

土 木 研 究 所 資 料

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

昭和59年3月

建設省土木研究所

道路部トンネル研究室

Copyright © 1984 by P. W. R. I. ©

All right 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、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

ま え が き

本報告書は、土木研究所トンネル研究室が、軟質地山におけるトンネル地山の挙動とその物性値に関して実施した模型実験、土質試験等の結果および解析をまとめたものである。

現在のトンネル設計法は、ほとんどが過去の施工実績例に基づいた設計になっており、合理的・経済的な設計を行なうには、トンネル掘削中におけるトンネル地山の挙動を予測するとともに、地山に適した支保構造を選択することが不可欠となってくる。今回の一連の実験、試験等はこのようなトンネル地山の挙動を明らかにすることを最終目標とし、また、トンネル地山の挙動を予測するにあたり必要な物性値に関して考察を加えたものである。

本報告が広く活用され、より合理的で経済的なトンネル設計手法確立のために参考となることをねがうものである。

昭和59年3月

トンネル研究室	室長	水谷敏則
前トンネル研究室	研究員	
現中部地方建設局三重工事々務所	猪熊	明
トンネル研究室	研究員	真下英人
		石村利明

目 次

第1章	序 論	1
第2章	地盤条件および施工条件が押し出し性地圧現象に与える影響	3
2.1	概 説	3
2.2	実験方法	3
2.3	実験結果および考察	15
2.4	結 論	36
第3章	トンネル地山の物性値	37
3.1	概 説	37
3.2	試験方法	38
3.3	試験結果	40
3.4	押し出し性地圧の判定指標に関する考察	69
3.5	結 論	73
第4章	ま と め	75
参 考 資 料		77

第1章 序 論

トンネルの合理的・経済的な設計を行なうためにはトンネルが掘削されることによりトンネル周辺地盤はどのような挙動をするか、あるいはトンネルに作用する地圧はどの程度であるかを事前に把握して、その地山に適した覆工・支保工などの支保構造を選定することが必要となってくる。

しかし実際にはこのようなトンネル周辺地盤の挙動、トンネル地圧の把握には難しい問題が多く残されているため現在のところ、トンネルが掘削される地山を定性的に分類し、これまでの施工実績に基づいて支保構造を選定するというのがトンネル設計における基本的な考え方となっている。

従来より、トンネルに作用する地圧に関しては比較的多くの研究が行なわれており、トンネルに作用する地圧は大きく分類して i) 緩み地圧 ii) 押し出し性地圧の2種類に分類されることが解っている。このうち、緩み地圧は、基本的には節理等の力学的不連続面で囲まれた岩塊が地山から分離し、それ自身に作用する重力によりトンネル構造物に作用する地圧で、掘削されると同時に作用するものと考えられている。一方、押し出し性地圧に関しては、その発生原因として地山が a) 強度不足により応力再配分の過程で塑性変形や破壊を起こす b) トンネル掘削により間隙水の移動が起こり、せん断面付近で吸水膨張を起こす c) 化学的变化による膨張を起こす等が唱えられているが、どれが主たる原因となるかは、地山によって異なっておりこのような押し出し性地圧の発生機構の解明、およびその予測の困難さが、上述したトンネルの合理的・経済的設計を行なうにあたり、大きな障壁となっている。また、押し出し性地圧は、緩み地圧より作用する荷重は大きい場合が多く、作用する期間も持続性があるので、覆工完成後も変状を引き起こす可能性があり、押し出し性地圧に対する的確な対応策が望まれている。

したがって、本報告ではこの押し出し性地圧の発生挙動を明らかにすることを目的として、まず初めに三次元模型実験を行ない、トンネル掘削に伴ない発生するトンネル地圧、およびトンネル周辺地盤の挙動を調べた。模型実験は土かぶり大きい地山を想定しており、地山の性質、覆工の剛性を変化させて行なった。

ところで、押し出し性地圧の発生可能性が考えられる地山にトンネルを掘削する場合に重要なのは、まず第一に掘削前に押し出し性地圧の発生を予測することであり、この予測によって施工方法が大きく異なってくる。ところが、前述したように押し出し性地圧発生機構が解明されていないため、この予測が困難な場合が多く、現在ではトンネルが掘削される地山の性質をあらゆる角度から調べ、含水比、単位体積重量等の物理量、一軸、三軸圧縮強度等の力学定数等を用いて総合的に押し出し性地圧の発生を判断する場合が多い。しかし、判定指標の基準値は経験的に導かれており、しかも判定指標となる項目は多いため必ずしも各判定指標の位置付けは明確になされていない。そこで、本報告ではこのような押し出し性地圧の発生を総合的に評価する場合の各判定指標の持つ意義を判定指標間相互における関係を調べることにより明確にすることを第二の目的として粘性土における含水比、湿潤

単位体積重量， 2μ 以下の粒子含有率等の物理量と，一軸圧縮強度，三軸圧縮強度等の力学定数との相関関係を調べた。ただし，本報告では，試験で得られた結果を用いて行なう押し出し性地圧に関する考察はすべて押し出し性地圧に対する一側面，すなわち力学的強度の側面から捕えたものとなっており，吸水膨張，化学的变化に伴う膨張に関するものは含んでいない。

第2章 地盤条件および施工条件が押し出し性地圧現象に与える影響

2.1 概 説

トンネル掘削中に生じる押し出し性地圧現象に大きな影響を与える要因としては、トンネル地山自身の地盤特性、施工条件等が挙げられる。地盤特性に関しては、初期応力、地山の強度（一軸圧縮強度 q_u 、粘着力 c_u 、内部摩擦角 ϕ_u ）などの相異により、押し出し性地圧の挙動が大きく異なることが推測され、このうち内部摩擦角についてはその影響が大きいことが、模型実験によっても確かめられている¹⁾。また、一軸圧縮強度、土かぶり高さ等も押し出し性地圧に大きな影響を与えることは経験的に知られており、これらを用いて押し出し性地圧の発生を予測する試みが行なわれている²⁾。一方、施工条件については、施工方法、覆工・支保工などの支保構造部材の剛性によって押し出し性地圧の挙動が大きく異なることが経験的に認められているが、系統立った説明はなされていない。

そこで本研究では、地盤特性に関しては主に初期応力、施工条件に関しては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三次元模型実験を行ないトンネルに作用する地圧、さらにトンネル周辺地盤の挙動に及ぼす影響を調べた。実験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。

2.2 実験方法

2.2.1 実験装置

(1) 模擬地山載荷試験装置

模擬地山載荷試験装置は図2-1に示すようにX軸加圧力およびY軸加圧力が600t、Z軸加圧力が500tで各方向のストロークが300mmのものである。

(2) 覆工板

掘削後の地山を支持する覆工板は、図2-2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覆工板の3種類がある。各覆工板の断面は直径30cmの半円形であり、長さは20cmである。覆工の材質は実験ケースに応じてステンレス製とゴム製の2種類がある。

(3) 覆工板押し込み装置

覆工板押し込み装置は、図2-3に示すような装置で、押し込みにはストローク20cm、載荷力10tの油圧ジャッキを用いた。

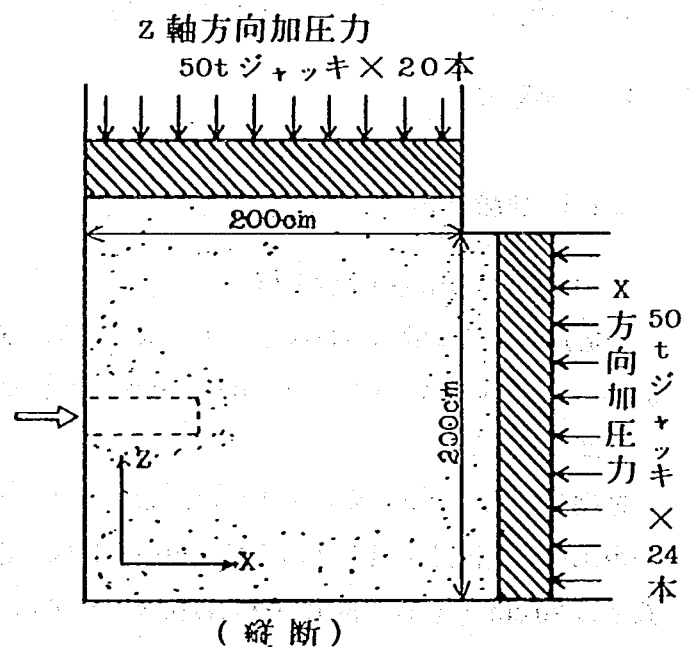
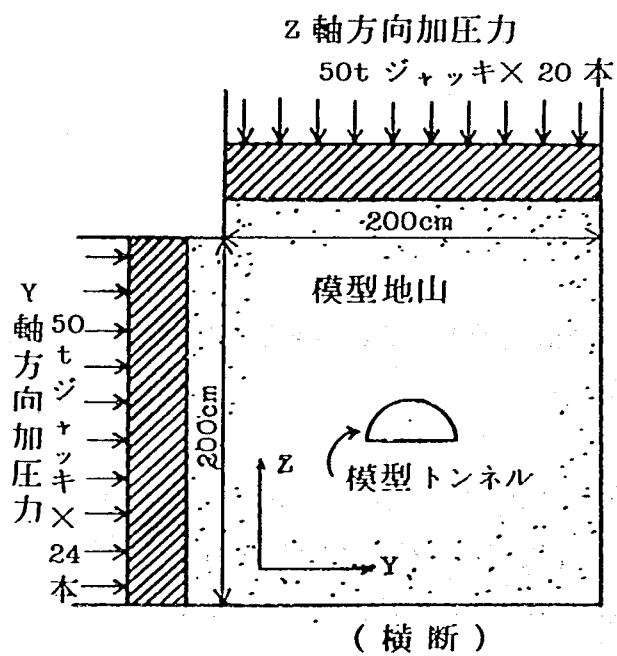
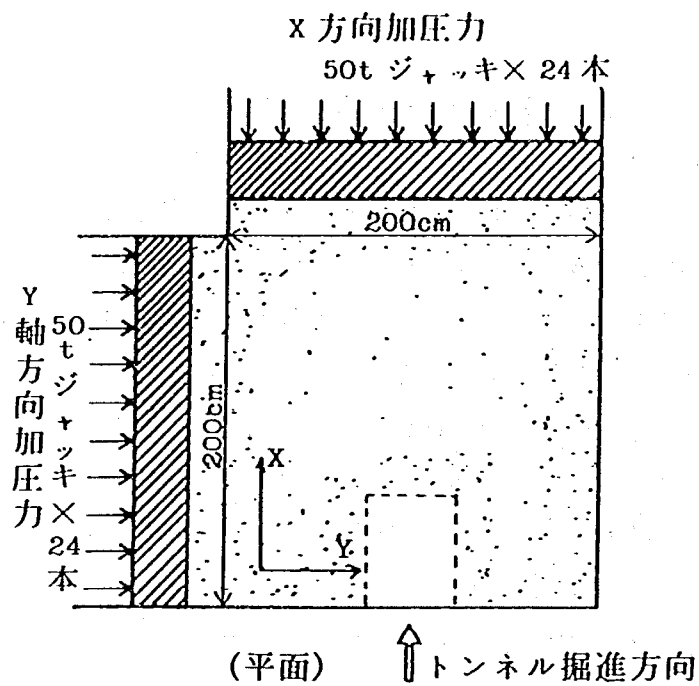
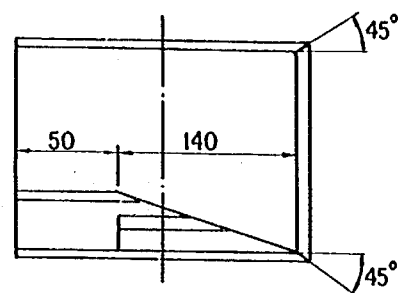
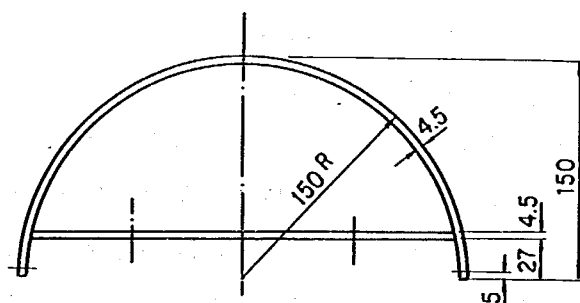


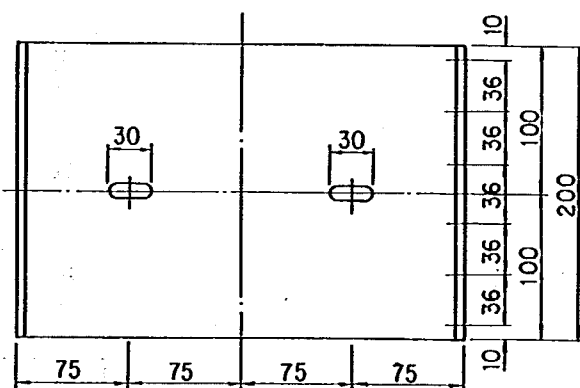
図 2-1 模擬地山載荷試験装置の模式図



(a) 先端の覆工板



(b) 断面の履工板



(c) 測定用覆工板

図 2-2 3 種類の覆工板

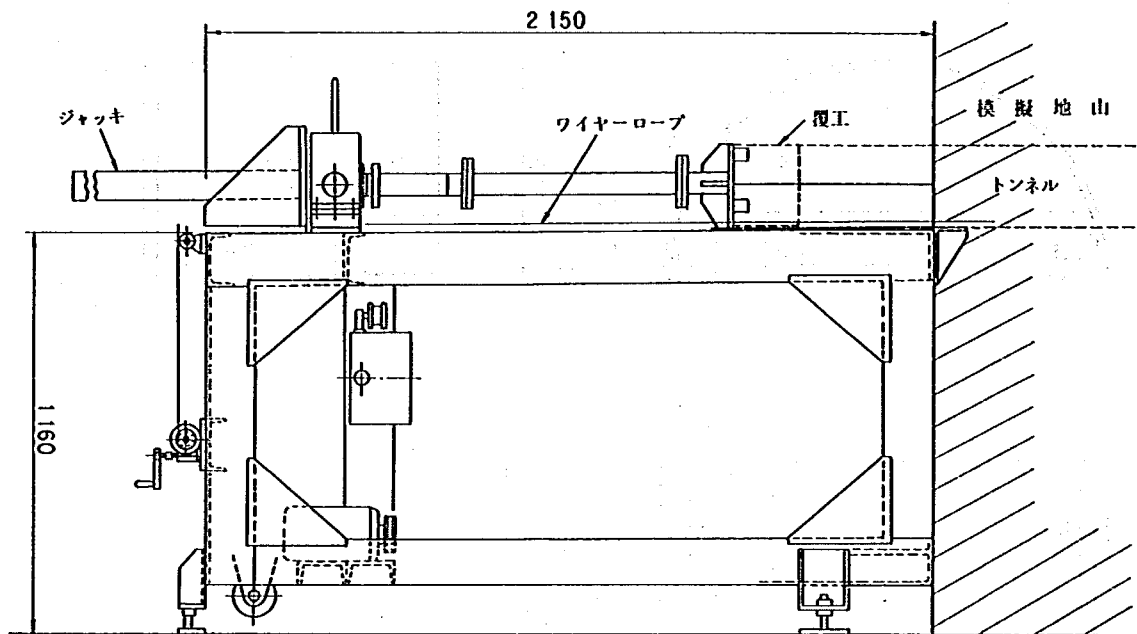


図 2-3 覆工板押込み装置

2.2.2 実験工程

実験工程を図 2-4 に示す。

(1) 実験地山の作製

実験地山は、実験ケースに応じて砂質土と粘性土を用いた。実験地山の作製の工程を図 2-5 に、地山材料の配合および締固め基準を表 2-1 にそれぞれ示す。

なお、ケース 2、ケース 4 は同じ配合で地山を作製したが、作製された地山の含水比は後述するように異なっており、強度的にも異なったものとなった。

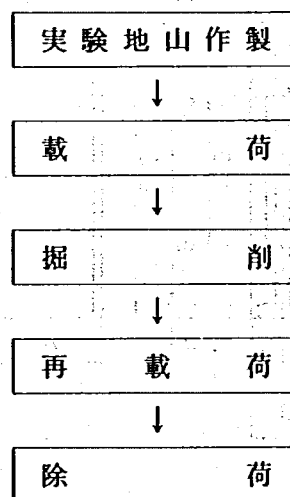


図 2-4 実験工程

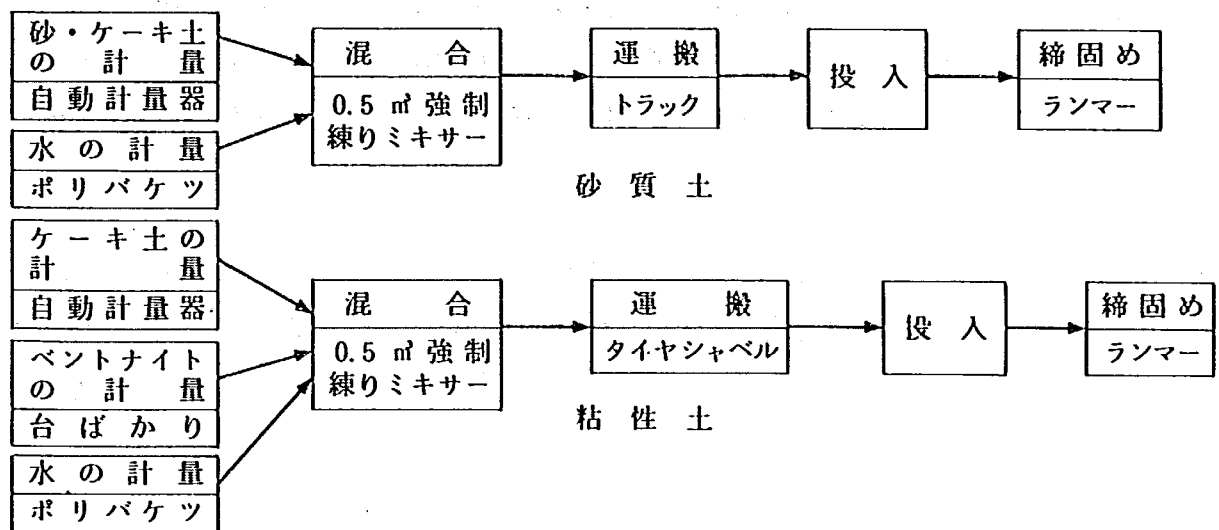


図2-5 実験地山の作製の工程

表2-1 (その1) 地山材料の配合

ケース1 砂質土	ケース2 粘性土	ケース3 粘性土	ケース4 粘性土
砂 700 g*	ケーキ土 900 g*	ケーキ土 900 g*	ケーキ土 900 g*
ケーキ土 300 g*	ベントナイト 100 g*	ベントナイト 100 g*	ベントナイト 100 g*
水 140 g	水 230 g	水 200 g	水 230 g

*自然含水比状態での重量、ケーキ土はシルト状の破砕岩粉のことである。

表2-1(その2) 締固め基準

粘性土	砂質土
一層(約10 cm) を0.5回(ベニヤ板使用)	一層(約10 cm) を12回

(2) 載 荷

作製された実験地山はなるべく等方載荷になるように努め、土圧計に表示される応力により、所定の基準応力まで載荷した。所定の応力まで載荷した後、載荷板変位および地山中の応力が一定になるまで載荷装置を一定荷重に保持した。なお、載荷圧は実験ケースに応じて $0.1 \text{ kg/cm}^2 \sim 1.5 \text{ kg/cm}^2$ とした。

(3) 掘 削

掘削は、手掘りによった。掘削中のトンネルの状態は図 2-6 に示すとおりである。1 掘進長は 10 cm で 10 回繰り返す、土槽の中央付近トンネル延長 100 cm のところまで掘進して、掘削実験は終了する。なお、最終回 (10 回目) の掘削段階においては、覆工の押し込みを 5 cm として、5 cm の無支保区間を設けた。

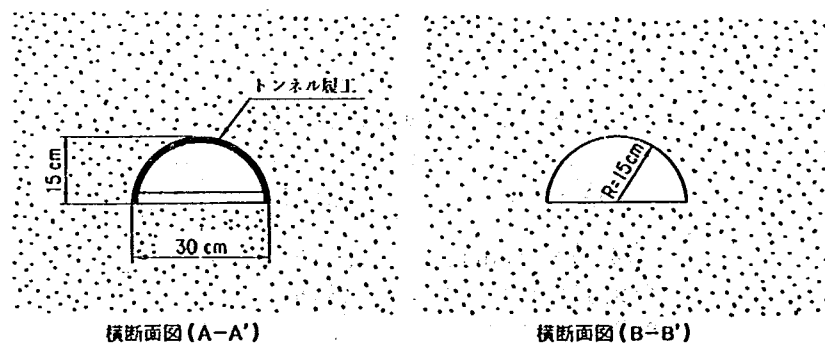
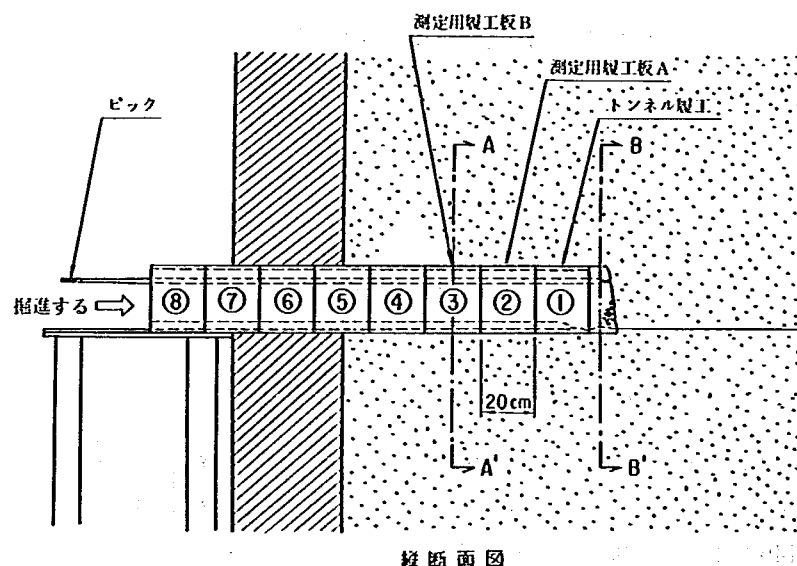


図 2-6 掘削中のトンネルの模式図

1 掘進長の掘削パターンは図 2-7 に示す 15 分間の工程で実施する予定であったが、実際の工程は 15 分～81 分間にばらついた。しかし、特別に支障のない限りほとんどの場合 30 分以内に 1 掘進長を完了した。

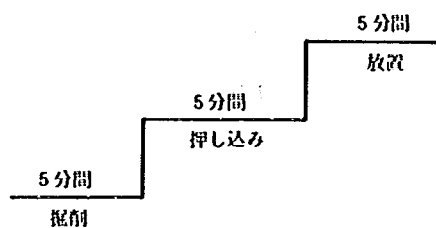


図 2-7 掘削サイクルパターン

(4) 再 載 荷

掘削実験終了後、地山強度比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た。

2.2.3 測定項目と方法

各測定項目について計測する方向としては図 2-8 に示すような方向に X-Y-Z 軸をとる。

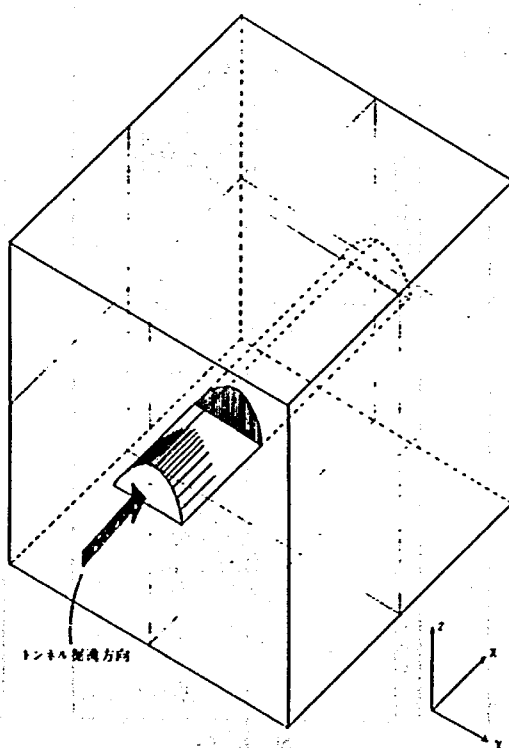


図 2-8 供試体の方向を示す図

(1) 測定項目

測定項目は次のとおりである。

(a) 基準応力およびトンネル周辺応力

ただし本報告では基準応力とはトンネル掘進の影響を受けない領域の応力を意味しており、土槽壁面周辺の応力を基準応力として測定した。

(b) トンネル覆工に作用する地圧（トンネル地圧）

(c) 地中変位

(d) 載荷板変位

(e) 切羽の押し出し変位

(2) 測定器の配置および数量

土圧計、地中変位計の配置は、実験ケースに応じて異なる。

実験は条件を変えて4ケース行なわれており、それらを各ケース1～4とすると、土圧計・地中変位計の配置は図2-9～図2-12のようになる。土圧計は載荷圧をモニターする際用いられる基準応力測定用土圧計と、トンネル周辺応力分布測定用土圧計に分かれる。基準応力測定用土圧計は図2-9～図2-12に示すような位置に、トンネルインポート面と同じ高さに配置した。X, Y, Z方向の基準

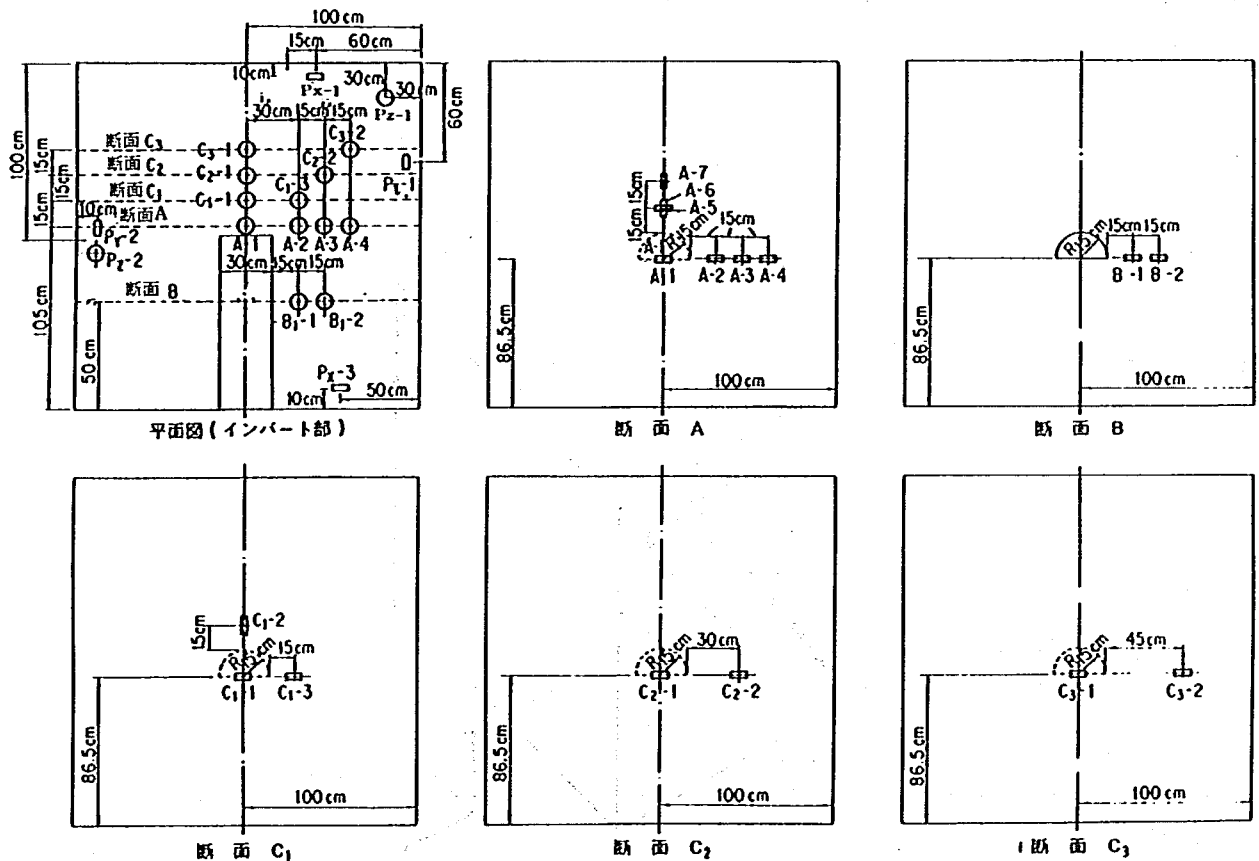


図2-9 土圧計の配置図（ケース1）

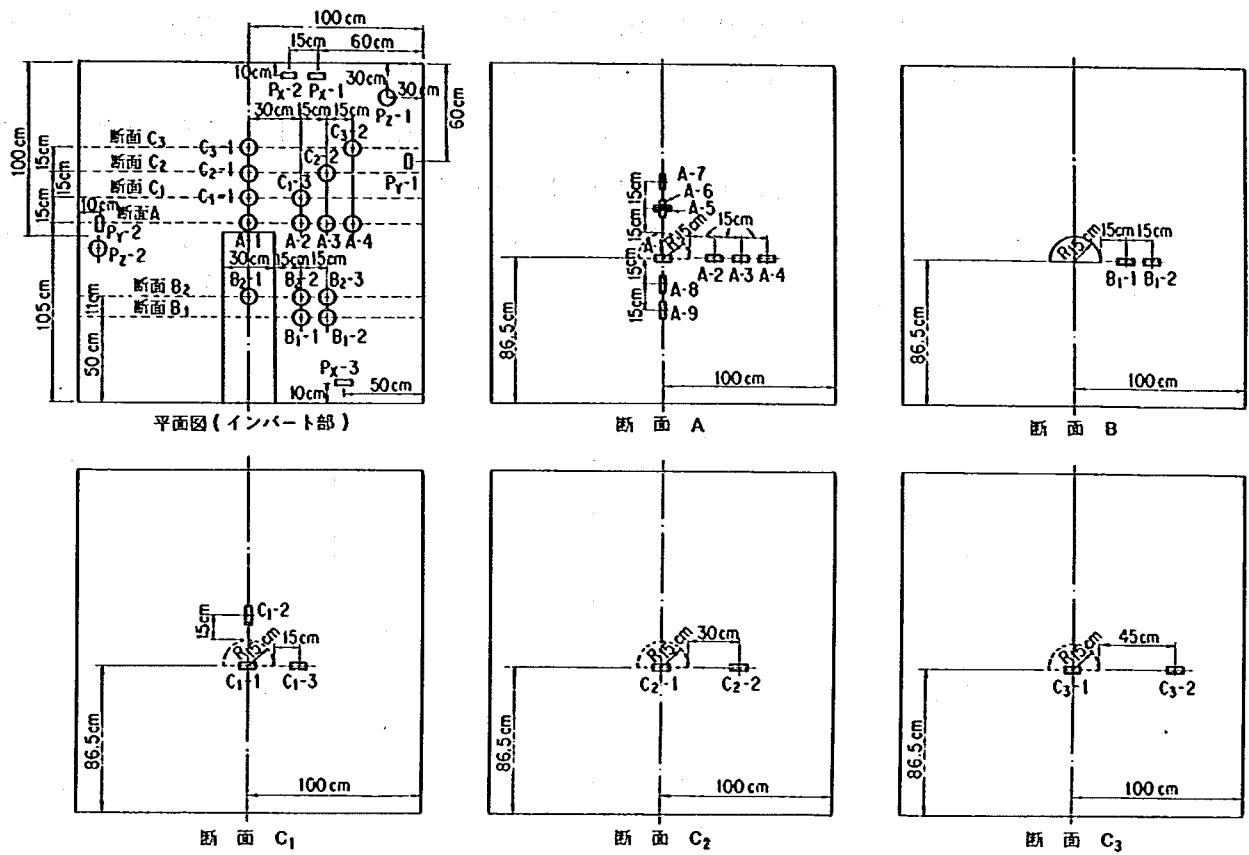


図 2-10 土圧計の配置図 (ケース 2)

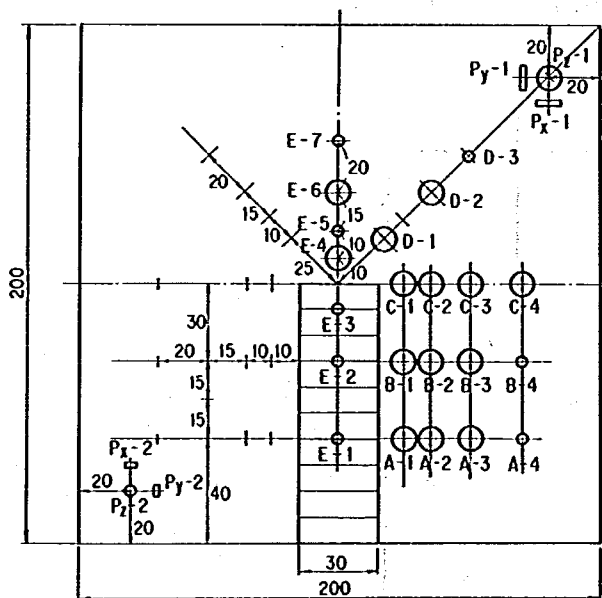


図 2-11 土圧計の配置図 (ケース 3)

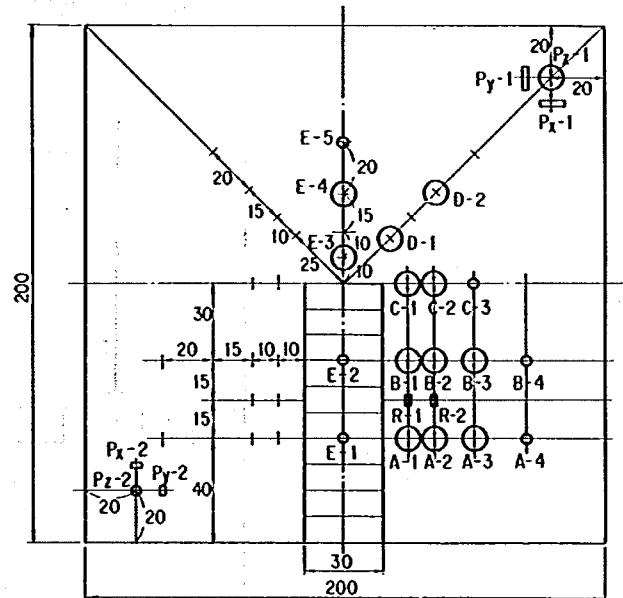


図 2-12 土圧計の配置図 (ケース 4)

(図中の長さの単位はcm)

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。トンネル周辺応力分布測定用土圧計は、図2-9～図2-12に示すように、A～E 測定断面に設置した。

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 2-13 のように EX-1～EX-3 を配置し、ケース 3, 4 では図 2-14 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 2-15 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 2-16 に示すように取り付けた。

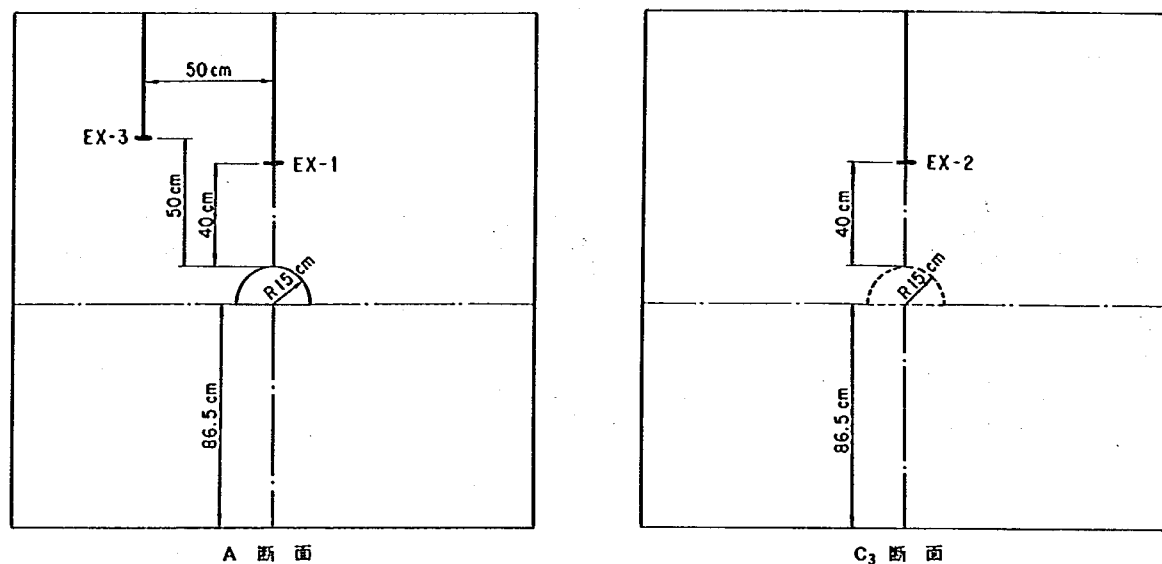


図 2-13 地中変位計の配置図（ケース 1, 2）

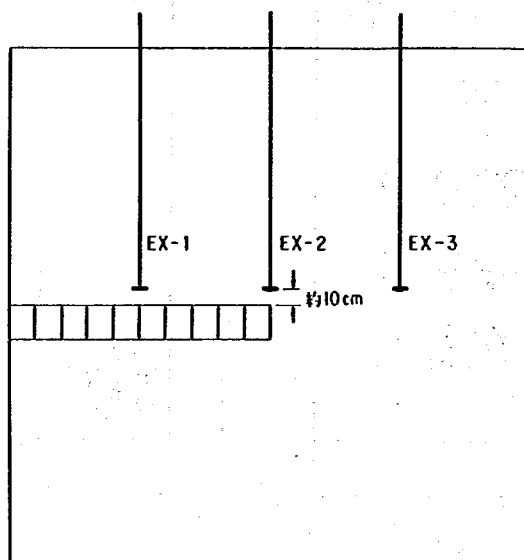


図 2-14 地中変位計の配置図（ケース 3, 4）

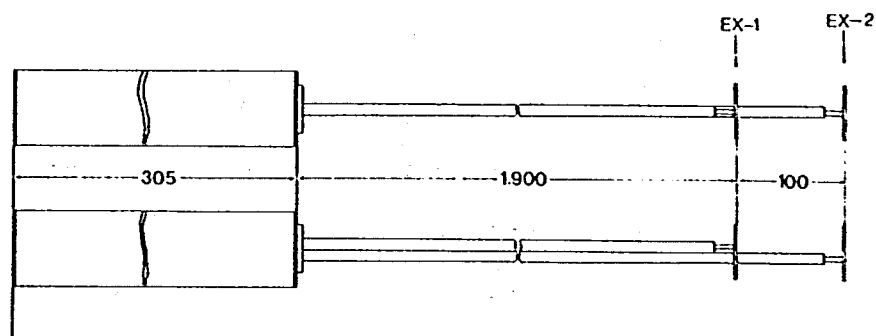


図 2-15 地山変位計

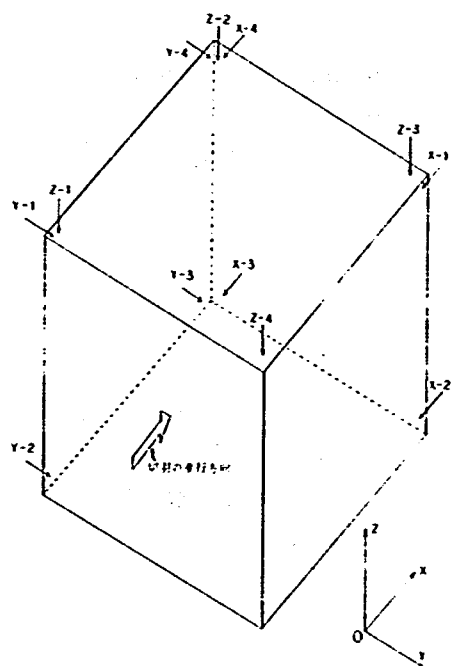


図 2-16 載荷板変位計の配置図

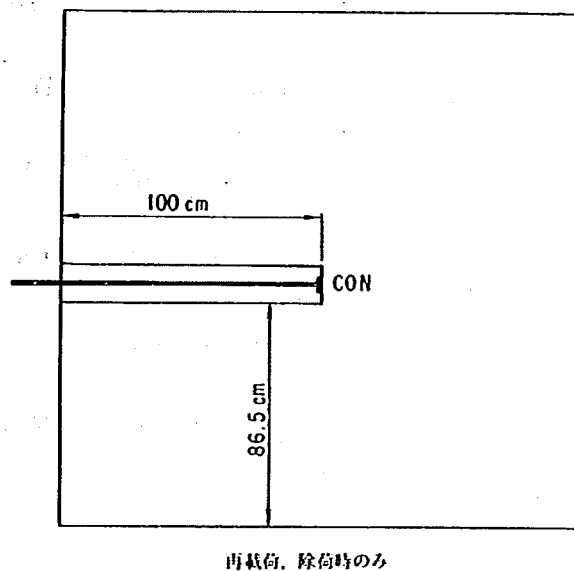


図 2-17 押し出し変位計の配置図

トンネル覆工に作用する地圧は、鉛直方向のみ計測することにし、トンネル地圧測定用覆工板は、切羽より第 2 番目（覆工 A）と第 3 番目（覆工 B）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 2-17 のように取り付けた。

基準応力、トンネル周辺応力はひずみ測定の前値設定を載荷直前にとったため、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（ $\gamma H \approx 0.2 \text{ kg/cm}^2$ ）を加えたものである。

使用測定器は表 2-2 の使用測定器一覧表に、測定系統は図 2-18 に示すとおりである。

表2-2 使用測定器一覧表

項 目	測 定 器	型 式	測定範囲	メーカー
基準応力 および トンネル周辺 応力	土 圧 計	BE 10KA	~10 kg/cm ²	共和電業
		KD 10C	〃	東京測器
		PS 25-5㊟	〃	S T研究所
載荷板変位	変 位 計	DT 50A	~ 50 mm	共和電業
地 中 変 位	変 位 計	DT 50A	〃	〃
トンネル地圧	荷 重 計	SKC 500	~500 kg	〃
内 空 変 位	変 位 計	SDP-50 BS	~ 50 mm	東京測器
押し出し変位	変 位 計	DT 50A	〃	共和電業
測 定	デジタル多点 ひずみ測定装置	DP-1400P	——	シンコー
	スキャナー	PS-7511	——	〃
	インターフェイス	——	——	〃
	マイコン	if 800	——	沖電気

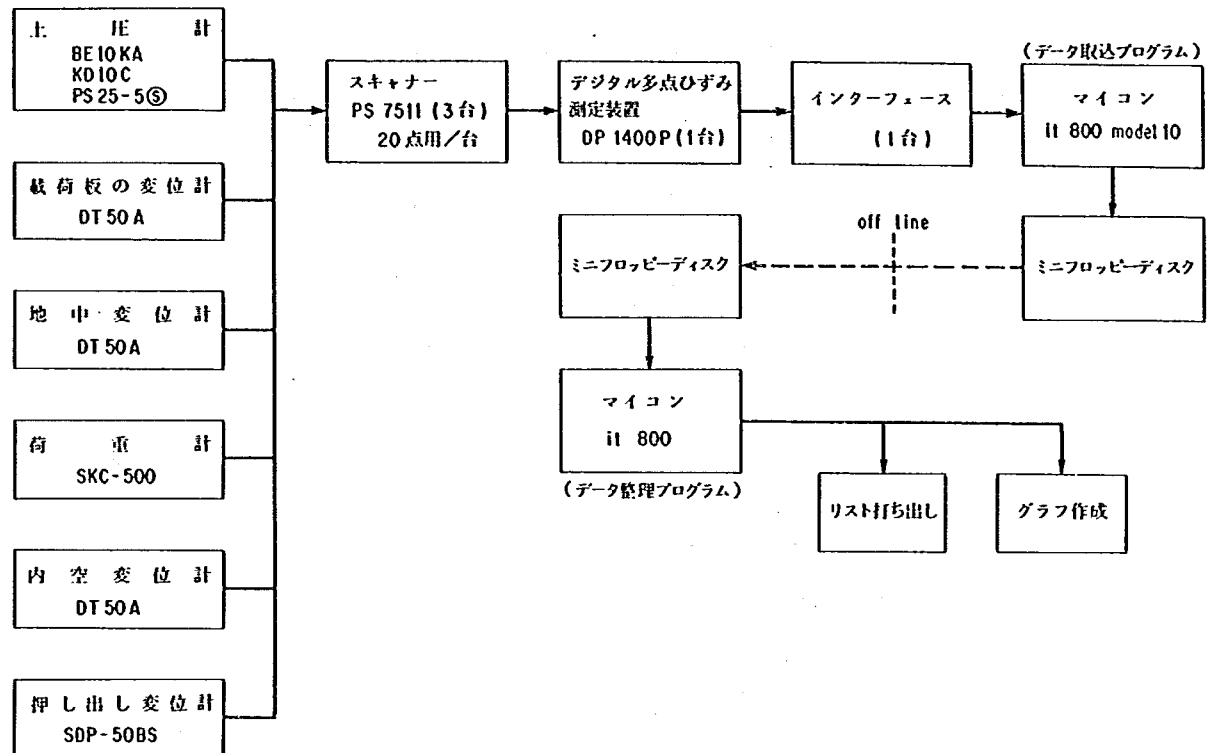


図 2-18 データ整理系統図

2.2.4 実験ケース数と地山材料の性質

(1) 実験ケース数

実験ケース数は4ケースで、その主な特性を表2-3に示す。ケース1, 2と3, 4は覆工の剛性の違いがトンネル地圧にどのような影響を与えるか調べるために行なった。ケース1と2は、地山の内部摩擦角の違いが地圧現象にどのような影響を与えるか調べるために行ない、ケース3と4は地山の内部摩擦角がほぼ同じで地山強度比が異なる場合の現象を調べる目的で行なった。

(2) 地山材料の性質

ケース1～4の地山材料の詳細を表2-4に示す。

2.3 実験結果および考察

今回の一連の実験で得られた結果を整理して表2-5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

表2-3 実験ケースと諸特性

ケース 実験条件			1	2	3	4
地山の種類			砂質	粘性	粘性	粘性
地山の軸圧縮強度 (kg/cm ²) q_u			0.47	0.23	0.77	0.42
粘着力 c_u (kg/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 kg/cm ²	1.2	0.8	0.30	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 kg/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2-3の基準応力は載荷圧に土かぶりの自重 (≈ 0.2 kg/cm²) を加えたものである。

表2-4 土質試験結果一覧表

CASE No			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 (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 (kg/cm ²)	0.47	0.23	0.77	0.42
		変形係数 E_{s0} (kg/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 (kg/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

周辺応力に関してはすべて土かぶり高自重 ($\approx 0.2 \text{ kg/cm}^2$) 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 2-5 中ではすべてゼロ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解析の対象とした。

表 2-6 は, 実験結果の中で相似則パイナンバーに関する項目¹⁾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のみ表示している。

表2-5 実験結果一覧表

		ケース1 砂質土		ケース2 粘性土		ケース3 粘性土		ケース4 粘性土	
		掘削	再載荷	掘削	再載荷	掘削	再載荷	掘削	再載荷
載荷板変位 (mm)	x方向	0→0.1	0→20	0→0	0→0	0→1.0	0→1.5	0→0	0→0
	y方向	0→0	0→15	0→1.0	0→15	0→2.5	0→2.5	0→0	0→0
	z方向	0→0	0→3	0→4.5	0→68	0→5.5	0→75	0→1.5	0→96
基準応力*) (kg/cm ²)	P _x	1.8	1.8→7.8	0.7	0.7→4.2	0.25	0.35→0.8	0.3	0.3→0.85
	P _y	0.2	不調	0.6	0.7→4.2	0.25	0.35→0.7	0.3	0.3→0.9
	P _z	1.2	1.2→3.2	0.8	0.7→4.2	0.3	0.45→1.1	0.3	0.25→0.9
トンネル周辺応力*) (kg/cm ²)	A	1.7	1.8→5.5	0.8	0.7→5.1	0.45	0.8→3.1	0.3	0.3→1.3
	B	1.2	1.3→3.2	0.8	0.7→5.0	0.5	1.1→3.3	0.4	0.3→1.5
	C	1.7	1.7→5.2	0.8	0.7→4.8	0.4	0.8→2.8	0.4	0.3→1.3
	D					0.35	0.6→2.3	0.4	0.3→1.2
	E					0.3	0.7→2.6	0.3	0.2→1.1
地中変位 (mm)	EX-1	0→0.1	0→7	0→5.7	0→18	0→1.5	0→81	0→1.0	0→97
	EX-2	0→0.1	0→6	0→2.5	0→13	不調	不調	0→0.5	0→85
	EX-3	0→0.1	0→5	0→3.0	0→8	0→1.5	0→45	0→1.0	0→70
切羽押し出し変位 (mm)			0→2.5		0→700		0.5→7		0→33
トンネル地圧 (kg/cm ²)	A	0→0.05	0.1→0.26	0→3.0	0.3→1.8	0→0.05	0.2→0.33	0→0.04	0.05→0.65
	B	0→0.05	不調	0→0.4	0.5→2.8	0→0.01	0.05→0.28	0→0.05	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 (≒0.2 kg/cm²) を加えたものである。

表 2-6 実験結果とパイナンバー一覧表

		ケース 1 砂 質 土		ケース 2 粘 性 土		ケース 3 粘 性 土		ケース 4 粘 性 土	
		掘 削	再載荷	掘 削	再載荷	掘 削	再載荷	掘 削	再載荷
π_1	H/D	20	37	14	73	5.0	19	5.4	16
π_2	$c_u/\gamma D$	1.7	1.7	2.8	0.2	9.1	9.1	4.0	4.0
	$c_u/\gamma H$	0.08	0.03	0.2	0.003	1.8	0.49	0.74	0.25
π_3	$\tan \phi_u$	1.0	1.0	0.02	0.02	0.06	0.06	0.04	0.04
$^{*)}\pi_4$	d/D	0.0	0.02	0.02	0.06	0.003	0.27	0.003	0.32
π_5	l/D	0.33	—	0.33	—	0.33	—	0.33	—
π_6	T/ γD	0.85	4.4	6.9	49	0.84	5.6	0.87	15.0
	T/ γH	0.04	0.08	0.49	0.67	0.17	0.3	0.16	0.92
π_7	$q_u/\gamma H$	0.39	0.15	0.29	0.05	2.6	0.70	1.4	0.47
π_8	$E_{50}/\gamma H$	43	16	3.2	0.61	33	8.9	22	7.4
H	(土かぶり高) (cm)	612	1633	422	2181	150	557	161	485
c_u	(粘着力) (g/cm ²)	100	100	161	161	536	536	228	228
γ	(単位体積重量) (g/cm ³)	1.96	1.96	1.92	1.92	1.97	1.97	1.92	1.92
D	(トンネル直径) (cm)	30	30	30	30	30	30	30	30
ϕ_u	(内部摩擦角) (°)	45.1	45.1	1.27	1.27	3.52	3.52	2.48	2.48
$^{*)}d$	(地山変位量) (cm)	0.01	0.7	0.57	1.8	0.15	8.1	0.10	9.7
l	(一掘進長) (cm)	10	—	10	—	10	—	10	—
T	(トンネル土圧) (g/cm ²)	50	260	400	2800	50	330	50	860
q_u	(一軸圧縮強度) (g/cm ²)	469	469	233	233	772	772	424	424
E_{50}	(変形係数) (g/cm ²)	52000	52000	2570	2570	9780	9780	6920	6920
$^{**})\gamma \times H$	(g/cm ²)	1200	3200	810	4200	296	1100	308	930

*) EX-1 における値

**) 土かぶり高自重を含む

次に、トンネル掘削、再載荷時における、(1) トンネル周辺応力分布 (2) トンネル覆工に作用する地圧 (3) 地中変位それぞれの結果について検討を行ない考察を加える。

(1) トンネル周辺応力分布

図 2-19～図 2-28 は、掘削実験における切羽付近の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 回の応力比は前述した理由により、参考データとして表示した。

また、図 2-29～図 2-32 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。

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

ここで R：応力比

σ_0 ：再載荷直前の応力

σ' ：再載荷の各測定回のときの応力

P_0 ：再載荷直前の基準応力

P' ：再載荷の各測定回のときの基準応力

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。

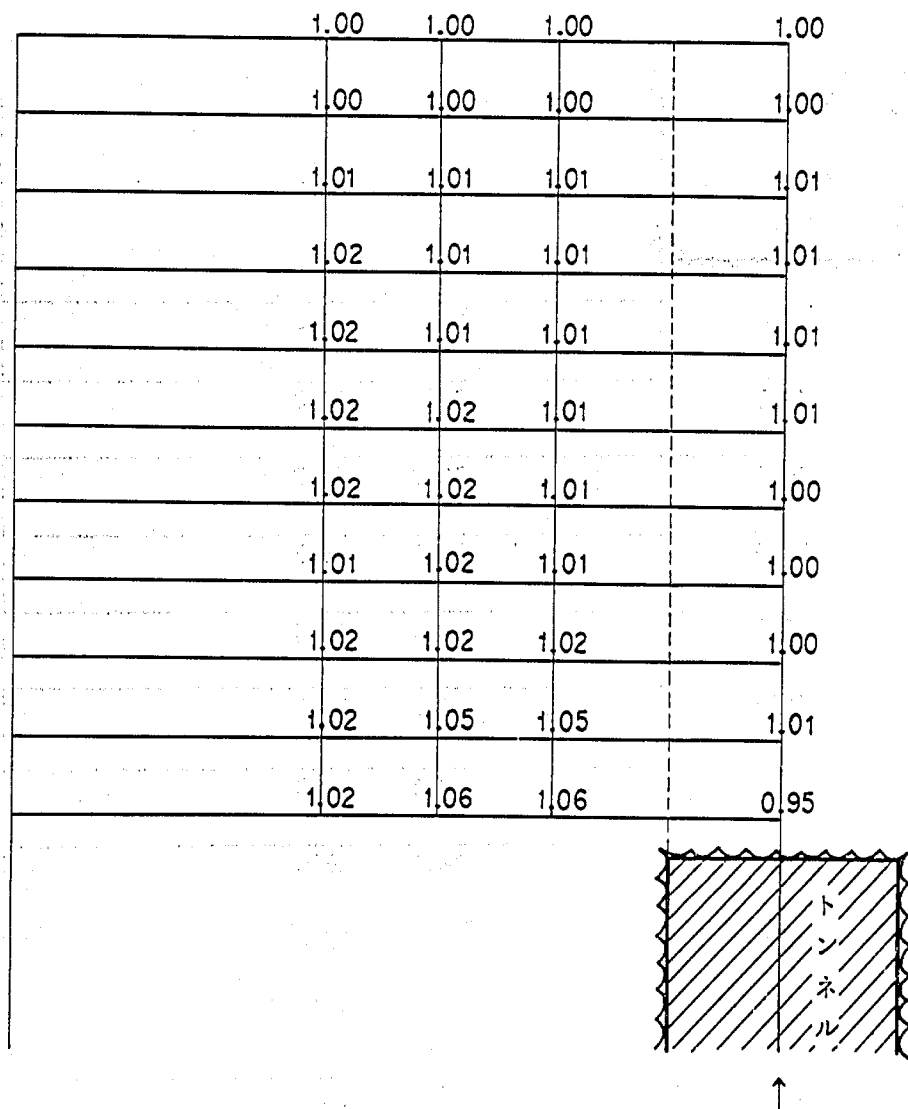


図 2-19 トンネル周辺応力等高線図 ケース 1 掘削時 (A断面による)

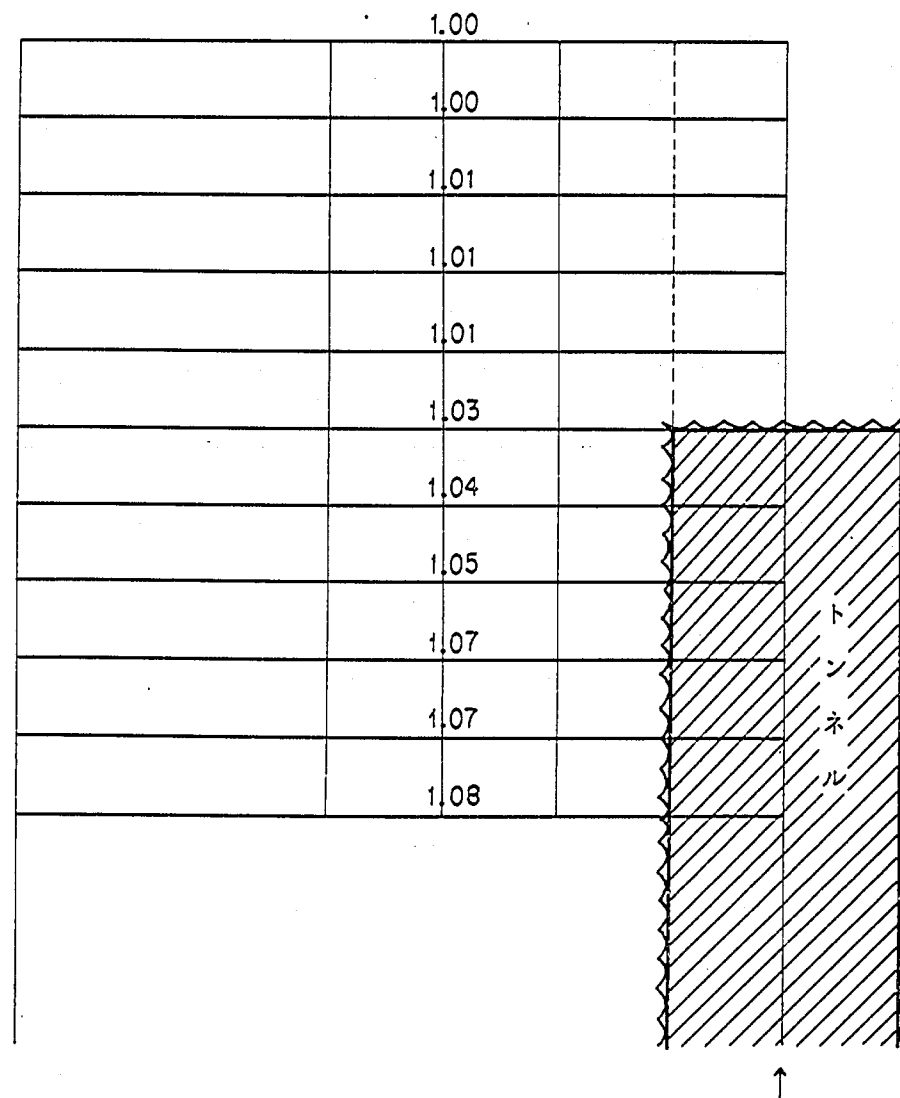


図 2-20 トンネル周辺応力等高線図 ケース 1 掘削時 (B断面による)

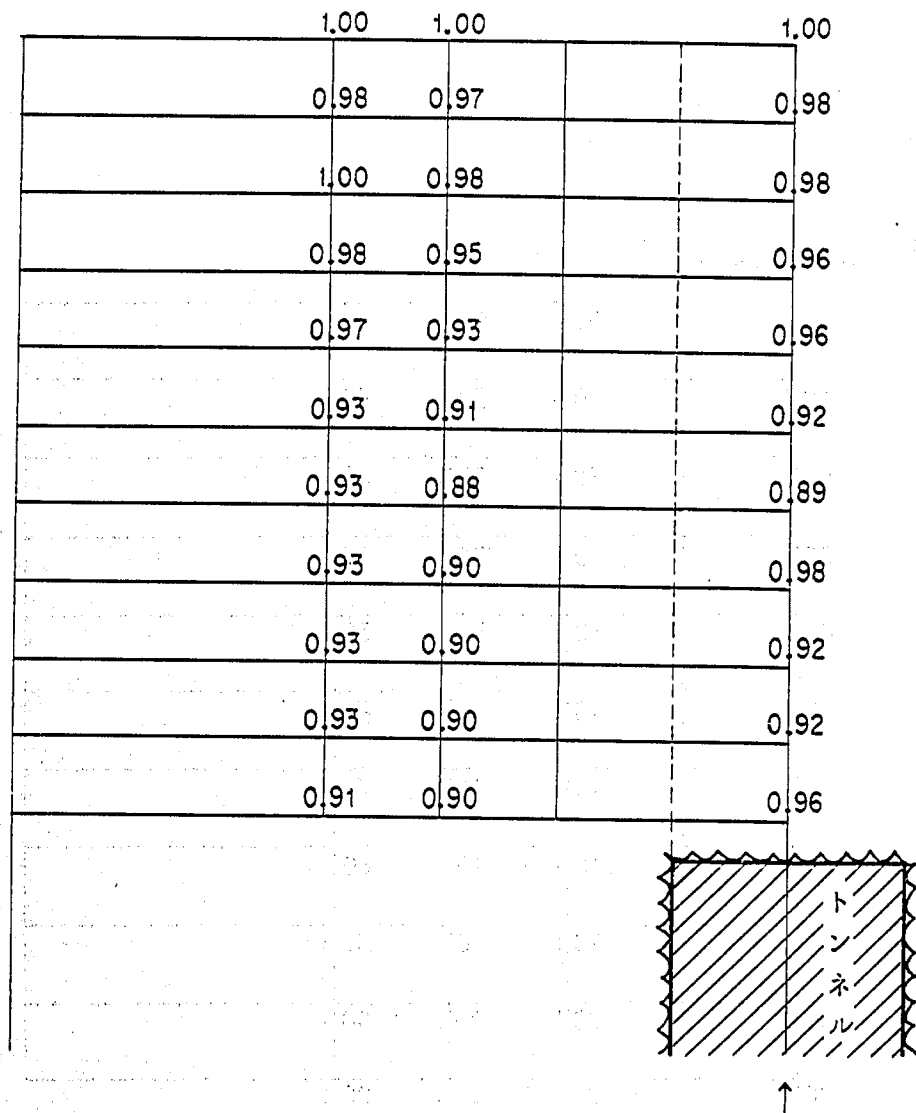


図 2-21 トンネル周辺応力等高線図 ケース 2 掘削時 (A断面による)

