

小土被り未固結地山トンネルにおける
サイドパイルの沈下抑制効果に関する研究

北川 隆

小土被り未固結地山トンネルにおけるサイドパイルの沈下抑制効果に関する研究

目次

第1章 序論	1
1.1 はじめに	1
1.2 研究の目的と構成	1
第2章 既往の研究	5
2.1 現場計測によるトンネル掘削時の地山挙動に関する研究	5
2.2 模型実験及び解析によるトンネル掘削時の地山挙動に関する研究	9
2.3 模型実験による沈下対策工の効果に関する研究	18
2.4 まとめ	23
第3章 小土被り未固結地山トンネルにおける掘削時の地山変位と沈下対策工	27
3.1 概要	27
3.2 東北新幹線（八戸・新青森間）の小土被り未固結地山トンネルの概要	31
3.2.1 東北新幹線（八戸・新青森間）の概要	31
3.2.2 東北新幹線（八戸・七戸間）の地質の概要	32
3.3 小土被り未固結地山トンネルの掘削時の地山変位	36
3.3.1 計測結果	36
(1) 土被りと沈下量，内空変位の関係	36
(2) 地表面沈下，天端沈下および脚部沈下の関係	41
(3) 天端沈下と内空変位の関係	42
(4) 上半後および最終の変位量の関係	43
(5) 沈下形状	44
(6) 均等係数・細粒分含有率，地層構成と沈下量	45
3.4 小土被り未固結地山におけるトンネルの沈下対策工	47
3.4.1 補助工法の概要	47
3.4.2 地表面沈下対策としての補助工法の効果	49
(1) サイドパイル	49
(2) フットパイル	53
(3) 根固め吹付けコンクリート	55
(4) 地山改良	57
3.4.3 補助工法の採用実績	60
3.5 まとめ	62

3.5.1	小土被り未固結地山トンネルの掘削時の地中変位について	-----	62
3.5.2	沈下対策工について	-----	62
第4章	サイドパイルによるトンネル沈下抑制効果に関する模型実験	-----	64
4.1	概要	-----	64
4.2	実験方法	-----	67
4.2.1	モデル化の考え方	-----	67
4.2.2	計測項目	-----	70
4.2.3	実験ケース	-----	70
4.3	実験結果	-----	72
4.3.1	降下床降下時のトンネル模型の基本的な沈下挙動	-----	72
4.3.2	サイドパイルの長さの影響	-----	74
(1)	地表面沈下	-----	74
(2)	トンネル模型の挙動	-----	76
(3)	降下床に作用する荷重	-----	76
(4)	まとめ	-----	77
4.3.3	サイドパイルの剛性の影響	-----	78
4.3.4	サイドパイルの結合条件	-----	79
4.4	サイドパイルの作用メカニズム	-----	81
4.5	まとめ	-----	82
第5章	サイドパイルによるトンネル沈下抑制効果に関する数値解析	-----	84
5.1	シミュレーション解析	-----	84
5.1.1	解析手法	-----	84
5.1.2	解析モデル	-----	84
5.1.3	解析条件	-----	85
5.1.4	解析結果	-----	86
(1)	変形・破壊挙動	-----	86
(2)	降下床に作用する荷重	-----	87
(3)	サイドパイルに作用する軸力・モーメント	-----	88
5.1.5	考察	-----	90
(1)	曲げモーメントの分布	-----	90
(2)	サイドパイルの効果の発生メカニズム	-----	92
5.1.6	シミュレーション解析のまとめ	-----	93
5.2	パラメーター解析	-----	94
5.2.1	概要	-----	94

5.2.2	解析条件	-----	94
5.2.3	解析結果（地盤条件の影響）	-----	95
	(1) 変形・破壊挙動	-----	95
	(2) 降下床に作用する荷重	-----	96
5.2.4	解析結果（結合条件の影響）	-----	96
	(1) 変形・破壊挙動	-----	96
	(2) 降下床に作用する荷重	-----	97
	(3) サイドパイルに作用する軸力・モーメント	-----	98
5.2.5	パラメーター解析のまとめ	-----	99
5.3	まとめ	-----	100
第6章 実トンネルを想定したサイドパイルの沈下抑制効果の検証			----- 102
6.1	解析手法	-----	102
6.2	解析モデル	-----	102
6.3	解析結果	-----	104
6.3.1	荷重係数	-----	104
6.3.2	変位速度	-----	104
6.3.3	塑性せん断ひずみ速度図	-----	105
6.3.4	解析結果のまとめ	-----	106
6.4	サイドパイルの適用性の検討	-----	107
6.4.1	概要	-----	107
6.4.2	解析条件	-----	107
6.4.3	解析結果	-----	108
	(1) 荷重係数	-----	108
	(2) サイドパイルの長さの影響	-----	109
	(3) 地山の粘着力の影響	-----	112
	(4) 地山の内部摩擦角の影響	-----	113
	(5) サイドパイルの打設位置とその効果	-----	114
6.5	まとめ	-----	115
第7章 サイドパイルの沈下抑制効果の考察と設計法の提案			----- 116
7.1	小土被り未固結地山トンネルの沈下挙動	-----	116
7.1.1	土被りとグラウンドアーチとの関係	-----	116
7.1.2	小土被り未固結地山トンネルにおける掘削時の沈下メカニズム	-----	118
7.2	模型実験および数値解析によるサイドパイルの沈下抑制効果	-----	119
7.2.1	模型実験での沈下抑制効果	-----	119

7.2.2	模型実験の数値解析による沈下抑制効果	-----	119
7.2.3	実トンネルモデルの数値解析による沈下抑制効果	-----	120
7.3	サイドパイルの設計法の提案	-----	121
7.3.1	はじめに	-----	121
7.3.2	サイドパイルの長さの決定	-----	122
7.3.3	設計・施工手順	-----	124
7.4	サイドパイルの補助工法としての適用性	-----	127
7.5	まとめ	-----	127
第8章	結論	-----	128

第1章 序論

1.1 はじめに

小土被りの未固結地山における鉄道や道路等のトンネルは、従来、切羽の安定性や地表面の沈下による交差する道路や構造物等への影響から、主に開削工法やシールド工法を用いて建設されてきた。

しかし、開削工法は、地表面の交差する道路や構造物等の切回しや移設の必要があり、工費や工期の面からも、その採用が難しい場合がある。また、シールド工法は、地表面等の周辺環境に与える影響は小さくてすむものの、シールドマシンやセグメントに多額の費用がかかることから、トンネルの建設費が割高にならざるを得なく、採用する箇所が限定される。このような状況において、近年のトンネル掘削や補助工法の技術開発が進み、都市部においても、経済的で、かつ地表面に大きな影響を及ぼさず、環境的にも工期の面からも有利なNATMによる施工が可能となり、多数のトンネルがNATMにより施工されるようになってきた。

一方、小土被りの未固結地山におけるNATMによるトンネル掘削は、切羽の安定性、地表面の沈下、地下水への影響等の問題が全く無いわけではなく、それぞれの問題点を抱えている。例えば、地表面の沈下について着目すれば、地表面とトンネル天端と支保工脚部がほぼ同程度沈下するいわゆる「とも下がり現象」が生じており、その対策として脚部補強工等の補助工法を併用しながら施工している。

また、今後建設する新幹線の場合は、高速走行を確保するため、駅位置、曲線半径、線路縦断勾配等に一定の制約があり、ルート選定上、小土被りの未固結地山のような地形や地質の区間をトンネルで通過しなければならないケースが生じる。

このように、小土被り未固結地山におけるトンネルは今後も施工されることになり、切羽の安定性を図るとともに、地表面に対する影響を極力少なくする対策、つまり地表面沈下対策が重要な要素となってきている。

1.2 研究の目的と構成

近年、小土被り未固結地山におけるトンネルでは、地表面の沈下対策として支保工脚部補強工等の各種補助工法が施工されているが、それらの沈下抑制効果について、そのメカニズム等、具体的な検証がなされていない部分が多い。

小土被り未固結地山における補助工法の効果については、数多くの研究が行われているものの、現状では、どのような地形・地質にどのような補助工法が適するのか、補助工法をどの程度施工すればどの程度の効果が上がるといった定量化された判定指標は、まだ十分な知見が得られていない。このため、実際の設計・施工段階において、補助工法の選定基準、設計手法について確立されておらず、補助工法の設計は、試行錯誤的、経験的にな

第1章 序論

されることが多いのが現状である。

このような背景から、小土被りの未固結地山におけるトンネルの掘削については、地表面の沈下対策が重要な要素となることから、脚部補強工等の沈下対策工について、その有効性・メカニズムの検証，設計・施工に当たっての選定基準の確立が待たれている状況にある。

本研究は、近年施工された新幹線のトンネル群を対象に、小土被り未固結地山トンネルの掘削時の地山変位（補助工法を含む）の調査・分析の結果、小土被り未固結地山トンネルの沈下性状が「とも下がり現象」の特徴を示しており、現地における計測結果から、とも下がり現象の抑制効果が確認された脚部補強を主とする沈下対策工について整理する。また、施工性がよく、工事費も安価であるサイドパイルに着目し、室内模型実験および数値解析により、その沈下抑制効果のメカニズムを明らかにする。そして、小土被り未固結地山トンネルにおけるサイドパイルの設計手法を提案し、サイドパイルの適用性を考察するものである。

本論文は8章よりなる。

「第2章 既往の研究」では、小土被り未固結地山トンネルの掘削時の力学的挙動、地表面沈下挙動および沈下対策工に関する既往の研究の成果について述べる。

「第3章 小土被り未固結地山トンネルにおける掘削時の地山変位と沈下対策工」では、近年、小土被り未固結地山トンネルを数多く施工している東北新幹線（八戸・七戸間）を対象に選定し、小土被り未固結地山トンネルの掘削時の地山変位（補助工法を含む）の調査・分析を行う。その沈下性状がとも下がり現象「“地表面沈下量” \simeq “天端沈下量” \simeq “脚部沈下量”」の特徴があり、さらに、現地における計測結果からとも下がり現象の抑制効果が確認されている脚部補強を主とする各種沈下対策工について整理し、サイドパイルを研究の対象とすることとした。

「第4章 サイドパイルによるトンネル沈下抑制効果に関する模型実験」では、トンネルおよびサイドパイルをトンネル模型でモデル化し、降下床を用いて実施した室内模型実験により、サイドパイルの沈下抑制効果のメカニズムや沈下抑制効果を発揮する条件について検討を行う。

「第5章 サイドパイルによるトンネル沈下抑制効果に関する数値解析」では、剛塑性解析を用いたシミュレーション解析を実施し、第4章で実施したサイドパイルの模型実験を再現し、その作用メカニズムの検討を行う。また、パラメーター解析によりサイドパイルの沈下抑制効果の発揮する条件の検証を行う。

「第6章 実トンネルを想定したサイドパイルの沈下抑制効果の検証」では、第4章、第5章において模型実験で検討したサイドパイルの沈下抑制効果、作用メカニズムおよび沈下抑制効果の発揮する条件等について、実トンネル断面を想定したモデルにおいて、剛塑性解析を用いた数値解析により検討する。

「第7章 サイドパイルの沈下抑制効果の考察と設計法の提案」では、これまでの章で整

第1章 序論

理されたサイドパイルの沈下抑制効果について考察を述べるとともに、新幹線断面におけるサイドパイルの設計法と施工手順について提案する。

「第8章 結論」では、各章において得られた結論を取りまとめ、本研究の全体の結論を述べる。

図-1.1 に本論文の構成を示す。

第1章 序論

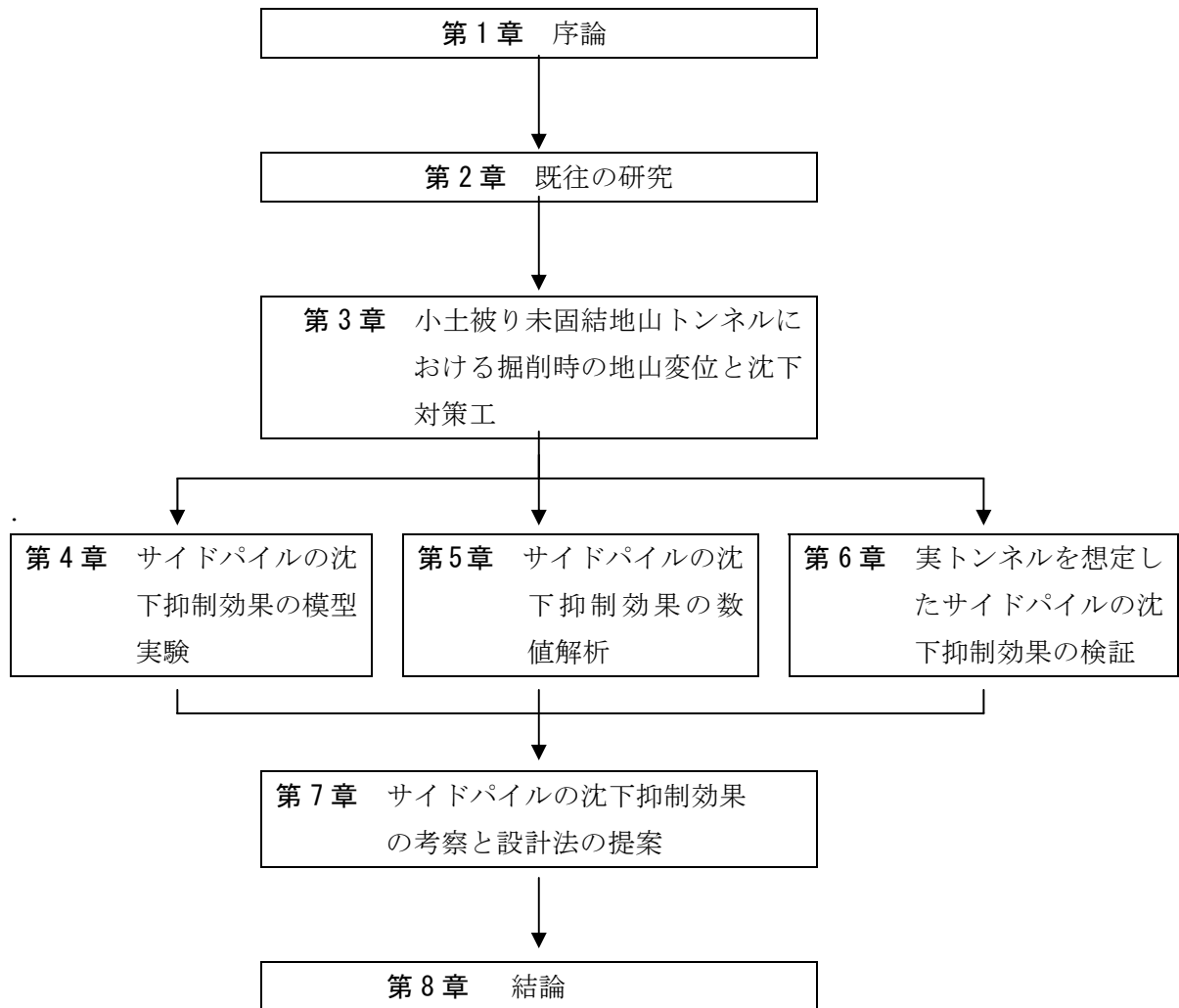


図-1.1 論文の構成

第2章 既往の研究

本章では、本研究が対象としている小土被り未固結地山のトンネル掘削時の力学的挙動、地表面沈下挙動および沈下対策工に関する既往の研究について調査し、現状と課題についてまとめ、本研究の位置付けを明確にする。対象とした研究は、第3章と関連する「現場計測によるトンネル掘削時の地山挙動」に関するものと、第4章および第5章と関連する「模型実験及び解析によるトンネル掘削時の地山挙動」および「模型実験による沈下対策工の効果」に関するものである。

2.1 現場計測によるトンネル掘削時の地山挙動に関する研究

Schmidt¹⁾は、トンネル横断方向の地表面沈下形状が正規分布曲線で特徴づけられることを示し、正規分布曲線の評価に基づいた地表面沈下形状の特性化を行っている。さらにPeck²⁾は、都市トンネルにおけるシールドトンネル工事の実績から、トンネルの横断方向沈下形状が、図-2.1に示すような正規確率曲線の逆形状になることを示した。この成果を受け、Attewell⁴⁾、O'Reilly & New⁵⁾、Hansmire & Cording⁶⁾、Hanya⁷⁾、Fujita⁸⁾、竹山⁹⁾は、数多くのシールド工事の実績からこの研究を裏付けており、Clough & Schmidt¹⁰⁾は、さらに軟弱粘土にシールド工法を用いた条件下では、 (i/R) が $(Z/2R)$ （ただし、 i : 曲線の変曲点までの水平距離、 R : トンネル半径、 Z : トンネル中心からの土被り）の関数となることを示した。また、間片ら¹¹⁾は、地表面沈下の形状やトンネル中心からの離れと建物の被害の関係をシールド工事の実績から分析し、砂質土と粘性土による相違を示した。

ゆるみ領域と沈下対策工に関して奥田ら¹²⁾、¹³⁾は、現場における地表面沈下の測定結果から、垂直縫地ボルトが地表面沈下量を大幅に低減できることを確認しており、垂直縫地ボルトの打設範囲が不十分な場合にはせん断破壊領域が補強範囲外におよび、結果として地表面沈下が進行するとしている。また、洪積砂層の地表面沈下は、トンネル肩部から地表に向かって発生するせん断帯の発達に起因するとし、CRD (Cross Diaphragm) 工法のようにせん断帯の発達を制御する掘削工法を採用することにより効果的に地表面沈下を抑止できることを明らかにしている。

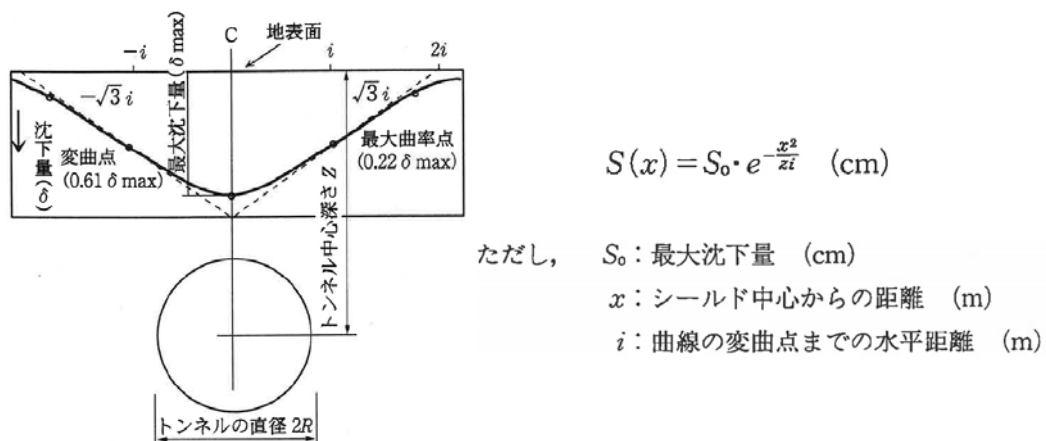


図-2.1 沈下形状を表現する正規確率曲線の形状³⁾

数多くの鉄道トンネルの施工実績の整理を行い、地山挙動の解明を行ったものでは、下記の研究が挙げられる。

(1) 土被りの小さい鉄道山岳トンネルにおける地表沈下の形状および発生機構¹⁴⁾

島田¹⁴⁾は、現場のトンネルにおける沈下現象を研究するにあたり、現場実測（地質、土被り、施工法、沈下対策工の異なる約30の鉄道山岳トンネル）を数多く行い、そのデータを解析するとともに、解析に必要な降下床の模型実験を行い、それらを相互に対比することによって、沈下形状および沈下の発生機構について理論的に考察を行い、沈下現象をまとめている。さらに、沈下の要因、発生機構を考慮した適切な地表面沈下対策にも言及している。得られた知見は以下の通りである。

1) 沈下現象の把握

- (a) 掘削切羽が測点にさしかかった時からある程度の距離を先行するまでの間、急激に沈下が進行し、その後、緩やかな勾配で安定状態に近づく傾向を示す。
- (b) その時の地山挙動はトンネルに近いほど沈下が大きいが、地表の挙動と全く同じ傾向を示す（いわゆるとも下がり現象）。
- (c) 横断方向沈下曲線は、小さな盆状の沈下量を示す場合（土被り大、掘削断面積小）と、盆状の沈下とトンネル直上部付近の限られた範囲が局部的に沈下する陥没状の沈下（土被り小、掘削断面積大）の組合せがある。
- (d) 地表面沈下が最大となる土被りがあり、その土被り前後では地表面沈下は減少する（グラウンドアーチの形成）。

2) 地表面沈下の発生・ゆるみ伝播機構の解明（沈下測定、模型実験に基づく）

- (a) 地表面沈下は、トンネル掘削による切羽のゆるみ、支保工の変形、沈下による地山の空隙の発生等によるトンネル周辺地山のゆるみが地中を伝播し、その領域が拡大して地表に達することにより発生する。
- (b) 切羽の掘削に伴う地表面沈下の始点は、切羽の天端より $20\sim 70^\circ$ 前方の地表面上にある。
- (c) 切羽の掘削に伴い地表面沈下が急激に進行し始める点は、切羽の SL より約 70° 前方 ($45^\circ + \phi/2$) の地表面上にあり、沈下が収束し始める点は、切羽の SL より 45° 後方の地表面上にある。
- (d) 横断方向の沈下の影響範囲は、トンネル直上付近の陥没状の沈下は側壁の基底より約 70° の範囲で生じ、その外側の盆状の沈下は同じく側壁基底より約 $40\sim 45^\circ$ の範囲で生じる。

3) 沈下の影響因子について

地表沈下は、地質（横断方向沈下現象を表す指数）、土被り（地表沈下現象を表す指数）、掘削断面積・施工条件（周辺地山の変形量）等に大きく支配され、これらによる予測式を提案している。

$$S_{0j} = a \cdot T \cdot e^{-\beta Z} \quad (1)$$

また、横断方向沈下形状を含めた場合、

$$S_{ij} = a \cdot T \cdot e^{-(\alpha X + \beta Z)} \quad (2)$$

ただし、 S_{ij} : 任意点での地表面沈下量[cm] S_{0j} : トンネル直上の沈下量[cm]
 T : トンネル降下量[cm] X : (x/z)
 x : トンネル中心よりの水平距離[m] z : トンネル中心よりの土被り[m]
 Z : z/r r : トンネル半径[m]
 a : 地質条件によって定まる定数（表-2.1 参照）
 α, β : 地質条件によって定まる定数（表-2.1 参照）
 としている。

表-2.1 地質条件による α, β, a の代表値¹⁴⁾

地質分類	α	β	a
風化岩 縮まった洪積砂	6 (4 ~ 9)	0.45 (0.3 ~ 0.6)	1.86
緩んだ洪積砂 シルト	4 (2 ~ 6)	0.25 (0.2 ~ 0.3)	1.54
粘土 膨張性地質	2 (0 ~ 4)	0.15 (0.1 ~ 0.2)	1.39

4) 地表沈下対策法の有効性

予測式により、トンネル周辺地山の变形量 (T) を小さくし、指数 α, β を大きくすることが地表沈下の減少につながるため、下記のような施工法により地山のゆるみを極力抑えることが重要であると提言している。

切羽前方の先行変位の抑制・・・メッセル、パイプルーフ

掘削後の地山のゆるみ防止・・・上記の他、根固め、仮巻コンクリート裏込め注入

地山のゆるみ速度の低減・・・ショートベンチ等の掘削工法、地盤改良

(2) 土被りの小さい未固結地山におけるトンネル掘削時の地山挙動と施工管理方法¹⁵⁾

横山¹⁵⁾は、成田新幹線（成田空港高速鉄道線）の掘之内トンネル、取香トンネルにおける各種計測を実施し、掘削によって生じるトンネル周辺地山の挙動を明らかにした。また、トンネル上方の地山を一つの梁と考え、地表あるいは地中の沈下量から Q' 値という地山のせん断応力状態を示す指数を導入し、 Q' 値を地山のせん断強度と比較して管理するという施工方法（土被りの小さい未固結地山の条件下で重要となる、切羽到達前後の地山状態

第2章 既往の研究

に結びついた施工管理)を提案している。この方法は、土被りの小さい未固結地山の条件下で、大きく変形する切羽到達前後の地山状態に結びついた施工管理法である。得られた知見は、以下の通りである。

- 1) トンネル掘削に伴う土被りの薄い未固結地山の挙動に関する計測、解析結果の考察
 - (a) 土被りの小さい未固結地山においても、先打ちボルト、吹付けコンクリートの早期施工によって、巨視的には地山を弾性体に保ったまま掘削が可能である。
 - (b) 弾性状態に地山を保持して掘削した場合、トンネル上方の地山は梁としての挙動を示す。
 - (c) 地表面沈下のメカニズムは、一つの梁を形成したトンネル上方の地山が既掘削部の沈下に引きずられるように地表面から沈下が始まる。
 - (d) 上半切羽が $L/D = -0.5$ 付近 (L : 切羽と計測点の離れ, D : トンネル掘削幅, 負は計測点の前方を表す) に近づくと、まず地表面が沈下し、やや遅れて地中が沈下する。 $L/D = -0.2$ 付近より地中の沈下速度の方が大きくなって地表面との間に相対変位が発生し、 $L/D = 0.2 \sim 0.4$ の間で最大となる。この相対変位は、土被りが $0.5D$ 以下の場合には急激に減少して $L/D = 1.0$ 付近で消滅するが、土被りが $0.5D$ 以上の場合にはあまり減少せず相対変位は残留する。
 - (e) 地表面沈下の大部分は、支保効果発生以前に発生しているため、沈下抑制には先打ちボルト等の切羽前方地山の地山補強により、先行変位を抑えることが重要である。
 - (f) 変位計測及び数値解析により、グラウンドアーチ形成条件を確認した。土被りの小さい未固結地山において、グラウンドアーチとして挙動するのはトンネル直上 $0.5D$ までの範囲であり、アーチの形成には少なくとも $0.5D$ より大きな土被りが必要である。

- 2) 土被りが小さい未固結地山のトンネルの崩壊メカニズムと計測結果に基づく施工管理手法の提案

- (a) 掘之内トンネル入口付近で実際に発生した異常変状時の地表面沈下及び天端沈下のデータより、地山崩壊のメカニズムの解明がなされた。これにより崩壊は、切羽前方地山の強度劣化に伴うせん断破壊として発生したことが明らかとなった。
- (b) 地表面沈下量あるいは地中沈下量を梁のたわみとして仮定することにより、地山のせん断応力状態を示す指数 Q' 値と地山のせん断強度より設定した管理値とを比較することにより、切羽の安全性を評価する手法を提案している。

なお、沈下測定結果より得られたせん断指数 Q' 値を次式より求めている。

<地山のせん断応力状態を示す指数 Q' 値の算出手順 (図-2.2 参照) >

測点 t における地表面 (又は地中) 沈下量を U_t , 測定間隔を l とすれば、測点間の平均たわみ角 θ' は

$$\theta'_{t+1,t} = \frac{U_{t+1} - U_t}{\ell} \quad (1)$$

測点近傍の平均曲げモーメントに相当する指数 M' は

$$M'_t = \frac{\theta'_{t,t-1} - \theta'_{t+1,t}}{\ell} \quad (2)$$

よって、測定間の地山のせん断応力状態を示す指数 Q' は

$$Q'_{t,t+1} = \frac{M'_{t+1} - M'_t}{\ell} = \frac{U_{t-1} - 3U_t + 3U_{t+1} - U_{t+2}}{\ell^3} \quad (3)$$

として算出される。

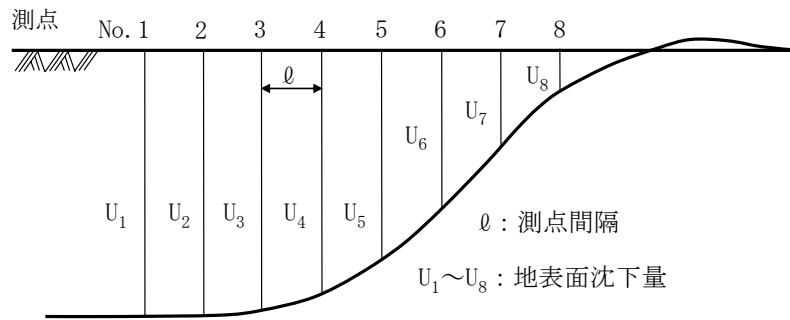


図-2.2 地表面沈下模式図¹⁵⁾

(c) 掘之内トンネルでは、異常変状発生以降は、 Q' 値管理に基づいて適切に支保の増減を図ることにより悪条件の地山を安全に掘削した。

2.2 模型実験及び解析によるトンネル掘削時の地山挙動に関する研究

未固結地山における小土被りトンネルを掘削する時の地山挙動の解明を目的として、これまで多くのモデル実験が行われてきた。中でも降下床実験（落とし戸実験）は、トンネル掘削時の応力解放に伴う塑性領域の拡大などのトンネル掘削時の地山の力学的挙動を端的に表現しうることから、数多くの研究がなされている。代表的なものとして、Terzaghi の落とし戸実験とそれに伴う土圧理論¹⁶⁾がある。Terzaghi は、粘土を含まない細かく破碎された岩石または砂質地山におけるトンネル土圧について、乾燥砂を用いた帯状の落とし戸実験から推論している。

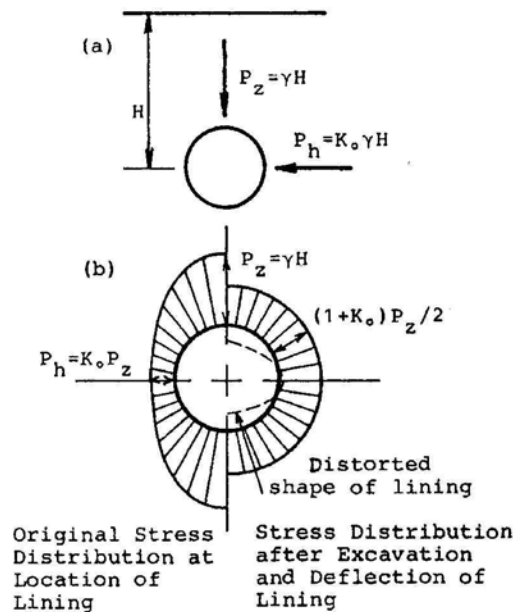


図-2.3 たわみ性覆工の作用土圧²⁾

また、Peck²⁾は柔なたわみ性覆工では反力が一様に分布し、覆工内に曲げモーメントは発生しないことを、異方応力場に円形トンネルを掘削する場合を想定して図-2.3を用いて以下のように説明している。

- (a) たわみ性を持ち、圧縮のリング応力には耐える円形リングを周辺地に乱れを生じさせないように押し込む。
- (b) リング内部には土が残っているから、リングへの作用土圧分布は図-2.3(b)の左側半分に示すように一様ではない。
- (c) つぎに、内部の土を取り去ると、たわみ性リングが平衡を保つためには作用土圧が一様とならねばならない。したがって、図-2.3(b)の右側半分に示すように鉛直土圧が減少し、水平土圧は増加し、土圧分布は一様分布となる。

このような土圧の再配分によって覆工は図中の点線のように楕円に変形するが、作用土圧は一様となるから、覆工内に曲げモーメントは生じないとしている。

一方、我国においても以下のようなモデル実験による研究が行われて、様々な知見が得られている。

(1) 砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究

村山¹⁷⁾、村山・松岡¹⁸⁾は、砂質土に対して種々の形式の降下床模型実験を行なうことによって、アーチ作用の効果を現象論的に考察し、これより砂質土中のトンネルに作用する土圧の発生機構について言及している。降下床の実験では、砂質土のような粒状土の2次元モデルとして種々の径のアルミ棒を平行に積んだ2次元的な積層体を地山材料に採用し

た。また、光弾性材料の棒の積層体も同様に用い、光弾性実験を行って粒子間力の伝達状況を観察した。これら棒の積層体の有する実験上の利点を生かしてアーチ作用に関する多くの実験事実を得て、それらを総合的に判断することでアーチ作用の機構について考察した。つまり、図-2.4に示すように降下床と同一の移動を呈するZone-Iと、Zone-Iに追従して移動するZone-II、およびZone-IIの外側にあつて移動しないZone-IIIに分かれることを明らかにした。このことは変位の生じる領域と変位の生じない領域の存在、すなわち変位の不連続境界があることを意味している。

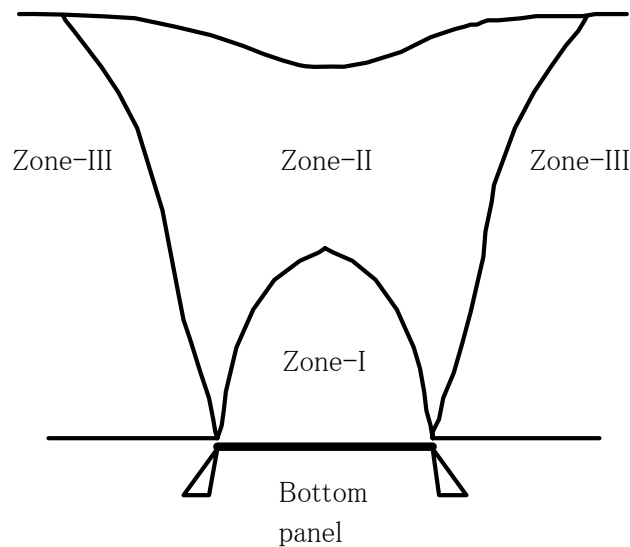


図-2.4 降下床実験により求められた模型地盤内の1次，2次，3次領域^{17), 18)}

また、アーチ作用のメカニズムをもとにして降下床に作用する土圧の近似的な算定式を誘導した。この算定式はその単純な形にもかかわらず、種々の径よりなるアルミ棒積層体の地山材料や種々の実験条件に対する降下床土圧の測定値をかなりよく説明し、また乾燥砂に対する降下床の実験にもほぼ適用可能なことが検証された。これらの降下床土圧に対して得た結果を実際のトンネル土圧にまで拡張するため、トンネルの断面形状やトンネル周辺部の沈下がトンネル土圧におよぼす影響についても考察している。

(2) 薄肉柔支保構造（吹付けコンクリート，ロックボルト）の支保機構に関する実験

足立ら¹⁹⁾は、(1)の結果を受けて、アルミ棒積層体を地山として用いてモデル実験を行い、砂地山にトンネルを掘削した場合、どのように緩み域が発達するのかを実験において確認している。実験では、トンネル下半断面の掘削による周辺地山への影響を調べられないこと、また固定床と降下床の接点の変位の特異点となる欠点を解消するために、モデル実験では、図-2.5のような直径可変の金属円筒をアルミ棒積層体地山内にあらかじめ埋設しておき、徐々に直径を縮小させてトンネル掘削をシミュレートし、緩み域がどのように進展

するかを調べている。得られた知見は以下の通りである。

- (a) 緩み域は天端上方に急速に発達し、ついにはスプリングラインの下方にまで及ぶ。
- (b) 土被りが浅いと緩み領域は地表面にまで達するが、土被りが増すと緩み領域は逆に縮小する。

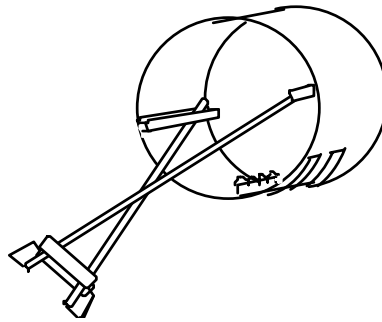


図-2.5 直径可変トンネル模型実験装置¹⁹⁾

(3) 砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究²⁰⁾

(2)の結果を受けて、足立ら²⁰⁾は図-2.6のような改良型の直径可変装置を用いて、より詳細に地山内の変位挙動を調べる室内モデル実験を実施した。また解析では、アルミ棒積層体地山を用いた実験結果をどのような解析であればよりよく説明できるかを比較検討するため、弾塑性体要素を用いた解析と Goodman & St. John²¹⁾のジョイント要素を用いた解析を行った。なお、実験が2次元であるため、2次元平面ひずみ問題として扱っている。実験及び解析から得られた知見は以下の通りである。

- (a) 土被りが浅い場合、天端直上の地山内の鉛直変位は深さによらずほぼ同じ大きさで分布して全体が平行移動をするがごとき沈下挙動を示す。他方、深い場合には、トンネル周辺で大きな変位を示す分布となる。

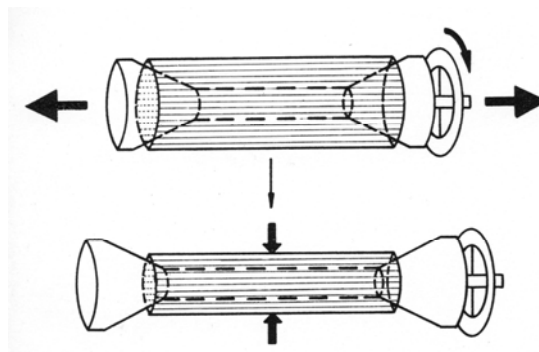



図-2.6 改良型直径可変トンネル模型装置²⁰⁾


- (b) 土被りが浅い場合、地表面にまで大きな変位が生じる。しかし、被りが深くなるに従って大きな変位を示す領域は縮小する。

(c) 厳密に土被りが浅いトンネルと深いトンネルを区別するのは容易ではないが、-2.7の実験結果をみる限りにおいては、 $H=2D_0 \sim 3D_0$ の間に境界が存在することが確認できる。

(d) アルミ棒積層体を用いた上記の実験結果を弾塑性体要素解析に比較して、ジョイント要素解析の方がよく説明できる。

なお、本実験が実際の砂質トンネル掘削時の挙動を完全にシミュレートしているわけではないが、鉛直変位分布に関する限り、実際のトンネルの挙動をよく説明できているとしている。

(4) 土被りの浅いトンネルの力学的挙動に関するモデル実験

(1)～(3)に示したような模型実験では、トンネル掘削問題を掘削面に一定の変位を与えるいわゆる変位境界の問題として取り扱っている。しかし、実際のトンネル掘削における掘削面の境界条件は必ずしも変位境界ではなく、一定応力を与える応力境界に近い場合も考えられる。すなわち、トンネル掘削面の境界条件は変位境界と応力境界の中間的なものであると考えられる。そこで櫻井ら²²⁾は、掘削面に一定応力を与える応力境界の条件によってトンネル掘削問題をシミュレートすることを実験により試みた。実験装置は、-2.8に示すようにトンネルを想定したエアバッグ内の空気圧を変化させ、トンネル掘削をシミュレートしている。この装置を用いて実験を行い、その結果を変位境界の結果と比較することにより、それらの相違点を明らかにした。ここでは、トンネルの掘削は、その部分の地山が取り除かれることにより、掘削前に掘削面に作用していた応力が減少することであると考える。掘削面の応力を上載圧から徐々に減少させ、トンネルの掘削をシミュレートする方法を試みた。なおこの方法は、有限要素法や境界要素法などの解析において、トンネルの掘削をシミュレートするときに掘削面に掘削相当外力を作用させるのと同じ考え方によるものである。得られた知見は以下の通りである。

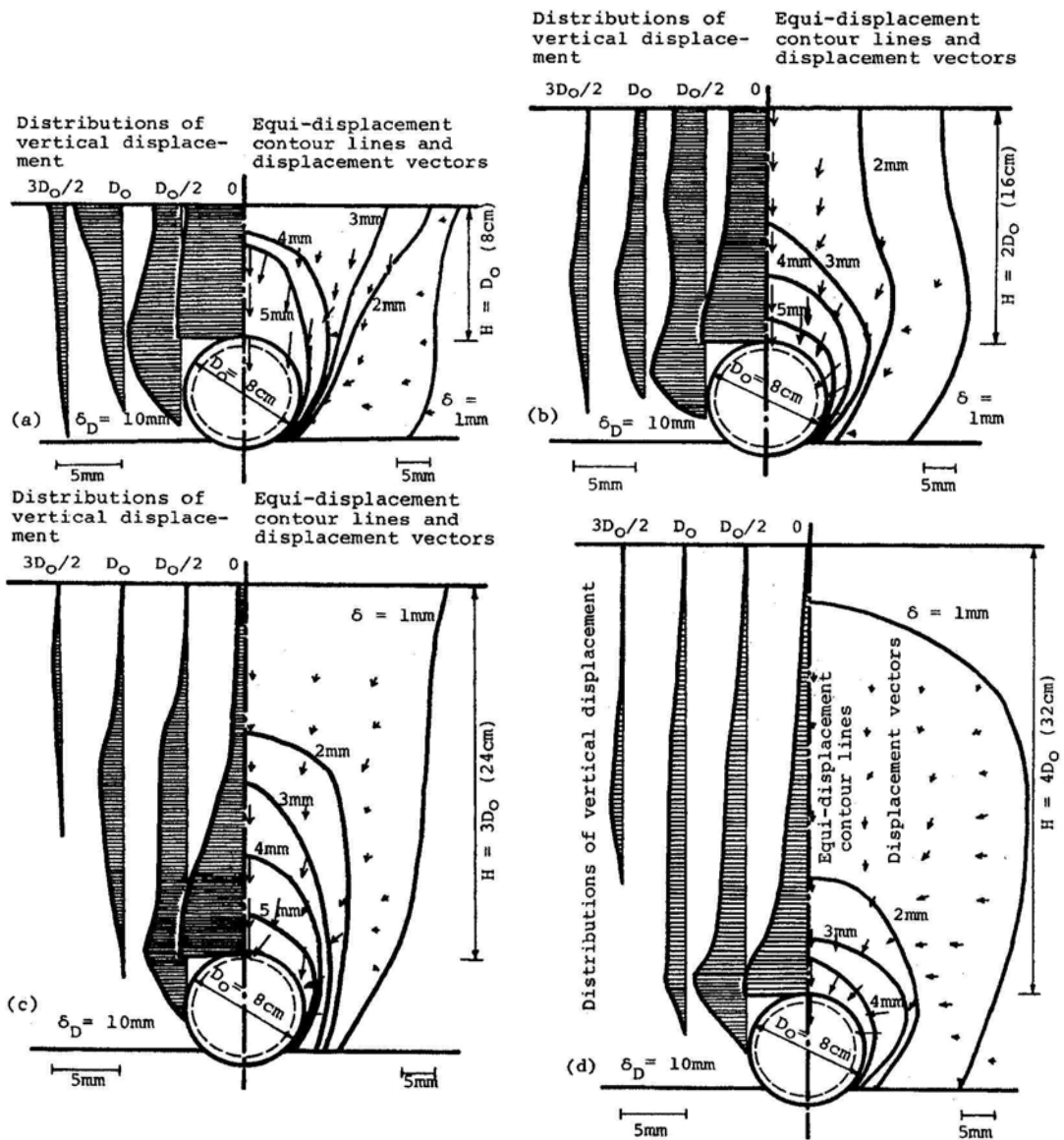


図-2.7 地山内の変位挙動 (a) $H = 1D_0$, (b) $H = 2D_0$, (c) $H = 3D_0$, (d) $H = 4D_0$ ²⁰⁾

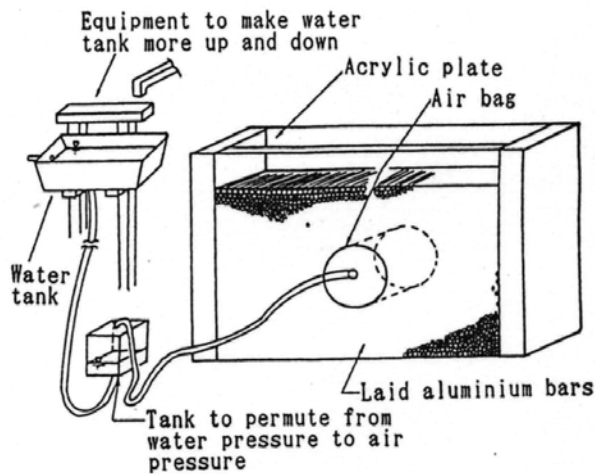


図-2.8 応力境界条件によるモデル試験 ²²⁾

第2章 既往の研究

- 1) 応力境界によってトンネル掘削をシミュレートした本実験の結果と、変位境界に対する村山・松岡¹⁸⁾、足立ら¹⁹⁾、²⁰⁾の実験結果との差異について
 - (a) 応力境界により掘削をシミュレートする本実験では、トンネルの下半部において変形がほとんど生じない。
 - (b) 本実験では、アルミ棒積層体内部に発生する変位の不連続面が明瞭にわかる。これは、村山・松岡¹⁸⁾の落とし戸実験における挙動と共通する。
 - (c) 本実験においては、変位境界による実験に比べてトンネル周辺に変位が集中する。
- 2) 土被りの違いによる変位挙動の差異について
 - (a) 土被りの大きい場合は、トンネル下方に変位が発生する。
 - (b) 土被りの大きい場合は、トンネル周辺に変位が集中する程度が大きい。
- 3) 緩み荷重について
 - (a) Terzaghiの緩み高さ、本実験において観察される緩み領域の高さとは、ほぼ等しい。
 - (b) 櫻井ら²²⁾の実験で得られた緩み荷重は、緩み高さから換算して求めた荷重と比べて、土被りが $0.5D$ および $1D$ のときで $1/3$ 程度、 $2D$ のときは $1/6$ 程度であり、緩み高さ、と緩み荷重は異なることが示されている。
 - (c) 緩み高さは、土被りの増加に伴い順増するが、緩み荷重は、ある土被りに対して極大となる。

(5) トンネルに作用する荷重と周辺地山の挙動に関する研究²³⁾

真下²³⁾は、代表的なトンネルの掘削工法である山岳およびシールド工法のより合理的な設計法を確立するためには、トンネルを掘削した場合の支保工、覆工に作用する荷重やトンネル周辺地山の挙動を明らかにする必要性を述べている。その必要性を明らかにするために、土被りが小さい未固結地山トンネルの挙動を対象とした模型実験を実施し、以下の知見を得ている。

- (a) トンネルを掘削するとトンネル両側壁付近に端を発するすべり面が発生するが、すべり面の形状は、土被り比および地表面の傾斜角により大きく異なることを示した。水平地山の場合、すべり面はトンネルの変形量の増加とともに、鉛直に進展し土被り比が小さいと地表面まで達するが、土被り比が大きいと地山内にアーチを形成し、地表面までは達しない。
- (b) 土被り比が小さい場合のトンネルに作用する土圧とトンネル変形量との関係として、トンネルの変形とともに土圧が減少して極小値を示した後、ほぼ全土被り土圧まで回復する曲線が得られた。
- (c) 地表面沈下曲線については、水平地山の沈下曲線は正規分布曲線で近似できるのに対して、傾斜地山の場合は、最大沈下量を与える地点がトンネル中心よりも谷側へ移行し、沈下領域は山側が大きく増大し、谷側が減少する。

(6) 降下床実験によるトンネル掘削過程を考慮したトンネルおよび周辺地盤の力学挙動の
 説明

足立ら²⁴⁾は、既往の研究²⁵⁾を踏まえ図-2.9のように3次元降下床実験装置の改良を行い、降下床下降に伴うより詳細な周辺土圧変化および地表面の沈下特性の把握を行っている。特に、基本的な降下床下降に伴う地山挙動の考察を行い、さらに、トンネル掘削過程を模擬した実験を行い、周辺土圧変化や地表面沈下量の変化について検討を行っている。実験では、単一降下床実験とトンネル掘削過程を考慮した連続降下床実験を行っている。

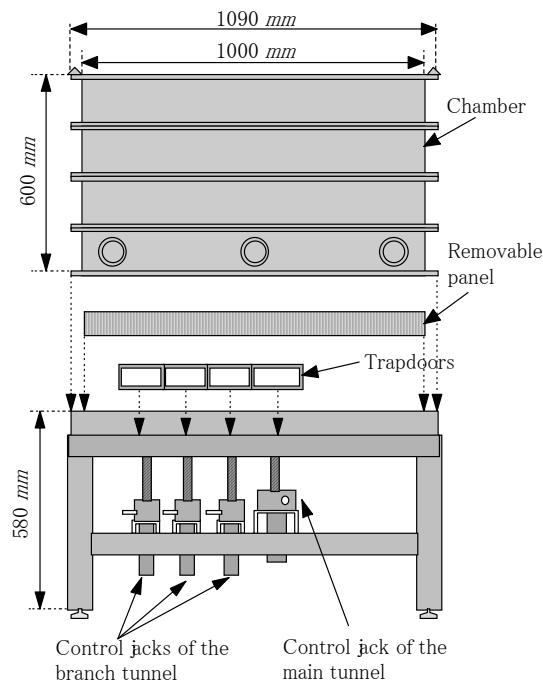


図-2.9 3次元降下床実験装置²⁴⁾

単一降下床実験では、次のような知見を得ている。まず、いずれの土被りにおいても降下床に作用する土圧は、降下床下降直後より、下降量0.2 mmあたりに至るまでに急激に減少する。降下床に作用する最小荷重は、いずれの土被りにおいてもほぼ一定である。降下床周辺部に作用する土圧は、降下床下降により増加し、その増加量は、土被りが大きいほど、降下床端からの距離が小さいほど、降下床中心線に近いほど大きい。一方、1次領域の体積分の地山の荷重が、降下床に作用すると仮定した上で、1次領域の形状を推定した場合、円および楕円で推定した1次領域による荷重が、実験値における降下床荷重をよりよく表現していることを確認した。

