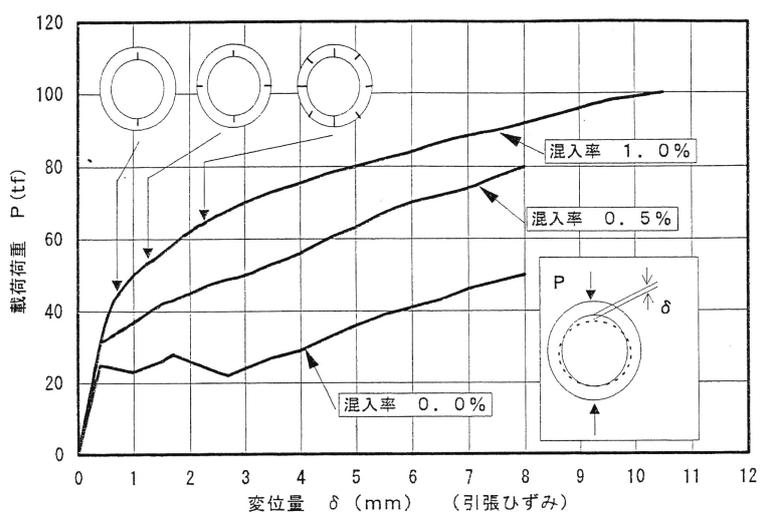


図-3.4 荷重荷重－変位の関係（鋼繊維補強コンクリート）

直方体の荷重実験結果（図-3.5）から、ひび割れ深さを 70%に規制し、影響範

囲を覆工厚の7割として設計限界ひび割れ幅を求め、鋼繊維の受け持つ引張力を想定して部材耐力が算定できることを解明している。これらの耐力算定手法をもとに、周辺ばねフレーム解析モデルを用い、荷重は現行のシールド荷重を用いておけば安全側の設計となり、実用的な限界状態設計法が提案できると結論づけている。

峯本<sup>13)</sup>は、その研究の中で、掘削・覆工併進工法の適用性の検討と現場打ち覆工に適した設計法を提案している。この研究では、円環覆工の荷重実験や直方体の荷重実験を行い、これを解析し、破壊状態を考慮した覆工耐力の決定手法を限界状態設計法として確立するとともに、地山に密着した覆工に作用する荷重を推定している。具体的に

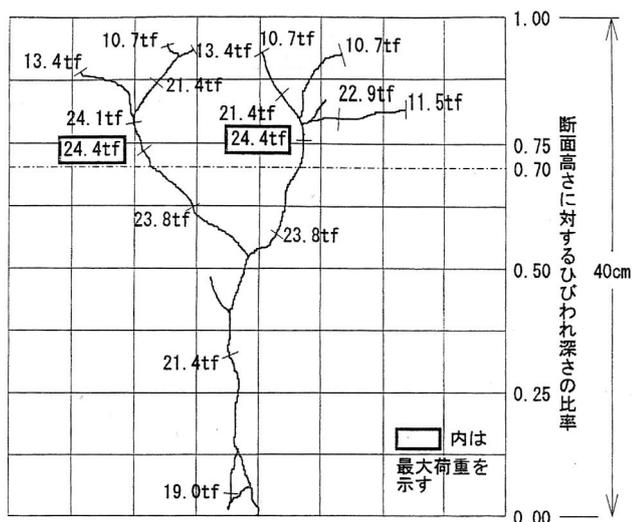


図-3.5 ひび割れの発生状況

は、ひび割れ深さの制限を断面高さの1/2に設定し、引張応力度の軟化を考慮した手法、地山のクリープ変形を考慮した荷重を採用している。

図-3.6は地山のひずみと時間との関係を示したものであり、これから脱型時および完成時の応力解放率を以下のように定めている。

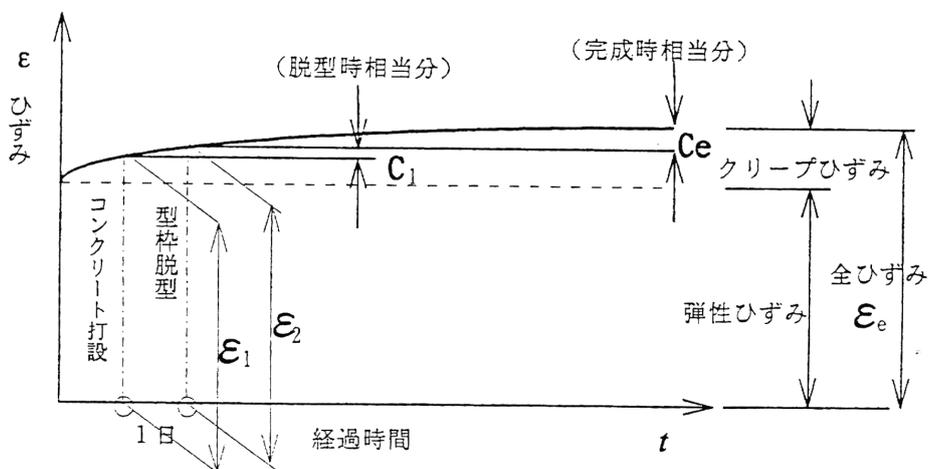


図-3.6 地山のひずみ-時間曲線

- ・脱型時  $C_1 = (\varepsilon_2 - \varepsilon_1) / \varepsilon_e \times 100 (\%)$
- ・完成時  $C_e = (\varepsilon_e - \varepsilon_2) / \varepsilon_e \times 100 (\%)$

ここに、 $C_1$ ：脱型時の応力解放率

$C_e$ ：完成時の応力解放率

$\varepsilon_1$ ：コンクリート打設時のひずみ

$\varepsilon_2$ ：内型枠脱型時のひずみ

$\varepsilon_e$ ：収束時のひずみ

また、現場計測の結果から、覆工コンクリートの強度管理や設計に用いるヤング係数が、コンクリートの積算温度からの確に算定できることを実証している。

### 3-3-2 岡南シールド工事における研究

岡南シールド工事で行われた ECL 工法に関しては杉山の研究がある。

杉山<sup>14)</sup>は、この研究の中で、ECL に作用する設計荷重として高流動 SFRC のプレス圧の反力を取り入れ、覆工に作用している実荷重にもとづいた設計手法(地山反力法)を提案している。提案した荷重体系の妥当性を示すため、遠心模型実験により、ECL 工法によってトンネル周辺の地盤に生じる応力の変化のメカニズムを明らかにした。また、覆工断面力の算定に用いる荷重は、覆工に作用する外圧がまだ固まらない状態での高流動 SFRC プレス圧の反力 a、自重 b、さらに、a と b との力の差(浮力)とし、それらがトンネルに作用することにより生ずる土圧の変化 c および d を考慮している。図-3.7 はこの断面力計算における要素荷重のつりあいの概念を示している。

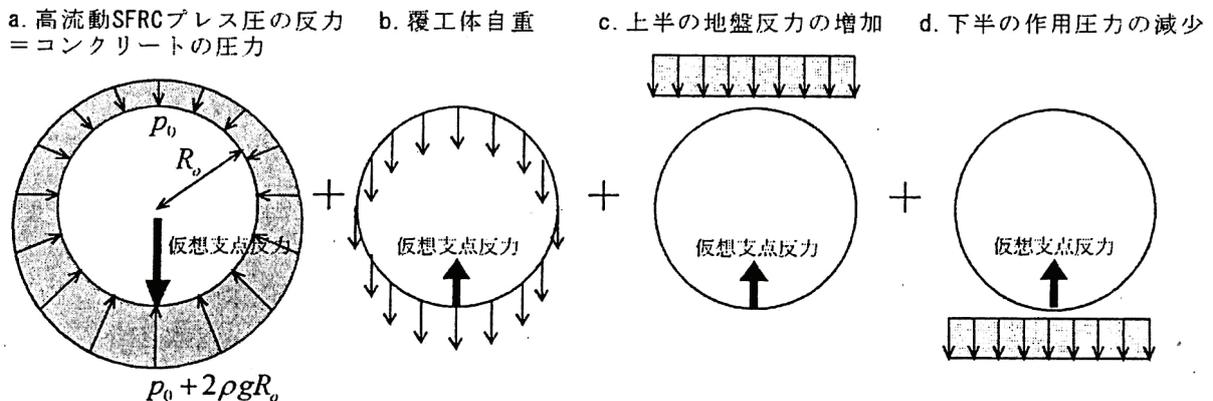


図-3.7 断面力計算における要素荷重のつりあいの概念

### 第3章 ECL 工法の事例と研究例

これによれば、覆工は上方向に剛体的に移動すると仮定し、覆工体の変位にともないトンネルの上半部の地盤反力が増加し、下半部の作用圧が減少することにより全体系の力のつりあいが保たれると考えた。このような荷重を用いて行ったECLの断面力の算定方法（地山反力法）の妥当性を検討するために、慣用計算法による計算結果および計測結果との比較を行い、地山反力法がよい対応を示したとしている（図-3.8, 図-3.9, 図-3.10）。ここで、覆工体に発生する応力の測定には、覆工体内側の表面にスリットを切って応力を解放させる方法（応力解放法）を用いている。また、解析には、荷重として「土圧+水圧+覆工の自重」、「水圧+覆工の自重」を採用した2種類の検討を行っており、「水圧+覆工の自重」として解析したケースの解析値が計測値にほぼ等しい結果を示している（図-3.10）。

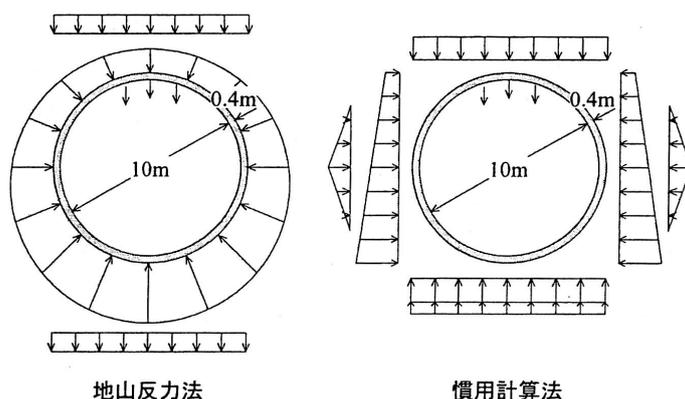


図-3.8 地山反力法と慣用計算法の荷重状態

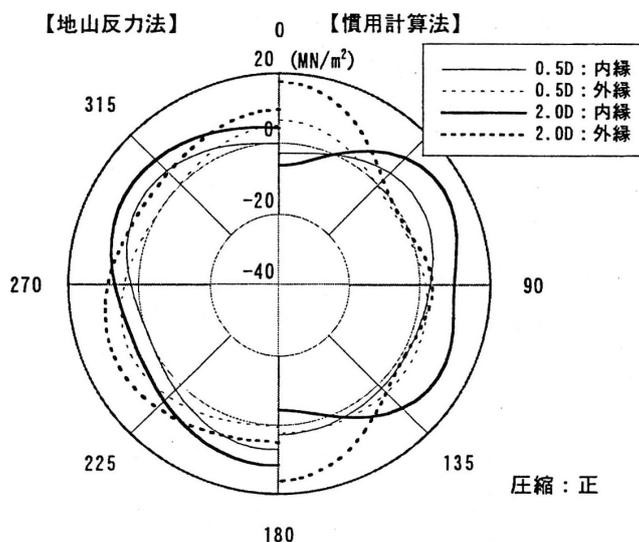


図-3.9 地山反力法と慣用計算法とによる覆工の縁応力の比較

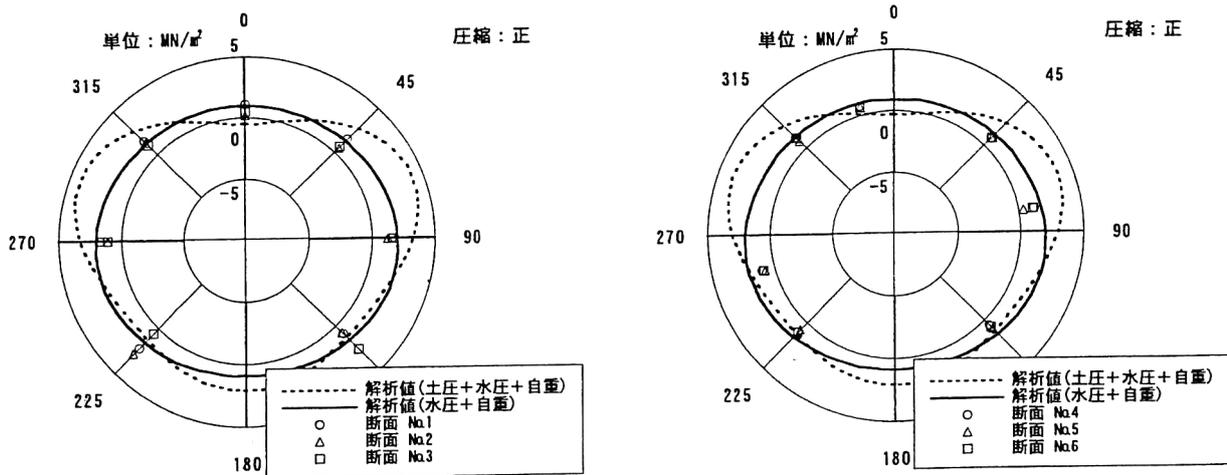


図-3.10 地山反力法による覆工の内縁応力の計算値と計測結果との比較

また、ECL 工法によるトンネルは地盤と一体となって挙動すると考えられるため、FEM が適用できる可能性は大きく、1つの解析手法で周辺地盤への影響が検討できるメリットは大きいと考え、ECL 工法によるトンネルの設計に FEM の適用を試みている。この結果、FEM による解析値と現地の計測値とが比較的良好一致しており(図-3.11)、FEM による解析手法が適用可能であると結論づけている。

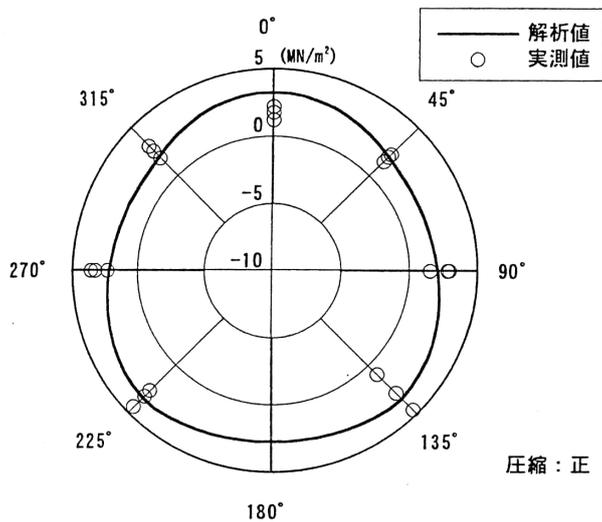


図-3.11 覆工の内縁応力の FEM 解析値と計測値の比較

さらに、トンネル周辺の液圧で支持された地盤の受動破壊のメカニズムを表現できる受動破壊モデルについても提案している。Terzaghi モデル(図-3.12)、対数らせんモデル(図-3.13)、直線近似モデル(図-3.14)の3つのモデルを示し、

それぞれにおいて受働破壊圧およびすべり線の方法を算定している。その妥当性を評価するために、遠心模型によるラバーバルーンを用いた載荷および除荷実験を行い、その実験値と検証した結果、対数らせんモデルが実験結果をよく表しているとしている。ただし、対数らせんモデルは計算が複雑であり、実務には適していないなどの課題を残している。

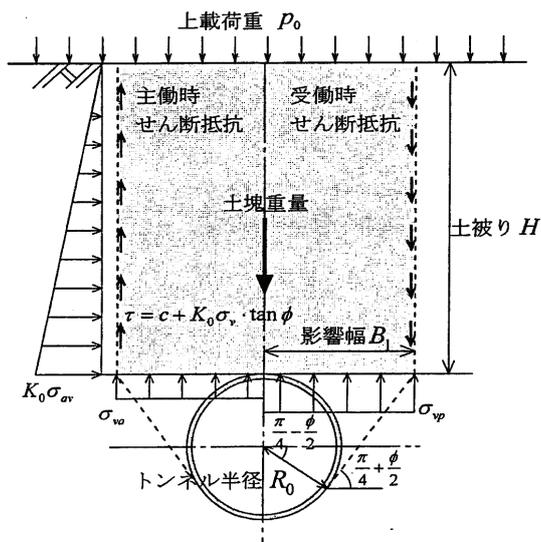


図-3.12 Terzaghi のゆるみ土圧の算定モデル

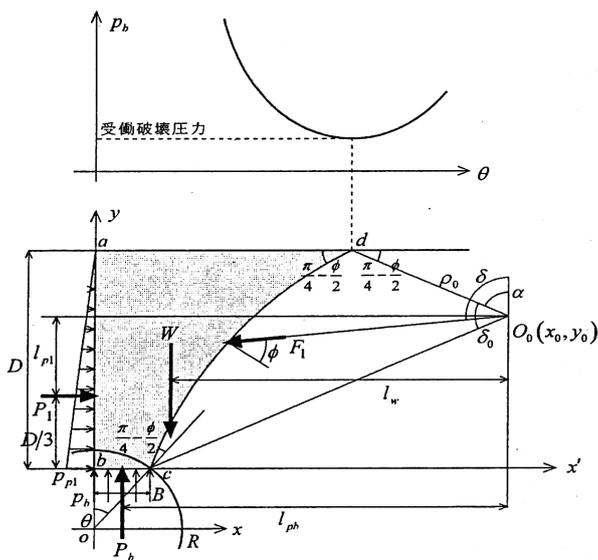


図-3.13 対数らせん破壊理論を応用した破壊モデル

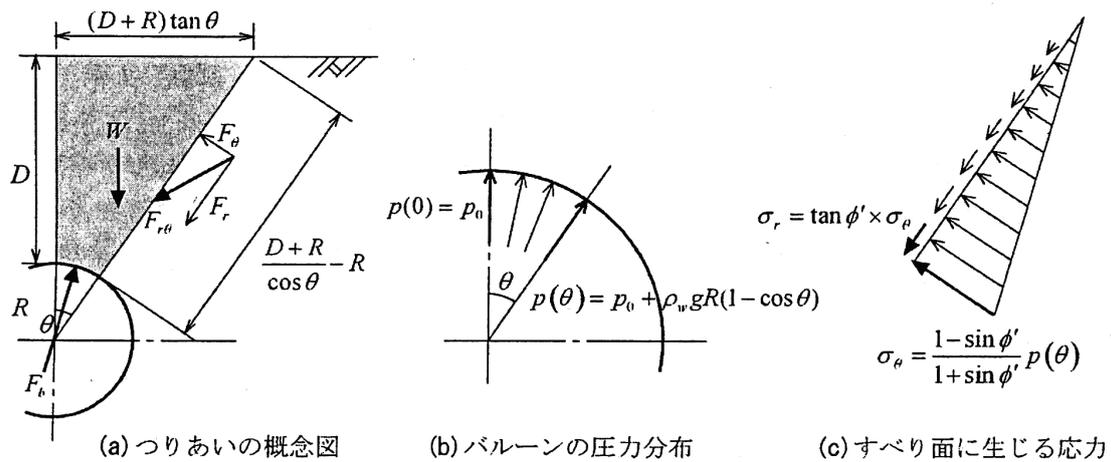


図-3.14 直線近似モデルの力のつりあいの概念と境界面に作用する圧力の詳細

### 3-4 まとめ

ECL 工法に関しては、現在までにいくつかの施工事例とその研究が行われてきている。これらの事例や研究により、場所打ちライニングに作用する荷重や場所打ちライニングの特性などが徐々に解明されるとともに、場所打ちライニングに関するいくつかの設計手法が提案されてきた。しかし、ECL 工法の施工実績が十分でないことから、既往の設計手法は十分な検証がなされないまま今日に至っている。

#### 第3章の参考文献

- 1) 山本稔：ECL工法の開発状況と将来展望，トンネルと地下，第19巻1号，pp.7～11，1988.1
- 2) 外尾善次郎訳編：ソ連のシールド工法，産業図書，1965.11
- 3) 帝都高速度交通営団：営団地下鉄建設技術誌，pp.18-19，2006.4
- 4) シールド工法技術協会ホームページ (<http://www.shield-method.gr.jp/>)
- 5) 社団法人日本トンネル技術協会：ECL工法指針（案）[設計編]，1992.3
- 6) 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，1992.4
- 7) 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，1994.5
- 8) 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，1996.12
- 9) 水上正信・永井剛・熊本義寛・佐藤憲一：ECL工法の設計・施工 信濃川発電所第二水路トンネル，日本鉄道施設協会誌，Vol.27，No.3，1989.3
- 10) 峯本守・鬼頭誠・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.
- 11) 戸花幸作・安尾和也：連載講座 ECL工法入門（最終回）施工実績 日高発電所新設工事のうち土木本工事（第2工区），トンネルと地下，第27巻12号，1996.12
- 12) 鬼頭誠：掘削・覆工併進工法の適用性と鋼繊維補強コンクリートライニングの設計手法に関する研究，長岡技術大学博士論文，1994.12
- 13) 峯本守：山岳トンネルにおける掘削・覆工併進工法の開発と覆工設計に関する研究，神戸大学博士論文，1996.1
- 14) 杉山博一：高流動鋼繊維補強コンクリートを用いた ECL トンネル覆工の設計手法に関する研究，東京都立大学博士論文，2003.8

## 第4章 三本木原トンネルにおける SENS の設計と施工および施工結果の概要

### 4-1 はじめに

東北新幹線三本木原トンネルは、未固結で帯水した砂質土層の掘進となることから、地下水位低下工法と切羽の安定対策工を併用した NATM により施工を行っていたが、複雑な地層のためたびたび切羽が崩壊し、NATM での施工の継続は困難であると判断した。

施工法の再検討の結果、シールド、場所打ちコンクリートライニング、NATM を組み合わせ、安全性、経済性、施工性に優れた新しいトンネルの構築工法として「SENS」を考案し、採用することとした。

この新しい工法は「密閉型シールドによりトンネルを掘削して切羽の安定を図るとともに、シールドの掘進と併行してシールドテール部で場所打ちコンクリートを打設し、加圧して施工する覆工を、NATM の一次支保材として位置づけて、地山を保持しながらトンネルを構築する工法」である。この工法は、場所打ちコンクリートライニングを NATM の一次支保材と同様に位置づけるところに最大の特徴がある。また、この工法は、地表面や地下水に与える影響が NATM に比べて非常に小さく、環境に優しいトンネル施工法でもある。

本章では、三本木原トンネルで開発した SENS の設計と施工および施工結果の概要について述べる。

## 4-2 工事概要

三本木原トンネルは、NATMにより新青森方坑口より掘進を開始したが、複雑な地層のため切羽の安定を確保することが困難であった。このため、トンネル全延長 4,280m のうち、新青森方からの NATM による掘進を 1,265.2m で中止し、残り 3,014.8m を八戸方から新たに掘進することとした。

施工法の再検討の結果、「シールドを用いた場所打ち支保システム (SENS)」を考案し、これを採用することとし、SENS の発進部として八戸方坑口から 41.0m を NATM により施工した後、坑外で組立てたシールドおよび後続台車を坑内へ引き込み、SENS の施工を開始した。

三本木原トンネルの SENS による施工区間 2,973.8m の掘削対象地山は、野辺地層の砂質土層 (Nos1, Nos2) と粘性土層 (Noc) の互層が主体で、発進部付近に、一部、八戸浮石流凝灰岩 (hp) を含む。土被りは 2~32m (平均 23m) で、途中に 3 箇所の沢部があり、地上は概ね田畑や山林である。地下水位は全区間にわたりトンネル天端以上で、最大は天端+19m 程度である。

表-4.1 は SENS の工事諸元を、図-4.1 はトンネルの断面を示したものである。

表-4.1 三本木原トンネルの SENS の工事諸元

施工延長	3,014.8m(うち、発進部 NATM 41.0m, SENS 2,973.8m)
掘削対象地山	八戸浮石流凝灰岩(hp), 野辺地砂質土層(Nos1,Nos2), 野辺地粘性土層(Noc)
土被り	2~32m(平均 23m)
地下水位	(最大) 天端+19m 程度
掘削外径	11,440mm
仕上がり内径	10,180mm
覆工厚	(一次)場所打ちライニング 330mm (無筋:有効厚 300mm) 二次覆工 300mm (無筋)
シールド蛇行余裕	100mm
建築限界外余裕	50mm

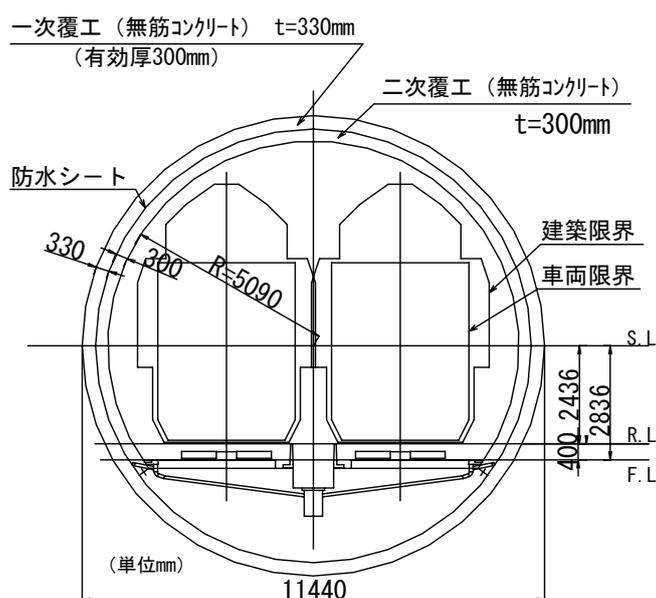


図-4.1 トンネルの断面 (SENS)

### 4-3 設計

#### 4-3-1 シールド

三本木原トンネルの SENS で使用するシールドは、以下の理由により密閉型泥土圧シールドとした。

- 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、良好なライニングコンクリートを打設できる。
- ③ 地下水位の低下を防止することにより、ライニングに対しアンバランスな荷重が卓越するのを防止できる。

図-4.2 は SENS に用いたシールドの一般図を、写真-4.1 はシールドと内型枠を、写真-4.2 は妻型枠とコンクリートの打設口を示したものである。また、表-4.2 はシールドの仕様を、表-4.3 および表-4.4 はほかの ECL 工法に用いられたシールドとの比較および改善点をそれぞれまとめたものである。シールドの仕様のうち特記するものとして、中折れ装置がある。三本木原トンネルの平面曲線は  $R=8,000\text{m}$  で、一般には中折れ装置は必要ないが、中折れ装置を装備することにより内型枠と妻型枠とを直角に保ちやすくなり、これにより双方のクリアランス

## 第4章 三本木原トンネルにおける SENS の設計と施工および施工結果の概要

が一定に保たれ、せりが生じることなく、妻型枠が滑らかに動作することを期待したものである。

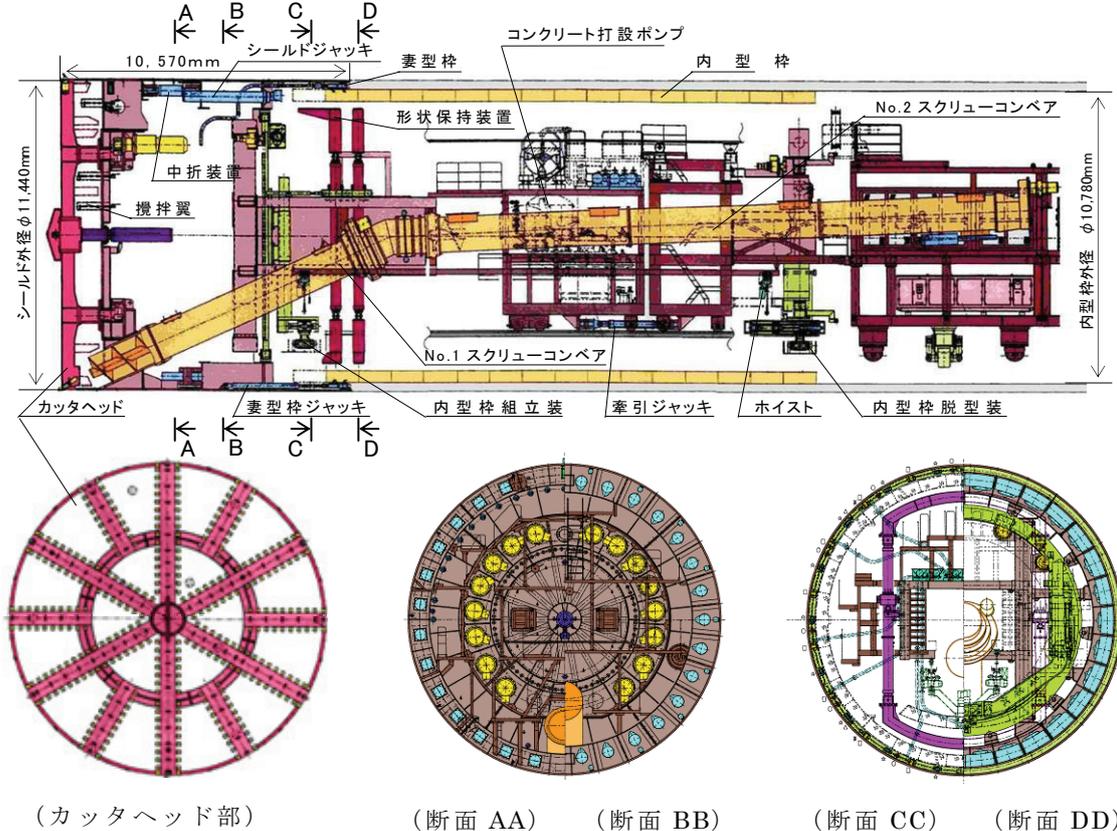


図-4.2 シールド一般図

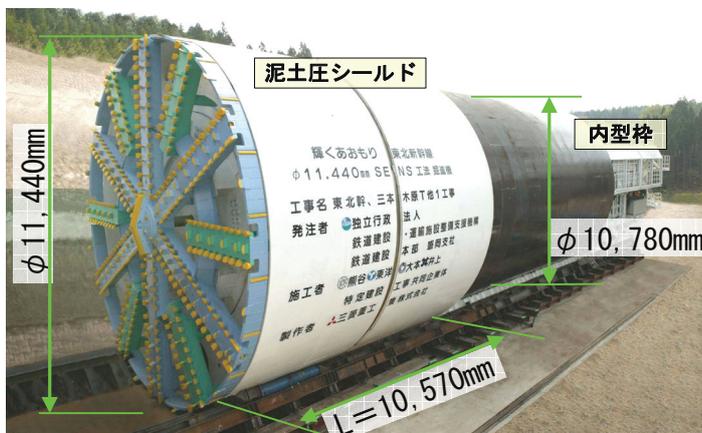


写真-4.1 シールドと内型枠

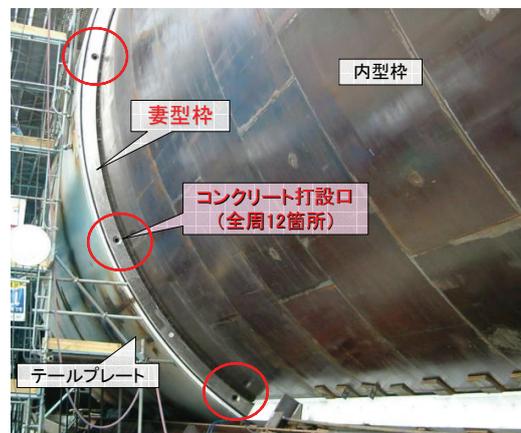


写真-4.2 妻型枠とコンクリート打設口

表-4.2 SENS に用いたシールドの仕様(1)

項目	仕様
1.施工条件	<p>(1)土質条件            土質:野辺地粘性土層(Noc),野辺地砂質土層(Nos1,Nos2),高館火山灰層(ta),            八戸浮石流凝灰岩(hp)            土被り:最大約 32m            地下水位:天端+19m(最大)            土の単位体積重量:Nos1:19kN/m<sup>3</sup>,Nos2:20kN/m<sup>3</sup>            上載荷重:10kN/m<sup>2</sup>            側方土圧係数:0.35            最大粒径:φ 40mm</p> <p>(2)施工条件            施工延長:3,000m            最小曲線:R=8,000m</p> <p>(3)一次覆工            種類:場所打ちコンクリート            外径:φ 11,380mm            幅:1,200mm            厚さ:270mm(テール内) + 60mm(テール板厚)/2 = 300mm</p>
2.マシン本体	<p>(1)マシン外径(D):φ 11,440mm            テール板厚:60mm,スキンプレート材質:SS400            (剥離性を考慮し SS400 内面にステンレスを溶着)            許容応力:160N/mm<sup>2</sup>,許容変位:2.5mm            (テール板と妻型枠の隙間が 5mm のため,許容変位は 5/2=2.5mm とする)</p> <p>(2)シールド機長 (L):11,120mm, L/D=0.97,            本体長さ:10,020mm</p>
3.推進ジャッキ	<p>(1)装備能力:3,000kN ジャッキ 30 本装備,総推力:90,000kN            (2)ストローク:1,600mm            (3)推進ジャッキ速度:掘進時伸び速度:5cm/min            (4)ストローク計:4 箇所</p>

表-4.2 SENS に用いたシールドの仕様(2)

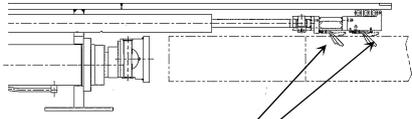
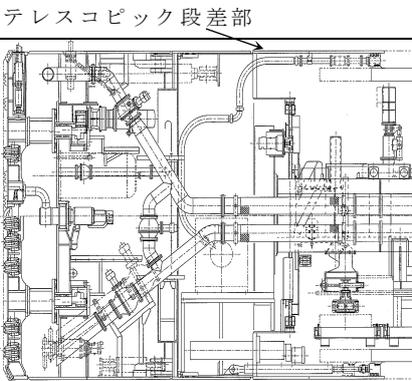
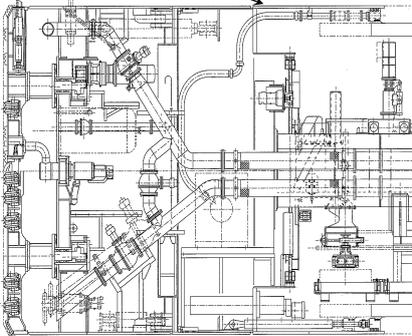
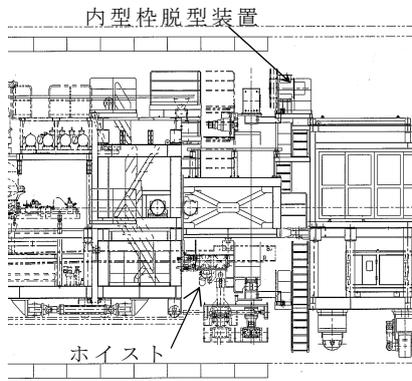
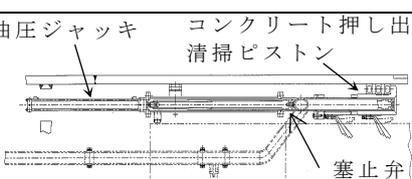
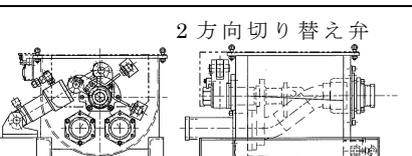
項目	仕様
4.カッタ装置	<p>(1)カッタ支持方式:中間支持方式</p> <p>(2)軸受:3列組合せ円筒コロ軸受</p> <p>(3)駆動方式:電動駆動,電動機:90kW×8P×400V×50Hz, 減速比:i=1/71.651,装備数:16台,安全装置:油圧クラッチ</p> <p>(4)駆動トルク:常用 22,755kN・m(<math>\alpha=15.2</math>),最大 27,306kN・m(<math>\alpha=18.2</math>)</p> <p>(5)カッタ回転数:回転数:0.616rpm(定速),外周速:22.1m/min</p> <p>(6)カッタヘッド形状:スポークタイプ,主スポーク6本+補助スポーク6本 開口率:約67%(ビット出代考慮せず)</p> <p>(7)土砂シール:ウレタン4枚リップシール(スラスト1列+ラジアル2列) 土砂シール間のグリースを圧力制御</p> <p>(8)カッタビット</p> <p>①メインビット:ピン式ビット,フラットタイプ,幅150,200mm,高さ100mm</p> <p>②特殊先行ビット:高さ160mm,幅60mm</p> <p>③最外周先行ビット:高さ160mm,幅60mm</p> <p>④センターカッタ:高さ550mm,外径1,900mm</p> <p>⑤レスキュービット:高さ140mm,幅120mm</p> <p>(9)加泥注入配管</p> <p>①カッタヘッド面破からの注入配管:5系統×5箇所 配管サイズ:RJ入口2インチ,RJ内11/2インチ カッタヘッド内ホース11/2インチ,カッタヘッド出口付近パイプ2インチ</p> <p>②固定側攪拌棒からの注入配管:4系統×4箇所(2インチ)</p> <p>(10)攪拌棒</p> <p>回転側:外周6本,中間7本,中央2本, 固定側:外周と中間の間に2本,中央2本</p> <p>(11)余掘装置:コピーカッタ3基装備 200kN×100s×21kN/m<sup>2</sup>×3本,余掘量はシールド本体より80mmである 掘削範囲指定:10度ピッチ</p>
5.内型枠組立装置	<p>(1)形式:通常タイプ(有効内径:約<math>\phi</math>6,700mm)</p> <p>(2)能力:取り扱い質量:3,800kg,吊り上げ力:220kN,押し込み能力:340kN</p> <p>(3)速度:最大回転速度0.77rpm</p>
6.内型枠搬送装置	<p>(1)形式:ホイストクレーン搬送方式(2レール×2ホイスト)</p> <p>(2)ホイスト仕様:吊り上げ能力:約50kN,走行速度:20m/min, 巻上げ速度:4.4m/min</p>
7.排土装置	<p>(1)駆動方式:油圧駆動</p> <p>(2)スクリュー:型式 軸付きスクリューコンベア, 寸法 トラフ内径<math>\phi</math>1,200mm,ピッチ980mm</p> <p>(3)装備トルク:No.1:225kN・m,No.2:210kN・m</p> <p>(4)排土能力:370m<sup>3</sup>/h(効率100%) 排土可能礫径約<math>\phi</math>400mm</p>
8.打設装置	<p>(1)内型枠:分割:10分割,外径:<math>\phi</math>10,780mm,幅:1,200mm, 装備リング数:16リング</p> <p>(2)妻型枠:外周シール:2層構造ゴムシール×3段, 内周シール:ステンレス板シール+ブラシシール2段,後列ウレタン 打設口径:<math>\phi</math>80.7mm(3インチ),打設口数:12箇所</p> <p>(3)妻型枠ジャッキ:仕様:320kN×900st×21MN/m<sup>2</sup>×18本,加圧力:0.61MN/m<sup>2</sup> 制御:ジャッキ3本ブロック配置の垂直保持制御</p> <p>(4)内型枠脱型装置:型枠とコンクリートの付着力を200kN/m<sup>2</sup>として, キー型枠の脱型力を設定する. キーセグメントの付着力:2.2m<sup>2</sup>×200kN/m<sup>2</sup>=440kN その他セグメントの付着力:5.4m<sup>2</sup>×200kN/m<sup>2</sup>=1,080kN,脱型装備力:1,200kNとする.</p>

第4章 三本木原トンネルにおける SENS の設計と施工および施工結果の概要

表-4.3 シールドの仕様の比較

項目	三本木原	秋間	岡南
施工時期	H15.7~H18.11	H2.3~H6.8	H6.3~H10.10
主な地質	砂質土, 粘性土	凝灰岩	洪積砂礫層
施工延長	3,000m	3,805m	1,860m
線形	R=8,000m	R=500m	R=200m
用途	鉄道	鉄道	共同溝
シールド径	φ 11.44m	幅 10.7m, 高さ 9.92m	φ 6.6m
掘削断面積	103.51m <sup>2</sup>	88.82m <sup>2</sup>	34.21m <sup>2</sup>
トンネル形状	円形	馬蹄形	円形
シールド形式	泥土圧	半機械掘り式	泥水式
マシン分割	二胴	三胴	三胴
内型枠から地山までの厚さ	テール内 270mm, テール板厚 60mm 合計 330mm	テール内 420mm, テール板厚 80mm 合計 500mm	テール内 300mm, テール板厚 60mm 合計 360mm
二次覆工の有無	有り	無し	有り
1 スパン長さ	1.2m	1.2m	1.2m
総推力	90,000kN	80,400kN	40,000kN
切羽面積あたり推力	876kN/m <sup>2</sup>	900kN/m <sup>2</sup>	1,169kN/m <sup>2</sup>
併進装置	無し	1,300kN×820s×24No	2,500kN×1,220s×14No
中折装置	3,000kN×330s×26No	1,300kN×120s×24No	1,500kN×270s×12No
内型枠装備数	16 リング	13 リング	13 リング
内型枠外径	φ 10,780mm	周長換算 φ 10,500mm	φ 5,900mm
内型枠幅	1,200mm	1,200mm	1,200mm
内型枠総外周表面積	650.2m <sup>2</sup>	514.6m <sup>2</sup>	289.2m <sup>2</sup>
総推力/内型枠総外周表面積	138kN/m <sup>2</sup>	156kN/m <sup>2</sup>	138kN/m <sup>2</sup>
内型枠搬送装置	ホイストを 2 組装備	脱型装置走行方式	下部にフィーダー装置を装備
内型枠の製作精度	板金精度	機械加工精度	機械加工精度
妻型枠制御方式	ジャッキ 3 本ブロック配置の垂直保持制御	同左	同左
妻型枠ジャッキ	320kN×900s×18No	700kN×500s×12No	320kN×700s×12No
妻型枠加圧力	0.61MN/m <sup>2</sup>	0.68MN/m <sup>2</sup>	0.65MN/m <sup>2</sup>
設定最大水圧	0.37MN/m <sup>2</sup>	0MN/m <sup>2</sup> (オープン)	0.26MN/m <sup>2</sup>
妻型枠外周シール	2 層構造ゴムシール×3 段	2 層構造ゴムシール×2 段	2 層構造ゴムシール×3 段
妻型枠内周シール	ステンレスブラシ×2 段, 後列にウレタン注入	ステンレス板×3 枚	ステンレス板×3 枚
打設口径	φ 70mm (3B)	φ 105mm (4B)	φ 105mm (4B)
打設口数	12	12	8
打設口周長/口数	2,885mm	2,859mm	2,435mm
打設口洗浄方法	ジャッキ押し出し方式	手作業	手作業
打設ポンプ数	6 台	2 台	1 台
打設口の切り替え	2 方向切替え弁×6 台	6 方向ロータバルブ×2 台	8 方向ロータバルブ×1 台

表-4.4 過去のECL工法に用いたシールドの問題点とSENSにおける改善点

装置名	過去の問題点	改善点	構造図
コンクリート逆流防止板	秋間では、テール端に逆流防止板を装備したが、ブームカッタによる掘削径調整が困難で、切羽へのコンクリート回り込みを防止しきれなかった。岡南では、逆流防止板の効果は少なく寿命も短いと判断し装備していない。	当初後胴中間部にも逆流防止板を追加することで切羽へのコンクリート回り込み防止を計画したが、地山を乱すなどの悪影響も大きいと判断して、装備しないように変更した。	 <p>妻型枠内周シールドへのブラシシール適用</p>
内型枠／妻型枠内周シールド	秋間、岡南ともに妻型枠内周シールドにはステンレス板のシールを使用していた。ステンレスシールド板を使用する場合は、内型枠のピース間段差を小さくする必要があり、内型枠の分割部には機械加工精度が要求された。内型枠を繰り返し使用することにより分割部の段差が大きくなると、シールド性が落ちるといった問題があった。	シールド工法で一般的に使用されているブラシバックの適用を図り、内型枠分割部は板金精度でもシールドを可能とした。ブラシワイヤーの材料はステンレスとし、後列にはウレタンをブラシ内へ注入して、ブラシ内へのコンクリート浸入を防止する。また、後列は交換を考慮してボルトアップ式とする。	 <p>テレスコピック段差部</p>
併進装置	秋間、岡南ともにテレスコピック段差部へ土砂および逆流コンクリートが浸入し、全ストローク縮めることができなかった。	秋間はオープン掘りのため清掃を繰り返して掘削できたが、岡南は泥水加圧式のため清掃が困難であり、結局併進装置を使用せず一体推進を行った。今回は岡南と同様に密閉式シールドのため清掃が困難であり、有効な対策案がないことにより併進装置は装備しない。	
内型枠脱型／搬送装置	秋間はオープン掘りのため内型枠を一度に組立ててもシールドが切羽圧力によりバックすることがないため、脱型装置を走行方式として組立装置に兼用できた。(内型枠一式を一度に脱型・組立) 岡南は密閉式シールドでバック防止のために内型枠を部分的に組立てる必要があり、下部にフィーダー装置を装備し、組立と脱型はそれぞれの装置で行った。下部フィーダー装置は、コンクリートの破片などがセンサ部や可動部に落ち込んで動作不良を起こすため、日常の清掃・メンテが必要	岡南はφ6.6mと中口径であり、内型枠をホイストで吊るスペースがなかったことにより、下部にフィーダー装置を装備したが、今回はφ11.44mと大口径であるため、通常シールドマシンでセグメントの搬送に使用するホイスト方式を採用した。	 <p>内型枠脱型装置 ホイスト</p>
打設口洗浄装置	妻型枠の打設口部分は、連続打設を終了してマシンを長時間停止させる前に、塞止弁を閉めてからある程度コンクリートが硬化するのを待って、妻型枠打設口を手作業にて解体・清掃していた。	塞止弁と、コンクリート押し出し清掃ピストンを一体化した油圧ジャッキ式塞止弁を装備し、コンクリートが流動性を保った状態で配管を清掃できる構造とした。	 <p>油圧ジャッキ コンクリート押し出し清掃ピストン 塞止弁</p>
打設口切り替え装置	秋間では6方向ロータバルブ×2台、岡南では8方向ロータバルブ×1台を機内に装備し打設口を切り替えていたが、ロータバルブ内の摺動板は消耗品であるため定期的に交換が必要で、そのメンテナンス中は打設ができなかった。	今回は、コンクリートポンプ×6台と2方向切り替え弁×6台により切り替えることで、メンテナンス中でも2箇所のみを使用しない状態で打設可能とした。	 <p>2方向切り替え弁</p>

#### 4-3-2 内型枠

内型枠は、場所打ちコンクリートの打設時の型枠材であるほか、シールド掘進に必要な推進ジャッキの反力体であり、さらには、液状の場所打ちコンクリートを介し、または、固体の場所打ちコンクリートと一体となって地山の土水圧を支える構造体である。

内型枠の構造は、ECL 工法の事例を参考に、鋼製で、リング幅 1.2m、桁高 0.45m とした。内型枠の装備数量は、1 日の進行量と必要な推力から求めた。

最大日進量を 8 リングと想定すると、内型枠の必要装備数は

$$\Sigma N = N_1 + N_n + \alpha$$

となる。ここに、

$\Sigma N$  : 必要となる内型枠の装備数

$N_1$  : 推力に対する内型枠の装備数 =  $F / (\tau \cdot B \cdot L)$

$N_n$  : 1 日の進行量 (推進反力が期待できない内型枠の数)

$\alpha$  : つぎのリングの組立て用のストック = 1 リング

$F$  : 必要な推力 = 49,700kN

$\tau$  : 単位面積あたりの付着力 = 200kN/m<sup>2</sup>

$B$  : 内型枠 1 リングの幅 = 1.2m

$L$  : 内型枠の外周長 = 内型枠の直径 10.78m  $\times \pi = 33.9$ m

である。

推力に対する内型枠の装備数は、

$$N_1 = F / (\tau \cdot B \cdot L) = 49,700 / (200 \times 1.2 \times 33.9) = 6.1 \text{ リング}$$

となり、7 リングが必要となる。また、所定の付着力が確保できるのは、脱枠可能となる打設 1 日後とし、これから、推進反力が期待できない内型枠の数は、最大日進量である 8 リングとなる。したがって、必要となる内型枠の装備数は、

$$\Sigma N = N_1 + N_n + \alpha = 7 + 8 + 1 = 16 \text{ リング}$$

となる。図-4.3 および写真-4.3 は内型枠を示したものであり、表-4.5 は今まで実施された ECL の内型枠と SENS のそれとを比較したものである。

また、コンクリート打設時の内型枠の形状を保持するために形状保持装置を設備した。図-4.4 と写真-4.4 は形状保持装置を示したものである。

第4章 三本木原トンネルにおける SENS の設計と施工および施工結果の概要

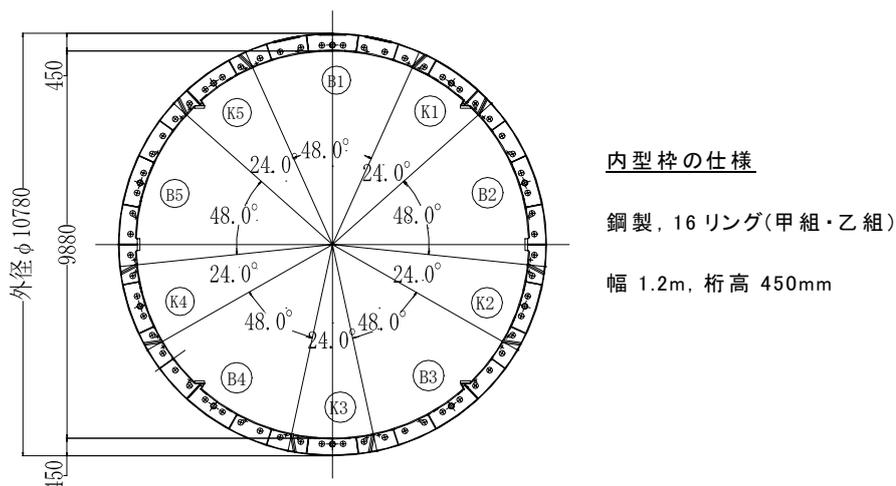


図-4.3 内型枠



写真-4.3 内型枠

表-4.5 ECL の内型枠との比較

トンネル名	シールド形式	内型枠外径 (mm)	装備推力 (kN)	装備リング数	幅 (mm)	外周表面積 (m <sup>2</sup> )	装備推力 / 外周表面積 (kN/m <sup>2</sup> )
信発第二水路	開放型	7,600	50,000	13	1,200	372.5	134
秋間	開放型	10,500 周長換算	80,400	13	1,200	514.6	156
岡南	密閉型	5,900	40,000	13	1,200	289.2	138
三本木原	密閉型	10,780	90,000	16	1,200	650.2	138

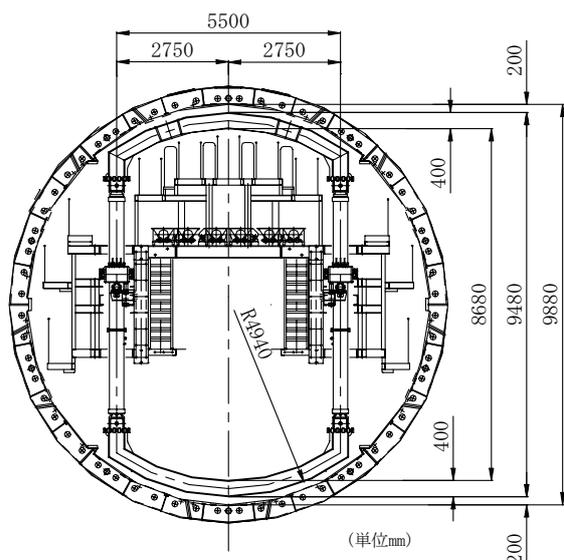


図-4.4 内型枠の形状保持装置



写真-4.4 内型枠の形状保持装置

#### 4-3-3 場所打ちコンクリートの配合

SENS を採用するにあたり、場所打ちコンクリートの開発を行った。表-4.6 は SENS におけるコンクリートの要求性能を示したものである。

表-4.6 コンクリートの要求性能

品質項目	要求性能
高流動性	締固めなしで型枠内に確実に充填可能であること。 練り上がり時のスランプフローで、 <b>60cm±5cm</b>
フレッシュ保持性	練り上がりから4時間までフレッシュ性状を保つこと。 4時間後のスランプフローが練り上がり時の <b>80%以上</b>
早強性	所定の推進反力を内型枠とライニングとの付着力から得るために必要な材齢1日強度 <b>15N/mm<sup>2</sup></b> を発現すること。
ポンプ圧送性	施工で使用するポンプを用い、3インチ配管で <b>30m</b> の距離に <b>5m<sup>3</sup>/hour</b> を打設可能であること。
材料分離抵抗性	ポンプ圧送および充填時に材料分離をおこさないこと。
水中不分離性 (耐久性)	地下水の作用する環境下で打設してもセメント分の散逸が抑えられ必要な強度が確実に発現すること。

従来の水中コンクリートで使用する耐水性材料（増粘剤）は、硬化遅延を起こすため、一般に高いレベルで「水中不分離性（耐水性）」と「早強性」を同時に実現することは困難である。このため、「水中不分離性（耐水性）」の向上に寄与するが硬化遅延を起こさない、アルキルアリルスルホン酸系の高性能特殊増粘剤を開発した。この増粘剤は、A剤とB剤から成り、A剤が水中でマイナス、B剤

#### 第4章 三本木原トンネルにおける SENS の設計と施工および施工結果の概要

がプラスの電荷を帯び、A 剤と B 剤とが磁石のようなイメージで引き合うことにより、疑似ポリマーを形成するものである。この疑似ポリマーは、従来の増粘剤とは異なるメカニズムで機能するため硬化遅延を起こさず、「水中不分離性(耐水性)」と「早強性」とを同時に高いレベルで実現することが可能となった。

表-4.7、表-4.8 はそのコンクリートの標準配合とスランプフロー試験結果を、図-4.5 は圧縮強度試験結果を示したものである。また、写真-4.5、写真-4.6 はスランプフロー試験の状況および水中不分離性の確認の状況を示したものである。

また、模擬的な型枠を用意し、施工時と同じ条件である配管長 30m の 3 インチ管を用いて、フレッシュ状態のコンクリートをポンプ圧送し、圧送圧や圧送後のコンクリートの性状の変化およびコンクリートの充填性を試験した。この試験から、「ポンプによる圧送性」、「充填性」、「材料分離抵抗性」に問題がないことを確認した。写真-4.7、写真-4.8 はポンプ圧送試験の状況を示したものである。

これらの検討の結果、要求性能を満たすコンクリートを開発することができた。

表-4.7 コンクリートの標準配合

(使用材料)

区分	名称	材料仕様
セメント	早強セメント	密度 3.14
細骨材	川砂 (現地産)	密度 2.63
粗骨材	13mm 豆砂利 (現地産)	密度 2.56
特殊増粘剤	特殊増粘剤 A	無色液体, PH8~10, 密度 1.065~1.105
	特殊増粘剤 B	無色液体, PH8~10, 密度 0.950~0.990
混和剤	高性能減水剤	カルボキシル基含有ポリエーテル系

(配合)

水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				増粘剤 A (W×%)	増粘剤 B (W×%)	高性能 AE 減水剤 (C×%)
		W	C	S	G			
35	38	190	543	597	948	4.0	4.0	3.2

(ECL 工法との比較)

トンネル名	水結合材比 W/(C+F) (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )					増粘剤 (W×%)	高性能 AE 減水剤 (C×%)	Gmax (mm)
			W	C	F	S	G			
秋間	46.8	50	183	390		846	831	—	1.38~3.14	25
岡南	38	68	190	400	100	1159	532	0.5~0.6	1.8~2.50	15

