

博 士 論 文

支保部材や切羽形状の効果を考慮した
トンネル支保設計における力学モデルに関する研究

平成 29 年 3 月

土 門 剛

首都大学東京

目 次

目 次	i
第1章 序 論	1
1.1 実務におけるトンネル設計とそれに関わる研究の変遷	1
1.1.1 実務におけるトンネル設計の変遷と近年の動向	1
1.1.2 トンネル設計における研究の変遷	6
1.2 研究目的と対象	15
1.2.1 目的	15
1.2.2 対象と適用範囲	16
1.3 既往研究	16
1.3.1 ロックボルトの作用効果を考慮した力学モデルに関する研究と課題	17
1.3.2 鏡ボルトによる補助工法の力学モデルに関する研究	19
1.3.3 切羽形状に着目した掘削工法の力学モデルに関する研究	22
1.3.4 既往研究の課題と本研究の取り組み	23
1.4 本論文の構成	24
参考文献	26
第2章 軸対称応力場におけるトンネル挙動に関する模型実験	31
2.1 ロックボルトと地山の付着特性に関する引抜き試験	31
2.1.1 ロックボルトモデルの引抜き試験概要	31
2.1.2 結果と考察	36
2.2 ロックボルトで支保された軸対称応力場のトンネル模型実験	40
2.2.1 実験モデルの考え方	40
2.2.2 軸対称トンネル模型実験概要	41
2.2.3 ベアリングプレートの有無による挙動の差違	45
2.2.4 ボルト打設パターンと挙動の差違	49
2.3 ベアリングプレートを考慮したロックボルト軸力分布の概念	55
2.4 本章のまとめ	58
参考文献	59

第3章 二軸応力場におけるトンネル挙動に関する模型実験.....	61
3.1 ロックボルトで支保された二軸応力場におけるトンネル模型実験.....	61
3.1.1 実験モデルの考え方.....	61
3.1.2 二軸応力場のトンネル模型実験概要.....	61
3.1.3 トンネル壁面の破壊形態.....	66
3.2 二軸応力場のトンネルにおけるロックボルトの支保効果.....	67
3.2.1 トンネル壁面変位抑制効果.....	67
3.2.2 载荷にともなうロックボルト軸力分布の変化.....	71
3.3 本章のまとめ	75
第4章 ロックボルトで支保されたトンネルの解析的評価.....	77
4.1 引抜き試験およびトンネル模型実験のシミュレーション.....	77
4.1.1 有限差分法解析概要.....	77
4.1.2 地山およびロックボルトのモデル化.....	78
4.1.3 ベアリングプレートを考慮した地山ーボルトモデル.....	79
4.2 ロックボルトの引抜き試験における解析的評価.....	80
4.2.1 引抜き試験シミュレーション概要.....	80
4.2.2 引抜き試験シミュレーション結果.....	80
4.3 ロックボルトで支保されたトンネル模型実験における解析的評価.....	82
4.3.1 トンネル模型実験シミュレーション概要.....	82
4.3.2 トンネル模型実験シミュレーション結果.....	83
4.3.3 ロックボルトの支保効果に関する解析的評価.....	88
4.4 本章のまとめ	92
参考文献	92
第5章 ロックボルトで支保されたトンネルの簡便力学モデル.....	93
5.1 簡便力学モデルの提案.....	93
5.1.1 簡便力学モデルの考え方.....	93
5.1.2 モデルの構築.....	95
5.2 簡便力学モデルを用いたトンネル安定性簡易判定手法.....	97
5.2.1 必要支保内圧と有効支保内圧.....	97
5.2.2 ロックボルト支保特性曲線.....	102

5.3 簡便力学モデルを用いたロックボルト最適打設パターン算定手法	105
5.3.1 トンネル壁面変位の簡便解	105
5.3.2 ロックボルト打設パターンの最適範囲算定例	108
5.4 本章のまとめ	110
参考文献	112
 第6章 地山ーボルト付着特性を考慮した鏡ボルトの力学モデル	113
6.1 鏡ボルト工の支保効果に関する模型実験	113
6.1.1 実験モデルの考え方	113
6.1.2 実験装置・方法および実験ケース	114
6.2 鏡ボルト工の支保効果に関する数値解析と模型実験との比較	117
6.2.1 三次元数値解析におけるモデル化手法	117
6.2.2 打設角度による補強効果	119
6.3 簡便モデルを適用した鏡ボルト工の簡易設計手法	124
6.3.1 鏡ボルトを含む地山の力学モデルの考え方	124
6.3.2 鏡面の安定に必要な支保内圧	125
6.3.3 地山ーボルト間の周面摩擦力によって有効に発現する支保内圧	127
6.3.4 鏡ボルトの支保特性曲面	128
6.4 簡易設計法と実トンネルへの適用に関する留意点	130
6.5 本章のまとめ	131
 第7章 切羽形状を考慮した鏡補強工における力学モデル	133
7.1 切羽形状に関する模型実験とシミュレーション手法	133
7.1.1 底面摩擦実験におけるモデル化の考え方	133
7.1.2 底面摩擦模型実験概要	134
7.1.3 底面摩擦場を考慮した DEM 解析	137
7.2 切羽形状における切羽周辺地山の挙動	140
7.2.1 ベンチカット工法における無支保時の地山挙動	140
7.2.2 鏡吹付けコンクリートを有する地山の DEM 解析	143
7.3 各切羽形状の切羽安定性と補助工法の力学モデル	147
7.3.1 鏡面作用荷重からみた各切羽形状とその安定性	147
7.3.2 各切羽形状における鏡吹付けコンクリートの効果とその力学モデル	151

7.3.3 鏡ボルトおよび鏡吹付けコンクリート併用の効果と力学モデルの考え方	154
7.4 本章のまとめ	155
参考文献	155
 第8章 結 論	 157
 謝 辞	 159
 付 録 二次元円孔問題の応力および変位に関する理論解	 161
A.1 軸対称応力場の弾性解（厚肉円筒理論）	162
A.2 二軸応力場の弾性解	165
A.3 軸対称応力場の弾完全塑性解	168

第1章 序 論

本章では、矢板工法から NATM に至るまでの山岳トンネル（以下、とくに断りがなければ「トンネル」とする）における設計あるいはその基礎となる力学モデル（狭義には「設計モデル」）に関して、実務および研究それぞれの分野の変遷を振り返りながら本研究の背景を示す。その中で、近年のトンネル設計を取り巻く環境変化に鑑み、これからのトンネル設計における力学モデルの必要性を述べる。その背景を受けて、本研究の目的、対象および適用範囲を明示する。また、本研究の対象に関する先行研究を紹介し、本研究との差違を明らかにする。本章の最後に本論文の全体構成を概説する。

1.1 実務におけるトンネル設計とそれに関わる研究の変遷

1.1.1 実務におけるトンネル設計の変遷と近年の動向

(1) トンネル設計の変遷と現状¹⁾

1803 年、フランスのサンークエンティントンネルでは、掘削後直ちに支保工を設置し、引き続き石積みの覆工を建設する方式がとられた。これ以降、鋼製支保工などが用いられるようになる 1940 年代までの期間に、掘削技術、工法、支保構造などの面で着実な進歩がもたらされた。しかし、単に局所的な崩落土塊を荷重として支えるだけという初期の支保構造の考え方は、近代に至るまでの長期間にわたり変わることはなかった。

掘削にともなう地山の過度の緩みがトンネルの安定に好ましくないことは、この時代にも十分に認識されていたが、覆工と地山の間の空隙によってさらに地山が緩むのを防ぐために、覆工と地山の間には空洞が生じないように施工して地山のゆるみを完全に抑制することは当時の技術では困難であった。しかし、覆工背面の空洞の処理を適切にしておけば、ブロックを下から積み上げる当時の覆工は、圧縮力を主として支持する構造体としての機能を有していた。この時代には、覆工に荷重が作用することは認識されていたと考えられるが、その大きさを定量的に評価することはできず、経験に基づいて覆工厚さが決められていたものと考えられる。

日本のいわゆる戦後、1960 年代（昭和 30 年代後半）には東海道新幹線や名神高速道路のトンネルに鋼製支保工が用いられるようになった。掘削直後に建て込まれる鋼製支保工と矢板によって地山を支えた矢板工法は、NATM が導入される 1980 年代前半まで標準工法として広く用いられた。この鋼製支保工の使用によって作業空間が確保できるようになり、さ

らに覆工打設時に支保工をはずす必要がなくなり作業の安全性が向上した。

その当時、一般には底設導坑を先行掘削したあとに上半を掘削する底設導坑先進上部半断面工法が用いられた。この工法は上半掘削後、上半内空を鋼製支保工で直ちに支保する方法で、地山が堅硬でない場合には矢板が支保工間に設置され、その後、支保工や矢板を取り込んだまま覆工のアーチ部コンクリートを打設して、トンネル上方からの荷重を支持し、地山を安定化させた。この工法を一般に矢板工法とよぶ。

矢板工法では支保工を残置しているが、支保工をも取り込んで覆工コンクリートが施工され、覆工は支保工と一体となって土圧を永久構造物として支持するものとして位置付けられた。この時代、覆工に作用する荷重についての研究や計測は多くなされた。

このような施工技術の発展に伴い、設計理論も徐々に進歩するようになり、最初に、1850年を過ぎて初めて、トンネルの支保工に作用する荷重を計算しようとする試みがなされるようになった。これらはトンネル上部のある範囲の地山の自重がトンネル支保工に作用するという、いわゆる緩み荷重の考え方に基づくものである。現在でもよく用いられる Terzaghi の緩み荷重の考え方はこの当時のものである。これ以後、緩み荷重理論による手法をはじめ、弾（塑）性論を用いた理論解による手法や地山分類による経験的な手法が提案されるようになった。

1960年代に NATM（New Austrian Tunnelling Method）²⁾と命名された吹付けコンクリートおよびロックボルトを主に用いた工法が 1944 年に L.V.Rabcewicz によって論文の形式で発表され、それ以降の山岳トンネルの主流となる。わが国でも 1976 年に上越新幹線中山トンネルで試験的に導入されて以来、NATM が山岳トンネルの標準工法として発展してきた。NATM ではロックボルトを地山内部に挿入するとともに、掘削壁面を吹付けコンクリートで早期に安定化することにより地山の強度を最大限に利用する思想を確立した点で、画期的なトンネル掘削方法であると位置付けられる。

現行の山岳トンネルにおける設計は、一般的な地山条件であれば地山分類に基づく経験的手法によるか、特殊な地山条件でありかつ過去に経験したことのない条件であれば数値解析的手法によるかの 2 つに大別される。

地山分類に基づく経験的手法は、過去のトンネルの施工事例における地山と支保工および施工状況の関係を整理することにより、地山とそれに適する支保工の関係、もしくは地山と想定される荷重の関係を求め、その結果を用いた地山分類にしたがって支保パターンを決定する方法である。この手法は荷重を直接算定することが困難なため、地山条件から直接支保パターンを求めるようにしたものであり、施工事例を基にして構築されている。

地山分類に基づく手法は、矢板工法を対象として、1946 年に Terzaghi により単純な岩盤

分類と鋼製支保工に作用する土荷重の高さとの関係³⁾が示されたことから始まった。その後、NATMの施工事例が1948年以降、年月が経るにつれ増加しトンネルの標準工法とも呼べるようになり、この時代に地山と支保を関連付けるに足る十分な施工実績ができたため、1970年代にはNATMを対象とした種々の指標値が提案されるに至った。これらの方法は地質の定性的な表現だけではなく、岩質、弾性波速度、地質構造、節理間隔、湧水状況などの指標値を用いて定量的に評価し指標値と支保工の仕様（支保パターン）や荷重とを関連づけている。この方法としては、1974年のBartonのQ値法⁴⁾、同年のBieniawskiのRMR法⁵⁾が有名である。

地山分類に基づく手法は現在最もよく用いられ、山岳トンネル設計手法の主流となっている。しかし、都市NATMでは周辺環境条件が様々であるため、前述の特殊な地山条件に位置づけられる。したがって、個別設計の要素が強く、地山分類に基づく手法を採用することは難しい。

一方、解析的な手法は、地山の初期応力が、掘削されてなくなった地山の代わりに設置された支保工と周辺地山に再配分されると考える方法である。この考えは、Terzaghiの緩み荷重に代表される手法が、トンネル上部の土塊の重量が支保工に作用すると考えているのとは異なる。すなわち、地山と支保工が一体となって変形し、両者の相互作用により支保工に内力が生じるため、同じ地山に対しても支保工の剛性の違いにより支保工に生じる内力が異なることになる。このため、一般の設計におけるいわゆる荷重と構造物といった概念はない。

解析的な手法は、時代とともに理論解による手法から数値解析による手法に移行し、コンピュータ技術の発展とともに現在でも数多くの研究が続けられている。

Zienkiewicz および Cheung⁶⁾などによって有限要素法が岩盤力学分野へ適用されて以来、今日でも頻繁に用いられている。この方法は、理論解による方法がトンネル形状のモデル化、地形・地質状態、支保、施工過程などのモデルに関して種々の制約があるのに対し、これらの制約なしにトンネルやその周辺地山の挙動を求めることができる。しかし、地山の変形係数、地山強度、破壊後の挙動およびロックボルトや吹付けコンクリートなどの支保工の効果などを正確に評価し、モデル化することが未だに難しいため、周辺地盤の変形予測や支保工に生じる応力の照査などに用いられるものの、トンネルの設計手法の標準として採用されるには至っていない。

現在、山岳トンネルの標準工法となったNATMでは、地山から受ける「荷重」そのものをトンネル設計において考慮することは少ない。むしろ、構造物に作用する荷重という一般的な土木構造物の設計概念とはトンネル設計は趣を異にするといつてよい。

とくに支保工の設計では、理論的、解析的に支保を決定することが難しいため、これまでの実績、地山の分類結果などを勘案し、経験的に設計を行う（支保パターンを決定する）手法、すなわち前述の地山分類に基づく経験的方法が主として発展を続け、現在に至っている。この方法では、切羽の状況や地質調査の結果より支保工の諸元を決めることになる。

海外では地質などを定量的に評価する方法が多く用いられているが、我が国の設計においては、経験的に設定された地山分類に基づき対象地山を分類し、それにより標準支保パターンを選定する方法、すなわち地質などを定性的に評価する方法が最も広く用いられている。

しかし、図-1.1 および図-1.2 に示すように、標準支保パターンによる設計が適用できない特殊な条件に位置づけられるトンネルでは、個別設計すなわち類似条件下での設計・施工事例による設計や解析的手法による設計を用いて個別に設計が行われる。

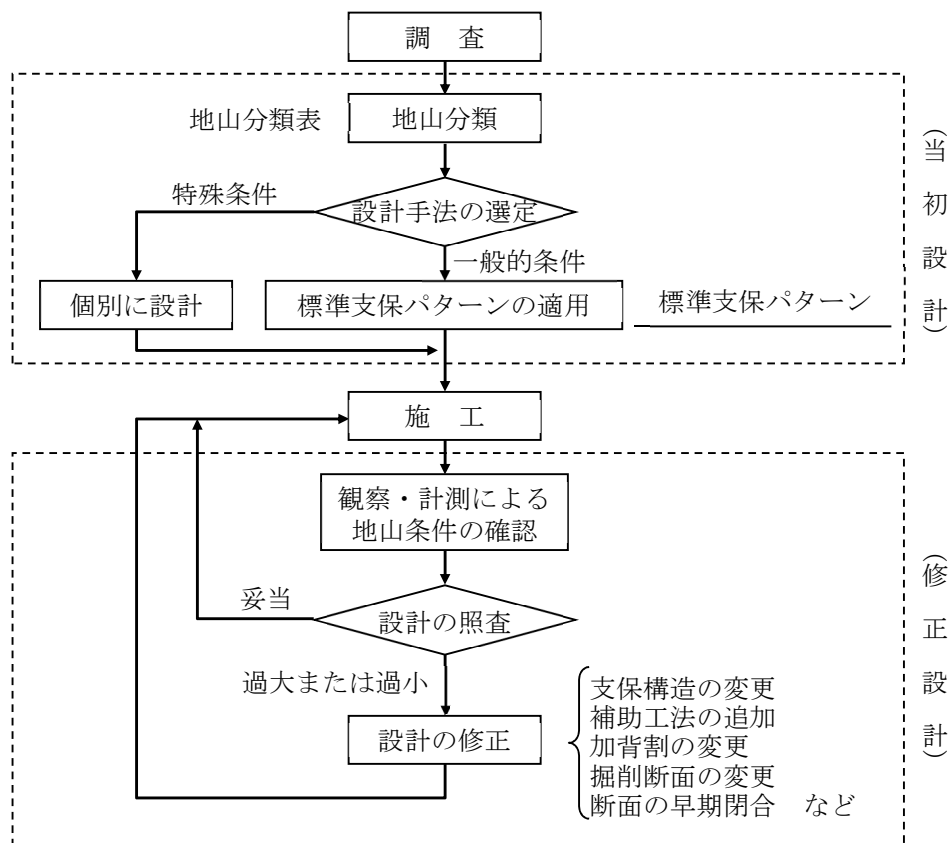


図-1.1 トンネル設計の流れ ⁷⁾に加筆

地山等級	設 計 条 件	
	一般的条件	特殊条件
A	標準支保パターン の適用	類似例, 解析結果, 施工条件などを考 慮し個別に設計
B		
C		
D		
E		

図-1.2 設計手法の適用例 ⁷⁾に加筆

(2) トンネル設計を取り巻く近年の環境変化

近年，技術基準類の国際化が図られる中でもっとも注目されているのが土木構造物の性能規定化である．性能規定化においては，設計や施工といった各行為段階の透明性や説明責任の向上，コストや環境負荷の低減，品質や性能の確保などが基本要件とされる．

構造物における国際標準化の端緒は，性能規定による土木・建築構造物の設計の基本的考え方を示した ISO2394（構造物の信頼性に関する一般原則）⁸⁾ の発行である．わが国でもそれに追随して整合を図るべく，国交省の「土木・建築にかかる設計の基本」⁹⁾ や，土木構造物の設計に特化した土木学会の Code PLATFORM（包括設計コード）¹⁰⁾ が発行されている．とくに Code PLATFORM は，様々な土木関連分野における技術基準類の大きな隔たりが，国際化に対する障壁になるとの認識のもとに，設計法の調和を目指して策定されている．

国内外でのこうした流れに沿うように，土木関連各分野である鋼構造，コンクリート，港湾，地盤なども性能規定化にもとづく基準類を策定してきている．これらは設計だけでなく，施工や維持管理における性能規定化も試みており，国際標準化への整備が着々と進められているのが現状である．

このように性能規定化を基本とする技術基準類の国際標準化あるいは整合化が，国内外の土木関連各分野において着々と進んでいる中で，トンネル構造物の対応が遅れていることは否定できない．しかし，2016 年版示方書から新設される「共通編」¹¹⁾ では，性能規定を基本とした記述方針について次のように解釈している．すなわち，“トンネル標準示方書は，昭和 39 年の初版から，条文においては構造物に求められる機能や性能を示し，解説がその機能や性能を説明し，それを実現する方法を提示する構成となっており，これまで改訂を重ねてきている．”とし，初版からすでに性能規定としての記述がなされているとの判断である．ただし，性能や機能の使い分けやそれぞれの語彙に即した条文および解説の見直しを徹底している．

また、2016年版示方書山岳工法編¹²⁾では、設計時に考慮すべき諸条件のうち、地山条件に関して次のように地山特性をわかりやすく解説するとともに、旧版に比べて大幅に加筆されている。地山特性に関しては、一般材料と同様の特性と地山特有の特性とを区別して記述している。すなわち、地山の特性には一般材料と同等の特性として強度や変形特性を有することはもちろんのこと、地山特有のひずみ軟化特性や拘束圧特性を活かすために支保工を有効に活用してトンネルの支保機能を向上させるべきであると条文およびその解説に記述されている。この記述から察するに、支保工のあり方としては、地山に拘束圧やひずみ軟化あるいはそれと同等の効果をいかに効率よく発揮させるかにあると解釈してもよいと思われる。

1.1.2 トンネル設計における研究の変遷

(1) トンネル設計における研究の変遷

ゆるみ荷重を考慮していた矢板工法から、掘削にともなう周辺地山応力の再配分を考慮する NATM まで、工法の変化とともに設計のベースとなる力学モデル（設計モデル）も変化している。その変遷について、Duddeck が図-1.3 のようなフローで示している¹³⁾。同図下から上へと辿ることによりトンネル設計におけるモデルの変遷を概観できる。

NATM の出現に伴い、支保工設計の考え方としては、緩み荷重理論の考え方は使用されなくなり、NATM を用いた施工実績を基にした経験的な手法や解析的な手法が多く用いられるようになってきた。

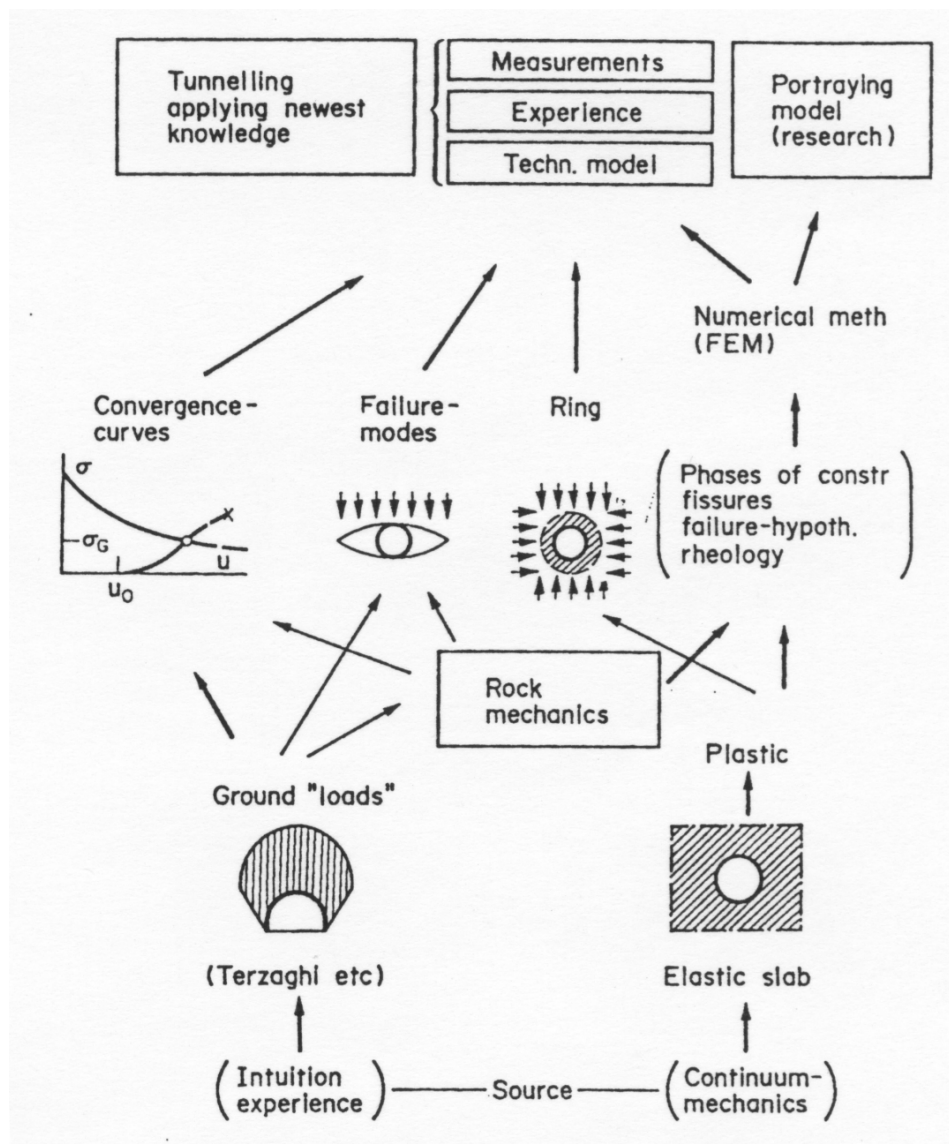
NATM が採用されて以降は、地山の変位が収束した後に覆工を打設するようになった。これにより覆工の位置付けが大きく変化し、一般地山においては、それ以前の構造部材としての力学的機能から解放された。

矢板工法から NATM における設計の考え方の変化には主に次の2つがあげられる。

- ① 地山自身が有する強度を積極的に利用
- ② 変位の概念の導入

このような設計の考え方の2つの大きな変化は、それ以降のトンネルに関する研究にも大きな影響を及ぼした。

理論解析的な研究に着目すると、まずトンネル掘削問題に対して連続体力学を援用し、トンネル変形と周辺地山の応力状態を解明することからはじまる。当初は、トンネルを円形とし、NATM 以前にすでに確立されていた単純な材料特性における理論解を取り入れていた。その後、より現実に近いトンネル挙動を模擬するため、非円形のトンネル形状や様々な構成則で表現した地山特性を取り入れるようになった。以来多くの理論解析が現在までに提案

図-1.3 Design models for Tunnels¹³⁾より

されている。こうした理論解析の主なものは表-1.1のようにまとめることができる。

連続体力学では表現することの難しい地山と支保の相互作用を簡便に表す手法として地山特性曲線法がある（図-1.4）。この方法は、連続体地山の変位－荷重関係を表す理論曲線と支保工の剛性を考慮した変位－荷重曲線を同じグラフ上で表現するものである。両曲線の関係から支保設計の適否を視覚的に捉えやすいことから、NATM の概念を説明する上でよく利用される。

一般に、掘削面の変位に伴って支保工に作用する土圧は、図-1.4 に示すような支保工反力と掘削面の変位の関係を表した曲線（地山特性曲線 A）および支保工の荷重と変位の関係を表した曲線（支保工の特性曲線 a～e）を用いて説明される。支保工が最も経済的になるの

は、土圧 P_i が最小となる点であるが、この点を求めることは容易ではない。とくに、支保工に大きな土圧が作用する地山では、地山の变形特性と支保工の变形特性およびその施工

表-1.1 連続体力学に基づく主な理論的研究（その1）¹⁴⁾に加筆修正

著 者	年	概 要
Kirsh	1898	円孔周辺の弾性地山の応力解
Terzaghi	1925	空洞周辺の弾塑性応力分布を示した最初の論文とされる
Yamaguti	1929	トンネルについて弾性力学的（重力作用場）にもっとも理論的・実験的に研究した最初のもの。これを機に、無巻立てトンネルの弾塑性解が数多く発表
谷本	1937	覆工を考慮した円形トンネルの弾性解
Fenner	1938	トンネルの支保圧力という考え方を最初に取り入れて初めて理論解を示す。岩盤変形－支保荷重は一般に特性曲線で表せることを提唱した。
Mindlin	1939	重力作用場のトンネル周辺地山応力
岡本	1947	素掘トンネルの弾性理論
Kastner	1949	モール・クーロンの破壊条件を用いた完全弾塑性の応力解
Yu	1952	覆工を剛体と仮定した場合の楕円形トンネルの応力解
小田	1954	塑性体中のトンネル応力についての理論解
小田	1955	覆工の变形を考慮した解
平松・岡	1957	理想的な塑性地盤について、ひずみ速度は偏差応力に比例するものとして覆工に作用する圧力の時間変化を求めた
平松ら	1962	覆工に作用する圧力は、地山の内部摩擦が時間とともに低下するために生ずるものであるとしての解析を行う
Dimov	1966	円形トンネルの覆工に作用する圧力について粘弾性論を応用して求める
Obert & Duvall	1966	厚肉円筒理論に基づく弾性解。塑性領域が生じる円形トンネルの挙動
桜井	1970	粘弾塑性地山内の円形トンネル覆工に関する理論解
村山・藤本	1972	粘弾性地山の円形覆工土圧を重調和方程式の一般解を用いて求める
桜井・吉村	1973	等方および異方性粘弾性地山内円形覆工土圧を複素変数法によって求める
Egger	1973	Kastner の応力解をもとに、トンネル周辺地山の変位解を求め、ロックボルトの設計に適用
Muirwood	1975	平面ひずみ状態のライニング応力、変位の弾性解（近似解）
Einstein & Schwartz	1979	弾性地山の応力解と厚肉円筒理論の連成解によって、トンネル壁面変位と支保部材の応力を求める（近似解）
Duddeck	1980	トンネルに作用させる荷重を簡便化、また地盤－覆工作用を全周地盤ばねとして考慮する（土砂トンネル設計）
Hoek & Brown	1980	放物型破壊条件の Ladanyi 解による完全弾塑性地山の応力・変位解で、地山と支保の相互作用を解析

表-1.1 連続体力学に基づく主な理論的研究（その2）¹⁴⁾に加筆修正

著 者	年	概 要
伊藤・久武	1981	粘弾性地山の任意形状トンネル覆工地圧を積分方程式によって求める
Brown et al.	1983	ひずみ軟化特性と非線形破壊基準を考慮し、さらに塑性体積変化の影響も取り入れた理論解
松本・西岡	1986	トンネル周辺地山の安定化を掘削前後の弾性ひずみエネルギーの大小関係から判定する方法を提案
久武ら	1988	降伏条件、応力-ひずみ関係を非線形とした二次元平面ひずみ円形トンネルの応力、ひずみの理論解を誘導
平島ら	1991	等方性弾性岩盤内に掘削された任意形状素掘りトンネル周辺部の変位、応力、ひずみ等に弾性厳密解を用いて算定するいわゆる順解析法と、それをもとにした逆解析法について方法論的に提示
北川・稲垣	1993	軟岩トンネルを掘削した場合の周辺岩盤の変形挙動の理論解析（変形特性は軟化と残留を考慮したモデル、強度特性はモール・クーロンの破壊基準）
木山ら	1998	ライニングと地盤の境界面の粗さ、および初期地盤変形の補正を考慮した2次元弾性厳密解

表-1.1 における参考文献（上から順）

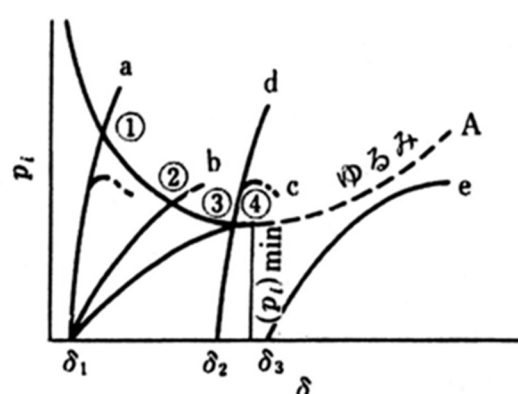
- Kirsch, G.: Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre, Z. des Vereins der deutschen Ingenieure. 42(28): 797-807, 1989.
- Terzaghi, K.: Erdbaumechanik auf Bodenphysikafischer Grundlage, Franz Deuticke, pp.212-214, 1925.
- Yamaguti, N.: On the Stress around a Horizontal Circular Hole in a Gravitating Elastic Solid, 土木学会誌, 15(4), 291-304, 1929.
- 谷本勉之助：捲立て円形隧道の応力分布, 土木学会誌, 23(4), pp.357-379, 1937.
- Fenner, B.R.: Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdruckers, Gluckauf, 32 & 33, 1938.
- Mindlin, R.D.: Stress Distribution Around a Tunnel, Trans., ASCE, Paper No.2082, 1940.
- 岡本舜三：素掘坑の強さに関する弾性学的考察（上）および（下），土木学会論文集（臨時増刊），pp.60-79, pp.159-173, 1949.
- Kastner, H. “Statik des Tunnel und Stollenbaues”, (“Design of Tunnels”), 2nd Edition Springer-Verlag, Berlin/Heidelberg/New York, 1961.
- Yu, Y.: Gravitational Stresses on Deep Tunnels, Journal of Appl. Mech., 19(4), pp.537-542, 1952.
- 小田英一：塑性体としての水平層を有する地山中のトンネル応力について，土木学会論文集，19, pp.15-23, 1954.
- 小田英一：巻立楕円形トンネル周辺の応力分布について，土木学会論文集，24, pp.12-28, 1955.
- 平松良雄・岡行俊：塑性地盤中の盤圧現象と支保について，日本鉱業会誌，73(826), pp.215-220, 1957.
- 平松良雄・岡行俊・吉武美登：軟弱な地盤中に作られた空洞の支保に作用する地圧，日本鉱業会誌，78(889), pp.505-510, 1962.
- Dimov, I.V.: Influence of time on the stability of the single horizontal excavations, Proc. 1st Cong. ISRM, pp.273-278, 1966.
- Obert, L. & Duvall, W.I.: Rock mechanics and the design of structure in rock, J.Wiley, pp.98-112, 1966.
- 櫻井春輔：粘弾塑性地山内の円形トンネル覆工について，土木学会論文集，181, pp.77-89, 1970.
- 村山朗朗・藤本徹：粘弾性地山の応力緩和による円形トンネルの覆工土圧，土木学会論文集，205, pp.93-106, 1972.

- 櫻井春輔・吉村佳映：粘弾性地盤内の構造物に作用する圧力の一計算法，土木学会論文集，213，pp.75-85，1973.
- Egger,P.: Einfluss des Post Failure Verhalten von Fels auf den Tunnelausbau, These Universität de Karlsruhe, 1973.
- Muir Wood,A.M.: The circular tunnel in elastic ground, Geotechnique, 25 (1), pp.115-127, 1975.
- Einstein,H.H.& Schwartz,C.W.: Simplified Analysis for Tunnel Supports, ASCE(GE), 105(4), pp.499-518, 1979.
- Duddeck,H.: Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockestein, DIE BAUTECHNIK, pp.349-356, 1980.
- Hoek,E.and Brown,E.T.: Empirical Strength Criterion for Rock Masses, ASCE(GE), 106(9), pp.1013-1035, 1980.
- 伊藤富雄・久武勝保：粘弾性地山内の任意形状トンネル覆工に作用する地圧，土木学会論文集，307，pp.51-58，1981.
- Brown,E.T., Bray,J.W., Ladanyi,B.and Hoek,E.: Ground Response Curves for Rock Tunnels, ASCE(GE), 109(1), pp.15-39, 1983.
- 西岡隆・松本嘉司：形状弾性ひずみエネルギーによるトンネル周辺地山の安定解析，土木学会論文集，376/III-6，pp.151-160，1986.
- 久武勝保・伊藤富雄・朝倉俊弘：軟岩の非線形力学特性を考慮したトンネル理論解析，土木学会論文集，400/III-10，pp.39-44，1988.
- 平島健一・川上哲太郎・藤原紀夫・力間俊行：弾性厳密解に基づく段階掘削を考慮した素掘任意形状トンネル問題の純解析および逆解析，土木学会論文集，439/III-17，pp.17-26，1991.
- 北川隆・稲垣大介：軟岩トンネル掘削時の周辺岩盤の変形挙動，土木学会論文集，763/III-22，pp.105-114，1993.
- 木山英郎・藤村尚・西村強・池添保雄：初期地盤の変形を考慮した円形ライニングの 2 次元弾性解，土木学会論文集，589/III-42，pp.91-98，1998.

時期等により支保工反力と地山の応力，変形とが相互に複雑に作用するため注意を要する。

地山特性曲線法は，これ単独ではトンネル支保や覆工の構造体を設計できるものではないが，地山とトンネルとの相互作用を概念的に把握する手段として広く用いられている。この手法の近年の研究動向を表-1.2 にまとめる。

最近ではコンピュータ技術のめざましい発展により様々な数値解析法が提案されるに至り，そこに様々な理論的研究の成果を取り込んで三次元問題や逐次掘削問題などをシミュレートできるようになっている。



p_i : 支持構造物に対する土圧

δ : トンネル掘削面の変位

(注) 曲線 A は、地山固有の性質から決まる

曲線 a～e は支保構造物の荷重-変位曲線である

図-1.4 地山特性曲線および支保工特性曲線の概念図¹²⁾

表-1.2 地山特性曲線に基づく主な理論的研究（その1）¹²⁾に加筆修正

著 者	年	概 要
Pacher	1964	舟底型の地山特性曲線を示した
Rabcewicz, Golser & Hackl	1972	計測によって土圧をコントロールし、支保工反力を最適となるように適宜選べると述べた
Egger	1973	ゆるんだ地山の自重をすべて荷重に加算して右上がり部分を求めた
Kastner	1974	トンネル支保工に働く荷重が支保工のたわみ量に関連するとして定式化した
Ladanyi	1974	地山特性曲線を利用して、支保の選択および支保寸法の決定を定量的に捉えようとした（非線形降伏条件）
Talobre	1974	トンネル支保工に働く荷重が支保工のたわみ量に関連するとして定式化した
Daemen	1975	地山特性曲線を利用して、支保の選択および支保寸法の決定を定量的に捉えようとした。塑性域のアーチ作用も考慮した。
岡	1977	完全弾塑性以外の構成則により地山特性曲線を求めた
Müller	1978	地山特性曲線と支保工特性曲線との交点を最低位置となるようにすることが NATM の本質であるとした
Müller & Fecker	1978	地山特性曲線に支保工特性曲線を当てはめ、支保工反力の最適値を示した
Ward	1978	地山特性曲線を利用して、支保の選択および支保寸法の決定を定量的に捉えようとした
山本・久保田	1978	完全弾塑性以外の構成則により地山特性曲線を求めた
Hoek & Brown	1980	地山特性曲線を利用して、支保の選択および支保寸法の決定を定量的に捉えようとした（非線形降伏条件）

表-1.2 地山特性曲線に基づく主な理論的研究（その2）¹²⁾に加筆修正

著 者	年	概 要
福島	1982	完全弾塑性以外の構成則により地山特性曲線を求めた。塑性域のアーチ作用も考慮した。
Brown ら	1983	Fenner (1938) 以来、地山特性曲線に関する研究は 22 件もあり、降伏条件についてはモール・クーロン（若干の修正も含む）を適用した事例が 17 件、2 つ以上の直線、2 次曲線として降伏条件として適用したものが残る 5 件であると紹介した
Goodman	1984	ゆるんだ地山の自重をすべて荷重に加算して右上がり部分を求めた
Sauer	1986	現場計測結果から判断すると、従来の地山特性曲線に対して拡張が必要になったとして、変形 Pacher 曲線を提案した
佐藤・板倉	1986	完全弾塑性以外の構成則により地山特性曲線を求めた
木山ら	1988	DEM 解析により最小値が求められることを示した
ITA 指針	1990	地山特性曲線が下向きから上向きに変わる可能性があることを指摘した
蔣・江崎・木村	1990	完全弾塑性以外の構成則により地山特性曲線を求めた
梨本ら	1993	孔内除荷模型実験により地山特性曲線を求め、トンネルの最適設計について検討を行った
瀬崎ら	1994	塑性領域に重力が作用するとし地山特性曲線の理論解を考察し、右上がり部分の存在について破壊後の地山物性の影響から検討した
木山ら	1999	ライニングおよび地山の支保剛性と両者の総剛性を指標として地山特性曲線の意味などについて検討した

表-1.2 における参考文献（上から順）

- Pacher, F.: Deformationsmessungen im Versuchsstollen als mittel zur Ersforschung des Gebirgsverhaltens und zur Bemessung des Ausbaues, Felsmech. und Ing. Geol., Suppl., 1964.
- Rabcewicz, L., Golser, J. & Hackl, E.: Die Bedeutung der Messung im Hohlraumbau, Teil I, Der Bauingenieur 47, Heft 7, 1972.
- Egger, P.: Einfluss des Post Failure Verhaltnis von Fels auf den Tunnelausbau unter besonderer Berücksichtigung des Ankerrausbaus, 1973.
- Kastner, H. (金原弘訳) : トンネルの力学, 森北出版, 1974.
- Ladanyi, B.: Use of the Long-Term Strength Concept in the Determination of Ground Pressure on Tunnel Linings, Advanced in Rock Mechanics, Proc. of the 3rd Cong. of the ISRM, 2, Part B, pp. 1150-1156, 1974.
- Talobre, J. (進藤一夫訳) : 岩盤力学, 森北出版, 1974.
- Daemen, J.J.K.: Tunnel Support Loading Caused by Rock Failure, Technical Report MRD-3-75, Missouri River Division, U.S. Corps of Engineers, Omaha, Neb., 1975.
- 岡行俊 : NATM の理論－NATM の作用効果に関する新しい機構説明と設計法, NATM 施工技術講習会テキスト, JTA, 1977.
- 岡行俊 : NATM における支保理論, 施工技術, 1977.
- Müller, L: Der Felsbau, Dritter band, Tunnelbau, Enke Verlag, Stuttgart, 1978.
- Müller, L & Fecker, E. Grundgedanken und Grundsätze der “Neuen Österreichischen Tunnelauweise”,

- Felsmechanik Kolloquium Karlsruhe, Trans Tech Publ., Clausral, 1978.
- Ward, W.H.: Eighteen Rankine Lecture -Ground Support for Tunnels in Weak Rocks, “Géotechnique, Vol.28, No.2, pp.133-170, 1978.
- 山本稔・久保田尚子：残留強度を考慮した円形トンネルの弾塑性解析，土木学会年次学術講演会講演概要集，第33巻，pp. 388-389，1978.
- Hoek, E. & Brown, E.T.: Underground Excavations in Rock, The Institution of Mining and Metallurgy, London, Enfland, 1980.
- 福島啓一：Fenner-Pacher 曲線についての考察，第14回岩盤力学シンポジウム，1982.
- Brown, E.T., Bray, J.W., Ladanyi, B. & Hoek, E.: Ground Response Curves for Rock Tunnels, ASCE(GE), 109(1), pp.15-39, 1983.
- Goodman, R.E. (大西有三・谷本親伯訳)：わかりやすい岩盤力学，鹿島出版会，1984.
- Sauer, G.: Theorie und Praxis der NÖT, Tunnel 4, 1986.
- 佐藤・板倉：線形ひずみ軟化特性を有する岩盤の構成方程式を円孔の軸対称問題，日本鉱業会誌，1986.
- 木山英郎・藤村尚・西村強：DEM 解析による Fenner-Pacher 型支保特性曲線の実現と考察，土木学会論文集，第394号/III-9，pp.37-44, 1988.
- ITA-Richtlinien für den konstruktiven Entwurf von Tunneln, Taschenbuch für den Tunnelbau, Verlag Glückauf, 1990.
- 蒋宇静・江崎哲郎・木村：ひずみ軟化特性を考慮した地下空洞の安定解析，第8回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，1990.
- 梨本裕・高森貞彦・今田徹：地山特性曲線を求める手段としての孔内載荷試験，土木学会論文集，468/VI-19，pp. 39-46，1993.
- 瀬崎満弘・Ömer AYDAN・川本 万：特性曲線法に関する考察，土木学会論文集，499/III-28，pp.77-85，1994.
- 木山英郎・藤村尚・西村強・池添保雄：2次元弾性解をもとにしたトンネル支保特性曲線の構成，土木学会論文集，617/III-46，pp. 139-149，1999.

(2) トンネル設計における近年の研究動向

鋼製支保工を用いた時代には，鋼製支保工の構造モデルおよびそれに適用する荷重モデルの考え方がいくつか提案されていた．いわゆる一般的な NATM では荷重そのものを考慮することはなくなったが，都市 NATM を中心に，補助工法や掘削工法（加背割りや切羽形状）による効果を，トンネル支保工や補助工に作用する荷重との関係から評価することも多くなっている．

NATM が都市部の土被りの小さい未固結地山までその適用範囲を広げていくにしたがって，トンネル掘削にともなう周辺環境に与える影響を極力低減しなければならなくなった．その対策として様々な補助工法あるいは掘削工法の提案がなされるようになり実績も得られている．その次の段階として，これらの工法による地山安定化効果のメカニズムを明らかにしようとする研究も近年増加している．

(3) トンネル設計における課題

トンネルに作用する荷重の考え方は、i) 緩み荷重の考え方と ii) 初期応力状態下にある地山が掘削によって応力再配分が生じ、その結果、再配分された応力が支保に作用する考え方の2つに分けられる。

しかし、現実にはこれらが独立してトンネルに作用するのではなく、地山の種類や土被りなどの地山条件や支保規模、施工時期などの支保条件により両者が複合して作用するものと考えられる。たとえば、未固結地山を矢板工法で施工した場合には、ほぼ緩み荷重のみが作用すると想定されるが、連続性地山を NATM で施工する場合には、当初、地山の初期応力による荷重が支保工に作用し、支保規模が足りない場合には緩み荷重が徐々に作用してくるものと考えられる。

初期地山応力による荷重は、地山と支保工の相互作用により異なるものであるため、地山条件や施工条件によって異なった値となり、それを求めることは難しい。また、緩み荷重も緩み範囲はあくまで推定であるため、その値を求めることは難しい。トンネル荷重は、この求めることが難しい2つの異なった考え方の荷重が複合して生じているため（図-1.5）、さらに求めることが難しいものとなっている。

地山の荷重状態を算定することの困難さに加え、採用される支保工もロックボルト、吹付けコンクリートおよび鋼アーチ支保工の主要三部材の効果を総合して表現することも難しい。したがって、地山や支保工およびそれらの効果を加味しかつ簡便に表現しうる力学モデルが提案されることが望まれる。

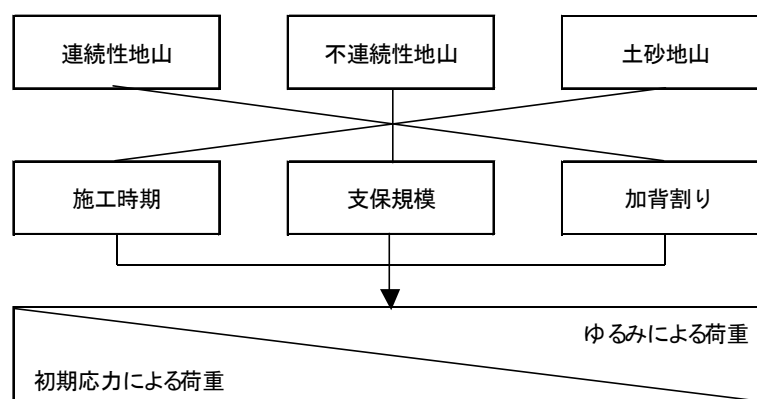


図-1.5 地山および支保条件と考えるべき荷重状態との関係 ¹⁾に加筆

1.2 研究目的と対象

1.2.1 目的

本研究の目的は、NATM の支保効果を力学モデルとして明示的に表現することにある。トンネル施工において、切羽の安定性を脅かすことなくかつ周辺地山に過度な影響を与えることなく掘削するには、地山の変位を適度な支保内圧によって抑制するか、あるいは地山自身に改良を加えて適度に強度を増すかのいずれかである。

前述のように、NATM によるトンネル設計では、補助工や対策工を除けばトンネル構造系と荷重系をわけて考える一般土木構造物とは異なる設計の考え方がベースとなる。

考え方を表現する一例として地山特性曲線を例に挙げた。地山特性曲線を利用した説明では、与えられた地山条件で規定される曲線（地山特性曲線）と支保構造の剛性および支保の施工時期によって規定される曲線（支保反力曲線）との関係から、NATM の概念が語られることもある。しかし、あくまでも概念として語られるのみで、その概念については否定的な意見もある¹⁵⁾。その概念に賛否のある理由として、NATM の発想の源である“地山自身の支保能力を最大限に発揮する”という表現における受け取り側の解釈に差があるためと思われる。受け取り側の解釈による差が生じるのは、NATM の概念が、簡単に言えば“わかったような、わからないような感覚”に支配され、気分的な理解にとどまっているからに思える。

このような感覚的理解からの脱却のためには、“地山自身の支保能力を最大限に発揮する”という表現のみに着目すれば、この表現を具現化できる簡便な力学モデルによって NATM による支保効果を説明することもひとつの手立てであると考ええる。地山自身の支保能力にはいくつかの能力あるいは特性があるが、支保能力を活かす地山特性のひとつとして、トンネル壁面に内圧を与えることによる拘束圧効果であることに着目すれば、地山に適度な拘束圧を支保によって与えることにより、変位抑制効果を得ることが説明できる。本研究では、地山の拘束圧効果に着目し、その特性を活かした力学モデルについて一貫して論を進める。

NATM で用いられる主な支保工には、ロックボルトのほかに吹付けコンクリートや鋼アーチ支保工がある。しかし、両者ともトンネル掘削面を面的に支えることによって変形に抵抗するため、拘束圧を与えることによる支保効果は直感的に理解しやすい。一方、連続体的に挙動する地山におけるロックボルトは、地山内部にロックボルトが挿入され、地山とロックボルトとの相対変位が生じそれが周面摩擦力となって変位を拘束するものと観念的には理解できるが、地山深度方向の地山応力（接線方向応力）、それに呼応する両者の半径方向変位など、その挙動をメカニズムとして理解するのは難しい。そこで、まずはトンネル横断面を取り上げ、ロックボルトにより支保効果を簡単な力学モデルで表現することで支保効

果を説明する。

つぎにトンネル縦断面に関して切羽形状と支保効果の関係を論じる。このとき、周辺地山は崩壊しやすい土砂地山を想定し、無支保トンネル掘削初期の変形から崩壊に至るまでの挙動を視覚的に分かりやすく表現する。この結果から、切羽変位あるいは崩壊を抑制するための補助工として鏡補強工（鏡吹付けコンクリート、鏡ボルト）に着目し、切羽形状と鏡補強工との組合せから、二次元縦断面方向の支保効果を総合的に説明することを目的とする。

最終的には、二次元トンネル横断面および縦断面ともに、支保効果を考慮した簡便な力学モデルに基づく設計法あるいはその考え方を提案する。

1.2.2 対象と適用範囲

支保効果を説明しうる簡便な力学モデルを構築するに際し、本研究で対象とする地山は、低強度地山とする。ここで低強度地山とは、岩石の強度が初期地山応力に比べて小さく、掘削後に弾性変形とともに大きな塑性領域を生じる地山とここでは定義する。したがって、硬岩で塊状の地山は対象としない。

また、トンネルは二次元モデルに限定し、さらにトンネル横断面と縦断面とに分けて論じる。

トンネル横断面で論じるのは、円形トンネルのみとし、支保工はロックボルトのみを扱う。また、ロックボルトの効果を不連続面の拘束効果ではなく、地山との間に働く周面摩擦力とトンネル壁面に設置したベアリングプレートによる支保内圧効果による地山変位抑制効果にターゲットを絞る。したがって、ロックボルトは全面接着式あるいは摩擦式ロックボルトを対象とする。

トンネル縦断面では、掘削工法として全断面掘削工法およびベンチカット工法（ベンチ長 $0.5D \sim 1.5D$ 、 D ：トンネル幅）を、鏡面の補強工は主として鏡ボルトを扱う。また、現行の各企業体の地山分類あるいは支保パターンにおける本研究の適用範囲は、低強度地山でありかつ取り扱う掘削工法から、道路系であれば D_{II} や場合によっては E 、鉄道系であれば I 系になるものとする。ただし、本研究で論じる力学モデル等は、場合によっては適用範囲外でもその考え方は援用できる。

1.3 既往研究

ここでは、1.2.2 で示したように、対象とする支保部材であるロックボルトおよび鏡ボルト、そして切羽形状（あるいは掘削工法）の3点に関する先行研究の成果や知見について概観し、残された課題について明らかにする。

1.3.1 ロックボルトの作用効果を考慮した力学モデルに関する研究と課題

低強度地山のロックボルトの作用効果については、わが国が本格的に NATM を導入してわずか5年ほどで、実施工の成果を踏まえて論じられている¹⁶⁾。その後も作用効果の解明を目的とした研究が多く試みられ、ロックボルトの作用効果が理論的にも解明されつつある。その一方で、ロックボルトの作用効果については定性的な記述にとどまっており、定量的評価がなされるまでには至っていないとの見方もある¹⁷⁾。

低強度地山トンネルにおけるロックボルトの作用効果は大きく分けて2つ提唱されているとみなしてよい。ひとつは、ロックボルトの頭部軸力がベアリングプレートなどを介して支保内圧を与えるとする支保内圧効果である。この効果は地山アーチの形成にも寄与することからアーチ形成効果としてさらに分類されることもある。

もうひとつは地山とロックボルトの境界面に発生するせん断応力によって地山の変形を抑止するというせん断応力効果である。またこの効果は、地山自身のせん断抵抗力さらには残留強度を増加させ、結果的に地山の強度特性を改善させることにもなるので、地山改良効果ともよばれる。

トンネルにおけるロックボルトの先駆的な研究には、全面接着式ロックボルトを扱った Farmer¹⁷⁾ の解析的な研究や Freeman¹⁸⁾ の実証的な研究があげられる。これらの成果は、せん断応力効果を論じるそれ以降の研究へと引き継がれていくこととなる。

せん断応力効果では、地山とロックボルト境界面の相互作用を考慮した力学モデルが数多く構築されている。たとえば Aydan ら¹⁹⁾ は、ロックボルトと充填材および充填材と地山のそれぞれの境界面に作用するせん断応力を考慮した力学モデルを構築し、さらに数値解析モデルを提案している。また、Indraratna と Kaiser^{20), 21)} や 蔣ら²²⁾ などは、いずれも地山ーロックボルト間の付着特性を考慮した力学モデルを構築し議論を展開している。ただしいずれの研究も、トンネル壁面における支保内圧の取り扱いに関しては踏み込んだ議論がなされていない。

一方、支保内圧効果は、硬岩における先端定着式ロックボルトの効果が、低強度地山で一般に採用されている全面接着式ロックボルトでも同様にあるとみなすものである。古くはたとえば、全面接着式ロックボルトがシステムティックに打設されたトンネルについて、Bischoff と Smart²³⁾ は、その壁面に内圧を与える効果があるとして解析している。また、Labiouse²⁴⁾ は非接着式かつプレテンションを与えたロックボルトの支保内圧効果を考慮した数値解析モデルを提案している。谷本・畠²⁵⁾ は、ロックボルトの頭部付近の支保内圧効果について国内でいち早く着目し、この効果を考慮したトンネル挙動について理論的に明

らかにしている。

支保内圧効果を期待するには、ベアリングプレートなどのように、ボルト頭部軸力の反力を支保内圧として地山に与える部材が必要となる。土屋ら²⁶⁾あるいは西岡ら²⁷⁾は、ベアリングプレートの有無による支保効果の差異に特に着目し、ロックボルトの頭部処理（ベアリングプレートの設置）がなされている場合にはそれがない場合に比べてその効果が大きくなることを実験により明らかにしている。この実証例以外にもベアリングプレートを有する場合のロックボルト作用効果についてはいくつか報告されている。

地山とロックボルトの相互作用として生じるボルト頭部軸力が支保内圧として評価されるとの前提に立てば、ロックボルト頭部に軸力が発生しなければ支保内圧は得られない。すなわち、ベアリングプレートの影響を無視した場合には、支保内圧効果を表現しようとしても直接的にはできないことになる。

こうした中、海外を中心にベアリングプレートを有するロックボルトによって補強されたトンネルについて、その支保内圧効果とせん断応力効果の両者を扱う研究もなされるようになった。たとえば Stille ら²⁸⁾のようにベアリングプレートを設置した場合を含めて4種類のロックボルト挙動をモデル化し、実計測と比較して議論を展開している例や、Oreste と Peila²⁹⁾のようにベアリングプレートの剛性を考慮し、それによる支保内圧を仮定したロックボルトモデルを提案した例もある。さらにこの例では軸対称トンネルの設計法にまで拡張している。そのほか、Hyett ら³⁰⁾ および Li と Stillborg³¹⁾ もベアリングプレートの存在を考慮したトンネルについて数値解析モデルを構築している。

国内でもこれ以前に、山本³²⁾ がベアリングプレートを有する場合のロックボルトには、ロックボルトによる自己つり合い作用が出現することを提案している。これも広義では先の両者の効果を包含した考え方と捉えることもできる。

こうしてみると、それぞれの効果をいずれか一方あるいは両者を包含して扱った研究は国内外を問わず多く試みられていることが分かる。しかし、この両効果を包含したモデル、すなわち地山－ボルト間の相互作用の結果として軸力を発生させ、それがベアリングプレート等を介してトンネル壁面に支保内圧を与えるとするモデルに関する研究については極めて少ない。さらには、トンネルの変形問題にまで拡張した例はほとんどみられない。また、ロックボルトに関する近年の研究は、どちらかといえば数値解析モデルの構築に主眼を置いているため、簡便さという観点からはそのモデル化が複雑である。

トンネルでは一般的に地質がトンネル軸方向で変化するが、現在の調査技術でもその地質を事前に精度良く把握することが困難であり、またその情報量も限られている。したがって、そのような地質情報を入力値として、厳密かつ詳細な数値解析モデルを適用して結果を

得たとしても、事前にトンネル挙動を把握するという観点からは結果が期待できない場合もあるように思われる。それよりむしろ、ロックボルトの作用効果やそれに起因するトンネル挙動を簡便なモデルによって表現し、そのモデルによって実現象をある程度把握できた方が実用上有用であると考えられる。

1.3.2 鏡ボルトによる補助工法の力学モデルに関する研究

日本国内の NATM によるトンネル現場で生じた災害事例³³⁾を見ると、トンネル切羽は工事中最も多く事故が発生しており、切羽の不安定化に伴う地表面沈下やトンネル周辺部の緩みなどが問題となる場合も多い。

全世界の崩壊資料を分析した HSE (Health Safety Executive)³⁴⁾によれば、49 箇所の事故例の中で 90%以上が切羽および一次支保の完了後に発生しており、特に無補強の切羽では 36 %もの崩壊が発生しているという。Leichnetz³⁵⁾は、ドイツの鉄道トンネルの崩壊事例をもとにトンネル崩壊発生箇所を掘削段階によって区分している。その中で無補強切羽は、地盤条件、地下水の状況および作業員の熟練度などの原因が複雑に絡んでトンネル掘削時に頻繁に崩壊が発生する場所であると報告している。

一般に、トンネルにおいては地山の安定性を横断方向の二次元問題として取り扱い、掘削断面の内空変位が重要な基準値として管理されている。その一方で、Lunardi³⁶⁾はトンネル前方コアの地盤の変形特性がトンネル掘削における安定性の真の要因であり、トンネル掘削を成功させるためには、切羽前方コアの剛性を調節しなければならないと強調している。

切羽安定性確保を目的とした切羽補強工の中で、鏡ボルトは主に鏡面および周辺地盤の緩み抑止などに効果があることが知られており、最近では新材料および新工法の展開^{37), 38)}が見られるなど鏡ボルト工自体の使用実績が急増している。

鏡ボルトは、鏡面から前方に向かって水平に打設することが推奨されているが、施工機械の機構的要因や排泥・排水の向上を理由として、打設角度が上向きになる場合が一般的である。また、近年の施工実績によると、鏡面中心部のボルトは水平に打設し、外郭部のボルトのみ角度を持たせて打設し、とくに外郭部・上部のボルトに先受け工の役割を持たせる打設パターンも適用されている³⁹⁾。

鏡ボルトに関する研究は、大別して i) 実験的研究、ii) 実測および数値解析に基づく研究に大別される。以下、順に既往の研究を整理する。

その後、本研究の主題に位置づけている設計法に関し、その現状とその課題について言及する。なお、原著で切羽ボルトと表記しているものは鏡ボルトとせずに原著記載通りに示す。

(1) 実験的研究

福島⁴⁰⁾らは、乾燥砂を用いた模型実験でトンネル切羽を鏡止め板でモデル化し、その板の引抜き実験により、各種ボルト（斜め、縫地、切羽ボルト）の作用効果を分析した。その結果、地山が伸び変形をする方向にボルトを打設すると、ボルトと地山の間の相対変位が大きいので両者に働く摩擦力が最も大きく、ボルトが地山の伸び変形を効果的に拘束すると報告した。

C.Yoo ら^{41), 42)}は打設密度をパラメータとして 1.1 本/m² 以上としても抑制効果の向上はわずかであることを示した。Choi ら⁴³⁾は切羽ボルトの効果は配置形状および長さ、本数などによって大きく影響されると報告した。

しかしながら、これらの模型実験による研究では模型地盤の作製の際、トンネルとボルトを一緒に埋設し、鏡止め板を引抜くことによってトンネルの掘削をモデル化しているため、現場のように逐次掘削による実際のトンネル挙動に即した現象を把握しにくい。

