

千葉工業大学
博士学位論文

函体推進・けん引工法における
軌道・地盤変位に関する研究

平成29年9月

中村 智哉

論文の要旨

鉄道は都市圏の社会活動を支える重要な社会資本であり、軌道に道路が平面交差している場合が多く、市街地の拡大や周辺の自動車・歩行者交通の増加、鉄道の運行本数増大などに伴い、踏切遮断に起因する多様な問題が社会問題化している。例えば、大都市圏を運行する鉄道路線の通勤ラッシュ時は、列車の運行本数がきわめて多く、踏切の遮断時間が長い。このため、踏切遮断が交通渋滞を引き起こしたり、踏切が開いている間に歩行者が急いで通行することによる転倒事故など、様々な問題解決が喫緊の課題となっている。

これらの抜本的な対策として、道路交通の渋滞解消、歩行者の安全確保、鉄道の輸送力強化、総合的な街づくりによる都市の再生、活性化などを目的として、現在国等からの補助を受け、鉄道を横断する立体交差事業が全国的に行われている。

連続立体交差は、多額の費用を必要とする大規模工事であるため、事業主体や鉄道事業者など関係各所との調整などが複雑であることから、踏切除去に関する工事事例は必然的に単独立体交差が多い。また、オーバースタックについては、構造物による日照時間の低下、視野の遮断、そして景観を損なうなどの問題から、近年ではアンダーパスが採用される事例が増えている。

線路下にアンダーパスを構築する工事では、工事桁工法と呼ばれる開削工事の施工法が一般的に用いられてきた。この工法は、工事桁と呼ばれる鋼材で軌道を仮受けしたのち、その下を開削することで線路下横断構造物を構築する施工法である。しかしながら工事桁工法は、工事費が安価である一方で、工事桁架設に伴う線路閉鎖時間（夜間）での軌道内作業が多く、また、工事期間中は列車徐行が必要とされ期間が長くなるため、鉄道利用者の利便性を損なうなどの短所があった。

これらのことから、近年では供用中の列車運行を阻害せずに線路下直角方向へ横断構造物（トンネル）を構築できる多くの非開削線路下横断施工法（以下、非開削工法）が開発され適用されている。

主な線路下施工法については、図-1 に示すように、非開削工法は立坑内で製作または、工場で製作したトンネル BOX（以下、函体）を線路下横断部に推進または、けん引設置する「函体推進・けん引工法」と、横断部に小口径の矩形鋼管を推進または、けん引設置し、その部材を連結することで本設構造物とする、「エレメント推進・けん引工法」に大別される。

線路下での非開削工事は、接続する交差点までの取付道路計画の制約条件や、取付部の延長を短くすることで工事費を縮減できるなどの理由から、小さい土被りで施工する事例が多く、施工時の軌道および、地盤変位が避けられないといった課題がある。

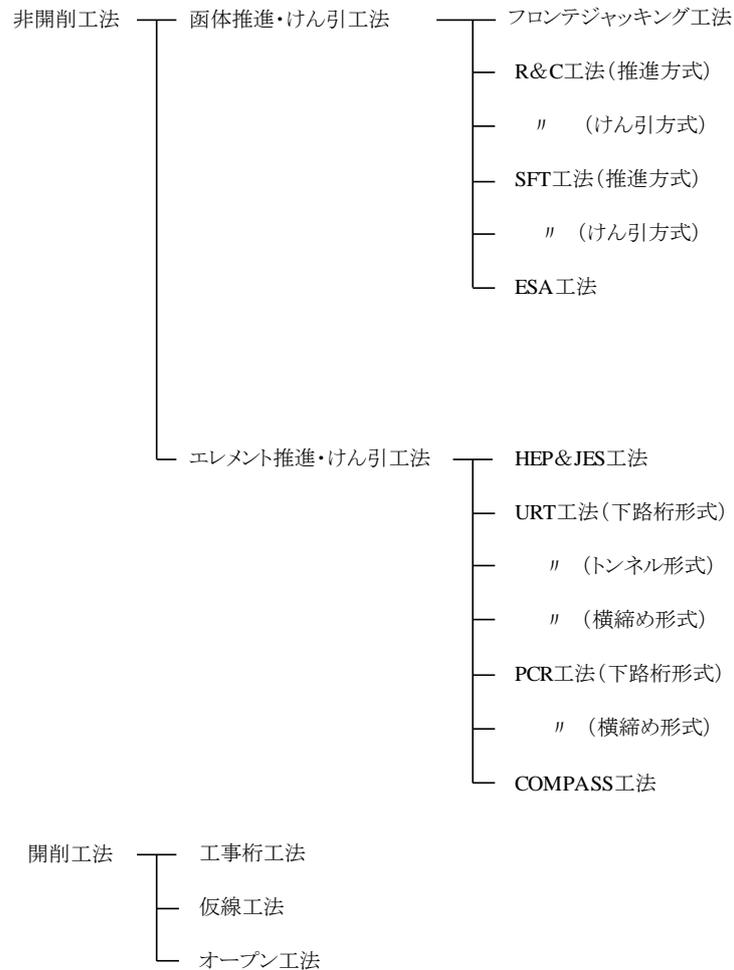


図-1 線路下横断施工法の分類

線路下横断施工法は、社会問題化している軌道と道路の平面交差に起因する諸問題を解決するための有効な方法であるが、小さい土被りで施工する事例が多いことから、施工時に軌道・地盤変位が発生することが避けられない。そこで本研究では、この地盤変位を抑制するために、非開削工法において小土被りでの施工実績が多い代表的な施工法である函体推進・けん引工法をとりあげ、函体推進・けん引時における箱形ルーフと上部地盤の相互作用のメカニズムを実現象に則して検討し、箱形ルーフの出来形形状による地盤への影響を把握する。つづいて、施工時の地盤への影響を的確に予測する手法および、地盤への影響を回避する方法を構築することを目的とする。

本論文は、「第1章 序論」から「第6章 まとめ」までの6つの章で構成しており、以下に各章の概要を示す。

第1章は序論であり、研究の背景、本論文の目的および既往の研究について述べた。

第2章では、これまで中だるみした箱形ルーフ形状により地盤変位が発生することが経験的に知られていたが、そのメカニズムについては明らかにされていない。このことから、縮尺 1/8 スケールの実験装置を製作し、箱形ルーフ管の中だるみが上部地盤に及ぼす影響の考察を行い、経験的知見との比較を通して、地表面変位抑制のメカニズムを解明した。

第3章では、第2章での実験結果から鉛直方向の地盤変位のメカニズムは、箱形ルーフの剛体移動によるものであることが分かった。そこで鋼管上面の形状をモデル化し、函体推進直前の箱形ルーフの出来形形状を把握することで事前の地盤変位予測が可能となる簡易な計算手法を提案する。また、予測法に基づいた解析結果と第2章での実験結果との比較から地盤変位予測式の妥当性を評価した。

第4章では、鋼管の上面形状が傾斜角を維持した状態で水平方向に移動することで地盤変位が発生することに着目すると、鋼管上面の傾斜角を水平に近づけることにより、鉛直変位が抑制できると考えられる。このことから、鋼管端部での下方への高さ調整により鋼管の傾斜を緩和し、提案した数値解析法で上部地盤の鉛直変位を予測した。また、解析結果から、地表面変位の抑制が最適にできる解析結果について、第2章で使用した実験装置を使用して新たな模型実験を実施した。さらに、提案した数値解析法で鋼管の姿勢制御した場合の数値解析結果と計測値との比較により、鋼管端部での高さ調整を行った際の予測法の妥当性を評価した。

第5章では、函体推進工法の実現場において考案した地盤変位予測法による地盤変位のシミュレーションを行い、箱形ルーフ形状に合わせた端部での高さ調整（支点操作）による推進ステップごとの逐次的な対策を実施することで、地盤変位の抑制効果を検証した。

第6章では、結論であり、本研究で得られた知見を総括した。

目 次

第1章 序論	1
1.1 背景	1
1.2 本研究の目的	3
1.3 本研究の構成	3
1.4 既往の研究	5
1.4.1 線路下横断施工法の変遷	5
1.4.2 施工実績と今後の動向	14
1.4.3 既往の研究	17
1.5 まとめ	24
第2章 函体推進・けん引時における箱形ルーフ中だるみが上部地盤の変位に及ぼす影響	26
2.1 はじめに	26
2.2 室内模型実験の概要	26
2.3 実験方法	29
2.4 計測結果	30
2.5 中だるみした箱形ルーフ推進に伴う上部地盤の変位の発生メカニズム	38
2.6 まとめ	39
第3章 中だるみした箱形ルーフ推進に伴う上部地盤の鉛直変位の数値解析	40
3.1 はじめに	40
3.2 数値解析法の提案	41
3.2.1 直線の剛体管を組み合わせた箱形ルーフ推進時のモデル化	41
3.2.2 箱形ルーフ推進に伴う上面の高さの変化の数値解析	42
3.2.3 解析結果と室内実験結果の比較	44
3.3 まとめ	46
第4章 箱形ルーフ端部の支点高さ調整による鉛直方向の地盤変位抑制法の提案	47
4.1 はじめに	47
4.2 数値解析法を用いた箱形ルーフの姿勢制御による地盤変位の解析	47
4.3 解析ケースにおける地表面変位予測と鋼管端部の支点操作方法	48
4.4 数値解析法による最適な地盤変位抑制ケースの模型実験	53

4.4.1	鋼管端部での高さ調整方法と実験の概要	53
4.4.2	実験ケース	54
4.5	実験結果	55
4.6	数値解析法による解析値と実測値との比較	60
4.7	まとめ	61
第5章	実現場における地盤変位予測法および 函体推進ごとの支点操作による地盤変位抑制対策	62
5.1	はじめに	62
5.2	箱形ルーフ管端部での高さ調整方法	62
5.3	現場概要	63
5.4	箱形ルーフ姿勢の計測と変位抑制対策	66
5.4.1	箱形ルーフ計測箇所	66
5.4.2	函体推進ステップごとの地盤変位抑制法の適用	71
5.4.3	地盤変位抑制法の適用による作業時間の増減	81
5.4.4	高さ調整材の設置時期	82
5.4.5	高さ調整による地盤変位抑制法の適用条件	83
5.5	現場実験の結果	86
5.6	まとめ	88
第6章	結論	89
	参考文献	91
	謝辞	

第1章 序論

1.1. 背景

鉄道は都市圏の社会活動を支える重要な社会資本であるが、軌道に道路が平面交差している場合も多く、市街地の拡大や周辺の自動車・歩行者交通の増加、鉄道の運行本数増大などに伴い、踏切遮断に起因する多様な問題が社会問題化している。例えば、大都市圏を運行する鉄道路線の通勤ラッシュ時は、列車の運行本数がきわめて多く、踏切の遮断時間が長い。このため、踏切遮断が交通渋滞を引き起こしたり、踏切が開いている間に歩行者が急いで通行することによる転倒事故など、様々な問題解決が喫緊の課題となっている。

これらの抜本的な対策として、道路交通の渋滞解消、歩行者の安全確保、総合的な街づくりによる都市の再生、活性化などを目的として、現在国等からの補助を受け、鉄道を横断する立体交差事業が全国的に行われている。

連続立体交差は、多額の費用を必要とする大規模工事であるため、事業主体や鉄道事業者など関係各所との調整などが複雑であることから、踏切除去に関する工事事例は必然的に単独立体交差が多い。また、オーバースタックについては、構造物による日照時間の低下、視野の遮断、そして景観を損なうなどの問題から、近年ではアンダーパスが採用される事例が増えている。

線路下にアンダーパスを構築する工事では、工事桁工法と呼ばれる開削工事の施工法が一般的に用いられてきた。この工法は、工事桁と呼ばれる鋼材で軌道を仮受けしたのち、その下を開削することで線路下横断構造物を構築する施工法である。しかしながら工事桁工法は、工事費が安価である一方で軌道内での作業が多く、また工事期間中は列車徐行が必要とされ期間が長くなるため、鉄道利用者の利便性を損なうなどの短所があった。

これらのことから、近年では供用中の列車運行を阻害せずに線路下直角方向へ横

断構造物（トンネル）を構築できる多くの非開削線路下横断施工法（以下、非開削工法と言う）が開発され適用されている。

主な線路下施工法については、図-1.1に示すように、非開削工法は立坑内で製作または、工場で製作したトンネルBOX（以下、函体）を線路下横断部に推進または、けん引設置する「函体推進・けん引工法」と、横断部に小口径の矩形鋼管を推進または、けん引設置し、その部材を連結することで本設構造物とする、「エレメント推進・けん引工法」に大別される。

線路下での非開削工事は、接続する交差点までの取付道路計画の制約条件や、取付部の延長を短くすることで工事費を縮減できるなどの理由から、小さい土被りで施工する事例が多く、施工時の軌道および、地盤変位が避けられないといった課題がある。

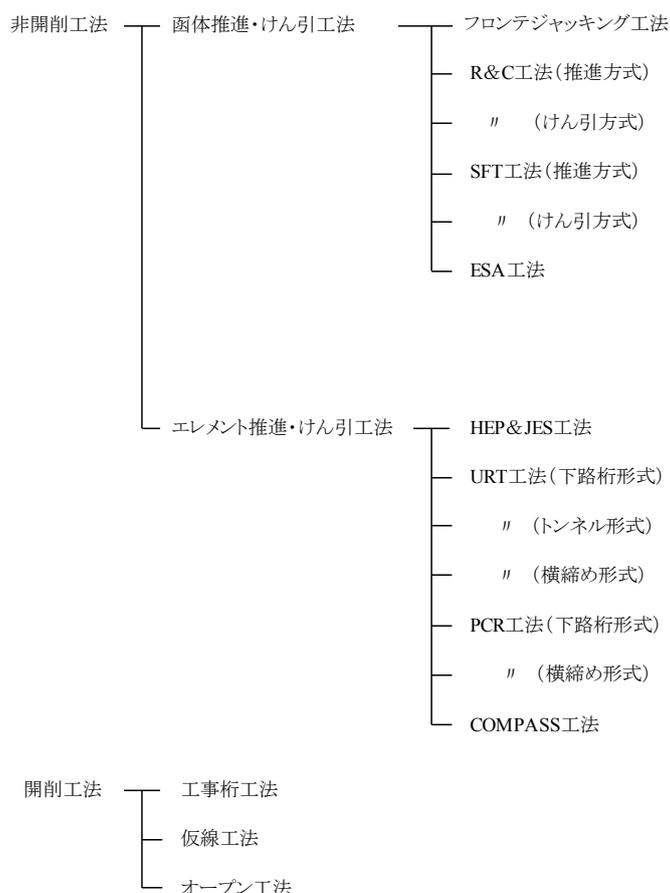


図-1.1 線路下横断施工法の分類

1.2. 本研究の目的

線路下横断施工法は、社会問題化している軌道と道路の平面交差に起因する諸問題を解決するための有効な方法であるが、小さい土被りで施工する事例が多いことから、施工時に軌道・地盤変位が発生することが避けられない。そこで本研究では、この地盤変位を抑制するために、非開削工法において小土被りでの施工実績が多い代表的な施工法である R&C 工法をとりあげ、函体推進・けん引時における箱形ルーフと上部地盤の相互作用のメカニズムを実現象に則して検討し、箱形ルーフの出来形形状による地盤への影響を把握する。つづいて、施工時の地盤への影響を正確に予測する手法および、地盤への影響を回避する方法を構築することを目的とする。

1.3. 本研究の構成

本論文は、「第1章 序論」から「第6章 結論」までの6つの章で構成しており、以下に各章の概要を示す。

第1章は序論であり、本論文の目的と構成および既往の研究について述べる。

第2章では、これまで中だるみした箱形ルーフ形状により地盤変位が発生することが経験的に知られていたが、そのメカニズムについては明らかにされていない。このことから、縮尺 1/8 スケールの実験装置を製作し、箱形ルーフ管の中だるみが上部地盤に及ぼす影響の考察を行い、経験的知見との比較を通して、地表面変位抑制のメカニズムを解明した。

第3章では、第2章での実験結果から鉛直方向の地盤変位のメカニズムは、箱形ルーフの剛体移動によるものであることが分かった。そこで鋼管上面の形状をモデ

ル化し、函体推進直前の箱形ループの出来形形状を把握することで事前の地盤変位予測が可能となる簡易な計算手法を提案する。また、予測法に基づいた解析結果と第2章での実験結果との比較から地盤変位予測式の妥当性を評価した。

第4章では、鋼管の上面形状が傾斜角を維持した状態で水平方向に移動することで地盤変位が発生することに着目すると、鋼管上面の傾斜角を水平に近づけることにより、鉛直変位が抑制できると考えられる。このことから、鋼管端部での下方への高さ調整により鋼管の傾斜を緩和し、提案した数値解析法で上部地盤の鉛直変位を予測した。また、解析結果から、地表面変位の抑制が最適にできる解析結果について、第2章で使用した実験装置を使用して新たな模型実験を実施した。さらに、提案した数値解析法で鋼管の姿勢制御した場合の数値解析結果と計測値との比較により、鋼管端部での高さ調整を行った際の予測法の妥当性を評価した。

第5章では、函体推進工法の実現場において考案した地盤変位予測法による地盤変位のシミュレーションを行い、箱形ループ形状に合わせた端部での高さ調整（支点操作）による推進ステップごとの逐次的な対策を実施することで、地盤変位の抑制効果を検証した。

第6章では、結論であり、本研究で得られた知見を総括した。

1.4. 既往の研究

1.4.1. 線路下横断施工法の変遷

(1) 線路下横断工事のはじまり

鉄道と道路または歩道などの平面交差の解消を目的とした、非開削による線路下での単独立体交差工事の施工法は、様々な施工法がこれまでに開発されている。

国内初のボックスカルバートを用いた線路下横断工事は、竹下（1986）によると1960年に施工された京阪神急行電鉄神戸線での埋設土砂運搬道路であるとされている。これは、内空幅2.3m×内空高1.8m×長さ15.0mのPCボックスの先端に刃口と呼ばれる鋼製の作業空間を設け、そこで切羽を掘削しながらボックス背面に設置した油圧ジャッキで推進を行うものであった。具体的な工法の変遷については次節以降に述べる。

(2) 函体推進・けん引工法

当初は小規模断面の施工が主流であったが、1960年に開発されたフロンテジャッキング工法は、1967年の初施工（国鉄：信越本線小諸）を皮切りに大規模化を進め、これまでの国内における最大断面は、1994年に施工された外幅37.6m×外高9.0m×長さ41.7m（山陽自動車道：広島県）であり、国内外で850件を超える施工実績を有している。この工法は、函体けん引工法のパイオニアであり、線路下での最大断面の実績は、2000年に施工された外幅32.26m×外高8.90m×長さ47.2m（JR東海：東海道本線垂井～関ヶ原間）である。その施工方法は、図-1.2に示すように、横断部を反力抵抗体として大きい側の函体を横断部所定位置まで切羽掘削および函体けん引を行う。その後、横断部にけん引設置した大きい側の函体を反力抵抗体とし

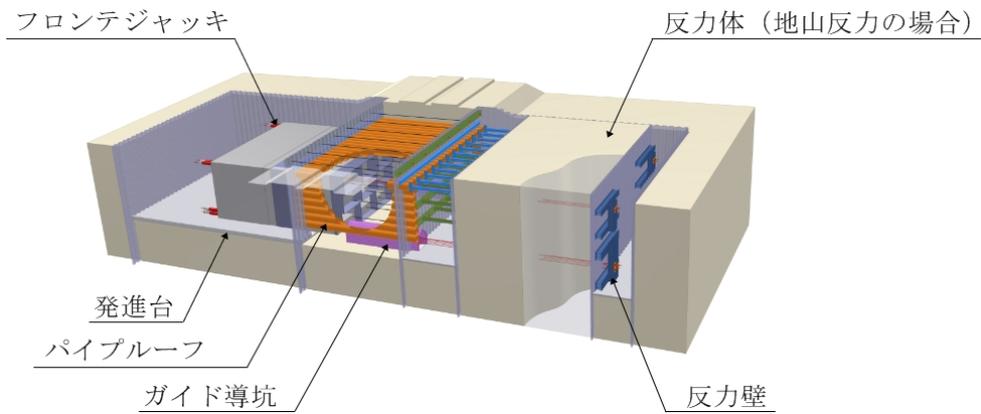


図-1.3 フロンテジャッキング工法（片引けん引形式）

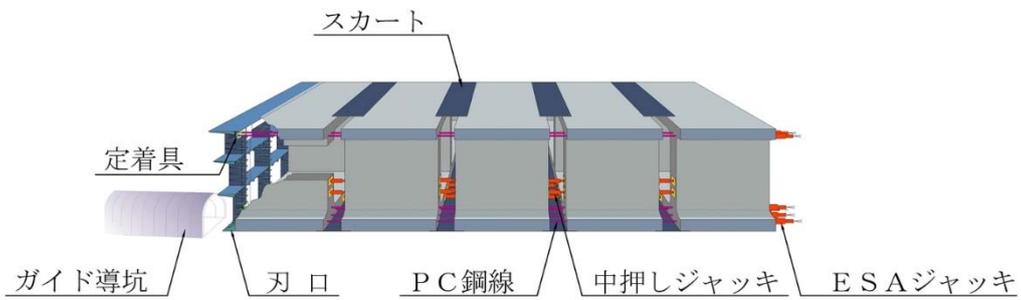


図-1.4 ESA 工法 (Endless Self Advancing method)

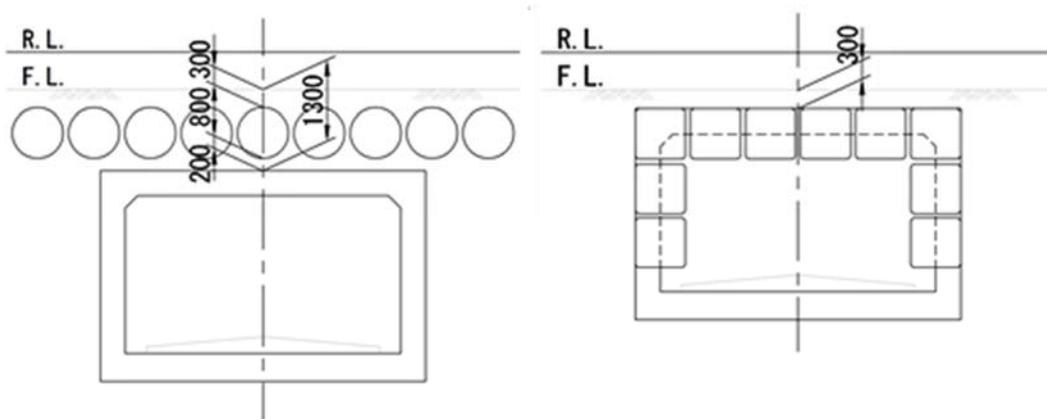


図-1.5(a) パイプルーフ使用時 図-1.5(b) 箱形ルーフ使用時

図-1.5 パイプルーフと箱形ルーフ使用時の最小土被り

て、もう一方の小さい函体を横断部にけん引する施工方法（相互けん引形式）である。また、図-1.3に示すように、到達側の地山または既設構造物などを反力抵抗体として一方向に函体をけん引する施工方法（片引けん引形式）がある。

その後、フロンテジャッキング工法の長距離施工法として、1980年にESA(Endless Self Advancing method)工法が開発され施工された。この工法は、複数(3函体以上)の函体を横断方向に配置し、推進またはけん引される函体は他の函体(複数)を反力体とするため函体同士で反力を取り合いながら推進を行う。このため地山などの反力抵抗体を必要とせず、その動きは尺取り虫に例えられる動きで前進する。これまでの最大長は、1996年に施工された外幅21.6m×外高7.8m×長さ279.5m(第二阪奈有料道路:宝来トンネル)であり、線路下では、1983年に施工された外幅7.48m×外高5.20m×長さ133.50m(国鉄・信越線長野駅構内)である。概略図を図-1.4に示す。

フロンテジャッキング工法やESA工法では、軌道や周辺地山の仮設防護工にパイプルーフ(現在は、 $\phi 800$ 以上を使用)を施工して切羽掘削時や函体けん引時の軌道変状や陥没などの対策をすることが一般的となっているが(施工当初は、工事桁などを併用)、図-1.5(a)に示すように、パイプルーフ施工に必要な土被りを確保する必要があるため、施工基面から函体上床版上面まで最小で1.3m以上(土被りを $D=0.3m$ と仮定)の離隔を要する。この場合、新設されるトンネル構造物の土被りはパイプルーフ径の分大きくなるため、鉄道交差点から接続する交差点や道路までの取付延長が長くなり工事費が増大する可能性があることや、交差点や道路までの距離が短い場合、道路勾配を保つことが困難な場合があった。このような土被りの問題に対応するため、新設するトンネル構造物の上床版の外縁に合致する位置へ箱形ルーフを先行して地山に推進設置し、そののちスラブ桁で箱形ルーフを到達へ押し抜き、スラブ桁と置換設置するSB(スライディングビーム)工法が1983年頃に開発された。この小土被りで施工可能となる技術をもととして、上床スラブから函体自体を推進させ箱形ルーフと函体とを置換設置するSC(Sliding Culvert)工法(図-1.6)

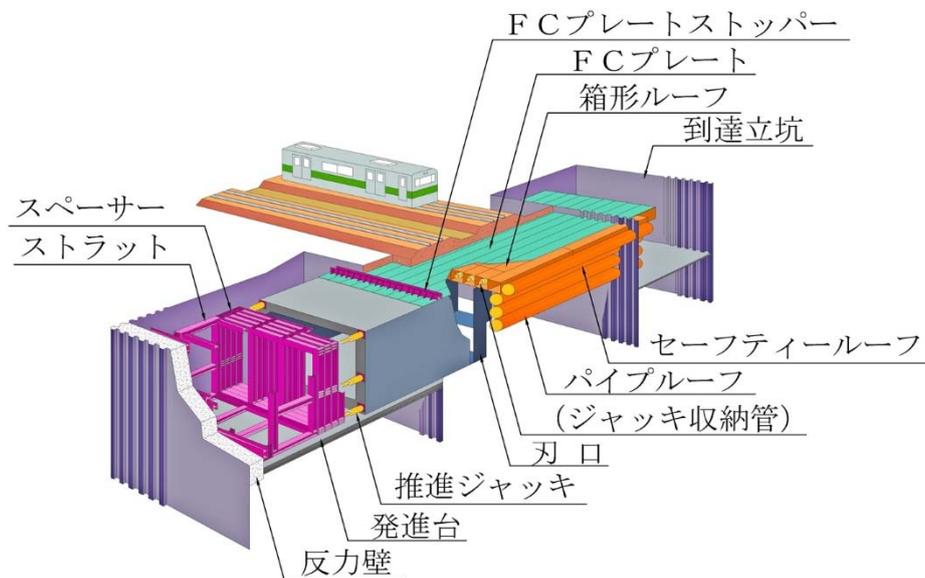


図-1.6 R&C 工法 (SC : 推進方式)

が開発され、図-1.5 (b)に示すように施工基面から函体上床版上面まで最小で 0.3m 程度での施工が可能となったことで高低差の少ない縦断勾配が計画できるようになった。

SC 工法の初実績は、1984 年に道路下での雨水幹線工事（千葉県柏市）であり、線路下では、1985 年に施工された外幅 3.1m×外高 3.3m×長さ 30.0m（国鉄・東十条、井頭人道地下道工事）である。

一方で、フロンテジャッキング工法の片引きけん引形式と同様に到達側の反力抵抗体を利用して一方向に函体をけん引し、防護工に箱形ルーフと呼ばれる矩形の鋼管を函体外縁位置へ推進設置し、箱形ルーフを到達側へ押し抜き、函体を到達側へけん引することで SC 工法と同様に小土被りでトンネル構造物を設置する BR（箱形ルーフ工法：Box Roof method）工法が開発（図-1.7）され、1988 年に雨水幹線工事（JR 九州・日豊線豊川～亀川間 浜田 3 号雨水幹線工事）が施工された。これら二つは施工法の類似性から、共通の施工法として R&C（Roof-and-Culvert）工法に名称変更を行い、これまで国内外で約 400 件の実績を挙げている。

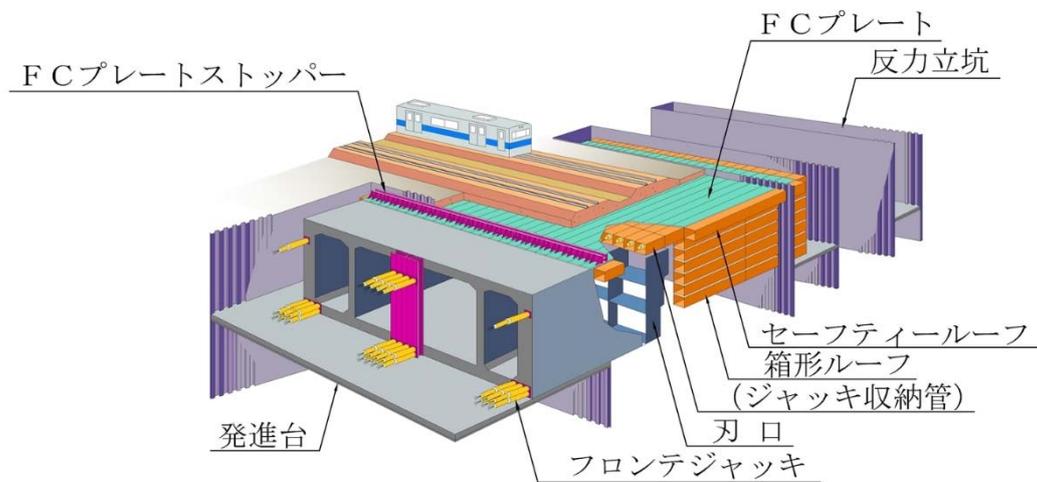


図-1.7 R&C 工法 (BR：推進方式)

最大断面の実績は、2016年に施工された外幅 43.8m×外高 18.4m×長さ 37.4m (京成電鉄：京成菅野，東京外かく環状道工事) である。

R&C 工法は横断面直下での切羽掘削を行い，箱形ルーフを到達側へ押し出すとともに函体を推進・けん引することでトンネル構造物を所定位置に設置するが，この施工順序を組み替えることで横断面での掘削を伴わない新たな施工法 SFT 工法 (Simple and Face-less method of construction of Tunnel) が開発された。この施工法は，函体外縁に合わせて箱形ルーフを矩形配置 (上下床および側壁部) することで横断面の地山を箱形ルーフ内側 (内部) に包括し，そののち箱形ルーフを函体で到達側へ“心太の一突き”と表現されるように横断面の地山ごと押し抜き，到達した箱形ルーフの撤去と内部地山の排土を立坑内明かり部で行ってトンネル構造物を構築する施工法である。2006年に東京電力富津火力発電所内の水路工事で初採用され，線路下では同年に施工された歩車道工事 (外幅 18.5m×外高 6.9m×長さ 14.0m (JR九州：日豊本線財光寺～南日向間) である。最大断面の実績は，2013年に施工された外幅 34.04m×外高 8.0m×長さ 9.02m (JR 四国・予讃線市坪～北伊予間，市坪架道橋新設工事) である。なお，R&C 工法と同様に施工条件により，推進方式および，けん引方式が選択できる (図-1.8，図-1.9)。