表-4.8 スランプフロー試験の結果

経過時間 (分)	スランプフロー (mm)
0	610×610
60	620×620
120	630×630
180	610×610
240	610×610

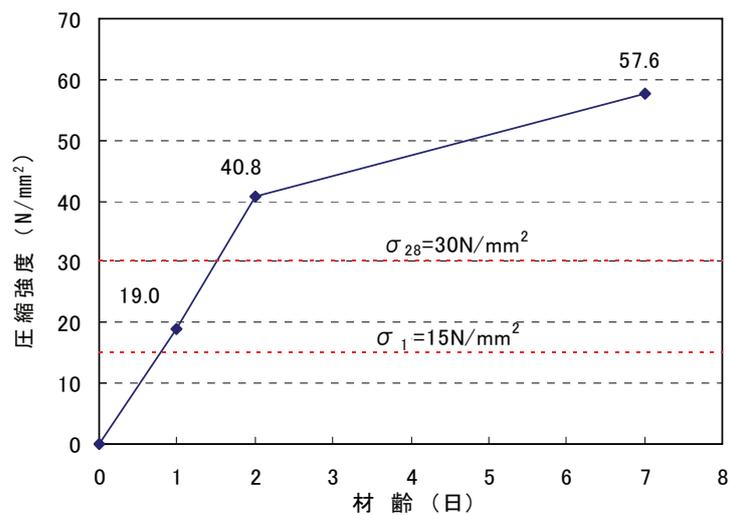


図-4.5 圧縮強度試験の結果



写真-4.5 スランプフロー試験の状況

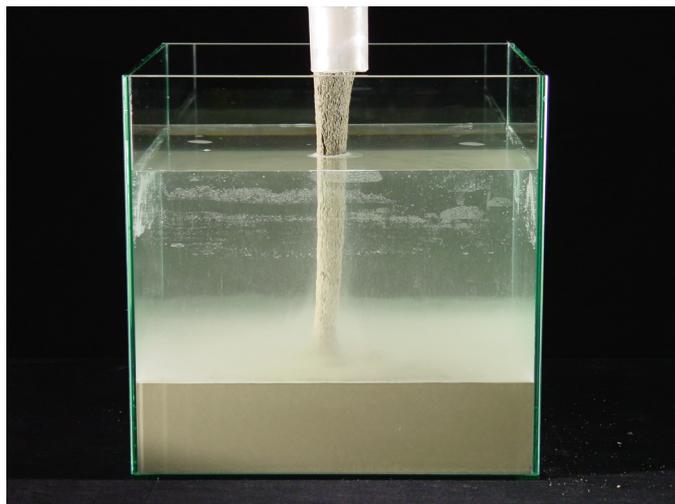


写真-4.6 水中不分離性の確認状況



写真-4.7 ポンプ圧送試験の状況(1)



写真-4.8 ポンプ圧送試験の状況(2)

#### 4-3-4 ライニング

##### (1) 検討項目

三本木原トンネルの SENS におけるライニングの断面は、既存の設計指針である「併進工法設計施工指針(案)都市トンネル編」<sup>1)</sup> (以下、指針という) に準じて検討した。ただし、表-4.9 に示すように、指針では外環覆工（一次覆工の場所打ちライニング）は施工時の仮設部材、二次覆工は荷重を負担する構造部材と位置づけている。一方、三本木原トンネルでは、ライニングを NATM の一次支保材と同様に位置づけ、二次覆工は力学的機能を付加しない部材としている。このため、SENS では、ライニング断面に対し、断面破壊と浮き上がりに対する検討を行い、二次覆工の検討は行わないこととした。

表-4.9 指針における覆工の検討ケース

覆工種別	外環覆工（仮設部材）	二次覆工（構造部材）	
検討の時期	内型枠脱型時	完成時	
部材の種類	無筋コンクリートまたは 鋼繊維補強コンクリート	鉄筋コンクリート	
検討事項	終局限界状態	使用限界状態	終局限界状態
	・断面破壊の限界状態 ・浮き上がりに対するトンネル の安定の限界状態	・ひび割れ幅の 限界状態	・断面破壊の 限界状態

##### (2) 断面破壊の検討

表-4.10 は三本木原トンネルにおけるライニングの検討ケースを示したものである。検討ケースは、内型枠の脱型時の高水位(自然水位)のケースと、完成時に水位が低下したケースである。脱型時は地下水位の低下はないものとして高水位のみを考慮し、完成時は脱型時に比べ部材耐力が向上し、安全側の計算結果となることが明らかであるため、完成時における高水位のケースは検討を省略した。また、ライニングはある程度のひび割れを許容するため、終局限界状態で照査することとした。

表-4.10 ライニングの検討ケース

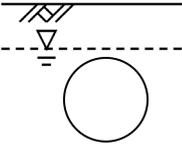
荷重ケース	脱型時	完成時
高水圧 (自然水位)		省略
低水圧 (水位低下)	省略	

表-4.11 は設計に使用したコンクリート強度の特性値を示したものである。脱型時と完成時の設計基準強度はそれぞれ  $15\text{N/mm}^2$ 、 $30\text{N/mm}^2$  としている。

表-4.11 コンクリート強度の特性値

	1日 (脱型)	28日 (完成)	備 考
設計基準強度 $f'_{ck}$ $\text{N/mm}^2$	15	30	
設計圧縮強度 $f'_{cd}$ $\text{N/mm}^2$	11.5	23.1	材料係数 $\gamma_c=1.3$
引張強度 $f_{tk}$ $\text{N/mm}^2$	0		無筋コンクリート
変形係数 $E_0$ $\text{kN/mm}^2$	13	$28^{*2}$	脱型時： $E_c=1.1 \times (f'_{ck} \times 10)^{1/2} [\text{kN/mm}^2]^{*1}$
単位体積重量 $\gamma$ $\text{kN/m}^3$	$23.5^{*2}$		

※1 指針より

※2 「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物」<sup>2)</sup>より

断面力は上記の構造条件を用いて骨組み構造解析によって算定した。このとき、地盤反力はライニングの法線方向と接線方向にばねを設置してモデル化した。接線方向のばねのばね定数は法線方向の  $1/3$  の大きさとしている。ただし、ばね要素は圧縮側のみに働き、引張側には働かないものとした。

断面力の照査は、骨組み構造解析によって算定した断面力が設計曲げ耐力  $M_{ud}$  と設計軸方向圧縮耐力  $N'_{ud}$  から得られた  $M_{ud}-N'_{ud}$  曲線の内側にあることを確認することより、終局限界状態の耐力を満たしているものとした。

図-4.6, 図-4.7 は算出された断面力と Mud-N'ud 曲線の照査結果を示したものである。断面力は Mud-N'ud 曲線の内側に収まっており, 耐力内であることが確認できる。

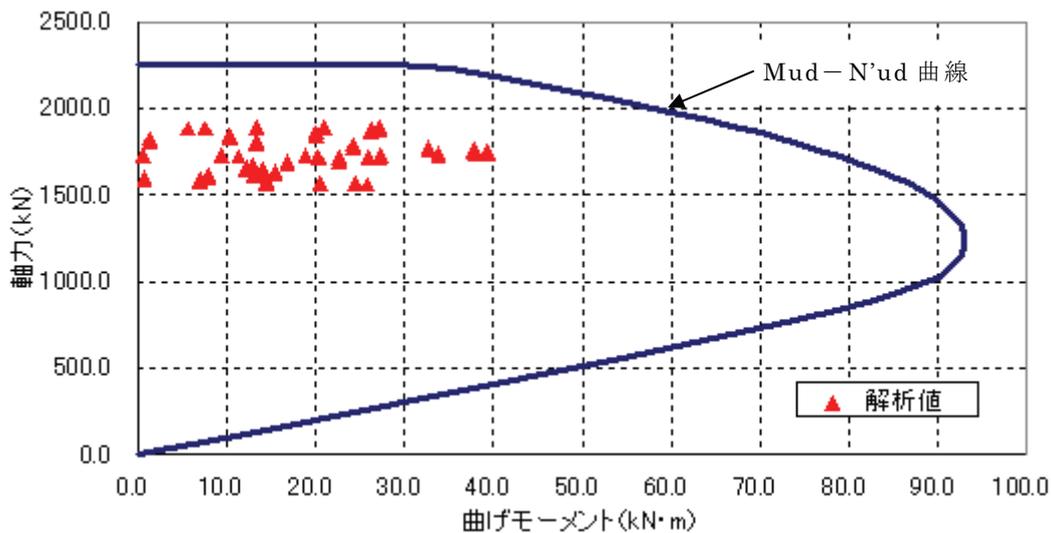


図-4.6 Mud-N'ud 曲線による照査結果(脱型時, 高水位)

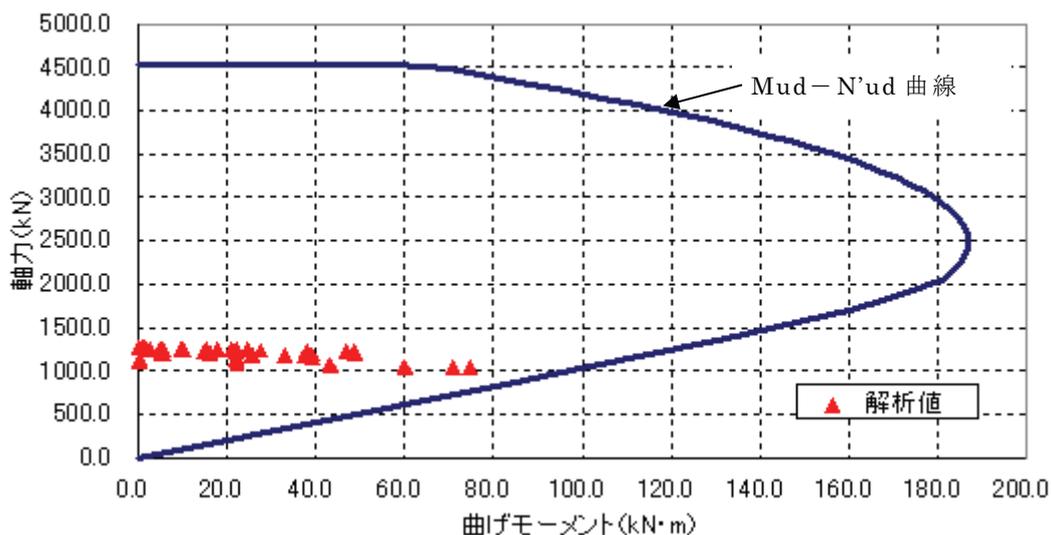


図-4.7 Mud-N'ud 曲線による照査結果(完成時, 低水位)

(3) 浮き上がりに対する安定性の検討

浮き上がりに対する検討は、図-4.8 に示すように、浮力  $U_{sd}$  と浮き上がりに対する設計抵抗力  $U_{rd}$  の比較によって実施した。

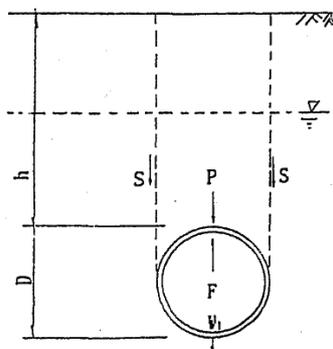


図-4.8 浮き上がりの検討

浮き上がりに対する安定性は

$$\gamma_i \cdot U_{sd} / U_{rd} \leq 1.0$$

で表せる。ここに、

$\gamma_i$  : 構造物係数 (= 1.0)

$U_{sd}$  : 浮力

$U_{rd}$  : 設計抵抗力

である。また、浮力と設計抵抗力は次式により求める。

浮力 :  $U_{sd} = \pi / 4 \times D_o^2$

設計抵抗力 :  $U_{rd} = U_{r1} / \gamma_{u1} + U_{r2} / \gamma_{u2}$

ここに、

$D_o$  : 覆工外径

$U_{r1}$  : 荷重による抵抗力 (=  $W+P$ )

$\gamma_{u1}$  : 浮き上がりに対する安全係数

$W$  : 一次支保材の自重

$P$  : 鉛直方向の土圧

$U_{r2}$  : 土のせん断抵抗

$\gamma_{u2}$  : せん断に対する安全係数

である。

## 第4章 三本木原トンネルにおける SENS の設計と施工および施工結果の概要

地下水位が低下した場合の検討は安全側の結果となることが明らかであるため省略し、高水位（自然水位）の場合のみを検討した。

検討の結果、一般部、低土被り部ともに浮き上がりに対して安定性が確保できることが確認された。

### 4-4 施工

#### 4-4-1 発進部

SENS におけるシールドの発進方法として、坑口部を NATM で施工した後にシールドを坑内に引き込んで発進する方法（坑内発進方法）と、坑口から直接シールドを発進する方法（直発進方法）とが考えられる。表-4.12 は両方法の比較の結果を示したものであり、坑内発進方法の優位性から、これを採用した。図-4.9 はその発進状況を示したものである。

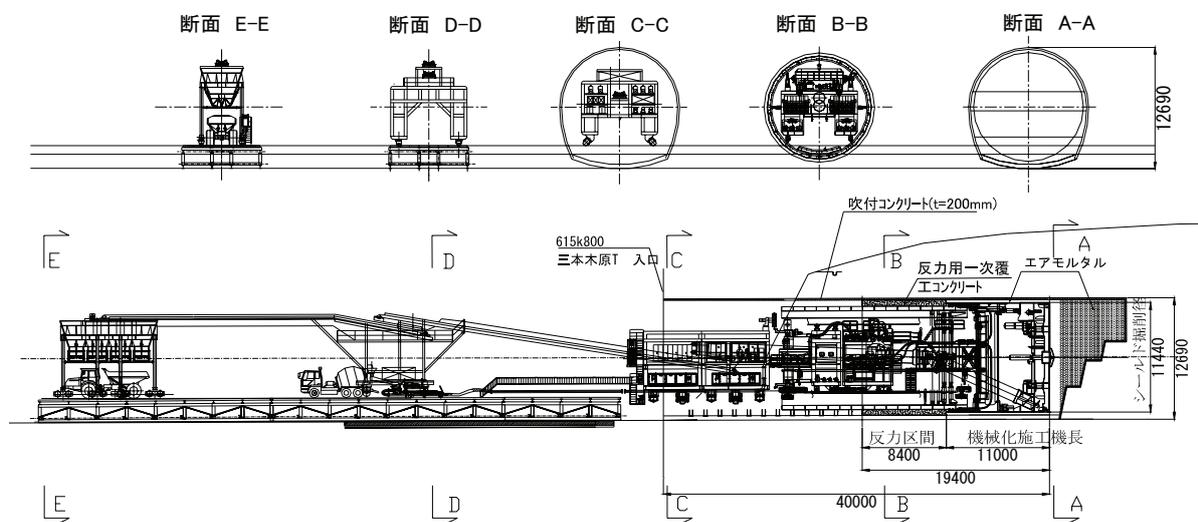


図-4.9 発進状況

第4章 三本木原トンネルにおける SENS の設計と施工および施工結果の概要

表-4.12 発進方法の比較

	1案：一次覆工コンクリートによる反力支持型 (坑内発進方法)	2案：坑口エントランス・反力壁設置型 (直発進方法)
説明図		
工法概要	<p>NATM により坑口付けを行ない、機械化施工機掘進の内型枠による推力が受けられる区間まで掘削する(40m+鏡部)。 NATM 終了後、坑外で組み立てられた機械化施工機を坑内に引込み、反力となる一次覆工コンクリートを打設し掘進設備を装備して本掘進に入る。</p>	<p>支圧壁を設置し、これを反力として掘進する。また、地盤改良後に坑口部を開削し、坑口エントランスを構築する。背面は改良土により埋め戻しを行う。 仮組セグメントと内型枠を組み立てながら掘進して、一次覆工コンクリートにより推力を受けられる区間まで初期掘進を行う。後続台車は本体から切り離した後、坑口に残留して掘進をおこなう。初期掘進後、支圧壁を解体して、本掘進用の後続設備を再接続する。</p>
実績	TBM の発進では、一般的な方法である。	立坑からの発進では、一般的であるが、地上からの直発進事例は少ない。
施工条件	<p>吹付けコンクリートと地山のせん断抵抗から算定すると最低 40m 程度の NATM による区間が必要である。 推進反力を得るのに必要な内型枠と直打ちコンクリートのせん断付着力は、通常コンクリートの硬化後で 200kN/m<sup>2</sup> を用いる。必要推力約 50,000kN の反力として内型枠 7 リングの接着面が必要である。 吹付けコンクリートと地山の付着力は、NATM 吹付けコンクリートの接触面が密実で凹凸があるため、地質条件より算出した地山のせん断強さ 120kN/m<sup>2</sup> を用いる。安全率 1.5 を用いると必要推力を負担するためには、内型枠 13 リングの NATM 吹付け面が必要である。</p>	<p>一次覆工コンクリートと内型枠の付着力で推進反力を受けるには、7 リング必要なので、内型枠数を 16 リングとすると、仮組セグメントが少なくとも 3 リング必要である。 推進反力を得るのに必要な内型枠と直打ちコンクリートのせん断付着力は、通常コンクリートの硬化後で 200kN/m<sup>2</sup> を用いる。必要推力約 50,000kN の反力として内型枠 7 リングの接着面が必要である。 ルーズな部分が残っており、掘削径も大きいため、NATM に比べ、地山がゆるんでいる可能性が考えられるため、直打ちコンクリートと地山の付着力は、50kN/m<sup>2</sup> を用いる。(場所打ち杭の周辺摩擦力の上限値を参考にした。) これで計算すると必要推力を負担するためには、最低でも 24 リング (28.8m) の直打ちコンクリート長が必要になる。 鋼材による反力伝達の受け替えを行い、仮組リングと内型枠を坑内に転用する。(仮組セグメントの最小化を図る。)</p>
問題点	坑内引込み時 NATM とのクリアランスが狭いため、トラブル発生時は挟まれなどの危険性がある。 マシン本体周辺、切羽などを貧配合モルタルなどで充填する必要がある。	大断面であるため、鏡切り時切羽の崩壊の危険性有 仮組み部の内型枠解体を始める前に一次覆工コンクリートと支圧壁間の推力伝達の受替えの必要がある。 一次覆工コンクリート打設配管長が長く(40m程度)なる。 掘削残土の搬出方法も仮設ベルコン方式が必要。 反力を伝達するための仮リングが必要である。 本掘進の段取り替えが必要である。 坑口補強のため二次覆工が特殊設計となる。
工期	4ヶ月	6ヶ月(切羽まで掘進)
経済性	1.0	1.5
安全性	○	△
評価	◎	○

### 4-4-2 SENS を用いる区間

#### (1) 全体の施工概要

図-4.10 は坑内の施工状況を示したものである。

切羽では、シールドの掘進とライニングの施工を行う。後続台車の後方では、後方設備や工事用車両の移動性を向上させるため一次下部コンクリートを施工し、さらに後方で、下部コンクリートの仕上げ施工を行う。坑内の最後方では、ライニングとトンネル周辺地山との安定を確認した後、漏水防水工および二次覆工を施工し、トンネルの構築は完成する。

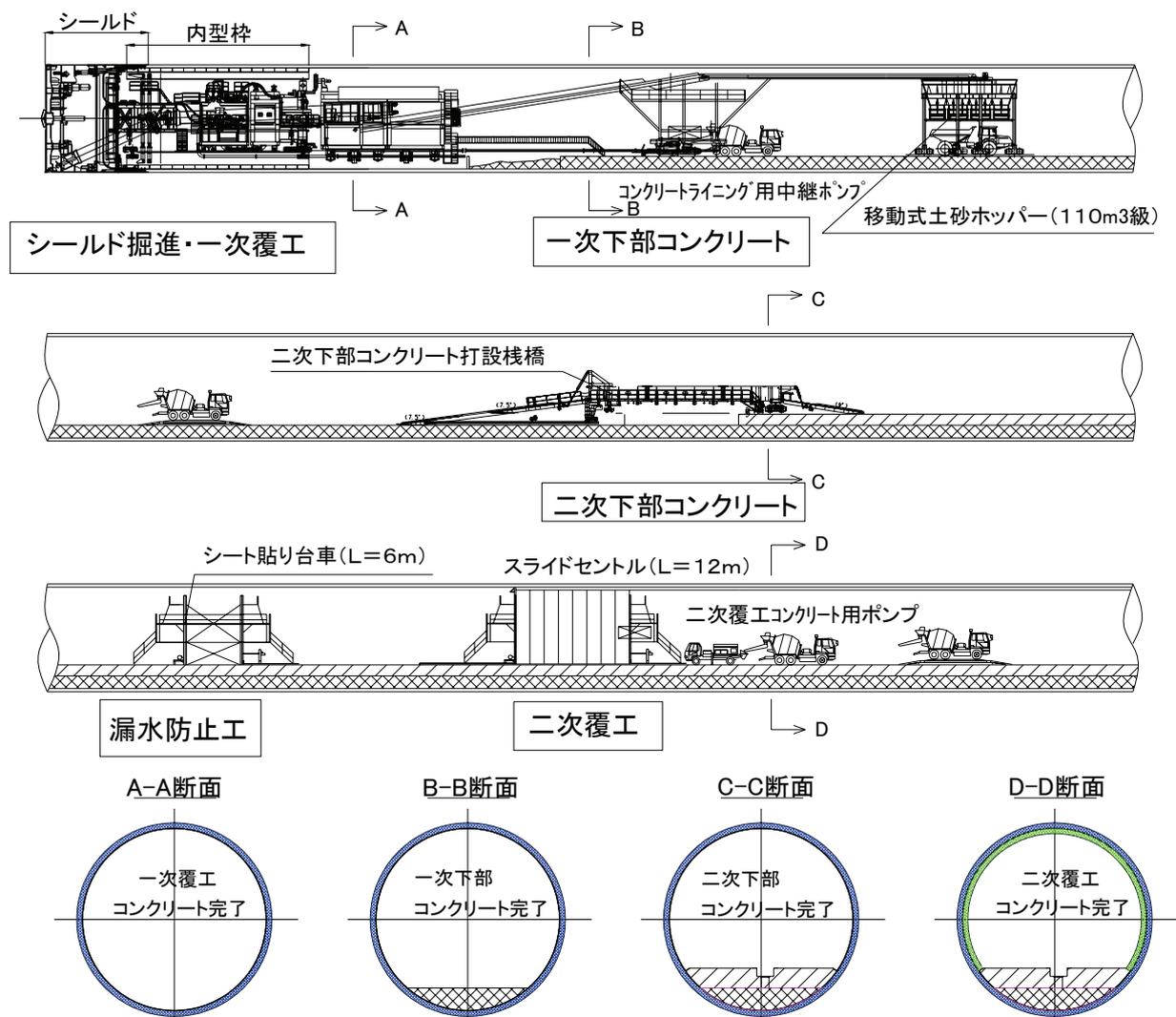


図-4.10 坑内の施工状況

(2) ライニングの施工手順

図-4.11はライニングの施工手順を示したものである。

場所打ちコンクリートは、シールドの掘進開始と同時に、妻型枠に取り付けられた 12 箇所のコンクリート打設口から、シールドの前進にともなって発生する地山と内型枠、妻型枠および既設の場所打ちコンクリートに囲まれた空間（テールボイド）に、地山の緩みや崩落を防止するため、加圧充填されながら連続して 1 リング（1,200mm）分が打設される。妻型枠のジャッキには、コンクリートの確実な充填と品質とを確保するために、コンクリートの圧力を管理するアキュムレーター機構が装備されており、打設されたコンクリートは一定の圧力で加圧した状態に保たれる。

1 リング分の掘削とコンクリートの打設が終了すると、シールドジャッキを縮めてテール部に装備したエレクターで内型枠を組み立てる。このとき、妻型枠のジャッキはその圧力を保持したままである。組み立てられた内型枠は、シールドが前進するとテール部から 1 リングずつ遠ざかり、16 リング（19.2m）の施工後に、切羽から約 27m 後方位置にある内型枠の脱型装置の設置箇所には到達すると脱型され、再び切羽方のシールドテール部に移動された後、つぎのリングの組立てに利用される。内型枠は脱型と組立てとを繰り返すことにより順次転用される。連続して順調に掘進が行われる施工状態であれば、コンクリートの打設から 2 日後に脱型されることになる。

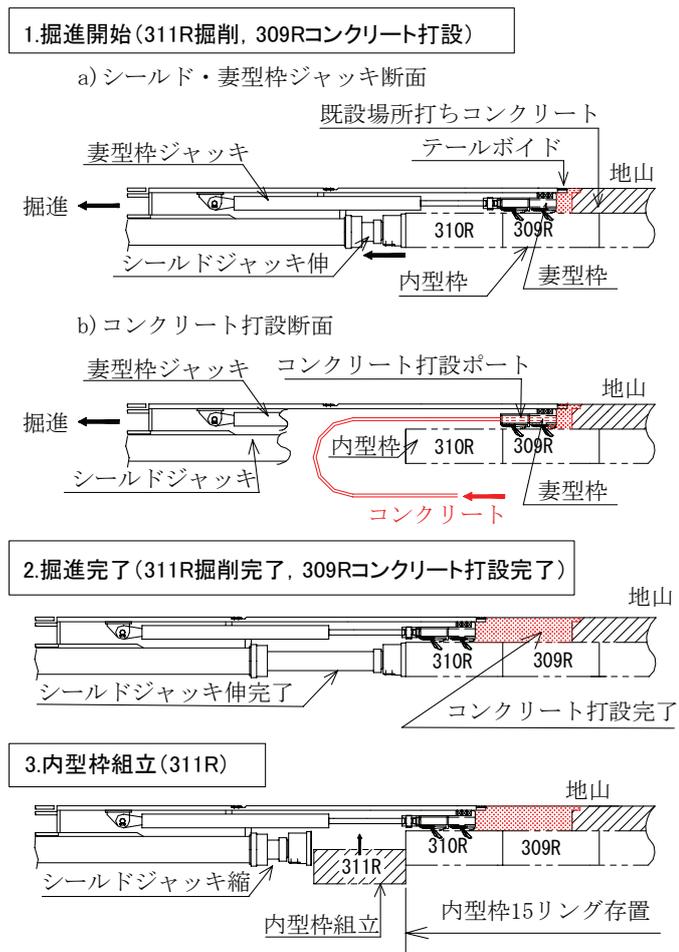


図-4.11 ライニングの施工手順

(3) 場所打ちコンクリートの打設システム

図-4.12 は場所打ちコンクリートの打設状況を示したものである。

コンクリートは、坑内をアジテータートラックで後続台車手前まで運搬され、中継コンクリートポンプ（最大輸送量 66m<sup>3</sup>/h）で後続台車上に設置されたレミキサー（容量 6m<sup>3</sup>）へ送られる。レミキサーは、打設時にコンクリートが順調に供給されなかった場合を想定し、ある程度の量のコンクリートをシールド付近に貯蔵することを目的に装備するものである。

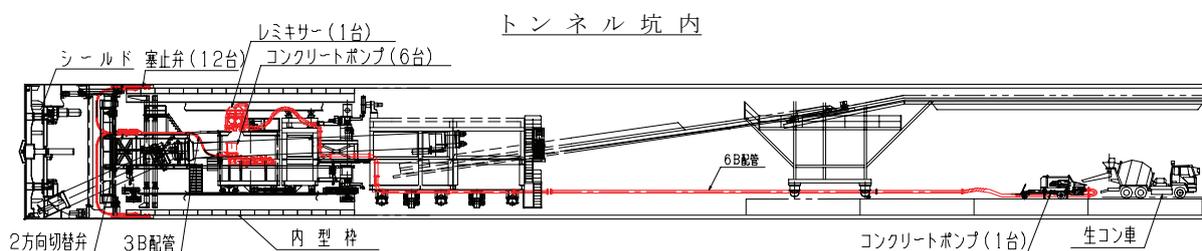


図-4.12 場所打ちコンクリートの打設状況

レミキサーに貯められたコンクリートは、図-4.13 に示すように、レミキサー直下に設置された 6 台のコンクリート打設用ポンプ（11m<sup>3</sup>/h）を使用し、各系統に装備された 2 方向切替え弁を介して、3 インチの配管を通して妻型枠に設けた 12 箇所（12箇所）の打設口から打設される。写真-4.9 はシールドに装備されたコンクリー

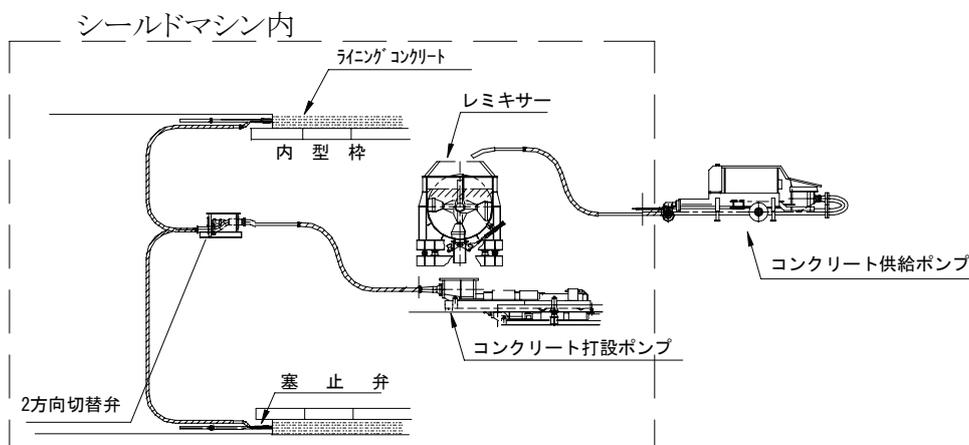


図-4.13 場所打ちコンクリートの打設システム

#### 第4章 三本木原トンネルにおける SENS の設計と施工および施工結果の概要

ト配管，塞止弁，妻型枠ジャッキの外観を示したものである．コンクリートは実線で示すルートで打設され，塞止弁が破線のように作動して打設後にコンクリート配管を閉塞する．写真-4.10 はシールド後方から見た塞止弁の開閉時の状況を示したものである．

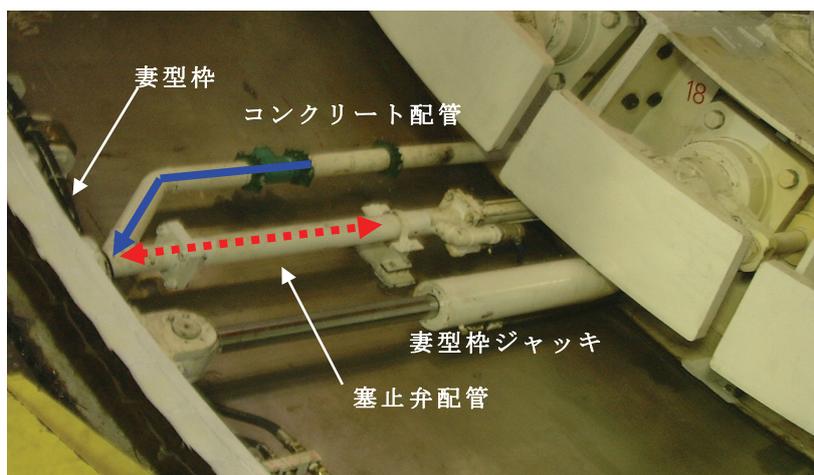


写真-4.9 コンクリートの打設用配管



写真-4.10 打設口と塞止弁の開閉状況

ECL工法を採用した従来の事例では、1台のポンプとロータバルブを用いてコンクリートを打設するが多かったが、ロータバルブが原因となって閉塞する事例が多く見られたため、SENSではポンプを6台使用し、2方向の切替え弁を用いて妻型枠に取り付けた12箇所の打設口より打設することとした．図-4.14はロータバルブを使用した打設システムと2方向の切替え弁を使用した打設システムとの比較をイメージ図で示したものである．また、表-4.13は場所打ちコンク

第4章 三本木原トンネルにおける SENS の設計と施工および施工結果の概要

リートの打設システムのほかの事例との比較を示したものである。

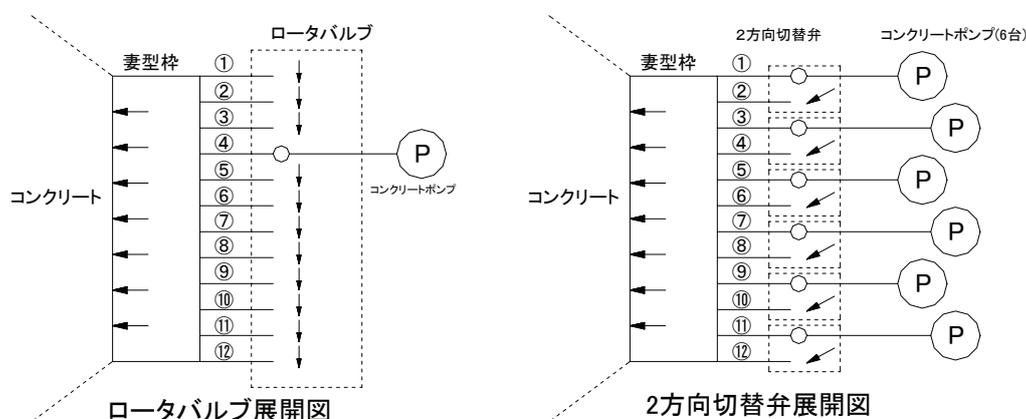


図-4.14 ロータバルブと2方向の切替え弁による打設システムの比較

表-4.13 場所打ちコンクリートの打設システムの比較

項目	三本木原トンネル	秋間トンネル	岡南シールド
打設配管径	3B	4B	4B
打設口数	12箇所	12箇所	8箇所
坑内運搬	トラックミキサー	カプセル輸送 +トラックミキサー	アジテーターカー (6m <sup>3</sup> )
コンクリート供給用ポンプ	MCP1408×1台	MCP1409×1台	型式不明
コンクリート貯留設備	レミキサー (6m <sup>3</sup> ) 1台	サイロミキサー (2m <sup>3</sup> ) 2台を1台に変更	サイロミキサー (2m <sup>3</sup> ) 1台
計量システム	ロードセル 4個×1組	ロードセル 2個×1組	ロードセル 2個×1組
コンクリート打設用ポンプ	MCP701×6台 吐出量 11m <sup>3</sup> /h 吐出圧 5.4MN/m <sup>2</sup>	MBSA1406×2台 42m <sup>3</sup> /h×6.1MN/m <sup>2</sup> 後に1台に変更	MCP1405×1台 PV23 (63m <sup>3</sup> /h×6MN/m <sup>2</sup> ) 後に油圧ポンプに交換 PV55 (18m <sup>3</sup> /h×6MN/m <sup>2</sup> )
計量システム	ロードセル 2個×6組	なし	なし
打設用切替え弁	2方向切替え弁 6台	6ポートロータバルブ 2台 後に10ポートロータバルブ 1台	8ポートロータバルブ×1台
配管圧力計	12組 壁面土圧計	12組 ゴムチューブ式 後に10組	8組 ゴムチューブ式
電磁流量計, 変換器	6組	なし	なし
変更内容		サイロミキサースクリュウ羽根の溶射加工を実施. ポンプ2系統打設を1系統打設に変更. コンクリート供給をカプセル輸送からトラミキ+ポンプ圧送に変更.	ロータバルブのトラブルが多発したため, 給油方法, 回転トルクを変更した. 当初のコンクリートポンプの吐出量が多すぎたので, 油圧ポンプを交換しコントロール出来るようにした.

#### 4-5 施工結果の概要

##### 4-5-1 施工速度と工事費

図-4.15は三本木原トンネルでの SENS による区間と NATM による区間の月進量の実績を示したものである。また、表-4.14 はそれぞれの区間での施工実績を示したものである。これらの図表に示したように、SENS による区間では NATM による区間の約 2.5 倍の月進量となり、最高月進量として 172.8m を記録することができた。SENS では、NATM で多く用いられる先受け工などの対策工を必要としないことから、切羽作業が単純となり、土砂地山の NATM に比べて高速掘進が可能となったことが大きな要因と考えられる。

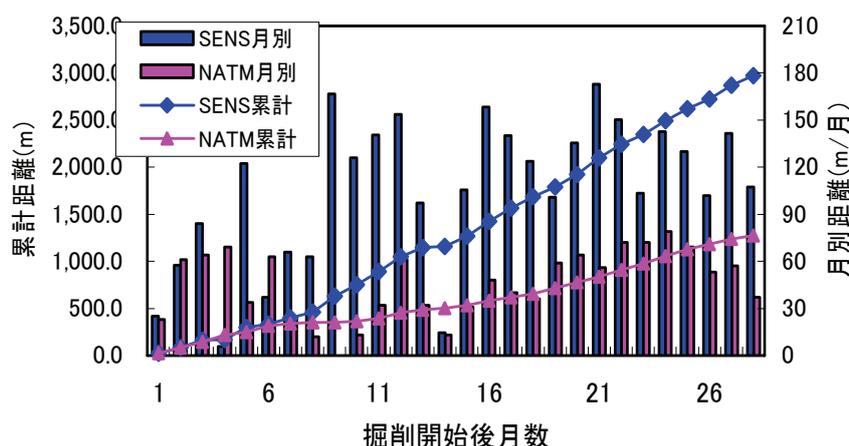


図-4.15 三本木原トンネルの月進量の実績

表-4.14 三本木原トンネルの施工実績

	NATM	SENS
区間長 (m)	1,265.2	3,014.8
施工月数 (月)	28	28
最高月進量 (m/月)	79	172.8
平均月進量 (m/月)	45.2	109.6

図-4.16は SENS, 八戸・七戸間における未固結地山の NATM およびつくばエクスプレス (TX) におけるシールド工法の月進量と工事費の比較を示したものである。SENS の施工速度は同種の地山の NATM の約 2 倍で、シールド工法よりはやや遅い程度といえる。一方、SENS の工事費は、シールド工法の 1/2 であり、

同種の地山の NATM と同程度であった。これより，所期の目的である経済性は十分に達せられた。

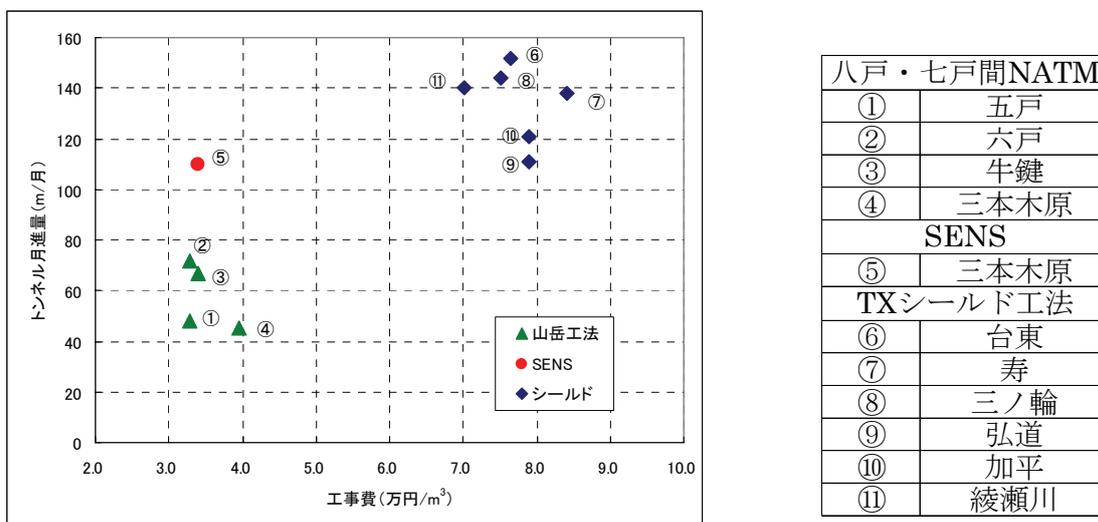


図-4.16 施工速度と工事費の比較

#### 4-5-2 ライニングの厚さおよび強度

SENS におけるライニングの厚さを確保するためにはコンクリートの打設圧の管理がもっとも重要である。掘進開始の当初は掘進時土圧よりもやや高めの打設圧としたが，一部，コンクリートの打継ぎ目の箇所に砂を噛み，そこからの漏水が見られたため，徐々に打設圧を増大させた。試行錯誤の結果，最終的には打設圧を掘進時土圧 + 0.2MN/m<sup>2</sup> とした。図-4.17 は打設圧と切羽の土水圧の関係を示したものである。

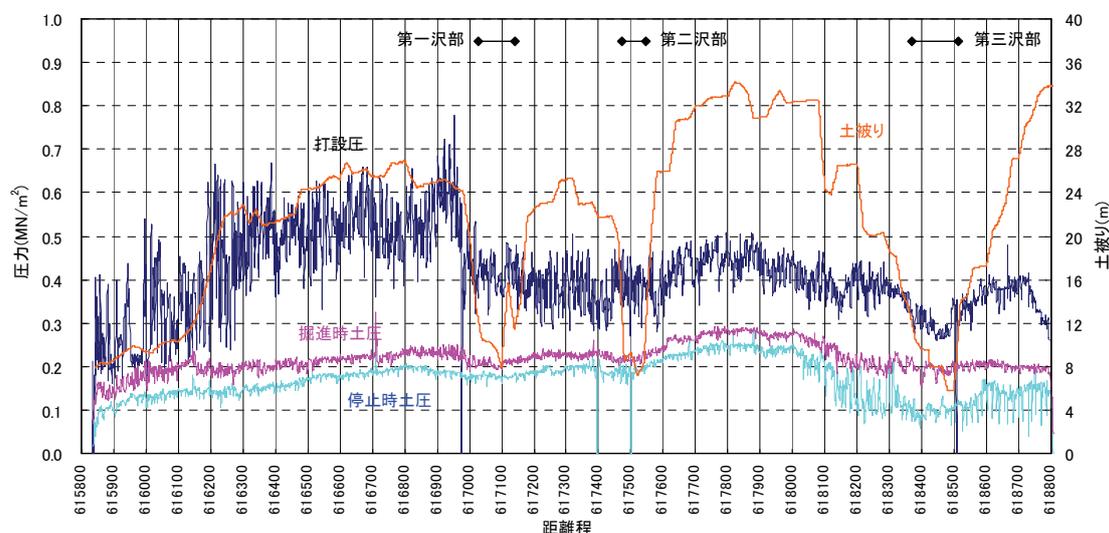


図-4.17 打設圧と切羽の土水圧の関係

#### 第4章 三本木原トンネルにおける SENS の設計と施工および施工結果の概要

図-4.18 はコンクリートの打設率とライニングの巻厚の測定結果を示したものである。ライニングの巻厚の測定は超音波を用いた弾性波探査法で行った。1断面あたり最下部を除いた45度ピッチの7箇所で測定した。図-4.18は7箇所の平均値と、とくに変動の激しかった天端の測定値を示したものである。

コンクリートの打設率は概ね100~115%の範囲であったが、ときどき打設率が極端に大きくなる箇所が発生している。これは、テール部で打設したコンクリートが切羽に回ったり、土被りの小さい箇所で地盤を隆起させたりした箇所では、コンクリートの打設圧が上がらないため、コンクリートの充填を確実に行うことを優先した結果、打設量が増加したものである。また、打設率が極端に大きくなった箇所では、平均的な巻厚に比べて天端の巻厚が大きくなっており、過剰に打設されたコンクリートは天端周辺に集中したことがわかる。

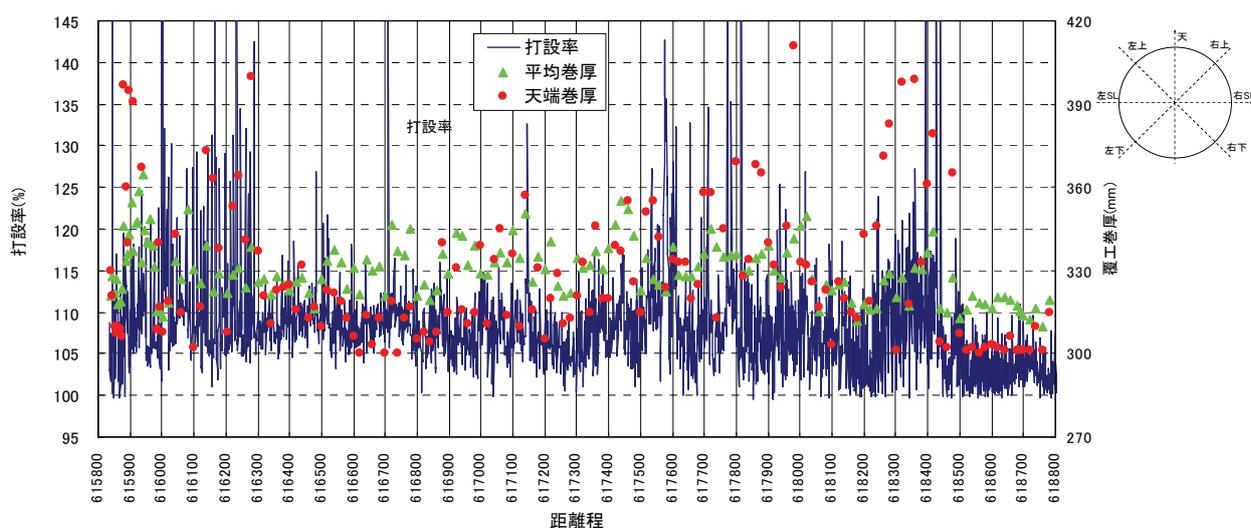


図-4.18 コンクリートの打設率と巻厚との関係

図-4.19 はコンクリートの強度試験結果を示したものである。場所打ちコンクリートは1日強度で15N/mm<sup>2</sup>、28日強度で30N/mm<sup>2</sup>を発現することが求められた。1日強度はコンクリートの製造時の温度と養生温度に影響を受けるため、冬季はコンクリートの製造プラントを加熱し、適切な温度管理を行う必要があった。

## 第4章 三本木原トンネルにおける SENS の設計と施工および施工結果の概要

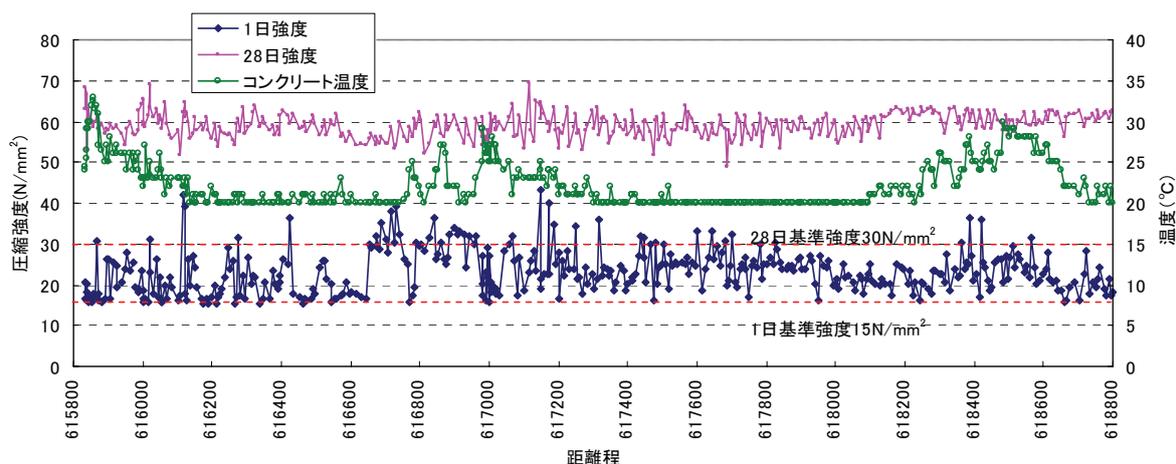


図-4.19 コンクリートの強度試験結果とコンクリートの温度

### 4-5-3 ひび割れおよび漏水

写真-4.11 は一次覆工完了後のトンネル内を写したものである。写真のように、一次覆工完了後の内面にはひび割れは少なく、とくに問題はないことがわかる。



写真-4.11 一次覆工完了後のトンネル

しかし、一部の区間では、写真-4.12 に示すような掘進方向に斜め下向きのひび割れが発生した。また、一部では掘進方向に斜め上向きのひび割れも発生した。図-4.20 は SENS による区間での斜め下向き（赤色）または斜め上向き（青色）のひび割れの発生箇所と土被りの関係を示したものである。斜め下向きのひび割れは低土被り部で集中的に発生しているが、低土被り部以外でも発生している箇所が一部見られた。

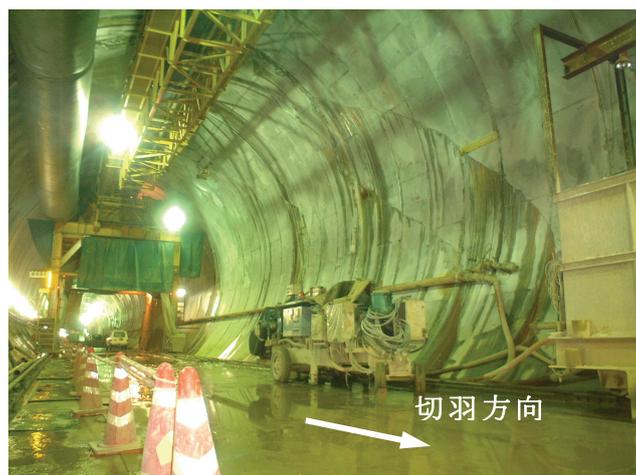


写真-4.12 掘進方向に斜め下向きのひび割れの発生状況

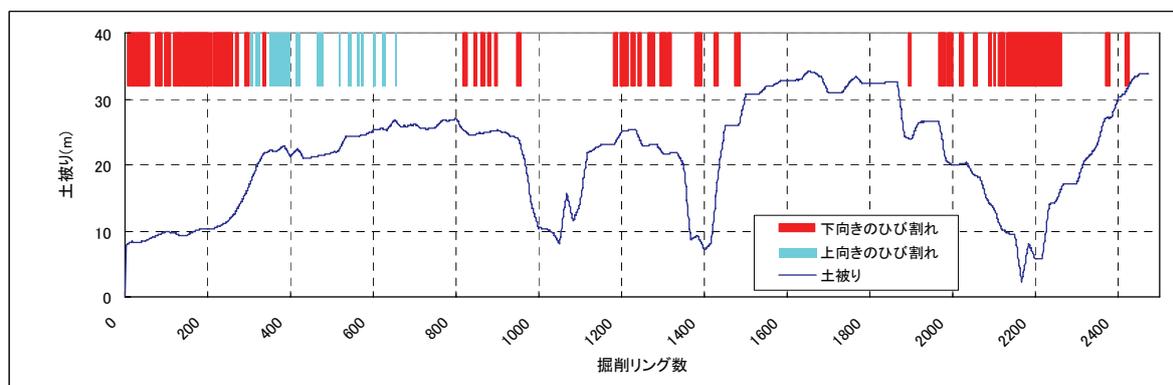


図-4.20 ひび割れの発生箇所と土被りの関係

表-4.15 は坑内への湧水量を NATM による区間と SENS による区間で比較した結果である。SENS による区間は耐水性の高いコンクリートを加圧した状態で打設するため、ひび割れからの湧水量も NATM による区間の 1/4 程度に抑えることができた。このため、周辺の地下水位への影響も低く抑えることができた。

表-4.15 坑内から発生した湧水量の比較

	NATM	SENS
施工延長 (m)	1,265.2	3,014.8
湧水量 (m <sup>3</sup> /分)	2.7	1.5
単位延長あたり湧水量 (m <sup>3</sup> /(分・km))	2.1	0.5

#### 4-5-4 地表面の変位

図-4.21 は三本木原トンネルにおける SENS による区間と NATM による区間の土被りと地表面の変位との関係を示したものである。

SENS による区間では、土被りが約 11m (1D) までは地表面の隆起が見られるが、それ以上になるとほとんど変位はない。一方、NATM による区間では、土被り約 25~40m で 30~40mm 程度の沈下があり、25m 以下になると沈下量は急激に増大する。切羽が開放されているか密閉されているかで変位量の違いが明確に現れている。

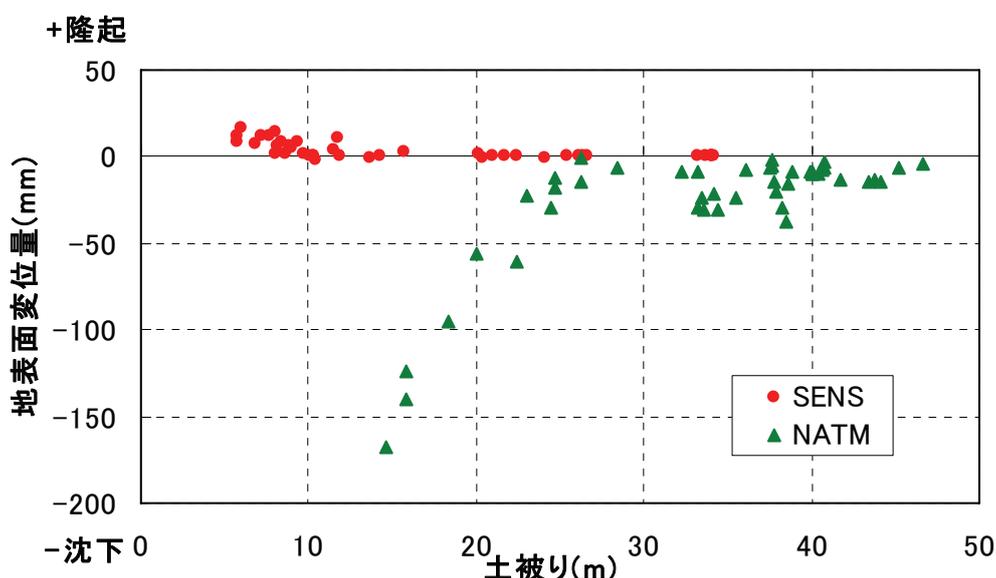


図-4.21 土被りと地表面の変位

図-4.22 と図-4.23 は土被りが 26m と比較的大きな箇所と土被りが 6m の小さな箇所の地表面の変位の計測結果を示したものである。それぞれの図中の横軸はトンネルの切羽との距離を、縦軸は地表面の変位量（隆起を正とする）を示している。2 箇所で測定した地表面の変位の計測結果を比較すると、土被りの大きな箇所では、シールドの通過にともなう地表面の変位がほとんど見られなかったが、低土被り部ではテールの通過時に最大 20mm 程度の地表面の隆起が観測された。地表面の隆起は、テールでのコンクリートの打設によるもので、コンクリートの打設圧が土被りにともなう土圧と地盤のせん断耐力を上回り、地盤を押し上げているものと考えられる。

## 第4章 三本木原トンネルにおける SENS の設計と施工および施工結果の概要

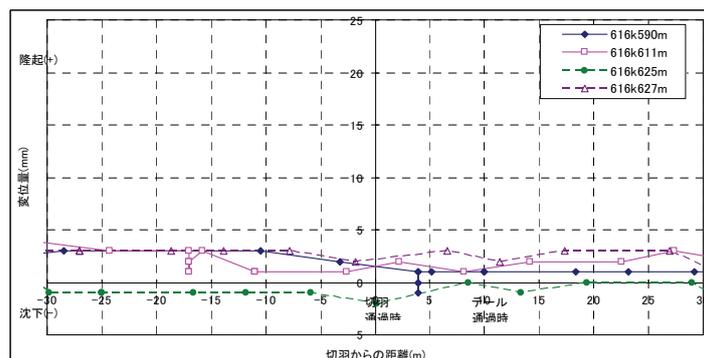


図-4.22 地表面の変位計測結果（土被り 26m）

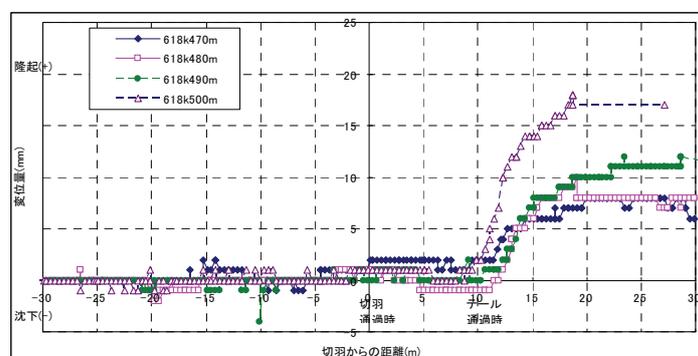


図-4.23 地表面の変位計測結果（土被り 6m）

### 4-6 まとめ

三本木原トンネルの約 3,014m において、新しく開発したトンネルの構築工法である SENS の設計と施工およびその結果について述べた。施工は全体的にみれば大きなトラブルはなく、概ね良好な結果が得られた。

