

土 木 研 究 所 報 告

第 187 号

目 次

トンネルの土圧現象と支保構造に関する研究.....猪熊 明

平成 4 年 3 月

建 設 省 土 木 研 究 所

Copyright © (1992) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

トンネルの土圧現象と支保構造に関する研究

猪 熊 明 ・

Study on Earth Pressure and the Supporting Structure of Tunnels

by Dr. Akira INOKUMA

要 旨

現行のトンネルの構造設計法は、山岳トンネル、シールドトンネル等トンネルの種類により異なる。しかし、設計においてトンネル構造物と地山との力の相互作用や境界条件などについては、共に経験的な手法によって求めることが多い。特に、山岳トンネルでは、支保構造の当初設計自体を過去に建設されたトンネルの支保構造の実績を基に地山の状態から直接決定するという方法が一般的である。こうしたトンネルの設計手法をより合理的なものにするためには、トンネルにどのような土圧が作用するかなど掘削後地山とトンネル構造物がどのように相互に影響し合いながら安定状態に到達するかを明らかにする必要がある。本研究は、こうした点を模型実験、数値解析、現場計測などを用いて明らかにしている。

キーワード：トンネル、構造設計、土圧、模型実験、数値解析、現場計測

Synopsis

Present methods of tunnel structural design differ according to the type of tunnel, such as mountain tunnels or shield tunnels. But, mechanical interactions between structural members of tunnels and bedrock are usually estimated by methods based on experience. Particularly in mountain tunnels, a initial design of the supporting structure is decided empirically according to the conditions of bedrock. To rationalize those design methods, it is necessary to clarify how much earth pressure acts on tunnels and how bedrock and supporting structures of tunnels react against each other and obtain mechanically stable conditions after excavation. In this paper, such points are discussed through model experiments, numerical analysis and results from field measurements.

Key words : tunnel, structural design, earth pressure, model test, numerical analysis, field measurement

* 道路部 トンネル研究室長 工博

目 次

1. 序論	(4)
1.1 研究の概要	(4)
1.1.1 研究の目的	(4)
1.1.2 研究の範囲と論文の構成	(4)
1.2 用語の定義および記号	(5)
2. トンネルの力学的研究に関する方法論	(6)
2.1 論理解析	(6)
2.2 模型実験	(8)
2.2.1 相似則	(8)
2.2.2 模型実験手法	(16)
3. 土被りの小さいトンネルの土圧現象に関する研究	(20)
3.1 概説	(20)
3.2 3次元模型実験	(21)
3.2.1 実験方法	(21)
3.2.2 実験結果と考察	(23)
3.3 現場計測	(36)
3.3.1 貝塚トンネルでの現場計測	(36)
3.3.2 刈羽トンネルでの現場計測	(43)
3.3.3 地下鉄三ツ沢上町駅部での現場計測	(46)
3.3.4 模型実験と現場計測との比較	(51)
3.4 結論	(52)
4. 土被りの大きいトンネルの土圧現象に関する研究	(54)
4.1 概説	(54)
4.2 地山物性に関する3次元模型実験	(54)
4.2.1 実験方法	(54)
4.2.2 実験結果と考察	(59)
4.3 地山強度比と支保剛性に関する3次元模型実験	(68)
4.3.1 実験方法	(68)
4.3.2 実験結果と考察	(72)
4.4 現場計測	(87)
4.4.1 恵那山トンネルでの現場計測	(87)
4.4.2 新榎トンネルでの現場計測	(92)
4.4.3 鍋立山トンネルでの現場計測	(96)
4.4.4 模型実験と現場計測との比較	(102)
4.5 結論	(105)
5. シールドトンネルの設計荷重に関する研究	(106)
5.1 概説	(106)
5.2 シールドトンネルの一般的な設計法	(106)
5.2.1 シールドトンネルの作用荷重の考え方	(106)
5.2.2 シールドトンネルの構造計算と安全性	(107)
5.3 現場計測	(108)
5.3.1 隅田川トンネルでの現場計測	(110)

5.3.2	他のシールドトンネルでの現場計測	(128)
5.3.3	設計荷重と現場計測結果	(130)
5.4	結論	(131)
6.	ロックボルト工に関する 3 次元模型実験および有限要素解析	(131)
6.1	概説	(131)
6.2	模型実験	(132)
6.2.1	実験方法	(132)
6.2.2	実験結果と考察	(134)
6.3	有限要素解析	(138)
6.3.1	解析方法	(138)
6.3.2	解析結果と考察	(139)
6.4	結論	(145)
7.	トンネル設計法への応用と今後の検討課題	(146)
7.1	トンネル設計技術の現状	(146)
7.2	研究結果のトンネル設計法への応用	(148)
7.3	今後の検討課題	(151)
8.	結語	(152)
	謝辞	(153)

1. 序論

1.1 研究の概要

1.1.1 研究の目的

トンネルは、人類がもっとも古くから利用してきた構造物の1つである。古代における洞窟の利用をはじめ、鉱山、軍事、水道、交通などさまざまな用途に用いられ今日に到っている。技術的にみて、きわめて初歩的であった古代エジプトにおいても、鉱山事業が行なわれてきたことは¹⁾、トンネル建設が原理的には比較的簡単な技術であることを示している。しかし、技術的課題は古代から現在までに大きく変遷してきており、古くはトンネルの掘進自体にあったが、その後トンネルの安全性に対して配慮されるようになり、今日ではトンネルに対する需要の増大と相まってさらにその上に経済性が注目されるようになり、より合理的なトンネルの建設手法に対する関心が一層高くなってきている。

合理的なトンネルの建設手法について論じるには、まず現在のトンネル構造物の設計法の概略を知る必要がある。トンネルに限らず構造物の設計には、何らかの合理的な根拠とそれに続く論理的な展開が必要とされる。ただ設計をする際の前提となる条件、例えば地山の物性値等に関してどのくらいの信頼性で明らかにされ得るかによって設計の考え方も変わってくる。

トンネル掘進の施工法としては、山岳トンネル工法とシールド工法とがあるが、これらの工法は当初設計の際に前提となる条件が異なるので設計の基本的な考え方が異なっている。山岳トンネル工法の当初の構造設計は主に過去の施工事例等の実績に基づいて設計する実績主義によっている。しかし、今後トンネル構造物をより安全でより経済的なものとするには、実績主義の設計では限界がある。設計法を実績主義から構造計算に基づいて設計する計算主義へ移行させるには、技術的に障害になっている部分について従前と異なる何らかの技術的進歩が必要となる。山岳トンネル工法の設計の場合、計算手法自体は有限要素法等かなり汎用性のある手法が確立されている。しかし、計算に入力するための地山物性値等の推定手法、切羽付近での地山と支保構造との相互作用、あるいはトンネルに作用する外荷重などについては不明確な点も多いため、現在のところ計算に基づいて設計するのが難しいとされている。シールド工法は、計算主義に基づいて構造設計が行なわれるが、計算に入力するための地盤反力係数、側圧係数、地山物性等については経験的な手法に頼る

部分が多い。

設計手法として最も合理的と考えられる計算主義をトンネルの設計に適用しようとする以上のような課題を解決しなければならない。このためには、以下に述べる2つの技術的改良が必要と考えられる。第1に、これから掘削しようとする区間について地山の物性値や初期土圧などを探査する技術が必要であり、第2に、そうした物性値や初期土圧が明らかになったとして、掘削後地山とトンネル構造物がどのように相互に影響し合いながら、トンネルの切羽付近である安定状態に到達するかを明らかにする必要がある。

本研究は、特に第2の課題について、すなわちトンネルに作用する土圧およびトンネル周辺の地中応力の変化などについて明らかにする事を主たる研究目的とする。また対象としている現象が非常に複雑なため、模型実験、数値解析、現場計測の3通りの手段を用いて互いに比較しながら検討を進めることとした。

1.1.2 研究の範囲と論文の構成

最近では社会的要請に従って地質条件が悪い地点でもトンネルを施工することが多く、砂、粘土から硬岩に到るまでおよそ考えられるすべての地質がトンネル掘進の対象となっている。本研究でもこうした土質地盤から岩盤までの広い範囲を研究の対象とするが、節理などの地盤の不連続性については対象に含めていない。通常のトンネルの寸法に比較して小さい寸法の節理がほぼ均等に存在する場合には、それらを巨視的に捕らえ、連続体の地盤として取扱い得ると考えられる。大きい不連続面が存在する場合には、そうした不連続面が地山挙動の支配的要因になることが多いが、本研究はそうした領域は研究対象としていない。

トンネルを施工法に着目して分類すると、大きく分けて山岳トンネル、シールドトンネル、開削トンネル、沈埋トンネルがある。地盤工学の面から考えると、前二者は地盤中を掘進していくのに対し、後二者は地盤を地表面（又は海底面）から掘削排土した後、トンネルを施工し、上載の土砂を埋もどすことから土圧現象は異なったものになる。後二者は延長が短かければボックスカルバートに見なせるもので、建設直後には通常埋もどされた全土被り荷重が作用すると考えられる。これに対して、前二者は地山を掘削した後トンネル構造物を構築するので、トンネルが構造的に安定するまでにどれほどの地中変位が発生したかによってトンネル土圧が異なってくる。土質力学の用語で、概念を定性的に例えれば、前二者は静止土圧もしくは主動土圧、場合によってはシールドトンネルのように裏込

注入により地盤を圧縮する方向の施工を行い、受動土圧的な土圧が作用する可能性があるのに対して、後二者では概ね静止土圧が作用すると考えられる。以上のようにトンネルによって土圧現象が異なることから、研究対象としては区別するのが妥当であり、本研究は地盤工学上から見れば狭義のトンネルとも言える山岳トンネル、シールドトンネルに研究対象を限定し、開削工法等は対象とはしないこととする。

山岳トンネル工法において、各種の解析方法を用いてトンネルの設計を行う場合、従来は次のような設計思想を基本としていた。すなわち、トンネル構造物と地山との境界に注目し、地山からトンネル構造物へ作用する外荷重によって発生するトンネル構造物の内部応力が構造物の強度を超えなければ良いという設計の流れである。しかし、近年トンネル構造物に頼って掘削空間を確保するよりも、地山の強度劣化をできるだけ防ぐよう制御して地山自身の持つ強度によって掘削空間を確保する方が有利であるとの考え方、いわゆる N A T M (New Austrian Tunneling Method) の考え方になった。こうした考え方に立てば、地山内部の力学状況も設計解析の対象となり、トンネル構造物と地山の間に境界を考えることはあまり意味がなくなる。この考え方によればトンネル周辺地山はトンネル構造物と一体として扱い²⁾、「トンネル構造物に作用する荷重」は、トンネルと地山の構造系の内部応力と見なされる。この力学系では「荷重」にあたるものは、地山自体の自重であり、「外力」という概念はあまり意味がなくなる。本研究では、こうした新しい考え方を取り入れて検討をすすめるものであるが、現時点ではトンネル構造物と地山を力学的に一体として扱うことは、一般の設計施工の考え方とされていないことから^{3) 4)}、一応トンネル構造物と地山は別の力学的構造物として取扱うこととする。

本論文の構成としては、まず第2章でトンネルの力学的研究に関して、主な研究手法、すなわち理論解析と模型実験について従来の研究を整理する。第3、4章で山岳トンネルに作用する土圧および切羽周辺地盤の挙動について、3次元模型実験と現場計測により検討を加える。第5章でシールドトンネルに関する設計について、安全性の観点から現行設計法を整理し、さらに設計荷重、特に裏込注入圧等がトンネルに及ぼす影響について現場計測に基づいて検討する。第6章では、3次元模型実験および有限要素解析によりロックボルト工の切羽付近での作用効果や解析に当たっての留意事項について検討する。第7章では第3～6章での

研究結果の現場の設計への適用および今後の検討課題等について述べる。

1.2 用語の定義および記号⁵⁾

本論文における用語は以下の定義に従って用いる。また記号は原則として表-1・1に示す意味で用いるものとする。応力の符号は、トンネル周辺の地盤の応力が圧縮応力が主体であるため、原則として圧縮応力を正とする。

表-1・1 主な記号の意味

記 号	意 味
H	トンネル天端から地表面までの土被り厚
D	トンネル直径
d	内空または地中変位量
l	一掘進長
ν	ポアソン比
γ	単位体積重量
C	粘着力
ϕ	内部摩擦角
T	トンネル土圧
q_u	1軸圧縮強度
E	ヤング率
η	粘性係数

- (1) トンネル土圧：地山からトンネル構造物に作用する外力の単位面積当りの値をいう。トンネル構造物に作用する水圧について、本論文の第3, 4, 6章では水圧は考慮していないが、第5章においては間隙水圧を考慮しておりこの場合トンネル土圧として間隙水圧を含めた全土圧を考えている。土圧は地盤内応力という全く異なる意味でも用いられることが多いが、本論文ではこうした意味には「地中応力」等の表現を用いることとする。「トンネル土圧現象」とは、トンネル土圧、地中応力などに加え、内空変位、地中変位などの変位を含めたトンネルに関する現象をいう。
- (2) 荷重：構造物に応力を生ぜしめる原因となる外的作用をいう。通常、土圧以外に水圧、上載荷重等を含めて考える⁶⁾。
- (3) 緩み土圧：トンネル土圧の1種。基本的には節理等の力学的不連続面で囲まれた岩塊が、それ自身の自重によってトンネル構造物に作用する土圧である。
- (4) 膨張性土圧：トンネル土圧の1種。地山の降伏強度が小さい場合、トンネル周辺の応力再配分の過程で、巨視的には地山が他の地山と分離することなく降伏して大きく変形するため、それを拘束しようとするトンネル構造物に作用する土圧である。

- (5) 応力再配分：トンネル掘進前の初期応力状態の中に、トンネルを掘進すると、トンネル周囲の地山には応力状態の変化が起こる。その結果、地山は変形または破壊を起こし、新しい応力の平衡状態になる。この動きは、一般にはトンネル切羽の前後で起こるもので、応力再配分という。
- (6) 支保構造：トンネルを安定に保つために設ける構造物をいい、構成する部材としては吹付コンクリート・ロックボルト・鋼アーチ支保工・コンクリート覆工等がある。

1章 参考文献

- 1) 村上良丸, トンネルの歴史, 土木工学社, 1975。
- 2) Muller, L, NATM の22の原理, 土木学会講演, 1978。
- 3) 土木学会, トンネル標準示方書(山岳編)・同解説, 1986。
- 4) 日本道路協会, 道路トンネル技術基準(構造編)・同解説, 1989。
- 5) 土木学会, トンネル用語辞典, 1987。

2. トンネルの力学的研究に関する方法論

トンネルの土圧現象に関しては、現在に到るまでに、数多くの研究が行なわれてきた。そうした研究において、特に19世紀末からの研究に関して、与えられた問題に対する解析の方法を整理すると、大きく分類して表-2・1のように理論解析と模型実験の2つに分けられる。ここではまず理論解析に関する研究について整理し、次に模型実験手法について述べる。

2.1 理論解析

1) 従来の理論解析

トンネル土圧に関する理論解析の問題の設定の仕方は、通常初期応力状態(1次応力状態)を与えて、応力の再配分過程を計算し、2次応力状態を求めるというやり方をするが、地山の解析モデルをどのように設定するかで、表-2・2のように大きく連続体モデルと不連続体モデルの2通りのモデルに分類され、そのうち不連続体モデルは、さらに粒状体モデルと塊状体モデルの2通りに分類される。理論解析は、力学的な方程式の数式解を求めて現象を解明していく手法と対象を要素に分割して与えられた境界条件と力学上の法則を満足するように電子計算機によって離散解を求める数値解析

手法とがある。近年は電子計算機の発達が著しく後者が用いられることが多い。

連続体の力学を用いる研究は、弾性体中の円形トンネルについて Schmidt¹⁾ Yamaguti²⁾ Mindlin³⁾ などによって、また弾塑性体中の円形トンネルについては Fenner⁴⁾ Kaster⁵⁾ Egger⁶⁾ らによって行なわれている。これらの研究は、当初の弾性体に円孔を削孔しただけの解析から重力や境界条件を考慮した解析へ発展し、さらに破壊条件を考えたり破壊に伴う変位を解析するようになってきている。しかし、こうした理論的な数式解を求めようとする研究は、最近では電子計算機を用いた有限要素解析に取って代わられようとしている。有限要素法(finite element method, FEM)による解析は、1960年頃から土木の分野への応用が始まり、Zienkiewicz と Cheung⁷⁾ などによって岩盤力学への応用が盛んになった。その後非線形問題へも拡張し、今日では広く一般的な解析手法となっている⁸⁾。

FEMは、連続体を各接点で結合されている小要素の集合体としてモデル化し、力学上の法則を満足するように数値解を求める方法である。通常は要素内の歪は一定であること、隣接する要素は節点で変位の連続性が確保されること、などを条件としている。トンネルの構造解析に应用する場合、地山や支保部材をどのようにモデル化するかが一つの課題となる。地山のモデル化としては、現在①線形弾性モデル、②非線形弾性モデル⁹⁾、③非引張解析モデル¹⁰⁾、④弾塑性モデル¹¹⁾⑤粘弾性モデル^{9) 12)}⑥不連続性解析モデル^{13) 14) 15)}などがある。支保部材のモデル化に関しては新しい変形特性を持つモデルを開発するというより、ロックボルト、吹付けコンクリート等の各支保部材に対してどのように棒要素等従来のモデル要素を適用するかということが課題になっている。支保部材としては、2次元面要素モデルではなく梁とか棒の骨組モデルを用いる場合も多い^{16) 17)}。さらに、より簡易な方法として、支保部材を内力に置換して解析する方法や支保部材を地盤改良に相当すると考えて解析する方法がある¹⁸⁾。また、地山と支保を一体的に解析せず、支保部材のみを骨組構造でモデル化しそれに所与のトンネル土圧を作用させるという簡易解析法もよく用いられる。その他に通常行われている2次元FEM解析でどのようにトンネル切羽の進行を近似するかというトンネル特有の課題がある。これに対しては現在①掘削相当外力を段階的に作用させ、その途中の段階で支保部材の要素を加えて、さらに残りの掘削相当外力を作用させる方法¹⁹⁾②3次元の歪をクリープ現象に置き換えて解析する方法²⁰⁾③掘削

表-2.1 トンネル力学に関する解析方法の分類

方 法	原 理
理 論 解 析	現象を数量化し、得られた変数の内力学的な変数に関して、力のつりあい、幾何学的拘束条件、力と変位、変形の関係を満足するように変数間の関係を関数表示する。そうした関数を、別途与えられる破壊条件に適用し構造的な安定を考える。
模 型 実 験	現象を数量化し、得られた変数の間に何らかの因果関係（物理法則）が存在することを確認する。その後、現場での現象を支配する物理法則と同じ法則が模型を支配するような模型実験手法を明らかにする。そして、模型実験を行うことにより、現場に関する構造的な安定等に関する情報を得る。

表-2.2 地山の解析モデル

大 分 類	細 分 類	理 論
連続体モデル 構造体内に分離面を 考えない	・降伏しない構造体 ・降伏する構造体 ・時間に依存する構造体	・連続体の力学 - 弾性論 - 弾塑性論 - 粘弾性論
不連続体モデル 構造体内に分離面を 考える	・粒状体 ・塊状体 ・不連続性岩盤	・土質力学 ・不連続性岩盤の力学

表-2.3 次元解析

関与している物理量	基本物理量	F (力)	L (長さ)
H (土 被 り 厚)		0	1
D (ト ン ネ ル 直 径)		0	1
d (地 中 変 位 量)		0	1
l (一 掘 進 長)		0	1
γ (地 山 単 位 体 積 重 量)		1	-3
$\begin{cases} C \\ q_u \end{cases}$ (粘 着 力) (1 軸 圧 縮 強 度)		1	-2
ϕ (内 部 摩 擦 角)		0	0
T (ト ン ネ ル 土 圧)		1	-2

面に要素が集積しているとして、それを順次除去する方法²¹⁾などが提案されている。トンネル切羽付近では、こうした切羽の進行による応力再配分に起因する力学的現象と地山の粘弾性特性に起因する力学的現象が同時に発生するのが通常であるが、これらを区別してそれぞれに解析を進めることは世界的にも今日的な研究課題である^{22) 23)}。近年FEMが入力データの準備等に手間がかかることなどから、より計算の簡便な境界要素法(boundary element method, BEM)が用いられるようになってきている²⁴⁾。BEMは微分方程式で表された境界値問題を境界上の積分方程式に変換して、その境界を要素に分割して解く方法である。BEMは、FEMに比較してデータの入力量は少なくすむが、現状では非弾性解析がようやく実用化に達するように

なったという段階で解析対象のモデル化についてはFEMの方が優れているように思われる。不連続体のモデルは、粒状体モデルと不連続性岩盤のモデルがある。粒状体モデルは土砂地山のトンネルなどに適用されるが、その理論的な基盤は土質力学にある。土質力学を基礎とした研究には、Kommerell²⁵⁾などの緩み土圧理論があるが、トンネル土圧の研究としてはTerzaghiによって完成された観がある。Terzaghiの提案する土圧公式²⁶⁾に対する信頼は高く、仮定条件を満足するような現場のトンネル構造設計においては現在でも最もよく用いられる。また、これとは別にTerzaghiは、土砂から岩盤に至る地山におけるトンネルに作用する岩荷重を表の形にまとめ提案している(表-3.3)²⁷⁾。

節理の発達した硬岩にトンネルを掘削する際の解析

には不連続性岩盤の力学が用いられる場合がある。不連続性岩盤の力学に関する研究は、最初 Rabcewicz²⁸⁾ がせん断破壊によるすべり面を考慮したトンネル土圧論を展開したが、それ以降発展せず最近では Rabcewiczの研究とはまったく別に、FEMにより電子計算機を用いた岩盤不連続性の研究が行なわれるようになってきている。現在提案されている主な不連続性の解析モデルとしては、①不連続面で面直角方向の圧縮応力は伝達するが、せん断および引張りには抵抗しないものとして、両端ヒンジの棒で不連続面を表現する方法（ピン要素）¹³⁾ ②クラックを対象としてクラック方向とクラック直角方向の挙動をばねで表現する方法（結合要素）¹⁴⁾、③不連続面の方向に厚さ零の長方形要素を考え、この要素に不連続面と直角方向には引張を伝えないという性質と不連続方向には摩擦抵抗の性質を付与して不連続面を表現する方法（ジョイント要素）¹⁵⁾ などがある。また、隣接する要素の接点での変位の不連続性を前提として、個別の剛体要素が相互にばね等で結ばれる解析手法²⁹⁾ もある。

こうした解析的な研究は今日までのトンネル建設に大きい役割を果たしてきた。しかし、それにもかかわらず理論解析では事前にトンネルの設計を的確に行うことが困難であることは1章で述べた。これは最近のロックボルトと吹付コンクリートを主たる支保部材とする工法、いわゆる、NATM（New Austrian Tunneling Method、以下NATMと記述する）の導入によっても基本的には変わっていないと言える。FEMをトンネルの設計に応用する際の現在の主要な研究課題としては、大別して①地山や支保部材のモデル化をどのように行うか、地山の变形係数をどう設定するかという課題、②解析領域をインバートの下方に深くとればとる程トンネルクラウン部や地表面沈下が小さく算出されるので、適切な解析領域をどう設定するかという課題、③掘削課程や支保部材の剛性、建て込み時など施工の状況をどう表現するかという課題、がある⁴⁶⁾。本研究は、特に③の課題の解決に資するため、トンネル切羽付近の土圧現象に着目して模型実験、数値解析、現場計測を行うこととしている。

2) 本研究に用いる理論解析

トンネル切羽付近での応力再配分というような課題を解決するのは、以下のような理由から、数値解析のみではきわめて困難であると思われる。まず第1に考慮すべき条件や変数が多いため、変数間の因果関係をはっきり関数関係で表現しようとする数値解析では精度よく関数関係で表現できるかという現象のモデル化

の問題がある。第2に土圧現象の主要部分は切羽付近でおこるので3次元なとり扱いが不可欠であるが、3次元な構造解析は、有限要素法のような電子計算機を用いる方法でも、計算時間や必要記憶容量が膨大なものとなり実際的には数多くのケースを計算するのは困難な場合が多い。

したがって、本研究は、切羽付近のトンネルの土圧現象や掘進に伴う応力再配分を、まず3次元模型実験で解析することとし、実験結果の確認等のため理論解析を用いた。すなわち、山岳トンネルに関する研究では2次元弾塑性有限要素法を、シールドトンネルに関する研究では土質力学を用いた解析手法を、ロックボルト工に関する解析では3次元弾塑性有限要素法を用い、模型実験、現場計測との比較等の検討を行った。

2.2 模型実験

2.2.1 相似則^{30) 31)}

1) 従来の相似則理論

(1) 相似則に関する一般理論

模型実験の目的は、模型によって元の物理現象を再現し、それによって、元の物理的現象に関する何らかの情報を得ようということにある。したがって、例えば着目しているある変数が数量化できないような現象であったり、数量化できても関与する変数の間に何らの因果関係も存在しない場合などでは模型実験は使えない。しかし関与する変数とそれを支配する物理法則の存在が確認できれば、相似な模型実験は理論上は可能である。この場合物理法則を完全に明らかにする必要はなく、その存在とそれに関与する変数が明らかになればそれで模型実験ができる。模型実験を行う際、もし次元解析で相似則を考えるならば、測定する物理量は線型で連続な尺度で計測できるものでなければならない³²⁾。線型な尺度をもたない物理量、例えばMohsの硬度（石ばく=1～ダイヤモンド=10）などは、次元解析の対象としては適当でない。

模型(model)が元の現象(以下原型と呼ぶ、prototype)の予測手段として有効であるためには、模型と原型との間になんらかの相似性(similarity)がなければならず、この相似性を支配する法則を相似則という。したがって、相似則は元の現象を支配する物理法則と表裏一体の関係にある。

相似則の数式表示には一般に次の2通りの方法がある。

第1の方法は、ある物理量について模型と原型との比で表示するやり方である。この比を α , β , 任意の物理量を P , Q とし、模型を suffix-m, 原型を suffix-

P で表わす。

$$\alpha = \frac{P_1 m}{P_1 p} = \frac{P_2 m}{P_2 p}, \beta = \frac{Q_1 m}{Q_1 p} = \frac{Q_2 m}{Q_2 p} \quad \dots (2.1)$$

α, β は縮率（相似化、相似率、縮尺率等）と呼ばれる無次元量である。 α, β はひずみ応力などの物理量ごとに定められるが、物理量ごとに自由に定められるものではなく、物理量相互の依存関係に従って相互に従属している。まったく自由に定めることのできる縮率の数は、各種の物理量の基本となる物理量の数だけである。一般の力学解析では M, L, T 系、 F, L, T 系などを用いるのでその数は3個である。

第2の方法は、パイナンバー（無次元量、 π ）で表示する方法である、パイナンバーとは、模型なら模型という1つの現象の内での同次元の物理量の比である。したがって、当然無次元となる。

$$\pi m = \frac{P_1 m}{P_2 m}, \pi p = \frac{P_1 p}{P_2 p} \quad \dots (2.2)$$

ある現象に関して厳密に相似則を満足するためには、その現象に関与するすべての物理量のパイナンバーを一致させねばならないが、一般にはそれは困難なことが多い。ここに相似則の緩和を考えなければならない必要性がある。しかし相似則に対する配慮はすべての模型実験で必要なことであり、かつ重要である。相似則が明らかでない場合には、模型実験をやるに先立って新しく導いてやる必要がある。新しく相似則を確立するには、相似則の設計、相似則の緩和、相似則の確認という手順をとることが多い。

相似則の設計とは事前に相似則を導くことであるが、相似則の導き方は、現在のところ3つの方法が知られている^{30) 31) 32)}。すなわち① Buckingham の π 定理と次元解析を用いる方法、②原型現象を支配する物理法則の確認による方法、③原型現象を支配する物理法則の方程式を用いる方法、などである。

単に多くの相似させるべきパイナンバーを列挙するだけでは模型に対する要求が多くなって、適当な模型実験システムを見出すことが困難となる。こうした場合には何らかの方法で相似則を緩和してやらねばならない。相似則を緩和するには以下のような方法がある。すなわち、①2次的な物理現象に関するパイナンバーを無視する、②現象を時間的空間的に分割する、③ミクロな現象の集積した結果が問題となる場合には、ミクロな現象の法則を無視しその集積した結果を巨視的な法則で表わす（例えば、砂の現象を扱う場合、砂の粒径を相似するのでなく内部摩擦角という1つの物理量であらわす）、などである。実際の問題ではこう

した相似則の緩和が必要な場合がほとんどである。したがって、相似則のパイナンバーの数をどのように減らすかは、模型実験の成否に大いに関わってくる。

上記のようにして導いた相似則は単に机上の計算であって、それが正しい相似則か否か、すなわちその相似則を満足した場合確かに原型の現象が模型で再現できているか否かは保証のかぎりではない。このため、模型実験の計測結果を原型での計測結果と比較して、模型の再現性について確認しなければならない。

(2) トンネルの力学に関する従来の相似則

トンネルの力学に関する模型実験の相似則の設計には、その地山が岩盤であることが多いため、従来の岩盤力学に関する相似則の研究が参考になる。相似則に関する論文としては、1957年に Rocha³⁹⁾ が詳しい解析を行っている。その後 Fumagalli³³⁾ がそれをよりわかりやすい形にまとめており、それを Goodman⁴²⁾ らが踏襲している。こうした大きな流れの中で、Fumagalli の相似則はかなり一般的に認められていると考えてよい。ただし従来の研究は机上論での解析が多く、実際に模型実験に適用し現場計測と比較し相似則の有効性を確認したという報告はあまりない。さらに時間に関する相似則や不連続面等に関する相似則については、今後の課題となっている。

E. Fumagalli (1968)³³⁾ の提案はその後の模型実験に多く用いられているので以下にその相似則を記す。静的な問題では、2個の独立な物理量として長さおよび応力を考える。それらの縮率を λ, ξ とすると、

$$\text{長さ: } \lambda = \frac{L_p}{L_m} \quad \dots (2.3)$$

$$\text{応力: } \xi = \frac{\sigma_p}{\sigma_m} \quad \dots (2.4)$$

である。 L は変位、長さなどの次元をもつものすべてをあらわす。 σ は応力、変形係数、強度など応力の次元をもつすべてをあらわす。これから誘導される他の物理量の縮率として、たとえば、

$$\text{単位体積重量: } \rho = \frac{\nu_p}{\nu_m} = \frac{\sigma_p L_p^{-1}}{\sigma_m L_m^{-1}} = \xi \lambda^{-1} \quad (2.5)$$

$$\text{集中荷重: } \phi = \frac{P_p}{P_m} = \frac{\sigma_p L_p^2}{\sigma_m L_m^2} = \xi \lambda^2 \quad (2.6)$$

ここで、もし変形と強度をともに相似させようすると、変形係数と1軸圧縮強度の相似比をともに ξ としなければならない。しかし、こうした条件を満たす材料をさがすのは実際には簡単ではない。

もし、時間の効果が問題となるなら独立な物理量はさらに1個増える。いま重力加速度の縮率を G とする

と、

$$\text{加速度 } G = \frac{gp}{gm} = \frac{L_p T_p^{-2}}{L_m T_m^{-2}} = \xi t^{-2} \quad \dots\dots (2\cdot7)$$

重力加速度は模型と原型で同じ場合が多いので $G = 1$ とすると、

$$t = \lambda^{1/2} \quad \dots\dots\dots (2\cdot8)$$

となり、時間に関する縮率が定まる。

2) 本研究に用いる相似則

従来のトンネルの力学に関する模型実験では、相似則に関しては考慮していない例が多い(表-2・5, 2・6)。相似則を考慮していないため、模型実験結果を一般化することが難しく、その実験により解明されることが抽象的定性的な域を脱し得ていない。模型実験をする際にはまず実験目的を具体的かつ明瞭に設定し、その目的に応じた相似則を必ずたててから、その確認実験を行ったのち本実験を行うべきである。

しかし、2.2.1 1) のような相似則の設計による相似則をすべて満足する実験地山材料を見出すことは困難であるから、本研究では相似則の緩和を行う。相似則の緩和は2次的な物理現象に関するパイナンバーを無視するという方法による。ここで何が2次的な物理現象であるかを判定するために、その現象のメカニ

ズムについて考察する必要がある。

トンネルの土圧は大別して、緩み土圧と膨張性土圧に分けられる。その特徴を概念的に示すと図-2・1のようになる。緩み土圧は概念的には元の地山との分離面を生じ岩塊が重力により支保に外力をおよぼす結果発生する土圧である。膨張性土圧では、トンネル周辺の地山は元の地山と一体的であるが、初期土圧により地山が降伏しトンネル内空へ大きく変位するため発生する。図-2・1の σ (応力) - ϵ (ひずみ) 曲線は仲野³⁴⁾、Jeager³⁵⁾ らの研究を参考した。図-2・1のトンネル土圧と内空変位の関係は、NATMの理論的支柱の1つであるFenner-Pacher曲線(図-2・2)³⁶⁾、の考え方や小野、北川らの実験の結果を参考に作成した。図-2・1の応力-ひずみ曲線およびトンネル土圧と内空変位については、ひずみや内空変位が図中○で示す一定値以上になると、吹付コンクリートや鋼アーチ支保工が破壊し構造物に作用する外力が把握できなくなると考えられるので、それ以降については破線で示している。図-2・1に示されているように、緩み土圧と膨張性土圧では現象が異なるので、それぞれ個別に模型実験の相似則を考えることとする。

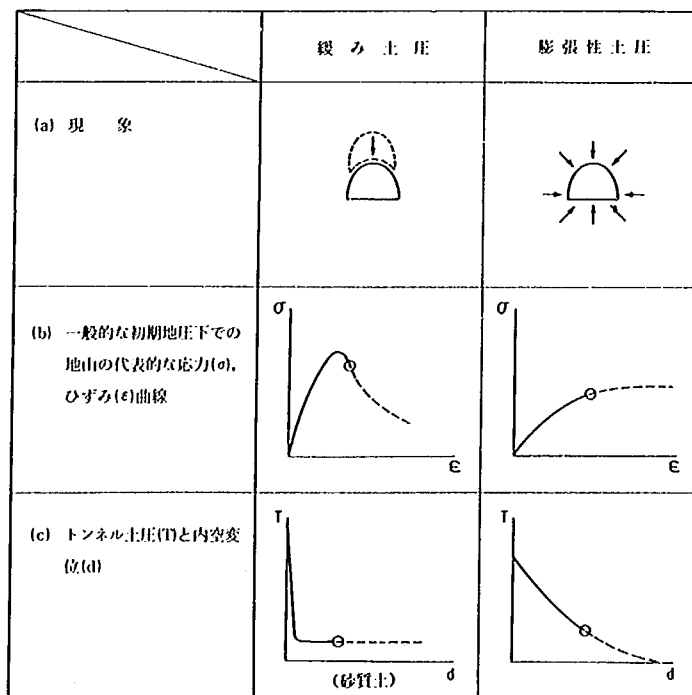


図-2・1 トンネル土圧の概念 (b, c の○印は支保構造の変位追従限界を示す)

表-2・5 外国の実験例

No	発表年	氏 名	所 属	相 似 則	材料	装置	計測	特 徴	解 明 点	文献
1	1957	Rocha	Director Laboratorio National de Engenharia Civil (Portugal)	相似に関する論文 ○弾性…… $E_m/E_p, \nu_m=\nu_p$ ○非弾性……動力を無視する場合 …同一材料を使う 重力を考慮する場合 … $\xi=\lambda$ ○破壊規準… C, ξ, ϕ	計測は行っていない	実験は行っていない	実験は行っていない	左のようにタイプ別に相似則を決定した。	模型実験、相似則に関する古典的論文。	39
2	1966	L.Obert, W.I.Duval	U.S.Bureau of Mines (U.S.A)	$\frac{\sigma}{rL}, \frac{E}{rL}, \frac{F}{EL^2}, V \text{ etc}$	岩石 合成材料	2次元載荷 遠心力 Rock Bolt	種々	次元解析による相似則の検討 変形特性と強度特性をともに相似させようとしている。	若干のバインダーを提案している。	40
3	1967	Zienkiewicz 編 Fumagalli 著	Istituto Spe. Modellie Stu. (Italy)	$\xi = \frac{\sigma p}{\sigma m}, \rho = \frac{r p}{r m}, \lambda = \frac{L p}{L m}$ $\xi = \lambda \rho, t = \lambda^{1/2}$ Rocha の考えを基礎としている	種々、割目 についても 考慮する	ゴム-3次元 トンネル- 2次元の実 験例	種々	総合的に相似則、材料、ゴムの実験例について述べている。トンネルの実験例は少ないとしている。変形と強度特性をわけて考える。	比較的实验用の内容となっている。	19
4	1969	Raboewioz	Pofessor, Groz (Austria)	考慮していない	コンクリート 覆工 砂, 粘土, 砂利	2次元載荷 D=100cm	変位 トンネル地 圧 載荷圧	相似則は考慮していないが、実験目的が覆工巻厚という幾何相似に関してであり強度に関係していない為ある程度普遍性がある。	厚肉覆工がよいか、薄肉覆工がよいかについて結論づける。	41
5	1973	Goodman Heuze	Univ. Calif. Barkley (U.S.A)	考慮していない	岩石、砂、 水 セメント、 節理を有する 岩盤を考 えている	2次元載荷 D=22.5m	変位 載荷圧	模型実験と数値計算を比較する。 不連続面と Rock Bolt について解析を集中している。	Rock Bolt の効果は実験でも計算でもあまり認めることはできていない。	42
6	1975	Korbin Brekke	Univ. Calif. Barkley (U.S.A)	Fumagalli と同じ	砂+Wax (膨張性地 山を対象と している)	3次元 D=12cm	変位	斜め Rock Bolt の効果について解析している。材料は均一で不連続面はない。変位を計測しているが、土圧は計測していない。	Rock Bolt の効果がよくでている。変位の範囲も明らかにする。	43

表-2.5 外国の実験例

No	発表年	氏 名	所 属	相 似 則	材料	装置	計測	特 徴	解 明 点	文献
7	1976	Goodman	Univ. Calif. Barkley (U.S.A)	Fumagalli と同じだが全部合わせるのは無理だとしている 弾性と塑性で区別して考える	種々	2次元の例 (底面摩擦 モデル) 3次元の例	種々	不連続性に注目した簡易模 型と実用に供する物理模型 について述べてある。	不連続性を有する簡易モデ ルの方は問題の所在を知る のに有効である。	44
8	1977	Atkinson	Cambridge Univ. (U.K.)	考慮していない	砂, 粘土	2次元 遠心力載荷 D=60m	変位	模型実験どうしの比較をし ており現場、数値計算との 比較は行っていない。砂質 地山, 粘土質地山で地山の ひずみが違っている。	砂質土と粘性土で変位状況 が異なっているのが明らか となる	45
9	1978	Miller, Sauer	Professor, Consulting Enginner (Austria)	考慮していない	実験は行 っているが材 料について は書いてい ない	3次元	地山中の土 圧	3次元の実験で切羽付近の 応力状態と時間効果につい て明らかにしようとしてい る。	切羽付近の地山中の応力状 態を説明している。	46
10	1978	Kennady	Oregon State Univ. (U.S.A.)	幾何相似のみ考慮して他は考慮し ていない	モルタル セメント	2次元載荷 D=16cm	変位 載荷	金属覆工を使用する, 覆工 厚を変えた場合, 内空変位 載荷圧曲線がどう変化する かを説明しようとする。	覆工が厚い方がコンバー ジェンスは小さい結果を得 る。	47
11	1979	J.D.Morton, K.H.King	Consulting Enginner (Canada)	幾何相似と内部摩擦角のみ注意す る	コンクリー ト覆工 砂, 粘土 砂利	2次元載荷 D=10cm	変位	トンネル掘削が杭基礎に与 える影響を求めようとして おり, 杭の倒壊位置が実験 よりもとまる。	現場の問題にある程度の解 答を与えた。	48

※ ここで σ = 応力, γ = 単位体積重量, L = 長さ, $\xi(\rho, \lambda)$ = 応力 (単位体積重量, 長さ) に関する模型と実物の比, ρ は原型を m は模型を示す。

表-2・6 国内の実験例

№	発表年	発表機関	相 似 則	材 料	装 置	計 測	特 徴	解 明 点	文 献
1	1939	北海道大学	考慮していない	乾燥砂	2次元 降下床 D=20cm	降下変位 降下床土圧	計測は特に精密におこなわれた。 緩み土圧計算式を提案し実験との比較を行っている。	緩み土圧に関する基礎的な 情報を与える。	50
2	1976	国 有 鉄 道	$\xi = \frac{\sigma p}{\sigma m} = 1, \lambda = \frac{L p}{L m}$	地山, 砂 覆工 モルタル	2次元載荷 D=100cm	内空変位, 周辺土圧 覆工ひずみ 破壊状況	巻厚, 形状, 覆工背面の状態などの条 件が異なったときのトンネル覆工の強 度を比較するため, 周辺地山を含めた 模型実験を行った。	薄肉覆工の張位性を明らか にした。覆工背面の空隙の 有無による覆工の強度差を 明らかにした。	49
3	1978	都 立 大	考慮していない	乾燥砂	2次元 降下床 D=18cm	降下変位 トンネル土圧	ロックボルトの作用効果に焦点をし ぼって実験値と計算値を比較してい る。	ロックボルトの作用につい て解明しているが, 実験材 料等から考えて適用範囲が 限られている	50
4	1978	東 北 大 三 井 建 設	$\xi = \frac{\sigma p}{\sigma m}, \rho = \frac{r p}{r m}, \lambda = \frac{L p}{L m}$ $\xi = \lambda \rho, t = \lambda^{1/2}$ (Fumagalli と同じである)	石こう 石灰粉 水	2次元 降下床 D=18cm	載荷圧 地中変位	原理を考慮し, 2次元ではあるが掘削し て実験を行っている。現場への適用, 計算との比較は記述されていない。	原理を有する地山における トンネル掘削の際の地中変 位を明らかにした。	51
5	1979	国 有 鉄 道	$\xi = \frac{\sigma p}{\sigma m} = 1, \lambda = \frac{L p}{L m}$	モルタル	3次元 載荷 D=10cm	内空変位 破壊状況 載荷	ロックボルト工, ライニング, 素堀り のトンネルを3次元実験装置によっ て, 破壊に至るまで載荷する。	3次元的な載荷状況下の破 壊状況を観察している。特 に地山特性によって破壊形 態が異なることがわかる。	52
6	1979	鹿 島 建 設	考慮していない	ベントナイト モルタル	2次元 載荷 D=40cm	内空変位, トンネル 土圧, 地中応力 ロックボルト軸力	ロックボルト, 薄油ライニングに焦点 をしばって実験をしている。実験材料 の特性, 壁面摩擦の除去, 計測等に注 意を払っている。	ロックボルト等の効果が明 らかにされ, ラブセビッチ の計算式による値と比較し ている。	53
7	1980	建 設 省	$\lambda = \frac{L p}{L m}, c/rL, \tan \phi$	乾燥砂 含水比2%砂	3次元 降下床 掘削 D=12cm	トンネル土圧 地中応力	3次元模型実験によって切羽付近の地 中応力状態を調べる。載荷しないた め, 強度の小さい地山材料を使用し ている。現場との比較を行っている。	切羽付近の地中応力状態を 明らかにした。	54
8	1981	国 有 鉄 道	考慮していない	標準砂	2次元, 降 下床 D=6cm	地中変位量 地表沈下量	地質条件 (砂詰めの粗, 密), 土被 り, トンネルの降下量をいろいろ変え て沈下の測定を行った。	トンネル掘削に伴う地表沈 下の形状と緩みの伝播機構 について究明した。	55

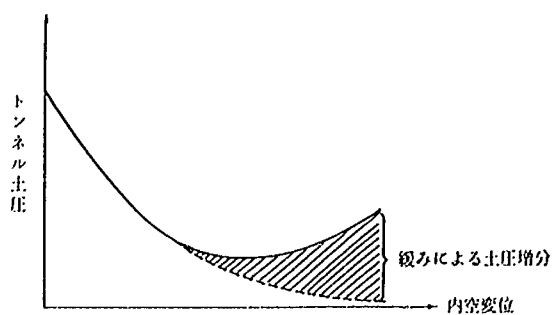


図-2.2 Fenner Pacher 曲線

(1) 緩み土圧に関する相似則

緩み土圧の現象の相似則を明らかにするのに、ここでは次元解析を用いる。次元解析を行うにはまず現象に関与している互いに独立な物理量を明らかにしなければならない。トンネルの力学現象は図-2.3にそって次のように述べることができる。

トンネルを掘進する以前の地山中の任意の点は静学的に一つの平衡状態にある。この場合の応力状態を1次応力状態（初期応力状態）という。この中にトンネルを掘進した場合、トンネル周囲の地山には応力状態の変化が起こる。この結果、地山は変形または破壊を起こし新しい応力の平衡状態に入ろうとする。この動きは一般的にはトンネル切羽の前後で起こるもので、応力再配分という。応力再配分の結果地山とトンネルは新しい応力の平衡状態に達するので、これを2次応力状態という。

図-2.3に示される要因をすべて考慮して模型実験を行うことは、実験手法の技術水準からいって困難である。そこで、本研究では次のような仮定を設けて現場の地盤のモデル化を行う。

- (仮定1) 地質構造は等方均一で地表面は水平とする。
- (仮定2) トンネルは排水工法等により地下水の影響を受けない
- (仮定3) 風化劣化の程度、割目の状況等は、岩盤内で平均化され強度で代表され得るものとする
- (仮定4) トンネル・インバート部と同一水平面の地山は鉛直方向には沈下しない
- (仮定5) 支保工の剛性に関する要因は、Fenner-Pacher 曲線を考慮に入れて、最終的に地山の内空変位量 d に集約されるものとする

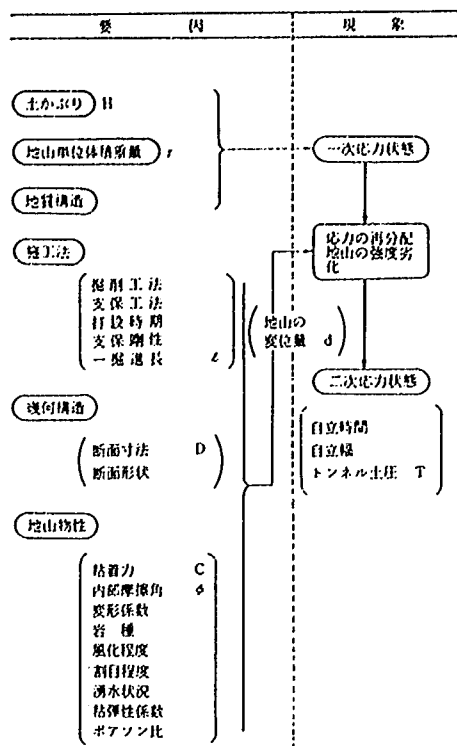


図-2.3 トンネルの力学現象とその要因

トンネルの土圧現象には地山や構造物の変形現象が見られると同時に降伏もしくは破壊現象が見られることが多いが、地山の変形係数と強度定数をともに妥当な縮率でモデル化するのは困難である。したがって本研究では弾性係数、ポアソン比よりも、地山の内部摩擦角、粘着力をモデル化し、変形については掘削の結果として地山の変位量で相似させることとした。したがってモデル化の結果として現象に関与する物理量は表-2.3の8個となる。静的実験であることから、ここでは次元として F (力) - L (長さ) システムを選ぶ Buckingham の π 定理により必要な無次元量の数は、 $8 - 2 = 6$ 個である。それらの無次元量を、次元解析により表-2.4のように定めた。

実際には表-2.4のパイナンバーが同じようにトンネル土圧に影響を与えるわけではなく、影響度の強いパイナンバーと弱いパイナンバーがある。そうした性質について知っていれば、今後の模型実験では影響度の強いパイナンバーに特に注意を払ってやればよいことになる。緩み土圧の場合、土被り厚が小さい時には表-2.4の影響が大きく、一定以上の土被り厚があれば概念的にも π_1 は影響度が低いと考えられる。 π_4 と π_5 に関しては、模型実験手法上厳密に π_5 を相似させるこ

表-2・4 主要パイナンバー (記号については表-2・3参照)

幾何パイナンバー	π_1	H/D
強度パイナンバー	π_2	$C \text{ (or } q_u) / \gamma L \text{ (} L=D \text{ or } H \text{)}$
	π_3	$\tan \phi$
変位パイナンバー	π_4	d/D
掘進長パイナンバー	π_5	l/D
土圧パイナンバー	π_6	$T/\gamma L \text{ (} L=D \text{ or } H \text{)}$

とが困難なこと、最終的な土圧に対しては縦断方向の1掘進長に起因する緩みも含めた緩み量に関する変位パイナンバー π_4 を考えられること、などから π_5 は π_4 に集約することにする。さらに、 π_4 について考えてみると、緩み土圧が典型的に現れる砂質地山のトンネルの場合、図-2・1 (C) に示すように初期のごく微かな地中変位を除けば地山の変位に対してトンネル土圧の変位はあまり大きくない³⁴⁾。こうした点に加え、実験計画上はパイナンバーはできるだけ少ない方が計画しやすいので、緩み土圧の実験では π_4 の影響度はそれほど重要でないと判断することとする。地山強度に関するパイナンバー π_2 , π_3 は当然緩み土圧 π_6 に大きい影響を与えると考えられるが、どちらがより重要であるかは実験によって調べる。したがって、緩み土圧の模型実験を行うには、地山の強度特性に関するパイナンバー π_2 , π_3 、土被り厚が小さい場合には π_1 に特に注意を払う必要があることになる。

(2) 膨張性土圧に関する相似則

膨張性土圧の相似則の緩和を考える際、緩み土圧と異なる点は緩み土圧で重要と考えたパイナンバーだけでは、①地山の粘性に関する要因が考慮されない、②地山と覆工の剛性に関する要因が考慮されない、の2

点である。この点については、以下のように考える。

まず、地山の粘性に関して、地山の粘弾性を Zenner Model で表現する。 ϵ_1 が図-2・4の E_1 , η_1 の部分のひずみを、 ϵ_2 が E_2 部分のひずみを、 σ が応力を表わすとする、応力、ひずみ、時間の関係は次式のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma &= \eta_1 \dot{\epsilon}_1 + E_1 \epsilon_1, \quad \sigma = E_2 \epsilon_2 \\ \epsilon &= \epsilon_1 + \epsilon_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.9)$$

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E_2} + \frac{\sigma}{E_1} (1 - e^{-t/\tau_1}) \dots\dots\dots (2.10)$$

$$\tau_1 = \eta_1 / E_1 \dots\dots\dots (2.11)$$

ここに、 E_1 : Zenner Model のダッシュポットと並列なスプリングの弾性係数

E_2 : 直列に組込んだスプリングの弾性係数

η_1 : 粘性係数

粘性に関する重要なパイナンバーとしては、図-2・4 (b) を参考にして

$$\tau_1 = \eta_1 / E_1 \text{ と } \tau_2 \text{ (1掘削サイクル時間) の比}$$

$$\pi_{7-1}$$

$$\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \text{ と } \frac{1}{E_2} \text{ の比 } \pi_{7-2}$$

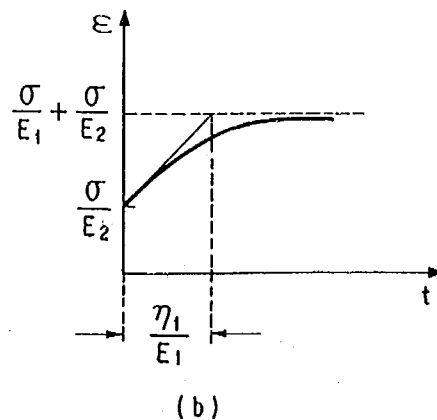
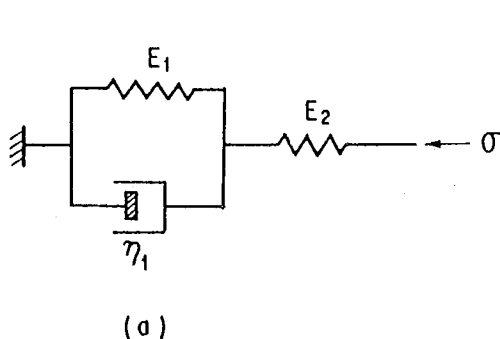


図-2・4 Zenner Model

1 (1掘進長) と D (トンネル径) の比 π_5 が考えられる。

以上のパイナンバーについて、粘性を相似させるという点から考えてみる。まず、粘性を相似させる目的には以下のような事が考えられる。トンネルの内空変位や地中変位を模型実験の相似の対象とする場合、変位の経時的変化を逐時合わせるか、最終的な変位の収束値を相似するか、しなければならない。この場合、変位の経時的変化を相似させるのであれば、 π_{7-1} 、 π_{7-2} の両方の値を相似させねばならないが、最終的な収束変位を相似させようとする場合には、(2・10) 式より

$$\left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right) \text{ の逆数を弾性係数とする地山を用い}$$

た静的な模型実験を行えばよい。理想的には変位の経時的変化を相似させるべきであるが、模型実験上は強度に加えて粘性係数や変形係数の相似則を満足する地山材料を作成するのは極めて困難であることから、現実的には変位の最終収束値を相似する方法を取らざるを得ないと思われる。このためには、地山の変位パイナンバー π_4 を合わせれば良いことになる。 π_5 に関しては、最終的な土圧に対して1掘進長に起因する緩みも含めた緩み量として d を考えれば、 π_5 は π_4 に集約されることになる。膨張性土圧の場合、変形を誘発する初期地中応力を相似する必要があるが、土圧現象は初期地中応力のみ支配されるのではなく、初期地中応力と地山強度との比によって大きい影響を受けると考え、 π_2 については $C/\gamma D$ でなく $C/\gamma H$ もしくは $qu/\gamma H$ を採用する。したがって、膨張性地山の場合に特に重要と考えられるパイナンバーは、表-2・4 の π_2 、 π_3 、 π_4 となる。

2.2.2 模型実験手法

1) 従来の模型実験手法

(1) 模型実験の事例

トンネルの力学に関する外国の模型実験例を表-2・5に示す。外国の模型実験を調べてみて気付くことは、①相似則を完全に満足させる実験地山材料を作製できない、②トンネルが細長い構造物であるため模型実験に必要な情報を入手できにくいなどの理由により実験の抽象化をよぎなくされるため、模型実験の結果を直接には現場に適用できにくいものとなっていることである。表-2・5に掲げた11編の外国文献の中で現場に適用できると思われるのはNo11の1編だけである。模型地山材料としてはかなりの強度を持つ材料を地山に用い、それを載荷して実験を行う場合が多い。実験装置は2次元のものが多く、模型寸法も Rabcewicz⁴⁾

の実験以外は、トンネル代表径が6cm～22.5cmで比較的小さい。

トンネルの力学に関する国内の模型実験例を表-2・6に示す。模型実験が持つ課題は外国と同様で、相似則は考慮していないものが半数に達している。外国の例と同様、相似則に対する考慮はあまり行われていない。相似則を考慮している論文では、結果的には2, 2, 1 1) 2) で示される相似則と同様の相似則を用いている。模型地山材料として特徴的なことは乾燥砂が多く用いられていることである。これは実験の簡便さ、歴史的に蓄積がある、などが原因と考えられる。これと表裏の関係で実験装置は載荷装置を有しない降下床式のものが多い。不連続面を有する地盤に対する模型実験はあまり行われていない。

(2) 一般的な模型実験手法

過去のトンネルの力学に関する模型実験の事例を踏まえ一般的な模型実験手法の概略について述べる。すでに開発されている実験手法は、いろいろな観点から分類することができる(図-2・5)。実験を行う技術者は、実験手法を実験目的に応じて適当に選択することができるが、この選択にあたっては当然実験に要する費用についても配慮せねばならないため、常に最も良い条件の実験ができるとは限らない。費用の面から改善のより安価な実験を行わざるを得ない場合には、その実験の限界を考えておく必要がある。

実験の長所・短所を簡単に記すと以下のようなになる。

① 次元に関する分類

2次元実験は、3次元実験と比較すると手軽に行え、かつ応力履歴を考えなければ切羽から十分離れた2次応力状態を近似することができる。反面、模型地山を平面ひずみ状態に保つための両面の拘束の影響を受けることが問題となる。

② 初期土圧に関する分類

実験地山を外部より載荷する実験方式による場合、実験の対象となる現場に応じてどの程度の載荷圧とするか決定しなければならないが、ある特定の現場に適用しようとする際には、載荷圧の決定が困難なことが多い。載荷しない場合には、自重のみでは十分な初期土圧を得られないことが多く、相似則を考えた場合、重くてかつ弱い実験地山材料を用いる必要がある。一般に土被りの深い地山を対象とする実験では、載荷する場合が多い。

③ 重力加速度に関する分類

重力加速度を変化させない場合、応力の絶対値と初期応力分布の両方を現場と一致させることは困難

トンネルの土圧現象と支保構造に関する研究

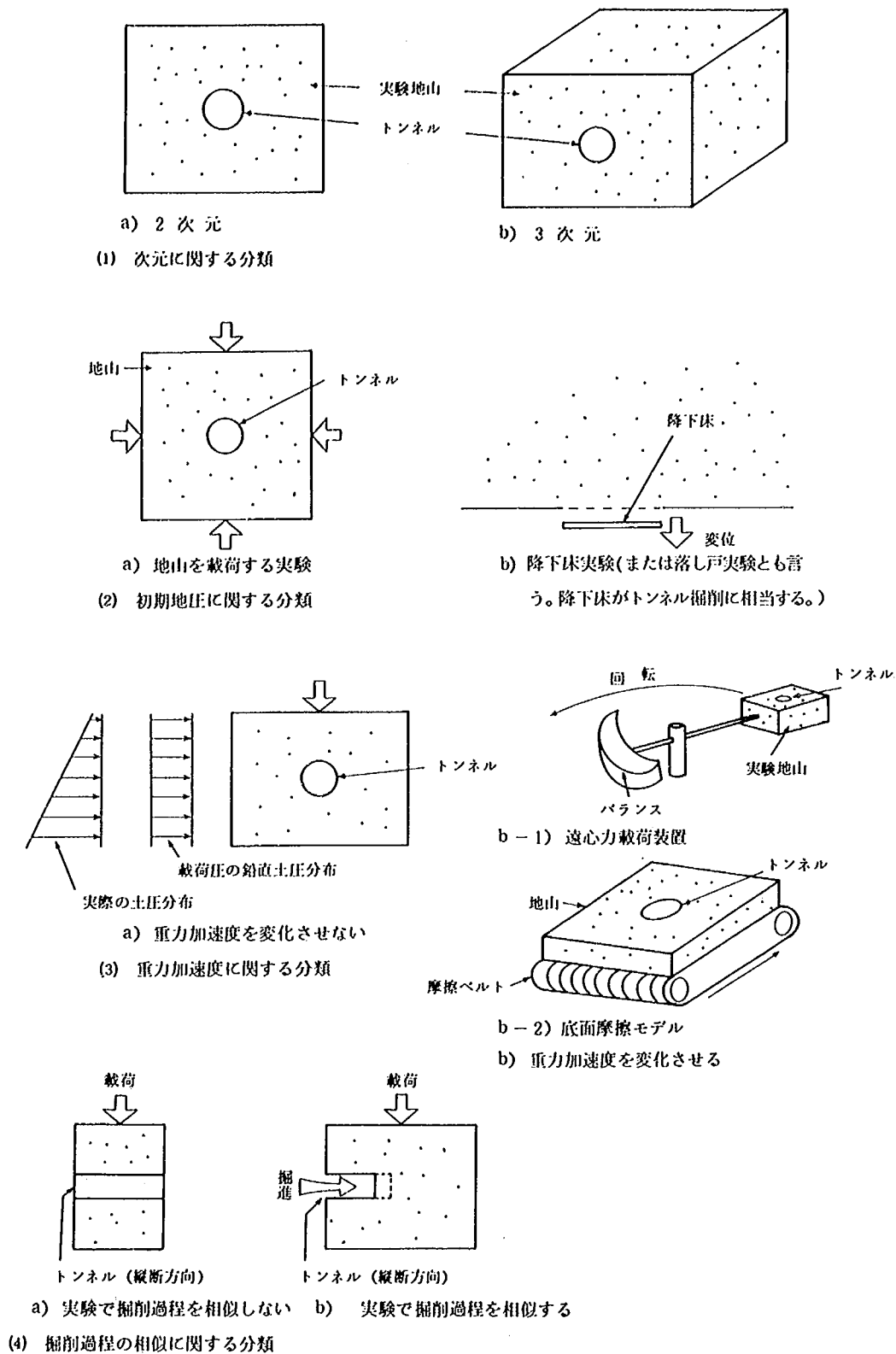


図-2.5 実験手法の分類

である。応力の絶対値を現場と合わせようと地山を載荷すれば、応力分布が合わなくなる。遠心力装置を利用すれば、そうした事はないが、装置そのものが高価である。底面摩擦モデルは、摩擦力によって重力加速度と似た効果を出すことができるが、地山が破壊すると平面から盛り上がり実験の続行が難しい場合がある。

④ 掘削一応力解放に関する分類

従来の実験では、掘削過程を相似するものは国内、外の実験事例でも19件中4件と少ない。掘削過程はトンネル力学の解明上きわめて重要であるにもかかわらず、今まであまりそれを解明するための模型実験は行われてこなかったことがわかる。

(3) 一般的な模型地山材料

模型地山材料の構成は、一般には、①骨材+粘着材、②粘着材のみ、③骨材のみ、の3種類ある。骨材とは、砂、砂利、砕砂、砕石などの非粘着性の硬質材料をいい、主として材料の摩擦角の増大に寄与している。これに対して、粘着材には、セメント、ベントナイト、粘土、石膏、ゼラチン、ゴム、水ガラスなどがあり、主として材料の粘着力成分を形成する。粘着力の形成には、①物理的な粘着力形成、②化学変化による粘着力形成、の2通りの過程が考えられる。ここで、物理的な粘着力とは材料の化学変化を伴わない変化にもとづいて発生した粘着力で1度実験に使用した材料を繰返し使用することが可能である。

これらの材料を、一般には表-2・7のように3段階の材料作成工程に従って模型地山材料を作る。ここで打設は、材料の流動性に依りて流し込むか、盛りあげるかする。打設後の処理としては、特別の外力を加えず時間のみを経過させ自重による排水、締固め効果、乾燥等で強度増加を計る方法（養生）、ランマー、バイブレーター等の衝撃外力で短期間に締固める方法（締固め）、載荷板等で長時間に渡って排水しながら締固める方法（圧密）などがある。

表-2・7 標準的な模型地盤の作成工程

工程順序	工 程 内 容		
1	打設前処理（材料の混合）		
2	打 設	①	流し込み
		②	盛り上げ
3	打設後処理 (整形, 硬化)	①	養 生
		②	締 固 め
		③	圧 密

材料と作成方法との組合せを考える。骨材のみを用いる場合とか、粘着材を混入する場合でも物理的な粘着力を期待する場合には、打設後の処理として締固め、または圧密を行う事が多い。逆に、化学変化による粘着力を見込む場合には、養生を行う場合が多い。

2) 本研究に用いる模型実験手法

トンネルの力学に関して最も解明が困難である課題は、トンネルが地盤中に掘削していくため掘削により解放される応力が重力のように鉛直下向きだけでなく種々の方向に作用すること、トンネルが構造的に安定するまでどれほど地山が変位をしたかによってトンネル土圧が異なること、などによる。従ってこうした現象の把握には模型実験においても地山を掘削して模型トンネルを構築する必要がある。これに対して従来多く行われてきたトンネル力学の模型実験は2次元であったため、こうした課題について踏み込んだ研究がなされて来なかった。

本研究で特に課題として扱っているのは、トンネル切羽付近においてトンネル構造物と地山がどのように相互に影響し合いながら安定状態になるかということであるから、模型実験手法としては3次元掘削方式を採用する。これにより地山の応力履歴や材料の反応（強度劣化、厚密など）が相似できる。重力加速度については装置上の問題から変化させないこととする。このため加速度を変化させることにより大きい地中応力を発生させることは期待できない。一方、必要な地中初期土圧を模型実験の地山内で発生させるために地山を外部から載荷することについては、土被りが大きい実験と小さい実験で別々の手法を用いることとした。土被りが小さい場合には載荷等による境界条件が切羽付近の応力に与える影響が大きいことを考えて載荷しないこととする。土被りの大きい場合は、境界条件として載荷による影響が少なくなるように比較的大きい実験土槽（2×2×2 m）に模型地山を作成し載荷実験を行うこととした。模型地山材料は、土被りの小さい実験には非常に強度の小さい地山を作成する必要上「骨材のみ」もしくは「骨材+含水のサクシオン効果から生ずる見かけの粘着力」を材料とした。土被りの大きい実験では「骨材+粘着材」を材料として用いることとした。

2 章 参考文献

- 1) Schmidt, J., Statische Probleme des Tunnel und Druckstollenbaues, Berlin 1926.

- 2) Yamaguti, S., On the Stress around a Horizontal Circular Hole in a Gravitating Elastic Solid Journal of the Civil Engineering Society of Japan, Vol. 15, 1929.
- 3) Mindlin, R. D., Stress Distribution around a Tunnel, American Society of Civil Engineers, pp. 619~642, April. 1939.
- 4) Fenner, R., Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdrucks, Gluckauf, Jg. 74, S. 681., 1938.
- 5) Kastner, H., Statik des Tunnel und Stollenbaus, Springer-Verlag, 1962.
- 6) Eggr, P. トンネル支保工に及ぼす破壊後の岩盤の影響” 海峡連絡鉄道の技術に関する文献資料の調査研究報告書 日本トンネル技術協会, 1978.
- 7) Zienkiewicz O.C. and Cheung, Y.K., Application of the finite element method to problems of rock mechanics, 1st Int. Cong. on Rock Mech. 1966.
- 8) Stagg K. G., and Zienkiewicz, O. C., Rock Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, 1967.
- 9) 日比野敏他, 粘塑性地山内でのトンネル覆工への経済的応力解析法, 土木学会第5回岩盤力学シンポジウム, 1973.
- 10) Zienkiewicz, O. C., Stress Analysis of Rocks as a No Tension Material, Geotechnique 18, 1968.
- 11) Gudehus. G., Finite Elements in Geomechanics, John Wiley & Sons, 1977.
- 12) Zienkiewicz, O.C. et al., a Numerical Method of Visco-elastic Stress Analysis, Int. J. Mech. Sci. 10, 1968.
- 13) Anderson, H.W et al., Finite Element Method Applied to Rock Mechanics, Proc. 1st. Cong. ISRM, 1966.
- 14) Nago, D et al., Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beam, J of ACI 643, 1967.
- 15) Goodman, R. E et al., A Method for the Mechanics of Jointed Rock, Proc. ASCE 94 SM 3, 1968.
- 16) 水谷敏則他, 有限要素法によるトンネル及びトンネル周辺地山の数値解析法に関する調査, 土木研究所資料No 2303, 1986.
- 17) 西松裕一他, トンネルの地質調査と岩盤計測, 土木学会, 1983.
- 18) 谷本親伯, 土木特殊工法シリーズ4 NATM 1, 森北出版, 1984.
- 19) 加納米二他, 掘削順序を考慮した有限要素法による支保および岩盤解析の一方法と応用例, 土木学会第13回岩盤学会シンポジウム, 1980.
- 20) 土屋敬他, システムロックボルト設計プログラムの開発, 土木学会第13回岩盤力学シンポジウム, 1980.
- 21) 大西有三他, トンネル切り羽進行の影響を近似的に考慮した2次元有限要素解析, トンネルと地下 Vol 11 No12, 1980.
- 22) Sakurai, S, Approximate Time-Dependent Analysis of Tunnel Support Structure Considering Progress of Tunnel Face, Int. J. Num. and Ana. Me. in Geome., Vol.2, 1978.
- 23) Sulem, J et al., An Analytical Solution for Time-Dependent Displacement in a Circular Tunnel, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geo. Abs., Vol 24 No 3, 1987.
- 24) Banerjee, P, K, et al., Boundary Element Methods in Engineering Science, McGraw-Hill, 1981.
- 25) Kommerell, O, Statische Berechnung von Tunnelmauerwerk, Ernst & Sohn, Berlin, 1940.
- 26) Terzaghi, K, Theoretical Soil Mech. John Wiley & Sons, N. Y. 1948.
- 27) Terzaghi, K, Rock Defects and Loads on Tunnel Support, Rock-Tunneling with Steel Supports, Proctor. R. V. and White T. 編, Commercial Shearing Co., Youngstown, Ohio, 1946, pp 15~99.
- 28) Rabcewicz, L. v., The New Austrian Tunneling Method, Water Power, Nov. 1964-Jan. 1965.
- 29) Kawai. T. and Toi. Y., A New Element in Discrete Analysis of Plane Strain Problems, J. of Seisan Kenkyu, Insti. of Industrial Sci. Univ. of Tokyo, 29, 4, 1977.
- 30) 江守一郎およびD. J. シューリング, 模型実験の理論と応用, 技報堂, 1973.
- 31) 香川崇章, 土構造物の模型振動実験における相似則, 土木学会論集 No. 275, pp 69~77, 1978.

- 32) Edward, S. Taylor, Dimensional analysis for engineers, Clarendon Press • Oxford. 1974.
- 33) Zienkiewicz 編, Fumagalli 著, Rock Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, 1967.
- 34) 仲野良紀, 軟岩をめぐる諸問題, 土と基礎, No. 7, 1980.
- 35) Jeager and Cook, Fundamentals of Rock Mechanics, Chapman and Hall, London, 1979, pp 470~486.
- 36) Pacher F, Underground openings and tunnels, Design Methods in Rock Mechanics, 16th US Sympo on rock Mech. ASCE, pp 223.
- 37) 小野諒兄, 真井耕象, 乾燥砂層における垂直土圧, 土木学会誌, Vol. 24, No. 5, 1938.
- 38) 北川修三他, トンネル周辺での地山挙動における砂質地山と泥質地山の違いに関する落し戸実験, 第15回岩盤力学シンポ, 土木学会, 1983.
- 39) Rocha, The Possibility of Solving Soil Mechanics Problems by the Use of Models, I. C. on S. M. F. E. 1957.
- 40) Obert et al, Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock, John Wiley & Sons, 1966.
- 41) Rabcewicz, Stability of Tunnels under Rock Load, Water Power, June, July, Aug. 1969.
- 42) Goodman et al, Finite Element and Physical Model Studies of Tunnel Reinforcement in Rock, 15th American Ro. Me. Sym, 1973.
- 43) Korbin et al, Model Study of Spiling Reinforcements in Underground Opening, Technical Report MRD275, 1975.
- 44) Goodman, Methods of Geological Engineering in Discontinuous Rocks, West Publishing Company, 1975.
- 45) Atkinson, Subsidence above shallow Tunnels in Soft Ground, A. S. C. E. Apr. 1977.
- 46) Muller et al. Dreidimensionale Spannungs-umlagerungsprozesse im Bereich der Ortsbrust, Rock Mech. Suppl, 7, 1981.
- 47) Kennedy et al, Model Tests for Plastic Response of Lined Tunnels, A. S. C. E. April 1978.
- 48) Morton et al, Tunnelling '79 Sympo, 1979.
- 49) 白井慶治他, 地山その相互作用を考慮したトンネル模型実験 (その1~3), 鉄道技術研究速報, 75~59, 75~127, 76~128, 1976.
- 50) 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. 227, 1978.
- 51) 小林良二他, 坑道開さくに伴う岩盤移動に関する2軸模型実験, 土木学会第11回岩盤力学シンポジウム, 1978.
- 52) 白井慶治他, トンネルにおけるライニング及びロックボルトの効果に関する模型実験, 鉄道技術研究資料, 1979.
- 53) N A T A 研究開発グループ, N A T A に関する研究 (その2), 鹿島建設技研年報, No. 27, 1979.
- 54) 猪熊明他, トンネル切羽付近の応力状態に関する模型実験, 土木学会第13回岩盤力学シンポジウム, 1980.
- 55) 島田隆生, 土被りの浅い鉄道山岳トンネルにおける地表沈下の形状及び発生機構に関する研究, 鉄道技術研究報告1981. 2.