トンネル掘削過程を考慮に入れた連続的に降下床を下降させる実験では、下降降下床のトンネル進行方向に対し後方に位置する既に下降した降下床において、土圧が大きく増加する。また、降下床下降による土圧の再配分の特徴には、下降降下床周辺地盤の状態、降

下床下降量が影響することが確認できた。すなわち、既に下降した降下床上では、地盤がゆるんだ状態になっており、次に下降する降下床により周辺に分担される荷重は、後方の降下床上がゆるんで変形しやすいため、偏って荷重が作用するためであると考えられる。また、地表面沈下形状の計測結果から、連続的に降下床を下降させる場合、下降降下床後方の地盤はゆるんだ状態のため、降下床下降により粒子の再配列が活発になり、降下床下降による沈下は下降降下床中心より後方で顕著になる。同時に、下降降下床端より前方の地表面には、ほとんど沈下が生じないことが確認された。また、地盤内の土圧の変化量が大きい箇所では、その直上の地表面沈下量も大きく、土圧の変化と地表面の沈下量に相関性があることが確認された。

(7) トンネル掘削時の力学挙動に関する3次元降下床実験とその数値解析

菊本ら²⁶⁾は、足立ら²⁴⁾により開発された3次元降下床実験装置の計測システムに改良を加えてトンネル掘削模型実験を行い、トンネル掘削時の力学挙動を基礎的な立場から詳細に検討した。つづいて、Nakai & Xu^{27), 28)}により提案された構成モデルに基づく数値解析手法を模型実験に対して直接適用し、実験値と解析値を比較することで解析手法の定量的な妥当性を検証したのち、トンネル掘削に伴う土圧特性および変形特性について詳細に考察した。さらに、種々のトンネル土圧算定手法 (Terzaghi) を模型実験結果に適用し、模型実験値・数値解析値と比較することにより、トンネル掘削に関連する土圧理論の妥当性を検証した。得られた知見は以下の通りである。

- (a) 模型実験に対する数値解析では、地盤材料の強度、変形特性、ダイレイタンス特性など力学特性を的確にモデル化することで、土圧および変位の両面について、実現象 (3次元降下床実験) を的確にシミュレートすることが可能となった。
- (b) 数値解析結果を詳細に検討することにより、土被り $H=1.0D$ 前後を境として地山の土圧および変形特性が大きく異なることがわかった。土被り $H=0.5D$ の場合、せん断帯が降下床端部からほぼ鉛直上方に発達して地表面まで達し、降下床直上の地山が陥没するように変形する。一方、土被り $H=1.5D$ 以上の場合、せん断帯が降下床直上の地山にアーチ状に形成され、地表面にはほとんど変形が及ばない。このとき、せん断帯およびその外側の地山に軸力を伝える形でアーチ状の応力伝達線が形成され、その内側では応力が明確に減少する。つまり、図-2.10のように、一定の土被り以上であれば、地山内部にアーチ状にせん断帯が形成され、せん断帯およびその外側の地山でアーチ状に応力伝達線が形成される。このとき、地表面の変位が抑制され、トンネルに作用する土圧も明確に減少することから、地山が安定した状態で、トンネル構造が保たれると考えられる。
- (c) 村山・松岡¹⁸⁾は、降下床の下降に伴って地盤内に降下床と同一の変位をする1次領域がほぼ一定の形状・大きさに形成されると示しているが、数値解析では、土被りが小さいほど1次領域の高さは高くなったことから、1次領域の形状や大きさが一定にな

るとはいい難い。

- (d) 従来用いられてきたトンネル土圧算定式による算定値と実験値および数値解析値を比較した結果, Terzaghi¹⁶⁾の緩み土圧式では側圧係数 K_b を, アーチ説に基づく理論^{17), 18), 29)}では1次領域の形状を適切に設定すれば, 実験値を的確に捉えることが可能となるが, その設定手法に何ら理論的な裏付けは無い。つまり, これらの算定式は実質的なトンネル土圧を求めるための単なる経験式といえる。また, どちらの理論も, 土被りによらず一様な変形が生じることを仮定している点で, 実現象を評価するには適切でない。

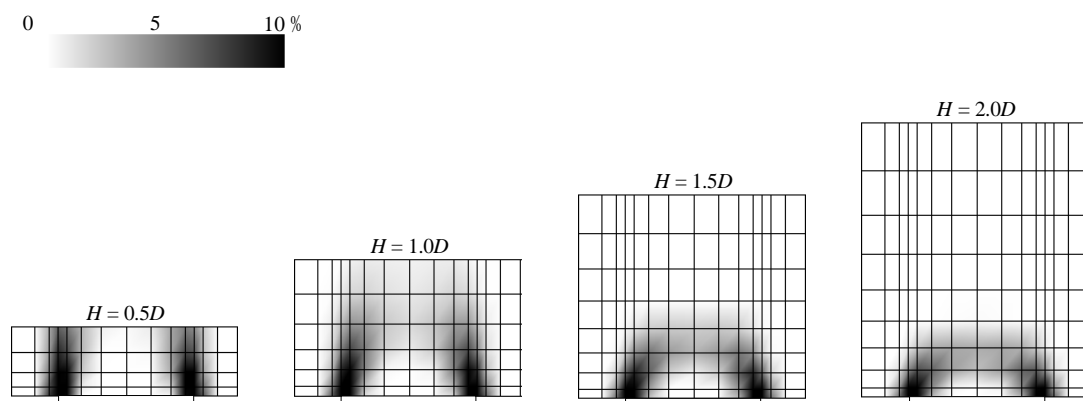


図-2.10 弾塑性有限要素法による降下床実験での降下床2 mm下降時の偏差ひずみ分布²⁶⁾


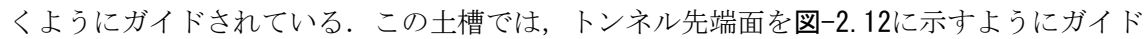
2.3 模型実験による沈下対策工の効果に関する研究

模型実験によるトンネル縦断方向のゆるみ領域と沈下対策工に関して, 米山ら^{30), 31)}はプレライニングの先受け長さを種々変化させた模型実験や逆T型プレライニングに関する実物大実験を行い, 薄肉プレライニングの地表面沈下抑制効果について考察している。その中で, プレライニング側方の土中に半径方向に土圧計を並べることにより, トンネル掘削(鉄製円筒の引抜きで表現)による緩み領域を把握した結果, 無覆工の場合に比べてプレライニングがある場合の方が緩み領域が小さくなることを確認しており, プレライニングによる緩み領域の抑制効果を明らかにしている。そしてプレライニングによる地表面沈下抑制効果が顕著に見受けられたとし, 切羽の潜在すべり線を越える長さのプレライニングがあれば補強効果が高くなるとしている。田口ら^{32), 33)}は, 剛と柔なプレライニングの模型実験を行い, プレライニングがあればプレライニング周辺に地山アーチが形成され, 特に側壁部について地山を緩めない効果を明らかにしている。また, 上半切羽高さを H として, 先受け長さが $0.3H$ 以上で沈下抑制効果が顕著に表れ, $0.8H$ 以上ではほとんど沈下しないことを確認している。更に, 無覆工の場合は $0.3D$ まで緩んだのに対し, プレライニングがある場合は緩み領域は $0.1D$ 以下と想定され, 緩み領域の抑制効果をj確認している。武内ら^{34), 35)}は, 長尺鋼管フォアパイリングの一種であるAGF工法について, 施工実績データ, 室

内模型実験データ、現場計測データを使い分析、検討することにより、AGF工法の切羽安定効果、地表面沈下抑制効果を明らかにし、さらに、AGF工法を適用したトンネルの地表面沈下曲線、鋼管たわみ曲線にいくつかの特徴的な挙動があることを明らかにしている。

また、本研究で行ったような土槽実験によるボルト効果の解明に関する研究については、以下の研究が挙げられる。なお、ここで紹介する研究において、ボルトはトンネル切羽から縦断方向に打設するものを対象としており、この点が本研究と異なっている。

(1) 土被りの浅い砂質地山トンネルの補助工法に関する模型実験

福島ら³⁶⁾は、切羽の安定化、地表面沈下防止のために都市NATMで採用されるボルトを用いた補助工法の地山補強メカニズムとその効果を調べるために、地山材料として乾燥砂を用いてトンネル縦断部をモデル化した模型試験を実施した。この模型試験の特徴は土被りが非常に浅いトンネルを想定していること ($H/D = 1.0$ で、これは足立ら¹⁹⁾の分類では浅いトンネルになる)、補助工法の効果を調べるためにある程度大きい模型(模型でトンネルの直径に相当するものが $D = 50\text{ cm}$)としていることである。使用した縦断トンネル土槽は、に示すようにトンネル切羽周辺の縦断部分を2次元的にモデル化したものである。トンネル部分は長さ50cm、幅30cm、高さ50cmの亚克力製の箱でモデル化した。モデルトンネルの高さ50cmは実際のトンネルでは掘削断面の直径あるいは高さに相当するので、ここではこれをトンネル断面の直径 D と表示することにする。このトンネルは土槽側面に取り付けられ、上・下面をガイド板とフラットベアリングにより水平横方向のみに動くようにガイドされている。この土槽では、トンネル先端面をに示すようにガイド板(長さ25cm)の先端から5cmだけ出しておき、トンネル箱を水平方向に $L = 5, 10, 20, 30, 40, 50\text{ mm}$ と段階的に引き抜いてトンネル掘削状態を再現している。この模型実験により以下のことを明らかにしている。

- (a) トンネル引抜きにより切羽周辺の地山の破壊は局部的に生じ、すべり線により変形部分と未変形部分に明確に分けられる。そしてすべり線に囲まれた部分はほとんど変形せずにそのまま切羽に向かってすべり落ちている。
- (b) トンネル引抜きによる地山の伸び変形をする方向をみると、切羽上方部分は斜め方向に伸びているが、切羽前方部分(鏡部)はほぼ水平方向に伸びる傾向にある。
- (c) ボルトを使用した補助工法は、ボルトの打設をする方向により効果が大きく異なり、地山が伸び変形をする方向に打設すると効果的である。このボルトによる補強効果はボルトと地山との間に発生する摩擦による地山の伸び変形の拘束によるものである。

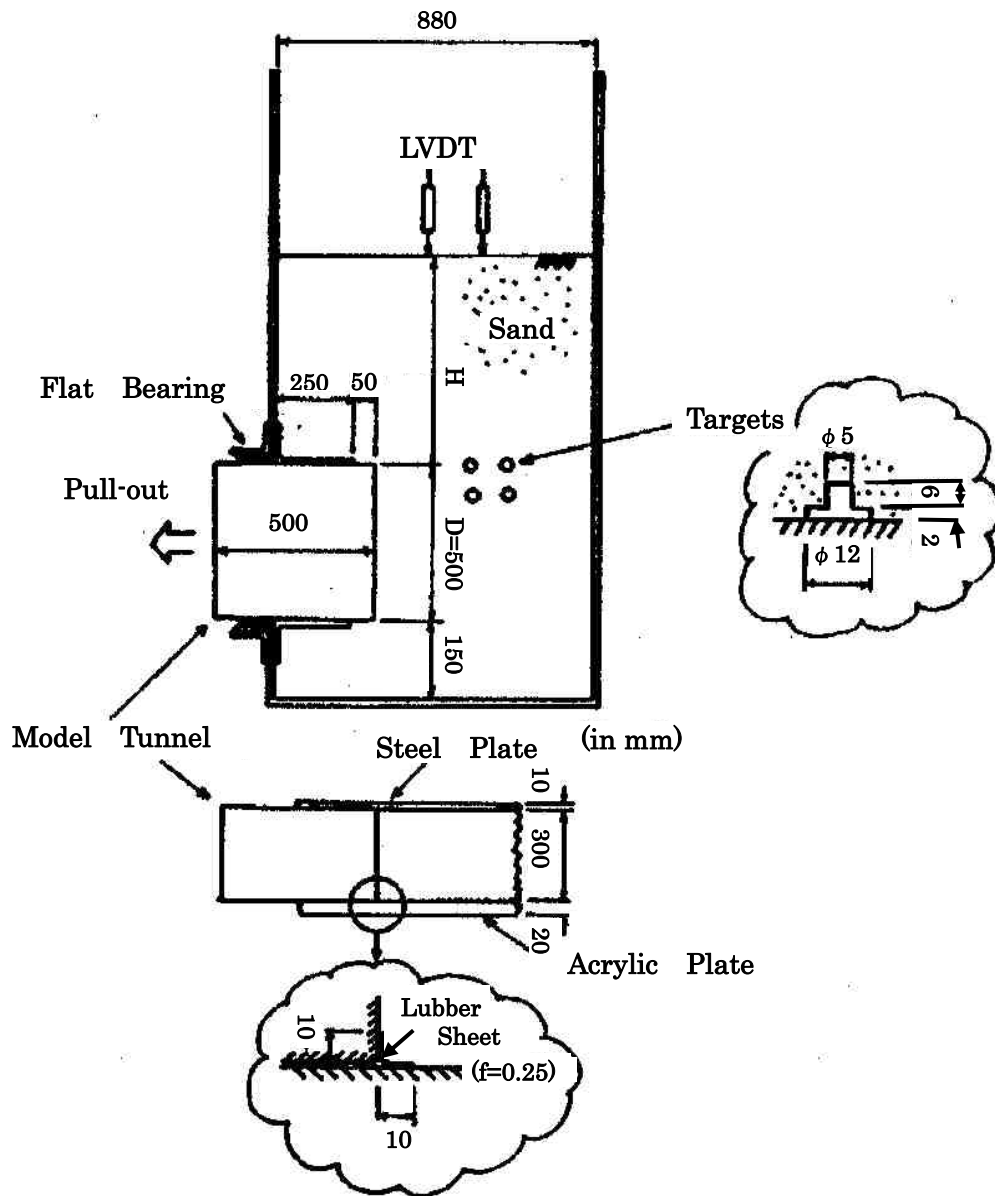


図-2.11 縦断トンネル土槽試験装置³⁶⁾

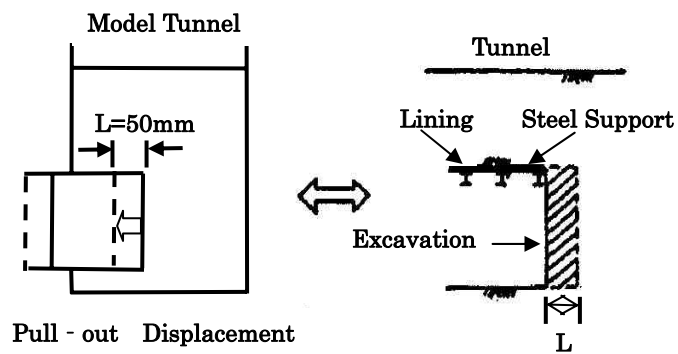


図-2.12 模型試験によるトンネル掘削の再現³⁶⁾

(2) 落とし戸実験からみたロックボルトの作用効果について

山本³⁷⁾は、ロックボルトの補強効果に関して、図-2.13のような一枚落とし戸実験を実施することにより、塑性地山におけるロックボルトのブロック化効果を実証している。ここでいうブロック化効果とは、ロックボルトの自己つり合い作用によってトンネルの掘削面を拘束する応力を地山に還元し、ロックボルトを中心としてその回りの地山が一体的に挙動する力学的現象に山本が与えた呼称である。

また、1枚落とし戸実験を改良した、図-2.14のような2枚落とし戸実験を実施し、ロックボルトが群として挙動する場合のメカニズムを実証している³⁸⁾。つまり、ロックボルトの本質的な作用効果は自己つり合い作用による地山の一体化であることを再認識し、群としてのロックボルトの挙動を実証的に究明した。

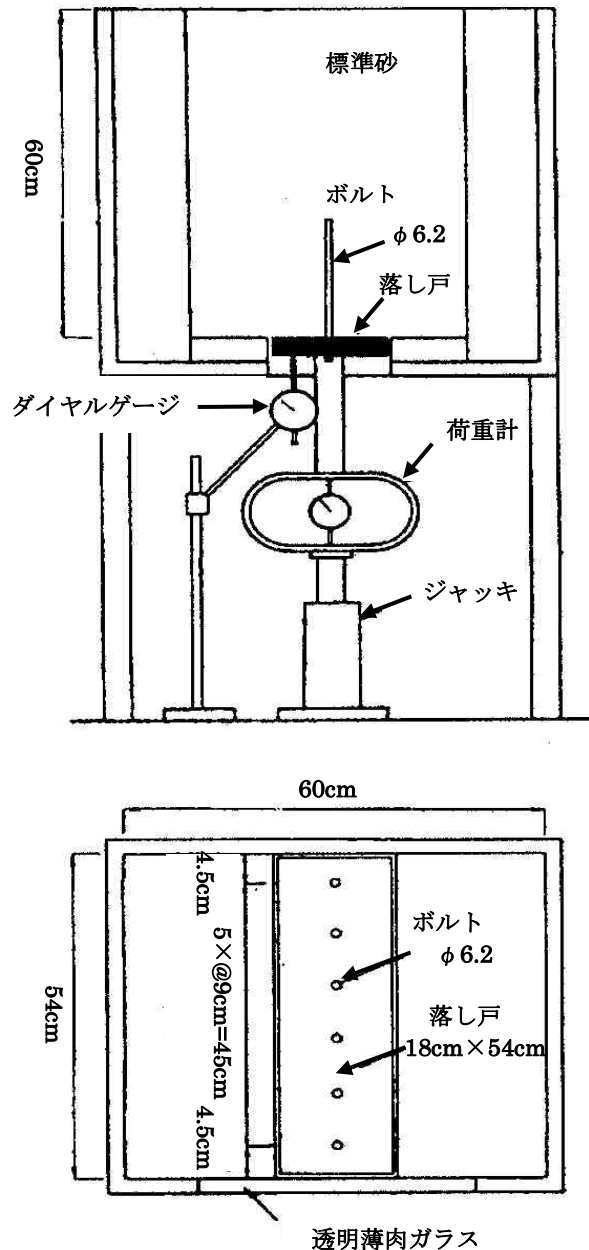


図-2.13 1枚落とし戸実験装置³⁷⁾

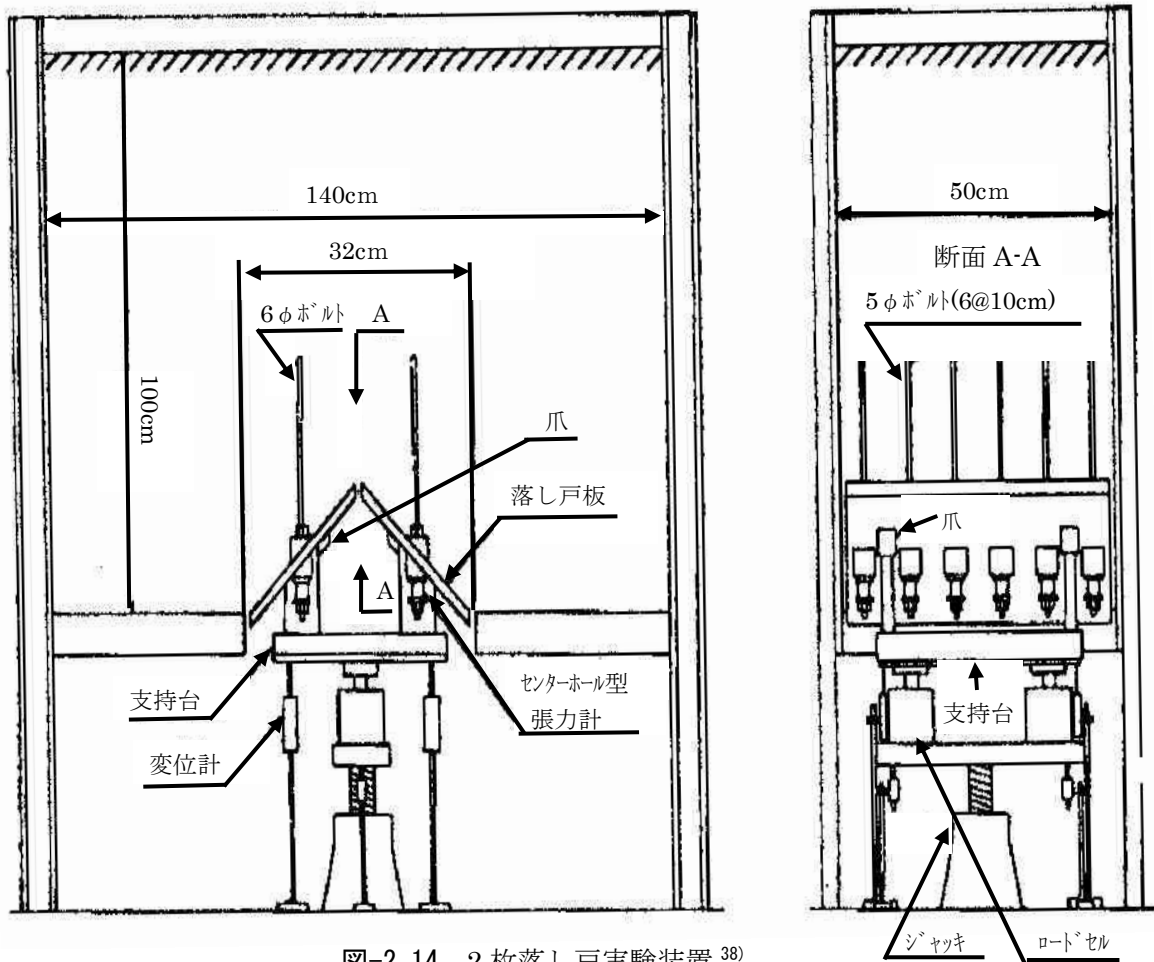


図-2.14 2枚落下戸実験装置³⁸⁾

(3) 薄肉柔支保構造（吹付けコンクリート、ロックボルト）の支保機構に関する実験的研究

「トンネルは地山でもたせる。すなわち支保工や覆工は地山の強度維持のための補助工法である」との考えを明らかにするため、足立ら¹⁹⁾は、Peck²⁾が示した薄肉柔支保構造の効果が実際どのようなものであるかを、地山材料に乾燥した珪砂を用い、吹付けコンクリート覆工とロックボルトを紙でモデル化した実験によって定性的解明を行った。

実験では、金属円筒の外側に図-2.15のような吹付けコンクリート覆工とロックボルトを紙でモデル化したものを巻き、金属円筒を引き抜くことで薄肉柔支保構造の効果の解明を行っている。得られた知見は以下の通りである。

- (a) ロックボルトは長いほど有効である。
- (b) ロックボルトと地山との付着力はトンネルの安定に対して有効である。
- (c) 本実験における条件下では、ロックボルトは斜め上方に打設すると効果が大きい。
- (d) (c)との関連において、ロックボルトは緩み領域外にまで達すると支保効果を発揮するが、ゆるみ領域内にとどまる場合には効果が顕著でないと考えられる。

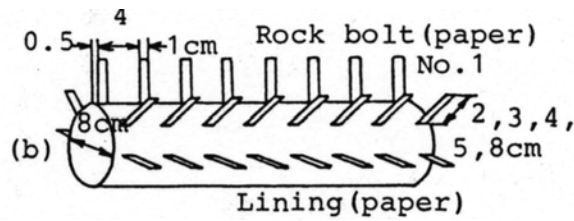


図-2.15 覆工とロックボルト模型¹⁹⁾

(4) ゆるみ領域に打設するロックボルトの支保効果に関する実験的研究

新設トンネルと同様に既設トンネルの補修・補強や断面拡大などのトンネル改築工事においても、ロックボルトをその支保として利用する機会が多い。しかしながら、新設トンネルと異なり既設トンネルの周辺（特に天端部）がゆるんでいる場合が多く、どの程度の長さのロックボルトを打設する必要があるのか明らかにされていない。そこで森本ら³⁹⁾は、図-2.16のような落し戸模型を用いて、ゆるみ領域が既に発生している場合のロックボルトの効果把握した。

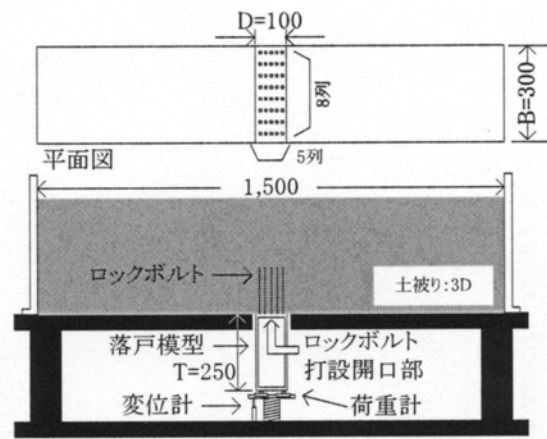


図-2.16 実験装置³⁸⁾ 単位: mm

その結果、降下に伴い地山は落し戸上の三角形状のとも下がり領域と地表面側の領域に分かれるが、このとも下がり領域が形成される前にロックボルトを打設しても形成された後に打設しても、とも下がり領域よりある程度長いロックボルトを打設した場合はとも下がり領域の発生の有無に関係なく同程度の荷重低減効果があることがわかった。

2.4 まとめ

以上のように、現地計測、模型実験及び数値解析により、トンネル掘削時の地山挙動や沈下対策工の研究は数多く行われている。特に、トンネル切羽における先受工等のトンネル縦断方向の対策工と地表面沈下挙動に関しては、様々な研究が進められている。一方で、トンネル側面からトンネル横断方向に実施される対策工については、その沈下抑制効果を

第2章 既往の研究

定量的に研究した事例はほとんどない。また、トンネル横断面鉛直方向へ打設するロックボルトなどの対策工の研究は行われているものの、トンネル横断面水平方向に実施される対策工に関する研究は数少ない。そのため、トンネル横断面の水平方向へ実施されるサイドパイル等の対策工に関して、掘削時の地山挙動やその沈下抑制効果を明らかにすることが望まれている。

参考文献

- 1) Schmidt, B: *Settlements and ground movements associated with tunneling in soil*, PhD Thesis, University of Illinois, Urbana, 1969.
- 2) Peck, R. B.: Deep excavations and tunneling in soft ground, *Proc. of 7th ICSMFE*, Mexico City, Mexico, pp225-290, 1969.
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 都市部山岳工法トンネル，2002.3.
- 4) Attewell, P. B.: Engineering contract, site investigation, and surface movements in tunnelling works, Balkema A A. *Softground tunnelling-failures and displacement*, 1981.
- 5) O'Reilly, M. P. and New, B. M.: Settlement above tunnels in the United Kingdom-Their magnitude and prediction, *Tunnelling'82*, The institution of mining and Metallurgy, pp. 173-181, 1982.
- 6) Hansmire, William Henry: *Field measurements of ground displacements about a tunnel in soil*, PhD Thesis, University of Illinois, Urbana, 1975.
- 7) Hanya, T: Ground movements due to construction of shield-driven tunnel, Vol.4 Case Histories, *Proc. of 9th ICSMFE*, Tokyo, Vol.4, pp759-790, 1977.
- 8) Fujita, K.: On the surface Settlements caused by various methods of shield tunneling, *10th ICSMFE*, Vol.4, PP.609-610, Stockholm, 1981.
- 9) 竹山喬：シールド掘進による地盤沈下とその予測に関する研究，大阪大学学位請求論文，1983.12.
- 10) Clough, G. W. and Schmidt, B.: Design and performance of excavations and tunnels in soft Clay, *A state of the Art Report, Prepared for The International Symposium on Soft Clays*, pp.39-76, Bangkok, Thailand, July, 1977.
- 11) 間片博之，高橋良又，山田孝治，吉田保：シールド掘削に伴う地盤沈下と家屋被害について，土と基礎，28・6，pp.59-66，1980.

第 2 章 既往の研究

- 12) 奥田庸, 阿部敏夫: 垂直縫地ボルトを利用した地表面沈下の抑止に関する実験結果の評価と考察, 土木学会論文集, No.588, IV-38, pp.61-74, 1998.3.
- 13) 奥田庸, 阿部敏夫, 進士正人: 土被りの浅い未固結地山トンネルの地表面沈下抑止方法に関する評価, 土木学会論文集, No.637, IV-45, pp.79-92, 1999.12.
- 14) 島田隆夫: 土被りの浅い鉄道山岳トンネルにおける地表面沈下の形状及び発生機構に関する研究, 鉄道技術研究報告, 第 1162 号, 1981.2.
- 15) 横山章: 土被りの薄い未固結地山におけるトンネル掘削時の地山挙動と施工管理方法の研究, 日本大学博士学位論文, 1984.
- 16) Terzaghi, K.: *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York, pp. 66 - 75, 1943.
- 17) 村山朔郎: 砂層内局部沈下部にかかる垂直土圧, 京都大学防災研究所年報第 11 号 B, pp.123-138, 1968.
- 18) 村山朔郎, 松岡元: 砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第 187 号, pp.95-108, 1994.
- 19) 足立紀尚, 田村武, 八嶋厚: 薄肉柔支保構造(吹付コンクリート, ロックボルト)の支保機構に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.358, III-3, pp. 47-52, 1985.6.
- 20) 足立紀尚, 田村武, 八嶋厚, 上野洋: 砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究, 土木学会論文集, No.358, III-3, pp.129-136, 1985.6.
- 21) Goodman, R. E. and St. John, C.: Finite element analysis for discontinuous rocks, *Proc. Numerical Methods in Geotechnical Eng.*, McGraw-Hill, pp.148 -175, 1977.
- 22) 櫻井春輔, 川嶋幾夫, 川端康祝, 皿海章雄: 土被りの浅いトンネルの力学的挙動に関するモデル, 土木学会論文集, No.487, III-26, pp. 271-274, 1994.3.
- 23) 真下英人: トンネルに作用する荷重と周辺地山の挙動に関する研究, 京都大学博士学位論文, 1998.
- 24) 足立紀尚, 木村亮, 岸田潔, 伊藤浩志: 降下床実験によるトンネル掘削過程を考慮したトンネルおよび周辺地盤の力学挙動の解明, 土木学会論文集, No.694, III-57, pp. 277-296, 2001.12.
- 25) 足立紀尚, 木村亮, 岸田潔, 小坂馨太, 坂山安男: 3次元降下床実験によるトンネル交差部の力学挙動, 土木学会論文集, No.638, III-49, pp. 285-299, 1999.
- 26) 菊本統, 木村亮, 岸田潔, 足立紀尚: トンネル掘削時の力学挙動に関する 3次元降下床実験とその数値解析, 土木学会論文集, No.750, III-65, pp.145-158, 2003.12.
- 27) Nakai, T. and Xu, L: 3D and Dilatancy Effects on Settlements and Earth Pressures Over Lowering Basement, *Soils and Foundations*, Vol35, No.4, pp73-84, 1995.
- 28) Nakai, T. and Xu, L and Yamazaki, H : 3D and 2D Model Tests and Numerical Analyses of Settlements and Earth Pressures Due to Tunnel Excavation, *Soils &*

第2章 既往の研究

- Foundations, Vol37, No3, pp. 31-42, 1997.
- 29) Kommerell, O.: *Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk*, Wilhelm Erust & Sohn, Berlin, 1912.
 - 30) 米山秀樹, 指田健次: トンネルプレライニングの設計法に関する一考察, 土木学会論文集, No.534, VI-30, pp. 55-67, 1996.3.
 - 31) 米山秀樹, 田口善文, 笹尾春夫, 指田健次: プレライニングの先受け・支保機構に関する模型実験, 土木学会論文集, No.589, III-42, pp.109-120, 1998.3.
 - 32) 田口善文, 米山秀樹, 笹尾春夫, 香川和夫, 相良昌男: プレライニングに作用する土圧に関する模型実験, 土木学会論文集, No.631, III-48, pp. 151-160, 1999.9.
 - 33) 田口善文, 香川和夫, 相良昌男, 吉川和行: 柔な薄肉プレライニングの先受け効果, 土木学会論文集, No.645, III-50, pp.125-135, 2000.3.
 - 34) 武内秀木, 河上清和, 折橋恒春, 中川浩二: 長尺鋼管フォアパイリング (AGF 工法) の効果に関する研究, 土木学会論文集 No.623, IV-43, pp.233-246, 1999.6
 - 35) 武内秀木, 御手洗良夫, 鈴木雅行, 松重宗徳, 中川浩二: 長尺鋼管フォアパイリング (AGF 工法) の設計法の提案, 土木学会論文集 No.623, IV-43, pp.191-202, 1999.6
 - 36) 福島伸二, 望月美登志, 香川和夫, 横山章: 土被りの浅い砂質地山トンネルの補助工法に関する模型試験, 土木学会論文集, No.406, III-11, pp. 79-86, 1989.6.
 - 37) 山本稔: ロックボルトの作用効果について, 土木学会論文集, No.277, pp.95-104, 1978.9.
 - 38) 山本稔, 大野一昭: 2枚落とし土の実験からみたロックボルトの挙動, 土木学会論文集, No.364, pp.143-152, 1985.12.
 - 39) 森本智, 真下英人, 蒲田浩久: ゆるみ領域に打設するロックボルトの支保効果に関する実験的研究, 土木学会第57回年次学術講演会講演集, III-257, pp. 513-514, 2002.9.

第3章 小土被り未固結地山トンネルにおける掘削時の地山変位と

沈下対策工

本章では、小土被り未固結地山トンネルへの NATM の適用の経緯についてまず述べる。続いて、近年、小土被り未固結地山トンネルを数多く施工している東北新幹線（八戸・新青森間）を対象に、トンネルの掘削時の地山変位（補助工法を含む）の調査・分析を行い、さらに、現地における計測結果から沈下抑制効果が確認されている脚部補強を主とする各種沈下対策工について検討を行う。

3.1 概要

我が国における NATM は、1976 年上越新幹線中山トンネルにおける試験施工として初めて適用されたのを契機として、その後急速に普及し、現在では山岳トンネルの標準工法となっている。表-3.1 に我が国における NATM の施工実績を、図-3.1 に主として鉄道の新線建設を行う鉄道・運輸機構（旧鉄道公団時代を含む）による NATM の施工実績を示す。

鉄道トンネルにおいては、1978 年に東北新幹線第一平石トンネル、第一栗須トンネルにおいて NATM が本格的に適用された。これらのトンネルは、対象地盤は土被りが 2～15m と小さく、花崗岩が風化し極度に固結度が低下した真砂土であった。

第四紀の洪積砂層を対象とする本格的な未固結地山において NATM が初めて適用されたのは、1979 年の鹿島線大貫トンネルであった。さらに同年、成田新幹線（成田空港高速鉄道）成田空港トンネルにおいて、土被りが小さく均等係数の小さい崩壊性の帯水洪積砂層（成田砂層）に大断面 NATM が適用された。ただし、これらのトンネルは土砂地山とはいえ都市近郊であり、都市部において NATM を適用したものではなかった。これは、含水未固結地山において NATM を適用する場合には、切羽の自立性や地表面沈下が大きな問題となるが、当時の施工技術では、制約条件の厳しい都市部において、これらの問題を解決できるまでには至っていなかったためである。

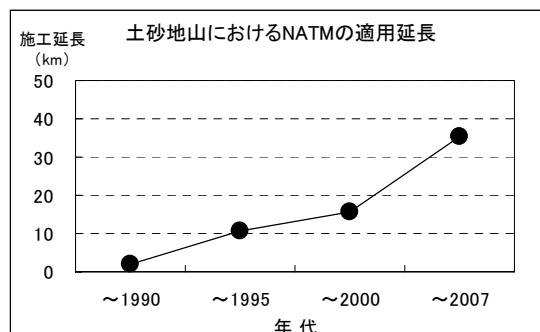
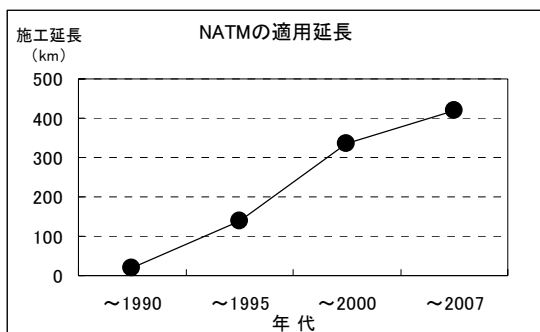
含水未固結地山でのトンネル掘削には、従来はシールド工法を適用するのが一般的であった。しかし、シールド工法は周辺環境に与える影響の少ない工法ではあるが、シールド機やセグメントが高価であることから建設費が高いという問題があった。このため、より脆弱な地盤、より小さな土被り、より大きな断面、地下水のある条件等、NATM にとって厳しい条件においても問題なく施工できるよう、掘削工法や補助工法の技術開発が進められてきた。

第3章 小土被り未固結地山における掘削時の地山変位と沈下対策工

表-3.1 我が国における NATM の施工実績 ^{1),2)} に加筆修正

日本の NATM	主な都市 NATM 工事	記 事
'62 NATM の命名		第13回国際岩盤力学学会議 (ザルツブルグ)
'74 ラブセビッツ論文の日本紹介		試験施工
'76 土被り・中山トンネル 鉄道・道路・水路トンネルで膨張性地山から中硬岩地山までの各種地山へと適用地盤が順次	'78 東北幹・第一平石トンネル " 第一栗須トンネル '79 鹿島線・大貫トンネル 成田新幹線トンネル群 (取香・成田空港・堀ノ内・第一および第二駒井野トンネル)	固結度の低いマサ土、土被り2~15m 本格的な未固結地盤 (第四紀洪積砂層)、土被り2.5~12m、国道および埋設管横断 帯水洪積砂層 (成田砂層)、大断面 NATM 初のサイロット式 NATM および一次閉合式 NATM の採用
各種補助工法を組み合わせると共に、小分割施工 (サイロット、CD、CDR等)等により施工条件に対応し、適用範囲を広げる	'81 横浜地下鉄・岸根トンネル 篠原工区 三ツ沢下町駅 三ツ沢上町駅 宇都宮市・釜川放水路トンネル 住都公団・三沢川放水路トンネル '82 仙台地下鉄・北四番丁トンネル 近鉄東大阪線・生駒トンネル '83 町田市道・真米トンネル 北神急行・北神トンネル (布引工区) 神戸高速道路・伊吹トンネル 常磐自動車道・十王トンネル '84 本四連絡道・鷺羽山トンネル '86 北総線・栗山トンネル '86 東葉高速・習志野台トンネル '87 京葉線・東京駅トンネル 国分川放水路トンネル '88 横浜横須賀道・長浜トンネル '89 都道・網代トンネル '90 神奈川・帷子川放水路トンネル 札幌地下鉄・月寒トンネル 首都高・飛鳥山トンネル '91 東葉高速・勝田台トンネル 横浜市・港南トンネル '92 本四連絡道・舞子トンネル '93 横浜新道・保土ヶ谷トンネル	初の市街地の地下鉄 NATM 複線から単線への移行部 (88~29m ²) に採用 初の駅部での NATM (146m ² 、偏平 (高さ/幅=0.65) なサイロット式) 道路直下の沖積層掘削 変形大断面で補助工法に垂直縫地ボルトを適用 固結度の極端に低い砂岩 注入式フォアパイルリング 初の中壁式 (CD) 工法の採用 山陽新幹線との交差点直下で帯水砂礫層掘削 めがね型 NATM めがね型 NATM 2段双設 長尺注入式フォアパイルリング、切羽砂層に乾燥防止剤吹付け 初の CRD 工法の採用 垂直縫地ボルト、2段サイロット 初の R J F P の採用、ABフォアパイルリング マイクロパイル、R J F P、ロディンチューブ R J F P を大規模に実施、注入式フォアパイルリング R J F P、ウレタン注入式フォアパイルリング ロックボルト省略 (水みち防止) 自穿孔型ウレタン注入式フォアパイルリング、補助ロックボルト 首都高初の NATM P A S S 初採用 大断面双設、D. N. NATM、注入式フォアパイルリング、AGF の初採用 初のトレビチューブ 本格的に New P L S 工法を採用
'86 山岳トンネル工法の標準工法に位置づけ (土木学会)	'96 福岡地下鉄・薬院西工区 '97 " 桜坂工区	機械掘削 TWS TBM 導坑先進拡張掘削工法の適用
'89 東名改築・所領トンネル	'99 東急東横線・横浜地下化工事 '01 横浜市営地下鉄・日吉駅工区 '02 " 駒林工区 '07 仙台地下鉄・青葉山トンネル	世界最長陸上トンネル (鉄道複線断面、26.455 km) 初期高強度吹付けコンクリートによる高速掘進 (304m/月)
'95 山王トンネル (II 期線) 清水第三トンネル		
'98 八甲田トンネル '01 峰山トンネル・西工区		

年代は工事着手時期であり、記事欄の補助工法等の採用時期とは必ずしも一致しない。



(a) 全トンネル (b) 土砂地山トンネル

図-3.1 鉄道・運輸機構における NATM の適用延長

含水未固結地山に NATM を適用するためにまず技術開発が進められたのは掘削工法の分野である。掘削断面の形状、大きさを柔軟に変えられるという NATM の特長を生かし、切羽の断面を分割して掘削する工法 (例えばサイロット式 NATM や CRD 工法) の開発が行われた。これらの工法により掘削に伴うトンネル周辺地山の緩みを極力抑えることが可能

第3章 小土被り未固結地山における掘削時の地山変位と沈下対策工

となり、都市部の固結度の小さい土砂地山でも NATM の採用が可能となった。

続いて技術開発が行われたのは補助工法の分野である。先受工や地盤への注入を併用することにより、含水未固結地山においても断面を小さく分割することなく効率的に掘削が行えるようになった。その後も補助工法の技術開発は進められ、数多くの補助工法が提案されてきている。地山の有する支保能力を積極的に利用するという NATM の基本原則に立ち返り、補助工法は掘削工法による対策をふまえた上で検討すべきであるという意見はあるものの、含水未固結地山においては掘削工法だけで各種の問題に対応することは現実的に難しく、現在では補助工法を“必要不可欠な”工法として用いながらトンネルを掘削するまでとなっている。

図-3.2 に都市部の土砂地山における NATM の適用キロ数の増加、図-3.3 に地山の一軸圧縮強さと土被りの関係をトンネル掘削工法ごとに示す。

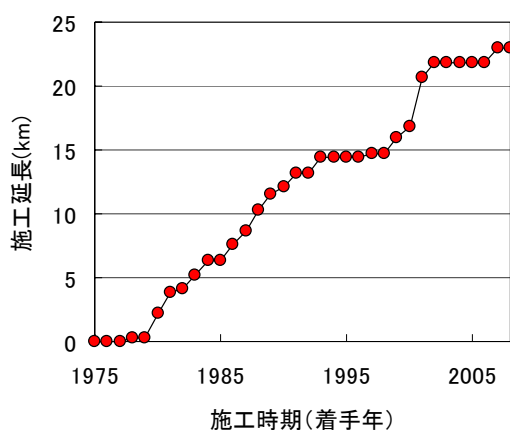


図-3.2 都市部の土砂地山における NATM の適用キロ数
(鉄道トンネルの実績：1975年～2008年)

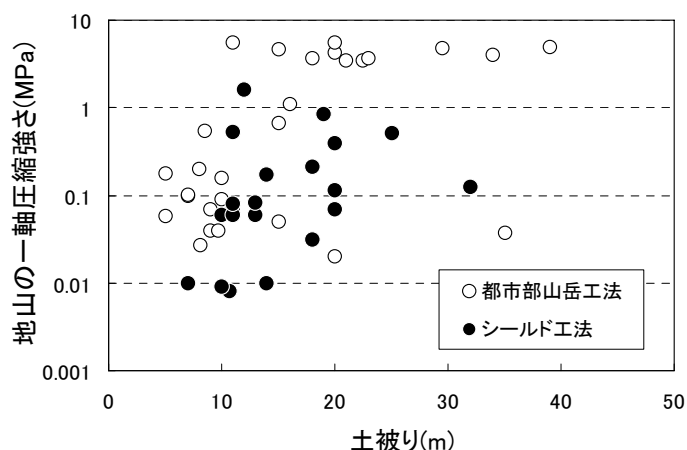


図-3.3 地山の一軸圧縮強さと土被りの関係²⁾
(鉄道トンネルの実績：1988年～1993年)

第3章 小土被り未固結地山における掘削時の地山変位と沈下対策工

以上のように、近年、小土被り未固結地山トンネルに対しても NATM の適用が増加しているが、依然としていくつかの課題が残されている。

山岳トンネル工法は、切羽の自立を前提としており、切羽の応力を解放することによりトンネルを建設する工法であることは、技術が進歩した現在にあっても変わりはない。未固結地山では掘削時のトンネルの不安定さが大きくなり、また、小土被りという条件であれば、トンネルにおける不安定な状況は地表まで伝わりやすくなる。この状態を防止するため、脚部補強や仮閉合等の補助工法が採用されているが、補助工法の中には有効性が経験的に認知され普及している工法であっても、そのメカニズムが明らかでなく、かつ、その設計法についても確立されているとは言えないものがある。

3.2 東北新幹線（八戸・新青森間）の小土被り未固結地山トンネルの概要

3.2.1 東北新幹線（八戸・新青森間）の概要

図-3.4, 3.5 に現在建設中の東北新幹線（八戸・新青森間）のうち、小土被り未固結地山トンネルが多数施工されている八戸・七戸間における各トンネルの位置平面図と縦断図を、表-3.2 に同区間のトンネルの一覧を示す。ここで、土被り 2D（D≒トンネル掘削幅）以下を小土被りトンネルと定義すると、同区間の大部分が小土被りに該当するトンネルであることがわかる。

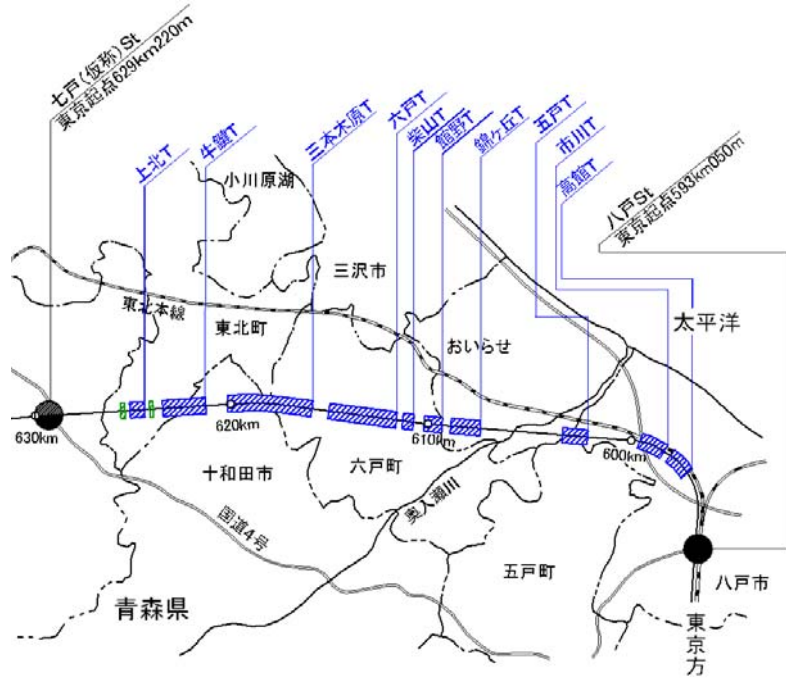


図-3.4 東北新幹線（八戸・七戸間）位置平面図

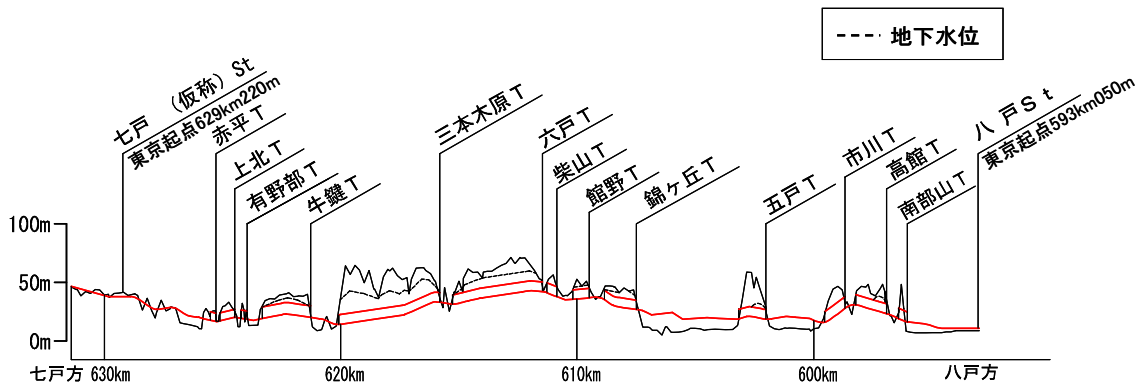


図-3.5 東北新幹線（八戸・七戸間）縦断図

表-3.2 東北新幹線（八戸・七戸間）の小土被り未固結地山トンネル一覧

トンネル 名称	延長(m)		主な地表構造物
	全延長	土被り 20m以下	
南部山	267	167	スケートリンク
高館	1,280	1,280	国道 45 号
市川	925	925	国道 45 号,百石自動車道
五戸	1,090	450	
錦ヶ丘	1,370	1,370	
館野	780	780	主要地方道
柴山	920	920	
六戸	3,810	3,810	主要地方道,十和田電鉄,三本木幹線用水路,県道
三本木原	4,280	1,490	
牛鍵	2,065	2,065	
有野部	250	250	牧場
上北	625	625	県道,主要地方道
赤平	220	220	県道
合計	17,882	14,352	