具体的には、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 倍の施工速度が確認された。工事費は NATM による区間と同程度であり、施工速度を合わせ考えると経済性の高い工法と位置づけられる。トンネル内の湧水量は約  $0.5\text{m}^3/(\text{分}\cdot\text{km})$  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。地表面の変位量は土被りの大きな箇所ではシールドの通過にともなう変位量はほとんどなく、被りの浅い箇所では約 20mm 程度隆起する傾向となり、加圧されたコンクリートの打設圧による地山の変位の抑制効果が見られた。また、トンネルの切羽の崩壊、地表の陥没などの工事の事故

#### 第4章 三本木原トンネルにおける SENS の設計と施工および施工結果の概要

もなく、安全性にも優れた工法と判断される。

これらのことから、SENS の安全性、経済性、施工性は実証されたものと考えられる。

ライニングの設計は従来の設計指針に準じて行ったが、指針と三本木原トンネルとの考え方は異なっている。ライニングに変状は発生しなかったが、場所打ちコンクリートが打設直後の液状の状態から徐々に硬化していく過程、および内型枠を撤去する段階において、土圧や水圧による荷重の負担について、今後解明すべき点があることがわかった。

## 第4章 三本木原トンネルにおける SENS の設計と施工および施工結果の概要

### 第4章の参考文献

- 1) 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，1992.4
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，2004.4

## 第5章 三本木原トンネルにおける SENS の計測

### 5-1 はじめに

三本木原トンネルの SENS の施工時に、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 SENS の施工過程におけるライニングと内型枠およびトンネル周辺の地山についての挙動を経時的に計測した。

本章では、三本木原トンネルにおけるこれらの計測結果および経時的な挙動の分析の結果について述べる。

また、ライニングの計測にあたり、コンクリートの打設直後から施工過程に追従してライニング内部のひずみの計測が可能な新たに開発した方法についても述べる<sup>1)</sup>。

### 5-2 計測計画

#### 5-2-1 計測位置と計測項目

三本木原トンネルにおける計測は、八戸方坑口から約 400m 奥の 616km200m 付近で、ライニングと内型枠およびトンネル周辺の地山について実施した<sup>2)</sup>。

図-5.1 は計測位置の平面図を、図-5.2 は地質縦断面図を示したものである。

計測項目は

- ① ライニング内部のトンネル周方向のひずみ
- ② 内型枠のトンネル周方向および軸方向のひずみ
- ③ トンネル周辺の地山の変位

で、ライニングおよびトンネル周辺の地山の計測位置は 616km203m7 の内型枠番号 309R を中心に 306R から 312R までの 7 リング間とした。

309R は、表-5.1 に示すように、土被りは約 17.8m (1.65D)、地下水位はトンネル天端から約 8.4m 上にあり、掘削対象地山は主に Nos1 層である。

表-5.2 は計測項目と計測位置を示したものである。

第5章 三本木原トンネルにおける SENS の計測

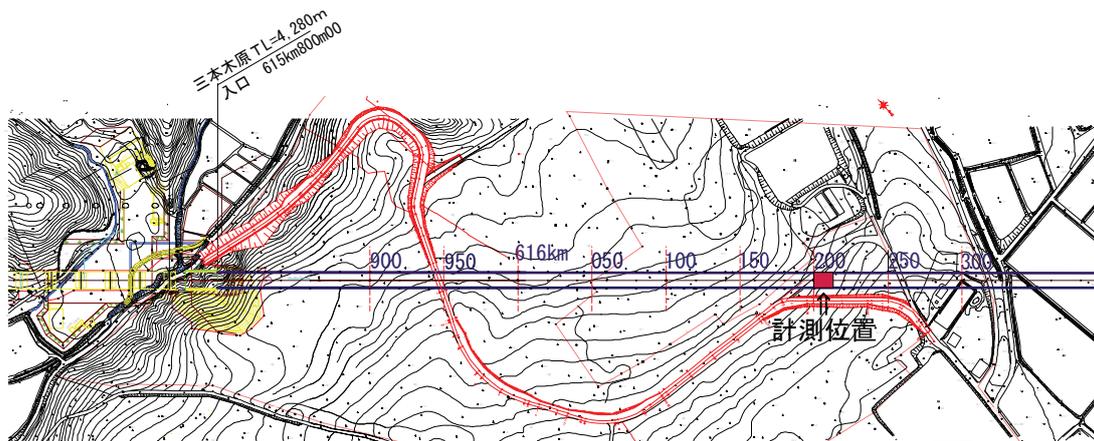


図-5.1 計測位置の平面図

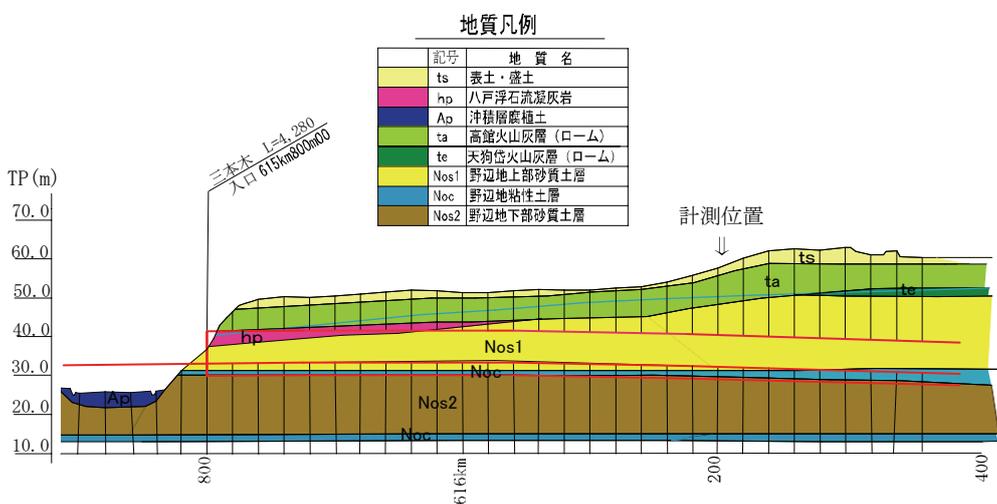


図-5.2 計測位置の地質縦断面図

表-5.1 主計測の位置

主計測位置	距離程	トンネルの天端高	地盤高	土被り	地下水水位
309R	616km203m7	TP40.736m	TP58.5m	17.764m	TP49.1m

表-5.2 計測項目と計測位置

計測項目		計測位置 (R)						
		306	307	308	309	310	311	312
ライニング	周方向ひずみ				○			
内型枠	軸方向ひずみ	○		○		○		○
	周方向ひずみ		○		○		○	
	コンクリート圧力				○			
トンネル 周辺地山	直上部鉛直変位				○			
	側部鉛直変位				○			
	側部水平変位				○			
	上部間隙水圧				○			

5-2-2 ライニングと内型枠の計測

ライニングと内型枠のトンネル周方向の計測は、コンクリートの打設直後から内型枠の脱型、覆工の完成までの間で連続的に生じるライニングの応力状態の変化を把握するためのものであり、ライニング内部に発生するひずみ、内型枠とライニングの境界面に発生する圧力、内型枠の主桁に発生するひずみを計測した。ライニングと内型枠の計測箇所は1リングあたり各8箇所(約45度ピッチ)である。図-5.3は計測箇所を、図-5.4は内型枠の計測器の配置を示したものである。

内型枠のトンネル軸方向の計測は、内型枠とライニングに作用する浮力の影響と、ジャッキ推力の伝達状況を把握するためのものであり、内型枠の上下部と左右スプリングライン位置の4箇所において、内型枠の縦リブのトンネル軸方向に発生するひずみを計測した。図-5.5は計測箇所を、図-5.6は計測器の配置を示したものである。

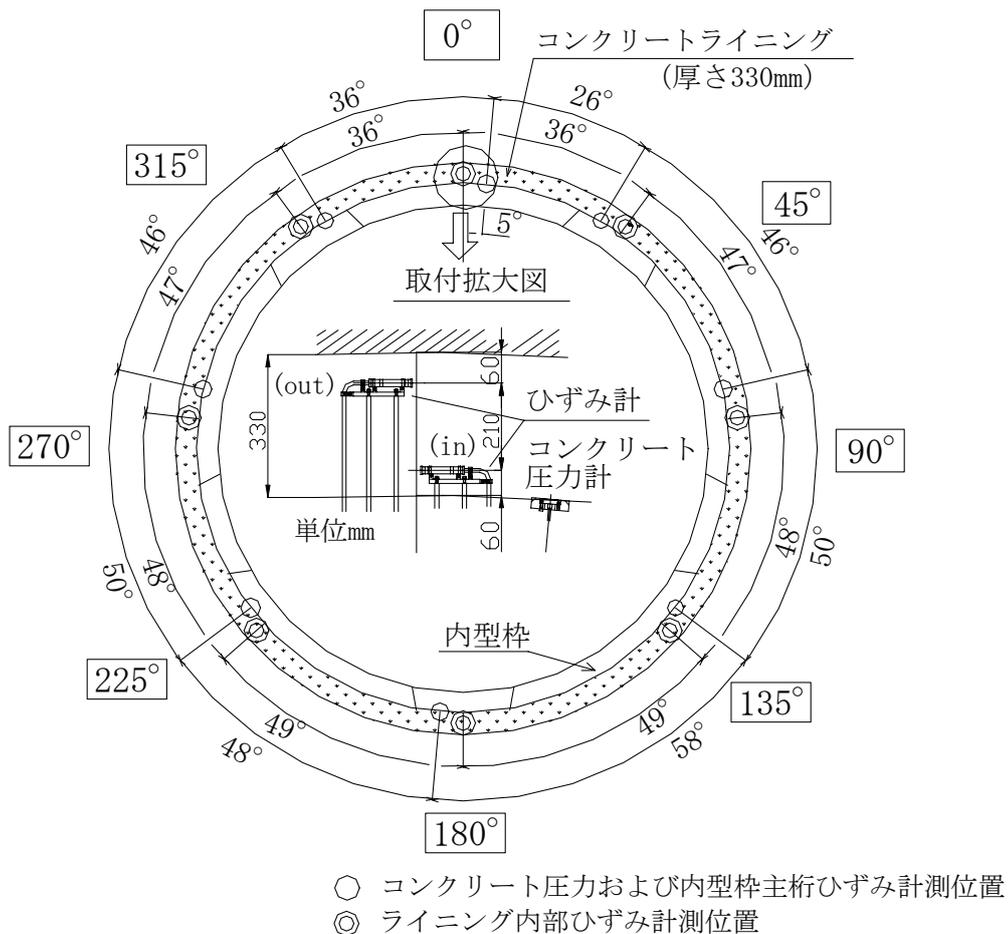


図-5.3 ライニングと内型枠の計測箇所 (トンネル周方向)

第5章 三本木原トンネルにおける SENS の計測

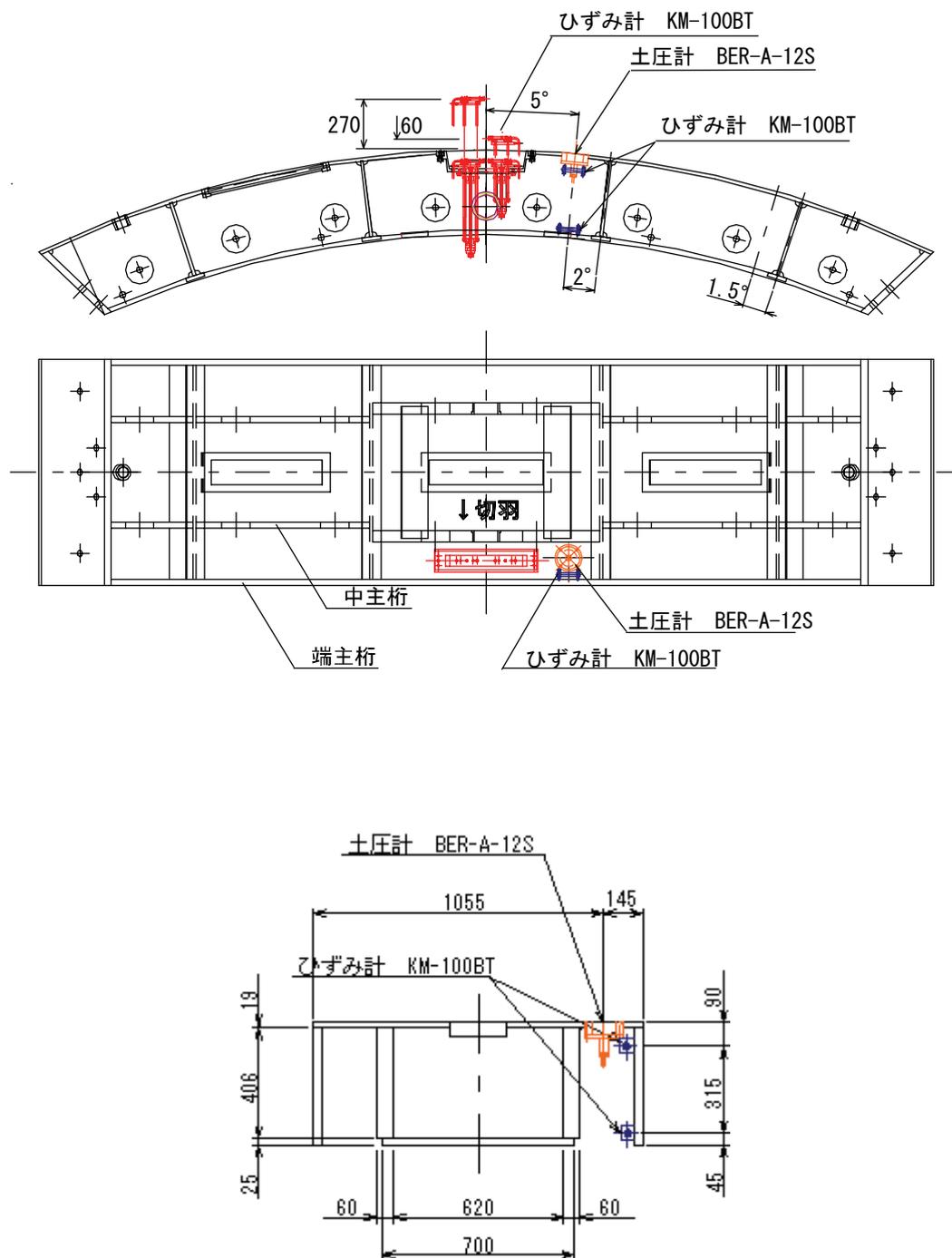


図-5.4 内型枠の計測器の配置（トンネル周方向）

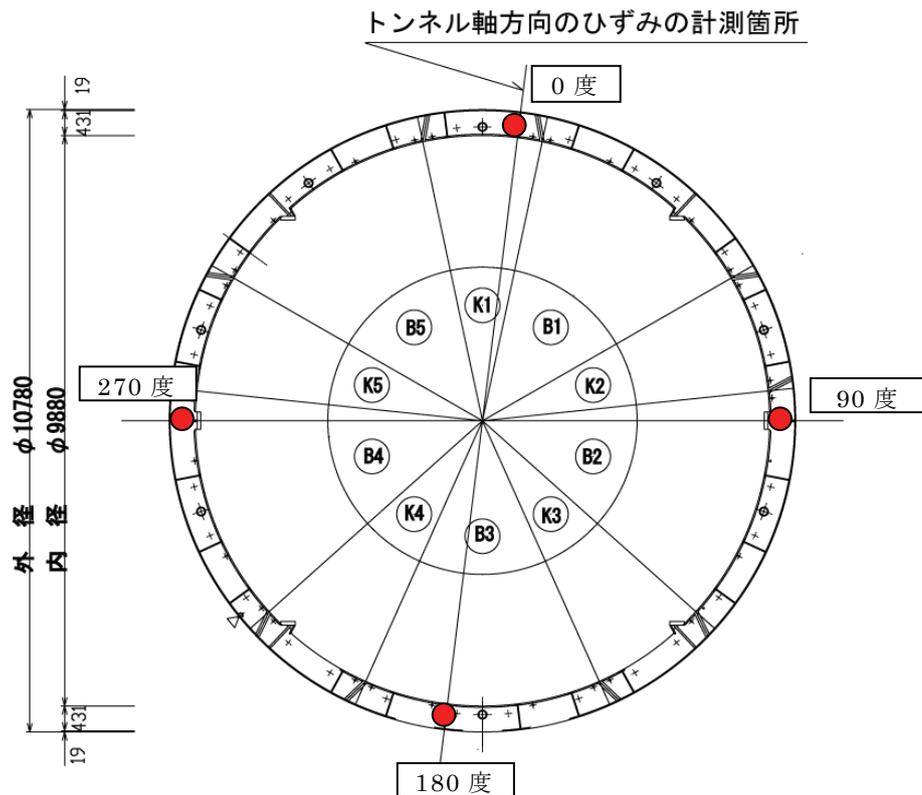


図-5.5 内型枠の計測箇所（トンネル軸方向）

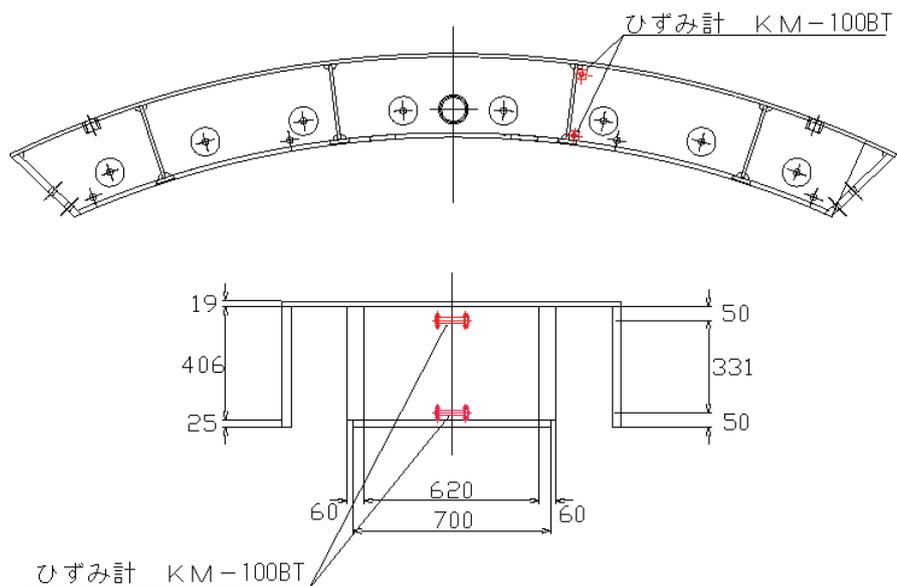


図-5.6 内型枠の計測器の配置（トンネル軸方向）

5-2-3 トンネル周辺の地山の計測

トンネル周辺の地山の挙動を把握するため、ライニングの計測位置と同一地点において、トンネル直上部の地山の鉛直変位、側部の地山の鉛直変位と水平変位および間隙水圧の計測を行った。図-5.7は計測器の設置断面を示したものである。

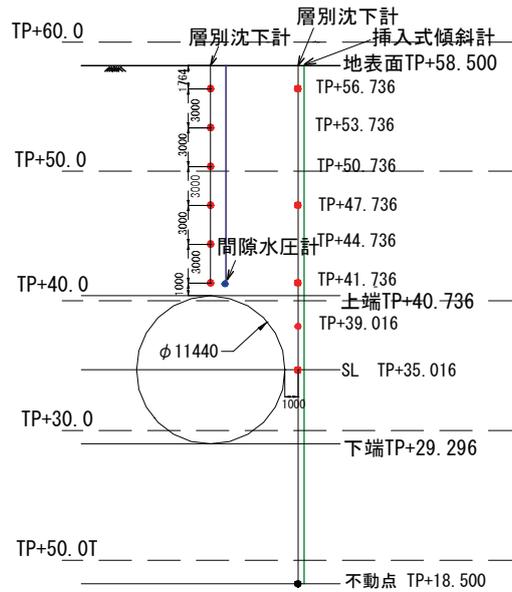


図-5.7 計測器の設置断面 (616km203m7)

5-2-4 計測位置の施工状況

図-5.8は、コンクリートの打設ポンプ圧とジャッキストロークの時系列変化を示したものである。ポンプ圧の上昇およびジャッキストロークの増加時が掘進中および場所打ちコンクリートの打設中を示している。

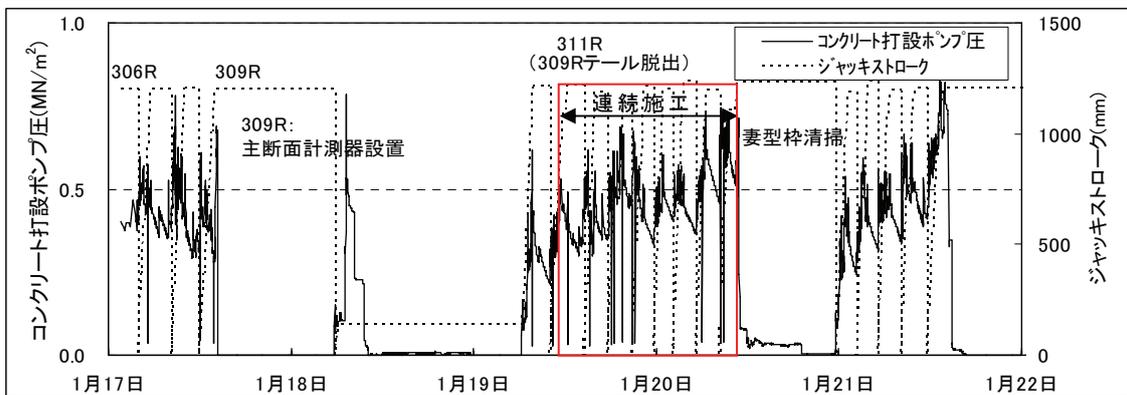


図-5.8 計測位置の施工状況

計測位置の施工状況は図-5.8 に示すとおりであり、ライニングの計測断面の 309R にコンクリートが打設され、さらに、テールから脱出する 311R の掘進から 317R の掘進までの 7 リングを連続して施工している。

### 5-3 ライニング内部のひずみの計測方法の開発<sup>3)</sup>

#### 5-3-1 場所打ちコンクリートの力学特性と開発の経緯

打設直後の場所打ちコンクリートは液状で、この状態で外荷重を受けても応力は発生しない。その後の時間の経過にともなって、コンクリートは硬化が進み、固体へと物性が変化し、強度が発現することになる。この硬化過程のコンクリートには、発熱、乾燥収縮によってひずみが発生する。コンクリートは温度の上昇にともない膨張し、温度の低下によって収縮する。また、乾燥収縮はセメントペースト中の水が脱水することによる収縮である。また、長期的にはクリープひずみが発生する。これらのひずみは外荷重によって生じるものではないので、SENS におけるライニングの設計法の妥当性を検証するためには、コンクリートの硬化開始から覆工の完成までの一連の時間の経過にともなう応力（ひずみ）の変化を計測し、外荷重によって発生する応力のみを評価する必要がある。さらに、表面ひずみだけでなく、ライニング内部のひずみを把握することも重要と考えられる。

そこで、三本木原トンネルでは、SENS の開発に併せてライニング内部のひずみをコンクリートの打設直後から計測できる方法を開発することとした。

#### 5-3-2 ひずみ計の選定試験

SENS の施工過程に追従してライニング内部のひずみを計測するためには、

- ① コンクリートの若材齢時からひずみが検出できること
- ② 設置環境に耐え得るものであること
- ③ 検出するひずみの信頼性が高いものであること

以上の 3 つの条件を満足する最適なひずみ計を選定する必要がある。そこで、室内試験によりコンクリートの若材齢時の載荷試験を行い、コンクリートの硬化過程のひずみ計の検出精度を確認した。さらに、現場での作業性などを考慮したうえで、ライニング内部のひずみの計測に最適と考えられるひずみ計を選定した。

図-5.9は室内試験におけるコンクリートの硬化過程におけるライニング内部のひずみの計測結果とライニング内部の温度の変化を示したものである。また、図-5.10はコンクリートの若材齢時に実施した載荷試験結果を示したものである。

選定したひずみ計は、計測器自体の見かけの弾性係数が約 $40\text{N/mm}^2$ ときわめて小さいことから、硬化初期の低強度のコンクリートに発生するひずみを計測することができる。しかも、温度変化にともなうひずみをキャンセルする機能（自己温度補償型）を有するものである。したがって、ライニングの施工条件下においても、室内試験結果と同様に精度の高いひずみの検出が可能であると判断した。

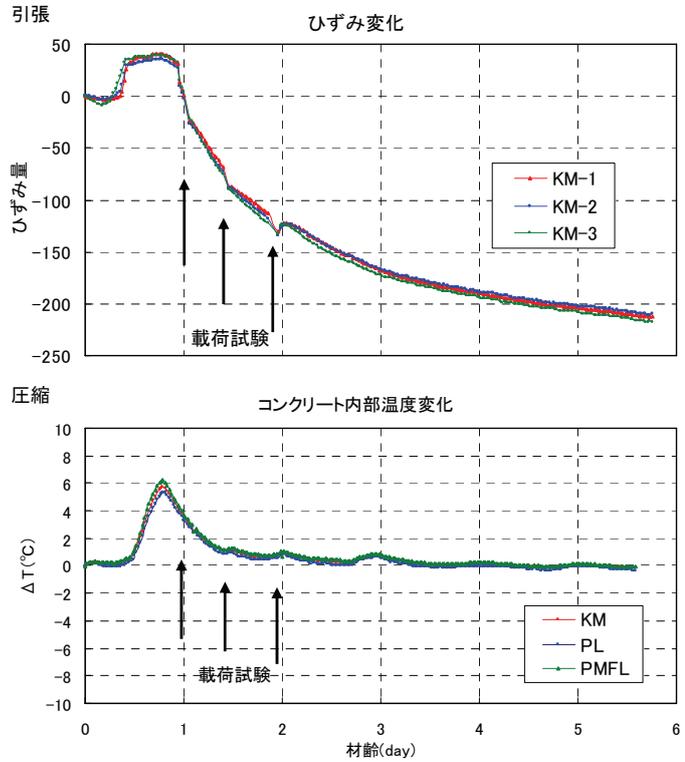


図-5.9 コンクリートの硬化過程におけるひずみと温度変化

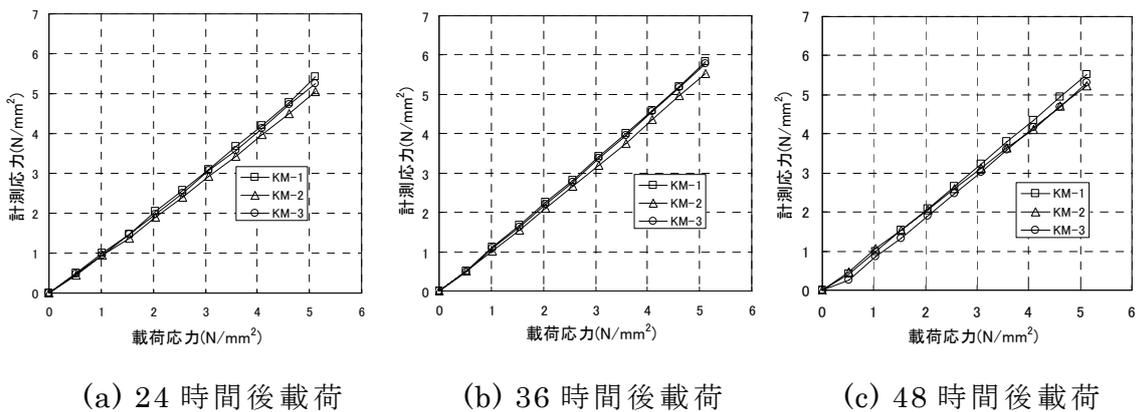


図-5.10 コンクリートの若材齢時に実施した載荷試験結果

5-3-3 ひずみ計の押込み装置と設置手順

図-5.11 は開発したひずみ計の押込み装置を示したものである。押込み装置は、押込みユニット(押込みロッド, ボールねじ, ボールねじサポートユニット)とひずみ計ケースで構成され

ている。押込みロッドをガイドとし、ボールねじサポートユニットのねじを回すことにより、型枠スリットから押込みロッドをライニング内に押込み、ひずみ計を所定の位置に設置する構造である。

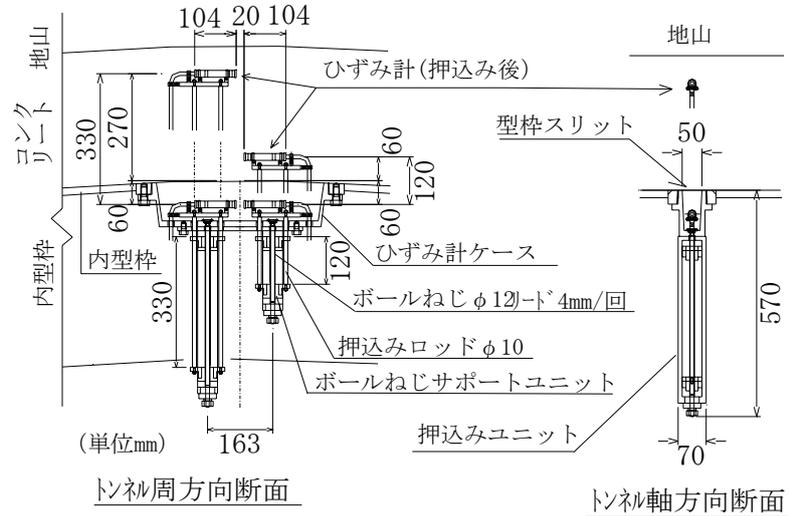


図-5.11 ひずみ計の押込み装置

図-5.12, 表-5.3 はひずみ計の設置手順を示したものである。

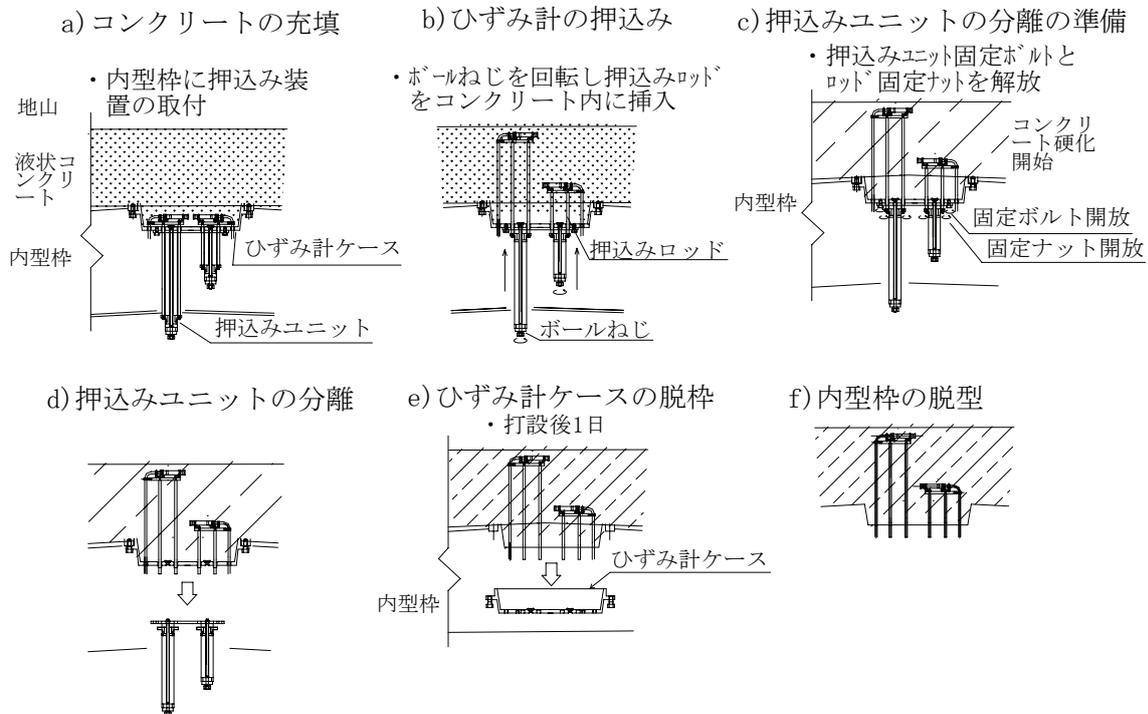


図-5.12 ひずみ計の設置手順

表-5.3 ひずみ計の設置手順要領

①-1 内型枠の組立 (計測リング)	ひずみ計は型枠のひずみ計ケース内にあらかじめ 装備しておく。
①-2 妻型枠のブラシの通過	スリットからひずみ計ケース内にコンクリートが 流入する。
② ひずみ計の押込み	コンクリートの打設終了後、押込みロッドでひずみ計 を押込む。
③,④ 押込みユニットの分離	押込み後、早期に押込み装置を撤去する。
⑤ ひずみ計ケースの脱型 (1日後)	ケーブルを損傷しないようにひずみ計ケースを脱型 する。
⑥ 内型枠の脱型	内型枠を脱型すると、ケース分の突起が覆工内面に 残る。

ひずみ計は支持台を介して押し込みロッドに固定するが、支持台の部材の剛性が高い場合、ひずみ計周辺のコンクリートの変形が支持台により抑制される可能性が考えられたことから、支持台は、コンクリートと比べて剛性の低い、高分子材料(MC ナイロン)を使用している。

#### 5-4 トンネル周辺の地山の計測結果

##### 5-4-1 鉛直変位

図-5.13, 図-5.14 はトンネル直上部と側部の地山の鉛直変位をそれぞれ示したものである。

トンネル直上 1m の地山の鉛直変位は、切羽の通過 7 リング前からわずかであるが切羽の接近にともなう緩やかな隆起傾向を示す。切羽の通過 3 リング前からは沈下に反転し、切羽の通過 6 リング後までは掘進にともなって沈下量が増加する。切羽の通過 6 リング後で約 3mm の沈下である。テールの脱出 3 リング前から 5 リング後までは隆起を示し、テールの脱出 5 リング後に約 1mm (変化量は約 4mm) の隆起が生じている。切羽の通過 3 リング前から切羽の通過 6 リング後までに生じた地山の沈下は切羽の掘削の影響と考えられ、テールの脱出前後の地山の隆起は主にコンクリートの打設圧の影響と考えられる。テールの脱出 6 リング後から内型枠の脱型前までの鉛直変位はほとんど発生していない。その後、内型枠の脱型により脱型時から 4 リング間で約 1mm の沈下が発生し、それ以降は安定している。

第5章 三本木原トンネルにおける SENS の計測

直上の地表面（トンネル天端上約 17.8m）の鉛直変位は、直上 1m の地山の鉛直変位と同様の傾向を示すが、切羽の通過前後の沈下量は約 1mm と小さく、また、コンクリートの打設の影響と考えられる隆起は急激なものではなく、非常に緩やかでわずかである。

トンネル側部の鉛直変位は、切羽の通過直後から沈下が発生し、直上の地山の鉛直変位と同様の傾向を示すが、その量は 1mm 以下と小さい。

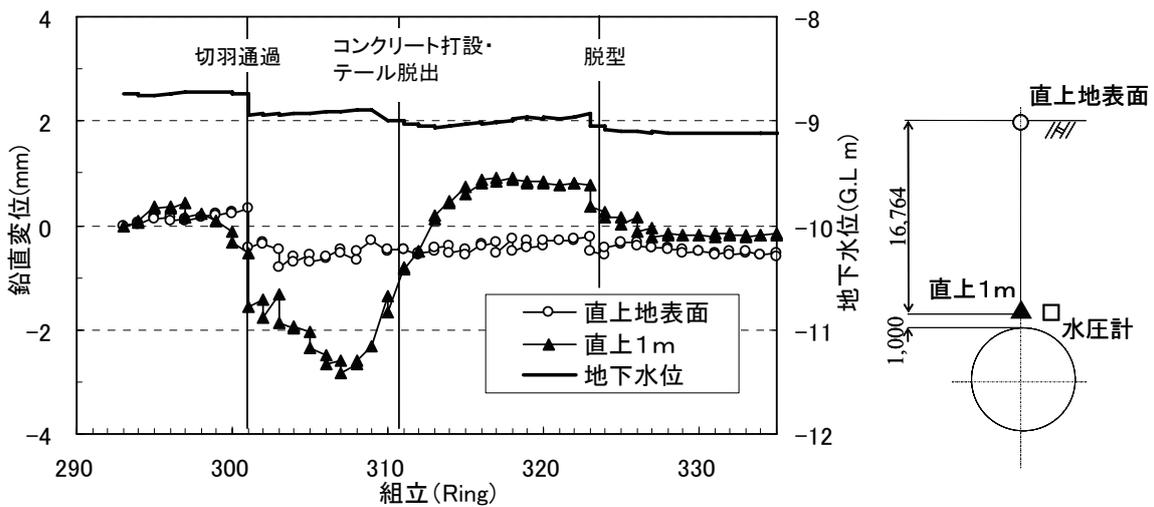


図-5.13 トンネル直上の地山の鉛直変位

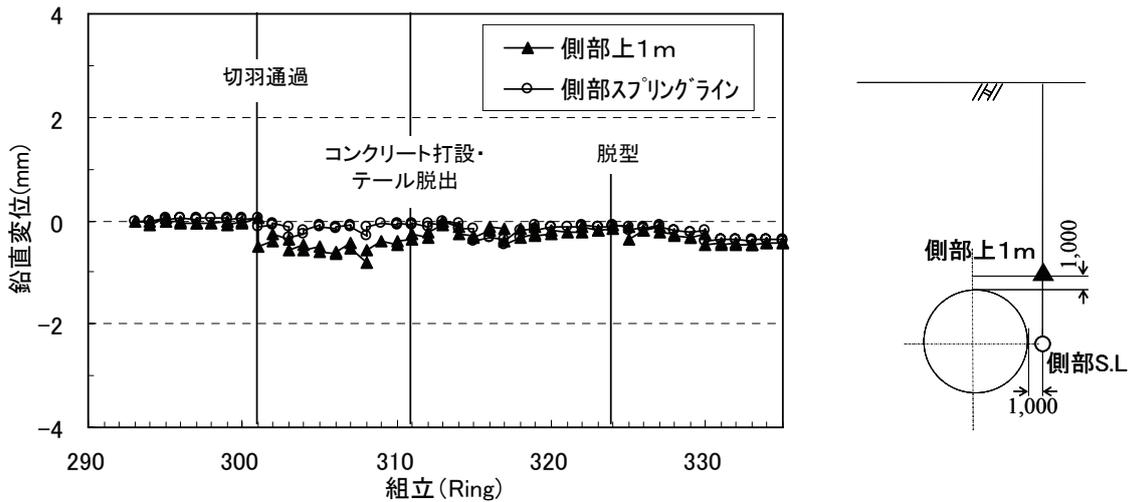


図-5.14 トンネル側部の地山の鉛直変位

5-4-2 水平変位

図-5.15 はトンネル側部の地山の水平変位を示したものである。

トンネル側部の地山の水平変位は、切羽の通過 8 リング前付近ではトンネルと反対方向へのわずかな変位が見られるが、その後、トンネル方向へ変位しはじめ、切羽の通過 7 リング後までトンネル方向への変位が増加している。この間のトンネル方向への最大水平変位量は約 3mm である。テールの脱出 3 リング前から 4 リング後までは側部の地山をトンネルと反対方向へ約 4mm 押し戻す。その後、内型枠の脱型後までトンネル方向へ約 4mm 変位が増加するが、最終的に再び約 1mm 程度トンネルと反対方向へ押し戻され、その後、安定している。

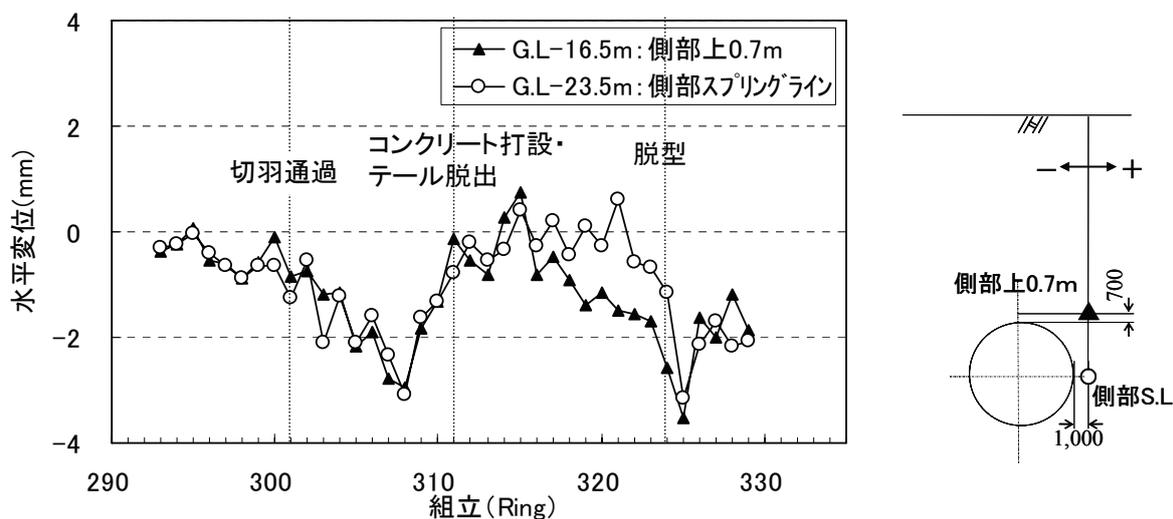


図-5.15 トンネル側部の地山の水平変位

5-5 内型枠のトンネル周方向の計測結果

5-5-1 内型枠の応力

図-5.16 は主計測断面における内型枠 (309R) の組立後から脱型前までのトンネル周方向の応力を示したものである。

内型枠はシールドテール部で組立てられた後、2リング目の掘進時にコンクリートが打設され、テールから脱出するが、このときに最大応力が発生していることがわかる。

テールの脱出後は、テールからの距離の増加にともない掘進による応力の変化が減衰し、6リング (0.63D) 以後では応力の変化はほとんど生じていない。

内型枠の脱型の直前には前リングの脱型にともなう応力の変化が見られるが、コンクリート打設時の変化と比べて小さい。

表-5.4 は、307R、309R、311R における応力の最大値と発生位置を示したものである。最大発生応力は、全断面において圧縮側であり、311R では  $294\text{N/mm}^2 \sim 374\text{N/mm}^2$  と大きな値を示す。また、最大応力の発生位置は、135度および225度の内型枠の内側 (内空側) に集中していることがわかる。一方、発生応力がもっとも小さいのは、図-5.16 から、トンネルの頂部であることがわかる。

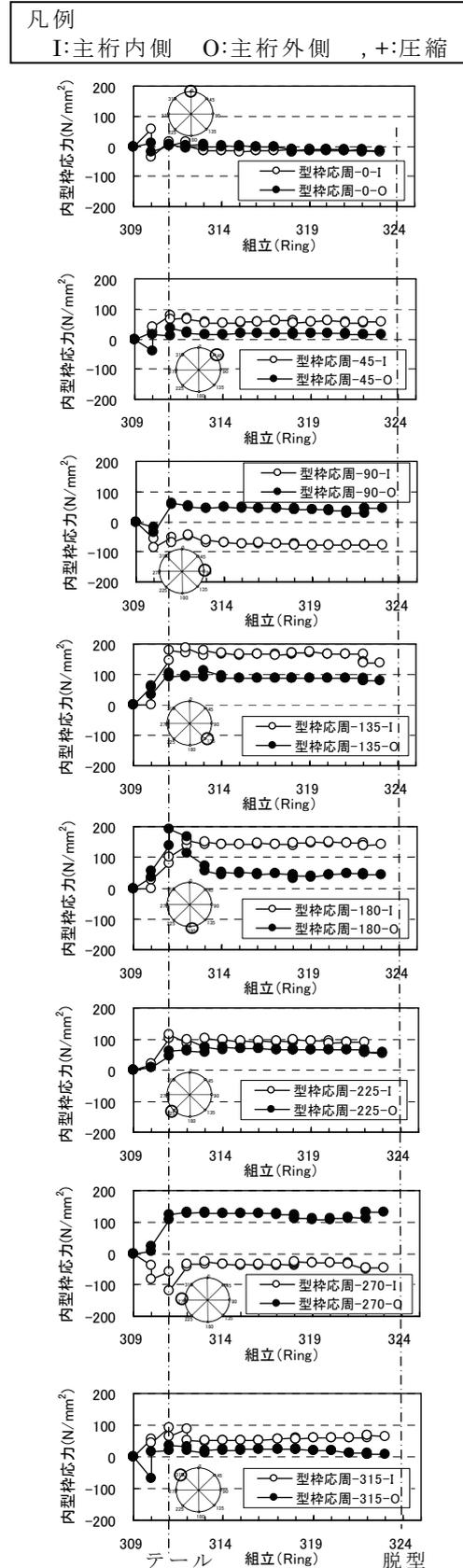


図-5.16 内型枠のトンネル周方向の応力(309R)

表-5.4 内型枠のトンネル周方向の最大応力と発生位置

(単位: N/mm<sup>2</sup> +: 圧縮 -: 引張)

内型枠	テール脱出時	テール脱出 6R 後	テール脱出 1D 後	脱型前
307R	188.8 (135-I)	186.1 (135-I)	175.4 (135-I)	154.1 (135-I)
309R	190.3 (180-O)	164.3 (135-I)	166.8 (135-I)	140.7 (180-I)
311R	373.8 (225-I)	328.0 (225-I)	323.4 (225-I)	293.8 (225-I)

※ ( ) 内は計測位置

### 5-5-2 内型枠のトンネル周方向の断面力

表-5.5 は、内型枠 307R, 309R, 311R の断面力の最大値とその発生位置を示したものである。

最大軸力は、テールの脱出時に発生しており、コンクリートの打設圧の影響を大きく受けているものと考えられる。

表-5.5 内型枠のトンネル周方向の最大断面力と発生位置

内型枠	テール脱出時	テール脱出 6R 後	テール脱出 1D 後	脱型前
307R	671.2 ( 90)	774.7 ( 90)	795.8 ( 90)	598.0 ( 90)
	-338.3 ( 45)	-230.8 ( 45)	-232.3 ( 45)	-392.7 ( 45)
	10,326.6 (315)	7,043.6(315)	7,311.0(315)	6,744.8(315)
309R	405.2 (270)	400.1 (270)	389.5 (270)	432.2 (270)
	-296.1 ( 45)	-330.9 (180)	-340.1 (180)	-333.1 (180)
	11,566.8 (180)	8,647.7(135)	8,517.0(135)	8,509.0 (180)
311R	693.8 (270)	806.4 ( 45)	804.6 ( 45)	651.1 ( 45)
	-650.6 (225)	-503.8 (225)	-530.0 (225)	-536.7 (225)
	14,936.5(225)	13,613.4 (225)	13,641.2 (225)	13,853.9 (225)

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

※ ( ) 内は計測位置

図-5.17 は曲げモーメントと軸力の変化を示したものである。

断面力の変化は、コンクリートが打設され、テールから脱出するときがもっとも大きい。テールの脱出後から脱型までは、断面力の変化は小さく、分布形状はほとんど変化していないことがわかる。テールの脱出後の曲げモーメントは、45度、135度、225度、315度の上下左右の肩部で負の曲げモーメント、90度、270

第5章 三本木原トンネルにおける SENS の計測

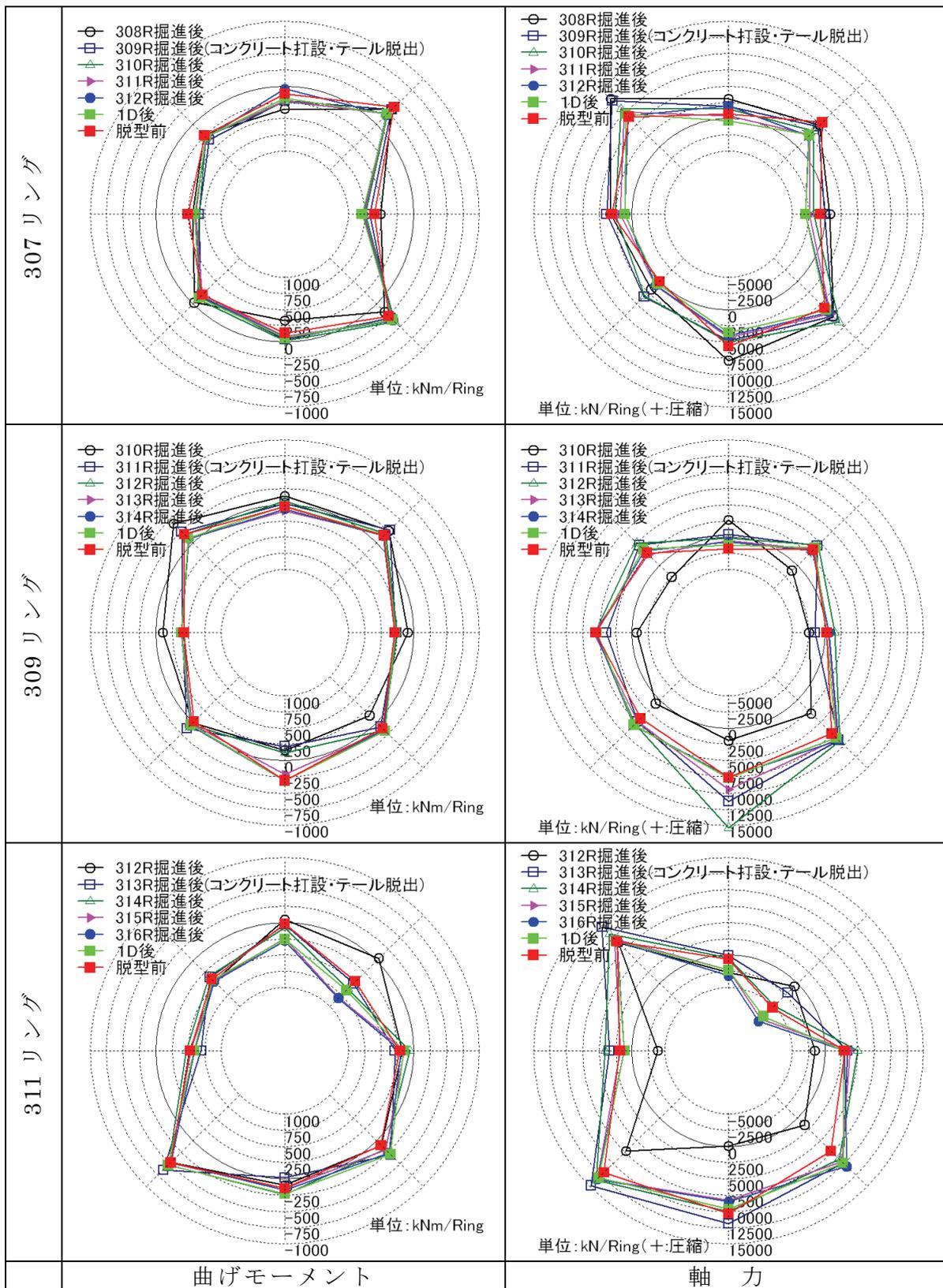


図-5.17 内型枠のトンネル周方向の断面力

度のスプリングラインで正の曲げモーメントとなる分布を示す。軸力はほぼ全周で圧縮力が作用するが、内型枠の上下左右の肩部および底部で圧縮力が大きくなる分布を示す。これは、図-5.18 の模式図に示すように、内型枠の上下間は形状保持装置によって変位が抑制されたためと考えられ、その結果、内型枠は縦長の小判型に変形し、上下左右の肩部で負の曲げモーメント、スプリングラインで正の曲げモーメントが発生したと思われる。また、内型枠は縦長の小判型に変形したままでトンネル軸方向に連続した状態になっているものと考えられる。

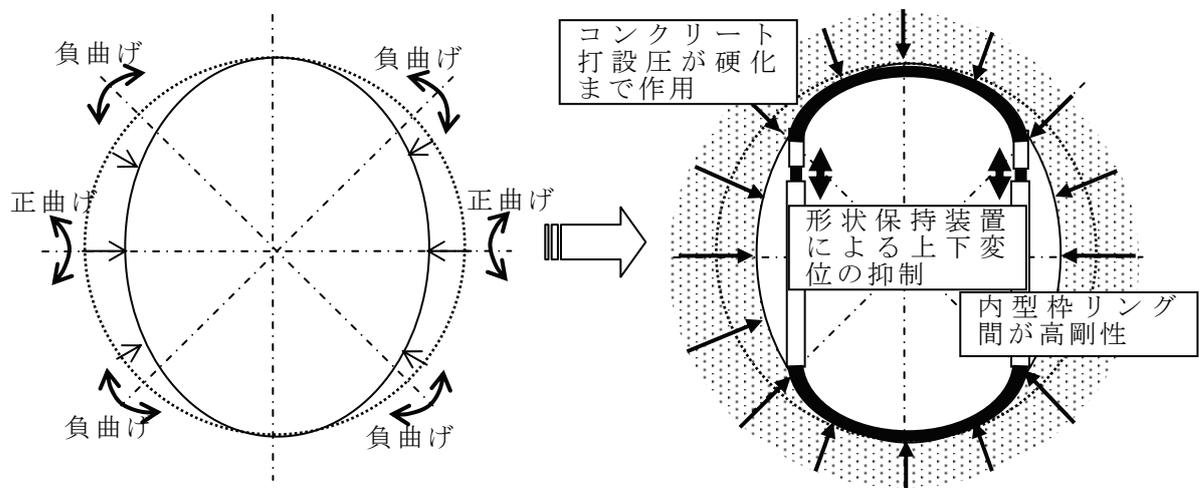


図-5.18 内型枠の挙動の模式図

テールの脱出直後の内型枠のスプリングライン位置の平均軸力は、3,000kN～5,000kN 程度であり、これは、場所打ちコンクリートの打設圧相当が内型枠に作用したときに生じる軸力とほぼ一致する。

### 5-5-3 内型枠にかかるコンクリートの圧力

図-5.19 はテールの脱出直後の内型枠にかかるコンクリートの圧力とコンクリートの配管圧との関係を、図-5.20 はコンクリートの圧力の分布を示したものである。

これから、テールの脱出直後におけるコンクリートの内型枠にかかる圧力はコンクリートの配管圧に連動していることがわかる。また、テールの脱出直後のテールボイドに封じ込められた場所打ちコンクリートは、まだ固まらないコンクリートの状態（液状）で、その圧力は、コンクリートの打設圧にトンネル下方に向

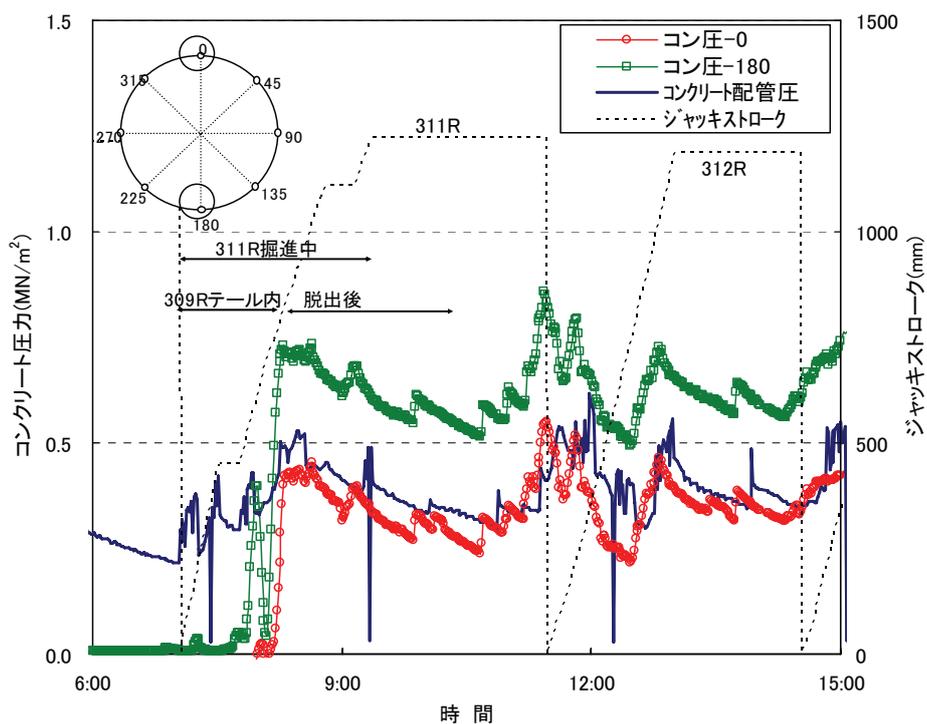


図-5.19 テールの脱出直後のコンクリートの圧力と配管圧の関係 (309R)