3. 土被りの小さいトンネルの土圧現象に関する研究

3.1 概説

トンネルの土被りが小さいか否かは、通常地山にアーチアクションが期待できるか否かにより判定される。この基準はTerzaghiによれば土被り厚が $2 \sim 2.5 D$ とされており¹⁾、一般にも $1 \sim 2 D$ 程度と考えられている²⁾。土被りが小さい場合には、施工に当って切羽崩壊等の問題に遭遇することが多く、その土圧現象の把握することは重要である。また、模型実験を行う際にも、土被りが小さければ初期土圧を地山外から載荷することなく地山の自重によって発生させ得るという特色がある。こうした事から、土被りの小さいトンネルという条件を限定してその土圧現象を研究することとする。なお、以下で述べる「トンネル土圧」についての定義は1, 2による。

土被りの小さいトンネルに作用するのは、緩み土圧である場合が多い。緩み土圧は通常地盤条件のところに掘削されたトンネルには多くの場合作用するであろうと考えられる。実際、道路あるいは鉄道トンネルを設計する際、その基礎として用いられてきた地山分類が、主として弾性波速度等の地山の強度特性に一義的に依存し、土被りとか初期土圧を二義的にしか考慮していないのは、トンネル土圧として緩みを土圧を主要な対象荷重と考えているためと思われる。

緩み土圧の大きさに関しては、土質力学や弾性論、弾塑性論などの立場から、過去に多くの研究がなされてきたが、そうした研究に対して切羽付近の応力再配分など新しい視点から問題が提起されてきており、その問題の解決には2次元的な解析手法では難しい。本研究では、こうした背景を受けて、3次元模型実験を行い現場計測と対比させて、緩み土圧の応力再配分、緩み土圧の大きさ、切羽の自立性などを明らかにした。

3.2 3次元模型実験³⁾

3.2.1 実験方法

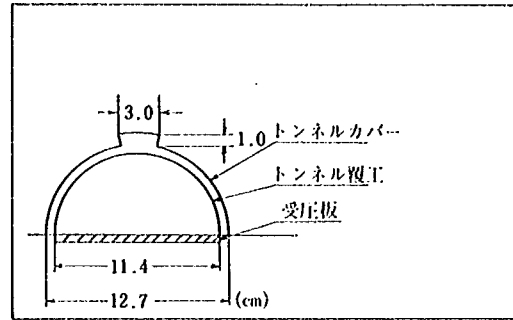
1) 実験条件と実験ケース

実験は、標準的な緩み量の乾燥砂実験を8ケース($D=12.7\text{cm}$ の場合を6ケース、 $D=26.4\text{cm}$ の場合を2ケース)、また普通砂実験を10ケース($D=12.7\text{cm}$ の場合を6ケース、 $D=26.4\text{cm}$ の場合を4ケース)行った(表-3・1、乾燥砂、普通砂については3.2.1 2)を参照)。このうち普通砂実験の1ケース($D=12.7\text{cm}$, $H=25.4\text{cm}$)はデータ欠損のため解析等から除外した。また図-3・4に示すように天端及び側壁部で標準より緩み量を大きくしたトンネルの乾燥砂実験を2ケース行った(表-3・2)。図-3・4の(a),(b)による実験の条件が表-3・2のB, Cにそれぞれ相当する。

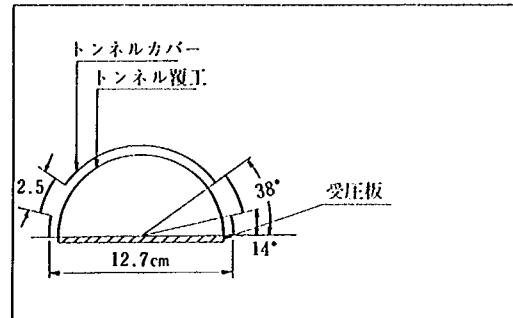
2) 実験地山材料

本実験では、2種類の実験地山材料を用いた。そのうち第1の実験地山材料は、乾燥砂である。乾燥砂の強度試験は非圧密非排水3軸圧縮試験を行い内部摩擦角 41° 、粘着力 0 gf/cm^2 を得た。単位体積重量は 1.75 gf/cm^3 であった。粒径加積曲線を図-3・1に示す。

乾燥砂の場合、すでに述べたように、粘着力のない特殊な材料であるため現象が実際と異なる可能性がある。そこで本実験ではごく微量の粘着力を有する地山材料を、第2の実験地山材料として作製した。これは上記の乾燥砂に適量の水を加え所定の含水比にし、水のサクシオン効果によりごくわずかの見掛けの粘着力を発生させたも



(a)



(b)

図-3・4 乾燥砂模型実験における異形トンネル・カバー

表-3・1(1) 実験条件と実験結果

(1) $D=12.7\text{cm}$ の場合

		乾燥砂模型実験						普通砂模型実験					
π_1	H/D	0.4	0.9	1.3	1.8	2.2	2.7	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
π_2	$C/\gamma D$	0.0						0.46					
π_2	$C/\gamma H$	0.0						0.92	0.46	0.31	0.23	0.18	0.15
π_3	$\tan \phi$	0.87						0.84					
π_6	$T/\gamma D$	0.50	0.71	0.76	1.03	0.99	0.98	0.17	0.16	0.25		0.31	0.30
π_6	$T/\gamma H$	1.25	0.79	0.59	0.57	0.45	0.36	0.34	0.16	0.43		0.12	0.10
ϕ		41						40					
C	gf/cm^2	0.0						10.0					
γ	g/cm^3	1.75						1.70					
H	cm	5.7	11.4	17.1	22.8	28.5	34.2	6.4	12.7	19.1	25.4	31.8	38.1
D	cm	12.7						12.7					
T	gf/cm^2	11.1	15.8	16.8	22.9	22.0	21.7	3.6	3.4	5.3		6.7	6.4

表-3・1(2) 実験結果

(2) $D=26.4\text{cm}$ の場合

π_1	H/D	乾燥砂漠型実験						普通砂漠型実験					
		0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	2.9	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
π_2	$C/\gamma D$	0.0						0.22					
π_2	$C/\gamma H$	0.0						0.45	0.22	0.15	0.11	0.09	0.07
π_3	$\tan \phi$	0.87						0.84					
π_6	$T/\gamma D$				1.10		1.09	0.24	0.51		0.45		0.70
π_6	$T/\gamma H$				0.55		0.37	0.47	0.51		0.22		0.23
ϕ		41						40					
C	gf/cm^2	0.0						10.0					
γ	g/cm^3	1.75						1.70					
H	cm	13.2	26.4	39.6	52.8	66.0	75.8	13.2	26.4	39.6	52.8	66.0	79.2
D	cm	26.4						26.4					
T	gf/cm^2				51.0		50.2	10.6	23.1		20.1		31.4

 $\lambda = 1$

表-3・2 実験結果

形状	H cm	D cm	d mm	T gf/cm^2 (kPa)	H/D —	d/D %	$T/\gamma D$ —
A (標準)	22.8	12.7	6.75	22.9 (2.24)	1.8	5.3	1.03
B (天端)	22.8	12.7	7.97	20.8 (2.04)	1.8	6.3	0.94
C (側壁)	22.8	12.7	9.19	24.9 (2.44)	1.8	7.2	1.12

注) () 内は緩みの位置を示す。

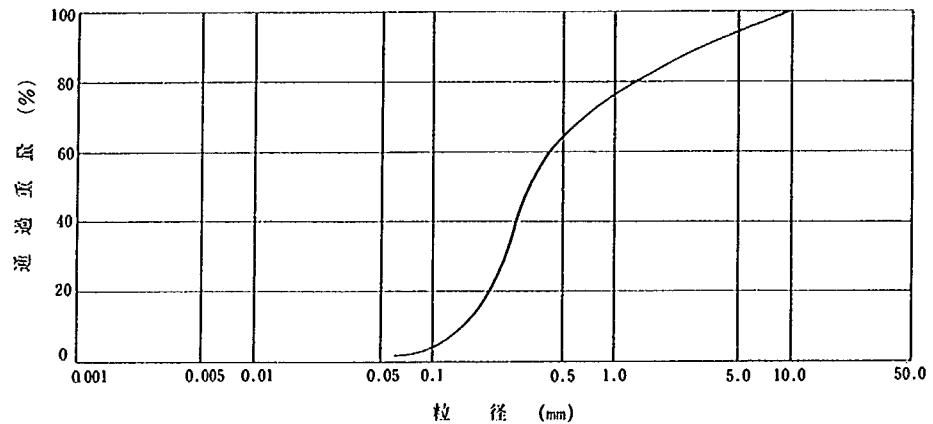


図-3・1 実験地山材料の粒径加積曲線

のである。本実験では含水比を2%として実験地山材料を作製した。その地山材料を乾燥砂に対して普通砂とよぶことにする。普通砂の強度試験として、非圧密非

排水3軸圧縮試験および1面せん断試験を行った。前者から内部摩擦角 41.7° 、粘着力 $0\text{gf}/\text{cm}^2$ 、後者から内部摩擦角 40° 、粘着力 $16\text{gf}/\text{cm}^2$ 以下という結果を得た。しかし、

粘着力が非常に小さい値であるため、通常の試験で正確な値を求めることは困難であった。そのため別に特別の物性実験として、普通砂の降下床実験を行い、降下床幅と普通砂の崩落高との関係から推定したが、それによると粘着力は 6 gf/cm^2 であった。これらのことを総合して普通砂の強度物性は、内部摩擦角 40° 、粘着力 10 gf/cm^2 とした。また単位体積重量は 1.7 gf/cm^3 であった。

3) 実験装置

実験は、土槽中の実験地山の中を実際にトンネルを掘削してゆき、トンネル覆工が地山から受ける外力およびトンネル周辺の底盤と同じ高さの水平面に働く地山鉛直主応力を計測した。実験装置は乾燥砂と普通砂で異なる。乾燥砂は切羽が自立せず通常の方法ではトンネル掘削ができないからである。

乾燥砂の場合切羽面において地山が自立しないため、トンネルの掘削には特別の装置を必要とした。これを図-3・2に示す。実験手法に従って説明すると、まず土槽床面の受圧板の上に1列にトンネル覆工を置く(図-3・2(A-A))。トンネル覆工はかまぼこを短く切ったような鋼製半円筒である。その上から「トンネル・カバー」と称する覆工より少し大きい径の鋼製半円筒カバーを設置する(図-3・2(B-B))。そうしておいて、カバーの上に地山材料としての乾燥砂を所定の高さまで盛る。次にトンネル・カバーを側壁を通して引き抜く。引き抜いたとき、砂がトンネル・カバーからトンネル覆工まで落下し地山がゆるむことをもってトンネル掘削とみなすのである。

普通砂の場合はより簡単であった。粘着力があるためトンネル切羽が自立し、実際のトンネル施工のように掘削できた。すなわちピックで単位掘進長だけ掘削した後、トンネル覆工を推進工法のように押し込むのである(図-3・3、写真-3・1)。この方法だとトンネル切羽における掘削面と支保工建込み断面との間の無支保区間をも相似できる。

応力の測定には精度上の問題から、土圧計を用いずに小型荷重計(共和電業、LM-A型)を用いた。小型荷重計は土槽床面の溝に設置する。小型荷重計に土圧を伝えるために荷重計の上に受圧板を置き、荷重計の読みと受圧板の面積とから土槽床が地山から受ける土圧を算出する。トンネル覆工に作用する外力は、トンネル覆工を受圧板の上に設置することにより、トンネル覆工→受圧板→小型荷重計と力が伝達されて計測される(図-3・2、3・3)。

模型実験の有効性を検証するには、最終的には現場における計測値と比較して相似則の確認をしなければならない。しかし、現場計測はそう簡単に数多く行え

るものではないので、その代わりに大きさの異なる模型を作り、それぞれの実験結果を比較した。本実験ではトンネル掘削断面の外径を、 12.7 cm と 26.4 cm の2種類とし、それぞれについて乾燥砂実験、普通砂実験を行った。

トンネル覆工が地山から受ける外力は、地山をどれほどゆるませるかによって変化すると考えられている。このため本実験では、地山の緩み量と緩み域がトンネル土圧にどんな影響を与えるかを調べた。普通砂実験で緩み量、緩み域を定量的に正確に変化させるのは容易ではないので、緩み量に関する実験は乾燥砂模型実験についてのみを行った。乾燥砂実験であればトンネル・カバーの断面形状を変えることによって容易に緩み量、緩み域ともに変化させることができる。たとえば図-3・4(a)のような天端上部に凸部があるトンネル・カバーを用いることによりトンネル天端に余掘りができるような施工法を相似することができる。また、図-3・4(b)のように両側壁部に凸部あるトンネル・カバーを用いることにより、両側壁部を余掘りした場合が相似できる。

3.2.2 実験結果と考察

標準的な緩み量($d/D=0.05$)の乾燥砂と普通砂の模型実験の実験結果を表-3・1に示す。また、異形断面のトンネル・カバーを用い、緩み量を変化させた乾燥砂実験の結果を表-3・2に示す。

1) 応力再配分

トンネル掘進前の初期応力状態の中に、トンネルを掘進すると、トンネル周囲の地山には応力状態の変化が起こる。その結果、地山は変形または破壊を起こし、新しい応力の平衡状態に入ろうとする。この動きは、一般にはトンネル切羽の前後で起こるもので、応力再配分といわれる(図-2・3)。本論文の3章では、応力

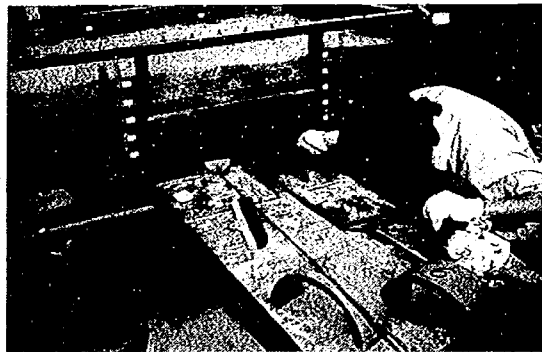


写真-3・1 実験状況（普通砂模型実験におけるトンネルの掘削）

再配分を調べるのに実験装置の制約から、インパートと同一高さの水平面に作用する鉛直地中応力に注目した。実験の結果、地山が降伏する場合切羽周辺の応力の増減の状態は図-3・15のような4つの領域に分けられることが明らかとなった。以下にその詳細を述べる。

まず、インパートと同じ高さの水平面におけるトンネル周辺地山内の鉛直応力の実測結果について述べる。3.2.1に記した方法で計測した応力は地中応力でなく土槽床の反力であるが、今回の実験では、この反力を地中応力とみなすことにする。図-3・5から図-3・14に切羽

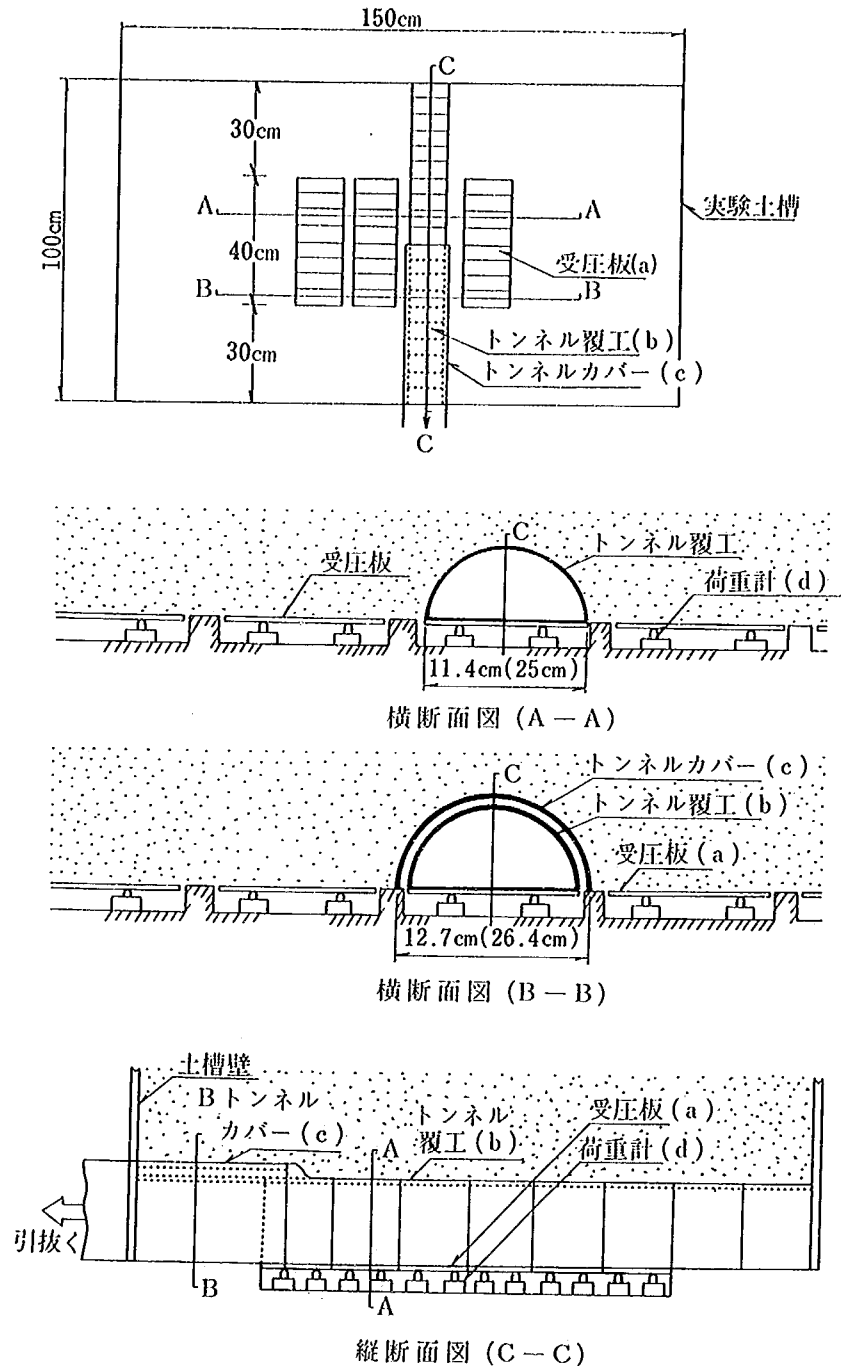


図-3・2 乾燥砂用実験装置

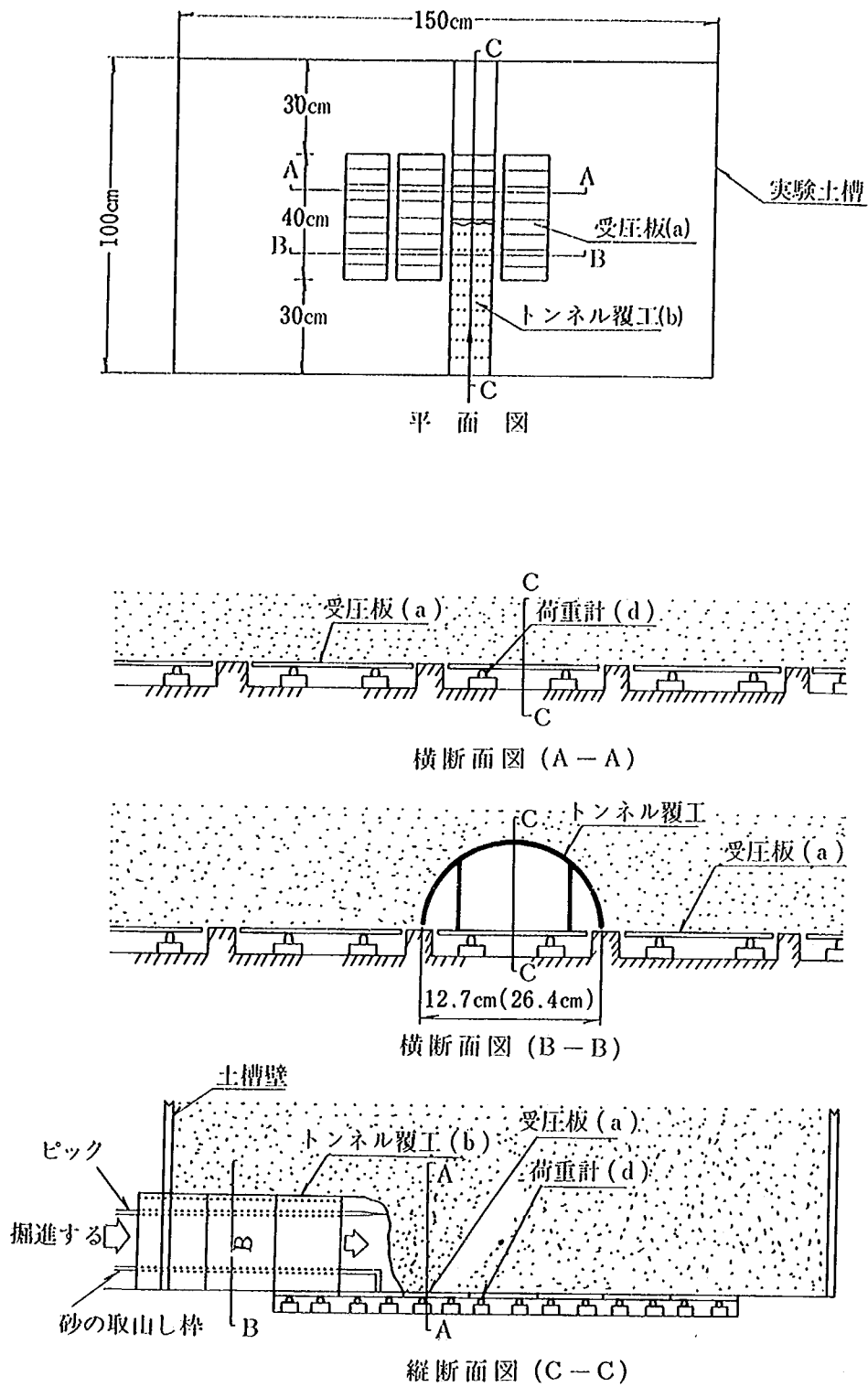


図-3・3 普通砂漢型実験におけるトンネルの掘削

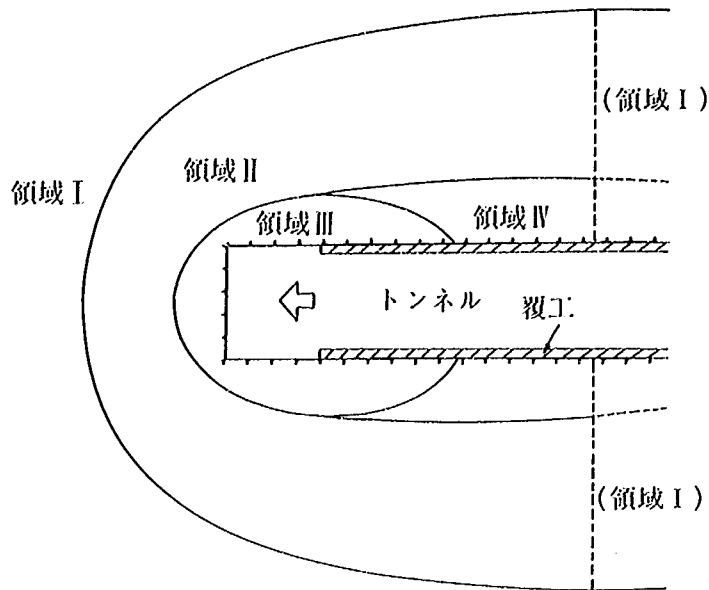


図-3・15 切羽付近の鉛直地中応力状態の概略平面図

付近の地山中の鉛直主応力の等高線を示す。応力は各点における初期応力を1としてそれに対する比をとって表わしてある。図-3・5～3・10は普通砂、図-3・11～3・13は乾燥砂の模型実験である。乾燥砂実験では実験装置の制約により切羽前方の地山の応力は計測されていない。

普通砂模型実験では、トンネル周辺の地中応力は応力解放により切羽面付近で応力が低下する場合と応力切羽面付近で地中応力が最大になる場合とがある。図-3・5、3・6にその代表例を示す。図-3・5は土被りが $H/D=0.5$ であり、地中応力は切羽面付近で最大となる。これに対して図-3・6のように $H/D=3.0$ で土被りを大きくすると、切羽面付近で地中応力は低下する。もし、地山が完全弾性体として挙動したとすると、切羽面で最大鉛直応力を示すはずであるから、図-3・6の場合は、切羽面の直近で地山は降伏して、塑性領域が形成されていると考えられる。図-3・8のように核残して掘進した場合についても、受圧板の面積（ 5×5 cmの正方形）よりも小さい塑性領域が切羽面直近に発生している可能性があり、すぐに地山が弾性的挙動を示すと判断することはできないが、図-3・6のケースより塑性領域が小さいことは明らかである。

一般にいったトンネルの応力解放にさいして地山が降伏する場合、その切羽付近の応力状態は概略的には図-3・15のようになり、切羽付近は以下の領域に分けられる。それは次のような領域である。

領域Ⅰ（応力一定領域）：初期には1次応力状態（初期応力状態）の領域。この領域はトンネル掘削の影響を受けない。なお、応力再配分が終了して安全状態になれば応力は一定になるのでこの終了後の領域も領域Ⅰとして区分される。図-3・15で推定して（ ）で示している。

領域Ⅱ（応力増加領域）：1次応力状態により応力が増加する領域。この領域の地山はトンネル掘削の影響を受けているが、降伏しておらず弾性的挙動を示す。

領域Ⅲ（応力低下領域）：1次応力状態から応力が増加した後、切羽面の近くで応力が低下する領域。この領域の地山は塑性域に達していると考えられる。実験によると、この領域の幅は概略（3・7）式で表わされる。沈下幅と一致する（図-3・6、図-3・8～3・10に（3・7）式による沈下幅を点線で示す）。領域が切羽奥にどの程度広がっているかは施工法によって異なっており、図-3・6は通常の全断面掘削工法であるため、奥行きはトンネル径ほどあるが、図-3・8～3・10はリングカット工法によったため比較的小さい。このように、この領域の奥行きに関して施工法により異なるが、膨張性地山でなければ応力低下領域は、最大でも切羽からトンネル径ほどを考えておけばよい。

領域Ⅳ（応力再増加領域）：領域Ⅱ、Ⅲを経過した地山が覆工から側圧を受ける3軸圧縮状態になり、再び鉛直応力が増加する領域。

地山が切羽の応力解放面付近で降伏する場合、トン

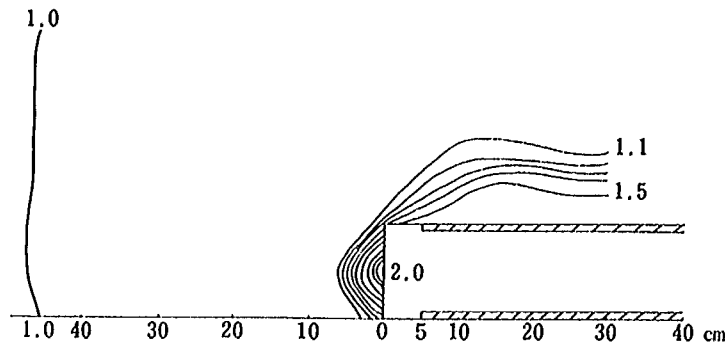


図-3・5 地山の鉛直応力分布の平面図（普通砂， $D=12.7\text{cm}$ ， $H/D=0.5$ ，全断面工法）

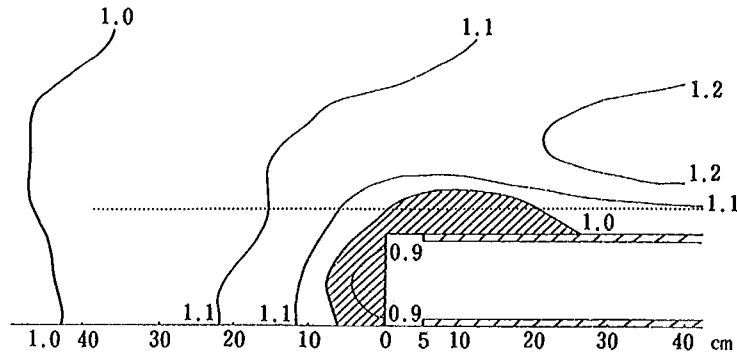


図-3・6 地山の鉛直応力分布の平面図（普通砂， $D=12.7\text{cm}$ ， $H/D=3$ ，全断面工法）

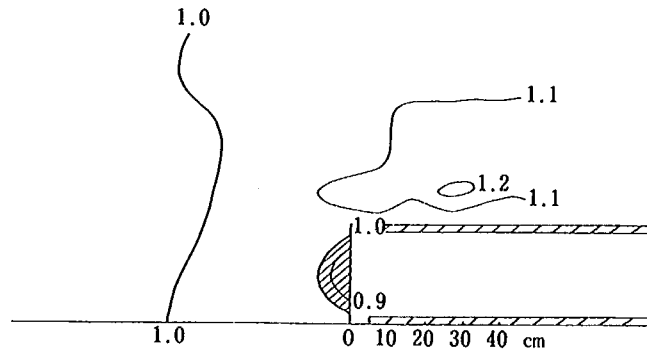


図-3・7 地山の鉛直応力分布の平面図（普通砂， $D=26.4\text{cm}$ ， $H/D=1$ ，全断面工法）

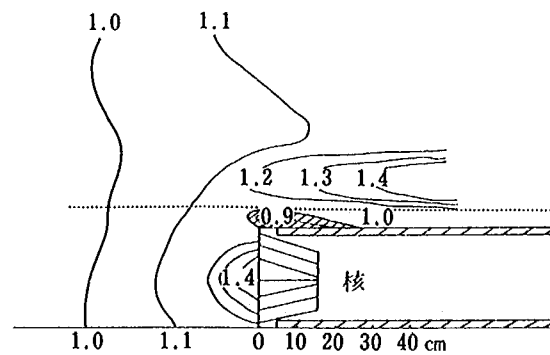


図-3・8 地山の鉛直応力分布の平面図（普通砂， $D=26.4\text{cm}$ ， $H/D=1$ ，リングカット工法）

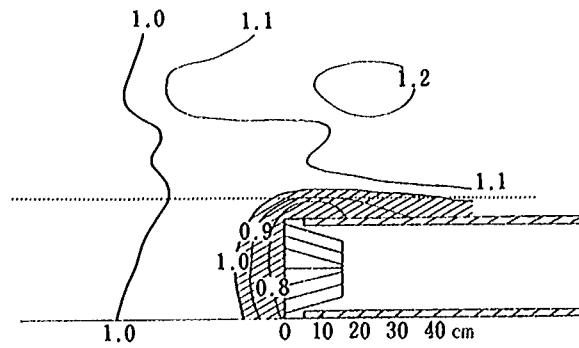


図-3・9 地山の鉛直応力分布の平面図（普通砂， $D=26.4\text{cm}$ ， $H/D=2$ ，リングカット工法）

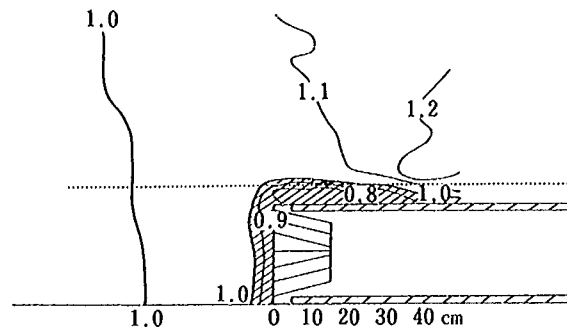


図-3・10 地山の鉛直応力分布の平面図（普通砂， $D=26.4\text{cm}$ ， $H/D=3$ ，リングカット工法）

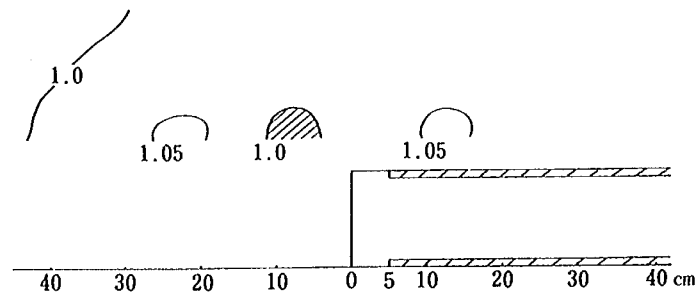


図-3・11 地山の鉛直応力分布の平面図（乾燥砂， $D=12.7\text{cm}$ ， $H/D=0.5$ ）

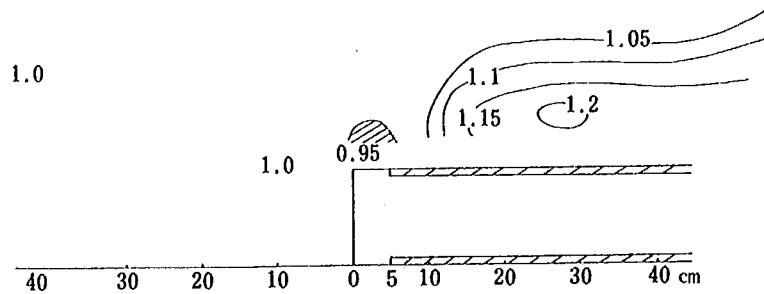


図-3・12 地山の鉛直応力分布の平面図（乾燥砂， $D=12.7\text{cm}$ ， $H/D=2$ ）

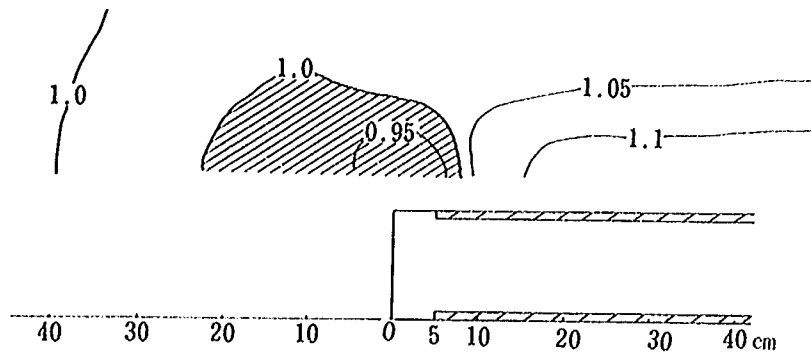


図-3-13 地山の鉛直応力分布の平面図 (乾燥砂, $D=12.7\text{cm}$, $H/D=2$, 天端余掘り)

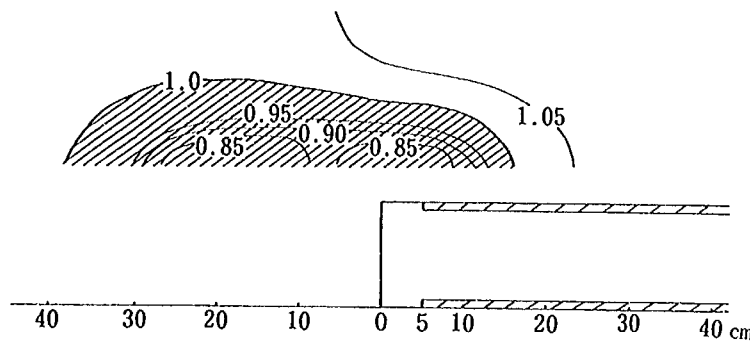


図-3-14 地山の鉛直応力分布の平面図 (乾燥砂, $D=12.7\text{cm}$, $H/D=2$, 側壁余掘り)

ネルに非常に近い部分の地山はトンネルの進行に応じて上記の領域Ⅰ～Ⅳをすべて履歴するためその鉛直応力の変化は図-3-16のようになる。こうした応力変化は概略的にはMullerらの報告と一致している。Mullerら⁴⁾は図-3-15のような応力再配分も一般的な現象だとしているが、応力再配分は地山強度が強ければ図-3-5のような弾性的挙動パターンも考えられる。すなわち、地山が十分強くトンネル切羽付近で、地山が降伏しない場合、その切羽付近の応力状態は2つの領域に分けられる。図-3-15で示すところの領域Ⅰと領域Ⅱである。

2) 応力再配分に関する実験結果と2次元弾塑性有限要素法による計算結果との比較

今回の実験は3次元的なものであるが、切羽から十分離れた横断面内では2次元的な解析が適用できると考えられる。このため、こうした横断面を対象とした2次元の弾塑性有限要素解析を行い、実験結果と比較した。プログラムはDrucker-Pragerの降伏条件に基づく弾塑性解析である。Drucker-Pragerの降伏条件は(3-1)による⁵⁾。

$$F = \alpha J_1 - (J_2)^{1/2} + k = 0 \quad \dots\dots\dots (3-1)$$

ただし、 J_1 は1次の応力不変量

$$J_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

J_2 は偏差応力の2次不変量

$$J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + t_{xy}^2 + t_{yz}^2 + t_{zx}^2 \quad \dots\dots\dots (3-3)$$

を表わす。(3-1)の α と k は、次式によって定まる定数である。

$$\alpha = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{3}(3 - \sin\phi)} \quad \dots\dots\dots (3-4)$$

$$k = \frac{6C\cos\phi}{\sqrt{3}(3 - \sin\phi)} \quad \dots\dots\dots (3-5)$$

応力-ひずみ関係は、ハードニング、ソフトニングともに考慮できるTri-linearな近似で表わされる。剛性マトリックスは反復法で計算され、各計算サイクルで割線変形係数を変化させる⁶⁾。今回は、図-3-17のようなメッシュ分割で計算を行った。トンネル周縁の境界条件として、計測されたトンネル土圧に相当する応力をトンネル半径方向外向きに一様に作用させた。

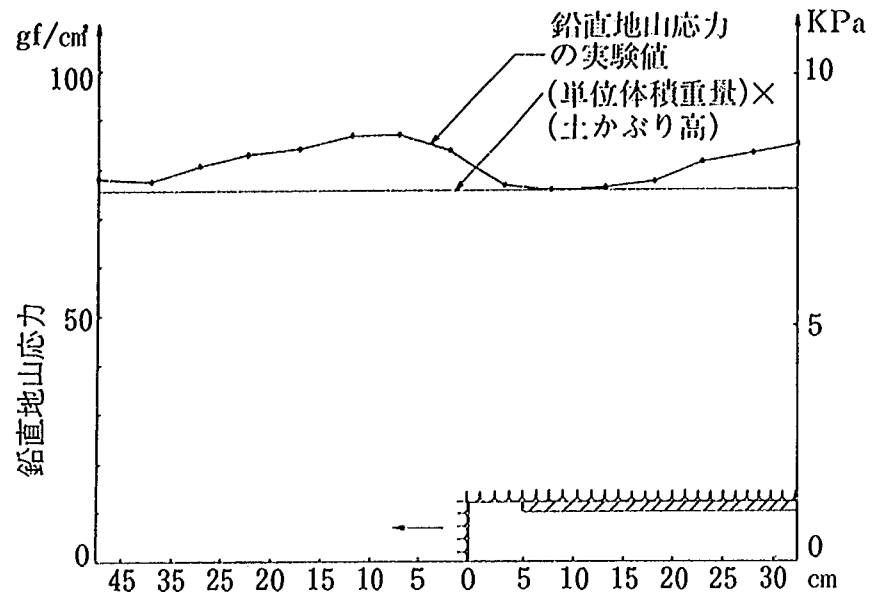


図-3・16 トンネル進行に伴う鉛直地中応力の変化 (トンネル進行方向, 普通砂, $D=12.7\text{cm}$, $H/D=3$)

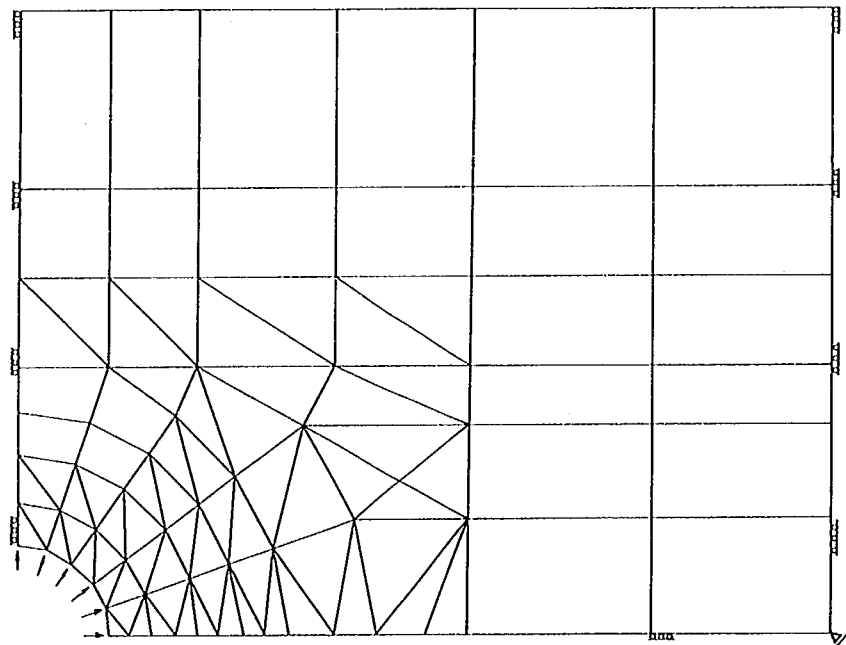
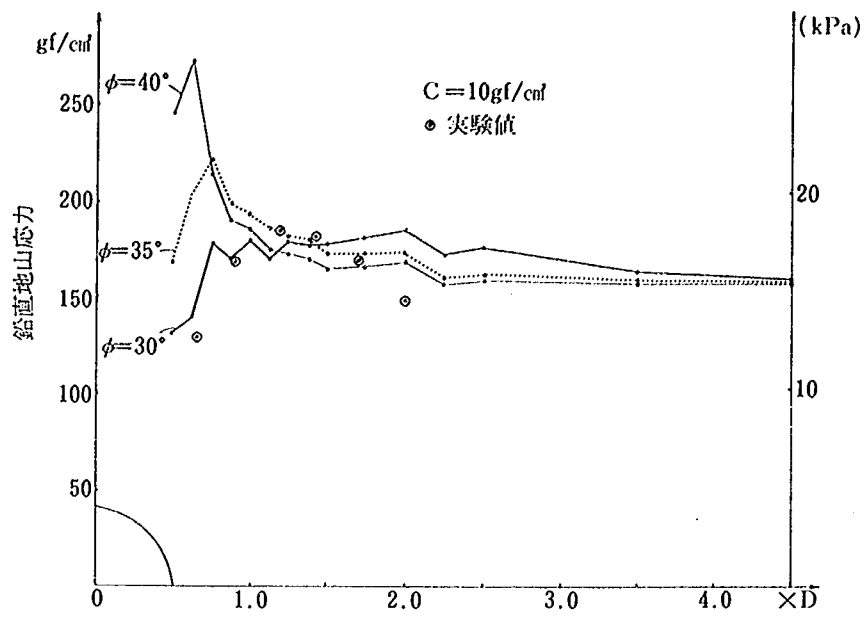
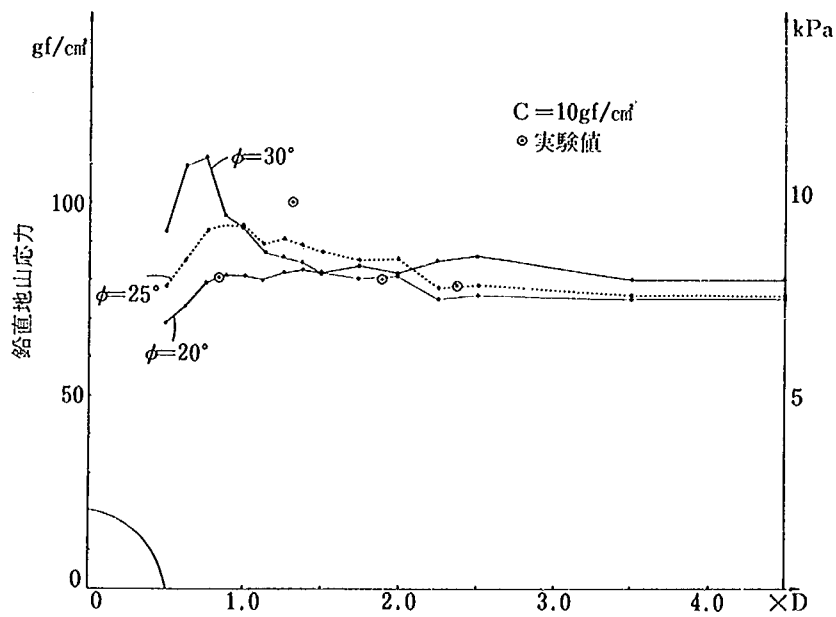


図-3・17 要素分割図



(a) $D = 26.4 \text{ cm}$ の場合



(b) $D = 12.7 \text{ cm}$ の場合

図-3・18 鉛直地中応力の計算値と実験値 (普通砂, $H/D = 3$)

地山の物性として、単位体積重量は 1.7gf/cm^3 、応力-ひずみ関係は降伏後わずかにひずみ硬化を示すようなTri-linearのハードニングとし、部分線形近似における変形係数は応力レベルの小さい方からそれぞれ 5000gf/cm^2 、 50gf/cm^2 、 0.05gf/cm^2 とした。地山のポアソン比は一般の岩盤の場合0.3前後である。しかし、今回の実験地山のようにゆるぎめの土砂であると応力の増大に応じて体積収縮することが考えられるため、ポアソン比は少し小さくとり0.2とした。地山の強度定数は粘着力を 10gf/cm^2 一定として、内部摩擦角をパラメータとして $40^\circ \sim 20^\circ$ の間で変化させた。土被り $H/D = 3.0$ の場合の土槽床板が受ける鉛直応力の実験値と計算値を図-3・18に示した。図-3・18(a)はトンネル径 $D = 26.4\text{cm}$ 、図-3・18(b)は $D = 12.7\text{cm}$ である。

図-3・18(a)で実験値と比較的よく合うのは内部摩擦角が $\phi = 30^\circ$ の場合である。材料物性試験で得られた $\phi = 4$

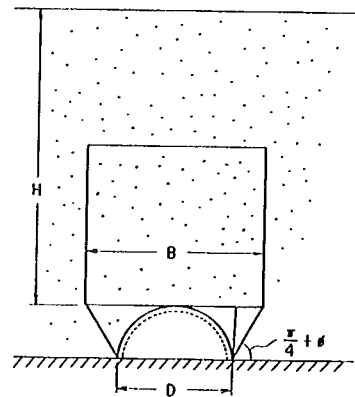


図-3・19 Terzaghi のトンネル土圧公式の適用

0° より下げなければ実験値と一致しない原因として、連続体の力学を基礎とするF. E. M.では実験の地山の性質を表わし得ないこと、地山の強度劣化についてもプログラム上考慮していないこと、初期応力状態の設定が測定でなく推定に基づくものであること、などによるものと考えられる。図-3・18(b)に関しても計算上実験値と比較的よく合うのは $\phi = 20 \sim 25^\circ$ であり、プログラムに入力する地山強度を材料物性試験で得られた値よりかなり下げないと実験値とは一致しなかった。しかし応力分布の傾向は、両者ともにある程度表わし得た。

3) トンネル土圧と土被り厚との関係 (H/D vs. $T/\gamma D$)

本章での実験を図-3・19のようにモデル化すると、Terzaghiのトンネル土圧の公式は(3・6)、(3・7)式のように表わせる。 λ は側圧係数、 γ は単位体積重量である。

表-3・1の実験結果のうち、土被り厚(H/D)に対してトンネル土圧($T/\gamma D$)がどのように変化するかについて整理し、図-3・20に示す。図-3・20で実線で示されるのはTerzaghiのトンネル土圧の公式(3・6)、(3・7)を用いて算出したトンネル土圧である。Terzaghiの式の適用に当たっては $\lambda = 1$ としてよいとされる。 γ 、 D は表-3・1によった。

$$T = \frac{B\gamma - 2C}{2\lambda \tan \phi} (1 - e^{-2\lambda(H/B) \tan \phi}) \quad \dots\dots (3\cdot6)$$

$$B = D \left\{ 1 + \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \right\} \quad \dots\dots (3\cdot7)$$

図中で「乾」は乾燥砂実験を示し、「普」は普通砂実験を示す。(1)で計算するのに、乾燥砂は $C = 0\text{gf/cm}^2$ 、 $\phi = 40^\circ$ 、普通砂は $C = 10\text{gf/cm}^2$ 、 $\phi = 40^\circ$ としてある。図から明らかなように実験結果と土圧式の計算値はよく一致している。ある程度以上土被りが大きくなると、アーチ作用のためトンネル土圧はある一定値に近づく。トンネル土

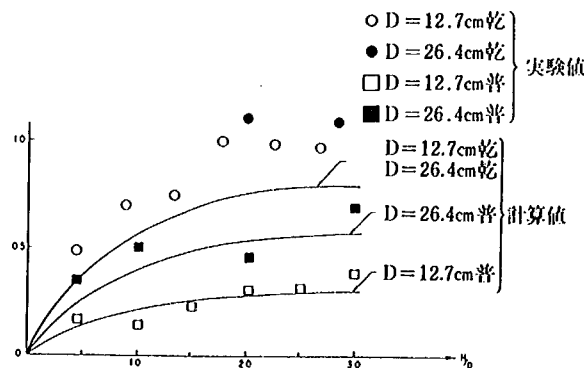


図-3・20 土被り高 (H/D) とトンネル土圧 ($T/\gamma D$)

圧 T の絶対値は表-3・1に示してあるが、全土被り荷重と比較して、ほぼ等しいのは乾燥砂が浅い場合($H/D=0.5$)のみであって、他はアーチ作用または地山が緩みに抵抗する作用のため全土被り荷重よりは小さい。実験手法上の観点からいえば、ある程度深いトンネルの緩み土圧だけを考える場合には土被り厚パイナバーを無視できるが、 $H/D < 2$ のような浅いトンネルの場合には土被り厚パイナバーには注意を払わねばならないことになる。

表-3・1をTerzaghiの岩荷重表(表-3・3)⁶⁾と比較してみると、乾燥砂はTerzaghiの表の「⑥完全に破碎されているが、化学的には侵されていない地山」の場合によく一致している。Terzaghiの表の⑥の地山は実験では完全乾燥砂に対応するが、現場では砂ばくを除けば含水比0.0という砂は存在し難い。幾分かでも水を含む砂層は、サクシオン効果でみかけ上の粘着力を持つことができるから、粘着力が完全に0.0の地盤より強いと考えられる。Terzaghiの表⑥の地山からうける緩み土圧は、トンネルが地下水位より上にある場合、トンネル直径の1.1倍程度の高さまでの地盤の重量に相当する。現場における地盤は上記のように通常何らかの粘着力を持つものであり、Terzaghiの表の⑥の地山と同等もしくはより強いと考えられるから、現場の緩み土圧もせいぜいそれと同程度の土圧しか作用しないといえる。

4) トンネル土圧と地山の粘着力との関係 ($C/\gamma D$

or $C/\gamma H$ vs. $T/\gamma D$)

表-3・1の実験結果を、粘着力パイナバー $C/\gamma D$ 、 $C/\gamma H$ とトンネル土圧パイナバー $T/\gamma D$ について整理した結果を図-3・21、3・22に示す。

表-3・21より $C/\gamma D$ と $T/\gamma D$ は、ほぼ線形な関係にあることがわかる。それらは近似的に次のように表わされる。

$$\begin{aligned} H/D=3.0 \text{ の場合 } (T/\gamma D) &= -1.84 (C/\gamma D) + 1.16 \\ H/D=1.0 \quad \text{ } (T/\gamma D) &= -1.21 (C/\gamma D) + 0.75 \\ H/D=0.5 \quad \text{ } (T/\gamma D) &= -0.71 (C/\gamma D) + 0.45 \end{aligned} \quad \dots\dots (3.8)$$

Terzaghi の土圧公式 (3.6) を書き直すと

$$\begin{aligned} (T/\gamma D) = & -\frac{1-e^{-\lambda(2H/B)\tan\phi}}{\lambda\tan\phi} (C/\gamma D) \\ & + \frac{(1+\tan(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}))(1-e^{-\lambda(2H/B)\tan\phi})}{2\lambda\tan\phi} \quad \dots\dots (3.6)' \end{aligned}$$

となり、 $T/\gamma D$ と $C/\gamma D$ が線形な関係にあるという点では実験と一致する。(3.6)' (3.8) から算出される内部摩擦角は、ばらつきはみられるが、ほぼ $\phi=20^\circ \sim 30^\circ$ の間に入る(表-3・4)。

$C/\gamma H$ と $T/\gamma D$ との関係を図-3・22に示す。図中に普通砂の実験結果($\cdots \otimes \cdots$)とTerzaghi土圧公式に

表-3・3 Terzaghi の支保工に作用する土荷重の表

地 上 の 状 態	土荷重の高さ (m)	摘 要
① 堅硬で侵されていないもの	0	はだ落ち山はねのある場合は軽易な支保工を要する。
② 堅硬で層状または片岩状のもの	0~0.5B	軽易な支保工を用いる。荷重は場所ごとに不規則に変化する。
③ 大塊状で普通程度の節理のあるもの	0~0.25B	
④ 普通程度に塊状で割目のあるもの	0.25B~0.35 (B+H _t)	側圧はない。
⑤ はなはだしく小塊で割目の多いもの	(0.35~1.10) (B+H _t)	側圧は小さいか、またはない。
⑥ 完全に破碎されているが、化学的には侵されていないもの	1.10 (B+H _t)	相当の側圧、漏水によりトンネル下部が軟弱となるときは、支保工下部に通し土台をするか、円形支保工とする必要がある。
⑦ 徐々に押出してくるもの (中程度のかぶり)	(1.10~2.10) (B+H _t)	大きな側圧、インバートストラットが必要で、円形支保工が推奨される。
⑧ 徐々に押出してくるもの (大きなかぶり)	(2.10~4.50) (B+H _t)	
⑨ 膨張性の地山	(B+H _t) の値にかかわらず 80以上	円形支保工を要する。膨張性が激しい場合は可縮支保工を用いる。

- (注) 1. この表は土被り1.5 (B+H_t) 以上の場合の鋼アーチ支保工天端に作用する土荷重の高さを示すBはトンネル掘削断面の幅 (m)、H_tはトンネル掘削断面の高さ (m)。
 2. この表は、トンネル天端が地下水位以下にあるものとする。ただし、永久的に地下水位以上にある場合は、4ないし6の各号の値は50%減じてよい。

表-3・4 実験結果より求めた内部摩擦角

	傾きより算出	$T/\gamma D$ 軸との 切片より算出
$H/D=3$ の実験	30°	31°
$H/D=1$ の実験	—	26°
$H/D=0.5$ の実験	—	20°

(—は $\phi = 1^\circ \sim 50^\circ$ の範囲では実験値で得られた傾きを与える ϕ は存在しなかった)

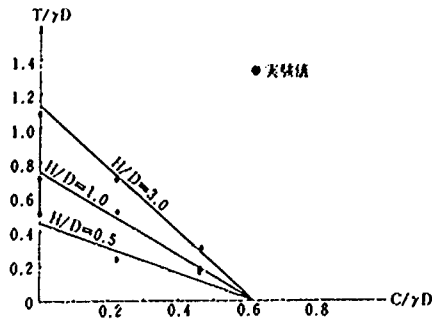
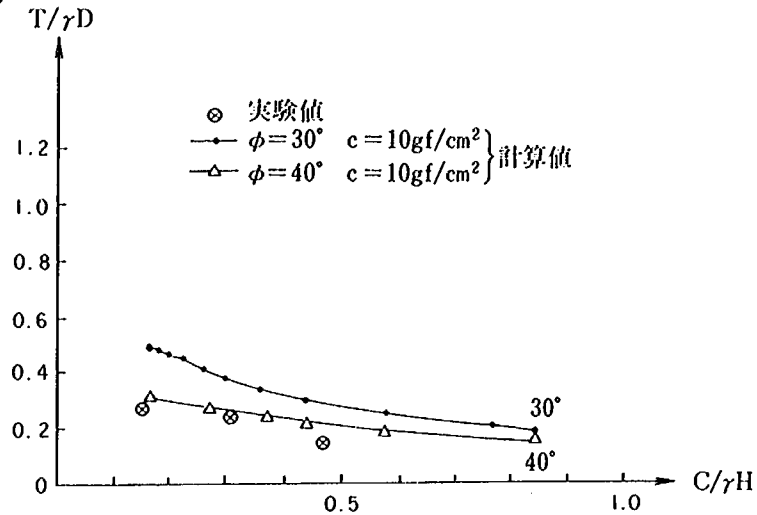
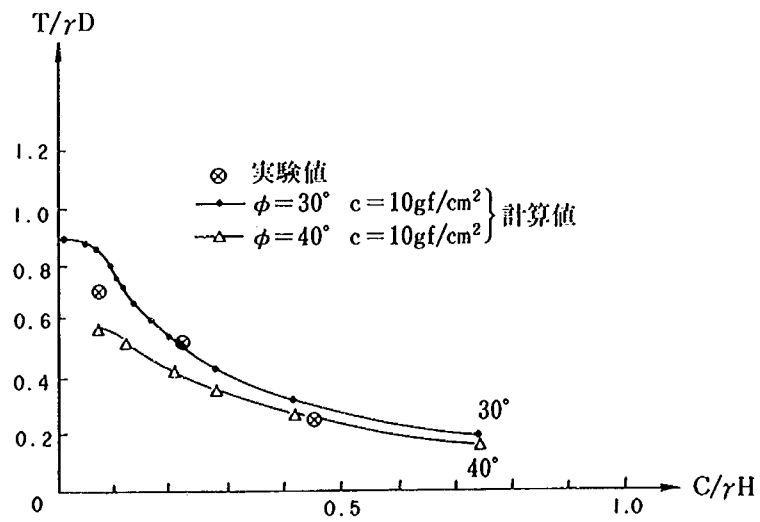


図-3・21 地山の粘着力 ($C/\gamma D$) とトンネル土圧 ($T/\gamma D$)



(a) $D = 12.7\text{cm}$ の場合



(b) $D = 26.4\text{cm}$ の場合

図-3・22 地山の粘着力 ($C/\gamma H$) とトンネル土圧 ($T/\gamma D$)

よる計算結果を示す。計算は $\phi=30^\circ$ と $\phi=40^\circ$ について行い双方を併記したが、実験結果は2つの計算結果から大きくは違わない。

地山の粘着力パイナンバーの重要性は、図-3・21, 3・22で $C/\gamma D$ (or $C/\gamma H$) の値が変化すると $T/\gamma D$ もそれに応じて変わることからもわかる。したがって、こうした緩み土圧を対象とするトンネル模型実験では粘着力パイナンバーは無視できないパイナンバーであるといえる。トンネル土圧を推定するのに、 $C/\gamma D$ と $C/\gamma H$ のどちらがよいパイナンバーであるかは地山条件によって異なるのであるが、トンネル土圧とパイナンバーとの関係が線形であること、アーチ作用が発生すると土被り高のトンネル土圧への影響がほとんどなくなること、などから、浅い土被りの緩み土圧を考える場合には $C/\gamma D$ を用いるのがよいであろう。

5) トンネル土圧と地山の内部摩擦角の関係 ($\tan \phi$ vs. $T/\gamma D$)

表-3・1より乾燥砂と普通砂の実験を比較すると地山の内部摩擦角がほぼ等しいにもかかわらず、トンネル土圧 $T/\gamma D$ は大幅に異なっていることがわかる。これは次のような原因によるものと思われる。浅いトンネルでは初期地中応力が小さいため、すべり面に働く垂直応力も小さく摩擦力に起因するせん断強度もそれに応じて小さくなる。しかるに粘着力に起因するせん断強度はその場の応力状態にかかわらず一定であるから、浅いトンネルの場合地山がすべりに抵抗するには摩擦力よりも粘着力に負うところが大きい。その結果トンネル土圧は、摩擦角の大小よりも粘着力の大小に大きく左右される。そのため模型実験のような現象が現われたものと考えられる。したがって、本実験のような浅いトンネルの模型実験では、摩擦角のパイナンバーはそれほど重要なパイナンバーとはならないことになる。

6) トンネル土圧と地山の緩み量の関係 (d/D vs. $T/\gamma D$)

緩み量と緩み域がトンネル土圧にどんな影響を与えるかを調べるため乾燥砂による模型実験を行った。実験方法については2.3で述べたとおりである。いま仮りに、緩み量を変化させるための異形トンネルカバーに応じて実験をA, B, Cと呼ぶ。Aは余堀りのない場合、Bは天端に余堀りがある場合で図-3・4(a)の装置を用いる、Cは両側壁部に余堀りがある場合で図-3・4(b)の装置を用いることを示すことにする。実験結果を表-3・2にまとめた。表-3・2の緩み量 d は図-3・4のトンネルカバーの突起部の面積を円周方向に平均化して得た円の半径と模型トンネルの半円の半径の差より求めた。それを d/D に

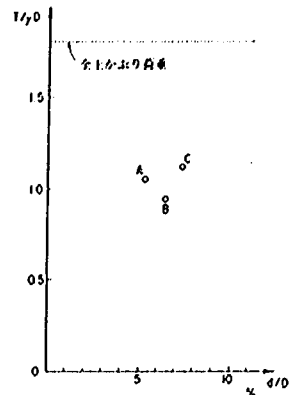


図-3・23 変位量(d/D)とトンネル土圧($T/\gamma D$)

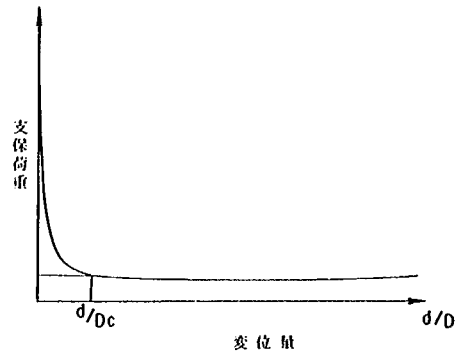


図-3・24 砂質土の落し戸実験結果

ついて整理したものが図-3・23である。実験A～Cのトンネル周辺の地中応力分布は図-3・12～3・14に示す。

実験A, B, Cを比較すると、トンネル土圧は相対的にはCが最大で以下A, Bの順である。実験Cのトンネル土圧が大きいのは、実験Cでは周辺の地中応力は初期地中応力と比較して5%ほどしか増加しておらず(実験A, Bでは10～20%ほど増加している)実験A, Bほど地山でトンネル土圧を負担することができなかったためであろう(図-3・12, 3・14。)逆に実験A, Bのように周辺の地山鉛直応力が大きくなる場合、トンネル土圧は小さくなる。これは、トンネル土圧を周辺の地山で軽減させようとするNATMの考え方とも一致する。

砂質土の落し戸実験によると、緩み量と荷重の関係は定性的には図-3・24のような関係になる⁸⁾。すなわち、トンネル荷重は緩み量が小さい場合には急激に変化するが、実験A～Cのように緩み量がある一定値よりも大きい場合にはあまり変化しない。この一定値を緩み量の臨界値(d/D_c)と呼ぶことにすると砂質土の実験では、この値は(d/D_c)_c=0.3%と報告されている⁷⁾。これを現場の値に変換すれば $D=10$ mのトンネルで30mmである。通常道路トンネルの地山分類でB, C

クラスではトンネルの内空変位量が10mm程度以上あるのは珍しくない。さらに、現場において内空変位を計測し始める前に地山の変位が発生しているが、落し戸実験の緩み量はそうした緩みも含んだものであることなどを考えると、通常のトンネルの建設における地中変位は上記の臨界緩み量(d/D)に達していると思われる。したがって、浅いトンネルの緩み土圧を対象した場合には、通常の工法では地山は上記の臨界緩み量に近い値にまでゆるんでいると考えられる場合が多いので、それ以上の緩みに対しては緩み量のトンネル土圧に与える影響はそれほど大きくはないと考えられる。

7) 切羽の安定性に影響する要因

切羽の自立を阻害する要因としては土被り厚(H)、トンネル直径(D)、一掘進長(l)が考えられる。一方切羽を自立させる要因としては、3, 2, 2, 4, 5)で述べた理由により地山の粘着力(C)が最も重要な要因として考えられる。要因数が5個であるから次元解析により3つの独立なパイナンバーが得られる。それらは $C/\gamma D$, $C/\gamma H$, $C/\gamma l$ または H/D , l/D , $C/\gamma D$ などいくつかの組が考えられるが、土被り厚(H)、トンネル直径(D)、一掘進長(l)の中ではトンネル直径(D)が最も切羽の自立に影響すると考えられるから、その強度パイナンバー $C/\gamma D$ に特に注意して判定する必要がある。そこで、幾何相似(H/D , l/D)と地山強度パイナンバー($C/\gamma D$)とに分けて考えることにする。

普通砂の模型実験ではトンネルの直径を変えて、大小2種類の場合を行い、 $C/\gamma D$ はそれぞれ0.22, 0.47であった。実験によると $C/\gamma D=0.47$ の場合(トンネル直径の小さい場合)全断面掘削で切羽は自立して掘削できたが、 $C/\gamma D=0.22$ の場合(トンネル直径の大きい場合)切羽が自立せずリングカット工法にしなければならなかった。したがって、本論文の実験では両方の値の算術平均値より $C/\gamma D=0.3$ 前後を湧水がない場合に関する切羽の安定性の臨界値とみることができる。ただこの値は、まだ実験例が少ないこと、模型実験・現場の双方で地山の強度定数を把握することが困難であることなどから、現場に適用するには今後の研究に待つところが多い。

l/D はトンネル径の大きい実験で0.19、トンネル径の小さい実験で0.39であるが、現場においては通常 $l/D=0.1$ 前後と考えられるから、幾何形状からいえば模型実験は双方とも現場よりも長い無支保区間をとっていることになる。 H/D は今回のように土被りが小さい実験では切羽の安定性にきわだった影響を与えなかった。すなわち、切羽全面に局所的空洞を形成す

ような崩壊は H/D にかかわらず発生した。

上記のようにトンネル直径が大きい模型実験では切羽が自立しなかったため、今回の実験ですべてリングカット工法によって掘進した。リングカットの長所は核によって切羽面が拘束圧を受けるためであるが、この点を模型実験によって確認した。リングカット工法と全断面掘削工法との切羽周辺の地山鉛直応力分布を図-3・7, 3・8に示すが、リングカット工法においては切羽前面の地山中の応力低下領域の大きさが全断面工法に比較して小さいことがわかる。

3.3 緩み土圧に関する現場計測

緩み土圧の概念の基本は、地山から分離した岩塊の自重がトンネル構造物に作用するという考え方であり、その影響範囲が比較的小さい範囲にかぎられているので土圧現象の領域全体を計測することができる。特に、土被りの小さいトンネルの場合は、施工上問題となりやすいことも手伝って、過去に多くの現場計測例が報告されている。また荷重も小さい場合が多いので、トンネル構造物が破壊されることなく、計測が行える。こうした理由のため、緩み土圧現象は、膨張性土圧現象に比べて、比較的良好に解明されており、模型実験の検証を行う場合にも精度がよく信頼性も大きい。ここでは、比較的多種目の計測が行われている3つの現場計測について述べる。

3.3.1 貝塚トンネルでの現場計測^{9) 10)}

1) 概要

貝塚トンネルは、千葉市貝塚町の遺跡を保護するため、土被り4~6mで粘土と細砂が互層状になっている地山を通過する延長191mのトンネルである(写真-3・2)。この地点では京葉道路と一般国道16号が並行しており、2車線断面の道路トンネルが4本並行して、めがね状トンネルの形態で建設された。貝塚トンネルは、地表面沈下が8~10cm程度を記録したものの、切羽崩壊もなく、昭和55年に無事工事を終了した。

トンネル設計の横断面を図-3・25に示す。本坑は側壁導坑先進上部半断面リングカットの矢板工法で掘削し、補助工法としてパイプスクリュー工法を採用した。覆工は、エキスパンドメタルを使用し、2回に分けて打設した。図-3・25に示すように、4本のトンネルのうち国道16号下り線と京葉道路上り線を1期線としてまず掘進し、全線に覆工を打設した。また、インバートは全長に亘って設けられた。

地質縦断は、図-3・26に示すように、成田層の砂層($N \geq 50$)をベースとして、この上に竜ヶ崎層($20 \leq N \leq 50$)、常総層($N \approx 5$ の粘土)、関東ローム層($N \approx 5$)の順で堆積分布する。各地層の地山物性を表-3・5に示す。

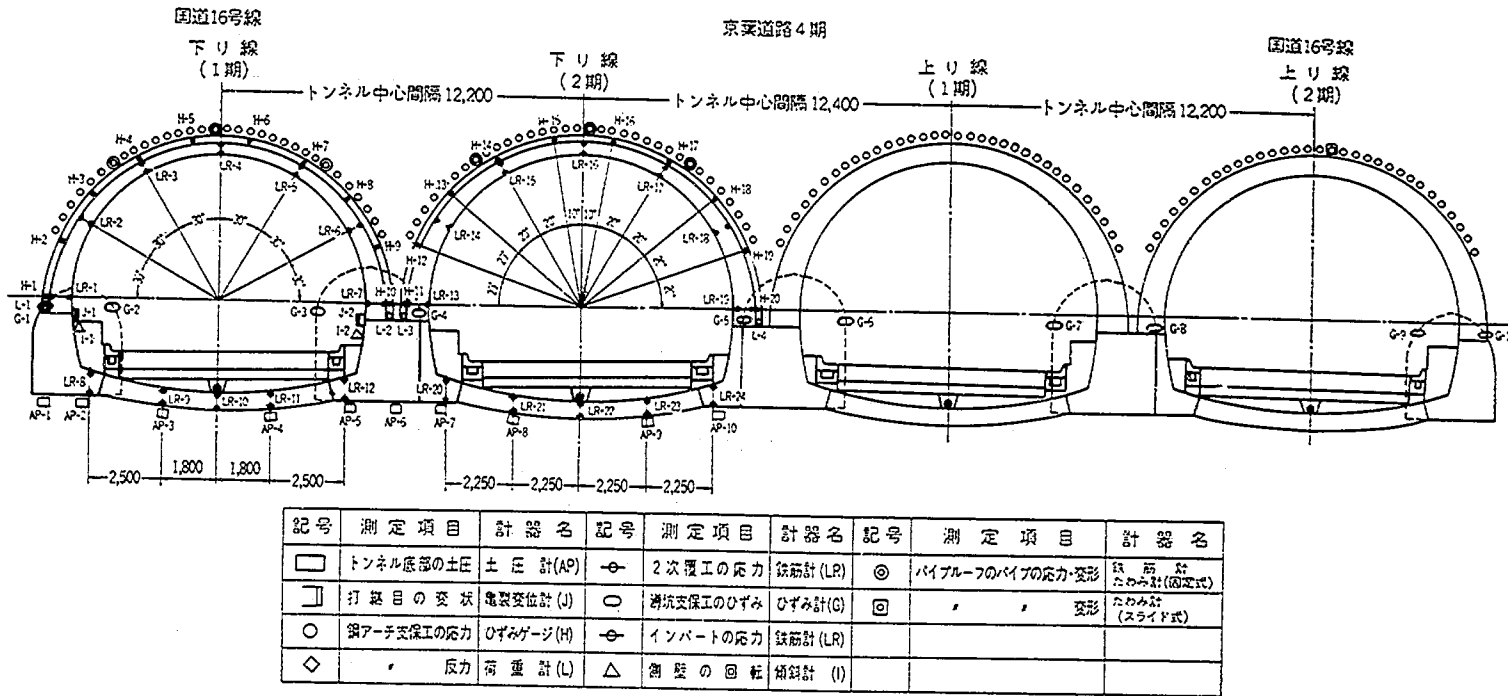


図-3-25 トンネル横断面および計器配置図(貝塚トンネル) 9)

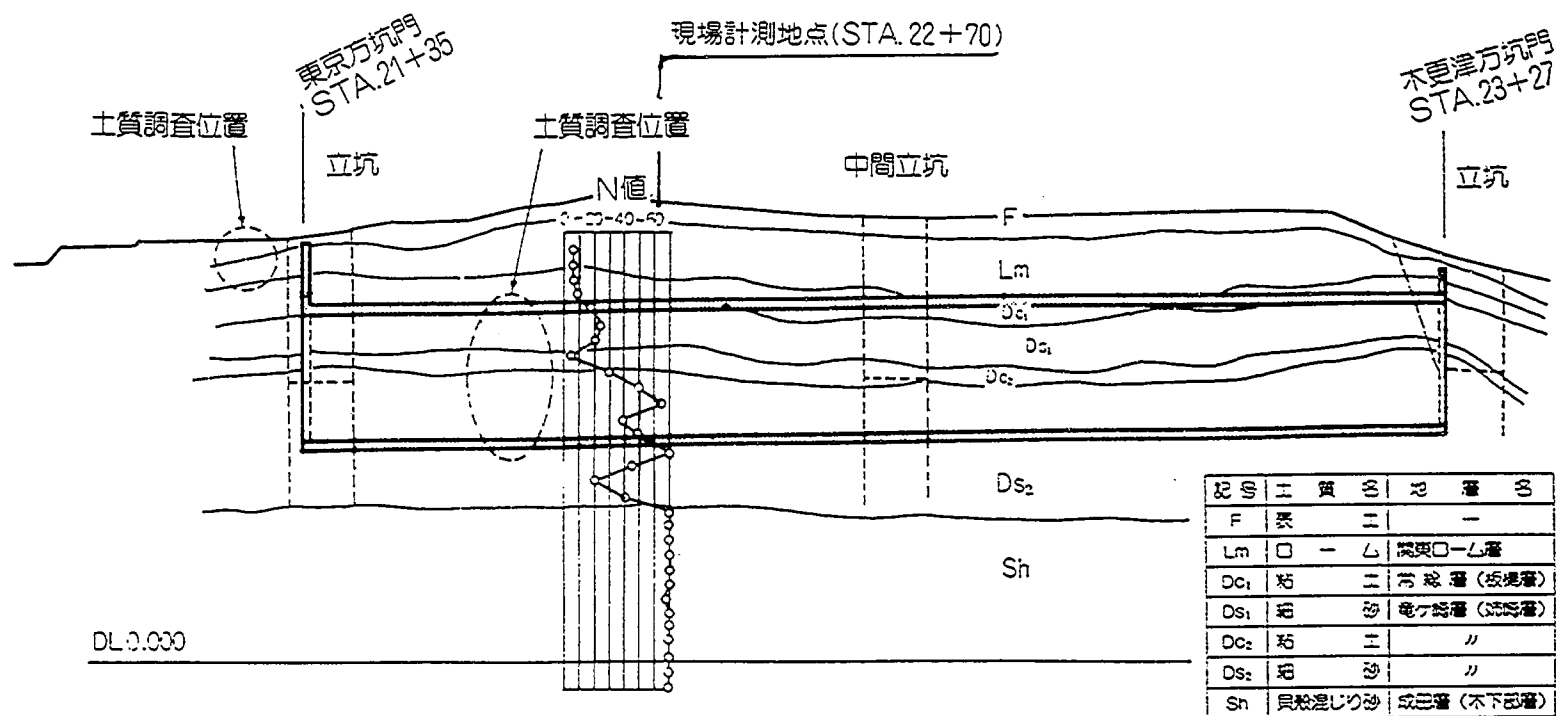


図-3-26 地質縦断面 (貝塚トンネル) 9)

表-3.5 土質試験結果一覧表 (貝塚トンネル)

地 層 名	土 質	試 料 No.	粒 度 特 性				自 然 状 態					コンシステンシー 特性		力 学 特 性						
			れき 分 (%)	砂分 (%)	シルト 分 (%)	粘土 分 (%)	比重 G_s	含水比 μ (%)	湿潤単位 体積重量 γ_s (t/m ³)	間隙比 e	飽和度 S_r (%)	液性 限界 μ_L (%)	塑性 指数 I_r	一面剪断		1軸圧縮		3軸圧縮		
														C (tf/m ²)	ϕ (°)	η_u (tf/m ²)	E_{50} (tf/m ²)	C (tf/m ²)	ϕ (°)	E_{50} (tf/m ²)
関東ローム層	ローム	6	—	49.0	39.5	11.5	2.608	142.2	1.402	4.860	76.3	169.5	57.6	—	—	1.81~ 3.46	129~ 231	—	—	—
常総層	粘土	7	—	17.1	24.9	58.0	2.666	61.6	1.564	1.744	93.2	126.9	85.0	—	—	7.93~ 9.28	378~ 640	—	—	—
	シルト質砂	1	—	43.5	38.3	18.2	2.770	57.2	—	—	—	70.4	41.3	—	—	—	—	—	—	—
竜ヶ崎層	シルト混じり細砂	2	—	75.1	16.1	8.8	2.727	25.1	1.818	0.878	78.0	—	—	—	—	10.06	503	—	—	—
	細砂	3 3'	—	93.1	6.9		2.819	17.2	1.788 1.6	0.848	57.2	—	—	8.6	22.1	10.44~ 14.24	838~ 1,305	5.7 ~6.5	29.2 26	970~ 1,130
	粘土	4	—	32.5	24.3	43.2	2.580	96.4	1.310	2.868	36.7	131.2	30.5	2.3	35.3	6.13~ 7.16	295~ 319	4.0	0	530~ 680
	細砂	5	—	94.7	5.3		2.925	12.9	1.811	0.823	45.8	—	—	—	—	—	—	—	—	—

(注) パイナンバーの算定には竜ヶ崎層の細砂の地性値を用いる。

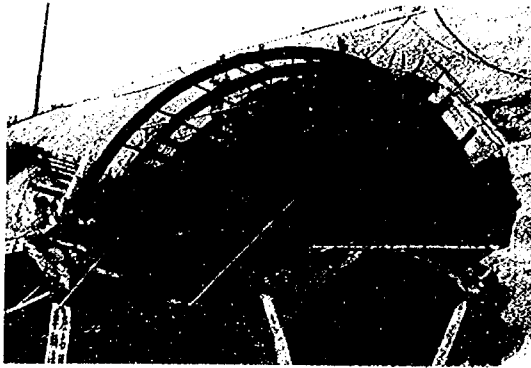


写真-3・2 貝塚トンネル坑口付近の施工状況

2) 計測項目と計測結果

計測は図-3・25に示すように計器を配慮して行った。計測項目は、①地表面沈下②トンネル構造物底面に作用する土圧③パイプルーフのパイプの応力および変形④鋼アーチ支保工の応力⑤導坑鋼アーチ支保工の応力⑥2次覆工の応力などである。ここでは、特に模型実験と関係のある②、④、⑤について述べる。

(1) トンネル底部に作用する土圧

トンネル底部に作用する土圧は、図-3・25のAP-1～AP-10の土圧計で計測された。土圧計AP-1～6は側壁コンクリート打設前に設置し受圧面無載荷の状態を0.0とした。計測結果を図-3・27に示す。AP-3、4の位置するインバート底部には、ほとんど土圧は作用しておらず、土被りの小さいトンネル構造のインバートは、はりではなく、柱として軸力を負担していることがわかった。表-3・6に各施工段階における側壁底部の土圧の増加量を示す。表から明らかなように、土圧計は施工段階における土圧の変化を明瞭にとらえており、計測の信頼性は高い。

表-3・6をもとに、16号下り線上半を掘進した時の16号下り線の側壁底部に加わる荷重を推定する。まず側壁底部に作用する土圧分布を図-3・27のように仮定し、トンネル進行方向1mあたりにトンネル側壁部に作用する全荷重をもとめ、それからトンネル構造物のコンクリート自重を減じて、地山からトンネル側壁部に作用する荷重をもとめた(表-3・7)。計算の結果、トンネル進行方法1mあたりトンネル全幅には48.7tf/mの

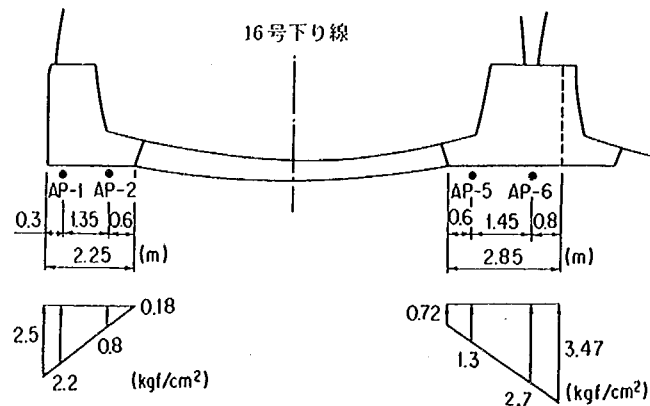
図-3・27 側壁底部土圧の計測結果₍₁₀₎

表-3・6 各施工段階における側壁底部に作用する土圧の増加量(貝塚トンネル)

計器位置	計器番号	側壁コンクリート打設時	16号下り上半掘進時	京葉下り上半掘進時
側壁底部 中央	AP 1	0.6	1.6	0.2
	AP 6	0.9	1.8	2.7
側壁底部 張出部	AP 2	0.3	0.5	0.3
	AP 5	0.2	1.1	1.4
	AP 7	0.5	*	*
	AP 10	0.3	*	*

注1) *は土圧計が不調であったことを示す

注2) 単位はすべてkgf/cm²

注3) 計器番号は 図-3・27 を参照

表-3・7 16号下り線側壁底部に作用する荷重の計算 (貝塚トンネル)

(1)	全 荷 重	右 (側壁部)	$(1.8 + 25.0 \text{ tf/m}^2) \times 2.25 \text{ m} / 2 = 30.2 \text{ tf/m}$
		左 (側壁部)	$(7.2 + 34.7 \text{ tf/m}^2) \times 2.85 \text{ m} / 2 = 59.7 \text{ tf/m}$
(2)	側壁コンクリート自重	右	$4.51 \text{ m}^3/\text{m} \times 2.5 \text{ tf/m}^3 = 11.3 \text{ tf/m}$
		左	$6.19 \text{ m}^3/\text{m} \times 2.5 \text{ tf/m}^3 = 15.5 \text{ tf/m}$
(3)	一次巻コンクリート自重		$5.79 \text{ m}^3/\text{m} \times 2.5 \text{ tf/m}^3 \times 1/2 = 7.2 \text{ tf/m}$
(4)	地山からの荷重 (1)-(2)-(3)より求める)	右	$30.2 - 11.3 - 7.2 = 11.7 \text{ tf/m}$
		左	$59.7 - 15.5 - 7.2 = 37.0 \text{ tf/m}$

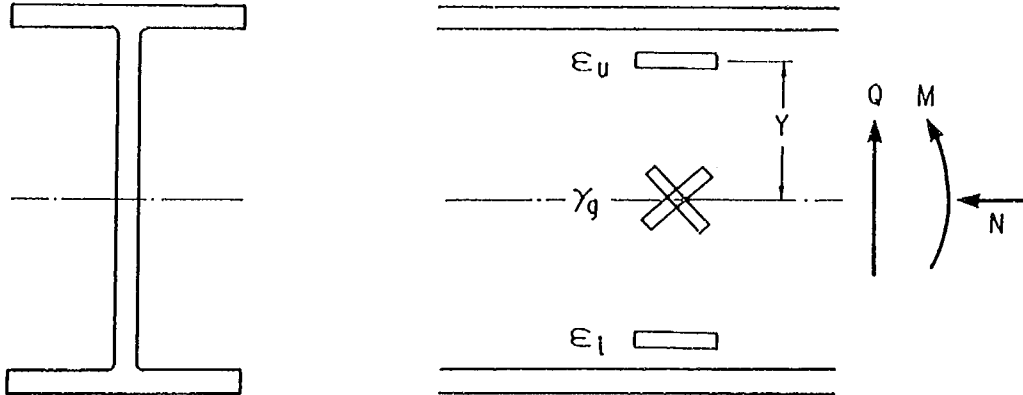


図-3・28 鋼アーチ支保工の断面力の計測

荷重が作用していることが明らかとなった。上半アーチ部に等分布鉛直荷重が作用していると仮定し、トンネル直径 $D=12.2\text{m}$ として応力表示にすると、トンネル土圧は 4.0tf/m^2 となる。上載荷重の代表地層として竜ヶ崎層(細砂 表-3・5 資料3')を考えると、単体重量は 1.6tf/m^3 であるから、約 2.5m の土被り高の荷重が作用していることになる。実際には土被りは約 5m であることから、この試算結果からは、全土被り厚の約 $1/2$ に相当する地山の荷重しか作用していないと言える。トンネルに作用する土圧として、側壁部およびインバート部の底面に設置した土圧の計測値から算出した値を用いると、応力表示で 4.0tf/m^2 である。