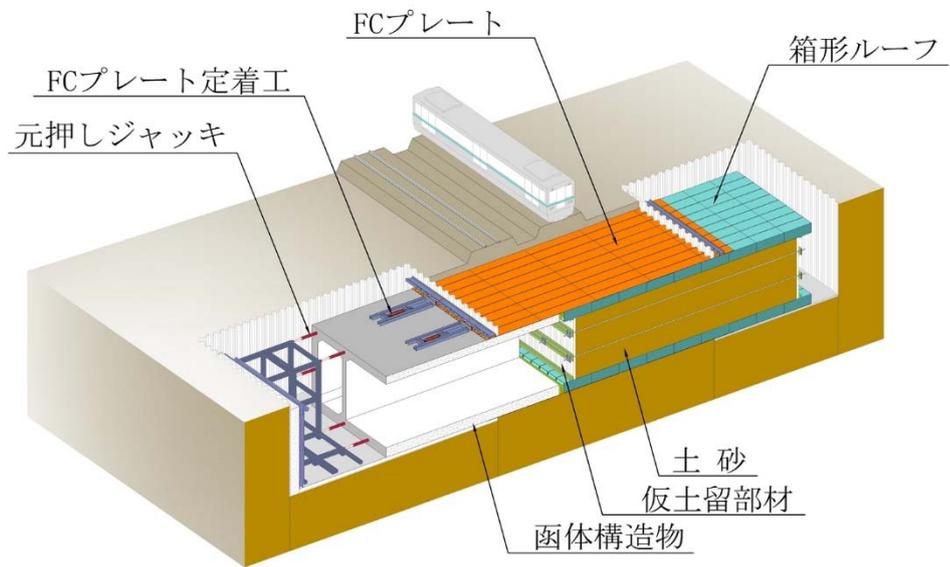


図-1.8 SFT 工法（推進方式）

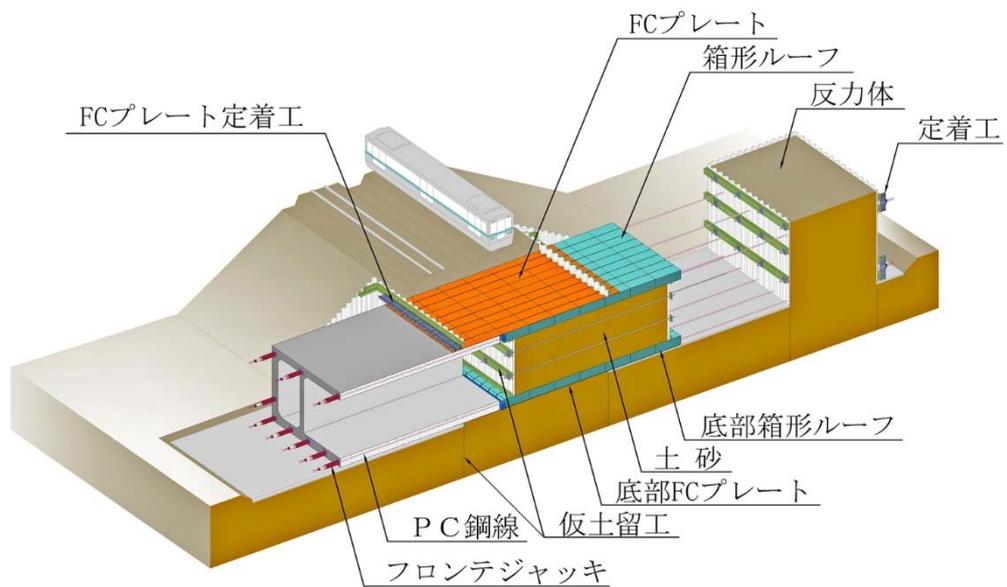


図-1.9 SFT 工法（けん引方式）

(3) エレメント推進・けん引工法

函体推進・けん引工法の一方で、フロンテジャッキング工法で仮設材として使用されていたパイプルーフや矩形の鋼管を接続し一体化することで本体構造物として利用する施工法が開発された。

竹下（1984）によれば、国鉄技術研究所で開発された URT（Under Railway/road Tunneling method）工法は、1978 年に国鉄・常磐線土浦～神立間の木田余架道橋とされている（図-1.10、図-1.11）。この施工法は、鋼製エレメントを横断箇所へ推進設置して軌道防護を行うとともに、エレメント同士を接続することで本体構造物として利用するものである。当初は、矩形トンネルの上床版部の桁材として施工され、桁材両端部で荷重を受け持つ下路桁方式と円形トンネル方式が開発された。その後の垂水ら（1991）による研究開発で、推進設置した鋼製エレメントにコンクリートを充填し、これに直交して貫通する PC ケーブルでプレストレスを導入した。これにより鋼製エレメント同士を一体化し、その横断面についてラーメン構造としてとらえることで従来よりも長い横断延長の施工が可能となった。近年では、下路桁方式から鋼製エレメントを矩形ボックス形状に推進設置したのちにプレストレスを導入しメンテナンスフリーとした、箱形ラーメン形式の横締め形式が多く採用されている。

URT 工法の類似工法である PCR 工法（Prestressed Concrete Roof method）は、1980 年に国鉄・東北本線南仙台～長町間で施工された。PCR 工法は、当初 URT 工法と同様に桁材両端部で荷重を受け持つ下路桁形式が多く採用された。URT 工法では、桁材に鋼製エレメントを使用し、中詰コンクリートを充填するが、RCR 工法では、桁材に PC（プレストレストコンクリート）としていることが異なる。その方法は、横断部地山に PC 桁材と同一断面の鋼管を横断部へ推進設置し、PC 桁で鋼管を押し出して置換することを繰り返して構造物を構築する施工法である。構築する構造物の形式は、URT 工法と同様であり、近年は PC 桁の横締めによる箱形トンネル形式（箱

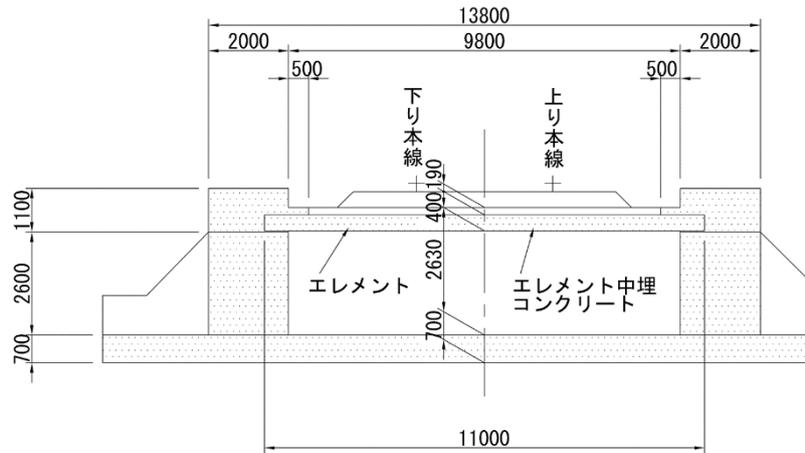


図-1.10 木田余架道橋（側面）

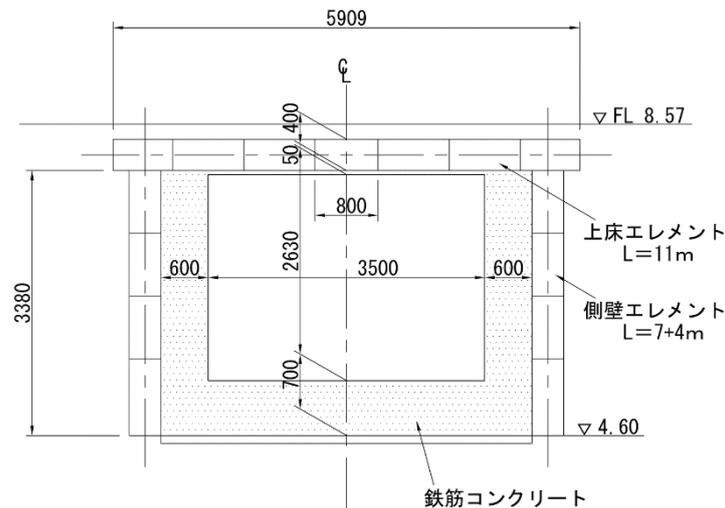


図-1.11 木田余架道橋（正面）

形ラーメン構造)が多く採用されている。図-1.12にPCR工法(箱形トンネル形式)の概略図を示す。

URT工法およびPCR工法では、PC横締めによって箱形ラーメン構造とし、エレメント同士の継手はガイドとしての役割を担っていた。これに対して、エレメントの継手部を改良しPC横締めや鉄筋と同様に引張力を伝達し、特殊継手(JES継手)で荷重を負担できる構造として本体利用する施工法のHEP&JES(High speed Element Pull & Jointed Element Structure)工法が開発された。1999年に千葉県富津市

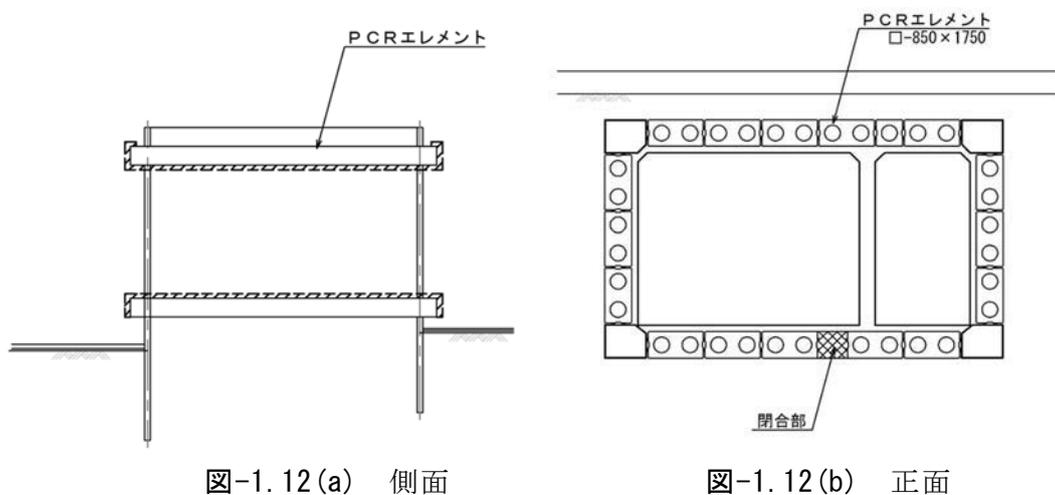


図-1.12(a) 側面

図-1.12(b) 正面

図-1.12 PCR 工法（箱形トンネル形式）概略図

の JR 内房線上総湊～竹岡間（白狐 Bv）が初実績であり，主に JR 東日本管内での採用実績が多い．図-1.13 に HEP&JES 工法の概略図を示す．

2007 年に長野県白馬村の JR 大糸線南神城～神城間（こ道橋新設工事）で COMPASS（COMPAct Supprt Structure method）工法が初採用された．この施工法は，横断部に構築する構造物外周の地山を切削ワイヤーで切削し後方から防護鋼板を挿入する．その後鋼板の内部を掘削しながら鋼製支保工を建て込み，それを巻き込んでコンクリートで本体構造物を構築する施工法である．

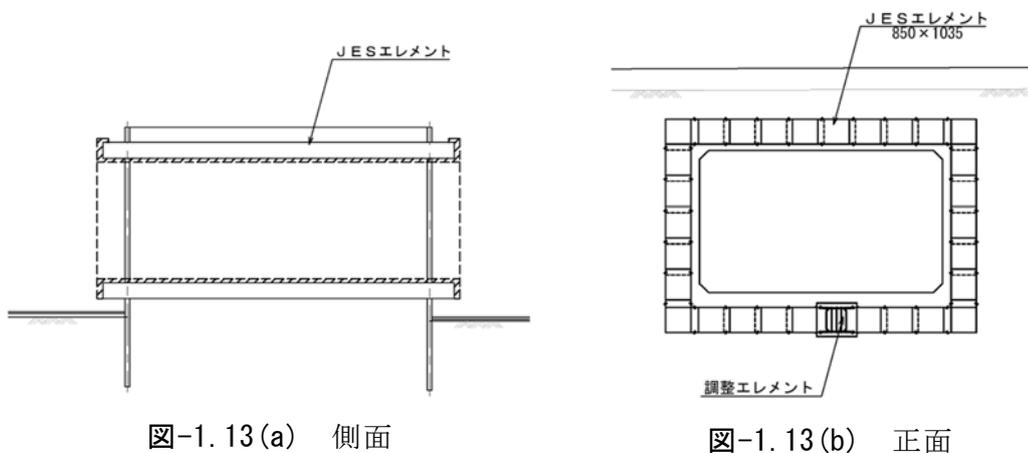


図-1.13(a) 側面

図-1.13(b) 正面

図-1.13 JES 工法 概略図

1.4.2. 施工実績と今後の動向

(1) 主な非開削工法の施工実績

非開削工法のパイオニアであるフロンテジャッキング工法の初実績以降、1967年から2015年までの図-1.1に示した主な施工法について施工実績を調査した。調査方法は、各工法の協会などで公表している実績表をもとにし、国内実績を取りまとめたものを図-1.14に示す。実績数の中には、線路下横断のほかに道路下横断や河川下横断などについても含んでいる。

非開削工法全実績 1431 件のうち最も長い歴史をもつフロンテジャッキング工法が全体の約 44% (624 件) を占めており、他の函体推進・けん引工法 (R&C 工法, SFT 工法, ESA 工法) を含めた割合は、約 75% (1069 件) となっている。また、エレメント推進・けん引工法では、HEP&JES 工法が全体の約 10% (135 件) ならびに URT 工法が全体の約 10% (134 件) であり、施工実績が多い。なお、URT 工法施工実績には、下路桁形式、トンネル形式 (馬蹄形トンネル形式も含む)、および横締め形式が含まれる。なお、図-1.15に各施工法の横断箇所数別の実績数を示したが、いずれの施工法についても線路下での施工実績が明らかに多い。

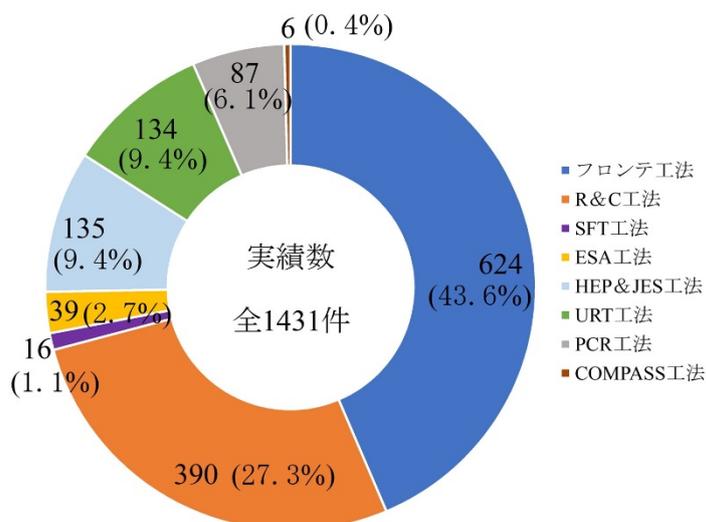


図-1.14 主な非開削施工法の実績数 (国内)

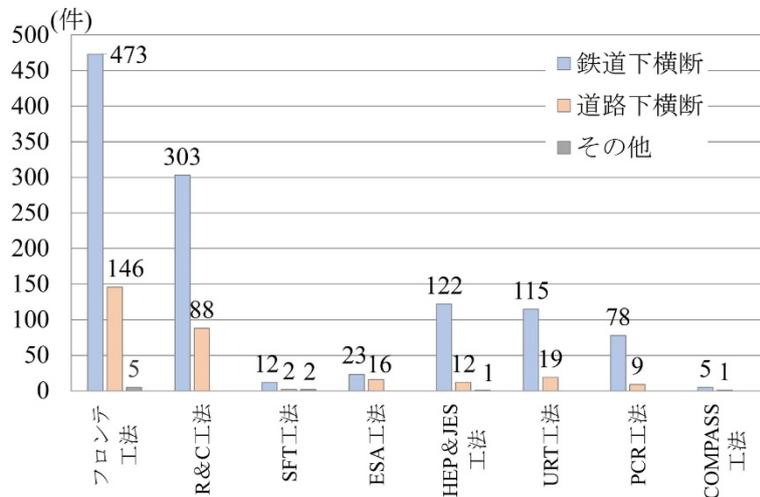


図-1.15 主な施工法の横断箇所別実績数

図-1.16 に主な非開削工法の年次別施工実績を示す。1967年に初採用されたフロンテジャッキング工法が1980年頃は、ほぼ施工実績の全てを独占していた。1978年にURT工法，1980年にPCR工法およびESA工法が採用され始めたものの，1985年頃まではフロンテジャッキング工法が半数以上の実績を占めていた。小さい土被りで施工可能な工法であるR&C工法が1984年に初採用された。このR&C工法の実績数が年々増加するに連れてフロンテジャッキング工法の実績数が減少傾向となり，近年では年に数件の実績となっている。1998年に初採用されたHEP&JES工法も徐々に実績を重ね，2005年にはR&C工法とともに全実績の半数程度の実績を占めるまでになった。また，2006年に初採用されたSFT工法は全体の施工数が減少している中で徐々に実績を増やしつつあったが，2007年に初採用されたCOMPASS工法とともに工事量減少に合わせて実績が伸び悩んでいることが分かる。全体の施工実績数を見ても，1993年をピークとして右肩下がりであることから工事発注量が年々減少する傾向となっていることが見て取れる。

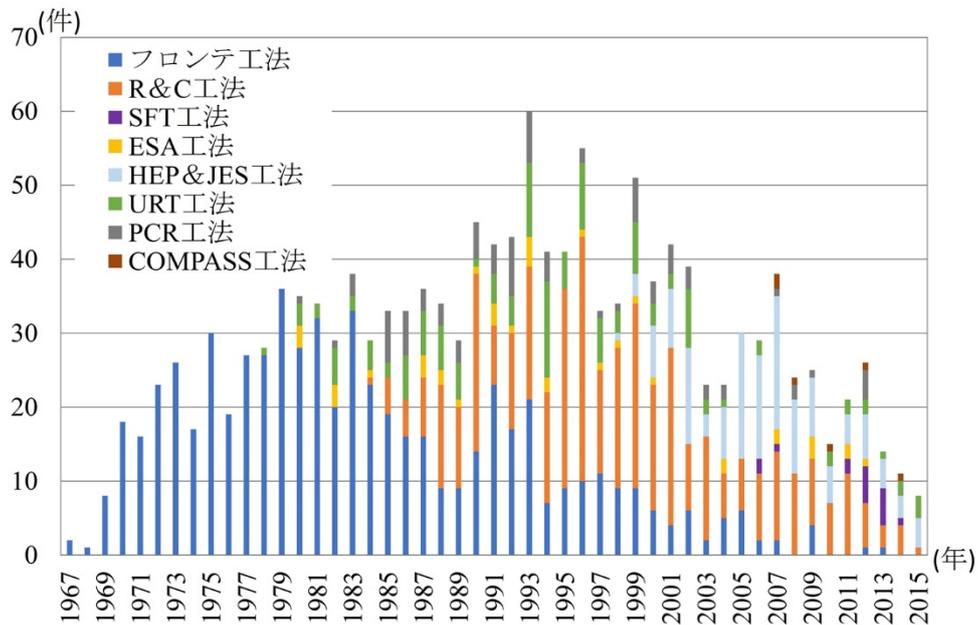


図-1.16 主な非開削施工法の年次別実績推移

しかしながら、国土交通省のプレスリリースでは、改良すべき踏切道として全国1479箇所を「踏切安全行政カルテ」として公表しているほか、平成29年1月には平成28年3月31日に改正された「改良踏切道改良促進法」に基づいて新たに529箇所の指定が行われている。このように、今後については地域の社会的ニーズに合わせた踏切除却対策の促進が図られていくため、非開削工法による単独立体交差事業が今後徐々に増加していくものと予想される。

1.4.3. 既往の研究

(1) 函体推進・けん引工法に関する文献調査

・ フロンテジャッキング工法

柴田ら（2000）は、東北自動車道の直下をフロンテジャッキング工法（相互けん引形式）で施工する際の上部路面への影響低減が施工管理の重要なポイントと定め、パイプルーフを1本推進設置するたびに外周にグラウト注入を行うとともに、函体けん引時には刃口上部とパイプルーフ間の土砂管理を徹底することで路面沈下が抑制できることを示した。

葭（1989）は、阪急京都線西京極での施工において、パイプルーフ推進時および函体けん引時の地表面変位の対策として、横断部の地山に薬液注入で地盤支持力不足による沈下を防止する対策を行った。結果的には函体けん引期間中に軌道整備を行って地表面沈下対応をしたが、計測データから軌道の沈下量とパイプルーフの沈下量がほぼ一致していることが示されるとともに、パイプルーフの沈下を抑制することで軌道および地表面変位を抑制できることを示した。

藤田ら（1989）は、山陽本線向洋～広島間府中架道橋新設工事において、上部軌道構造を支えるパイプルーフの変状（たわみ）が軌道沈下の主要因と想定し、パイプルーフ変状と軌道変状の計測を行った。その計測結果から函体けん引期間中の軌道変状はパイプルーフの変形に追従して発生し、その変位量もほぼ等しいことを示した。

・ R & C 工法

小松（1998）は、JR神戸線西ノ宮駅舎改築工事でのR&C工法において、施工中の軌道変状防止を課題とし、軌道変状対策について記述している。箱形ルーフ推進設置後、函体けん引開始まで約7ヶ月間を要したため、列車荷重などの影響で函体

けん引直前の箱形ルーフ管が平均で約 35mm の沈下が確認された。このため、箱形ルーフ上面高さが置換される函体の上床版上面高さより低い位置となり、これまでの経験からほぼ全線に渡って軌道・地盤隆起が予測された。軌道・地盤隆起対策として、一般的には枕木下のバラストを漉き取って軌道隆起を防ぐ方法が一般的であるが、レール締結装置と枕木との間に隆起想定分のプレートを組み合わせて挿入し、函体けん引時には締結ボルトを緩め、プレートを取り外すことで空間を確保した。これにより、タイタンパによる総突き固め時間を短縮し、短時間での軌道整備作業で軌道・地盤隆起変位の対策ができることを示した。

山下ら（2012）は、JR 九州営業線下の R&C 工法における函体施工時の地盤挙動を解明するために、実現場での地表面変位のデータ計測および分析を行っている。R&C 工法では、地山中の箱形ルーフを到達側へ押出して函体を推進・けん引することから、施工時初期段階での地盤面変状は、箱形ルーフの出来形形状が地盤変位に影響し、その傾向は、下り勾配の箱形ルーフの場合は、ルーフ前方の地山を押上げるため隆起が発生し、逆に上り勾配では沈下が発生することが分かった。また、箱形ルーフ出来形形状の勾配の大小で地表面変位量が増減している可能性について言及した。

岡野ら（2012）は、函体推進・けん引工法において、施工時の隆起・沈下の発生箇所は箱形ルーフの平面出来形形状に応じて、その傾向が予測できる目安について示した。これは、地表面変位の隆起・沈下量について、箱形ルーフの出来形形状が要因であるものとし、これまでの実現場での箱形ルーフの出来形形状と地盤隆起・沈下の関係から、地盤隆起・沈下変位量をおおまかに推測できることを示した。

木部（2015）は、R&C 工法において、函体推進時際に発生する軌道変状予測について報告している。これまで経験的に箱形ルーフを設計計画位置より上方に上越し

て施工した場合、箱形ルーフと函体との置き換わり時に軌道が沈下することが知られていた。また、軌道剛性などの影響により、夜間での置き換わり後すぐに沈下せず、日中の列車運行時の活荷重により沈下するため、軌道沈下への対応を即座に行うことができないといった問題があった。これらのことから、箱形ルーフと函体の高低差と同程度の沈下が発生するものと予測し、軌道整備の際に予測した上越し量を確認することで効率的な軌道整備ができることを示した。

・ S F T 工法

深江（2008）では、JR 日豊本線の赤岩踏切除却のため、SFT 工法が採用された。函体けん引中の上部地山および軌道の水平方向の移動を抑制するため、箱形ルーフ推進時にルーフ上部へ FC プレート（FC：フリクションカット）を重ねて推進設置し、上部地山との縁切り材とした。この FC プレートを函体発進側の坑口部で固定することにより、函体けん引時の上部地山および軌道の水平方向の動きを抑制する方法について示した。

・ E S A 工法

立石ら（1986）は、JR 紀勢本線松坂駅構内の地下道新設工事で採用された ESA 工法において、軌道および周辺構造物への影響について言及している。軌道および上部地盤への影響については、函体上床版上面とパイプルーフとの間の地山が函体製作時の期間中に圧密されパイプルーフが沈下したことで函体推進力が増加し、それに伴って函体推進時にパイプルーフを上方へ押し上げた。これらの現象から、軌道および上部地盤は、函体推進・けん引直前のパイプルーフ形状に影響されることが示された。

(2) エレメント推進・けん引工法に関する文献調査

・ HEP & JES 工法

Takahashi (2009) は、HEP&JES 工法でのエレメントけん引および、切羽掘削プロセスを有限要素法でモデル化し、掘削切断面に導入した掘削有限要素、部分的なエレメント推進および切羽掘削の操作を解析時の各時間ステップにおける有限要素リメッシュ技術を用いてシミュレートしている。また、この技術を実現場に適用し、実際の変位計測値との比較を行った。その結果、測定データよりも計算値の方が大きい結果となったが、各時間ステップにおける有限要素リメッシュ技術の有効性を示した。

田光 (2007) は、平成 18 年 2～4 月の間、HEP&JES 工法による工事現場で、軌道変状を理由とした輸送障害が立て続けに発生した (3 件)。これらを踏まえた軌道変状防止のポイントについて言及している。

輸送障害を発生させないためのポイントとして、軌道変状リスクの高い 2 工種を挙げている。①上床版エレメント設置作業：JES エレメントを機械掘削で横断部に設置する際は、事前の支障物調査により撤去を行うことや、掘削時の土砂取り込み量の管理とともに軌道変位をリアルタイムで管理できる情報化施工の必要性があること。②裏込め注入にあたってのポイント：JES エレメント背面の空隙状態を観察し、注入量の見込みを立てておく必要があり、また、上床版上部の土被りや地質を考慮して上面への注入を省略することも選択肢の一つとして考慮することなどを提言した。

・ U R T 工 法

武部ら（2011）は、吹田貨物専用道路 Bv 新設工事である JR 東海道線および貨物線を含む 6 線下を横断する工事について報告している。この現場は比較的施工延長が長く（ $L=55.6\text{m}$ ）、地盤に軟弱地盤を含む施工条件であったため、施工計画にあたり十分な対策が求められた。このことから JR 東海道線の安全・安定輸送の確保のほか、エレメントを本体利用する施工法であることから施工精度の確保も重要な課題であるため、エレメントの沈下対策がとられた。地下水位が高く、地盤が軟弱であることから、薬液注入による地盤強化が図られた。また、エレメントの推進精度の確保については、長距離推進における「たわみ」を考慮し、上越し量を計画高より上方に 30mm とし、先導管である刃口に沈下防止用に角度補正が可能な「ソリ」を設置して沈下に対する抵抗を増加させる工夫が行われたことを報告した。

正直ら（2015）は、URT エレメントの推進における工期短縮などを目的として標準エレメント 2 列を包括する幅広エレメントの使用が求められた。一方で幅広エレメントの使用は、地盤の緩みを大きくし、切羽の崩壊などによる地表面変位のリスクが増大する。このため、先導管である刃口を分割し片側を突出させることで切羽位置をずらし幅広の影響を低減させるための影響解析が実施された。URT エレメントの推進工程を 3 次元完全弾塑性有限要素解析により、刃口片側を先行させる長さをパラメーターとしたケーススタディを行うことで幅広エレメントの推進に比べて変位抑制効果があることを示した。

・ P C R 工 法

笹川ら（2009）は、近畿日本鉄道吉野線薬水～福神間での PCR 工法による施工において、施工箇所の地盤改良を行わず、沈下を許容する施工体制で行われた施工事例を報告している。このため、薬液注入などの影響を受けないことから、計測した横断部地表面変位計測による変位量について、FEM 解析を用いた逆解析により定量

的な評価を行っている。この逆解析により頂版，側壁，底版施工時の応力開放率を求め，各部位ごとの評価について考察している。

・COMPASS工法

金木ら（2014）は，JR 横浜線矢部駅構内で COMPASS 工法による地下通路新設工事が施工された事例を報告している。COMPASS 工法の特徴である，地盤切削ワイヤーで設置するプレキャストボックスの外形に合わせた位置に防護鋼板（ $t=19\sim 22\text{mm}$ ）をけん引挿入し，防護鋼板に囲まれた内側のボックスを推進させる。防護鋼板（上部）の施工時ならびにボックス推進時の軌道変位量が計測点（6 点）で最大 7mm 程度の隆起と -6mm 程度の沈下で施工終了した変位結果を報告した。

(3) その他，地盤挙動の数値解析に関する文献調査

西山ら（2016）は，矩形トンネルを構築する非開削工法での地盤変動挙動について検証された事例が少ないことから，矩形のライニングに着目して三次元逐次掘削解析より得られる地表面変位と一致する二次元応力解放法の一様な応力解放率（ $=\alpha$ ）の目安を示した。また，応力非一様解放に着目して，地表面に与える影響について把握できることを示した。

Komiya（2013）は，鋼製エレメントを本体利用した施工法について，エレメントを横断部へけん引設置する際の地盤挙動を計算するために，有限要素法を用いて，鋼製エレメントのけん引・掘削過程をモデル化するとともに，提案する有限要素リメッシュ技術を用いてトンネル掘削機械の動作と鋼製エレメントの前進と地山掘削をシミュレートし，その結果を現場計測値と比較した。構築された鋼製エレメント構造体の鉛直方向の変位は，計算値とほぼ同一であったことから，鋼製エレメントを使用した施工法のエレメント施工順序による地盤変位の結果は，提案された有

限要素解析によって推測できることを示した。

Komiya (2013) は、都市部の既存の交通を横断する大規模なトンネルを構築するために開発された鋼製エレメントを本体利用する施工法において、鋼製エレメントけん引時において施工プロセスが地盤変位に及ぼす影響を調べるために、有限要素法を用いた新しい鋼製エレメントけん引法の地山掘削過程をモデル化し、トンネル掘削機の切羽面にけん引ステップごとの有限要素再メッシュ解析技術を用いて地山掘削の挙動をシミュレートした。また、鋼製エレメント構造体は、60列の鋼製エレメントからなる構造体であるため、鋼製エレメントのけん引順序による鉛直変位を提案したモデリング技術を用いた3次元有限要素シミュレーションで解析を行い、現場計測値と比較を行った。その結果、解析された鉛直方向の変位は現場計測と概ね一致したことから、提案した有限要素再メッシュによる解析の妥当性が得られ、また、鋼製エレメントのけん引順序を考慮したシミュレーション解析の有効性も確認された。

Takahashi (2009), Komiya (2013-1), Komiya (2013-2) は、切羽掘削プロセスを有限要素法でモデル化し、掘削切断面に導入した掘削有限要素、部分的な鋼製エレメントのけん引および切羽掘削の操作を解析時の各時間ステップにおける有限要素リメッシュ技術を用いてシミュレートしている。また、この技術を実現場に適用し、実際の変位計測値との比較を行った結果、測定データよりも計算値の方が大きい結果となったが、各時間ステップにおける有限要素リメッシュ技術の有効性を示している。

岡野ら (2012) は、函体推進・けん引工法において、函体と置換される箱形ルーフの函体推進・けん引直前の出来形形状によって上部地盤が隆起または沈下することを示すとともに、箱形ルーフ推進方向の勾配の大小によって隆起・沈下量も変化することに言及している。

1.5. まとめ

これまでの研究では、矩形エレメントおよび箱形ルーフ推進・けん引時の周辺地山の挙動について、FEM 解析などの高度な解析手法を用いることで予測することができるようになったが、実際の施工現場で活用できる簡易な地盤変位予測法ならびに、変位抑制法などの実務的な手法が示されていないのが実状である。

このことから、非開削施工法のうち、小さい土被りでの函体推進・けん引工法を研究対象とし、施工時の上部鉛直地盤変位のメカニズムから、実現場で活用できる簡易な地盤変位予測法ならびに施工ステップ（函体推進・けん引、箱形ルーフ推進）ごとに地盤変位抑制法が可能となる手法を提案する。

なお、本研究で対象とした小土被りでの函体推進・けん引工法の実績から土被り D は、図-1.17 に示すように $0.0\text{m} \leq D < 1.5\text{m}$ の範囲に約 80%の実績が含まれる。このことから土被り D は、施工基面から函体上面まで 1.5m 以下の土被りを対象とするものとする。また、地盤変位抑制については、木部（2015）で示されているように、地盤鉛直変位における軌道整備は、地盤隆起が発生した場合、バラストおよび地盤を撤去し、再度バラストを投入しながら測量とタイタンパによる締め固めを行うため、多くの手間が必要となる。また、一般的に函体推進・けん引は、夜間の線路閉鎖時間または列車間合いの限られた施工時間内に実施されるため、軌道整備作業にかかる時間の短縮が求められる。このような作業条件から、本研究における地盤鉛直変位の抑制については、特に地盤隆起変位を抑制する手法を提案するものとし、沈下方向の変位については許容するものとする。