かってコンクリートの比重(2.3)相当の圧力が加わり、トンネルの半径方向に作用していることがわかる。

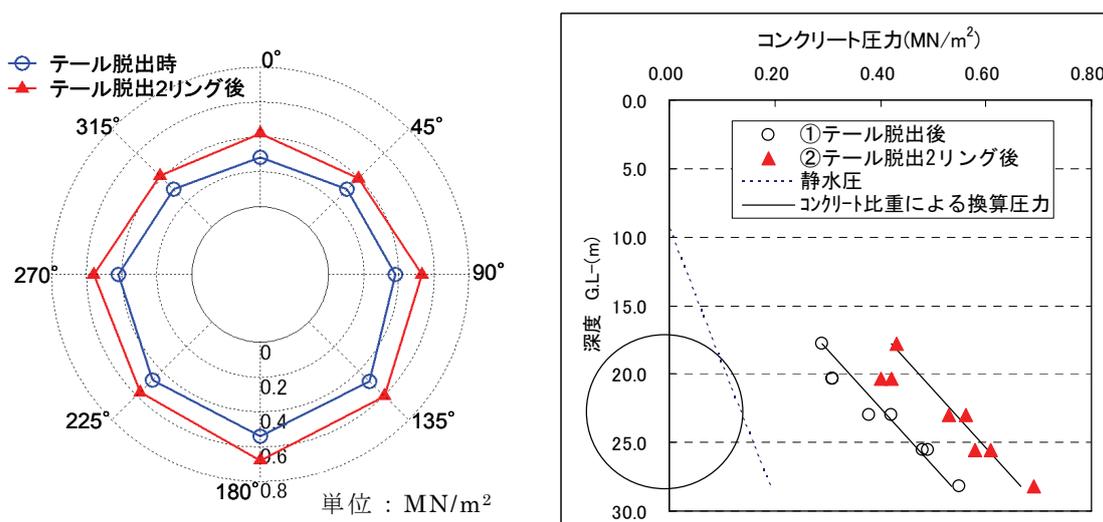


図-5.20 テールの脱出直後のコンクリートの圧力 (309R)

図-5.21 はコンクリートの圧力の経時変化を示したものである。

コンクリートの硬化過程では、コンクリートの圧力は6時間経過以後も長期に保持され、コンクリートは打設時に加圧された状態のまま硬化し、内型枠の残留圧力相当の等方に近い圧縮応力が内部応力として残留しているものと考えられる。

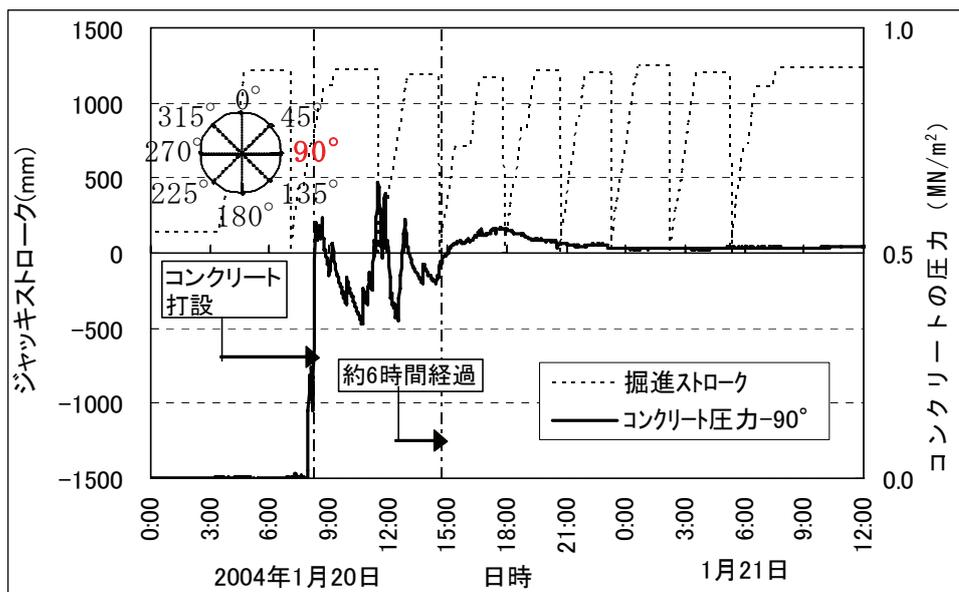


図-5.21 コンクリートの圧力

### 5-6 内型枠のトンネル軸方向の計測結果

内型枠のトンネル軸方向のひずみの計測の結果から、リブの外側縁応力を求め、内型枠を円筒構造梁としてトンネル軸方向の断面力を算定した。表-5.6 は断面力の算定に用いた内型枠 1 リングあたりのトンネル軸方向の断面係数を示したものである。

表-5.6 内型枠のトンネル軸方向の断面諸量

A:断面積	1.08E+06	mm <sup>2</sup>
I:断面 2 次モーメント	1.51E+12	mm <sup>4</sup>
Z <sub>o</sub> :外側の断面係数	2.81E+08	mm <sup>3</sup>
Z <sub>i</sub> :内側の断面係数	2.81E+08	mm <sup>3</sup>
y <sub>o</sub> :図心距離(外側)	5.39E+03	mm
y <sub>i</sub> :図心距離(内側)	5.39E+03	mm

図-5.22 および図-5.23 は内型枠のトンネル軸方向の軸力と曲げモーメントを示したものである。

軸力は、掘進時のジャッキ推力により圧縮力が増加し、内型枠の組立時のジャッキの引きにより圧縮力が減少する。掘進および組立時の軸力の増減は、テールの脱出後の 5~6 リングの間の変化が大きく、掘進が進むにつれて変化が小さくなる。また、内型枠の脱型前には前リングの脱型にともなって軸力が変動するが、脱型の直前においても軸力は消散せずに、1 リングあたり 10MN~20MN 程度の残留が見られる。

曲げモーメントは、掘進時に増加し、内型枠の組立時のジャッキの引きにより減少する。掘進および組立時の曲げモーメントの増減は、テールの脱出後の 3 リングの間の変化が大きく、掘進が進むにつれて変化が小さくなる。最大の曲げモーメントの発生は、テールの脱出時で、1 リングあたり 10 MN・m~ 20MN・m 程度である。テールの脱出から 6 リング以後の曲げモーメントはほぼ 1 リングあたり 5MN・m と小さくなり、浮力による影響と思われる曲げモーメントの発生はみられない。これらのことから、曲げモーメントの発生はジャッキ推力の偏心によるものが主であると考えられる。

以上のことから、掘進に必要な推進反力はそのほとんどがコンクリートの打設

第5章 三本木原トンネルにおける SENS の計測

後の6リングのライニングと内型枠との摩擦抵抗およびせん断抵抗で受け持たれるものと考えられる。また、テール部と硬化後のライニングで拘束された内型枠は、剛性の高い円筒梁として浮力に抵抗するため、内型枠内のライニングはトンネル断面に作用する浮力の影響をほとんど受けないものと考えられる。

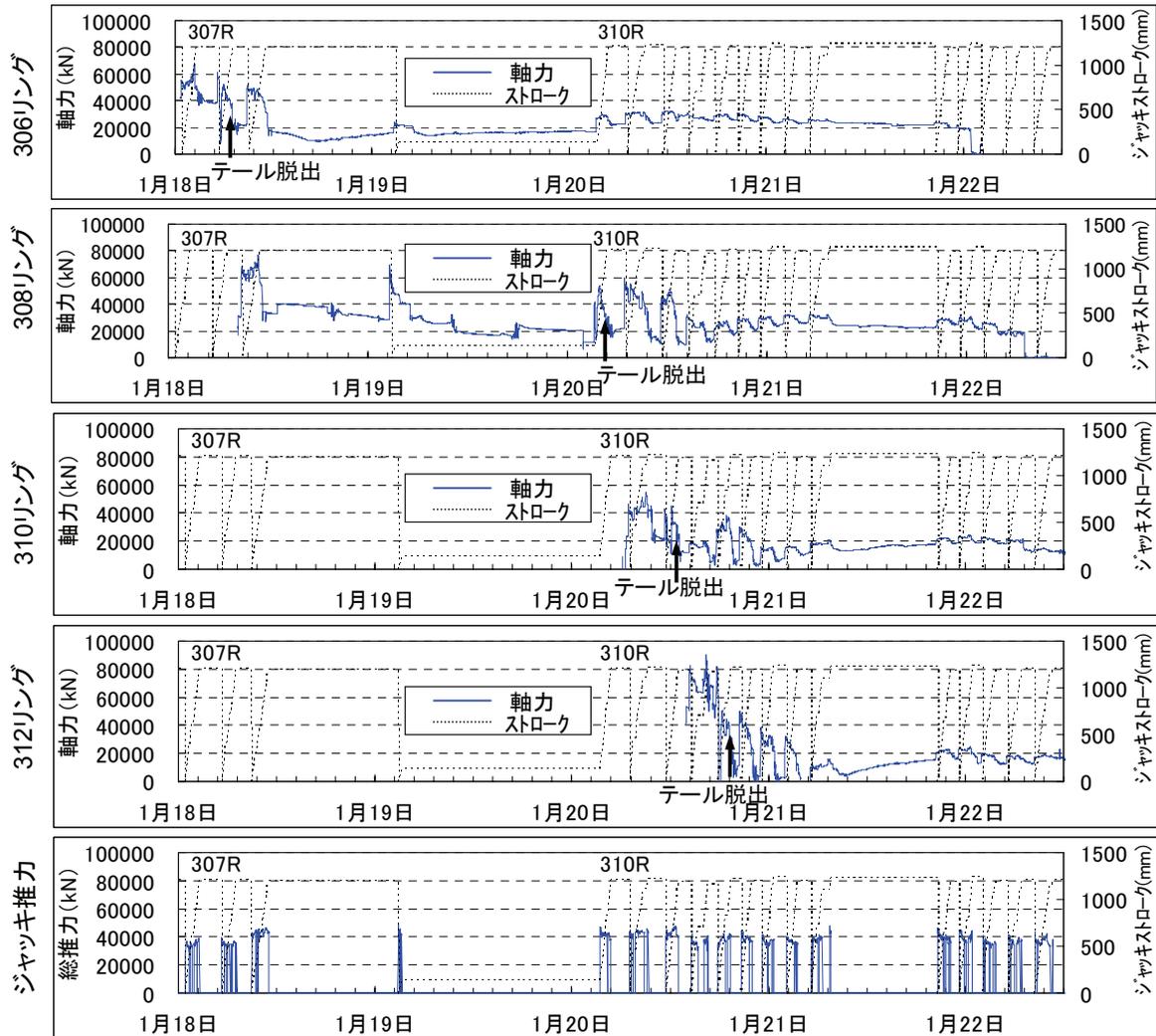


図-5.22 内型枠のトンネル軸方向の軸力

第5章 三本木原トンネルにおける SENS の計測

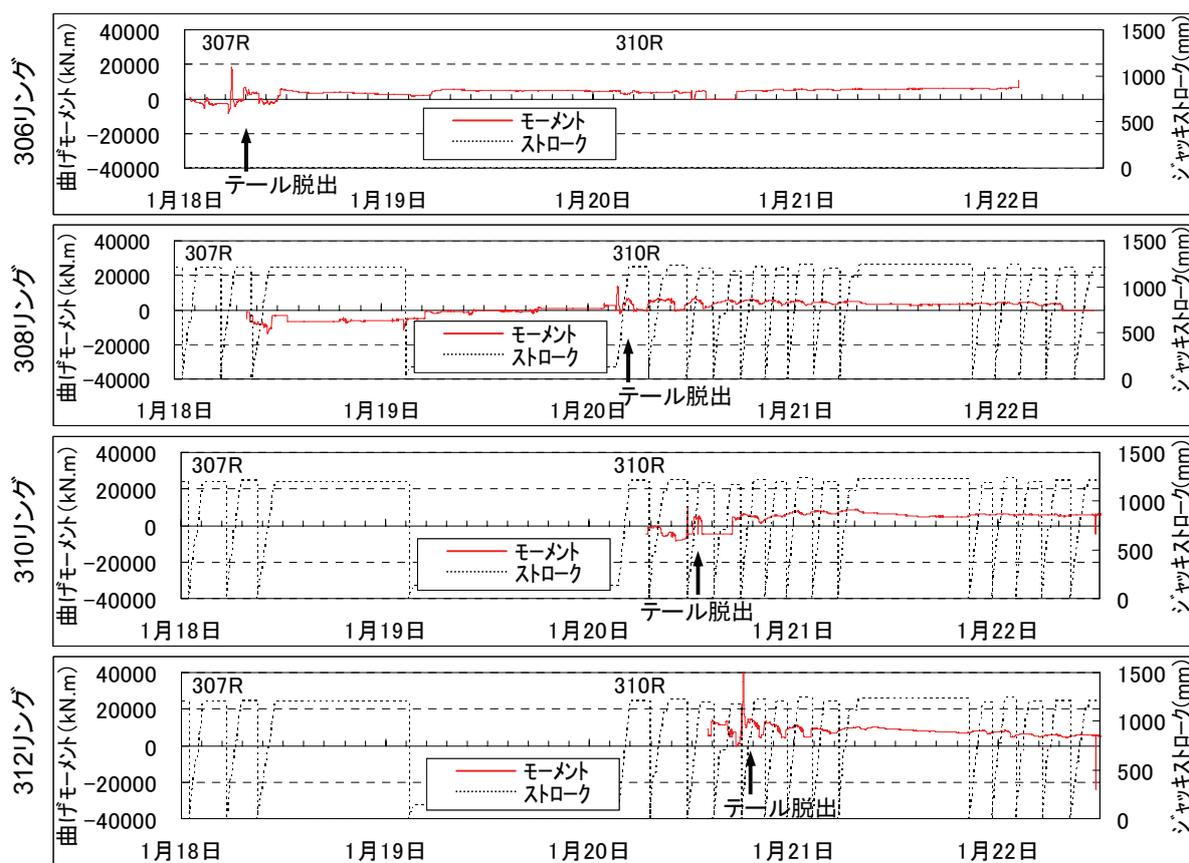


図-5.23 内型枠のトンネル軸方向の曲げモーメント

## 5-7 ライニングの計測結果

### 5-7-1 ライニングの計測

ライニング内部のひずみの計測は、新しく開発した押し込み装置を用いた計測方法により、コンクリートの打設直後から行った。図-5.24 はひずみ計の設置位置を示したものである。

打設直後の場所打ちコンクリートは、液体的な性状を示し、変形しても等方的な圧力が変動するのみで、応力としては残留しない。しかし、

打設後のコンクリートは、セメントの水和反応により凝結が始まり、液体から固体に移行し、硬化にともない強度が増加していくが、この凝結と硬化の過程において、コンクリートには膨張や収縮が発生する。そのため、ライニングに生じる応力を評価する場合には、場所打ちコンクリートのひずみの計測値に対してこれらの影響を考慮する必要がある。

そこで、ライニングの計測位置と同位置のトンネル内において、コンクリートの打設と計測開始の時期に合わせ、長さ 900mm、厚さ 330mm、幅 400mm のダミーのコンクリート供試体を作成し、そのコンクリートのひずみと温度を計測し、膨張や収縮によるひずみの大きさを評価することとした。ダミーの供試体は、型枠による拘束の影響を取り除くため、ひずみ計を中央に配置し、型枠の内面に発泡スチロールを貼り付け、養生もライニングと同じトンネル内の位置で行った。

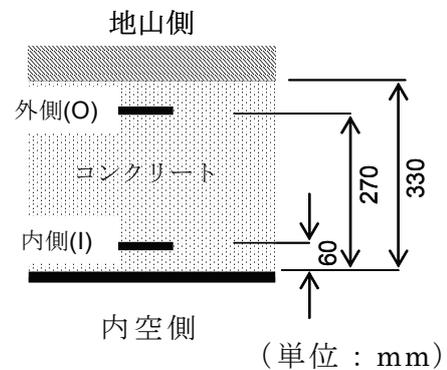


図-5.24 計測位置

### 5-7-2 場所打ちコンクリートの強度の発現

図-5.25 はコンクリートの打設から硬化に至るまでの内型枠の内面の圧力(コンクリートの圧力)と場所打ちコンクリートのひずみと温度、ダミーコンクリートのひずみと温度を示したものである。

打設直後の場所打ちコンクリートのひずみは、内型枠の内面に作用するコンクリートの圧力の変化に連動した挙動を示す。コンクリートの打設から約 6 時間の経過以後は、掘進にともなう内型枠の内面の圧力の変化が鈍化するとともに、ライニング内部の内空側と地山側とのひずみ量に差が生じてきている。また、コン

クリートの温度は打設から約 6 時間後より上昇が顕著となる。同様に、ダミーコンクリートにおいても、約 6 時間後からコンクリートの温度が急激に上昇し、それとともなって若干の圧縮ひずみが生じている。これらのことから、ライニングのコンクリートは打設から約 6 時間後より硬化が顕著となり、次第に強度が発現したとして評価してよいことがわかった。

また、ダミーコンクリートに生じているひずみは、場所打ちコンクリートに生じているひずみに比較すると全体的に小さく、とくに打設から 18 時間以後はきわめて小さい。

これらのことから、コンクリートの硬化過程に発生する膨張や収縮の影響は無視しても、ライニングの応力の評価に大きな誤差は生じないものと判断した。

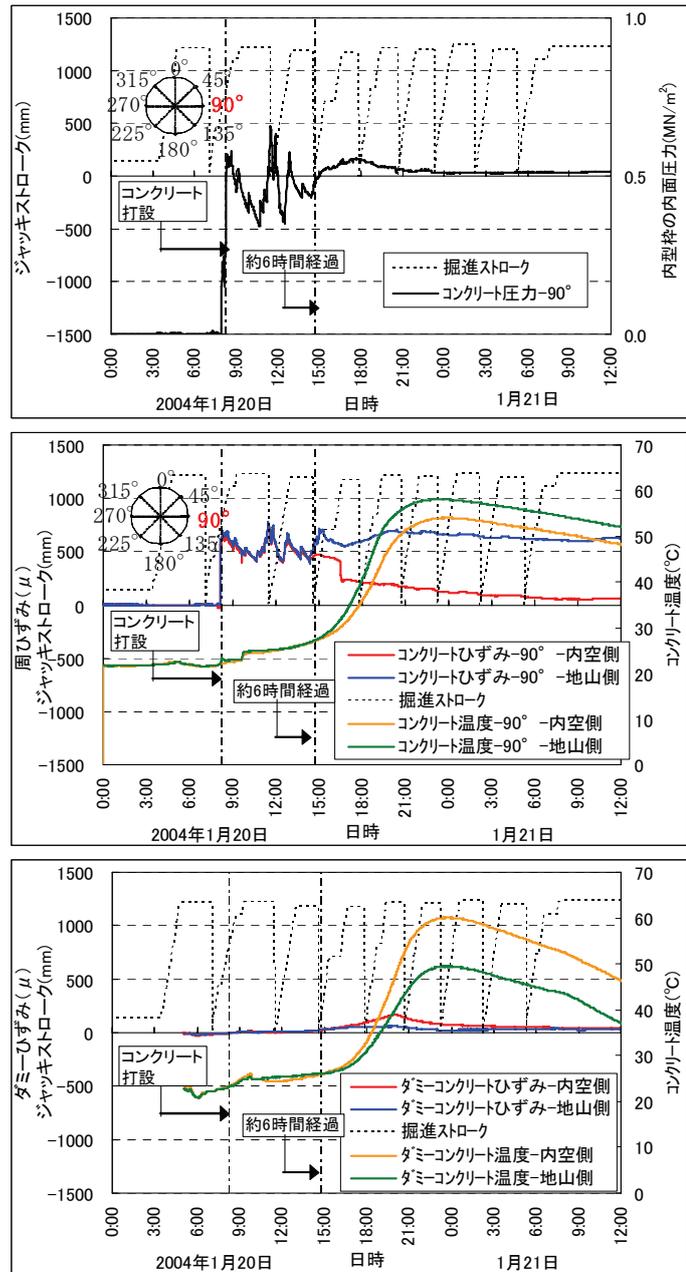
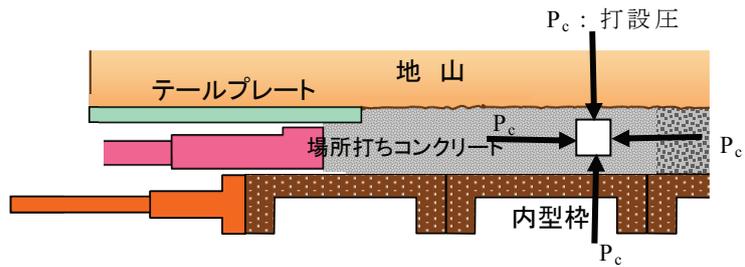


図-5.25 内型枠の内面の圧力とコンクリートのひずみおよび温度 (309R)

### 5-7-3 コンクリートの打設後の残留圧力

5-7-2 では、内型枠の内面に作用するコンクリートの圧力が、コンクリートの打設 6 時間以後においても長期的に残留していること、また、打設後のコンクリートは打設 6 時間後より硬化が始まることを示した。

内型枠内に充填された  
場所打ちコンクリートは、  
液状で内型枠と地山で密  
封され、**図-5.26** の模式  
図に示すように、等方圧  
によって加圧圧縮された



**図-5.26** 液状の場所打ちコンクリートの加圧状態

状態（主応力が等しい，すなわち， $\sigma_1 = \sigma_3 = P_c$ ）であると考えられる．また，  
場所打ちコンクリートの硬化過程では，打設圧により加圧圧縮された状態のコン  
クリートが，そのままの状態硬化し，強度が発現しているものと考えられる．  
その結果，残留圧相当の等方圧縮応力が硬化後のコンクリートの内部応力として  
残留していると考えられる．

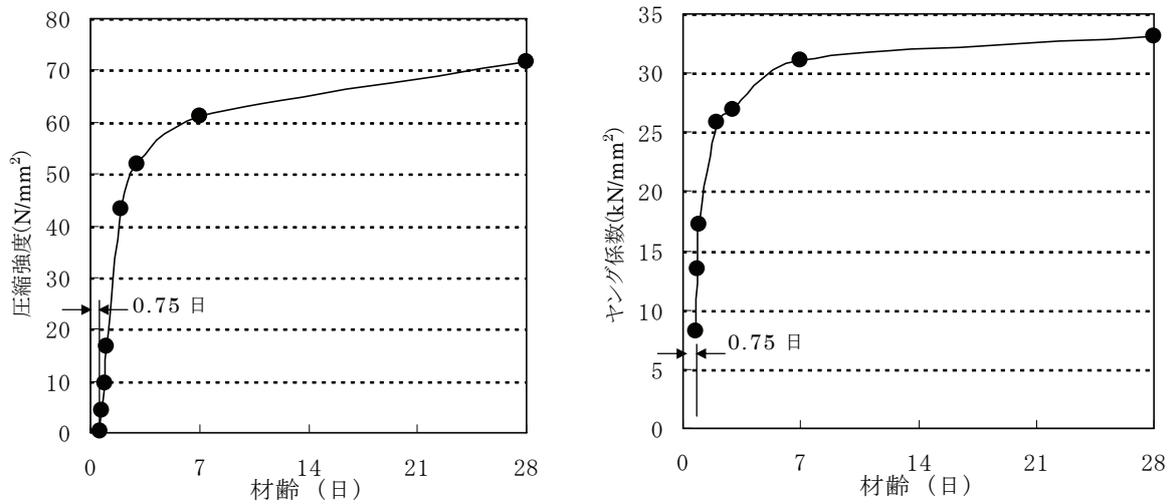
#### 5-7-4 場所打ちコンクリートの応力の算出方法

場所打ちコンクリートで計測されたひずみの応力への算出は，以下に示す条件  
および方法で行った．

- ① ひずみの値は，コンクリートの打設前のひずみ量を初期値とし，それからの  
変化量とした．
- ② 場所打ちコンクリートは，打設から 6 時間の経過後から硬化が顕著になり，  
次第に強度が発現するものとした．
- ③ 6 時間の経過以後のコンクリートの材齢に対応するヤング係数は，室内実験  
で得られた両者の関係を示す曲線（**図-5.27**）から直線補間して求め，これ  
より計測されたひずみから応力を算出した．**表-5.7** は場所打ちコンクリ  
ートの性状ごとのヤング係数を示したものである．
- ④ 硬化後の場所打ちコンクリートには，打設時の圧力が残留し，6 時間の経過  
以後は**表-5.8** に示す圧力がコンクリートの内部応力として作用するものと  
した．

**図-5.28** は以上のことを模式的に示したものである．

第5章 三本木原トンネルにおける SENS の計測



(a) 材齢と圧縮強度との関係

(b) 材齢とヤング係数との関係

図-5.27 場所打ちコンクリートの室内実験結果

表-5.7 場所打ちコンクリートの性状とヤング係数

場所打ちコンクリートの性状	場所打ちコンクリートの材齢	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
液体	打設時 ~ 6 時間未満	—
固体 (硬化初期)	6 時間 ~ 18 時間未満	0.00 ~ 8.24
固体 (若材齢)	18 時間 ~ 24 時間未満	8.24 ~ 17.2
	24 時間 ~ 48 時間未満	17.2 ~ 25.9
	48 時間 ~ 3 日未満	25.9 ~ 26.9
	3 日 ~ 7 日未満	26.9 ~ 31.1
固体	7 日 ~ 28 日未満	31.1 ~ 33.1
	28 日以後	33.1

表-5.8 6 時間以後の場所打ちコンクリートの残留圧力(内部応力)

測定位置 (度)	0	45	90	135	180	225	270	315
残留圧力 (N/mm <sup>2</sup> )	0.41	0.41	0.54	0.59	0.7	0.58	0.56	0.43

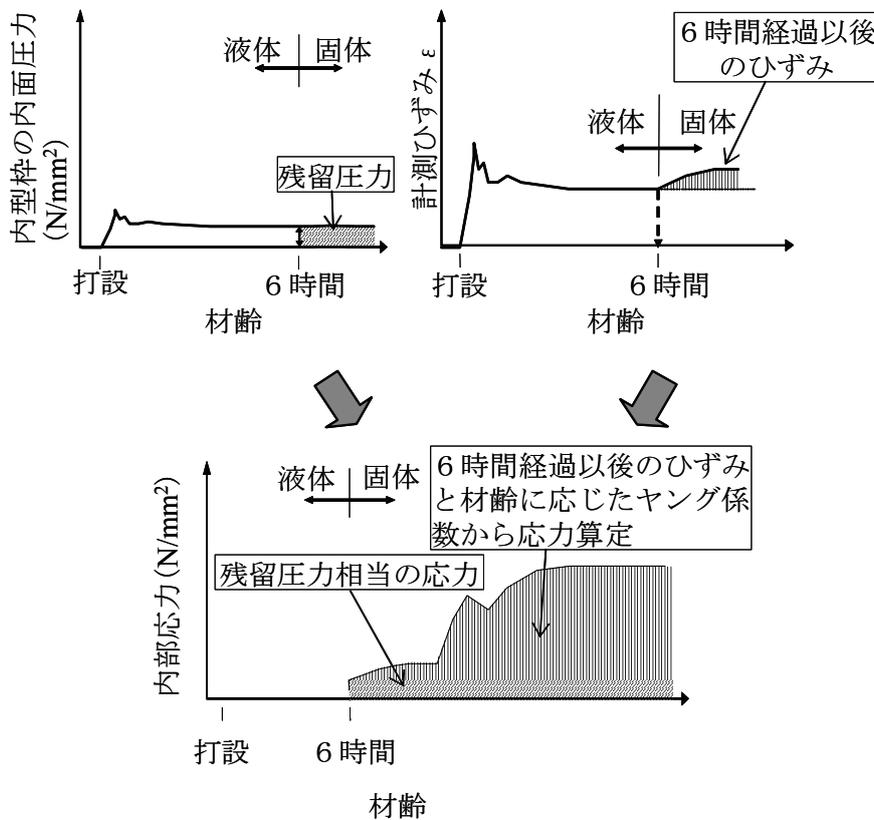


図-5.28 場所打ちコンクリートの内部応力の算出

### 5-7-5 場所打ちコンクリートのひずみと応力

図-5.29は各計測位置における場所打ちコンクリートの打設直後からのひずみと応力の変化をコンクリートの材齢との関係で示したものである。

液体的な性状を有する段階（図中a）では，打設直後の場所打ちコンクリートのひずみは，トンネルの地山側および内空側がほぼ同量増加する．各断面での最大値の範囲は $700\sim 1,000\mu$ の大きな値を示している．その後， $500\mu$ 前後に低下し，時間の経過にともない再度増加しはじめる．このようなひずみの変化は液状のコンクリートが打設圧の影響を受けていることによるもので，コンクリートの応力には関与しないひずみと考えられる．

打設から6時間の経過以後の凝結から硬化初期の段階（図中b）では，コンクリートの凝結が進み，強度の発現にともない荷重を受けて応力が発生しはじめる時期と思われる．ひずみは，コンクリートの打設圧に加えて，土水圧，自重，浮力，シールドのジャッキ推力，内型枠の円筒梁としての連続的な拘束などを受け，こ

これらの荷重とつりあうように変化しているものと考えられる。コンクリートの硬化初期の段階における応力の変化は $\pm 1.8\text{N/mm}^2$ 程度ときわめて小さい。

コンクリートの硬化が進み脱型前の段階（図中c）になると、ひずみは、地山側も内空側もともに変化が少なくなり、ほぼ一定値になる。応力は、トンネルの下部（135度）で全断面引張となっているが、その他の位置では圧縮と引張との両領域を持つパターンを示している。内型枠が脱型されると、場所打ちコンクリートの応力は圧縮側に急激な増加を示す。脱型直後の2～5リング間の応力は、下部（135度）付近の地山側に引張領域があるのみで、そのほかはすべて圧縮領域に変化している。これは、内型枠の脱型にともない内型枠と場所打ちコンクリートの境界面に作用していた応力が解放されることによるもので、内型枠に変形を生じさせていた応力（液圧的な応力、内型枠を隣接リングの形状に変形させる応力など）、円筒梁として生じていた応力が関与しているものと思われる。また、増加応力についてみると、トンネルの下半部に比べて上半部が大きい。このような現象は、通常のセグメントを用いたシールド工事における計測ではみられないものである。これは、解放応力は上向きに作用するものが卓越し、トンネルの下半部に作用する有効応力が減少しているためと考えられる。

コンクリートが硬化し固体の段階（図中d）になると、ひずみおよび応力は緩やかな増加を示す。この変化は、ライニングには新たに作用する荷重がないことから、コンクリートのクリープひずみの影響によるものと考えられる。

ライニングの最大応力は、圧縮側は0度、45度付近、引張側は135度付近の位置に生じている。コンクリートの打設から内型枠の脱型直後までの最大引張応力は、 $3\sim 4\text{ N/mm}^2$ であった。内型枠の脱型後の応力は全断面で圧縮側に増加している。最終的な最大圧縮応力は $10\text{ N/mm}^2$ 程度であった。

第5章 三本木原トンネルにおける SENS の計測

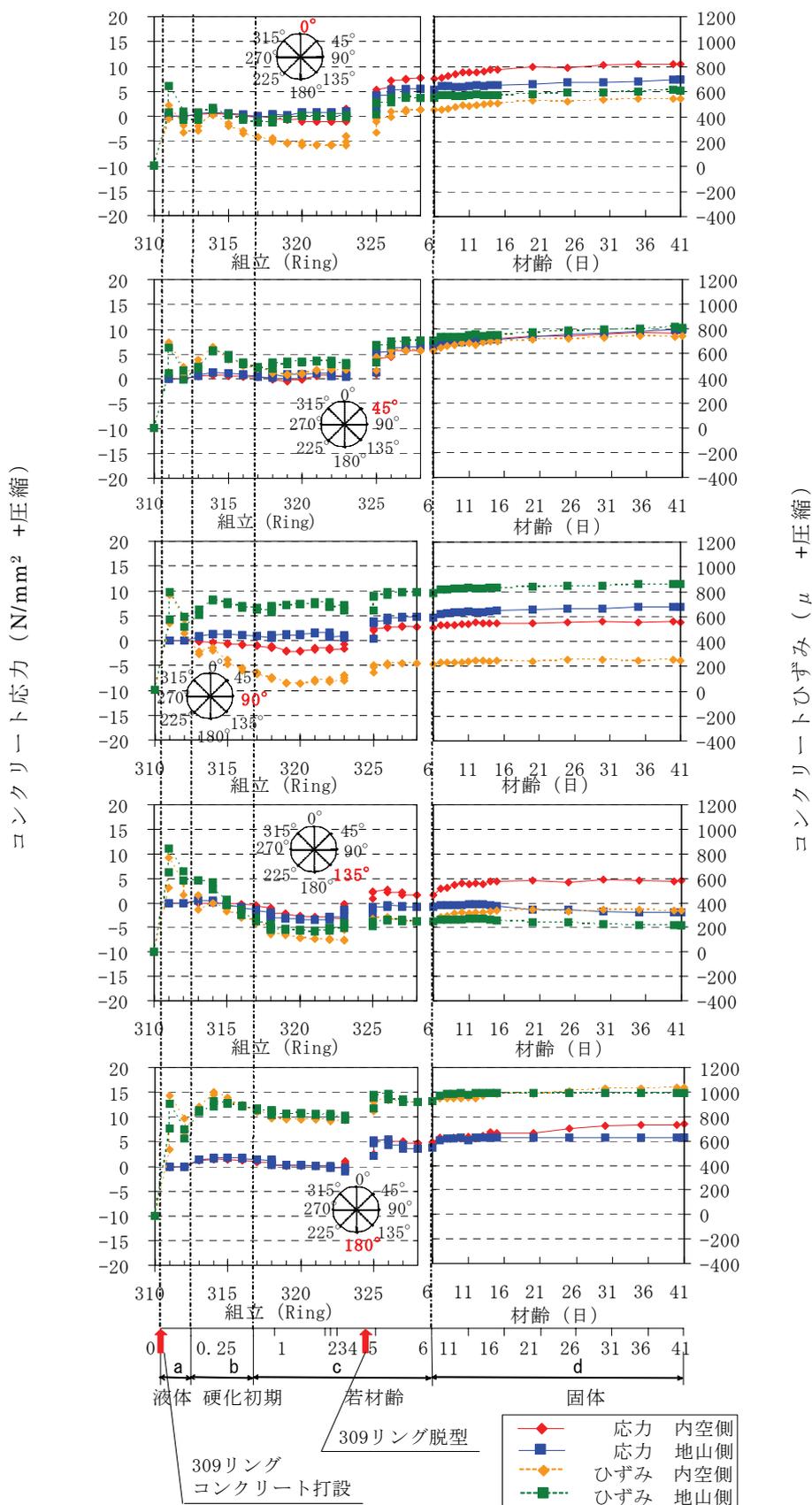


図-5.29 場所打ちコンクリートのひずみと応力(309R)

5-7-6 ライニングの断面力

(1) クリープを考慮しない場合

図-5.30は内型枠の脱型前から脱型の28日後までのライニングの曲げモーメントと軸力を示したものである。また、表-5.9は最大断面力とその発生位置を示したものである。

曲げモーメントの経時的な変化は比較的小さい。軸力は、内型枠の脱型までは比較的小さいが、内型枠の脱型の前後の変化は大きい。軸力の増加は、全断面内に及び、トンネルの上半部での脱型の前後の増加は1リングあたり約1,500kNである。軸力は、脱型後も大きく増加し、とくにトンネルの上半部ではそれが顕著である。

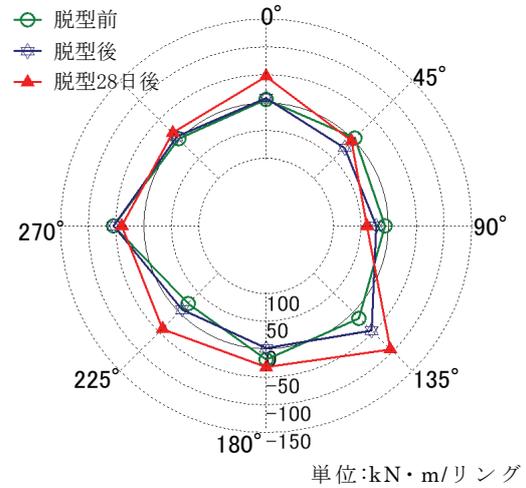
表-5.9 最大断面力と発生位置 (309R)

断面力	型枠の脱型前	型枠の脱型後	脱型後28日
正の曲げモーメント(kN・m)	22.4(225°)	22.1(90°)	39.1(90°)
負の曲げモーメント(kN・m)	-53.7(270°)	-54.3(270°)	-95.9(135°)
軸圧縮力(kN)	456.7(0°)	1881.7(180°)	3579.6(45°)

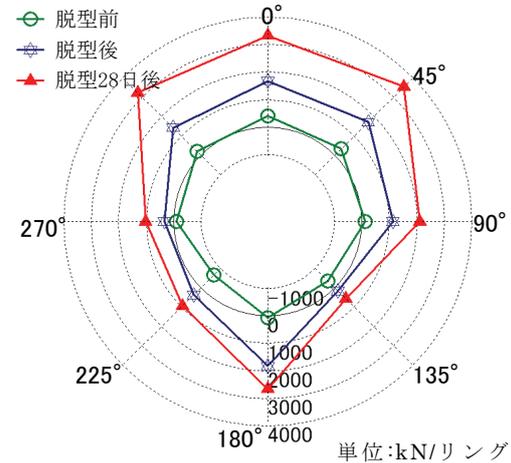
(2) クリープを考慮した場合

三本木原トンネルにおける地山の変位の計測結果では、内型枠の脱型以後の地山の変位は小さく、短期間に収束している。一方、内型枠の脱型後のライニングの応力の変化は、

- ① 脱型後 2～5 リング間で見られる圧縮応力の増加
- ② 脱型 5 リング以後から最終値までの緩やかな圧縮応力の増加



(1) 曲げモーメント図



(2) 軸力図

図-5.30 クリープを考慮しない断面力(309R)

の2つの応力の変化のパターンがある。

①の応力の変化は、内型枠によって支持されていた荷重が内型枠の脱型にともなってライニングへ段階的に移動したり、また、脱型による地山の変位にともなって荷重が変化したりすることが考えられる。

②の時間の経過による緩やかな圧縮応力の増加は、主として温度変化や乾燥収縮、コンクリートのクリープひずみの影響であることを示している。このうち、温度変化によるひずみについては、使用したコンクリートのひずみ計の線膨張係数がコンクリートに近似した自己温度補償型であり、この影響は小さいものと考えられ、また、乾燥収縮のひずみについてはダミー計測によって補正している。

以上のことから、内型枠の脱型以後に見られるライニングの緩やかな圧縮ひずみの増加は、コンクリートのクリープひずみによるものとして、クリープひずみを考慮した最終状態のコンクリートの断面力を評価した。

なお、内型枠の脱型前の状態はコンクリートが地山と内型枠で拘束された状態であり、この状態のクリープひずみは小さいので、考慮しないこととした。

コンクリートのクリープの影響を除くため、クリープ試験によりクリープ係数を求め補正を行った。表-5.10はクリープ試験に用いたコンクリートの配合を示したものである。この配合は三本木原トンネルの現場施工に用いたコンクリート配合を基本としている。

表-5.10 場所打ちコンクリートの基本配合

水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				増粘剤 A (W×%)	増粘剤 B (W×%)	高性能 AE 減水剤 (C×%)
		W	C	S	G			
35	38	190	543	597	948	4.0	4.0	3.2

クリープ試験は、中心にφ22mmのシース管を挿入した100mm×100mm×400mmの角柱を使用し、JIS原案に準じた試験方法で行った。クリープ試験の開始時の材齢は、7日と28日の2ケースである。クリープ試験時の載荷応力は試験開始時のコンクリートの圧縮強度の30%とし、供試体にひずみゲージを貼り付けて計測を行った。

コンクリートのクリープ係数は次式から算定した。

$$\varepsilon_{cc} = \varphi \cdot \sigma_{cp} / E_{ct}$$

ここに、 $\varepsilon_{cc}$  : コンクリートの圧縮クリープひずみ

$\varphi$  : コンクリートのクリープ係数

$\sigma_{cp}$  : コンクリートの圧縮応力度

$E_{ct}$  : 載荷材齢時のコンクリートのヤング係数

である。

図-5.31はクリープ試験結果を、図-5.32はクリープ試験の結果から求めた推定材齢4日と推定材齢8日のコンクリートのクリープ係数を示したものである。

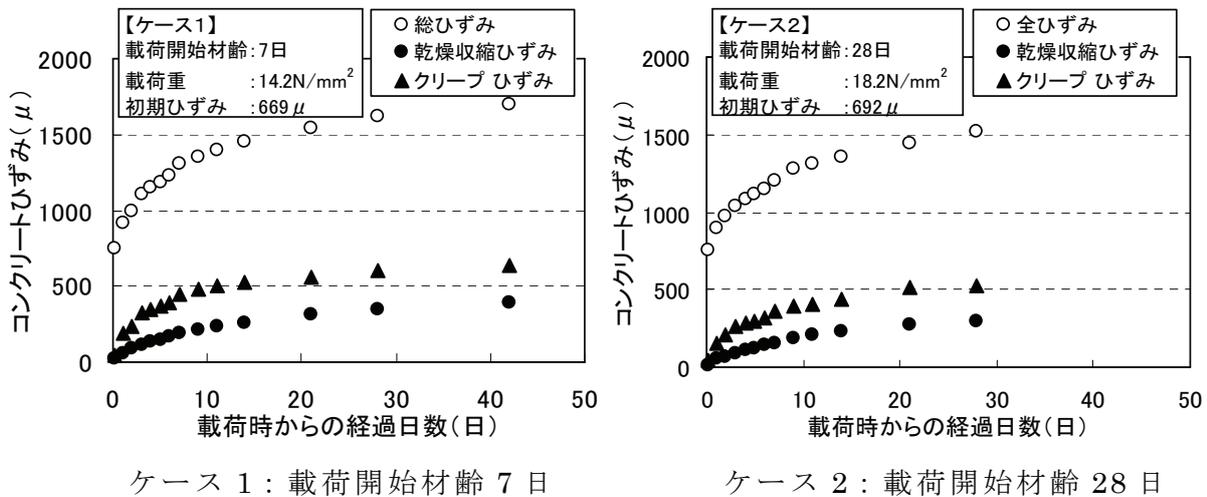


図-5.31 クリープ試験結果

クリープひずみの補正方法はつぎのとおりである。まず、脱型直後のすべての計測点で、クリープ初期応力を抽出した。つぎに、室内でのクリープ試験結果および圧縮試験から求めた材齢にともなうクリープ係数とコンクリートのヤング係数、クリープ初期応力を用いて、1日ごとのクリープ

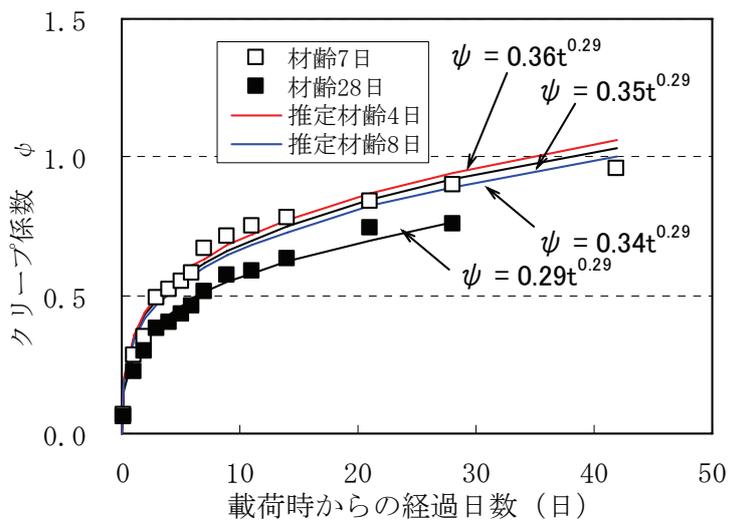


図-5.32 クリープ係数

のひずみの変化量と材齢に対応したみかけの応力の変化量を求めた。このとき、計測点のクリープ初期応力が0または引張応力状態の場合は、クリープのひずみを0とした。さらに、各測点の1日ごとのクリープのひずみ量に対応したみかけの応力の変化量を最終計測日まで累積し、各計測点におけるすべてのみかけの応力の変化量を求めた。最後に計測点ごとに補正前の応力から個々のすべてのみかけの応力の変化量を差し引き、コンクリートに発生する応力を求めた。

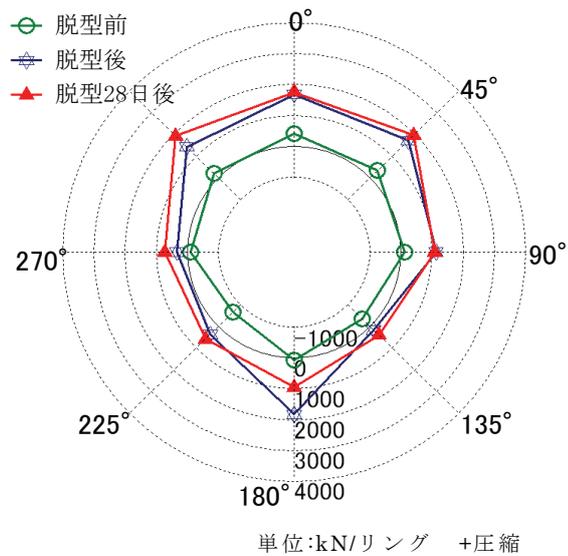


図-5.33 クリープ補正後の軸力 (309R)

図-5.33 は以上のクリープ補正を行った後の軸力を示したものである。図-5.30 に示したクリープを考慮しない場合と比べると、脱型から 28 日後までの間の軸力の増加はあまり顕著ではなくなった。

#### 5-8 応力解放法によるライニングの応力の検証<sup>4)</sup>

これまでに述べた計測結果は、コンクリートの打設直後に挿入したひずみ計による計測データに補正を加えて求めたものである。これらの値の妥当性を確かめるため、ライニングの完成後に応力解放法を用いて応力の検証を行った。

応力解放法は、岩盤やコンクリートの一部分の拘束を強制的に解放した際に生じるひずみの変化から、そこに潜在していた応力を推定する方法である。図-5.34 に示すように 2 種類の方法で計測を行った。

一つは、二次元計測と称するもので、コンクリート表面に 4 方向のひずみゲージを配置したゲージセルを貼り付けて、平面的なひずみの変化を計測し、コンクリート表面の解放応力を推定する方法である。もう一つは、三次元計測と称するもので、コンクリートを削孔し、研磨した後、計測位置に 24 方向のひずみゲージを立体的に配置したゲージセルを貼り付け、コンクリート内面における解放応

力を三次元的に計測する方法である。

計測位置は、埋め込み型ひずみ計による計測位置と異なるが、SENSの施工区間で、土被りが約12m、地下水位がGL-5m、材齢40日の条件下で行った。二次元および三次元のひずみの計測箇所は同一で、二次元計測は断面方向の深さを表面から8cm、

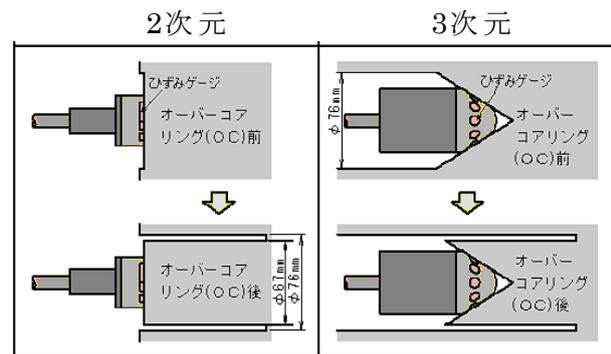


図-5.34 応力解放法の計測方法

三次元計測は8cmから23cmを対象とし、断面の円周方向に4箇所を計測した。

二次元計測はライニングの表面に近い4cm付近の応力を対象にした。図-5.35はこの結果を示したものである。トンネルの下部(225度)では圧縮応力を示すが、そのほかの位置はすべて引張応力を示す結果となった。

このような二次元の応力解放法では、ライニングの内空側に生じた乾燥収縮の影響を含めた計測になっていること、シールドの掘進にともなう内型枠とライニングの表面の付着力によるせん断などの影響を受けていることが考えられる。その結果、二次元の応力解放法では、トンネルの下部を除くすべて計測箇所で引張応力が計測されたと推定される。

一方、三次元計測は深さ11.5cm付近の応力を対象に計測したものである。図-5.36はその結果を示したものである。三次元計測では、すべての箇所で圧縮応力を示す結果となっている。三次元計測では、二次元の計測結果に含まれると推定される乾燥収縮および推進反力にともなう内型枠から伝達されるせん断力の影響がないためであると考えられる。

図-5.37は三次元の計測値と埋め込み型ひずみ計の計測値を深さ11.5cmに換算したコンクリートの圧縮応力を示したものである。

三次元計測の応力は、ライニングの上半部が下半部に比べて大きく、埋め込み型ひずみ計の計測結果の応力分布に近い形状を示しており、通常のシールド工法で用いられるセグメントで計測されるひずみ分布と異なる結果となったのは、埋め込み型ひずみ計を用いた計測方法により生じる誤差によるものではなく、新工法特有の現象であることが確認できた。この理由については今後さらに検討する必要がある。

第5章 三本木原トンネルにおける SENS の計測

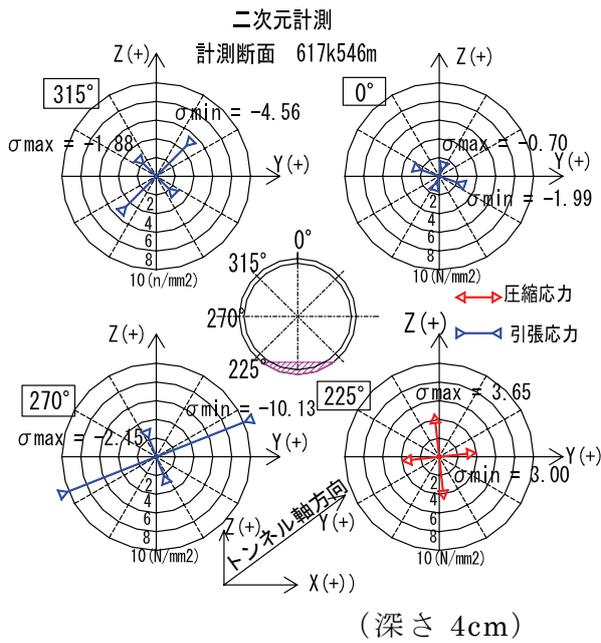


図-5.35 二次元計測結果

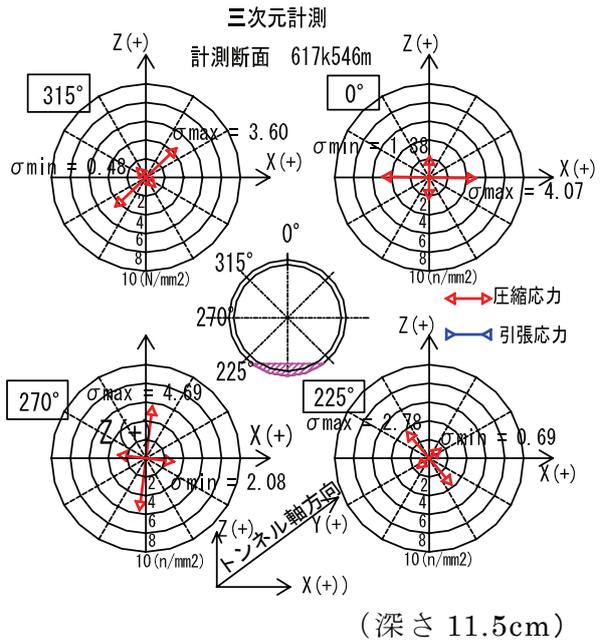
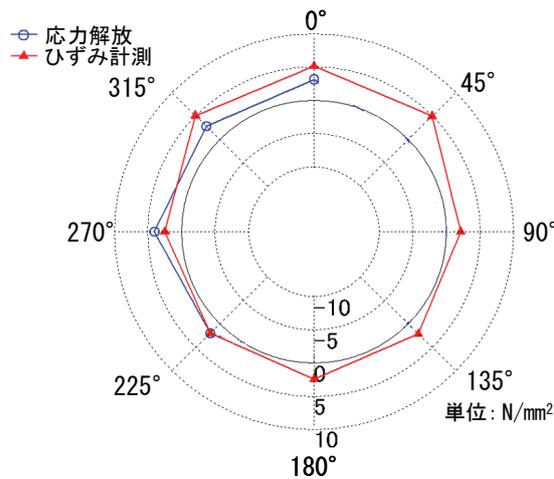


図-5.36 三次元計測結果



(深さ 11.5cm 換算)  
図-5.37 ライニングの応力の比較

5-9 当初設計と計測結果との比較

5-9-1 三本木原トンネルのライニングの設計

SENS により施工する三本木原トンネルのライニングは、「併進工法設計施工指針（案）都市トンネル編（日本鉄道建設公団，1992年4月）」に準じて設計している．これは，シールド工法のセグメント覆工設計手法を準用した考え方にもとづいており，図-5.38 に示す荷重モデルにより，骨組構造解析を用いた設計計算を行っている．表-5.11，表-5.12 は計測断面での設計および地山条件を示したものである．なお，脱型時のコンクリートのヤング係数は  $13\text{kN/mm}^2$  としている．

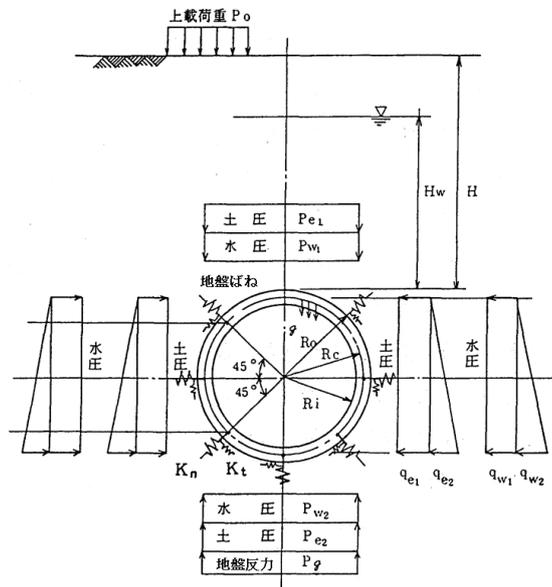


図-5.38 指針における荷重モデル

表-5.11 設計条件（1.2m幅あたり）

部材厚さ	断面積	断面二次モーメント	自重
30 cm	$0.36 \text{ m}^2$	$2.7 \times 10^{-3} \text{ m}^4$	8.46 kN