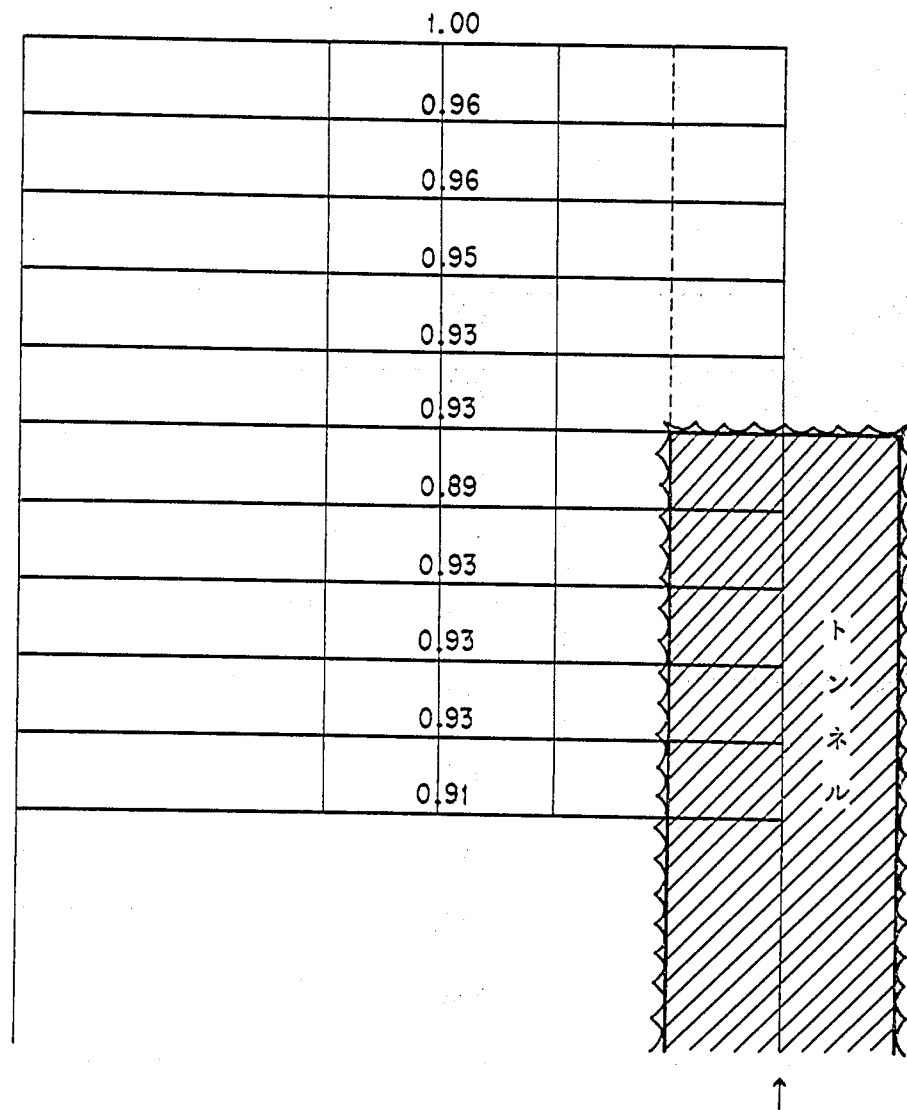


図 2-22 トンネル周辺応力等高線図 ケース 2 掘削時 (B断面による)

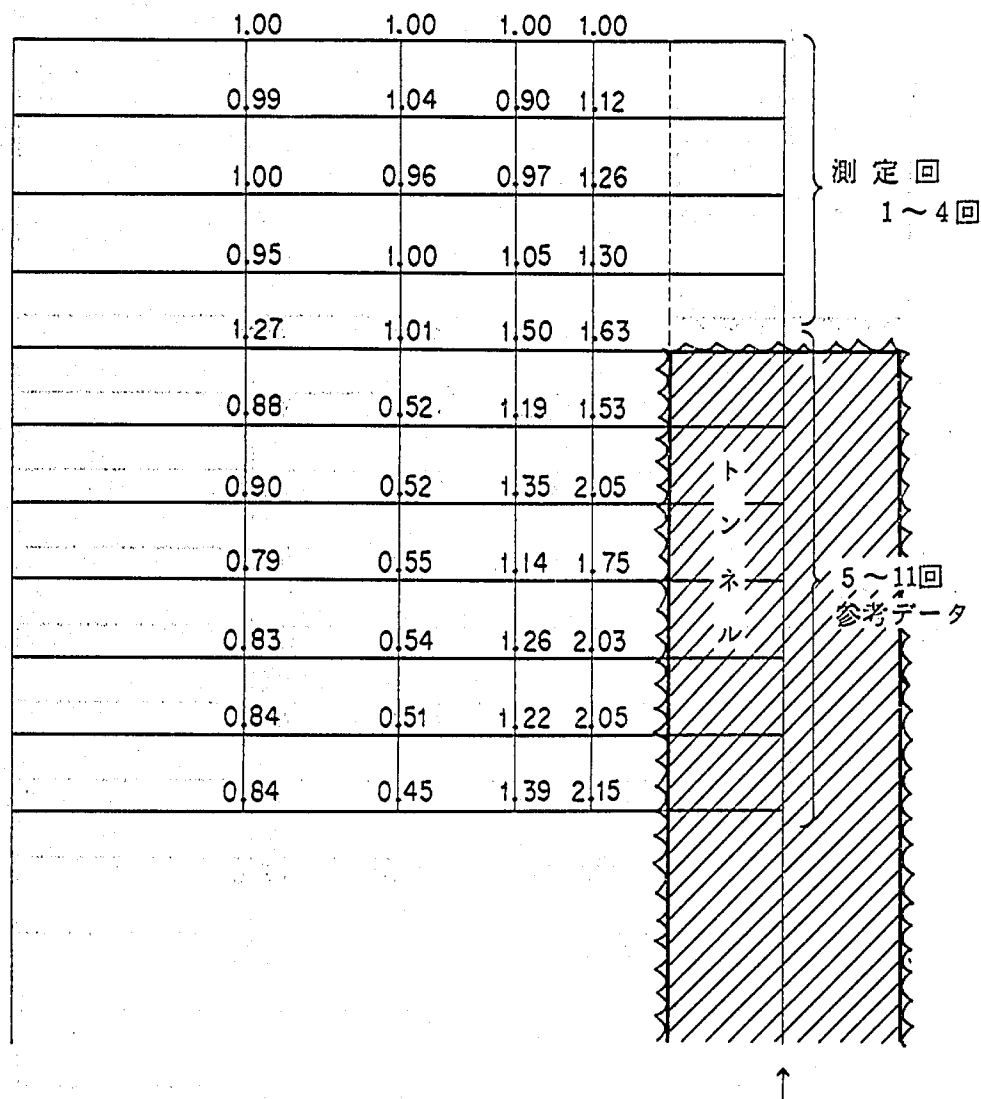


図 2-23 トンネル周辺応力等高線図 ケース 3 掘削時 (A断面による)

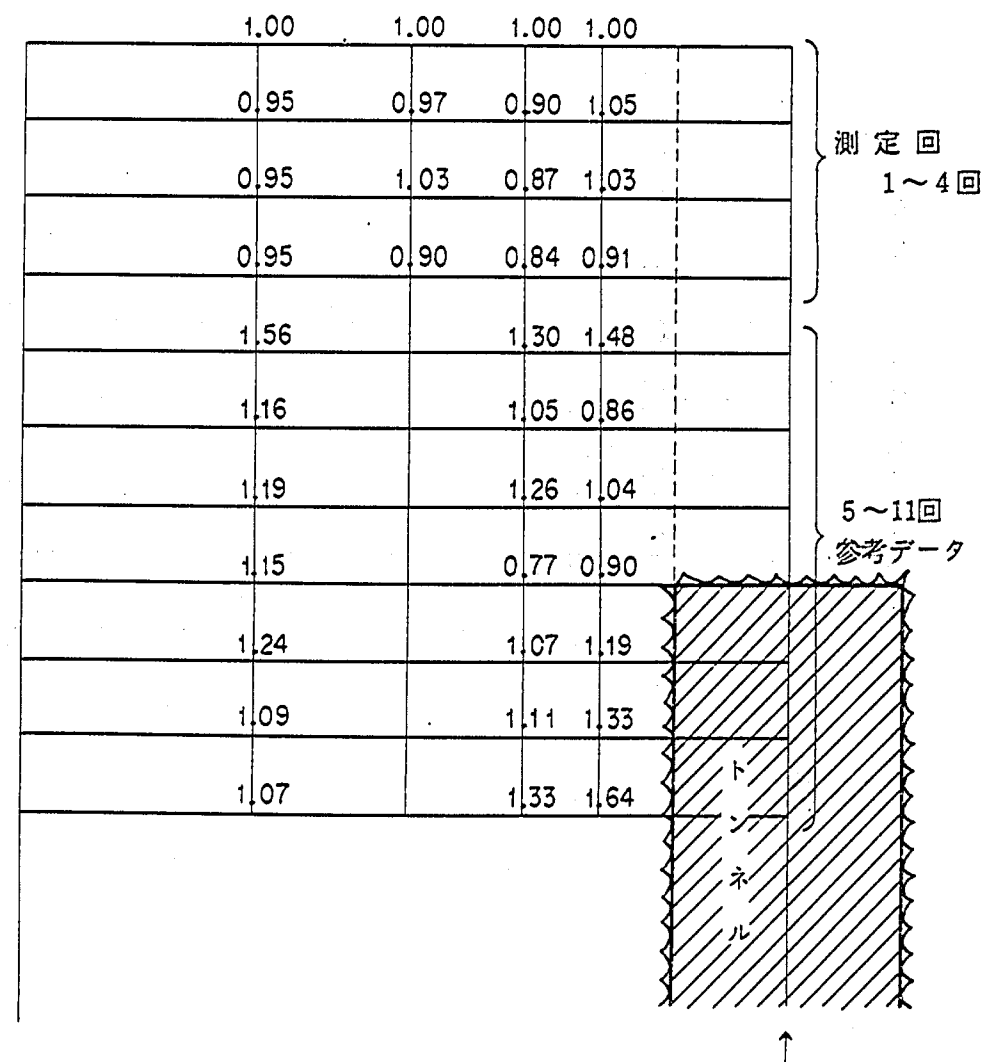


図 2-24 トンネル周辺応力等高線図 ケース 3 掘削時 (B断面による)

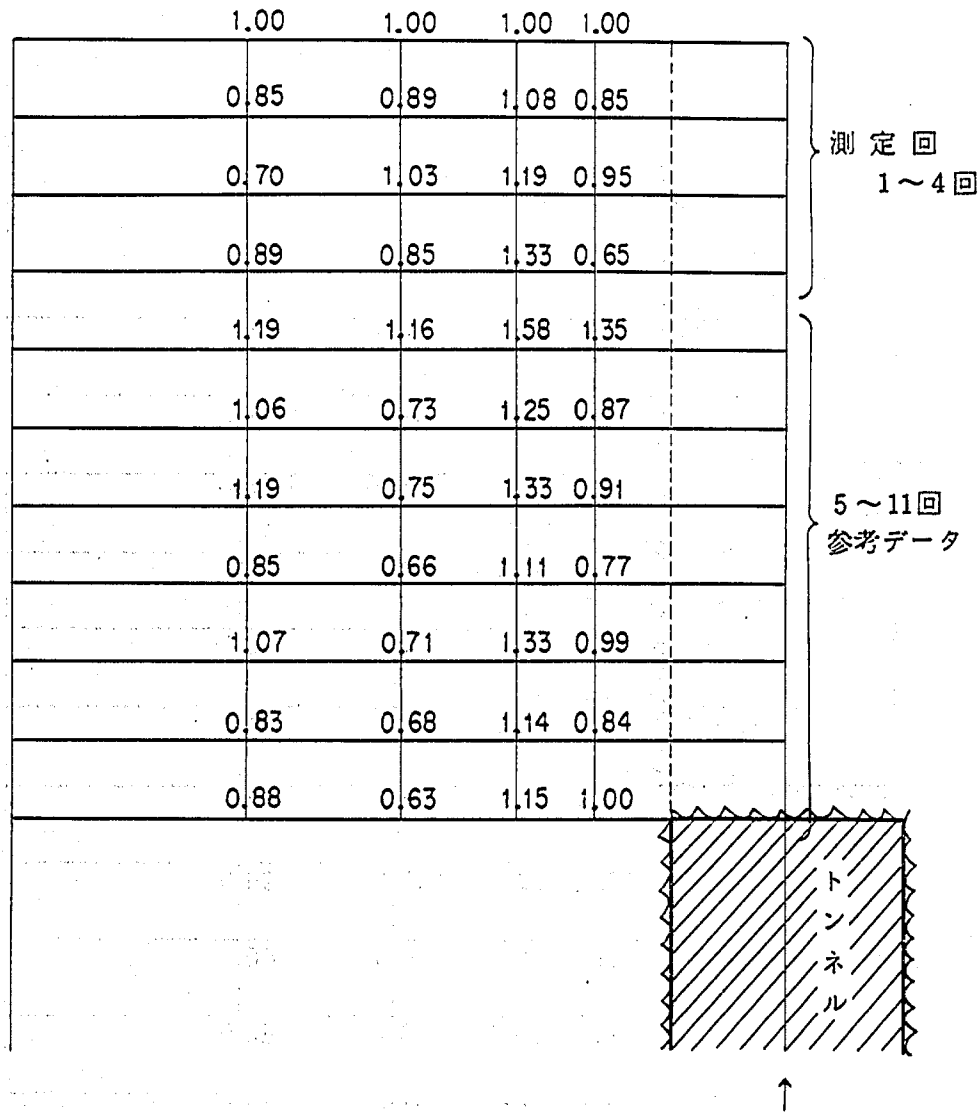


図 2-25 トンネル周辺応力等高線図 ケース 3 掘削時 (C 断面による)

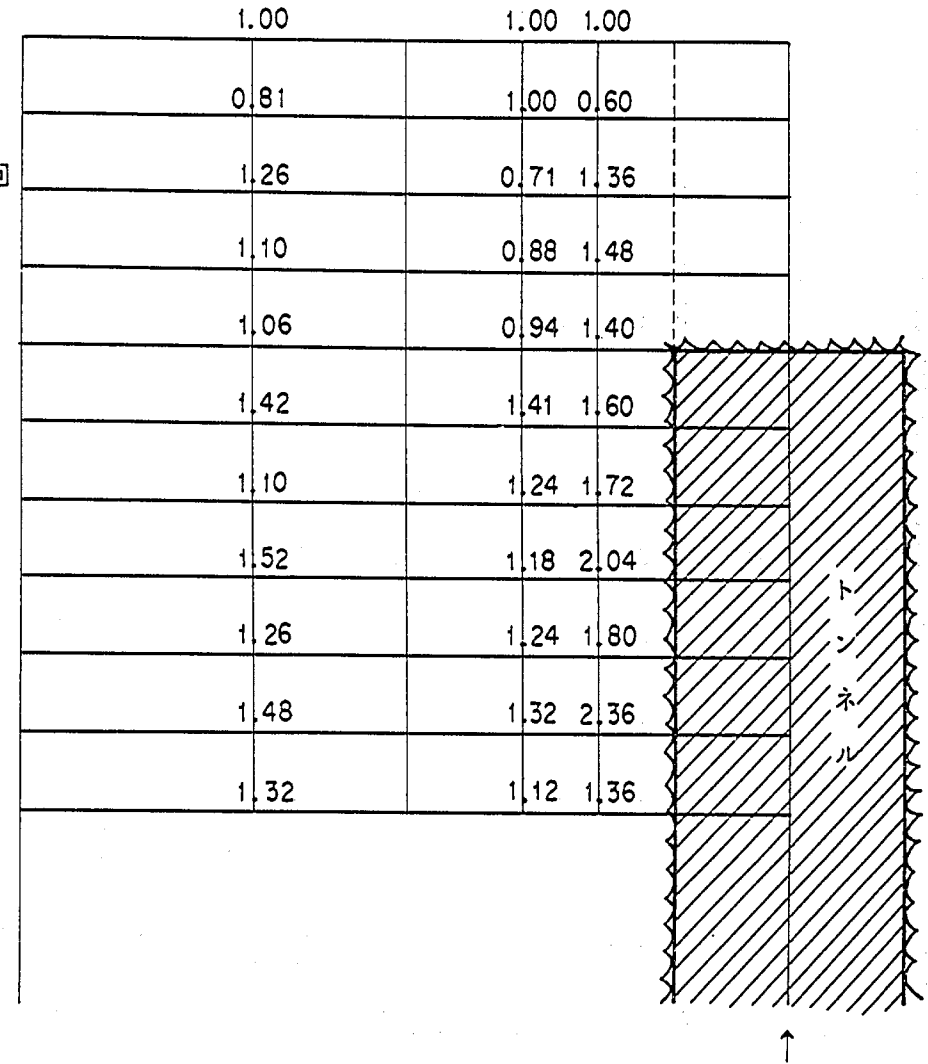


図 2-26 トンネル周辺応力等高線図 ケース 4 掘削時 (A 断面による)

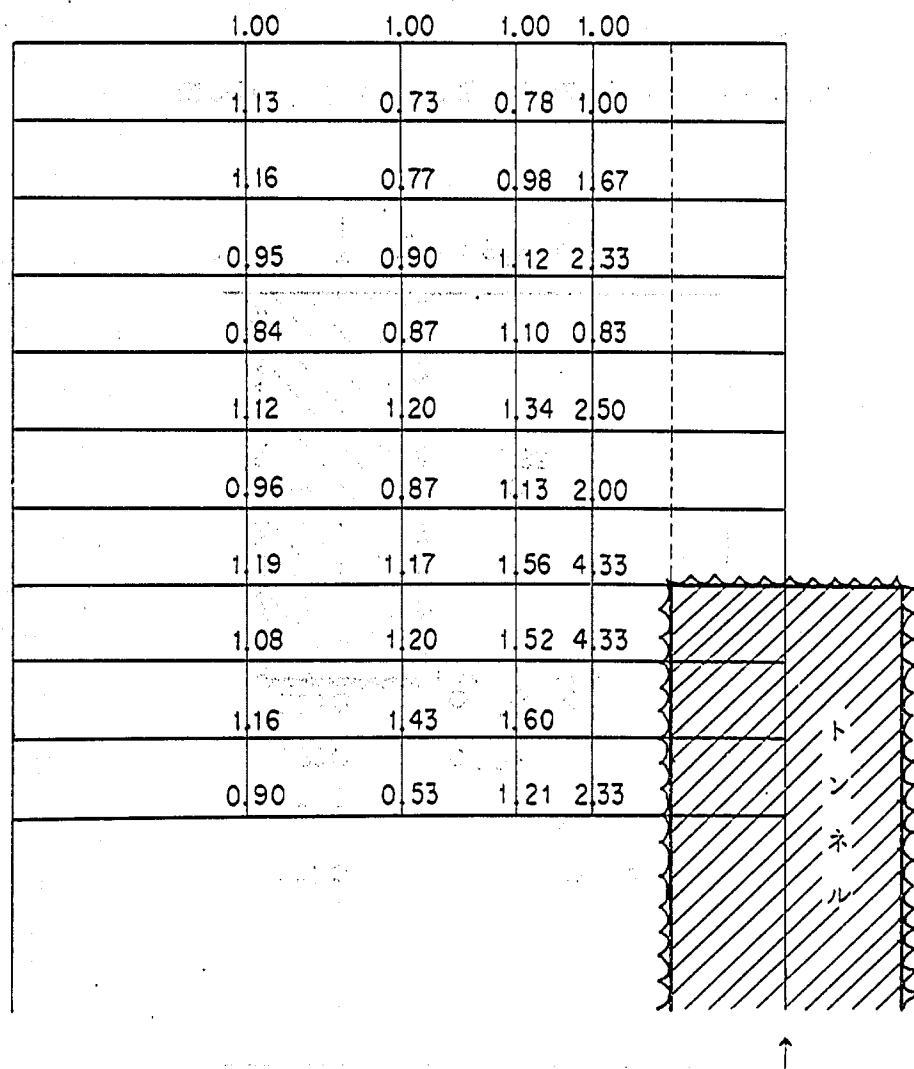


図 2-27 トンネル周辺応力等高線図 ケース 4 掘削時 (B断面による)

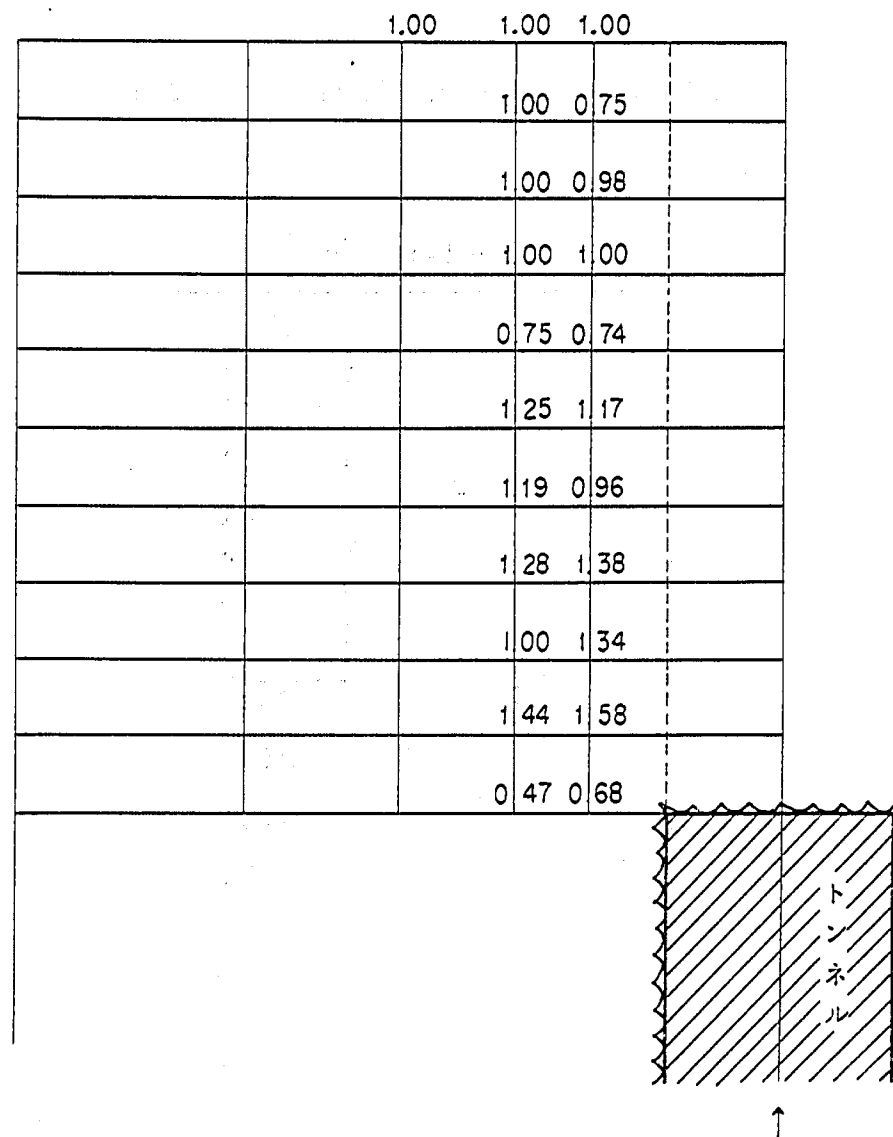


図 2-28 トンネル周辺応力等高線図 ケース 4 掘削時 (C断面による)

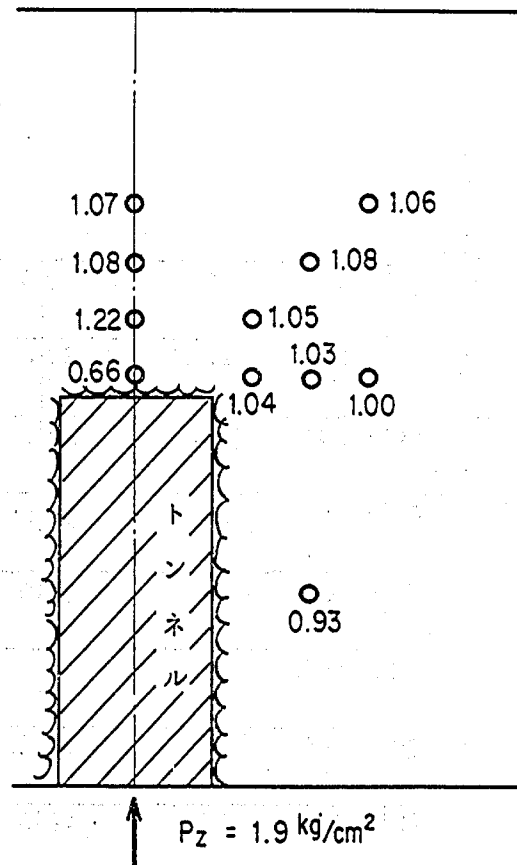


図 2-29 トンネル周辺応力等高線図 ケース 1 再載荷時

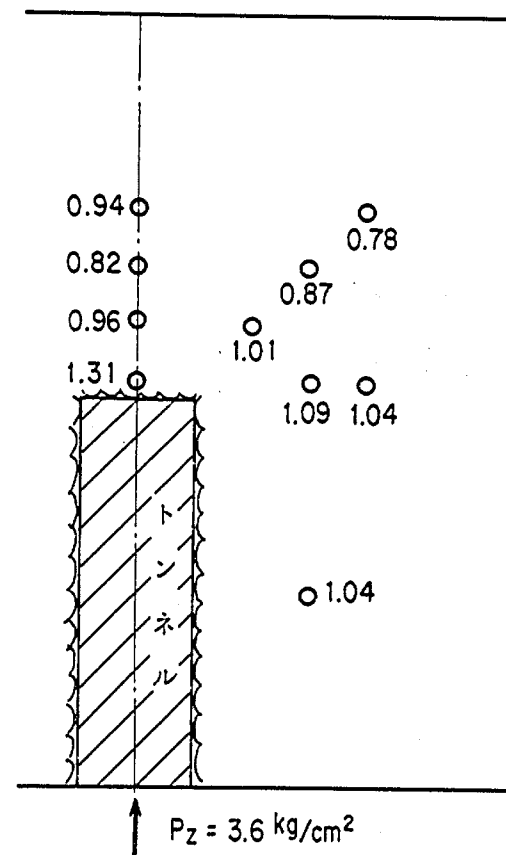


図 2-30 トンネル周辺応力等高線図 ケース 2 再載荷時

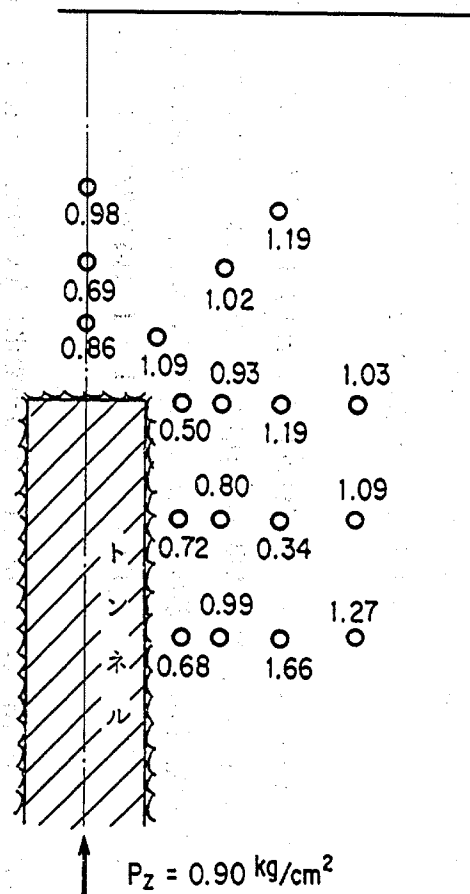


図 2-31 トンネル周辺応力等高線図 ケース 3 再載荷時

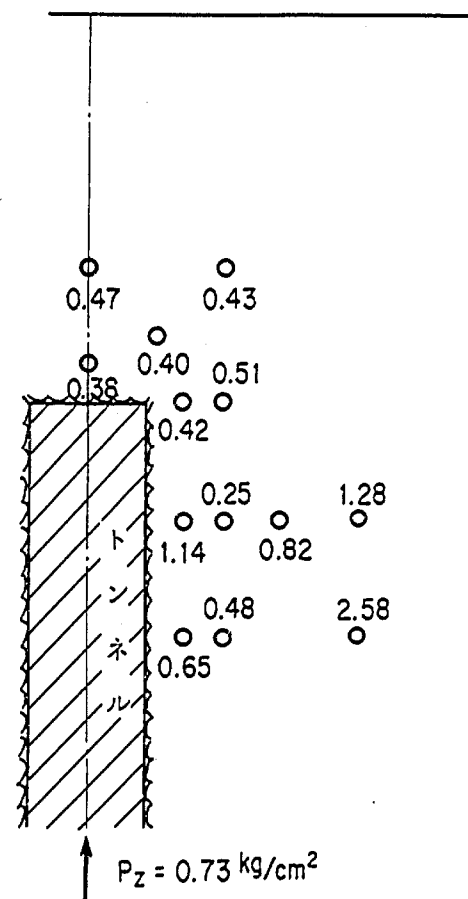


図 2-32 トンネル周辺応力等高線図 ケース 4 再載荷時

ところで、トンネル直近の接線方向地中応力が、トンネル掘進の影響を受けない周辺の地中応力と比較して、より大きい小さいかは、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2-7に示した。表2-7の矢印は、それが上向きの場合は、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、下向きならば、その逆を示す。

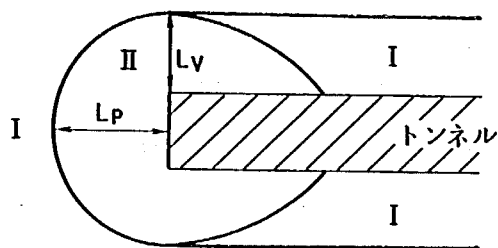
表2-7 トンネル直近の地中応力と影響圏外の地中応力との比較

	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)	→ (0.39)	→ (0.29)	→ (2.6)	→ (1.4)
再載荷実験 (地山強度比)	→ (0.15)	→ (0.05)	→ (0.70)	→ (0.47)

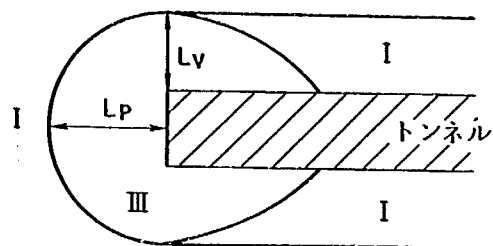
トンネル周辺の地中応力について、定量的に論じるには、トンネル直径と土圧計の大きさの比率に注意する必要がある。今回の実験で用いた土圧計の直径は10 cmであるから、トンネルの直径Dに対して $0.33 \times D$ の寸法の岩塊の平均応力を示している。このことは、空間領域的に $0.33 \times D$ より小さい精度では定量的な検討ができないことを意味するが、 $0.33 \times D$ より大きい領域に関する記述の信頼性を損うものではない。

こうした定量化上の制限を踏まえた上で、切羽付近の水平面上に作用する鉛直応力の分布状況により、切羽付近の水平面を領域区分し、実験結果との対応を示したのが図2-33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 (図2-33)によって表示すると、表2-8のようになる。

ただし、図2-33における掘削実験時の領域I(応力に変化しない領域)は厳密に言えば、トンネル切羽の進行に伴い応力は変化しており、切羽通過後最終的に掘削前の初期応力とほぼ同じになることを意味する。すなわち、Pattern Aの領域Iでは切羽通過直前には応力が増加するが切羽通過後は次第に応力は減少し、最終的には初期応力とほぼ同じ値に落ち着き、またPattern Bでは逆の応力変化をした後、最終的に初期応力とほぼ同じ値に落ち着くことを意味する。

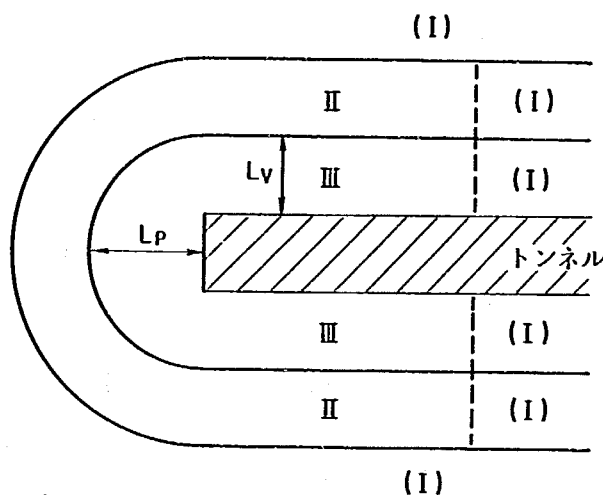


Pattern A



Pattern B

- 注) 1) 平面図で表示している
 2) I: 応力が変化しない領域
 II: 応力が増加する領域
 III: 応力が減少する領域
 3) (), 破線は推定



Pattern C

Pattern	該 当 ケ ー ス
(A)	ケース 1 掘削, ケース 3 掘削, ケース 4 掘削 ケース 1 再载荷, ケース 2 再载荷
(B)	ケース 2 掘削
(C)	ケース 3 再载荷, ケース 4 再载荷

図 2-33 応力再配分

表 2-8 トンネル直近の応力変化領域

(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)応力比 ただし5%程度変化した位置を変化の開始地点と考える)

			ケース 1	ケース 2	ケース 3	ケース 4
掘削実験	トンネル進行方向位置	Lp	$0.5 \times D^{*)}$	$2.5 \times D$	—	$1.5 \times D$
	最大(小)応力比		1.05 ^{*)}	0.9	—	1.1
	トンネル横断方向位置	Lv	$1.0 \times D$	$1.5 \times D$ 以上	—	$1.8 \times D$
	最大(小)応力比		1.05	0.9	—	1.5
再載荷実験	トンネル進行方向位置	Lp	$0.7 \times D$	$0.8 \times D$	0.0	$1.2 \times D$
	最大(小)応力比		1.2	1.3	—	0.9
	トンネル横断方向位置	Lv	$0.5 \times D$	$1.0 \times D$	$1.2 \times D$	$1.2 \times D$
	最大(小)応力比		1.04	1.1	2.0	2.1

*)推定値

これらの図表に対して考察を加えることにより、掘削実験に関しては、次のような結果が得られる。

ケース 1 で初期の応力より 5 % 程度以上応力が増加する領域は切羽より、トンネル進行方向では $0.5 \times D$ 程度、横断方向では $1.0 \times D$ 程度奥の範囲でみられた。応力増加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 $2.5 \times D$ 程度、横断方向では $1.5 \times D$ 以上の領域で応力が減少しているのがわかる。ケース 3 は計測上の不備のため領域の大きさに関しては、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 $1.5 \times D$ 程度、横断方向では $1.8 \times D$ 程度の範囲で 10~50% の応力増加であった。ただし、トンネル進行方向は、 $0.5 \times D$ 程度奥から鉛直応力が急激に減少する。

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接線方向が増加, 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 $\pm 10\%$ 程度で大きいものではなかった。これには, 計測断面がトンネル切羽より $0.5 \times D$ ほど奥であることも原因しているものと考えられる。

ケース3, 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, 例えば非常に土かぶりの浅い粘土層(一軸圧縮強度 10 t/m^2 , 単体重量 1.75 t/m^3 で土かぶり4 m程度の場合)などに相当するが, こうした地山強度比が大きい場合には地盤は粘土ではあるが降伏せず, 弾性的な挙動を示すことがわかる。

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, 2では剛な覆工を用いたため, 覆工の内圧効果により, 地山は三軸応力状態となり, 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なっている。また, ケース1, 2ともにトンネル進行方向で, 切羽奥については, $20 \sim 30\%$ 応力が増加しているが, トンネル横断方向には, 大きい変化はない。これに対してケース3, 4はともに, トンネル直近の地山応力がその外側の地山応力よりも小さいという現象がみられた(ただし, ケース3については, 切羽前方には, 応力の減少はみられなかった。)。しかも, ケース3, 4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パターンがみられる。

(2) トンネル覆工に作用する地圧(トンネル地圧)

トンネル覆工に作用する地圧は表2-5にその値を示す。ケース3の掘削実験は既に述べた理由により, 第4回目の掘進前までの計測値を解析の対象とする。

ケース1とケース2の掘削実験を比較することにより, 地山の内部摩擦角がトンネル地圧に大きい影響を及ぼすことが明らかとなった。さらにケース3, 4の再載荷実験の結果より, 地山強度比もまたトンネル地圧に大きい影響を与えることが明らかである。

ケース2~4の実験結果より地中変位計EX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2-34のようになる。ただし, ケース2は, トンネル直近の地山変位を計測していないので, 地山条件がほぼ等しい過去の粘性土実験⁹⁾の地中変位の値を用いる。図2-34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2-34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。(図2-35)。ただし, 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。ケース2とケース4を比較すると, 同じような地山条件では剛な支保のケース2の方が, 全土かぶり荷重に対しては小さい支保荷重ですむようである。これは, トンネル地圧が側圧として作用した結果, 地山強度が改善したためと思われる。

地山強度比に関しては, ケース3, 4より1.4~2.6程度あれば, 内部摩擦角が非常に小さい場合でも押し出し性地圧が発生しないことがわかる。現場においても, 地山強度比 $=2.0$ を押し出し性地圧の

判定の基準とすることがあるが、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、地山強度比の押し出し性地圧に関する臨界値はもっと小さいものと思われる。

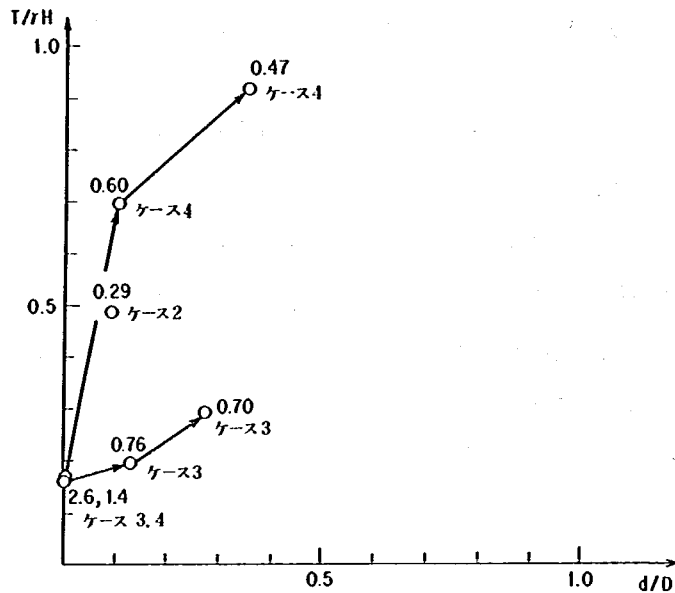


図 2-34 押し出し性地山の地山変位とトンネル地圧
注) 図中の数字は地山強度比をあらわす。

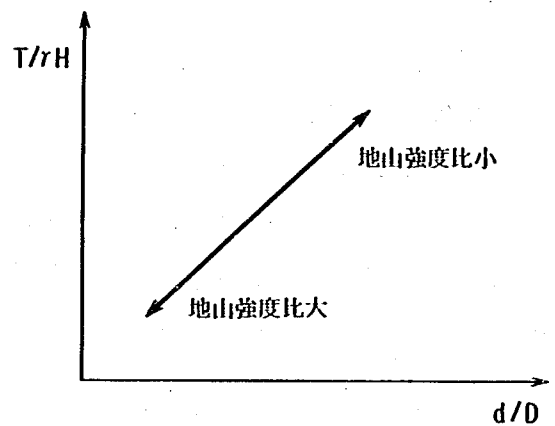


図 2-35 地山変位 vs. トンネル地圧
と地山強度比

(3) 地中変位

(a) 掘削実験におけるトンネル側壁の変位

地中変位は、ケース 3, 4 の掘削実験では地山強度比が $1.4 \sim 2.6$ となっておりほとんど生じていない。ケース 1 も砂質土で内部摩擦角が大きいので、地中変位は小さい。

ケース 2 掘削実験の地中変位を図 2-36 に示す。EX-1 と EX-3 は、ほぼトンネル切羽を含む横断面上にある。EX-1 はトンネル天端より $1.3 \times D$ 鉛直上方の位置で約 $0.02 \times D$ の変位を記録した。EX-3 はトンネル天端より $2.4 \times D$ 斜め 45° 上方に離れた地点で約 $0.01 \times D$ 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 $1.9 \times D$ ほど離れている位置で約 $0.01 \times D$ 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 $q_0/\gamma H = 0.29$, $\tan \phi_0 = 0.02$ で剛なトンネル支保構造を用いたトンネル掘進では、切羽を中心に、球状に $1.9 \times D \sim 2.4 \times D$ ほど離れた地点で $0.01 \times D$, $1.3 \times D$ ほど離れた地点で $0.02 \times D$ ほどの地中変位が起こるという実験結果になっている。

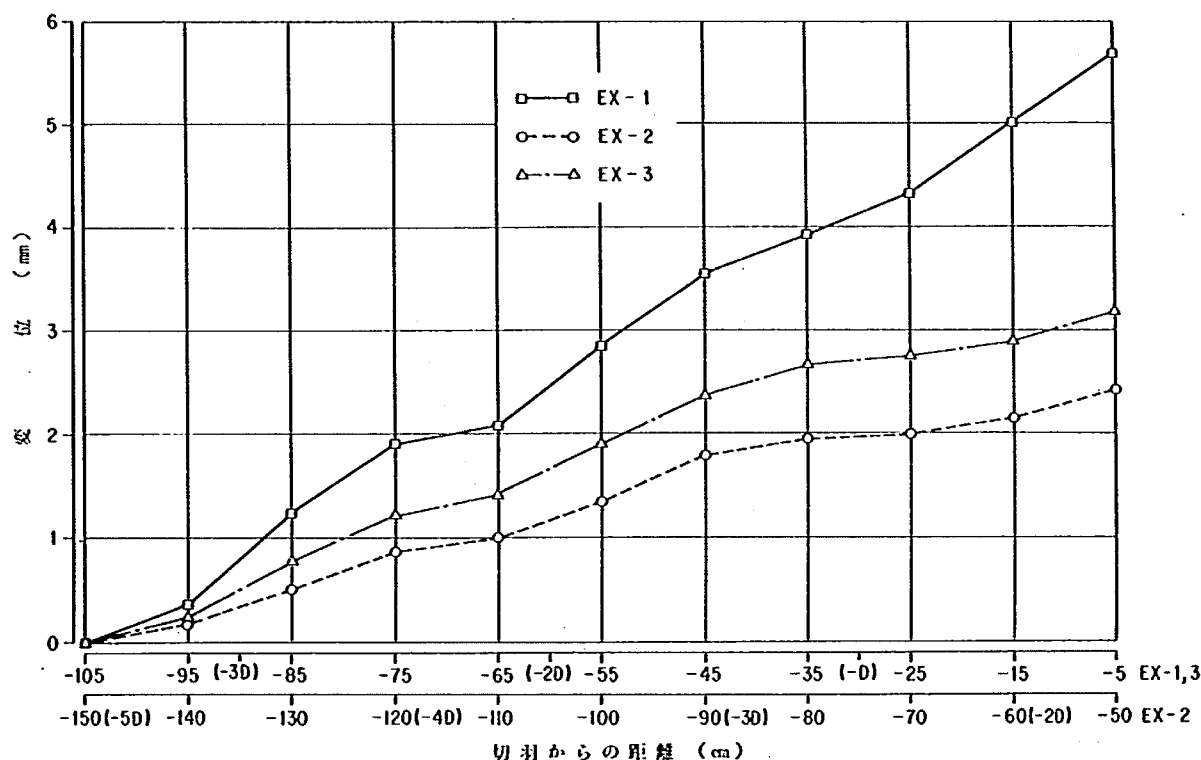


図 2-36 地中変位と切羽から測定断面までの距離の関係図 (ケース 2)

(b) 再載荷実験における切羽の押し出し変位

再載荷実験では、ケース 1～4 の実験すべてで図 2-17 のようにして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 2-37～図 2-40 に表示する。

ケース 1 は、内部摩擦角が大きく地山が降伏しなかったため、変位が応力にはほぼ比例し、変位の絶対量も小さく弾性的な挙動を示している。ケース 1 の地山の軸圧縮強度は $q_u = 0.47 \text{ kg/cm}^2$ 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軸圧縮強度以上の応力に耐えることがわかる。

これに対して、ケース 2, 3 では、応力レベルの高い領域で線型増加よりもずっと大きい地山変位を記録している。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。しかも、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、地中応力が軸圧縮強度に比して約 11 倍程度にまでなると、すなわち地山強度比で 0.1 程度から急に変位が大きくなっている。

ケース 3 の地山の押し出しは基準応力が地山強度比にして 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 4 の押し出し変位は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。

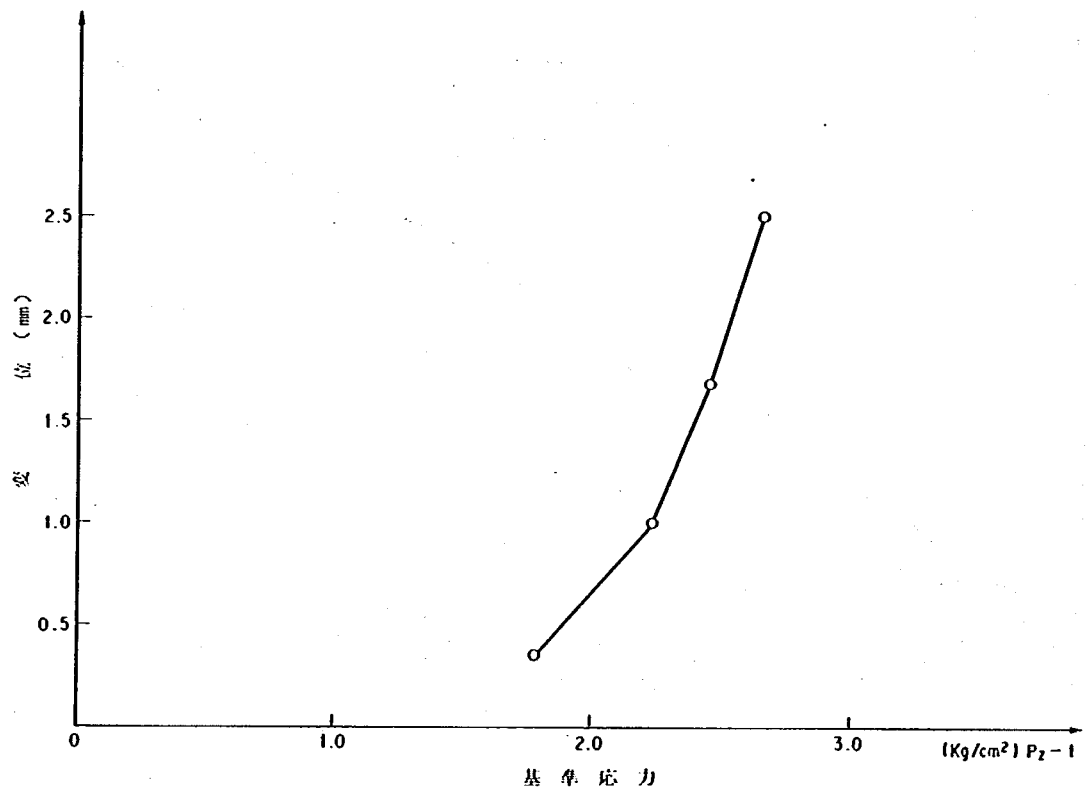


図 2-37 押し出し変位と基準応力（ケース 1）再載荷時

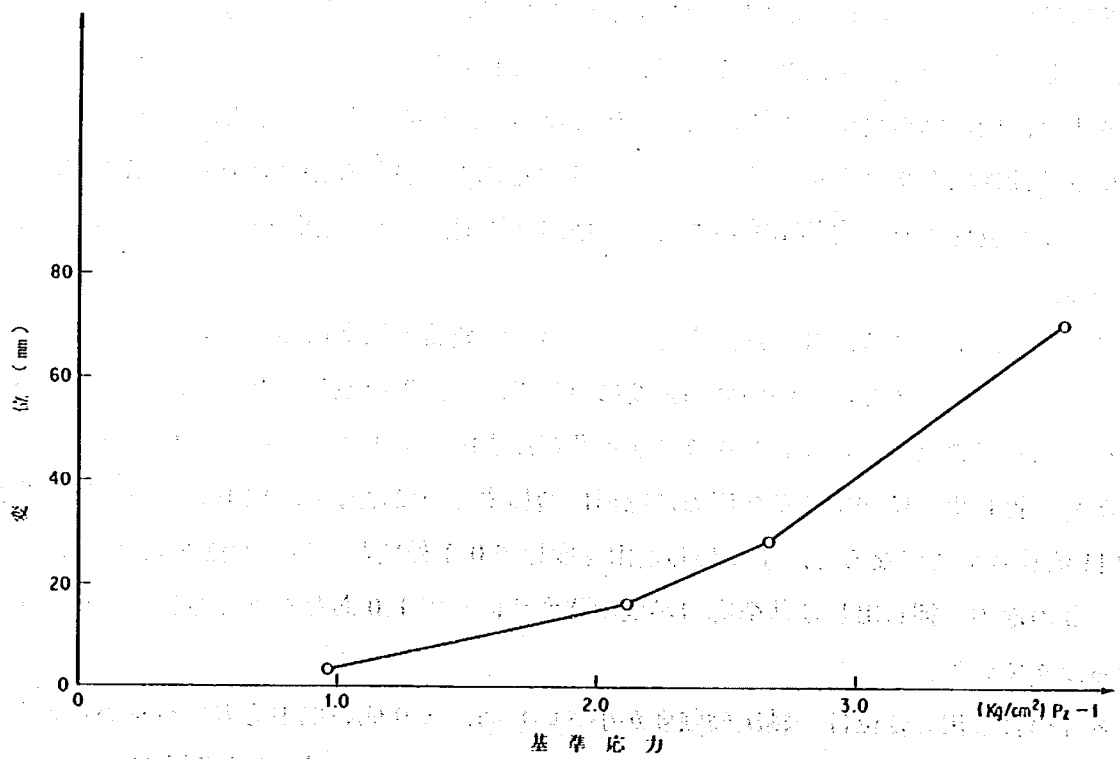


図 2-38 押し出し変位と基準応力（ケース 2）再載荷時

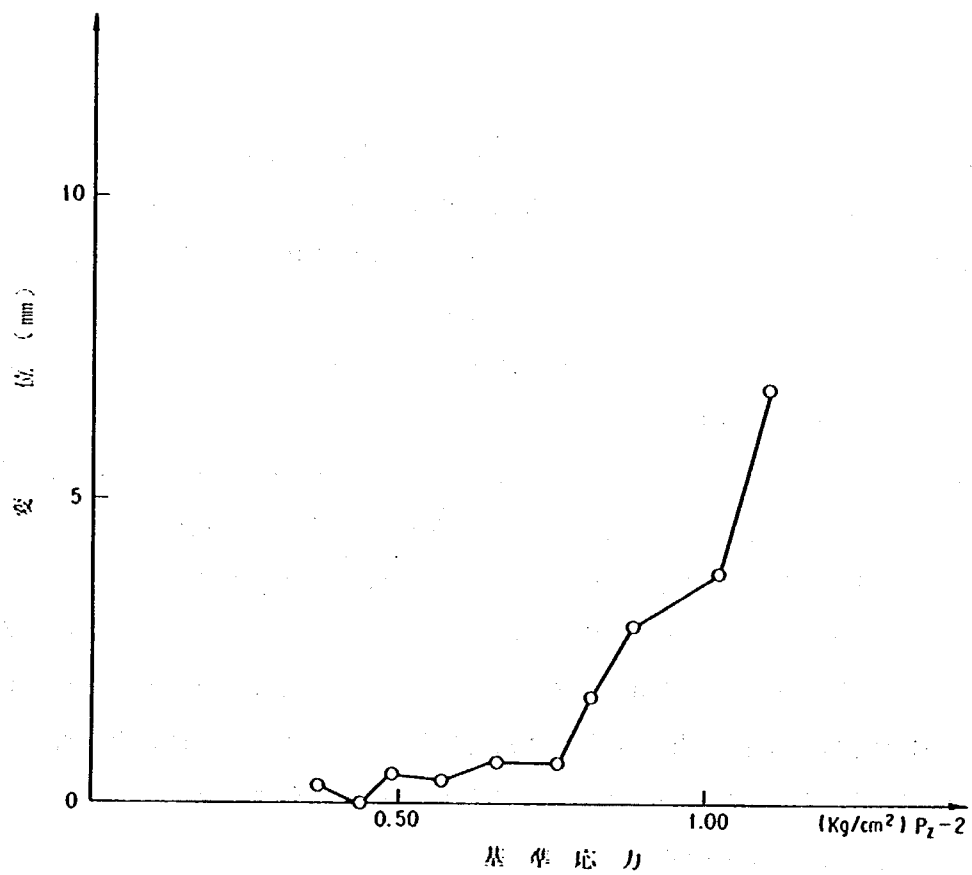


図 2-39 押し出し変位と基準応力（ケース 3）再載荷時

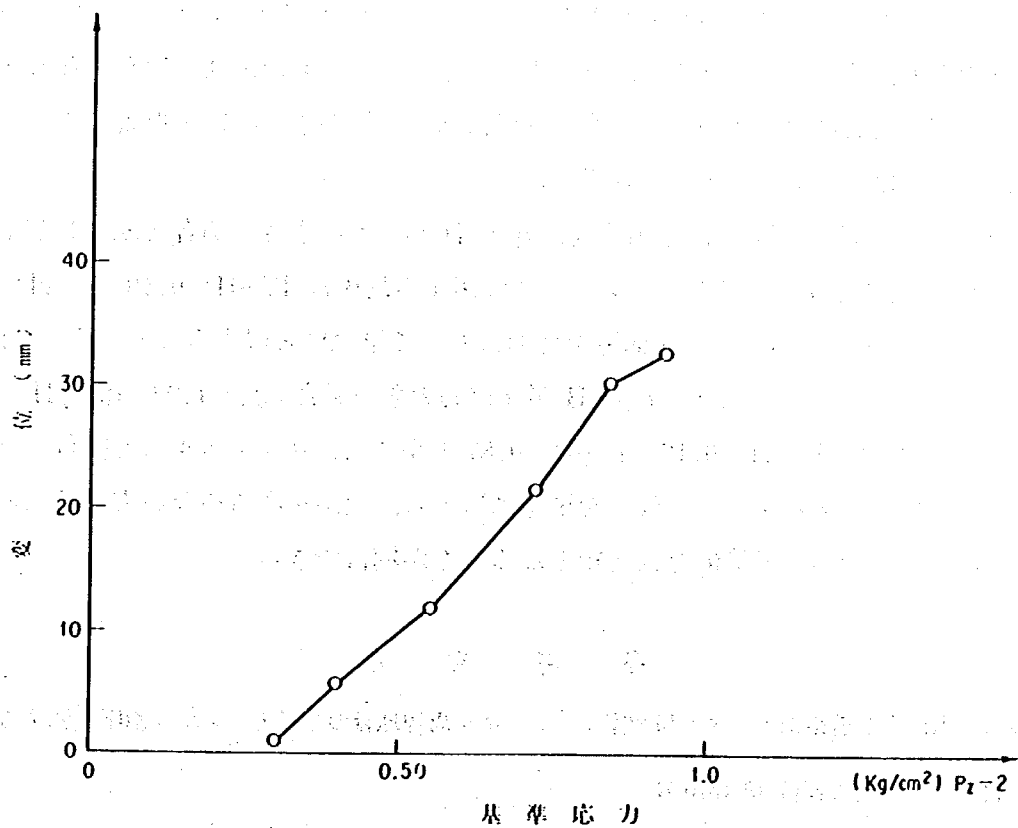


図 2-40 押し出し変位と基準応力（ケース 4）再載荷時

2.4 結 論

トンネルを施工する際の施工条件や地盤条件が押し出し性地圧現象に対して、どのような影響を与えるかを調べるため、条件を変えて4ケースの3次元模型実験を行なった。実験を相互比較することにより、柔な覆工あるいは剛な覆工を用いた時押し出し性地圧現象はどう変わるか、また上載荷重が増大し地山強度比が小さくなった際地圧現象がどう変わるかについて検討した。

検討の結果明らかにできた主な点は次の通りである。

(1) 地盤条件と押し出し性地圧現象

地盤条件を変化させるため、土かぶりによる地圧を極めて小さい状態から徐々に上げていき、トンネルの地圧現象がどのように変化するか調べた。その結果、地山の内部摩擦角がきわめて小さい場合でも地山強度比 $q_u/\gamma H$ が、1.4~2.6 程度あれば、押し出し性地圧現象を生じないことがわかった。現場において、 $q_u/\gamma H=2.0$ を、押し出し性地圧現象の判定の基準とすることがあるが、この値は内部摩擦角がきわめて小さい地山の場合に適用できる基準といえる。内部摩擦角が大きい場合には、ケース1のように $q_u/\gamma H=0.29$ でも押し出し性地圧は発生しない。したがって、押し出し性地圧現象を判定するには、地山の内部摩擦角と地山強度比の2つの指標がともに必要である。

(2) 施工条件と押し出し性地圧現象

(1)で述べたように押し出し性地圧には、内部摩擦角と地山強度比が影響を及ぼすため支保構造の剛性の強さが押し出し性地圧に与える影響を調べるためには、内部摩擦角、地山強度比を一定にして支保構造の剛性の強さの影響を調べる必要がある。しかし、今回は実験の都合により、ケース2とケース3、4では内部摩擦角は同一であるが、支保構造の剛性の強さも地山強度比も異なるという条件になっており、今回の実験結果を用いて、一律に支保構造の剛性の強さの影響を論じることは難しい。したがって、ここでは地盤条件を限って論ずる。

ケース2のように内部摩擦角 ϕ_u 、地山強度比 $q_u/\gamma H$ がともに小さい場合 ($\phi_u=1.27^\circ$, $q_u/\gamma H=0.29$) には、切羽周辺で地山が降伏し、トンネルに作用する地圧は $T/\gamma H=0.49$, $T/\gamma D=6.9$ と非常に大きい。このような地圧に耐える支保構造を切羽において早急に設置することは著しく困難である。

ケース4のように ϕ_u が小さくても、 $q_u/\gamma H$ が比較的大きい場合 ($\phi_u=1.92$, $q_u/\gamma H=1.4$) にはトンネルに作用する地圧は $T/\gamma H=0.16$, $T/\gamma D=0.87$ と小さく、ロックボルトと吹付コンクリートで支えきれ程度の荷重であるから、これらを早急に施工し、地山をゆるめない方が地山の強度劣化が小さく最終的には安全でかつ経済的な構造物となることが期待できる。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所道路部トンネル研究室：「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 第1870号
- 2) 仲野良紀：「膨張性地山の実体」トンネルと地下 第6巻10号 1975年10月

第3章 トンネル地山の物性値

3.1 概 説

序論で述べたように、トンネルを掘削したときに発生する地圧は大きくゆるみ地圧と押し出し性地圧に分類される。ゆるみ地圧と押し出し性地圧のどちらの地圧がトンネルに作用するかという問題はトンネルの設計・施工に大きな影響を及ぼすためこの判定が非常に重要となってくるが、従来から行なわれている手法によって地山区分を行なうことにより、ある程度の推定は可能となってくる。すなわち、まず初めに弾性波探査で概略的に地山を硬岩からなる弾性波速度の大きい地山と軟岩・粘性土・砂質土等からなる弾性波速度の小さい地山に分類し、硬岩からなる地山と判定されたならば、押し出し性地圧は発生しないものと推定される。また弾性波速度の小さい地山と判定された場合には、内部摩擦角・粒度組成等を主な指標として地山をさらに、軟岩・粘性土等からなる地山と砂質土等からなるレキ分・砂分が多い地山に分類し、砂質土等からなる地山と判定された場合には、やはり押し出し性地圧は発生しないものと推定される。

軟岩・粘性土等からなる地山と判定された場合には、ゆるみ地圧の他、押し出し性地圧が作用する可能性も考えられるが、現在のところ、押し出し性地圧の作用については、地山強度比($q_u/\gamma H$; q_u : 一軸圧縮強度, H : 土被り高さ, γ : 単位体積重量)が主な判定指標として用いられている。また、押し出し性地圧の発生に関しては第1章で述べたように、吸水膨張、地山の強度不足が大きな影響を及ぼすものと考えられるため地山強度比以外に変形係数 E_{50} , 内部摩擦角 ϕ_u , 粘着力 c_u 等の力学的性質を表わす量(以降力学定数と称する)あるいは湿潤単位体積重量 γ_h , 自然含水比 w , 2μ 以下粒子含有率 p 等の物理的性質を表わす量(以降物理量と称する)を判定指標とした総合的な評価も試みられている¹⁾。