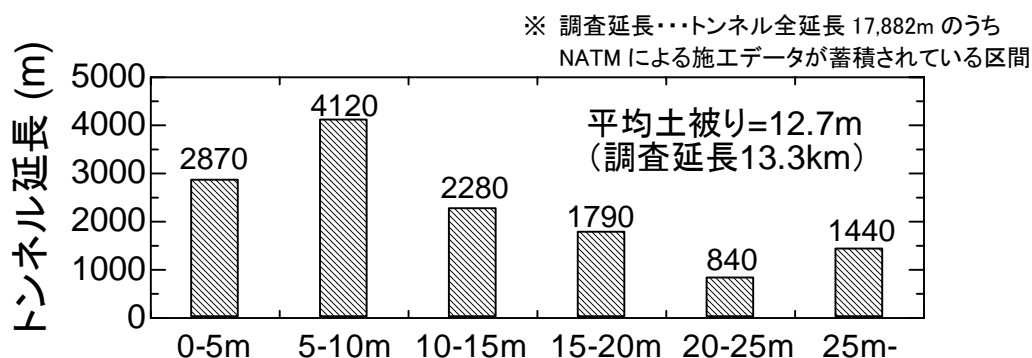


図-3.6 調査対象トンネル群の土被りの分布

図-3.6 に調査対象トンネル群の土被りの分布を示す。対象トンネルの約 80%が土被り 20m 以下であり、全体の平均土被りは 12.7m となっている。

3.2.2 東北新幹線（八戸・七戸間）の地質の概要

青森県八戸市から下北半島にかけての太平洋側には、第四紀更新世に形成された台地および各段丘群が広く分布している。台地および段丘群は、当該地域西側に連なる八甲田山系、十和田火山に近づくにつれて標高が 200～300m と高くなり、河川による開析が複雑に入り組んでくる。また、太平洋側に分布する低位段丘群は、標高 50～80m と 100m 以下の平坦面を形成している。丘陵および段丘の基盤は、新第三紀鮮新世から第四紀更新世初期に堆積した砂岩を主とする地層でシルト岩・凝灰岩を伴う。この基盤は水平ないし北東方に緩傾斜を示し、一般に野辺地層と呼ばれている。野辺地層の上位には段丘群が位置し、さらに各段丘の上位には十和田・八甲田火山による火山砕屑物が広く分布している。図-3.7 に地形鳥瞰図を示す。

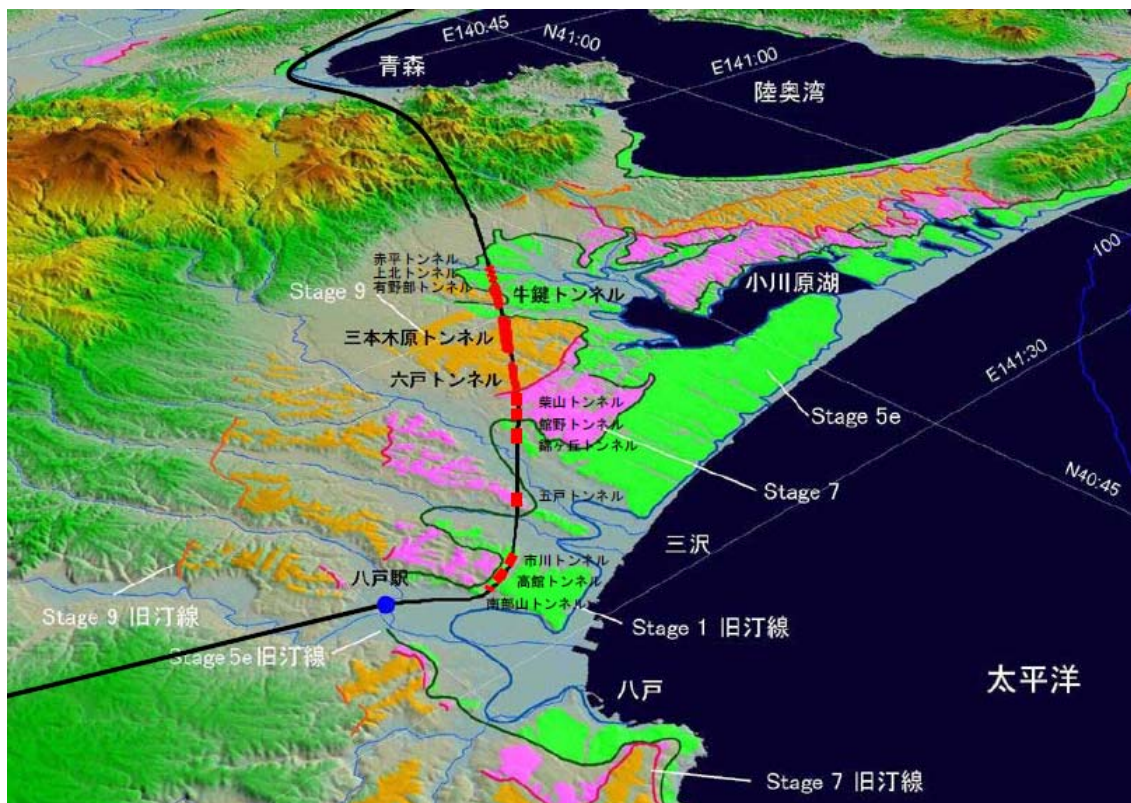


図-3.7 地形鳥瞰図³⁾に加筆修正

沖積低地は主に軟弱な粘性土と緩い砂層からなり、台地の縁の斜面には八戸浮石流凝灰岩 (hp) が薄く分布している。各層ごとの特徴を以下に示す。また、調査対象トンネル群の地上部近傍で確認された野辺地層と段丘構成層の露頭状況を写真-3.1に示す。



写真-3.1 野辺地層と段丘構成層の露頭状況

①野辺地層

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

②段丘構成層

- ・高館砂質土層…奥入瀬川周辺および砂土路川～川去川間に分布している締まりが中程度の砂質土層である。
- ・三本木段丘構成層…砂土路川周辺の一部および高瀬川 (七戸川) 以東に分布し、上位から層厚 10m 前後のローム層、シルト層 (Sc)、砂礫層 (Sg) で構成される。

③火山碎屑物

- ・天狗岱火山灰層 (te) …暗茶褐色を呈し締まった粘土質火山灰である。黄褐～白色などの粘土化した浮石層を 3～4 枚狭有している。
- ・高館火山灰層 (ta) …層厚 5～10m で、茶褐色の粘土質火山灰を主体としている。黄～橙色の浮石や青灰色の粗粒ラピリの薄層を 5～10 枚狭有している。
- ・八戸浮石流凝灰岩 (hp) …谷筋斜面の広範囲に分布している。灰白色の無層理な浮石質凝灰岩で浮石を多量に含んでおり、固結度にばらつきが認められる。
- ・八戸火山灰層 (lm2) …当該地域全域を覆って分布しており、下部は白色浮石でその上部は黄色の浮石が混入した火山灰層となっている。
- ・十和田火山起源完新世火山灰層 (lm1) …当該地域全域を覆って分布する黒灰色を呈した火山灰で、軟質であるが含水率は低く粘性は小さい。八戸火山灰との境界部に橙色の浮石が認められることが多い。

表-3.3 に代表的な地山の物性値を示す。これは、ボーリング調査や切羽でサンプリングされた試料について実施した室内試験の結果をまとめたものである。なお、ボーリング試料については主にトンネルの位置する深度の試料を用いている。ここで、地山の挙動に関する考察を容易にするために、便宜的に表層・ローム、シルト層、砂層の 3 つに分類することとした。

砂層については、細粒分含有率が低く粒径のそろった未固結の砂層を主体としており、地山の流動化が生じやすい地山となっている。細粒分含有率 F_c および均等係数 U_c の分布を図-3.8 に示す。 F_c は 5～20%程度、 U_c は概ね 3～10 程度に多く分布しており、一般に流砂を起こしやすい⁴⁾とされている $F_c < 10\%$ かつ $U_c < 5$ の領域にも多くの試料が入っている。いくつかのトンネルでは、掘削中に崩落を生じており、崩落箇所の試料もこの領域に近い条件であったことが確認されている。なお、相対密度は概ね 80%以上であり、文献 2) によれば、地山等級 $I_{Ls} \sim I_N$ に分類される。

シルト層については、一軸圧縮強さは 300kPa 程度と小さく、また、N 値も 10～50 と幅広く分布するが、全体的に過圧密となっており、この層が切羽全体を構成する場合にはト

ンネルの安定に大きな問題を与えることはない地質である。

表-3.3 代表的な地山の物性値

	表層・ローム	シルト層	砂層
N値	0~10	10~50	24~50
湿潤密度 γ_t (g/cm ³)	1.37~1.65	1.53~1.63	1.74~2.00
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.59~2.74	2.56~2.66	2.63~2.83
含水比 w (%)	49.7~113.5	45.9~75.8	18.8~39.8
間隙比 e	1.55~3.15	1.45~2.01	0.69~1.12
細粒分含有率 F _c (%)	64.4~92.3	60.3~92.9	6.8~23.9
相対密度 D _r (%)	—	—	92~135
均等係数 U _c	—	—	3~10
一軸圧縮強さ (kPa)	32~279	202~422	—
内部摩擦角 (°)	—	—	30~40
粘着力 (kPa)	32~73	300	0~80

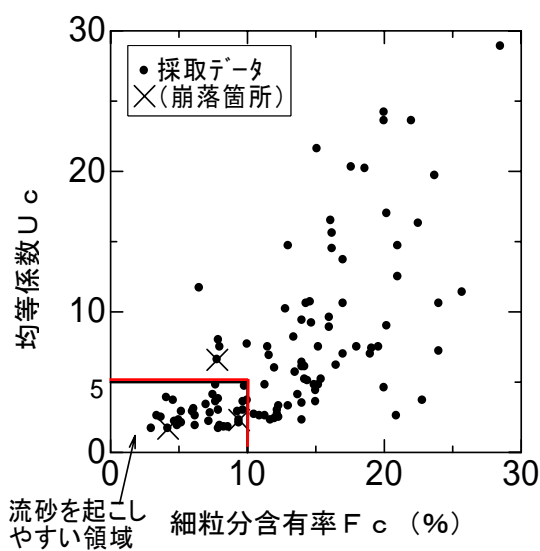


図-3.8 砂層の均等係数，細粒分含有率の分布

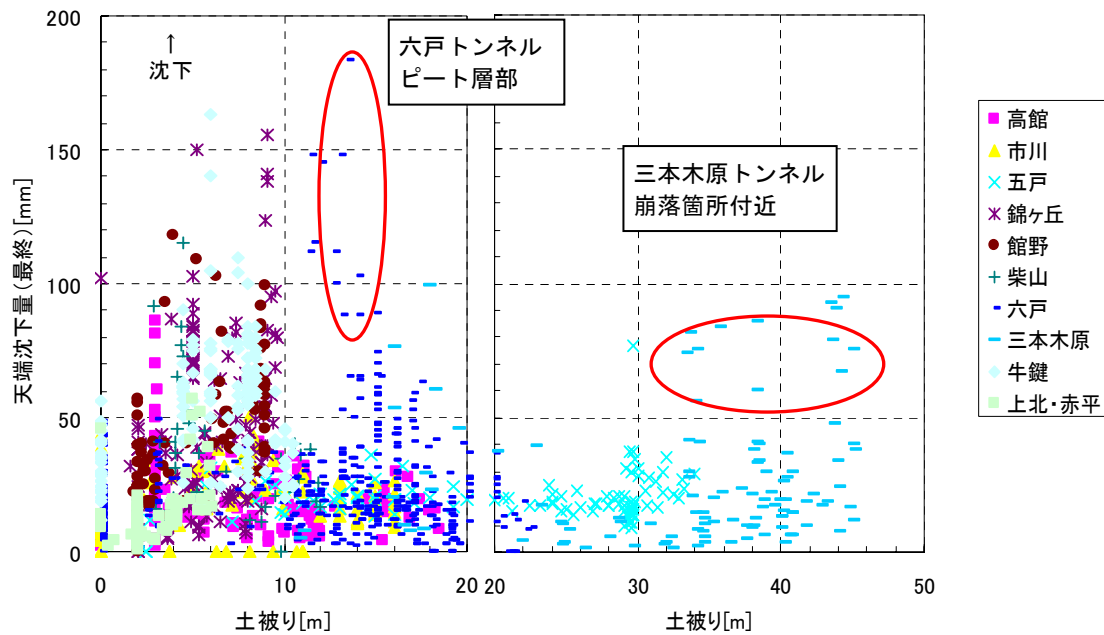
3.3 小土被り未固結地山トンネルの掘削時の地山変位

ここでは、東北新幹線（八戸・七戸間）の小土被り未固結地山の各トンネルの施工結果から、土被り、地表面沈下、天端沈下、脚部沈下、内空変位、切羽地質、沈下形状等に着眼し、現地で計測されたデータの分析を行い、小土被り未固結地山トンネルの地山変位について述べる。

3.3.1 計測結果

(1) 土被りと沈下量、内空変位の関係

図-3.9は土被りと天端沈下量の関係を示したものである。土被りが20m（掘削幅約10mの2倍）以下の場合には、土被りが小さい方が沈下量は大きくなる傾向にある。これは、土被りが小さくなることによりグラウンドアーチが形成されにくくなることが原因と考えられる。一方、土被りが30m程度以上の場合においても、一部大きな沈下発生が認められる。これは、三本木原トンネルの崩落箇所付近において、地質的な要因によりトンネル切羽および脚部が不安定化したことにより変形が増大したことに起因するものである。



※最終：収束値あるいは計測の最終値

図-3.9 土被りと天端沈下量の関係

図-3.10 は土被りと内空変位量の関係を示したものである。内空変位量についても、天端沈下量と同様に土被りが小さい領域と、土被りが30m以上の領域で大きくなる傾向がある。また、内空が縮小するトンネルが多いが、一部、土被りが小さいトンネルにおいて、内空がやや拡大するトンネルも見られる。これは、上半掘削時におけるゆるみ荷重の作用によって、上半脚部が地山側へ変形したためと考えられる。

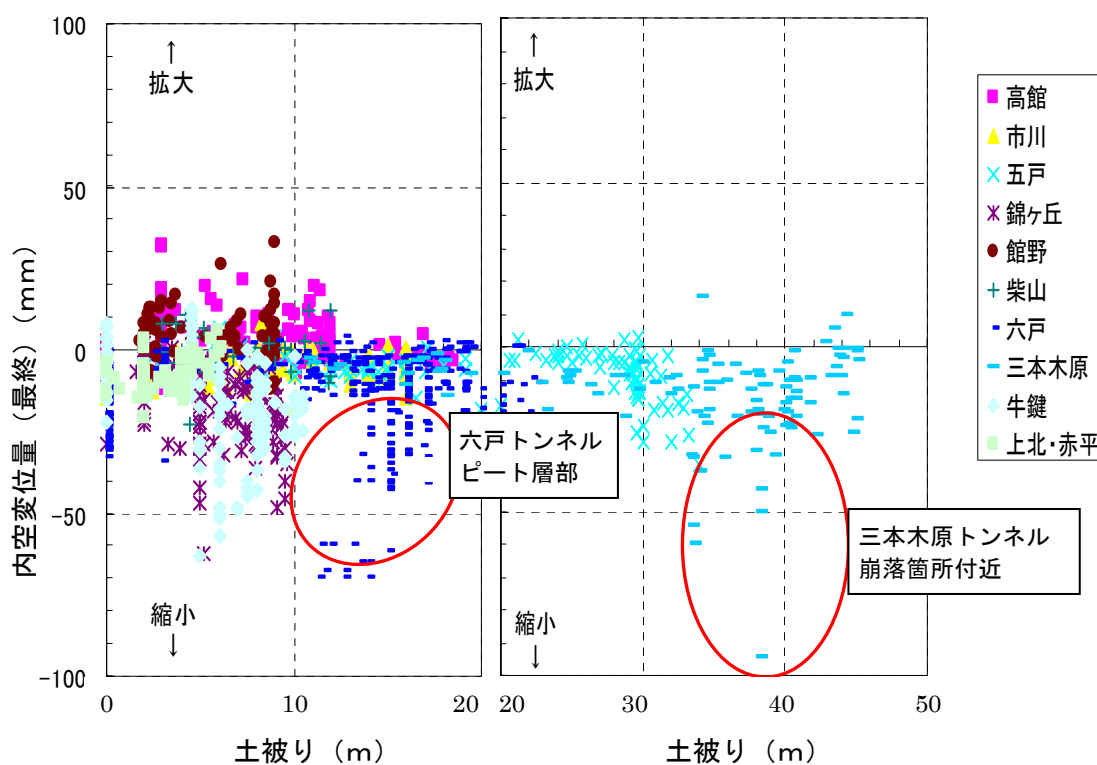


図-3.10 土被りと内空変位量の関係

図-3.11 はトンネル直上部の地表面沈下量と計測箇所における土被りとの関係である。図より、地表面沈下は土被り 5~10m 程度で極大となり、土被りが小さい場合には地表面沈下が大きく、トンネル周辺に与える影響が大きくなることがわかる。なお、土被りが 5m 以下の場合に地表面沈下が小さい傾向を示しているが、この要因としては、補助工法の採用により地表面沈下が大幅に抑制された結果によると考えられる。

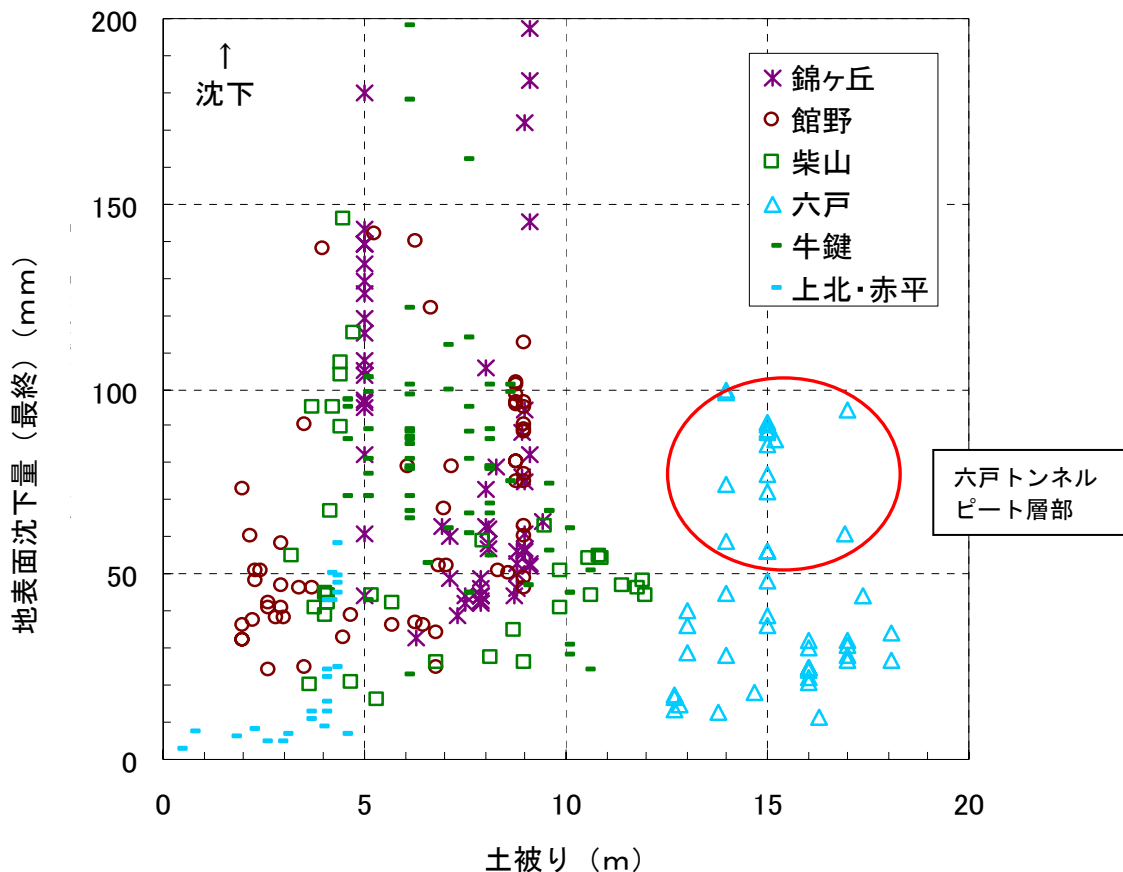
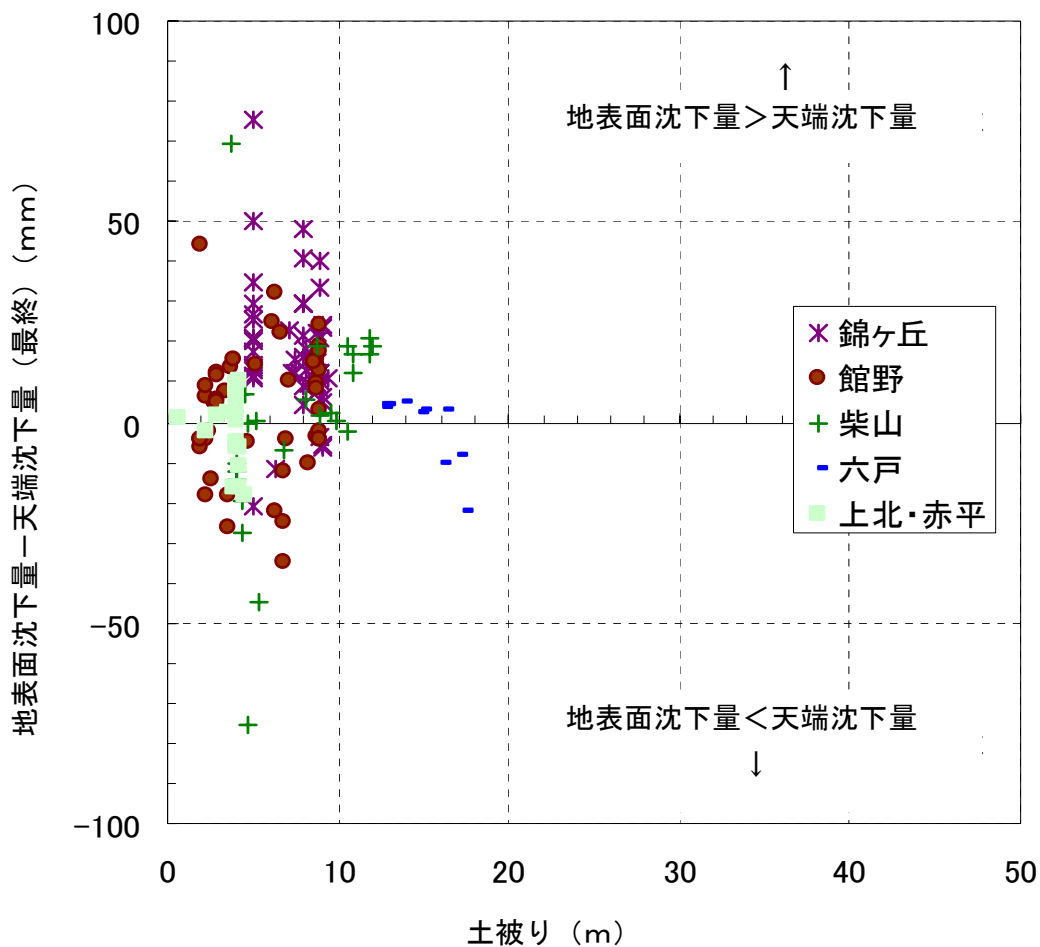


図-3.11 土被りと地表面沈下量との関係

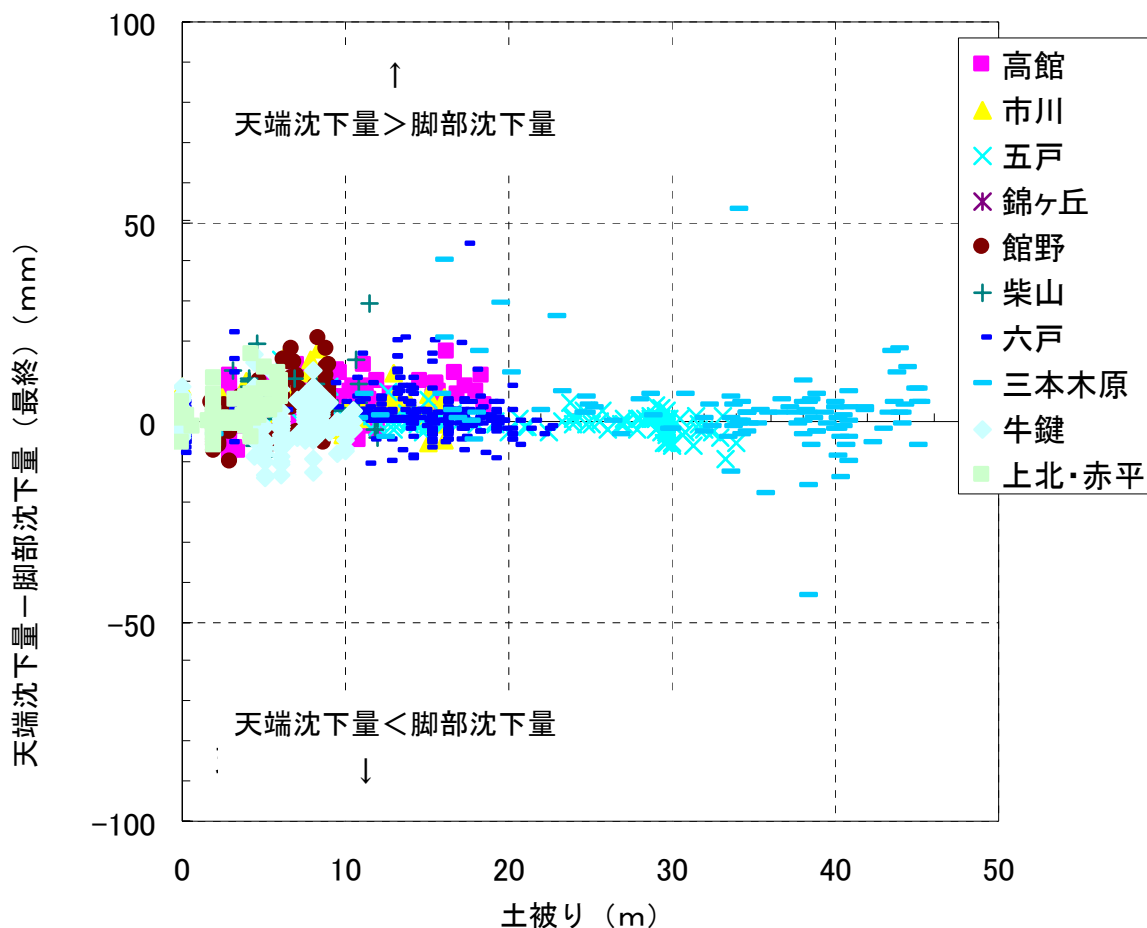
図-3.12は土被りと地表面沈下量（先行変位分を除いたデータ）と天端沈下量との差の関係を示したものである。土被りが小さい場合には、概ね“地表面沈下量≒天端沈下量”の傾向となり、トンネル掘削に伴いトンネルとその上部の地山が同程度沈下する沈下挙動を示していることがわかる。なお、両沈下量については、厳密には計測地点や計測時刻が異なるほか、地表面沈下量に占める先行変位量の評価によるデータのばらつきを含んでいる。



※最終：収束値あるいは計測の最終値

図-3.12 土被りと地表面沈下量と天端沈下量との差の関係

図-3.13 は土被りと天端沈下量と脚部沈下量との差の関係を示したものである。
 図のように、土被りの大小にかかわらず、“天端沈下量≒脚部沈下量”という沈下が生じていることが分かる。



※最終：収束値あるいは計測の最終値

図-3.13 土被りと天端沈下量と脚部沈下量との差の関係

(2) 地表面沈下，天端沈下および脚部沈下の関係

図-3.14 は地表面沈下量（先行変位を除いたデータ）と天端沈下量の関係を示したものである。また，図-3.15 は天端沈下量と脚部沈下量の関係を示したものである。図より，本節で対象としている小土被り地山トンネルでは，“地表面沈下量” ≒ “天端沈下量” ≒ “脚部沈下量” というとも下がり現象が生じていることが確認できる。

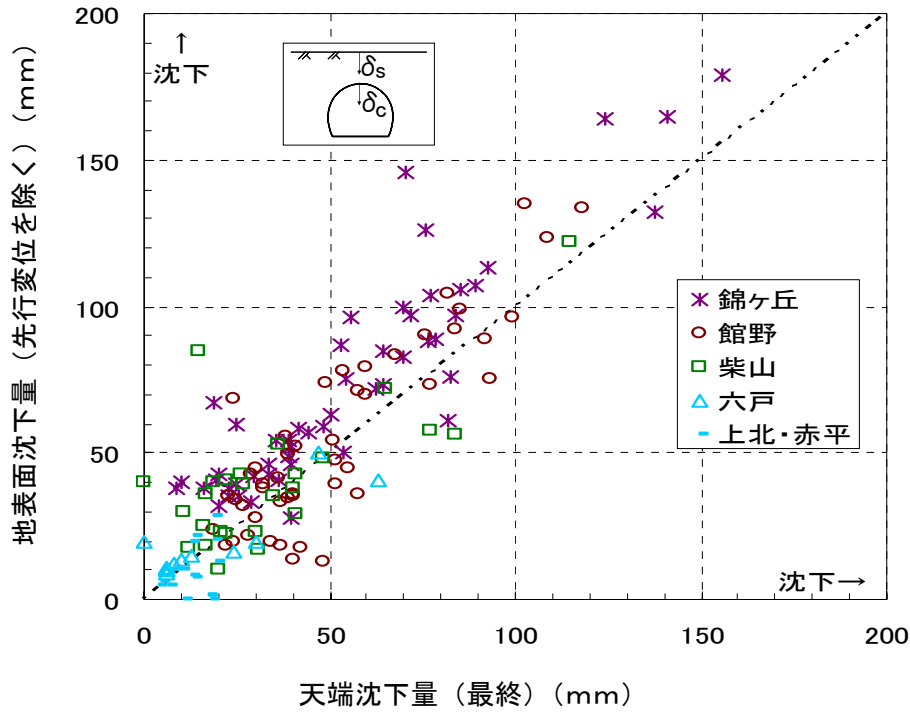


図-3.14 地表面沈下量と天端沈下量の関係

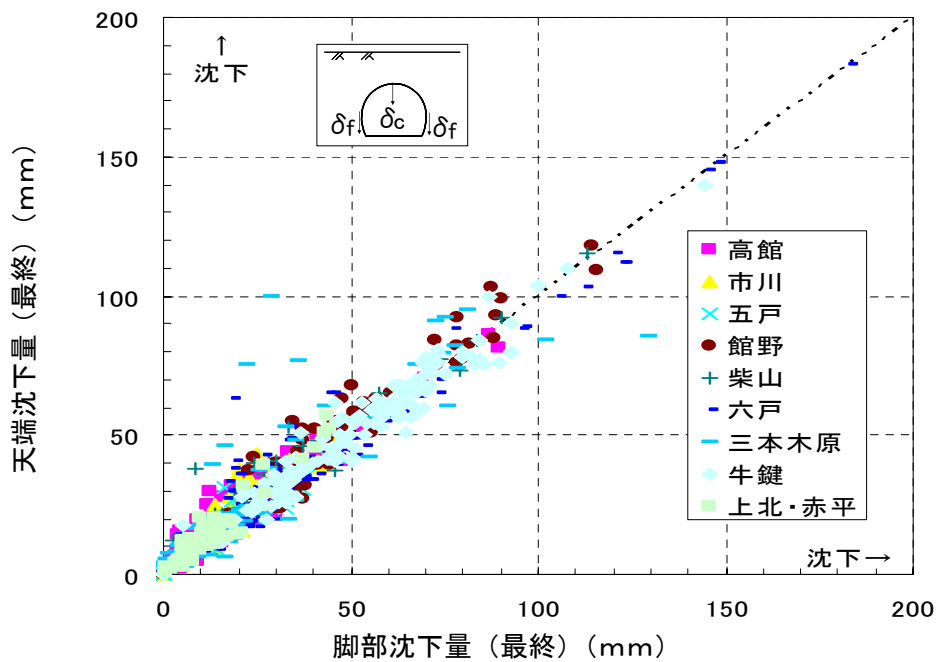


図-3.15 天端沈下量と脚部沈下量の関係

(3) 天端沈下と内空変位の関係

図-3.16 は天端沈下量と内空変位量の関係を示したものである。内空変位量に比べ天端沈下量が大きく、小土被り未固結地山トンネルにおいては天端沈下量が卓越した変形を示す傾向にある。

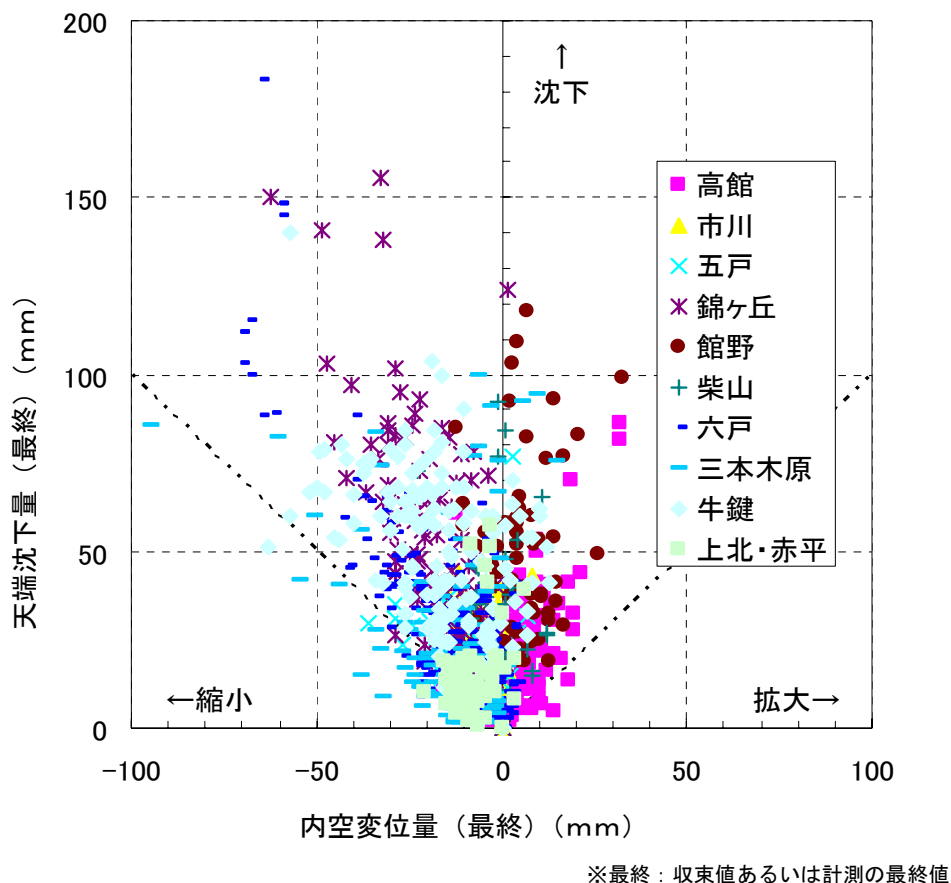


図-3.16 天端沈下量と内空変位量の関係

(4) 上半後および最終の変位量の関係

図-3.17, 3.18 は、天端沈下量、内空変位量のそれぞれに対し、上半掘削後の値と最終時の値の関係をプロットしたものである。図より、全体的に天端沈下、内空変位とも上半掘削時に多くの変位が生じていることが確認できる。

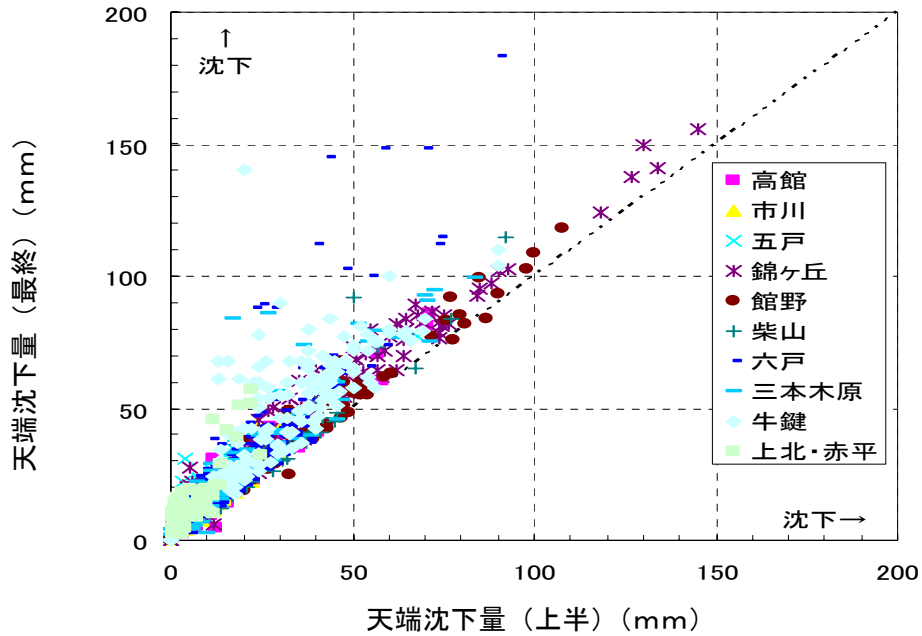


図-3.17 上半後および最終の天端沈下量の関係

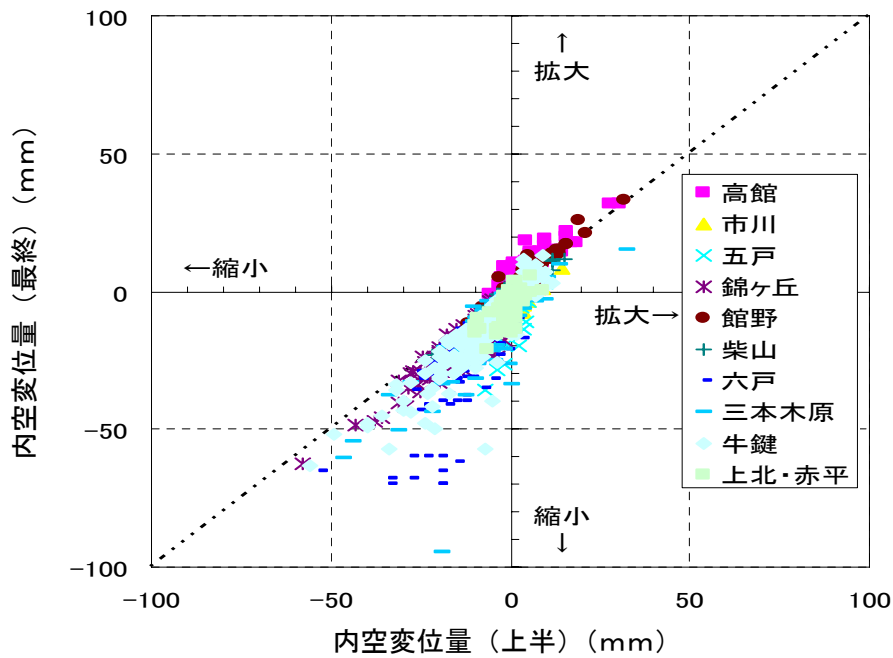


図-3.18 上半後および最終の内空変位量の関係

(5) 沈下形状

図-3.19 に、小土被り土砂地山トンネルにおける、横断方向の地表面沈下計測の結果の例を示す。縦軸については、地表面沈下を横断面内の最大地表面沈下により除して正規化し、沈下比として示している。最大地表面沈下に対して10%以上の沈下が発生している範囲は、土被りが大きいと若干拡大する傾向はあるものの、トンネル中心から±1.0D程度（D=トンネル径）と狭い範囲であり、小土被りのトンネルでは、地表面沈下はトンネル直上の狭いエリアに集中して生じる傾向があることがわかる。

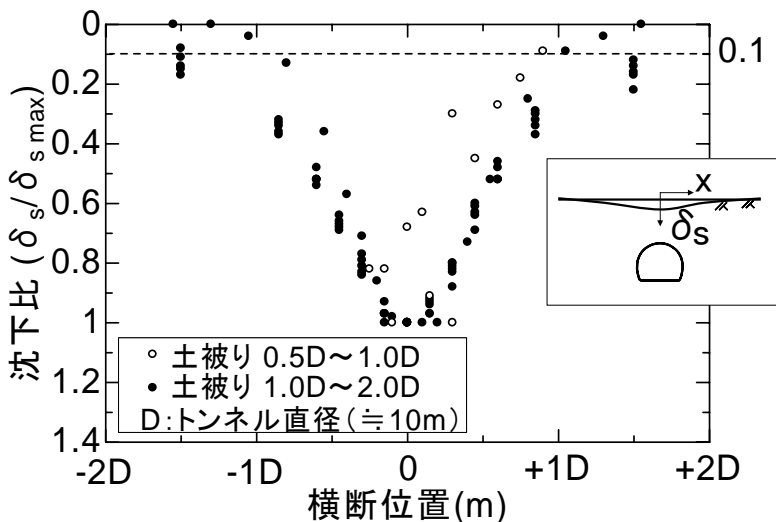


図-3.19 小土被り土砂地山トンネルにおける沈下分布例

図-3.20 に、六戸トンネルで実施された地中変位計測の結果について示す。直上部の沈下量は深度によって大きな違いはなく、とも下がりを生じていることがわかる。また、トンネルセンターから12m離れた測線では6m離れた測線と比べ変位量が急激に小さくなり、側方に対する影響範囲は広くなく、トンネル直上の狭い範囲に限られていることがわかる。

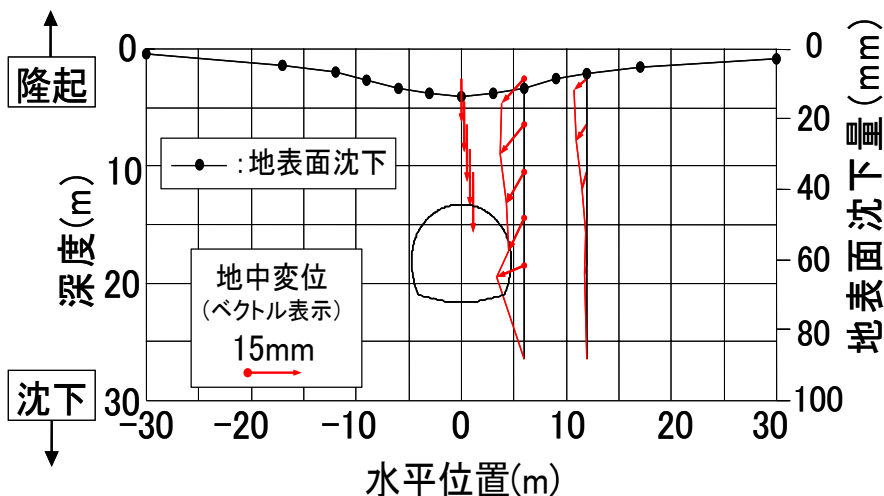


図-3.20 地盤の沈下状況（下半切羽通過30m後）

(6) 均等係数・細粒分含有率，地層構成と沈下量

一般に，切羽の地質と切羽の安定性には関連があると考えられている．切羽地質の特性値として，ここでは均等係数 U_c ，細粒分含有率 F_c をとり，これらが天端沈下に与える影響について調べた．

図-3.21 に均等係数，細粒分含有率と天端沈下量との関係を示す．これより， U_c については，概ね天端沈下量と負の相関があり， U_c が小さくなると天端沈下量が大きくなる傾向が見られる．一方， F_c については，天端沈下量とほとんど相関がないことが確認できる．ただし，天端崩落箇所については， U_c ， F_c ともに小さく，また天端沈下も大きいことが確認できる．切羽地質については，切羽の不安定化を通して沈下量の増大に関連するとは考えられるが，天端沈下量そのものについては，切羽地質と天端沈下にはそれほど強い相関は見られなかった．

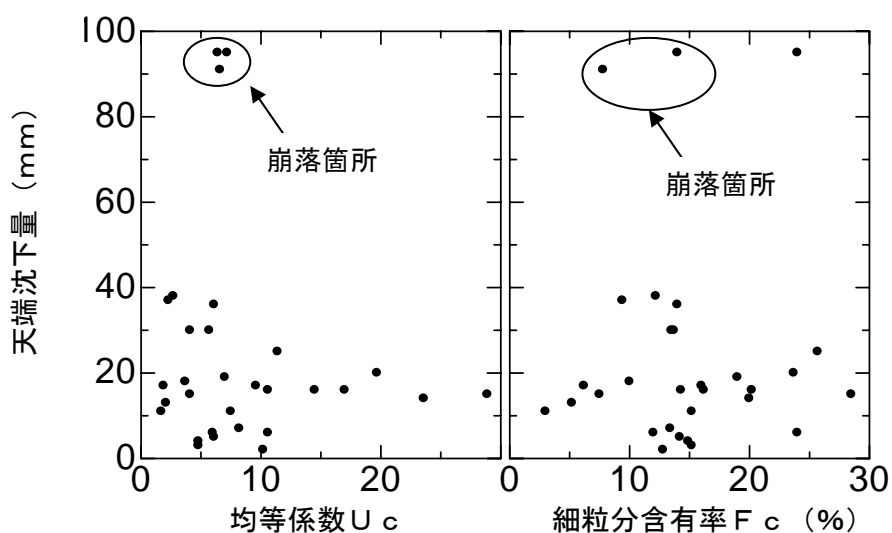


図-3.21 均等係数，細粒分含有率と天端沈下量との関係

前述した各トンネルの概要から、トンネルの沈下は切羽地質、土被り等の地形条件以外に切羽あるいはその近傍の地層構成にも密接に関連していることが予想される。ここでは、切羽の地質を簡素化するために、砂層とシルト層に分け、両者の位置関係により地層構成を条件1~4の4タイプに分類し、地層構成とトンネルの沈下・変形の関係調べることとした。なお、この際、地山改良を行った区間やピート層が出現した区間については、特殊条件区間と考え除外している。