表-5.12 地山条件

土圧(緩み土圧)	水圧	側方土圧係数
$P_{e1}=96.24\text{kN/m}^2$	$P_{w1}=82.5\text{kN/m}^2$	$\lambda = 0.4$
法線方向地山反力係数	せん断方向地山反力係数	
$68,000\text{kN/m}^3$ 全周ばね (引張ばねは切る)	$68,000 \times 1/3 \text{ kN/m}^3$	

5-9-2 設計と計測結果との比較

図-5.39は計測断面における内型枠の脱型後のライニングの断面力の設計値とクリープ補正後の計測値との比較を示したものである。

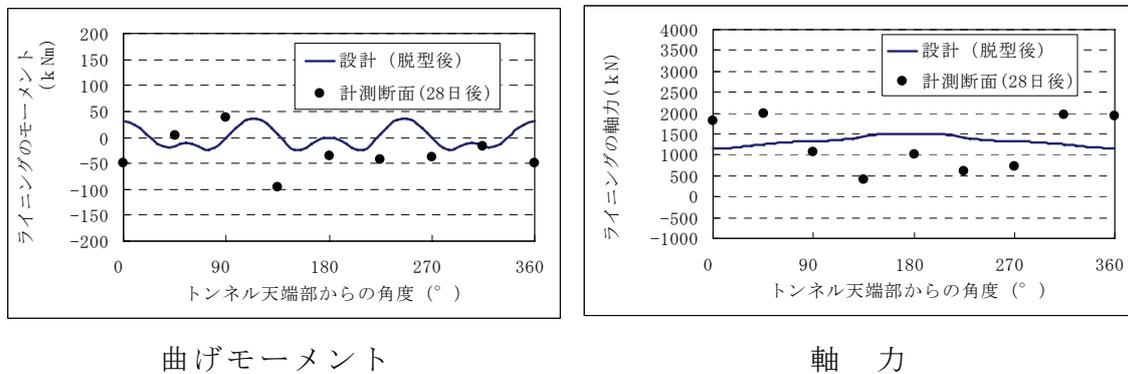


図-5.39 ライニングの断面力の設計値と計測値との比較

曲げモーメントについては、設計では、トンネルの頂部や左右の下部の位置で正の曲げモーメントの発生が顕著な変形モードとなっている。一方、計測結果では、左右対称ではなく、また、設計値と正負が合っていないが、135度の位置を除き、設計値と同等の±50kN・mの範囲内の値となっている。

軸力については、設計では、1,200kN～1,500kNの範囲内で、トンネルの上半部よりも下半部で大きくなるが、計測結果では、400kN～2,000kNの範囲内で、トンネルの下半部よりも上半部で大きくなる傾向が見られる。

これは、内型枠の脱型後のライニングの乾燥収縮とライニングに作用する浮力の影響と考えられる。

ライニングが内型枠内にある場合には、図-5.40の上段 a)の模式に示すように、シールドテール部と硬化後のライニングで拘束された内型枠が剛性の高い梁（円筒構造梁）として浮力に抵抗しているが、内型枠の脱型後は、コンクリートの乾燥収縮が進むとともに、ライニングが浮力によるアップリフトの影響を受ける状態になり、トンネルの下半部の周辺地盤の有効応力が低減され、これにともない断面力が変化しているものと考えられる。とくにトンネルの底部においては水圧のみが作用する状態となっていると考えられる。

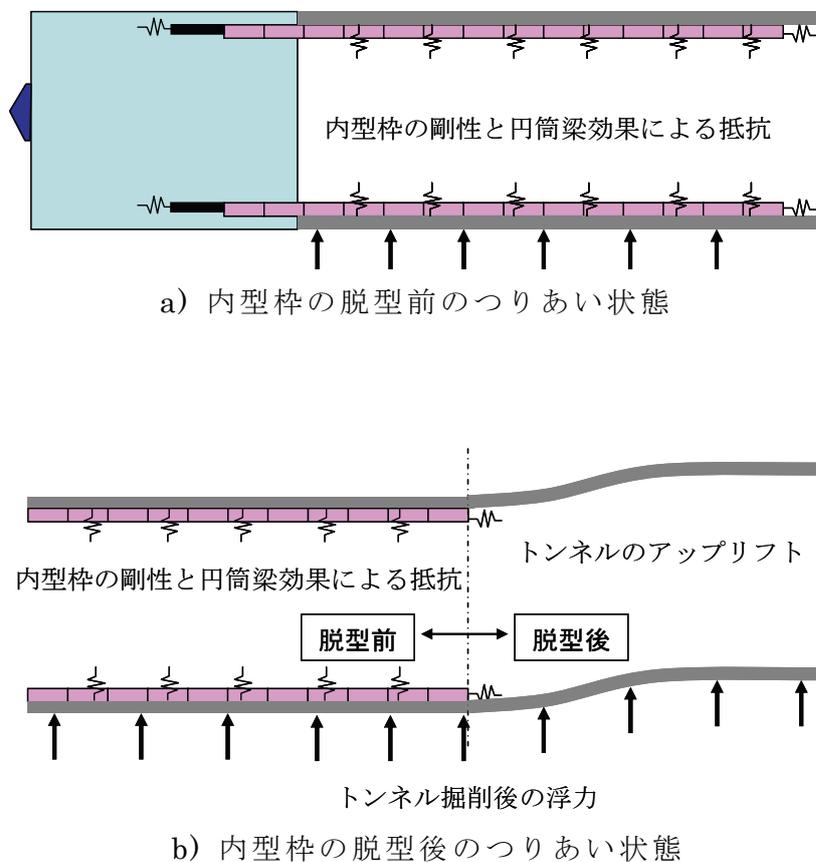


図-5.40 ライニングに作用する浮力に対するつりあいの模式

## 5-10 まとめ

三本木原トンネルにおけるトンネル周辺の地山，内型枠，ライニングの挙動についての計測結果はつぎのとおりである。

### 5-10-1 トンネル周辺の地山の挙動

- ① トンネル直上 1m の地山の鉛直変位は，切羽の通過 7 リング前からわずかであるが緩やかな隆起傾向を示し，切羽の通過 3 リング前からは沈下に反転し，切羽の通過 6 リング後まで掘進ごとに沈下量が増加する挙動を示す．一方，トンネル側部（スプリングライン）1m の地山の水平変位は，切羽の通過 8 リング前付近からトンネル反対方向へのわずかな変位があった後，トンネル方向への引き込みに反転し，切羽の通過 7 リング後までトンネル方向へ変位量が増加する挙動を示す．
- ② テールの脱出 3 リング前から 4～5 リング後までは，トンネル直上 1m の地山は隆起し，トンネル側部 1m の地山はトンネル反対方向への押し戻しの挙動が見られる．
- ③ テールの脱出 6 リング後から内型枠の脱型までのトンネル直上 1m の地山の鉛直変位はほとんど発生していない．一方，トンネル側部 1m の地山の水平変位はトンネル方向へ増加する傾向を示す．
- ④ 内型枠の脱型後は，トンネル直上 1m の地山の鉛直変位は，わずかに沈下して安定する．一方，トンネル側部 1m の地山の水平変位は，わずかにトンネル反対方向へ変位して安定する．
- ⑤ トンネル側部の地山の鉛直変位は，直上部地山の鉛直変位と同様の傾向を示すが，変位量はごくわずかで，変化も緩やかである．

### 5-10-2 内型枠のトンネル周方向の挙動

- ① 内型枠のトンネル周方向の応力はコンクリートが打設され，テールを脱出するときに応力の変化がもっとも大きくなる．
- ② テールの脱出後の内型枠のトンネル周方向の曲げモーメントは， 90 度， 270 度のスプリングラインで正の曲げモーメント， 45 度， 135 度， 225 度， 315

度の上下左右の肩部で負の曲げモーメントとなる分布を示す。これは、内型枠の上下間が形状保持装置によって変位が抑制され、内型枠が縦長の小判型に変形したことによるものと考えられる。また、内型枠は、テールの脱出時に縦長の小判型に変形したままで、トンネル軸方向に連続した状態になっているものと考えられる。

- ③ テールの脱出後の内型枠には、ほぼ全周で圧縮軸力が発生し、ほぼそのままの分布形状で脱型まで至る。
- ④ 内型枠内の液状のコンクリートの圧力は、トンネルの頂部でコンクリートの打設圧（配管圧）と同等で、トンネル下方にはコンクリートの比重相当の圧力が加わるような圧力分布で作用しており、ほぼコンクリートの打設圧を保持した状態で硬化開始に至る。
- ⑤ 内型枠の応力の変化は、主にテール脱出から約 6 リング後までに発生することを確認した。
- ⑥ コンクリートの打設から硬化までの間は、コンクリートの打設圧が内型枠に液圧として作用し、時間の経過とともにコンクリートは内型枠の形状にそって硬化する。そのため、コンクリートと地山反力で拘束された内型枠は、コンクリートの打設時の変形形状のまま脱型まで至っていると考えられる。
- ⑦ 内型枠の脱型の直前には、前リングの脱型にともなう応力の変化が見られるが、コンクリートの打設時の応力の変化と比べて小さい。

### 5-10-3 内型枠のトンネル軸方向の挙動

- ① 内型枠のトンネル軸方向には、掘進時のジャッキ推力が作用することにより圧縮軸力が増加し、内型枠の組立時のジャッキの引きにより圧縮軸力が減少する。
- ② 掘進時に内型枠のトンネル軸方向に曲げモーメントが生じるが、その量は小さい。モーメントの発生は主にジャッキ推力の偏心によるものと考えられる。
- ③ 掘進および内型枠の組立時のジャッキ推力による軸力および曲げモーメントの変化は、テールの脱出から 6 リング後までである。したがって、掘進に必要な推進反力は、そのほとんどがコンクリートの打設後の 6 リング間のライニングと内型枠の摩擦およびせん断抵抗で受け持たれると考えられる。
- ④ テール部と硬化後のライニングで拘束された内型枠は、剛性の高い梁（円筒構

造梁)として浮力に抵抗するため、内型枠内のライニングはトンネル断面に作用する浮力の影響をほとんど受けないものと考えられる。

### 5-10-4 ライニングの挙動

- ① コンクリートは打設直後の段階では液体の状態であり、内型枠に作用するコンクリートの圧力は、コンクリートの打設圧にコンクリートの密度と深度に応じた圧力が加わった静水圧的な分布を示し、トンネルの半径方向に作用する。
- ② コンクリートは打設時に加圧された状態のまま硬化し、内型枠の残留圧力相当の等方に近い圧縮応力が内部応力として残留しているものと考えられる。
- ③ コンクリートの硬化初期の段階において、シールドの施工時荷重がライニングに与える影響は、コンクリートの打設から概ね1日後の6リング(7.2m)までであった。また、硬化した時点で曲げひずみの発生が認められるが、応力として評価するときわめて小さいものである。
- ④ 硬化後の内型枠内のライニングは、連続した内型枠の効果により、トンネル断面に作用する浮力の影響はほとんど受けない。
- ⑤ 内型枠の脱型にともない内型枠とライニングとの境界面に作用していた応力が解放される。そのときのライニングのトンネル周方向の断面力の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。
- ⑥ 内型枠とライニングとの境界面に作用していた解放応力は、内型枠に変形を生じさせていた応力(液圧的な応力、内型枠を隣接リングの形状に変形させる応力など)、円筒梁として生じていた応力が関与しているものと思われる。
- ⑦ ライニングのトンネル周方向の軸力は、トンネルの下半部よりも上半部で大きくなる傾向がみられる。これは、解放応力は上向きのものが卓越し、トンネルの下半部に作用する上向きの有効応力が減少するため、内型枠の脱型後のライニングの乾燥収縮とライニングに作用する浮力の影響と考えられる。
- ⑧ 応力解放法で別途計測を行った結果、ライニングの内部では、ひずみ計を用いて計測した結果と同一の傾向を示す結果が得られた。このことから、ひずみ計を用いた計測結果が通常のシールド工法とは異なるひずみ分布の傾向を示すのは、計測方法によるものではなく、新工法特有の現象であることが確認できたが、その原因についてはさらに検討が必要である。

第5章の参考文献

- 1) 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.349-360，2007.8
- 2) 飯田廣臣，磯谷篤実，井浦智実，川嶋潤二，小西真治：シールドを用いた場所打ち支保システムの施工，トンネル工学報告集，第14巻，pp.195-202，2004.11
- 3) 飯田廣臣，磯谷篤実，小山幸則，水原勝由，千代啓三：シールドを用いた場所打ち支保の内部ひずみ計測方法の開発，トンネル工学報告集，第14巻，pp.381-388，2004.11
- 4) 飯田廣臣，井浦智実，知本康男，千代啓三：応力解放法を用いた場所打ちライニングコンクリートの応力計測，トンネル工学報告集第16巻，pp.403-410，2006.11

## 第6章 SENSにおけるライニングの挙動の解析

### 6-1 はじめに

場所打ちコンクリートライニングの挙動に関する解析についての過去の研究は、いずれも二次元解析によるものが多く<sup>1),2)</sup>、トンネルの施工過程や施工条件が三次元的に反映されていないものが多い。しかしながら、SENSにおけるライニングの挙動は、地山の応力解放、コンクリートの打設圧の大小、場所打ちコンクリートの強度の変化、内型枠の脱型、トンネル縦断方向の拘束など、多様な影響を受けるものと考えられる。

そこで、本章では、SENSにおけるライニングの挙動について、三本木原トンネルにおける計測地点の地山条件と施工時の荷重条件およびSENSの施工過程を考慮した三次元解析モデルにより、現場計測データを用いたシミュレーション解析とライニングの挙動に影響を与えると考えられる要因のパラメータ解析を行い、それらの結果について述べる。なお、本章で用いた解析手法は、三次元有限差分法 (Finite Difference Method) の解析プログラム FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions)<sup>3)</sup>である。

### 6-2 SENSの三次元解析モデル

#### 6-2-1 SENSの施工過程のモデル化

SENSでは、シールドの掘進とライニングコンクリートの打設が併行して行われる。シールドは内型枠に反力をとって掘進し、1掘進長(1リング)は1.2mである。コンクリートはシールドテール部において内型枠背面のテールボイドに加圧充填されながら打設される。内型枠は16リング分あり、1リング掘進ごとに最後部で脱型して最前部で組立てを行い、これを繰り返して順次転用される。

SENSの施工過程は、掘削時、コンクリートの打設時、コンクリートの硬化時、内型枠の脱型時および脱型後の5つの段階に区分して考えることができる。図-6.1は施工過程の模式を、表-6.1は各施工過程における地山の支持状態を示したものである。

第6章 SENSにおけるライニングの挙動の解析

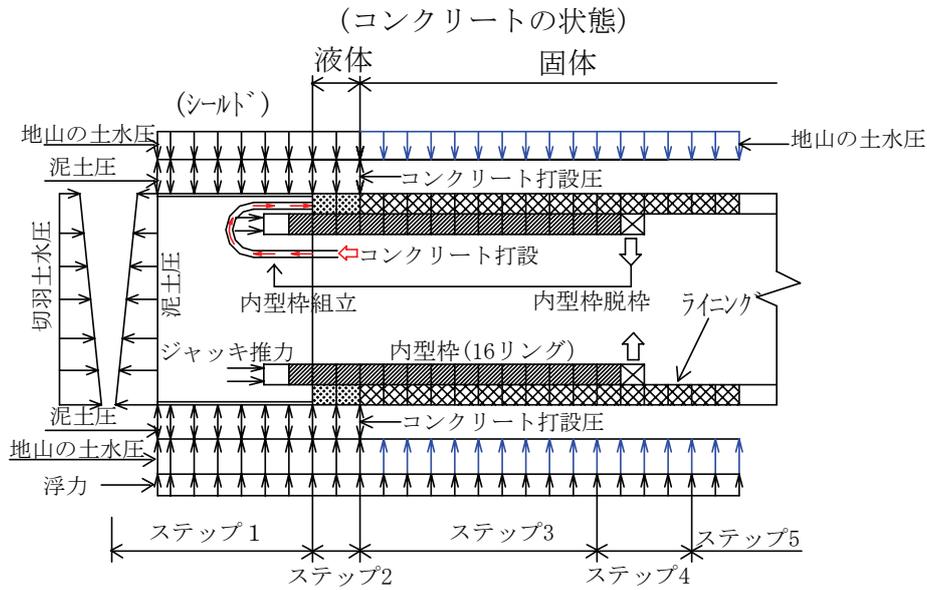


図-6.1 施工過程の模式

表-6.1 各施工過程における地山の支持状態

施工過程 (ステップ)	地山の支持状態
1	掘削時の切羽の土水圧をシールドの泥土圧で支持する状態
2	コンクリートの打設時に、液状のコンクリートの打設圧により内型枠を反力体壁として地山の土水圧を支持する状態
3	コンクリートが硬化し、ライニングと内型枠により地山を支持している状態
4	内型枠が脱型され、ライニングによる支持に移行する状態
5	内型枠の脱型後のライニングによる支持の状態

SENSの施工過程をモデル化するにあたっては、地山、シールド、内型枠、硬化したライニングを弾性ソリッド要素として考えた。図-6.2は解析モデルの模式を示したものである。

## 第6章 SENSにおけるライニングの挙動の解析

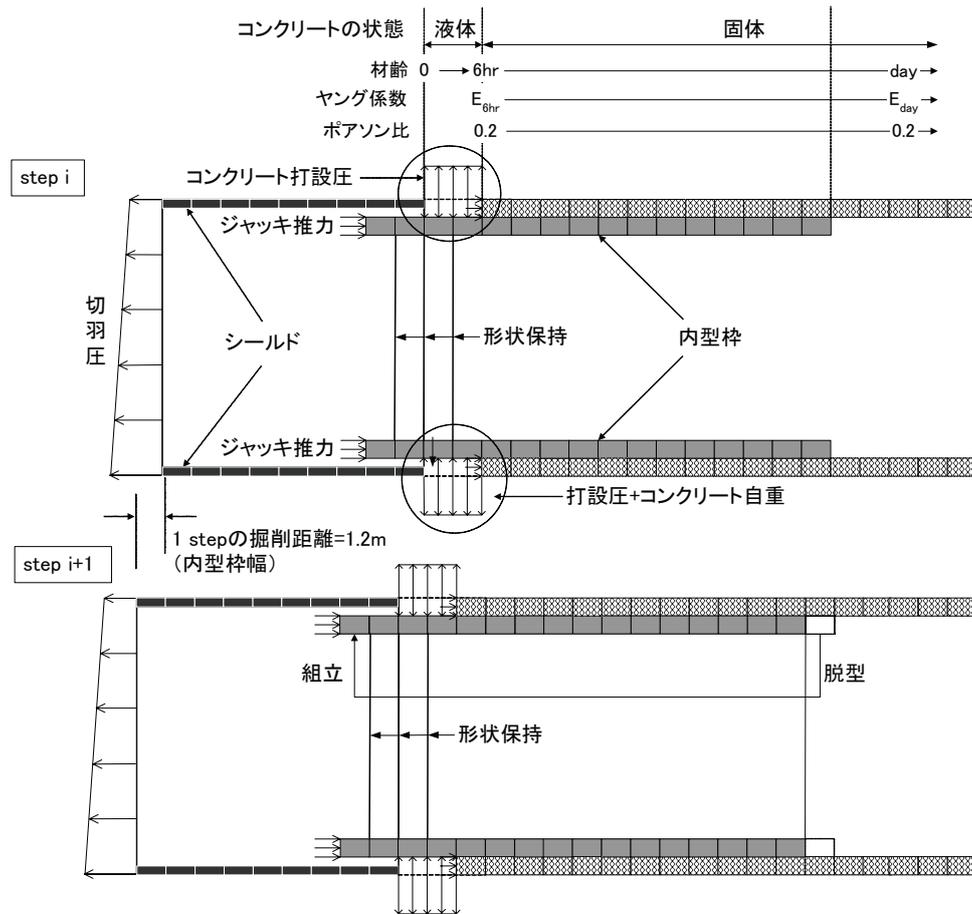


図-6.2 解析モデルの模式

三本木原トンネルにおけるシールドは外径11.44m，機長11.12mであるが，便宜上，シールド機長を10.80m（内型枠幅の9リング分）とした．また，シールドは，地山，ライニングなどと比較して変形しないものと考えられるため，円筒形状の剛体と仮定した．なお，カッターフェイスはモデル化していない．さらに泥土圧シールドであることを考慮し，シールドの切羽面には，泥土圧を含む切羽圧を水平方向の分布荷重として作用させ，その荷重は泥土の密度に応じた勾配を持つ分布とした．

内型枠は箱型形状であるが，解析上では等価剛性を有する等厚断面形状の要素として扱い，シールド内にある内型枠要素にはジャッキ推力を作用させることとした．また，シールドテール内に組立てた2リング分の内型枠は形状保持装置によって上下の肩部の変位が抑制されている．そのため，形状保持装置は図-6.3に示すように梁要素としてモデル化した．

## 第6章 SENSにおけるライニングの挙動の解析

場所打ちコンクリートは、現場計測によりコンクリート打設から約6時間後に硬化することが確認されたため、液体状態（材齢6時間以下）と固体状態（材齢6時間以上）とに分けた。場所打ちコンクリートが液状である場合は、シールドテールから脱出した直後の内型枠2リング分（2.4m）に、打設圧にフレッシュコンクリートの密度を考慮した圧力として地山と内型枠へ作用させた。

場所打ちコンクリートの強度が発現するのは、打設してから材齢6時間以上、テールを脱出してから3リング以後とした。硬化後の場所打ちコンクリートはソリッド要素としてモデル化し、材齢によってそのヤング係数を変化させた。

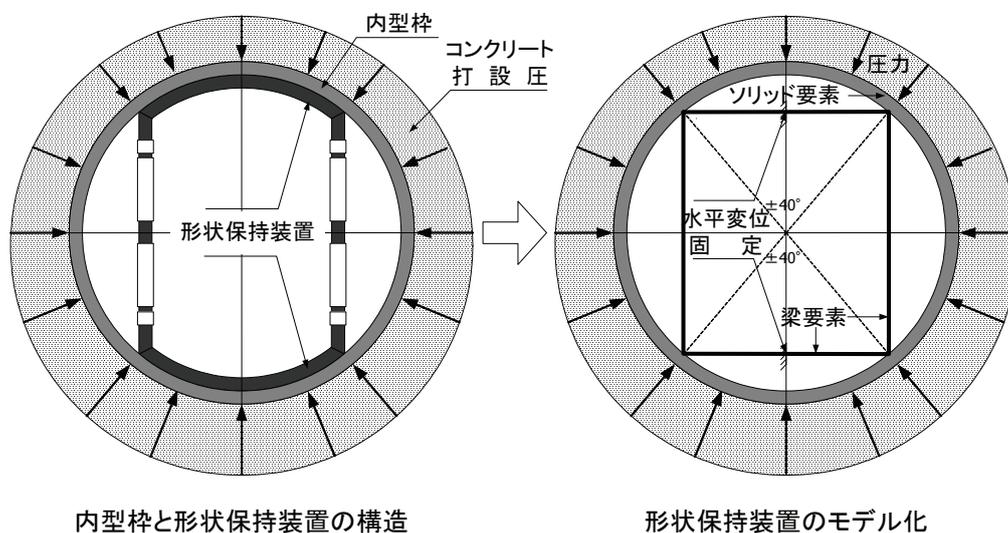


図-6.3 形状保持装置のモデル化

6-2-2 地山と構造物の物性値

(1) 地山の物性値

本章の解析は，三本木原トンネルにおけるSENSの現場計測を実施した616km203m付近を検討対象としている。

解析対象断面の地層構成は，616km050m (Boring No.24-8) のボーリング調査結果をもとに，図-6.4に示すように区分した。掘削対象地山は洪積層である野辺地上部砂質土層 (Nos1) が主体である。また，解析に用いた地山の物性値は現地調査試験と室内試験に基づいて設定した。表-6.2はその結果を示したものである。

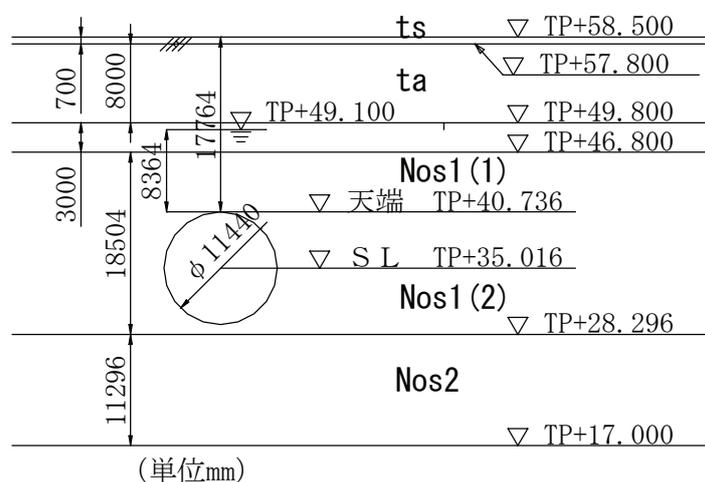


図-6.4 現場計測断面 (616k203m) の地層区分

表-6.2 地山の物性値

地層	土質分類	平均N値	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> ) γ	側方土圧係数 K <sub>0</sub> <sup>1)</sup>	ポアソン比 ν	変形係数 (MN/m <sup>2</sup> )		備考
						E <sub>p</sub> <sup>2)</sup>	E <sub>0</sub> <sup>3)</sup>	
ts	砂質土	4	14.0	0.54	0.35	---	10.00	E <sub>0</sub> =2.5N
ta	粘性土	13	14.0	0.67	0.40	5.07	20.28	E <sub>0</sub> =4.0E <sub>p</sub>
Nos1(1) Nos1(2)	砂質土	24 >50	19.0	0.54	0.35	---	60.00 28.36	E <sub>0</sub> =2.5N E <sub>0</sub> =4.0E <sub>p</sub>
Nos2	砂質土	>50	20.0	0.43	0.30	68.08	272.32	E <sub>0</sub> =4.0E <sub>p</sub>

1) 側方土圧係数 (K<sub>0</sub>) は， $K_0=(\nu/(1-\nu))$ として計算した。

2) E<sub>p</sub> はボーリング孔内水平載荷試験による変形係数である。

3) E<sub>0</sub> は E<sub>0</sub>=2.5×N，もしくは E<sub>0</sub>=4.0×E<sub>p</sub>として計算した。

(2) ライニングおよび内型枠の物性値

表-6.3はライニングと内型枠の諸元と物性値を示したものである。コンクリートの硬化後のヤング係数は、図-6.5に示す室内試験結果をもとに、材齢からヤング係数を直線補間して定めた。コンクリートの性状は、現場計測結果により、コンクリートの打設から3リング以後に応力が生じていることから、コンクリートの打設から2リング後までを液体、3リング以後を固体として扱うこととした。

施工ステップと材齢の関係は、施工実績をもとに、打設2リング後を約6時間後、内型枠の脱型時を約4日後とし、各リングのライニングの経過時間に合わせてコンクリートのヤング係数を変化させた。

また、解析上の内型枠については、実際の内型枠と等価の曲げ剛性 (EI) と軸剛性 (EA) を有する等厚断面形状の物性値を用いた。

表-6.3 ライニングと内型枠の諸元と物性値 (1リング当たり)

構造物	厚さ t (cm)	断面積 A (cm <sup>2</sup> )	断面二次 モーメント I (cm <sup>4</sup> )	ヤング 係数 E (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソ ン比 ν	単位体 積重量 γ (kN/m <sup>3</sup> )
ライニング	33	3,960	359,370	図-6.5 参照	0.20	23.0
内型枠	45 (49)	839 (5,880)	167,768 (1,176,490)	210.0 (30.0)	0.30 (0.30)	78.5 (11.2)

※ ( )内は三次元解析に用いた等価剛性の換算数値

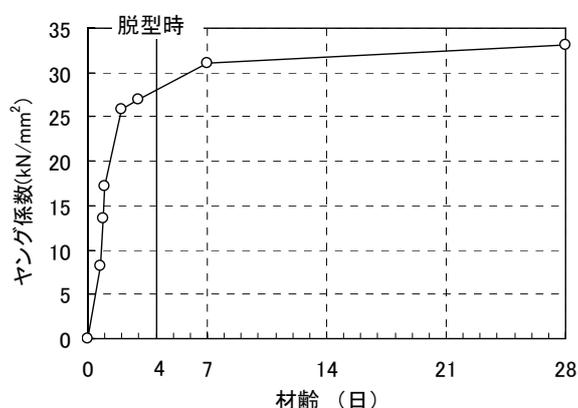


図-6.5 場所打ちコンクリートのヤング係数

6-2-3 施工時荷重

施工時荷重は、シールドが計測断面を通過するときの現場施工データおよび現場計測結果にもとづいて、表-6.4に示すように設定した。切羽圧は泥土の単位体積重量  $16.0\text{kN/m}^3$  を考慮し、線形分布とした。また、コンクリートの打設圧は、図-6.6の現場計測結果を参考にし、打設圧に場所打ちコンクリートの自重分布荷重を考慮して載荷した。ジャッキ推力については等分布荷重としてシールドテール内にある内型枠に作用させた。

表-6.4 施工時荷重

項目	荷重強度	
平均切羽泥土圧	$0.33\text{MN/m}^2$	
コンクリート打設圧	頂部	$0.36\text{MN/m}^2$
	スプリングライン部	$0.47\text{MN/m}^2$
	底部	$0.58\text{MN/m}^2$
平均ジャッキ推力	$39,600\text{kN}$	

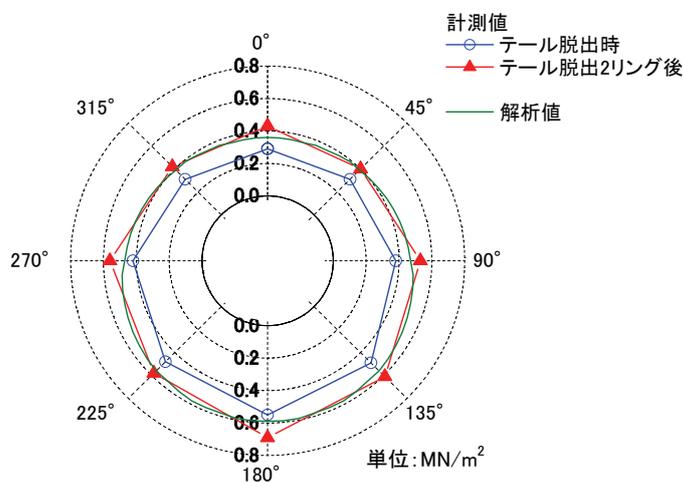
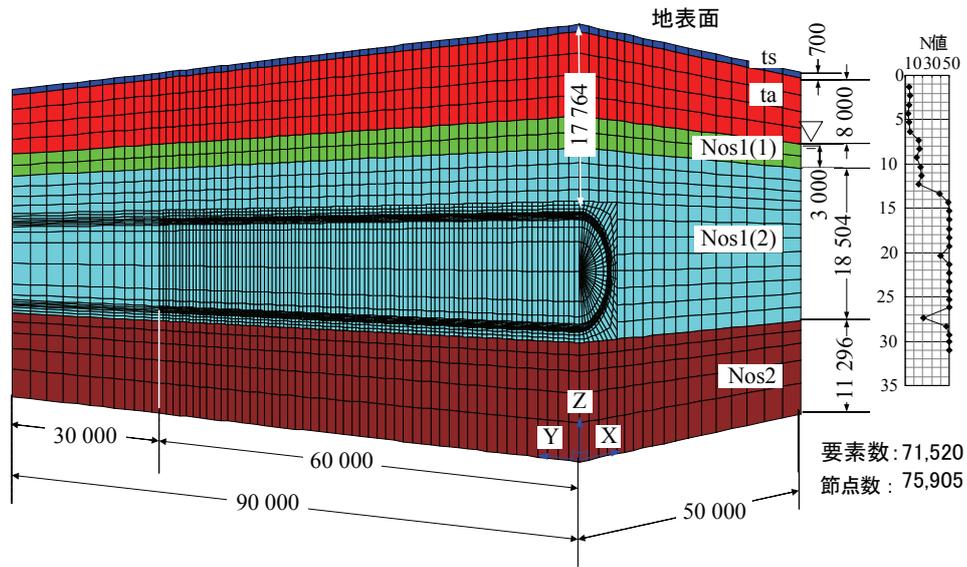


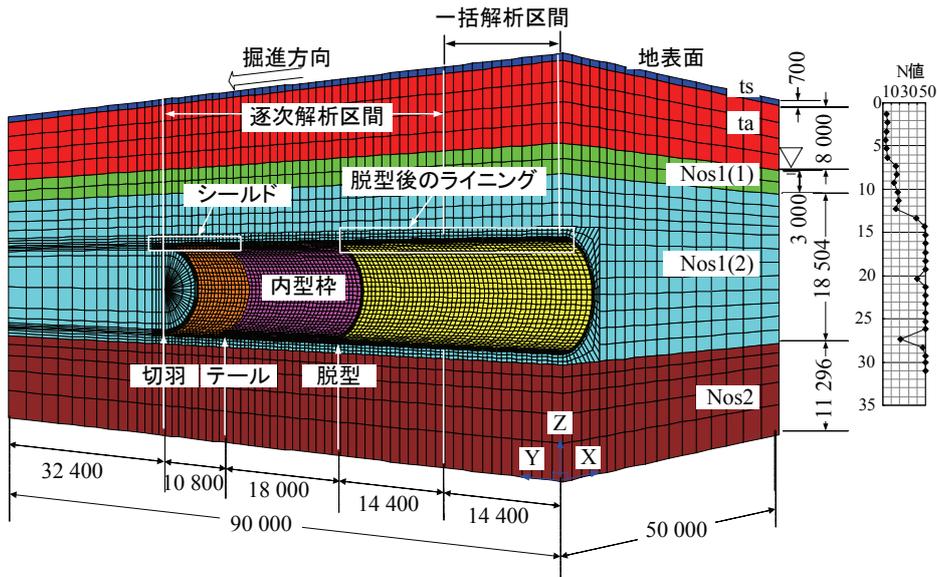
図-6.6 コンクリートの打設圧

6-2-4 解析モデル

図6.7および図6.8は使用した三次元解析モデルのメッシュ図を示したものである。解析対象のトンネルおよび地山の応力とひずみの分布は左右対称と考えられるので、半断面のみを解析モデルとして作成した。解析モデルは、トンネル径(D) 11.44m, 土被り(H) 17.76m, 鉛直下方境界約1.1D: 12.30m, トンネル側方境界約2.5H: 44.28m, トンネル縦断方向90.00mを解析領域とし、節点数は75,905, 要素数は71,520であり、境界条件はモデル端面をローラー支承としている。

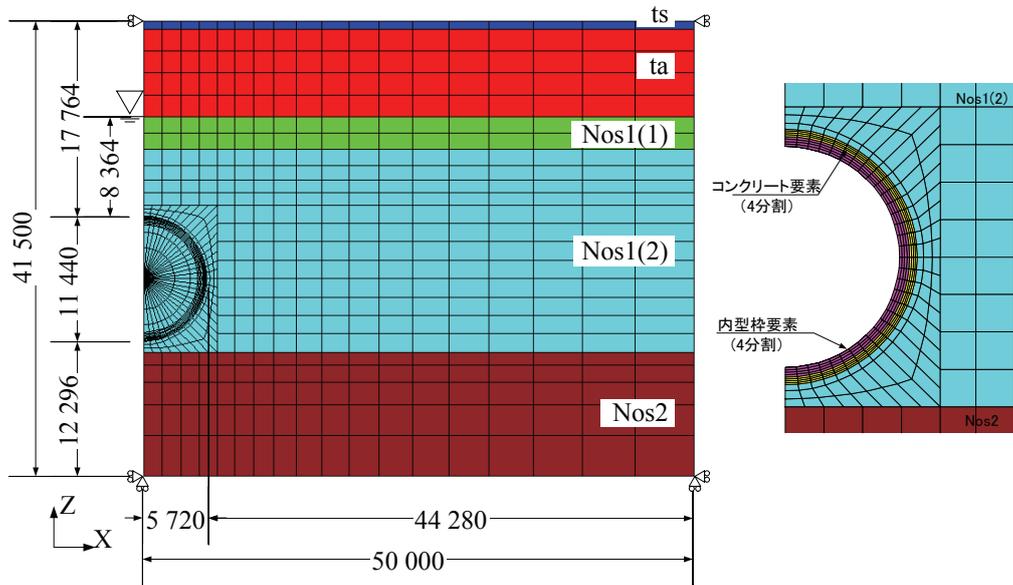


(a) 掘削前

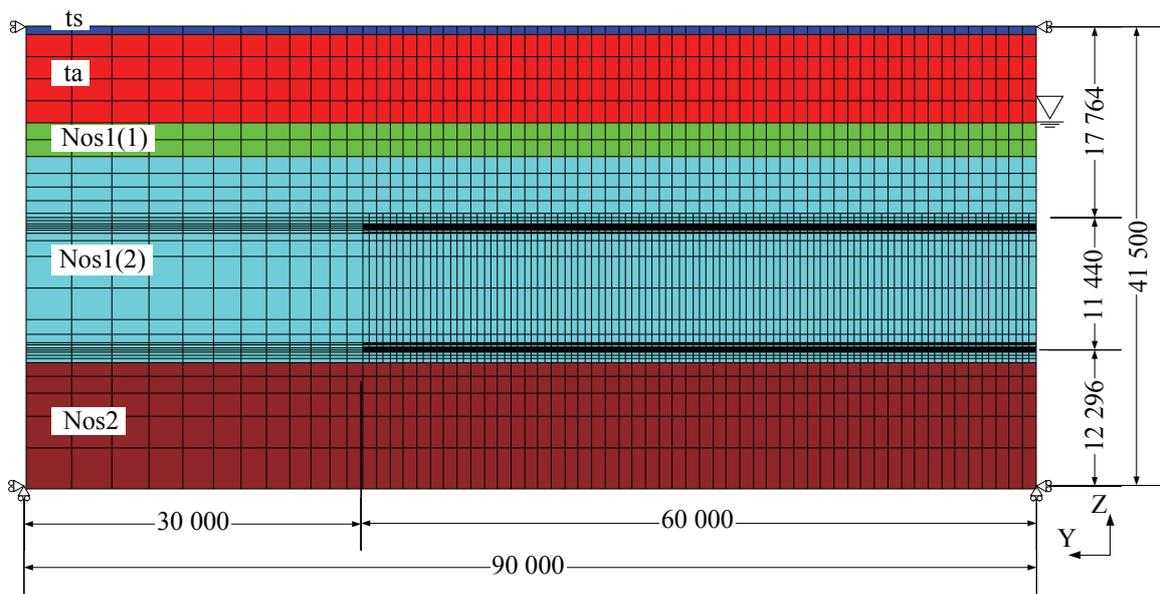


(b) 掘削終了後

図-6.7 解析モデル (1)



(a) 横断面



(b) 縦断面

図-6.8 解析モデル (2)

### 6-2-5 解析手順

SENSの施工サイクルは連続施工サイクルと休日施工サイクルに分けられる。連続施工サイクルはテール直近のコンクリート（材齢6時間以下）が十分硬化していない状態で連続的に施工を実施する。一方、休日施工サイクルはテール直近のコンクリートが硬化した約24時間後に施工を再開する。

解析手順は、まず、初期応力解析によって地山に初期応力を発生させる。地下水位以下の初期応力は土水圧を分離して算出する。つぎに、以下の解析を行う。

#### (1) 連続施工サイクルの解析手順

##### ●ステップ0：一括解析

端面から14.4m(12リング分)までの地山要素を一括削除して、シールド要素、ライニング要素、内型枠要素を付加する。

##### ●ステップ1～36：逐次解析

SENSの施工過程と同様に切羽掘削とコンクリートの打設、内型枠の脱型と組立てを掘進の1サイクルとし、以下の項目を1ステップとして同時に行う。

- ① 切羽の前面の地山要素を1掘進長分(1.2m)削除し、切羽面に1掘進長分のシールド要素の付加およびテール部でのシールド要素の削除を行う。
- ② シールドテール内に内型枠要素1リング分を付加し、最後尾の内型枠要素を削除する。
- ③ シールドテールから3リング目にライニング要素を付加する。このとき、4リング目以降のライニング要素は各ライニングの経過時間に合わせてヤング係数をそれぞれ更新する。

また、次の施工時荷重を同時に設定する。

- ④ 切羽の圧力は泥土の単位体積重量(16.0kN/m<sup>3</sup>)を考慮した台形分布とし、切羽面の地山に水平方向荷重として載荷させる。
- ⑤ コンクリートの打設圧は、打設圧にフレッシュコンクリートの自重分布荷重を考慮した値とし、シールドテールから2リング分の地山と内型枠にトンネル半径方向の荷重として載荷させるとともに、硬化直後のライニングに水平方向荷重として作用させる。
- ⑥ ジャッキ推力は等分布の水平荷重として、シールド内にある内型枠要素に

作用させる。

以上、①～⑥を合計 36 ステップ（掘進距離 43.2m）で逐次解析を行った。

### (2) 休日施工サイクルの解析手順

#### ●ステップ 0：一括解析

連続施工サイクルの解析のステップ 0 と同様に、端面から 14.4m(12 リング分) までの一括解析を行う。

#### ●ステップ 1～14

連続施工サイクルの逐次解析と同様な手順で、合計 14 ステップ（掘進距離 16.8m）の解析を行う。

#### ●ステップ 15

解析を行わず、テールから 2 リング分の液状の場所打ちコンクリートの部分にコンクリート要素を付加する。この時、すべてのコンクリート要素の材齢を 24 時間増加し、新たな材齢に合わせてコンクリートのヤング係数を更新する。

#### ●ステップ 16～37

連続施工サイクルの逐次解析と同様な手順で、合計 22 ステップ（掘進距離 26.4m）の解析を行う。

6-3 三次元解析の結果

6-3-1 トンネル周辺の地山の挙動

(1) トンネル周辺の地山の変位

トンネル周辺の地山の挙動について、側方土圧係数を変化させてシミュレーションを行った。その結果、表-6.2 に示した側方土圧係数と表-6.4 に示した施工時荷重強度の条件ではほぼ計測値に近い挙動が得られた。図-6.9 および図-6.10 はその解析結果を示したものである。なお、今回検討した側方土圧係数は一般の砂質土に比べてやや大きい値となっている。

トンネル直上1mの地山の鉛直変位は、現場計測で得られた切羽の通過前の緩やかな隆起傾向、切羽の通過時の沈下、テールの脱出時のコンクリートの打設による隆起、内型枠の脱型による沈下とほぼ同様な挙動が得られた。

また、トンネル直上の地表面の鉛直変位についても解析結果と同様な挙動が得られた。

つぎに、トンネルスプリングライン (SL) の側方 1m の地山の水平変位は、切羽の通過時からトンネル側への変位が増加した後、テールの脱出時に急激に地山側に変位している。その後、脱型時にわずかにトンネル側に変位して安定する。これは、トンネル側部の地山は主にコンクリートの打設圧により地山側に押し広げられるためと考えられる。ただし、テールの脱出時の地山側への変位量は計測値に比べるとかなり大きな値となっている。

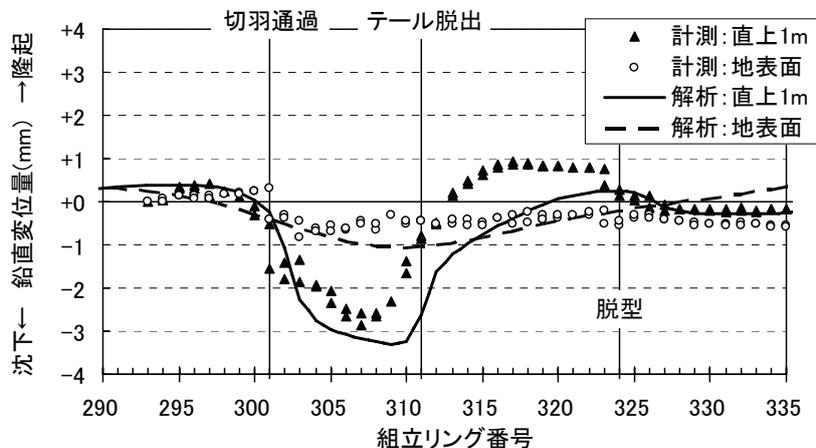


図-6.9 トンネル直上の地山の鉛直変位

第6章 SENS におけるライニングの挙動の解析

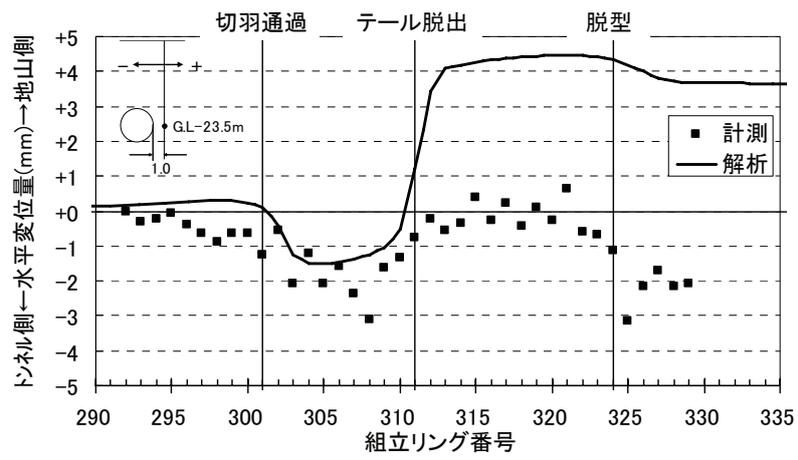


図-6.10 トンネル側部の地山の水平変位

(2) トンネル周辺の地山の応力

図-6.11は三次元解析による各施工ステップのトンネル周辺の地山の半径方向の応力を示したものである。初期応力状態からコンクリートの打設前までは、掘削にともなう地山の応力解放により応力が減少する。コンクリートの打設時には、コンクリートの打設圧により地山が半径方向に加圧され、地山の応力は増加し、初期の地山応力を超える値に保持される。その後、コンクリートが硬化し、内型枠が脱型されることにより、地山の応力は全体的に減少する。トンネルの頂部から135度までは初期の地山応力を上回る応力が残留し、135度から底部の範囲は初期の地山応力より減少した値となる。

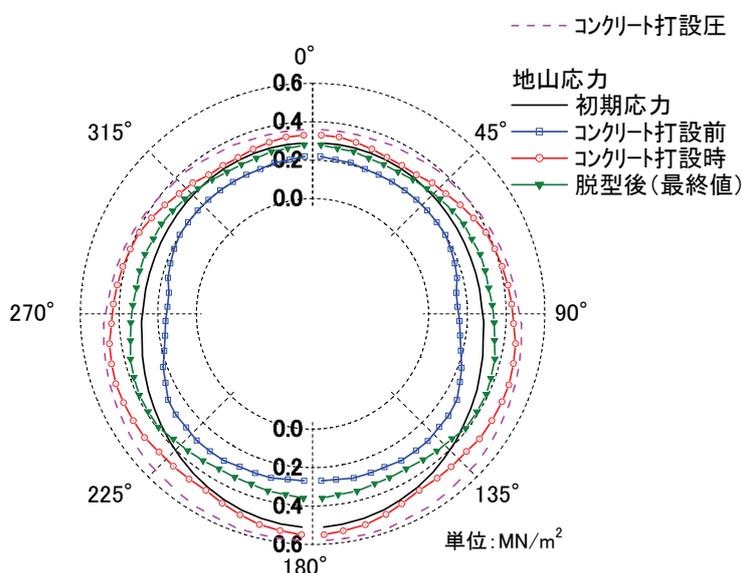


図-6.11 トンネル周辺の地山の半径方向の応力

図-6.12 はトンネル外周に作用する鉛直と水平および半径方向の荷重の解析結果を示したものである。頂部での鉛直荷重は、コンクリートの打設時に増加し、その後、減少して、最終的にほとんど初期の土水圧に近い  $0.29\text{MN/m}^2$  の値となる。SL 部に作用する水平荷重は、コンクリートの打設時に急激に増加し、コンクリートの硬化にともない減少するが、初期の土水圧を超える  $0.33\text{MN/m}^2$  が残留している。底部での鉛直荷重は、頂部と同様にコンクリートの打設時に増加するが、コンクリートの硬化にともない著しく減少し、初期の土水圧を下回る  $0.36\text{MN/m}^2$  となる。

このことから、ライニングに作用する荷重は、コンクリート打設圧がコンクリ

## 第6章 SENSにおけるライニングの挙動の解析

ートの硬化にともない減少し、残留した圧力(以下、残留打設圧という)であることがわかり、また、脱型後のライニングの変形にともない、トンネル周辺の地山の応力の再配分が発生し、ライニングに作用する荷重が若干減少する傾向を示すことがわかった。なお、内型枠の脱型前のライニングに作用する荷重はコンクリートの打設圧の約84%程度となっている。

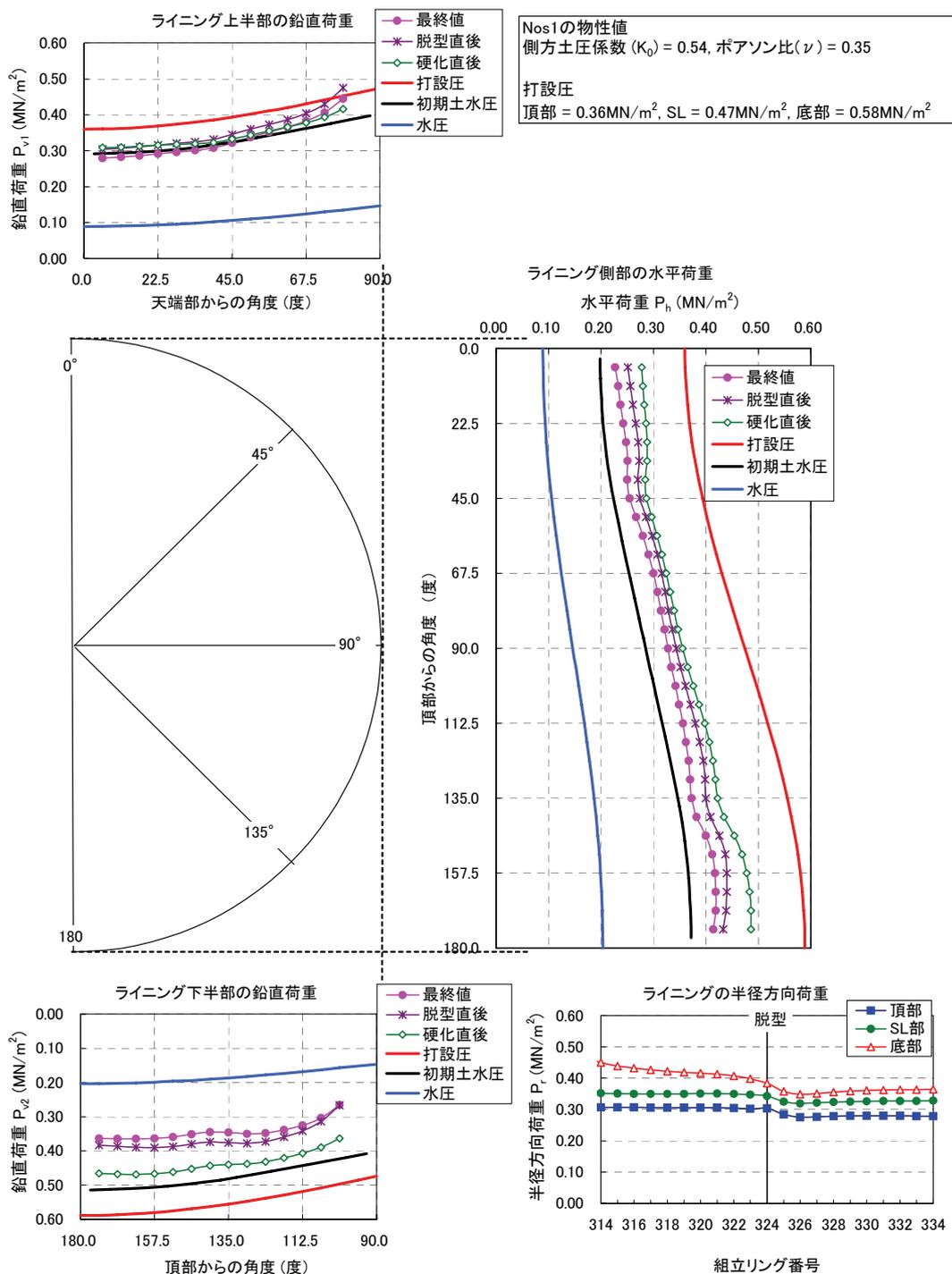


図-6.12 ライニングに作用する荷重

### 6-3-2 内型枠の挙動

#### (1) 内型枠のトンネル周方向の応力

解析では箱型形状の内型枠を等価剛性の等厚断面形状要素に置き換えるため、同様なひずみと変位量を算出することができるが、応力については実際と解析のヤング係数が異なるため、次式で補正する。

$$\sigma_{real} = E_{real} / E_{model} \times \sigma_{model}$$

ここに、 $\sigma_{real}$ : 実際の応力度,  $\sigma_{model}$ : 解析の応力度,  $E_{real}$ : 実際のヤング係数 (210kN/mm<sup>2</sup>),  $E_{model}$ : 解析モデルのヤング係数 (30kN/mm<sup>2</sup>) である。

図-6.13 は内型枠のトンネル周方向の応力の変化の解析結果と計測値を示したものである。内型枠のトンネル周方向の応力は、テールの脱出時に増加し、テールの脱出から 3~4 リング後に最大応力が発生している。その後、ほとんど変化せず、脱型の 1~2 リング前に若干大きくなる。発生応力はすべて圧縮応力で、最大縁応力は地山側が 26~52N/mm<sup>2</sup>, 内空側が 19~52N/mm<sup>2</sup> の応力に収束している。

計測値と比べると、計測値の 90 度では大きな引張応力の発生がみられる。また、下半部の応力は計測値が解析値より大きな値となっており、最大縁応力は 190N/mm<sup>2</sup> (180 度) を示し、解析結果の約 4 倍となっている。

#### (2) 内型枠のトンネル周方向の断面力

図-6.14 は内型枠のトンネル周方向の曲げモーメントおよび軸力を示したものである。曲げモーメントについては、脱型の直前まで類似の分布形状を示し、上下の肩部 (45 度および 135 度) に負の曲げモーメントが発生し、頂部、スプリングラインおよび底部においては正の曲げモーメントが発生している。これは、形状保持装置による拘束のために発生したものと考えられる。テールの脱出時から脱型の直前までの変化をみると、頂部においては正の曲げモーメントがわずかに増加するが、その他の位置においては曲げモーメントはわずかに減少している。