しかし、これらの判定指標の中には、経験的に得られたものが数多く含まれており、その判定指標が持つ意味が明確にされていないものも存在する。したがって、これらの判定指標を用いて、押し出し性地圧の予測を効果的に行なうには各判定指標が持つ意味を調べ、数多い指標の中でも、特にどの指標に注目すればよいかを明らかにする必要がある。

ところで、これらの判定指標の中には相関関係が見られるものが存在することは従来から言われており²⁾、特に、物理量と力学定数との相関性を明らかにすることができれば押し出し性地圧を判定する指標の中での各物理量の持つ意味が地山の力学的強度という一つの側面から捕えられ、その重要性が明らかになる。また、現場において力学試験に適したコアが得られない等の理由により力学定数を求める事が難しい場合が多い。しかし、このような場合にも物理量と力学定数との相関性が明らかになっておれば物理量を用いることにより、力学的強度の側面からの押し出し性地圧の発生をある程度推定することが可能な場合があるものと考えられる。そこで本章ではこのような観点に基づき物理量が異なる各種の不飽和粘性土を作製して土質試験を行ない、物理量と力学定数に存在する相関性について調べ、その結果と現場で得られたデータとの比較・検討を行なうとともに、押し出し性地圧の発生を総合的に評価する上での各物理量の持つ意味について考察を加えた。

3.2 誠 験 方 法

本研究では、土の物理量の中で主に、湿潤単位体積重量 γ 、含水比 w 、 2μ 以下の粒子含有率 ρ を主要因子として取り上げ、これら主要因子が、土の力学定数である粘着力 c_u 、内部摩擦角 ϕ_u 、一軸圧縮強度 q_u 、変形係数 E_{50} に及ぼす影響を、3 元配置法による分散分析³⁾を実施することにより調べた。主要因子の水準としては、これまでの経験に照らし合わせて γ に対しては、 $\gamma=1.85, 2.00(\pm 0.02)$ g/cm^3 の 2 水準、 w に対しては $w=15, 20, 25(\pm 0.5)\%$ の 3 水準、 ρ に対しては $\rho=15, 20, 30, 40(\pm 1)\%$ の 4 水準をそれぞれ選んだ。従って本研究では、まず初めに表 3-1 に示す様な各物理量を持つ

表 3-1 地山物理量一覧表

No.	2 μ 以下 粒子含有率 $p(\%)$	含水比 $w(\%)$	湿潤単位 体積重量 $\gamma(g/cm^3)$	飽和度 $(\%)$
1	15	15	1.85	59.7
2		15	2.00	73.3
3		20	1.85	71.8
4		20	2.00	87.1
5		25	1.85	81.9
6		25	2.00	98.2
7	20	15	1.85	59.7
8		15	2.00	73.3
9		20	1.85	71.8
10		20	2.00	87.1
11		25	1.85	81.9
12		25	2.00	98.2
13	30	15	1.85	59.7
14		15	2.00	73.3
15		20	1.85	71.8
16		20	2.00	87.1
17		25	1.85	81.9
18		25	2.00	98.2
19	40	15	1.85	59.7
20		15	2.00	73.3
21		20	1.85	71.8
22		20	2.00	87.1
23		25	1.85	81.9
24		25	2.00	98.2

計 24 種類の粘性土をベントナイトとケーキ土を混合することにより作製し、その後それぞれの粘性土に対して、三軸圧縮試験、一軸圧縮試験を行なった。なお試験に使用したベントナイトとケーキ土の物理的性質は表 3-2 で示され、 2μ 以下の粒子含有率 ρ は、ベントナイトとケーキ土の配合比を変えることにより調整しており、粒度分布試験を行なった結果、配合比と ρ との関係は図 3-1 に示す様な直線関係が得られている。

表 3-2 試験材料の物理量一覧表

	粒 度 試 験			粘土分%	比重試験	液性限界 w_L %	塑性限界 w_p %	塑性指数 I_p %
	レキ分%	砂分%	シルト分%					
ベントナイト	0	0	24.8	75.2	2.797	447.2	20.8	426.4
ケーキ土	0	18.8	63.0	18.2	2.738	24.6	17.7	6.9

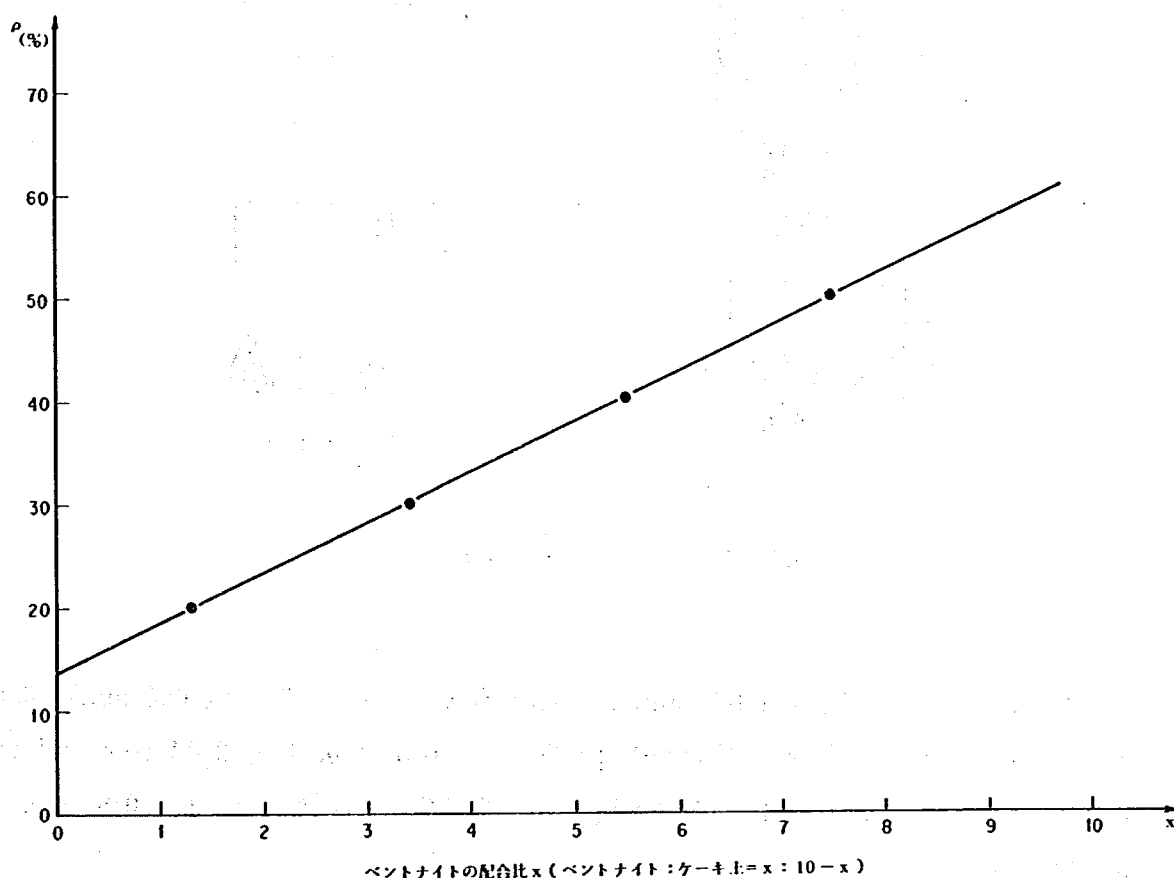


図 3-1 2μ 以下粒子含有率 ρ とベントナイトの配合比関係

供試体の寸法は、一軸、三軸圧縮試験とも直径 5 cm、高さ 10 cm であり、作製に当り試料の均質化を図る、あるいは端面の整形の労力を減らす等の理由により図 3-2 に示すティバー付モールドを用いている。ただし、ティバー付モールドを使用出来ない状態の試料については従来の 2 つ割りモールドを使用した。

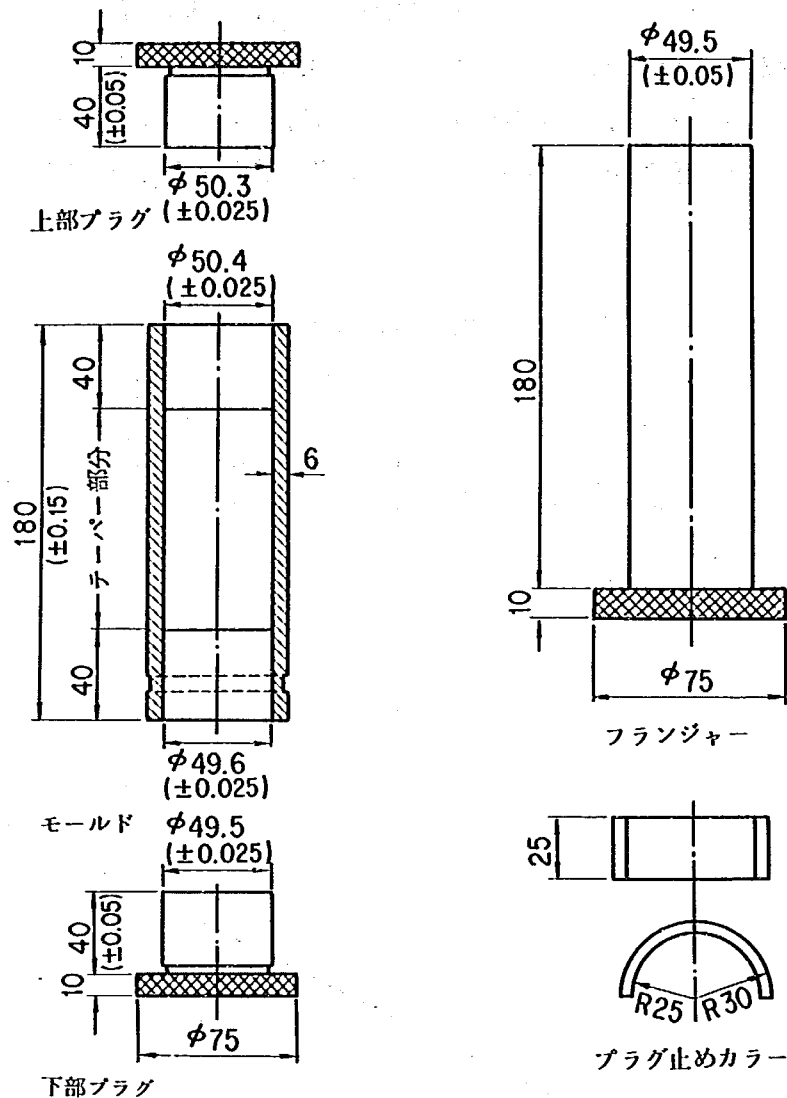


図3-2 ティーパー付モールド

また、一軸圧縮試験はひずみ制御 (1.0%/min)、三軸圧縮試験はひずみ制御 (1.0%/min)、非圧密非排水条件で行なっており、三軸圧縮試験の側圧は原則として 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 kg/cm²としたが、特別に軟弱な試料については 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 kg/cm²、良く締った試料については 0.5, 1.0, 3.0, 5.0 kg/cm²で行なっている。

現場データとの対応においてはこれまでの施工において押し出し性地圧の発生が報告されている折爪トンネル⁴⁾⁵⁾ (泥質凝灰岩) 鍋立山トンネル⁶⁾ (泥岩) 赤倉トンネル⁷⁾ (泥岩) での現場データと今回の室内試験データとの比較・検討を行なった。

3.3 試験結果

今回の試験で得られた結果を一括して表 3-3, 3-4 に示す。

表 3-3 地山物性試験結果一覧表 (その 1)

材料 No	含水比 (%)	湿潤単位 体積重量 γ (g/cm ³)	2 μ 以下粒子 含有率 ρ (%)	ベントナイトと ケーキ土の 混合比(B:K)	一軸圧縮試験		三軸圧縮試験	
					圧縮強度 q_u (kg/cm ²)	変形係数 E_{50} (kg/cm ²)	粘着力 c_u (kg/cm ²)	内部摩擦角 ϕ_u (°)
1	15.2	1.852	15.5	0.3:9.7	1.776	111.7	0.79	22°00'
2	15.0	2.001	"	"	1.850	143.1	1.06	26°30'
3	15.3	1.853	20.6	1.3:8.7	1.547	79.3	0.66	19°30'
4	15.4	2.007	"	"	2.513	118.4	0.83	24°15'
5	15.5	1.853	30.0	3.4:6.6	2.420	162.2	1.17	17°45'
6	15.5	2.003	"	"	4.168	254.3	1.55	21°00'
7	15.3	1.851	40.3	5.5:4.5	4.345	288.8	1.40	23°00'
8	15.3	2.003	"	"	5.450	352.2	2.02	24°45'
9	20.2	1.853	15.5	0.3:9.7	0.235	8.6	0.24	6°30'
10	20.2	2.004	"	"	0.680	17.4	0.51	8°00'
11	20.4	1.850	20.6	1.3:8.7	0.643	29.2	0.50	5°45'
12	20.5	2.001	"	"	1.089	33.7	0.58	4°30'
13	20.5	1.854	30.0	3.4:6.6	1.722	66.5	0.70	9°00'
14	20.3	2.005	"	"	2.567	76.5	1.00	9°15'
15	20.3	1.850	40.3	5.5:4.5	2.745	151.7	0.80	12°00'
16	20.5	2.004	"	"	3.435	153.4	1.70	3°30'
17	24.7	1.848	15.5	0.3:9.7	0.072	0.4	0.065	1°00'
18	24.6	1.999	"	"	0.126	0.57	0.067	1°00'
19	25.3	1.852	20.6	1.3:8.7	0.427	10.5	0.240	0°45'
20	25.1	2.000	"	"	0.581	10.9	0.300	1°15'
21	25.2	1.853	30.0	3.4:6.6	0.805	50.9	0.420	2°00'
22	25.3	2.001	"	"	1.157	20.4	0.550	1°45'
23	25.3	1.856	40.3	5.5:4.5	1.458	60.1	0.720	2°45'
24	25.2	2.005	"	"	1.858	33.2	0.810	2°30'

注) 含水比, 湿潤単位体積重量の値は一軸, 三軸の供試体より求め平均値した値である。

表 3-4 地山物性試験結果一覧表 (その 2)

No.	2 μ 以下粒子 含有率 ρ (%)	ベントナイトと ケーキ土の 混合比(B:K)	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_P (%)	塑性指数 I_p	土粒子の比重 G_s
1	15.5	0.3:9.7	27.5	17.5	10.0	2.722
2	20.6	1.3:8.7	65.1	16.2	48.9	2.736
3	23.8	2.4:7.6	112.7	16.5	96.2	—
4	30.0	3.4:6.6	152.1	15.4	136.7	2.752
5	34.8	4.4:5.6	198.4	17.2	181.2	—
6	40.3	5.5:4.5	244.2	15.9	228.3	2.773
7	45.7	6.5:3.5	292.7	19.3	273.4	—
8	50.6	7.5:2.5	322.3	19.1	303.2	—
9	54.0	8.6:1.4	397.0	21.5	375.5	—
10	59.7	9.6:0.4	421.0	26.5	394.5	—
11	63.0	ベントナイトのみ	447.2	20.8	426.4	2.797
12	12.0	ケーキ土のみ	24.6	17.7	6.9	2.738

3.3.1 一軸圧縮強度 q_u ~ 含水比 w , 2 μ 以下粒子含有率 ρ , 湿潤単位体積重量 γ 関係

前述したように、押し出し地山の判定に関しては現在のところ地山強度比 ($q_u/\gamma H$) が重要な指標となっているため一軸圧縮強度 q_u の評価が非常に重要となってきた。従って、 q_u の値と物理量との相関性を調べることは、地山強度比以外の押し出し性地圧判定の有効な指標の検討につながるものと考えられる。

本研究で対象とした粘性土において、 q_u を w , ρ , γ に対してそれぞれプロットした結果を図 3-3, 図 3-4, 図 3-5 に示す。

また、最小二乗法により q_u を w , ρ , γ に対して直線回帰を行なった場合の回帰係数および相関係数 r を一括して表 3-5 に示す。

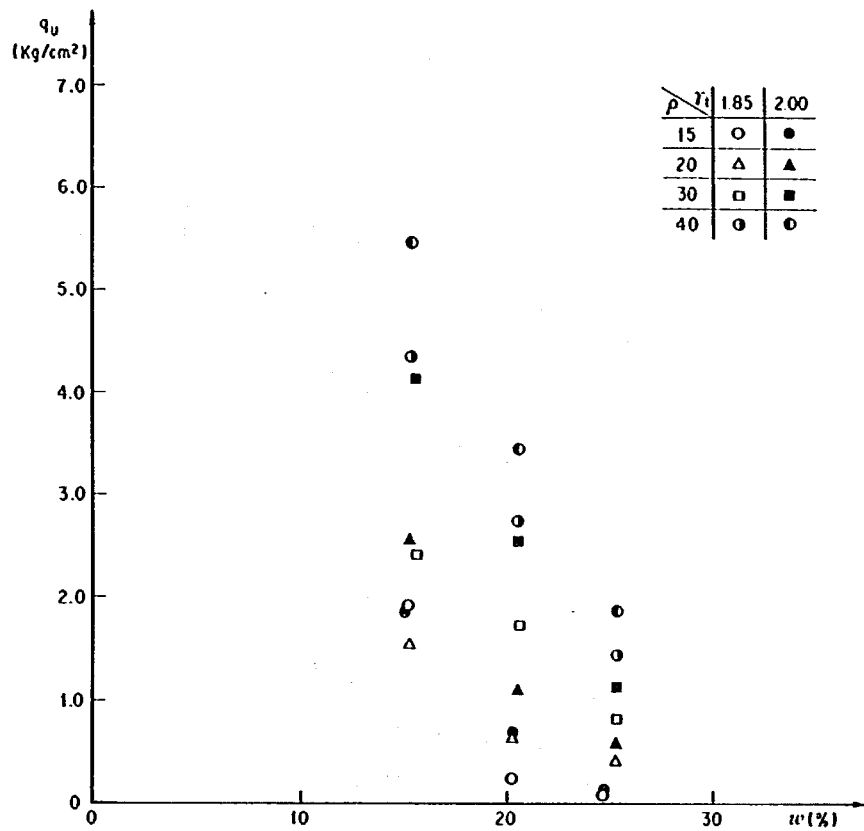


図3-3 $q_u \sim w$ 関係 (室内試験)

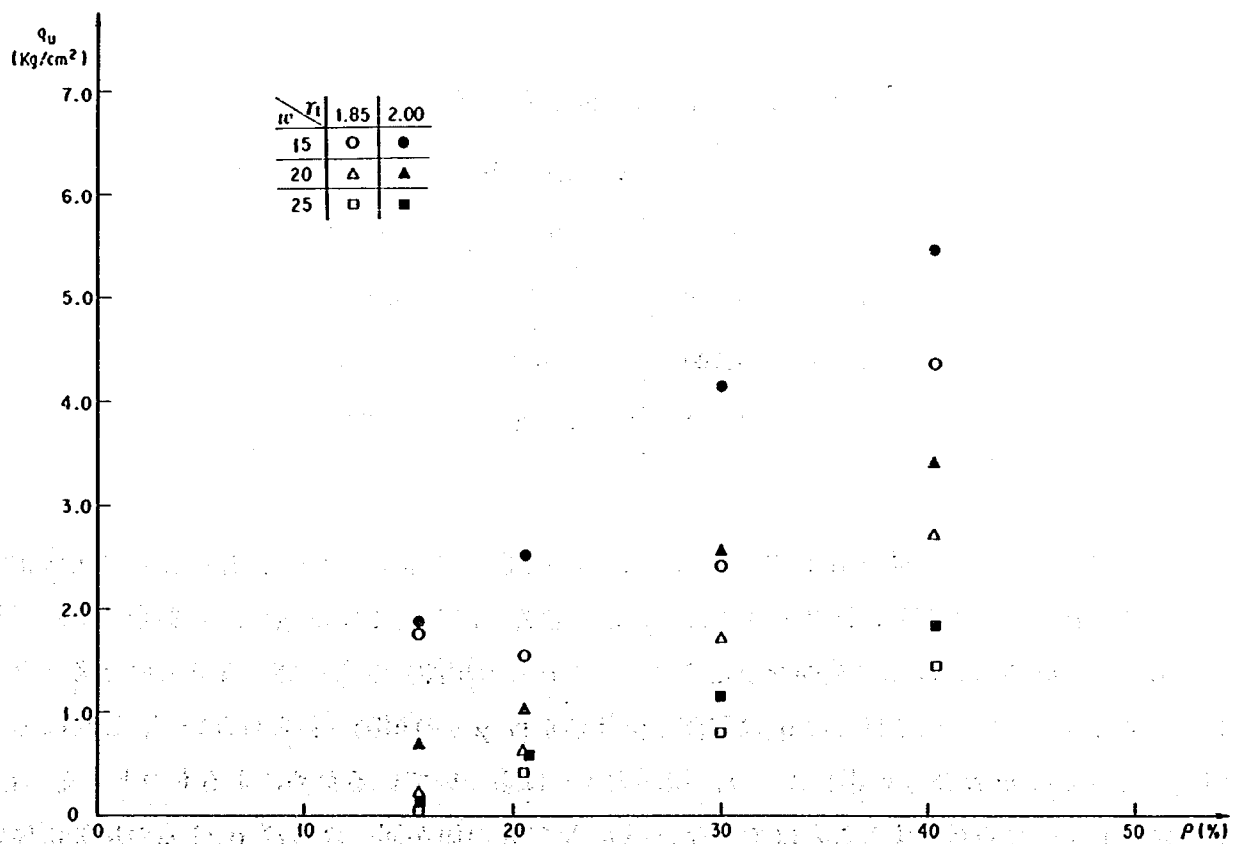


図3-4 $q_u \sim p$ 関係 (室内試験)

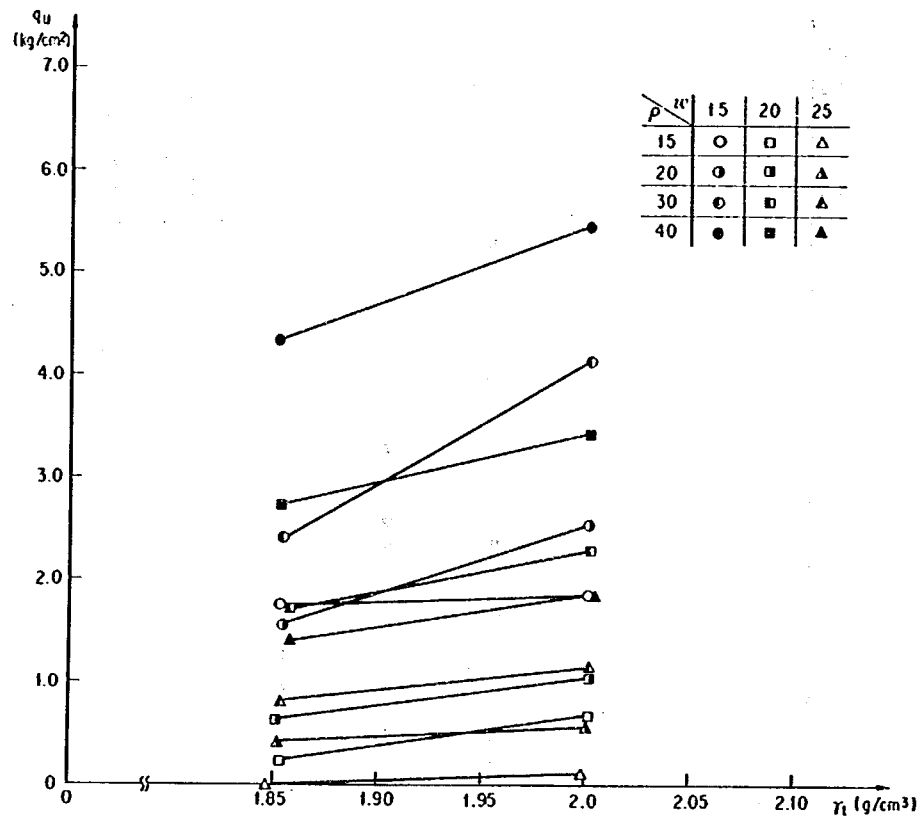


図 3-5 $q_u \sim \gamma_t$ 関係 (室内試験)

表 3-5 回帰係数, 相関係数一覧表

		$y = ax + b$		
x	y	a	b	r
w	q_u	-0.220	6.279	-0.630
ρ	q_u	0.100	-0.834	0.677
γ_t	q_u	4.171	-6.220	0.225

これらの結果から一軸圧縮強度 q_u は含水比 w とは負の相関が, 2μ 以下粒子含有率 ρ とは正の相関が見られる事がわかる。ただし, 図 3-3 には γ_t , ρ の影響が図 3-4 には γ_t , w の影響がそれぞれ含まれており ρ , w あるいは γ_t の範囲を限定すれば, これらの相関はさらに強くなるものと考えられる。また直線回帰を行なった結果では q_u は湿潤単位体積重量 γ_t との相関は見られないが, これは γ_t の値が同一であっても w 及び ρ の影響により, 値が大きくばらついているためによるものと考えられ, γ_t の水準数が少ないため断定することはできないが w 及び ρ の値が同一ならば, q_u は γ_t の増加に伴い増加していることが図 3-5 から読み取れる。

次に3元配置法による分散分析⁷⁾を行なった結果を表3-6に示す。ただし、この分散分析結果は有意でない要因効果はすべて誤差項(e)に組み入れてF検定を行っており以降の分散分析結果表においても同様の整理方法を用いている。

表3-6 q_u に関する分散分析結果

要 因	自由度	変動S	分散V	分散比F。	寄与率(%)
w 1次	1	2186	2186	72.9 ※※	40.4
ρ 1次	1	2261	2261	75.4 ※※	41.9
γ 1次	1	294	294	9.8 ※※	5.0
e	20	591	30	—	12.7
計	23	5332	—	—	100.0

※※ 1%の危険率で有意

この結果をみると、 q_u は、 w 、 ρ 、 γ のそれぞれの影響を受けていることがわかるが、寄与率から今回対象とした範囲では w と ρ は同じ程度影響しているものの、 γ の影響はこれらに比べて非常に小さいものと考えられる。なお、参考のため直交多項式に展開すると q_u は次式(3-1)で与えられる。

$$q_u = -0.234 w + 0.101 \rho + 4.667 \gamma - 5.080 \quad (3-1)$$

さて、以上の様にして今回の室内試験で得られた $q_u \sim w$ 、 ρ 、 γ の関係、あるいは次項で述べる $E_{50} \sim w$ 、 ρ 、 γ 、 $c_u \sim w$ 、 ρ 、 γ 、 $\phi_u \sim w$ 、 ρ 、 γ の関係が現場で得られたデータにどの程度対応づけられるかということを検討するに当たって次のような問題点が存在する。すなわち

- 1) 今回の室内試験では、レキ分を含まず、また、固結状態にない均質な粘性土を対象にしているのに対して現場試料は、レキ分も多く含み、また、固結状態にある泥岩や泥質凝灰岩等の軟岩である。したがって一軸圧縮試験、三軸圧縮試験で得られる結果はオーダー的にも一桁以上異なっている場合が多く、例えば室内試験では $q_u = 0.126 \sim 5.45 \text{ kg/cm}^2$ であったのに対して赤倉トンネル(泥岩)では、 $q_u = 43.1 \sim 110.7 \text{ kg/cm}^2$ となっている。
- 2) 室内試験で作製した粘性土は、人工的に作製したものであり、試料に含まれている鉱物(ベントナイトはモンモリロナイト、ケーキ上は石英が主成分)は試料によってその配分量は変わるが、構成成分は同一である。一方、現場で得られた試料の構成鉱物は採取場所により配分量はもちろんのこと成分も異なっている場合が多い。今回の室内試験結果は、本来構成成分が同一の試料に限って議論すべきもので構成成分が異なるものに対しては、また別のパラメータを導入して議論すべきである。
- 3) 現場で得られる試料においては γ と w に強い相関が認められているとの報告¹⁰⁾もあるが室内試験では w と γ は全く無相関に試料を作製している。従って、本来自自然界に存在しない状態の土を対象に議論している可能性がある。

- 4) 室内試験における水準数は w が 3, ρ が 4, γ が 2 と少なく, また水準の範囲が狭い ($w=15\sim25\%$, $\rho=15\sim40\%$, $\gamma=1.85\sim2.00\text{ g/cm}^3$) のに対して, 現場で得られた試料の w , γ はかなり広範囲 ($w=10\sim55\%$, $\gamma=1.45\sim2.3\text{ g/cm}^3$) となっており, 狭い範囲で得られた結果を広範囲にまで広げてよいものか。

その他供試体の寸法あるいは不飽和土の場合には飽和度等が力学強度に及ぼす影響も大きいと従来から言われており, 今回の室内試験結果を現場試験結果に対応させるには, 甚だ無理な点も多いが, ここでは, これらの点を踏まえた上で, 参考程度に現場試験結果と室内試験結果の比較を行ないたい。

図 3-6 ~ 図 3-8 は, 3 つのトンネルで得られた q_u と w の関係を各トンネル毎にプロットしたものである。この図からもわかる様に, q_u と w の関係は対象としたトンネルによって, 全く異なっている。鍋立山トンネルは室内試験とほぼ同じ範囲の含水比 ($w=10\sim30\%$) を持つ試料が得られており, また, 相関も室内試験と同様の負の相関(相関係数 $r=-0.863$) が見られる。一方, 赤倉トンネル($w=17.5\sim22.5\%$) は逆に w が増加すると, q_u もやや増加するという傾向が見られる。折爪トンネルに関しては, 得られた試料の含水比の範囲も広がっており, 相関性は見られない。

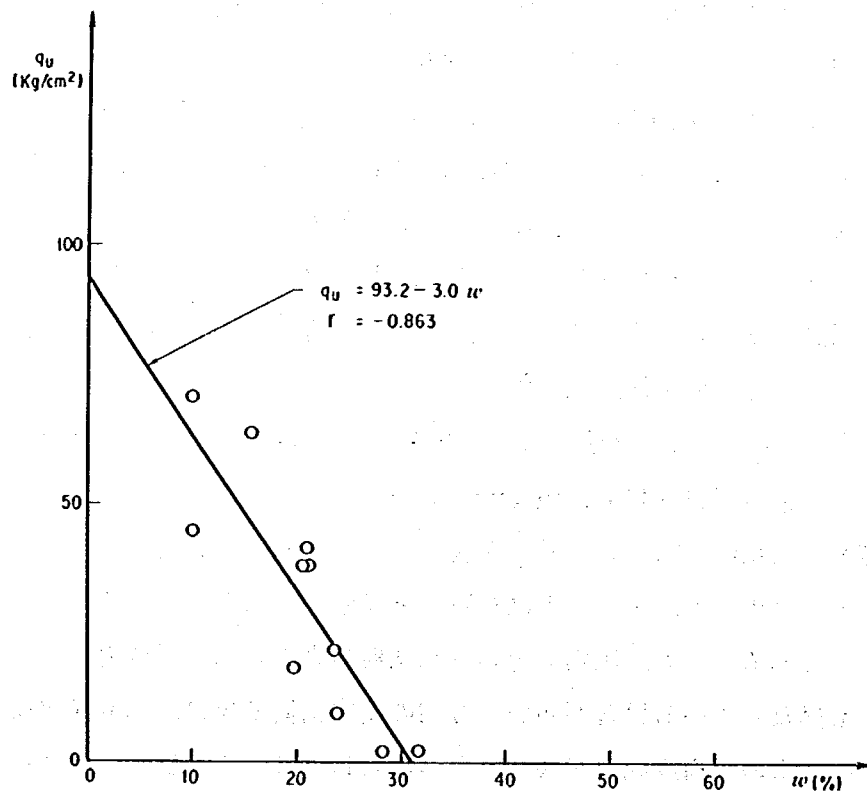


図 3-6 $q_u \sim w$ 関係 鍋立山トンネル (泥岩)

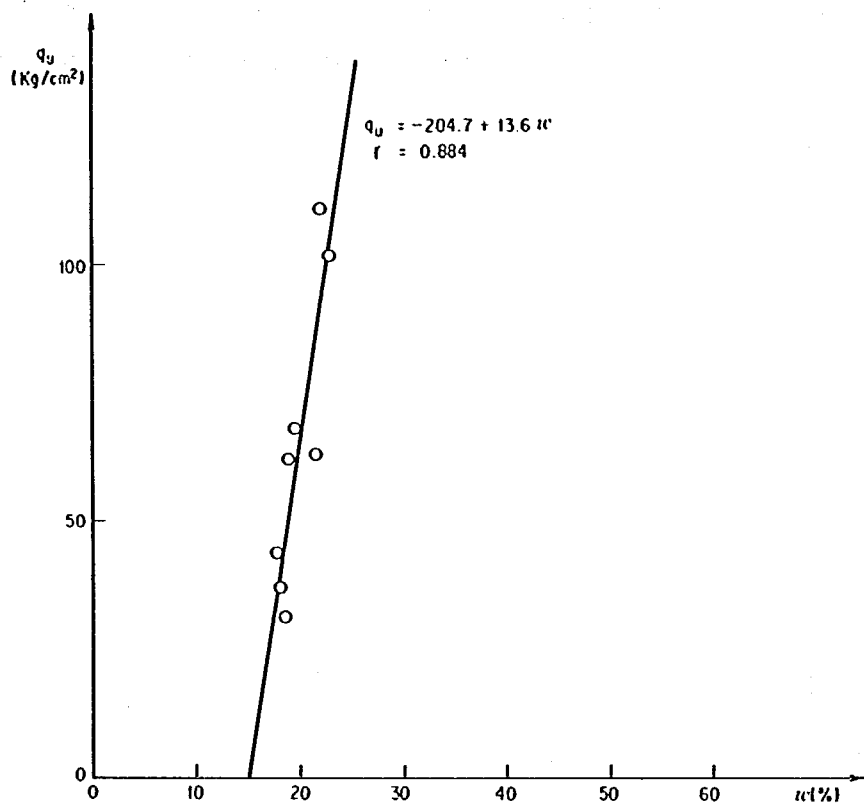


図3-7 $q_u \sim w$ 関係 赤倉トンネル (泥岩)

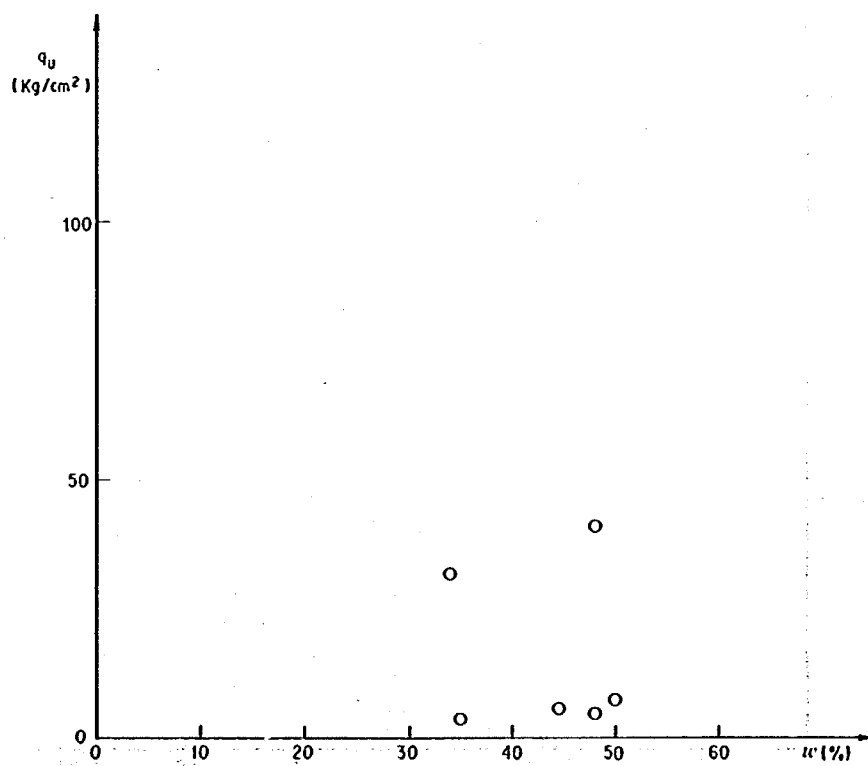


図3-8 $q_u \sim w$ 関係 折爪トンネル (泥質凝灰岩)

図3-9～図3-11は鍋立山, 赤倉, 折爪の3つのトンネルの q_u と ρ の関係をそれぞれ示したものであるが, どのトンネルも q_u と ρ の間には室内試験結果で認められた様な正の相関は見られない。

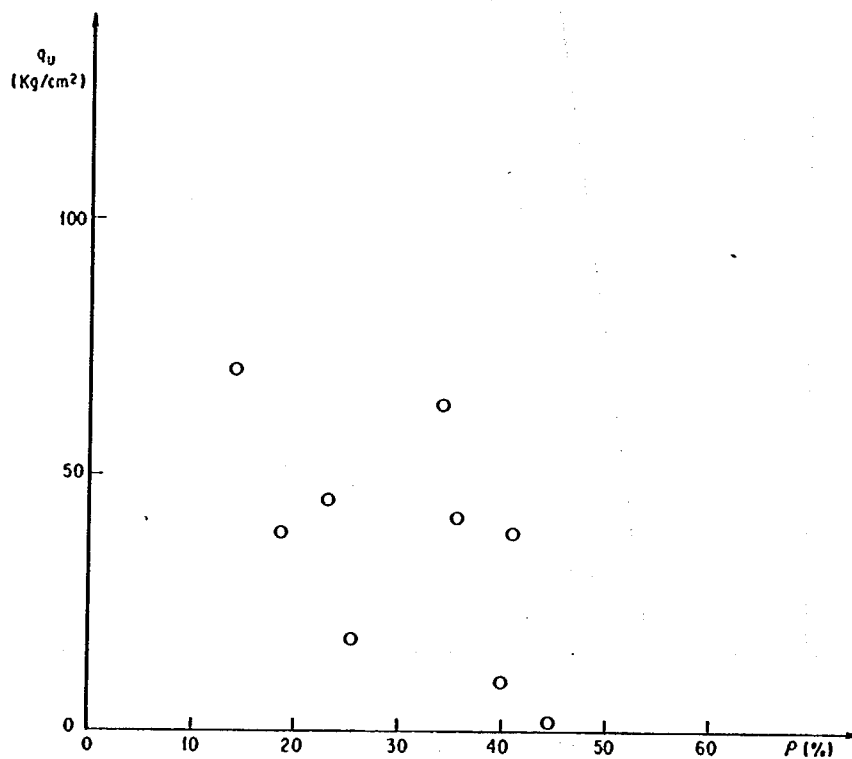


図3-9 $q_u \sim \rho$ 関係 鍋立山トンネル (泥岩)

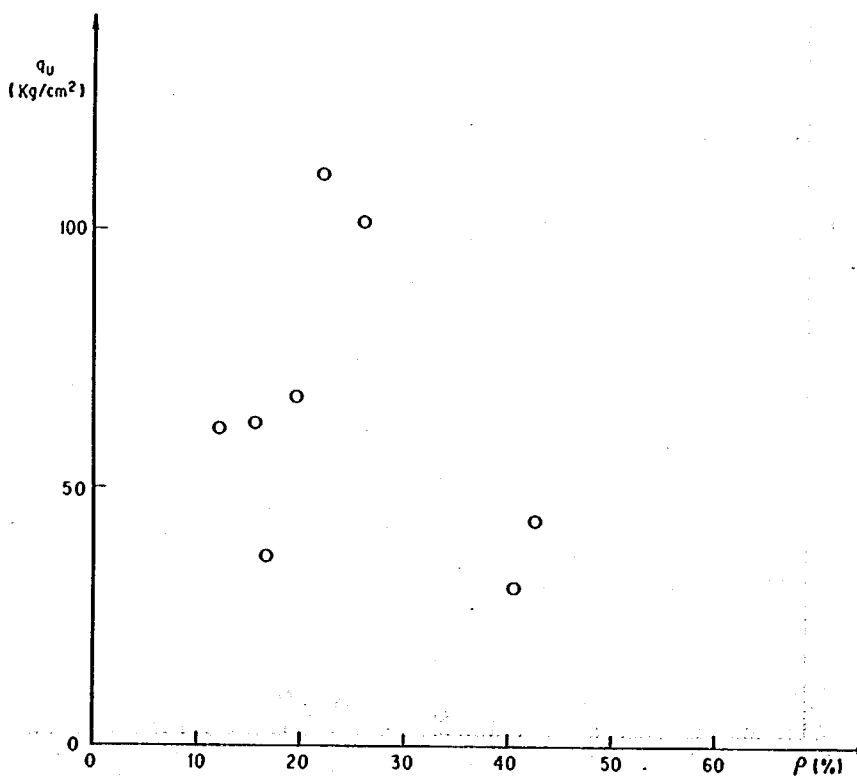


図3-10 $q_u \sim \rho$ 関係 赤倉トンネル (泥岩)

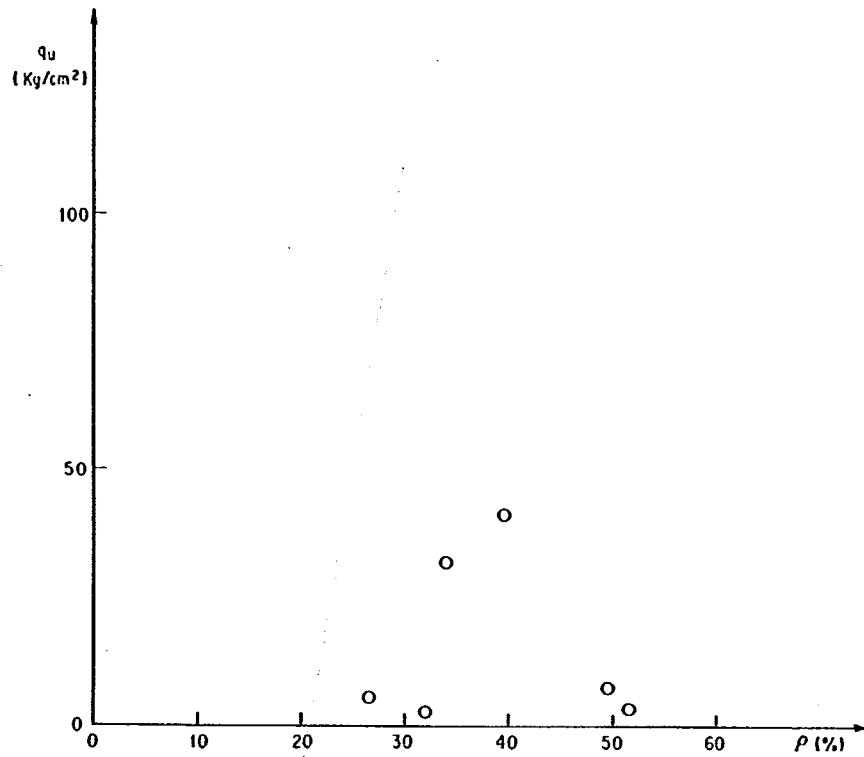


図3-11 $q_u \sim \rho$ 関係 折爪トンネル (泥質凝灰岩)

図3-12～図3-14は、各トンネルの q_u と γ との関係を示したもので、赤倉トンネルでは負の相関が見られるが、鍋立山トンネル、折爪トンネルでは相関は見られない。

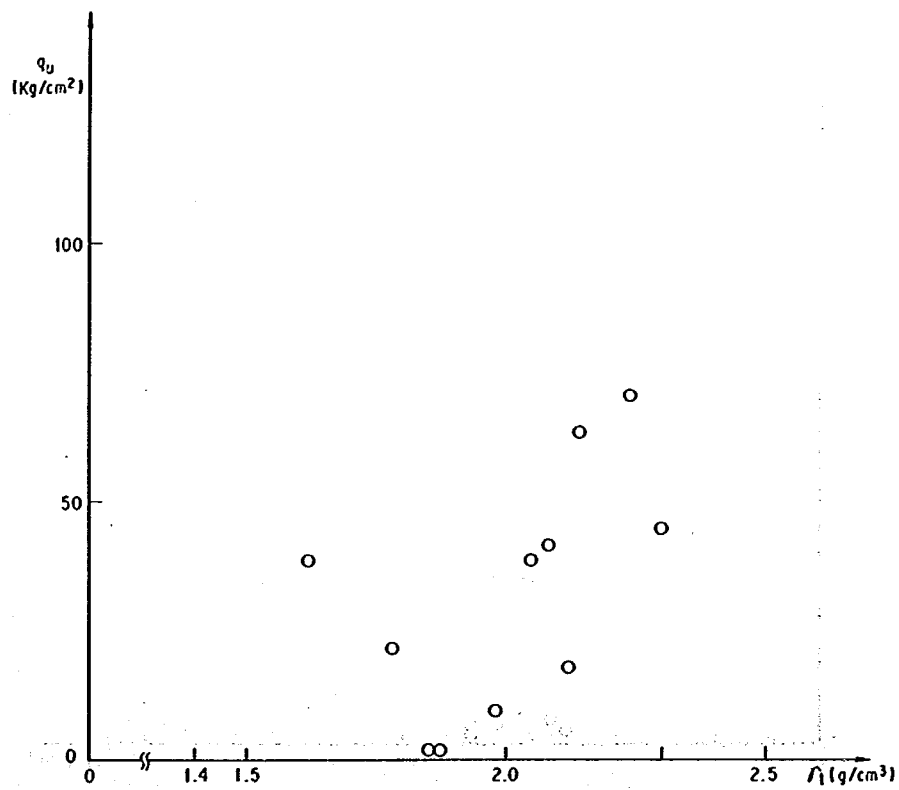


図3-12 $q_u \sim \gamma$ 関係 鍋立山トンネル (泥岩)

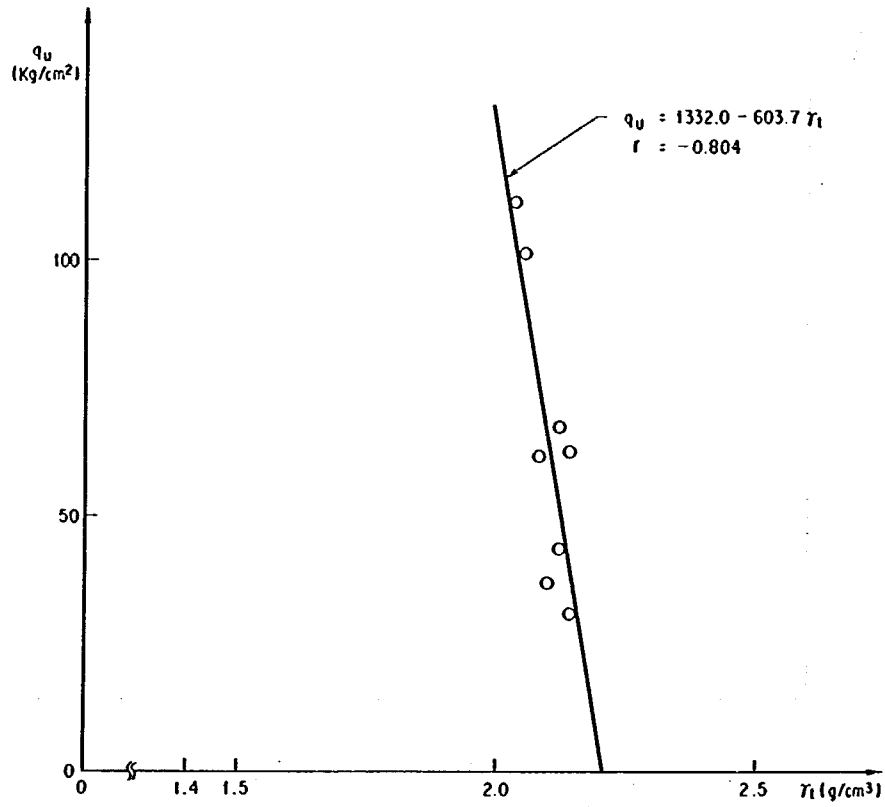


図3-13 $q_u \sim \gamma_t$ 関係 赤倉トンネル (泥岩)

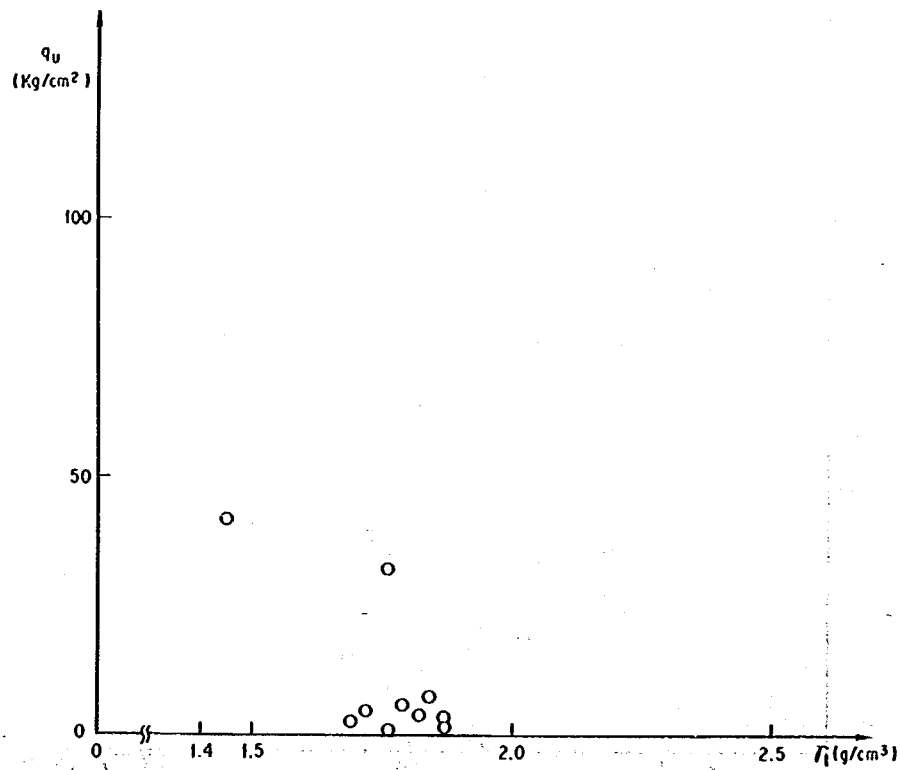


図3-14 $q_u \sim \gamma_t$ 関係 折爪トンネル (泥質凝灰岩)

3.3.2 変形係数 $E_{50} \sim w, \rho, \gamma$ 関係について

変形係数 E_{50} と w, ρ, γ の関係をプロットしたものを図3-15, 図3-16, 図3-17にそれぞれ示す。また, 最小二乗法により, E_{50} を w, ρ, γ に対して, それぞれ直線回帰を行なった場合の回帰係数及び相関係数 r を表3-7に示す。

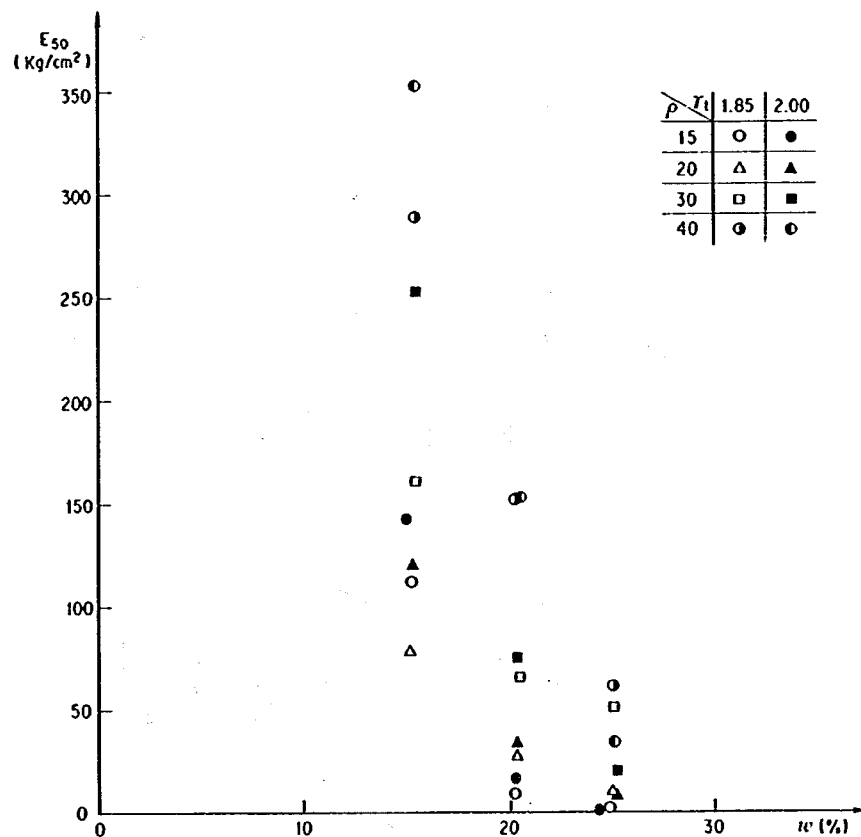


図3-15 $E_{50} \sim w$ 関係 (室内試験)

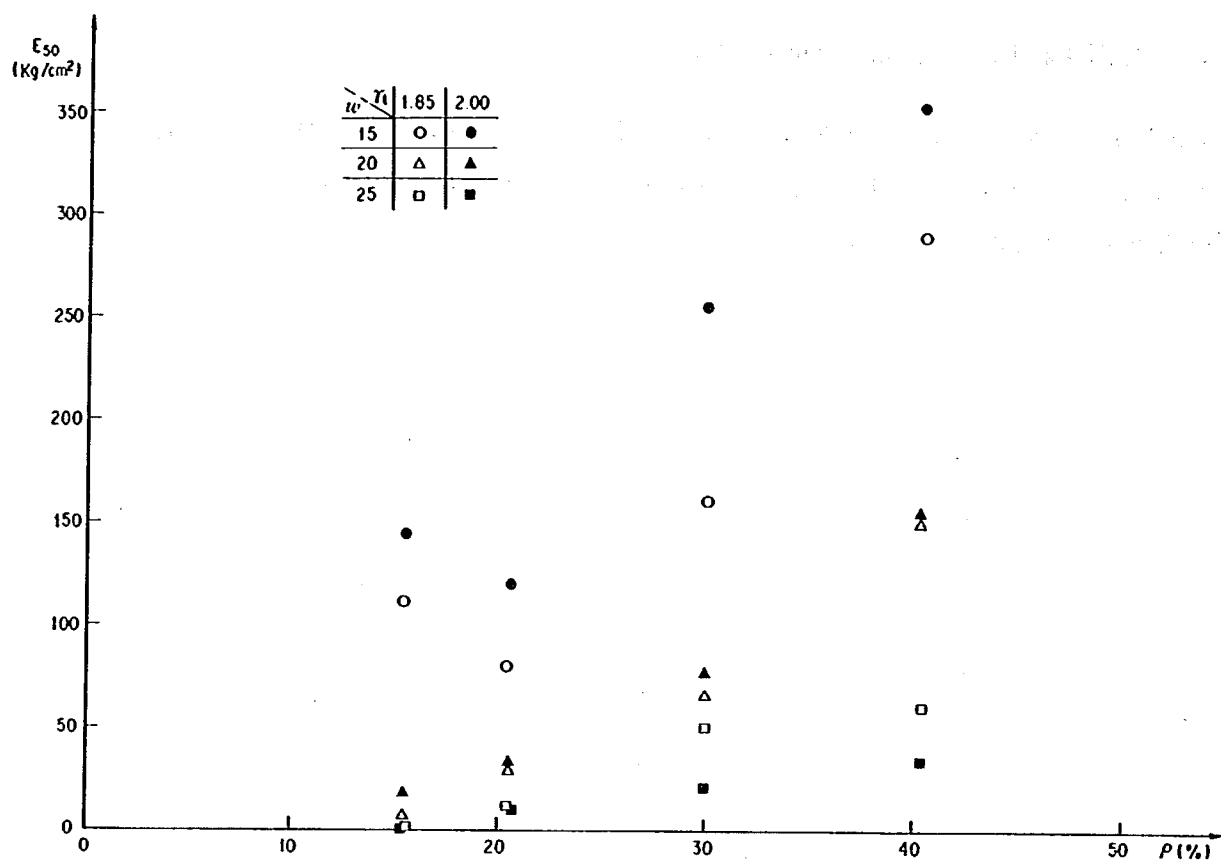


図 3-16 $E_{50} \sim \rho$ 関係 (室内試験)

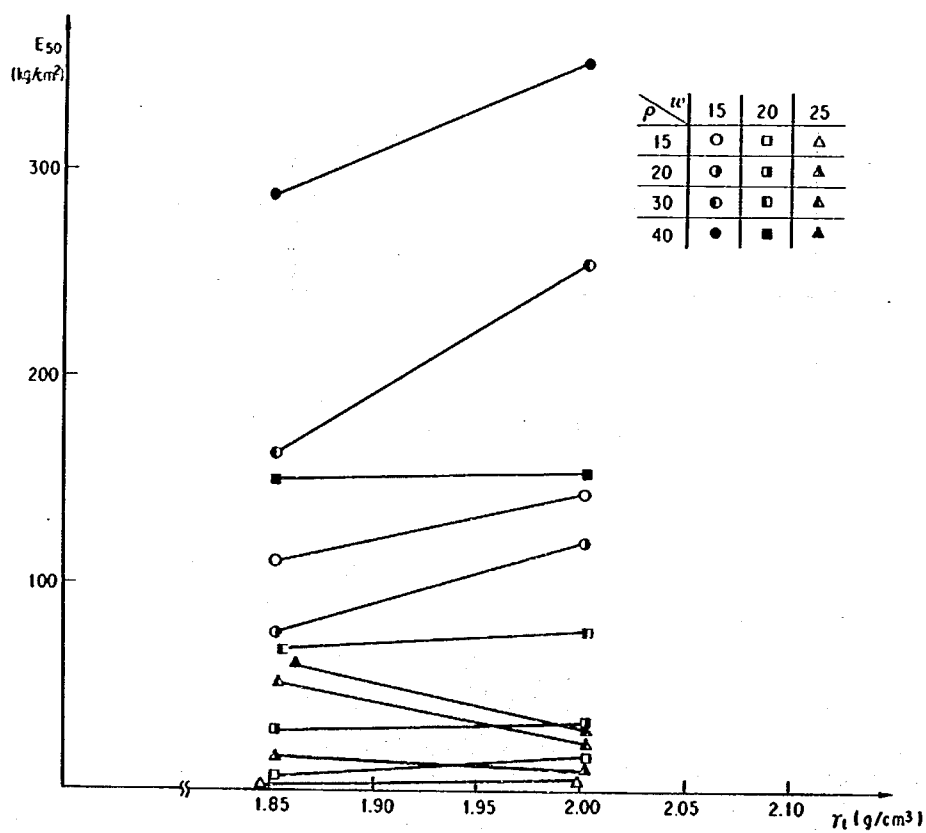


図 3-17 $E_{50} \sim \gamma_t$ 関係 (室内試験)

表 3-7 回帰係数, 相関係数一覧表

		$y = ax + b$		
x	y	a	b	r
w	E ₅₀	-16.785	433.04	-0.715
ρ	E ₅₀	5.377	-49.947	0.543
γ	E ₅₀	112.23	-123.23	0.090

これらの結果によると, 変形係数 E₅₀は含水比 w と負の相関, 2 μ 以下粒子含有率 ρ とは正の相関が見られ, 湿潤単位体積重量 γ とはほとんど相関がないことがわかり, これらの傾向は, 一軸圧縮強度 q_uと ρ , w, γ の間に見られた傾向とはほぼ一致している。ただし, q_uの場合と同様これらの相関を求めるに当り E₅₀~w 関係においては ρ , γ の影響が, E₅₀~ ρ 関係においては w, γ の影響がそれぞれ含まれており, ρ , γ あるいは w, γ の範囲を限定すれば, E₅₀~w 関係, E₅₀~ ρ 関係に見られた相関は一般的に更に強くなるものと考えられる。また, E₅₀~ ρ においては, 正の相関が見られるというものの, w=15%に限定すれば, $\rho < 20\%$ の範囲では ρ の増加に伴ない E₅₀は減少しており, この様な現象はやはり q_u~ ρ 関係でも現われている。

次に 3 元配置法による分散分析を行なった結果を表 3-8 に示す。

表 3-8 E₅₀に関する分散分析結果

要 因	自由度	変動 S	分散 V	分散比 F ₀	寄与率
w 1 次	1	109395	109395	227.9 ※※	51.6
2 次	1	8086	8086	16.8 ※※	3.6
ρ 1 次	1	62001	62001	129.2 ※※	29.2
2 次	1	2225	2225	4.6 ※	0.8
γ 1 次×w 1 次	1	4953	4953	10.3 ※※	2.1
ρ 1 次×w 1 次	1	16076	16076	33.5 ※※	7.4
e	17	8159	480	—	5.3
計	23	210877	—	—	100.0

※ 5% ※※ 1%の危険率で有意

この結果をみると、 w の 1 次項と 2 次項、 ρ の 1 次項と 2 次項、 $\gamma \times w$ 、 $\rho \times w$ の各項がそれぞれ有意となっていることがわかる。 γ の 1 次項に関しては有意となっておらず E_{50} に対して γ の影響はほとんどないものと考えられる。また寄与率に関しては w の 1 次項の寄与率が他の項に比べて非常に大きくなっており、今回対象とした範囲における E_{50} に及ぼす影響としては w 、その次に ρ が大きいと判断される。参考までに、直交多項式に展開すると

$$E_{50} = -1168.53 + 28.62 w + 1.56 w^2 + 10.30 \rho + 0.15 \rho^2 - 46.83 \gamma \cdot w - 0.66 \rho \cdot w + 936.66 \quad (3-2)$$

となる。

図 3-18～図 3-20 は 3 つのトンネルで得られた現場のデータをもとに、 E_{50} と w の関係をプロットしたものである。鍋立山トンネルにおいては室内試験と同様に E_{50} と w の間には負の相関が見られるが、残りの 2 つのトンネルに関しては、全くの無相関となっている。