(2) 鋼アーチ支保工の応力、反力

鋼アーチ支保工に発生する断面力を把握するため、支保工のウェブの上端、下端、および中央にひずみゲージを貼付けて測定を行った (図-3・28)。

ここで、軸力 N 、曲げモーメント M 、せん断力 Q とすると

$$E\varepsilon_u = \frac{N}{A} + M \frac{y}{I}$$

$$E\varepsilon_l = \frac{N}{A} - M \frac{y}{I}$$

$$N = \frac{EA}{2} (\varepsilon_u + \varepsilon_l)$$

$$M = \frac{EI}{2y} (\varepsilon_u - \varepsilon_l)$$

$$Q = G\gamma_g A_w$$

となる¹¹⁾。

ここで、 E :支保工ヤング率、 A :支保工断面積、 I :断面2次モーメント、 G :支保工鋼性率、 γ_g :ロゼットゲージの2個のゲージのひずみの差、 A_w :支保工ウェブの断面積、である。また、支保工の局所的な変形による影響を除去するため鋼アーチ支保工のクラウン部、アーチ脚部はピン構造とした。

計測結果を図-3・29、図-3・30に示す。図より曲げモーメント分布については、16号下り線はほぼ対称であるが京葉下り線は海側で少しみだれていること、また軸力は両線ともほぼ均等に作用しているが、軸力の値は16号下り線が $10\text{t} \sim 15\text{t}$ 程度であるのに対し京葉下り線は脚部で 25t 、他は 40t 程度あり、かなり異なった値を示すことが明らかとなった。

16号下り線と京葉下り線は地質、土被り、施工法の概略はほぼ同じであるから、軸力が2倍～3倍という相異がでるのはパイプスリーブと鋼アーチ支保工とのブ

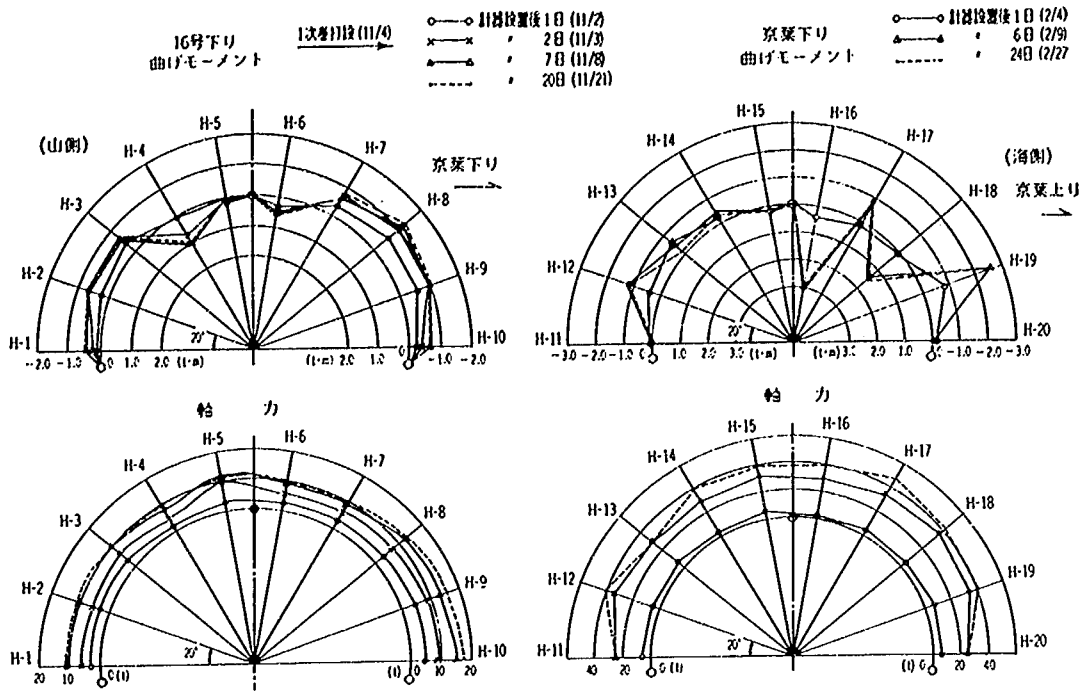


図-3・29 鋼アーチ支保工の曲げモーメントおよび軸力 (16号下り) 9)

図-3・30 鋼アーチ支保工の曲げモーメントおよび軸力 (京葉下り) 9)

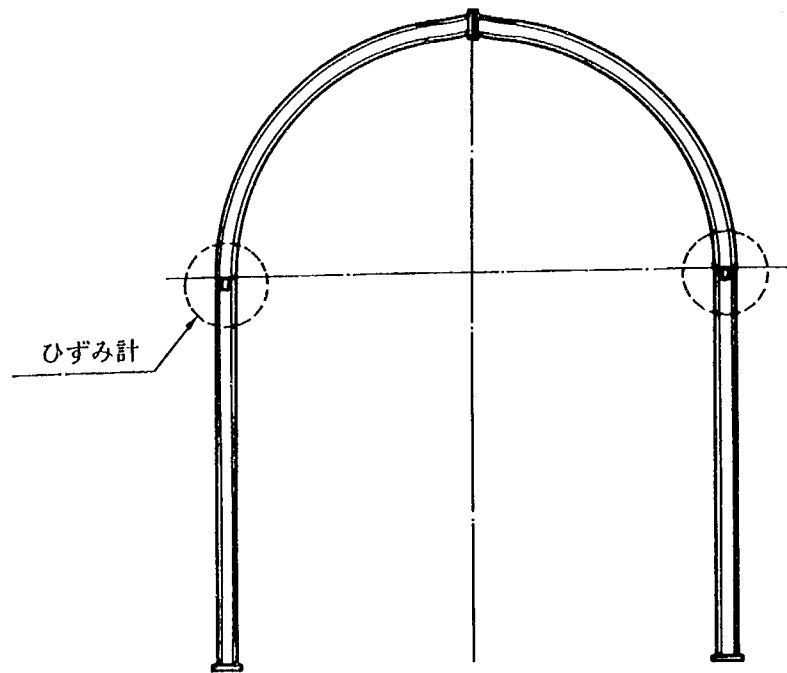


図-3・31 導坑支保工のひずみ計 (貝塚トンネル) 10)

ロッキング状況の違いとか一次巻コンクリートの充てん状況の違いなど細部の施工の精度に起因すると考えられる。

(3) 導坑支保工の応力

側壁導坑先進工法であるので、先行している導坑の変形を計測することにより、本トンネル上半が近づいてきた時の周辺地山内の応力に関する情報を得ること

表-3・8 導坑支保工応力の計測結果
(貝塚トンネル)

ゲージ番号	上半切羽通過前の導坑 支保工応力の最大値 単位: kgf/cm ²	上半切羽の影響が現わ れる時点での測定点と 切羽との距離 単位: m
G 1	計器不調	計器不調
2	50	10
3	33	8
4	(90)	(不明)
5	(50)	(10)
6	67	10
7	-33	10
8	(-33)	(10)

注1) ゲージ番号は 図-3・25 を参照

注2) () は2期線により掘削される導坑の計測値

ができる。図-3・31のように、導坑支保工の肩の部分のウェブ中央にひずみ計を取り付けて軸力を測定した。ひずみ計は導坑支保工を設置し土載荷重がかかった後を0.0とした。計測結果の例を図-3・32に示す。計測値は、切羽が通過してまじうと支保工が掘り出された状態になるので、実質的な意味はもたない。G 1～G 8までの導坑支保工の挙動をまとめると、表-3・8のようになる。G-7, 8に圧縮応力の低下がみられるが、他は切羽が近づくにつれ応力は増えている。

圧縮応力の増加量を概数で50kgf/cm²とすると、導坑支保工は125H(断面積30,31cm²)を用いているので、軸力にして約1.6tfである。導坑支保工は1m間隔で設置されているので、導坑の掘削幅を3.25m, その時の土被りを11m, 地山の単位体積重量を1.6t/m³と考えると、全土被り荷重は支保工1本あたりの軸力に換算して、3.25m×11m×1.6t/m³×1m×1/2=28.6tfとなる。したがって、トンネル切羽が近づくことによる地中応力の増加率は初期土圧に対して概略1.6tf/28.6tf=0.06となる。また、切羽の影響が現れ始めるのは、切羽の前方約10mのところであった。

3.3.2 切羽トンネルでの現場計測¹²⁾

1) 概要

県道刈羽トンネルは東京電力(株)が新潟県内に原子電力発電所1号機を建設するに当たって、海岸沿

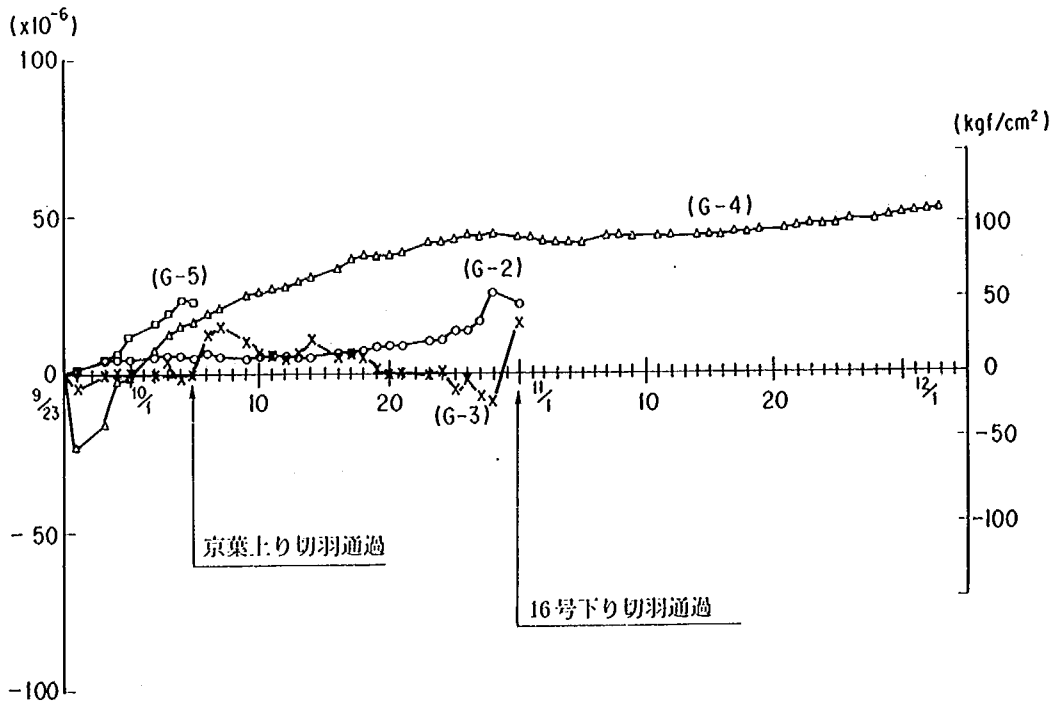


図-3・32 導坑支保工のひずみ計の計測結果(貝塚トンネル)¹⁰⁾

G-2～G-5については図-3.25を参照。

いを走る県道を発電所周辺に付替え迂回させる際、その付替県道に設けられた延長550mの未固結砂層を貫く大断面トンネルである。当初開削工法も検討されたが、環境保全の観点からトンネル方式が採用された。ただし大断面であるため切羽の安定の確保等慎重な設計・施工が必要とされ、トンネルの変状を察知し、適切な設計・施工を行うため、各種の計測を行うこととした。工事は東京電力(株)が実施し、昭和54年10月無事故で完成した。

刈羽トンネルの標準横断面を図-3・33に示す。大断面で砂層を貫くため、施工順序としてまず左右の側壁部をそれぞれ上、下2段の導坑によって構築しておき、次いで上半の掘削、支保建込み、最後に下半、底盤の掘削、支保建込みという手順で矢板工法で施工する。

本トンネルの地質については、トンネルが番神砂層と新期砂層を貫く形になっている(図・3・34)。新期砂層区間は、両坑口部の合計270mの区間で土かぶり

3～18mと薄く、潘神砂層区間は、トンネル中央部の280mの区間で土かぶり18～40mである。新期砂層は未固結の細粒・中粒砂からなる非粘着性の砂層であり、ほとんど均一な状態で堆積している。 N 値は地表からトンネル掘削基盤にかけて、 $N=5\sim10$ 程度の大きさを示すが、切羽は自立せず、トンネル側壁を支える支持力も不足している。砂層の含水量は小さく、地下水は存在しないが透水性の高い砂なので、降水による浸透水の滴下はさげられない。

番神砂層はよく締まった中粒および粗粒の砂からなる非粘着性砂層がその大部分を占め、一部に粘土およびシルトを含有する比較的粘性の高い層を挟在している。N値は新期砂層との境界付近で $N=40$ 程度であり、掘削基盤にあたりにくると $N=50$ 以上になり、切羽はおおむね自立し、支持基盤としての強度は十分である。地下水位は番神砂層内にあり、トンネル縦断勾配と同じく刈羽側から大湊側に向かって傾斜しており、水面

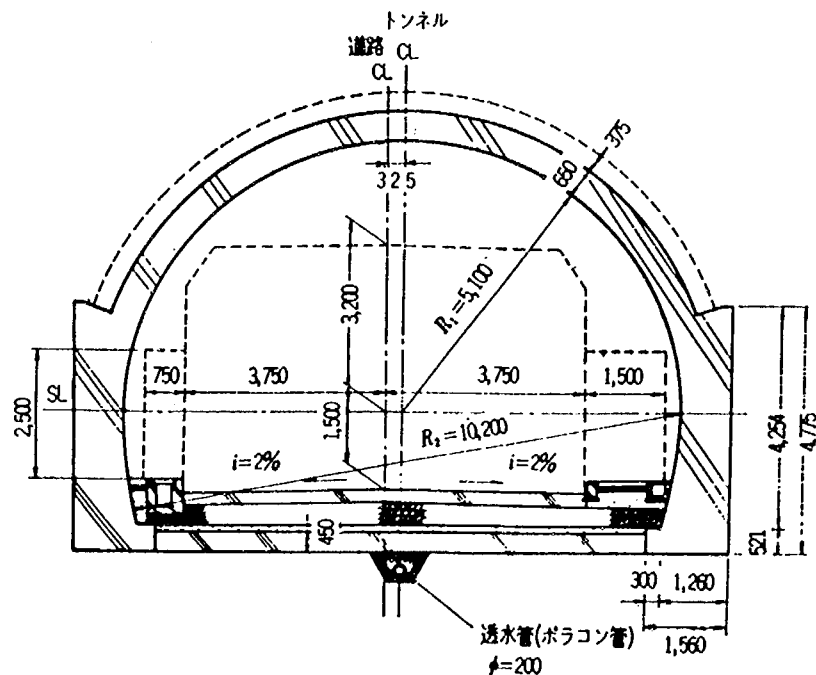


図-3・33 標準断面図（刈羽トンネル）₁₂₎

表-3・9 地山の物性値 (刈羽トンネル)

	弾性係数 E (kg/cm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (t/m ³)	内部摩擦角 (°)	粘着力 C (tf/m ²)
新 期 砂 層	200	0.35	1.6	30	0
番 神 砂 層	400	0.35	1.8	40	2.5

はトンネル基盤付近に存在する。また両地層の概略の物性値を表-3.9に示す。

2) 計測項目と計測結果

計測断面の代表断面である測点No219の計器の配置を図-3.34に示す。周辺地山の変位の計測のため傾斜計、沈下計、変位計を設置し、構造物に作用するトンネル土圧や応力の計測のため鋼アーチ支保工に荷重計ストレーンゲージを、覆工内鉄筋に鉄筋計を設置した。ここでは、地山の変位と支保工に作用する土圧について述べる。

(1) 地中変位

地中変位は、切羽が測定断面に近づく3~10m前方から始まり、通過してから後方に3~23m掘進されるまで継続した¹²⁾。トンネル直上の鉛直方向地中変位を図-3.35に示す。これによるとトンネル直近での地

山変位は最終的に700mmに達している。

変位の速度は、切羽が接近するにしたがい大きくなり、通過してから後方4~8mの位置にあるときに最大となり、以後は徐々に減少していった。これらの傾向はどの掘削段階でも同様であったが、掘削断面が大きくなる程変位も大きかった。また掘削に伴い、地表には亀裂や沈下が現われ、その範囲は、導坑掘削時には直上に限られたが、上半掘削時にはトンネル上部一帯に拡大した。また、切羽の地山の呼び込みは、導坑掘削時から一貫して見られ、上半掘削時になると急激に増加した。

各掘削段階ごとの切羽通過前後の地表面水平変位の割合をみると、表-3.10のようになり、1段導坑掘削時では平均して前=40.5%,後=59.5%,2段導坑時では前=40%,後=60%であり、そして上半掘削時には

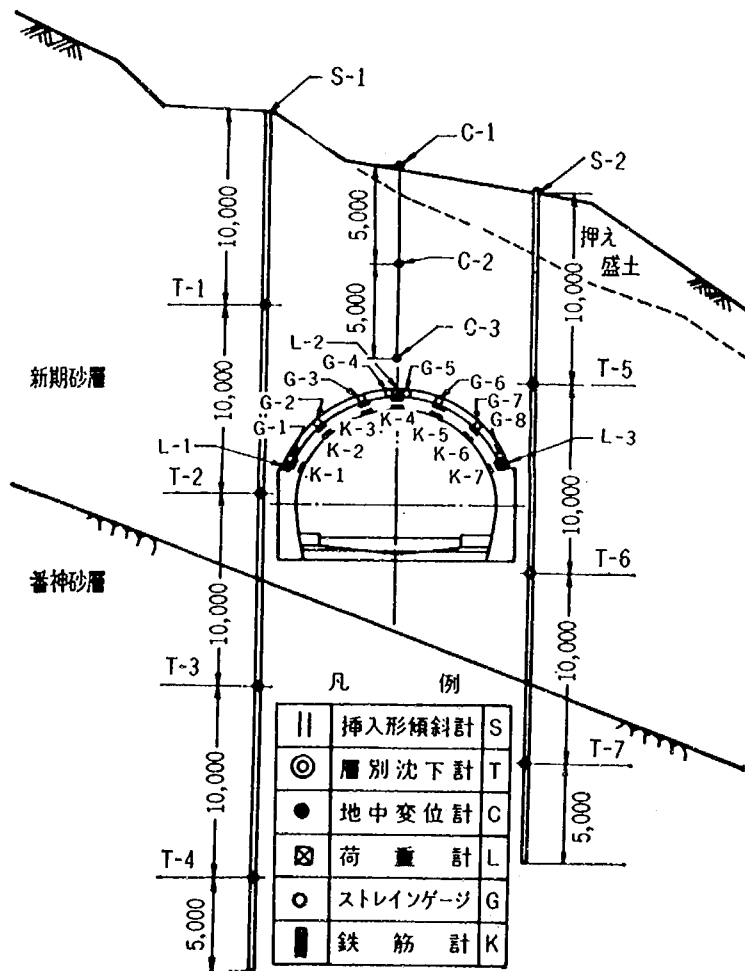


図-3.34 計器配置図 (刈羽トンネル) 12)

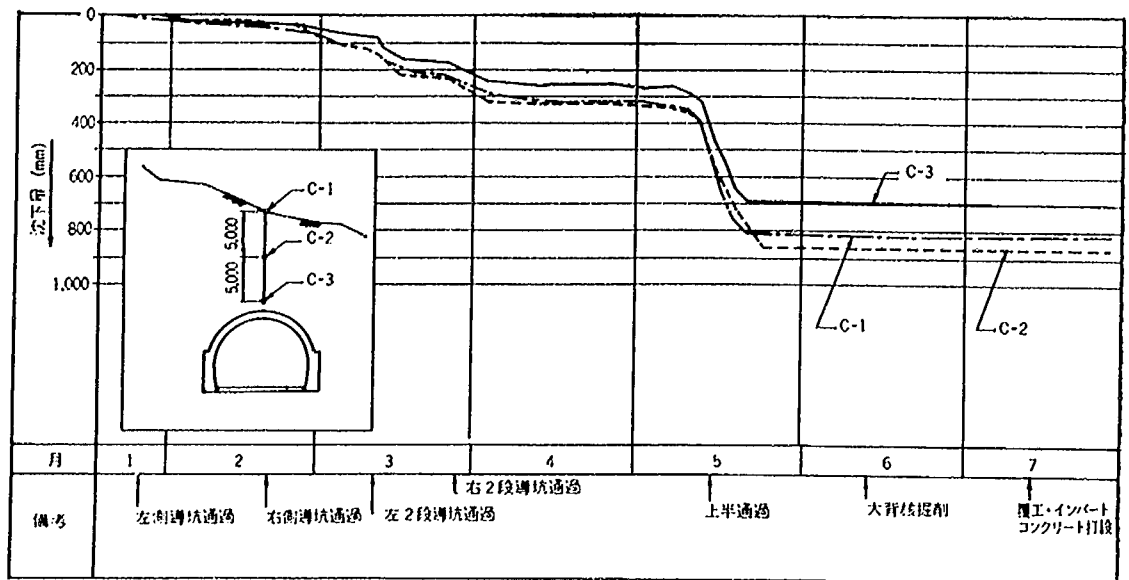
図-3・35 地中鉛直変位経時変化グラフ（刈羽トンネル）₁₂₎

表-3・10 地表面変位の発生割合（測定位置，S-1，水平方向）

掘削段階	掘削段階で発生した全変位	切羽通過前の変位 (mm)	切羽通過後の変位 (mm)
左下段導坑	220	105 (48%)	115 (52%)
右下段導坑	255	83 (33%)	172 (67%)
左上段導坑	85	45 (53%)	40 (47%)
右上段導坑	110	30 (27%)	80 (73%)
上半	360	142 (39%)	218 (61%)
大背・核	360	142 (39%)	218 (61%)
完成	360	142 (39%)	218 (61%)

(注) 単位は，mm，（ ）内は全変位に対する割合。

前=39%，後=61%となっている。なお大背および核掘削の影響はほとんど地山の変位に現われていない。以上のように，本トンネルでは，切羽が計測断面に到達する以前に，約40%の地山変位が生じている。これは良好な地盤条件におけるトンネルの施工例に比べるとやや大きめである。この原因としては，切羽到達前に発生する地山の弾塑性変形のほかに，切羽前面からの土砂の呼び込みが影響していると考えられた。

(2) 鋼アーチ支保工に作用するトンネル土圧

鋼アーチ支保工に作用する平均土圧は，建て込み後，1日目（切羽位置は2m前方）で 8 tf/m^2 を示し，その後，徐々に増加していき，切羽通過後，10日目（切羽位置は23m前方）で 12 tf/m^2 を示し，一定となる。この値は，全土かぶり（高さ12m）が作用した場合の約60%に相当する。

3.3.3 地下鉄三ツ沢上町駅部での現場計測

1) 概要

三ツ沢上町駅は，三ツ沢下町駅と並び横浜市の地下鉄3号線の横浜～新横浜間に設けられた地下駅である。当駅は幹線道路である国道1号直下であり，掘削断面は 146 m^2 ，トンネルの偏平率（たて横比）は0.65と偏平な形態である。さらにトンネルの斜め上方に外径4.3mの下水トンネルが平行して設置されていることから，地下駅を吹付コンクリートとロックボルトを主体とするNATMで施工するに当たって，トンネルの変状を察知したり，適切な設計・施工を行う等のため各種の計測が行なわれた。

駅部トンネルの標準横断面図を図-3・36に示す。周辺地山の変状を極力押えるという目的から，まず左右の側壁導坑をそれぞれ上・下2段で掘進し，その後上

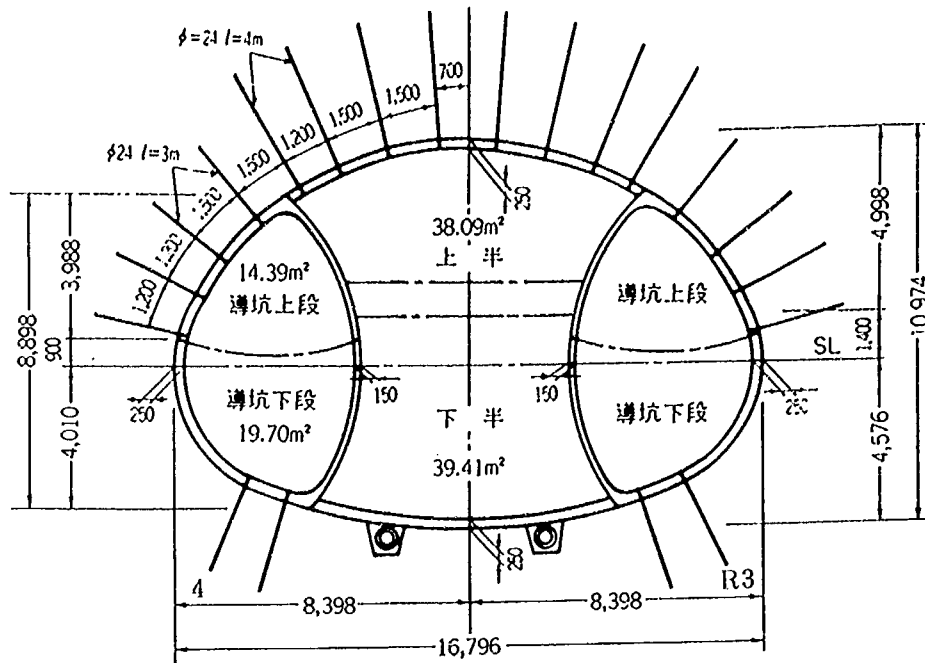


図-3-36 ミツ沢上町駅部トンネル（Ⅲ型）₁₃₎

半断面の掘削にかかることとしている。

この地域は、多摩丘陵東南部に位置し、丘陵は西北西から東南東に延び海拔30～45m前後の台地が発達している。台地の地質は、洪積世～鮮新世の上総層群と洪積世の相模下層群および関東ローム層ならびに沖積層からなる。本地域一体は、洪積世～鮮新世の上総層群の鶴川層が基盤となっている。この区域の表層は、三ツ沢下町駅付近においては、2～4mの厚さで直接鶴川層を覆い、埋め土や道路舗装材も含まれている。また、三ツ沢上町駅付近では、表土は1～2m厚で下方に粘性土層（シルト質、有機質を含む）がある。

当トンネルが掘削される地質は、鶴川層である。鶴川層は、暗青灰色のシルト質泥岩と砂（中～細粒）との互

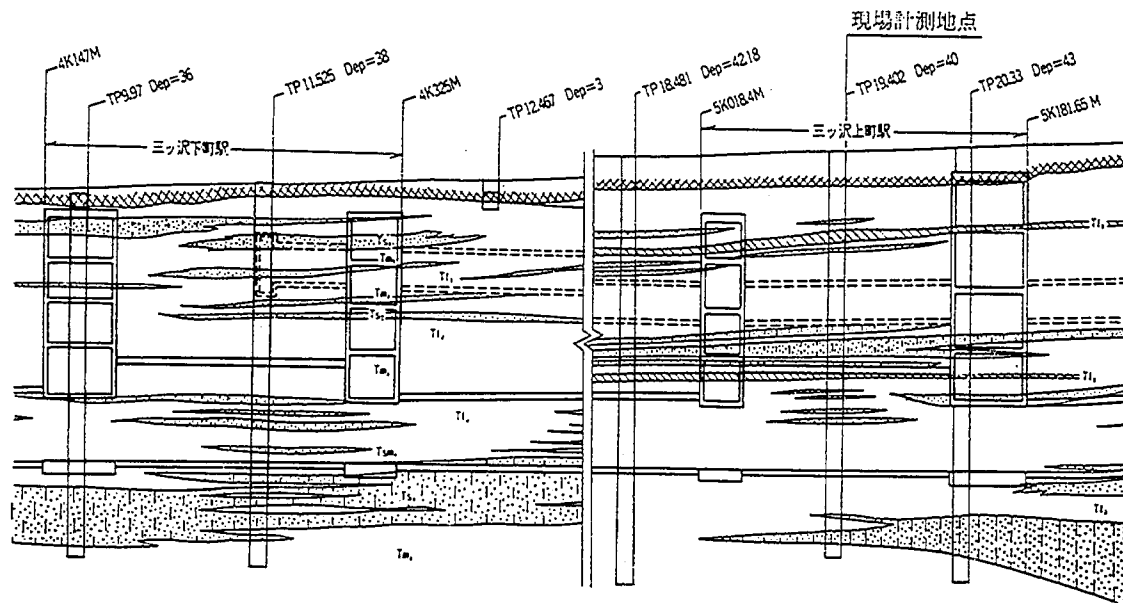
層からなり、一部に火砕層の薄層が挟在する。この火砕層は本地域における鍵層となるものであり、火山灰質細粒砂からなる。これは一般に乳白色を呈し、微細砂～粘性土からなり薄層をなしている（図-3-37）。泥岩中には砂層の薄層を挟在することが多いが、泥岩中の割れ目沿いやポケット状に混入することもしばしばある。泥岩は、一般に軟質な場合から堅硬な場合まであり、硬軟の繰り返しが多く、コアの採取率やRQDの変化が著しく、70～90°の急角度の割れ目が観察される。これらの地質の試験結果を表-3-11、3-12に示す。

トンネル切羽付近の地質は泥岩中に砂層をはさみ、砂層内の被圧水进行处理しなければ、吹付コンクリートの施工は困難であることはもちろん、トンネル切羽の

表-3-11 各層の土質定数（地下鉄三ツ沢上町駅部）

	表 層	泥 岩 (砂質泥岩)	砂 層
N 値	3～4	50以上	50以上
変 形 係 数 E (kgf/cm ²)	—	3,200 (4,020)	1,100
1 軸 圧 縮 強 度 q_u (kgf/cm ²)	—	30 (40)	—
粘 着 力 C (kgf/cm ²)	—	15 (15)	0
内 部 摩 擦 角 ϕ (°)	—	13° (16°)	40°
間 隙 水 圧 P_w (kgf/cm ²)	—	—	1.15～2.7
透 水 係 数 k (cm/s)	—	10^{-4}	10^{-3}

図-3・37 地質縦断面図 (三ツ沢上町駅部) 1:3)



地質凡例

時代	柱状図	地層名	土質名	記号	厚 (m)
第四紀	沖積層	沖積層	表土	Sf	1~33
			シルト	Am	
			砂	As	
			砂れき	Ag	
第四紀	洪積層	関東ローム層	ローム	D ₁₀	0~12
				D ₁₅	
	下末吉層	下末吉層	腐植土	D _{pl}	0~22
			砂	D _s	
			シルト	D _m	
第四紀・第三紀	洪積世・鮮新世	洪積世・鮮新世	砂れき	D _g	0~10
			火山灰	T ₁	
			泥岩	T _m	
			砂	T _{ms}	
			砂	T _s	
			砂れき	T _g	
			砂れき	T _g	
第四紀・第三紀	洪積世・鮮新世	洪積世・鮮新世	砂れき	T _g	10±
			砂れき	T _g	
第四紀・第三紀	洪積世・鮮新世	洪積世・鮮新世	砂れき	T _g	20±
			砂れき	T _g	

表-3・12 砂層の詳細な性状

透 水 係 数 k (cm/s)	2.6×10^{-3}
含 水 比 W	23, 32%
貯 留 係 数 λ	1.98×10^{-2}
予想恒常湧水量 Q (l/min/m)	44
間 隙 水 圧 P_w (kgf/cm ²)	1~3
バインダー分 F_c	20%以下

施工の際に湧水に伴って砂の流出を生ずるおそれがある。水を抜く方法としては、効果が確実であり経済性の高いディープウェル工法を採用することにした。市街地で大規模なディープウェルを施工するにあたり検討すべき問題点は、①工事周辺での生活井戸への影響、②長期間の揚水による地盤沈下、などであった。これ

については、生活井戸は調査によれば相当数あるが井戸深がGL-7m前後であるため、ディープウェルの粘土パッカーをGL-15mまでかけることで影響を与えずにすませられ、地盤沈下については土丹の層境の被圧水を定常状態において連続排水を行っても体積変化は起こさず、したがって圧密沈下はしない、との結論を調査より導き実施した。

2) 計測項目と計測結果

NA TM施工に伴う計測は、三ツ沢下町駅、三ツ沢上町駅とも同じ内容で実施している(図-3・38)。ここでは、多断面掘削の相互影響を排除するため、一番最初に掘削した三ツ沢上町駅工区の2本の導坑(導坑A線、導坑B線と呼ぶ)の計測結果について述べる。

(1) 吹付コンクリート内応力およびロックボルト軸力より推定したトンネル土圧

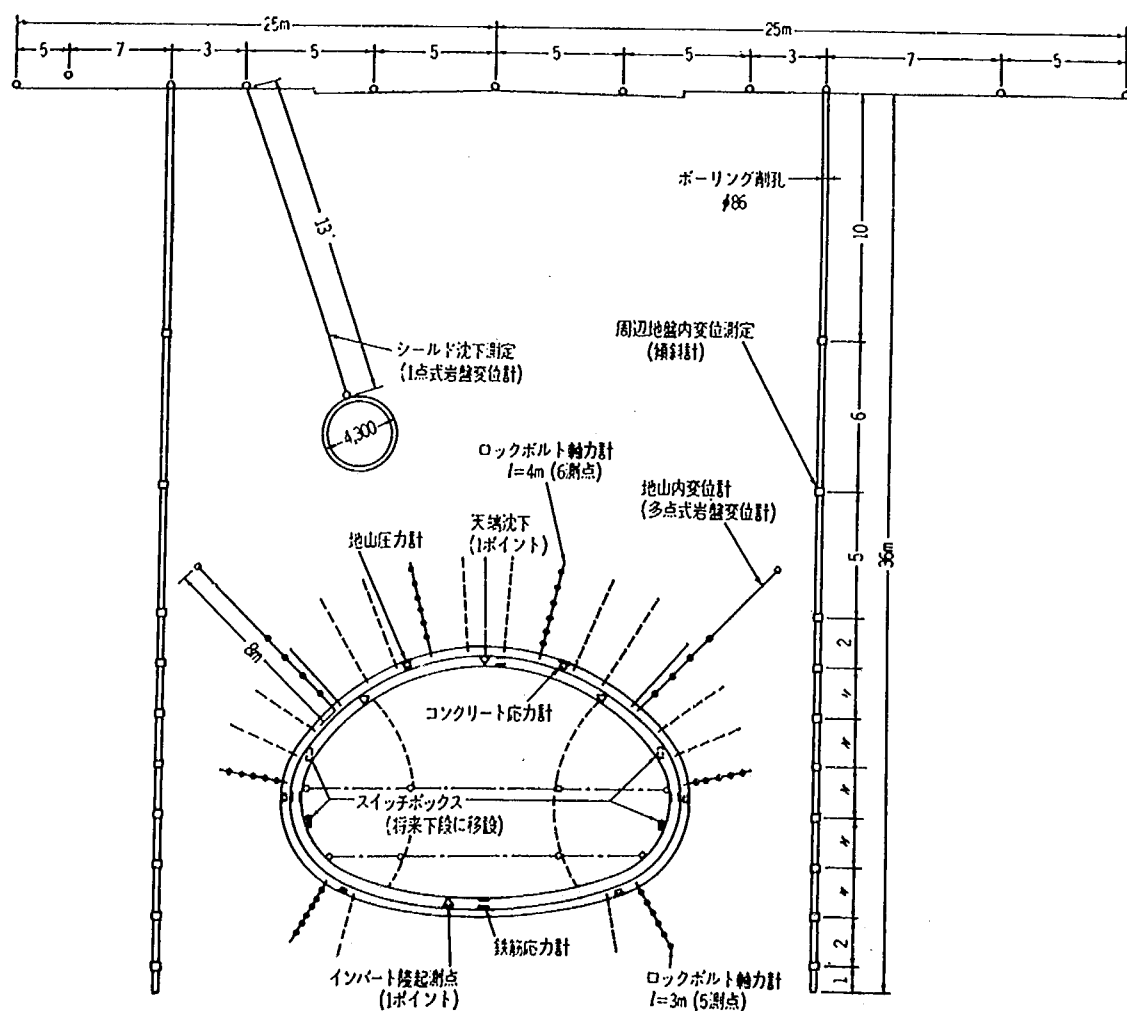


図-3・38 駅部トンネル主計測断面図₍₃₎

吹付コンクリート内の応力測定結果を図-3・39に示す。計測位置は、各導坑につきスプリングライン付近と底盤付近の2箇所である。A線、B線のスプリングライン付近の応力は、それぞれ約 11.5 kgf/cm^2 、 0 kgf/cm^2 である。ここでは、算術平均により 5.7 kgf/cm^2 が導坑吹付コンクリートのスプリングラインでの鉛直方向応力であるとする。これから鉛直方向のトンネル土圧 T_s を算定すると吹付コンクリート厚 25 cm 、導坑外径 5.6 m を考慮して

$$T_s = \frac{57 \text{ tf/m}^2 \times 0.25 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 2}{5.6 \text{ m} \times 1 \text{ m}} = 5.0 \text{ tf/m}^2$$

一方ロックボルトの軸力の計測結果を図-3・40に示す。これによると、例えばB線導坑上半部RB-1、RB-2の経時変化をみると、掘削後1週間までは上半切羽が 5 m で掘進を停止したため、初期締め付け後の軸力が 2.3 t で収束しかかっている。しかしその後上半切羽の進行に伴い軸力は上昇し下半掘削後一度低下したが、その後多少増加した後30~40日後に最終収束している。最大軸力は 4.7 tf となっている。

ボルトの効果は軸力の収れん状況と内空変位量およびその収れん状況に関連すると考えられる。今回ボルト軸力は内空変化とほぼ同じく1週間ほどで一度収れんし、その後下半掘削で軸力が上がる状況からして地山と一体となった挙動であると推定される。導坑B線の上半にある4本のロックボルト軸力からロックボルトが負担するトンネル土圧を逆算する。4本のロックボルトの内、上2本のロックボルト軸力は図-3・40のRB-1、RB-6の軸力の算術平均値とし、下2本の軸力はRB-2、RB-5の軸力の算術平均値とする。今鉛直方向のトンネル土圧を注目しているの、4本のロックボルトの軸力の鉛直方向成分の和を求める。

図-3・39 吹付コンクリート内応力分布図(5K090M) 13)

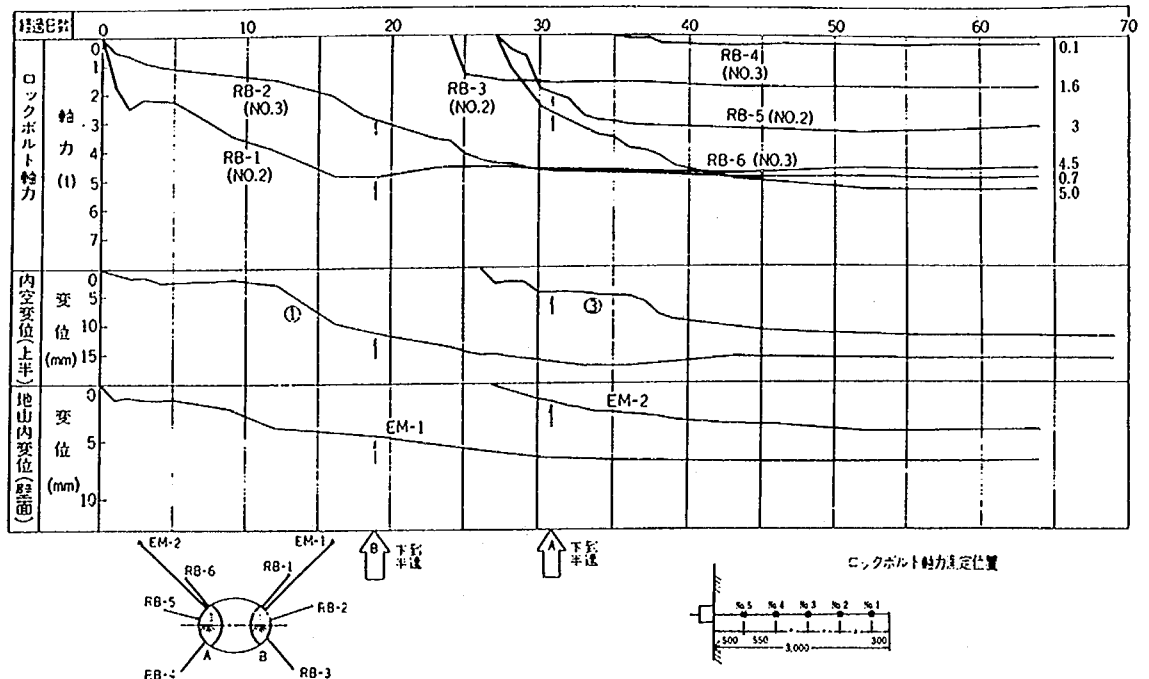
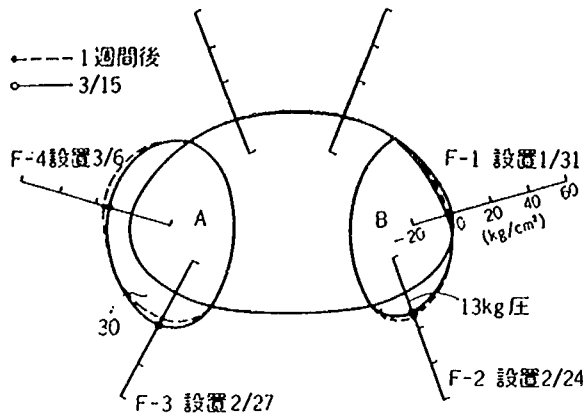


図-3・40 駅部(5K090M)主計測断面 13)

$$T_{RB} = \{ (4.5tf + 5.0tf) / 2 \times (\sin 51^\circ + \sin 40^\circ) + (4.7tf + 3.0tf) / 2 \times (\sin 27^\circ + \sin 4^\circ) \} \div 5.6m \times 1m = 1.5f/m^2$$

したがって、吹付コンクリート内応力とロックボルト軸力を加算してトンネル土圧 T は

$$T = T_s + T_{RB} = 6.5f/m^2 \text{ となる}$$

(2) 内空変位

主計測断面 5 K090M の内空変位の経時変化を図-3・40 に示す。例えば、B 線の測線の計測結果を代表して記述すると上半掘削の影響は 1 週間で収束しその時の内空変位は 2.5mm である。下半到達の少なくとも 3 日前より変位が増加しはじめ、下半掘削後変位はさらに上昇し 20 日後より最終変位は 17mm に達している。この時の切羽の距離は 20m 程度である。天端沈下は初速度 1mm/日 に対し 7 日後 0.2mm/日 に低下している。

3.3.4 模型実験と現場計測

H/D がほぼ同様な模型実験と現場計測の線を表-3・13(1)~(3) にまとめ比較する。

1) トンネル土圧

貝塚トンネルの計測結果を表-3・13(1) に示す。トンネル土圧パイナンバー $T/\gamma H$ より明らかなように、貝塚トンネルの施工現場では全土被り荷重の $1/2$ 程度がトンネルに作用しているだけである。これに対して、乾燥砂模型実験では概ね全土被り荷重が、普通砂模型実験では全土被り荷重の約 34% がトンネルに作用しており、乾燥砂実験に比較すれば、普通砂実験はより貝塚トンネルの現場に近い現象になっていると考え

表-3・13(1) 貝塚トンネルと模型実験の比較

パイナンバー		現 場	模型実験	
		貝塚トンネル	乾燥砂	普通砂
π_1	H/D	0.41	0.45	0.50
π_2	$C/\gamma D$	0.33	0.0	0.46
π_2	$C/\gamma H$	0.81	0.0	0.92
π_3	$\tan \phi$	0.49	0.87	0.84
π_6	$T/\gamma D$	0.19	0.5	0.17
	$T/\gamma H$	0.48	1.11	0.34
ϕ	.	26	41	40
C	gf/cm^2	650	0.0	10
γ	g/cm^3	1.6	1.75	1.7
H	cm	500	5.7	6.4
D	cm	1,220	12.7	12.7
T	gf/cm^2	400	11.1	3.6

られる。貝塚トンネルのように、土被りが小さいと初期地中応力の水準が低く、せん断破壊面に対する垂直応力が小さい。従って、地山内部摩擦角によるせん断強度増加が期待できず、もっぱら地山の粘着力に応じて地山のせん断強度がきまると考えられる。貝塚トンネルや普通砂実験の地山には共に多少とも粘着力があり地山のせん断強度が期待されトンネル土圧が軽減さ

表-3・13(2) 刈羽トンネルと模型実験の比較

パイナンバー		現 場	模型実験	
		刈羽トンネル	乾燥砂	普通砂
π_1	H/D	0.95	0.9	1.0
π_2	$C/\gamma D$	0	0	0.46
π_2	$C/\gamma H$	0	0	0.46
π_3	$\tan \phi$	0.57	0.87	0.84
π_4	d/D	0.059	0.04	—
π_6	$T/\gamma D$	0.63	0.71	0.16
	$T/\gamma H$	0.66	0.79	0.16
ϕ	.	30	41	40
C	gf/cm^2	0	0	10
γ	g/cm^3	1.6	1.75	1.7
d	cm	70	0.05	—
H	cm	1130	11.4	12.7
D	cm	1190	12.7	12.7
T	gf/cm^2	1200	15.8	3.4

表-3・13(3) 三ツ沢上町駅部と模型実験の比較

パイナンバー		現 場	模型実験	
		三ツ沢上町駅部	乾燥砂	普通砂
π_1	H/D	3.4	2.7	3.0
π_2	$C/\gamma D$	11	0	0.46
π_2	$C/\gamma H$	3.3	0	—
π_3	$\tan \phi$	0.23	0.87	0.84
π_4	d/D	0.002	0.04	—
π_6	$T/\gamma D$	0.48	0.98	0.30
	$T/\gamma H$	0.14	0.36	0.10
ϕ	.	13	41	40
C	gf/cm^2	15000	0	10.0
γ	g/cm^3	1.9	1.75	1.7
d	cm	1.7	0.05	—
H	cm	2400 (導坑)	34.2	38.1
D	cm	700 (導坑)	12.7	12.7
T	gf/cm^2	650	21.7	6.4

れるのに対して、乾燥砂には粘着力がまったくないため大きいトンネル土圧が作用したと考えられる。

刈羽トンネルの計測結果を表-3・13(2)に示す。現場計測と土被り厚パイナナンバー (H/D) がほぼ等しい2つの模型実験と現場計測とを比較すると、 π_2 については乾燥砂実験が一致しているが、 π_3 については両模型実験の方が大きく、 π_4 については乾燥砂実験より現場計測の方が大きい。普通砂実験の π_4 は不明である。一方、実験結果として計測される出力としてのトンネル土圧については、刈羽トンネルの地山は砂質土で粘着力がないため、現場計測のトンネル土圧($T/\gamma D=0.63$)は乾燥砂模型実験の土圧($T/\gamma D=0.71$)に近い。現場計測のトンネル土圧の方が少し小さいが、これは現場計測では計測項目が限られているため支保工の荷重から求めたトンネル土圧のみを評価し、他の支保部材の効果を評価していないためと推定できる。他の支保部材の効果を評価してやればよりトンネル土圧としては大きいものと推定できる。この現場計測と模型実験との比較においても、トンネル土圧の指標として $\pi_3=\tan \phi$ や $\pi_4=d/D$ よりも $\pi_2=C/\gamma D$ (または $C/\gamma H$)が重要であることがわかる。

三ツ沢上町駅部の計測結果を表-3・13(3)に示す。現場計測と模型実験の比較では、 π_2 は現場の方が大きく、 π_3 は模型実験の方が大きい。 π_4 は現場の方が小さい。掘削や実験の結果である出力としての現場計測のトンネル土圧($T/\gamma D=0.48$)については、乾燥砂実験よりも普通砂実験の土圧パイナナンバー($T/\gamma D=0.3$)により近い。現場計測のトンネル土圧が、粘着力のない砂質土実験より粘着力が有る粘性土実験のトンネル土圧により近いという傾向を説明するのにも、 π_3 よりも π_2 を用いた方がより矛盾なく説明できることから、土被りの小さいトンネルでは $\pi_2=C/\gamma D$ が重要な指標だと考えられる。普通砂実験より現場の方がトンネル土圧 π_6 が若干大きい原因の1つとして、現場では内空変位 π_4 を極力小さく抑えるよう施工したことが考えられる。

以上の比較によって比較的土被りの小さいトンネルで緩み土圧現象がみられる場合、トンネルの荷重に関しては $\tan \phi$ よりも $C/\gamma L$ ($L=D$ or H)の方が土圧現象を支配するより重要な要因になる。逆に言えば $C/\gamma L$ を相似させてやれば浅いトンネルの場合の土圧現象を、概略ではあるが、知ることができると言える。

2) 応力再配分

トンネル本坑周辺の地中応力に関しては、貝塚トンネルの導坑における計測結果があるだけなので以下こ

れについて述べる。側壁導坑先進工法では、先に掘進される導坑のトンネル土圧を計測することにより、本坑の切羽の影響を切羽が到達する前に知ることができる。今回の導坑支保工の応力測定結果では、トンネル側壁部では本坑切羽より10m ($0.85D$) 程度前方から本坑切羽の応力再配分の影響が表われる。これに対し、普通砂実験ではもっと切羽に近い位置、すなわち、 $0.5D$ 程度切羽から離れた地点から応力再配分が始まっている(図-3・5)。

この相違の原因の第1は、模型実験での土圧計の大きさは $0.4D$ であるから、地中応力の増加が $0.4D$ の範囲の平均値としてしか把握できないことが考えられる。第2の原因としては地山の力学的な物性が異なることである。現場では、トンネル直上の地盤は粘性地盤であるのに、模型実験では粘着力の相似性を保つために地山材料として砂を用いた。砂質地盤は粘性地盤に対して不連続面が発生しやすいため、応力再配分の影響範囲は粘性地盤より小さいことが想定される。しかし、いずれにしても $H/D=0.5$ という浅いトンネルの場合、模型実験、現場計測ともに切羽より $0.5D \sim 0.85D$ という範囲をトンネルの掘削の影響をうける応力再配分領域と考えることができる。

3.4 結論

土被りの小さいトンネルの土圧現象を明らかにするため、乾燥砂、普通砂を用いて3次元模型実験を行い、トンネル土圧およびトンネル周辺地盤の挙動について検討した。また、3つのトンネルにおける現場計測結果を用いて実験結果と比較し、模型実験の相似性を確認した。これにより、適当な実験地山材料を使用すれば、3次元模型実験手法がトンネルの土圧現象の解明に有効な方法であることを示した。こうした実験及び現場計測の結果得られた知見は以下のとおりである。

(1) トンネル土圧

土被りが小さく緩み土圧のみを考慮すればいいようなトンネルでは、トンネルが地下水位より上に位置しているのであれば、緩み土圧の大きさは、Terzaghiの土圧公式やTerzaghiの岩荷重表と良い一致を示すことがわかった。すなわち、トンネル土圧として最大でもトンネル直径程度の土被りの自重による土圧を考慮すれば良い。

$H/D < 3.0$ 程度の浅いトンネルでの緩み土圧の大きさを問題にする時、条件を評価するため指標としては $C/\gamma D$ が重要であり、 $\tan \phi$ はあまり重要な指標とはならなかった。土被りの小さいトンネルにおいて

は、内部摩擦角の大小にかかわらず、すなわち粘性地盤、砂質地盤にかかわらず、地盤としての粘着力が小さいものほど、緩み土圧は大きいと言える。特に、 $H/D < 2.0$ の場合には、地山のアーチ作用が弱くなり、土被りが小さいと緩み土圧も小さくなる傾向がみられる。しかし、多少とも粘着力がある地山では全土被り荷重がトンネルに作用することはまれである。粘着力がない $C = 0 \text{ kgf/cm}^2$ という地盤にトンネルを掘削する場合でも、土被り H/D が 1.3 より大きい場合には何らかの地山のアーチ作用が期待できると考えられた。普通砂実験や現場計測では $H/D = 0.4 \sim 0.5$ でも、全土被り圧がトンネルに作用することはなかった。 $H/D > 2.0$ の場合には、土被り高は緩み土圧にあまり大きい影響を与えなかった。

砂質地盤の場合、トンネル天端および側壁の地山の変位量がある臨界値を越えると、地山変位量は緩み土圧にあまり大きい影響を与えない。Terzaghi の土圧公式で与えられるトンネル土圧の大きさは、地山がかなり変位した場合の値である。

(2) 応力再配分

土被りの小さいトンネルの切羽付近の応力状態には、大きく分類して 2 つのパターンがある。第 1 のパターンは切羽付近で地山が降伏する場合で、応力再配分の基本パターンと考える。この場合には切羽付近の応力状態は 4 つの異なる領域に分けられる。これらは、初期応力領域、応力増加領域、応力低下領域、応力再増加領域である (図-3・15)。第 2 のパターンは、切羽付近で地山が降伏しない場合で、この場合には基本パターンの 4 つの領域のうち 2 つの異なる応力領域、すなわち初期応力領域と応力増加領域、が確認された。

道路トンネルの地山分類で D~E 程度に相当すると思われる砂質地盤 (普通砂実験に相当する地盤) で建設される土砂トンネルで土被りが $H/D < 3.0$ の場合には、第 1 のパターンが多くみられる。その応力低下領域は、トンネル進行方向地山奥へより大きく広がり、トンネル側方への広がり小さい。応力低下領域は土被りが大きくなるにつれて、拡大する傾向にある。今回の普通砂の実験で応力低下領域の最大であったのは、トンネル進行方向に 0.7D 程度、側方には 0.5D 程度の領域であった (図-3・6)。ただし、応力増加領域はこれよりずっと広く、地中応力の増加が始まる地点として地中応力が初期土圧の 1.1 倍になる地点を考えると、それは、切羽から 1.7D 離れた地点であった。

模型実験で $D = 26.4 \text{ cm}$ 、 $H/D > 2.0$ の場合には全断面工法では切羽での地山の崩壊のため掘進できず、

リングカット工法により実験したが、リングカット工法を採用することにより応力低下領域は著しく減少した。

(3) 切羽の自立性

切羽の自立性に関しては、 $C/\gamma D$ が重要な指標と考えられた。実験によれば、 $C/\gamma D$ は 0.3 前後が湧水のない場合の切羽の自立性の臨界値と考えられた。ただし、ここでいう C は地盤の粘着力であり、岩石供試体の粘着力ではない。

切羽の自立性はリングカット工法によって高められるが、実験によればリングカット工法により応力減少領域が小さくなり、より弾性的な地山の応力再配分になることが確認された。

3 章 参考文献

- 1) Kaster, 金原弘訳, トンネルの力学, 森北出版, 1974, PP 61
- 2) 日本道路協会, 道路トンネル技術基準 (構造編)・同解説, 1989, PP 127
- 3) 猪熊明他, トンネルの力学に関する 3 次元模型実験, 土木学会論文報告集, No. 322, 1982.
- 4) Muller, L. et al.: Dreidimensionale Spannungsumlagerung - sprozesse im Bereich der Ortsbrust, Rock Mechanics, Suppl. 7, 1978.
- 5) D. C. Drucker and W. Prager, Quart. Appl. Math. 10, 1952, PP 157
- 6) Terzaghi, K, Theoretical Soil Mech. John Wiley & Sons, N.Y, 1948 および Terzaghi, K, Rock Defects and Loads on Tunnel Support, Rock Tunneling with Steel Supports, Proctor. R.V and White T. 編, Commercial Shearling Co., Youngstown, Ohio, 1946, pp 15~99.
- 7) 小野諒兄, 真井耕象, 乾燥砂層における垂直土圧, 土木学会誌, Vol. 24, No. 5, 1938.
- 8) 北川修三他, トンネル周辺での地山挙動における砂質地山と泥質地山の違いに関する落し戸実験, 第15回岩盤力学シンポ, 土木学会, 1983
- 9) 春山尚他: パイプルーフによる 4 連めがねトンネルの掘削, トンネルと地下 Vol. 10, No. 8, 1979. および春山尚他: パイプルーフによる 4 連めがねトンネルの計測, トンネルと地下 Vol. 11, No. 9.
- 10) 日本道路公団, 京葉道路貝塚トンネルの挙動予測および計測結果の解析, 1980
- 11) 鈴木光, 岩盤の計測と解析, 土木工学社, 1982

- 12) 上山惟康他, 砂山をトンネルで貫く新潟県道刈羽トンネル, トンネルと地下, Vol. 11, No. 4, 1980.
 13) 長崎清一他, 地下鉄駅部を大断面NATMで掘る, トンネルと地下, Vol. 13, No. 3, 1982.

4. 土被りの大きいトンネルの土圧現象に関する研究

4.1 概説

土被りの大きいトンネルでは掘削前の初期地山応力が大きいので、地山内の応力が地山強度を上まわり地山は破壊現象を示すことがある。その場合、地山の性質により脆性的な破壊になれば実現象としては「山はね」が発生し、延性的な破壊になれば実現象としては「膨張性地山」が発生するものと考えられる。本論文ではこの内膨張性地山に注目し、その発生条件、発生した場合の膨張性土圧の大きさ等を調べることにする。

土被りの大きいトンネルで、膨張性地山に遭遇すると、標準的な支保型式では、過大な変形をよぎなくされるかまた崩壊してしまう。こうした場合、次のようなことが問題となる。すなわち、①どの程度の支保を建増するか、②どの程度の地山の押し出しを見込めばよいか、③地山の押し出しはいつ止まるか、またはどうやれば止められるか、などである。これらの問題に対して解答を出すにはまず膨張性地山の機構、特に、①切羽付近での応力解放に伴う周辺地山内の応力の変化、②トンネル土圧、地山変位量、周辺地山の降伏領域などの関係を明らかにする必要があり、こうした点を調整するため、トンネル掘進の3次元模型実験を行うこととした。

3次元模型実験としては、4.2で地山物性特に地山の内部摩擦角が膨張性土圧の現象にどう影響を与えるかを調べることを念頭において2ケース行い、実験結果は膨張性土圧が作用するトンネルの現場計測と対比させた上で、応力再配分、トンネル土圧、地中変位等についてとりまとめた。

さらに、4.3で地盤特性に関しては主に地山強度比、施工条件に関して覆工の剛性にそれぞれ焦点を絞り、これらを実験パラメーターとして3次元模型実験を4ケースを行ない、トンネル土圧、トンネル周辺地盤の挙動等を調べた。4.3の実験では最初に地山を初期応力にまで載荷した後土槽中央付近までトンネルを掘削するという掘削実験手法と、掘削した後さらに載荷圧を上げるという再載荷実験手法の2つの実験手法を採

用した。なお、以下で述べる「トンネル土圧」についての定義は、1,2による。

4.2 地山物性に関する3次元模型実験¹⁾

4.2.1 実験方法

1) 実験目的と実験ケース

実験は、地山物性特に地山の内部摩擦角が膨張性土圧の現象にどう影響を与えるかを調べることを目的として2ケース行う。地山材料は、各ケースそれぞれ砂質土もしくは粘性土を用いた。計測器の配置などについては、2ケースに共通である。各実験ケースの諸特性を表-4.1に示す。

表-4.1 実験ケースと条件

ケース	1	2
地山の種類	砂質土	粘性土
地山の軸圧縮強度 q_u (kgf/cm ²)	0.274	0.212
粘着力 c_u (kgf/cm ²)	0.117	0.105
内部摩擦角 ϕ_{uu} (°)	46.8	3.1
支保剛性	剛	剛
初期地山応力度 (載荷圧+実土被り圧) (kgf/cm ²)	0.8	0.8

2) 実験装置と実験手順

実験は、土槽(寸法2m×2m×2m)中に実験地山材料を打設し、実験地山を所定の初期土圧にまで載荷した後、模型トンネルを掘進して行う(図-4.1, 写真-4.1, 4.2)。3章の実験と異なるのは大きい初期土圧を必要とする点で、そのために土槽に載荷装置を取り付けた。この実験装置を土槽を含めて模擬地山載荷試験装置と呼ぶこととする。トンネルは、推進工法のような施工法で掘り進む。すなわち、手掘りで掘削した後、覆工板と称するステンレス製のトンネルの覆工模型を押し込む。そしてトンネルを掘進する間に、トンネルに取り付けた荷重計や地山中に設置してある土圧計、変位計でトンネル土圧や周辺地中応力の計測を行う。今回の模型実験における測定では、トンネルの縦断方向(進行方向)をX軸の方向、トンネルの横断方向(水平方向)をY軸の方向、鉛直方向をZ軸の方向とする(図-4.1)。模擬地山載荷試験装置は、X軸加圧力およびY軸加圧力が600tf、Z軸加圧力が500tfで、各方向のストロークが300mmである。

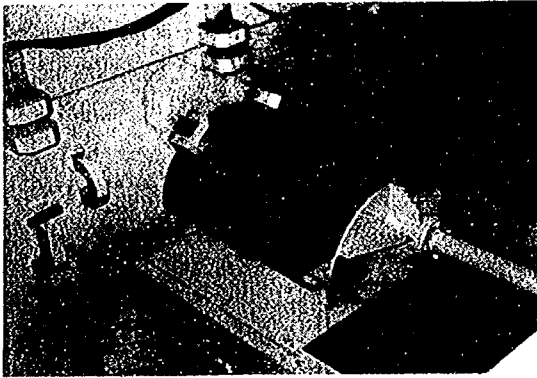


写真-4・1 模型トンネルの推進

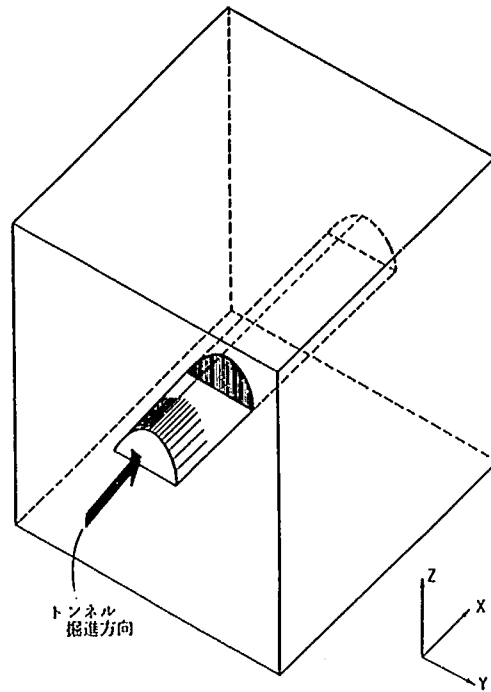


図-4・1(1) 模擬地山載荷試験装置 (概略)

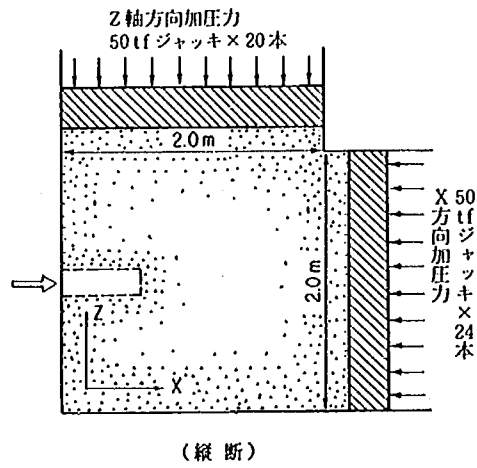
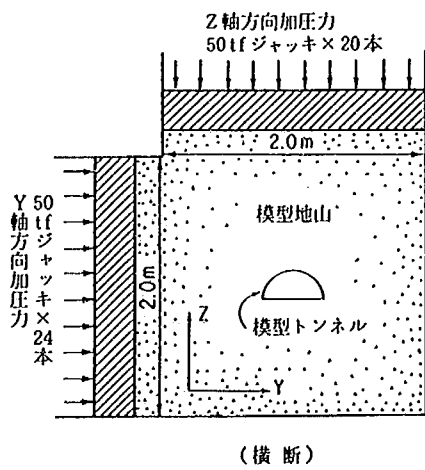
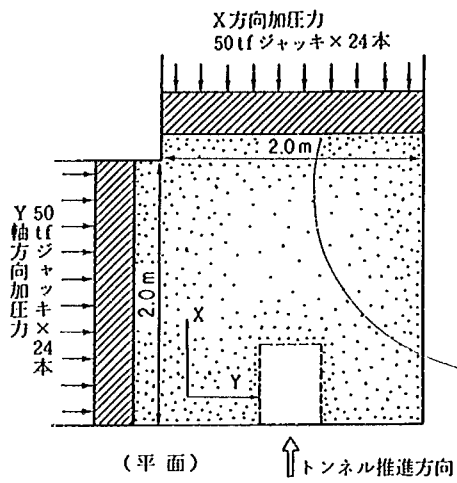


図-4・1(2) 模擬地山載荷試験装置

トンネルの覆工模型である覆工板は、図-4・2に示すように、(a)先端にエッジのついた覆工板、(b)普通の覆工板、(c)荷重計が組み込める構造になっている覆工板、の3種類がある。各覆工板の断面は直径50cmの半円形であり、長さは20cmで、材質はステンレス製である。(c)の測定用覆工板は、内蔵された荷重計によって、地山からトンネルに作用する土圧が測定できるように

なっている。実験の載荷に当たっては、なるべく等方載荷になるように務め、地山中に設置された土圧計に表示される応力により、所定の基準応力 0.6kgf/cm^2 まで載荷した後、載荷装置をほぼ一定荷重に保持した。模型トンネルを掘進する位置における初期地山応力としてはこの載荷圧に土被りの自重(約 0.2kgf/cm^2)を加えたものが作用することになる。

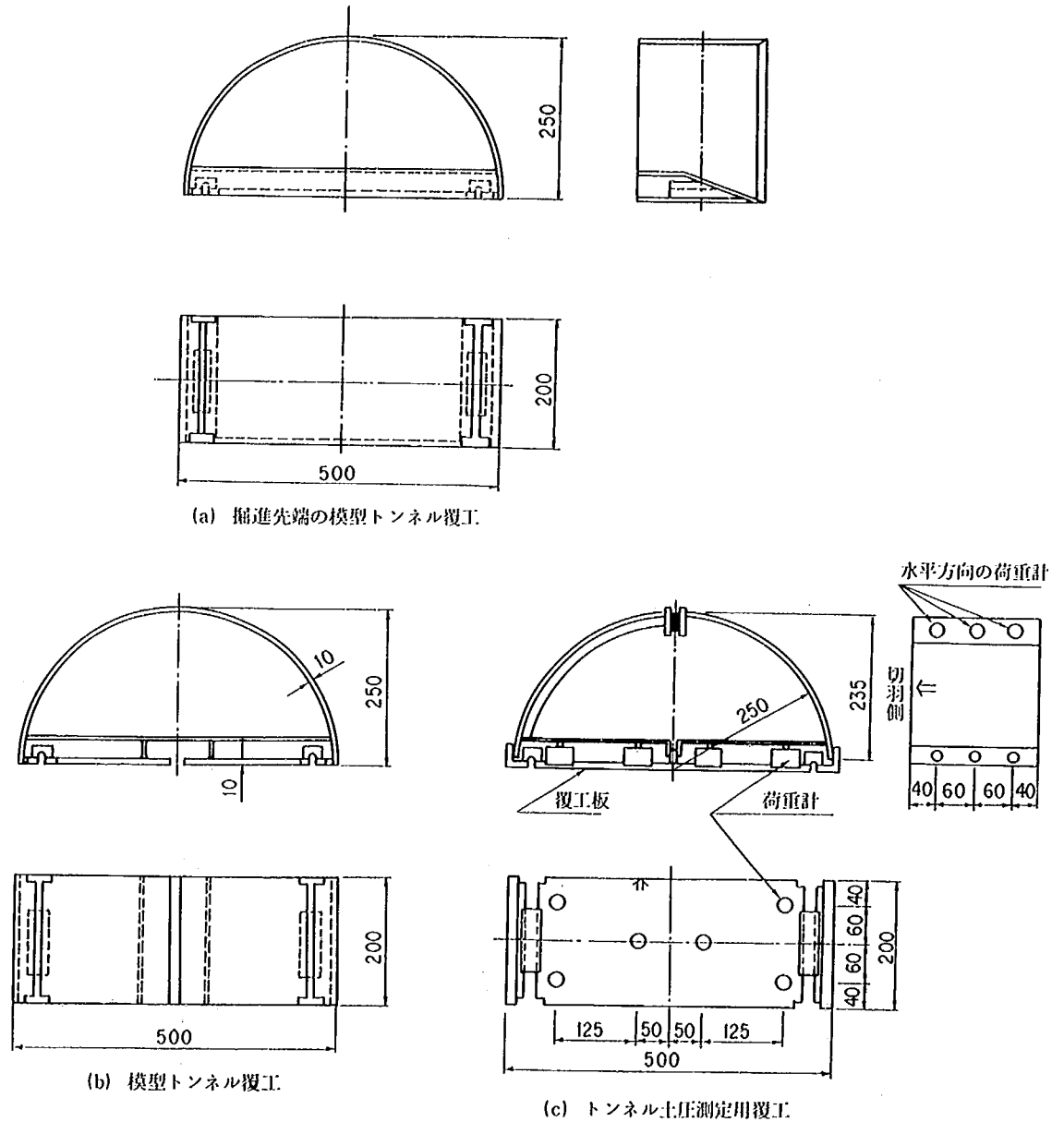


図-4・2 模型トンネル覆工

トンネル掘削はピックによる手掘り方式で行い、ずり出しは、粘性土ではシャベルでかき出し、砂質土では電気掃除機で吸引して行った。トンネル掘削の状態は、図-4・3に示すとおりである。トンネルは2 mの全長にわたって掘削された。トンネル土圧の計測等は、2 mの掘削区間の内壁面の影響を考慮して中央点（1 m掘進点）から両側60 cmの区間で行った。1サイクル当りの掘削長は10 cmで、1サイクル時間は30～45分であった。

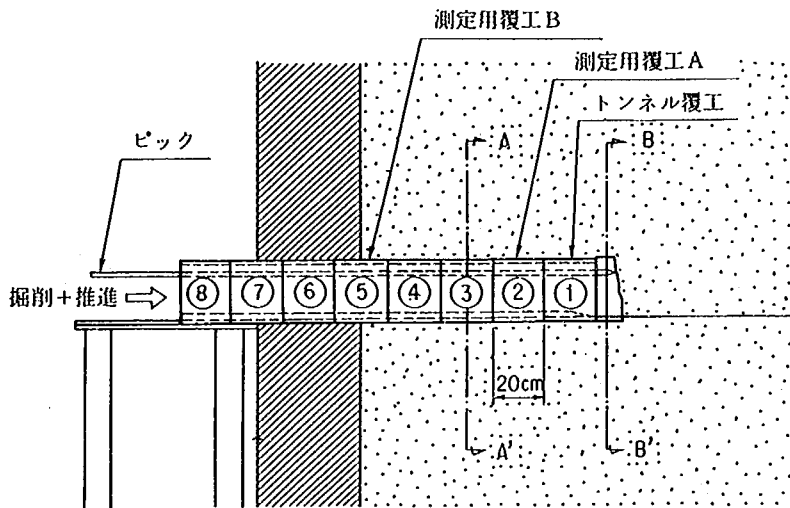
3) 測定項目

実験における測定項目は、トンネル周辺地山の地中応力、トンネル土圧、周辺地山の地中変位、実験装置の載荷板変位の4項目である。

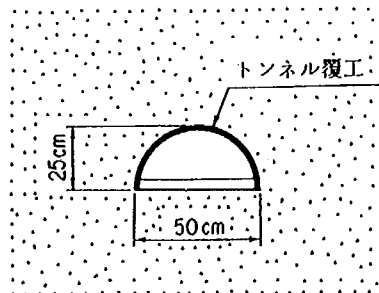
周辺地山の地中応力を計測するための土圧計は、直径10 cm高さ1 cmの円柱形である。円柱の1方の端面の

うち直径約9 cmの円形部分で土圧を受け、ダイヤフラムとひずみゲージを用いて電気信号に転換し土圧を測定する。

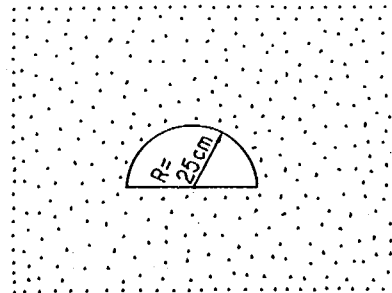
実験地山の載荷板による載荷圧（基準応力）を測定するための土圧計は図-4・4にP1～P5で示すように配置した。例えば、Y方向の基準応力は、P-1およびP-2で測定し、Z方向の基準応力は、P-3およびP-4で測定した。トンネル周辺応力の測定は測定断面として、トンネル進行方向に直角にA断面およびB断面を設けて土圧計を配置した（図-4・4）。A断面とB断面の土圧計の配置はほとんど同じで、それぞれ7～9個の土圧計で計測を行った。例えば、土圧計A-1～A-4は、覆工の端から10 cm間隔に水平方向に設置し、Z軸方向の地中応力を測定した。トンネル土



縦断面図



横断面図 (A-A')



横断面図 (B-B')

図-4・3 掘削中のトンネルの模式図

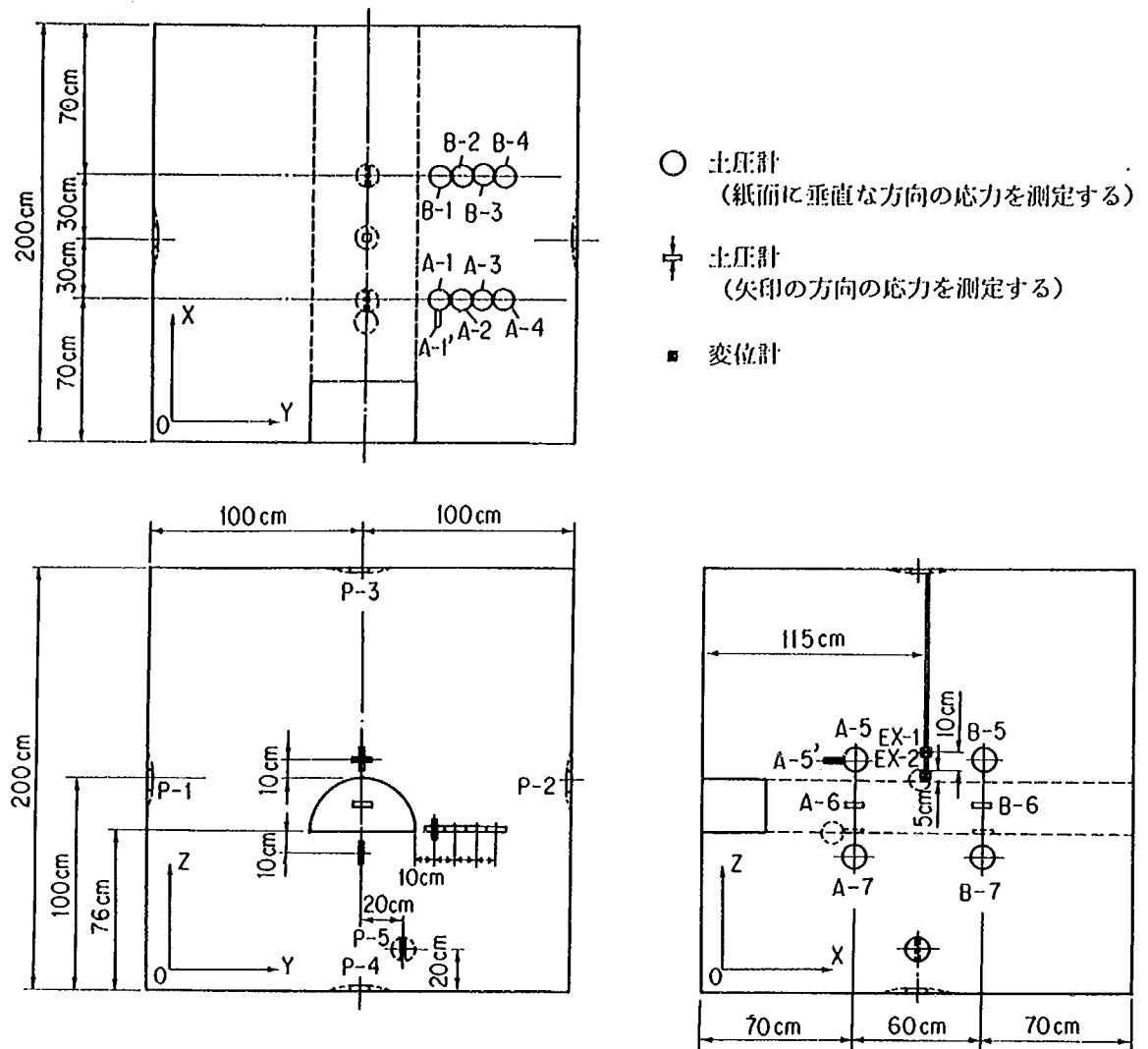


図-4・4 測定器の配置図

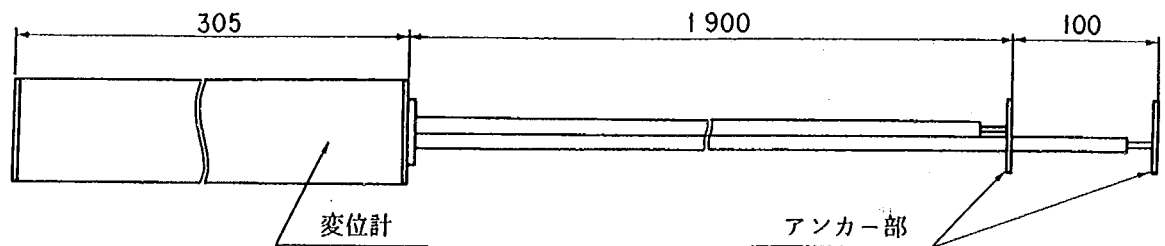


図-4・5 地中変位計

圧は、図-4・2(c)に示すように、覆工板の間にあ
る 6 個の鉛直方向および水平方向の荷重計に
よって測定した。測定用覆工板は 2 組あり、図-4
・3に示すように切羽進行方向に対して第 2 番目
と第 5 番目に配置し、それぞれ覆工板 A およ
び覆工板 B ということにする。

地中変位計 (図-4・5) は、全掘進長の中間地
点に、トンネルの天端から 15cm および 5 cm 上方
の位置に設置し、それぞれを EX-1, EX-2
とし、Z 軸方向の地山変位を測定した。また、
変位計の精度は 1/100mm で最大 50mm まで計測
できる。載荷板変位計は、ジャッキ側載荷板の
変位を測定する目的で、載荷板の 4 隅に計 12 本
を取り付けた (図-4・6)。変位計の精度は 1/1
00~1/200mm で最大 50mm まで測定できる。