(2) 実測および数値解析に基づく研究

計測による研究として、大窪ら⁴⁴⁾は、長尺先受け工を代替して切羽ボルトとフォアポーリング工を実験的に施工した計測結果から、切羽ボルトの長さが 1D (D: トンネル幅) 以上である場合には、切羽通過前後 0.25D 程度で全体変位の 80% が発生し、残長が短くなるほど先行変位の発生比率が大きくなることを示した。また、地中内の鉛直変位は、トンネル直上で最も大きく発生し、左右の測点は中央の沈下に引きずられるような挙動を示したことなどから、切羽ボルトによる効果は切羽前方の地山の水平変位を拘束し、切羽の自立性を高めることを示した。しかしながら、天端の崩落防止の観点からは地質条件によっては、天端安定対策との併用も必要であることも報告した。

Pelia⁴⁵⁾は数値解析および現場計測から切羽ボルトの本数と水平変位との関係を報告した。数値解析の結果では約 100 本、現場計測では約 80 本を境界としてそれ以上の本数ではそれほど変位抑制効果は増加しないと報告した。

小原ら⁴⁶⁾は、粘性土地盤の小土被り区間で先受け鋼管と組み合わせて施工した切羽ボルトについて軸力の計測により分析した結果、切羽の水平変位抑制を目的とする場合には、3～4m のボルト長ではあまり効果が期待できないと結論づけた。

道廣ら⁴⁷⁾は三次元 FEM 解析結果から、格子状のパターンで 1.5 本/m² に打設するともっとも効果的であることを報告した。

鏡ボルトは他の工法と違って鏡面から水平に打設するため、トンネル掘削と同時に切断・撤去されることが大きな特徴である。つまり、トンネル前方には鏡ボルトが存在するが、掘進と同時に鏡ボルトも切断され短くなることから、鏡ボルトの効果が低減する恐れがある。

したがって、後方の地表面沈下などが懸念される場合は他の補助工法との併用も要求される。

鏡面の押出し挙動が顕著に生じることが予測される場合は、天端部の緩みも抑制しなければならない場合が大半であり、2つ以上の補助工法の併用が普通である。ジェオフロンテ研究会⁴⁸⁾によれば切羽ボルトの施工の際には、別の補助工法も採用する 경우가多く(83%)、その中でも長尺鋼管フォアパイリング(以下、先受け工とする)との併用が全体の49%を占めている。

これらの研究では、鏡ボルト(原著では切羽ボルトと呼称するものもある)の打設本数や打設範囲を定量的に示しているものも多いが、実測による変位計測結果等から経験的に得られた値であるため力学的な論拠を提示する成果がほとんどない。したがって、定量的に示す根拠となる力学モデルが必要となる。

(3) 鏡ボルトの補強機構と設計への反映

鏡ボルトをはじめとした切羽補助工法との併用による施工実績の分析が進んではいるものの、鏡ボルトの設計方法は確立されていないのが現状である。したがって、地山状況に応じて過去の実績などを加味して設計されているのが実態である。

そのような中でも、村山の式⁴⁹⁾による鏡面安定性から検討した事例⁵⁰⁾がある。この例では切羽前方に対数らせんで表現したすべり線で囲まれた土塊の安定とその安定に必要な鏡ボルトによって得られる力との関係を論じたものであるが、地山変形に基づく鏡ボルトの補強機構については触れられていない。極限つり合い論に基づく安定性との関連について研究した事例の多くは、地山－鏡ボルト間相互作用については踏み込んだ議論があまりみられない。

最近になって、すべり線を直線としてモデル化し、すべり線で囲まれた領域とその中に配置した鏡ボルトと地山の相互作用を考慮した研究もみられるようになった⁵¹⁾。しかし、力学モデルの幾何形状の簡素さに比べて設定しなければならない項目が多く、またモデル化の仮定や適用範囲の不明確さなどが多いことから、実設計に資するには課題が多いと考えられる。

鏡面の押出しモードに限ると、実験や解析さらには実測により明らかとなっている現象として、鏡中央あるいはそれより若干下方の押出し量が最大となり、天端やインバートに向かうにしたがって押出し量が小さくなる。この変形モードは、すべり線を想定したくさびやプリズムの移動だけでは再現できないと考えられる。この点に関し Egger⁵²⁾は、粘着力を有する地山における実験や理論解析などの一連の研究成果を踏まえ、鏡面中央部の押出し量が他部に比べて大きいことに言及している。

このような研究の現状および設計法の実状から、実際のトンネル変形モードおよびその変形に応じた鏡ボルトの補強機構を踏まえつつ、設計に供することのできるような簡便な力学モデルの提示およびそれに基づく簡易設計法が必要である。

1.3.3 切羽形状に着目した掘削工法の力学モデルに関する研究

(1) 地山特性との関係に着目した研究

小西ら⁵³⁾が指摘しているように、砂質系地山における切羽安定性に関わる指標についてはかなり整理されている。たとえば、真下ら⁵⁴⁾は、重力場と遠心力場での実験結果から三次元安定計算方法を提案し、指標には地山の強度定数が必要であるとしている。

粘性土系の切羽安定性指標に関する研究は、基本的には Broms & Bennermark⁵⁵⁾によるところが大きい。しかし、それらも粘着力すなわち地山強度定数での安定性評価である。

これに対し蔵田、宮本⁵⁶⁾は、現場計測事例をもとに、地山の強度定数だけでなく土質定数と切羽安定性との関係についても吟味している。その結果、切羽の自立性には、含水比と細粒分含有率、および粘着力が大きく関係するとし、粘着力は原位置試験を実施してもその値を定量的に把握することが難しいことから前者2つの指標を用いるべきであるとしている。

これらのほとんどの研究は、切羽の安定性と地山強度定数（他の土質定数も含む）とを結びつけて判定する考え方である。

(2) 掘削工法との関係に着目した研究

掘削工法のうち、トンネル縦断方向における切羽形状の違いに着目した研究には、たとえば数値解析的研究として林らに、実験的かつ数値解析的研究として久武らによるものがある。

林ら⁵⁷⁾は、押出し性地山のトンネルにおける切羽安定対策として、補助部材を多用することなく安定性を確保できる核残しに着目し、FLACによる数値解析的検討により核残しの効果と核残しを併用することによって鏡ボルトを削減することに寄与できることを明らかにしている。

久武ら⁵⁸⁾は、トンネルリングカット工法に着目し、遠心模型実験と三次元弾塑性 FEM により、全断面掘削工法と比較して切羽前方沈下量が数十%抑制されることを示している。

リングカットによって残った地山や核は、いずれも切羽崩壊荷重に対して押さえ盛り土として抵抗するとの認識に立っている点では共通する。切羽安定問題に関するほとんどの研究が、切羽前方のすべり線で囲まれた崩壊領域を設定し、その領域の安定を極限つり合い法から導く⁵⁹⁾ものが多い。崩壊領域とそれと同等の荷重を、切羽に残した岩盤や鏡ボルト

によって抑えるという考え方^{60, 61)}も、すべり線で囲まれた崩壊領域を仮定することが基本にある。

しかしながら、切羽前方に曲面型に掘り込んだ曲面切羽では、切羽安定効果に寄与するメカニズムが崩壊荷重を抑えるという概念とは根本的に異なる。すなわち、曲面上に掘り込むことによりその周囲にアーチ作用を発揮させる、あるいは鏡吹付け工によりアーチ作用の効果を増大させることにより切羽安定性を向上させるとの前提に立っており、仮定した崩壊領域を抑えるものではない。

佐藤らは、このような前提のもとに実験および数値解析的研究の裏付けを得たのちに、試験施工を実施しその効果を実証している⁶²⁾。この試験施工では、曲面切羽の安定性、施工性の検証を行った結果、曲面切羽形状の優位性および鏡吹付け工を主体とした簡易な補強で切羽安定性が大きく向上することを確認している。また、曲面切羽についてはこれ以前にも実務においてその効果が報告されている^{63, 64)}。

このように、徐々に実証されてきている著者らの考え方について、本研究では、理想的かつ簡易な条件での実験および解析により多くのデータを蓄積することで、データの信頼度を高めながら曲面切羽による掘削工法の適用条件を明示することを最終目的とする。また、他の掘削工法との切羽安定メカニズムの違いを示しながら、各掘削工法の切羽安定に対する考え方や補助工法低減の方策案を提示する。

1.3.4 既往研究の課題と本研究の取り組み

既往研究の課題を整理するとともに、その課題を克服するために本研究で検討した内容を表-1.4に示す。

表-1.4 既往研究の課題と本研究での検討内容

対 象	既往研究の課題	本研究での検討内容
ロックボルト ・低強度地山 ・パターンボルト ・二次元横断面	1) 支保内圧効果とせん断応力効果の両方を包含したモデル構築 2) 実務に供することのできる簡便なモデル（変位・変形も考慮） 3) 支保内圧効果の具現化	1) ロックボルトの周面摩擦力および頭部軸力を考慮 2) 塑性域内におけるロックボルトのみ考慮等 3) ベアリングプレート考慮 4) 上記を踏まえた力学モデルを構築
鏡ボルト ・低強度地山 ・二次元縦断面	1) 施工過程を考慮した模型実験 2) 水平打設の切羽押出しあるいは天端抑制効果の確認 3) 実挙動に即した設計モデルあるいはその考え方	1) 掘削、鏡ボルト打設を考慮した模型実験の実施 2) 水平打設だけでなく、放射状打設も加え、変位抑制効果を実験及び解析により比較 3) 鏡ボルト周面摩擦力を考慮した設計モデルの構築
切羽形状 ・低強度地山 ・掘削工法 ・二次元縦断面	1) 切羽安定性の簡便な評価方法（強度定数によるもの以外） 2) 切羽安定性を損なわない鏡補強工の規模削減あるいは別の補強工	1) 切羽作用土圧の大きさと方向による評価 2) 曲面切羽による地山アーチ作用効果とアーチ作用を高める鏡吹付けのあり方の提案

1.4 本論文の構成

本論文は図-1.6のように8章で構成される。また、トンネル支保設計に用いる二次元力学モデルの検討を横断面および縦断面にわけ、前半の第2章から第4章では、トンネル横断面の力学モデルを扱い、後半の第5章および第6章では、トンネル縦断面の力学モデルを扱う。以下、各章ごとの概要を述べる。

第1章は序論であり、山岳トンネルにおける設計論について近代トンネル工法の先駆けである矢板工法から現代のトンネル標準工法となっているNATMに至るまでの施工法を概観しながらそのベースとなる設計法の変遷をたどる。また、設計法の現状と近年の設計法を取り巻く環境についても取り上げる。つぎに、設計法の基礎となる設計モデルとくに力学モデルの変遷を振り返りながら、本研究の背景および目的を示す。また、本研究の対象を明示するとともに、それらの対象における先行研究も紹介する。本章の最後に本論文の全体構成を概説する。

第2章から第5章では、トンネル横断面のロックボルト支保に関する挙動解明とそれに基づく力学モデル構築およびそのモデルによる簡便な設計法について論じる。

第2章では、まずロックボルト単体と地山との相互作用（付着特性）を引抜き試験により明らかにする。つぎに、円形土槽中央に円形トンネルを、その支保として軸対称にロックボ

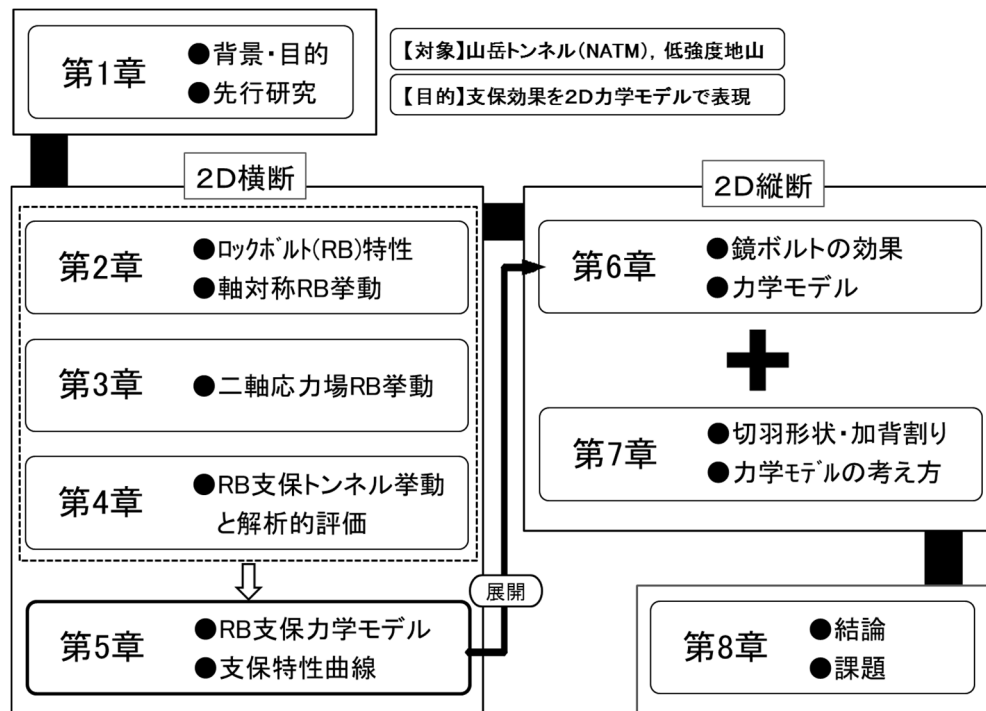


図-1.6 本論文の構成（概略図）

ルトを配置した軸対称載荷実験を実施し、ロックボルトの長さや配置パターンとトンネル壁面変位抑制効果との関係などを明らかにし、ロックボルトの軸対称応力場での効果を明らかにする。

第3章では、二軸応力場でも軸対称応力場と同様の効果が得られるかを検証するため、矩形土槽を用いた二軸応力場の載荷実験結果を示す。軸対称応力場では塑性領域は同心円状であるが二軸応力場では載荷圧の増加に伴ってトンネル肩部より地表部に向かって塑性領域が進展すること、また、ロックボルトを配した場合の塑性領域の抑制効果をボルトに作用する軸力分布等から考察する。

第4章では、ロックボルト単体と地山との付着特性を考慮した引抜き挙動や二軸応力場での実験におけるロックボルト挙動および変位抑制効果を数値解析で再現できることを示すとともに、ロックボルトに生じる軸力のメカニズムと、塑性領域の進展あるいはその形状との関係について、先行研究の成果や知見とを比較しながら論じる。

第5章では、前章で明らかとなった軸対称応力場でのロックボルト効果を、ボルト頭部軸力がベアリングプレートを介してトンネル壁面に支保内圧として作用する現象と捉え、この効果を単純な力学モデルで表現する。そのモデルによりトンネル壁面変位量を考慮した簡便に支保を設計する方法を論じる。ここでは、地山からみた安定支保内圧、ロックボルトからみた有効支保内圧という新しい概念により論じる。

第6章および第7章では、トンネル縦断面の補強工および切羽形状を考慮した力学モデ

ルについて論じる。

第6章では、トンネル鏡面における補強工として最も多用されている鏡ボルト工の力学モデルを提示する。このモデルは、前章までの地山と鏡ボルトとの相互作用を考慮した力学モデルの応用系として表現できること、また、その新たに提案した応用系モデルにより鏡ボルトの簡易設計ができることも示す。

第7章では、鏡面の補強を支保部材に依存するのではなく地山特性を積極的に利用するとの発想から加背割りおよび切羽形状に着目してその差違を解明する。とくに切羽形状に関しては、鏡面の形状を曲線状にすることによって周辺地山を安定させる曲面切羽の効果について、一般的な切羽形状である直面切羽と比較しながら模型実験ならびに数値解析により明らかにする。直面切羽あるいは切羽安定効果の低い形状の切羽については、第6章で提案した鏡ボルトの力学モデルにより、作用荷重低減を試算する。

第8章は結論であり、本研究で得られた結果をまとめる。

参考文献

- 1) 土木学会トンネル工学委員会技術小委員会トンネル荷重検討部会：都市 NATM とシールド工法との境界領域―荷重評価の現状と課題―，トンネル・ライブラリー第13号，土木学会，2003.
- 2) Rabcewicz, L. : The New Austrian Tunneling Method. Water Power, 1964.
- 3) Terzaghi, K. : Rock Defects and Loads on Tunnel Support, Rock Tunneling with Steel Supports, eds. R. V. Proctor and T. White, Commercial Shearing Co., Youngstown, Ohio, 1946.
- 4) Barton, N., Lien, R. and Lunde, J. : Engineering Classification of Rock Masses for Design of Tunnel Support, Rock Mechanics, Vol. 6, No. 4, 1974.
- 5) Bieniawski, Z.T. : Engineering Rock Mass Classifications, John Wiley & Sons, New York, 1989.
- 6) Zienkiewicz, O. C. and Cheung, Y. K. : Application of the Finite Element Method to Problems of Rock Mechanics, Proc. 1st. International Congress on Rock Mechanics, Lisbon, 1966.
- 7) 東・中・西日本高速道路株式会社：設計要領第三集トンネル編，2012.
- 8) ISO，日本規格協会：構造物の信頼性に関する一般原則（General principles on reliability for structures），日本規格協会，1998.
- 9) 国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本，2002.
- 10) 土木学会・包括設計コード策定基礎調査委員会：性能設計概念に基づいた構造物設計コード作成のための原則・指針と用語 第1版（code PLATFORM ver.1），2003.
- 11) 土木学会トンネル工学委員会：2016年制定トンネル標準示方書〔共通編〕・同解説，土木学会，2016.
- 12) 土木学会トンネル工学委員会：2016年制定トンネル標準示方書〔山岳工法編〕・同解説，土木学会，2016.
- 13) Duddeck, H.: On the Basic Requirements for Applying the Convergence-Confinement Method,

- Underground Space, Vol.4, No.4, pp.241-247, 1980.
- 14) 土木学会トンネル工学委員会技術小委員会トンネル荷重検討部会：都市 NATM とシールド工法との境界領域—荷重評価の現状と課題—，トンネル・ライブラリー第 13 号，土木学会，2003.
 - 15) カルマン・コバリ（訳：川本朧万，近藤達敏，高崎英邦，伊藤文雄）：NATM 概念の誤った考え方，トンネルと地下，土木工学社，第 26 巻 11 号，pp. 65-76, 1995.
 - 16) (社)日本トンネル技術協会：NATM におけるロックボルト工，第 1 回トンネル技術シンポジウム資料，1980.
 - 17) Farmer, I.W.: Stress Distribution along a Resin Grouted Rock Anchor, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 12, pp.347-351, 1975.
 - 18) Freeman, T.J.: The behavior of fully-bonded rock bolts in the Kielder Experimental tunnel, Tunnels & Tunnelling, pp.37-40, 1978.
 - 19) Aydan, O., Ichikawa, Y. & Kawamoto, T.: Load bearing capacity and stress distributions in/along rockbolts with inelastic behavior of interfaces, 5th Int. Conf. on Num. Meth. in Geomech., pp.1281-1292, 1985.
 - 20) Indraratna, B. & Kaiser, P.K.: Analytical model for the design of grouted rock bolts, Int. J. for Num. Methods in Geomech., Vol.14, pp.227-251, 1990.
 - 21) Indraratna, B. & Kaiser, P.K.: Design for Grouted Rock Bolts Based on the Convergence Control Method, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 27, pp.269-281, 1990.
 - 22) 蔣宇静，江崎哲郎，横田康行：軟岩地山トンネルの安定におけるロックボルトの力学的作用効果，土木学会論文集，No.561/III-38，pp.19-31，1997.
 - 23) Bischoff, J.A. & Smart, J. D. A. : A method of computing a rock reinforcement system which is structurally equivalent to an internal support system, Proc. of 16th Symp. on Rock Mechanics, pp.179-184, 1975.
 - 24) Labiouse, V.: Ground Response Curves for Rock Excavations Supported by UngROUTED Tensioned Rockbolts, Rock Mech. Rock Engng., Vol.29, No.1, pp.19-38, 1996.
 - 25) 谷本親伯，畠昭治郎：切羽周辺での地山挙動を考慮したトンネル支保の基本的概念，土木学会論文報告集，第 325 号，pp.93-106，1982.
 - 26) 土屋敬，松本吉雄，川崎宏二：システムロックボルトの岩盤補強効果に関する基礎的実験，第 13 回岩盤力学シンポジウム講演論文集，pp.96-100，1980.
 - 27) 西岡哲，広井恵二，鄭光司：ロックボルトおよびベアリングプレートの作用効果に関する実験，土と基礎，Vol.34, No.2, pp.11-17, 1986.
 - 28) Stille, H., Holmberg, M. & Nord, G.: Support of Weak Rock with Grouted Bolts and Shotcrete, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 26, No.1, pp.99-113, 1989.
 - 29) Oreste, P. P. & Peila, D.: Radial Passive Rockbolting in Tunnelling Design with a New Convergence-confinement Model, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 33, No.5, pp.443-454, 1996.
 - 30) Hyett, A.J., Moosavi, M. & Bawden, F.: Load Distribution Along Fully Grouted Bolts, With Emphasis on Cable Bolt Reinforcement, Int. J. for Num. & Anal. Meth. in Geomech., Vol.20, pp.517-544, 1996.
 - 31) Li, C. & Stillborg, B.: Analytical models for rock bolts, Int. J. of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol.36, pp.1013-1029, 1999.

- 32) 山本稔: ロックボルトの作用効果について, 土木学会論文報告集, No.277, pp.95-104, 1978.
- 33) JTA 安全環境委員会: トンネル工事における災害事例調査, トンネルと地下, pp.307-313, 1993.
- 34) HSE: Safety of New Austrian Tunnelling Method (NATM) tunnels, pp.15~20, 1996.
- 35) Wolfhard Leichnitz: Analysis of collapses on tunnel construction sites on the New Lines of the German Federal Railway, Tunnels & Underground Space Technology, Vol.5, No.3, pp.199-203, 1990.
- 36) Pietro Lunardi: The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rock and soils, T&T International Adeco-RS approach, pp.3-30, 2000.
- 37) 御手洗良夫, 松尾勉, 手塚仁, 岡本哲也, 西村誠一, 松井保: 山岳トンネルにおける長尺鏡補強工の作用効果の評価, 土木学論文集, No.743/III-64, pp.213-222, 2003.
- 38) GFRP 切羽補強研究会: 長尺切羽補強工技術資料 (第1回改訂版), 2009.
- 39) ジェオフロンテ研究会: 長尺鏡ボルトの施工実態調査とその分析, 2000.
- 40) 福島伸二, 望月美登志, 香川和夫, 横山章: 土被りの薄い砂質地山トンネルの補強工法に関する模型実験, 土木学会論文集, 第406号/III-11, pp.79-86, 1989.
- 41) Chungsik Yoo, hyun-kang Shin: Deformation behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes-laboratory and numerical investigation, Tunnelling and Underground Space technology, 18, pp.303-319, 2003.
- 42) C.Yoo, K.H.Yang: Laboratory investigation of behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes, AITES-ITA 2001 World Tunnel Congress, Milano, Vol.III, pp.757-764, 2001.
- 43) Choi Yong-Ki, Jong-Ho Park, Sang-Baik Woo: Longitudinal Arching Characteristics around Face of a Soil-Tunnel with Crown and Face-Reinforcement - Laboratory Investigation: Pceedings of the the 31st ITA-AITES World Tunnel Congress, Istanbul, Turkey, May 7-12, pp.917-923, 2005.
- 44) 大窪克己, 明道俊治, 山本和義, 高木勝利: 地すべり地帯の抗口部の長尺フェースボルトの施工と周辺地山の挙動について, トンネル工学研究論文・報告集, Vol.6, pp.223-228, 1996.
- 45) D.Peila, P.P.Oreste & S.Pelizza: Study of the influence of sub-horizontal fiber glass pipes on the stability of a tunnel, North American Tunnelling96, pp.425-432, 1996.
- 46) 小原勝巳, 安永礼三, 井上伸一, 市川健作, 熊谷幸樹: 長尺フェースボルトの掘削の伴う挙動, トンネル工学研究論文・報告集, Vol.8, pp.145-150, 1998.
- 47) 道廣一利, 吉岡尚也: 鏡止めボルトの作用効果を三次元 FEM で解析, トンネルと地下, pp.43-48, 2002.
- 48) ジェオフロンテ研究会: 長尺鏡ボルトの施工実態調査とその分析, 2000.
- 49) 村山朔郎: 機械化シールドについて, シールド工法 (土木学会関西支部), pp.45-58, 1996.
- 50) 高橋秀喜, 明道俊治, 大窪克己, 高木勝利: 長尺フェースボルトによる坑口切羽対策, トンネルと地下, Vol.28, No.3, pp.29-35, 1997.
- 51) Anagnostou, G. & Serafeimidis, K.: The dimensioning of tunnel face reinforcement, Proc. of ITA WORLD Tunnel Congress 2007, Prague, 2007.
- 52) たとえば, Egger, P.: Deformations at the Face of the Heading and Determination of the Cohesion of the Rock Mass, Underground Space., Vol.4, No.5, pp.313-318, 1980.
- 53) 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.
- 54) 真下英人, 鈴木正彦, 猪熊明: トンネル切羽安定性の簡易評価法の提案, 土木学会論文集,

- No. 638/III-49, pp. 117-129, 1999.
- 55) Broms, B. B. and Bennermark, H.: Stability of Clay at Vertical Openings, J. Soil Mech. and Found. Div. Proc. ASCE. Vol. 93, No. SM1, pp. 71-94, 1967.
- 56) 蔵田忠廣, 宮本武司: 未固結砂層におけるトンネル切羽自立性の判定基準の提案, 土木学会論文集, No.382/III-7, pp.245-254, 1987.
- 57) 林久資, 青木一男, 吉岡尚也: 核残しを併用したときの押出し性地山におけるトンネル周辺挙動, トンネル工学論文集 F1 特集号, Vol.66, No.1, pp.17-27, 2010.
- 58) 久武勝保, 大野司郎, 片山達章, 大前幸寛, 鈴木啓介: トンネルリングカット工法による切羽前方地盤の沈下抑制効果, トンネル工学論文集 F1 特集号, Vol.66, No.1, pp.41-48, 2010.
- 59) わが国の端緒は, 村山朔郎, 遠藤正明, 橋場友則: 機械化シールドの掘削性能に関する土質力学的考察, 第1回土質工学研究発表会, pp. 75-78, 1966.
- 60) 高橋秀喜, 明道俊治, 大窪克巳, 高木勝利: 長尺フェースボルトによる坑口切羽対策, トンネルと地下, Vol.28, No.3, pp.29-35, 1997.
- 61) Anagnostou, G. & Serafeimidis, K.: The dimensioning of tunnel face reinforcement, Proc. of ITA WORLD Tunnel Congress 2007, Prague, 2007.
- 62) 佐藤淳, 楠本太, 土門剛, 西村和夫: 曲面切羽によるトンネル切羽安定化工法, 土木学会論文集 F1(トンネル工学), vol.71, No.1, pp.1-13, 2015.
- 63) 横山正治, 寺本哲, 岩野正浩: 硬岩自由断面掘削機(MM130R)によるトンネル施工時の球面切羽効果に関する検討, 第31回地盤工学研究発表会発表講演集, Vol.31, No.2-2, pp.2253-2254, 1996.
- 64) 田名瀬寛之, 芹川博, 山本宏司, 菅正: 軟岩トンネルのTWSによる急速施工(2), トンネルと地下, Vol.29, No.11, pp.15-25, 1998.

第2章 軸対称応力場におけるトンネル挙動に関する模型実験

本章ではまず、ロックボルト単体の地山との付着特性をロックボルトの引抜き試験により明らかにする。つぎに、低強度地山トンネルを想定し、ロックボルト打設パターンごとのトンネル壁面変位抑制効果に及ぼす影響を明らかにすることにより、ベアリングプレートを設置した場合のロックボルトの支保内圧効果とトンネル壁面変位抑制効果との関連について明らかにする。その上で、打設されたロックボルトの軸力ならびにその周面に発生するせん断応力に関して、ベアリングプレートを有する場合のメカニズムの概念を新たに提示する。

2.1 ロックボルトと地山の付着特性に関する引抜き試験

2.1.1 ロックボルトモデルの引抜き試験概要

(1) 試験の目的

ロックボルトは地山（あるいはグラウト材、以下、省略）との相互作用で効果を発揮する。とくにロックボルトの剛性に比べて極めて剛性の低い低強度地山においては、その効果はロックボルトと地山との付着特性に基づく相対変位によって大きく変化する。そのことから、ロックボルトの作用効果を定量的に評価するにあたり、その付着特性を求めることが重要である。

そこで、ロックボルト単体の引抜き試験により、ロックボルトと地山との付着特性を決定づける要因を見出すことを目的とする。

(2) 試験装置

引抜き試験は、図-2.1のような引抜き試験装置を用いておこなう。引抜き試験用土槽（縦100mm×横100mm×高さ250mm）の中に後述の軸対称載荷実験（以下、本実験）と同じ地山材料を詰め、そこに所定の長さのロックボルトを埋設する。ロックボルトは荷重変換器の先端にある把持具で固定されており、荷重変換器を介して引き上げ装置でロックボルトを引き抜く。

実験槽内には左右に側圧載荷用のプレッシャーバックを配してあり、コンプレッサーからプレッシャーバックに供給される空気によって地山材料に左右から側圧を載荷する。また、コンプレッサーからの側圧は、圧力計をモニターしながら圧力調整弁でコントロールする。

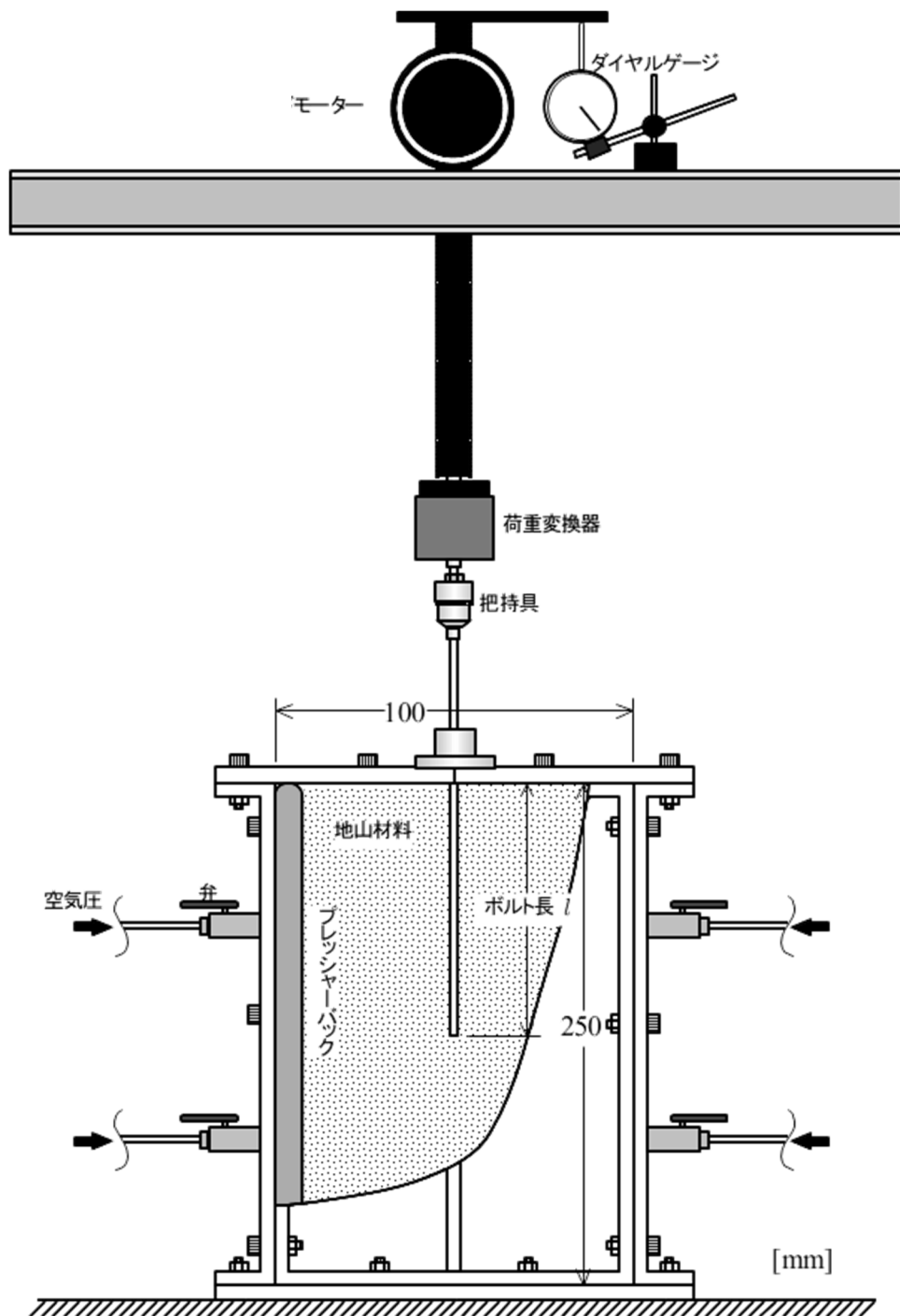


図-2.1 引抜き試験装置

実験はロックボルト頭部の変位をダイヤルゲージによって、ロックボルトの引抜き荷重を荷重変換器によって、側圧を圧力計によって計測する。

なお、計測項目は表-2.1 のとおりである。

表-2.1 計測項目と計測数

計測項目	計測機器	計測点数
側圧 (kPa)	荷重計	1
引抜き荷重 (N)	荷重変換器	1
ボルト頭部変位 (mm)	ダイヤルゲージ	1
ボルト軸力 (N)	ひずみゲージ	5 (ボルト長: 5cm) 10 (ボルト長 10cm)

表-2.2 地山およびロックボルト等の諸物性

地山モデル	材 料	硫酸バリウム系
	単位体積重量 (γ)	15 N/mm ³
	弾性係数 (E_r)	5 MPa
	一軸圧縮強さ (q_u)	64 kPa
	粘着力 (c_r)	19 kPa
	内部摩擦角 (ϕ_r)	30 deg.
	ポアソン比 (ν_r)	0.4
ロックボルト モデル	材 料	アクリル
	弾性係数 (E_b)	4,000 MPa
地山-ボルト間	粘着力 (c_f)	5.9 kPa
	内部摩擦角 (ϕ_f)	24 deg.

(3) 地山材料および軸力計測用ロックボルトモデル

地山モデル、ロックボルトモデルおよび地山-ロックボルト間の地山物性は表-2.2 の通りである。地山モデルの弾性係数、粘着力および内部摩擦角は梨本ら¹⁾の試験方法を適用して求めた。トンネル軸方向のロックボルト段数に依存して締固めに要する回数が異なるため、厳密には実験ケースすべて同一の地山物性とはならないが、締固め回数の差は少ないことから、すべて同一の物性として扱った。地山-ロックボルト間の物性は、本実験に先立って実施されたロックボルト引抜き実験²⁾の結果から得た値である。

ロックボルトは、最も一般的に使用されている全面接着型のロックボルトをモデル化した。ロックボルトモデルは、地山と十分に付着し、実験時の応力状態において有意なひずみ値を計測できなければならない。このことを考慮し、ロックボルトモデルは縦横 3mm の断面とした。ロックボルトの作用効果は軸力が主体となってその効果を発揮することが従来の研究から明らかになっている。ボルトモデルの径は曲げ剛性に大きく影響する。ここでは、

ロックボルトに生じる軸力と曲げを分離する必要があると判断し、ボルトモデルは二種類とした。

ひとつは、本章で扱う等方応力場実験用の計測用ロックボルトモデルであり、そのモデルでは曲げを考慮する必要がないため、軸力のみを計測対象としてモデル化をおこなった。軸力のみを計測するために、ひずみゲージを直角二等辺三角形断面の亚克力棒の斜辺側面に貼り付けた（図-2.2）。もうひとつは、次章で扱う二軸応力場実験用の計測用ロックボルトモデルであり、そこでは曲げの影響も把握する必要があるため、後述のようにボルトモデルの相対する一組の両面にひずみゲージを貼りつけたものとした（第3章 図-3.4）。

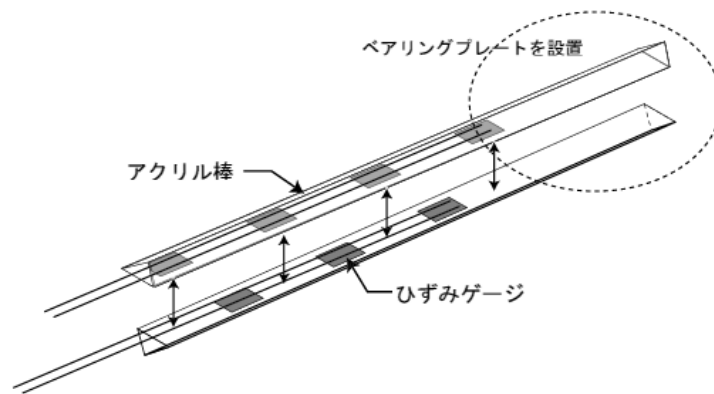


図-2.2 軸力計測用ロックボルト（軸対称載荷実験）

以下に具体的な作成方法を説明する。

- 1) ベアリングプレートの設置および引張試験に供するため、ボルト長さよりも4cm長くする（図-2.3）。
- 2) ひずみゲージは、ベース長 3mm、ゲージ長 1mm のものを使用し図-2.4 のように 7mm 間隔で貼り付ける。長さ 5cm のボルトモデルであれば、7個のひずみゲージを貼ることとなる。
- 3) ゲージを貼り付けた2本の亚克力棒を、それぞれ直角二等辺三角形断面の斜辺側面を重ね合わせる。これにより、一辺 3mm の正方形断面のロックボルトモデルとなる。
- 4) ひずみゲージのポリイミド線（リード線）をひとつにまとめビニルテープで保護する。
- 5) 計測用ロックボルトモデル完成後は、計測用ボルト単体の引張り試験を行い、ロックボルトの引張力とひずみとの関係から校正係数を求める。

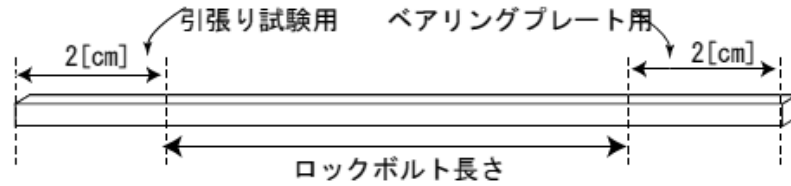


図-2.3 アクリル棒の切断

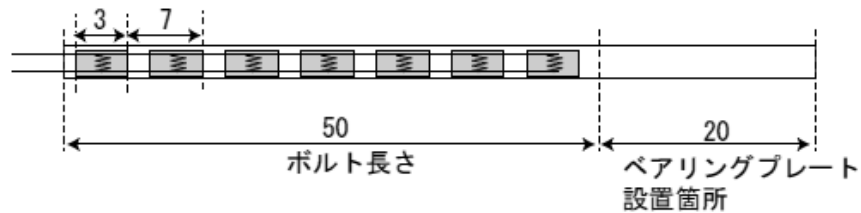


図-2.4 ひずみゲージの貼付位置

(4) 試験手順と試験ケース

以下の手順に従って実験を実施する。

- 1) 地山材料を引抜き試験装置に地山材料をつめる。4層に分けて地山材料を詰め込み、各層毎に10回締め固める。ロックボルトを把持具に挟み込んで固定し、さらに地山材料を詰めて手で固める。このときにロックボルトが鉛直軸に対して傾いたまま地山内に固定されないように、ロックボルトが鉛直になっているかをチェックする。
- 2) 地山材料を詰め終わったら、鉄製の上蓋を置き、ネジで固定する。さらに開閉弁を閉じる。
- 3) 圧力計、ダイヤルゲージ、ロードセルを静ひずみ測定器に接続する。
- 4) 引抜き試験用プログラムをロードし、圧力調整弁を少しずつ回し、所定の側圧になるまで載荷する。この圧力はモニターしながら徐々に載荷していく。所定の側圧に達したら、上部モーターを稼働させ引抜き試験を開始する。引抜き速度は0.39mm/minでおこなう。試験は、ロックボルトの引抜き荷重がピークに達し、さらにロックボルトがその荷重を維持したまま引き抜かれるまでおこなう。

引抜き試験はロックボルト長および側圧をパラメータとし、実験ケースを表-2.3のように設定した。ボルト長については、後述の等方応力場および二軸応力場におけるトンネル模型載荷実験で用いる3cm、5cmおよび10cmの3種類実施した。側圧は、模型載荷実験における地山材料の締め固め圧200kPaまで与えた。あわせて引抜き試験でも軸力を測定し、その分布形状を計測した。

表-2.3 引抜き試験ケース

試験番号	ボルト長 (cm)	側圧 (kPa)	軸力分布 測定有無
1	3	50	—
2	3	100	計測
3	3	150	—
4	3	200	計測
5	5	50	—
6	5	100	計測
7	5	150	—
8	5	200	計測
9	10	50	—
10	10	100	計測
11	10	150	—
12	10	200	計測

2.1.2 結果と考察

(1) ロックボルトモデルの引抜き荷重－変位関係

図-2.5 にボルト長 3cm, 図-2.6 にボルト長 5cm, 図-2.7 にボルト長 10cm の引抜き変位－引抜き荷重図を示す。

各ケースともに拘束圧に応じて最大引抜き荷重が増加している。ただし、ロックボルトの長さ 3cm と 5cm に関しては、拘束圧が増しても最大引抜き荷重の増加が少ない。それに対し、ボルト長 10cm においては拘束圧が増すにしたがってより大きな最大引抜き荷重を示している。また、拘束圧が 200kPa においては引抜き荷重が低下せず漸増傾向を呈している。

ボルト長 10cm ではこのように若干異なる傾向となったが、概ね各ロックボルトとも引抜き変位が増加するとともに引抜き荷重が増加し、降伏点に達すると増加が止まり最大引抜き荷重を維持する特性を示した。ボルト長 10cm のときには、軸力分布形状の非線形性が顕著に表れている。

ロックボルトの長さが長くなると、最大引抜き荷重が急激に増加し、拘束圧に依存して増加することも共通する特性のひとつといえる。

(2) ロックボルトの軸力分布の形状

一般に、地山に埋め込まれたロックボルトを引き抜くと、ロックボルトと地山間の付着力

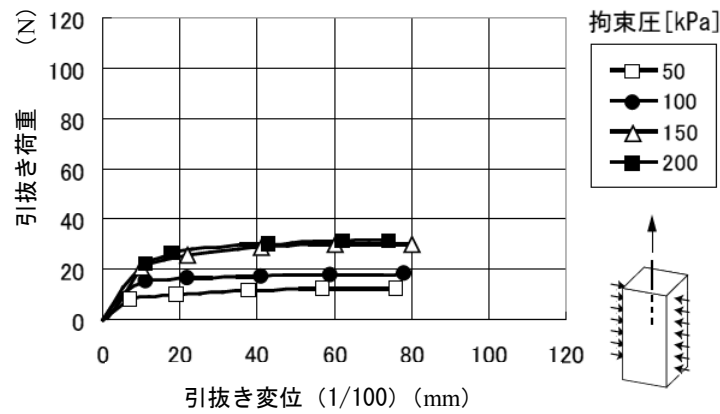


図-2.5 引抜き変位－荷重関係（ボルト長 3cm）

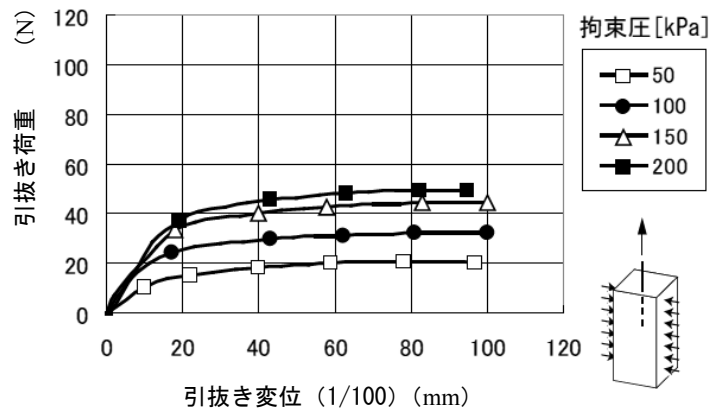


図-2.6 引抜き変位－荷重関係（ボルト長 5cm）

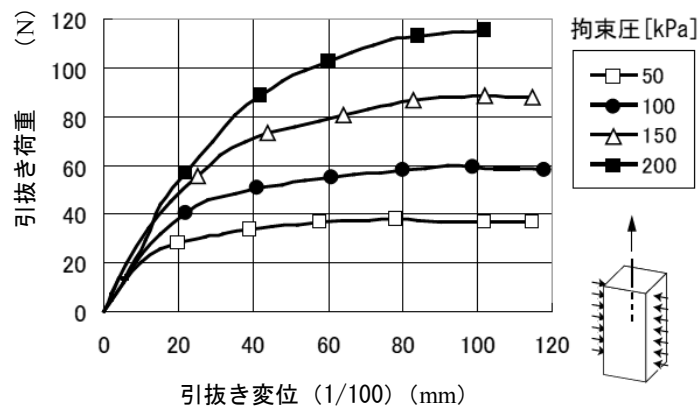


図-2.7 引抜き変位－荷重関係（ボルト長 10cm）

によって引き抜かれる方向とは反対向きに抵抗力（ロックボルト周面に働くせん断応力）が作用する．付着力の分布は荷重載荷点の付近が最大となり，次第に減少していく．

本実験における引抜き試験の軸力分布は図-2.8 から図-2.13 を見てもわかるように，引

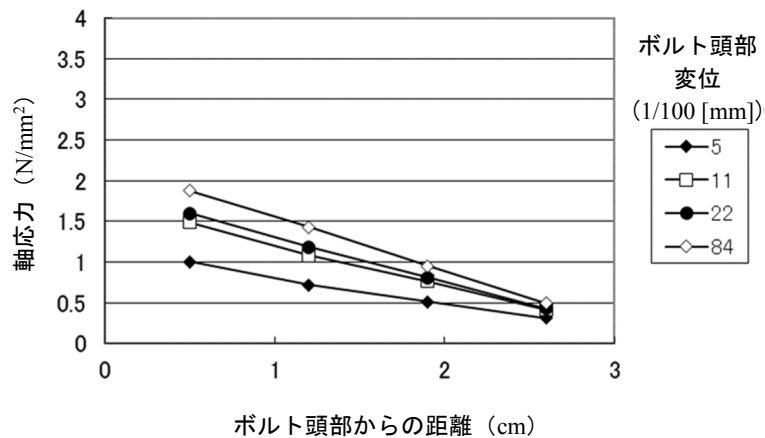


図-2.8 軸力分布 (ボルト長 3cm, 側圧 100kPa)

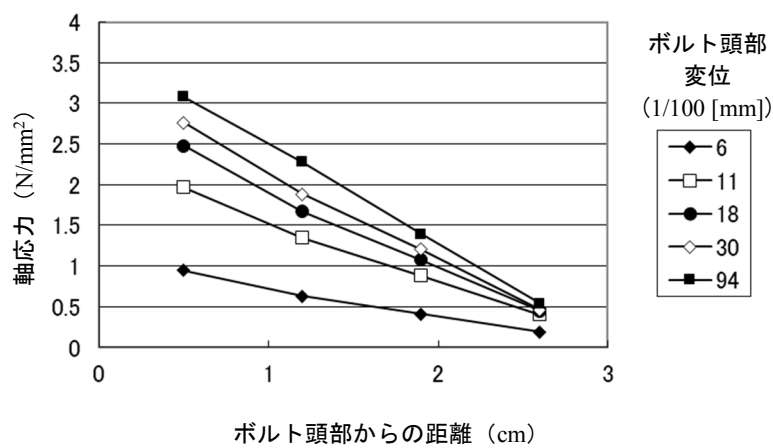


図-2.9 軸力分布 (ボルト長 3cm, 側圧 200kPa)

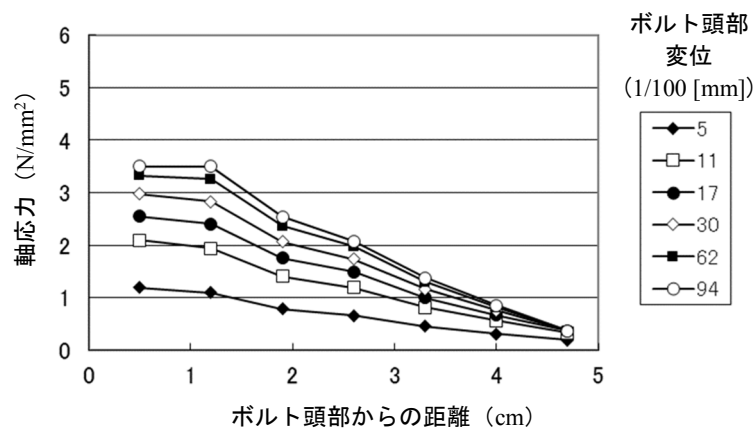


図-2.10 軸力分布 (ボルト長 5cm, 側圧 100kPa)

抜き初期段階はロックボルト頭部から先端にかけて直線的な分布形状を示している。ボルト頭部の軸力がやがて付着抵抗の限界値に達すると、ロックボルト頭部から先端へ順次スリップ(付着切れ)が生じ、軸力分布形状に水平な部分が表れる。この様子が、ボルト長 5cm

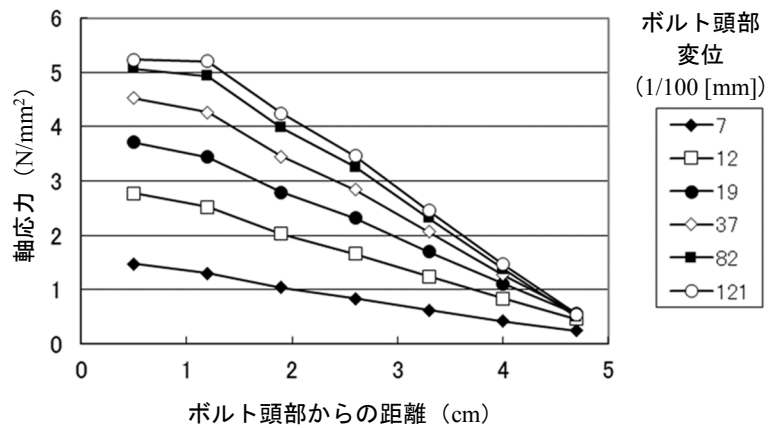


図-2.11 軸力分布 (ボルト長 5cm, 側圧 200kPa)

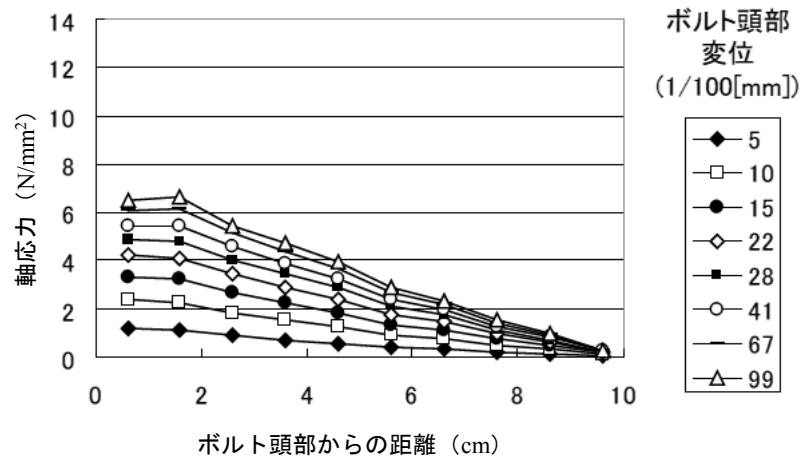


図-2.12 軸力分布 (ボルト長 10cm, 側圧 100kPa)

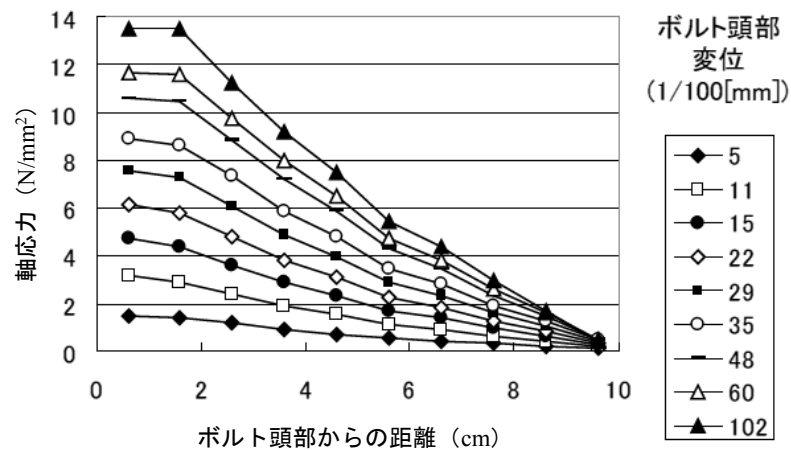


図-2.13 軸力分布 (ボルト長 10cm, 側圧 200kPa)

および 10 cm では明瞭に表れている。

ロックボルトと地山との間の付着特性つまりロックボルト周辺のせん断応力は、軸力分

布を微分することで得られる。直線的な傾きとなる軸力分布の場合にはロックボルトの全長にわたって一定のせん断力が作用しているものといえる。本実験の場合には 3 cm の場合がその挙動に該当する。それに対し、地山とロックボルトのスリップが生じた平坦な軸力の部分は、せん断応力がゼロとなる。このことがボルト長 5cm および 10cm では再現できた。以上により、本実験におけるロックボルトモデルが全面接着型ロックボルトを再現できたといえる。

なお、本実験で得られた結果は、第 3 章においてロックボルトの付着特性を考慮した簡便力学モデル構築の根拠に、また第 4 章においては数値解析的検証においてその値を利用する。

2.2 ロックボルトで支保された軸対称応力場のトンネル模型実験

2.2.1 実験モデルの考え方

連続体的な挙動を呈すと考えられる軟岩のような低強度地山において、ロックボルトを軸対称に打設したトンネルをモデル化する。ロックボルトの作用効果を施工過程を踏まえて論じるためには、トンネル掘削、支保工の施工、トンネル周辺地山の变形など、実際のトンネル施工で考えられる作業や挙動をそ忠実に再現する必要がある。しかし、今回用いた小規模な二次元円形土槽では、それらのステップを再現することは難しい。そこで、次のような仮定あるいは考え方に基づいて地山やトンネル掘削に伴うロックボルトの挙動をモデル化した。

- 1) 地山モデルはリング（軸対称モデル）とし、切羽進行に伴う地山変形は、外周を等圧載荷することで模擬する。
- 2) ロックボルト挿入は地山作成時に行う。

軸対称トンネルを想定した実地山と模型地山に対して相似則を考慮する場合、Buckingham の定理によれば少なくとも強度ナンバーに関しては q_u/p_o （一軸圧縮強さ／土被り圧）と $\tan\phi$ （内部摩擦角）の 2 種類を、変位ナンバーに関して d/D （変形量／トンネル直径）をそれぞれ一致させなければならないとされている³⁾。しかし、本研究で用いた実験方法および使用材料では強度 π ナンバー q_u/p_o を一致させることが困難である。したがって、強度ナンバー $\tan\phi$ と変位ナンバーのみを実規模トンネルとあわせることとした。また、トンネルは 10 m の円形トンネルを想定し、実験においてはその 1/100 の直径 100 mm の円孔とした。

また、低強度地山における支保内圧効果を期待したロックボルトにおいては、その頭部

にベアリングプレートモデルを配する。ベアリングプレートはロックボルト頭部から先端にかけて軸力が生じることとなり、ロックボルト全長にわたって軸力（引張力）が発生することから、ロックボルトによる効果がより発揮されることになる。このことについては、実務においても確認されている⁴⁾。

2.2.2 軸対称トンネル模型実験概要

(1) 実験装置

(a) 実験土槽および載荷装置

軸対称平面ひずみ条件を再現するため、図-2.14のような鋼製の円形土槽を用いた。載荷圧は、サーボコントローラによって圧力制御で吐出される水を実験槽内壁に設置したゴム製圧力バッグに供給することにより、模擬地山の外周から等方的に与える。

(b) トンネルモデル

トンネルモデルは直径 100mm の円形とし、図-2.15 に示すように肌落ち防止をかねた厚さ 0.5mm のアルミ製ベアリングプレートと、アクリル製のロックボルトモデルから構成される。ベアリングプレート中央には縦長の穴が設けられており、所定のトンネル軸方向ピッチでロックボルトモデルを配置できるようにしている。ベアリングプレートをトンネル壁面に設置する際には、隣接するベアリングプレートの長辺どうしがトンネルの内空変位にもなっており互いに接触して変形を拘束しないよう若干隙間をあける。

(c) ロックボルトモデル

ロックボルトモデルは地山と十分な付着強度を発揮するとともに、載荷にともなって発生する軸力が有意な値として計測されるものでなければならない。したがって本実験では、ボルトモデルの断面積を大きくすることによってこの条件を満足させる。軸力計測用のロックボルトには、実験槽上蓋と底版の摩擦の影響が少ない中央1断面に配置されたロックボルトのうち、十字を形成する4本のみひずみゲージを貼付した（図-2.14 中▲印のロックボルト）。

(d) 地山モデル

地山材料は引抜き試験と同じ材料を用いている。この材料は、硫酸バリウム、酸化亜鉛、ワセリンを 70 : 21 : 9 の重量比で練り混ぜた人工材料を使用する。硫酸バリウム系材料を用いた理由には、1) 地山にある程度粘着力を持たせることができる、2) 締固め圧によって所

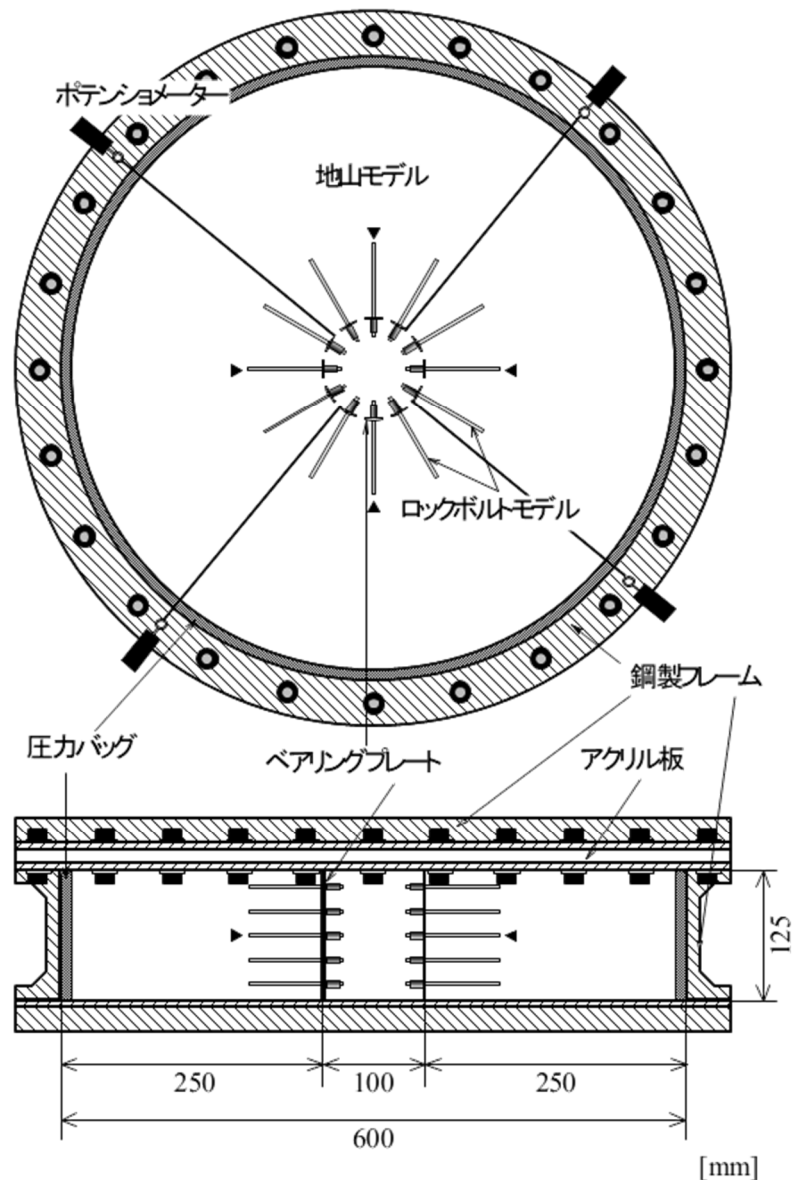


図-2.14 実験土槽とロックボルトの打設例

定の強度を発現させることができる、3) 水を使用しないため実験中に地山物性がほとんど変化しないことによる。

(2) 実験手順

実験の都合上、地山モデルの完成後にロックボルトモデルを挿入することが困難である。そこで地山モデル作成方法は図-2.16に示す方法をとる。地山材料は軸方向のボルト打設本数に対応した層数に分け、各層所定の上載圧で締め固めて地山モデルを作成する。一層締め固め終了後にロックボルト一断面分を配置し、引き続き次層の材料を詰めて同様に締め固め