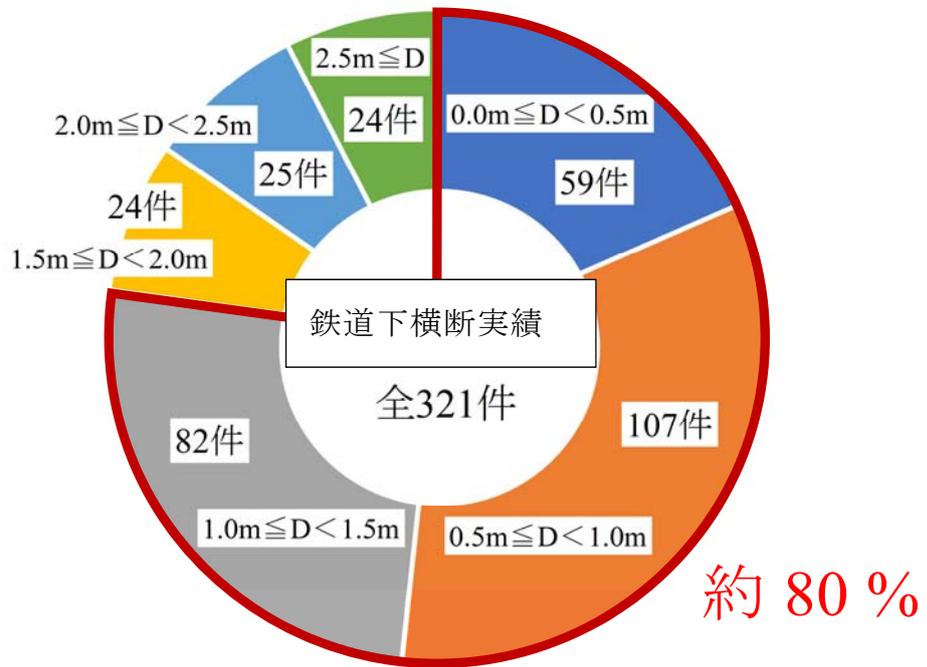


図-1.17 研究対象とした函体推進・けん引工法の土被り別グラフ

第2章 函体推進・けん引工法における箱形ルーフの中だるみが上部地盤の変位に及ぼす影響

2.1. はじめに

函体推進・けん引工法は、函体トンネル外周に合わせて設置した箱形ルーフ管と現場製作または工場製作した函体トンネルを推進・けん引することで箱形ルーフ管と函体トンネルとを置き換える施工法である。そのため、箱形ルーフ管設置終了から函体トンネルの推進・けん引までの間に列車荷重などの影響で箱形ルーフ管の中央付近が中だるみした形状になることが現場から多く報告されている。函体トンネル推進・けん引時に発生する地盤変位の要因には、函体トンネルの出来形や推進時の姿勢の変化がある。さらに箱形ルーフ管の中だるみ形状が地盤変位の発生要因になることが経験的に知られていたが、そのメカニズムについては明らかにされていない。そこで本章では、函体トンネル推進・けん引時における箱形ルーフの中だるみが上部地盤の変位の発生に及ぼす影響を調べるために縮尺 1/8 スケールの室内模型実験を行う。

2.2. 室内模型実験の概要

線路下の地盤の下を箱形ルーフ管が推進する状況を模した実験装置を縮尺 1/8 スケールで図-2.1、写真-2.1 に示すように製作した。幅 $W=1000\text{mm}$ ×長さ $L=1500\text{mm}$ の土槽内に箱形ルーフ管をモデル化した矩形断面の鋼管(幅 100mm ×高さ 100mm)を箱形ルーフ管推進方向に3列並べて配置した。なお、箱形ルーフが直進するように、箱形ルーフに接する外側には、水平に固定した鋼管を配置してある。実験では図-2.2 に示すように、長さ $L=900\text{mm}$ の鋼管 a と長さ $L=1000\text{mm}$ の鋼管 b を溶接合し、勾配 $i=10\%$ の中だるみが生じた箱形ルーフ管をモデル化した。また、鋼管の端部を上下に移動させ鋼管の高さを調整できるように手動ジャッキ(写真-2.2)を配置することで、鋼管の姿勢を変

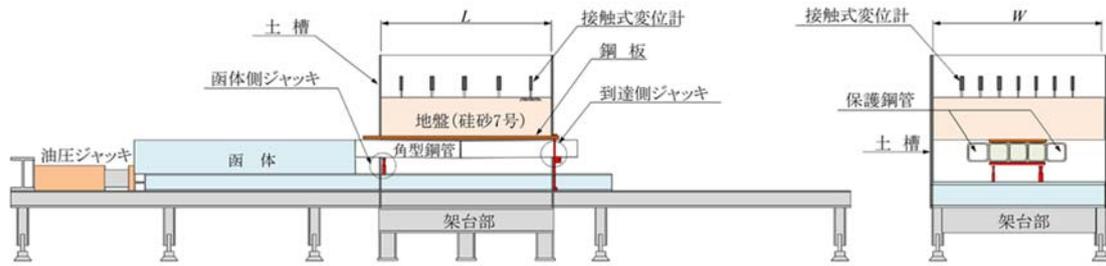


図-2.1 函体推進模型実験装置概要（左：側面図，右：正面図）

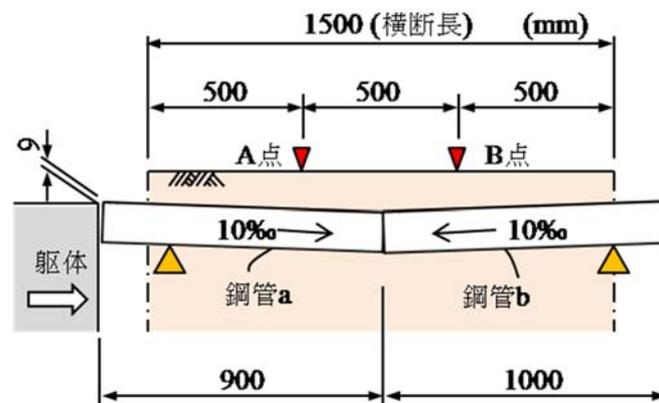


図-2.2 実験で使用する角型鋼管形状

化させた場合の地表面変位の発生状況についても計測できるようになっている。なお、函体トンネル発進側の鋼管端部の支点位置（手動ジャッキ配置）は、実際の工事における受梁の位置とした。また、函体トンネル到達側端部の支点位置は、仮土留の位置とした。さらに上部地盤との摩擦によって、地盤が推進方向にせん断変形あるいは到達側へ移動するのを防止するために、厚さ $t=2.3\text{mm}$ の鋼板（実際の工事ではフリクションカットプレートとして、厚さ $t=9\text{mm}$ 程度の固定した鋼板が設置される）を鋼管の上部に発進側の土槽に端部を固定して配置した。

鋼管は、3列の鋼管の後方に配置した鋼管列の幅に等しい（幅 $200\text{mm} \times$ 高さ 300mm ）の鋼製の函を油圧ジャッキで水平に押すことによって推進した。

写真-2.3 に示すように、模型地盤は空中落下法で作製した。硅砂7号を 30cm の高さから落下させ、相対密度が $Dr=40\%$ 程度の緩い乾燥砂地盤を土被り $D=20\text{cm}$ で作製した。

地盤上の横断方向の鉛直変位計測箇所は、実際の工事での施工過程の影響を見るため

に、図-2.3に示すように、発進側の A 測線(図の②から⑧にかけて)と到達側の B 測線(図の⑩から⑯にかけて)の 2 測線とした。また、推進方向の鋼管列中央に C 測線(図の①⑤⑨⑬⑰)を設けた。これら全 17 測点の表面鉛直変位を接触式変位計を用いて測定した。なお、計測は、鋼管が 125mm 推進するごとに鋼管の推進を止めて、地盤が安定した状態で行った。



(a) 実験前(函体到達側から撮影)

(b) 実験中(函体到達側から撮影)

写真-2.1 函体推進模型実験装置



(a) 高さ調整ジャッキ (函体側)

(b) 高さ調整ジャッキ (到達側)

写真-2.2 高さ調整ジャッキ (手動)



写真-2.3 空中落下法による地盤形成状況

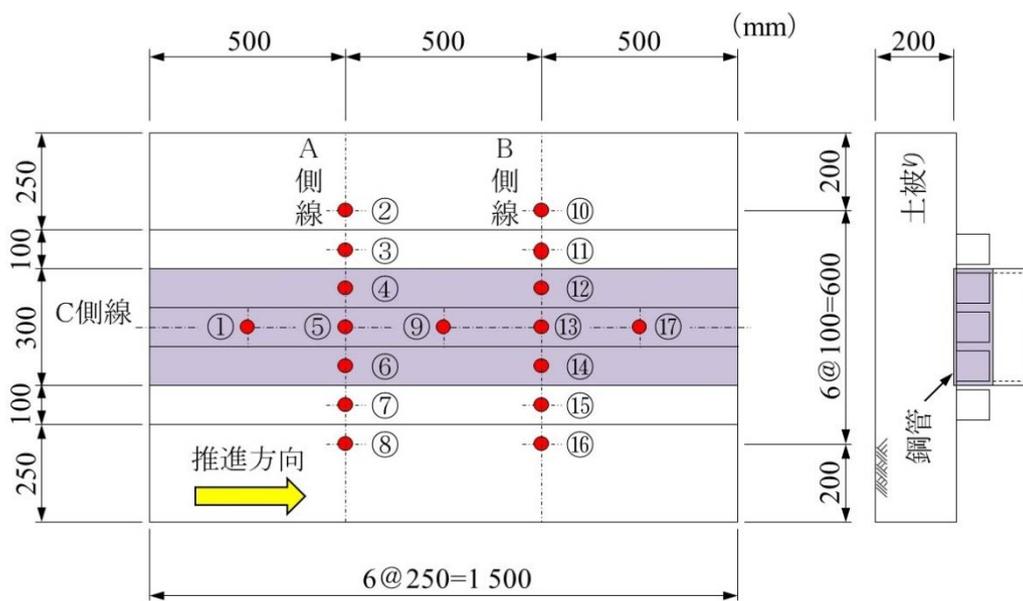


図-2.3 接触式変位計 設置位置

2.3. 実験方法

本研究の室内模型実験では、中央付近が中だるみした箱形ルーフの推進に伴う上部地盤の変位を対象とすることから、箱形ルーフ模型には、2つの真っすぐな鋼管を図-2.2

に示すように V 字型に溶接したものをを用いた。2 つの鋼管の接合角度（中心角度）は、179.43 度であり、これは傾斜角度が 10‰の中だるみに相当する。

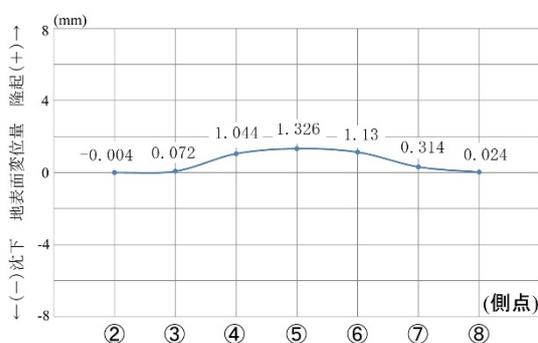
この鋼管を用いた場合、函体側の鋼管①の長さが $Lp^1=900\text{mm}$ であることから 10‰の勾配を考慮すると、函体トンネル発進側の鋼管（鋼管列の幅に等しい函）上面先頭部と鋼管①の端部が接する位置で鉛直上方向の鋼管端部に高さ $H=9\text{mm}$ の段差が生じた状態で水平方向に油圧ジャッキを用いて推進を開始し、地表面変位の計測を行う。

2.4. 計測結果

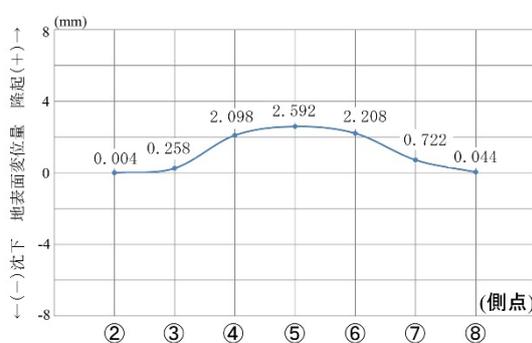
・ A 測線に関する地表面変位の結果

発進側の A 測線（図-2.3：測点②～⑧）について 1step～14step の地表面計測結果を図-2.4(a)～(n)に示す。

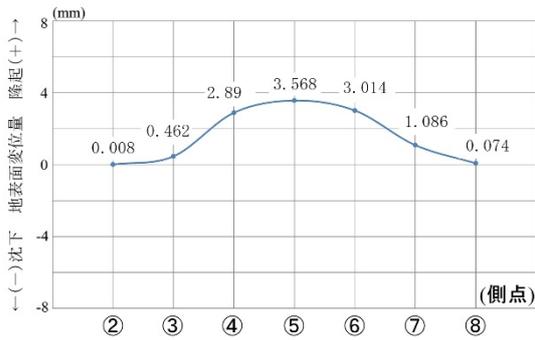
鋼管列上の計測点である測点④～⑥の地表面変位は、推進方向に前下がりの鋼管 a の影響で推進開始時（step1）から地表面隆起が発生し、鋼管列が測線下を通過する step4 で最大鉛直隆起量（ $\Delta=4.19\text{mm}$ ）を示し、鋼管列に等しい函と置き換わると同時に地表面変位は step5（ $\Delta=3.53\text{mm}$ ）～step6（ $\Delta=1.138\text{mm}$ ）にかけて急激な沈下を示したのち、徐々に沈下し step8（ $\Delta=-2.466\text{mm}$ ）～step14（ $\Delta=-2.872\text{mm}$ ）までは同程度の計測結果となった。



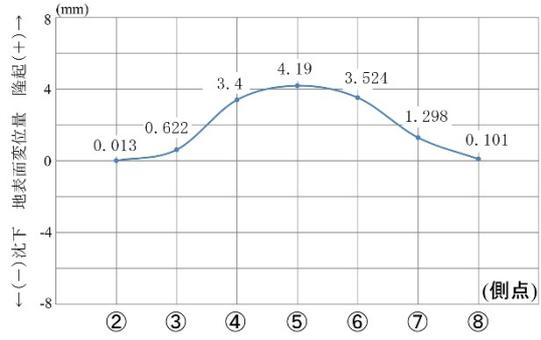
(a) step1 (推進 L=125mm)



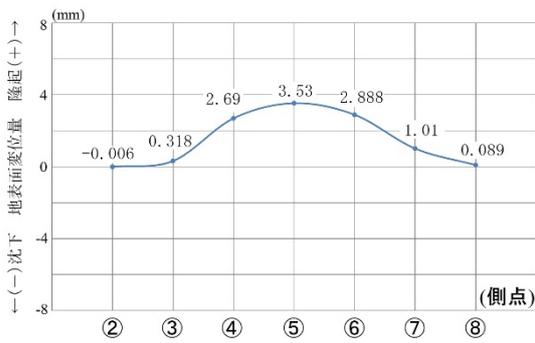
(b) step2 (推進 L=250mm)



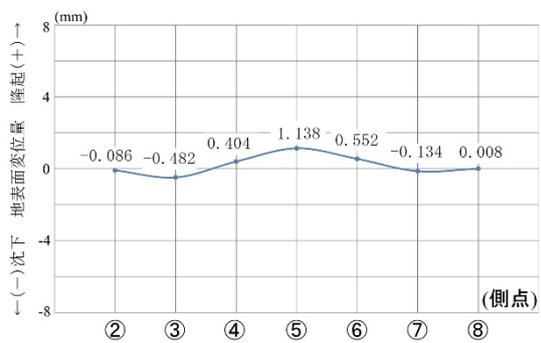
(c) step3 (推進 L=375mm)



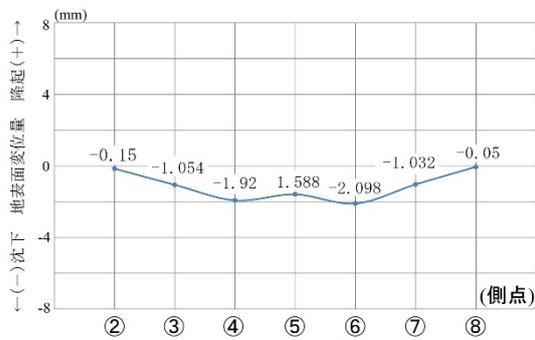
(d) step4 (推進 L=500mm)



(e) step5 (推進 L=625mm)



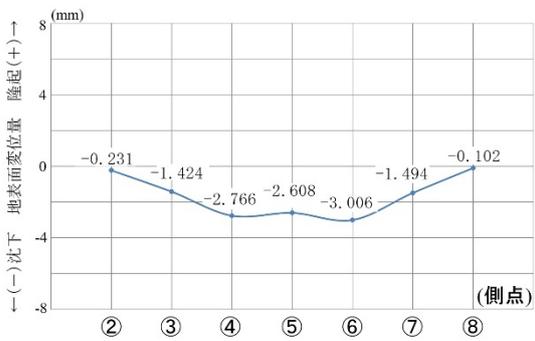
(f) step6 (推進 L=750mm)



(g) step7 (推進 L=875mm)



(h) step8 (推進 L=1000mm)



(i) step9 (推進 L=1125mm)



(j) step10 (推進 L=1250mm)



(k) step11 (推進 L=1375mm)



(l) step12 (推進 L=1500mm)



(m) step13 (推進 L=1625mm)



(n) step14 (推進 L=1750mm)

図-2.4(a)～(n) A 測線での地表面変位計測結果

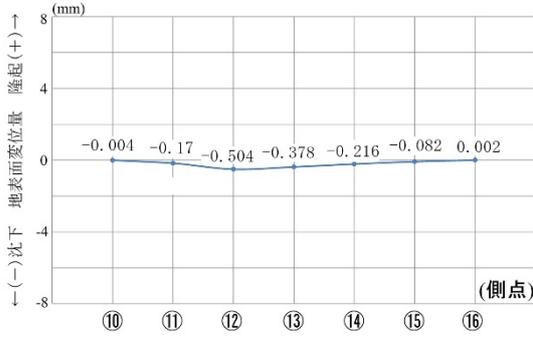
・ B 測線に関する地表面変位の結果

発進側の B 測線 (図-2.3 : 測点⑩～⑯) について 1step～14step の地表面計測結果を A 測線と同様に函体推進 1step ごとの鉛直方向の地表面変位量を図-2.5(a)～(n)に示す.

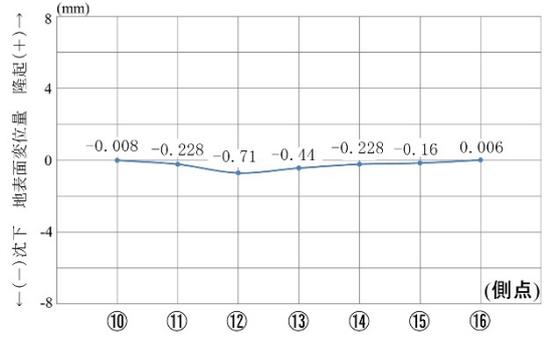
B 測線は, 図-2.2 に示すように, 実験装置の到達側端部から発進側へ 500mm の位置にあり, B 測線直下の鋼管 b の姿勢は推進方向に前上がりの姿勢である.

鋼管列上の計測点である測点④～⑥の地表面変位は, 推進方向前上がりの鋼管 b の影響で推進開始時 (step1) から step2 まで地表面沈下 ($\Delta=-0.71\text{mm}$) が発生し, 前下がりの鋼管列が測線下を通過する step7 で最大鉛直隆起量 ($\Delta=3.142\text{mm}$) を示した. また, 鋼管列と等しい函と置き換わると同時に地表面変位は, step8 ($\Delta=2.882\text{mm}$) ～step9

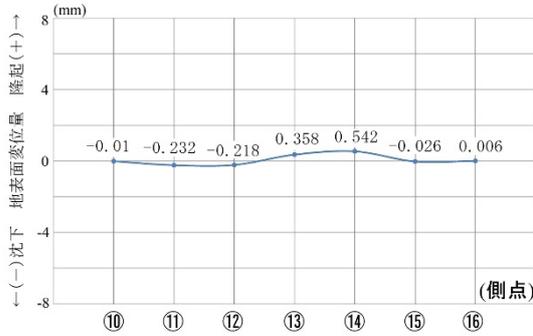
($\Delta=1.754\text{mm}$) にかけて急激な沈下を示したのち、徐々に沈下し step12 ($\Delta=-3.154\text{mm}$)
 ~step14 ($\Delta=-3.504\text{mm}$) までは同程度の計測結果となった。



(a) step1 (推進 L=125mm)



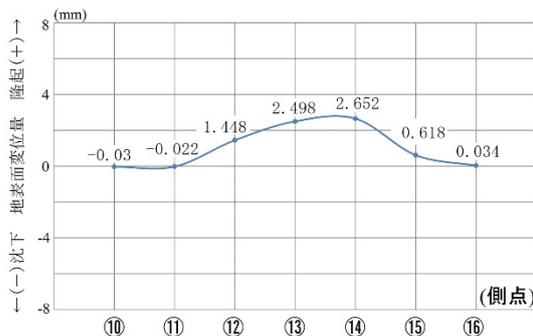
(b) step2 (推進 L=250mm)



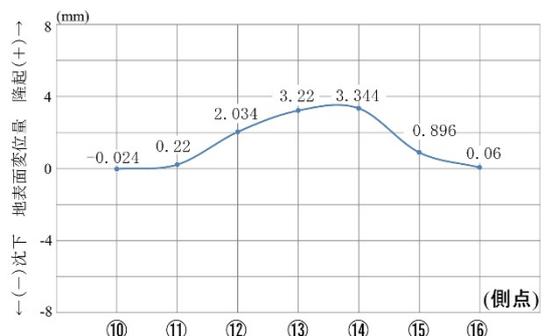
(c) step3 (推進 L=375mm)



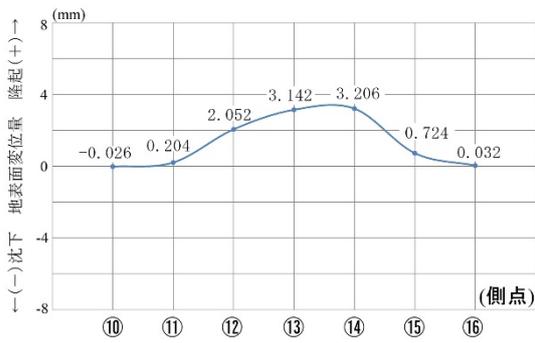
(d) step4 (推進 L=500mm)



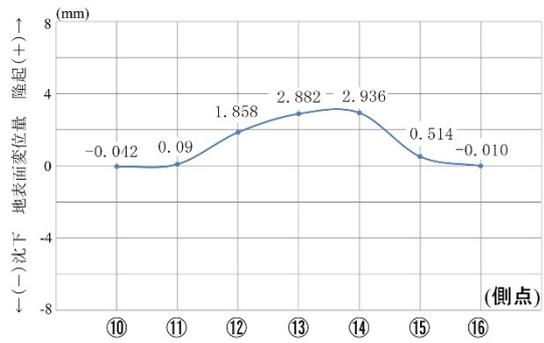
(e) step5 (推進 L=625mm)



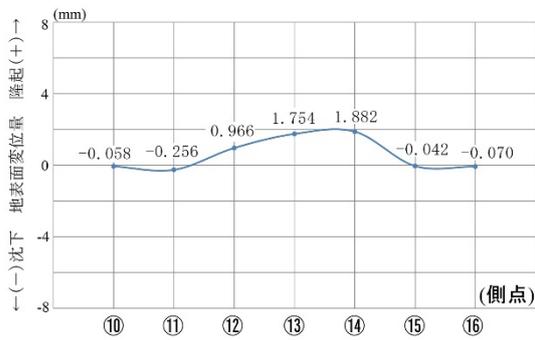
(f) step6 (推進 L=750mm)



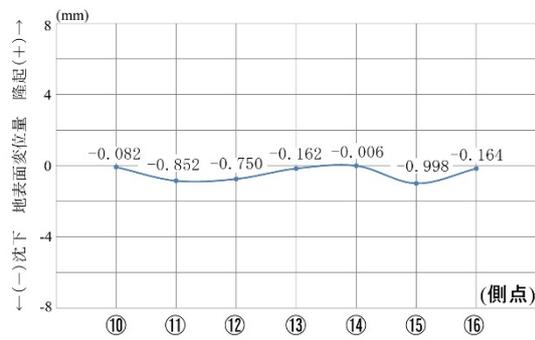
(g) step7 (推進 L=875mm)



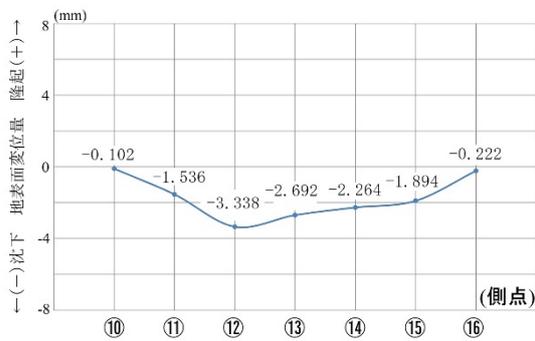
(h) step8 (推進 L=1000mm)



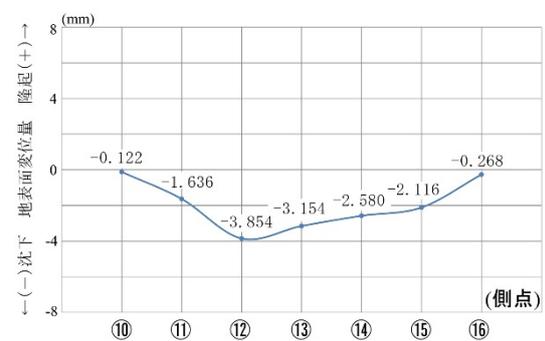
(i) step9 (推進 L=1125mm)



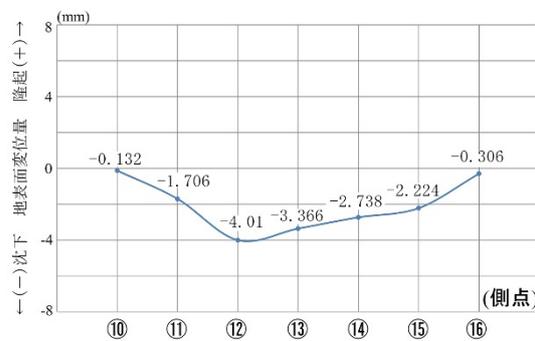
(j) step10 (推進 L=1250mm)



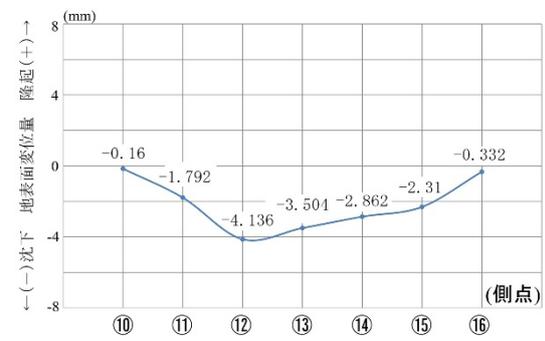
(k) step11 (推進 L=1375mm)



(l) step12 (推進 L=1500mm)



(m) step13 (推進 L=1625mm)

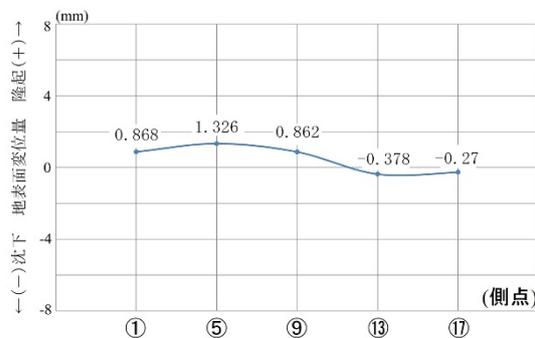


(n) step14 (推進 L=1750mm)

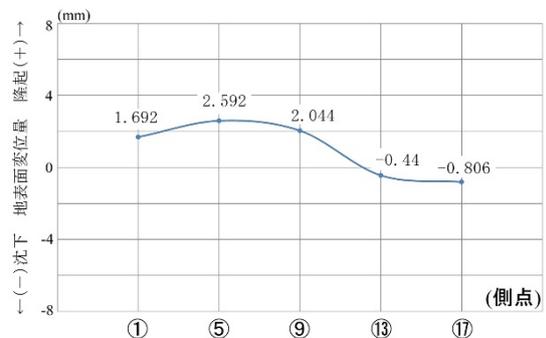
図-2.5(a)～(n) B測線での地表面変位計測結果

・ C 測線に関する地表面変位の結果

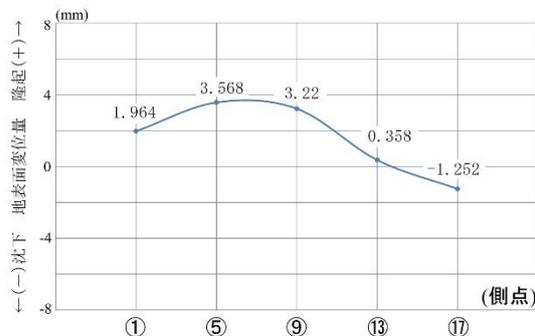
推進方向の鋼管列中央である C 測線 (図-2.3 : 測点①⑤⑨⑬⑰) について, A 測線および B 測線と同様に函体推進 1step~14step までの各測点の地表面計測結果を図-2.6(a)~(n)また, 各測点ごとは図-2.7(a)~(f)に示す. 測点①, ⑤, ⑨は, 鋼管姿勢が推進方向に前下がりとなっているため, この3点については, 1step から隆起傾向を示した. 測点①では, 推進開始直後から隆起傾向を示し, step3 で最大隆起量 ($\Delta=1.964\text{mm}$) を示した. 測点⑤および測点⑨も同様に隆起傾向を示し, 測点⑤では step4 で最大隆起量 ($\Delta=4.19\text{mm}$) を示し, 測点⑨では step6 で最大隆起量 ($\Delta=4.722\text{mm}$) を示した. 最大隆起量を示した step 数を比較すると, 前下がりの鋼管が計測点の下を通過する頻度が多いほど地表面への影響が大きい傾向がある. なお, A 測線および B 測線と同様に鋼管と函体とが置き換わるタイミングで沈下傾向を示した. 測点⑬および測点⑰については, 鋼管姿勢が推進方向に前上がりの形状のため, 推進直後から沈下傾向を示した.