4) 実験地山材料

実験地山材料の土質試験結果を表-4・2に、地
山材料の 1 軸圧縮試験の応力-ひずみを図-4・7
に示す。

4.2.2 実験結果と考察

実験結果を総括的に表-4・3に示す。 $\pi_1 \sim \pi_3$,
 π_5 が実験の入力条件で、 π_4 , π_6 が実験結果
としての出力である。地山強度比
($q_u / \gamma H$) が同じで内部摩擦角 (π_3)
が異なる時のトンネル土圧 (π_6) や
周辺地中応力の変化を調べる。

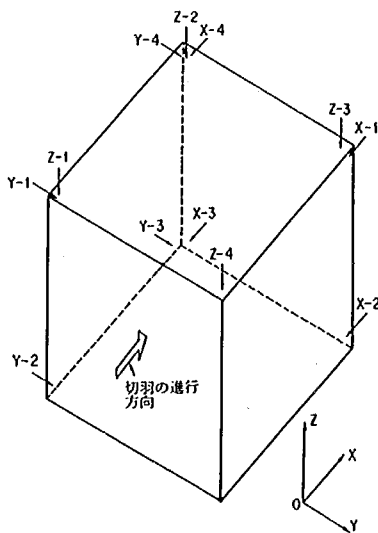


図-4・6 載荷板変位計の配置

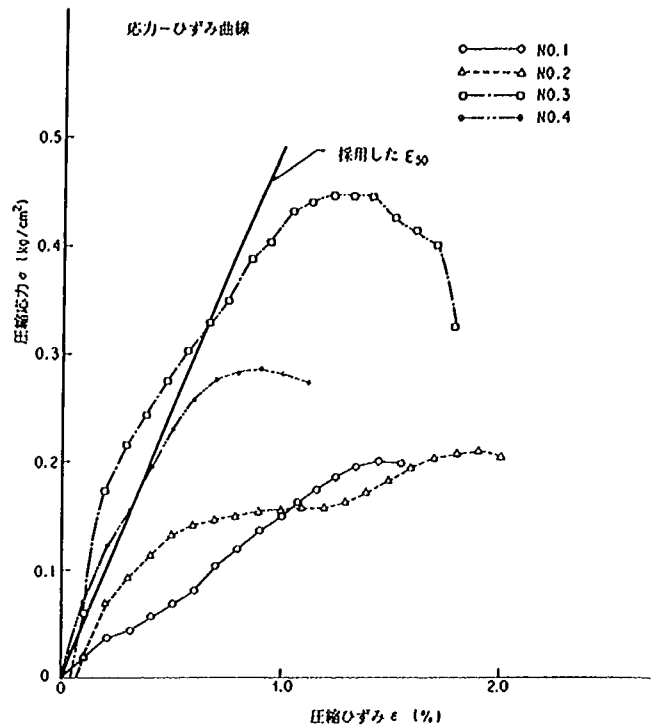


図-4・7(1) 砂質土の1軸圧縮試験結果

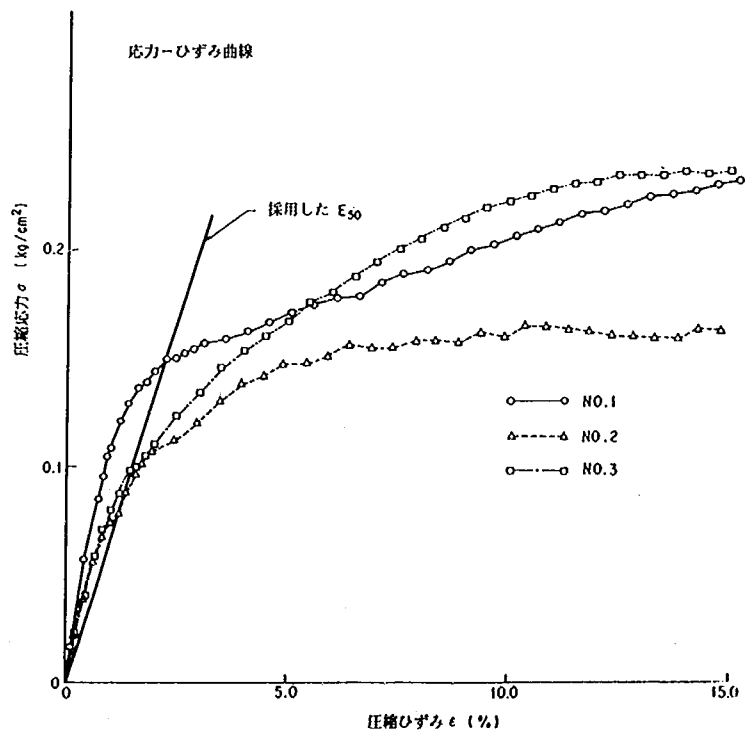


図-4・7(2) 粘質土の1軸圧縮試験結果

表-4・2 模型地山の物性

項 目			砂 質 土	粘 性 土	
粒 度 特 性	レキ分2000 μ 以上	%	0.0	0.0	
	砂分74~2000 μ	%	78.6	29.1	
	シルト分 (5~74 μ)	%	13.2	46.7	
	粘土分 (5 μ 以下)	%	8.2	24.2	
	最大粒径	mm	2.0	2.0	
	均等係数 U_c		27.9	—	
	曲率係数 U_s		8.19	—	
コンシ テンシー 特 性	液性限界 W_L	%		40.80	
	塑性限界 w_P	%		16.34	
	塑性指数 I_P			24.46	
分 類	三角座標分類 (粒度)		S F (砂質土)	F (細粒土)	
	日本統一土質分類			CL (粘質土)	
土 粒 子 の 比 重 G_s			2.708	2.706	
自 然 状 態	含水比 w	%	9.64	29.33	
	湿潤単位体積重量 γ_t	g/cm ³	1.88	1.87	
	間隙比 e		0.58	0.88	
	飽和度 S_r	%	44.9	91.0	
力 学 特 性	一軸圧縮 試 験	一軸圧縮強さ q_u	kgf/cm ²	0.274	0.212
		変形係数 E_{50}	kgf/cm ²	49.2	6.5
		鋭 敏 比 SI		—	—
	三軸圧縮 試 験	試験の条件		UU	UU
		粘 着 力 C	kgf/cm ²	0.117	0.105
		せん断抵抗角 ϕ	度	46.8	3.1
	クリープ 試 験	クリープ常数	α	1.1×10^{-3}	0.93×10^{-2}
		クリープ常数	β	2.4×10^{-2} (1/42)	2.0×10^{-2} (1/50)

備考 クリープ試験においては $\varepsilon = \alpha (1 - e^{-\beta t})$ を用いた。

1) 応力再配分

トンネル掘削後の切羽周辺の地中鉛直応力を掘削前の地中応力との比によって、図-4・8(砂質土)、図-4・9(粘性土)に示す。応力比をとるに当たっては、油圧ジャッキによる載荷圧(約0.6kgf/cm²)の他に、上載土被りの自重(約0.2kgf/cm²)を考慮した。ただし掘削開始直前の地山には、載荷圧、土被り自重ともに等分布荷重として作用すると仮定した。

応力再配分は、切羽付近の水平面に働く地中鉛直応力についてみると概念的に図-4・10(1),(2)のようになる。ここで、領域Ⅰ＝初期応力領域、領域Ⅱ＝応力増加領域、領域Ⅲ＝応力低下領域、であり、基本的に3章の図-3・15と同じである。

粘性土実験では切羽から縦断方向に1.5D奥から地中応力に変化が見え始め、切羽より1.0~0.5D奥で5%~20%の地中応力の減少が見られる。ただし、地中変位は切羽から2.0Dあたりから発生し始めている(図-4・11(4))。横断的には、切羽側壁より1.0D程度

離れた地点で初期応力に比較して5~15%地中応力の減少が見られるが、1.5D離れば減少はほとんど計測されなかった。ただし、1.5Dの離れは実験装置の壁がある位置で壁面摩擦等の影響により応力の減少が計測されなかったことが考えられる。応力は、実験終了の時点で切羽前面の位置では、初期応力に比較して約50%、側壁部で約30%低下した。これらの応力の計測は、大きさが0.2Dの土圧計によっているため、計測値は0.2D範囲の岩塊の平均応力ということになる。

砂質土実験では、5%程度の応力増加がトンネル進行方向では0.8D程度、横断方向でも同じく0.8D程度のトンネル周辺地山領域で見られた。土圧計の寸法は粘性土実験の場合と同じであり、応力増加は0.2Dの岩塊の平均応力だということに注意する必要がある。トンネル進行方向では、トンネル切羽前面で応力解放がおこり0.3D付近から急に応力が減少してきている。この応力減少領域は、地山が3軸圧縮状態から2軸圧縮状態へ移行する

表-4・3 掘削時の実験結果のバイナンバー

バイナンバー	記号	砂質土	粘性土	
π_1	H/D	8.44	8.40	
π_2	$C/\gamma H$	0.15	0.13	
	$C/\gamma D$	1.24	1.12	
π_3	$\tan \phi$	1.06	0.05	
π_4	d/D	0.0004	0.09	
π_5	l/D	0.2	0.2	
π_6	$T/\gamma H$	0.13	0.64	
	$T/\gamma D$	1.06	5.35	
π_7	$qu/\gamma H$	0.345	0.270	
H	cm	422	420	土盛り高 $h=99\text{cm}$ とする
C	gf/cm^2	117	105	
γ	g/cm^3	1.88	1.87	
D	cm	50	50	
ϕ	°	46.8	3.1	
d	cm	0.02	4.5	
l	cm	10	10	
η ※	$\text{kgf} \cdot \text{min}/\text{cm}^2$	12,222	1,470	一軸クリープ試験から $\eta = E_2/\beta$
T	kgf/cm^2	0.1	0.5	
qu	kgf/cm^2	0.274	0.212	
E_1	kgf/cm^2	49.2	6.5	一軸圧縮試験から
E_2 ※	kgf/cm^2	291	29.4	1軸クリープ試験から $E_2 = \sigma_0/\alpha$, $\sigma_0 = 0.273\text{kgf}/\text{cm}^2$ (粘性土), $\sigma_0 = 0.320\text{kgf}/\text{cm}^2$ (砂質土)

※ ただし、粘性土: $\alpha = 9.30 \times 10^{-3}$, $\beta = 2.00 \times 10^{-2}$ (1/min) ; 砂質土: $\alpha = 1.10 \times 10^{-3}$, $\beta = 2.40 \times 10^{-2}$ (1/min)

に伴い、地山強度比が0.3であることから地山が降伏し、ぜい性破壊を起こしたため発生したと考えられる。

3章の模型実験結果と比較すると、粘性土実験において切羽直近の応力低下領域の外側の応力増加領域が見られなかったことが主な相異点である。しかし、このことは応力再配分の基本的な構造が異なることを意味するのではなく、応力再配分の基本パターンは4つの領域を有する図-3・15のパターンと考えられる。粘性土実験で応力増加領域が見られなかったのは、力のつり合いの原理と矛盾するように思われるが、この原因としては、①模型実験の計測領域がトンネル横断方向では0.8Dまでであるのでそれより外の領域では仮に応力が増加していても観測できないこと、②実験土槽の壁面と地山との間の摩擦力により力のつり合いが保たれている可能性があること、③地山が粘性流動の過程にあり地中応力の1部が静圧から動圧に変わった可能性があること、などが考えられる。

2) トンネル土圧

トンネル構造物が受ける土圧は、緩み土圧と膨張性土圧に分けられるが、今回の場合、粘性土実験では膨張性土圧が、砂質土実験では緩み土圧が、作用したものと思われる。

粘性土実験でのトンネル土圧は表-4・3に示すように $T/\gamma D = 5.35$, $T/\gamma H = 0.64$ であったが、これは過去における計測データと比較するとかなり大きい。例えば2 μ 以下の粒子含有率が20%程度の地山では $T/\gamma H = 0.1$ 前後とされている²⁾。この違いの原因の一つとして、模型実験の覆工の剛性が、現場におけるそれより地山との相対でかなり大きいため、模型実験では現場より小さい内空変位しか発生せず、その分トンネル土圧が大きいとも考えられる。模型実験の場合、切羽通過前の地中変位量は $d = 0.08D$ 、切羽通過後の変位量は $d = 0.01D$ 、合計でも $d = 0.09D$ である。一方、現場においては、例えば頸城トンネル第1工区の導坑では、坑口より1400~1500mm付近で地山は粘土分37%含有、地山強度比1.54以下で切羽通過後の盤ぶくれ量が0.18D、トンネル土圧は $T/\gamma H = 0.1 \sim 0.2$ であった³⁾。

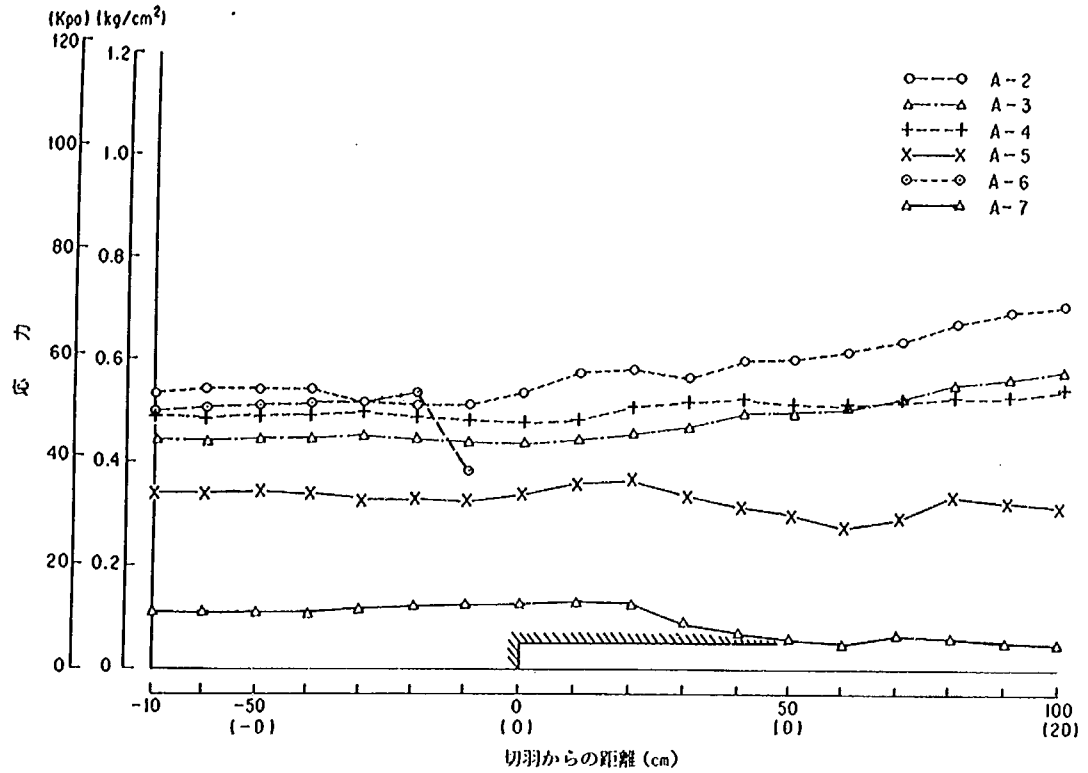


図-4・8(1) 鉛直地中応力と切羽からの距離, 砂質土 (A断面)

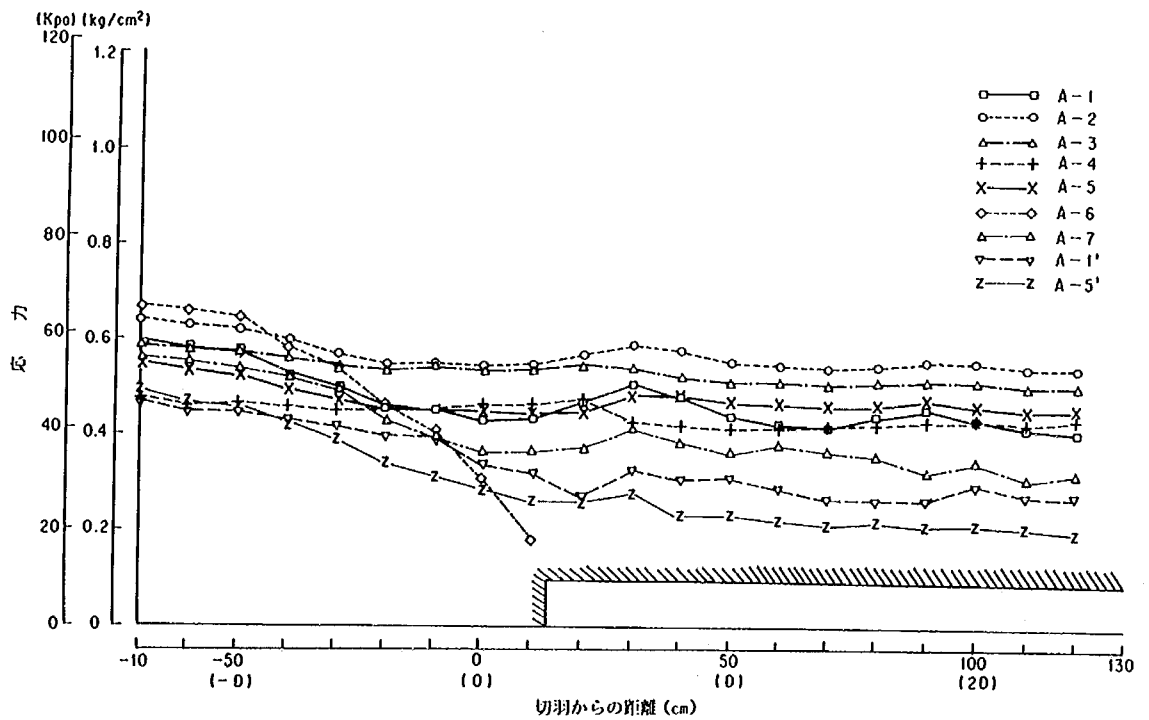
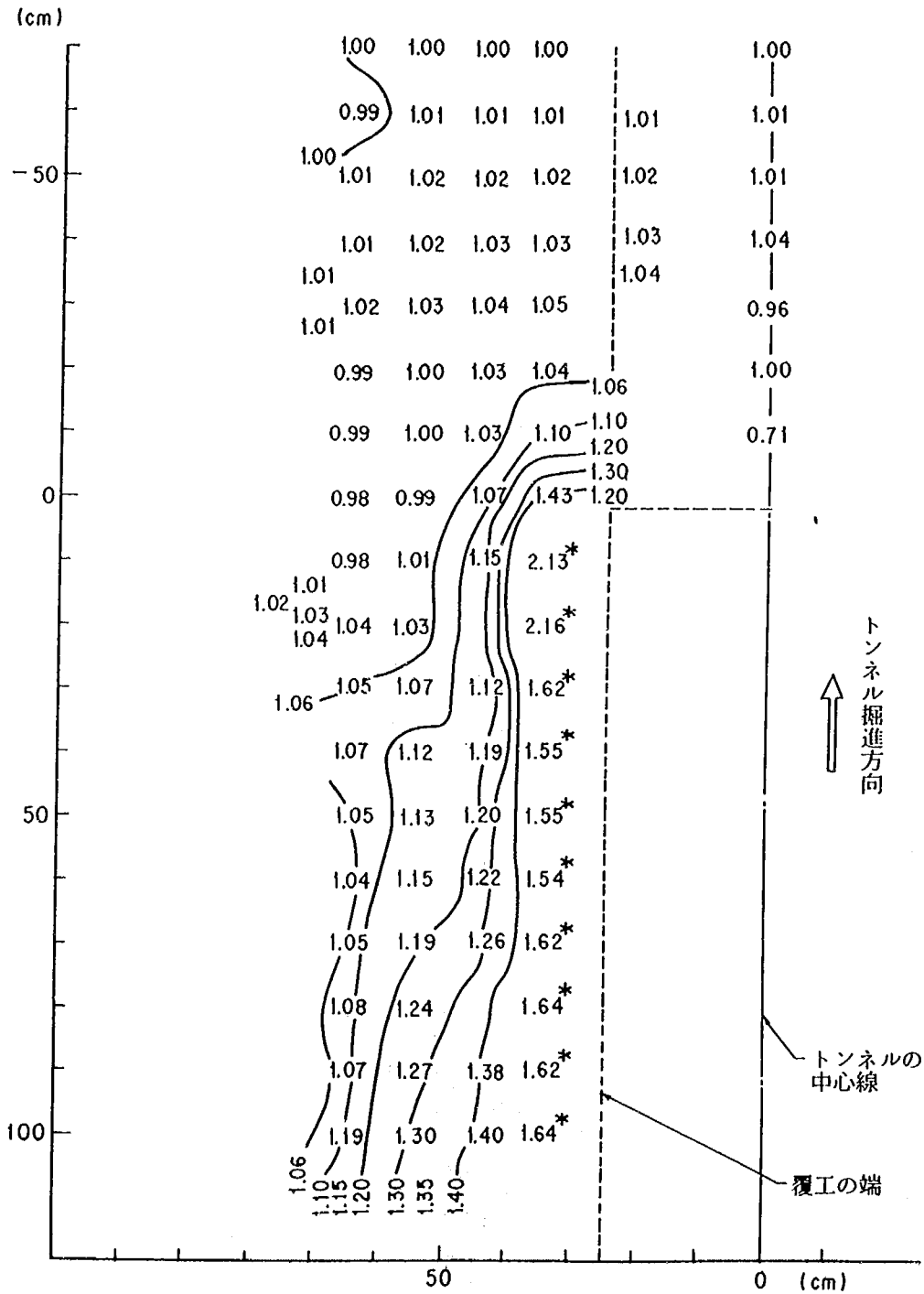


図-4・9(1) 鉛直地中応力と切羽からの距離, 粘性土 (A断面)

切羽からの
距離



注) *は計測器の線形限界から5~20%の誤差が見込まれる

図-4・8(2) 鉛直地中応力の等圧線図(初期値との比) 砂質土(A断面)

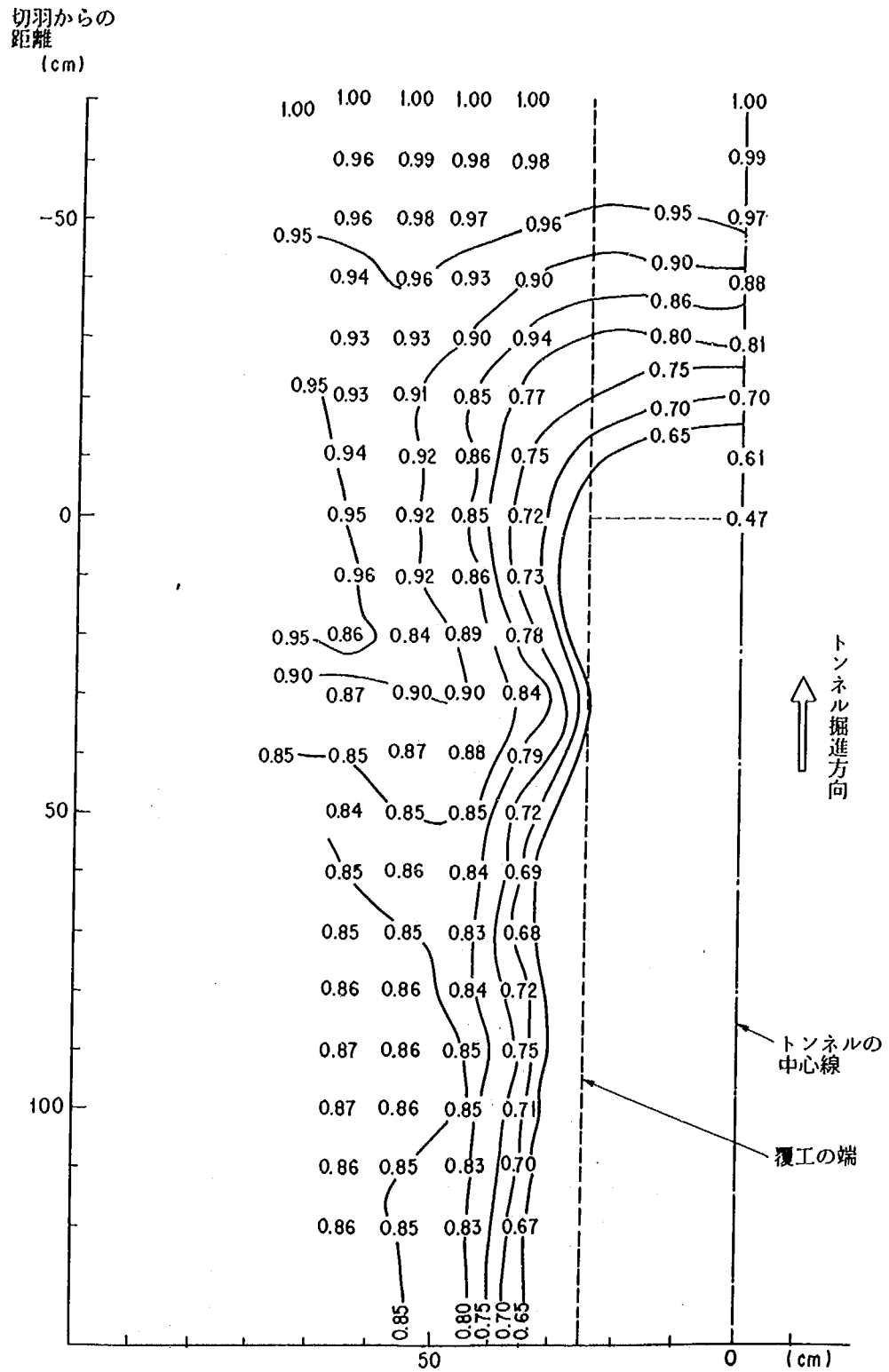


図-4・9(2) 鉛直地中応力の等圧線図(初期値との比)粘性土(A断面)

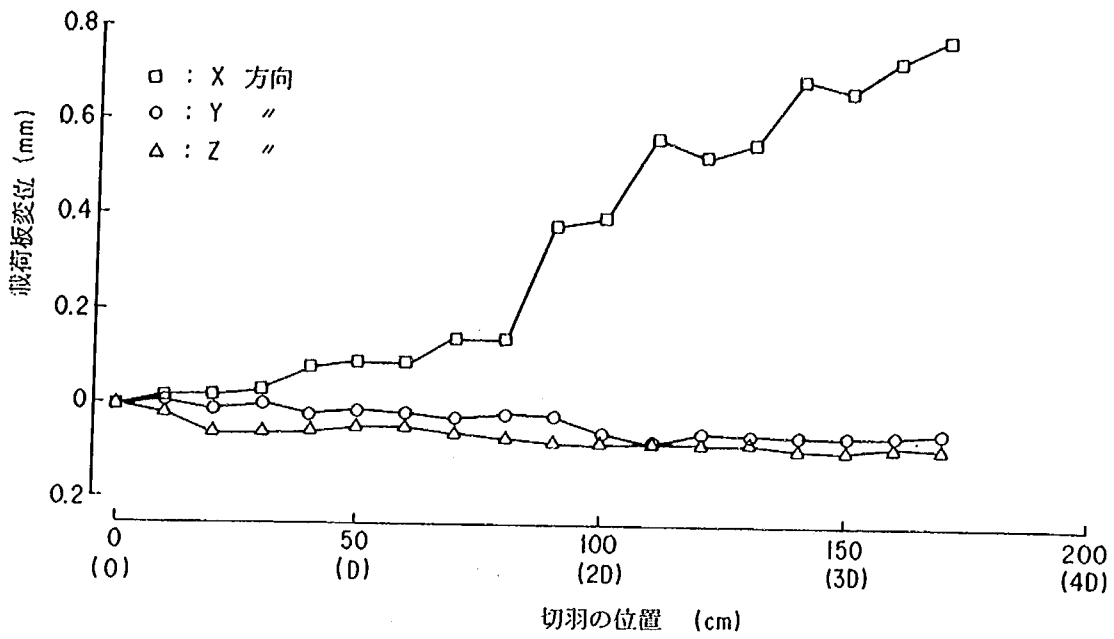


図-4・11(1) 載荷板変位とトンネル切羽の位置 (砂質土実験)

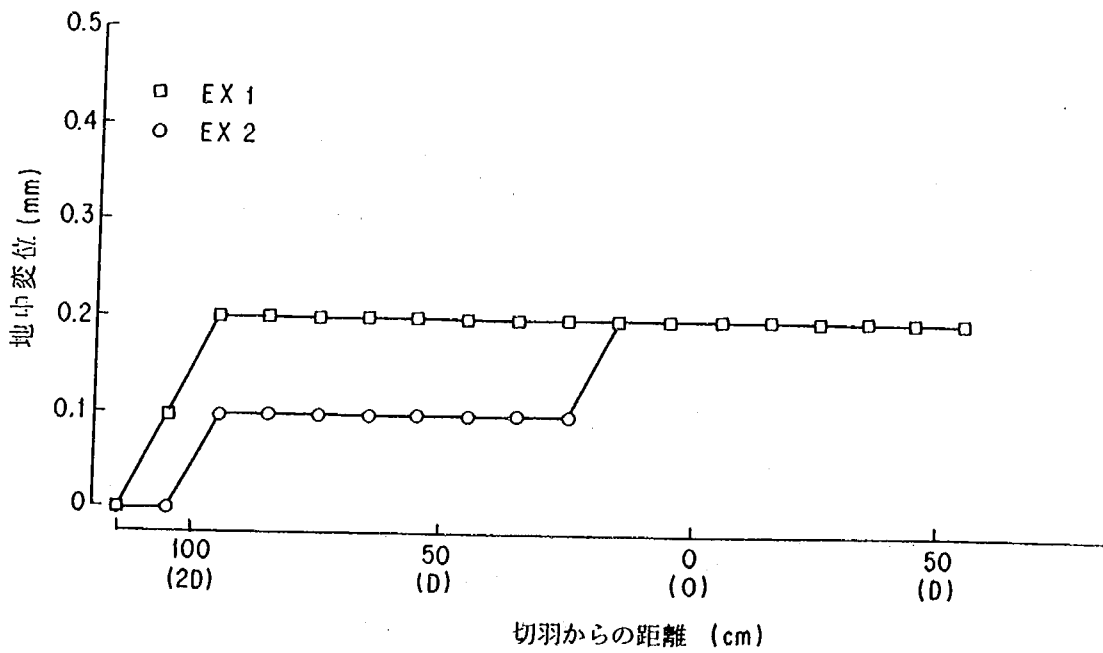


図-4・11(2) 地中変位と切羽からの距離 (砂質土実験)

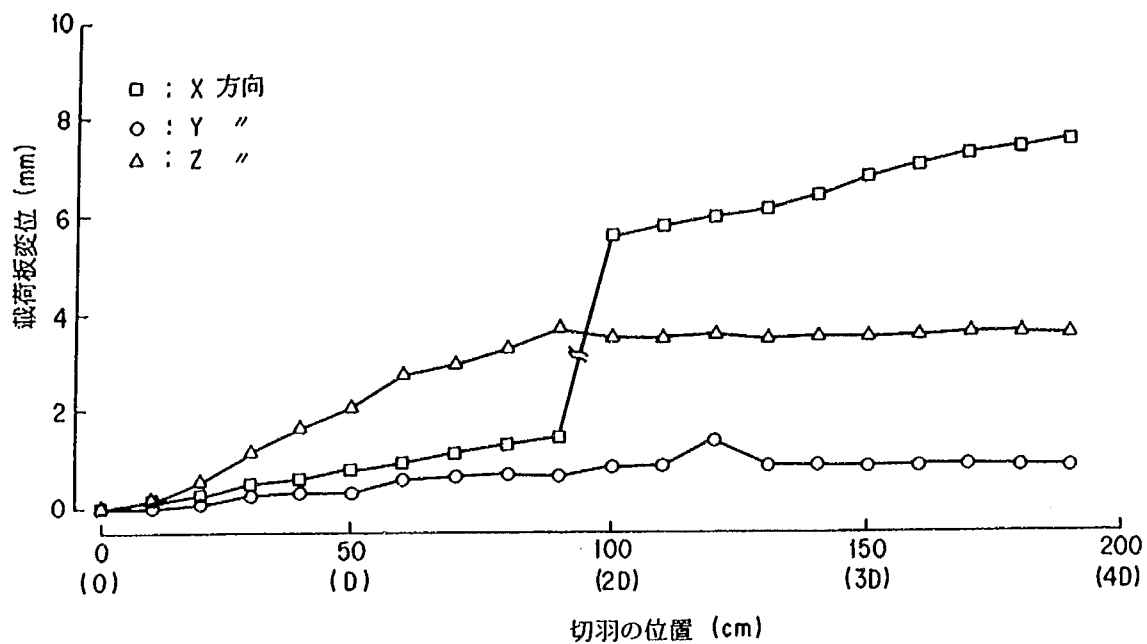


図-4・11(3) 載荷板変位とトンネル切羽の位置 (粘性土実験)

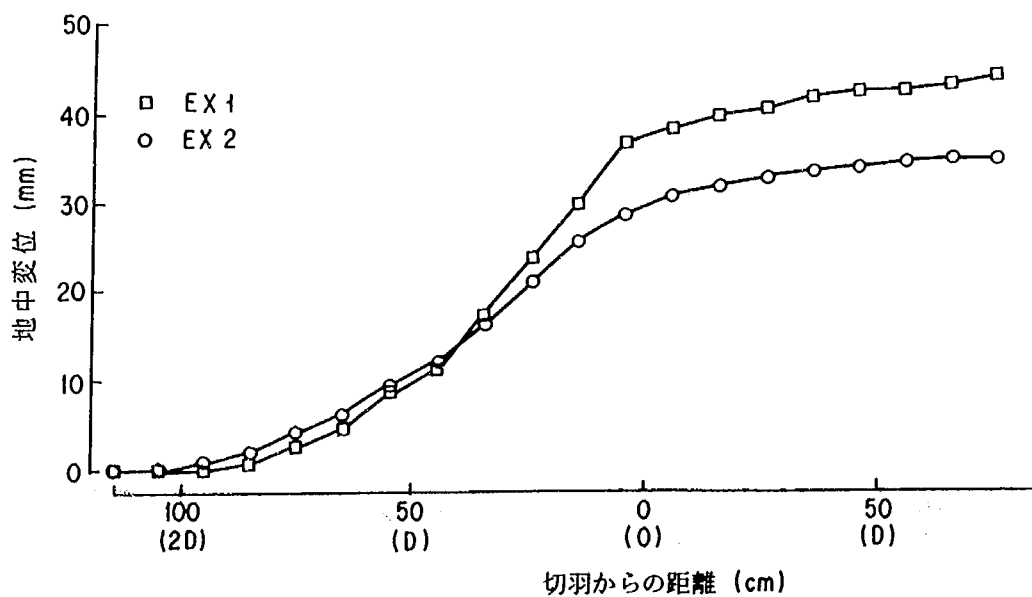


図-4・11(4) 地中変位と切羽からの距離 (粘性土実験)

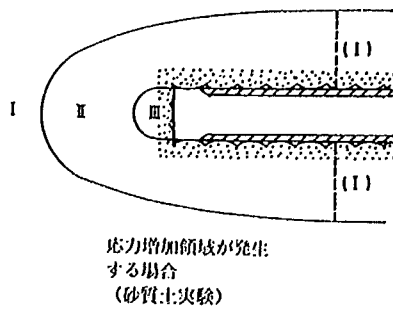


図-4・10(1) 応力増加領域が発生する場合（砂質土実験） 切羽付近の応力再配分

砂質土実験においては、表-4・3より $T/\gamma D=1.06$ である。この値は、3章で述べた緩み土圧の実験結果やTerzaghiの岩荷重⁴⁾と比較してみると、実験地山の内部摩擦角が 46° であること、切羽前面以外の周辺地山の変位は小さく降伏していないと考えられることなどを考えれば、トンネル土圧は予想される値よりかなり大きいと言える。これは1つには、模型実験がピック掘りと推進工法によっているため、完全にトンネル断面を掘削できずにトンネルの覆工模型を押込んだ場合、地山との接触抵抗(反力)がトンネル土圧として加算されて計測された可能性があることも原因していると思われる。

3) 地中変位

実験中の載荷板変位と地中変位を図-4・11に示す。

粘性土の場合、トンネル進行方向の切羽奥 $2.0D$ 程度で、すでに地中変位は始まっている。しかし、その変位量は大きくはないので、地山の变位がトンネル径の1%に達する地点は、 $2.0D$ 前後と考えてよい。これは、現場では、例えば地山分類D~E程度、弾性波速度で 2 km/s 前後、内部摩擦角は極端に小さい泥岩のトンネルに相当すると考えられる。トンネル切羽前方で $2.0D$ ほどのところから変位が始まって、 $1.0D$ の地点までで全変位量の約 $1/3$ が変位し、切羽面までで、最終変位量の約85%が変位し、切羽通過後最終変位量の約15%が変位している。これは、模型実験に用いたトンネル覆工の剛性が極めて大きいため、通常の剛性の支保構造の場合は切羽より後方の区間での地山変位の割合はもっと大きいものと思われる。なお、最終変位量は $d/D=9\%$ であった。

砂質土実験の方では、切羽の通過にかかわらず 0.2 mm ($d/D=0.04\%$)しか変位していないので、計測器の精度等を考えると地山はほとんど変位していないと考えられる。現実には硬岩地山の場合不連続面にそって変位することが考えられるが、不連続面がほとんど

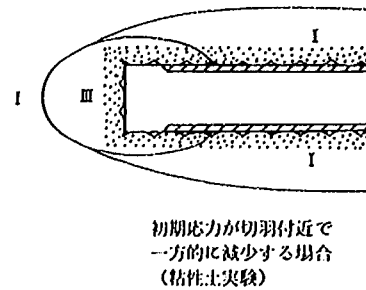


図-4・10(2) 初期応力が切羽付近で減少する場合（粘性土実験）切羽付近の応力再配分

ない硬岩地山の場合模型実験のようにほとんど地中変位がないという現象になると考えられる。こうした場合には、地山が変位して初めて地山の变位を拘束しようとして支保効果が期待できる支保資材、特にロックボルトのような支保部材⁵⁾は、その支保効果が発揮され難いと思われる。

4) トンネル膨張性土圧現象に関する指標

相似則に基づくパイナンバーは無次元量なので、模型実験と現場との比較に限らず現場相互の比較にも用いることができる。したがって、パイナンバー自体を地山強度比のような指標と考えて、表-4・3に示されるパイナンバーについて、膨張性土圧現象の指標として有効であるか否かについて検討してみる。

表-4・3により、砂質土と粘性土の実験では地山の強度パイナンバー $\pi_2=C/\gamma D$ （もしくは $C/\gamma H$ や $\pi_7=q_u/\gamma H$ ）がほぼ同じ値であるにもかかわらず、パイナンバー $\pi_4=d/D$ 、 $\pi_6=T/\gamma D$ （もしくは $T/\gamma H$ ）は大きく異なっていることがわかる。これは、もう1つの地山強度パイナンバー $\pi_3=\tan \phi$ が異なっているためである。このことから、土被りの大きいトンネルの土圧現象を対象とする模型実験においては、 $\pi_3=\tan \phi$ は重要なパイナンバーであると言える。地山強度比 $q_u/\gamma H$ と内部摩擦角 $\pi_3=\tan \phi$ の、どちらが膨張性土圧の指標として重要であるかについては、過去に幾つかの研究がある。Egger⁶⁾の解析解によると地山強度比は、トンネル土圧や変位量に顕著な影響を与える。しかし、Famagali⁸⁾は、深いトンネルの場合、地山がせん断応力に抵抗するには粘着力よりも内部摩擦角に負うところが大きいとしている。また、神藤ら⁷⁾の模型実験でも、地山強度 $q_u/\gamma H$ が大きいても内部摩擦角 $\tan \phi$ が小さければ、より大きい地山変位が観測されている。

$\pi_4=d/D$ については、緩み土圧のように地山が

粒状体でトンネルの上方部分の地山が完全に他の地山と分離しトンネル土圧として作用するなら、 $\pi_4 = d/D$ は無視し得ると考えられる。しかし、膨張性地山のように地山がかなり変形した後も概ね連続体として考えてよい場合には、 $\pi_4 = d/D$ を大きくするとトンネル土圧が変化したり、緩み領域の更にその外の地山部が緩むため、 $\pi_4 = d/D$ は重要な指標と考えられる。

$\pi_5 = 1/d$ は、トンネル土圧とともに切羽の安定問題と関係しているが、模型実験手法の上では、 π_5 を厳密に相似させるのが困難であることなどから、 π_5 は $\pi_4 = d/D$ を通して $\pi_6 = T/\gamma D$ に影響を与えていると考え、 $\pi_4 = d/D$ を相似則パイナンバーとして考慮するのが妥当であると思われる。

4.3 地山強度比と支保剛性に関する3次模型実験

4.3.1 実験方法

1) 実験目的と実験ケース

実験は、地盤特性に関しては主に地山強度比、施工条件に関して主に覆工の剛性にそれぞれ焦点を絞りこれらを実験パラメータとした。実験ケース数は4ケースで、その主な特性を表-4.4に示す。ケース1と2は、地山の内部摩擦角の違いが土圧現象にどのような影響を与えるかに関する4.2の結果を確認するために行なった。また、ケース2, 3, 4は、地山強度比および覆工の剛性の違いがトンネル土圧にどのような影響を与えるか調べるために行なった。

2) 実験装置と実験手順

実験装置と実験手順は、ほぼ4.2.1 2)と同様である。異なるのはトンネル周辺のより広い地山領域を調べるため模型トンネルの直径を30cmと小さくしたこと、トンネル覆工の模型に金属性のものだけでなくゴム製のものを用い支保剛性を変えたこと、および掘削実験終了後地山強度比の違いによる切羽付近の応力再配分やトンネル地圧への影響を調べる目的で、載荷圧を段階的に増加させる再載荷実験を行ったことなどである。

3) 測定項目

測定項目は、トンネル周辺地中応力、トンネル土圧、地中変位、載荷板変位、切羽の押し出し変位の5項目である。

土圧計、地中変位計の配置は、実験ケースに応じて異なる。ケースごとに図示すると、土圧計、地中変位計の配置は図-4.12～図-4.14のようになる。土圧計は載荷圧を計測する際用いられる基準応力測定用土圧計と、トンネル周辺地中応力測定用土圧計に分かれる。トン

表-4.4 実験ケースと条件

ケース			1	2	3	4
実験条件						
地山の種類			砂質土	粘性土	粘性土	粘性土
地山の一軸圧縮強度 q_u (kgf/cm ²)			0.47	0.23	0.77	0.42
粘着力 C_u (kgf/cm ²)			0.10	0.16	0.53	0.22
地山の内部摩擦角 ϕ_u (°)			45	1.3	3.5	2.5
支保剛性			剛	剛	柔	柔
載荷条件	掘削実験	基準応力 kgf/cm ²	1.2	0.8	0.3	0.3
		地山強度比 $q_u/\gamma H$	0.39	0.29	2.57	1.4
	再載荷実験	基準応力 kgf/cm ²	3.2 ↑ 1.2	4.2 ↑ 0.7	1.1 ↑ 0.45	0.9 ↑ 0.25
		地山強度比 $q_u/\gamma H$	0.15 ↑ 0.39	0.05 ↑ 0.33	0.70 ↑ 1.71	0.47 ↑ 1.68

*) 表-4.4の基準応力は載荷圧に土かぶりの自重 ($\approx 0.2\text{kg/cm}^2$) を加えたものである。

ネル掘進の力学的影響の範囲外にあって実験地山の載荷板による載荷圧を測定する基準応力測定用土圧計は図-4.12に示すような位置に、X, Y, Z方向の基準応力をそれぞれ $P_{x-1} \sim P_{x-3}$, $P_{y-1} \sim P_{y-2}$, $P_{z-1} \sim P_{z-2}$ で測定した。トンネル周辺応力測定用土圧計は、図-4.12に示すように、A～E測定断面にトンネルインパート面と同じ高さに設置した。基準応力、トンネル周辺地中応力は測定の0値設定を載荷直前にとつたため、実際の鉛直方向応力は測定応力に地山高さの自重による応力 ($\gamma H \approx 0.2\text{kgf/cm}^2$) を加えて求めた。

地中変位計は、地中に埋設された土圧計を避けるためケース1, 2では図-4.13(1)のようにEX-1～EX-3を配置し、ケース3, 4では図-4.13(2)のようにEX-1～EX-3を配置した。地中変位計の形状および大きさは、図-4.5に示すとおりである。載荷板変位計はジャッキ側載荷板の変位を測定する目的で載荷板の4隅に計12本を図-4.6に示すように取り付けた。

トンネル土圧は、鉛直方向のみ計測することにし、トンネル土圧測定用覆工板は、切羽より第2番目と第3番目に配置した。切羽の押し出し変位は、再載荷時にトンネル切羽の押し出し変位量を測定する目的で図-4.14のように取り付けた。

- 土圧計
(紙面に垂直な方向の応力の測定)
- ⊞ 土圧計
(矢印の方向の応力を測定)

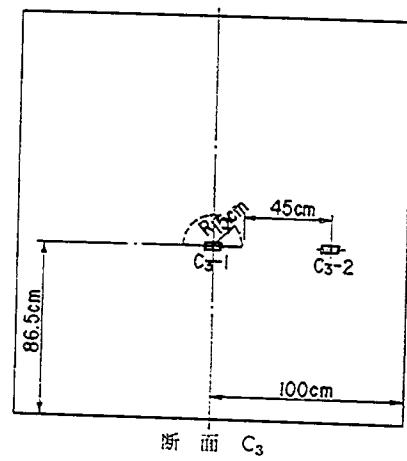
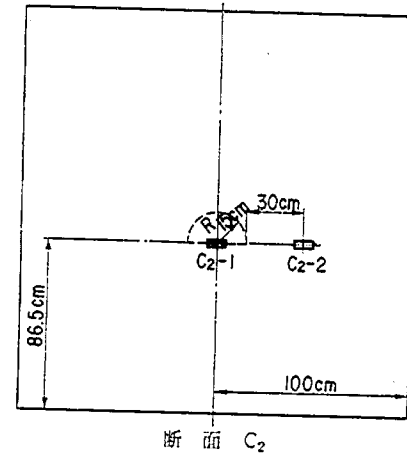
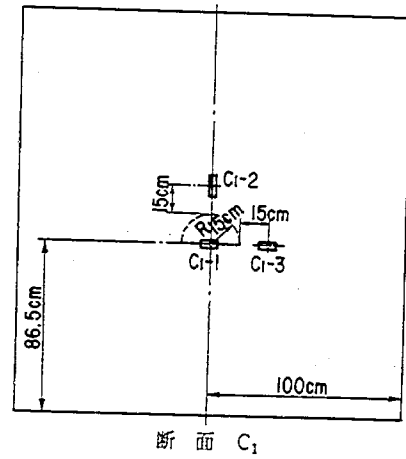
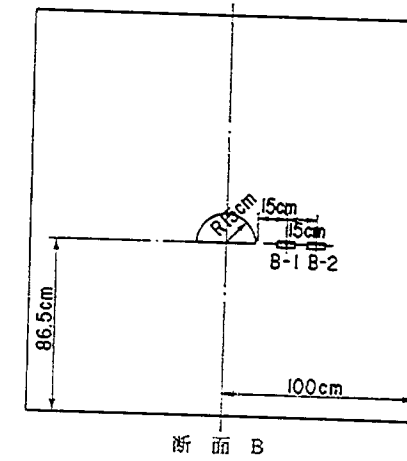
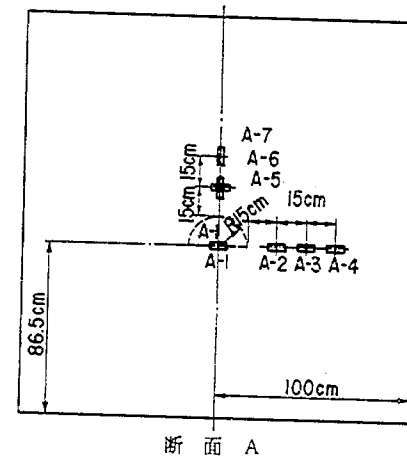
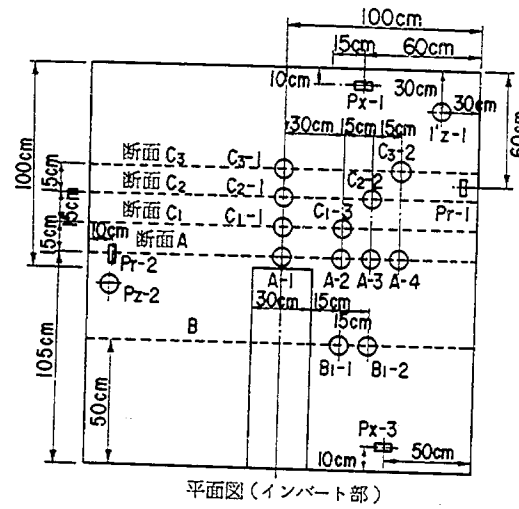


図-4.12(1) 土圧計の配置図 (ケース1)

- 土圧計
(紙面に垂直な方向の応力の測定)
- ⊞ 土圧計
(矢印の方向の応力を測定)

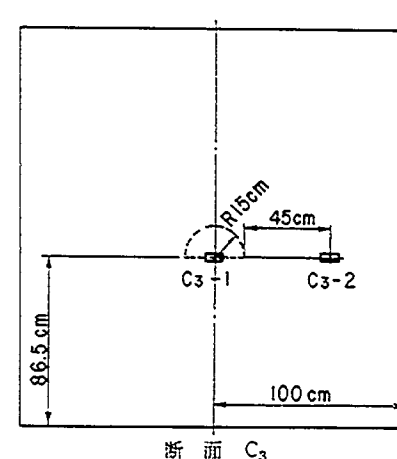
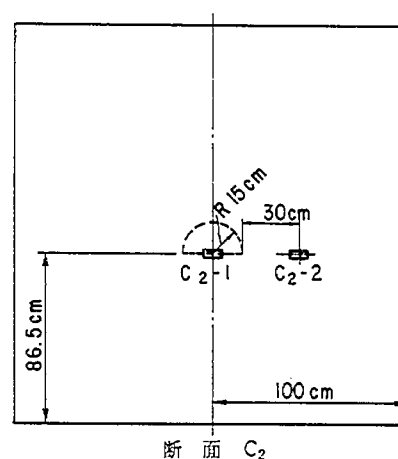
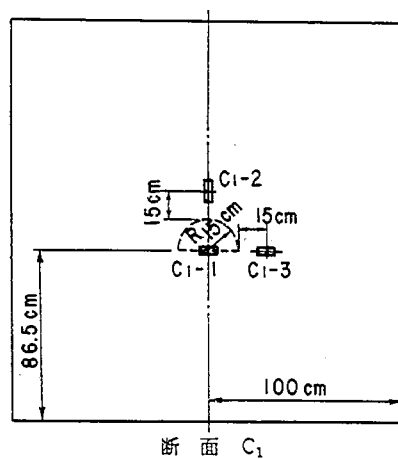
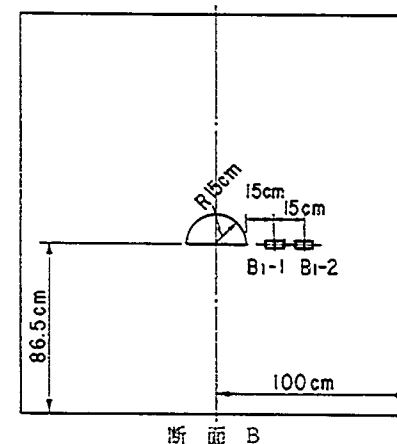
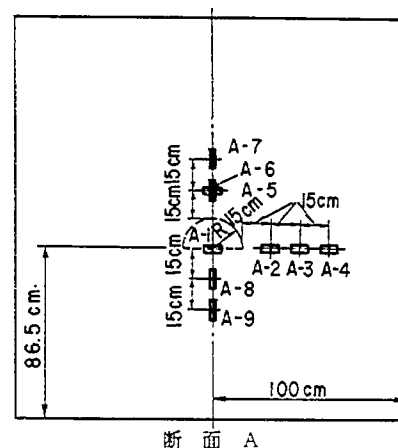
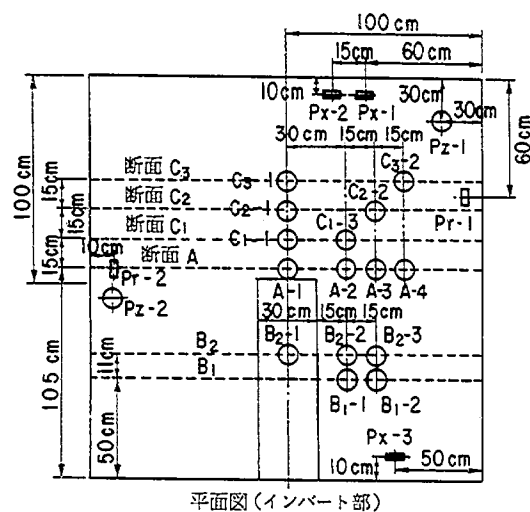


図4.12(2) 土圧計の配置図 (ケース2)

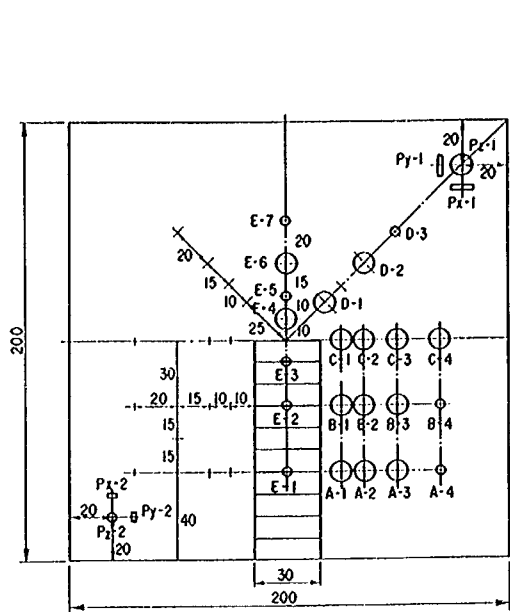


図-4・12(3) 土圧計の配置図 (ケース 3)

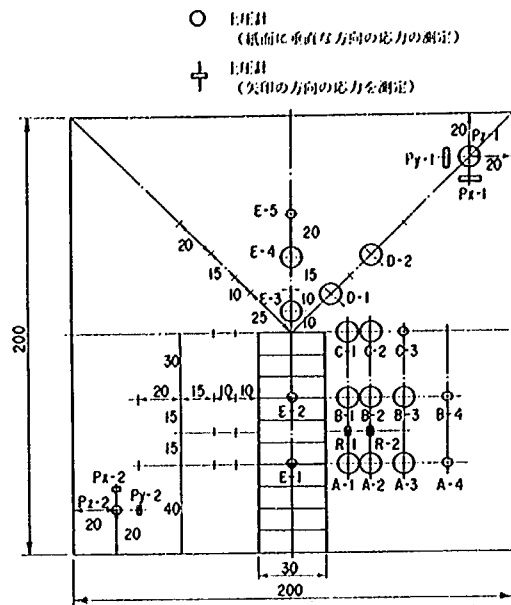
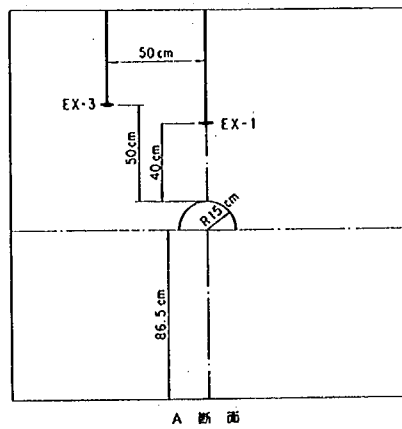
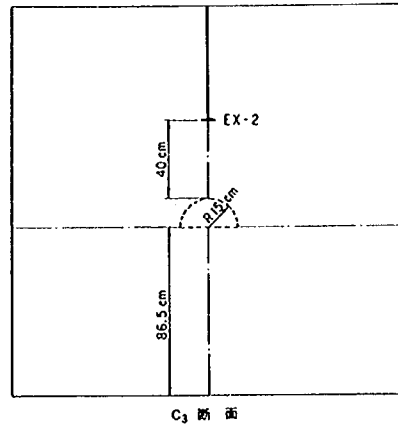


図-4・12(4) 土圧計の配置図 (ケース 4)



A 断面



C₃ 断面

図-4・13(1) 地中変位計の配置図 (ケース 1, 2)

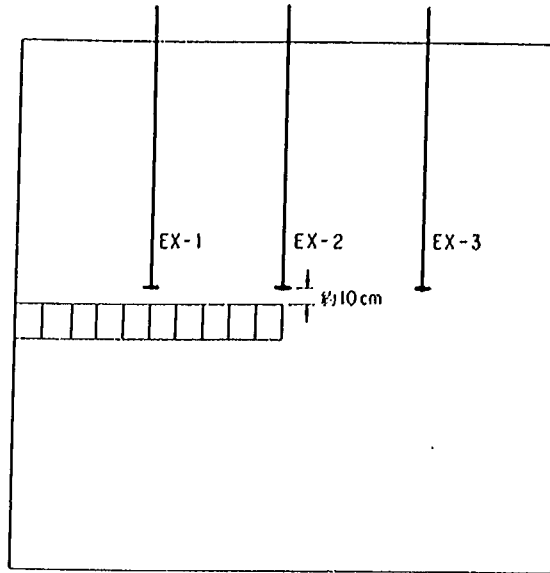


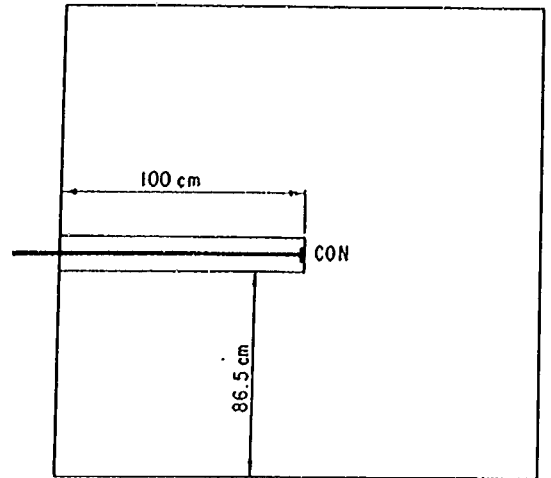
図-4・13(2) 地中変位計の配置図 (ケース 3, 4)

4) 地山材料の性質

ケース 1～4 の地山材料の物性を表-4・5に示す。

4.3.2 実験結果と考察

実験で得られた結果を整理して表-4・6に示す。各項目とも計測値が2個以上あるときはその平均値もしくはより信頼できると思われる値を記しており、矢印のある項目は実験前後における値が、矢印がない項目は実験初期における平均値がそれぞれ示されている。基準応力、トンネル周辺地中応力に関してはすべて土被り高自重 ($\approx 0.2 \text{ kg/cm}^2$) が含まれている。再載荷時における載荷板変位、地中変位、切羽押し出し変位については、再載荷実験直前の値を新たに基準値 (= 0) にしているため、表-4・6中ではすべて0.0が実験前の値となっている。なお、ケース 3 の掘削実験では、特別に第4回目の掘進段階で載荷圧を増加させており、実験の性質上第4回目の掘進前までの計測値を掘削実験としての解析の対象とした。表-4・7は、実験結果の中で相似則パイナナンバーに



再載荷、除荷時のみ

図-4・14 押し出し変位の配置図

関する項目について整理したもので、再載荷実験については載荷圧が最大の場合について表示している。

1) 応力再配分

図-4・15は、掘削実験におけるインバートを含む水平面上に働く鉛直方向のトンネル周辺地中応力分布を掘削直前の地中応力に対する比で表わしたものである。ただし、ケース 3 掘削実験における第5回～第11回の応力比は掘削実験途中に載荷圧を上げたので、参考データとして表示した。

図-4・16は、再載荷実験時の鉛直方向のトンネル周辺応力分布を次式による応力比で表示したものである。

$$R = \left(\frac{\sigma'}{\sigma_0} \right) / \left(\frac{P'}{P_0} \right) = \left(\frac{\sigma'}{P'} \right) / \left(\frac{\sigma_0}{P_0} \right) \quad \dots (4.1)$$

ここで R : 応力比

σ_0 : 掘削実験終了後再載荷前の地中応力

σ' : 再載荷の各測定回の地中応力

P_0 : 掘削実験終了後再載荷前の基準応力

P' : 再載荷の各測定回の基準応力

表-4・5 模型地山材料の物性

項 目		ケース	1	2	3	4
自 然 状 態	含水比 $w\%$		10.6	25.9	22.6	25.62
	湿潤単位体積重量 γ_t (g/cm^3)		1.96	1.92	1.97	1.92
力 学 的 特 性	一軸圧縮試験	一軸圧縮強さ q_u (kgf/cm^2)	0.47	0.23	0.77	0.42
		変形係数 E_{s0} (kgf/cm^2)	52.0	2.57	9.78	6.92
	三軸圧縮試験	試験条件	UU	UU	UU	UU
		粘着力 C_u (kgf/cm^2)	0.10	0.16	0.53	0.22
		内部摩擦角 ϕ_u (度)	45.1	1.27	3.52	2.48

表-4・6 実験結果

実験手法		掘削				再 載 荷			
ケース		ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
地山の種類		砂質土	粘性土	粘性土	粘性土	砂質土	粘性土	粘性土	粘性土
載荷板変位 (mm)	x方向	0 → 0.1	0 → 0	0 → 1.0	0 → 0	0 → 20	0 → 0	0 → 1.5	0 → 0
	y方向	0 → 0	0 → 1.0	0 → 2.5	0 → 0	0 → 15	0 → 15	0 → 2.5	0 → 0
	z方向	0 → 0	0 → 4.5	0 → 5.5	0 → 1.5	0 → 3	0 → 68	0 → 75	0 → 96
基準応力*) (kgf/cm ²)	P _x	1.8	0.7	0.25	0.3	1.8 → 7.8	0.7 → 4.2	0.35 → 0.8	0.3 → 0.85
	P _y	0.2	0.6	0.25	0.3	不 調	0.7 → 4.2	0.35 → 0.7	0.3 → 0.9
	P _z	1.2	0.8	0.3	0.3	1.2 → 3.2	0.7 → 4.2	0.45 → 1.1	0.25 → 0.9
トンネル周辺 地中応力*) (kgf/cm ²)	A	1.7	0.8	0.45	0.3	1.8 → 5.5	0.7 → 5.1	0.8 → 3.1	0.3 → 1.3
	B	1.2	0.8	0.5	0.4	1.3 → 3.2	0.7 → 5.0	1.1 → 3.3	0.3 → 1.5
	C	1.7	0.8	0.4	0.4	1.7 → 5.2	0.7 → 4.8	0.8 → 2.8	0.3 → 1.3
	D			0.35	0.4			0.6 → 2.3	0.3 → 1.2
	E			0.3	0.3			0.7 → 2.6	0.2 → 1.1
地中変位 (mm)	EX-1	0 → 0.1	0 → 5.7	0 → 1.5	0 → 1.0	0 → 7	0 → 18	0 → 81	0 → 97
	EX-2	0 → 0.1	0 → 2.5	不 調	0 → 0.5	0 → 6	0 → 13	不 調	0 → 85
	EX-3	0 → 0.1	0 → 3.0	0 → 1.5	0 → 1.0	0 → 5	0 → 8	0 → 45	0 → 70
切羽押し出し変位 (mm)						0 → 2.5	0 → 700	0.5 → 7	0 → 33
トンネル土圧 (kgf/cm ²)	A	0 → 0.05	0 → 3.0	0 → 0.05	0 → 0.04	0.1 → 0.26	0.3 → 1.8	0.2 → 0.33	0.05 → 0.65
	B	0 → 0.05	0 → 0.4	0 → 0.01	0 → 0.05	不 調	0.5 → 2.8	0.05 → 0.28	0.05 → 0.86

*) 基準応力, トンネル周辺応力は載荷圧に土かぶり高自重 ($\approx 0.2\text{kg/cm}^2$) を加えたものである。

表-4-7 実験結果のバイナンバー

実験手法		掘削				再載荷			
ケース		ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
地山の種類		砂質土	粘性土	粘性土	粘性土	砂質土	粘性土	粘性土	粘性土
π_1	H/D	20	14	5.0	5.4	37	73	19	16
π_2	$C/\gamma D$	1.7	2.8	9.1	4.0	1.7	0.2	9.1	4.0
	$C/\gamma H$	0.08	0.2	1.8	0.74	0.03	0.003	0.49	0.25
π_3	$\tan \phi_u$	1.0	0.02	0.06	0.04	1.0	0.02	0.06	0.04
*) π_4	d/D	0.0	0.02	0.003	0.003	0.02	0.06	0.27	0.32
**) π_5	d'/D					0.08	2.3	0.02	0.11
	l/D	0.33	0.33	0.33	0.33	—	—	—	—
π_6	$T/\gamma D$	0.85	6.9	0.84	0.87	4.4	49	5.6	15.0
	$T/\gamma H$	0.04	0.49	0.17	0.16	0.08	0.67	0.3	0.92
π_7	$q_u/\gamma H$	0.39	0.29	2.6	1.4	0.15	0.05	0.70	0.47
π_8	$E_{50}/\gamma H$	43	3.2	33	22	16	0.61	8.9	7.4
H	(cm)	612	422	150	161	1633	2181	557	485
C_u	(gf/cm ²)	100	161	536	228	100	161	536	228
γ	(g/cm ³)	1.96	1.92	1.97	1.92	1.96	1.92	1.97	1.92
D	(cm)	30	30	30	30	30	30	30	30
ϕ_u	(°)	45.1	1.27	3.52	2.48	45.1	1.27	3.52	2.48
*) d	(cm)	0.01	0.57	0.15	0.10	0.7	1.8	8.1	9.7
**) d'	(cm)					2.5	700	7	33
l	(cm)	10	10	10	10	—	—	—	—
T	(gf/cm ²)	50	400	50	50	260	2800	330	860
q_u	(gf/cm ²)	469	233	772	424	469	233	772	424
E_{50}	(gf/cm ²)	52000	2570	9780	6920	52000	2570	9780	6920
***) $\gamma \times H$	(gf/cm ²)	1200	810	296	308	3200	4200	1100	930

*) $EX-1$ の位値を示す。すなわち表中の値はケース1, 2はトンネルから1.3D離れた地点での, ケース3, 4ではトンネルから0.3D離れた地点での地山変位を示す。
(図-4-13)

**) d' は地山変位として切羽からの押し出し変位量を考える。

***) 土被り厚の地山の自重による荷重を含む。

トンネルの土圧現象と支保構造に関する研究

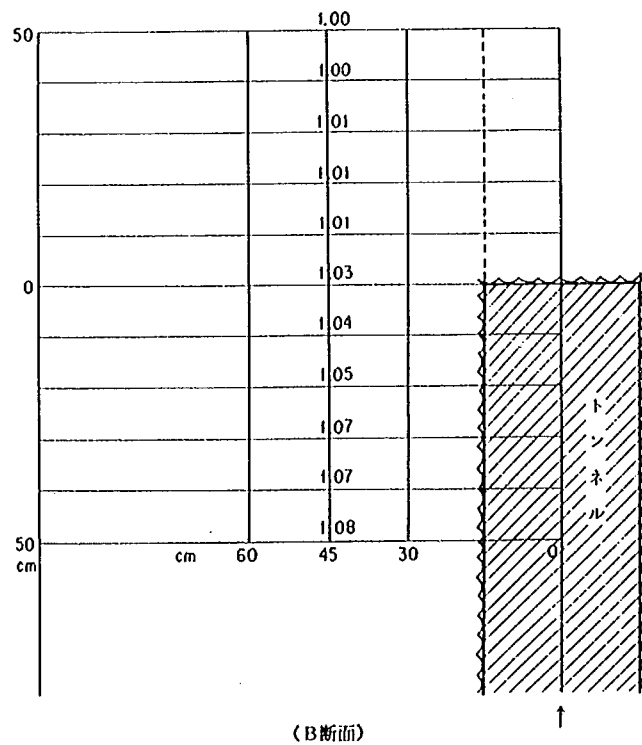
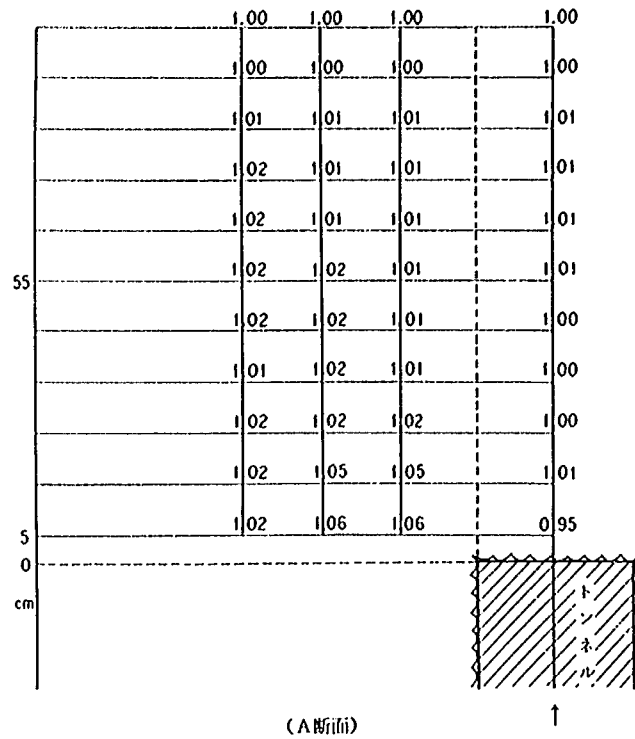


図-4・15(1) 鉛直地中応力の等圧線図 (初期値との比 ケース1 掘削時)

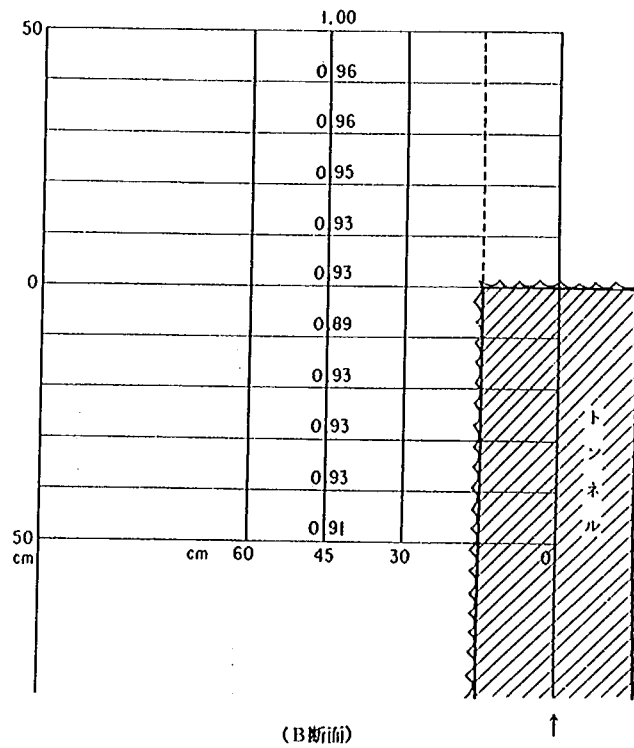
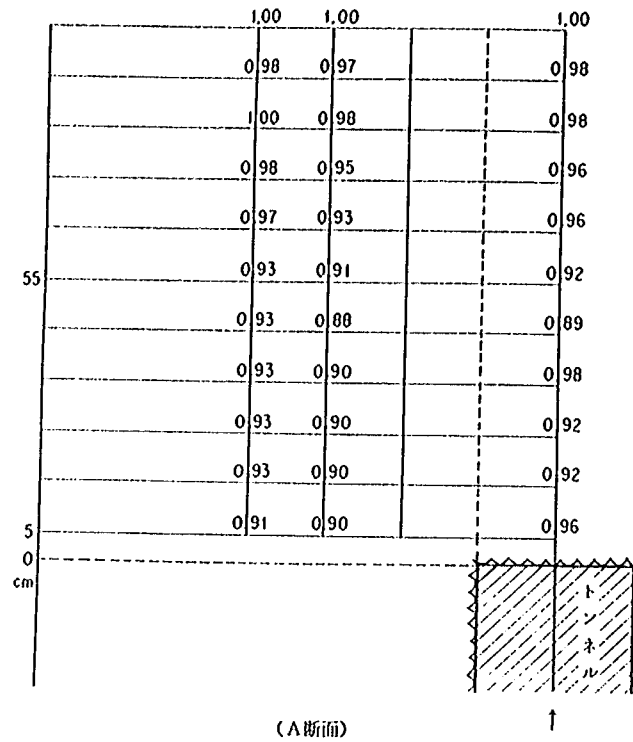


図-4・15(2) 鉛直地中応力の等圧線図 (初期値との比 ケース 2 掘削時)

トンネルの土圧現象と支保構造に関する研究

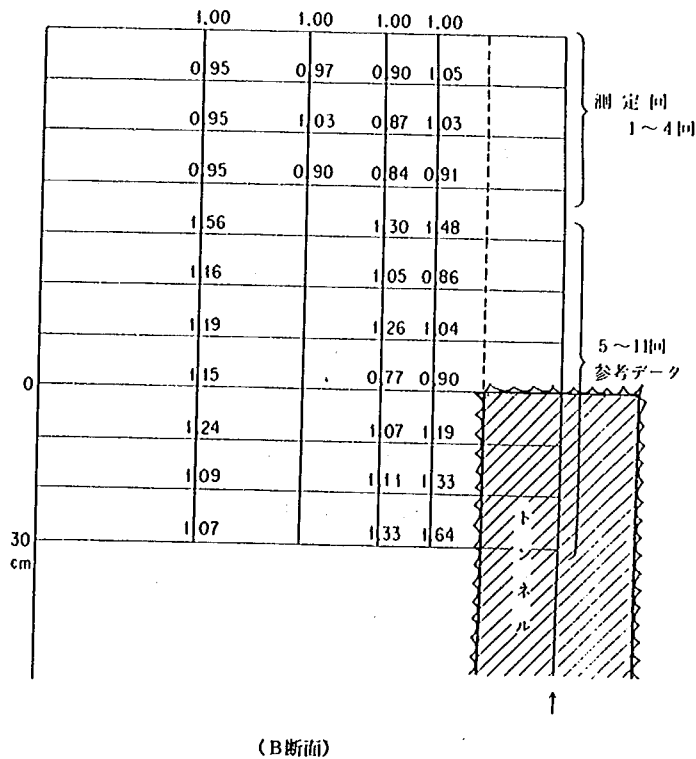
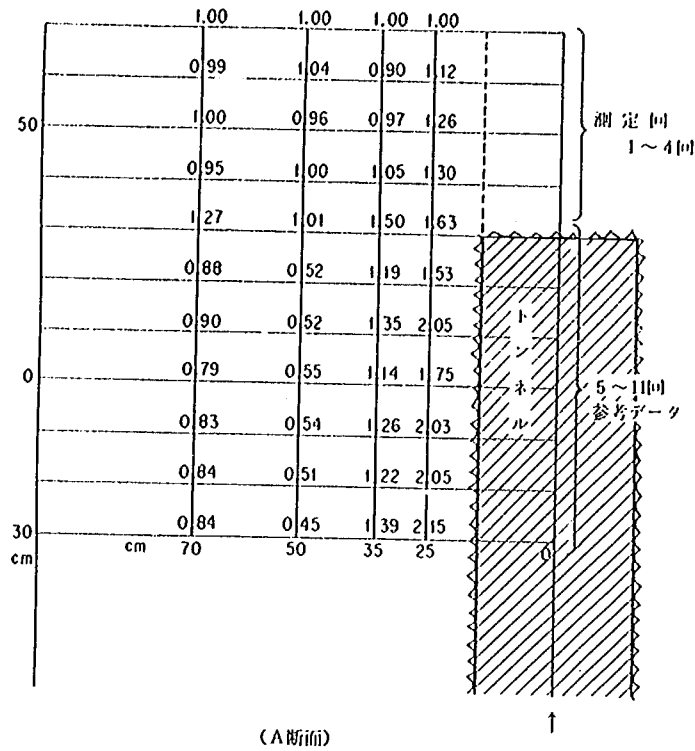
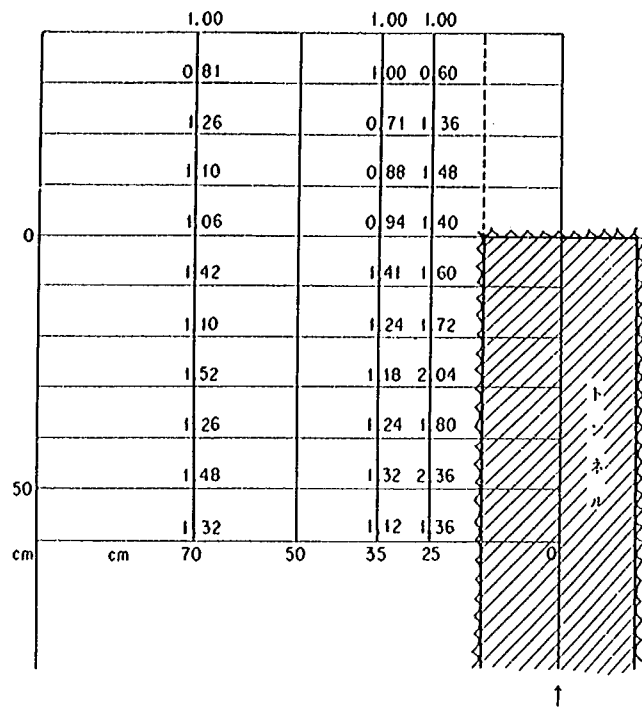
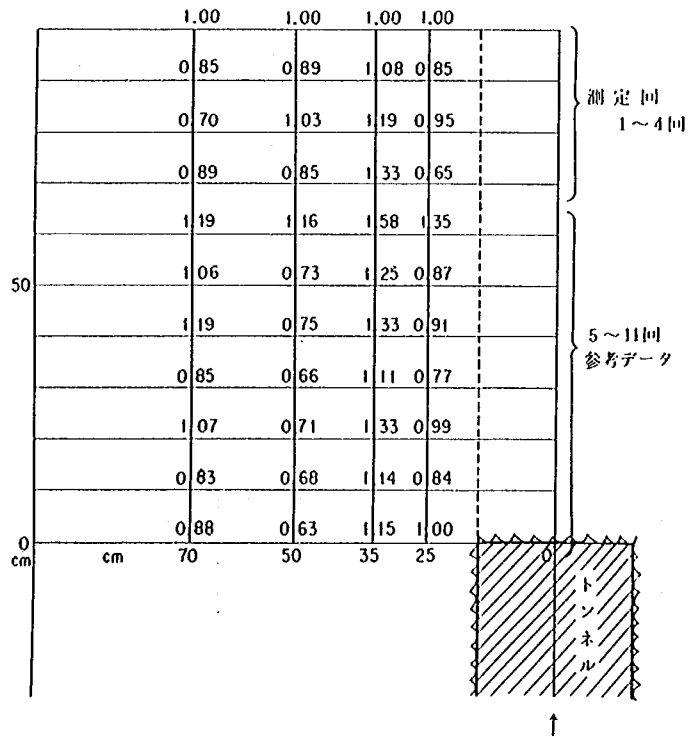


