

小土被り条件下における超近接したシールドトンネルの
施工時挙動とその設計法に関する研究

**Study on the Construction Behavior and the Design Method
of Tunnels Located Closely with Shallow Overburden**

2018年2月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科

寺田 雄一郎

Yuichiro TERADA

目次

第1章	序論	1
1.1	本研究の背景	1
1.1.1	シールド工法の歴史と都市部のシールド工法における課題	1
1.1.2	連続立体交差事業におけるシールド工法の適用	2
1.1.3	連続立体交差事業でのシールド工法における設計・施工上の課題	3
1.2	小土被り下での超近接した併設シールドトンネルに対する既往の研究	4
1.2.1	小土被り施工に対する既往の研究	4
1.2.2	近接した併設シールドトンネルに対する既往の研究	4
1.2.3	京都市営地下鉄における適用事例	5
1.3	本研究の目的と研究対象	8
1.3.1	本研究の目的	8
1.3.2	本研究の対象（京王電鉄京王線調布駅付近連続立体交差事業）	8
1.4	本研究の構成	12
第2章	シールド工法の適用に際しての事前の検討	14
2.1	小土被りシールドに関する検討	14
2.1.1	地盤沈下の予測 FEM 解析	15
2.1.2	軌道の防護工法	24
2.1.3	小土被りシールド機の仕様	27
2.1.4	塑性流動化管理	29
2.1.5	切羽圧力管理	39
2.1.6	地盤の計測計画	47
2.2	超近接シールドに関する検討	62
2.2.1	超近接するトンネル相互作用の影響解析	64
2.2.2	セグメントの計測計画	77
第3章	施工時の地盤沈下と切羽の安定管理	82
3.1	地盤沈下に関する検討	82
3.1.1	地盤の変位量のまとめ	82
3.1.2	FEM 解析を用いた地盤変位量の逆解析	94
3.2	切羽の安定管理に関する検討	97
3.2.1	塑性流動化の管理結果	97
3.2.2	切羽の圧力変動と地盤の変位	99
3.2.3	切羽の圧力管理の提言	104
3.3	まとめ	105
3.3.1	地盤沈下について	105
3.3.2	切羽の安定管理について	105

第4章	超近接・小土被り条件下でのトンネル相互の影響に関する設計法.....	107
4.1	超近接シールドの挙動に関する検討.....	107
4.1.1	超近接シールドの挙動に関する検証の方法.....	107
4.1.2	セグメント計測結果.....	109
4.1.3	トンネル相互干渉の逆解析.....	124
4.1.4	はりばねモデルによるトンネル相互干渉の評価.....	140
4.1.5	縦断方向の分散ばねの妥当性.....	157
4.2	まとめ.....	163
第5章	結論.....	165
	謝辞.....	168

第1章 序論

1.1 本研究の背景

1.1.1 シールド工法の歴史と都市部のシールド工法における課題

鉄道、道路、電力、ガスなど、インフラと呼ばれる交通施設やライフラインは、地上への建設を基本として発展してきた。一方で、東京や大阪などの大都市圏では、古くから下水道の整備をはじめとし、地下鉄や地下街などの建設、電力設備の埋設地中化など、地下空間を有効活用することで、地上の環境保全を達成し、更なる生活利便性の向上を図ってきた。しかし、地下空間の活用が本格化するとともに、その密集度は次第に増加しており、地下工事の大半は既存の施設の近接施工となることが強いられている。

都市部のトンネル工事においては、工事用地の確保の難しさや、地上の交通、近隣住民への影響を考慮し、シールド工法が採用される事例が多くなっている。シールド工法は、イギリス人技術者の Brunel（英国）によって開発されたトンネル掘削工法である。当初のシールドトンネルは矩形シールドであったが、その後 1870 年に Barlow（英国）が円形シールドを開発し、それ以降シールド工法は飛躍的な発展を遂げ、土圧式シールド、泥水式シールドの開発により施工が困難な地盤への適応も実現した。

我が国では、1917 年に国鉄奥羽本線折渡トンネルの一部区間において採用されると、1959 年に営団地下鉄丸ノ内線永田町トンネルでルーフシールドトンネル、1960 年に名古屋市営地下鉄東山線覚王山トンネルで円形シールドトンネルが初めて採用された。現在では、首都圏新都市鉄道常磐新線（つくばエクスプレス）、東京地下鉄副都心線など、都市部での採用は一般化しており、都市土木において必要不可欠なトンネル構築技術となっている。

しかし、シールドマシンは土圧をかけ切羽を保持した上で掘進するため、土被りの小さい箇所での施工では地上部の隆起・陥没などにおけるリスクを伴う。また、切羽の圧力やジャッキ推力など施工時荷重の影響が懸念されるため、併設トンネルや他施設との近接施工にも十分な検討を要する。一方で、都市部での工事では狭隘な事業用地や周辺環境の事情などにより、開削工法ではなくシールド工法での施工が必要不可欠な状況となるケースも多い。難条件下でのシールド工事は、安全性の照査を行ったうえで、補助工法の採用や近接施設の補強工事などを実施して施工されるのが一般的だが、小土被り下における近接した併設シールド工事における影響度の定量的評価を行うための解析手法は研究事例が少なく、設計手法が確立されていないのが現状である。

1.1.2 連続立体交差事業におけるシールド工法の適用

連続立体交差事業とは、市街地において道路と交差している鉄道を、一定区間高架化もしくは地下化することで、多数の踏切の除却や新設交差道路との立体交差を実現する都市計画事業のことである。列車本数の多い都市部においては、踏切の遮断時間が長時間にわたり、ボトルネック踏切となっている場合が多い。これらの踏切では、踏切事故の発生や道路渋滞、地域の分断などの問題が発生しており、連続立体交差事業による踏切の除却が求められている。また、鉄道により分断されていた市街地の一体化や、線路跡地の有効活用など、街づくりによる都市の活性化にも非常に影響の大きい事業となっている。

連続立体交差事業には、先述したように高架方式と地下方式の二つの手法が存在し、事業に応じて方式を検討・選択することとなる。判断基準として、

- (1) 地形的条件（計画線形の成立）
- (2) 計画的条件（踏切除却・道路交差の実現性）
- (3) 事業的条件（経済性）

の3条件が挙げられる。これまで連続立体交差事業の多くは、実現可能な構造形式の中で経済的な構造形式を選定するという条件より、高架方式を基本として実施されてきたが、他高架施設との支障などの外的な要因から高架方式では計画が成立せず、地下方式が採用される場合も少なくない。

地下方式の事業において、シールド工法が適用されるのは、以下の条件にあてはまる場合である。

- (1) 施工延長が確保でき、開削工法と比較して経済的であること。

マシン1台当たりの施工延長の確保により、経済的に優位となる可能性が高い。

- (2) 営業線の運行を確実に確保できること。

営業線直下を縦断的に掘進するため、営業線への影響を低減し、運行を確保することが求められる。

- (3) 立坑ヤードを確保可能であること。

連続立体交差事業の都市計画線は本設構造物の範囲のみが指定され、立坑ヤードは含まれないため、都市計画線外でのヤード用地確保が求められる。

- (4) 一定のトンネル断面であること（地中接合等を実施する場合を除く）。

分岐部や駅部など、断面形状の変更が必要な箇所では、地中接合などの工法を採用するか、開削工法の適用を検討する必要がある。

上記の条件が成立可能である場合、開削工法と比較して経済的であることに加え、工期の大幅な短縮による事業効果の早期実現、用地買収から区分地上権設定へと用地取得手法が変更されることによる用地取得範囲の大幅な削減、工事中の騒音・振動や地下水位の変動などの環境負荷の低減など、メリットが非常に大きい。今後、地下方式におけるシールド工法適用については、技術的な進歩に伴い、積極的に議論がなされるべき事項であると考えられる。

1.1.3 連続立体交差事業でのシールド工法における設計・施工上の課題

連続立体交差事業においてシールド工法が適用される場合、課題となるのは営業線直下での縦断的な掘進に対する営業線への影響の低減である。とくに都市部では、高密度かつ高速で列車が運行されており、運行時間帯に軌道変位を修正することは非常に難しい。そのため、シールドマシン掘進時の厳格な施工管理が求められる。

一方で、トンネル線形の検討においては、立坑の深度や取付部の構築範囲の縮小による事業費抑制の観点からも、極力小土被りでの計画が求められる。営業線への影響の低減と小土被り施工という相反する課題を、同時に達成することが重要である。

また、単線シールドトンネルの場合、近接した併設シールドトンネルへの影響の低減が求められる。連続立体交差事業は、現在の鉄道用地を基本として事業範囲を設定するが、不足分については区分地上権を設定することとなる。周辺住民への影響を低減するためには、区分地上権の設定範囲をより縮小することが望ましく、できるだけ併設トンネル同士が近接した線形となるように計画される。しかし、シールド掘進時には先述したとおり施工時荷重が併設トンネルに影響を与える可能性があるため、事前段階での影響検討が求められる。

シールド工法の適用と列車運行の安全性維持のためには、上記のような小土被り下での近接した併設シールドトンネルについて、影響度を精度良く定量的に評価するとともに、解析結果にもとづく適切な補助工法の選定し、施工を実施していくことが重要である。

1.2 小土被り下での超近接した併設シールドトンネルに対する既往の研究

1.2.1 小土被り施工に対する既往の研究

鉄道営業線の直下を小土被りにて掘進するシールド工事はこれまで数多く施工されており、設計段階における地盤の変状予測により必要な対策工が検討されてきた。1996年に開業した東葉高速鉄道東葉高速線や2005年に開業した首都圏新都市鉄道常磐新線（つくばエクスプレス）のシールド工事においては、営業線の直下を横断的、縦断的に小土被りで施工したが、地盤改良などの防護工を施すことで、軌道への影響がなく施工を完了している^{1) 2)}。両工事においては、施工後の二次元弾性 FEM による逆解析により変状を評価している。二次元弾性 FEM における予測解析手法では、解析モデルや境界条件、応力解放率などのパラメーターの適切な設定を現場ごとに実施することが難しく、過去実績にもとづく設定とせざるを得ないことから、施工後に比較検討を実施している。

太田らは、大阪市営地下鉄8号線のシールド工事における施工時荷重による地盤変状に関する計測・分析に関する研究を紹介している³⁾が、ここでは、地盤変状の予測解析における荷重モデルの考え方について、現場計測の結果をもとにマシン前半部、マシン後半部、テール通過時のシールド掘進段階によって異なり、種々の施工条件をパラメーターとした荷重モデルの必要性を指摘している。また、中尾らは京都市地下鉄東西線のシールド工事において、掘進中だけでなくセグメント組立てなど掘進中以外も含めた各種作業によって発生する地盤変状の特徴を把握し、作業内容、発生部位別に地盤変状量を整理する手法を紹介している⁴⁾。

これら既往の研究では、事前解析の手法として応力解放率を用いた二次元弾性 FEM による解析が一般的であるとしているが、過去実績にもとづくパラメーター設定に対する課題や荷重モデルの必要性には言及しているものの、小土被り下での近接した併設トンネル施工という条件下における具体的な解析手法を提案した事例はほとんどなく、今後ますます増加するであろう同様のケースにおける事前の地盤変状の解析手法を確立していくことが急務となってきている。

1.2.2 近接した併設シールドトンネルに対する既往の研究

併設シールドトンネルの施工においては、先行トンネルに対して後行トンネルのジャッキ推力、切羽の圧力、裏込め注入圧などの施工時荷重により影響が及ぶことが予想されるため、併設の影響検討を行う必要がある。しかし、FEM を用いた数値解析による予測においては、未だ確立されていない内容が多く、これまで多くの研究が行われてきた。

ここで、一般に影響を無視できない可能性があるとしてされている、併設トンネルの純間隔が $1.0D_0$ (D_0 : トンネル外径) 未満の場合の併設トンネルを「近接」とし、後行トンネルの通過により一時的な影響があるとされている、トンネルの純間隔が $0.5D_0$ 未満の場合の併設トンネルを「超近接」と定義する。

堀地らは、京葉都心線越中島工区におけるシールド工事において、後続シールドの掘進による地中応力の変化と、先行トンネルの覆工体に与える影響について報告するとともに、計測結果との対比により疑似三次元骨組構造モデルを用いたセグメントリングの断面力の算出方法についての検証を行っている⁵⁾。

木村らは、併設シールドトンネルにおける先行トンネルの影響の評価手法の確立に対し、軸方向の挙動と横断方向の挙動の2点について基本的な考え方と解析モデルを提示しているが、主荷重と施工時荷重の影響の重ね合わせの妥当性など、更なる検証が必要だとしている⁶⁾。

田嶋らは、首都高速中央環状新宿線の横併設シールド工事において⁷⁾、また、太田らは大阪市地下鉄第8号線の4本併設シールド工事において⁸⁾、FEMによる逆解析を実施し、設計時に設定した応力解放率との比較検討を行うことで、併設トンネルの影響を評価し、適切な応力解放率を提案している。

これら既往の研究では、併設シールドトンネルの影響検討におけるFEMのパラメーターに対する適切な設定方法について明確な結論は出ておらず、また、FEMを不要とする新たな解析モデルについても詳細の検証がなされていない。先述したとおり、小土被り下での近接した併設トンネルという条件での施工は今後増加すると思われるため、近接度を考慮した影響解析手法の確立が求められている。

1.2.3 京都市営地下鉄における適用事例

これまで、鉄道の営業線直下において、小土被り下での近接した併設シールドトンネルを施工した事例は非常に少ない。京都市営地下鉄東西線は、連続立体交差事業ではないものの、小土被り下で4本の近接した併設シールドトンネルを施工した初めての事例である^{9)・10)・11)}。

京都市営地下鉄東西線は、京都府宇治市の六地藏駅から京都市右京区の太秦天神川駅までの17.5 kmを結ぶ地下鉄路線であり、京都市で2番目の市営地下鉄路線として1997年に開業した。御陵駅で京阪電鉄京津線と接続しており、相互直通運転を実施している。

御陵駅東側の東西線・京津線の両線路が分離する区間は、各線上下線の計4線が輻輳する複雑なトンネル線形となっている。これは、工事用借地の確保が困難であったことなどの理由から、立体的に超近接した4本の単線シールドトンネルを、4台のシールドマシンで併設して構築する必要があったためである(図 1.2.2-1)。

シールドトンネルの最小土被りは道路部で4.3m(シールドトンネル外径 $D=5.7\text{m}$ に対し、 $0.75D$)、併用軌道部で6.8m ($1.19D$) という小土被り下での施工であり、

発進立坑から170mにわたって営業線(京津線軌道併用道路)直下の掘進となった。4本のトンネル間の最小離隔は0.7mという近接施工であった。

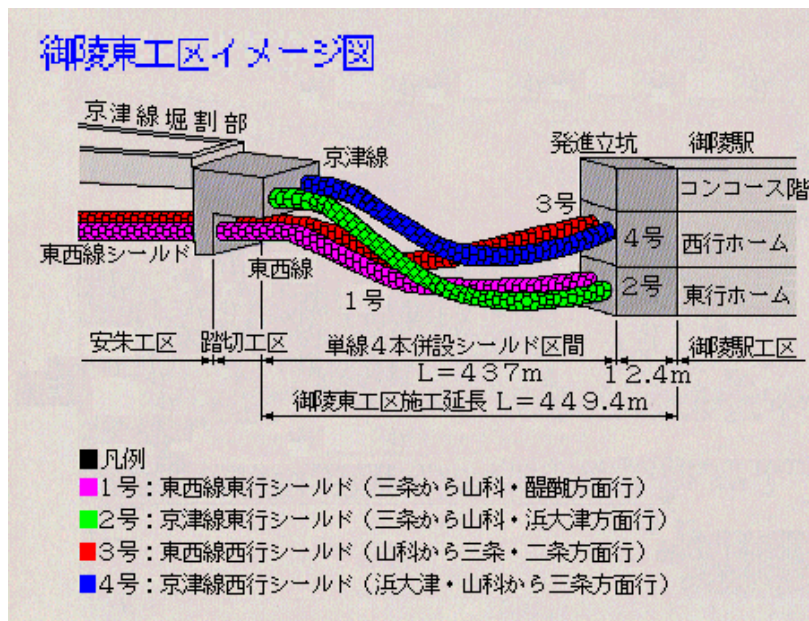


図 1.2.2-1 4線シールドトンネルイメージ図¹²⁾

小土被り下での超近接トンネルという課題に対して、以下の対策を盛り込んだ施工計画を策定している。

(1) 切羽の安定を確保するための泥土圧式シールドマシンの仕様検討

この工事では、4本のシールドトンネルを4台のシールドマシンで掘進するため、基本仕様をできる限り統一し、先行シールドトンネルの掘進管理の実績を後行シールドトンネルの掘進に反映することで更なる性能の精査を行うこととした。シールドマシン前面には、切羽の安定性を重視して、カッターサブスポークの外周側の一部に面板を設置した。また、余掘りを少なくして周辺地盤のゆるみ防止を図ること、曲線施工をスムーズに行い先行トンネルへの影響防止を図ることを目的として、全方向に対応可能な中折れ装置を装備した。

(2) 切羽安定制御システムの導入

掘削土量、排土量およびカッター内の土圧を常に計測し監視するにあたり、切羽安定制御システムを導入した。排土量はロータリーポンプと排土ポンプに電磁流量計とγ線密度計によるリアルタイム計測を行った。この排土量の計測結果を土圧管理にフィードバックすることで、切羽の安定管理の精度向上を図り、小土被り施工への対策とした。

(3) 各種計測管理

掘進状況の良否や、周辺地盤、先行トンネルへの影響を把握するために、地盤中に沈下棒、層別沈下計など、先行トンネルのセグメントに表面ひずみ計やボルト張力計など、各種の計測器を設置した。計測を掘進管理にフィードバックする

ために、地盤の変形挙動やトンネルの変位、断面力などの予測値を2断面について求め、実施工において予測値と計測値を対応させることにより施工管理を実施した。

上記の対策を施した結果、課題とされていた小土被り、超近接施工に対する各種課題を克服し、掘進を完了させている。施工前に実施した予測解析と実績とを照合したところ、地盤の挙動については予測解析に対して若干大きめの値となったものの、比較的良い一致をみた。ただし、後行トンネル（上部2本のトンネル）通過時の地表面変位は予測に反して隆起が生じる結果となった。これは、離隔や配置など、併設条件に応じて沈下と隆起の両方が生じる現象を、統一的に説明できる解析手法が確立できていないことを示している。また、セグメントの外周に作用していた土圧については、後続トンネル通過に伴う影響の実測値が予測値に対して大きくなっていることが確認できた。これは、掘進による加圧側の影響に残留傾向があることなど、予測値に反映しきれていない影響があると考えられている。

調布駅付近では、過密ダイヤを起因とするいわゆる「開かずの踏切」の問題が懸案となっており、踏切事故の発生や道路渋滞の発生要因となっていた。また、調布駅西側は京王線と相模原線が分岐部によって平面交差しており、分岐部通過の際、対向する電車が停止せざるを得ないことが、定時運行の阻害要因となっていた。

これらの課題の解消を目的として、京王電鉄株式会社では、東京都、調布市と協力し、2003年度より調布駅付近連続立体交差事業に着手し、2014年度をもって事業が完了した。本事業は1969年5月に東京都市計画都市高速鉄道第10号線として都市計画決定された新宿駅～調布駅間の一部として位置づけられている。都市計画決定の時点では連続立体交差化による2線高架と複々線化による2線高架を合わせた4線並列高架方式として決定されていたが、既存の都市計画範囲の中で事業化に向けた構造形式の再選定を実施し、2002年2月に4線地下方式への都市計画変更決定を受けている。地下方式は、(1) 地形的条件 (2) 計画的条件 (3) 事業的条件 の3条件による高架方式との比較検討の結果、経済性は同等であるが都市計画範囲が狭く周辺住民への影響を最小限とすることが可能である、との理由で選定された。

本事業により、柴崎駅から西調布駅間の京王線 2.8km と、調布駅から京王多摩川駅間の相模原線 0.9km の計 3.7km が地下化されるとともに、当該区間内の駅である国領駅、布田駅、調布駅の3駅が地下駅となった。また、途中にある18箇所の踏切が解消され、8箇所の都市計画道路が立体化された。調布駅は地下3層構造となり、上下線が立体交差することで、平面交差の解消も図られた。線路による地域の南北の分断化も解消され、益々の地域の発展が期待されている。

事業は、全体を6つの工区に分けて施工され、国領駅、調布駅部とトンネル取付部である第1, 3, 5, 6工区では開削工法、国領駅～調布駅間と調布駅西側の第2, 4工区ではシールド工法が採用された(図 1.3.2-2)。当初計画では事業範囲内の全線にわたり開削工法によるトンネル構築を前提としていたが、既成市街地での工事であり作業ヤードの確保が困難であることや、必ずしも施工において好条件とはいえない周辺の道路状況により、工事期間の長期化や工事費の増大、周辺環境の悪化などが懸念された。その解決策として、下記4条件をもとにした検討の結果、シールド工法を適用することとなった(図 1.3.2-3)。

(1) 施工延長が確保でき、開削工法と比較して経済的であること。

地質条件が比較的一様であったことなどから汎用性の高いマシンの製作が可能となり、2台のマシンでUターンを繰り返しながら6本のトンネルを掘進する計画とした。そのため、1台あたりの施工延長を確保することができ、経済性に優れる計画となった。

(2) 営業線の運行を確実に確保できること。

小土被り下での近接した併設シールドトンネルという条件下においても、地盤改良や、軌道・電力設備の防護措置をもって営業線への影響を低減でき、運行を確保することが可能と判断した。

(3) 立坑ヤードを確保可能であること。

2 台のマシンの発進立坑の至近に、市有地（旧駐輪場用地）と農地を大規模に借地可能であった。

(4) 一定のトンネル断面であること。（地中接合などを実施する場合を除く。）

第 2 工区についてはシールドトンネルの途中で布田駅を通過するため、開削工法により駅部を掘削し、セグメントを切り開いて駅の躯体と一体化する計画とすることで、一定のトンネル断面を維持させることが可能となった。



図 1.3.2-2 調布駅付近連続立体交差事業概要図

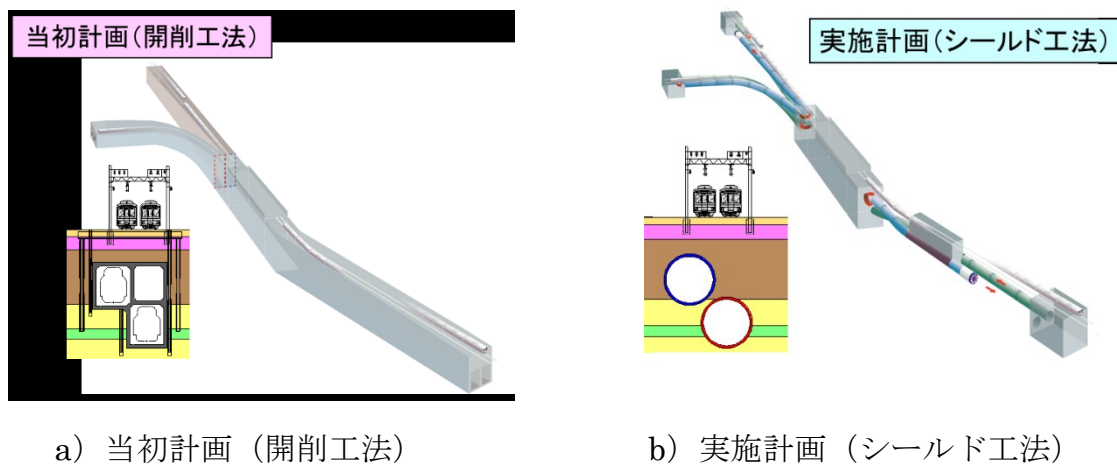


図 1.3.2-3 開削工法とシールド工法の比較

本研究の対象である第 2 工区は、国領駅西側に設けた国領立坑を発進立坑とし、布田駅を通過し調布駅東側の調布東立坑までの京王線上り線 861m を掘進する。調布東立坑でマシンを回転させた後、京王線下り線 861m を掘進し国領立坑まで戻り、2 本のシールドトンネルを築造する工事である。布田駅は地上から開削工法でホーム部を構築し、セグメントを切り開くことで軌道部と接続する駅となる(図 1.3.2-4)。

事業区間全体の土被りを浅くすることによる工事費の削減や、埋設管との離隔の確保のため、最小土被り 4.7m (シールド外径 D に対して $0.70D$) という非常に小土被りのトンネル線形となり、営業線を縦断的に掘進するにあたり運行への影響を低減することが必要であった。また、必要最小限の都市計画範囲とすることが求められることから、後行トンネルへの影響度合いも考慮し、最小離隔 400 mm という非常に近接したトンネル線形での計画とした。

本研究では、調布駅付近連続立体交差事業にて施工された、営業線直下における小土被り下での超近接した併設シールドトンネルの事例を用いて、着工前の予測解析と実際の計測結果をもとに、同様の条件における新たな予測手法および併設トンネルの影響検討における設計手法を提案する。

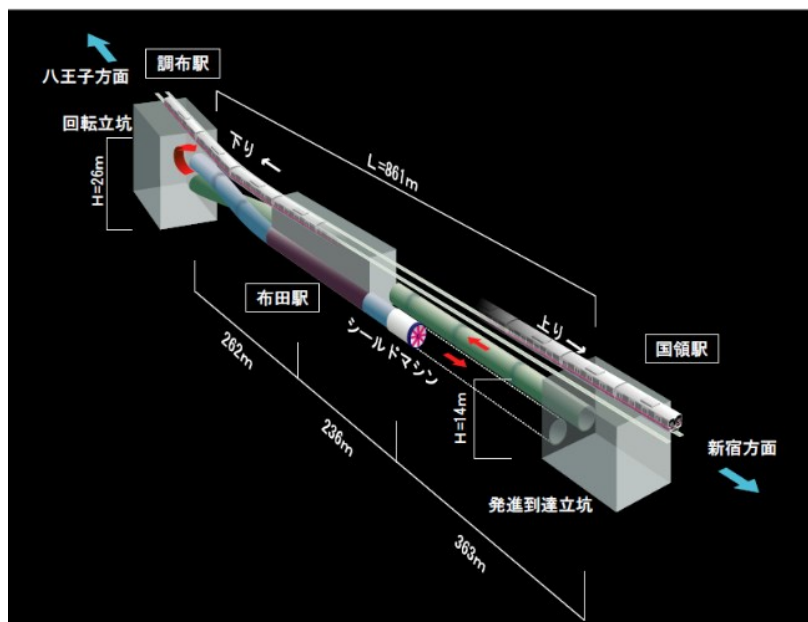


図 1.3.2-4 第 2 工区イメージ図

1.4 本研究の構成

第1章では、都市部のシールド工法や連続立体交差事業へのシールド工法の適用に対する課題について述べるとともに、既往の適用事例や研究を紹介した。これより予測解析手法の検討の重要性を論じるとともに、本研究の目的および構成を示した。

第2章では、小土被り下のシールドトンネルおよび超近接した併設シールドトンネルに関する課題について、本工事の施工前に実施した検討内容を述べている。

第3章では、小土被りシールドトンネルに関して、実施工時に得られた計測結果を考察するとともに、実施した各種の管理方法の妥当性を検証しており、その内容について述べている。

第4章では、本研究で提案する併設トンネルの設計手法について述べており、設計手法を導くための現場実証や解析過程について述べている。

第5章では、本論文のまとめと今後の展望について述べている。

参考文献

- 1) 新堀敏彦, 小島芳之, 金子静夫: 超低土被り大断面シールドの施工に伴う地盤挙動予測, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 第3巻, pp257-262, 1993.
- 2) 阿部弘, 桑原清, 齋藤明夫: 常磐線直下を縦断掘進するシールドに対する防護, トンネルと地下, 第34巻2号, pp37-44, 2003.
- 3) 太田拓, 橋本昭雄, 長屋淳一, 菅茜檬: シールド掘進時の施工時荷重による地盤変形に関する計測結果とその分析, トンネル工学報告集, 第16巻, pp395-402, 2006.
- 4) 中尾努, 古川衛, 田村武: 砂礫地盤を対象にした泥土圧シールド工法の地盤変状計測結果に関する一考察, 土木学会論文集, Vol63, No3, pp263-276, 2007.
- 5) 堀地紀行, 平島政治, 松下芳亮, 石井恒生: 軟弱粘性土地盤における併設シールドトンネルの現場計測とセグメントリングの疑似三次元構造解析モデル, 土木学会論文集, 第418号, III-13, pp201-210, 1990.
- 6) 木村定雄, 矢田敬, 小泉淳: 併設して施工されるシールドトンネルの影響解析, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 第1巻, pp89-94, 1991.
- 7) 田嶋仁志, 岸田政彦, 川田成彦, 小林靖典, 斉藤正幸: 併設シールドトンネルの影響評価方法に関する検討, トンネル工学研究論文・報告集, 第13巻, pp407-412, 2003.
- 8) 太田拓, 伊藤博幸, 北岡隆司, 村上考司, 宮上丞司, 橋直毅: 4本併設シールドトンネルにおける覆工・地盤連成 FEM 解析, 土木学会第61回年次学術講演会, pp191-192, 2006.
- 9) 塚本浩一: 四ツ目シールドトンネルの計画, トンネルと地下, 第24巻10号, pp23-28, 1993.
- 10) 浅賀博, 野嶋久暉, 小林隆: 4本のシールドの超近接施工計画, トンネルと地下, 第25巻9号, pp7-15, 1994.
- 11) 山崎糸治, 福島健一, 小林隆, 片岡進: 世界初の超近接4線移行シールドの施工, トンネルと地下, 第27巻2号, pp7-16, 1996.
- 12) 京都市交通局: 地下鉄のつくり方-4線シールド工法, (<http://www.city.kyoto.lg.jp/kotsu/page/0000006924.html>), 2017年7月アクセス

第2章 シールド工法の適用に際しての事前の検討

2.1 小土被りシールドに関する検討

近年のシールド技術の発展に伴い、都市部における各種の重要構造物に交差・近接して施工される事例が増加している。つくばエクスプレス三ノ輪トンネルでは、セグメント外径 $\phi 10.0\text{m}$ に対して最小土被り 4.0m で JR 常磐線および営団日比谷線の直下で、さらに N 値 $0\sim 6$ の軟弱な沖積粘性土層（有楽町層）という条件下であったが、地盤改良などの事前防護を行い、軌道に大きな影響を与えることなく施工を完了している^{1),2),3),4)}。首都高速中央環状線山手トンネルでは、トンネル外径 $\phi 11.8\text{m}$ に対して離隔 5.5m (=約 $0.5D$) で地下鉄東西線の直下を併設する2本のシールドトンネルを施工し、薬液注入により防護対策を行うことにより、地下鉄に大きな変状などを及ぼすことなく無事施工を完了している⁵⁾。

調布駅付近連続立体交差工事（以下、本工事）のうち、国領駅から調布駅に至る京王線の2本のシールドトンネル（第2工区）においては、最小土被りはシールド外径 $\phi 6.85\text{m}$ に対して 4.7m (= $0.69D$) と小さく、シールドトンネルの直上にはほぼ全線を通じて営業線の軌道が位置する。掘削対象地盤は図 2.1-1 に示すとおり、立川礫層が主体となっており、細粒分が少なく最大礫径 300mm が想定された。また、地下水位はシールド掘削断面に対し不飽和で季節変動する。本工事は、上記のような難条件を有するシールド工事であり、シールド掘進による軌道への影響が懸念された。

本章では、本工事において、小土被りに対して実施した検討のうち、①地盤沈下の予測解析、②軌道の防護工法、③シールド機の仕様、④塑性流動化の管理方法、⑤切羽の圧力管理方法、⑥地盤の計測管理方法について記述する。

凡例

地層名	表土層	沖積層	関東ローム層	立川レキ層	板橋粘土層	武蔵野レキ層	上部東京層	上総層群			
記号	ts	Ac	Lm	Tag	Ic	Mg	Tus	Ks1	Ksc	Ksg	Ks2
土質区分	砂レキ 粘土	腐植土	火山灰質土	砂レキ	粘性土	砂レキ	砂質土	砂質土	砂粘性土互層	レキ質土	砂質土

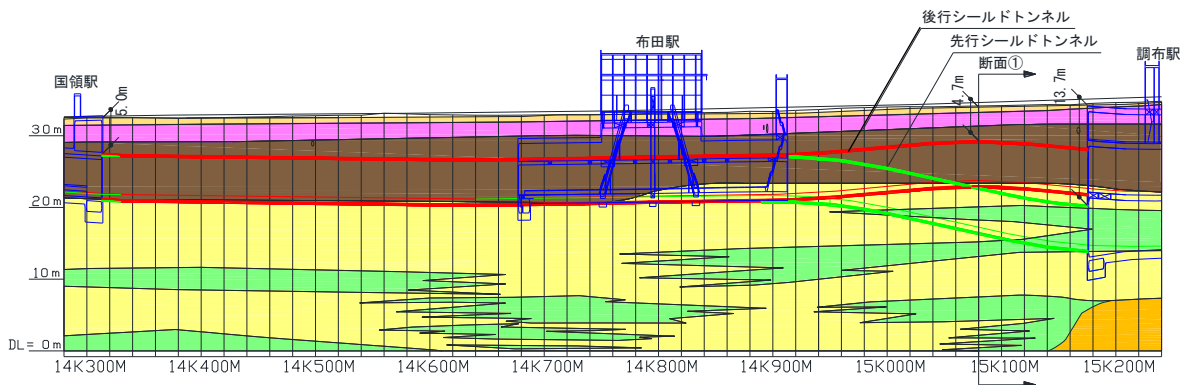


図 2.1-1 土質縦断面図

2.1.1 地盤沈下の予測 FEM 解析

(1) 影響予測の目的

2.1 に示したように、本工事は最小土被りが 4.7m となっており、さらにほぼシールド全線にわたって営業線の直下に位置するため、シールド掘進により直上の営業線の軌道へ影響を及ぼす可能性が想定された。そのため、営業線の軌道への影響予測を行い、軌道の防護工などの対策の要否について検討することとした。最小土被り部の断面①の横断図を図 2.1.1-1 に示す。

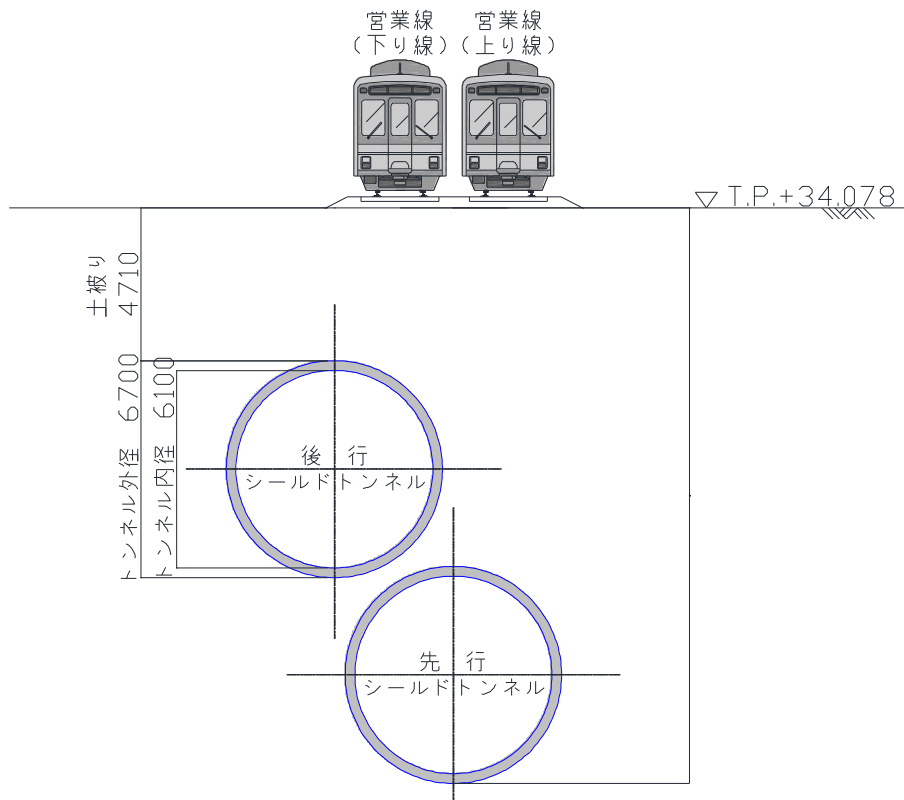


図 2.1.1-1 横断図 (断面①)

(2) 解析方法

シールド掘進による地盤変位は、様々な要因による地盤隆起や沈下現象が重ね合わさって発生し、経時的に図 2.1.1-2 に示す①～⑤の過程を経て、最終値に達する。

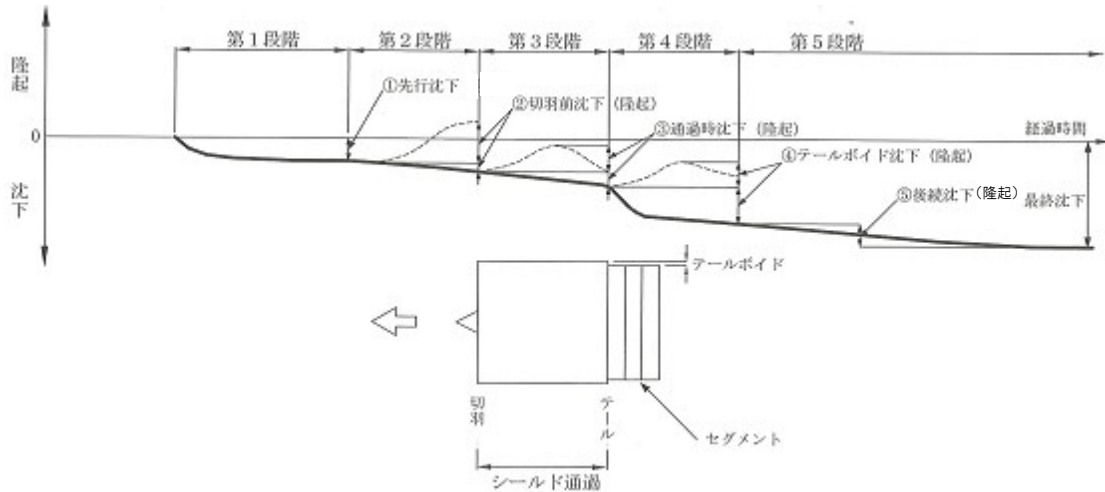


図 2.1.1-2 シールド掘進による地盤変位の分類⁶⁾

① 先行沈下

シールド切羽のかなり前方から発生する沈下で、砂質土の場合は地下水位低下によって生じる。また、極めて軟弱な粘性土の場合に、切羽で地山を呼び込むことにより生じることがある。

② 切羽前沈下 (隆起)

シールド切羽が到達する直前に発生する沈下あるいは隆起で、切羽における土水圧の不均衡が原因で発生する。

③ 通過時沈下 (隆起)

シールドが通過するときに発生する沈下あるいは隆起で、シールド外周面と地山との摩擦や余掘りに伴う乱れ、三次元的な支持効果が減ることによる応力解放によることが主な原因で発生する。

④ テールボイド沈下 (隆起)

シールドテールが通過した直後に生じる沈下あるいは隆起で、テールボイドの発生による応力解放や過大な裏込め注入圧などが原因で発生する。地盤沈下の大半は、このテールボイド沈下である。

⑤ 後続沈下 (隆起)

軟弱粘性土の場合に見られる沈下あるいは隆起で、主として、シールド掘進によ

る全体的な地盤の緩みや乱れ，過剰な裏込め注入などに起因する．

以上のように，地盤変位のメカニズムは，シールドトンネルの施工方法や地盤の特性，地下水の変化の評価など，様々な要素が関連しているため，確立された方法がないのが現状である．シールド掘進に伴う地盤変位の予測方法としては，簡易的な弾性理論解析や有限要素法などの数値解析，また，統計データおよび模型実験による予測方法が提案されている（図 2.1.1-3）．今回は，シールド掘進に伴う地盤変位はテールボイドの発生による応力解放によるものが主体的であると考え，掘進に伴う応力解放の影響や併設トンネルの施工の影響を考慮可能な FEM 解析により検討を行うこととした．

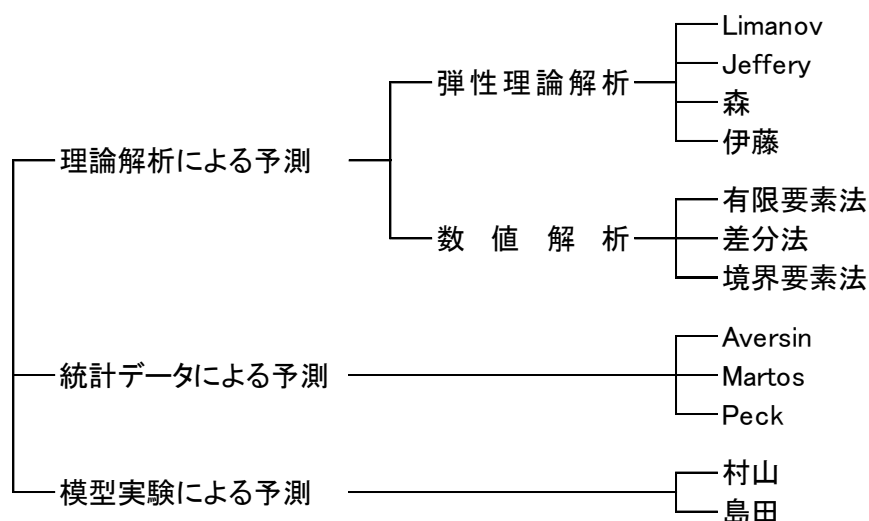


図 2.1.1-3 地盤変位の予測方法の分類⁶⁾

(3) 解析条件

1) 土質条件

地質調査結果にもとづき設定した設計用土質定数を表 2.1.1-1 に示す。

表 2.1.1-1 設計用土質定数

設計地層区分	深さ (GL- m)	層厚 (m)	平均 N値	単位体積重量 γ t(kN/m ³)	αE_0 (kN/m ²)	C (kN/m ²)	ϕ (度)	ポアソン比 ν
ts	0.34	0.34	5	18.0	10,000	0.0	30.0	0.33
Lm	2.54	2.2	5	14.0	10,000	40.0	0.0	0.38
Tag	10.64	8.1	50	20.0	150,000	0.0	40.0	0.23
Ks1-u	13.79	3.15	37	18.0	100,000	10.0	35.0	0.29
Ksc	20.34	6.55	50	18.0	200,000	150.0	20.0	0.33
Ks1-l	26.29	5.95	50	19.0	250,000	100.0	35.0	0.23
Ksc	31.535	5.245	50	18.0	200,000	150.0	20.0	0.33

2) シールドトンネルの物性値

セグメントの構造図を図 2.1.1-4 に示す。シールドトンネルは剛性一様の梁要素としてモデル化する。

ヤング係数 $E=3.9 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

断面積 $A=1.00 \times 0.30 = 0.30 \text{ m}^2/\text{m}$

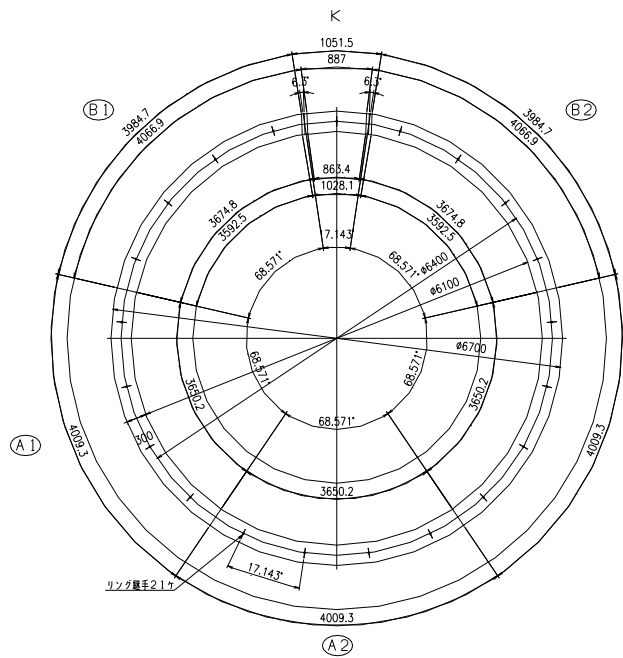
断面 2 次モーメント $I=1.00 \times 0.30^3 / 12 = 0.00225 \text{ m}^4/\text{m}$

なお、剛性一様リングとしてモデル化するため曲げ剛性の有効率 η を考慮することとした。 η および ζ の例を表 2.1.1-2 に示す。東京都交通局の定めた旧版の基準によると平板形鉄筋コンクリートセグメントの η を 0.8 としていることや、千鳥組したセグメントの載荷試験の結果がおおよそ $\eta=0.8 \sim 0.6$ である、という『標準セグメント』⁷⁾の記述にもとづき、有効率 η は 0.8 とした。解析上の入力値は下記の式により算出した。

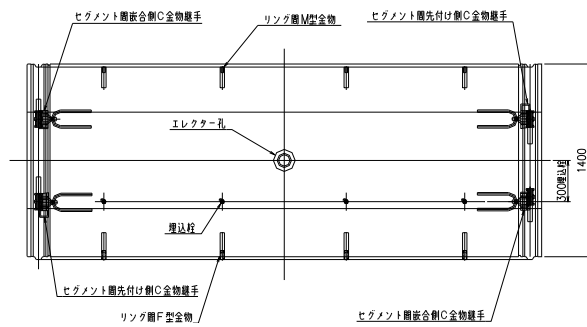
断面 2 次モーメントの解析用定数 $I=0.8 \times 0.00225 = 0.00180 \text{ m}^4/\text{m}$

表 2.1.1-2 η および ζ の例⁶⁾

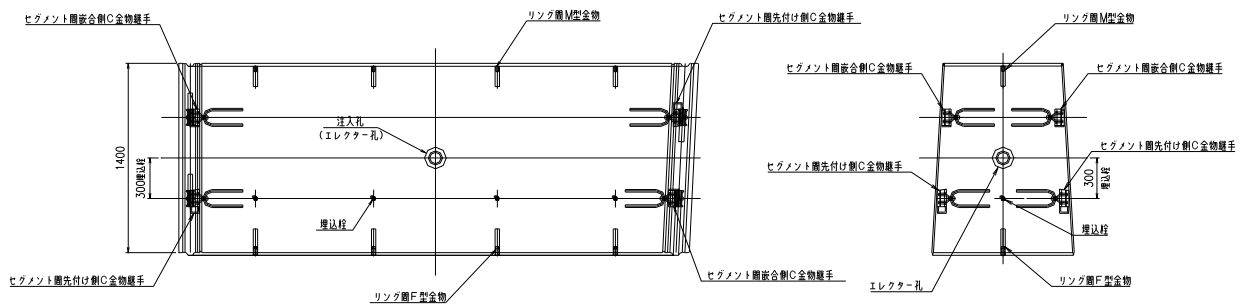
セグメントの種類	η	ζ
鋼製セグメント	0.9	0.1
鉄筋コンクリートセグメント (平板型)	0.8	0.2
合成セグメント		
鉄筋コンクリートセグメント (箱型)	0.7	0.3



- コンクリート： 48N/mm²
- 鉄筋： SD345
- セグメント継手： 水平コッター
 - D19×4 本タイプ
- リング継手： ほぞ+プッシュグリップⅢ
- セグメント外径： Do=6,700mm
- セグメント内径： Di=6,100mm
- セグメント幅： B=1,400mm
- セグメント厚： h=300mm
- セグメント分割数： 6 分割



A セグメント



B セグメント

K セグメント

図 2.1.1-4 セグメントの構造図

3) 解析モデル

軌道への影響検討は、最小土被り 4.7m の断面①で行うこととし、解析モデルは以下のように設定した。解析モデル図を図 2.1.1-5 に示す。

- ① 解析領域 側方境界＝土被りの 2 倍程度
下方境界＝トンネル高さの 2 倍程度
- ② 地表面上載荷重 地表面の上載荷重として、 10kN/m^2 を考慮する。
- ③ 境界条件 側方境界 水平方向 固定，垂直方向 フリー
下方境界 水平方向 フリー，垂直方向 固定

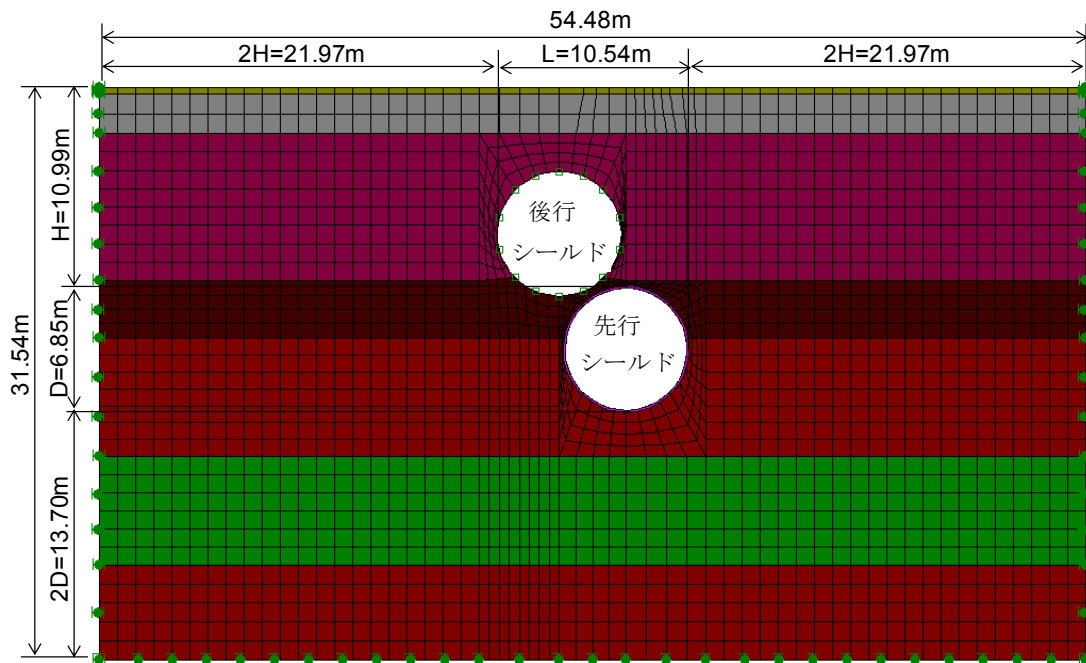


図 2.1.1-5 解析モデル

4) 応力解放率

既往の施工実績によると、解放率を $\alpha=5\sim35\%$ として解析した場合に解析値と実際の計測値がおおよそ一致するとされている。また、洪積層においては、おおむね解放率 $\alpha=20\%$ 以下となっている（表 2.1.1-3）。さらに、「都市部鉄道構造物の近接施工対策マニュアル 平成 20 年 4 月 JR 東海旅客鉄道株式会社」⁸⁾によれば、応力解放率は、洪積層では 8~15%、沖積層では 15~30%を用いることが多いと記述されている。本シールド工事は泥土圧シールド工法であり、主な掘削対象地盤は洪積層の立川礫層であるが営業線直下であることを鑑みて安全側の設定値を用いることとし、応力解放率を $\alpha=20\%$ として解析を行った。

表 2.1.1-3 近年の FEM 地盤変状解析、現場計測結果の実績

番号	出典		工事	シールド条件		地盤条件		解放率	
				工法	外径	土被り	土質	事前解析	逆解析
1	計測管理により構造物に近接してシールドを施工	トンネルと地下 2008年2月	深江～中浜下水道幹線	土圧式	5.19m	22m	洪積粘性土、砂礫層	10%	9.2～10%
2	都市トンネル工事の計測(7)	トンネルと地下 2006年8月	京都市地下鉄東西線六地蔵北工区	泥土圧	6.87×10.24m	9～15m	沖積～洪積礫質土	—	10～13%
3	鉄道架道橋直下を貫くシールドトンネルが地盤に及ぼす影響について	土木学会第59回 年次学術講演会 平成16年9月	堀川共同溝シールドトンネル	泥土圧	3.58m	6m	洪積砂礫地盤	30%	16～18%
4	離隔30cm以下の併設泥土圧シールド	トンネルと地下 2004年2月	つくばエクスプレス つくばトンネル	泥土圧	7.45m	12m	洪積砂層	35%	10%
5	地下街直下のシールド工事における障害物事前処理	トンネルと地下 2000年9月	神戸市営地下鉄 海岸線 栄町工区	泥土圧	5.44m	20m	洪積砂礫層、粘性土	—	4.6%
6	シールド掘削における地盤変状予測	トンネル工学研究 論文 1999年11月	Aシールド	泥水	7.25m	9～26m	沖積粘性土	—	32.3%
			Bシールド	泥水	5.14m	19～36m	沖積粘性土		5.6%
			Cシールド	泥土圧	7.95m	14～25m	沖積・洪積粘性土		5.7%
			Dシールド	泥水	8.01m	8～24m	沖積粘性土・砂質土		7.7%
			Eシールド	泥土圧	7.25m	16～35m	沖積・洪積粘性土		18.6%
7	4本併設シールドトンネルの地盤-トンネル挙動分析と併設シールドの設計・施工への応用に関する研究	土木学会論文集 1997年3月	京都市高速鉄道東西線 御陵東工区	泥土圧	5.84m	7～18m	洪積砂質土、粘性土、 洪積砂礫質土	—	3～23%

5) 解析ステップ

解析ステップは、図 2.1.1-6 に示すとおりとする。

STEP1：初期応力解析

STEP2：先行シールドトンネル掘削（応力解放率： $\alpha=20\%$ ）

STEP3：先行シールドセグメント組立（応力解放率： $100-\alpha=80\%$ ）

STEP4：後行シールドトンネル掘削（応力解放率： $\alpha=20\%$ ）

STEP5：後行シールドセグメント組立（応力解放率： $100-\alpha=80\%$ ）

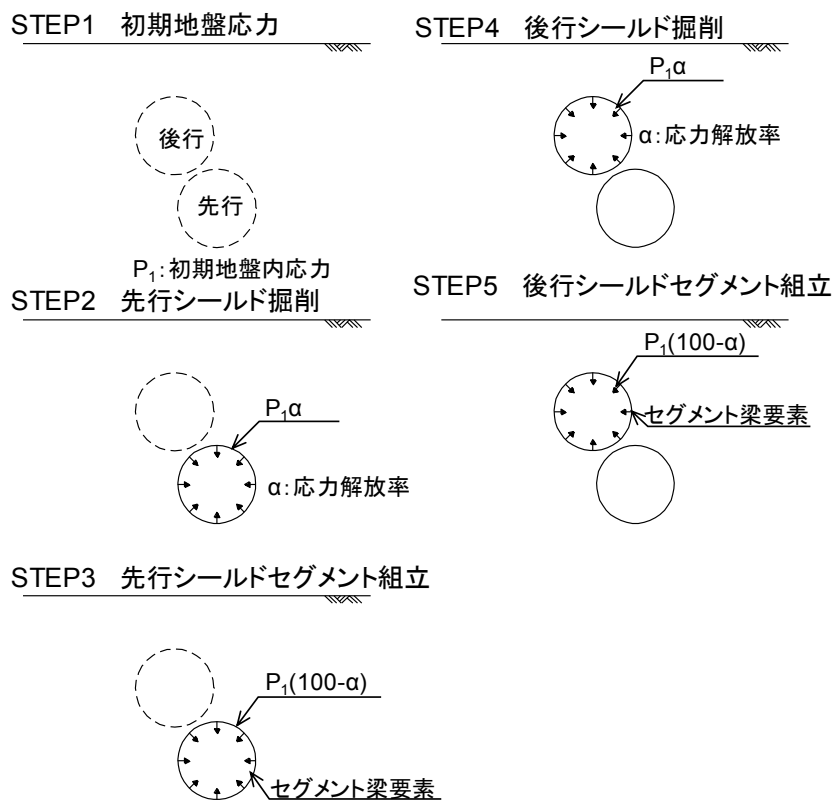


図 2.1.1-6 解析ステップ

(4) 対策の要否の判定

京王電鉄の社内規約第 13 条, 14 条の(1)本線の基準値に準拠し以下のように設定する. 許容変位量を「10m 以内の範囲に於いて高低差が 7.0mm 以内」とし, 地盤変状の影響検討の結果, 地表面の上下線の軌道中心位置における変位量が許容変位量以下である場合には, 対策の必要はないものと判断することとした.

(5) 解析結果

解析結果を図 2.1.1-7 に示す. 図に示すとおり, シールド掘進による軌道中心での最大沈下量は, 後行シールド掘削後に発生し, 上り線軌道中心で 1.6mm, 下り線軌道中心で 2.2mm となった. 以上より, シールドトンネルの掘削により, 地盤変位量は許容鉛直変位量を以下となることが確認でき, このことよりシールドトンネルの掘削に対する対策は不要と判断した.

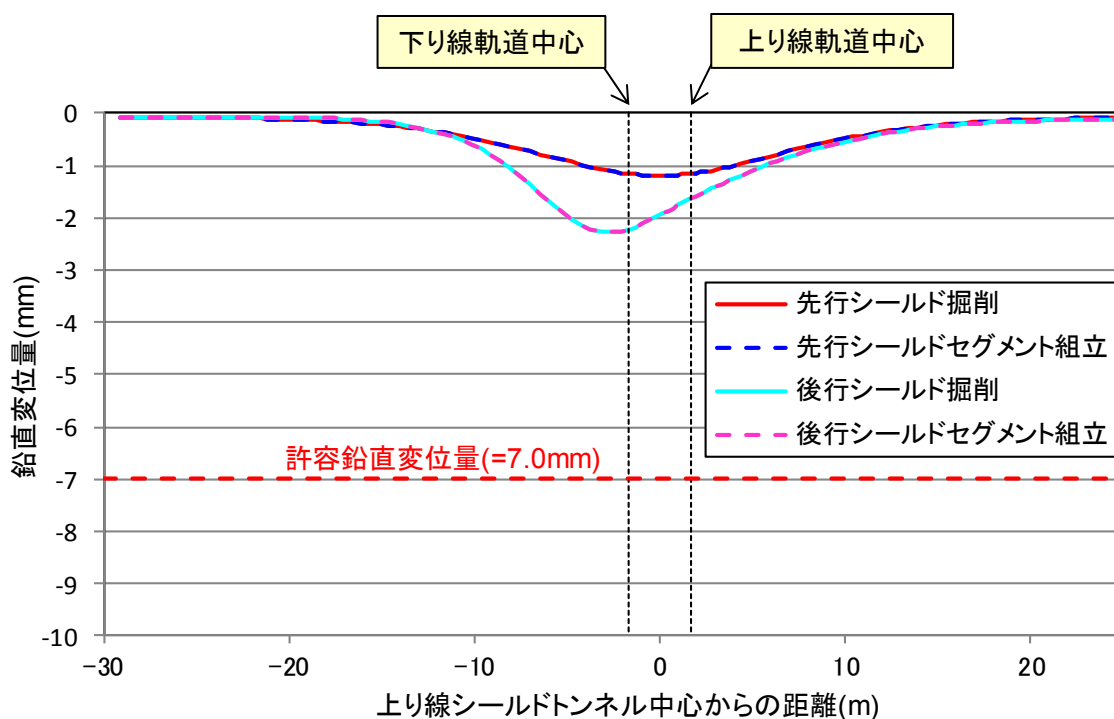


図 2.1.1-7 影響予測結果

2.1.2 軌道の防護工法

(1) 軌道防護工の必要性

2.1.1 に示すように、事前の地盤変状の予測解析によるとシールド掘進時の軌道中心での最大沈下量は上り線で1.6mm、上り線で2.2mmとなり、許容変位量以下の微小な値となった。そのため、地盤改良や軌道防護工などの特別な防護工は必要なく、軌道沈下計測や層別沈下計などを用いた計測管理により対応可能であることが確認できた。

しかしながら、調布東立坑の発進、到達部および下り線シールドの段取り替え後の再発進部に関しては、異常出水や地山崩壊などが万が一発生した場合でも、営業線の運行に影響を及ぼさないように、軌道防護をすることとした。軌道防護の方法としては、簡易工事桁工法を採用することとした。

図 2.1.2-1 に簡易工事桁の設置位置図、図 2.1.2-2 に簡易工事桁の概要図を示す。図 2.1.2-2 に示すように、簡易工事桁工法は PC 枕木間に木製枕木を設置し、木製枕木間を 50kg レール 5 本で連結することにより、縦断方向の剛性を高めることにより、異常出水や地山崩壊が発生した際の軌道への影響を抑制するものである。

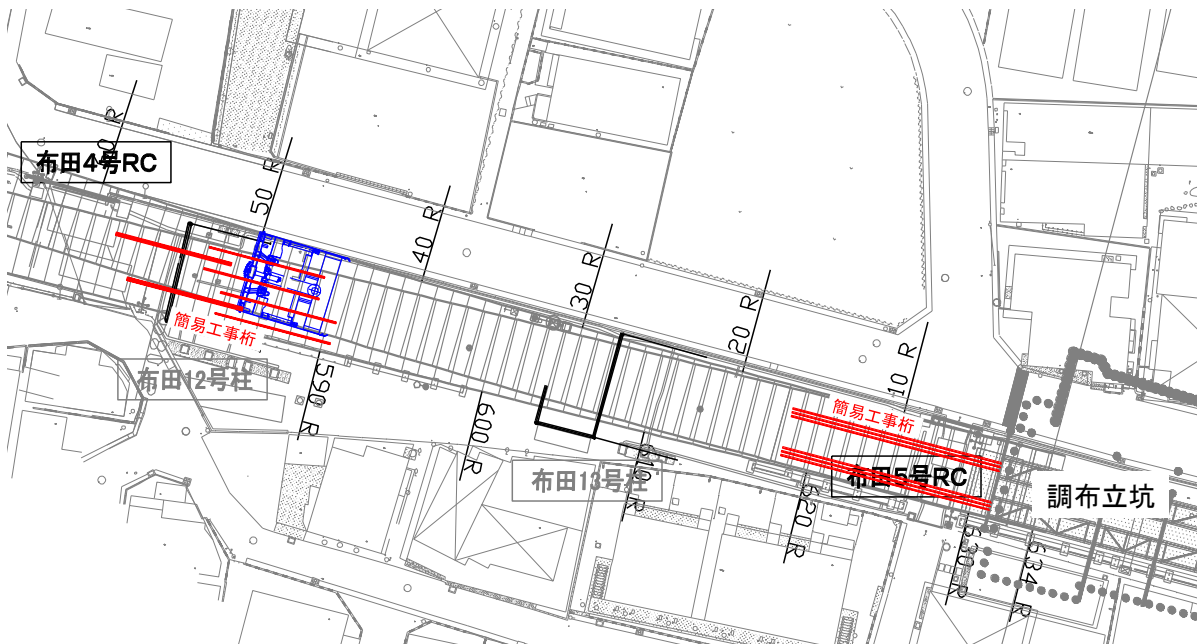


図 2.1.2-1 簡易工事桁の設置位置平面図

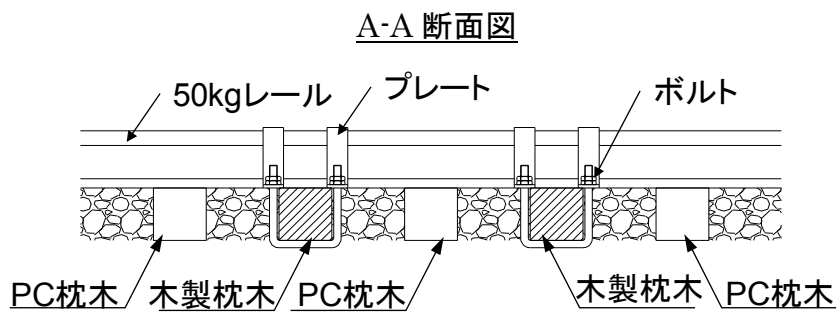
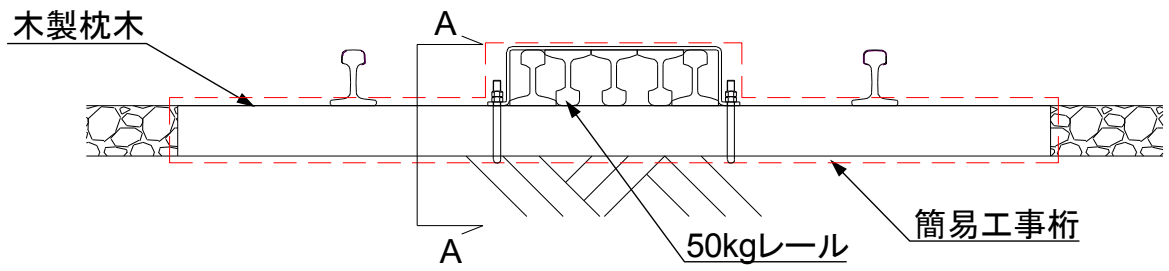


図 2.1.2-2 簡易工事桁の概要図

(2) 防護工の施工手順

軌道の防護工の施工手順および設置状況の写真を図 2.1.2-3 に示す.