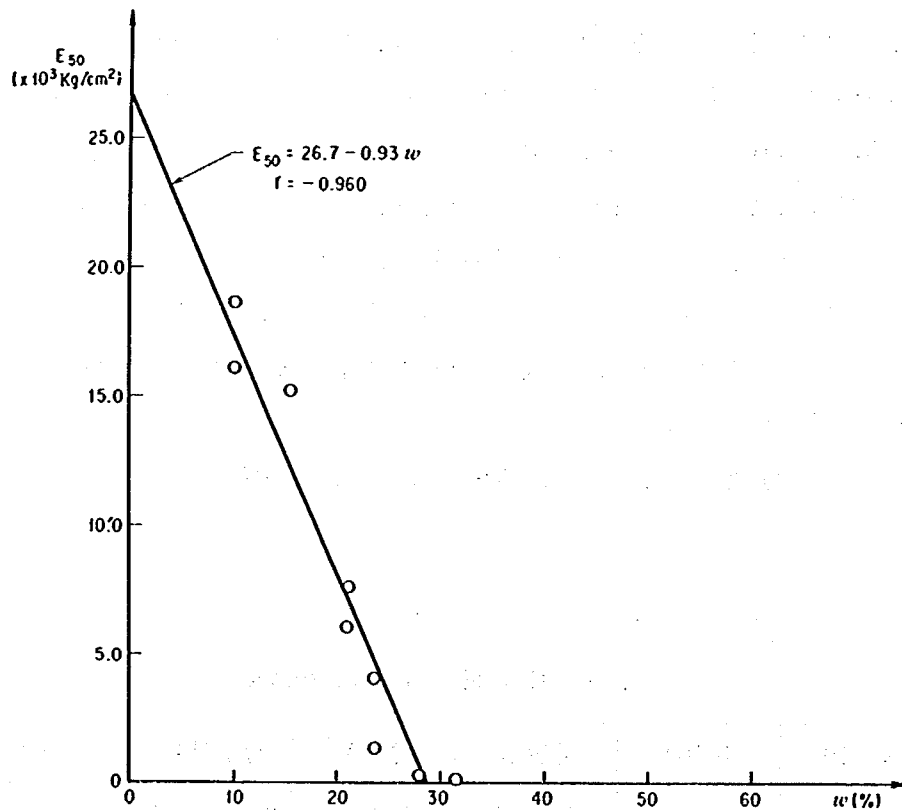


図 3-18 $E_{50} \sim w$ 関係 鍋立山トンネル (泥岩)

図 3-21～図 3-23 は 3 つのトンネルの $E_{50} \sim \rho$ 関係を示したものである。折爪トンネルにおいては E_{50} と ρ の関係は無相関となっており、一方、赤倉トンネル、鍋立山トンネルにおいては室内試験とは逆に ρ と E_{50} の間には、負の相関が見られる。しかし、 w と E_{50} の間に明らかな相関が認められなかった赤倉トンネルは別にして、 w と E_{50} の間に負の相関が見られた鍋立山トンネルにおいては含水比の影響を考慮すれば、必ずしも ρ の増加に伴ない E_{50} は減少するとは言い難い。すなわち図 3-21 においては E_{50} に及ぼす含水比の影響が大きいにもかかわらず含水比の値が異なる ($\rho < 20$ の範囲では w が低

く、 $\rho > 20$ の範囲では w が高い) ものが同一図面上にプロットされているため、鍋立山トンネルにおいて、室内試験と同じ様な傾向が存在する場合でも、見かけ上、負の相関が存在するという可能性も考えられる。

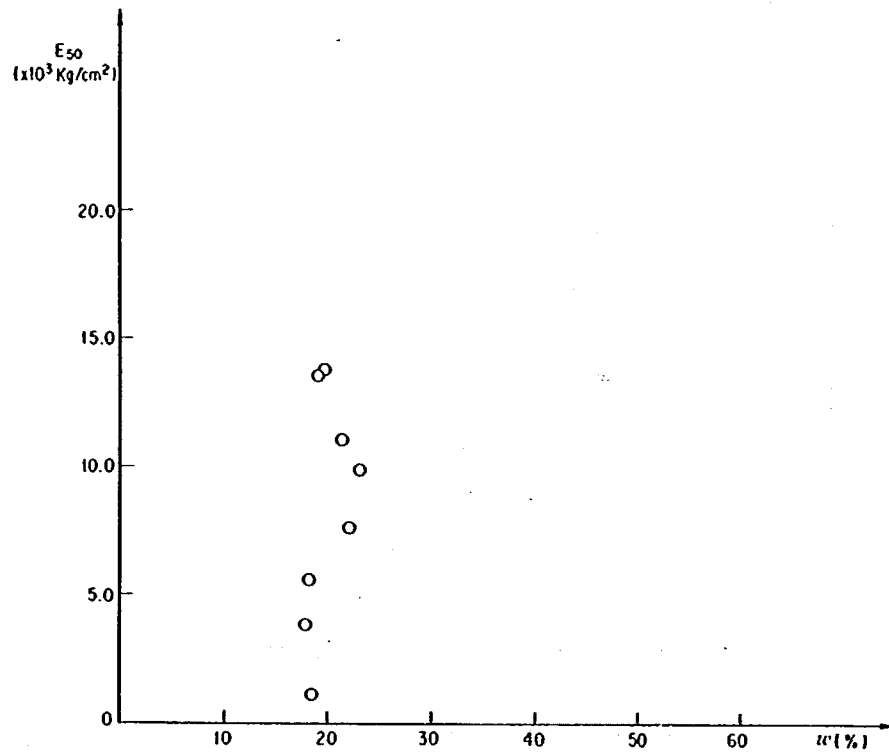


図3-19 $E_{50} \sim w$ 関係 赤倉トンネル (泥岩)

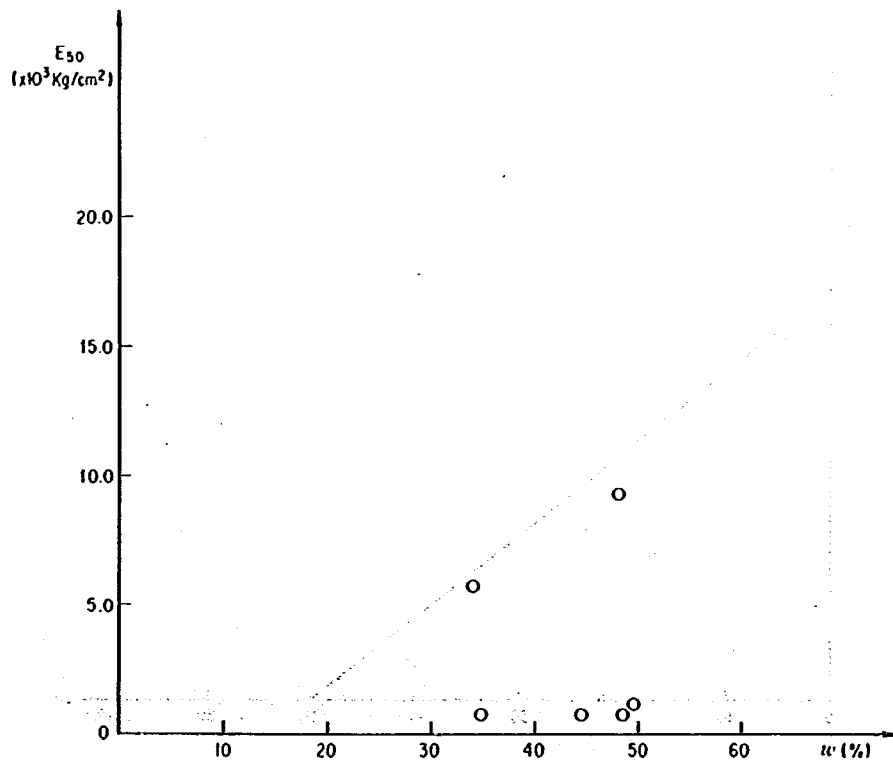


図3-20 $E_{50} \sim w$ 関係 折爪トンネル (泥質凝灰岩)

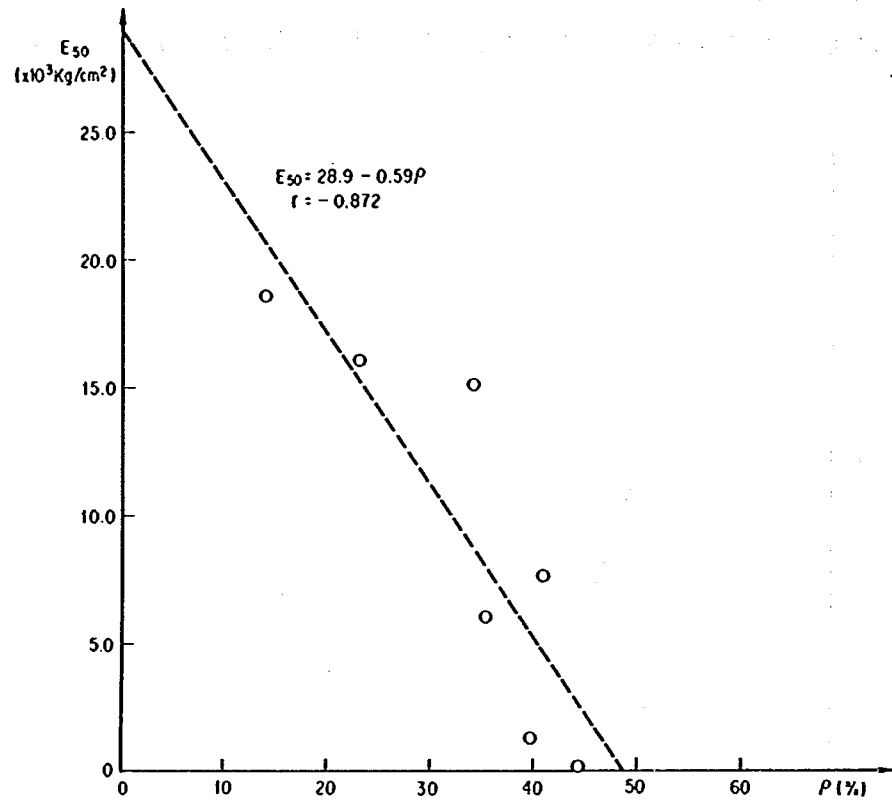


図 3-21 $E_{50} \sim \rho$ 関係 鍋立山トンネル (泥岩)

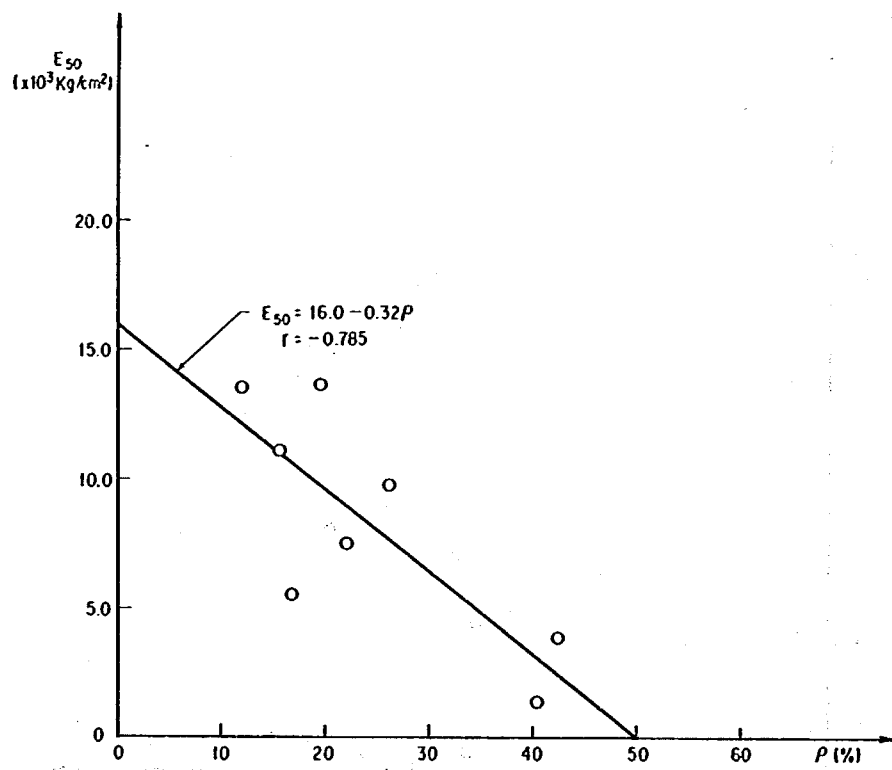


図 3-22 $E_{50} \sim \rho$ 関係 赤倉トンネル (泥岩)

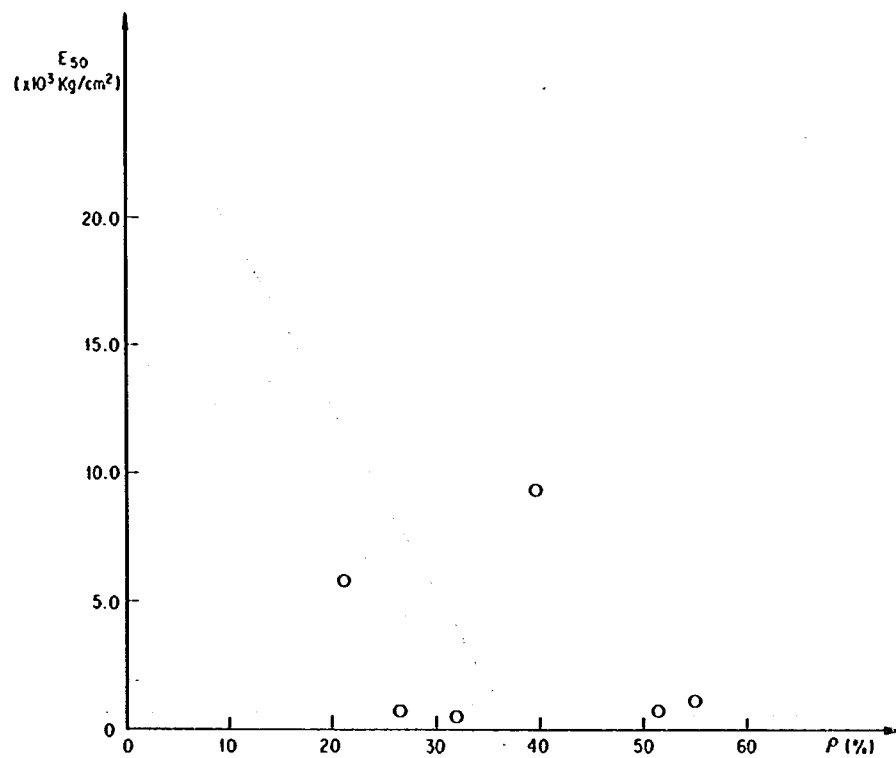


図 3-23 $E_{50} \sim \rho$ 関係 折爪トンネル (泥質凝灰岩)

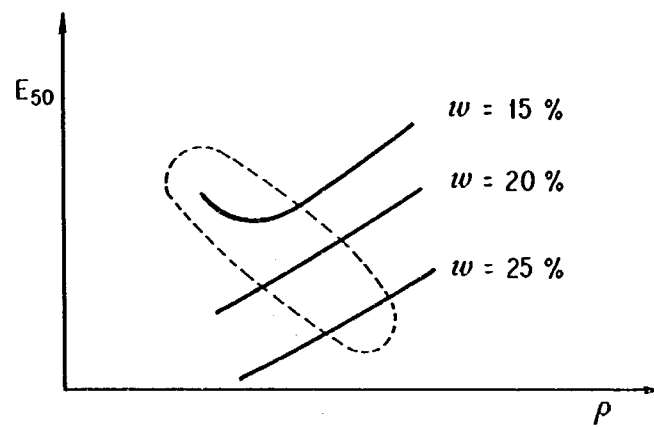


図 3-24 $E_{50} \sim \rho$ 関係

現場で得られたデータにおける γ と E_{50} の関係は、図 3-25～図 3-27 に示す通りであり、鍋立山トンネルについては γ と E_{50} の間に強い正の相関が見られるが、他の 2 つのトンネルにおいては相関は認められない。

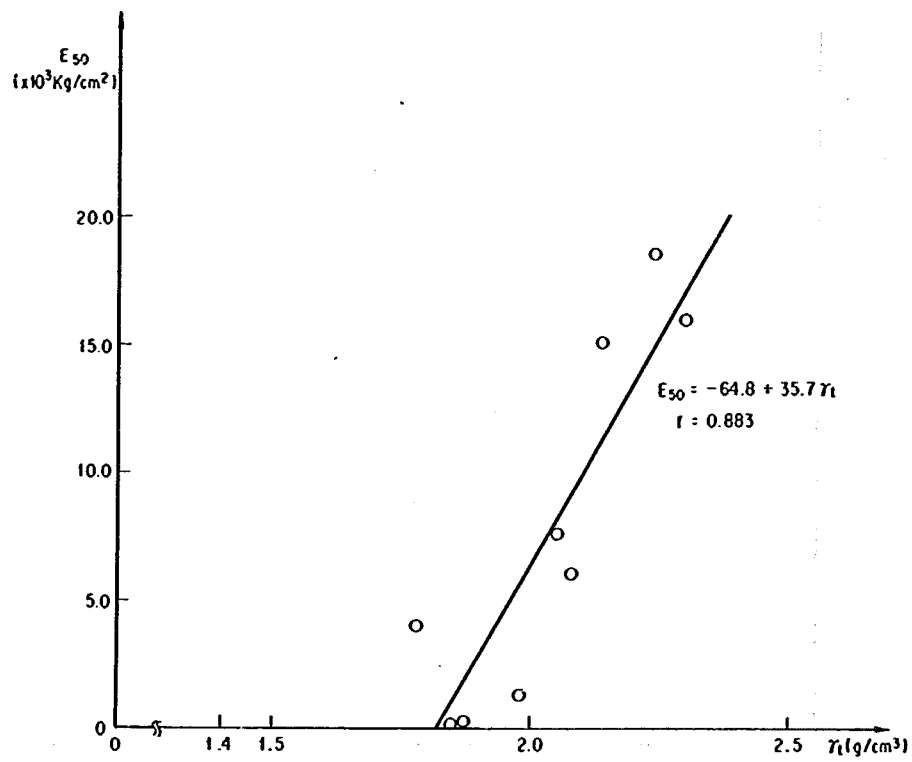


図 3-25 $E_{50} \sim \gamma_1$ 関係 鍋立山トンネル (泥岩)

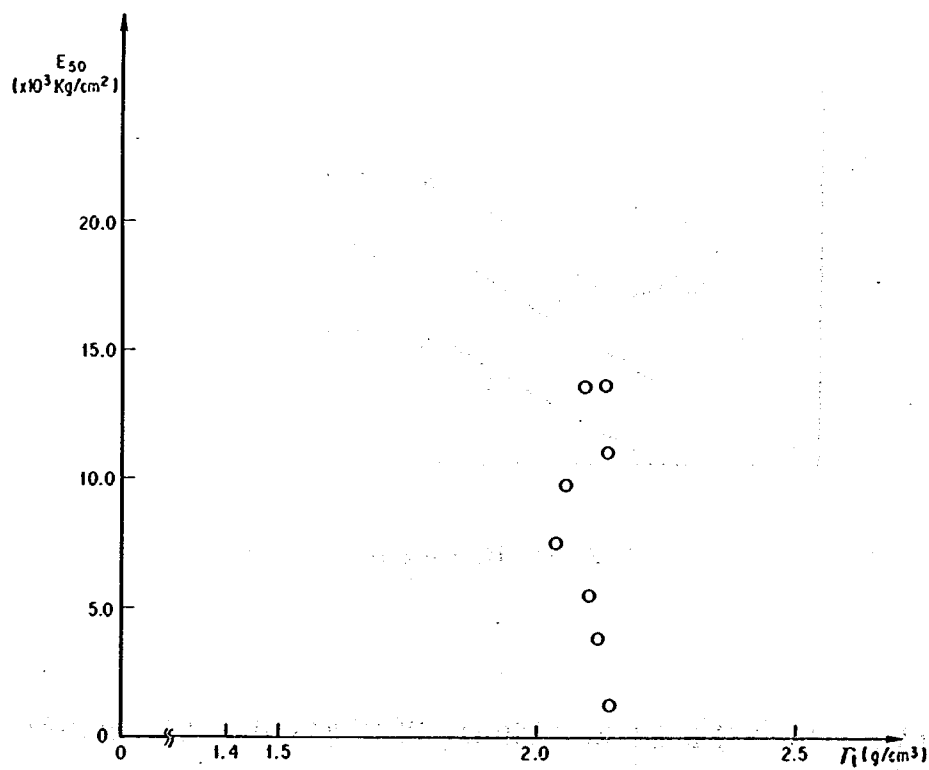


図 3-26 $E_{50} \sim \gamma_1$ 関係 赤倉トンネル (泥岩)

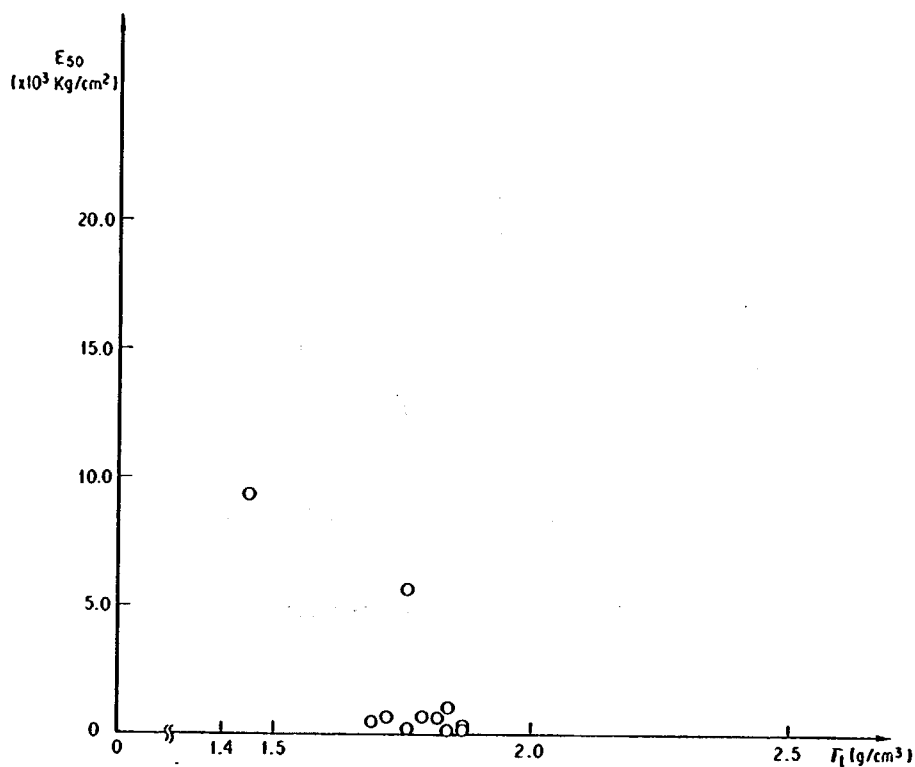


図 3-27 $E_{50} \sim \gamma_t$ 関係 折爪トンネル (泥質凝灰岩)

3.3.3 粘着力 $c_u \sim w, \rho, \gamma_t$ 関係について

粘着力 c_u については、一軸圧縮強度 q_u とある程度の相関が考えられる為、 c_u と物理量 w, ρ, γ_t の間における相関は、一軸圧縮強度 q_u と w, ρ, γ_t の間に存在した相関とほぼ同じ傾向が存在するものと予想される。参考までに、 c_u と q_u との相関を調べたところ相関係数 $r=0.956$ と非常に強く最小二乗法による直線回帰式は $c_u = 0.339 q_u + 0.161$ となっている。

本研究で対象とした粘性土について c_u と w, ρ, γ_t との関係をそれぞれプロットしたものを図 3-28, 図 3-29, 図 3-30 に示す。また最小二乗法による直線回帰を行なった結果を表 3-9 に示す。

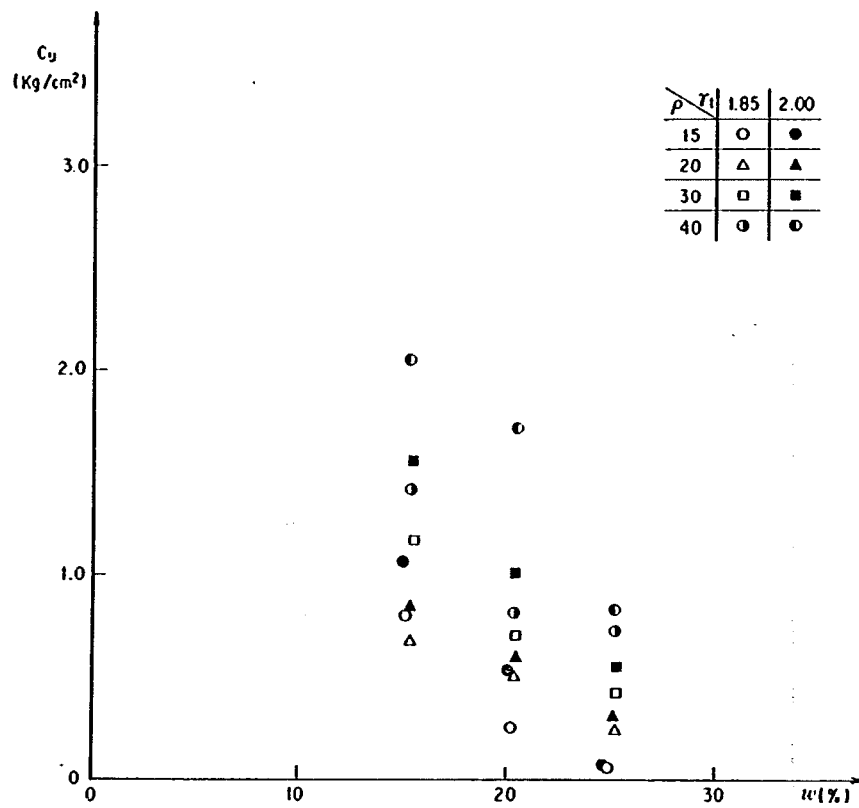


図 3-28 $c_u \sim w$ 関係 (室内試験)

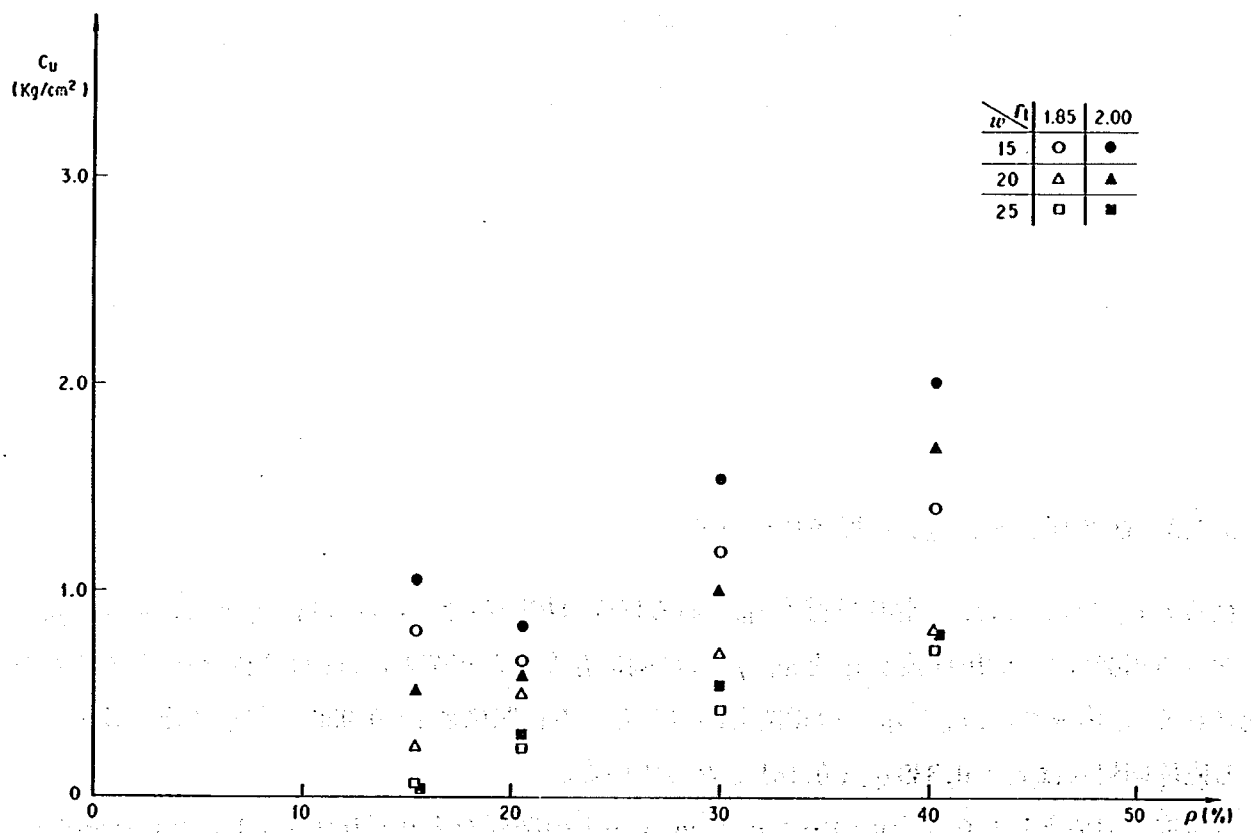


図 3-29 $c_u \sim \rho$ 関係 (室内試験)

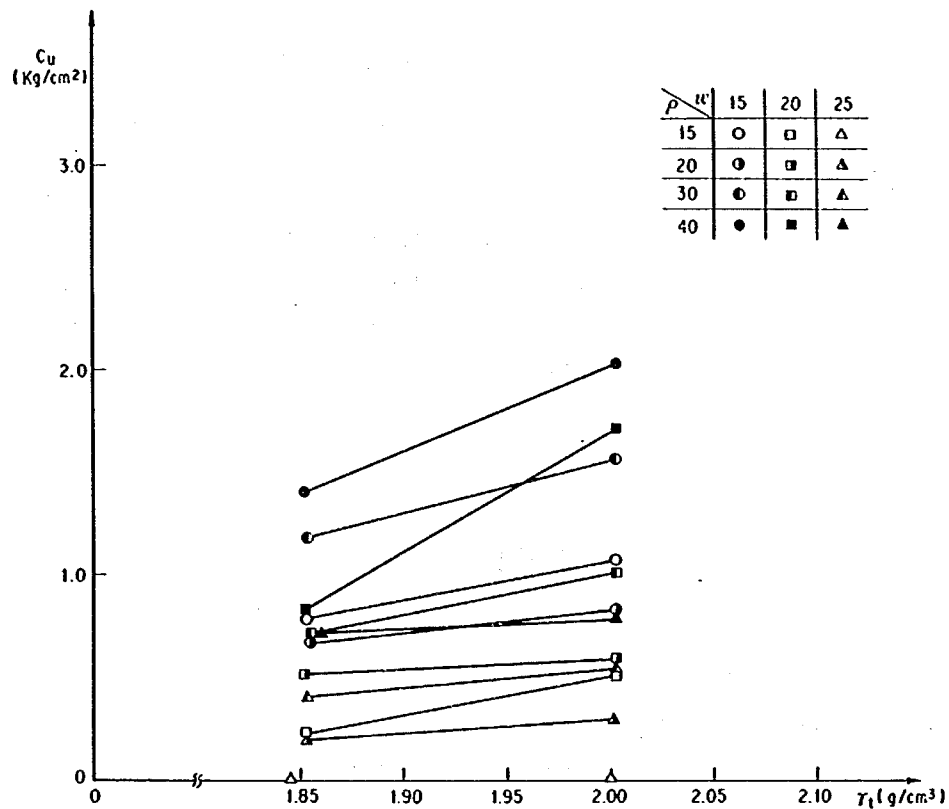


図 3-30 $c_u \sim \gamma_s$ 関係 (室内試験)

表 3-9 回帰係数, 相関係数一覧表

		$y = ax + b$		
x	y	a	b	r
w	c_u	-0.078	2.372	-0.635
ρ	c_u	0.033	-0.105	0.635
γ_s	c_u	1.868	-2.823	0.285

以上の結果からもわかる通り、粘着力 c_u は w , ρ , γ_s それぞれに対して q_u が w , ρ , γ_s に対したのとほぼ同じ傾向を示している。すなわち、 w に対しては負の相関、 ρ に対しては正の相関、 γ_s に対しては無相関となっている。ただし、 γ_s に関しては、やはり q_u の場合と同様 w , ρ の影響が大きいものと思われ、 w , ρ の値が同一であれば γ_s の増加に伴い c_u も増加する傾向にある。また、 ρ に関しては E_{s0} の場合と同様 $w=15\%$ の時に限り $\rho < 20\%$ の範囲では、 ρ の増加に伴い c_u が減少する傾向がある。

次に、3元配置法による分散分析を行なうと、表 3-10 に示す様な結果が得られた。

表 3-10 c_u に関する分散分析結果

要 因	自由度	変動S	分散V	分散比F。	寄与率(%)
w 1 次	1	24398	24398	87.5 ※※	41.3
ρ 1 次	1	24170	24170	86.6 ※※	40.9
γ_d 1 次	1	4299	4299	15.4 ※※	6.9
e	20	5584	279	—	10.9
計	23	58451	—	—	100.0

※※ 1%の危険率で有意

c_u に関する分散分析結果も、 q_u に関する分散分析結果とほぼ同様な傾向が得られ、 w と ρ の 1 次項がそれぞれほぼ同程度の影響を及ぼしており、 γ_d の影響はこれらに比べると、非常に小さくなっている。また、 c_u を w 、 ρ 、 γ_d に対して直交多項式に展開すると

$$c_u = -0.078 w + 0.033 \rho + 1.784 \gamma_d - 1.964 \quad (3-3)$$

となっている。粘着力 c と含水比 w 及び乾燥密度 γ_d との関係については、一面せん断試験結果について調べた松尾の研究²⁾があるが、今回行なった試験と同じ傾向、すなわち粘着力 c は含水比 w に対しては負の相関、 γ_d に対しては無相関であるということが報告されている。

しかし、この研究では、不飽和土の性質は飽和度 S_r の範囲によって大きく影響を受けるということも報告されており、今回試験の対象となった不飽和土の飽和度は $S_r=59\sim99\%$ と比較的高くしかも広範囲に及んでいるため、含水比 w と粘着力 c_u との間に負の相関が見られたという今回の試験結果も、飽和度の範囲を限定して議論すべきものと考えられる。また、このことは、粘着力 c_u のみならず前述した q_u 、 E_{50} 、あるいは後述する内部摩擦角 ϕ_u の評価にあてはまるものと考えられ、不飽和土の力学的性質を議論する時には、飽和度 S_r を絶えず念頭におかねばならないものと思われる。

現場でのデータとしては今回対象としたトンネルの中で三軸圧縮試験結果が得られているトンネルは、折爪トンネルだけであり、しかも、データ数が 5 と非常に少ないため室内試験結果を対応させるのは極めて困難かと考えられる。従って、ここでは折爪トンネルデータを参考までに図 3-31～図 3-33 に示すだけにとどめておく。

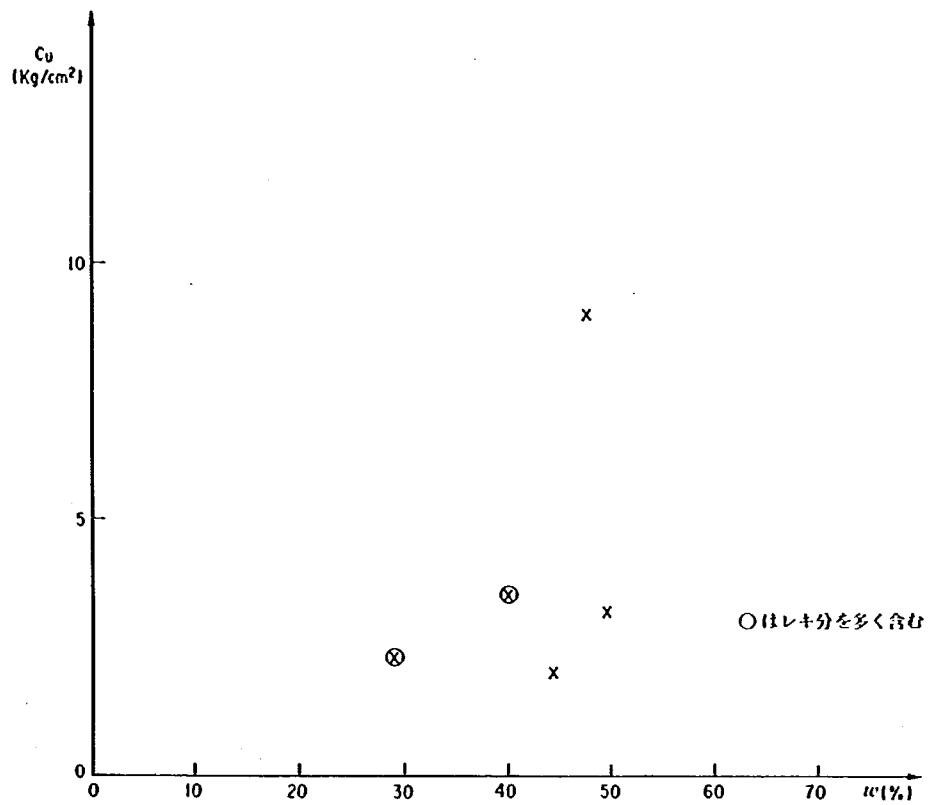


図 3-31 $c_u \sim w$ 関係 折爪トンネル (泥質凝灰岩)

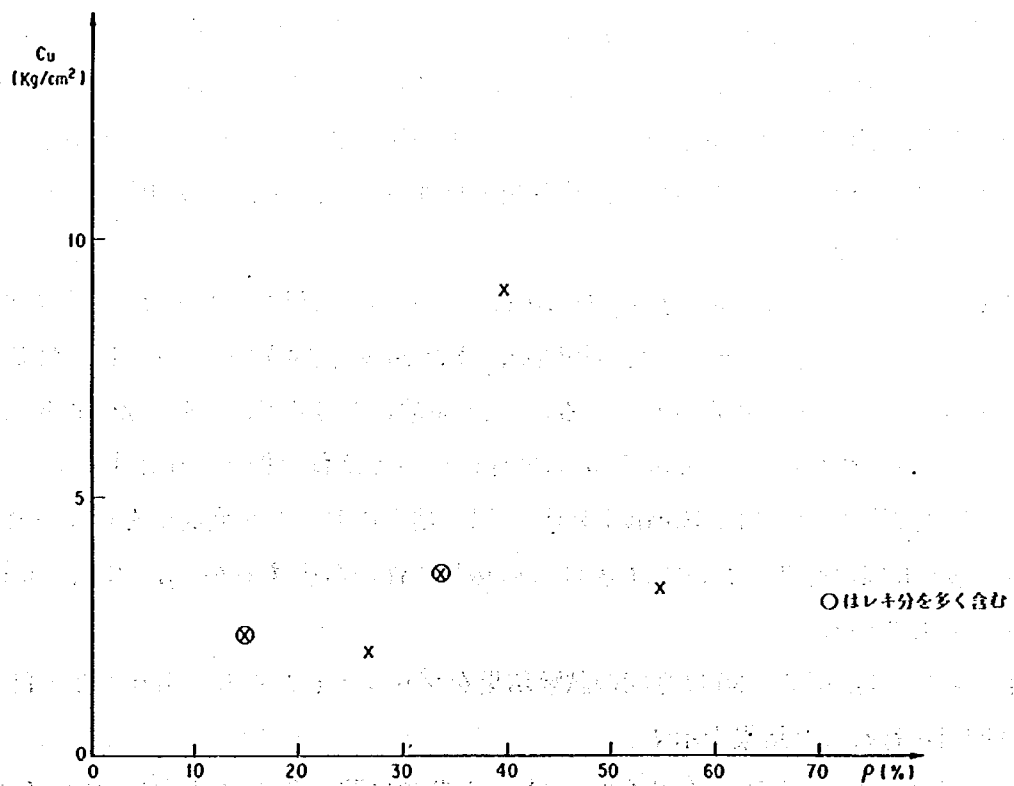


図 3-32 $c_u \sim \rho$ 関係 折爪トンネル (泥質凝灰岩)

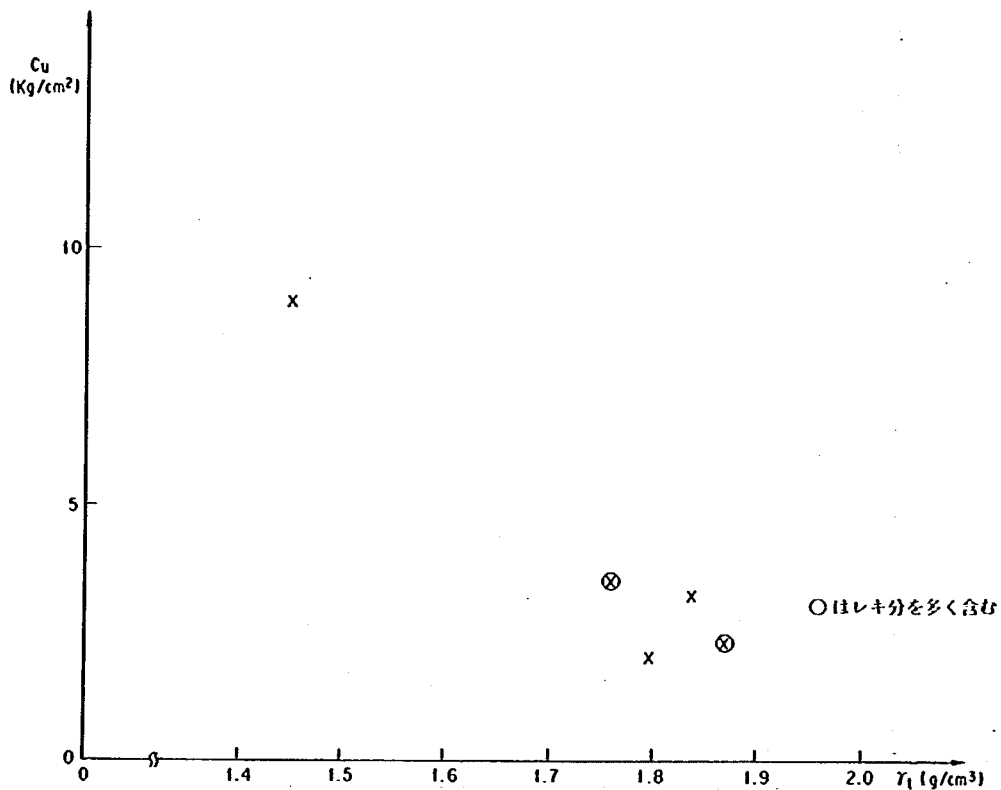


図3-33 $c_u \sim \gamma_s$ 関係 折爪トンネル (泥質凝灰岩)

3.3.4 内部摩擦角 $\phi_0 \sim w, \rho, \gamma_s$ 関係について

押し出し性地山の判定指標として地山強度比が現在のところ、重要な指標となっていることは繰り返して強調してきた通りであるが最近の研究⁹⁾では、地山強度比が同一であっても内部摩擦角 ϕ_0 が異なれば、トンネ地圧や周辺地山の挙動が大きく異なる事が報告されており、また地山分類の面でも内部摩擦角が主な指標となりうることから内部摩擦角と物理量 w, ρ, γ_s との関係を知ることは非常に重要ではないかと思われる。

一面せん断試験における $\phi \sim w, \phi \sim \gamma_s$ の関係について調べた研究としては前述した松尾の研究²⁾があり、その結果によると ϕ は w とは負の相関が、また S_r の範囲を限定 ($S_r = 16 \sim 44\%$) すれば $\tan \phi$ は γ_s と正の相関があることが報告されている。今回の試験における S_r は $S_r = 59 \sim 99\%$ となっているため ϕ_0 と γ_s の関係は予想しにくい、 ϕ_0 と w の関係については負の相関が存在するものと予想される。また ϕ と ρ との関係については Borowicka¹⁰⁾ が同一粘土において粒度調整を行ないせん断試験を行なった結果、 $\rho < 43\%$ の範囲においては ϕ は ρ の増加に伴い減少するが、 $\rho > 43\%$ の範囲では ϕ は一定になると報告している。

図3-34, 図3-35, 図3-36は今回の試験結果をプロットしたものであり表3-11は最小二乗法による直線回帰を行なった結果を示す。

これらの結果によると、当初の予想通り ϕ_0 は w と非常に強い負の相関を持っていることがわかる。 ϕ_0 と ρ の関係は、 ρ の範囲を $15 \sim 40\%$ 、 w の範囲を $15 \sim 24\%$ 迄広げると無相関となってしまいが、図

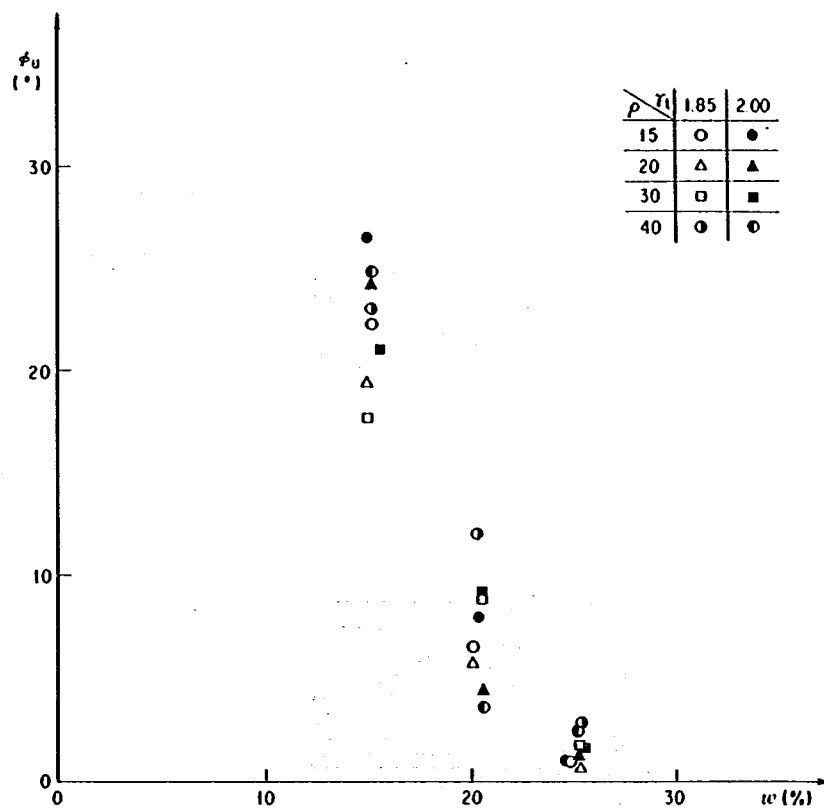


図 3-34 $\phi_u \sim w$ 関係 (室内試験)

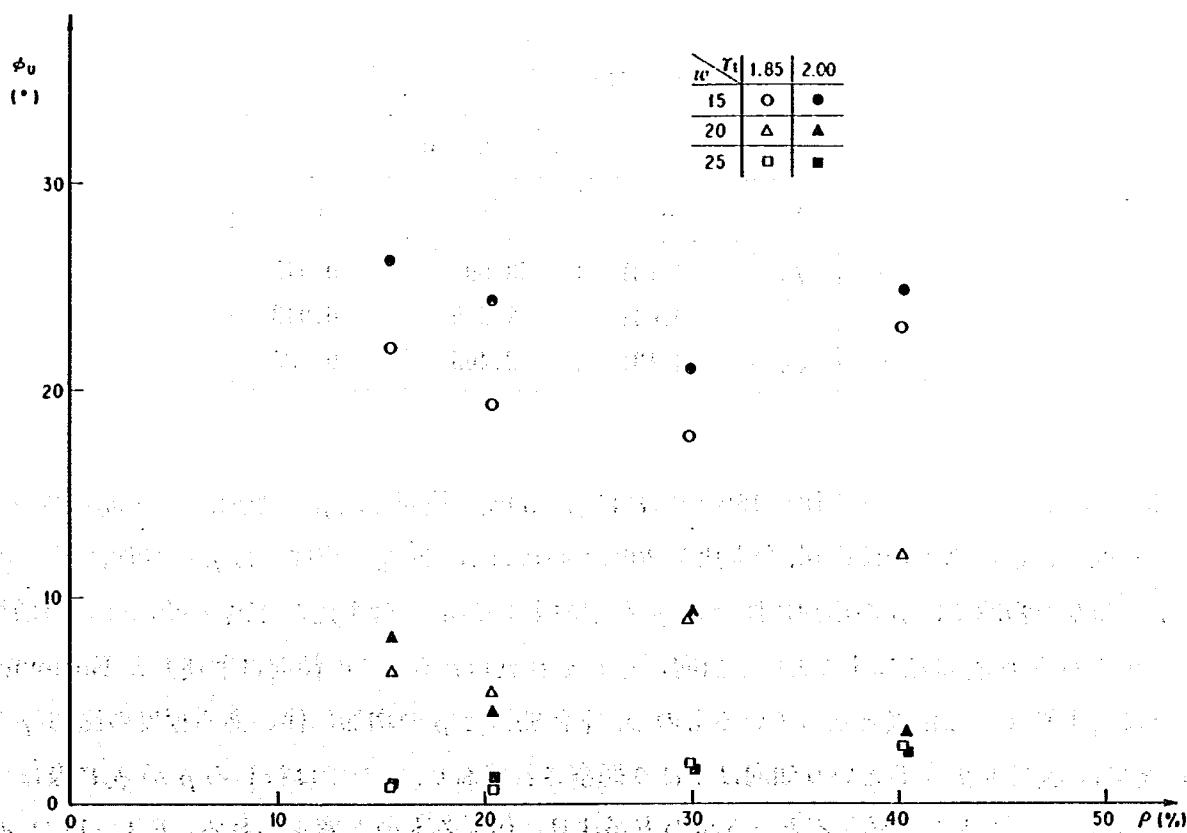


図 3-35 $\phi_u \sim \rho$ 関係 (室内試験)

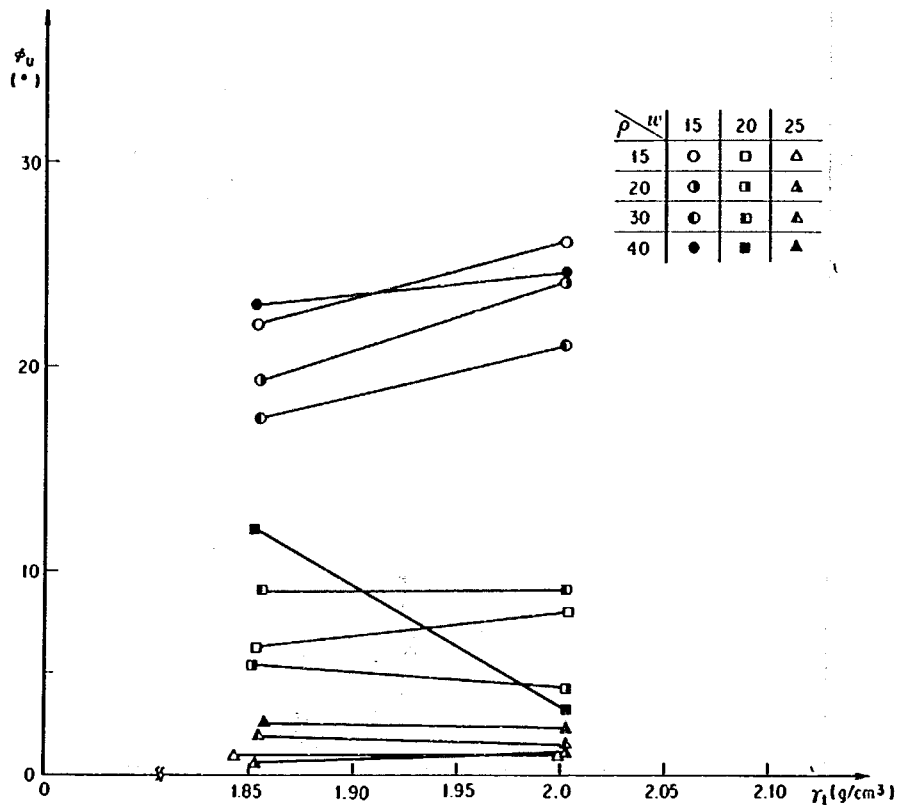


図 3-36 $\phi_u \sim \gamma_t$ 関係 (室内試験)

表 3-11 回帰係数, 相関係数一覧表

		$y = ax + b$		
x	y	a	b	r
w	ϕ_u	-2.131	53.595	-0.945
ρ	ϕ_u	0.041	9.345	0.043
γ_t	ϕ_u	4.131	2.465	0.035

3-35 からわかるように含水比が 15% の時には $\rho < 30\%$ の範囲では ρ の増加に伴い ϕ_u は減少し $\rho > 30\%$ の範囲では逆に増加の傾向が, 含水比が 20% の時には $\rho < 20\%$ の範囲では ρ の増加に伴い ϕ_u は減少し $\rho > 20\%$ の範囲では ρ の増加に伴ない ϕ_u も増加する傾向が, 含水比が 25% の時には ρ の増加に伴いわずかであるが ϕ_u は増加するという傾向がそれぞれ見られる。この傾向は前述した Borowicka の報告とは若干異なった結果となっているものの, 全体的には ρ の増加に伴いある程度の範囲 ($\rho = 30\%$ 前後) までは ϕ_u は減少するという傾向はやはり観察されており, ここではむしろ ρ が ϕ_u に及ぼす影響も, 含水比によって大きく異なるという事の方が注目に値するものと考えられる。表 3-12 は ϕ_u に関する分散分析結果を示したものがあがるが, この結果からも w の影響が非常に大きいことがわかり, 分

分散分析結果では ρ の項は有意となっていない。 γ の及ぼす影響については直線回帰, 分散分析結果をみる限りにおいては現われていないが, これは, 水準数が少なかったということの影響があることも考えられ, 今回の試験結果のみで, γ が力学定数に及ぼす影響はほとんどないと断定することは避けたい。なお, 分散分析により, ϕ_u を直項多項式に展開すると

$$\phi_u = -9.556 w + 0.187 w^2 + 123.624 \quad (3-4)$$

となる。

表 3-12 ϕ_u に関する分散分析結果

要 因	自由度	変動S	分散V	分散比F。	寄与率(%)
w 1 次	1	172433	172433	310.7 ※※	87.8
w 2 次	1	11687	11687	21.1 ※※	5.7
e	21	11666	555	—	6.5
計	23	195786		—	100.0

※※ 1%の危険率で有意

参考までに, 折爪トンネルにおける $\phi_u \sim w$, ρ , γ 関係を示すと図 3-37~図 3-39 のようになる。

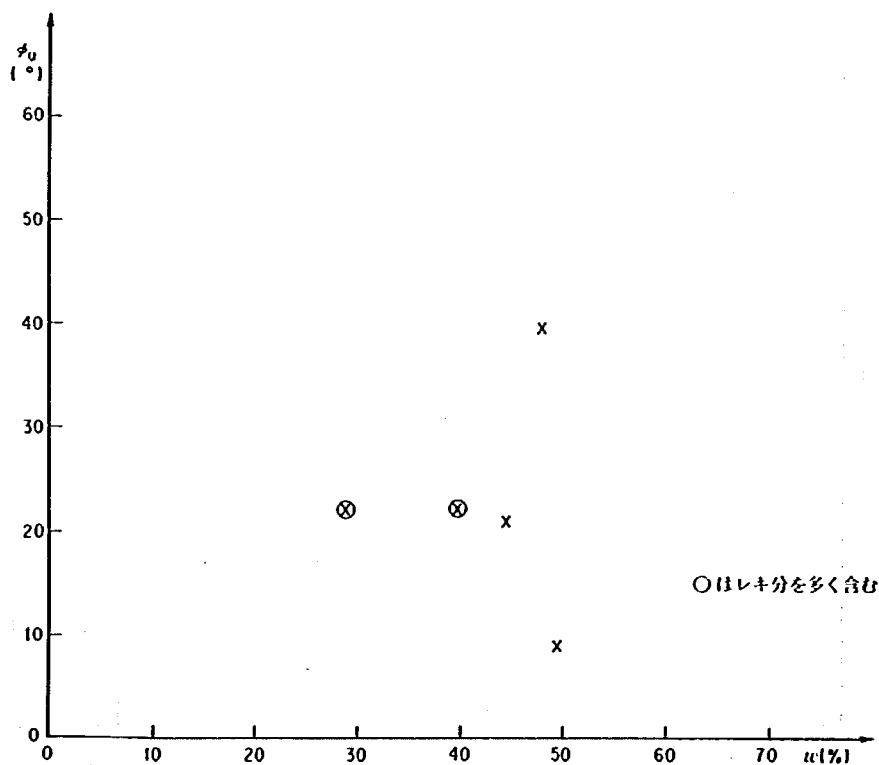


図 3-37 $\phi_u \sim w$ 関係 折爪トンネル (泥質凝灰岩)

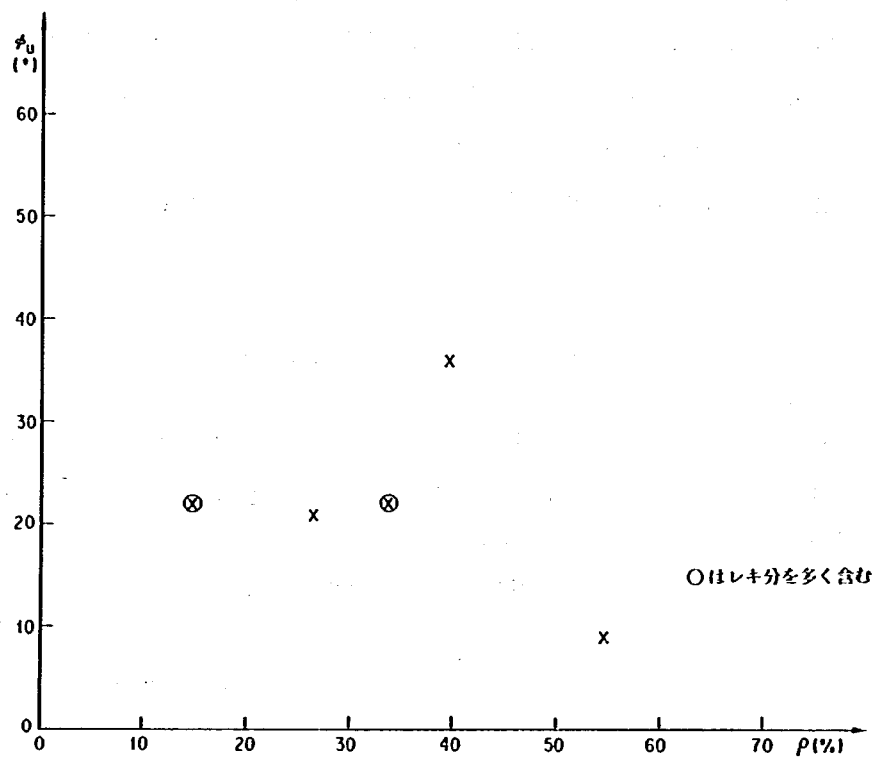


図 3-38 $\phi_u \sim \rho$ 関係 折爪トンネル (泥質凝灰岩)

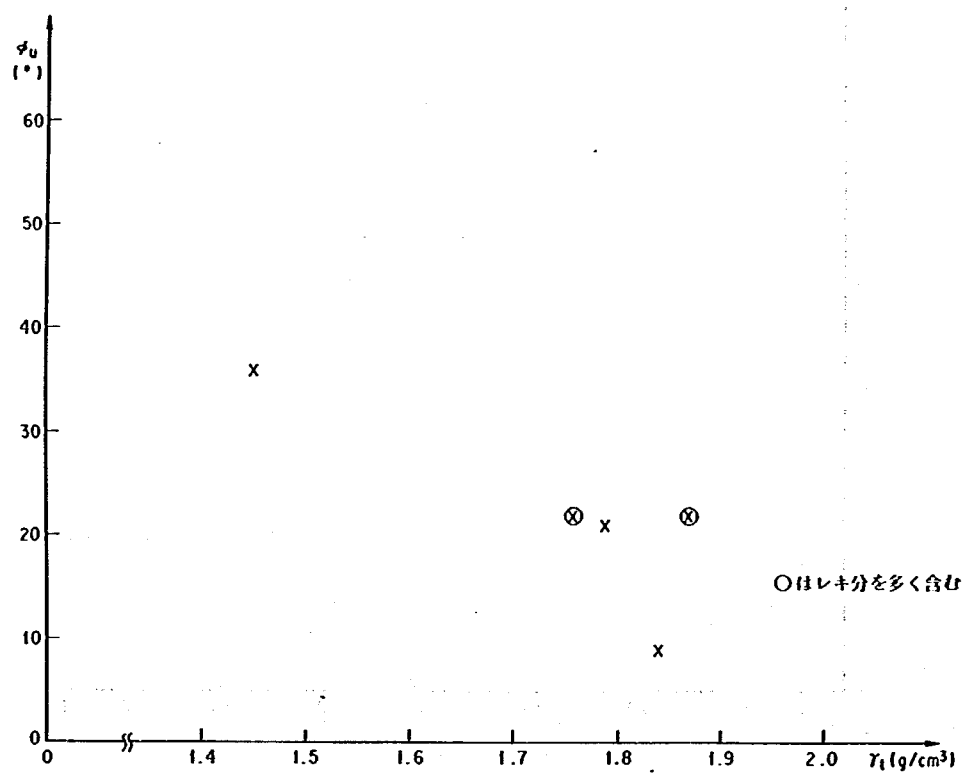


図 3-39 $\phi_u \sim \gamma_t$ 関係 折爪トンネル (泥質凝灰岩)