図-4・15(3) 鉛直地中応力の等圧線図 (初期値との比 ケース 3 掘削時)



(A断面)

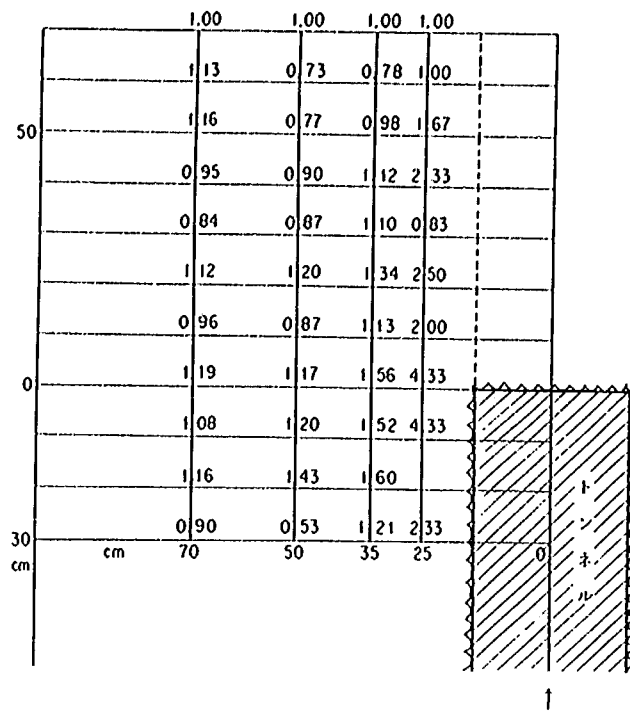
図-4・15(3) 鉛直地中応力の等圧線図 (初期値との比 ケース 3 掘削時)



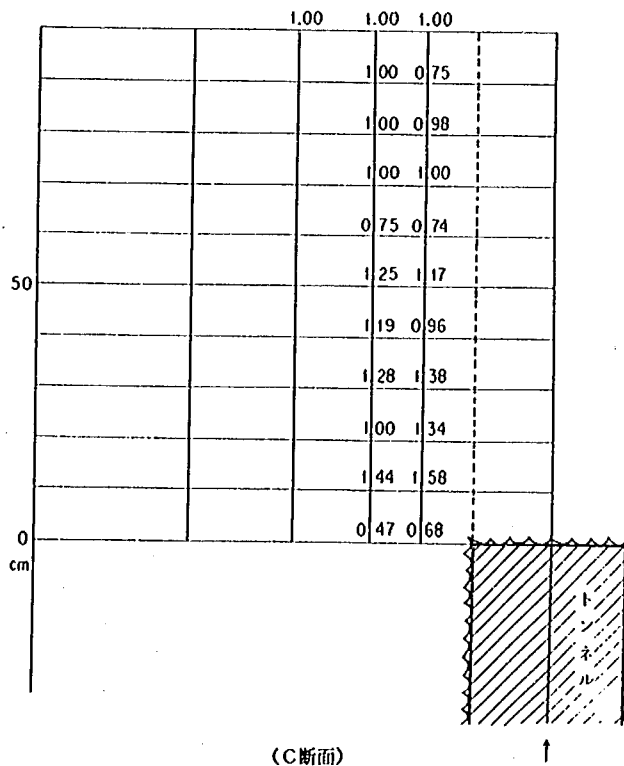
(C断面)

図-4・15(4) 鉛直地中応力の等圧線図 (初期値との比 ケース 4 掘削時)

トンネルの土圧現象と支保構造に関する研究



(B断面)



(C断面)

図-4・15(4) 鉛直地中応力の等圧線図 (初期値との比 ケース4 掘削時)

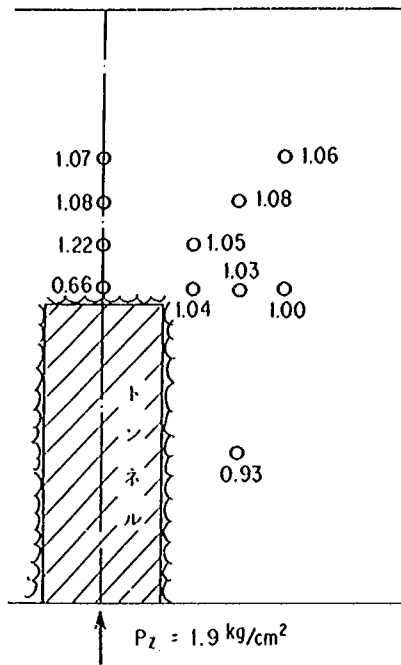


図-4・16(1) 鉛直地中応力の等圧線図（初期値との比
ケース 1 再載荷時）

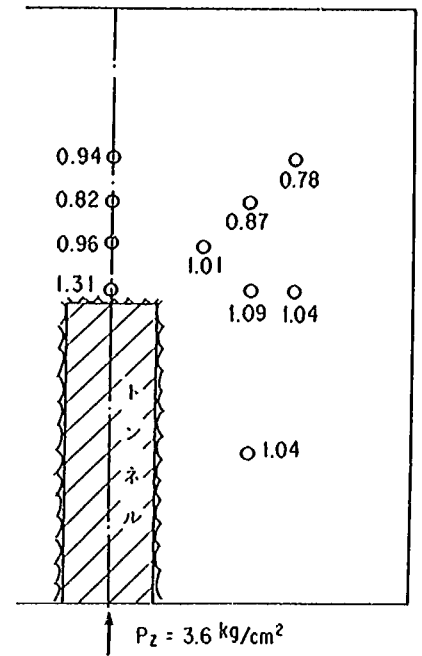


図-4・16(2) 鉛直地中応力の等圧線図（初期値との比
ケース 2 再載荷時）

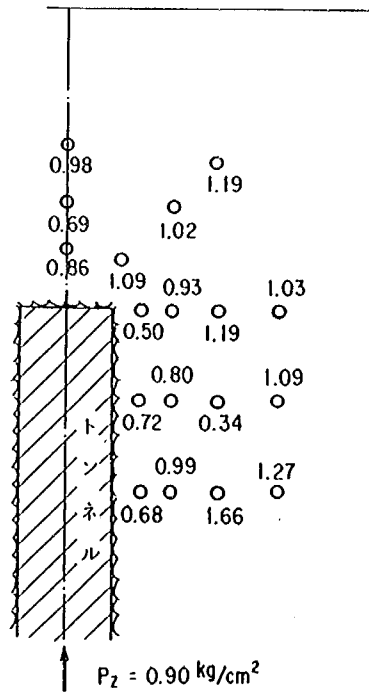


図-4・16(3) 鉛直地中応力の等圧線図（初期値との比
ケース 3 再載荷時）

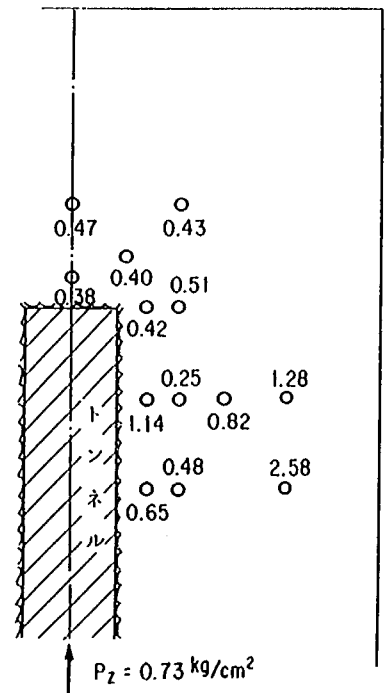


図-4・16(4) 鉛直地中応力の等圧線図（初期値との比
ケース 4 再載荷時）

各測定回の応力を基準化する時の値として、掘削実験の直前の応力でなく、再載荷直前の応力を用いたのは、以下のような考え方による。トンネル掘進には結局何らかの形で地山変位が伴うということから、再載荷実験では載荷により柔な覆工が変形しトンネル壁面の地山が変位することをトンネル掘進とみなしている。したがって、再載荷実験においては再載荷実験の直前の応力分布をトンネル掘進前の初期応力状態と考えるのが妥当である。

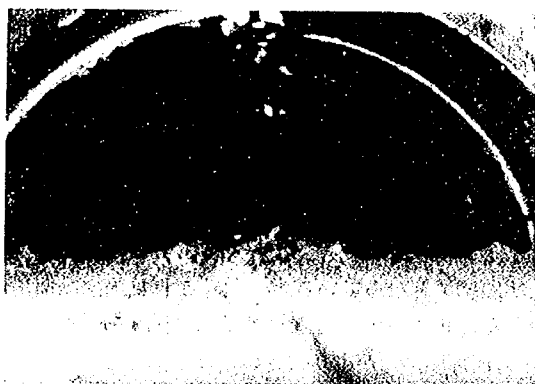


写真-4.2 模型トンネルの切羽

トンネル直近の円周方向地中応力が、トンネル掘進の影響を受けない遠方の地中応力と比較してより大きいか小さいかは、トンネル直近の地山が降伏しているか否かを知る上で重要な判断材料となる。この点から実験結果を定性的に整理し表-4.8に示した。表-4.8の「応力増加」場合は、トンネル直近の地中応力がトンネル影響圏外の周辺地中応力より高いことを、「応力減少」ならば、その逆を示す。

トンネル周辺の地中応力について、定量的に論じるには、トンネル直径と土圧計の大きさの比率に注意す

る必要がある。今回の実験で用いた土圧計の直径は10 cmであるから、トンネルの直径Dに対して0.33Dの寸法の岩塊の平均応力を示している。このことは、空間領域の0.33Dより小さい精度では定量的な検討ができないことを意味するが、0.33Dより大きい領域に関する記述の信頼性を損うものではない。

こうした定量化に伴う制限を踏まえた上で、切羽付近に作用する鉛直応力の分布状況により、切羽付近のインパートを含む水平面を領域区分し、実験結果との対応を示したのが図-4.17である。トンネルの進行に伴い応力が増加する領域、減少する領域、変化しない領域に分けた。切羽付近で応力が変化する領域は、特に重要と考えられるので、この領域の大きさを L_p 、 L_v によって表示すると、表-4.9のようになる。これらの図表に対して考察を加えることにより、次のような結果が得られる。

(1) 掘削実験

切羽付近の応力再配分をパターン分類すると、図-4.17のように弾性的な挙動を示すパターンA、弾塑性的な挙動を示すパターンC、トンネル切羽周辺の領域には応力低下領域のみが観測され応力増加が見られないパターンBの3つに分類される。パターンBのような応力状態は力のつりあいの原理と矛盾するように思われるが、この原因としては、4.2.2 1)の粘性土実験で述べた事と同様と考えられる。掘削実験に関しては、ケース1で初期の応力より5%程度以上応力が低下する領域は、トンネル進行方向では切羽から0.2D程度奥の範囲でみられた。応力低下率は低く初期値に比べて10%未満である。ケース2ではトンネル進行方向で切羽から2.5D程度奥、横断方向では1.5D以上切羽側壁より地山奥の領域で応力が減少している。ケース3は計測上の不備のため応力再配分領域に関しては、明らかにすることができなかった。ケース4では5%程度以上応力が増加するのは、トンネル進行方向では

表-4.8 トンネル直近の地中応力と影響圏外の地中応力との比較

	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
内部摩擦角	45.1	1.27	3.52	2.48
支保剛性	剛	剛	柔	柔
掘削実験 (地山強度比)	応力増加 (0.39)	応力減少 (0.29)	応力増加 (2.6)	応力増加 (1.4)
再載荷実験 (地山強度比)	応力増加 (0.15)	応力増加 (0.05)	応力減少 (0.70)	応力減少 (0.47)

切羽から1.5D程度奥、横断方向では1.8D程度地山奥の範囲で初期応力に比較して10～300%の応力増加であった。

ケース1、ケース2で、トンネル上方に互いに直角に設置した2個の土圧計によると、ケース1ではトンネルに対し円周方向が増加、半径方向が減少を示した。ケース2ではともに減少したが、こうした応力の変化は、すべて初期値に対して±10%程度で大きいものではなかった。

ケース4の掘削実験結果より地山内部摩擦角が非常に小さくても、地山強度比が1.4程度であれば、トンネル周辺の地山は降伏しないことがわかる。これは地盤条件としては、例えば土かぶりの浅い粘土層などに相当するが、こうした浅いトンネルは初期地中応力が小さく地山強度比が大きいいため、地盤は降伏せず弾性的な挙動を示すことがわかる。

(2) 再載荷実験

再載荷実験に関しては、以下のような結果が得られた。ケース1はパターンC(図-4・17)を示し切羽前面で地中応力低下が見られたが、この応力低下領域はケース3、4の切羽前面での応力低下領域よりも狭い。これは砂質土がぜい性破壊をおこし切羽の近くで不連続面が発生し不連続面より奥に応力低下領域が広がらなかったためと推測される。ケース2では剛な覆工を用いたため、

覆工の内圧効果により、地山は3軸応力状態となり、地山強度比が非常に小さくなくてもトンネル周辺の地山は降伏しにくく弾性的な挙動を示している。特に、トンネル進行方向の切羽奥については20～30%応力が増加しているが、トンネル横断方向にはこれほど大きい変化はない。ケース3、4はともに、トンネル横断方向の領域ではトンネルの影響圏外の応力を基準に考えると、トンネルに近づくにつれて応力は増加し極大値を経た後減少するという弾塑性的なパターンがみられた。トンネル周辺の応力低下領域はケース1より広い。これは、砂質土とは逆に粘性土の延性に原因があると推測される。

2) トンネル土圧

(1) 掘削実験

地山強度比に関しては、ケース3、4の掘削実験より1.4～2.6程度であれば、内部摩擦角が非常に小さい場合でも π_4 も π_6 も小さく膨張性土圧が発生しないことがわかる(表-4・7)。現場においても、地山強度比=2.0を膨張性土圧判定の基準とすることがある、このことを裏付けた実験結果となっている。ただし、これは内部摩擦角がほとんど0°に近いような粘性地盤に関する基準であるから、内部摩擦角がより大きい粘性地盤と砂質地盤の中間に属するような地盤の場合には、地山強度比の膨張性土圧に関する臨界値はもっと小さいものと思われる。

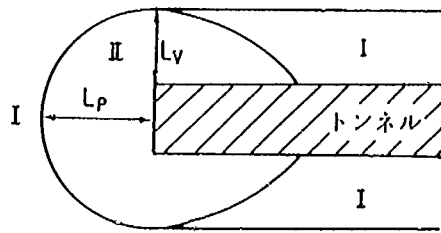
表-4・9 トンネル直近の応力変化領域

掘 削 実 験	応 力 状 態 パ タ ー ン		ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4
			C	B	A	A
	トンネル 進行方向 応力変化領域	L P (L P)	0.5D (0.2D)	(2.5D)	—	1.5D
		最大 (小) 応力比	1.08 (0.95)	(0.9)	—	2.0程度
	トンネル 横断方向 応力変化領域	L V (L V)	1.0D (0)	(1.5D)	—	1.8D
最大 (小) 応力比		1.1 (0.95)	(0.9)	—	2.0程度	
再 載 荷 実 験	応 力 状 態 パ タ ー ン		C	A	C	C
	トンネル 進行方向 応力変化領域	L P (L P)	1.7D以上 (0.2D)	0.7D	— (0.7D)	— (0.7D以上)
		最大 (小) 応力比	1.2 (0.7)	1.3	— (0.7)	— (0.4)
	トンネル 横断方向 応力変化領域	L V (L V)	— (0.5D)	1.0D	1.8D (1.2D)	1.8D (1.2D)
		最大 (小) 応力比	— (0.93)	1.1	1.7 (0.7)	2.6 (0.3)

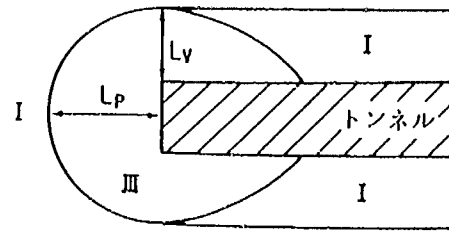
注1) 最大(小)応力比とは、周辺地中応力が増加もしくは減少し始める位置とその領域内の最大(小)応力との比とする。

注2) 表中—は計測器が配置されていないなどのため実験によって明確に求まらなかった事を意味する。

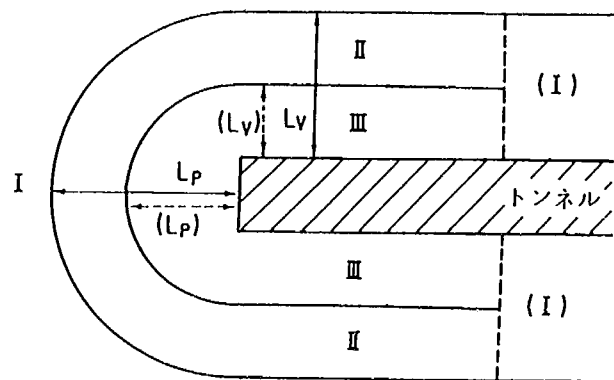
注) L P, L Vは図-4.17に示す。



Pattern A



Pattern B



Pattern C

パターン	該当ケース
A	ケース3掘削, ケース4掘削 ケース2再載荷
B	ケース2掘削
C	ケース1掘削, ケース1再載荷 ケース3再載荷, ケース4再載荷

- 注) 1) 平面図で表示している
 2) 領域 I : 応力一定領域
 領域 II : 応力増加領域
 領域 III : 応力減少領域
 3) (), は推定

図-4・17 切羽付近の鉛直地中応力状態の概略平面図

一方、ケース2では π_4, π_6 ともに大きく膨張性土圧が発生していると考えられるが($T/\gamma D=6.9$)、条件の似ている4.2の粘性土実験とほぼ同じ様な値を示した。ケース3, 4で膨張性土圧が発生しなかったため、掘削実験では支保剛性によるトンネル土圧の相違については明らかにできなかった。

(2) 再載荷実験

再載荷実験については、4.3.2 1)の応力再配分で述べたように、支保剛性が大きい場合地山は弾性的、小さな場合弾塑性的な挙動を示した。トンネル土圧については、剛な覆工であるケース2の場合 $T/\gamma D=49$ という通常の覆工では完全に崩壊するような土圧が作用した。また、剛な覆工のためトンネル横断方向の内空変位は小さかったが、切羽鏡面からの押し出しが $d/D=2.3$ にも達した。また、初期土圧に対するトンネル土圧の比を比較すると、剛な支保工では $T/\gamma H=0.67$ (ケース2)に対して柔らかな支保では $T/\gamma H=0.3$ or 0.92 (ケース3, 4)となっている。地山物性が異なるため一概には結論が得られないが、同じように地山強度の弱いケース2とケース4を比較すれば再載荷実験後の $T/\gamma H$ はケース2の方が小さい。すなわち、地山強度比が非常に小さい場合、柔らかな支保では剛な支保に比較して初期地中土圧に対するトンネル土圧の割合($T/\gamma H$)が大きくなる可能性があることを示している。この点は通常の弾塑性計算⁶⁾と矛盾するが、この原因として、①剛な支保であるケース2では横断面方向の内空変位は少なかったが切羽からの押し出し変位量が $d'/D=2.3$ とケース4の $d'/D=0.11$ と比較してかなり大きく、実質的に剛な支保工としての作用効果が発現できなかった可能性があること、②Cとか ϕ の地山強度定数を一定としている弾塑性計算に対して、現実の模型実験では地山が変位する間に地山の強度劣化が発生する可能性があること、などが考えられる。

ケース3, 4の実験結果より地中変位計で計測したトンネル直近の地山変位とトンネル地圧の関係をグラフにすると図-4・18のようになる。ただし、ここでいうトンネル地圧とはFenner Pacher 曲線(図-2・2)にあるような安定な状態に至るまでの土圧と変位ではなく、同曲線でのある一定に収束した時点での土圧と変位を考えている。図-4・18では半円形トンネルの直径をDとしているので、 $d/D=0.5$ はトンネルがほぼ全面的に圧壊した状態である。図より、同一ケースを比較すれば、地山強度比が小さくなれば、 $T/\gamma H$ vs d/D は右上がりに移動することがわかる。移動の傾きは、

ケースによって大きく相違しており、ケース3とケース4とを比較すると、内部摩擦角が小さいケース4の方が急な傾きで右上がりになることがわかる。

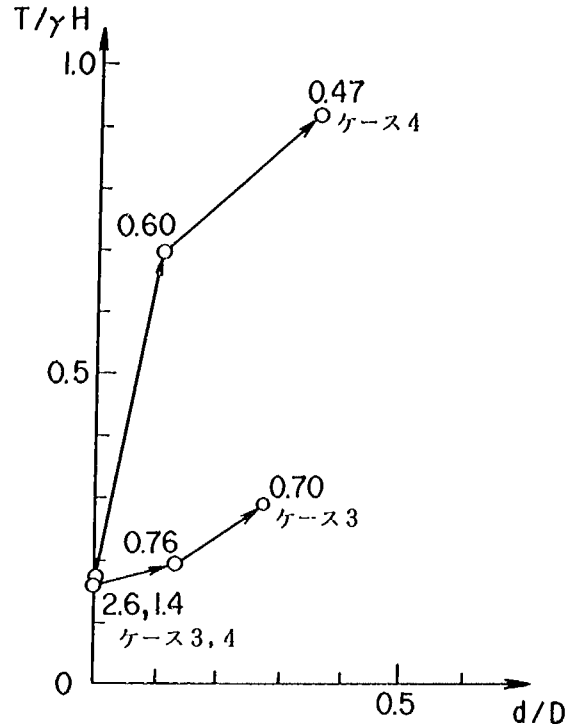


図-4・18 膨張性地山の地中変位とトンネル土圧

3) 地中変位

(1) 掘削実験

図-4・13で示す地中変位計による計測結果によると、ケース1(砂質土)は内部摩擦角が大きいので地中変位は小さい。ケース3, 4でも地山強度比が1.4~2.6であるため、地中変位はほとんど生じていない。ケース2で、EX-1はトンネル天端より1.3D鉛直上方の位置で約0.02Dの変位を記録した。EX-3はトンネル天端より2.4D斜め45°上方に離れた地点で約0.01Dの変位を記録している。EX-2はトンネル切羽の天端より斜め45°上方地山奥へ1.9Dほど離れた位置で約0.01Dの変位を記録している。したがってケース2のような地山条件の場合、すなわち $q_u/\gamma H=0.29$, $\tan \phi_u=0.02$ という地山条件下で剛なトンネル支保構造を用いたトンネル施工においては、切羽を中心に、球状に1.9D~2.4Dほど離れた地点で $d=0.01$ Dの地中変位が、1.3Dほど離れた地点で $d=0.02$ Dほ

どの地中変位がおこるという実験結果になっている。

(2) 再載荷実験

再載荷実験では、ケース1～4の実験すべてで図-4・14のような方法で切羽からの地山の押し出し変位量を計測した。この結果を図-4・19に表示する。

ケース1は、内部摩擦角が大きく地山が全体としては降伏しなかったため、変位が応力にほぼ比例し、変位の絶対量も小さい。ケース1の地山の一軸圧縮強度は $q_u=0.47\text{kgf/cm}^2$ であるから、剛な覆工で支保された内部摩擦角の大きい地山は切羽面でも一軸圧縮強度以上の応力に耐えることがわかる。

ケース2は、弱い地山強度に対して剛な覆工を施したため、地山が切羽から極端に前面に押し出してきたが、こうした現象は北越北線鍋立山トンネルでも経験されている¹⁸⁾。切羽前面からの押し出しは地中の基準応力に線形に増加するのではなく、地中応力が地山の一軸圧縮強度に比して約10倍程度すなわち 2.3kgf/cm^2 程度地山強度比で0.1程度にまでなると、変位の増大速度が大きくなっている。

ケース3では地山の切羽からの押し出しは基準応力が地山の1軸圧縮強度、すなわち 0.7kgf/cm^2 程度地山強度比にして1.0あたりまで増加した時点から急に大きくなってきている。ケース2とケース3において、切羽からの押し出し変位の増大度が大きくなる時点での地山強度比が異なるのは、ケース2の方の覆工の剛性が大きいため3圧縮軸試験の拘束圧のような効果により地山の強度が大きくなったためと考えられる。現実のトンネル施工現場においては、ケース2のような剛は覆工は期待できないため、ケース3の実験結果の方が現場への適用性は高いと考えられる。すなわち、地山強度比が1.0程度より小さい場合には膨張性地山に特有の大きい地山変位が発生する傾向があると言える。

ケース4の押し出し変位は一軸圧縮強度が小さいため、より低い地中応力レベルから大きい押し出しが発生した。高い応力レベルではトンネルがほぼ圧壊し押し出し量の増加割合はかえって低くなった。

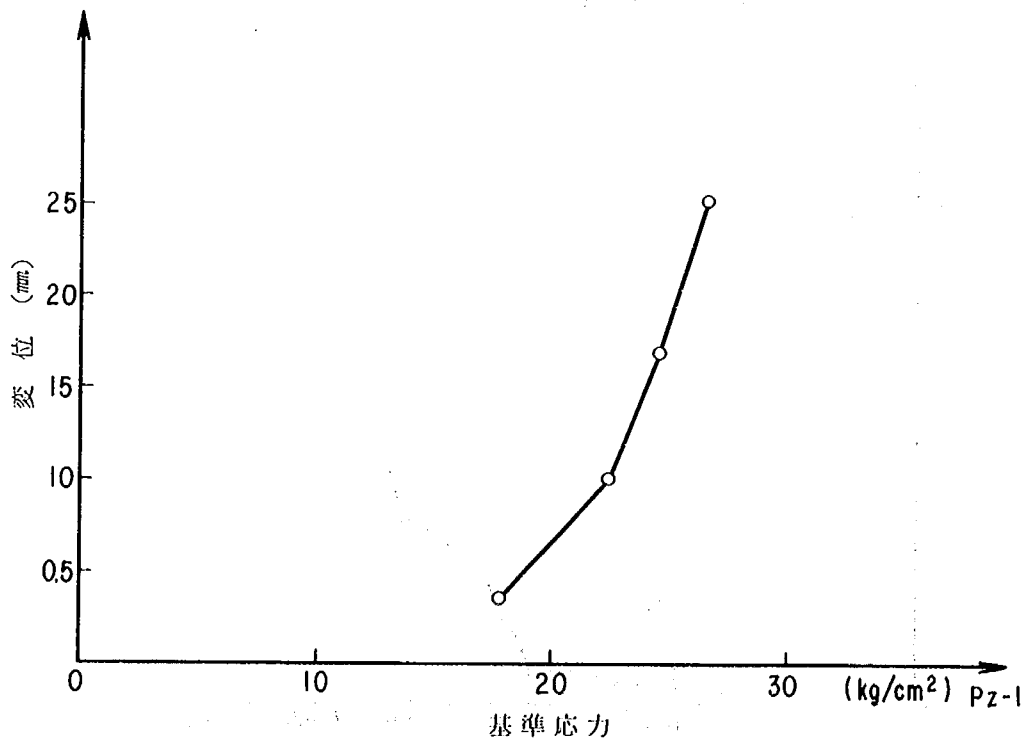


図-4・19(1) 切羽からの押し出し変位と基準応力 (ケース1 再載荷時)

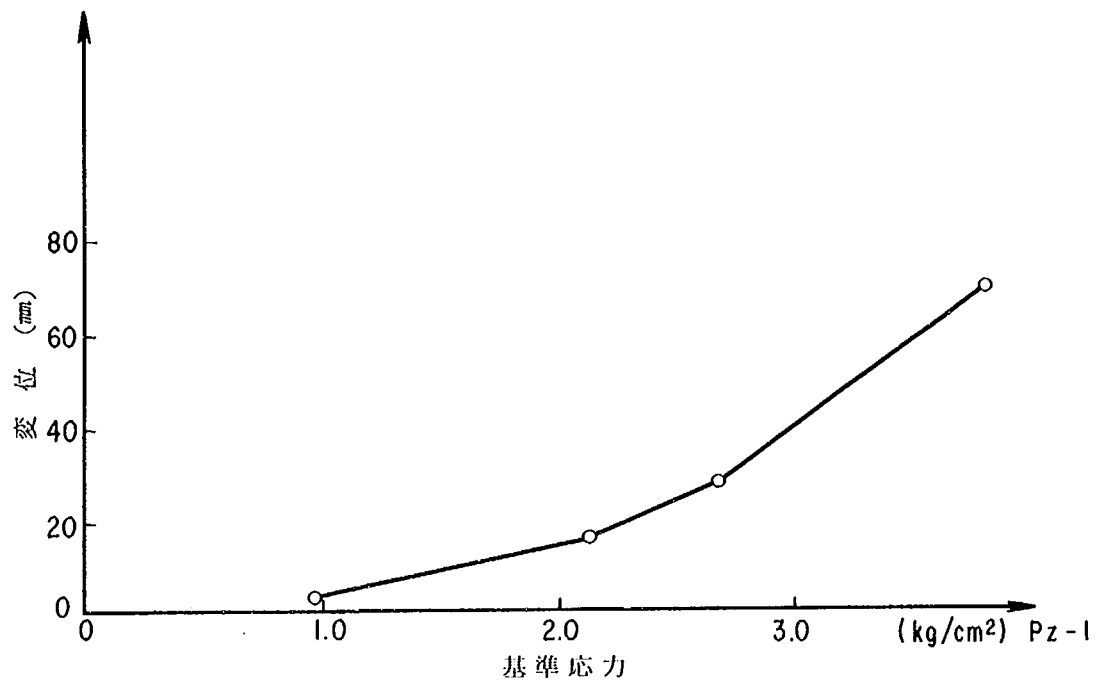


図-4・19(2) 切羽からの押し出し変位と基準応力 (ケース 2 再載荷時)

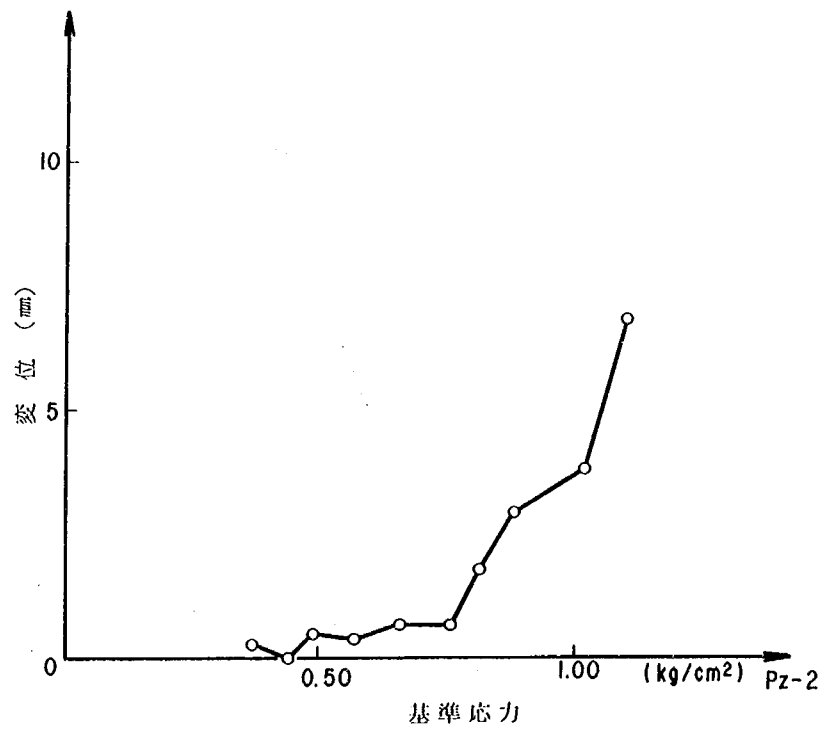
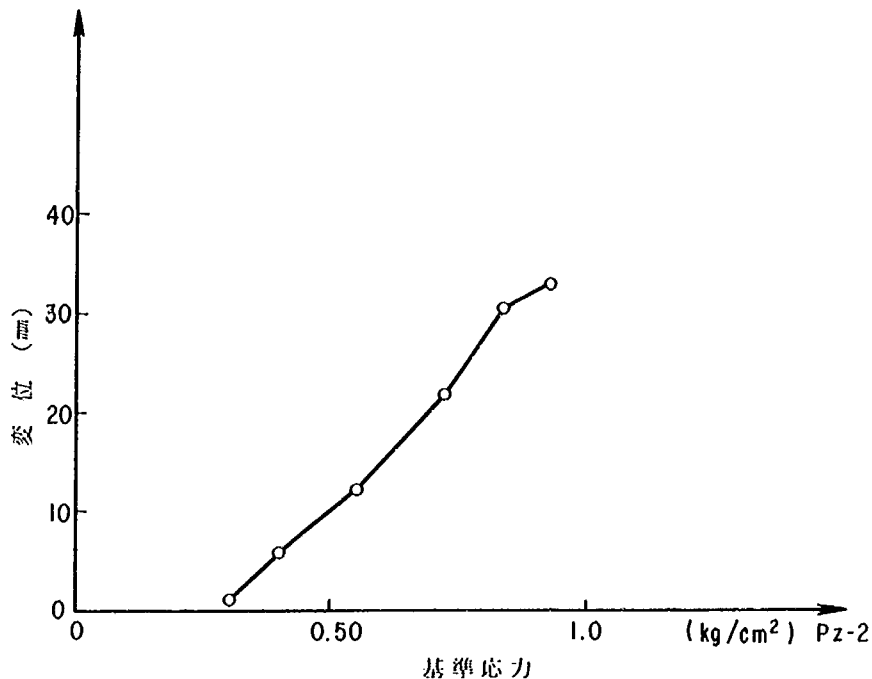


図-4・19(3) 切羽からの押し出し変位と基準応力 (ケース 3 再載荷時)



4.4 現場計測

模型実験と同程度の膨張性土圧が発生した現場における計測値を調べて、模型実験の有効性、土圧現象の特性を調べた。実験では内空変位量がトンネル径の9%程度にまで達しており、径10mのトンネルでは90cmに相当する非常に大きい変形である。こうした大変形は、国内のトンネルでもあまり例がない。ここでは数少ない事例の内、特に計測データがそろっている3件の現場計測について述べる。

4.4.1 恵那山トンネル(2期線)での現場計測^{9) 10) 11)}

1) 概要

恵那山トンネルは、中央アルプス南端部で木曾山脈を岐阜県と長野県の境で貫く延長約8.5kmの併設トンネルである。1期線は、昭和43年末から50年8月にかけて約8年半の年月で日本道路公団により建設されたが、膨張性土圧、湧水等工事は難航をきわめた。2期線は昭和53年に着工し、7年の年月を費やし60年に供用した。2期線建設当時、道路公団はNA TM (New Austrian Tunneling Method) の実績がなかったが、難関の長平沢断層に対処するため初めてNA TMを採用した恵那山トンネルでは、1期線、2期線とも、地質・湧水の確認、本坑切羽の増設、本坑に対する水抜き坑として全線にわたって補助坑が掘進されている。本研究では、比較的計測結果が多い長平沢断層の補助坑で採用されたNA TMとその現場計測結果について検討対象とする。

恵那山トンネルは、中央構造線の西側地域にあり、同地域の領家花崗岩と飛騨地方から恵那山付近まで広汎に分布する濃飛流紋岩との接触点に位置する。この地域には大きな構造線が存在する。日本の代表的活断層である阿寺断層が北西から東南方向へ恵那山トンネルの西側まで伸びている。南西方向から屏風山断層がトンネルの西口へ、中央付近には南北方向に滑内路断層、あるいは神坂断層が存在する。これらの断層に規制された形の数多くの断層が存在し、その多くは南北方向を示しトンネルと直交する。地質は図-4・20に示すように中央付近で東西岩質が異なり、東方が花崗岩、西方が濃飛流紋岩である。

長平沢断層は、恵那山トンネルの縦断面上では飯田方坑口から約2kmの地点から始まる延長約270mの断層で、花崗岩が熱変質を受け粘土化し塑性流動を示す。1期線ではトンネル土圧が100tf/m²にも及び、この区間の完工に2年半を要した。補助坑の支保パターンについては、この270mの区間を、比較的硬岩からなるB区間と劣化軟岩からなるA、C区間に分け(図-4・21)、それぞれ支保パターンを定めた。A区間の補助坑標準支保パターンを図-4・22に示す。掘削断面積は24m²、ロックボルトは3m(ただしインバートは2m)、支保工は可縮支保工MU29を用いている。上半肩部や側壁にスリットを設け、スリット幅は30cm, 15cm, 7.5cm, 0cmと変えて試験施工した。また、掘削は概ね全断面工法によった。

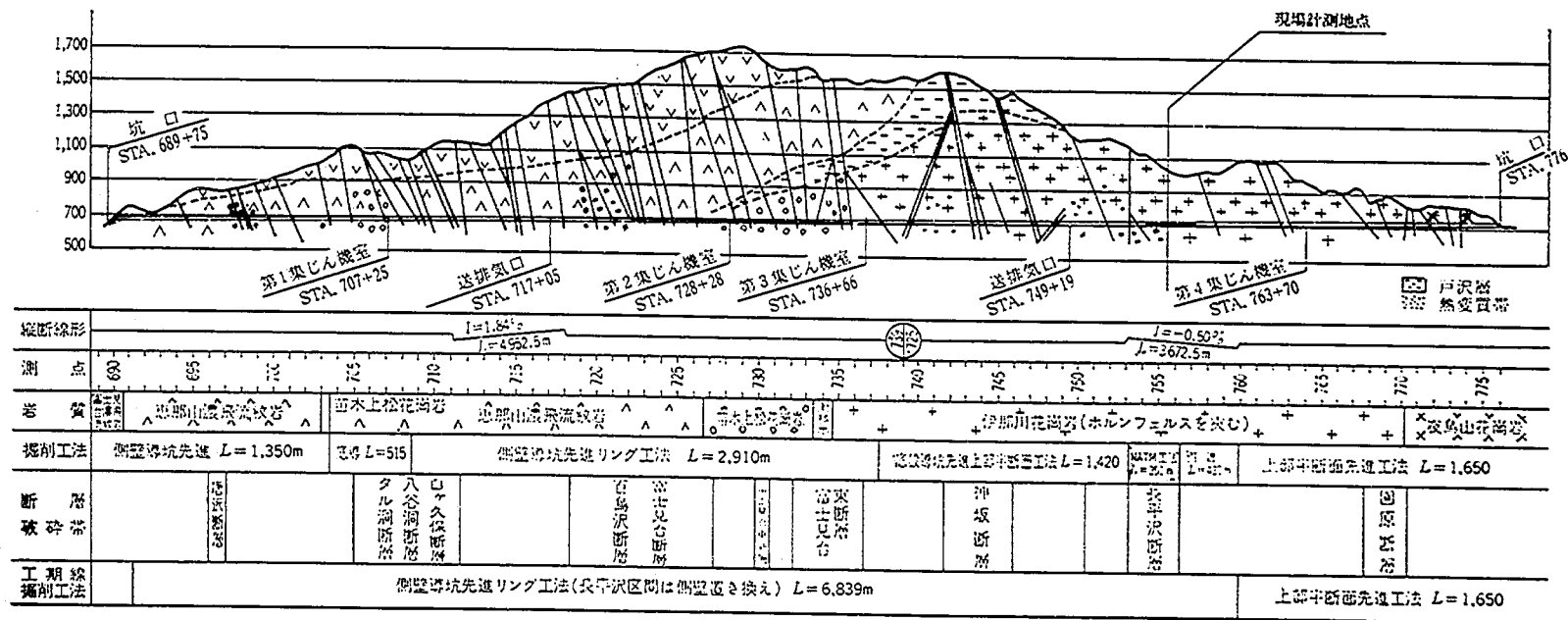
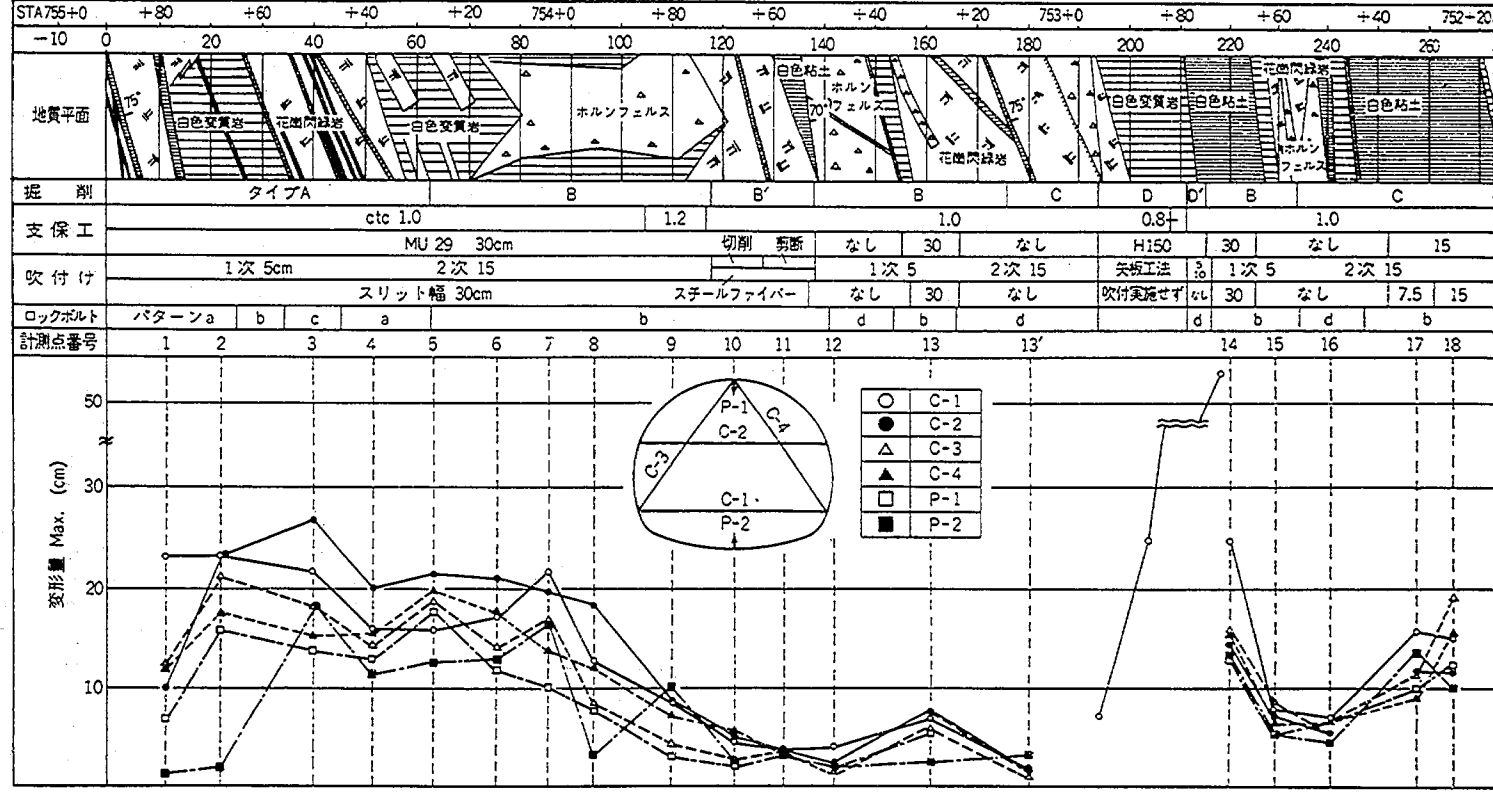


図-4-20 恵那山トンネル地質縦断面(10)

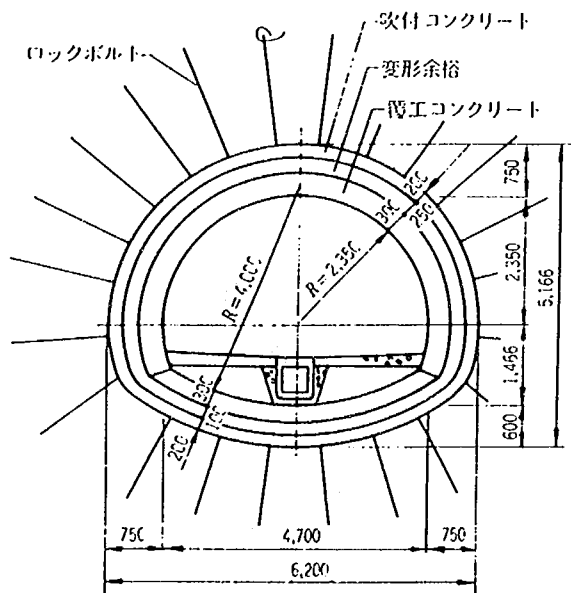
図-4.21 長平沢断面 NATM区間地質図および工法別変形量(%)



トンネルの上は現象と支保構造に関する研究

表-4・10 推定岩盤物性値（恵那山トンネル）

岩盤 の区分	補助坑 の区間	本線トンネルの区間	入 力 す る 岩 盤 物 性 値			
			初期変形係数 E_0 (kgf/cm^2)	粘着力： C_{cu} (kgf/cm^2)	内部摩擦角 ϕ_{cu} (°)	ポアソン比 ν
E1	B区間	S T A. 753+20m ～ S T A. 754+10m	1.0×10^4	10	40	0.4
E2	C区間	S T A. 752+40m ～ S T A. 753+20m	0.5×10^4	5	35	0.4
E3	A区間	S T A. 754+10m ～ S T A. 755+20m	0.25×10^4	5	35	0.4

図-4・22 恵那山トンネル作業坑（NATM）₁₀

地山物性は岩石試験や逆解析から概ね表-4・10のようであると考えられた。ただし、ここでいうC、 ϕ はCU3軸試験によって得たものである。

2) 計測項目と計測結果

計測は、図-4・23のような計測項目で断層270mの間で3断面行った（図-4・21の計測点No.3, 7, 15の位置）。ただし、内容変位等のA計測は図-4・21の各計測点で行った。

内空変位の計測結果を、図-4・21に示す。可縮スリットである場合最大25cm程度の変形であり、トンネル径が6.2mであるから約4%（径10mのトンネルで40cm

に相当）の変形となっている。地中変位と内空変位との関係では、劣化している区間（計測点No.3, 7）では、水平方向はトンネル径程度（6m）奥よりトンネル側での地山変位が全内空変位量の約80%を占めるのに対し、鉛直方向では約50%を占めるのにすぎないと報告されている。

ロックボルト軸力は、掘削後5日～10日程度（掘進速度約1m/日弱）でほとんどが破断強度20tに近い値を示した。吹付コンクリートには可縮スリットが図-4・24のように入っており、その累積長さはトンネル外周の約9%にのぼっている。理論上、スリットが閉合するまでは吹付コンクリートが荷重を負担しないことが考えられるが、実際には途中で吹付コンクリートによるスリットの閉合が行われた。しかし、スリットが構造上の弱点となり、スリット付近でのコンクリートのクラックの発生破断等が見られるなど、スリット閉合もうまく機能しなかったようである。支保工の軸力は、可縮支保工では概ね25tf以下であるが、スリットなしの場合では切羽から4～10m、掘削後5～7日程度で25～100tfに達している。

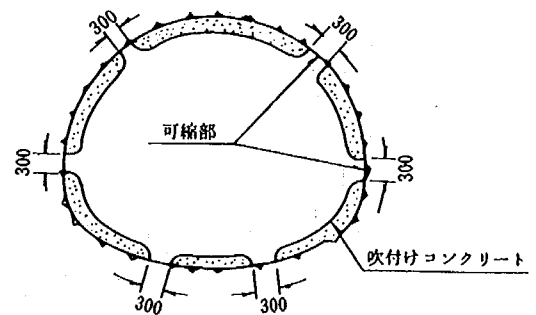
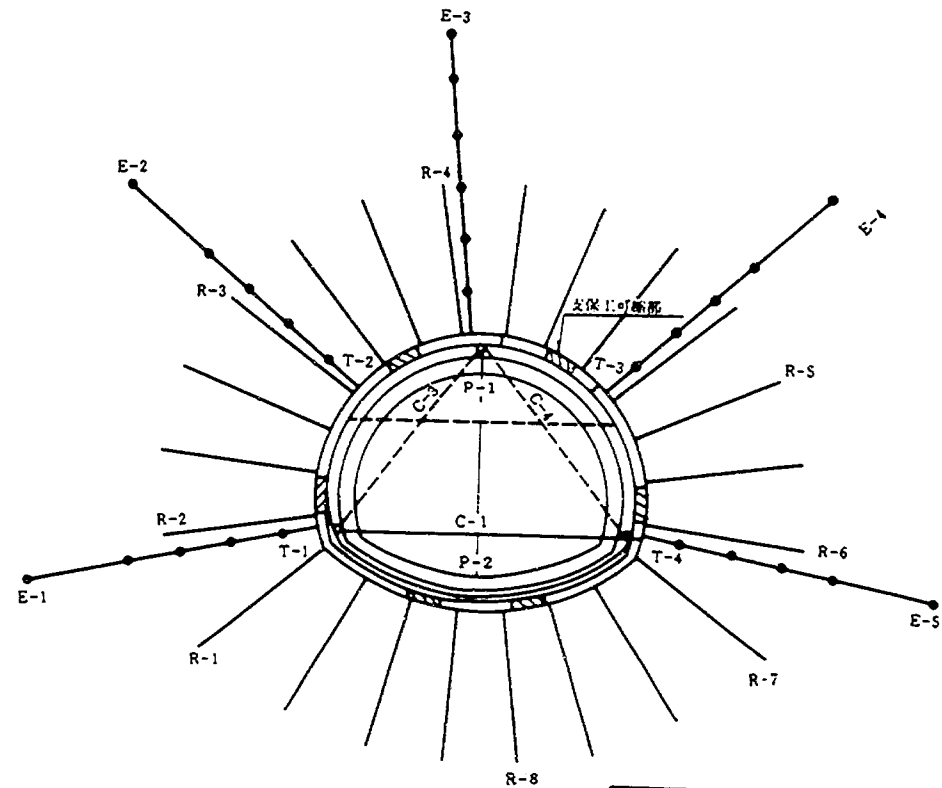
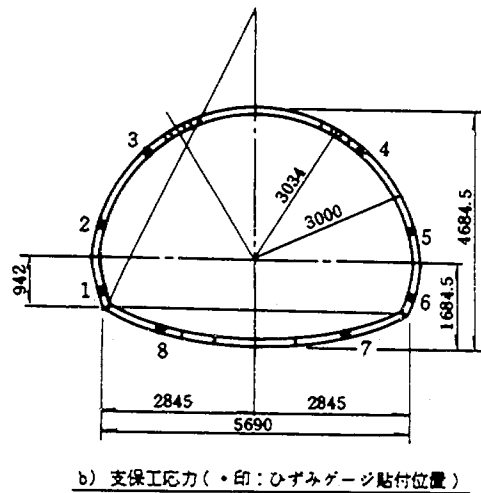
図-4・24 可縮スリット₁₂

図-4.23 計測機器配置図(2)



内空変位測定	(C)
地中変位測定	(E)
ロックボルト耐力測定	(R)
次付けコンクリート応力測定	(T)
天端沈下	(P-1)
盤がくれ	(P-2)

吹付コンクリートの背面土圧は、可縮スリットがある場合は $5 \sim 50 \text{tf/m}^2$ であるが、スリットなしの場合では切羽から $4 \sim 10 \text{m}$ で $60 \sim 70 \text{tf/m}^2$ となりその後ほとんど増加しないという結果となっている。また、吹付けコンクリートの円周方向応力については、総じて比較的高い曲げモーメントによる応力が生じていると思われたが、早期にひびわれ等が生じ測定点によりかなり異なった傾向を示すため解析の対象としないことにする。ここではこれらの各支保部材に作用する外力、応力から、トンネル土圧が静水圧的に作用することを仮定してトンネル土圧を求め、重ね合わせの原理でそれらの総和を全トンネル土圧と考えることとする。内空変位については可縮スリットがある区間での値を求めているので、トンネル土圧についてもその区間での値を求める。ここで、ロックボルトは全22本/1周のうちの $1/4$ にあたる5.5本分を鉛直方向の土圧に抗していると考え、トンネル径は 6.2m であるから、ボルト軸力より推定した土圧 $: 20 \text{tf} \times 5.5 / (1 \text{m} \times 6.2 \text{m}) = 18 \text{tf/m}^2$
吹付けコンクリートより推定した土圧: $(5 \text{tf/m}^2 + 50 \text{tf/m}^2) / 2 = 28 \text{tf/m}^2$
アーチ支保工応力より推定した土圧: $25 \text{tf} \times 2 / (1 \text{m} \times 6.2 \text{m}) = 8 \text{tf/m}^2$
である。これからの総和からトンネルの土圧としては概ね 54tf/m^2 となる。

参考までに、本坑のNATMの設計、計測の概略を記す。本坑の掘削外径は約 12m 、A区間の変形余裕量

は 0.5m 、ロックボルトは当初設計の 6m のロックボルトを1部 9m にして延長 1m 断面あたり $9 \text{m} \times 27$ 本、 $6 \text{m} \times 23$ 本としたが、その後増しボルトとして $9 \text{m} \times 35$ 本、 $13.5 \text{m} \times 23$ 本打設した。また、吹付厚は $25 \text{cm} \sim 20 \text{cm}$ 、2次覆工は 40cm とした。それでも内空変位は、上半で施工時に切羽から 1.0D で $30 \sim 40 \text{cm}$ 、最終的には $105 \sim 110 \text{cm}$ に達した。

4.4.2 新榎トンネルでの現場計測¹³⁾

1) 概要

新榎トンネルは、新潟県栃尾市と長岡市を結ぶ一般国道351号に設けられた延長 2.4km のトンネルである。本トンネルは膨張性地山として知られる新第三紀泥岩の地層を貫くトンネルで、当初から膨張性土圧の発生が懸念された。工事は、栃尾側坑口から 260m 、長岡側坑口から 240m までは在来の矢板工法（サイロット工法）で掘進し、それ移行はNATMに変更した。

NATMの代表的な標準断面を図-4・25に示す。ロックボルト長は 4m とし、切羽安定のために 2m 長の先受ボルト（ルーフボルト）を9本打設する。パターンIを基本として、地質計測結果に応じて、パターンII、IIIとする。

2) 地質

新榎トンネルは、長岡市の南方に発達する魚沼丘陵の最北端部、通称東山丘陵に位置しており、トンネル周辺の標高は $250 \sim 300 \text{m}$ である。トンネルの土被りは、栃尾側坑口から約 540m 、長岡側坑口から約 400m の間は概ね 50m の土被りが続き、トンネル中央部で概ね 20

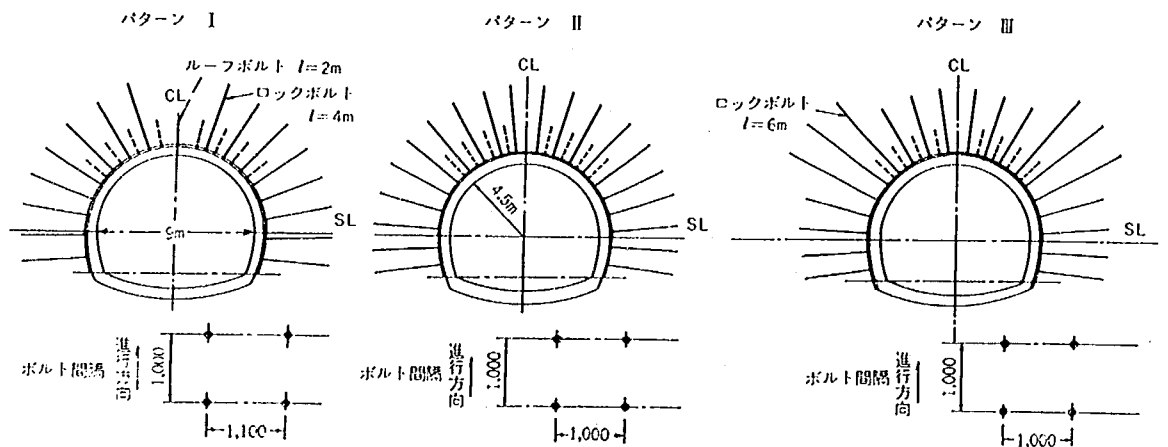


図-4・25 NATMパターン図（新榎トンネル）¹³⁾

0mの土被りとなる(図-4・26)。地形は、尾根を境として東側(栃尾側)は、なだらかな緩傾斜を呈し起伏に富んだ地すべり地形となっている。一方西側(長岡側)は、山腹が急峻で深い沢が何本か刻まれて断層地形が種々認められる。

トンネル部の地質構造は、図-4・26に示すように、新第三紀中新世に属する椎谷層、西山層より構成され、さらにトンネル周辺には、その上部層にあたる灰爪層が分布している。椎谷層の泥岩は圧縮強度 $30\sim 100\text{kgf/cm}^2$ と 10kgf/cm^2 以下とに分けられ、モンモリロナイトを多量に含む。砂岩・凝灰質砂岩は圧縮強度 10kgf/cm^2 以下が多く、滯水層となっている。西山層の泥岩は圧縮強度 $20\sim 100\text{kgf/cm}^2$ 程度である。集塊岩・角れき凝灰岩の圧縮強度は 50kgf/cm^2 程度で塑性地圧は発生しない。特に膨張性が著しかった、栃尾側坑口より約450m～480m付近における泥岩の力学特性を表-4・11に示す。

トンネル中央部付近には、東山油田を形成する背斜軸があり、それを横断してトンネルが計画されている。この地域は、東山油田地帯であり現在わずかながら石油の汲み上げが行われている。油層はトンネルの道路路面高さから概ね150m下に位置し、上部の泥岩がキャップロックの役割を果たしている。

表-4・11 泥岩層の物性値(新榎トンネル)

地 山 物 性	単 位	物 性 値
単位体積重量	g/cm^3	2.052
真比重		2.662
含水率	%	21.861
弾性波速度	V_p	km/sec 2.388
	V_s	km/sec 1.09
モンモリロナイト含有率	重量%	46
一軸圧縮強度	kgf/cm^2	31.57
破壊時の歪	%	1.163
変形係数(E50)	kgf/cm^2	2.74×10^3
ポアソン比		0.365
地山強度比	$qu/\gamma H$	2.850
粘 着 力	ピーク強度	tf/m^2 3.3
	残留強度	tf/m^2 3.3
内部摩擦角	ピーク強度	° 23.5
	残留強度	° 9.6

3) 計測項目と計測結果

計測は、通常NATMで行なわれているA計測(内空変位、天端沈下、図-4・27)を20m毎に、B計測(6mのエクステンソメーターによるトンネル壁面からの

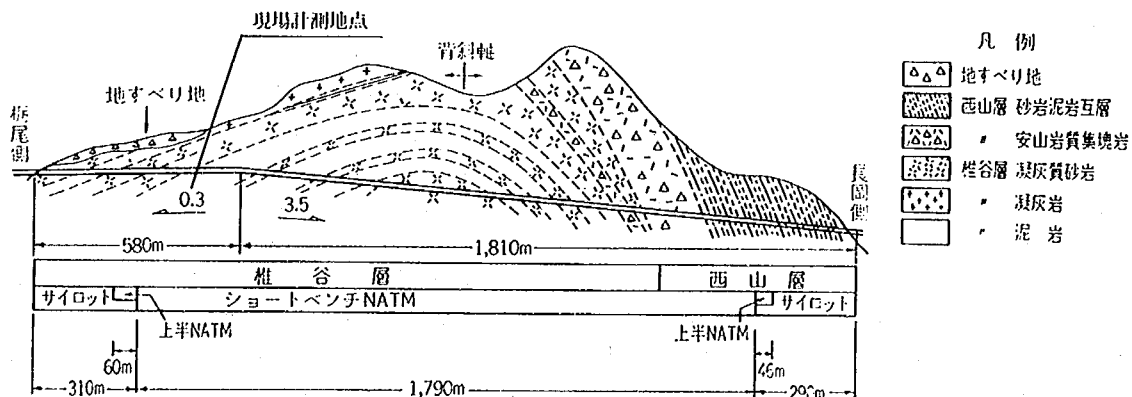
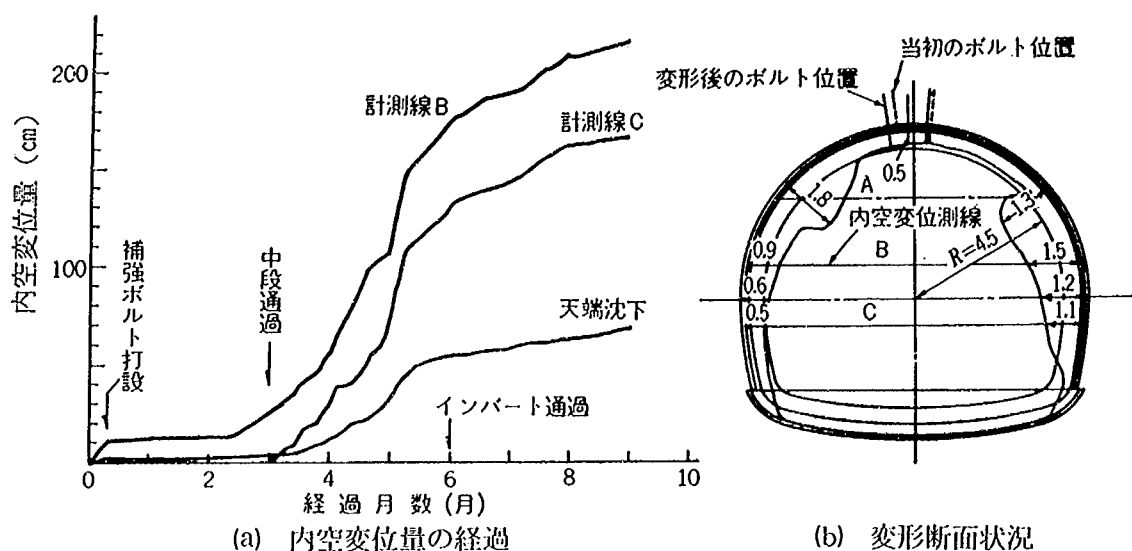


図-4・26 トンネル縦断面図(新榎トンネル) 13)

図-4・27 内空変位量₁₃₎

地中変位測定、ロックボルトの軸力測定)を数箇所行う以外に、試験工区を定めて特殊な計測を行っている。

ここでは特に試験工区に着目して主にその計測結果を解析の対象とする。まずその目的、概要を述べる。本トンネルでは、特に栃尾坑口より450m～480m付近で、予測をはるかに越えた内空変位が発生し、当初設定した変形余裕を越え、地山の縫い返しが必要となった。縫い返し時の状況は、吹付コンクリートによる閉合後の平均地山変位速度も内空変位で1.0mm～3.0mm/dayと収束の傾向は見られない状況にあり、B計測の結果より判断し、塑性領域の拡大もロックボルト長を越えていると判断された。このことから、本来NATMにおける2次覆工は内空変位が収束した後にすることが望ましいが本トンネルでは地山変位が収束しないため、縫い返し後に打設する2次覆工については、施工可能な最大規模の覆工を行い、鉄筋計による覆工応力の測定や土圧計による背面土圧の測定等を実施することにより、覆工に作用する荷重に対抗すると同時に膨張性土圧を解明する資料を得ることとした。大変形の縫い返しを行った後打設する試験工区の覆工(以下試験ライニングと呼ぶ)は、厚さは1mとし、D29の鉄筋をc120mmで複鉄筋で建て込む(図-4・28)。この試験ライニングに計測器を設置し以下のような計測する。すなわち、①鉄筋計による鉄筋コンクリート覆工の鉄筋応力の測定(鉄筋計BF-29-C, 36基)②土圧計による覆工背面に加わる土圧の測定(土圧計BF-20-KF, 10基)③応力計による覆工円周方向応力の測定(応力計BR-100KB, 4基)④コンクリー

トの応力以外の温度等によるひずみの測定(無応力計, 1基)である。ここでは、特に膨張性が著しく試験ライニングを施工した栃尾坑口より450m～480mの区間の内空変位、トンネル土圧について述べる。

(1) 内空変位

坑口から約450m付近で、徐々に全面泥岩部に入ったところ、それまでの内空変位量および変位速度に比べ大きな値を示すようになった(図-4・27)。水平測線の変位速度は10mm/dayにも達し、変形余裕に関する危険水準120mm(事前設計上見込んだ変形余裕200mm×60%)を超えたため上半部に補強ボルト(1=6m)を施工した。このとき切羽は補強ボルト作業もあり、内空変位の大きい地点より15m先行したところで休止とした。その状態で補強ボルトを打設したためか、変位速度は0.5～1mm/日と一応おさまったかにみえた。

しかし上半切羽の掘削を再開したところ、再び内空変位測線が変動をはじめ、中段掘削が通過すると急激な変形が生じ、変位速度も再び5～10mm/dayとなり、変形余裕量200mmを大きく超え、パターンボルトおよび補強ボルトの破断やプレートの変形が発生した。また吹付コンクリートにはせん断クラックが発生し破壊するようになった。

これに対し、局所的な対応として、さらに補強ボルト(1=4m)を施工しながら切羽を進めたが、変形はやまず、上半45°付近および土平部で膨れ出したため、作業上危険となり安全確保の面からトンネル断面を整形して円形に近づけることを目的として、一部区間について縫い返し、再吹付コンクリートおよびロッ

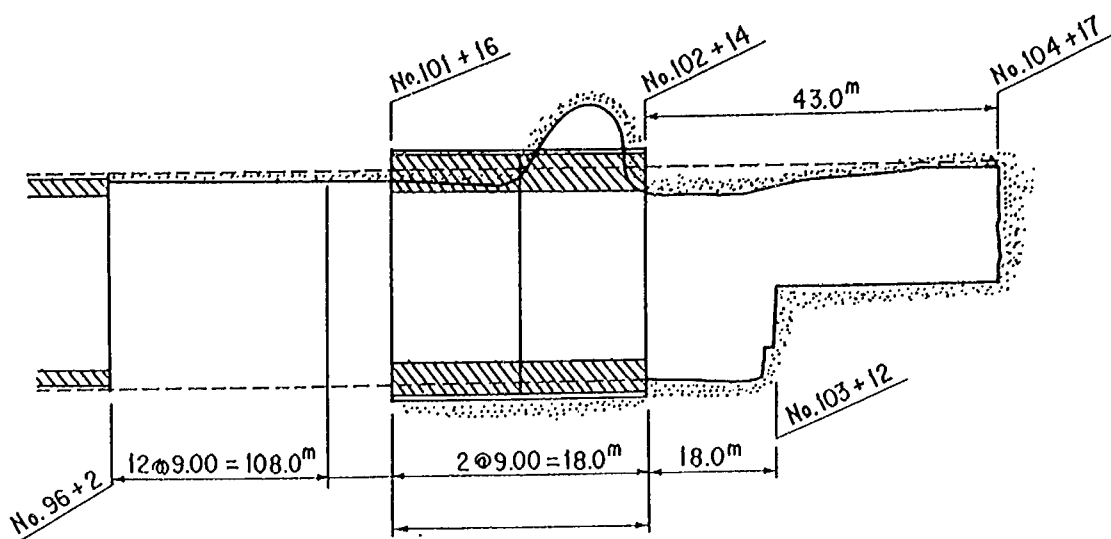


図-4-28 試験工区の縦断面図(14)

クボルトの施工を行った。そしてさらに、インバート部にも下向きロックボルト（1断面12本）を施工した。

この縫い返しおよびインバートのロックボルトが打設作業が終わって、やや変位速度は低下し3～5mm/dayとなり以前に比べ半分以下となったが、依然として変形は収束には至らなかった。切羽掘削後3カ月経過した時点でかなり変位速度は収まったが、その時点で最大変位測線であるB測線の内空変位は2300mmであった。こうした大きい地山変位の箇所について、縫い返しを行った後試験ライニングを設置した。ライニングを設置後6カ月を経過しても内空変位は±5mm程度であった。

(2) トンネル土圧

試験ライニングの背面に図-4-29のように土圧計を10基設置し、土圧計測を行った。インバート打設後計測を開始して後6カ月を経ても土圧は微増傾向を示しているが概ね収束した。この時点での覆工の背面の平均作用土圧は1.2kgf/cm²であった。

一方、支保部材の応力から推定されるトンネル土圧について以下に述べる。2次覆工のコンクリートの円周方向応力は平均3.4kgf/cm²であった。また、鉄筋応力については、スプリングラインでの鉄筋計の計測値で、図-4-29の5の位置の内側鉄筋の応力が圧縮で500kg/cm²、外側260kgf/cm²、15の位置の内側鉄筋の圧縮応力が450kgf/cm²、外側280kgf/cm²であった。トンネル土圧が静水圧状態で作用し曲げモーメントより軸力が卓越していると推定されるので、覆工に軸力だけが

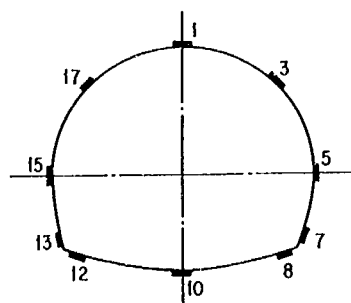


図-4-29 試験ライニングでの土圧測定(14)

作用していると仮定して全部の測定値の平均値を求めると372kgf/cm²となる。D29断面積を6.4cm²とすると鉄筋一本当り約2.3tf/本の圧縮力が作用していることとなる。鉄筋のピッチは12cmであるからトンネル延長方向1mあたり1m/0.12m×4=33.3本配筋されていることになり、鉄筋1本当たりの圧縮力と配筋本数から鉄筋によってトンネル延長1m当たり75tf/mの圧縮力を分担していることが推定される。試験工区では縫い返しをしているため、吹付けコンクリート、ロックボルトアーチ支保工の各支保部材の応力等は計測されていないが覆工の剛性が高いため実質的にはトンネル土圧を支えていないと考えられるので、覆工コンクリート円周方向応力と鉄筋応力からトンネル土

圧が静水圧的に作用していることを仮定して、トンネル土圧を求める。ここで、トンネル外径10.7mとして、覆工コンクリート応力より推定した土圧：
 $34\text{tf/m}^2 \times 1\text{m} \times 1\text{m} \times 2 / (1\text{m} \times 10.7\text{m}) = 6.3\text{tf/m}^2$
 覆工内鉄筋応力より推定した土圧：
 $75\text{tf/m} \times 1\text{m} / (1\text{m} \times 10.7\text{m}) = 7.0\text{tf/m}^2$
 であるから、これからの総和からトンネルの土圧としては概ね13.3tf/m²となる。

この値は、ほぼ覆工背面土圧計によるトンネル半径方向の作用土圧の値に等しいので、この値をもってトンネル土圧と考えることにする。

4.4.3 鍋立山トンネルでの現場計測^{15) 16) 17) 18)}

1) 概要

鍋立山トンネルは、上越線六日町駅と信越本線犀潟駅を結ぶ北越北線のほぼ中央に設けられた全長9.017mの長大鉄道トンネルである。本トンネルは新第三紀泥岩層を貫くトンネルで強大な膨張性土圧と可燃性ガスのため工事は困難を極めた。建設工事は昭和49年に着工し、その後一時中断したが昭和60年に工事が再開されている。膨張性土圧は、ほぼトンネル全長にわたって発生しているが、ここでその中でも特に膨張性が著しくNATMの合理的な適用を測るため各種計測を行った試験工区・中その3工区（測定点34K600m付近、延長71m）を研究の対象とする。鍋立山トンネルの地質は新第三紀中新世～鮮新世の泥岩を主とし、最下位にあたる寺泊層の儀明背斜を軸に椎谷・西山の層序で対象構造なしている（図-4・30）。地形図からも背斜構造帯や等高線の立った安定部分と乱れた地すべり地形とをほぼ分別できる。トンネル工事の施工実績は地質構造や岩石物性値の変化に関して著しい差異が認められる。試験工区付近での地盤の岩石試験結果を表-4・12に示す。

試験工区におけるトンネルの標準断面図を図-4・31に示す。基本的に単線円形断面であり、施工法としては断面の閉合をできるだけ早くして地山の変形を押さえる目的でミニベンチカット工法とし、ベンチ長を可能な限り短縮した。支保材はMU29を用いた可縮支保工、吹付けコンクリート、ロックボルトのほか切羽の自立を確保するため切羽補強工として長さ3mの切羽ボルトを38本2間毎に施工した。

2) 計測項目と計測結果

試験工区で計測項目は、施工管理のための計測として、①内空変位（延長4m毎）②ロックボルト引抜試験、支保効果を知るための計測として、①地中変位、②ロックボルト軸力、③吹付けコンクリート背面のト

表-4・12 岩石試験結果（鍋立山トンネル）

岩石名		泥 岩	
比重		2.77	
単位体積重量 (g/cm ³)		1.8	
自然含水率 (%)		22.5	
粒度分布 (%)	れき分	0.5	
	砂分	19.0	
	シルト分	26.5	
	粘土分	54.0	
	土質分類	粘土	
一時圧縮強度 (kg/cm ²)		14.8	
変形係数 E50 (kg/cm ²)		3,520	
コンシステンシー (%)	液性限界	188.0	
	塑性限界	20.5	
	塑性指数	167.5	
塩基性置換容量 (meq/100 g)		41.7	
浸水崩壊度		D	
3 軸圧縮試験	c	ピーク強度	7.4
	(kgf/cm ²)	残留強度	7.1
	φ	ピーク強度	12.7
	(°)	残留強度	6.7

ンネル半径方向土圧、④吹付けコンクリート内の円周方向応力、⑤アーチ支保工の荷重、⑥覆工応力、⑦切羽変形量、の計測を数断面行っている。計測結果については、内空変位と支保部材の応力等から推定したトンネル土圧について述べる。

(1) 内空変位

内空変位の測定は4m（支保工5間）毎に45日間にわたって行われたが、一般に変位量が少ないほど早く収束する傾向があり、また下半掘削に伴う変位量は、上半掘削による変位と同程度であった。ここでは代表的な3断面について図-4・32に示す。Sec. 4 (34K597m) は内空変位が300mmを越え、ボーリングのため切羽停止期間中にも変位の増加が見られ、また支保工にも座屈変状が出始めた。このため、増支保工、増し吹付け工を施工したが、この結果その後の変位はほとんどない。ここでは、トンネル土圧に関する計測値としてSec. 7と11の値を用いるので、内空変位もSec. 7と11の平均値として200mmとする。また、本トンネルのごとく岩盤強度の極端に低い地山においては常に切羽の鏡押さえ工法が重大な関心事であり、鏡の押し出しの実態を計測した。掘削の進行を48時間止めて押しだし量を計ったが24時間でほぼ110mmの変位を生じた。