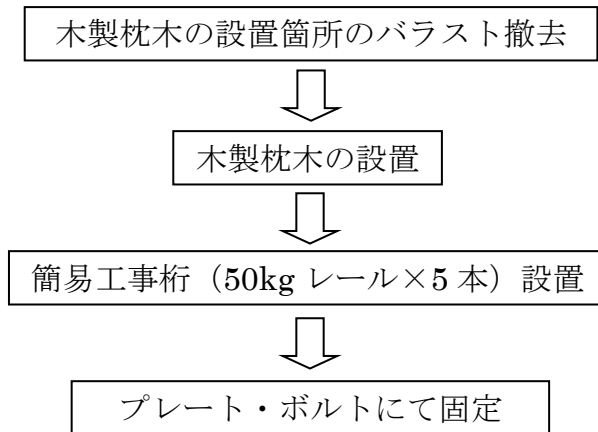


図 2.1.2-3 簡易工事桁設置状況

2.1.3 小土被りシールド機の仕様

小土被りのシールド掘削において、地表面への影響を最小限に抑えるためには、シールド機の仕様の検討が極めて重要である。本工事において採用したシールド機の特徴を以下に述べる。図 2.1.3-1 にシールド機の構造概要を示す。

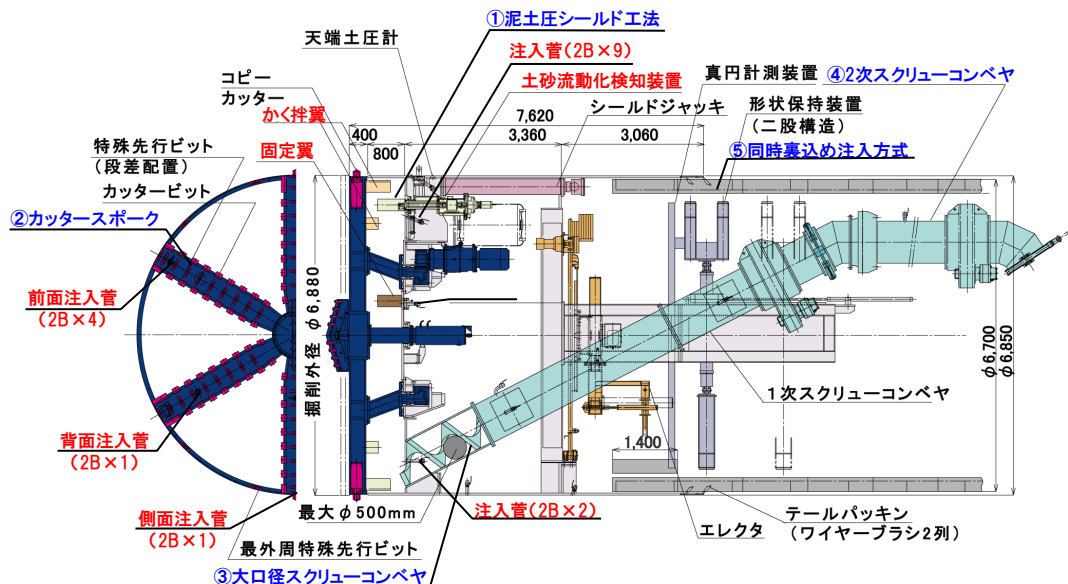


図 2.1.3-1 シールド機の構造概要

① 泥土圧シールド工法の採用

泥水式シールド工法による立川礫層での逸泥の懸念や、小土被り掘進における地上への泥水の噴出への懸念、発進基地の用地が狭いという3つの施工条件を総合的に勘案して、泥土圧シールド工法を採用した。

② スポークタイプの面板の採用

最大径 300mm の礫を破砕する掘進方法では、片道 861m の延長を Cutter ビット交換無しで実施することは困難であると判断し、礫を破砕せずにチャンバー内へそのまま取り込むこととした。このため、開口率を大きく確保できるスポークタイプ（開口率約 68%）の面板を採用した。

③ 大口径リボン式スクリーコンベヤの採用

破砕せずにチャンバー内へ取り込んだ最大径 300mm の礫を、スムーズに排出することを可能とするため、排土可能径 ϕ 500mm のリボン式スクリーコンベヤ（トラフ内径 ϕ 850mm）を採用した。

④ 二次スクリーコンベヤの採用

確実にプラグゾーンを形成し、スクリーコンベヤゲートでの土砂の噴発を防

止するため、二次スクリーコンベヤ（150m³/h）を採用した。

⑤ セグメントからの同時裏込め注入方式

シールド機からの同時裏込め注入方式を採用した場合、シールド機本体テール部に設けられた同時裏込め注入装置がスキンプレートから突起する。このため、突起が礫層地山を乱し、地表面へ沈下などの影響を与えることが懸念された。この解決策として、セグメントからの同時裏込め注入方式を採用した。

2.1.4 塑性流動化管理

(1) 塑性流動化管理

シールド掘削において、地表面への変状を抑制するためには、適切に土砂の搬出が行われることが必要であり、そのために掘削土における適切な塑性流動性が求められる。掘削土を塑性流動化させるためには、掘削用添加材（以下、添加材）と掘削土が適切に混合かく伴されなければならない。トンネル標準示方書（シールド工法）⁶⁾によると、混練機構は、カッターチャンバー内で掘削土砂と注入した添加材を効果的に練り混ぜる機能を有し、共回り、付着、分離などを起こさないよう、構造、配置を十分考慮する必要がある。混練機構としては、①カッターヘッド、②カッター背面かく伴翼、③隔壁に設けた固定翼、④独立駆動かく伴翼、⑤カッター駆動軸に設けたかく伴翼（偏心多軸式の場合）を単独または組合せで使用されている、と記されている。また、添加材の注入装置は、添加材注入ポンプ、カッターヘッドや隔壁等に設けられる添加材注入口などから構成され、注入位置、注入口径、口数については土質、シールド外径、機械構造の相違などを考慮して選定することとされている。注入口を複数配置する場合は、各注入口から均等に注入できるように、各々独立した注入系統とすることが望ましいとされている。さらに、シールド工法技術協会の泥土加圧シールド工法の積算資料⁹⁾では、仕上がり内径φ6,750mmのシールドでは、作泥土材の送泥ポンプの設置台数は4台となっている。

本シールド機では、掘削土砂の塑性流動化を図るために必要な量の添加材を最適な位置から注入できるように、カッタースポークに6箇所、バルクヘッドに13箇所の注入口をそれぞれ配置することとした。添加材のポンプは気泡および加泥材を上記の注入口から適切な位置を選定して注入できるように気泡用に4台、加泥材用に2台の計6台設置した。さらに、添加材と掘削土砂を均一に混練かく伴させるために、カッタースポークの背面にかく伴翼を外周部に2本、内周部に2本、バルクヘッド側に固定翼を外周部に1本、中間部に1本設置した。

図 2.1.3-1 に固定翼、かく伴翼および注入口の配置を赤字で示している。

本工事は、適切な塑性流動性を確保することが一般的に難しいとされる細粒分の非常に少ない礫地盤であることに加え、小土被りかつ営業線の直下を掘進するという条件である。さらに、地下水位面がシールド掘削断面内で季節によって変動し、不飽和な地層が存在する。塑性流動性が損なわれるとすぐに地表面にまで影響を与える可能性が非常に高く、最悪の場合、営業線に支障をきたすことが考えられたため、より綿密な塑性流動化管理が必要であった。

そこで、シールド施工時の切羽の安定保持に必要なチャンバー内土砂の塑性流動状態を視覚的に捉えることで評価、把握することが可能な「チャンバー内の土砂流動管理技術」を導入した。本技術は、旗の形状をした電動モーターで回転する土砂流動検知装置（図 2.1.4-1 参照）をチャンバー内に装備し、その装置の回転トルクの変動を計測するとともに、その計測値をもとに土砂流動解析を行い、チャンバー内の塑性流動状態を可視化して評価するものである。本技術の採用は過去の泥土圧

シールド工事において2例あったが、コンピュータの性能の向上および解析技術の進歩とともに過去の2例で得られたノウハウを活用することによって、本工事で初めてリアルタイムに土砂流動解析を行うことができるようになった。リアルタイム掘進管理画面の一例を図 2.1.4-2 に示す。図中に示している、流速は流体の流れる速さ、ずり速度はせん断ひずみ速度とも呼ばれひずみを与える速度の大小を表している。また、粘度はずり応力とずり速度の勾配でチャンバー内の土砂の粘っこさを示す指標となる。過去の掘進リングにおいて蓄積された噴発気味、閉塞気味、良好な状態といった任意の状態と、現在の状態とをリアルタイムに比較することにより、チャンバー内の状態を把握し、添加材の注入位置や注入量を変更するか否かを判断することができる。

本技術により、従来ではスクリーコンベアから排出されてからでないと塑性流動性を目視確認することができないために生じていたチャンバー～スクリーコンベア間の掘削土の移動に伴うタイムラグ（約1リング分）を、チャンバー内を可視化することによって解消できリアルタイムに把握し、かつ迅速に対応することにより適切な塑性流動性管理を行うことができる。

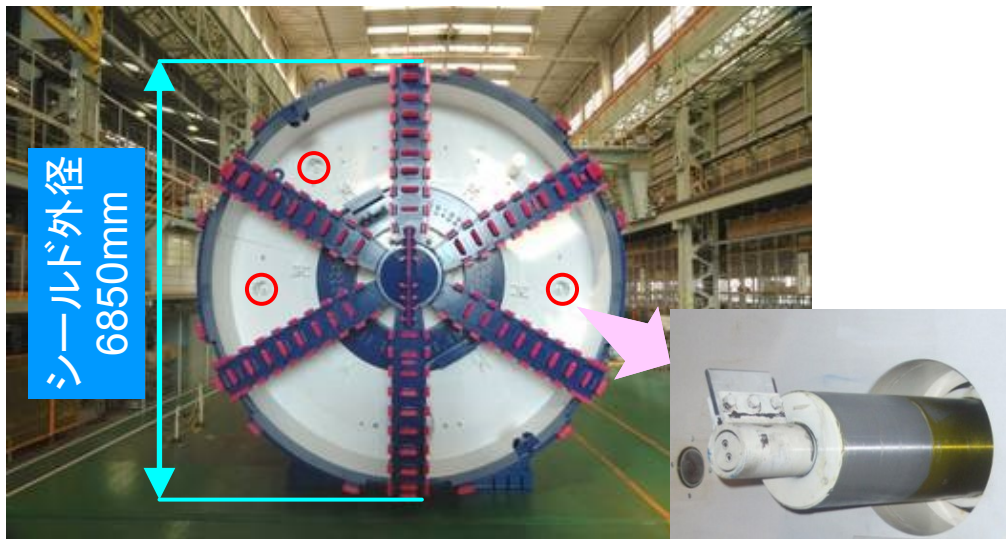


図 2.1.4-1 土砂流動検知装置

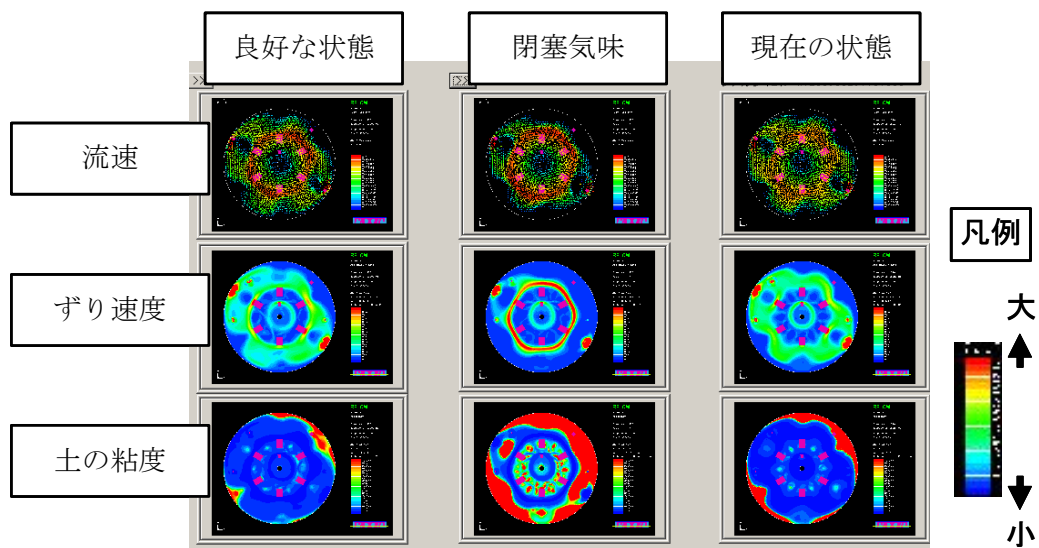


図 2.1.4-2 リアルタイム掘進管理画面

(2) 添加材の選定

1) 添加材の目的

トンネル標準示方書（シールド工法）⁶⁾によると、土圧式シールドにおいて添加材は、①カッターチャンバー内に充満した掘削土砂の塑性流動性を高める、②掘削土砂とかく伴および混練りして止水性を高める、③掘削土砂のシールドへの付着を防止する、などの目的で切羽面あるいはカッターチャンバー内へ注入される。その結果、①カッタービットやカッターヘッドなどの摩耗の低減、②カッターおよびスクリーコンベヤのトルクの軽減、などの副次的な効果も期待される、と記されている。

また、シールド工法の技術協会の泥土加圧シールド工法の技術資料¹⁰⁾によると、掘削土砂が練混ぜ翼で練り混ぜるだけで良好な泥土に変換するのは、地山中に微細粒子を30%程度含有し、かつ、「粒度の良い」土であると言える、とされており、作泥土材の要・不要の境界が図 2.1.4-3 に示すグラフで示されている。

さらに、同協会の気泡シールド工法技術資料¹¹⁾によると、気泡シールド工法は切羽あるいはチャンバー内に気泡を注入することにより、図 2.1.4-4 に示すグラフにしたがい、起泡材の使い分けにより砂礫層から粘性土層までの広い範囲の地層に適用できるとされている。図中に示している、Bタイプ特殊起泡材とは気泡を安定強化するための起泡添加剤をAタイプ特殊起泡材に加えたものであり、Cタイプ特殊起泡材とはさらに気泡を安定強化するためにBタイプ特殊起泡材にゲル化剤を添加したもので、細粒分が少なく透水係数の大きな土質に適用される。

本シールド工事における掘削対象断面の土質構成図を図 2.1.4-5 に示す。また、各ボーリング位置における粒径加積曲線を図 2.1.4-6、図 2.1.4-7 に示す。図に示すように、上り線 15k105m 付近を除く本工事の掘削対象地盤の大半は粒径 0.075mm 以下の細粒分の含有量が約 5%程度と少なく、特殊起泡材の選定範囲では、BタイプまたはCタイプの適用範囲になる。また、透水係数が $10^{-2} \sim 10^{-3} \text{cm/s}$ と大きいという特徴を有している。したがって、シールド掘進において切羽の安定を確保するためには、掘削用の添加材を切羽面あるいはカッターチャンバー内に注入することで細粒分を補填し、塑性流動性や止水性の改善などが求められる。

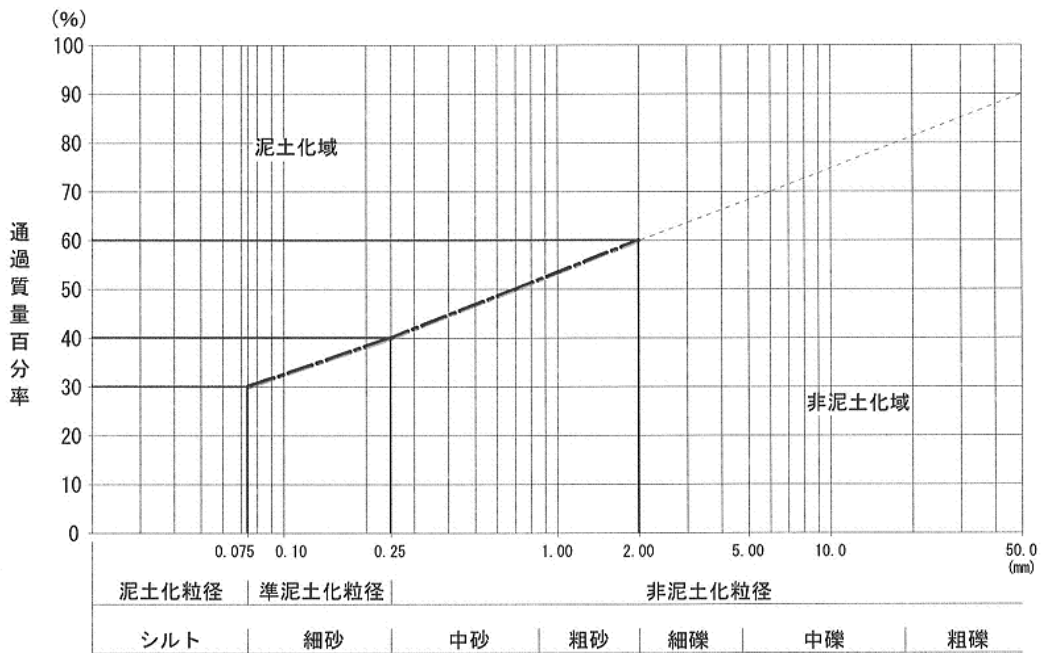
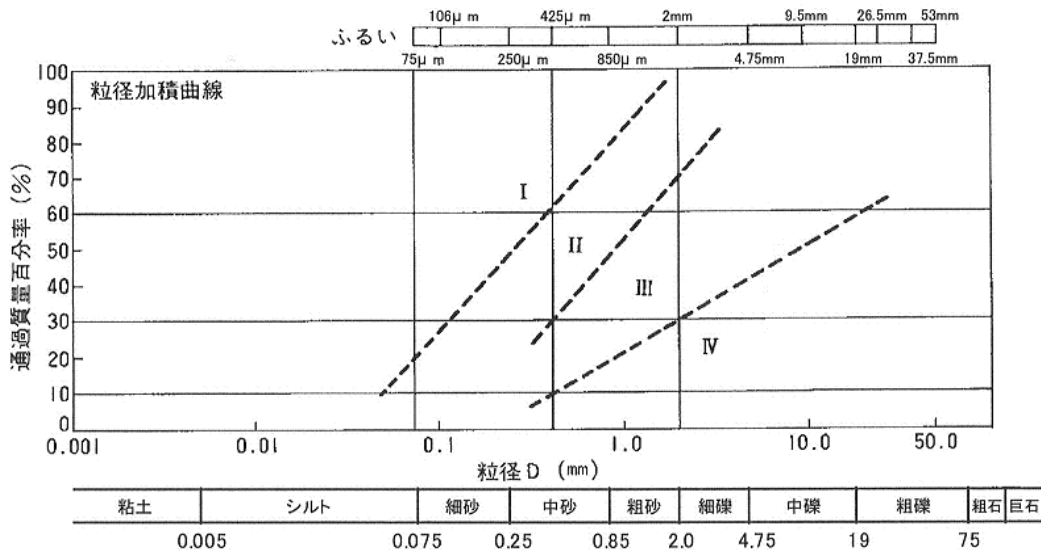


図 2.1.4-3 作泥土材算定グラフ



注) I : Aタイプ特殊起泡材適用範囲 II : AあるいはBタイプ特殊起泡材適用範囲
 III : Bタイプ特殊起泡材適用範囲 IV : Cタイプ特殊起泡材適用範囲

図 2.1.4-4 土質と特殊起泡材の選定基準

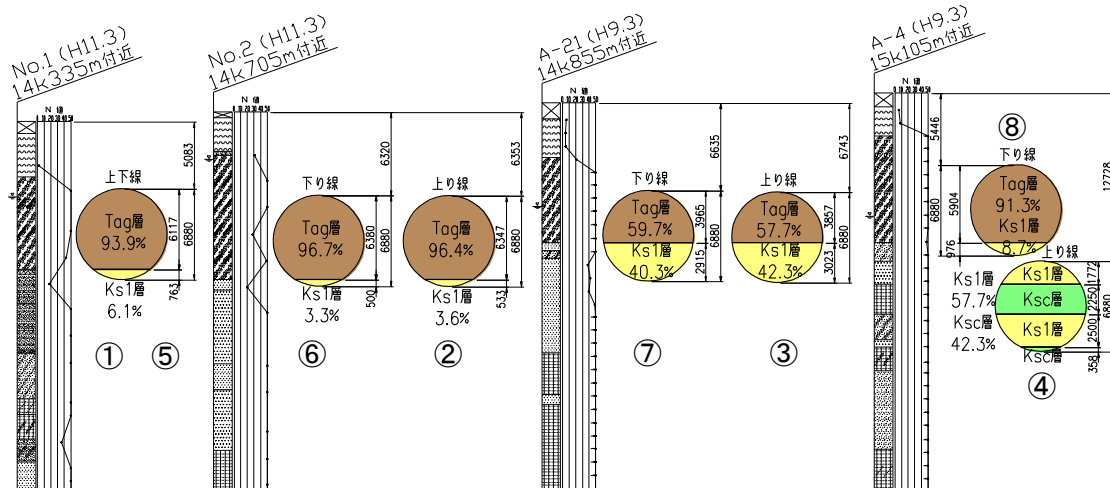
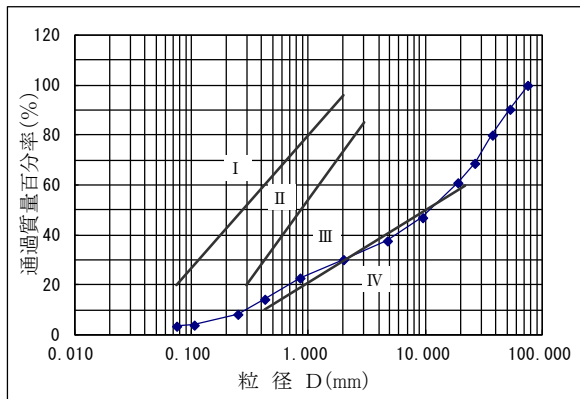
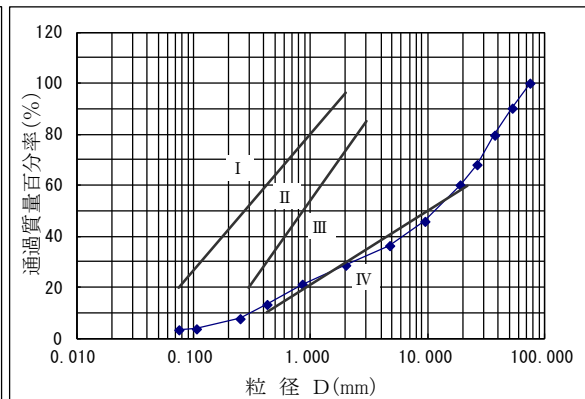


図 2.1.4-5 掘削対象断面の土質構成図

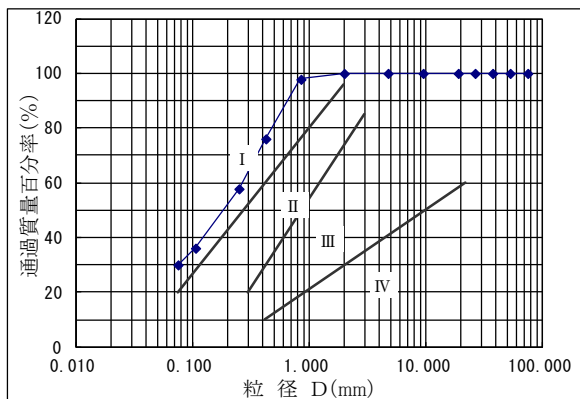
①上り線 (14k335m 付近)



②上り線 (14k705m 付近)



③上り線 (14k855m 付近)



④上り線 (15k105m 付近)

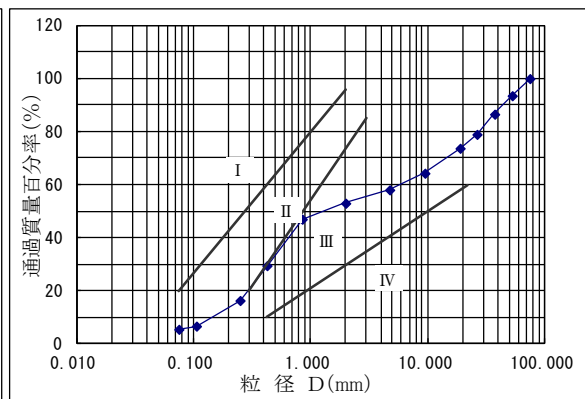
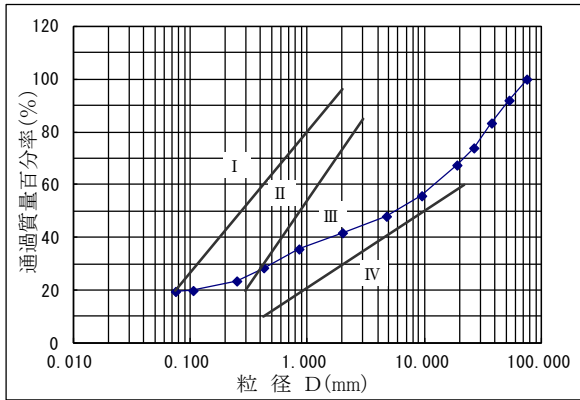
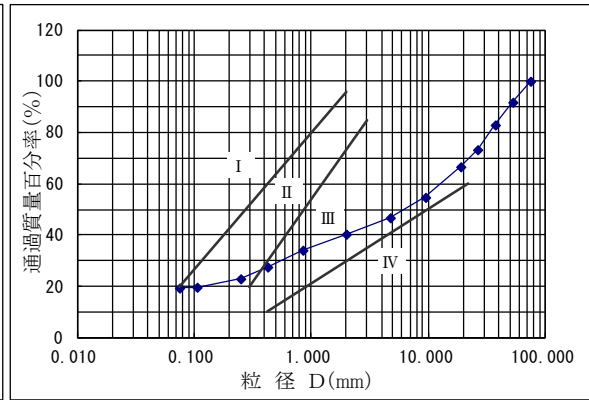


図 2.1.4-6 粒径加積曲線 (上り線)

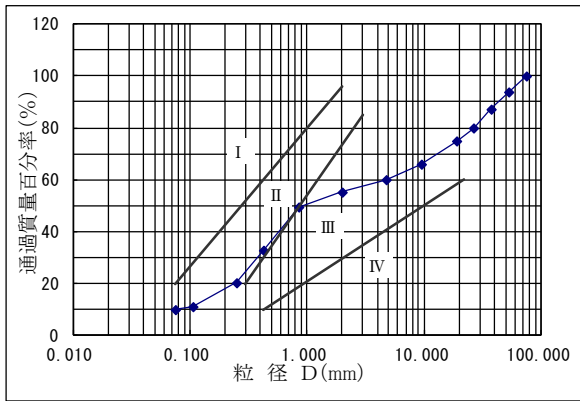
⑤下り線 (14k335m 付近)



⑥下り線 (14k705m 付近)



⑦下り線 (14k855m 付近)



⑧下り線 (15k105m 付近)

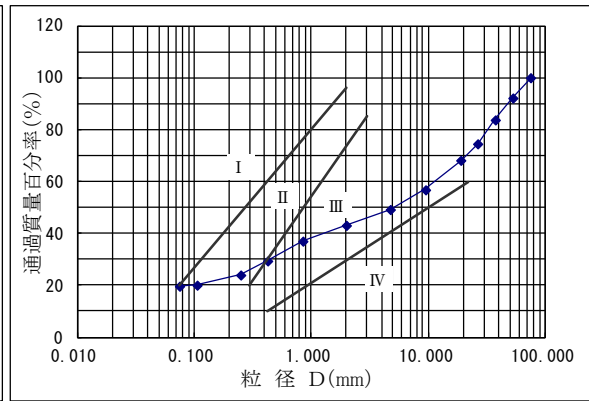


図 2.1.4-7 粒径加積曲線 (下り線)

2) 添加材の種類

一般に、添加材の種類は図 2.1.4-8 に示すように鉱物系、界面活性剤系、高分子系（高吸水性樹脂系、水溶性高分子系）、その他に分類され、地盤の粒度構成および目的、用途に応じて使い分けられている。それぞれの特徴は以下に示すとおりである。

- ① 鉱物系：掘削土砂が流動性と不透水性を有した良好な泥土となるために必要な微細粒子を、粘土、ベントナイトなどを主材として補給するもので、最も使用実績が多く、幅広い土質に対応できる。
- ② 界面活性剤系：特殊起泡材と圧縮空気で作られた気泡材を注入するものである。掘削土砂の流動性と止水性を高めるばかりでなく、掘削土砂の付着を防止する効果がある。
- ③ 高吸水性樹脂系：自重の数百倍の水を吸収してゲル状態になるため、地下水による希釈劣化が少なく、高水圧地盤での噴発防止にも大きな効果をもたらす。しかし、塩分濃度の高い海水や鉄、銅などの金属イオンを多量に含む地盤、あるいは強酸性地盤や薬液注入区間などの強アルカリ地盤では吸水能力が大きく低下する。
- ④ 水溶性高分子系：樹脂系と同様に高分子化合物からなるもので粘性を増大させる効果があり、ポンプ圧送性に優れている。主原料の成分によってセルロース系、アクリル系、多糖系などがある。
- ⑤ その他：その他の添加材として上記の①～④の組合せによる複合添加材や、珪酸と鉱物系の組合せによるゲル化材、さらには珪酸質のゾルなどが挙げられる。これらは、フロックまたはゾルを形成して地下水に希釈されにくいことから、いずれのタイプも地下水が豊富な砂礫地盤や細粒分が少ない砂質土、塩分や鉄分などの影響がある特殊地盤などで採用されることが多い。

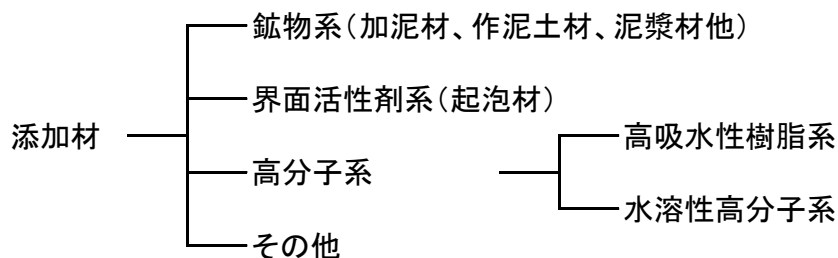



図 2.1.4-8 添加材の種類

3) 添加材の選定試験

シールドの施工に先立ち、本シールド工事の掘削対象地盤の特徴である、細粒分が非常に少なく、透水係数が大いということを考慮し、このような地盤でも塑性流動性を確保できる添加材の選定を行った。主に検討した添加材の種類および検討結果を表 2.1.4-1 に示す。

表 2.1.4-1 添加材の選定試験結果

TYPE	1	2	3
種別	ベントナイト+水ガラス	添加材A：ベントナイト+高分子 添加材B：気泡Bタイプ	添加材A：ベントナイト+水ガラス 添加材B：気泡Aタイプ
注入率	25%	添加材A：20% 添加材B：20%	添加材A：10% 添加材B：20%
スランプ	4~6cm 	16~17.5cm 	17.5cm 
性状	ぼそぼそしている、流動性がない	柔らかく、粘性がない、手に付かない	流動性がなく、柔いだけ
総合評価	×	×	×
TYPE	4	5	6
種別	添加材A：ベントナイト+水ガラス 添加材B：気泡Bタイプ	気泡Cタイプ	MGシールド工法
注入率	添加材A：10% 添加材B：20%	30%	25%
スランプ	1.5~7cm 	11~18cm 	4.6~13.5cm 
性状	流動性があり、気泡も混ざっている	やや粘性が強く部分的に固まりになる	粘性が強く、やや混練不良が見られる
総合評価	○	△	△

なお、評価基準は以下のように設定することとした。

- ① 添加材が 0.075mm 以下の微細粒子（バインダー分）を補うものとして機能すること
- ② 材料分離がしにくい安定した状態であること
- ③ 地山の注入率の変動に対して性状が急激に変化しないこと
- ④ ベルトコンベヤによる運搬に適した性状であること

本選定試験結果により、TYPE4 の添加材 A（ベントナイト+水ガラス）と添加材 B（気泡 B タイプ）の併用を採用することとした。添加材 A は鉱物系と水ガラスの組合せにより、フロックを形成することで礫と礫の間のバインダー分として機能する。また、本添加材は選定試験において材料分離が見られなかった。一方で、鉱物系添加材のみでは添加材自体の粘性および砂礫の噛みこみなどのかく伴抵抗によるシールド機のかく伴機構の負荷（カッタートルクやスクリーコンベアトルクなど）が大きくなることが懸念されるが、さらに添加材 B（気泡 B タイプ）を加えることによりかく伴機構の負荷を低減することとした。

2.1.5 切羽圧力管理

(1) 管理土圧の設定方法

トンネル標準示方書（シールド工法）⁶⁾によると、切羽の圧力を確保するには、カッターチャンバー内の圧力（泥土圧）を適正に保持する必要がある。一般に、泥土圧が不足すると、切羽での湧水や崩壊が生じる危険性が大きくなり、過大になるとカッタートルクや推力の増大、掘進速度の低下、あるいは地表面の隆起などの弊害が懸念される。管理土圧の設定については、上限値として地表面の沈下を極力抑止する目的で静止土圧＋水圧＋予備圧を用い、下限値として切羽の安定を保つ目的で主働土圧＋水圧＋予備圧を用いる考え方を基本とする場合が多い、と記されている。本シールド工事のような小土被り条件下では、有効土被り圧から算定される静止土圧や主働土圧、および地下水圧は相対的に小さくなる。したがって、切羽の圧力の許容幅も小さくなり、わずかな管理誤差でも許容幅を超過して周辺地盤に影響を与える可能性がある。本工事における土圧の算定の一例を図 2.1.5-1 に示す。主働土圧＋水圧＋予備圧は 38.1kPa、静止土圧＋水圧＋予備圧は 51.8kPa でその差はわずかに 13.7kPa しかなく、さらに土被り圧 83.4kPa との差も 31.6kPa であり、許容幅が非常に小さいことが分かる。さらに、営業線の直下を掘進するため、安全な列車運行を妨げることないよう軌道の沈下および隆起の両方向に対して細心の注意を払って掘進管理を行う必要がある。そのため、切羽の管理土圧の下限値を静止土圧＋水圧＋予備圧(20kPa)と従来の泥土圧シールドの切羽の管理土圧より高めの設定値とし、上限値を土被り圧とした。ここで、静止土圧は次式にもとづき設定した。

$$P_0 = \gamma h K_0 + q K_0$$

ここに、 P_0 ：静止土圧

γ ：地盤の単位体積重量(kPa)

K_0 ：静止土圧係数

h ：地表面から土圧を求めようとする位置までの深さ (m)

q ：単位面積当りの等分布荷重 (kPa)

また、静止土圧係数は掘削対象地盤の大半は砂礫土および砂質土であるため、Jaky の式 ($K_0=1-\sin \phi$) にもとづき設定した。

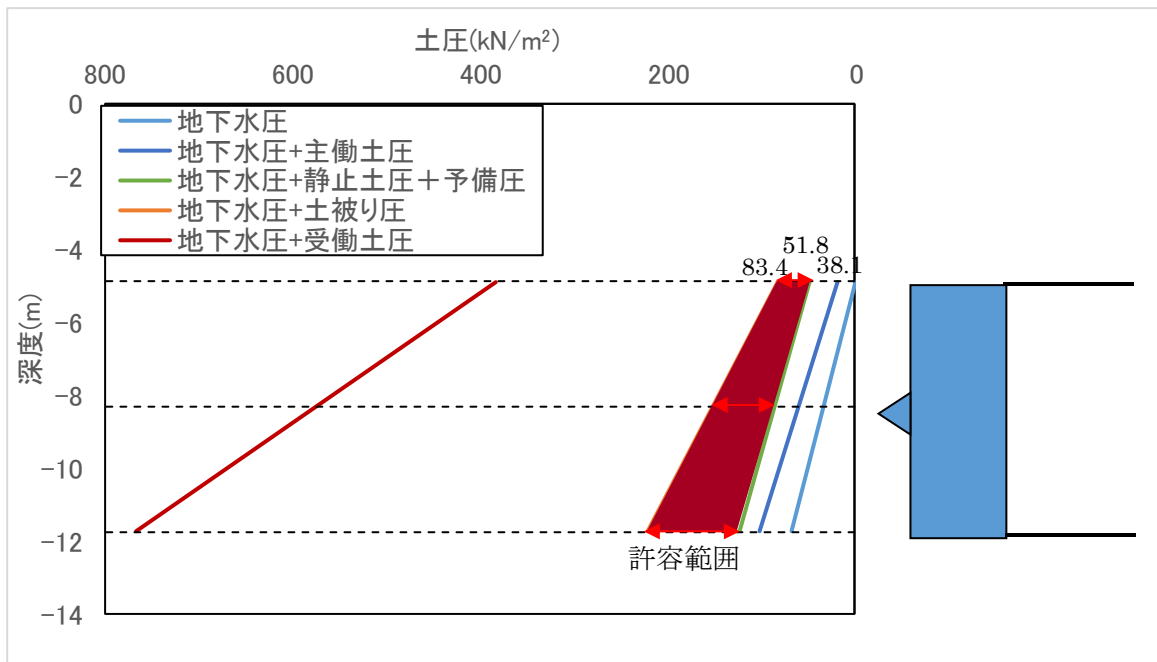


図 2.1.5-1 管理土圧の設定方法の一例

(2) 列車荷重による動的荷重影響評価

本工事は、営業線の直下を小土被りで掘進するため、列車による動的荷重の影響を考慮する必要があった。以下に事前検討および測定結果を示す。

動的な上載荷重による側圧については各設計指針などについてさまざまな算定方法が示されている。今回は①鉄道構造物等設計標準・同解説 開削トンネル、②トンネル標準示方書【開削工法編】・同解説、③ボストンコード法、の3つの方法を用いて算定を行った。

① 鉄道構造物等設計標準・同解説

$$p_t = K_s \cdot q_t$$

ここで、 p_t : 列車荷重による側圧 (土圧) (kN/m^2)

q_t : 列車荷重による上載荷重 ($= P/(a \cdot B_0)$) (kN/m^2)

K_s : 列車荷重による上載荷重に対する側圧係数

a : 軸距 (m)

B_0 : 列車荷重分布幅 (m) で、JR の場合は表 2.1.5-1 を参照

以上より、 $q_t = 160\text{kN}/(2.1\text{m} \times 3.8\text{m}) = 20.1\text{kN}/\text{m}^2$

($\because P = 160\text{kN}, a = 2.1\text{m}, B_0 = 3.8\text{m}$)

$p_t = 0.357 \times 20.1 = 7.1\text{kN}/\text{m}^2$ ($\because K_s = 1 - \sin \phi = 0.357$)

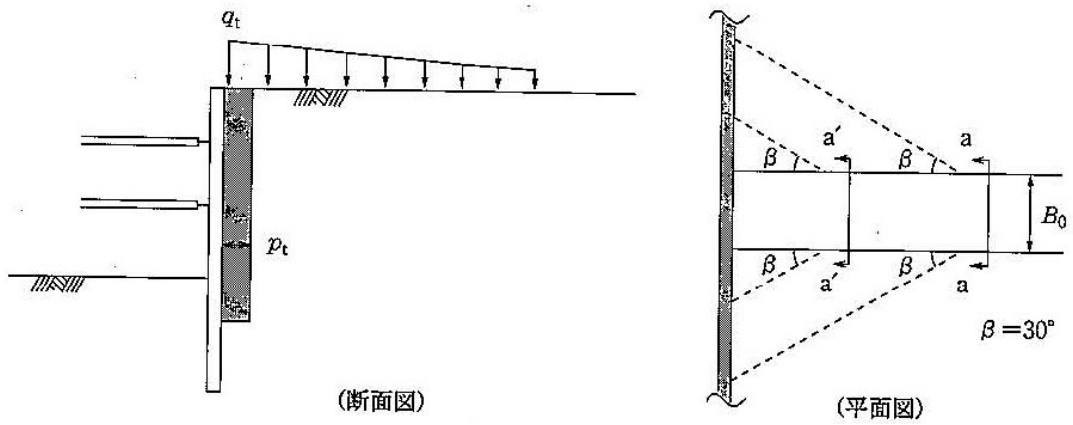


図 2.1.5-2 土留め壁に作用する直角方向の列車荷重による側圧概念図

表 2.1.5-1 列車荷重の分布幅 (JR の場合)

	分布幅 B_0 (m)	
	単線載荷	複線載荷
在来線	3.8	7.6
新幹線	4.3	8.6

② トンネル標準示方書【開削工法編】・同解説

$$p_x = K_s \frac{T}{(a+x)(b+2x)}$$

ここで、 p_x : 深さ x における荷重強度 (kN/m²)

K_s : 主働側圧 (土圧) 係数

T : 建設用重機の作業時最大輪荷重 (ここでは、列車荷重とする) (kN)

a : 接地長さ(m)

b : 接地幅(m)

以上より、

$$p_x = 0.357 \times \frac{160\text{kN} \times 2}{(2.1\text{m} + 6.0\text{m}) \times (2.3\text{m} + 2 \times 6.0\text{m})} = 1.0\text{kN/m}^2$$

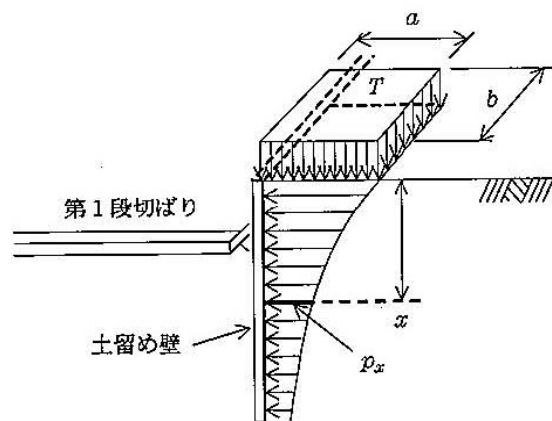


図 2.1.5-3 建設用重機などが土留め壁に近接する場合の側圧の検討例

③ ポストンコード法

$$\sigma_x = \frac{qBL}{(B + 2z \tan \theta)(L + 2z \tan \theta)}$$

ここで、 σ_x : 鉛直地盤内応力 (kN/m²)

q : 地表面に働く鉛直分布荷重 (kN/m²)

z : 地表面からの深さ (m)

B : 荷重面の短辺長 (m)

L : 荷重面の長辺長 (m)

θ : 応力分散角度 (=30°とする)

また、 $P_z = K_s \cdot \sigma_x$

ここで、 P_z : 深さ z における荷重強度 (kN/m²)

K_s : 側圧係数

以上より、

$$P_z = \frac{K_s \cdot qBL}{(B + 2z \tan \theta)(L + 2z \tan \theta)} = \frac{0.357 \times 2 \times 160 \text{ kN}}{(2.1 \text{ m} + 2 \times 6.0 \text{ m} \times \tan 30^\circ) \times (2.3 \text{ m} + 2 \times 6.0 \text{ m} \times \tan 30^\circ)} = 1.4 \text{ kN/m}^2$$

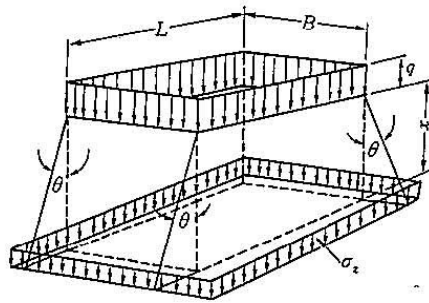


図 2.1.5-4 地盤内応力の近似計算

以上より、

- | | |
|-------------------------|----------------------|
| ① 鉄道構造物等設計標準・同解説 | 7.1kN/m ² |
| ② トンネル標準示方書 (開削工法編)・同解説 | 1.0kN/m ² |
| ③ ポストンコード法 | 1.4kN/m ² |

ここで①は深さ方向の応力減衰が考慮されないこと、本工事ではバラストにより地中へと応力が分散するものであることより、②あるいは③に近い挙動を示すものと考え、小数点第一位を切上げし 2.0kN/m² とした。

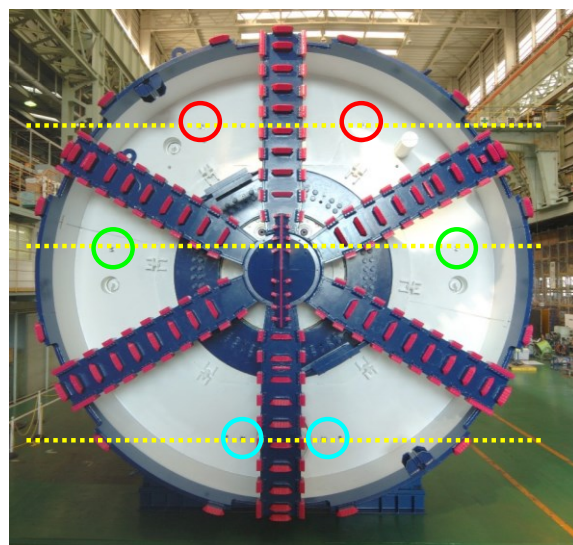
(3) 切羽圧力の管理方法

本工事では、先述したように小土被りでの施工となり、切羽の圧力の許容幅が小さくなるため、緻密な切羽の圧力管理が必要となる。そこで、チャンバー内に土圧計を6箇所（上部、中央、下部 各2箇所）設置し、玉石や礫の衝突による破損に対応できるよう全ての土圧計をシールド機側より交換が可能なタイプとした。また、従来のように中央部の土圧計の計測値ではなく、直上の地盤に最も影響のある上部の土圧計の計測値を主管理値とし、中央部の土圧計の計測値を副管理値として切羽の圧力管理を行うこととした。さらに、下部の土圧計の計測値には管理基準値を設けず、チャンバー内の塑性流動状態の把握やスクリーコンベヤの閉塞防止のための目安として用いることとした。

一般的に左右に土圧計を配置する場合には平均値を切羽圧力の値として管理することが多いが、砂礫地盤の場合には玉石や礫が土圧計に接触することによって局所的に計測値が大きくなる場合が考えられる。よって、土圧の制御は左右の土圧計にバラツキが生じた場合には低い方の土圧計で管理することとした。

それぞれの土圧計の管理値は以下のように設定した。

- ・ 上部土圧計は、下限：静止土圧+水圧+予備圧， 上限：土被り圧とする。
- ・ 中央土圧計は、下限：静止土圧+水圧+予備圧， とし上限圧は設定しない。



[土圧計]
 主：上部土圧計 ○
 副：中央土圧計 ○
 下部土圧計 ○

図 2.1.5-5 土圧計の設置

掘進停止時においてもチャンバー内の土圧の減少によって直上の営業線に影響

を及ぼすことがないように、泥水式シールドの切羽泥水圧保持システムを応用した、土圧が減少し管理土圧の下限値を下回るとチャンバー内に添加材を注入して土圧を回復させる「切羽圧力保持システム」を採用した。

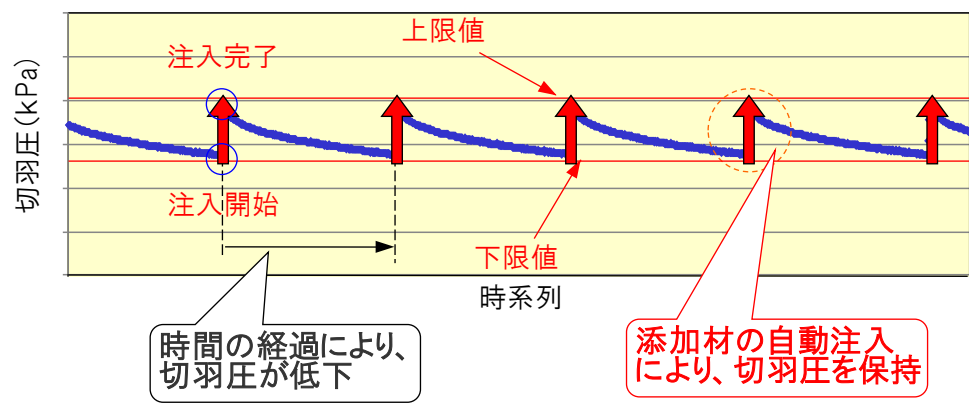
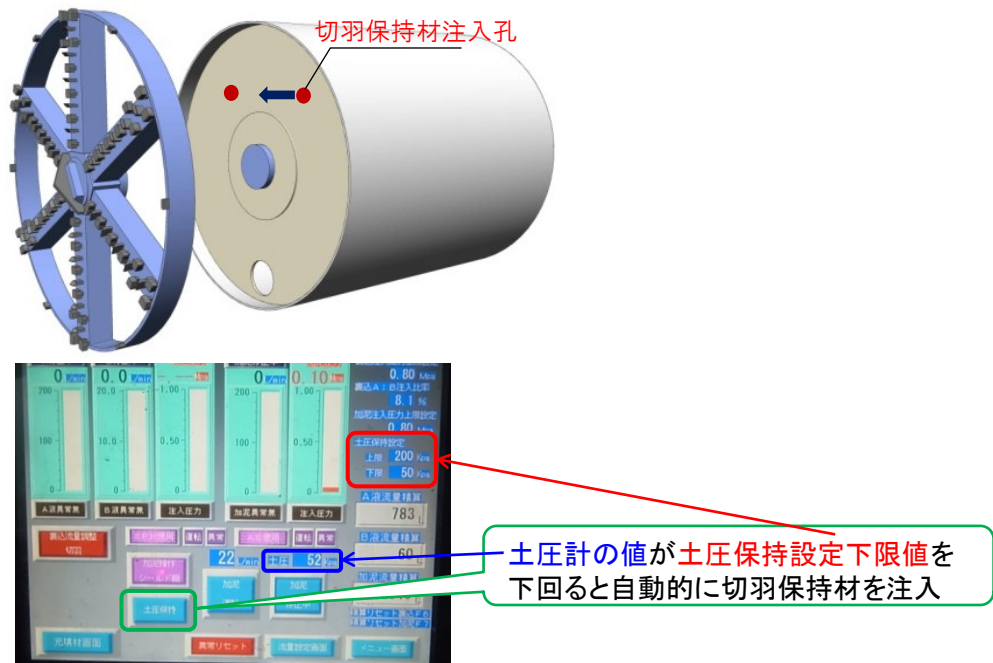


図 2.1.5-6 切羽圧力保持システムの概要

(4) 特殊条件における切羽の圧力管理

本工事では布田駅開削部においてシールド通過前に2次掘削まで完了して路下でBH杭を施工する計画であり、その施工に必要な空頭を確保した状況でシールド通過を行う必要があった。そのため、図 2.1.5-7 に示すような土被りがさらに小さくかつ偏土圧が生じる施工条件となるためさらに慎重な施工が必要となった。

本シールドは泥土圧シールドのため、泥水式シールドのように泥水が噴発するといったことはないことより、シールド天端部の切羽の圧力と上載荷重との関係によりシールド通過前に掘削を行うことの可否と、掘削を行った場合のシールド通過時に講じるべき対策を検討することとした。先述した方法に準じて、地表面からの土被り厚さに応じた切羽の圧力を算定した。その結果、掘削部に均しコンクリートを増し打ちすることによって、路下BH杭の施工に必要な空頭を確保できる深さまで掘削を行うことが可能であることを確認した。

ただし、増打ち均しコンクリート厚さがシールド発進後の情報化施工による各種計測結果によって30cmを超える厚さが必要と判定された場合には、工程と経済性の観点から残りの不足荷重に対しては荷台に鋼材あるいは土砂を積載したキャリアダンプを配置することにより対応することとした。

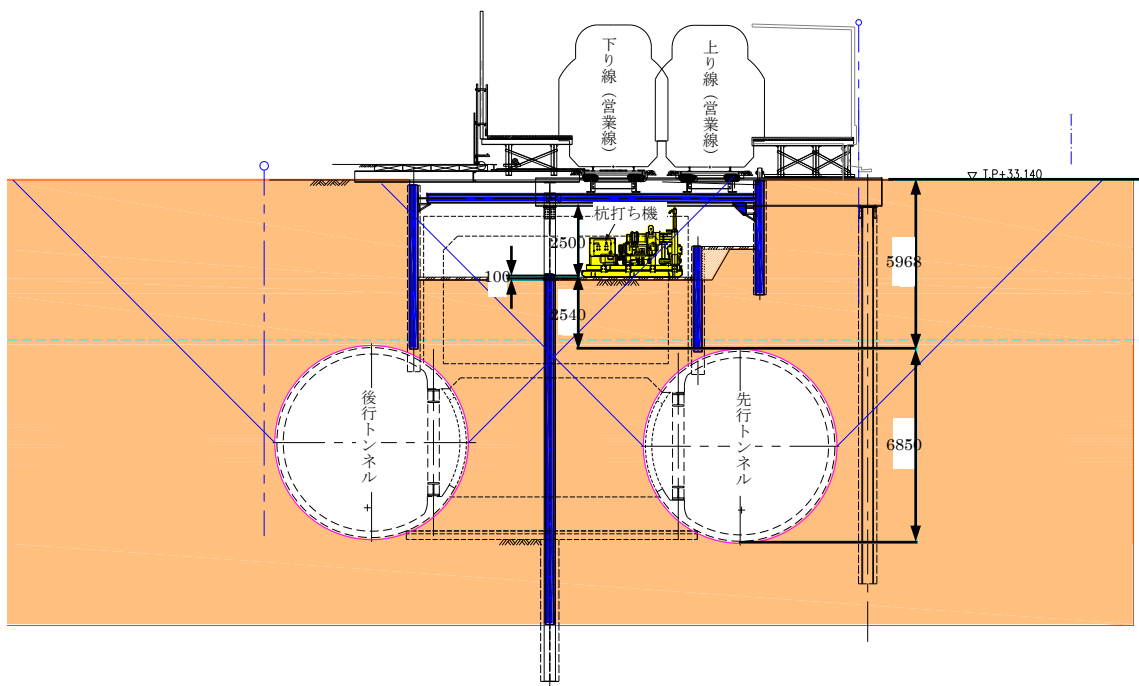


図 2.1.5-7 布田駅部通過時の断面

2.1.6 地盤の計測計画

(1) トライアル計測計画

① 計測断面の選定

本工事は、ほぼ全線を通じて営業線直下での小土被り施工となるため、営業線の軌道に影響を及ぼさない掘進管理方法を早期に確立することが必要であった。国領立坑を発進後、シールド機が営業線の軌道直下に進入する前の約 90m の間に、トライアル計測断面を 3 断面設置し、各種計測装置で地盤変位を収集し、掘進管理方法に反映させることとした。図 2.1.6-1 にトライアル計測断面の位置を示す。

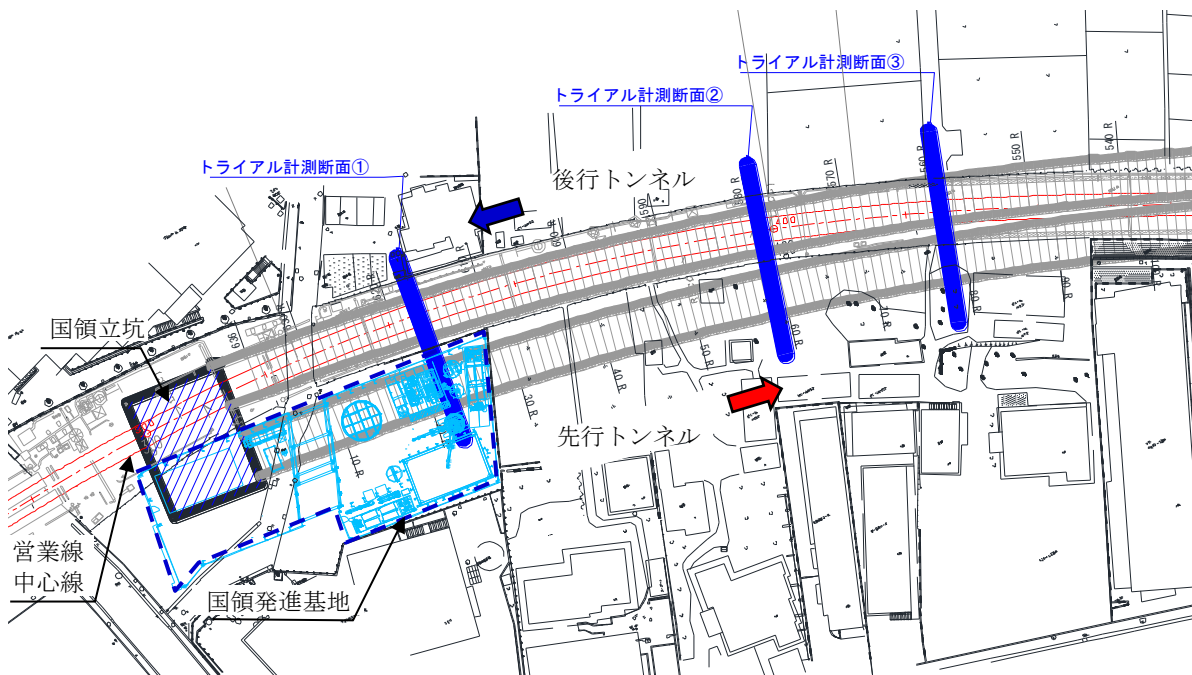


図 2.1.6-1 トライアル計測断面の位置図

② 計測項目

各トライアル計測断面における計測装置の数量、計測頻度、計測目的を表 2.1.6-1

に示す。

表 2.1.6-1 計測項目，数量，計測頻度および目的

計測項目	数量			計測頻度			目的
	断面 ①	断面 ②	断面 ③	事前 計測	本計測	事後 計測	
層別 沈下計	8	8	3	1回/時間	1回/5分	1回/時間	地山の 鉛直変位
多段式 傾斜計	8	8	0				地山の 水平変位
圧力式 沈下計	1	1	1				地表面 変位