軸力については、全周にわたって圧縮となり、テールの脱出時から脱型の直前までの変化はいずれの位置も増加している。

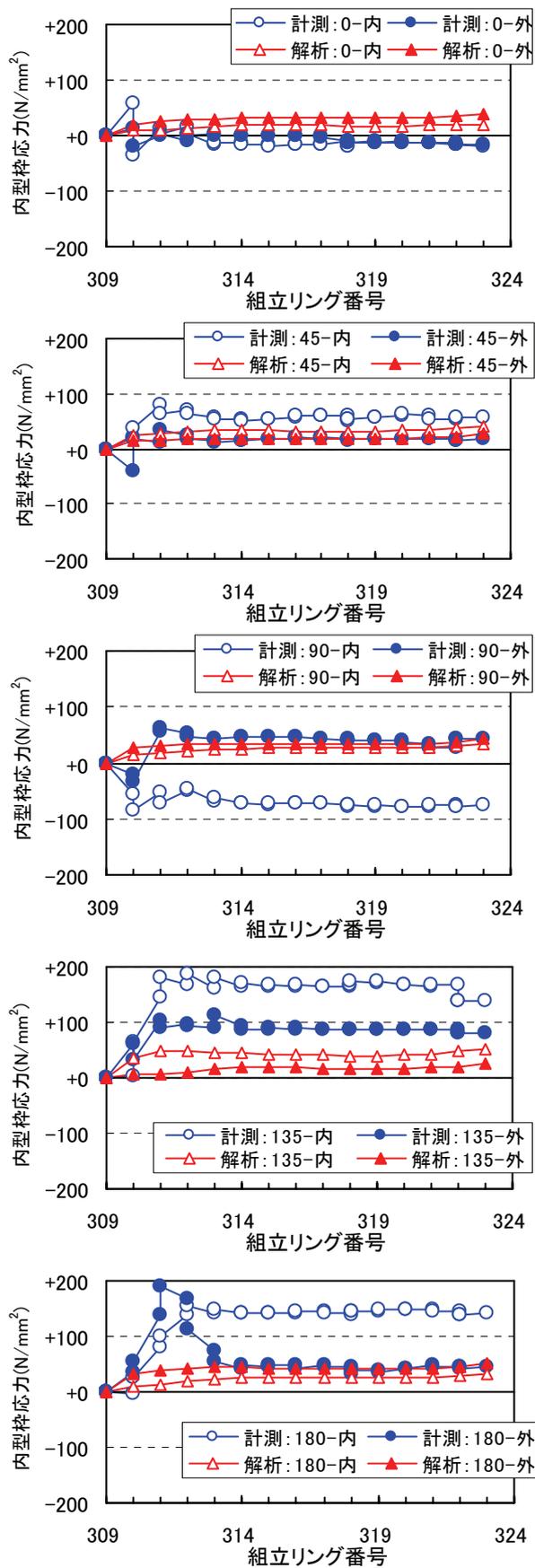


図-6.13 内型枠のトンネル周方向の応力

## 第6章 SENS におけるライニングの挙動の解析

つぎに、解析結果と計測値との比較をすると、内型枠の解析結果は、曲げモーメントが $-190\sim+90\text{kN}\cdot\text{m}$ 、軸力が $+1,500\sim+3,600\text{kN}$ の範囲内である。一方、内型枠 309R の計測値は、曲げモーメントが $-340\sim+430\text{kN}\cdot\text{m}$ 、軸力が $-1,700\sim+11,600\text{kN}$ となっている。解析から得られた内型枠の断面力の分布形状は計測結果と概ね一致したが、値は $1/5\sim1/3$ となっている。これは、実際の内型枠は複雑な形状であるため、解析に用いた等圧断面形状と比べて、施工時荷重による応力の集中、変形が発生しやすい構造であること、内型枠を繰り返して使用しているため塑性変形し、また、前リングにならって組立てることによる応力の発生があることなどのためであると考えられる。

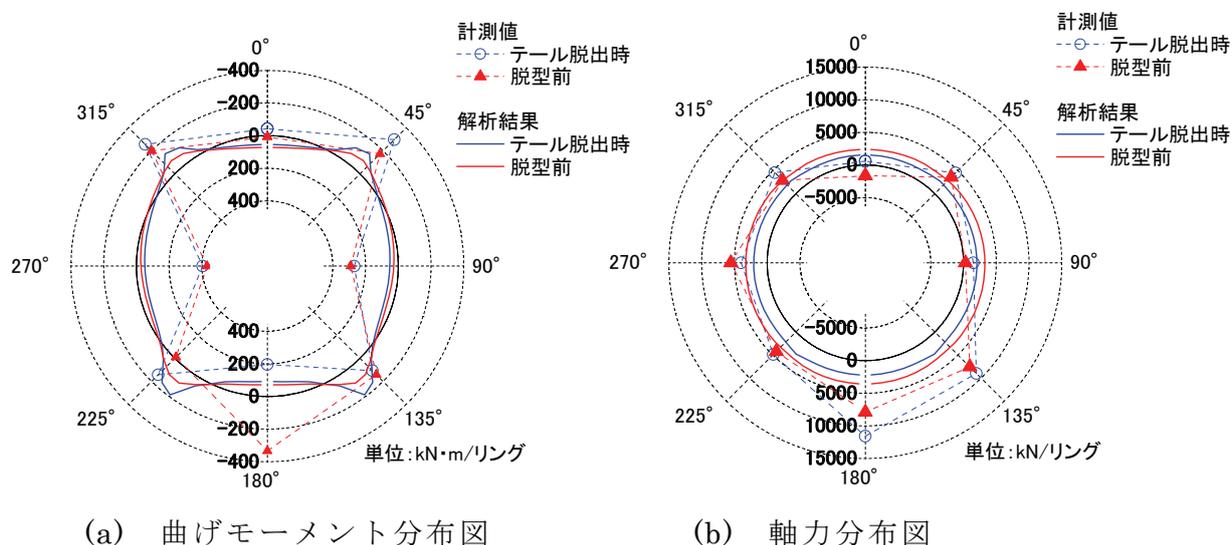


図-6.14 内型枠のトンネル周方向の断面力

(3) 内型枠およびライニングのトンネル軸方向の軸力と応力

図-6.15 は内型枠とライニングのトンネル軸方向の軸力と応力を示したものである。なお、解析に用いたジャッキ推力は、シールドの通過時の平均推力 39,600kN をテール内にある内型枠に等分布荷重として作用させたものである。

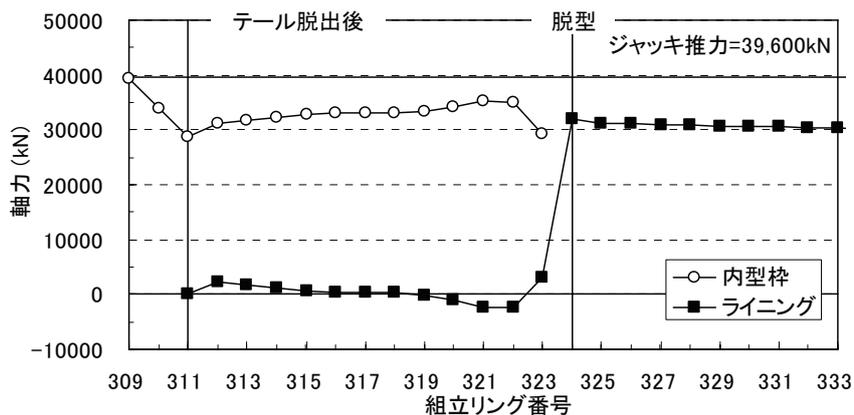
図-6.15(a)から、テールの脱出時の内型枠に作用する軸力は約 29,000kN で、シールドの掘進にともなって緩やかに増加するが、脱型前には減少して、最終的に約 29,000kN の軸力が残留する。図-5.22 に示す計測値はテールの脱出時において約 30,000 kN を示し、時間の経過にしたがい減少し、脱型時で約 20,000kN となる。解析値と計測値とを比較すると、テールの脱出時はほぼ同じであるが、脱型前の残留軸力については解析値のほうが大きくなっている。これは、解析では、ライニングが内型枠と完全に結合されている状態でモデル化しているため、実際の状態とは若干異なり、解析結果から得られた軸力の伝達は実際より大きく評価する結果になったと考えられる。

つぎに、解析による内型枠に生じるトンネル軸方向の応力は、図-6.15(b)に示すように、頂部の応力は増加する傾向、スプリングラインと底部の応力はほとんど変化がないが、脱型前にはいずれの断面も減少する。

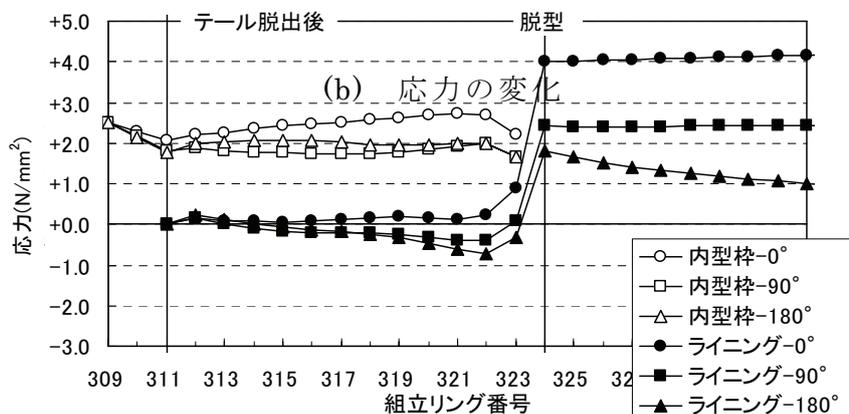
ライニングのトンネル軸方向の軸力については、内型枠がある場合はその値は小さいが、脱型により軸力は急激に増加し、内型枠の残留軸力に相当する軸力まで達する。このことより、脱型にともない、ジャッキ推力は内型枠からライニングに伝達されることがわかった。

ライニングのトンネル軸方向の応力については、内型枠がある場合は頂部にはわずかに圧縮応力が、SL 部と底部には引張応力が発生している。脱型後はいずれも急激に圧縮に変化し、時間の経過にともない、頂部、SL 部は応力の変動は小さいが、底部は減少する。これから、内型枠の脱型により、トンネル軸方向の円筒梁としての効果が作用しなくなり、脱型後のライニングは浮力の影響により、浮き上がりの傾向を示すことがわかる。

第6章 SENSにおけるライニングの挙動の解析



(a) 軸力



(b) 応力

図-6.15 内型枠およびライニングのトンネル軸方向の軸力と応力

6-3-3 ライニングの挙動

(1) ライニングの応力

図-6.16 はライニングのトンネル周方向の応力の計測結果と三次元解析結果を示したものである。なお、計測値は温度およびクリープひずみの補正を行っている。

内型枠の脱型前の応力の変化は、解析値は、脱型2リング前から増加するものの全体的に変動が少なく、ほぼ一定の全断面圧縮状態となり、下半部でやや応力の増加が大きい。一方、計測値は、いずれの計測点でも脱型前の応力の変動が大きく、引張応力が発生している所も見られる。脱型前の計測値の最大約  $4\text{N/mm}^2$  の変動は、コンクリートの若材齢時における施工時の偏荷重やライニングの厚さ方向の温度差などによるものが主要因と考えられる。

脱型後の応力は、計測値および解析値ともに圧縮側への増加となっている。解析値は、脱型3~4リング後に最大値  $4.6 \sim 6.1\text{N/mm}^2$  の全断面圧縮応力状態となり、その後は収束している。計測値は、 $-1.5 \sim 6.0\text{N/mm}^2$  の範囲でばらついており、とくに、下半部においては解析値とのかい離が大きくなっている。計測値は、脱型後の荷重の変動がない状態においても変化しており、隣接リングの脱型、乾燥収縮、温度変化などの影響を受けているためであると考えられる。

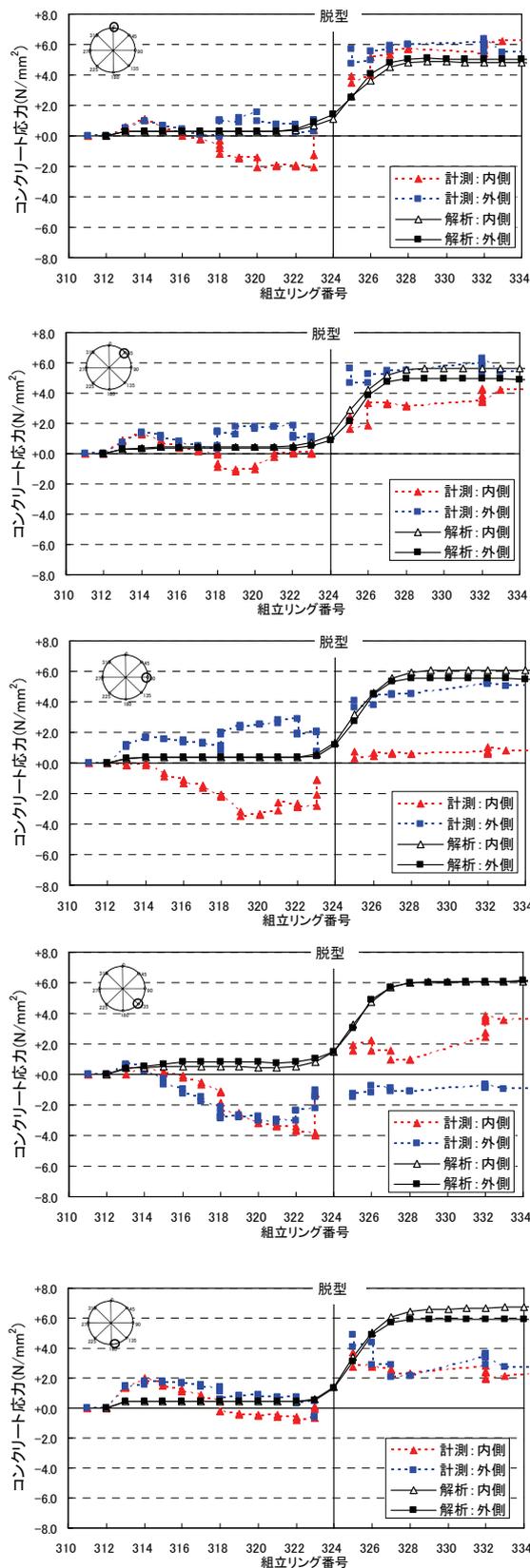


図-6.16 ライニングのトンネル周方向の応力 (309R)

以上のことから、計測値の脱型前の応力は施工時の特殊な要因による影響を受けると考え、ライニングの発生応力のうち、脱型の直後からの増加応力に着目し、脱型の直前の値を0として計測値と解析値との比較を行った。図-6.17は脱型後の両者の応力を示したものである。ここで、下半部の135度～225度の範囲において、増加荷重がない状態で応力の変動が大きいものは、先に述べた理由により脱型の直後の値を0とした。解析値は、底部で最大の約6.3N/mm<sup>2</sup>を示す静水圧的な分布荷重が作用した場合の応力に近いものとなっているが、計測値は、頂部で最大の6.2N/mm<sup>2</sup>を示し、解析値とは最大値を示す位置が異なっている。この理由については本節(4)で考察する。

ここまでの検討結果から、ライニングの完成時の応力は、内型枠が脱型されることにより生じる圧縮方向への著しい応力の増加により全断面圧縮状態で保持されると考えられる。また、この増加応力は、脱型前に生じている引張応力を減少させ、圧縮領域に移行させる効果に寄与しているものと考えられる。

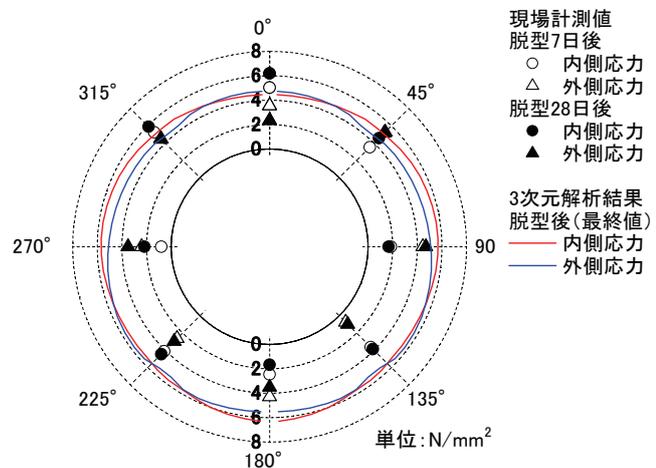


図-6.17 内型枠の脱型後のトンネル周方向の増加応力

## (2) ライニングの断面力

ライニングの断面力は前節と同様に内型枠の脱型後の増加に着目して検討する。

図-6.18はライニングの曲げモーメントの計測値と解析値を示したものである。なお、計測値は温度およびクリープひずみの補正を行っている。

解析値は、脱型後の断面各部の曲げモーメントの変動量は-8.5～+3.0kN・mの範囲に分布しており、セグメント覆工の場合と比べてかなり小さな値を示すことがわかる。一方、計測値は、脱型によりSL部と底部ではトンネルの内空側に押される挙動を示し、正の曲げモーメントが発生する。頂部、135度および225度では負の曲げモーメントで、最大の曲げモーメントは約-42kN・mとなっており、解析値と比較するとかなり大きな値を示している。

図-6.19はライニングの軸力の計測値と解析値を示したものである。なお、計

測値は温度およびクリープひずみの補正を行っている。

解析値は、脱型の直後に、全周にわたり圧縮力が増加し、底部で約 1,100kN の最大値を示す。これは静水圧的な分布荷重が作用した場合の応力に近い形状である。施工の進行にともなって、軸力は脱型の直後の分布形状に近い形状で増加し、底部は 2,300kN の最大圧縮力となった。一方、計測値は、脱型の直後は解析値と同様に圧縮力が増加し、底部が最大となる 1,800kN の軸力を示したが、脱型 28 日後では底部の軸力は 1,000kN に減少し、一方、頂部は 1,400kN から 1,700kN に増加して、頂部の軸力が最大値を示す分布になった。軸力の値そのものをみると、頂部はほぼ解析値に近い値を示したが、底部では解析値が計測値の約 2.3 倍となり大きな差が見られる。トンネル底部より頂部で軸力が大きくなったのは、脱型にともなう上下の解放応力の差に起因する浮力の影響、リングの剛性の低下や乾燥収縮、クリープ変形などによるライニングの収縮の影響などによるものと思われる。解析ではその一部しか考慮されていないため、下半部における有効応力の減少が過小に評価されているものと考えられる。

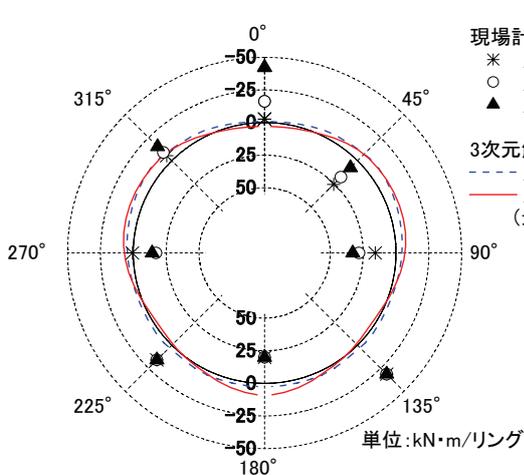


図-6.18 内型枠の脱型後の増加曲げモーメント

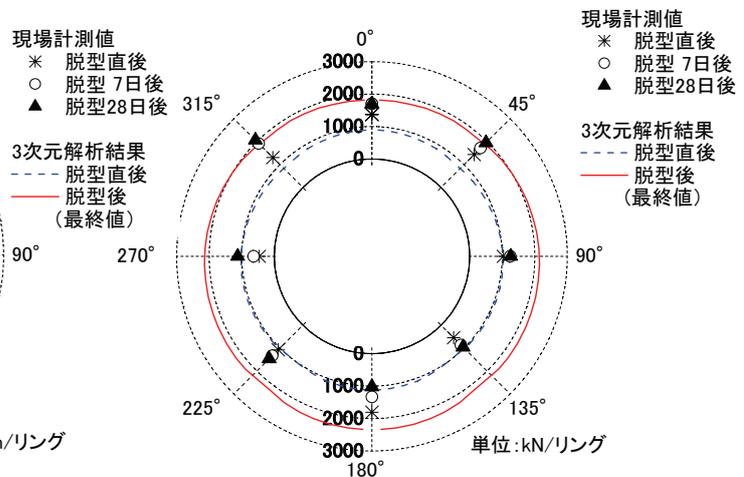


図-6.19 内型枠の脱型後の増加軸力

(3) ライニングの変形

図-6.20 は三次元解析によるライニングの変形を示したものである。内型枠の脱型前までの変形は、トンネルの下半部ではトンネル内空側に変位し、上半部ではトンネルの外側方向へ変位するが、それらの変位量は小さい。脱型による変形は、トンネルの底部では上向きに約 2.5mm の大きな変位を示し、頂部も上向きに約 1.5mm 変位し、全体的に浮き上がるような変位分布となっている。その後、トンネル全周にわたって内空側に小さく変位し、安定する。

これらのトンネル下半部における地山の半径方向の応力の減少およびライニングの上向きへの変位は、内型枠の脱型時のトンネルの上下の解放応力の差によるトンネルの浮き上がりが影響しているものと考えられる。

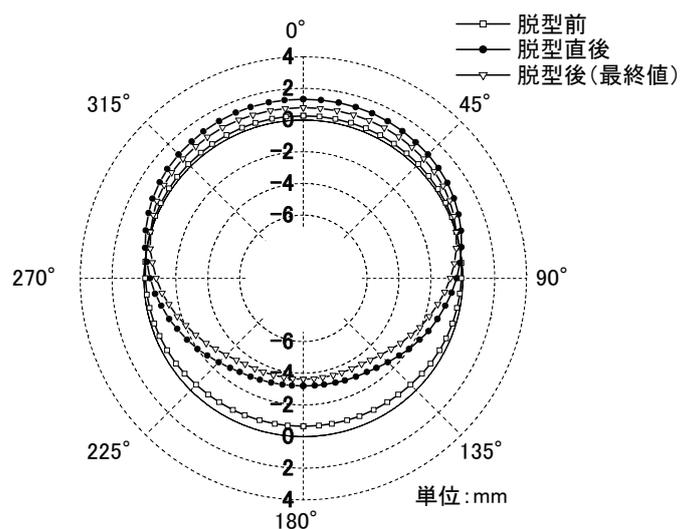


図-6.20 ライニングの変形

(4) ライニングの作用荷重

三本木原トンネルの計測結果および三次元解析結果から、ライニングの応力は、コンクリートが硬化し、内型枠が脱型されてライニングのみの支持状態になるときに圧縮側へ著しく増加していることが明らかになった。

しかしながら、脱型後の軸力は、計測結果では頂部に最大軸力が発生し、三次元解析では底部に最大軸力が発生する異なる傾向が見られた。そのため、三次元解析において考慮されていないライニングの収縮による有効応力の変化についての解析を行った。図-6.21は計測により得られたライニングのトンネル周方向のひずみの経時変化を示したものである。ライニングには最終的に約700 $\mu$ の収縮ひずみが生じており、これは、脱型によるリングの剛性の低下と温度変化、自己収縮、乾燥収縮の影響によるものと考えられる。

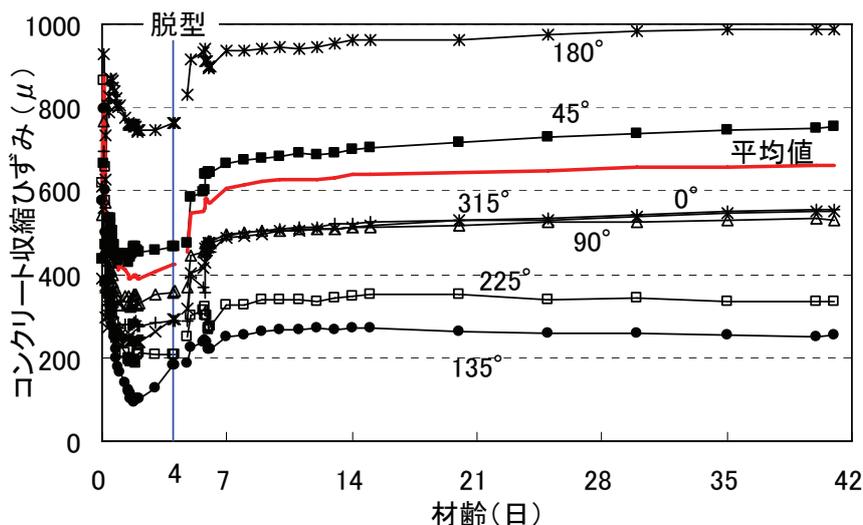


図-6.21 ライニングのひずみ

ライニングの外径の収縮量を、ひずみの平均値から推定すると、図-6.22に示すように鉛直方向の直径で8mm程度となる。一方、ライニングが収縮した時の地山の壁面の変位量を、三次元解析の脱型後の状態からライニングを取り去り、水圧のみを地山の壁面に作用させて求めると、トンネルの内空は、図-6.22に示すように鉛直方向で2mm程度収縮する。なお、ここでは、地山の変形係数は地盤のリバウンド現象(除荷)の解析でしばしば行われているように、通常の3倍の値を用いている<sup>4)</sup>。

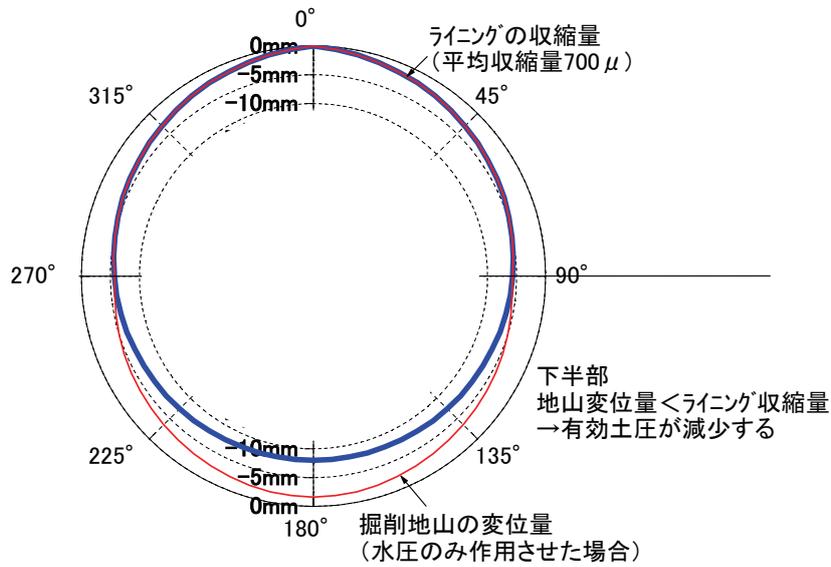


図-6.22 ライニングの収縮量と地山の変位量

以上の計算結果から得られたライニングの収縮量と地山の壁面の変位量を重ねると、図-6.22 に示すようにライニングと地山の間で有効土圧が減少し、トンネルの下半部には水圧のみが作用する可能性のあることがわかった。

そこで、有効土圧が減少して水圧のみが作用する範囲について、図-6.23 に示すように有効土圧が減少しないケース、下半部の90度（135度～225度）の範囲の有効土圧が減少するケース、下半部全体の180度（90度～270度）の範囲の有効土圧が減少するケースの3ケースを仮定し、三次元解析の脱型後の状態からライニングに作用している有効土圧を減じる計算を行った。

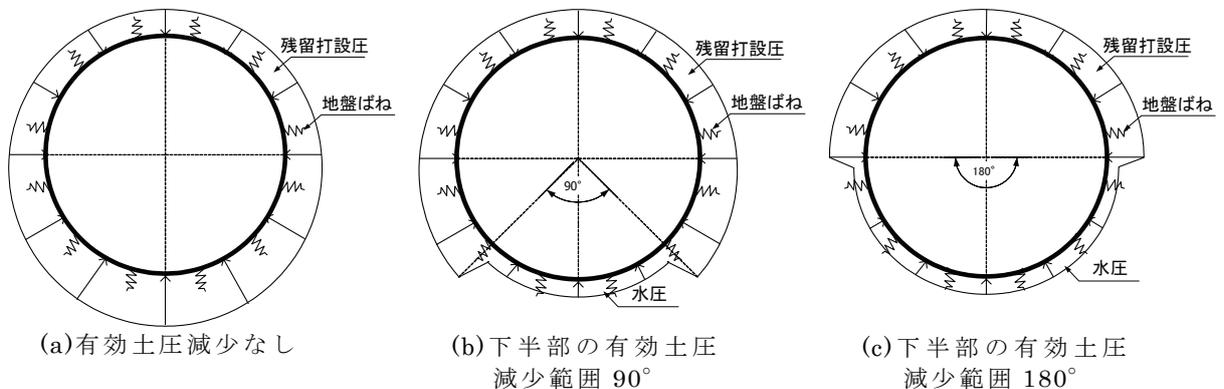
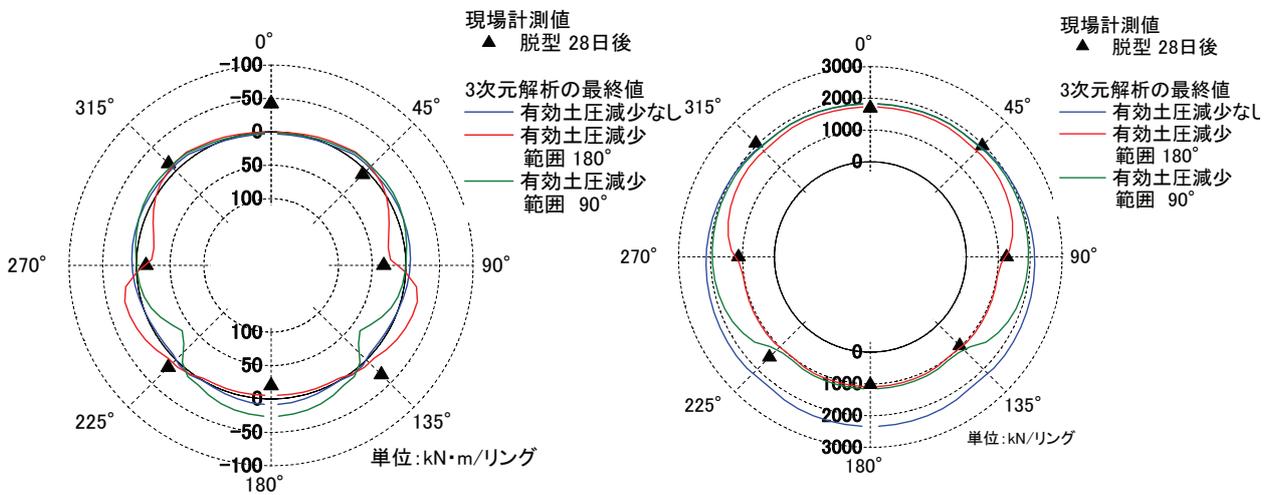


図-6.23 ライニングに作用する荷重の概念図

第6章 SENS におけるライニングの挙動の解析

図-6.24 はその結果を示したものである。また、表-6.5 は脱型 28 日後の計測値と各ケースの最終の解析値を示したものである。この図と表から、軸力が底部より頂部が大きくなる現象は下半部の有効土圧の減少を仮定すると生じることがわかる。その場合、SL 部の軸力は下半部全体の有効土圧が減少すると仮定したほうが、より計測値に近くなる傾向を示した。一方、曲げモーメントは、いずれの解析結果も計測結果とやや異なる傾向を示しているが、下半部全体に有効土圧の減少を仮定した場合が、両者の差異がもっとも少なくなった。



(a) 内型枠の脱型後の増加曲げモーメント (b) 内型枠の脱型後の増加軸力

図-6.24 ライニングの増加断面力の比較

表-6.5 ライニングの増加断面力の比較 (1 リング当たりの単位)

位置 (度)	計測値		三次元数値解析結果					
			有効土圧減少なし		有効土圧減少範囲 90°		有効土圧減少範囲 180°	
	軸力 (kN)	曲げ モーメント (kN·m)	軸力 (kN)	曲げ モーメント (kN·m)	軸力 (kN)	曲げ モーメント (kN·m)	軸力 (kN)	曲げ モーメント (kN·m)
0	1690	-42.1	1821	+3.0	1835	+2.2	1728	+0.4
45	1949	+7.6	1898	-6.7	1875	-10.2	1717	-8.8
90	1260	+32.9	2138	-6.4	1944	+0.2	1229	+11.5
135	957	-31.4	2193	+0.1	1150	+14.4	1016	-6.3
180	1021	+20.0	2341	-8.5	1158	-25.9	1088	+5.3
225	1465	-16.0	2193	+0.1	1150	+14.4	1016	-6.3
270	1123	+14.4	2138	-6.4	1944	+0.2	1229	+11.5
315	2062	-15.1	1898	-6.7	1875	-10.2	1717	-8.8

※解析結果は左右対称として整理した。

## 第6章 SENSにおけるライニングの挙動の解析

以上のことから、ライニングのトンネル周方向の断面力に関する現場計測結果と三次元解析結果との差異は、ライニングの収縮により生じる有効土圧の減少の影響に起因するものと考えられる。また、計測された収縮ひずみから計算されるライニングの外径の収縮量と、ライニングを取り去って地山の壁面に水圧を作用させた場合のトンネルの内空の変位量を比較して、有効土圧減少範囲を推定し、三次元解析での内型枠の脱型後の状態から、その範囲の有効土圧を減じて水圧のみを作用させることにより、計測値により近い解析結果が得られることがわかった。

### (5) コンクリートの打設圧などが地山およびライニングに与える影響

SENSの施工において、コンクリートの打設圧、施工サイクル、形状保持装置などが地山およびライニングに与える影響について解析を行った。表-6.6は検討の解析条件を示したものである。

解析はトンネルの頂部でのコンクリートの打設圧 ( $p_c$ ) をトンネル頂部での初期の鉛直地山応力 ( $\sigma_v$ ) 約  $0.29\text{MN/m}^2$  で除した値 ( $p_c/\sigma_v$ ) を、 $1.00\sim 1.50$  の範囲で設定し、頂部の打設圧を、ケース1~3では三本木原トンネルの実施工の管理圧、ケース4では初期の鉛直地山応力と同じ、ケース5では初期の鉛直地山応力の約1.5倍とした。打設圧の分布については、打設したコンクリートの自重を考慮した分布荷重とした。

表-6.6 解析条件

解析 ケース	検討項目	施工 サイクル	形状 保持 装置	コンクリート の打設圧 $p_c$ ( $\text{MN/m}^2$ )	打設圧/初期鉛 直地山応力 $p_c/\sigma_v$
1	基本ケース	連続	あり	0.36	1.21
2	施工サイクル	休日			
3	形状保持の有無	連続	なし	0.29	1.00
4	低打設圧		あり		
5	高打設圧				

a) 施工サイクルの影響

図-6.25 は連続施工サイクルと休日施工サイクルのライニングの断面力を示したものである。連続施工サイクルはテール直近のコンクリートが十分硬化していない状態で連続的に施工を実施する。一方、休日施工サイクルはテール直近のコンクリートが硬化した約 24 時間後に掘進を再開する。SENS の施工サイクルの影響の検討は 6-2-5 の解析手順により行った。

施工サイクルの違いによるライニングの軸力はほとんど同じであり、影響は小さいと考えられる。一方、曲げモーメントについては、休日施工サイクルの場合、頂部に正の曲げモーメントの若干の増加と底部に負の曲げモーメントが若干減少する傾向が見られるが、その変化量はごく小さく、影響は小さいと考えられる。

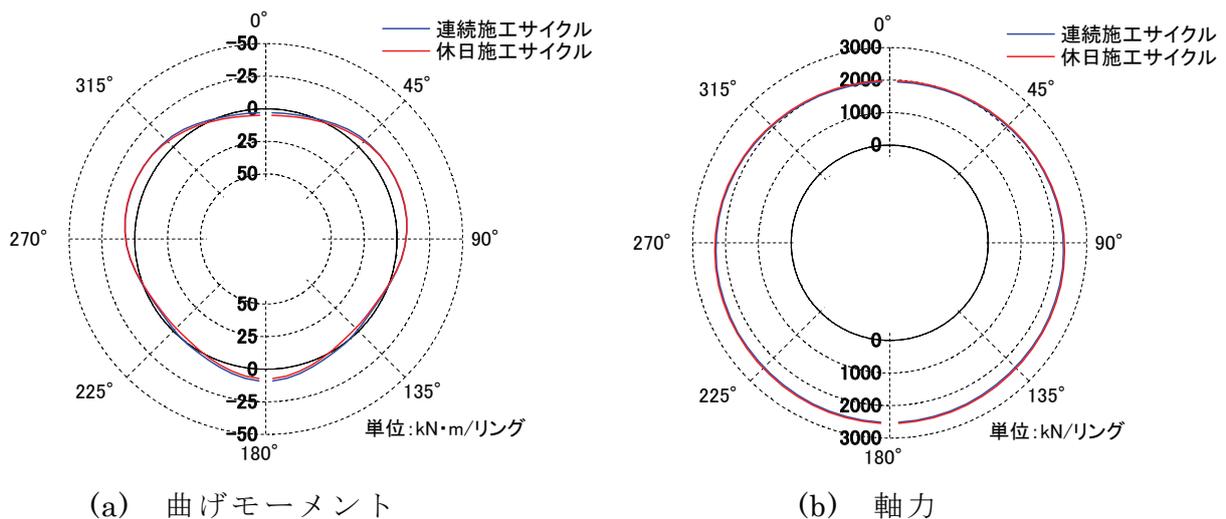


図-6.25 ライニングの断面力：施工サイクルの影響

b) 形状保持装置の影響

図-6.26 および図-6.27 は形状保持装置ありと形状保持装置なしの場合の内型枠とライニングに生じる断面力を示したものである。

形状保持装置のある場合は、テールの脱出時に形状保持装置がコンクリートの打設圧の一部を支持することより、内型枠に発生する軸力が形状保持装置のない場合より小さくなる。しかし、内型枠の脱型前には、両ケースの軸力の差異が小さくなっている。曲げモーメントについては、形状保持装置のある場合は内型枠の上下間の変形の抑制の影響により、左右 45 度と 135 度に大きな負の曲げモー

メントと、頂部、底部と SL 部に大きな正の曲げモーメントが発生している。

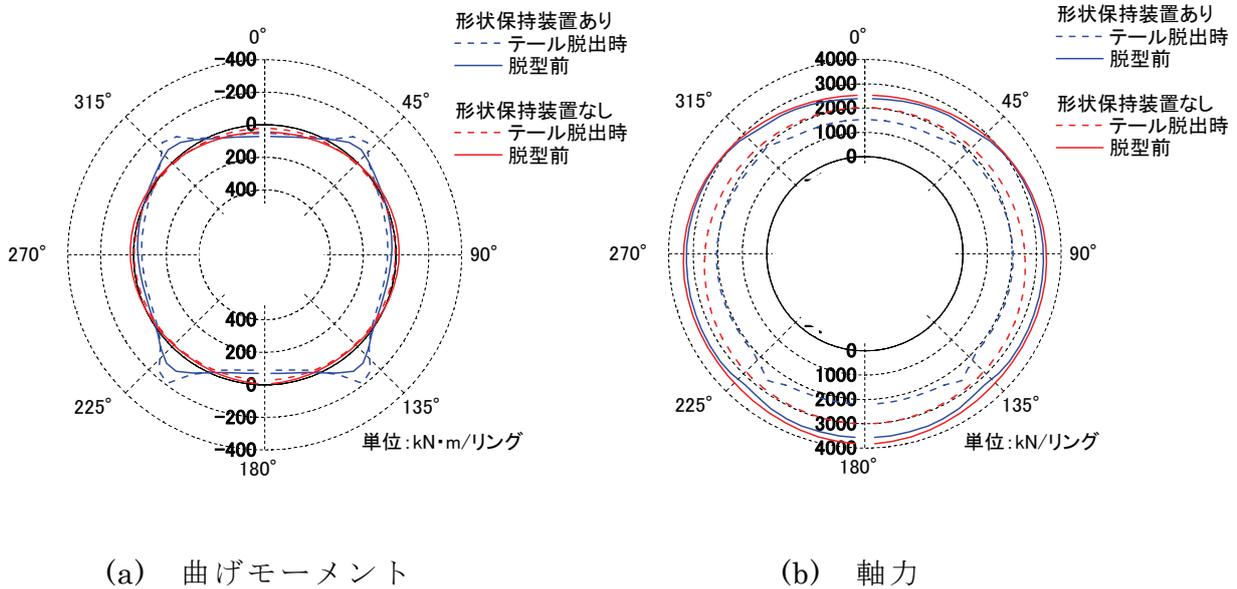


図-6.26 内型枠の断面力：形状保持装置の影響

つぎに、ライニングの断面力については、形状保持装置の有無で、その差はほとんど見られない。これは、コンクリートの強度の発現は内型枠の変形後であるためと考えられる。

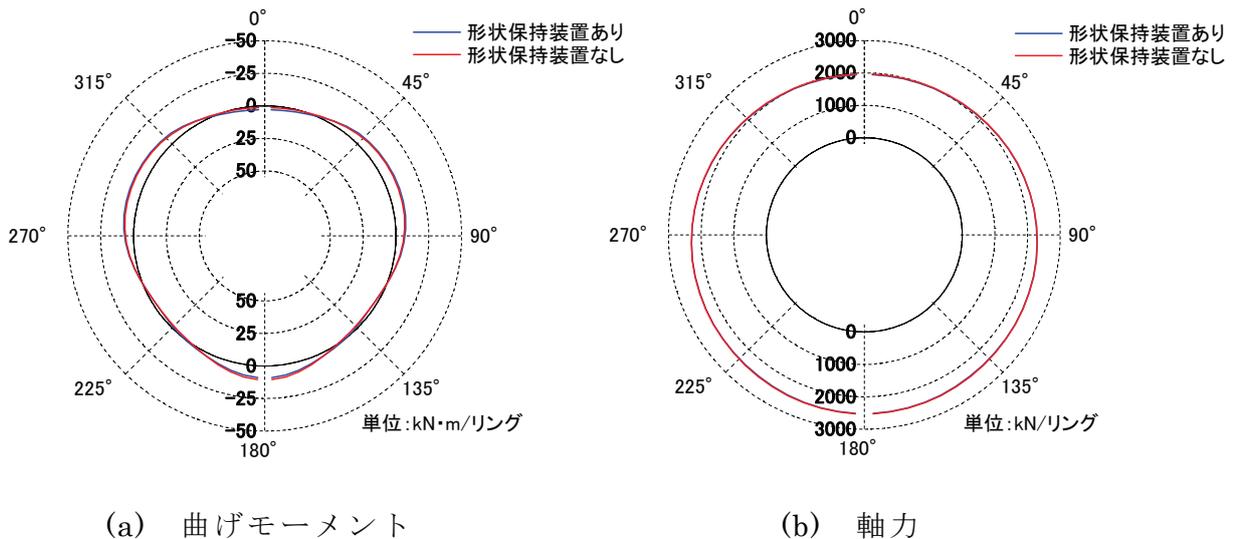


図-6.27 ライニングの断面力：形状保持装置の影響

c) コンクリートの打設圧の影響

図-6.28 はコンクリートの打設圧の影響による内型枠の断面力を示したものである。コンクリートの打設圧が大きくなるほど、内型枠に発生する曲げモーメントと軸力は大きくなっている。

つぎに、有効土圧の減少の有無とコンクリートの打設圧の大小によるライニングの断面力の比較を示す。図-6.29 はトンネルの下半部に有効土圧の減少を考慮しない場合、図-6.30 はトンネルの下半部全体の180度の範囲に有効土圧の減少を設定した場合の断面力の変化をそれぞれ示したものである。これから、コンクリートの打設圧が大きくなれば軸力は増加するが、曲げモーメントの変化は小さいことがわかる。

表-6.7 は断面力および縁応力の最大値を示したものである。軸力は打設圧を1.5倍にすると約300~400kN増加し、縁応力は約1N/mm<sup>2</sup>増加しているが、軸力への影響が大きくなっている。

これらの結果から、コンクリートの打設圧を大きく設定すると軸力が増加し、部材の断面の設計に影響を与える可能性はあるが、曲げモーメントの変化量は小さくこれが部材の設計に影響を及ぼす可能性は小さい。したがって、コンクリートの打設圧の設定は、地下水が打設したコンクリートに浸入してライニングの品質や機能を損なわない範囲内で、かつ、施工管理が容易に行える範囲内で、最小とするのが適切であると考えられる。

表-6.7 ライニングの最大断面力と縁応力

p <sub>c</sub> /σ <sub>v</sub>	有効土圧減少なし				有効土圧減少あり： 範囲・下半部180°			
	軸力 (kN)	曲げ モーメント (kN·m)	外側 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	内側 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	軸力 (kN)	曲げ モーメント (kN·m)	外側 応力 (N/mm <sup>2</sup> )	内側 応力 (N/mm <sup>2</sup> )
1.00	2318	-9.50	5.69	6.19	1769	-25.47	4.85	4.84
1.21	2513	-8.91	6.14	6.75	1890	-24.18	5.27	5.20
1.50	2760	-10.79	6.71	7.47	2085	-22.19	5.82	5.77

第6章 SENS におけるライニングの挙動の解析

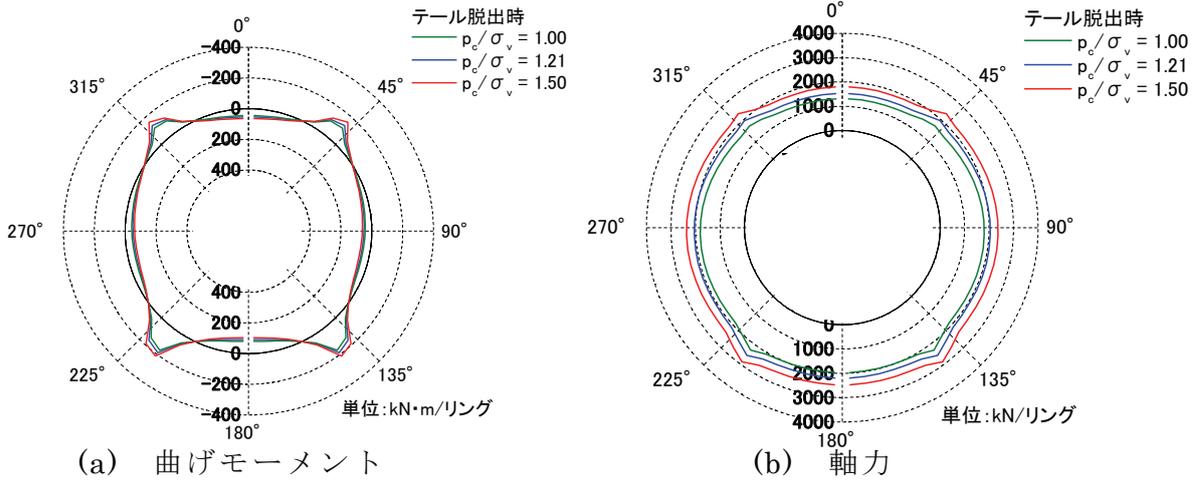


図-6.28 内型枠の断面力：コンクリートの打設圧の影響

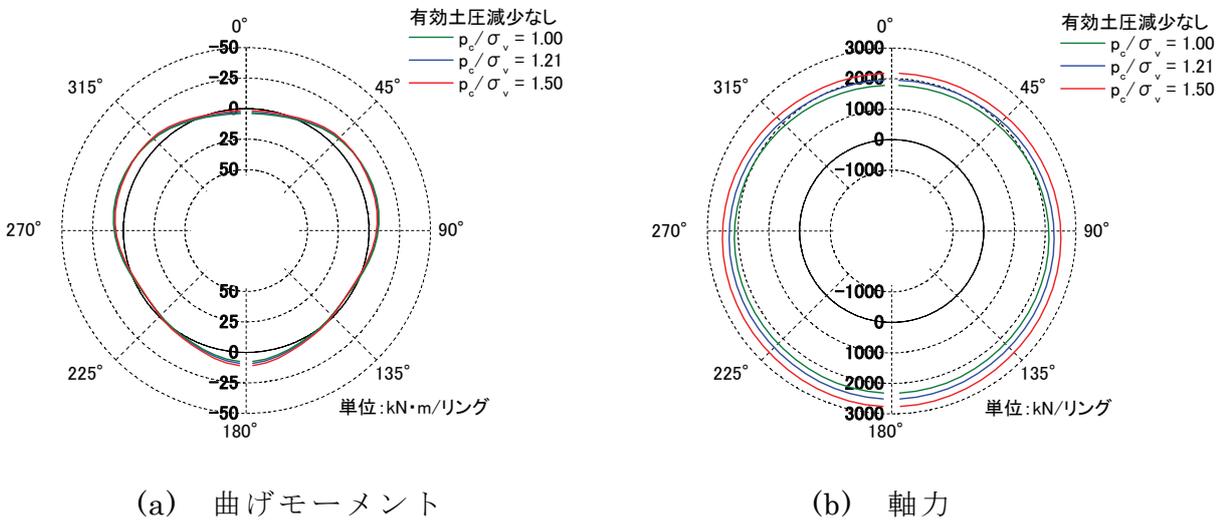


図-6.29 ライニングの断面力：コンクリートの打設圧の影響（有効土圧減少なし）

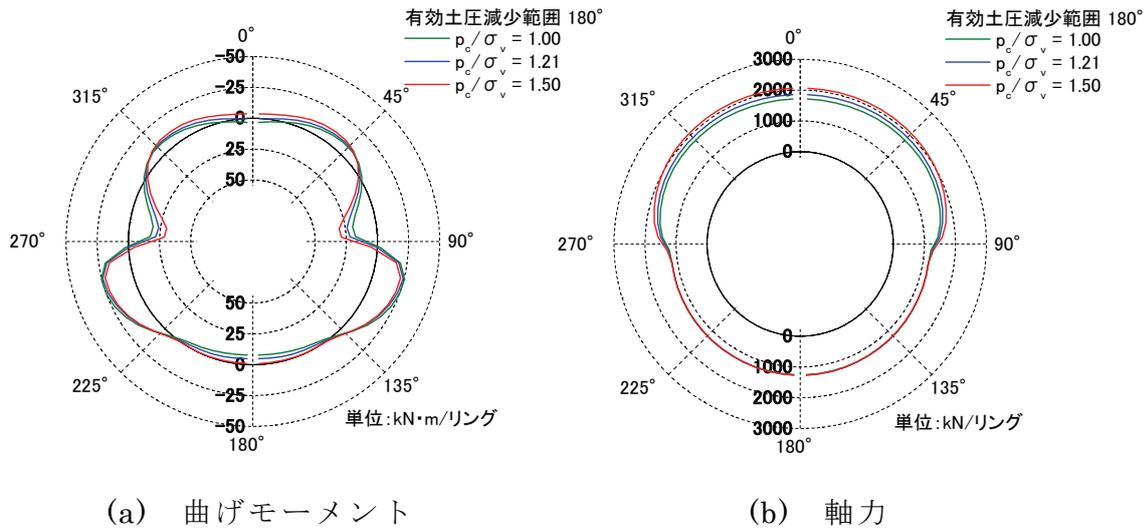
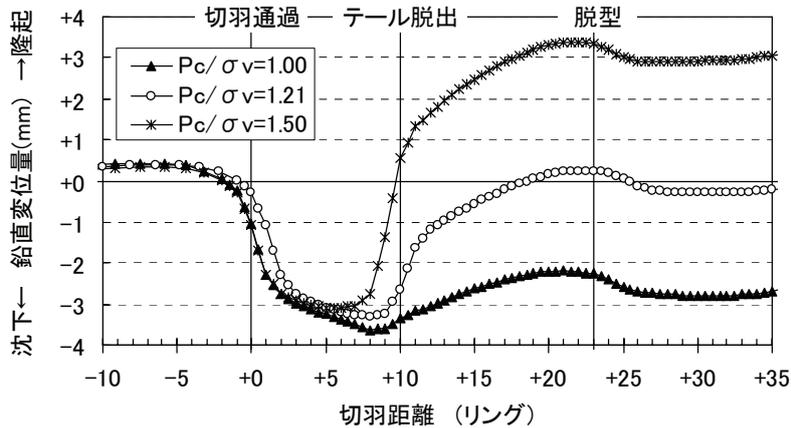
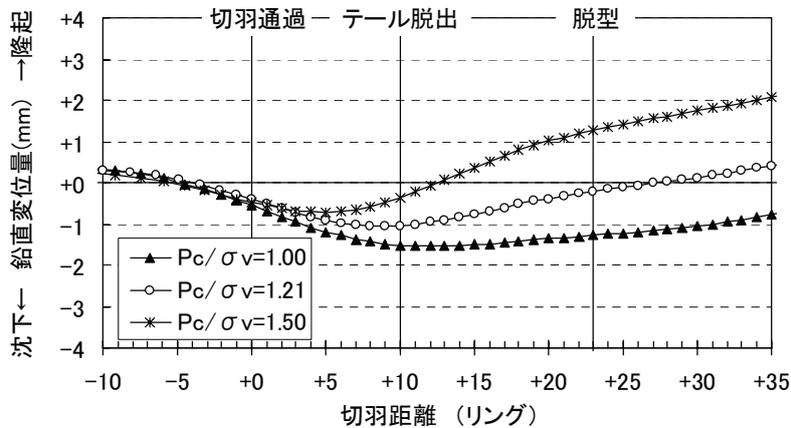


図-6.30 ライニングの断面力：コンクリートの打設圧の影響（有効土圧減少あり）

図-6.31 はコンクリートの打設圧とトンネル直上の地山の鉛直変位を示したものである。これから、コンクリートの打設圧が大きくなるほど地山の上方への鉛直変位が大きくなる傾向が認められ、このことから、コンクリートの打設圧により地表面の沈下量を管理できることがわかる。



(a) トンネル直上 1m



(b) トンネル直上の地表面

図-6.31 トンネル直上の地山の鉛直変位

以上の結果から、ライニングの断面力およびトンネル周辺の地山の変位はコンクリートの打設圧に大きく依存しており、ライニングの設計やトンネル周辺の地山の変位の制御においては、コンクリートの打設圧を適切に設定することが重要であると考えられる。

### 6-4 まとめ

三本木原トンネルにおける計測地点の地山条件と施工時の荷重条件およびSENSの施工過程を考慮した三次元解析モデルによる解析の結果から得られた知見は以下のとおりである。

#### 6-4-1 トンネル周辺の地山の挙動

- ① トンネル周辺の地山の挙動については、ほぼ計測値に近い解析結果が得られたが、今回検討した側方土圧係数は一般の砂質土と比べてやや大きな値となっている。
- ② トンネル直上1mの地山の鉛直変位は、切羽の通過前は緩やかな隆起傾向、切羽の通過時は沈下、テールの脱出時は隆起、内型枠の脱型時は沈下の挙動を示し、これは計測結果と同様な挙動を示し、また、変位量も近似している。
- ③ トンネル側部1mの地山の水平変位は、切羽の通過時からトンネル側への変位が増加した後、テールの脱出時に急激に地山側へ変位する。これは、計測結果と同様な挙動を示しているが、テールの脱出時の変位量は解析値が計測値より数倍大きな値となっている。
- ④ トンネル周辺の地山の挙動はコンクリートの打設圧に大きく影響を受ける。コンクリートの打設圧を適切に設定することにより地表面の沈下量を制御することが可能である。

#### 6-4-2 内型枠の挙動

- ① 内型枠のトンネル周方向の応力は、テールの脱出時から増加し、テールの脱出から3～4リング後に最大応力となる。その後の応力の変化は小さく、すべて圧縮応力状態で収束する。計測結果と比べると、頂部と45度の位置では比較的良好に整合しているが、SL部（90度）の位置では計測値に引張応力の発生がみられ、また、下半部の計測値は解析値の約4倍と大きな値となっている。これは、計測値については、施工時の影響を大きく受けて応力が集中的に発生したものと考えられる。
- ② 内型枠のトンネル周方向の断面力は、形状保持装置の影響を大きく受けており、

上下の肩部（45度および135度）には負の曲げモーメントが、頂部、SL部および底部には正の曲げモーメントが発生している。

- ③ テールの脱出時から脱型直前までの曲げモーメントの変化はわずかであり、軸力の変化は増加の傾向にある。これらの断面力の分布形状は計測結果と概ね一致しているが、値については1/5～1/3と小さくなっている。これは施工時の影響のほか解析のモデルに起因しているものと考えられる。
- ④ トンネル軸方向の軸力はテールの脱出時から緩やかに増加する。脱型前には減少傾向を示すがテールの脱出時と同等の圧縮軸力が残留する。計測結果と比べるとテールの脱出時の値はほぼ同じであるが脱型前の残留軸力は解析値のほうが大きくなっている。この残留軸力の差異は解析上の軸力の伝達のモデル化の影響によるものと考えられる。

### 6-4-3 ライニングの挙動

- ① ライニングの断面力は、コンクリートの打設圧に大きく依存し、軸力による応力が支配的になり、曲げモーメントによる応力は小さい。したがって、コンクリートの打設圧は、ライニングの品質や機能を損なわない範囲内で、かつ、施工管理が容易に行える範囲内で、できるだけ小さくするのが適切と考えられる。
- ② ライニングのトンネル周方向の応力は、内型枠の脱型前の変化は小さいが、脱型により圧縮側に著しく増加し、ライニングの完成まで全断面圧縮状態で保持される。
- ③ ライニングのトンネル軸方向の軸力は、内型枠がある場合はその値は小さいが、脱型により急激に増加し、内型枠の残留軸力に相当する軸力が生じる。このことから、内型枠の脱型によりジャッキ推力は内型枠からライニングに伝達されることが確認された。
- ④ ライニングのトンネル周方向の軸力は、内型枠の脱型直後に全周にわたり圧縮力が増加し、底部が最大となる分布形状を示す。施工の進行にともなって軸力は脱型の直後の分布形状で増加する。一方、計測値は、脱型の直後は解析値と同様に圧縮力が増加し、底部が最大となる分布形状を示したが、脱型28日後では底部の軸力は減少し、頂部が最大となる分布形状を示した。これは、脱型にともなう上下の解放応力の差に起因する浮力の影響、ライニングの収縮の影響

## 第6章 SENSにおけるライニングの挙動の解析

響などによるものと考えられる。

- ⑤ ライニングの収縮によりライニングとトンネル下半部の地山との有効土圧が消滅して水圧のみが作用するとして解析を行うと、計測値と同様にライニングの軸力が頂部で最大を示す分布形状が得られた。
- ⑥ 有効土圧減少の発生範囲については、ライニングの計測ひずみから計算したライニングの外径の縮小量と、ライニングを取り去って地山の壁面に水圧のみを作用させた場合のトンネルの内空の縮小量から求めたが、この決定法についてはさらに検討が必要である。

### 第6章の参考文献

- 1) 笹尾春夫, 熊耳哲雄, 堀地紀行, 田代美樹男, 鬼頭誠: 北陸新幹線秋間トンネルにおける計測結果(2)併進工法(ECL)での地山変位計測、覆工応力の解析, 第49回土木学会年次学術講演会, pp. 1266-1267, 1994.
- 2) 荻迫栄治, 後藤茂, 杉山博一: ECLシールド覆工体の断面力算定のための有限要素法解析, 第57回土木学会年次学術講演会, pp. 349-350, 2002.
- 3) Itasca Consulting Group: Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions (FLAC3D), Ver.2.0, 1997.
- 4) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説(開削トンネル), pp.431-432, 丸善, 2001.