図-3.22に、切羽の地層構成と天端沈下量の平均値との関係を示す。図より、天端沈下の最も大きいのは条件3の上部に砂層、下部にシルト層の組み合わせで、それ以外の条件1, 2, 4についてはそれよりも小さくなっている。これには、切羽における地下水処理の確実性が影響している。条件3ではシルト層の影響で地下水位低下工法の効果が小さくなり、切羽に帯水しやすく、脚部の泥ねい化、天端の不安定化が生じやすくなる。また、条件2, 4については、条件3と比較すると地下水の処理が容易であるため、沈下が小さくなっていると考えられる。また、条件1については、切羽がシルト層で覆われ、もともと湧水が少ない条件であるためと考えられる。ただし、条件1については、いわゆる土丹のような過圧密状態のシルト層である場合は問題が少ないが、ピート層のような圧密・圧縮性のシルト層である場合は沈下の問題が生じた。

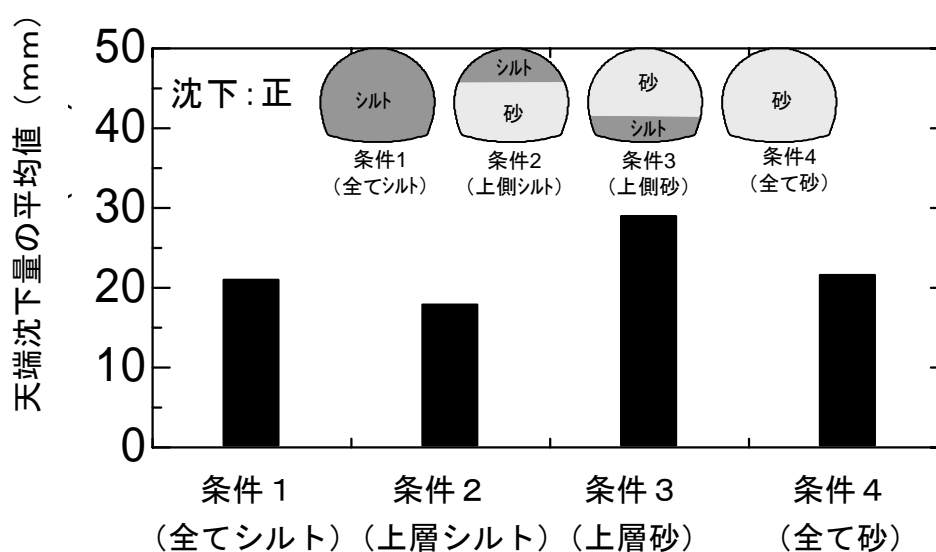


図-3.22 切羽の地層構成と天端沈下量の平均値との関係

3.4 小土被り未固結地山におけるトンネルの沈下対策工

本節では、補助工法の概要と東北新幹線（八戸・七戸間）の小土被り未固結地山で、地表面沈下対策として採用された補助工法についての抑制効果について述べる。

3.4.1 補助工法の概要

沈下対策としては、掘削断面を小断面に分割し切羽の安定を確保することにより掘削に伴う地山のゆるみを極力抑えようとする対策（掘削工法による対策）と、先受工や脚部補強工などの補助工法を併用して掘削を行う対策（補助工法との併用による対策）とがある。これらのうち、本節は後者を対象とし、脚部補強工と地山改良工法の概要について示す。

主な掘削工法を表-3.4に示す。小土被り未固結地山トンネルにおいては、かつては、中壁工法や導坑先進工法等の一度に掘削する切羽断面を小さくする工法が一般的に用いられてきた。昨今では、支保工設置や閉合の遅れ・工期の長期化、変位抑制効果が限定的な場合が多いなどの理由から、掘削工法による対策は事例が少なくなっている。

表-3.4 主な掘削工法²⁾

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

第3章 小土被り未固結地山における掘削時の地山変位と沈下対策工

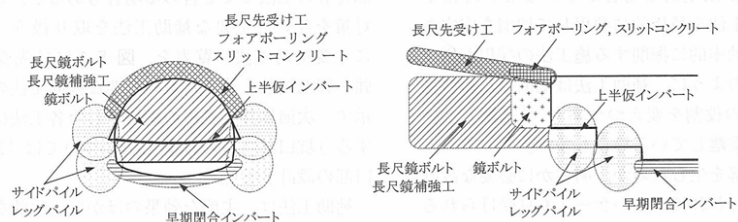
切羽の安定や地表面沈下対策等に対する主な補助工法を表-3.5 に示す。昨今では、施工機械の大型化に伴い、従来に比べて大規模な補助工法を用いて、ショートベンチカット工法等で掘削する例が多い。補助工法には多くの工法があり、また、効果としては、切羽の安定、地表面沈下対策、地下水位低下対策・湧水対策等に分類できる。ただし、表-3.5 からわかるように、補助工法は、主となる効果のほかに他の二次的な効果を兼ね備えており、さらに同様な効果を持つ他の補助工法がある。しかし、現地において、どのような施工条件であればどのような補助工法を採用すると最も効率的で経済的かといった補助工法の選定基準については依然として不明な点も多い。

表-3.5 主な補助工法⁵⁾

工 法	採用目的と効果									トンネル掘削との関係	備考		
	施工の安全確保						周辺環境保全						
	切羽の安定						地下水位低下対策 湧水対策	地表面沈下対策 近接構造物対策					
	天端の安定	鏡の安定	脚部沈下の抑制	地下水対策	先行変位の抑制	掘削後の変位抑制		先行変位の抑制	掘削後の変位抑制				
先 受 け	充填式フォアボーリング	○									サイクルに組み込み		
	注入式フォアボーリング	○									サイクルに組み込み	*	
	注入式長尺フォアパイリング	○	※		★	○	○	○	※	○	※	サイクルに組み込み	*
	スリットコンクリート	○	※			○	○		※	○		サイクルに組み込み	
	水平ジェットグラウト	○	※			○	○		○	○		サイクルに組み込み	*
	パイプラフ	○	※			○	○		○	○		通常は坑外作業	
鏡 面 補 強	リングカット・核残し		○									サイクルに組み込み	
	鏡吹付け		○									サイクルに組み込み	
	短尺鏡ボルト		○									サイクルに組み込み	
	長尺鏡ボルト・長尺鏡補強工	○	○		★	○	※		○	※		サイクルに組み込み	*
脚 部 補 強	ウイングリブ付き支保工			○							○	サイクルに組み込み	
	脚部（側壁部）補強ボルト			○							○	サイクルに組み込み	*
	脚部（側壁部）補強パイル			○							○	サイクルに組み込み可能	*
	脚部への水平ジェットグラウト			○		○	○		○	○		交互作業	*
沈 下 対 策	脚部補強注入			○							○	交互作業	*
	仮インバート			○								サイクルに組み込み	*
	早期閉合			○							○	サイクルに組み込み	*
	支持杭・底盤改良			○							○	並行作業	
湧 水 対 策	水抜きボーリング	○	○	※	○							交互作業	
	ウエルポイント	○	○	※	○							並行作業	
	ディープウェル	○	○	※	○			(○)				通常は坑外作業	
	水抜き坑	○	○	※	○							本坑と別サイクル	
地 山 補 強	止水注入	※	※	※	○	※	※	○	※	※		交互作業	*
	改良注入	○	○	○	※	○	○	○	○	○		交互作業	*
	垂直縫地	○	○	※		○	※		○	○		坑外作業	
	遮断壁	※	※	※	○	○	○	○	○	○		坑外作業	

(注) (評価の表示) ○：採用の主要目的、※：地山条件によっては効果のある項目、または主要目的から発生する副次的効果、★：地下水位の確認や突発湧水対策としての掘り穿孔の効果、(○)：リチャージウェル工法との併用、いずれも効果の大きさを示すものではない。
印を記した目的でも地山条件によっては効果の乏しい場合があり、同じ工法の範疇にあっても、個別の工法によって効果に差が生じる場合があるので、選定に当たっては適用条件を十分に検討する必要がある。

(備考欄) *：サイクルタイムへの影響が大きい工法



3.4.2 地表面沈下対策としての補助工法の効果

東北新幹線（八戸・七戸間）の小土被り未固結地山で地表面沈下対策として採用された補助工法のうち、脚部の沈下抑制対策として用いられた工法として、サイドパイル、フットパイル、根固め吹付けコンクリート、地山改良についてその抑制効果について述べる。

(1) サイドパイル

サイドパイルは脚部付近の地質が軟弱な場合の沈下対策であり、側方に向けて鋼管等からなるパイル材を打設し沈下対策とするものである。

サイドパイルは、 $\phi = 65 \sim 76\text{mm}$ 程度、長さ $L = 2.75 \sim 5.5\text{m}$ 程度の鋼管を水平方法に打設するものである。サイドパイルの施工例を図-3.23 に示す。ここでは、鋼管径は $\phi = 65\text{mm}$ 、鋼管長は $L = 2.75\text{m}$ としている。施工方法は、掘削後の鋼製支保工建て込み直後に、鋼管を圧入打撃し、圧入後、鋼管を前後の鋼製支保工にわたした等辺山形鋼に溶接する（写真-3.2）というもので、その後、吹付けコンクリートを施工し、鋼製支保工と鋼管とを一体化させている。

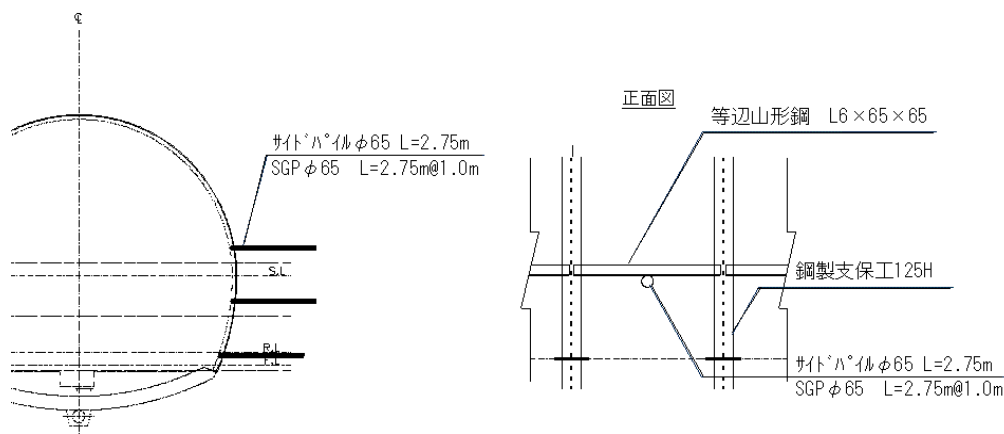


図-3.23 牛鍵トンネルで用いられたサイドパイルの施工例⁶⁾



写真-3.2 サイドパイルの施工状況の例

サイドパイルにおいては、表-3.6に示すように以下の4つの地山補強効果が考えられる。

①支保工の沈下防止効果

サイドパイルを支持地盤まで打設することにより、パイルの曲げ剛性により支保工の沈下を防止する効果

②背面地山のせん断補強効果

サイドパイルが地山のせん断補強材となることにより、地盤のすべりによる押し出しを伴う沈下を防止する効果

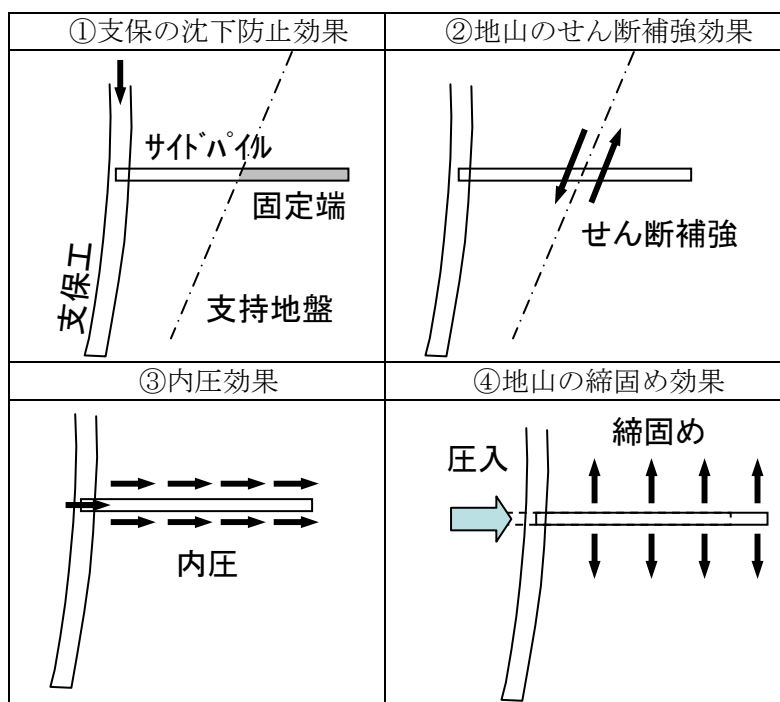
③内圧効果

サイドパイルが鋼製支保工、吹付けコンクリートと一体化することで、ロックボルトと同様の引張応力による内圧効果

④地山の締め固め効果

サイドパイルを打設（圧入）することにより地山が締め固められ、地山の強度の強化効果

表-3.6 サイドパイルの地山補強効果に関する概念図 ¹⁾に加筆修正



第3章 小土被り未固結地山における掘削時の地山変位と沈下対策工

サイドパイルの効果を確認することを目的として、牛鍵トンネルにおいて、サイドパイルを打設した断面（CASE-1）と、打設しなかった断面（CASE-2）の2断面で各種計測を行った。計測項目と計測器の配置を図-3.24に示す。

天端沈下量・内空変位量の経時変化を図-3.25に示す。CASE-1は、CASE-2に比べ当初の沈下速度が小さく、下半掘削前までの沈下量、内空変位量も小さい。また、下半掘削時における沈下についても、CASE-2に比べCASE-1はやや小さい。一方、内空変位については、両ケースで顕著な差が確認されなかった。これらのことから、サイドパイルの設置により、特に沈下に対する変位抑制効果が発揮されたものと考えられる。

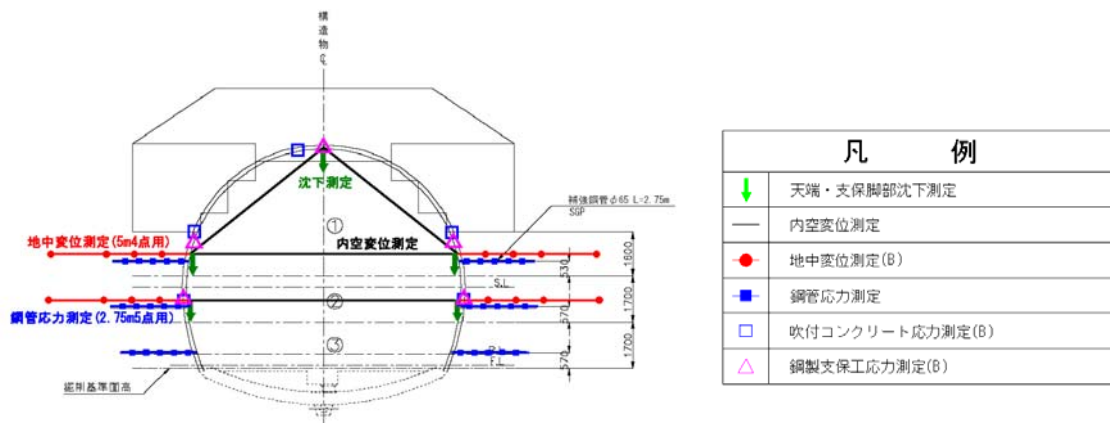
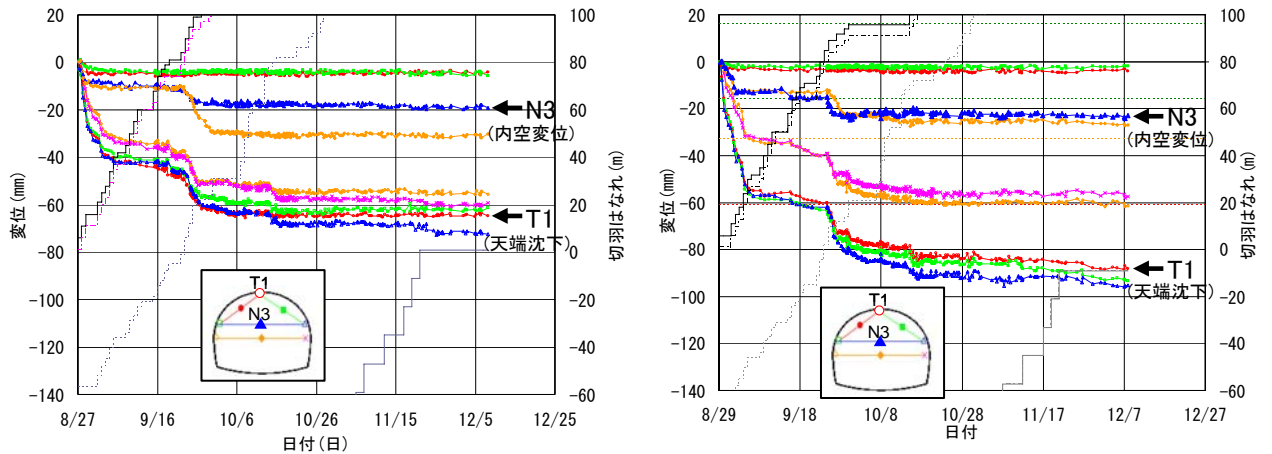


図-3.24 計測器配置図



(a) CASE-1 (サイドパイル有)

天端沈下：-63mm, 内空変位：-20mm
(牛鍵トンネル 623km022m 土被り約 6m)

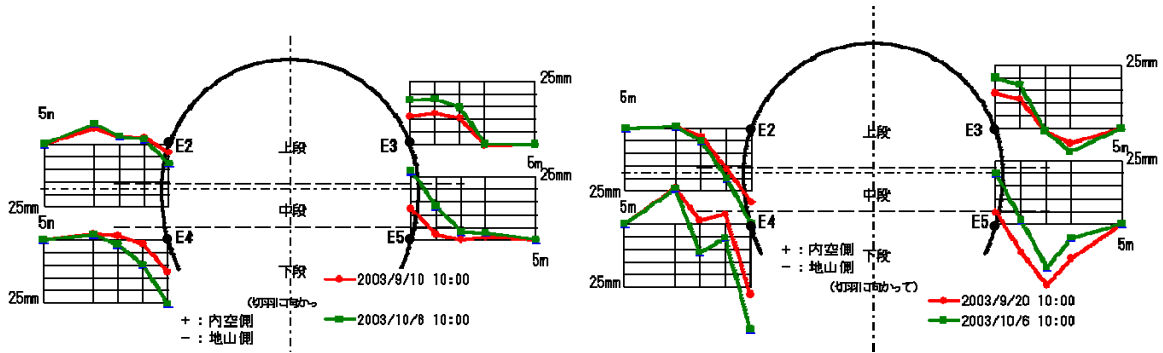
(b) CASE-2 (サイドパイル無)

天端沈下：-87mm, 内空変位：-27mm
(牛鍵トンネル 623km012m 土被り約 7m)

図-3.25 天端沈下・内空変位の経時変化

第3章 小土被り未固結地山における掘削時の地山変位と沈下対策工

図-3.26 は、トンネル横断方向の地中変位分布を示したものである。CASE-1は CASE-2と比較して、変位勾配も急増する部分が無く、かつ発生するひずみも半分程度であり、サイドパイルの変位抑制効果が確認できる。

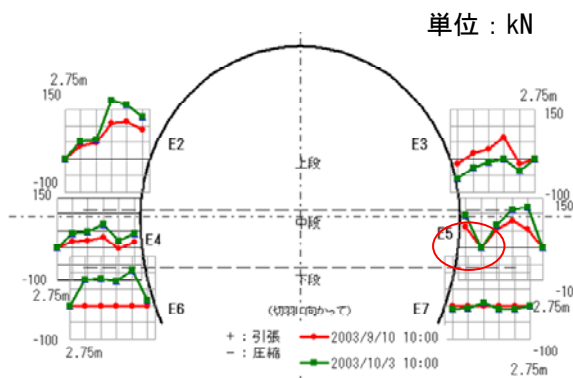


(a) CASE-1 (サイドパイル有)
最大ひずみ：1.6%
ゆるみ域：上半 2~3m, 下半 1~2m

(b) CASE-2 (サイドパイル無)
最大ひずみ：3.2%
ゆるみ域：上半 2~3m, 下半 2~3m

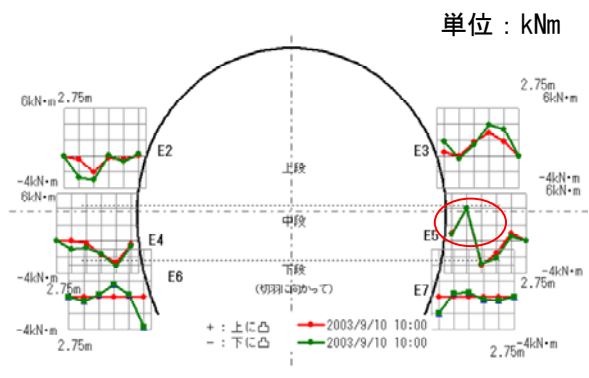
図-3.26 地中変位分布図

図-3.27, 3.28 に、鋼管の軸力測定結果を示す。軸力のピークは鋼管の中間付近にあり、鋼管長が適切であることを示している。発生応力は、曲げ応力が大きく、降伏している箇所も多く見られる（赤丸箇所）。これは、鋼管の曲げ剛性によって一次支保の沈下を拘束する働きを表している。引張軸力は降伏耐力 250kN の 70%程度が発生しており、効果的に働いていることがわかる。



最大軸力：180kN
(牛鍵トンネル 623km022m)

図-3.27 軸力図



最大モーメント：4kNm
(牛鍵トンネル 623km022m)

図-3.28 曲げモーメント図

(2) フットパイル

フットパイルは、支保工の脚部付近の地盤を注入、ボルトや杭等で補強することにより、支保工設置部の荷重分散や支持力の増加、および下半掘削時の地山崩落防止等を図る工法であり、表-3.7に示すように、①フットパイル（地山改良）、②フットパイル（脚部補強ボルト）、③フットパイル（鋼管+地山改良）、④フットパイル（鋼管杭+セメント注入）、⑤フットパイル（高圧噴射攪拌）に分類することができる。フットパイルを施工することにより、脚部に集中する荷重を周辺地山に分散させるとともに、脚部地山の強度や変形特性を向上させることにより地山の破壊や変形を抑制することができる。また、その他にも、せん断変形の抑制や水平力に対する抵抗といった効果も期待できる。

表-3.7 フットパイルの概要⁵⁾に加筆修正

	フットパイル (地山改良)	フットパイル (脚部補強ボルト)	フットパイル (鋼管+地山改良)	フットパイル (鋼管杭+セメント注入)	フットパイル (高圧噴射攪拌)
概要図					
工法概要	鋼製支保工脚部に注入管を打設し、ウレタン系注入材等を圧入して、補強ゾーンを形成する工法。地山の空隙充填、固結・強度増加により、地山の安定や支持力の増加を図る工法。	全面接着型のロックボルトを打設し、地盤のせん断補強や注入による地山の強度増加などにより、地山の安定や支持力の増加を図る工法。	鋼製支保工脚部の地山に鋼製パイプを汎用機(ジャンボ)で打設した後、主にウレタン系の注入材を圧入して地山の強度や支持力を増加させ、脚部沈下の抑制や支保構造の安定を図る工法。	鋼製支保工脚部の地山に鋼製パイプを専用機で打設した後、主にセメント系の注入材を圧入し、支持力の大きい支持杭を構築することにより、脚部沈下の抑制や支保構造の安定を図る工法。	鋼製支保工脚部の地盤にグラウトを高圧噴射し、固結改良体を構築することによって、地山の強度やすべり抵抗等を増加させ、脚部沈下の抑制や地山の安定を図る工法。
打設長	2~4 m	2~4 m	3~5 m	4~12 m	3~5 m
設備	汎用機	汎用機	汎用機	専用機	専用機

第3章 小土被り未固結地山における掘削時の地山変位と沈下対策工

フットパイルの効果を確認するために行った鋼管の軸力測定結果を図-3.29に示す。フットパイルには軸力が発生しており、荷重を負担していることが分かる。また、図-3.30にトンネルの坑内変位量の計測結果の例を示すが、フットパイルによって下半掘削時の脚部沈下（図中T2, T3）が抑制されていることが分かる。これらの計測結果から、フットパイルはある程度の荷重負担を行っていること、沈下抑制に一定の効果があることが分かる。

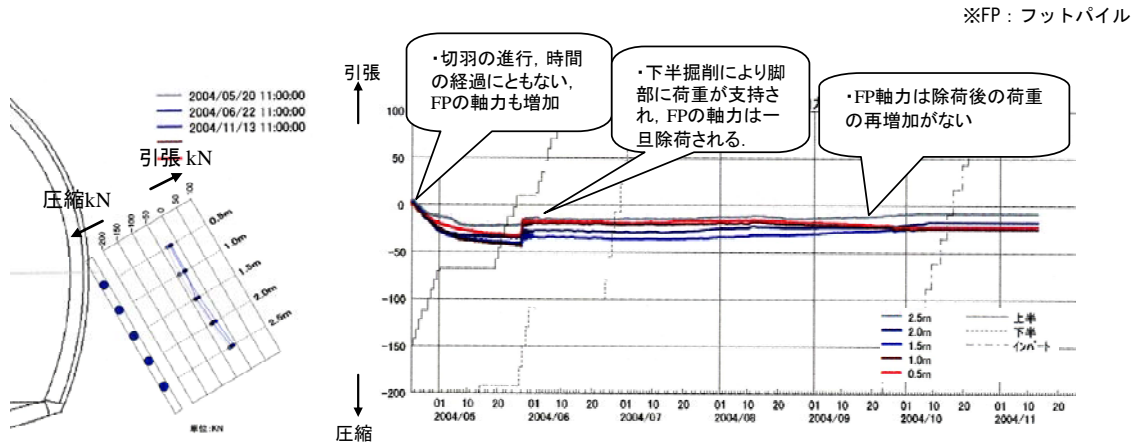


図-3.29 軸力測定（フットパイル）（五戸トンネル 602km458m）

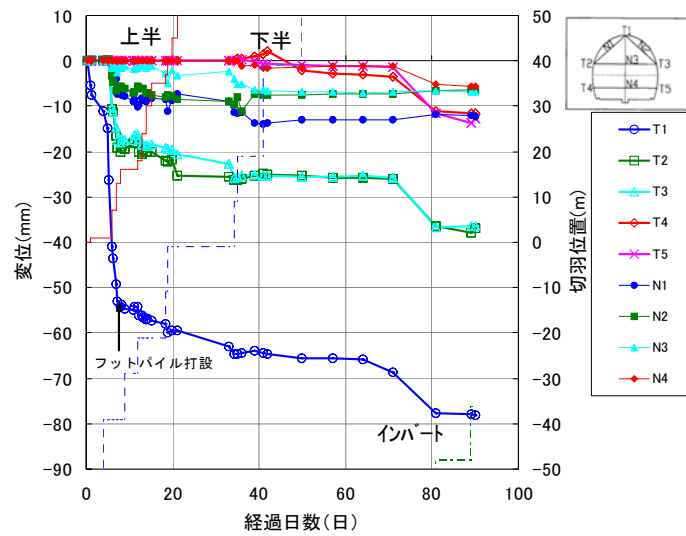


図-3.29 坑内変位量（フットパイル）（三本木原トンネル 619km050m）

(3) 根固め吹付けコンクリート

地表面沈下が大きく地山の支持力が不十分な場合や、内空変位が大きく、変位速度が増加する膨張性地山の場合に、沈下抑制のために、吹付けコンクリートを用いて上半盤を仮閉合する上半仮インバートがある。しかし、上半仮インバートは、上半掘削時の施工性の低下や下半作業時のインバート取り壊し等で作業能率が低下することがある。また、インバートを撤去する際に大きな変位が生じることもある。

根固め吹付けコンクリートは、上半脚部の地盤の支持力が小さい場合に、上半脚部にのみ 1m 程度の幅で連続して吹付けコンクリートを施工し、支保工の支持面積を拡大し、また、トンネル縦断方向の梁として効果を期待する工法である。

図-3.31 に、根固め吹付けコンクリートの詳細図を示す。この例では、上半脚部に幅 1m 程度の吹付けコンクリートを施工している。

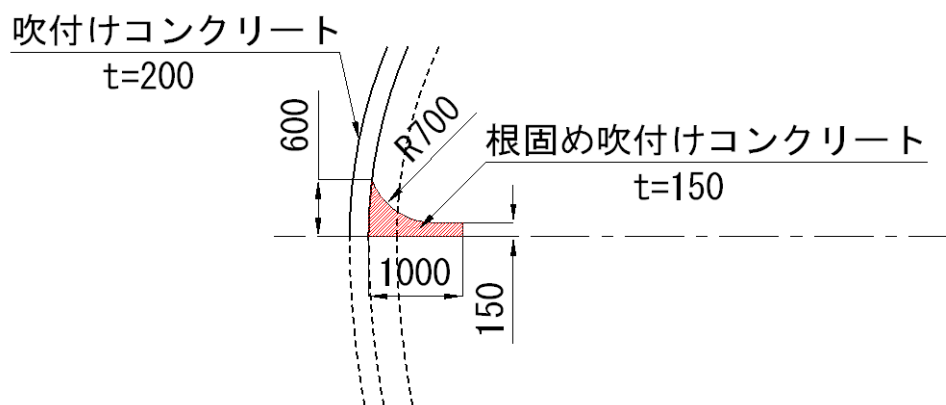
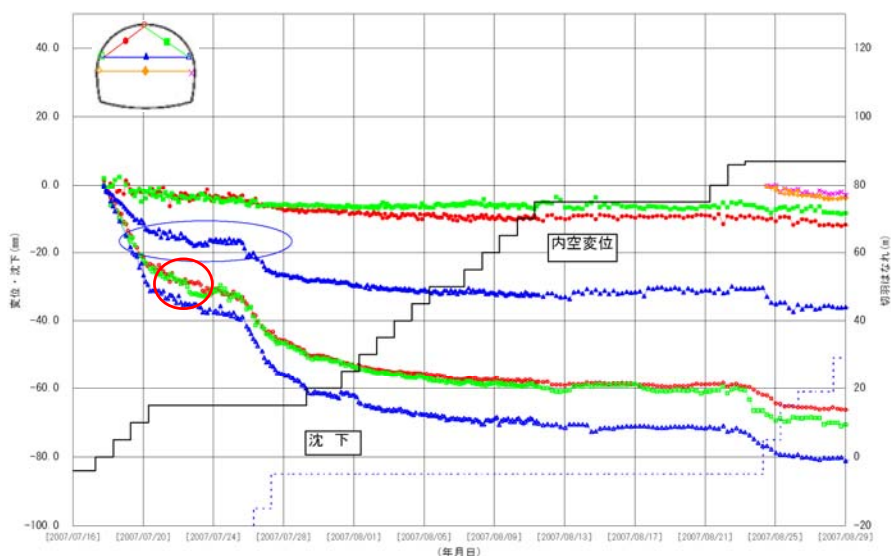


図-3.31 根固め吹付けコンクリート詳細図

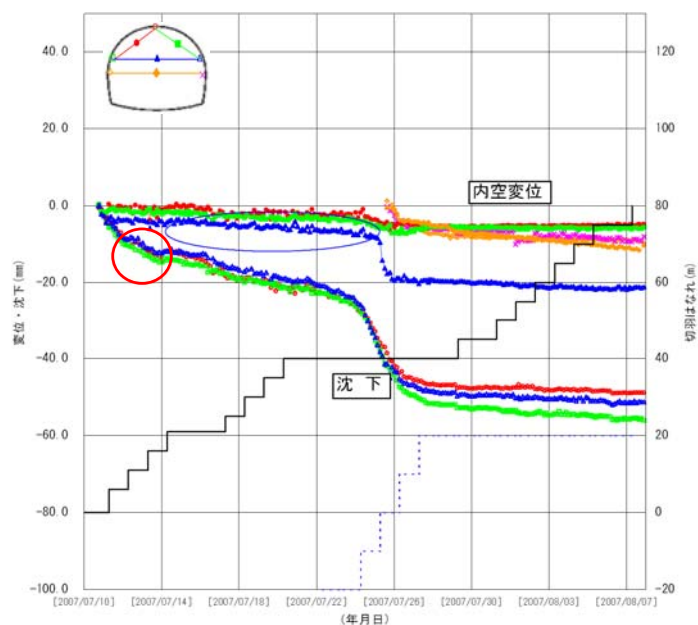
第3章 小土被り未固結地山における掘削時の地山変位と沈下対策工

根固め吹付けコンクリートを採用した区間では、沈下速度が低下し、概ね沈下抑制効果が確認されている。図-3.32, 3.33に、根固め吹付けコンクリート無しの場合と有りの場合の坑内変位量を示す。これによると、上半掘削時の沈下量（図中○）については、根固め吹付けコンクリート無しの場合は30～40mmの沈下発生であるのに対し、根固め吹付けコンクリート有りの場合は20mm以下の沈下発生となっており、沈下抑制効果が認められる。



(錦ヶ丘トンネル 607km585m)

図-3.32 坑内変位量（根固め吹付けコンクリート無し）



(錦ヶ丘トンネル 607km609m)

図-3.33 坑内変位量（根固め吹付けコンクリート有り）

(4) 地山改良

地山改良は、土被りが小さく、トンネル断面～天端の地質が軟弱な場合で、さらに地上に支障物がない場合に切羽安定対策として採用された。トンネルの位置する地山の強度をあらかじめ地表面から地盤改良により増加させた後にトンネル掘削する工法である^{7)~10)}。トンネルの掘削にかかる前に坑外から地山改良を実施するので、トンネル内の掘削作業に影響が及ばないこと、対策範囲が掘削切羽周辺に限定されずに広範囲に面的に施工できること等の利点がある。

地山改良工法の施工は、地表部の開削を行い、トンネル側方地盤を浅層混合処理により改良した後、セメント系固化材を添加した改良土を用いてトンネル天端付近に盛土を構築し、地表面まで埋め戻しを行った後に、トンネル掘削を行う。トンネル側方の浅層改良範囲やトンネル天端の事前改良盛土の有無については、土被りや付近の地表構造物の有無に応じて設定する。図-3.34に牛鍵トンネルでの地山改良工法例を示す。

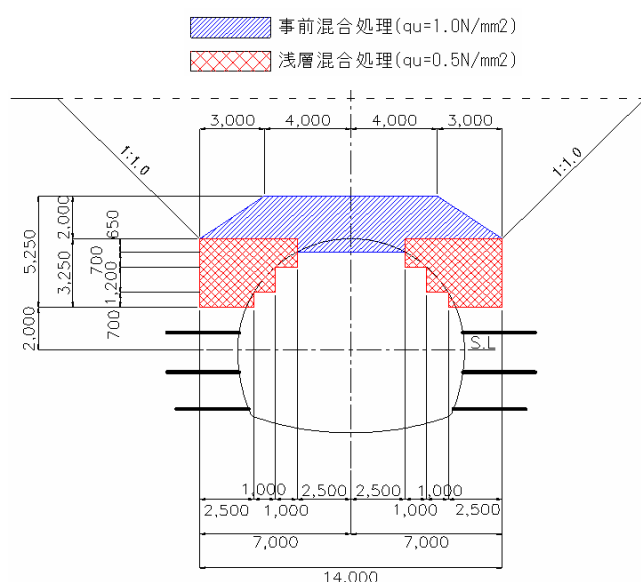


図-3.34 地山改良工法の断面図 (牛鍵トンネル)

第3章 小土被り未固結地山における掘削時の地山変位と沈下対策工

この他、アーチ部周辺を改良するだけでなく、用地幅の制限、地質状況等の条件から図-3.35のように施工基面までを様々な形状で改良する設計が採用されている。

上北トンネルでは、用地幅の制限から改良幅を確保できないために脚部までの改良を採用している。また、改良体の強度については、改良幅が確保できない場合には赤平トンネルのように高強度（ 1.0N/mm^2 ）とし、ある程度の改良幅が確保できる場合には低強度（ 0.5N/mm^2 ）を採用して合理化を図っている。

施工基面までを改良した場合の掘削時における変形モードは、脚部が根入れされた門型改良体に上載荷重が作用した状態に近く、下半掘削時に全体の荷重を受けて沈下するが、地山全体の緩みも抑えられることから、下半部の地質が軟弱な場合には有効である。

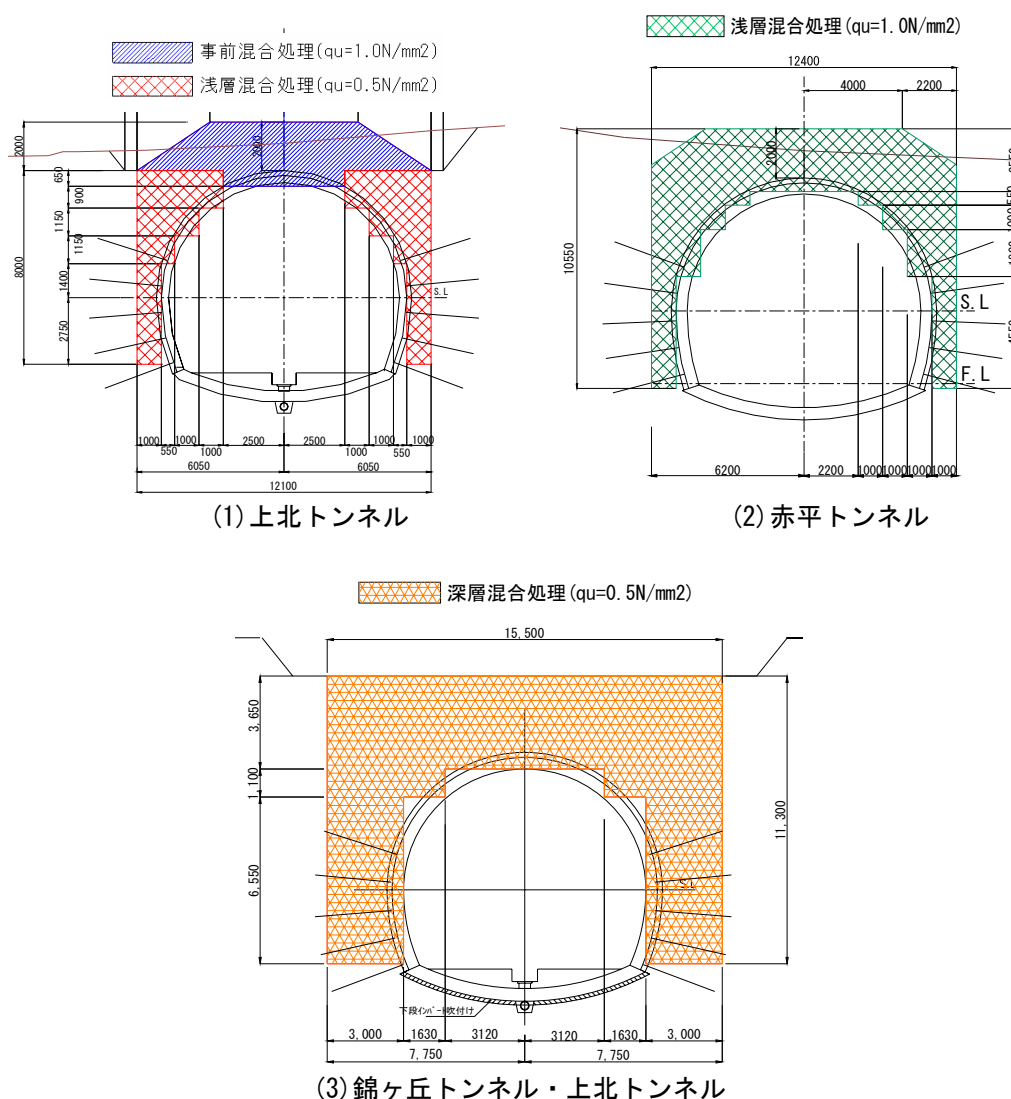


図-3.35 地山改良工法における地山改良形状の例

第3章 小土被り未固結地山における掘削時の地山変位と沈下対策工

図-3.36 は、SL 付近まで地山改良を行った牛鍵トンネルと下半脚部まで改良を行った赤平トンネルの地中沈下測定結果を比較したものである。なお、牛鍵トンネルでは最深部を不動点と仮定しているのに対し、赤平トンネルでは地表面沈下測定から絶対変位量を計測している。

牛鍵トンネルでは、上半施工時に大きな地中変位を生じる傾向にあるのに対し、赤平トンネルでは、上半施工による沈下はわずかで、下半施工により上半以上の沈下が発生している。これは、赤平トンネルで下半脚部まで改良を行っている効果であり、上半施工時には改良体が地山挙動を抑制しているためである。

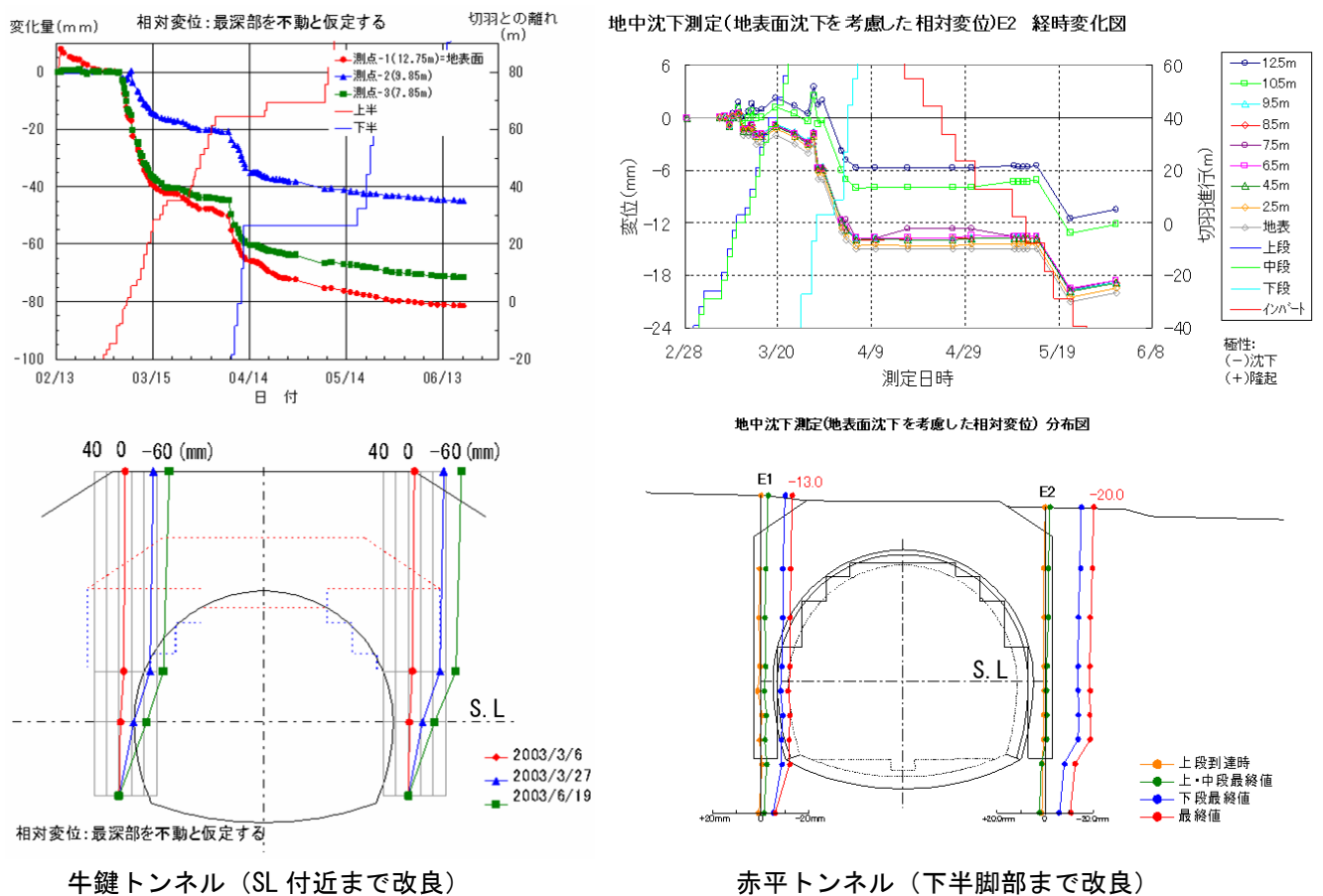


図-3.36 地中沈下測定結果

3.4.3 補助工法の採用実績

ここでは、東北新幹線（八戸・七戸間）の小土被り未固結地山トンネルにおいて施工された補助工法の採用実績について示す。なお、対策工の区分は、補助工法の規模に応じて「①地山改良，②先受（短尺先受，SSPB（鋼管鋼矢板圧入打撃工法）等），③先受+脚部補強，④注入式先受（長尺先受および長尺鏡ボルトの併用等），⑤注入式先受+脚部補強」にグルーピングして分析を行った。

図-3.37 は採用された補助工法と土被りとの関係を示したものである。

今回調査を行った範囲で補助工法の採用の傾向を要約すると以下の通りである。

- ①地山改良は、土被り 5m 以下で多く採用されている。
- ②先受（短尺先受，SSPB（鋼管鋼矢板圧入打撃工法）等）は、土被り 10~20m 程度で多く採用されている。
- ③先受+脚部補強は、土被り 5~10m 程度で採用されることが多い。これは、小土被り時の沈下対策として用いられた事例である。なお、土被り 30m 程度まで幅広く採用されている。
- ④注入式先受は、土被り 10m 以下の小土被り部（沢部直下等）で採用されることが多いほか、土被りが大きいところでの切羽安定対策（三本木原トンネル）として使用されたことがある。

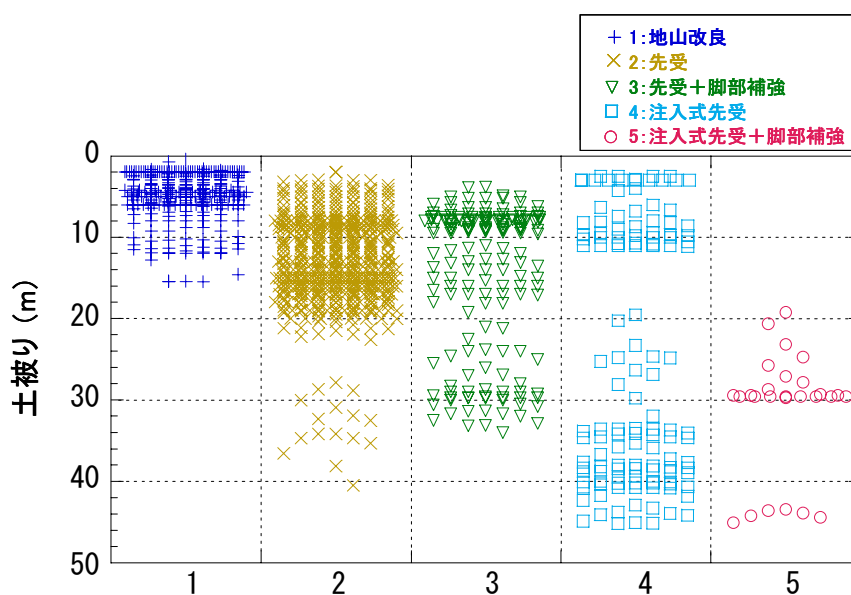


図-3.37 補助工法と土被りの関係

このように、土被りが極端に小さい場合の地山改良を除くと、小土被り未固結地山の場合には先受工だけでなく、脚部補強工を併用することで、切羽安定や沈下抑制を図ることができることが確認できる。