③ 計測器の配置

各トライアル計測断面における計測器の配置を図 2.1.6-2～図 2.1.6-4 に示す。

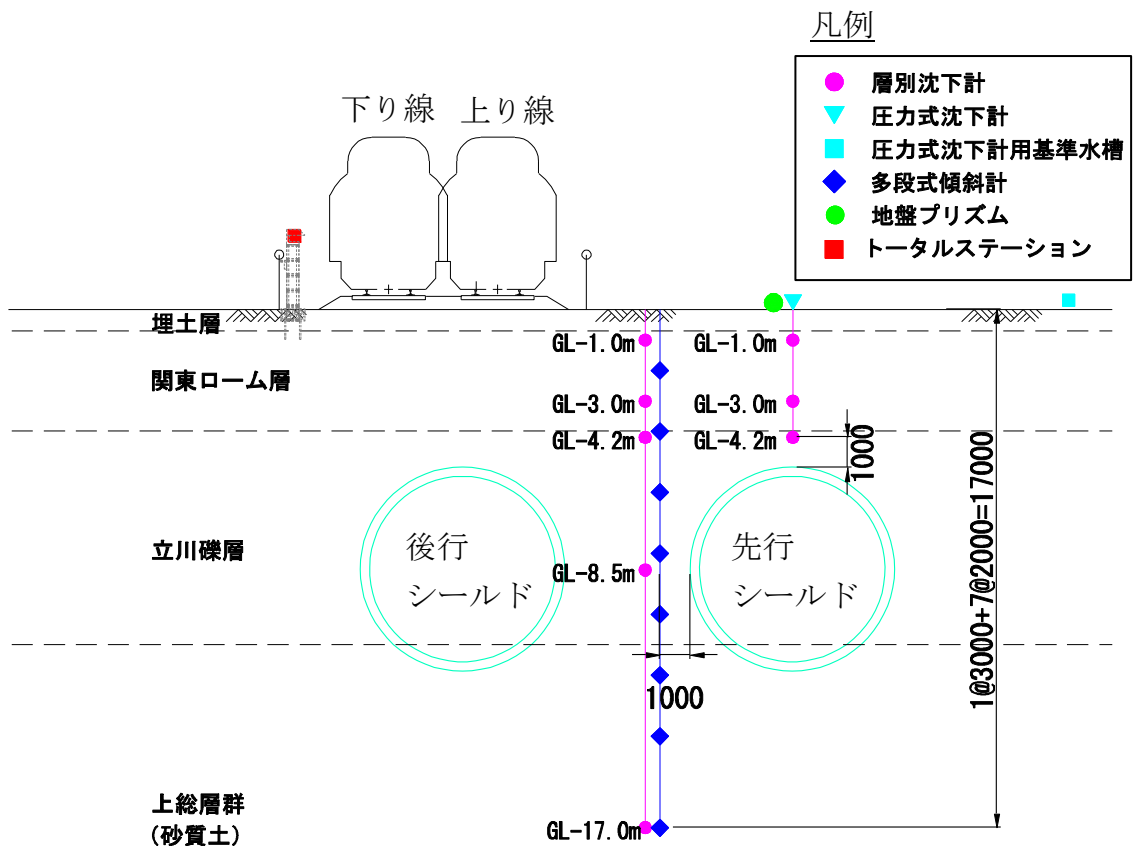
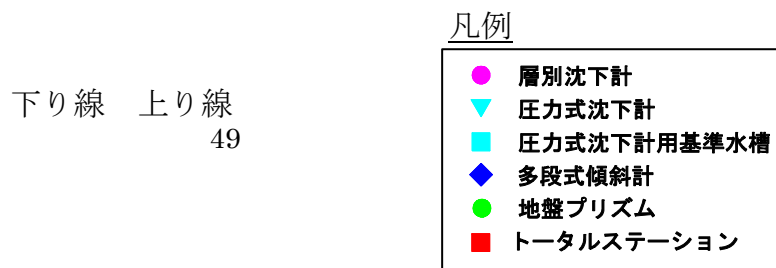


図 2.1.6-2 計測器の配置 (トライアル計測断面①)



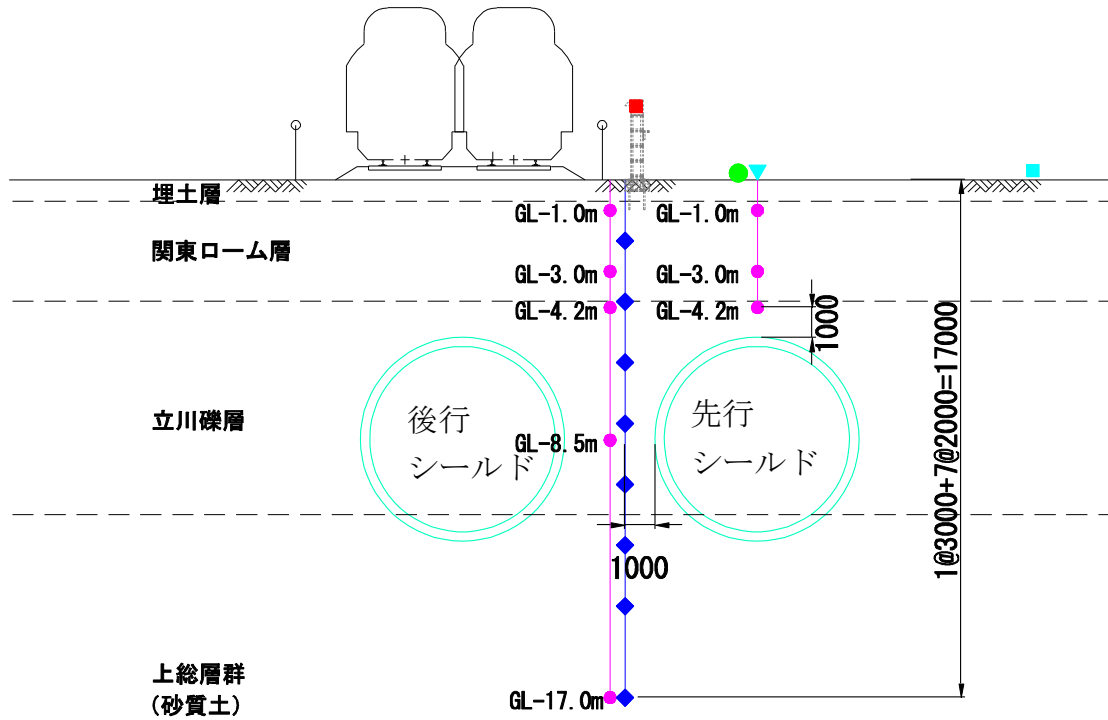


図 2.1.6-3 計測器の配置 (トライアル計測断面②)

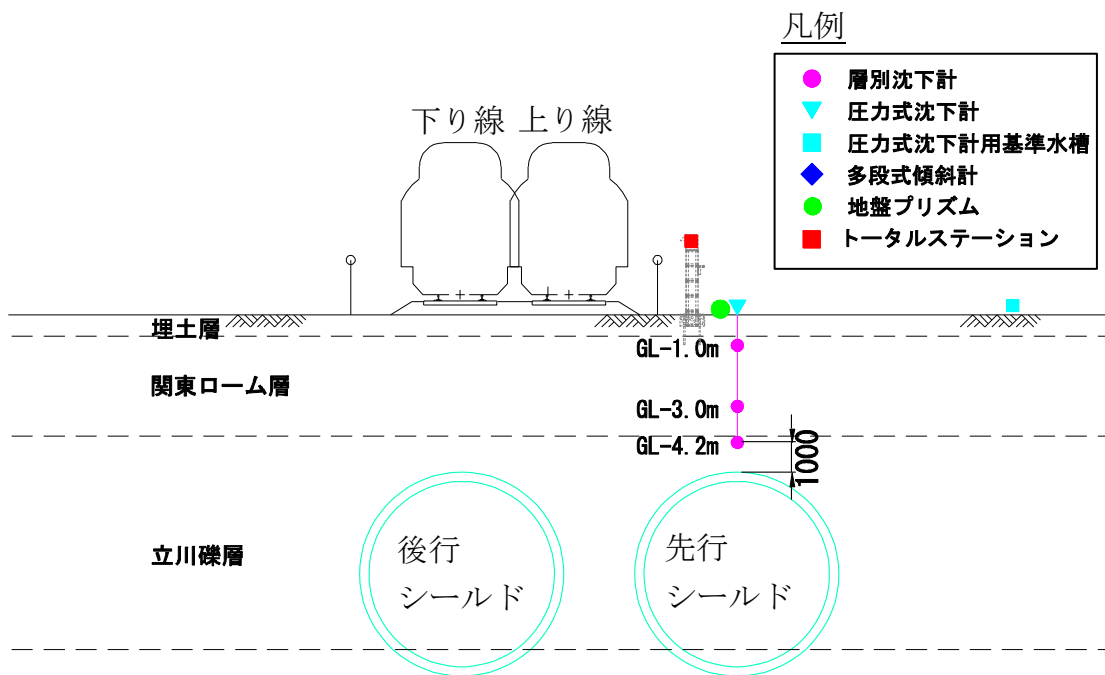


図 2.1.6-4 計測器の配置 (トライアル計測断面③)

④ 計測フロー

トライアル計測区間では，下記に示す施工フローにしたがい，適切な掘進管理方

法を確立することとした。

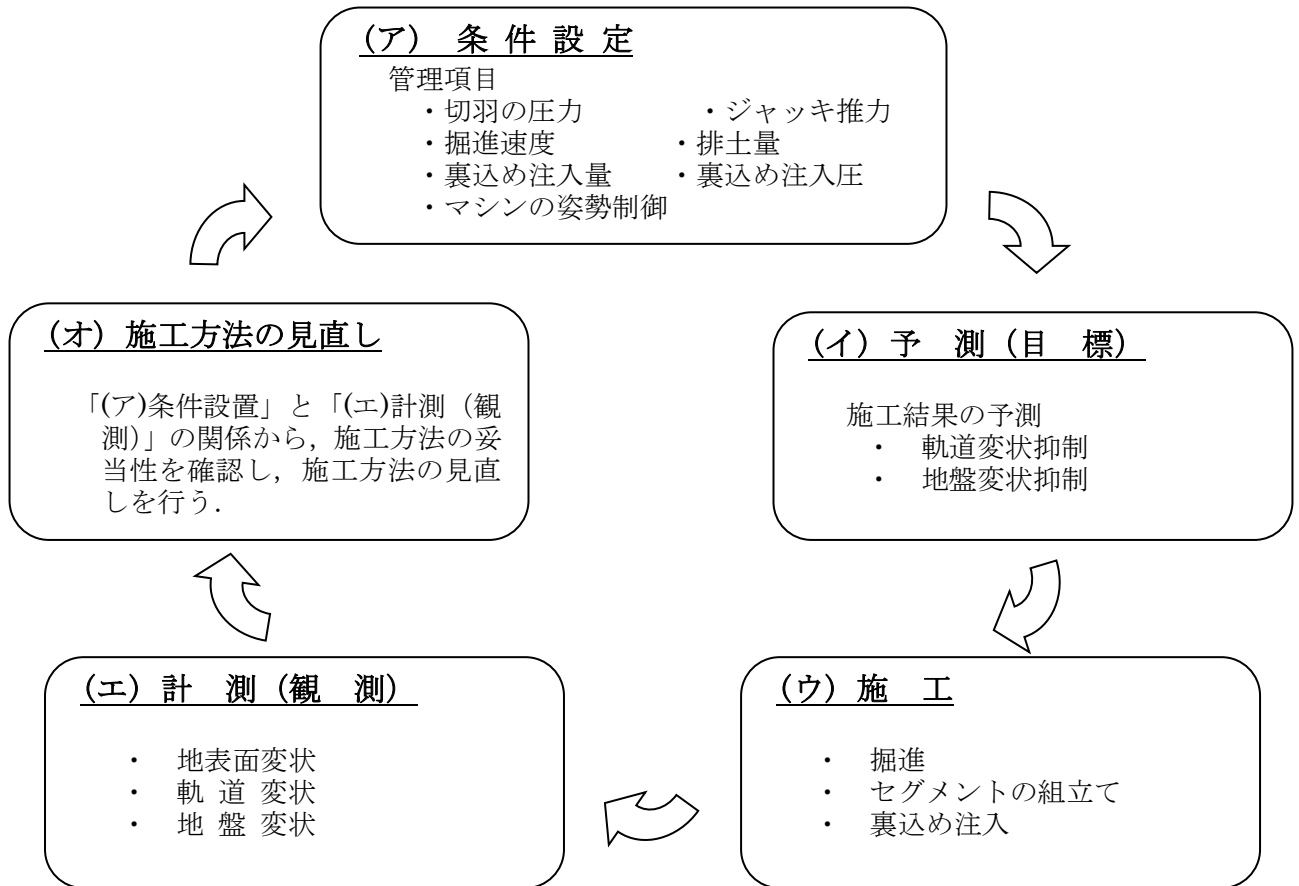


図 2.1.6-5 施工フロー

(2) 軌道の計測計画

① 計測位置

本工事において、シールド機が営業線軌道直下に進入した後、列車運行の安全性確保の目的で、軌道の自動計測を行うこととした。また、本シールド工事においては、掘進管理を行ううえで、シールド掘進に伴い発生する地盤の変状を正確に把握する必要があった。しかしながら、軌道面の計測では、軌きょう剛性や列車運行中の動的挙動による影響を受ける可能性があるため、実際の地盤の挙動と異なる計測値が得られる可能性がある。地盤の挙動を直接把握する目的で、シールド直上付近にプリズム付き沈下棒を設置し、地表面の変状を直接計測することとした。図 2.1.6-6、図 2.1.6-7 にそれぞれ軌道プリズムの設置概要、路盤プリズムの設置概要を示す。軌道計測は図 2.1.6-8～図 2.1.6-11 に示す、工事桁構造の布田駅部を除く 4 区間で行った。



図 2.1.6-6 軌道プリズム設置概要

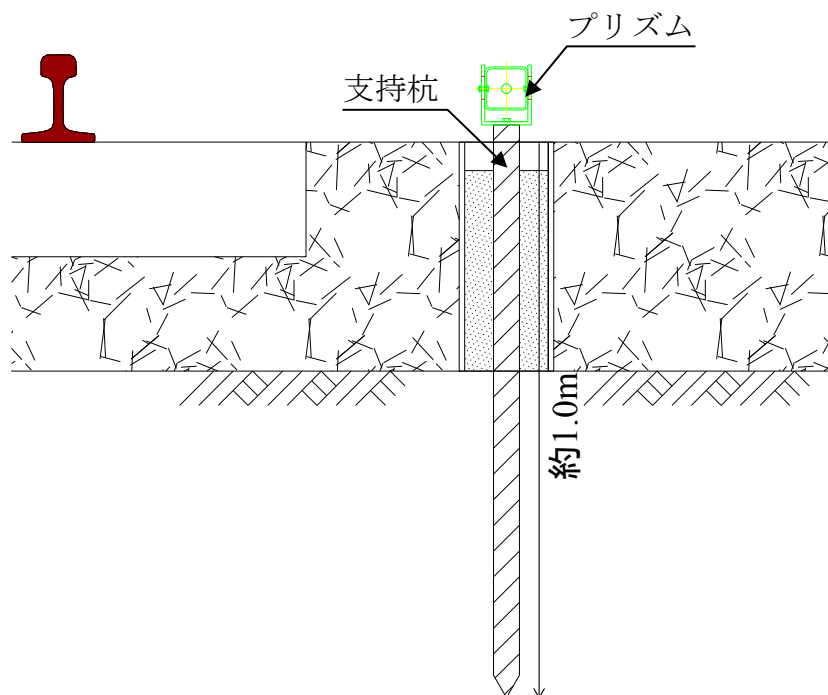


図 2.1.6-7 路盤プリズムの設置概要

凡例

● 軌道プリズム	72 箇所
● 地盤プリズム	36 箇所
● 電力柱プリズム	23 箇所
■ トータルステーション	6 箇所



図 2.1.6-8 軌道計測平面図 (国領～布田)

凡例

● 軌道プリズム	54 箇所
● 地盤プリズム	27 箇所
● 電力柱プリズム	19 箇所
■ トータルステーション	5 箇所



図 2.1.6-9 軌道計測平面図 (布田～調布)

凡例

● 軌道プリズム	54 箇所
● 地盤プリズム	27 箇所
● 電力柱プリズム	19 箇所
■ トータルステーション	5 箇所

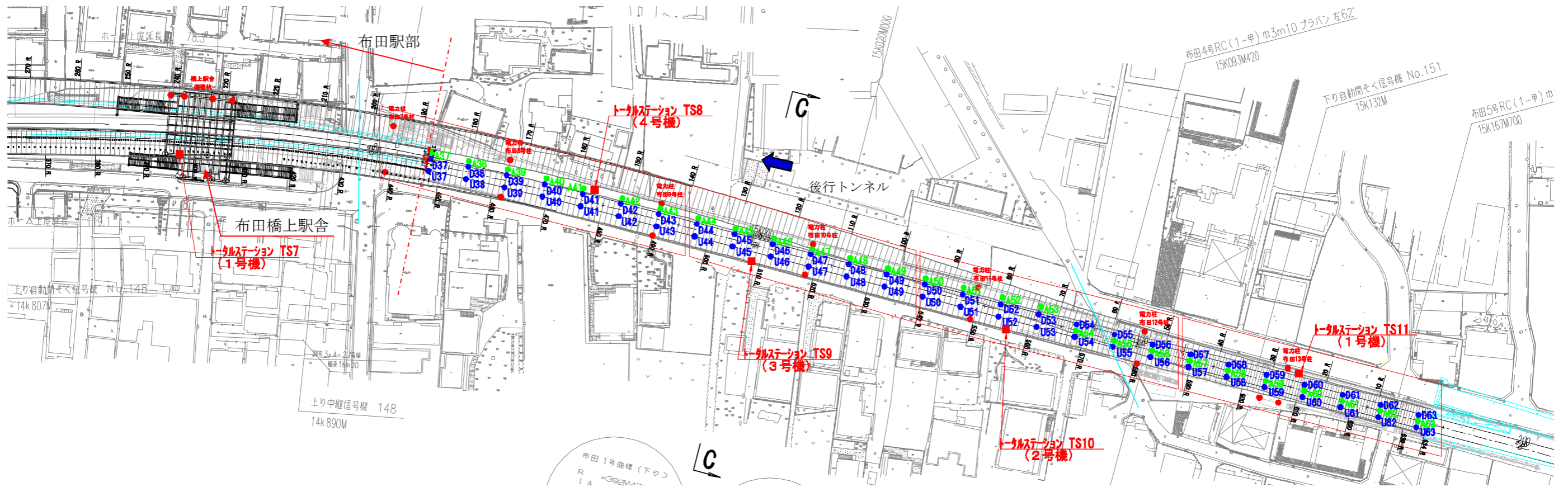


図 2.1.6-10 軌道計測平面図 (調布～布田)

凡例

● 軌道プリズム	72 箇所
● 地盤プリズム	36 箇所
● 電力柱プリズム	23 箇所
■ トータルステーション	6 箇所

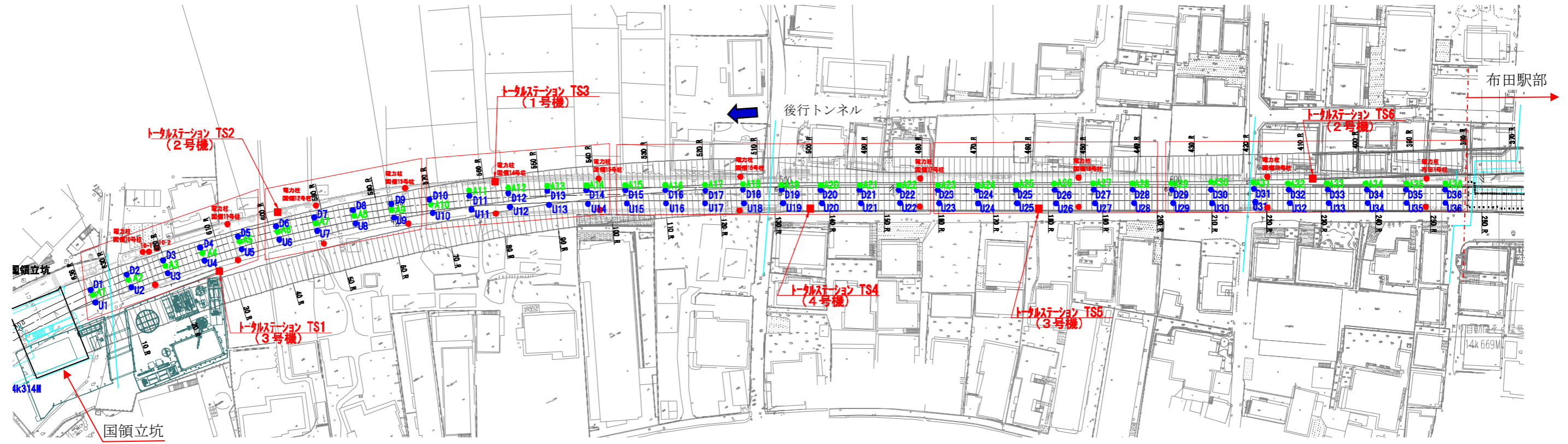


図 2.1.6-11 軌道計測平面図 (布田～国領)

② 計測項目

軌道計測における計測装置の設置間隔，計測頻度を表 2.1.6-2，設置状況を図 2.1.6-12 に示す。

表 2.1.6-2 計測項目，設置間隔および計測頻度

計測項目	設置間隔	計測頻度
軌道プリズム	1台@10m	1回/30分以内
地盤プリズム	1台@10m	
電力柱プリズム	各電力柱1台	
トータルステーション	1台@50m	

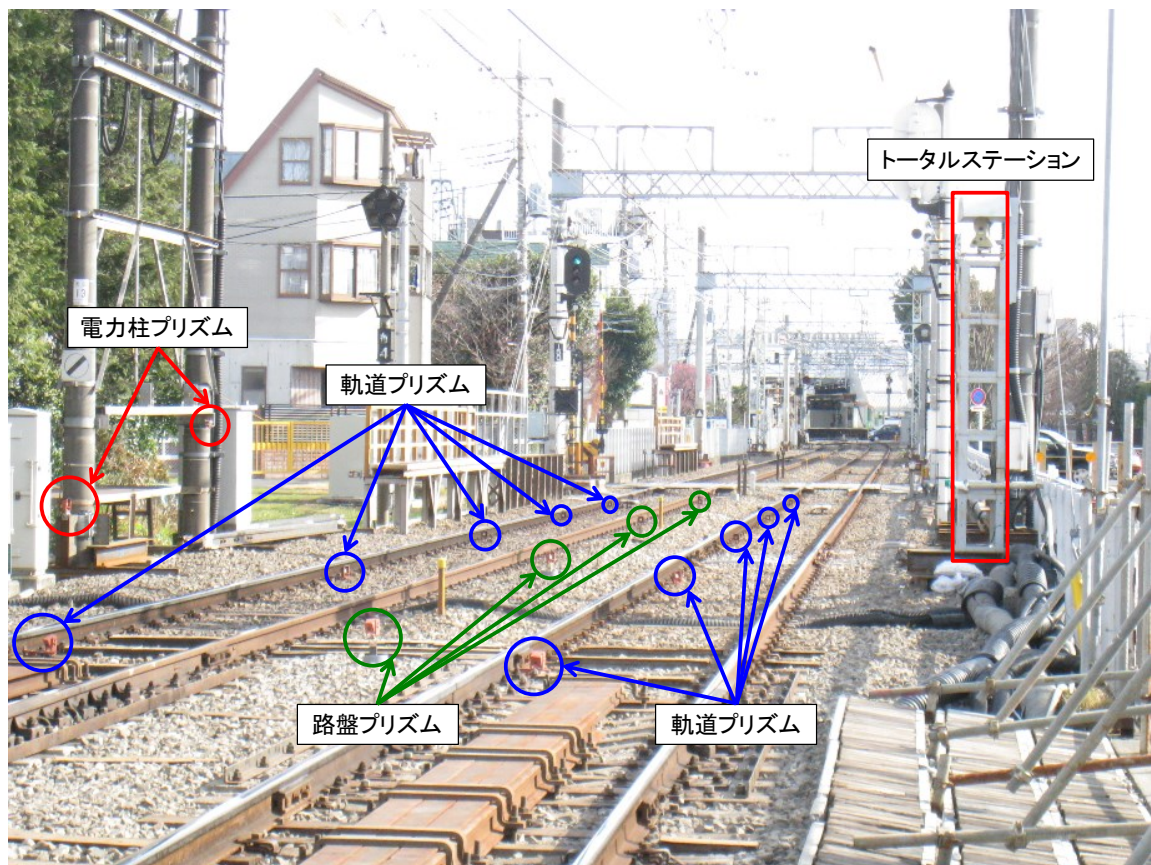


図 2.1.6-12 計測器の設置状況

③ 管理基準値

計測管理は、表 2.1.6-3 の管理基準値を定めて行う。なお、この管理基準値は静的値である。また、隣接する 2 点（10m 間隔）からの相対変位量として管理する。

表 2.1.6-3 管理基準値（静的値）※ （単位：mm）

	1 次管理値	2 次管理値	限界値
通り (延長 20m 以内)	14	20	30
高低 (延長 20m 以内)	14	20	30

※準拠基準：「京王電鉄 線路・土木施設実施基準（平成 20 年 2 月 25 日改正）」をもとに平成 20 年 4 月 16 日の協議にて設定。

一般的な軌道計測では、プリズムの設置間隔は 5m であり、管理限界値=15mm である（図 2.1.6-13）。なお、この値は、着目点に隣接する測点との相対変位である。

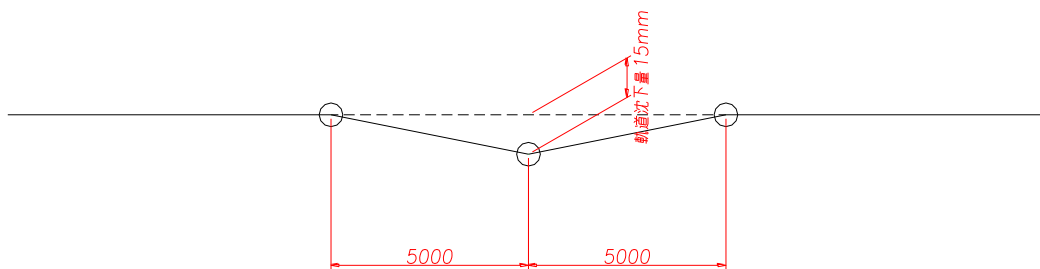


図 2.1.6-13 管理基準値（プリズム間隔 5m の場合）

一方、本工事では、プリズムの設置間隔は 10m であり、一般的なケースと比べて計測間隔が 2 倍に広い。このため、これに合わせて管理限界値を大きくとり、管理限界値=2×15=30mm とした（図 2.1.6-14）。なお、2 次管理値は、限界値の約 70%，1 次管理値は限界値の 50%程度かつ平面性における基準値 14mm を参考とした。

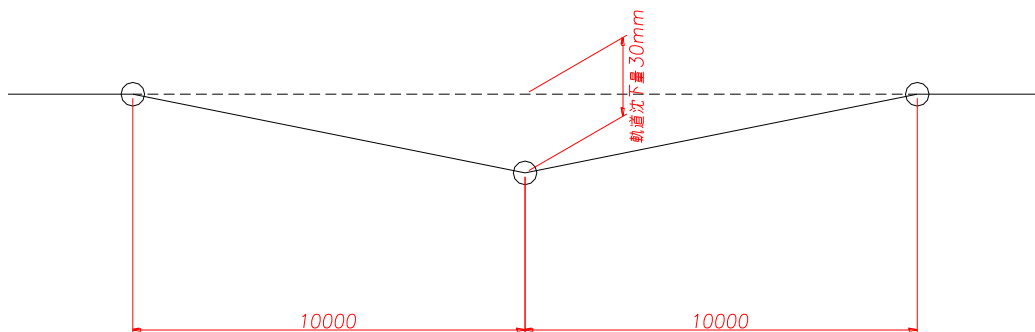


図 2.1.6-14 管理基準値（プリズム間隔 10m の場合）

④ 計測システム

図 2.1.6-15 にシステム構成図を示す。現場ではトータルステーションにより、設定した計測頻度で各所に設置されたプリズムの変位が自動計測される。自動計測された計測結果は、無線で中央制御室や現場事務所などに転送される。それぞれの計測結果はパソコンの画面において時系列で表示され、計測結果が管理値を超えた場合には中央制御室に設置している警報機の回転灯が作動し、さらに事前に登録しておいた携帯電話の方に、計測結果において管理値を超えたことが警報発信機より自動的に連絡されるようなシステムになっている。以上のシステムを通じて、異常な計測値が観測された場合には即座に対応できるようにした。

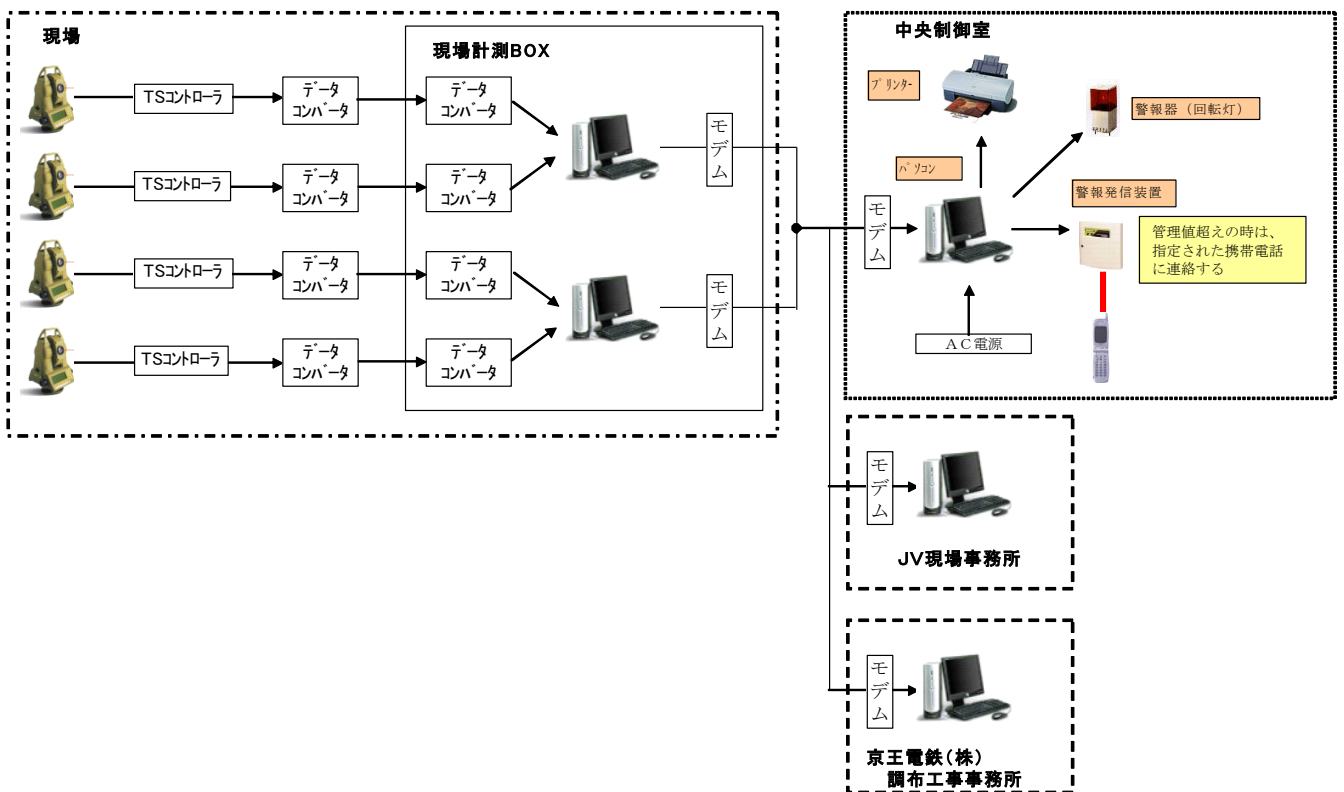


図 2.1.6-15 計測システム構成図

(3) 駅部（橋上駅舎）の計測計画

① 計測位置

布田駅区間の軌道は、工事桁構造となっており、工事桁支持杭はシールド断面以深の支持地盤に貫入されていることから、沈下の可能性は低いものとして計測は行わないこととした。一方、布田駅（橋上駅舎）は深礎杭によって支持されているが、当該杭下端はシールドトンネル断面よりも浅い位置にあり、シールド掘進により変状が生じる可能性があるため、自動計測により監視することとした。計測位置は、図 2.1.6-9 および図 2.1.6-10 に示すとおりである。橋上駅舎の深礎杭とシールドとの位置関係を図 2.1.6-16 に示す。

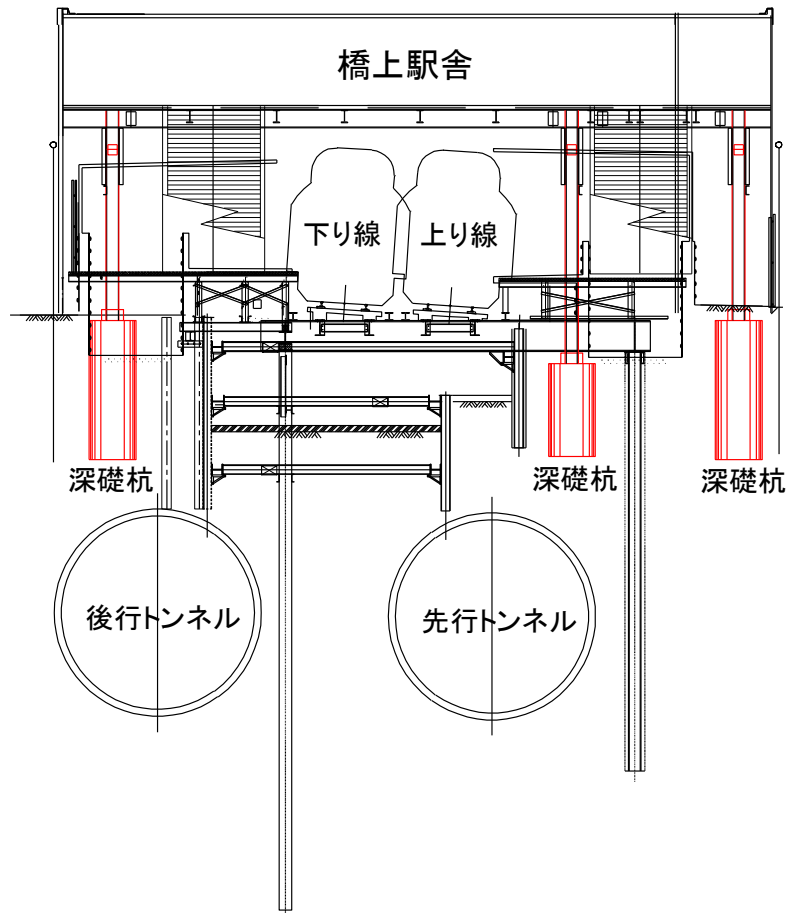


図 2.1.6-16 橋上駅舎深礎杭とシールドトンネルとの位置関係

② 計測方法

クランプもしくは鋼製バンドにて橋上駅舎支柱にプリズムを設置し、トータルステーションにて 30 分間隔で、変状計測（高低）を行う。

③ 管理基準値

橋上駅舎の沈下に伴い、トロリー線が沈下した際に、軌道勾配との相対角度を 3/1000 以内に収めるためには、橋上駅舎の沈下量を 25mm 以内に収める必要がある。そのため、限界値を 25mm とし、1 次、2 次管理値については軌道の管理基準値を参考に比例配分によって設定した。

表 2.1.6-4 管理基準値（橋上駅舎）（単位：mm）

	1 次管理値	2 次管理値	限界値
高低	12	17	25

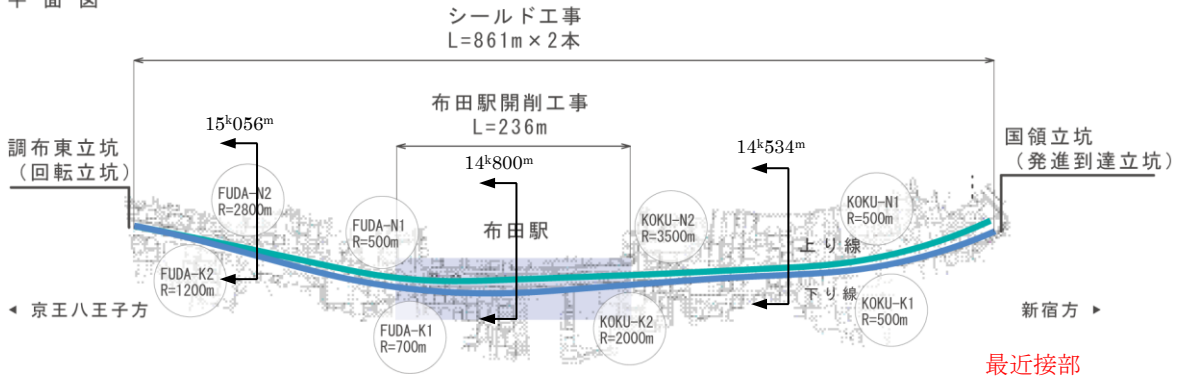
2.2 超近接シールドに関する検討

併設トンネルは複数のトンネルが一定の区間に並行して建設されるものであり、それぞれのトンネルの施工の影響によって地盤の緩み範囲が変化すること、後行トンネルの掘削の影響による地盤の変位や推力、裏込め注入圧、泥水圧や泥土圧等の施工時荷重が先行トンネルに影響を与えることが想定される。一般に $1.0D_0$ (D_0 :セグメント外径)以上のトンネル間の離隔が確保されている場合には併設トンネルの影響は十分に小さく、無視することができるかとされている。一方、 $0.5D_0$ 以下にトンネル間の離隔が接近した場合には十分な検討が必要であるとされている。併設トンネルによる相互干渉の影響、施工時の荷重の影響については明確に定量化された解析手法はなく、相互干渉の影響については、トンネル掘削による周辺地盤の緩みを土圧係数や地盤反力係数の低減あるいは鉛直土圧の割増等によって評価している場合が多い。しかしこれらの方法は必ずしも実状を表現しているとは言えない。近年では、地盤と覆工とを考慮して FEM 解析によって検討することが行われており、比較的硬質な地盤でのトンネルの現場計測結果における覆工に作用する土圧や覆工の断面力などと定量的に整合している事例も報告されている。

本工事は、図 2.1.6-1 に示すとおり、ほぼ全線にわたって併設トンネルとなっており、後行トンネル掘進時における地盤の緩みや施工時荷重が先行トンネルに悪影響を及ぼすことが懸念された。

本章では、本工事において併設トンネルに対して実施した検討のうち、①トンネル相互作用の影響解析、②セグメントの計測計画について記述する。

平面図



横断図

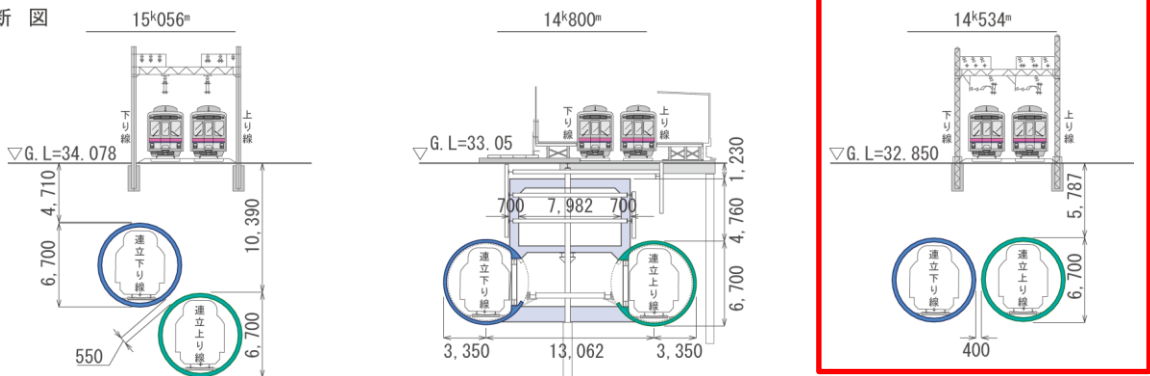


図 2.1.6-1 シールドトンネル平面図および横断図

2.2.1 超近接するトンネル相互作用の影響解析

(1) 併設トンネルの影響

本工事において併設されるトンネル間の最小離隔は、シールド外径 6.85m に対して 400mm (=0.06D) と極めて小さく、後行トンネル掘進時における施工時の影響により先行トンネルに悪影響を及ぼすことが懸念された。そのため、施工ステップを再現した 2次元弾性 FEM 解析により、先行トンネルへの影響を確認し、対策の要否について検討を実施した。FEM 解析は、図 2.1.6-1 に示す最近接部の 14k534m で実施した。

(2) 解析条件

① 土質条件

地質調査結果にもとづき設定した設計用土質定数を以下に示す。

表 2.2.1-1 土質条件

設計 地層区分	深さ (G.L.-m)	層厚 (m)	平均 N 値	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	αE_0 (kN/m ²)	ポア ソン比 ν
ts	1.16	1.16	5	18.0	10,000	0.33
Lm	3.39	2.23	5	14.0	10,000	0.38
Tag	12.02	8.63	50	20.0	150,000	0.23
Ks1-u	21.78	9.76	37	18.0	100,000	0.29
Ksc	26.76	4.98	50	18.0	200,000	0.33

② シールドトンネルの物性値

シールドトンネルは剛性一様の梁要素としてモデル化する。先述した 2.1.1 と同様に曲げ剛性の有効率 η (=0.8) を考慮して、シールドトンネルの物性値は以下のとおりとした。

$$\text{ヤング係数 } E=3.9 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{断面積 } A=1.00 \times 0.30=0.30 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\text{断面二次モーメント } I=0.8 \times 0.00225=0.00180 \text{ m}^4/\text{m}$$

③ 応力解放率

シールドトンネル施工に伴う応力解放率は 2.1.1 で先述したように、過去の実績より、下記の様に設定した。

$$\text{シールドトンネル掘削時 } \alpha=20\%$$

$$\text{セグメント組立時 } \alpha=80\%$$

④ 解析ステップ

解析ステップは、以下に示すとおりとする。

STEP1：初期応力解析

STEP2：先行シールドトンネル掘削（応力解放率：20%）

STEP3：先行シールドセグメント組立て（応力解放率：80%）

STEP4：後行シールドトンネル掘削（応力解放率：20%）

STEP5：後行シールドセグメント組立て（応力解放率：80%）

(3) 解析モデル

解析モデルは以下の条件で設定した。解析モデルを図 2.2.1-1 に示す。

① 解析領域

側方境界，下方境界の解析領域はそれぞれ下記の様に設定した。

側方境界：土被りの 2 倍程度

下方境界：トンネル高さの 2 倍程度

② 地表面上載荷重

地表面の上載荷重として， 10kN/m^2 を考慮する。

③ 境界条件

境界条件は，下記の様に設定した。

側方境界：水平方向 固定，垂直方向 フリー

下方境界：水平方向 フリー，垂直方向 固定

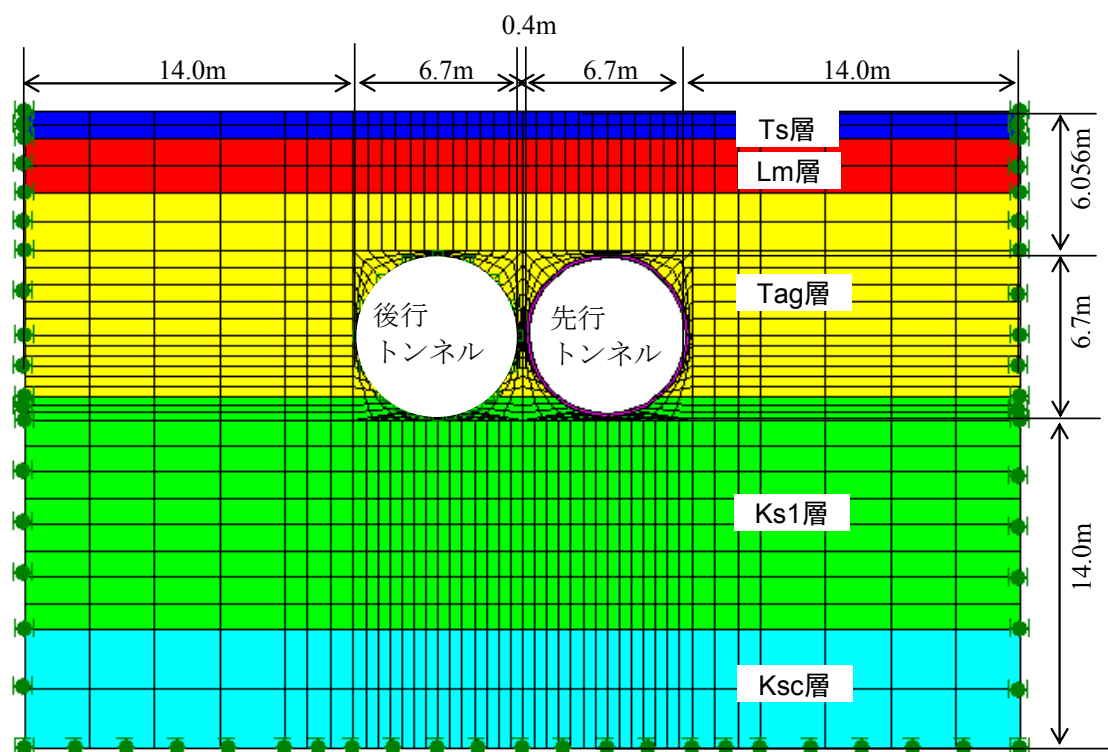


図 2.2.1-1 解析モデル

(4) 断面力の算定方法

後行トンネル掘進後に先行トンネルのセグメントに発生する断面力は、先行トンネル単線時に土水圧が作用した時に発生する断面力と、施工ステップを再現した 2 次元弾性 FEM 解析によって算出された後行トンネル掘進に伴う断面力の変化分を合成して求める。断面力の合成手順を以下に示す。

なお、先行トンネル単線時に土水圧が作用した時の発生断面力は、はりばねモデルによって算出しているため、はりばねモデルと FEM 解析では解析モデルの節点数が異なるが、節点の位置が異なる箇所に関しては補間を行うことにより断面力の剛性を行った。

① 曲げモーメントの合成

曲げモーメントの算定は剛性一様リングとしてモデル化するため曲げ剛性の有効率 η 、および曲げモーメントの割増し率 ζ を考慮することとした。曲げ剛性の有効率 η は RC セグメントの一般的な値として 0.8 とした。また、曲げモーメントの割増し率 ζ は、『標準セグメント』¹⁾の中で、千鳥組したセグメントの載荷試験の結果がおおよそ $\zeta=0.3\sim 0.5$ としていることや $\eta=0.8$ 、 $\zeta=0.3$ の場合の計算例が記載されていることから、曲げモーメントの割増し率は $\zeta=0.3$ とした。曲げモーメントの合成における算出式を下記に示す。

$$M_1 = M_0 + (1 + \zeta) \cdot B \cdot M_f$$

ここに、 M_1 :後行トンネル掘進後、先行トンネルに作用する曲げモーメント

M_0 :先行トンネル単線時に発生する曲げモーメント (1 リングあたり)

M_f :FEM 解析により計算した曲げモーメントの変化分 (1m あたり)

B :セグメント幅

ζ :曲げモーメントの割増率 (=0.3)

② 軸力の合成

軸力については先行トンネル単線時に発生する軸力と、FEM 解析により計算した後行トンネルの施工によって、先行トンネルに発生する軸力に変化分を合成することにより、後行トンネル掘進後の先行トンネルに作用する軸力を算出した。下記に算出式を示す。

$$N_1 = N_0 + B \cdot N_f$$

N_1 :後行トンネル掘進後、先行トンネルに発生する軸力

N_0 :先行トンネル単線時に発生する軸力 (1 リングあたり)

N_f :FEM 解析により計算した軸力の変化分 (1m あたり)

B :セグメント幅

③ せん断力の合成

軸力と同様に、単線時に発生するせん断力と、FEM 解析により計算した後行トンネルの施工によって、先行トンネルに発生するせん断力の変化分を合成することにより、後行トンネル掘進後の先行トンネルに発生するせん断力を算出した。下記に算出式を示す。

ここに、 $Q_1 = Q_0 + B \cdot Q_f$

Q_1 :後行トンネル掘進後、先行トンネルに発生するせん断力

Q_0 :先行トンネル単線時に発生するせん断力 (1 リングあたり)

Q_f :FEM 解析により計算したせん断力の変化分 (1m あたり)

B :セグメント幅

(5) 土水圧作用時における発生断面力

土水圧作用時の先行トンネルの発生断面力は、はりばねモデルによって図 2.2.1-2 に示す荷重条件より算出する。また、その断面力の計算結果を表 2.2.1-2～表 2.2.1-3 に示す。

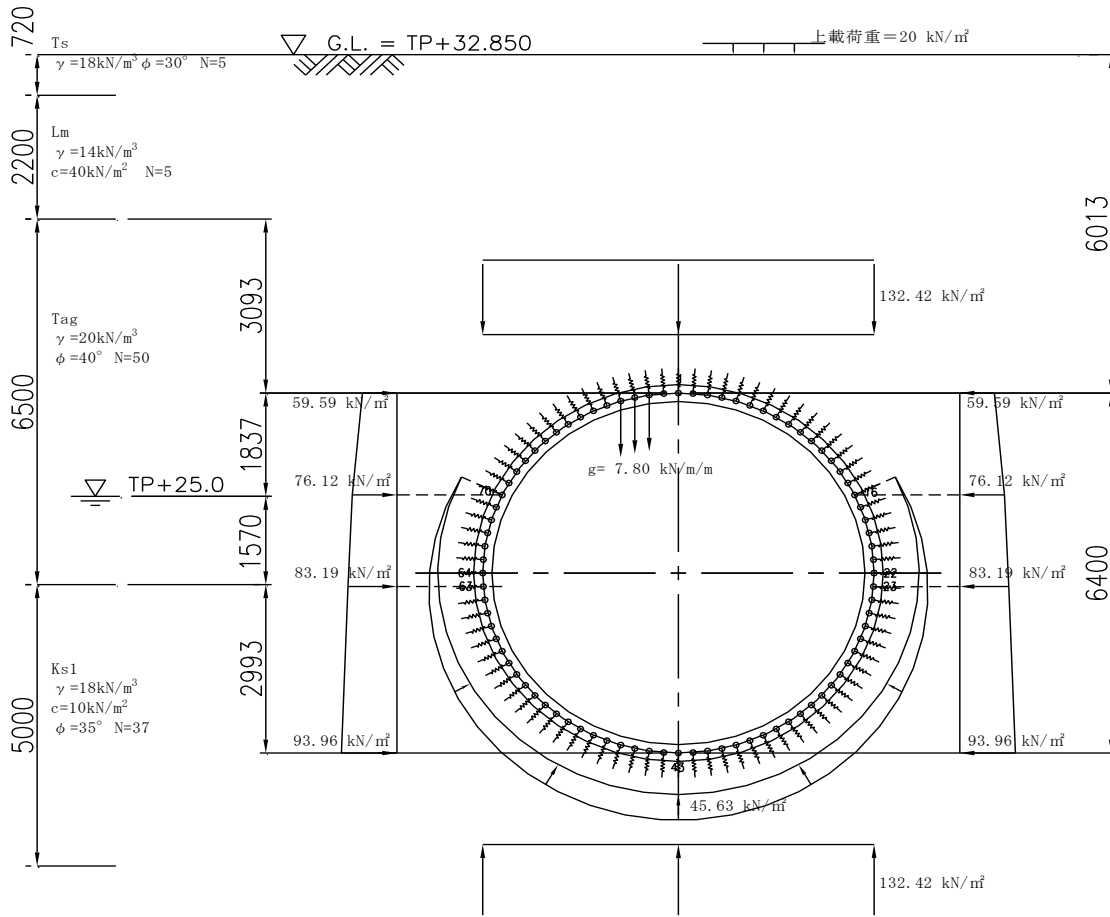


図 2.2.1-2 土水圧作用時の荷重条件

表 2.2.1-2 土水圧作用時の発生断面力 (その1)

θ (deg)	M (kN・m/r)	S (kN/r)	N (kN/r)	θ (deg)	M (kN・m/r)	S (kN/r)	N (kN/r)
0	77.15	-97.56	503.22	90.0	-33.65	13.72	711.04
4.3	48.18	-144.50	504.23	94.3	-34.25	-18.93	713.03
4.3	48.18	-39.44	511.11	94.3	-34.25	17.74	713.07
8.6	33.16	-86.09	514.11	98.6	-34.02	-16.01	713.85
8.6	33.16	-47.43	519.11	98.6	-34.02	-22.49	715.29
12.9	16.30	-93.52	524.02	102.9	-43.57	-57.47	714.92
12.9	16.30	18.87	526.81	102.9	-43.57	-16.21	717.68
17.1	15.40	-26.40	533.50	107.1	-51.77	-52.56	716.26
17.1	15.40	13.54	533.98	107.1	-51.77	-8.79	718.56
21.4	13.34	-30.69	542.28	111.4	-58.38	-46.63	716.19
21.4	13.34	14.36	542.89	111.4	-58.38	-0.29	717.95
25.7	11.64	-28.62	552.58	115.7	-63.15	-39.70	714.76
25.7	11.64	11.61	553.21	115.7	-63.15	9.27	715.90
30.0	9.44	-29.98	564.04	120.0	-65.83	-31.78	712.03
30.0	9.44	-28.94	566.25	120.0	-65.83	19.89	712.48
34.3	-2.28	-69.04	577.95	124.3	-66.16	-22.83	708.06
34.3	-2.28	-30.82	581.69	124.3	-66.16	67.85	706.38
38.6	-14.26	-69.36	593.98	128.6	-55.22	23.46	701.57
38.6	-14.26	-31.93	597.77	128.6	-55.22	75.82	697.85
42.9	-26.32	-68.90	610.37	132.9	-42.57	29.77	692.79
42.9	-26.32	-32.15	614.15	132.9	-42.57	68.73	689.11
47.1	-38.25	-67.60	626.76	137.1	-31.82	21.07	683.94
47.1	-38.25	-31.42	630.46	137.1	-31.82	72.12	680.45
51.4	-49.83	-65.43	642.82	141.4	-20.43	22.92	675.32
51.4	-49.83	-29.71	646.38	141.4	-20.43	73.32	671.72
55.7	-60.85	-62.41	658.24	145.7	-8.93	22.68	666.75
55.7	-60.85	-20.91	661.36	145.7	-8.93	72.44	663.19
60.0	-69.62	-52.46	672.50	150.0	2.19	20.46	658.51
60.0	-69.62	-17.29	675.11	150.0	2.19	69.61	655.14
64.3	-77.41	-47.88	685.34	154.3	12.49	16.43	650.85
64.3	-77.41	33.47	685.88	154.3	12.49	65.02	647.80
68.6	-72.97	3.41	695.13	158.6	21.57	10.78	644.01
68.6	-72.97	38.33	693.57	158.6	21.57	80.93	640.58
72.9	-67.36	8.37	701.77	162.9	34.34	25.78	637.35
72.9	-67.36	43.26	699.83	162.9	34.34	73.34	633.65
77.1	-60.59	13.19	706.87	167.1	45.21	17.46	631.07
77.1	-60.59	48.19	704.57	167.1	45.21	121.71	625.86
81.4	-52.67	17.79	710.38	171.4	67.59	65.27	623.98
81.4	-52.67	53.01	707.73	171.4	67.59	111.72	617.36
85.7	-43.66	22.07	712.25	175.7	87.53	54.90	616.21
85.7	-43.66	57.61	709.27	175.7	87.53	100.80	610.39
90.0	-33.65	25.92	712.52	180.0	104.83	43.79	610.00

表 2.2.1-3 土水圧作用時の発生断面力 (その2)

θ (deg)	M (kN・m/r)	S (kN/r)	N (kN/r)	θ (deg)	M (kN・m/r)	S (kN/r)	N (kN/r)
180.0	104.83	89.26	605.03	270.0	-134.50	76.38	740.23
184.3	119.37	32.25	605.41	274.3	-120.04	44.68	736.98
184.3	119.37	77.41	601.31	274.3	-120.04	82.01	732.24
188.6	131.09	20.59	602.45	278.6	-104.14	51.06	727.72
188.6	131.09	65.55	599.23	278.6	-104.14	87.31	722.54
192.9	140.02	9.11	601.11	282.9	-86.91	56.91	716.74
192.9	140.02	-3.15	600.88	282.9	-86.91	92.27	711.15
197.1	132.57	-59.04	603.46	287.1	-68.45	62.19	704.12
197.1	132.57	-13.77	606.19	287.1	-68.45	96.84	698.17
201.4	122.67	-68.92	609.41	291.4	-48.88	66.88	689.97
201.4	122.67	-45.26	613.68	291.4	-48.88	100.96	683.69
205.7	105.35	-99.51	617.48	295.7	-28.34	70.89	674.44
205.7	105.35	-53.08	623.19	295.7	-28.34	58.22	669.61
210.0	86.27	-106.27	627.48	300.0	-18.08	27.63	659.38
210.0	86.27	-59.08	633.66	300.0	-18.08	61.10	656.06
214.3	65.90	-111.06	638.35	304.3	-7.24	29.55	644.92
214.3	65.90	-63.04	644.86	304.3	-7.24	57.51	641.66
218.6	44.75	-113.69	649.83	308.6	2.60	24.82	629.80
218.6	44.75	-64.81	656.51	308.6	2.60	59.60	626.64
222.9	23.34	-114.01	661.64	312.9	12.79	25.59	614.28
222.9	23.34	-64.25	668.31	312.9	12.79	61.08	611.04
227.1	2.25	-111.91	673.48	317.1	23.16	25.63	598.43
227.1	2.25	-48.55	679.48	317.1	23.16	61.84	595.16
231.4	-14.89	-94.60	684.54	321.4	33.53	24.87	582.56
231.4	-14.89	-43.18	689.69	321.4	33.53	61.80	579.32
235.7	-30.56	-87.58	694.50	325.7	43.71	23.26	567.02
235.7	-30.56	-73.16	700.52	325.7	43.71	60.90	563.88
240.0	-53.19	-115.88	704.93	330.0	53.48	20.80	552.17
240.0	-53.19	-64.78	711.69	330.0	53.48	97.16	547.76
244.3	-73.62	-105.83	715.56	334.3	71.75	55.57	536.93
244.3	-73.62	-56.92	721.65	334.3	71.75	94.36	531.32
248.6	-91.98	-96.33	724.84	338.6	89.19	51.37	521.63
248.6	-91.98	-49.52	730.29	338.6	89.19	85.75	516.50
252.9	-108.37	-87.35	732.66	342.9	104.42	41.53	508.20
252.9	-108.37	-42.50	737.52	342.9	104.42	79.39	503.68
257.1	-122.91	-78.85	738.94	347.1	118.00	34.11	496.99
257.1	-122.91	-35.77	743.23	347.1	118.00	-1.82	495.78
261.4	-135.68	-70.75	743.59	351.4	112.05	-47.91	490.87
261.4	-135.68	16.04	745.64	351.4	112.05	-11.10	493.08
265.7	-135.90	-17.70	744.86	355.7	103.81	-57.75	490.08
265.7	-135.90	22.25	744.69	355.7	103.81	-87.96	495.53
270.0	-134.50	-10.39	742.70	360.0	77.15	-134.90	494.52

(6) 後行トンネルの施工による増分断面力

施工ステップを再現した2次元弾性FEM解析によって、後行トンネルの施工の影響を考慮した、先行トンネルに発生する断面力の変化分を、表 2.2.1-4 に示す。

表 2.2.1-4 後行トンネルの施工による断面力の変化分

θ (deg)	M (kN・m/m)	S (kN/m)	N (kN/m)	θ (deg)	M (kN・m/m)	S (kN/m)	N (kN/m)
0	-0.32	-1.93	9.45	180.0	4.44	2.57	-4.39
17.1	-2.24	-1.93	9.45	188.6	5.73	2.57	-4.39
17.1	-2.24	-0.50	12.69	188.6	5.73	1.48	-3.66
34.3	-2.74	-0.50	12.69	205.7	7.20	1.48	-3.66
34.3	-2.74	0.35	14.14	205.7	7.20	-2.08	3.73
51.4	-2.39	0.35	14.14	222.9	5.12	-2.08	3.73
51.4	-2.39	0.51	13.90	222.9	5.12	-8.20	21.54
68.6	-1.88	0.51	13.90	240.0	-3.06	-8.20	21.54
68.6	-1.88	0.09	12.55	240.0	-3.06	-14.00	52.99
85.7	-1.79	0.09	12.55	257.1	-17.03	-14.00	52.99
85.7	-1.79	-0.13	11.63	257.1	-17.03	-3.09	79.58
90.0	-1.82	-0.13	11.63	270.0	-19.35	-3.09	79.58
90.0	-1.82	0.24	10.62	270.0	-19.35	10.14	81.19
102.9	-1.65	0.24	10.62	274.3	-16.82	10.14	81.19
102.9	-1.65	0.46	8.59	274.3	-16.82	20.79	64.96
120.0	-1.18	0.46	8.59	291.4	3.96	20.79	64.96
120.0	-1.18	0.77	5.88	291.4	3.96	8.90	25.17
137.1	-0.42	0.77	5.88	308.6	12.84	8.90	25.17
137.1	-0.42	1.33	2.68	308.6	12.84	-2.86	4.60
154.3	0.91	1.33	2.68	325.7	9.98	-2.86	4.60
154.3	0.91	2.17	-0.78	325.7	9.98	-5.99	1.63
171.4	3.07	2.17	-0.78	342.9	4.00	-5.99	1.63
171.4	3.07	2.73	-3.30	342.9	4.00	-4.32	5.05
180.0	4.44	2.73	-3.30	360.0	-0.32	-4.32	5.05

(7) 後行トンネル施工後の断面力

はりばねモデルにより算出した土水圧作用時の発生断面力と、FEM 解析により求めた後行トンネルの施工による先行トンネルに発生する断面力の変化分を、前述した方法により断面力を合成した結果を表 2.2.1-5～表 2.2.1-6 に示す。