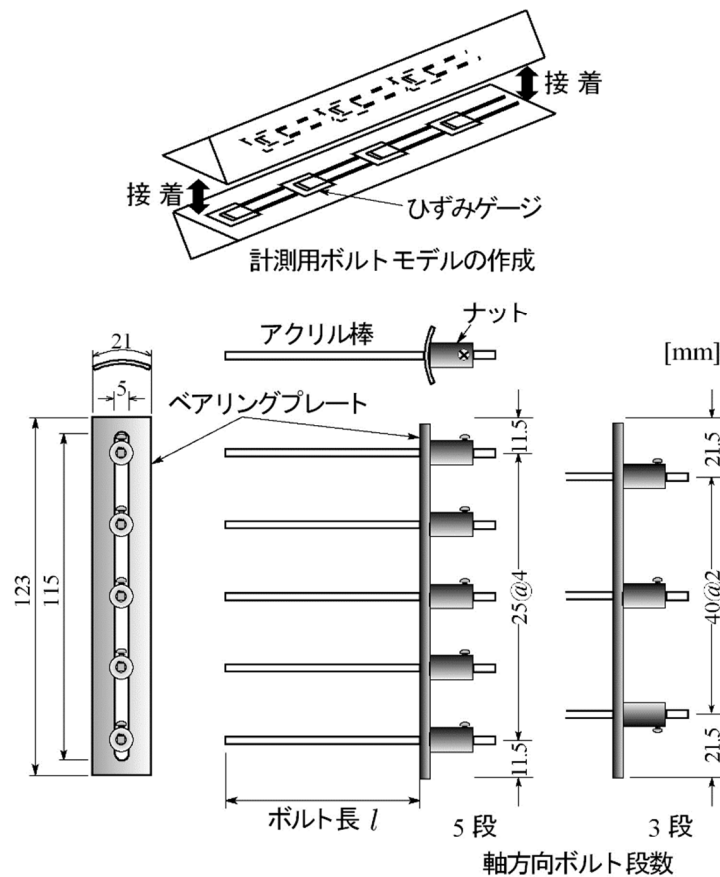


図-2.15 ロックボルトおよびベアリングプレートモデル

る．最終的に，層厚が 12.5cm になるまで同図の 2.～4.の作業を繰り返す．地山材料すべて打設後にトンネル型枠を引き抜き，ベアリングプレートを設置する．さらに各ロックボルトにはナットを取り付けてネジ締めしてベアリングプレートに固定する．この作業を終えた後，地山モデル上面にも底面と同じテフロンシート片を敷き詰め，さらに上蓋をのせてボルト締めする．なおこのテフロンシート片は，間にシリコンオイルを塗布して2枚を重ねたもので，形は円弧形をしている．このシート片を互いにオーバーラップさせて土槽上下面に配することにより地山との摩擦の軽減を図っている．

実験は載荷速度 10kPa/min で地山モデル外周から圧力バッグによって外圧を与える．この外圧載荷方式では，土屋⁹⁾も指摘しているように，トンネル掘削によるひずみの他に加圧による一様なひずみ加わるため完全なトンネルのシミュレーションにはならない．しかし本実験では，ロックボルト軸力発現機構とその壁面変位抑制効果の基本的なメカニズムを明らかにすることが目的であること，また，ロックボルト設置等の実験作業の能率を考慮しなければならないことからこの方式を採用した．加圧による一様変位はトンネル壁面で極

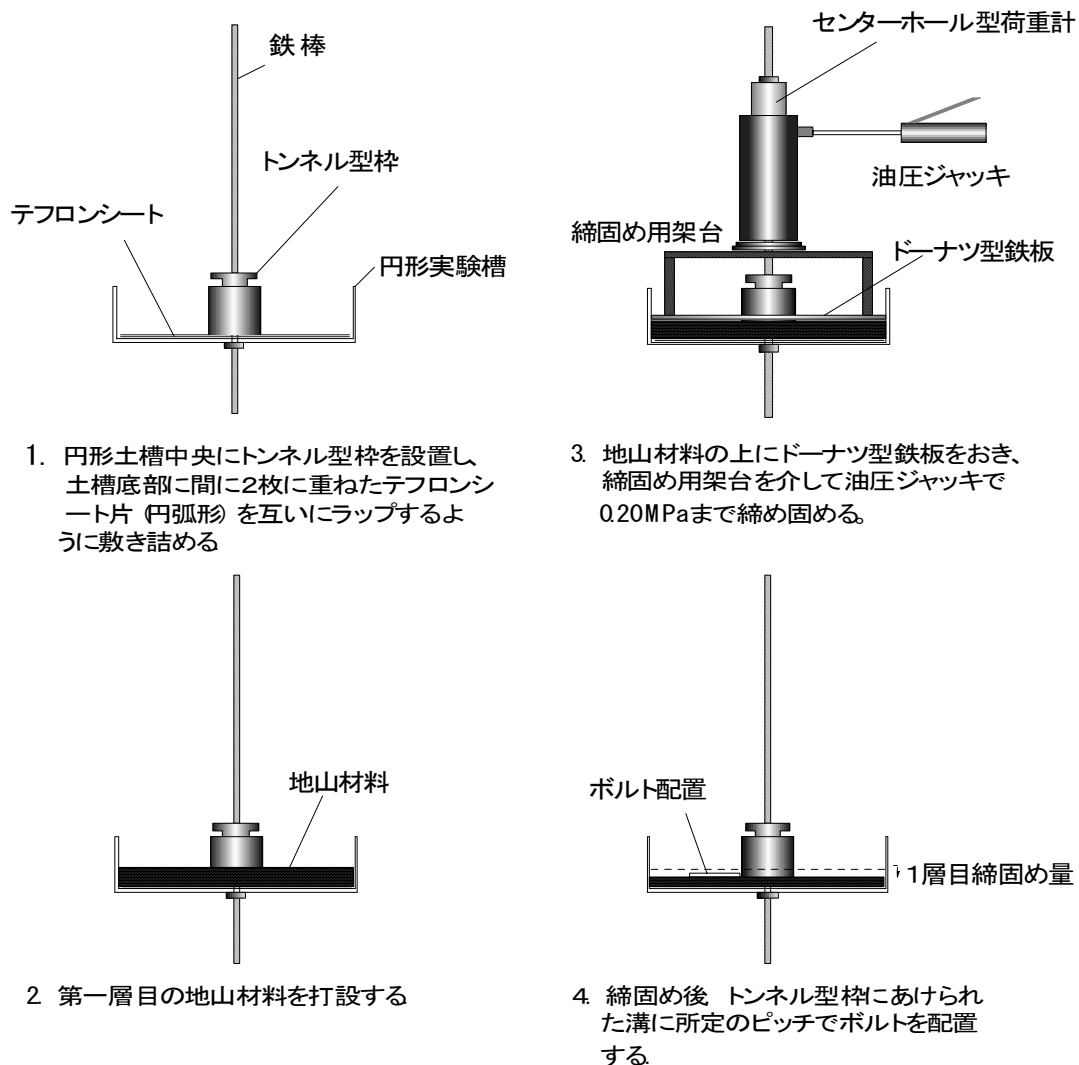


図-2.16 地山モデル作成方法

めて小さく、地山奥に向かうにしたがって徐々に増加するが、ロックボルト挿入範囲に限れば、この一様変位によるロックボルト挙動やトンネル挙動にはそれほど影響がないとみなした。

最大載荷圧は実験ケースによって若干異なるが、約 300kPa までとした。この最大載荷圧は一軸圧縮強さに比べてはるかに超えた値となっているが、トンネル壁面の崩壊挙動を目視によって確認するためこのような値とした。

(3) 計測概要

トンネル壁面変位計測については、載荷枠外側にポテンショメータを4個設置し、トンネ

表-2.3 実験ケース

実験ケース※1	ボルト打設間隔		ボルト数		ボルト長 (cm)
	軸方向 (cm)	円周方向 (deg.)	軸方向 段数	円周方向 本数	
033025	2.5	30	5	12	3
033040	4.0		3		
053025※2	2.5		5		5
053040	4.0		3		
103025※2	2.5		5		10
103040	4.0		3		

※1 実験ケースにおいて、左二桁：ボルト長(cm)，中二桁：周方向間隔(deg.)，下二桁：軸方向間隔(mm)を表す。

※2 053025 および 103025 の2 ケースは、ベアリングプレートを設置しない実験も実施している。ベアリングプレートの有無を比較する場合には、ケース名6桁の後に、B（あり）、N（なし）と付すことがある。

ル内壁とポテンシオメータをつなぐ針金の移動量から壁面変位を計測する。ロックボルト軸力については、前述の通り4本の計測用ロックボルトに貼付されたひずみゲージのひずみ値に、あらかじめ引張り試験によって求めた校正値を乗じて軸力を求める。これらの計測値は载荷開始と同時に10秒間隔で取り込む。

(4) 実験ケースおよびモデル物性

実験ケースは表-2.3 に示されているように、ボルト長、およびトンネル軸方向と円周方向の打設間隔をパラメータとして6ケース実施した。

地山モデル、ロックボルトモデルおよび地山-ロックボルト間の地山物性は前出表-2.2の通りである。

2.2.3 ベアリングプレートの有無による挙動の差違

(1) 载荷に伴うロックボルト軸力・せん断応力の発現メカニズムについて

図-2.17(a)および(b)は、それぞれボルト長5cmのベアリングプレートのある場合とない場合の载荷に伴うロックボルト軸力分布の変化を示している。どちらも载荷圧の小さい段階(100kPa)からロックボルト全長にある程度の軸力が発生し、载荷圧の増加に伴って軸力も増加しているが、その分布形状は明らかに異なっている。

ベアリングプレートのある(a)では、载荷初期の段階から300kPaまで一貫してロックボルト頭部すなわちトンネル壁面近傍で軸力が最大値を呈している。一方、ベアリングプレートのない(b)では、ロックボルト頭部および先端部がほぼゼロで、ロックボルトの中間部付近

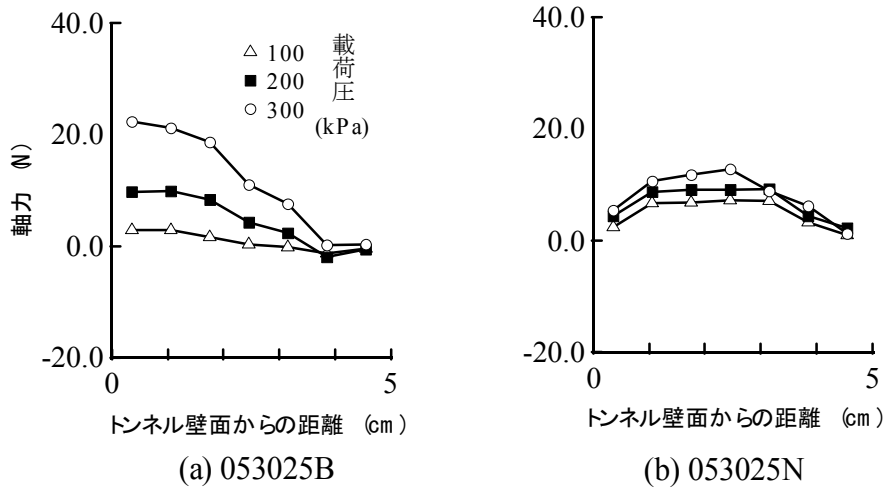


図-2.17 载荷にともなう軸力分布の変化

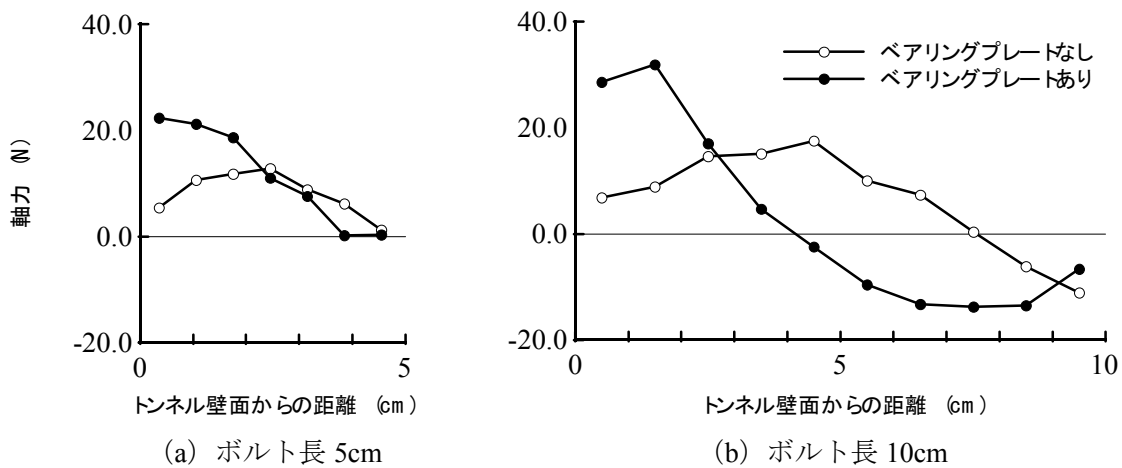


図-2.18 ボルト長の違いによる軸力分布の差(300kPa 载荷時)

に軸力の最大値を有する分布となっている。ベアリングプレートがないと、ロックボルト頭部においては自由境界であるため軸力は生じない。このことが実験でも確認された。それに対してベアリングプレートを設置した場合の(a)では、トンネル壁面において地山とロックボルトの相対変位が生じない。そのため地山奥にいくにしたがってボルトの周面に作用する摩擦力は、いわゆるアンカー作用として働く方向に生じ、その結果ロックボルト軸力がトンネル壁面すなわちロックボルト頭部で最大値となる上に凸の軸力分布となっている。

つぎに、ベアリングプレートの有無による軸力分布の差がボルト長によってどうなるかについて見てみる。図-2.18(a)および(b)は、それぞれ载荷圧 300kPa 時のボルト長 5cm および 10cm におけるベアリングプレートの有無による軸力分布を表している。先に述べた

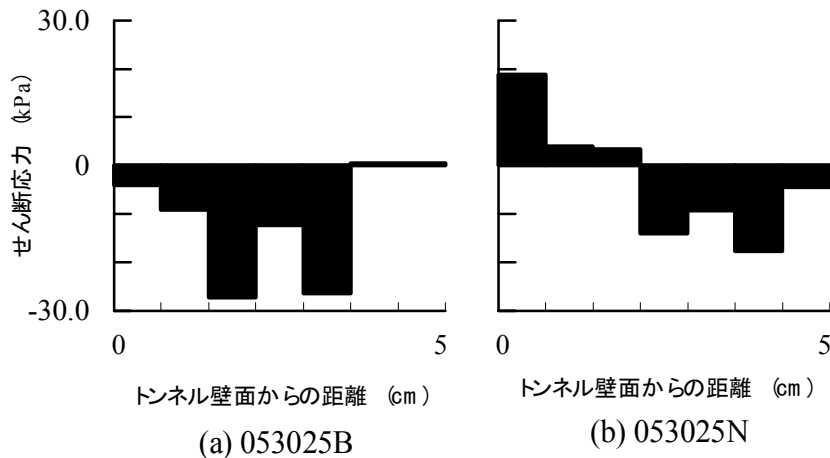


図-2.19 ボルト周面に生じるせん断応力 (300kPa 載荷時)

のと同様に、ボルト長が 10cm においてもベアリングプレートがある場合にはほぼロックボルト頭部で最大値を呈し、ない場合にはボルト頭部の軸力はゼロに近い値となっている。なお、ボルト長が 10cm において地山奥側に圧縮力（マイナス値）となっているのは、外圧載荷実験に生じる特有の現象である。このことについては、2.2.4 (1) の後半で詳述する。完全弾塑性理論に基づいて地山内変位分布を求めると、ちょうどロックボルトの存在する位置で最小値を有する下に凸の曲線となる。この最小値からトンネル内空側においては軸力が引張となり、逆に地山奥側において圧縮となる。この最小値の位置は、支保内圧がない、つまりベアリングプレートがない場合には約 7cm、ある場合には 5cm となり、実験における引張－圧縮遷移点とほぼ一致していることが確認された。

図-2.19 (a) および (b) は、それぞれボルト長 5cm のベアリングプレートのある場合とない場合の載荷圧 300kPa におけるロックボルト周面に作用するせん断応力分布を示している。このせん断応力は、ひずみ計測ポイント間の軸力差と計測ポイント間の距離から求めている。図中、マイナスのせん断応力は、地山がロックボルトの変位を抑制する方向に作用するせん断応力で、アンカー作用が働いていることを意味し、逆にプラスのせん断応力はロックボルトが地山の変位を抑制する方向に働きピックアップ作用が働いていることを意味する。前者のアンカー作用は、グラウンドアンカーにおける効果と類似である。つまり、アンカー頭部が最大で先端部に至るまですべて引張力として作用する。したがって、周面に作用するアンカー作用は、ロックボルト全長にわたって引張力を発揮させる極めて効果的な作用といえる。

図から明らかなように、ベアリングプレートを有する(a)の場合には、ロックボルト全長にわたってほとんどアンカー作用として機能していることがわかる。一方、ベアリングプレー

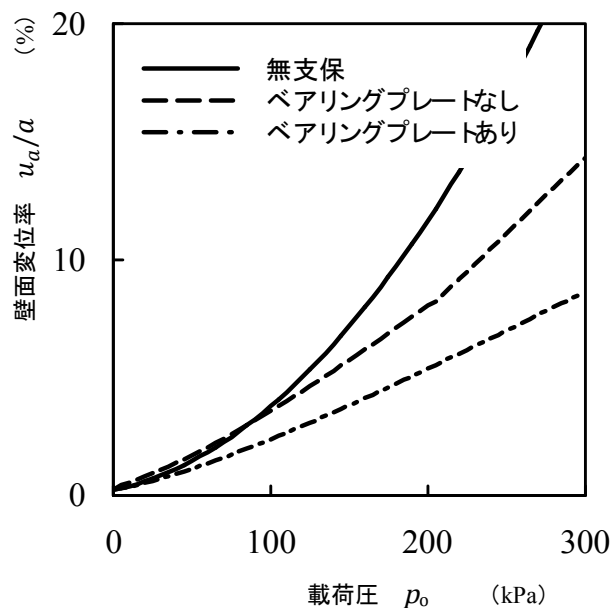


図-2.20 載荷圧と壁面変位率との関係（ボルト長 5cm）

トのない場合には、トンネル壁面側ではピックアップ作用，地山奥側にいくと逆にアンカー作用となる形態を示している．ベアリングプレートのない場合のこうした形状は従来から概念として提示されているが，ベアリングプレートがある場合の形状は本研究を除いて確認されていないと思われる．

(2) トンネル壁面変位抑制効果

図-2.20 は，無支保，053025N（ベアリングプレートなし）および 053025B（ベアリングプレートあり）の，載荷に伴う壁面変位を示している．縦軸は，トンネル壁面変位をトンネル半径（5cm）で除した割合（壁面変位率）を表している．

これによれば，無支保，ベアリングプレートなし，そしてベアリングプレートありの順に壁面変位抑制効果が発揮されていることがわかる．無支保の場合には，載荷圧が増すに従って壁面変位も急増する傾向になるが，ベアリングプレートがある場合には，載荷圧が増加すると壁面変位は増えるものの，その増加率はそれほど高くない．ベアリングプレートのない場合は，無支保とある場合の中間的な挙動となっている．ただし，載荷圧が 200kPa を超えたあたりで曲線の傾きが大きくなっていることから，この点でロックボルトのみによる支保の限界に達したのではないかと考えられる．この現象については，第4章で数値解析的に考察する．

2.2.4 ボルト打設パターンと挙動の差違

(1) 载荷に伴うロックボルト軸力・せん断応力の発現メカニズムについて

図-2.21 (a)および(d)は、载荷に伴うロックボルトに作用する軸力分布の変化を各実験ケースについて示している。これらの図から各ケースの共通な挙動として次の3点があげられる。

- 1) 载荷圧の小さい段階（約 50～100kPa まで）ではロックボルト軸力の増加がみられない。
- 2) 軸力発現箇所は、ロックボルト頭部から先端部へと徐々に広がるのではなく、全長に現れる。
- 3) 载荷圧増加にしたがって軸力も増加する。

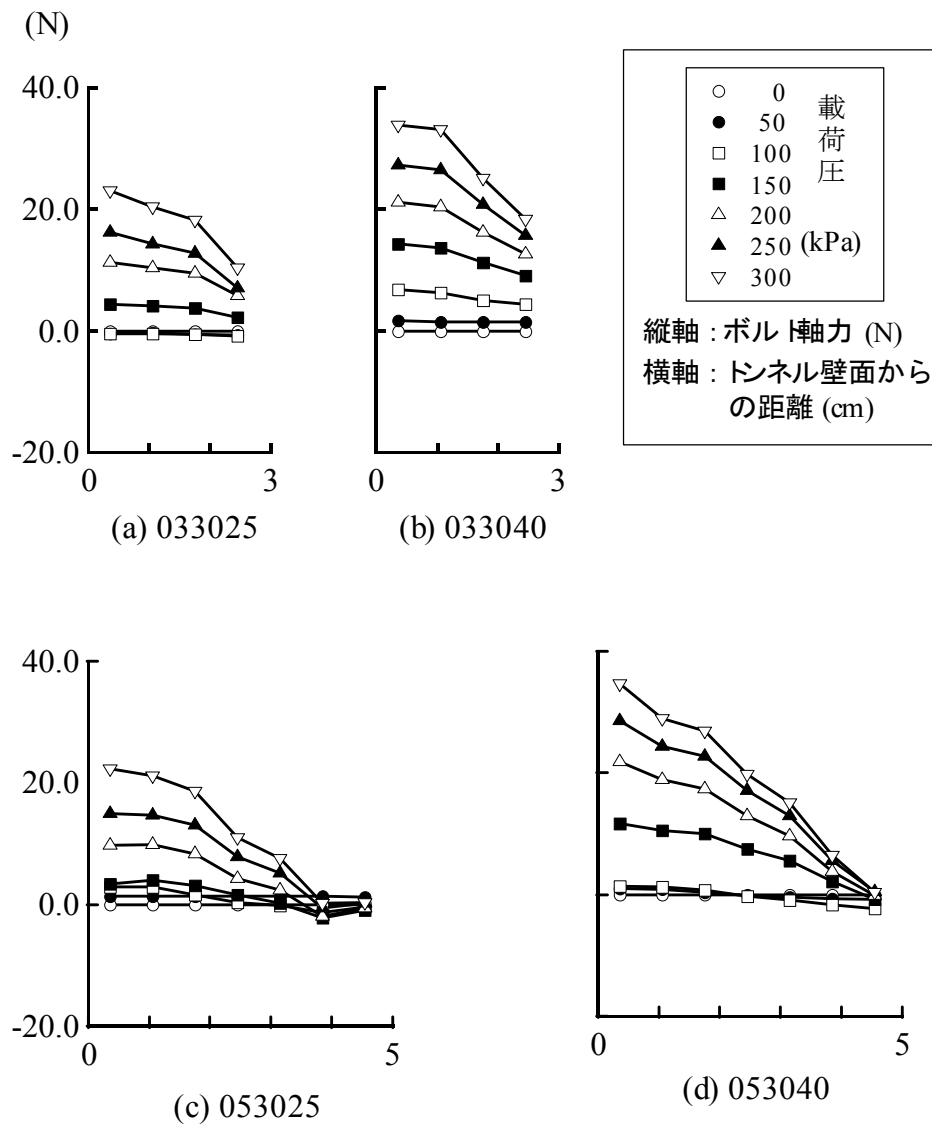


図-2.21 载荷にともなうロックボルト軸力分布の変化

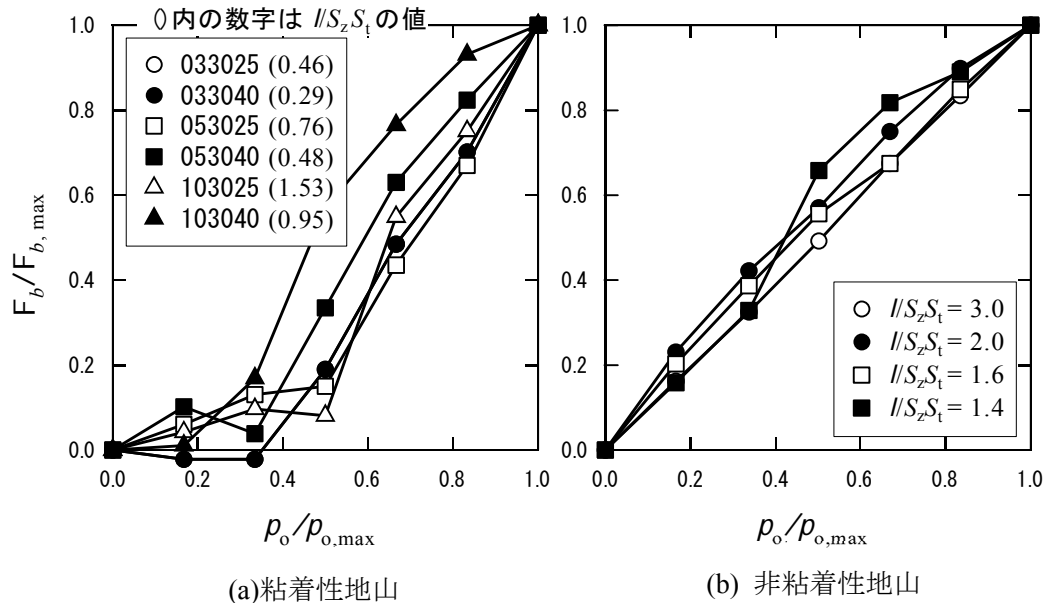


図-2.22 荷重にともなうロックボルト頭部軸力の変化

実験手法上、地山モデル外周付近の圧縮は避けられない。すなわち、荷重初期段階における荷重圧は、地山外周部の圧縮に費やされるため、荷重圧がトンネル壁面近傍まで瞬時には伝達されないことから 1) の現象があらわれたとも考えられる。あるいは、外圧荷重に伴う地山モデルのポアソン効果により地山モデルと実験槽上蓋および底板との間に摩擦が発生するなどして、外圧の値がそのまま地山には伝達しないことも要因であると考えられる。また、この挙動については次の原因も否定できない。

地山モデルは粘着力を有しているため、地山が自立できる程度の荷重圧ではロックボルトはほとんど効果を示さない⁹⁾ というものである。つまり、この場合、地山が自立できる程度の荷重圧では、地山とロックボルト間には有意な相対変位が生じない。この原因を裏付ける例として、地山モデルに乾燥したガラスビーズを用いた非粘着性地山の実験結果⁷⁾ との比較を示す (図-2.22)。なお、非粘着性地山の実験では、本実験と同じ装置および荷重方法を適用しており、ロックボルトには直径 1.5mm の針金を用い、ベアリングプレートには本実験とほぼ同じ短冊状のアルミ板を用いている。非粘着性地山の実験では、ベアリングプレートに設置したロードセルにより、ロックボルト頭部軸力を計測している。

図-2.22 は今回の実験で用いた粘着性を有する地山 (同図(a)) と非粘着性地山 (同図(b)) での荷重に伴うロックボルト頭部軸力の変化を比較したものである。同図中、横軸の p_o は荷重圧を、縦軸の F_b はロックボルト頭部軸力を、それぞれ最大値で無次元化したものである。

また、同図において l , S_z , S_t はそれぞれボルト長、軸方向および円周方向打設間隔を示し、打設間隔に関するパラメータ $l/(S_z S_t)$ でロックボルト頭部軸力変化を整理している。同図(b)から明らかなように、非粘着性地山では打設密度に関わらず载荷初期の段階からその圧力に比例してロックボルト頭部軸力がほぼ線形増加している。この比較から、ロックボルト頭部軸力が载荷初期に現れない挙動は粘着力を有する地山に特有の挙動とも考えられる。

中原ら⁸⁾によれば、粘着力を有する地山におけるトンネル模型载荷実験において内空変位が急激に増加する载荷圧があることを見だし、これは一軸圧縮強さの1/2とほぼ一致するとの結論を得ている。本実験では地山モデルの一軸圧縮強さ64kPaの1/2すなわち32kPaよりも大きな载荷圧でようやく有意な値として軸力が得られているため、中原らの見出した载荷圧値との関連については特定できない。したがって、载荷初期においてロックボルト軸力が有意な値として現出しない現象は、両者の原因が複合したものと推察される。

つぎに、打設したボルト長の違いによってその軸力にどのような差異が現れるかについて、軸力分布から計算されるせん断応力分布とあわせて考察する。図-2.23(a)から(d)の各図は、各実験ケースについて上から順に50~300kPaまで50kPa毎の载荷圧におけるせん断応力分布を示している。せん断応力は計測ポイント間の軸力差と計測ポイント間の距離から求めている。

図-2.21(a)および(d)のボルト長3cmのケースでは、どちらもロックボルト先端部（グラフ右端）において軸力値がゼロに収束していないが、計測値をロックボルト先端部まで外挿すればほぼゼロに収束する。

打設間隔の違いで比較すると、図-2.21(a), (b)いずれも载荷圧の増加にともなう軸力発現の定性的な差違は両者間では認められない。また、载荷圧の値にかかわらずロックボルト頭部に軸力の最大値が生じている。この挙動はせん断応力分布を示す図-2.19(a)および(b)から次のように考えることができる。各载荷圧における軸力分布はいずれの载荷段階でもロックボルト頭部が最大となる凸型曲線であるから、そのせん断応力分布は全長にわたって負、すなわちボルト周面には地山奥側に向きをとるせん断応力が作用する。このロックボルト全長にわたって発現した負のせん断応力がアンカー作用をもたらす。

つぎにボルト長5cmについて、3cmのケースと同様の観点から考察する。軸力分布を示した図-2.21(c)および(d)と、せん断応力分布を示した図-2.23(c)および(d)によると、载荷に伴う軸力およびせん断応力の発現メカニズムはボルト長3cmの場合と定性的にはほぼ同じである。ただし、(c)のケースではボルト先端部付近に若干の圧縮力が現れている。この点を除けば、ボルト長3cmのケースと同様に载荷に伴って軸力はボルト全長にわたって引張

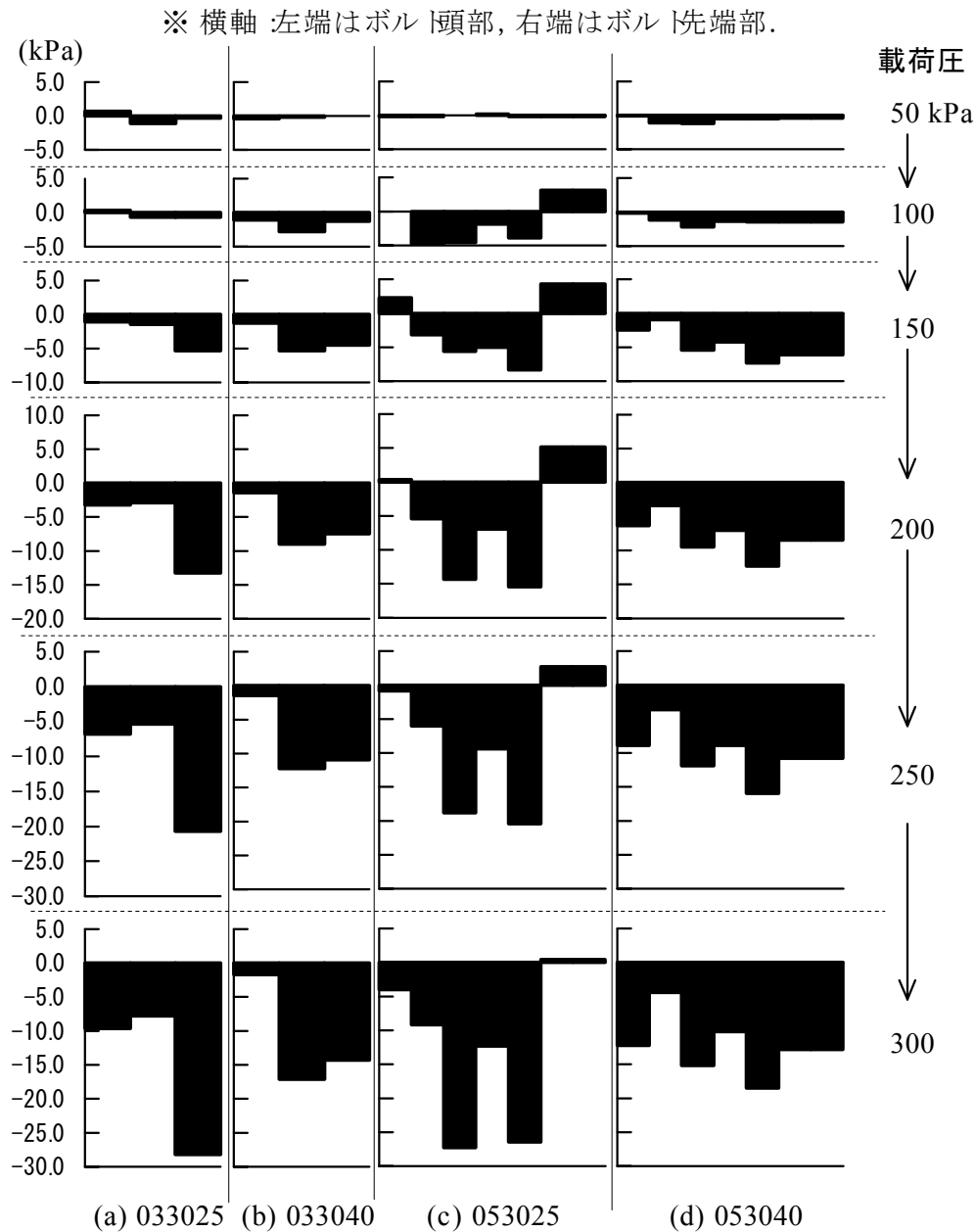


図-2.23 載荷にともなうロックボルト周面に生じるせん断応力分布の変化

力を呈し, その値は頭部で最大となることが確認できる. なお, ボルト長 10cm のケースでは, ボルトの半分から先端部まで圧縮力を呈すことは図-2.18 で示したとおりである.

ボルトに圧縮力が生じた現象について考察する. 図-2.24 は, 外圧 100, 200 および 300kPa, 内圧 0 および 50kPa を与えた無限媒体中の円孔について, クーロン規準に基づく完全弾塑性理論 (体積変化なし) を適用して求めた地山内変位分布を示している. なお, この図では本実験での載荷条件を適用しているため, 掘削前変位を含めた値であることに留意されたい. この図より, 変位分布曲線の極値を境にしてトンネル壁面側ではトンネル内空側の変

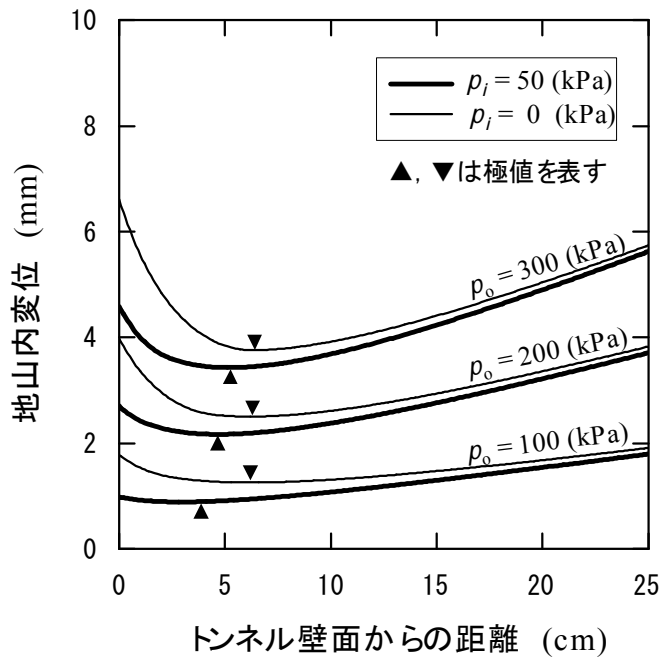


図-2.24 地山内変位の理論曲線（載荷圧による掘削前変位を含む）

位が大きく、逆に極値より地山奥側では地山奥側の変位が大きいことがわかる。この極値の位置は、内圧が大きくなるにともなって内空側へシフトする様子もわかる。

したがって、ロックボルトの伸縮によるロックボルト自体の変位が地山変位に比して無視できるものとすれば、この極値の位置を境としてトンネル壁面側ではロックボルトには引張力が生じ、逆に地山奥側ではロックボルトに圧縮力が生じることとなる。本図より、引張－圧縮遷移点はトンネル壁面から 5cm 前後であることから、実験で得られた引張－圧縮遷移点とほぼ一致する。したがって、ボルト長 10cm のケースでは、作用効果を発揮する部分は中央より頭部の 5cm であるとし、ボルト長 5cm と同格として扱う。

このように、ベアリングプレートが設置されている場合の低強度地山のロックボルトの挙動は、ベアリングプレートの存在を考慮しない従来モデルとは明らかに異なる。

（2）載荷圧とみかけの支保内圧との関係

本節では、載荷にともなって支保内圧はどのように発現するかについて、各実験ケースとの比較から論じる。なお、ロックボルトに発生した頭部軸力をトンネル壁面でのロックボルト 1 本が負担する面積で除した実験値をみかけの支保内圧と定義する。

図-2.25 はそれぞれ各ボルト長の各載荷圧におけるみかけの支保内圧を示している。載荷初期の段階では前述の通り、有意な値として軸力が現れないためみかけの支保内圧も現れない。しかし、みかけの支保内圧が現れはじめると、それ以降載荷圧の増加にともなって増

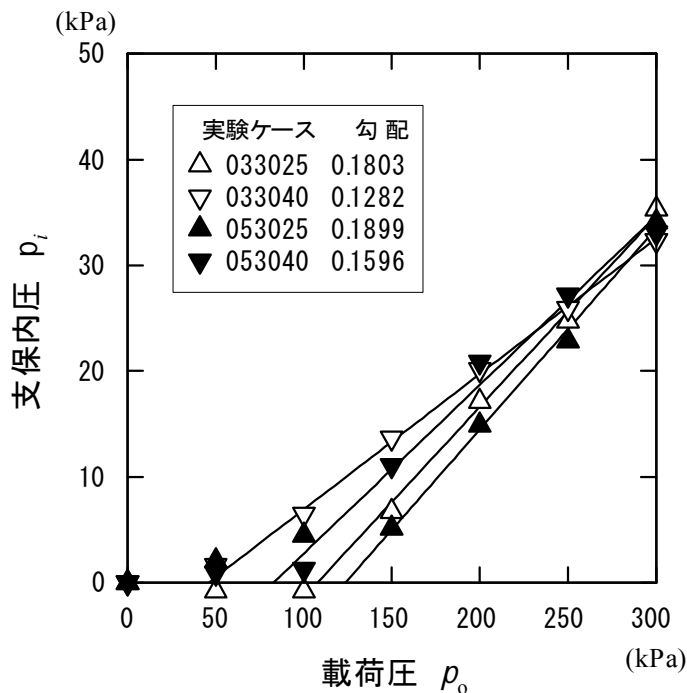


図-2.25 載荷圧とみかけの支保内圧との関係

加し、その挙動は線形近似で表すことができる。この挙動は、同じボルト長では打設間隔が密なもの（▲や△）ほどみかけの載荷圧の増加率（近似線の勾配）が大きいこともわかる。

つぎに、同じ打設間隔でボルト長の違いによる支保内圧増加率についてみると、打設間隔の疎なケース（▼や▽）ではロックボルトが長い5cm（▼）の方が増加率は大きいですが、密なケース（▲や△）ではロックボルトの長短による増加率の差はそれほど大きくない。この結果から判断すれば、本実験で適用した範囲内では、ロックボルトを長くするよりもボルト打設間隔を密にする方がみかけの支保内圧の増加に効果的であると考えられる。

(3) 載荷圧とトンネル壁面変位率との関係

図-2.26 はボルト長3 cm および5 cm の壁面変位率と載荷圧の関係を示している。この関係から各ケースのトンネル壁面変位抑制効果に関する差異を明らかにすることができる。

実験結果における地山内変位分布は、図-2.27 に示した厚肉円筒理論における掘削前変位を含んだ変位分布になると考えられるため、実地山の変位分布とは異なる。この掘削前変位はトンネル壁面において極めて小さく地山奥に向かうにしたがって線形増加する分布（弾性変位分）となる。しかし、本研究で検討するロックボルトは比較的短いことからロックボルトが挿入された範囲内では、掘削前変位が与える地山挙動に及ぼす影響が小さいと判断した。このような理由から、本節ではトンネル壁面変位抑制効果について定性的に論じる。

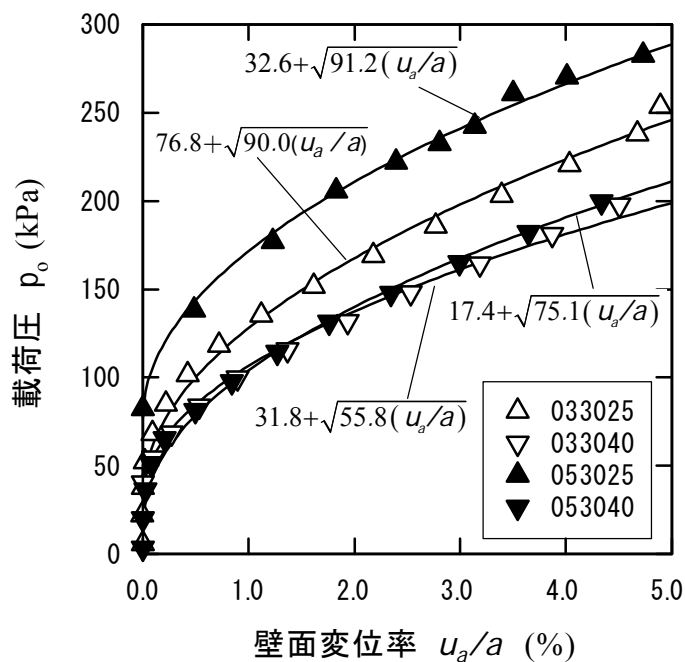


図-2.26 壁面変位率と載荷圧との関係

壁面変位が顕著にあらわれはじめてからの挙動は、二次曲線近似の根号内の係数で規定される。この係数の値が大きいつまり二次曲線の傾き（みかけの剛性）が大きいものほど壁面変位抑制効果が大きいと捉えることができる。この点を考慮すると、打設パターンによって次の2点が明らかである。ひとつは、同じボルト長であれば打設間隔が密なほどその効果が大きいこと、もうひとつは、打設間隔が密な場合ほどロックボルトの長短による抑制効果の影響は少ない（根号内の数値の差が少ない）ことである。後者については前節の実験結果とも対応している。土屋⁵⁾をはじめ中原らの研究⁸⁾でも、ロックボルトを長くするよりもボルト打設間隔を密にしたほうがトンネル壁面変位抑制効果が期待できるとの結論に達している。本実験もこれらを支持する結果となった。しかしながら、どの程度まで打設間隔を密にすればボルト長の影響が無視できるのかについては、実験ケースが限られているためこの段階では定められない。この点を補うために、第5章では実験で明らかとなったロックボルトの挙動を加味した簡便なトンネル力学モデルにより理論的に検討することとする。

2.3 ベアリングプレートを考慮したロックボルト軸力分布の概念

以上の実験結果を踏まえ、ベアリングプレートの有無によるロックボルトの力学モデルの概念を図-2.27により説明する。本図は上段から順に、地山およびロックボルトの半径方向変位、ロックボルト周面に作用するせん断応力およびロックボルト軸力について示して

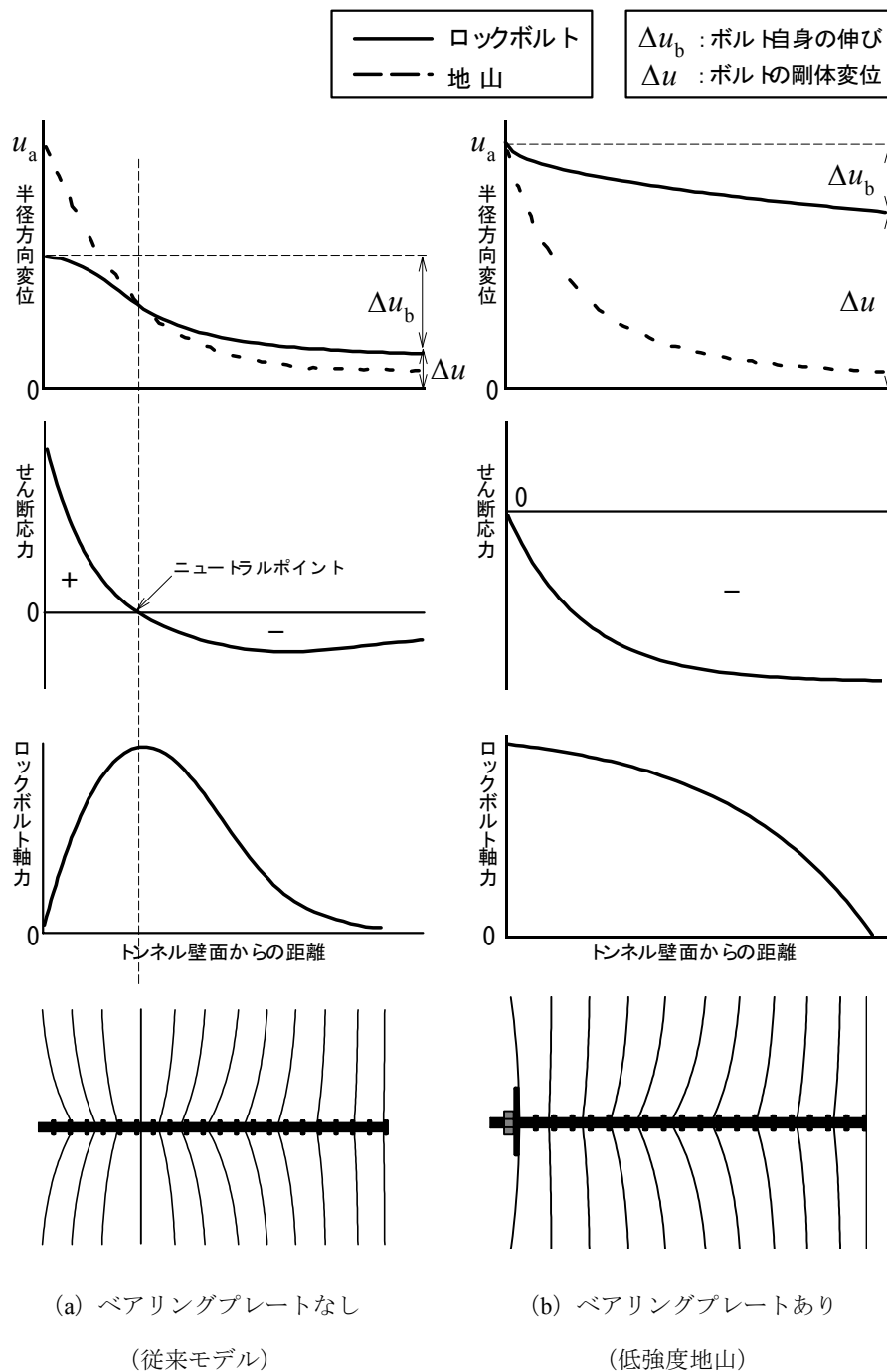


図-2.27 ロックボルト軸力およびせん断応力の概念

いる。同図(a)はベアリングプレートのない場合のロックボルトの力学モデル（以下，従来モデル）で，同じく(b)はプレートのある場合のモデルである。比較的硬岩な地山を対象としている多くの研究では，従来モデルを提示している場合が多い。

まず、従来モデルの概念について説明する。従来モデルでは、地山とロックボルトのトンネル半径方向変位は図-2.27(a)上段のような分布になる。この変位分布から、地山-ロックボルト間のせん断応力は、その値がゼロとなる点（ニュートラルポイント）を境にトンネル壁面側ではロックボルトが地山の変位を抑制する方向（ピックアップ作用）に、それより地山側では逆に地山がロックボルトの変位を抑制する方向（アンカー作用）に働く⁹⁾。このニュートラルポイントの位置は、頭部処理がされていない全面接着式ボルトと周辺岩盤との力のつり合いから、Tao と Chen⁹⁾ によって理論的に導かれている。従来モデルではベアリングプレートの影響を無視しているため、軸力分布形状はロックボルトの両端でゼロの曲線となる。ロックボルト作用効果の研究の先駆けとなった Freeman の実証的研究¹⁰⁾やそのほかの報告¹¹⁾ からも同様の軸力分布が得られていることから、ロックボルトを含むトンネルを扱う研究では、従来モデルの考え方を踏襲している例が多い¹²⁾。ただし、トンネルでは一般にベアリングプレートなどによってボルト頭部処理が施されているため、実際にはボルト頭部においてある程度の軸力が現れるものと思われる。頭部軸力が生じない例では、何らかの原因でベアリングプレートが有効に機能しなかったあるいはベアリングプレート設置外のトンネル壁面におけるトンネル壁面変位の影響等のため、トンネル壁面における地山とロックボルトの一体化が不完全であったものと考えられる。

一方、低強度地山におけるベアリングプレートを有する場合のロックボルト挙動の概念については、図-2.27(b)のようになると考えられる。

トンネル壁面においてベアリングプレートが地山とロックボルトを完全に一体化させていれば、地山とロックボルトの半径方向変位は一致する。しかし、低強度地山では地山の剛性に比してロックボルトのそれが極めて大きいため、地山奥側に向かうにしたがって両者に大きな変位差が生じる。つまり、地山の変位は同図(b)上段の破線のようになるが、ロックボルトの半径方向変位はロックボルト自身のわずかな伸び分を除き、ほとんどがロックボルトの剛体変位となる。この両者の変位分布の関係から、同図(b)中段のせん断応力分布となる。

せん断応力分布はトンネル壁面においてゼロであり、地山奥側に向かうにしたがって地山がボルトをアンカーしようとする向き（ロックボルトには地山奥側に向かう方向）のせん断応力が増加する。この作用は、グラウンドアンカーにおける効果と類似である。周面に作用するアンカー作用は、ロックボルト全長にわたって引張力を発揮させる極めて効果的な作用となる。なお、このせん断応力はやがて付着強度の限界と一致して一定の分布となる。このせん断応力を積分した結果が同図(b)下段の軸力分布となる。したがって、軸力分布はトンネル壁面において最大となり、ロックボルト先端に向かうにしたがってゼロとなる上に

凸な分布を呈す。

ベアリングプレートの有する場合のこの概念に基づけば、ロックボルト頭部に発生した軸力が支保内圧を与えると捉えることができる。本章では、この概念の正当性を実験により明らかにすることができた。この概念を用いて、低強度地山トンネルの簡便な力学モデル構築へと議論を展開していくこととする。

ベアリングプレートがトンネル壁面において地山とロックボルトとを一体化させ相対変位を生じさせないようにすることは実務上期待できない場合もある。地山とロックボルトの一体化が不完全であれば、同図(a)と(b)の中間的な軸力分布をとると考えられる。たしかに、これまでの報告でもこのような分布形状を示している事例¹³⁾も多い。そこで、中間的な状態をモデル化するために、本論では完全に一体化した状態(ロックボルト頭部のせん断応力がゼロ)を理想状態と位置づけ、不完全な一体化は理想状態に対して不完全性を表現する係数を乗じることによって簡便化を図る。

2.4 本章のまとめ

本章では、全面接着型ロックボルトの単体における付着特性を、引抜き模型試験により明らかにするとともに、低強度地山トンネルにおけるベアリングプレートの有するロックボルトの作用メカニズムを実験により明らかにした。

引抜き試験および模型載荷実験結果から得られた主な結論は以下の通りである。

- 引抜き量を増していくと、ベアリングプレートが有効に機能していれば、トンネル壁面変位では地山とロックボルトの相対変位は生じない。したがって、ロックボルト頭部で最大の軸力を呈し、ロックボルト全長にわたってアンカー効果をもたらす。
- 引抜き量を増やしていくと、軸力分布形状は直線型から緩やかな凸型そしてロックボルト頭部から付着切れの生じる平坦な分布形状を有するバイリニア型に移行する。
- ベアリングプレートが有効に機能していれば、トンネル壁面変位では地山とロックボルトの相対変位は生じない。したがって、ボルト頭部で最大の軸力を呈し、ロックボルト全長にわたってアンカー効果をもたらす。
- ロックボルト頭部軸力が出現しはじめると、それ以降載荷圧増加に伴って頭部軸力は線形増加する。
- ロックボルトの打設パターンに応じてトンネル壁面変位抑制効果に違いが生じる。本研究の範囲では、それは適度なボルト長 5cm (0.5D) で打設間隔を密にしたパターンが最も効果が大きい。

参考文献

- 1) 梨本裕：最小掘削設計法による低強度地山におけるトンネル設計の合理化に関する研究，東京都立大学学位論文，1993.
- 2) 岩井伸夫：粘着力を有する地山におけるロックボルトの作用効果に関する研究，東京都立大学修士論文，1998.
- 3) 猪熊明：トンネルの土圧現象と支保構造に関する研究，東京大学学位論文，1990.
- 4) 日本トンネル技術協会：現場技術者のための吹付けコンクリート・ロックボルト，pp.3-55-3-56，2005.
- 5) 土屋敬：ロックボルトのトンネル補強効果と最適設計パターンに関する実験的研究，土木学会論文集，No.436/III-16，pp.17-26，1991.
- 6) 今田徹：若干の粘着力を有する粒状体地山におけるロックボルトの作用効果，土木学会第 44 回年次学術講演会講演概要集，III-117，pp.308-309，1989.
- 7) 今田徹，杉山博一：ロックボルトの引抜き抵抗が地山安定効果に与える影響，土木学会第 45 回年次学術講演会講演概要集，III-259，pp.554-555，1990.
- 8) 中原康，岡林信行，中里吉明，福岡孝，須藤英明：NATM に関する研究，鹿島建設技術研究所年報，第 26 号，pp.51-56，1978.
- 9) Tao, Z.Y. & Chen, J.X.: Behavior of rock bolting and tunnelling support, Proc. of the Int. Symp. on Rock Bolting, pp.87-92, 1983.
- 10) Freeman, T.J.: The behavior of fully-bonded rock bolts in the Kielder Experimental tunnel, Tunnels & Tunnelling, pp.37-40, 1978.
- 11) 鈴木誠，田中正造：山岳トンネルの新技术(21)，トンネルと地下，第 19 巻 12 号，pp.69-77，1988.
- 12) たとえば，斉藤敏明，天野悟：ロックボルト支保の設計に関する基礎的考察，第 14 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.76-80，1982.
- 13) たとえば，角田至啓，鈴木金吾，佐藤重和：新第三紀凝灰岩の膨張性地山を掘る－東北新幹線岩手トンネル（中里）－，トンネルと地下，Vol.22，No.11，pp.7-17，1991.