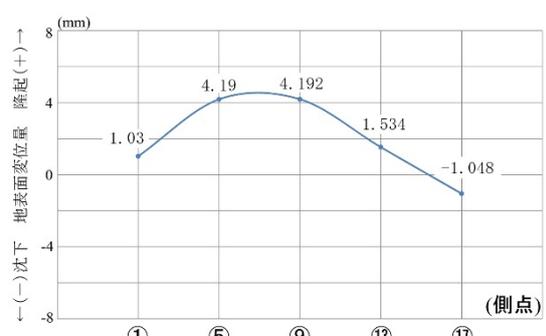
(a) step1 (推進 L=125mm)



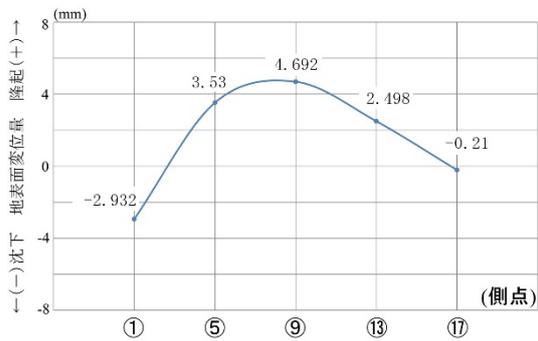
(b) step2 (推進 L=250mm)



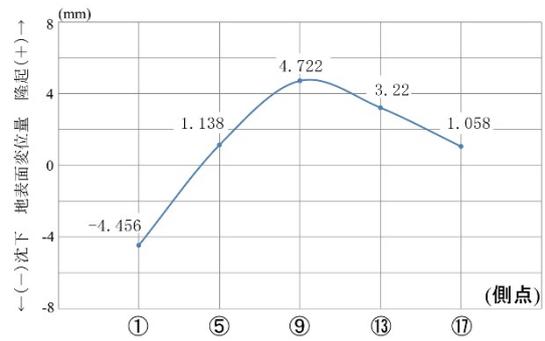
(c) step3 (推進 L=375mm)



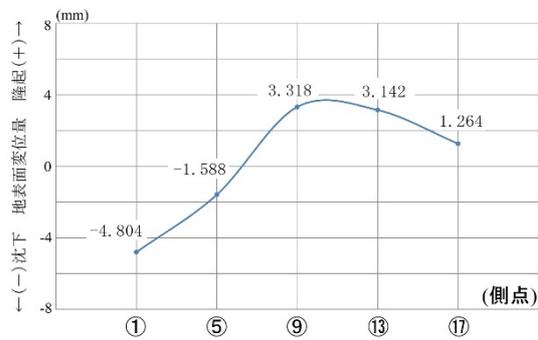
(d) step4 (推進 L=500mm)



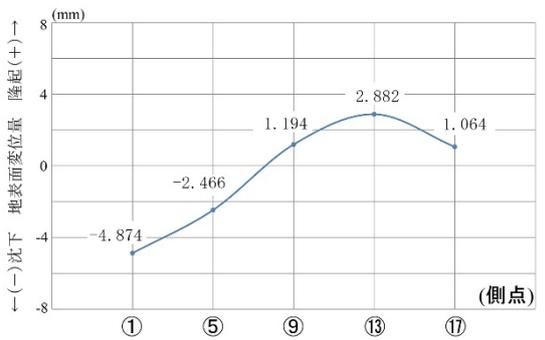
(e) step5 (推進 L=625mm)



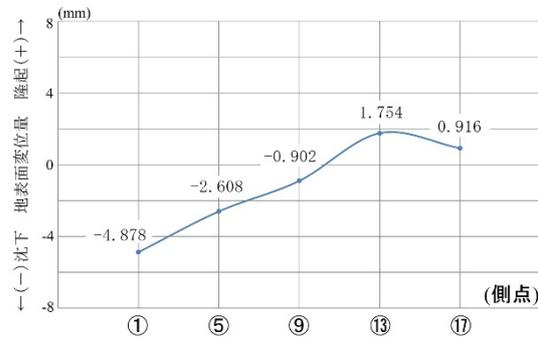
(f) step6 (推進 L=750mm)



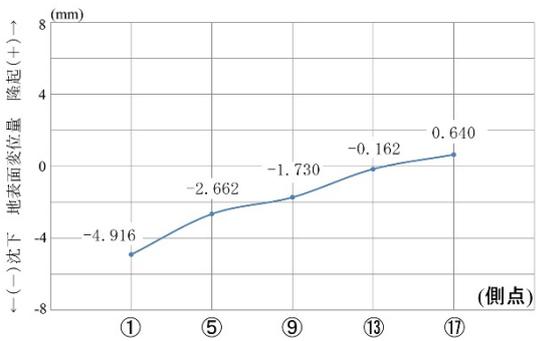
(g) step7 (推進 L=875mm)



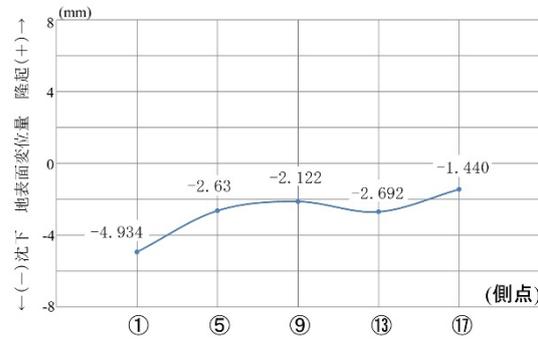
(h) step8 (推進 L=1000mm)



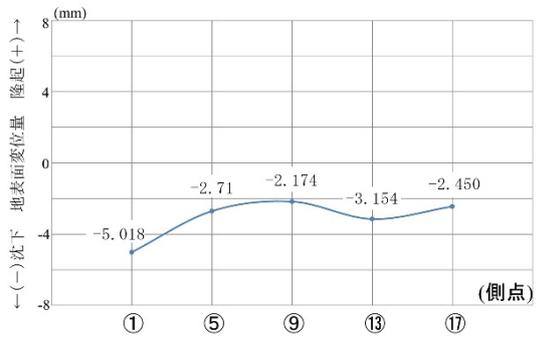
(i) step9 (推進 L=1125mm)



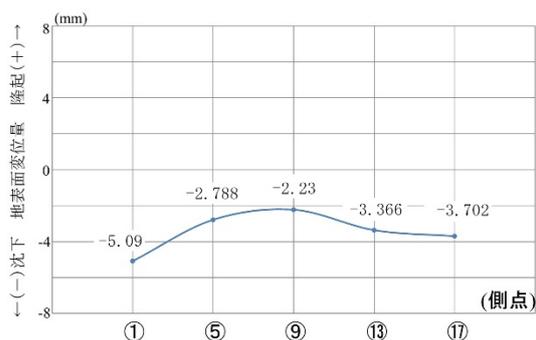
(j) step10 (推進 L=1250mm)



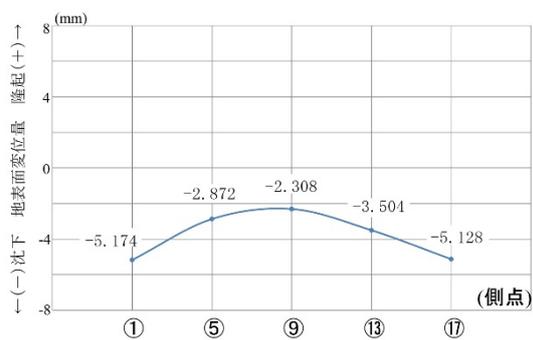
(k) step11 (推進 L=1375mm)



(l) step12 (推進 L=1500mm)

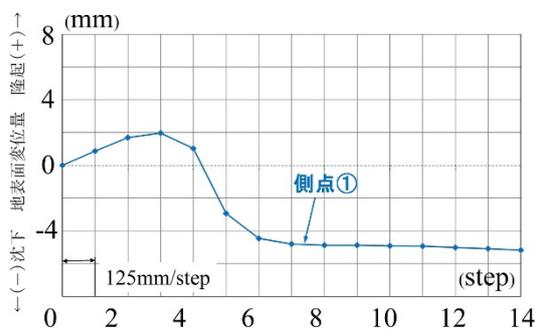


(m) step13 (推進 L=1625mm)

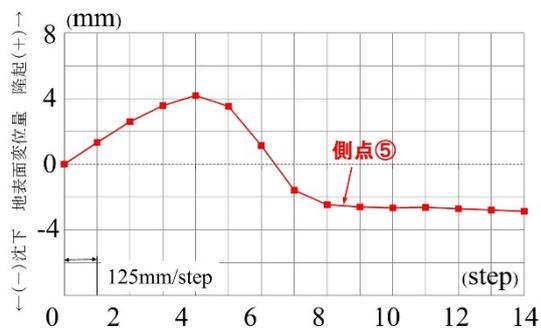


(n) step14 (推進 L=1750mm)

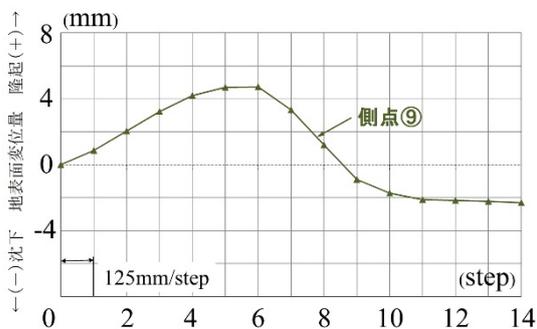
図-2.6(a)～(n) C測線での地表面変位計測結果



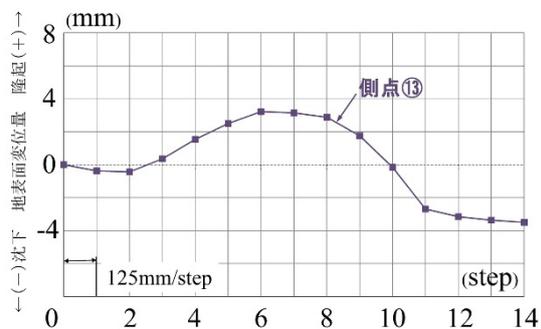
(a) 測点①



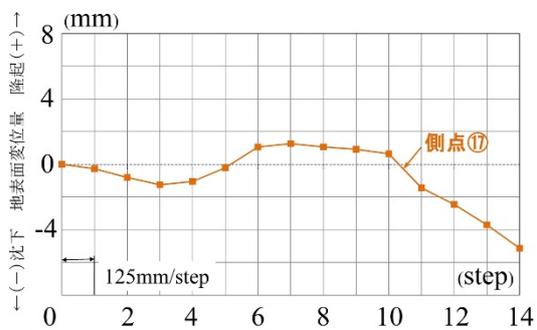
(b) 測点⑤



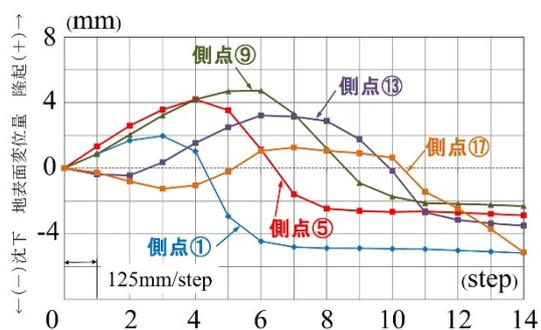
(c) 測点⑨



(d) 測点⑬



(e) 測点⑰



(f) C測線まとめ

図-2.7(a)～(e) C測線における step ごとの地表面変位計測結果

2.5. 中だるみした箱形ルーフ推進に伴う上部地盤の変位の発生メカニズム

中だるみした箱形ルーフ推進に伴う上部地盤の発生メカニズムは、現場で経験的に箱形ルーフの出来形形状が発生要因であると知られていたが、この地表面挙動について岡野ら（2011）は、函体推進時の箱形ルーフがその形状を維持したまま到達側へ水平移動することで地盤鉛直変位が発生することを報告している。今回の函体模型実験では、各地表面変位量の計測結果を分析したことにより、これらの報告を裏付ける結果となった。すなわち、地山中に設置された V 字型の箱形ルーフの上面が前下がり形状（左側ルーフ）の状態では水平方向に鋼管が剛体移動するため、前面の地山を押し上げ地盤隆起が発生する。また、上面が前上がり形状の場合では、地山と箱形ルーフ上面との間に空隙生じるため、地盤沈下が発生する。つまり、推進開始前の箱形ルーフ上面と推進後の高さの変化が地表面変位量と関係していることが分かった。また、小さい土被りの場合では、箱形ルーフ上面の形状によって上部地盤鉛直変位が発生し、実験結果から土質の影響を受けないことが分かる。このことから、地盤変位発生メカニズムは図-2.8 に示すように、推進長を L とすると A 点では箱形ルーフ上面が前下がりであるため、 Δa 分の鉛直方向の隆起が発生し、B 点では逆に Δb 分の沈下が発生するものと考えられる。

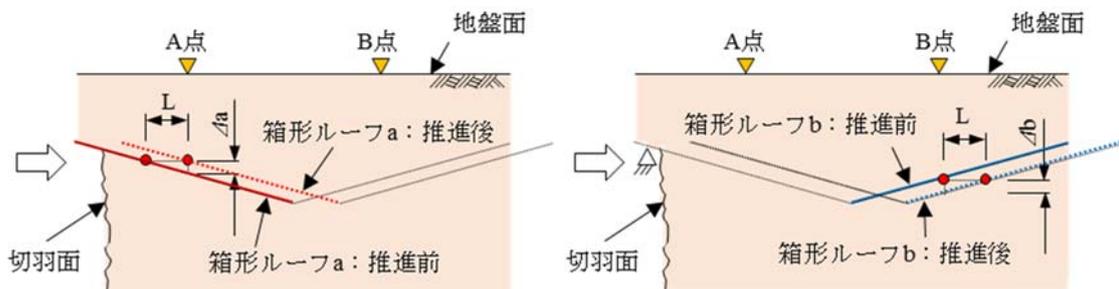


図-2.8 箱形ルーフ推進時および推進後の地表面変位発生状況

2.6. まとめ

本章では，模型実験の結果から，小さい土被りでの中だるみした箱形ループの推進に伴う上部地盤の鉛直変位の発生メカニズムは，土質の影響を受けずに，V字型の箱形ループ管上面の形状を保持したまま到達側へ水平移動することによって発生し，また，推進開始前の箱形ループ上面と推進後の高さの変化量が地表面変位量となることが分かった．これらの結果から，第3章では，上部地盤変位量を精度よく解析できる簡易的な手法を提案する．

第3章 中だるみした箱形ルーフ推進に伴う上部地盤の鉛直変位の 数値解析

3.1. はじめに

第2章に示した模型実験より，中だるみした鋼管の上部地盤の鉛直変位は，箱形ルーフの上面の高さの変化に相当していることが分かった．これは，上部地盤が箱形ルーフ推進時に上下に剛体移動することを示している．したがって地表面の鉛直変位挙動は，直下の箱形ルーフ上面の高さの変化に一致する．このため，箱形ルーフ上面の高さの変位を求めれば上部地盤の鉛直変位を解析することができる．

実際の工事ではトンネルの延長により，推進方向に長さ 6.0m の箱形ルーフ管を 2～10 本程度接続して施工される．また，箱形ルーフは剛性の高い鋼管であるため，その箱形ルーフの中だるみ形状は梁のような曲線にはならず， 図-3.1 に示すように直線の組み合わせになる．したがって，箱形ルーフ推進時の施工過程を考慮して地盤変位を解析するためには，個々の箱形ルーフの挙動を評価する必要がある．

本章では，このような箱形ルーフ管が組み合わさった直線の剛体管を接続した箱形ルーフの推進を考慮し，地盤の鉛直変位を求める数値解析法を提案する．また，提案する数値解析法を用いて，第2章に示した室内模型実験を解析し，解析値と実験値との比較によって提案した数値解析法の妥当性を評価する．なお，実際の施工では上部地盤との縁切り部材として，箱形ルーフと地盤との間に FC（フリクションカット）プレートと呼ばれる鋼板を設置するが，この鋼板の影響はここでは考慮しないものとする．

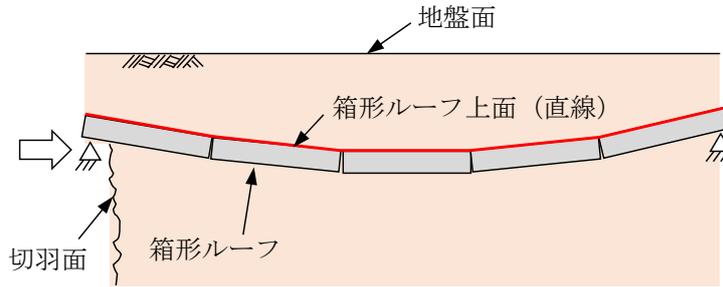


図-3.1 箱形ルーフ上面の直線の組み合わせ

3.2. 数値解析法の提案

3.2.1. 直線の剛体管を組み合わせた箱形ルーフ推進時のモデル化

中だるみした箱形ルーフは支点によって保持した状態で水平方向に推進される。その際、箱形ルーフは2つの支点によって保持され、箱形ルーフは支点上を滑るように移動するとして剛体変位により鉛直方向の地盤変位が発生する。

そこで本研究では、箱形ルーフの支点における境界条件を考慮し、図-3.2 に示すように剛体管が組み合わさった箱形ルーフを (x_0^m, y_0^m) を中心に回転させることで箱形ルーフの推進をモデル化した。

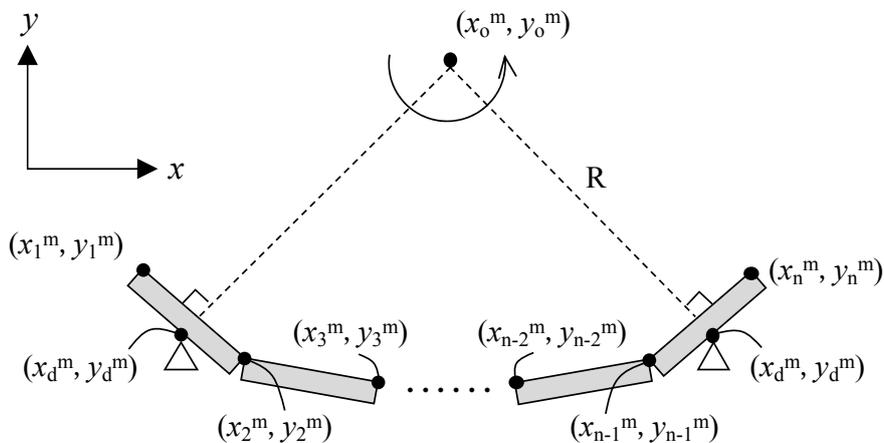
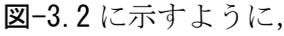


図-3.2 箱形ルーフの剛体回転

3.2.2. 箱形ルーフ推進に伴う上面の高さの変化の数値解析

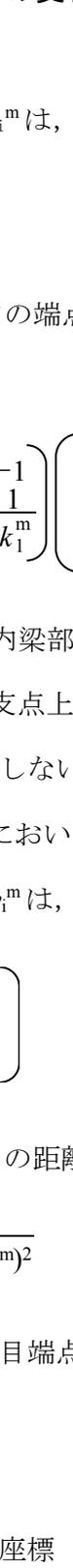
3.2.1 の仮定を用いると箱形ルーフの傾き k_i^m は、に示すように、

$$k_i^m = \frac{y_{i+1}^m - y_i^m}{x_{i+1}^m - x_i^m} \quad (1)$$

と表される。 (x_i^m, y_i^m) は i 番目の箱形ルーフの端点の座標である。 k_i^m を用いて (x_o^m, y_o^m) を表すと次式となる。

$$\begin{pmatrix} x_o^m \\ y_o^m \end{pmatrix} = \frac{k_1^m k_{n-1}^m}{k_{n-1}^m - k_1^m} \begin{pmatrix} 1 & -1 \\ -\frac{1}{k_{n-1}^m} & \frac{1}{k_1^m} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \frac{1}{k_1^m} x_d^m + y_d^m \\ \frac{1}{k_{n-1}^m} x_r^m + y_r^m \end{pmatrix} \quad (2)$$

(x_d^m, y_d^m) と (x_r^m, y_r^m) は、発進側（刃口内梁部材位置）と到達側（到達側仮土留位置）の固定された支点座標である。発進側の支点上にある剛体管が支点上を通過した後は、函体が通過するため、上面の座標は変化しないものとした。

に示すように、各施工ステップ m において水平方向に Δu^m だけ箱形ルーフが推進された場合の i 番目の端点の鉛直変位 Δv_i^m は、

$$\Delta v_i^m = \Delta u^m \tan \left(\sin^{-1} \left(\frac{\Delta u^m}{R_i^m} \right) \right) \quad (3)$$

で表される。 R_i^m は (x_o^m, y_o^m) と (x_i^m, y_i^m) の距離であり、次式で表される。

$$R_i^m = \sqrt{(x_i^m - x_o^m)^2 + (y_i^m - y_o^m)^2} \quad (4)$$

以上より、施工ステップ m 番目の剛体管 i 番目端点の座標は、

$$\begin{pmatrix} x_i^m \\ y_i^m \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} x_i^{m-1} + \Delta u^m \\ y_i^{m-1} + \Delta v_i^m \end{pmatrix} \quad (5)$$

で表される。以上より、箱形ルーフ管上面の座標 (x, y_p^m) は、

$$y_p^m = \frac{y_{i+1}^m - y_i^m}{x_{i+1}^m - x_i^m} x \quad (6)$$

となるので、箱形ルーフ管が Δu^m 推進した時のこの点の箱形ルーフ上面の高さの変化は、

$$\Delta \delta = y_p^m - y_p^{m-1} \quad (7)$$

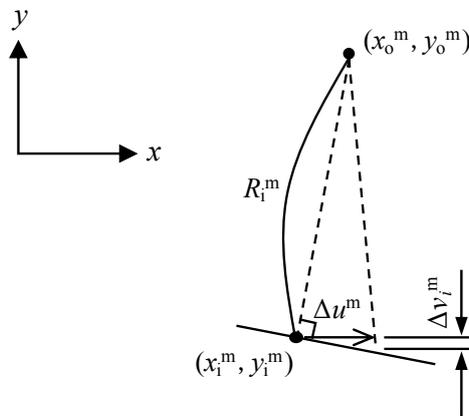


図-3.3 各施工ステップにおける鉛直変位

となる。これは、箱形ルーフが Δu^m 推進した時のこの点の上部地盤の鉛直変位に等しい。

以上の解析ステップを模式的に示すと図-3.4(a)(b)となる。これらの図は、到達側にある2つの剛体管の動きを示している。

図-3.4(a)は支点座標から、回転中心 (x_0^m, y_0^m) を求め、箱形ルーフが移動する直前の初期姿勢における各座標を示している。 (x_d, y_d) は、発進側刃口内での箱形ルーフ端部支点位置を、 (x_r, y_r) は、到達側仮土留での支点位置を表している。また、箱形ルーフ端部上面位置をそれぞれ (x_1, y_1) 、 (x_3, y_3) とし、箱形ルーフ継部上面位置を (x_2, y_2) と表した。この状態から図-3.4(b) ($m=1$) へ箱形ルーフが移動する。

図-3.4(b)は、施工ステップ $m=1$ 番目における各座標点を示しており、発進および到達側の支点上を滑るように移動したことから、発進支点鉛直方向の高さ y_d および到達側の仮土留位置を模した支点である (x_r, y_r) の位置は変化しない。また、箱形ルーフ

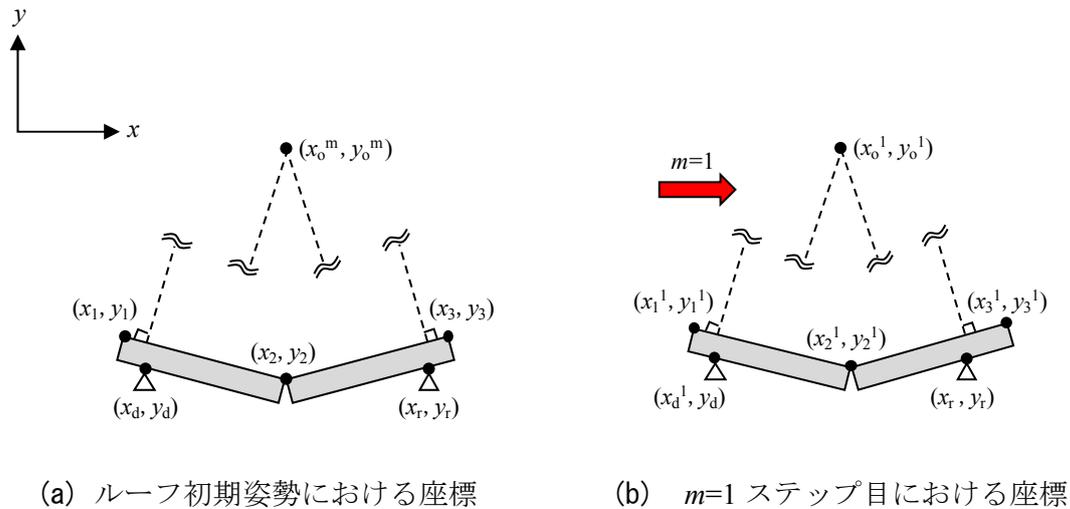


図-3.4 施工ステップ ($m=1$) における座標

の到達側への移動分，他の座標位置については変化していることを示している。

このように，箱形ループ上面での初期座標を取得することで，箱形ループの姿勢に依存すると仮定した場合の任意点 x の地表面変位が予測できる。

3.2.3. 解析結果と室内実験結果の比較

提案した数値解析法を用いて第2章に示した室内実験の解析を行い，実験結果と解析結果を比較する。

図-3.5 は，解析モデルであり，室内実験と同様に鋼管中央に向けて 10% で傾斜（中だるみ）した状態を想定した。また，各ステップにおける鋼管の水平変位（推進長） $\Delta u^m = 125\text{mm}$ で一定として 14 ステップの解析を行った。図-3.6 は，解析で得られた室内実験における A 測線と B 測線の箱形ループ直上の地盤変位挙動を示し，また，図-3.7 に解析結果と実験値の結果を示した。

実験ケースでの予測値と実測値を比較すると，A 測線の実測値は，推進側に前下がりの鋼管の傾斜によって step4 まで地表面隆起を示し，鋼管列の幅に等しい函と置き換わるタイミングである step4～step6 で沈下傾向を示し，函と置き換わった後は上面が平

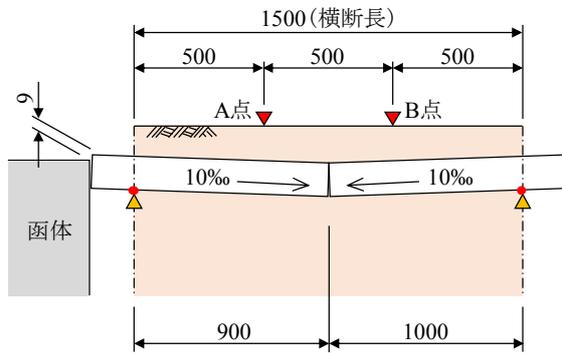


図-3.5 解析モデル

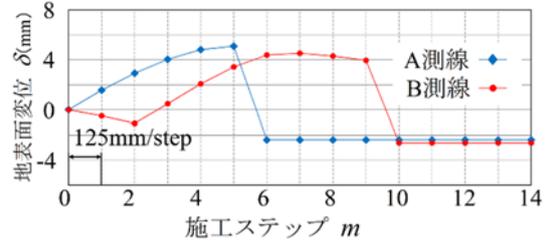


図-3.6 解析で得られた地盤変位

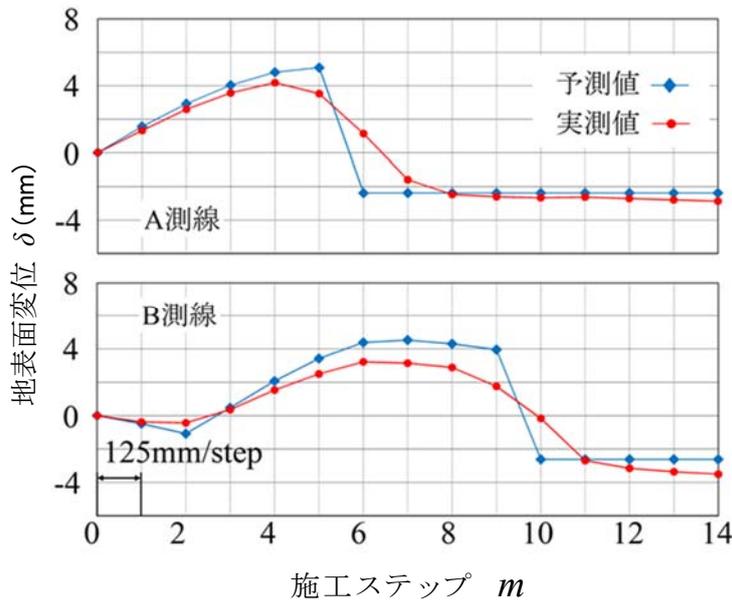


図-3.7 解析結果と実験値の結果

らな函であるため、変位は発生しない。これに対して解析値では、実測値の地表面変位とほぼ同様の変位を示した。なお、step5～step6 にかけて解析値と実測値には箱形ルーフ発進側端部における急激な地盤沈下の出方に違いがみられる。これは、実験では上部地盤と箱形ルーフの間にスケール比より厚い FC プレートを設置しているためである。この点を除けば解析値と実験結果はよく一致している。このことから、中だるみした箱形ルーフの推進に伴う上部地盤の鉛直変位が精度よく解析できることが分かった。また、箱形ルーフ管上面が水平移動した際の差分がそのまま鉛直方向の地表面変位となっていることから、変位量は地山の相対密度に関わらずに発生していることが分かった。

3.3. まとめ

本章では、箱形ルーフ上面の挙動を数値解析するために、剛体である箱形ルーフを接続した場合をモデル化し、数値解析法を提案した。提案した数値解析法を用いた解析を行った結果、実測値を精度よく表現できた。このことから、箱形ルーフ推進ごとの逐次的な数値解析により地盤鉛直変位の発生量が定量的に予測できることを示した。

第4章 箱形ルーフ端部の支点高さ調整による鉛直方向の地盤変位抑制法の提案

4.1. はじめに

第3章では、土被りが小さい地盤における中だるみした箱形ルーフの推進に伴う上部地盤の鉛直変位は、提案した数値解析法によって精度よく解析できること、また、地山の相対密度に関わらず変位が発生することを示した。

鋼管上部地盤の鉛直変位は、鋼管上面が傾斜角を維持した状態で水平方向に剛体移動することに伴う鉛直方向への移動によって発生するため、鋼管端部の高さを下方へ調整し鋼管の傾斜を緩和すれば、地盤変位発生量が制御できるものと考えられる。そこで本章では、第3章で提案した数値解析法を用いて鋼管端部の支点高さを変化させた場合の鉛直変位について、推進ステップごとの解析を行う。また、解析結果から、鉛直方向の地盤変位量を抑制できた最適なケースについて模型実験を行う。また、地盤変位量の数値解析結果と実測値との比較を行い、鋼管端部での支点高さ調整を実施した場合での数値解析法の妥当性を評価する。

4.2. 数値解析法を用いた箱形ルーフの姿勢制御による地盤変位の解析

第2章と同様に鋼管中央部で中だるみした初期形状に対して、提案した数値解析法を用いた解析を実施した。なお、各ケースで実施した支点操作は、1回の支点操作ごとに地盤変位の解析を行い、最も変位が抑制できる制御を行う。そしてこの制御を行っているシミュレーションの結果を示す。また、比較対象とした計測点については、A 測線およびB 測線と推進方向中心線の交差部である側点⑤および側点⑬である。

4.3. 解析ケースにおける地表面変位予測と鋼管端部の支点操作方法

実施した支点操作および支点調整量を変化させた case1～case5 ついて、推進ステップごとに支点操作を実施した場合の鉛直方向の地表面変位結果と、端部支点での操作量を 図-4.1～図-4.5 に示す。

case1 では、函体側ジャッキのみ操作し、函体上面先頭位置と鋼管端部との段差 9mm を 1step ごとに 1.25mm×7 回の支点操作を実施したケースである。なお、段差 9mm においては、全ての実験ケースにおいて同様としている。

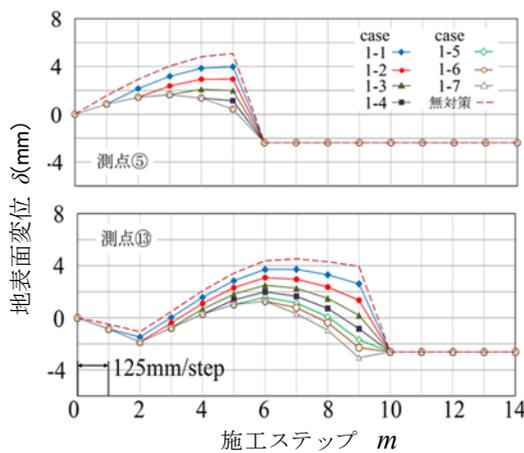


図-4.1(a) 地表面変位と m の関係

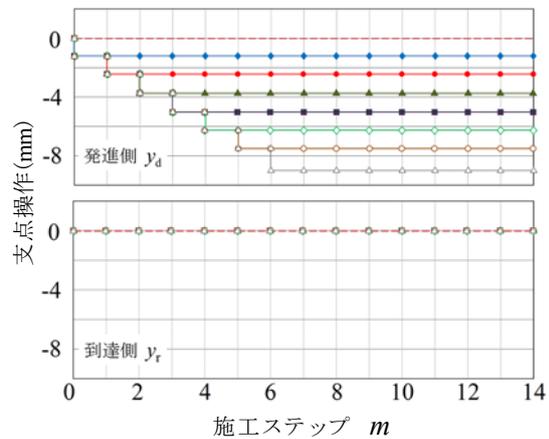


図-4.1(b) 地表面変位と m の関係

図-4.1 case1 地表面変位予測および支点操作

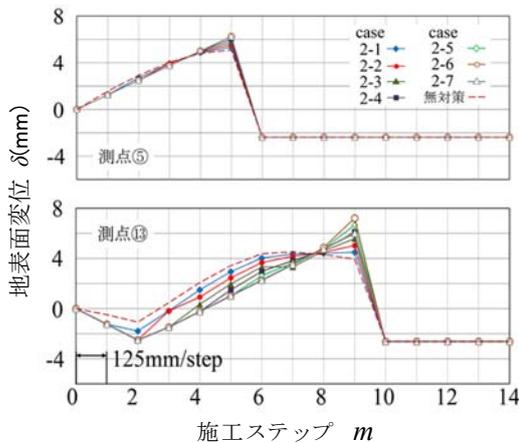


図-4.2(a) 地表面変位と m の関係

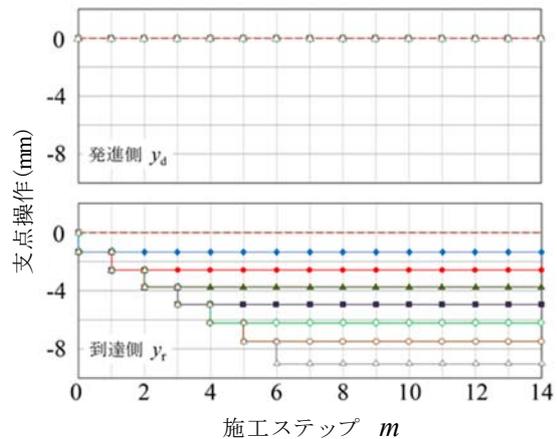


図-4.2(b) 地表面変位と m の関係

図-4.2 case2 地表面変位予測および支点操作

図-4.1(a)は、実験 case1 の施工ステップごとの地表面変位の解析結果であり、上図に側点⑤、下図に側点⑬を示す。また、図-4.1(b)は、発進側支点 y_d および到達側支点 y_r における施工ステップごとの支点操作量を示す。

図中の破線は支点操作を実施しない場合の解析結果（以降、無対策と記す）での地表面予測であり、実験で実施した発進側支点を7回操作（一定値：1.25mm）したケースに対応しているのが case1-7 である。側点⑤においては、鋼管が前下がりの姿勢であるため、函体推進後すぐに地表面は隆起傾向を示し、無対策の場合 step5 で最大隆起量が $\delta=5.09\text{mm}$ となり、1step ごとに case1-4 まで約 1mm ずつ隆起量が抑制された。なお step5 以降は、鋼管と函とが置き換わるため、地表面変位は発生しない。