表 2.2.1-5 断面力一覧表(その1)

θ (deg)	M (kN・m/r)	S (kN/r)	N (kN/r)	θ (deg)	M (kN・m/r)	S (kN/r)	N (kN/r)
0	88.23	-35.82	481.89	90.0	-73.02	13.46	700.33
4.3	74.08	-80.49	482.85	94.3	-73.53	-18.15	702.36
4.3	74.08	-12.53	486.13	94.3	-73.53	19.59	702.33
8.6	65.55	-56.93	488.99	98.6	-72.71	-13.11	703.25
8.6	65.55	-21.22	491.71	98.6	-72.71	11.75	703.33
12.9	54.99	-65.08	496.39	102.9	-73.92	-22.17	703.19
12.9	54.99	7.21	498.36	102.9	-73.92	19.58	700.48
17.1	51.34	-35.87	504.74	107.1	-73.37	-15.66	699.37
17.1	51.34	2.77	510.38	107.1	-73.37	27.82	698.97
21.4	46.90	-39.32	518.29	111.4	-71.02	-8.86	696.99
21.4	46.90	-6.58	519.95	111.4	-71.02	36.76	696.00
25.7	40.37	-47.49	529.18	115.7	-66.71	-1.43	693.27
25.7	40.37	-11.80	531.35	115.7	-66.71	46.40	691.64
30.0	32.75	-51.39	541.66	120.0	-60.29	6.65	688.28
30.0	32.75	-31.70	544.72	120.0	-60.29	57.19	682.17
34.3	20.54	-69.87	555.86	124.3	-51.44	15.85	678.31
34.3	20.54	-33.72	561.76	124.3	-51.44	78.11	674.88
38.6	8.13	-70.43	573.45	128.6	-37.78	35.19	670.67
38.6	8.13	-35.75	577.46	128.6	-37.78	84.59	666.27
42.9	-4.60	-70.98	589.44	132.9	-22.76	40.10	661.82
42.9	-4.60	-36.54	593.50	132.9	-22.76	79.34	657.44
47.1	-17.34	-70.33	605.48	137.1	-9.18	33.33	652.89
47.1	-17.34	-36.09	609.50	137.1	-9.18	82.20	644.20
51.4	-29.81	-68.54	621.24	141.4	4.99	34.75	639.69
51.4	-29.81	-34.20	624.79	141.4	4.99	82.18	635.45
55.7	-41.66	-65.43	636.06	145.7	18.98	33.37	631.08
55.7	-41.66	-31.04	639.72	145.7	18.98	80.16	626.97
60.0	-52.63	-61.21	650.29	150.0	32.34	30.10	622.85
60.0	-52.63	-27.14	653.65	150.0	32.34	76.29	619.01
64.3	-62.56	-56.43	663.37	154.3	44.64	25.11	615.24
64.3	-62.56	-6.65	665.79	154.3	44.64	71.92	606.95
68.6	-67.52	-35.49	674.58	158.6	55.88	19.75	603.61
68.6	-67.52	-1.76	674.11	158.6	55.88	78.42	600.16
72.9	-71.35	-30.56	681.92	162.9	68.56	25.42	597.33
72.9	-71.35	4.00	682.92	162.9	68.56	70.07	593.98
77.1	-73.83	-24.96	689.64	167.1	79.17	16.38	591.72
77.1	-73.83	9.98	690.21	167.1	79.17	84.34	588.18
81.4	-74.92	-19.35	695.79	171.4	93.12	30.13	586.52
81.4	-74.92	16.09	695.92	171.4	93.12	74.75	579.33
85.7	-74.61	-13.81	700.31	175.7	104.81	20.19	578.32
85.7	-74.61	21.94	698.71	175.7	104.81	63.71	575.47
90.0	-73.02	-8.73	701.91	180.0	113.84	8.98	575.13

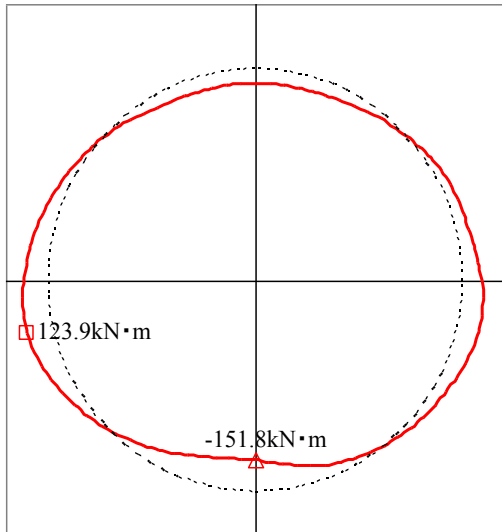
表 2.2.1-6 断面力一覧表 (その2)

θ (deg)	M (kN·m/r)	S (kN/r)	N (kN/r)	θ (deg)	M (kN·m/r)	S (kN/r)	N (kN/r)
180.0	113.84	52.07	571.60	270.0	-151.75	55.48	812.72
184.3	120.07	-2.66	571.94	274.3	-140.96	24.81	809.51
184.3	120.07	40.56	570.79	274.3	-140.96	76.61	784.62
188.6	123.56	-14.00	571.79	278.6	-123.74	46.70	780.23
188.6	123.56	27.71	572.51	278.6	-123.74	82.68	777.57
192.9	123.87	-26.50	574.17	282.9	-104.99	53.35	771.99
192.9	123.87	-6.83	575.57	282.9	-104.99	88.59	768.86
197.1	115.98	-60.52	577.83	287.1	-84.79	59.63	762.14
197.1	115.98	-16.78	580.88	287.1	-84.79	94.32	758.56
201.4	105.79	-69.79	583.71	291.4	-63.20	65.52	750.75
201.4	105.79	-39.14	587.95	291.4	-63.20	83.16	691.04
205.7	90.35	-91.31	591.28	295.7	-45.71	54.32	682.25
205.7	90.35	-51.46	606.94	295.7	-45.71	72.72	678.43
210.0	71.65	-102.64	610.71	300.0	-30.76	43.43	668.71
210.0	71.65	-57.11	616.47	300.0	-30.76	77.38	665.12
214.3	51.74	-107.17	620.59	304.3	-14.81	47.21	654.54
214.3	51.74	-60.89	626.66	304.3	-14.81	80.82	650.69
218.6	31.06	-109.70	631.04	308.6	1.85	49.59	639.42
218.6	31.06	-62.64	637.27	308.6	1.85	67.19	606.57
222.9	10.14	-110.09	641.78	312.9	13.70	34.74	594.83
222.9	10.14	-70.79	672.94	312.9	13.70	68.97	590.65
227.1	-13.30	-116.80	677.48	317.1	25.81	35.17	578.67
227.1	-13.30	-58.66	683.19	317.1	25.81	69.60	574.45
231.4	-33.65	-103.15	687.63	321.4	37.90	34.37	562.47
231.4	-33.65	-53.76	692.64	321.4	37.90	69.04	558.30
235.7	-52.64	-96.69	696.86	325.7	49.68	32.34	546.61
235.7	-52.64	-58.88	701.82	325.7	49.68	62.90	538.42
240.0	-72.67	-100.22	705.67	330.0	59.45	24.73	527.28
240.0	-72.67	-58.19	754.46	330.0	59.45	75.52	522.90
244.3	-93.03	-97.94	757.82	334.3	72.07	35.93	512.59
244.3	-93.03	-49.94	761.88	334.3	72.07	71.37	507.95
248.6	-111.24	-88.13	764.61	338.6	83.54	30.46	498.72
248.6	-111.24	-42.18	768.02	338.6	83.54	69.50	494.35
252.9	-127.41	-78.86	770.00	342.9	94.42	27.41	486.45
252.9	-127.41	-34.82	772.78	342.9	94.42	65.56	487.21
257.1	-141.65	-70.07	773.89	347.1	104.44	22.48	480.84
257.1	-141.65	-12.51	813.31	347.1	104.44	21.78	478.73
261.4	-149.09	-46.43	813.45	351.4	103.88	-22.08	474.05
261.4	-149.09	8.90	814.53	351.4	103.88	12.87	473.94
265.7	-151.27	-23.80	813.61	355.7	101.13	-31.53	471.08
265.7	-151.27	15.45	813.60	355.7	101.13	-29.43	472.91
270.0	-151.75	-16.17	811.56	360.0	88.23	-74.10	471.94

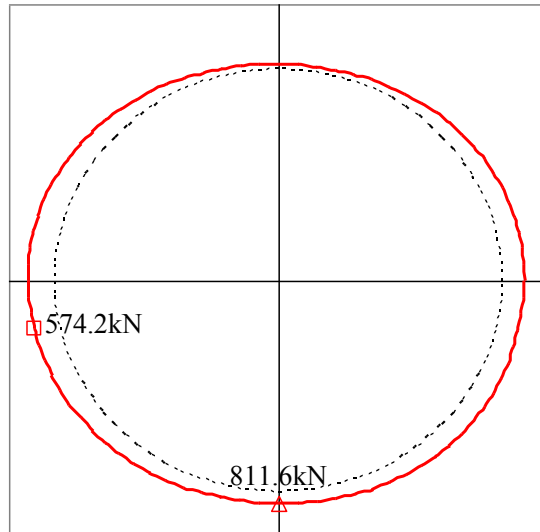
(8) 後行トンネル施工後の断面力分布

後行トンネル施工後の先行トンネルの断面力分布を図 2.2.1-3 に示す。

【曲げモーメント図】



【軸力図】



【せん断力図】

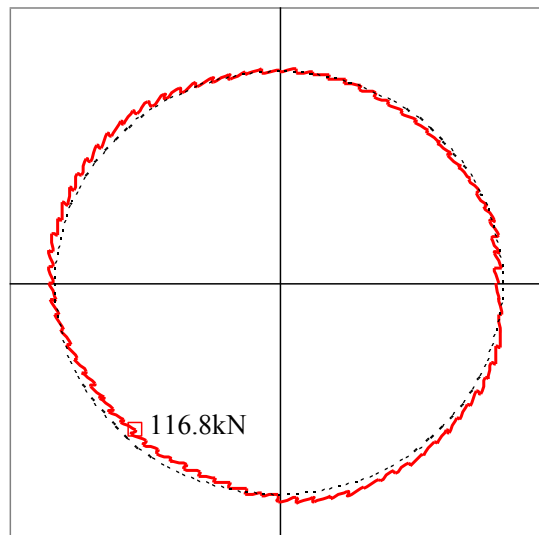


図 2.2.1-3 断面力図

(9) 影響検討の結果

後行トンネルの施工後の先行トンネル本体部に発生する応力度の照査結果を表 2.2.1-7 に示す。表 2.2.1-7 に示すとおり、最小離隔 400mm の断面で後行トンネルの施工による先行トンネルへの影響検討を行った結果、短期の許容応力度以内に収まる結果となった。以上より、今回実施した条件では後行トンネルの施工による先行トンネルへの影響は小さく、後行トンネルの施工後も先行トンネル本体は健全であることが確認できた。

表 2.2.1-7 応力度照査一覧

断面諸元	セグメント外径	Do (mm)	6700	
	セグメント幅	b (mm)	1400	
	セグメント厚さ	h (mm)	300	
	外側鉄筋かぶり	d' (mm)	55	
	外側鉄筋量	As' (cm ²)	28.65 (D19×10本)	
	内側鉄筋かぶり	d (mm)	245	
	内側鉄筋量	As (cm ²)	28.65 (D19×10本)	
本体部	正曲げ	最大曲げモーメント	Mmax (kN・m)	123.87
		軸力	N (kN)	574.17
		コンクリート応力度	σ_c (N/mm ²)	7.90
		外側鉄筋応力度	$\sigma_{s'}$ (N/mm ²)	-67.00
		内側鉄筋応力度	σ_s (N/mm ²)	110.90
		鉄筋比	(%)	0.84
	負曲げ	最大曲げモーメント	Mmax (kN・m)	-151.75
		軸力	N (kN)	811.56
		コンクリート応力度	σ_c (N/mm ²)	9.70
		外側鉄筋応力度	$\sigma_{s'}$ (N/mm ²)	120.00
		内側鉄筋応力度	σ_s (N/mm ²)	-85.70
		鉄筋比	(%)	0.84
	せん断	最大せん断力	Smax (kN)	116.80
せん断応力度		τ (N/mm ²)	0.34	
許容応力度	コンクリート圧縮応力度	σ_{ca} (N/mm ²)	24.3	
	コンクリートせん断応力度	τ_{a1} (N/mm ²)	1.27	
	鉄筋引張応力度	σ_{sa} (N/mm ²)	270	
	鉄筋圧縮応力度	$\sigma_{sa'}$ (N/mm ²)	270	
判定			OK	

* 上表に示す断面力はリング幅あたりを示す。

* コンクリートの応力度は圧縮を正とし、鉄筋の応力度は引張を正とする。

2.2.2 セグメントの計測計画

(1) 計測断面の選定

2.2.1で示した2次元弾性FEM解析による検討結果では、後行トンネルの掘削による先行トンネルへの影響は小さかったが、地山条件、施工条件等がFEM解析で実施した条件と異なる場合には、後行トンネルの施工により先行トンネルに過大な影響を及ぼす可能性があると考えられたため、先行トンネルのセグメントの応力や変形を計測し、後行トンネルの施工による影響を確認することとした。計測断面の位置を図 2.2.2-1に示す。

各計測断面は、以下に示す目的により選定を行った。

1) 計測断面①

- ・ 後行トンネルの施工による先行トンネルに発生する応力を把握し、構造の安全性を確認する。
- ・ 近接部（離隔 550mm）における併設シールドの影響を早期に把握し、以降の施工管理に反映する。
- ・ 斜め併設トンネルによる偏荷重の影響を把握する。
- ・ 影響が大きい場合には、補強工など対策の検討を行う。

2) 計測断面②

- ・ 後行トンネルの施工による先行トンネルに発生する応力を把握し、構造の安全性を確認する。
- ・ 近接部（離隔 1400mm）における併設シールドの影響を早期に把握し、最小離隔部（400mm）での対応を検討する。
- ・ 横併設トンネルによる偏荷重の影響を把握する。
- ・ 影響が大きい場合には、補強工など対策の検討を行う。

3) 計測断面③

- ・ 最小離隔部（400mm）にて後行トンネルの施工により先行トンネルに発生する応力を把握し、構造の安全性を確認する。

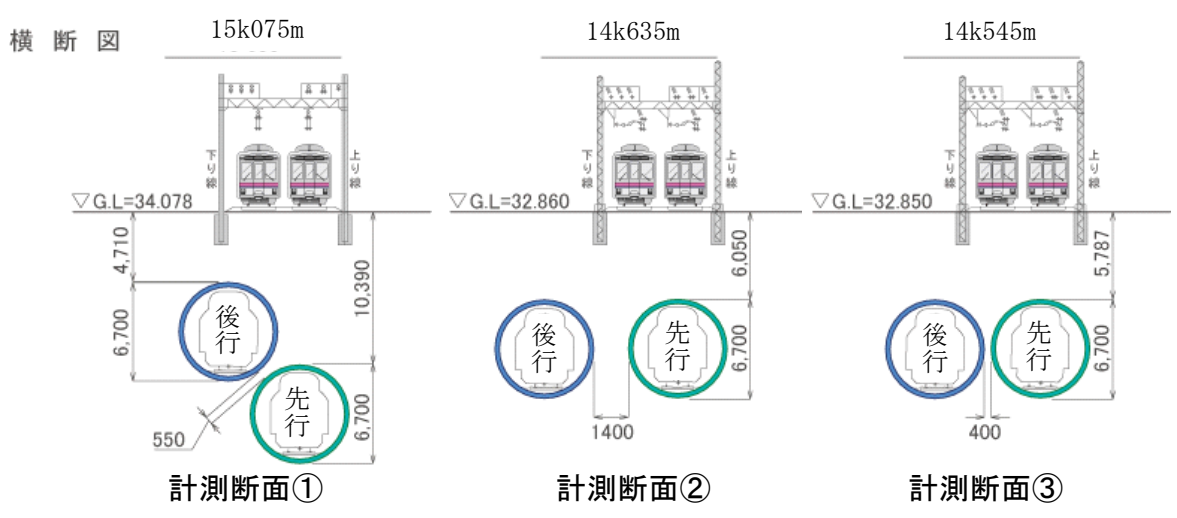
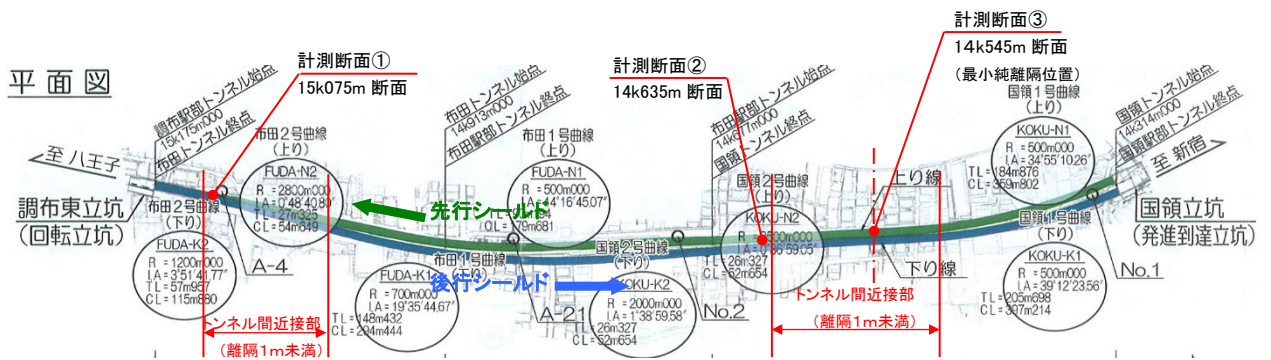


図 2.2.2-1 計測断面位置図および計測断面横断面図

(2) 計測項目

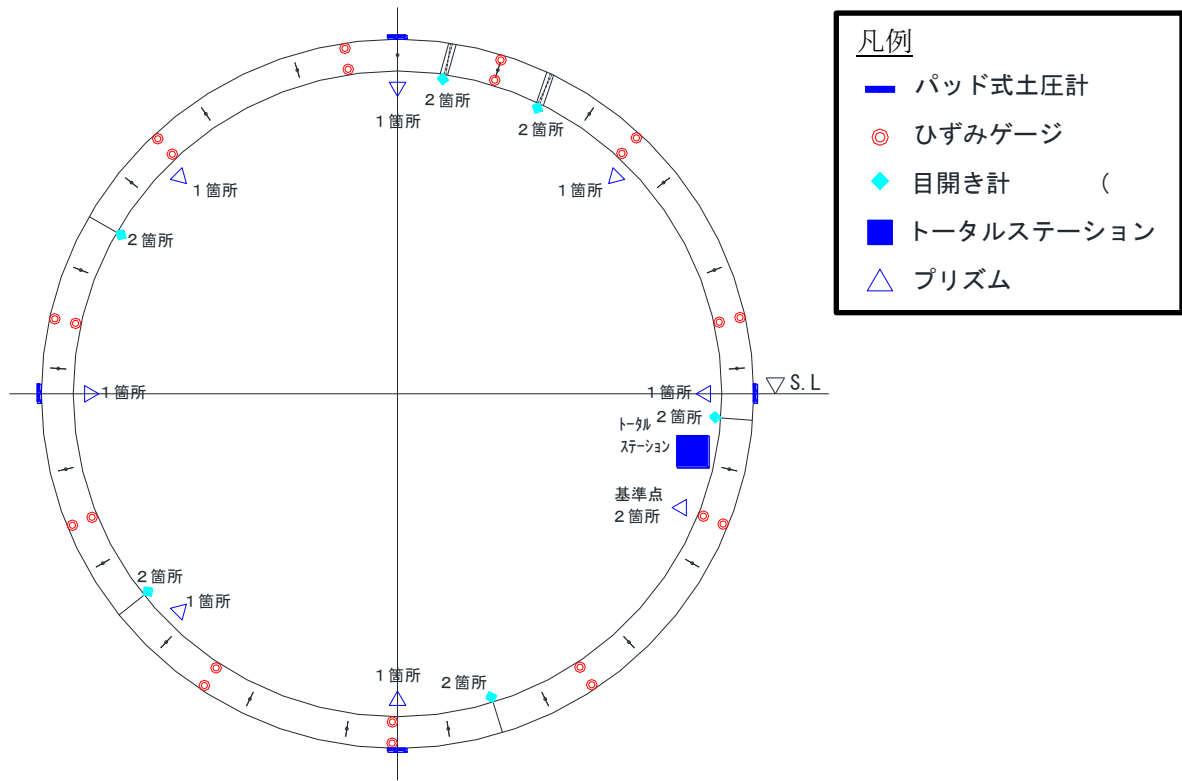
各計測断面における計測項目および数量を表 2.2.2-1 に示す。また、計測器設置位置の概要図を図 2.2.2-2 に示す。

表 2.2.2-1 計測項目

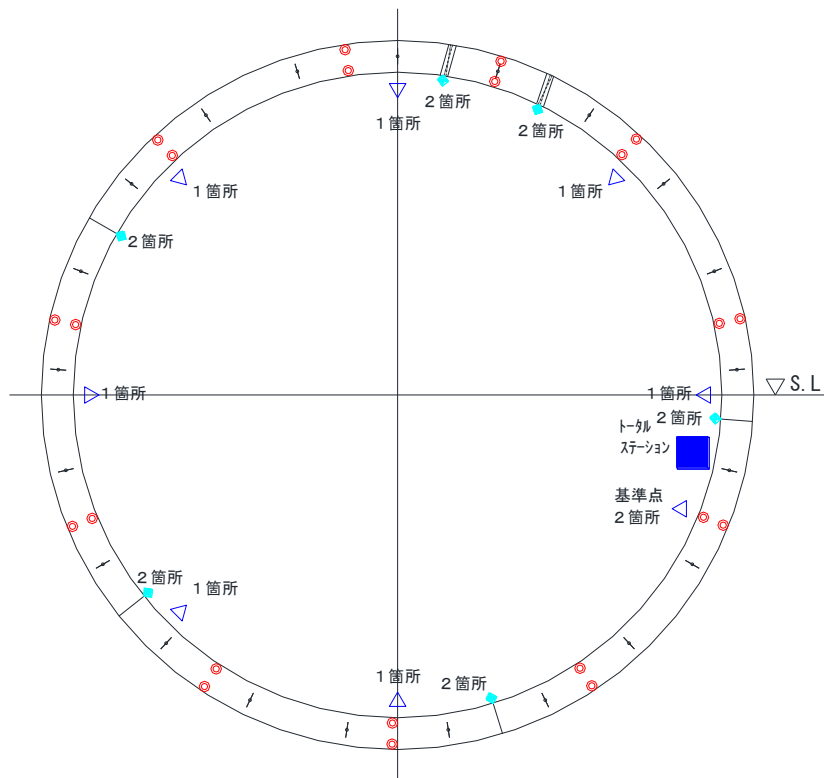
計測項目		項目		計測機器			数量		
		凡例	名称	計測断面 ①	計測断面 ②	計測断面 ③			
作用荷重	土圧		土圧計	4 箇所	4 箇所	なし			
RCセグメント	応力 (トンネル 円周方向)		ひずみゲージ (鉄筋応力)	22 台 (※1)	22 台 (※1)	22 台 (※1)			
	内空変位		トータルステーション	1 基	1 基	1 基			
	目開き		変位計	12 箇所 (※2)	12 箇所 (※2)	12 箇所 (※2)			

※1 A・Bセグメント(5ピース)：4箇所/ピース、Kセグメント(1ピース)：2箇所/ピース

※2 A・Bセグメント(5ピース)：2箇所/ピース、Kセグメント(1ピース)：2箇所/ピース



計測断面①、②



計測断面③

図 2.2.2-2 計測器設置位置概要

参考文献

- 1) 阿部弘, 桑原清, 齋藤明夫: 常磐線直下を縦断掘進するシールドに対する防護, トンネルと地下, 第 34 巻 2 号, pp.37-44, 2003 年 2 月
- 2) 石徳博之, 松永卓也, 平手知, 岸本章士: つくばエクスプレス (常磐新線) 常磐道トンネルにおける超低土被りシールドの施工, 土木学会第 58 会年次学術講演会, 平成 15 年 9 月
- 3) 佐々木幸一, 坂巻清, 阿部修三, 坂本哲: 常磐・日比谷線直下の大断面シールド, トンネルと地下, 第 35 巻 5 号, pp.343-350, 2004 年 5 月
- 4) 阿部修三, 中野勘二, Yingyongrattanakul, N., 粥川幸司, 水原勝由: 大断面泥水式シールドの施工による地盤変位について, 土木学会第 60 回年次学術講演会, 平成 17 年 9 月
- 5) 亀ヶ谷勲, 猪瀬研一, 北本正弘, 村上初央: 事例<国内>都市部における $\phi 11.42\text{m}$ 双設泥水式シールドの施工ー首都高速中央環状線・上落合シールド, 土木施工, 第 46 巻 10 号, pp.42~49, 2005 年 10 月
- 6) 社団法人土木学会: トンネル標準示方書 (共通編)・同解説/シールド工法編・同解説, 2016 年制定
- 7) 社団法人土木学会・社団法人日本下水道協会: シールド工事用標準セグメントー下水道シールド工事用セグメント, 平成 13 年 7 月
- 8) JR 東海旅客鉄道株式会社: 都市部鉄道構造物の近接施工対策マニュアル, 平成 20 年 4 月
- 9) シールド工法技術協会: 泥土加圧シールド工法ー積算資料ー, 平成 23 年 8 月
- 10) シールド工法技術協会: 泥土加圧シールド工法ー技術資料ー, 平成 23 年 8 月
- 11) シールド工法技術協会: 気泡シールド工法ー技術資料ー, 平成 23 年 8 月

第3章 施工時の地盤沈下と切羽の安定管理

3.1 地盤沈下に関する検討

3.1.1 地盤の変位量のまとめ

(1) 地盤変状計測結果

2.1.5 で先述したように、発進当初は切羽の管理土圧を下限値：静止土圧＋水圧＋予備圧（20kPa）、上限値：土被り圧とし、トライアル計測断面における計測結果をもとに、切羽の管理土圧の見直しを行っている。図 3.1.1-1～図 3.1.1-4 にトライアル計測断面の位置図、および各トライアル計測断面における計測器の設置概要を示す。ここでは、トライアル計測による掘進管理方法の検討結果を示す。

発進直後のトライアル断面①において、シールド直上に設置した層別沈下計による地盤の鉛直変位の計測結果を図 3.1.1-5 に示す。ここで、図の横軸に示す計測断面とシールド先端の離隔は、シールド機の機長 $L=7.62\text{m}$ で除した値で示している。計測断面とシールド先端の離隔 $0L$ はシールド機の先端の位置がトライアル計測断面に到達したこと、離隔 $1L$ は計測断面がシールド機テールに位置することを示している。

トライアル断面①における変位量（＋を隆起，－を沈下）は、シールド機先端通過時で -2mm 、シールド機テール通過時で -4mm 、最終沈下量は -7mm であった。計測結果からは、地表面、シールド直上（G.L. -4.2m ）とも同様の挙動を示していることから、小土被りにおける掘進の場合、地盤が硬質であっても地表面まで影響がダイレクトに伝達することが確認できる。トライアル断面①の結果を勘案し、切羽の管理土圧のうち、予備圧を 20kPa から 30kPa に上げ、再度トライアル断面②および③において設定土圧の妥当性を検証した。

図 3.1.1-6 は、トライアル断面②近傍を掘進した時の層別沈下計による地盤の鉛直変位の計測結果を示したものである。変位量はシールド機先端通過時で -1mm 、シールド機テール通過時で -2mm 、最終沈下量は -3.5mm となった。さらに、同様の切羽の管理土圧でトライアル断面③を掘進したところ、施工後の最終変位量を -1mm と微少な値に抑えることができた（図 3.1.1-7）。

以上の結果より、トライアル計測断面①通過後に設定した切羽の管理土圧は適切であると考え、この設定方針にもとづき本掘進を行うこととした。その結果、図 3.1.1-8 に示すように、それ以降の上り線の本掘進においても軌道内の地盤変状を $\pm 5\text{mm}$ 以内に抑えることができた。

Uターン後の下り線では、発進直後に 5mm の沈下が生じたため、上り線掘進の影響を受け周辺地山に緩みが生じていると考え、予備圧をさらに増加させ $50\sim 60\text{kPa}$ の範囲において適宜調整することとした。その結果、図 3.1.1-9 に示すように、下り線においても地盤の変位を $\pm 5\text{mm}$ 以内に抑えることができた。

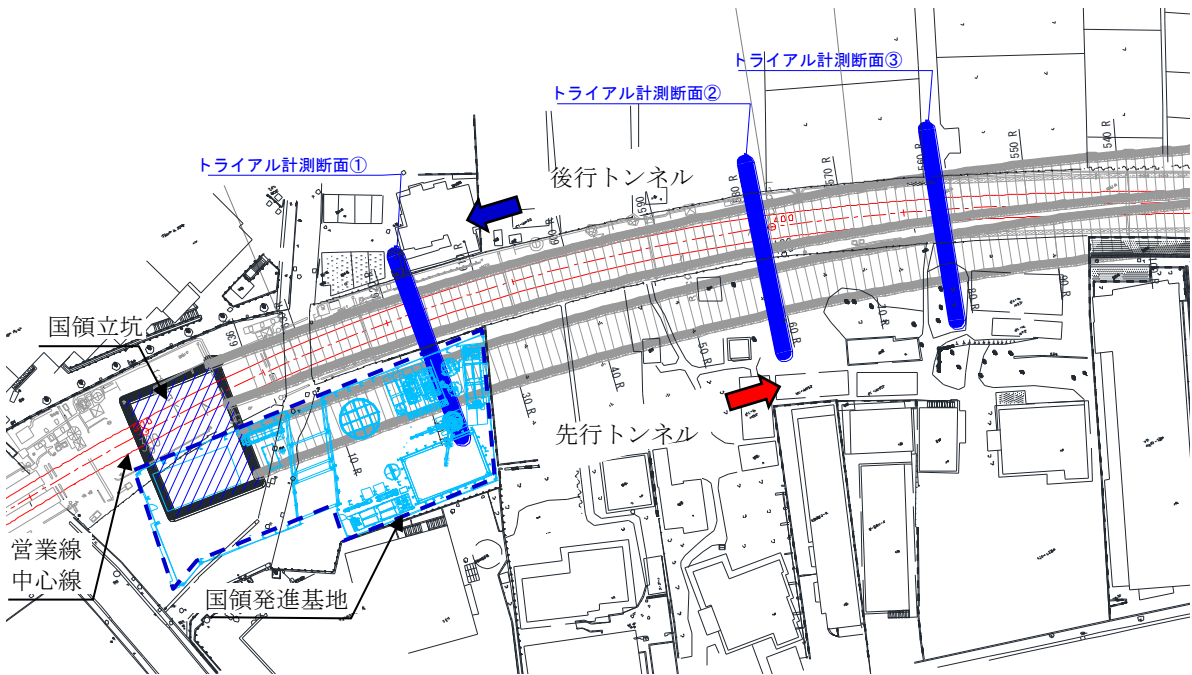


図 3.1.1-1 トリアル計測断面位置図

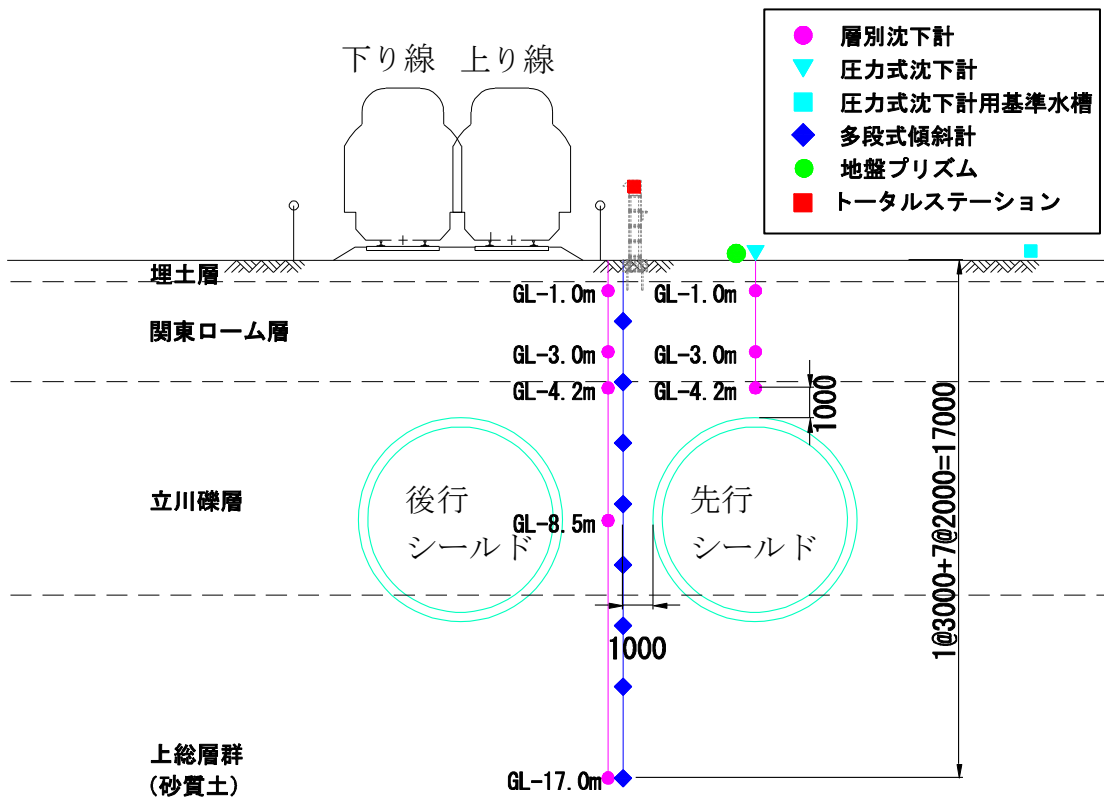


図 3.1.1-2 計測器の配置 (トリアル計測断面①)

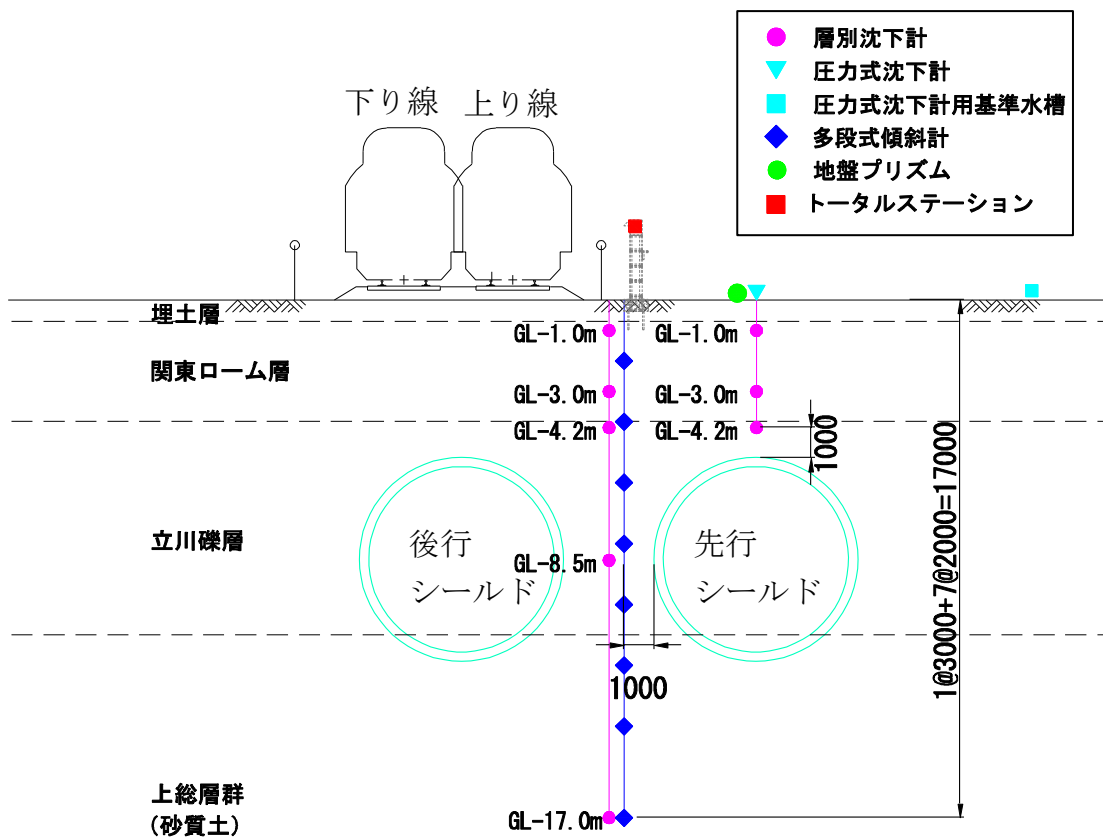


図 3.1.1-3 計測器の配置 (トライアル計測断面②)

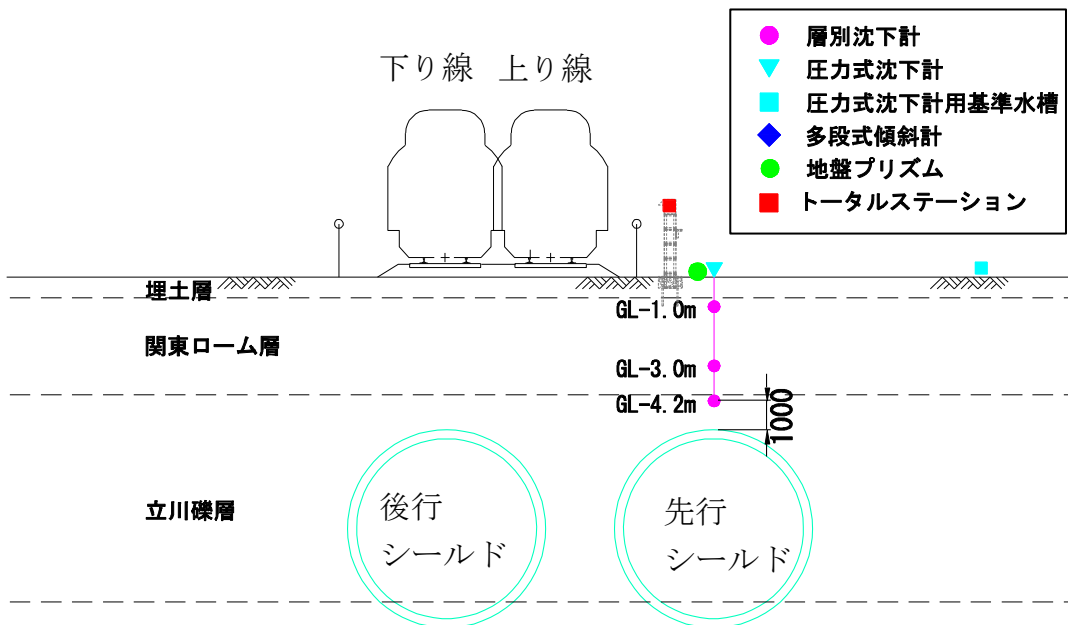


図 3.1.1-4 計測器の配置 (トライアル計測断面③)

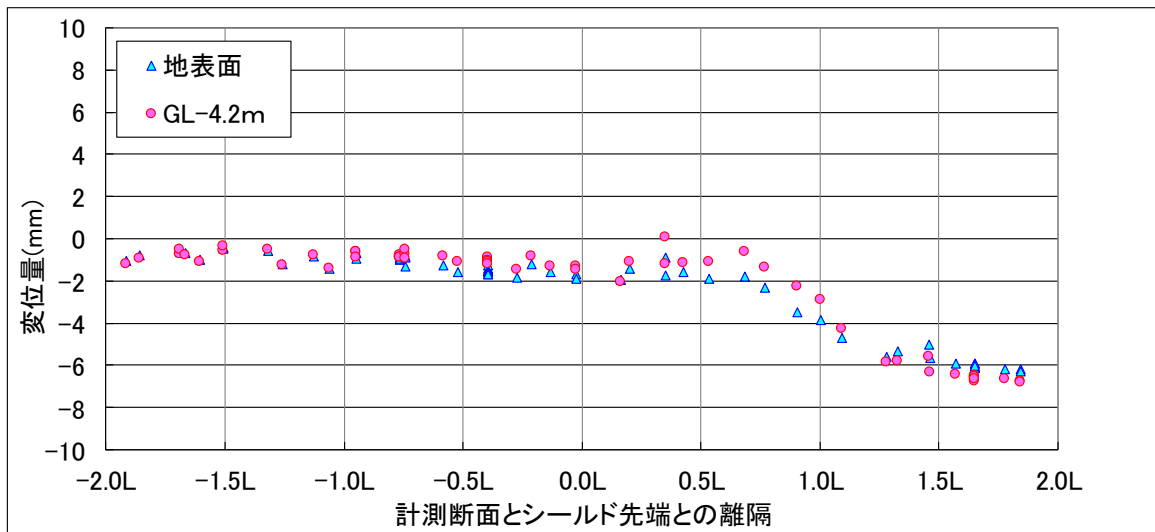


図 3.1.1-5 層別沈下計による計測結果（トライアル計測断面①）

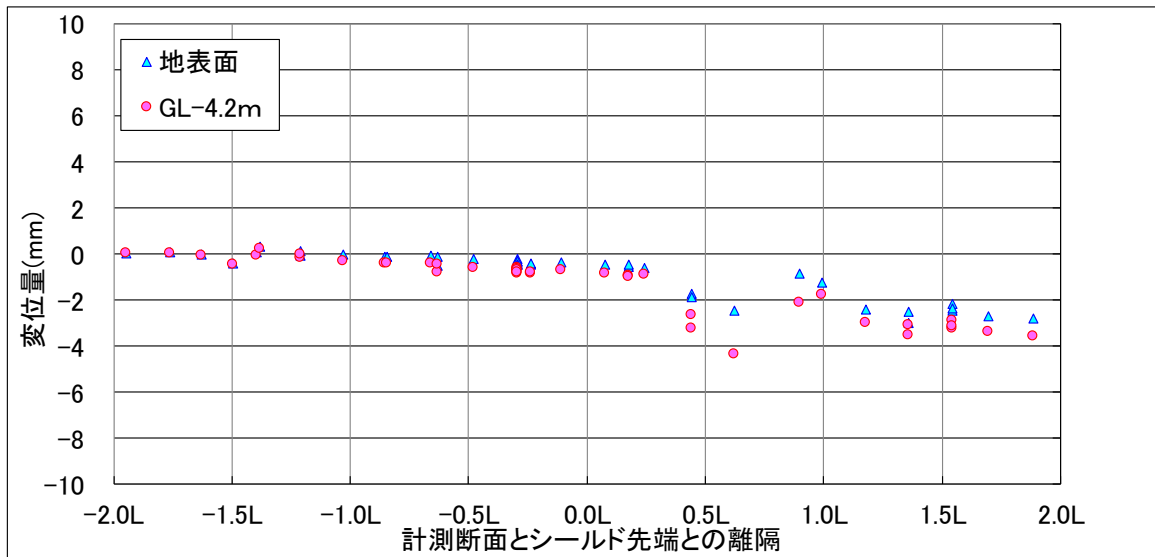


図 3.1.1-6 層別沈下計による計測結果（トライアル計測断面②）

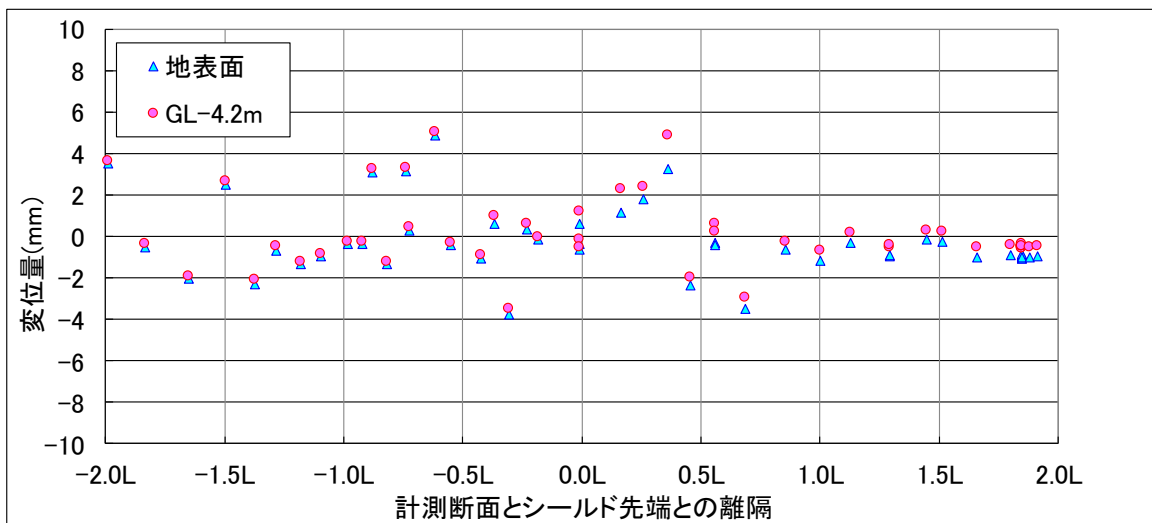


図 3.1.1-7 層別沈下計による計測結果（トライアル計測断面③）

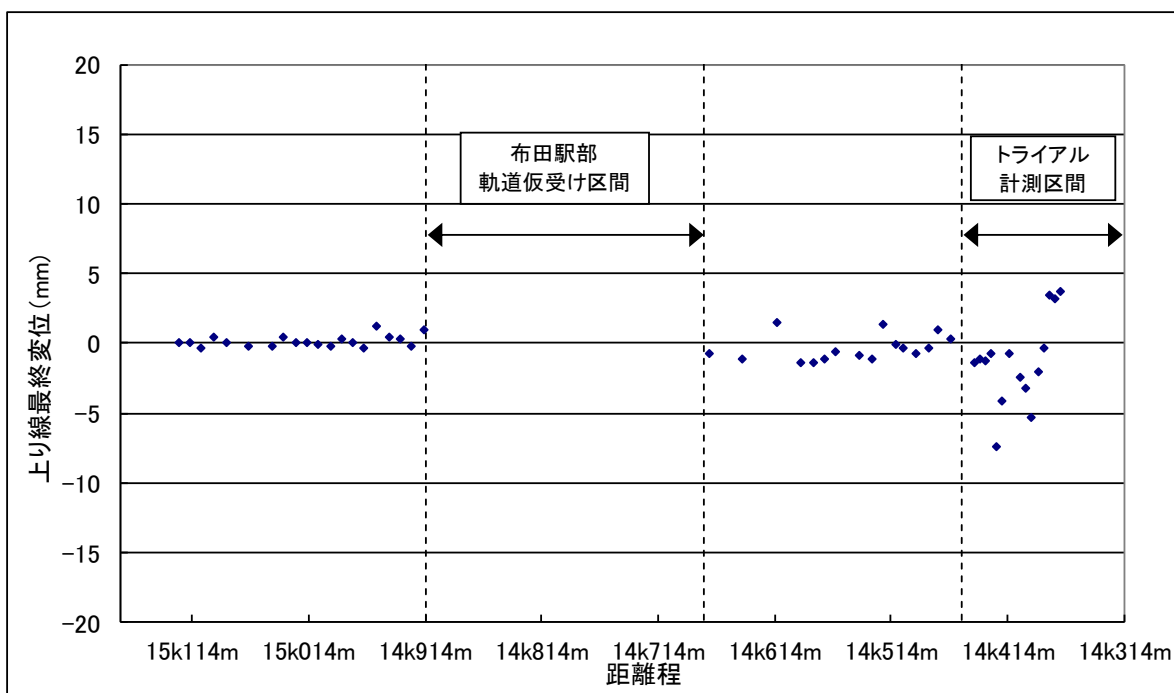


図 3.1.1-8 軌道内の地表面変位計測結果（先行トンネル）

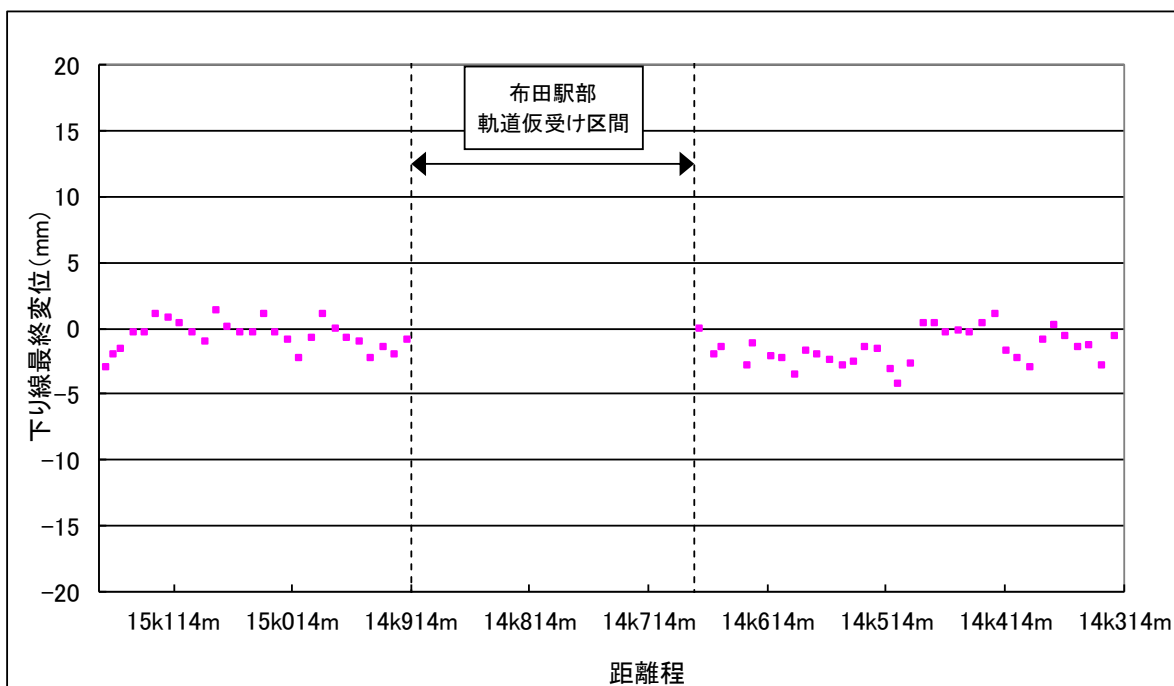


図 3.1.1-9 軌道内の地表面変位計測結果（後行トンネル）

(2) トライアル計測結果の考察（先行トンネル施工時）

シールドトンネルの施工による地盤変位への影響を詳細に確認するために、シールドトンネル間に設置した層別沈下計および多段式傾斜計の計測結果を確認した。先行トンネル施工時のシールドトンネル間に設置したトライアル計測断面①、②の層別沈下計、多段式傾斜計の計測結果を図 3.1.1-10～図 3.1.1-13 に示す。

計測断面①、②の層別沈下計の計測結果において、計測断面をシールド機先端が通過する（離隔 0L）までは、鉛直変位の変化は微小であった。一方、多段式傾斜計における水平変位の計測結果においては、シールド機先端が計測断面を通過する際に、計測断面①ではトンネル中心位置で 1mm、トンネル上部で最大 2.6mm、先行トンネル側に地盤が引き込まれているが、計測断面②では大きな変位は見られなかった。計測断面②では、計測断面①における地盤変位の計測結果より、切羽の管理土圧の見直しを行っており、これにより計測断面①、②の水平変位の計測結果の挙動の相違が生じたものと考えられる。

さらに、シールド機のテール通過時（離隔 1L）における多段式傾斜計による水平変位の計測結果では、計測断面①においてトンネル上部から地表面にかけて約 2mm、先行トンネル側に引き込まれているのに対して、計測断面②では約 8mm 地山側への押し込みが見られた。2.1.3 で先述したとおり、セグメントからの同時裏込め注入方式を採用したが、テールブラシが通過するタイミングを考慮して、セグメントの裏込め注入孔からの注入開始のタイミングを計測断面①においては 400mm 掘進後としていたのに対して、計測断面②においては 250mm 掘進後に変更したことが各断面における水平変位の挙動の相違に影響していると考えられる。計測断面①、②における、裏込め注入の管理結果を図 3.1.1-14 に示す。図に示すとおり、計測断面①では高い注入圧を維持して注入している時間が短いのに対し、計測断面②では高い注入圧（0.25～0.35MPa）を維持して注入できている時間が長くなっており、この裏込め注入管理の差異も計測断面①、②における水平変位の差に影響したと考えられる。計測断面①、②におけるシールド機のテール通過時（離隔 1L）の層別沈下計による鉛直変位の計測結果では約 1.5mm と同程度の沈下が生じているが、シールド間の計測であるため、鉛直方向の変位には裏込め注入圧の管理方法の影響があまりなかったものと考えられる。

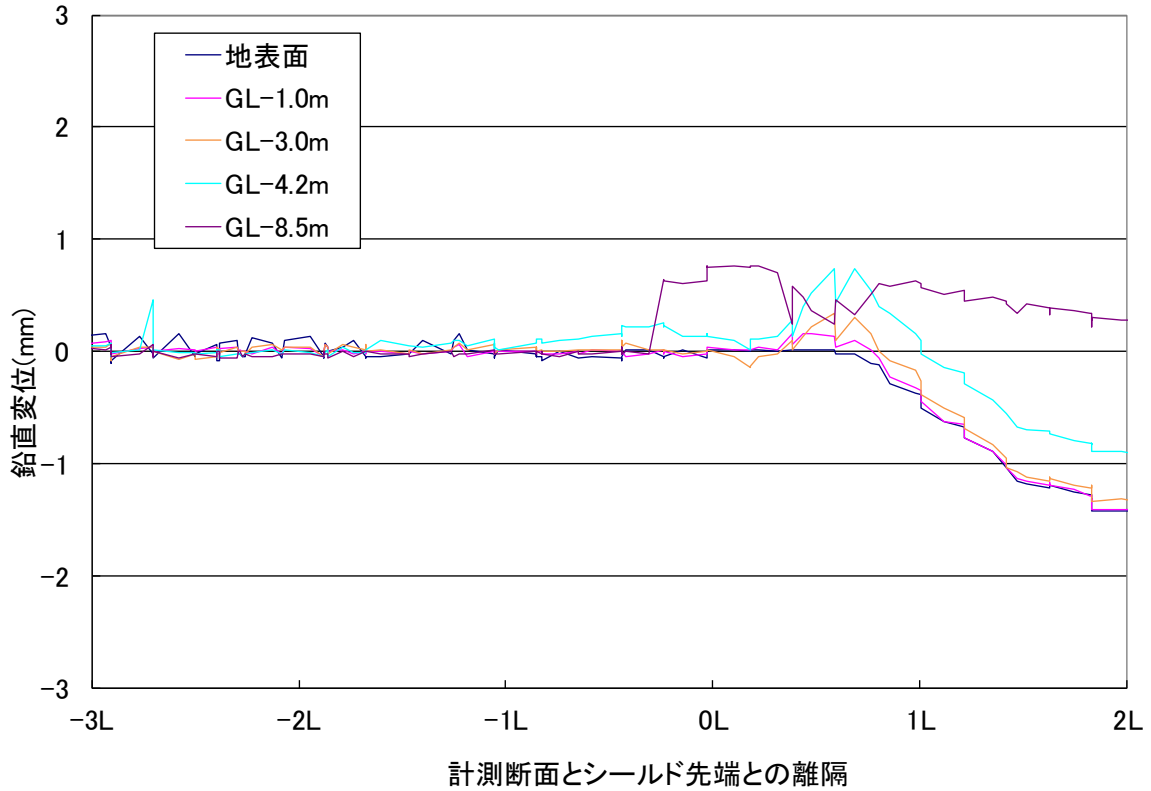


図 3.1.1-10 層別沈下計による鉛直変位の計測結果（トライアル計測断面①）

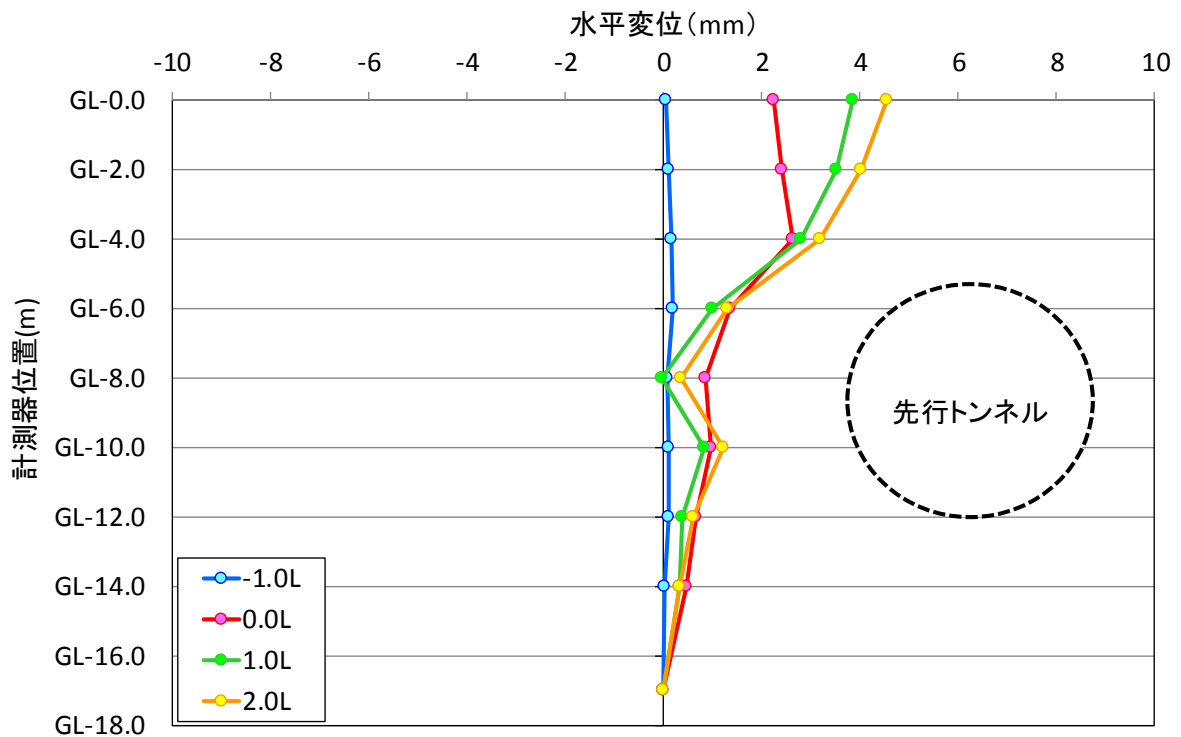


図 3.1.1-11 多段式傾斜計による水平変位の計測結果（トライアル計測断面①）

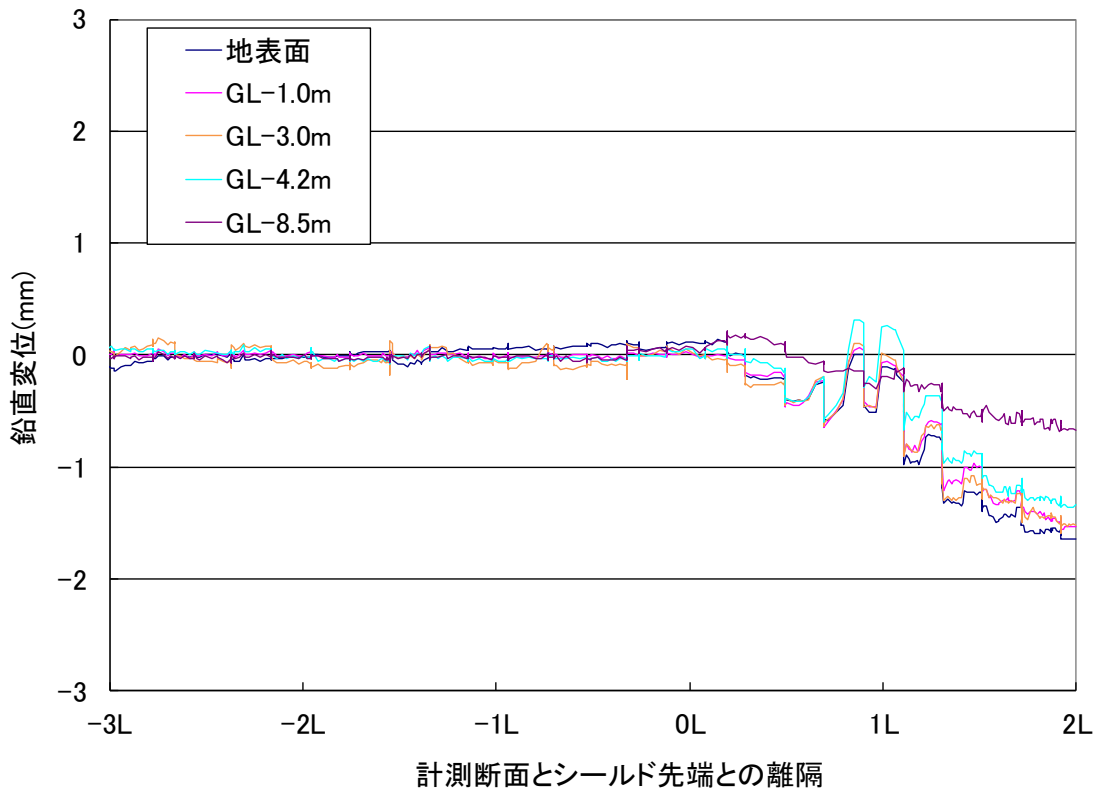


図 3.1.1-12 層別沈下計による鉛直変位の計測結果 (トライアル計測断面②)