第3章 小土被り未固結地山における掘削時の地山変位と沈下対策工

このことより、東北新幹線（八戸・七戸間）の小土被り未固結地山トンネルにおける沈下対策工の採用実績から、補助工法の選定の考え方は図-3.38 ように整理できる。

この図については、第7章において再度考察する。

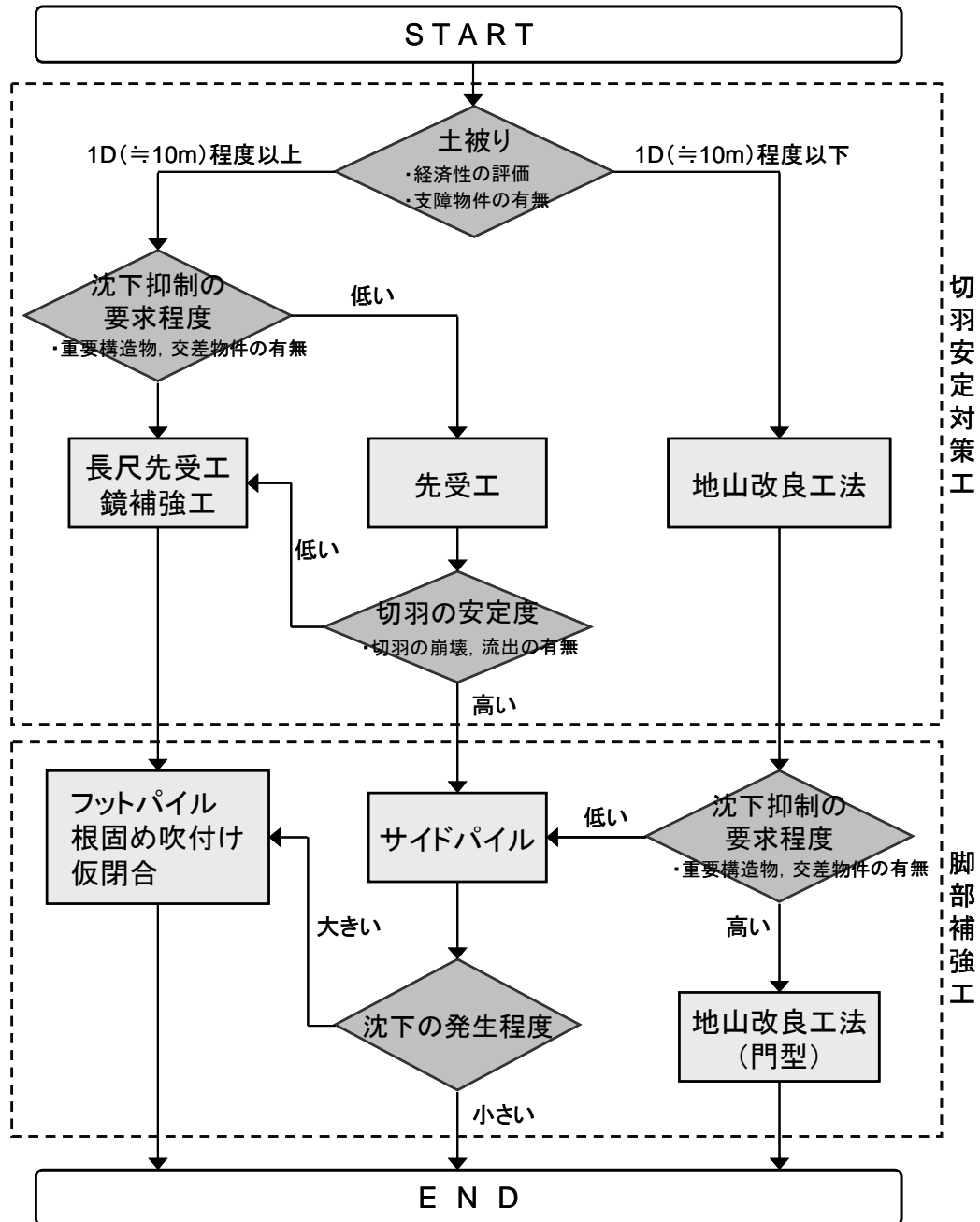


図-3.38 東北新幹線（八戸・七戸間）の小土被り未固結地山における沈下対策工の選定

3.5 まとめ

3.5.1 小土被り未固結地山トンネルの掘削時の地中変位について

- 1) 土被りが 2D 以下の小土被りの条件下では，変形量は土被りに依存する傾向が強く，土被りの減少に伴い変形が増加する傾向を示す。
- 2) 本研究で対象とした小土被り未固結地山におけるトンネルでは，「地表面沈下量」≒「天端沈下量」≒「脚部沈下量」という「とも下がり現象」が生じ，沈下が卓越した変形挙動が観測された。これは，小土被りトンネルではグラウンドアーチの形成が不十分であり，地表面にまで変位が及んでいるものと考えられる。

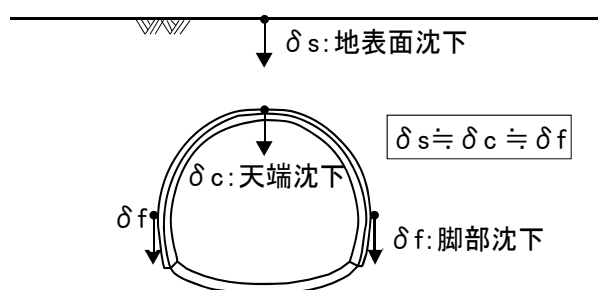


図-3.39 とも下がり現象の模式図

- 3) トンネルの掘削に伴う沈下は狭い範囲に集中して生じており，これはとも下がりが生じているためと考えられる。
- 4) 天端沈下は，土被り，切羽の地質構成に依存し，小土被りの場合や，切羽上部に砂層，下部にシルト層の条件の場合には沈下が大きくなる。

3.5.2 沈下対策工について

沈下対策工について，東北新幹線（八戸・七戸間）の小土被り未固結地山における地表面沈下の問題に対しては補助工法により対策がなされているが，補助工法の採用については土被りに依存している傾向にある。すなわち，土被り 5m 以下というような極小土被りの場合は地山改良が多く用いられている。一方，土被り 10m 以上のような場合は，地山改良工法は工費が増加するため，一般的に沈下対策工はトンネル坑内からなされることになり，沈下抑制の要求程度により，サイドパイルか根固め吹付けコンクリート等が選択される。

しかしながら，沈下対策工は，施工段階において現場単位で地山状況に応じて検討されることが実態であり，計画段階において統一的な基準に基づき計画されることは少ない。実設計における補助工法の選定基準，設計手法については十分に確立されておらず，補助

工法の設計は、試行錯誤的、経験的になされることが多いのが現状である。

このような沈下抑制を目的とした脚部補強工のうち、サイドパイルは経済的かつ効果的な対策工として有用と考えられ、模型実験及び数値解析を通して、その沈下抑制効果を發揮するメカニズムと実トンネルへの適用性について、次章以下で検討を行っていくことにする。

参考文献

- 1) 桜井春輔：都市トンネルの実際 合理的な設計・施工をめざして，鹿島出版会，1998.3.
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 都市部山岳工法トンネル，2002.3.
- 3) 小池一之，町田洋編：日本の海成段丘アトラス，東京大学出版会，2001.6.
- 4) 土木学会：トンネル標準示方書 [山岳工法]・同解説，2006.7.
- 5) 地盤工学会：山岳トンネル工法の調査・設計から施工まで，2007.7.
- 6) 北川隆，磯谷篤実，奥津一俊，川口隆徳：地山改良とサイドパイルで小土被り土砂地山を掘削，トンネルと地下，vol.35，No.4，pp.7-14，2004.4.
- 7) 蓼沼慶正，磯谷篤実，小西真治，西山達也，奥津一俊：地山改良工を併用した低土被りトンネルの施工，第13回トンネル工学研究発表会，pp.207-212，2003.11.
- 8) 北川隆，飯田廣臣，蓼沼慶正，奥津一俊，玉井靖広：低土被り土砂地山における地山改良工法の検討，構造工学論文集 I Vol.50A，pp.45-52，2004.3.
- 9) Konishi,S., Nishiyama,T., Iida,H., Miyabayashi,H., Tadenuma,Y. and Okutsu,K. : Face Stabilizing Method for Shallow Tunnels in the Loose Sandy Ground, *Proceedings of the ITA-AITES 2004 World Tunnel Congress & 30th ITA General Assembly*, Singapore,H11,2004.5.
- 10) Kitagawa,T., Iida,H., Tadenuma,Y., Konishi,S., Kawashima,Y. and Okutsu,K. : Tunneling method for shallow tunnel with ground stabilizing, *Proceedings of the ISRM International Symposium 3rd ARMS*, Kyoto, Vol.1, pp.611-616,2004.12.
- 11) 桜井春輔，足立紀尚：都市トンネルにおける NATM，鹿島出版会，1988.12.

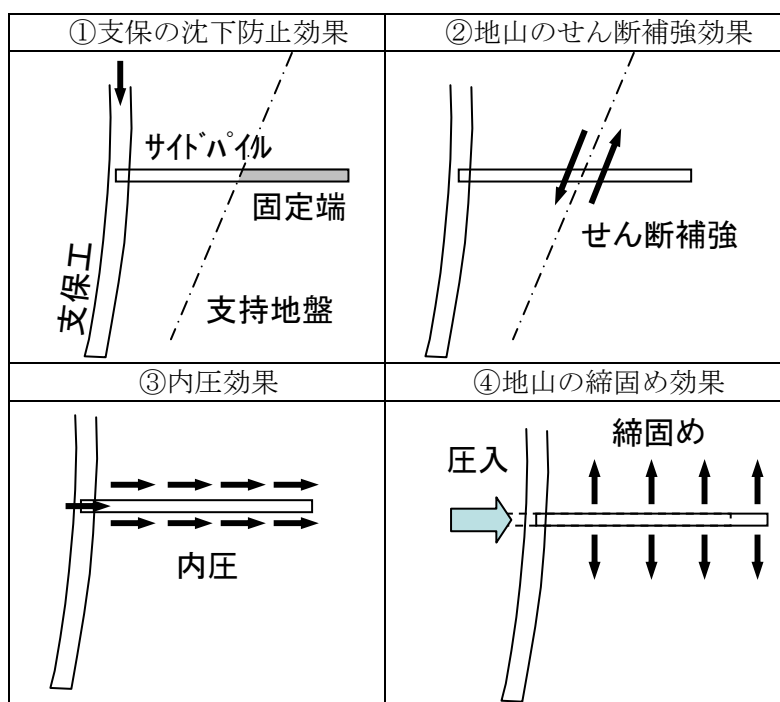
第4章 サイドパイルによるトンネル沈下抑制効果に関する模型実験

第3章での検討で、小土被り未固結地山トンネルでは沈下抑制のために様々な対策工が用いられることがわかった。ここで、比較的安価な沈下対策工として、サイドパイル工があり、いくつかの現場で用いられた結果、地山条件によっては効果が確認されたとの報告もされている¹⁾。しかしながらサイドパイル工の沈下抑制効果には不明な点が多く^{2),3)}、現場の判断により経験的、試行錯誤的に行われているのが現状である。本章では、サイドパイル工の沈下抑制効果に関して、作用のメカニズムやサイドパイルが効果を発揮する条件を明らかにするため、降下床による模型実験を実施したので、その結果について示す^{4)~9)}。

4.1 概要

サイドパイルの効果はロックボルトの効果²⁾と類似しているが、表-4.1に示すような、①支保の沈下防止効果、②地山のせん断補強効果、③内圧効果、④地山の締固め効果などが現在考えられている^{1)に加筆修正}。特に、小土被り土砂地山トンネルは、地表面、トンネル天端、トンネル脚部が同程度沈下する沈下挙動を示すことから、サイドパイルをトンネル側面のトンネル掘削による影響が少ない地盤領域まで圧入し支持させることにより、トンネルおよびトンネル周辺地盤の沈下を抑制する効果をもつことが期待されている。

表-4.1 サイドパイルの地山補強効果に関する概念図（表-3.6を再掲）



第4章 サイドパイルによるトンネル沈下抑制効果に関する模型実験

小土被り土砂地山トンネルにおけるサイドパイルの実施例（牛鍵トンネル）を図-4.1に示す。牛鍵トンネルでは、全線 2,070m のうちの 90%以上の区間でサイドパイルが採用された。牛鍵トンネルでは直径 $\phi=65\text{mm}$ 、長さ $L=2.75\text{m}$ の鋼管とし、掘削 1m 毎に 6 本打設となっている。

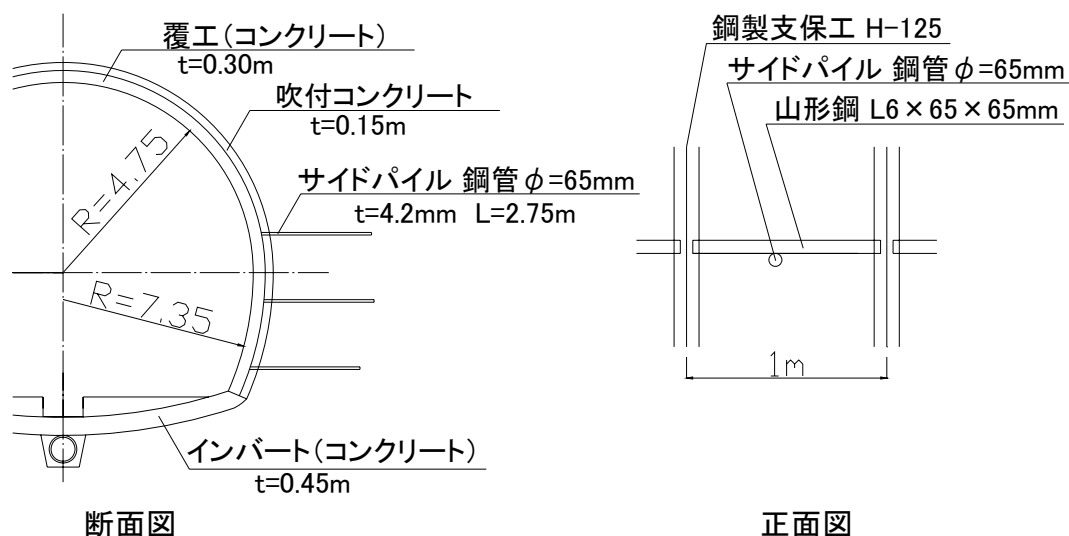
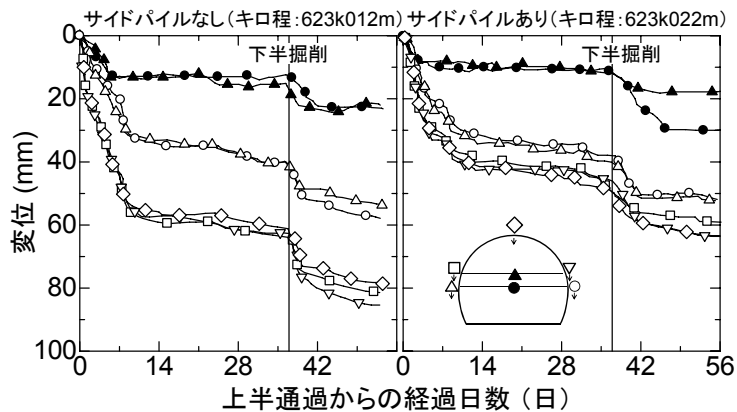


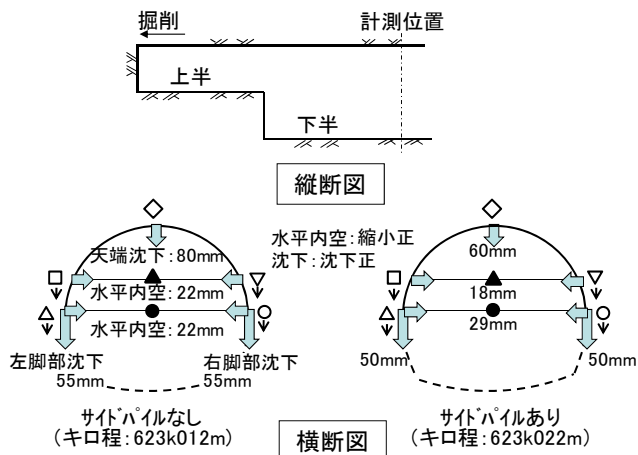
図-4.1 サイドパイルの適用例（牛鍵トンネルの例）

図-4.2(a) (b)に、牛鍵トンネルにおいて、サイドパイルの有無に着目して掘削時のトンネルの変位計測結果（水平内空変位，天端沈下，脚部沈下）を比較した例を示す。ここで図-4.2(a)は経時変化のデータ，図-4.2(b)は変形収束時（上半通過から 56 日経過時点）のデータである。図より，サイドパイルありの場合は，なしの場合に比べ，SL 位置での水平内空測線（測線●）については絶対値が増加（+7mm）しているが，それ以外の測線では，天端沈下，脚部沈下，水平内空変位は減少している。

以上の結果から，水平内空変位についてはサイドパイルの効果を即断することはできないものの，沈下抑制については比較的明確に効果が確認された。これらのことから，サイドパイルには変位抑制効果があるものと考え，以下，模型実験を通じて，変位抑制効果の確認や，変位抑制効果を発揮するメカニズムについて検討を行うこととした。



(a) トンネルの変位の経時変化



(b) 上半通過から 56 日経過後のトンネルの変位

図-4.2 牛鍵トンネルでの測定結果¹⁾

4.2 実験方法

4.2.1 モデル化の考え方

図-4.3 にモデル化の考え方を示す。実トンネルにおけるサイドパイルは、掘削、鋼製支保工設置後、トンネル側壁～側壁脚部にかけて水平方向に打設することにより、下半掘削時あるいは次のサイクルの上半掘削時の沈下を防止すると考えられる。そこで、実験においては、降下床実験装置（図-4.4、写真-4.1）^{10)~13)}を使用することとし、トンネルおよびサイドパイルは逆T型擁壁とアルミニウム棒によるトンネル模型（図-4.5）でモデル化することとした。

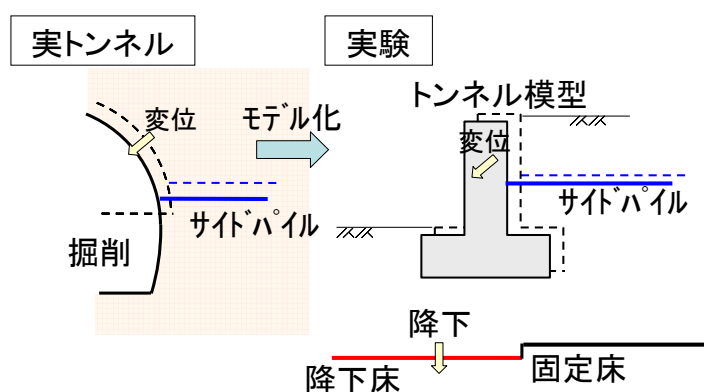


図-4.3 モデル化の考え方

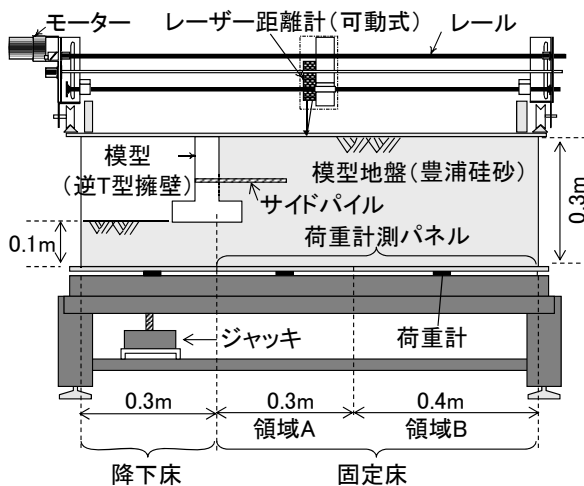


図-4.4 降下床実験装置

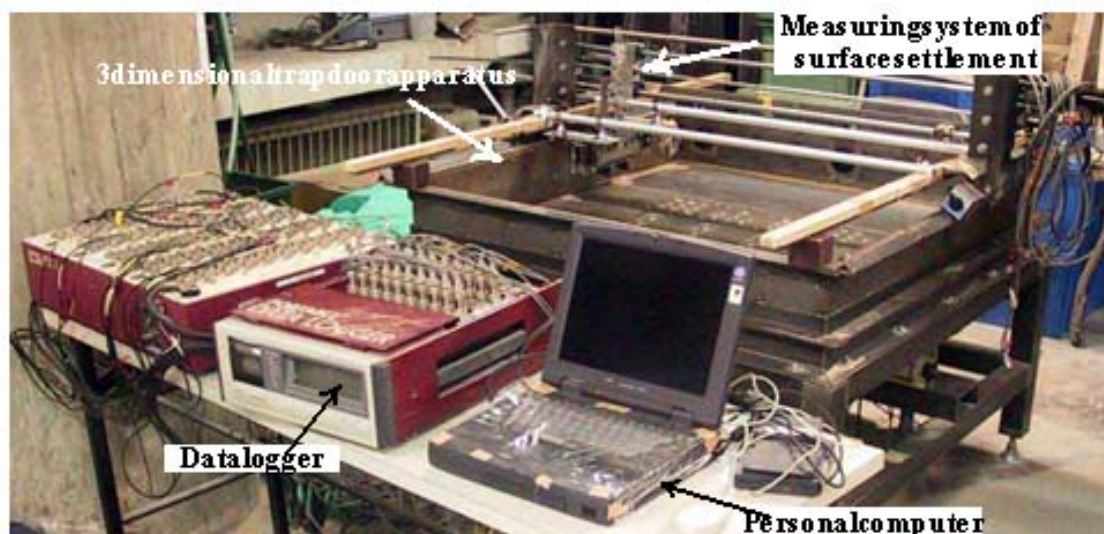


写真-4.1 降下床実験装置外観

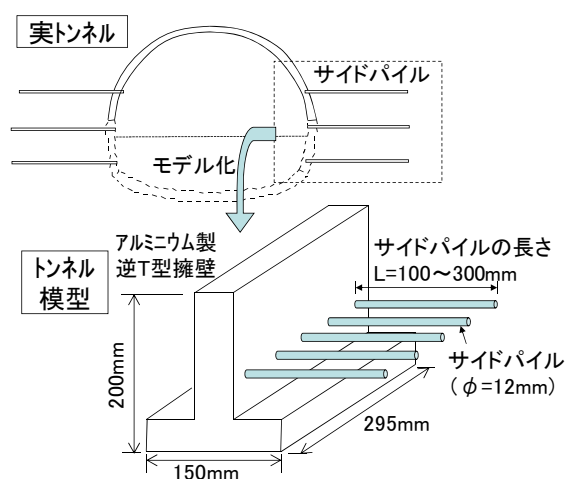


図-4.5 トンネル模型

図-4.5 に示すように、トンネル模型を降下床と固定床の境界に設置し、降下床を降下させることで掘削に伴うトンネルの沈下を表現し、沈下対策工としてのサイドパイルの有効性の検討を行うものである。ここで、実トンネルでは、トンネルの掘削によりトンネル自身が沈下し、地表面の沈下が発生することとなるが、トンネルの掘削を表現しようとすると実験システムが複雑になる。そこで、サイドパイルの効果にのみ着目することにして、トンネル壁面を抽出し、逆 T 型擁壁を降下床と固定床の境界に設置し、擁壁の降下床の側に地盤の沈下を意図的に発生させて作用させる簡易な実験システムにより実験を実施した。図-4.3 に示すように、擁壁は鉛直下方だけでなく水平左方にも変位することになるが、実トンネルでも、下半掘削、次のサイクルの上半掘削により、トンネルは沈下するとともに水平内空が縮小することが多いので、簡単なモデルではあるものの、サイドパイル近傍

に関しては、実トンネルの掘削時挙動を表現できているものと考えられる。

トンネル模型は中実のアルミニウム製で、側壁に穴が設けられており、実験ケースにあわせてサイドパイルの設置・交換が可能となっている。サイドパイルについては、アルミニウム製の他、比較対象として木、ポリエチレン製のものについても使用した。表-4.2に、サイドパイル使用材料の基本的な物性値をまとめる。

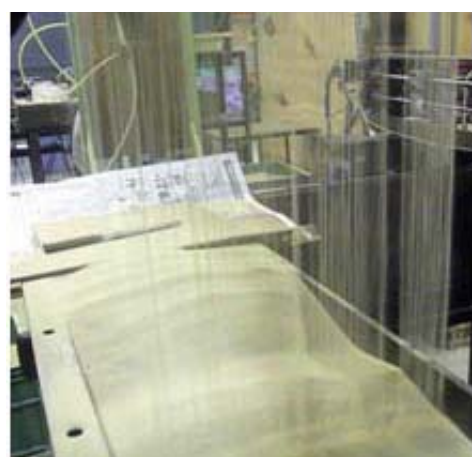
模型地盤は乾燥した豊浦珪砂を用い、気中落下法により作成している。実験時の相対密度は90%程度である。表-4.3に、豊浦珪砂と模型地盤の物性値を示す。写真-4.2に気中落下法による模型地盤の作成状況を示す。

表-4.2 サイドパイル使用材料の物性値

材料	弾性係数	単位体積重量
アルミニウム	70.3 GPa	26.3 kN/m ³
木	約 10 GPa	約 5 kN/m ³
ポリエチレン	0.4~1.3 GPa	約 10 kN/m ³

表-4.3 豊浦珪砂と模型地盤の物性値

項目	値
土粒子の比重 G_s	2.64
単位体積重量 γ	15.5 kN/m ³
平均粒径 D_{50}	0.20 mm
内部摩擦角 ϕ	45.0 °
粘着力 c	0.0 kPa
間隙比 e	0.627
最大間隙比 e_{max}	0.982
最小間隙比 e_{min}	0.580
相対密度 D_r	88.3 %



(a) 作成中の状況

(b) 拡大図

写真-4.2 気中落下法による模型地盤の作成状況

4.2.2 計測項目

計測項目は、地表面沈下、トンネル模型の変位、降下床に作用する荷重である。

地表面沈下、トンネル模型の変位は、図-4.4 に示すような表面変位計測システムを用いて計測した。この装置は、レーザー式変位センサを駆動レールに沿って水平方向に移動させながら地表面までの鉛直距離を計測し、同時に水平移動検出センサ（精度：350 μm）により水平変位を計測するものである。なお、計測においては、水平方向に2mm移動する間の計測データの平均値をその区間での代表値としている。

土槽の寸法は幅1000mm、奥行き300mm、高さ300mmであり、底面にとも下がり現象を模擬する降下床と荷重計測パネル(領域A, B)が図-4.4 に示すように設置されている。降下床および荷重計測パネル領域Aは一辺300mmの正方形、荷重計測パネル領域Bは300mm×400mmの長方形である。降下床および荷重計測パネルの下には荷重計が設置されており、各々に作用する鉛直荷重を計測する。

4.2.3 実験ケース

表-4.4 に実験ケースを示す。実験パラメータは、サイドパイルの長さ、剛性（材料）、トンネル模型との結合条件である。

表-4.4 実験ケース

No.	本数	長さ	材料	模型との結合条件	備考
1		サイドパイルなし			無対策
2	5本	100mm	アルミニウム E=70.3GPa	剛結	基本-50mm
3		150mm			基本
4		200mm			基本+50mm
5		250mm			基本+100mm
6		150mm			ポリエチレン E=0.4~1.3GPa
7			木 E=約10GPa		剛性の影響を把握するため
8		100mm	アルミニウム E=70.3GPa		フリー
9		150mm		基本	
10		200mm		基本+50mm	
11		300mm		基本+150mm	

サイドパイルの長さについては、逆 T 型擁壁の底盤端部を始点としてすべり線が生じることが事前に予想されたことから、サイドパイルとすべり線との位置関係（交差するか否か）に着目し、100～300mm の間で設定した。サイドパイルの長さとトンネル模型との関係を図-4.6 に示す。ここで、足立ら¹⁰⁾によれば、土被り比が比較的小さい場合、降下床の降下により地山内に水平面と $(45^\circ + \phi/2)$ なる角度で滑りが生じるとされている。

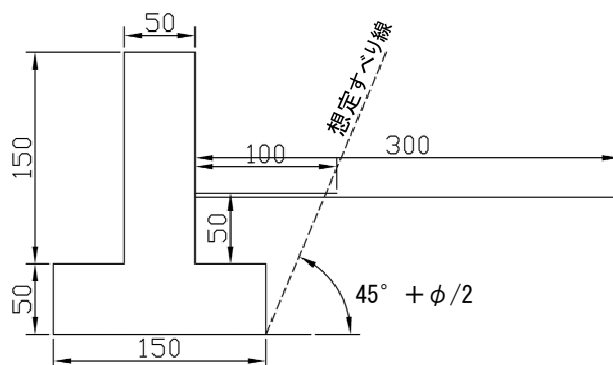


図-4.6 サイドパイルの長さとトンネルとの位置関係

サイドパイルの剛性については、地盤に対して十分に剛と考えられるアルミニウムの他、比較のため、それよりも剛性の小さい、木、ポリエチレンからなるサイドパイルについても実験を行った。サイドパイルとトンネル模型との結合条件については、単純化のために基本は剛結としたが、実際、サイドパイルは鋼管圧入後、鋼管前後の鋼製支保工にわたした山形鋼に溶接し、溶接箇所周囲を吹き付けコンクリートで固める構造となっているため、十分な剛結ではないことも考えられる。したがって、サイドパイルの結合条件の影響を確認するために、サイドパイルとトンネル模型との結合を外してサイドパイルとトンネル模型とは接触するだけの構造とし、サイドパイル～トンネル間では軸力および曲げモーメントを伝達しない条件（フリー）の実験も行っている。また、剛結の場合と同様、同時に、サイドパイルの長さについても変化させている。

4.3 実験結果

4.3.1 降下床降下時のトンネル模型の基本的な沈下挙動

まず、ケース1（サイドパイルなし）の実験結果を用いて、降下床降下時のトンネル模型の基本的な沈下挙動について示す。

図-4.7は、降下床を $\delta_t = 0.5, 1, 2, 3 \text{ mm}$ 降下させた時の地表面沈下の分布である。横軸には、降下床の右端からの水平距離、すなわちトンネル模型と模型地盤との境界からの水平距離 x を、縦軸には地表面沈下 δ_s を示した。図より、地表面沈下 δ_s は降下床の降下に伴って大きくなること、沈下量はトンネル模型に近いほど大きくなっていることがわかる。

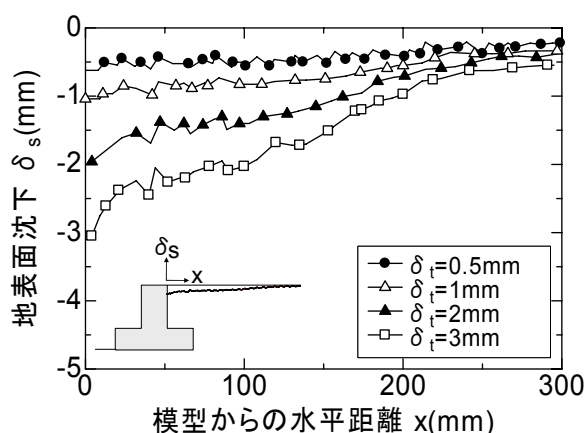


図-4.7 地表面沈下の分布（ケース1）

図-4.8, 4.9に、降下床の降下に伴うトンネル模型の変位および回転を示す。図-4.8は、降下床の降下量 δ_t に対して、トンネル模型上端面中央の水平変位 δ_H 、鉛直変位 δ_V をプロットしたものである。図より、降下床の降下に伴い、トンネル模型上端面は沈下しながら水平（左方）に移動していることがわかる。また、水平変位 δ_H 、鉛直変位 δ_V の絶対値はともに直線的に増加することがわかる。

一方、図-4.9はトンネル模型の回転を示したものである。図より、降下床の降下に伴ってトンネル模型が少しずつ回転していく様子を把握できる。ここで、トンネル模型の回転角 θ は、模型上部の左端および右端の位置を計測しておき、そのベクトル差から計算した。回転角は $\delta_t = 3 \text{ mm}$ 時に約 1° （ 0.017 rad ）であり、模型の高さ 200 mm を回転半径と仮定したときの水平変位量は約 3.5 mm である。この値は図-4.8に示したトンネル模型の水平変位量（約 3.4 mm ）に近く、トンネル模型の回転が、上端面の水平左方変位の要因になっているものと考えられる。

トンネル模型の鉛直変位量 δ_v は $\delta_t = 3 \text{ mm}$ 時に 2 mm 程度で、降下床の降下量 δ_t や地表面沈下 δ_s より小さくなった。これは、トンネル模型の逆T型擁壁の底盤が地山側への張り出していることから、その部分が寄与しているものと考えられる。

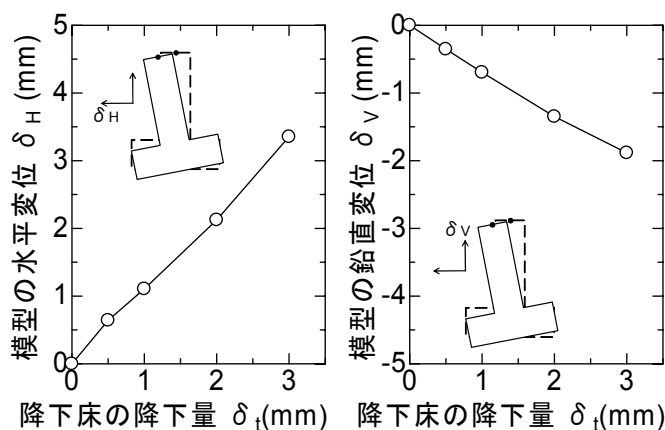


図-4.8 降下床の降下に伴うトンネル模型の変位 (ケース 1)

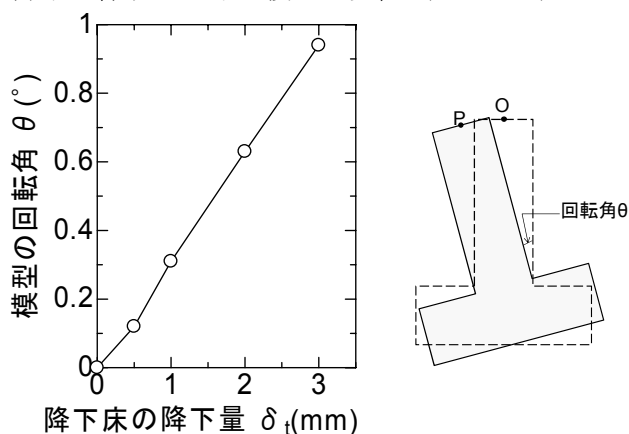


図-4.9 降下床の降下に伴うトンネル模型の回転 (ケース 1)

図-4.7 によれば、模型近傍での地表面沈下は降下床の降下量に近く、小土被りトンネルの沈下挙動に類似した変形挙動となったものの、トンネル模型の回転に伴い地表面沈下が増加する要素と、トンネル模型の逆 T 型擁壁の地山側への底盤の張り出しの効果として地表面沈下が抑制される要素が同時に作用している可能性については考慮しておく必要がある。

図-4.10 は、土槽底面に作用する荷重の推移を示したものである。ここでは、土槽底面を、降下床、領域 A (トンネル模型に近い側の固定床)、領域 B (トンネル模型から離れた側の固定床) の 3 つに区分し、それぞれに作用する荷重について検討を行った。ここで、降下床に作用する荷重が小さくなることは、降下床の降下に伴い、降下床に作用していた荷重の一部が周辺の地盤で分担されるようになることを示すもので、サイドパイルを取り付けた場合の検討においても、降下床に作用する荷重の減少量が大きいほど、サイドパイルの効果が大きいと評価できるものと考えられる。また、図-4.7～図-4.9 で示した地表面沈下やトンネル模型の変位・回転と異なり、作用荷重は降下床の降下量 $\delta_t = 1 \text{ mm}$ 以降は変化は少なくなる。これは、菊本ら¹³⁾に示されている傾向と同様である。一方、降下床から離

れた領域 B では、作用荷重がほとんど変化していない。なお、当然のことであるが、土槽底面（降下床及び領域 A、領域 B）に作用する荷重の合計はほぼ一定であった。

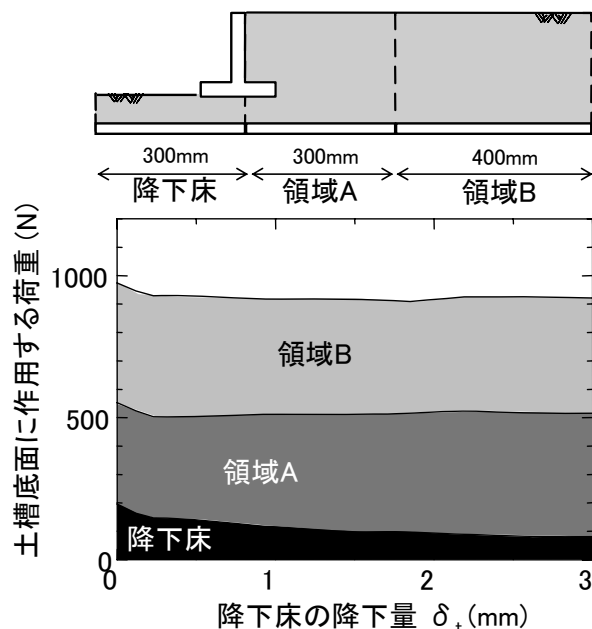


図-4.10 土槽底面に作用する荷重の推移（ケース 1）

4.3.2 サイドパイルの長さの影響

サイドパイルの基本的な効果を把握するため、トンネル模型にサイドパイルを取り付け、サイドパイルの長さを $L = 100 \sim 250 \text{ mm}$ と変化させた場合の計 4 ケースについて模型実験を行った。なお、ここで示す結果は、サイドパイルは、アルミニウム製とし、トンネル模型に完全に固定した状態で実験を行ったものである。

(1) 地表面沈下

図-4.11 に降下床の降下量 $\delta_t = 3 \text{ mm}$ 時の地表面沈下 δ_s の分布を示す。いずれのケースもトンネル模型に近いほど沈下量が大きくなる分布を示す。サイドパイルの効果については、トンネル模型から離れたところではケース間で大きな差はないが、トンネル模型の近傍では、サイドパイルを設置したケース（ケース 2～5）で沈下が抑制されており、サイドパイルの沈下抑制効果が現れていることがわかる。ここで、サイドパイルの長さが短いケース 2、3 で顕著であるが、地表面がサイドパイルの先端付近で一部相対的に隆起し、上方向に凸となっている現象が見られる。ケース 2～5 はサイドパイルがトンネル模型に剛結されているため、トンネル模型の回転に伴い、サイドパイルが地盤表面を上を持ち上げることもあり得るが、(2) でも後述するが、ケース 2、3 はトンネル模型の回転も大きく、この地表面の隆起が顕著になったものと考えられる。また、この理由によりケース 2、3 では結果的に平均地表面沈下量が小さく評価されサイドパイルの地表面沈下抑制効果が過大に評

価されている可能性がある。

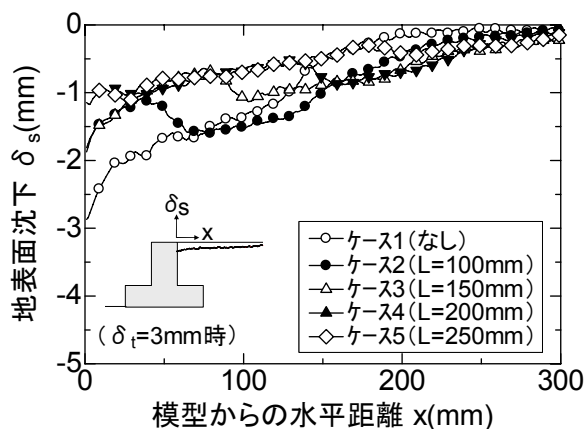


図-4.11 地表面沈下の分布

図-4.12 にサイドパイルなし（ケース 1）と $L=200\text{mm}$ （ケース 4）を例に取り、平均地表面沈下量の推移を示す。平均地表面沈下量は、地表面沈下 δ_s を水平方向に平均することで算出したものである。ここで、小土被りトンネルにおける地表面沈下を評価する指標としては、沈下量の絶対値と沈下勾配がある。ただし、本実験では、サイドパイルが地盤表面を上を持ち上げる現象や、後述するトンネル模型と地盤との隙間への地盤の落ち込みなどにより、トンネル模型付近の沈下勾配については評価が難しく、今回は、地表面沈下量の総和（平均値）が小さくなるのが一般的に沈下勾配の低下に寄与すると考え、平均地表面沈下量という指標を用いた。いずれのケースも、降下床の降下量 δ_t の増加に伴い、平均地表面沈下量も増加している。サイドパイルを用いないケースで平均地表面沈下量が大きく、サイドパイルを用いると沈下量が減少することが確認できる。

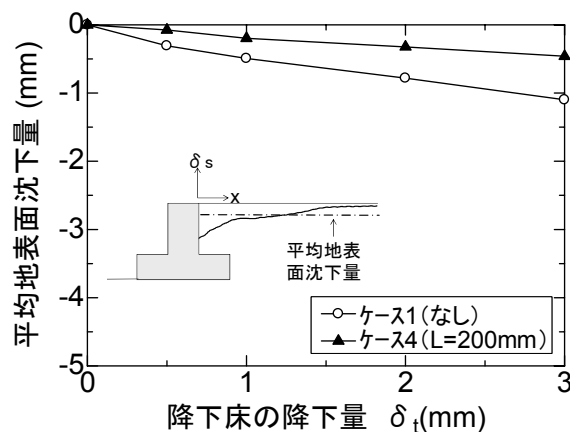


図-4.12 平均地表面沈下量の推移

(2) トンネル模型の挙動

図-4.13 に降下床の降下に伴うトンネル模型の水平変位 δ_H , 鉛直変位 δ_V を示す. 図-4.8, 図-4.9 で示したサイドパイルのないケースと同様, サイドパイルを導入したケースについても, 降下床の降下に伴い, トンネル模型は, 回転しながら, 水平方向, 鉛直方向とも降下床に近づくように変位した. サイドパイルの長さの影響としては, 全体的には長い方が変位が抑制できる傾向であるが, 特に, ケース4, 5については, ケース1~3に比べて, 降下床の降下量 δ_t が大きい領域で, 変位抑制の効果が大きくなっている.

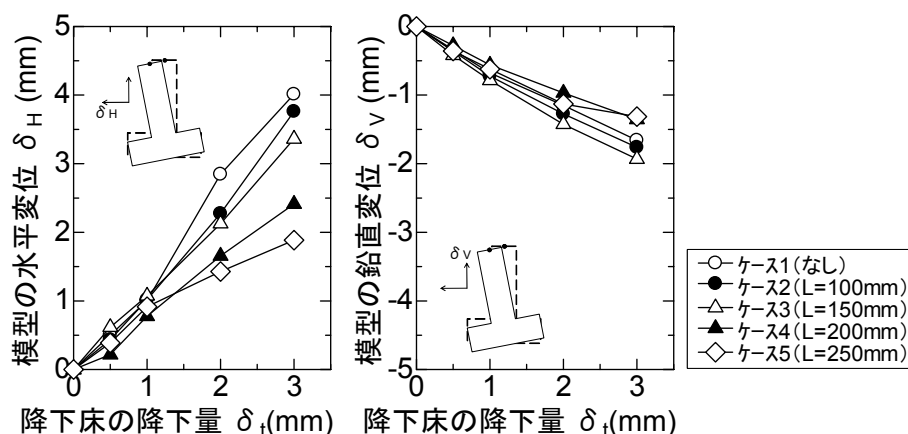


図-4.13 降下床の降下に伴うトンネル模型の変位

(3) 降下床に作用する荷重

図-4.14 は, 降下床の降下に伴う降下床に作用する荷重の推移を示したものである. 縦軸は, 降下床降下前の荷重で基準化した値を示す. いずれのケースも降下床の降下に伴い荷重が減少している. なお, 降下床に作用する荷重は, 地表面沈下, トンネル模型の変位のようにケース間に大きな差は見られず, 降下床の降下量 δ_t が大きくなるとケース間の差はほとんどなくなる. 降下床の降下量 δ_t が 0.5 mm 以下の範囲に限れば, 全体的にサイドパイルの長い方が, 作用荷重が小さい傾向を示しており, サイドパイルの長さが長い方が降下床の降下に伴う荷重の減少が早く生じる傾向が見られる.