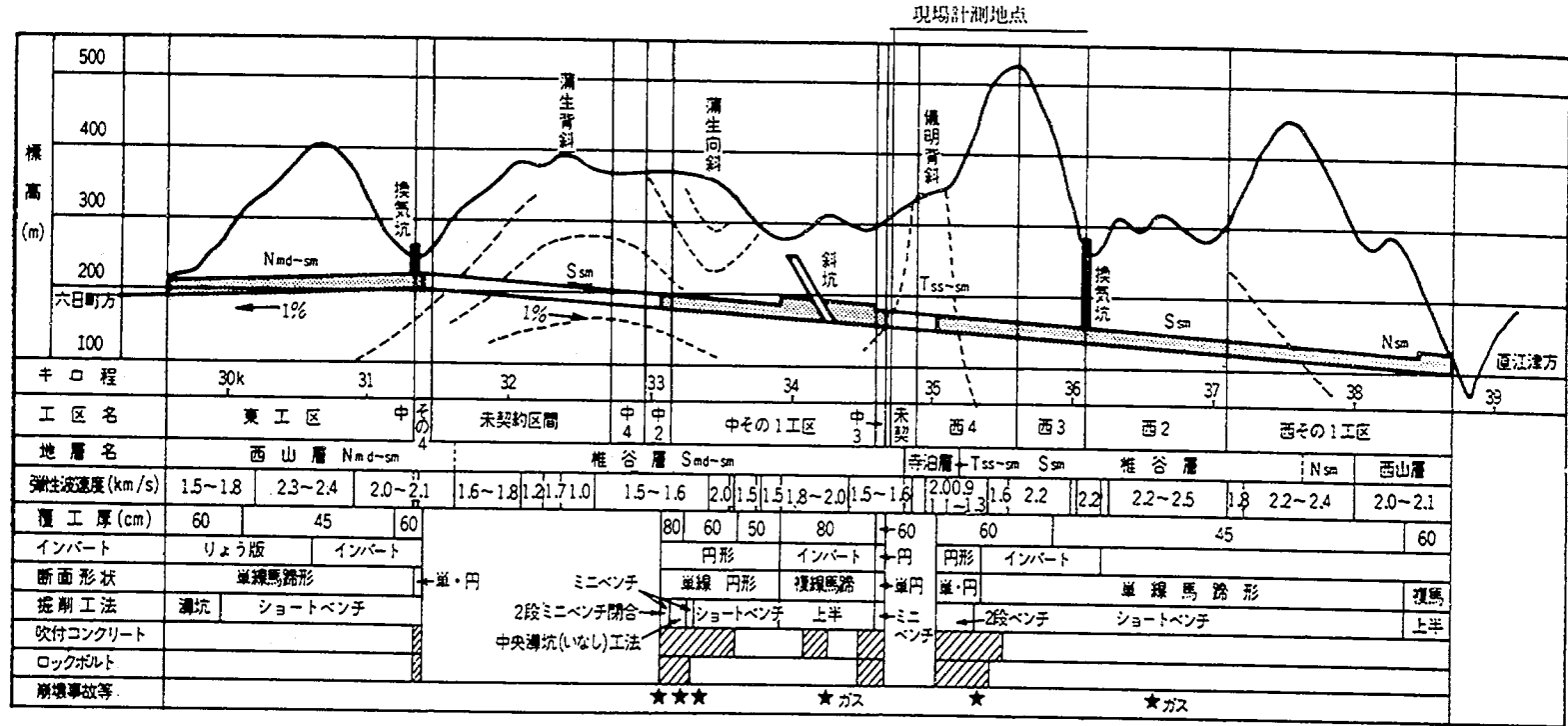
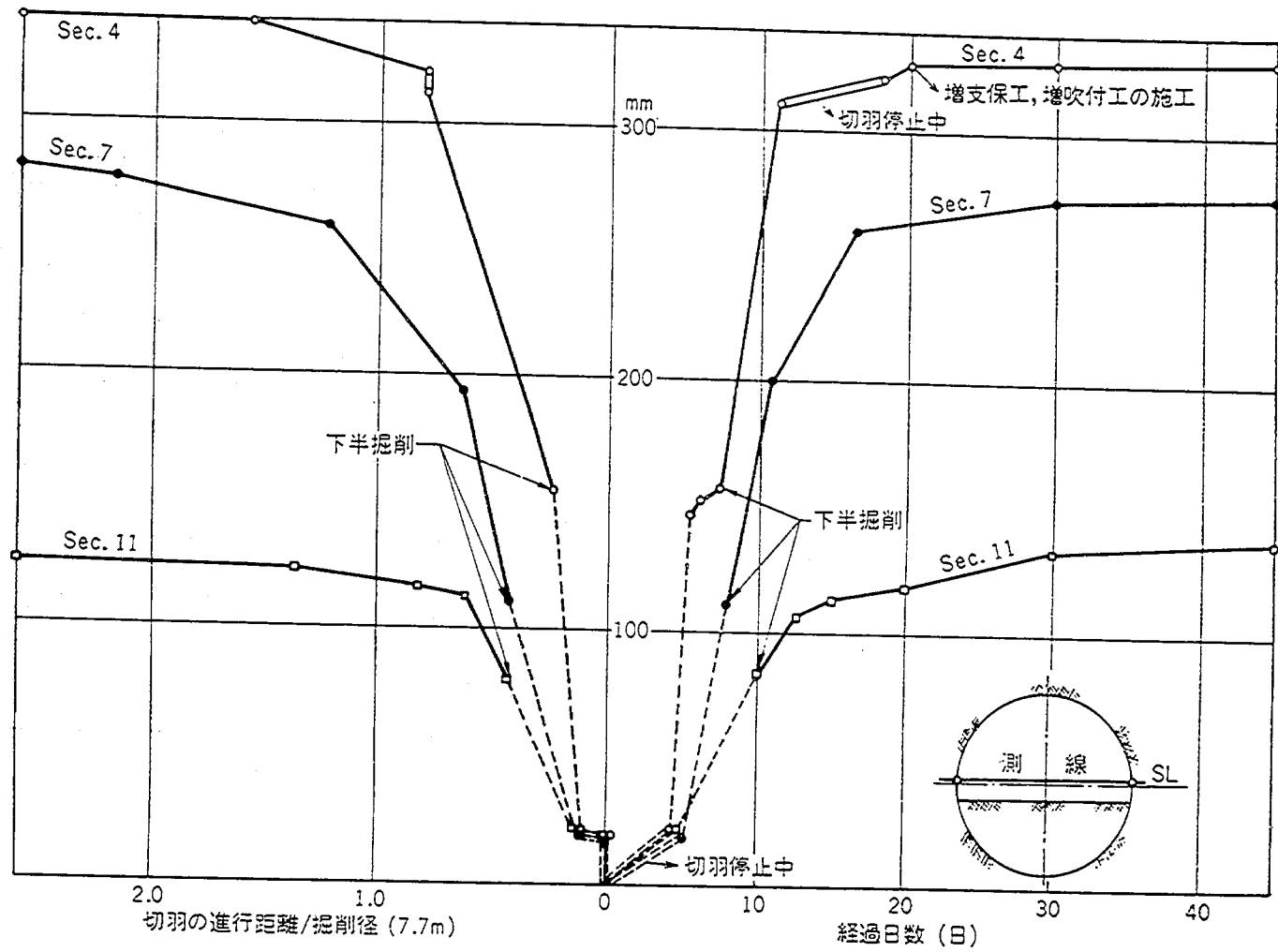


図-4.30 鍾立山トンネル全体図(1/5)

図-4.32 内空変位測定結果₁₆₎

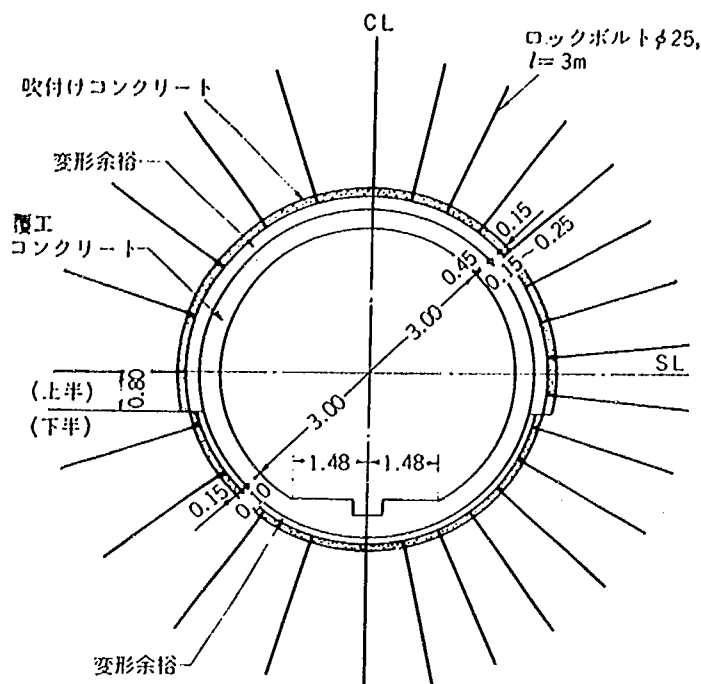


図-4-31 トンネル断面図(15)

(2) 支保部材の応力等から推定したトンネル土圧

吹付けコンクリート背面のトンネル半径方向の土圧計測の結果では40日経過時点で $1.0 \sim 6.0 \text{ tf/m}^2$ 程度の土圧が計測されたが、これがトンネルに作用する全土圧を表しているとは考えられなかった。その理由は、①ロックボルトや2次覆工にもトンネル土圧に起因する応力が観測されており、これらも考慮する必要があること、②同じ地層で土被りも同程度の測点33K578 m付近の計測では、50cmの2次覆工に作用する土圧だけでも約 40 tf/m^2 の土圧が観測されていること¹⁴⁾などである。したがって、ここでもトンネル土圧は重ね合わせの原理で各支保部材の応力より推定されるトンネル土圧の総和としてトンネル土圧を推定する。また、計測結果のバラツキを考慮していたずらに精度の高い値として求めるのではなく、平均的な概数としてトンネル土圧を求める。以下に、吹付けコンクリートの円周方向応力、MU29の支保工の荷重、ロックボルトの軸力、2次覆工コンクリート内の円周方向応力の計測結果を述べ、それからトンネル土圧を推定する。

図-4-33～4-35に吹付けコンクリート応力、支保工荷重、ロックボルト軸力分布の測定結果を示す。図-4-

33の計測値の動きはかなり複雑であるが、これは地山の変形量が吹付けコンクリートの破壊ひずみをはるかに越えていることに起因していると思われる。支保工荷重は、経時的に内空変位と類似した形で荷重が増加し、切羽が約2 D進んだ時点でほぼ一定値となっている。ロックボルト軸力は図-4-35からSec. 7で一部引張り応力で $3,000 \text{ kg/cm}^2$ より大きい所があるが、ロックボルトの降伏点がS D30で $3,000 \text{ kg/cm}^2$ 以上であることから⁵⁾、一部塑性域で使用されていることが考えられる。ロックボルト軸力分布は地中変位測定結果と整合しており、Sec. 7では2～3 m地点で破断に近い引張り状態となっているが、地中変位が少ないSec.11では軸引張りひずみは全体的に降伏点を越えているもののSec. 7のようなピーク点は見られない。また、スプリング部に比べると天端のロックボルトは吊り下げ効果が薄いようである。図-4-36にSec. 7においてカールソンひずみ計を配置して測定した覆工コンクリート応力(2ヶ月後)を示す。これは無応力計により補正を行った値であるが、部分的にかなり大きな圧縮応力が働いている。

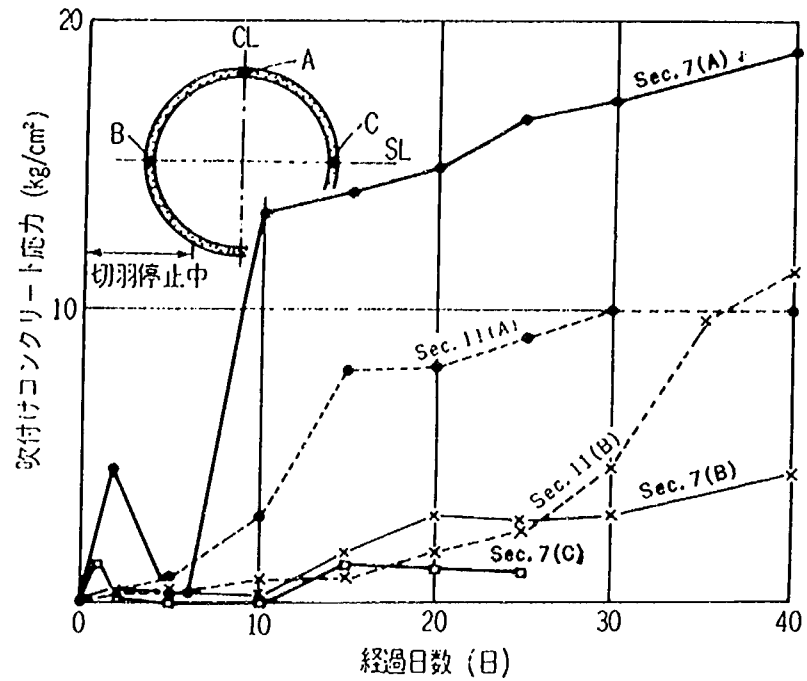


図-4・33 吹付けコンクリート応力測定結果₁₆₎

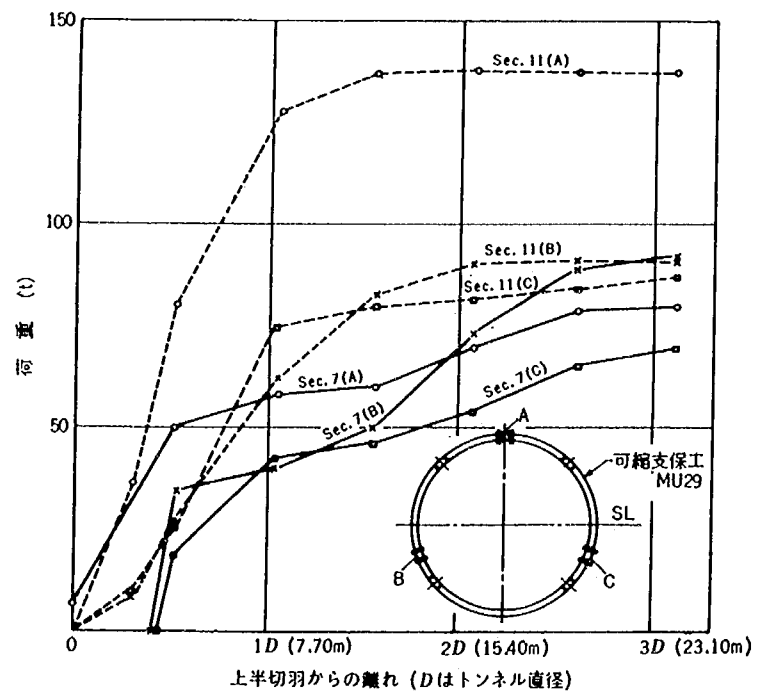


図-4・34 支保工荷重測定₁₆₎

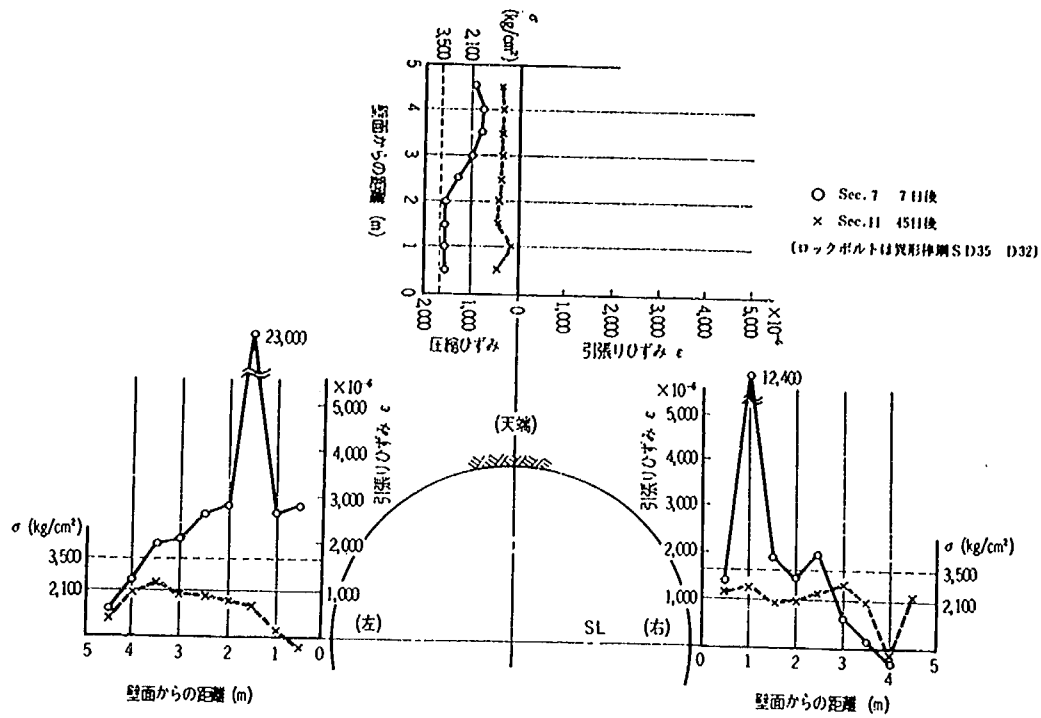
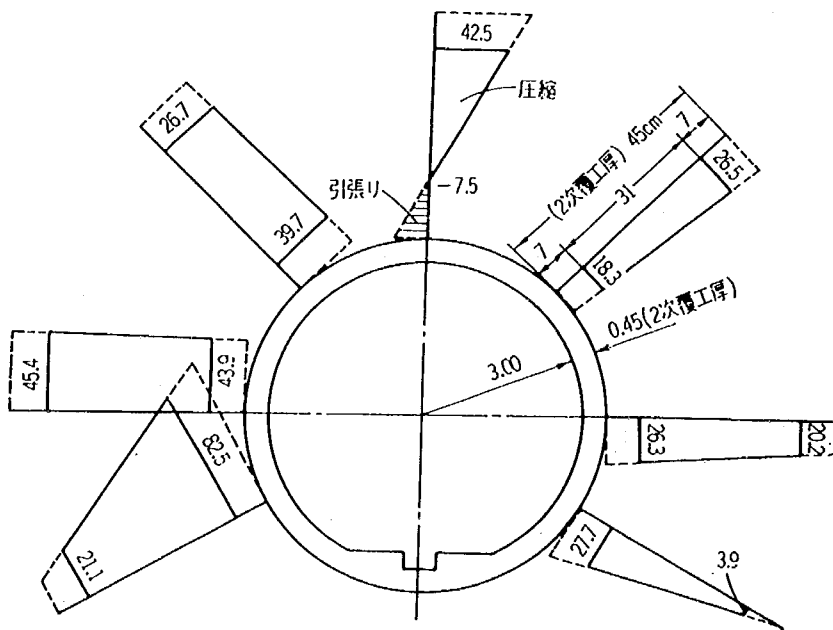


図-4-35 ロックボルト軸力分布測定₁₆₎



(無応力計を考慮した材令58日の応力)

図-4-36 覆工コンクリート応力測定 (Sec. 7)

これらの計測結果より各支保部材の応力を概数で、ボルト軸力20tf/本、吹付けコンクリート応力10kgf/cm²、支保工荷重75tf、2次覆工応力30kg/cm²とし、トンネル土圧は静水圧状態にあると仮定して、全トンネル土圧を求める。ここで、D=7.6m、 $\lambda=0.8$ mであるから、

$$\text{ボルトより推定した土圧} : 20\text{tf} \times 5 / (0.8\text{m} \times 7.6\text{m}) = 16\text{tf/m}^2$$

吹付けコンクリート応力より推定した土圧：

$$(100\text{tf/m}^2 \times 0.15\text{m} \times 2) / 7.6\text{m} = 4.0\text{tf/m}$$

$$\text{支保荷重より推定した土圧} : 75\text{tf} \times 2 / (0.8\text{m} \times 7.6\text{m}) = 25\text{tf/m}^2$$

$$\text{2次覆工応力より推定した土圧} : (300\text{tf/m}^2 \times 0.45\text{m} \times 2) / 7.6\text{m} = 36\text{tf/m}^2$$

であるから、これらの総和としてトンネル土圧は約81tf/m²となる。

4.4.4 模型実験と現場計測との比較

1) トンネル土圧

各トンネルの現場計測と模型実験との比較を表-4・13に示す。また表-4・13の地山変位(π_4 , d/D), 地山強度比(π_7 , $qu/\gamma H$)とトンネル土圧($T/\gamma D$)を対比して図-4・37に示す。トンネル掘進前に値が定まり実験や現場計測に対して入力と考えられる

$\pi_1 \sim \pi_3$, π_5 , π_7 (表-4.13) が、掘進後に値を求めることになる出力的なパイナナンバー π_4 , π_6 にどのような影響を与えるかを考えてみる。

まず、 $\pi_1 = H/D$ は3つの現場の間でも4.2~15.5と大きくバラツキが見られるが、それにもかかわらず3トンネルとも程度の差はあれ膨張性土圧の現象が見られる。この主たる原因は、膨張性土圧の発生は、土被り厚もしくは初期土圧と地山強度の比によって支配されるため、土被り厚のみに支配されるのではないことが考えられる。また、初期土圧が場合によっては土被り厚と線形な関係にないことも考えられる。すなわち、現場計測では通常初期土圧の計測を行っていないので、その代わりに全土被り荷重 γH を初期土圧として用いる。しかし、深度1000m以浅で γH と初期土圧の相関は、かなりのバラツキがあり¹²⁾、また長平沢断層のように特に弱化的著しい断層のトンネル方向の延長が約100m足らずという状況では、断層周辺の地山で土圧荷重をかなりの部分支えることも考え得る。したがって、 π_1 だけでは π_4 又は π_6 に対して直接的な要因になっていないと考えられる。

次に地山の粘着力に関するパイナナンバー π_2 について考える。ただし、ここでは π_2 の代わりに膨張性地山に関しては一般的によく用いられる地山強度比 $\pi_7 = qu/\gamma$

表-4・13 模型実験と現場計測との比較

		恵那山トンネル	新榎トンネル	鍋立山トンネル	4.2の粘性土実験	4.3のケース4の掘削実験	4.3のケース3の掘削実験
π_1	H/D	72	4.2	15.5	8.4	5.4	5.0
π_2	$C/\gamma H$	0.04	0.37	0.33	0.13	0.74	1.8
	$C/\gamma D$	3.22	1.5	5.2	1.12	4.0	9.1
π_3	$\tan \phi$	0.7	0.17	0.12	0.05	0.04	0.06
π_4	d/D	0.04	0.21	0.03	0.09	0.003	0.003
π_5	$1/D$	0.16	0.09	0.11	0.2	0.33	0.33
π_6	$T/\gamma H$	0.04	0.15	0.38	0.64	0.16	0.17
	$T/\gamma D$	3.22	0.62	5.9	5.35	0.87	0.84
π_7	$qu/\gamma H$	0.25	3.5	0.70	0.27	1.4	2.6
ϕ	°	35	9.6	6.7	3.1	2.48	3.52
C	tf/m ²	50	33	71	1.05	2.28	5.36
γ	t/m ²	2.5	2.0	1.8	1.87	1.92	1.97
qu	tf/m ²	280	3.1	148	2.12	4.24	7.72
d	m	0.25	2.3	0.2	0.0045	0.001	0.0015
l	m	1	1	0.8	0.1	0.1	0.1
H	m	450	45	118	4.2	1.61	1.5
D	m	6.2	10.7	7.6	0.5	0.3	0.3
T	tf/m ²	54	13.3	81	5.0	0.5	0.5

γH を考える。 $\pi_7 = q u / \gamma H$ については、模型実験ケース3, 4あるいは新榎トンネルで見られるように、 π_7 が大きくなるとトンネル土圧 π_6 が小さくなるという負の相関傾向が見られており有効な指標と言える。しかし、詳細に見ると例えば恵那山トンネルと鍋立山トンネルとの比較では π_6 と π_7 は程度は小さいが正の相関になっている。また、新榎トンネルでは $\pi_7 = 3.5$ でも $\pi_4 = 0.21$ と大きい変形がみられ膨張性土圧が発生している新榎トンネルのように大きい地山強度比で大きい地山変位が見られるケースは過去にあまり例がなく、この場合には、地質学的に見ても潜在的に土被り厚に起因する土圧よりずっと大きい初期土圧が使用していたものとするのが妥当である。すなわちこうした $\pi_7 = q u / \gamma H$ が π_4 又は π_6 に与える影響が詳細なレベルで不明確であるのは、先に述べた全土被り荷重 γH が初期土圧を正確には表現し得ていない事が一つの原因と推測される。初期土圧が明確な模型実験では π_6 と π_7 は負の相関を示しておりこの推測を裏付ける。

内部摩擦角パイナンバー π_3 については一般的に模型実験より現場計測での値が大きく、特に恵那山トンネルの π_3 が他と比較して高い。恵那山トンネルと4.2の粘性土実験を比較すると、地山強度比 π_7 、トンネル土圧 $T / \gamma D$ 、地山変位 d / D は概ね近い値であるから、逆に内部摩擦角 π_3 も大きく違わない値となることが期待される。しかるに現場計測では $\phi = 35^\circ$ 、実験では $\phi = 3.1^\circ$ と大きく異なっている。この異なっている原因について、模型実験では地山特性を求めるための3軸試験としてUU条件を、現場ではCU条件を採用していることが1つの原因と考えられる。特に模型実験地山材料は飽和度が91%であり、UU条件により摩擦角が小さくなったと思われる。さらに他の2トンネルと異なり恵那山トンネルでは3軸圧縮試験で ϕ を求める際残留強度を用いていないことも、特に恵那山トンネルでの ϕ が他の現場計測事例と比較しても大きいことの原因の一つと考えられる。また、模型実験の内部摩擦角は、現場計測では岩盤自体の内部摩擦角に相当し、一般に用いられる岩石コアの内部摩擦角とは対応しない。しかるに表-4.13に示す現場計測の値は岩石コアの内部摩擦角から算定した値であるから、比較するためには寸法効果による強度の低減を見込むことが必要であり、この点も実験と現場計測の内部摩擦角の違いになって現れていると考えられる。こうしたことを考慮すれば、現場計測での π_3 はいずれも岩石としては極めて低い内部摩擦角と言え、 π_3 は膨張性土圧の指標として意義のあるものと考えられる。

地山の変位量パイナンバー $\pi_4 (d / D)$ とトンネル土圧 $\pi_6 (T / \gamma D)$ を対比する(図-4.37)。図-4.37で模型実験(E x)については計測された変位の中にトンネル切羽が到達するまでの地山変位も含んでいることから実験での変位の測定値と測定値 $\times 1 / 2$ の値の相方から算定した d / D を点線で結んで表示してある。図-4.37から一般に言われているように、大きい変位を許せばトンネル土圧は小さくなるのがわかる。すなわち、今回研究の対象としているような非常に大きい膨張性土圧が作用するケースでは、 d / D が0.05程度であればかなり大きいトンネル土圧($T / \gamma D = 3 \sim 6$)が作用するが、 d / D が0.2程度になることを許容すればトンネル土圧は通常の地山で想定している程度の土圧の範囲にはいる。(ここでは $T / \gamma D = 0.58$)。

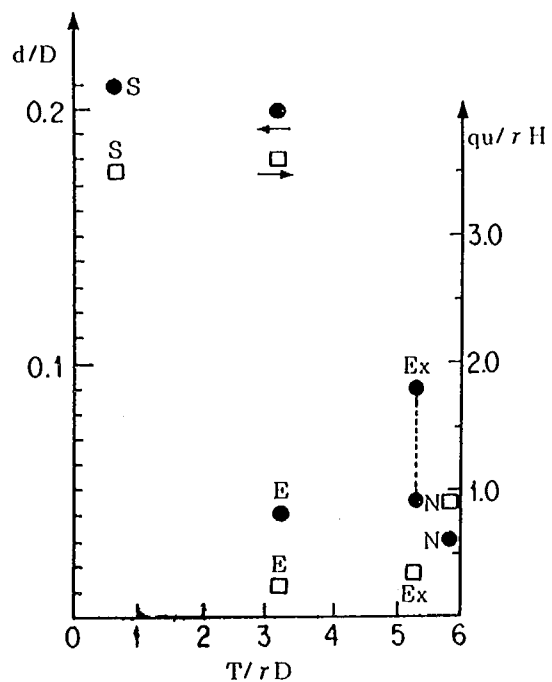


図-4.37 地山変位 (d / D)、地山強度比 ($q u / \gamma h$)とトンネル土圧 ($T / \gamma D$)
 (Eは恵那山トンネル、Sは新榎トンネル、Nは鍋立山トンネル、E xは4.2の粘性土実験を示す。)

全土被り荷重 γH と初期土圧との相関が不明確であることを考慮すれば、トンネル土圧のパイナンバー π_6 としても $T / \gamma H$ より $T / \gamma D$ の方がより現場の状況を的確に表現できると考えられる。また、支保構造の設計上はこの土圧の絶対値の大小関係をよりの確に表現することが望ましいが、このためには対象トン

ネルによってバラツキの大きい土被り土圧 γH よりバラツキの小さいトンネル径に相当する土圧 γD を取り込んでいるパイナナンバー $T/\gamma D$ のほうが $T/\gamma H$ より有効であるといえる。膨張性土圧を表すのに $T/\gamma D$ を用いる力学的な意味については以下のように考える。膨張性土圧は一般に初期土圧の影響を受けると言われるが、それは直接的相関関係ではなく初期土圧と地山強度により地山のアーチアクションがどの程度作用するかが決まりそれに応じて膨張性土圧が決定されたと考えることとする。膨張性土圧の大きさがアーチアクションの作用の強弱によって決まると考えれば、トンネル土圧 T がトンネル径分の土被り荷重 γD の何倍かということはアーチアクションのアーチの大きさという力学的な意味を持つことになる。

ここでトンネル土圧についてまとめる。4.2の粘性土実験と4.3のケース2の模型実験の結果によると、 $q_u/\gamma H=0.27\sim0.29$, $\tan\phi=0.02\sim0.05$, $d/D=0.09$ という条件でのトンネル土圧は $T/\gamma D=5.3\sim6.9$ であった。恵那山トンネルと鍋立山トンネルの現場測値では、 $q_u/\gamma H=0.25\sim0.70$, $\tan\phi=0.12\sim0.7$, $d/D=0.03\sim0.04$ という条件でのトンネル土圧が $T/\gamma D=3.22\sim5.9$ であった。一般に膨張性土圧が作用する場合、トンネル土圧は地山条件によって広範囲にばらつく可能性があり、しかも d/D という施工条件によっても土圧が変化するので、トンネル土圧を事前に知ることはきわめて困難である。ここでは膨張性土圧の概略の傾向を把握して現場に適用するという観点から模型実験(4.2の粘性土実験と4.3のケース2の模型実験)と現場計測(恵那山トンネルと鍋立山トンネル)の結果を案分して施工条件を想定し、現場の設計・施工に用いることのできる諸数値を推定すると、 $q_u/\gamma H=0.4$ (全数の平均値), $\tan\phi=0.24$ (現場計測の岩石コアの残留強度の平均値。ただし恵那山トンネルについては残留強度が得られていないので残留強度相当にするため 0.5ϕ を内部摩擦角と考える。模型実験の値は現場での岩石のコアの物性値に相当せず実質的には簡単に現場に適用できないことから採用しない。), $d/D=0.04$ (通常の内空変位の計測値とする。模型実験の値は切羽より奥の実験変位を含んでいるので採用しない。)という条件ではトンネル土圧は $T/\gamma D=5.3$ (全数の算術平均)となる。これは近年日本で経験した最大級の膨張性地山に関する値である。

新複トンネルに見られるように大きい地山変位を経過した後ではトンネル土圧は小さい値しか観測されな

かった。このためトンネル土圧と地山変位相方を考慮できるトンネル土圧・変位パイナナンバー($T/\gamma D \times d/D$)を考えることにする。地山強度についても粘着力と内部摩擦角の相方を考慮した強度パイナナンバー($q_u/\gamma H \times \tan\phi$)を考えて対比させると、図-4・38のようになる。図-4・38でも模型実験(E_x)については、実験での変位測定値と測定値 $\times 1/2$ の値とを点線で結んで表示してある。図-4・38よりトンネル土圧・変位パイナナンバーと地山強度パイナナンバーは負の相関を示すことが読みとれる。また超膨張性地山の場合でも、トンネル土圧・変位パイナナンバー($T/\gamma D \times d/D$)は0.1~0.3であることがわかる。

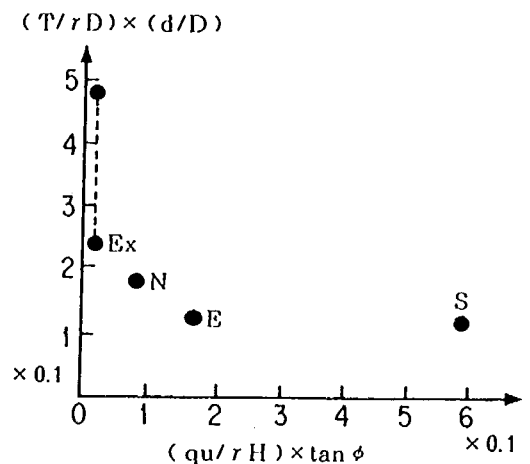


図-4・38 強度パイナナンバー($q_u/\gamma H \times \tan\phi$)とトンネル土圧・変位パイナナンバー($T/\gamma D \times d/D$)(E, S, N, E_xは図-4・37と同様)

2) 支保剛性

恵那山トンネルでの設計上の特徴の1つに、補助坑、本坑ともスリット付の可縮支保工を設けたことがある。可縮部は補助坑では例えば図-4・17のように設けられたが、その作用効果は以下のように集約でされている^{9) 10) 11)}。

可縮スリットを採用する目的は、安全性の点から吹付コンクリートの負担を少なくして、クラック等によるコンクリートのはく落を防止することにある。この目的はある程度達成できたが、逆に吹付コンクリートの強度よりはるかに低い応力しか発生せず不経済な面も発生した。またロックボルト等に過度の負担をかけることになり、変位・変形は予測を上まわった。本坑周辺地山のひずみも2~3%に達する場合もあったの

で、スリット幅25cmのものが10～15cmになった時点でスリットを閉じたが、それでもスリット部で変状が著しかった。可縮スリットを閉じても、変形が収束しなかった点については、地山の緩みが奥深くまで伸展し、トンネルの安定が得られなかったためとされている。変位、変形の著しいのはスリット部以外には、天端沈下および上半断面と下半断面の断面接合部をくびれ部とするだるま状変形があげられる。可縮スリットを設けた場合、3軸圧縮試験における拘束圧が小さいため大きい軸方向強度が得られないような状況がトンネル側壁部地山で発生していることが想定され、地山の持つ強度が有効に活用され難い側面がある。また支保部材として吹付コンクリートが有効に働かないのも技術的な課題と言える。以上の状況から、現場での担当者は可縮スリットの有効性について否定的である。すなわち、恵那山トンネル長平沢断層のような地山に対しては、結果的に「高強度の鋼製支保工を主体とした剛性の高い支保工」または「当初から安全側設計とし長いロックボルトを多数打設し計測結果に基づき随時ロックボルトの長さ本数を減ずる施工法」を推奨している。

一方、トンネルの支保剛性に関する模型実験については4.3.2 2)に述べられている。実際の施工に当たっては、膨張性土圧の大きさを推定するのが難しい上、4.3.2のケース2の模型実験のような強大なトンネル土圧によく対抗し得る剛な支保工の設置は考え難く、結果的にある程度「柔な」支保工の設置に相当する場合が多いと思われる。

3) 応力再配分

切羽における応力再配分について模型実験ではトンネル進行方向で切羽鏡面より2.5D地山奥、トンネル横断方向に切羽側壁より片側1.5D奥までの領域地中応力の低下が見られた。また、恵那山トンネルにおける現場計測では、側壁部の横断面的な押し出し地山変位量の内約20%がトンネルより1.0D程度地山奥よりさらに奥の地山で発生した。ロックボルトの作用効果の点からは、その定着部を地山の変位等が発生しないほど地山奥に求めることが望ましく、模型実験とか恵那山の計測現場のような場合には、ロックボルト長を1.5D程度にするのが望ましいということになる。

4.5 結論

土被りの大きいトンネルの土圧現象、特に膨張性土圧現象、すなわち周辺地盤の降伏によりトンネル構造物に作用する土圧現象の機構を明らかにするため、3次元模型実験を行いトンネルおよびトンネル周辺地盤

の挙動について調査した。また膨張性土圧の発生した粘性土実験結果を同程度の地山変位が発生したトンネル建設現場での現場計測値と比較した。検討の結果、明らかにできた主な点は次のとおりである。

(1) トンネル土圧

地山強度比がほぼ等しく地山の内部摩擦角が異なる地盤条件にトンネルを施工すると、内部摩擦角の小さい粘性土実験では膨張性土圧現象がみられたが、摩擦角が大きい砂質土実験では地山強度比が0.3程度であるにもかかわらず膨張性土圧現象は発生しなかった。したがって、膨張性土圧現象に関する指標としては、従来地山強度比を主たる指標と考えるのが一般的であったが、地山の内部摩擦角も重要な要因であることが明らかになった。一般に膨張性土圧が作用する場合、トンネル土圧は地山条件によって広範囲にばらつく可能性があり、しかも d/D という施工条件によっても土圧が変化するので、トンネル土圧を事前に知ることはきわめて困難である。ここでは膨張性土圧の概略の傾向を現場に適用するという観点から推定する。膨張性土圧は今回研究対象とした現場計測や模型実験から総合的に考えれば、地山強度について $q_u/\gamma H=0.4$, $\tan \phi=0.24$, 地山変位について $d/D=0.04$ という条件下では、トンネル土圧は $T/\gamma D=5.3$ 程度になるように推定された。また新榎トンネルの場合のように大きい地山変位を許すと($d/D=0.2$ 程度)トンネル土圧は $T/\gamma D=0.58$ 程度に減少した。膨張性地山の場合の実験と現場計測からは、トンネル土圧と地山変位の相方を考慮したトンネル土圧・変位パイナナンバー($T/\gamma D \times d/D$)は、0.1～0.3であった。

(2) 応力再配分

緩み土圧現象が発生したと考えられる砂質土実験では、切羽付近の応力分布は3つの領域に分けられた。それらは、初期応力領域、応力増加領域、応力低下領域である。応力低下領域は粘性土実験に比較して小さく切羽の鏡面の直近の地山領域であり、切羽付近の地山に対する拘束圧がなくなり不連続面を有するぜい性破壊により発生すると考えられる。応力増加領域はトンネル進行方向で切羽鏡面からほぼ0.5D～0.8Dほど離れた地点から0.2D～0.3Dほど離れた地点の間の領域で、応力低下領域はその内側(トンネル側)から始まっている。

一方、内部摩擦角は小さいが地山強度比が大きい粘性土実験では、切羽付近の応力分布は初期応力領域と応力増加領域の2つの領域に分けられた。応力増加領域はトンネル進行方向で切羽鏡面より1.5D～1.8D地

山奥までの領域で砂質土実験の応力増加領域より2～3倍広い領域となっている。

内部摩擦角、地山強度比がともに非常に小さい値であったため、膨張性土圧現象がみられた粘性土実験では、切羽付近の応力分布は2つの領域に分けられた。それらは、初期応力領域、応力低下領域である。粘性土実験での応力低下領域はトンネル進行方向には最大で切羽鏡面より奥に2.5D横断的にもトンネル側壁より1.5Dほど地山奥までの離れた領域であり、応力配分の影響範囲として緩み土圧よりはるかに広がった。

(3) 地中変位

トンネル直径の1%程度以上の地中変位を考えることにすれば、粘性土実験のような膨張性土圧現象の場合、切羽前方2Dほどのところから変位が始まる。緩み土圧現象が発生し応力低下領域が切羽前面のごく限定された領域にのみにしか発生しなかった砂質土実験では、地山はほとんど変位しなかった。

4 章 参考文献

- 1) 猪熊明他, トンネル周辺地盤の挙動とトンネル地圧に関する模型実験報告書, 土木研究所資料No.1870。
- 2) 青砥宏, 膨圧トンネルの土圧予測, 大成建設技研報, No.13, 1980。
- 3) 朝倉隆, 膨張盤ぶくれ地帯のトンネル施工例, 土木施工, Vol. 9, No. 9, 1968。
- 4) Terzaghi, K, Rock Defects and Loads on Tunnel Support, Rock Tunneling with Steel Supports, Proctor R. V. and White T. 編, Commercial Shearing Co., Youngstown, Ohio, 1946, pp 15~99。
- 5) 土木学会, トンネル標準示方書(山岳編), 1985。
- 6) Egger, P., トンネル支保工に及ぼす破壊後の岩盤の影響, 海峡連絡鉄道の技術に関する文献資料の調査研究報告書, 日本トンネル技術協会, 1978。
- 7) 神藤健一, 他, 土被りの大きい円型素掘りトンネルの3次元模型実験, 前田建設技研報, Vol.23, 1982。
- 8) Zienkiewicz編, Fumagalli著, Rock Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, 1967。
- 9) 佐藤和夫, 第2期恵那山トンネルの断層掘削, トンネルと地下, Vol.12, No. 5, 1981。
- 10) 磯谷勇輔他, 膨張部のトンネル挙動, トンネルと地下, Vol.12, No.5, 1981。
- 11) 恵那山トンネル工事(二期線)日本道路公団, 1986。
- 12) I. W. ファーマー, 岩盤工学の基礎と応用, 鹿島出版会, 1988。

版会, 1988。

- 13) 佐々木隆男他, 超膨張性地山区間と湧水区間におけるNA TM国道351号新複トンネル, トンネルと地下, Vol.13, No.5, 1982。
- 14) 福田組, NA TM施工計画, 観測の記録(S55~S57), 昭和57年6月, 1982。
- 15) 井上俊隆他, 強大な地圧に挑む(1)~(3)北越北線鍋立山トンネル, トンネルと地下, Vol. 9, No. 4 ~ 6, 1978。
- 16) 大塚正幸他, 膨張性地山での苦闘, トンネルと地下, Vol.11, No.1, 1980。
- 17) 谷利章他, 超膨張性地山への再挑戦, トンネルと地下, Vol.17, No.10, 1986。
- 18) 土居則男他, 膨張性地山への挑戦(続報), トンネルと地下, Vol.21, No.7, 1990。

5. シールドトンネルの設計荷重に関する研究

5.1 概説

シールドトンネルの設計は、山岳トンネルと異なり構造計算を行なって覆工の寸法等を定める。しかし、山岳トンネルと同様、地盤中を掘削し自由空間を確保した後覆工を設置するため、トンネルが構造的に安定するまでの地山の挙動が不確定で構造計算に入力するための地盤反力係数等については経験的に定める部分も多い。このためまずシールドトンネルについて、荷重や構造計算等に関する現在の考え方及び構造計算に際してどの程度の安全性をどこで見ているかを調べ、その後シールドの現場計測結果等を参考にして作用土圧について検討した。なお、以下で述べる「トンネル土圧」についての定義は1,2による。

5.2 シールドトンネルの一般的な設計法

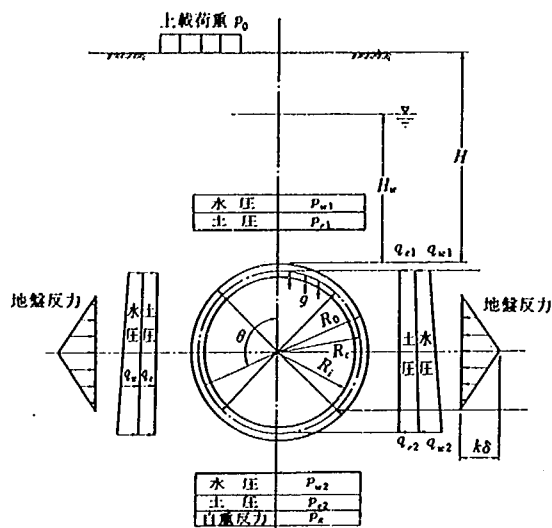
5.2.1 シールドトンネルの作用荷重の考え方¹⁾

覆工の設計にあたって一般的に考慮する荷重は表-5・1のとおりである。表-5・1の1～5については、設計にあたり常に考慮しなければならない荷重、6～11はトンネルの使用目的、施工条件等によって考慮しなければならない荷重とされている。図-5・1は、1～5の荷重の分布状況を示したものである。

1の鉛直および水平土圧は、砂質土では土と水を分離して取り扱い、粘性土では水を土の一部として包含する考え方をする場合が多い。鉛直土圧については、土被りが小さいならば全土被り荷重を、土被りが大き

表-5・1 シールドトンネルの荷重

1	鉛直および水平土圧
2	水 圧
3	自 重
4	上 載 荷 重 の 影 響
5	地盤反力
6	内部荷重
7	施工時荷重
8	地震の影響
9	併設トンネルの影響
10	地盤沈下の影響
11	その他

図-5・1 シールドトンネルに作用する荷重⁴⁾

い場合には砂質土ではTerzaghiの式（図-5・2）による緩み土圧の考え方を採用する。粘性土で土被りが深い場合について、土木学会では、Terzaghiの式の採用を否定はしていないが、「慎重な検討が必要である」としている¹⁾。水平土圧については鉛直土圧に表-5・2のような側圧係数を乗じてもとめる。水圧については基本的には静水圧を採用している。

地盤反力は表-5・1の1～4の荷重が作用した時に構造的なつり合い等のため地盤から反力として作用すると考えられる荷重である。鉛直方向については変位に関係なく1～4の荷重のつり合いから地盤反力をもとめる。水平方向については覆工の地盤内への変位に伴って発生するとしている。その算出方法は水平面から上下45度の範囲に分布する三角形荷重とし、その大きさはセグメントリングの水平直径位置における水平方向の変位に地盤反力係数を乗じて算出する。水平方向地盤反力については、地盤をバネで表現するやり方もある。いずれにしても水平方向の地盤反力の考え方は力のつり合いだけでなく地盤変位を考えなければ導入し得ない。地盤反力の考え方は、シールドトンネルの設計法が今日のような過程で、設計計算上水平地盤反力を導入しなければ常識的に不つり合いなほど過大な設計になるという経緯から導入された。水平土圧と地盤反力の違いは、水平土圧が静止土圧もしくは主動土圧に近いものと考えられるのに対して、地盤反力は受動土圧に近い土圧と言える。

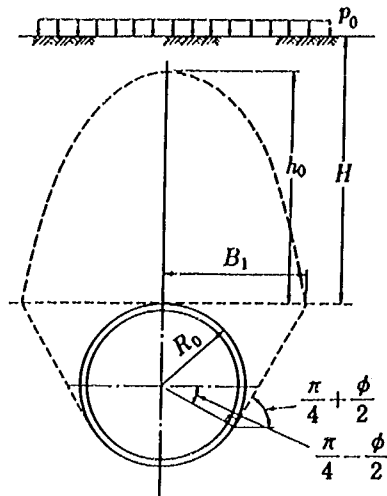
5.2.2 シールドトンネルの構造計算と安全の確保

セグメントリングの断面力の算定手法としては、セグメントリングを曲げ剛性一様なリングと考える方法（広い範囲で用いられていることから慣用計算法と呼ばれる）、多ヒンジ系リングと考える方法、曲げモーメ

表-5・2 側圧係数

側方土圧係数（ λ ）および地盤反力係数（ κ ）

土 の 種 類	λ	κ (kgf/cm ²)	N値による目安
非常によく締まった砂質土	0.35～0.45	3.0～5.0	N $\geq$ 30
固結した粘性土			N $\geq$ 25
締まった砂質土	0.45～0.55	1.0～3.0	15 $\leq$ N<30
硬い粘性土			8 $\leq$ N<25
中位の粘性土		0.5～1.0	4 $\leq$ N<8
緩い砂質土	0.50～0.60	0～1.0	N<15
軟らかい粘性土	0.55～0.65	0～0.5	2 $\leq$ N<4
非常に軟らかい粘性土	0.65～0.75	0	N<2



$$h_0 = \frac{B_1 (1 - C/B_1 \cdot \gamma)}{K_0 \tan \phi} \cdot (1 - e^{-K_0 \tan \phi \cdot H/B_1}) + \frac{p_0}{\gamma} \cdot e^{-K_0 \tan \phi \cdot H/B_1}$$

$$B_1 = R_0 \cdot \cot \left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2} \right)$$

h_0 : 土の緩み高さ

K_0 : 水平土圧と鉛直土圧の比(通常 $K_0=1$ としてよい)

ϕ : 土の内部摩擦角

p_0 : 上載荷重

γ : 土の単位体積重量

c : 土の粘着力

ただし、 p_0/γ が H に比し小さい場合は下記の式によってよい、

$$h_0 = \frac{B_1 (1 - C/B_1 \cdot \gamma)}{K_0 \cdot \tan \phi} \cdot (1 - e^{-K_0 \tan \phi \cdot H_1/B_1})$$

ここに H_1 : 換算土被り $\left(H + \frac{p_0}{\gamma} \right)$ (m)

図-5.2 Terzaghiの緩み土圧⁴⁾

ントに対する回転ばねをもつリングと考える方法等がある。一般に使用しているのは、慣用計算法であるが、セグメント継ぎ手部の曲げ剛性は、セグメント単体の曲げ剛性より低いと考えられるので、リングの曲げ剛性はセグメント単体の曲げ剛性 EI に有効率 η ($\eta \leq 1$) を乗じたものとする場合もある(修正慣用計算法)。一方セグメントを千鳥に組む場合、すべての曲げモーメントがセグメント継手を通じて同一横断面内の隣接セグメントに伝達されず、その一部はリング継手を通じて隣接リングのセグメントに伝達されると考えられる。このため、修正慣用計算法ではトンネルを一樣な曲げ剛性 ηEI をもつリングと求めて求めた断面力 (M , N , Q) のうち、曲げモーメントについては割増率 ξ ($\xi \geq 0$) だけ割り増して $(1 + \xi)M$ とし、 N と組み合わせセグメントの主桁、設計にあてている。この場合セグメント継手の設計用曲げモーメントは $(1 - \xi)M$ とする。なお、慣用計算法における具体的な断面力の算定には表-5.3を用いて良いとされている。

セグメントリングの応力の算定は、軸力と曲げモーメントを同時に受ける真直材として扱う。通常はリングの正負の最大曲げモーメントとその位置に生ずる軸力を用いて応力の照査を行う。すなわち断面力よりコンクリートや鉄筋等の応力を算定した後、各の許容応力度と比較してその安全性を確認し設計を了する。この時の許容応力度は通常表-5.4が用いられる。

土木学会の標準示方書を基に一般に用いられるシー

ルドトンネルの荷重設計方法、構造計算法から概略どのような安全が見込まれるかを表-5.5にまとめた。

表-5.5よりシールドの設計においては許容応力度だけではなく種々の設計要素において安全性が見込まれていることがわかる。この中でも特に力学的な安全性を高めているのは二次覆工の設置だと思われる。いずれにしてもこうした幾重もの安全に対する配慮の積み重ねからシールドトンネルの安全性は必要にして十分確保できていると推定される。実際、例えば東京都交通局による地下鉄の建設では過去の設計から判断して不経済な設計を避けるため設計するに当たって曲げモーメントの割増しを行わないこととしている⁴⁾。また、表-5.5には取上げなかったが、地盤反力に対する評価はトンネルの安全性に大きい影響を与えるが、未だ不明確な点も多い。

5.3 現場計測

シールドトンネルの構造計算の過程で各種の不確定要素があり、それに対処するのに通常は不確定な範囲の中でより安全側の設計となるよう配慮されていることを明らかにした。しかし、必要以上に安全側の設計とすると経済性を損なうので、実態がどうであるかについて現場計測によって明らかにすることとした。現場計測では、特に作用荷重について焦点を当て、施工時荷重や併設トンネルの影響について調べた。

表-5・3 慣性計算法によるセグメント断面力の計算式

荷 重	曲 げ モ ー メ ン ト	軸 力	せ ん 断 力
鉛 直 荷 重 ($pe_1 + pw_1$)	$M = \frac{1}{4} (1 - 2\sin^2 \theta) (pe_1 + pw_1) Rc^2$	$N = (pe_1 + pw_1) Rc \cdot \sin^2 \theta$	$Q = - (pe_1 + pw_1) Rc \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$
水 平 荷 重 ($qe_1 + qw_1$)	$M = \frac{1}{4} (1 - 2\cos^2 \theta) (qe_1 + qw_1) Rc^2$	$N = (qe_1 + qw_1) Rc \cdot \cos^2 \theta$	$Q = (qe_1 + qw_1) Rc \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta$
水 平 三 角 形 荷 重 ($qe_2 + qw_2 - qe_1 - qw_1$)	$M = \frac{1}{48} (6 - 3\cos \theta - 12\cos^2 \theta + 4\cos^3 \theta) (qe_2 + qw_2 - qe_1 - qw_1) Rc^2$	$N = \frac{1}{16} (\cos \theta + 8\cos^2 \theta - 4\cos^3 \theta) (qe_2 + qw_2 - qe_1 - qw_1) Rc$	$Q = \frac{1}{16} (\sin \theta + 8\sin \theta \cdot \cos \theta - 4\sin \theta \cdot \cos^2 \theta) (qe_2 + qw_2 - qe_1 - qw_1) Rc$
水 平 地 盤 反 力 ($x \cdot \sigma$)	$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{4}$ の場合 $M = (0.2346 - 0.3536\cos \theta) x \cdot \sigma \cdot Rc^2$ $\frac{\pi}{4} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ の場合 $M = (-0.3487 + 0.5\sin^2 \theta + 0.2357\cos^2 \theta) x \cdot \sigma \cdot Rc^2$	$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{4}$ の場合 $N = 0.3536\cos \theta x \cdot \sigma \cdot Rc$ $\frac{\pi}{4} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ の場合 $N = (-0.7071\cos \theta + \cos^2 \theta + 0.7071\sin^2 \theta \cdot \cos \theta) x \cdot \sigma \cdot Rc$	$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{4}$ の場合 $Q = 0.3536\sin \theta \cdot x \cdot \sigma \cdot Rc$ $\frac{\pi}{4} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ の場合 $Q = (\sin \theta \cdot \cos \theta - 0.7071\cos^2 \theta \cdot \sin \theta) \cdot x \cdot \sigma \cdot Rc$
自 重 (g)	$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ の場合 $M = (\frac{3}{8}\pi - \theta \cdot \sin \theta - \frac{5}{6}\cos \theta) g \cdot Rc^2$ $\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$ の場合 $M = \{-\frac{1}{8}\pi + (\pi - \theta) \sin \theta - \frac{5}{6}\cos \theta - \frac{1}{2}\pi \cdot \sin^2 \theta\} g \cdot Rc^2$	$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ の場合 $N = (\theta \cdot \sin \theta - \frac{1}{6}\cos \theta) g \cdot Rc$ $\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$ の場合 $N = (-\pi \cdot \sin \theta + \theta \cdot \sin \theta + \pi \cdot \sin^2 \theta - \frac{1}{6}\cos \theta) g \cdot Rc$	$0 \leq \theta \leq \frac{\pi}{2}$ の場合 $Q = (\theta \cdot \cos \theta + \frac{1}{6}\sin \theta) g \cdot Rc$ $\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \pi$ の場合 $Q = \{(\pi - \theta) \cos \theta - \pi \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - \frac{1}{6}\sin \theta\} g \cdot Rc$
セグメントリングの水平 直径点の水平方向変位 (σ)	$\sigma = \frac{\{2(pe_1 + pw_1) - (qe_1 + qw_1) - (qe_2 + qw_2)\} Rc^4}{24(\eta \cdot EI + 0.45x \cdot Rc^4)}$		

表-5.4 シールドトンネルに関する許容応力度

(1) コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca}

場所打ちコンクリート	セグメント
$\sigma_{ca} \leq \sigma_{ca}/3$	$\sigma_{ca} \leq \sigma_{ca}/2.8$

(σ_{ca} =設計基準強度)

(2) 鉄筋の許容応力度

		(kgf/cm ²)					
許容応力度	鉄筋の種類	SR 2 4	SR 3 0	SD 2 4	SD 3 0	SD 3 5	SD 4 0
引 張 り		1 4 0 0	1 6 0 0	1 4 0 0	1 8 0 0	2 0 0 0	2 1 0 0

表-5.5 シールドトンネルの構造上の安全性

番号	項目	現行の設計手法	見込まれる安全性
1	鉛直土圧	土被りが1.0~2.0Dより小さいと鉛直土圧として全土被り荷重が作用するとしている	土被り厚が0.5D程度の場合には全土被り荷重が作用することが考えられるが、土被りが1.0~2.0D程度あれば完全なアーチング効果が十分見込めないうにしても、Terzaghiの土圧式の考え方である地山のせりもち効果は見込める場合が多く、全土被り荷重を見込むことは安全側の設計と言える。
2	側方土圧係数 λ	非常に軟らかい粘性土 ($N < 2$) で $\lambda = 0.65 \sim 0.75$ としている	シールドトンネルの設計法の考えからすれば側方土圧係数は静止土圧係数に相当すると思われるが土では砂で0.4~0.5粘土で1.0程度とする考え方があること ²⁾ 、模型実験でも粘性土で0.9程度であること ³⁾ から、 $\lambda = 0.65 \sim 0.75$ は実際より小さく見積っている可能性がある。このことは、構造計算上は安全側の考え方と言える。
3	許容応力度	覆工コンクリートでは場所打ちで3、工場製品で2.8の安全率を見込む	コンクリートの許容応力度は、接統荷重および繰返し荷重がコンクリートの強度に及ぼす影響、構造物中のコンクリート強度のばらつき等を考慮し部材が必要な安全度をもつように設計基準強度に応じて決められている。
4	二次覆工	二次覆工厚は目的および施工を考慮して定めるものとしている	二次覆工を施工するか否かについては特に定められていないが、施工する場合には、通常一次覆工をトンネルの主体構造として二次覆工は一次覆工の補強及び防蝕等を目的としている。この場合、覆工厚は15~30cm程度の無筋コンクリートが多いが構造計算は省略してよいとしており、二次覆工を設置すれば、二次覆工分だけ安全側にあると言え、許容応力度により得られる安全性の担保を除けば最も大きい安全を担保する要因と考えられる。

5.3.1 隅田川トンネルでの現場計測⁵⁾

1) 概要

大都市圏では、今後東京湾横断道路などのように軟弱地盤においてシールド工法により道路トンネルを建設する事例が増える傾向にある。建設省では、そうした場合に備えてシールドに作用する荷重や併設トンネルの相互影響に関する知見を得ることを目的として、昭和63年度に鉄道建設公団が建設している京葉線隅田川トンネルで東京湾横断道路株式会社と共同で現場計測を行った。

京葉線は、千葉市から東京湾岸地域を経て東京駅に至る新設鉄道路線である。隅田川トンネルは隅田川河底を横断して西越中島駅と隅田川立坑間を結ぶ延長77

7m、外径7.1mの併設シールドトンネルである。(図-5.3(1)、図-5.4)。シールド本体は泥水式シールドで、外径は7.1mであるがテールクリアランスを上下で0.15mとすると7.25mとなる。機長は6.25mである。また、シールドが何時どの位置に達したかを図-5.4(2)に示す。

2) 地質

当地区の構成地層を図-5.5に示す。上部から下部に向けて、沖積世の有楽町層(N値0~4の軟弱な粘性土の互層)、洪積世の埋没ローム(N値4~6の粘性土層)、東京層(砂質土とN値2~11の粘性土の互層)、東京レキ層(砂レキ分を80%程度含むよく締まった層)、第三紀の上総層が分布している。シールド掘進部の深さにおいては、西越中島駅から隅田川左岸付近まで有楽町

層を中心とする軟弱粘性土層であり、この区間において現場計測を行った。

計測区間が位置した土質区分A C₂の地層の地質調査の結果を以下に記す。間隙水圧測定では、深度G L-21.8mで間隙水圧は1.55kgf/cm²であり、地下水の水頭がG L-6.24mであるからほぼ理論的に考えられる静水圧が計測されている。同地質の深度G L-20mではN値が3、孔内載荷試験での弾性係数は10.9~31.6

kgf/cm²であった。土質試験結果によると、比重は2.6~2.7、含水比は60%、単位体積重量は1.7g/cm³、1軸圧縮強度 q_u は0.9kgf/cm²、3軸圧縮試験(CU試験)では粘着力Cは0kgf/cm²、摩擦角 ϕ は24°であった。圧密試験によれば圧密降伏応力は1.2kgf/cm²程度である。透水係数は約 10^{-7} cm/secで不透水層と考えられる。

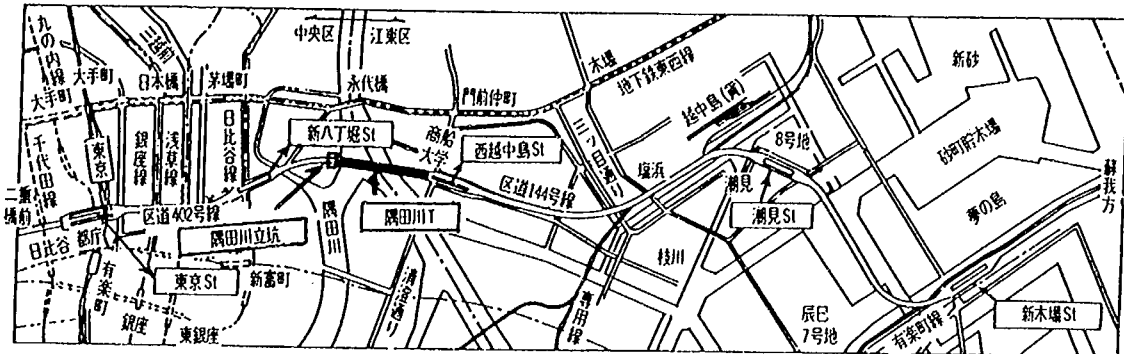


図-5・3(1) 東京・新木場間平面図

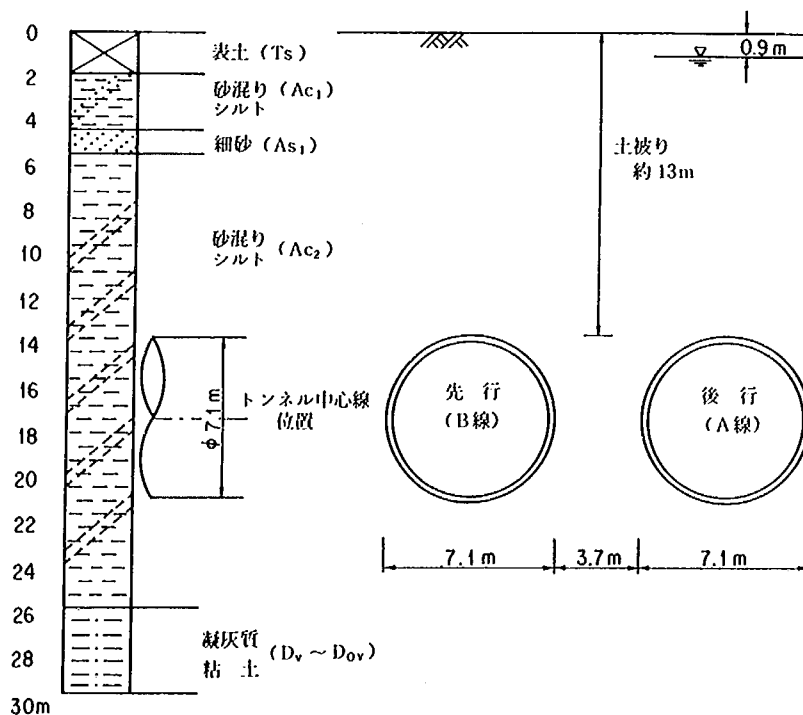


図-5・4(1) トンネル断面図

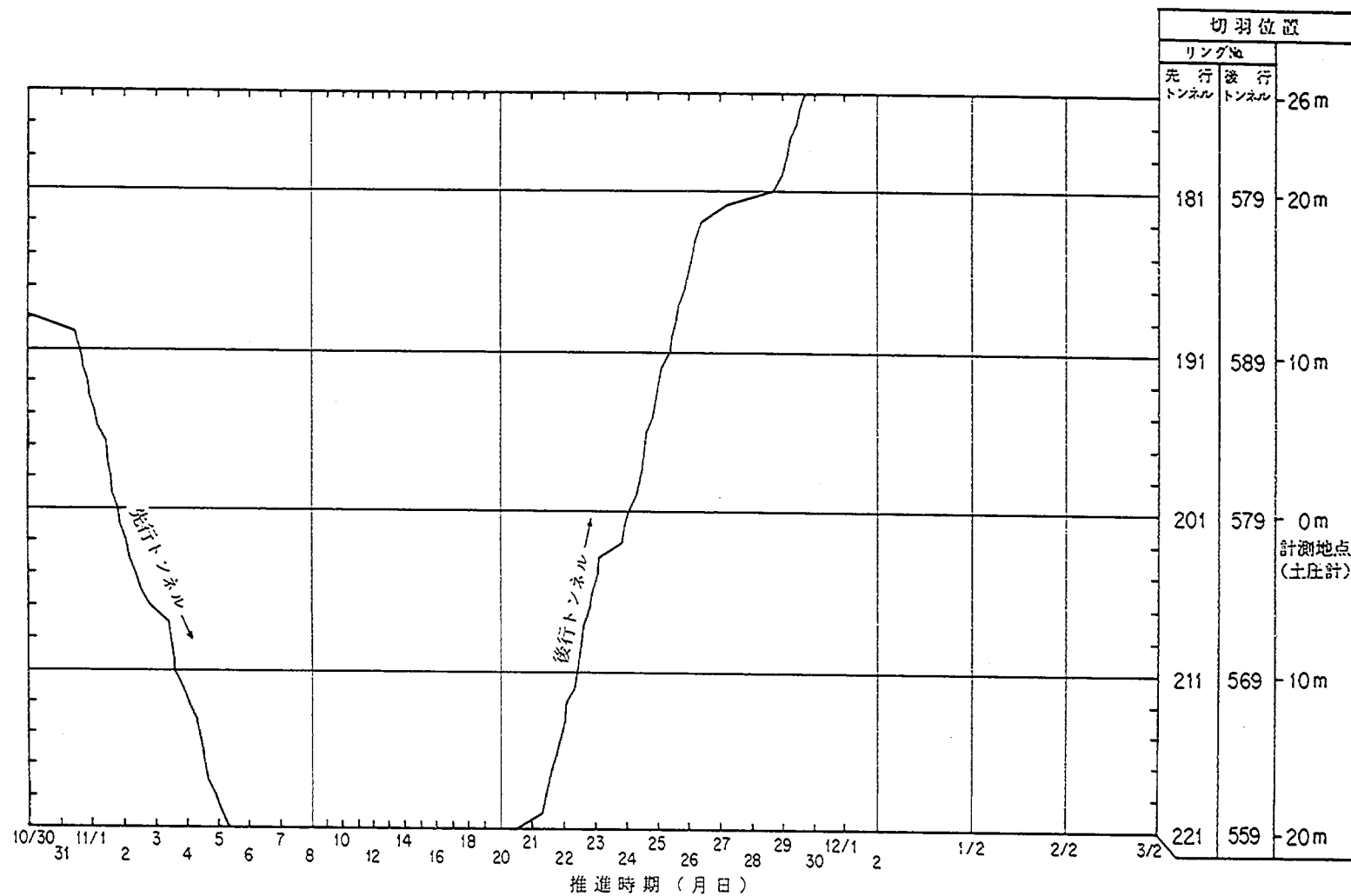


表-5・6 計測項目

項目	測定計器名	数 量	備 考
①	土 圧 計	8 点	8 点 × 1 リング
②	水 圧 計	7 点	7 点 × 1 リング (No 1 リング)
③	円周方向鉄筋計	76 点	19 箇所 × 内外 × 2 リング
	軸方向鉄筋計	8 点	4 点 × 2 リング (No 2, 3 リング)
④	軸方向目開き計	4 点	4 点 × 1 リング
	軸方向ひずみ計	4 点	4 点 × 1 リング
⑤	内空変位計	12 方向	4 方向 × 3 リング

3) 計測項目

計測は、トンネル坑内でのトンネル土圧などの計測と坑外における地盤の変位の計測を行った。本研究では、特にトンネル土圧に注目して検討を進めるため、以下計測は原則として坑内計測に限って記述する。坑内計測は大別して、土圧応力系（土圧計、水圧計、鉄筋応力計による計測）と変位ひずみ系（継目目開き計、ひずみ計、コンクリートひずみ計による計測）の2種類に分けられる。詳細な計測位置を図-5・3(2)に、計測項目および計器の配置図を図-5・6(1)に、土圧応力系の計器の詳細を図-5・6(2)～(4)に示す。計測機器は、すべて先行トンネルであるB線の上り方向のシールドトンネル本体に設置された。計測位置にB線のシールドが到達したのは1988年11月2日で、後行トンネルであるA線のシールドが対向する方向で到達したのは11月24日である。計測項目のうち土圧応力系が表-5・6の①～③、変位ひずみ系が④、⑤であるが、ここでは特に土圧応力系を中心として計測結果を概説する。なお、特に断わらない限り、土圧とは、間隙水圧も含めた全土圧を指すものとする。

土圧計(図-5・6(2))は、RCセグメントの外側(地山側)に予め型抜きを施して製作したセグメントに外径30cm、容量5kgf/cm²の土圧計をエポキシ系接着材で設置した。設置位置は、セグメントリングの上下左右および斜め約45度の位置とした。水圧計(図-5・6(3))は、セグメントリングの各ピースにあるグラウトホールを利用して止水用のバルブを介在させて外径3cm容量3kgf/cm²の水圧計を設置した。設置時期は、トンネルに作用する水圧が裏込め注入材によって阻害されることなく正しく測定できるように、裏込め注入後に注入材がある程度硬化してから行った。したがって、グラウトホールより裏込め注入材を削いて削孔して水圧計を設置することとした。円周方向鉄筋計(図-5・6

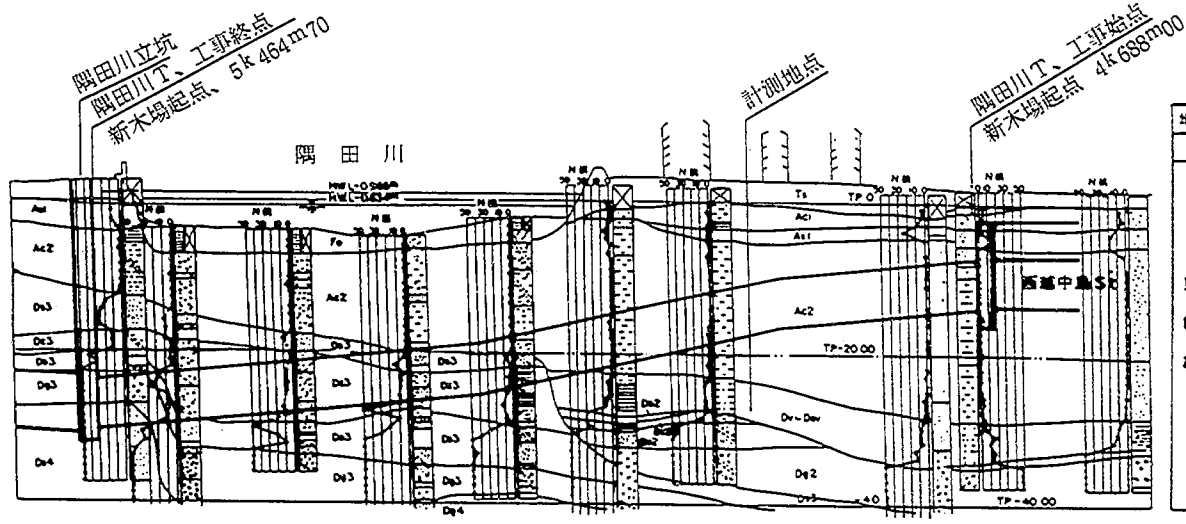
(4))は、鉄筋計付き主鉄筋(容量3000kgf/cm²)をセグメント製作時に配筋した。取付位置は、内周面、外周面の主鉄筋に、Kセグメントは1箇所、その他のセグメントは各3箇所設置した。軸方向鉄筋計は、セグメント製作時に円周方向鉄筋計と同様の仕様の鉄筋計(D16, L=700mm)を上下左右の位置に埋設した。セグメント間の目開きについては、測定リング組立後にホールインアンカーでセグメントリングの上下左右の位置に容量5mmの目開き計を設置した。また目開き計の変位量が目開き計の測定容量以下になった時点で、目開き計と同様な位置に基線長100mm、容量±1000×10⁻⁶のひずみ計を設置した。またコンクリートひずみ計として、セグメント内面にコンクリート用ひずみゲージ(ゲージ長60mm)を貼付して、セグメントリングの上下左右の4地点のひずみを測定した。

4) 計測結果

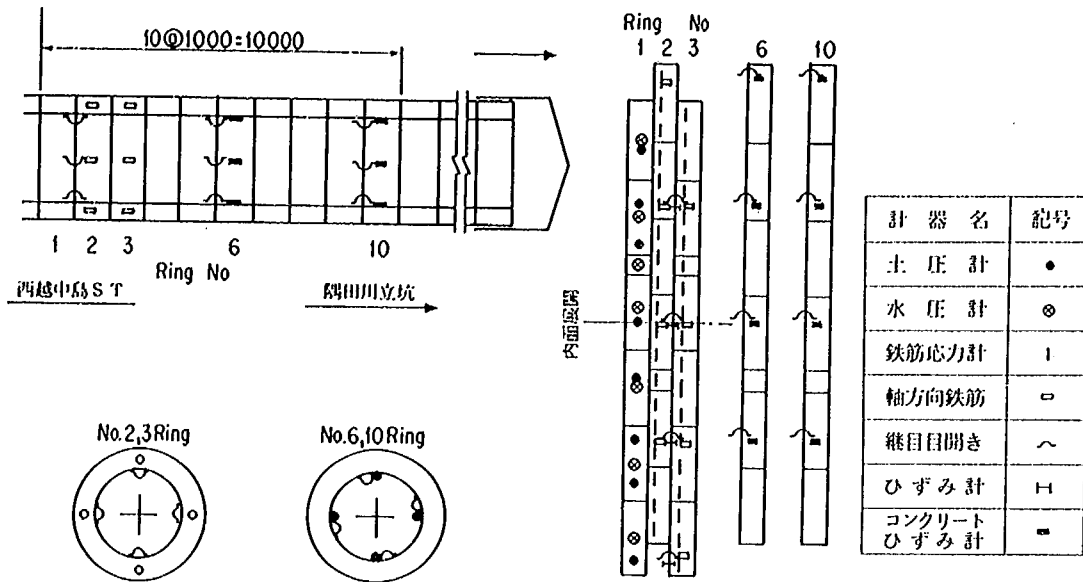
先行トンネル覆工セグメントに取りつけられた土圧計、間隙水圧計の計測結果を、後行トンネル通過前(11/23)、通過後(11/25)、約3ヶ月経過段階(2/16)に分けて図-5・7(1)～(3)に示す。特に、先行トンネルの覆工セグメントが受ける土圧については、セグメント設置直後からの経時変化を図-5・8に示す。

鉄筋計の計測結果についても、同様に後行トンネル通過前後と約3ヶ月経過後の計測値を図-5・9(1)～(3)に、鉄筋計の計測値から算出した曲げモーメントを図-5・10に示した。また個々の鉄筋計の経時変化を202リングの計測結果を代表例として図-5・11に示す。なお、2本の併設トンネルのうち先行トンネルに土圧計などの計測器を設置したため、後行トンネルの切羽が先行トンネルの計測器を設置してあるセグメントリングの位置に到達するまでの間、すなわち11月3日～11月23日の間は、単設トンネルとしてのデータが得られる。この間の計測について以下の(1)で述べ、それ以降の計測について(2)で述べる。

図-5.5 地質断面図

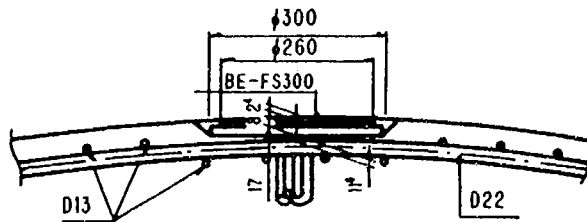


地質時代		地層区分	記号色別
第四紀	沖積世	表土	Ts
		有楽町層上部	△下口 Fc
			粘性土 Ac1
			砂質土 As1
		有楽町層下部	粘性土 Ac2
		埋没口-△層	口-△質土 Dv-Dov
	洪積世	埋没段氏層	粘性土 Dc2
			砂質土 Ds2
			砂 礫 Dq2
		東京層	砂質土 Ds3
			粘性土 Dc3
		東京層	砂 礫 Dq3
		東京層	砂質土 Ds4



注) 計測用RingNo.1のセグメントリングは、施工管理のための通しリング番号ではRingNo.201に相当する。他のリングも同じ。

図-5・6(1) 坑内計測 (計器の配置)



注) 土圧計取付部分のフープ筋は主鉄筋の下に回す。

図-5・6(2) 坑内計測 (土圧計詳細)

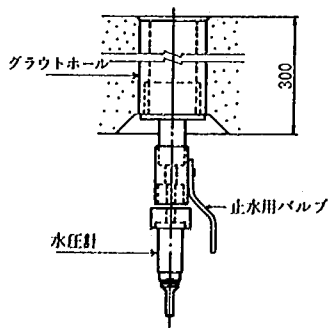


図-5・6(3) 坑内計測 (水圧計詳細)

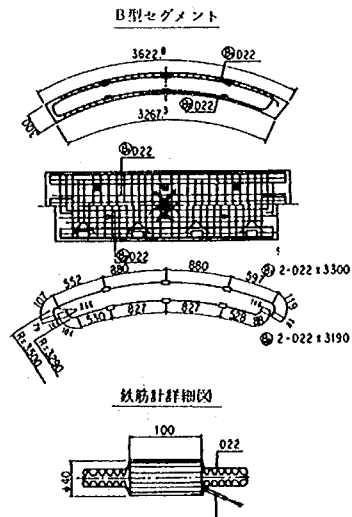


図-5・6(4) 坑内計測 (鉄筋計詳細)

(1) 単設トンネルの場合 (11/2～11/23の先行トンネル単独の段階)

①土・水圧

先行トンネル覆工に設置した土圧計によって計測されたトンネル土圧は経時的に大きく変動している(図-5・8)。すなわち、裏込め注入時を最大値として、以降急に減少し10日ほど経過の後収束しつつあるようである。この収束値に注目すると、天端に作用するトンネル土圧 $T=1.8\text{kgf/cm}^2$ (図-5・7(1), 11/23)は、土被り厚 $H=13\text{m}$ に単位体積重量 $\gamma=1.78\text{g/cm}^3$ を乗じた全土被り圧 2.2kgf/cm^2 の約8割であった。すなわち、 $T/\gamma H=0.81$ で本トンネルには全土被り圧は作用しなかった。底盤に作用する土圧は 1.6kgf/cm^2 で、水圧計の示す間隙水圧 1.5kgf/cm^2 とほぼ同じである。つまり、底盤にはほぼ水圧のみが作用していることになる。これは、トンネルに作用する浮力はトンネル延長1mあたり39.6tであるのに対し、セグメントリングの自重は16t/mであることから、その差23.6t/m分だけ鉛直上向きの力がトンネルに作用していることによると思われる。水圧分布は概略静水圧分布を示していると言える。天端に作用する土圧 1.8kgf/cm^2 と側方に作

用する土圧 1.5kgf/cm^2 の比に対して、天端と側壁の鉛直方向の位置の違いに関する補正をすると、側圧係数は0.69となっている。土木学会の示方書に示されている側圧係数(表-5・2)は、N値=3の粘性土では0.55～0.65とされており、今回の計測結果とほぼ等しい。

図-5・8より作用土圧の経時変化を見ると、セグメントがシールド機から出た直後の裏込め注入時に土圧は最高値を記録した後急激に減衰し、その急な減衰は10日ほどでほぼ収束するという結果がみられる。作用土圧の最高圧が $T=2.5\text{kgf/cm}^2$ と全土被り圧を越える値であることから、4.5～5 kgf/cm^2 の吐出圧で上半部の注入口から推進と同時に注入される裏込め注入に起因する圧であると考えられる。土圧の減衰は、①裏込め注入が拡散又は浸透していく過程での減圧、②地盤の圧密排水等による減圧などが大きい原因と考えられる。最高圧を記録した直後の急激な減圧は、上記①によるものと考えられるが、裏込め注入材のゲルタイムが3～4時間であるにもかかわらず土圧の減衰はより長期に続くことが観測されており、ゲルタイム以降の土圧減衰は上記②が主原因になると思われる。