3.3.5 相関のまとめ

3.3.1～3.3.4において得られた結果を整理し直してまとめると表3-13が得られる。ただし図中↗は正の相関、↘は負の相関、—は相関が見られないことを意味する。

表3-13 物理量～力学定数関係一覧表

室内試験

	w		ρ		γ	
q_u	◎	↘	◎	↗	×	—
E_{50}	◎	↘	○	↗	×	—
C_u	◎	↘	◎	↗	×	—
ϕ_u	◎	↘	×	—	×	—

◎影響大 ○影響小 ×影響極小

鍋立山トンネル

	w	ρ	γ
q_u	↘	—	—
E_{50}	↘	↘	↗

赤倉トンネル

	w	ρ	γ
q_u	↗	—	↘
E_{50}	—	↘	—

折爪トンネル

	w	ρ	γ
q_u	—	—	—
E_{50}	—	—	—

3.4 押し出し性地圧の判定指標に関する考察

以上、室内試験結果とトンネル現場で得られたデータとの比較を行ないながら地山の物理量 w , ρ , γ が力学定数 q_u , E_{50} , C_u , ϕ_u に及ぼす影響を調べてきた。室内試験結果に関しては、かなり定性的な傾向が得られたが、現場データとの対応においては、前述した理由等によりあてはまるものは少なく、定性的な傾向もあまり得られていない。従って、室内試験結果を用いて、押し出し性地圧の総合評価を議論する事には正当性を欠く部分も多いと考えられるが、鍋立山トンネル等、一部には室内試験結果で得られた傾向がそのまま見られるものもあり、室内試験結果を照らし合わせながら、押し出し性地圧の総合評価を見直すことは必ずしも無意味であるとは言えない。以下、このような点を踏まえながら、押し出し性地圧を総合評価する上での岩石物性値について考察を加えてみる。

N トンネルでは、押し出し性地圧の判定指標として表3-14¹⁾、図3-40¹⁾に示す値を目安としている。ただし、表3-14、図3-40では膨張性という用語が用いられているが、本報告では膨張性は押し出し性とはほぼ同じ意味を持つものとする。室内試験では、この表に示されるすべての項目について試験を行なっている訳ではないので、ここでは室内試験を行なった項目だけを取り上げてみる。

表 3-14 膨張性地山の岩石物性値 (Nトンネル)^{D)}

	項 目	記号	単 位	重要度 区 分	膨張性 限界値
物 性 試 験	土 粒 子 ・ 比 重	G_s	g/cm ³		
	単 位 体 積 重 量	γ	g/cm ³	A	<2.05
	自 然 含 水 比	W_n	%	A	>20
	地 山 強 度 比	$Q/\gamma H$		A	< 2
	2 μ 以下粒子の含有率	ρ	%	A	>30
	液 性 限 界	LL	%	B	>100
	塑 性 限 界	PL	%	C	
	塑 性 指 数	I_p		C	>70
	膨 張 率	E_x	%	B	> 2
力 学 試 験	流 動 指 数	I_f		C	>20
	1 軸 圧 縮 強 度	q_u	kg/cm ²	A	<40
	変 形 係 数	E_o	kg/cm ²	A	<8.000
化 学 試 験	弾 性 波 速 度	V_p	m/s	A	
	X 線 解 析			B	モンモリロナイト含有率
定 試 性 験	塩 基 性 交 換 容 量	CEC	meq/100 g	B	>35
	浸 潤 崩 壊 度			B	D

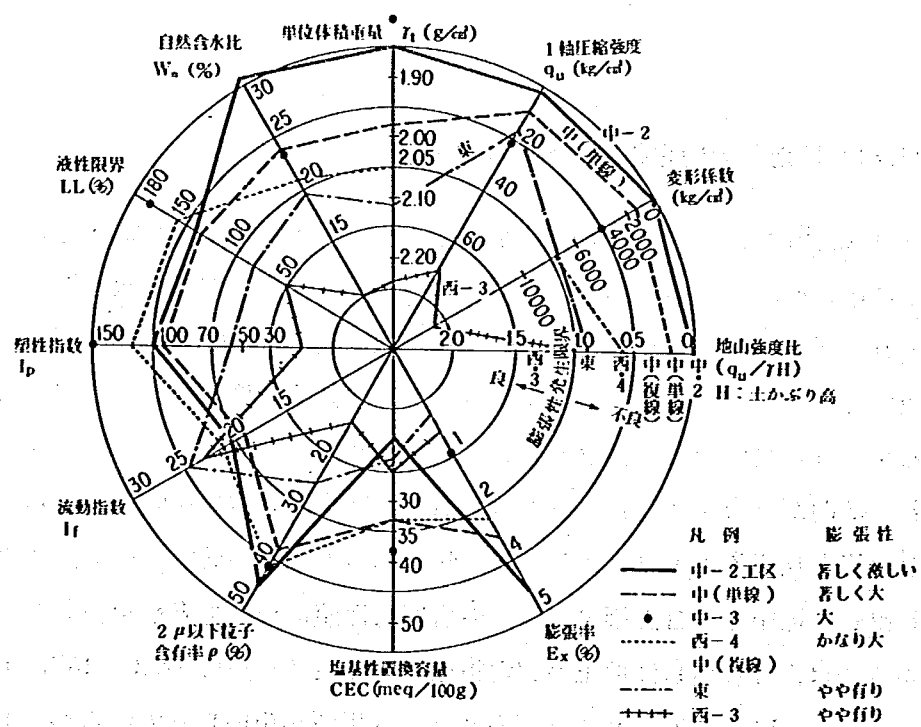


図 3-40 Nトンネルにおける膨張性予知指数^{D)}

単位体積重量 γ 、自然含水比 w についてはこれらが、一軸圧縮強度 q_u 、変形係数 E_{50} (表 3-14 では E_0) に及ぼす影響を考慮すれば表 3-14 の膨張性限界値については、その絶対値の妥当性はともかく、 w が高い程、 γ が低い程、押し出し性地圧の発生可能性は大きいという点で一応評価されるが、 γ に関しては室内試験結果で得られた結果によると、 q_u 、 E_{50} に及ぼす影響は w に比べるとはるかに小さくなっており、重要度としてはもう少し低い評価をしていいのではないと思われる。

2μ 以下粒子の含有率 ρ については、 $\rho > 30\%$ の時に危険側の判定となっており、事実、鍋立山トンネルにおいては、 ρ の増加に伴ない地山の一軸圧縮強度 q_u が減少する傾向が見られているので地山強度低下の面から鍋立山トンネルにおいてはこの評価は妥当と思われる。しかし、室内試験結果に現われたように、 w 、 ρ の範囲によっては ρ の増加に伴ない q_u 、 E_{50} あるいは c_u 、 ϕ_u も増加する粘性土もあるので強度低下の面からは ρ が多い程押し出し性地圧の発生可能性が大きいとは一概には言い切れないものと考えられる。ただし、この点については、今回 ρ が吸水膨張、化学反応による膨張に及ぼす影響を調べておらず、押し出し性地圧の発生にはこのような膨張も大きな原因となっていることから ρ と押し出し性地圧発生との関連性については、今後更に検討を要する。

最後に液性限界 w_L 、塑性指数 I_p の評価であるが、 I_p あるいは w_L は構成成分が同じであれば ρ と線型関係にあり、 I_p 、 w_L が地山強度 q_u 、 E_{50} 、 c_u 、 ϕ_u に及ぼす影響は ρ が地山強度に及ぼす影響として捕えることができる (図 3-41、図 3-42、図 3-43 参照)。したがって ρ を用いて地山強度の面から押し出し性地圧を評価する限りにおいては、 I_p 、 w_L を用いる必要性は小さいものと考えられ、逆に ρ の代用として I_p 、 w_L を用いることも可能と思われる。

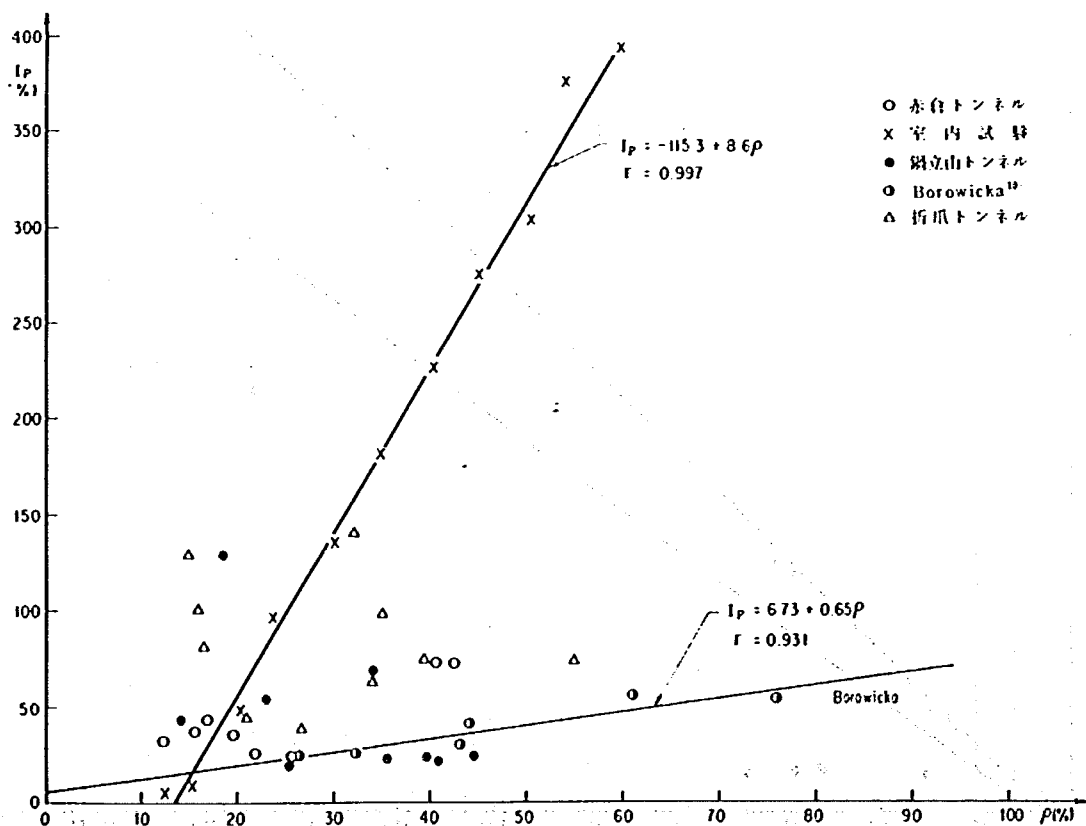


図 3-41 $\rho \sim I_p$ 関係

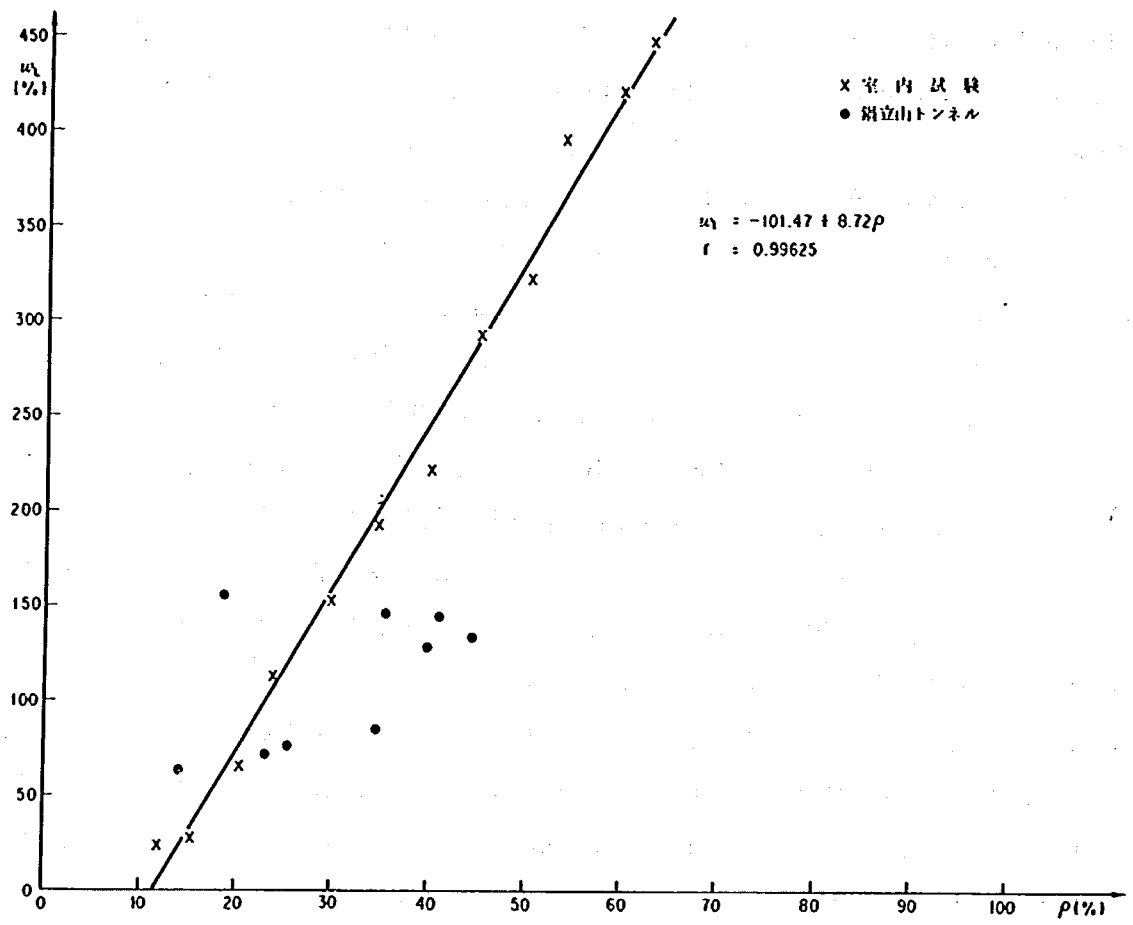


図 3-42 $w_L \sim \rho$ 関係

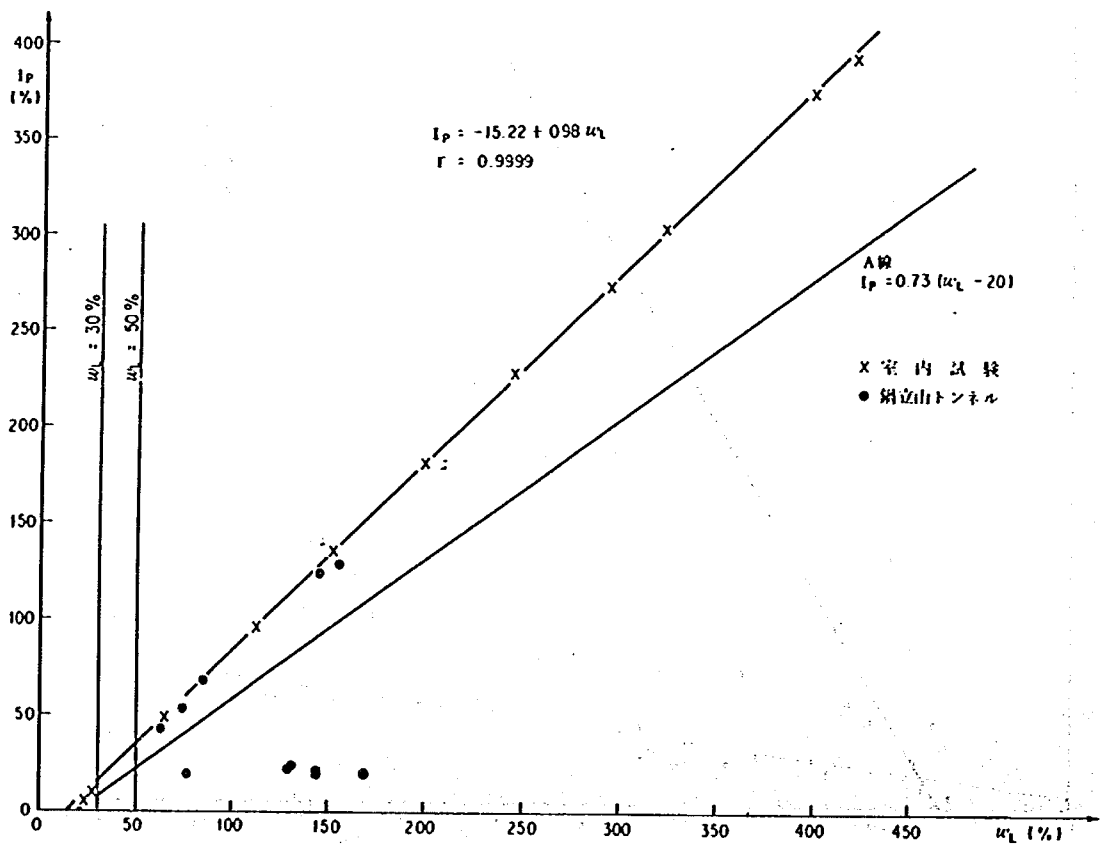


図 3-43 $w_L \sim I_p$ 関係

この様に、室内試験に照らし合わせながら押し出し性地圧発生の判定指標を見直すと、判定指標の持つ定性的な意味がかなりはっきりと浮かび上がって来る。しかし何度も繰返す様だが、室内試験結果は、あくまでも構成している粘土鉱物が同一であるという前提に立つもので、例えば“掘前中のトンネルのある区間で押し出し性地圧が発生したが、この先押し出し性地圧は大きくなるかそれとも小さくなるか”という問題に対しては、“同じ様な粘土鉱物から構成される岩が続くならば、その物理量を調べる事により、ある程度の予測ができる”という範囲の答えが出されているに過ぎない事を銘記すべきであろう。

3.5 結 論

本研究で得られた結果をまとめると以下の様になる。

まず本研究で対象とした粘性土(含水比 $w=15\sim 25\%$, 2μ 以下粒子含有率 $\rho=15\sim 40\%$, 湿潤単位体積重量 $\gamma=1.85\sim 2.0\text{ g/cm}^3$)において

- 1) 一軸圧縮強度 q_u に及ぼす影響は w と ρ が同程度に大きく、 γ の及ぼす影響は2次的なものとなっている。 q_u と w の間には負の相関が、 q_u と ρ の間には $w=15\%$, $\rho<20\%$, $\gamma=1.85$ の場合を除くと ρ の増加に伴ない q_u も増加する値向が見られ、また、 q_u と γ の間には、 w 及び ρ の値が同一ならば q_u は γ の増加に伴ない増加するという傾向がある。
- 2) 変形係数 E_{50} に及ぼす影響は、含水比 w が最も大きく、その次に ρ が影響を与えており、 γ の及ぼす影響は小さいものと判断される。 E_{50} と w の間には負の相関が、 E_{50} と ρ の間には $w=15\%$, $\rho<20\%$ の場合を除くと ρ の増加に伴ない E_{50} も増加する傾向が見られた。
- 3) 粘着力 c_u に及ぼす影響は w と ρ が同程度に大きく、 γ の及ぼす影響はこれらに比べてみると非常に小さくなっている。 c_u と w の間には負の相関が、 c_u と ρ の間には $w=15\%$, $\rho<20\%$ の場合を除くと ρ の増加に伴ない c_u も増加する傾向が、また c_u と γ の間には w 及び ρ が一定ならば c_u は γ の増加に伴ない増加する傾向が見られる。
なお、 c_u と q_u 間には強い正の相関関係があり、上述した傾向は $q_u\sim w$, ρ , γ 間に見られる傾向とほぼ同じである。
- 4) 内部摩擦角 ϕ_u に及ぼす影響は w が非常に大きく ρ , γ の及ぼす影響は w に比べると極めてわずかである。 ϕ_u と w の間には強い相関関係が存在し、 ϕ_u と ρ の関係は w に大きく影響されるが、 $\rho>30\%$ の範囲では含水比の値にかかわらず、 ρ の増加に伴ない ϕ_u も増加する傾向が見られる。
- 5) ρ が q_u , E_{50} , c_u , ϕ_u に及ぼす影響を調べた結果、 w が小さくかつ ρ も小さい範囲($w=15\%$ $\rho<20\%$ 付近)では ρ は他の範囲で見られる影響とは異なる影響を与えることが認められる。
- 6) 最後に室内試験結果を現場データに対応させたが、現場で得られたデータは主に軟岩であるのに対して、室内試験試料は粘性土であり、しかも、人工的に作製したなどの理由により、室内試験で得られた結果が、現場データに合うものは少なかった。したがって押し出し性地圧の判定指

標を今回の試験結果を用いて議論するには正当性を欠く部分も多いと思われるが、地山物理量の中でも含水比に関してはもっと重みを置いてもよいものと考えられ、また、 2μ 以下粒子含有率に関しては力学的強度の側面からは多い程強度は上がっており、 2μ 以下粒子含有率が多い程押し出し性地圧の発生可能性が大きいとは一概に言い切れないものと判断される。

参 考 文 献

- 1) I. T. A 契約部会対策小委員会幹事会：「トンネル地山評価の現状と問題点(2)」トンネルと地下 Vol 13-3 pp 214-224 1982年3月
- 2) 松尾稔，黒田勝彦：「不飽和土の土質諸係数と破壊確率に関する一考察」土木学会論文報告集，第208号 1972年12月
- 3) 田口玄一：実験計画法（下）丸善
- 4) 日本道路公団仙台建設局八戸工事事務所：東北自動車道八戸線折爪トンネル東工事（下り線）先進ボーリング調査報告書，昭和56年9月
- 5) 日本道路公団仙台建設局八戸工事事務所：東北自動車道八戸線折爪トンネル東工事（下り線）先進ボーリング調査報告書，昭和58年2月
- 6) 大塚正幸，高野彬：「膨張性泥岩におけるトンネルの挙動と地質特性」土と基礎 28-7 July 1980
- 7) 飯星茂，青砥宏，金子誠二，領家邦泰：「赤倉トンネルにおける膨張性泥岩に関する研究」大成建設技術研究所報 No. 7 1974年
- 8) 土質工学会編：軟弱地盤の調査・設計施工法（渡辺進：工学的な性質）pp 100~101 1971年
- 9) 建設省土木研究所道路部トンネル研究室：「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 第1870号
- 10) H. Borowicka: "The Influence of the Colloidal Content on the Shear Strength of Clay" 6th ICSMFE Canada Vol. 1 1965 pp 175-178

第4章 ま と め

トンネル掘削中に生じるトンネル地圧の中でも、特に押し出し性地圧に関しては作用する期間が長く、しかも作用する荷重が大きいため、場合によっては縫い返し等の処置を取らざるを得ないことがある。しかし、押し出し性地圧の発生機構は未だ解明されておらず、地山の挙動にも不明な点が多い。トンネルの合理的・経済的な設計を行なうためには、このような押し出し性地圧の発生機構を解明し、地山の挙動を的確に予測することが必要となる。そこで、第2章では、トンネル掘削三次元模型実験を行なうことにより、地盤条件・施工条件が押し出し性地圧の発生挙動に及ぼす影響を調べるとともに、押し出し性地圧が発生した場合の基本的な設計方法について検討を加えた。その結果

- ① 初期地圧が大きく地山強度比が極端に小さい場合（地山強度比 $q_u/\gamma H=0.29$ ケース1）でも、内部摩擦角が大きい（ $\phi_u=45^\circ$ ）と、押し出し性地圧の発生は認められず、押し出し性地圧現象を判定するには、地山の内部摩擦角と、地山強度比の2つの指標がともに必要であることが確認された。
- ② 施工条件に関しては、設計の段階で、支保構造を剛性の大きいもの、小さいもの、どちらを選択するかは地盤条件・工期・費用などの関係もあり、一律的には論じることができないが、地盤条件を限った場合の施工方法に対する一つの基本的な考え方が得られた。すなわち、地山強度比が極端に小さい場合（ $q_u/\gamma H=0.29$ ケース2）、発生するトンネル地圧は非常に大きく、このような地圧に耐えうる支保構造を切羽において、早急に設置することは著しく困難であるため、剛性が小さい支保構造にして、ある程度緩ませる方が有利であると考えられる。一方、地山強度比が比較的大きい（ $q_u/\gamma H=1.4$ ケース4）場合には、作用する荷重はロックボルトと吹付コンクリートで支えきれ程度の荷重であるから、これらを早急に施工し、地山を緩めない方が地山の強度劣化が小さく最終的には安全でかつ経済的な構造物となることが期待できる。

以上、第2章では実際にトンネル掘削模型実験を行なうことにより、押し出し性地圧の発生挙動を調べ、その発生予測には、地山強度比と内部摩擦角が必要であることを明らかにした。しかし、この2つの指標だけを用いて押し出し性地圧の発生を予測するには、不十分な場合が多く、最近ではさらに多くの物理量、力学定数を判定指標項目として加え、総合的な評価のもとで、押し出し性地圧を予測しようという試みがある。こうした場合に必要なのはどの指標に重みを置くか、あるいは現場で入手が困難な項目をいかにして補うかということであり、第3章ではこのような点を明らかにするために、物理量（含水比 w 、湿潤単位体積重量 γ_h 、 2μ 以下粒子含有率 ρ ）、力学定数（三軸・一軸圧縮強度、変形係数）間に存在する相関関係を調べた。その結果、今回対象にした $\rho=15\sim40\%$ 、 $w=15\sim25\%$ 、 $\gamma_h=1.85\sim2.00\text{ g/cm}^3$ の範囲では

- ① 力学定数に最も大きな影響を与える因子として、含水比が挙げられることがわかり、含水比の増加に伴ない力学強度は減少することが判明した。特に内部摩擦角においては、この含水比の影響は、湿潤単位体積重量、 2μ 以下粒子含有率に比較すると極端に大きくなっている。したがって、含水比によっても地山の力学強度の面からはある程度押し出し性地圧の発生が予測できるものと

考えられ、含水比にもかなり重みを置いた評価を行なっているのではと思われる。

- ② 2μ 以下粒子含有率が力学的強度に及ぼす影響は、今回の試験結果を見る限りにおいては、全般的に 2μ 以下粒子含有率の増加に伴ない力学的強度も増加する傾向が認められ、従来から言われている 2μ 以下粒子含有率が多い程押し出し性地圧が発生しやすいという説に対して、力学的強度の面からは反対の結果が得られている。しかし、今回 2μ 以下粒子含有率が粘性土上の膨張に及ぼす影響を調べていないので今後これらの点も調べた上で、 2μ 以下粒子含有率を判定指標として用いることの意義を検討する必要があるものと考えられる。
- ③ 単位体積重量に関しては、今回の試験結果に関する限り水準数が少ないということに多少の疑問点が残るが、力学的強度に及ぼす明確な影響は認められず、押し出し性地圧の判定指標と用いることの意味は力学的強度の面からは小さいものと考えられる。

最後に、今回の試験の対象となったのは粒子が均質な粘性土であり、軟岩などから構成される地山を対象とする場合には軟岩さらには岩盤等の強度の評価方法にも問題点が多く残されており、今回の試験結果をこのような地山に対応させるには、さらに今後の検討を要することを付記する。

参 考 資 料

目 次

第 2 章	ケース 1 の実験結果.....	77
	ケース 2 の実験結果.....	87
	ケース 3 の実験結果.....	97
	ケース 4 の実験結果.....	113

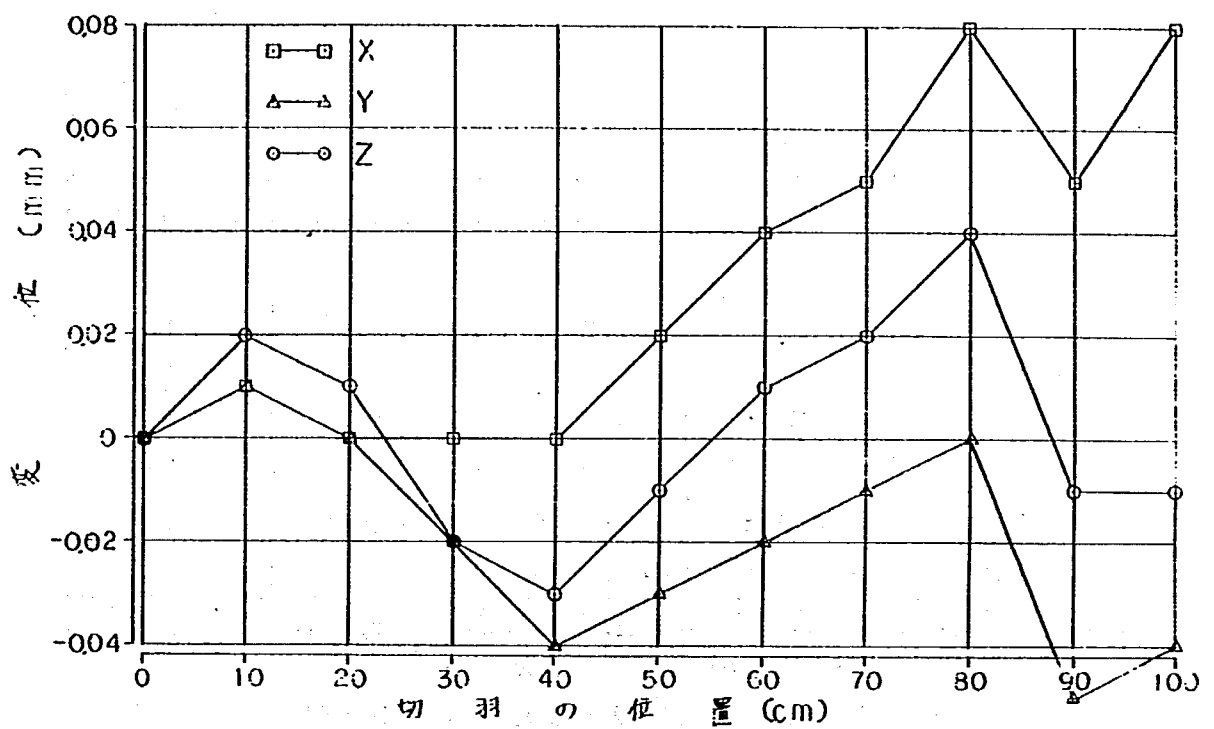
注) ○基準応力, トンネル周辺応力はすべて土かぶり高自重 ($\approx 0.2 \text{ kg/cm}^2$) を含む

○再載荷実験においてケース 1 の基準応力, トンネル周辺応力は再載荷実験直前に土圧計の目盛をゼロに戻して測定した。

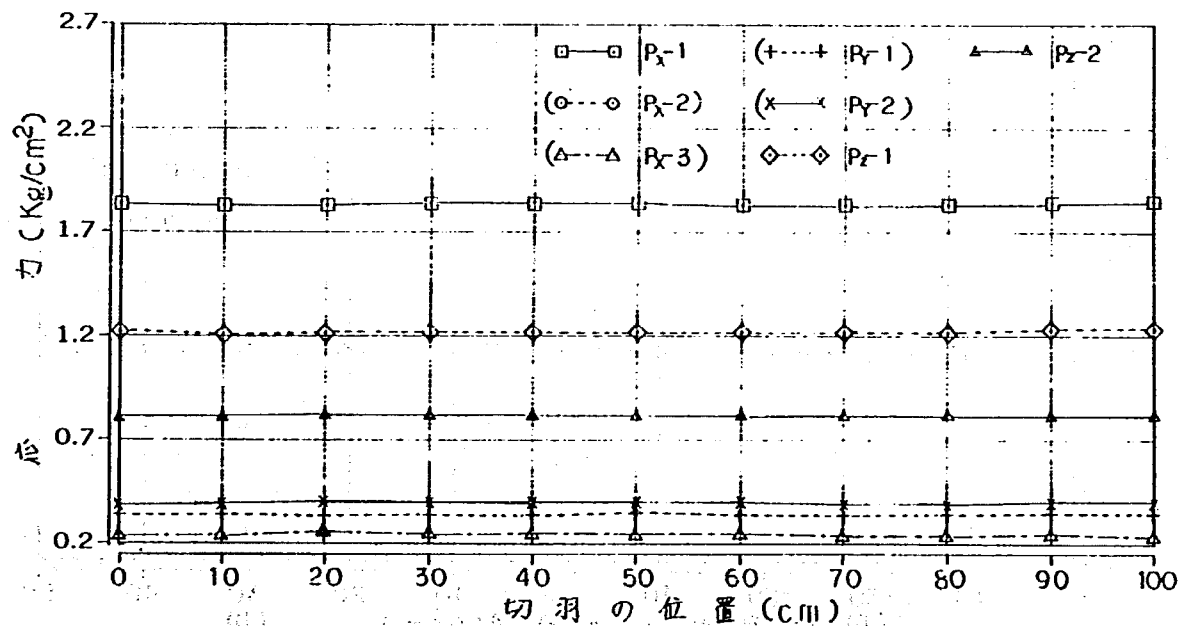
ケース 2 ~ 4 においては土圧計の目盛はゼロに戻さずに掘削直後の値から継続して測定した。

○再載荷実験における変位に関してはケース 3, 4 の載荷板変位は掘削直後の値から継続して測定したが他はすべて再載荷実験直前に目盛をゼロに戻して測定した。

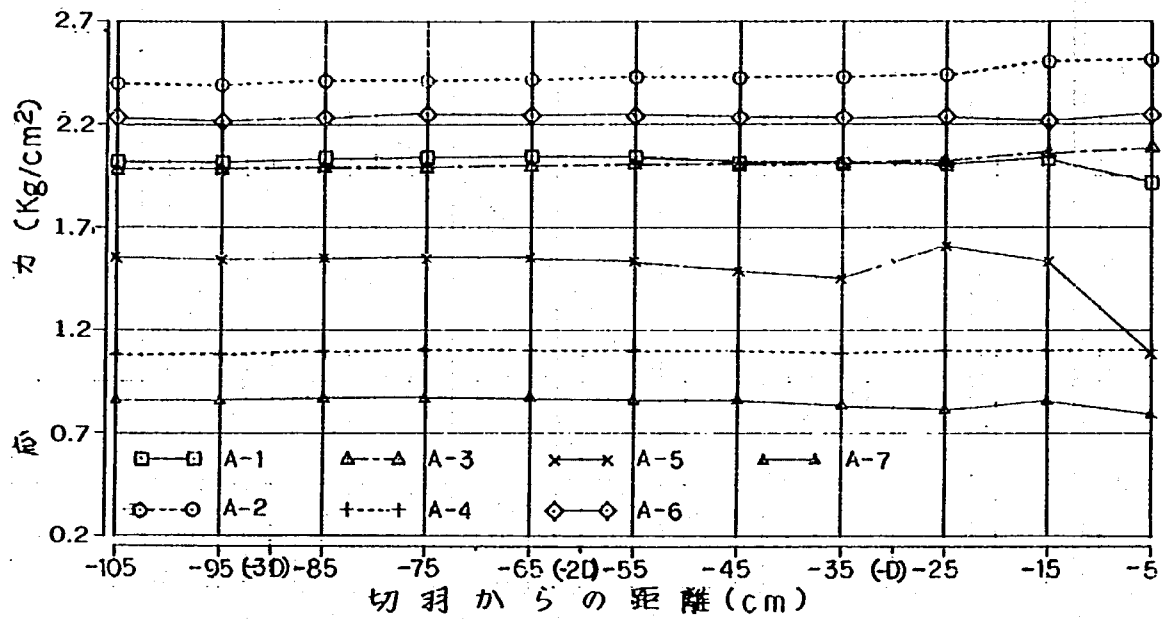
第2章 ケース1の実験結果



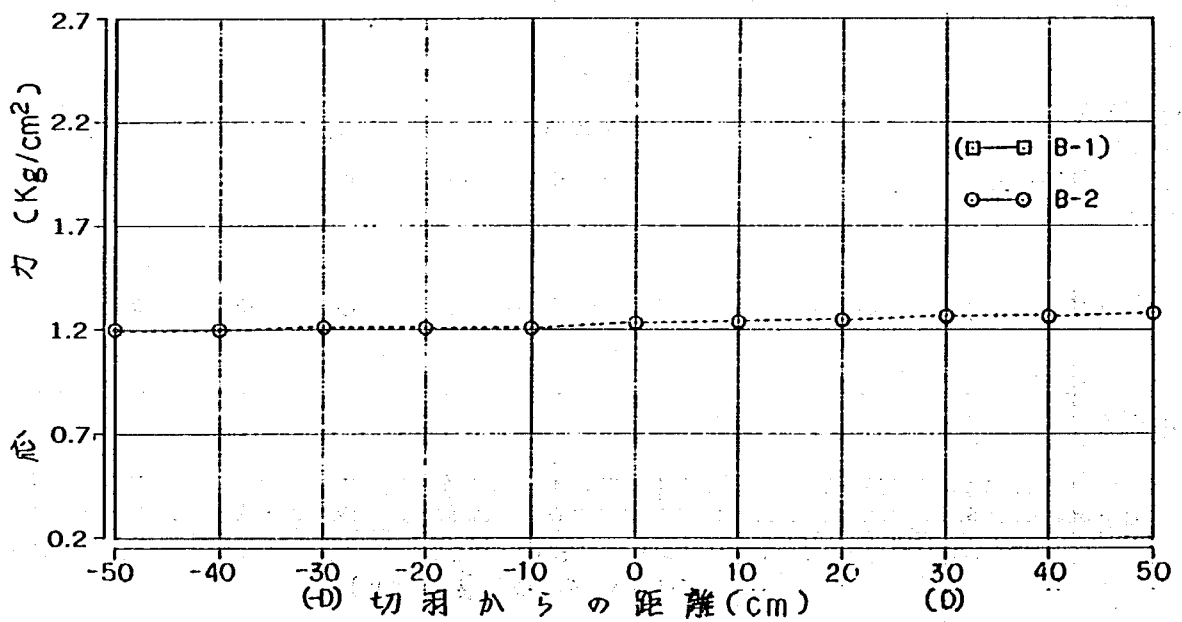
トンネル切羽位置による載荷板変位の経時変化図 (ケース 1)



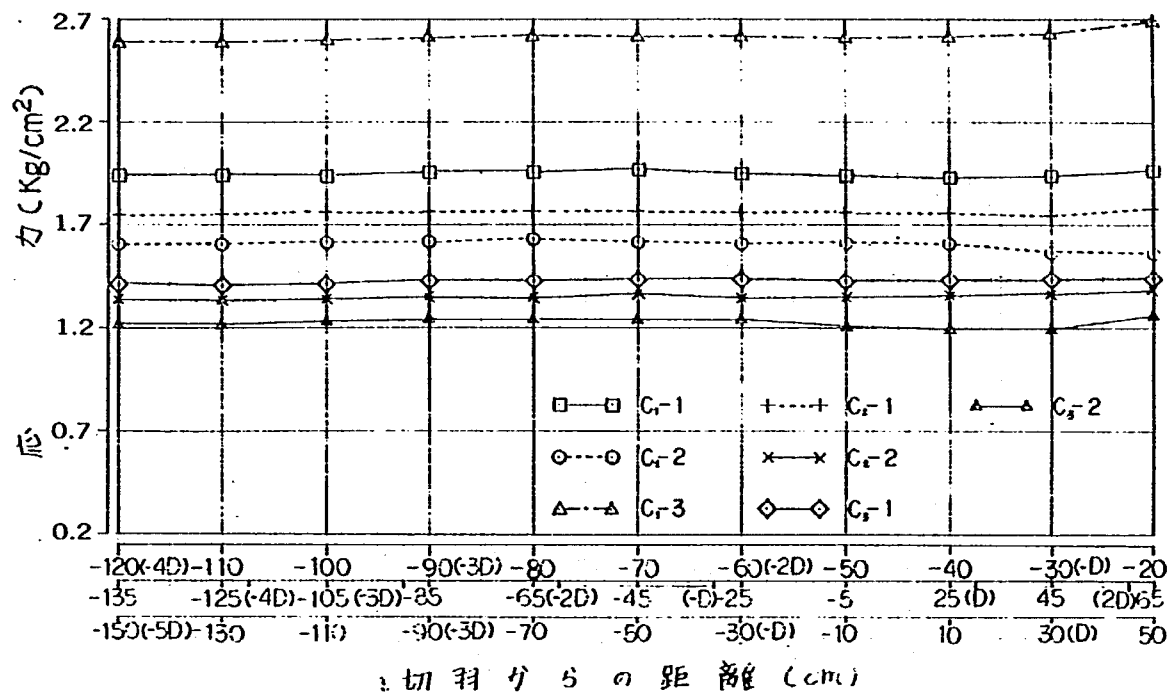
トンネル切羽位置による基準応力の経時変化図 (ケース 1)



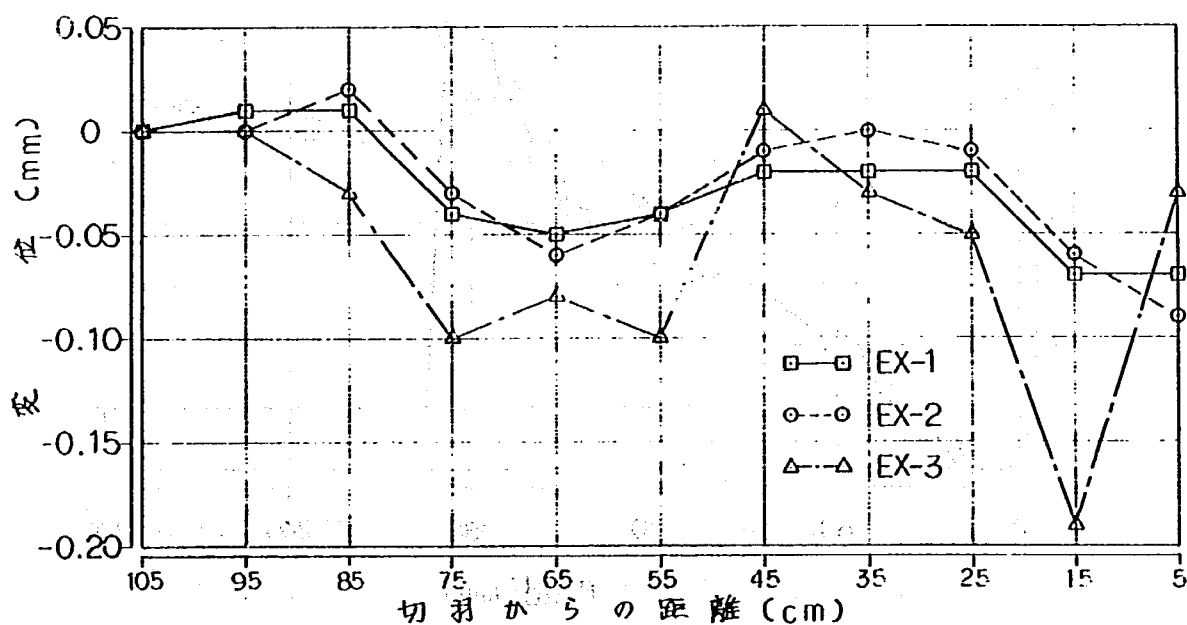
トンネル周辺応力と切羽から測定断面までの距離の関係図・A断面 (ケース 1)・



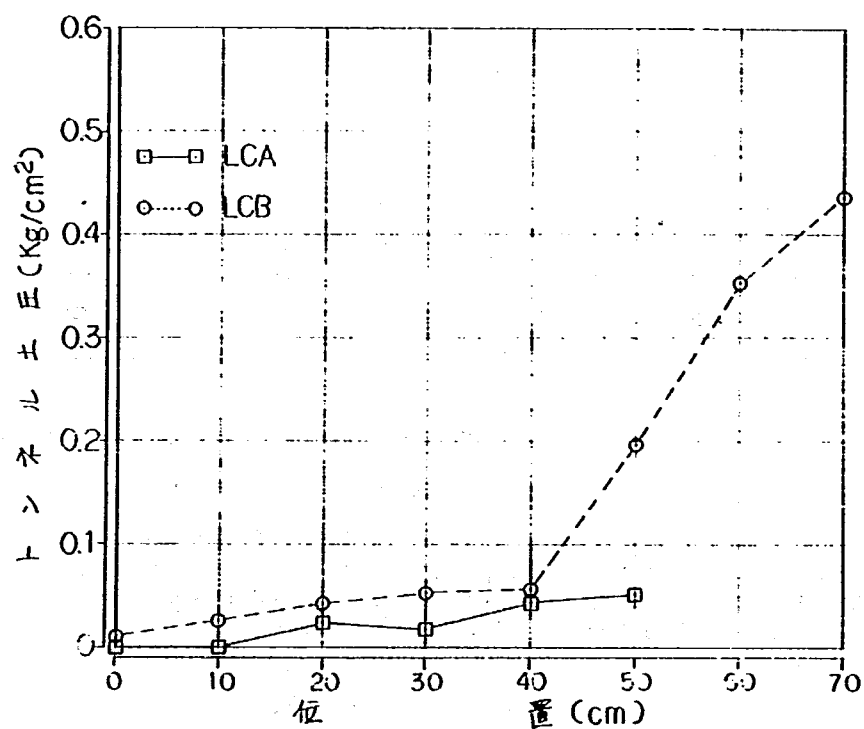
トンネル周辺応力と切羽から測定断面までの距離の関係図・B断面 (ケース 1)



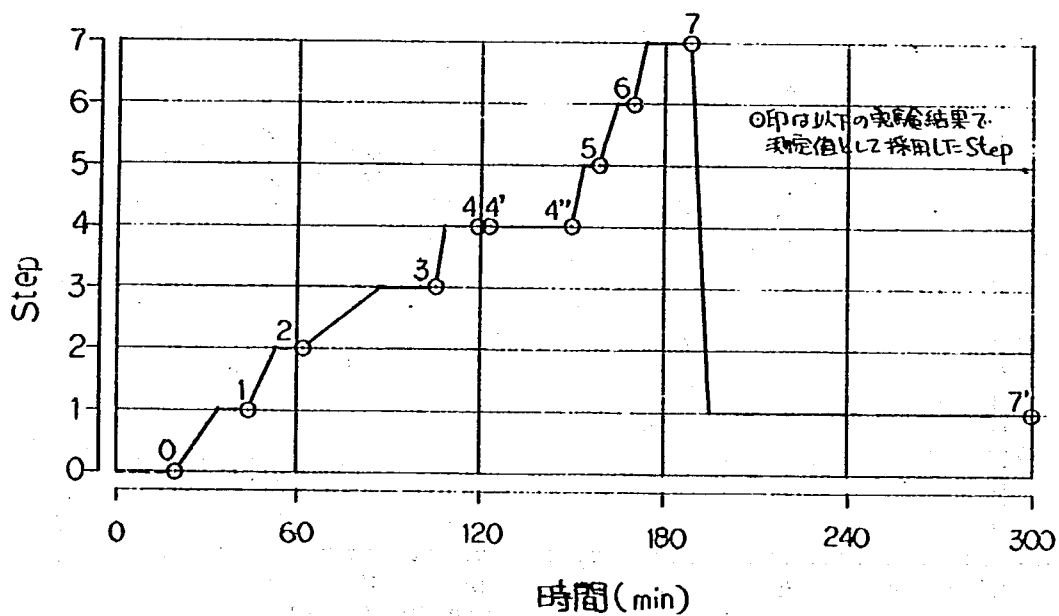
トンネル周辺応力と切羽から測定断面までの距離の関係図・C断面 (ケース1)



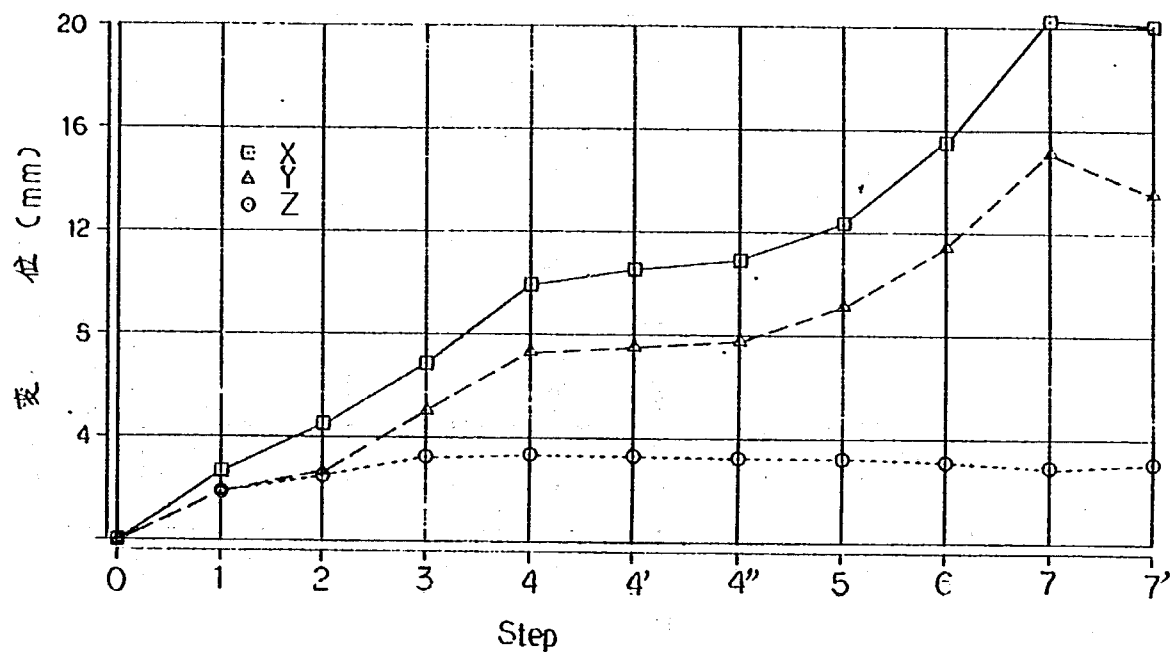
地中変位と切羽から測定断面までの距離の関係図 (ケース1)



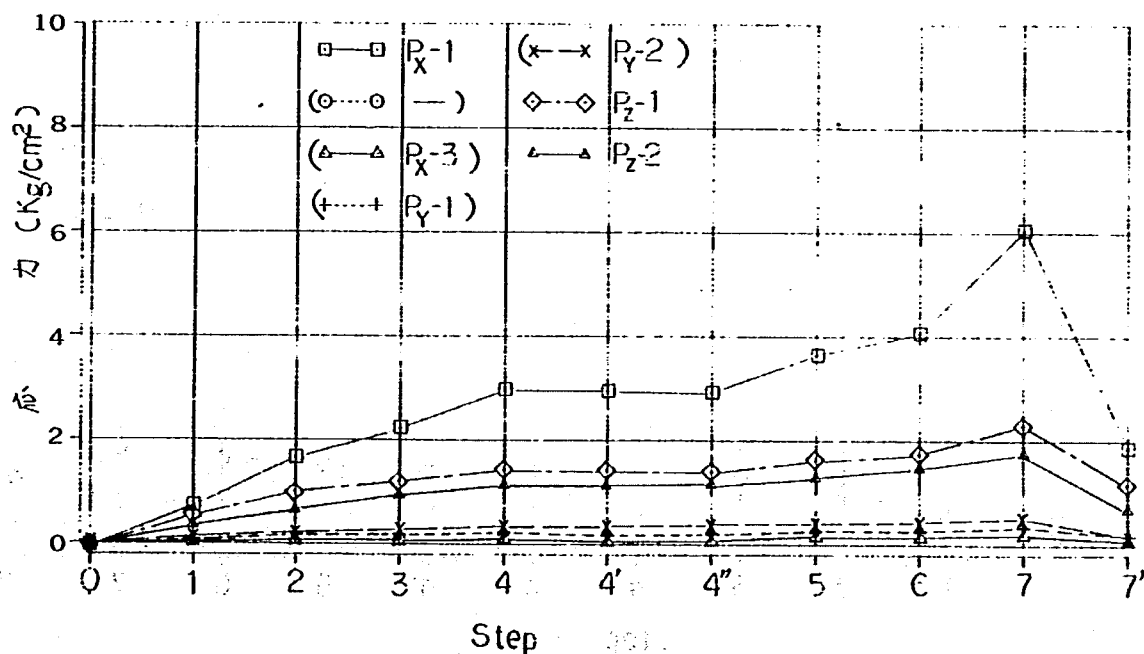
覆工板A・Bのトンネル土圧と位置の関係図 (ケース 1)



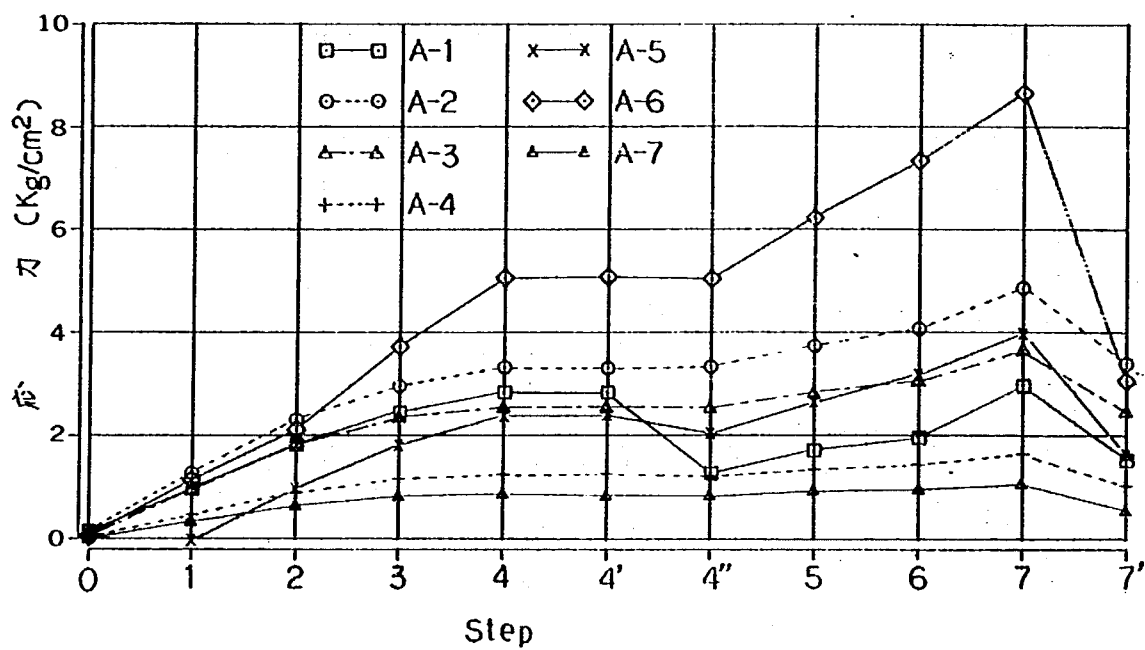
再載荷時のStepと時間の関係図 (ケース 1)



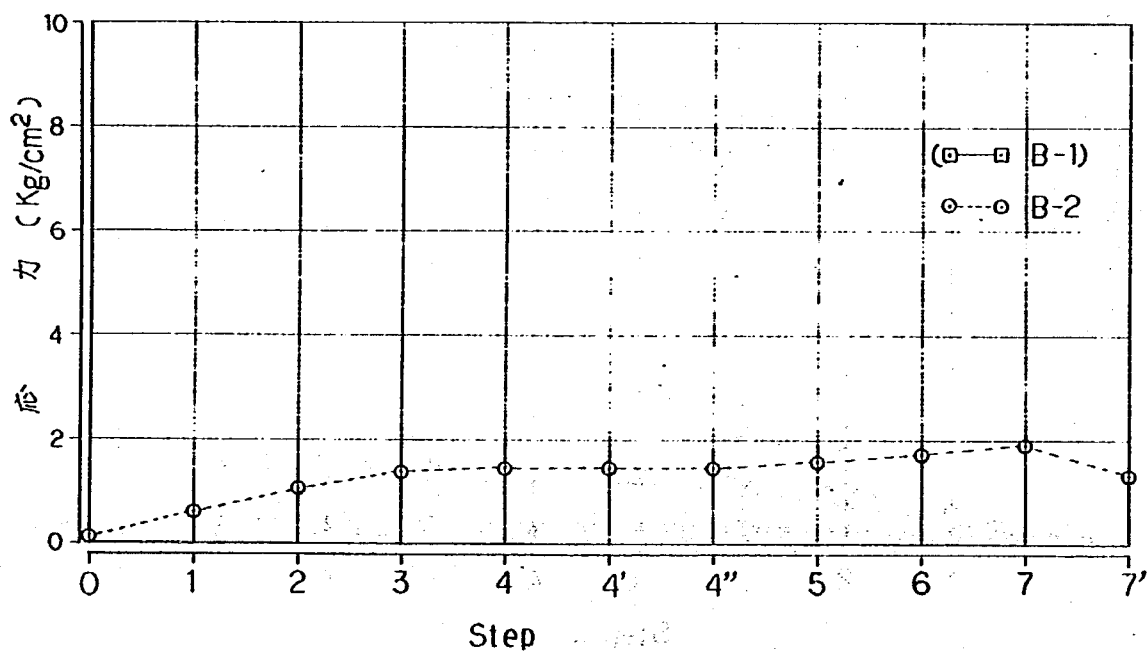
載荷板変位の経時変化図 (ケース 1)



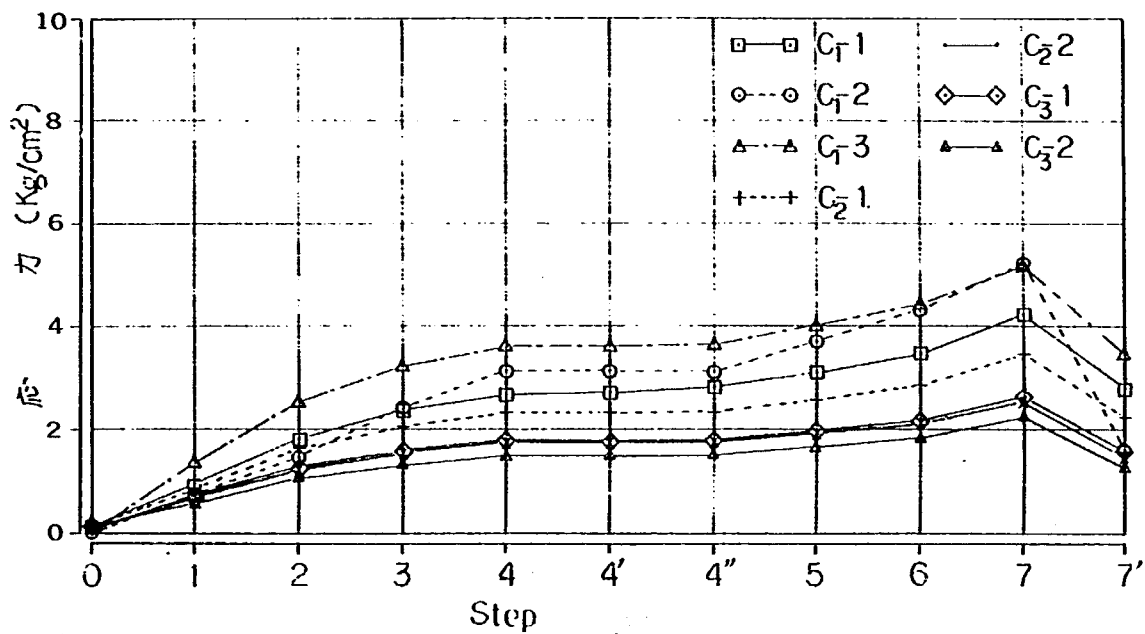
基準応力の経時変化図 (ケース 1)



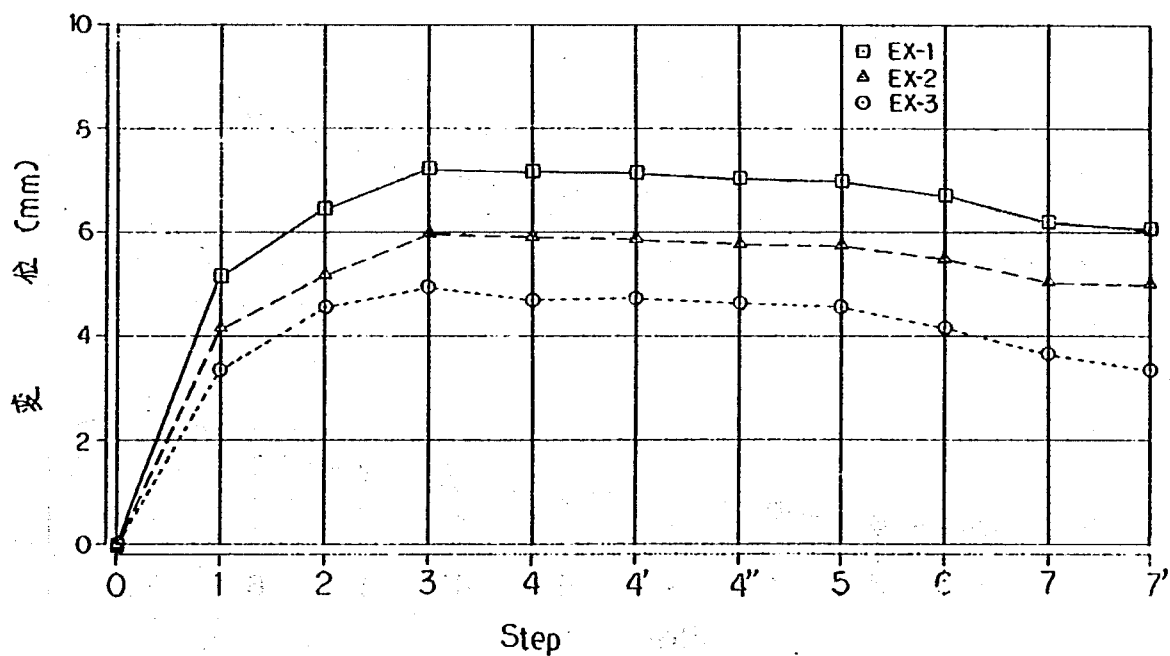
応力の経時変化図・A断面 (ケース1)