## 第7章 SENSにおけるライニングの耐荷機構の考察

### 7-1 はじめに

SENSの施工過程におけるライニングの挙動について、第5章では三本木原トンネルにおける計測結果を、第6章では三本木原トンネルにおける計測地点の地山条件と施工時の荷重条件およびSENSの施工過程を考慮した三次元解析から明らかにした。

本章では、これらの現地計測結果と三次元解析結果から得られたライニングの挙動から、SENSにおけるライニングの耐荷機構の考察を行うものである。

### 7-2 ライニングの耐荷機構

SENSにおけるライニングは、地山の掘削時、場所打ちコンクリートの打設時、場所打ちコンクリートの硬化時、内型枠の脱型時および脱型後の5つに区分される施工過程において、地山の応力解放、コンクリートの打設圧による地山の応力の変化、場所打ちコンクリートの強度の変化、内型枠の脱型による支持状態の変化など、多様な影響を受けながら構築される。

三本木原トンネルにおける計測結果および三次元シミュレーション解析の結果から、SENSのライニングは、通常のシールド工法で用いられているセグメント覆工ときわめて異なる挙動を示しており、これらの主な要因としてはつぎのことが考えられる。

- ① ライニングはプレキャスト部材ではなく、場所打ちコンクリートにより構成され、打設の直後から土水圧などの荷重に曝される。
- ② コンクリートの打設圧がライニングに作用する最大荷重で、かつ、ライニングに大きな圧力を残留させる。
- ③ ライニングの強度と剛性が材齢によって変化していく。
- ④ 弱材齢時から地山との相互作用を生じるので、乾燥収縮、自己収縮、硬化時の発熱による温度上昇と脱型時の温度低下などの温度変化、クリープなどの影響が大きい。

- ⑤ 内型枠の脱型により,主として内型枠で支保されていた外荷重をライニングのみで支保することになるが,リングの剛性の低下によりライニングが収縮し,地山との相互作用の結果,外荷重が変化する.また,前項の現象もこれに影響する.

このような条件を考慮し,SENSの施工過程のライニングの耐荷機構をつぎのように考えた.

### 7-2-1 掘削時

図-7.1は地山の土水圧をシールドの泥土圧で支持している状態を示したものである.この状態では,掘削に伴う地山の応力解放により,地山はトンネル内空側に変位する.この変位は,三本木原トンネルの地質条件では,トンネルの直上1mの地山の鉛直変位において,いくつかの側方土圧係数( $\lambda$ )のシミュレーションの結果, $\lambda=0.54$ のときにより整合が見られた.この側方土圧係数は一般の砂質土より大きな値となっている.

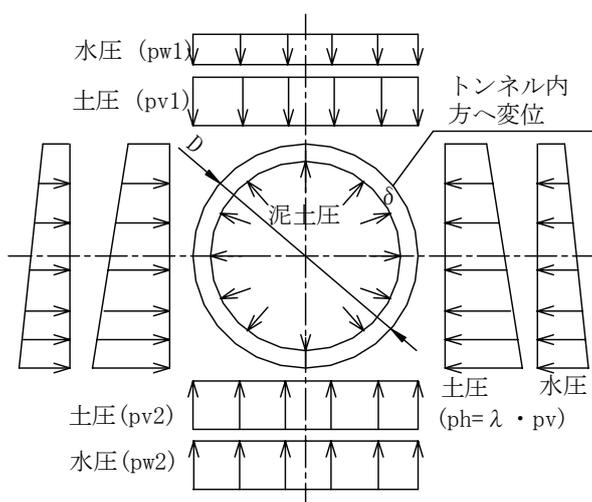


図-7.1 掘削時の荷重模式

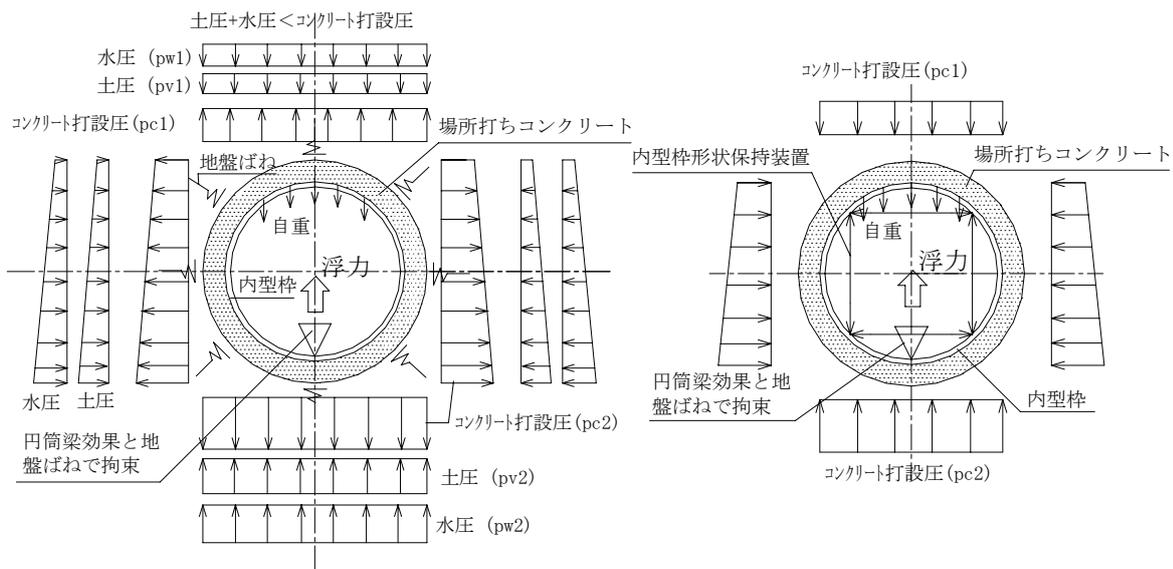
### 7-2-2 場所打ちコンクリートの打設時

図-7.2(a)はコンクリートの打設時の地山の土水圧の支持状態を,図-7.2(b)はコンクリートの打設圧の支持状態を示したものである.コンクリートの打設時は液状のコンクリートの打設圧により内型枠を反力壁として地山の土水圧を支持している状態である.

## 第7章 SENSにおけるライニングの耐荷機構の考察

液状のコンクリートの打設圧は、コンクリートの密度と深度に応じた圧力が加わる静水圧的な分布形状を示し、トンネルの半径方向に作用する。このコンクリートの打設圧は地山を安定して支保し、コンクリート内への地下水の浸入を防ぐことなどの理由により初期の土水圧より大きく設定するため、掘削時のトンネル内空側への変位を地山側に押し戻し、地山からの荷重につりあう変位の位置で安定状態となる。また、コンクリートの圧力の計測値およびコンクリート硬化時の地山の変位の計測値から、打設圧はコンクリートの内部での等方圧力として残留しているものと考えられる。

内型枠に作用する圧力を横断面でみると上向きのものが卓越するが、トンネル軸方向に組み立てられている内型枠と硬化したライニングが連続した円筒梁を構成し、これがトンネル周辺の地盤ばねに連続的に支持された状態で浮上りに抵抗していると考えられる。



(a) 地山の土水圧の支持状態

(b) コンクリートの打設圧の支持状態

図-7.2 コンクリートの打設時の荷重模式

### 7-2-3 場所打ちコンクリートの硬化時

図-7.3 は場所打ちコンクリートの硬化時のライニングと内型枠による地山の支持状態を示したものである。

コンクリートの硬化は比較的早く生じ、打設後6時間程度で固体の状態となる。このとき、コンクリートは加圧された状態のままで硬化し、コンクリートの打設

圧はコンクリート内で等方に近い圧縮応力として残留しているものと考えられる。そのため、内型枠と周辺の地山でこの残留打設圧を支持しているものと考えられる。コンクリートの打設圧の残留率（ $\alpha$ ）は、打設時の値から時間の経過とともに低下する。

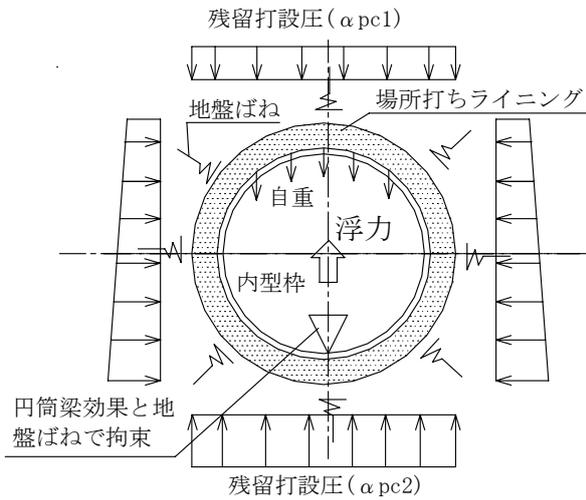


図-7.3 コンクリートの硬化時の荷重模式

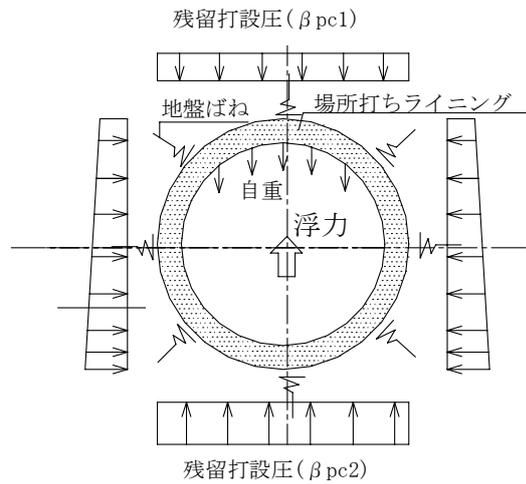


図-7.4 内型枠の脱型時の荷重模式

#### 7-2-4 内型枠の脱型時

図-7.4 は内型枠が脱型された状態のライニングによる地山の支持状態を示したものである。

内型枠が脱型されることにより、ライニングと内型枠の間の応力が解放され、ライニングのみによる支持状態となる。

このときに解放される応力は内型枠に変形を生じさせていた応力（液圧的な応力、内型枠を強制的に隣接リングの形状に変形させる応力など）、円筒梁として生じていた応力である。この状態のコンクリートの打設圧の残留率（ $\beta$ ）は、脱型によるライニングの剛性の低下などにより変化する。

#### 7-2-5 内型枠の脱型後

応力の解放（同時にリングの剛性も低下）と温度低下、乾燥収縮にともない、ライニングは収縮し、かつ解放される応力は上向きのもので卓越するので全体的

にはトンネルの下半部に作用する上向きの有効応力が減少する。

有効応力が減少しても、トンネル周辺に有効土圧の減少が発生しない場合には、**図-7.4**に示す荷重の状態、ライニングに発生する断面力のうち、軸力はトンネルの頂部よりも底部で大きくなり、曲げモーメントは全周にわたってきわめて小さい。

一方、**図-7.5**はトンネルの下半部に有効土圧の減少が90度および180度の範囲にある場合のライニングによる地山の支持状態を示したものである。この場合は、トンネルの頂部と底部の軸力の大きさが逆転して、頂部が大きくなる。曲げモーメントはいずれの場合も、軸力の大きさに比べてきわめて小さい値となっている。この状態のコンクリートの打設圧の残留率( $\gamma$ )は、乾燥収縮などにより変化し、最終的な安定状態となる。

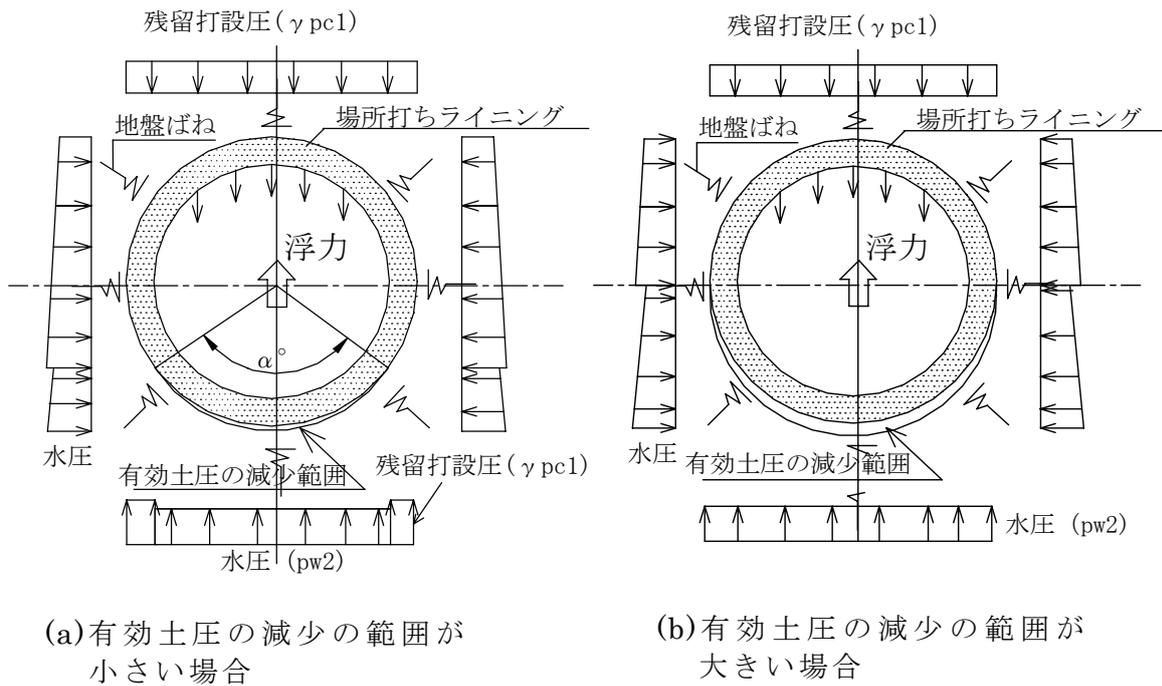


図-7.5 ライニングの脱型後の荷重模式

### 7-3 まとめ

三本木原トンネルの条件下におけるSENSにおけるライニングの耐荷機構について、つぎのように考察することができる。

- ① ライニングに作用する荷重は、コンクリートの打設圧のうちの内型枠の脱型時まで残留する圧力であり、この大きさは初期の打設圧、地山の变形特性、コンクリートの性状に大きく依存すると考えられる。
- ② コンクリートの打設圧は、初期には内型枠で支保され、その分布は液圧的な形状となっており、内型枠の变形の影響は受けていない。この圧力がわずかに漸減しながら残留するため、脱型時に内型枠からライニングに転移する荷重も液圧的な形状となり、ライニングに生じる断面力は曲げモーメントが小さく、軸力が卓越する。
- ③ 内型枠の脱型にともない、ライニングは径が収縮するが、周辺の地山は变形係数が大きいいため、わずかに変位することで安定状態になる。その結果、ライニングに作用する荷重は上向きの成分が大きいことから、ライニングは上方に移動し、上向きの有効土圧が減少し、極端な場合にはトンネルの下半部に水圧のみが作用する状態が生ずる。
- ④ 前項の結果、ライニングのトンネル周方向の断面力は、下半部の軸力の減少と上半部の軸力の増加と、付加的な曲げモーメントの発生が生じる。この現象は、その後のライニングのクリープや乾燥収縮によりさらに進行する。
- ⑤ 以上の過程では横断面の1リングのみを取り出して考察しているため、鉛直方向の荷重が平衡していないが、内型枠および硬化したライニングからなるトンネル軸方向の円筒梁により荷重が伝達されて平衡を保つことになる。この梁効果がライニングの応力などに与える影響は小さい。

## 第8章 結論

本研究は、三本木原トンネルの SENS の施工過程におけるトンネル周辺の地山と内型枠およびライニングの挙動についての計測結果と三次元解析結果から、SENS におけるライニングの耐荷機構を明らかにするために行った研究の成果についてまとめたものである。

以下に、本研究により得られた結論を示す。

### 8-1 三本木原トンネルにおける SENS の施工の結果

- ① 三本木原トンネルにおける SENS の施工速度は平均月進量が約 110m であり、これは同種の地山における NATM の実績に比較して約 2.5 倍であった。
- ② 工事費は NATM による施工区間と同程度であり、施工速度を合わせて考えると高い経済性が確認された。
- ③ トンネル内の湧水量は約  $0.5\text{m}^3/(\text{分}\cdot\text{km})$  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。
- ④ 地表面の変位量は同種の地山の NATM の実績に比べて著しく小さく、加圧されたコンクリートの打設圧による地山の変位の抑制効果が確認された。
- ⑤ トンネルの切羽の崩壊もなく安全性も確認された。

これらのことから、SENS の安全性、経済性、施工性は実証されたものと思われる。

### 8-2 三本木原トンネルにおける計測の結果

#### 8-2-1 トンネル周辺の地山の挙動について

- ① 切羽が近づくと緩やかなトンネル内空反対方向への変位を示した後、さらに切羽の接近にともないトンネル内空方向への変位に反転し、切羽の通過後も掘進ごとに変位が増加する。
- ② その後、場所打ちコンクリートの打設圧の影響によりトンネル内空の反対方向

へ変位し、変形前のほぼもとの位置付近まで押し戻される。

- ③ その後の内型枠の脱型により再びトンネル内空方向へ変位するがその変位量は小さい。

これらのことから、トンネル周辺の地山の挙動はシールドによる掘削の影響とコンクリートの打設圧の影響が支配的であることを確認した。

### 8-2-2 内型枠の挙動について

- ① 内型枠のトンネル周方向の応力は、コンクリートが打設され、テールを脱出するときに応力の変化がもっとも大きく、その変化はテールの脱出から 6 リング後までに発生することを確認した。
- ② 軸力は、テールの脱出後にほぼ全周で圧縮力が発生し、ほぼそのままの分布形状で脱型まで至ること、曲げモーメントは、形状保持装置の影響を大きく受けることを確認した。
- ③ 内型枠のトンネル軸方向の応力は、ジャッキ推力に支配され、掘進に必要な推進反力はそのほとんどがコンクリートの打設後の 6 リング間のライニングと内型枠の摩擦およびせん断抵抗で受け持たれると考えられる。
- ④ テール部と硬化後のライニングで拘束された内型枠は、剛性の高い円筒構造梁として浮力に抵抗しており、内型枠内のライニングは浮力の影響をほとんど受けないものと考えられる。

### 8-2-3 ライニングの挙動について

- ① 打設直後のライニングのコンクリートは液状で、その液圧はトンネルの頂部でコンクリートの打設圧（配管圧）と同等で、下方にコンクリートの比重相当の圧力が加わるような圧力分布で作用している。
- ② その後、加圧された状態のまま硬化し、内型枠の残留圧力相当の等方に近い応力がライニングの内部応力として残留しているものと考えられる。
- ③ コンクリートの硬化初期の段階において、シールドの施工時荷重がライニングに与える影響はコンクリートの打設から概ね 1 日後の 6 リング（7.2m）までであった。また、硬化した時点で曲げひずみの発生が認められたが、応力とし

て評価するときわめて小さいものであった。

④ 内型枠の脱型にともない、内型枠とライニングとの境界面に作用していたと考えられる応力が解放されるが、そのときのライニングの断面力の変化は、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。この変化は、内型枠に変形を生じさせていた応力（液圧的な応力、内型枠を隣接リングの形状に変形させる応力など）、円筒梁として生じていた応力が関与しているものと考えられる。

⑤ ライニングの軸力はトンネルの下半部よりも上半部で大きくなる傾向がみられた。これは、解放された応力が上向きのものが卓越し、全体的にはトンネルの下半部に作用する上向きの有効応力が減少するため、内型枠の脱型後のライニングの乾燥収縮とライニングに作用する浮力の影響と考えられる。

なお、応力解放法で別途計測を行った結果、ライニングの内部では、ひずみ計を用いて計測した結果と同一の傾向を示す結果が得られた。このことから、ひずみの計測結果から得られた軸力の分布は、SENS 特有の現象であることが確認できた。

### 8-3 三次元解析の結果

#### 8-3-1 トンネル周辺の地山の挙動について

一般の砂質土の側方土圧係数と比べてやや大きな値を用いて解析した結果、計測結果と同様な挙動を確認できた。とくに、コンクリートの打設圧により掘削時の地山の応力解放による変位を押し戻す現象を確認できた。

#### 8-3-2 内型枠の挙動について

内型枠のトンネル周方向の応力の経時的な変化はテールの脱出から 3～4 リング後に最大応力となり、その後は圧縮応力状態での収束を示す結果となったが、施工時の影響を大きく受けた計測結果とはかい離があった。

#### 8-3-3 ライニングの挙動について

① ライニングの断面力はコンクリートの打設圧に大きく依存し、軸力による応力

が支配的で曲げモーメントによる応力は小さいことが確認された。

- ② ライニングのトンネル周方向の応力は内型枠の脱型により圧縮側に著しく増加し、ライニングの完成まで全断面圧縮状態で保持されることが確認された。
- ③ ライニングの完成時のトンネル周方向の軸力の分布形状は下半部が上半部より大きくなり、計測結果と異なる分布形状となった。これは内型枠の脱型にともなう解放応力の差に起因しているものと考えた。そこで、ライニングの乾燥収縮によりライニングの外径が縮小し、地下水位以下のトンネルで周辺地山の剛性が大きい場合には浮力によりトンネルが上方に押し上げられ、トンネルの下半部では上向きの有効土圧が減少して水圧のみが作用する状態を仮定して解析すると、ライニングの軸力はトンネルの頂部で最大軸力が生じる分布形状を示して計測値の傾向と一致し、曲げモーメントについても計測値に近似した結果となった。
- ④ コンクリートの打設圧はライニングの発生応力とトンネル周辺の地山の変位に大きな影響を与えること、内型枠の形状保持装置および施工サイクルはライニングの応力への影響は小さいことが確認できた。

### 8-4 ライニングの耐荷機構について

- ① ライニングに作用する荷重は、コンクリートの打設圧のうちの内型枠の脱型時まで残留する圧力であり、この大きさは初期の打設圧、地山の変形特性、コンクリートの性状に大きく依存すると考えられる。
- ② コンクリートの打設圧は、初期には内型枠で支持され、その分布は液圧的な形状となっており、内型枠の変形の影響は受けていない。この圧力がわずかに漸減しながら残留するため、脱型時に内型枠からライニングに転移する荷重も液圧的な形状となり、ライニングに生じる断面力は、曲げモーメントが小さく、軸力が卓越する。
- ③ 内型枠の脱型にともない、ライニングは径が収縮するが、周辺の地山は変形係数が大きいため、わずかに変位することで安定状態になる。その結果、ライニングに作用する荷重は上向きの成分が大きいことから、ライニングは上方に移動し、上向きの有効土圧が減少し、極端な場合にはトンネルの下半部に水圧の

みが作用する状態が生ずる。

- ④ 前項の結果，ライニングのトンネル周方向の断面力は，下半部の軸力の減少と上半部の軸力の増加と，付加的な曲げモーメントの発生が生じる．この現象は，その後のライニングのクリープや乾燥収縮によりさらに進行する．
- ⑤ 以上の過程では横断面の 1 リングのみを取り出して考察しているため，鉛直方向の荷重が平衡していないが，内型枠および硬化したライニングからなるトンネル軸方向の円筒梁により荷重が伝達されて平衡を保つことになる．この梁効果がライニングの応力などに与える影響は小さい．

### 8-5 今後の課題

以上，本研究で得られた結論を述べ，ライニングの耐荷機構について考察を行った．本研究の結果として，三本木原トンネルのような地山における SENS の優位性を示すことができ，また，その設計法および施工法がほぼ明らかになった．

しかし，本論文での有効土圧の減少の発生範囲は，ライニングの計測ひずみから計算したライニング外径の縮小量と，ライニングを取り去って地山の壁面に水圧のみを作用させた場合のトンネル内空の縮小量との比較から求めたが，この決定法についてはさらに検討の余地が残されている．また，若材齢時の計測結果と解析結果では，ライニングの発生曲げモーメントにばらつきがみられ，必ずしもよい一致を示してはいない．これは場所打ちコンクリートの若材齢時の施工時荷重の不均衡，内型枠のずれや変形などの影響と考えられる．本研究の解析ではこれらの影響を考慮していないため，実際の設計や施工に際しては，このことを十分に念頭に置いておく必要がある．

最後に，本論文は対象地山を地下水の影響を受けやすいが比較的良好に締まった砂質土を対象地山として検討した結果をまとめたものである．したがって，これをそのまま粘性土地山などに適用することはできない．砂質土以外の地山への適用については今後の研究が必要と考えている．

## 謝 辞

筆者は、1974年（昭和49年）の入社以来、今日に至るまでの34年間の日本国有鉄道および日本鉄道建設公団（現 鉄道建設・運輸施設整備支援機構）における鉄道建設業務において、その大部分はトンネルに関する業務に携わってきました。しかも、幸運なことに、従来の矢板工法およびNATMによる山岳トンネル、開放型および密閉型のシールド工法による都市トンネル、開削工法による都市地下駅など、多種多様なトンネルと地下構造物の施工を経験することができました。とくに、会津線向山トンネルにおけるNATM、上越新幹線中山トンネルにおける膨張性地山および多量湧水下での施工、青函トンネル、京葉都心線における京橋トンネルのMFシールドおよび八丁堀駅のシールド工法と開削工法とを併用した地下駅の施工、阪神大震災の大開駅の復旧工事などにおいては、貴重なトンネルに関する知識と経験とを得ることができました。

2001年（平成13年）に盛岡支社長を拝命し、東北新幹線の建設工事を担当しました。平成14年の盛岡・八戸間の開業と、八戸・新青森間のトンネル工事が主な業務の内容です。八戸・新青森間のトンネル工事は、当時、陸上トンネルでは世界最長（26,455m）の八甲田トンネルと、三本木原トンネルをはじめとする八戸・七戸間の小土被りかつ含水未固結な地山のトンネル群の施工です。このうち、三本木原トンネルは、地下水位対策工と切羽の安定対策工を併用したNATMで施工していましたが、複雑な地層状態のためしばしば切羽が崩壊し、NATMでは安全性、経済性、工期などを十分に確保できないと判断しました。そこで考案した工法が、密閉型シールドで掘削し、併行して場所打ちライニングを施工し、そのライニングをNATMの一次支保材と同様に位置づける工法（SENS）です。SENSの施工の結果は、関係者皆様のご尽力により、所期の目的は十分に達せられたうえ、平成18年度土木学会技術賞の榮譽に浴することができました。まさに、技術者としてこのうえない喜びであり、関係者皆様への感謝の念に絶えないものであります。

本研究は、三本木原トンネルのSENSの施工におけるトンネルの周辺地山とライニングなどの計測結果と三次元解析結果から、これらの挙動を分析し、これまで明らかにされていない場所打ちライニングの耐荷機構について一考察を加えた

ものであります。

研究を進めるにあたりましては、早稲田大学理工学術院 小泉淳教授には暖かい励ましと懇切丁寧なご指導をいただき、さらに、本論文のとりまとめにあたりましても適切なご助言を賜り、心から御礼申し上げます。

本論文の作成にあたりましては、早稲田大学理工学術院 依田照彦教授、同 赤木寛一教授からは論文の内容、構成など細部にわたり適切なご指導とご助言をいただきました。さらに、京都大学名誉教授 足立紀尚氏、京都大学大学院工学研究科 田村武教授、地域地盤環境研究所 小山幸則氏をはじめとする東北新幹線トンネル施工技術委員会の委員の諸先生方からは有益なご教示をいただきました。とくに、小山幸則氏には格別なご協力と適切なご助言をいただきました。ここに厚く御礼を申し上げる次第であります。

本論文のとりまとめにあたりましては、鉄道建設・運輸施設整備支援機構 野々村政一氏、同 磯谷篤実氏、同 井浦智実氏、鉄道総合技術研究所 小西真治氏、同 小野隆利氏、同 仲山貴司氏、地域地盤環境研究所 水原勝由氏、同 Mr. Narentorn Yingyongrattanakul, 株式会社熊谷組 河内汎友氏、同 川嶋潤二氏、同 千代啓三氏、パシフィックコンサルタンツ株式会社 松長剛氏、同 工藤健氏、三菱重工地中建機株式会社 保莉実氏の多大なるご協力をいただきました。とりわけ、野々村政一氏には絶大なるご協力をいただきました。心から感謝申し上げます。

また、本論文の完成に至るまでの間、鉄道建設・運輸施設整備支援機構の岡崎準前鉄道建設本部長、土谷幸彦鉄道建設本部長をはじめとする多くの方々にご支援とご協力をいただきました。この場をお借りして感謝申し上げます。

最後に、SENS が NATM とシールド工法との境界領域における優れたトンネル工法として位置づけられるとともに、本研究がトンネル技術の発展の一助となれば望外の喜びであります。

# 卷 末 資 料

巻末資料

SENS におけるライニングの設計法	1
1 はじめに	1
2 既往の設計手法	1
2-1 既往の設計手法	1
2-2 設計手法の比較	2
3 SENS におけるライニングの設計法の検討	6
3-1 設計の手順	6
3-2 掘削時の地山の安定の照査	7
3-3 ライニングの構造安定性の照査	11
(1) ライニングの設計荷重	11
(2) 照査の手順	12
(3) 構造安定性の照査	13
4 SENS におけるライニングの設計法の検証	15
4-1 三本木原トンネルの計測断面での検証	15
4-2 適用性の検討	17
5 まとめ	20

## SENS におけるライニングの設計法

### 1 はじめに

三本木原トンネルにおける SENS のライニングの設計は、「併進工法設計施工指針（案）都市トンネル編，日本鉄道建設公団，平成 4 年 4 月」（以下，「併進指針」という）に準じて行っている．しかし，「併進指針」の設計手法はシールド工法のセグメントの設計手法を準用したものであり，また，この手法により設計，施工された実施例がないため，その妥当性については十分に検証されていないのが現状である．

そこで，以下では，既往の ECL 工法の設計手法による計算結果と今回の三本木原トンネルにおける計測結果および解析結果とを比較するとともに，計測結果と三次元解析結果から得られたライニングの挙動から，新たな SENS のライニングの設計手法の検討を行った．

### 2 既往の設計手法

#### 2-1 既往の設計手法

図-1.1 は既往の設計手法の荷重の概念図を示したものである．

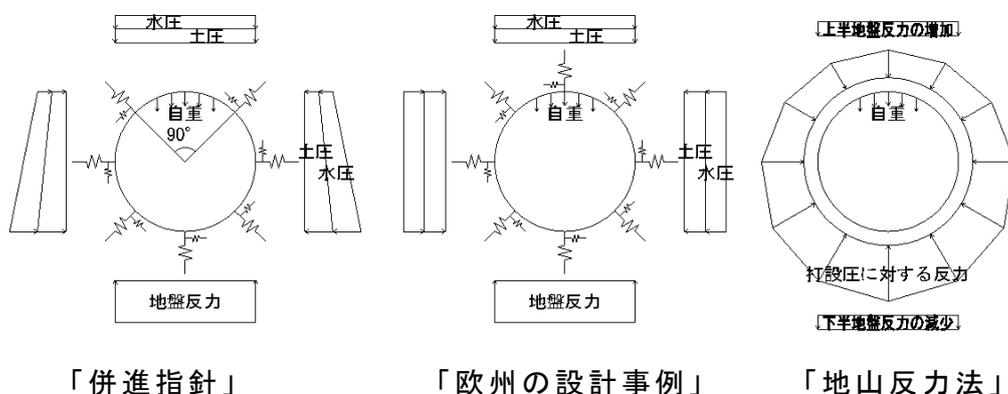


図-1.1 既往の設計手法の荷重の概念図

「併進指針」では、ライニングの作用荷重として、土圧、水圧、自重および地盤反力を考慮し、深さに比例した等変分布荷重を側方荷重としている。また、ライニングは地盤ばねにより支持されるものとし、わが国におけるシールドトンネルの設計の慣習などから、トンネルの上半部の 90 度の範囲を除く部分に地盤ばねを考慮することとしている。

ECL 工法の施工事例が多い欧州では、「併進指針」と同様に、土圧、水圧、自重および地盤反力を作用荷重として考慮するものの、深さ方向に増加しない等分布荷重を側方荷重とし、トンネル全周に地盤ばねを考慮している例がある(以下、「欧州の設計事例」という)。

また、岡南シールド工事で行われた ECL 工法に関する杉山の研究では、コンクリートの打設圧に対する地盤の反力を取り入れた設計手法(以下、「地山反力法」という)を提案している。地山反力法におけるライニングの作用荷重は、コンクリートの打設圧に対する地山の反力と自重、浮力により生じる作用土圧の変化(上半部の地盤反力の増加および下半分の地盤反力の減少)としている。また、地山反力法では、ライニングに生じる断面力を弾性理論でのリング公式により算出している。

## 2-2 設計手法の比較

既往の設計手法を用いてライニングの断面力を計算した。

図-1.2 は検討断面の地層区分を、表-1.1 は設計条件を、表-1.2 はライニングの作用荷重を示したものである。

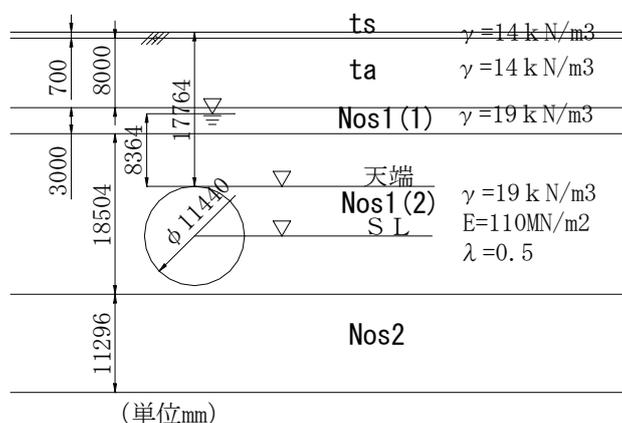


図-1.2 検討断面の地層区分

表-1.1 設計条件

コンクリートの設計基準強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	30(完成時)
コンクリートの単位体積重量 [kN/m <sup>3</sup> ]	23.5
コンクリートのヤング率 [kN/mm <sup>2</sup> ]	28
ライニングの部材厚 [cm]	30
ライニングの断面二次モーメント [m <sup>4</sup> ]	2.25×10 <sup>-3</sup>
コンクリートの打設圧 [kN/m <sup>2</sup> ]	360 (頂部) 470 (SL)

ライニングの断面力は、「併進指針」および「欧州の設計事例」については骨組構造解析、「地山反力法」については弾性理論でのリング公式により算出した。

なお、骨組構造解析における地盤反力係数は以下のように設定した。

$$\text{法線方向地盤反力係数} : k_n = 1/12 \times E_0 D_0^{-1/4} \delta^{-1/2}$$

$$\text{接線方向地盤反力係数} : k_s = k_n/3$$

ここで

$E_0$  : 地盤の変形係数 (55MN/m<sup>2</sup>)

$D_0$  : トンネル図心幅 (11.080m)

$\delta$  : トンネルの変形量 (トンネル径の 0.1%とした)

である。また、地盤ばねは、ばね切りを行わない弾性ばねとしている。

図-1.3 はライニングの断面力について、上述の計算結果と三本木原トンネルにおける計測結果および第 6 章で検討したライニングの収縮により生じる有効土圧の減少の影響を考慮した三次元解析結果を示したものである。

「併進指針」および「欧州の設計事例」による計算結果では、軸力はトンネルの上半部に比べ下半部が小さいという計測結果を表現できていない。「地山反力法」では計測値に比べて著しく大きな断面力が生じている。

以上の比較より、ライニングの収縮による有効土圧の減少を考慮した三次元解析が計測値に近似した結果が得られることが分かり、ライニングの設計手法としては、コンクリートの打設圧を基本の荷重とし、ライニングの収縮による周辺地盤の有効土圧の変化を取り入れる手法が合理的なものと考えられる。

表-1.2 ライニングの作用荷重

	「併進指針」	「欧州の設計事例」	「地山反力法」
鉛直土圧※	$P_{ve} = \gamma(H - H_w) + \gamma' \cdot H_w$		/
鉛直水圧	$P_{vw} = \gamma_w \cdot H_w$		
水平土圧	$P_{he} = \lambda(P_{ve} + \gamma' \cdot h)$	$P_{he} = \lambda(P_{ve} + \gamma' \cdot R)$	
水平水圧	$P_{hw} = P_{vw} + \gamma_w \cdot h$	$P_{hw} = P_{vw} + \gamma_w \cdot R$	
自重	$P_g = \gamma_c \cdot t$		
地盤反力	$P_{vk} = P_{ve} + P_{vw} + \pi \cdot P_g$		
打設圧に 対する反力	/		$P_1 = P_{top} + \gamma_c R_o (1 - \cos \theta)$
上半地盤 反力の増加			$P_2 = \alpha \cdot \gamma_c \pi R_i^2 / 2R_o$
下半地盤 反力の減少			$P_3 = (1 - \alpha) \cdot \gamma_c \pi R_i^2 / 2R_o$

$\gamma$  : 土の単位体積重量 (14~19kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma'$  : 土の水中単位体積重量 (9kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (10kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_c$  : コンクリートの単位体積重量 (23.5kN/m<sup>3</sup>)

H : 土被り (17.764+0.300/2+0.030=17.944m)

H<sub>w</sub> : 地下水位 (9.064+0.300/2+0.030=9.244m)

$\lambda$  : 側圧係数 (0.5)

h : 天端からの深さ (0~11.080m)

R : トンネル半径 (5.540m)

R<sub>o</sub> : トンネル外径 (5.690m)

R<sub>i</sub> : トンネル内径 (5.390m)

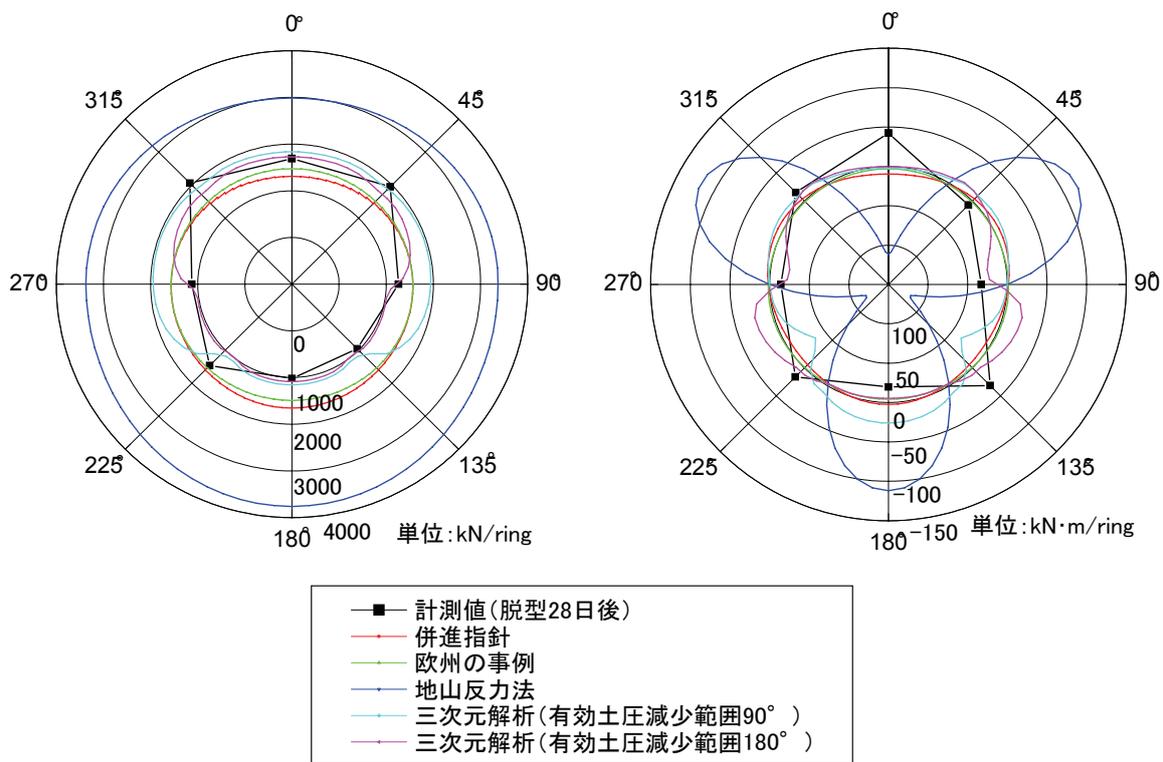
t : 部材厚 (0.300m)

$\theta$  : 天端から時計回りの角度 (0~2 $\pi$  rad)

$p_{top}$  : 天端でのコンクリート打設圧 (0.36MN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 浮力に対する地盤反力の変化のうち, 上半地盤反力の増分が占める比率 (0.5)

※ : 鉛直土圧については全土被り荷重を用いた.



(a)軸力

(b)曲げモーメント

図-1.3 ライニングの断面力

### 3 SENS におけるライニングの設計法の検討

#### 3-1 設計の手順

計測結果の分析および三次元解析の結果から、コンクリートの打設圧は、掘削に伴う地山のゆるみを抑制して地山の安定を図るとともに、地山内に残留し、残留した圧力は、内型枠の脱型時にライニングに作用し、断面力を生じさせていることがわかった。

そこで、SENS におけるライニングの設計の手順としては、コンクリートの打設圧に着目し、まず、周辺環境に応じた制約条件の範囲内で、掘削時の地山の安定を保持できるコンクリートの打設圧を決定し、つぎに、その打設圧をもとに、ライニングの構造安定性の照査を行うのが妥当と考えられる。図-1.4 はその設計の手順を示したものである。

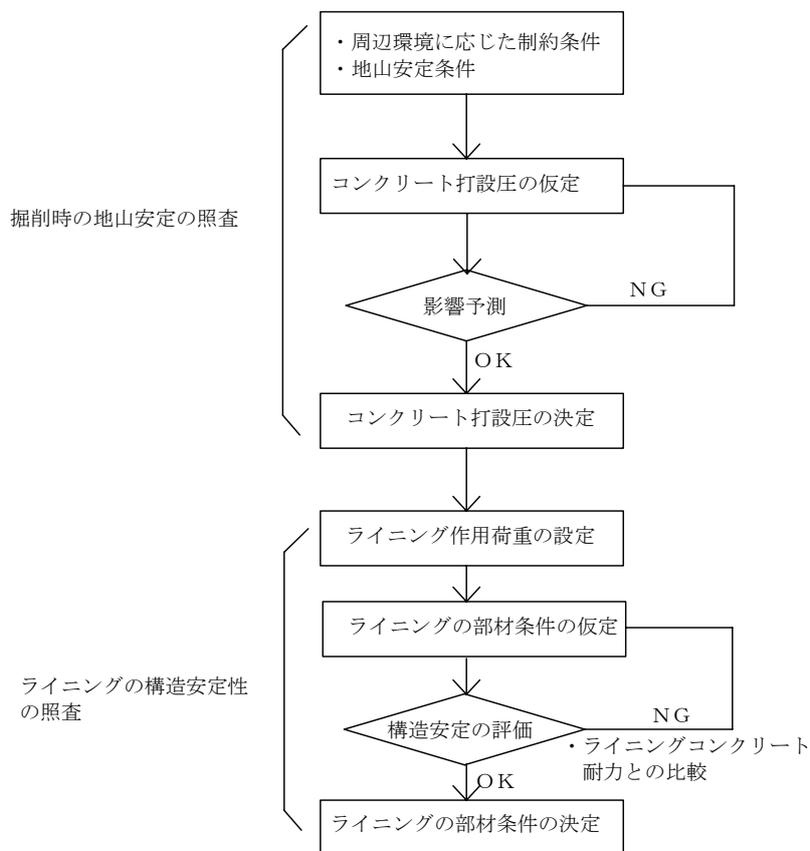


図-1.4 設計の手順

掘削時の地山の安定の照査には、SENS を都市部へ適用する場合を想定し、掘削時における地山挙動が周辺環境へ与える影響を検討することを目的とした。また、検討の手法としては、簡易な解析手法が有効と判断し二次元解析を用いることとした。また、ライニングの構造安定性の照査についても、簡易な解析手法が有効と判断し骨組構造解析を用いることとした。

### 3-2 掘削時の地山の安定の照査

図-1.5 は検討の模式図を示したものである。掘削時の地山の安定の照査は、トンネルの頂部における作用荷重（土水圧）以上にコンクリートの打設圧を設定することで掘削時の地山の安定を確保するとともに、その際に発生する地表面の沈下や地盤変位等の影響を算定することで、周辺環境の制約条件を満足するか検討するものである。これにより、掘削時の地山の安定と周辺への影響を抑制を指標として、コンクリートの打設圧の設計値を照査するものである。

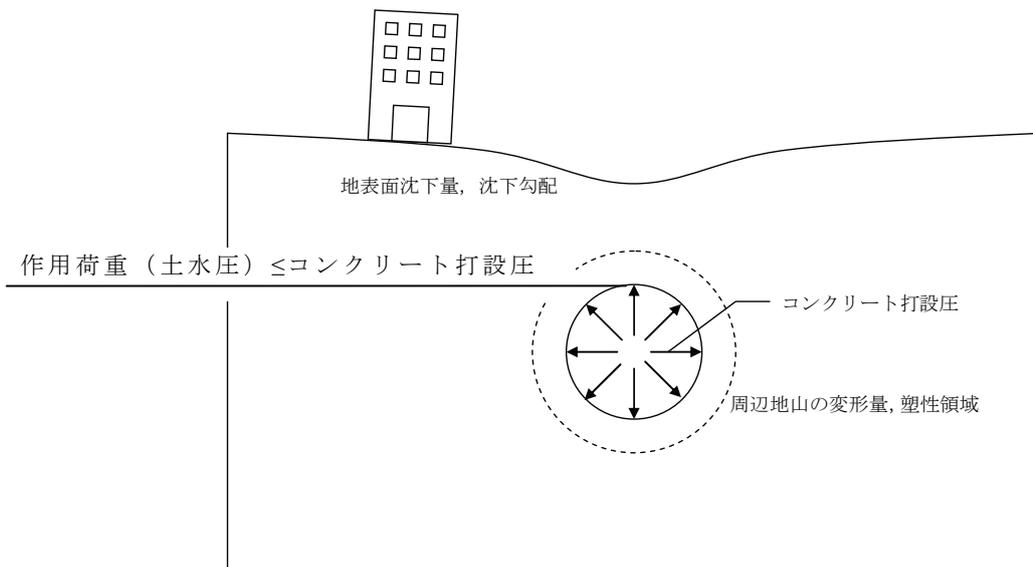


図-1.5 検討の模式図

次に SENS の施工過程を考慮した解析ステップ手順を示し、図-1.6 に二次元解析ステップを示す。

ステップ①：シールド掘削時の状態を想定し、地山応力の一部（補正率  $\alpha$ ）を解放する。

ステップ②：テール通過後のコンクリート打設時を想定し、地山応力の一部（補

正率  $\beta$ ) を解放し, 打設圧の一部 (補正率  $\beta$ ) を作用させる.

ステップ③: 内型枠の脱型後の状態を想定し, 硬化後のライニングは梁要素として地山要素に付加し, ステップ②で残留した地山応力を解放する.

※ 補正率  $\alpha$  …切羽の進行を表現する地山応力の解放率 (いわゆる掘削応力解放率)

補正率  $\beta$  …打設圧が液圧として作用する 2 リング間の荷重の相互作用を二次元解析で表現するための打設圧の作用率および地山応力の解放率

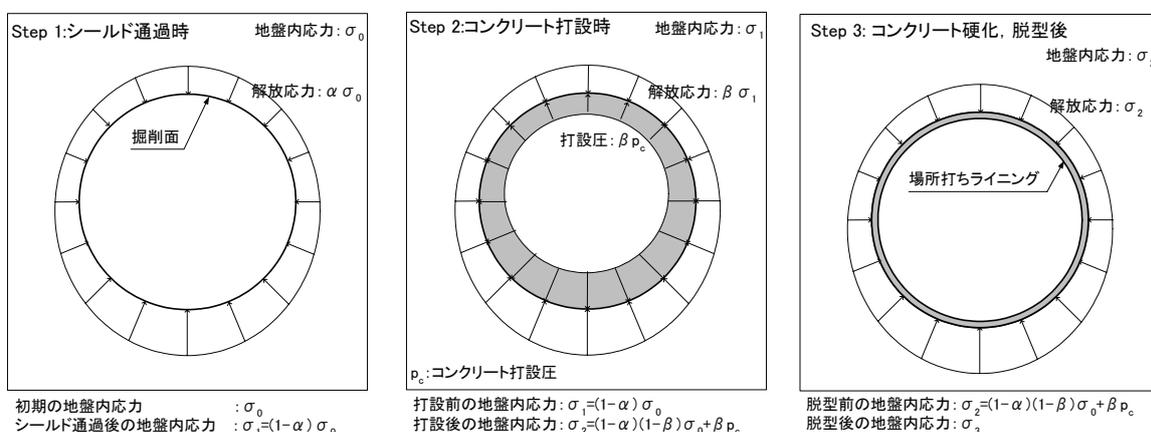


図-1.6 二次元解析ステップ

このように, 設計に際して, 掘削時の補正率  $\alpha$  やコンクリート打設時の補正率  $\beta$  を地質条件を参考に設定して二次元解析を行うことで, 周辺地盤の制約条件に応じた適切なコンクリートの打設圧を決定することが可能となる.

図 1.7 は二次元解析モデルを示したものである. 解析対象のトンネルおよび地山の応力とひずみの分布は左右対称と考えられるので, 半断面のみを解析モデルとして作成した. 解析モデルは, トンネル径 (D) 11.44m, 土被り (H) 17.76m, 鉛直下方境界約 1.1D : 12.30m, トンネル側方境界約 2.5H : 44.28m を解析領域とし, 境界条件はモデル端面をローラー支承としている.