側点⑬では、鋼管が前上がりの姿勢であることから、前下がり姿勢の鋼管が通過する step2 以降から地表面が隆起傾向を示し、step7 での無対策の場合、最大隆起量が $\delta=4.52\text{mm}$ となるが、case1-6 および case1-7 の step6 で隆起量は $\delta=1.27\text{mm}$ となる。また、鋼管と函とが置き換わる step9 まで沈下傾向を示した。

図-4.2(a)は、実験 case2 の施工ステップごとの地表面変位の解析結果であり、上図に側点⑤、下図に側点⑬を示す。また、図-4.2(b)は、発進側支点 y_d および到達側支点 y_r における施工ステップごとの支点操作量を示す。

case2 は、case1 と対照的な実験ケースとし、到達側支点操作のみ実施したケースであり、到達側支点を7回操作（一定値：1.25mm）した case2-7 に対応している。側点⑤では、図中の破線で示した無対策の場合の地表面変位解析値よりも case2-1～case2-7 全ての地表面隆起が無対策の場合を上回った。これは、到達側支点のみ操作するたびに、発進側の鋼管傾斜が大きくなるため隆起量の最大値が徐々に増加したためである。側点⑬では、step2 において、全てのケースで最大沈下量が無対策の場合を下回る予測結果となり、step9 では case2-6 で最大隆起量 $\delta=7.21\text{mm}$ を示した。また、隆起の度合いは到達側支点操作回数が少ないほど小さくなる結果となった。

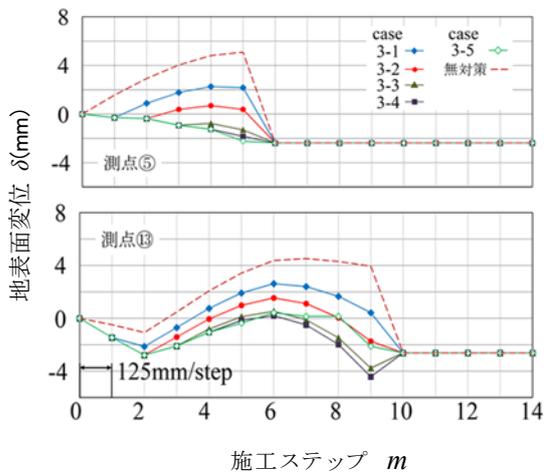


図-4.3(a) 地表面変位と m の関係

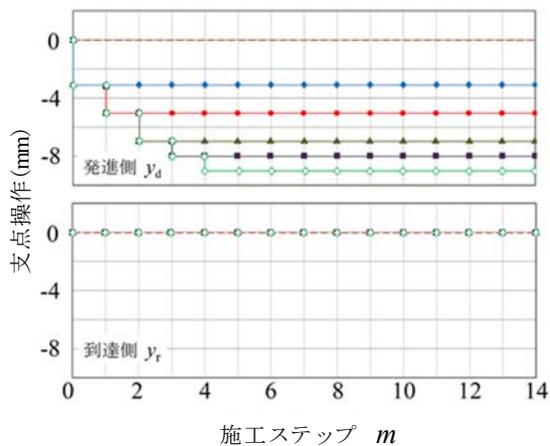


図-4.3(b) 地表面変位と m の関係

図-4.3 case3 地表面変位予測および支点操作

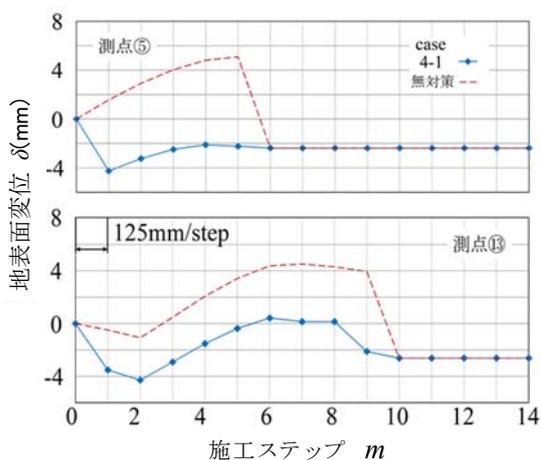


図-4.4(a) 地表面変位と m の関係

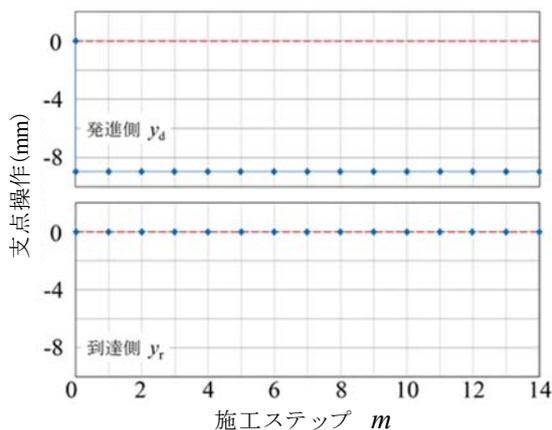


図-4.4(b) 地表面変位と m の関係

図-4.4 case4 地表面変位予測および支点操作

図-4.3(a)は、実験 case3 の施工ステップごとの地表面変位の解析結果であり、上図に側点⑤、下図に側点⑬を示す。また、図-4.3(b)は、発進側支点 y_d および到達側支点 y_r における施工ステップごとの支点操作量を示す。

case3 は、case1 と同様に発進側の支点操作のみ実施したケースであるが、一定量 (1.25mm) を 7 回操作した case1 と異なり、段階的に 3mm→2mm→2mm→1mm→1mm の 5 回で鋼管と函上面とのギャップ $h=9\text{mm}$ を平坦に近づける操作したケースである。なお、実験で実施したケースは、case3-5 の変位解析に対応している。側点⑤では、step1

の支点操作により、全てのケースで地表面の隆起変位を抑制し、緩やかな沈下傾向となる解析結果が得られた。さらに、支点操作を実施するごとに地表面の隆起変位が抑制されることが予測された。無対策の最大隆起量（プラス側）を比較すると、無対策の場合は、step5 で $\delta=5.09\text{mm}$ に対して、case3-1 の step4 で $\delta=2.26\text{mm}$ 、case3-2 の step4 で $\delta=0.69\text{mm}$ まで地表面隆起を抑制できることが分かった。case3-3 は、全ての step で元の地表面以下（マイナス側）での解析結果となり、step4 で若干の隆起変位を示す予解析結果となった。case3-4 および case3-5 の解析結果では、両ケースともに地表面の隆起傾向は示さず、鋼管が函体と置き換わる結果が得られた。さらに、支点操作を実施するごとに地表面の隆起が抑制されることが分かった。無対策の場合の最大隆起量（プラス側）を比較すると、無対策では、step5 で $\delta=5.09\text{mm}$ に対して、case3-1 の step4 で $\delta=2.26\text{mm}$ 、case3-2 の step4 で $\delta=0.69\text{mm}$ まで地表面隆起を抑制できることが分かった。case3-3 は、全ての step で元の地表面以下（マイナス側）での解析結果であったが、step4 で若干の隆起変位を示す結果となることが分かった。case3-4 および case3-5 の解析結果は、両ケースともに地表面の隆起傾向は示さず、step6 まで緩やかな沈下を示す解析結果となった。図-4.4(a)は、実験 case4 の施工ステップごとの地表面変位の予測結果であり、上図に側点⑤、下図に側点⑬を示す。また、図-4.4(b)は、発進側支点 y_d および到達側支点 y_r における施工ステップごとの支点操作量を示した。

case4 は、case1 および case3 と同様に発進側の支点操作のみ実施する解析結果であるが、鋼管と函との段差である $h=9\text{mm}$ を図-4.4(b)の支点操作で示すように、一度に解消する操作を実施した解析結果である。側点⑤については、一度に大きく発進側の支点操作を実施したことで、地表面隆起の発生はみとれず、1step 目で $\delta=-4.26\text{mm}$ の急激な沈下発生を引き起こす解析結果となった。側点⑬では、発進側での急激な支点操作のため、側点⑬についても 1step 目から $\delta=-4.29\text{mm}$ の急激な地表面沈下が発生した。その後発進側の鋼管の影響で 3step 目から徐々に隆起が発生し函と入れ替わる際に沈下することが分かった。無対策の場合と比較すると、case4-1 の測点⑤では、急激に地盤が沈下した後、すぐに函と入れ替わることで高さが維持された状態となり、無対策の場合と同

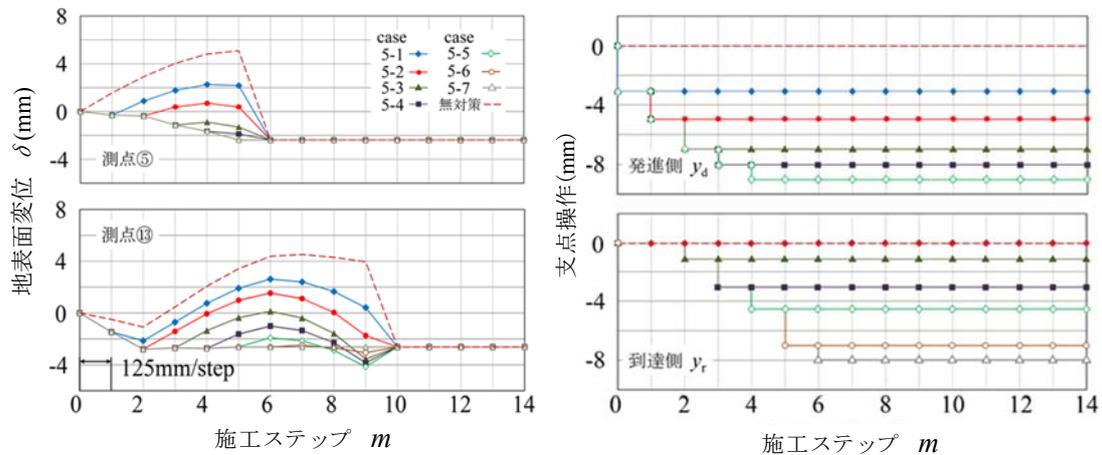


図-4.5(a) 地表面変位と m の関係

図-4.5(b) 支点操作と m の関係

図-4.5 case5 地表面変位予測および支点操作

傾向の地表面隆起・沈下傾向を示す解析結果となることが分かった。

図-4.5(a)は、case5 の地表面変位の解析結果であり、上図に側点⑤、下図に側点⑬を示す。また、図-4.5(b)は、発進側支点 y_d および到達側支点 y_r における施工ステップごとの支点操作量を示す。

case5 は、case3 の実験結果から、地表面変位量が効果的に抑制されている地表面変位の挙動が得られたことから、case3 での発進側支点操作を踏襲するものとし、また、鋼管は剛体であり、実際の現場では、到達側の支点位置（仮土留）での鋼管がせり上がることを想定し、到達側の支点操作を併せて実施するものとし、到達側の支点操作は、step3 から 1mm→2mm→1.5mm→2.5mm→1mm の 5 回実施するものとした。1 回の支点操作ごとの地盤解析結果から、最も変位が抑制できた支点操作は case5-7 であることが分かった。側点⑤では、case3 と同様に地表面変位を効果的に抑制していることを示し case5-1～case5-5 まで地表面隆起量が徐々に抑制される解析結果となり、case5-6 および case5-7 では、地表面隆起を発生することなく緩やかな沈下傾向を示す解析結果となることが分かった。側点⑬では、図-4.3(a)で示す case3 では、全ての支点操作のケースで地表面隆起の発生が見られたが、case5-1～case5-6 については無対策の場合と比較して 1step ごとに地表面隆起量が抑制され、case5-7 については、step2 以降で地表面変位挙動が発生しない解析結果となることが分かった。

4.4. 数値解析法による最適な地盤変位抑制ケースの模型実験

4.4.1. 鋼管端部での高さ調整方法と実験の概要

模型実験では、第2章で使用した縮尺 1/8 スケールの実験装置を使用し、鋼管両端部に設置してある手動ジャッキによって鋼管の端部を鉛直方向（下側）に移動させて鋼管の姿勢を変化させた。なお計測点、地盤作製方法、土被りおよび、中だるみした鋼管形状（中央方向に 10‰の勾配）については、図-4.6 に示すように第2章と同様の条件とした。

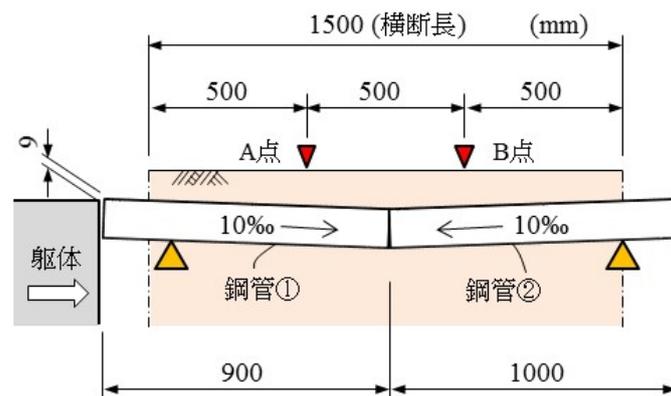


図-4.6 実験で使用する角型鋼管形状

表-4.1 実験ケースの分類

実験 case	函体側ジャッキ操作	到達側ジャッキ操作
case1	1.25mm×7回	操作なし
case2	操作なし	1.25mm×7回
case3	3mm→2mm→2mm→1mm→1mm (計5回)	操作なし
case4	9mm×1回	操作なし
case5	3mm→2mm→2mm→1mm→1mm (計5回)	3回目推進から, 1mm→2mm→1.5mm→2.5mm→1mm

4.4.2. 実験ケース

第2章で実施した、鋼管端部の高さ調整を行わない無対策の場合を基本ケースとし、実施した鋼管端部での支点操作および、支点調整量を変化させ、最も地盤変位抑制効果のある解析結果の case1～case5 の支点操作方法について表-4.1 に示す。

まず case1 は、函体側ジャッキのみ操作するものとし、函体上面先頭部の段差 $H=9\text{mm}$ を推進 125mm (1step) ごとに下方へ 1.25mm/回ずつ計 7 回で支点操作を実施し、函体上面先頭部と鋼管との段差をなくし、鋼管の傾斜を緩和した。なお、9mm の段差は、全体的な実験ケースにおいて同じである。これは、解析結果 case1-7 に対応している。

case2 は case1 とは逆に、到達側ジャッキのみ操作するものとし、推進 125mm (1step) ごとに下方へ 1.25mm/回ずつ計 7 回の支点操作を実施する。これは、解析結果 case2-7 に対応している。

case3 は case1 と同様に、発進側ジャッキのみ操作するものとし、 $H=9\text{mm}$ の段差を推進 125mm (1step) ごと段階的 (1 step 目→3mm, 2step 目→2mm, 3step 目→2mm, 4step 目→1mm, 5step 目→1mm 下方へ調整) に 5 回に分けて下方へ支点操作を実施する。これは、解析結果 case3-5 に対応している。

case4 は case1 および case3 と同様に、発進側ジャッキのみ操作するものとし、 $H=9\text{mm}$ の段差を 1 回 (1step 目→9mm) で急激に下方へ支点操作を実施する。これは、解析結果 case4-1 に対応している。

case5 では case3 の支点操作 (1 step→3mm, 2step→2mm, 3step→2mm, 4step→1mm, 5step→1mm 下方へ調整) を踏襲した発進側ジャッキ操作を実施するとともに、到達側ジャッキについても下方へ支点操作 (3step→1mm, 4step→2mm, 5step→1.5mm, 6step→2.5mm, 7step→1mm) を実施した。到達側での支点操作は、鋼管同士を中央で溶接固定したため、到達側支点位置でのせり上がりが顕著であったことから発進側支点操作に合わせて高さ調整を実施した。これは、解析結果 case5-7 に対応している。

4.5. 実験結果

A 測線（側点②～⑧）と推進方向中心線である C 測線（側点①⑤⑨⑬⑰）との交差部である測点⑤について、無対策の場合の実験ケース結果、および case1～case5 の函体推進 1step～14step までの地表面計測結果を図-4.7(a)～(f)に示す。

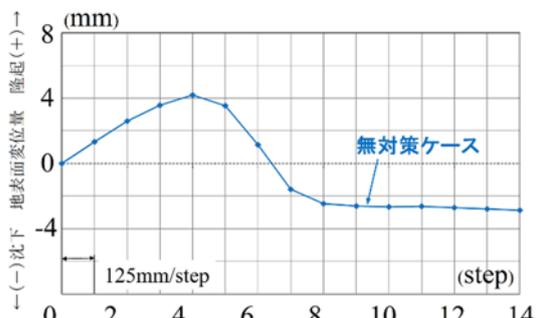
函体側ジャッキのみ支点操作を実施する図-4.7(b)に示す case1 は、函体推進 1step ごとに 1.25mm ずつの一定量を計 7 回に分けて支点を下方へ操作した。無対策の場合と比べて、最終沈下量は同等の結果となった。最大隆起量は step4 において case1 で 4.19mm に対して case2 では 2.604mm であり、約 60%隆起量が抑制された結果となった。これは、函体側ジャッキ操作で支点位置を下方へ操作することで、鋼管 a の上面における傾斜が緩和され、隆起量が抑制された。

到達側ジャッキのみ支点操作を実施したケースを図-4.7(c)に示す。case2 では、函体推進 1step ごとに 1.25mm ずつ 7 回に分けて支点を下方へ調整したが、無対策の場合と比べて、最終沈下量は同等の計測結果となり、最大隆起量は case1-step4 で 4.19mm に対して、case3-step5 で 4.646mm となり、到達側ジャッキ操作は測点⑤において無対策の場合よりも隆起量が増加することが分かった。これは、到達側ジャッキ操作で鋼管 a の姿勢（勾配）が急勾配になったことで鋼管上面の傾きによる地表面変位量が増加し、隆起量がより大きくなったと推測される。

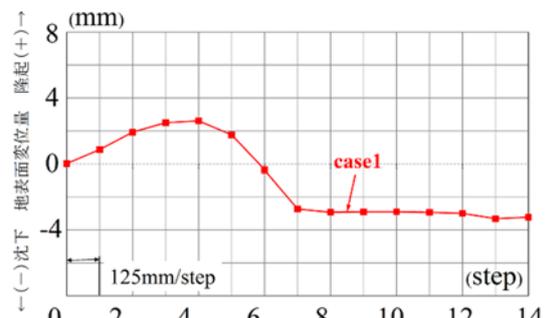
case3 は case1 と同様に、函体側ジャッキのみ支点操作を実施するケースであり図-4.7(d)に計測結果を示す。case1 では 1 回の下方への支点調整量を一定とし 1.25mm/step × 7 回としたが、case3 では、支点操作を段階的（3mm→2mm→2mm→1mm→1mm の 5 回）に下方へ操作したケースである。段階的に支点操作を行うことで、地表面隆起は効果的に抑制され、緩やかな沈下傾向を示した。これは、case1 と同様に鋼管の姿勢（勾配）が緩和されたことで地表面隆起が抑制できたと考えられ、支点操作を一定量ずつ下方へ操作するよりも、鋼管の形状に合わせて段階的に支点操作を行うことが、地表面隆起に対して有効であることが分かった。

case4 は case1 および case3 と同様に、函体側ジャッキのみ支点操作を実施するケースであり図-4.7(e)に計測結果を示す。case1 および case3 と異なり、函体先頭部と鋼管端部の段差9mmを1回で下方へ操作するケースである。一度に下方へ操作をすることで、測点⑤は急激な沈下(0mm→-4.594mm)を示し、その後鋼管の形状に合わせて地表面隆起を発生させ、鋼管が函体と置き換わった step4 時点まで緩やかな地表面隆起を示した。函体と置換後は安定し、変位量に変化はみられなかった。

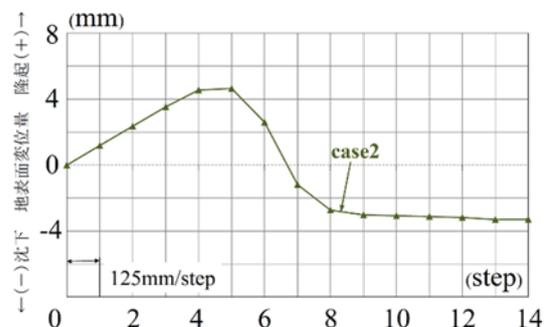
case5 は case3 での発進側ジャッキ操作を踏襲しつつ、函体推進に合わせて押し出される鋼管の到達側支点位置でのせり上がり分を到達側ジャッキで下方に操作したケースである。case3 の計測結果とほぼ変わらず地表面変位は発生せず、緩やかな沈下傾向を示した。このことから、鋼管の形状に合わせた発進側ジャッキ操作で地表面隆起が抑制でき、また、到達側ジャッキと併せて操作できることが分かった。



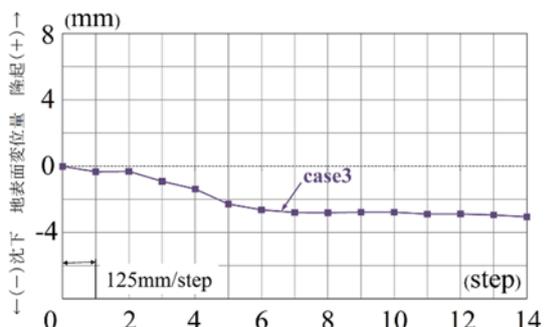
(a) 無対策ケース 測点⑤計測結果



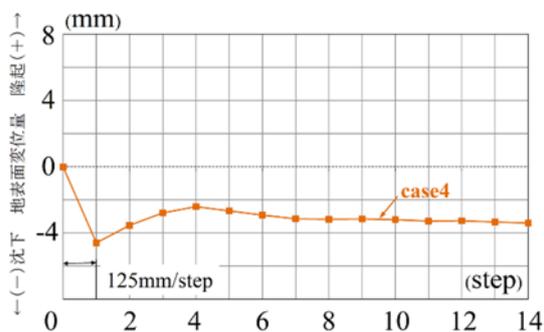
(b) case1 測点⑤計測結果



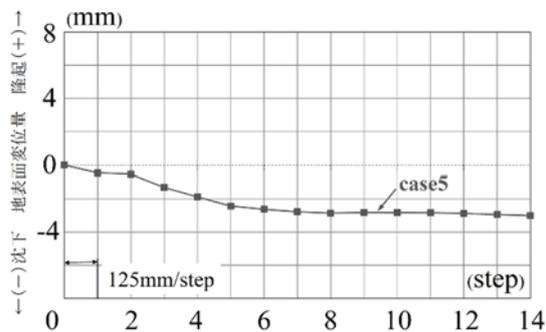
(c) case2 測点⑤計測結果



(d) case3 測点⑤計測結果



(e) case4 測点⑤計測結果



(f) case5 測点⑤計測結果

図-4.7(a)～(f) 測点⑤での地表面変位計測結果

B 測線（側点⑩～⑯）と推進方向中心線である C 測線（側点①⑤⑨⑬⑰）との交差部である測点⑬について、無対策の実験ケースおよび case1～case5 の函体推進 1step～14step までの地表面計測結果を図-4.8(a)～(f)に示す。

函体側ジャッキのみ支点操作を実施する図-4.8(b)に示す case1 では、函体推進 1step ごとに 1.25mm ずつの一定量を 7 回に分けて支点を下方へ操作したが、無対策での実験ケースと比べて、最終沈下量は同等の結果であり、最大隆起量についても同様に step6 において無対策での実験ケースで 3.22mm に対して case1 では 3.226mm であった。このことから、測点⑬においては、発進側ジャッキ操作による地表面隆起抑制効果はないことが分かった。

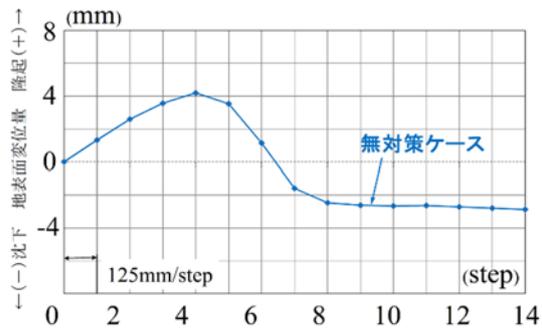
到達側ジャッキのみ支点操作を実施する図-4.8(c)に示す case2 では、函体推進 1step ごとに 1.25mm ずつ 7 回に分けて支点を下方へ操作したが、無対策での実験ケースと比べて、最終沈下量は同等の結果となり、また、最大隆起量は case1-step6 で 3.22mm に対して、case3-step8 で 3.554mm となった。到達側ジャッキのみの操作は、鋼管 a の傾きが操作ごとに大きくなるため、無対策での実験ケースよりも隆起量が増加するとともに、増加した分 step6 以降大きな沈下傾向を示した。このことから、到達側ジャッキでの支点操作は、前節の測点⑤とともに測点⑬においても地表面隆起抑制効果がないばかり

か、無対策での実験ケースよりも変位数値が増大することから、到達側のみの高さ調整は、地盤隆起変位抑制効果がないことが分かった。

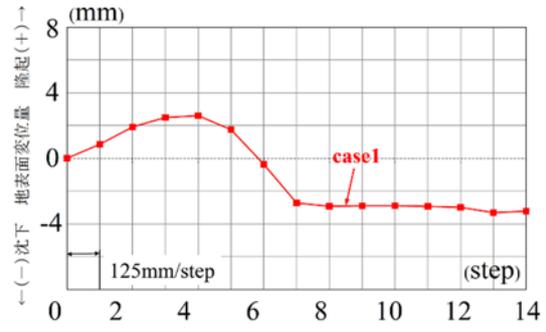
case3 は case1 と同様に、函体側ジャッキのみ支点操作を実施するケースであり、4.8(d)に計測結果を示す。case3 では、支点操作を段階的に下方へ操作したケースである。段階的に支点操作を行うことで、0mm を超える隆起量は計測されないものの、step2～step6 までは隆起傾向も示した。無対策での実験ケースと比べると緩やかな隆起と沈下の傾向を示したことから、地盤鉛直変位（隆起）の抑制効果に一定の抑制効果があることが分かった。

case4 は case1 および case3 と同様に、函体側ジャッキのみ支点操作を実施するケースであり、4.8(e)に計測結果を示す。函体先頭部と鋼管端部のギャップ 9mm を 1 回で下方へ支点操作するケースである。発進側の急激な支点操作に合わせて測点⑬も大きく沈下を示したが、その後 case3 とほぼ同様の計測結果を示した。このことから、case3 ほどの地表面変位抑制効果は発揮されないものの、無対策での実験ケースと比べると一定の地盤鉛直変位（隆起）の抑制効果がみられた。

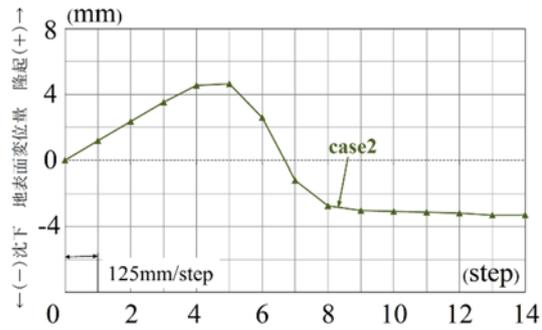
case5 は case3 での発進側ジャッキ操作を踏襲しつつ、函体推進に合わせて押し出される鋼管の到達側支点位置でのせり上がり分を到達側ジャッキで下方に操作したケースであり、4.8(f)に計測結果を示す。case3 の計測結果では、step2～step6 にかけて 0mm を超えない範囲で地表面隆起の傾向がみられたが、case5 では地表面隆起は発生せずに、函体推進終了まで緩やかな沈下傾向を示した。このことから、測点⑤とともに発進側および到達側ジャッキを鋼管姿勢に合わせて下方への支点操作を行うことで、2 測点同時に地盤鉛直変位（隆起）が抑制できることが分かった。



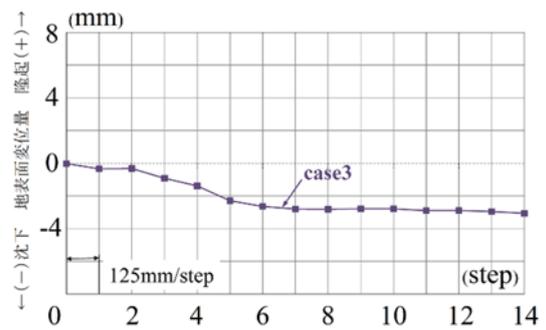
(a) 無対策ケース 測点⑬計測結果



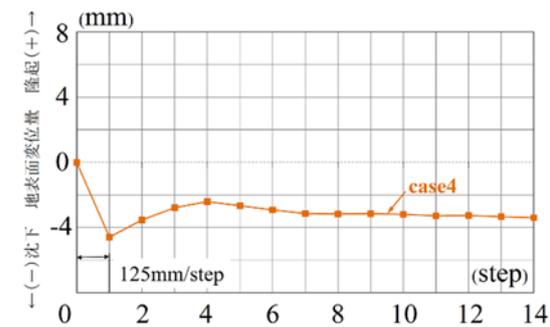
(b) case1 測点⑬計測結果



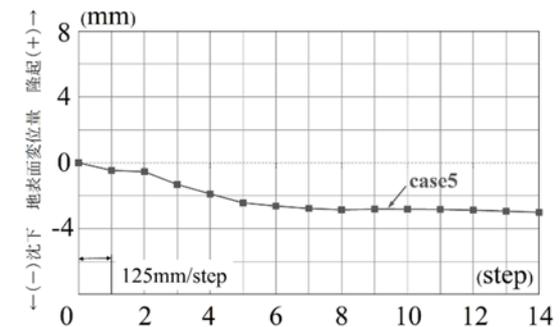
(c) case2 測点⑬計測結果



(d) case3 測点⑬計測結果



(e) case4 測点⑬計測結果



(f) case6 測点⑬計測結果

図-4.8(a)～(f) 測点⑬での地表面変位計測結果

4.6. 数値解析法による解析値と実測値との比較

提案した数値解析法を用いて、各実験ケースにおける施工ステップごとの解析結果と模型実験での実験値から、**図-4.9**～**図-4.14**に、それぞれ無対策での実験ケース，case1 (case1-7)，case2 (case2-7)，case3 (case3-5)，case4 (case4-1)，case5 (case5-7) の地表面変位予測法による解析値と実験結果を示す。また括弧内は、最も地表面変位抑制効果のあった解析結果と対応したケースを示している。全ケースを通し、提案した地表面変位予測法での解析値がおおむね実測値と一致していることが分かる。計測値がほぼ同じ値を示したことから、同地点での地盤がほとんど変形していないことが分かる。