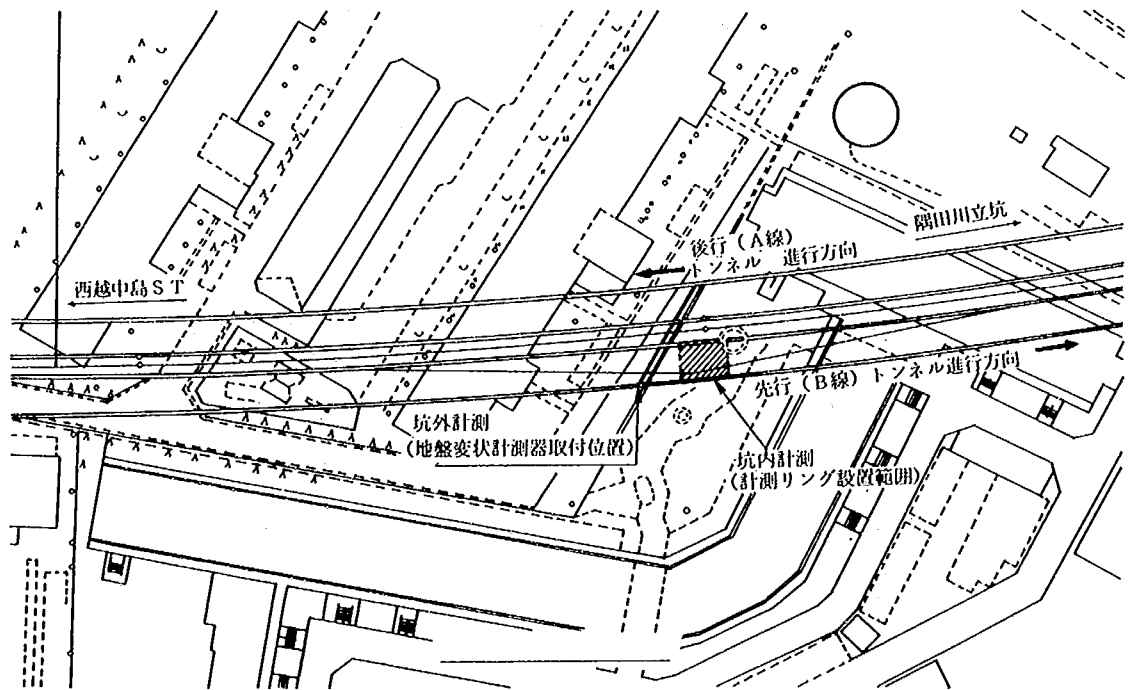


図-5・3(2) 計測位置平面図

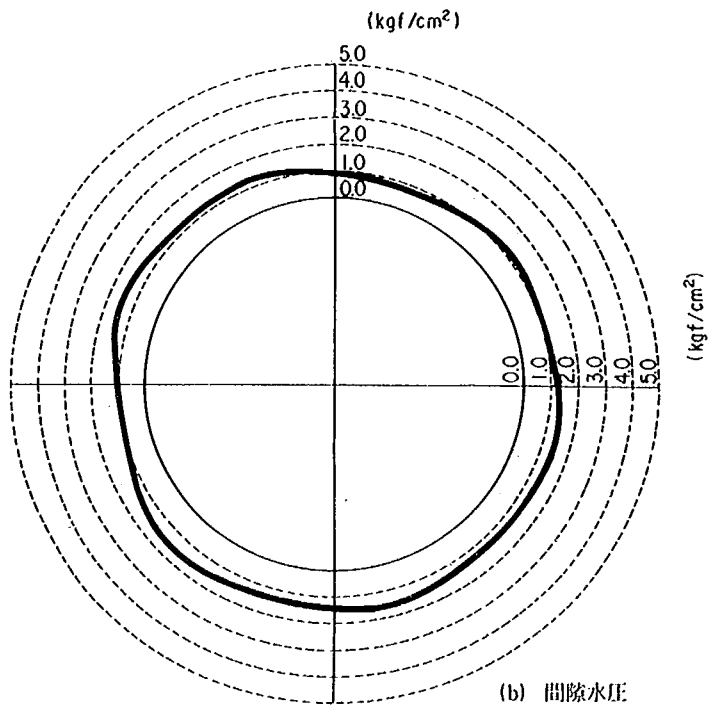
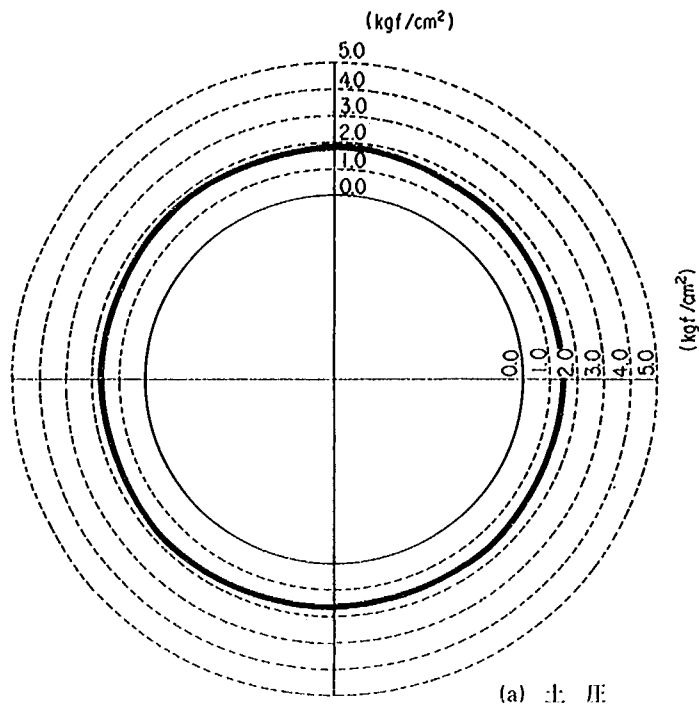


図-5・7(1) 全土圧, 間隙水圧計計測結果 (後行トンネル通過前 11/23)

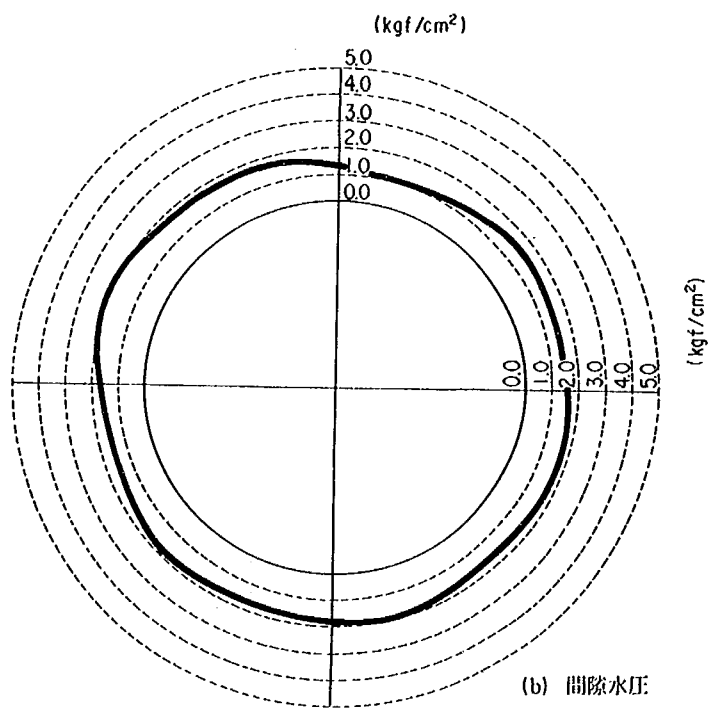
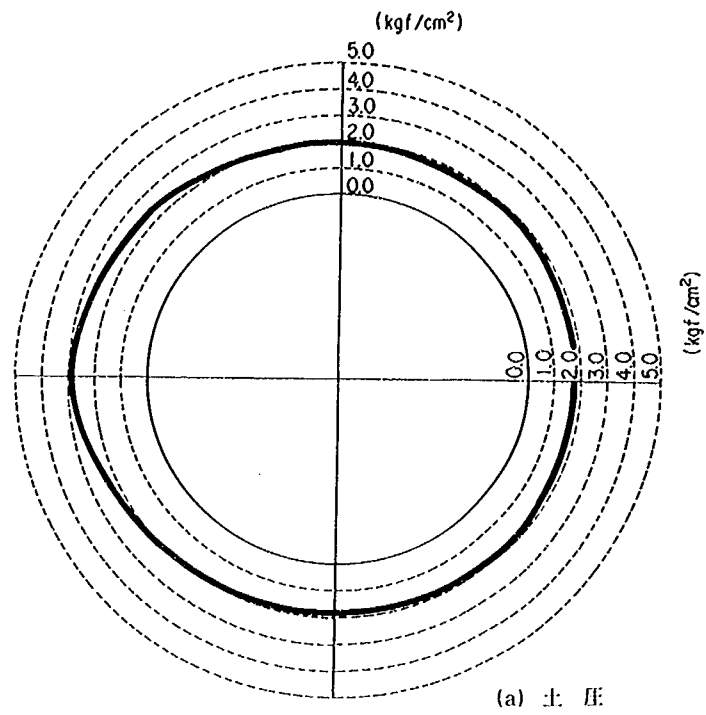


図-5・7(2) 全土圧, 間隙水圧計測結果 (後行トンネル通過時 11/25)

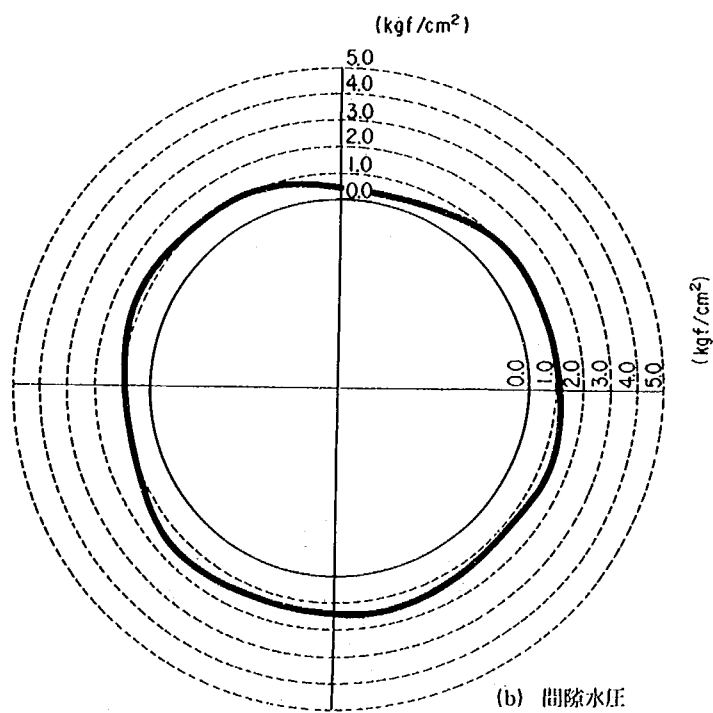
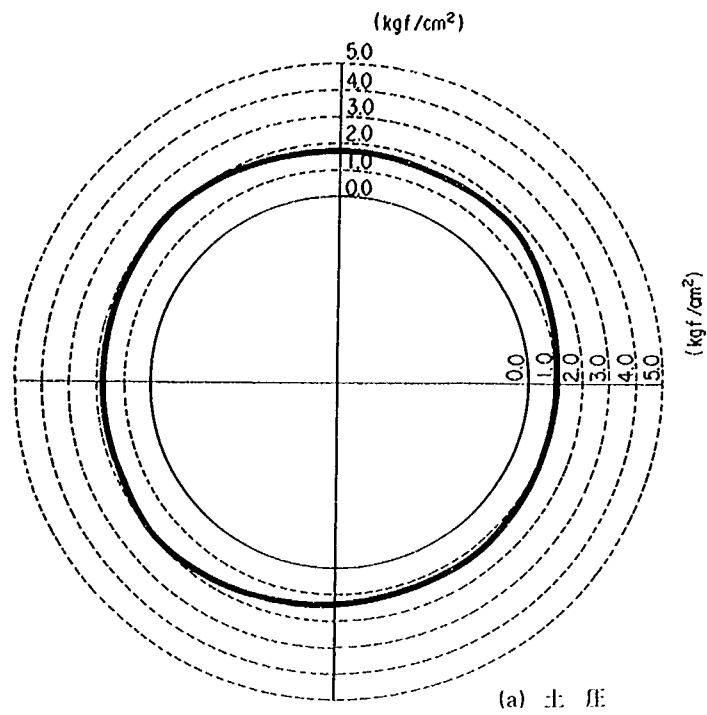


図-5・7(3) 全土圧, 間隙水圧計計測結果 (3ヶ月経過後 2/16)

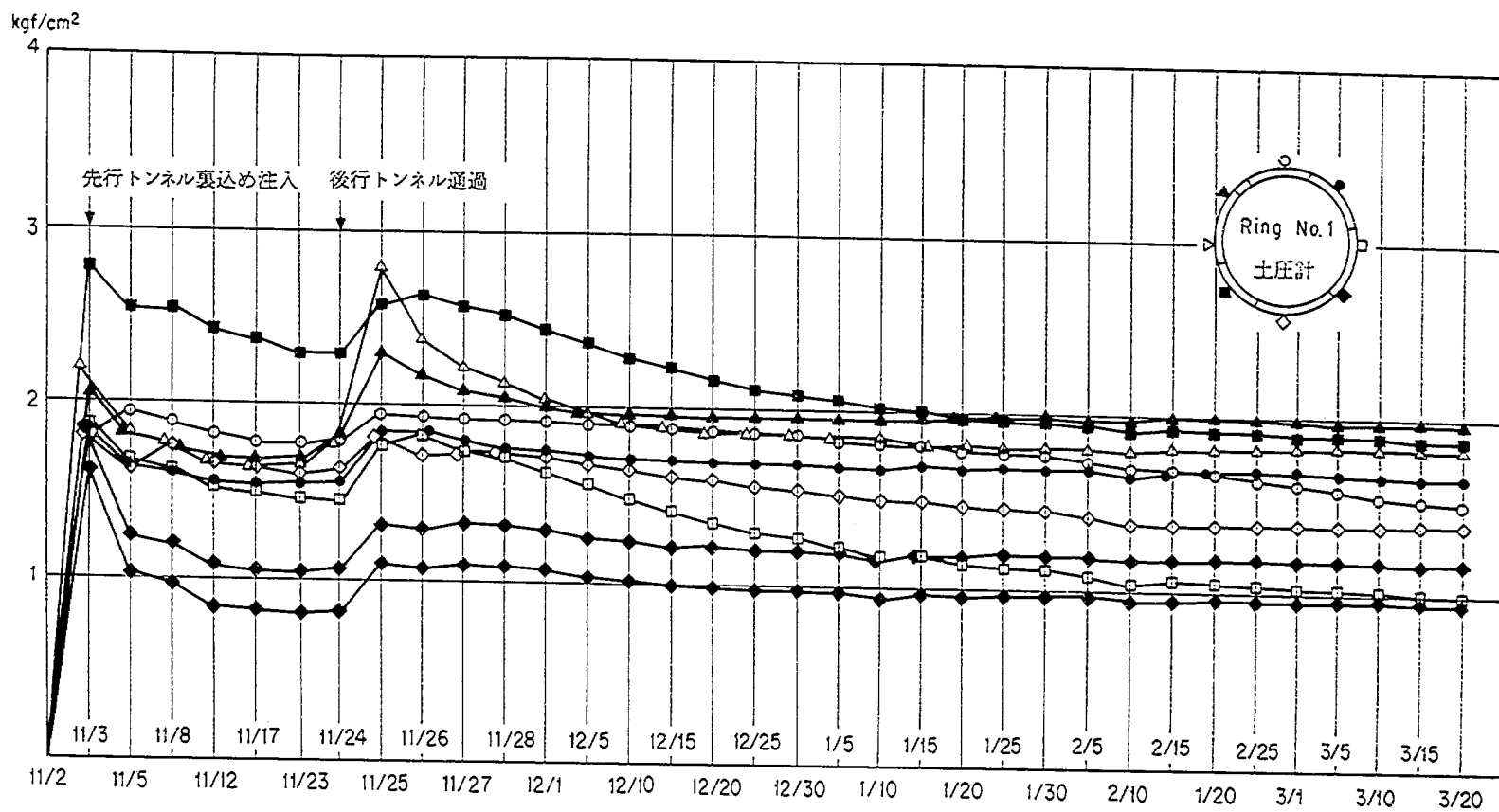
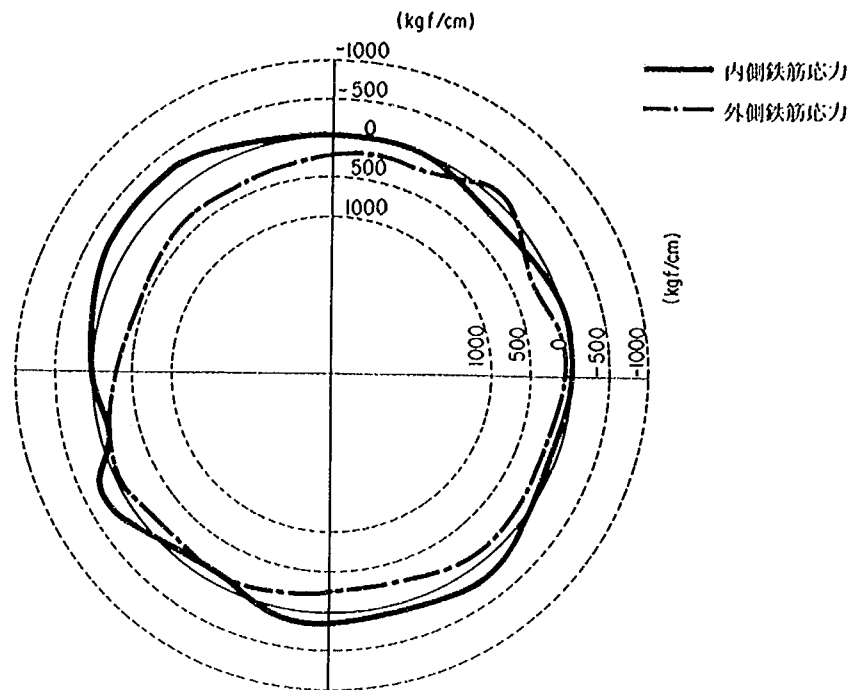
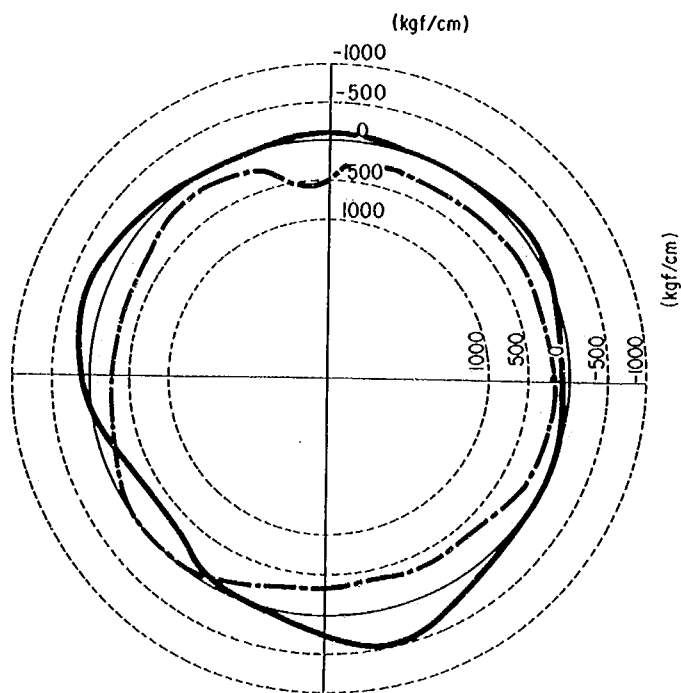


図-5.8 全土圧計測値の経時変化図

(120)

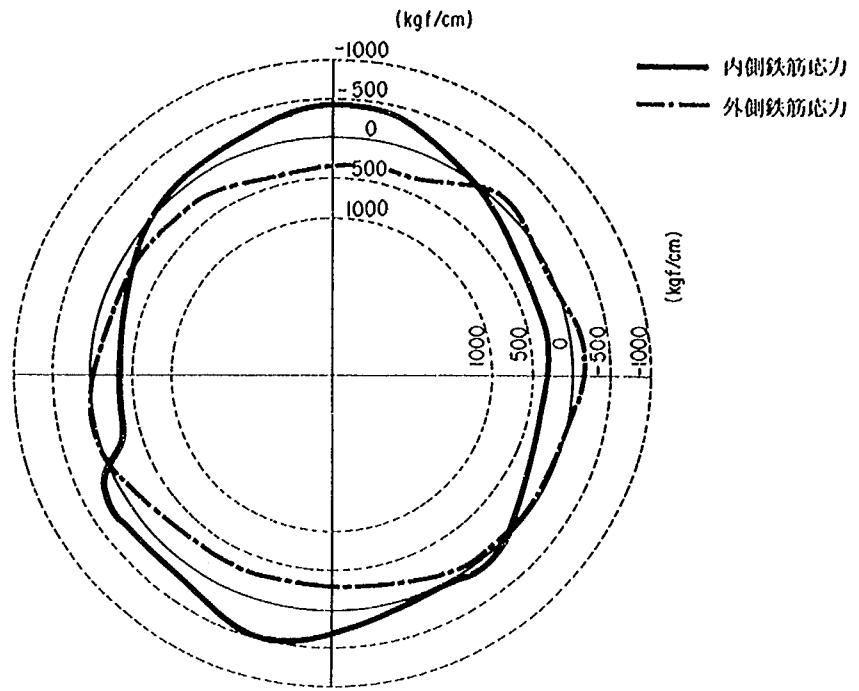


(a) 鉄筋応力度分布図 (No 2 リング)

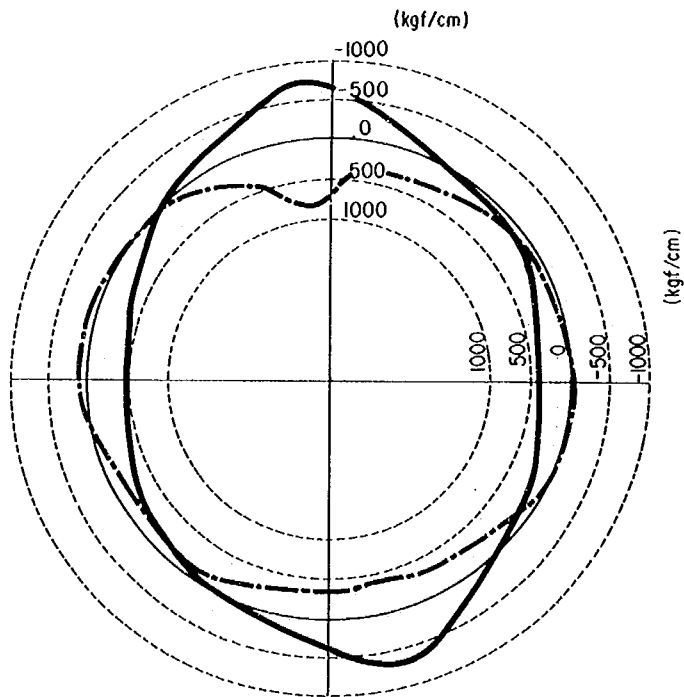


(b) 鉄筋応力度分布図 (No 3 リング)

図-5・9(1) 円周方向鉄筋計測結果(後行トンネル通過前 11/23)

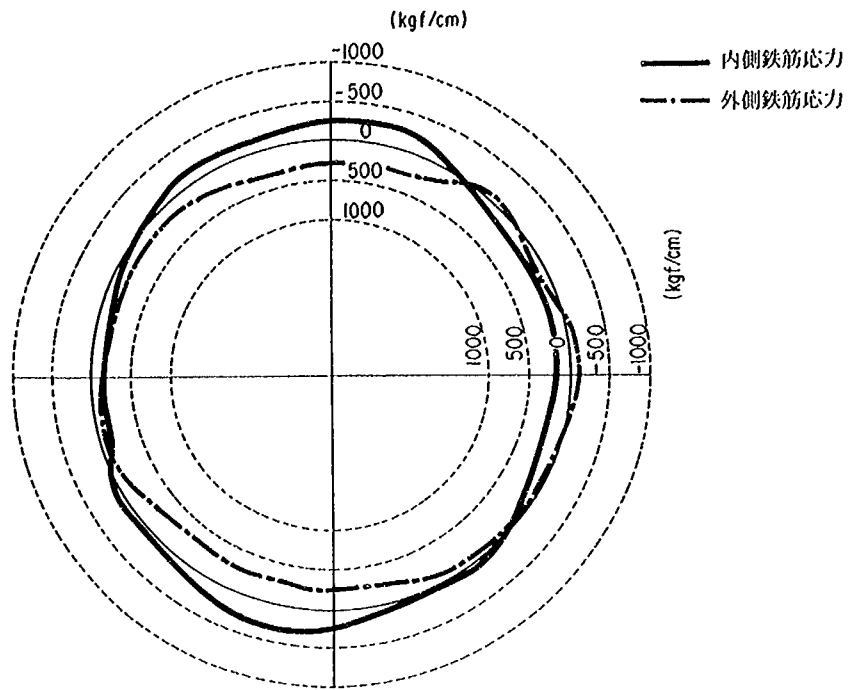


(a) 鉄筋応力度分布図 (No. 2 リング)

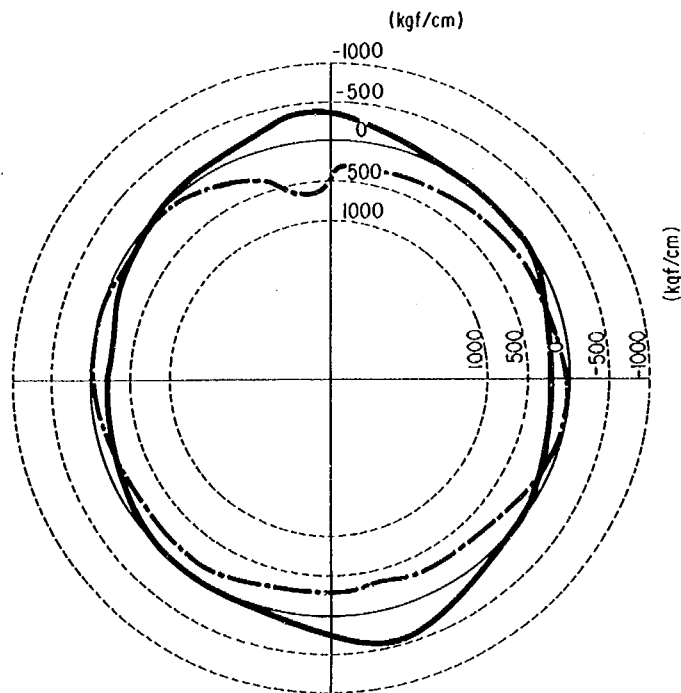


(b) 鉄筋応力度分布図 (No. 3 リング)

図-5・9(2) 円周方向鉄筋計測結果(後行トンネル通過時 11/25)



(a) 鉄筋応力度分布図 (No.2 リング)



(b) 鉄筋応力度分布図 (No.3 リング)

図-5・9(3) 円周方向鉄筋計測結果 (3ヶ月経過後 2/16)

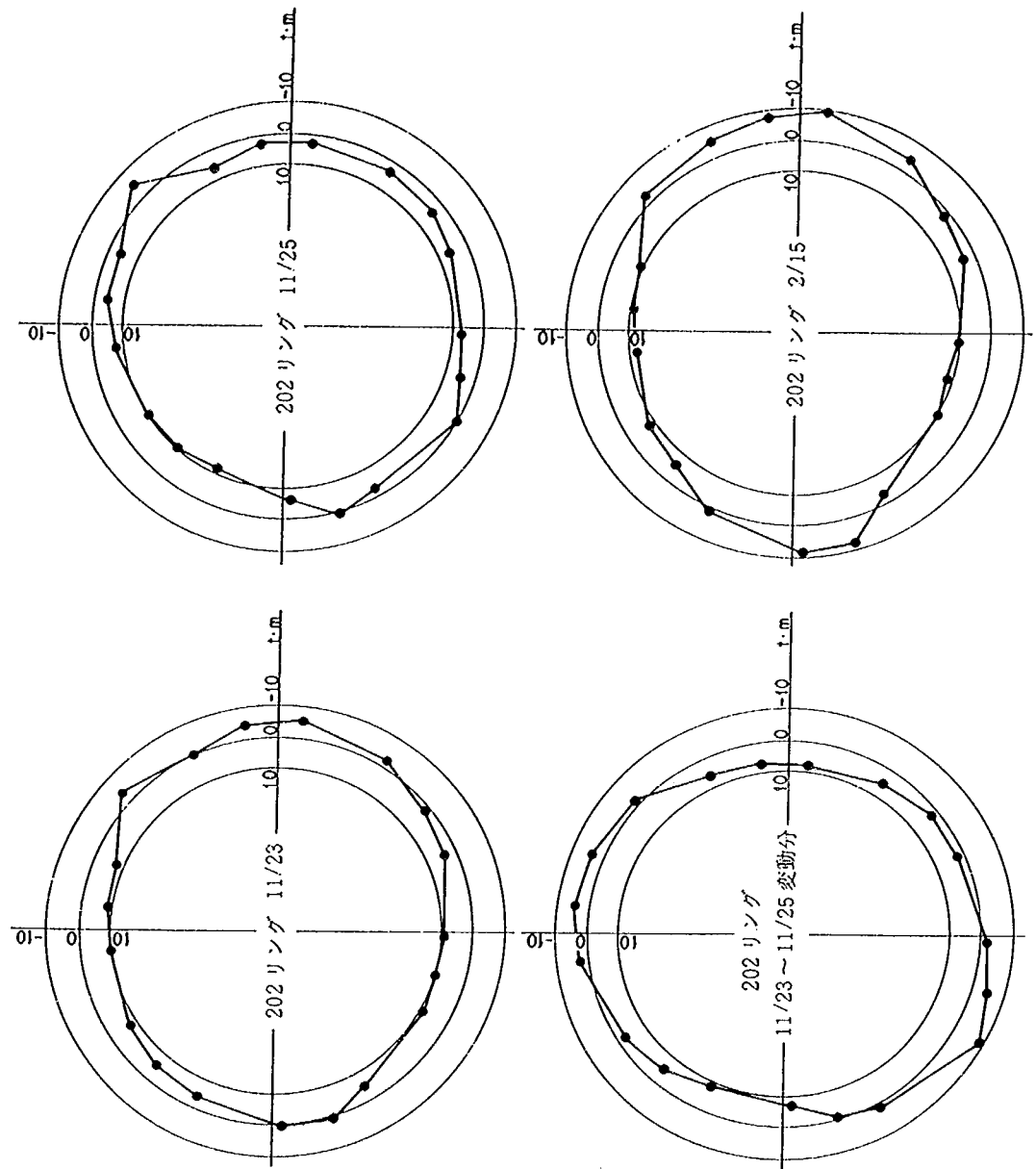


図-5・10 鉄筋計測値より曲げモーメントを算定した結果 (No.2 リング)

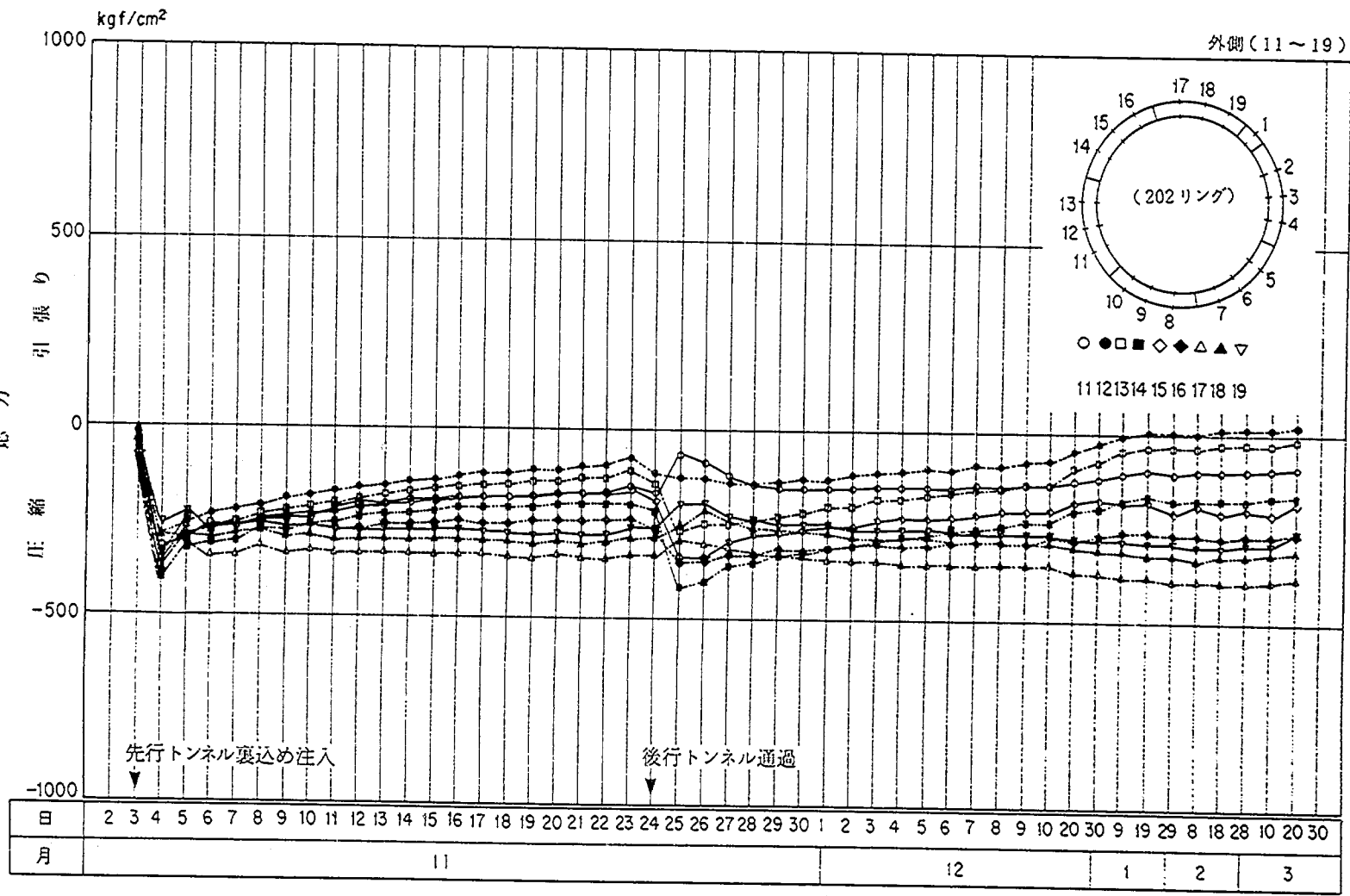


図-5.11(1) 円周方向鉄筋計測値の経時変化図 (外側)

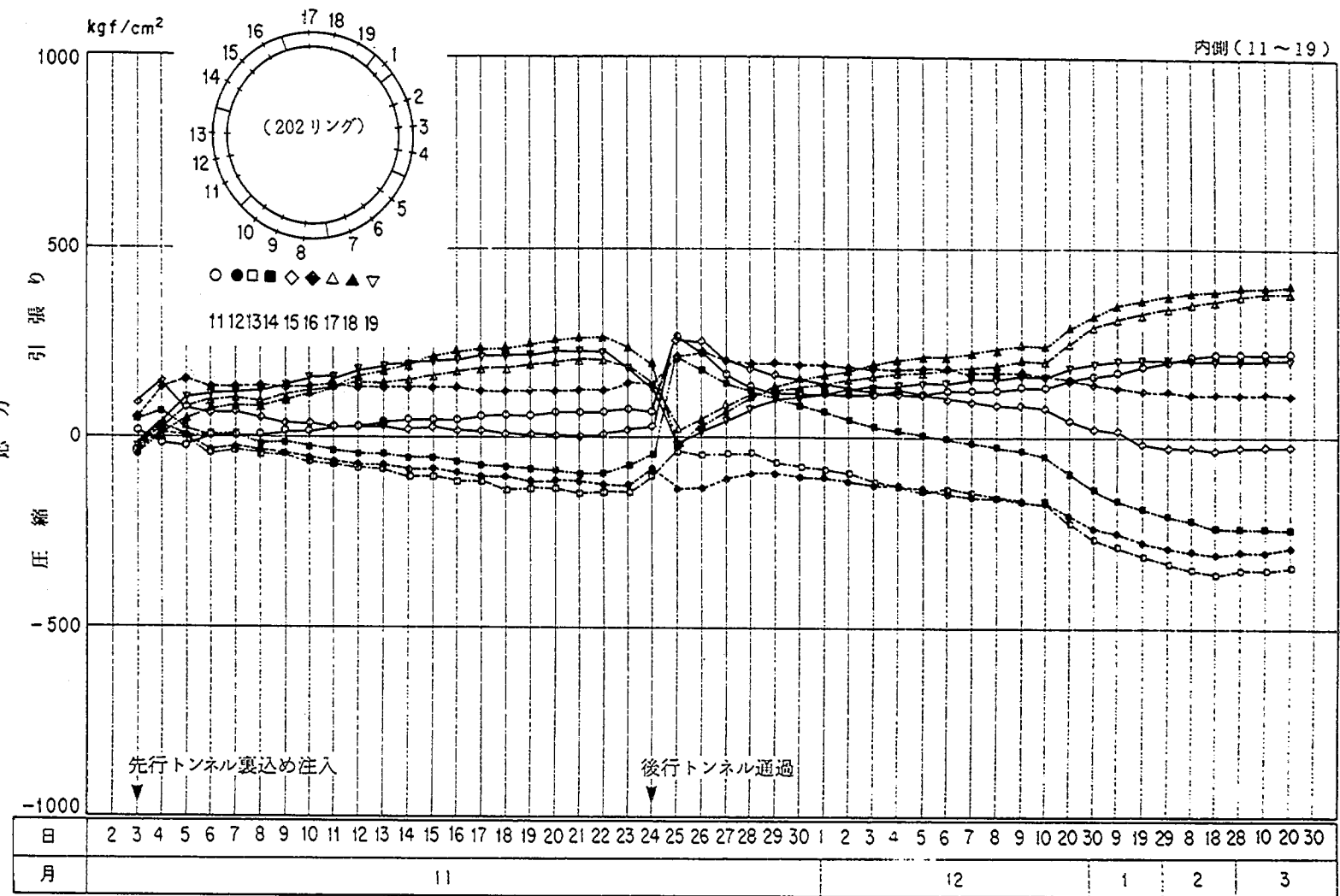


図-5.11(2) 円周方向鉄筋計測値の経時変化図 (内側)

②鉄筋の応力

図-5・9(1)よりセグメント内の鉄筋計の計測値を見ると、天端付近は外縁の鉄筋は圧縮応力が、内縁の鉄筋は引張り応力が作用しており、側壁部は、内・外縁ともに小さい引張り応力もしくは圧縮応力が作用している。これによりトンネルが上下方向からの荷重により押しつぶされた状況になっていることがわかる。また応力度の大きさは設計許容応力度 $\sigma_{sa}=2000\text{kgf/cm}^2$ より小さいことがわかる。土圧計の計測結果では、トンネル土圧は裏込め注入時で最大値を示しその後減少しているのに対し、鉄筋計の計測値は、設置後時間とともに徐々に増加しており(図-5・11)経時変化の傾向が異なる。セグメントが裏込め注入力のような外荷重を受けた直後に鉄筋計の応力があまり発生していない理由は、セグメント、リング間の継ぎ手等のなじみ、継ぎ手部分でずれが生じることにより、外部からの荷重が直接覆工体に作用しなかったことなどが考えられる。その後、鉄筋計の応力が徐々に増加していくのは、こうした継ぎ手部分のなじみが終了し、覆工体に直接外荷重が作用していくことなどが考えられた。以上のように、覆工が設置されてしばらくの間は、土圧計と鉄筋計の相互の経時変化は異なった挙動を示した。しかし、併設トンネル通過時においては、後行トンネルによって先行トンネルの左側壁(後行トンネル側)の土圧計の値が上昇するのに伴って、鉄筋計の値も合わせて挙動しており、よく整合した結果となっている。

③曲げモーメント

曲げモーメントの計算条件では、鉄筋およびコンクリートの弾性係数をそれぞれ $E_s=2.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ 、 $E_c=3.9 \times 10^5 \text{kgf/cm}^2$ とした。なお、計算においては引張側のコンクリートの断面力は無視し、セグメントの自重分も考慮していない。11月23日の時点の曲げモーメントは、202リングは正、負の曲げモーメントの最大が、それぞれ 9.5 、 $-5.5 \text{tf} \cdot \text{m}$ である。また、203リングは、測定点No 2のみが正の曲げモーメントが $19 \text{tf} \cdot \text{m}$ と卓越しているが、他のほとんどの曲げモーメントはあまり大きくない。ただし、実際には働く曲げモーメントとしてこの値にセグメントの自重分の曲げモーメント $\pm 3 \sim 4 \text{tf} \cdot \text{m}$ を加算して考える必要がある。一方、本シールドの設計条件は土水分離の全土被り荷重を想定し、側圧係数 $=0.65$ 、水平地盤反力 $=0$ 、曲げ剛性有効率 $\eta=0.6$ 、曲げモーメント割増率 $\xi=0.2$ で設計されているが、それによると設計断面力は正、負でそれぞれ $19.55 \text{tf} \cdot \text{m}$ 、 $-18.08 \text{tf} \cdot \text{m}$ である。したがって、今回の計測結果からすれば、

203リングの測定点No 2を除き、設計断面力に対して $5 \sim 7$ 割程度の曲げモーメントが発生しているということになる。

(2) 併設トンネルの場合(11/24以降の後行トンネルが建設される段階)

①土、土圧

併設トンネル建設の場合図-5・7(2)より先行トンネルは後行トンネルの側から約 1.2kgf/cm^2 の圧力を受けていることがわかる。これを経時変化として見ると図-5・8のようになり、後行トンネル通過の際に先行トンネルに作用する土圧は、一時急に上昇してその後減衰するという変化を示す。土圧の上昇の原因は、①後行トンネルのシールド推進時の押込み、②後行トンネル切羽面の泥水圧、③後行トンネルの裏込め注入圧、などが考えられる。図-5・8、図-5・11を詳しく分析すると、先行トンネルが後行トンネルより影響を受け始めるのは、後行トンネルの切羽が先行トンネルの計測位置より $1.0 \sim 1.5 \text{D}$ 付近まで来た時からということがわかる。また、先行トンネルが後行トンネルより受ける圧力は、影響が出始めてから後行トンネルのテールが先行トンネル計測位置を通過するまでの時点で、それ以前の土圧と比較してトンネル土圧は 1.6 倍に上昇している。その後テールが計測地点を通過する際テールボイドによって作用土圧が減少した後、裏込め注入を開始することによってトンネル土圧は約 1.2 倍に上昇している。このことから、先行トンネルが後行トンネルより受ける圧力の原因としては、後トンネルのシールド推進時の押し込みと裏込め注入が共に重要であることがわかる。

併設トンネルの場合は後行トンネルの通過前後に先行トンネルに作用するトンネル土圧が計測できるので、施工時の裏込め注入圧の影響がどれぐらいの期間残留するかを確認できる。それによると、後行トンネル通過時先行トンネルに作用する土圧は特に後行トンネル側の土圧が上昇し、その後2ヶ月程度で概ね水圧は静水圧まで減少するが、有効土圧の一部はその影響が残留する。これは、別途行った地中変位の計測結果も併せて、以下のように説明できる。すなわち、後行トンネルと先行トンネルに挟まれた地盤が後行トンネル掘進時に押されて先行トンネル方向へ変位しようとするが、先行トンネルにより変位を拘束されるため、先行トンネルに作用する水圧、有効土圧はともに上昇する。しかしその後水圧は過剰間隙水圧の低下により静水圧に収束するのに対し、地盤の戻りは少ないため有効土圧は減少しないと推察される。その結果、土圧は後行ト

ンネル側で高くその反対で低いという状態になり、その土圧も後行トンネル通過時の複雑な地盤挙動のため同一断面内で後行トンネル通過以前に比較してよりバラツキが見られるようになった（バラツキの範囲0.1～2.0kgf/cm²）。したがって、併設シールドの場合施工時荷重と言われる裏込注入圧や後行トンネルのシールドの地山への押し込みの影響はかなり長期に続くと考えねばならない。

②曲げモーメント

図-5・10よりセグメント内の曲げモーメントの算定結果を見ると、水平方向の荷重の増加の方が鉛直方向の荷重の増加より大きいためトンネルが水平方向からの荷重により押しつぶれるという挙動を示していることがわかる。このような挙動は後行トンネル通過後約3日で元に戻る。こうした動きは、後行トンネルが来るまでは側圧係数が0.69で、通過時0.94になるという土圧の計測結果とも符合している。こうした挙動はトンネル本体から見れば、今まで上下方向に押しつぶされていたのが真円に戻る方向の挙動であるから、隅田川トンネルのようなケースの場合後行トンネルの通過時の短期的な影響というのは構造設計上安全性を増す働きをするということになる。

しかし、従来施工時荷重として最終的な構造計算の際考慮されることが少なかった裏込め注入圧等についても、併設トンネルの場合かなり長期にその影響が残留するようであるから、長期的な観点からの構造計算に当っては何らかの配慮をするのが望ましいと思われる。また、裏込め注入の注入位置、注入圧、注入量などを適切に管理すること、例えば側方の注入圧、量を増すことにより、地盤反力に基づく側方土圧を増加させ、より安全で合理的なトンネル構造にすることも今後検討の余地がある。

5.3.2 他のシールドトンネルでの現場計測

1) トンネル土圧の経時変化

最近のシールドトンネルの現場計測（今回の計測を含めて5事例）について、セグメント組立直後からの土圧の経時変化に着目して表-5・7にまとめた。1事例を除く共通の土圧の経時変化の特色として、セグメント組立後裏込注入に起因すると見られるトンネル土圧の上昇およびその後の急減が観測されることが指摘できる。ただし、今回の調査事例では定性的には5事例中1事例は別のパターンを取ることが報告されている。すなわち、表-5・7のNo.3以外の事例はすべて裏込注入時にトンネル土圧は最高値を記録しているが、No.3の事例ではトンネル土圧の上昇が裏込注入後も約1週間

続いている。No.3のトンネル土圧の経時変化パターンが他の事例と異なる原因を考える。まず①No.3の事例は、開放型シールド工法であるため切羽直近では応力解放により地中応力が低下していると推定される。このため、裏込注入を行っても切羽に近い位置でのトンネル土圧、すなわち計測の初期段階でのトンネル土圧は裏込注入にもかかわらず小さくなることが考えられる。さらに②裏込注入圧、注入時期、等の注入条件もセグメントリング設置直後の初期トンネル土圧の経時変化に大きい影響を与える。例えば、表-5・7のNo.5では注入圧は約5.0kgf/cm²で注入方式はシールド通過後直ちに注入を行う即時注入方式が採用されている。これに対しNo.3ではセグメント設置後、多少時間を経て裏込注入が行われており⁹⁾、注入後のトンネル土圧も局所的な最大値でも2.0kgf/cm²である。こうした施工条件の違いも、No.3での初期のトンネル土圧が裏込注入時に最大土圧にならなかった原因と考えられる。以上を整理すれば、密閉型シールドで比較的高圧で早期に裏込注入が行われる場合には、一般的な傾向としてトンネル土圧は裏込注入に最高値を記録してその後低減すると言える。ここではトンネル土圧が裏込注入で最大値に達しその後低下してほぼ収束するまでの期間の土圧を初期のトンネル土圧、それ以降の土圧を安定期のトンネル土圧と呼ぶ事にする。

トンネル土圧が安定するまでの期間は表-5・7によれば2～3日から5ヶ月までかなり幅がある。調査事例が少ないので一般的な結論は得られないが本調査事例からは、この原因の一つとしてシールドのタイプによる違いが考えられる。すなわち、表-5・7No.1の泥土加压シールド工法では、No.2, 3, 5の泥水加压シールド工法と異なり、泥水が切羽周辺に充満することがないため裏込注入材の浸透・拡散も局所的であるし、泥水の圧密現象もないことから、トンネル土圧が安定するのが早いものと考えられる。また、No.2, 3の泥水シールド工法の事例でも急激な土圧の低下は15日～1ヶ月程度で収まるとされている⁷⁾。このことから、裏込注入後トンネル土圧が安定するまでの期間は、密閉型泥水シールド工法でも概ね約1ヶ月で、土圧型シールド工法の場合はそれよりも短期間で安定すると考えられる。

2) 安定期のトンネル土圧

表-5・7に安定期のトンネル土圧を、表-5・8にそれを他の項目と併せてパイナンを表示して示す。山岳トンネル工法では地下水は排水することを原則としているから地下水圧の影響を与えずに良い。しかし、シールドトンネルの場合少なくとも完成後は止水が原

則であるから、地下水圧に対する評価が重要である。このためトンネル全土圧の内水圧分を T' で表し(したがって有効土圧は $T-T'$ となる)、土の土被り厚に相当する地下水位高(トンネル天端と地下水位との距離)を H' で表す。

$H/D=1.5\sim3.1$ と土被りが小さいことからシールドトンネルに作用するトンネル土圧は緩み土圧と考えられる。Terzaghiの岩荷重表(表-3・3)では緩み土圧は「⑥完全に破碎されているが、化学的には侵されて

いないもの」という地山状態での地山高さに換算したトンネル土圧(T/γ) $=1.1(B+H')$ $\approx 2.2D$ が最大値と考えられる。この値はトンネルが地下水位以上にある場合は50%減じて良いとされており、3章の実験結果と合致することは既に述べた(3,4(1))。シールドトンネルの場合地下水位以下にあるのが通例であるから、Terzaghiの岩荷重(表-3・3)によれば、緩み土圧として最大 $T/\gamma D=2.2$ が作用することになる。表-5・8に示す現場計測結果では全土圧については

表-5・7 セグメントに作用するトンネル土圧の現場計測

事例番号	シールドタイプ	シールド外径 D (m)	土被り厚 H (m)	地下水位 GL (H') (m) 注3)	単位体積重量 γ (g/cm ³)	地質	裏込注入に関するトンネル土圧の経時変化 注1)	トンネルが安定するまでの日数 注1)	安定期のトンネル土圧 T (kgf/cm ²)	文献
1	泥土加圧	3.55	8.4	-1.6 (6.8)	1.9	上半が有楽町層の砂質シルト(N 値5~7) 下半が有楽町層の砂質粘土(N 値2~4)	注入孔に近い上部は注入時が最大でその後急に減衰する。下部は時間とともに上昇する。	2~3日	上部 0.9~1.2 下部 1.2 水圧 上部 0.6 下部 1.0	6)
2	泥水	4.5	14.0	-2.4 (11.6)	2.0	N 値50以上の第三紀粘性土層	注入時が最大でその後1ヶ月程で61%ほど低下し、その後緩やかに低下し、5ヶ月後~2年4ヶ月後までは安定している。	(一ヶ月) 5ヶ月 注2)	全土圧 0.8 水圧 0.8 (裏注時4.0)	7)
3	泥水	4.5	12.5	-2.4 (10.1)	1.8	N 値が10程度の第四紀砂層	注入時が最大でその後1日~1ヶ月程で56%低下する。その後緩やかに低下し、3ヶ月後~1年9ヶ月まで安定している。	(一ヶ月) 3ヶ月 注2)	全土圧 1.0 水圧 0.8 (裏注時2.0)	7)
4	開放手堀り	12.66	19.4	-1.0 (18.4)	2.1	地質はトンネル上方からも含め全体としてシルト層(N 値 ≈ 10)であるがトンネル上半部は細砂(N 値=40~50)がある。	セグメント組立裏込注入から約1週間で土圧は約2倍になるその後、3ヶ月後までは安定するが3ヶ月以降は微増する。又、1.8~2.5年経過の間原因不明の土圧の増減が見られる。	1週間	全土圧1.0~2.1	8), 9)
5	泥水	7.1	13.0	-0.9 (12.1)	1.7	N 値3の有楽町層を中心とする軟弱粘性土層	裏注直後が最高値でその後15~30%程度土圧の急低下が観測されほぼ10日間で収束し、その後は局部的に低下する	10日	全土圧1.5~1.8 水圧 1.0~1.5	5)

注1) トンネル土圧の経時変化と安定するまでの日数は概ね引用論文の記述をそのまま用いる。

注2) () 内は土圧の急減が終了するまでの期間

注3) () 内は地下水位とトンネル天端までの距離

表-5・8 セグメントに作用するトンネル土圧の現場計測

表-5・7 の事例番号			1	2	3	4	5
パイナンバー等							
$\pi 1$	H/D		2.3	3.1	2.8	1.5	1.8
	H'/D		1.9	2.6	2.2	1.4	1.7
$\pi 6$	$T/\gamma D$		1.5	0.9	1.2	0.6	1.4
	$T'/\gamma H$		0.7	0.3	0.4	0.4	0.8
	$(T-T')/\gamma D$ (有効土圧)		0.7	0	0.2	—	0.3
	$T'/1 \times H'$ (水圧)		0.9	0.7	0.8	—	1.0
	N値 ($\pi 2, \pi 3$ が不明なのでその代わり強度特性値とする)		2-7	50以上	10	10~5	3
土 質			粘性	粘性	砂質	粘性	粘性
γ	(単位体積重量)	γ_t/m^3	1.9	2.0	1.8	2.1	1.7
H	(土被り厚)	m	8.4	14.0	12.5	19.4	13.0
H'	(地下水高さ)	m	6.8	11.6	10.1	18.4	12.1
D	(トンネル直径)	m	3.6	4.5	4.5	12.7	7.1
T	(全土圧)	t/m ²	10.5	8	10	15.5	16.5
T'	(水圧)	t/m ²	6	8	8	—	12.5
$T-T'$	(有効土圧)	t/m ²	4.5	0	2	—	4

$T/\gamma D=0.6\sim 1.5$ であることからTeraghiの岩荷重表に示される最大土圧以下に収まっており、また有効土圧については $(T-T')/\gamma D=0.0\sim 0.7$ でありTeraghiの岩荷重表の地下水位以上のトンネルの緩み土圧の最大値 ($T/\gamma D=1.1$) を下まわっている。

また水圧については、一般には地下水圧の影響は土被りが大きくなれば土被り厚（厳密には地下水位高 H' ）に比例してトンネルに作用する水圧が増大すると考えられている。しかし、表-5・8の事例No 2, No 3のように地山がある程度強固で土被りが大きければ、トンネルに作用する水圧 T' と静水圧 $1 \times H'$ の比は、 $T'/1 \times H' = 0.7\sim 0.8$ で作用水圧は静水圧より2~3割小さくなるようである。

5.3.3 設計荷重と現場計測結果

現行のシールドトンネル設計に用いる鉛直土圧の考え方¹⁾は、砂質土では土と水を分離して取り扱い、粘性土では水を土の一部として包含するというものである。そして、 $H/D < 1\sim 2$ のような土被りの小さい場合や沖積層の粘土などのように軟らかい粘性土 ($N < 8$) では設計に用いるトンネル土圧として全土被り土圧を採用するよう勧め、それ以外の場合是一般にTerzaghiの土圧式 (図-5・2) によって良いとしている¹⁾。

しかし、表-5・8に示すようにN値が $N=3$ という非常に軟らかい粘性土地山においても $T/\gamma H=0.8$ で全土被り土圧の8割程度しか作用していない。軟弱地

盤においてもトンネル土圧の実測値は全土被り土圧より小さいという指摘はかなり以前からあるが¹⁰⁾、それにもかかわらず軟らかい粘性土で設計土圧として全土被り土圧を採用するようにしている理由は、①軟らかい粘性土で全土被り荷重がトンネル土圧として作用した事例があること、②実測したトンネル土圧が予想より小さい場合でも、鉄筋計から算出したセグメントに作用する曲げモーメントは、設計曲げモーメントに近い値が計測されていること、などによる¹¹⁾¹⁰⁾。こうした考え方に対して、①に対しては個数の少ない計測事例よりも最近の計測事例等を収集して再検討できると思われる。②に対してはより慎重な検討が必要である。トンネル土圧を推定する手法として、覆工背面に土圧計を置き直接トンネル半径方向に作用するトンネル土圧を求める方法と、覆工内のトンネル円周方向に応力を感知するように応力計を置き計測された覆工内円周方向応力とその他鉄筋等の支保部材の応力等から、トンネル土圧を逆算する方法の2通りがある。②は土圧推定手法の前者と後者でトンネル土圧の推定結果が異なる場合には、より安全側に評価しようという考え方である。これに対しては、土圧推定手法の両手法で計測され現場計測の事例を収集して検討する必要がある。例えば、表-5・7のNo 5の隅田川シールドトンネルの計測事例では、土圧推定手法の両方の手法で求めたトンネル土圧はともに全土被り土圧より小さい値であった (5.3×1.4)。

全土被り土圧に代わってどういう設計土圧を用いるかについては、例えば粘性土圧に対しても砂質土と同じような土、水分離の考え方でTerzaghiの土圧式を適用するという提案⁹⁾もあるが、表-3・3のTerzaghiの岩荷重表を参考にすることも一つの方法であるように思われる。

初期のトンネル土圧としては安定期のトンネル土圧の2倍程度の土圧が計測されたが、支保構造の設計に対しては、支保部材の許容応力による安全率で安全性は確保できると考えられる。ただし、初期トンネル土圧の1部は長期に残留したり、条件によっては初期土圧がかなり大きくなる場合⁷⁾もあるので注意を要する。

5.4 結論

シールドトンネルの一般的な設計法について述べ、その安全性について検討した。また、併設トンネルにおける現場計測結果よりシールドに作用する土、水圧および裏込注入等の影響について調査した。調査、検討の結果明らかにできた主な点は以下の通りである。

(1) シールドトンネル設計手法に関する安全性について

シールドの設計は許容応力度設計法によっているが、実際の安全性は部材の許容応力度による安全率だけでなくそれ以外の点でも担保されていると思われる。その中で最も大きい要因としては、二次覆工の設置であり、ついで鉛直土圧の考え方、側方土圧係数の考え方などであろう。今後はこうした安全に対する考え方を整理して、より合理的な設計法への取組みを検討する必要があるように思われる。

(2) シールドトンネル建設現場における土圧計測

シールドトンネルのトンネル土圧は、施工条件にもよるが一般に裏込注入時に最大になりその後急に減少する。土圧が概ね安定するまでに泥水式シールド工法で1ヶ月程度、土圧式シールド工法ではより短期間の期間を要すると思われる。土圧低下期間後の安定期のシールドトンネル土圧は、山岳トンネルと異なり地下水圧の影響でトンネル土圧として $T/\gamma D=0.6\sim 1.5$ 程度の土圧が作用することがわかった。これはTerzaghiの岩荷重表(表-3・3)とも矛盾しない。Terzaghiの岩荷重表によるとシールドトンネルで通常見られるような地下水位以下での最大のトンネル土圧は $T/\gamma D=2.2$ である。

(3) 設計に用いるトンネル土圧

現在一般的に用いられている軟らかい粘土($N<8$)地山において全土被り土圧を設計土圧とすることにつ

いてさらに調査・研究を進める余地のあることを指摘し、その際Terzaghiの岩荷重表(表-3・3)が参考になることを示した。

5 参考文献

- 1) 土木学会, トンネル標準示方書(シールド編), 同解説, 1986。
- 2) 山口柏樹, 土質力学, 技報同, 1969。
- 3) 猪熊明他, 軟弱地盤シールドトンネルに作用する土圧に関する研究, 第18回日本道路会議, 1989。
- 4) 松本正敏他, わかりやすいトンネル技術入門, 都市トンネル編, 土木工学社, 1982。
- 5) 猪熊明他, 軟弱地盤中のシールドトンネルの現場計測, 土木研究資料No2839, 1989。
- 6) 後藤茂他, 土木学会43回年次講演会III484, 1988。
- 7) 西野健三他, 土木学会43回年次講演会III481, 1988。
- 8) 増田達, 構造物設計資料No82。
- 9) 増田達他, 第二上野トンネルにおける土圧及び鉄筋応力度の測定結果(その2) 土木学会41回年次講演会III417, 1986。
- 10) 塚田章他, シールド工法の実例, 鹿島出版会, 1983。

6. ロックボルト工に関する3次元模型実験および有限要素解析

6.1 概説

膨張性地山にトンネルを掘進する際ロックボルト工は支保効果が大きいことが知られており、過去に多くの研究もなされてきている。しかし、まだ構造設計に適用できるほど定量的な作用効果に関する知見は得られていない。これは一つには、過去の研究の多くがトンネル横断面方向の2次元であったため切羽付近の応力再配分領域におけるロックボルトの支保効果を捕らえられなかったことも原因となっていると思われる。

このため本研究では、膨張性地山のトンネルの切羽付近の応力再配分領域におけるロックボルト工の3次元模型実験を行いロックボルトの支保機構を調べた。模型実験には、現場の現象と相似になるかどうかをチェックする目的で行う確認実験(pilot experiments)と相似が確認された上で模型を現場の代用品として行う量産実験(production experiments)の2種類がある。本実験は確認実験に位置付けられる。また、事前設計手法としてしばしば用いられる有限要素解析の解析手法・その有効性や問題点などを調べるため、模型実験に対

表-6・1 相似則パイナンバー

π_1	π_2	π_3	π_4	π_5	π_6	π_7	π_8	π_9	π_{10}	π_{11}	π_{12}
H/D	$C/\gamma H_{OR} C/\gamma D$	$\tan \phi$	d/D	$q_u/\gamma H$	$E_c/\gamma H$	d/H	$l_{R,B}/D$	$360^\circ/\theta$	$l_{B,P}/D$	E_B/E_c	F_c/q_u

(注1) ここでは、 E_c =地山の変形係数、 $l_{R,B}$ =ロックボルト長さ、 θ =同一断面におけるロックボルトの打設角度の間隔の平均 ($360^\circ/\theta$ =同一断面内のロックボルトの本数)、 $l_{B,P}$ =ベアリングプートの代表径、 $E_{R,B}$ =ロックボルトの弾性係数、 $F_{R,B}$ =ロックボルトと地山の付着力とする。その他は 表-1・1 参照。

(注2) π_5 π_6 π_7 は参考として付加したパイナンバー、 $\pi_8 \sim \pi_{12}$ はロックボルト工に関するパイナンバーである。

象に3次元弾塑性有限要素解析を行い、実験結果や現場計測結果と比較した。なお以下に述べる「トンネル土圧」の定義は1,2による。

6.2 模型実験¹⁾

6.2.1 実験方法

1) 相似則

膨張性土圧が作用するトンネルの模型実験に関する相似則は既に2章で示したが、ここではその相似則に膨張性の指標としてよく用いられる地山強度比をパイナンバーとして追加するなど若干の追加修正を施した。さらにその上にロックボルト工に関する相似則パイナンバーを5個($\pi_8 \sim \pi_{10}$)、参考として別に地山の変形係数などに関するパイナンバーを3個付加し、計12個の相似則パイナンバーを考慮することにする(表-6・1)。

2) 実験手法および測定項目

実験は以下のようにして行った。まず、75cm×75cm×75cmの立方体の土槽(図-6・1)に実験地山材料をつめ、鉛直上方および正面より向かって左側方より油圧

ジャッキによる2方向2面載荷を行う。載荷圧は0.8 kgf/cm²とし、所定の載荷が終了した後、正面から手掘りにて直径17.5cmの円形トンネルを、一掘進長2.5cmでトンネル延長が50cmになるまで掘進する。掘進は、掘削、ズリ出し、ロックボルト打設(模型のロックボルトを手で地山内へ押し込む)、内空変位計測というサイクルパターンで20分×20回に分けて行った。以上の実験を掘削実験と呼ぶことにする。50cmの掘進を行った後、土被り圧の変化に伴うトンネル周辺応力、内空変位等の変化を調べるため、載荷圧を増加させた。これを、再載荷実験と呼ぶ。

測定項目は、①トンネル周辺の地中応力、②内空変位、③地中変位、④油圧ジャッキの載荷荷重、⑤載荷板変位である。トンネル周辺の地中応力測定には、土圧計を図-6・2のようにトンネルのスプリングラインを含む水平面上に配置した。計測する応力の方向は、鉛直方向とトンネル半径方向の2種類ある。また土槽の壁面直近に、基準応力測定用として、トンネル進行方向(X方向)に2個、トンネル進行に対し直角方向(Y

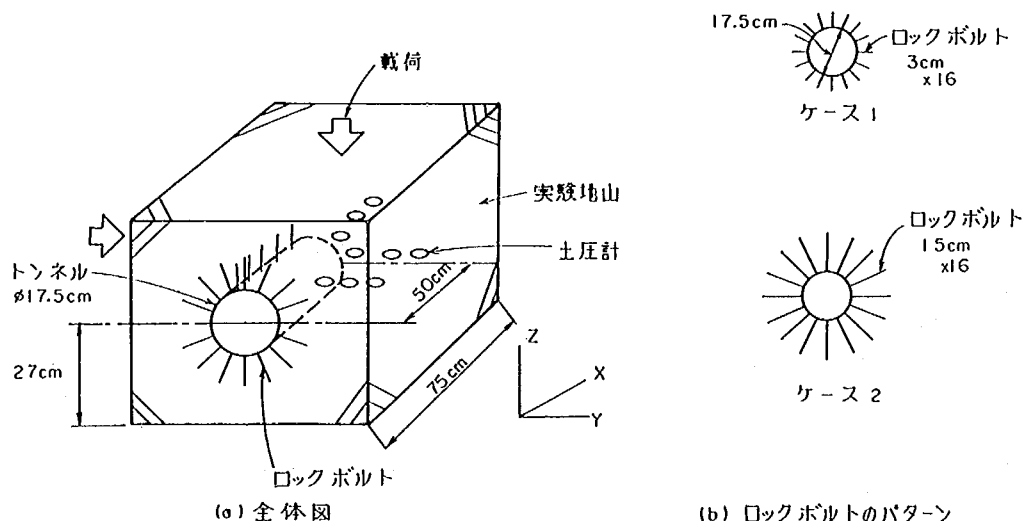


図-6・1 実験装置の概略

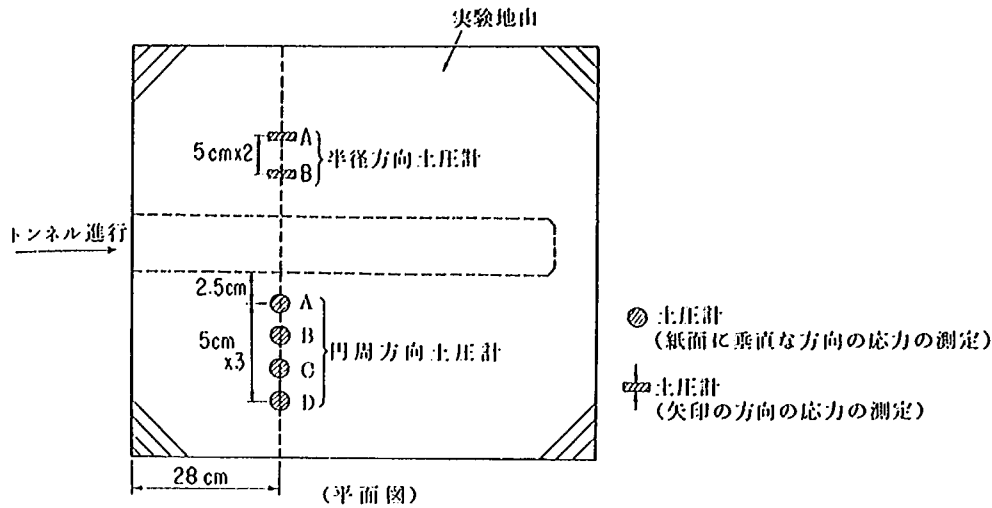


図-6・2 土圧計配置図

方向)に1個,計3個の土圧計を設置した。内空変位は,0.01mmの精度のダイヤルゲージでトンネル坑口より22.5cmの地点で鉛直,水平2方向が毎掘進回ごとに測定した。

実験地山材料は,シルト,ペントナイト,水を適当な配合で練り合わせ,タンパーで締め固めて作製した。地山材料の力学的物性値を表-6・5に示す。膨張性土圧を発生させるために,とくに内部摩擦角を小さくした。これは,現場における新第三紀の泥岩に代表されるような軟岩,粘性地盤に相当する。

表-6・6 地山の粒度特性とコンシステンシー限界

		ケース1	Aトンネル
砂	%	29.1	32.3
シルト	%	46.7	31.2
粘土	%	24.2	36.5
2 μ m以下	%	不明	26.6
LL	%	40.8	89.6
PL	%	16.3	49.8
IP	%	24.5	39.8

ロックボルト材料として, #16の針金(直径約1.2 mm)を選定した。またベアリングプレートは,形状が正方形で一辺が1cmのブリキ板を用い,ボルトとプレートは,はんだで固着した。ロックボルトの相似則パイナンバーの内 π_{11} , π_{12} は,ボルト材料の選定と関係があるので,特に以下に述べる。ボルトの変位係数パイナンバー(π_{11})に関して,模型実験では地山

変数係数(E_e)は現場と比較してきわめて小さいのでは地山変数係数(E_B)は現場と比較してきわめて小さいので,ボルト変形係数(E_B)も小さくする必要がある。しかし,模型実験ではボルトのための削孔をしないので, E_B の小さいボルトは実験手法上打設できない。したがって, π_{11} は現場と模型実験で不一致のまま放置せざるを得なかった。次にボルトの付着力パイナンバー(π_{12})について検討する。模型ボルトの実験地山に対する引抜き試験結果は表-6・2の通りである。表-6・2によれば模型では $\pi_{12} \approx 0.05$ である。これに対して現場では $q_u = 5 \text{ kgf/cm}^2$, $1_{R.B} = 6 \text{ m}$, ボルト径=20mm, 引抜き耐力=10 tと仮定すると, $\pi_{12} \approx 0.53$ となり模型よりもかなり大きい。したがって,本実験ではロックボルトの径を基本の幾何縮率で算出される径(現場におけるロックボルト径 $\times$ 幾何縮率=20mm $\times$ 1/57=0.35mm)よりも大きく補正してあるが,それでもなお小さい。結局 π_{11} と π_{12} を合わせて考えて本模型実験を現場に換算すれば,通常のロックボルト工よりもずっと剛なロックボルトが,ずっと小さい地山との付着力で地山設置されていることになる。ボルトの作用が顕著になる様な条件の場合,ロックボルトと地山との付着力が小さいことからその作用効果は当然抑制されるため,模型実験におけるロックボルトの支保効果は同じ状況の現場におけるそれよりも弱いものであることが予想される。

3) 実験ケース数

実験ケースは,ロックボルトの長さをパラメーターにして2ケース行った(表-6・3)。

表-6・2 # 16針金ボルトの引抜試験結果

耐久ボルト長さ 耐力	$l_{RB}=5\text{cm}$	$l_{RB}=10\text{cm}$	$l_{RB}=16\text{cm}$
引抜耐力 (gf)	64.5	131.5	161
付着力強さ (gf/cm ²)	34.2	34.9	26.7

6.2.2 実験結果と考察

1) 実験結果

(1) ケース 1 の実験

実験は掘削実験と再載荷実験より構成される。まず掘削実験について述べる。一定圧力で載荷されている実験地山中をトンネルが掘進する時、トンネル周辺のスプリングラインを含む水平面上の円周方向(この場合、鉛直方向と一致する)地中応力がどのように変化するかを図-6・3(1)に示す。なお応力は初期土圧を1.0として比で表示してある。ただし、装置の不備のため載荷圧が変化した場合には、それを考慮して算定した値にしてある。具体的には、次式で示す基準化応力によって応力比表示をする。

$$\sigma_n = (\sigma / \sigma_0) / (P / P_0) \dots\dots\dots (6\cdot1)$$

ここで σ_n = 基準化された応力(応力比), σ = 計測された応力, σ_0 = 初期応力, P = 計測時の載荷圧, P_0 = 初期載荷圧とする。図-6・3(2)には、トンネル周辺の水平面におけるトンネル半径方向の地中応力を示す。図-6・3(3)には、トンネル内空変位を示す。

再載荷実験では表-6・2に示すように、載荷圧を0.7kgf/cm²→2.0kgf/cm²まで加圧した。しかし、内空変位は、装置上の変位の測定限界から載荷圧1.0kgf/cm²程度までしか計測できていないので、本報告ではこの範囲に解析を限定する。載荷圧0.7kgf/cm²→1.1kgf/cm²での内空変位は表-6・4(1)に示す通りである。

(2) ケース 2 の実験結果

実験はケース 1 と同様、掘削実験と再載荷実験より構成される。掘削実験について、ケース 1 と同様の方法で、図-6・4(1)にトンネル周辺の円周方向地中応力を図-6・4(2)にトンネル周辺のトンネル半径方向の地中応力を示す。また図-6・4(3)に内空変位を示す。再載荷実験についてケース 1 と同じように、内空変位が正確に測定できた載荷圧0.7kg/cm²→1.0kg/cm²の範囲に解析を限定する。この間の内空変位を表-6・4(2)に示す。

2) 考察

(1) ロックボルトの作用効果

ケース 1, ケース 2 とともに、地山強度が初期土圧に比較してより小さいため切羽において地山は降伏し、トンネル周辺の円周方向地中応力は切羽付近で減少している。その減少率は、わずかながらケース 1 (約20%)の方がケース 2 (約10%)より大きい(図-6・3, 図-6・4)。これに対して、トンネル半径方向地中応力は端的な相違を示している。ケース 1 の方は、トンネルが通過することによって基準応力はほぼ0.0近くまで減少しているが、ケース 2 の方は0.5程度にまで減

表-6・3 実験ケース

	l_{RB} (cm)	$360^\circ / \theta$ (本)	q_u (kgf/cm ²)	γH (kgf/cm ²)	
				掘削時	再載荷時
ケース 1	3	16	0.630	0.7	0.7 → 2.0
ケース 2	15	16	0.467	0.7	0.7 → 2.1

(注1) 表中の記号については、表-1 を参照されたい。

(注2) 表-3 における $\gamma \cdot H$ は土かぶりによる地山応力という意味である。

模型実験においては、土かぶりを大きくするかわりに油圧ジャッキで載荷するが、載荷圧も応力の次元を有するので、区別せずにとめて $\gamma \cdot H$ で表す。

(注3) ロックボルトの打設パターンは 図-1 に示す。

表-6・4(1) 内空変位 (ケース 1, 再載荷)

載荷圧	kgf/cm ²	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1
内空変位	mm	4.08	5.74	9.96	13.7	17.02
	d/D	0.023	0.033	0.057	0.078	0.097

(注1) ここで内空変位は、水平内空変位の値とする。

表-6.4(2) 内空変位 (ケース 2, 再載荷)

載 荷 圧	kg/cm ²	0.7	0.8	1.0
内 空 変 位	mm	3.42	4.51	5.33
	d/D	0.020	0.026	0.030

(注1) 内空変位は、水平変位の値とする。

少しだけで、最小値に達した後若干の増加を示している (図-6.3, 図-6.4)。これはロックボルトの作用効果の中でも内圧効果と言われる効果の大きさが、ロックボルトの長さの違いによって違って現れてきたものと考えられる。内圧効果とはロックボルトの引張力に相当する力が内圧としてトンネル壁面に作用すると考えるもので、これは3軸圧縮試験時の拘束圧の増大と同じような意味を持つ。これによりロックボルト打設領域の地山は圧密されると考えられるが、事実、実験時にロックボルトのベアリングプレート部分から水がしみ出して来る現象がみられており、地山の圧密が急速に進行していることが推定される。こうしたロックボルト打設領域における地山の強度増加現象は、現場においても確認されており、ロックボルトの軟岩地山中の作用効果として、また今後の例えばFEM解析を行うさい注意すべき点である。

内空変位は、掘削実験ではケース1とケース2でそれほど差はない (図-6.3(3), 図-6.4(3))。したがって実験条件に示されるような地山強度等の状況においては、トンネルの内空断面を確保するという目的からすると、あまり長いロックボルトを用いるのは経済的でないといえる。ただし、再載荷実験において地山への載荷圧を掘削実験より大きくすると、長さの異なるロックボルトの支保効果の差は明瞭に表れる (表-6.4(1)(2))。すなわち、地山強度比が0.8程度の時は0.17Dの長さのロックボルトの場合と0.85Dの長さのロックボルトの場合の内空変位に大きい違いは見られなかったが、地山強度比が0.5程度まで低下すると内空変位は $d/D=0.1$ と 0.03 程度の違いがあった。これによって、一般に膨張性土圧の作用するトンネルのロックボルト工の設計では、初期土圧を考慮せず地山の強度のみを考えるのでは不十分であることがわかる。NATMは、特に膨張性土圧に対して有効であるため、その設計には初期土圧も考慮した設計法、例えば地山強度比 $(=q_u/\gamma \cdot H)$ を採り入れて、地山の押し出し性状の判定を明確にしようという傾向になってきている。

今回の実験のような地山においては、初期土圧が高々40%程度異なると、ロックボルトの長さに関する支保効果がまるで違ってくるといふ現象がみられる。

こうしたロックボルトの作用効果が発現するか否かを支配する初期土圧の臨界値は現場においても報告されているが³⁾、土被りの大きい模型実験においてもこうした傾向が見られた (4.2)。しかし、その値は当然地山物性や施工条件によって異なるため、定量的には今後の研究課題として残されている。

(2) 模型実験と現場計測との比較

実験結果を相似則パイナンバーの型式でまとめると表-6.5のようになる。 $\pi_1 \sim \pi_5$ は地質地形上の要因、 π_6, π_7 は内空変位に関する要因、 $\pi_8 \sim \pi_{10}$ は支保に関する要因である。表-6.5によれば、ケース1とケース2は、地質上の要因はほぼ等しいが支保要因が異なるため結果として内空変位に関するパイナンバーが異なるという結果になっている。

高速自動車国道のNATMで施行されたトンネル区間の内、著しい押し出し性の土圧が観察されたAトンネルにおける現場計測の結果を表-6.5の右欄に示す²⁾。これは、Aトンネルの上り線東坑口より約380m地点における計測結果である。地質は新第三紀以降の堆積岩質であるから、節理等が卓越しているということはない。本トンネルは、いわゆる「膨張性地山のトンネル」と呼ばれるものの内でも特に押し出しが著しい部類に属する。