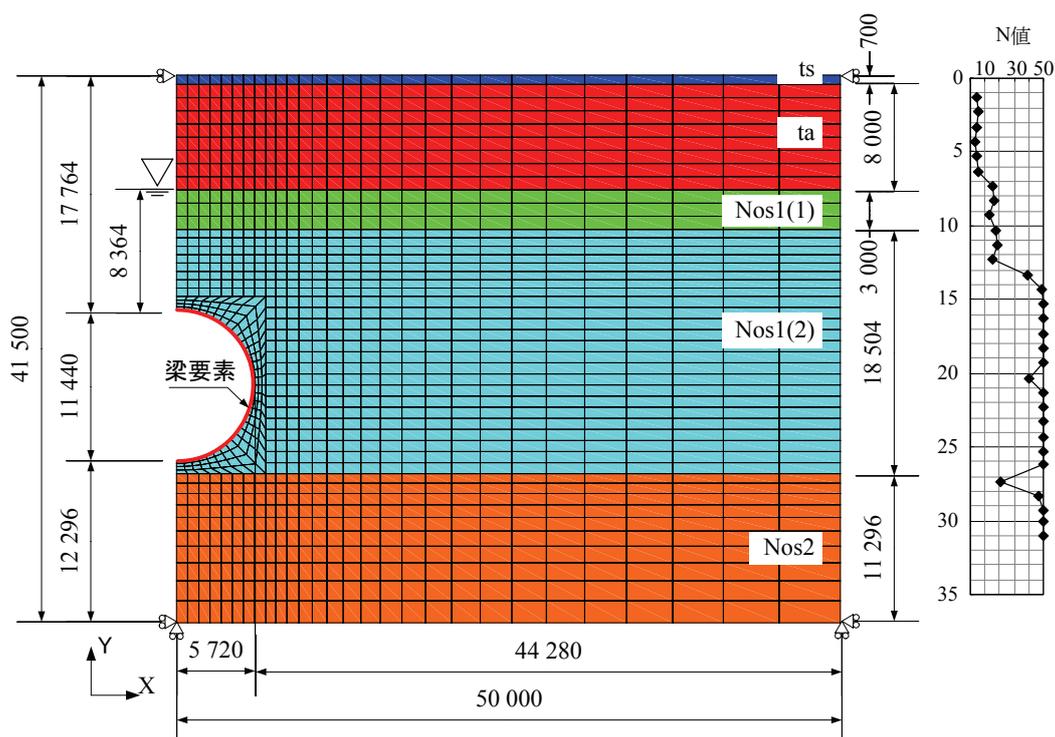


図-1.7 二次元解析モデル

解析ケースは、トンネルの頂部でのコンクリートの打設圧 ( $p_c$ ) をトンネルの頂部での初期の鉛直地山応力 ( $\sigma_v$ ) 約  $0.29\text{MN/m}^2$  で除した値とし、 $p_c/\sigma_v = 1.00, 1.21, 1.50$  の3ケースの解析を実施した。

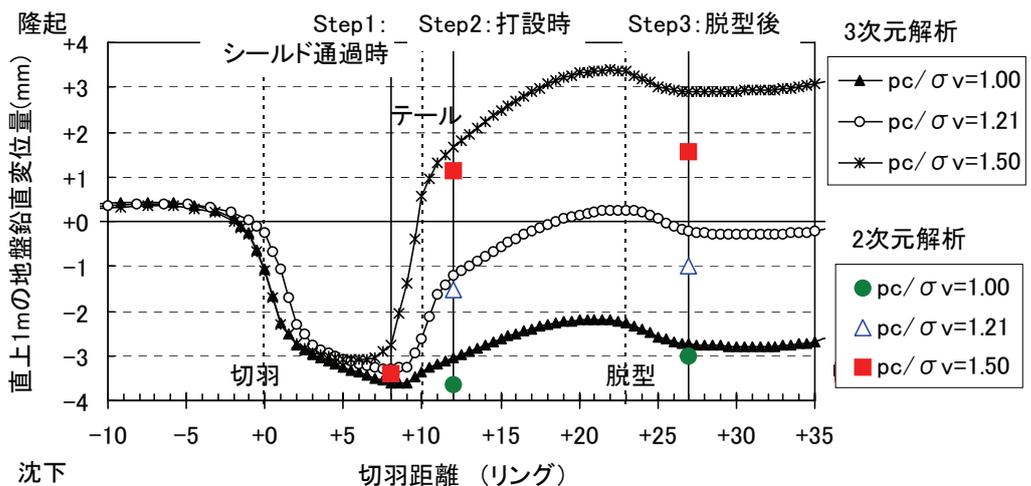
二次元解析における掘削時の補正率  $\alpha$  およびコンクリート打設圧の補正率  $\beta$  は、三本木原トンネルでの三次元解析から得られたシールド直上  $1\text{m}$  の地山の鉛直変位量と合致するように設定した。

図-1.8 は、ステップ①の掘削時の補正率  $\alpha$  を  $10\%$  に、ステップ②のコンクリート打設時の補正率  $\beta$  を  $30\%$  に設定した場合の2次元と3次元の解析結果を示したものである。いずれのケースにおいても、二次元解析結果は概ね三次元解析結果と近似したものとなっている。

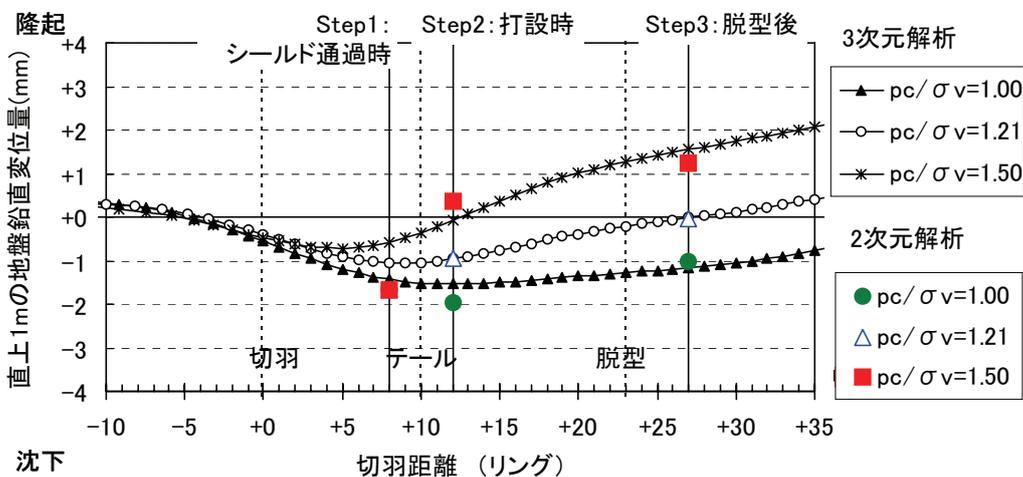
したがって、複雑な三次元解析を行うことなく、これらの値を適切に設定して二次元解析を行うことで、周辺地盤の制約条件に応じた適切なコンクリートの打設圧を決定することが可能となる。

コンクリートの打設圧の設定に関しては、トンネルに近接して構造物などがあり、周辺環境への影響の制限が厳しい場合には、周辺地山の変位を極力抑制しなければならないため、コンクリートの打設圧は作用荷重より大きな値を設定する

ことになる。一方、周辺環境の制限がゆるい条件下では、掘削時の地山の安定および地山の変形による巻厚の不足が生じない範囲で、コンクリートの打設圧を小さく設定することも可能となる。コンクリートの打設圧は、ライニングの作用荷重の大きさに比例するため、打設圧を小さく設定することは、ライニングの発生断面力が軽減されることになり、構造上有利な結果となる。



(a) トンネル直上 1m の地山の変位



(b) トンネル直上の地表面の変位

図-1.8 トンネル直上の地山の変位の 2次元と 3次元解析結果

### 3-3 ライニングの構造安定性の照査

ライニングの構造安定性の照査は、第6章で提案された残留打設圧をライニングの作用荷重とする荷重モデルとし、ライニングを梁、地山をばねでモデル化した骨組構造解析を行い、ライニングの断面力を算定し、設計断面耐力と比較し、構造安定性を確認することとする。図-1.9は荷重の概念を示したものである。

#### (1) ライニングの設計荷重

ライニングの設計荷重としては残留打設圧、ライニングの自重、水圧を考える。

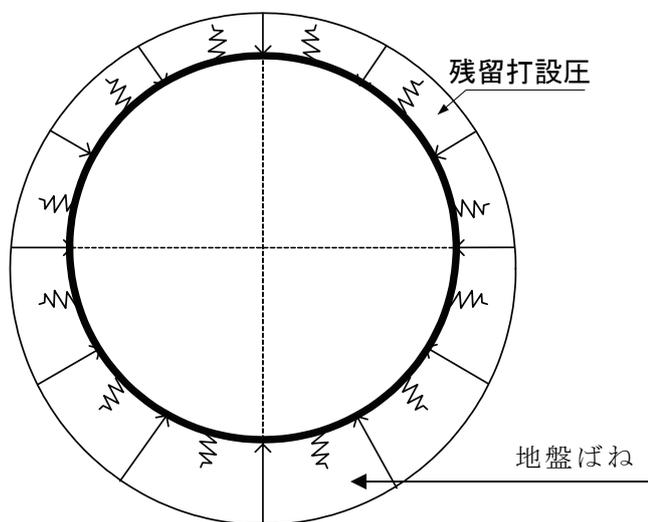


図-1.9 荷重の概念

残留打設圧は、3-2の掘削時の地山の安定の照査において決定されたコンクリートの打設圧に、

図-1.10に示す三次元解析結果より得られた打設圧の残留率を乗じて求める。

残留打設圧 = コンクリートの打設圧 × 打設圧の残留率

ここに コンクリートの打設圧：コンクリートの打設時のコンクリートの圧力  
 打設圧の残留率：コンクリートの打設圧と三次元解析結果における内型枠の脱型前のライニングに作用している荷重（圧力）の全周平均との比率

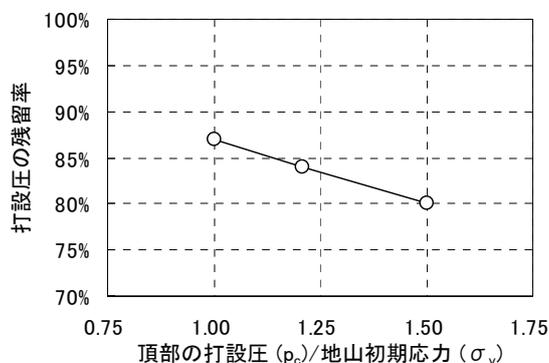


図-1.10 打設圧の残留率（比較的良好に締まった砂質土）

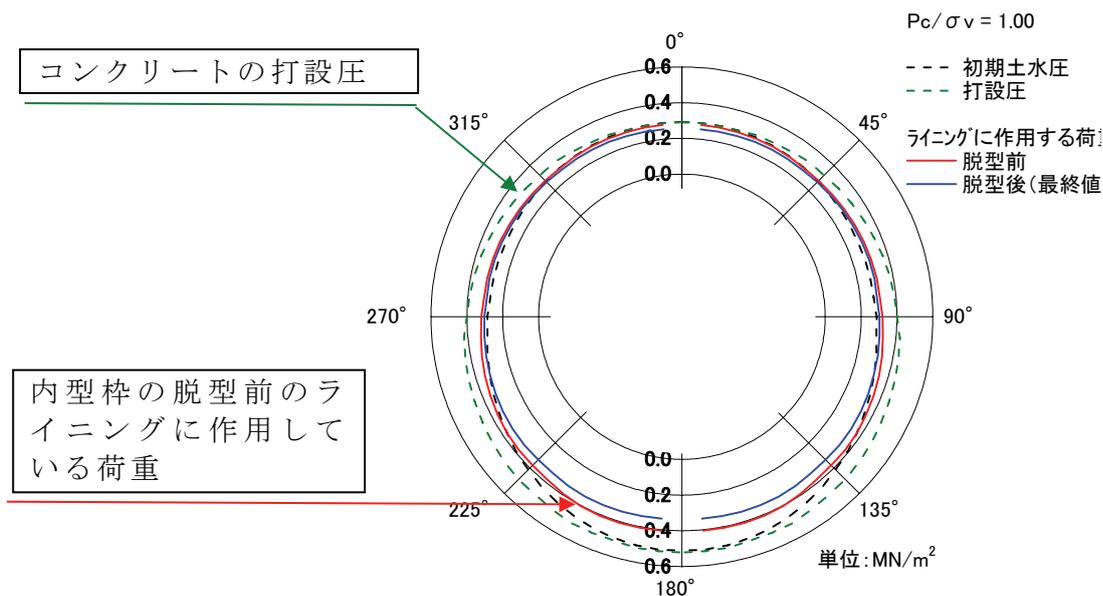


図-1.11 打設圧の残留率を求める荷重

図-1.11 は打設圧の残留率を求める時の荷重を示したものである。

自重は、ライニングの単位体積重量に応じた鉛直方向の荷重を作用させる。

地下水が有る場合の水圧は、次に示す照査の手順による。

(2) 照査の手順

図-1.12 はライニングの照査の手順を示したものである。照査手順は、第6章 図-6.22 に示しているように、内型枠の脱型後のライニングの収縮量と地盤の変位量を算出して両者を比較し有効土圧の減少の有無を判断し、モデルのタイプを選定し照査を行う。図-1.13, 図-1.14 は照査時のモデルのタイプを示したものである。

ライニングの収縮量より地盤の変位量が大きい場合は有効土圧の減少が生じないとし、全周残留打設圧のモデル1を選定し、ライニングの収縮量が地盤の変位量より大きい場合は、ライニングの下半部で有効土圧が減少するモデル2を選定する。

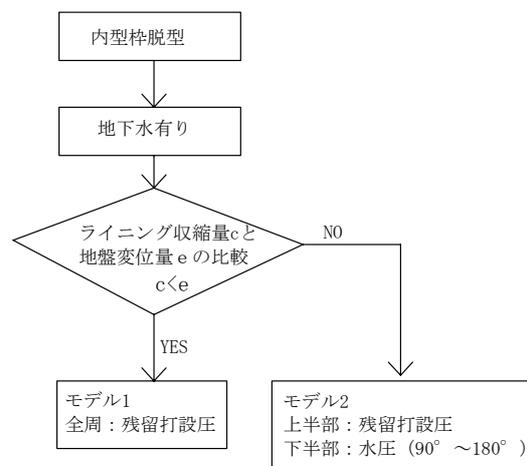


図-1.12 照査の手順

なお、有効土圧の減少範囲を事前の設

計段階で適切に設定することは困難である。したがって、ライニング設計の照査においては、有効土圧の減少範囲を底部 90 度～180 度で比較し、安全性を検討することとなる。

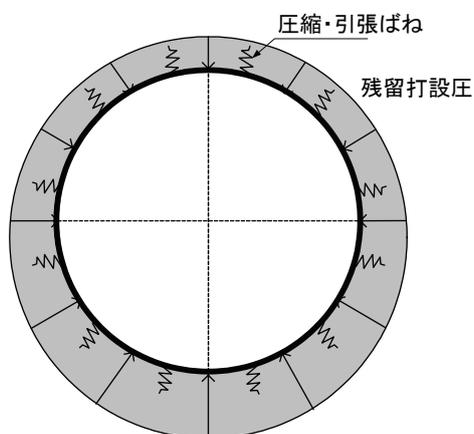


図-1.13 モデル 1 (有効土圧減少なし)

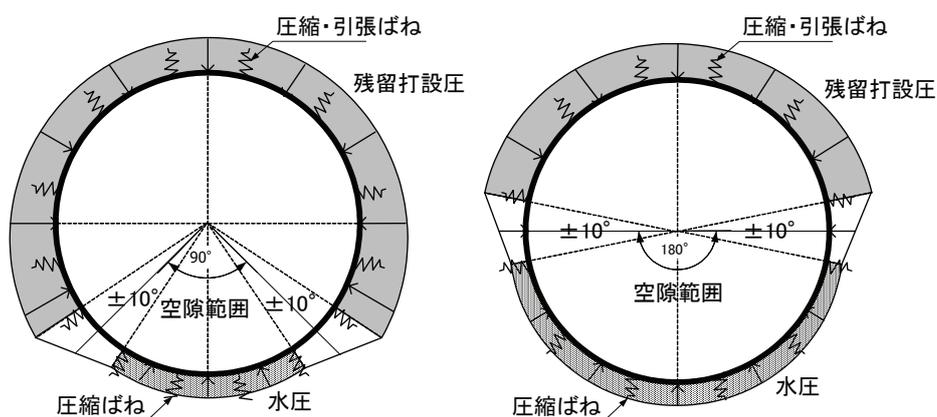


図-1.14 モデル 2 (有効土圧減少範囲 90 度～180 度)

### (3) 構造安定性の照査

設定したライニングの作用荷重を用いて、ライニングを梁要素、地盤をばねでモデル化した骨組構造による解析を行い、ライニングに発生する断面力を算出する。

圧縮ばね定数 ( $K_{nc}$ ) については、「併進指針」で示されている次式を用いるものとする。

$$k_n = \frac{1}{12} \cdot E_0 \cdot D_0^{-\frac{1}{4}} \cdot \delta^{-\frac{1}{2}} \quad (\text{kgf/cm}^3)$$

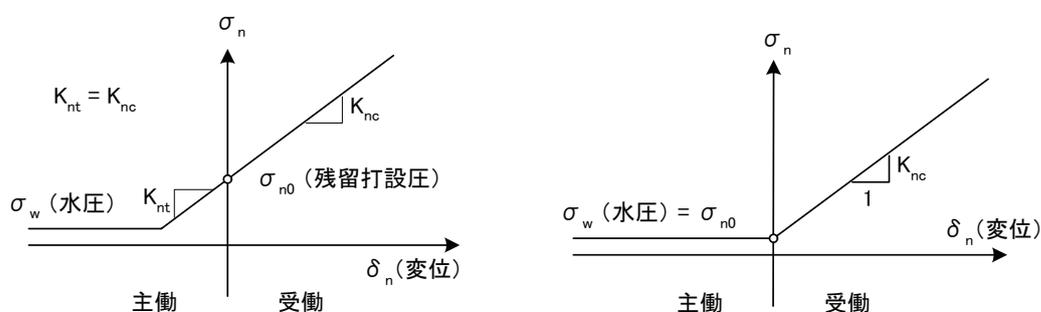
ここに、 $E_0$  は孔内水平載荷試験による変形係数である。

地盤ばねについてはつぎのように設定した。

地盤と接する場合の法線方向の地盤ばね：圧縮と引張を考慮する

有効応力が低減される場合の法線方向の地盤ばね：圧縮のみを考慮する

図-1.15 は設定した地盤ばねの性状を示したものである。



(a) 通常の地盤ばね ( $K_{nt}=K_{nc}$ )      (b) 有効応力低減範囲内の地盤ばね

図-1.15 地盤ばね

算出された断面力については、図-1.16 に示すライニングの設計曲げ耐力  $M_{ud}$  と設計軸方向圧縮耐力  $N'_{ud}$  から得られた  $M_{ud}-N'_{ud}$  曲線と比較することにより、ライニングの構造安定性を確認する。

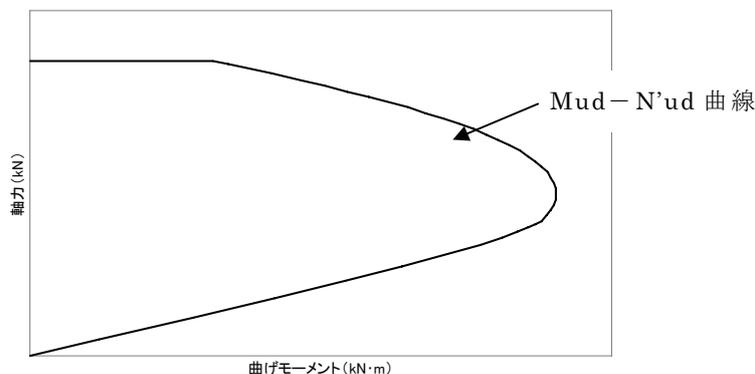


図-1.16  $M_{ud}-N'_{ud}$  曲線による構造安定性の照査

なお、ここで用いるコンクリートの設計基準強度および安全係数は表-1.4 を用いるものとする。

表-1.4 構造安定性の照査に用いる設計基準強度および安全係数

		脱型直後	完成時
コンクリートの設計基準強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )		15	30
安全係数			
コンクリートの材料係数 $\gamma_c$	圧 縮	1.0	1.3
	引 張	—	—
荷重係数 $\gamma_f$	覆工自重	1.05	1.05
	残留打設圧	1.0	1.0
	地盤反力	1.0	1.0
構造解析係数 $\gamma_a$		1.0	1.0
部材係数 $\gamma_b$	曲 げ	1.15	1.15
	圧 縮	1.3	1.3
構造係数 $\gamma_i$		1.0	1.0

## 4 SENS におけるライニングの設計法の検証

### 4-1 三本木原トンネルの計測断面での検証

提案した荷重モデルを用いて、図-1.2 に示す検討断面および表-1.1 に示す設計条件で断面力の検証を行った。解析は地下水有りライニングの下半部に有効土圧の減少が生じると推定するモデル 2 により行った。設計荷重、ライニングの物性値、地盤物性値を以下に示す。

#### ① 設計荷重

表-1.5 三本木原トンネルの設計荷重

位置	打設圧 $P_c$ (MN/m <sup>2</sup> )	残留打設圧※ (MN/m <sup>2</sup> )	地下水圧 (MN/m <sup>2</sup> )	備 考
頂部 (0 度)	0.355	0.298	0.084	・ 頂部の初期土水圧 =0.294MN/m <sup>2</sup> ・ $P_c/\sigma_v = 1.21$ ・ 打設圧の残留率 = 84%
S.L. (90 度)	0.469	0.394	0.141	
底部 (180 度)	0.583	0.490	0.198	

※残留打設圧= コンクリートの打設圧×打設圧の残留率 (84%)

② ライニングの物性値

寸法：外径（ $D_0$ ） = 11,440mm， 図心半径：  $R_c = 5,555$ mm

（1リング長さ（ $L$ ） = 1,200mm， 厚さ（ $B$ ） = 330mm）

ヤング係数：  $E = 31.1 \times 10^3$  N/mm<sup>2</sup>（材齢 28 日）

単位体積重量： 23.5 kN/m<sup>3</sup>

断面区分： 5.0° × 72 分割

③ 地盤物性値

地盤の変形係数（ $E_0$ ）： 28.4 MN/m<sup>2</sup>

$\delta$ ：トンネルの変形量（トンネル径の 0.1% とした）

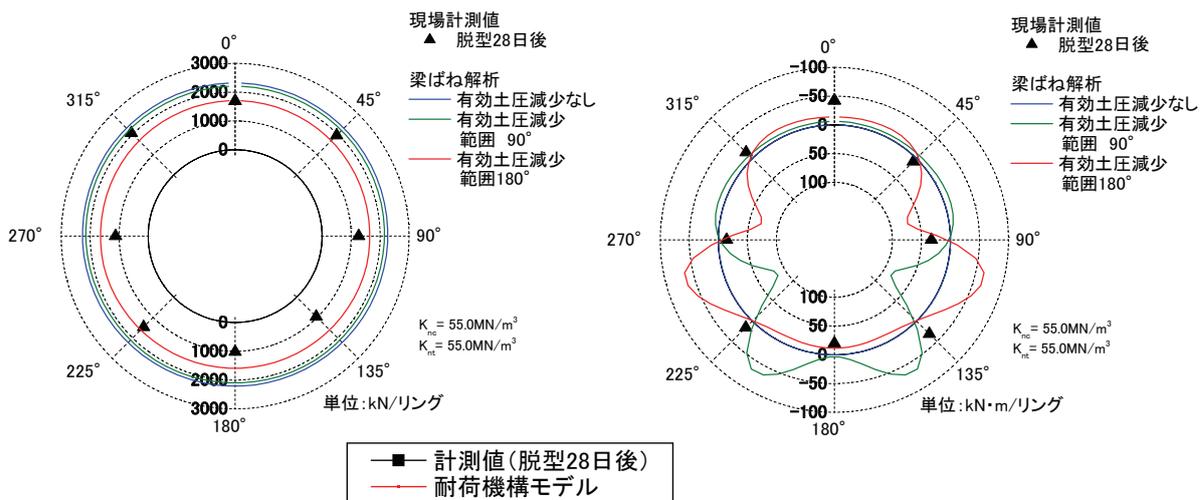
法線方向地盤反力係数：  $K_{nc} = 1/12 \times E_0 D_0^{-1/4} \delta^{-1/2} = 55$  MN/m<sup>3</sup>

引張ばね（ $K_{nt}$ ）も考慮する（ $K_{nt} = K_{nc}$ ）

接線方向地盤反力係数：  $K_s = K_n/3$ （接線方向のばねを考慮しない.）

図-1.17 は断面力の解析結果を示したものである.

ライニングの収縮による有効土圧の減少を評価した SENS の荷重モデルを用い、簡便な梁・ばねモデル手法により、軸力と曲げモーメントは計測値に近い分布形状を再現できることが認められた。とくに、軸力が下半部よりも上半部で大きくなる SENS の特徴についても再現されている。



(a)軸力

(b)曲げモーメント

図-1.17 ライニングの断面力

図-1.18 は SENS の荷重モデルにより求めたライニングの断面力と設計曲げ耐力  $Mud$  と設計軸方向圧縮耐力  $N'ud$  から得られた  $Mud-N'ud$  曲線との照査の結果と計測結果を示したものである。脱型直後と完成時のライニングの構造安定性を確認できる。

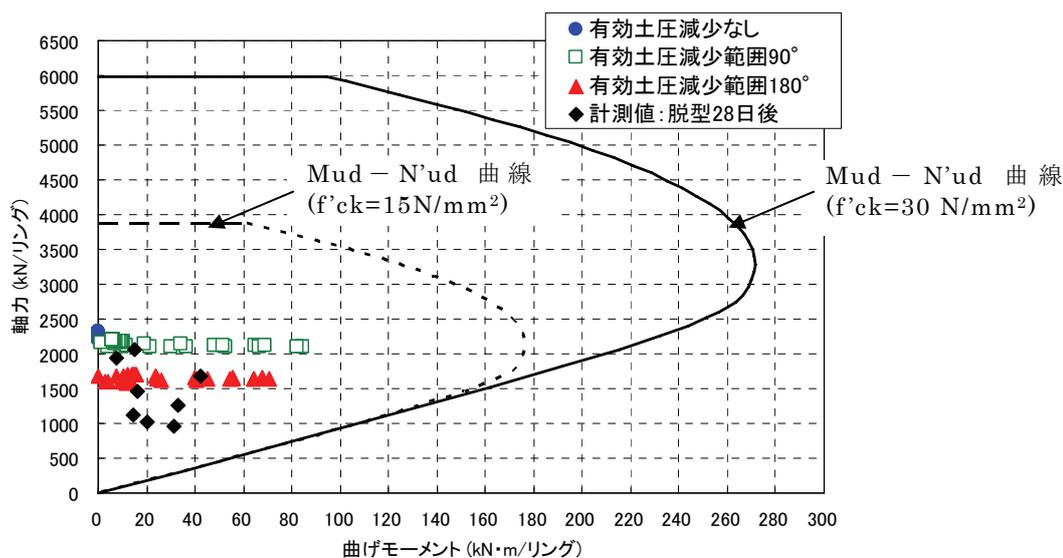


図-1.18  $Mud-N'ud$  曲線による構造安定性の照査

#### 4-2 適用性の検討

SENS の荷重モデルの適用性を検証するため、2つのケースについて断面力の試算を行った。図-1.19 は各試算ケースの地山条件を、表-1.6 は荷重条件を示したものである。ライニングの断面力に関しては、「併進指針」を参考に部材耐力との照査を行うこととする。なお、照査は、ライニングの完成時だけでなく、内型枠の脱型時を想定したコンクリートの弱材齢時（設計基準強度  $15 \text{ N/mm}^2$ ）についても行う。図-1.20、図-1.21 は各試算ケースの解析結果を示したものである。

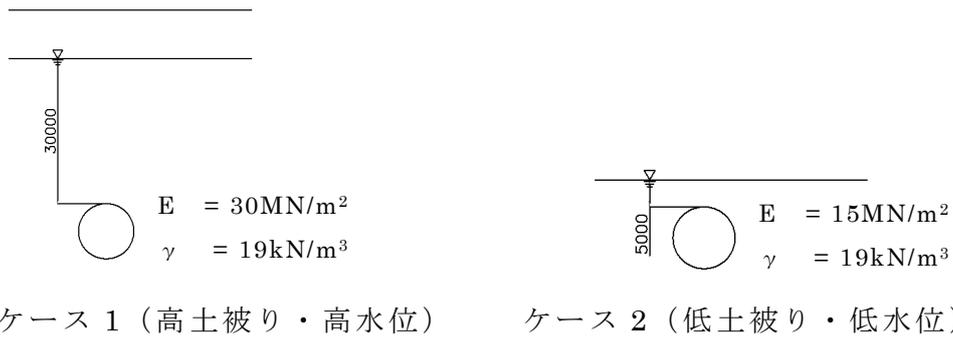


図-1.19 各試算ケースの地山条件

表-1.6 各試算ケースの荷重条件

ケース	土圧	水圧	打設圧	備考
1	緩み土圧 1D	頂部+30m	頂部土水圧×1.2	掘削幅 D=11m
2	全土被り荷重	頂部+5m	頂部土水圧×1.2	

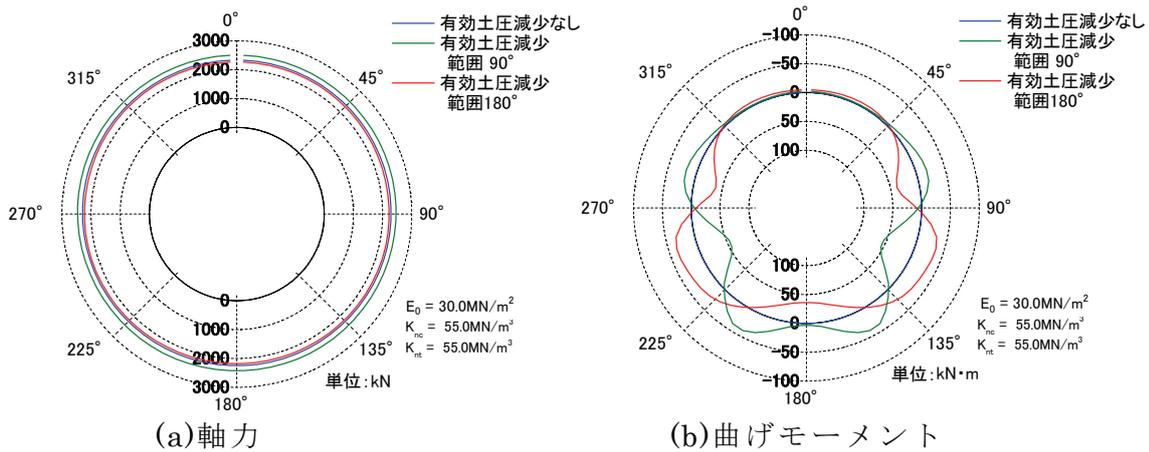


図-1.20 ケース 1 (緩み土圧, 水圧は頂部+30m) の断面力(完成時)

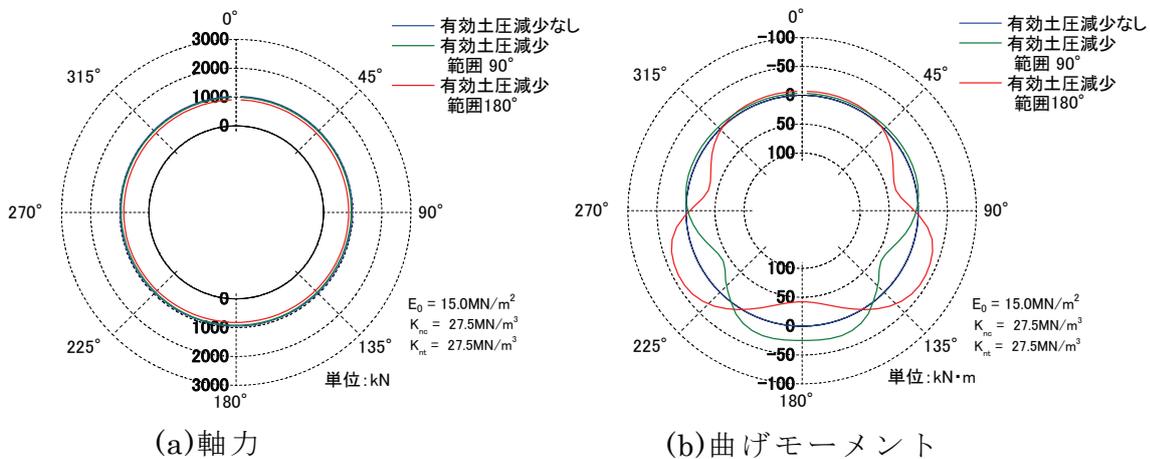


図-1.21 ケース 2 (全土被り荷重, 水圧は頂部+5m) の断面力(完成時)

つぎに、図-1.22、図-1.23 は各試算ケースのライニングの構造安定性の照査の結果をそれぞれ示したものである。ここでの試算ケースは三本木原トンネルの高土被りと低土被りから想定したものであり、いずれも設計断面耐力内にあり構造安定性は問題なく、三本木原トンネルにおけるライニングの設計の妥当性を確認することができた。

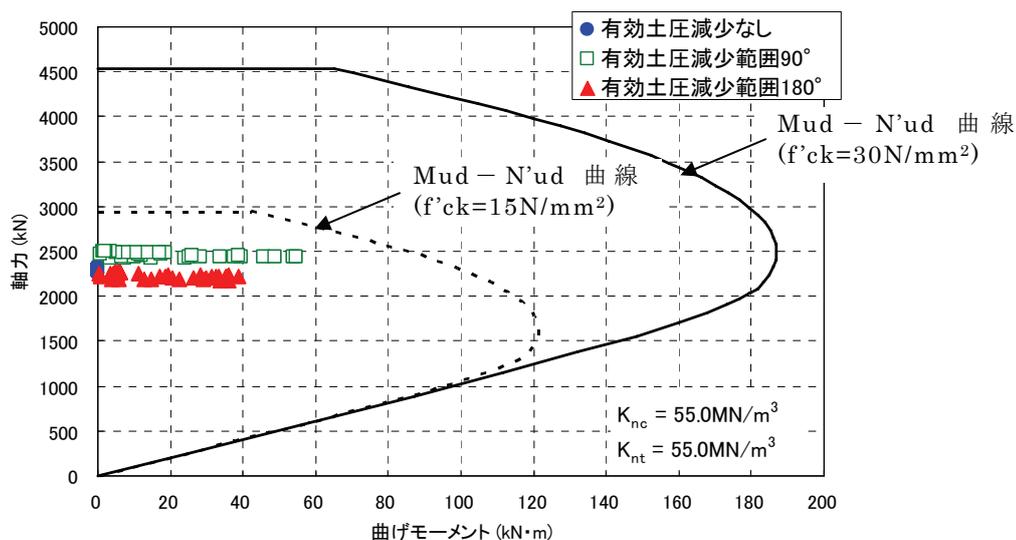


図-1.22 ケース 1 の構造安定性の照査

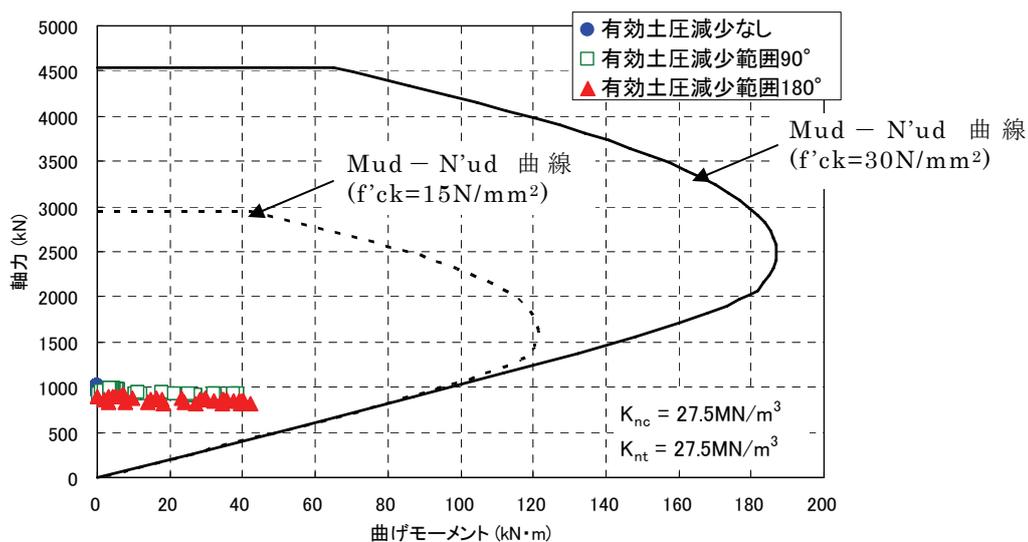


図-1.23 ケース 2 の構造安定性の照査

## 5 まとめ

三本木原トンネルのような比較的よく締まった砂質土において、今回検討した SENS におけるライニングの設計法の合理性が確認できた。これより、今後は、周辺環境に応じた制約条件（地表面の変位など）を満足する範囲で、コンクリートの打設圧をできるだけ小さく設定することができ、SENS におけるライニングの合理的な断面および強度の設計を実現することができると考えられる。

# 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

飯田廣臣

近年、コストの低減を目指して、周辺環境に与える影響の許容範囲内で、地下水位低下工法、先受け工法などの対策工を単独あるいは組合せて施工することにより、都市部の土砂地山においても NATM が適用されるケースが増えてきている。その結果、NATM とシールド工法との境界領域では両工法が競合して施工され、境界領域における施工法の選定、トンネル覆工体の設計法、トンネルに作用する荷重の評価方法などが大きな課題となっている。

現在、東北新幹線は八戸駅と新青森駅との間を建設中である。この工事区間内にある三本木原トンネル（延長4,280m）での掘削対象の地山は、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く崩壊性が高いえ、中間に粘性土層が複雑な互層状態で存在する地山である。このような地山条件の中を地下水位対策工と切羽の安定対策工とを併用した NATM によるトンネルの掘削を計画し、施工を開始したが、対策工の効果が十分に発揮されず、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。

三本木原トンネルの施工法を再検討した結果、NATM では対策工を併用しても切羽の安定性と経済性を確保することが困難であり、このような帯水洪積砂質土層を主体とする地山における切羽の安定性と経済性とに優れた工法として、従来の場所打ちライニング工法をもとに、密閉型シールドによりトンネルを掘削して切羽の安定を図るとともに、シールドの掘進と併行してシールドテール部でコンクリートを打設し、加圧して施工する覆工（以下、ライニングという）を NATM の一次支保材と同様に位置づけて、地山を保持しながらトンネルを構築する工法（以下、SENS という）を考案した。

本研究は、まず、三本木原トンネルにおける NATM の施工から SENS の採用までの経緯、その設計と施工および施工結果を述べ、つぎに、掘削から覆工の完成までの SENS の施工過程におけるライニングとトンネル周辺の地山の挙動について、計測結果と三次元解析結果とを比較することにより、SENS におけるライニングの耐荷機構に考察を加えたものである。

本論文は8章から構成されており、その概要は以下のとおりである。

第1章は序論であり、我が国のトンネル建設の現状と、NATM とシールド工法との境界領域における課題について述べ、本研究の目的と構成とを記述した。

第2章は、研究の背景として、我が国の未固結地山における NATM の現状と課題、東北新幹線（八戸・七戸間）の概要と三本木原トンネルにおける NATM の施工と課題およびその対策について述べた章である。

第3章は、SENS のトンネルの支保部材としての場所打ちライニングに着目し、SENS と類似する ECL 工法の事例と研究例について述べた章である。

第4章は三本木原トンネルにおける SENS の設計と施工および施工結果の概要について述べた章であり、シールドと内型枠に関して SENS と ECL 工法の事例とを比較し、それらの設計と施工について検討し考察を加えた。また、コンクリートの配合、ライニングの設計検討、SENS 特有のシールドの発進方法とライニングの施工手順およびコンクリートの打設システムなどの検討結果についても述べた。さらに、SENS による実施工の結果として、その施工速度、地表面の変位量および工事費を同種の地山における NATM およびシールド工法の実績と比較し、SENS の良好な施工性と経済性を明らかにした。

第5章では、三本木原トンネルにおいて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た。トンネル周辺の地山の挙動を調べる目的で行ったトンネル直上部の鉛直変位と側部の鉛直変位および水平変位の計測結果から、トンネル周辺の地山は切羽が近くと緩やかなトンネル内空反対方向への変位を示した後、さらに切羽の接近にともないトンネル内空方向への変位に反転し、切羽の通過後も掘進ごとに変位が増加すること、その後、コンクリートの打設圧の影響によりトンネル内空反対方向へ変位し、変形前のほぼもとの位置付近まで押し戻されること、内型枠の脱型により再びトンネル内空方向へ変位するがその変位量は小さいことなどがわかった。ま

た、これらのことから、トンネル周辺の地山の挙動はシールドによる掘削の影響とコンクリートの打設圧の影響が支配的であることを明らかにした。ライニングの挙動に関しては、まず、SENSの施工過程に追従してライニング内部のひずみを計測できる新たに開発した方法について詳しく述べ、つぎに、それを用いた計測結果を示した。その結果から、コンクリートは打設の直後は液状であり、その液圧はトンネルの頂部でコンクリートの打設圧と同等であり、下方にコンクリートの比重相当の圧力が加わるような圧力分布で作用していることを明らかにした。その後、コンクリートは加圧された状態のままで硬化し、内型枠の内面に作用しているコンクリートの打設圧の残留圧力相当の応力がライニングの内部応力として作用していること、内型枠の脱型時のライニングのトンネル周方向の断面力の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ことを明らかにした。また、ライニングの完成時のトンネル周方向の軸力はトンネルの下半部よりも上半部で大きくなる分布となった。これは、通常のシールド工法とは異なる分布であるため、応力解放法で別途計測を行った結果、ひずみ計を用いて計測した結果と同じ分布を示すことが確認された。このことから、ライニングの完成時のトンネル周方向の軸力の分布はSENSに特有の現象であることがわかった。

第6章は、三本木原トンネルにおける計測地点の地山条件と施工時の荷重条件とを考慮したうえで、まず、SENSの施工過程におけるライニングの挙動を三次元解析し、つぎに、コンクリートの打設圧などの施工時荷重がライニングの挙動に与える影響についてのパラメータ解析を行い、それらの結果を述べた章である。解析の結果、ライニングのトンネル周方向の応力はコンクリートの打設圧に大きく依存し、軸力による応力が支配的で曲げモーメントによる応力は小さいこと、また、トンネル周方向の応力は内型枠の脱型により圧縮側に著しく増加し、ライニングの完成まで全断面圧縮状態で保持されることを明らかにした。しかし、ライニングの完成時のトンネル周方向の軸力は下半部が上半部より大きくなり、計測結果と異なる分布となった。これは、内型枠の脱型にともなう解放応力の差に起因するものと考えられる。すなわち、ライニングの収縮によりその外径が縮小し、浮力によりトンネルが上方に押し上げられ、トンネルの下半部では上向きの有効土圧が減少して水圧のみが作用する状態になるものと考えられた。このことを加味して解析すると、ライニングのトンネル周方向の軸力は、計測値と同様に、トンネルの頂部で最大値が生じるような分布を示し、計測値とよく符合し、また、曲げモーメントについても計測値に近い符合が得られた。

第7章は、第5章で述べた計測結果および第6章で述べた解析結果から、SENSの施工過程を、地山の掘削時、コンクリートの打設時、コンクリートの硬化時、内型枠の脱

型時および内型枠の脱型後の5つに区分し、ライニングの耐荷機構に考察を加えた章である。その結果、ライニングに作用する荷重はコンクリートの打設圧のうちの内型枠の脱型時まで残留する圧力であり、この大きさは初期の打設圧、地山の変形特性、コンクリートの性状に大きく依存すると考えられること、コンクリートの打設圧は液圧的な分布となっており、この圧力がコンクリートの硬化時にわずかに漸減しながら残留するため、内型枠の脱型時に内型枠からライニングに転移する荷重も液圧的な分布となり、ライニングに生じるトンネル周方向の断面力は曲げモーメントが小さく、軸力が卓越すること、内型枠の脱型にともないライニングは収縮し外径が縮小するが、周辺の地山は変形係数が大きいいため、わずかに変位することで安定状態になることなどがわかった。すなわち、ライニングに作用する荷重は上向きの成分が大きいことから、ライニングは上方に移動し、上向きの有効土圧が減少し、極端な場合にはトンネルの下半部に水圧のみが作用する状態が生ずる。この結果、ライニングのトンネル周方向の断面力は、下半部の軸力の減少と上半部の軸力の増加が生じ、SENSに特有な分布になることを明らかにした。

第8章は本研究の結論を述べた章であり、本研究から得られた知見をまとめるとともに、今後のSENSによる実施工で確認すべき事項や課題などについても言及している。

# STUDY ON CASTING SUPPORT TUNNELLING SYSTEM USING TBM IN UN-CONSOLIDATED SOIL WITH HIGH GROUNDWATER LEVEL

by

Hiroomi IIDA\*

Recently, there has been an increase in the number of cases in which NATM tunnels have been constructed even in softer ground in order to reduce tunnelling costs.

Presently, the Tohoku Shinkansen Line is under construction between Hachinohe and Shin-Aomori. In the Sambongihara Tunnel (total length 4,280m), which is located in this section, construction work commenced under a plan that adopted the NATM as the tunnelling method as it combines groundwater level measures with techniques that ensure face stability. However, these technologies failed to produce the expected effect, and the tunnel face was unstable, collapsing several times.

A reexamination was carried out on the construction method for the Sambongihara Tunnel. To overcome these initial difficulties, a new construction method dubbed SENS was developed, which features improved safety, economy and work efficiency of tunnelling in mountainous areas with main stratum of water-bearing diluvial sandy soil. The SENS is based on the traditional cast-in-place lining method, and uses a closed type TBM to secure face stability, with concrete structural members cast in place at the tail and lining placed under hydraulic pressure in a manner identical to the NATM primary lining in order to enable tunnelling that preserves ground stability.

This paper consists of eight chapters. The content of each chapter is summarized below.

Chapter 1, an introduction, describes the current situation of tunnel construction in Japan and the major issues in projects classified in the boundary area between the NATM and shield methods. Chapter 1 also states the objectives and composition of this study.

Chapter 2 describes the current situation and issues of the NATM in areas with unconsolidated ground in Japan. It also presents a brief outline of the Tohoku Shinkansen Line (the section between Hachinohe and Shichinohe) and the NATM construction process at the Sambongihara Tunnel project, including problematic issues and measures to deal with them.

Chapter 3 focuses on the cast-in-place lining used as support material in the SENS, and presents case examples and study examples of the ECL method, which is similar to the SENS.

Chapter 4 summarizes the SENS design, construction, and outcome in the Sambongihara Tunnel project, and furthermore compares case examples that apply the SENS and ECL methods for TBMs and tubular forms. This chapter also examines the design and construction work under those methods, and also discusses the results of examinations carried out on the composition of concrete. The results of construction work using the SENS (construction speed, ground surface displacement magnitude, and construction costs) are compared with the effects of the NATM and shield methods when applied in areas with similar geology, and highlight the outstanding construction and cost efficiency of the SENS.

Chapter 5 analyzes chronological measurement data of ground displacement in the area of the Sambongihara Tunnel project and the strain of the lining and the tubular form, and describes the interaction between the lining and the ground in the area of the tunnel in the SENS construction process from excavation to completion of lining. As for the behavior of the lining, Chapter 5, first explains in detail the newly-developed method that allows measuring the strain of the inside of the

lining in the SENS tunnelling process, and next shows measurement results obtained through this new method. The concrete hardened in the pressurized state, and stress equivalent to the residual concrete casting pressure acting on the inner surface of the tubular form acted as lining internal stress. Also, the change in the stress resultants in the lining acting in the tunnel circumferential direction at the time of removing the tubular form was governed by the increase in the axial compressive stress, and the increase in the bending moment was small. Also, the axial force acting in the tunnel circumferential direction after completion of lining was more pronounced in the upper half of the tunnel than in the bottom half. This distribution differed from the distribution under the conventional shield method. These results indicated that the distribution of the axial force after completion of lining is a phenomenon specific to the SENS.

Chapter 6 considers the ground conditions at the measurement points in the Sambongihara Tunnel and the load conditions during construction. Based on these considerations, are explained the results of two types of analysis performed in the course of the study: a three dimensional analysis of the lining behavior during the SENS construction process was implemented, in which parameter analysis was conducted of the impact that the concrete pressure and other types of load have on the lining behavior during the construction process. From the results of these analyses it becomes clear, first, that the stress of the lining acting in the tunnel circumferential direction was largely dependent on the concrete lining pressure, stress due to axial forces was governing, and stress due to bending moment was low; and second, that due to the removal of the tubular form, the stress acting in the tunnel circumferential direction significantly increased in the compression zone, and the compressed state was maintained for the entire face until the lining was completed. However, the axial force acting in the tunnel circumferential direction after the lining was completed was more pronounced in the bottom half of the tunnel than in the upper half, and its distribution was different from the measurement results. It is believed that this difference was caused by the disparity in the releasing strain following the removal of the tubular form. An analysis of the above phenomena shows that the axial force acting in the tunnel circumferential direction was so distributed that its highest values were recorded at the crown of the tunnel and matched the measurement values. Results near the measurement values were achieved for the bending moment.

Chapter 7 uses the measurement data and the analysis data described in Chapter 5 and Chapter 6, respectively, to categorize the SENS construction process in the following five stages: ground excavation, concrete casting, concrete hardening, removal of the tubular form, and stage after removal of tubular form, and then discusses the load-bearing mechanism by the lining. The results indicate the following: first, the load acting on the lining was the residual concrete casting pressure maintained until the removal of the tubular form, and the strength of this load is believed to greatly depend on the initial casting pressure, the deformation properties of the ground, and the properties of the concrete; second, the placement pressure of the concrete was distributed as liquid pressure, and was maintained after the concrete hardened albeit with an insignificant decrease and for this reason when the tubular form was removed, the load that was shifted from the tubular form to the lining was also distributed as liquid pressure, with a small bending moment and outstanding axial force of the stress resultants in the primary lining acting in the tunnel circumferential direction; and third, following the removal of the tubular form, the lining contracted causing the outside diameter to shrink, but since the modulus of deformation of the ground in the area of the tunnel was large, the ground was maintained in a stable condition with a very small displacement. These results indicate that the stress resultants in the lining acting in the tunnel circumferential direction feature a decrease of the axial force in the bottom half of the tunnel, and an increase in the axial force in the upper half of the tunnel. This distribution is specific to the SENS.

Chapter 8 contains the conclusions of the present study, and a summary of the lessons learned in its course. This chapter also touches upon matters that need to be confirmed and issues to be solved in future construction work using the SENS.

\*(Japan Railway Construction, Transport and Technology Agency)

# 研究業績

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
1. 論文	
○論文	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年8月, <u>飯田廣臣</u> , 野々村政一, 小山幸則, 小西真治, 小泉淳
○論文	Internal Strain Measurement Method of the Extruded Concrete Lining, Proceedings of the World Tunnel Congress and 32nd ITA Assembly, Seoul, Korea, 22- 27 April 2006, <u>Hiroomi IIDA</u> , Tomomi IURA, Shinji KONISHI, Takatoshi ONO, Yukinori KOYAMA, Katsuyoshi MIZUHARA
○論文	Application 'Casting Support Tunneling System Using TBM' to unconsolidated soil with high groundwater level, World Long Tunnels 2005 Symposium , <u>Hiroomi IIDA</u> , Masaichi NONOMURA, Atsumi ISOGAI, Tomomi IURA
○論文	Work and design of a new tunneling method ' SENS ' to unconsolidated ground, The 5th international conference of TC28 of the ISSMGE, Netherlands, 15-17 June 2005, pp.231-238, <u>Hiroomi IIDA</u> , Atsumi ISOGAI, Keizo CHISHIRO, Takatoshi ONO, Yukinori KOYAMA, Atsushi KOIZUMI
○論文	Application "casting support tunneling system using TBM" to unconsolidated soil with high groundwater level, World Tunnel Congress and 31st ITA Assembly, MAY 2005, pp.765-771, <u>Hiroomi IIDA</u> , Takashi KITAGAWA, Keizo CHISHIRO, Takatoshi ONO, Yukinori KOYAMA, Atsushi KOIZUMI
2. 講演・報告	
○報告	シールドを用いた場所打ちライニングの二次元数値解析について, 第42回地盤工学研究発表会, pp.1511-1512, 2007年7月, <u>飯田廣臣</u> , 野々村政一, 磯谷篤実, Yingyongrattanukul,N., 小山幸則
○報告	シールドを用いた場所打ち支保システムの現場計測, トンネル工学研究報告集第15巻, pp.331-338, 2005年12月, <u>飯田廣臣</u> , 磯谷篤実, 小山幸則, 水原勝由, 千代啓三
○報告	新しいトンネル構築方法「シールドを用いた場所打ち支保システム」, 第3回日中シールド技術交流会(Proceedings of the 3rd Japan-China Technological Exchange of Shield-driven Tunneling in 2005), pp.13-20, <u>飯田廣臣</u> , 野々村政一, 磯谷篤実, 井浦智実, 河内汎友
○報告	シールドを用いた場所打ち支保システムの施工, トンネル工学研究報告集第14巻, pp.195-202, 2004年11月, <u>飯田廣臣</u> , 磯谷篤実, 井浦智実, 川嶋潤二, 小西真治
○報告	シールドを用いた場所打ち支保の内部ひずみ計測方法の開発, トンネル工学研究報告集第14巻, pp.381-387, 2004年11月, <u>飯田廣臣</u> , 磯谷篤実, 小山幸則, 水原勝由, 千代啓三

# 研 究 業 績

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者 (申請者含む)
3. その他	
講演	地下水位を考慮した切羽安定評価法の検討, 土木学会第 59 回年次学術講演会講演概要集Ⅲ-088,2004 年 9 月, <u>飯田廣臣</u> , 磯谷篤実, 小西真治, 工藤健, 松長剛
講演	ひずみ軟化モデルを適用した沈下予測に関する検討, 土木学会第 59 回年次学術講演会講演概要集Ⅲ-123,2004 年 9 月, <u>飯田廣臣</u> , 井浦智実, 芥川真一, 堂場直樹, 小西真治
論文	Face stabilizing method for shallow tunnels in the loose sandy ground, World Tunnel Congress and 30th ITA General Assembly, H10, MAY 2004, Shinji KONISHI, Tatsuya NISHIYAMA, <u>Hiroomi IIDA</u> , Hidetsugu MIYABAYASHI, Yoshimasa TADENUMA, Kazutoshi OKUTSU
論文	Evaluation of Tunnel Face Stability Affected by Ground Water, International Workshop on Prediction and Simulation Methods in Geomechanics (IWS-Athens 2003), ATHENS, Greece, October 14 - 15, 2003, Shinji KONISHI, Tatsuya NISHIYAMA, Takeshi TAMURA, <u>Hiroomi IIDA</u> , Yoshimasa TADENUMA
講演	複数帯水層を対象とした浸透流解析に関する一考察, 土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集Ⅲ-748,2002 年 9 月, <u>飯田廣臣</u> , 磯谷篤実, 緒方明彦, 山下栄司, 篠田貴宏
講演	Restoration of the collapsed subway station due to Hyogoken-Nanbu earthquake, January, 17, 1995, proceedings of the world tunnel congress '98 on tunnels and metropolises, 1998 年 4 月 Sao Paulo, T Umehara, <u>H Iida</u> , S Nakamura, Y Yamahara
報告	神戸高速鉄道大開駅の被害と復旧, 基礎工, vol.24, No.10, 1996 年 10 月, <u>飯田廣臣</u>
報告	Damage to Daikai Subway Station, Special Issue of Soils and Foundations, Jan. 1996, <u>Hiroomi Iida</u> , Toshio Hiroto, Nozomu Yoshida, Masahiko Iwafuji
報告	大開駅の震災と復旧, トンネルと地下 305 号, vol.27, No.1, 1996 年 1 月, <u>飯田廣臣</u> , 山原陽一, 横山正樹
講演	神戸高速鉄道・大開駅復旧工事の設計と施工, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集 (土木学会), 1996 年 1 月, 廣戸敏夫, <u>飯田廣臣</u> , 青木一二三, 小向将介, 山原陽一, 横山正樹
講演	実験に基づく大開駅の既設および復旧柱の耐力および変形性能, 阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集 (土木学会), 1996 年 1 月, <u>飯田廣臣</u> , 青木一二三, 梅原俊夫, 中村晋, 岡村達也
講演	神戸高速鉄道大開駅被害状況, 土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集 I -477, 1995 年 9 月, 庄俊明, <u>飯田廣臣</u> , 岩藤正彦, 中村晋, 神野邦彦
報告	シールド立坑工事における環境対策の事例ー京葉線隅田川立坑, 基礎工, vol.20, No.11, 1992 年 11 月, 今野延樹, <u>飯田廣臣</u>
報告	長大駅間・深層地下鉄道の設計・施工法に関する研究, トンネル工学研究報告集第 1 巻, 1991 年 12 月, 江河直人, 齋藤隆, <u>飯田廣臣</u> , 藤崎正, 坂井五郎

## 研 究 業 績

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
講演	深い立坑の埋戻し時における土留の挙動について，土木学会第45回年次学術講演会講演概要集Ⅲ-458,1990年9月，町田茂一， <u>飯田廣臣</u> ，清水保彦
報告	八丁堀地下駅の新しいシールド上部開削工法，21世紀に向けての新たな地下開発技術－京葉都心線地下部の計画と施工，土木学会，1990年7月， <u>飯田廣臣</u>
講演	鉄道用シールドにおける長距離連続自動方向制御掘進実績について，土木学会第44回年次学術講演会講演概要集Ⅲ-28,1989年10月， <u>飯田廣臣</u> ，河野隆明，桐谷祥治
講演	単線並列シールドトンネル超近接施工におけるトンネルの挙動，土木学会第44回年次学術講演会講演概要集Ⅲ-11,1989年10月，前田誠， <u>飯田廣臣</u> ，町田茂一
報告	特殊断面シールド（マルチフェイスシールド）の姿勢制御実験，建設の機械化，1987年5月， <u>飯田廣臣</u> ，土井博己
報告	東北新幹線上野付近のシールド工事－超大断面シールドトンネル－，土木技術，vol.41,No12,1986年12月， <u>飯田廣臣</u>
講演	第2上野トンネルにおける土圧および鉄筋応力度の測定結果（その2），土木学会第41回年次学術講演会講演概要集Ⅲ-417,1986年11月， <u>飯田廣臣</u> ，増田達，滝本孝哉
講演	複円形特殊断面シールド，土木学会第41回年次学術講演会講演概要集Ⅲ-405,1986年11月，原恒夫， <u>飯田廣臣</u> ，土井博己
講演	シールド工法に用いる場所打プレストレストライニングについて，土木学会第41回年次学術講演会講演概要集Ⅲ-406,1986年11月，小山幸則， <u>飯田廣臣</u> ，善如寺太
講演	京葉都心線の計画と施工（Ⅱ），'86トンネル技術講演会テキスト（日本トンネル技術協会），1986年2月， <u>飯田廣臣</u>
講演	第2上野トンネルにおける土圧および鉄筋応力度の測定結果，土木学会第40回年次学術講演会講演概要集Ⅲ-179,1985年9月， <u>飯田廣臣</u> ，清水満，石井恒生
講演	セグメントと二次覆工の接合面に設ける凹凸の破壊強度について，土木学会第39回年次学術講演会講演概要集Ⅲ-303,1984年10月，藤森伸一，半谷哲夫， <u>飯田廣臣</u>

その他 11件