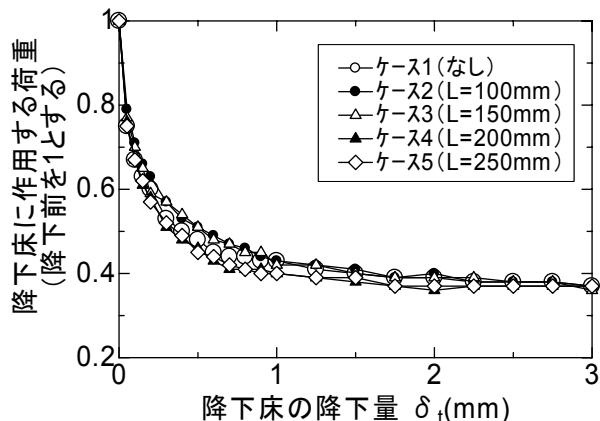


図-4.14 降下床に作用する荷重の推移

(4) まとめ

図-4.15 は、サイドパイルの長さの影響について、平均地表面沈下量で比較したものである。図中には、ケース1（サイドパイルなし）の値で基準化した時の平均地表面沈下量も記載した。図より、サイドパイルの導入により沈下が抑制されることが確認できる。また、沈下量の抑制効果はサイドパイルが長いほど大きくなるが、サイドパイルの長さが十分に長くなると頭打ちの傾向となる。なお、(1)で示した理由により、ケース2, 3では結果的に平均地表面沈下量が小さく評価されサイドパイルの地表面沈下抑制効果が過大に評価されている可能性がある。

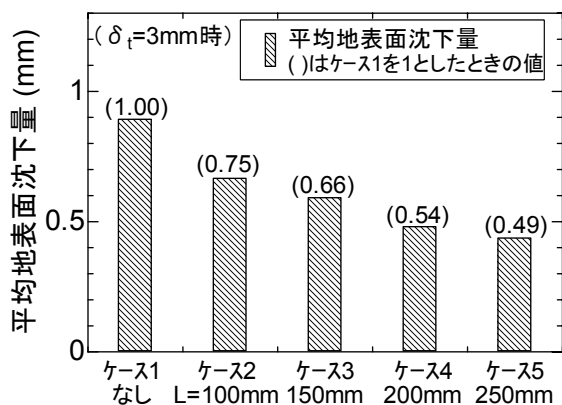


図-4.15 サイドパイルの長さの影響

図-4.16は、サイドパイルの長さの影響について、降下床に作用する荷重で比較したものである。前述したように荷重については $\delta_t=1\text{mm}$ 以上ではケース間の差はほとんどないが、 $\delta_t=0.5\text{mm}$ においては、ケース4 ($L=200\text{mm}$)、ケース5 ($L=250\text{mm}$)で、降下床に作用する荷重が小さくなっている。

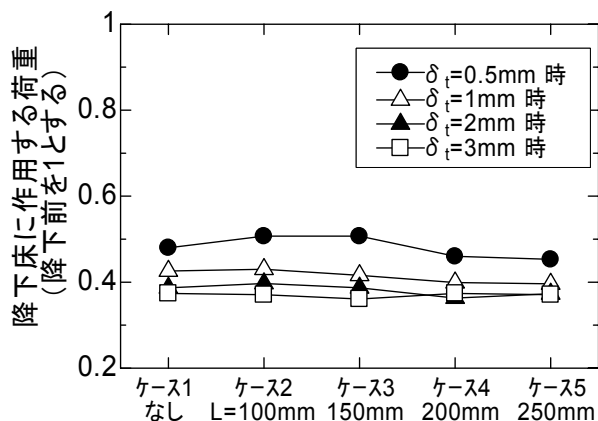


図-4.16 サイドパイルの長さの影響

以上から、サイドパイルを付加した場合、サイドパイルの長さが一定の長さより長くなると地表面沈下が抑制されること、降下床の降下量が $\delta_t=0.5\text{mm}$ 以下の範囲に限れば、降下床に作用する荷重が小さくなることが確認された。これより、サイドパイルの効果が発揮されるにはある一定の長さが必要であることが確認された。

4.3.3 サイドパイルの剛性の影響

サイドパイルの剛性による影響を把握するため、アルミニウムの他に、木、ポリエチレン素材のサイドパイルを用いた実験を行った。いずれも、サイドパイルの長さは、150 mmである。

図-4.17は、サイドパイルの剛性の影響について、平均地表面沈下量で比較したものである。剛性に着目すると、平均地表面沈下量は、ケース3 (アルミニウム) < ケース7 (木) < ケース6 (ポリエチレン) となる。サイドパイルの剛性が大きくなれば、地表面沈下抑制効果も大きくなることが確認できた。なお、ケース6 (ポリエチレン)、ケース7 (木)では、平均地表面沈下量がケース1 (サイドパイルなし) よりもやや大きくなった。この理由としては、ケース1は、ケース3、6、7でサイドパイルのあった空間が砂に置き換わった状態となっていることから一定の剛性を有すること、また、ケース3、6、7においては、サイドパイルを設置してから砂を降らすため、サイドパイル周りの地盤の相対密度が低下した可能性がある。

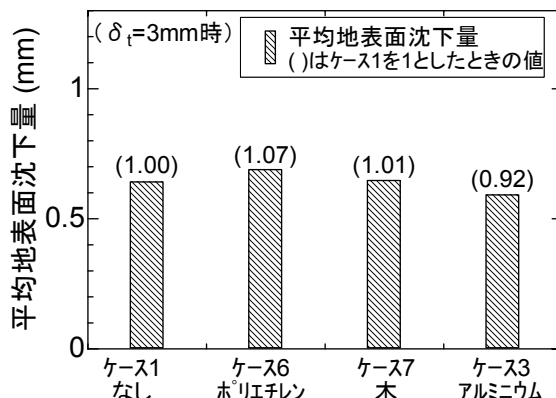


図-4.17 サイドパイルの剛性の影響

4.3.4 サイドパイルの結合条件

サイドパイルの結合状態が、サイドパイルの沈下抑制効果にどのような影響を与えるか検討するため、サイドパイル～トンネル模型間の断面力の伝達がないケース(ケース8～11)の実験を行った。

図-4.18に、降下床の降下量 $\delta_t = 3\text{ mm}$ 時の地表面沈下 δ_s の分布を示す。いずれのケースについても地表面沈下 δ_s は、トンネル模型に近いほど大きく、トンネルから離れるに従って小さくなった。なお、模型からの水平距離 x が 50 mm 以上の領域においては、サイドパイルの長さが長いほど沈下量は小さくなる傾向にあるが、剛結の場合とは異なり、模型からの水平距離 x が 50 mm 以下の領域においてはサイドパイルの長さにはよらずいずれのケースも急激に沈下量が大きくなる傾向が見られた。これらは、降下床の降下に伴いトンネル模型が回転し、トンネル模型とサイドパイルとの間に空隙が生じて砂が流動した結果生じたものである。これは、本模型実験固有の問題であると考え、ここでは平均地表面沈下量については図-4.18において太枠で囲んだ領域(模型からの水平距離 x が 50 mm 以下の領域)を除外して平均地表面沈下量を算出することとした。

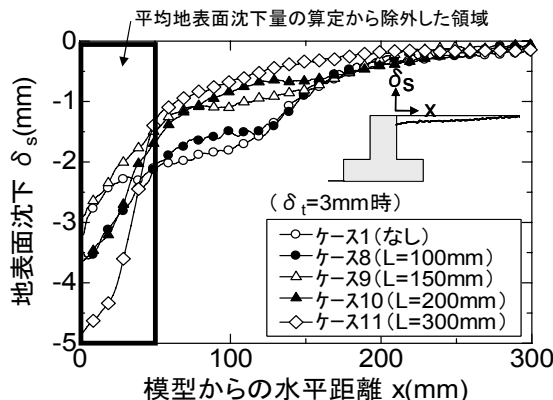


図-4.18 地表面沈下の分布

図-4.19は、サイドパイルの長さの影響について、平均地表面沈下量で比較したものである。なお、前述したとおり、トンネル模型近傍の50mm以下の領域は除外して算出している。図より、平均地表面沈下量はサイドパイルのないケースが最も大きく、サイドパイルの長さが長くなるに従って沈下量が小さくなるという結果となった。サイドパイルの長さが短いケース8(L=100mm)では、サイドパイルの効果はあまり見られず、ケース9(L=150mm)、ケース10(L=200mm)で明確な効果が確認できた。なお、トンネル模型近傍の50mm間は除外して算出した場合、剛結とフリーとの差は、個々のケースでそれほど大きなものではなくなっている。ただし、サイドパイルとトンネル模型との結合条件による差については、図-4.11と図-4.18とを比較することにより、トンネル模型近傍の50mm間の沈下量の増加を考慮すれば、剛結の場合の方がフリーの場合よりも沈下抑制効果が高いことが確認できる。

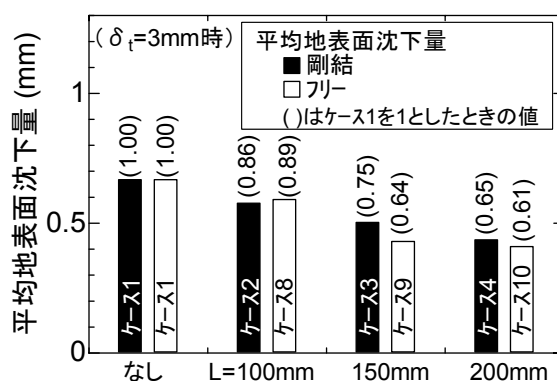


図-4.19 サイドパイルの長さの影響

トンネル模型の変位については、図-4.20に降下床の降下に伴うトンネル模型の水平変位 δ_H 、鉛直変位 δ_V を示すが、結合条件をフリーとしたケースでは、図-4.13で示した剛結の場合と比較して、サイドパイルがトンネル模型の変位・回転を抑制する効果は小さくなった。これはトンネル模型～サイドパイル間で力の伝達がなく、サイドパイルによる支持効果が得られないためと考えられる。

結合条件の違いについては、フリーの場合は、①トンネルと地山との間に隙間が出てトンネル近傍で地表面沈下が増えること、②トンネルの水平変位 δ_H が大きいことという観点から、剛結の場合よりも変位が大きくなる傾向にあると判断される。

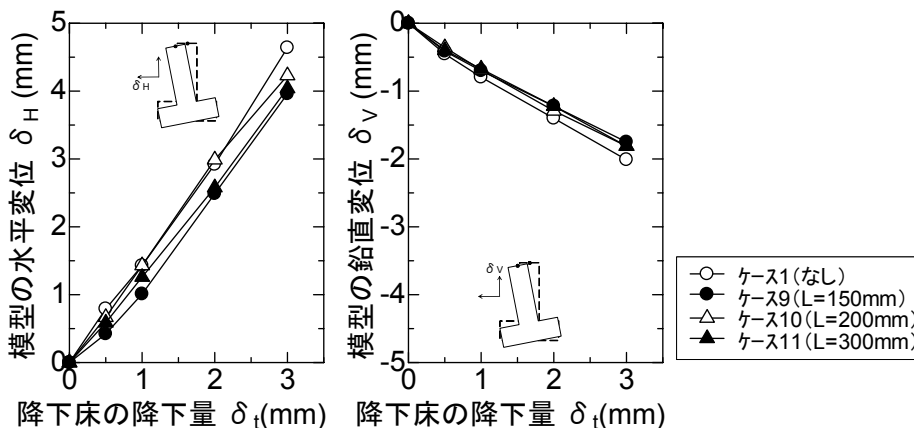


図-4.20 降下床の降下に伴うトンネル模型の変位

4.4 サイドパイルの作用メカニズム

実験結果をまとめると以下のようになる。まず、サイドパイルを長くし、ある一定の長さになった場合、降下床に作用する荷重が小さくなる傾向や、サイドパイルの長さが長いほど地表面沈下が小さくなる傾向が見られた。ここで、足立ら¹⁰⁾によれば、地山内に水平面と $(45^\circ + \phi/2)$ なる角度で滑りが生じるとされている。今回の実験においては、表-4.3 より $\phi=45^\circ$ であるので、これよりすべり線を想定すると、サイドパイルとすべり線の位置関係は図-4.21 に示したようになる。これによれば、サイドパイルの長さが $L=100\text{mm}$ 程度であればサイドパイルはすべり線によろやく交差する程度であり、 $L=150\text{mm}$ 程度になってはじめてすべり線の反対側の地盤で十分に支持されるようになる。一方で、今までの実験から、 $L=150\text{mm}$ 程度からサイドパイルの効果が現れるようになってきているがこれは上記の事実と整合するものである。その他、サイドパイルの長さが長いほど、また、サイドパイルの剛性が大きいほど沈下抑制効果が大きくなる傾向、サイドパイル～トンネル模型間を剛結にしたほうがトンネル模型の変形・沈下抑制効果が大きくなる傾向が見られた。

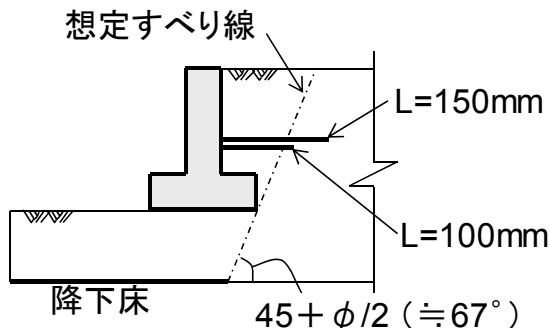


図-4.21 サイドパイルとすべり線の位置関係 (模式図)

以上のことから、サイドパイルの沈下抑制効果を図-4.22の様に推定した。すなわち、サイドパイルを導入しない場合、降下床の降下に伴い、降下床上方の地盤に作用していた荷重は、地盤に作用するせん断力により側方に伝達され、支持されているものと考えられる。これにサイドパイルを付加した場合、降下床上方の地盤に作用していた荷重は、トンネル模型周辺の地盤に加えてサイドパイルのせん断力によっても側方に伝達され、その結果として沈下が小さくなったものと考えられる。降下床上部に作用する荷重がサイドパイルのせん断力により側方に伝わり、降下床に作用する荷重が減少すると考えられるが、これは、図-4.16に示した計測結果から検証することができる。その他、サイドパイルの剛性が大きい場合や、サイドパイルとトンネル模型とを剛結とした場合にはサイドパイルを介して伝わるせん断力が大きくなるため、沈下抑制効果が大きくなったと考えられる。

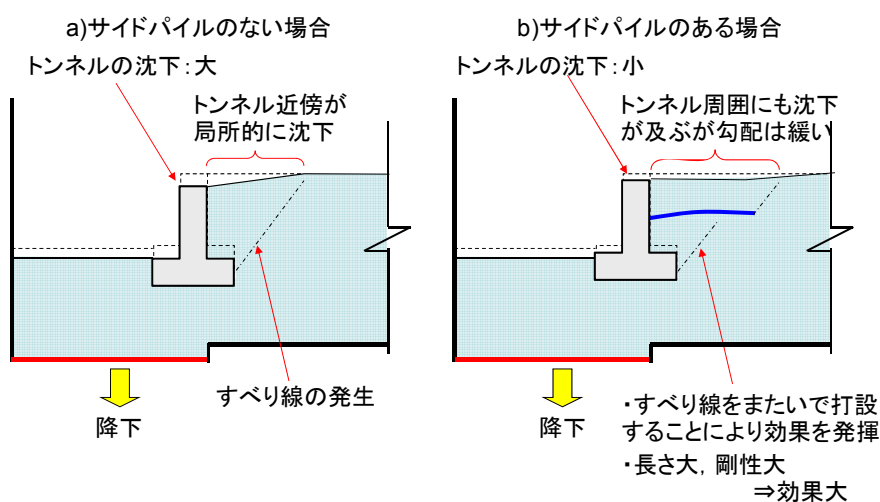


図-4.22 サイドパイルの沈下抑制効果

4.5 まとめ

本章では、サイドパイル工の沈下抑制効果に関して、作用のメカニズムやサイドパイルが効果を発揮する条件を明らかにするために、模型実験を行った。その結果、小土被り未固結地山のトンネルで見られる地表面、トンネル天端、トンネル脚部が同程度沈下する沈下挙動を、降下床実験装置により擬似的に再現し、降下床の降下によって発生するすべり線に対し、少なくとも、すべり線と交差するような形でサイドパイルを敷設することにより、沈下抑制効果が得られることが確認された。また、サイドパイルの条件を変えた実験により、サイドパイルについて、一定の長さ以上を確保すること、トンネル支保工に十分に固定すること、剛性を高めることによりその効果が高まることを確認した。また、固定条件に関しては、十分なものでなくとも沈下抑制効果は発揮されることもわかった。

次の第5章では、剛塑性解析手法による数値解析を行い、サイドパイル工の沈下抑制効果を数値的に検証することにする。

参考文献

- 1) 北川隆, 磯谷篤実, 奥津一俊, 川口隆徳: 地山改良とサイドパイルで小土被り土砂地山を掘削, トンネルと地下, vol.35, No.4, pp.7-14, 2004.
- 2) 土木学会: トンネル標準示方書 山岳工法編, pp.185-200, 2006.
- 3) 地盤工学会: 山岳トンネル工法の調査・設計から施工まで, pp.127-144, 2007.
- 4) 北川隆, 後藤光理, 田村武, 木村亮, 岸田潔: サイドパイルの沈下抑制効果に関する基礎的研究, トンネル工学報告集, vol.15, pp.1-8, 2005.
- 5) 北川隆, 後藤光理, 田村武, 木村亮, 岸田潔: サイドパイルの沈下抑制効果に関する模型実験, 第60回土木学会年次学術講演会, CD-ROM, 3-224, 2005.
- 6) 崔瑛, 木村亮, 岸田潔, 北川隆: サイドパイルの地表面沈下抑制効果に関する模型実験, 第41回地盤工学研究発表会, CD-ROM, 847, 2006.
- 7) 崔瑛, 木村亮, 岸田潔, 北川隆: 地表面沈下抑制効果に対するサイドパイルの影響要因, 第62回土木学会年次学術講演会, CD-ROM, 3-171, 2007.
- 8) 崔瑛, 木村亮: 数値解析によるサイドパイル補強工の沈下抑制効果に関する模型実験の評価, トンネル工学報告集, vol.17, pp.21-28, 2007.
- 9) 北川隆, 後藤光理, 田村武, 木村亮, 岸田潔, 崔瑛, 野城一栄: サイドパイルによるトンネル沈下抑制効果に関する実験的研究, 土木学会論文集F, vol.65, No.1, pp.73-83, 2009.
- 10) 足立紀尚, 木村亮, 岸田潔, 小坂馨太, 坂山安男: 3次元降下床実験によるトンネル交差部の力学挙動, 土木工学論文集, No.638, III-49, pp.285-299, 1999.
- 11) 足立紀尚, 木村亮, 岸田潔, 伊藤浩志: 降下床実験によるトンネル掘削過程を考慮したトンネルおよび周辺地盤の力学挙動の解明, 土木学会論文集, No.694, III-57, pp.277-296, 2001.
- 12) 菊本統, 木村亮, 岸田潔, 足立紀尚: トンネル掘削時の力学挙動に関する3次元降下床実験とその数値解析, 土木学会論文集 No.750, III-65, pp.145-158, 2003.
- 13) 菊本統, 岸田潔, 木村亮, 田村武: 降下床実験による離隔のない双設トンネルに作用する土圧の評価手法の構築, 土木学会論文集 No.799, III-72, pp.25-36, 2005.

第5章 サイドパイルによるトンネル沈下抑制効果に関する数値解析

前章において、サイドパイル工の沈下抑制効果に関して、模型実験レベルにおける作用のメカニズムや沈下抑制効果を発揮する条件を明らかにした。本章では、実トンネルにおけるサイドパイルの沈下抑制効果を解析的に検討する前段として、模型実験のシミュレーション解析を通じ、解析手法の有効性の確認を行う。また、模型実験で得られた知見を解析的にも確認するとともに、パラメータ解析を行い、地盤条件やサイドパイルとトンネルとの結合条件がサイドパイルの沈下抑制効果に与える影響についても検討を行う。

5.1 シミュレーション解析

5.1.1 解析手法

一般的にトンネルの解析においては、地盤やトンネルの変位の情報や支保工や補助工法に作用する応力の情報を得るために有限要素法による変形解析を行うことが多い。しかし、本研究においては、すべり線とサイドパイルとの位置関係に着目して考察を行う必要から、極限解析を行うことにした。解析手法としては有限要素法による極限解析を用い、有限要素法により求めた応力分布に対し、破壊条件の下でそれらが限界状態に達しているかを検討することにした。ここで、計算を容易にするため、弾性変形を無視し極限状態だけを直接考察する剛塑性有限要素法を用いることにした。剛塑性有限要素法を前述の降下床の実験の解析に適用する場合、降下床の降下により生じる速度場・塑性ひずみ速度、降下床に作用する荷重を得ることができる^{1)~6)}。以下の数値解析においては、サイドパイルの沈下抑制効果の作用メカニズムを、地盤の破壊状況、降下床に作用する荷重、サイドパイルに作用する断面力に着目して考察することにする。

5.1.2 解析モデル

解析メッシュを図-5.1に示す。第4章で実施した模型実験の条件を忠実にモデル化している。トンネル模型およびサイドパイルは剛体と仮定し、十分な強度を有し変形しないものとした。

境界条件は、固定床、側面をスライダーとし、降下床には変位境界条件を与えた。荷重としては鉛直下向きに自重を考慮している。

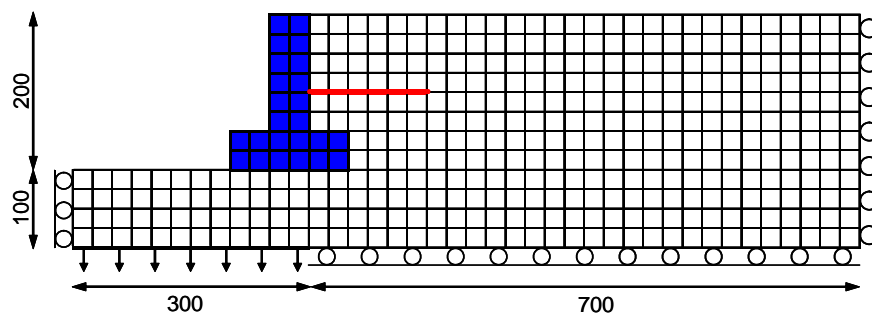


図-5.1 解析メッシュ (単位: mm)

5.1.3 解析条件

表-5.1 に解析条件を示す。単位体積重量 γ および内部摩擦角 ϕ は実験と同じ値を用いたが、粘着力 c については、実験がほぼ0であるのに対して解析では $c=5.9\text{kPa}$ を用いた。これは主に解析の安定のためであるが、初期状態で降下床に作用する荷重が実験と解析で同じになるよう定めている。

その他、解析は、サイドパイルのすべりの条件を考慮して行った。すなわち、サイドパイル～地盤間に地盤と同じ粘着力を考慮し、これを超えた場合にはすべりが発生する様にしている。

表-5.2 に解析ケースを示す。サイドパイルについては、トンネル模型との結合条件は剛結とし、サイドパイルの長さ L を $L=0\text{mm}$ (なし) から $L=400\text{mm}$ まで 50mm きざみで変化させている。

表-5.1 解析条件

項目	解析	実験
単位体積重量 γ (kN/m^3)	15.5	15.5
粘着力 c (kPa)	5.9	ほぼ0
内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	45	45
ダイレタンシー角 ($^\circ$)	22.5	—
トンネル模型の比重	2.7	2.7

表-5.2 解析ケース

No.	サイドパイル長さ L	No.	サイドパイル長さ L
ケース 1	0mm (なし)	ケース 6	250mm
ケース 2	50mm	ケース 7	300mm
ケース 3	100mm	ケース 8	350mm
ケース 4	150mm	ケース 9	400mm
ケース 5	200mm		

5.1.4 解析結果

解析結果については、破壊時について、変位速度図と塑性ひずみ速度分布図、降下床に作用する荷重、サイドパイルに作用する軸力・モーメントについて整理した。

(1) 変形・破壊挙動

変形・破壊挙動の一例として、ケース1（サイドパイルなし）、ケース4（ $L=150\text{mm}$ ）、ケース6（ $L=250\text{mm}$ ）、ケース9（ $L=400\text{mm}$ ）の場合の変位速度図および塑性ひずみ速度分布図を図-5.2に示す。ここで、上段の変位速度図は破壊時の変形のモードを示すものである。また、下段の塑性ひずみ速度分布図は、破壊時の相当塑性ひずみ速度について、速度が大きい部分ほど濃い色で表したものである。白色の部分は、塑性ひずみ速度が生じない剛体領域である。塑性ひずみ速度の大きな部分をたどって生じる線がすべり線と考えることができる。なお、ここで、変位速度図や塑性ひずみ速度分布図ではその絶対値に意味はなく、それぞれの相対的な大きさおよび方向のみ意味がある。

全体的な傾向として、変位速度図より、降下床の降下に伴い、実験で見られたような降下床方向にトンネル模型が回転、移動する挙動が確認できる。また、塑性ひずみ速度分布図より、塑性ひずみ速度の大きな部分をつないだ線すなわちすべり線は、降下床の端部からトンネル模型の底部の左右端をめざして斜め方向に角度を持って地表面に向けて立ち上がっていることがわかる。変位速度図、塑性ひずみ速度分布図より、すべり線で囲まれた部分については剛体的に変位していることがわかる。

サイドパイルが短いケース4（ $L=150\text{mm}$ ）の場合は、ケース1（サイドパイルなし）とほぼ同様の変形・ひずみを生じている。一方で、サイドパイルの長いケース6（ $L=250\text{mm}$ ）、ケース9（ $L=400\text{mm}$ ）の場合は、変位・ひずみの形態はケース1, 4から変化する。すなわち、塑性ひずみ速度図によると、すべり線は、同様に降下床の端部からトンネル模型の底部の左右端をめざして斜め方向に角度を持って地表面に向けて立ち上がっているが、全体的にトンネル模型より離れる方向に移動しており、また、サイドパイルに交差する付近で右側に曲がっていることが異なる。

なお、サイドパイル～地盤間のすべりは、ケース5（ $L=200\text{mm}$ ）以降でサイドパイルの先端部分にのみ確認された。その他、地表面は一部隆起して上方向に凸となっており、実験で確認された傾向（図-4.11）が再現できている。

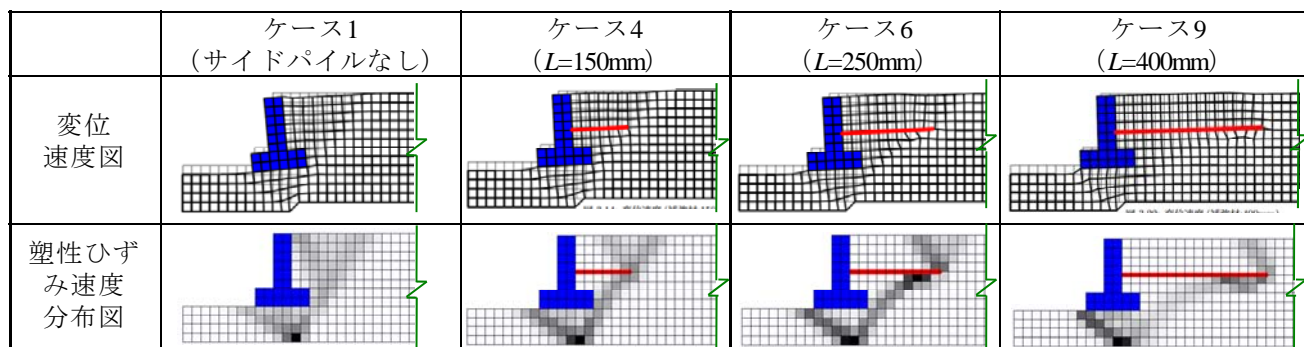


図-5.2 変位速度図と塑性ひずみ速度分布図

(2) 降下床に作用する荷重

破壊時のサイドパイルの長さと同様に降下床に作用する荷重との関係を図-5.3 に示す。この図は、降下床に作用する荷重を、サイドパイルがないケース1を1として正規化して示したものである。また、比較のため第4章で示した実験において得られたデータも正規化した上で同時に示している。解析においてはサイドパイルの長さが長いほど荷重が小さく、また、ケース7 ($L=300\text{mm}$) から降下床に作用する荷重が大きく低下していることがわかる。

図-5.2 に示したように、サイドパイルがある程度の長さ以上になり、サイドパイルがないときのすべり線の位置を横断するようになると、すべり線で囲まれた剛体滑り領域の外でサイドパイルが支持されるようになり、サイドパイルの効果が発揮されるようになるものと考えられる。

図-5.3 には実験結果 (図-4.16) との比較も併せて示してある。ここで、実験は降下床の降下量 $\delta_t=0.5\text{mm}$ 時のものである。実験は $L=50\text{mm}\sim 250\text{mm}$ でしか実施していないが、 $L=200\text{mm}$ 程度で荷重が急に減少する傾向が見て取れる。一方、解析では、荷重が急に減少するのは $L=300\text{mm}$ 程度であり、実験での傾向よりも長さを長くしないとサイドパイルの効果を発揮しない傾向にある事が異なっている。

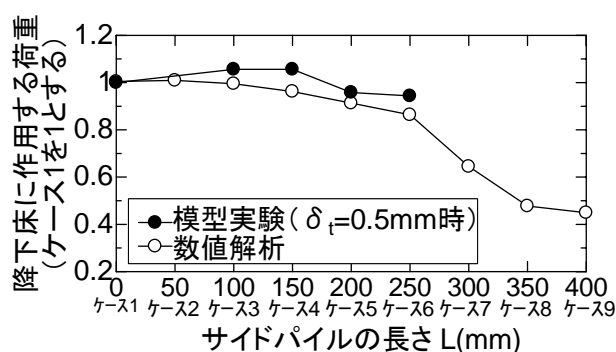


図-5.3 サイドパイルの長さと同様に降下床に作用する荷重との関係

(3) サイドパイルに作用する軸力・モーメント

サイドパイルの作用メカニズムを把握するために、サイドパイルに作用する軸力・曲げモーメントを求めた。なお、実際に近い値に近づけるため、奥行き方向（サイドパイルの幅）を 10mm として軸力・曲げモーメント求めている。破壊時のサイドパイルに作用する軸力の分布を図-5.4 に示す。軸力は、サイドパイルとトンネルとの接合部で大きく、サイドパイル先端に近づくに従って小さくなる傾向であるが、詳細に見ると、ケース 5 (L=200mm) まではトンネルとの接合部が軸力最大となるが、ケース 6 (L=250mm) 以降になると軸力には極大値ができています。すなわち、極大値を境に、地盤とサイドパイルとの間のせん断力（摩擦力）の作用する向きが逆転することがわかる。また、接合部と極大値が生じる水平位置との間では軸力があまり変化しないが、極大値が生じる水平位置とサイドパイルの先端との間では、軸力が大きく減少している。このことは、接合部と極大値が生じる水平位置との間では上記せん断力（摩擦力）はあまり作用しないが、そこからサイドパイルの先端との間ではせん断力（摩擦力）が大きく作用していることを示すものといえる。

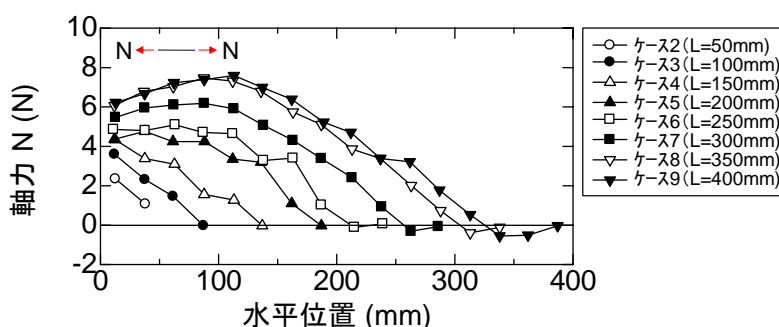


図-5.4 サイドパイルに作用する軸力の分布

破壊時のサイドパイルに作用するモーメントの分布を図-5.5 に示す。モーメントについても、サイドパイルの長さが長くなるに伴い大きくなる傾向にある。なお、モーメントの分布については、先端部やトンネル模型との接合部では値が小さく、サイドパイル中央部で値が大きくなるのが特徴である。

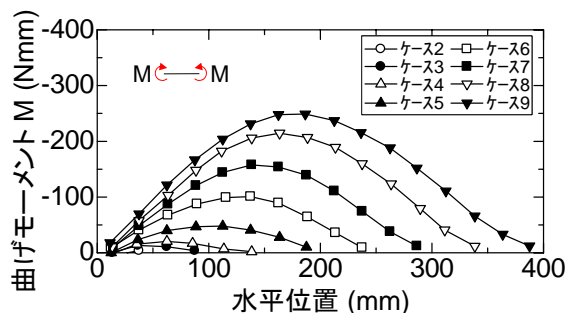


図-5.5 サイドパイルに作用するモーメントの分布

図-5.6 にサイドパイル長さ L と最大軸力、最大曲げモーメントとの関係を示すが、特に、モーメントについては、ケース6 ($L=250\text{mm}$) 以降急激に大きくなっており、ケース6以降ではサイドパイルに作用する地盤からの鉛直反力が大きくなっていると考えられる。

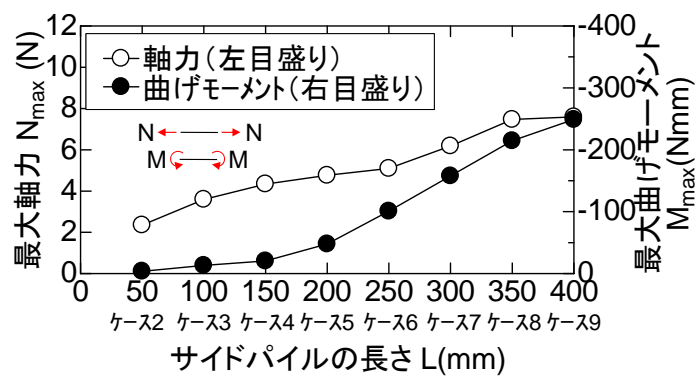


図-5.6 サイドパイルの長さ L と断面力との関係

5.1.5 考察

模型実験の数値解析において、サイドパイルに発生した曲げモーメントの分布とサイドパイルが効果を発揮するメカニズムについて考察を行う。

(1) 曲げモーメントの分布

曲げモーメントの分布に関して、図-5.5を参考に、次に示す①～③の仮定の下、図-5.7のような荷重分布を想定した。

仮定①：荷重分布は左右対称である。

仮定②：中央部で鉛直上向きの等分布荷重，その両側で，鉛直下向きの被り圧 γh の等分布荷重が作用するものとし，それ以外の荷重はかからないものとする。

仮定③：両側の鉛直下向きの等分布荷重の長さは $\alpha L (0 \leq \alpha \leq 1/2)$ として， α はフィッティングパラメータとする。

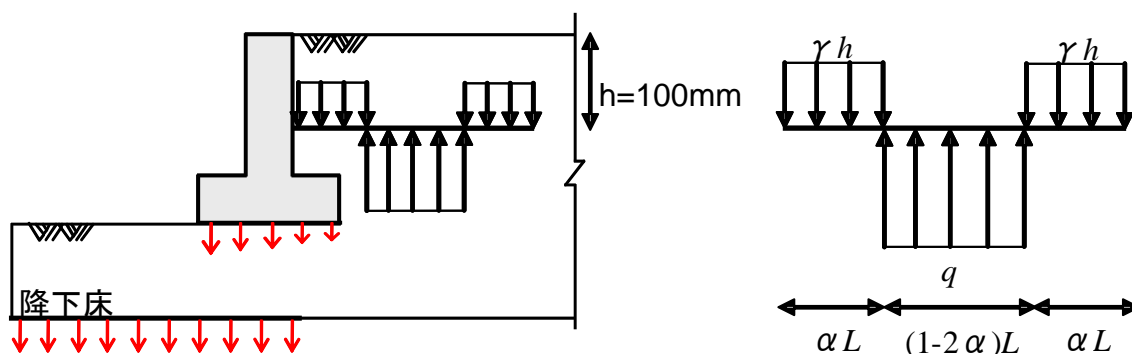


図-5.7 想定した荷重分布

釣り合い条件より，中央部の鉛直上方荷重 q は，式(5.1)のように求まる。

$$q = \frac{2\alpha\gamma h}{1-2\alpha} \quad (5.1)$$

また，サイドパイル中央点の曲げモーメント M_c を計算すると，式(5.2)となる，

$$M_c = \frac{\alpha\gamma h L^2 b}{4} \quad (5.2)$$

ここで b はサイドパイルの奥行き方向の幅であり，今回の検討では，5.1.4 (3)の数値解析結果のまとめと統一するため， $b=10\text{mm}$ とする。数値解析においては， M_c はおよそ 250Nmm であり，式(5.2)から逆算すると， $\alpha=0.40$ となる。

このとき，曲げモーメント M は，サイドパイルの根元を $x=0$ として，先端に向かって x 軸を考えると，式(5.3)のようになる。

$$\begin{aligned}
 M &= \frac{\gamma h x^2}{2} & \left(0 \leq x \leq \frac{2}{5}L\right) \\
 M &= -2\gamma h \left(x - \frac{L}{2}\right)^2 + \frac{1}{10}\gamma h L^2 & \left(\frac{2}{5}L \leq x \leq \frac{3}{5}L\right) \\
 M &= \frac{\gamma h}{2}(x-L)^2 & \left(\frac{3}{5}L \leq x \leq L\right)
 \end{aligned}
 \tag{5.3}$$

式(5.3)をグラフ化し、数値解析の結果と比較すると、**図-5.8**のようになる。なお、式(5.3)で求まる曲げモーメント M をここでは理論値と呼ぶこととする。

図-5.8 より、想定した荷重分布でおおよそ数値解析結果の曲げモーメントを表現できていることがわかる。ただし、細かくみると、数値解析結果は最初から曲げモーメントの傾きが大きい。よって、サイドパイルに作用する荷重は、サイドパイルの両端部において、**図-5.7**の想定荷重より相対的に大きいものと考えられる。

図-5.8において、曲げモーメントの値は L が 250mm 以上のケースでは、理論値に比べて解析結果の方が大きく、 L が 200mm 以下では理論値の方が解析結果よりも大きい。 $L=200\text{mm}$ から $L=250\text{mm}$ の間で、数値解析結果は理論値に比べて曲げモーメントが大きく増加しており、この間で、サイドパイルがすべり線に対して効果を発揮出来る荷重分布になったものと思われる。

また、 $L=200\text{mm}$ のとき、 $2/5 \times L=80\text{mm}$ であり、 $L=250\text{mm}$ のとき、 $2/5 \times L=100\text{mm}$ である。一方ですべり線が $(45^\circ + \phi/2)$ で立ち上がるとしたときのサイドパイルとすべり線の交点位置 $L=91\text{mm}$ である。このことから、 $L=250\text{mm}$ 以上においてサイドパイル中央部の地盤からの反力が大きくなり、効果を発揮するという作用メカニズムが想定される。

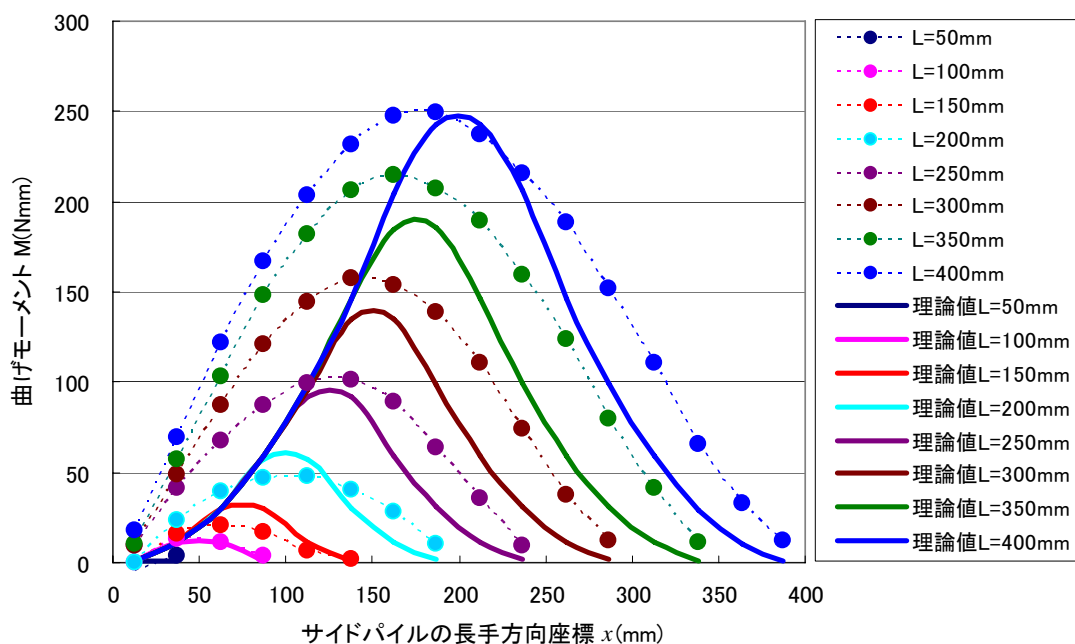


図-5.8 数値解析結果と理論値との曲げモーメントの比較

(2) サイドパイルの効果の発生メカニズム

以上の結果に基づき、想定されるサイドパイルの効果の発生メカニズムの模式図を図5-9(a)(b)に示す。

軸力分布に関しては、5.1.4(3)で考察した通り、サイドパイルがすべり線と交差しないときは図-5.9(a)に示すようにサイドパイルは剛体すべり内にあり、軸力はあまり発生しない。しかし、すべり線をサイドパイルが横断し、サイドパイルがすべり線外の地盤に支持される長さを持つ場合には、図-5.9(b)に示すように、サイドパイル接合部ーすべり線間では地盤とサイドパイルの摩擦力はあまり作用しないが、すべり線からサイドパイルの先端にかけては大きな摩擦力が作用すると考えられる。

曲げモーメント分布に関しては、サイドパイルが短い場合は図-5.9(a)に示すようにサイドパイルは剛体すべり内にあり、サイドパイルに作用する地盤からの反力は小さい。しかし、すべり線をサイドパイルが横断し、サイドパイルがすべり線外の地盤に支持される長さを持つ場合には、図-5.9(b)に示すように、サイドパイルに作用する地盤からの反力が大きくなるものと考えられる。

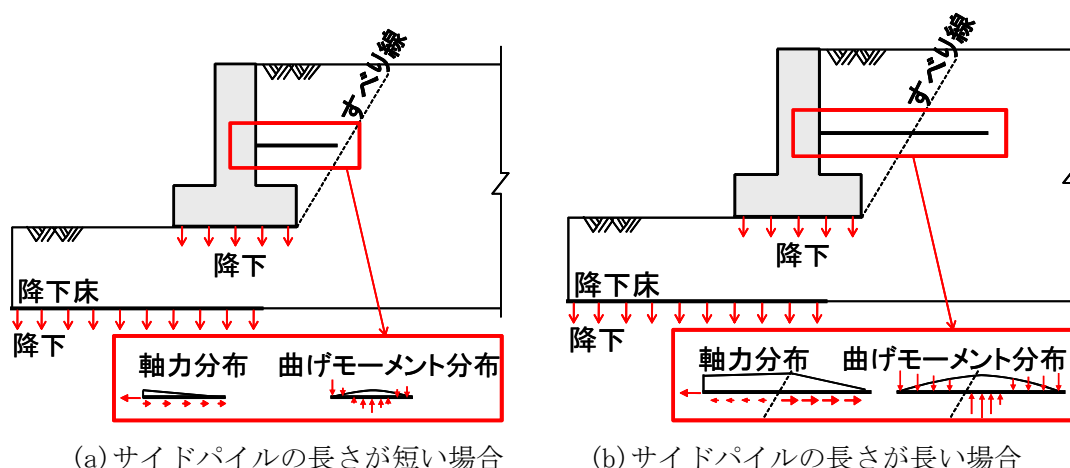


図-5.9 想定される断面力の発生メカニズムの模式図

すべり線をまたぐサイドパイルに作用する荷重の概念図を図5-10に示す。これに示すように、主働土圧、受働土圧、地盤反力がシーソーのように働いているものと考えられる。以上のように、サイドパイルの長さの変化に伴うトンネル模型及びその周辺の地盤の挙動の変化は、サイドパイルとすべり線の位置関係により説明できるものとする。

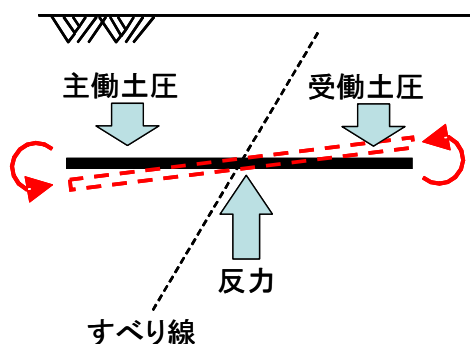


図-5.10 すべり線をまたぐサイドパイルに作用する荷重の概念（シーソー効果）

5.1.6 シミュレーション解析のまとめ

剛塑性解析を用いたシミュレーション解析を行った結果、実験で見られたような、降下床方向にトンネル模型が回転、移動する挙動が再現できた。また、サイドパイルの長さが一定以上になると降下床に作用する荷重が減少する傾向が確認できた。これらの結果より、解析は模型実験を適切に表現できていると判断できる。

また、解析により得られた、変位速度図、塑性ひずみ分布図、サイドパイルに作用する軸力、モーメントから、サイドパイルの作用メカニズムについては、サイドパイルが降下床の降下に伴い発生するすべり線と交差するか否かでサイドパイルの沈下抑制効果が発揮されるか否かが決定されることが確認できた。

ただし、サイドパイルが効果を発揮し始めるサイドパイルの長さが実験～解析間でやや異なることが今後の検討課題として残っている。この原因としては、3次元の実験を2次元の解析で表現していること、内部摩擦角及びダイレタンシー角の実験と解析との相違が考えられる。しかしながら、定性的には実験と解析の両者の傾向は全体的に類似しており、解析モデルやサイドパイルの条件などの妥当性は許容範囲にあると判断し、パラメータ解析に用いることとした。

5.2 パラメータ解析

5.2.1 概要

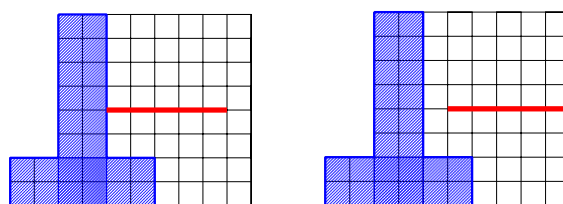
次に、地盤条件（内部摩擦角 ϕ ）やサイドパイルとトンネル模型との結合条件が、サイドパイルの沈下抑制効果に及ぼす影響について、これらの条件をパラメータとして解析を行った。解析手法はシミュレーション解析と同じ剛塑性有限要素法である。

5.2.2 解析条件

内部摩擦角 ϕ やサイドパイルとトンネル模型との結合条件を変化させ、表-5.3 に示す A～F の 6 通りの条件を想定した。また、それぞれについてサイドパイルの長さを $L=0\text{mm}$ ～ 400mm 間で 50mm ずつ 9 通りに変化させ、計 54 ケースについて解析を行った。ここで、サイドパイルとトンネル模型との結合条件については、5.1 では剛結として解析を行ったが、実際は、サイドパイルは、前後の鋼製支保工にわたした等辺山型鋼に溶接し、その後吹付けコンクリートを施工し、鋼製支保工とサイドパイルを一体化させるため、完全な剛結ではないと考えられる。このため、第4章で示した実験と同様に、(a)剛結 の他に、(b)分離 の条件を追加した。なお、(b)分離 では、図-5.11 に示すように、サイドパイルの長さはそのままに要素 1 つ (25mm) 分サイドパイルを右に移動させている。これ以外の条件については 5.1 と同様である。

表-5.3 解析ケース

結合条件	内部摩擦角 ϕ (°)		
	0	30	45
(a) 剛結	条件 A	条件 B	条件 C (2. で実施)
(b) 分離	条件 D	条件 E	条件 F



(a) 剛結

(b) 分離

図-5.11 サイドパイルとトンネル模型との結合条件

5.2.3 解析結果（地盤条件の影響）

解析結果については、破壊時について、変位速度図、塑性ひずみ速度分布図、降下床に作用する荷重、サイドパイルに作用する軸力・モーメントについて整理した。

まず、地盤条件（内部摩擦角 ϕ ）の影響に着目して整理した。なお、以下、結合条件を剛結とした場合を例にとり解析結果を示す。

(1) 変形・破壊挙動

特徴的な結果が得られた条件 A ($\phi=0^\circ$) の場合について、ケース 1 (サイドパイルなし)、ケース 6 ($L=250\text{mm}$) の場合を例に取り、破壊時の変位速度図と塑性ひずみ速度分布図を図-5.12 に示す。ケース 1 (サイドパイルなし) に着目すると、図-5.13 に示す条件 C ($\phi=45^\circ$) の場合よりもすべり線が明確に生じていることがわかる。また、トンネル模型は回転しないで左下方に滑り落ちるような破壊パターンを取ることも条件 C とは異なっている。変位速度図によれば、ケース 6 ($L=250\text{mm}$) ではサイドパイル～地盤間でサイドパイルのほぼ全長にわたりすべりが生じていることから、条件 A ($\phi=0^\circ$) の場合はサイドパイルに導入される軸力が小さく、サイドパイルが逆 T 型擁壁を縫いつける効果が小さくなり回転を抑止できなくなったものと考えられる。

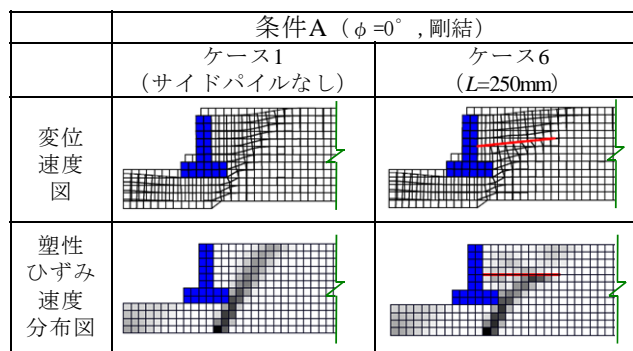


図-5.12 変位速度図と塑性ひずみ速度分布図（条件 A）

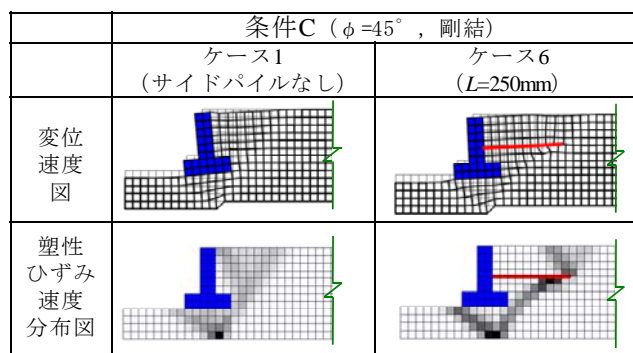


図-5.13 変位速度図と塑性ひずみ速度分布図（条件 C）（再掲）

(2) 降下床に作用する荷重

破壊時に降下床に作用する荷重を図-5.14に示す。ここで、降下床に作用する荷重は、ケース1を1として正規化して示している。

これより、全体的にはサイドパイルの長さが長くなるに従い荷重が小さくなる傾向が見られる。ここで、条件B ($\phi=30^\circ$) および条件C ($\phi=45^\circ$) の曲線はほぼ同一であるのに対し、条件A ($\phi=0^\circ$) の場合は荷重の低下が小さく、サイドパイルの効果が条件B, Cの場合より小さくなっていることがわかる。これは、前述したように、サイドパイル～地盤間ですべりが生じるためと考えられる。また、これより、サイドパイル～地盤間のすべりが生じない程度の ϕ があれば、 ϕ の変化によるサイドパイルの沈下抑制効果への影響は小さいものと考えられる。

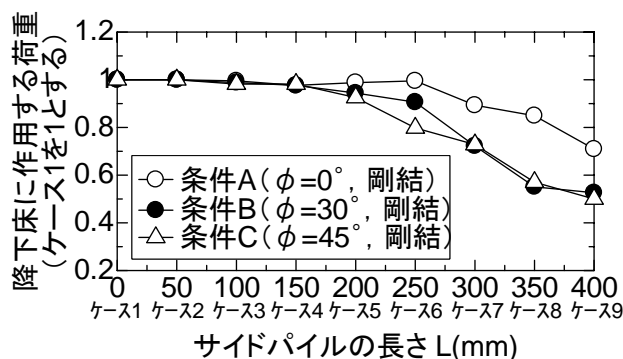


図-5.14 サイドパイルの長さ と 降下床に作用する荷重の関係

5.2.4 解析結果 (結合条件の影響)

次に、サイドパイルとトンネル模型との結合条件の影響を把握する。なお、以下では、条件C, F ($\phi=45^\circ$) の場合を例にとり解析結果を示す。

(1) 変形・破壊挙動

破壊時の変位速度図と塑性ひずみ速度分布図を図-5.15に示す。降下床からサイドパイルに続くすべり線については条件C (剛結) と条件F (分離) で大きな差はないが、条件F (分離) の場合は、トンネル模型とサイドパイル左端部との間 (図-5.15における点P) を起点として地表に向けてすべり線が追加して発生し、トンネルとサイドパイルが別個に変位するようになった。