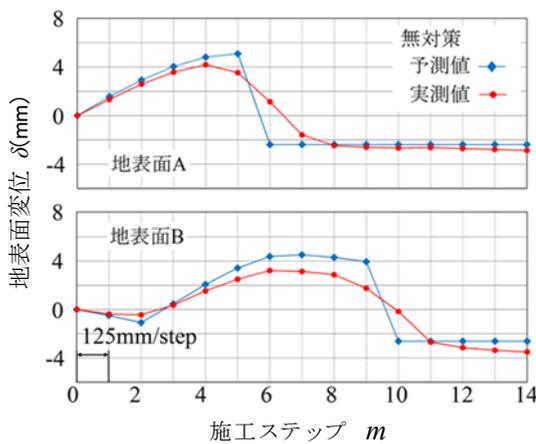


図-4.9 無対策 地表面変位の予測と実測

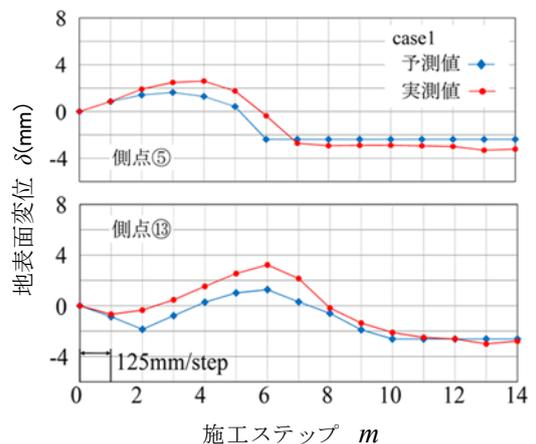


図-4.10 case1 地表面変位の予測と実測

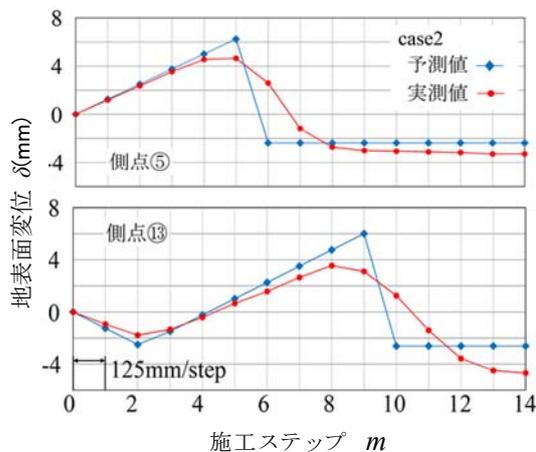


図-4.11 case2 地表面変位の予測と実測

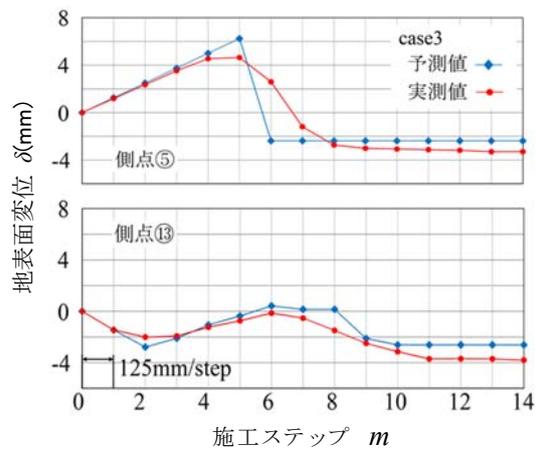


図-4.12 case3 地表面変位の予測と実測

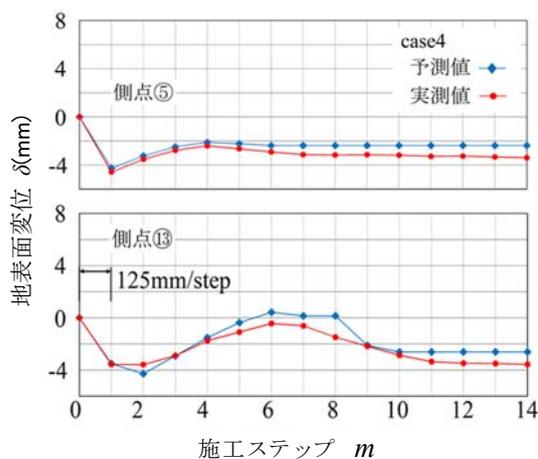


図-4.13 case4 地表面変位の予測と実測

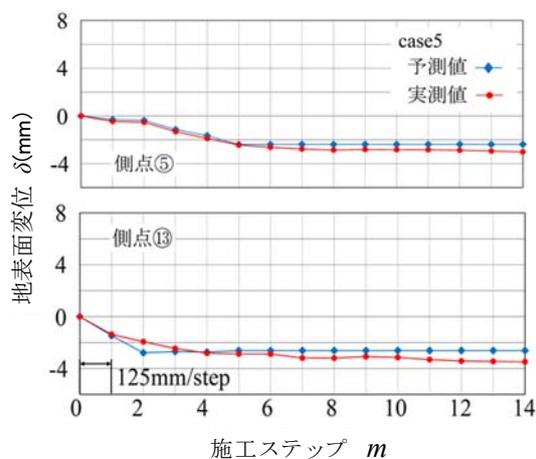


図-4.14 case5 地表面変位の予測と実測

4.7. まとめ

数値解析結果と実験結果との比較から、地表面鉛直変位の数値解析で模型実験の実測値を精度よく表現できた。これらから、第2章での実験ケースばかりでなく、鋼管端部での支点操作を実施した場合についても提案した数値解析法で地盤の鉛直変位が解析できることが分かった。また、解析値と実験値がほぼ一致したことから、箱形ルーフ端部支点操作を行った場合でも地盤が変形していないことも分かった。

本研究では、V字型の箱形ルーフに着目した地盤変位予測法や抑制法を提案しているが、中村ら（2016）が提案しているように、接続ボルト本数を増加させ中だるみを防止する方法や、FCプレートの効果（厚みを変化）などを考慮する方法も考えられる。しかしながら、設備の大幅な変更などの経済性を考慮し、本章で示した箱形ルーフ端部での高さ調整を簡易に実施する方法を考えるとともに、実際の施工現場で、函体推進直前の箱形ルーフの初期姿勢から解析した結果に基づき、地盤変位抑制効果を検証する。

第5章 実現場における地盤変位予測法および函体推進ごとの 支点操作による地盤変位抑制対策

5.1. はじめに

第4章では、函体推進・けん引工法の函体推進時の地盤変位予測法および推進ステップごとの地盤変位発生量の数値解析法を提案した。これを踏まえて本章では、函体推進工法の実現場において函体推進直前の箱形ルーフ出来形形状を把握することで事前に地表面変位予測の数値解析をおこない、箱形ルーフ形状に合わせた端部での支点操作による地盤変位抑制法を実施した。

5.2. 箱形ルーフ管端部での高さ調整方法

図-5.1 に示すように箱形ルーフ端部を下方へ鉛直方向の高さを変化させることが可能な高さ調整材（黄色で示す部材）を設置する。発進側では、切羽掘削スペースである刃口内に設置される箱形ルーフ端部支点である「刃口内ルーフ受梁」との間に、到達側では、仮土留部で箱形ルーフ端部を支持する「ルーフ受工」との間に設置した。高さ調整材は鋼材などを用いて製作し、函体推進の施工ステップにおいて高さ調整材を高さ方向に切断することで支点の鉛直方向座標（ y_d^m と y_r^m ）を鉛直下向きに調整することが可能となる。例えば刃口内ルーフ受梁での支点部であれば、高さ調整材の切断によって、座標（ x_d^m, y_d^m ）から（ $x_d^m, y_d^m - v_d^m$ ）に支点の鉛直座標がコントロールでき、函体推進・けん引直前の箱形ルーフ初期姿勢で生じた傾斜を緩和することができる。到達側での支点操作についても、室内実験で地表面変位を低減できたケースの結果をふまえて、到達側支点の座標（ x_r^m, y_r^m ）をコントロールできるように、同位置でも同様の高さ調整材を設置した。ただし、箱形ルーフ端部の支点位置を鉛直方向へ調整した場合、厳密には箱形ルーフが剛体回転して水平方向の変位が生じるが、この水平変位の数値は箱形ルーフの長さに対して極めて微小

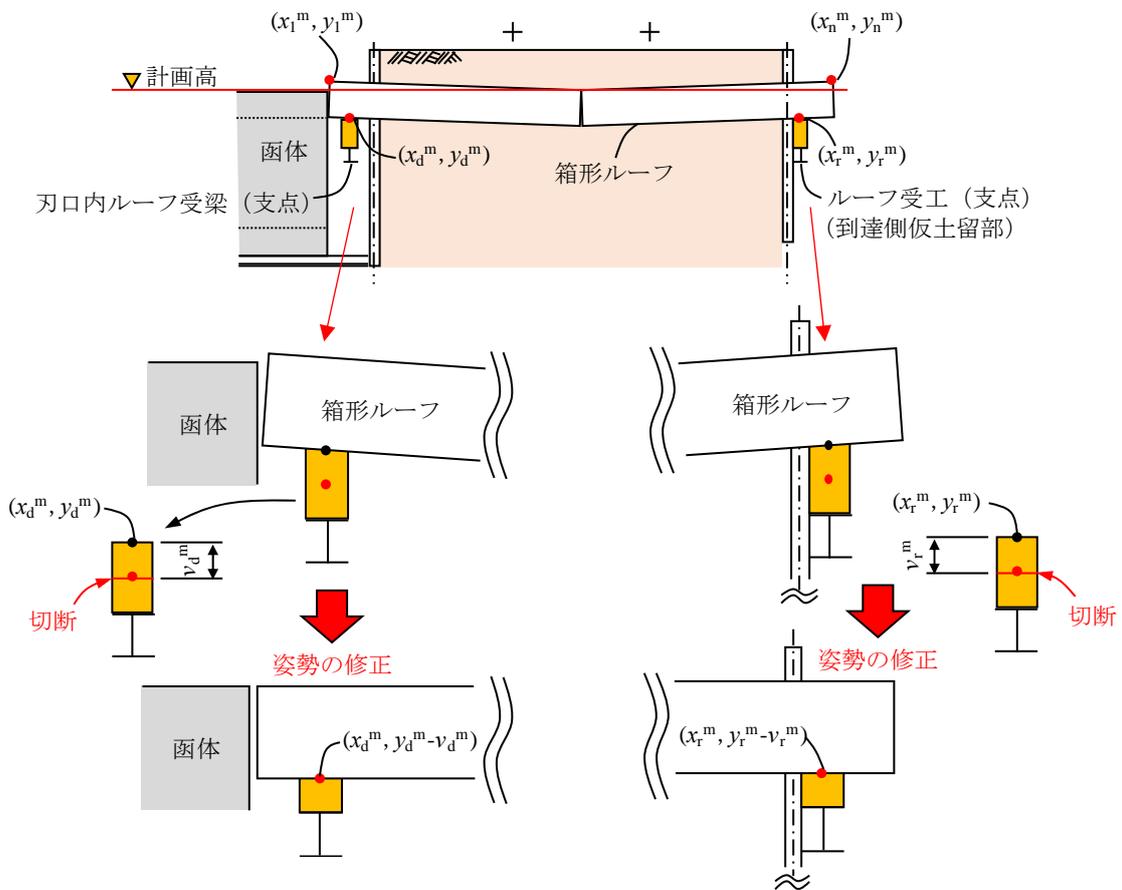


図-5.1 箱形ルーフ端部支点操作による高さ調整方法

な値となることから、本抑制法では考慮しないものとした。

以上のように、函体推進時の箱形ルーフ推進に関して、施工時の上部地山と箱形ルーフの剛体変形を考慮した地盤変位予測法と連動するとともに地盤変位量を抑制する箱形ルーフ端部での高さ調整部材を発進・到達支点到あらかじめ設置した。

5.3. 現場概要

今回、地盤変位抑制法を実施した函体推進工法の現場は、鉄道横断直角方向にコンクリート函体で車道を新設する工事である。横断部の近傍にはコンクリート造の既設トンネルがあるものの、車の対面交通が不可能な内空断面のため交通が遮断され、日々の渋滞が問題とされたことや、人の往来もあるため車と人が抵触する危険

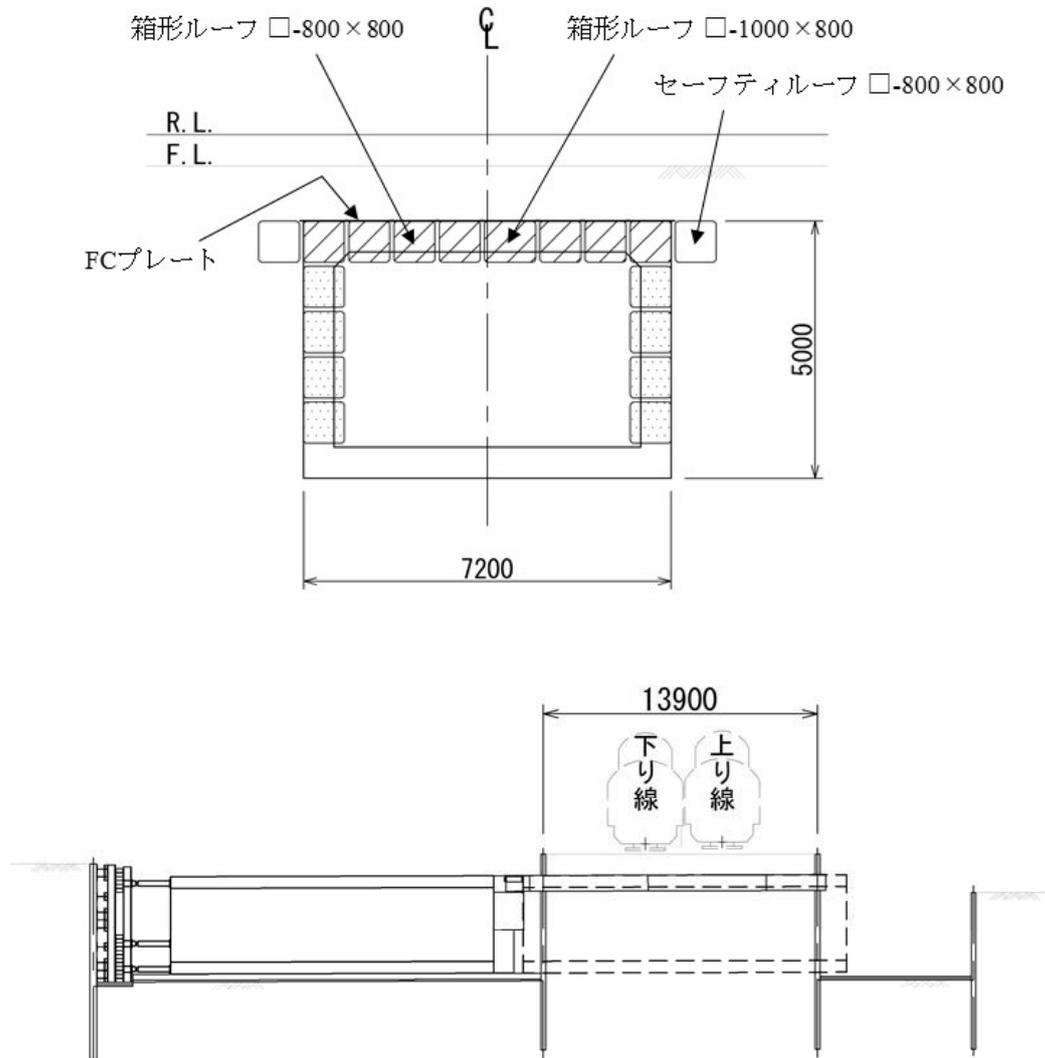


図-5.2 函体推進工法 正面（上），側面（下）

性があることから、既設トンネル近傍位置に新設トンネルが計画された。

函体推進工法で新設されるこのトンネルは、図-5.2 に示すように新設する函体の外縁に合せた位置に箱形ルーフを先行して施工している。水平部は□-800×800（厚さ：19mm）の箱形ルーフ7列と□-1000×800（厚さ：25mm）の箱形ルーフ1列を組合せ、全8列で函体外幅と合致している。また、垂直部については、□-800×800（厚さ：19mm）の箱形ルーフを左右4列ずつ横断部地山へ推進設置する。なお、垂直部の箱形ルーフ施工時継手の緩みが累積し空隙が生じた場合、上部地盤を空隙へ引き

込み、地盤沈下や陥没などを防ぐため、鉄道下で一般的に施工される図-5.2（上）に示すセーフティーフと呼ばれる□-800×800（厚さ：19mm）の鋼管を水平部箱形ルーフの両サイドへ推進設置している。水平部の箱形ルーフ推進ではルーフ上面に図-5.2（上）に示すFCプレートと呼ばれる、幅940mm（□-800×800の場合、□-1000×800では1140mm、厚さt=9mm）の鋼板を上部地山との縁切材として1列ごととルーフ先端部へ溶接固定し推進する。ルーフ推進終了後、先端での溶接固定を解除し、箱形ルーフと分離する。FCプレートは函体推進前に発進立坑側坑口部で固定され、函体推進時の上部地盤の地山の水平移動を抑制する。

箱形ルーフ推進終了後発進立坑では、図-5.2（下）に示すコンクリート造の函体（L=16.38m）を現場打設で築造するとともに推進設備を設置し、鉄道下横断部L=13.90mへ掘進する。その際、箱形ルーフは到達立坑へ押し出し撤去されることで函体と置換設置を行う。なお、横断部土質については、図-5.3に、鉄道との交差条件については、図-5.4(a), (b)に示す。

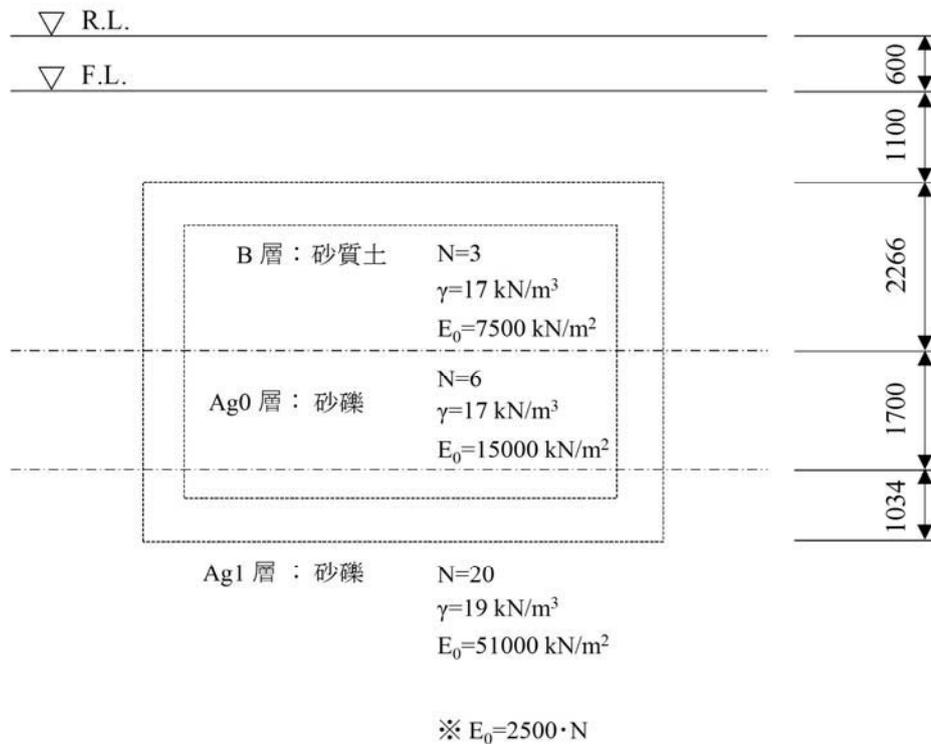
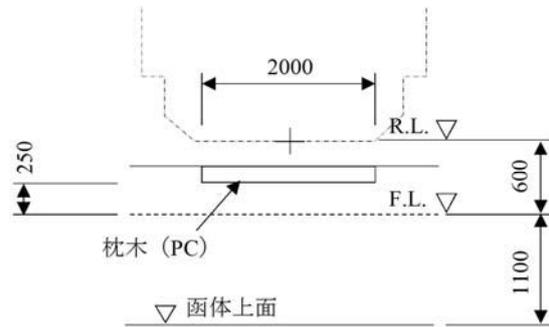


図-5.3 横断部土質条件

線路等級 : 2級線
 列車荷重 : EA-17
 設計速度 : 130 km/h
 枕木幅 : 2000 mm
 道床厚 : 250 mm
 土被り : F.L.～函体天端 D=1.10 m



(a) 交差部の条件

(c) 軌道構造概要

図-5.4 鉄道交差部の条件

5.4. 箱形ルーフ姿勢の計測と変位抑制対策

5.4.1. 箱形ルーフ計測箇所

箱形ルーフ（水平部）の推進設置終了後から函体推進直前までの箱形ルーフ出来形形状を1回/月程度の頻度で経時的にレベル測量を行うことでその姿勢の変化を計測した。箱形ルーフの標準的な長さは $L=6.0\text{m}$ であり、施工延長に合わせて調整管 ($L=3.0\text{m}$) を組合せて長さを調整する。本現場では $L=13.90\text{m}$ の施工延長であるため、箱形ルーフ1列当り $L=6.0\text{m} \times 2$ 本 + $3.0\text{m} \times 1$ 本 = 15.0m の箱形ルーフ長として横断部に推進設置された。箱形ルーフ高の計測位置については、図-5.5、図-5.6に示すように箱形ルーフ端部および各箱形ルーフ管継手位置の前後とし、①～⑥の6測点/列 $\times 8$ 列 (No.1～4, No.6～9) の計48測点について行った。なお、レベル計測はルーフ内空の上面の位置で行い、その計測数値を箱形ルーフ上面高に換算して取りまとめた。計測結果については、表-5.1～5.3に示す。

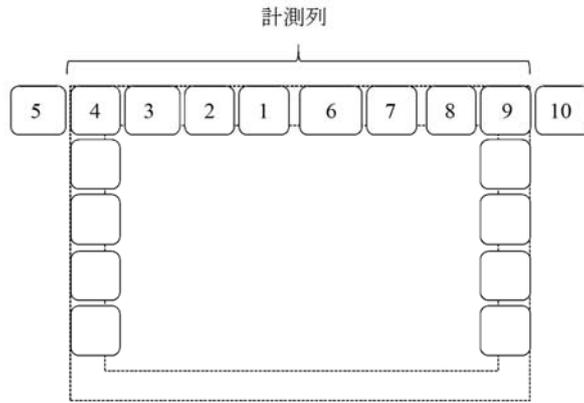


図-5.5 箱形ループ計測列（函体発進側からの正面図）

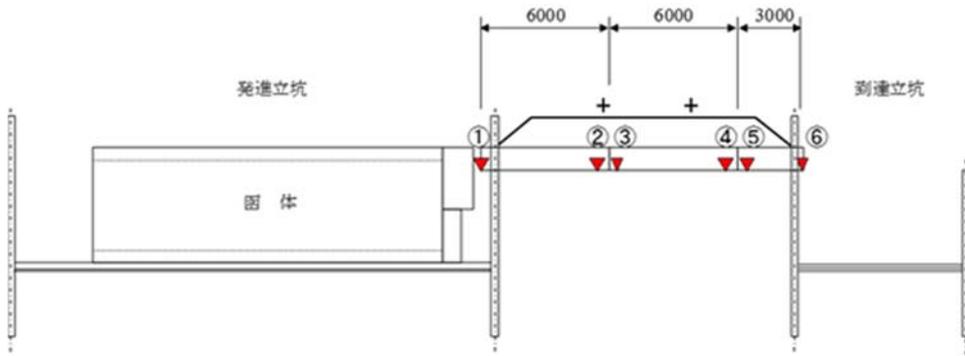


図-5.6 箱形ループ計測位置 ①～⑥（側面図）

表-5.1 箱形ルーフ レベル測量結果 (No.1~3)

箱形ルーフ No.1

測点	設計高 (mm)	箱形ルーフ推進終了後		2回目計測		3回目計測		4回目計測	
		計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)
①	11.186	11.218	32	11.217	31	11.218	32	11.217	31
②	11.204	11.231	27	11.232	28	11.232	28	11.232	28
③	11.204	11.231	27	11.228	24	11.228	24	11.229	25
④	11.222	11.246	24	11.244	22	11.243	21	11.243	21
⑤	11.222	11.246	24	11.247	25	11.246	24	11.246	24
⑥	11.231	11.257	26	11.256	25	11.256	25	11.256	25

箱形ルーフ No.2

測点	設計高 (mm)	箱形ルーフ推進終了後		2回目計測		3回目計測		4回目計測	
		計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)
①	11.186	11.221	35	11.221	35	11.219	33	11.219	33
②	11.204	11.230	26	11.228	24	11.228	24	11.228	24
③	11.204	11.231	27	11.230	26	11.230	26	11.229	25
④	11.222	11.247	25	11.246	24	11.245	23	11.245	23
⑤	11.222	11.247	25	11.246	24	11.244	22	11.244	22
⑥	11.231	11.254	23	11.253	22	11.252	21	11.252	21

箱形ルーフ No.3

測点	設計高 (mm)	箱形ルーフ推進終了後		2回目計測		3回目計測		4回目計測	
		計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)
①	11.186	11.222	36	11.222	36	11.221	35	11.221	35
②	11.204	11.228	24	11.228	24	11.228	24	11.228	24
③	11.204	11.227	23	11.228	24	11.228	24	11.228	24
④	11.222	11.244	22	11.242	20	11.241	19	11.241	19
⑤	11.222	11.244	22	11.241	19	11.239	17	11.240	18
⑥	11.231	11.256	25	11.255	24	11.254	23	11.255	24

表-5.2 箱形ループ レベル測量結果 (No.4, 6, 7)

箱形ループ No.4

測点	設計高 (mm)	箱形ループ推進終了後		2回目計測		3回目計測		4回目計測	
		計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)
①	11.186	11.221	35	11.221	35	11.221	35	11.221	35
②	11.204	11.225	21	11.225	21	11.222	18	11.222	18
③	11.204	11.226	22	11.226	22	11.223	19	11.222	18
④	11.222	11.241	19	11.241	19	11.241	19	11.240	18
⑤	11.222	11.244	22	11.244	22	11.244	22	11.244	22
⑥	11.231	11.252	21	11.252	21	11.252	21	11.252	21

箱形ループ No.6

測点	設計高 (mm)	箱形ループ推進終了後		2回目計測		3回目計測		4回目計測	
		計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)
①	11.186	11.218	32	11.218	32	11.219	33	11.218	32
②	11.204	11.229	25	11.228	24	11.228	24	11.227	23
③	11.204	11.228	24	11.227	23	11.227	23	11.225	21
④	11.222	11.253	31	11.252	30	11.252	30	11.252	30
⑤	11.222	11.250	28	11.249	27	11.249	27	11.249	27
⑥	11.231	11.260	29	11.26	29	11.260	29	11.260	29

箱形ループ No.7

測点	設計高 (mm)	箱形ループ推進終了後		2回目計測		3回目計測		4回目計測	
		計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)
①	11.186	11.221	35	11.220	34	11.220	34	11.220	34
②	11.204	11.229	25	11.228	24	11.227	23	11.227	23
③	11.204	11.228	24	11.228	24	11.228	24	11.229	25
④	11.222	11.246	24	11.246	24	11.244	22	11.245	23
⑤	11.222	11.246	24	11.247	25	11.245	23	11.246	24
⑥	11.231	11.256	25	11.256	25	11.254	23	11.254	23

表-5.3 箱形ループ レベル測量結果 (No.8, 9)

箱形ループ No.8

測点	設計高 (mm)	箱形ループ推進終了後		2回目計測		3回目計測		4回目計測	
		計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)
①	11.186	11.219	33	11.218	32	11.218	32	11.217	31
②	11.204	11.233	29	11.232	28	11.231	27	11.231	27
③	11.204	11.233	29	11.232	28	11.231	27	11.230	26
④	11.222	11.249	27	11.246	24	11.246	24	11.245	23
⑤	11.222	11.248	26	11.246	24	11.246	24	11.244	22
⑥	11.231	11.252	21	11.252	21	11.253	22	11.252	21

箱形ループ No.9

測点	設計高 (mm)	箱形ループ推進終了後		2回目計測		3回目計測		4回目計測	
		計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)	計測値(mm)	差(mm)
①	11.186	11.22	34	11.219	33	11.217	31	11.216	30
②	11.204	11.231	27	11.230	26	11.227	23	11.225	21
③	11.204	11.233	29	11.230	26	11.228	24	11.228	24
④	11.222	11.246	24	11.246	24	11.245	23	11.245	23
⑤	11.222	11.246	24	11.246	24	11.246	24	11.246	24
⑥	11.231	11.258	27	11.258	27	11.257	26	11.257	26

5.4.2. 函体推進ステップごとの地盤変位抑制法の適用

本現場では、前述したように箱形ルーフ施工後から函体推進直前までの経時変化による沈下傾向を考慮して、あらかじめ本体構造である函体上床版上面計画高さよりも上方位置へ箱形ルーフを施工している。木部（木部泰輔，2015）に示されているように「上げ越し」を実施したため、表-5.1～5.3に示した箱形ルーフのレベル計測結果では、函体上床版上面計画高さよりも上方に位置する結果となっている。一方で、函体計画位置よりも箱形ルーフ上面位置が下方にある場合、函体推進時にFCプレートを介して前方の地山を上方に押し上げることで地盤隆起が発生することが予想される。地盤変位が生じた場合の対応は、函体推進終了後に行われる軌道敷内の測量結果により、許容計測値内（一般的に±7mm）を超える鉛直変位があった場合に軌道工による軌道整備が行われる。その際、地盤隆起時の場合は軌道を持ち上げ、砕石を撤去しながら転圧を行い、正常な高さとなるまで繰り返し行われる。これに対して地盤沈下時の場合は砕石を投入し、転圧を行うだけで簡易に軌道整備ができるため、先に記述した「上げ越し」を行うことで整備手間が省け、軌道整備時間が短縮されることから、函体推進・けん引工法では一般的な対策法となっている。図-5.7に計画高さに対する「上げ越し」との関係を示す。

第4章で提案した地盤変位抑制法を適用するため、水平部箱形ルーフの函体推進直前の各ルーフ管端部支点位置、箱形ルーフ接続部ならびに、箱形ルーフ測線上の函体上床版上面の測量を正確に行い、これを座標化する必要がある。これを図示すると図-5.8(a)～(h)となる。これらの図から、第2および第4章で行った模型実験と同様のルーフ形状である、ルーフ中央部で中だるみした管をNo.1～4、No.6～9から抽出する。

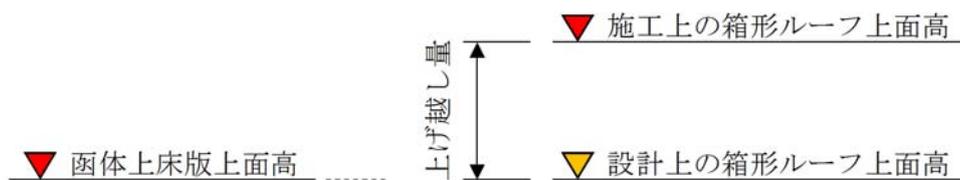
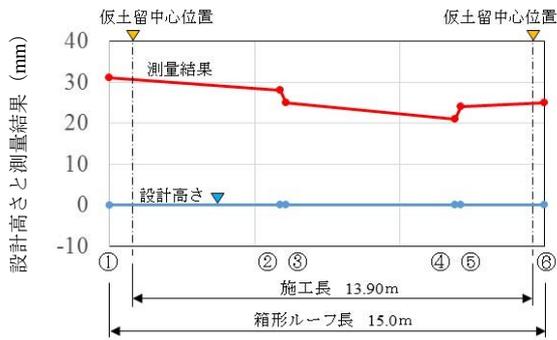
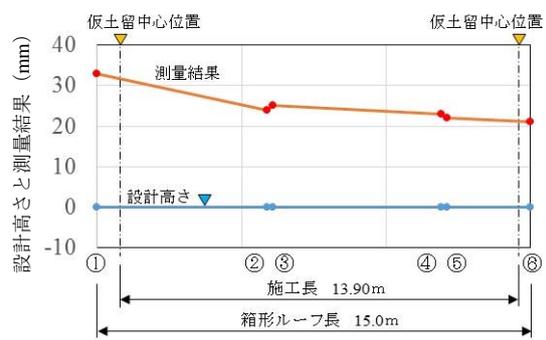


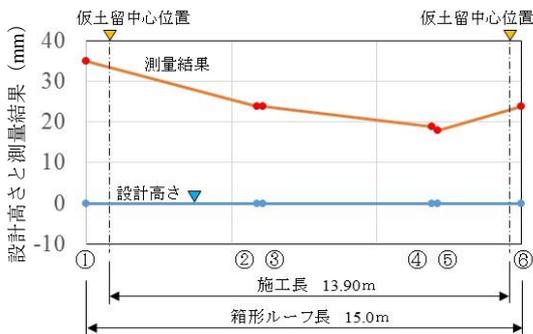
図-5.7 計画高に対する上げ越しとの関係



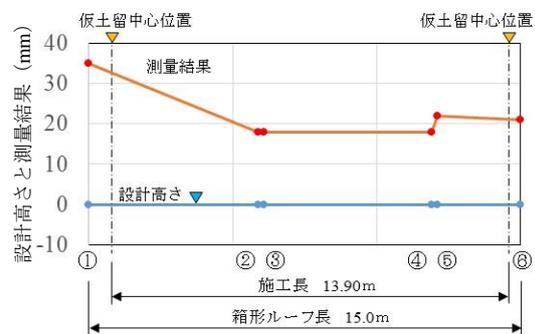
(a) 箱形ループ出来形形状 (No.1)



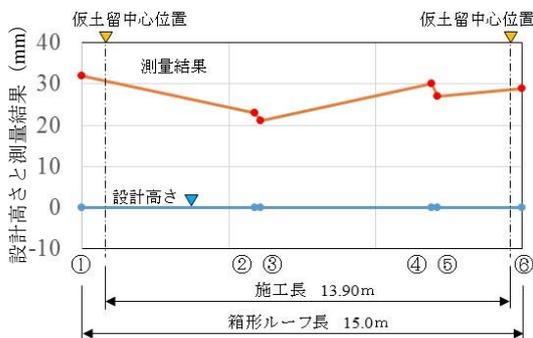
(b) 箱形ループ出来形形状 (No.2)



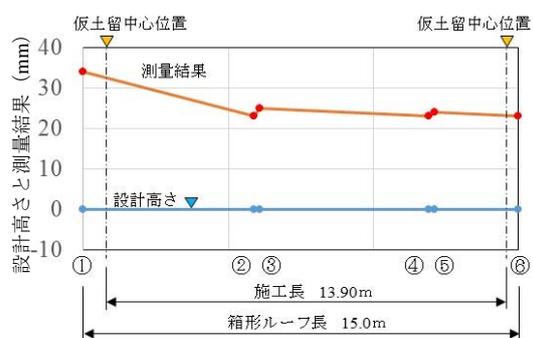
(c) 箱形ループ出来形形状 (No.3)