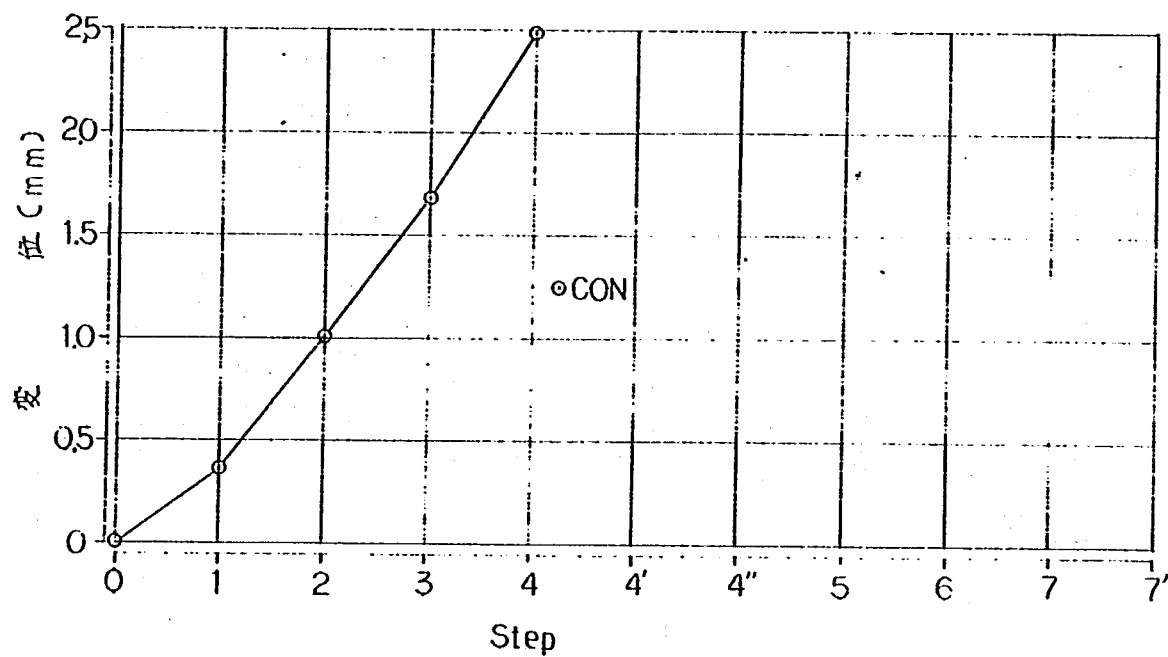
応力の経時変化図・B断面 (ケース1)



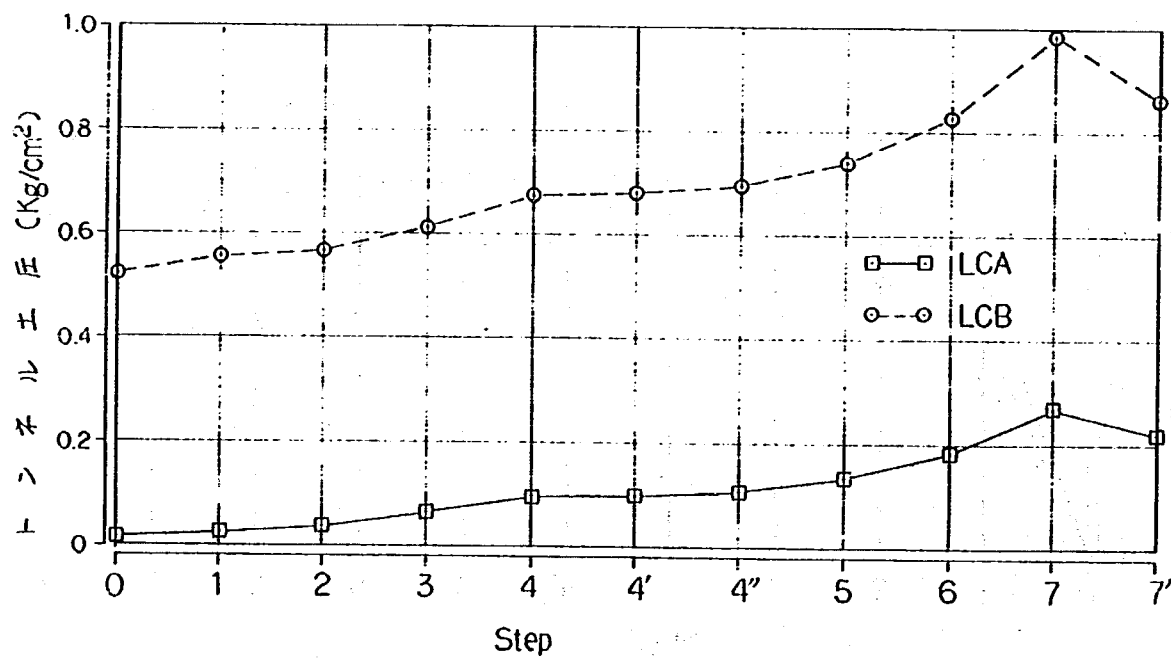
応力の経時変化図・C断面 (ケース 1)



地中変位の経時変化図 (ケース 1)

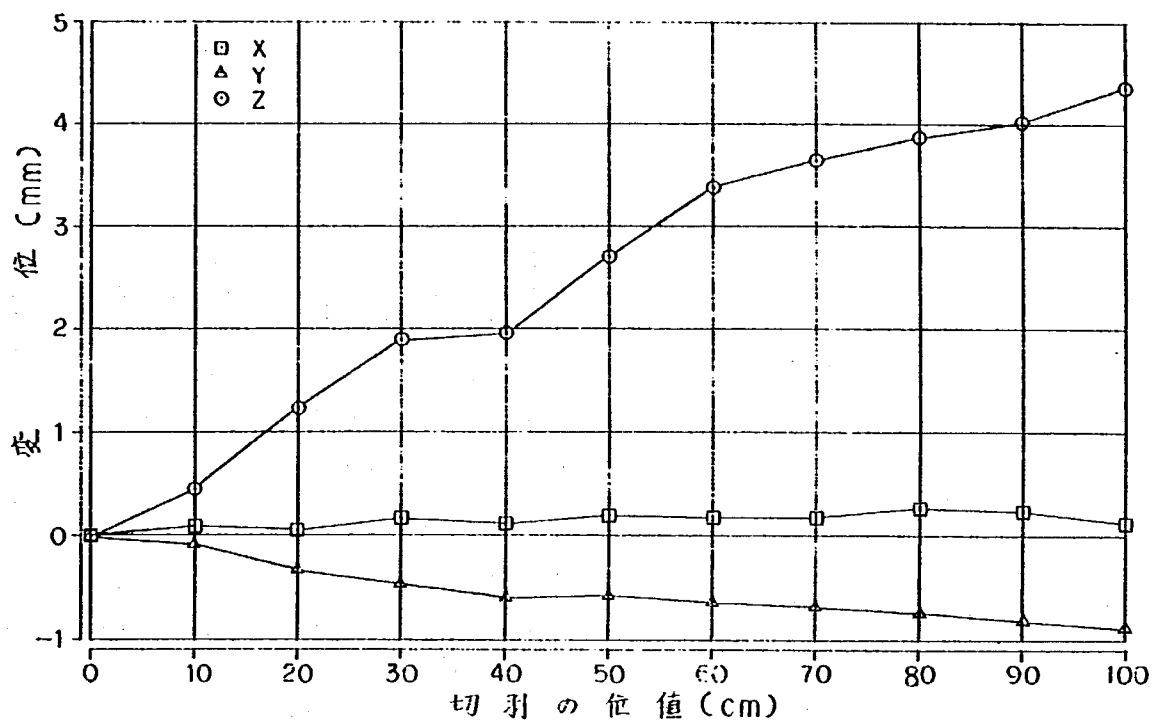


押し出し変位の経時変化図 (ケース 1)

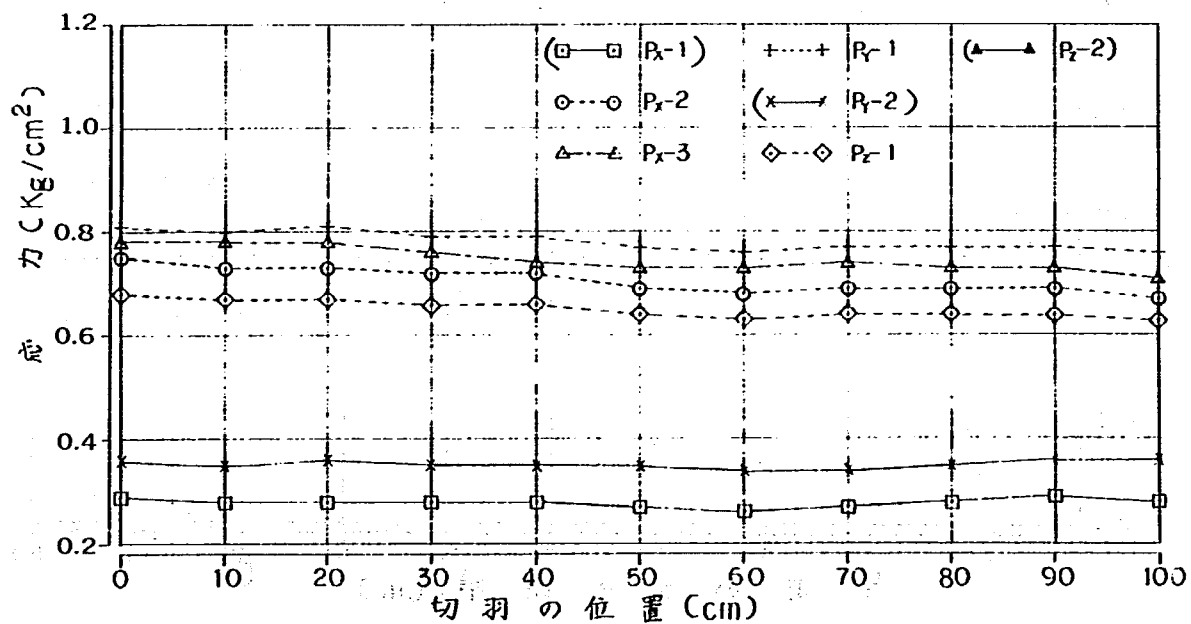


覆工板A・Bのトンネル土圧の経時変化図 (ケース 1)

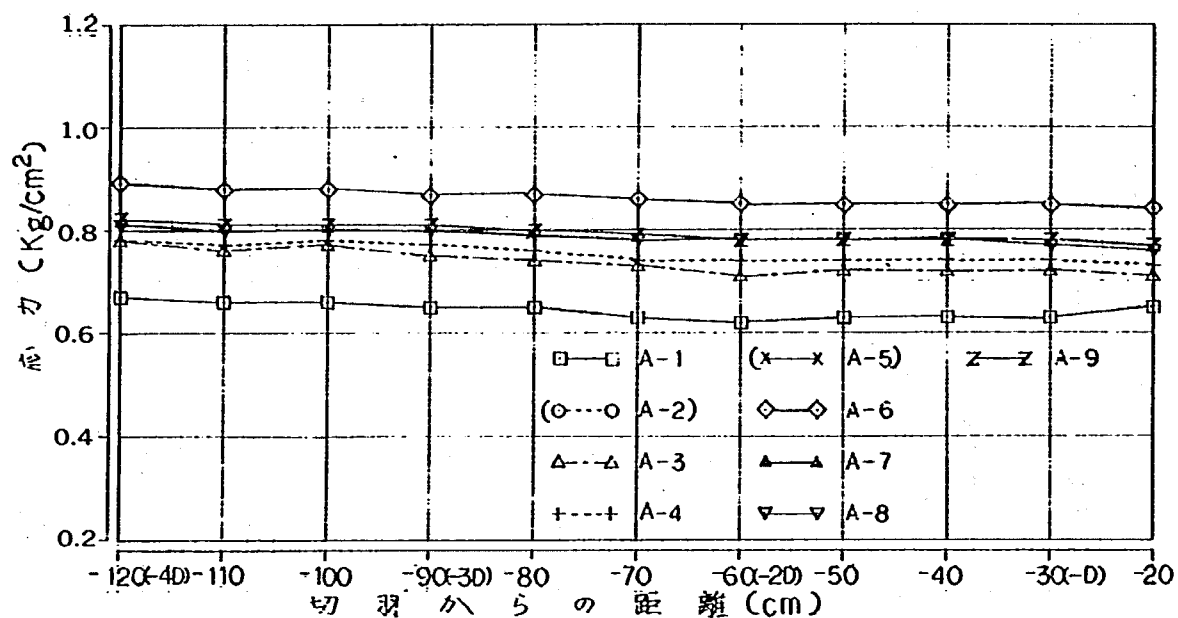
第2章 ケース2の実験結果



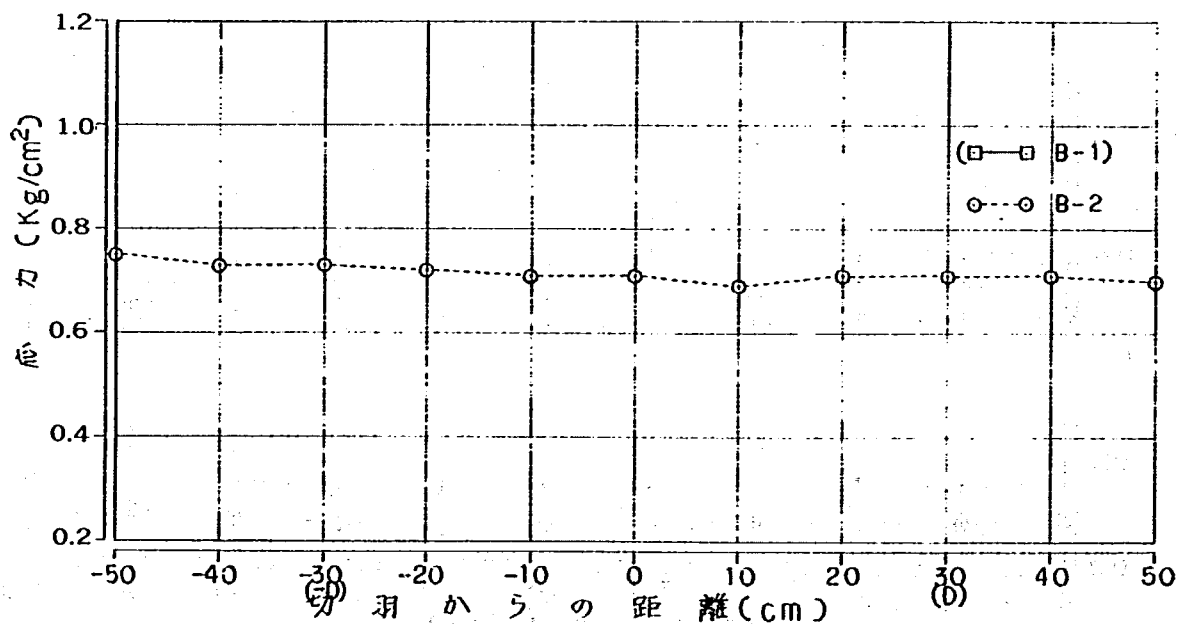
トンネル切羽位置による載荷板変位の経時変化図 (ケース 2)



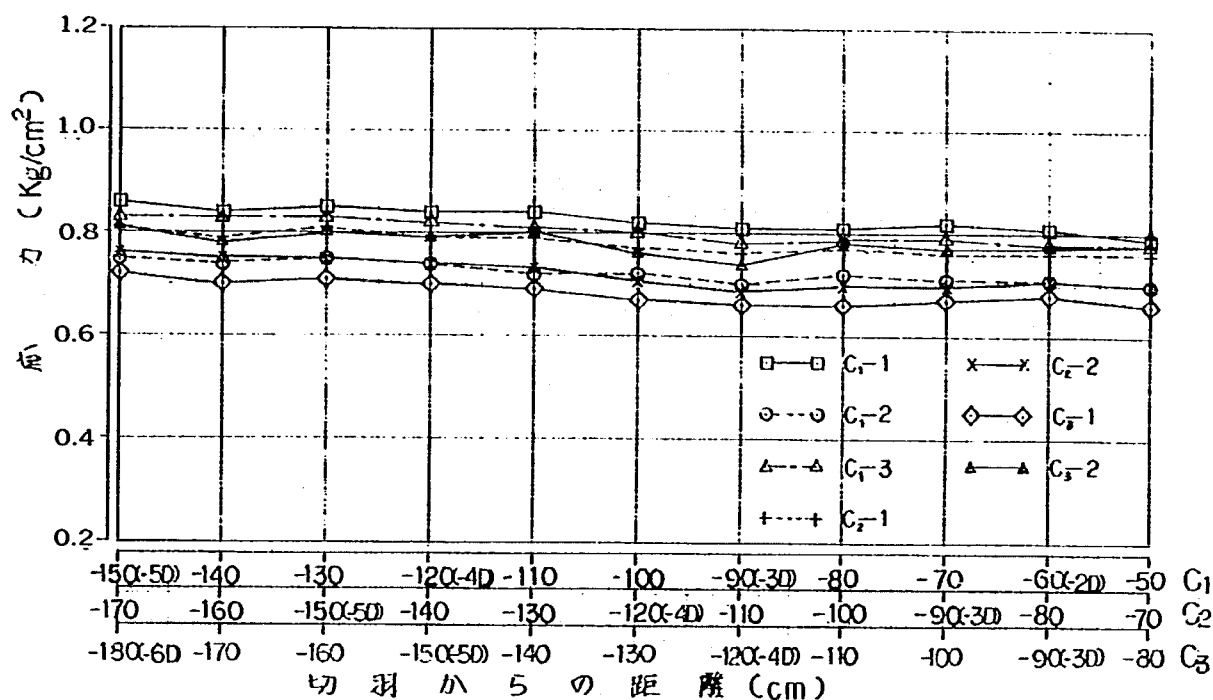
トンネル切羽位置による基準応力の経時変化図 (ケース 2)



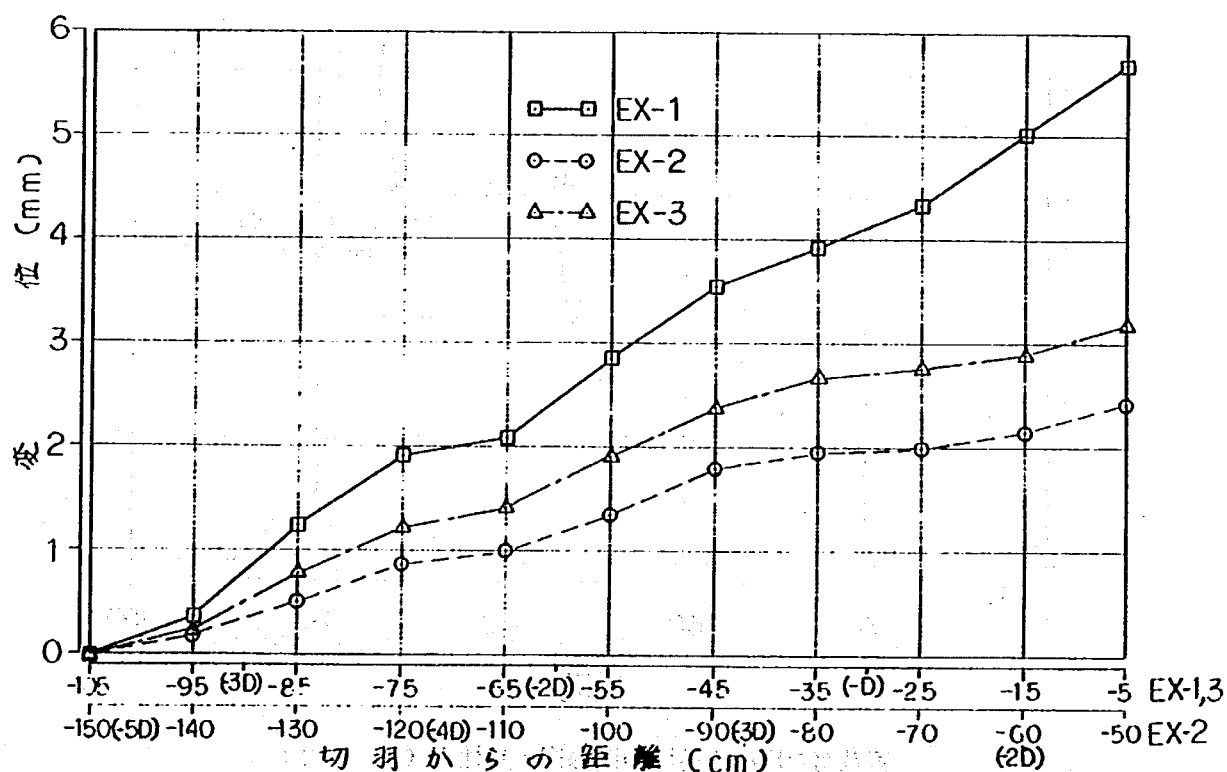
トンネル周辺応力と切羽から測定断面までの距離の関係図・A断面 (ケース 2)



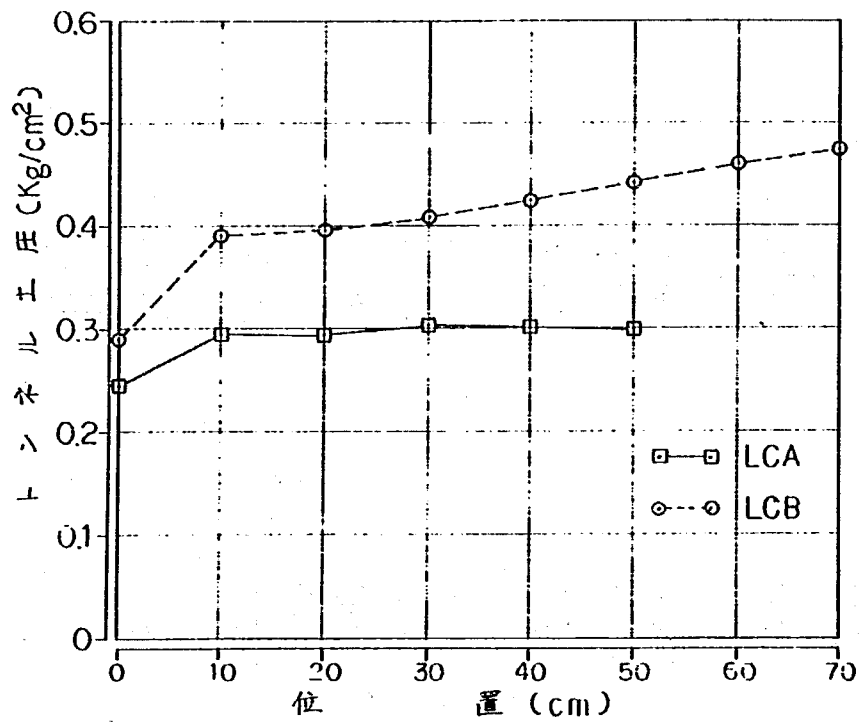
トンネル周辺応力と切羽から測定断面までの距離の関係図・B断面 (ケース 2)



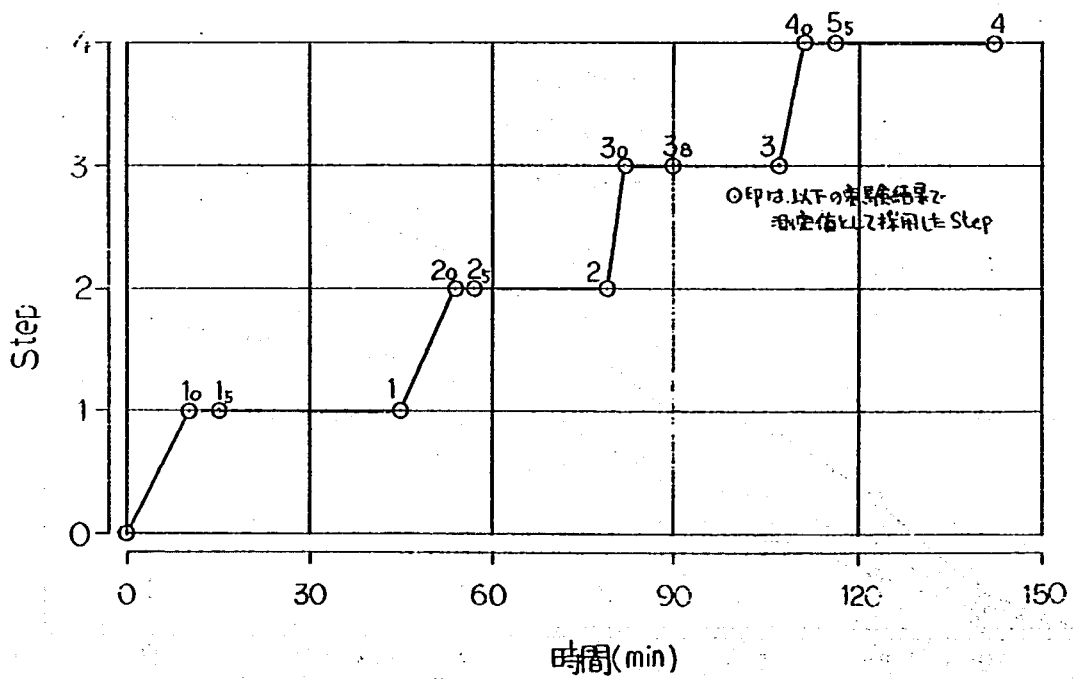
トンネル周辺応力と切羽から測定断面までの距離の関係図・C断面 (ケース 2)



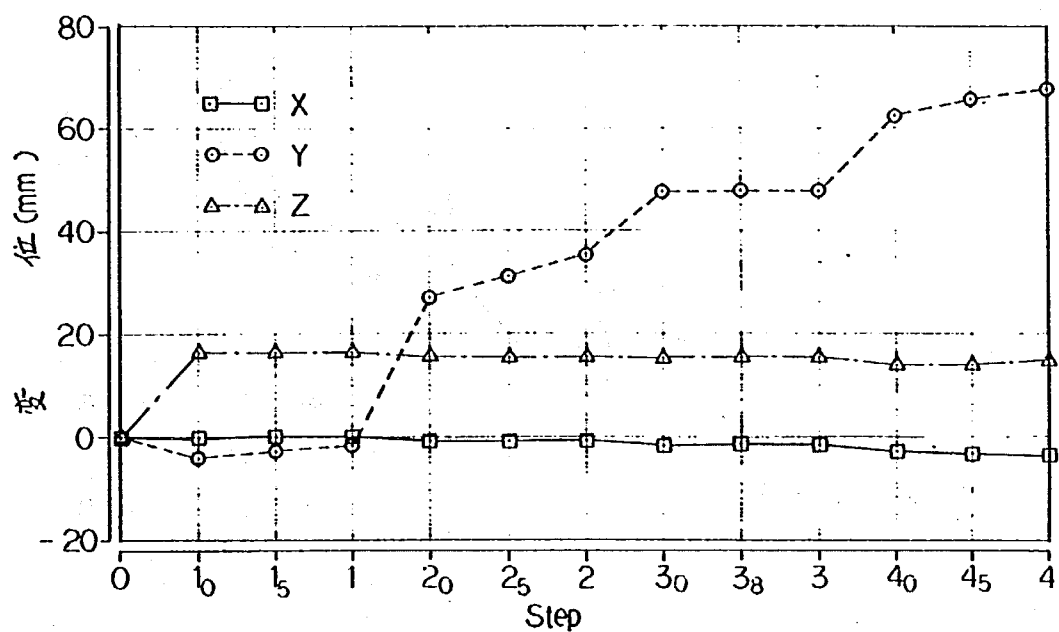
地中変位と切羽から測定断面までの距離の関係図 (ケース 2)



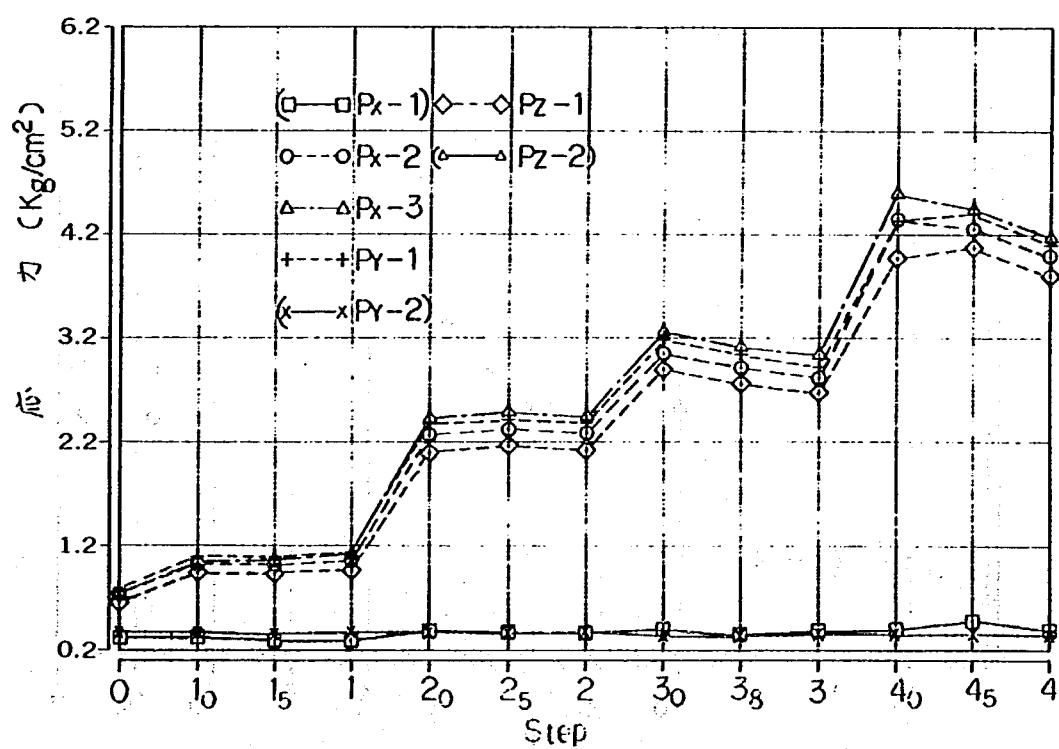
覆工板A・Bのトンネル土圧と位置の関係図（ケース2）



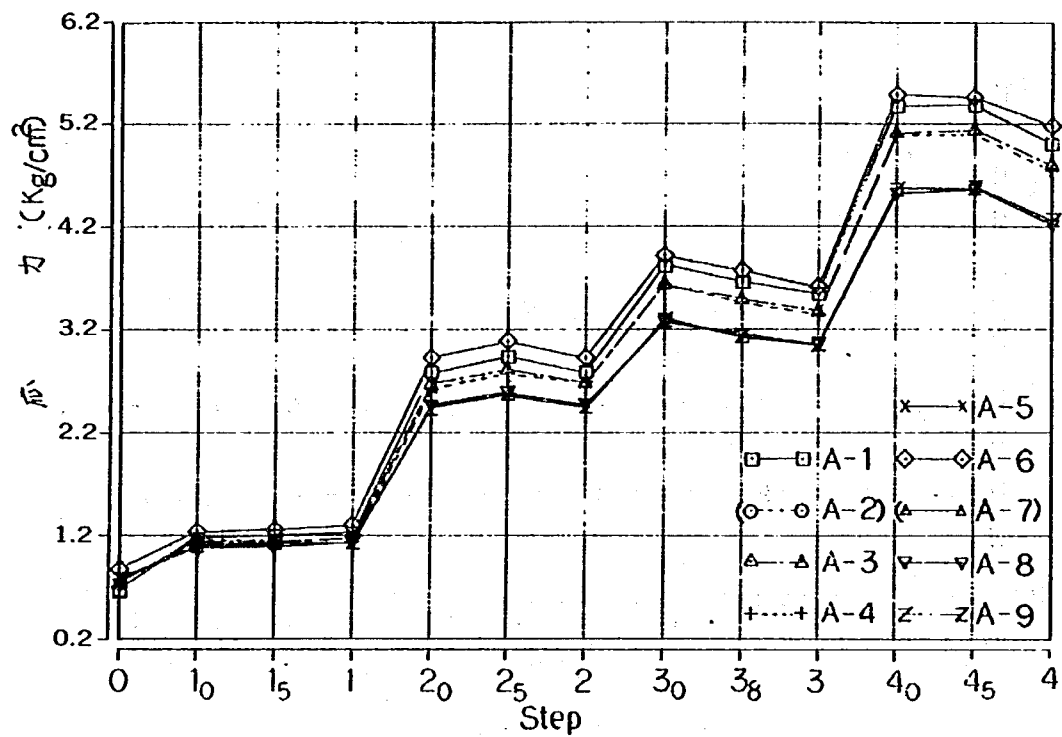
再載荷のStepと時間の関係図・粘性土（ケース2）



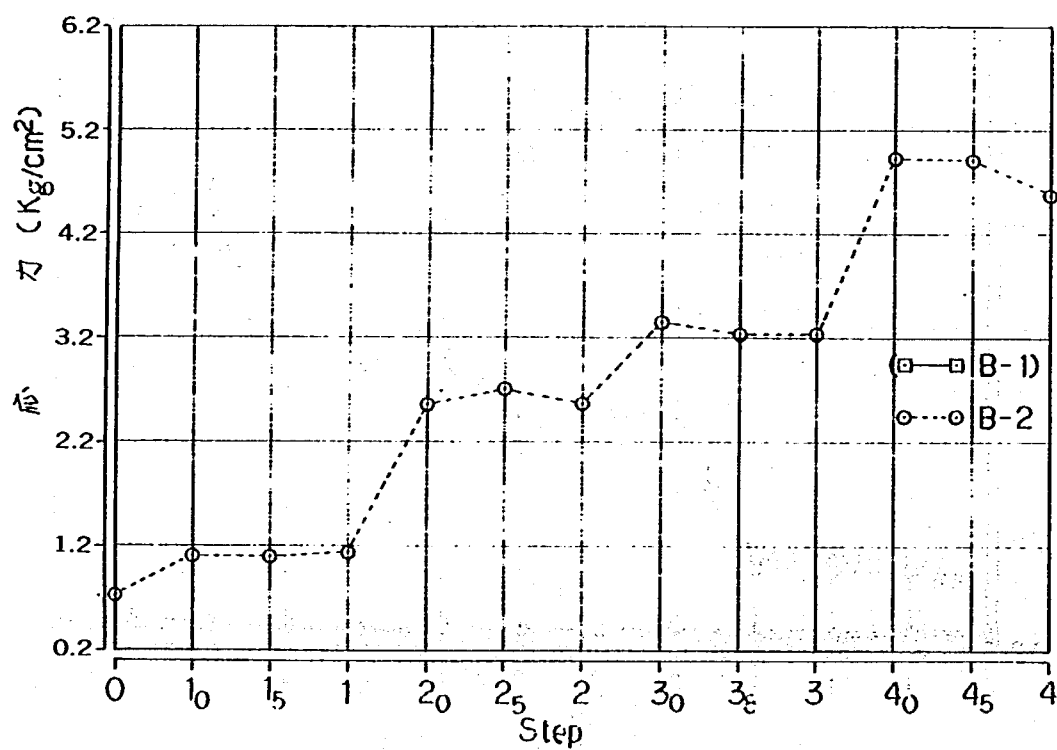
載荷板変位の経時変化図 (ケース 2)



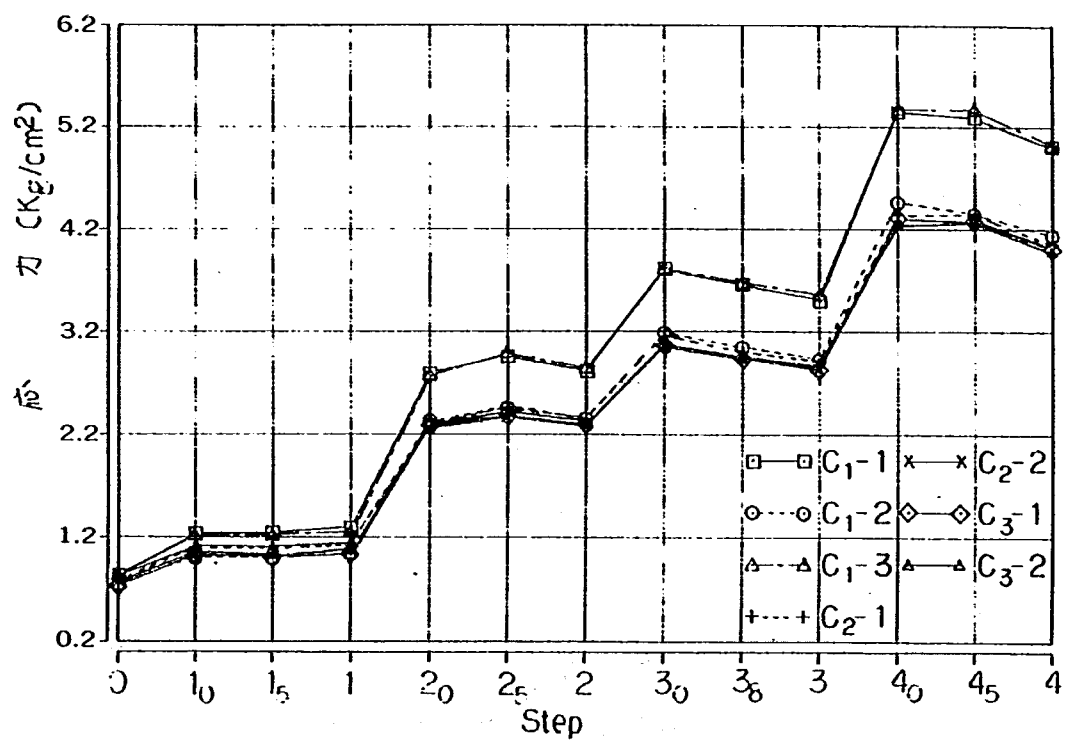
基準応力の経時変化図 (ケース 2)



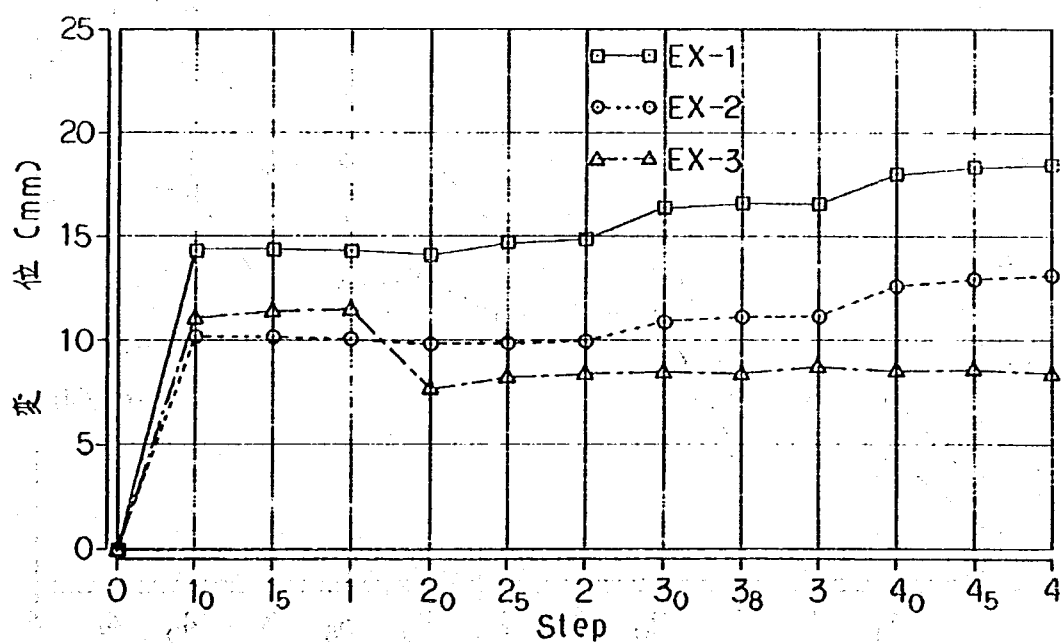
応力の経時変化図・A断面 (ケース2)



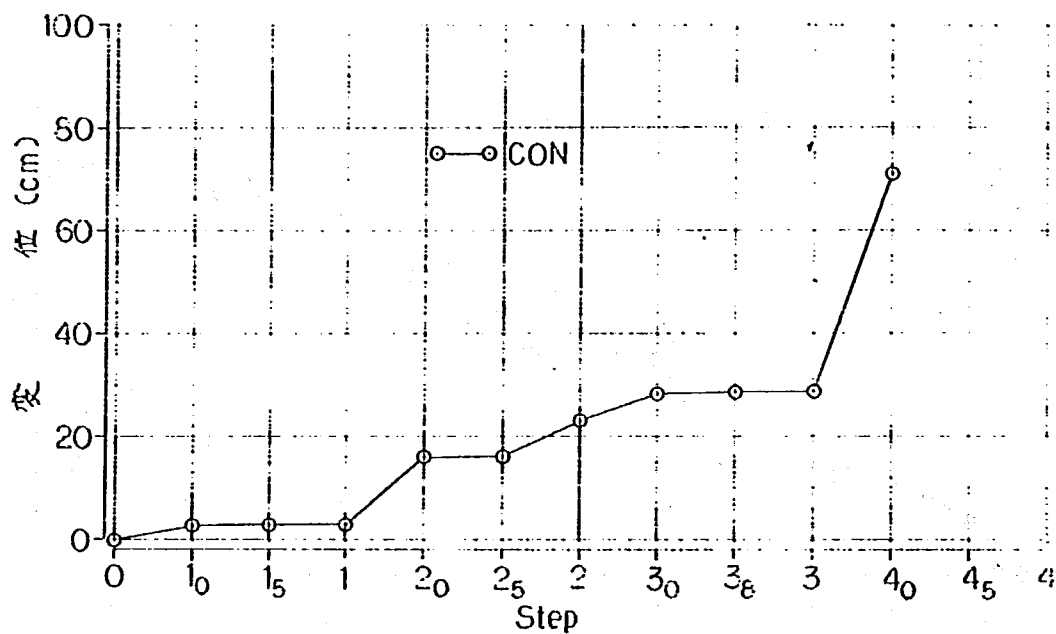
応力の経時変化図・B断面 (ケース2)



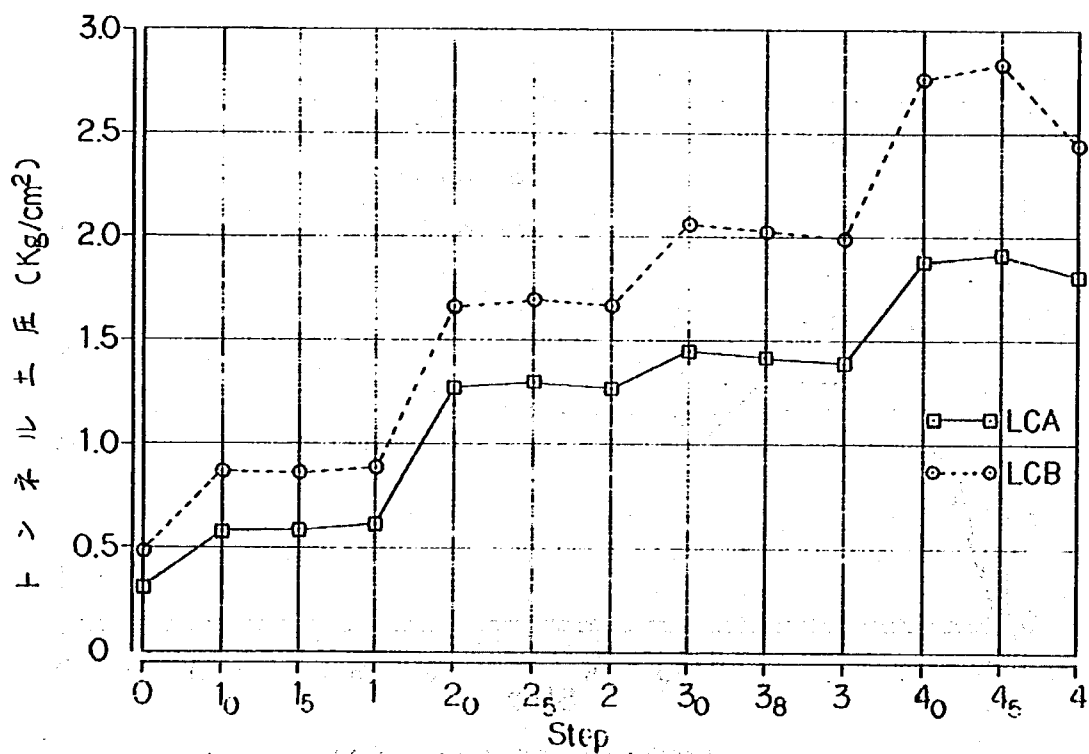
応力の経時変化図・C断面 (ケース2)



地中変位の経時変化図 (ケース2)

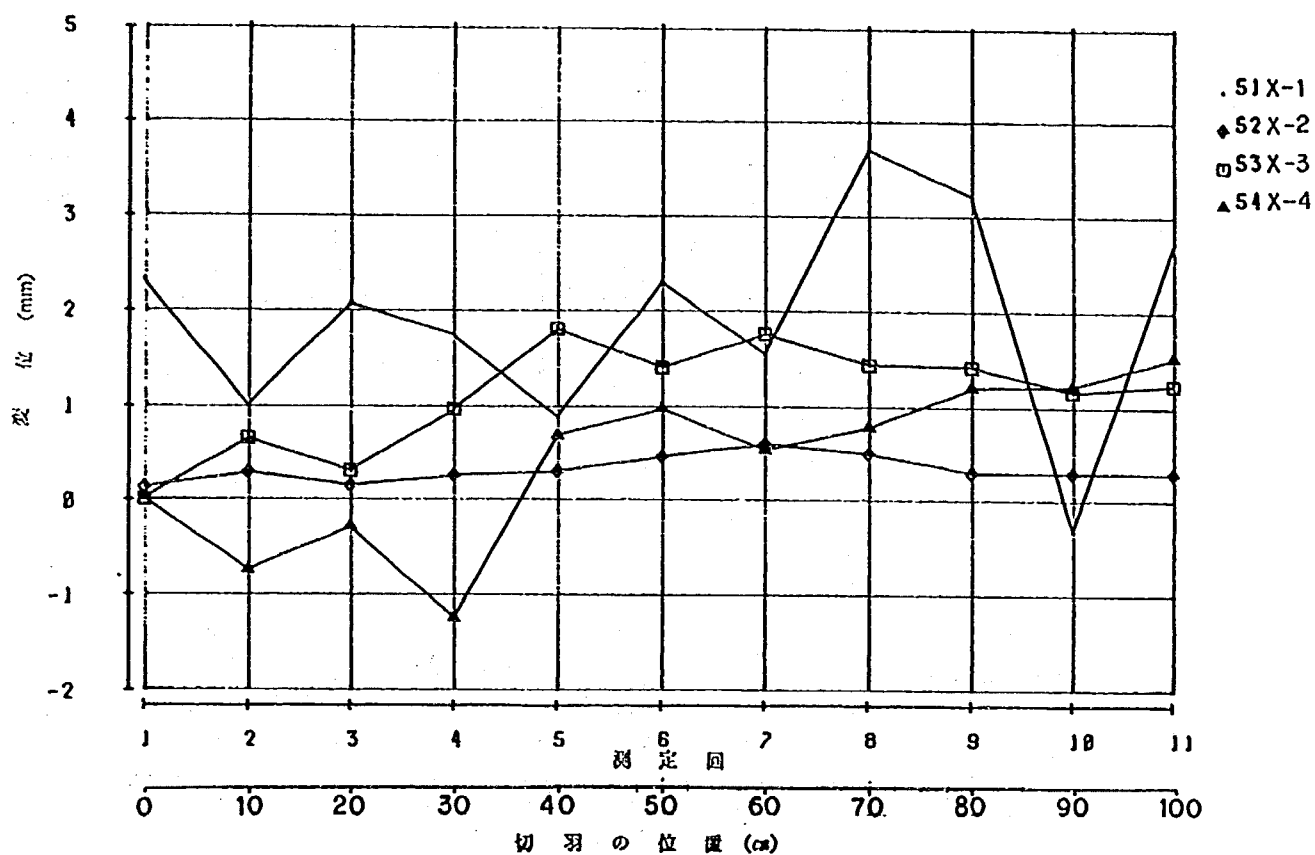


押し出し変位の経時変化図 (ケース 2)

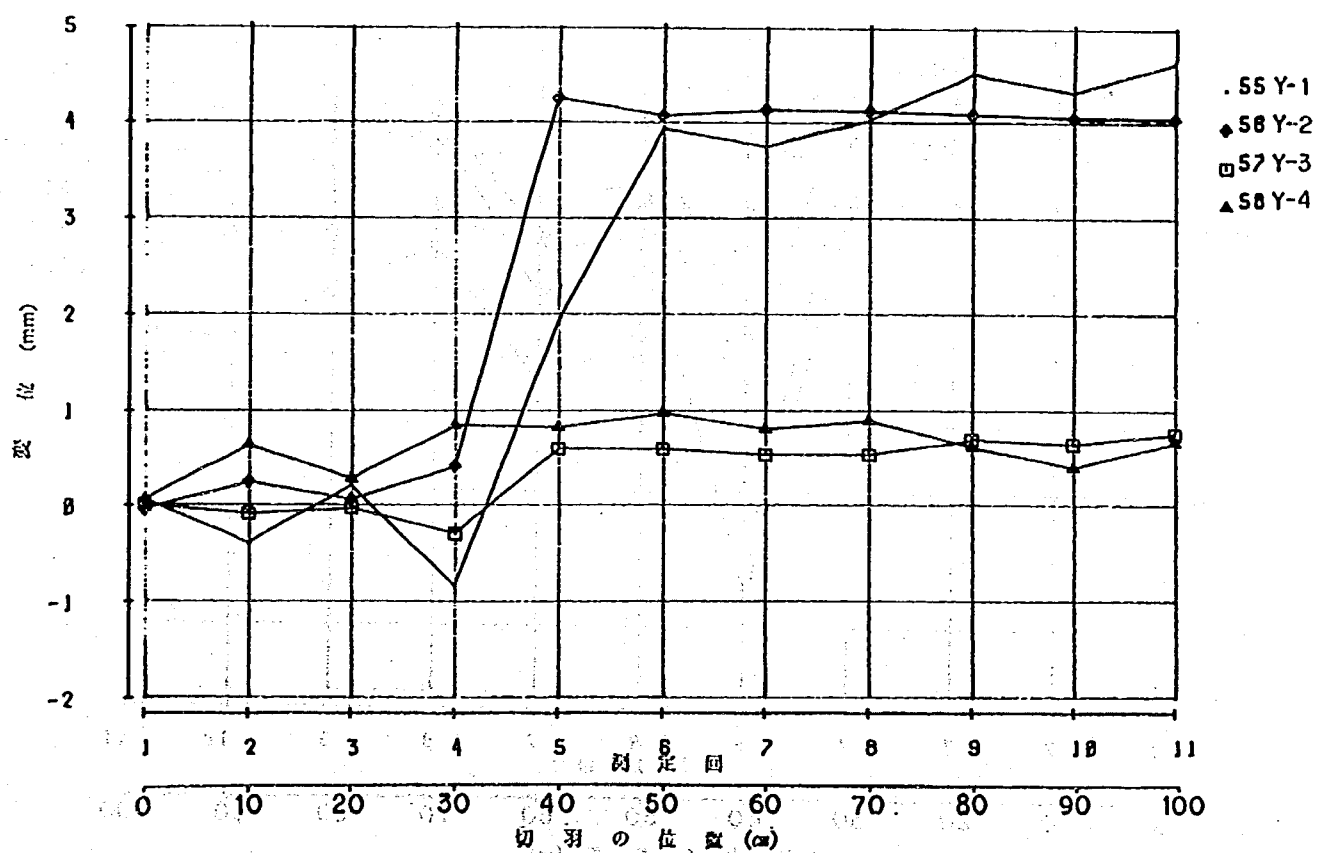


覆工板A・Bのトンネル土圧の経時変化図 (ケース 2)

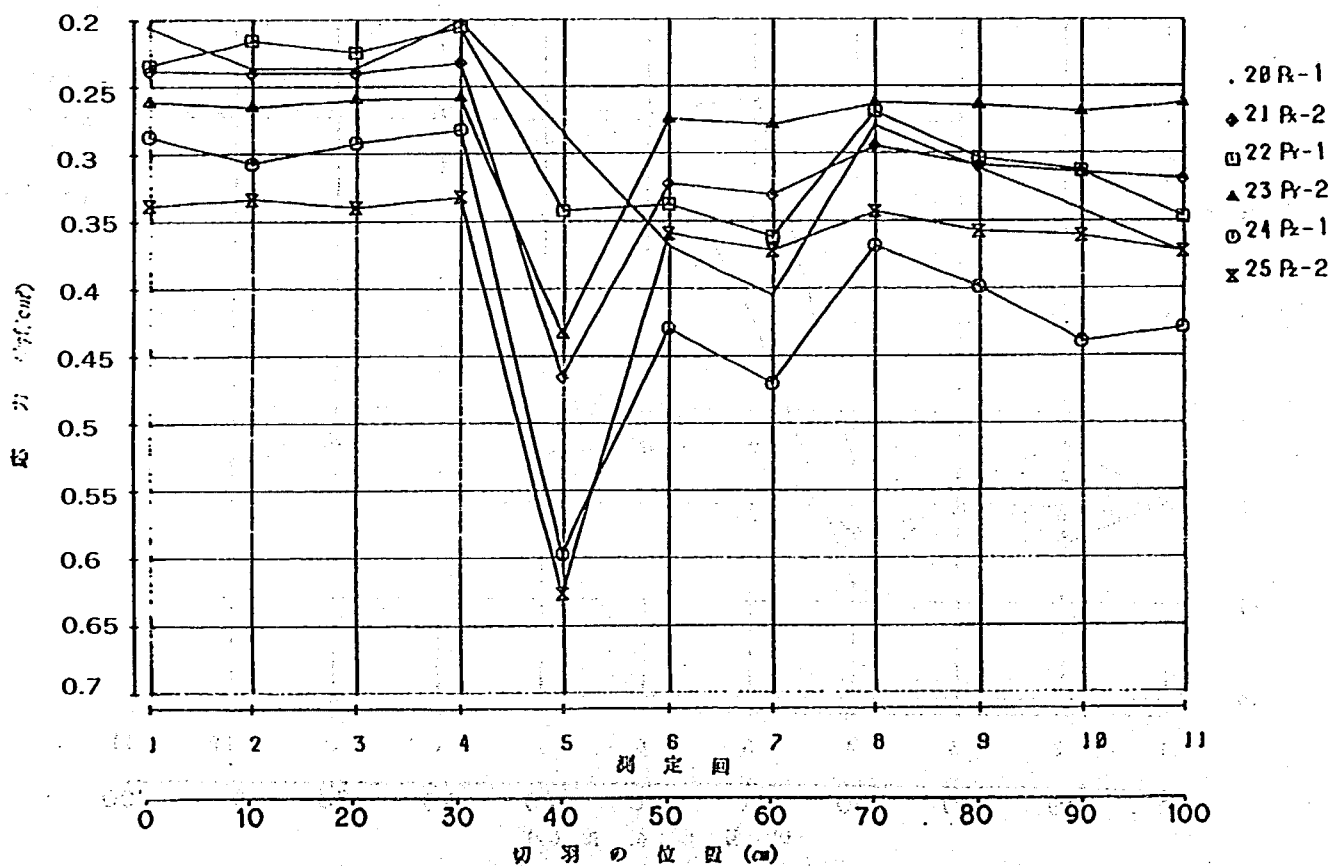
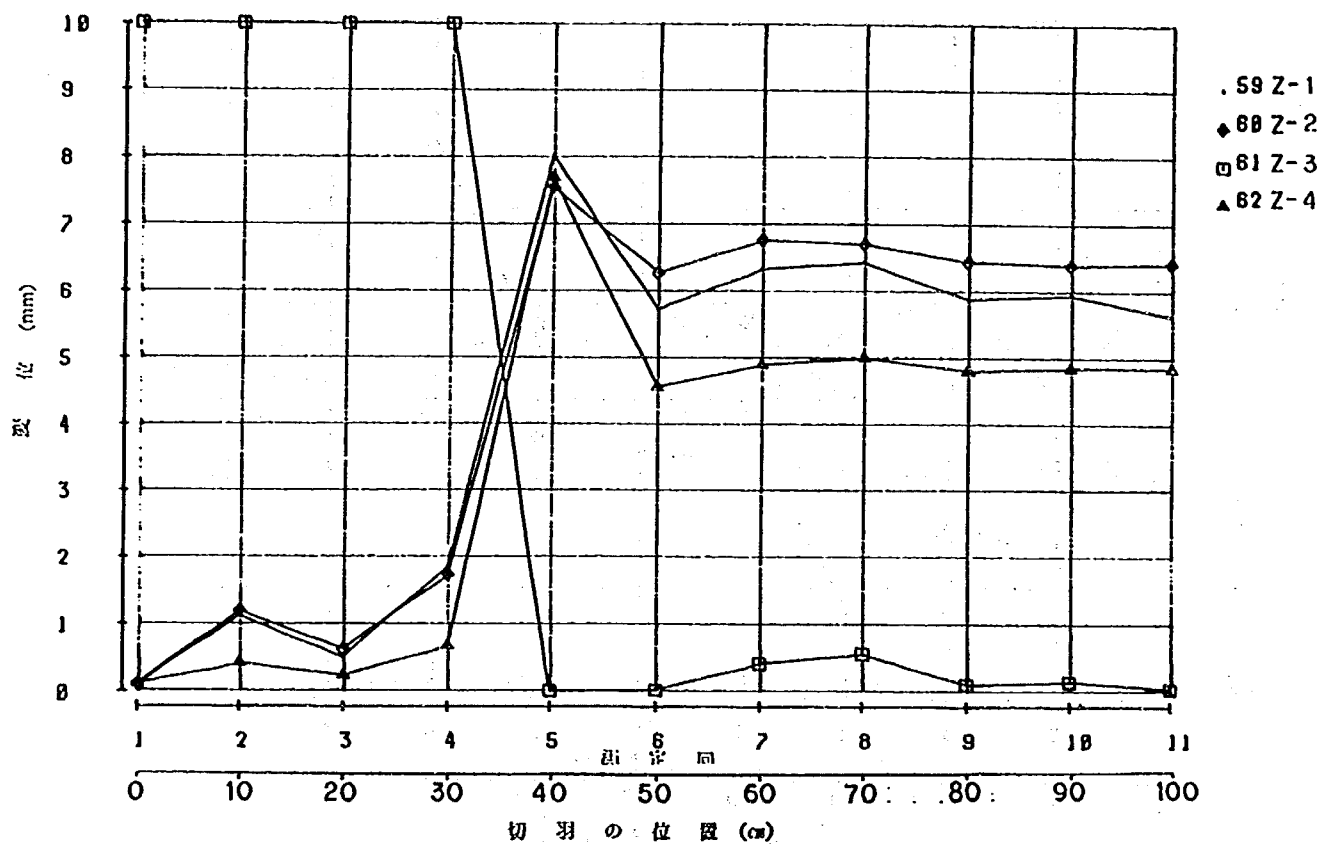
第 2 章 ケース 3 の実験結果

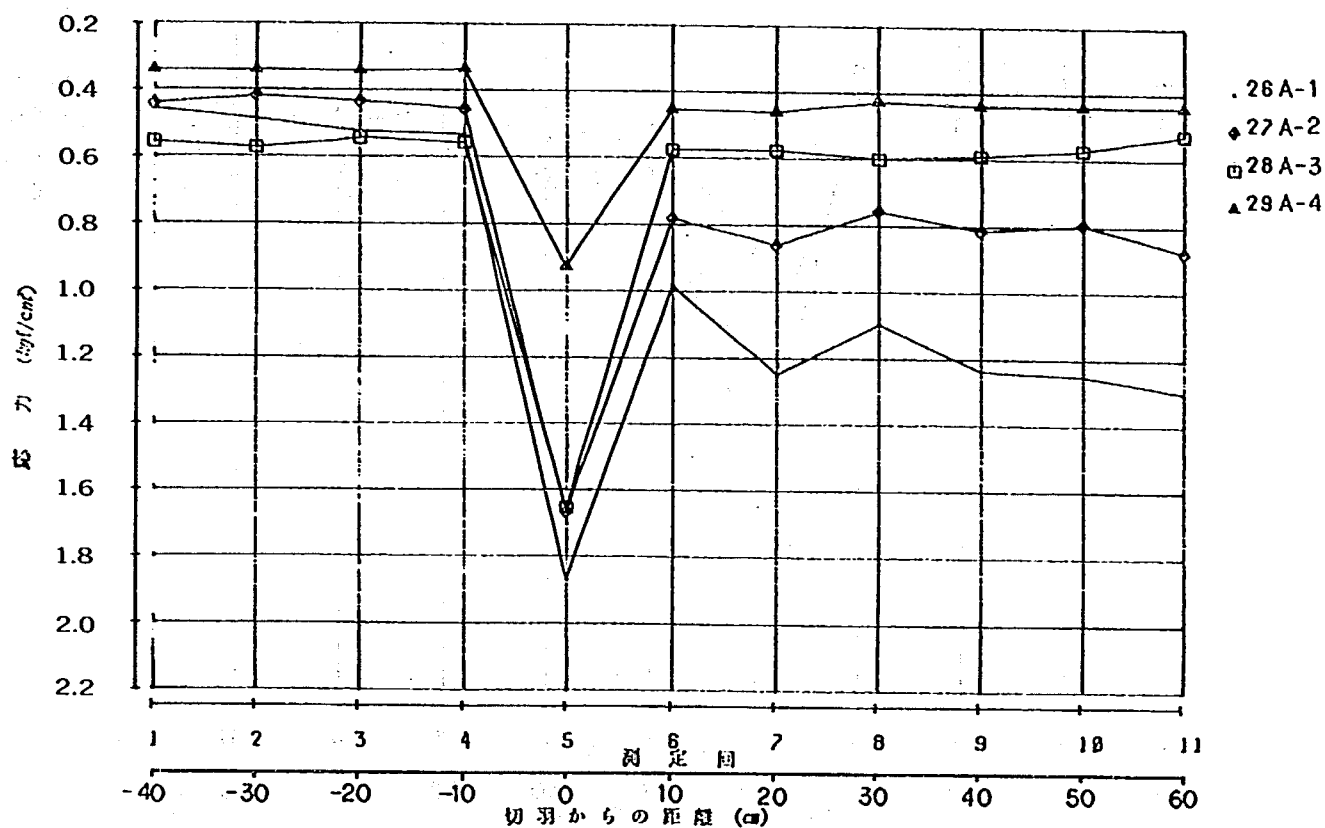


トンネル切羽位置による載荷板変位の経時変化図, ケース 3, 掘削時 (X方向)