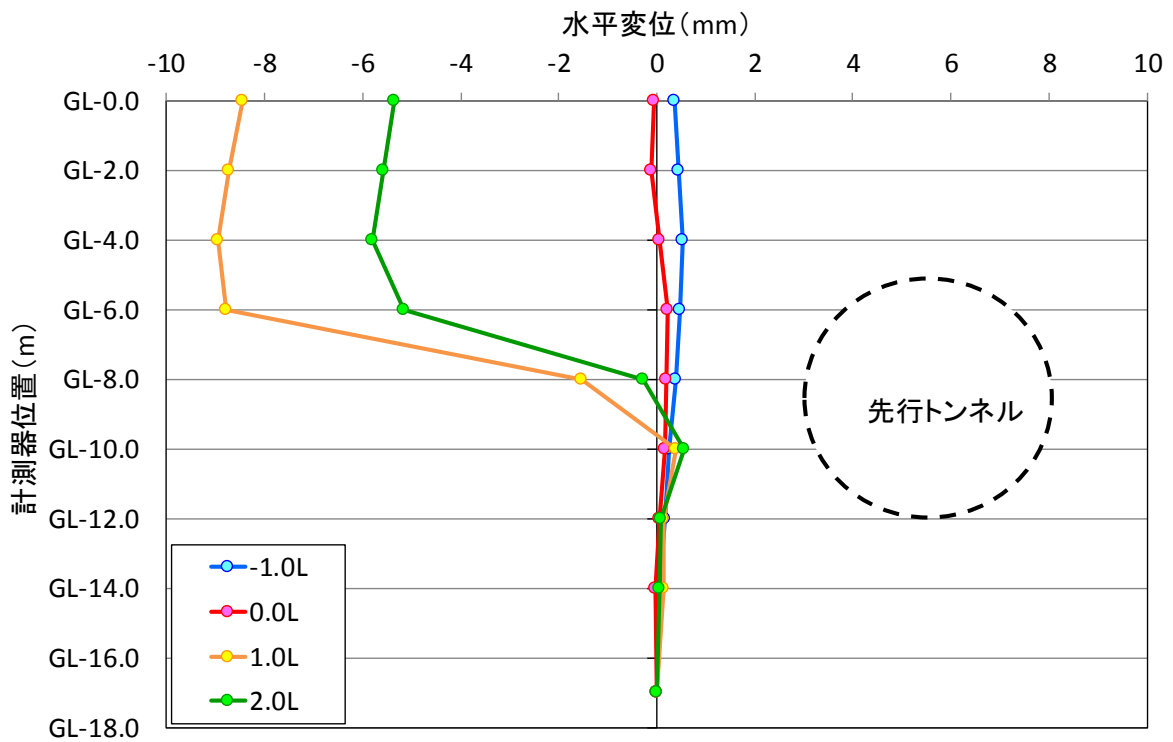


図 3.1.1-13 多段式傾斜計による水平変位の計測結果 (トライアル計測断面②)

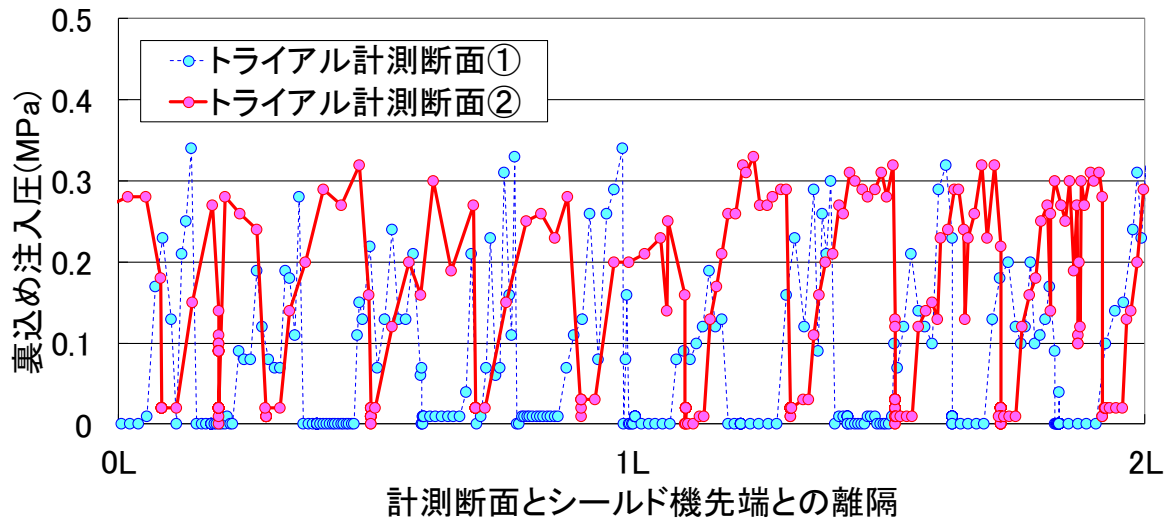


図 3.1.1-14 裏込め注入圧の管理結果

(3) トライアル計測結果の考察（後行トンネル施工時）

後行トンネル施工時のシールドトンネル間に設置したトライアル計測断面①，②の層別沈下計，多段式傾斜計の計測結果を図 3.1.1-15～図 3.1.1-18 に示す．図の計測値は後行トンネル施工による影響のみを確認するために，計測断面とシールド機の先端との離隔 $-3L$ における計測値を初期値として，計測値より差し引くことにより補正している．ここで，多段式傾斜計の計測結果には参考のため，計測断面とシールド機の先端との離隔 $-3L$ における計測値（図中の補正值）を記載しているが，図 3.1.1-11 および図 3.1.1-13 に示す先行トンネル施工時のシールド機先端からの離隔 $2L$ の値と近似する傾向が確認された．とくに計測断面②では，多段式傾斜計による水平変位の計測値が，先行トンネル施工時のシールド機先端からの離隔 $2L$ における結果と後行トンネル施工時のシールド機先端からの離隔 $-3L$ における結果とが概ね一致しており，先行トンネル施工時に発生した地盤変位が後行トンネルを施工する直前まで残留していたことが確認された．

後行トンネル施工時の計測結果では，計測断面①の鉛直変位は，シールド機の先端が計測断面を通過するまでは大きな変化は見られなかった．これに対して計測断面②の鉛直変位の計測結果では，シールド機先端からの離隔 $0L$ の時に約 0.5mm 程度の隆起の傾向があった．また，水平変位は計測断面を通過する時に計測断面①では 0.5mm 程度の微少な変位であるが，計測断面②では先行トンネル側に約 2mm 押し込む結果となっている．

後行トンネル施工時においては，計測断面①，②において切羽の管理土圧，裏込め注入圧などの掘進管理方法に大きな差はなかったが，このようにシールド機先端が計測断面を通過する際に，地盤変位の計測結果に相違が生じたのは，先行トンネルの施工による影響が関係しているものと考えられる．すなわち，計測断面②では裏込め注入の影響などにより後行トンネル側に地盤が圧縮されていたため，後行トンネル施工の影響で先行トンネル側に戻されたものと考えられる．さらに，シールド機先端からの離隔が $1L$ ， $2L$ になると，計測断面①では大きな水平変位は見られなかったが，計測断面②では，水平変位が約 1mm 程度後行トンネル側に引き込まれた．これは，切羽の圧力が一時的な荷重であること，シールド機テール通過による応力解放などが原因であると考えられる．

以上のように，併設トンネルにおける地盤変位は，先行トンネル，後行トンネルの両方の影響を適切に考慮することが必要であることが確認できた．

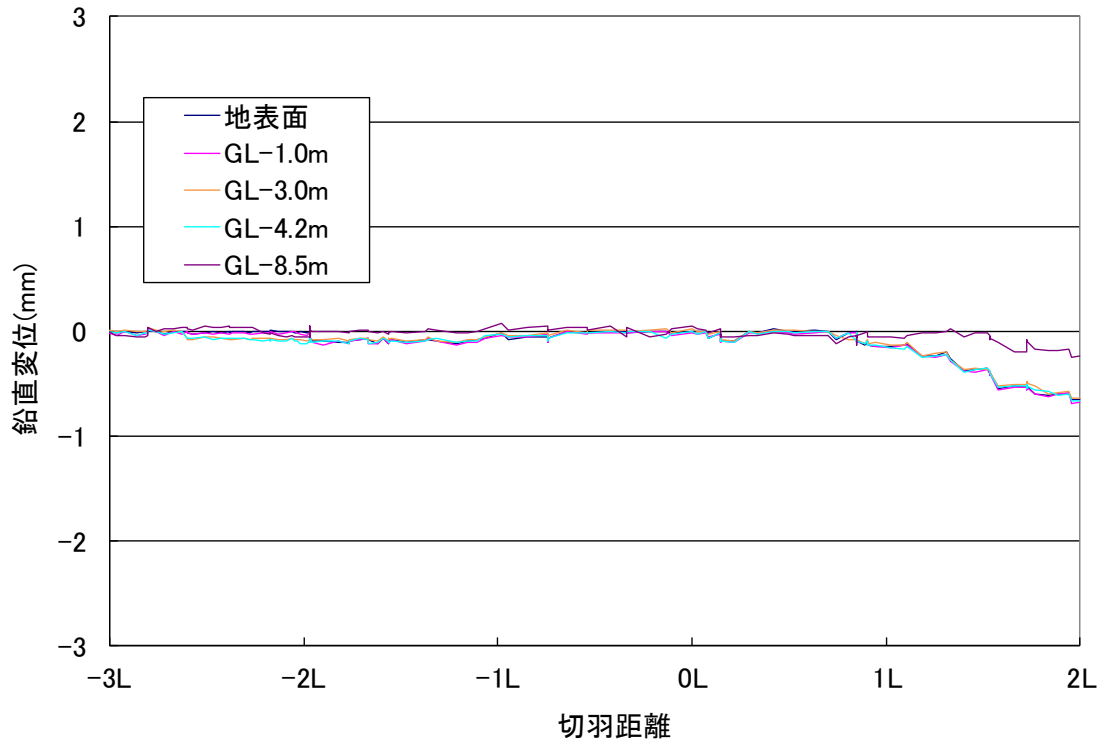


図 3.1.1-15 層別沈下計による鉛直変位の計測結果（トライアル計測断面①）

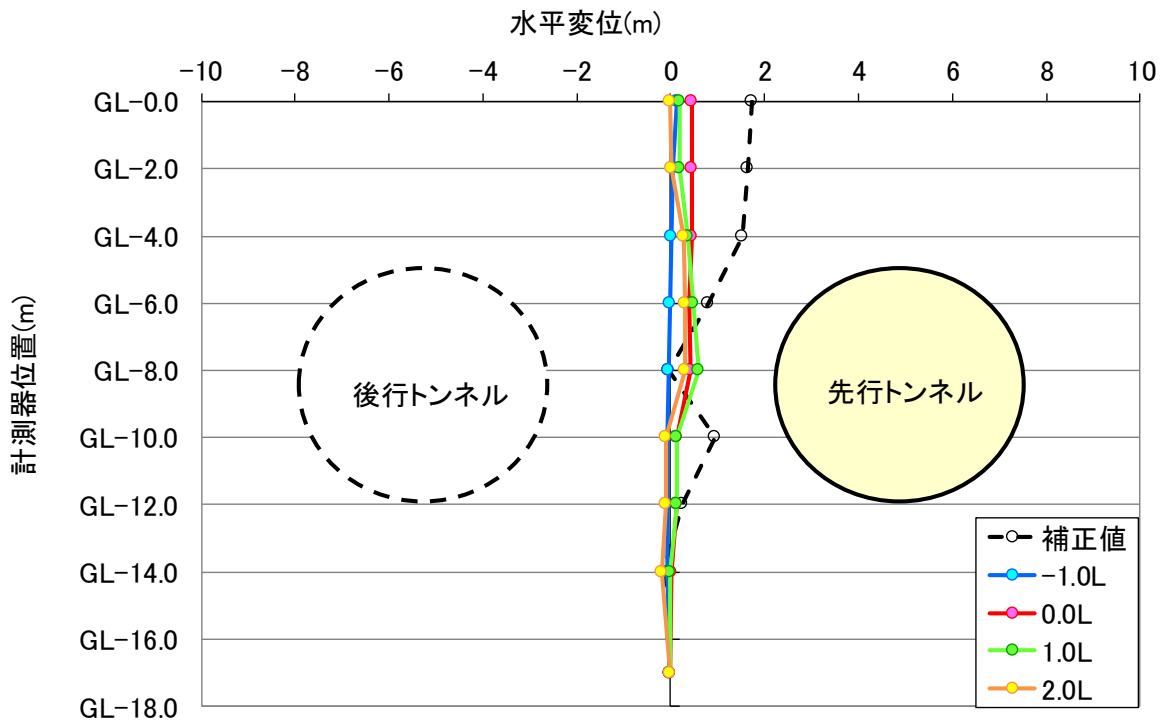


図 3.1.1-16 多段式傾斜計による水平変位の計測結果（トライアル計測断面①）

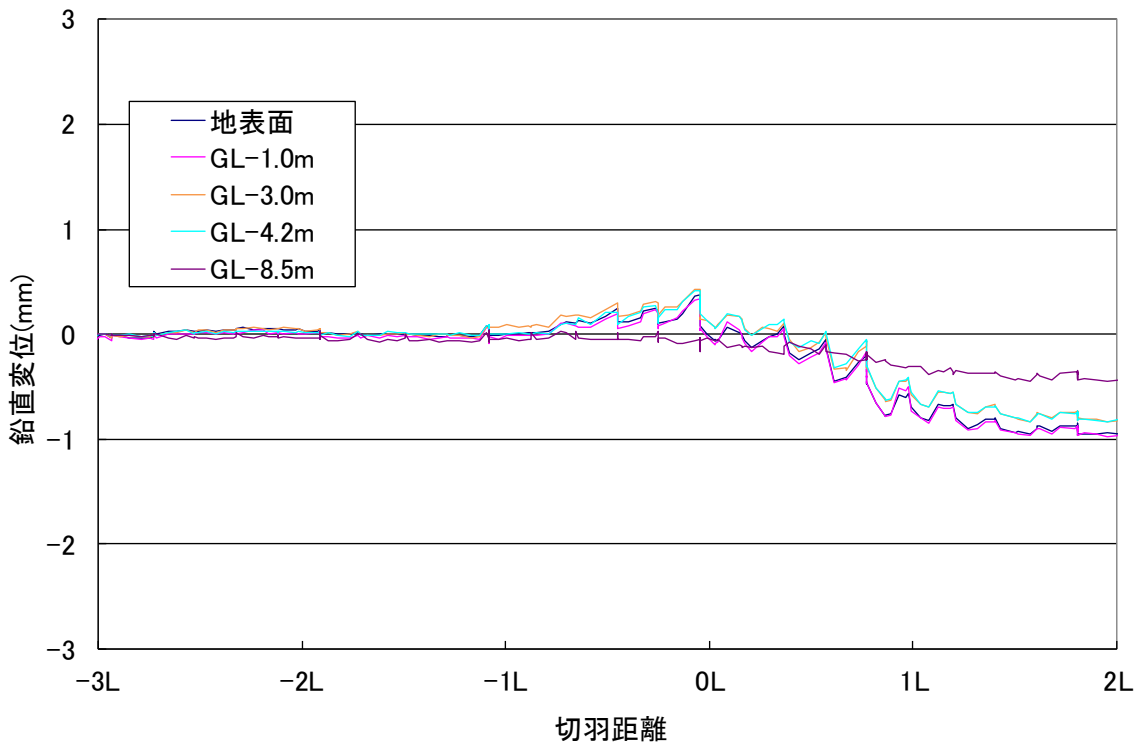


図 3.1.1-17 層別沈下計による鉛直変位の計測結果（トライアル計測断面②）

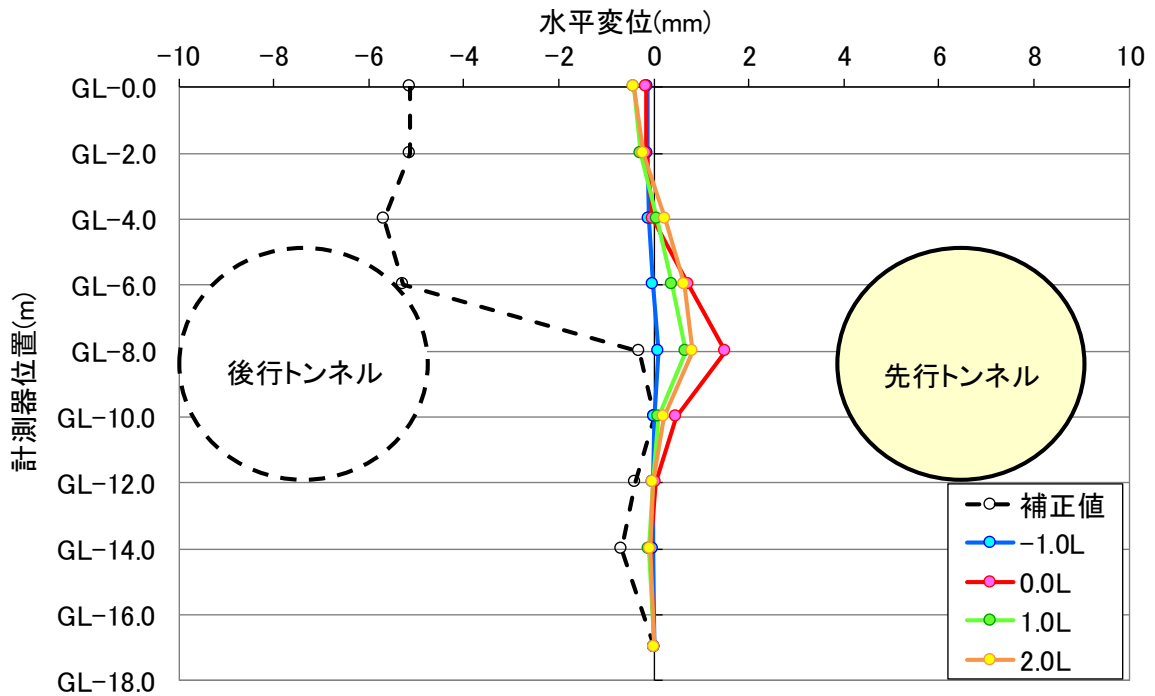


図 3.1.1-18 多段式傾斜計による水平変位の計測結果（トライアル断面②）

3.1.2 FEM 解析を用いた地盤変位量の逆解析

(1) 検討概要

3.1.1 で示した地表面変位にもとづいて、シールド掘進による応力解放率を逆解析により求めることとした。地盤プリズムにより計測した地表面変位と FEM 解析における地表面の変位量の解析結果が一致するように、応力解放率を逆解析により求めた。逆解析を行う断面は、最も土被りが小さい断面①と先行トンネルと後行トンネルの離隔が最小となる断面②で行うこととした。検討断面の位置および検討断面を図 3.1.2-1, 図 3.1.2-2 に示す。ここでは、併設トンネルの位置関係の異なる 2 断面で逆解析を実施することにより、地盤変位に及ぼす併設トンネルの影響について考察を行うこととした。ここで、境界条件や解析モデルの作成方法は 2.1.1 に示す方法と同様とする。

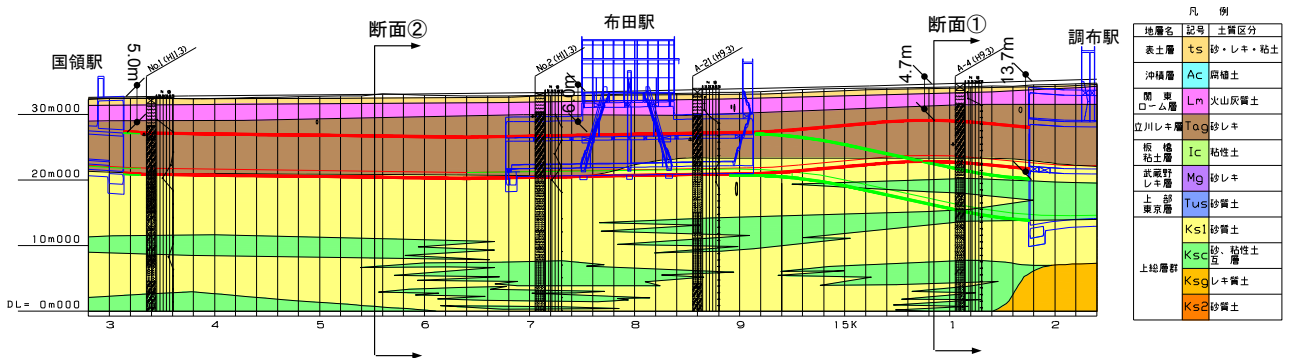
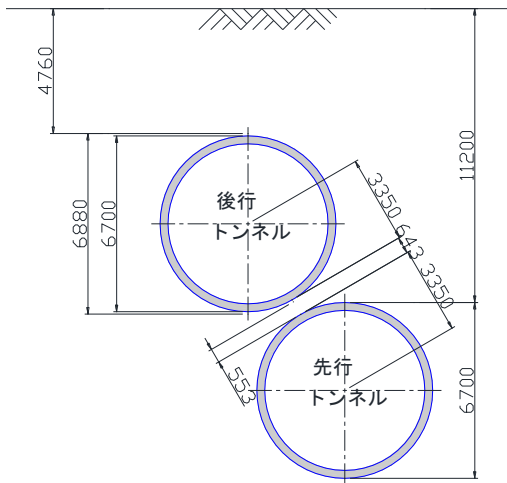


図 3.1.2-1 検討断面位置

断面①



断面②

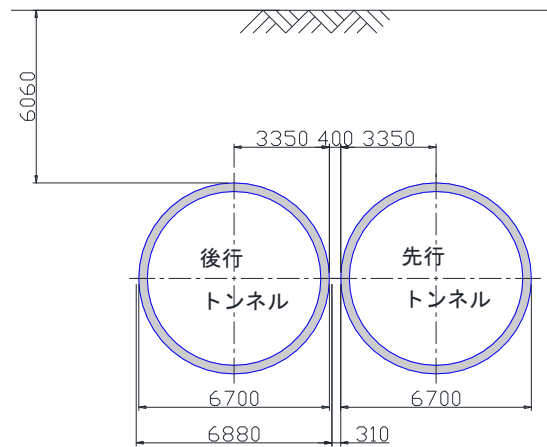


図 3.1.2-2 検討断面図

(2) 解析条件

① 土質条件

地質調査結果にもとづき設定した設計用土質定数を以下に示す。

表 3.1.2-1 土質条件

設計 地層区分	深さ (G.L.-m)	層厚 (m)	平均 N 値	単位体積 重量 γ_t (kN/m ³)	αE_0 (kN/m ²)	ポア ソン比 ν
ts	1.16	1.16	5	18.0	10,000	0.33
Lm	3.39	2.23	5	14.0	10,000	0.38
Tag	12.02	8.63	50	20.0	150,000	0.23
Ks1-u	21.78	9.76	37	18.0	100,000	0.29
Ksc	26.76	4.98	50	18.0	200,000	0.33

② シールドトンネルの物性値

シールドトンネルは剛性一様の梁要素としてモデル化する。先述した 2.1.1 と同様に曲げ剛性の有効率 η ($=0.8$) を考慮して、シールドトンネルの物性値は以下のとおりとした。

$$\text{ヤング係数 } E=3.9 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{断面積 } A=1.00 \times 0.30=0.30 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\text{断面二次モーメント } I=0.8 \times 0.00225=0.00180 \text{ m}^4/\text{m}$$

③ 解析ステップ

解析ステップは、以下に示すとおりとし、先行シールドトンネル施工後および後行シールドトンネル施工後の地盤変位が、計測結果と同等になるように、応力解放率の値を調整する。

STEP1：初期応力解析

STEP2：先行シールドトンネル掘削

STEP3：先行シールドセグメント組立て

STEP4：後行シールドトンネル掘削

STEP5：後行シールドセグメント組立て

(3) 検討結果

逆解析により各断面の解放率を算出した結果を表 3.1.2-2 に示す。先行トンネルによる応力解放率が断面①と断面②で異なる結果となった。トンネル周辺の地盤が良好であり、掘削による応力解放が地表面に与える影響は小さいため、沈下量が1mm 程度の小さな値であっても逆解析により算出される応力解放率は大きくなると考えられる。沈下量の差が生じた理由については、掘進管理における施工誤差、計測誤差、地盤条件の相違などが考えられるが、先行トンネルによる沈下量はトライアル区間を除くと最大で1.5mm 程度であることから、応力解放率は4%~25%であり、事前検討において設定した20%という値は概ね妥当であったと考える。

また、後行トンネルによる応力解放率は、断面①と断面②とでは異なる結果となり、断面②においては先行トンネルにおける応力解放率よりも大きくなった。断面②において応力解放率が大きくなったのは、先行トンネルの施工により地山が緩められていることが原因であると考えられる。また、その影響が断面①と断面②とで異なったのは、前述したように掘進管理における施工誤差、計測誤差、地盤条件の相違なども考えられるが、調布～布田間より布田～国領間の方が後行トンネルにおける地表面沈下量が大きくなっていることから、併設トンネルによる影響は斜め併設よりも横併設の方が大きいものと考えられる。また、併設位置だけではなく先行トンネルにおける施工方法や後行トンネルとの施工時期、周辺地盤の性質などにより併設の影響は変わってくるものと考えられ、今回の計測結果だけではその影響について計測を行った断面の数が少ないため定量的な評価が難しいと考える。ただし、今回の施工条件のように2本のシールドを近接して施工する場合には単独でシールドを施工する場合よりも地表面に及ぼす影響は大きくなり、またその影響は併設トンネルの位置関係による異なることより、適切に併設トンネルの位置関係を適切に考慮して後行トンネルにおける応力解放率を大きく設定するなどの配慮が必要であることが確認できた。

表 3.1.2-2 応力解放率の算出結果

	先行トンネル		後行トンネル	
	応力解放率	地表面沈下量	応力解放率	地表面沈下量
断面①	4%	0.2mm	4%	0.4mm
断面②	15%	0.9mm	45%	2.6mm

3.2 切羽の安定管理に関する検討

3.2.1 塑性流動化の管理結果

添加材の注入実績を図 3.2.1-1 および図 3.2.1-2 に示す。先行トンネルの発進当初は、添加材として気泡を主体にチャンバー内の塑性流動性の確保を試みたが、切羽の安定性確保が困難となった。このため、ベントナイト系の加泥材を主体（気泡を補助的に併用）として使用する計画に変更し、切羽の安定性を確保することができた。これは、地下水位が掘削断面の天端よりも低いために、掘削断面において、気泡が地山に流出したり、地下水によって破泡、希釈されたりすることで、本来の添加材の効果を発揮することができなかつたと考えられる。ただし、バインダー分の不足がない上総層群区間および地下駅構築のために実施した先行薬液注入によりバインダー分が補われた地中切掘り区間の掘進においては、上記のような地下水位による影響が無く、気泡での掘進が適していた。

先行トンネルおよび後行トンネル全線での実績では、気泡材の注入率が 0~20% 程度、加泥材の注入率が 10~20% 程度となっている。施工前に実施した選定試験の結果では、気泡材の注入率が 20%、加泥材の注入率が 10% とした添加材が最も混練した土の流動性がいい結果となっていた。施工時と選定試験時とでは、地盤条件や混練状況など異なることと考えられるが、施工時の添加材の注入率と概ね同様になっており、試験により選定した添加材の配合は概ね妥当であることが確認できた。

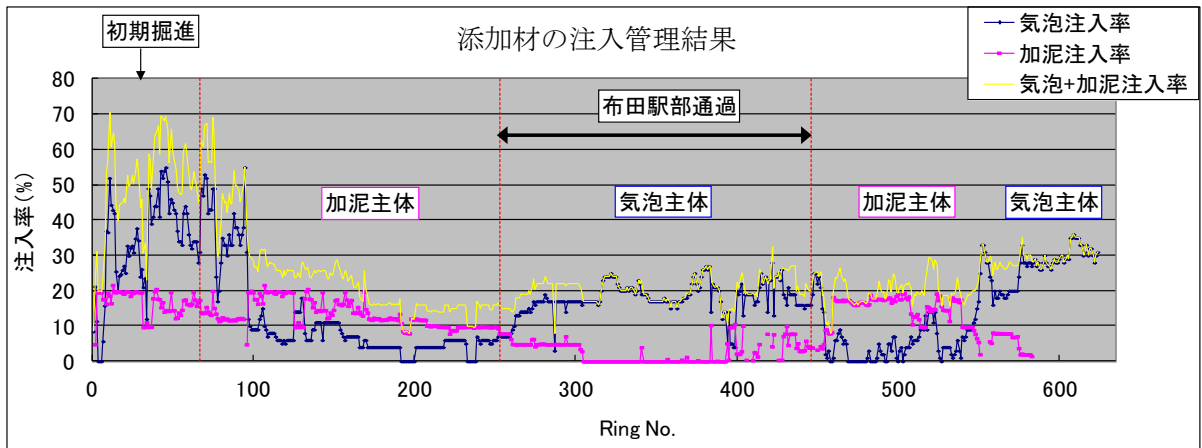


図 3.2.1-1 添加材の注入管理結果 (先行トンネル)

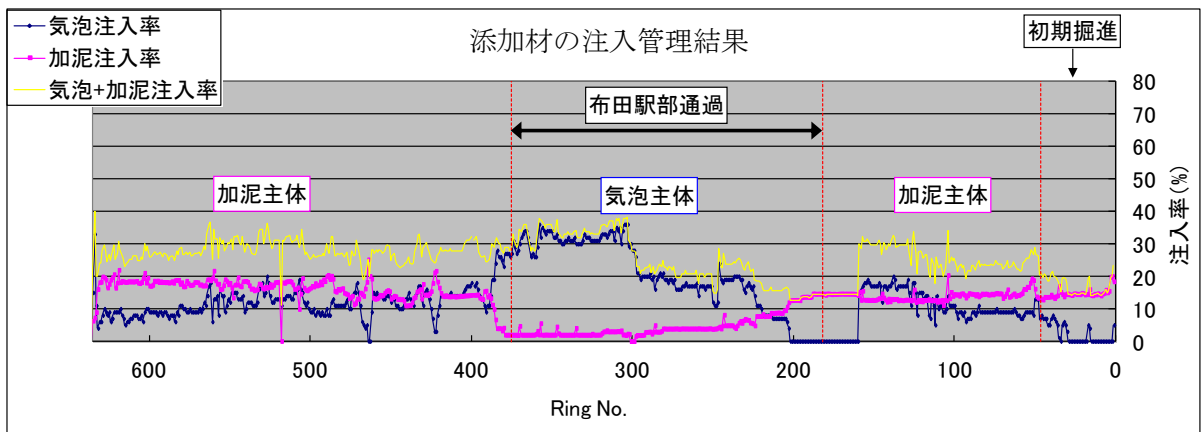


図 3.2.1-2 添加材の注入管理結果 (後行トンネル)

3.2.2 切羽の圧力変動と地盤の変位

(1) 切羽の圧力管理および地盤変位の計測結果

3.1.1 で先述したように、トライアル掘進によって掘進管理方法を確立し、軌道および地盤の変位の計測結果を切羽の管理土圧に反映し適宜修正しながら、施工を実施している。図 3.2.2-1 に先行トンネル、後行トンネル全線における切羽の圧力の計測結果を示す。

その結果、営業線直下でのシールド掘進全線において地盤の変位量を概ね管理目標値の $\pm 5\text{mm}$ 以内に抑制できた（図 3.2.2-2 参照）。軌道については、地盤の変位量の計測管理による掘進管理方法の見直しに加え、レールの剛性およびバラストのクッション効果により変状は見られず、列車の運行を妨げることなく掘進を完了することができた。

なお、掘進中のみならず、掘進停止中においても、3.1.1 で先述した「土圧保持システム」も有効に機能した（図 3.2.2-3 参照）ことで、施工期間全体を通じて切羽の安定を図ることができたと考えられる。

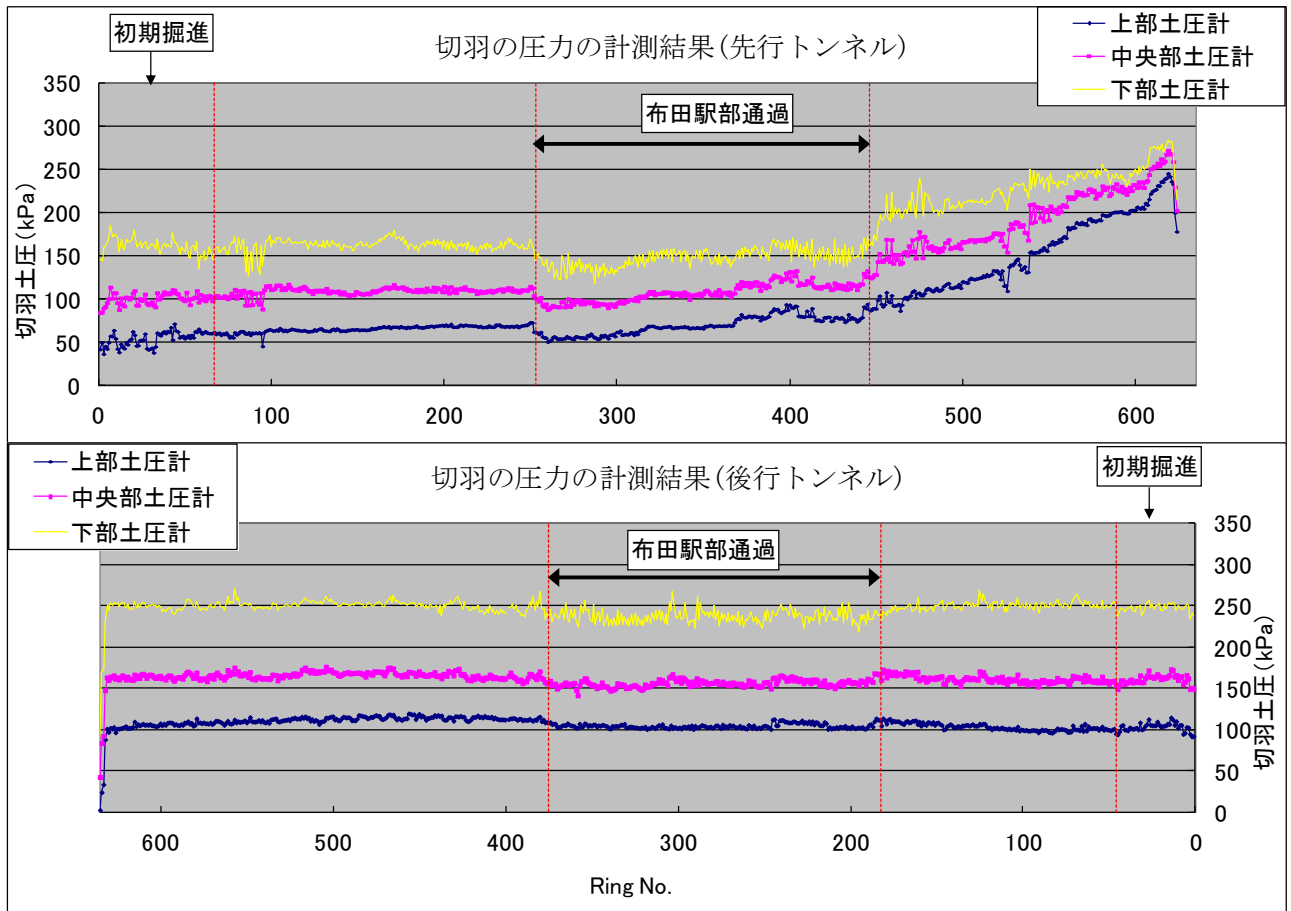


図 3.2.2-1 切羽の圧力の計測結果

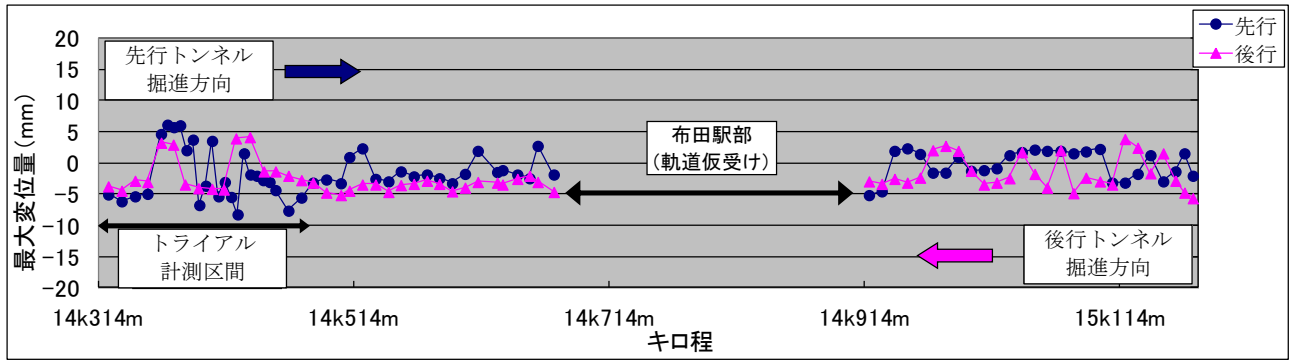


図 3.2.2-2 地盤変位量の計測結果

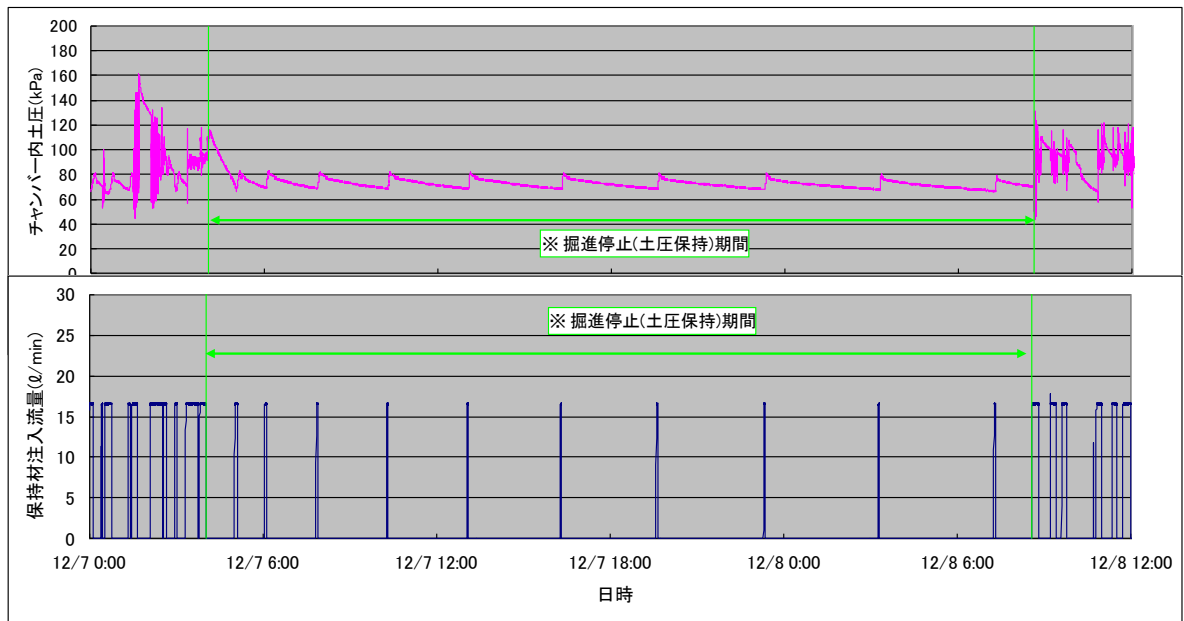


図 3.2.2-3 土圧保持システムの実施例

(2) 列車荷重による動的荷重の影響評価

先述の 3.1.1 において決定した列車荷重による動的荷重（シールド上部において 2kPa の土圧増分を考慮）の妥当性を、実際の施工中における掘進停止時での土圧計の変化によって確認した。測定結果を図 3.2.2-4、図 3.2.2-5 に示す。任意の時間における土圧計の計測結果の最頻値を列車荷重の影響のない状態の土圧とし、土圧計の計測結果の最大値を列車荷重が作用した際の土圧とし、最大値と最頻値との差分を列車荷重による動的荷重とした。なお、図に示している天端土圧は、シールド天端付近に設置した土圧計の計測値である。

図 3.2.2-5 に示すとおり、列車の通過による土圧計の増分は 1.3~1.8kPa であったことが確認できる。以上より、施工前に設定した列車荷重として考慮した土圧増分（シールド上部において 2kPa）は妥当であったと考える。

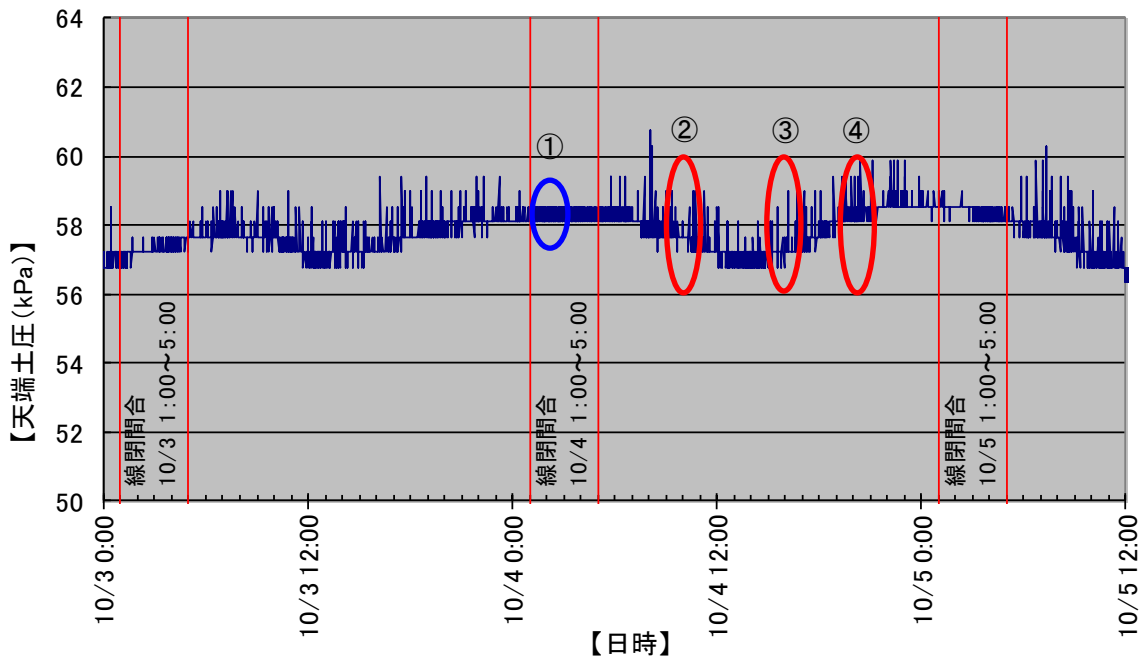


図 3.2.2-4 列車通過時の土圧計の変化

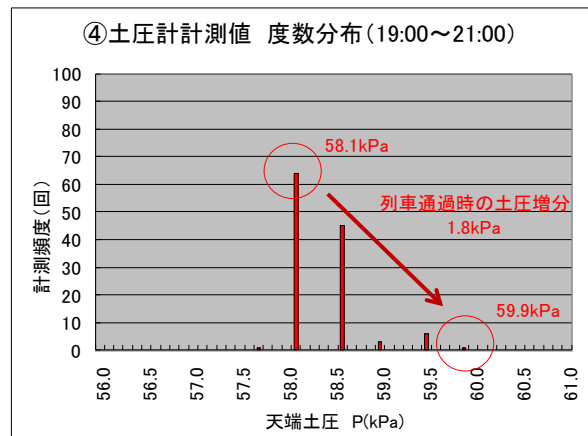
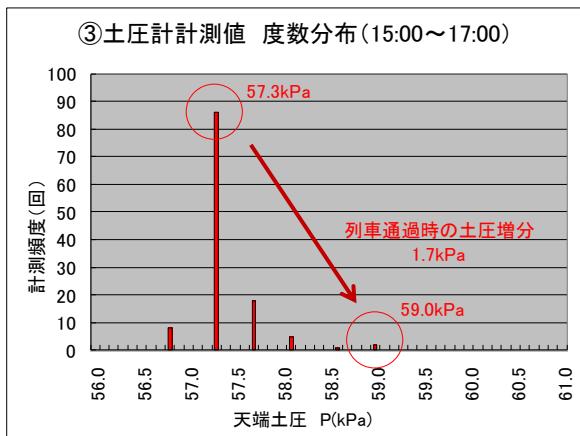
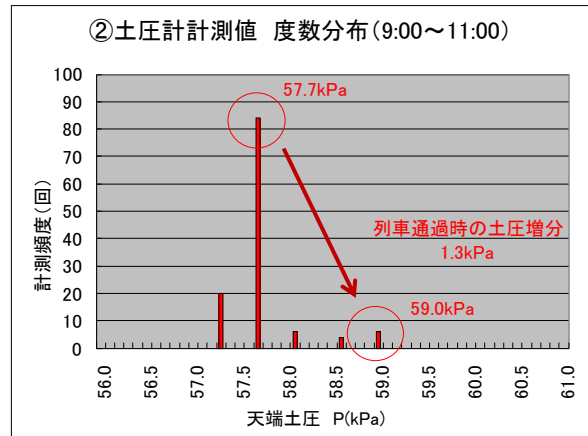
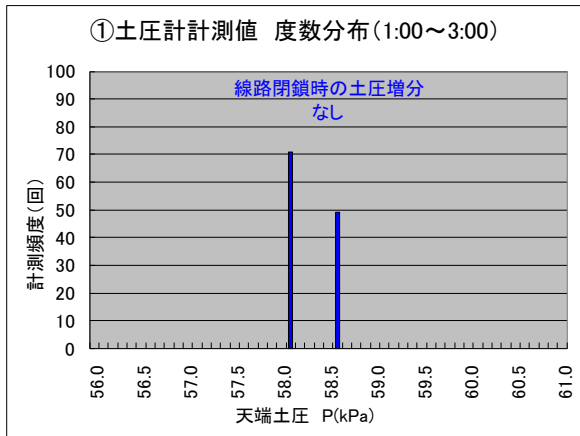


図 3.2.2-5 列車通過時の土圧計の変化

(3) 布田駅部通過時における沈下量の計測結果

本区間通過時の変状の測定結果を図 3.2.2-6 に示す。仮橋上駅舎の変状は管理目標値 ($\pm 5\text{mm}$) に対して、シールド切羽通過時点で $0\sim-1\text{mm}$ 、テール部通過時点で $-2\text{mm}\sim-3\text{mm}$ 、最終変位量で $-4\text{mm}\sim-5\text{mm}$ であった。シールド直上を布田駅部の施工のため、一部掘削された状態となっており偏土圧が作用する条件下での施工であったが、掘割部に増し打ち均しコンクリートなどを設置することにより、シールドの施工による大きな変状を与えることはなかった。以上より、本区間においても掘進管理方法が妥当であることが確認できた。

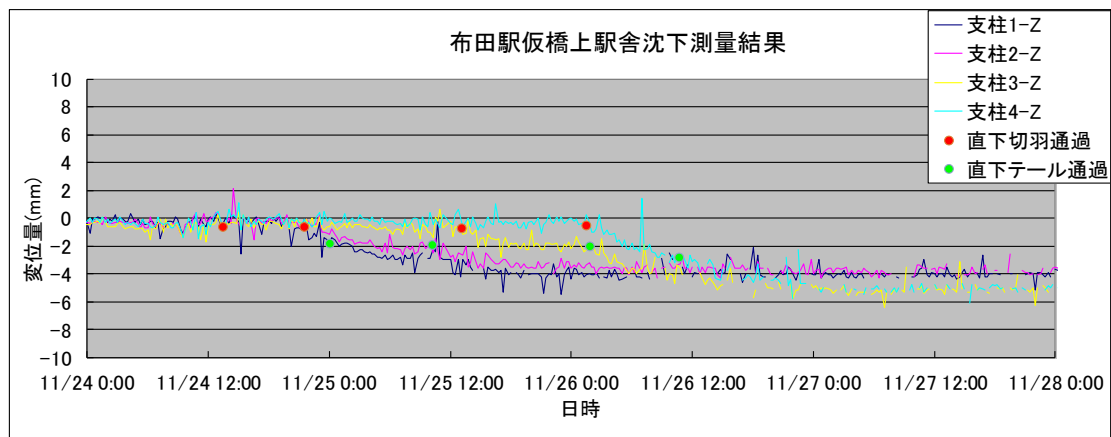


図 3.2.2-6 布田駅部通過時の橋上駅舎の沈下量の計測結果

3.2.3 切羽の圧力管理の提言

掘進時の切羽の圧力とその直上での地盤変状の測定値から、回帰分析により地盤変状を $\pm 0\text{mm}$ とするための予備圧を算定した。上記の結果、小土被り（土被り $1.5D$ 以下； D はシールド外径）における予備圧は、 30kPa が妥当であった。

また、併設トンネルの掘進時には、先行トンネルの影響を考慮して縦配列となる場合には 50kPa 、横配列となる場合には 60kPa が妥当であった。表 3.2.3-1 に最適予備圧の設定を示す。

ただし、これには土質条件や土被りの影響が含まれていると思われる。

本算定結果により、小土被り下における併設トンネルの切羽の圧力は、

下限値；静止土圧＋水圧＋最適予備圧＋動的荷重（ 2kPa ）

上限値；土被り圧

とすることが妥当であると考えられる。

さらに、最適予備圧は先行トンネルによる地盤のゆるみにより後行トンネルにおいて大きくなり、またその影響は併設トンネル相互の位置関係により異なるため、後行トンネルを施工する際には、トンネル相互の位置関係に応じた先行トンネルの影響を適切に考慮して、予備圧を設定する必要があることが確認できた。

表 3.2.3-1 最適予備圧の設定

	先行トンネル（上り線）		後行トンネル（下り線）	
	1.5D 以下	1.5D 以上	1.5D 以下	
土被り	1.5D 以下	1.5D 以上	1.5D 以下	
土質条件	立川礫層	上総層	立川礫層	
併設条件	/		縦配列	横配列
最適予備圧	30kPa	40kPa	50kPa	60kPa

3.3 まとめ

3.3.1 地盤沈下について

- ・ トライアル計測断面の地盤変位の計測結果より，切羽の管理土圧の最適な予備圧の検討を実施し，最適な予備圧は30kPaと判断した．先行トンネルの施工の結果，地盤変位量を±5mm以下に抑えることができた．
- ・ 後行トンネルでは，地盤変位量の計測結果をもとに切羽の管理土圧の見直しを行い，予備圧を50～60kPaに設定している．後行トンネルの施工の結果，後行トンネルにおいても地盤変位量を±5mm以下に抑えることができた．
- ・ 地盤変位量を抑制できた要因としては，事前に検討したシールド機の仕様，塑性流動化の方法，切羽の圧力管理方法が妥当であり，また地盤の計測によりリアルタイムに掘進管理方法を見直した結果であり，小土被りシールドを施工する上で，参考になると考えられる．
- ・ 先行トンネルと後行トンネルのトンネル間に設置した層別沈下計および多段式傾斜計の計測結果より，掘進管理方法による地盤変位への影響が確認できた．
- ・ 併設トンネルの場合には，後行トンネル施工時の地盤の挙動に関して，先行トンネルの施工時の掘進管理方法が影響を及ぼすことが確認できた．
- ・ 併設トンネルの場合には，地盤変状を予測する際に，先行トンネルと後行トンネルの施工の影響を適切に考慮する必要があることが確認できた．
- ・ トンネル全線における地表面の地盤変状より，先行トンネルおよび後行トンネルの掘進による応力解放率を，斜め併設の断面と横併設の断面で逆解析により算出した結果，斜め併設では先行トンネルと後行トンネルの応力解放率が同様になったが，横併設では先行トンネルよりも後行トンネルの応力解放率が大きく上回る結果になった．このことより，斜め併設よりも横併設の方が，先行トンネルの影響が大きいことが確認できた．
- ・ 以上より，小土被りの併設トンネルの施工では，先行トンネルの施工や併設トンネルの位置関係の影響を適切に考慮し，後行トンネルにおける応力解放率を大きく設定するなどの配慮が必要であることが確認できた．

3.3.2 切羽の安定管理について

- ・ 上下線全線にわたる添加材の注入率の実績と，事前に実施した選定試験における最適であると判断した添加材の注入率は概ね同様であり，事前の選定試験の妥当性が確認された．また，選定試験と実際の施工時とでは，混練状況などが異なることと考えられるが，添加材の注入率は概ね同等であったことより，シールド機のスポークの配置や，添加材の注入孔の位置などが妥当であり，添加材と掘削土との混練が，選定試験と同様に適切に行われたと考えられる．

- ・ 地盤変状と切羽の管理土圧の予備圧の回帰分析を行い，地盤変状を発生させない，最適予備圧を算定した．その結果，先行トンネルでは30kPa，後行トンネルの先行トンネルと縦～斜め併設となる区間では50kPa，横併設となる箇所では60kPaが最適予備圧となった．以上のことより，先行トンネルによる地盤のゆるみにより後行トンネルの予備圧が大きくなり，またその影響は併設トンネル相互の位置関係により異なるため，後行トンネルを施工する際には，トンネル相互の位置関係に応じた先行トンネルの影響を適切に考慮して，予備圧を設定する必要があることが確認できた．

第4章 超近接・小土被り条件下でのトンネル相互の影響 に関する設計法

4.1 超近接シールドの挙動に関する検討

4.1.1 超近接シールドの挙動に関する検証の方法

(1) 概要

近年、地下における都市部での基盤整備では、地下構造物が輻輳していることや民地に極力支障がないよう計画する必要があることから、その結果として、複数のトンネル間の離隔を近接にせざるをえない場合が多くなっている。また、トンネル間の離隔が $0.5D$ 以下であれば、その影響を十分に考慮して設計しなければならないとされている。併設シールドトンネルの影響検討については、多数の論文^{1),2),3)}が出ているが、その検討手法は十分に確立されたものではない。

本章では、このような課題に関して、超近接するシールドトンネルの現場計測から、逆解析を実施し、後行トンネルの先行トンネルへの影響を、施工時から地盤の安定時までにはわたり把握する過程を詳細に述べている。トンネル横断方向の2次元FEM解析では、後行トンネルの施工時における荷重はトンネル縦断方向に対しては局所的な荷重であることから、先行トンネルにトンネル縦断方向の分散ばねという新たな考えを導入した。また、近接係数と、トンネル間の離隔とトンネル外径の比 γ (X/D) という無次元化した新たな係数を導入して結果の整理を行い、さまざまなトンネル径での設計に汎用できるよう試みた。

(2) 検討フロー

本研究では図 4.1.1-1 に示す検討フローにしたがい、計測を実施した3断面において施工時荷重の影響を評価した。まず第一に、計測結果をもとに併設トンネルに影響を及ぼす施工時荷重について考察を実施した。

続いて、施工ステップを考慮した2次元FEM解析により逆解析を行い、各計測断面における後行トンネルより作用する施工時荷重の影響を確認した。

最後に、2次元FEM解析より、後行トンネルからの施工時荷重の影響による先行トンネルの周囲の地盤応力の増分荷重を算出し、はり-ばねモデルで併設トンネルの影響を評価する際の荷重のモデル化を行った。モデル化した荷重を用いて、はり-ばねモデルで解析を行い、計測結果と比較することより、モデル化の妥当性を確認した。

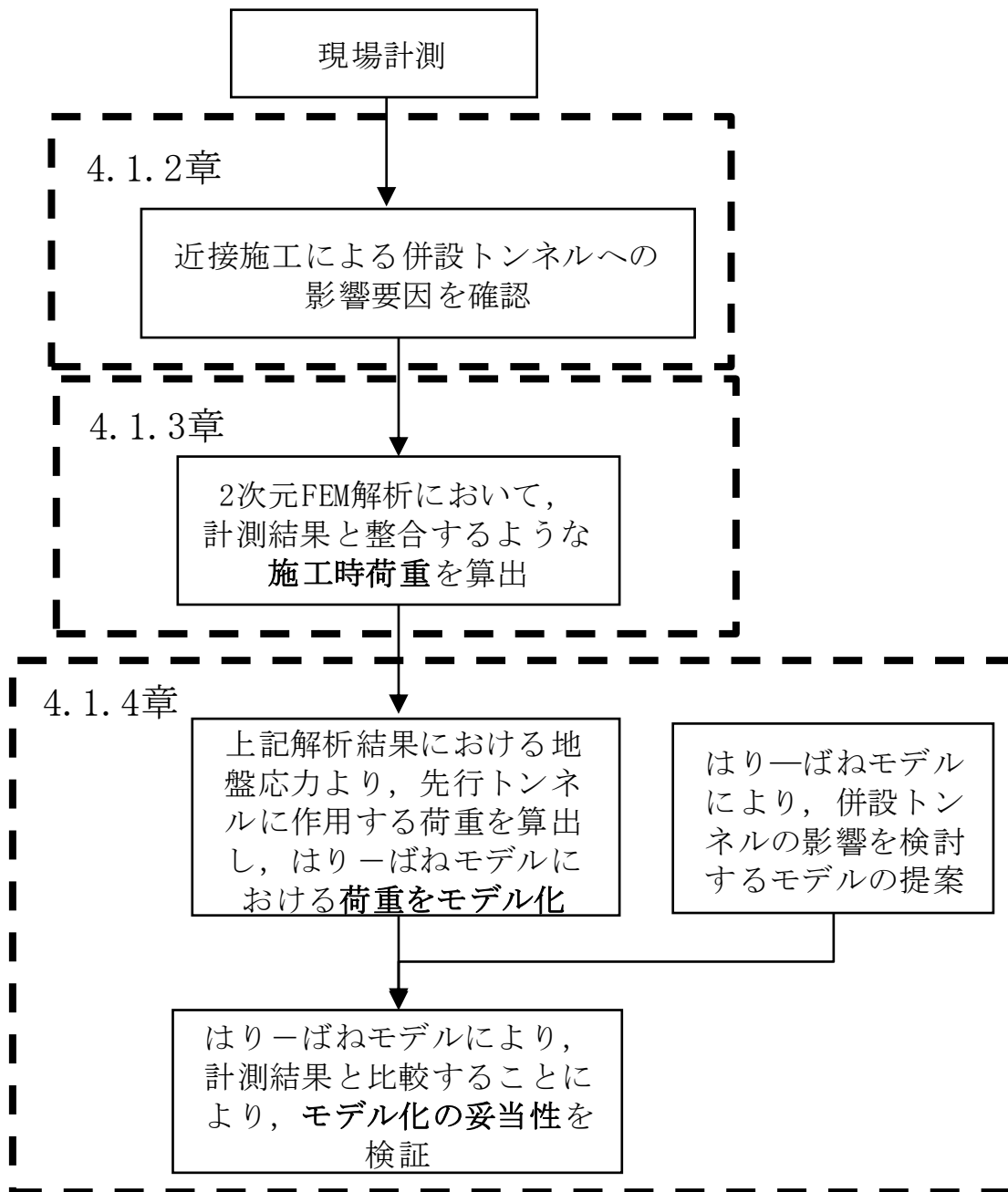


図 4.1.1-1 検討フロー

4.1.2 セグメント計測結果

(1) 概要

2.2.2 で先述したとおり，先行トンネルのセグメントの応力や変形を計測し，後行トンネルの施工による影響を確認している．図 4.1.2-1 および図 4.1.2-2 に計測断面位置図および計測箇所の断面図を示す．また，図 4.1.2-3 に計測器の設置位置の概要図を示す．ここでは，先行トンネルに設置した計測器のうち，土圧計および鉄筋のひずみゲージの計測結果に着目して，後行トンネルの施工による影響を確認した．