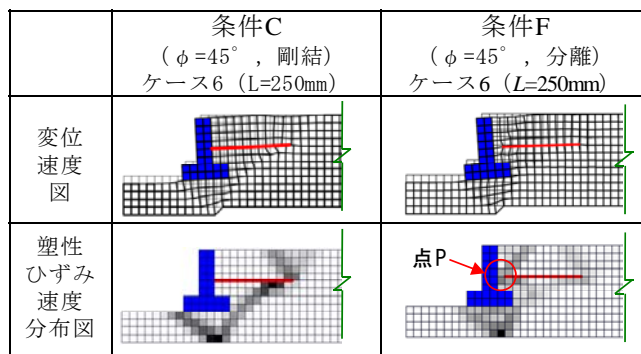


図-5.15 変位速度図と塑性ひずみ速度分布図

(2) 降下床に作用する荷重

破壊時の降下床に作用する荷重を図-5.16に示す。図によれば、条件F(分離)の場合は条件C(剛結)の場合と比べてサイドパイルの効果は小さく、また、サイドパイルを長くしても効果がそれほど増加しなくなっている。これは、サイドパイルを長くしても、トンネルの近くで発生する局所的なすべりが先に生じるようになり、サイドパイルを長くすることによる効果が失われるためと考えられる。ここで、条件F(分離)の場合は一要素(25mm)分サイドパイルが右に移動しているため、サイドパイルの効果は条件C(剛結)に比べて見た目上早く現れることには留意する必要がある。

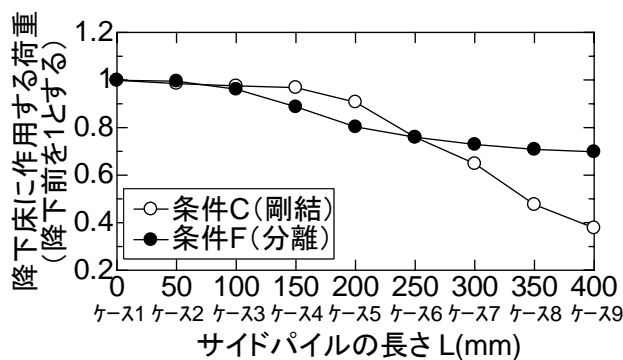


図-5.16 サイドパイルの長さL(mm)と降下床に作用する荷重の関係

(3) サイドパイルに作用する軸力・モーメント

破壊時のサイドパイルに作用する軸力の分布を図-5.17に示す。なお、解析結果については、サイドパイルの長さとしては、サイドパイルの効果が十分に効果が現れるケース9 (L=400mm) の場合について整理した。

条件F (分離) の場合はトンネルに近い側で軸力が小さくなっている。これはサイドパイルとトンネルとの結合がなく、(1) で述べた局所的なすべりによりトンネルが別個に変位し、サイドパイルは単に地盤の変位のみを抑制しているためと考えられる。ただし、条件F (分離) でもある程度の軸力を有することから変位抑制効果は残存している。

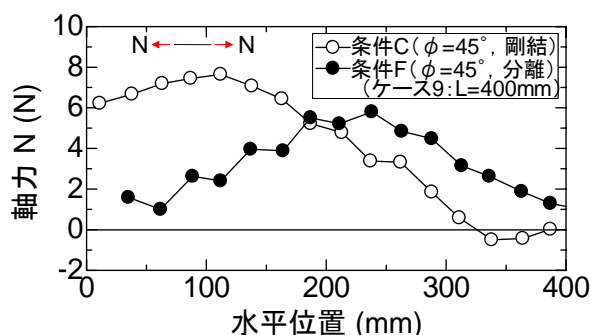


図-5.17 サイドパイルに作用する軸力の分布

サイドパイルに作用するモーメントの分布を図-5.18に示す。条件F (分離) の場合は全体的に値が小さめとなっている。軸力と同様、局所的なすべりにより地盤からサイドパイルが受ける反力が小さくなったものと考えられる。

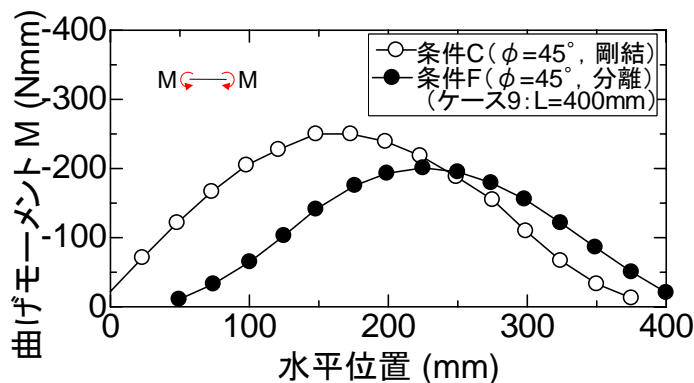


図-5.18 サイドパイルに作用するモーメントの分布

5.2.5 パラメータ解析のまとめ

図-5.19 に破壊時に降下床に作用する荷重に着目して、パラメータ解析の結果をまとめる。

図より、 $\phi=0^\circ$ 時は $\phi=30^\circ$ 、 45° 時よりも降下床に作用する荷重が小さくなり、サイドパイルの効果が小さくなっていることがわかる。 ϕ が小さい場合はサイドパイル～地盤間ですべりが生じ、サイドパイルと地盤との間の摩擦が小さくなり、トンネル模型が地盤から抜け出るように変位し、サイドパイルの縫いつけ効果が失われることが理由として考えられる。

また、図より、サイドパイルをトンネルから分離した場合は剛結とした場合よりも荷重が大きく、沈下抑制効果が小さいことがわかる。これは、トンネルの近くで発生する局所的なすべりにより、サイドパイルを長くすることによる効果が失われるためと考えられる。

以上、パラメータ解析の結果から、サイドパイルが効果を発揮するためには地盤の強度がある程度必要であることがわかった。また、サイドパイルとトンネルとは剛結しておくこととサイドパイルの効果が高まることがわかった。

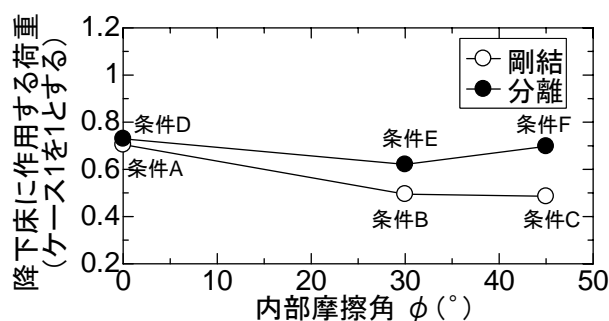


図-5.19 パラメータ解析まとめ (L=400mm の場合の例)

5.3 まとめ

本章では、実トンネルにおけるサイドパイルの効果を解析的に検討する前段として、模型実験のシミュレーション解析を通じ、解析手法の有効性の確認を行った。また、模型実験で得られた知見を解析的にも確認するとともに、パラメータ解析を行い、地盤条件やサイドパイルとトンネルとの結合条件がサイドパイルの効果に与える影響についても検討を行った。

シミュレーション解析の結果、模型実験で見られたような、降下床方向にトンネル模型が回転、移動する挙動が再現できた。また、サイドパイルの長さが一定以上になると降下床に作用する荷重が減少する傾向が確認できた。これらの結果より、解析は模型実験を適切に表現できていることを確認した。また、解析により得られた、変位速度図、塑性ひずみ分布図、サイドパイルに作用する軸力、モーメントから、サイドパイルが降下床の降下に伴い発生するすべり線と交差するまでの長さを持たせることにより、すべり線の位置をトンネルから離れた部分に移動させ、サイドパイルの沈下抑制効果が発揮されることを確認した。

また、パラメータ解析の結果、サイドパイルが効果を発揮するためには地盤の強度がある程度必要であることがわかった。また、サイドパイルとトンネルとは剛結しておくこととサイドパイルの効果が高まることがわかった。

次に、第6章では、本章で適用性を確認した剛塑性解析手法を用いて実トンネルを想定した解析を行い、実トンネルにサイドパイルを適用する場合の効果について検討を行うことにする。

参考文献

- 1) 田村武：数値解析法総論，地盤力学数値解析－“限界状態”の予測手法を中心として－，（社）土質工学会関西支部，pp.1-7，1986.
- 2) 田村武：剛塑性有限要素法の基礎と適用，地盤力学数値解析－”限界状態”の予測手法を中心として－，（社）土質工学会関西支部，pp.50-79，1986.
- 3) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T.: Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.1, pp.34-42, 1984.
- 4) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T.: Rigid plastic finite element method for frictional material, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.1-12, 1987.
- 5) 田村武，足立紀尚，小西真治，辻鉄也：剛塑性有限要素法によるトンネル切羽の安定性評価について，土木学会論文集，No.638, III-49, pp.301-310, 1999.
- 6) 小西真治，朝倉俊弘，田村武，辻鉄也：粘性土層が介在する砂地盤の切羽安定評価について，土木学会論文集，No.659, III-52, pp.51-62, 2000.

第6章 実トンネルを想定したサイドパイルの沈下抑制効果の検証

本章では、前章までに、模型実験により検討してきたサイドパイルの沈下抑制効果やその作用メカニズムに関して、新幹線の実トンネル断面を想定した数値解析により改めて検証し、さらに実トンネルにおけるパラメータ解析もあわせて行う。

6.1 解析手法

解析は、前章で実施した模型実験の数値解析と同じく、剛塑性有限要素法を用いた。なお、前章ではトンネル模型およびサイドパイルは剛体と仮定し、十分な強度を有するものとしてモデル化したのに対して、本章の実トンネルを想定した解析においては、吹付けコンクリートおよびサイドパイルは、自重、強度定数を与えた要素によりモデル化している。また、前章は降下床の降下により破壊条件下で各系が限界状態に達しているかを検討したのに対して、本章では、実トンネルに降下床があるわけではないため、他手段で評価した方が適切であると考え、重力加速度を0から徐々に大きくすることにより、破壊に達したときの状態を求める解析を実施した。これにより、破壊時の重力加速度、変位速度、応力状態を得ることができる^{1)~7)}。

サイドパイルの効果に関しても、前章においては、降下床に作用する荷重で評価していたのに対して、本章では、破壊時の重力加速度で評価する。破壊時の重力加速度に対する通常の重力加速度の比を荷重係数と呼び、以下では荷重係数を μ で表す。 $\mu=1$ が通常の重力場を意味し、 $\mu=1$ 以下の場合には通常の重力場で不安定であると判断して考察することにする。

6.2 解析モデル

モデル化にあたっては、小土被り未固結地山のトンネルである、サイドパイルを施工した東北新幹線の牛鍵トンネル⁸⁾を想定して物性値等を決定した。ただし、モデルを単純化するため、地層は図-6.1に示すように上下2層としてモデル化した。また、トンネル側方にすべりが生じやすい状況において検討するために、インバート掘削時の状態について検討した。

吹付けコンクリートは厚さ200mmとして、その粘着力は、鋼製支保工の粘着力も体積分寄与するとして決定した。

サイドパイルは実際に施工されている内径65mm、厚さ4.2mmの鋼管を考慮して、厚さ73.4mm、長さ3.0mとして通常の見方要素でモデル化した。粘着力は、施工ピッチを1mとして、地盤とサイドパイルとの体積比から決定している。また、作用メカニズムを明確に把握しやすいように、サイドパイルは図-6.2に示すように、1本のみモデル化している。

入力物性値を表-6.1に示す。

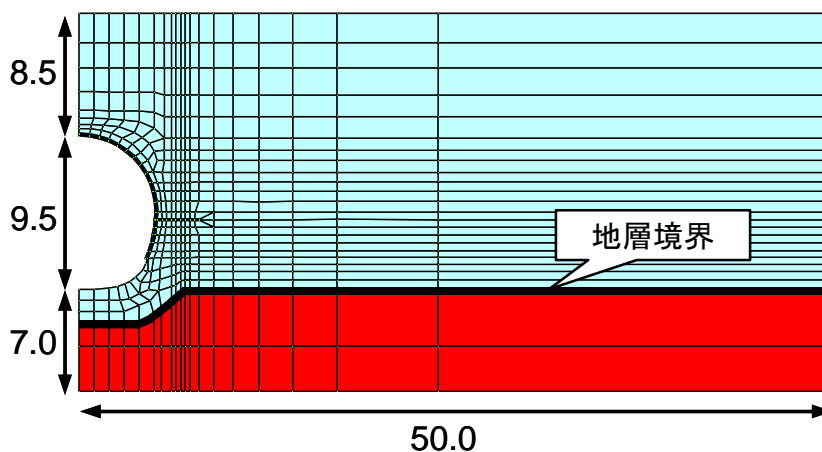


図-6.1 解析メッシュ (単位 : m)

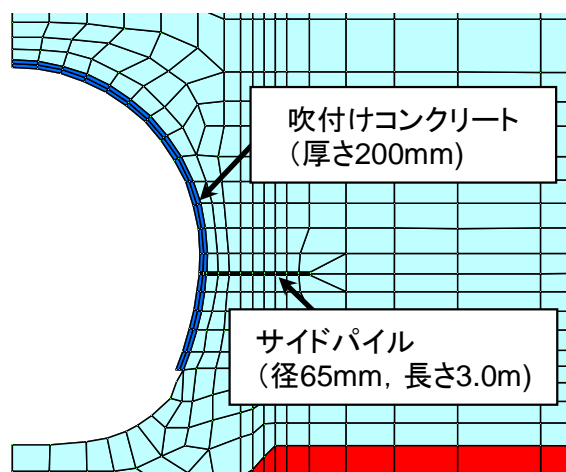


図-6.2 解析メッシュ (トンネル部拡大)

表-6.1 解析物性値 (入力値)

部材	単位体積重量(kN/m ³)	内部摩擦角(°)	粘着力(kPa)
吹付けコンクリート	25.0	0	7.9×10^3
サイドパイル	25.0	0	2.6×10^3
上層地盤 高館段丘層砂質土(ts)	17.0	35	3.0
下層地盤	20.0	35	3.0×10^2

6.3 解析結果

解析結果については、荷重係数、変位速度図、塑性せん断ひずみ速度図についてサイドパイルありとサイドパイルなしの場合について整理した。これらにより、サイドパイルの作用メカニズムの検討を行う。

6.3.1 荷重係数

解析の結果、荷重係数 μ は、サイドパイルなしの場合で0.55、サイドパイルありの場合で1.18となった。

荷重係数 μ が1以下であるということは、通常の状態では破壊するというを表している。すなわち、サイドパイルなしの状態では破壊するものの、サイドパイルがあると破壊しないという結果になり、サイドパイルがあることで、トンネルの破壊に対する安全性が向上したことがわかる。

6.3.2 変位速度

破壊時の変位速度図を図-6.3、図-6.4に示す。地表面沈下の分布状況を比較すると、サイドパイルありの方が、沈下のトンネル横断方向の勾配が小さくなっていることがわかる。

同様に図-6.5、図-6.6に変位速度をコンター表示したものを示す。これより、サイドパイルがない場合はとも下がりとなるが、サイドパイルがあることにより、沈下の分布がトンネル上方から側方へ移動することが改めて確認できる。

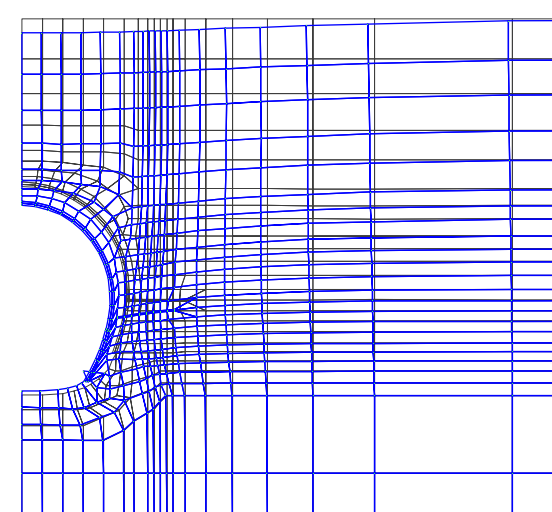


図-6.3 変位速度図 (サイドパイルなし)

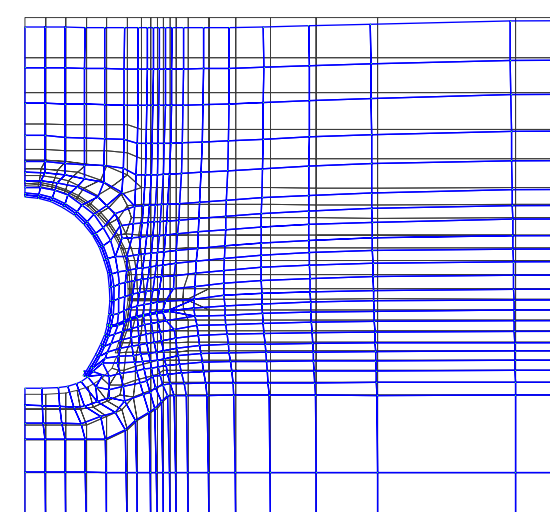


図-6.4 変位速度図 (サイドパイルあり)

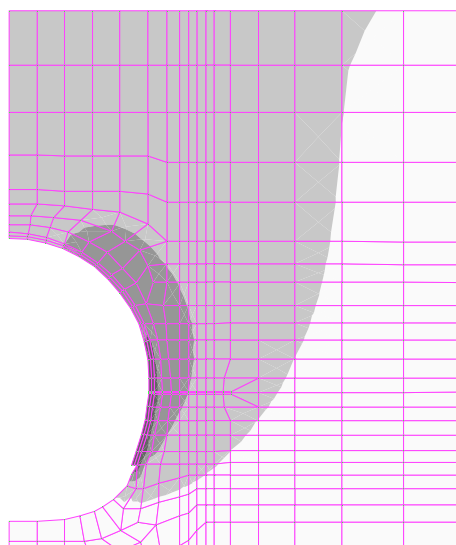


図-6.5 変位速度分布図
(サイドパイルなし)

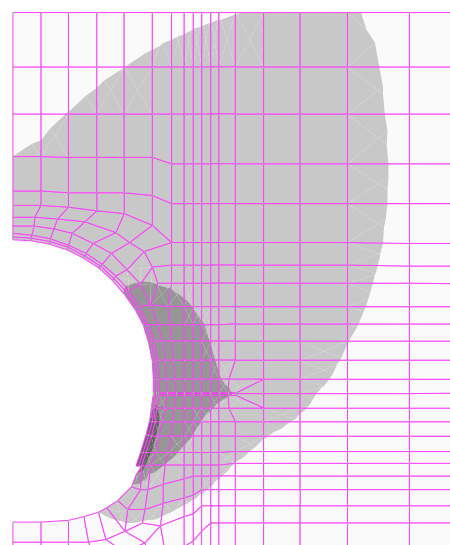


図-6.6 変位速度分布図
(サイドパイルあり)

6.3.3 塑性せん断ひずみ速度図

破壊時の塑性せん断ひずみ速度分布図を図-6.7、図-6.8に示す。トンネル近傍に大きなせん断ひずみが発生していることがわかる。また、模型実験の結果と同様、このような下がりのトンネルに対して、サイドパイルをモデル化すると、せん断ひずみの大きな領域Aをトンネルから離れた場所へ移動させ、かつトンネル上部の領域Bのせん断ひずみを増加させる効果があることがわかる。

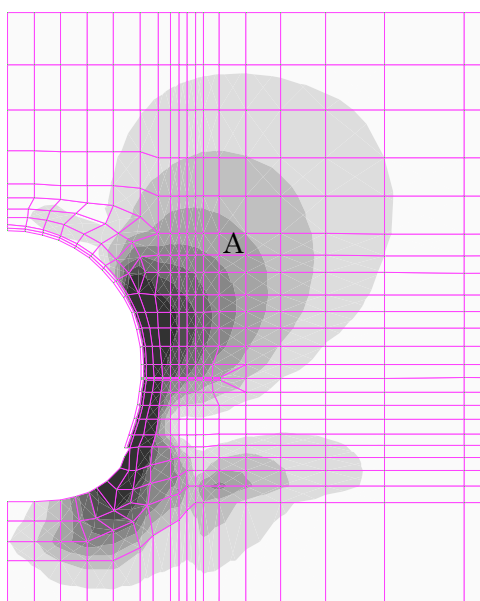


図-6.7 塑性せん断ひずみ速度分布図
(サイドパイルなし)

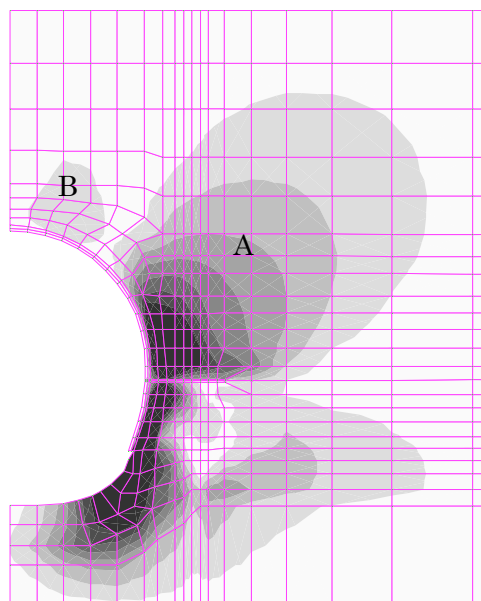


図-6.8 塑性せん断ひずみ速度分布図
(サイドパイルあり)

6.3.4 解析結果のまとめ

新幹線の実トンネル断面を考慮したサイドパイルの沈下抑制効果のメカニズムについて、数値解析を実施した。これにより、荷重係数の考え方をを用いて模型実験や模型時実験に対する数値解析結果と同様にサイドパイルの沈下抑制効果が再現できた。

また、変位速度や塑性せん断ひずみ速度の解析結果からも、サイドパイルの効果が地表沈下を広範囲に分散させる傾向や、サイドパイルがすべり線をまたぐとすべり線をトンネルから離れた領域に移動させることが判明した。

今回の解析モデルでは、忠実にトンネルの施工実態を再現しているものではないが、実トンネルにおいてサイドパイルの沈下抑制効果がおおむね実証されたものとする。よって、解析条件・解析モデルはほぼ妥当と考え、次に実トンネル断面におけるサイドパイルのパラメータ解析を行う。

6.4 サイドパイルの適用性の検討

6.4.1 概要

地盤条件，サイドパイルの長さがサイドパイルの沈下抑制効果に及ぼす影響について検討するために，6.3の解析と同じモデル，解析手法を用いてパラメータ解析を実施した．この結果により，サイドパイルの適用性の検討を行う．

6.4.2 解析条件

解析ケースとしては，サイドパイルの長さ，地盤の粘着力および内部摩擦角，サイドパイルの施工位置についてその条件を変化させ、表-6.2に示すような計18ケースについて解析を実施した．

表-6.2 解析ケース

	サイドパイルの長さL(m)	粘着力c (kPa)	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$	サイドパイルの高さ位置
ケース1 (基準ケース)	3	3	35	SL-0.5m
ケース2	なし	3	35	-
ケース3	1	3	35	SL-0.5m
ケース4	2	3	35	SL-0.5m
ケース5	4	3	35	SL-0.5m
ケース6	5	3	35	SL-0.5m
ケース7	3	10	35	SL-0.5m
ケース8	3	20	35	SL-0.5m
ケース9	3	3	15	SL-0.5m
ケース10	3	3	25	SL-0.5m
ケース11	3	3	45	SL-0.5m
ケース12	なし	10	35	-
ケース13	なし	20	35	-
ケース14	なし	3	15	-
ケース15	なし	3	25	-
ケース16	なし	3	45	-
ケース17	3	3	35	SL+1.5m
ケース18	3	3	35	SL-2.56m

網掛けは基準ケースと異なるものを示す

6.4.3 解析結果

(1) 荷重係数

パラメータ解析を実施した全ケースの荷重係数の結果を図-6.9に示す。このように、荷重係数という指標で、横並びで比較することにより、各ケースの安定性の評価をすることができる。以下、パラメータ種類ごとに着目し、サイドパイルの適用性について検討する。

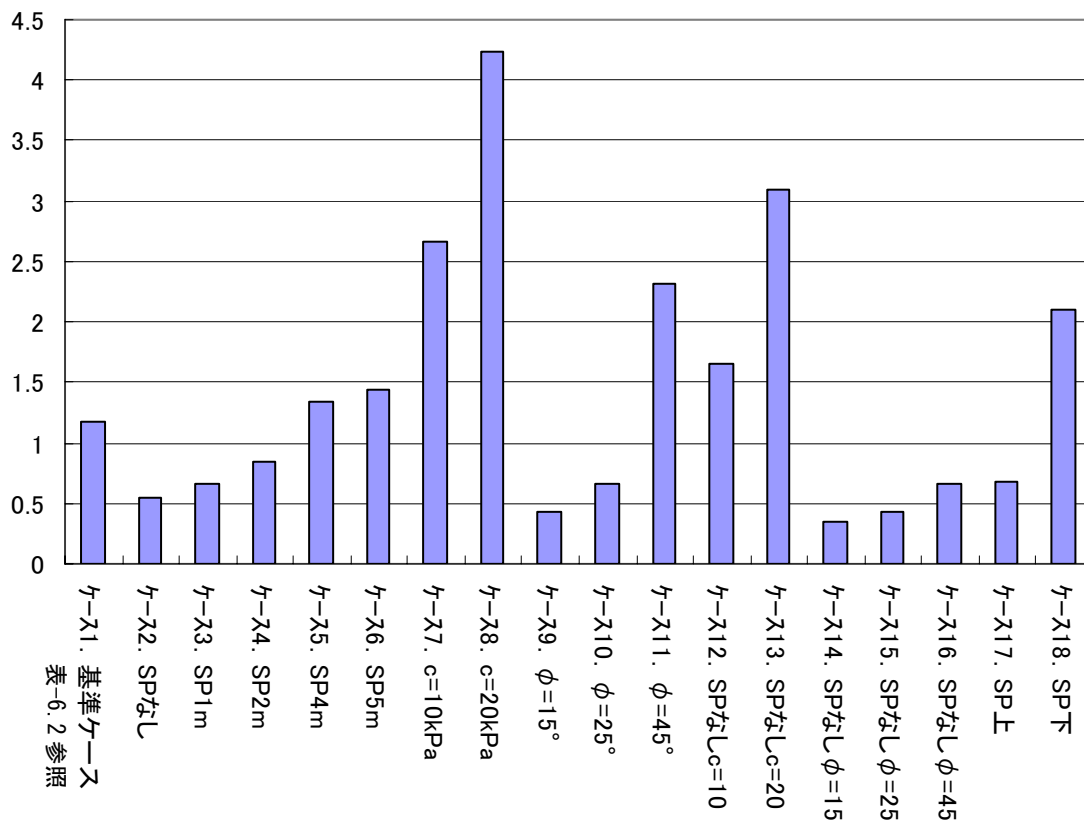


図-6.9 各ケースの荷重係数

*SPはサイドパイルを示す

(2) サイドパイルの長さの影響

サイドパイルの長さ L とその効果の関係について、荷重係数 μ 、塑性せん断ひずみ速度、断面力について整理した。

① 荷重係数 μ

サイドパイルの長さ L と荷重係数 μ の関係を図-6.10 に示す。この図より、サイドパイルの長さが順次長くなるほど荷重係数 μ が大きくなり、トンネル構造体の安定性に寄与していることがわかる。

また、サイドパイルの長さが 2m までは μ が 1 を越えていない。しかし、 $L=2m$ と $L=3m$ の間で特に荷重係数が大きく変わっている。さらに、サイドパイルが 3m を越えると荷重係数 μ の伸びは小さくなり、ある一定の長さ（この場合は 3m）を越えるとサイドパイルの沈下抑制効果が発現することがわかる。これは、前章までの模型実験やその数値解析の結果と同様な解析結果となった。図-6.7 において、サイドパイルなしのケースでは、側方 3m くらいまでの領域でひずみが発生していることを考えると、本検討のような条件のトンネルでは、サイドパイルの長さを 3m 以上とするのが望ましいと考えられる。

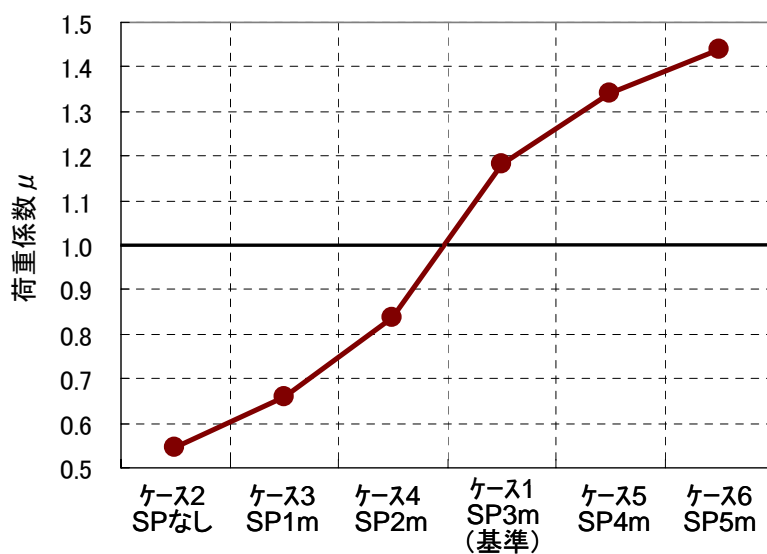


図-6.10 サイドパイルの長さ と 荷重係数の関係

②塑性せん断ひずみ速度

サイドパイルの長さ L を変化させた場合の塑性せん断ひずみ速度分布図を図-6.11 に示す。これらは全て破壊時のひずみ速度分布図であるため、ひずみの大きさの比較はできないが、サイドパイルの長さが長くなるほど、ひずみ速度の大きな領域（すべり線）が側方に傾くことがわかる。

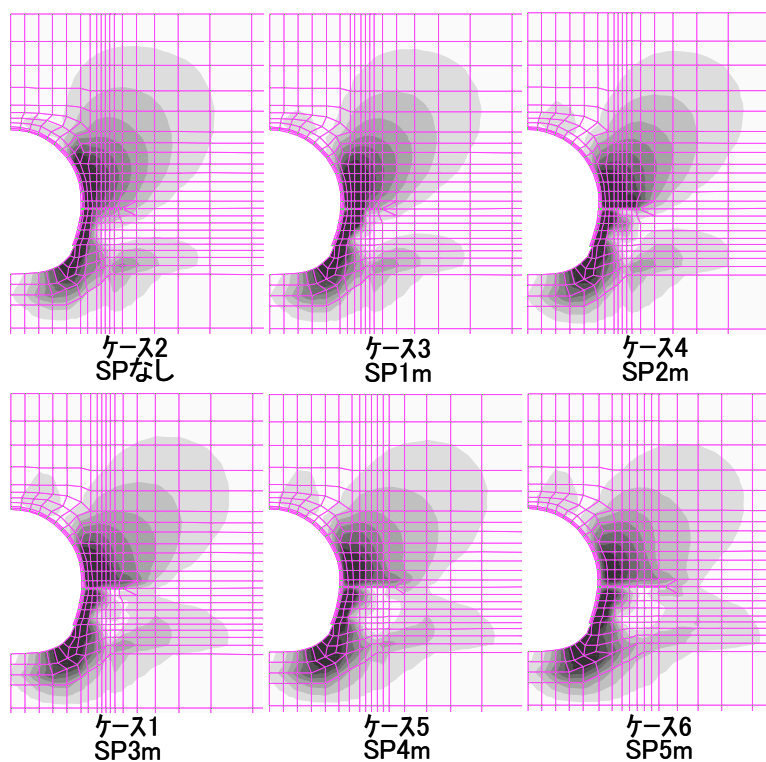


図-6.11 サイドパイルの長さと塑性せん断ひずみ速度分布図の関係

③断面力

サイドパイルの長さでサイドパイルに発生する曲げモーメントの関係を図-6.12に、軸力の関係を図-6.13に示す。横軸は吹付けコンクリート内面からの距離を表している。強度をサイドパイルと地山の強度の合成で決定していることなどから、値は実際よりも小さく求まると思われるが、これらのグラフから断面力の傾向を確かめることはできる。

曲げモーメントに関しては、図-6.12より、ひずみが最も大きい領域である、吹付け近傍の地山部において、サイドパイルの長さが短いほど大きなモーメントが発生している。

軸力に関しては、図-6.13より、サイドパイルの長さが長いほど、サイドパイルに大きな引張の軸力が発生していることがわかる。

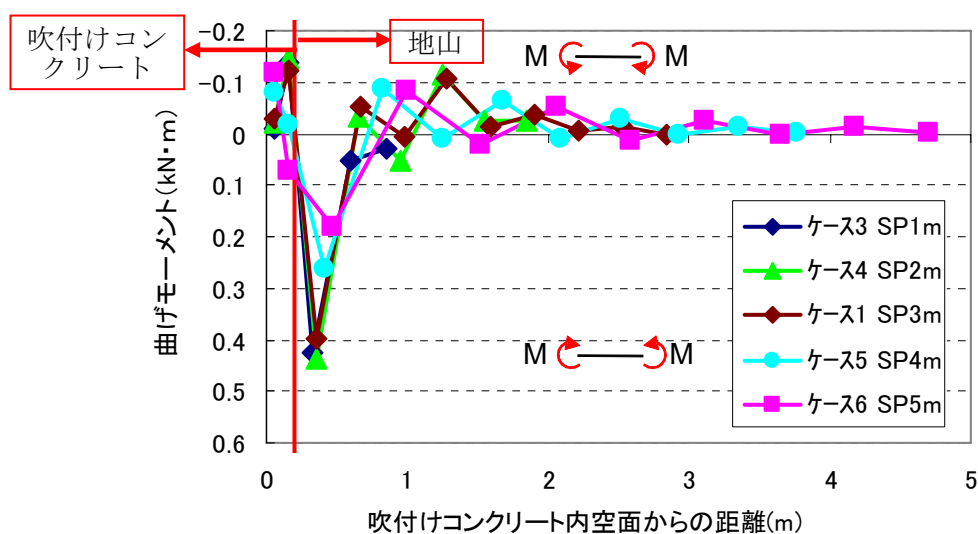


図-6.12 サイドパイルの長さで曲げモーメントの関係

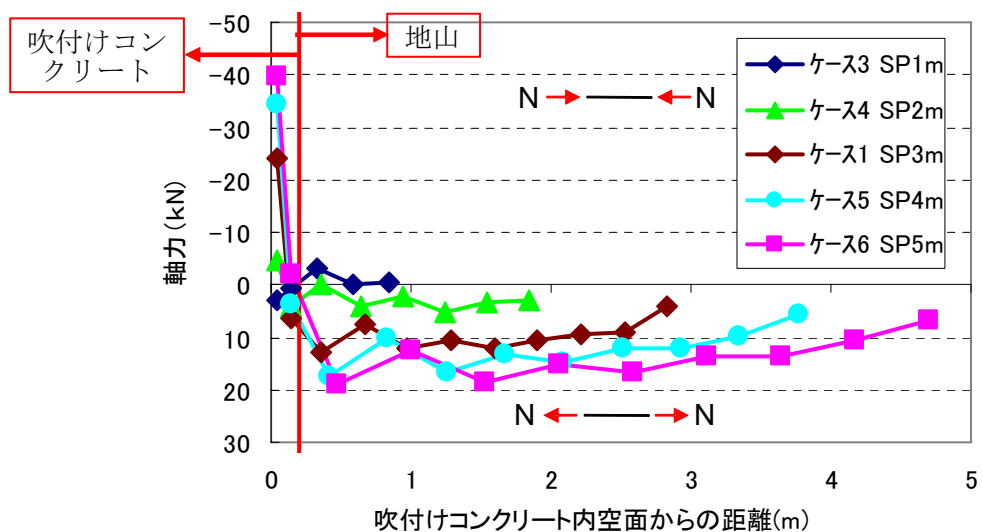


図-6.13 サイドパイルの長さで軸力関係

(3) 地山の粘着力の影響

内部摩擦角を基準ケースの 35° とした場合、地山の粘着力 c に着目して、それぞれサイドパイルありの場合とサイドパイルなしの場合の荷重係数を検討した結果を図-6.14に示す。

これより、地山の粘着力 $c=3\text{kPa}$, $c=10\text{kPa}$, $c=20\text{kPa}$ のそれぞれのケースでサイドパイルありの方がなしの場合よりその効果が確認された。その効果(図-6.14の傾き)については、粘着力 c の値が大きくなるほど、やや大きくなる傾向にあることがわかる。

ただし、本解析においては、地山とサイドパイル間のすべりは考慮しておらず、実際にはそのすべりに対して、地山の粘着力の影響が現れることは想定される。

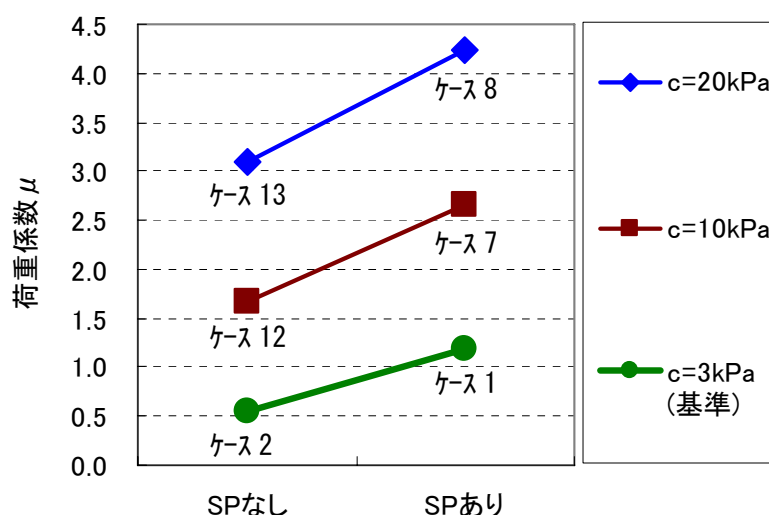


図-6.14 地山の粘着力とサイドパイルの効果の関係

(4) 地山の内部摩擦角の影響

地山の内部摩擦角に着目して、地山の粘着力を基準ケースの 3kPa とし、内部摩擦角を変化させ、それぞれサイドパイルありとサイドパイルなしの荷重係数を検討した。その結果を図-6.15 に示す。これより、内部摩擦角が小さい場合はサイドパイルの効果は非常に小さく、大きくなるほど、加速度的に効果が増すことがわかる。図-6.16 に内部摩擦角 $\phi=15^\circ$ と $\phi=45^\circ$ のケースについて、塑性せん断ひずみ分布図を示す。これより、 $\phi=15^\circ$ のケースは $\phi=45^\circ$ のケースよりもひずみ速度分布が上方よりも側方に伸びており、また、サイドパイル位置でのひずみ速度分布の勾配が緩やかである。このことが、サイドパイルの効果が小さい一因になっていると考えられる。

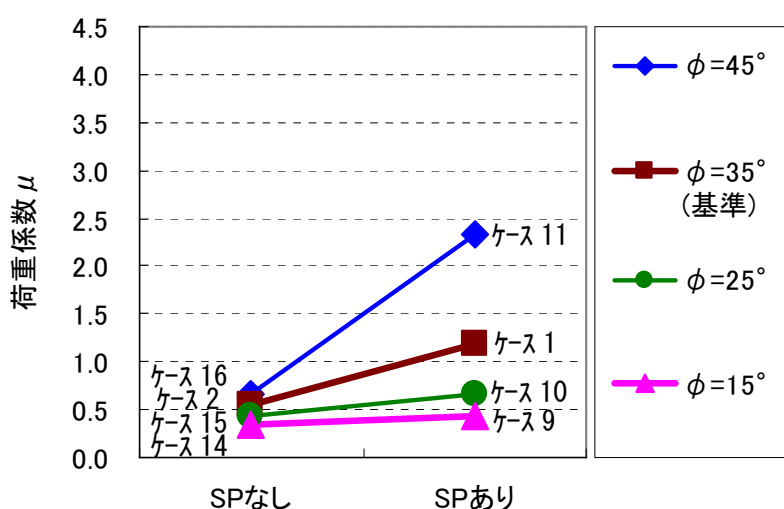


図-6.15 地山の内部摩擦角とサイドパイルの効果の関係

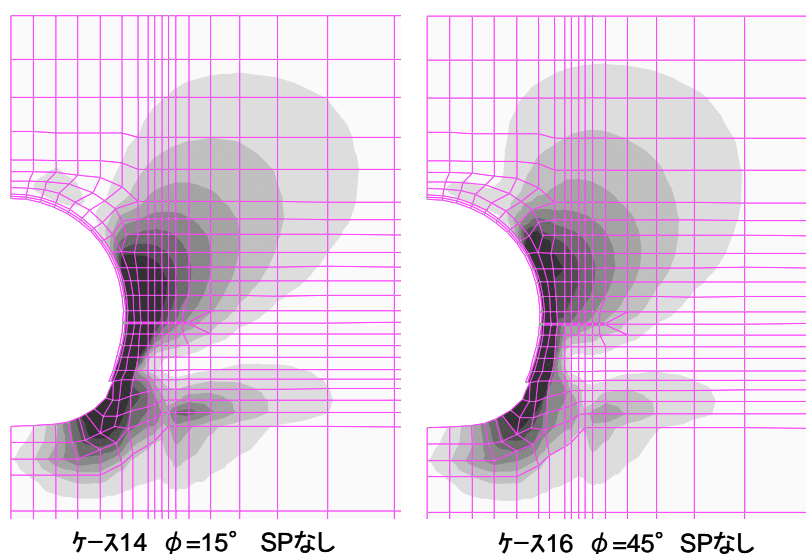


図-6.16 サイドパイルなしのときの塑性せん断ひずみ速度分布

(5) サイドパイルの打設位置とその効果

サイドパイルの打設位置に着目して、打設位置が上 (S.L.+1.5m)、中 (S.L.-0.5m)、下 (S.L.-2.56m) の場合について検討を行った。荷重係数の比較を図-6.17 に示す。この結果、下に打設した方が荷重係数 μ は大きく、サイドパイルの打設位置はなるべく下の方に打設する方が効果的ということがわかる。

このことから、例えば2段ベンチカット工法でトンネルを掘削する場合は、上半、中半、下半それぞれの掘削後、なるべく下の位置においてサイドパイルを打設するのが効果的であると考えられる。

上、中、下それぞれの塑性せん断ひずみ速度分布を図-6.18 に示す。サイドパイルを下方に打設するほど、ひずみの大きな領域 (すべり線) が側方に傾き、上方にはあまり伸びない。これは、図-6.11 のサイドパイルの長さを長くした場合と似た傾向であり、同様な効果があると考えられる。

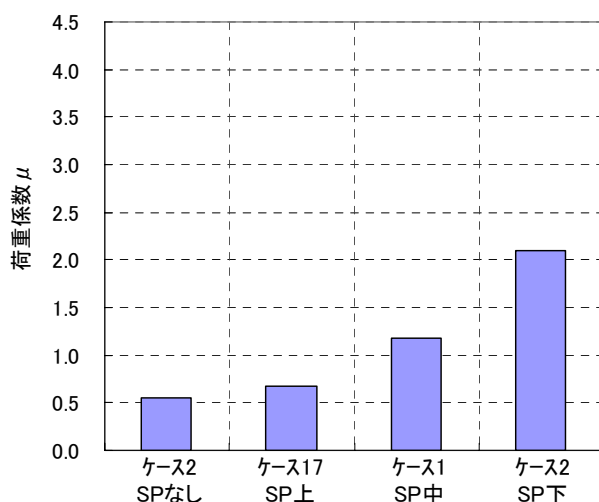


図-6.17 サイドパイルの打設位置と荷重係数の関係

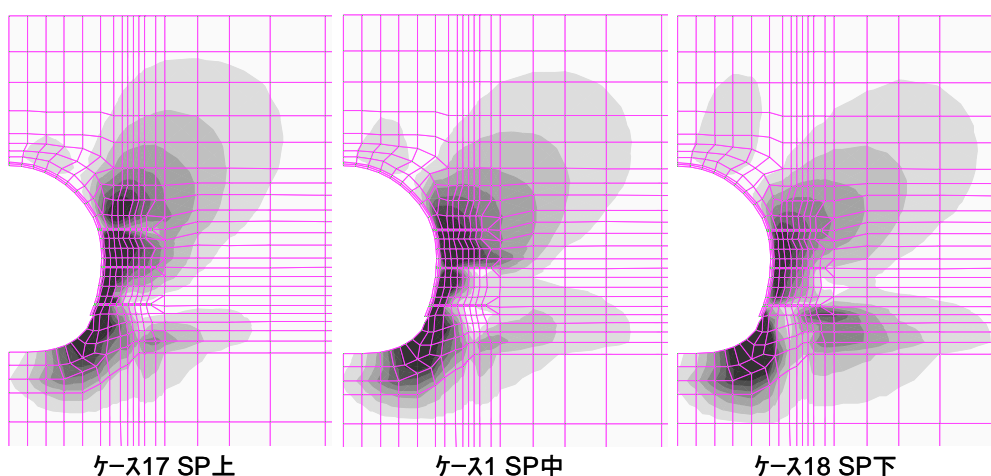


図-6.18 サイドパイルの打設位置と塑性せん断ひずみ速度分布

6.5 まとめ

本章では、第4章、第5章において導かれたサイドパイルの作用メカニズムを、実トンネルを想定した数値解析により改めて検証した。その結果、地山のすべり線をサイドパイルがまたぐことにより、すべり線をトンネルから離れた方向に向け、地表まで及ぶ沈下を小さくする効果があることが、実トンネルを想定した解析においても確認できた。

また、サイドパイルの長さや地盤条件、サイドパイル施工位置をパラメータとして、荷重係数や塑性せん断ひずみ速度分布でその効果を検討した。その結果、以下のようなことがわかった。

- ① サイドパイルの長さは長いほど効果があり、本検討のようなとも下がりトンネルの場合は3m程度以上あることが望ましい。
- ② 粘着力の値が大きくなるほどサイドパイルの効果がやや大きくなる。
- ③ 内部摩擦角の小さい地山においてはサイドパイルの効果が小さくなる。
- ④ サイドパイルの打設位置はなるべく低い位置の方が効果が大きい。

なお、本検討においては、地山とサイドパイル間の滑りを考慮していない。これらを考慮した解析や、サイドパイルの打設角度の影響を検討することなどが今後の課題である。

参考文献

- 1) 田村武：数値解析法総論，地盤力学数値解析－“限界状態”の予測手法を中心として－，(社)土質工学会関西支部，pp.1-7，1986.
- 2) 田村武：剛塑性有限要素法の基礎と適用，地盤力学数値解析－”限界状態”の予測手法を中心として－，(社)土質工学会関西支部，pp.50-79，1986.
- 3) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T.: Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, Soils and Foundations, Vol. 24, No.1, pp. 34-42, 1984.
- 4) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T.: Rigid plastic finite element method for frictional material, Soils and Foundations, Vol. 27, No.3, pp.1-12, 1987.
- 5) 田村武，足立紀尚，小西真治，辻鉄也：剛塑性有限要素法によるトンネル切羽の安定性評価について，土木学会論文集，No.638，III-49，pp.301-310，1999.
- 6) 小西真治，朝倉俊弘，田村武，辻鉄也：粘性土層が介在する砂地盤の切羽安定評価について，土木学会論文集，No.659，III-52，pp.51-62，2000.
- 7) 北川隆，後藤光理，田村武，木村亮，岸田潔，野城一栄，嶋本敬介：サイドパイルによるトンネル沈下抑制効果に関する解析的研究，土木学会論文集（投稿中）
- 8) 北川隆，磯谷篤実，奥津一俊，川口隆徳：地山改良とサイドパイルで小土被り土砂地山を掘削，トンネルと地下，vol.35，No.4，2004.4.