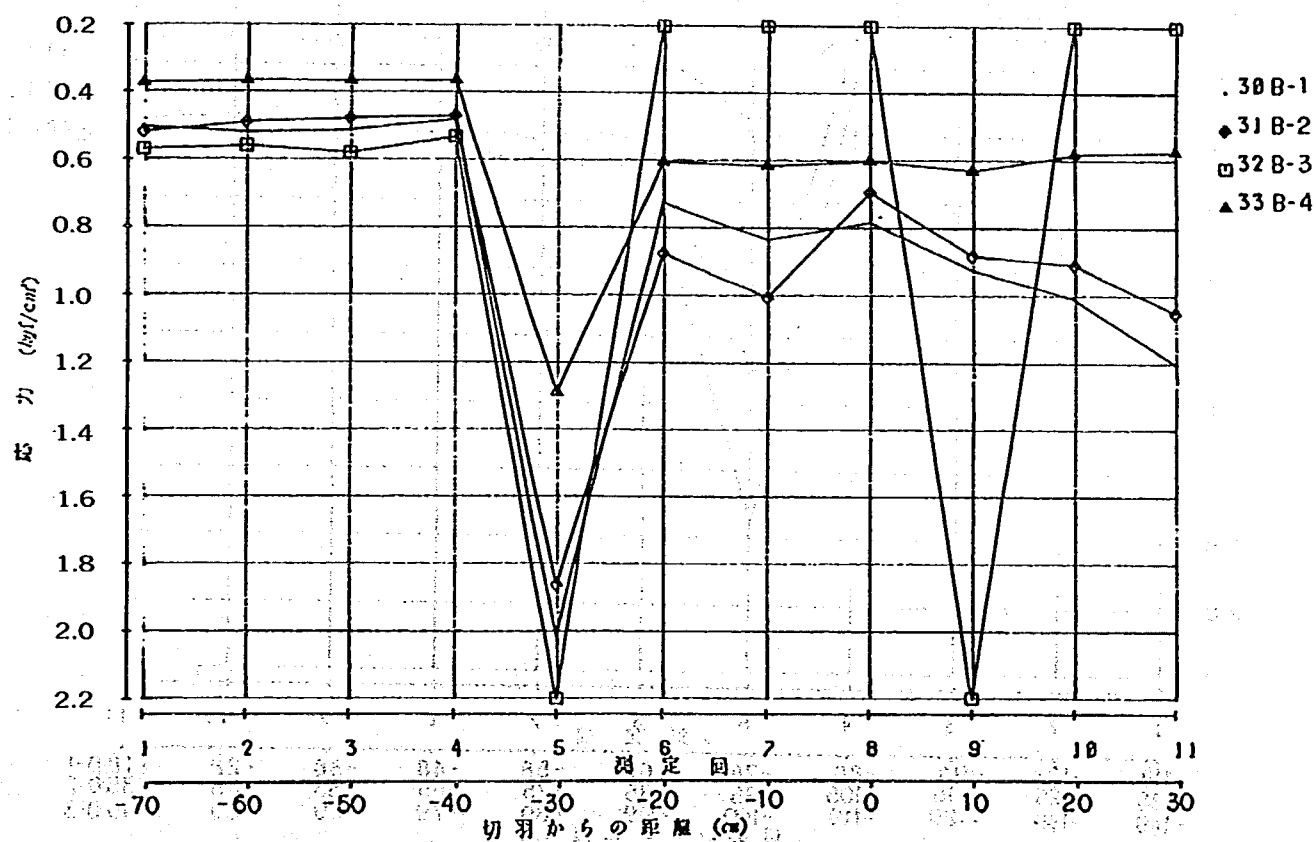


トンネル切羽位置による載荷板変位の経時変化図, ケース 3, 掘削時 (Y方向)

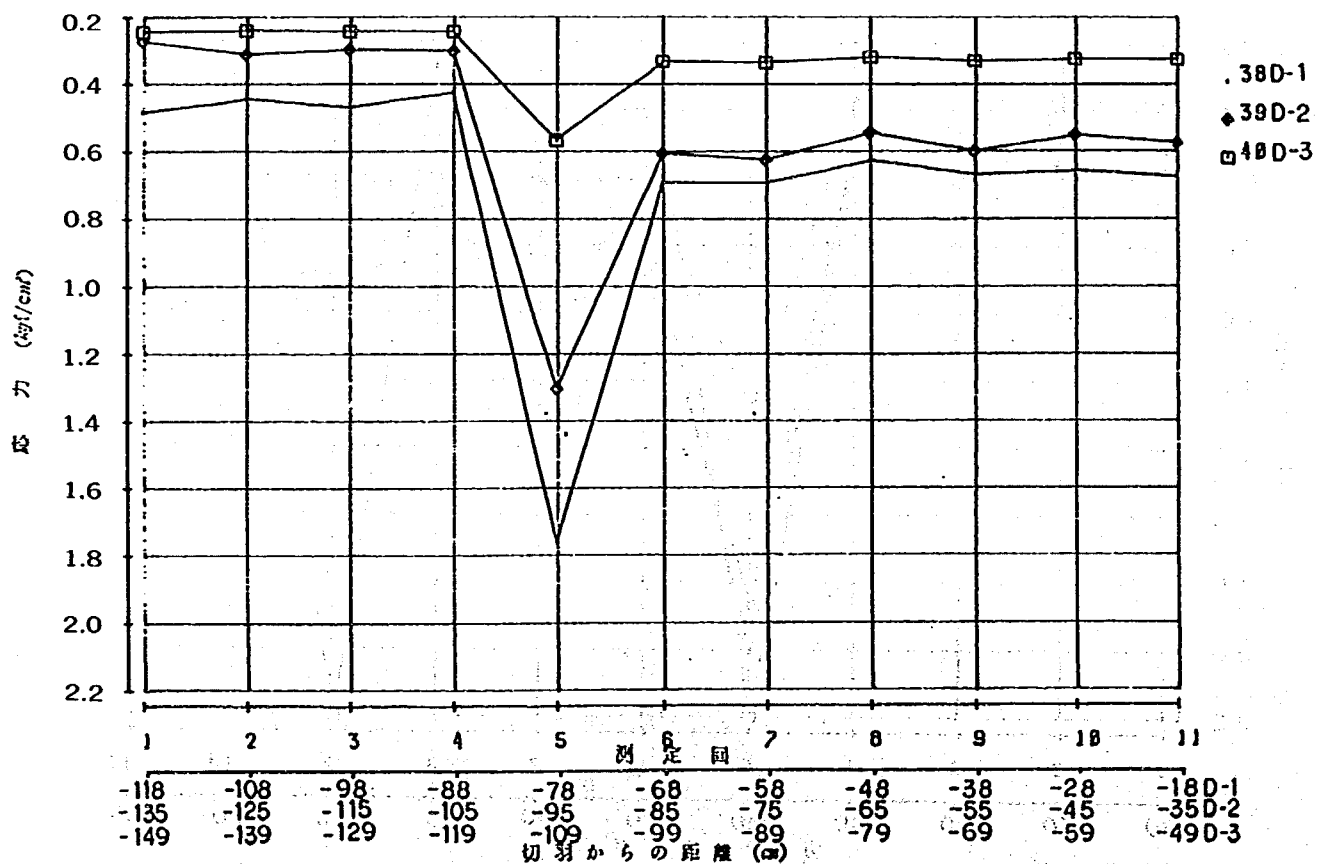
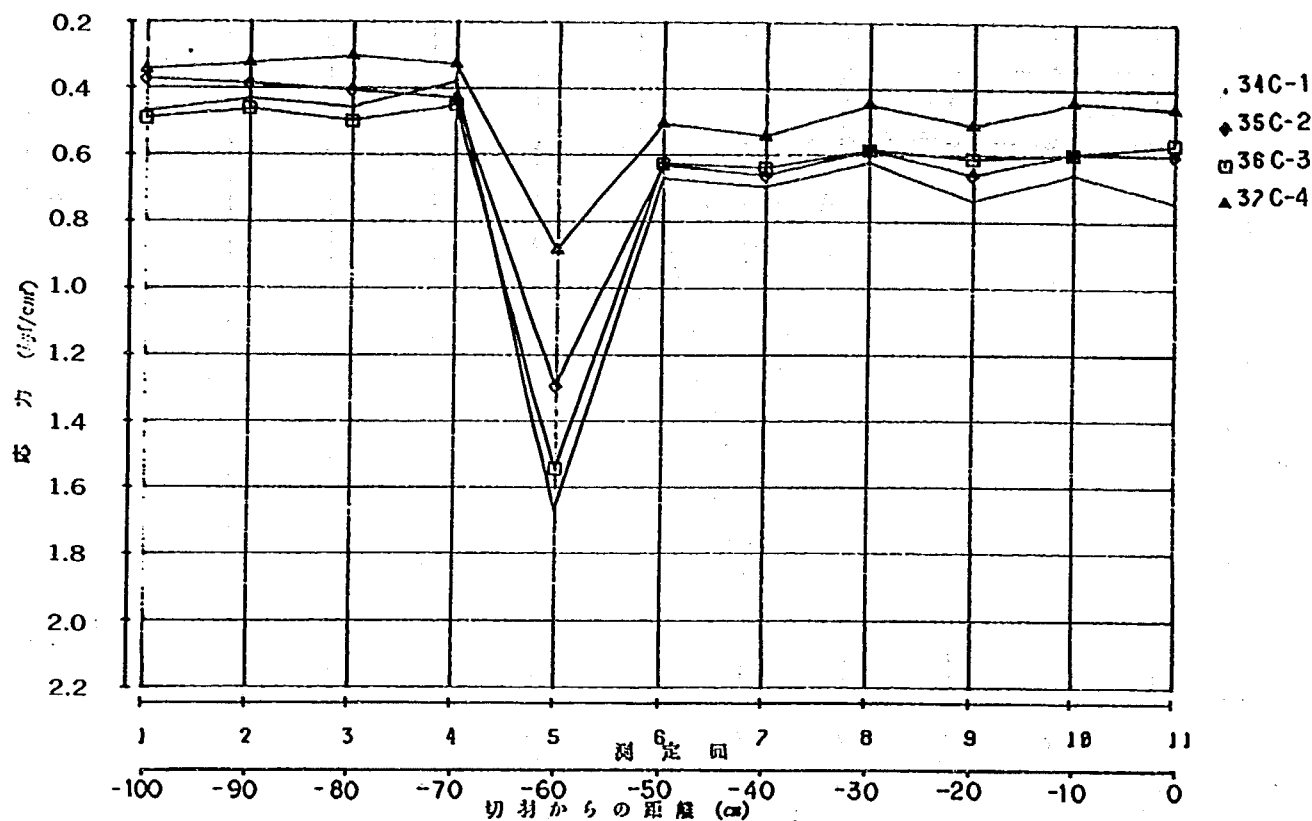


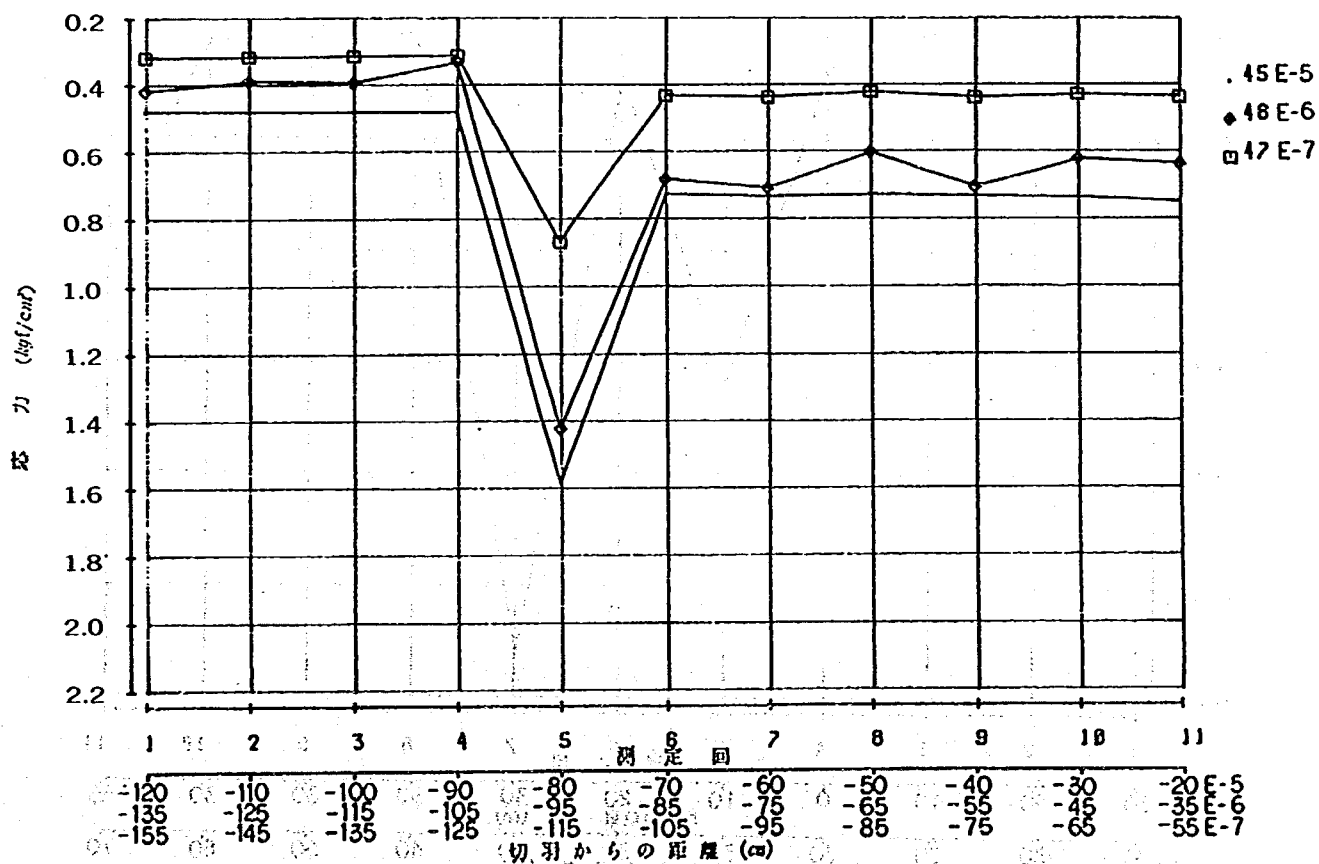
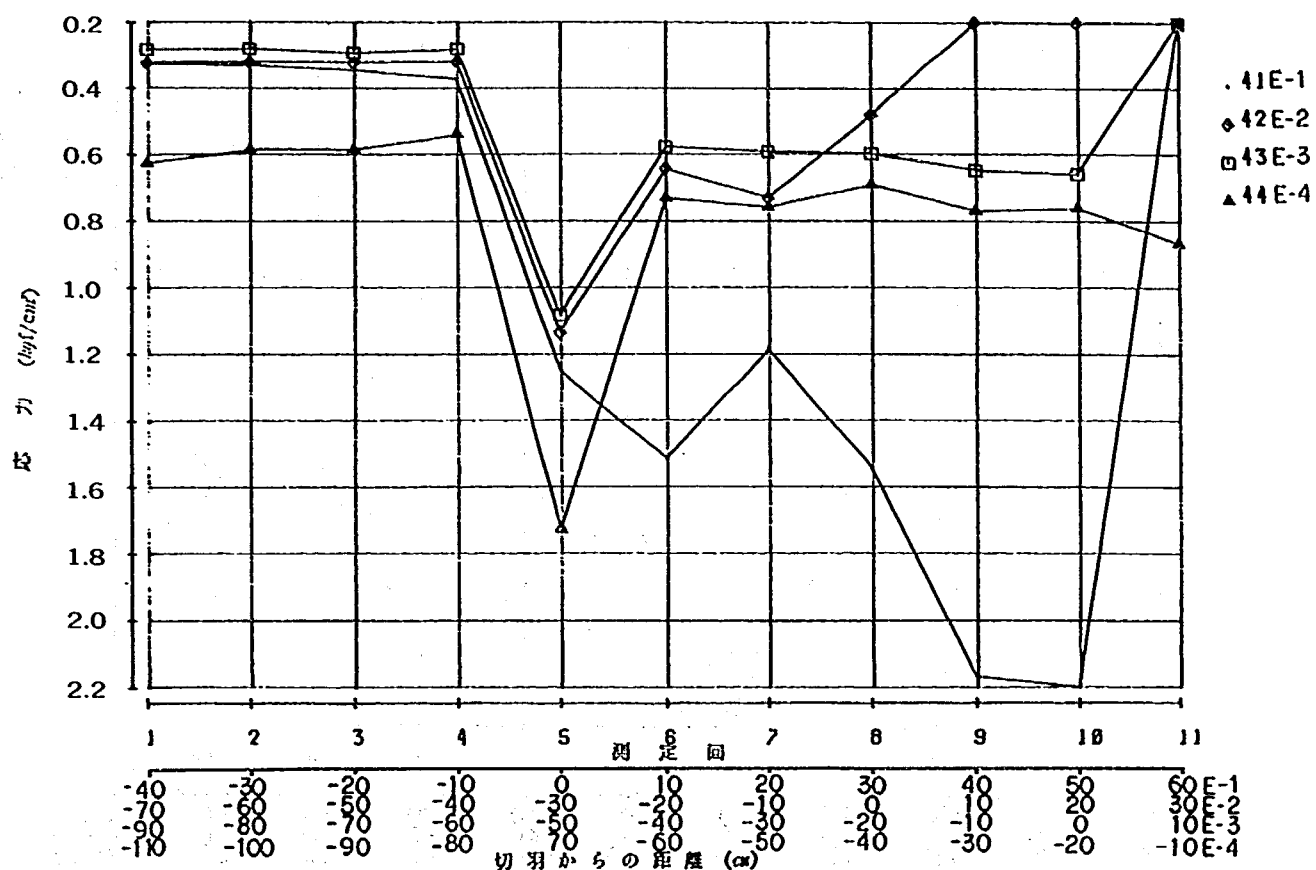


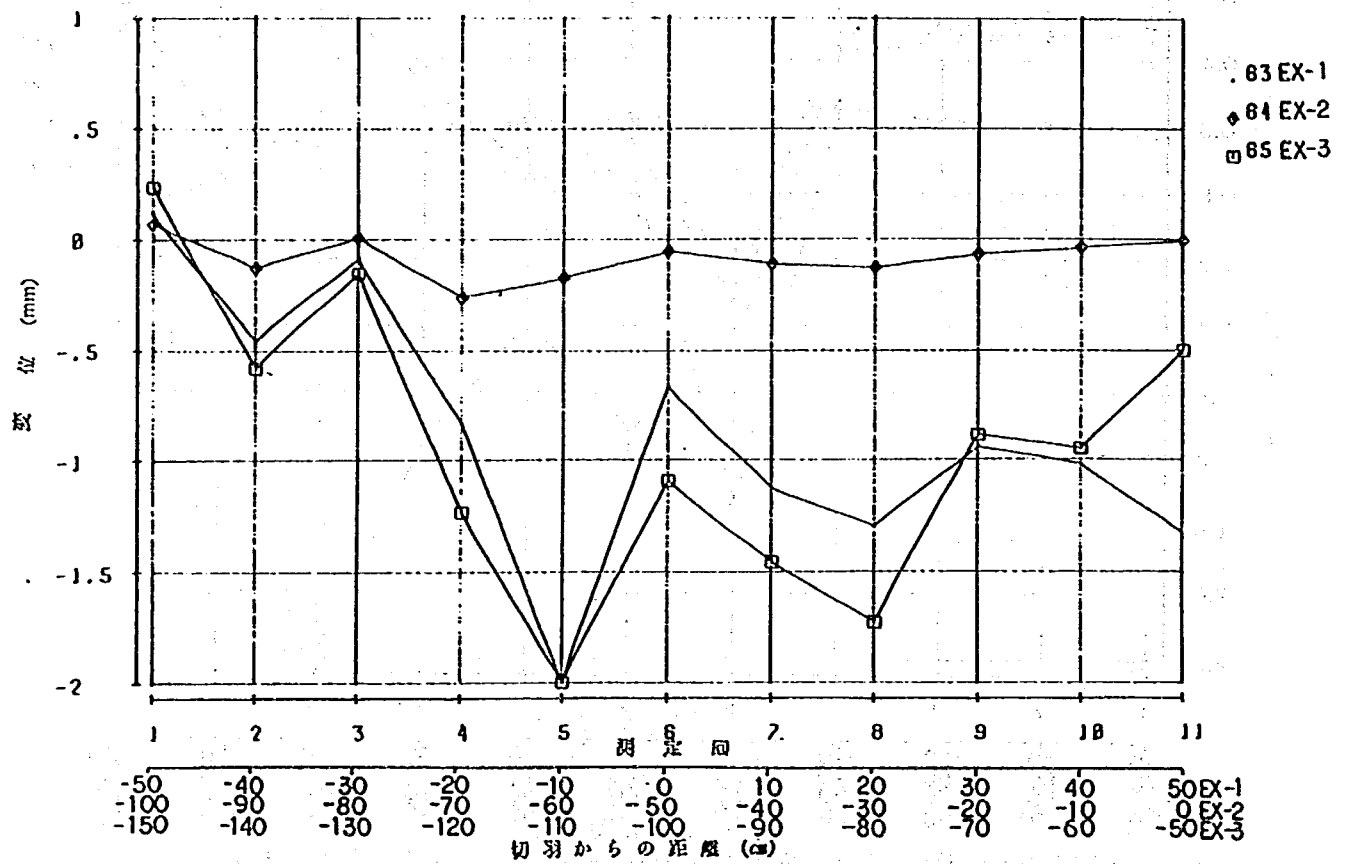
トンネル周辺応力と切羽から測定断面までの距離の関係図，ケース 3，掘削時 (A断面)



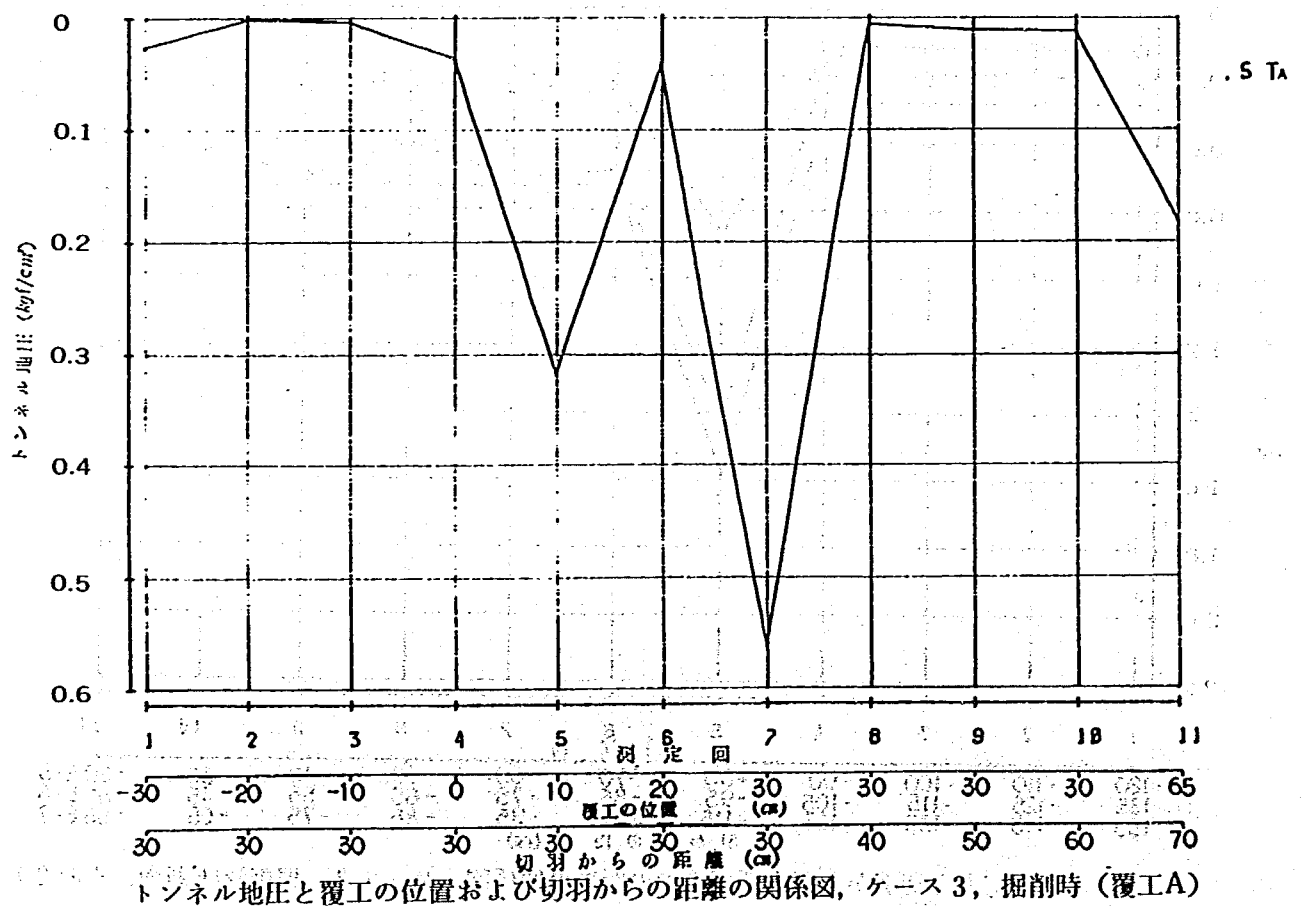
トンネル周辺応力と切羽から測定断面までの距離の関係図，ケース 3，掘削時 (B断面)



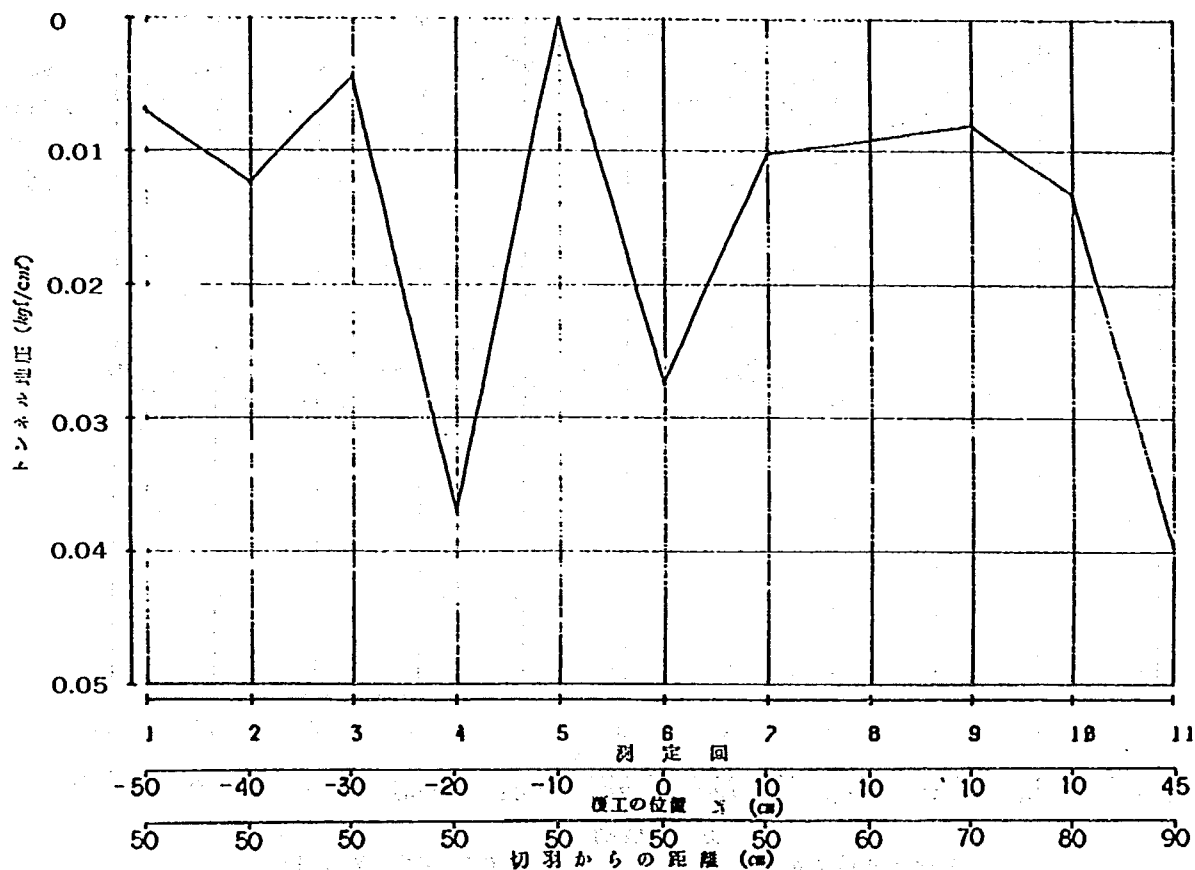




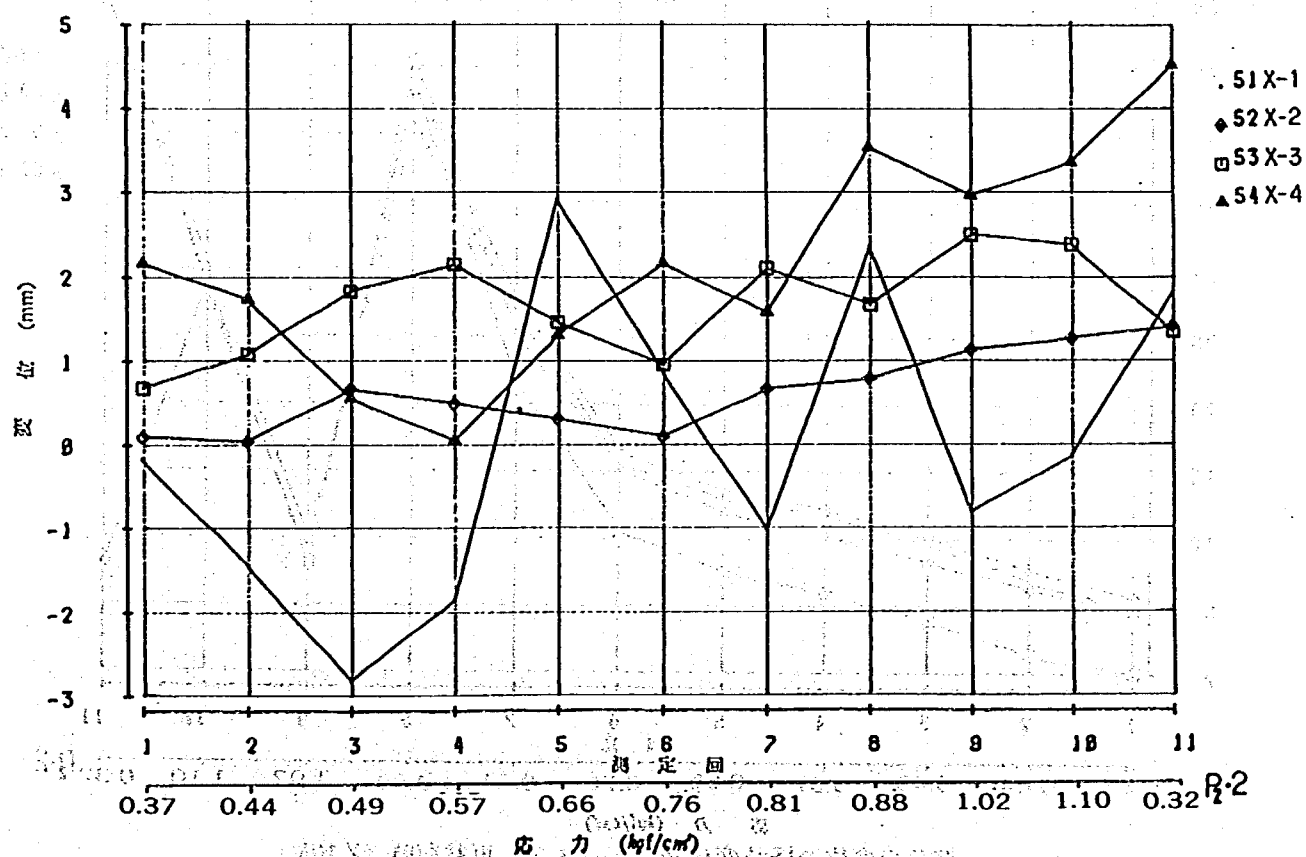
地中変位と切羽から測定断面までの距離の関係図、ケース 3、掘削時



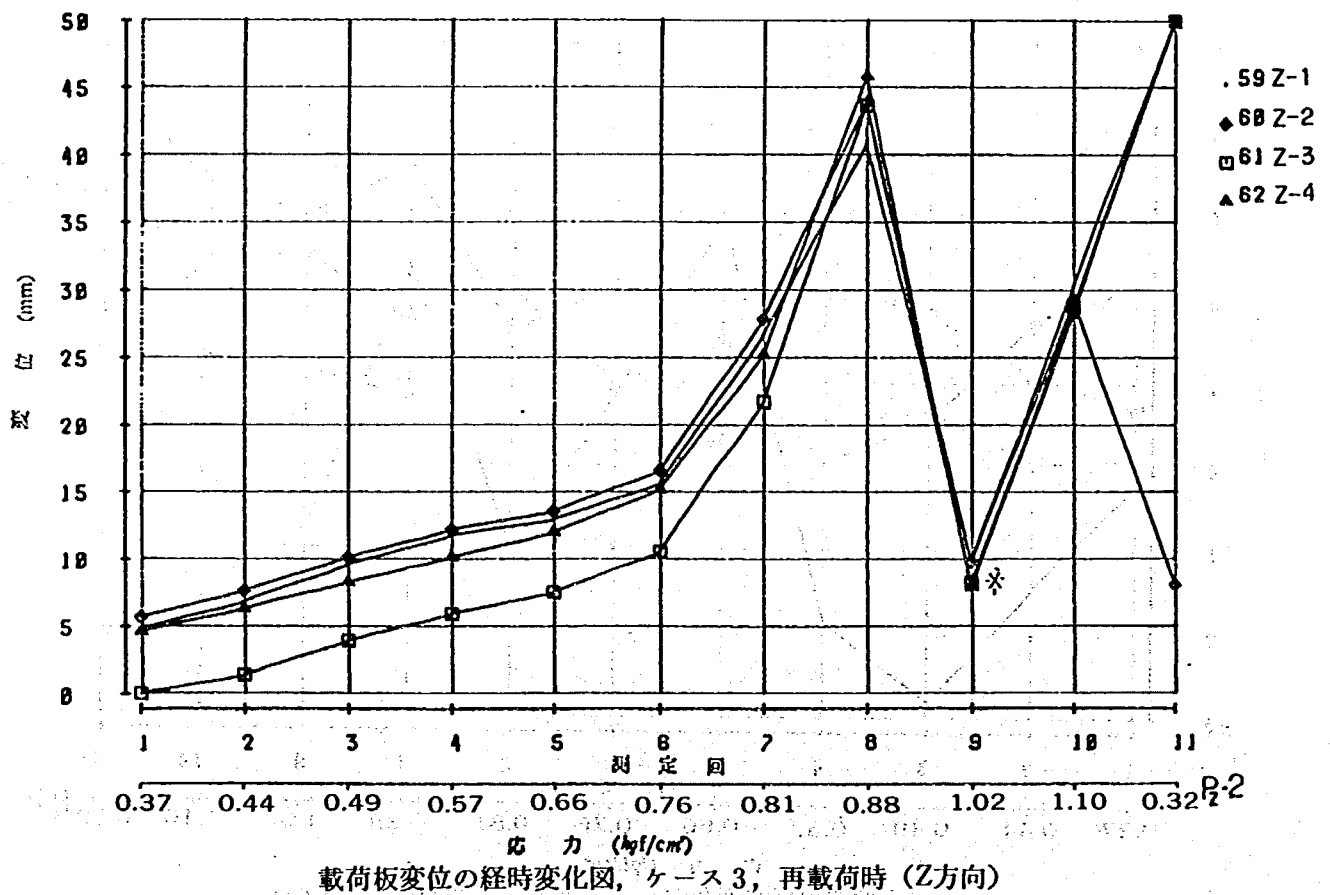
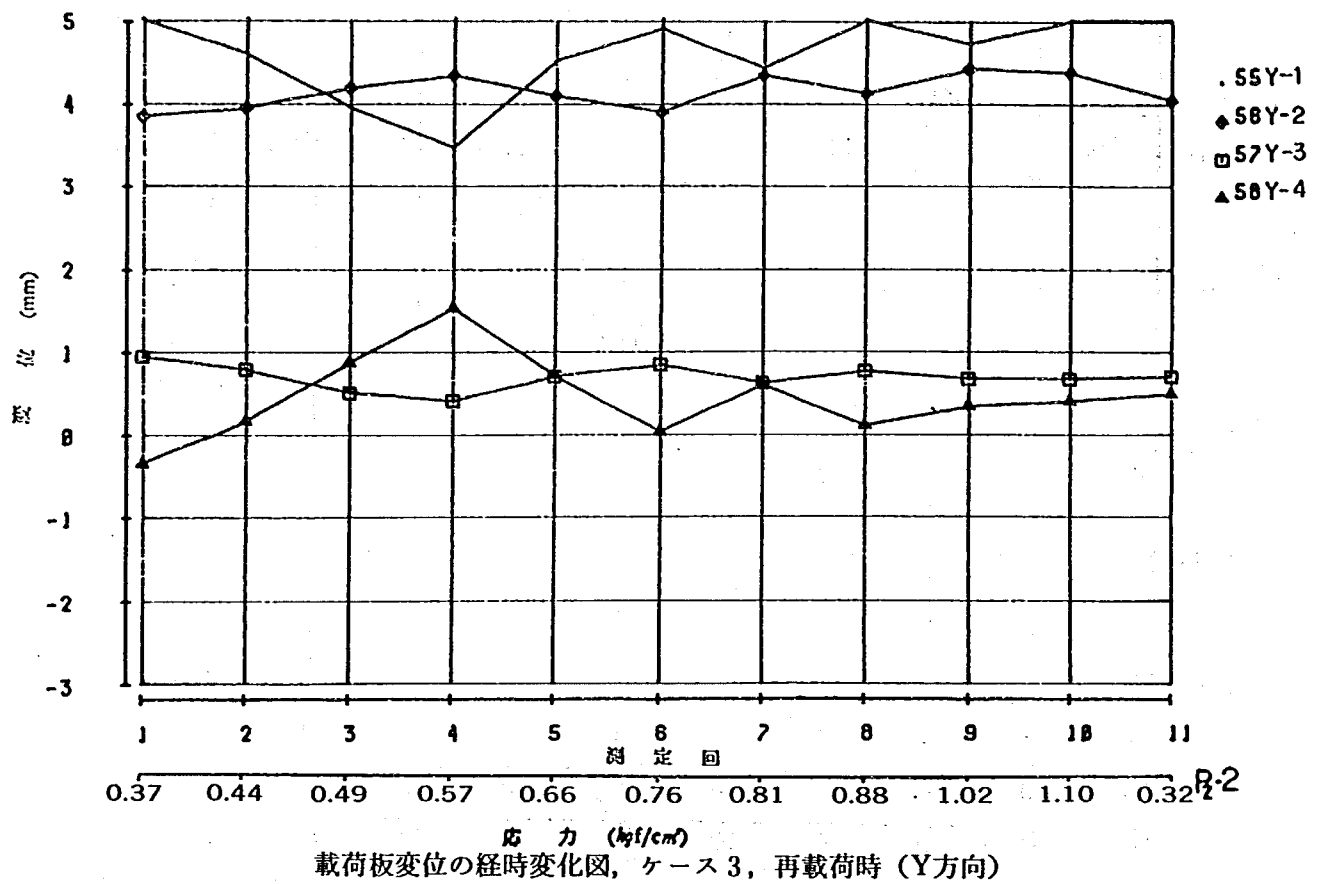
トンネル地圧と覆工の位置および切羽からの距離の関係図、ケース 3、掘削時 (覆工A)

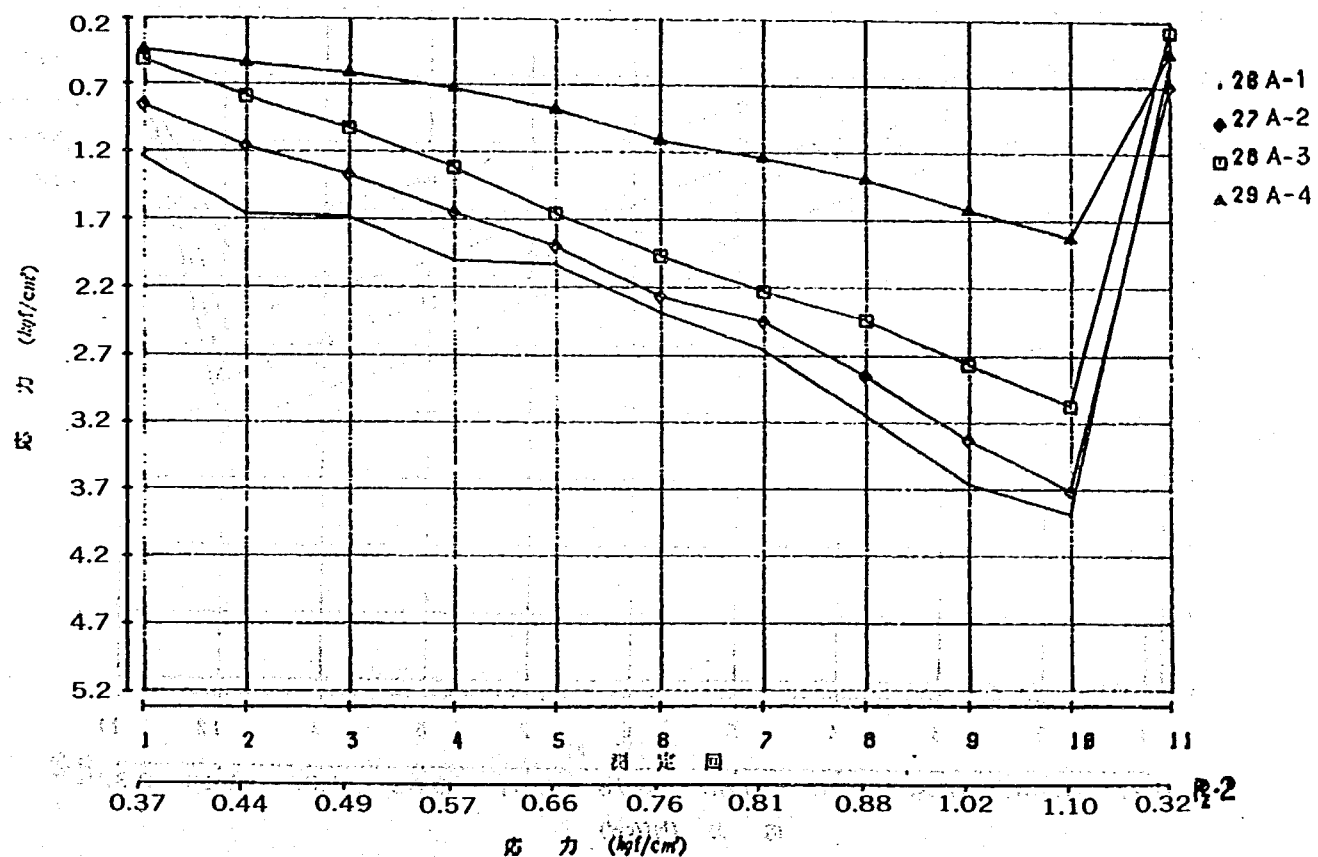
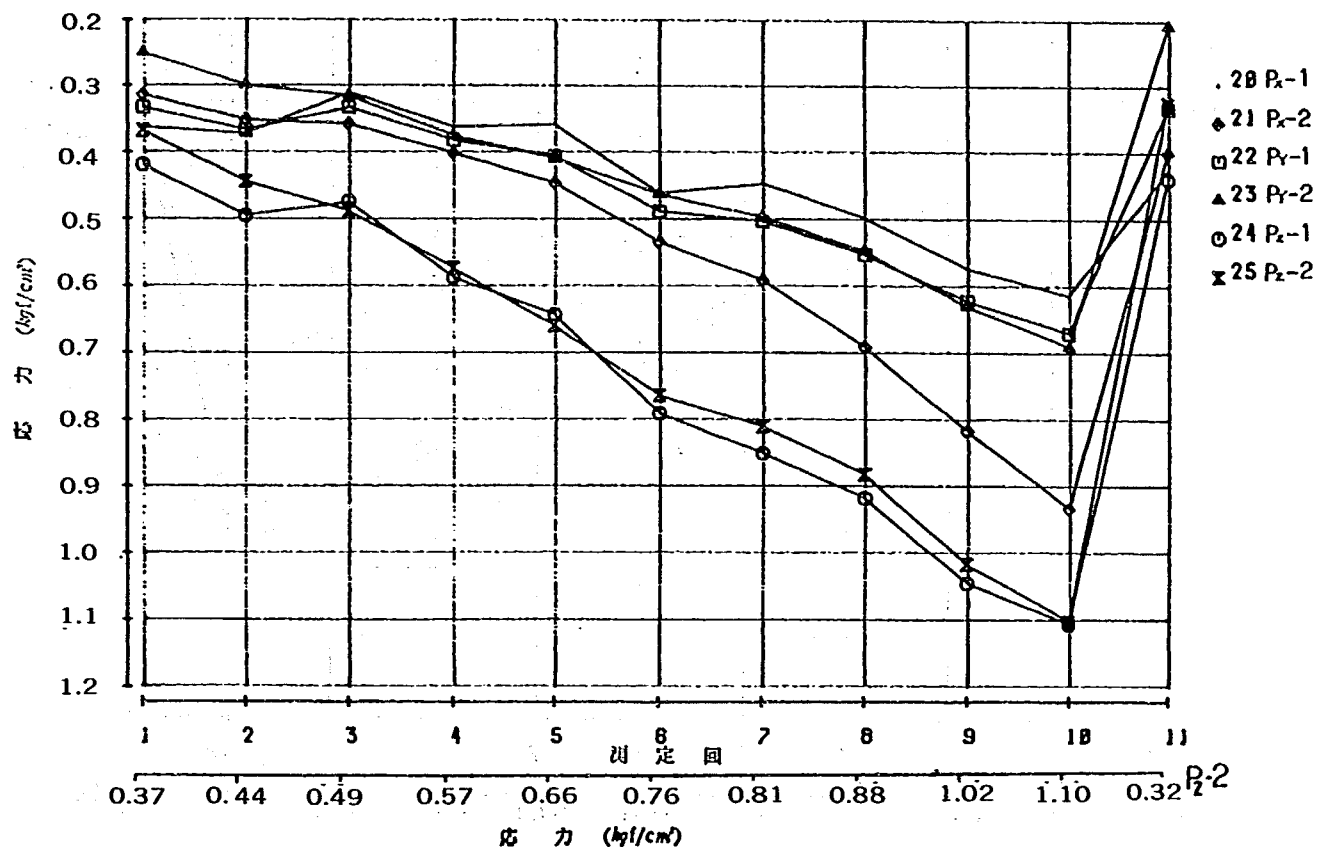


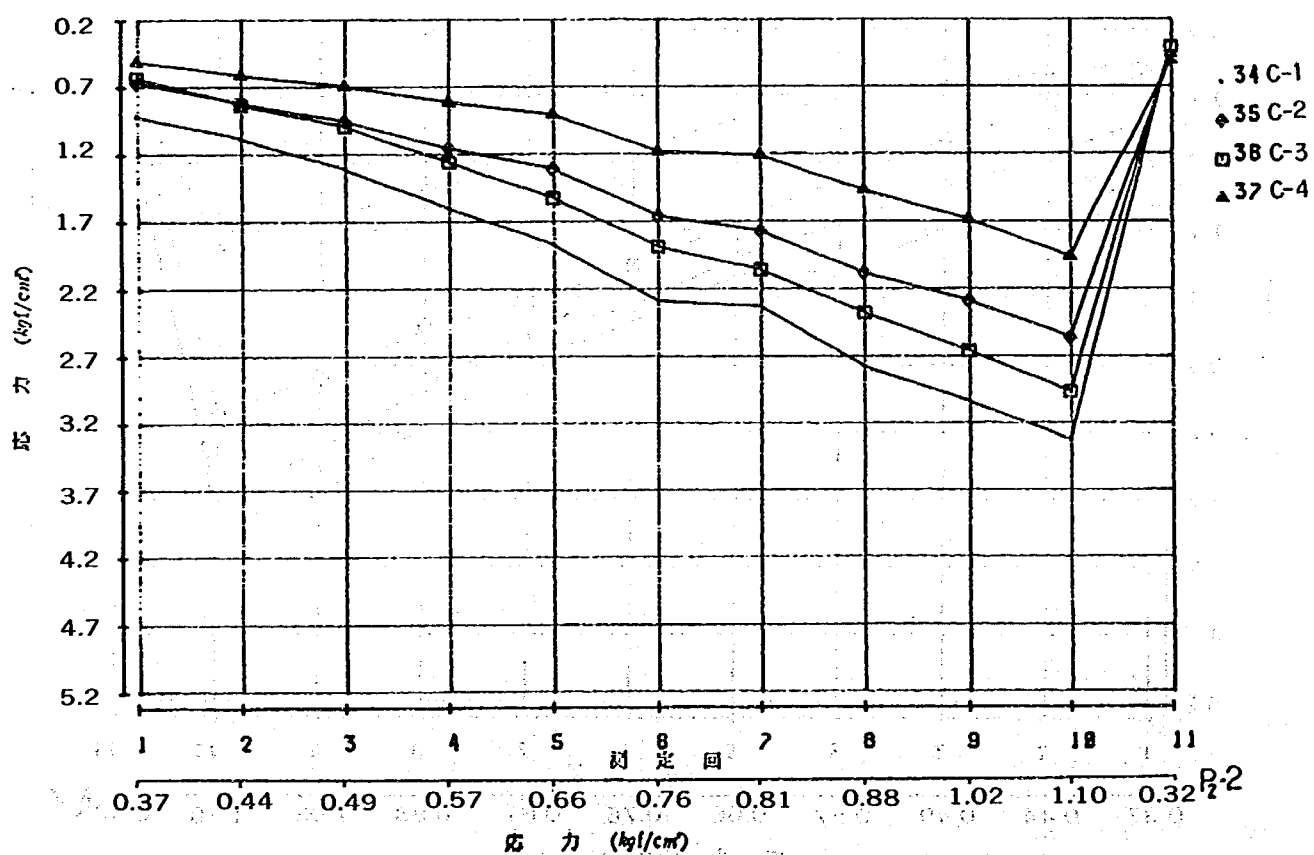
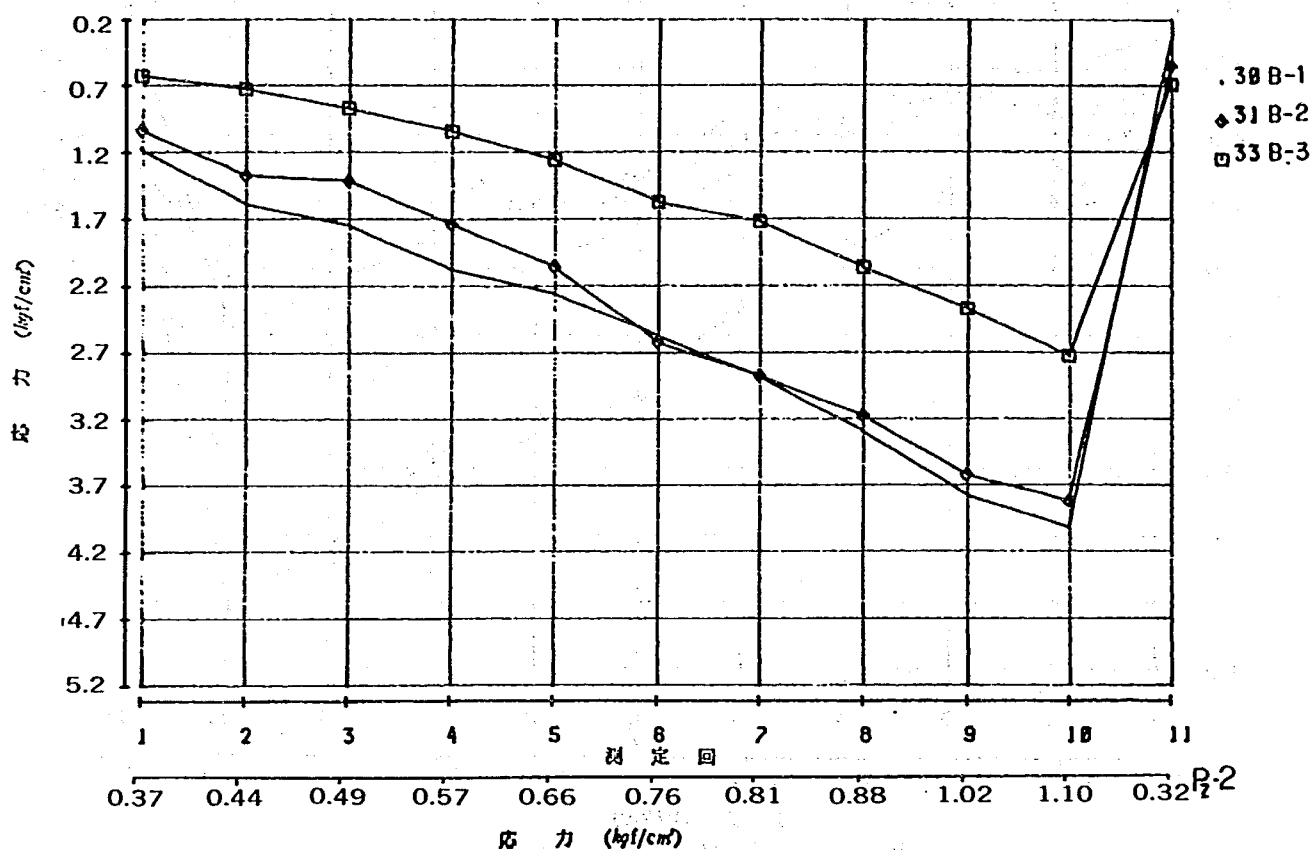
トンネル地圧と覆工の位置および切羽からの距離の関係図, ケース 3, 掘削時 (覆工B)

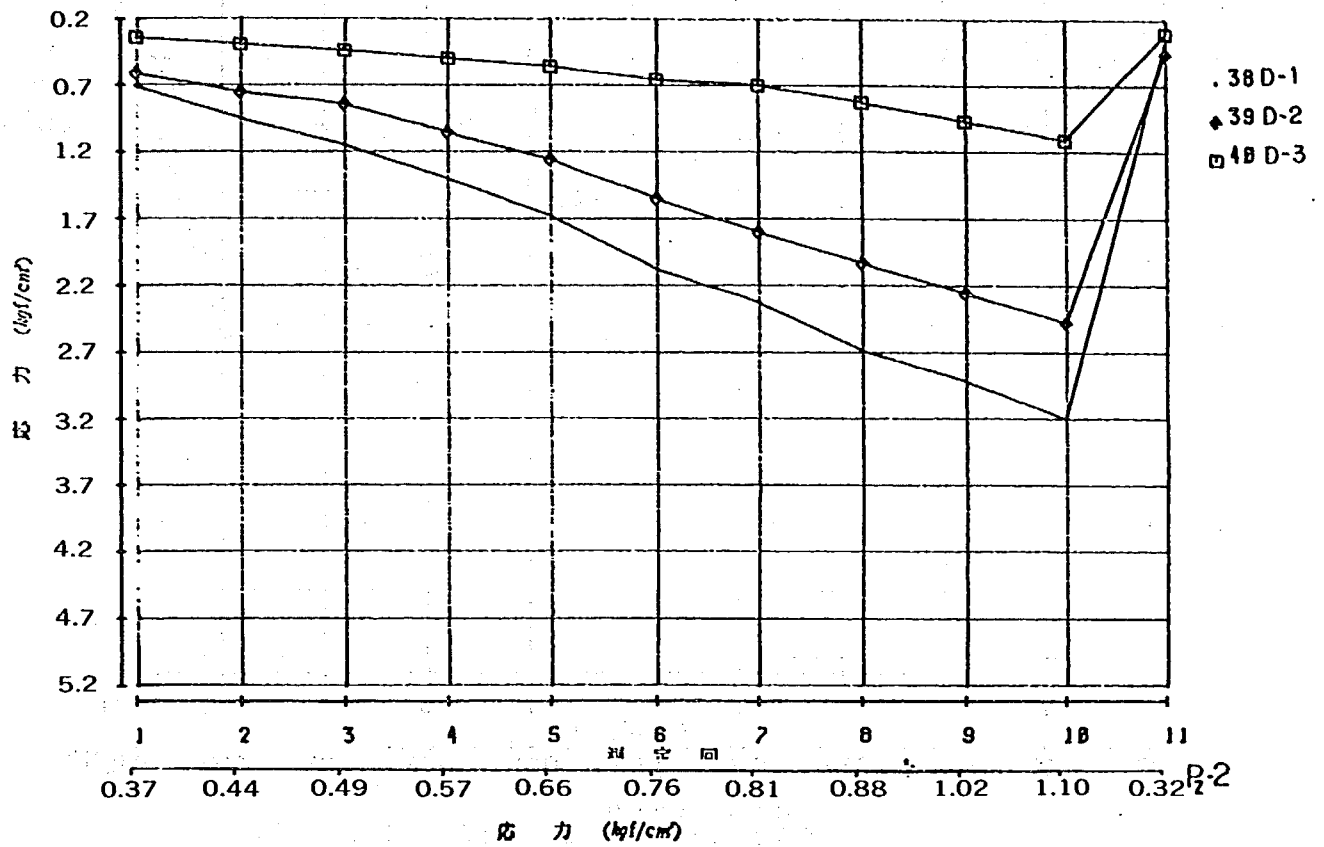


載荷板変位の経時変化図, ケース 3, 再載荷時 (X方向)