第3章 二軸応力場におけるトンネル挙動に関する模型実験

本章では、二軸応力場でも軸対称応力場と同様の効果が得られるか、あるいは違いはどのようにどの程度生じるかを検証することが主たる目的である。

そこで、矩形土槽を用いた二軸応力場の載荷実験を実施し、その結果から二軸応力場におけるロックボルトの軸力発現機構とトンネル壁面変位抑制効果の関係について明らかにし、とくにトンネル周辺の応力状態が非同心円状とはならない二軸応力場におけるロックボルトの打設位置での挙動についても明らかにする。

3.1 ロックボルトで支保された二軸応力場におけるトンネル模型実験

3.1.1 実験モデルの考え方

実験モデルは基本的には、軸対称応力場のモデルと同様である。ただし、地山応力については、非軸対称応力場を再現するため、地山の外側から図-3.1の上下方向（鉛直応力）と左右方向（水平応力）の載荷荷重との比を1:0.5（側圧係数0.5）で載荷することで二軸応力場を再現した。

相似則についても、2.2.1で示した内容と同様で、強度ナンバー $\tan\phi$ と変位ナンバー d/D のみを実トンネルとあわせることとした。

3.1.2 二軸応力場のトンネル模型実験概要

(1) 実験概要

(a) 実験土槽および載荷装置

二軸応力場でかつ平面ひずみ条件を再現するため、図-3.1のような鋼製の矩形土槽を用いた。載荷圧は、サーボコントローラによって吐出される水を実験槽内壁に設置したゴム製圧力バッグに供給することにより、模型地山の外周に与える。なお、同図の上下および左右の土槽内壁に設置された圧力バッグは、それぞれの圧力を一定に保てるように上と下のバッグ、左と右のバッグは水供給パイプで連結されている。

(b) トンネルモデル

トンネルモデルは直径100mmの円形とし、図-3.2に示すように肌落ち防止を兼ねた厚さ0.5mmのアルミ製ベアリングプレートと、アクリル製のロックボルトから構成される。ベアリングプレート中央部には縦長の穴が設けられており、所定のトンネル軸方向ピッチでボ

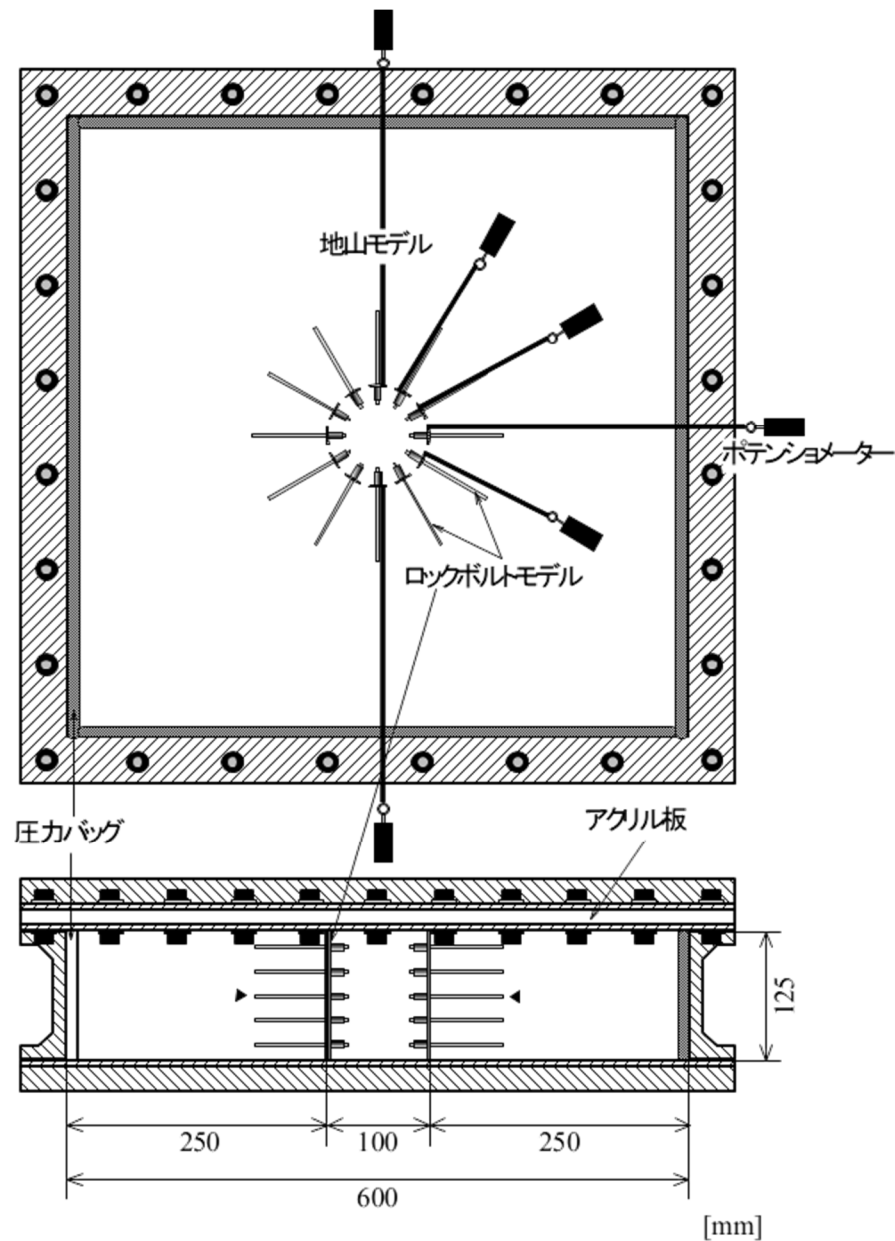


図-3.1 矩形実験土槽とトンネルモデル

ルトを配置できるようにしている。ベアリングプレートを設置する際には、特に半径方向ピッチの密なケースでは、隣接するプレート同士がトンネルの内空側への変形に伴って接触しないよう若干隙間を空けて設置する。

(c) ロックボルトモデル

ロックボルトモデルは、基本的には第2章の軸対称応力場実験と同じく一辺 3mm の正方

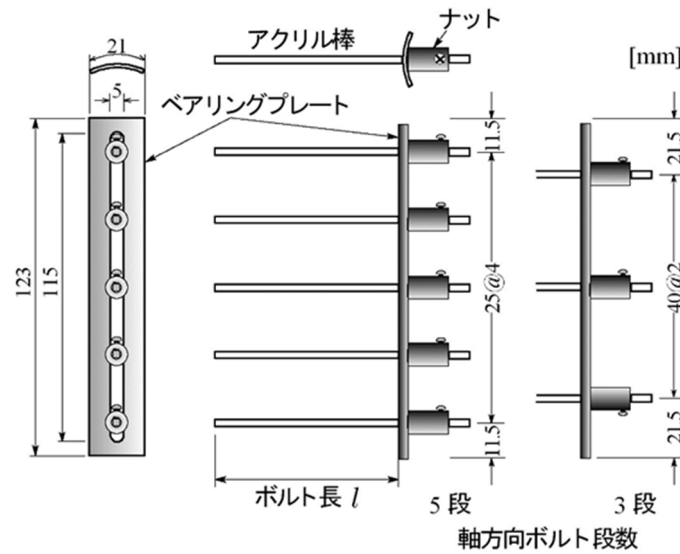
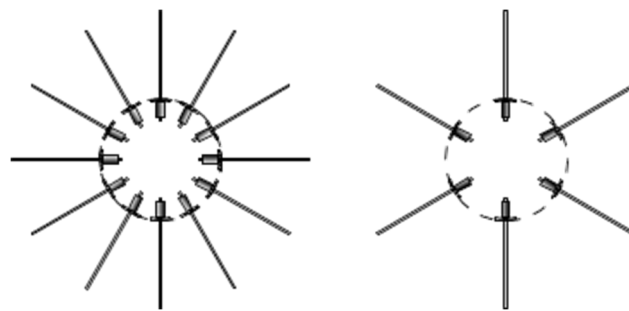


図-3.2 ベアリングプレートとボルト設置概念



(a) 円周方向打設間隔 (b) 円周方向打設間隔

図-3.3 トンネルモデル横断面概念図

形断面とした。軸力計測用のロックボルトには、実験槽上蓋と底版の摩擦の影響が少ない中央1断面に配置されたボルトのうち、トンネル1/4円のみに配置した。すなわち、天端から側壁までの90°区間内で、半径方向打設間隔が30°のケースでは、天端から時計回りに0°（天端）、30°、60°、90°（側壁）の4本となり、その間隔が60°のケースでは、天端とそこから時計回りに60°の2本となる（図-3.3）。また、载荷荷重がトンネルに対して軸対称ではないため、ロックボルトモデルには曲げが作用することが十分考えられる。ここでは、図-3.4のように、ボルトの相対する一組の両面にひずみゲージを添付することにより、曲げ応力と軸応力を分離した。

(d) 地山モデル

地山材料には、硫酸バリウム、酸化亜鉛、ワセリンを70:21:9の重量比で練り混ぜた人工材料を使用する。硫酸バリウム系材料を用いた理由には、1) 地山にある程度粘着力を持

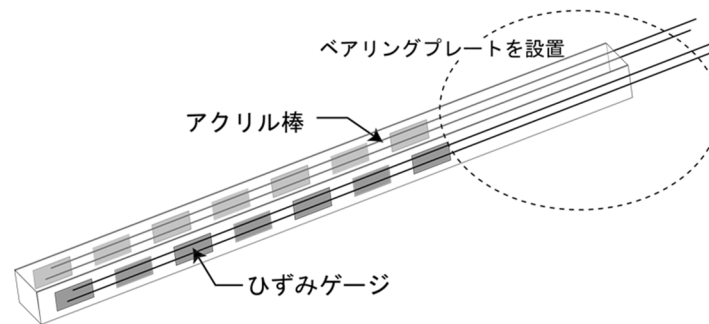


図-3.4 計測用ロックボルト概念図

たせることができる、2) 締固め圧によって所定の強度を発現させることができる、3) 水を使用しないため実験中に地山物性がほとんど変化しない、ことによる。なお、地山モデルの物性は、(4) で示す。

(2) 実験手順

軸対称載荷実験と同様である。すなわち、ボルトのトンネル軸方向打設間隔に応じて地山材料を打設していき、一層打設後に所定の載荷圧で締固めた後、一断面分のボルトを設置して二層目の地山を打設していく。これを繰り返すことによってロックボルトで支保されたトンネルを含む地山モデルを作成する。最終的に、トンネル内空に突出したボルトにベアリングプレートを設置し、さらにナットを取り付けてモデルの完成に至る。

載荷実験は、側圧係数を 0.5 に設定していることから、上下方向の圧力バッグに対しては載荷速度 10kPa/min で最大載荷圧を 300kPa とし、左右方向の圧力バッグに対しては載荷速度 5kPa/min で最大載荷圧を 150kPa に設定して圧力サーボコントローラにより制御した。

(3) 計測概要

トンネル壁面変位計測については、図-3.1 で示したように、天端から時計回りに 0° 、 30° 、 60° 、 90° 、 120° および 180° の合計 6 個のポテンショメータを設置し、トンネル内壁とポテンショメータをつなぐ針金の移動量から変位を計測する。

ボルト軸力については、前述の通り計測用ボルトに添付されたひずみゲージで計測されたひずみの値に、あらかじめ引張り試験によって求めた校正値を乗じて軸力を求める。これらの値は載荷開始と同時に 10 秒間隔で静ひずみ計測器を介して取り込む。

載荷荷重は、上下および左右それぞれ一つずつの水供給弁の口元に水圧計を設置して計測した。

(4) 実験ケースおよびモデル物性

実験ケースは表-3.1 に示されているように、ボルト長、およびトンネル軸方向と円周方向の打設間隔をパラメータとして 8 ケース実施した。

地山モデル、ロックボルトモデルおよび地山ーボルト間の地山物性は表-3.2 の通りであ

る。地山モデルの弾性係数，粘着力および内部摩擦角は，軸対称載荷実験と同様である。地山ーボルト間の物性は，第2章の表-2.2と同じである。

表-3.1 実験ケース

実験ケース※1	ボルト打設間隔		ボルト数		ボルト長 (cm)
	軸方向 (cm)	円周方向 (deg.)	軸方向 段数	円周方向 本数	
B036040	4.0	60	3	6	3
B036025	2.5	60	5	6	
B033040	4.0	30	3	12	
B033025	2.5	30	5	12	
B056040	4.0	60	3	6	5
B056025	2.5	60	5	6	
B053040	4.0	30	3	12	
B053025	2.5	30	5	12	

※1 実験ケースにおいて，左二桁：ボルト長(cm)，中二桁：周方向間隔(deg.)，下二桁：軸方向間隔(mm)を表す。

表-3.2 地山およびロックボルト等の諸物性

地山モデル	材 料	硫酸バリウム系	
	単位体積重量 (γ)	15	N/mm ³
	弾性係数 (E_r)	5	MPa
	一軸圧縮強さ (q_u)	64	kPa
	粘着力 (c_r)	19	kPa
	内部摩擦角 (ϕ_r)	30	deg.
	ポアソン比 (ν_r)	0.4	
ロックボルト モデル	材 料	アクリル	
	弾性係数 (E_b)	4,000	MPa
地山ーボルト間	粘着力 (c_f)	5.9	kPa
	摩擦角 (ϕ_f)	24	deg.



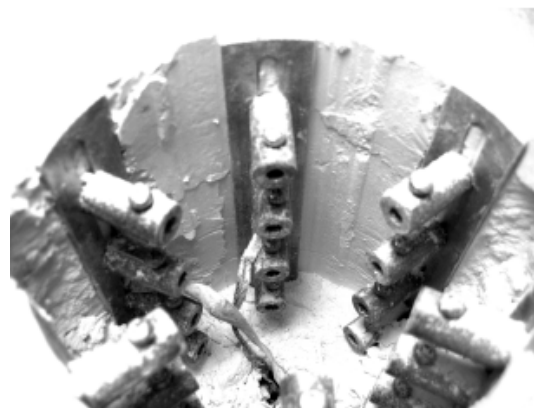
(a) 側壁の状況（実験後）
B036025



(b) 側壁の状況（実験後）
B056025



(c) 天端の状況（実験後）
B036025



(d) 天端の状況（実験後）
B056025

写真-3.1 実験後のトンネル壁面状況

3.1.3 トンネル壁面の破壊形態

載荷実験は、圧力バッグの耐荷力を考慮しながら、崩壊挙動を観察する目的で最大載荷圧 300kPa まで載荷した。このとき、次のような崩壊現象が見られた。

一断面当たりのボルト本数の少ない6本のケースでは、側壁部にくさび形の崩壊が生じた（写真-3.1(a)）。同じ6本のケースでもボルト長の最も短いケースでは、写真-3.1(c)のように天端付近でも広い範囲で壁面の崩壊が生じている。なお、本実験に先立って実施された無支保のケースでは、載荷直後から壁面変位が急増し、最大載荷圧の半分程度（150kPa）で広範囲にわたって壁面が崩壊してしまった。

一方、一断面当たりのボルト本数は6本であるが、ボルト長の長い5cmのケースでは、写真-3.1(b)のように側壁部での崩壊は生じているものの、天端部では写真-3.1(d)のようにほとんど崩壊は見られない。また、写真からは詳細には判らないが、実験状況から同じ側壁部の崩壊でもボルト長3cmの方がその規模が大きいことが確認されている。このことから、今回の実験ではボルト長3cmの方が崩壊を抑制するには不十分だったといえる。

左右方向よりも上下方向の荷重が大きい今回の条件では、天端部よりも側壁部の緩みが大きくなり、最悪の場合には地山が押し出して崩壊する。このことが実証された。このことは、実務において、とくに鉛直荷重が水平荷重より卓越する初期応力条件では、いわゆる猫ひげボルトが効果を得ていることの証左のひとつであると考えられる。

3.2 二軸応力場のトンネルにおけるロックボルトの支保効果

3.2.1 トンネル壁面変位抑制効果

載荷にともなってトンネル壁面変位が増加していくが、その増加パターンはロックボルトの打設パターンに依存すると考えられる。

そこで本節では、ロックボルト打設パターンによって天端や側壁などのトンネル壁面の変位がどのように増加していくかを検討する。

(1) 天端部における壁面変位増加パターン

図-3.5(a)に一断面あたり6本のボルトを打設した4ケースの載荷に伴う壁面変位の増加の様子を、同図(b)に12本の4ケースの壁面変位の増加の様子を示す。なお、載荷圧200kPa付近の変位に段差が見られるが、これは載荷盛り替えのため生じた影響である。

一断面あたり12本打設することにより、6本打設に比して曲線の傾きは緩やかになり、最終変位量もB033040を除いて小さい結果となっている。打設パターンによる差違も多少現れており、ロックボルトの効果が発現していることもわずかながら確認できる。ただし、一断面あたり12本と密に打設しても、ボルトの長さが3cmのB033040では、軸方向打設間隔が疎であることから変位抑制効果が見られない。逆に、一断面6本であるが長いボルトを使用しているB056025では、軸方向打設間隔が密であることから比較的変位抑制効果が見出せる。

しかしながら、天端部以外の後述の壁面変位と比較すると天端部でのこうした壁面変位増加パターンは、打設間隔やボルト長による差違が明確には現れていない。側圧係数0.5の条件では、天端部のボルト打設はこの結果から判断すればそれほど有効ではないと言える。

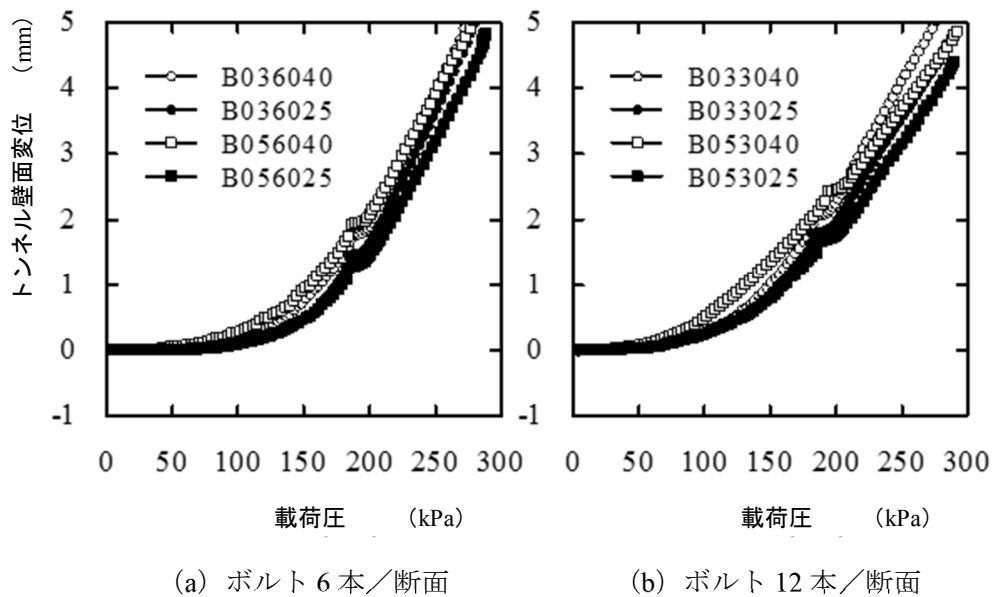


図-3.5 载荷圧一壁面変位（天端： $\theta = 0^\circ$ ）

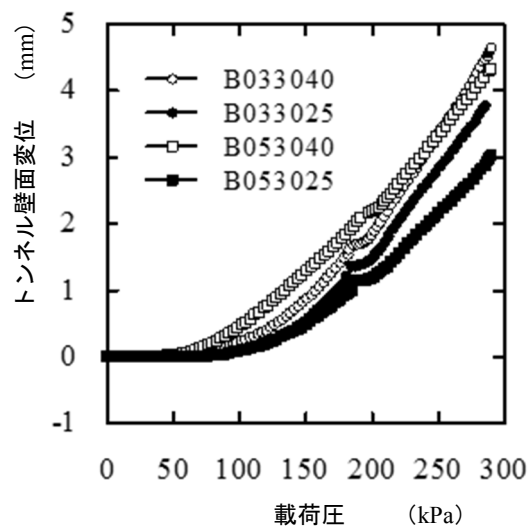


図-3.6 载荷圧一壁面変位（天端から時計回りに 30° ）

(2) 天端から 30° における壁面変位増加パターン

図-3.6 に天端から 30° におけるトンネル壁面の载荷にともなう変位の増加を示す。なお、 $\theta = 30^\circ$ における計測は、一断面 12 本のケース（半径方向打設間隔 30° ）のみで実施した。

最終変位量を見ると、ボルト長を長くするほど、また打設間隔を密にするほどその値が小

さいことがわかる。载荷にともなう変位の増加は、ボルト長によって曲線の傾きに差が生じている。天端部 ($\theta=0^\circ$) でも考察したが、長いボルトを疎に打設 (B053040) すると、载荷初期段階において他のケースよりも大きな変位が生じる。ただし、同じ打設間隔でボルト長の短い B033040 よりも最終変位量は小さい。これは、長いボルトを打設することにより、载荷に伴って拡大する塑性領域に対して効果を発揮したためと推察される。前述のように、ロックボルトの効果は地山が塑性状態に達したあとに発揮されるとする見解の証左であると考えられる。

(3) 天端から 60° における壁面変位増加パターン

図-3.7 (a) に一断面あたり 6 本のボルトを打設した 4 ケースの载荷に伴う壁面変位の増加の様子を、同図 (b) に 12 本の 4 ケースの壁面変位の増加の様子を示す。

曲線の形状および最終変位量ともに、ボルト打設パターンの差違が天端部のそれに比して顕著に表れている。一断面 6 本の同図(a)においても、天端部では見られなかった打設パターンの差が大きく、その程度は 12 本のケース(b)よりも著しい。ロックボルトの効果は $\theta = 60^\circ$ では大きく影響していることがわかる。

一断面 6 本のケースでは、壁面変位増加の傾向がボルト長に応じてほぼ 2 種類に分類することができる。一方、12 本のケースでは、トンネル軸方向の打設間隔によって壁面変位の増加傾向が変化しており、変位量に関しては、载荷圧 200kPa まではボルト長が同一であればほぼ同じ傾向を示している。しかし、载荷圧 200kPa 以降は、軸方向打設間隔 4cm のケースではボルトが長い方が勾配が緩やかにすなわち変位抑制効果が発揮されるようになる。

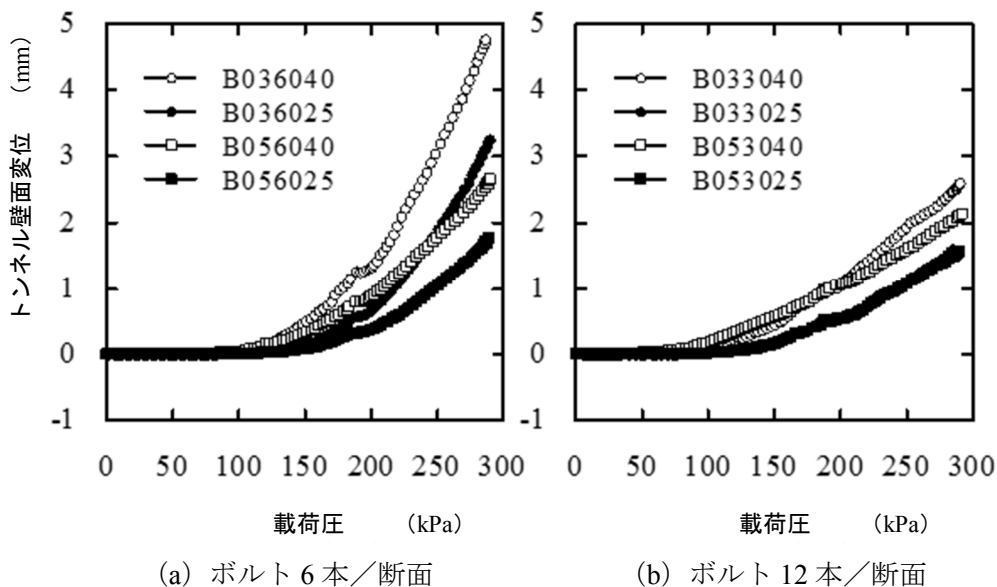


図-3.7 载荷圧－壁面変位 (天端から時計回りに 60°)

こうした違いは、ボルト一本が負担する地山の範囲と、载荷に伴う塑性領域の拡大範囲との相関によるものと推察される。また、一断面あたりの本数による変位増加パターンの差については、疎な場合にはボルトの一本一本が単独で作用効果を発揮しているのに対し、密なケースでは各ボルトが互いに影響し合い、システムチックボルティングとして一体的に作用効果を発揮しているため、このような差が生じたものと推察される。ロックボルトの周面摩擦力は地山内接線応力にも依存するが、この接線応力は二軸応力場の場合には等方応力場と異なりロックボルトの設置角度によって異なる。この違いも設置位置による効果の差に影響することとなる。

(4) 側壁における壁面変位増加パターン

側壁 ($\theta = 90^\circ$) における壁面変位について、図-3.8 (a) に一断面あたり6本のボルトを打設した4ケースの载荷に伴う壁面変位の増加の様子を、同図 (b) に12本の4ケースの壁面変位の増加の様子を示す。

一断面あたり6本のケースでは、側壁部にはロックボルトおよびベアリングプレートが存在せず、また、側圧係数0.5であることも考え合わせれば崩落する可能性が最も高い位置である。このため、打設密度が最も疎でかつボルト長の短い B036040 では、急激な変位増加と側壁面の崩落により载荷圧220kPaで計測不能となった。

一断面12本のケースでは、壁面変位の増加率がロックボルト長によって、また最終変位量がトンネル軸方向の打設間隔によって傾向が分類されることがわかる。このような傾向は、 $\theta = 60^\circ$ におけるケースと類似している。すなわち、220kPa程度までボルトの長さによ

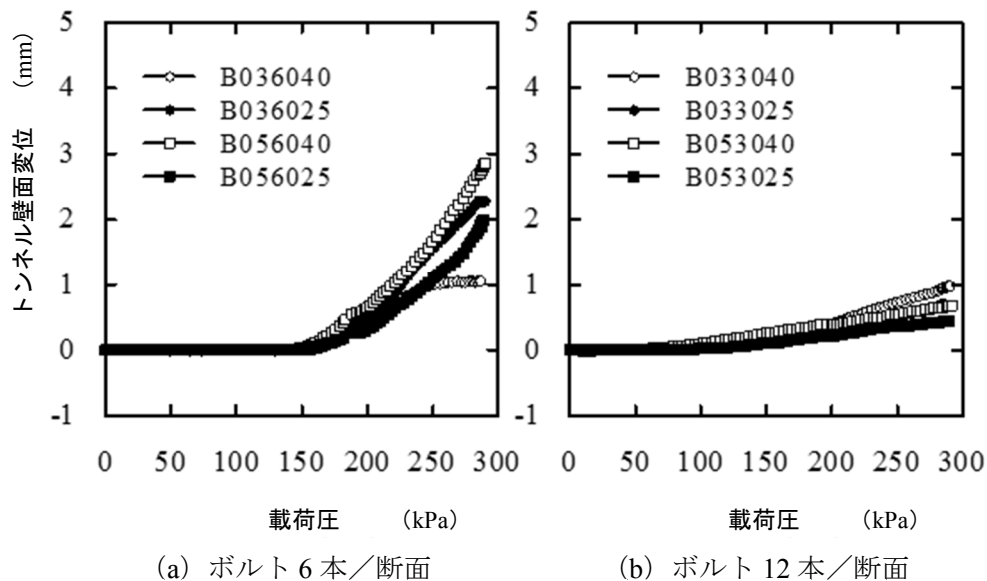


図-3.8 载荷圧－壁面変位（天端から時計回りに 90° （側壁））

らず同じような変位の増加率で推移していき、その後 200kPa 以降はボルト長による差違が現れはじめる。

3.2.2 载荷にともなうロックボルト軸力分布の変化

(1) 天端部 ($\theta = 0^\circ$) における軸力分布

図-3.9 に天端部に打設したロックボルトの载荷にともなう軸力分布の変化を示している。同図(a)は最も疎に打設した短いボルト長のケース B036040, 同図(b)は最も密に打設した長いボルト長のケース B053025 である。

今回実験したケースでは両者は互いに両極端のケースであるが、両図から天端部ではほとんど軸力が発生していないことがわかる。引張力よりむしろマイナスで表示されている圧縮力が卓越しており、ほとんどボルトの作用効果が発揮されていないといえる。このことは、図-3.5 で示された载荷にともなう壁面変位からも裏付けられる。

(2) $\theta = 30^\circ$ における軸力分布

天端から $\theta = 30^\circ$ に打設したボルトは半径方向打設間隔が 30° のみであるので、ここではボルト長 5cm のケースにおいて軸方向打設間隔の差違による分布形状の変化について図-3.10 に示す。

打設間隔が疎な(a)では载荷圧が増しても軸力分布にはそれほど変動がみられず、軸力分布も明確ではない。一方、打設間隔が密な(b)では载荷圧の増加にともなって引張りの軸力が発現し、その最大値がボルト頭部すなわちトンネル壁面側付近にある。この傾向はボルト長 3cm でも同様であった。このことから、同じボルト長では、打設間隔を密にしたケース

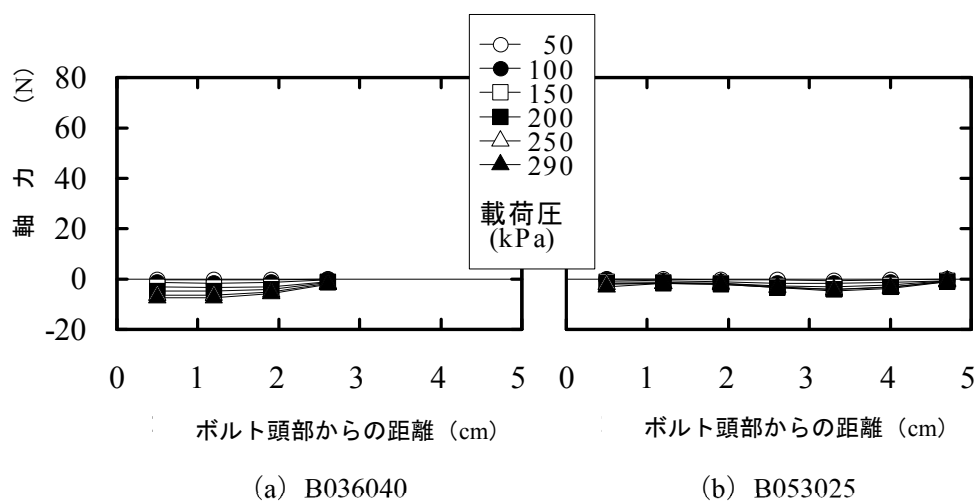


図-3.9 ロックボルト軸力分布の変化 (天端: $\theta = 0^\circ$)

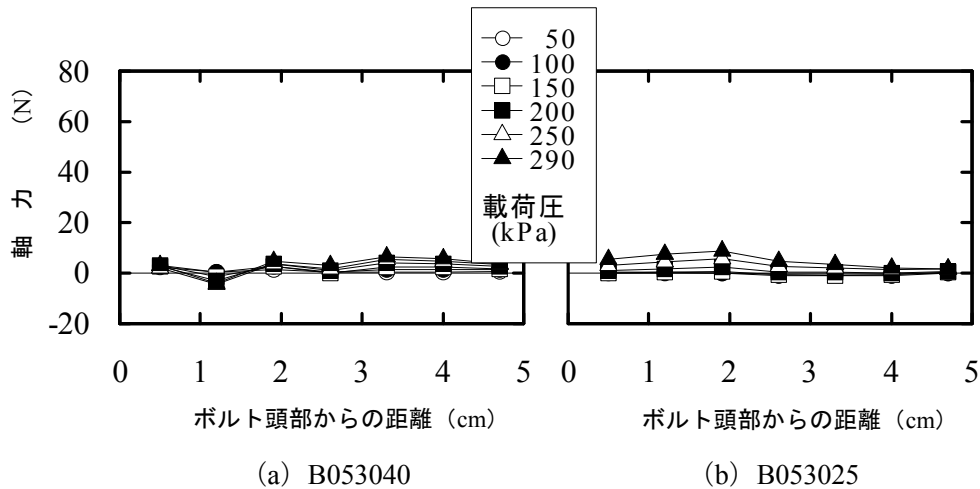


図-3.10 ロックボルト軸力分布の変化（天端から時計回りに 30°）

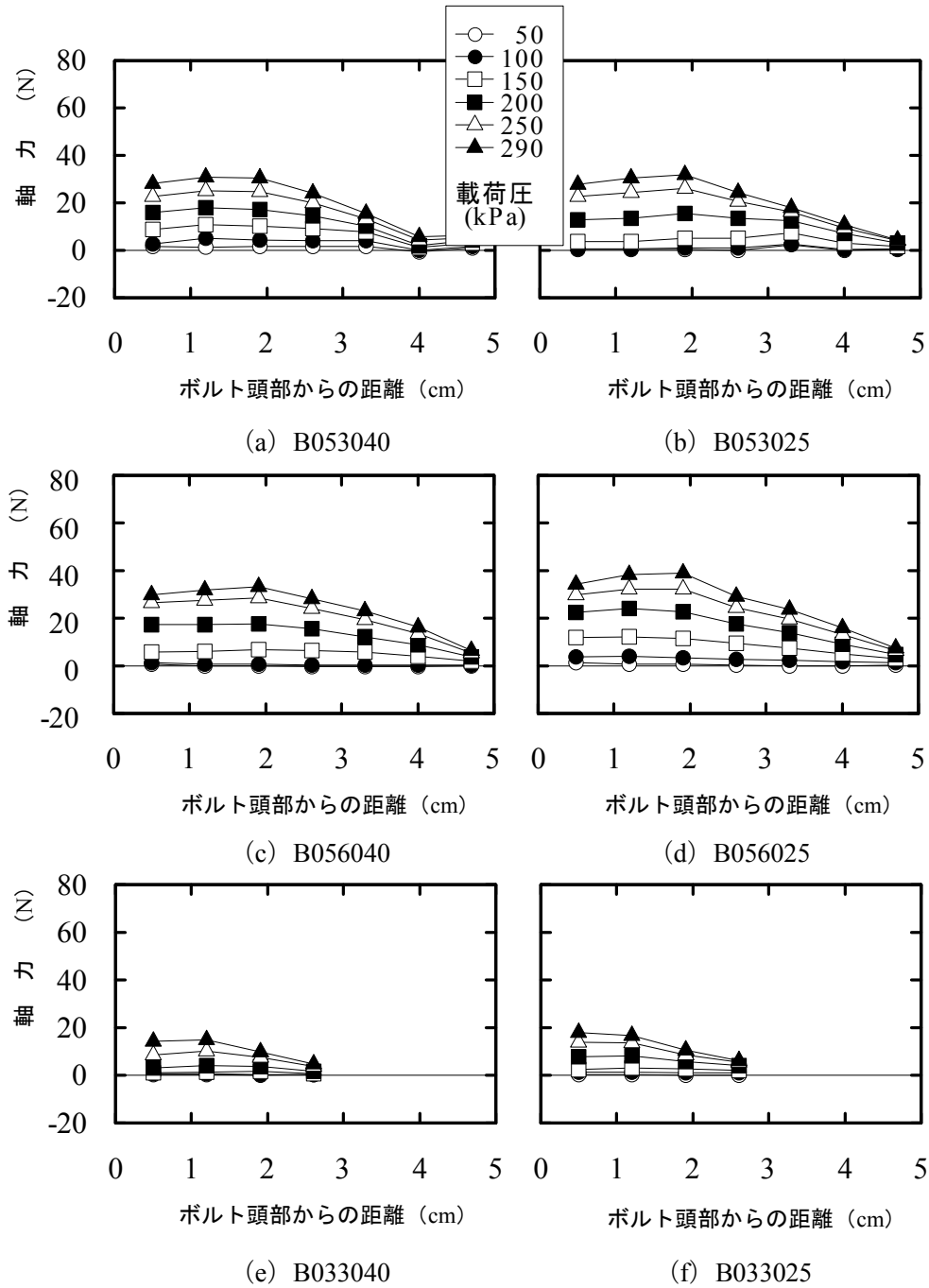
の方がロックボルトの作用効果を期待することができると思われる。

(3) $\theta = 60^\circ$ における軸力分布

図-3.11 に $\theta = 60^\circ$ に打設したボルトのすべての実験ケースにおける軸力分布を示す。すべてのケースを概観すると、おおむね載荷圧増加に伴ってボルト軸力が発現し、その最大値はボルト頭部よりやや地山奥側にある。およそ上に凸の緩やかな軸力分布形状といえる。

ボルト長 5cm で一断面 12 本打設したケースにおいて、軸方向打設間隔の差違を比較する（同図(a)および(b)）。両者とも打設間隔によらず同じような軸力分布形状であり、各所の軸力の値もほぼ同じである。これに対して、同じボルト長で半径方向打設間隔を疎にしたケースでは（同図(c)および(d)）、軸応力の値に若干の差が現れている。ただし、分布形状が類似していることから、作用効果に多大な影響を及ぼすものではなく、ボルト長 5cm のケースでは、ボルトの半径方向打設間隔よりも軸方向のそれに応じてボルト頭部の軸力値に差があると解釈した方が適切であると思われる。

同図(e)から(h)はボルト長 3cm の各打設間隔における軸力分布である。軸方向打設間隔の差違だけで比較すると、その結論はボルト長 5cm と同じように分布形状および各所の値が類似している。但しここで注目すべきは、1 断面あたりのボルト本数が少ない(g)および(h)の方が、本数の多い(e)および(f)よりもボルト一本の負担する軸力が小さいことである。理論的に考えれば、同じ外圧に対してボルト本数の多い方がボルト一本が負担する軸力が小さくなるはずである。この理由は不明であるが、図-3.7 (a)の壁面変位図で示されたように、実験ケース B036040 や B036025 は極端な下に凸の曲線を呈していることから変位増大が著


 図-3.11 ロックボルト軸力分布の変化（その1）（天端から時計回りに 60° ）

しい。すなわち、ボルト軸力が発現したときには、既にボルトと地山との間にすべりが生じたため（軸力の勾配がほぼゼロ）か、あるいはボルトが地山の変位に追随して剛体移動してしまったためと推察される。

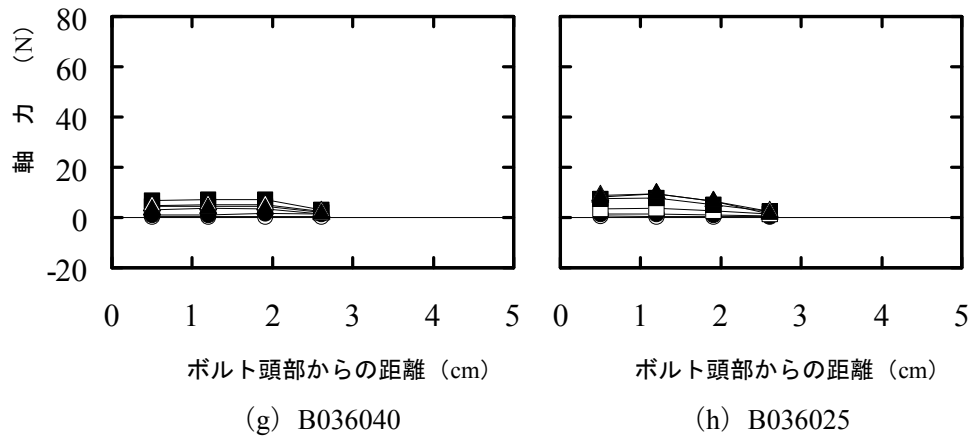


図-3.11 ロックボルト軸力分布の変化（その2）（天端から時計回りに60°）

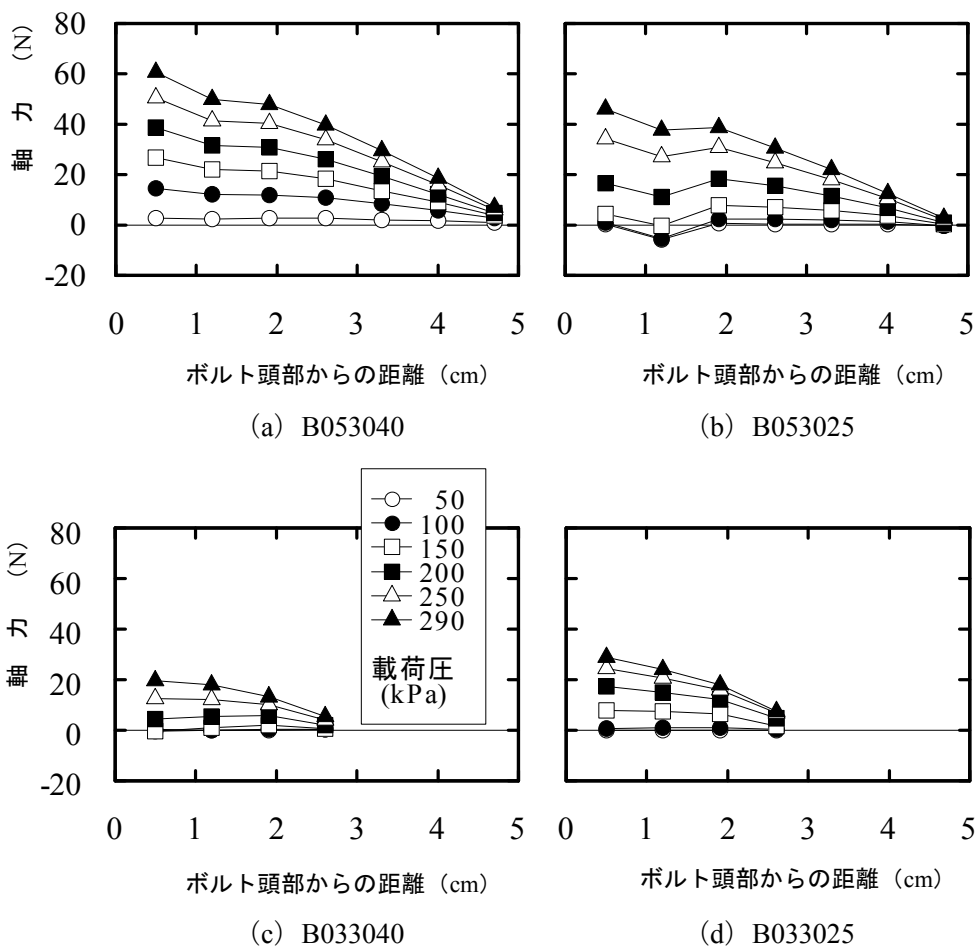


図-3.12 ロックボルト軸力分布の変化（天端から時計回りに90°（側壁））

(4) 側壁 ($\theta = 90^\circ$) における軸力分布

天端から $\theta = 90^\circ$ に打設したボルトは半径方向打設間隔が 30° のみの4ケースであり、図-3.12に示す通りである。

ボルト長 5cm に関しては、トンネル軸方向打設間隔が疎な(a)の方が、一方、ボルト長 3cm ではその間隔が密な(d)の方がボルト頭部軸力が大きい。前述のようにボルト密度の疎な方がボルト軸力が大きくなるはずだが、ボルト長 3cm のこうした現象は、側壁部のくさび状の崩壊が生じやすくなる箇所で押し出してくる地山の範囲とボルト長の関係からこうした結果となるものと思われる。換言すると、ボルト長も短くかつ打設密度も疎なボルトでは、側壁部の地山の押出しが顕著になり、ボルトでは変位の増加を抑止することが不能になったためであると考えられる。

軸力分布形状について、総じて頭部軸力が最大値を示し地山奥側にいくにしたがって減少する分布である。この軸力分布は、軸対称応力場におけるボルト軸力分布の形状とよく似ている。

3.3 本章のまとめ

本章では、ロックボルトによって支保された軸対称荷重条件下のトンネル挙動と、非軸対称荷重条件（ここでは二軸応力場）のトンネル挙動との差を明らかにするため、側圧係数 0.5 の条件での模型載荷実験を実施した。実験結果から、ロックボルト打設パターンとトンネル壁面変位抑制効果および打設角度による効果の差を中心に考察した。

本章で得られた知見は主に次の通りである。

- 周方向打設間隔 60° のケースで側壁部にくさび形の破壊が生じる。側壁部の破壊はロックボルトだけでは抑制することが難しいが、長いボルトを密に打設することで崩落の規模を抑制することができる。
- 天端部のロックボルトは載荷圧が増してもほとんど軸力が発生しない。ロックボルトの軸力は、側壁部が最大で天端部に向かうにしたがって小さくなる傾向にある。
- 打設ピッチによって、軸力の値あるいはその発現機構が変わることは軸対称載荷実験と同じである。

第4章 ロックボルトで支保されたトンネルの解析的評価

本章では、前章までに得られたロックボルト単体の引抜き試験結果、および軸対称や二軸応力場におけるパターンボルトのトンネル模型実験結果を評価する目的で、数値解析によるシミュレーションを行う。

ロックボルトの作用効果を評価するには地山の挙動と合わせて把握する必要がある。しかし、模型実験ではその規模や計測点数に限られる。また、そもそも地山内部を計測すること自体が難しい。前述のように、載荷実験ではロックボルトに発生するひずみ値とトンネル内空変位のみ計測を行った。そこで、模型載荷実験を数値解析によりシミュレーションし、それら計測値と数値解析結果とを比較検討する。また、二軸応力場のトンネル挙動は理論解析的な厳密解がほとんど得られていないため、数値解析および既往の近似解等により模型実験の挙動を評価する。

4.1 引抜き試験およびトンネル模型実験のシミュレーション

4.1.1 有限差分法解析概要

解析には、微小変形から大変形までを連続的に再現できる三次元有限差分法¹⁾FLAC3Dを使用した。

FLAC3Dは、土質・岩盤構造物の解析を目的として差分法をベースとする離散化解析手法である。その定式化・計算の流れは図-4.1のようなサイクルとなる。

荷重の載荷または節点を取り囲んでいる要素の応力を用いて、次式より節点力を計算する。

- ① 節点荷重もしくは節点を取り囲んでいる既知の要素応力 σ_{ij} から、式(4.1)を用いて節点力 F_i を計算する。

$$F_i = \frac{1}{2} \sigma_{ij} (n_j^{(1)} S^{(1)} + n_j^{(2)} S^{(2)}) \quad (4.1)$$

ここで、 S : 三角形領域の各辺の長さ、 n_j : 三角形領域を表す単位法線ベクトルである。

- ② 運動方程式(4.2)を用いて節点力 F_i から新しい加速度 $\frac{\Sigma F_i^{(t)}}{m}$ および速度 \dot{u}_i を計算する。

$$\dot{u}_i^{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \dot{u}_i^{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \quad (4.2)$$

ここで、 t : 時刻 t における状態である。

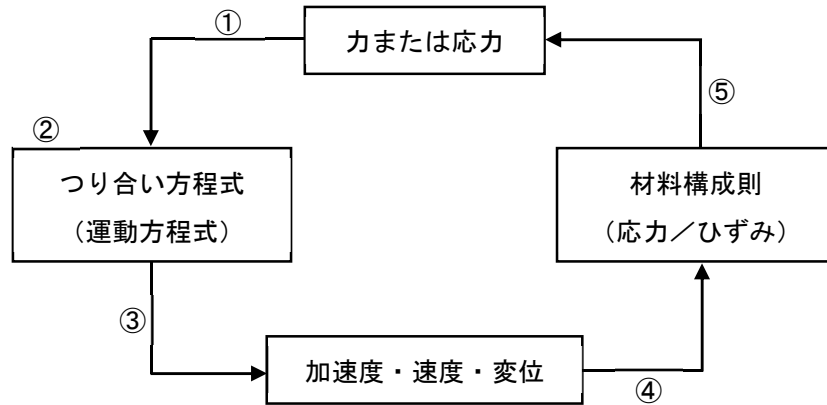


図-4.1 FLAC の計算プロセス 2)を参考に作成

- ③ 節点速度を積分して変位増分を得る。変位増分を累積すればこれが節点変位となる。大変形解析を実施する場合には、式 (4.3) を用いて座標 $x_i^{(t)}$ を更新する。

$$x_i^{(t+\frac{\Delta t}{2})} = x_i^{(t)} + \dot{u}_i^{(t+\frac{\Delta t}{2})} \Delta t \quad (4.3)$$

- ④ 既知の節点速度から、式 (4.4) によりひずみ速度 e_{ij} を計算する。

$$e_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\delta \dot{u}_i}{\delta x_j} + \frac{\delta \dot{u}_j}{\delta x_i} \right] \quad (4.4)$$

- ⑤ 材料構成則を用いてひずみ速度から新しい応力を計算する。

$$\sigma_{ij} := M(\sigma_{ij}, \dot{e}_{ij}, K) \quad (4.5)$$

以上の操作を図-4.1のように繰り返し計算する。1回の計算サイクルを実行すると1回の更新された地盤の変形が求められる³⁾。この計算サイクルを繰り返す計算手法は陽解法と呼ばれ、トンネル掘削解析などにおいて、施工過程の再現に適した解析法である。

4.1.2 地山およびロックボルトのモデル化

FLAC3Dでは、ロックボルトを一次元部材ケーブル要素でモデル化し、さらにケーブル周辺に完全弾塑性のグラウトモデルを考慮することで、地山とロックボルトの相互作用を評価する。

地山は、Mohr-Coulombの破壊基準に基づき完全弾塑性モデルとした。

ロックボルトは一次元弾性ケーブル要素でモデル化し、ロックボルトーグラウト間のせん断挙動は完全弾塑性でモデル化する(図-4.2)。

載荷実験において用いた地山材料の締め固め圧に応じた物性値を、梨本が一軸圧縮試験

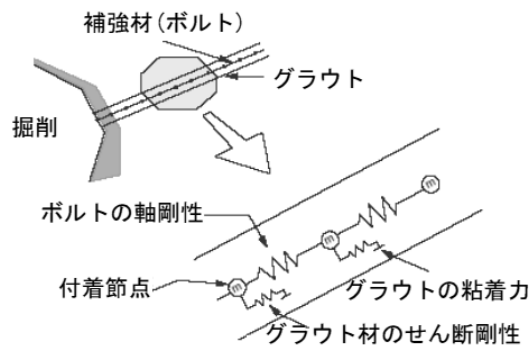


図-4.2 全面定着型ロックボルトの数値解析モデル⁵⁾

と三軸圧縮試験より求めている⁴⁾。その結果を参考にして地山モデルの物性値を設定した。

ロックボルトモデルで必要となる物性値は、ロックボルト自体の物性値と、ロックボルトと地山間の相互の関係を示すグラウトの物性値の二つある。ロックボルト自体の物性値は弾性係数と断面積であり、これらは試験と計測結果より設定する。グラウトの物性値は、グラウトのせん断剛性、グラウトの粘着力、グラウトの内部摩擦角、グラウトの周長である。これらは、載荷実験で使用した値とする。そこで、付着特性を評価できるグラウトの物性値を検討するために、引抜き試験の解析を行う。長さ3cmと5cmの二軸応力場実験計測ロックボルトを対象として、拘束圧を100kPaと200kPaに設定したケースをそれぞれ解析する。解析による引抜き荷重-引抜き変位曲線の勾配や降伏点を実験値と比較・検討し、グラウトの物性値を同定する。

4.1.3 ベアリングプレートを考慮した地山-ボルトモデル

本研究では、ロックボルトの効果を大きく分けて、地山とボルトの境界面に発生するせん断応力により地山の変形を抑止するせん断応力効果と、ボルト頭部軸力がベアリングプレートなどを介して支保内圧を与えるとする支保内圧効果の二つとし、この両効果を包含したモデルを考えている。ケーブル要素のボルト-グラウト間のモデル化によって、せん断応力効果はモデル上期待することができるが、支保内圧効果に関しては評価できない。そこで、支保内圧効果を与えるベアリングプレートを考慮するために、トンネル壁面付近にあるケーブル要素の付着節点を、地山に剛結合しモデル化する（図-4.3）。

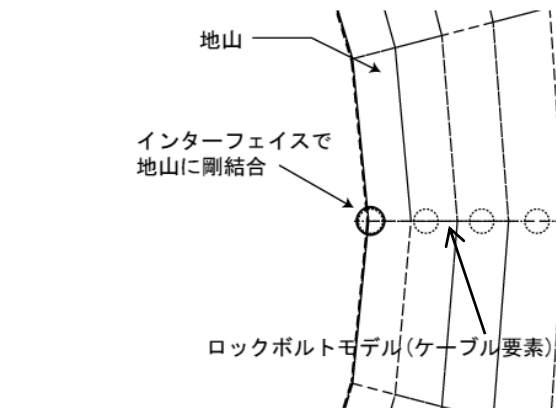


図-4.3 ベアリングプレートを考慮した地山ーボルト間モデル

4.2 ロックボルトの引抜き試験における解析的評価

4.2.1 引抜き試験シミュレーション概要

ロックボルトー地山間の付着特性を求めるため、二次元でモデル化した引抜き実験装置により引抜き実験結果の再現解析を実施する（図-4.4）。実験槽寸法（側面）は、引抜き試験装置のそれと同じとする。実験槽側壁境界面には、拘束圧を与える左右側面とロックボルトを挿入する箇所以外はスライダーとする。解析は、まず地山材料のみモデル化し拘束圧を与え、その後所定の長さのロックボルトを挿入しロックボルト頭部に一定の速度で引抜くことを行う。

4.2.2 引抜き試験シミュレーション結果

解析は、ボルト長さを 3cm と 5cm とし拘束圧を 100kPa と 200kPa でそれぞれ行い、引抜き変位ー引抜き荷重の試験結果とフィッティングさせることにより、ロックボルトー地山間物性を求めることとした。

その結果、物性を表-4.1 に示す値としたとき、ボルト長さ 3cm の解析結果が図-4.5 のように、また、ボルト長さ 5cm の解析結果が図-4.6 のようになった。この値をロックボルトー地山間の解析モデルの物性とする。その他の物性については、表-4.2 の通りである。

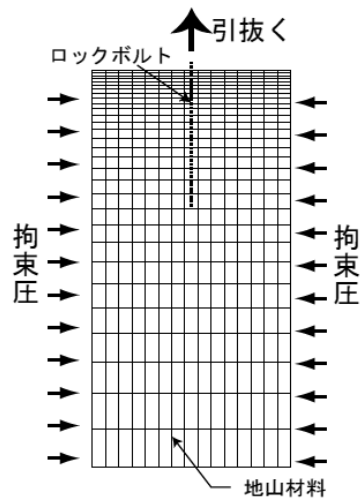


図-4.4 引抜き試験の数値解析モデル

表-4.1 ボルトおよび地山ーボルト間物性値

ロックボルト		地山ーボルト間			
弾性係数 (MPa)	断面積 (cm^2)	せん断剛性 (MPa)	粘着力 (kPa)	内部摩擦角 (deg.)	ボルト周長 (cm)
4000	0.09	6.9	25.0	22.0	1.2

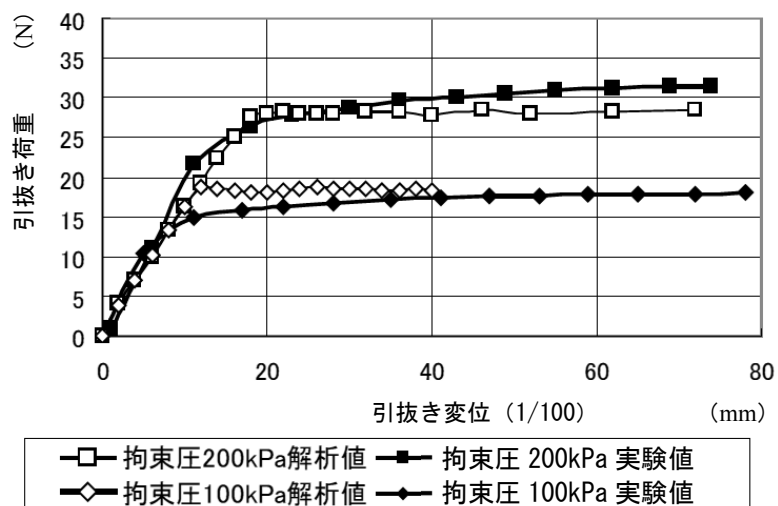


図-4.5 引抜き変位ー荷重図（ボルト長 3cm）

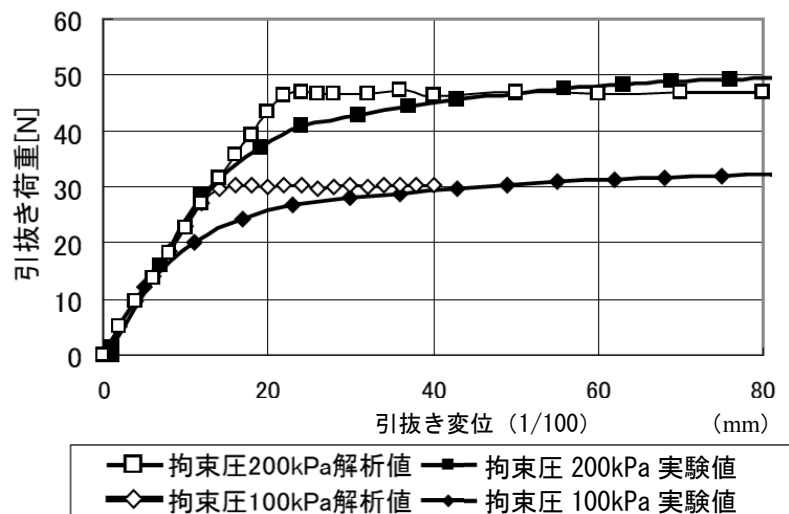


図-4.6 引抜き変位－荷重図（ボルト長 5.0cm）

表-4.2 地山モデルの入力物性値

弾性係数 (MPa)	粘着力 (kPa)	内部摩擦角 (deg.)	ポアソン比
5.0	20	30	0.4

4.3 ロックボルトで支保されたトンネル模型実験における解析的評価

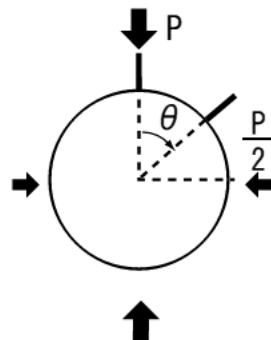
4.3.1 トンネル模型実験シミュレーション概要

軸対称応力場におけるトンネル挙動は、模型実験および数値解析によるシミュレーションのどちらにおいても容易に再現できることもあり、理論解との比較検討を踏まえた挙動が比較的多く明らかにされている。したがって本研究では、二軸応力場におけるトンネル模型実験のみ検討することとした。

解析は、二軸応力場の模型実験と同じく側圧係数 0.5 の载荷条件を再現する。また、表-4.3 に示すようにボルト長、一断面当りの打設本数、トンネル軸方向の打設ピッチをパラメータとして 16 ケースと、ボルトと打設しない無支保のケースを設定する。なお、打設角度の表記は図-4.7 の通りとする。

表-4.3 解析ケース

解析ケース	側圧係数 K	ボルト長 (cm)	ボルト数 (本/断面)	半径方向 打設間隔 (deg.)	軸方向 打設間隔 (cm)
B000000	0.5	—	—	—	—
B036040		3	6	60	4.0
B036025					2.5
B033040			12	30	4.0
B033025					2.5
B056040		5	6	60	4.0
B056025					2.5
B053040			12	30	4.0
B053025					2.5

図-4.7 周方向角度 θ

4.3.2 トンネル模型実験シミュレーション結果

(1) 載荷荷重－壁面変位関係

横軸にトンネル内空の変位量を縦軸に載荷圧をとり、載荷により変化するトンネル壁面の変位挙動を示す。

まず、一断面 12 本、軸方向打設間隔が 2.5cm のケースについてまとめて結果を示す。図-4.8 にロックボルト長さ 3cm、図-4.9 に 5cm の荷重内空変位図を示す。

$\theta=30^\circ$ および 60° において実験値とやや差が生じているが、両ケースとも実験値を概ね表現しているものと見てよい。ただし、次の点で解析と実験では異なる挙動となった。実験では壁面変位に対するボルト長の影響には顕著な差がなかったものの解析においては、i) ボ

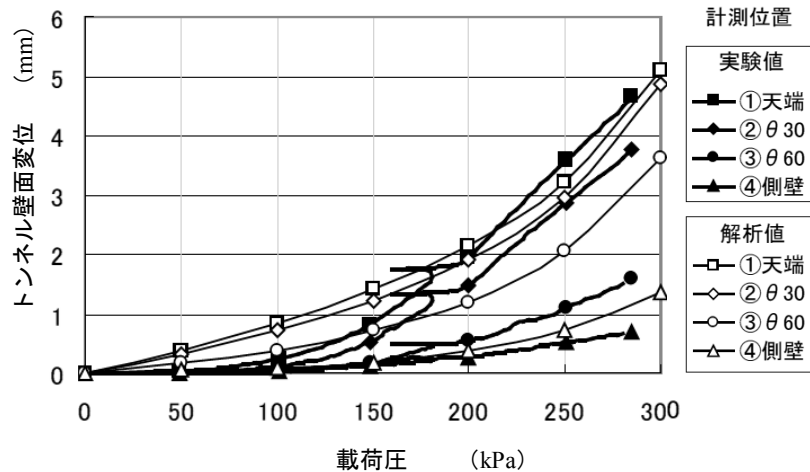


図-4.8 載荷圧－内空変位（解析ケース B033025）

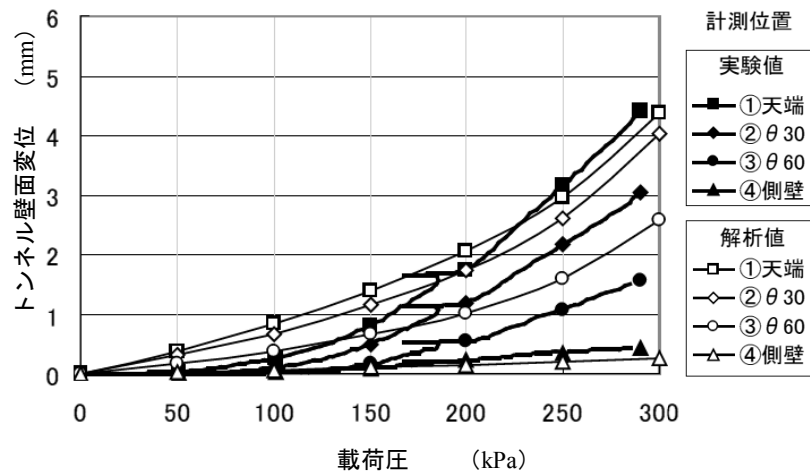


図-4.9 載荷圧－内空変位（解析ケース B053025）

ルト長 5cm のほうが 3cm よりも変位が小さい, ii) 天端 $> 30^\circ > 60^\circ >$ スプリングラインの順に変位が大きい結果となった. この理由として考えられるのは, 解析上ベアリングプレートモデル化するために, ボルト頭部と壁面を剛結にしたことが挙げられる. これによりボルトに作用した軸力がダイレクトにトンネル壁面に作用し, 内空変位抑制効果に影響を与えたものと考えられる. このことは, 実験結果では $\beta = 0.4$ であったことから論拠になり得るといえる.