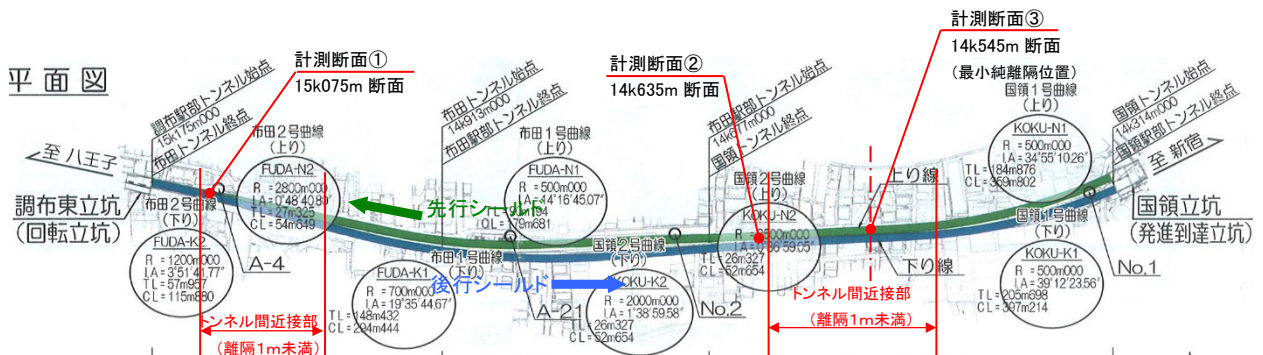


図 4.1.2-1 計測断面の位置図

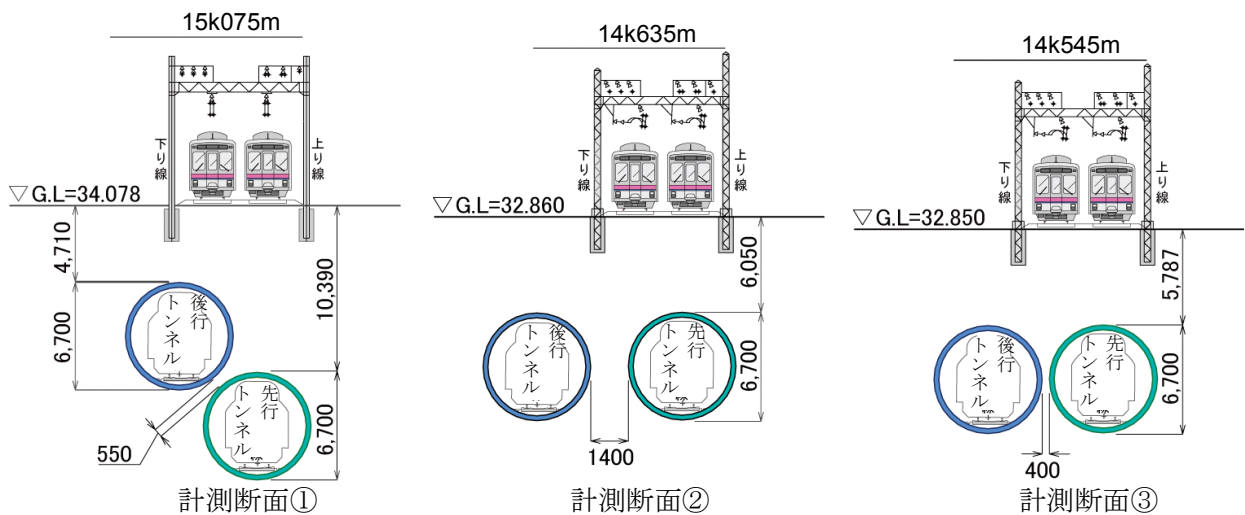
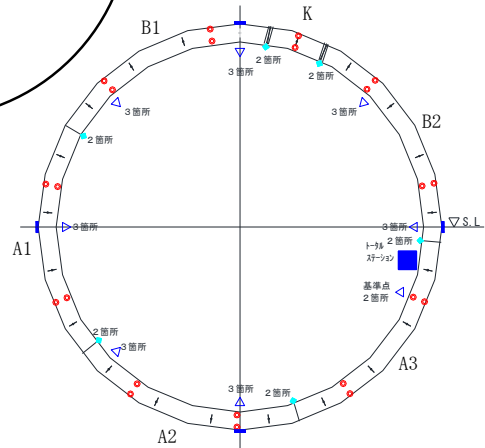


図 4.1.2-2 計測箇所の断面図

凡例

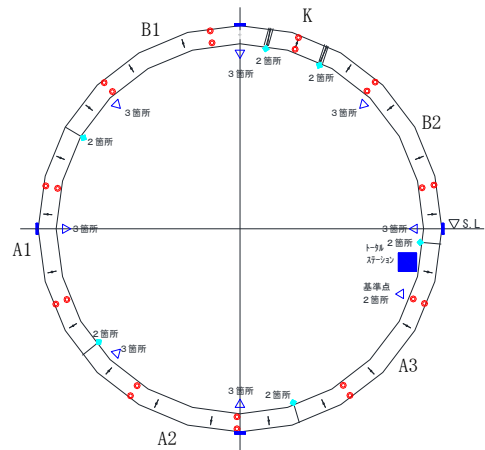
—	パッド式土圧計	(外力計測)
⊙	ひずみゲージ	(鉄筋)
◆	目開き計	(セグメント目開き)
■	トータルステーション	(内空変位)
△	プリズム	(内空変位)

後行トンネル



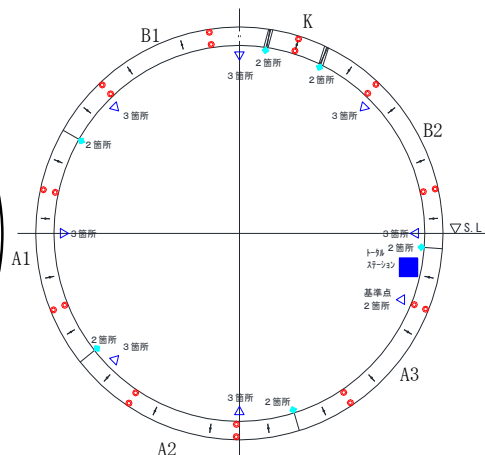
計測断面①

後行トンネル



計測断面②

後行トンネル



計測断面③

図 4.1.2-3 計測器の設置位置の概要図

(2) 土圧計の計測結果

図 4.1.2-4 および図 4.1.2-5 に計測断面①および計測断面②における土圧計の計測結果を示す。図に示す土圧計の計測結果は、先行トンネルの左右に設置した計測器の結果である。土圧計は上下左右に設置していたが、先行トンネル施工中に上下の土圧計は計測不良になってしまったため、左右の計測器の結果のみ示している。図中の黒色の線は、計測リングと後行トンネルのマシン先端との距離を示しており、黒色の線の値（図の右側の縦軸）がゼロになった際に、後行トンネルのマシン先端が計測リングの位置に到達することを意味している。図中の赤色の点線が、それぞれの断面において後行トンネルのマシン先端が計測リングに到達した時間を示している。

それぞれの左側の土圧計の計測値が、マシン先端が計測リングに到達した際に、増加していることが確認できる。図 4.1.2-3 に示すように、計測断面①では後行トンネルは先行トンネルの左上に位置しており、計測断面②では後行トンネルは、先行トンネルの左側に位置している。それぞれの断面で最も後行トンネルに近接している箇所では、後行トンネルの施工による影響を受け、その対面側の土圧計の変化は小さいことが確認できる。また、計測値が増加していることより、後行トンネルより作用する荷重は、先行トンネルを引き込む方向ではなく、押し込む方向に作用していたことが確認できた。さらに、土圧計の値は後行トンネルのマシンと先行トンネルの計測リングとの距離が離れても、概ね同様の値になっていたことより、後行トンネルより作用した施工時の荷重は、後行トンネルが計測断面に近接している際の短期的な荷重ではなく、長期的に残留することが確認できた。

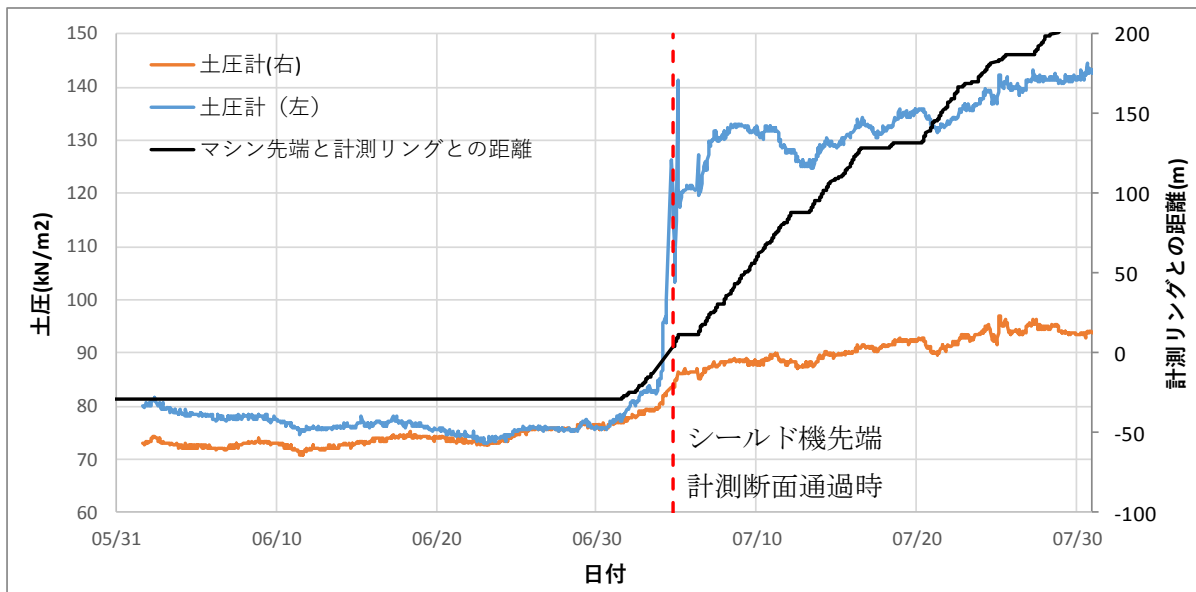


図 4.1.2-4 土圧計の計測結果および計測リングとマシン先端との距離の関係 (計測断面①)

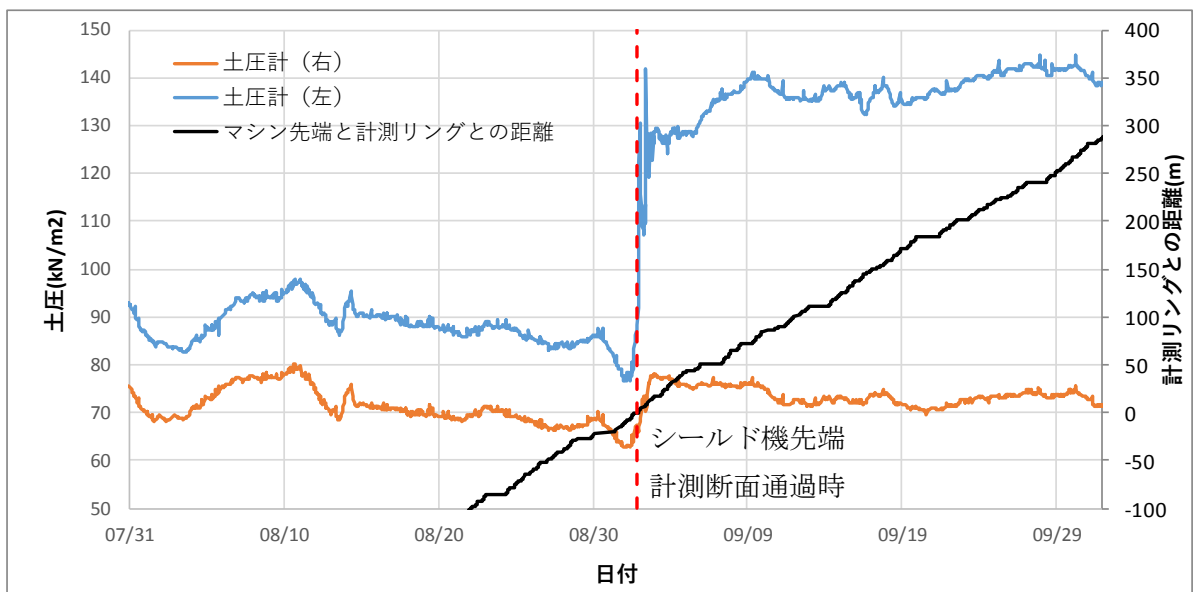


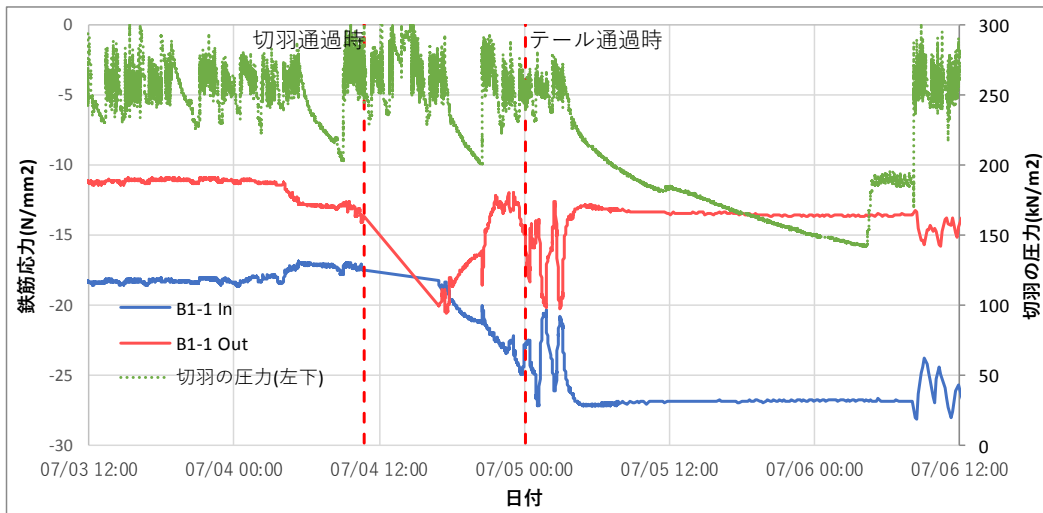
図 4.1.2-5 土圧計の計測結果および計測リングとマシン先端との距離の関係 (計測断面②)

(3) ひずみゲージの計測結果

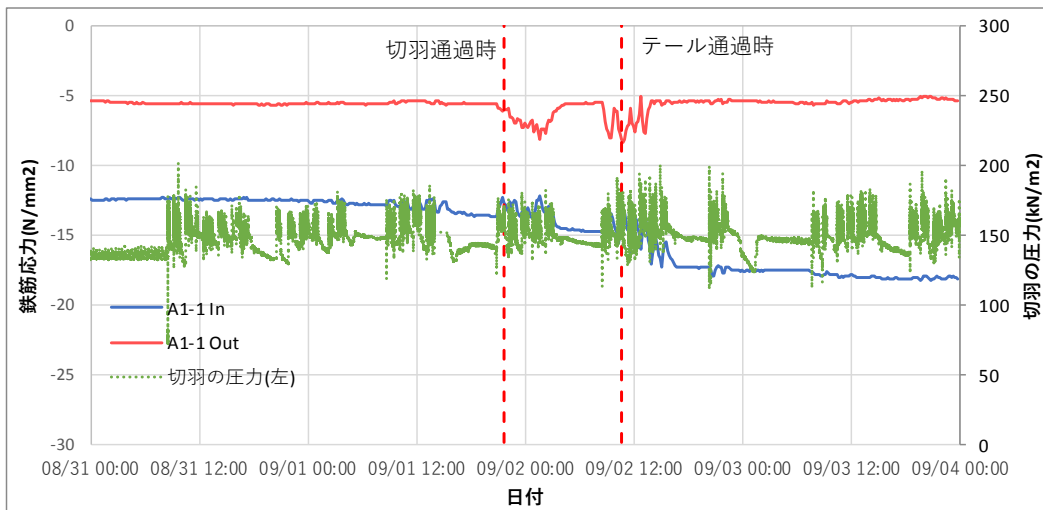
① 切羽の圧力と先行トンネルの鉄筋応力の関係

併設トンネルの施工時荷重としては、切羽の圧力、推力、裏込め注入圧などが併設トンネルに影響を及ぼすと言われている⁴⁾。ここでは、先行トンネルに設置したひずみゲージより算出した鉄筋の応力の計測結果と、後行トンネルの施工時荷重の測定値を時系列で比較することにより、それぞれの施工時荷重が先行トンネルに及ぼす影響を確認した。

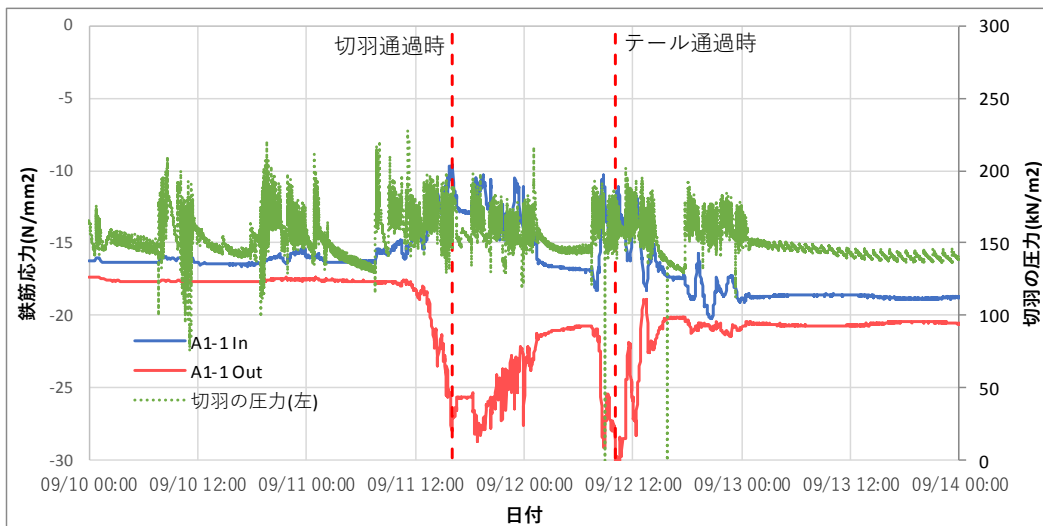
図 4.1.2-6 に切羽の圧力と先行トンネルの鉄筋の応力の関係を示す。鉄筋の応力は、各断面における最も影響大きい位置の結果を示している。すなわち、計測断面①においては、B1 セグメントに設置した左上のひずみゲージ、計測断面②、③においては A1 セグメントに設置した左側のひずみゲージの結果を示しており、セグメントの内面側、外面側の鉄筋のそれぞれの結果を示している。また、図に示す、切羽の圧力はマシン先端の土圧計のうち、計測リングに最も近い箇所の結果を示している。計測断面①では、マシンの進行方向に向かって左下の土圧計であり、計測断面②、③は同様にマシンの進行方向に向かって、左側の土圧計の結果である。図中の赤色の点線は、先行トンネルの計測リングの近くをマシン先端の切羽が通過する時間（以下、切羽通過時）およびマシンのテールが通過する時間（以下、テール通過時）を示している。切羽通過時において後行トンネルの切羽圧力の影響を先行トンネルが最も大きく受けると考えられるため、切羽通過時の挙動に着目して考察を行う。図に示すように、すべての断面で外側の鉄筋において圧縮応力が増加していることが確認できる。計測断面②、③では内側の鉄筋において引張応力が増加していることが確認できる。計測断面①において、内側の鉄筋の応力の変化が小さい理由としては、先行トンネルと後行トンネルとの位置関係が原因の 1 つとして考えられる。計測断面①については、斜め併設になっており、計測断面②、③の横併設とは異なる位置関係になっていることより、施工時荷重の及ぼす影響が異なるのではないかと考える。断面により及ぼす影響は異なるが、すべての断面で後行トンネルの切羽の圧力の影響により、先行トンネルが内面側に押し込まれていることが確認できる。



a)計測断面①



b)計測断面②



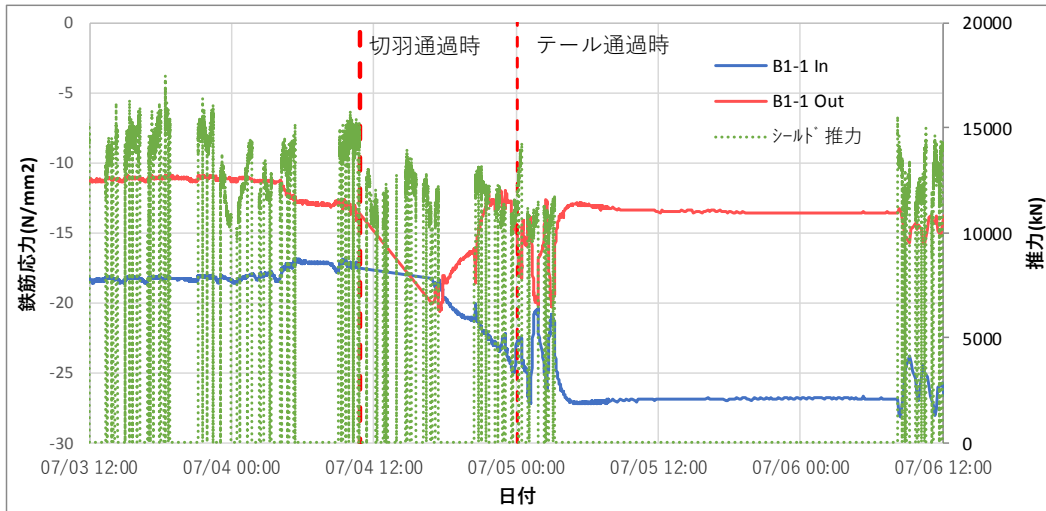
c)計測断面③

図 4.1.2-6 切羽圧力と先行トンネルの鉄筋応力との関係

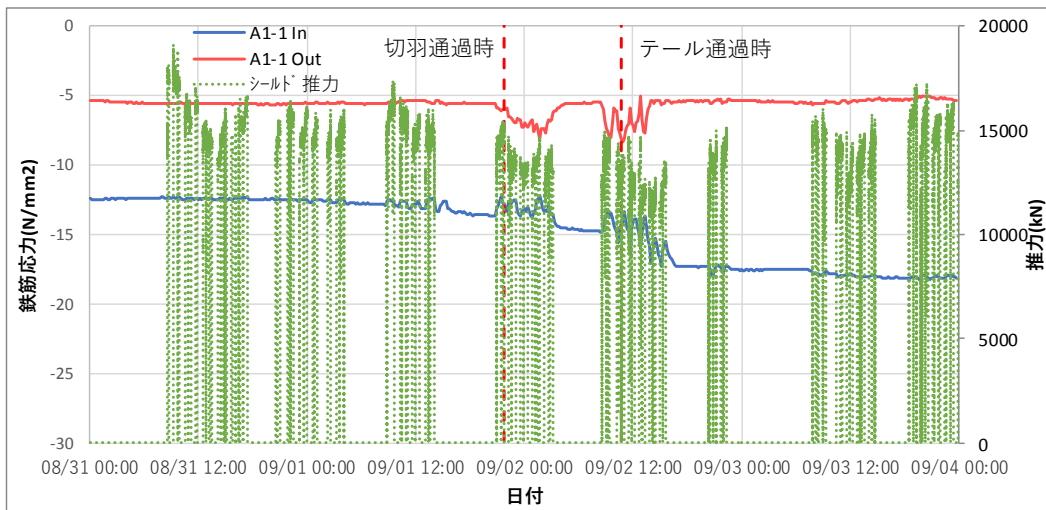
※鉄筋応力については、圧縮応力を－としている

② 推力と先行トンネルの鉄筋応力の関係

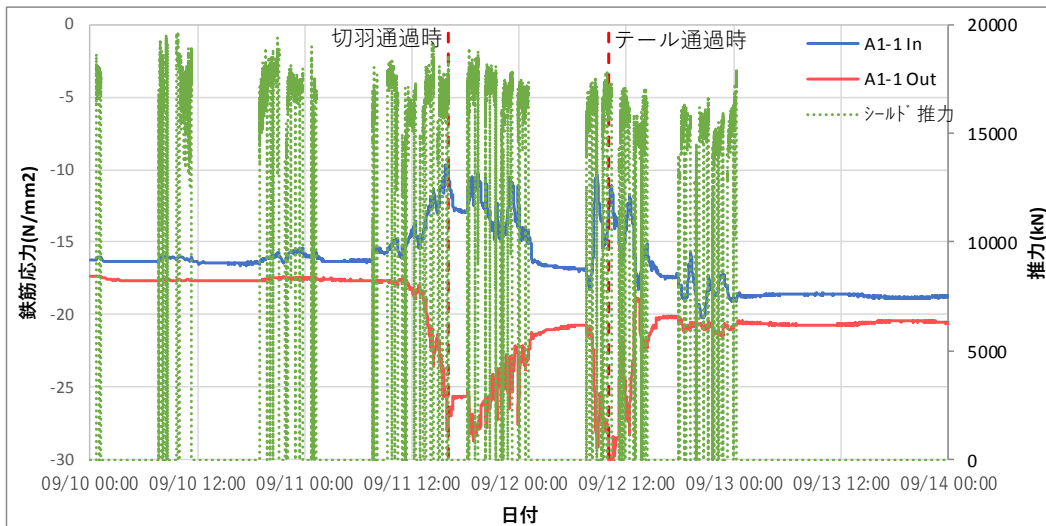
図 4.1.2-7 に推力と先行トンネルの鉄筋の応力の関係を示す。先行トンネルの真横をマシンが通過する際に、先行トンネルは後行トンネルの推力の影響を最も大きく受けると考えられるため、切羽通過時～テール通過時の挙動に着目して考察を行う。計測断面①においては、切羽通過直後は外側の鉄筋応力の圧縮応力が増加しているが、その後のテール通過時には逆の傾向を示している。また、計測断面②、③においては、推力が作用している時に鉄筋応力に変化はあるものの、計測断面③においては、推力は概ね一定の値で管理されているのに対して、外側の鉄筋応力などに減少傾向が確認されることより、推力と鉄筋応力には一貫した関係性はないと考えられる。



a) 計測断面①



b) 計測断面②



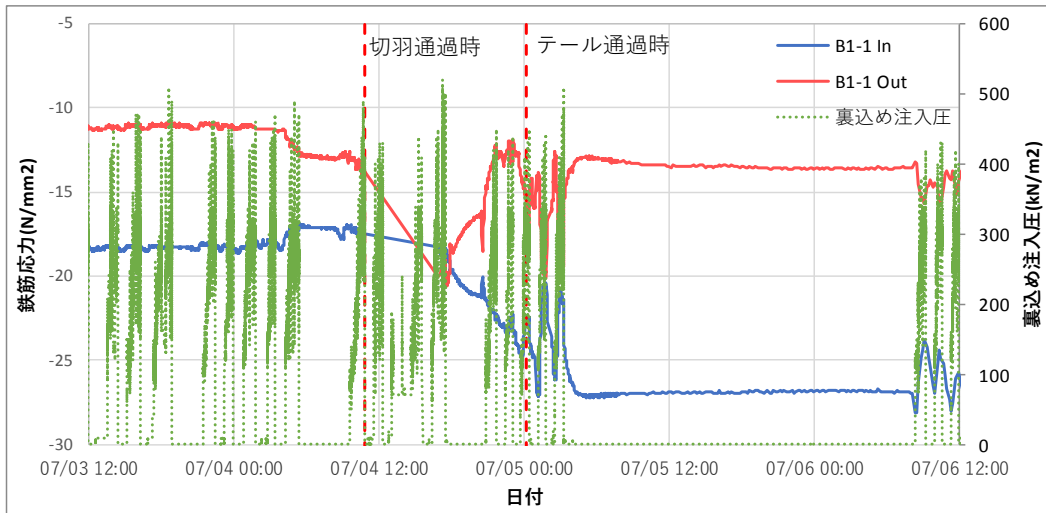
c) 計測断面③

図 4.1.2-7 推力と先行トンネルの鉄筋応力との関係

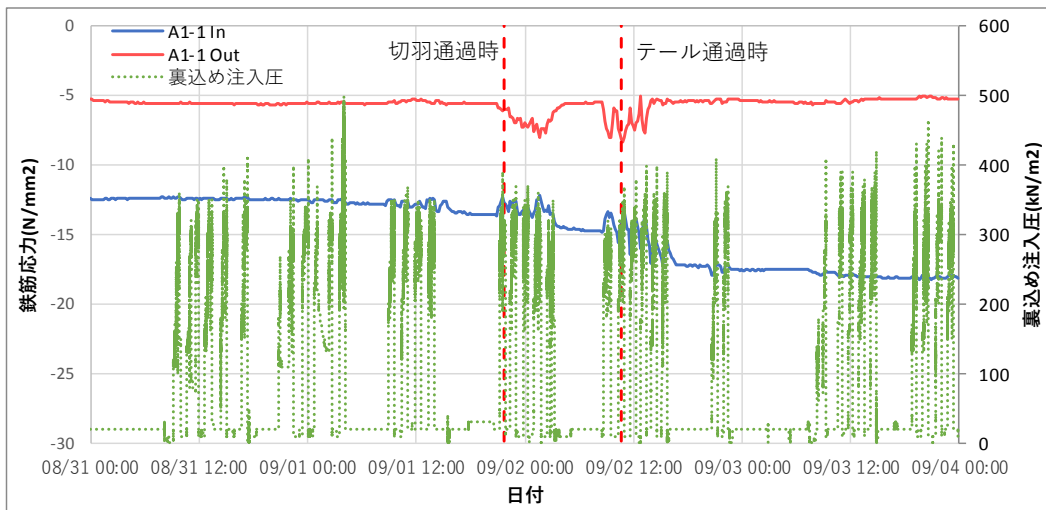
※鉄筋応力については、圧縮応力を－としている

③ 裏込め注入圧と先行トンネルの鉄筋応力の関係

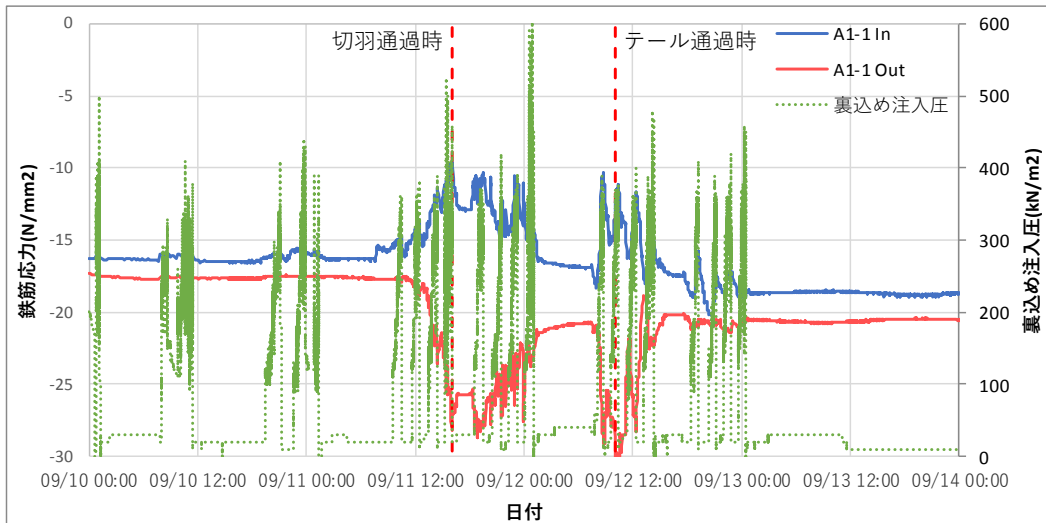
図 4.1.2-8 に裏込め注入圧と鉄筋応力の関係を示す。先行トンネルの真横で裏込め注入圧を行っている際に、先行トンネルは後行トンネルの裏込め注入圧の影響を最も大きく受けると考えられる。今回の施工では、セグメントからの同時注入で裏込め注入を行っており、先行トンネルの真横を後行トンネルのマシンのテールが通過する際に最も影響を受けると考えられるため、テール通過時に着目して裏込め注入圧の影響を考察する。裏込め注入の注入方法は、注入圧が管理値 300kN/m^2 に達すると一定時間注入を停止するような方法で行われている。図に示すように、裏込め注入圧が増加する際に、外側の鉄筋において圧縮応力が増加し、内側の鉄筋において引張応力が増加している。このことより、裏込め注入圧においても、切羽の圧力と同様に先行トンネルを内面側に押し込む荷重が作用していることが確認できる。ただし、その影響は短期的であり、マシンのテールが通過後も裏込め注入圧の影響は見られるが、マシンとの距離が大きくなるにしたがい、その影響は小さくなり鉄筋の応力は収束しているのが確認できる。



a)計測断面①



b)計測断面②



c)計測断面③

図 4.1.2-8 裏込め注入圧と先行トンネルの鉄筋応力との関係
 ※鉄筋応力については、圧縮応力を-としている

④ 鉄筋応力に変化を及ぼす施工時の影響

先行トンネルに設置したひずみゲージより算出した鉄筋の応力の計測結果と、後行トンネルの切羽の圧力、推力、裏込め注入圧による施工時荷重の測定値を時系列で比較することにより、それぞれの施工時荷重が先行トンネルに及ぼす影響を確認した。その結果、切羽の圧力や裏込め注入圧の影響により、先行トンネルが押し込まれていることが確認できた。推力については、先行トンネルの鉄筋応力と一貫した関係性はないことより、先行トンネルへの影響は少ないと判断した。

(4) 曲げモーメントの増分に着目した施工時荷重の影響の考察

計測断面①，②，③における後行トンネル施工時の曲げモーメントの増分を図4.1.2-9～図4.1.2-11に示す。ここで，鉄筋に設置したひずみゲージの計測値より，ア)維ひずみは断面中立軸からの距離に比例する，イ)コンクリートおよび鉄筋は弾性体とする，ウ)コンクリートの引張は無視する，エ)軸力はコンクリート断面の図心に作用する，の仮定にもとづき，断面力を算出している。また，先行トンネルと後行トンネル間の距離が十分に離れており，先行トンネルに土水圧のみが作用している状態の断面力を初期値として差し引くことにより，後行トンネルの施工による先行トンネルの断面力の増分を求めた。また，断面力は，後行トンネルの切羽通過時，テール通過時，裏込め注入時，および安定時の計測結果より算出した。

それぞれの計測断面の計測結果を比較すると，トンネルの併設する位置関係により値の大小や影響を受けている箇所は異なるが，施工段階ごとの傾向は一致していると言える。切羽通過時には，先行トンネルが後行トンネルと併設している部分が局部的に内側に変形している。これは後行トンネルの掘削に伴い，先行トンネルに作用していた地盤応力が解放されるが，それ以上の圧力で切羽を押し返していたために，このような結果になったと考えられる。実際の施工では，小土被り施工でありトンネル直上に営業線が位置していたため，設計の切羽の圧力を高めに設定しており，今回の計測結果の傾向と整合している。また，それぞれの計測断面において概ね同様の切羽の圧力により施工を行ったが，その影響は近接度により異なり，近接度が高くなるほど影響は大きいことが分かる。さらに，今回の計測結果において特徴的であるのが，後行トンネルと併設する箇所は影響を受け変形しているが，その反力が同一断面において現れていないことである。これは先行トンネルの縦断方向に反力が流れていることによるものであると考えられる。この結果は，先述した土圧計の計測結果にも同様の傾向が確認されている。

続いて，テール通過時には切羽通過時に局部的に内側に変形していた箇所が外側に変形している。これは，切羽の圧力が一時的な荷重であること，シールド機のテールが計測断面を通過したことにより応力解放が発生したことが原因と考えられる。さらに，今回の様な硬質地盤の場合，地盤が塑性変形を起こさずに弾性的な挙動を起こしていることも要因の一つとして挙げられる。また，計測断面②および③と，計測断面①とを比較すると前者の方がテール通過時の影響の度合いが小さくなっている。これは計測断面②および③は横並び併設であるため，後行トンネルの掘削により側方土圧による応力が解放されるが，計測断面①では斜め併設であるため，鉛直方向の土圧が解放されることとなり影響が大きくなっているものと考えられる。

さらに，裏込め注入時には後行トンネルと併設する箇所が影響を受け内部に変形している。これについても，切羽通過時と同様に近接度に応じて影響度合が異なる。

安定後には裏込め注入による影響を受けた箇所がテール通過時の状態よりも若干外側に変形している。これは裏込め注入圧により増加した地盤応力が，時間とと

もにダッシュポットの挙動を示し逸散していったこと、後行トンネルの施工により先行トンネル周囲の地盤がセグメントリングに置き換わり、セグメントが地盤の剛性と比較すると小さいため、結果として先行トンネル周囲の反力が低減したことの2つが要因と考えられる。

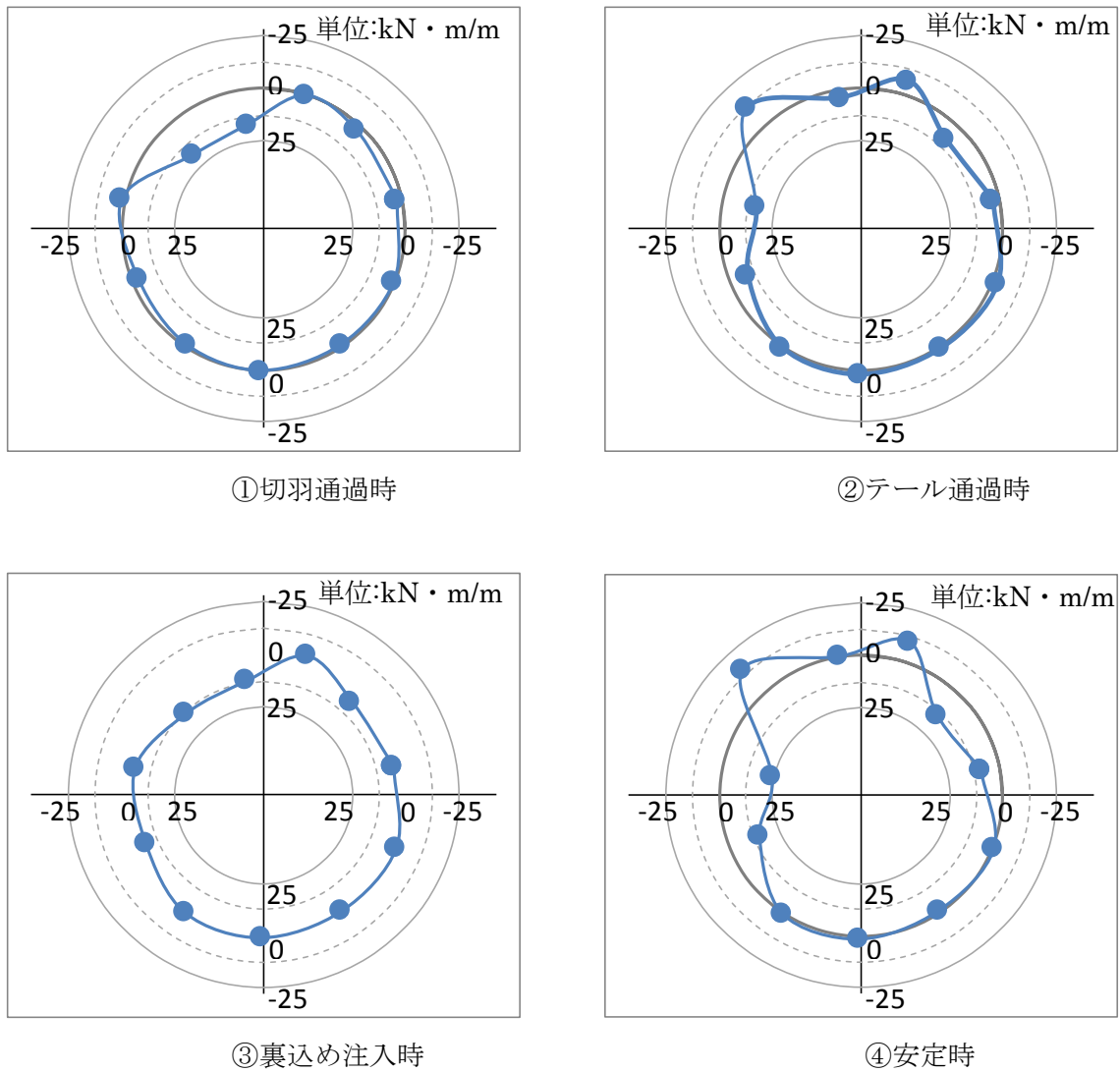
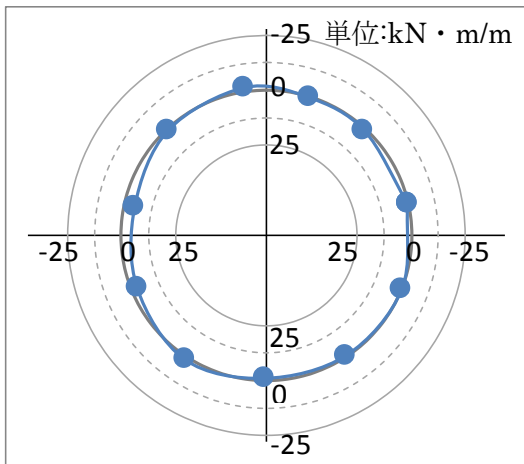
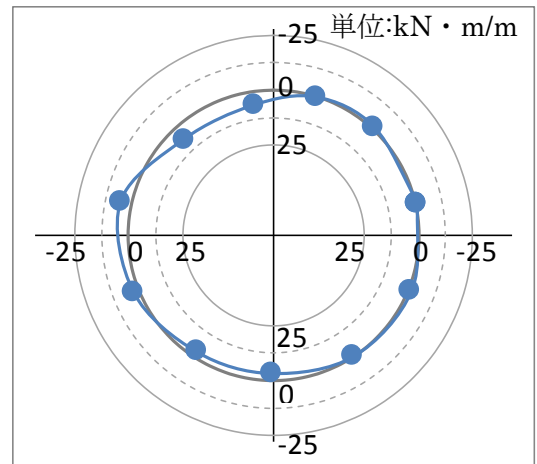


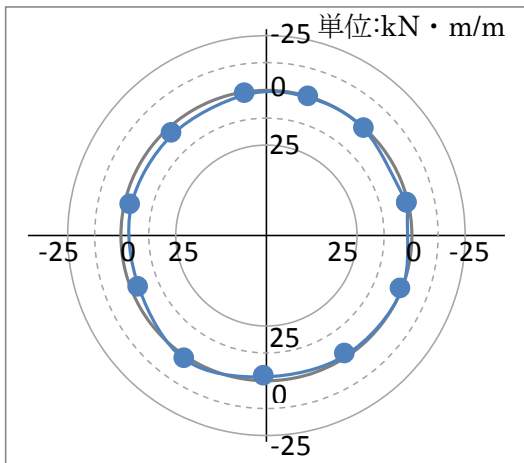
図 4.1.2-9 曲げモーメント分布 (計測断面①: トンネル間離隔 550mm、斜め併設)



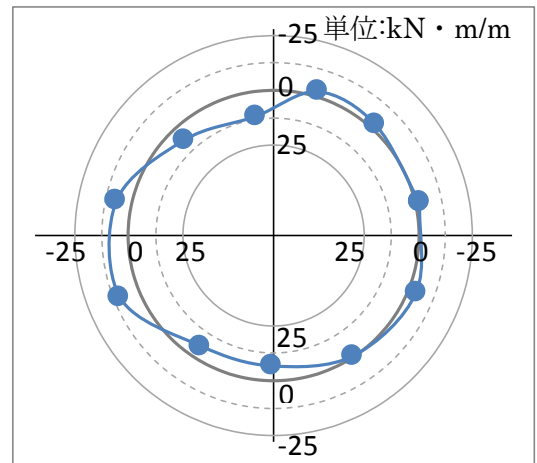
①切羽通過時



②テール通過時

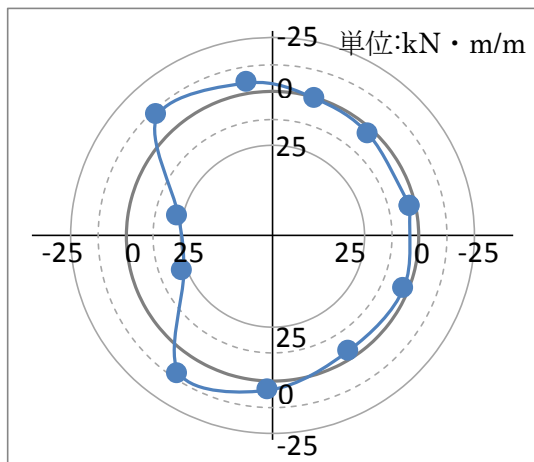


③裏込め注入時

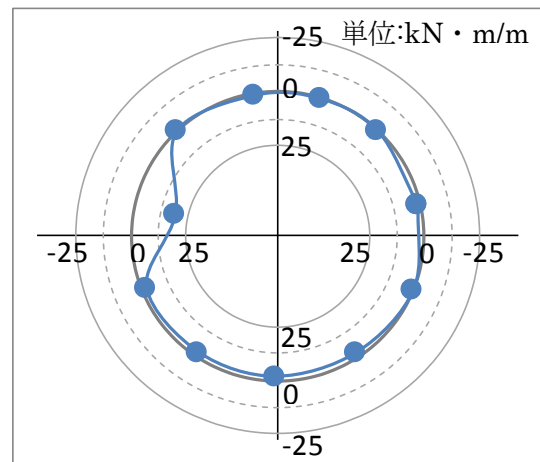


④安定時

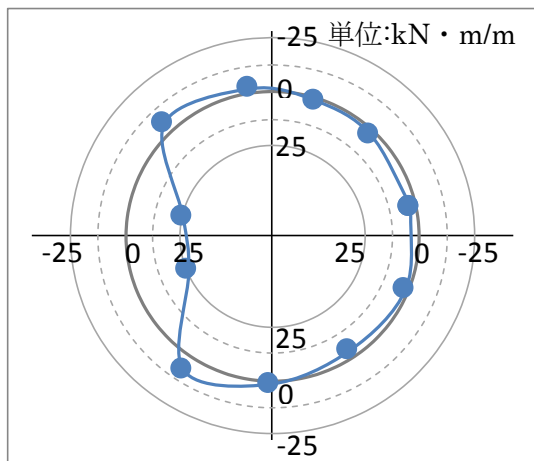
図 4.1.2-10 曲げモーメント分布 (計測断面②: トンネル間離隔 1400mm、横併設)



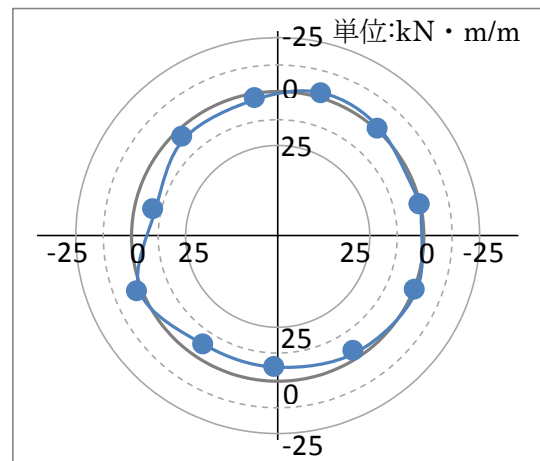
①切羽通過時



②テール通過時



③裏込め注入時



④安定時

図 4.1.2-11 曲げモーメント分布 (計測断面③: トンネル間離隔 400mm、横併設)

4.1.3 トンネル相互干渉の逆解析

(1) 解析方法の概要

後行トンネルより作用する施工時荷重を 2 次元 FEM 解析によって算出する。施工段階ごとの施工時荷重を適切に評価するために、施工段階を考慮した解析を行う。また、2 次元解析では、先述したようなトンネル縦断方向に反力が流れていくような挙動を直接的に評価できないため、先行トンネルに仮想のばね（以下、縦断方向の分散ばね）を設置した。図 4.1.3-1 の解析モデルに示すように、先行トンネルの面外方向に仮想の節点を設け、仮想の節点と先行トンネルの節点とを接続する。これにより、後行トンネル側より施工時荷重を作用させた際に、トンネル縦断方向へと反力が流れていくような挙動を表現する。

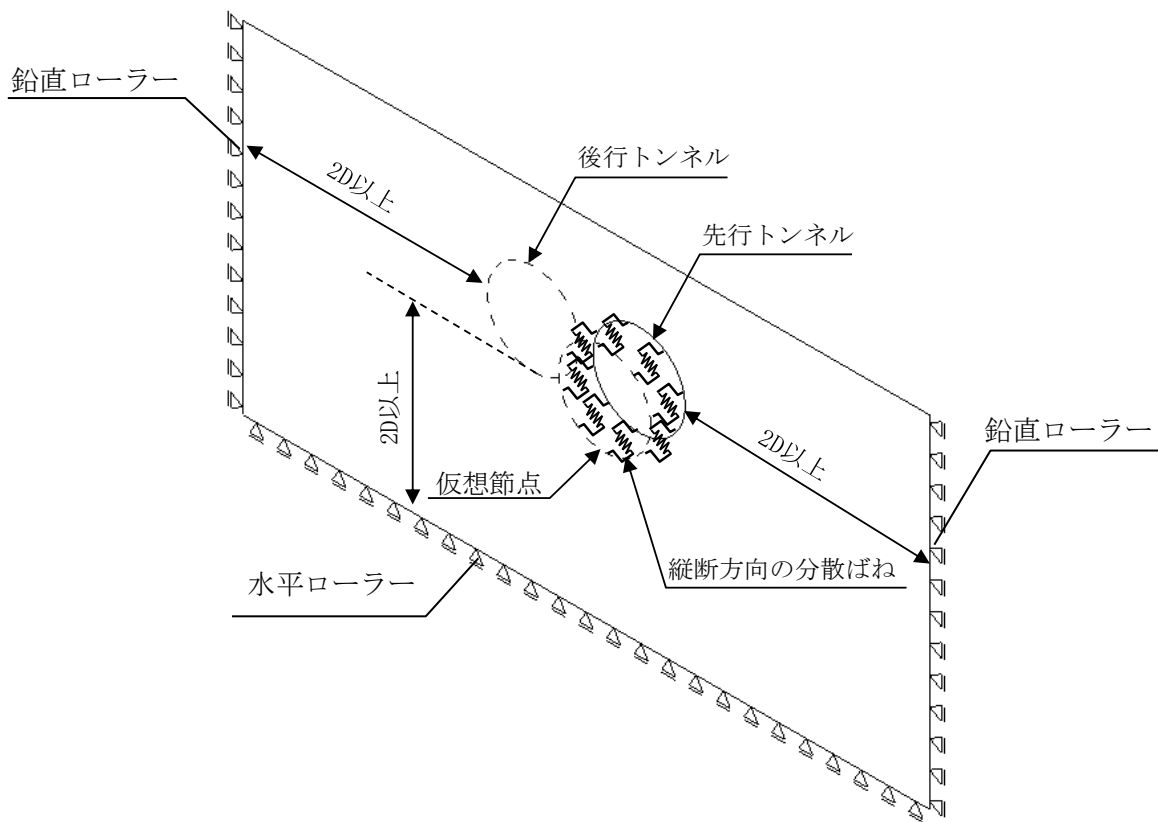


図 4.1.3-1 2次元 FEM 解析モデルの概要図

(2) 縦断方向の分散ばね

トンネル縦断方向の剛性を考慮した横断面の解析手法には、シールドトンネルを線状地中構造物のはりともみなした場合の曲げ剛性に、円筒シェルとしての断面変形を考慮し、境界条件としての等価弾性ばねの概念を導入することによって、擬似3次元リング解析モデルを誘導した研究がある^{5),6)}。ここでは、トンネルをはり、地盤をばねでモデル化したトンネル縦断方向の弾性床上的はりモデルにより、縦断方向の分散ばねのばね定数を算出する。トンネルの軸剛性、曲げ剛性は、鉄道構造物等設計標準 シールド編⁷⁾にもとづき、等価軸剛性および等価曲げ剛性を設定した。トンネルの定数を表 4.1.3-1に示す。図 4.1.3-2に示すように、単位荷重を与えるトンネルの下に地盤ばねを設置する場合としない場合でそれぞれ変位量を算出し、単位荷重をそれぞれの変位量の差分で除することにより、縦断方向の分散ばねのばね定数を算出した。縦断方向のばね定数の算出式を下記に示す。

$$K = P / \delta \quad (1a)$$

$$\delta = \delta_0 - \delta_1 \quad (1b)$$

ここで、

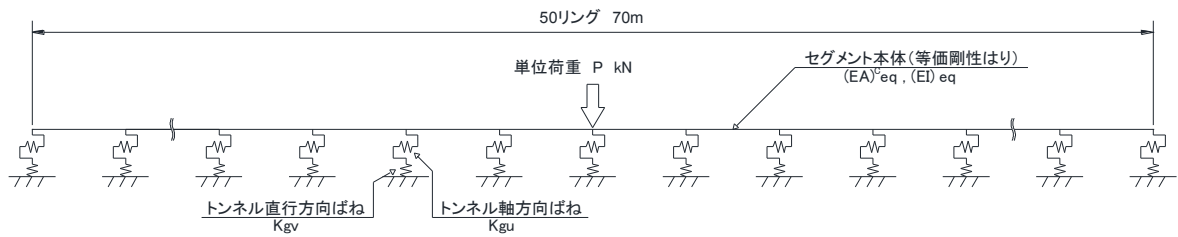
K：縦断方向の分散ばねのばね定数(kN/m)

P：単位荷重(=1kN)

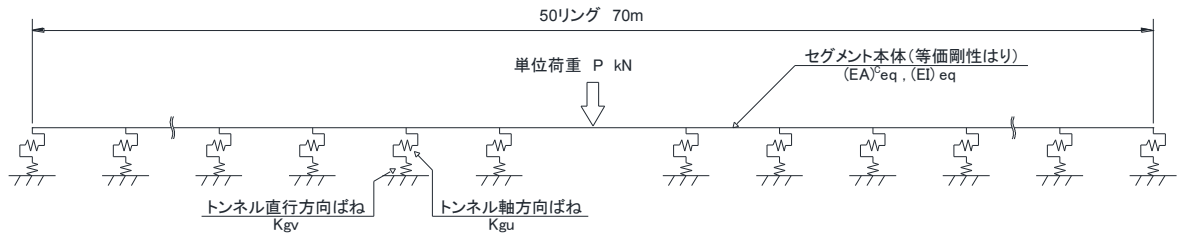
δ_0 ：単位荷重を与えるトンネルの下に地盤ばねを設置しない場合の変位量(m)

δ_1 ：単位荷重を与えるトンネルの下に地盤ばねを設置する場合の変位量(m)

分散ばねのばね定数の算定結果を表 4.1.3-2に示す。式(1a)で算出するばね定数は、1リングあたりのばね定数になるが、2次元FEM解析に適用する際は、図 4.1.3-3に示すせん断流理論にもとづき、先行トンネルの各節点に分散ばねのばね定数を設定した。これは、先行トンネルは後行トンネルの施工により影響を受けた箇所と直交する箇所において、せん断応力度の分担が最も大きくなるため、分担量に応じて分散ばねの効果を変える必要があると考えたためである。なお、今回提案する弾性床上的はりモデルで算出した、縦断方向の分散ばねをせん断流理論にもとづきトンネル全周に配分する方法と、前述したシールドトンネルを線状地中構造物のはりともみなした場合の曲げ剛性に、円筒シェルとしての断面変形を考慮した方法で求めたばね定数は概ね同様の値になり、本研究の目的とするはり-ばねモデルにおける併設の影響を考慮した荷重のモデル化については概ね同様の結果になることは確認している。それぞれのばねを用いた場合の比較検討結果については、4.1.5で後述する。



a) 荷重を与えるトンネルの下に地盤ばねを設置する場合



b) 荷重を与えるトンネルの下に地盤ばねを設置しない場合

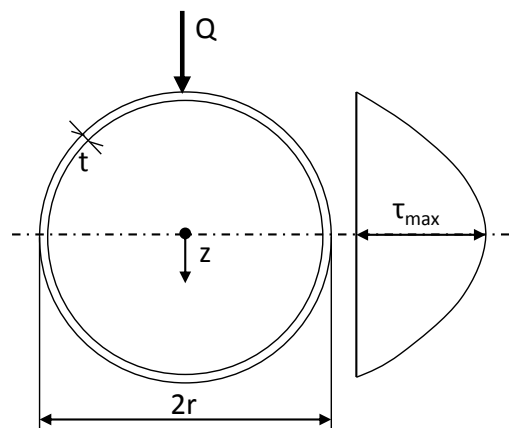
図 4.1.3-2 縦断方向のはりモデルの概要図

表 4.1.3-1 トンネルの定数

ヤング係数 E(kN/m ²)	等価軸剛性 A _{eq} (m ²)	リング継手の軸剛性 K _{ru} (kN/m)	リング継手の 本数 n (本)	等価曲げ剛性 I _{eq} (m ⁴)
3.9×10 ⁷	6.03	119,000	21	1.23

表 4.1.3-2 分散ばね定数の算定結果

	地盤ばね定数 k (kN/m)	変位量 δ ₀ (m)	変位量 δ ₁ (m)	分散ばね定数 K _d (kN/m)
検討断面①	724000	2.06×10 ⁻⁷	1.71×10 ⁻⁷	28571000
検討断面②	474000	2.78×10 ⁻⁷	2.35×10 ⁻⁷	23256000
検討断面③	501000	2.67×10 ⁻⁷	2.26×10 ⁻⁷	24390000



$$\tau = \frac{Q}{\pi r t} \left\{ 1 - \left(\frac{z}{r} \right)^2 \right\}$$

図 4.1.3-3 せん断流理論の概念図

(5) 検討条件

2次元 FEM 解析において、トンネルははり要素、地盤は平面ひずみ要素でモデル化する。なお、トンネルの曲げ剛性は等価剛性とし、トンネルと地盤との間には接合要素は設けず共有節点とした。2次元 FEM 解析の解析モデルの概要図を図 4.1.3-4 に示す。2次元 FEM 解析では掘削による応力解放、切羽圧力、裏込め注入圧を荷重として後行トンネル側より作用させた。2次元 FEM 解析における解析ステップを図 4.1.3-5 に示す。

表 4.1.3-3 に地盤定数、表 4.1.3-4 にトンネルの諸元値、表 4.1.3-5 に縦断方向の分散ばねのばね定数を示す。ここで、表 4.1.3-3 に示す地盤定数は、施工時に実施した孔内水平載荷試験等の計測結果にもとづき設定した。

表 4.1.3-3 地盤定数の設定

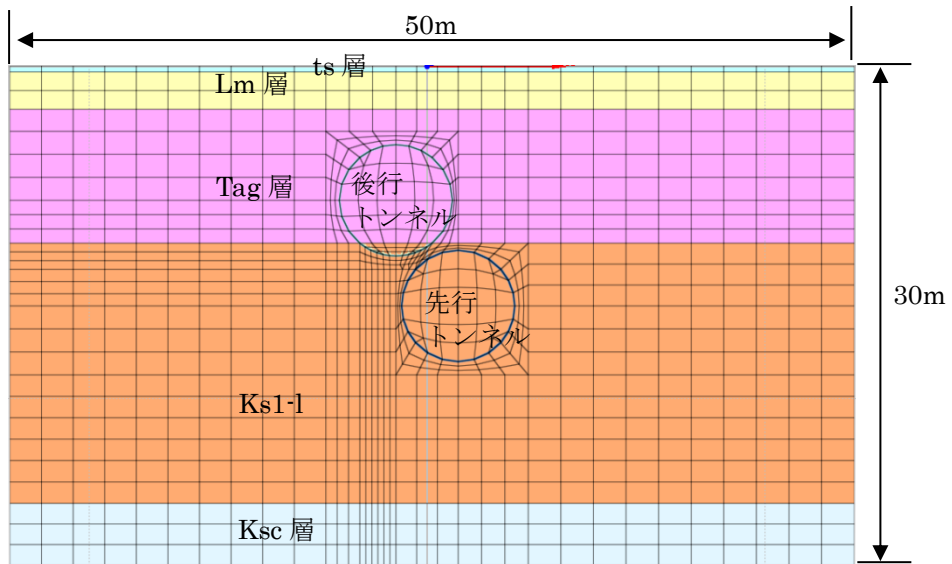
地層	N 値	変形係数 $\alpha E_0(\text{kN/m}^2)$	ポアソン比 ν	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$
ts	5	10000	0.33	18.0
Lm	5	15000	0.38	14.0
Tag	50	218000	0.23	20.0
Ks1-u	37	397000	0.29	18.0
Ks1-l	50	333000	0.23	19.0
Ksc	50	729000	0.33	18.0

表 4.1.3-4 トンネルの諸元値

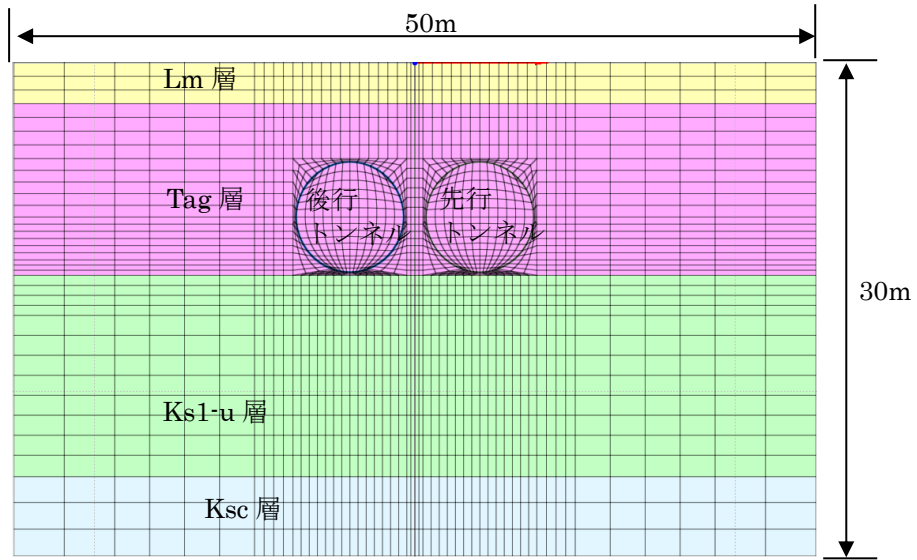
トンネル外径	m	6.700
セグメント厚さ	m	0.300
セグメント幅	m	1.400
ヤング係数	kN/m^2	3.900×10^7
断面積	m^2/m	0.300
断面 2 次モーメント	m^4/m	2.250×10^{-3}
ポアソン比 ν		0.17
曲げ剛性の有効率 η		0.8