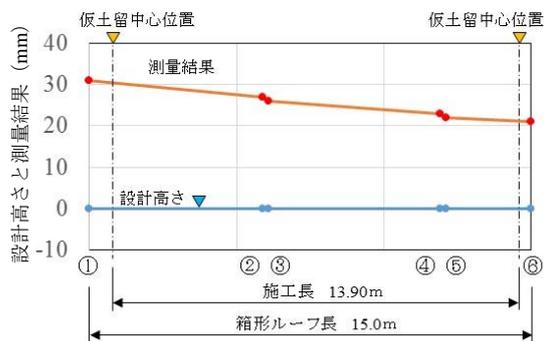
(d) 箱形ループ出来形形状 (No.4)



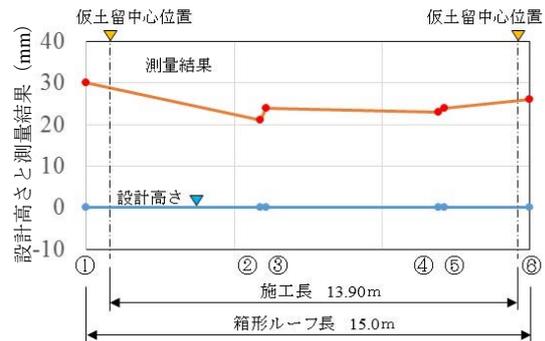
(e) 箱形ループ出来形形状 (No.6)



(f) 箱形ループ出来形形状 (No.7)



(g) 箱形ループ出来形形状 (No.8)



(h) 箱形ループ出来形形状 (No.9)

図-5.8 函体推進直前の箱形ループ出来形形状

No.1 ループ管は、到達側へ方向に下がり傾向である。No.2 ループ管も同様に到達側へ方向に下がり傾向である。No.3 ループ管は、到達立坑側の L=6.0m 管と L=3.0m 管の継手付近で中だるみした形状である。No.4 ループ管は、L=6.0m 管同士の継手部まで下り傾向であり、その後についてはほぼ水平である。No.6 は L=6.0m 管同士の継手部まで下り傾向であり、継手部から到達側ループ端部まで上がり傾向の中だるみした形状である。No.7 ループ管は、No.1 および No.2 と同様に到達側へ方向に下がり傾向である。No.8 ループ管は、No.1, No.2, No.7 と同様に到達側へ方向に下がり傾向である。No.9 ループ管は発進側から到達側までほぼ水平の出来形形状となっている。これらの箱形ループ出来形形状から、図-5.8 (c) および図-5.8 (e) に示す箱形ループ管が中だるみした形状であるが、図-5.8 (c) の箱形ループ管 No.3 は中だるみ形状であるものの中央付近ではなく到達付近であることから地表面変位が到達立坑側に近い箇所が発生するものと予測されるため除外し、ほぼ箱形ループ中央部で中だるみ形状を示すとともに、函体推進方向中心線に近い図-5.8 (e) に示す箱形ループ No.6 を選定し、地盤変位抑制法を適用する。写真-5.1 に到達側から撮影した箱形ループ推進終了時の写真であり、箱形ループ No.6 の位置を示した。また、図-5.9 で箱形ループ No.6 の計測点 (①~⑥) およびその測線上の函体上床上面の高さ計測位置 (a~e) の各座標位置について示す。また、第3章で提案した予測法を用いて数値解析した無対策の場合の地表面予測を図-5.10 に示す。

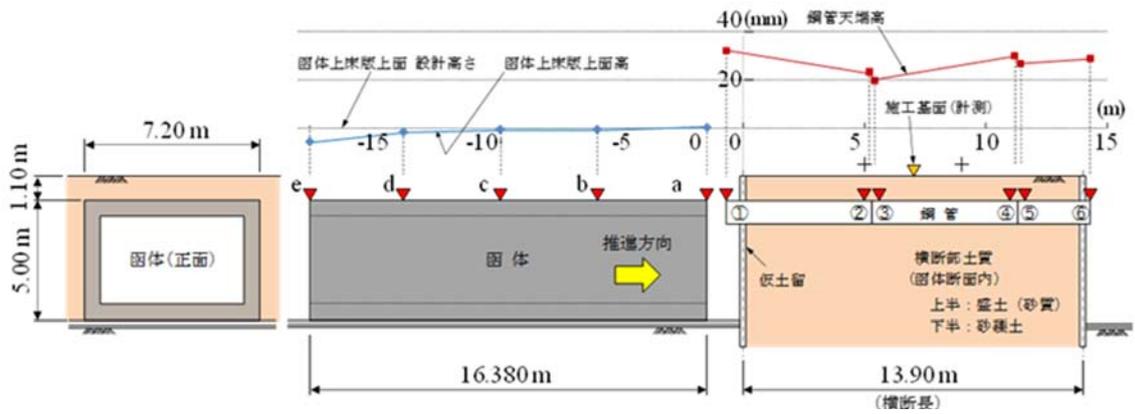


図-5.9 函体上床版上面と箱形ルーフ No. 6 上面の関係



写真-5.1 逐次対策法を適用する箱形ルーフ No. 6

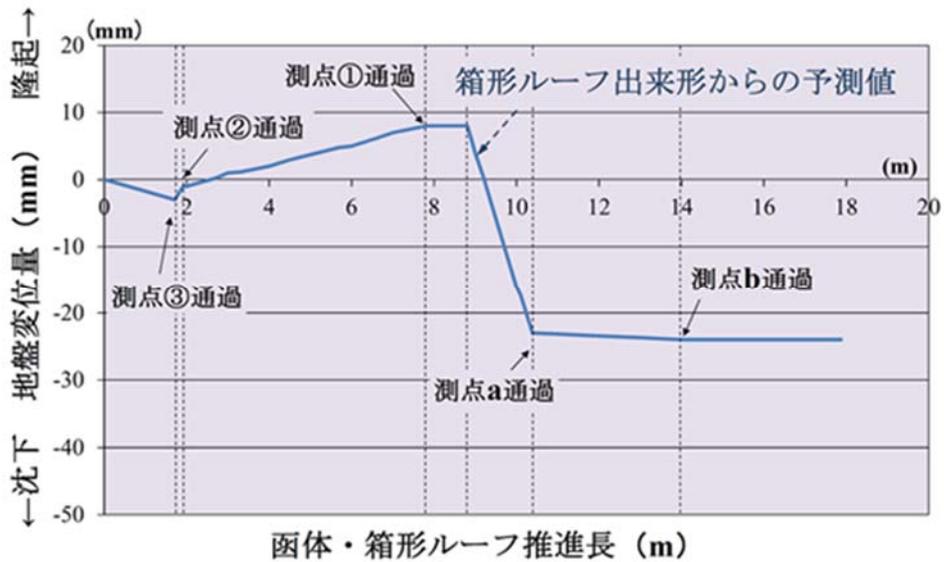


図-5.10 無対策の場合の地表面変位予測

選定した箱形ルーフ No.6 について、第 4 章で示した函体推進模型実験と同様に箱形ルーフ端部位置で高さ調整（下方へ）を行うため、函体側の箱形ルーフ端部は、函体推進直後の鏡切断までは仮土留（鋼矢板）箇所が支点としている。鏡切断後からは、刃口と呼ばれる切羽掘削スペース内に設置された刃口内ルーフ受梁部に支点が置き換わる。また、箱形ルーフ端部には函体を反力として到達側へ箱形ルーフを押し出すジャッキを搭載したジャッキ収納管が接続される。発進側の箱形ルーフ支点箇所である図-5.11 に示す刃口内ルーフ受梁では、通常 50mm の離隔を箱形ルーフ端部位置（ジャッキ収納管位置）で確保しており、その離隔に木矢板（松矢板）を挟み込むことで受梁と箱形ルーフの摩擦を軽減するとともに、振動および騒音対策として設置されている。

今回の現場実証試験では、元請け企業様のご厚意によって刃口内ルーフ受梁位置の設計高（ $t=50\text{mm}$ の離隔）を変更して約 120mm 程度の離隔を確保していただき、写真-5.2 に示す溝形鋼（ $[-200\times 90\times 9]$ ）を箱形ルーフ 1 列当り 2 箇所を設置した。また、設置した溝形鋼が箱形ルーフ押し出し時にその摩擦によって到達側へ移動しないように写真-5.2(a) に示す板鋼材を前後へ溶接設置し、前後方向のズレを拘束するものとした。なお、木矢板については通常使用される松矢板に比べて許容圧縮力が高い“タモ材”を鋼材の上に設置し、さらに滑材としてグリース材を塗布した。この木矢板についても溝形鋼と同様にズレ防止のため、鋼材を前後に溶接設置した。

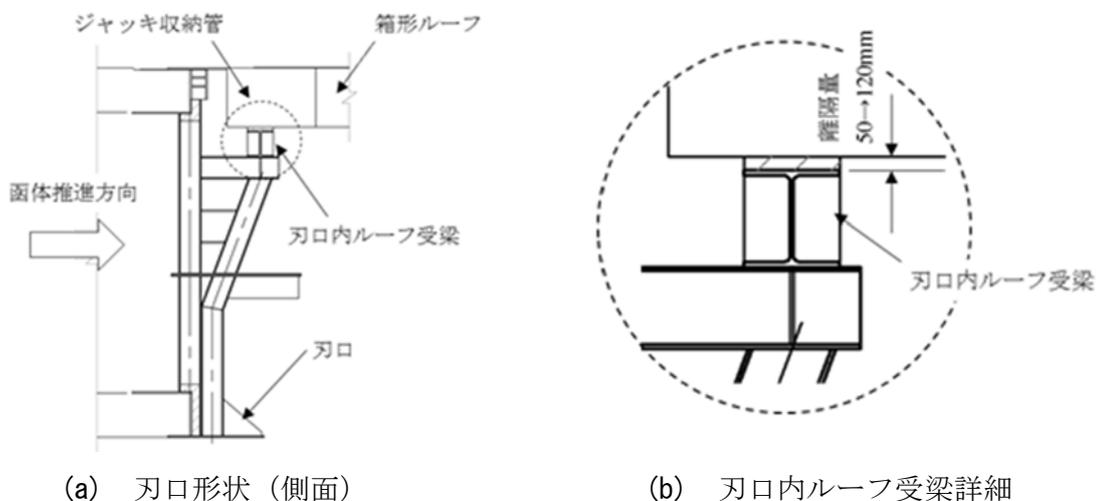


図-5.11 刃口内ルーフ受梁（発進側ルーフ端部支点箇所）

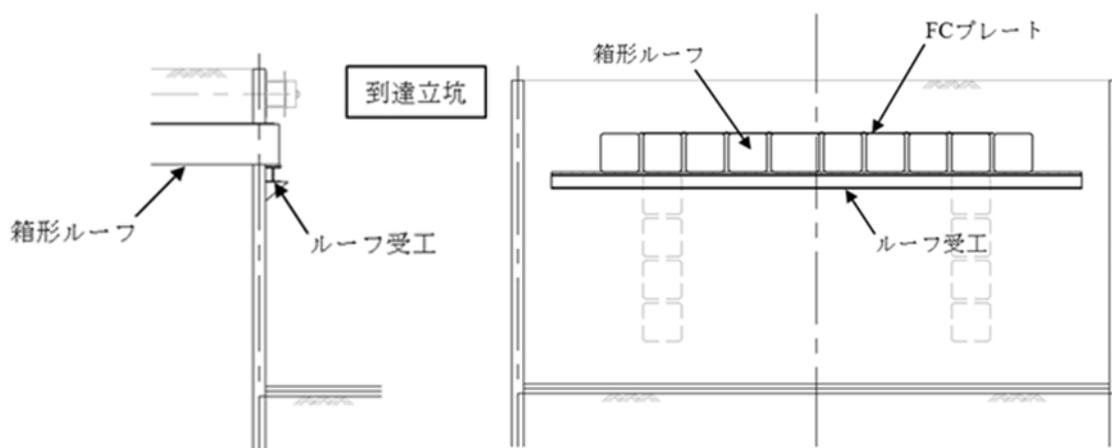


(a) 高さ調整材設置状況



(b) 高さ調整材設置完了

写真-5.2 高さ調整材（発進側 箱形ルーフ端部支点位置）



(a) ルーフ受工設置位置
(側面図)

(b) ルーフ受工設置位置
(正面図)

図-5.12 ルーフ受工設置位置

到達立坑側の箱形ルーフ端部支点位置となる仮土留（鋼矢板）箇所については、水平部箱形ルーフを仮土留全体で支持させるため、ルーフ受工と呼ばれる H 型鋼材が図-5.12 に示すように箱形ルーフ下側の仮土留に溶接設置される。よって、到達側では、このルーフ受工上側面と箱形ルーフ下側面との間に高さ調整材を設置するものとして、発進側の刃口内ルーフ受梁位置での高さ調整材と同様に、溝形鋼と鋼材を組合せた高さ調整材を写真-5.3 に示すように設置した。

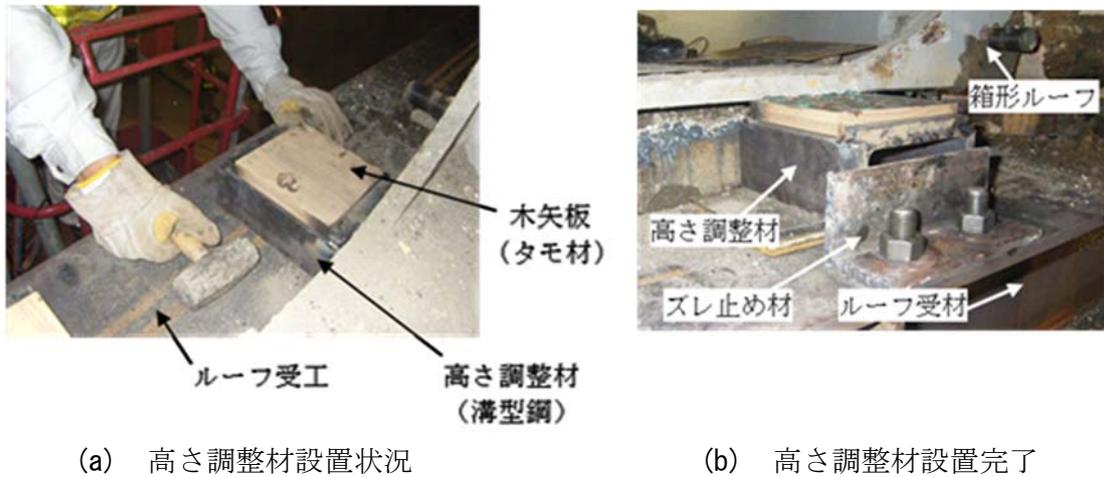


写真-5.3 高さ調整材 (到達側 箱形ルーフ端部支点位置)

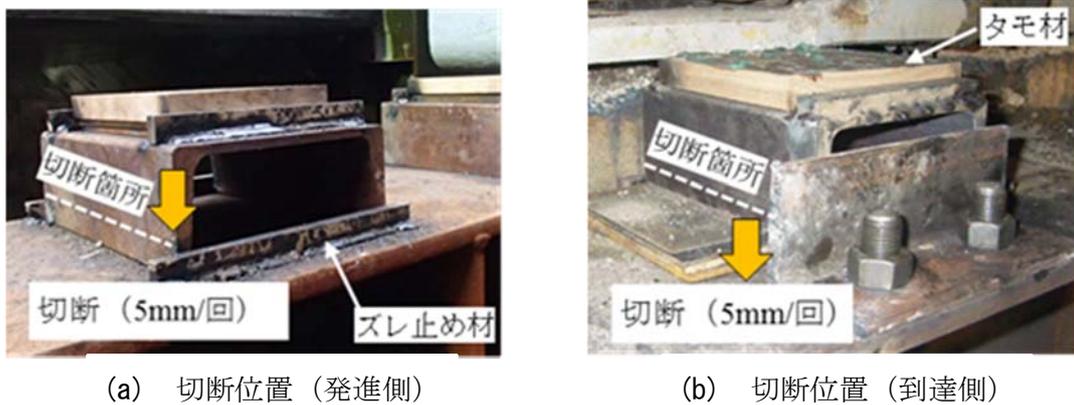
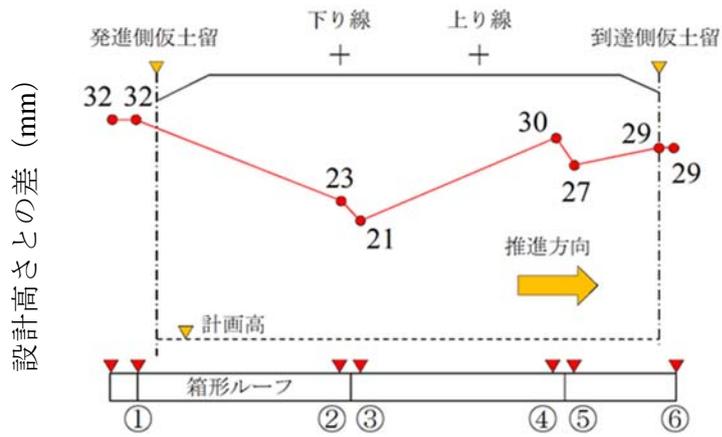


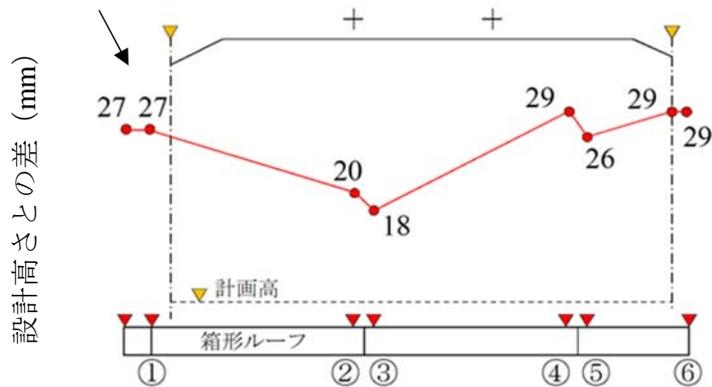
写真-5.4 高さ調整材の切断位置

箱形ルーフ端部支点高さを下方に調整する方法は、写真-5.4 に示すように、溝形鋼のウェブ切断箇所（写真-5.4 破線位置）をガス切断によって1回の切断を5mm程度として下方への高さ調整を行うものとした。高さ調整は、函体推進直前の箱形ルーフ No. 6 の出来形形状をあらかじめ計測により把握し、第3章で提案した簡易な計算手法による変位予測法をもとにして、函体推進ごとの軌道間中央での地表面計測箇所の変位量を計算し、地盤変位抑制法による端部高さ調整による変位シミュレーションを実施した。高さ調整を実施するタイミングについては、図-5.13 に示すシミュレーションに従って、函体推進直前から函体推進 1.0m ごとに 4.0m 推進まで高さ調整をおこなった。



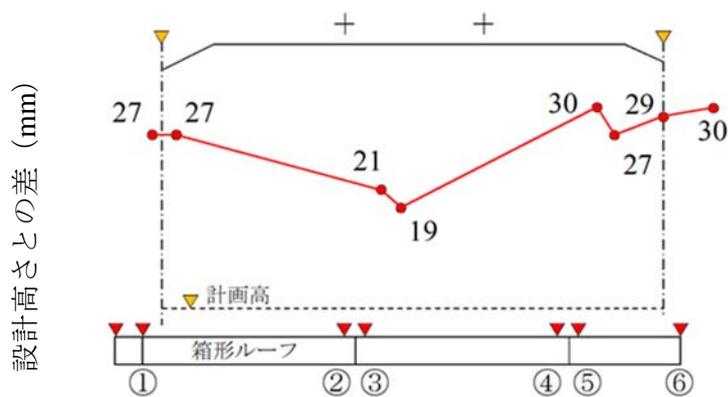
(a) 箱形ルーフ No.6 函体推進前の上面高さ

発進側：5mm 下方修正



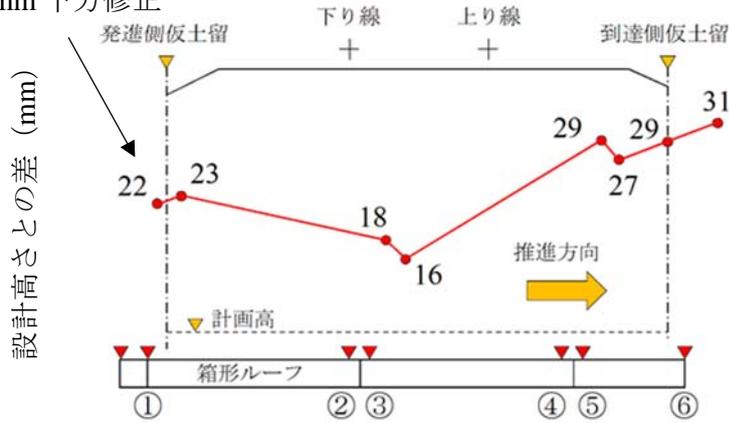
(b) 箱形ルーフ No.6 発進側切断 1 回目の上面高さ

1.0m 函体推進 →



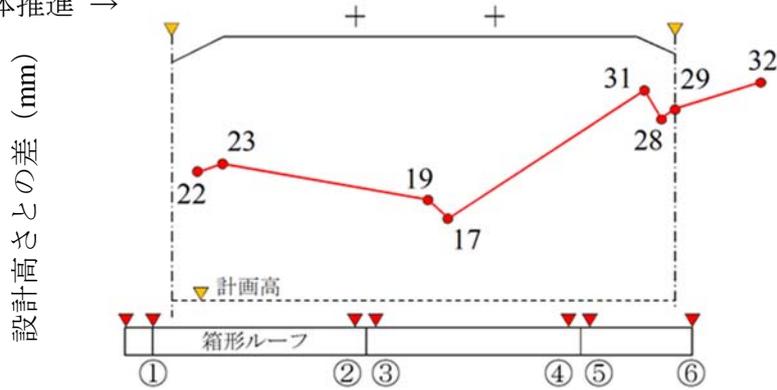
(c) 箱形ルーフ No.6 推進 1.0m 後の上面高さ

発進側：5mm 下方修正



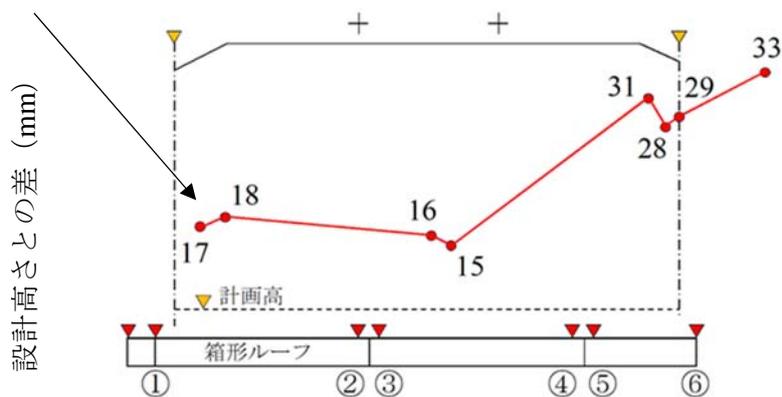
(d) 箱形ルーフ No.6 発進側切断 2 回目の上面高さ

1.0m 函体推進 →



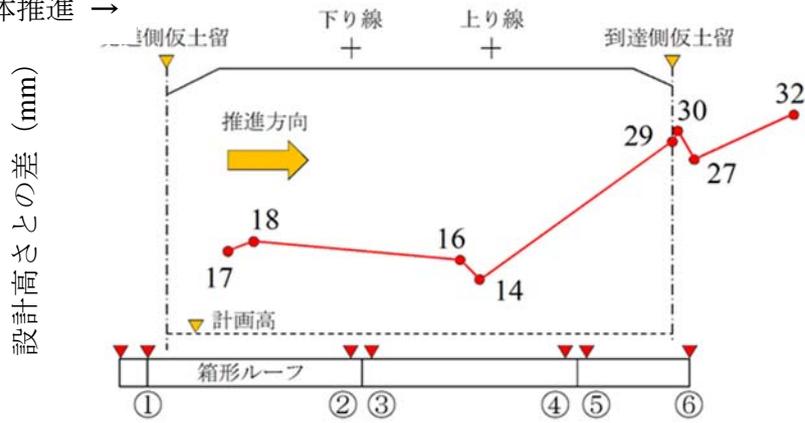
(e) 箱形ルーフ No.6 推進 2.0m 後の上面高さ

発進側：5mm 下方修正



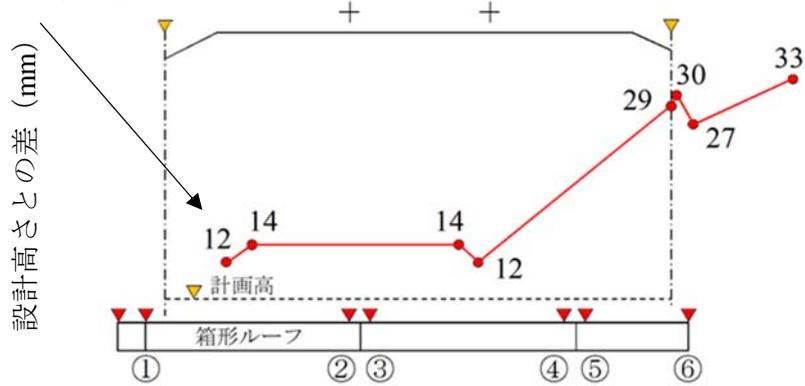
(f) 箱形ルーフ No.6 発進側切断 3 回目の上面高さ

1.0m 函体推進 →



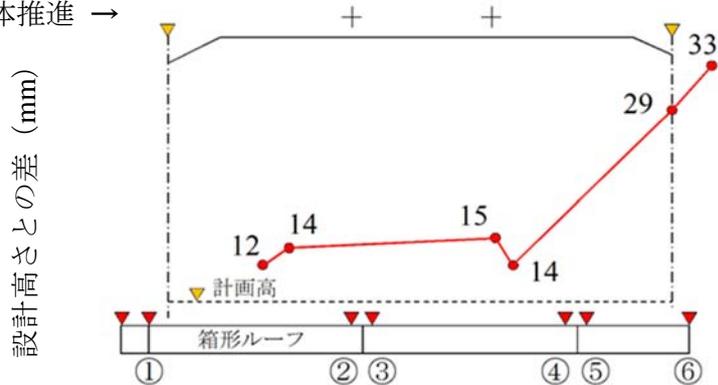
(g) 箱形ルーフ No.6 推進 3.0m 後の上面高さ

発進側：5mm 下方修正

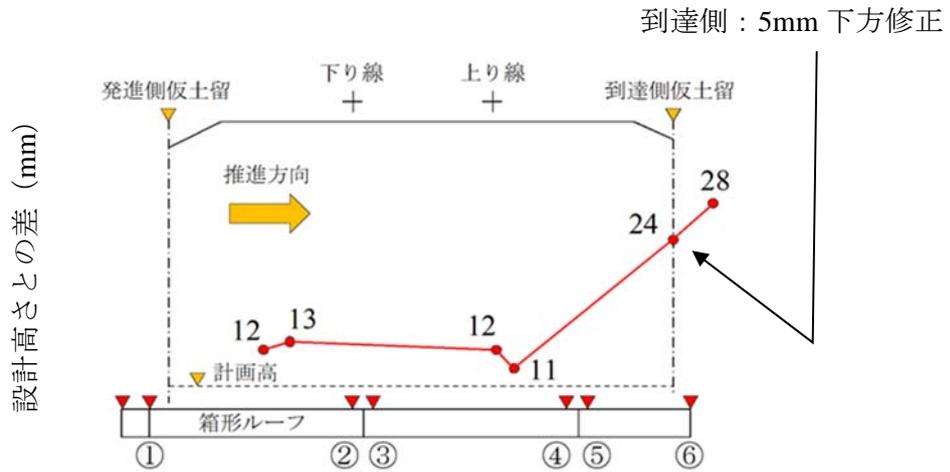


(h) 箱形ルーフ No.6 発進側切断 4 回目の上面高さ

1.0m 函体推進 →

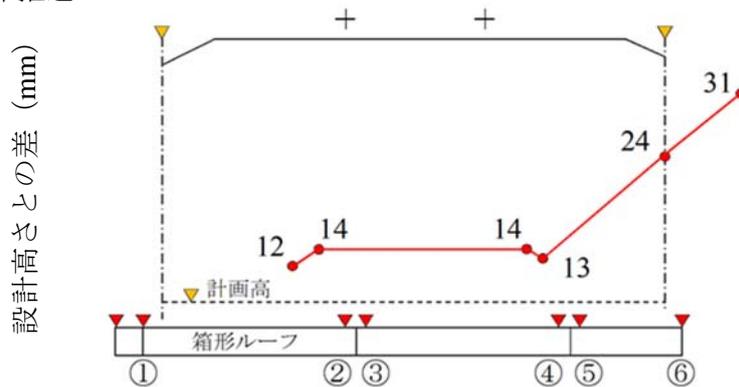


(i) 箱形ルーフ No.6 推進 4.0m 後の上面高さ



(j) 箱形ルーフ No.6 到達側切断 1 回目の上面高さ

1.0m 函体推進 →



(k) 箱形ルーフ No.6 推進 5.0m 後の上面高さ

図-5.13 箱形ルーフ No.6 ステップ毎の上面高さシミュレーション

5.4.3. 地盤変位抑制法の適用による作業時間の増減

図-5.14 に本現場の施工サイクルを示す。作業時間は休憩時間を含んで 18:00 から翌朝の 5:30 までの作業となっている。箱形ルーフ端部の高さ調整材切断作業は、切羽掘削作業が終了し、発生した地山の排土時間内で行った。箱形ルーフ端部 1 箇所当たり 0.5 時間程度の時間を要したが掘削を終えたガス切断技能者が切断作業をしたため、実際のタイムロスはなく通常のサイクルタイムで高さ調整ができた。

しかしながら今回は、高さ調整による逐次対策法で、地表面変位（隆起）の抑制は可能かどうかの実証試験のため、函体推進模型実験で効果のあった箱形ルーフ中央部が中だるみした管のみ抽出した。この箱形ルーフ No.6 管 1 列のみの下方調整作業であったため通常のサイクル内で作業を終えることができたが、複数列での高さ調整作業で地山の排土などと同時作業ができない場合は、専用人員の確保とともに作業時間をサイクルタイムに組み込む必要がある。

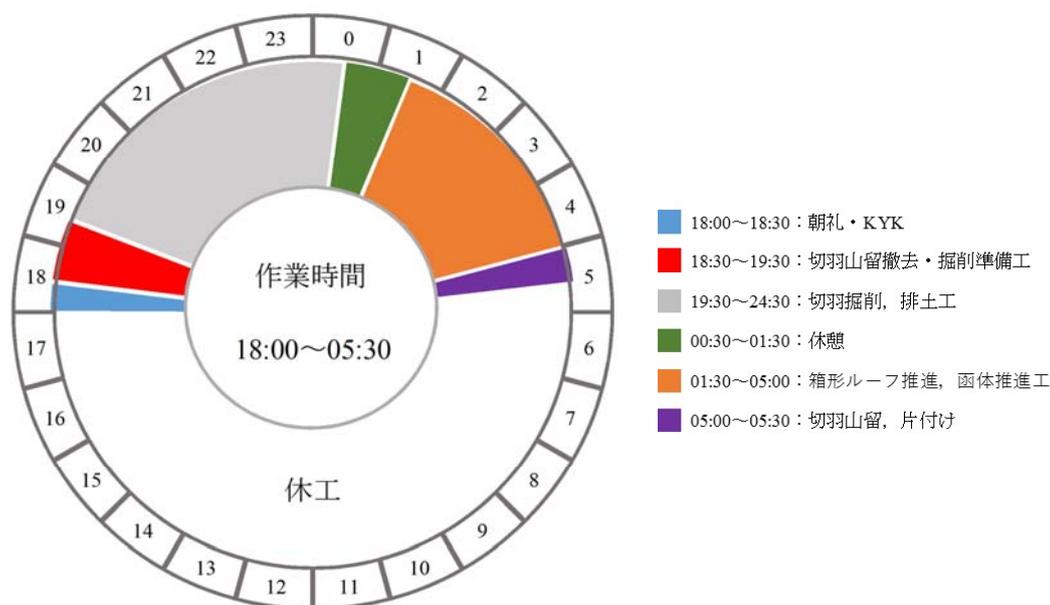


図-5.14 施工サイクルタイム

5.4.4. 高さ調整材の設置時期

ここで、逐次対策法を実施する場合に函体側の箱形ルーフ端部高さ調整材（刃口内ルーフ受梁）および到達側の高さ調整材（到達側仮土留部）を設置する時期について記述する。本現場での函体推進工法の施工順序を図-5.15 に示すが、水平部の箱形ルーフを推進する「第1工程 6.箱形ルーフ推進工（図-5.15）」において写真-5.3 で示したように函体到達側での高さ調整材の設置が必要となる。最初の箱形ルーフが到達した段階でルーフ下側位置へルーフ受工の設置を行うが、用意した高さ調整部材が設置できる十分な離隔高さの確保を要する。高さ調整材をルーフ受工へ設置した後に、所定位置まで順次