つぎに, 一断面 6 本, 軸方向打設間隔が 2.5cm のケースについて図-4.10 に示す. 本ケースは, 図-4.9 よりも疎に打設されたケースである. 天端部では実験値とほぼ一致しているが, その他の計測位置では大きな差が見られた. 図-4.11 に軸対称荷重条件下 (等方応力場)

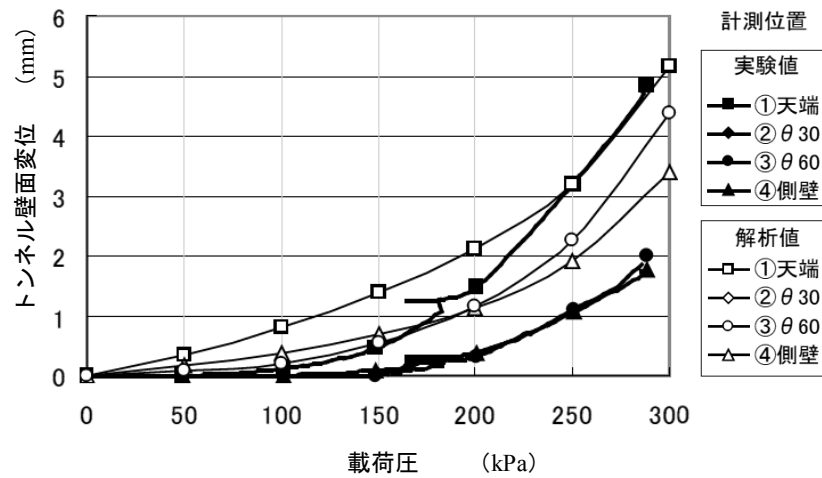


図-4.10 载荷圧一内空変位（解析ケース B056025）

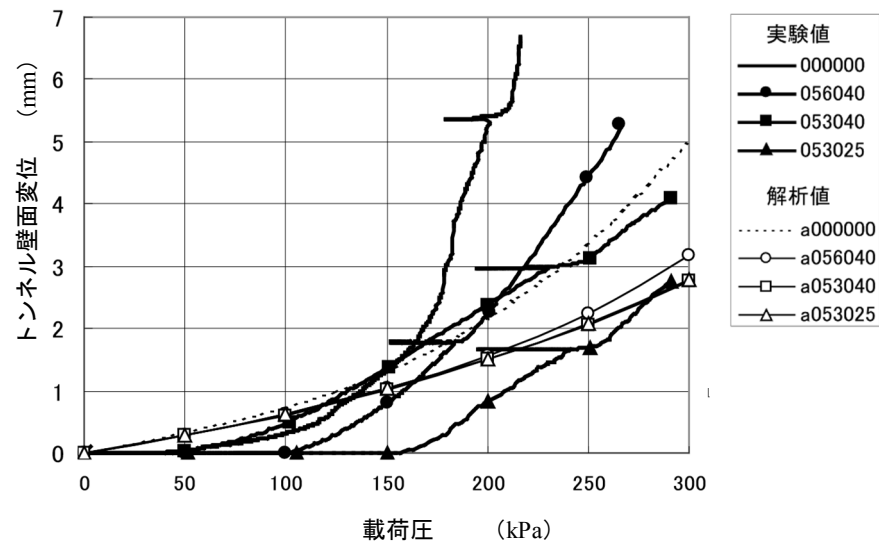


図-4.11 载荷圧一内空変位（軸対称荷重条件下，ボルト長 5cm の実験と解析）

【凡例】解析値のケース冒頭文字「a」は解析結果であることを意味する。

での実験と解析結果を示す。両者を比較すると、天端部および 30°における変位抑制効果はないかあるいは少ないが、60°あるいはスプリングラインでは軸対称荷重条件下での値より変位が小さく抑えられていることがわかる。

(2) ロックボルト軸力分布

载荷にともなうロックボルト軸力分布について、打設パターン 053025 のみの結果を図-4.12 から図-4.14 に示す。縦軸は軸応力、横軸はロックボルト頭部からの距離をとり、実験値と解析値を比較している。また、図-4.15 には、軸対称荷重条件下（等方応力場）での実験と解析結果を示す。

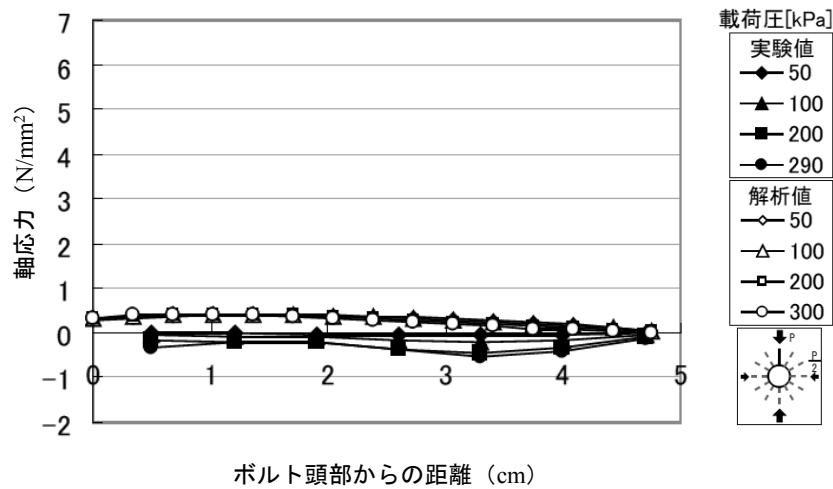


図-4.12 ロックボルト軸応力分布（天端部： $\theta=0^\circ$ ）

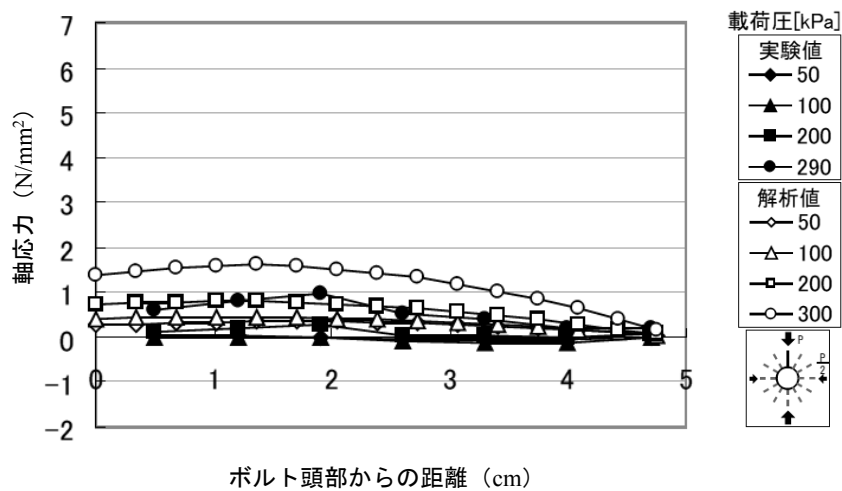


図-4.13 ロックボルト軸応力分布（ $\theta=30^\circ$ ）

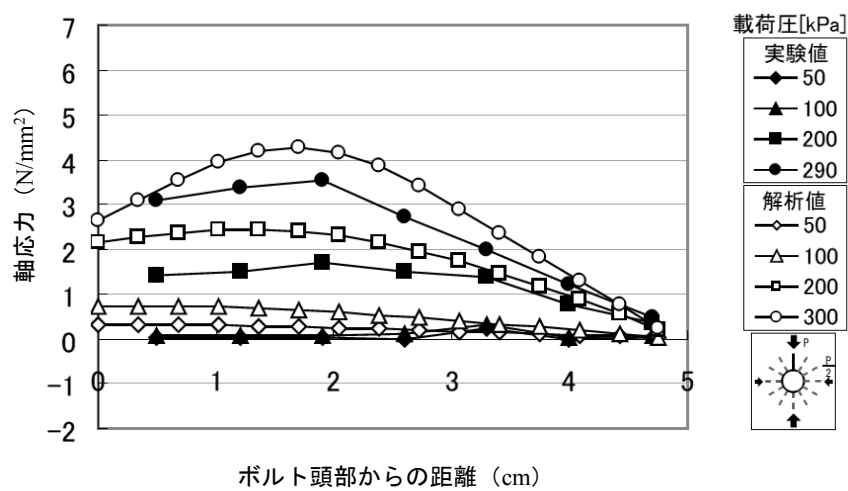


図-4.14 ロックボルト軸応力分布（ $\theta=60^\circ$ ）

二軸応力場では天端部において、解析では軸応力がほとんど生じていないが、実験ではマイナスの軸応力すなわち圧縮応力が生じている（図-4.12）。理論的には圧縮応力は生じ得ないが、実験の都合上、上下方向と左右方向の荷重条件が側圧係数 0.5 を保持できず、何らかの影響でボルト軸力に圧縮応力が作用したものと思われる。しかしこの程度であれば、誤差と判断してもよいものと考えられる。

$\theta = 30^\circ$ （図-4.13）ではやや大きめの値が生じているが、初期の誤差を考慮すればその形状および値ともによく実験値を表しているといえる。 $\theta = 60^\circ$ （図-4.14）では良く実験値を表しているが、側壁部において形状に大きな差がでている。実験では、ボルト頭部で最大の軸応力が生じているが、本解析モデルでは実験のベアリングプレートを節点剛結でモデル化しているため、ロックボルト頭部の最大軸力は十分に表現できない。この二軸応力場では、次節 4.3.3 で取り上げた研究でも示されているように、スプリングライン（側壁）では塑性領域が他に比べて広がっていると推察されるが、スプリングラインに配置したボルト軸力も大きくなっている。軸対称の実験および解析結果（図-4.15）と比較すると、実験においては二軸応力場の方が載荷圧が増すにしたがって頭部軸力が大きく異なっていく様子が分かる。

頭部あるいはその近傍の軸力分布をみると、実験では頭部が最大、解析では頭部よりやや地山奥側が最大となる。この差は、実験においてはベアリングプレートによってロックボルトと地山とを面的に拘束しているのに対し、解析ではロックボルトと地山とをトンネル壁面上の一節点のみを剛結していることに起因しているものと思われる。これに関しては、ベアリングプレートのモデル化あるいはベアリングプレートの面積や配置数とロックボルト軸力発現機構との関係をもとに 5.2.1 の後半で考察する。

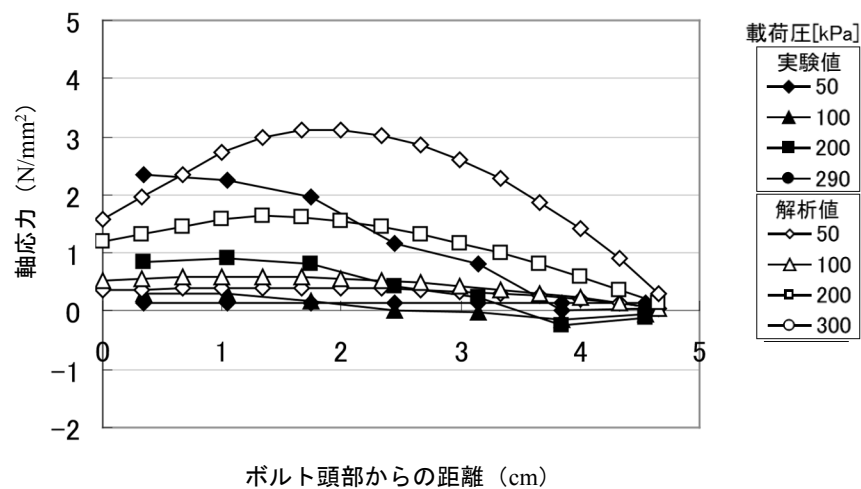


図-4.15 ロックボルト軸応力分布（軸対称荷重条件，ボルト長 5cm の実験と解析）

4.3.3 ロックボルトの支保効果に関する解析的評価

図-4.16 は無支保 000000 (同図(a)), B033025 (同図(b)) および B053025(c) の載荷圧毎の塑性領域の進展の様子を示している。いずれのケースも側壁から塑性領域が発現・進展し、載荷圧にしたがってむかって右上方に拡がっていく。ただし、4.3.1 および 4.3.2 で言及したように、ベアリングプレートのモデル化の影響から、無支保における塑性領域の範囲が大きいと推察されるスプリングラインにおいて、ロックボルトおよびベアリングプレートによる塑性領域の広がりを抑制する効果が不十分となり、その分、右上方へと塑性領域が進展

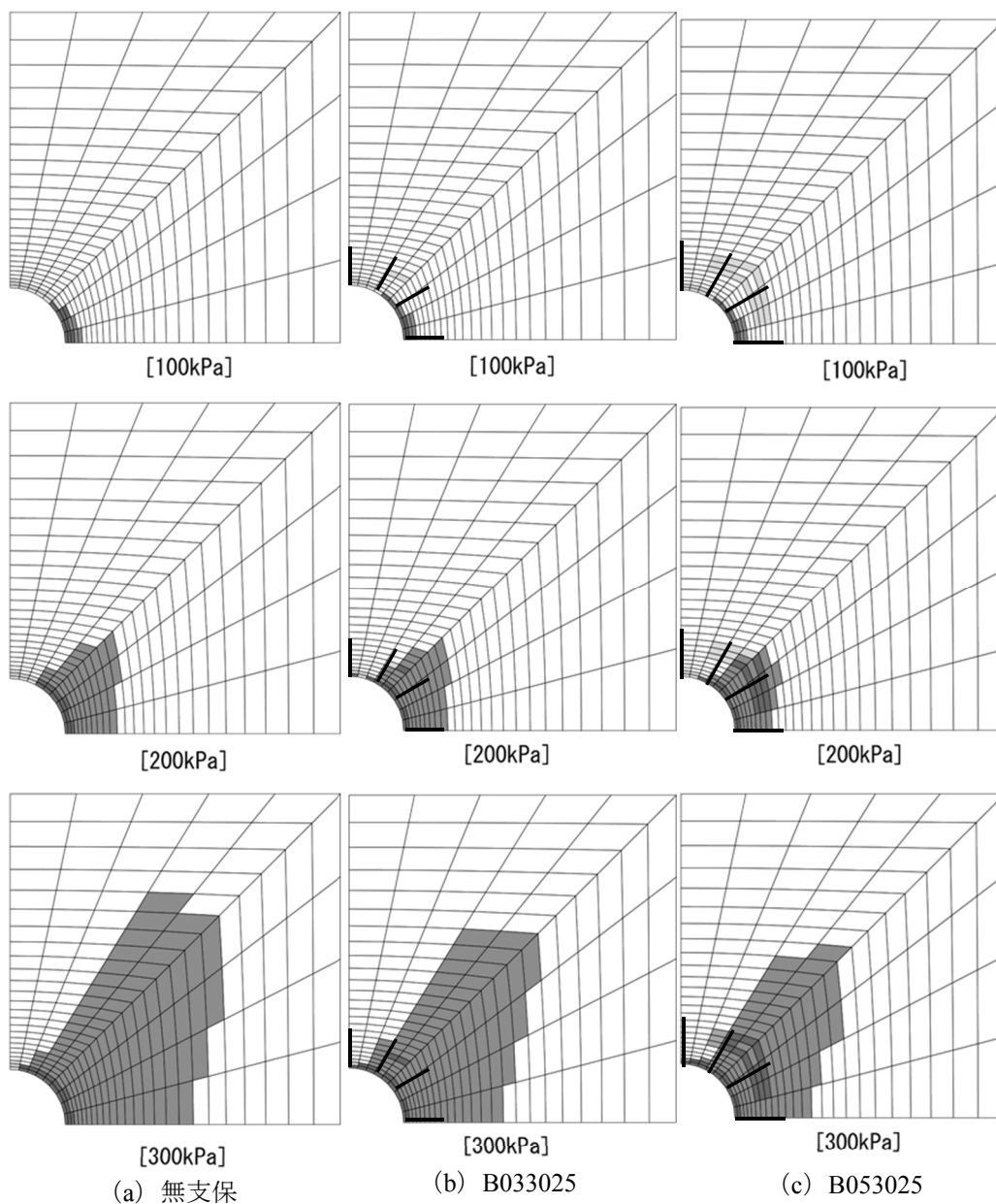


図-4.16 載荷段階における塑性領域進展状況

したものと推察される。したがって、右上方に進展する塑性領域の抑制効果は、打設パターンによる差違があまり顕著ではない。

また、ボルトを配置したケースについて、(b)のボルト長 3cm では、無支保に比べて同じ載荷圧における塑性領域の範囲は多少縮小している程度である。これに対し、(c)のボルト長 5cm では、全体的に塑性領域の進展が抑制されており、特に側壁部直近 ($\theta=90^\circ$) で顕著である。解析においてこのようにボルト長が長い 5cm は 3cm に比べて塑性領域の進展を抑制すること、また、実験においては先の図-4.8 および図-4.9 に示したように、ボルト長 5cm のほうが 3cm よりもトンネル壁面変位が小さい結果となったことから、本研究のケースではボルト長 5cm (0.5D 程度) の効果が高いことが示された。

Detournay & M.St.John⁶⁾によれば、初期地山応力 (p_0 : 平均応力と S_0 : 偏差応力) と一軸圧縮強さ q_u (図中では q) がわかれば概ね塑性領域の形状は図-4.17 のように分類されている。なお、横軸は平均応力を一軸圧縮強さで正規化した値であり、縦軸は偏差応力を一軸圧縮強さで正規化した値である。

第2章の模型実験で使用した材料および載荷圧の値を本図に当てはめると、横軸は 1.5 以上、縦軸は 0.5 以上の値を取る。したがって、塑性領域は II_b に近い III であるところのウサギの耳に近い形状になることが伺える。

一方、Kastner⁷⁾によれば、鉛直方向および水平方向の無限遠方にそれぞれ p_v および p_h の応力 (側圧係数 λ を p_h/p_v) を受ける無支保円孔の弾塑性境界は、近似的に次の関係式で表

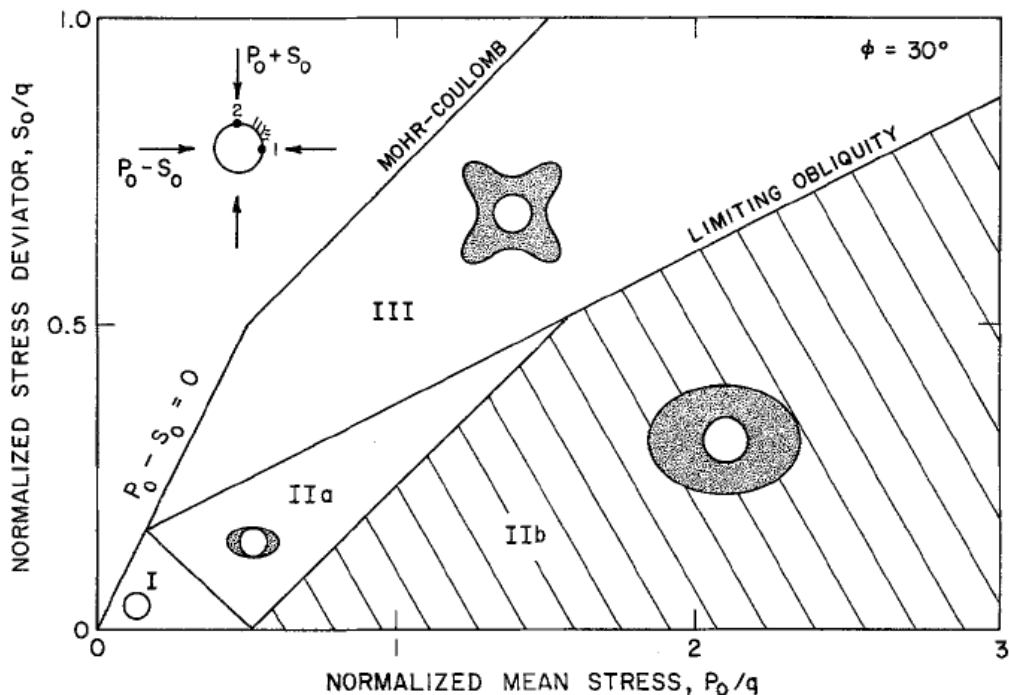


図-4.17 無支保円孔における初期応力状態と破壊形態との関係 ⁶⁾に加筆

されるとした.

$$\begin{aligned} & \cos^2 2\theta + 2 \cos 2\theta \frac{1+\lambda}{1-\lambda} \frac{1-2\alpha^2+3\alpha^4}{4(2-3\alpha^2)} - \left(\frac{1+\lambda}{1-\lambda} \right)^2 \frac{\alpha^2}{4(2-3\alpha^2)} \\ & - \frac{1+2\alpha^2-3\alpha^4}{4\alpha^2(2-3\alpha^2)} + \frac{k^2}{(1-\lambda)^2 + \alpha^2(2-3\alpha^2)} = 0 \end{aligned} \quad (4.6)$$

ここで,

$$\begin{aligned} \alpha &= r/a & a : \text{トンネル半径} \\ k &= q_u/p_v & q_u : \text{一軸圧縮強さ} \\ \theta &: \text{天端からの角度 (rad.)} \end{aligned}$$

である.

図-4.18 は, 式 (4.6) に基づいて求めた弾塑性境界を描画したものである. なお, 模型実験における外圧载荷に伴う地山のポアソン効果により地山と実験槽上蓋あるいは底板との間に摩擦が発生するなどして, 外圧の値がそのまま地山には作用せず一軸圧縮強さ程度少く作用していることを指摘している. したがって, たとえば図中の数値 100kPa は, 実験においては一軸圧縮強さ分 (64kPa) 少なくなっていることを考慮し, $100 + 64 = 164\text{kPa}$ 時の境界とほぼ同等と考えられる.

鉛直応力が 100kPa で側壁部に塑性域が発生し, 150kPa まで上昇するとその範囲は拡大し天端近くにまで至っている. ただし, この段階ではまだ, 天端部には塑性域が発生しておらず, 200kPa でわずかに発生するようになる.

実験では, 天端に打設されたロックボルトにはほとんど軸力が発生していないこと, また, Kastner 解では 200kPa においても塑性領域がわずかであることを考えると, 全面接着式のボルトの作用効果が大きく発揮されるのはボルトを含む地山が塑性に達してからであるとい

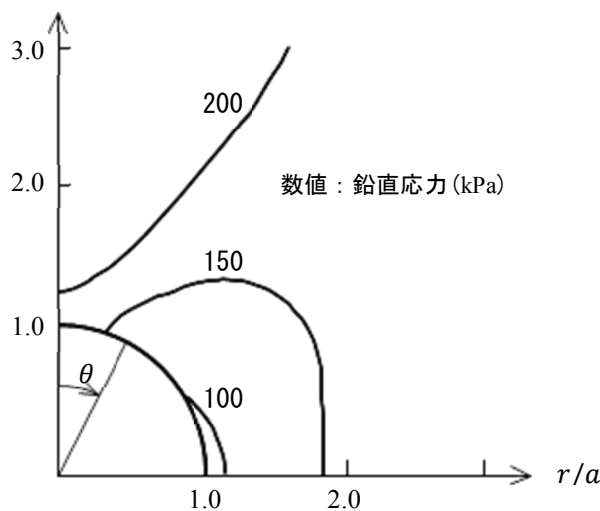


図-4.18 Kastner の示した弾塑性境界 (側圧係数 $\lambda=0.5$)

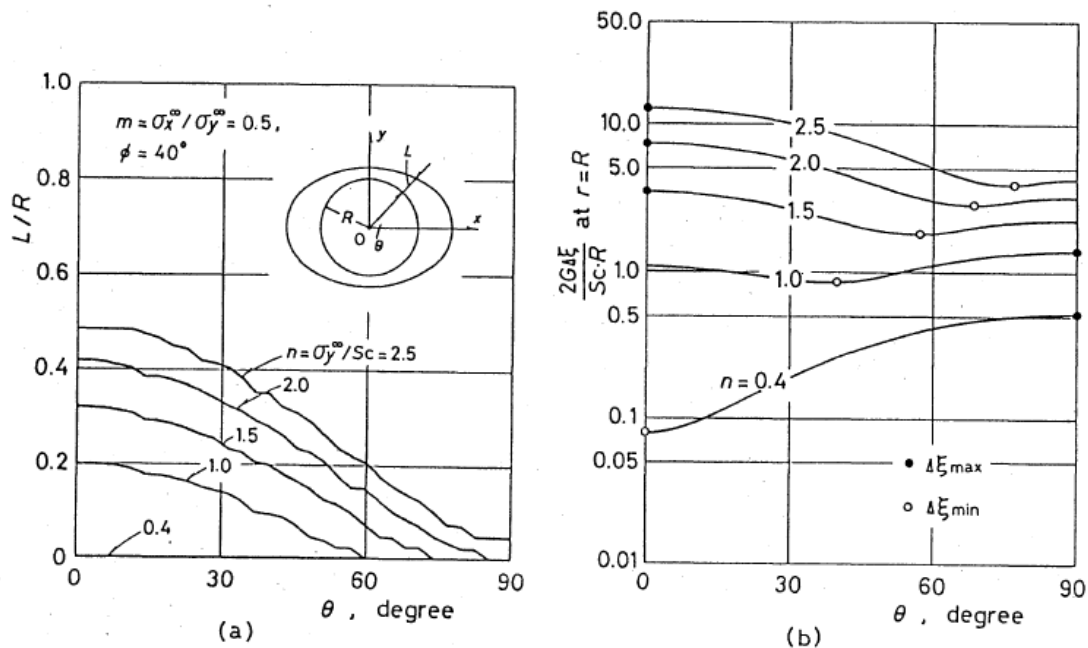


図-4.19 鉛直応力の増加に伴う塑性領域の進展：(a) 弾塑性境界までの距離；
(b) 円孔表面の半径方向変位⁹⁾に加筆

う仮説を実証しているといえる。ただし、天端における塑性領域はわずかであるとはいえ、そこを除けば塑性領域がかなりの範囲に達している。しかし、実験では側壁部から $\theta=30^\circ \sim 60^\circ$ 程度でボルト長 5cm であれば壁面変位抑制効果が発揮されている。このことから、塑性領域が広範であっても、ボルト長や打設間隔が適切であればボルト頭部に発生する頭部軸力がベアリングプレートを介してそのままトンネル壁面に支保内圧として変位増加を抑えることができると考えられる。

ここで留意すべきは、二軸応力状態のトンネルの変形は弾性体と弾塑性体では全く異なるということである。鉛直方向荷重が水平方向荷重より大きな場合（本研究では、側圧係数 0.5）、弾性体中の円孔問題では、トンネル上下端は内空側にスプリングラインは地山側に変形する。一方、弾塑性体では、たとえば弾塑性境界領域を横長の楕円で仮定して円孔の変形を近似的に解いた青木ら⁹⁾が示したように、スプリングライン周辺の塑性領域が発達することになる（図-4.19）。その結果、スプリングラインは地山側ではなくトンネル内空側に変位するとともに、その値はトンネル上下端の内空変位よりも大きくなる。

このように、土被りが小さいあるいは二軸応力場が想定されるような低強度地山では、スプリングラインを中心とした側壁部の内空変位にも十分注意しなければならない。いわゆる猫ひげボルトが実務で適用され効果を得ている事例があることの証左である。

4.4 本章のまとめ

本章では、軸対称応力場よりも複雑である二軸応力場におけるロックボルトで支保されたトンネルの挙動について、前章で実施したトンネル模型実験との比較をした。

本章で得られた知見は主に次の通りであり、模型実験と同様の結論が得られた。

- ロックボルトは、地山の塑性域進展を抑制する効果がある。
- 適切なボルト長および打設間隔であれば支保内圧が有効に発揮され、側壁部近辺の壁面変位を抑えることができる。それはボルト長よりもボルト打設間隔が密である方が効果が高い。
- 側圧係数 0.5 の荷重条件では、側壁部付近では塑性領域拡大のためロックボルトの効果が発揮されるが、逆に天端部付近では塑性領域がそれほど発達しないため、その効果が発揮されにくい。そのことが解析的にも示された。

ただし、(3) について実トンネルを考慮すれば、側壁部付近においては猫ひげボルトと称されるボルト打設形式が採用されることの証左でもある。一方、天端部付近においてはボルトの周面摩擦力による効果が少ないとは言え、突発的な崩壊を未然に防ぐためにも天端部のボルトは欠くことはできない。

参考文献

- 1) Cundall, P. and M. Board : A Microcomputer Program for Modeling Large-Strain Plasticity Problems, Proceedings of the 6th International Conference, pp. 2101-2108, 1988.
- 2) 中川光雄, 蔣宇静, 江崎哲郎, 阿部浩二 : 軟岩トンネルにおける大変形解析法の適用について. 第 26 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp. 515-519, 1995.
- 3) 中川光雄, 蔣宇静, 江崎哲郎 : 大変形理論の岩盤挙動および安定性評価への適用. 土木学会論文集, No. 575/III-40, pp.93-104, 1997.
- 4) 梨本 裕 : 最小掘削設計法による低強度地山におけるトンネルの合理化に関する研究, 東京都立大学博士学位論文, 1993.
- 5) Itasca Consulting Group, Inc. : FLAC3D マニュアル (Ver.3.4),
- 6) Detournay, E. & M.St.John, C : Design Charts for Deep Circular Tunnel Under Non-uniform Loading, Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol.21, pp.119-137, 1988.
- 7) カスナー, H. 原著 (金原弘訳) : トンネルの力学, 森北出版, pp.119, 1974.
- 8) 青木俊朗, 菅原勝彦, 尾原祐三, 鈴木康正 : 2 軸応力下の円形空洞の弾塑性変形—境界要素-特性曲線結合法による岩盤空洞の弾塑性解析 (第 2 報) —, 日本鉱業会誌, 104, 1206, pp.489-494, 1988.

第5章 ロックボルトで支保されたトンネルの簡便力学モデル

本章では、前章までに得られた実験結果ならびに提案したベアリングプレートの概念に基づき、地山-ボルト相互作用およびベアリングプレートの効果を加味したロックボルトを含む低強度地山トンネルの簡便な力学モデル（以下、簡便モデル）を構築する。この簡便モデルから引き出される必要支保内圧と有効支保内圧の大小関係から、簡易な安定性評価ができることおよび支保特性曲面が得られることを示す。

最後に、簡便モデルをトンネル変形問題にまで拡張するため、トンネル壁面変位抑制効果は簡便モデルから得られる支保内圧によるものとの前提に立った壁面変位簡便解を導き、これも実験結果との比較検討をおこなう。さらに、簡便モデルの低強度地山トンネル設計への適用を視野に入れて、本実験で採用した条件を例に、トンネル壁面変位量を考慮した最適なロックボルト長およびその打設間隔の範囲を算定する方法を提案する。なお本論で対象とする低強度地山は、軟岩のように連続体的に挙動する地山とする。

5.1 簡便力学モデルの提案

5.1.1 簡便力学モデルの考え方

第2章から第4章までに得られた実験結果ならびにその考察を踏まえ、ロックボルトの簡便な力学モデルの構築する。

トンネル力学モデル構築には、次の基本的挙動を考慮する必要がある。その際、ロックボルトの作用効果はベアリングプレートと一体となってトンネル壁面に支保内圧を与えることが前提となる。

- 1) 初期地山応力（場の応力）はトンネル（円形）中心軸に対して軸対称とする。
- 2) ベアリングプレートが有効に機能している状態では、ボルト周面に作用するせん断応力はすべてアンカー作用をもたらす。
- 3) ボルト頭部軸力は載荷圧に比例して増加する。
- 4) 地山が塑性化した後の継続的なトンネル変形に対しては、ボルト打設密度に依存した壁面変位抑制効果がある。
- 5) ボルトとベアリングプレートあるいは地山との不完全な一体化は、2)の理想状態に対して不完全性を表す係数を乗じて簡便化を図る。

さらに、低強度地山トンネルの簡便な力学モデル構築を念頭に置いてさらに次の仮定を

設ける．

塑性化した地山内にロックボルト全長がすべて含まれるものと仮定する．トンネルで問題となるのは，地山が塑性化したあとにトンネルの安定が確保されるか否かにある．また，亀裂性地山を除けば地山が弾性状態にある場合ではなく塑性状態に達した後にロックボルトの効果が発揮されるとする．

一方，ロックボルトが弾性・塑性の両領域にまたがって存在する場合やさらには従来モデ

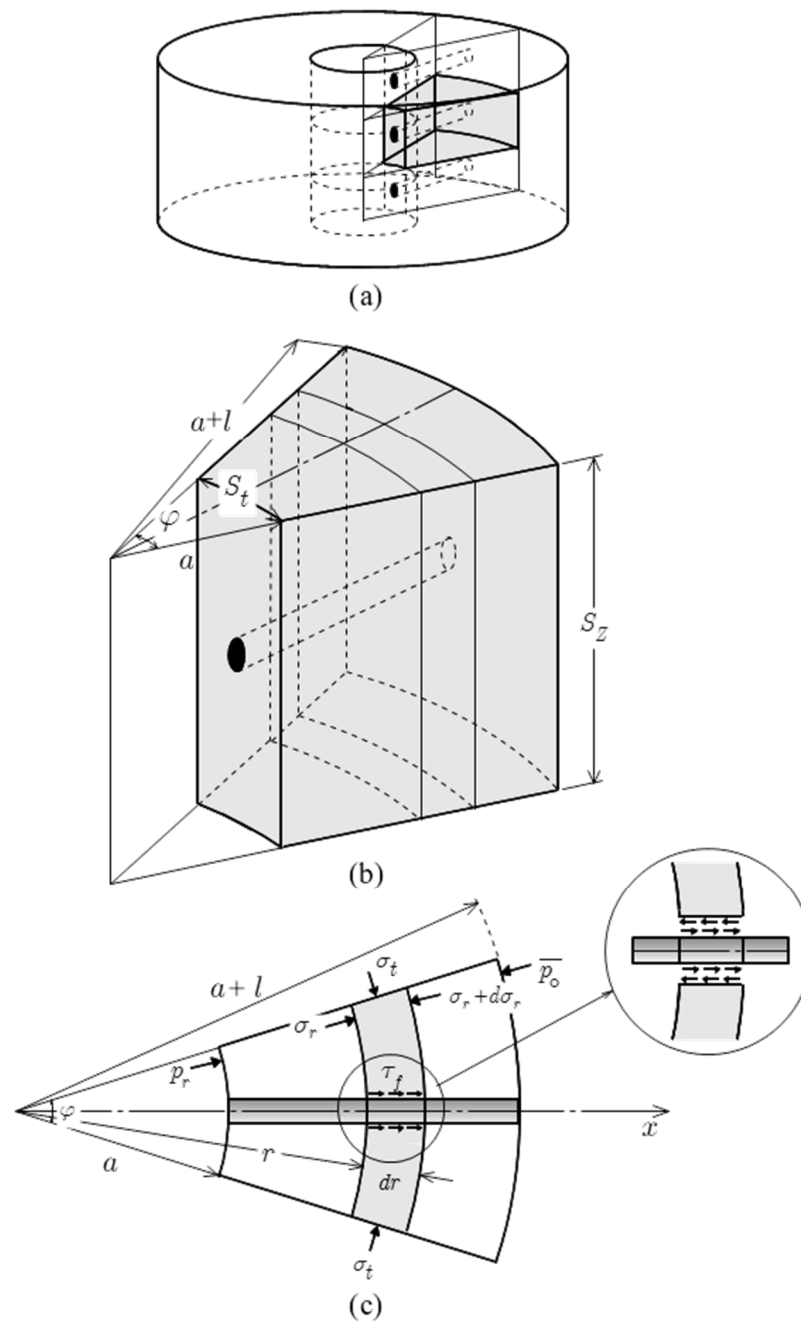


図-5.1 ロックボルトを含む地山の力学モデル

ルのようにニュートラルポイントがその領域のどちらに位置するかも考慮すると、それらの位置関係に応じて場合分けが必要となり、その数だけ理論式を求めなければならない²⁾。そこでボルト全長がすべて塑性域に含まれるものとして簡便化を図る。また、低強度地山に比較的剛なボルトを挿入することを想定し、ロックボルト自身の伸縮については考慮しない。

5.1.2 モデルの構築

図-5.1 のように軸対称の地山モデル（同図(a)）のうち、円周方向については打設間隔 φ を、軸方向については打設間隔 S_z をひとつの要素として切り出す（同図(b)）。この要素を上から見た同図(c)において、幅 dr のスリットのロックボルト軸方向のつり合いを考えると、次式が得られる。

$$\begin{aligned}
 S_z r \int_{-\frac{\varphi}{2}}^{\frac{\varphi}{2}} \sigma_r \cos \theta d\theta - S_z (r + dr) \int_{-\frac{\varphi}{2}}^{\frac{\varphi}{2}} (\sigma_r + d\sigma_r) \cos \theta d\theta \\
 + S_z dr 2\sigma_t \sin \frac{\varphi}{2} + \beta l_b \tau_f dr = 0
 \end{aligned} \quad (5.1)$$

なお、本研究では同図(c)のように、ロックボルトに作用するせん断応力の向きは従来モデル一般に採用されている向きとは逆、すなわち地山奥側へ作用する向き（アンカー作用方向）を正としている。ここで、

l_b : ロックボルト周長、($l_b \times 1$) でロックボルト単位長さあたりの表面積。

S_z : 軸方向打設間隔

φ : 円周方向打設間隔

τ_f : 地山-ボルト間せん断応力

β : 付着度係数 ($0 \leq \beta \leq 1$)

である。付着度係数 β は地山とボルトの一体化の完全さを表すものとする。なお、一体化の完全さは、地山とロックボルトの周面摩擦力に影響を及ぼす付着の程度やトンネル壁面における地山、ロックボルトおよびベアリングプレートの固定の程度のいずれかあるいは双方を含むものとする。この係数の値が 1 であれば極限状態を表し、地山-ボルトの一体化が最大限に発揮された状態を意味する。0 に近づくほど一体化の程度が弱くなり、0 ではボルトが打設されていない無支保状態と等価である。

地山内半径方向応力および接線方向応力をそれぞれ σ_r および σ_t とすれば、地山がクーロンの降伏条件にしたがうとの仮定により、

$$\sigma_t = \zeta \sigma_r + q_u \quad (5.2)$$

ここで、 $\zeta = (1 + \sin \phi_r) / (1 - \sin \phi_r)$ ， q_u は地山の一軸圧縮強さ， ϕ_r は地山の内部摩擦角である．また，地山－ボルト間の付着抵抗 τ_f は粘着力 c_f および摩擦角を ϕ_f として次式で規定されるものとする．

$$\tau_f = c_f + \sigma_t \tan \phi_f \quad (5.3)$$

式(5.2)および(5.3)を式(5.1)に代入して整理すると，

$$(1 - k\zeta)\sigma_r + r \frac{d\sigma_r}{dr} = kq_u + c_b^* \quad (5.4)$$

が得られる．ここで，

$$k = 1 + \frac{\beta l_b \tan \phi_f}{S_z 2 \sin(\varphi/2)} \quad (5.5)$$

$$c_b^* = \frac{\beta l_b c_f}{S_z 2 \sin(\varphi/2)} \quad (5.6)$$

とする．

さらに式(5.4)に対して境界条件，

$$\left. \begin{array}{l} r = a + l : \sigma_r = \overline{p}_0 \\ r = a : \sigma_r = p_r \end{array} \right\} \quad (5.7)$$

を適用する．ここで， \overline{p}_0 はロックボルト先端部 ($r = a + l$) における地山内半径方向応力を表す．

微分方程式(5.4)を解くと，

$$\left(\frac{a}{a+l} \right)^{k\zeta-1} = \frac{kq_u + c_b^* + (k\zeta-1)p_r}{kq_u + c_b^* + (k\zeta-1)\overline{p}_0} \quad (5.8)$$

が得られる．したがって，ロックボルトで補強された塑性リングの安定に必要な支保内圧 p_r は，

$$p_r = \left(\bar{p}_0 - \frac{kq_u + c_b^*}{1 - k\zeta} \right) (1 + \eta_l)^{1-k\zeta} + \frac{kq_u + c_b^*}{1 - k\zeta} \quad (5.9)$$

となる．ここで，ロックボルト長 l をトンネル半径 a で除した無次元量をロックボルト長係数として次のように定義する．

$$\eta_l = \frac{l}{a} \quad (5.10)$$

式(5.9)で定義される支保内圧 p_r をロックボルト全長すべて塑性域に含まれる場合のトンネル安定に必要な支保内圧とする．

5.2 簡便力学モデルを用いたトンネル安定性簡易判定手法

5.2.1 必要支保内圧と有効支保内圧

(1) 塑性リングの安定に必要な支保内圧

前項で用いた $r = a + l$ での半径方向応力 \bar{p}_0 をどのように設定するかについては，簡単のため，

$$\bar{p}_0 = p_0 \quad (5.11)$$

として取り扱う．本来 \bar{p}_0 は，完全弾塑性論によっても初期地山応力 p_0 より小さな値をとる（図-5.2）．したがって，式（5.9）によって得られる必要支保内圧は，安全側の値を与えることとなる．ただし，本研究では実験結果で確認された挙動を単純化してモデル化することを目的としており，また式（5.11）のように外圧を扱ってもロックボルト打設パターンの差異による支保内圧効果への影響に関する基本的な傾向は把握できるものと判断した．

図-5.3 はロックボルト長 3 および 5cm の各ケースについて，式（5.9）で定義される必要支保内圧の理論値について載荷圧と付着度係数の関係から求めたものである．また図中には実験で得られたみかけの支保内圧も示している．

実線で表される各理論線はいずれも p_0 軸（横軸）切片値がゼロではない．すなわち，ある載荷圧に達するまでは支保内圧を必要としないことを意味する．これは式（5.9）の粘着力に関わる項， q_u および c_b^* に起因する．地山および地山ーロックボルト間の粘着力がなければ式（5.9）により，

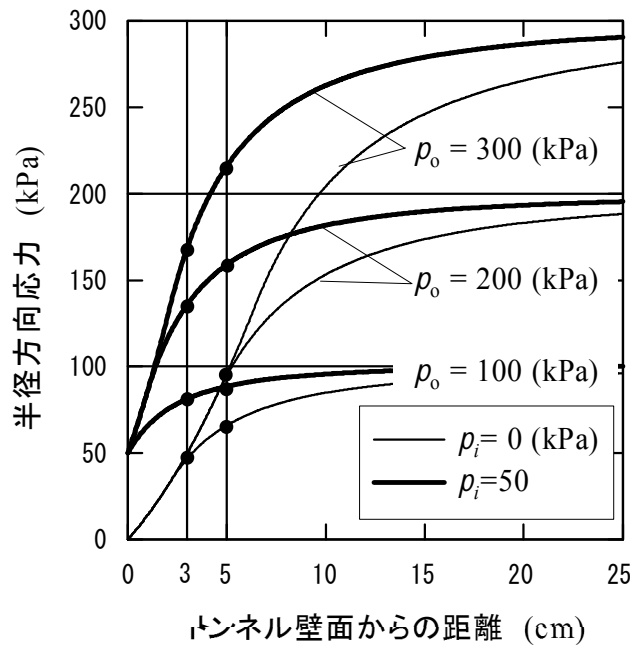


図-5.2 地山内半径方向応力の理論値（有孔無限媒体）

横軸 3 および 5 は、それぞれボルト長 3 および 5cm の挿入位置を示す。

$$p_r = \bar{p}_0 (1 + \eta_l)^{1-k\zeta} \quad (5.9')$$

となり、原点を通る直線となる。このことは、先に考察した図-2.25 を裏付けるものでもある。

つぎに各実験ケースについて理論線との比較から検討する。まずロックボルト長 5cm では実験値すべて $\beta = 0.2 \sim 0.5$ 程度の必要支保内圧となっている。すなわち、付着度を最大限発揮 ($\beta = 1.0$) させなくても、十分に必要支保内圧を満たしていることを意味する。付着度係数は地山ーロックボルト間に期待される付着度に関する安全率の逆数との見方もできる。 $\beta = 1.0$ の必要支保内圧は、地山ーロックボルト間の付着抵抗が最大限発揮されとした場合の最低の必要支保内圧を意味し、安全率は 1.0 となる。たとえば(d)では、載荷圧 200kPa 時には $\beta = 0.2$ 線と交わるので付着度の安全率は 5.0 ($=1/0.2$) に、同じく 300kPa 時にはその安全率は 2.0 ($=1/0.5$) となる。

一方、ロックボルト長 3cm の場合、特に(b)のケースに着目すると、載荷圧約 120kPa までは $\beta = 1.0$ の必要支保内圧を満たしているが、それ以上の載荷圧ではその必要支保内圧に達していない。すなわち、付着度係数を最大限見込んだとしても、載荷圧 120kPa 以上ではこ

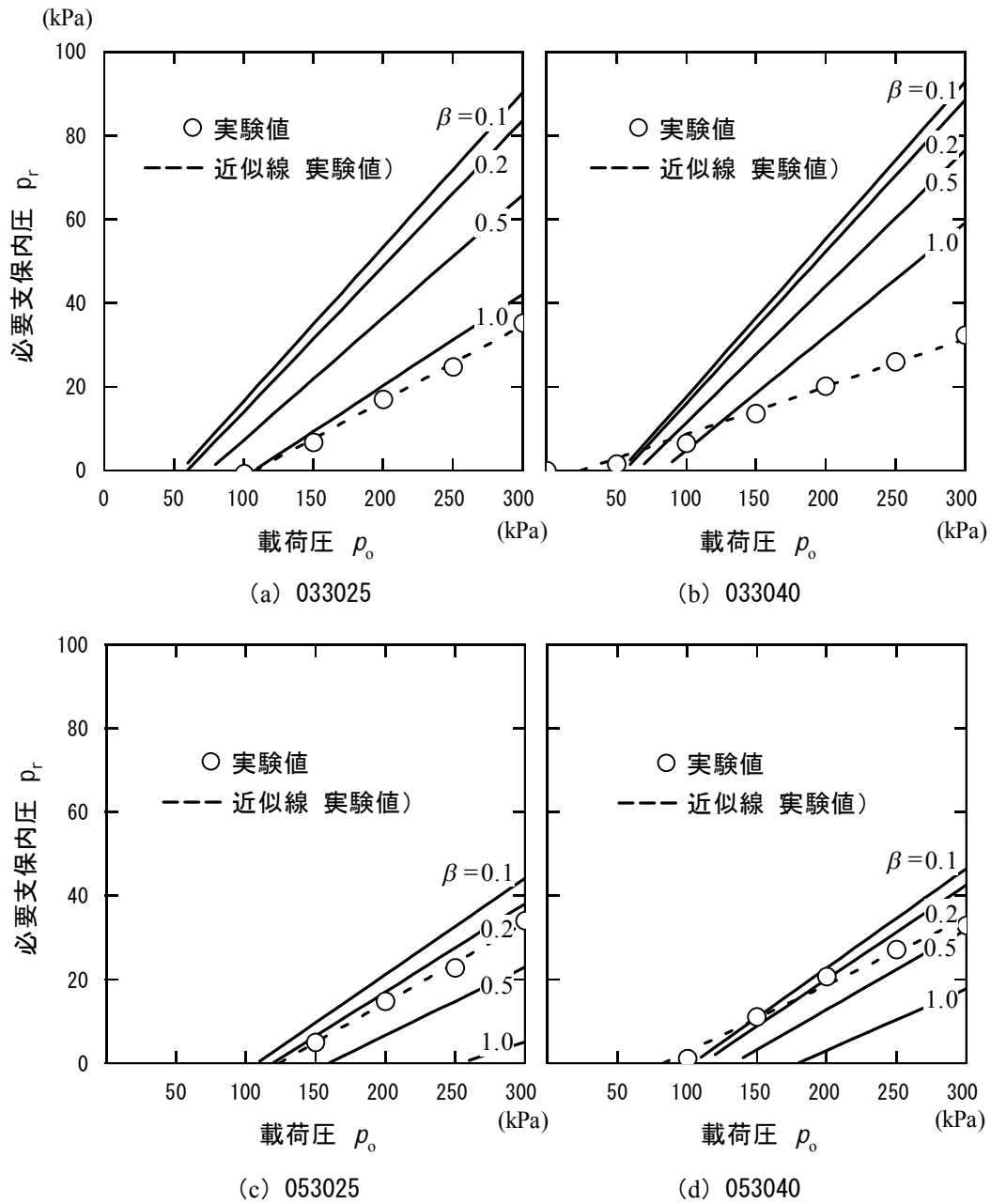


図-5.3 載荷圧と必要支保内圧との関係

の打設パターンでは必要支保内圧を満たすことができないことになる。

(2) 地山ーロックボルト間の付着抵抗によって発揮される有効支保内圧

本実験に先立って実施された引抜き試験結果から、地山ーロックボルト間の粘着力および摩擦角が得られている。これらの物性を用いれば式(5.3)によって地山ーロックボルト間の付着抵抗を求めることができる。塑性リング形成時に、この付着抵抗がロックボルト全長にわたって作用しているものと考えれば、この付着抵抗をボルト全長にわたって積分する

ことによりトンネル壁面におけるロックボルト頭部軸力 F_b 求めることができるから、

$$F_b = \int_a^{a+l} \beta l_b \tau_f dr = \int_a^{a+l} \beta l_b (c_f + \sigma_t \tan \phi_f) dr \quad (5.12)$$

ここで σ_t については別途求めておかなければならない．式(5.7)の境界条件と同様の、

$$\left. \begin{array}{l} r = a + l : \sigma_r = \bar{p}_0 \\ r = r : \sigma_r = \sigma_r \end{array} \right\} \quad (5.13)$$

を適用すれば、式 (5.9) と類似の次式が得られる．

$$\sigma_r = \left(\bar{p}_0 - \frac{kq_u + c_b^*}{1 - k\zeta} \right) \left(\frac{a + l}{r} \right)^{1-k\zeta} + \frac{kq_u + c_b^*}{1 - k\zeta} \quad (5.14)$$

したがって、式 (5.14) を式(5.2)に代入すれば σ_t を求めることができる．

以上から、式 (5.12) をロックボルト全長にわたって積分すれば、

$$F_b = \beta l_b l \left[c_f + \left\{ \frac{1}{k\zeta} \left(\bar{p}_0 - \frac{kq_u + c_b^*}{1 - k\zeta} \right) \frac{(1 + \eta_l)^{k\zeta} - 1}{(1 + \eta_l)^{k\zeta - 1}} + \frac{kq_u + c_b^*}{1 - k\zeta} \right\} \tan \phi_f \right] \quad (5.15)$$

を得る． F_b がベアリングプレートを介して支保内圧にすべて換算されるものとすれば次式が成り立つ．

$$p_b = \frac{F_b}{S_z a \phi} \quad (5.16)$$

ここで、 $S_z a \phi$ はロックボルト 1 本当たりが負担するトンネル壁面の面積である．式(5.16)によって与えられる支保内圧を、ロックボルトの付着抵抗によって発揮される有効支保内圧とする．

図-5.4 は式 (5.16) で定義される有効支保内圧の理論値を、載荷圧と付着度係数の関係から求めたものである．本図より、付着度係数が大きいものほど同じ載荷圧でも発揮される支保内圧が大きいことがわかる．また、ロックボルト長 5cm のケースは 3cm のケースに比べて縦軸切片値が大きく、理論直線の傾きはロックボルトの打設間隔に依存することも読み

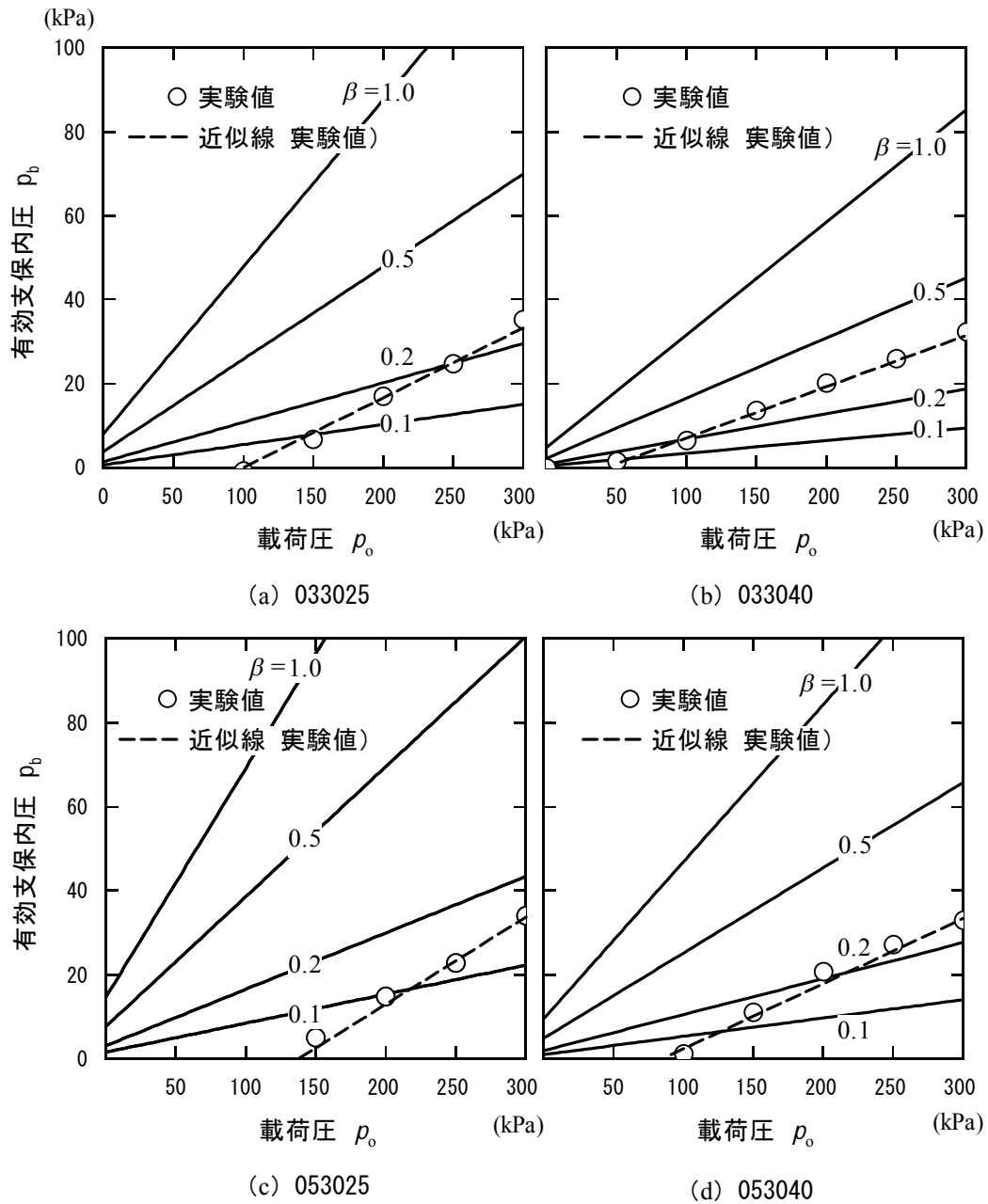


図-5.4 載荷圧と有効支保内圧との関係

とれる．これらの理論直線で表される現象は，載荷圧増加に伴って頭部軸力（＝みかけの支保内圧）が線形増加する実験結果を再現している．図中に実験値（○印）およびその線形近似線（破線）を図-5.3と同様に示している．実験値において載荷圧がある段階に達しないと支保内圧が現れない現象については先に述べた理由と同じである．

各ケースの近似線は，載荷圧の増加に伴って β の大きな理論直線に向かっていく様子がわかる．すなわち，載荷圧増によってつり合いを保つように付着度を発揮する．ただし，

いずれのケースも実験値近似線勾配は $\beta = 0.4$ の理論直線勾配とほぼ等しいことから、いくら載荷圧を増しても付着度係数は 0.4 を越えることはない。

この $\beta = 0.4$ の値そのものの物理的意味については次の 2 点を念頭に置かなければならない。第一に、有効支保内圧理論値の算定にはロックボルト引抜き試験の付着特性が用いられていることである。引抜き試験の地山はほぼ等方側圧下であり、トンネル周辺地山のように劣化してはいない。つまり、引抜き試験で得られた付着特性から有効支保内圧を算定すると過大な値を与えることになる。本研究の理論展開では塑性後の強度劣化を考慮していないが、実験では強度劣化が生じているものと推定できる。このことから、地山劣化時の付着特性を用いれば、図-5.4 で与えられた各理論線の勾配は小さくなり、載荷圧を増していくと各近似線は $\beta = 1.0$ に漸近していく挙動となると考えられる。

第二に、ロックボルト打設パターンにかかわらず近似線勾配が同一付着度係数 $\beta = 0.4$ の理論線勾配と一致することから、 β はロックボルトの寸法や打設パターンといった幾何学的条件には依存せず、地山とロックボルト間の付着抵抗あるいはベアリングプレートのトンネル壁面における設置状況などの力学的条件に依存すると推定できる。図-5.4 で示した結果はいずれも周方向打設間隔 30° であるため、ベアリングプレートの設置個数すなわちトンネル壁面に占めるベアリングプレートが同一である。したがって、ベアリングプレートがトンネル壁面に占める割合も β を特定するひとつの要因になるものと推察される。このことを示唆する興味深い事例がある。鄭ら²⁾ はロックボルトとベアリングプレートに関する模型実験において、ベアリングプレートを大きくすることによってロックボルト頭部軸力が大きくなることを示し、さらに軸力の最大値がロックボルト頭部側に移行することを示している。この現象については斉藤ら³⁾ も数値解析で示している。これらの知見によれば、ベアリングプレートの占める割合が増加するとロックボルト全長に生じる軸力が増すのに加え、最大軸力がトンネル壁面に移行することから、たとえばベアリングプレートがトンネル壁面を覆うような状況にあれば β が 1.0 の完全一体化となることも推察される。

便宜的には、ロックボルトとベアリングプレートあるいは地山との不完全な一体化は付着度係数 β を低減することで表現すればよい。 β の低減により結果的にボルト頭部軸力が小さくなるので、支保内圧も小さくなる。

5.2.2 ロックボルト支保特性曲線

式 (5.9) から得られる必要支保内圧 p_r と式 (5.16) から得られる有効支保内圧 p_b との大小関係から、次のような 3 種類の状態を仮定する。ここでは一例として、地山、ロックボルトおよび地山ーロックボルト間の諸物性は既知とし、ロックボルトの打設間隔 (φ および S_z)

を固定して考える。

付着度係数 β とロックボルト長係数をパラメータとする関数を $F(\beta, \eta_l) = p_b - p_r$ として、次の3つの状態を仮定する。

- 1) $F(\beta, \eta_l) > 0$: 安定
- 2) $F(\beta, \eta_l) = 0$: 極限つり合い状態
- 3) $F(\beta, \eta_l) < 0$: 不安定

F をここでは変数 β と η_l の関数として定義しているが、もちろん他の変数をとっても F を表現することができる。したがって、以後任意に選択した変数によって計算される F を単に F 値とよぶこととする。

トンネルの安定を論じるには、トンネルの変形量も考慮しなければならないが、ここでは3つの状態を力のつり合いのみによって便宜的に表現する。

この3つの状態を具体的に例示するため、ロックボルトの打設間隔 $S_z=2.5\text{cm}$ および $\varphi=30\text{deg.}$ で外圧 $p_o=300\text{ kPa}$ の場合の $F(\beta, \eta_l)$ を考える。このとき F 値は、図-5.5のように、ロックボルト長と地山ーロックボルト間の付着度係数に関する特性曲面を描く。この曲面をロックボルト支保特性曲面と呼称する。図中 z 軸の F/p_o は、極限つり合い状態からどの程度有効支保内圧が上回るか（正：安定）あるいは下回るか（負：不安定）に関して内圧換算（kPa）で示される値を外圧（初期地山応力）で正規化した値として例示している。

実験ケースすべてについて各載荷段階における同様の特性曲面を描き、それを (β, η_l) 面上

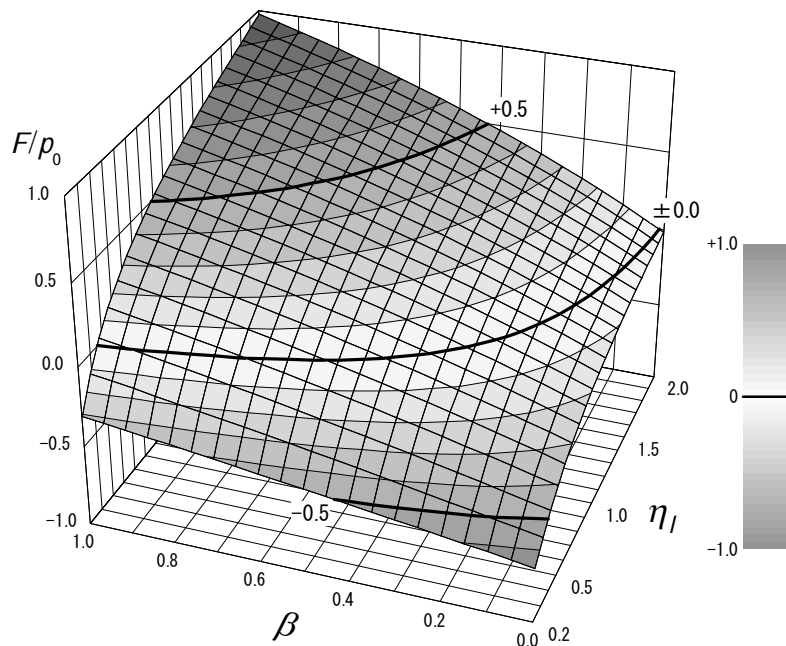


図-5.5 ロックボルト支保特性曲面の一例
($\varphi=30\text{deg.}$, $S_z=2.5\text{cm}$, $p_o=300\text{kPa}$)