表 4.1.3-5 縦断方向の分散ばねのばね定数

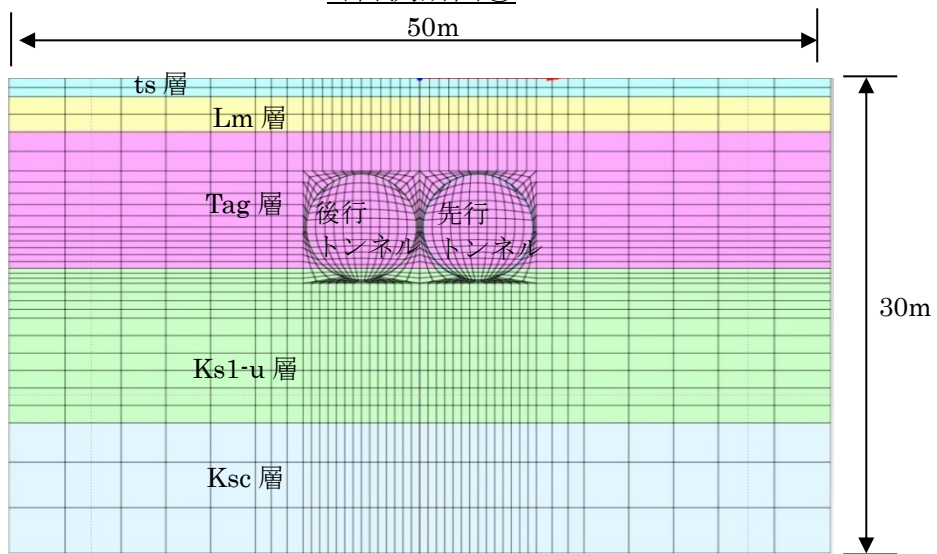
	Kd(kN/m)
検討断面①	28571000
検討断面②	23256000
検討断面③	23810000



a)計測断面①



b)計測断面②



c)計測断面③

図 4.1.3-4 解析モデルの概要

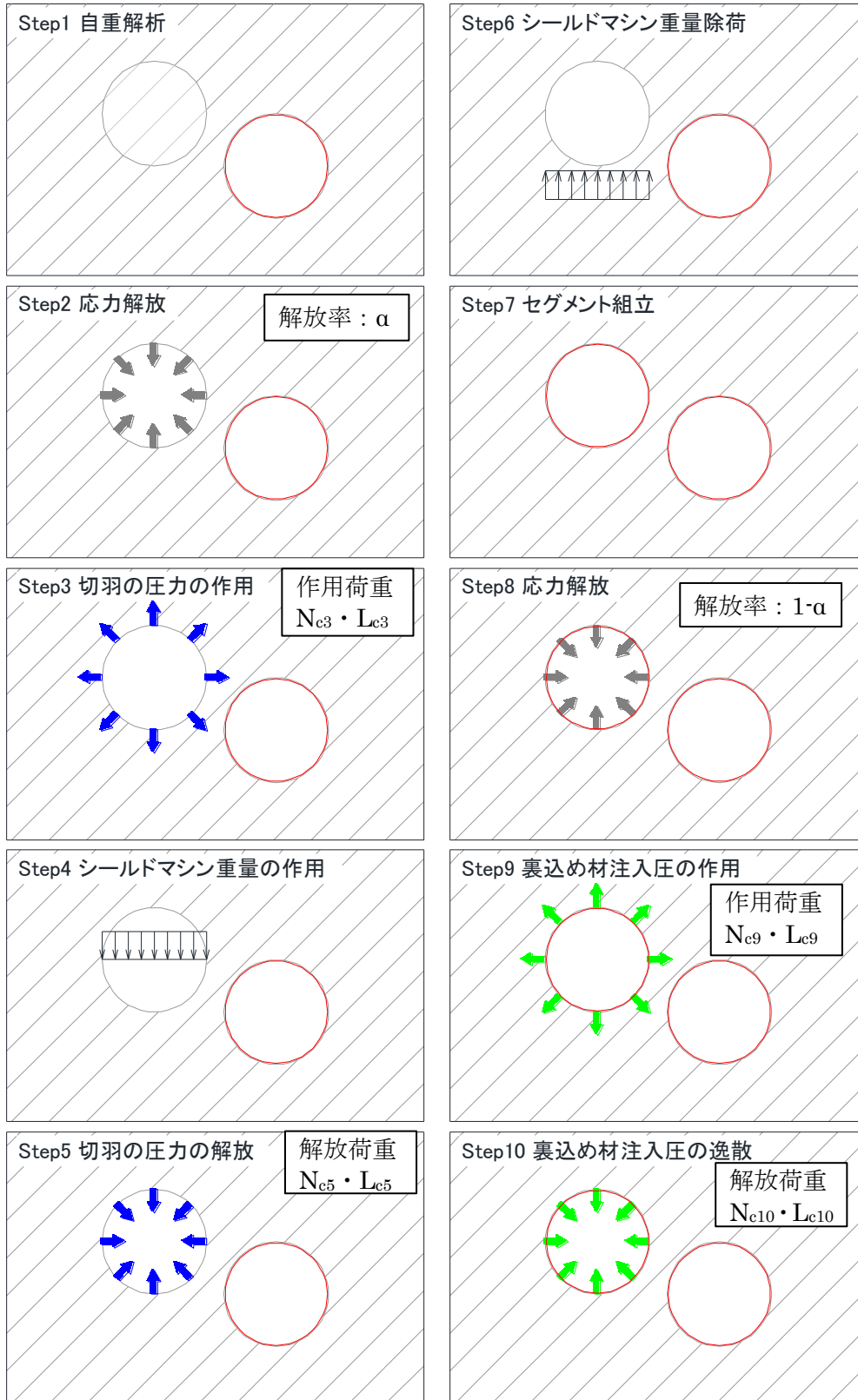


図 4.1.3-5 解析ステップ

応力解放率は、最も近接する計測断面③における 2 次元 FEM 解析を行い、計測結果とのフィッティングにより求めた。応力解放率の設定は、全計測断面で同様とし、55%とした。全計測断面で同様とした理由は、地盤条件や土被りが概ね同様で直線施工であり、余掘り等の施工条件も同様であったためである。また、応力解放率の値が、3.1.2 で示した FEM 解析による逆解析により求めた応力解放率の値と異なるが、本章では施工時荷重として、掘削による応力解放率の影響だけではなく、切羽圧力や裏込め注入圧も考慮しているためである。

後行トンネルにおける施工時荷重は、3 次元的に分散するので、2 次元 FEM 解析に作用させる値は後行トンネルと先行トンネルの距離によって異なってくる。そこで、トンネル間の近接度により施工時荷重の及ぼす影響が異なることから、表 4.1.3-6 に示す施工時荷重の設計値に対して係数を乗じた値を荷重として設定した。ここで表 4.1.3-6 に示す施工時荷重の設計値は、切羽の圧力に関しては施工時の管理値の平均値（静止土圧＋水圧＋予備圧）とし、裏込め注入圧に関しては、管理値の上限値とした。切羽の圧力については多少の変動はあるものの、平均的には表 4.1.3-6 に示す値で管理されていた。裏込め注入圧については、上限値まで注入圧を与えていたため、設計値は注入圧の管理値の上限値とした。

2 次元 FEM 解析において、後行トンネルより与える（もしくは解放する）荷重の算出式を下記に示す。

$$L_m = N_{ci} \cdot L_{ci} \quad (2a)$$

ここで、

L_m : 修正された荷重値（解析における入力値）(kN)

N_{ci} : Step i における施工時における設計値に対する解析における入力値の割合（近接係数）

L_{ci} : Step i における施工時荷重の設計値(kN)

この係数 N_{ci} を近接係数と定義して、各計測断面で、①切羽通過時 (Step4)、②テール通過時 (Step8)、③裏込め注入時 (Step9)、④安定時の各施工段階 (Step10) において計測値との比較を行うことにより、近接係数の算出を行った。計測値との比較は、先行トンネルに発生する施工時の断面力の増分で行い、計測値と解析結果が一致するような近接係数を施工段階ごとに求めた。各計測断面における近接係数の算出結果を表 4.1.3-7 に示す。

表 4.1.3-6 施工時荷重の設計値

切羽圧力 L_{c3}, L_{c5}	上部	kN/m ²	110
	中央	kN/m ²	160
	下部	kN/m ²	250
裏込め注入圧	L_{c9}, L_{c10}	kN/m ²	300

表 4.1.3-7 近接係数の算出結果

	切羽通過時	テール通過時	裏込め注入時	安定時
	N_{c4}	N_{c8}	N_{c9}	N_{c10}
計測断面①	0.65	0.00	0.00	0.00
計測断面②	0.50	0.45	0.15	0.20
計測断面③	1.00	0.10	0.10	0.35

(6) 検討結果

各計測断面において後行トンネルの施工により発生する曲げモーメント分布の増分を、計測値と2次元FEM解析による解析結果とで比較したものを図 4.1.3-6～図 4.1.3-8に示す。図に示すとおり、全ての計測断面において解析結果における曲げモーメント分布は計測結果と概ね同様となっている。また、後行トンネルに近接する箇所以外の断面力が小さく抑えられている傾向を解析ではうまく表現できている。このことより、トンネル縦断方向に反力が流れていくような挙動を、2次元FEM解析においても縦断方向の分散ばねを設置することにより、適切に表現できることが確認できた。

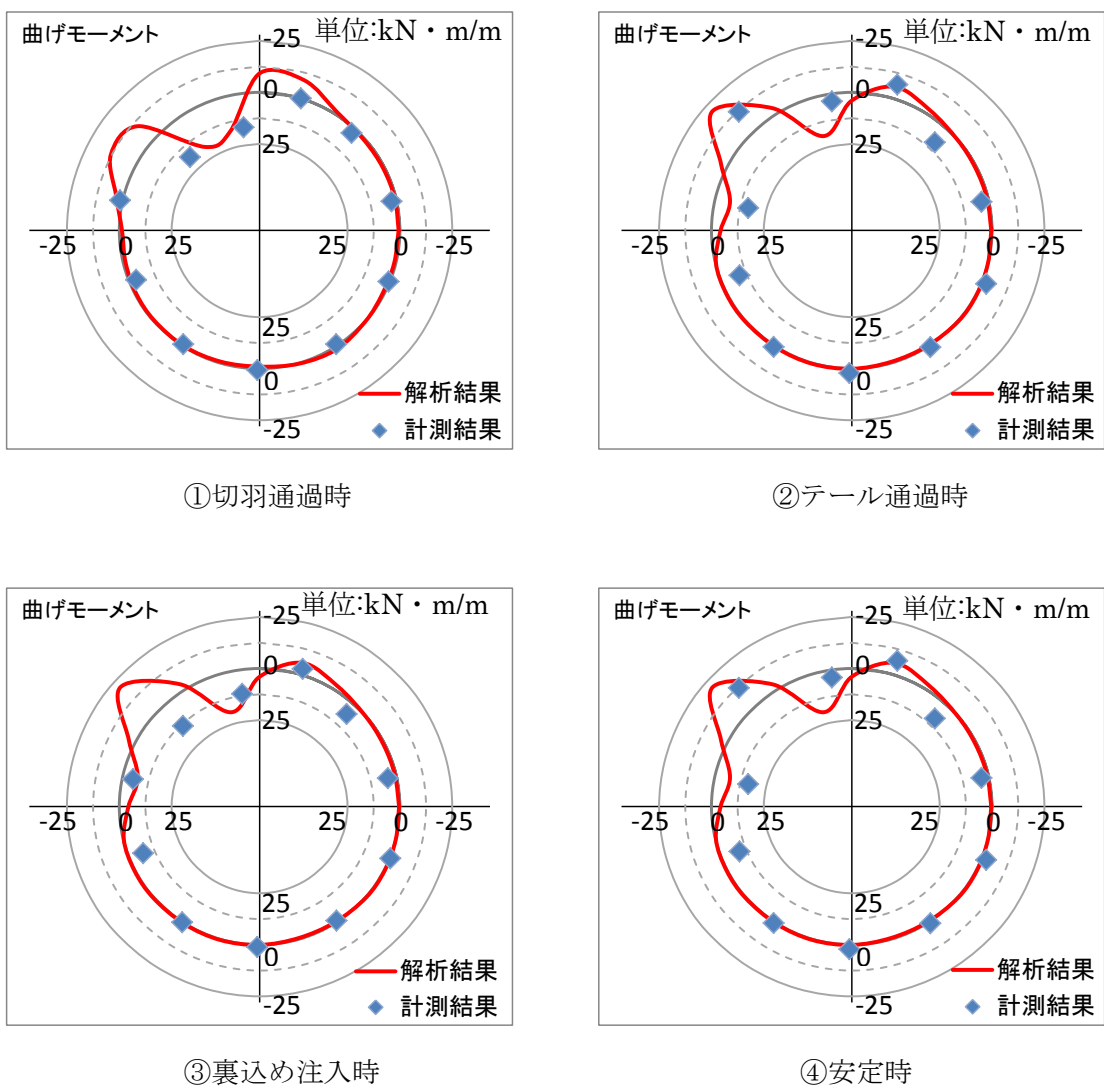
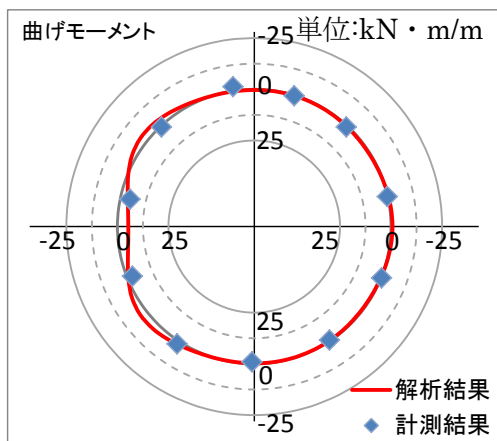
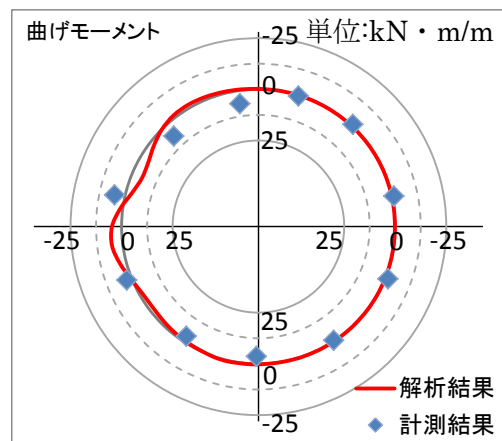


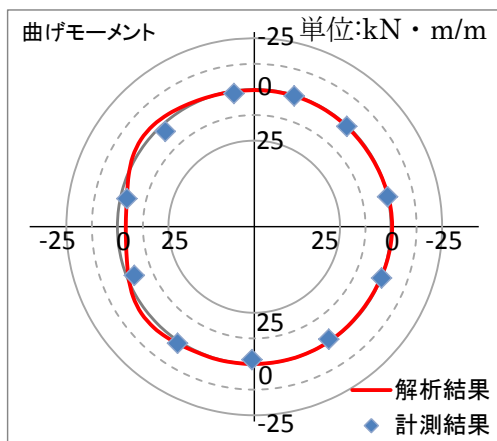
図 4.1.3-6 後行トンネルの施工により発生する曲げモーメントの増分
(計測断面①)



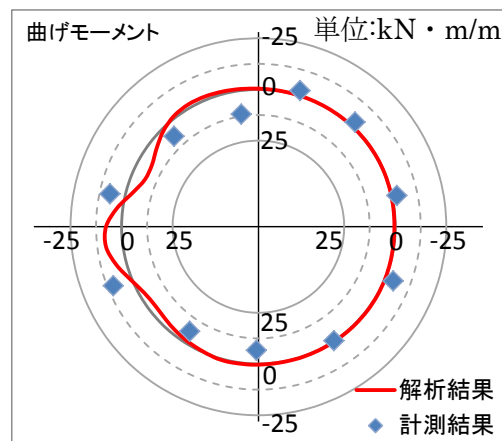
①切羽通過時



②テール通過時

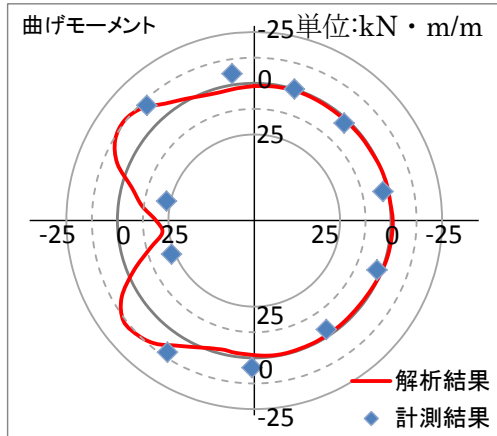


③裏込め注入時

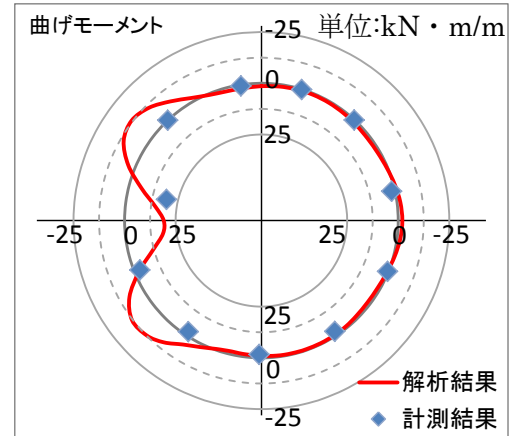


④安定時

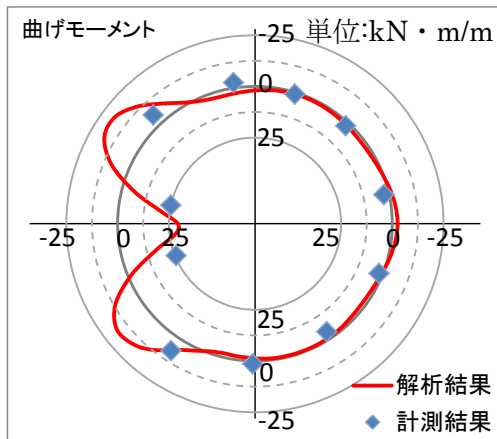
図 4.1.3-7 後行トンネルの施工により発生する曲げモーメントの増分
(計測断面②)



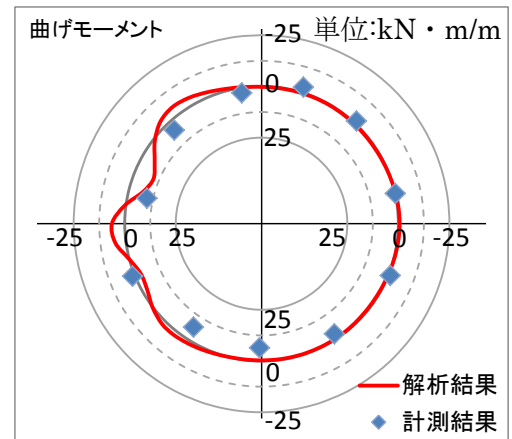
①切羽通過時



②テール通過時



③裏込め注入時



④安定時

図 4.1.3-8 後行トンネルの施工により発生する曲げモーメントの増分
(計測断面③)

2次元 FEM 解析で求めた後行トンネルから作用させた荷重より、各計測断面における後行トンネルの施工時荷重の影響を確認した。ここで、後行トンネルから作用させた荷重は、2次元 FEM 解析における荷重の入力値自体ではなく、対象とする施工段階までに入力した荷重の合計値とした。これは、2次元 FEM 解析で各施工段階において後行トンネルより入力する荷重の累積が先行トンネルに作用するため、各施工段階における後行トンネルの影響は荷重の合計値を用いて評価する必要があると考えたためである。また、土被りなど条件の異なる断面でも施工時荷重の影響を考慮できるように、施工時荷重を設計値で除すことにより、施工時荷重の影響を表す近接係数を算出した。近接係数の算出式を下記に示す。

$$N_c = \frac{\sum N_{ci} \cdot L_{ci}}{L_{ci}} \quad (3a)$$

ここで、

N_c : 施工時荷重の影響を表す近接係数

N_{ci} : Step i における施工時における設計値に対する解析における入力値の割合
(近接係数)

L_{ci} : Step i における施工時荷重の設計値(kN)

表 4.1.3-8～表 4.1.3-10 に近接係数の算出結果を示す。表に示すとおり、先行トンネルと後行トンネルの離隔が広がるにしたがい、近接係数が小さくなる傾向があり、施工時荷重の影響が小さくなっている傾向が確認できる。

表 4.1.3-8 近接係数の算出結果 (計測断面① : 離隔 0.08D (550mm))

	入力荷重 (kN/m ²)	入力荷重の 累積値 (kN/m ²)	設計荷重 (kN/m ²)	近接係数 N _c
STEP4 (切羽通過時)	143	143	220*	0.65
STEP8 (テール通過時)	0	143	220	0.65
STEP9 (裏込め注入時)	0	143	300	0.48
STEP10 (安定時)	0	143	300	0.48

※ 計測断面①では、先行トンネルと斜め併設となるため、先行トンネルと最も近接する箇所切羽の圧力を設計荷重とした。最も近接する箇所切羽の圧力は、中央と下部との切羽の圧力の管理値より求めた。

表 4.1.3-9 近接係数の算出結果 (計測断面② : 離隔 0.21D (1400mm))

	入力荷重 (kN/m ²)	入力荷重の 累積値 (kN/m ²)	設計荷重 (kN/m ²)	近接係数 N _c
STEP4 (切羽通過時)	80	80	160	0.50
STEP8 (テール通過時)	72	8	160	0.05
STEP9 (裏込め注入時)	45	53	300	0.18
STEP10 (安定時)	53	0	300	0.00

表 4.1.3-10 近接係数の算出結果 (計測断面③ : 離隔 0.06D (400mm))

	入力荷重 (kN/m ²)	入力荷重の 累積値 (kN/m ²)	設計荷重 (kN/m ²)	近接係数 N _c
STEP4 (切羽通過時)	160	160	160	1.00
STEP8 (テール通過時)	16	144	160	0.90
STEP9 (裏込め注入時)	30	174	300	0.58
STEP10 (安定時)	105	69	300	0.23

(7) トンネルの離隔と近接係数との関係

2次元FEM解析より求めた各計測断面における近接係数の算出結果から、トンネルの離隔と近接係数との関係を求めた。ここで、トンネルの離隔は、様々な径のトンネルに適用可能なように、トンネルの離隔をトンネル径で除して無次元化した値を用いた。図 4.1.3-10にトンネルの離隔と近接係数の関係を示す。図中の近似曲線は、弾性地盤中の地中内応力伝播の理論解（Boussinesqの式）にもとづき設定したものである。

図 4.1.3-9に示すような三角形分布の荷重が作用した際の深さzにおける地中内応力は下記の式で表わされる。

$$\sigma_y = \frac{2P}{\pi} \left\{ \frac{(\alpha_1 - \alpha_2) \cos \alpha_1 \sin \alpha_2}{\sin(\alpha_1 - \alpha_2)} - \cos \alpha_1 \sin \alpha_2 \right\} \quad (4a)$$

$\alpha_1 = 0$ の場合,

$$\sigma_y = \frac{2P}{\pi} \alpha_2 = \frac{2P}{\pi} \tan^{-1} \left(\frac{D_0/2}{z} \right) \quad (4b)$$

ここで,

σ_y : 深さzにおける地中内応力(kN/m²)

P : 地表面荷重の最大値 (kN)

α_1, α_2 : 載荷位置と応力を算出する位置とでなす角度

D_0 : 地表面荷重の載荷幅

Z : 地表面からの深さ(m)

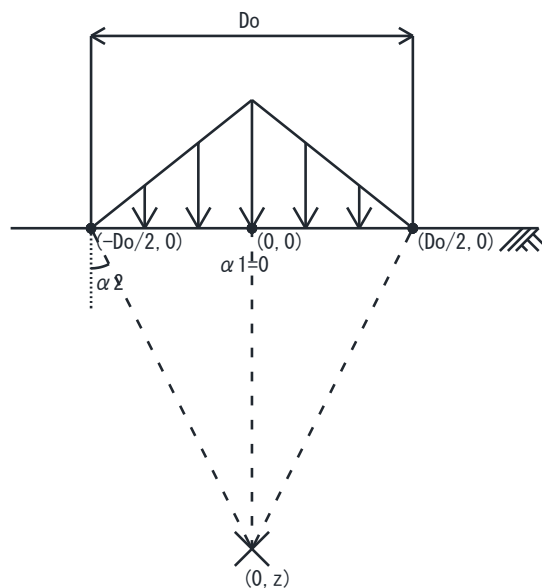


図 4.1.3-9 地表面荷重が作用した際の地中内応力分布

式(4a)および式(4b)は、地表面荷重を三角形分布とした場合における地中内応力分布の理論解であるが、後行トンネルより作用する荷重は、地表面荷重ではなく、荷重の分布も三角形分布ではないと考えられることより、下記に示す式を仮定して近似曲線とした。

$$\sigma_y = A \cdot P \tan^{-1} \left\{ B \cdot \left(C - \frac{1}{\gamma} \right) \right\} \quad (4c)$$

ここで、

σ_y : 後行トンネルの施工時荷重により先行トンネルに作用する荷重(kN/m²)

P : 各施工段階における施工時荷重(kN)

γ : トンネル間の離隔とトンネル外径比 (=X/D)

D : トンネル外径

X : トンネル間の離隔

また、A,B,Cはパラメーターとし、計測断面においてフィッティングを行い求めた近接係数の値と、近似曲線とが概ね一致するように施工段階ごとに設定した。ただし、切羽通過時および裏込め注入時に関しては、計測断面② ($\gamma=0.2$) においても、近接係数の値が大きいことより、比較的トンネル間離隔が大きい位置でも併設の影響があることと考え、トンネル間の離隔とトンネル外径の比 γ が1.0で近接係数がゼロとなるように近似曲線を設定した。

図 4.1.3-10に示すとおり、計測断面②や計測断面③については、近似曲線と整合した結果となっているが、計測断面①については、近似曲線との差が確認される。計測断面②や計測断面③は、後行トンネルが先行トンネルの横に併設しているが、計測断面②では後行トンネルが先行トンネルの斜めに併設している。図 4.1.3-10に示す計測断面①において算出した近接係数の値と近似曲線との相違は、斜め併設であり後行トンネルの施工により先行トンネルの側方土圧だけではなく鉛直土圧も変化するため、横併設とは異なる荷重条件となっていることなどが原因ではないかと推察される。

斜め併設の断面は、計測断面①のみであることより斜め併設の施工時荷重を定量的に評価するにはデータ不足と考え、本論では計測断面が2つある横併設に絞ってモデル化を行うこととした。

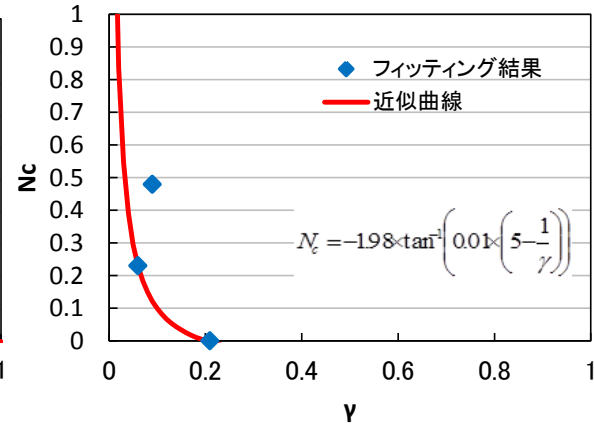
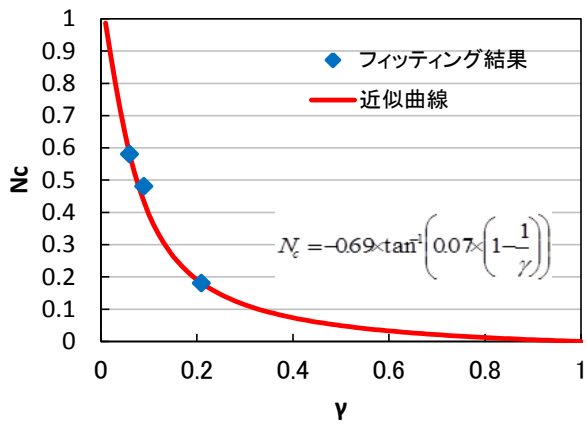
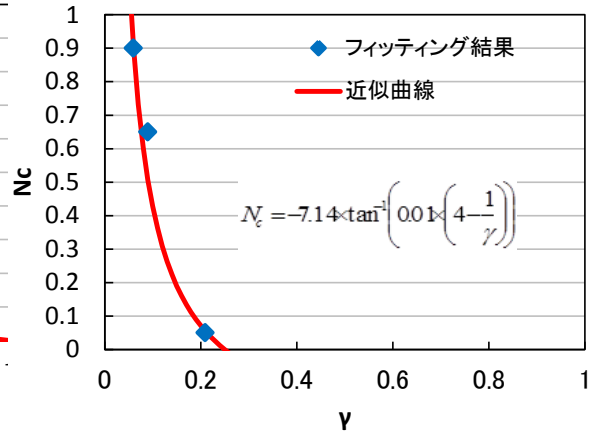
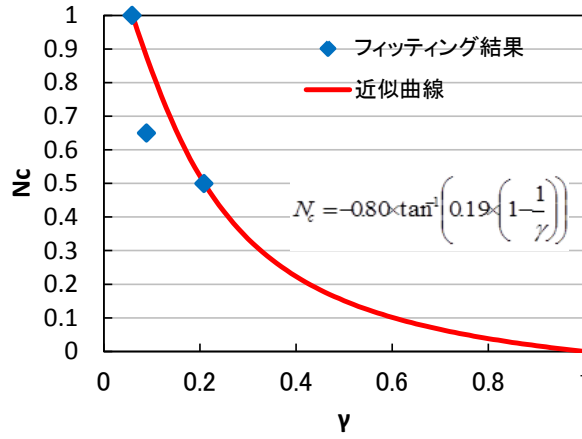


図 4.1.3-10 近接係数とトンネル間の離隔・外径比の関係

4.1.4 はりばねモデルによるトンネル相互干渉の評価

(1) 検討概要

4.1.3では、2次元FEM解析において、後行トンネルによる施工時荷重の影響を設計荷重に近接係数というパラメーターを乗じることで、計測結果と解析結果とをフィッティングさせた。また、2次元FEM解析より求めた各計測断面における近接係数を用いて、トンネルの離隔と近接係数の関係を求めた。本章では、より汎用性を高めるために、トンネルの横断面の計算で用いるはりばねモデルに適用可能なように、近接影響をモデル化に取り入れた解析モデルを検討する。はりばねモデルにおいて、併設トンネルの影響を検討するには、①後行トンネルの掘削の影響によるトンネル周辺の地盤ばねの剛性の低下、②先行トンネルに作用する施工時荷重、の2つの条件が必要となる。ここでは、それぞれの算出方法を示すとともに、はりばねモデルによる提案手法の妥当性の検証の結果を示す。

(2) トンネル周辺の地盤ばねの剛性低下について

2次元FEM解析により、後行トンネルの掘削の影響による先行トンネル周辺の地盤ばねの剛性低下について検討した。検討モデルの概要図を図 4.1.4-1に示す。ここで、図 4.1.3-4に示した計測断面②の解析モデルを用いた。図 4.1.4-1に示すように、先行トンネル側に鉛直の単位分布荷重を作用させた際の先行トンネルの変形量を2次元FEM解析により算出する。ここで、先行トンネルと地盤との間には、はく離が考慮可能なようにノーテンションのばね要素を設置した。2次元FEM解析では、後行トンネルの掘削をしない場合における変形量を初期値 (δ_0) とし、後行トンネルの掘削を行った際の変形量 (δ_1) との比 (δ_0/δ_1) を求めることにより、後行トンネルの掘削の影響による地盤ばねの剛性低下を算出した。ここで、後行トンネルの掘削を行った際の変形量は、セグメントを組み立てる前の地山が解放されている状態に関しては、後行トンネルの掘削箇所の地盤要素を削除した解析モデルにより算出し、セグメントを組み立てた後の状態に関しては、後行トンネルの位置にはり要素を設置した解析モデルにより求めた。また、後行トンネルの掘削の影響は、応力解放による掘削相当外力は作用させず、後行トンネル内の地盤要素の有無により後行トンネルの掘削の影響を評価した。さらに、トンネル間の離隔 ($L=500\text{mm}$, 1500mm , 4500mm , 6000mm) を変えることによりトンネル間の離隔と剛性低下の関係を求めた。

図 4.1.4-2に解析結果を示す。図 4.1.4-2は、先行トンネルの半円周の各節点における後行トンネルの掘削の前後での変形量の比であり、先行トンネル周辺の地盤ばねの剛性低下の割合を示している。ここで、図中に示す赤い点線は、トンネルと地盤の間に設置したばね要素の反力の圧縮と引張の境界の位置を示している。図 4.1.4-2より、トンネル間の離隔に応じて、地盤ばねの剛性低下の割合は小さくなることが確認できる。また、セグメントの組立て前後で剛性低下の割合は異なるが、トンネル間の離隔が $0.67D$ 程度以上になると、後行トンネルの掘削による影響がな

くることが確認できる。

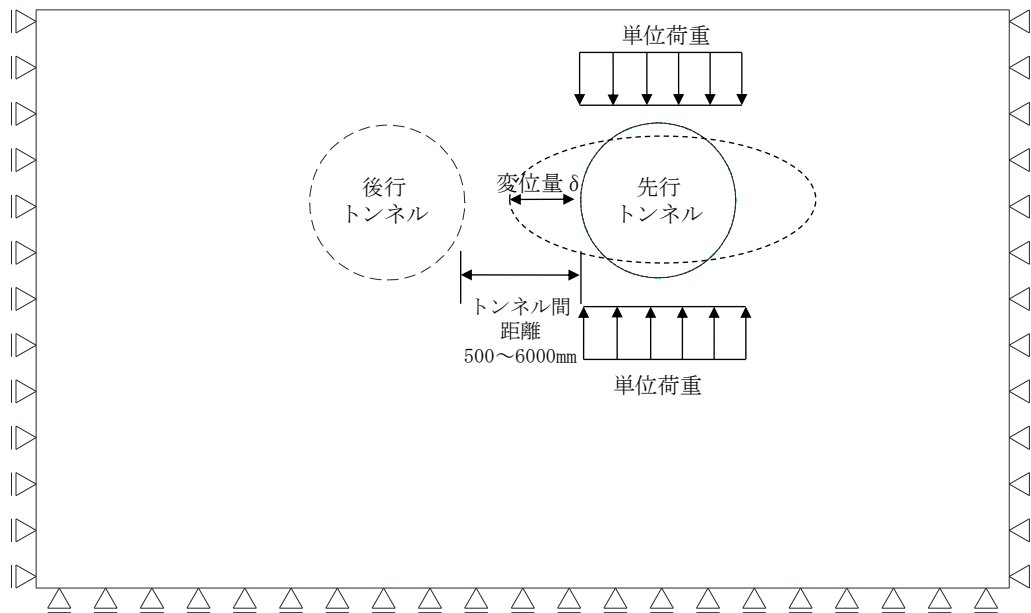
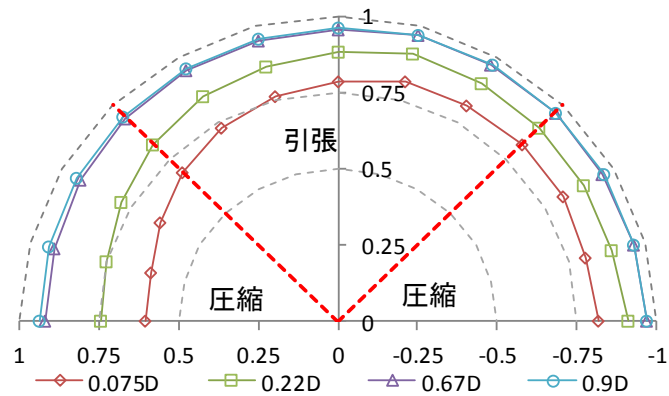
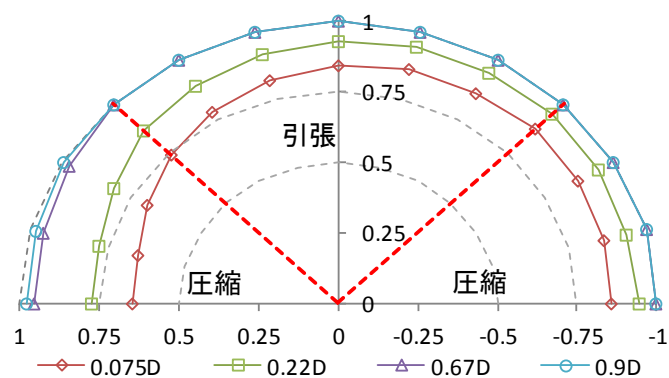


図 4.1.4-1 検討モデルの概要



a)セグメント組立て前



b)セグメント組立て後

図 4.1.4-2 トンネル周辺の地盤ばねの剛性低下

(3) 併設トンネルに作用する施工時荷重

4.1.3で行った2次元FEM解析のモデルを用いて、先行トンネルに作用する施工時荷重を算出した。2次元FEM解析において、後行トンネルより荷重を作用させた際の先行トンネル周辺の地盤応力より施工時荷重を算出する。ただし、4.1.3で行った2次元FEM解析では施工時荷重の作用にともない、先行トンネルが変形し、地盤応力が緩和されている。ここでは、4.1.3の2次元FEM解析のモデルから、トンネルの変形を除去するために、トンネルの剛性を非常に大きい値に設定した⁷⁾。ここで、4.1.3で記述したとおり、本論では横併設を対象とするため、計測断面①と同等の条件（トンネル間の離隔0.3D）で横併設の断面を、解析的に補うこととした。トンネル間の離隔が0.3Dとなる断面において、2次元FEM解析における後行トンネルより作用させる荷重は、図 4.1.3-10に示した近接係数とトンネル間の離隔とトンネル外径の比 γ の関係より求めた。2次元FEM解析により算出した地盤応力を図 4.1.4-3～図 4.1.4-5に示す。

2次元FEM解析より算出した地盤応力を用いて、はりばねモデルにおいて作用させる荷重のモデル化を行った。はりばねモデルでは、2次元FEM解析の地盤応力を簡略化し、地盤応力のうち併設側の応力のみを対象として、三角形分布でモデル化した。三角形分布は、地盤応力の分布より、トンネルのスプリングラインを頂点として110°の範囲とした。また、三角形分布の頂点の荷重の最大値は、併設側の地盤応力の総和と荷重の合計値が一致するように設定した。この三角形分布の荷重を、はりばねモデルにおける荷重モデルとする。各断面において各施工段階における地盤応力分布をモデル化した結果を図 4.1.4-6～図 4.1.4-8に示す。

図 4.1.4-9に上記により算出したはりばねモデルの荷重モデルにおける近接係数(N_c')と、トンネル間の離隔とトンネル外径の比 γ の関係を示す。ここで、荷重モデルにおける近接係数 N_c' は、各施工時荷重の設計値と、図 4.1.4-6～図 4.1.4-8に示すはりばねモデルにおける荷重モデルのピーク値との比で、下記の式により算出した。

$$N_c' = \frac{P_i}{L_{ci}} \quad (5a)$$

ここで、

N_c' : はりばねモデルにおける近接係数

P_i : はりばねモデルにおける荷重モデルのピーク値

L_{ci} : Step i における施工時荷重の設計値(kN)

また、図中の近似曲線は(4c)式にもとづき、2次元FEM解析より求めた近似係数の値と、近似曲線がと一致するように施工段階ごとに設定した。ここで提案する近接係数とトンネル間の離隔と外径比の関係を用いることで、今回の条件と同様の比較的良質な地盤での併設トンネルの施工時荷重による影響を、施工段階ごとに推定

できる. 図 4.1.4-9より, 切羽通過時や裏込め注入時のように, 後行トンネルから先行トンネルに作用する荷重が, 先行トンネルを押し込む方向の場合については, トンネル間の離隔が1.0D程度まで後行トンネルの施工時荷重の影響がある. それに対して, テール通過時や安定時のように, 後行トンネルから先行トンネルに作用する荷重が, 先行トンネルを引き込む方向の場合については, トンネル間の離隔が0.5D程度で後行トンネルの施工時荷重の影響がなくなることが確認できる. 以上より, 後行トンネルの作用する荷重の方向の相違により, 先行トンネルへの影響範囲が異なることが確認できる.

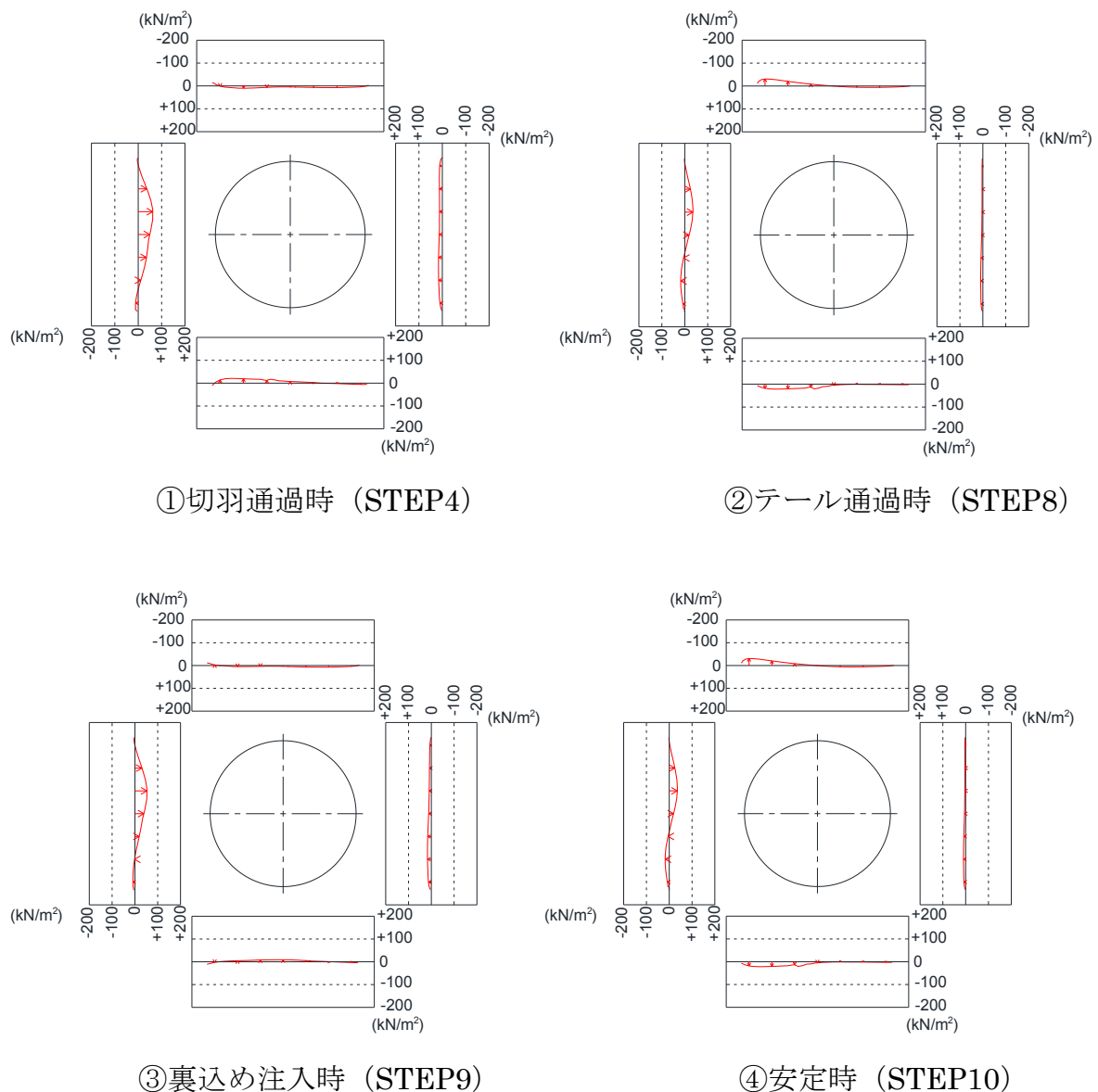
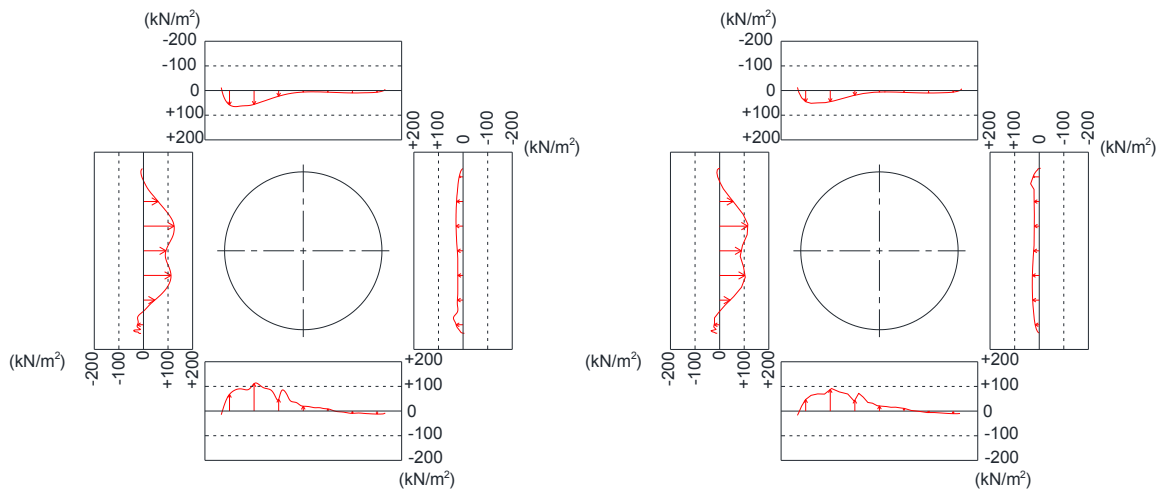
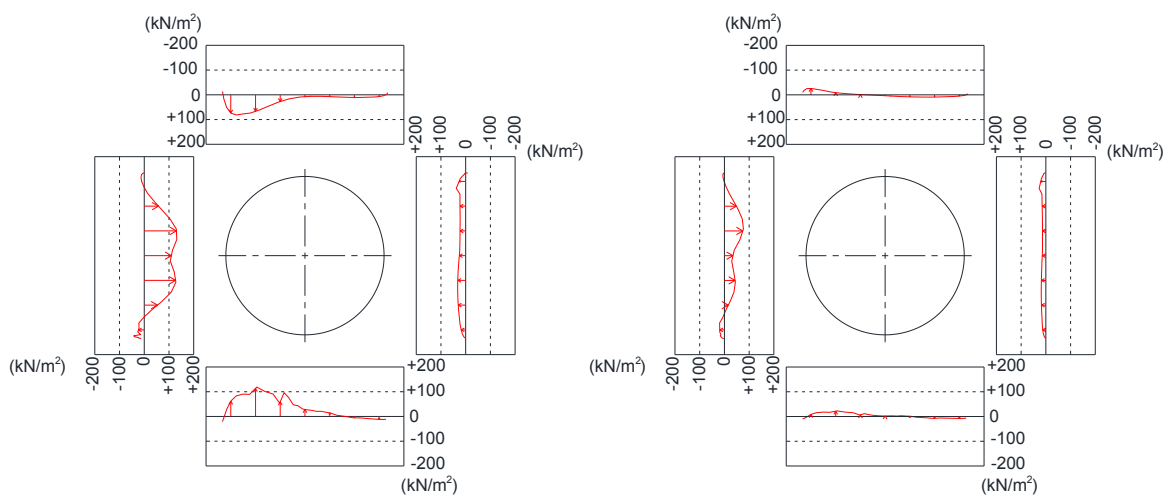


図 4.1.4-3 地盤応力分布 (計測断面②)



①切羽通過時 (STEP4)

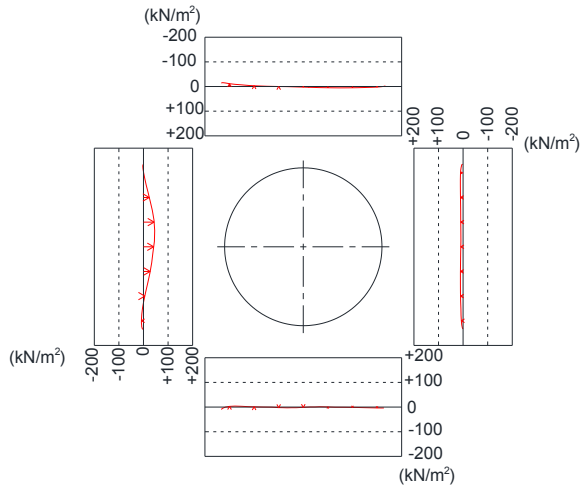
②テール通過時 (STEP8)



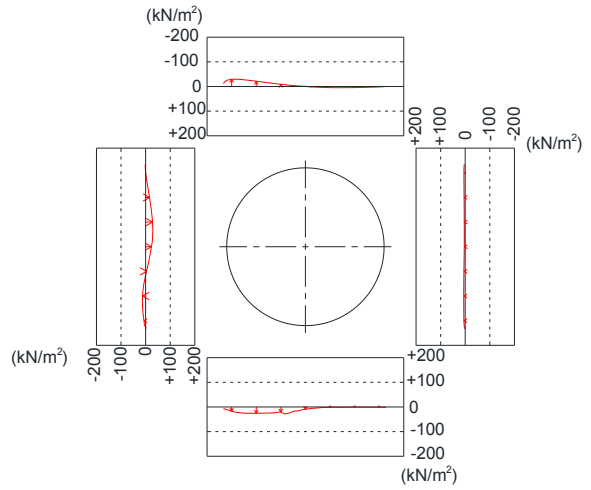
③裏込め注入時 (STEP9)

④安定時 (STEP10)

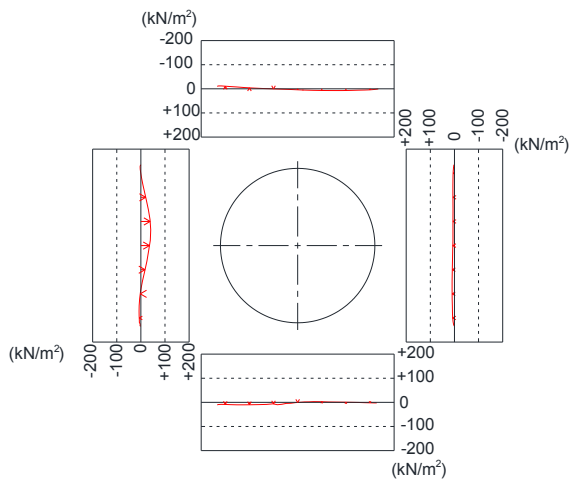
図 4.1.4-4 地盤応力分布 (計測断面③)



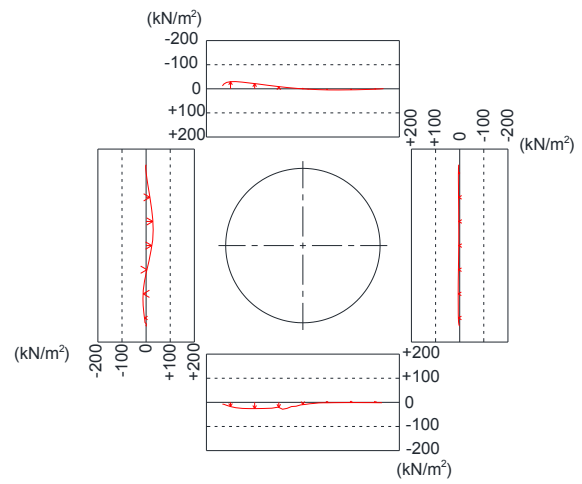
①切羽通過時 (STEP4)



②テール通過時 (STEP8)



③裏込め注入時 (STEP9)



④安定時 (STEP10)

図 4.1.4-5 地盤応力分布 (トンネル間の離隔 : 0.3D)

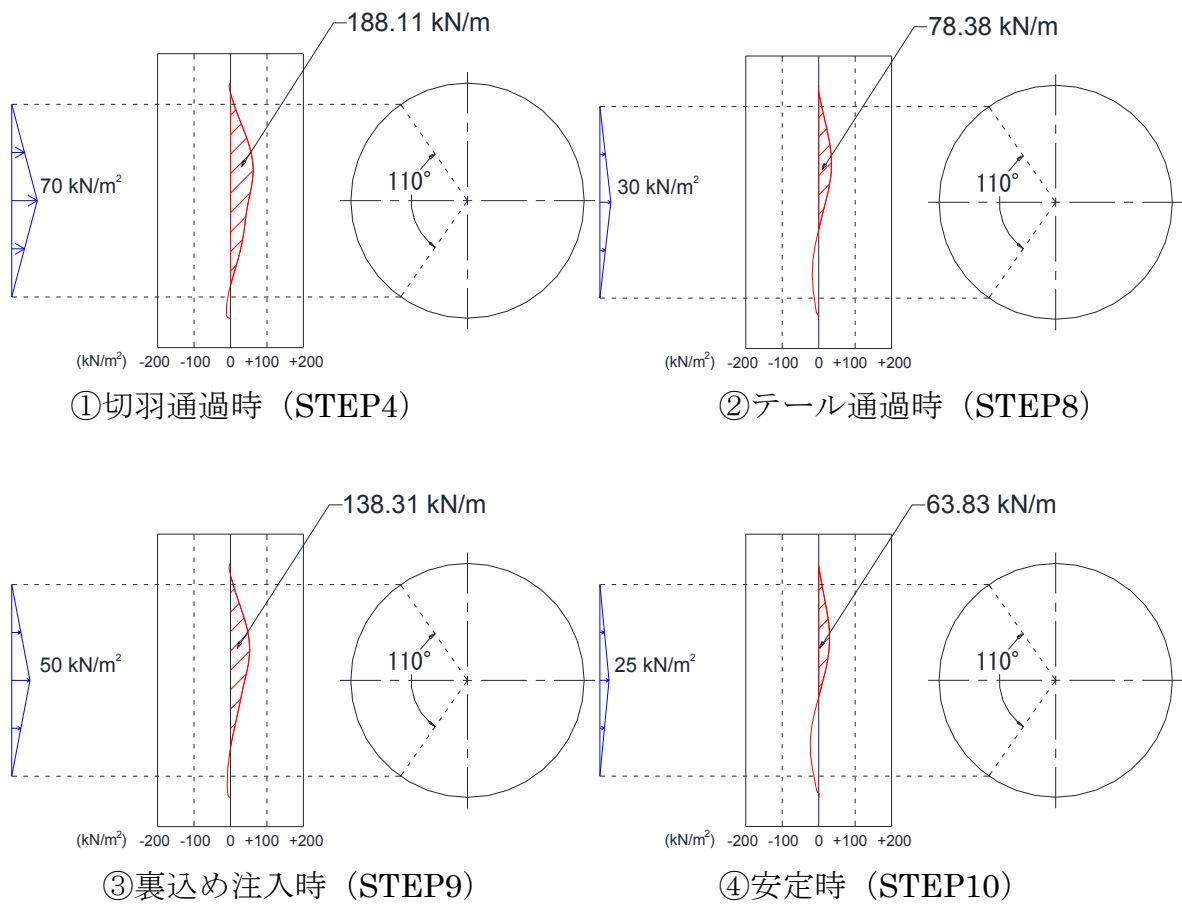


図 4.1.4-6 はりばねモデルにおける荷重のモデル化 (計測断面②)

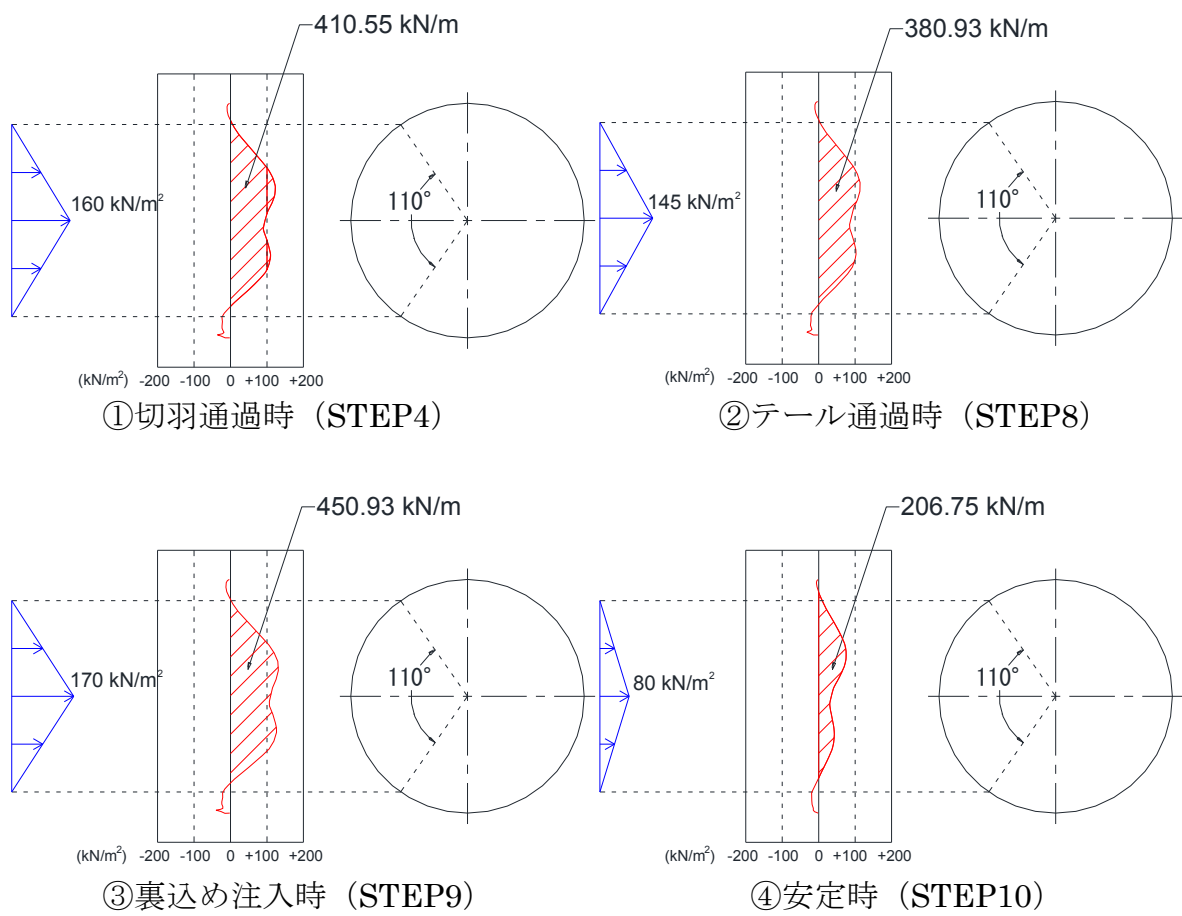


図 4.1.4-7 はりばねモデルにおける荷重のモデル化 (計測断面③)

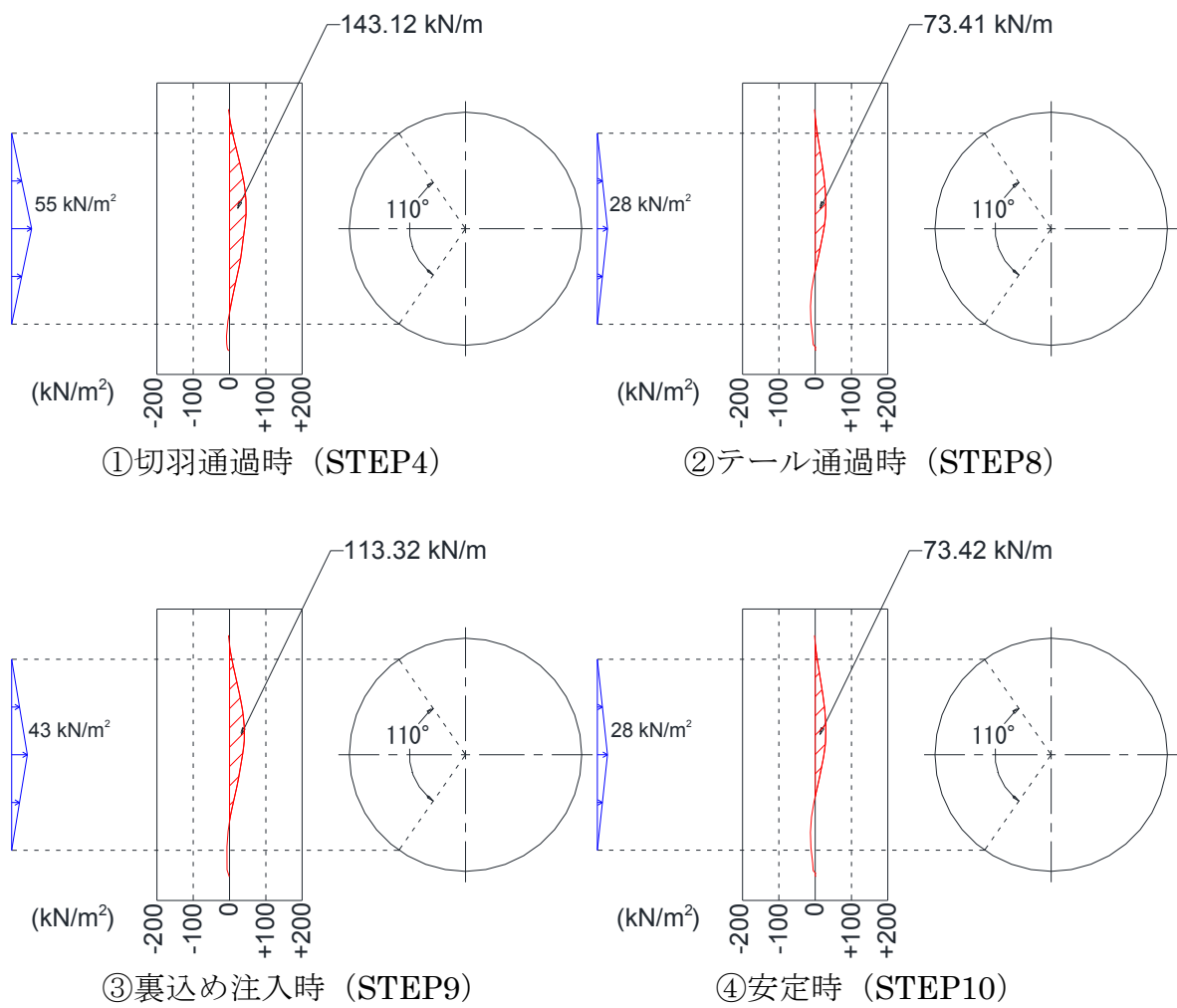


図 4.1.4-8 はりばねモデルにおける荷重のモデル化 (トンネル離隔: $0.3D$)