箱形ルーフの推進を行い、この作業を繰り返す。この時点では、函体推進直前の箱形ルーフ出来形形状の予測は困難なため、セーフティルーフおよび、垂直部箱形ルーフ直上ルーフを除く全ての水平部箱形ルーフ下側とルーフ受工の間に高さ調整材の設置する必要がある。一方で、発進側の箱形ルーフ端部（刃口内ルーフ受梁）に高さ調整材を設置するのは「第3工程 10.函体推進設備準備工（図-5.15）」であり、ジャッキ収納管と箱形ルーフを接続してルーフ受梁に設置するタイミングとなるため、高さ調整材の設置については、事前の工程確認が重要となる。

本現場での函体推進工法の施工順序は、図-5.15 に示した通り、函体発進側の立坑から箱形ルーフの推進作業を行い、箱形ルーフ推進設備を撤去した後に函体構築作業を行う標準的な施工順序であった。しかしながら、工程短縮などを目的として函体到達立坑側から箱形ルーフの推進作業を行うと同時期に函体発進側立坑で函体築造を行う場合もあるため、高さ調整材を設置する予定がある場合は設置時期に注意を要する。

5.4.5. 高さ調整による変位抑制法の適用条件

本現場での地盤変位抑制法の適用については、函体推進模型実験で使用した鋼管の条件（鋼管中央部が中だるみした形状）と同様の箱形ルーフ出来形形状を抽出して検証試験を行った。しかしながら同様のV字型の出来形形状の場合でも、本体構造物（函体）上床版上面高さを箱形ルーフ上面の高さが下回る場合では、箱形ルーフ端部での下方へ高さ調整を実施し、箱形ルーフ傾斜を緩和しても、本体構造物が所定の高さへ設置されるため、箱形ルーフと置換される際に地盤隆起が発生が避けられないためである。つまり図-5.7 で示したように本体構造物計画高さに対して「上げ越し」量を適正に設定したうえで箱形ルーフの施工を行うことが重要である。また、箱形ルーフ推進設置位置が本体構造物よりも上方に位置している場合で函体到達立坑へ一方向に下り勾配の出来形形状であれば、刃口内ルーフ受梁での高さ調整により地盤変位（隆起）抑制法および逐次対策法の適用が可能であると考えられる。

第1工程



1. 準備工

2. 仮土留打設工 (鋼矢板)

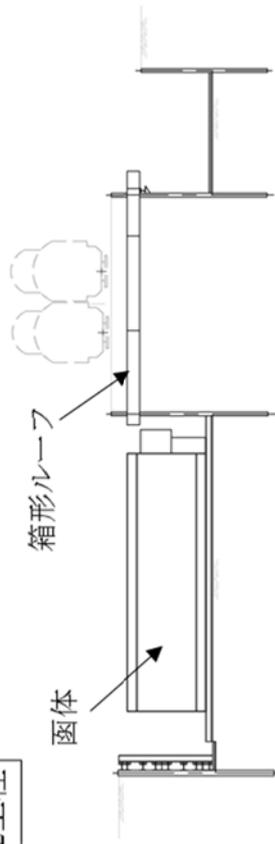
3. 立坑掘削工

4. 発進台および反力壁築造工

5. 箱形ルーフ推進設備準備工

6. 箱形ルーフ推進推進工

第2工程

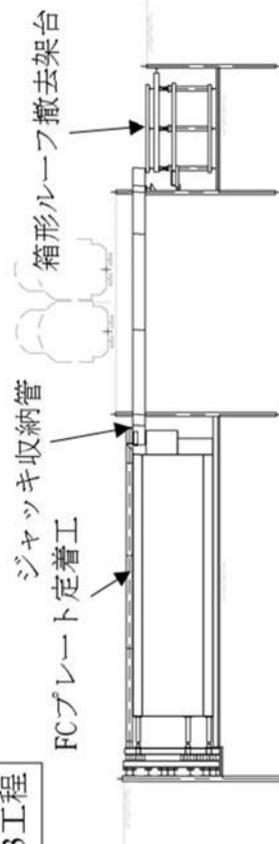


7. 箱形ルーフ推進設備撤去工

8. 刃口組立工

9. 函体築造工

第3工程



10. 函体推進設備準備工

・ ジャッキ収納管設置工

・ FCプレート着工

・ 元押しジャッキ設置工

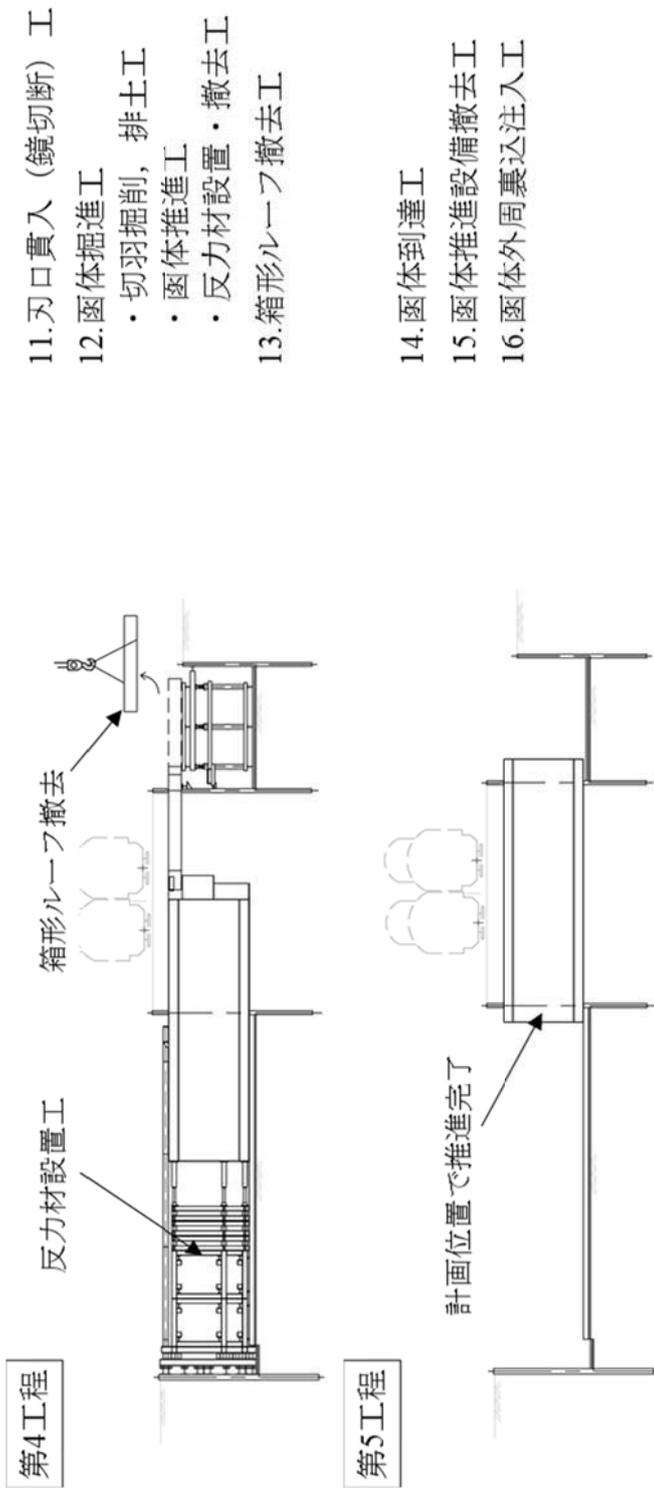
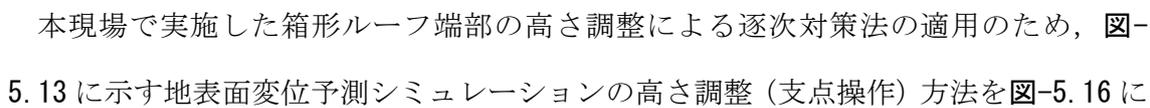
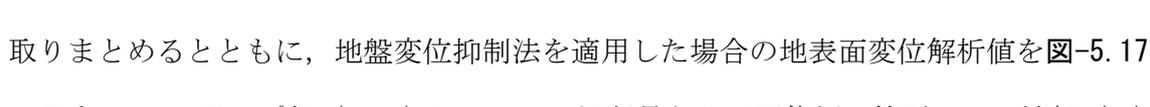
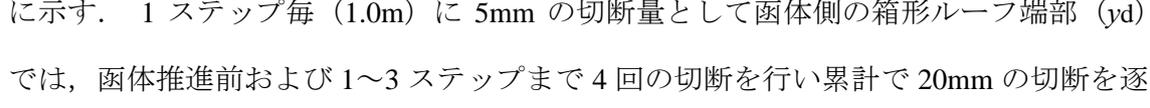
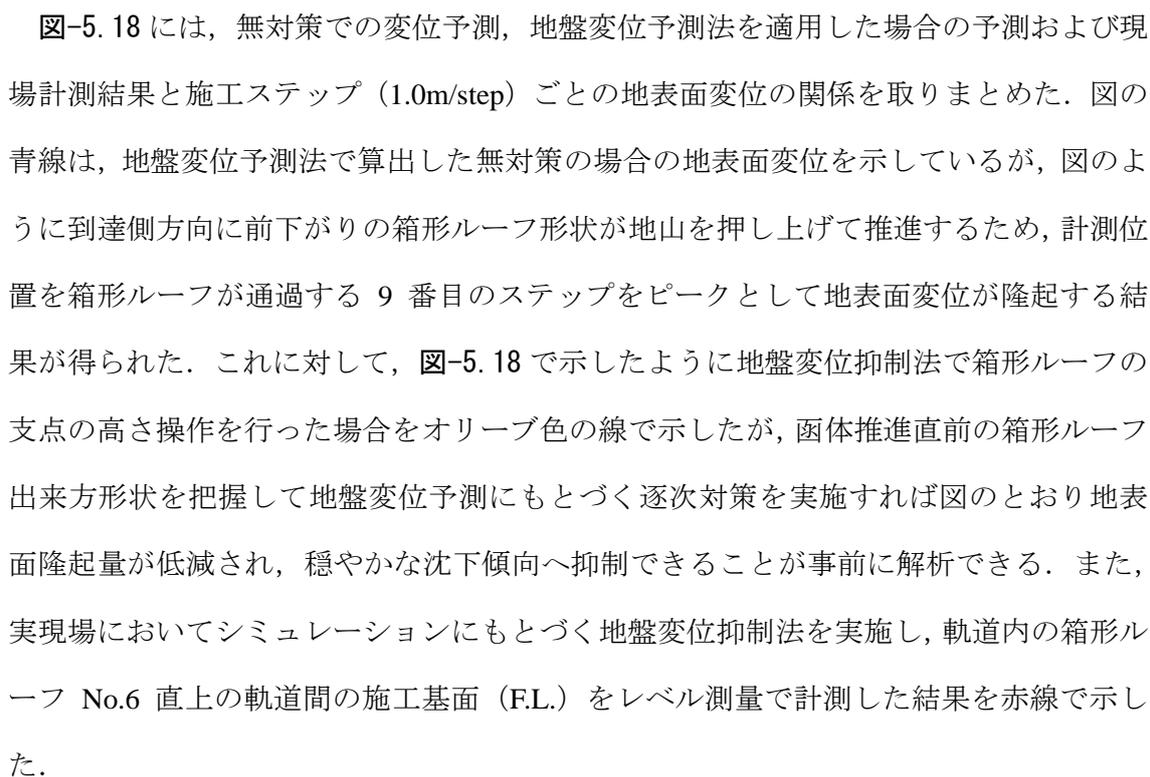
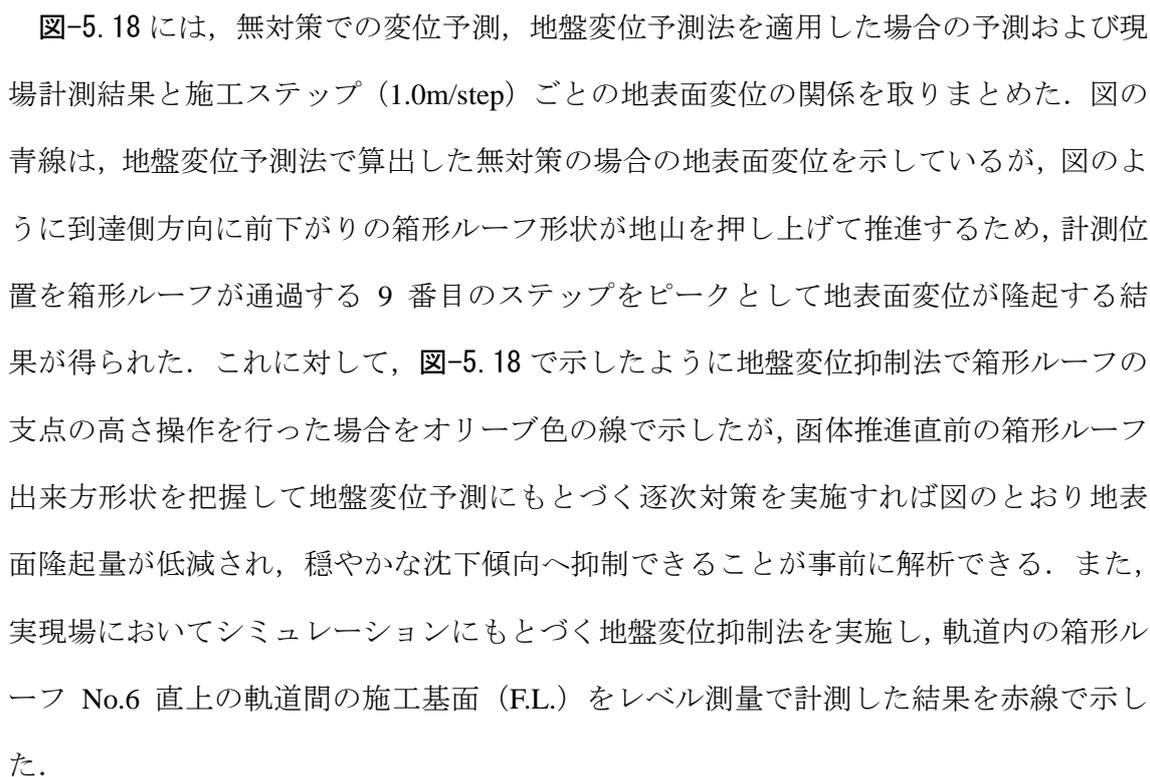


図-5.15 函体推進工法施工順序図

5.5. 現場実験の結果

本現場で実施した箱形ルーフ端部の高さ調整による逐次対策法の適用のため、 5.13 に示す地表面変位予測シミュレーションの高さ調整（支点操作）方法を 5.16 に取りまとめるとともに、地盤変位抑制法を適用した場合の地表面変位解析値を 5.17 に示す。1 ステップ毎（1.0m）に 5mm の切断量として函体側の箱形ルーフ端部（yd）では、函体推進前および 1～3 ステップまで 4 回の切断を行い累計で 20mm の切断を逐次的に行った。また、片側だけ支点の高さ操作をした場合の箱形ルーフの剛体回転を抑制する目的で到達側仮土留部の高さ調整（支点操作）はシミュレーション結果にもとづき、第 4 ステップ目の段階施工時に 5mm 下方へ支点操作した。

 5.18 には、無対策での変位予測、地盤変位予測法を適用した場合の予測および現場計測結果と施工ステップ（1.0m/step）ごとの地表面変位の関係を取りまとめた。図の青線は、地盤変位予測法で算出した無対策の場合の地表面変位を示しているが、図のように到達側方向に前下がりの箱形ルーフ形状が地山を押し上げて推進するため、計測位置を箱形ルーフが通過する 9 番目のステップをピークとして地表面変位が隆起する結果が得られた。これに対して、 5.18 で示したように地盤変位抑制法で箱形ルーフの支点の高さ操作を行った場合をオリーブ色の線で示したが、函体推進直前の箱形ルーフ出来方形状を把握して地盤変位予測にもとづく逐次対策を実施すれば図のとおり地表面隆起量が低減され、穏やかな沈下傾向へ抑制できることが事前に解析できる。また、実現場においてシミュレーションにもとづく地盤変位抑制法を実施し、軌道内の箱形ルーフ No.6 直上の軌道間の施工基面（F.L.）をレベル測量で計測した結果を赤線で示した。

図のように、実現場での地盤変位抑制法の適用による解析値の通り、地表面隆起の抑制が可能であることを示した。また、実測値と解析値は精度よくほぼ一致している。以上から、地盤変位抑制法による効果の妥当性を検証することができた。

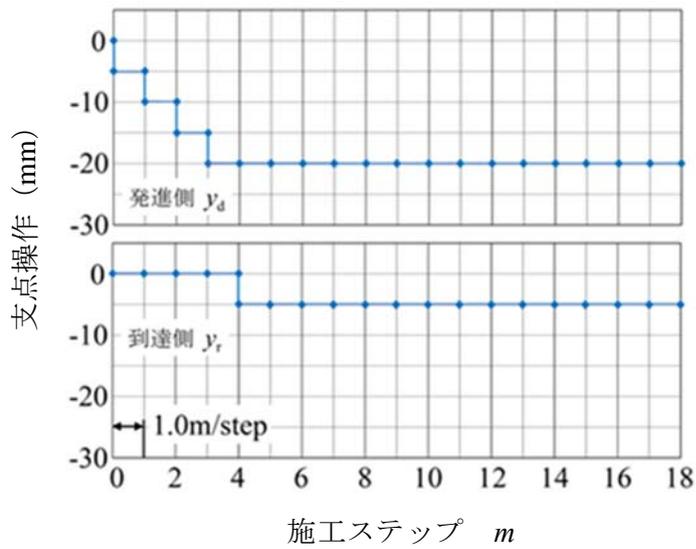


図-5.16 箱形ルーフ端部での支点操作まとめ

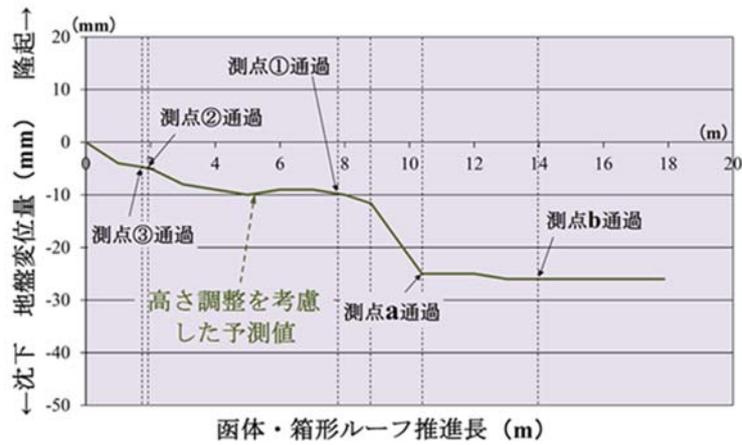


図-5.17 高さ調整を考慮した地表面変位予測

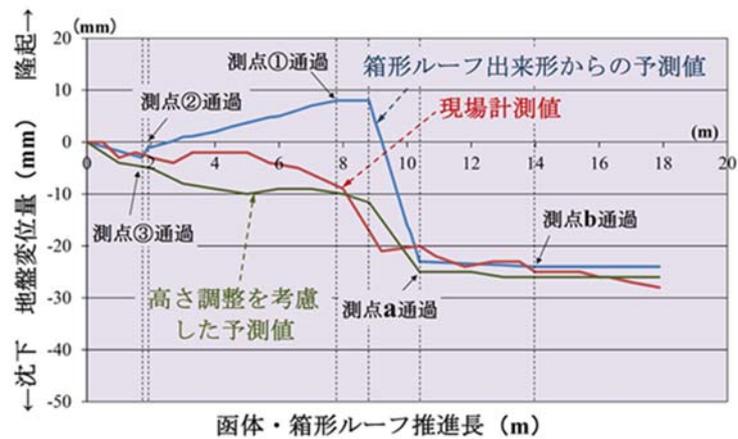


図-5.18 各変位予測および現場計測結果

5.6. まとめ

函体推進模型実験（室内試験）で効果を確認した地表面変位予測法および推進ステップごとの箱形ルーフ端部での高さ調整を実際の函体推進工法の現場に適用した。

実現場においても、地盤変位予測法により解析した鉛直変位の解析値と計測箇所（軌道間中心）でレベル測量した結果が同様の傾向を示し、また、同程度の変位を示すことが分かった。したがって、同現場で推進ステップごとの地表面変位の抑制効果を確認することができた。また、**図-5.19**に示すサイクルで地表面変位を抑制することで最適な施工管理ができることを示した。

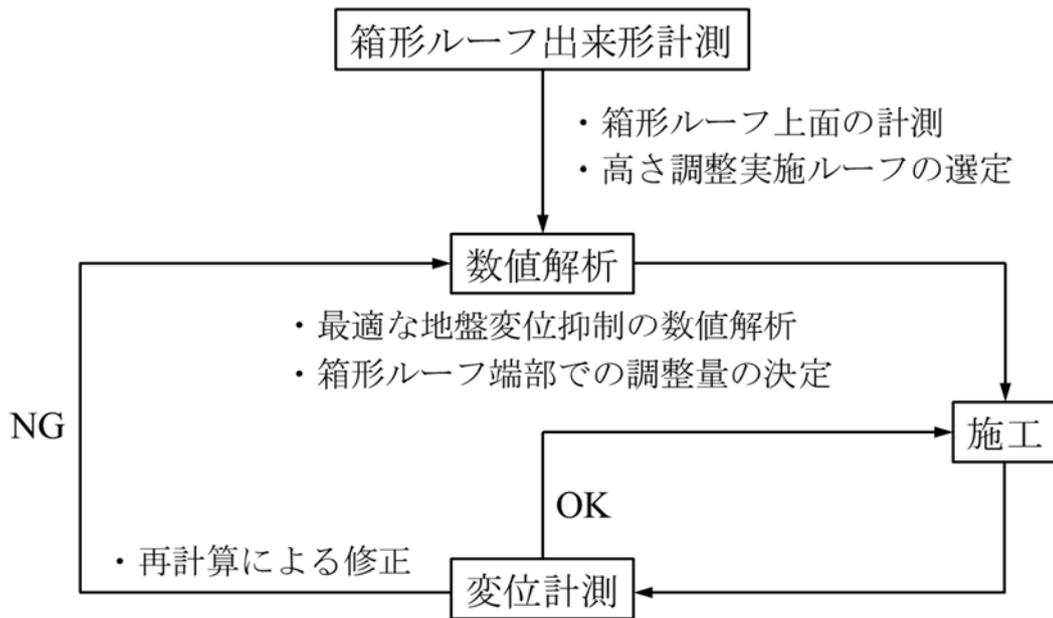


図-5.19 函体推進・けん引時の施工サイクル

第6章 結論

本論文は、函体推進・けん引工法施工時の上部地盤変位について、箱形ルーフの形状が地盤変位に及ぼす影響のメカニズムを明らかにし、実現場で活用できる簡易な地盤変位予測法および地盤変位抑制法を開発した。また、その効果を模型実験ならびに実現場で示した。これらから、この新しい手法を用いることで、より理想的な施工管理が可能となることを示した。

第1章では、本論文の研究背景、線路下横断施工法の変遷と今後の動向ならびに、地盤変位に関する既往の研究について述べた

第2章では、模型実験の結果から、函体推進・けん引工法施工時の鉛直方向地盤変位は、推進直前の箱形ルーフ上面形状が水平方向に剛体移動によって発生することが模型実験の結果から明らかになった、そのメカニズムは、土質の影響を受けずに、箱形ルーフ管上面の形状によって発生することが分かった。

第3章では、地表面の鉛直変位の挙動は、地盤の下に設置させた箱形ルーフの高さの変化に一致することから、函体推進・けん引工法施工時の箱形ルーフ上面をモデル化し、推進時の地盤変位予測式を提案した。また、第2章で提案した予測式を用いた数値解析によりが精度よく計測値を表現できたことから、地表面変位予測式の妥当性を示した。

第4章では、箱形ルーフは、ルーフ中央の中だるみした上面形状を維持した状態で水平方向に剛体移動することで地盤変位が発生することから、箱形ルーフ端部の高さを下方へ調整し、鋼管の傾斜を緩和することで、鉛直方向の地盤変位が抑制できることを模型実験から示した。また、提案した地盤変位予測式による地表面のシ

ミュレーション結果と模型実験での計測値が一致したことから、箱形ルーフ端部の支点操作を行った場合でも地盤が変形していないことを示すとともに、支点操作した場合の数値解析法の妥当性について示した。

第5章では、函体推進模型実験で確認した地表面変位予測法および地盤変位抑制法を実際の函体推進工法の現場に適用した。

実現場においても、地盤変位予測法により解析した鉛直変位の解析値と計測箇所（軌道間中心）でレベル測量した結果が同様の傾向を示し、また、同程度の変位を示すことが分かった。したがって、同現場で地盤変位抑制法の地盤面隆起の抑制効果の確認ができたことから、函体推進・けん引工法の実現場において、推進ステップごとの地盤変位予測が可能となるほか、併せて地盤変位抑制法の適用によって、施工上重要な管理の一つである上部地盤および軌道における最適な施工管理ができることを示した。

参考文献

- 岡野法之，山下康彦，角雄一郎，青野正夫，船越宏治，辻村幸治(2011)
函体推進工法における函体推進時の現地計測，土木学会第 66 回年次学術講演会，Ⅲ
-133，pp.265-266.
- 岡野法之，山下康彦，角雄一郎(2012)
函体推進による線路下横断工事の地盤変位予測法，日本鉄道施設協会誌，50 卷 12
月号，pp.44-46.
- 金子，荒木，山口，功刀(2014)
線路下を鋼板で先行防護し小断面地下通路を構築，トンネルと地下，Vol.45, No.11，
pp.7-14.
- 木部泰輔(2015)
R&C 工法における函体推進時の軌道変位予測について，土木学会第 70 回年次学術
講演会，VI-556，pp.1111-1112.
- 小松章胤(1998)
西ノ宮駅改築計画と R&C 工法による函体けん引時の軌道変状対策，日本鉄道施設
協会誌，36 卷 4 月号，pp.39-41.
- 笹川耕司，稲田耕次，青柳直樹，辻幸志，鈴木公二，舘健一(2009)
PCR ダブルエレメント工法に伴う地盤変状に関する考察，土木学会第 64 回年次学
術講演会，Ⅲ-379，pp.757-758.

柴田一之，金子益雄，加藤健治(2000)

フロンテジャッキング工法による高速自動車道直下の大断面トンネル施工，土木学会第 55 回年次学術講演会，Ⅲ-B74.

正直貴彦，深田貴弘，長山喜則(2015)

半断面先進による URT 幅広エレメント推進時の変位抑制効果の検討，土木学会第 70 回年次学術講演会，VI-564，pp.1127-1128.

竹下貞夫(1984)

URT 工法の開発，土木学会論文集，vol.1984，No.349，pp.124-125.

立石兎三恵，川口詔男(1986)

ESA 工法による線路下地下道の施工例，基礎工，vol.14，No.2，pp.55-61.

垂水尚志，小山幸則，美浦明彦(1991)

推進工法による線路下横断構造物の施工法（URT 工法）の改良，土木学会論文集，vol.1991，No.427，pp.41-44.

田光誠二(2007)

こ道橋新設工事に伴うきどう変状防止－HEP&JES 工法を中心として－，日本鉄道施設協会誌，45 巻 3 月号，pp.69-70.

武部啓吾，内田慶一(2011)

URT 工法における推進精度及び軌道変状管理について，土木学会第 66 回年次学術講演会，VI-050，pp.99-100.

中村智哉，富樫陽太，津野究，岡野法之，小山幸則(2016)

線路下横断構造物の施工に関するボルト締結鋼管の実物大曲げ試験と数値解析，土木学会論文集 F1，vol.72(2016)，No.1，p.39-52.

西山和宜，仲山貴司，富樫陽太，岡野法之(2015)

矩形断面掘削時の土圧変化を考慮した応力非一様開放に伴う地表面変位応答，トンネル工学報告集，第 26 巻，IV-2.

藤田哲治，棟久芳雄，漆畑智英(1989)

フロンテジャッキング工法に伴う軌道及びパイプルーフの変状－山陽本線向洋～広島間府中架道橋新設工事－，日本鉄道施設協会誌，36 巻 5 月号，pp.43-45.

深江良輔(2008)

SFT 工法を用いたボックスカルバートの施工，日本鉄道施設協会誌，46 巻 4 号，pp.59-61.

山下康彦，岡野法之，角雄一郎(2012)

函体推進・けん引工法における施工データ分析，第 47 回地盤工学研究発表会，631，H-05，pp.1255-1256.

葭孝久，石川公朗(1989)

フロンテジャッキング工法における列車徐行運転について－阪急京都線西京極一般地下道工事－，日本鉄道施設協会誌，27 巻 4 月号，pp.36-39.

Hiroki Takahashi, Kazuhito Komiya, Hirokazu Akagi, Takashi Nakayama and Yu Ohashi,
(2009)

Finite Element Simulation of Construction Processes of A Mechanized HEP & JES
Tunnelling Method, 2nd International Conference on Computational Methods in Tunnelling
EURO : TUN2009, pp.31-36.

Kazuhito Komiya (2013)

Finite Element Modelling of Construction Processes of The Modular Approached Tunnelling
Method, Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnic
Engineering, ISSMGE, pp.1735-1738.

Kazuhito Komiya, Ken Utsugi and Takashi Nakayama (2013)

Finite Element Simulation of Groud Behaviour due to Modular Approached Tunnel Work,
ECCMAS 3rd International Conference EURO:TUN, pp.51-64

謝辞

筆者は、植村技研工業株式会社に入社し、約20年間わたり一貫して非開削で鉄道や道路などの横断方向に小土被りでボックスカルバートを推進・けん引してトンネルを構築する「函体推進・けん引工法」の建設に携わってまいりました。こうした施工法では、小土被りでの施工事例が多いため、施工時の上部地盤変位発生が避けられないといった問題がありました。本論文は、このような現象における上部地盤変位発生メカニズムを解明し、鉛直変位を予測する数値解析法の提案および、地盤変位の発生を抑制する手法の提案についての研究成果を取りまとめたものです。研究の課程で、多くの方々からご指導やご支援をいただきました。ここに感謝の言葉を述べさせていただきます。

千葉工業大学 小宮一仁学長には、いつも適確なご指摘を賜るとともに、本論文の取りまとめでは、終始、丁寧なご指導をいただきました。特に思い出されるのは、国際発表（EURO:TUN2017）でインスブルックを訪れた際、時間と場所（ホテルのロビー、ファストフード店、ホテルの部屋など）を問わず論文のご指導をいただいたことです。本論文をまとめ上げることができたのは、このような熱心なご指導があったからにはほかありません。心より感謝するとともに御礼申し上げます。

立命館大学 小山幸則教授には、研究を始めた当初から研究の方向性について助言やご指導をいただきました。心より御礼申し上げます。

千葉工業大学 内海秀幸教授ならびに、鈴木誠教授には、本論文の構成や内容について多くの助言をいただくとともに、ご指導をいただきました。心より御礼申し上げます。

(公財) 鉄道総合技術研究所の津野究博士には、多くの相談にのっていただくとともに、多大な助言やご指導をいただきました。心より御礼申し上げます。

西日本旅客鉄道株式会社 長山喜則氏 (現ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社)、近藤政弘博士には、本研究に多大なご理解をいただき、鉄道下における団体推進・けん引工法施工時の問題点や実状などをお教えいただくとともに、様々な助言をいただきました。心より御礼申し上げます。

(公財) 鉄道総合技術研究所 小島芳之博士、焼田真司博士、岡野法之博士には、研究の進め方や実験方法などについて細かな助言とご指導をいただきました。心より御礼申し上げます。

(公財) 鉄道総合技術研究所 仲山貴司博士、富樫陽太博士には、本研究の具体的な進め方や実験データの整理方法および効果的な取りまとめ方などについて多くのご指導をいただきました。特に富樫陽太博士には、地盤挙動の数値解析法を考案する際に多くのアイデアをいただくなど、学位取得を目指すきっかけをいただきました。心より御礼申し上げます。

千葉工業大学 遠藤宗仁講師には、EURO:TUN2017の発表内容に関して英語のご指導や助言をいただくとともに、様々なサポートをしていただきました。心より御礼申し上げます。

特殊トンネル技術者として長年育てていただいた、植村技研工業（株）植村誠会長、植村賢治郎社長、丸田新市顧問には、本論文を取りまとめる機会を与えていただくとともに、多くの励ましをいただきました。改めて深く御礼申し上げます。また、藤博江さんには図面作製、阿部兼子さんには論文画像データ処理などに協力をいただきました。ありがとうございます。

最後に、私が学位取得を目指してからこれまで、ずっと後押しして支えてくれた家族、妻 玲美、娘 紗羅に感謝します。ありがとう。