に射影すると図-5.6 となる。この図からロックボルトの支保特性曲面の性質として以下のことが明らかである。ただし、等値線上の数値は F 値 ($p_b - p_r$) である。

- 1) 付着度係数が大きいほど必要なロックボルト長は短くてよい。
- 2) 載荷圧が高い段階になるほど、また打設間隔が密なほど F 値の感度が高くなる。
- 3) トンネル半径と同じ程度のロックボルト長 ($\eta_l = 1.0$) であればロックボルト長をそれ以上長くしたとしても、付着度係数に与える安定側 F 値 (>0) の増加はそれほど大きくはならない。
- 4) ロックボルト打設間隔が既知であるとの前提のもとに、付着度係数 β が決まればボルト長を求めることができる。

この例では、ロックボルトの打設間隔を固定して考えたが、何らかの物性試験で付着度係数を求めることができれば、ロックボルトの長さおよび打設間隔に関するロックボルト支保特性曲面を描くことができる。

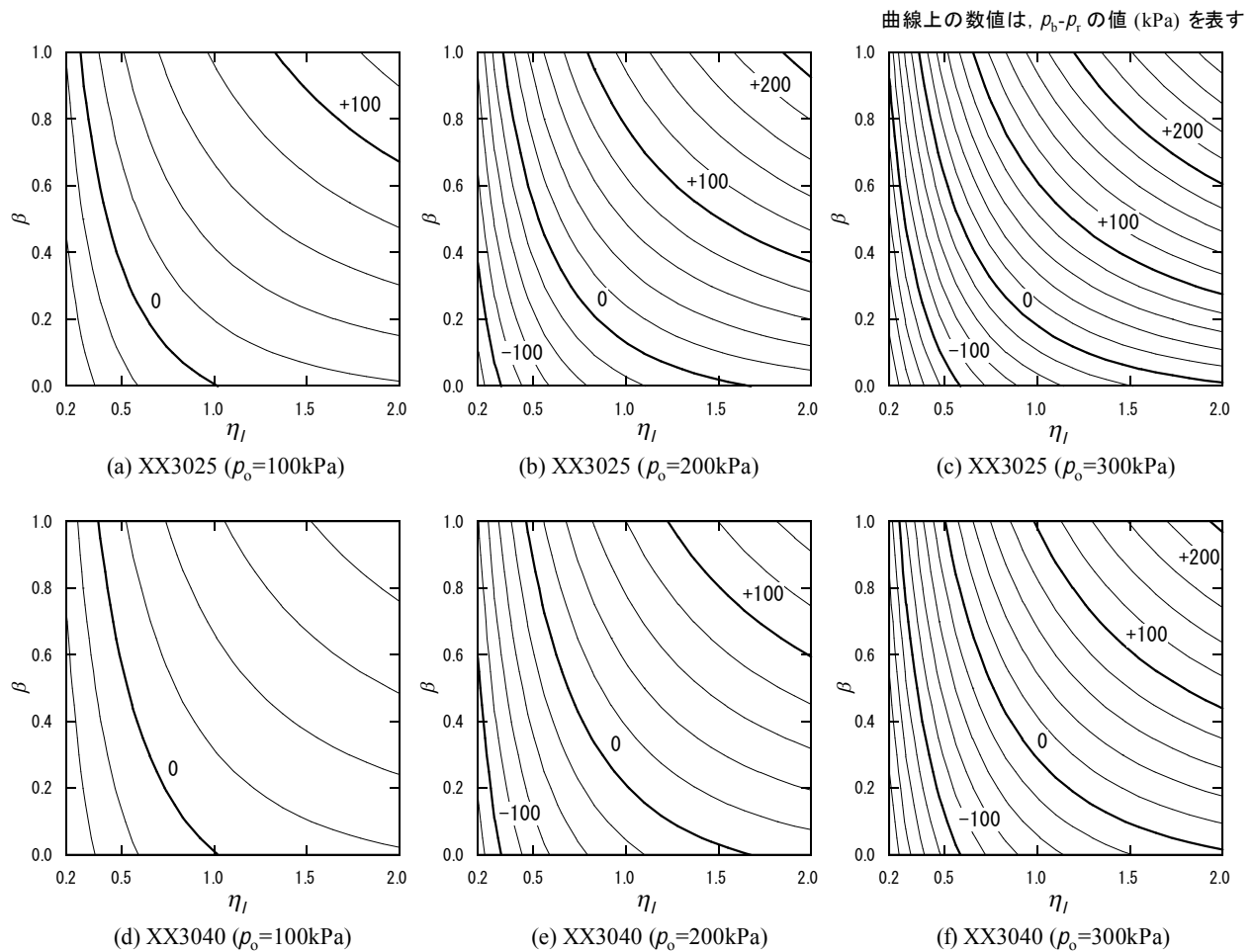


図-5.6 各載荷段階におけるロックボルト支保特性曲面 (S_z および φ : 一定)

5.3 簡便力学モデルを用いたロックボルト最適打設パターン算定手法

前節では、ロックボルト全長がすべて塑性域に含まれるとした場合のトンネル支保内圧の簡便な理論解を導いた。そこでは、地山やボルトの変位については無視し、ロックボルト軸方向の力のつり合いのみによって定式化した。しかし、トンネルの安定性を論じるにはトンネルの変形を考慮する必要がある。そこで本章では、実験で得られたみかけの支保内圧とトンネル壁面変位との関係を定量的に評価するため、まずトンネル壁面に内圧が与えられたときのトンネル壁面変位の簡便解を導く。つぎに実験値の妥当性について簡便解から得られる理論値との比較から検証する。本章の最後では、ロックボルト支保特性曲面とトンネル壁面変位とを関連づけ、最適なボルト長ならびに打設間隔の算定方法について示す。

5.3.1 トンネル壁面変位の簡便解

(1) トンネル壁面変位の簡便解

図-5.7 は、内圧 p_i および外圧 p_o の作用した平面ひずみ条件下の有孔無限媒体を示している。本実験で用いたモデルは厚肉円筒リングであるが、ここでは実際のトンネルに近いモデルを採用する。

トンネル周辺地山がクーロンの降伏規準にしたがう完全弾塑性体であれば、弾塑性境界における半径方向ならびに接線方向の応力の連続性から、境界面に作用する応力 $\sigma_{r,R}$ およびトンネル中心から弾塑性境界までの距離 R は次式で与えられる。

$$\sigma_{r,R} = \frac{2p_o - q_u}{\zeta + 1} \quad (5.17)$$

$$R = a \left[\frac{2}{\zeta + 1} \frac{q_u + p_o(\zeta - 1)}{q_u + p_i(\zeta - 1)} \right]^{\frac{1}{\zeta - 1}} \quad (5.18)$$

弾塑性境界外側の弾性域では、掘削半径 R のトンネル壁面に内圧 $\sigma_{r,R}$ が作用したものと考えることができる。したがって、弾塑性境界面の半径方向変位 u_R は次式から導くことができる。

$$u_R = \frac{1 + \nu_r}{E_r} (p_o - \sigma_{r,R}) R \quad (5.19)$$

一方、トンネル壁面変位 u_a は、簡単のため変形前と変形後の塑性リングには体積変化が生じないものとするれば次式が成り立つ。

$$(R^2 - a^2)\pi = \{(R - u_R)^2 - (a - u_a)^2\} \pi \quad (5.20)$$

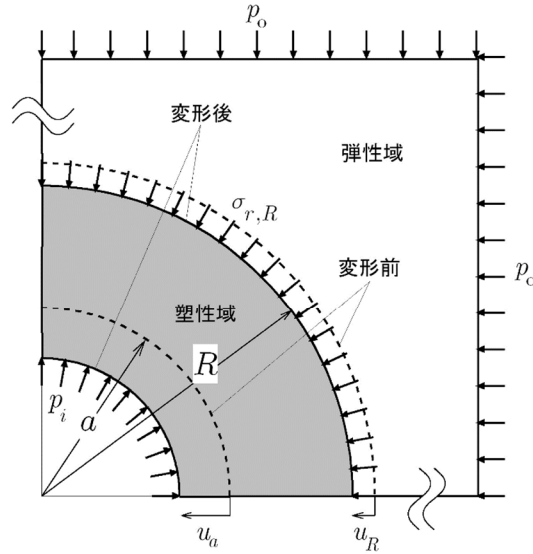


図-5.7 有孔無限媒体モデル

体積変化なしの仮定は、たとえば Duncan Fama⁴⁾が次のように述べている。「かなり低強度な岩盤では完全塑性の仮定が適当である」とし、さらに「このときの破壊にともなう体積変化はない」としてダイレイタンシー角をゼロとした低強度地山トンネルの安定問題に言及している。また、山地ら⁵⁾は地山降伏後のロックボルトの作用効果に関して、つぎのような知見を得ている。亀裂の発達した地山を対象に実験結果と現場計測結果の分析から、「ロックボルトの打設によって地山の最大強度後の挙動はひずみ軟化から完全塑性へ転移、すなわち最大強度後の耐荷力を失わない」ことを示している。本研究でもこれらの見解や知見にしたがい、安全側でもあることを考慮して強度劣化や体積変化については考慮しないこととした。

式(5.20)を解き、微小項 u_R^2 を無視して整理すると、 u_a が次式のように与えられる。

$$u_a = u_R \left(\frac{R}{a} \right) \quad (5.21)$$

式 (5.21) に (5.18) および (5.19) を代入すると、

$$u_a = \frac{1 + \nu_r}{E_r} \left(\frac{\zeta - 1}{\zeta + 1} \right) \left(p_o + \frac{q_u}{\zeta - 1} \right) \frac{R^2}{a} \quad (5.22)$$

となる。本式中の R は式(5.18)で表せる。

式 (5.22) で与えられる理論解の妥当性を検証するため、同式中の内圧 p_i および外圧 p_o に対して、実験値の線形近似線と与えられる載荷圧一みかけの支保内圧関係 (図-2.25) を代入し理論解の適否を検討する。ただし、理論解の適否を検討するには次の修正を施す。

ロックボルトの作用効果は地山が塑性化した後に発揮されるとすれば、ボルト軸力が生じない載荷圧では、まだその効果が発揮されていないと考えることができる。そこで、塑性後の壁面変位にのみ着目するため、実験において軸力が現れるまでの載荷圧分を原点にシフトさせて実験値と理論値の壁面変位を比較する。このシフト分を考慮した壁面変位率および載荷圧をそれぞれ u_a/a および p_o^* とする。こうして得られた実験値にもとづいた理論曲線が図-5.8である。本図から、実験ケース 033040 のみ理論曲線の方が大きめの値をとっているが、概ねロックボルト軸力発現後の実験挙動を表現できるものと判断できる。

(2) 支保内圧とトンネル壁面変位の関係

トンネル壁面変位とロックボルトの打設パターンとの関係を明らかにするため、前項で求めたロックボルト支保特性曲面とトンネル壁面変位とを関連づけることを試みる。この関連づけの媒介となるのは、支保内圧となる。この関連づけによって、選択したボルト長な

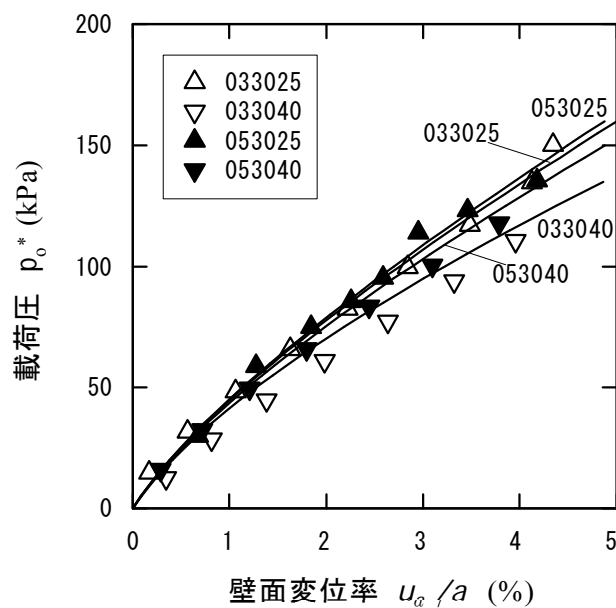


図-5.8 トンネル壁面変位 (理論曲線と実験値との比較)

らびにその打設間隔に対してどの程度の壁面変位が生ずるかを求めることができる．逆に言えば，施工条件や吹付けコンクリート部材などの許容応力などから許容される壁面変位率（以下，許容壁面変位率）が決まり，それを満足するロックボルト打設パターンを導出することもできる．

Hoek ら⁶⁾ はトンネル周辺地山を弾性に保つための最小支保内圧を限界支保内圧 (critical support pressure) p_{cr} として次のように定義している．式 (5.18) において，弾塑性境界までの距離 R がトンネル半径 a と等しいときの p_i が p_{cr} となるから，

$$p_{cr} = \frac{2p_o - q_u}{\zeta + 1} \quad (5.23)$$

したがって， p_{cr} 以上の内圧ではトンネル周辺には塑性領域が生じず，本モデルは適用できない．

以上により，ロックボルトの付着特性から得られる有効支保内圧 p_b は，5.2.2 で定義した下限側の条件，すなわち， $p_b \geq p_r$ で表される条件と，式 (5.23) で表わされる限界支保内圧を上限として新たに条件に加えると，本モデルに関する有効支保内圧 p_b の適用範囲は次のようになる．

$$p_r \leq p_b \leq p_{cr} \quad (5.24)$$

初期地山応力と地山および地山－ボルト間特性が既知であれば，ロックボルト打設パターンに応じて式 (5.24) を満たす有効支保内圧 p_b を求めることができる．この p_b をそのままトンネル壁面変位算定式 (5.22) の p_i に代入すれば，最終的にボルト打設間隔とトンネル壁面変位量との関係を導くことができる．

5.3.2 ロックボルト打設パターンの最適範囲算定例

実験で用いた諸物性を例にとって，最適なロックボルト打設パターンの範囲を絞り込む方法を述べる．

最大載荷圧 p_o (300kPa) を初期地山応力と見なし，また，ロックボルト単体の引抜き試験により付着度係数が $\beta=0.4$ であったと仮定する．また，ボルト打設密度係数を η_p として，

$$\eta_p = \frac{l_b}{S_z 2 \sin(\varphi/2)} \quad (5.25)$$

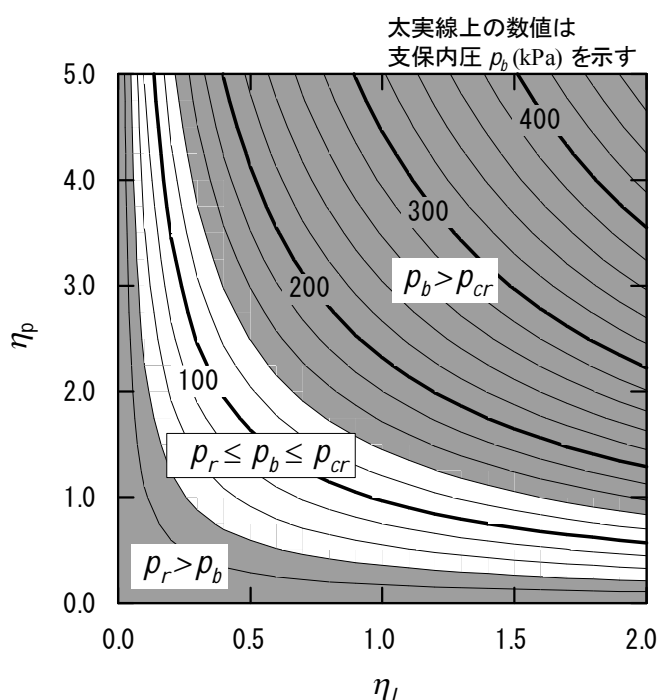


図-5.9 ロックボルト打設パターンと支保内圧

とする無次元量を定義する． η_p はボルト周長やトンネル円周方向あるいは軸方向のロックボルト打設間隔が密になるほど大きな値をとる．

先に与えた F 値において， η_p とロックボルト長係数 η_l を変数にとれば，これらをパラメータとした支保内圧 p_b を求めることができる（図-5.9）．また本図において着色された領域は， $p_b \leq p_{cr}$ と $p_r > p_b$ である．したがってこれらの領域に囲まれた部分（非着色領域）が本モデルを適用したときのトンネルの安定に必要な支保内圧の範囲となる．本図から次のことがいえる．

ロックボルト打設間隔が密になるほど（ η_p が大きくなるほど）必要なボルト長は短くてよい（ η_l が小さくてよい）が， η_p がほぼ1.5を境にしてそれよりも小さいと，ボルト長を長くしたことによる支保内圧効果はそれほど得られない．見方を変えれば， η_p をより大きなものとするれば，ボルトを少しでも長くしたことの効果は増す．このことは，実験で採用した打設パターンの範囲 $0.6 \leq \eta_l \leq 2.0$ および $0.58 \leq \eta_p \leq 0.93$ では，ボルト長を長くするよりも打設密度を密にした方が効果が大きいという実験結果も説明できる．

さらにトンネル壁面変位率との関係を得るために，図-5.9 で与えられる支保内圧の範囲を式（5.22）に適用すれば，図-5.10 に示す支保内圧とトンネル壁面変位率の関係が得られる．本図から，たとえば許容壁面変位率を5%以下に設定したい場合には支保内圧が120kPa以上必要となり，これを満足する打設パターンは図-5.9 の線で与えられることになる．

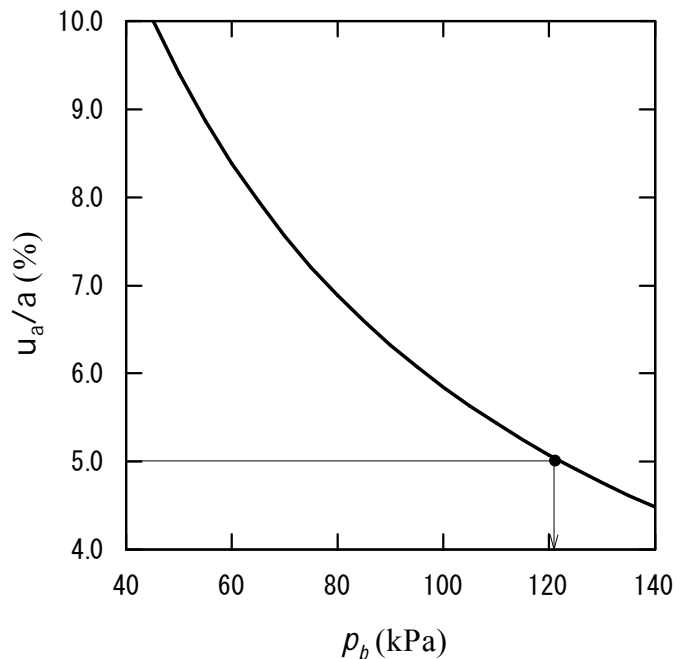


図-5.10 適用範囲内支保内圧とトンネル壁面変位率

ここで得られた支保内圧 120kPa は，初期地山応力として設定した外圧 300kPa の 40%に相当する．初期地山応力の程度にもよるが，実際には支保工強度には限度があり，ここで得られた支保内圧をそのまま実スケールに適用することが困難な場合もある．また，掘削面に与える支保工の反力は最大でも 1.0～1.5MPa 程度である⁷⁾と指摘している．したがって，実設計への適用にあたっては支保工強度やその反力に十分配慮しなければならない．

この算定過程をまとめると，図-5.11 のようなフローチャートとなる．

このように本モデルでは，地山およびロックボルトに関して得られた物性値の数が限られていても，トンネルの安定に必要なロックボルトの打設パターンの範囲を求められる．

5.4 本章のまとめ

本章では，前章の軸対称低強度地山トンネルにおける模型載荷実験結果に基づき，仮説や仮定を設けてベアリングプレートを有するロックボルトを配したトンネルの簡便力学モデルを構築した．そのモデルにより，ロックボルト支保特性曲面という概念を提示し，その概念に基づく設計法を提案した．

本章で得られた主な結論を以下に示す．

- 本研究で提案した簡便モデルにより，便宜的にトンネル安定性を論じることができる．
- ボルト長あるいはボルト打設密度の範囲によっては，トンネル壁面変位抑制に顕著な

効果をもたらす範囲とそれほど効果を示さない範囲がある。

- 許容壁面変位率を設定することにより、支保内圧の適用条件を満たす最適なボルト打設パターンの範囲を絞り込むことができる。

簡便モデルによって実験結果を説明できることも確認した。ただし、つぎのような適用上の限界もある。すなわち、壁面変位算定式においてはロックボルトを剛体とみなしていること、地山－ロックボルト相互作用を付着度係数によって簡便化を図るなどしていることである。

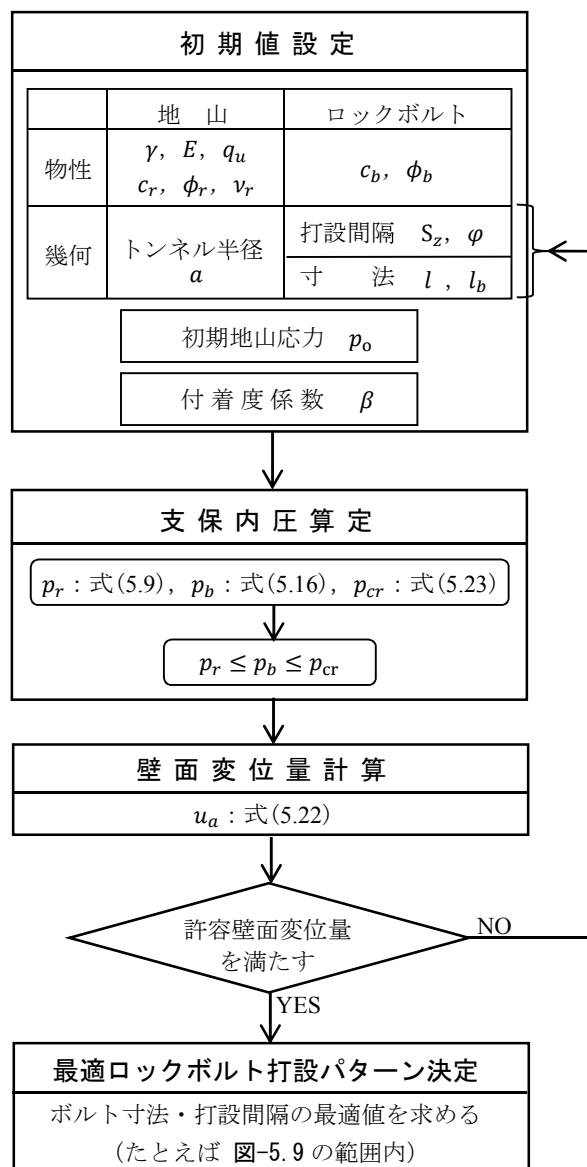


図-5.11 最適打設パターン算定フロー

しかし、この簡便モデルによって、実設計への目安や実際に計測されたロックボルトの実現象に対するひとつの評価を与えることができる。

参考文献

- 1) 土門剛, 今田徹, 西村和夫: ロックボルトによる支保内圧効果を考慮した低強度地山トンネルの簡便モデル, 土木学会論文集, Vol.722/No.III-61, pp.149-167, 2002.
- 2) 蔣宇静, 江崎哲郎, 横田康行: 軟岩地山トンネルの安定におけるロックボルトの力学的作用効果, 土木学会論文集, No.561/III-38, pp.19-31, 1997.
- 3) 鄭光司, 広井恵二, 西岡哲, 福井康: NATM に関する基礎的研究 (その 4) —ベアリングプレートの支保効果に関する実験—, 東急建設技術研究所年報, No.10, pp.23-28, 1984.
- 4) 斎藤敏明, 寺田浮: ロックボルトにおけるベアリングプレートの作用効果について, 資源・素材学会春季大会資料, pp.187-188, 1991.
- 5) Duncan Fama, M.E.: Numerical modelling of yield zones in rocks, In Comprehensive rock engineering (ed. Hudson, J.A.), Vol.2, pp.49-75, Pergamon, Oxford, 1993.
- 6) 山地宏, 櫻井春輔, 平井正雄, 中田雅夫: 現場計測結果に基づくロックボルトの作用効果の評価, 土木学会論文集, No.529/III-33, pp.1-9, 1995.
- 7) Hoek, E., Kaiser, P.K. & Bawden, W.F.: Support of Underground Excavations in Hard Rock, A.A.Balkema, Rotterdam, 1995.
- 8) 今田徹: トンネル支保構造物の設計思想, 土木学会論文集, No.672/VI-50, pp.1-12, 2001.

第6章 地山ーボルト付着特性を考慮した鏡ボルトの力学モデル

本章では、鏡補強工による切羽安定対策を対象とし、その補強工のうち鏡ボルトの力学モデルを構築する。

鏡ボルトをはじめ各種鏡補強工が発展してきているが、その設計に至っては、類似設計や数値解析によることが多く、鏡ボルトの補強機構を考慮した力学モデルに基づいた設計法が考案されていない。

そこで、低強度地山を想定した三次元掘削実験および数値解析による再現解析を実施して、鏡ボルトの配置パターンの差違によるそれぞれの変位抑制効果について論じる。つぎに、鏡ボルトの軸力発現機構を踏まえた簡便な力学モデルについて、第5章で得られたパターンボルトにおける力学モデルを鏡ボルトの力学モデルとして展開して適用を試みる。最後に、トンネルおよび鏡ボルトの幾何条件と地山および地山ー鏡ボルト間の強度定数だけを用いた簡易設計手法を提案する。

6.1 鏡ボルト工の支保効果に関する模型実験

6.1.1 実験モデルの考え方

実験モデルは、掘削過程や鏡ボルトの打設過程を再現すること、さらには実験の再現性を確保することから、実験規模およびその手順の簡便さを考慮したモデルとした。また、トンネルは鏡ボルトの主たる効果が得られると想定される上半断面のみとし、掘削時には適度な自立性を有し、かつ周辺地山の変位が生じるよう若干の粘着性を有する粒状体地山とした。実験の容易さを考慮し、打設する鏡ボルトの数も抑えた。また、天端沈下量、地表面沈下量および鏡面押出し量の抑制に鏡ボルトがどの程度の効果をもたらすかを把握することを目的とするため、掘削にともなう周辺地山挙動あるいはモードが実挙動に近づけられるよう重力場における実験とした。

なお、鏡ボルトの打設角度による変位抑制効果も検討するため、水平方向（トンネル軸方向）向上向き角度が 0° （水平打設）だけでなく、鏡面から前方に向かって放射状に打設するパターンも実験した。

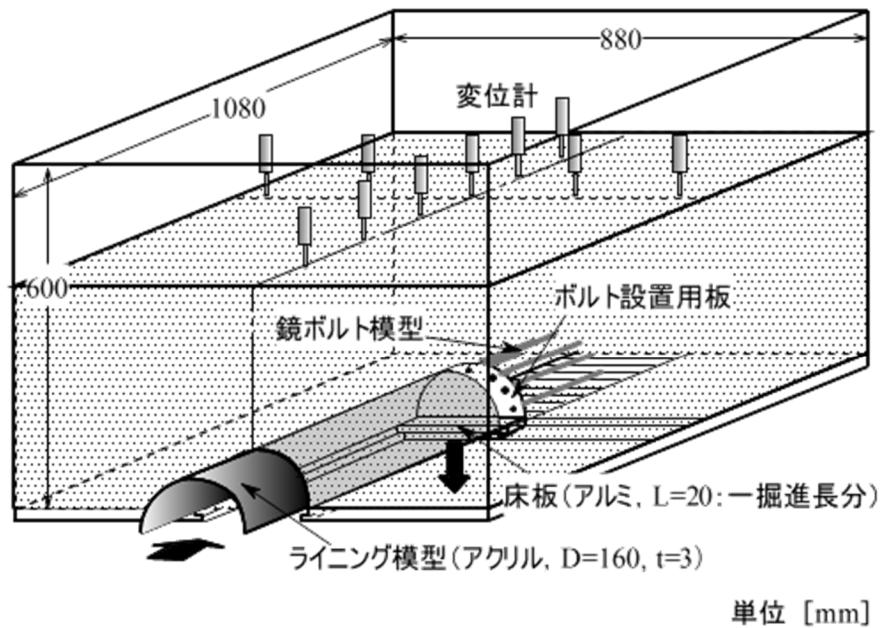


図-6.1 三次元トンネル掘削模型実験装置

6.1.2 実験装置・方法および実験ケース

(1) 模型土槽

実験に用いた土槽は、図-6.1に示すように幅880mm、奥行き1080mm、高さ600mmのアルミ製である。土槽下部にはトンネル軸方向に長さが20mmの床板（図-6.1中）を地山作製前に土槽底部に22個設置し、掘削ステップに合わせて一個ずつ取りはずしながら、半円形トンネルを逐次掘削した。

(2) 模型地山

切羽や地表の変形を計測でき、かつ適度な自立時間を有する地山材料として、銅散弾：酸化亜鉛：ワセリン＝200：0.3：1の重量配合比で混ぜたものを用いた。物性を表-6.1に示す。

地山の作製は高さ300mmを6層に分けて、1層ごとに2.3kN/m²の上載圧で締め固め、さらにかた詰めの場合には表面を均等に1層あたり100回打撃した。

(3) 鏡ボルト模型

鏡ボルト模型は図-6.2に示すように、長さ160mm(1D)、一辺2mmの正方形断面のアクリル製角棒にエポキシ樹脂で砂を付着させたものである。砂を付着させると直径3mmとなる。トンネル断面に比してボルト断面が相対的に大きい、ひずみゲージ寸法などの実験的な制約に加え、本研究ではボルト補強効果を把握することを主眼としていることからこのようなボルト模型を採用した。

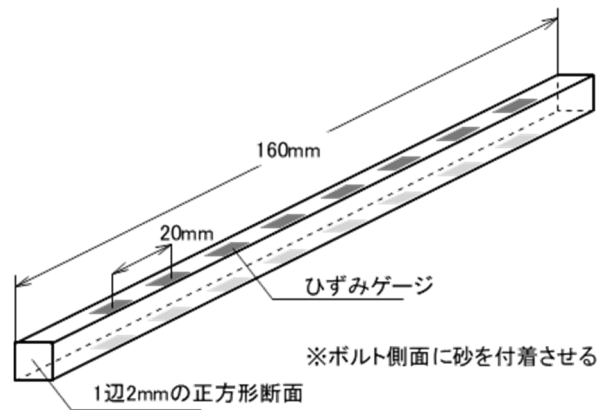


図-6.2 鏡ボルト模型

鏡ボルトの打設はトンネル掘削後所定の打設パターンで地山中に手作業により挿入した。各掘削ステップでは、切羽後方の1ステップ分(20mm)の地山を手掘りで掘削したあとに露出した鏡ボルトをニッパで切断した。なお、鏡ボルトの打設は、打設位置や打設角度を調整した半円形のボルト設置用板を鏡面にあてがって手作業により地山に挿入した。

軸力の計測はボルト1本あたり2枚1組のひずみゲージ(ゲージ長:1.0mm)を8組等間隔に貼りつけた。軸力の値は、別途行った引張試験で得た引張荷重－ひずみ関係から校正係数を求め、本実験で計測されるひずみに校正係数を乗じることによって軸力として取り込んだ。

(4) トンネル逐次掘削方法

トンネル掘削時における掘削面からの地山材料崩落防止を目的に、掘削と同時にライニング模型を挿入していった。ライニング模型は、長さ3.1D(500mm)、外径1D(160mm)、厚さ3mmの亚克力製の半円筒である。地山を掘削する前の1ステップ分(20mm)を実験槽底板に施したレールにライニング脚部をはめ、レールに沿ってライニング模型を少しずつ人力で挿入した。そのあとに挿入した部分の地山を手掘り掘削し、最終的に所定の掘削位置(2.8D, 448mm)まで掘削した。

(5) 実験ケース

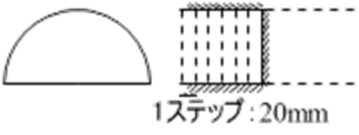
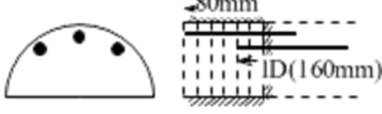
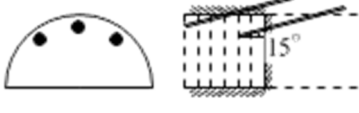
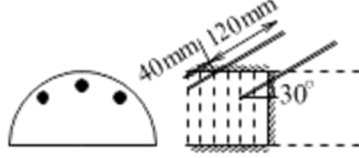
実験は、トンネル軸方向に水平(0°)に打設したパターン、15°および30°放射状にそれぞれ打設したパターンと、それに無補強を含め4ケース実施した。ボルト配置図を表-6.2に示す。放射状打設を実験に加えた理由は、掘削にともなう地山の挙動はトンネル前方地山の上部から鏡面に変位する挙動、すなわち水平よりも上向きかつ放射状の挙動が卓越することを想定し、この変位を抑制するにはその挙動に沿った角度で打設することが効果的であると考えたことによる。

表-6.1 地山模型の主な物性

密度 (密度試験)	ゆる詰め※	5.4 g/cm ³
	かた詰め※	5.8 g/cm ³
内部摩擦角 (一面せん断試験)	ゆる詰め	32°
	かた詰め	35°
変形係数 (E_{50}) (三軸圧縮試験)	ゆる詰め	2.3 MPa
	かた詰め	3.9 MPa
フルイ分け試験	有効径 (D_{10})	0.88 mm
	均等係数 (U_C)	2.18
	D_{60}	1.92 mm
安息角		約 25°

※) ゆる詰め：打撃回数 0. かた詰め：打撃回数 100 回

表-6.2 実験ケース（鏡ボルト配置パターンと概念図）

実験 ケース	鏡ボルトの配置		配置概念図
	打設角度	打設の特徴	
ボルトなし	—	—	 1ステップ: 20mm
0° (水平)	0°	どの断面においても同一の打設密度	 80mm 1D (160mm)
15° (放射)	放射状 15°	ボルト打設後 4 ステップ掘削の際、鏡面からはボルトなしの状態になる	 15°
30° (放射)	放射状 30°	ボルト打設後 3～4 ステップ掘削の際、鏡面からはボルトなしの状態になる	 40mm/120mm 30°

ボルトのラップ長：打設角度によらず、打設後 8cm (4 ステップ) 掘削後につぎのボルトを打設。

打設本数：3 本／断面. 打設シフト：6. 掘削距離：2.8D (440mm)

6.2 鏡ボルト工の支保効果に関する数値解析と模型実験との比較

6.2.1 三次元数値解析におけるモデル化手法

実験では模型規模・材料や掘削手法等の制約により、鏡面押出し量を直接計測することができない。したがって、数値解析で再現し、実験で計測できなかった項目について分析を行った。図-6.3 に解析メッシュを示す。なお、鏡ボルトの有無の両ケースにおいて、実験値と解析値の地表面沈下量を比較することにより解析モデルの妥当性を検証した。数値解析は三次元有限差分法解析（FLAC3D）で行った。

解析に用いた地山およびボルトの物性値を表-6.3 に示す。なお、同表に示した解析用の物性は、実験結果に近い値となるよう材料特性や強度定数等をフィッティングした最終的な値である。地山は弾完全塑性とし、降伏条件に Mohr-Coulomb 規準を適用した。ボルトはパイル要素としてモデル化し、ラップ長および打設パターンは実験の通りとした。ボルトと地山の間の付着特性は、アクリル材－砂－地山材料のうち、付着切れはボルト表面の砂と地山材料の間で発生すると判断し、地山材料の付着特性を用いることにした。以下の解析では鏡ボルトの打設パターンのみ変更しながら行う。図-6.4 に実験結果と解析結果の例を示す。縦軸はトンネル天端直上の地表面沈下量 u_c をトンネル直径 D で除した無次元量とし、横軸はトンネル切羽からの距離をトンネル直径 D ($=160\text{mm}$) で表している。正值は既掘削、負値は未掘削位置を表す。

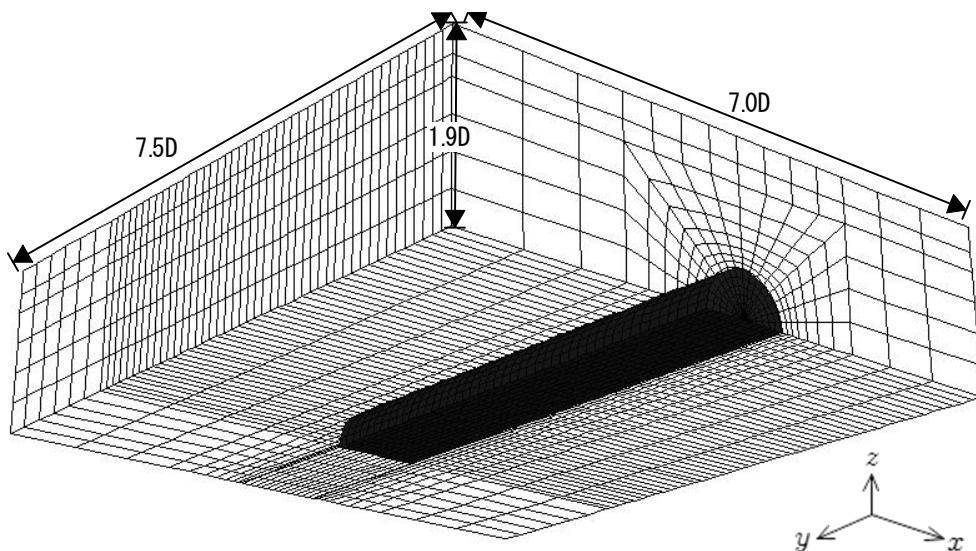


図-6.3 解析メッシュ（底面側から見た全体図）

表-6.3 数値解析における材料物性

地山	弾性係数	2,900 kPa
	ポアソン比	0.45
	内部摩擦角	35°
	粘着力	7.3 kPa
鏡ボルト	弾性係数	4.5×10^5 kPa
地山－ボルト間	付着強度	7.3 kN/m/m
	付着剛性	0.35 kN/m

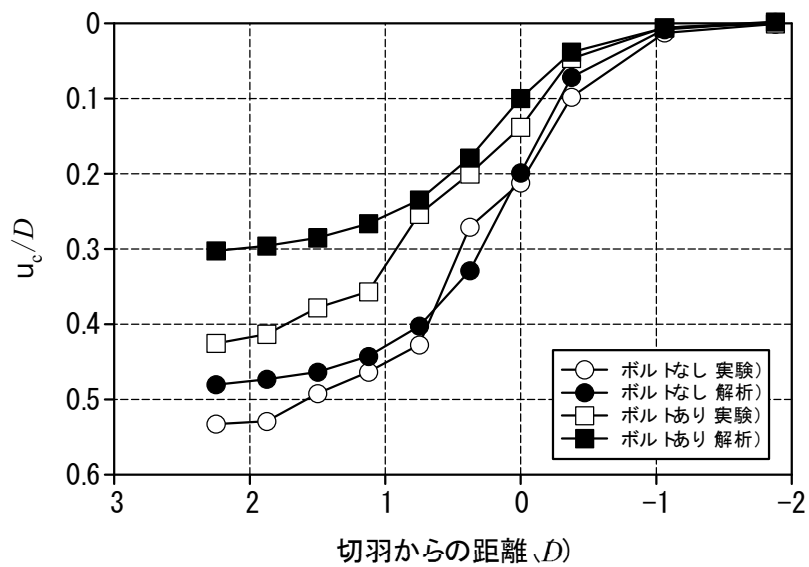


図-6.4 実験と解析の比較—縦断方向地表面沈下—

6.2.2 打設角度による補強効果

(1) 地表面沈下の抑制効果

2.8D (448mm) 掘削（最終掘削）後のトンネル縦断方向における u_c/D を図-6.5 に示す。打設角度が大きいほど地表面沈下量も大きくなるのがわかる。表-6.2 に示す配置では、水平打設は6本／断面が存在し、放射状 15°打設は鏡面外に若干ボルトが残置している状態である。放射状 30°打設ではボルトが鏡面外に位置し鏡面内にはない状態になる。切羽後方約

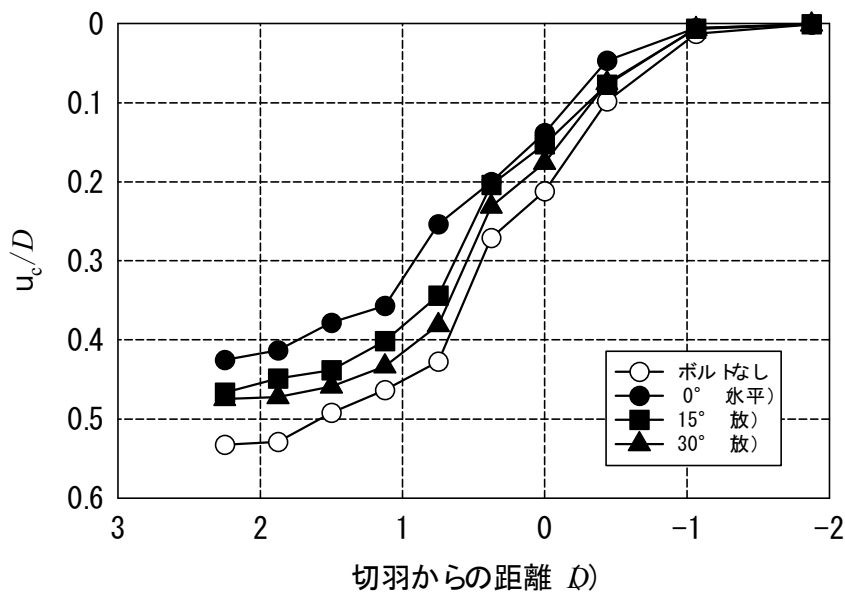


図-6.5 打設角度と縦断方向地表面沈下（実験）

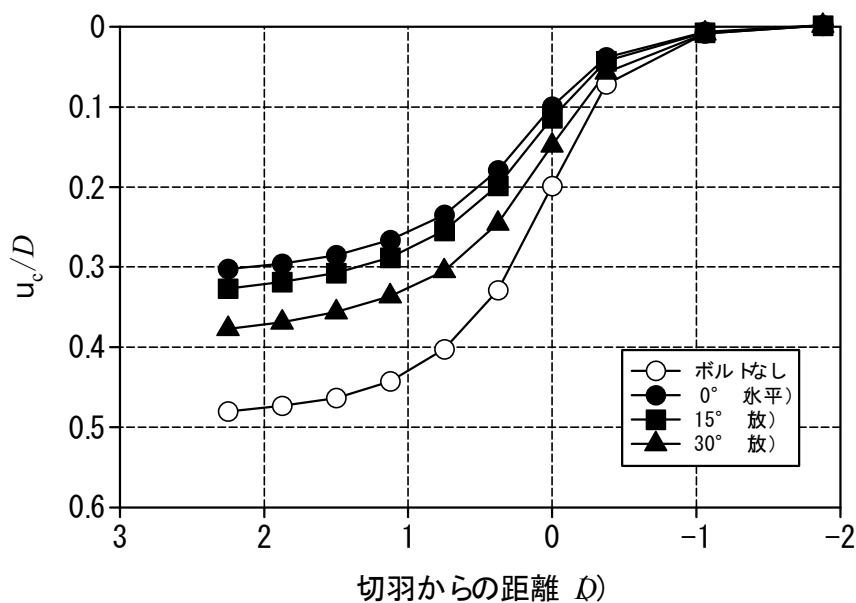


図-6.6 打設角度と縦断方向地表面沈下（解析）

2D では、水平打設はボルトなしに比べて約 22% の変位低減効果が見られるが、放射状 15° は 15% の低減、放射状 30° は 10% 程度の低減となり、打設角度が増すにしたがって低減効果が低くなっていくのがわかる。また、図-6.6 に示す最終掘削後における解析結果の場合も、同様に打設角度が増すほど変位低減効果は低くなっている。

図-6.7 に示す最終掘削後の切羽位置 2.8D における横断方向の u_c/D も同様に、打設角度が大きいほど地表面沈下量が多い。

これらの挙動は次のように説明できる。打設角度が大きくなると、残置したボルトも短くまた角度も放射状であるためトンネル切羽から遠ざかるにしたがって鏡面積あたりの打設密度が小さくなる。また、残置したボルト長も短くなるため縦断方向を含めた切羽周辺における全鏡ボルトの合計打設長も短くなる。そのため、放射状打設ではボルトが残置していても補強材としての役割は発揮されず、地表面沈下量が大きくなってしまふものと考えられる。

(2) 鏡面の安定性

図-6.8 に、数値解析における鏡ボルトの打設角度による鏡面中央部の最大押出し量を示す。打設直後の切羽においては打設角度による影響は小さいが、打設後 2 ステップ掘削した地点（放射状 30° 打設ではボルトが切羽面外に位置し切羽面内にはない状態）では、放射状打設のケースがいずれも掘削直後の鏡面押出し量に比して 0.05D (15° 打設) ～0.1D 弱 (30°

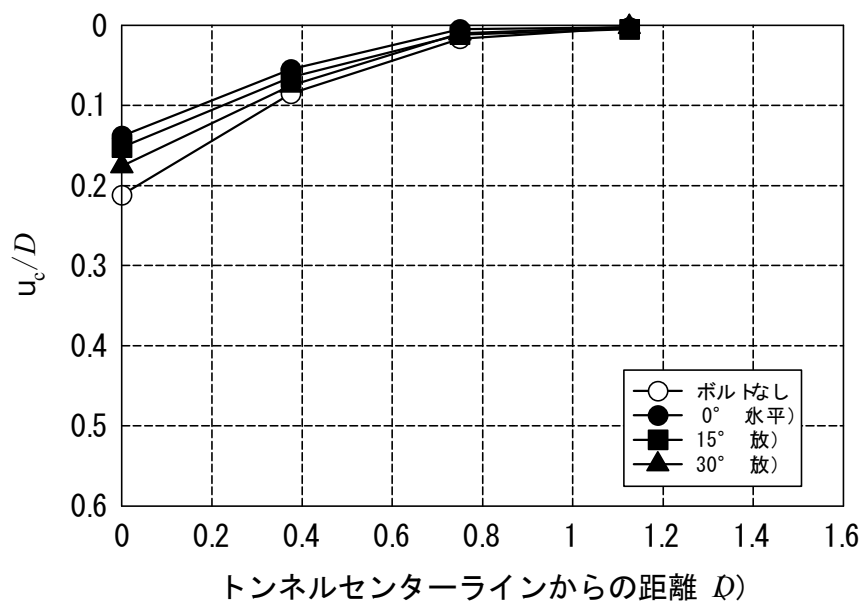


図-6.7 打設角度と横断方向地表面沈下（実験）

打設)程度大きくなるのがわかる。一方、水平打設の場合は、打設直後と2ステップ掘削後に変化はなく、0.18D程度の鏡面押出し量にとどまっている。

図-6.6および図-6.8をもとに算出したボルト打設角度に対する地表面沈下量および鏡面押出し量の変位低減率(ボルトなしを基準)を図-6.9に示す。実験と解析では比較してい

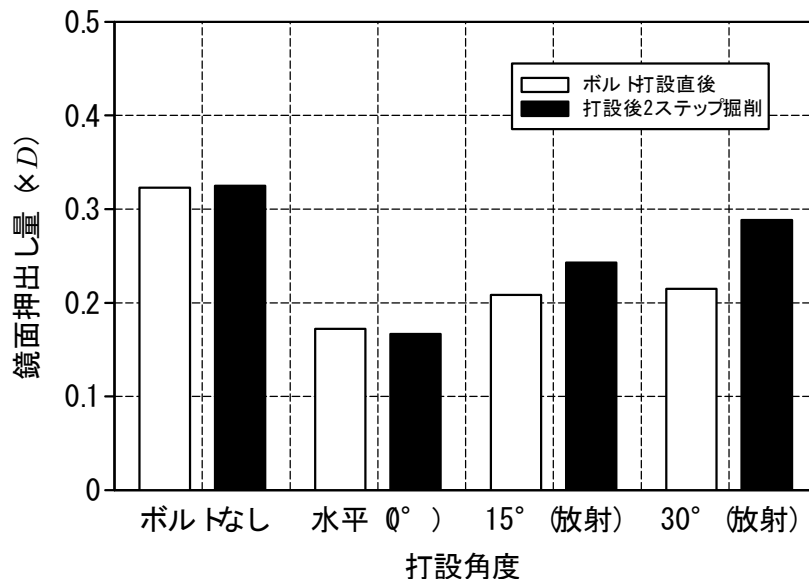


図-6.8 打設角度と鏡面押出し量の最大値

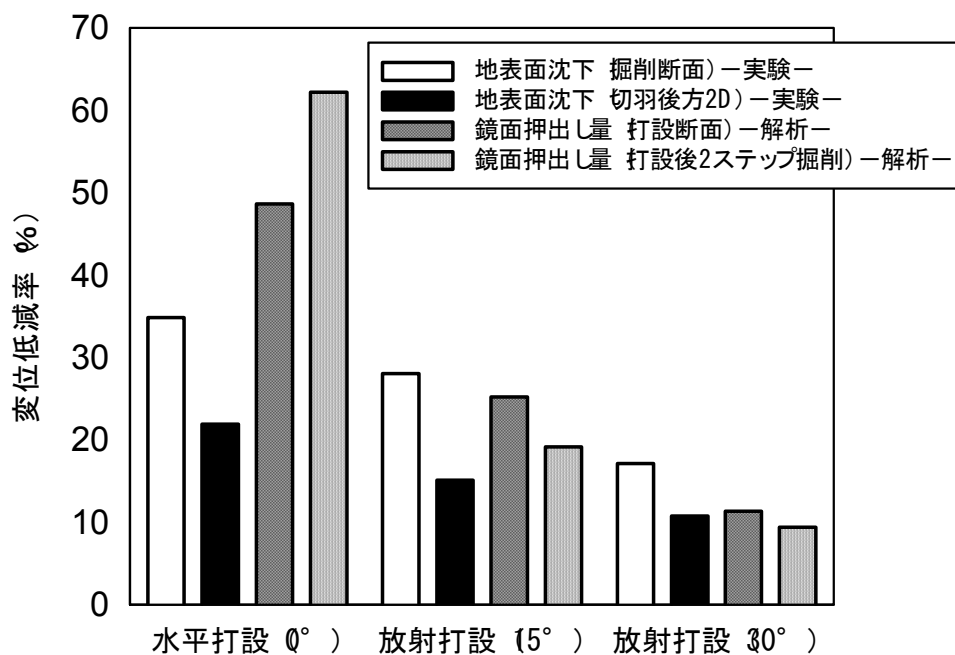


図-6.9 打設角度と地表面地下および鏡面押し出し量低減率

る段階が異なるが、実験における地表面沈下量では水平打設が最も低減率が高く、いずれも約 20～30%程度の低減率がある。一方、解析における鏡面押出し量は、前述の地表面沈下量の考察でも述べたように、打設角度により切羽前方の打設密度および残置ボルトの数や長さの効果で、水平打設の低減率が突出していることがわかる。

以上より水平打設の優位性が示されたことから、鏡ボルトの力学モデルは水平打設のみを対象とする。

(3) 鏡ボルトの軸力発現機構

軸力計測用ボルトを鏡面のほぼ中央に打設して、各打設角度による軸力の変化を考察した。ここでは変位抑制効果の最も高かった水平打設の軸力を図-6.10 に示す。

図-6.10 を概観すると、

- 1) 最大軸力位置は鏡面近傍である。
- 2) 軸力分布は最大値から先端まで線形である。

が、主に第 3 ステップ以降に共通する挙動といえる。

さらに分析すると、打設後 2 ステップ時に最大の軸力を呈し、残長が短くなる 4 ステップからは軸力の減少が見られる。また、1 および 2 ステップ時のみ最大値が切羽前方にある。ただし、力学モデル構築の簡便化を目的として、最大軸力発生位置はほぼ鏡面であるとみなす。

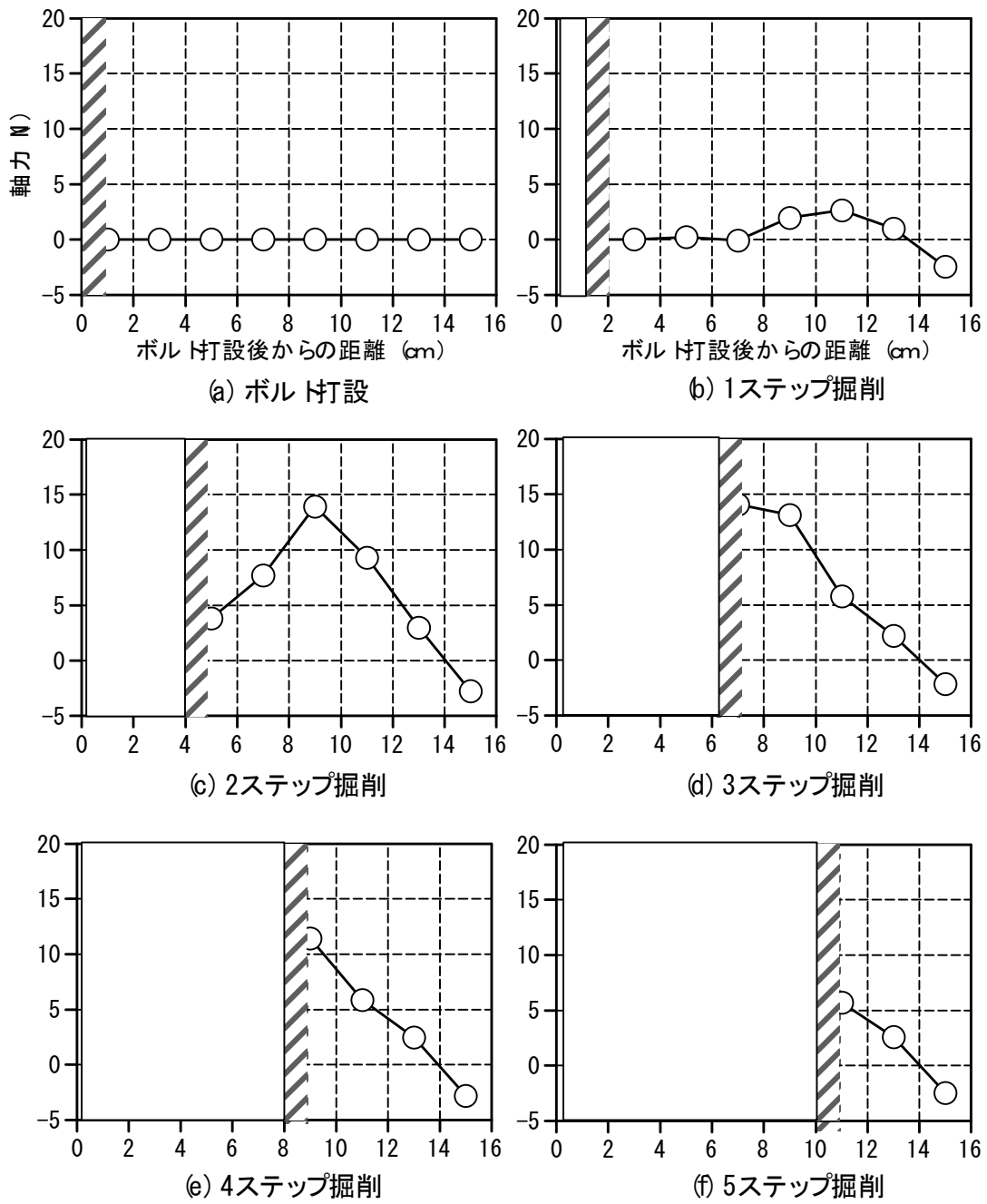


図-6.10 掘削ステップと水平打設の鏡ボルト軸力 (実験)

6.3 簡便モデルを適用した鏡ボルト工の簡易設計手法

6.3.1 鏡ボルトを含む地山の力学モデルの考え方

低強度の連続体地山を想定して、第 5 章で構築したロックボルトで支保された軸対称トンネルにおける簡便な力学モデルを、鏡ボルトの力学モデルへと発展させる。

鏡ボルトのモデル化にあたっては、ロックボルト支保で考えたモデル化を基本とし、さらに 5.2 までに得られた実験および解析結果からモデル化の仮定や具備すべき条件として表-6.4 に示す。

鏡ボルトの場合でも、地山が塑性状態に達したあとに切羽の安定が確保されるかどうかの問題になるとの認識のもと、実験結果および数値解析による再現結果からこれらの条件を踏襲した。

さらに、鏡ボルト独自の仮定および前提条件として図-6.11 のようにトンネル縦断形状を矩形として表現し（条件 I-4）、縦断においても塑性域はトンネル掘削面から等距離にある

表-6.4 力学モデル構築の仮定と条件

対 象	No.	条 件
地山 および トンネル	I-1	クーロンの降伏条件にしたがう弾完全塑性体とする。
	I-2	弾塑性境界までの距離は掘削面から一定とする。
	I-3	弾塑性境界上の応力は土被り荷重（あるいは緩み荷重）とし、境界に垂直に作用するものとする。
	I-4	トンネル横断面形状は円形、縦断面形状は矩形とする。
	I-5	鏡ボルト以外の支保工は考慮しない。
鏡ボルト	II-1	塑性域内に存在するボルトのみ考慮する。
	II-2	弾塑性境界点を軸力ゼロとし、ボルト頭部近傍において最大となる線形軸力分布とする。
	II-3	頭部軸力（最大値）をボルト 1 本が負担する面積で除したものを支保内圧とする。
	II-4	ボルトは打設箇所によらず同じ値の支保内圧を及ぼすものとする。
地山－ボルト間	III-1	周面摩擦力（＝一定）のみ考慮し、粘着力は無視する。
	III-2	付着の度合いを表現する付着度係数を導入する。

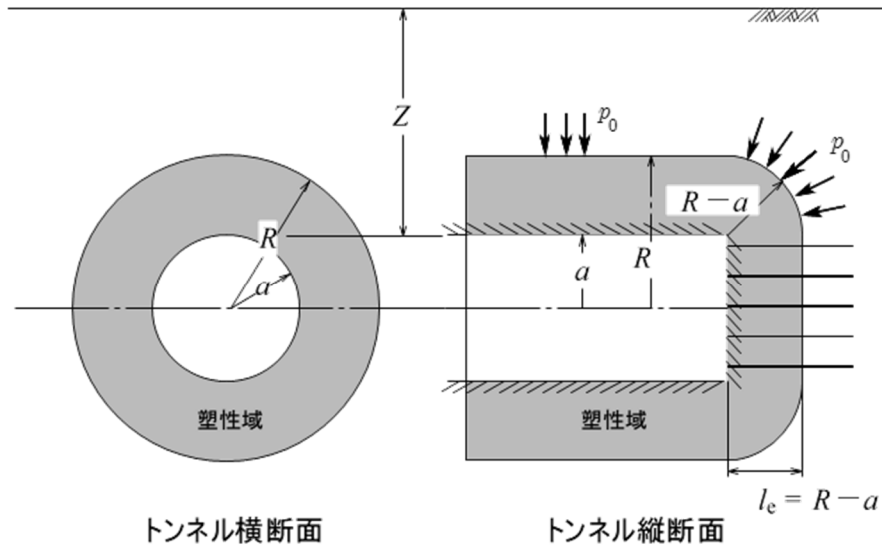


図-6.11 鏡ボルト力学モデル構築の地山条件

とした（条件 I -2）．なお，弾塑性境界までの距離 R は，軸対称円孔理論から導かれる次式により求められる．

$$R = a \left(\frac{2}{\zeta + 1} \cdot \frac{q_u + p_o(\zeta - 1)}{q_u + p_i(\zeta - 1)} \right)^{\frac{1}{\zeta - 1}} \quad (6.1)$$