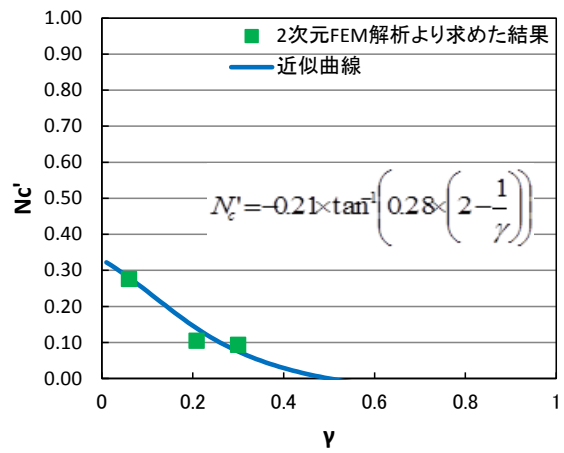
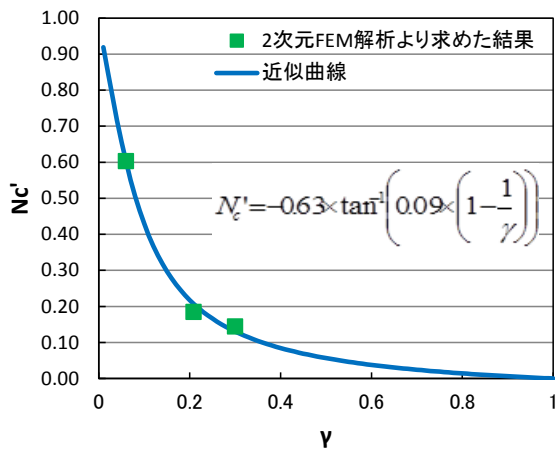
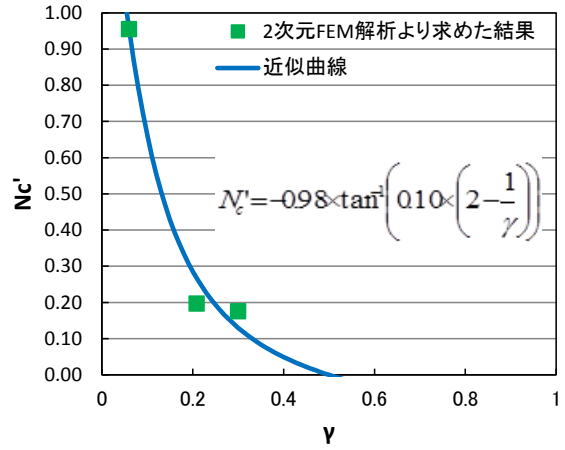
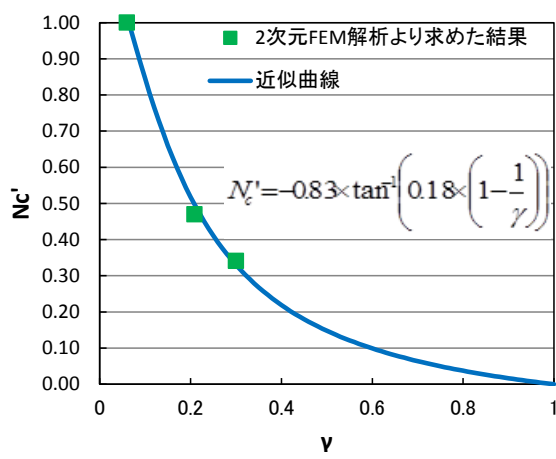


図 4.1.4-9 はりばねモデルにおける荷重とトンネル離隔の関係

(4) はりばねモデルによる検証

前述した地盤ばねの剛性低下および施工時荷重を用いて、はりばねモデルで検証を行う。はりばねモデルにおいて、トンネル縦断方向への荷重の分散を考慮するために、多リングモデルにする必要がある。多リングの解析モデルの概要図を図4.1.4-10に示す。モデル化するリング数は、モデル端部のリングへの影響のない範囲を確認し、33リングとした。セグメントの剛性は表4.1.3-4に示す値とし、はりばねモデルにおける継手のばね定数は表4.1.4-1に示す値を設定した。また、トンネルの周囲にはばね反力が引張力になった際に剛性低下する非線形の地盤ばねをモデル化するが、鉄道構造物設計標準 シールド編⁷⁾に準じて、N値50以上の密な砂質土における裏込め材が硬化した状態の地盤反力係数を用いて、地盤ばねのばね定数は求めた。求めた地盤ばね定数に先述した剛性低下を乗じることで、後行トンネルの掘削の影響による地盤の緩みを考慮した。剛性低下については、図4.1.4-2に示したトンネル全周の剛性低下の算出結果を平均した値を用いた。表4.1.4-2に剛性低下の値および地盤ばね定数の値を示す。

計測断面②および計測断面③において、はりばねモデルによる解析を行った結果を図4.1.4-12～図4.1.4-15に示す。計測結果とはりばねモデルによる解析結果が、曲げモーメント、軸力ともに概ね同様となった。以上より、はりばねモデルを用いて併設施工の影響を検討する場合の荷重のモデル化の妥当性が確認できた。

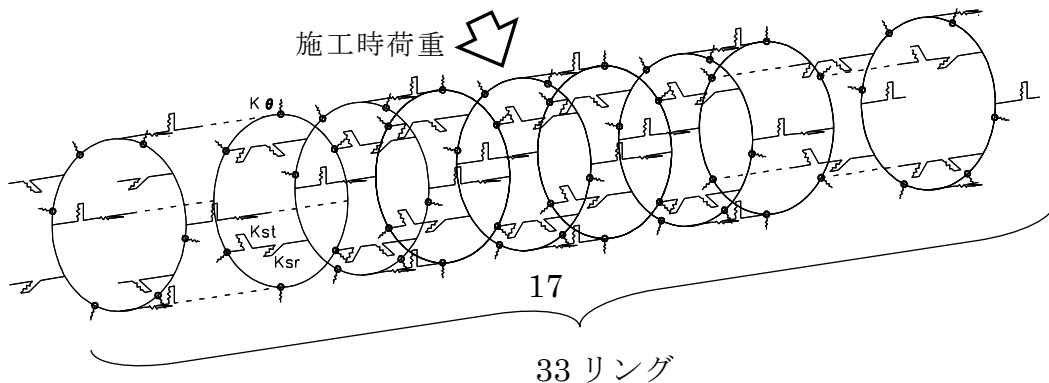


図 4.1.4-10 解析モデル概要図

表 4.1.4-1 はりばねモデルの解析定数

セグメント 継手	引張ばね定数 k_j		342000 kN/m
	回転ばね定数 k_θ	計測断面②	43900kN・m/rad
計測断面③		36600kN・m/rad	
リング 継手	半径方向のせん断 ばね定数 k_{sr}	頂部	230000 kN/m
		その他	367000 kN/m
	接線方向のせん断 ばね定数 k_{st}	頂部	2136000 kN/m
		その他	3418000 kN/m

※ リング継手のばね定数についてはシアーストリップの配置 (図 4.1.4-11) にもとづき以下の式より設定した。

① 半径方向のせん断ばね定数 (頂部)

$$k_{sr} = \frac{192EI}{2 \times (2b)^3} = \frac{192 \times 39000000 \times 1.35 \times 10^{-3}}{2 \times (2 \times 1.4)^3} = 230000kN/m$$

$$I = \frac{L_j h^3}{12} = \frac{0.598 \times 0.3^3}{12} = 1.35 \times 10^{-3} m^4$$

$$L_j = \frac{4.787m}{8} = 0.598m$$

② 半径方向のせん断ばね定数 (その他)

$$k_{sr} = \frac{192EI}{2 \times (2b)^3} = \frac{192 \times 39000000 \times 2.15 \times 10^{-3}}{2 \times (2 \times 1.4)^3} = 367000kN/m$$

$$I = \frac{L_j h^3}{12} = \frac{0.915 \times 0.3^3}{12} = 2.15 \times 10^{-3} m^4$$

$$L_j = \frac{1.915m}{2} = 0.957m$$

③ 接線方向のせん断ばね定数 (頂部)

$$k_{sr} = \frac{L_j \cdot h \cdot E}{2b(1+\nu)} = \frac{0.598 \times 0.3 \times 39000000}{2 \times 1.4 \times (1 + 0.17)} = 2136000kN/m$$

④ 接線方向のせん断ばね定数 (その他)

$$k_{sr} = \frac{L_j \cdot h \cdot E}{2b(1+\nu)} = \frac{0.957 \times 0.3 \times 39000000}{2 \times 1.4 \times (1 + 0.17)} = 3418000kN/m$$

ここで、 k_{sr} : 半径方向のせん断ばね定数

EI : トンネル軸方向の曲げ剛性

b : セグメント幅(=1.4m)

L_j : シアーストリップの配置間隔

h : セグメントの部材厚(=0.3m)

ν : セグメントのポアソン比(=0.17)

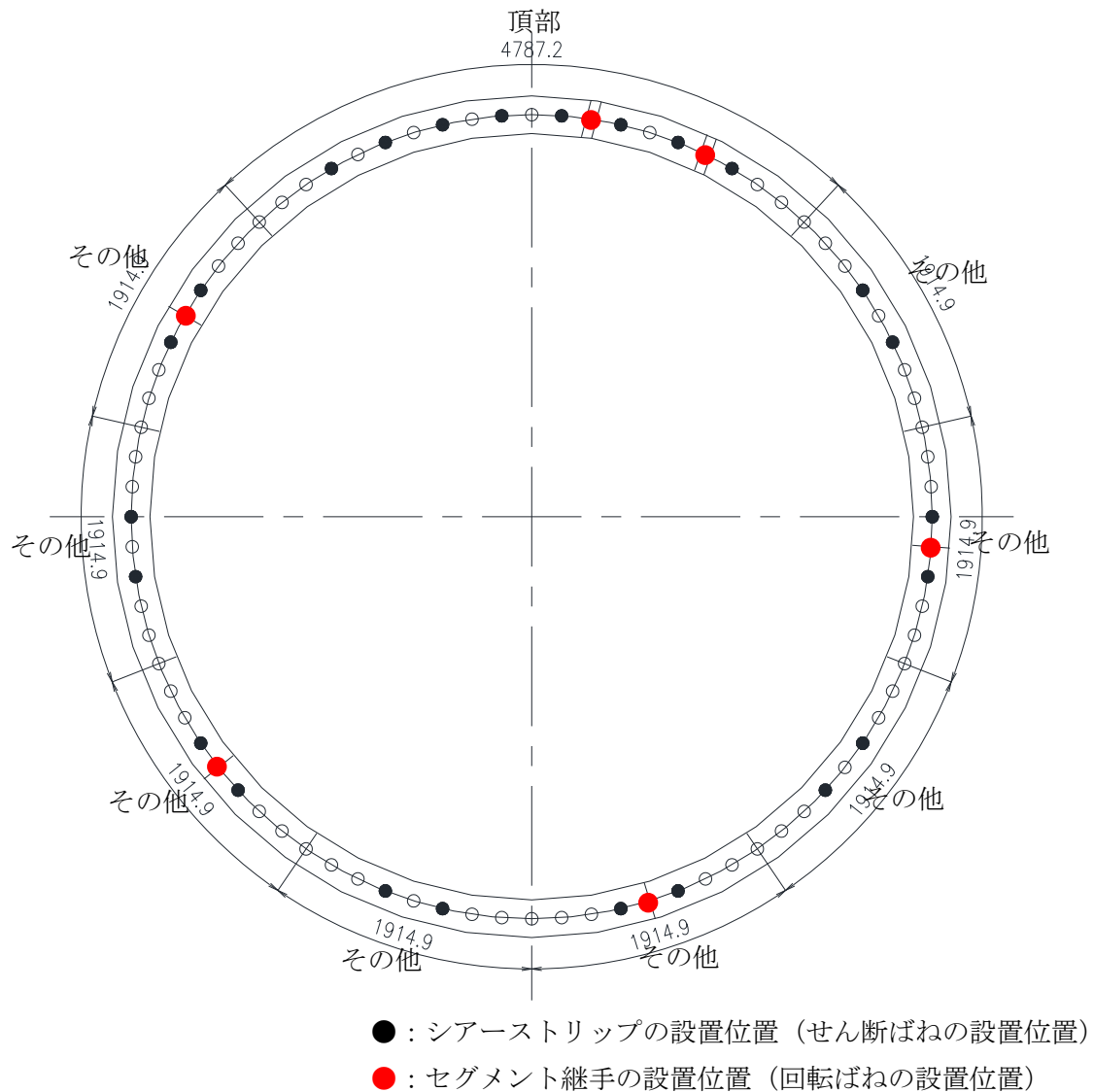


図 4.1.4-11 シヤーストリップの配置と回転ばねおよびせん断ばねの設置位置

表 4.1.4-2 併設トンネルの影響による剛性低下を考慮した地盤反力係数

	剛性低下を考慮しない 地盤反力係数(kN/m ³)	剛性低下率	剛性低下を考慮した 地盤反力係数(kN/m ³)
計測断面②	28,000	0.87	24,360
計測断面③	28,000	0.78	21,840

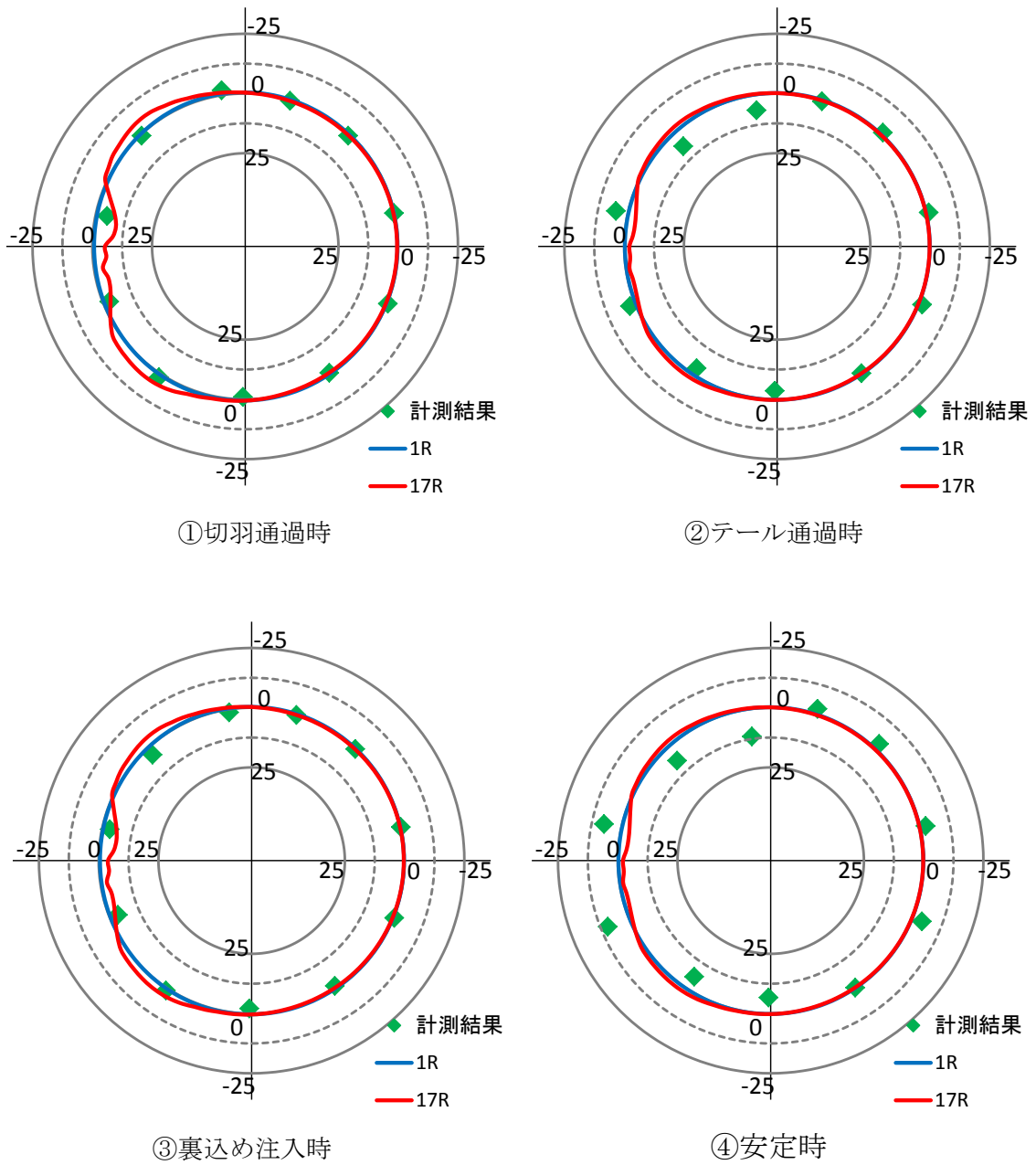
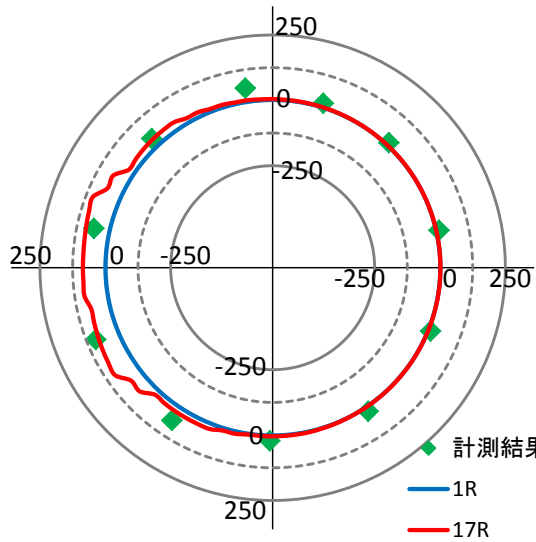
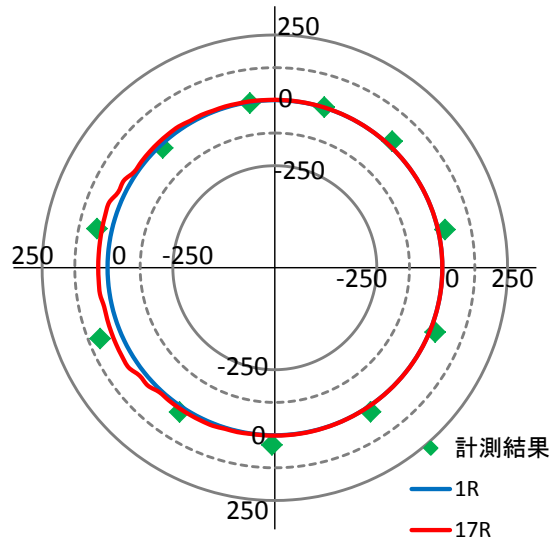


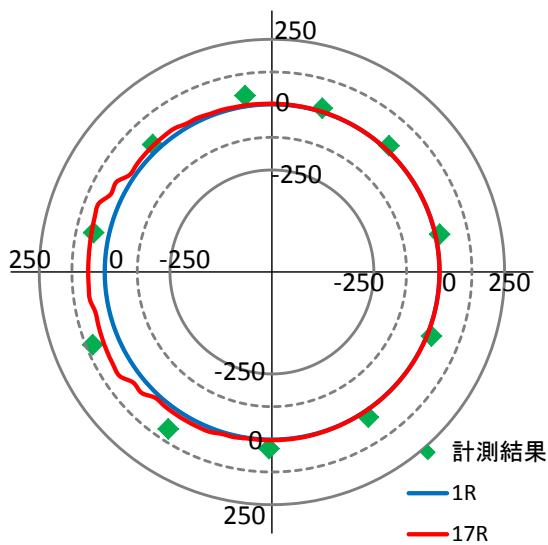
図 4.1.4-12 妥当性の検証結果（計測断面②，曲げモーメント分布）



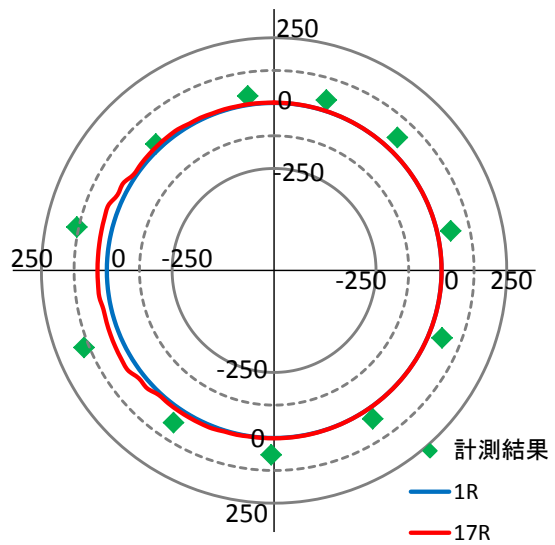
①切羽通過時



②テール通過時



③裏込め注入時



④安定時

図 4.1.4-13 妥当性の検証結果 (計測断面②, 軸力分布)

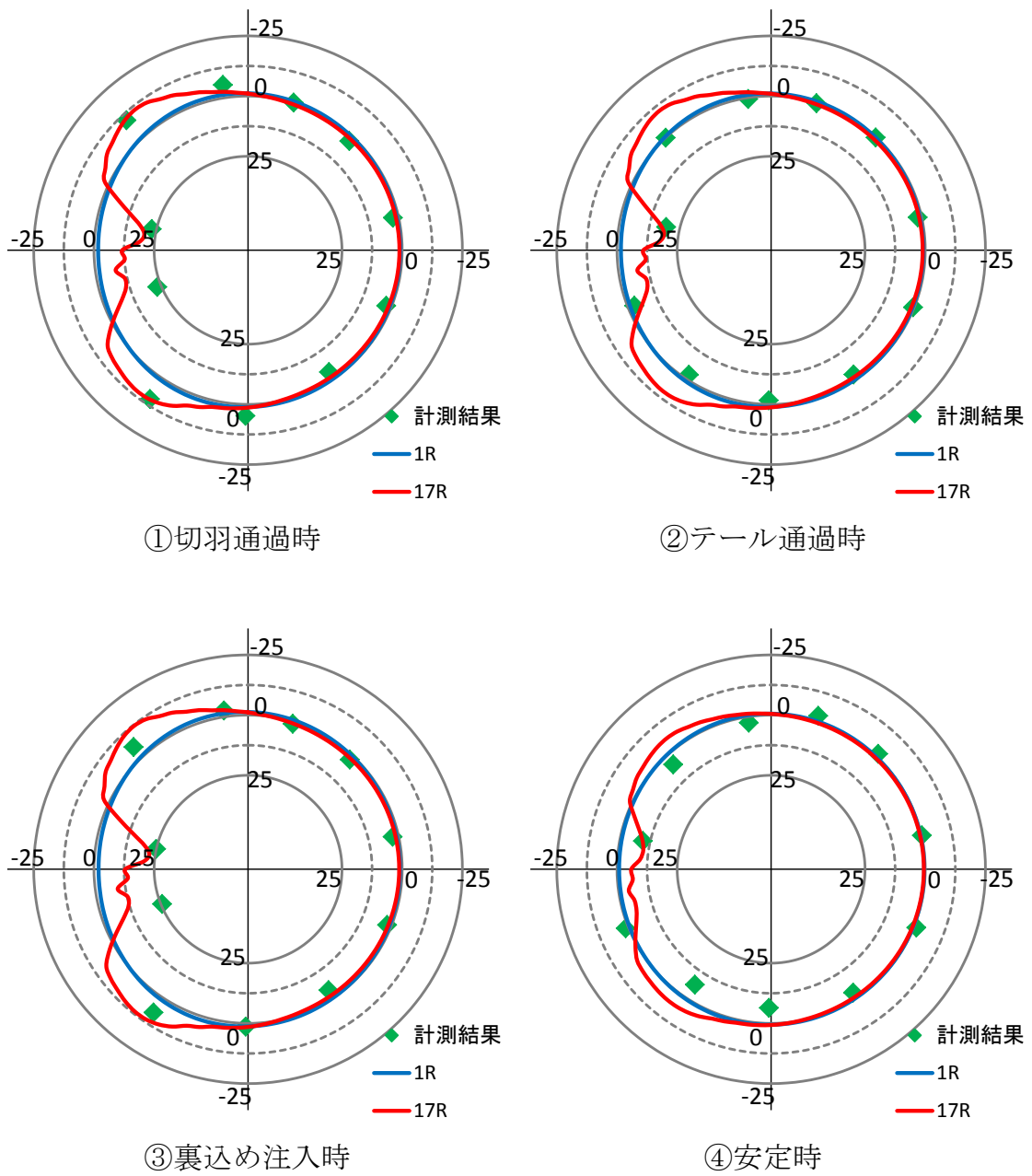


図 4.1.4-14 妥当性の検証結果 (計測断面③, 曲げモーメント分布)

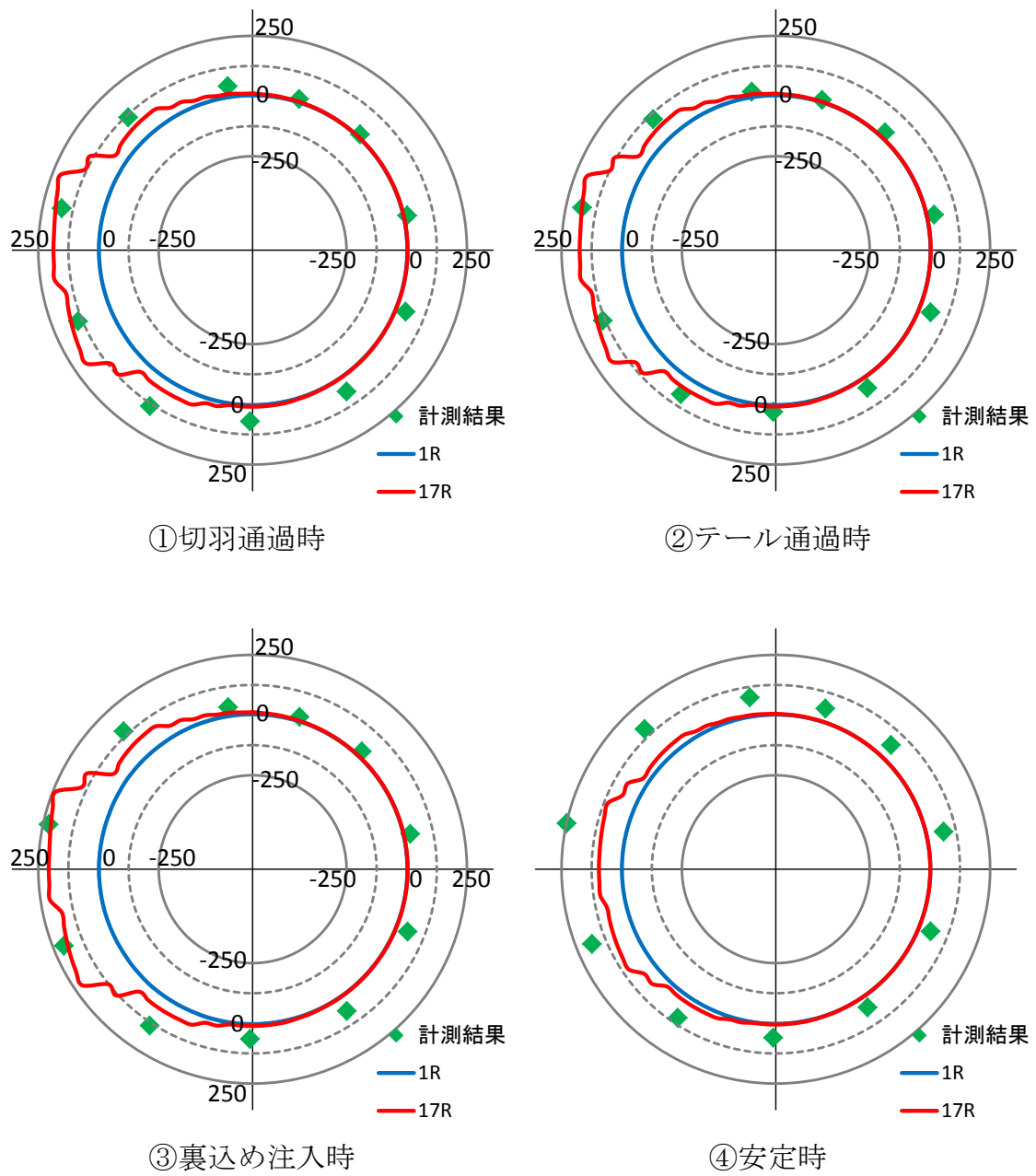


図 4.1.4-15 妥当性の検証結果 (計測断面③, 軸力分布)

4.1.5 縦断方向の分散ばねの妥当性

(1) 概要

本論の第4章で記述したせん断流理論にもとづいてトンネル断面内に配分した分散ばねに対し、3次元円筒シェルモデルを用いて断面変形を考慮して配分するばねを算出し、本論で提案するはりばねモデルにおける施工時荷重のモデル化までの比較、検証を行った。

(2) 3次元円筒シェルモデルによる縦断方向のばね定数の設定

3次元の円筒シェルモデルの解析モデルの概要図を図 4.1.5-1 に示す。図に示すとおり、トンネル全周にトンネル直交方向の地盤ばねを設置した。地盤ばねの定数を表 4.1.5-1 に示す。トンネル直交方向の地盤ばねは、地盤ばねの反力が引張力になった際に剛性が低下するノーテンションのばね要素を用いた。トンネルの諸元は、表 4.1.3-4 に示すとおりである。円筒シェルで構成されるリング間は、圧縮側は剛、引張側は継手の軸剛性となるばねを設置し、せん断方向については剛としてモデル化を行った。リング間に設置した継手のばね定数を表 4.1.5-2 に示す。また、シェル要素の剛性は、曲げ剛性の有効率 η ($=0.8$) を考慮した等価剛性を与えた。シェル要素の材料定数を表 4.1.5-3 に示す。

円筒シェルの解析モデルに 100kN/m の単位荷重を作用させ、その際のトンネル全周の変位量から、縦断方向の分散ばねを算出した。トンネルの断面変形を考慮した縦断方向の分散ばねの算出式を下記に示す。

$$k_i = \frac{P}{\delta_i} \quad (6a)$$

ここで、

k_i : トンネルの断面変形を考慮した縦断方向のばね定数(kN/m^3)

P : トンネルに作用させている単位荷重($=100\text{kN/m}^2$)

δ_i : 各節点における水平変位量 (m)

図 4.1.5-2 に単位荷重を作用させた際の水平変位量、図 4.1.5-3 に円筒シェルモデルで算出した縦断方向のばね定数を示す。図中には参考として、本研究で提案する縦断方向の分散ばねについても記載している。図に示すとおり、荷重を作用させている箇所のばね定数が小さく、その直交方向のばね定数が大きくなる傾向は近似している。また、円筒シェルモデルで求めたばね定数については、載荷方向と対面方向のばね定数が大きくなる傾向があるが、これは荷重が作用した箇所のリングが縦長に変形するため、荷重が作用したことによるトンネル軸方向のたわみが低減し

たためである。

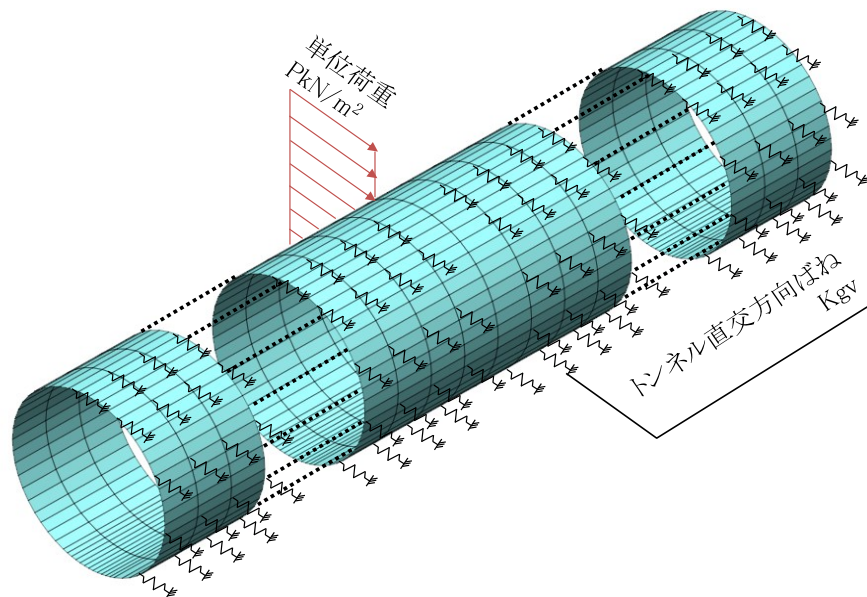


図 4.1.5-1 解析モデル概要

表 4.1.5-1 地盤ばねのばね定数

水平方向ばね定数(kN/m ³)	5.01×10 ⁶
鉛直方向ばね定数(kN/m ³)	1.50×10 ⁶

表 4.1.5-2 リング継手のばね定数

リング継手 1 本あたりのばね定数(kN/m/本)	114,000
リング継手本数	21

表 4.1.5-3 シェル要素の解析用定数

弾性係数 Eeq(kN/m ²)	要素厚 t(m)	ポアソン比 ν
3.12×10 ⁷	0.3	0.2

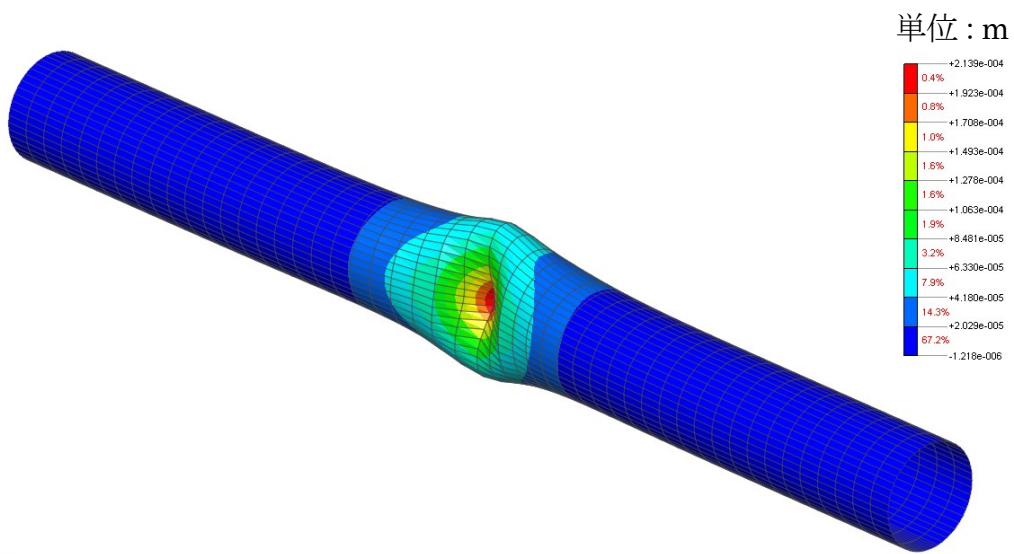


図 4.1.5-2 水平変位量分布

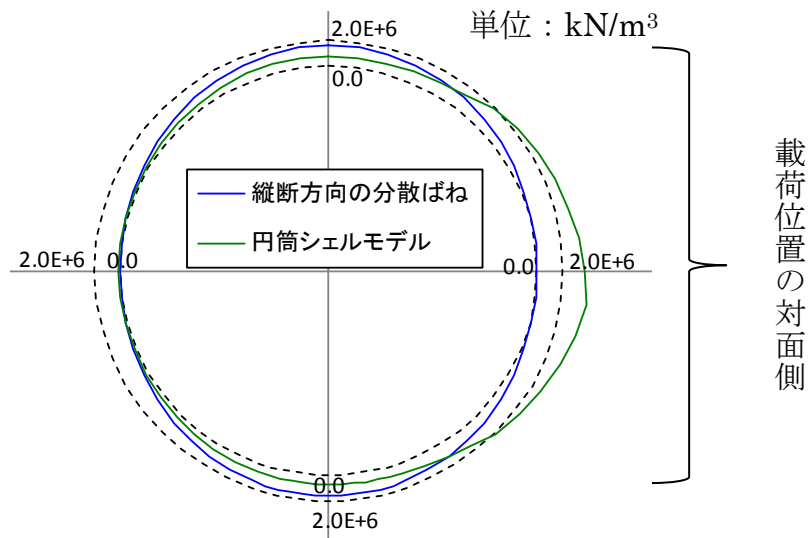


図 4.1.5-3 縦断方向のばね定数の算出結果

(3) 3次元円筒シェルモデルによる縦断方向のばね定数を用いた場合のはり-ばねモデルにおける荷重のモデル化

4.1.3 で実施した方法と同様に、円筒シェルモデルで算出した縦断方向のばね定数を用いて、計測断面③の切羽通過時の計測結果と一致するように、後行トンネルより作用させる施工時荷重の値を求めた。図 4.1.5-4 に 2次元 FEM 解析において円筒シェルモデルで算出した縦断方向のばね定数を用いた場合の先行トンネルの曲げモーメントの増分を示す。図に示すように、円筒シェルモデルで算出した縦断方向のばね定数においても、計測結果と概ね同様となることが確認できる。

また、4.1.4 に示す方法により、求めた施工時荷重を作用させた際に先行トンネル周辺の地盤要素に発生する応力を算出し、先行トンネルに作用する荷重を求めた。図 4.1.5-5 に円筒シェルモデルを用いた場合の先行トンネルに作用する荷重を示す。参考として、本研究で提案する縦断方向の分散ばねを用いた場合の先行トンネルに作用する荷重を図 4.1.5-6 に示す。図に示すとおり、先行トンネルに作用する荷重は、作用する範囲、最大値や面積など、どちらのモデルの結果も概ね同様であることが確認できた。

以上より、本研究で提案する縦断方向の分散ばねは、トンネルの断面変形を考慮したものではないが、トンネルの断面変形を考慮した縦断方向の分散ばねを用いた場合にも、はり-ばねモデルにおける荷重のモデル化は概ね同様になることが確認できた。

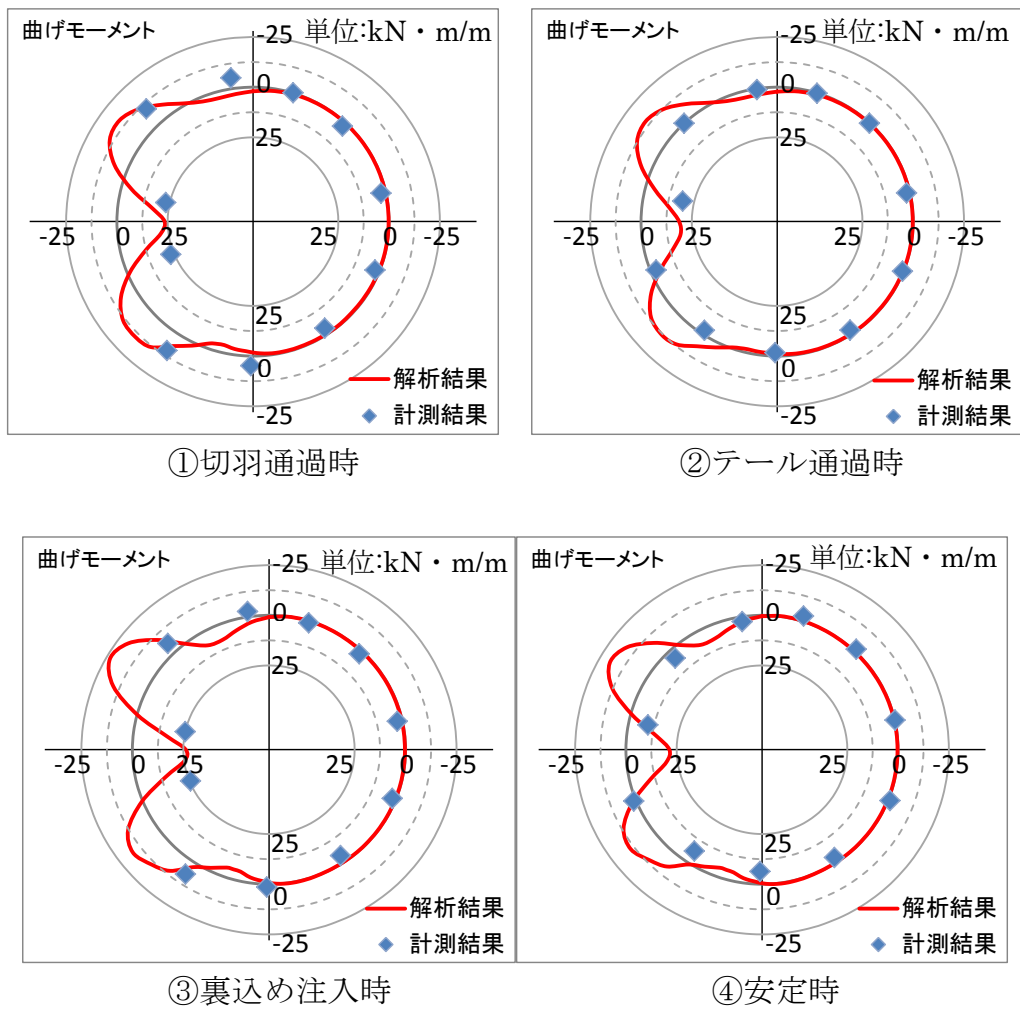


図 4.1.5-4 3次元円筒シェルによる縦断方向の分散ばねを用いた場合の2次元FEM解析における解析結果

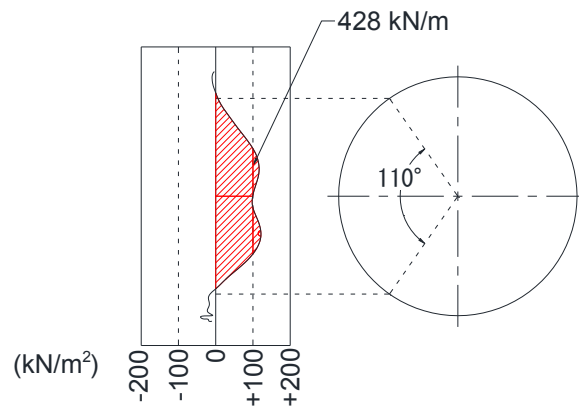


図 4.1.5-5 先行トンネルに作用する荷重 (円筒シェルモデル)

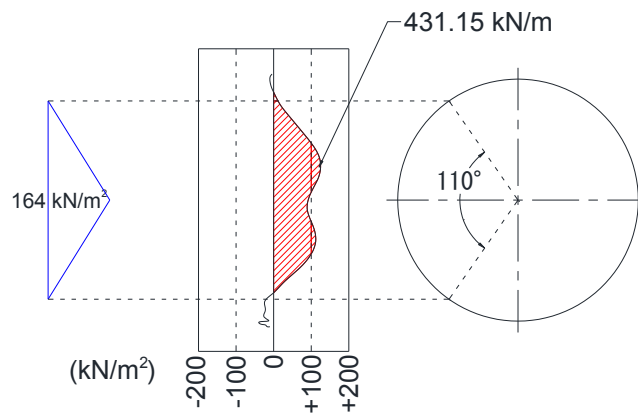


図 4.1.5-6 先行トンネルに作用する荷重 (縦断方向の分散ばね)

4.2 まとめ

- ・ 現場における先行トンネルの鉄筋のひずみゲージの計測結果より、後行トンネルが先行トンネルに及ぼす影響が大きい施工時荷重としては、切羽の圧力、裏込め注入圧が考えられた。
- ・ 計測結果より求めた先行トンネルに発生する断面力分布では、併設トンネルに近接する箇所は局所的に影響を受けているが、その反力が同一断面に現れていないことが確認できた。このことより、先行トンネルの縦断方向に反力が流れていると考えた。
- ・ 2次元FEM解析において、トンネル縦断方向の分散ばねをモデル化することにより、併設トンネルより受ける荷重をトンネル軸方向へと伝達するような挙動を再現できることが確認できた。
- ・ 2次元FEM解析において後行トンネルより作用させる荷重を計測結果との比較により求めた結果、トンネル相互の離隔距離によって荷重は異なり、トンネル間の離隔が大きくなるほど小さくなることが確認できた。また、離隔距離による施工時荷重の相違を、近接度に応じて異なる係数を近接係数と定義し、離隔距離をトンネル外径で除して求めた外径比と近接係数の関係を求めた。
- ・ 2次元FEM解析における先行トンネル周囲の地盤要素の応力分布より、はりばねモデルに併設トンネルの影響を考慮可能な荷重のモデル化を試みた。多リングのはりばねモデルを用いて、荷重のモデル化の検証を行った結果、計測結果における断面力分布と概ね一致し、はりばねモデルにおける併設トンネルの影響を考慮可能な解析モデルの妥当性が確認できた。
- ・ 3次元円筒シェルモデルを用いて解析を行い、本研究で用いた縦断方向の分散ばねの検証を実施した。その結果、ばね定数の分布は異なる箇所もあるが、本研究の目的とするはりばねモデルにおける併設の影響を考慮した荷重のモデル化に関しては、どちらのモデルでも概ね同様の結果になることが確認できた。

参考文献

- 1) 木村定雄, 矢田敬, 小泉淳: 併設して施工されるシールドトンネルの影響解析, トンネル工学研究発表会, 第1巻, pp.89-94, 1991
- 2) 崎谷浄, 新名勉, 卜部賢一, 陣野員久, 長屋淳一: 大断面, 超近接併設シールドトンネル設計手法の提案, トンネル工学報告集, 第24巻, II-8, 2014
- 3) 田嶋仁志, 石田高啓, 川田成彦, 小林靖典, 斉藤正幸: 併設シールドトンネルの影響評価方法に関する検討, 土木学会第58回年次学術講演会, VI-079, pp.157-158, 2003
- 4) 土木学会: トンネル標準示方書 シールド工法・同解説, pp.53-55, 2006
- 5) 堀地紀行, 平嶋政治, 松下芳亮, 石井恒生: トンネル軸方向の剛性を考慮したシールドトンネルの断面力解析法, 土木学会論文集 第406号, pp.195-204, 1989
- 6) 堀地紀行, 平嶋政治, 松下芳亮, 石井恒生: 軟弱粘性土地盤における併設シールドトンネルの現場計測とセグメントリングの擬似三次元構造解析モデル, 土木学会論文集 第418号, pp.201-210, 1990
- 7) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 シールドトンネル, 2002

第5章 結論

都市部の地下空間ではインフラ施設の密集度が高まっており、新設される構造物は既存構造物との離隔が十分に確保できない状況も少なくない。これらの状況を鑑み、現在では小土被り下での近接した併設シールドトンネルを前提とした工事計画に対する必要性が高まっているが、設計段階で同条件下における施工時の影響解析を実施する手法が確立されておらず、類似の施工事例をもとに必要な対策工が計画されているのが現状である。この課題を解決するためには、小土被り下での近接した併設シールド工事における地盤や構造物の挙動を十分に把握し、更なる解析手法の確立に繋げていくことが重要である。

本研究は、京王電鉄京王線調布駅付近連続立体交差事業における事例を用いて、小土被り下での超近接した併設シールドトンネルという条件での施工に対し、周辺地盤及び軌道の挙動から、実施工時に実施した各種の管理方法の妥当性について検証するとともに、実施工時におけるトンネルの計測結果をもとに、併設トンネルの影響度を予測可能な解析方法の提案を行うものである。

最後に、本研究によって得られた事項をまとめ、全体の総括とする。

- (1) 地盤変位量を抑制できた要因としては、事前に検討したシールド機の仕様、塑性流動化の方法、切羽の圧力管理の方法が妥当であったこと、また地盤の計測によりリアルタイムに掘進管理の方法を見直した結果であり、小土被りシールドを施工するうえで、参考になると考えられる。
- (2) 先行トンネルと後行トンネルのトンネル間に設置した、トライアル計測断面における層別沈下計および多段式傾斜計の計測結果より、各トライアル計測断面の先行トンネルにおける切羽の圧力や裏込め注入圧の設定圧力の相違が、後行トンネル施工時の地盤変位に影響を及ぼすことが確認できた。このことより、併設トンネルにおいて地盤変位を予測する際は、先行トンネルおよび後行トンネルの両方の施工の影響を適切に考慮することが必要であることを指摘した。
- (3) トンネル全線における地表面の地盤変状より、応力解放率を逆解析により算出した結果、斜め併設の断面と横併設の断面とで異なり、横併設の断面において斜め併設の断面よりも後行トンネルにおける応力解放率が大きくなった。このことより、トンネルが横に併設する場合には、斜めに併設する場合よりも、先行トンネルの施工による影響が大きいことが確認できた。このことは、併設トンネルの位置関係に応じて先行トンネルの影響を適切に考慮し、後行トンネルにおける応力解放率の設定を行う必要があることを示している。
- (4) 地盤変状と切羽の管理土圧の予備圧の回帰分析を行い、地盤変状を発生させない最適予備圧を算定した。その結果、併設トンネルの位置関係により、最適予備圧が異なり、横併設の断面では斜め併設の断面よりも最適予備圧が大きくなった。以上より、後行トンネルを施工する際には、併設トンネルの位置関係に

- 応じて適宜予備圧を設定する必要があることを示した。
- (5) 後行トンネルより作用する施工時荷重のうち、切羽の圧力および裏込め注入圧が先行トンネルに及ぼす影響は大きいことが、先行トンネルに設置したひずみゲージの計測結果の時系列データより確認できた。さらに、切羽の圧力や裏込め注入圧により影響を受ける箇所は、トンネル横断面内の併設トンネルに近接する箇所のみであることより、先行トンネルの縦断方向に後行トンネルより作用する施工時荷重が伝達されていることを確認した。
 - (6) 後行トンネルの施工により先行トンネルに作用する施工時荷重を算出するため、2次元FEM解析を実施した。併設トンネル間の離隔と施工時荷重の影響の変化を表すために、近接係数という新たなパラメーターを導入し、近接係数とトンネル離隔／外径比の関係を求めた。トンネル離隔／外径比が大きくなるほど、近接係数は小さくなることが確認できた。また、横併設と斜め併設とでは、トンネル離隔／外径比と近接係数の関係が異なる傾向が確認できた。すなわち、最近接部の断面③よりも斜め併設断面の方が近接係数は大きくなる結果となった。このことは、斜め併設と横併設とでは、後行トンネルの施工時荷重の作用による影響が異なるためと想定されるが、今回の計測では斜め併設の断面は1断面のみであることより計測データが不足していると考え、計測断面が2つある横併設に絞ってモデル化を行うこととした。
 - (7) 2次元FEM解析における先行トンネル周囲の地盤要素の応力分布より、はりーばねモデルを用いて構造計算を実施する際の、併設トンネルの影響を考慮可能な荷重のモデル化を提案した。多リングのはりーばねモデルを用いて、荷重のモデル化の検証を行った結果、計測結果における断面力分布と概ね一致したことより、はりーばねモデルにおける併設トンネルの影響を考慮可能な解析モデルを提案し、計測結果との比較を行うことにより解析モデルの妥当性を確認した。
 - (8) 2次元FEM解析において、面外方向に設けた仮想節点とトンネルを構成する節点をばねで接合することにより、縦断方向に荷重を伝達させるような挙動を表現した。本研究で用いた縦断方向への荷重の分散を考慮するためのばねは、弾性床上のはりモデルより算出した縦断方向の剛性を、せん断流理論によりトンネル横断方向に展開して円周状に分布させたものである。トンネル縦断方向の剛性を考慮した横断面の解析手法には円筒シェルとしての断面変形を考慮したものがあるが、はりーばねモデルにおける併設の影響を考慮した荷重のモデル化については、いずれの方法でも概ね同様の結果になることを確認した。

本研究で得られた、小土被り下での近接した併設トンネルに関する知見は、同一条件下の計画に際して参考になると考える。近接シールドの挙動に関する検討より得られた設計手法については、任意の離隔に対しても適用できるように、トンネル離隔とトンネル外径の比における併設トンネルの影響を定量的に評価できたこと

は、併設トンネルの設計に有用と考える。今後は硬質地盤において、同様の手法でトンネル間の離隔とトンネル外径の比が 0.3~0.8 のデータ, ならびに一般的な地盤や軟弱地盤におけるデータ, さらに斜めや上下併設など位置関係の異なる併設トンネルにおけるデータの整理や収集を行い, 汎用性の高い手法を確立しなければならないと考える。

さらに、本研究では併設トンネル施工時の挙動について、地盤への影響と先行トンネルへの影響とでそれぞれ単独で評価を実施していたが、併設トンネルの施工による影響は地盤を介して先行トンネルに作用するため、より適切に併設トンネルの影響を評価するためには、地盤とトンネルの両方の挙動を再現する必要があると考える。本研究では、地中内の地盤の変位を計測した断面と先行トンネルの計測を行った断面とが異なり、地盤とトンネルの両方の影響を考慮することは困難であったため、今後の研究課題とする。

謝辞

本研究を遂行するにあたり、終始暖かいご指導とご鞭撻を賜りました早稲田大学理工学術院小泉淳教授に深甚なる謝意を表します。また、本研究をまとめるにあたり、親切丁寧なるご指導とご助言を賜った早稲田大学理工学術院清宮理教授、早稲田大学理工学術院赤木寛一教授に心から感謝いたします。

本研究は、著者が2003年から2014年まで携わった京王線調布駅付近連続立体交差事業におけるシールドトンネルの計画、設計、施工の経験から得られた知見をまとめたものである。本事業の計画策定から本論文執筆までの間、株式会社大林組の金井誠氏、吉田公宏氏、久末賢一氏、高橋正朗氏、東京地下鉄株式会社の野焼計史氏、荻野竹敏氏、新井泰氏、西川祐氏、メトロ開発株式会社の元常務取締役藤木育雄氏、水上博之氏、沼澤憲二郎氏、パシフィックコンサルタンツ株式会社の清水幸範氏、大黒聖介氏には広範な視点からのアドバイスを賜り感謝申し上げます。

本研究のシールドトンネルの施工を担当した大林組JVの元所長辻忠彦氏、元所長櫛谷洋史氏、京王電鉄株式会社調布工事事務所の元所長岩村忠之氏、石坂真二氏、大恵勝氏、手塚洋平氏には、営業線直下での小土被り、超近接という他の類例をみない難条件下での施工にあたっては常に安全最優先で、様々な課題に対して慎重かつ精緻な検討を粘り強くおこない、あらゆる技術力を結集し果敢な新技術への挑戦によって、本シールド工事をこれまでになく短い工期かつ無事故で完成に導いて頂いたことに感謝申し上げますと共に、素晴らしい土木技術者と一緒に仕事が出来たことを誇りに思います。

本事業の事業主体である国土交通省、東京都と地元調布市役所の関係の皆様には、難工事の施工に対して、大所高所からのご意見、ご指導を賜りましたことに衷心より御礼申し上げます。

本研究は前述の方々、また紙面の都合で記述することが出来なかった多くの方々の長年に渡るご指導、ご助言、ご協力がなければ完成するものではありませんでした。ここに改めて深甚なる感謝の意を表する次第です。

研究業績

(2017年 12月 現在)

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)
論文	
○1)	近接したシールドの挙動に関する研究, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol.72 pp.123-135, <u>寺田 雄一郎</u> , 大恵 勝, 水上 博之, 吉田 公宏, 2017. 2
○2)	EPB shield tunneling for twin tunnels with shallow overburden under railway in operation, China's 5 th International Symposium on Tunneling, China Civil Engineering Society, Shanghai Society of Civil Engineering, Shanghai Tunnel Engineering Co.,Ltd, <u>Yuichiro Terada</u> , Tadahiko Tsuji, 2011. 11
○3)	超近接した併設シールドの施工およびシールド機の回転・扛上, 第6回日中シールド技術交流会, <u>寺田 雄一郎</u> , 岩村 忠彦, 久末 賢一, 2011. 8
○4)	営業線直下における小土被り, 超近接シールドトンネルの計測管理と施工, トンネル工学報告集, 第20巻, pp.337-344, <u>寺田 雄一郎</u> , 手塚 洋平, 沼澤 憲二郎, 水上 博之, 久末 賢一, 2010. 10
○5)	A plan, design and construction of double-track railroad by shield tunneling directly underneath the operating railroad tracks with minimum tunnel cover all along the tunnel alignment, 5 th Civil Engineering conference in the Asian Region, Asian Civil Engineering Coordinating Council, <u>Yuichiro Terada</u> , Tadayuki Iwamura, Kenjiro Numazawa, Hiroyuki Minakami, Tadahiko Tsuji, 2010. 8
○6)	営業線直下を 1.7km にわたり泥土圧シールドで掘進—京王電鉄 調布駅付近連続立体交差工事, トンネルと地下, vol.41 no.6, pp.441-448, <u>寺田 雄一郎</u> , 岩村 忠之, 沼澤 憲二郎, 2010.6
○7)	EPB shield tunneling for shallow twin tunnels under railway in operation, ITA-AITES WORLD TUNNEL CONGRESS 2009, Hungarian Tunneling Association, International Tunneling and Underground Space Association, <u>Yuichiro Terada</u> , Tadayuki Iwamura, Tadahiko Tsuji, Kuniyasu Adachi, Taisuke Matsuura, Hiroshi Takahashi, 2009. 5
講演 (国内会議)	
1)	営業線直下における小土被り泥土圧シールドの施工, 第17回地下空間シンポジウム, 土木学会地下空間研究委員会, 森 理人, <u>寺田 雄一郎</u> , 岩村 忠之, 櫛谷 洋史, 2012.1
2)	セグメント計測を活用した超近接シールドの施工, 土木学会第65回年次学術講演会, III-438, pp.875-876, 森 理人, <u>寺田 雄一郎</u> , 岩村 忠之, 石坂 真二, 河野 道孝, 2010.9

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 （国内会議）	<p>3) シールド工事における回転・扛上工事での工期短縮, 土木学会第 65 回年次学術講演会, VI-257, pp. 513-514, 瀧本 紅美, <u>寺田 雄一郎</u>, 岩村 忠之, 沼澤 憲二郎, 古賀 洋志, 2010.9</p> <p>4) 営業線直下・小土被り条件下における泥土圧シールドの切羽の安定管理, 土木学会第 65 回年次学術講演会, VI-254, pp. 507-508, 久末 賢一, <u>寺田 雄一郎</u>, 岩村 忠之, 手塚 洋平, 高橋 寛, 2010.9</p> <p>5) 調布駅地下化工事における大規模掘削工事の施工実績（その1）, 土木学会第 65 回年次学術講演会, VI-208, pp. 415-416, <u>寺田 雄一郎</u>, 岩村 忠之, 大恵 勝, 日比 康生, 森 暢典, 2010.9</p> <p>6) 調布駅地下化工事における大規模掘削工事の施工実績（その2）, 土木学会第 65 回年次学術講演会, IV-209, pp. 417-418, <u>寺田 雄一郎</u>, 岩村 忠之, 大石 健太郎, 小倉 拓也, 三室 恵史, 2010.9</p> <p>7) コンクリート中詰め合成セグメントの設計と施工, 土木学会第 65 回年次学術講演会, VI-235, pp. 469-470, <u>寺田 雄一郎</u>, 岩村 忠之, 沼澤 憲二郎, 入田 健一郎, 西井 成実, 2010.9</p> <p>8) チャンバー内土砂流動管理技術を用いた鉄道営業線直下におけるシールド施工, 土木学会第 64 回年次学術講演会, VI-013, pp. 25-26, 日野 義嗣, <u>寺田 雄一郎</u>, 岩村 忠之, 沼澤 憲二郎, 高橋 寛, 2009.9</p> <p>9) 鋼繊維補強高流動コンクリートセグメントの鉄道トンネルへの適用, 土木学会第 64 回年次学術講演会, VI-031, pp. 61-62, 吉田 公宏, <u>寺田 雄一郎</u>, 岩村 忠之, 石坂 真二, 辻 忠彦, 2009.9</p> <p>10) セグメント真円度計測装置の開発と計測結果, 土木学会第 64 回年次学術講演会, VI-012, pp. 23-24, 守屋 洋一, <u>寺田 雄一郎</u>, 岩村 忠之, 大恵 勝, 森 理人, 2009.9</p> <p>11) 狭隘型・低空頭・大深度・大口径 SMW 機の開発と施工実績, 土木学会第 64 回年次学術講演会, VI-209, pp. 417-418, <u>寺田 雄一郎</u>, 岩村 忠之, 河辺 恵介, 小倉 拓也, 澁谷 厚介, 2009.9</p> <p>12) PCR 工法による分岐器仮受工事の施工実績, 土木学会第 64 回年次学術講演会, VI-053, pp. 105-106, <u>寺田 雄一郎</u>, 岩村 忠之, 大恵 勝, 井上 久志, 森 暢典, 2009.9</p> <p>13) 二重止水裏込め注入孔の開発, 土木学会第 63 回年次学術講演会, 6-031, pp. 61-62, <u>寺田 雄一郎</u>, 藤沼 愛, 藤木 育雄, 清水 幸範, 高木 勝央, 2008.9</p> <p>14) PCR工法による分岐器仮受工事の計画, 設計, 施工, 第13回地下空間シンポジウム, 土木学会地下空間研究委員会, <u>寺田 雄一郎</u>, 成瀬 亮太, 西川 武志, 2008.1</p>