第7章 サイドパイルの沈下抑制効果の考察と設計法の提案

本章では、これまでの各章で述べてきた小土被り未固結地山トンネルにおける沈下対策工の採用実績，掘削時の地山挙動，模型実験とその数値解析より明らかにされたサイドパイルの沈下抑制効果の考察とサイドパイルの設計法について述べる。

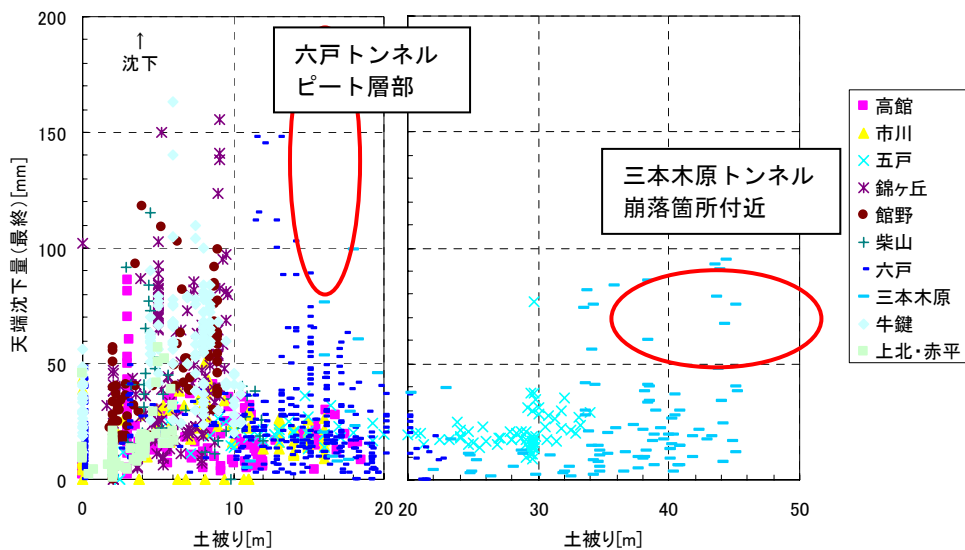
7.1 小土被り未固結地山トンネルの沈下挙動

7.1.1 土被りとグラウンドアーチとの関係

桜井・足立¹⁾によれば、「土被りが大きなトンネルにおいては，トンネル掘削時に土塊（土粒子）が互いにせりもつこと（いわゆるグラウンドアーチの形成）により下部の変位が上部まで伝達されないが，土被りが小さいトンネルにおいてはグラウンドアーチの形成が不十分であり，地表面に大きな変位が伝達される」とされている。

第3章において調査した東北新幹線（八戸・七戸間）の小土被り未固結地山トンネルにおける施工実績から，土被りと天端沈下量の関係を図-7.1，土被りと地表面沈下量の関係を図-7.2に示す。これらの図に示した沈下量は，第3章で示した補助工法（地山改良，先受，先受と脚部補強，注入式先受）の効果も考慮した値となっている。また，これらの図より，土被り10m（1D）以上であればトンネル天端沈下量，地表面沈下量ともに小さく，土被り5m（0.5D）～10m（1D）程度においては沈下量が大きくなっていることがわかる。

以上のことより，土被りが10m（1D）以上の場合はグラウンドアーチが形成されやすくなっているが，土被りが10m（1D）以下の場合で，補助工法を併用してもグラウンドアーチの形成が十分されていない状況になっているものと考えられる。



※最終：収束値あるいは計測の最終値

図-7.1 土被りと天端沈下量の関係 (図-3.9 を再掲)

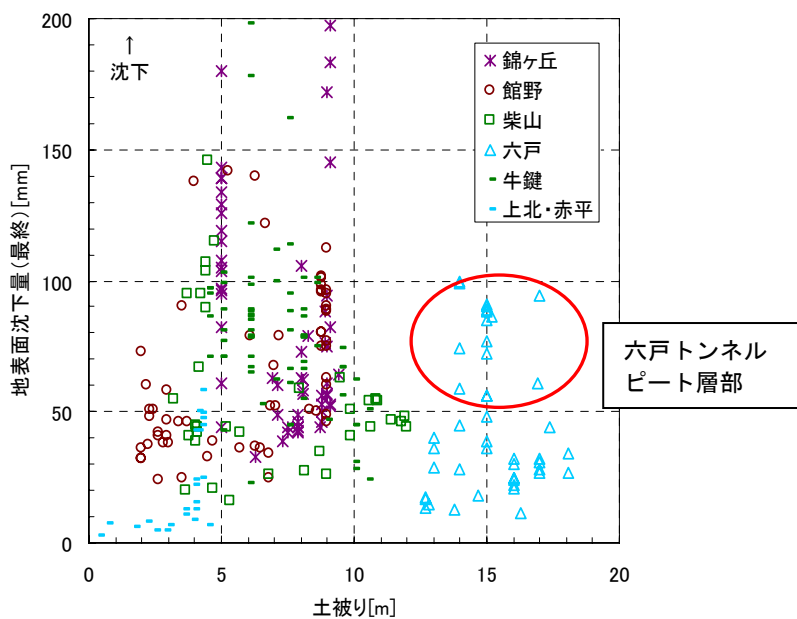


図-7.2 土被りと地表面沈下との関係 (図 3-11 を再掲)

7.1.2 小土被り未固結地山トンネルにおける掘削時の沈下メカニズム

小土被りの未固結地山トンネルの掘削時の挙動については、図 7.3 に示すようにトンネルを掘削することにより、地山側部からすべり線が発生し、これが鉛直上方に発達して地表面に達し、これに囲まれたトンネル直上の地山が沈下するような変位が生ずるとされている¹⁾。第3章において調査した東北新幹線（八戸・七戸間）の小土被り未固結地山のトンネルにおける沈下量の調査実績から、掘削時のトンネルの変位については、上半掘削時のトンネル内の天端沈下量と地表面沈下量が近い値となる傾向があり、さらに、掘削完了時の沈下量と地表面沈下量が近くなる傾向がある。このように、土被りの小さいトンネル掘削においてはグラウンドアーチの形成が不十分となり、全土塊がトンネルに作用し、トンネル底盤の地耐力が小さい場合にはトンネル全体が沈下する挙動、いわゆる「とも下がり現象」を示しているものと考えられる。

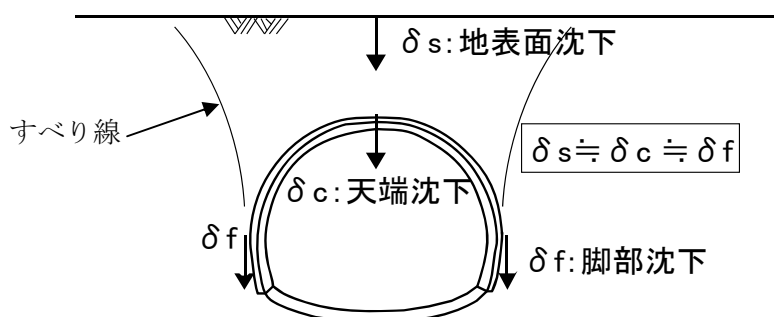


図-7.3 小土被り未固結地山トンネルの掘削時の挙動

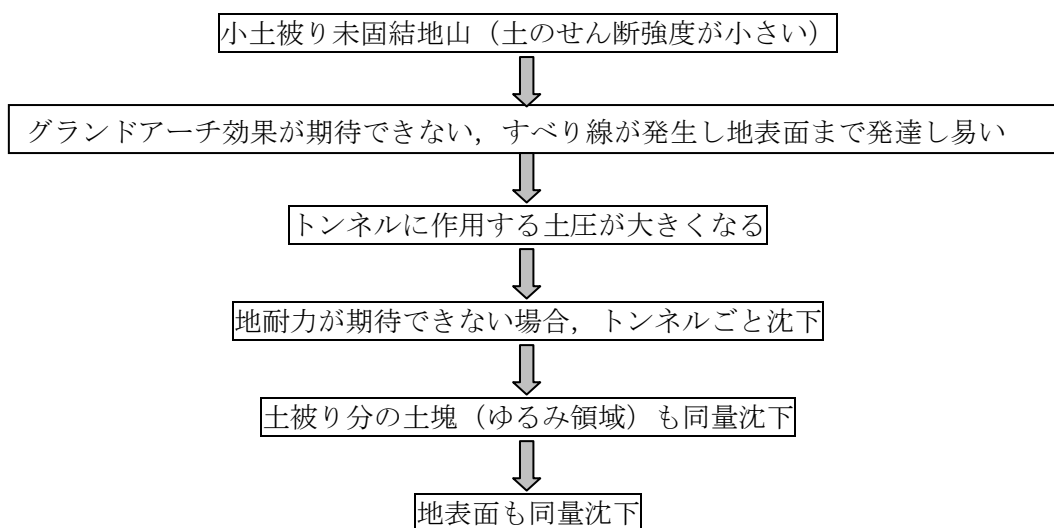


図-7.4 とも下がり現象の沈下発生メカニズム

このとも下がり現象は、図 7.4 に示すフローで生じているものとする。小土被り未固結地山トンネルでの沈下を抑制するためには、すべり線の発達を抑制するサイドパイルを用いた補助工法は一つの効果的な手段となる。

7. 2 模型実験および数値解析によるサイドパイルの沈下抑制効果

7. 2. 1 模型実験での沈下抑制効果

- 1) サイドパイルの長さについて、沈下抑制効果を発揮するためには、一定以上の長さが必要であり、約 200mm 以上で抑制効果が大きい。また、地表面沈下量の抑制効果はサイドパイルなしに比べて、200mm 以上の長さでは約 1/2 程度となっている。
- 2) サイドパイルの剛性は、曲げ剛性の大きいものに抑制効果がある。
- 3) サイドパイルと模型との結合条件については、剛結の場合は、模型の水平および鉛直変位を抑制しており、特に水平変位においては、サイドパイル長が大きくなる $L=250\text{mm}$ の場合において効果が大きく、サイドパイルなしに比べて約 1/2 程度に抑制されている。地盤内の沈下については、サイドパイルが長い場合には結合条件がフリーでも剛結の場合と同様な沈下抑制効果があり、より長くなると抑止効果は大きくなる。沈下量については、サイドパイルなしに比べて $L=200\text{mm}$ では約 0.6 と抑制されている。

7. 2. 2 模型試験の数値解析による沈下抑制効果

- 1) サイドパイルなしの場合の剛塑性解析による変形・破壊挙動について、降下床端部より模型底部の左右に沿う塑性ひずみ速度が大きくなるすべり線が再現された。
一方 サイドパイルを設置した場合は ($L=250\text{mm}$) 降下床端部より模型底部の左右に沿う塑性ひずみ速度が大きくなるすべり線が上方へ伸び、サイドパイルと交差する付近で右に曲がり、先端部で左右に分かれ V 字形で地表に向かうすべり線となり、明らかにサイドパイルが設置されることによる地盤内のすべり線の変化が確認できた。
- 2) 適正なサイドパイル長については、降下床に作用する土圧の変化で着目すると、長さが 250mm 以上で効果が大きくなる。また、サイドパイルに作用する曲げモーメントは、長さが 250mm から急激に大きくなる。これは、サイドパイルがすべり面を横断し、サイドパイルがすべり面外の地盤に支持されサイドパイルの荷重が大きくなったことによるものである。
- 3) 内部摩擦角とサイドパイル長の関係では、内部摩擦角が大きいほどその効果が大きい。
- 4) 模型とサイドパイルの結合方式については、剛結しない場合は、サイドパイルより上の模型付近で斜めのすべり線が局所的に発生しており、これによりサイドパイルが長くなっても沈下抑制効果は増加しない。一方、剛結の場合、250mm 以上では長さに比例し増加する。これらのことから、サイドパイルと模型との結合方式については、剛結にする場合のほうが沈下抑制効果に大きく有利と考えられる。

7.2.3 実トンネルモデルの数値解析による沈下抑制効果

- 1) サイドパイルを設けることにより，塑性せん断ひずみ速度の範囲は図-7.5に示すようにサイドパイルに沿うトンネル外方 A 方向とトンネルアーチに沿う B 方向に大きくなっている．サイドパイル方向へのすべり線の移動は模型実験および数値解析と同様な結果であるが，トンネルモデルでは，トンネルアーチに添う B 方向への塑性せん断ひずみ速度の範囲の増加が確認でき，このことより，サイドパイルはグラウンドアーチの形成にも寄与しているものと考えられる．

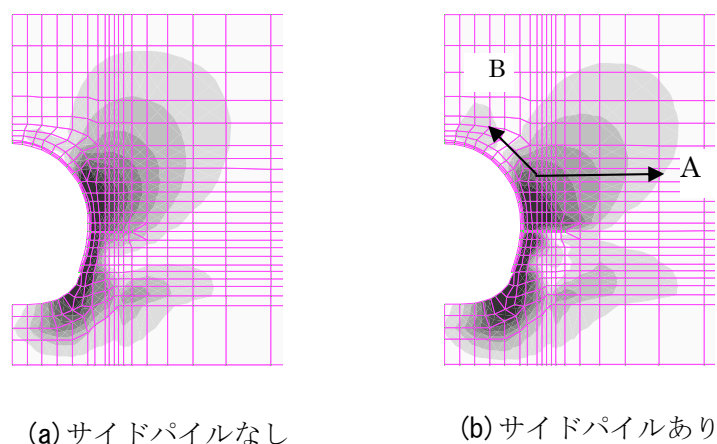


図-7.5 塑性せん断ひずみ速度

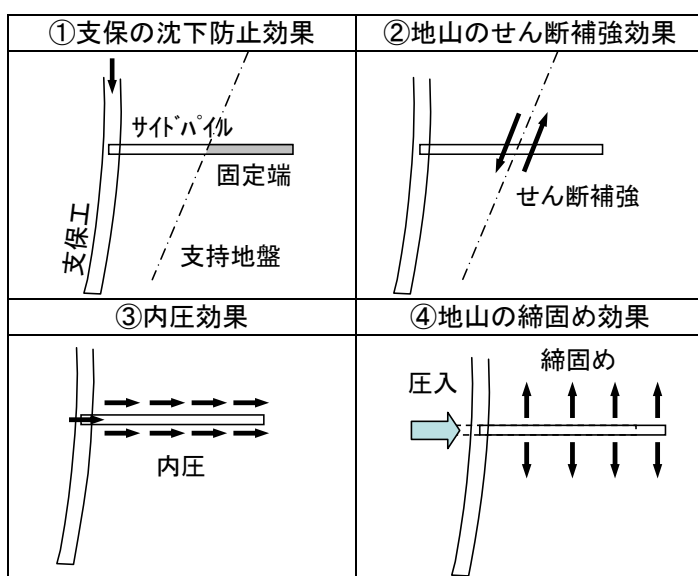
- 2) 内部摩擦角 35° の条件でサイドパイル長を変化させた結果，長さ 3 m 以上で荷重係数が 1 を超え，沈下抑制効果が確認されている．また，サイドパイルの沈下抑制効果に与える地山の内部摩擦角と粘着力の影響については，内部摩擦角の増加による効果は大きいですが，粘着力の増加によるは小さい．これは，模型実験のパラメータ解析結果と同じである．
- 3) サイドパイルの設置位置は，掘削後なるべく低い位置にサイドパイルを設置するのが効果的である．

7.3 サイドパイルの設計法の提案

7.3.1 はじめに

サイドパイルの効果は、表-7.1 に示すような、①支保の沈下防止効果、②地山のせん断補強効果、③内圧効果、④地山の締固め効果などが考えら、第3章の小土被り土砂地山トンネルにおける施工例から、とも下がり挙動を示す周辺地山の沈下抑制に効果があることがわかった。

表-7.1 サイドパイルの地山補強効果に関する概念図（表-3.6を再掲）



このサイドパイルによる沈下抑制のメカニズムは定性的なものにとどまっているため、第4章の模型実験、第5章の模型実験の数値解析、第6章の実トンネルの数値解析を行い、支保工の沈下防止効果、地山のせん断補強効果、内圧効果を定量的に位置づけることができた。

表-7.1 に示す地表面の沈下防止とせん断補強は、サイドパイルを地山のすべり線と交差させ、地山本来の掘削に伴う地山のすべり線（サイドパイルなしの場合）を、横方向に移動させ荷重受け持ち範囲を広げ荷重強度を低下させることにより行われていることが明らかにできた。

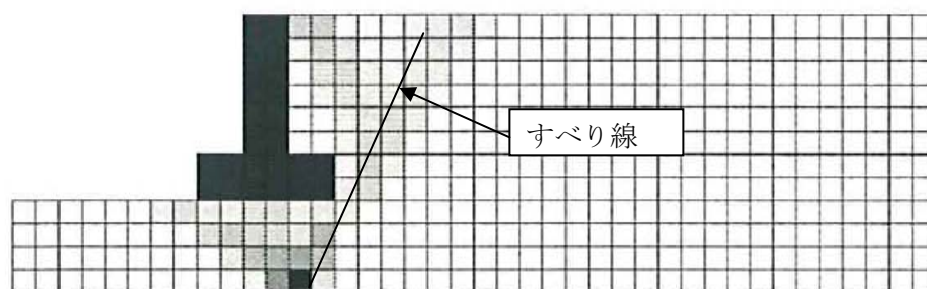
サイドパイルの沈下抑制効果の特徴としては、内部摩擦角が大きくなると効果が大きくなり、粘着力の増加の効果は小さく、砂質地山での適用が効果的と考えられる。また、せん断力に対抗するためサイドパイルの長さは、すべり線の面の外側で支持するのに十分な長さを必要とする。すなわち、サイドパイルの必要長は、すべり線と交差するまでの長さとしすべり線を超えた十分な長さが必要となる。

模型実験および数値解析結果からサイドパイルの効果的な長さについては、模型実験では、内部摩擦角 45° 及びサイドパイル設置高 200mm の条件で 200mm 以上、数値解析では 250mm 以上となっている。一方、全断面掘削とし、内部摩擦角 35° で側壁中央にサイドパイルを設置した実トンネルモデルでは効果的な長さは約 3m となっている。

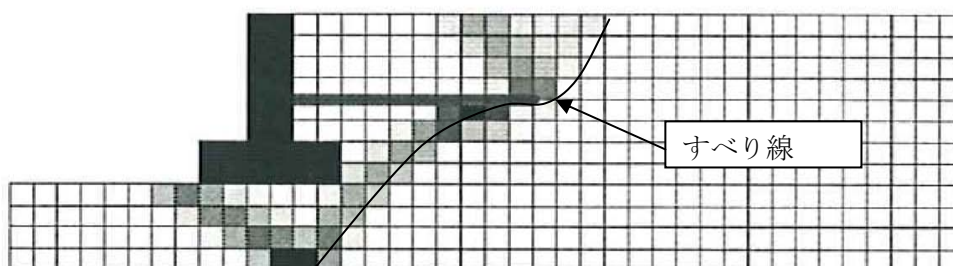
サイドパイルの支保工との結合方式については、ある一定長を確保したサイドパイルの場合 ($L=200\text{mm}$ 以上)、トンネル内方 (水平方向) への支保工変位の拘束効果 (内圧効果) を得るため、剛結が望ましい。

7.3.2 サイドパイルの長さの決定

模型実験において降下床に作用する土圧の減少効果は、**図-7.6** と **図-7.7** に示すように、降下床の降下に伴い生じるすべり線にサイドパイルが交差することにより、サイドパイル付近のすべり線が右方向に変化し、これにより沈下抑制効果が発揮されていると考えられる。



(1) サイドパイルなしの場合



(2) サイドパイルありの場合 ($L=250\text{mm}$)

図-7.6 塑性ひずみ速度分布図(内部摩擦角 45°) (**図-5.2** の一部を再掲)

砂質地盤の場合のすべり線は、図-7.7 に示すようにトンネル掘削に伴い天端および側面が内側に変位することにより、 $(45^\circ + \phi/2)$ の傾きをもっている²⁾。

これよりトンネルの掘削高 H とし内部摩擦角を ϕ とすると、図-7.8 に示すようにサイドパイルがすべり線と交差する位置までの長さ $L1$ は、式 (7.1) により求めることができ、サイドパイルの必要長は、これに定着長 F を加えたものとなる。

$$L1 = H \cdot \tan(45^\circ - \phi/2) \quad (7.1)$$

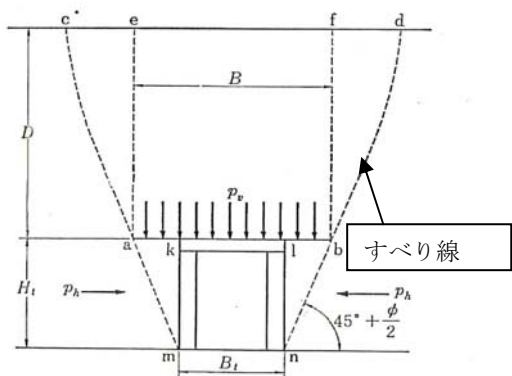


図-7.7 支保工に作用する鉛直・水平土圧とすべり線

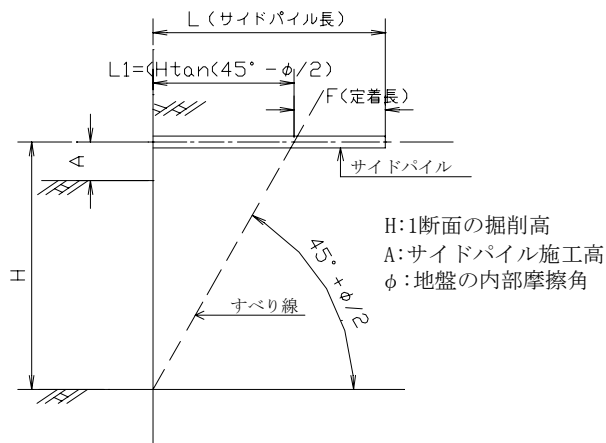


図-7.8 サイドパイルの長さの求め方

次に、定着長 F については、図 7.7(b) に示した模型試験の解析図を用い、効果的な長さとした $L=250\text{mm}$ より試算する。掘削高 H を 200mm 、内部摩擦角 ϕ を 45° として式 (7.1) より、すべり線と交差するまでの位置 $L1$ を計算すると 83mm となる。すべり線の始点 A からのサイドパイルの長さは 225mm であり、定着長 F は 142mm となる。(図-7.9) ここで、掘削高 H と定着長 F の比を K とすれば

$$K = 142 / 200 = 0.71 \quad \text{となる。}$$

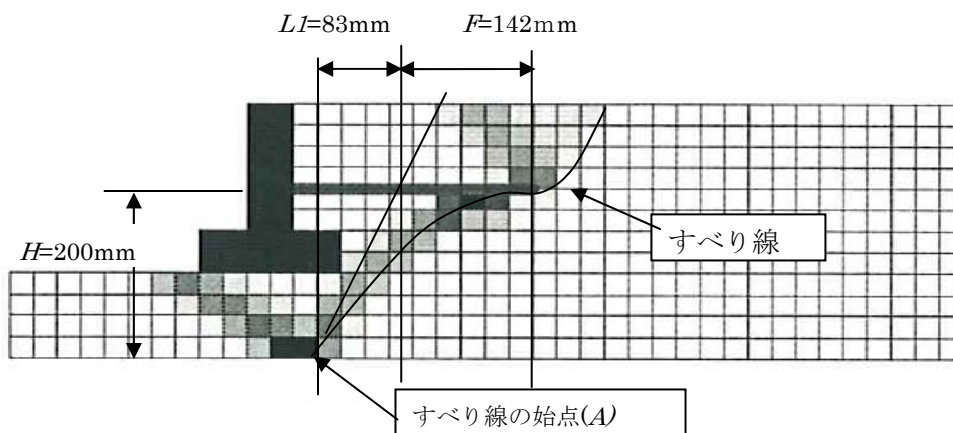


図-7.9 模型試験解析図を用いたサイドパイル長の試算

一方、実トンネルモデルの内部摩擦角 35° におけるパラメータ解析において、荷重係数とサイドパイル長の関係より、荷重係数の変化点は $2\text{m}\sim 3\text{m}$ にあり、効果的なサイドパイル長を 3m とすると、このときのすべり線の位置をサイドパイルありの変位速度を示した図-7.10 から掘削高さ H を求めると約 3.2m となる。

ここで、式 (7.1) より $L1$ を求めると、

$$L1 = 3.2 \cdot \tan(45^\circ - 35^\circ / 2) - 0.6 = 1.6 - 0.6 = 1.0\text{m}$$

定着長 $F = 3.0 - 1.0 = 2.0\text{m}$ となる。

ここで、定着長と掘削高の比 K を求めると $K = 2.0 / 3.20 = 0.62$ となる。

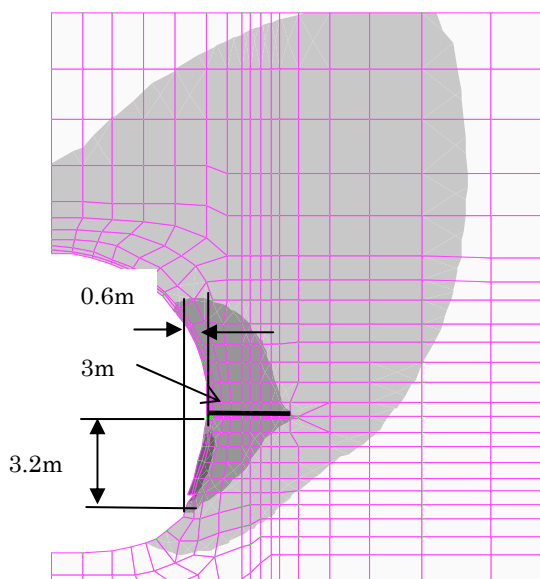


図-7.10 トンネルモデル変位速度 (サイドパイルあり)

一掘削高 H については、大きくするとサイドパイル長が長くなり、打ち込みが不可能となるため、一掘削高は施工実績より 3m 以下の適用とし、 K の値は $0.6\sim 0.7$ の範囲であるが、実トンネルモデルによる検討結果を採用し、 $K=0.6$ を用いることとした。以上より設計サイドパイル長 L は式 (7.4) により求めることができる。

$$L = L1 + F \tag{7.2}$$

$$F = K \times H \tag{7.3}$$

ここで、 $K=0.6$ (新幹線断面で一掘削高 3m 以下) とする。

$$L = H \cdot \tan(45^\circ - \phi/2) + 0.6 \cdot H \tag{7.4}$$

7.3.3 設計・施工手順

このサイドパイルの長さの設計手法と実際の施工状況を考慮した「サイドパイルの設計法と施工手順」を図-7.11 に示す。

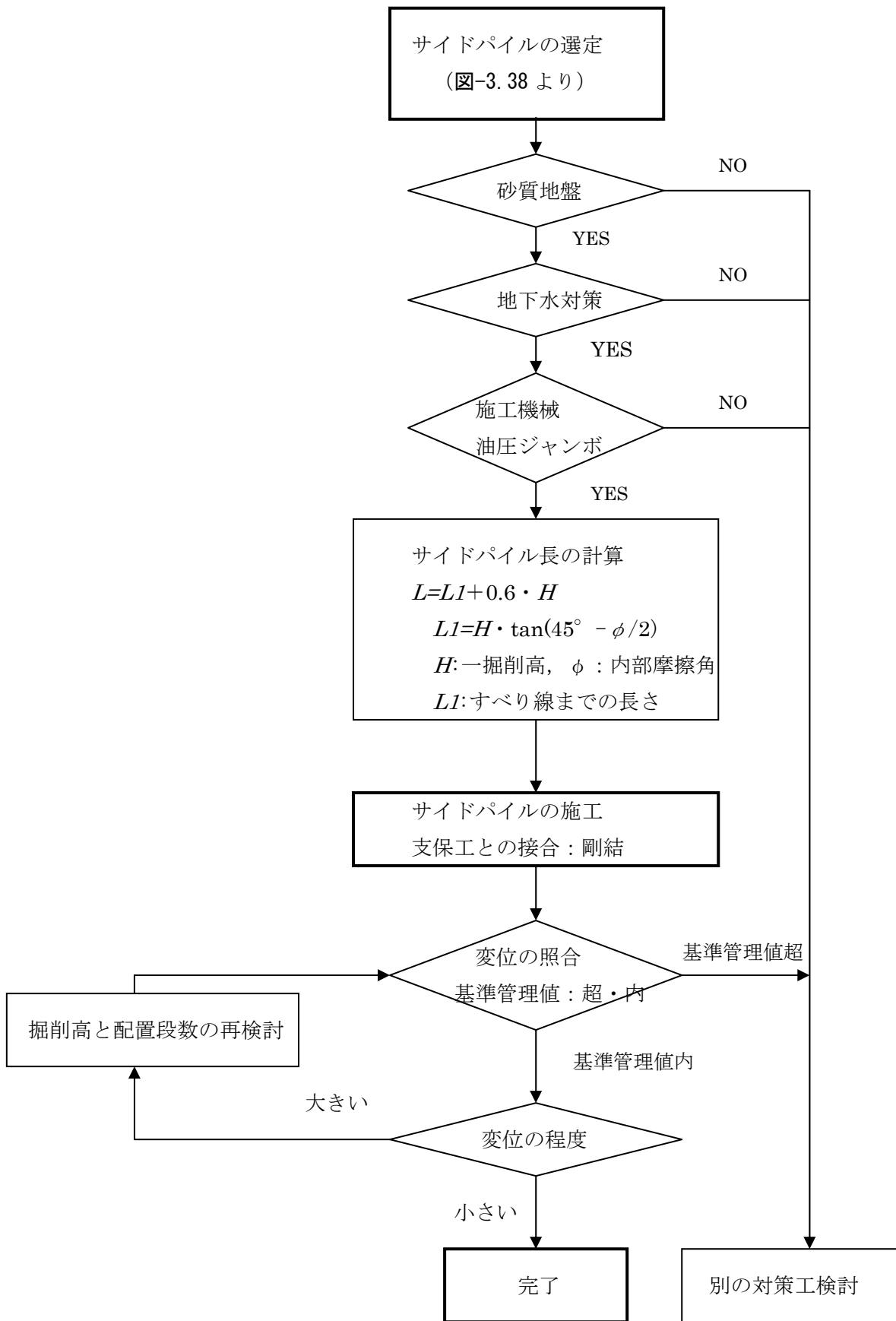


図-7.11 サイドパイルの設計法と施工手順

次に、実トンネル断面における設計例と施工手順を図-7.12に示す。

トンネル掘削を2段ベンチカットとして、一掘削高 H を決める。すべり線は地質調査から求めた地山の内部摩擦角 ϕ を用いて、 $(45^\circ + \phi/2)$ の角度で設定する。次に、図-7.11のサイドパイル長の計算式によりサイドパイル全長 L を決定する。施工順序は①掘削工から、鋼製支保工、サイドパイルを打ち込み、鋼製支保工に定着し、吹付けコンクリートを施工し、変位状況を確認し、次の段に移行する。そして、2段目のサイドパイルの全長を計算し、②掘削工へと順次施工する。

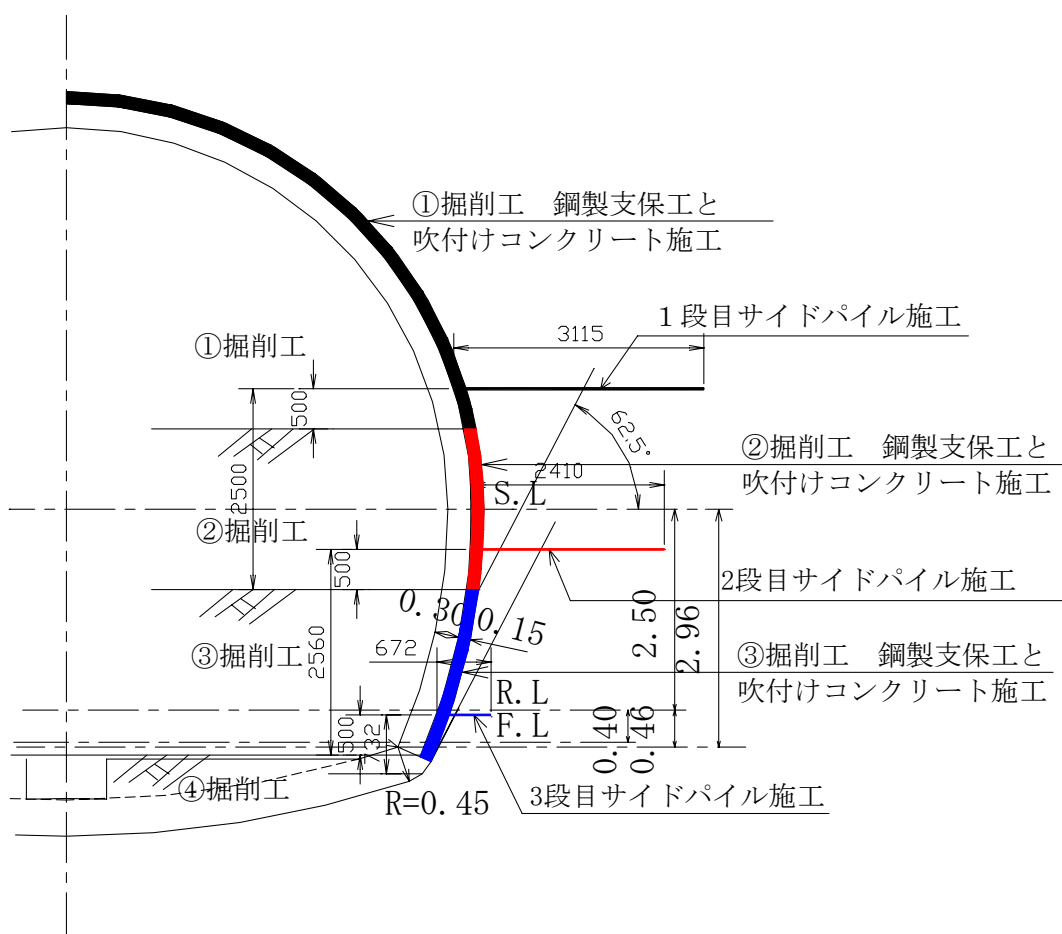


図-7.12 サイドパイルの設計例

なお、この計算例では、内部摩擦角 35° の場合であり、サイドパイルの設計長は第1段目で $L=3,115\text{mm}$ 、第2段目で $L=2,410\text{mm}$ 、第3段目で $L=672\text{mm}$ となる。

7.4 サイドパイルの補助工法としての適用性

サイドパイル工法は、トンネル横断面方向の沈下抑制対策工として採用されている。材料となる鋼管の入手および加工は容易であり、かつ、施工機械は通常のロックボルトの施工に用いるドリルジャンボを前提とし、地山の変化に対して迅速な対応が可能で、かつ施工が早く優れた特徴を有している。また、材料は鋼管を用い、施工は現地の汎用機械を使用することからコストは低い。施工事例から1断面 $L=2.75\text{m} \times 6$ 本使用で約6万円/mと経済的である。

ただし、このサイドパイル工法が対象とする地山は未固結砂質地山であり、切羽の安定の対策も必要となるため、トンネル頂部の範囲の先受工、地山改良等の補助工法の併用が必要となる。また、さらに鋼製支保工の脚部の地山が不良な場合は、脚部補強の併用も必要となる。

このため、図-3.38 に示したように、小土被り未固結地山における沈下対策工の選定の位置付けを基に適用すべきものとする。

7.5 まとめ

本章では、小土被り未固結地山トンネルの沈下挙動をまとめるとともに、小土被り未固結地山トンネルの沈下対策工として、サイドパイル工法の沈下抑制機能を考察し、これより図-7.11 に示した設計法と施工手順について提案したものである。また、適用にあたってその目的に合わせた他の工法との併用が必要なことも示した。

しかしながら、トンネルの設計施工を行う上で最も大事なことは『地山を主体に考える』ことである。そして、未固結地山における NATM の施工においては、掘削に伴うトンネル周辺地山のゆるみを極力抑制することである。地山の地質や帯水状況等を十分把握し、ゆるみが広がり易いかどうか、すべり線はどのように形成されるのかを想定し、すべり線を発達させず、ゆるみ領域の広がりを抑制することが重要である。今後、小土被り未固結地山トンネルを都市部で施工する場合など、地表面沈下等、地表に与える影響を極力抑えることが要求される場合は、このことを十分念頭においた設計施工が必要であるとする。

参考文献

- 1) 桜井春輔，足立紀尚：都市トンネルにおける NATM，鹿島出版会，1988.12.
- 2) 土質工学会：土と基礎 実用数式・図表の解説，1971.

第8章 結論

小土被りの未固結地山におけるNATMによるトンネルの掘削では、切羽の安定・地表面の沈下等の問題が生じている。そこで用いられる地表面の沈下対策工については、その設計・施工にあたり、より効率的で経済的な対策工の選定基準の確立が求められており、その有効性・メカニズムの検証が重要となってきた。

本論文では、小土被り未固結地山トンネルの掘削時の地山挙動や各種沈下対策工の効果について調査・分析を行い、小土被り未固結地山トンネルの地表面沈下対策工の選定の考え方を提案し、さらに、補助工法として用いられているサイドパイルに着目し、その沈下抑制効果のメカニズムについて、模型実験及び数値解析から明らかにするとともに、その実トンネルへの適用およびサイドパイルの設計・施工手法についての検討を行うことを目的とした。

以下に各章の概要と得られた結論を示す。

第1章では序論として、小土被り未固結地山トンネルにおける地表面の沈下対策工に対する現状の問題点を取り上げた上で、本研究の目的と論文の構成について述べた。

第2章では、小土被り未固結地山トンネルの掘削時の力学的挙動、地表面沈下挙動や沈下対策工に関する既往の研究の中で、本論文に関連する、現地計測、模型実験や数値解析によるトンネル掘削時の地山挙動や沈下対策工の既往の研究についてその内容を述べた。

これらから、トンネル横断面水平方向に実施される対策工に関しての既往の研究については、ほとんどなされていないことが判明した。

第3章では、まず、小土被り未固結地山トンネルにおけるNATMの適用経緯を述べた。そして、本論文において沈下対策工や掘削時の地山変位の調査対象とした東北新幹線（八戸・七戸間）において、計測された多くのデーターの分析を行い、土被り、地表面沈下、天端沈下、脚部沈下、内空変位、切羽地質、沈下形状等に注目して、地山変位について考察を行った結果、次のことが判明した。

- ① 変形量は土被りに依存することが判明した。土被り 2D 以下では、土被りが減少するに伴い変形は増加する。
- ② 小土被り未固結地山トンネルでは、地表面沈下量 \approx 天端沈下量 \approx “脚部沈下量というとも下がり現象が生じる。
- ③ 掘削に伴う沈下は狭い範囲に集中している。これは、グラウンドアーチが十分に形成されず、とも下がりが生じているためと考える。
- ④ 天端沈下は、土被り、地質構成に依存する。土被りが小さい場合や、切羽上部に砂層、下部にシルト層の条件の場合には沈下が大きくなる。

以上から、地表面沈下の抑制については、グラウンドアーチの形成と脚部沈下の抑制が重要であることが判明した。

さらに、ここで採用された沈下対策工の実績データを調査・分析した。その結果、土被りに応じて分析した沈下対策工の採用実績について、次の事柄が判明した。

- ① 土被り 5m以下の範囲で地山改良工法は多く採用されている。
- ② 土被り 5～10m程度の範囲で先受+脚部補強は採用されることが多い。
- ③ 土被り 10～20m程度の範囲で先受は多く採用されている。
- ④ 注入式先受は、土被り 10m以下の小土被り部（沢部下等の特殊区間）で採用されることが多いほか、土被り 30m以上の大きいところでも切羽安定対策として使用されている。

このように、土被りが極端に小さい場合の地山改良工法を除くと、小土被りの場合には先受工だけでなく、脚部補強工を併用することで、切羽安定や沈下対策を図っていることが実証された。

以上のことより、東北新幹線（八戸・七戸間）における沈下対策工の各トンネルの採用実績をまとめ、沈下対策工の選定フローを作成した。このフローは、同様な地質を持つ他のトンネルの施工にも適用可能であると考ええる。

第4章では、対策工の中で坑内から施工が可能で経済的であり、地山条件によってはその効果が確認されているサイドパイルについて、その沈下抑制効果の作用メカニズムについて明らかにすることを目的として室内模型実験を実施した。

実験は、降下床実験装置を使用することとし、降下床を降下させることで掘削に伴うトンネルの沈下状態を表現した。

その結果、以下のことが判明した。

- ① とも下がり現象の挙動は、トンネル近傍にすべり線が発生し、それを境にトンネルとその上部の地盤が沈下する現象であることを確認した。
- ② このすべり線と交差するような形でサイドパイルを打設することにより、地表面の沈下抑制効果が得られることが確認された。
- ③ サイドパイルの設置条件を変えた実験結果から、サイドパイルについて、一定の長さ以上確保すること、トンネル支保工に十分固定すること、材質の剛性が高めることによりその効果が高まることを確認した。

以上のように、模型実験ではサイドパイルの作用メカニズムや沈下抑制効果を検証できたと考える。

第5章では、第4章の模型実験の結果を検証するために数値解析を実施した。まず、模型実験の結果を再現するため剛塑性有限要素法によりシミュレーション解析およびパラメータ解析を実施し、模型実験における挙動が再現やサイドパイルの作用メカニズム及び沈下抑制効果を発揮する条件について、つまりサイドパイルの長さ、トンネルとの結合、地盤条件について検討を行い、以下のことが判明した。

シミュレーション解析では、

- ① 降下床の降下に伴うトンネル模型の回転・移動の挙動及び地表面の一部の盛り上がり

- ② 降下床底部から模型底部左右に沿う塑性ひずみ速度が大きくなる部分をたどって生じるすべり線の再現
- ③ サイドパイルの長さが一定以上になると沈下抑制効果を発揮され、降下床に作用する土圧が減少する傾向

これらの結果から、シミュレーション解析により模型実験の状態を再現できたと判断できる。さらに、サイドパイルが降下床の降下に伴い発生するすべり線と交差するか否かでサイドパイルの沈下抑制効果が発揮されることが判明した。

次に、パラメーター解析では、サイドパイルの効果を発揮させる条件として、

- ① サイドパイルの長さはある程度の長さが必要である
- ② サイドパイルの効果を発揮するには地盤強度（内部摩擦角）がある程度必要である
- ③ トンネルとサイドパイルの結合方法は、剛結にするほど効果が大きいことが判明した。

第6章では、第4章および第5章において判明したサイドパイルの沈下抑制効果について、実トンネル断面を想定したモデルにおいて、剛塑性有限要素法を用いた数値解析により検討を改めて行った結果、以下のことが判明した。

- ① 実トンネルを想定した数値解析においても、前章の模型実験・数値解析の結果と同様に、地山のすべり線をサイドパイルがまたぐことにより、すべり線をトンネルから離れた方向に向け、地表まで及ぶ沈下を小さくする効果が有ることを確認した。
- ② パラメーター解析では、以下のことが判明した。
 - ・ サイドパイルの長さは長いほど効果があり、3m以上あることが必要である
 - ・ 地山の粘着力の値が大きいほど効果はやや大きい
 - ・ 地山の内部摩擦力の値が小さいトンネルでは効果が少ない
 - ・ サイドパイルの設置位置は低いほうが効果は大きい

以上の結果をまとめると、第4章、第5章、第6章の模型実験及び数値解析より、サイドパイルの作用メカニズムは次のことと解明できた。つまり、サイドパイルの作用メカニズムは、「トンネルの掘削により生じるすべり線をまたぐようにサイドパイルを打設することにより、すべり線の位置をトンネルから離れた場所に移動させ、地盤のすべりを起こしにくくし、地表面の沈下を減少させる」というものである。

第7章では、これまでの各章の検討結果を総括し、小土被り未固結地山トンネルにおけるとも下がり現象の発生するメカニズムを、グラウンドアーチ効果とすべり線の発生との両面から整理した。つまり、とも下がり現象のメカニズムは「砂地盤のようなせん断強度が小さい場合、土被りが1D以下ではグラウンドアーチが形成されず、掘削に伴うすべり線が地表面まで発達する。それに伴い、トンネルに作用する土圧が大きくなり、地耐力が不足し、トンネルも沈下し、上部の土塊も同様な沈下を生じる。」と考える。

一方、模型実験や数値解析から、サイドパイルはすべり線の発達を弱め、土圧を軽減し、沈下量を減少させる効果もあることを検証した。さらに、これらの解析結果から、サイド

パイルの沈下抑制効果を発揮させるには、①一定以上の長さが必要であること②材質の剛性は大きいこと③地山の内部摩擦角が大きいほど効果があること④トンネルとの結合は剛結にする方が効果に有利であること⑤設置位置は掘削高さの下側にあること 等が必要であることが判明した。これらを基に、サイドパイルの設計・施工手順の考え方について提案を行った。

設計では、サイドパイルはすべり線の外側で支持ため、十分な長さが必要であり、その長さを定める必要がある。そこで、模型実験や数値解析から、内部摩擦角と掘削高さをファクターにすべり線までの長さおよび定着長を計算し、必要長を定める公式を提案した。

そして、以上の設計法に加え、実際の施工状況を考慮してサイドパイルの設計・施工手順を提案した。この中では、施工時において、地盤条件・地下水対策・施工機械・変位の照合等を条件として提案した。このような手順の作成は、従来から、他の脚部補助工ではほとんど作成されてなく、新たにサイドパイルを現場で計画する場合、計画・設計・施工に利用可能と考える。

・今後の課題について

近年、都市部におけるトンネルにおいて、掘削技術の開発が進められてきたことを背景に、周辺環境への影響を考慮し、経済的かつ工期の面からも有利であるNATMが積極的に適用されるようになってきた。このような中で、掘削とともに補助工法の効率的な採用が求められ、その合理性と経済性の追求が大きな課題である。

一般的に補助工法の選定は、地質調査および観察・計測から地山挙動を十分把握したうえで、掘削工法、周辺環境への影響、工期、経済性および有効性を考慮しなければならないとされている。

実際の現場の施工段階において、どのような施工条件であればどのような補助工法を採用すると最も安全で効率的かつ経済的かといった選定基準が不明な点が多いと考える。

今回対象とした小土被り未固結地山トンネルについても同様で、地表面沈下抑制対策については、土被りや対象地山の地質の影響を受け、さらに採用される補助工法により、その抑止効果に差が出るのが実務の中で明らかになりつつあることから、それぞれの補助工法の沈下抑制効果のメカニズムを把握し、施工条件に合った適切かつ効率的な補助工法を採用することが求められている。

本論文では、東北新幹線のトンネルのデータを用いて小土被り未固結地山トンネルの沈下挙動をまとめ、ともさがり現象の沈下発生メカニズムおよびサイドパイルの沈下抑制効果を解明し、そして、小土被り未固結地山トンネルにおけるサイドパイルの沈下対策工の設計の考え方および設計・施工手順を提案した。

今回、サイドパイルの沈下抑制効果のメカニズムの検討は、模型実験と数値解析により行った。サイドパイルの沈下抑制効果については、トンネル横断方向についてその効果を解明したが、トンネルの縦断方向についての効果も考えられる。これを解明するために 3

第8章 結論

次元の数値解析等による沈下抑制効果の検討も今後必要と考える。

また、本論文では各種補助工法の中で、比較的経済的で現場で用いられているサイドパイプに着目し、その沈下抑制効果の検討を行ってきたが、小土被り未固結地山トンネルの施工においては、沈下抑制対策のほか切羽の安定に対する対策も重要な課題となっている。切羽の安定対策工は、例えば、鏡ボルト（短尺、長尺）や鏡吹付けコンクリート等を施工しているが、これらの対策工の抑制効果のメカニズムや、適用範囲、適用数量等の基準については、まだ十分に定量的に整理されていない。このように、現在施工されている数多くの補助工法についても、選定基準の確立や抑制効果のメカニズムの解明までなされたものはほとんどない。今後、これらについても、検討を進めていくことが望まれる。

さらに、補助工法は現場の状況により複数採用される場合がある。補助工法は目的とする抑制効果のほか2次的な効果を持つ場合も多いので、これら複数の補助工法を施工する場合の相互作用による影響等についても検討し、その効果についても今後検討が必要と考える。

一方、本論文は、東北新幹線（八戸・七戸間）で施工された13トンネルの蓄積された多くの実績調査データを使用して、地山挙動のまとめや補助工法の選定およびサイドパイプの沈下抑制効果のメカニズムの解明等の検討を行った。今後は、各機関で施工されたトンネルにおける同様な地形、地質および施工結果の実績も用いて検討を加えると、さらに詳細な検討・整理が可能と考えられる。さらに、トンネルの規模、施工方法、その他の条件が異なる場合について、本論文で提案した補助工法の選定法が同様に適用できるのかどうかの検証が、今後の課題と考える。また、従来から各機関において数多くのトンネルの施工実績を積み重ねてきているが、これらの貴重な調査データについてその有効活用があまり図られていない傾向が見られる。今後、各機関で施工された貴重な実績調査データについて、これらのデータベース化を図り、情報の共有化を図ること重要と考える。これらを活用することにより、リアルタイムに研究・調査・設計・施工に反映できるようなシステムの確立が今後ますます必要と考える。