ここで， a はトンネル半径， $\zeta = (1 + \sin \phi_r) / (1 - \sin \phi_r)$ ， q_u は地山の軸圧縮強さ， ϕ_r は地山の内部摩擦角， p_i は内圧， p_o は外圧（拘束圧）である．

また，鏡ボルト以外に補強効果をもたらす支保工は考慮しない（条件 I -5）．

以上のような条件のもと，鏡ボルトを含む地山の力学モデルを構築する．

6.3.2 鏡面の安定に必要な支保内圧

前述の軸対称トンネルにおいては，ロックボルトを含む地山モデルとして，第 5 章 図-5.1 を考えた．鏡ボルトのモデル化に際しては，地山－ボルト間の付着抵抗 τ_f は，地山内接線方向応力 σ_t を鏡ボルト周面に作用する直応力ととらえ，この σ_t と摩擦角 ϕ_f のみに依存するものとして次式で規定されたとした．さらに $\sigma_t = p_0$ と考える．

$$\tau_f = \sigma_t \tan \phi_f \quad (6.2)$$

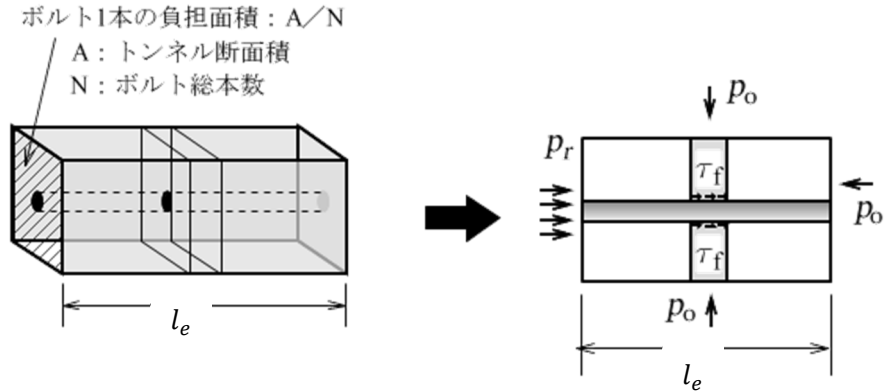


図-6.12 鏡ボルト力学モデル

鏡ボルトの力学モデルでは，図-6.12 のようにより簡便化を図る．まず，トンネル断面積 A と等しい断面積の矩形（円形トンネルでは正方形）を等価断面に設定する．さらに切羽前方水平に弾塑性境界までの距離 $R-a$ を投影した直方体を考える．この直方体内の塑性領域に存在する鏡ボルトが支保効果に有効であると仮定し，この領域を力学モデル構築の対象とする．

ボルト 1 本とそれが負担する断面（断面積： A/N ． N ：ボルト総本数）を有する直方体内の矩形要素は，第 5 章の軸対称ロックボルトにおけるスリット要素と同等と見なすことによって次式を準用する．また，条件Ⅲ-1 の通り粘着力は無視する．

$$p_r = \left(p_o - \frac{kq_u}{1 - k\zeta} \right) (1 + \eta_l)^{1 - k\zeta} + \frac{kq_u}{1 - k\zeta} \quad (6.3)$$

ここで，

$$k = 1 + \frac{\beta l_b \tan \phi_f}{A/N} \quad (6.4)$$

$$\eta_l = \frac{l_e}{a} \quad (6.5)$$

l_b : ボルト周長，

β : 付着度係数 ($0 \leq \beta \leq 1$)，

p_r : 鏡面の安定に必要な支保内圧．

付着度係数は地山とボルトの付着の程度を表すものとする．この係数の値が 1 であれば極限状態を表し，地山－ボルト間の付着が最大限に発揮された状態を意味する．0 に近づくほど付着の程度が弱くなり，0 ではボルトが打設されていない無支保状態と等価である．

また，ボルト長は塑性域内に存在する部分だけ有効として，有効ボルト長 $l_e = R - a$ とする．

6.3.3 地山－ボルト間の周面摩擦力によって有効に発現する支保内圧

式 (6.2) で与えられる地山－ボルト間の付着抵抗が，有効ボルト長 l_e 全区間にわたって作用しているものとすれば，この付着抵抗を有効ボルト長全長にわたって積分することにより鏡面における頭部軸力 F_b を求めることができる．

$$F_b = \int_0^{l_e} \beta l_b \tau_f dr = \int_0^{l_e} \beta l_b (\sigma_t \tan \phi_f) dr \quad (6.6)$$

ここでまず，式 (5.6) を積分して軸対称ロックボルト定式化時と同様の境界条件を適用すれば，

$$F_b = \beta l_b l_e p_0 \tan \phi_f \quad (6.7)$$

が得られる．

さらに，本式をボルト 1 本が負担する面積で除せば，鏡ボルトの周面摩擦力によって発揮される有効支保内圧 p_b が得られる．

$$p_b = \frac{F_b}{A/N} \quad (6.8)$$

ここで，表-6.5 の諸値を例に，必要支保内圧および有効支保内圧を試算する (図-6.13)．なお，表中拘束圧の値は，土被り高さ 1D 程度の土砂地山の荷重に相当する．本図から，ボルト総本数 N に対して両内圧の感度が明らかに異なる．必要支保内圧は N が増してもその支保内圧はそれほど低減せず，また付着の程度が高くなっても大きく改善されない．一方，有効支保内圧は， N が増すほどボルトによって発揮される支保内圧が増し，付着度係数が大きくなるほど一層大きな内圧効果をもたらすことがわかる．

ある β における両内圧の交点は，その β における設計に必要な換算内圧と，その内圧を得

るのに必要な鏡ボルトの本数を与えると解釈できる．たとえば，ボルト引き抜き試験等から β が 0.5 であると判断されると，両内圧の $\beta=0.5$ の二直線の交点からボルトの本数が約 30 本程度と試算される．

このようにして，簡易に鏡ボルトの本数を求めることができる．

表-6.5 試算に用いた強度定数と幾何条件

地山	一軸圧縮強さ q_u	75.0	kN/m ²
	内部摩擦角 ϕ_r	30.0	deg.
	粘着力 c_r	10.0	kN/m ²
トンネル 鏡ボルト	拘束圧 p_o	160.0	kN/m ²
	トンネル半径 a	5.0	m
	ボルト直径 d	0.1	m
地山－ボルト間	内部摩擦角 ϕ_f	30.0	deg.
	粘着力 c_f	0.0	kN/m ²

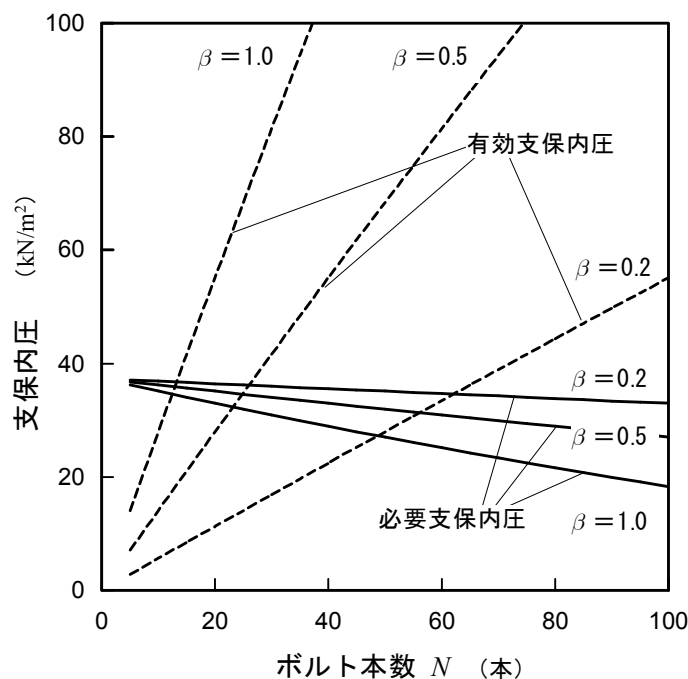


図-6.13 打設本数と必要および支保内圧の関係（試算）

6.3.4 鏡ボルトの支保特性曲面

式 (6.3) から得られる必要支保内圧 p_r と式 (6.8) から得られる有効支保内圧 p_b との大小

関係を考える．ここでは一例として，先の表-6.5に示す諸値を用いる．

付着度係数 β と総ボルト本数 N をパラメータとする関係式を $F(\beta, N)=p_b-p_r$ とすれば，その値によって次の3つの状態を設定することができる．

1) $F(\beta, N) > 0$: 安定

2) $F(\beta, N) = 0$: 極限

3) $F(\beta, N) < 0$: 不安定

関係式 F をこの例では β と N をパラメータとしたが，他の二変数をパラメータとしても F を表現することができる．したがって，ある二変数によって計算される F を，以降では F 値とする．

この例にもとづいて F 値をプロットすると，図-6.14のような曲面となる．この曲面を鏡ボルトの支保特性曲面と呼称する．

曲面上の数値0で示されている太い実線は，極限状態を示す曲線，それよりプラスの範囲は安定状態にあり，鏡ボルトによって得られる有効支保内圧が地山の安定に必要な支保内圧を上回っていると解釈すればよい．逆にマイナスで示される範囲は不安定状態である．数値の大小が安定さ（プラス）あるいは不安定さ（マイナス）の程度を表す．

図-6.14の支保特性曲面を (β, N) 面上に投影したものが図-6.15(a)となる．また同図(b)は，

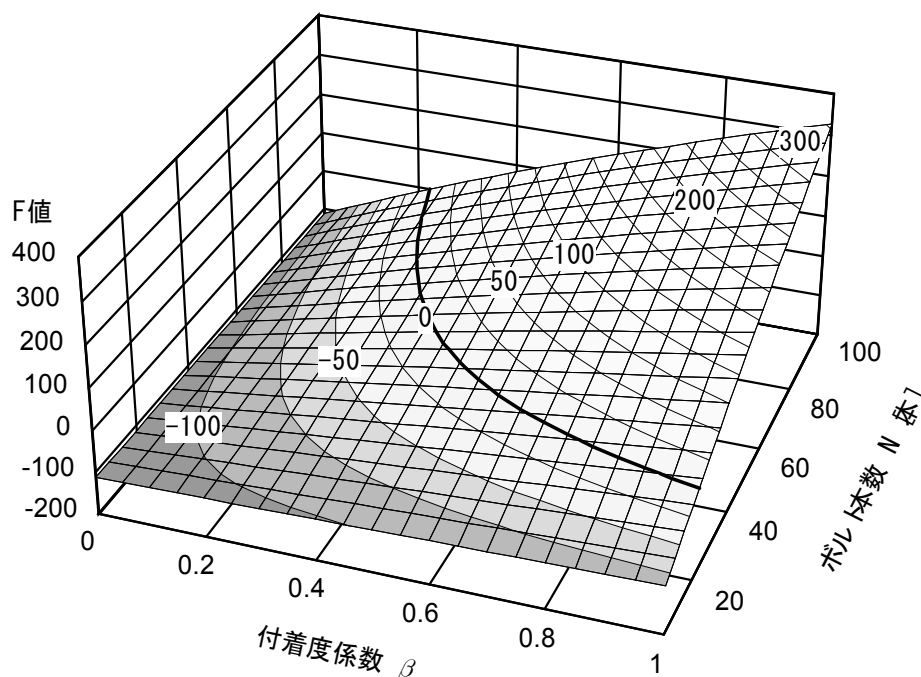


図-6.14 鏡ボルトの支保特性曲面の例

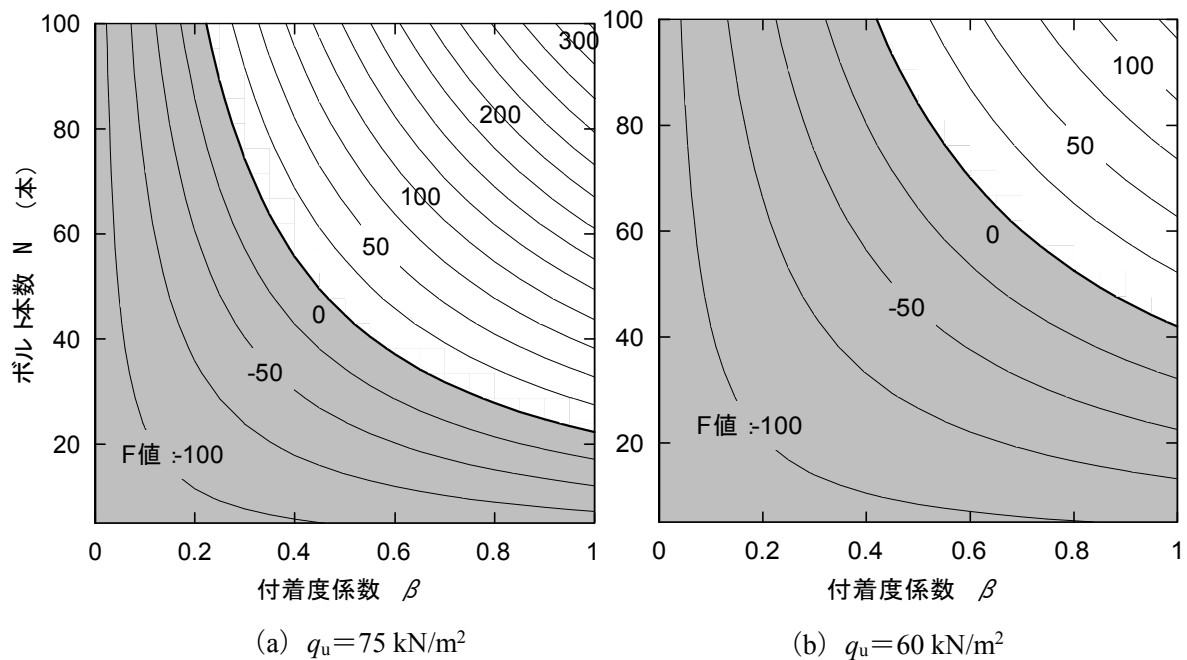


図-6.15 付着度係数とボルト打設本数との関係

一軸圧縮強さが同図(a)より 2 割程度低い地山での支保特性曲面の投影図である。

これら支保特性曲面および投影した図から、

- 1) 付着度係数が大きいほど必要となるボルト総本数が少ない。
- 2) 地山強度が高いと、安定領域（無色部）が広くなる。
- 3) 地山および地山－ボルト間の強度定数およびトンネルとボルトの幾何形状が既知であれば支保特性曲面を描くことができ、さらに付着度係数 β を見積もることができれば、投影図により必要本数が決まる。

6.4 簡易設計法と実トンネルへの適用に関する留意点

本研究で提案した簡易設計法は、表-6.4 で示したように多くの仮定を設けている。あくまでも簡易であることを前提として理論展開をしているため、鏡ボルトの長さや打設パターンを厳密に特定するものではない。本設計法で求められる有効ボルト長、ボルト本数、あるいは支保内圧といった値は、詳細設計の前段階としての検討材料を提供するという位置づけである。

本設計法で必要とする諸値は、表-6.5 で示したように、基本的には幾何学的条件としてトンネルの換算外径や土被り高さの 2 つ、材料条件として地山および地山－ボルト間の強度特性とわずかな物性だけである。そこには、地山に対して鏡ボルトの剛性が極めて大きく

ボルト自体の変形を無視しうるとの大前提がある。

さらに、本設計法による鏡ボルトの地山変位抑制効果については直接論じることができない。これは、地山変位抑制に有効なボルト長を塑性域内のみとしており、その領域内における力のつり合いのみで本設計法を誘導しているためである。そこには変形の議論が介入しない。塑性域の算定においても、外圧は等圧としている。したがって、4.3で示したように、初期地山応力が鉛直荷重と水平荷重とで異なるような場合、あるいはさらに地山強度によっては塑性域が同心円状に広がらないことにも留意する必要がある。

このような仮定や前提を土台とした簡易設計法であるため、膨張性地山などの特殊地山で検討されなければならない物性の鏡ボルト設計に与える影響については本手法では明らかにできない。また、周辺環境条件の制約が厳しいトンネルでは、鏡ボルトだけではなく他の補助工法との併用も考慮すべきであり、類似例の検討や数値解析による検討など現在でも実施されている手法を駆使して検討すべきであることは言うまでもない。

6.5 本章のまとめ

本研究から、主に次の知見が得られた。

- 鏡ボルト単独では、切羽前方に水平に打設する方が、角度を設けるよりも変位抑制効果が高い。
- 地山の変形にしたがって、鏡ボルトは鏡面直近に最大値を有し、切羽前方に行くにしたがいゼロとなる線形分布を呈すようになる。
- 実験および再現解析から、鏡ボルトを含む地山の力学モデルに必要な仮定および具備すべき条件が得られた。
- 軸力発現機構を踏まえた簡便な力学モデルを構築し、トンネルおよび鏡ボルトの幾何条件と地山および地山－ボルト間の強度定数だけを用いた簡易な設計手法を提案した。ただし、鏡ボルト自体の材料定数は考慮しない。

前章でも指摘したように、本設計法の構築にあたっては多くの仮定や前提を設けていることから、実トンネル適用にあたっては十分留意する必要がある。ただし、設計の前段階として本設計法で算定された値と、実際のトンネルで採用されたあるいは見直された値とを比較検討し、本設計法の見直しや改良を図ることが可能である。

第7章 切羽形状を考慮した鏡補強工における力学モデル

近年、掘削工法として全断面早期閉合が主流となりつつある中で、本章では、補助工法の規模を抑制した掘削工法のあり方に言及するため、その基礎データを得ることを目的に小土被り土砂地山を対象とした底面摩擦模型実験と個別要素法 (DEM; Discrete Element Method) 解析を実施する。

全断面および部分断面掘削 (ベンチカット工法) の切羽周辺地山挙動の差違を明らかにするとともに、鏡吹付けコンクリートを施した場合の安定性と切羽形状との関係について明らかにすることを目的とする。とくに切羽形状が曲線型になるとどのようなメカニズムで地山安定化効果を発揮するかについて着目する。あわせて、鏡ボルトを併用することで鏡に作用する荷重の低減効果をさらに利用できることを第6章で得られた知見に基づいて述べる。

7.1 切羽形状に関する模型実験とシミュレーション手法

7.1.1 底面摩擦実験におけるモデル化の考え方

底面摩擦模型実験は、模型の底面に摩擦力を加えて擬似的な重力を作用させる室内模型実験である。その概念を図-7.1 に示す。この手法は、地盤や岩盤の崩壊挙動を再現するために用いられてきた。

Hoek¹⁾によれば、この模型実験は Goodman が平板状に敷き詰めた角砂糖を平板に平行に押すことによって重力効果を与えた実験を公開したことに端を発している。その後、Hoek

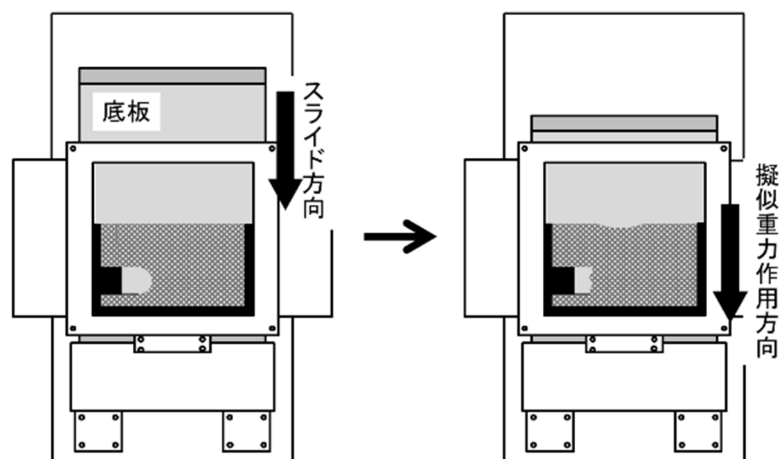


図-7.1 底板スライド方向と疑似重力との関係 (平面図)

は Goodman とは逆にシート上に敷き詰めたブロックを拘束しながらシートを引き抜くことで同じ効果を再現している。

以来、底板移動型の実験装置が開発されていき、国内においても節理性硬岩の力学挙動の解明²⁾や軟岩³⁾に至るまで幅広い性状の岩盤挙動解明に用いられるようになっている。

底面摩擦実験における応力の相似則については、Bray & Goodman⁴⁾あるいは江崎ら⁵⁾が詳述している。それらを概括すると次のように集約される。すなわち、模型と比して原型が非常に大きな強度を有している場合、粘着力のないブロック間のすべり挙動が生じる場合、あるいは土被りの小さい場合などでは強度も含めた応力状態の相似則を満たす⁶⁾。

しかし、この実験では、次のような制約条件もある。

- 1) 二次元挙動しか再現できない。
- 2) 全てのパラメータの相似則を同時に満足することは不可能である。
- 3) 疑似重力方向に直角な方向への模型の移動や回転に対しても拘束力が働く。

このような制約があるものの、実験が容易であること、また現象が観察しやすくとくに崩壊現象を途中で止めたり再開することも可能であるなど、他の室内模型実験と比較して大きな利点もある。

本研究で使用する実験装置は江崎らの開発した模型実験装置を参考に製作している。

7.1.2 底面摩擦模型実験概要

(1) 実験装置

本実験では図-7.2 に示す底面摩擦模型実験装置を用いる。また、地山材料の取り扱いやすさと地山モデルにある程度の疑似重力を生じさせることを目的に、底板にはマグネットシートをまた地山材料には円形断面の磁性ステンレス棒を用いている。

(2) 地山モデル

直径 2.5mm と 5mm の円柱形磁性ステンレス棒(重量はそれぞれ 0.0148N および 0.0592N)を使用し、重量比 3:2 で混合したものを地山モデルとする。表-7.1 に地山モデルの物性を示す。なお、同表中の摩擦力は、底板とステンレス棒との間の摩擦力を意味する。

地山モデルの土被りは 150mm とし、トンネル高さ $D=100\text{mm}$ に対し、土被り比は 1.5 となる。

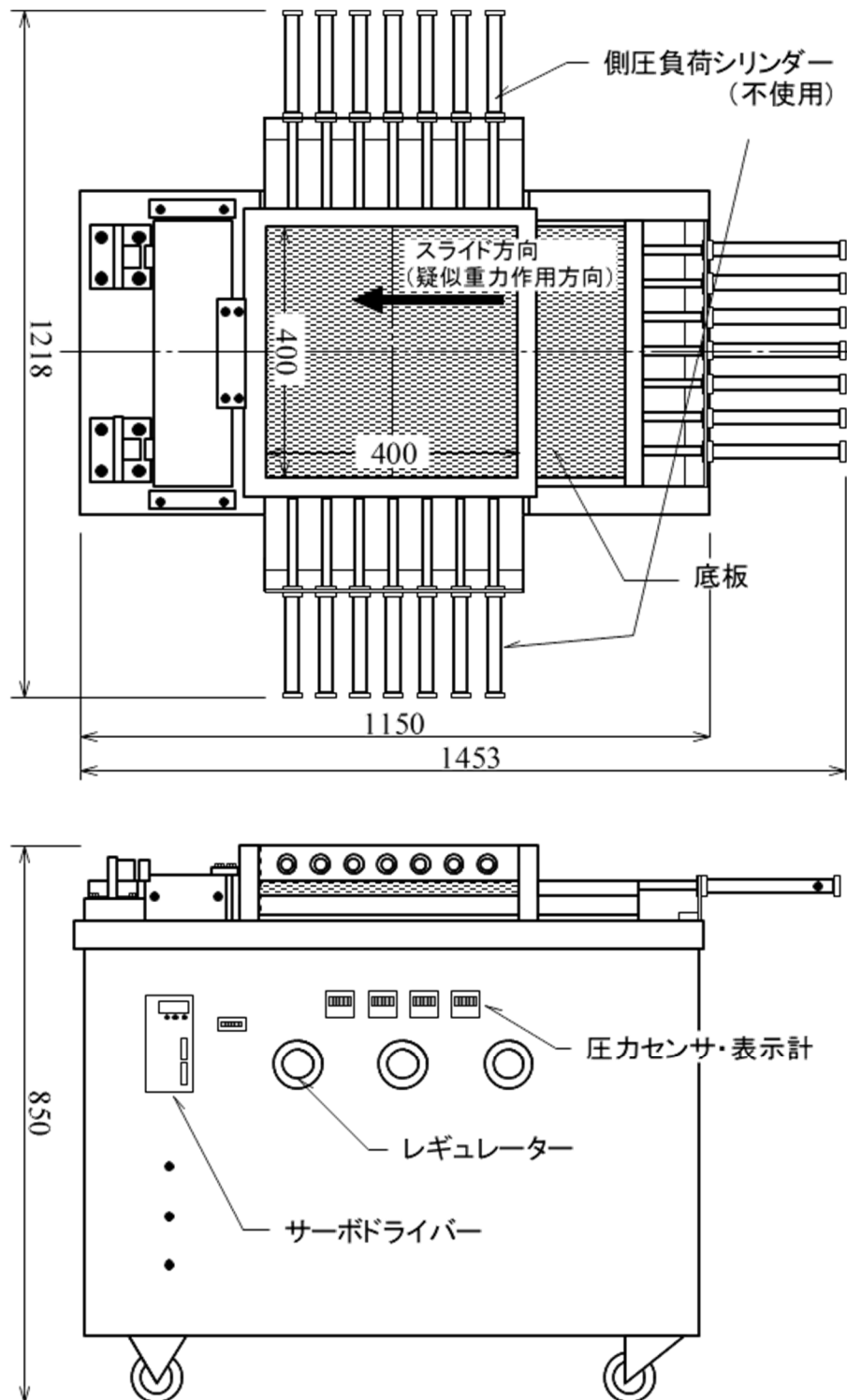


図-7.2 底面摩擦模型実験装置平面図および側面図

表-7.1 地山モデルの諸物性

径 (mm)	$\phi_1 : 2.5$	$\phi_2 : 5.0$
摩擦力 (N)	0.0049	0.0222
重量混合比	$\phi_1 : \phi_2 = 3 : 2$	
みかけ単位体積重量 (N/cm ³)	0.0375	
内部摩擦角	27°	
粘着力	0	

(3) 実験ケース

実験は、全断面掘削工法として切羽形状を直壁、円、楕円、円弧の 4 種類、部分断面掘削工法として、ベンチカット工法を選んでいる。ベンチカット工法のケースは、上下半ともに鏡面はすべて無支保とし、上下半の高さ比は 3 : 2（ベンチ高さ 0.4D）に統一し、ベンチ長のみ 0.5D, 1.0D および 1.5D の 3 ケースとした。なお、全断面および部分断面ともに天端部および底板部には、切羽後方の地山モデルの崩落や変形を抑止するため、支保工を模したステンレス製の板で変位固定境界としている。

3 ケースの地山モデル設置状況を図-7.3 に示す。

(4) 実験および計測方法と結果の整理法

地山モデルに約 20mm の間隔で格子状に敷設した白色マーカーを高解像度カメラで撮影することによりトンネルおよび周辺地山挙動を観察した。撮影結果は画像解析ソフトで自動追跡して変位ベクトル図を作成し、ひずみ解析ソフトを用いて最大せん断ひずみ図を作成した。

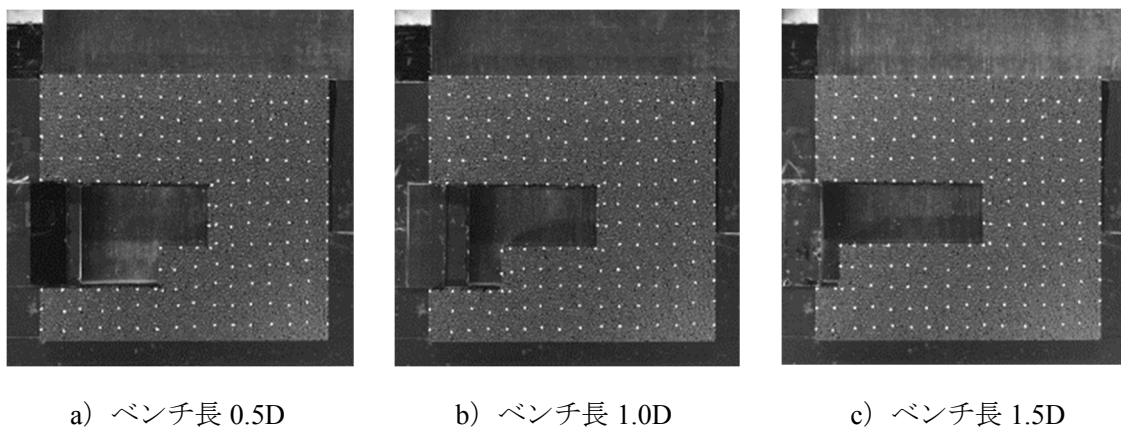


図-7.3 地山モデル設置状況の例（ベンチカット工法）

底板のスライド速度は 0.5 mm/sec とし、その間 2 100 秒（35 分）録画した。

7.1.3 底面摩擦場を考慮した DEM 解析

(1) DEM 解析の概要

底面摩擦実験による崩壊時の挙動は変形やひずみを観察あるいは画像解析により把握することができる反面、力や応力の大きさや方向については直接把握することが難しい。

このことを補うため、本研究では土砂地山のような離散的地山の崩壊現象を伴う挙動をシミュレートする数値解析手法として DEM 解析^{7),8)}を用いた。

この手法による解析では、解析対象となるモデルの形状や条件を自由に設定できるだけでなく、実験や実地盤では測定が困難なものも容易に求められる。また、DEM では接触判定に計算時間を要するが、接触判定の容易さから二次元円形要素で構成される地山モデルとすれば計算時間の削減にもなる。実験で使用したステンレス棒の断面が円形であることから、解析における地山モデルを忠実に再現しやすい。また、実験では地山材料に円形断面のステンレス棒を用いていることから、DEM にとっても有利となる。

(2) 底面摩擦力の定式化

一般的な DEM 解析では重力場を対象としている。しかし、本研究では底面摩擦場を対象としていることから、解析においても底面摩擦力を考慮した定式化が必要である。これについては、松井により定式化され、それを組み込んだ DEM 解析コードを開発している⁹⁾。その中で、底面摩擦力の定式化にあたっては、いくつかの考え方に基づいて複数の式を与え、実験値をもとにそれらの式の妥当性を検証している。その結果、次式に示す楕円体型の定式化が最も実験挙動を再現できることを示している。

$$B_x = \frac{-(\dot{x} - \dot{x}_B)}{\sqrt{(\dot{x} - \dot{x}_B)^2 + (\dot{y} - \dot{y}_B)^2 + (r\dot{\theta})^2}} \mu_B mg \quad (7.1)$$

$$B_y = \frac{-(\dot{y} - \dot{y}_B)}{\sqrt{(\dot{x} - \dot{x}_B)^2 + (\dot{y} - \dot{y}_B)^2 + (r\dot{\theta})^2}} \mu_B mg \quad (7.2)$$

$$B_\theta = \frac{-r\dot{\theta}}{\sqrt{(\dot{x} - \dot{x}_B)^2 + (\dot{y} - \dot{y}_B)^2 + (r\dot{\theta})^2}} \frac{2}{3} \mu_B mg \quad (7.3)$$

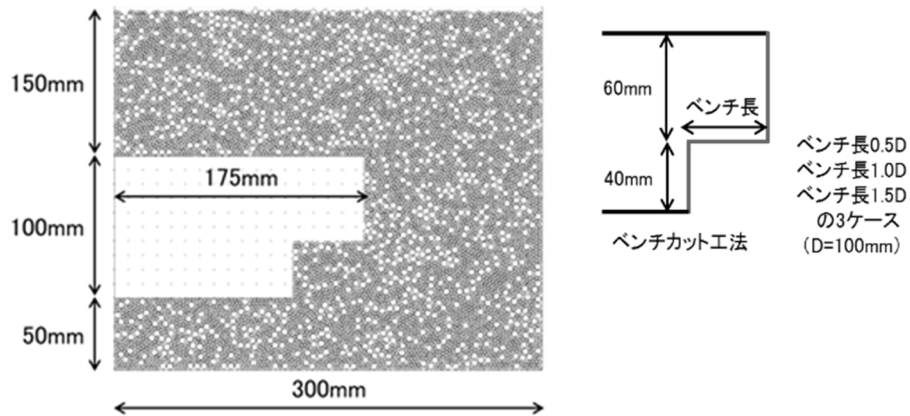


図-7.4 解析モデルの例（ベンチ長0.5D）

ここで, B_x , B_y , B_θ : 底面摩擦力の x , y , θ 方向成分

\dot{x} , \dot{y} : 要素中心の x 方向並進速度および y 方向並進速度,

μ_B , \dot{x}_B , \dot{y}_B : 底面摩擦係数, 底板速度の x , y 方向成分,

m , g : 円要素の質量, 重力加速度.

(3) 解析モデルおよび物性

解析モデルは図-7.4 のように模型実験と同スケールとし, 解析ケースは実験ケースと同じベンチ長を変えた 3 ケースとした. 表-7.2 に無支保モデルの DEM 解析に用いる物性値を示す. 要素間摩擦角は, 要素どうしの接触力に基づく摩擦角であり, 要素集合体としての摩擦角つまり地山の内部摩擦角とは異なる. 要素間摩擦角を求めるために, ステンレス棒で矩形モデルを作成し安定勾配に達するまで崩したときの安息角をまず求めそれを内部摩擦角として DEM 解析における目標値に設定する. つぎに, DEM 解析で三軸圧縮試験を行い, 要素間摩擦角と内部摩擦角との関係から, 内部摩擦角 (目標値) と合致する要素間摩擦角を求める. 円要素および線要素は, それぞれ地山の粒子および実験装置境界あるいはトンネル境界をそれぞれ表している. 仮想縦弾性係数および仮想せん断弾性係数比は過去の実施例を参考に設定した. なお, 本研究で採用した地山は崩壊挙動を視認しやすくすることを目的に粒状体かつ非粘着性地山材料とし, 支保工モデルは鏡面以外の変形をおさえることを目的に設置したものである. したがって, それらから得られる実験あるいは数値解析における諸物性は特定の地山を対象としているものではない.

半径 r , 質量密度 ρ_D , 奥行き長 l の円形要素の質量 m と慣性モーメント I は次式で与えられる.

$$m = \rho_D \pi r^2 l, \quad I = m r^2 / 2 \quad (7.4)$$

表-7.2 DEM解析に用いる諸物性

	円－円要素	円－線要素
仮想縦弾性係数 N/mm ²	200	
反発係数	0	
仮想せん断弾性係数比	0.25	
要素間粘着力 N/mm ²	0	
要素間摩擦角 deg.	50	
単位体積重量 N/mm ²	7.70×10 ⁻³	
底面摩擦係数	1.946	
径 mm	φ1=2.5mm, φ2=5.0mm	
混合比	φ1 : φ2=3:2	

法線方向ばねのばね係数 K_n と法線方向ダッシュポットの粘性係数 η_n は次式で定められるものとする.

円形要素－直線境界間

$$K_n = 2k_n l, \quad \eta_n = 2h_n \sqrt{K_n m} \quad (7.5)$$

円形要素 i －円形要素 j 間

$$\left. \begin{aligned} K_n &= k_n A_{ij} / (r_i + r_j) \\ \eta_n &= 2h_n \sqrt{K_n m_i m_j (m_i + m_j)} \end{aligned} \right\} \quad (7.6)$$

ここで、仮想弾性係数 k_n は、円形弾性体の接触による弾性変位を円形剛体間のばねの弾性変位で表す仮想的な弾性係数である¹⁰⁾. A_{ij} は接触面の有効面積である.

要素間のダッシュポットを表す法線方向減衰定数 h_n は次式で与えられる¹¹⁾.

$$h_n = \sqrt{(\ln e)^2 / \{\pi^2 + (\ln e)^2\}} \quad (7.7)$$

ここで、 $(\ln e)$ は反発係数の自然対数である. 仮想縦弾性係数および仮想せん断弾性係数比

は過去の実施例を参考に設定した。

接線方向のばね係数 K_s および粘性係数 η_s は、低減率 s によって次のように与えられるものとする¹²⁾。

$$K_s = K_n \cdot s, \quad \eta_s = \eta_n \cdot \sqrt{s} \quad (7.8)$$

要素間粘着力は実験と同じくゼロとした。解析時間とスライド速度に関しては、摩擦実験における最終的なスライド量と等しくなるように、ステップごとの時間増分を $1.0 \times 10^{-5} \text{ sec}$ 、ステップ数を 300 000 回、解析対象時間を 3 sec とし、解析上のスライド速度を解析上 5.0 mm/sec に設定した。

(4) 解析手順

はじめに、地山要素を上方から落下させてパッキングする。地山要素を十分に敷き詰めるためにパッキング時のみ要素間摩擦角を 1° とし、パッキング後は所定の摩擦角に戻す。つぎに、切羽を含むトンネルとなる要素を消去し、所定の切羽形状を作成する。その際、切羽面に線要素を設置しておくことで、トンネル内部への地山要素の流出を防いでいる。つづいて、地山全体に疑似重力を与え、パッキング時と同様に地山要素の速度を収束させる。

その後、土被りを調整し、再び疑似重力を与えて地山速度が収束したのちに切羽面の線要素を除去し、摩擦実験と同じように底面摩擦力を与えて地山挙動を解析する。

7.2 切羽形状における切羽周辺地山の挙動

7.2.1 ベンチカット工法における無支保時の地山挙動

ベンチカット工法のベンチ長の差違 ($0.5D$ と $1.5D$) と切羽およびその周辺の地山挙動との関係を把握するため、模型実験では写真画像による地山挙動と画像解析による最大せん断ひずみを、DEM 解析では変位を、いずれも底板のスライド量を初期状態から 5mm, 10mm および 15mm までスライドさせたときの挙動を比較検討する。なお、ベンチ高さはすべて $0.4D$ である。

本研究では、無支保を“鏡面（ベンチを含む）のみ支保を設置せず、それ以外は支保工を模したステンレス製の板が設置されている状態”と定義する。

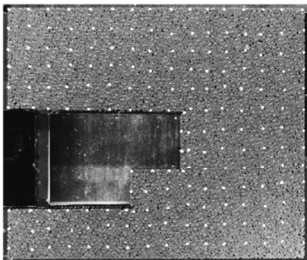
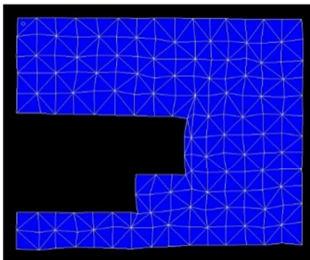
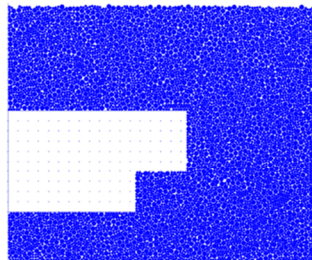
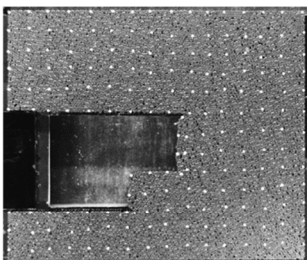
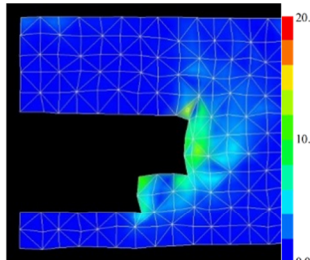
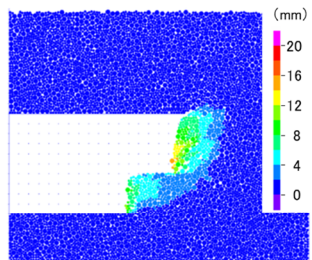
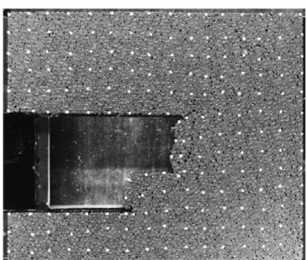
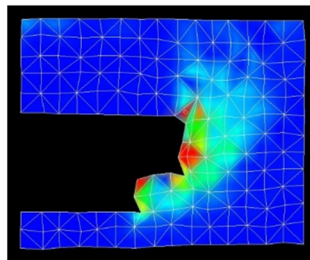
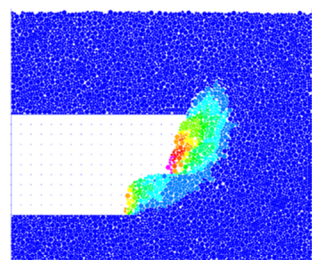
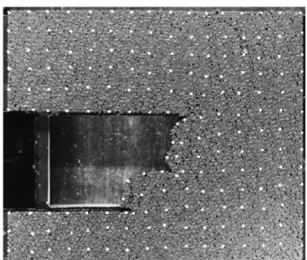
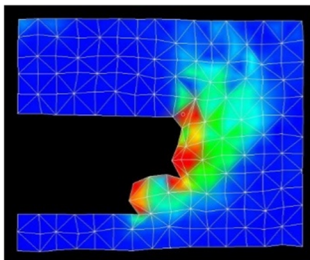
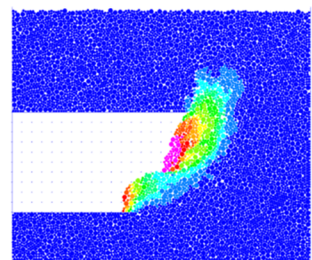
(1) ベンチ長 $0.5D$

表-7.3 にベンチ長 $0.5D$ の挙動を示す。スライド量 15mm のとき、切羽面の最大せん断ひずみの値は最も大きい領域で 42.2% である。なお、最大せん断ひずみ図は、最小値 0%（濃紺）から最大値 20%（赤）で表示している。表示のひずみ量は初期ステップ（スライド量

5mm は 0mm→5mm) からのひずみ増分を示す。

実験における地山挙動および最大せん断ひずみ分布図から、スライド量 5mm から 15mm に至るまで上半及び下半いずれも下端やや上部から中央部付近がはらみ出すように変形していることがわかる。これは、ステンレス棒が、底板のマグネットシートの影響を受けていると考えられることから、ステンレス棒どうしの磁力によって最下端からの崩壊を若干ではあるが阻んだためと推察される。一方、実験においては円要素間の粘着力をゼロとしていることから、スライド量 5mm から 15mm に至るまで変位は切羽下部ほど大きくなっている

表-7.3 ベンチ長0.5Dにおける模型実験およびDEM解析結果（無支保）

		模型実験		DEM 解析
		地山挙動（画像）	最大せん断ひずみ	変位
初期状態				
スライド量	5mm			
	10mm			
	15mm			

ことがわかる。

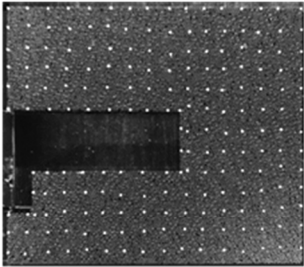
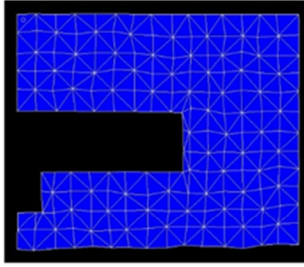
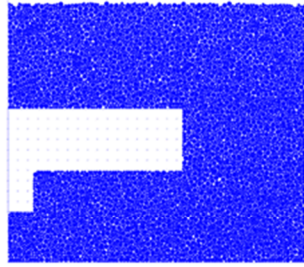
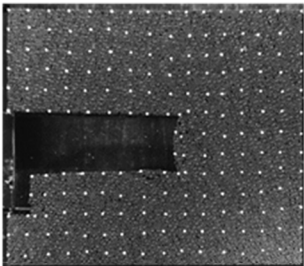
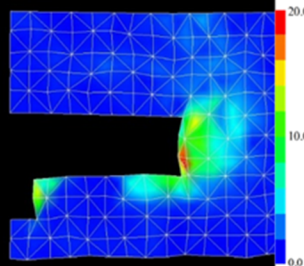
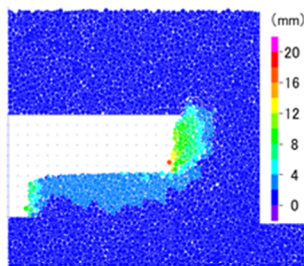
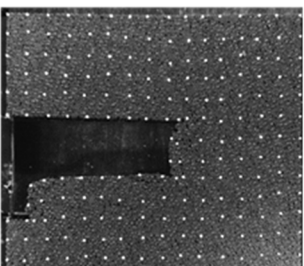
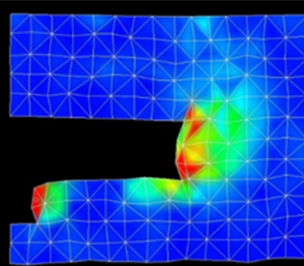
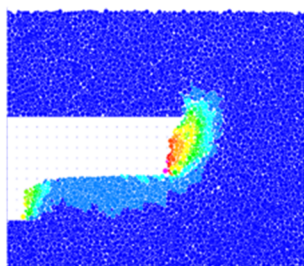
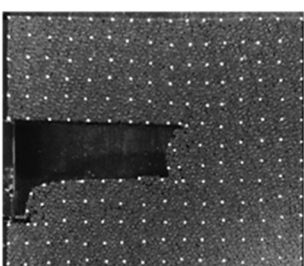
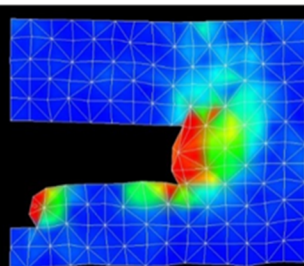
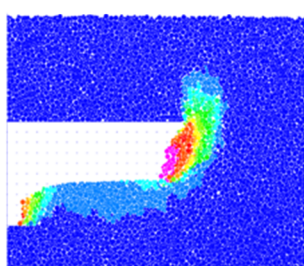
最大せん断ひずみ図をみると、最初は切羽の天端部およびベンチ隅角部（ベンチ先端：図の向かって左側）からひずみが発生していることがわかる。ベンチ隅角部は全面非拘束（自由境界）であるためと考えられる。その後最大せん断ひずみの卓越領域は、地表面に向かっている。これらの挙動は、直壁型切羽と類似していることも確認している。

(2) ベンチ長 1.5D

表-7.4 にベンチ長 1.5D の挙動を示す。スライド量 15mm のとき、最大せん断ひずみの値は最も大きい領域で 42.7% である。また、ベンチ長 0.5D と同様な地山挙動を示している。しかし、最大せん断ひずみ図を見ると、最大値 20% を超える範囲がベンチ長 0.5D より若干大きい。

以上から、ベンチカット工法でも模型実験と DEM 解析との挙動（変形、変位）の再現性は良好で、ベンチ長の差違が及ぼす影響は、本研究の条件下では少なくとも変位・変形に関しては顕著な差が見られない。

表-7.4 ベンチ長 1.5D における模型実験および DEM 解析結果（無支保）

		模型実験		DEM 解析
		地山挙動（画像）	最大せん断ひずみ	変位
初期状態				
スライド量	5mm			
	10mm			
	15mm			

7.2.2 鏡吹付けコンクリートを有する地山の DEM 解析

(1) 鏡吹付けコンクリートのモデル化

地山要素は不連続体であるが、鏡吹付けコンクリート（以下、鏡吹付け）は連続体としてモデル化する必要がある。松井、西村¹³⁾は DEM の連続体への適用に関して検討を行って

り，その有用性が確認されている．本研究ではこれを参考とし，図-7.5 左のように，切羽面に同一径円要素を配列し要素間に引張強度を与えることで吹付けのような連続体を再現した．このとき，吹付けの破壊強度は図-7.5 右のようにクーロンの破壊基準にしたがうものとし，引張強度 σ_t (≤ 0) は要素間粘着力 c と要素間摩擦角 φ から以下のように計算される．

$$\left. \begin{array}{ll} \sigma_t \geq -c \cdot \cot \varphi & \text{のとき} \quad \sigma_t \\ \sigma_t < -c \cdot \cot \varphi & \text{のとき} \quad -c \cdot \cot \varphi \end{array} \right\} \quad (7.9)$$

さらに，吹付け円要素間のばね配置を単一ばねではなく分布ばねとし，曲げ強度を発揮するモデルを作成した．地山要素間のばね配置は，図-7.6 左のように要素間の接触面に 1 組のばねとダッシュポットを配置させている．それに対し，吹付け円要素間は図-7.6 右のように要素間の接触面に 3 組のばねとダッシュポットを配置させた．

このとき，1 組のばねに与えられる法線方向ばね係数 K_n と接線方向ばね係数 K_s は，それぞれ以下のように算出される．

$$\left. \begin{array}{l} K_n = k_n A / 2rN \\ K_s = k_s A / 2rN \end{array} \right\} \quad (7.10)$$

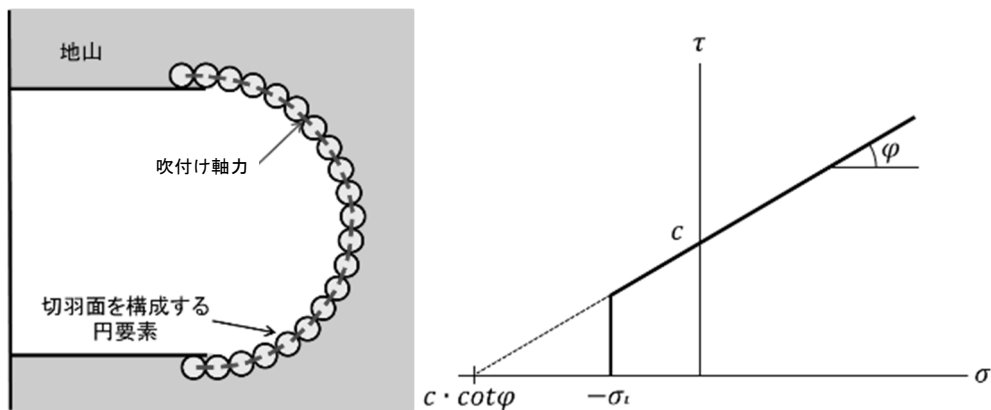


図-7.5 吹付けモデル（円形切羽）と破壊基準の例

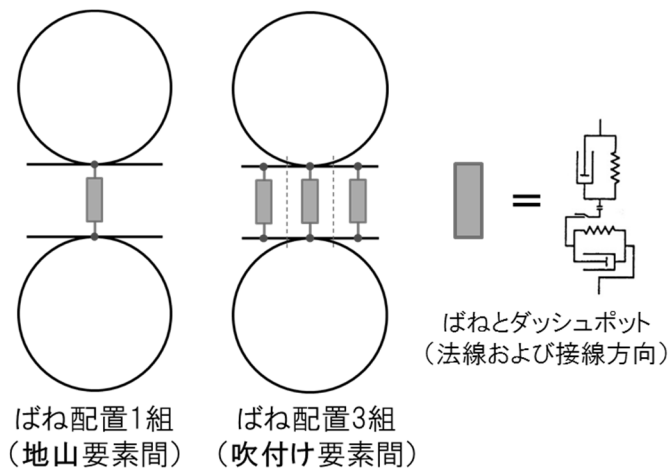


図-7.6 地山および吹付けそれぞれの要素間ばねの概念

ここで、 A は要素間接触面の面積であり、同一径の円形要素間の有効面積に一致する。また、 r は円要素半径を表しており、 N はばねの組数である。

吹付けモデルと支保工を模したステンレス製の板との接点は、ばね係数を極めて大きくすることで剛結に近くなるよう設定した。

(2) 鏡吹付けの物性

鏡吹付けは、5 mm の同一径の円要素に引張強度を与える。圧縮強度 $f_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$ を想定し、引張強度を約 1/10 の 1.8 N/mm^2 とする。その他の物性や解析方法は無支保のケースと同一である。

(3) 解析手順

パッキングは無支保モデル同様に行う。次に、切羽を含むトンネルとなる要素を消去し、切羽を作成する。その際、切羽面には吹付けモデルとして吹付け円要素を配置する。この段階では、吹付け円要素は、変位を拘束した完全固定とし、トンネル内部への要素流出を防ぐ。つづいて、安定のために疑似重力を与え、パッキング同様に地山要素の速度を収束させる。

その後、土被りを調整し、再び疑似重力を与えて地山の速度が収束したら、吹付け円要素の変位を自由とし、摩擦実験と同じように地山モデルに底面摩擦力を与えて地山挙動を解析する。

吹付けは、全断面掘削工法では鏡全面に、ベンチカット工法では上半のみ設置することとする。

(4) 解析結果

全断面掘削工法と部分掘削工法を比較して示す（表-7.5）。切羽形状は直壁、円、楕円、円弧の4種類である。後者はベンチ長 $0.5D$ を示す（図-7.7）。

直壁形切羽では、スライド量 5mm ですでに吹付けを押し出すように変位していることが

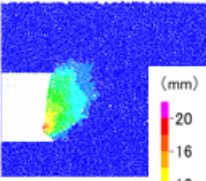
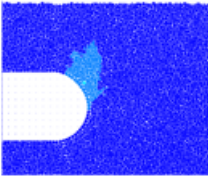
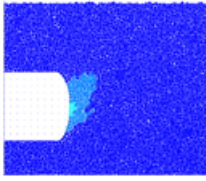
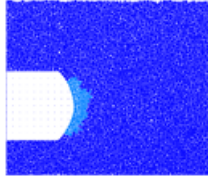
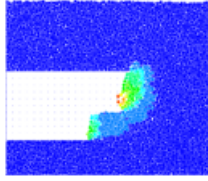
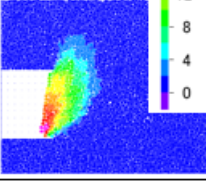
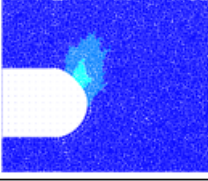
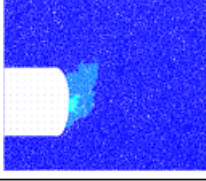
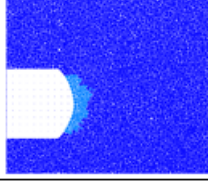
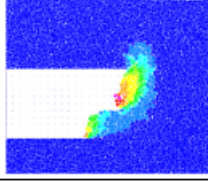
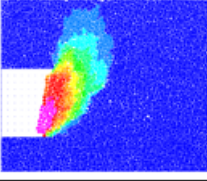
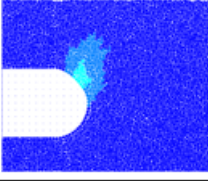
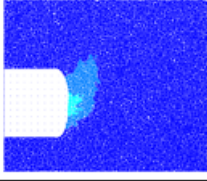
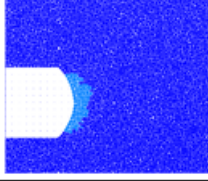
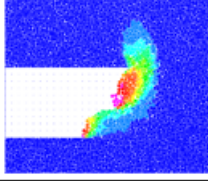
わかる。スライド量を増やしていくと吹付けは曲げ引張破壊を起こし、切羽が大規模に崩壊していく。なお、吹付けに引張破壊が生じたのは、後述のようにスライド量がわずか0.25mmであった。また、直壁形切羽では、切羽前方の緩み範囲が大きく、地表面直下まで進展している。

円形切羽では、スライド量を大きくしても切羽面の上部に少し変位が生じるのみである。これは、後述するように、円形切羽などの曲面切羽では吹付けが外力に対してアーチ効果を発揮し圧縮部材として機能することによる。したがって、地山からの押出しに効果的に抵抗する。明らかに直壁形切羽に比べて変位量および変形範囲が少ない。変位あるいは変形範囲が上部に集中している要因は、円では上半部分がいわゆるオーバーハングとなり、地山の押出しの影響を受けやすいからだと思われる。ただし、スライド量を増しても、変位量は大きくはならず、また変形領域もそれほど広がっていない。

楕円形切羽では、円と同様に吹付けによるアーチ効果が発揮された結果として変位および変形の範囲が小さい。ただし、変位や変形の範囲が集中しているのは、切羽中央部とその周囲であり、この点では円とは異なる。これは楕円形切羽の形状として、天端および下部の曲率が大きく、中央部は曲率が小さいことによる。そのため、切羽中央部は地山からの押出しに対して変形しやすくなったと考えられる。

円弧形切羽では、円形切羽や楕円形切羽と同様に吹付けのアーチ効果により変位および変形の範囲が小さいことが分かる。また、円弧形切羽は、円形切羽と比べてオーバーハン

表-7.5 鏡吹付けを施した切羽におけるDEM解析による変形挙動

		全断面掘削				部分掘削
		直壁	円	楕円	円弧	ベンチ長 0.5D
スライド量 (mm)	5					
	10					
	15					

グ部が短いこと、また楕円形切羽と比べて曲率が一定であること等から吹付けのアーチ作用が発揮されやすいと考えられる。その結果、他の曲面切羽と比べて、変位量が小さくまたスライド量を増しても変形範囲がほとんど広がらないという特徴がある。

ベンチ形切羽では、前述したように直壁形切羽と類似の挙動を示している。すなわち、スライド量 5mm ですでに吹付けは引張破壊を起こし、切羽が崩壊している。ただし、直壁と比べて切羽断面が小さいため、切羽近傍地山の変位量や崩壊範囲は小さい。

以上より、円弧形切羽の優位性をその挙動とともにまとめる。すなわち、スライド量 5mm で円、楕円、円弧はいずれも変位が 2 から 4mm であり、この間に円要素どうしが接触していき徐々にアーチ作用が現れはじめている段階にあると考えられる。したがって、それ以降のスライド量ではアーチ作用が形成されたあとの変形挙動であり、とくに円弧形切羽では要素間のアーチ作用が他の形状の切羽に比して効果的に発揮されスライド量 5mm からほとんど変位量が変わらなくなったものと考えられる。

7.3 各切羽形状の切羽安定性と補助工法の力学モデル

7.3.1 鏡面作用荷重からみた各切羽形状とその安定性

(1) DEM 解析による鏡面作用荷重の測定法

切羽安定性を評価する指標として、鏡面に作用する荷重の大きさや方向を考える。鏡面を支保するとすれば、切羽形状による支保に作用する荷重の差違を把握することは重要となる。

模型実験を模擬する際に鏡面は自由境界として解析を行った。しかし、この方法では鏡面に作用する荷重を求めることができない。そこで、鏡補強工によってもトンネル径に対して 1%程度は変位が生ずるものと仮定し、鏡面から手前に隙間（約 1mm）を設けて線要素を設置し、スライドさせたときに地山要素が線要素に及ぼす荷重を鏡面に作用する荷重として求める。線要素は、完全固定とし剛性の極めて高いものとする。

得られた鏡面作用荷重は、図-7.8 のように切羽を数分割して、それぞれの分割面に作用する接触圧の合力とする。また、各分割面の合力方向も求める。ここで、ベンチカット工法における鏡面作用荷重は、上半鏡面に作用する荷重を切羽（上半）の作用荷重、下半鏡面に作用する荷重をベンチの作用荷重と表現する。

次項に示すベンチカット工法の解析結果では、ベンチ長を変えた 3 ケースに加え、ベンチカット工法のベンチ高さを 0.2D, 0.4D, 0.5D の 3 ケースを加え、それらを組み合わせて合計 9 ケースを示す。

(2) ベンチカット工法における鏡面作用荷重

図-7.9 に各ケースで測定された荷重について、ベンチのみおよび切羽（上半）のみの荷重を色分けして示す。なお、ベンチと切羽の合計荷重が棒グラフの高さに相当する。

最大荷重をみると、ベンチ高さが $0.5D$ 、 $0.4D$ 、 $0.2D$ の順つまりベンチ高さが小さくなり全断面に近づくほど上半切羽の荷重が大きくなり、逆にベンチに作用する荷重が小さくなっていく。