模型実験は、Aトンネルを念頭において行ったものではないので、内空変位位置などについて実験結果と現場計測を直接比較を行うのは困難であるが、現場における地山物性の定性的な傾向を把握する上では参考になるので、ロックボルト長パイナンバー(π_8)のより近いケース1の模型実験と現場計測を比較することにした。模型実験(ケース1)では支保量($\pi_8 \sim \pi_{10}$)はAトンネルより少なく、内空変位量(π_4)はAトンネルより小さい。地質構造($\pi_1 \sim \pi_3$)に関してはケース1はAトンネルと比較すると π_2 は大きく、 π_3 は小さい。しかし、ケース1とAトンネルの内空変位量と支保量のパイナンバーの大小関係を説明するには、総合的にはケース1の模型実験地山の地質はAトンネルより相対的に強いと評価した方がうまく説明できる。こうした観点からケース1とAトンネルを比較し、地山物性に対する判定のやり方について考察する。

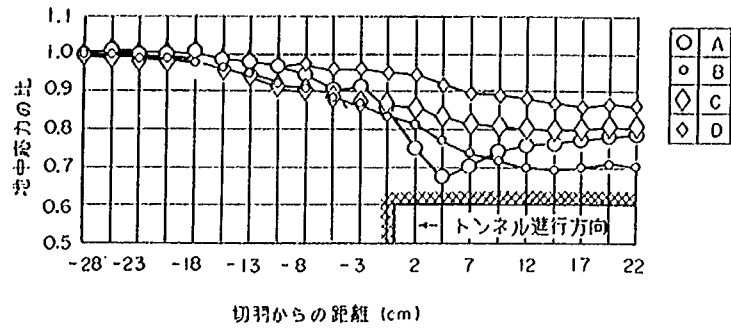


図-6・3(1) 円周方向地中応力と切羽からの距離

(ケース1 掘削実験 応力は初期値との比 土圧計A～Dの位置は図-6・2参照)

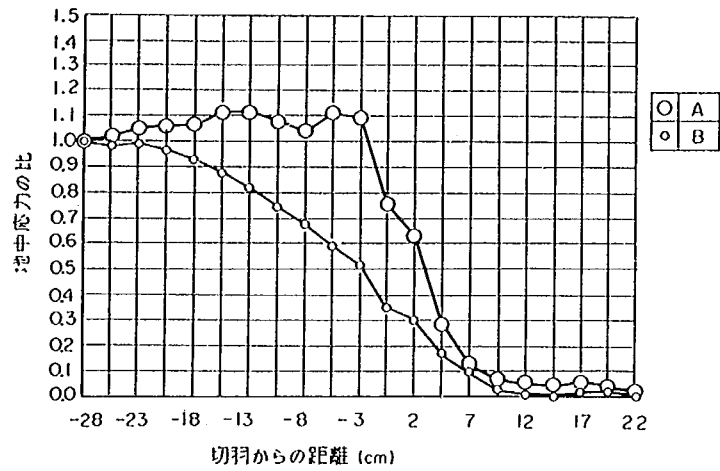


図-6・3(2) 半径方向地中応力と切羽からの距離

(ケース1 掘削実験 応力は初期値との比 土圧計A, Bの位置は図-6・2参照)

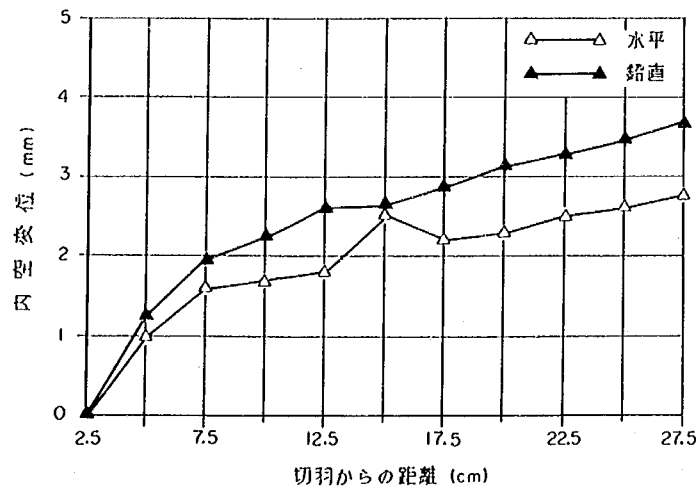


図-6・3(3) 内空変位と切羽からの距離

(ケース1 掘削実験)

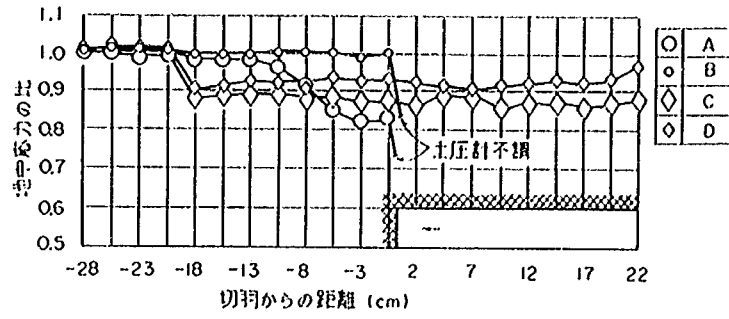


図-6.4(1) 円周方向地中応力と切羽からの距離

(ケース2 掘削実験 応力は初期値との比 土圧計A～Dの位置は図-6.2参照)

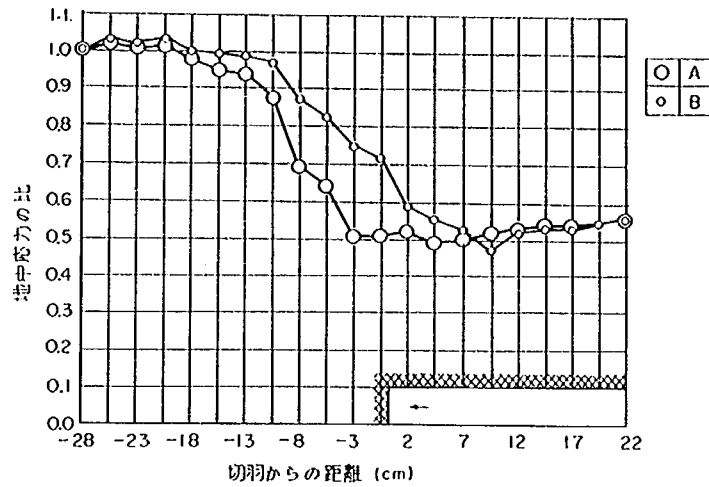


図-6.4(2) 半径方向地中応力と切羽からの距離

(ケース2 掘削実験 応力は初期値との比 土圧計A, Bの位置は図-6.2参照)

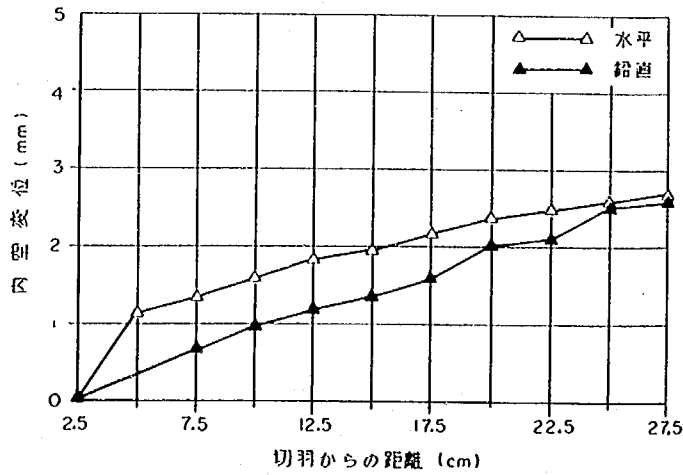


図-6.4(3) 内空変位と切羽からの距離

(ケース2 掘削実験)

表-6・5 パイナンバー表示による実験結果と現場計測

パイナンバー	記号	ケース 1 (模型実験)	ケース 2 (模型実験)	Aトンネル (現場計測)
π_1	H/D	23.0	22.8	7.4
π_2	$C/\gamma H$	0.5	0.45	0.12
π	$C/\gamma D$	11.6	10.2	0.89
π_3	$\tan \phi$	0.04	0.05	0.38
π_4	d/D	0.021	0.015	0.05以上
π_5	$q_u/\gamma H$	0.8	0.6	0.34
π_6	$E_c/\gamma H$	25.7	14.16	43
π_7	d/H	0.001	0.0007	0.006以上
π_8	$l_{R \cdot B}/D$	0.17	0.86	0.5
π_9	$360^\circ/\theta$	16	16	45 (6m換算)
π_{10}	$l_{B \cdot P}/D$	0.06	0.06	0.02
H	cm	402	399	90 (m)
C	kgf/cm ²	0.399	0.35	2.0
γ	g/cm ³	1.973	1.958	1.84
D	cm	17.5	17.5	12.2 (m)
ϕ	UU [*]	2.20	3.00	21
d	cm	0.37	0.27	55以上
$l_{R \cdot B}$	cm	3	15	3 or 6(m)
θ	°	22.5	22.5	9本+41本
$l_{B \cdot P}$	cm	1.13	1.13	22
q_u	kgf/cm ²	0.630	0.467	5.7
$E_c (50)$	kgf/cm ²	20.42	11.06	716

地質構造に関するパイナンバーを比較すると、ケース 1の方が現場計測より内空変位がより小さくなる要因となるパイナンバーは π_2 , π_5 , π_6 であり、逆に大きくする要因となるのは π_1 , π_3 である(表-6・5)。実際には、内空変位はケース 1の方が現場計測より小さいから π_1 , π_3 については実験結果得られる出力としての内空変位 π_4 に余り影響を与えないということになる。このことは2.2.1で述べた相似則の考え方、特に π_3 については4.2で述べた実験結果と矛盾するように思われるが、この原因については、4.4と同様の原因が考えられる。すなわち、 π_1 については土被り厚が必ずしも初期の地中応力を表すものではないこと、 π_3 については模型実験と現場で3軸圧縮試験のやり方が違うことおよび岩石コアの強度と岩盤の強度が寸法効果等により異なること、などである。ここでは、特に π_3 に関連して現場における岩盤としての内部摩擦角評価の一つとして、地山の粒度特性とコンシステ

ンシー限界を考えてみる(表-6・6)。これによるとAトンネルの地山の構成粒子の粘土成分はケース 1の実験地山のそれよりも大きく、状況によっては模型実験の地山と同様かもしれないがそれ以下の地山強度しか発現できない可能性があることがわかる。

6.3 有限要素解析³⁾

現在実用的な目的で行われている有限要素解析(FEM)は、ほとんどが2次元解析であり、トンネル切羽付近で3次元的に応力・ひずみが増加する領域に関しては、簡便的な方法もしくは何らかの仮定によって処理しているのが現状である。これは、一方では計算コストの面で有利であるが、他方そうした切羽に関する仮定が計算結果に大きい影響を及ぼすことを考えれば、何らかの検証を行うことが必要である。このため6.2のロックボルト工によるトンネル掘削模型実験における切羽付近の地山挙動を対象として、3次元の弾塑性有限要素プログラムを用いた解析を行いその適用性について検討する。

6.3.1 解析方法

1) 解析モデルと有限要素プログラム

解析モデルの力学的物性値を表-6・7に示す。地山は、Drucker-Prager の降伏条件に従うBi-linearな弾塑性材料とし、ロックボルトは弾性体の棒要素とした。地山とロックボルトの接合状況に関して近年種々のモデルが提案されているが^{5) 6) 7)}ここでは単純に完全な接着状態にあるものとしている。解析理論を分類すると、表-6・8のようになる⁴⁾。今回用いた方法は、表-6・8の番号で各々、1-2, 2-3, 3-1である。連立方程式を解くのは、ガウスの消去法によった。

表-6・8 解析手法の分類

1	未知数による分類	1	応力法
		2	変位法
2	比線形材料の解析手法による分類	1	(荷重)増分法
		2	(荷重)反復法
		3	混合法
3	掘削の解析手法による分類	1	応力解析法
		2	直接荷重法

解析条件の概略を図-6・5に、要素分割図を図-6・6に示す。計算の対象とする地山の全体領域は、75×75×75cmの立方体である。いまトンネル掘進方向をX、鉛直方向をZとし、両者に垂直な方向をYとする。要素数は(134個/Y・Z断面)×15断面=2010個で、節点数は、(129個/Y・Z断面)×16断面=2064個とな

る。トンネルの掘進は、直径17.5cmの円形トンネル断面で1掘進長5cmで10回に分けてトンネル延長50cmまでX方向へ掘進する。初期の地山応力としては6.2の模型実験と同条件とするため、図-6・5に示すようにZ方向とY方向から0.8kgf/cm²(ケースのみ1.2kgf/cm²)の荷重する。ロックボルトの長さは、3cmと15cmに変えて計算するが、本数は1断面あたり共に16本とする。ロックボルトの打設は、掘進長を終了した時点で地山要素のロックボルト打設位置に相当する要素の辺に打設するものとした。

表-6・7 地山とロックボルトの材料物性値

地 山	ヤ ン グ 率	15,74	kgf/cm ²
	ポ ア ソ ン 比	0.3 or 0.4	
	粘 着 力	0.37	kgf/cm ²
	内 部 摩 擦 角	2.60	°
	ひずみ硬化率 _{0.01}	0.787	kgf/cm ²
	引 張 り 限 界	0.055	kgf/cm ²
	単 位 体 積 重 量	1.97	g/cm ³
ロックボルト	ヤ ン グ 率	2,100,000	kgf/cm ²
	断 面 積	13×10 ⁻²	cm ²

注) 山田 嘉昭, コンピューターによる構造工学講座, 培風館 P14参照。

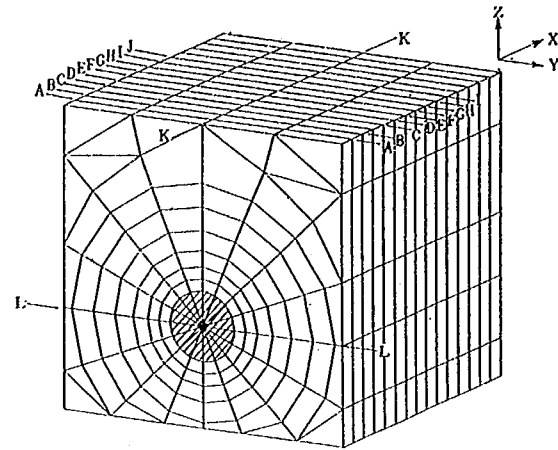
2) 計算ケース

計算ケースと諸条件を表-6・9に示す。実際にはこの他にロックボルトのない場合の計算も行ったが、その結果は全体としての地山強度が弱すぎて著しく大きい変形が発生し、弾塑性解析の非線形解法での荷重増分段階における反復計算の過程でプログラムに与えられた所定の反復回数を越えても解が収束しなかったため計算の実行が中断された。実際の模型実験においても、無支保ではダイヤルゲージによる計測が不可能な程度

の急速かつ大幅な内空変位が確認されており、解析結果と同じ傾向を示した。

6.3.2 解析結果と考察

計算結果はトンネル軸を含む縦断面(XZ面)、横断面(YZ面)、水平面(XY面)上に投影して表示する。出力項目は主応力、変位、ロックボルト軸力、応力等高線、塑性領域である。主応力は図-6・7に示す記号を用いた。



- 注)
- (1) 図化断面位置
 - 1 断面G-G
 - 2 断面K-K
 - 3 断面L-L
 - (2) 斜線部は掘削断面
 - (3) 掘削面と切羽の位置
 - 1 A-A
 - 2 B-B
 - 3 C-C
 - 4 D-D
 - 5 E-E
 - 6 F-F
 - 7 G-G
 - 8 H-H
 - 9 I-I
 - 10 J-J

図-6・6 要素分割図

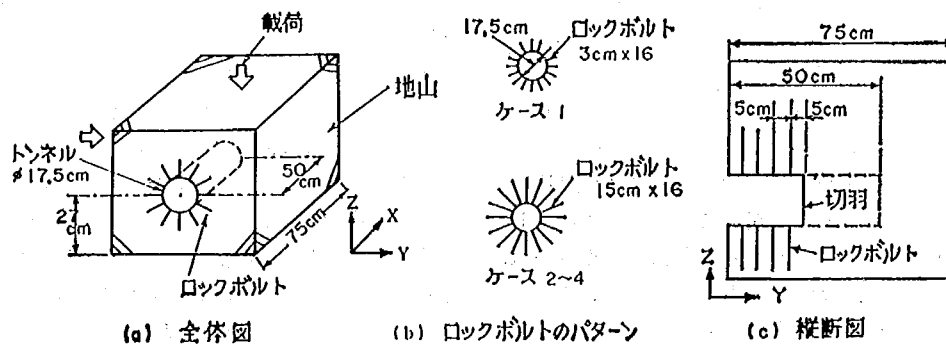
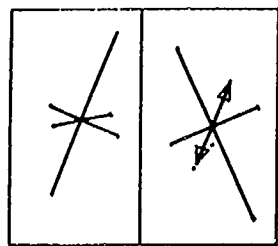


図-6・5 解析概略図



—— 記号は圧縮を示す

←→ 記号は引張を示す

図-6・7 主応力の表示記号

表-6・9 計算ケース

	ポアソン比	載荷圧 (kgf/cm^2)	ロックボルト長 (cm)
ケース 1	0.3	0.8	3
ケース 2	0.3	0.8	15
ケース 3	0.4	0.8	15
ケース 4	0.3	1.2	15

注) 載荷は、Z、Y 2 方向等圧で行った。

1) 解析結果

ケース 1～4 のうち模型実験や膨張性地山への適用性が高いと思われるケース 3 を代表例として、以下の(1)から(3)ではその計算結果を記す。ケース 3 の横断面 YZ 面における主応力の分布を図-6・8(1)に示す。横断面の位置は図-6・6の G-G 断面であり、(a)～(c)はそれぞれトンネル切羽が B-B 断面、F-F 断面、J-J 断面まで達したときの G-G 断面上の主応力のベクトル成分を示す。横断面における変位の分布を図-6・8(2)に示す。横断面の位置および切羽と横断面の距離の関係は、主応力の場合の図-6・8(1)(c)と同様である。縦断面(XZ 面)における主応力の分布を図-6・9(1)に、変位を図-6・9(2)に示す。水平面(XY 面)における主応力の分布を図-6・10に示す。

(1) 地中応力 (ケース 3)

図-6・8(1)の段階では、地中応力の分布は初期応力とほぼ同じ様な状態であることがわかる。このときの出力断面はトンネル進行方向で切羽面より約 1.4D 地山奥に位置している。また、図-6・9(1)においては、トンネルの進行により地山中の応力が乱れはじめるのは、切羽面より約 1.1～1.4D ほど地山の奥からである。このことから、今回の解析で想定しているようなかなりの軟岩の場合でもトンネル進行方向で切羽面から 1.0～1.5D ほど地山の奥まで、切羽での応力変化 (応力再配分) が及ぶにすぎないことがわかる。

また図-6・9(1)よりトンネル切羽付近での応力の乱れはトンネルの切羽地点の上下方向、特に上方向に広がっており天端より 2.24D 上方の土槽上端にまで達している。これに対して、横方向の応力の乱れは図-6・10に見られるように比較的せまい領域でしか現われなかった。

(2) 地中変位

図-6・9(2)より、変位は切羽における応力解放地点で急激に増大していることがわかる。図-6・11は図-6・9(2)におけるトンネル天端位置の地山の鉛直方向沈下を示す。ただし掘削区間で切羽後方 45cm 地点の変位は図-6・9(2)ではなく、さらにトンネルを 20cm 掘進した場合の計算結果をもとにしている。いま切羽後方 45cm の地点の沈下量をトンネル掘削に起因する最終総沈下量と仮定すると、トンネル切羽においては最終総沈下量の 46%、切羽から D ほど奥では 8%、2D 奥で 1% ほどの変位が発生している。したがって、解析の結果からは膨張性土圧の作用するトンネルでも、ロックボルトにより周囲地山の安定を図っておれば、全変位量の 90% 近くはトンネル進行方向で切羽から D だけ地山奥の地点より手前側および切羽が到達して以降に発生しており、それより奥に対する影響は少ないと言えることができる。また切羽が到達してからの以降の沈下 d はトンネル直径 D に対して約 53% であった。

(3) ロックボルト軸力 (ケース 3)

図-6・12に図-6・8(1)に対応する状態における G-G 断面内のロックボルトの軸力を示す。ロックボルトは 16 本であるが図には 1 本おきに軸力を表示する。図-6・12より計算では、5 kgf 前後のロックボルト軸力が発生していることになる。

(4) 応力等高線と塑性領域

図-6・13(1)、(2)にケース 1 およびケース 2 の縦断面における圧縮を正とした最大主応力等高線を示す。図-6・13(1)、(2)に共通して、トンネル進行方向で切羽面から 2D ほど掘削済みの手前の地点で、最も大きい主応力が発生するという現象がみられた。この地点での最大主応力は、切羽面における最大主応力よりも 40%～50% 大きい。こうした結果が、一般的なものであるか解析の壁面境界条件に起因するののかについては、解析手法の検討、模型実験、等により今後明らかにしていく必要がある。図-6・13(1)と(2)を比較することにより、ロックボルトの長い図-6・13(2)の場合には地山の応力集中が緩和され、より広い範囲に、地中応力が平均化されていることがわかる。なお、今回の計算ではポアソン比が異なってもそれほど大きい差がなかった。

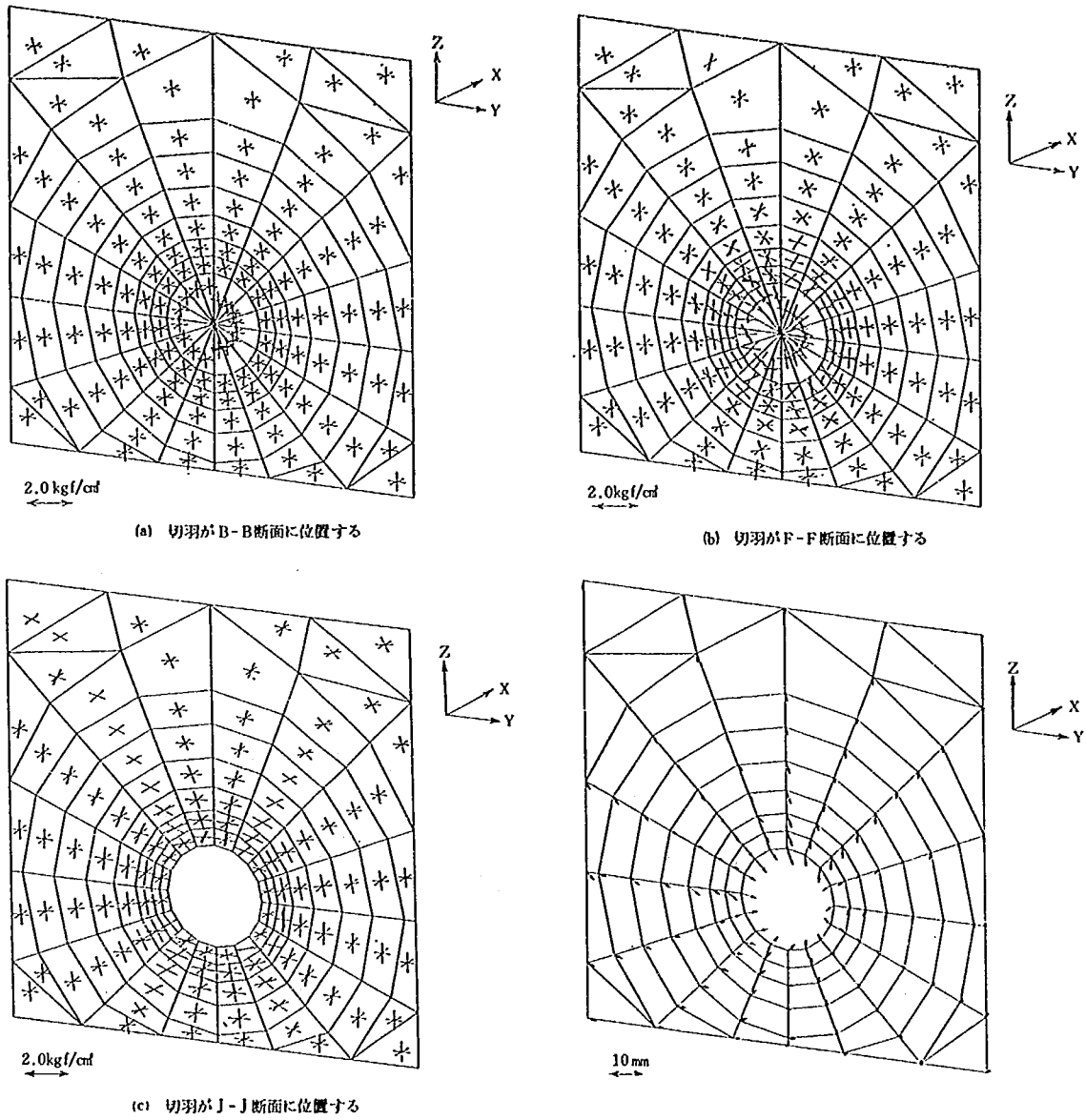


図-6・8(1) 横断面上の主応力 (ケース3のG-G断面主応力図, 断面記号は図-6・6参照)

図-6・8(2) 横断面上の変位 (ケース3のG-G断面変位図, 切羽はJ-J断面に位置する, 断面記号は図-6・6参照)

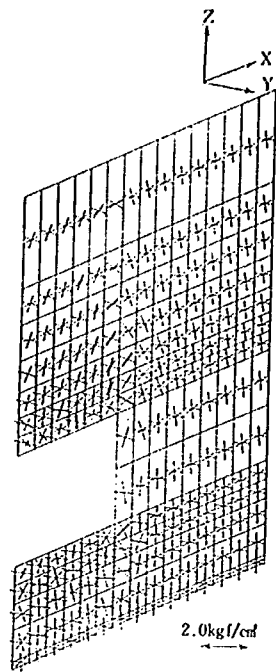


図-6・9(1) 縦断面上の主応力（ケース 3 の K-K 断面主応力図，断面記号は図-6・6 参照）

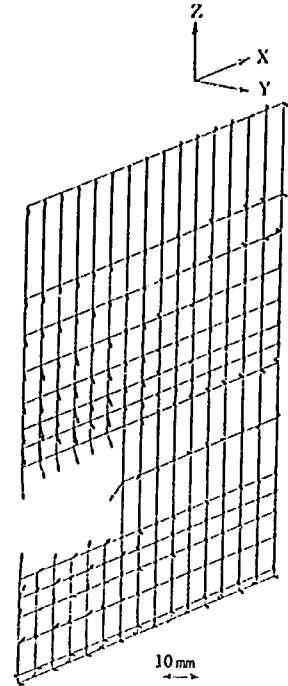


図-6・9(2) 縦断面上の変位（ケース 3 の K-K 断面変位図，断面記号は図-6・6 参照）

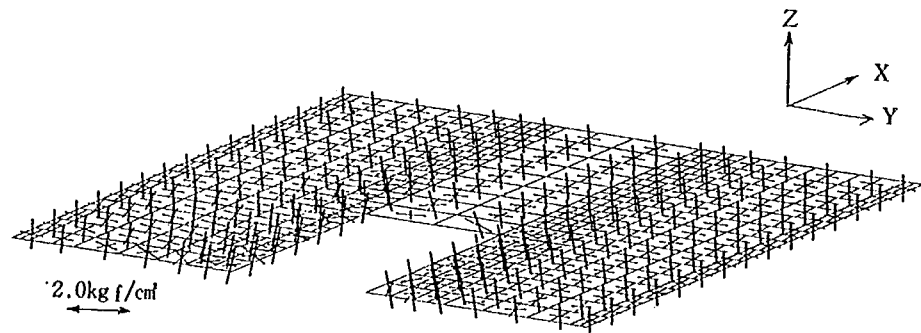


図-6・10 水平面上の主応力（ケース 3 の L-L 断面主応力図，断面記号は図-6・6 参照）

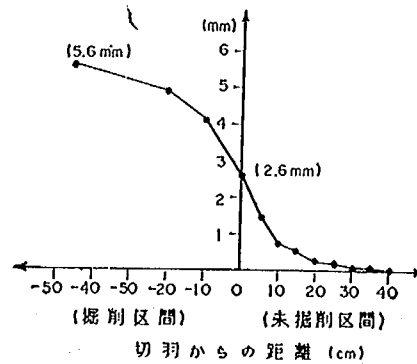


図-6・11 切羽付近でのトンネル天端沈下（ケース 3，切羽は F-F 断面に位置する）

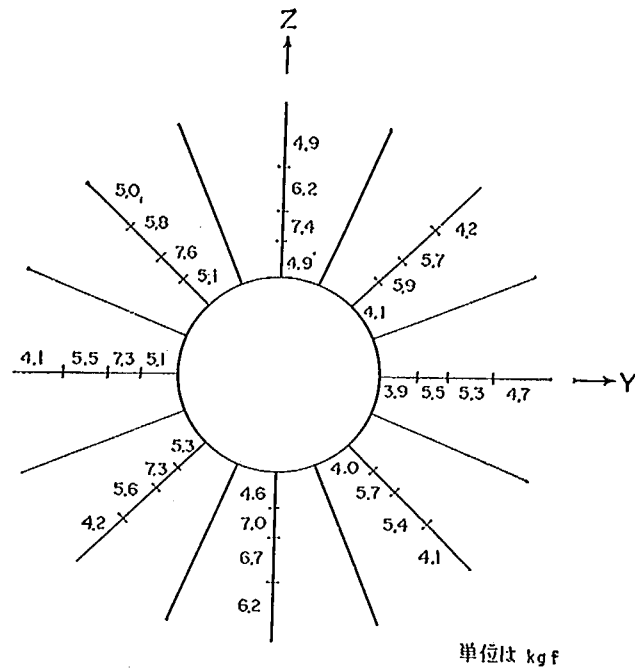


図-6・12 ロックボルト軸力 (ケース 3, G-G断面内ロックボルト軸力, 切羽はJ-J断面に位置する, 断面記号は図-6・6参照)

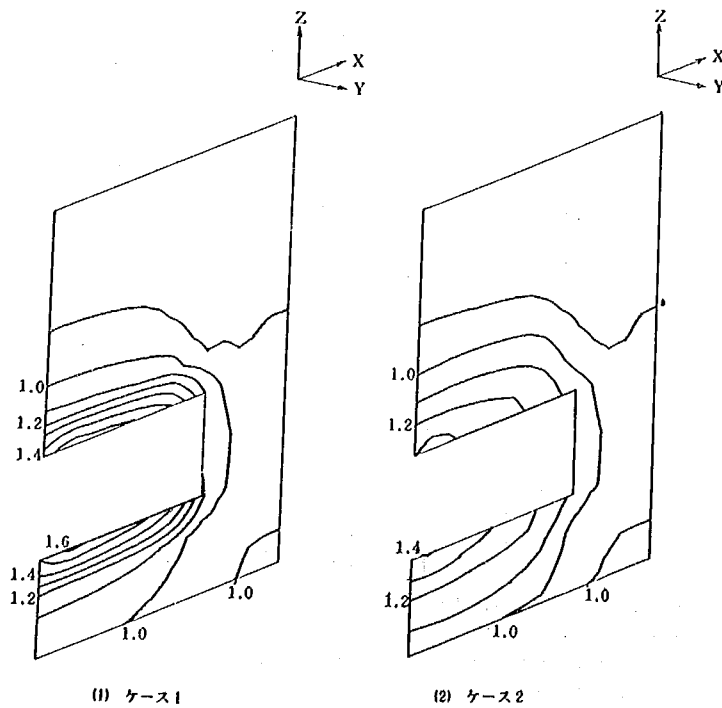


図-6・13 最大主応力等高線 (K-K断面で, 切羽はJ-J断面にある。単位はkgf/cm², 断面記号は図-6・6参照)

図-6・14に切羽付近の縦断面の塑性領域図を示す。
図-6・13, 6・14より載荷圧を大きくした場合、地中応力の絶対値は増大し塑性領域も増大すること、ロックボルトが長いと塑性領域が減ることがわかる。

2) 考察

(1) 解析と模型実験との比較

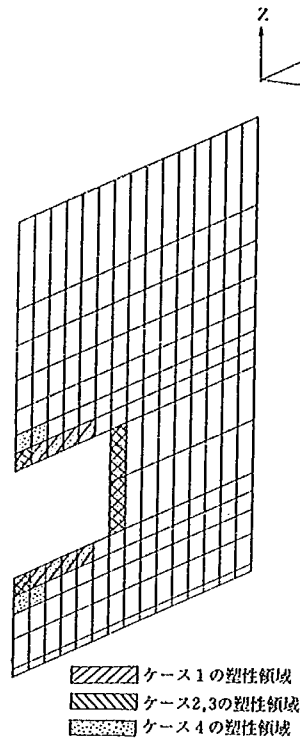


図-6・14 塑性領域

ロックボルト工によるトンネルの模型実験と解析との比較を表-6・10に示す。地山強度、載荷圧等の所与の条件は実験と解析でほぼ等しくしてある。表-6・10より、解析と実験では、内空変位はほぼ等しいにもかかわらず、ロックボルト軸力は解析の方がかなり大きいことがわかる。解析結果の軸力が大幅に大きくなったのは、計算ではロックボルトと地山の接合を完全に剛な一体としているのに対して、実験ではボルトと地山の接合が弱く、ボルトがすべったためであると考えられる。こうした点に関して現在以下のような計算手法が提案されている。すなわち、①ロックボルトの応力-ひずみ曲線を修正する⁵⁾、②ロックボルトと地山の間にスライダなどの接合特性を設ける⁶⁾、③計算断面をトンネル進行方向でロックボルトとロックボルトの中間に設定しその地山の剛性を上げる⁷⁾、などである。

(2) 解析と現場計測との比較

実際のトンネル施工現場で使用されている全面接着式ロックボルトは、ボルト挿入孔へのモルタル注入によってロックボルトと地山とが接合するのでその接合力が、模型実験の場合よりかなり強い。したがってこの点模型実験より有限要素解析の条件により合致するので、他の入力条件についても概ね当てはまる現場計測の事例を選んで比較を行った。現場計測事例として北越北線鍋立山トンネル(以下Nトンネルと記す)が比較的条件が計算条件に近いことがわかったので⁸⁾ Nトンネルと解析の諸特性を無次元量であらわして表-6・11にまとめた。無次元量は模型実験相似則をもとに $\pi_1 \sim \pi_{13}$ の13個とした。解析の際出力となるのは π_4 と π_{13} であり、他はすべて入力条件となる。表-6・11で

表-6・10 模型実験と解析

		入 力 ^{*)}		出 力	
		ロックボルト長さ	ポアソン比	内空変位 ^{**)}	ロックボルト軸力 ^{***)}
模型実験	ケース1	3 cm	—	3.7 mm	0.06 kgf
	ケース2	15 cm	—	2.7 mm	0.16 kgf
数値解析	ケース1	3 cm	0.3	4.4 mm	Ave, 4.5 (4~7) kgf
	ケース2	15 cm	0.3	2.8 mm	4.5 (3~6) kgf
	ケース3	15 cm	0.4	2.5 mm	5 (4~5.5) kgf

*) 入力その他の条件は全ケースほぼ同じである。

**) 計算の内空変位は坑口より20cmの地点のスプリングライン上の水平変位である。

実験では切羽通過後2.5cmの地点より計測を始めているから、計算では比例配分によってこの地点の変位をもとめ、最終変位との差を内空変位とした。

***) 模型実験では軸力は計測していないが、ボルトの引抜試験を行っており、その引抜耐力を軸力とした。計算の方は、平均値と()内にそのバラツキを示した。

は、Nトンネルの延長方向、34km609mの位置の断面で計測された結果と比較の対象としている。表-6・11の諸数値については、トンネル土圧は土蔵荷重による静水圧状態であるとし、ボルト軸力20tf/本、吹付コンクリート応力10kgf/cm²、支保工荷重75tf、2次覆工応力30kgf/cm²と仮定して算出した。また残留変形特性は拘束圧20kgf/cm²の3軸試験で圧縮ひずみが1.2~3.0%の間の値を用いた。

表-6・11によれば、数値解析とNトンネルで、入力条件のうち地山の強度・変形特性に関するパイナンバー π_3, π_6, π_{10} が異なっているが、出力量である π_4, π_{13} は比較的合っている。ここで、逆解析の要領で、出力量が合うような入力条件をさがすという観点から検討すると、入力条件の π_3, π_6, π_{10} としては初期強度における物性値よりも残留強度における物性値を用いた方が、解析とNトンネルで入力条件、出力量ともに整合性がとれることになる。したがって、今後Nトンネルのように膨張性土圧が著しく大きいトンネルの解析を行うには、地山の強度・変形物性値として残留特性値を用いることを検討する必要があると思われる。

6.4 結論

ロックボルト工に関する3次元模型実験および弾塑性有限要素解析を行い、切羽付近の応力再配分過程でのロックボルトの作用効果、計算を行うさいのロックボルト部材のモデル化等について検討した。検討の結果明らかになった主な点は以下のとおりである。

(1) ロックボルトの長さとう作用効果

長さの異なるロックボルトを用いたトンネルの掘削

を行い、その作用効果の違いを調べた。実験によるとロックボルトが長い場合には、トンネル周辺地山内でトンネル半径方向の地中応力がトンネル掘削によってもあまり低下せず、3軸圧縮試験時の拘束圧の増大と同じような効果をもたらすことが明かとなった。ロックボルト長が内空変位に与える影響は、地山強度比によって異なる。すなわち、0.17Dの長さのロックボルト工と0.85Dの長さのロックボルト工では、地山強度比が0.8程度の時は内空変位に大きい違いは見られなかったが、地山強度比が0.5程度まで低下すると内空変位は $d/D=0.1$ に対して $d/D=0.03$ 程度の違いがあった。また有限要素解析によっても、ロックボルトが長いと応力の分散が図られ塑性領域が減少することがわかった。

(2) 模型実験、有限要素解析と現場計測

模型実験と現場計測を比較した結果、模型実験結果を基準にすれば、現場における地山の内部摩擦角等の評価は通常の岩石試験によっていたのでは強く評価されすぎる傾向があることがわかった。地山全体の評価に関しては今後の課題であるが、地山の粒度特性なども参考になるものと思われた。また有限要素解析においても、地山の物性値は残留強度における力学的物性値を解析入力条件とした方が現場計測との整合性が良いことがわかった。数値解析と模型実験との比較では、内空変位はほぼ一致したがボルト軸力は大幅に異なり、ボルトと地山の接合部の解析手法に関して今後課題を残した。数値解析と現場計測との比較では、鍋立山トンネルのような著しく大きい膨張性土圧の作用するトンネルの土圧現象を概略的に再現し得た。

表-6・11 解析条件の無次元量表示

諸特性	π_1	π_2	π_3	π_4	π_5	π_6	π_7
ケース	H/D	$C/\gamma H$	$\tan \phi$	d/D	$q_u/\gamma H$	$E_c/\gamma H$	l/D
解析ケース2	25.4	0.42	0.05	0.02	0.89	18.0	0.28
現場計測 Nトンネル	15.5	0.33	0.22 (0.12)	0.03	0.70	167 (26.4)	0.13

諸特性	π_8	π_9	π_{10}	π_{11}	π_{12}	π_{13}
ケース	$l_{R.B.}/D$	$360^\circ/\theta$	E_B/E_c	F_B/q_u	F_c/q_u	$T/\gamma H$
解析ケース2	0.86	16	1.3×10^5	—	—	0.60
現場計測 Nトンネル	0.4	20	6×10^2 (4×10^3)	270	0.27	0.38

注) ここで、() 内は残留強度変形物性値による、また E_c =地山変形係数、 $l_{R.B.}$ =ボルト長、 θ =同一断面ボルト打設角度の開き($360^\circ/\theta$ =同一断面内のボルト本数)、 E_B =ボルト変形係数、 F_B =ボルト破断強度、 F_c =ボルトと地山の付着力(現場においては4kgf/cm²とする)、 T =トンネルが受ける土圧(静水圧状態で土圧が作用するものとする。Nトンネルにおいては、支保工、吹付コンクリート、ロックボルト、2次覆工で分担しているすべての支保荷重の合計とする)、その他の記号は表-1・1を参照。

6 章 参考文献

- 1) 猪熊明他, 押し出し性地山のトンネルにおけるロックボルト工の効果に関する模型実験, 土木技術資料, Vol. 25, NO. 2, 1983。
- 2) 猪熊明他, ロックボルト工によるトンネルの3次元弾塑性有限要素解析, 土木技術資料, Vol. 25, No. 9, 1983。
- 3) 日本道路公団, 内部資料。
- 4) 樗木武, トンネル力学, 共立出版, 1977。
- 5) 伊藤好人他, 恵那山トンネル長平沢断層におけるNATMの設計, 施工, トンネルと地下, Vol. 14, No. 2, 1983。
- 6) 吉村恒他, システムロックボルト設計プログラムの開発, 土木学会13回岩盤力学シンポ1981。
- 7) 土屋浩他, ビーム要素モデルによるロックボルト軸力のFEM解析, 土木学会37回年次講演会, III-174, 1982。
- 8) 大塚正幸他, 膨張性地山での苦闘, トンネルと地下, Vol. 11, No. 1, 1980。
- 9) 林正夫他, 地盤工学における有限要素解析, 培風館。

7. トンネル設計法への応用と今後の検討課題

7.1 トンネルの設計技術の現状

トンネルに限らず構造物の設計には設計をする際の前提となる条件によって, 計算主義, 試験・実験主義, 観察・計測主義, 実績主義の4つの基本的な思想があると考えられる。それらを用い方によって整理すると表-7・1のようになると考える。

計算主義は現在最も一般的に行われている設計手法で, 構造物を梁とかラーメンに見たてて荷重を作用させて応力を計算し, その安全性を確認するやり方であ

る。支保部材のみならず, 外荷重の値そのものも, 例えばクーロンの土圧式等のように土圧を計算で求める場合がある。試験・実験主義は試験・実験により構造物の強度等を把握して安全性を確認しようとするもので, コンクリートの許容応力度等はこうした方法で求められる。観察, 計測主義は主に施工中の構造物, 地盤の挙動を観察してその結果により支保を増したり減らしたりするやり方をいう。実績主義は過去の施工事例を集積して安全性を確認し, 今後の設計に用いようとするものである。この方法は, 関係する条件等が複雑で不確定な面が多く応力等が精度よく計算できない時用いられる。現場ではこうした種々の考え方を適宜組み合わせ設計を行うことが多い。こうした4つの基本的な考え方を踏まえ, 最近の日本のトンネルの設計技術の概況を見ると, 以下のようである。

吹付けコンクリートとロックボルトを主体とする山岳工法では, 当初設計では過去の施工事例等を整理し地山分類に応じて標準設計パターンを定める実績主義で設計し, 施工時には観察計測の結果を設計施工に反映させる計測主義に基づいて設計する場合がほとんどである。シールド工法では当初の段階から主な構造設計は計算主義で設計されるが, 側方土圧係数, 地盤反力係数等は過去の経験から設定する実績主義で行っており, 材料の許容応力度は実験に基づいて定められる。開削工法も計算により設計をするのが原則であるが, 仮設の土留め壁の断面算定に用いる土・水圧等は過去の実測値を基に定められている。また, 特殊工法などは現場で試験施工をしてから本格施工を行うことも多いが, これなどは試験・実験主義に基づく設計と言える。

近年山岳工法は, ロックボルトと吹付けコンクリートが主たる支保部材として用いられるいわゆるNATMで建設されるようになった。NATMでは支保部材は地山と一体となってトンネルの安定を確保するように働くので, その現象をより積極的に捕らえ設計に当たっては周辺地山の支保機能が発揮されるよう設計す

表-7・1 設計の考え方

	考 え 方	許容基準 (許容応力度等) の設定	設計 (構造解析等)	
			当初設計	施工時設計
計 算 主 義	計算に基づいて設計する	△	◎	○
試験・実験主義	試験, 実験結果に基づいて設計する	◎	○	○
観察・計測主義	観察, 計測に基づいて設計する	△	△	◎
実 績 主 義	過去の施工事例等の実績に基づいて設計する	○	◎	△

◎: よく用いられる, ○: 用いられる, △: あまり用いられない

る。しかし、単に物理的な現象面からのみ見れば、例えばシールドトンネルで採用されているTerzaghiの緩み土圧の考え方¹⁾などは、アーチ部より上部の地山部分の荷重は地山で支えるということであり、従来から地山の持つ支保能力を活用してトンネルの設計をしていたことになる。このことは、山岳工法についても同様であり、鋼アーチ支保工と地山との間にくさびを打ちこんで地山の緩むのを防いだりしていたことなどからも、地山の緩みを防ぎ地山のアーチ作用のアーチ高さを高くしない、すなわち地山は地山自体で支えるという考え方は、従来からの一般的な了解事項であったと思われる。こうしたことから、山岳工法での設計の考え方の変化というのは、そうした物理的な現象面よりも、ロックボルトと吹付けコンクリートという地山の緩み具合をかなり人為的に調整することが可能な支保部材が開発されたため、より積極的に地山の支保機能を活用せよという設計意識の変化と捉えられ

る。しかし、こうした設計意識の変化は、表-7・1にあるような設計の基本的な考え方の変更を意味するものではない。新工法に関する道路トンネルの技術基準の改訂についても²⁾、山岳工法の設計の基本的な考え方の変更のというよりも、従来の実績主義の考え方にそって新支保部材の標準パターンを定めたものと位置付けられる。NATMにより超大断面トンネルや膨張性地山のトンネルが以前ほど困難を感じずに施工できるようになったのは、こうした設計意識の変化もさることながら、新支保部材の支保機能、すなわち支保材としての性能が鋼アーチ支保工より格段に向上したためと思われる。しかし、施工中における設計について、観察・計測に基づいて支保部材を増減させるのが一般的になった点については、計測主義の導入という設計の基本的な考え方の変更と捉えることができる。

表-7・2に I. T. A (国際トンネル協会) 加盟各国のトンネル設計の考え方の代表例を示す³⁾。シールド

表-7・2 I. T. A. 加盟各国のトンネル構造設計の考え方

国 (回答者)	名	シールド工法	山 岳 工 法		開 削 工 法
			(浅い) 土砂地山	深い中硬岩地山	
オーストリア (Golser)	設 計	・計算主義	・計算または実績または計測主義	・実績主義	・計算主義
	設計荷重	・荷重は、全土被り圧または Terzaghi の式による	・荷重は、初期応力解放または減少させた Terzaghi 式による	—	・荷重は全土被り圧による
フランス (Gesta)	設 計	・計算主義	・計算または実績主義	・計算または計測または実績主義	・計算主義
	設計荷重	・荷重は、全土被り圧または Terzaghi の式による	・荷重は、Terzaghi 式による	・計算の際の荷重については重要でないと考え	・荷重は全土被り圧による
U. S. A. (Mirsky)	設 計	・計算主義	・計算主義	・実績、計算主義	・計算主義
	設計荷重	・荷重は、シールド推進圧と裏込注入圧による	—	—	・荷重は、4 種類設定する
上記の国を含む 各国の平均的な 考え方	設 計	・計算主義 (弾性支保リングモデルが多い。F.E.M. はチェックに用いる)	・支保工については、計算または実績主義 ・覆工については計算主義 (計算は弾性支保リングモデルによる)	・支保工については実績主義 ・覆工については計算主義 (計算は連続体モデル(F.E.M.)や弾性支保リングモデルによる) ・計測主義も用いられる	・計算主義
	設計荷重	・初期土圧またはアーチ作用を考慮した土圧による	・荷重は種々の方法で設定されるが、浅い場合には全土被り圧による	・アーチ作用を考えアーチ下の死荷重を経験的に用いる	・全土被り荷重による。側圧は鉛直圧の 25~50%または、Ran-Kine の土圧式による

工法、開削工法については国際的に見てもほぼ計算による計算手法となっており、日本も同様である。特に開削工法のトンネル本体工は構造物の力学モデル、荷重設定法などほぼ世界的に共通している。これは開削工法のトンネル本体工は埋め戻し土による土圧を受けるため、施工による影響等が少なく当初から比較的正確に外力が予測できるためと考えられる。シールド工法になると、はや計算の構造系モデルや荷重の設定方法が国や個人によって異なってくる。一般的な傾向としては、弾性支承リングを力学モデルとし、Terzaghi式によるアーチ作用を考慮した荷重を設定して計算する場合が多い。山岳工法については、日本では実績主義による設計が第一義的な重要性を持つが、世界的に見れば、特に（永久）覆工や浅いトンネルの設計については計算により設計することも多いようである。ただし、1. T. Aによれば計算結果を直接的に用いずに2, 3種類計算の手法で計算し比較して解釈してから用いるのが重要であるとされている。また、計算手法は、弾性支承リング等簡単なモデルが主流である。世界的に見て計算が不必要とされているのではなく、計算の持つ限界を認識し計算結果をどう解釈するかが重要であるというのが、現在の深い山岳工法トンネルの当初設計の考え方といえる。このことは、日本で今後山岳工法に計算主義の設計手法を導入しようとするならば参考にすべき点である。

7.2 研究結果のトンネル設計法への応用

トンネルの土圧現象に関する実験的研究、シールドトンネルの設計荷重に関する研究、ロックボルト工に関する解析の結果をトンネルの設計法の合理化のためにどう適用するかを考えてみる。

1) トンネル土圧の分類と指標

トンネルを掘削した時、土圧に関する現象はいろいろな形態で現われる。土圧現象を予測するための指標は対象とする地山によって異なるが⁴⁾、ここでは地山

をその強度指標によって表-7・3のように3つに分類する。表-7・3中の排水条件については、実験で使用した模型地盤は不飽和土であったから非圧密排水3軸試験でも $\phi > 0$ であった。圧密排水3軸試験を行うと、粘性土でも高い内部摩擦角が得られ砂質地盤との区別がつきにくいこと、実際のトンネル施工現場における安定問題はまず短期的な安定が問題となるが、この場合砂質地盤では排水条件が満足されるが粘性地盤では完全な排水条件が期待しにくいこと、などから砂質地盤で排水条件、粘性地盤で非排水条件として、砂質地盤、粘性地盤を区別することとした。

今回の実験的研究では、粘性地盤および砂質地盤について土被りの小さい場合と大きい場合の実験を行った。岩盤については実験を行っていないが、結果的には土被りの大きい砂質地盤の実験での地山挙動は、岩盤のそれに近いものと考えられた。実験の結果、砂質地盤では初期土圧が小さい場合も大きい場合も、膨張性土圧は発生しなかった。粘性地盤では初期土圧の大きい場合には、膨張性土圧が発生し、初期土圧が地山強度に比例して小さい場合は緩み土圧が作用した。また、岩盤では、健全でかつ内部摩擦角が十分大きい場合には、砂質地盤より類推して膨張性土圧は発生しないものと考えられる。

以上から実験的研究の結果を考慮してトンネル土圧の大きさや作用形態に関する指標をまとめると表-7・4のようになる。まず、土被り厚 H/D が $1 \sim 2D$ より小さいか否かで地山にアーチアクションが期待できるか否かを推定する。次に $\tan \phi$ により地盤が粘性地盤か否かを判断し、その後 $\tan \phi$ と $q_u/\gamma H$ により膨張性土圧が発生するか否かを検討する。最終的なトンネル土圧は d/D の如何により変化する。一方、土被りの小さい場合にはより単純で主に H/D および $C/\gamma D$ によりトンネル土圧や切羽の自立性が評価できる。

ある地山において膨張性土圧が発生するか緩み土圧にとどまるかを判定することは、きわめて重要な意味

表-7・3 地山区分

	砂 質 地 盤	粘 性 地 盤	岩 盤
概 要	砂、砂質土のみならず、マシ化した花崗岩等、劣化・細粒化して粘着力のなくなった岩盤も含む	粘土、粘性土のみならず、変成火山岩や劣化した泥岩等の ϕ が小さくなった軟岩を含む	1軸圧縮強度で $100 \sim 200 \text{ kgf/cm}^2$ 度もしくはそれ以上の岩盤をいう
C	小 (排水条件)	小～中 (非排水条件)	大 (排水又は非排水条件)
ϕ	大 (排水条件)	小 (非排水条件)	大 (排水又は非排水条件)

を持つ。実験の結果では緩み土圧と膨張性土圧との区別は地山強度比だけでなく、地山の内部摩擦角にも大きく依存することが明らかになった。すなわち地山強度比が小さくとも、内部摩擦角が大きいと膨張性土圧は発生しなかった。内部摩擦角が小さい場合には、地山強度比 $q_u/\gamma H = 1.4 \sim 2.6$ 程度が膨張性土圧が発生する臨界値であった。ただし現場において $q_u/\gamma H$ を用いる場合には全土土被り荷重 γH と初期土圧の関係が不明確であることを念頭におくべきである。一般的には、新第3紀堆積岩、蛇紋岩、変成作用で極度に劣化した火成岩等であれば、土被りが50m程度以上あれば一応膨張性土圧の可能性を疑ってよい^{7) 8)}。ここで地山の内部摩擦角は、岩石の内部摩擦角でなく岩盤の内部摩擦角である。したがって、内部摩擦角を推定するには3軸圧縮試験の結果だけでなく、地山全体の評価指標となるような他の要因も考慮すべきである。例えば内部摩擦角に関する要因として、 2μ 以下の粒子の含有率、単位体積重量、自然含水比などが地山全体の評価指標として考えられるが、特に自然含水比が大きい影響を与えている⁶⁾。また岩石コアの3軸試験を行う場合にも残留強度に関する C 、 ϕ を求めそれによって地山を評価することを検討すべきである。

表-7・4より土被りの小さい場合、土圧の判定は主に、 $C/\gamma D$ によることができる。ここで、地山の粘着力 C について考えてみると、 C は3軸試験でもとめた粘着力であるから、試験を行う時供試体は水で飽和されている場合が多い。しかし、砂層の場合現場においては必ずしも飽和状態であるとはかぎらず、砂が不飽和状態であるとサクシオン効果でみかけの粘着力を生じる。こうしたみかけの粘着力は設計上は応々無視されるが、施工段階においては上載荷重による圧密と相まって、トンネル土圧の軽減や切羽の自立に少なからず貢献する。したがって、現場においては均等係数のみならず含水比を測定して施工管理を行うことが必要な場合がある。

2) トンネル土圧の大きさ

(1) 緩み土圧

緩み土圧が作用する場合のトンネル土圧は、結果的にTerzaghiのトンネル土圧の公式¹⁾とよく一致した。すなわち、 $H/D = 2.0$ 以上の土被りでは、土被り厚の増加に対してトンネル土圧はほとんど増加しなかった。緩み土圧は、地下水がなければ土被りにかかわらず、最大でも $T/\gamma D = 1.0$ 程度であった。また、3章の乾燥砂を用いた実験は、Terzaghiの支保工に作用する岩荷重の表⁵⁾のクラス6「完全に破碎されているが、化学的には侵されていないもの」に相当する条件と考えられる。しかるに、クラス6の岩荷重高さは $1.10 (B + H) \times 1/2$ (ここで B 、 H は各のトンネル掘削断面の幅と高さ、地下水位以上にある場合として50%荷重を減ずる) であるから、Terzaghiの岩荷重の表ともよく一致した。

(2) 膨張性土圧

膨張性土圧におけるトンネル土圧パイナナンバーとしては、膨張性土圧におけるアーチ作用の考え方から $T/\gamma H$ より $T/\gamma D$ を用いた方が適当であると思われる^{4) 4.4.4)}。4.2の粘性土実験と4.3のケース2の模型実験を参考にすると、 $q_u/\gamma H = 0.27 \sim 0.29$ 、 $\tan \phi = 0.02 \sim 0.05$ 、 $d/D = 0.09$ という条件でのトンネル土圧は $T/\gamma D = 5.3 \sim 6.9$ であった。恵那山トンネルと鍋立山トンネルの現場計測値では、 $q_u/\gamma H = 0.25 \sim 0.70$ 、 $\tan \phi = 0.12 \sim 0.7$ 、 $d/D = 0.03 \sim 0.04$ という条件でのトンネル土圧が、 $T/\gamma D = 3.22 \sim 5.9$ であった。一般に膨張性土圧が作用する場合、トンネル土圧は地山条件によって広範囲にばらつく可能性があり、しかも d/D という施工条件によっても土圧が変化するので、トンネル土圧を事前に知ることはきわめて困難である。ここでは膨張性土圧の概略の傾向を把握して現場に適用するという観点から模型実験(4.2の粘性土実験と4.3のケース2の模型実験)と現場計測(恵那山トンネルと鍋立山トンネル)の結果を案分して施工条件を想定し、現場の設計・施工に用いることのできる諸数値を推定すると、 $q_u/\gamma H = 0.4$ (全数の平均値)、 $\tan \phi = 0.24$ (現場計測の岩石コアの

表-7・4 土圧に関する指標

土被り厚	地圧に関する指標	作用する土圧
大	(H/D) 、 $(C_u/\gamma L)$ $q_u/\gamma H$ 、 $\tan \phi_u$ 、 d/D	緩み土圧 膨張性土圧
小	(H/D) 、 $C/\gamma D$ 、 (d/D)	緩み土圧

ただし、1) $H < 500\text{m}$ の場合でトンネルは地下水の影響を受けないものとする。

2) () 内は2義的な重要性を有することを意味する。

3) L は D 又は H 、他の記号は表-1・1 参照。

残留強度の平均値。ただし恵那山トンネルについては残留強度が得られていないので残留強度相当にするため 0.5ϕ を内部摩擦角と考える。模型実験の値は現場での岩石のコアの物性値に相当せず実質的には簡単に現場に適用できないことから採用しない。), $d/D = 0.04$ (通常の内空変位の計測値とする。模型実験の値は切羽より奥の実験変位を含んでいるので採用しない。) という条件ではトンネル土圧は $T/\gamma D = 5.3$ (全数の算術平均) となる。これは近年日本で経験した最大級の膨張性地山に関する値である。しかし、新榎トンネルのように大きい地山変位を許すと ($d/D = 0.2$ 程度) トンネル土圧は $T/\gamma D = 0.58$ 程度に減少するとみられる。また、膨張性地山の模型実験と現場計測からトンネル土圧と地山変位の相方を考慮したトンネル土圧・変位パイナंबर ($T/\gamma D \times d/D$) を算定した結果、その値は $0.1 \sim 0.3$ であった。

膨張性土圧が発生すると予測されるような場合、変形余裕量をどう設定するかも重要な課題である。過度な変形は縫い返しが必要になるのみならず、 $20\text{mm}/\text{日}$ 以上の内空変位が発生した場合には、地山内に分離面が生じて崩落の危険があることも報告されている⁹⁾。上記の限界以内であれば適正な変形余裕を見積り計算することになるが、変形を許す際にも支保部材に適正に荷重が配分されること、緩ませることより地山強度は低下する場合があることなどに注意すべきである。

3) 応力再配分

施工時の設計に計測主義が導入されたが、各種の計測項目の中で特に重要なのが内空変位と考えられる。内空変位計測は、切羽近傍で変位を計測し始めてからの相対変位を評価するため、その解釈や対策施工法の検討にあたって切羽付近の応力再配分に関する知見が必要である。

応力再配分は、地山強度比や地山の内部摩擦角によって異なったパターンを示すが、基本的には地山全体が降伏する場合としない場合の2つのパターンがある。地山が降伏する場合、切羽付近の応力状態は、一般には次の4つの領域に分けられる。すなわち、①応力一定領域、②応力増加領域、③応力低下領域、④応力再増加領域、である (図-3・15)。地山が降伏しない場合などでは、幾つかの領域の発現が顕著でなくなる。降伏しない場合、切羽付近での地中応力は初期応力により増大するパターンとなる。地山が降伏する場合、緩み土圧が作用している場合では地中応力は切羽に隣接する比較的狭い領域 (トンネル進行方向で切羽より奥行 $0.7D$, トンネル横断方向で側方より $0.5D$ の領域)

で低下し、その周辺地山の地中応力は増大する。膨張性土圧が作用する場合には、かなり広い領域 (最大でトンネル進行方向で切羽より奥行 $2.5D$, トンネル横断方向で側方より $1.5D$ 以上の領域) で地中応力の低下が見られた。膨張性土圧等の特殊な地山ではロックボルト工の設計には、こうした応力低下領域を念頭に置くことが必要である。すなわち、膨張性の著しいトンネルにおいては、ロックボルトの有効性を確保するにはトンネル直径の 1.5 倍程度の長さのロックボルトの打設が有効であることも考えられる。

4) 変位

土被りの大きい砂質地盤の実験 $\tan \phi = 1.06$ では、 $H/D = 8.4$ に対して $d/D = 0.04\%$ で、ほとんど地中変位はなかった。この実験の場合の地山は、節理等不連続面はない岩盤に相当すると考えられる。一方、粘性地盤の実験では、 $H/D = 8.40$, $\tan \phi = 0.05$, $q_u/\gamma H = 0.27$ の場合、切羽奥 $2D$ あたりからトンネル径の 1% 程度の変位が始まり、切羽の通過前に $d/D = 8\%$ に変位し通過後では $d/D = 1\%$ の変位であり、最終的には計 $d/D = 9\%$ の変位が計測された。粘性土実験で、切羽通過後の変位が小さいのは模型実験で非常に剛性の大きい覆工を用いているためである。現場での内空変位は切羽通過後から測定し始めるので、実験値と比較するには現場の内空変位を何割か割増させる必要がある。NA TMの現場での内空変位の計測事例を見ると、きわめて変位の大きい軟弱な岩盤で最大でトンネル径の 10% 程度、軟岩で変位が大きい場合 1% 程度、通常の軟石硬岩では $0.1\% \sim 1\%$ 程度である。粘性土実験結果と比較するためには現場計測値にさらに上記に述べた切羽到達までの変位の割増を行う必要がある。それでも粘性土実験の条件は既応の現場計測の事例の中でもかなり大きい内空変位の事例に相当すると考えられる。

5) 切羽の自立

湧水や不連続面がないとした場合、 $C/\gamma D = 0.3$ が切羽の自立性に関する1つの判定基準であることがわかった。ただこの値はまだ実験数が少ないことから、適用に当たっては今後の研究に待つところが多い。切羽の自立の問題については、さらに d/D , $1/D$ および不連続面などを考慮することが重要である。また地下水面より低い砂質地盤にトンネルを掘進する場合、事前に排水工を施していなければ切羽面で湧水が多量に発生する場合がある。こうした場合切羽面は完全に排水された条件とはいえないので、本研究結果は適用できない。

6) ロックボルト工の作用効果

ロックボルト工の切羽付近での作用効果や設計計算に当たっての留意事項を調べるため、3次元模型実験と弾塑性有限要素解析を行った。模型実験によるとロックボルトが長い場合には、トンネル周辺地山内でトンネル半径方向の地中応力がトンネル掘削によってもあまり低下せず、3軸圧縮試験時の拘束圧の増大と同じような効果をもたらすことが明らかとなった。また有限要素解析によっても、ロックボルトが長いと応力の分散が図られ塑性領域が減少することがわかった。

7) シールドトンネルの設計

シールドトンネルの現行の設計法は許容応力度法によっているが、実際の安全は支保部材の許容応力度の安全率だけでなく二次覆工の設置や鉛直、側方土圧の考え方などでも安全が担保されている。シールドに作用する土圧の現場計測を行ったが、それによるとシールドのトンネル土圧は裏込注入圧の影響で経時的に大きく変化することが明らかとなった。また、離間距離の小さい併設トンネルの場合は、先行トンネルが後行トンネルから受ける影響は後行シールド掘進時の地山への押し込みや裏込注入など施工上の要素による影響が一部分長期間残留することがわかった。

8) 模型実験と相似則

模型実験結果を現場の設計・施工へ適用するには、相似則を明らかにしておく必要がある。トンネル土圧、周辺地山挙動等を相似することを目的として実験を行う場合には、 $\pi_1 = H/D$, $\pi_2 = C/\gamma L$ または $q_u/\gamma L$ ($L = D$ 又は H), $\pi_3 = \tan \phi$, $\pi_4 = d/D$, $\pi_5 = l/D$, $\pi_6 = T/\gamma L$ を相似則のパイナンバーとするのが实际的である。地山とトンネル支保構造の変形係数は、トンネル土圧に大きい影響をおよぼすが、模型を製作する立場から言えば、実験地山材料の強度定数形係数をもとに相似させるのはきわめて困難であるから、トンネル土圧に関しては変形係数の相似は $\pi_4 = d/D$ の相似に集約すると考える。 $\pi_1 \sim \pi_6$ のパイナンバーの内にも優先度があり、それはトンネル土圧の性質により異なってくる。

土被り厚が小さい場合には、実験の設定条件としては、 $\pi_1 = H/D$, $\pi_2 = C/\gamma L$ を合わせることが重要である。ただし、 π_1 は、 H/D が 2.0~3.0 より大きくなるとほとんど影響力を持たなくなる。

土被りが大きく地山の内部摩擦角が小さい場合、トンネルに作用する土圧は膨張性土圧になると考えられる。この場合には、実験の設定条件としては $\pi_2 = q_u/\gamma H$, $\pi_3 = \tan \phi$, $\pi_4 = d/D$ を合わせるこ

とが必要である。上記の3つのパイナンバーは同等に重要であって、これらのうちどれを欠いても、トンネル土圧を正しく予測できない。

7.3 今後の検討課題

設計にかぎらずおよそ技術の向上というのは、安全性、経済性の両面でより合理的な水準を追求することを目的とする。トンネルの場合は、設計というソフト面からのみアプローチしても実用には不向きである。例えば山岳工法の設計に計算主義を導入するのが困難なのは、地盤定数や外荷重の推定ができなかったり、施工時のトンネル構造物と地盤との相互作用がよく把握できないことが原因であるから、こうした分野での技術の向上が欠かせない。こうした点および3章~6章までの研究を踏まえて、以下に、今後のトンネル設計の技術的検討課題を考えてみる。

山岳工法の事前設計では、可能な範囲で当初設計に合理的な計算主義の考え方を導入することが、一つの課題と思われる。これには模型実験や理論解析による土圧現象の解明とともに、地盤定数の推定法等の地盤探査技術の向上が不可欠である。また、局所的に直接地盤定数を求めることのできる原位置試験法の改良や、広域調査では浅層反射法や比抵抗法などのジオトモグラフィの今後の一層の研究開発が望まれる。

力学的な解析モデルとしては、弾性支承リングモデルがFEM、等の連続体モデルに近い将来の設計上用いるモデルとして考えられる。FEMの場合、深いトンネルでトンネル掘削を相似させるのに初期地中応力と等しい大きさの掘削相当外力を作用させて設計する場合には、地山のアーチアクションの現象を計算過程に導入すること、応力と変位とともに必要な精度で推定できること、施工法を的確に表現できることなどの研究が重要となる。また、いずれのモデルでも深いトンネルを止水工法で建設しようとする場合、難透水性地層の工学的な評価と合わせて地下水圧の評価をどうするかを解決していかなければならない。浅い都市トンネルにおいては、地表面沈下に対する対策の設計法も今後重要となろう。

施工時の設計としては、計測主義により計測結果を設計施工に反映させる実用的・具体的な手法が必要とされている。具体的には、内空変位が何mm以内であればこのトンネルは力学的に安定であると判断するという時に2通りのやり方が考えられる。第1にはトンネルが力学的に安定であるためにはトンネル支保部材の力が安定であれば良いとする考え方、第2にはトンネ

ル周辺地山の支保機能を有効に活用するという考え方からすれば支保部材のみならず周辺地山も安定でなければならないとする考え方である。この2通りのやり方に対し、一の提案として、「地山が化学的に侵されていない緩み土圧のみが作用するようなトンネルの場合、最大の緩み荷重でも地山高さ換算で $1.10 \times ((\text{トンネル掘削断面幅}) + (\text{トンネル掘削断面高さ}))$ 程度の荷重であり⁵⁾、こうした場合のトンネルの安定は支保部材のみが安定していれば良いと考える。そして、膨張性土圧が作用するようなトンネルの場合には、これは現在の技術では支保部材のみでトンネル土圧を支えるのは難しい場合が多いので、周辺地山の力学的な強度低下を抑制するため周辺地山の安定をも含めてトンネル支保構造の安定を判断する」という考え方も、検討に価すると思われる。こうした手法はほかにも幾通りにも考えられ、どれが実用に耐えるかというのは今後の検証を必要とするが、総じて、合理的なトンネル設計については、周辺地山の安定をどういった場合にどこまで追求するかという問題に帰することが多い。山岳工法の設計では、さらに切羽安定に関する評価や補助工法に対する設計上定量的な評価をすることなどが調査・研究の対象となる。

シールド工法については現在、許容応力度法、すなわち取り扱う設計施工に関するあらゆる不確実性を一つの安全率で対処する設計手法により設計されている。しかし、実際には部材強度のばらつきだけでなく、作用荷重や施工誤差などが不確実性の要因としてあり、現在の実際の設計ではそれぞれの要因ごとに、例えば地盤定数の設定の際などにある程度の安全性を見込んでいるものと思われる。こうした各要因ごとの不確実性が全体としてどの程度であるかについては、各要因の不確実性をその要因ごとに安全係数を導入して安全を担保する部分安全係数法による安全性の照査、すなわち限界状態設計法のような考え方を導入して整理すればある程度明らかになると考えられる。限界状態設計法に到らなくとも、土圧や地盤反力係数等に関しては実測結果等をより広範囲に集積して現在の設計定数等をより合理的なものにすることは意義のあることと思われる。シールド工法では、さらに大深度化に伴う土圧、地下水の評価、異形または分岐シールドに対する構造モデルの設定などが調査研究の対象となると考えられる。

7章 参考文献

- 1) Terzaghi, K, Theoreticel Soil Mech. John

Wiley & Sons, N. Y. 1948.

- 2) 日本道路協会, 道路トンネル技術基準 (構造編)・同解説, 1989
- 3) 日本トンネル技術協会, トンネル新技術に関する海外文献集 (別冊), 1982。
- 4) 北川修三他, トンネル周辺での地山挙動における砂質地山と泥質地山の違いに関する落し戸実験, 第15回岩盤力学シンポジウム, 土木学会, 1983。
- 5) Terzaghi, K, Rock Defects and Loads on Tunnel Support, Rock Tunneling with Steel Supports, Proctor. R. V. and White T. 編, Commercial Shearing Co., Youngstown, Ohio, 1946, pp 15~99.
- 6) 水谷敏則他, 軟質地山におけるトンネル地山の挙動と地山物性に関する研究報告, 土木研究所資料 2084号, 1984。
- 7) 大塚正幸, 膨張性地山トンネルの実態調査, 18回日本道路会議論文, 1989。
- 8) 土木学会, トンネルの地質調査と岩盤計測, 1983。
- 9) 佐々木隆男他, 超膨張性地山区間と湧水区間における NATM, トンネルと地下, Vol.13, No. 5, 1982。

8. 結語

現行のトンネルの設計法は、山岳トンネル、シールドトンネル等トンネルの種類により異なる。しかし、トンネル構造物と地山との力の相互作用や境界条件などについては、共に経験的な手法によって求めることが多い。特に、山岳トンネルでは、支保構造の当初設計自体を過去に建設されたトンネルの支保構造の実績を基に地山の状態から直接決定するという方法が一般的である。こうしたトンネルの設計手法をより合理的なものにするためには、掘削後地山とトンネル構造物がどのように相互に影響し合いながら安定状態に到達するかを明らかにする必要がある。本研究は、こうした点を模型実験、数値解析、現場計測などを用いて明らかにすることを目的としている。

本論文では、地山からトンネル構造物に作用する土圧を「トンネル土圧」ということとする。トンネル土圧は、緩み土圧と膨張性土圧に大別して考える。実際のトンネル土圧は多くの要因が関係している複合現象であるから、単純に緩み土圧だけでもしくは膨張性土圧だけが作用するということは考えられない。しかし、特定のトンネルの特定の時点にかぎっていえばどちら

かの土圧が卓越しているのが通常であり、また緩み土圧と膨張性土圧では相当異なる現象であることを考えれば区別して検討するのが妥当であると思われる。

本論文の第2章では、トンネルの力学に関する理論解析や模型実験について従来の考え方や研究を整理し、本研究が採用する手法について明らかにした。特にトンネルの力学に関する模型実験については次元解析等により相似則を示した。

第3章では、土被りの小さいトンネルの土圧現象について研究を行った。研究は、3次元模型実験により土被りが小さい場合のトンネル土圧、応力再配分、切羽の自立性等について明らかにした。応力再配分の実験結果については2次元弾塑性有限要素解析と比較し、また地盤条件や施工条件が緩み土圧現象に与える影響については模型実験と現場計測との比較を行った。

第4章では、土被りの大きいトンネルの土圧現象についての研究を行った。初期土圧を再現するための載荷装置を有する3次元模型実験装置を用いて実験を行い、膨張性土圧と緩み土圧との区分に関する指標、トンネル土圧、応力再配分、地中変位等を明らかにした。内部摩擦角が小さい場合には、地山強度比 $q_u/\gamma H = 1.4 \sim 2.6$ 程度が膨張性土圧が発生する臨界値であることが模型実験から推定された。現場計測、模型実験から過去に実績のある最大級の膨張性土圧として、地山強度比が0.4程度、地山内部摩擦角が 13° 程度、地山変位 d/D が4%程度という条件で、トンネル土圧は5.3Dの土被りに相当する土圧が作用するように考えられた。

第3章、第4章のように模型実験を現場の現象を再現する手段として用いるには、模型実験の結果が現場の現象と相似であるか否か確かめて、相似則を明らかにしておく必要がある。そのため、トンネル施工現場での計測結果と模型実験結果の比較を行い、提案する相似則がほぼ有効であることを示した。

第5章ではシールドトンネルについて、現在一般に行なわれている設計計算手法を構造的な安全率の面からを整理した。設計荷重については、シールドの現場計測結果等を基にして、特に併設トンネルの場合裏込注入圧の1部がシールドトンネルに作用する荷重として長期間残留することを示した。

第6章では、ロックボルト工に関する3次元弾塑性有限要素解析を行い、3次元模型実験結果解析結果および現場計測結果を比較した。それに基づき、切羽付近の応力再配分過程でのロックボルトの作用効果、解析を行うさいのロックボルト部材のモデル化等につい

て明らかにした。

第7章では、第3章～第6章までの研究の結果を現場の設計法へどのように適用するか整理し、今後の研究すべき課題について整理した。緩み土圧と膨張性土圧との区別は、地山強度比だけでなく地山の内部摩擦角にも大きく依存することを明らかにした。緩み土圧は、概略Terzaghiのトンネル土圧式と整合し、最大でも1.0D程度の土被り相当土圧であり、切羽付近の地中応力の低下領域は最大でもトンネル進行方向へ切羽から奥行0.7D、側方へは0.5Dの領域であった。膨張性土圧は膨張性が著しいと言われる場合には5.3D程度の土被りに相当する土圧が作用していると思われた。ただしその場合でも、大きい地山変位を経た後にはトンネル土圧は減少すること、トンネル土圧と地山変位の相方を考慮したトンネル土圧・変位パイナバーは0.1から0.3であることを示した。また、膨張性地山での切羽付近の応力低下領域は最大でトンネル進行方向へ切羽から奥2.5D、側方へは1.5D程度の領域であった。地中変位は切羽奥2.0D程度から変位が見られた。また、併設シールドトンネルについては、後行トンネルからの影響の1部がトンネルに作用する荷重として比較的長期間残留することを示した。

以上のように本研究は、3次元模型実験、現場計測、数値解析によりトンネルに関する土圧現象や支保構造の作用効果について明らかにし、そのトンネルの設計法への応用について検討したものである。

謝 辞

本論文の取りまとめに当たって、西松裕一東京大学工学部教授より貴重な御意見を頂いた。実験は主に建設省土木研究所の3次元模型実験装置を用いて行なわれたが、その際今田徹東京都立大学工学部教授（元土木研究所トンネル研究室長）、水谷敏則土木研究所地下開発研究官（前トンネル研究室長）をはじめとして、土木研究所トンネル研究室の方々や実験の関係者に多大な御協力を頂いた。また、現場計測についても各建設現場で関係する方々の御協力に負うところが大きい。ここに深甚の謝意を表する。

平成2年12月26日 原稿受理

トンネルの土圧現象と支保構造に関する研究

土木研究所報告
第187号 1992年3月

猪熊 明

要 旨

現行のトンネルの構造設計法は、山岳トンネル、シールドトンネル等トンネルの種類により異なる。しかし、設計においてトンネル構造と地山との力の相互作用や境界条件などについては、共に経験的な手法によって求めることが多い。特に、山岳トンネルでは、支保構造の当初設計自体を過去に建設されたトンネルの支保構造の実績を基に地山の状態から直接決定するという方法が一般的である。こうしたトンネルの設計手法をより合理的なものにするためには、トンネルにどのような土圧が作用するかなど掘削後地山とトンネル構造物がどのように相互に影響し合いながら安定状態に到達するかを明らかにする必要がある。本研究は、こうした点を模型実験、数値解析、現場計測などを用いて明らかにしている。

キーワード：トンネル，構造設計，土圧，模型実験，数値解析，現場計測

Study on Earth Pressure and The Supporting Structure of Tunnels

Report of PWRI
Vol.187 Mar. 1991

by Akira INOKUMA

Synopsis

Present methods of tunnel structural design differ according to the type of tunnel, such as mountain tunnels or shield tunnels. But, mechanical interactions between structural members of tunnels and bedrock are usually estimated by methods based on experience. Particularly in mountain tunnels, a initial design of the supporting structure is decided empirically according to the conditions of bedrock. To rationalize those design methods, it is necessary to clarify how much earth pressure acts on tunnels and how bedrock and supporting structures of tunnels react against each other and obtain mechanically stable conditions after excavation. In this paper, such points are discussed through model experiments, numerical analysis and results from field measurements.

Key words : tunnel, structural design, earth pressure, model test, numerical analysis, field measurement

土木研究報告第187号

平成4年3月27日発行

発行 建設省土木研究所
〒305 茨城県つくば市大字旭1番地
電話 0298 (64) 2211

印刷 株式会社 廣 栄 社
〒101 東京都千代田区内神田1-3-5
電話 (03) 3295-3545 (代表)

本研究報告より転載又は複製する場合は、前もって
建設省土木研究所企画部情報資料課に連絡のうえ、
許可を得てください。

Report
of
Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 187 March 1992

CONTENTS

Study on Earth Pressure and the Supporting
Structure of Tunnels.....Akira INOKUMA