また、それぞれのベンチ高さにおける作用荷重の傾向を見ると、ベンチ高さ $0.5D$ および $0.2D$ においてはベンチ長が長くなるほど合計荷重が小さくなる傾向がある。さらに両ベンチ高さでは、ベンチ長が長くなるほどベンチに作用する荷重が小さくなる。一方、ベンチ高さ $0.4D$ においては、ベンチ高さ $0.5D$ と $0.2D$ と大きさの差はあれ同様の傾向を示すものと考えられたが、ベンチ長 $1.0D$ よりも $1.5D$ の方が合計荷重（最大荷重）が大きいこと、また、ベンチ長 $1.0D$ よりも $1.5D$ の方がベンチに作用する荷重が大きくなることからわかる。これは、解析初期段階のパッキング時の要素配列の問題などが考えられるが原因は不明である。

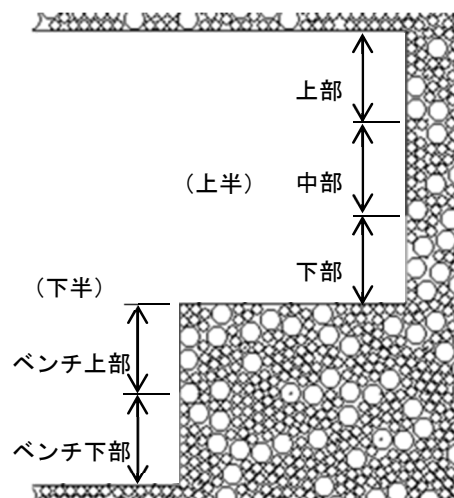


図-7.8 作用荷重の分割面（例：ベンチカット）

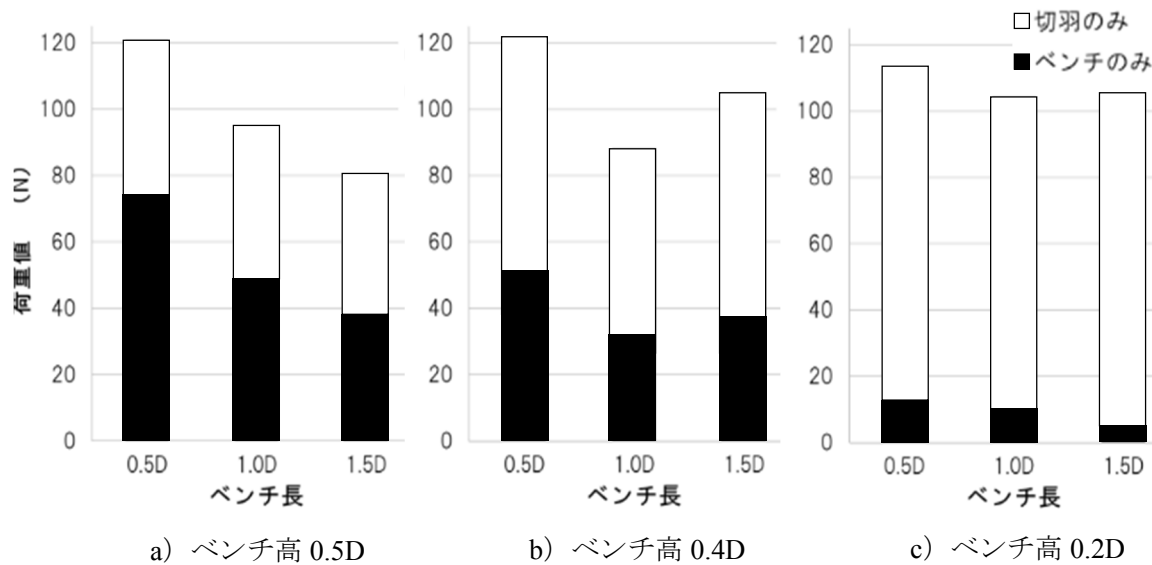


図-7.9 ベンチと上半の鏡面作用荷重

る。このような疑問点がややあるものの、概ね、1) いずれのベンチ高さにおいてもベンチ長 0.5D で合計荷重が最も大きくなる。2) ベンチ長が長くなり合計荷重が小さくなっても、ベンチ高さが同じ場合、上半とベンチの作用荷重割合はあまり変わらない、3) 全断面掘削に近いベンチ高 0.2D では、ベンチ長が長くなっても合計荷重が高いままであり、ベンチの効果が発揮されにくい、等が明らかになった。

(3) 各掘削工法における鏡吹付けの効果

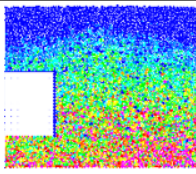
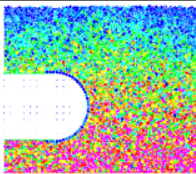
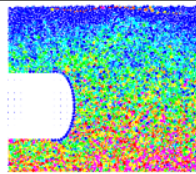
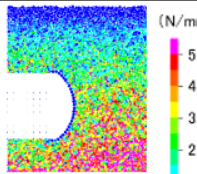
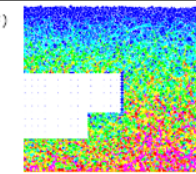
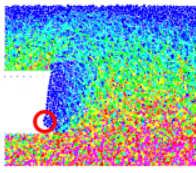
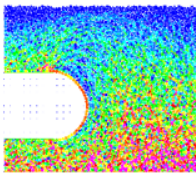
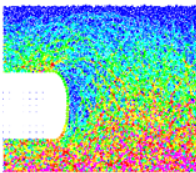
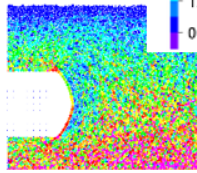
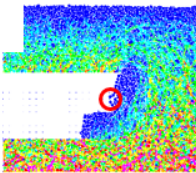
表-7.6 に DEM 解析で得られた各ケースの接触力分布を示す。なお、吹付けモデルは各ケース鏡面全面に設置している（ベンチ型は上半のみ）。また、吹付けコンクリートモデルに生じる接触力をここでは吹付け応力とよぶ。

初期段階では吹付け応力がゼロ（青表示）であるが、スライド量 5mm で直壁型およびベンチ型は吹付けモデルを構成する要素が切断され、その結果、吹付けが破壊している様子が分かる。吹付けの連続性が破壊された結果、吹付け応力がゼロとなっている。また、切羽周辺地山の要素応力がゼロの領域が広がっている。この領域は、いわゆるすべり面で囲まれた崩壊領域と判断して良いものとする。

一方、曲面切羽の3ケースでは、スライド量 5mm の時点で吹付けに圧縮応力が生じている。前節の変位および変形領域のところで言及したように、曲面形状がアーチ作用を発揮して変位や変形を抑止すると推定したことが、この吹付けに生じる応力から裏付けられる。

また、曲面切羽の3ケースをさらに詳しくみると、円形切羽および楕円形切羽において地山の連続性が保たれていない地山要素応力ゼロの領域（青表示）がこの順にやや広くなる。

表-7.6 各掘削工法および切羽形状の吹付けおよび周辺地山の接触力分布

		全断面掘削				部分掘削
		直壁	円	楕円	円弧	ベンチ高 0.4D
スライド量 (mm)	初期					
	5					
備考		スライド量 0.25 mm で引張破壊 (赤丸)	吹付けが赤系に変化 = 圧縮増加 (紺色は荷重ゼロ)	吹付けの圧縮増加が微量	吹付けが赤系に変化 = 圧縮増加 (紺色は荷重ゼロ)	スライド量 0.25 mm で引張破壊 (赤丸)

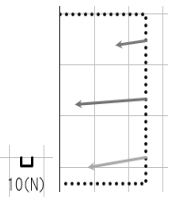
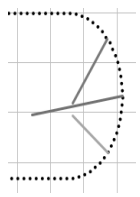
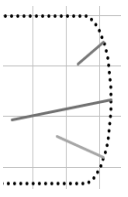
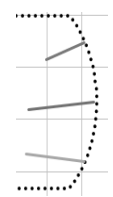
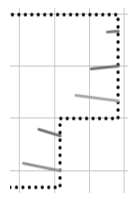
広がり方は、円形切羽が切羽上部から地表にかけて、楕円形切羽が切羽中央部から地表にかけてであり、表-7.5 の変形領域の進展と整合する。一方、円弧形切羽では地山要素応力ゼロの領域がごくわずかである。表-7.6 からは読み取りにくいだが、円弧形切羽では吹付けに生じた圧縮応力が3つの曲面切羽のうち最も大きいことが確認されており、最もアーチ効果が発揮される形状であるといえる。

つぎに、各切羽に作用する荷重の方向について考察する。

表-7.7 は、切羽面を上から3分割（ベンチでは、上半を3分割、ベンチを2分割）し、それぞれの分割面が前述の線要素に接したときに作用する接触圧の合力からその値と方向を求めている。これによれば、直壁形切羽およびベンチ形切羽は深度方向に合力が大きくなり方向はほぼ水平である。しかし、下半のベンチ部は水平よりやや上向きに作用している。前表の変位図とを考え合わせると、上半の崩壊領域がすべり線に沿って移動すると下半にあるベンチ部を押し上げる様な作用をもたらした結果であると考えられる。また、前述のように切羽が分割されると合力も小さくなることがわかる。

一方、曲面切羽ではいずれも合力のベクトルは中心方向に向かっている。しかし、その大きさは、円形切羽では上部そして中部の順に大きくなり、楕円形切羽では上下に比べて中部の合力が卓越している。それらと比べて円弧形切羽では、3つの分割面それぞれの合力はやや大きいがいずれもほぼ同じである。つまり、切羽に作用する荷重形態が等分布であるといえる。この合力の方向とその大きさの差違が、鏡吹付けのアーチ作用発揮の程度、ひいては切羽安定性の程度に関係すると考えられる。

表-7.7 各掘削工法および切羽形状における荷重の作用方向

	全断面掘削				部分掘削
	直壁	円	楕円	円弧	ベンチ高 0.4D
					
備考	深度方向に荷重が増す傾向。	中心に向かうが、中央部の荷重が卓越。	円と比べて中央部がさらに増加。	荷重は大きめだがほぼ等圧。方向は中心に向かう。	上下半ともに深度方向荷重が増す。値が小さい。

7.3.2 各切羽形状における鏡吹付けコンクリートの効果とその力学モデル

以上より、掘削工法の違いによる切羽の安定性に関して、主に2つの観点から論ずることができる。

第一に、切羽の大きさと切羽の安定性である。無支保の場合、掘削する断面を小さくする部分掘削工法では、その分鏡面の作用荷重が小さくなる。これがどの程度小さいかを示したものが表-7.8である。同表により、全断面掘削工法と比べて明らかに作用荷重が小さいことが分かる。また、鏡面変位量の差はあまりないものの、最大地表面沈下量も部分断面掘削工法の方が小さい。

第二に、切羽形状と切羽の安定性である。この関係についてはさらに切羽形状が直壁型あるいは切羽前方に掘り込んだ曲面型かで鏡吹付けを施した場合の安定性および切羽周辺の地山挙動が大きく異なる。

直壁形切羽では、鏡面に作用する荷重の大きさが鏡中央部が最も大きく上下端がやや小さくなり、その方向はほぼ水平である。上下端の支持条件にもよるが、鏡吹付けを施せば吹付けには曲げが卓越し、引張に対して脆いコンクリートに引張応力が生じることによって破壊しやすい状態になる。

このように直壁形切羽では切羽作用荷重形態から、切羽下端を起点として直線や対数らせんで表現されるすべり線で囲まれた崩壊領域が、トンネル内側へ移動するモードと捉えることができる。したがって、直壁形切羽における切羽安定問題は、類似例の多い極限つり合い論を適用すればよいと考えられる。

表-7.8 実施ケース（無支保）における作用荷重，地表面沈下量
および切羽面変位等の平均値

掘削工法		全断面掘削工法			
切羽形状	直壁	円	楕円	円弧	
	ベンチ高				
	ベンチ長				
作用荷重 [N]	最大	62.30	82.83	89.39	56.41
	最小	26.87	39.00	26.16	36.65
	荷重差	35.43	43.83	63.23	19.76
	上半切羽				
	ベンチ				
	分割面 合計	140.69	171.27	159.01	143.91
作用方向		深度	中心	中心	中心
荷重分布形態		深度分布	中央卓越	中央卓越	等分布

掘削工法		部分掘削工法									
切羽形状		ベンチカット									
		ベンチ高	0.5D			0.4D			0.2D		
		ベンチ長	0.5D	1.0D	1.5D	0.5D	1.0D	1.5D	0.5D	1.0D	1.5D
作用荷重 [N]	最大	23.13	18.93	16.51	37.16	26.29	25.10	46.30	46.61	45.40	
	最小	9.66	7.07	7.89	9.32	9.15	17.72	12.38	13.34	16.85	
	荷重差	13.47	11.86	8.62	27.84	17.13	7.38	33.92	33.17	28.55	
	上半切羽	46.74	44.57	39.50	70.28	57.08	67.48	100.64	94.73	101.22	
	ベンチ	74.00	48.48	38.29	51.43	31.25	37.43	12.22	9.69	3.89	
	分割面 合計	120.74	93.06	77.80	121.71	88.33	104.92	112.86	104.41	105.11	
作用方向		深度	深度	深度	深度	深度	深度	深度	深度	深度	
荷重分布形態		深度分布	深度分布	深度分布	深度分布	深度分布	深度分布	深度分布	深度分布	深度分布	

曲面切羽では、切羽に作用する荷重の方向が曲面の中心方向である。しかし、荷重の大きさは一様ではない。上中下3つの荷重差の最も大きいものから順に、楕円、円、円弧となり、円弧形切羽が最も等分布的に荷重が作用している。また、円弧形切羽では3つの荷重の方向が中心に向かう。荷重の方向が中心に向かいかつ大きさが一様であれば、曲面切羽に設置した鏡吹付けには理論上軸力が卓越する。したがって、この場合には軸圧縮力にともなうせん断破壊を考慮すればよいものと考えられる。

鏡吹付けに生じる応力が全圧縮あるいは発生する曲げモーメントが極めて小さくなるようにするには、

- 1) 掘削直前の上下および水平方向土圧分布の形態
- 2) 鏡吹付けの上下端の支持条件

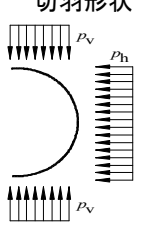


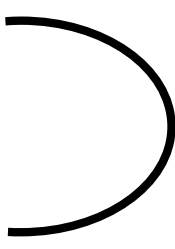
と、両者を踏まえた上での最適な（曲げの小さくなるような）

- 3) 鏡吹付けのアーチ形状

の3つを特定する必要がある。それらを考慮すればアーチ理論や曲梁理論などによって鏡吹付けを施した場合の曲面切羽における切羽安定を検討すればよいと考えられる。

検討の考え方を表-7.9に概念的に示す。本表では、掘削直前の土圧分布を上下水平ともに等分布を仮定している。このときの切羽形状は、その切羽面に鏡吹付けした構造体の曲げがゼロあるいは曲げがごくわずかとなる形状を最適形状として示している。このように、荷

表-7.9 各荷重状態における最適切羽形状（概念）と施工上の留意点

荷重状態	鉛直卓越	等分布	水平卓越
	$p_v > p_h$	$p_v = p_h$	$p_v < p_h$
最適切羽形状 			
	円弧・縦楕円	半円形	横楕円形
作業性 安全性	<ul style="list-style-type: none"> 機械掘削であれば形状を整えやすい。 ライズが小さいため、荷重によっては天端には鉛直上向きに作用する力が、下端では鉛直下向きに作用する力が卓越→両端支持を確実にする必要がある。 	<ul style="list-style-type: none"> 軸圧縮卓越にともなうせん断破壊に注意。 オーバーハング部がやや多く、掘削直後の自由面がやや広いため、安全性に不安がある。 鏡補強が困難である。 	<ul style="list-style-type: none"> 掘り込み深さがかなり大きい場合、作業性および安全性のいずれもが乏しい。 鏡補強が極めて困難である。 現実的に施工不可能。

重形態が予測できれば、アーチ理論や曲梁理論などにより最適な切羽形状と鏡吹付けを理論上求めることができる。

ただし、実務上、アーチ脚部すなわち鏡面の上下端における支持は、地山条件によっては鏡吹付けコンクリートの付着力だけでは不十分である場合も考えられる。したがって、アーチ部への過度な作用荷重ひいては脚部への応力集中を避けるために、鏡ボルト等を併用して鏡への作用荷重を低減する方策なども講じるべきであると考ええる。

一方、吹付けコンクリートの効果には応力分布の平滑化効果もある¹⁶⁾。これは凹部を充填し吹付け表面を円弧状になめらかに仕上げることで吹付けコンクリートや地山内の円周方向応力分布を平滑化する効果があるとされ、トンネルに作用する偏荷重や局所荷重を面的に分散して支持する効果があるとされる。この効果が鏡吹付けにも適用できるものと考えれば、初期地山応力が非軸対称である場合や鏡ボルト設置などで鏡に作用する応力が不均等な場合でも鏡吹付けによって逆に鏡面に均等な作用荷重を与え鏡を含む切羽周辺に効果的にグラウンドアーチを形成することができるものと考えられる。

7.3.3 鏡ボルトおよび鏡吹付けコンクリート併用の効果と力学モデルの考え方

鏡補強工には、主に鏡吹付けコンクリートおよび鏡ボルトがあるが、低強度地山においては両者を併用して用いる場合が多い。

第6章では、極めて強度の低い地山を想定(表-6.5)して、地山強度および地山と鏡ボルトの付着強度で決定される必要支保内圧 p_r と、鏡ボルト本数あるいは地山と鏡ボルトの付着度係数によって決まる有効支保内圧 p_b との関係を示した(図-6.13)。この試算例では、 p_r は鏡ボルト本数および地山と鏡ボルトの付着の程度には大きな影響を及ぼさない、つまりそれほど p_r の値が変化しないことから、地山強度や地山と鏡ボルトの付着強度が決まれば p_r は特定できることになる。

一方、鏡ボルトの本数や地山との付着度係数で決定される p_b は、両者の影響を大きく受ける。すなわち、それらの取り方によっては算定される p_b が大きく異なる。しかし、鏡ボルトはその頭部にベアリングプレートを設置しないため、第5章で仮定したトンネル壁面での支保内圧効果は理論的には得られない。

第3章および第5章ではベアリングプレートを有するロックボルトによる支保を対象とし、実験および理論から得られた付着度係数 β が0.4であることを示した。このことから推論すると、鏡ボルトにおける β は少なくとも0.4より小さく、さらに前出図-6.13の $\beta=0.2$ 線よりも傾きが小さくなることも考えられる。その場合には、鏡ボルトの本数を一断面あたり100本近く打設しなければ必要支保内圧を超えない場合も計算上あり得る。このような場合

には、前項 7.3.2 で示した考え方により、鏡吹付けコンクリートの併用が鏡ボルトのみによる内圧の不足をある程度補うものと考えられる。

7.4 本章のまとめ

本研究では、模型実験および DEM 解析により、トンネル掘削工法および切羽形状と切羽の安定性に関して主に次のこと明らかにした。

- 鏡面作用荷重の大きさは、切羽面の大きさに依存する。
- 鏡面作用荷重の分布形態は、切羽形状に依存する。
- 曲面切羽に鏡吹付けを施せば、アーチ作用を効果的に発揮させることができる。本研究の場合には、円、楕円、円弧の順に効果が高い。

また、切羽安定対策として鏡吹付けのみを考慮する場合、その検討方法の考え方として、

- 切羽形状が直壁系であれば、切羽前方の崩壊領域を仮定してその安定を論じることができる。
- 切羽形状が曲面系であれば、鏡吹付けをアーチ構造と置き換えることにより構造力学的に論じることができる。ただし実務上、アーチ脚部における支持は吹付けコンクリートでの付着力のみに依存することは避けるべきである。

ことを提案した。

ただし、実験および解析で得られた知見は底面摩擦場であること、また実験の都合上、トンネル上部と下部には地山要素の流出を防ぐために切羽直前までステンレス製の板が設置されていることなど、多くの制約条件下での結論である。

参考文献

- 1) Hoek, E.: Rock engineering, Inaugural Lecture, Imperial College of Science and Technology, Univ. of London, 1971.
- 2) たとえば、オメルアイダシ、川本朧万：不連続性岩盤斜面のトップリング破壊とその安定化について、日本鉱業会誌，Vol.103，pp.763-770，1987.
- 3) たとえば、江崎哲郎，蔣 宇静，三谷泰浩，亀田伸裕：深部に位置する不連続性岩盤の挙動に関する実験的研究，第 23 回岩盤力学シンポジウム講演論文集，pp.147-151，1991.
- 4) Bray, J.W. and Goodman, R.E. : The theory of base friction models, International Journal of Rock Mechanics and Mining Science & Geomechanics Abstracts, Vol.18, pp.453-468, 1981.
- 5) 江崎哲郎：地下空洞および長大斜面安定解析のための新しい底面摩擦模型装置の開発，平成

- 2 年度科学研究費補助金（試験研究 B2）研究成果報告書，1991.
- 6) 松井幹雄：個別要素法の底面摩擦模型実験への適用と連続体解析への拡張性に関する研究，東京都立大学博士学位論文，2001.
 - 7) 前田洸樹，土門剛，西村和夫：未固結粒状体地山における曲面切羽の安定性に関する模型実験，土木学会トンネル工学報告集，Vol.22，pp.1-6，2012.
 - 8) 前田洸樹，土門剛，西村和夫：個別要素法を用いた曲面切羽に関する模型実験の解析，土木学会トンネル工学報告集，Vol.23，pp.43-50，2013.
 - 9) P. A. Cundall :A computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock systems, Proceedings of Symposium of International Society of Rock Mechanics, At Nancy, France, Volume 1, pp.129-136, 1971.
 - 10) P. A. Cundall and O. D. L. Strack: A discrete numerical model for granular assemblies, Géotechnique, Volume 29, Issue 1, pp. 47 –65, 1979.
 - 11) 松井幹雄，西村和夫，今田徹：底面摩擦模型実験の個別要素法解析のための底面摩擦力の定式化，土木学会論文集，No.589，III-42，pp.99-108，1998.
 - 12) 園田佳巨，佐藤紘志，石川信隆，太田俊昭：個別要素法によるサンドクッションの衝撃応答特性に関する基礎的考察，土木学会論文集，No.483/I-26，pp.51-60，1994.
 - 13) 大町達夫，荒井靖博：個別要素法で用いる要素定数の決め方について，構造工学論文集，Vol.32A，pp.715-723，1986.
 - 14) 木山英郎，藤村尚：カンドルの離散剛要素法を用いた岩質粒状体の重力流動の解析，土木学会論文報告集，第 333 号，pp.137-146，1983.
 - 15) 松井幹雄，西村和夫：個別要素法における円形要素を核とした疑似矩形要素モデルの提案，土木学会論文集，No.638，III-49，pp.29-40，1999.
 - 16) 土木学会トンネル工学委員会：2016 年制定トンネル標準示方書 [山岳工法編]・同解説，土木学会，2016.

第8章 結 論

トンネル支保設計が、i) あくまでも支保選定であり、設計論として論理的方法とはなっていないこと、ii) 性能規定化によって、設計をはじめとした各行為段階において論理的な説明が求められる可能性があること、という二律背反的な状況下におかれている。そこで本研究では、NATM 思想を具体的に明示し、かつ設計方法として支保を力学的に表現するものとして、支保部材や切羽形状による支保内圧効果に着目した。この効果を活かす具体例として、トンネル横断面ではパターン打設したロックボルト（以下、ボルト）の効果を、トンネル縦断面では鏡補強工および切羽形状による効果に着目し、この効果を活かすことのできる支保工あるいは切羽形状とは何かについて2, 3の例を抽出して論じた。その中で、NATM の原理のわかりにくさを払拭する一方法として、支保効果をわかりやすく説明し得る力学モデルとそれに基づく設計法を提案した。また、設計法を具体的に提案できない対象や事象については設計のための考え方のみを示し、今後の課題として整理した。

以下に、本研究で得られた成果についてまとめる。

第1章では、主に NATM 導入以降のトンネル設計法を示すとともに、その背景となる理論や NATM 思想具現化手法の一例として地山特性曲線を表現する研究に着目して紹介した。さらに、近年の設計法を取り巻く環境変化として、性能規定化の流れとトンネル設計のあり方について論じ、山岳トンネル特有の設計の考え方とその課題を指摘した。

第2章から第5章において、トンネル横断面のロックボルト支保に関して模型実験によってロックボルトの打設パターンと変位抑制効果等の関係を明らかにし、その結果に基づいて簡便な力学モデルを構築した。さらに、それを利用した設計法を提案した。

第2章では、まずロックボルト単体と地山との相互作用特性を引抜き実験により明らかにした。つぎに、中央に円形トンネルを配した軸対称荷重載荷実験を実施し、ボルト長や配置パターンとトンネル壁面変位抑制効果との関係を明らかにした。最後には、ロックボルト頭部にベアリングプレートを有する場合の支保内圧効果を示し、それに基づく新しい概念を提示した。

第3章は、二軸応力場でも同様の効果が得られるかを検証するため、二軸応力場載荷実験を実施した。その結果、水平方向載荷圧が鉛直方向載荷圧の 0.5 倍であるにもかかわらず、スプリングライン付近のトンネル壁面変位が増大しくさび形の崩壊をもたらすこと、また、その結果、ロックボルト軸力も増大することを明らかにした。

第4章では、数値解析や理論で塑性領域が卓越すると予想される領域にあるボルトは効

果があるが、二軸応力場における天端付近のように、塑性域がそれほど発達しない領域にあるボルトには軸力がほとんど発生しないことを明らかにした。このことは、地山の初期応力状態だけでなく、施工方法によって生じる再配分応力の状態によりボルト効果の有無やその程度が大きく変わってしまうことも述べた。

第5章では、前章で得られた地山-ロックボルトの相互作用特性とベアリングプレートによる支保内圧効果の双方を考慮した力学モデルを構築し、そのモデルによりトンネル壁面変位量を考慮した簡便に設計法を提案した。この設計法では、地山の特性を利用した必要支保内圧と、ボルト特性に着目した有効支保内圧という2つの概念を導き、この2つの概念に基づく簡易な安定性評価手法を示すとともに支保特性曲面を新たに提案した。

第6章および第7章は、トンネル縦断面の切羽安定性に基づく力学モデルを論じた。

第6章は、鏡補強工として最も多用されている鏡ボルト工の力学モデルについて、模型実験および数値解析による裏付けを得て提示した。このモデルの考え方として、第3章で構築したモデルの展開系として表現できること、また、その展開系モデルにより鏡ボルトの簡易設計ができることを具体的な地山物性を例に示した。

第7章では、鏡面の補強をボルト部材に依存するのではなく地山特性を積極的に利用するとの発想から、鏡面の形状を曲線状にすることによって鏡面周辺地山のグラウンドアーチを発生させ、それにより周辺地山を安定させる曲面切羽に着目した。その効果は、鏡吹付けを施すことにより、一層の安定効果が表れることを模型実験および数値解析により明らかにした。

第8章では、本研究を総括した。

謝 辞

本研究の実施および論文の取りまとめに際し、首都大学東京大学院教授 西村 和夫 博士には、長期にわたり懇切丁寧かつきめ細やかなご指導を賜りました。また、著者が東京都立大学工学部土木工学科 学部4年時に応用力学研究室（現トンネル・地下空間研究室）に所属してから今日に至るまで、終始一貫した指導方針で接していただきました。ここに深く感謝と御礼を申し上げます。

首都大学東京大学院教授 宇治 公隆 博士、同准教授 小田 義也 博士には、本論文の一層の充実を図りさらに完成度を高めることができるよう、その都度適切なご助言や熱心なご指導を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

東京都立大学名誉教授 今田 徹 博士におかれましては、学部4年時に研究室に所属してから現在に至るまで、トンネルという構造物を題材にして工学的あるいは技術的なものの見方とは何たるかを、ときには厳しくときには温かくご教授いただきました。本研究の根底にある力学モデルも今田先生のアイデアやお考えが基礎となっています。その基礎がなければ本研究が成立しなかったと申し上げても過言ではありません。ここに改めて我が師今田徹先生に深甚の謝意を表します。

本研究は、著者が東京都立大学工学部助手として採用されて今日に至るまでの四半世紀のうち、その大半をかけて取り組んだものです。その間、今田先生や西村先生のご指導を受けながら、当時所属した学生諸君の多大な協力を得て少しずつ成果を積み上げて参りました。これまでの研究生活前半では、著者が研究・教育生活に思い悩んでいる際、当時研究室におられた 東京都立大学元助教授 山崎 良一 博士には適切なご助言や多大な激励を賜りました。その時々にかけて頂いた愛情あふれるお言葉は今でも著者の心に刻み込まれています。

ここに改めまして今まで温かく見守って頂いた研究室の先生方、卒業生および学生諸君には心より感謝申し上げます。

土木学会をはじめとする官民の委員会や検討会、あるいは本学卒業生で構成される都立大学地下研究会など、トンネルに携わる多くの方々と知り合うことができ、その都度多くのご助言やご指導、時には叱咤激励も頂戴しました。また、それが縁で数多くのトンネル現場を見学させていただくこともできました。大学から離れたことのない著者にとってとても貴重な経験をさせて頂き、生の現場を拝見させて頂くことで研究の礎を築くことができました。

このように、トンネルをきっかけに様々な方々と縁を深めることができたこと、またその縁が今でも色褪せることなく続いていることはこれ以上ない大きな財産となっています。

著者を温かく受け入れて頂きましたトンネルに携わる関係各位に大変感謝いたしますとともに、今後ともご指導いただきますようお願い申し上げます。

本学関係者、高校の恩師や同窓の仲間達あるいは子供達が縁で知り合った地元の方など、著者と関わってくださった方々はトンネル関係者以上に多くおられます。それらの方々には折に触れて惜しみないご協力を頂いたり、時には激励して下さったり、とても温かく接して頂きました。著者がこれまで明るく前向きに過ごすことができましたのもそうした皆様方のお陰であると大変感謝いたしております。

本研究はこのように多くの方々のご指導、ご助言、ご協力さらには深い愛情がなければ完遂することができませんでした。ここに改めまして皆様方に対しまして深甚なる感謝の意を表する次第です。

最後に、著者を温かく見守り続けてくれた最愛の妻 洋子、長女 紘子、長男 新、根本家の皆様をはじめ、論文完成を見ることなく他界した父 重治、そして苦勞をしながらも著者を育ててくれた母 和子に感謝して本論文を捧げます。

平成 29 年 3 月

土門 剛

付 録

二次元円孔問題の応力および変位に関する理論解

- A. 1 軸対称応力場の弾性解（厚肉円筒理論）
- A. 2 二軸応力場の弾性解
- A. 3 軸対称応力場の弾完全塑性解

A. 1 軸対称応力場の弾性解（厚肉円筒理論）

図-A.1.1のように、内径 a 、外径 b 、弾性係数 E 、ポアソン比 ν を有する厚肉円筒弾性体が、外周から均等圧 p_o 、内周から均等圧 p_i を受けている状態を考える。また、厚肉円筒中心を原点とする極座標を考え、半径方向座標を r および接線方向座標を θ とする。

このとき、同図中に示されている扇形の微小要素のつり合いから、応力および変位を求める。

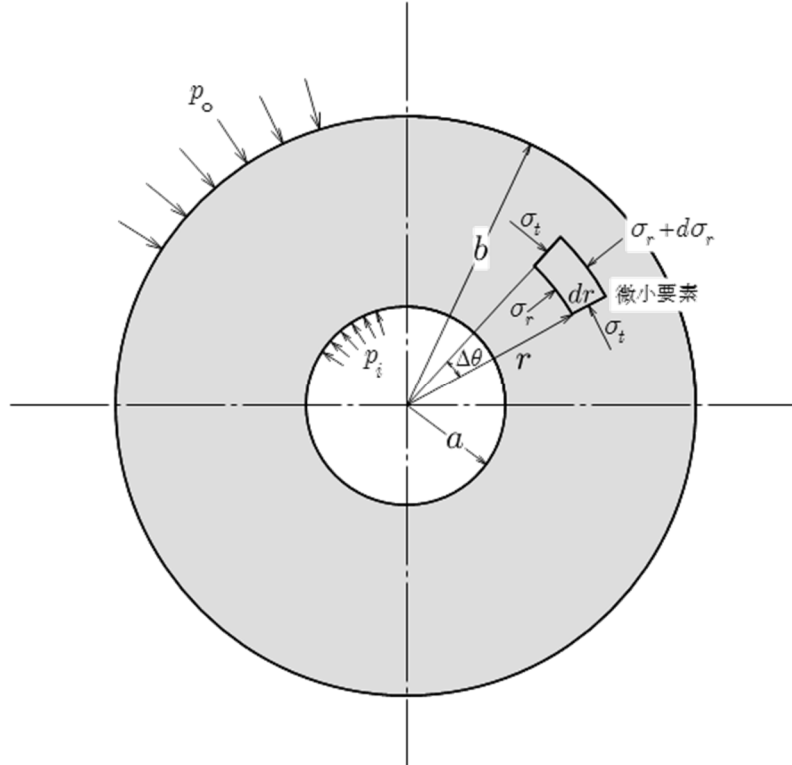


図-A.1.1 厚肉円筒（横断面）に作用する圧力と微小要素

A. 1.1 応力分布

図-A.1.1 の微小要素において、半径方向の力のつり合いを考える。微小要素の内空側長辺に作用する半径方向応力 σ_r と、その対辺に作用する半径方向応力 $\sigma_r + d\sigma_r$ の差と、微小要素の相対する辺に作用する接線方応力 σ_t の半径方向成分分力がつり合うことから、次式が成り立つ。

$$(\sigma_r + d\sigma_r)(r + dr)\Delta\theta - \sigma_r r \Delta\theta = 2\sigma_t \cdot dr \cdot \sin\left(\frac{\Delta\theta}{2}\right) \quad (\text{A.1.1})$$

ここで、 $\Delta\theta$ は微小であること、また、二次の微小項を無視することにより次式が得られる。

$$\sigma_r + r \frac{d\sigma_r}{dr} = \sigma_t \quad (\text{A.1.2})$$

一方, Hooke の法則により,

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= A \cdot \varepsilon_r + B \cdot \varepsilon_t \\ \sigma_t &= A \cdot \varepsilon_t + B \cdot \varepsilon_r \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.1.3})$$

となる. ここで,

$$\left. \begin{aligned} \text{平面応力} \quad A &= \frac{E}{1-\nu^2} \quad B = \frac{E\nu}{1-\nu^2} \\ \text{平面ひずみ} \quad A &= \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad B = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.1.4})$$

なお, 本研究で扱うトンネル問題は平面ひずみに限定されることから, 以下, 平面ひずみのみ対象とする.

式 (A.1.3) および変位-ひずみ関係式 $\varepsilon_r = du/dr$ および $\varepsilon_t = u/r$ から,

$$r \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{du}{dr} - \frac{u}{r} = 0 \quad (\text{A.1.5})$$

となる. ここで u は半径方向変位である. 式 (A.1.5) の一般解は,

$$u = C_1 \cdot r + \frac{C_2}{r} \quad (\text{A.1.6})$$

以上より, 改めて応力-ひずみ関係を整理すると,

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= A \cdot \frac{du}{dr} + B \cdot \frac{u}{r} = (A+B) \cdot C_1 - (A-B) \cdot \frac{C_2}{r^2} \\ \sigma_t &= A \cdot \frac{u}{r} + B \cdot \frac{du}{dr} = (A+B) \cdot C_1 + (A-B) \cdot \frac{C_2}{r^2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.1.7})$$

となる. ここで,

$$\text{平面ひずみ} \quad A+B = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad A-B = \frac{E}{1+\nu} \quad (\text{A.1.8})$$

式 (A.1.7) に境界条件

$$(\sigma_r)_{r=a} = p_i \quad (\sigma_r)_{r=b} = p_o \quad (\text{A.1.9})$$

を適用すれば, 式 (A.1.6) の C_1 および C_2 は次のようになる.

$$C_1 = \frac{1}{A+B} \cdot \frac{p_o \cdot b^2 - p_i \cdot a^2}{b^2 - a^2} \quad C_2 = \frac{1}{A-B} \cdot \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{b^2 - a^2} \quad (\text{A.1.10})$$

したがって, 半径方向および接線方向応力は次のようになる.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{p_o \cdot b^2 - p_i \cdot a^2}{b^2 - a^2} - \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{b^2 - a^2} \cdot \frac{1}{r^2} \\ \sigma_t &= \frac{p_o \cdot b^2 - p_i \cdot a^2}{b^2 - a^2} + \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{b^2 - a^2} \cdot \frac{1}{r^2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.1.11})$$

式 (A.1.11) のように, 半径方向および接線方向応力は変形特性 E や ν に無関係となる.

A. 1. 2 変位分布

式 (A.1.6) および式 (A.1.10) から, 半径方向変位は,

$$u = \frac{1}{A+B} \cdot \frac{p_o \cdot b^2 - p_i \cdot a^2}{b^2 - a^2} \cdot r + \frac{1}{A-B} \cdot \frac{(p_o - p_i) a^2 b^2}{b^2 - a^2} \cdot \frac{1}{r} \quad (\text{A.1.12})$$

となる.

本式において, $b \rightarrow \infty$ とすれば, 次式のように無限媒体中の円孔におけるトンネル周辺地山における半径方向変位を表すことになる.

$$u = \frac{1+\nu}{E} (p_o - p_i) \frac{a^2}{r} + \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E} p_o r \quad (\text{A.1.13})$$

このうち, 右辺第二項はトンネル掘削前変位であるから, この分を差し引くと,

$$u = \frac{1+\nu}{E} (p_o - p_i) \frac{a^2}{r} \quad (\text{A.1.14})$$

となる. $r = a$ を代入すれば, 次式のようにトンネル掘削時の内空変位が得られる.

$$u = \frac{1+\nu}{E} (p_o - p_i) a \quad (\text{A.1.15})$$

このように, トンネル内空変位は, トンネル径およびトンネル内外圧差に比例し, 地山の弾性係数に反比例することがわかる.

A. 2 二軸応力場の弾性解

図-A. 2. 1 のように、内径 a の円孔を有する十分に大きな板が、圧縮応力 p_x で一方向に圧縮されている状態を考える。ただし、この板の弾性係数は E 、ポアソン比を ν とする。また、同図に示すように半径方向座標を r および接線方向座標を θ とする。

このとき、同図中に示されている扇形の微小要素のつり合いから、応力および変位を求める。

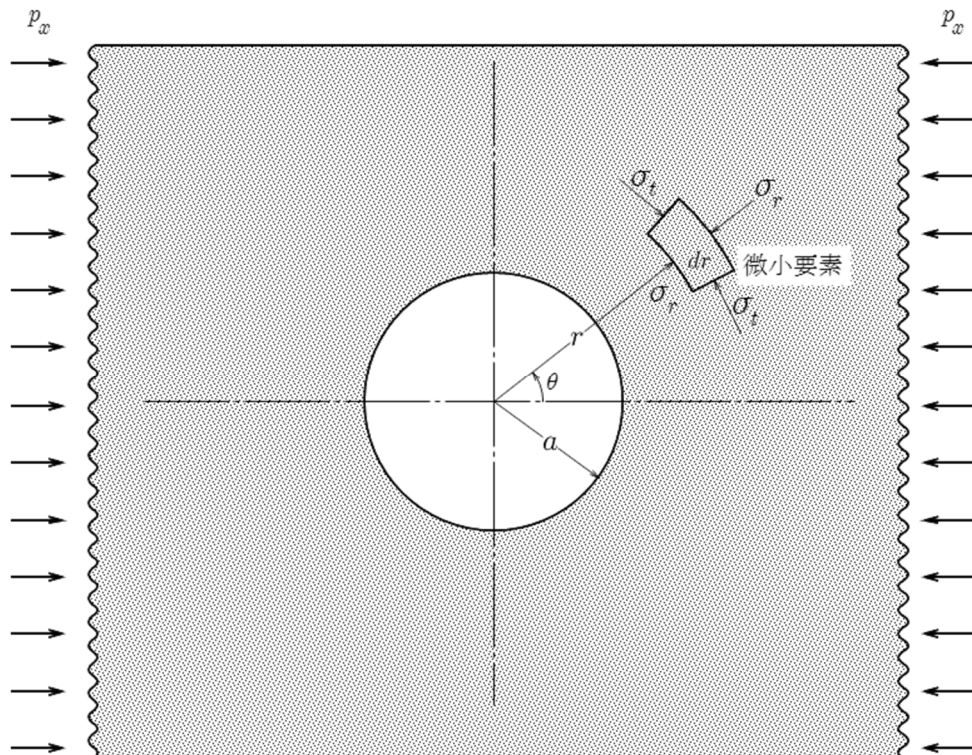


図-A. 2. 1 円孔を有する板に作用する圧力と微小要素

A. 2. 1 応力分布

図-A. 2. 1 における応力は、Kirsch によって Airy の応力関数を用いて解かれている。応力関数は次式のように表せる。

$$F(r, \theta) = A \cdot \log r + Br^2 + (C \cdot r^2 + D \cdot r^4 + E/r^2 + F)\cos 2\theta \quad (\text{A.2.1})$$

また、応力関数と応力の関係を極座標形式で記述すれば次のようになる。

$$\begin{aligned}
\sigma_r &= \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial F}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial^2 F}{\partial \theta^2} = \frac{A}{r^2} + 2B + \left(-2C - \frac{6E}{r^4} - \frac{4F}{r^2} \right) \cos 2\theta \\
\sigma_t &= \frac{\partial^2 F}{\partial r^2} = -\frac{A}{r^2} + 2B + \left(2C + 12Dr^2 - \frac{6E}{r^4} \right) \cos 2\theta \\
\tau_{rt} &= -\frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial F}{\partial \theta} - \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial^2 F}{\partial r \partial \theta} = -\frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{1}{r} \cdot \frac{\partial F}{\partial \theta} \right) = \left(2C + 6Dr^2 - \frac{6E}{r^4} - \frac{2F}{r^2} \right) \sin 2\theta
\end{aligned}
\tag{A.2.2}$$

この式に境界条件を適用すれば、つぎのように応力分布が求められる。

$$\begin{aligned}
\sigma_r &= \frac{p_x}{2} \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + \frac{p_x}{2} \left(1 - 4 \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \\
\sigma_t &= \frac{p_x}{2} \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - \frac{p_x}{2} \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \\
\tau_{rt} &= \frac{p_x}{2} \left(1 + 2 \frac{a^2}{r^2} - 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta
\end{aligned}
\tag{A.2.3}$$

式 (A.2.3) が、一軸応力場の応力分布となる。

次に、二軸応力場の応力分布を求める。無限遠で鉛直方向応力 p_y 、水平方向応力 p_x の作用している弾性体を考える。この弾性体中における円孔周辺の応力は、重ね合わせの原理により、式 (A.2.3) において p_x を p_y に置き換え、さらに θ を $\theta+90^\circ$ を代入した結果を足し合わせることで求められる。

これにより、二軸応力場の応力分布は次のように表せる。

$$\begin{aligned}
\sigma_r &= \frac{1}{2} (p_x + p_y) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + \frac{1}{2} (p_x - p_y) \left(1 - 4 \frac{a^2}{r^2} + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \\
\sigma_t &= \frac{1}{2} (p_x + p_y) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - \frac{1}{2} (p_x - p_y) \left(1 + 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \cos 2\theta \\
\tau_{rt} &= \frac{1}{2} (p_x - p_y) \left(1 + 2 \frac{a^2}{r^2} - 3 \frac{a^4}{r^4} \right) \sin 2\theta
\end{aligned}
\tag{A.2.4}$$

A. 2. 2 変位分布

円孔周辺の変位は、極座標における平面ひずみの応力とひずみの次式

$$\begin{aligned}
\varepsilon_r &= \frac{\partial u}{\partial r} = \frac{1}{E} [(1 - \nu^2)\sigma_r - \nu(1 + \nu)\sigma_t] \\
\varepsilon_t &= \frac{u}{r} + \frac{1}{r} \frac{\partial v}{\partial \theta} = \frac{1}{E} [(1 - \nu^2)\sigma_t - \nu(1 + \nu)\sigma_r] \\
\gamma_{rt} &= \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial \theta} + \frac{\partial v}{\partial r} - \frac{u}{r} = \frac{2(1 - \nu)}{E} \tau_{rt}
\end{aligned}
\tag{A.2.5}$$

これらの式に、式 (A.2.4) を代入して積分することで変位が求められる。ここで、 u は半

径 r 方向の変位, v は円周 θ 方向の変位である. 代入して整理すると,

$$u = \frac{1-\nu^2}{E} \left[\frac{1}{2}(p_x + p_y) \left(r + \frac{a^2}{r} \right) + \frac{1}{2}(p_x - p_y) \left(r - \frac{a^4}{r^3} + 4\frac{a^2}{r} \right) \cos 2\theta \right] \\ - \frac{\nu(1+\nu)}{E} \left[\frac{1}{2}(p_x + p_y) \left(r - \frac{a^2}{r} \right) - \frac{1}{2}(p_x - p_y) \left(r - \frac{a^4}{r^3} \right) \cos 2\theta \right] \quad (\text{A.2.6})$$

$$v = \frac{1-\nu^2}{E} \left[-\frac{1}{2}(p_x + p_y) \left(r + \frac{2a^2}{r} + \frac{a^4}{r^3} \right) \sin 2\theta \right] \\ - \frac{\nu(1+\nu)}{E} \left[\frac{1}{2}(p_x - p_y) \left(r - \frac{2a^2}{r} + \frac{a^4}{r^3} \right) \sin 2\theta \right] \quad (\text{A.2.7})$$

この変位は, 円孔を有する前すなわちトンネル掘削前の弾性変位を含んでいる. その弾性変位は次式のようになる.

$$u_0 = \frac{(1+\nu)r}{2E} [(1-2\nu)(p_x + p_y) + (p_x - p_y) \cos 2\theta] \quad (\text{A.2.8})$$

$$v_0 = \frac{(1+\nu)r}{2E} [(p_x - p_y) \sin 2\theta] \quad (\text{A.2.9})$$

式 (A.2.8) および (A.2.9) の変位を, 式 (A.2.6) および (A.2.7) から差し引けば, 半径 a のトンネルを掘削したときのトンネル周辺の変位を表すことになる. その変位において, $r = a$ とおけば, 次式のようにトンネル壁面変位となる.

$$u_a = \frac{(1+\nu)a}{E} \left[\frac{p_x + p_y}{2} + (3-4\nu) \frac{p_x - p_y}{2} \cos 2\theta \right] \quad (\text{A.2.10})$$

$$v_a = -\frac{(1+\nu)(5-4\nu)a}{2E} [(p_x - p_y) \sin 2\theta] \quad (\text{A.2.11})$$

A. 3 軸対称応力場の弾完全塑性解

塑性領域が生じる場合の軸対称応力場における円形トンネル問題は，応力分布を Kastner や Obert らが，変位分布に関しては Egger らによって求められている．本節では，図-A. 3. 1 に示すように無限遠方から均等圧 p_o を受ける軸対称応力場の円形トンネル周辺の応力および変位分布を求める．

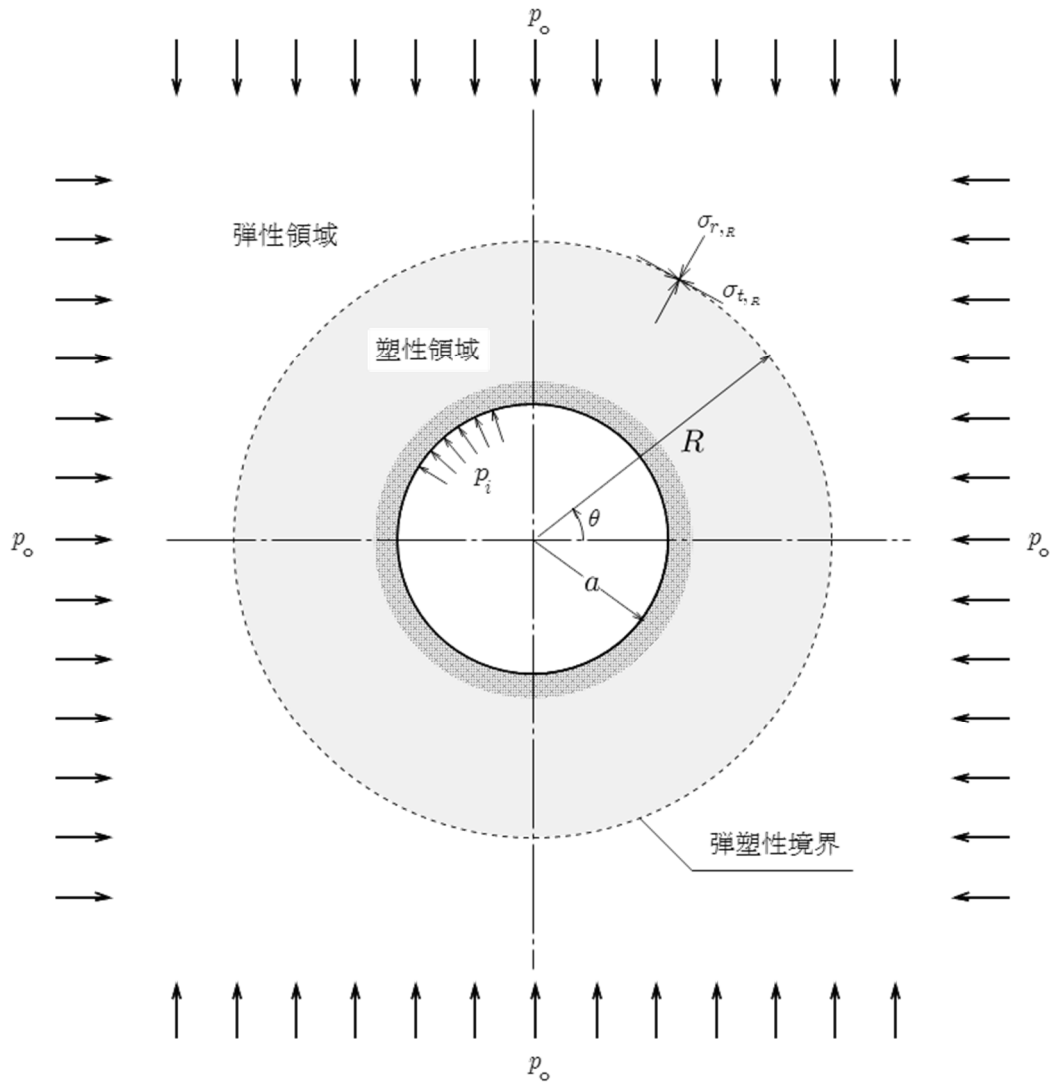


図-A. 3. 1 軸対称応力場のトンネル周辺の応力等の状況

A. 3. 1 応力分布

降伏条件にクーロンの基準を用いた弾完全塑性体中の円孔問題について，Kastner によって解かれている．

クーロンの降伏基準は次式で示される．

$$\sigma_t = \zeta \cdot \sigma_r + q_u \quad (\text{A.3.1})$$

ここで、 q_u は一軸圧縮強さ、 ζ は次式で示される． ϕ ($\neq 0$) は内部摩擦角である．

$$\zeta = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad (\text{A.3.2})$$

応力関数 F と応力との関係は

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial r} \\ \sigma_t &= \frac{\partial^2 F}{\partial r^2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.3.3})$$

と表せる．この式を式 (A.3.1) に代入すると、

$$q_u + \zeta \cdot \frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial r} - \frac{\partial^2 F}{\partial r^2} = 0 \quad (\text{A.3.4})$$

となる．これを解くと、 c_1 および c_2 を積分定数として、

$$F = c_1 \cdot \frac{r^{\zeta+1}}{\zeta+1} - \frac{q_u}{\zeta-1} \cdot \frac{r^2}{2} + c_2 \quad (\text{A.3.5})$$

が得られる．したがって、式 (A.3.3) から、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial r} = c_1 r^{\zeta-1} - \frac{q_u}{\zeta-1} \\ \sigma_t &= \frac{\partial^2 F}{\partial r^2} = c_1 \zeta r^{\zeta-1} - \frac{q_u}{\zeta-1} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.3.6})$$

となる．トンネル壁面に作用する支保内圧を p_i とすれば、 $r = a$ のとき $\sigma_r = p_i$ であるから、

$$c_1 = \frac{p_i + \frac{q_u}{\zeta-1}}{a^{\zeta-1}} \quad (\text{A.3.7})$$

となる．以上より、塑性領域内の応力は次式で与えられる．

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \left(p_i + \frac{q_u}{\zeta-1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{\zeta-1} - \frac{q_u}{\zeta-1} \\ \sigma_t &= \zeta \left(p_i + \frac{q_u}{\zeta-1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{\zeta-1} - \frac{q_u}{\zeta-1} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.3.8})$$

この式から、塑性領域内の応力は無限遠方から作用する均等圧（初期地山応力）に無関係で、支保内圧と地山の軸圧縮強さから決定されることがわかる．

つぎに、弾性領域内における法線方向応力 $\sigma_{r,e}$ および接線方向応力 $\sigma_{t,e}$ を求める．

厚肉円筒理論解の応力式 (A.1.11) において、 $b \rightarrow \infty$ とし、 p_i を弾塑性境界に作用する半径方向応力 $\sigma_{r,R}$ とすれば次式から求められる．

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{r, e} &= p_0 \left(1 - \frac{R^2}{r^2} \right) + \sigma_{r, R} \cdot \frac{R^2}{r^2} \\ \sigma_{t, e} &= p_0 \left(1 + \frac{R^2}{r^2} \right) - \sigma_{r, R} \cdot \frac{R^2}{r^2} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.3.9})$$

一方，弾塑性境界上の塑性領域側の応力は，式 (A.3.8) から

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{r, R} &= \left(p_i + \frac{q_u}{\zeta - 1} \right) \left(\frac{R}{a} \right)^{\zeta - 1} - \frac{q_u}{\zeta - 1} \\ \sigma_{t, R} &= \zeta \left(p_i + \frac{q_u}{\zeta - 1} \right) \left(\frac{R}{a} \right)^{\zeta - 1} - \frac{q_u}{\zeta - 1} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.3.10})$$

となる．弾塑性境界上では，弾性領域側および塑性領域側の応力の連続性が成り立つとすれば，

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{r, e} &= \sigma_{r, R} \\ \sigma_{t, e} &= \sigma_{t, R} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.3.11})$$

でなければならない．このことから，まず R および $\sigma_{r, R}$ を求めると，

$$R = a \left[\frac{2}{\zeta + 1} \cdot \frac{q_u + p_0(\zeta - 1)}{q_u + p_i(\zeta - 1)} \right]^{\frac{1}{\zeta - 1}} \quad (\text{A.3.12})$$

$$\sigma_{r, R} = \frac{1}{\zeta + 1} (2p_0 - q_u) \quad (\text{A.3.13})$$

が得られる．式 (A.3.1) を用いれば， $\sigma_{t, R}$ は，

$$\sigma_{t, R} = \frac{1}{\zeta + 1} (2\zeta p_0 + q_u) \quad (\text{A.3.14})$$

となる．

式 (A.3.13) や (A.3.14) からわかるように，弾塑性境界上の応力は支保内圧とは無関係であるが，弾塑性境界の大きさは式 (A.3.12) から，一軸圧縮強さと初期地山応力および支保内圧に依存することがわかる．

A. 3. 2 変位分布

軸対称問題における応力とひずみの関係は，A. 1 で述べたように $\varepsilon_r = du/dr$ および $\varepsilon_t = u/r$ である．弾性における応力とひずみの関係式は，平面ひずみ状態を仮定すると，

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{1 + \nu}{E} \{ (1 - \nu) \sigma_r - \nu \sigma_t \} \\ \varepsilon_t &= \frac{1 + \nu}{E} \{ (1 - \nu) \sigma_t - \nu \sigma_r \} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.3.16})$$

一方、塑性状態に達すると、半径方向のひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_{r,p}$ と接線方向のひずみ速度 $\dot{\varepsilon}_{t,p}$ の関係は、

$$\dot{\varepsilon}_{r,p} = -\alpha \dot{\varepsilon}_{t,p} \quad (\text{A.3.17})$$

と仮定する。塑性状態になったときの全体のひずみは弾性ひずみ ($\varepsilon_{r,e}$ および $\varepsilon_{t,e}$) と塑性ひずみ ($\varepsilon_{r,p}$ および $\varepsilon_{t,p}$) の和となるから、以上より、

$$\left. \begin{aligned} \frac{du}{dr} &= \varepsilon_{r,e} - \alpha \varepsilon_{t,p} \\ \frac{u}{r} &= \varepsilon_{t,e} + \varepsilon_{t,p} \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.3.18})$$

が得られる。 $\varepsilon_{t,p}$ を消去すると、

$$\frac{du}{dr} + \alpha \frac{u}{r} = \varepsilon_{r,e} + \alpha \varepsilon_{t,e} \quad (\text{A.3.19})$$

また、式 (A.3.16) およびクーロン則 (A.3.1) から、

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{r,e} &= \frac{1-\nu^2}{E} \left[\left\{ 1 - \frac{\nu}{1-\nu} \zeta \right\} \sigma_r - \frac{\nu}{1-\nu} q_u \right] \\ \varepsilon_{t,e} &= \frac{1-\nu^2}{E} \left[\left\{ \zeta - \frac{\nu}{1-\nu} \right\} \sigma_r + q_u \right] \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.3.20})$$

これを、式 (A.3.19) に代入すると、

$$\frac{du}{dr} + \alpha \frac{u}{r} = \frac{1-\nu^2}{E} \left[\left\{ \left(1 - \frac{\nu}{1-\nu} \zeta \right) + \alpha \left(\zeta - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \right\} \sigma_r - \left(\frac{\nu}{1-\nu} - \alpha \right) q_u \right] \quad (\text{A.3.21})$$

さらにこの式に式 (A.3.8) の σ_r を代入すると、

$$\begin{aligned} \frac{du}{dr} + \alpha \frac{u}{r} &= \frac{1-\nu^2}{E} \left[\left\{ \left(1 - \frac{\nu}{1-\nu} \zeta \right) + \alpha \left(\zeta - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \right\} \left\{ \left(p_i + \frac{q_u}{\zeta-1} \right) \left(\frac{r}{a} \right)^{\zeta-1} - \frac{q_u}{\zeta-1} \right\} \right. \\ &\quad \left. - \left(\frac{\nu}{1-\nu} - \alpha \right) q_u \right] \end{aligned} \quad (\text{A.3.22})$$

が得られる。この式を解くと、

$$u = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \frac{r}{\zeta-1} \left[\left(\frac{1+\alpha\zeta}{\zeta+\alpha} - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \{ p_i(\zeta-1) + q_u \} \left(\frac{r}{a} \right)^{\zeta-1} - q_u \frac{1-2\nu}{1-\nu} \right] + c_0 r^{-\alpha} \quad (\text{A.3.23})$$

が求められる。 c_0 は積分定数であり、弾塑性境界における半径方向変位を u_R とすれば、 $r = R$ のとき、 $u = u_R$ となるので、

$$c_0 = u_R R^\alpha - \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \frac{q_u}{\zeta-1} c^{\alpha+1} \left[\left(\frac{1+\alpha\zeta}{\zeta+\alpha} - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \left\{ \frac{p_i}{q_u} (\zeta-1) + 1 \right\} \left(\frac{R}{a} \right)^{\zeta-1} - \frac{1-2\nu}{1-\nu} \right] \quad (\text{A.3.24})$$

となる．トンネル壁面の変位 u_a は式 (A.3.23) に $r = a$ を代入することにより

$$u_a = \frac{1-\nu^2}{E} \cdot \frac{q_u}{\zeta-1} \cdot a \left[\left(\frac{1+\alpha\zeta}{\zeta+\alpha} - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \left\{ \frac{p_i}{q_u} (\zeta-1) + 1 \right\} - \frac{1-2\nu}{1-\nu} \right] + c_0 a^{-\alpha} \quad (\text{A.3.25})$$

となる．ただし，本式は掘削前変位が含まれているため，トンネル掘削後の変位を求めるには式 (A.2.8) に示される変位を差し引けばよい．また，この解析解では内部摩擦角 ϕ がゼロでないとして展開してきた． $\phi = 0$ の場合は $\zeta = 1$ となり， $\phi = 0$ のトレスカ式と同じとなるがこの場合は Obert と Duvall によって解かれている．