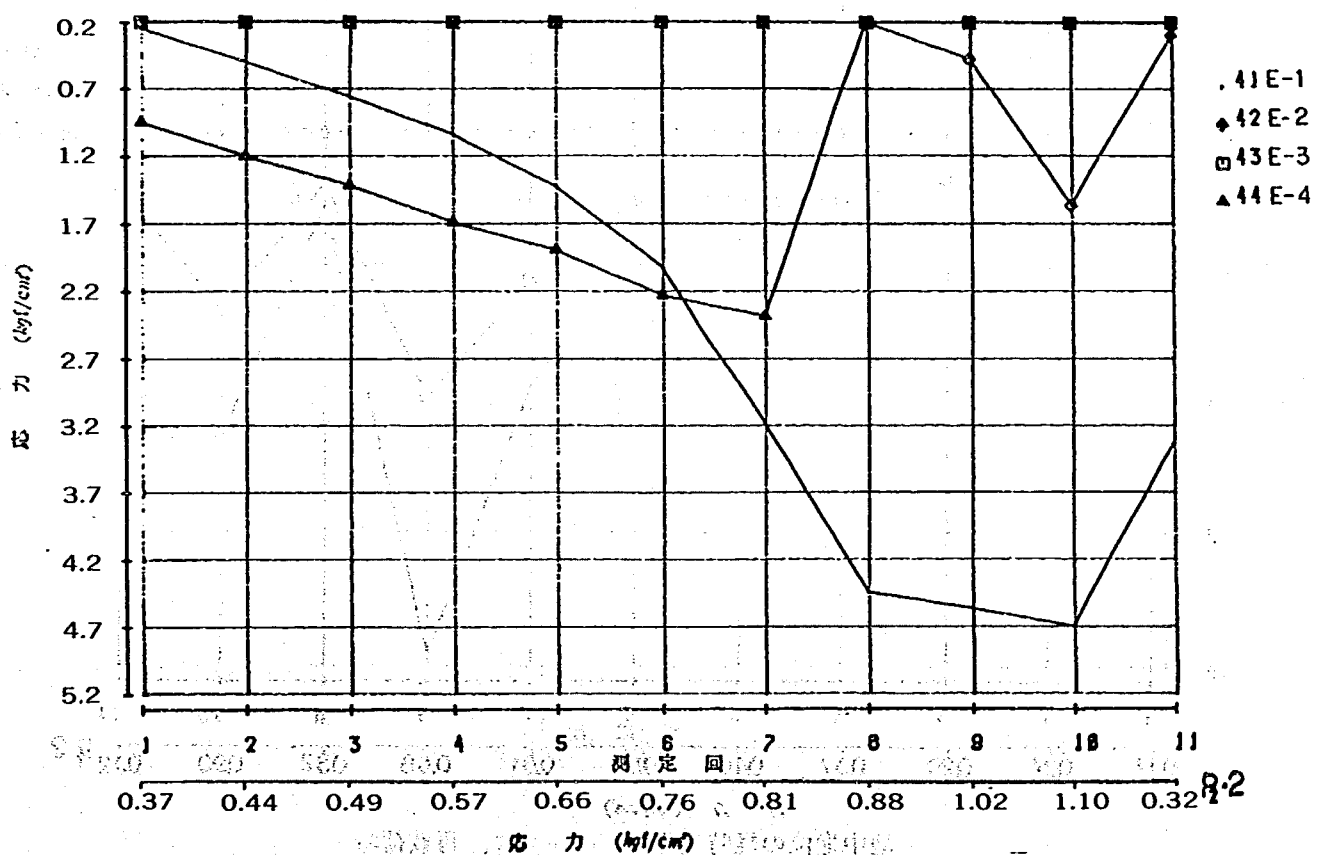




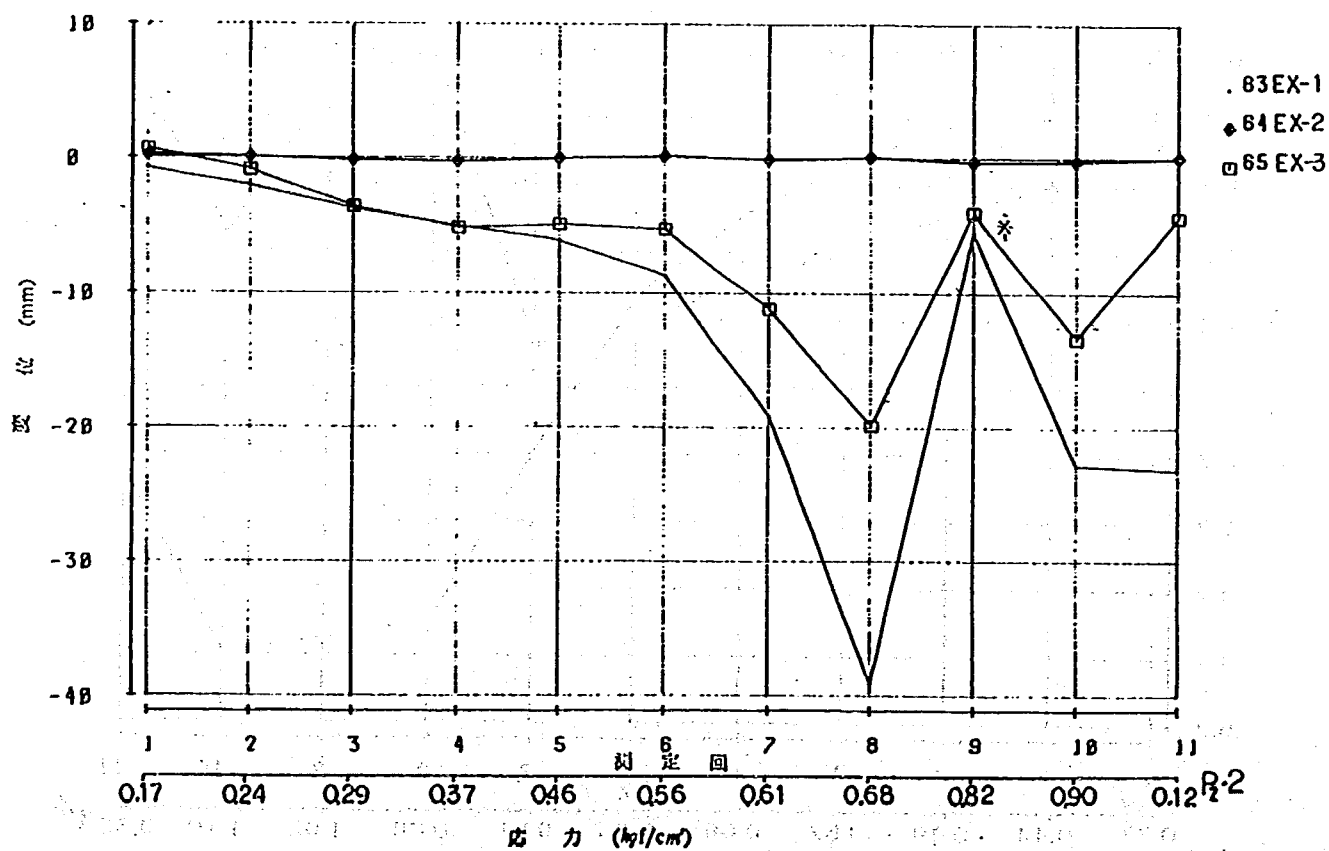
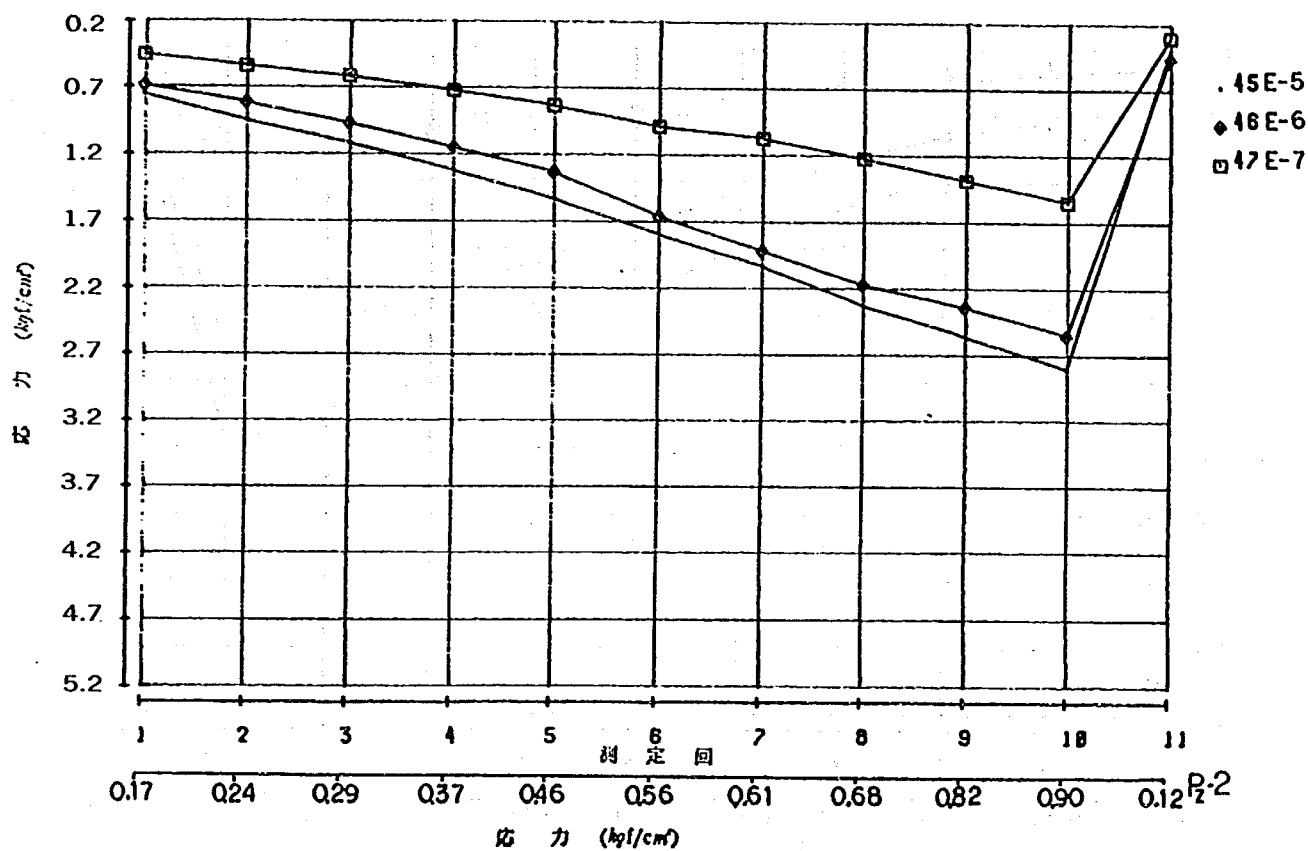


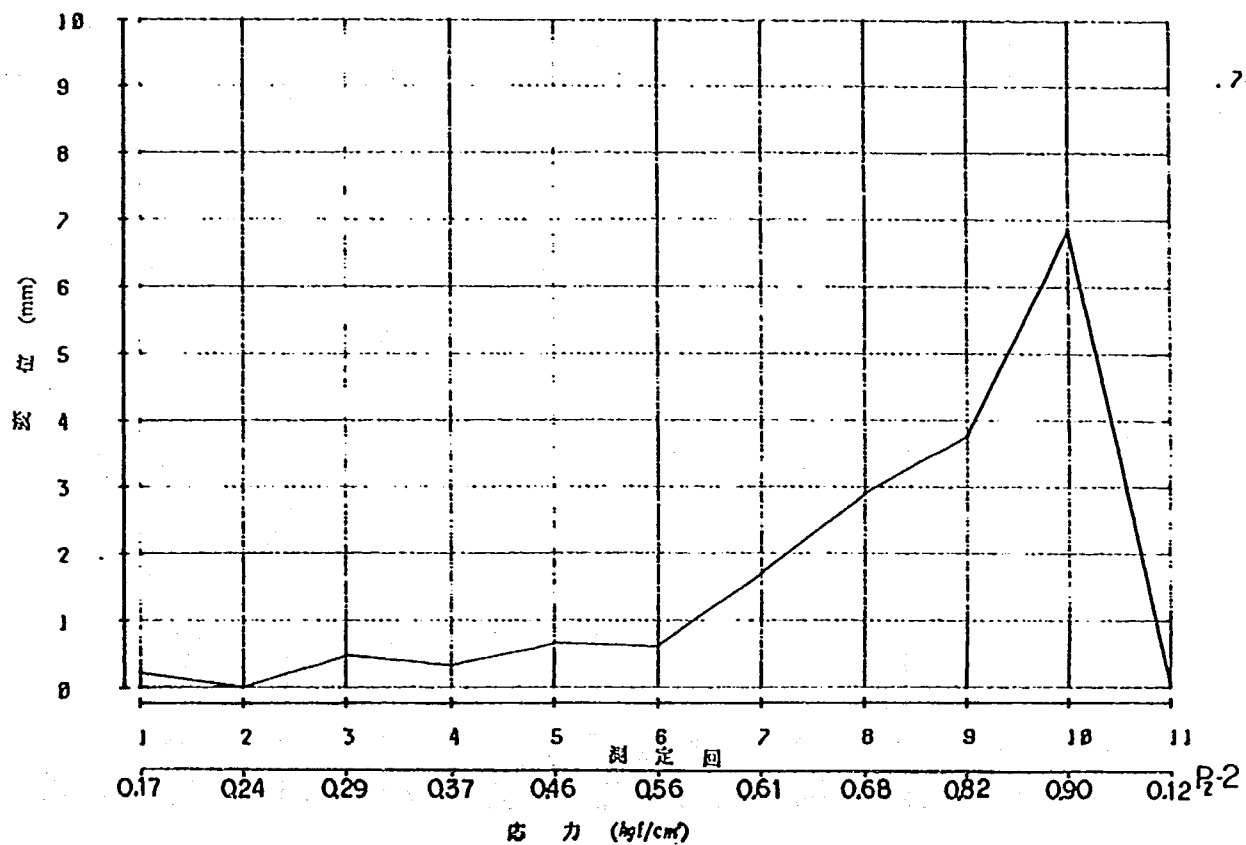


トンネル周辺応力の経時変化図, ケース 3, 再載荷時 (D断面)

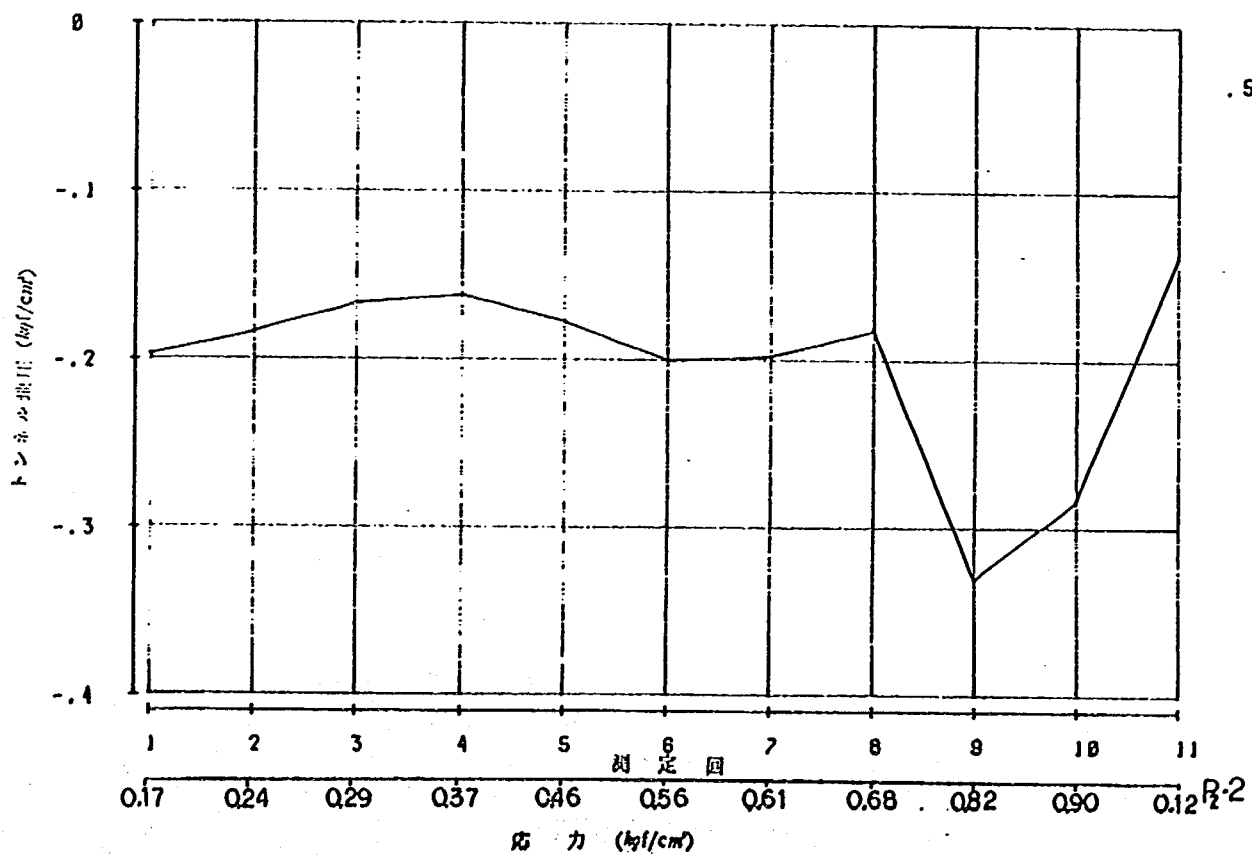


トンネル周辺応力の経時変化図, ケース 3, 再載荷時 (E断面, その1)

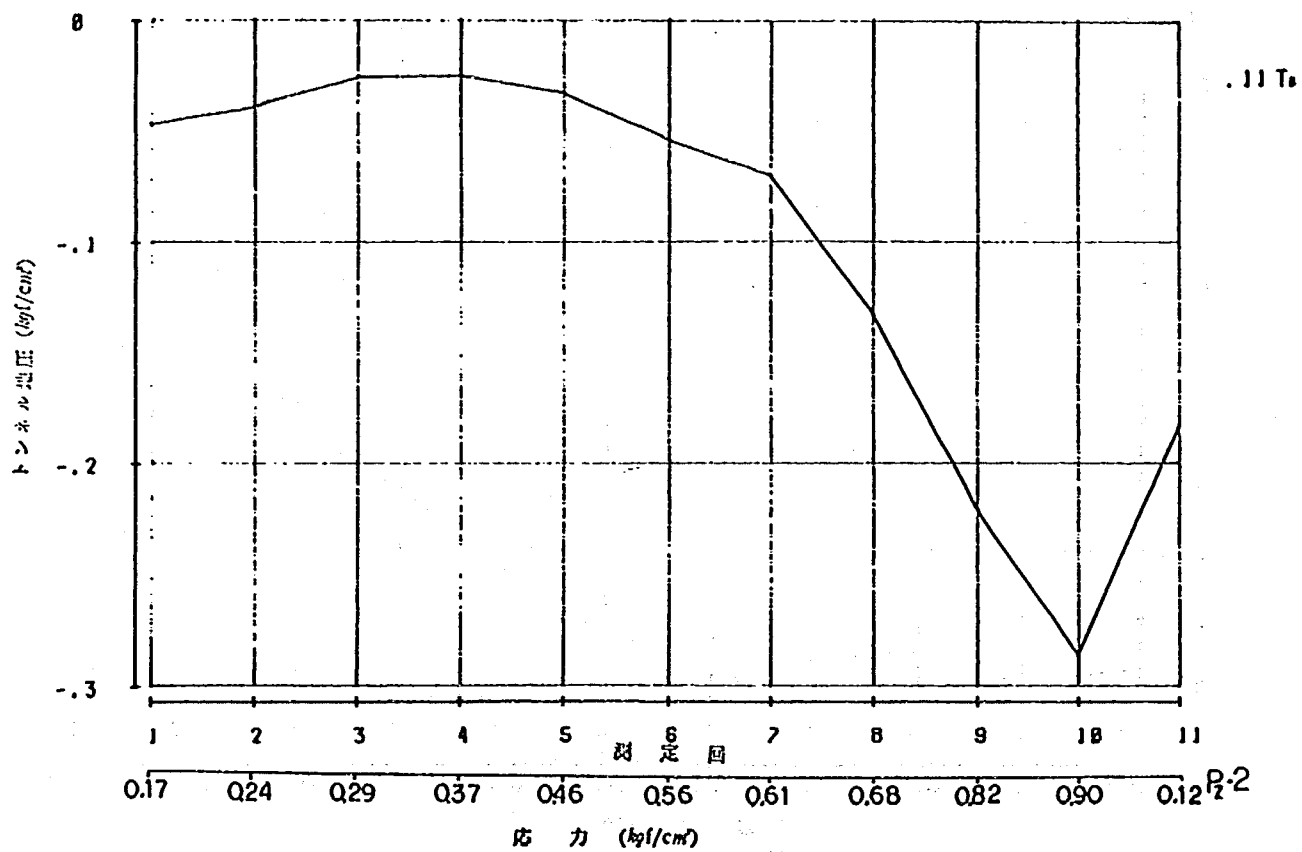




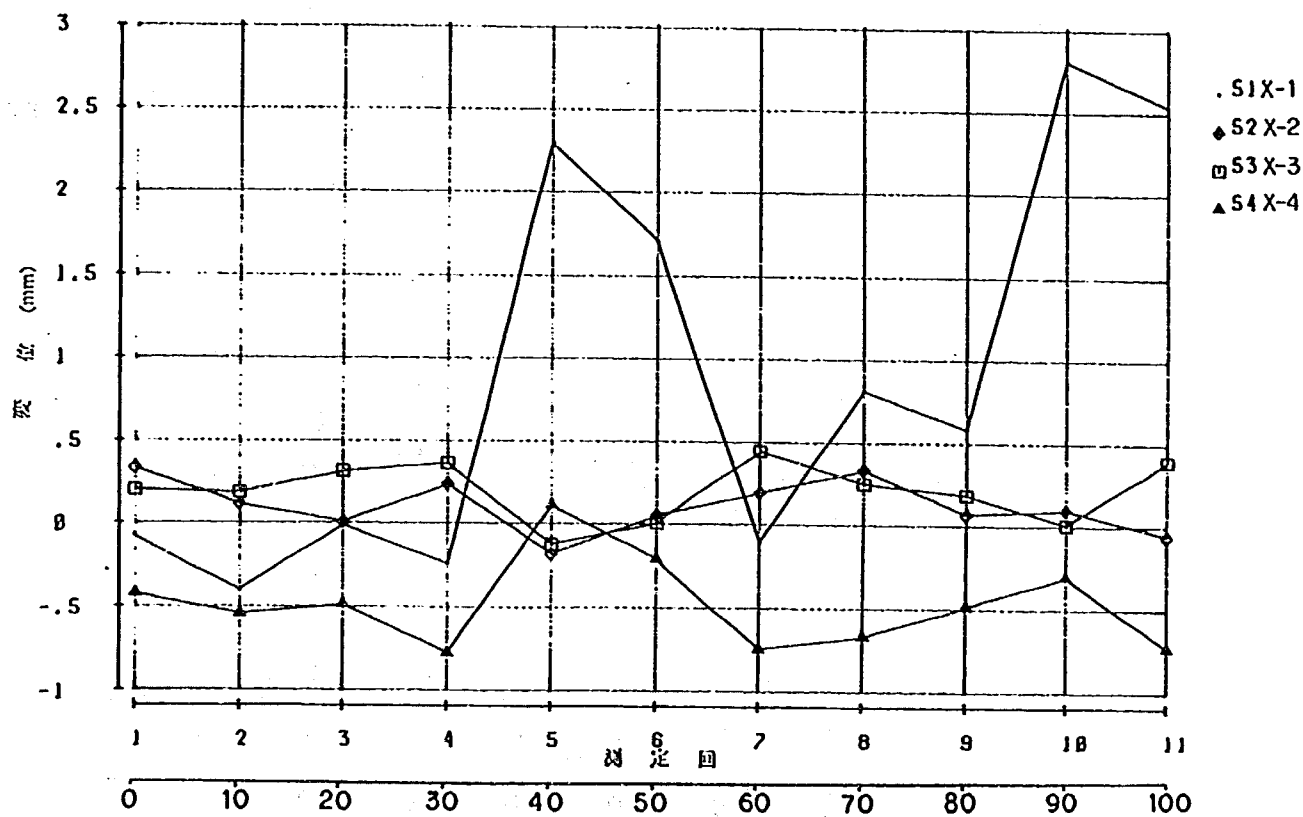
押し出し変位の経時変化図, ケース 3, 再載荷時



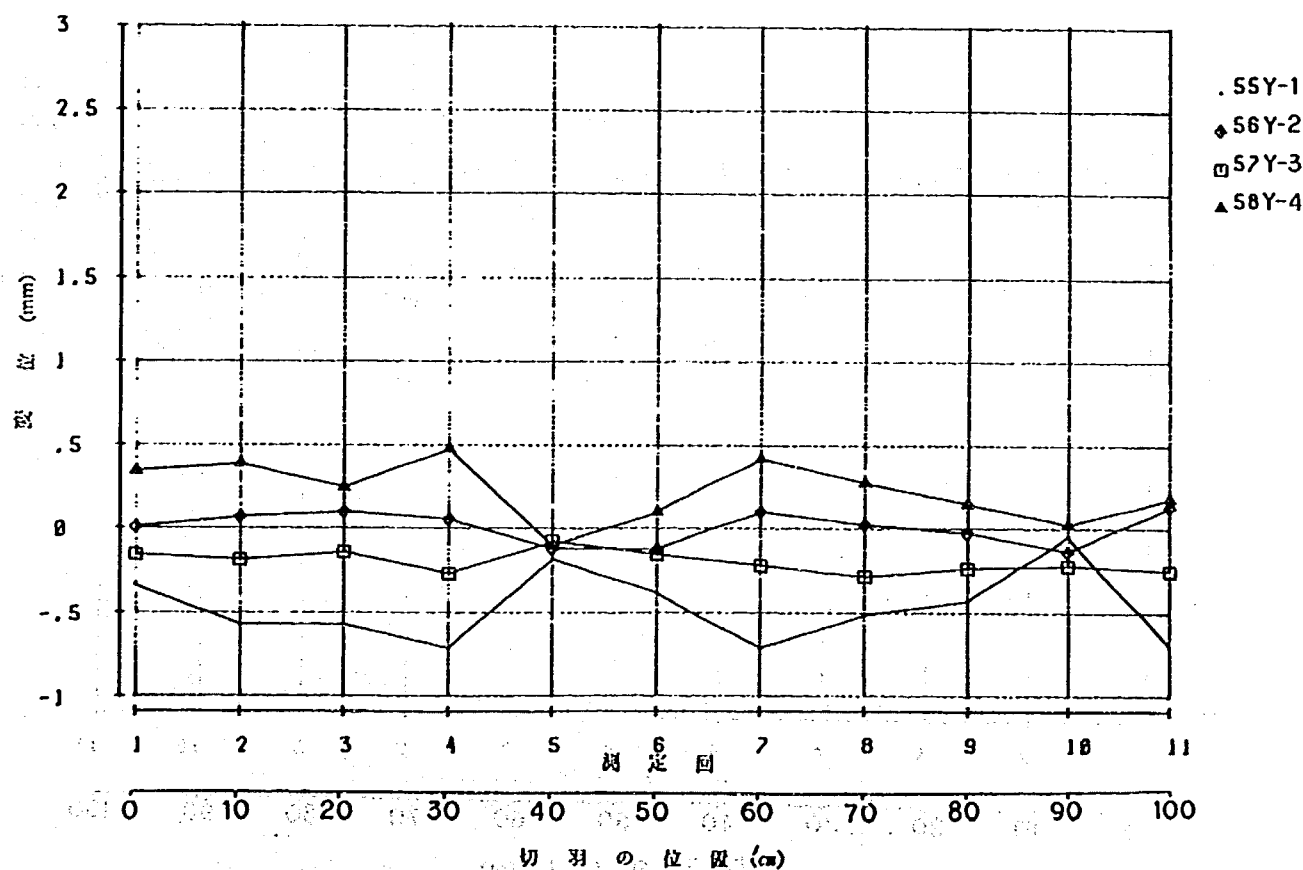
トンネル地圧の経時変化図, ケース 3, 再載荷時 (覆工A)



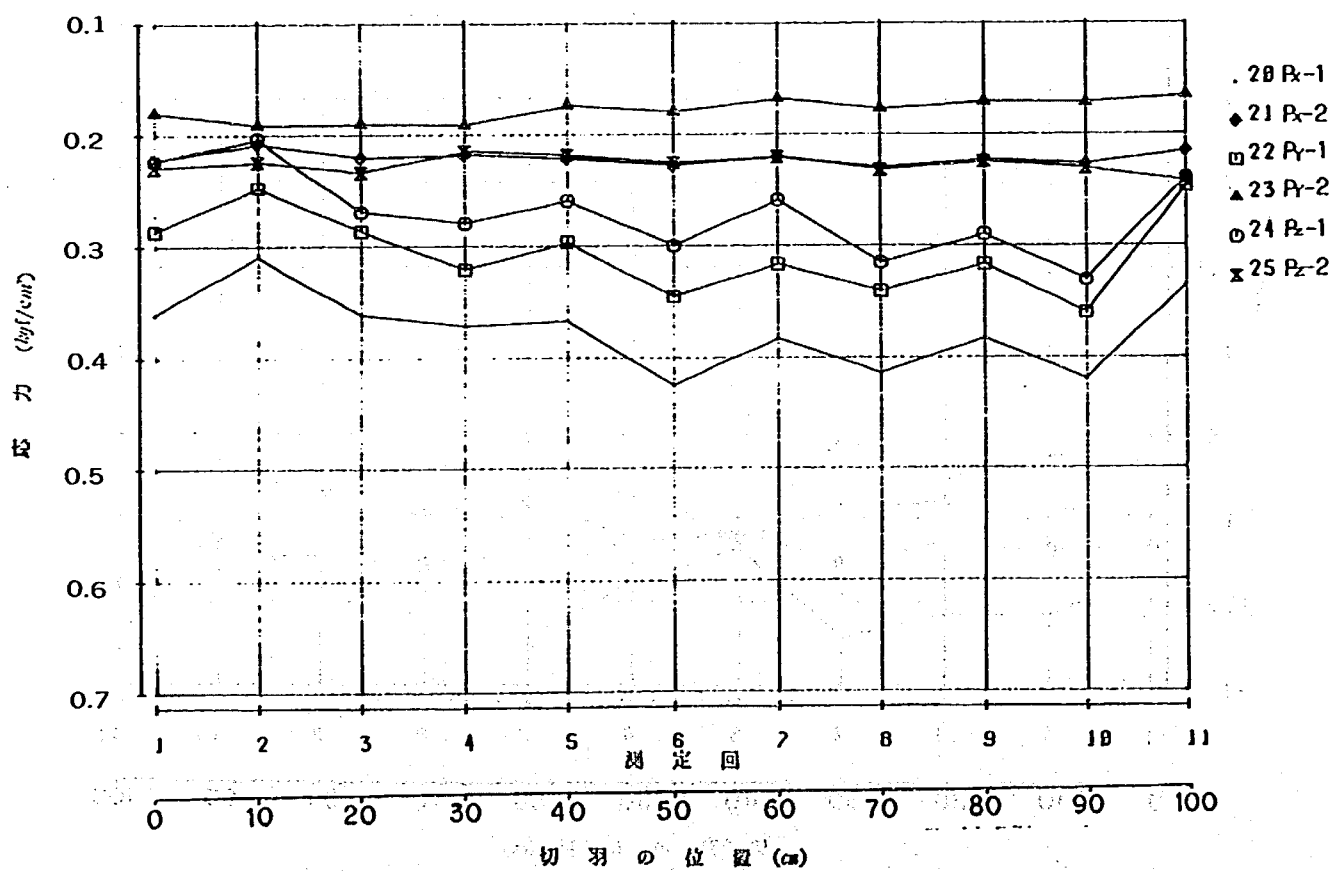
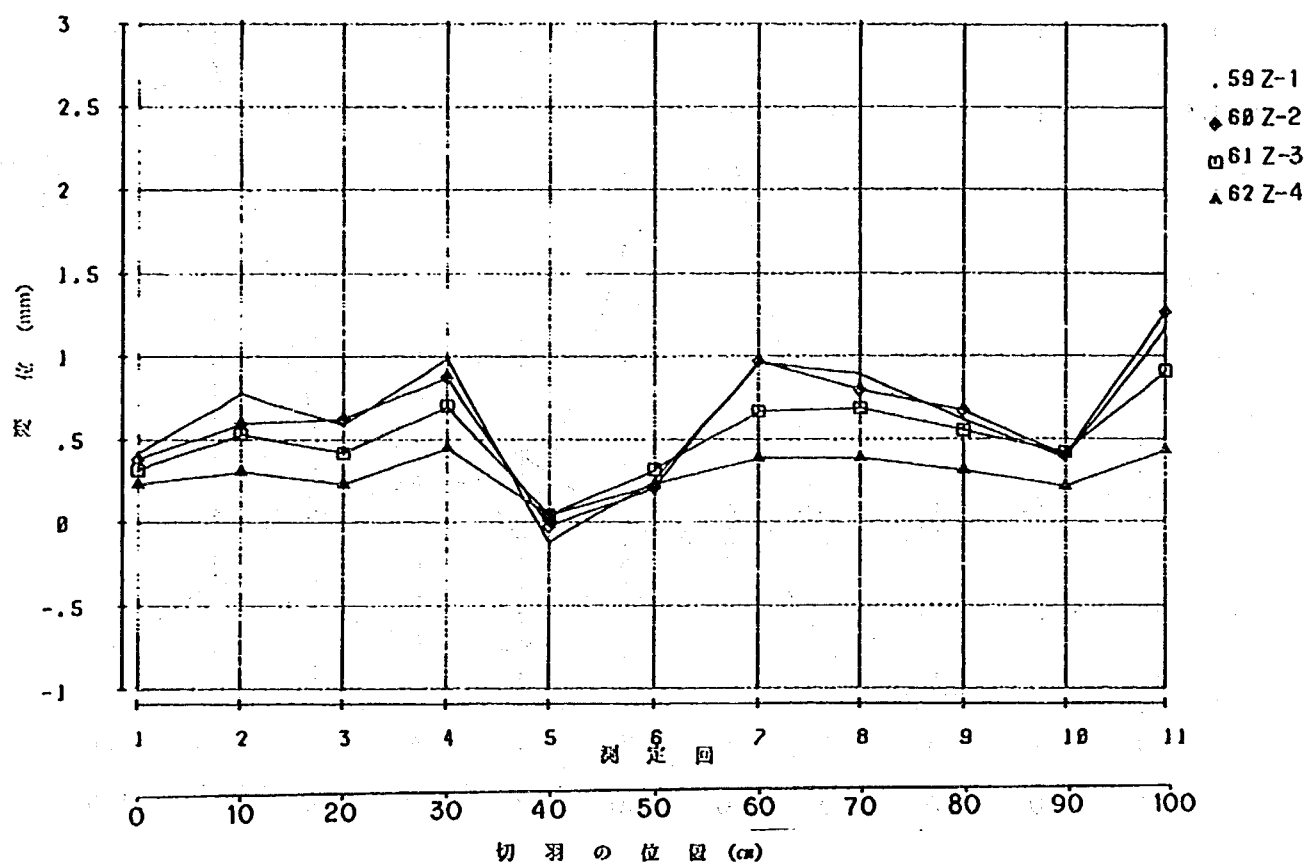
第 2 章 ケース 4 の実験結果

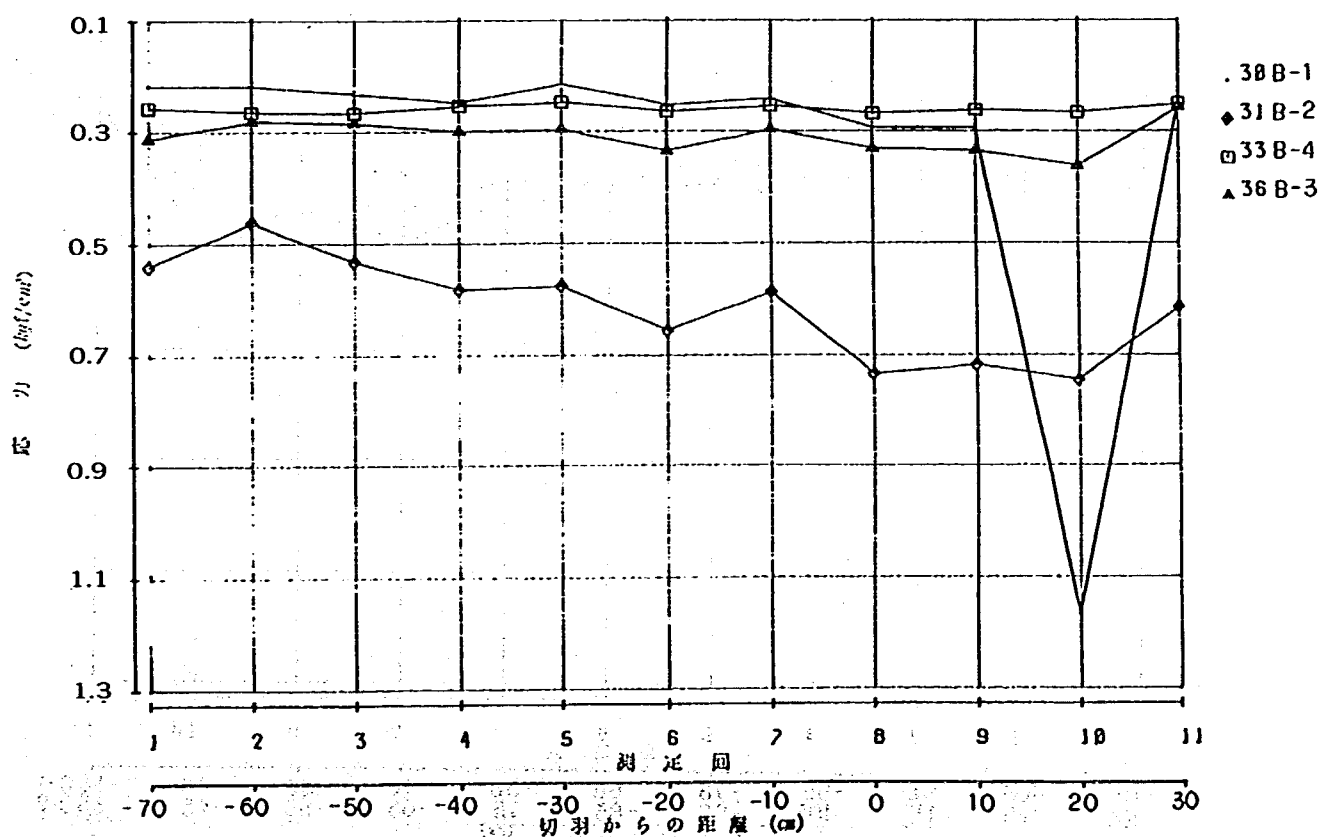
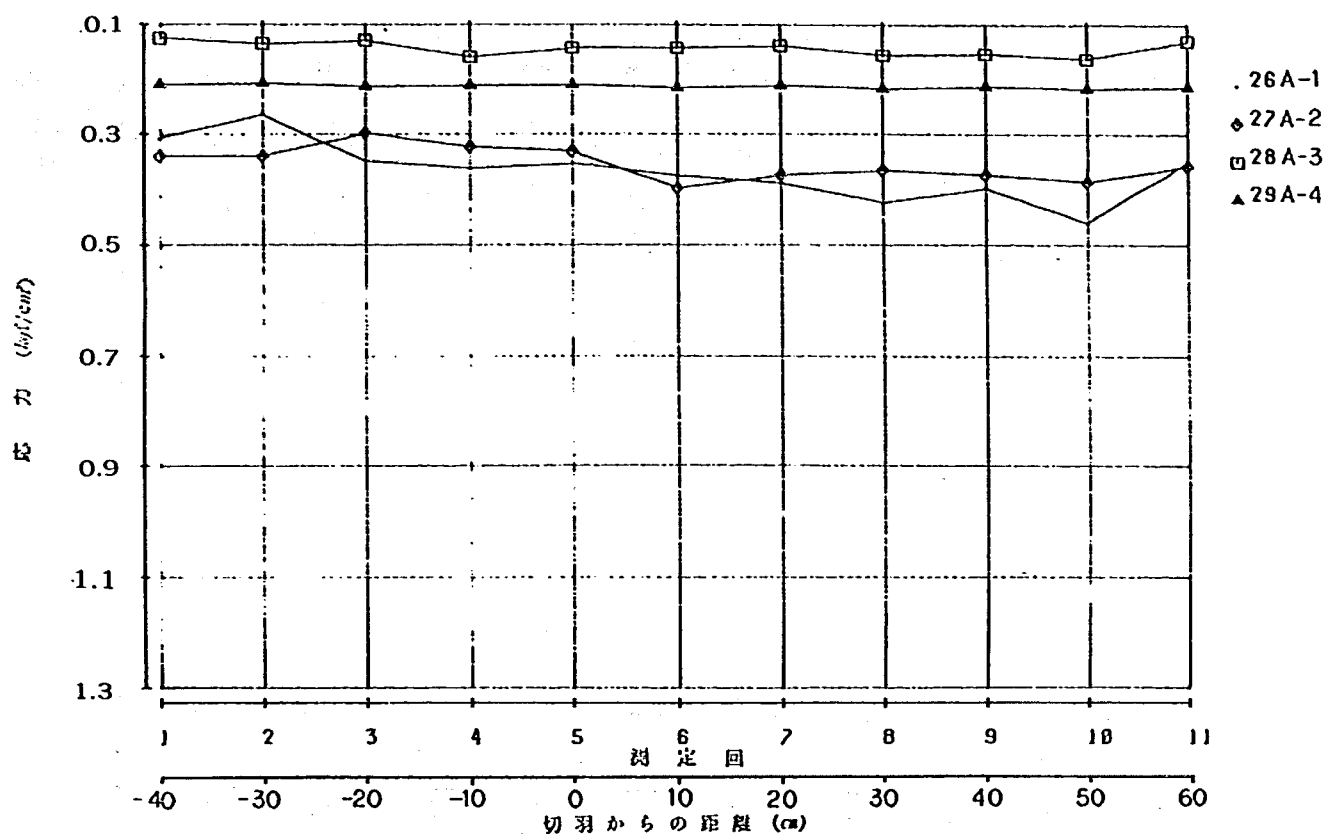


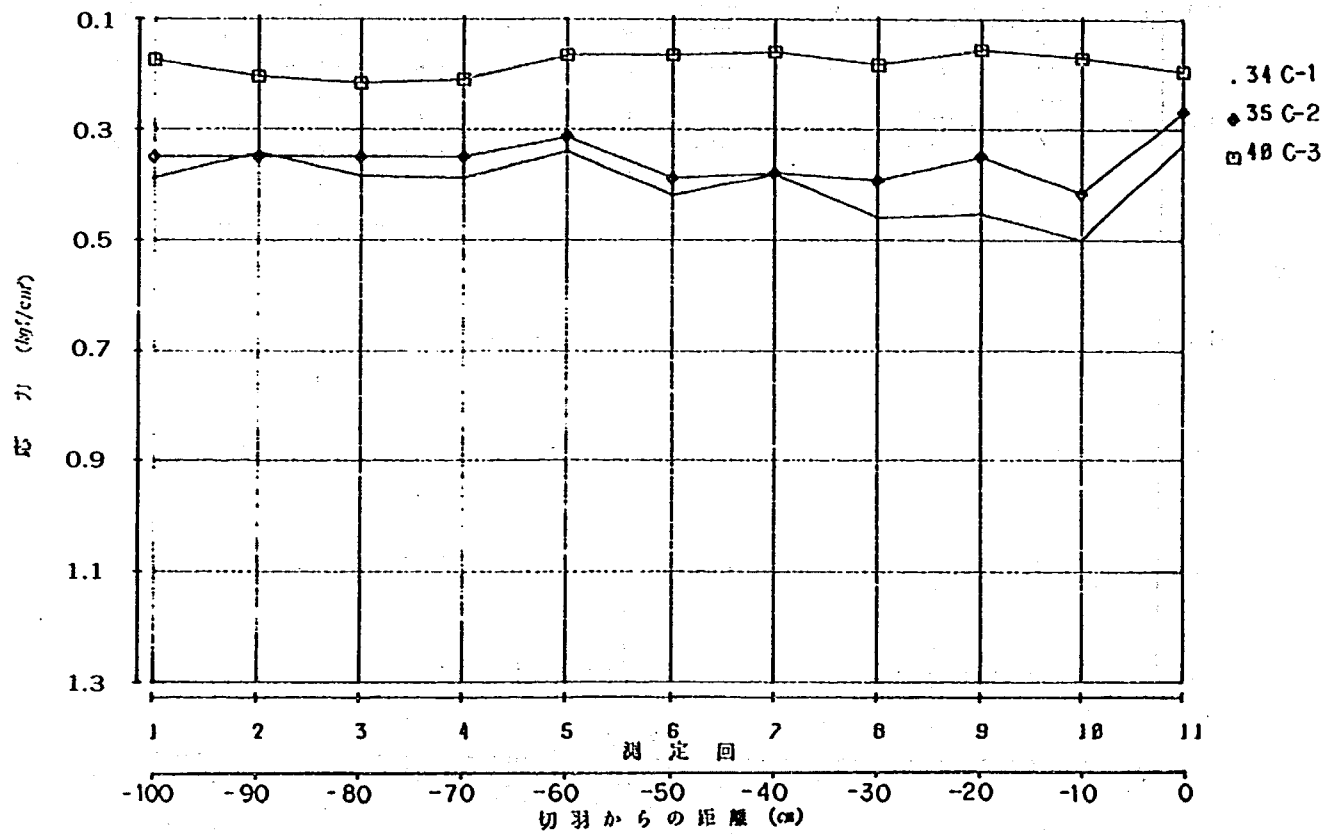
切羽の位置 (cm)
トンネル切羽位置による載荷板変位の経時変化図, ケース 4, 掘削時 (X方向)



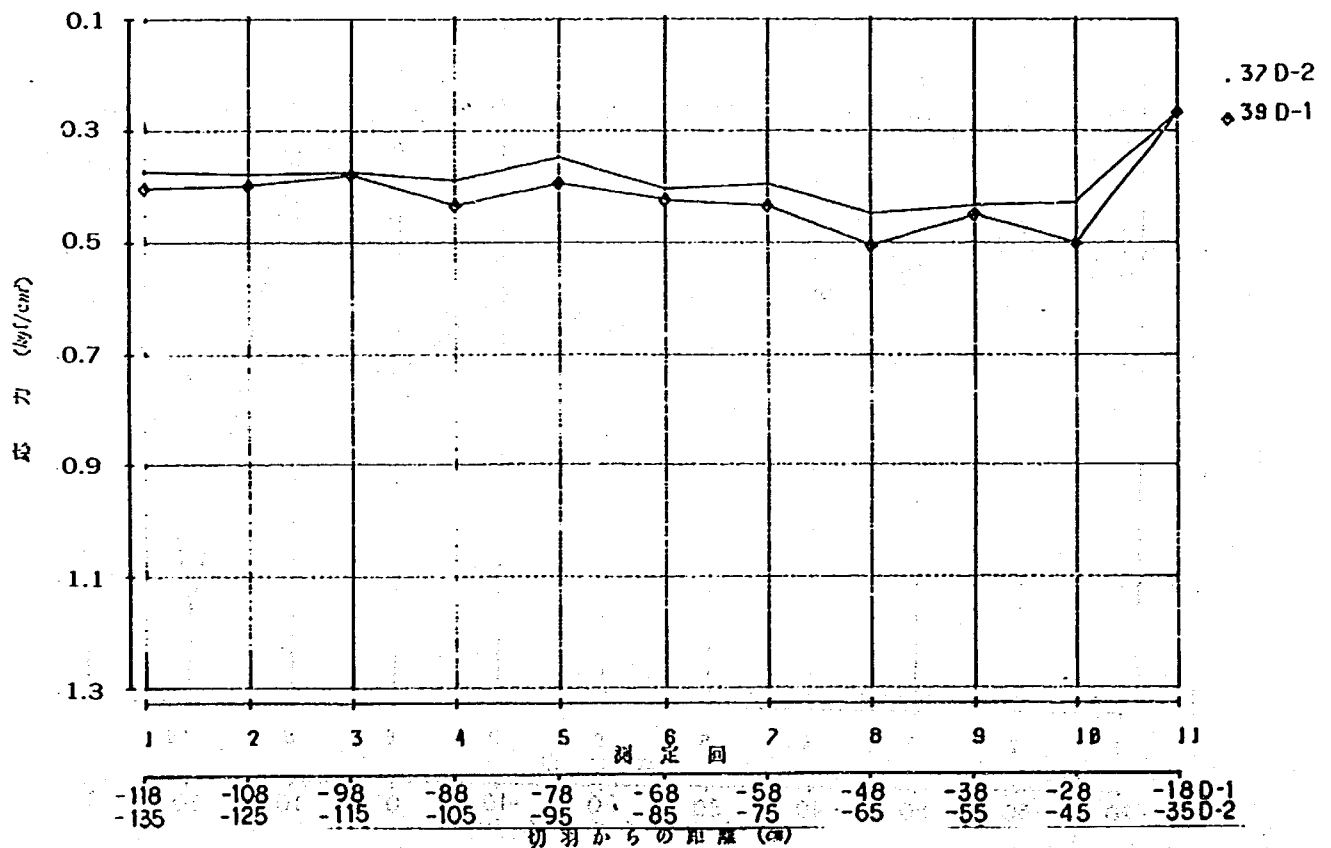
切羽の位置 (cm)
トンネル切羽位置による載荷板変位の経時変化図, ケース 4, 掘削時 (Y方向)



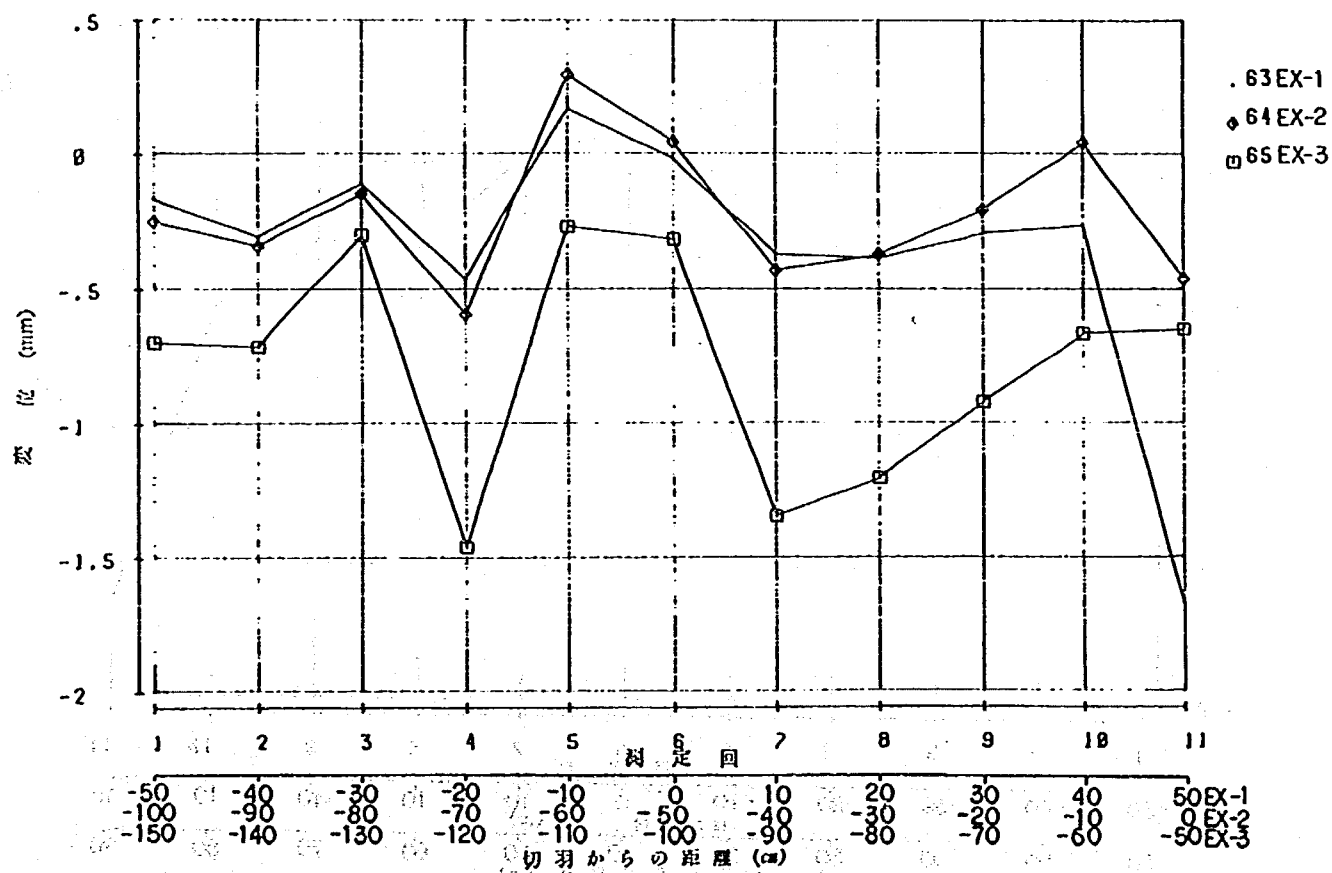
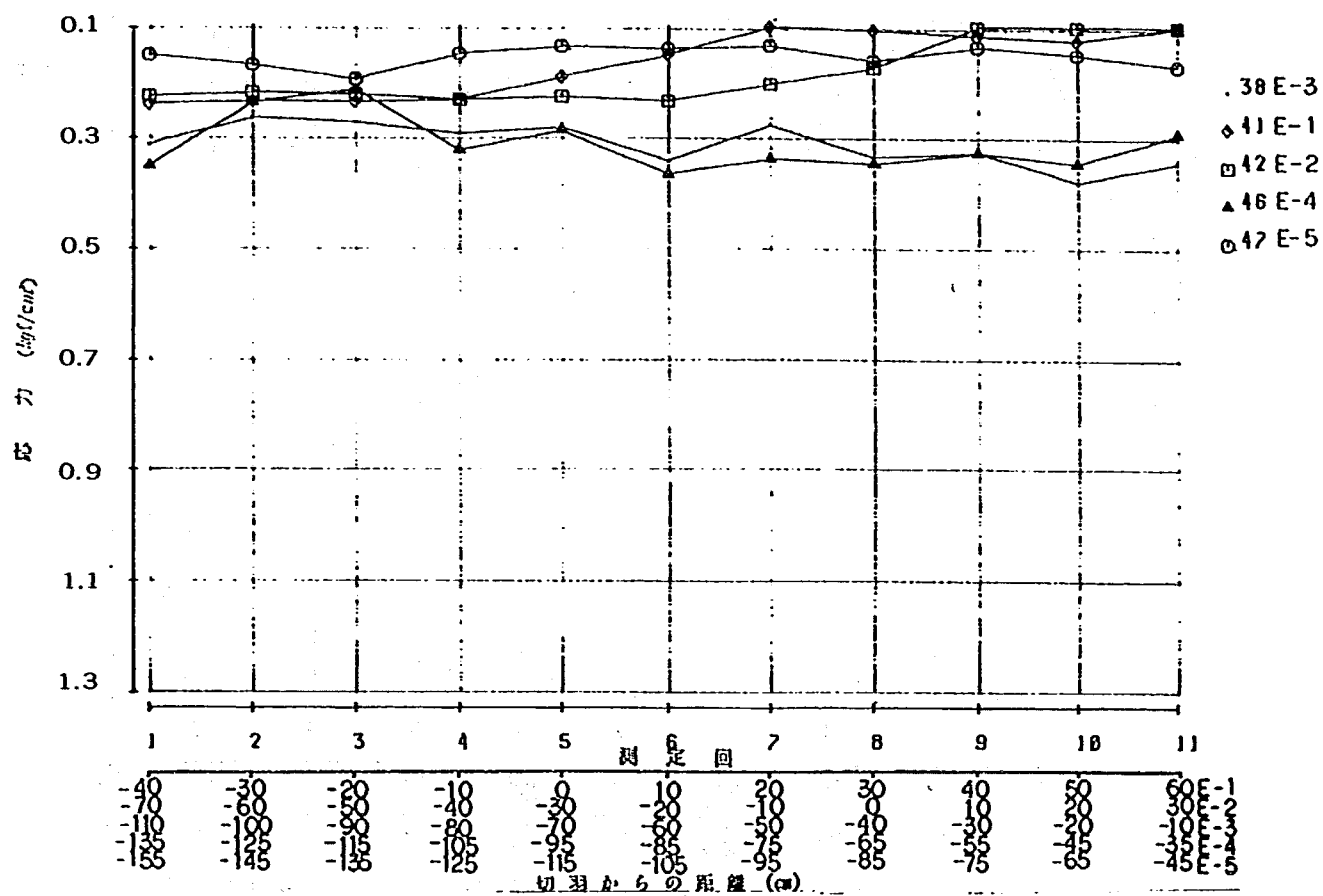


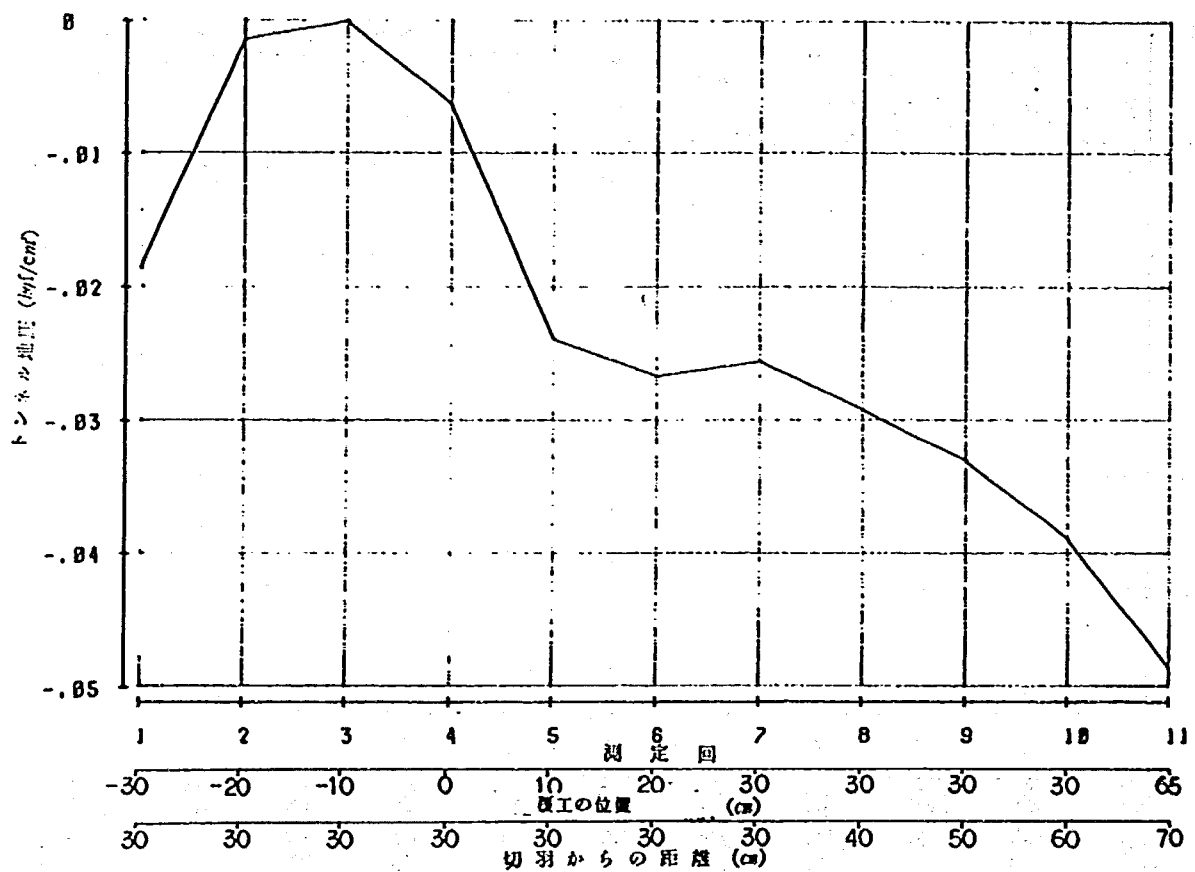


トンネル周辺応力と切羽から測定断面までの距離の関係図，ケース4，掘削時（C断面）

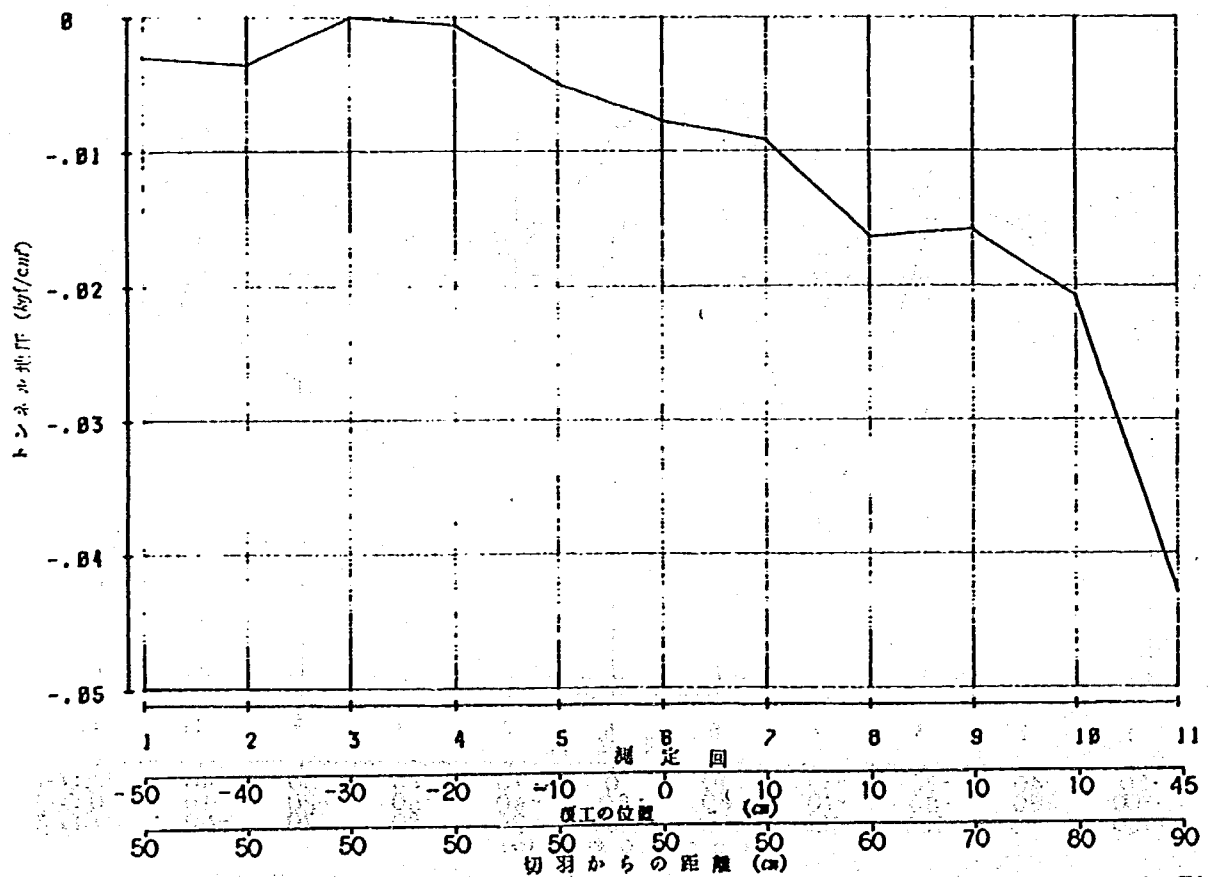


トンネル周辺応力と切羽から測定断面までの距離の関係図，ケース4，掘削時（D断面）

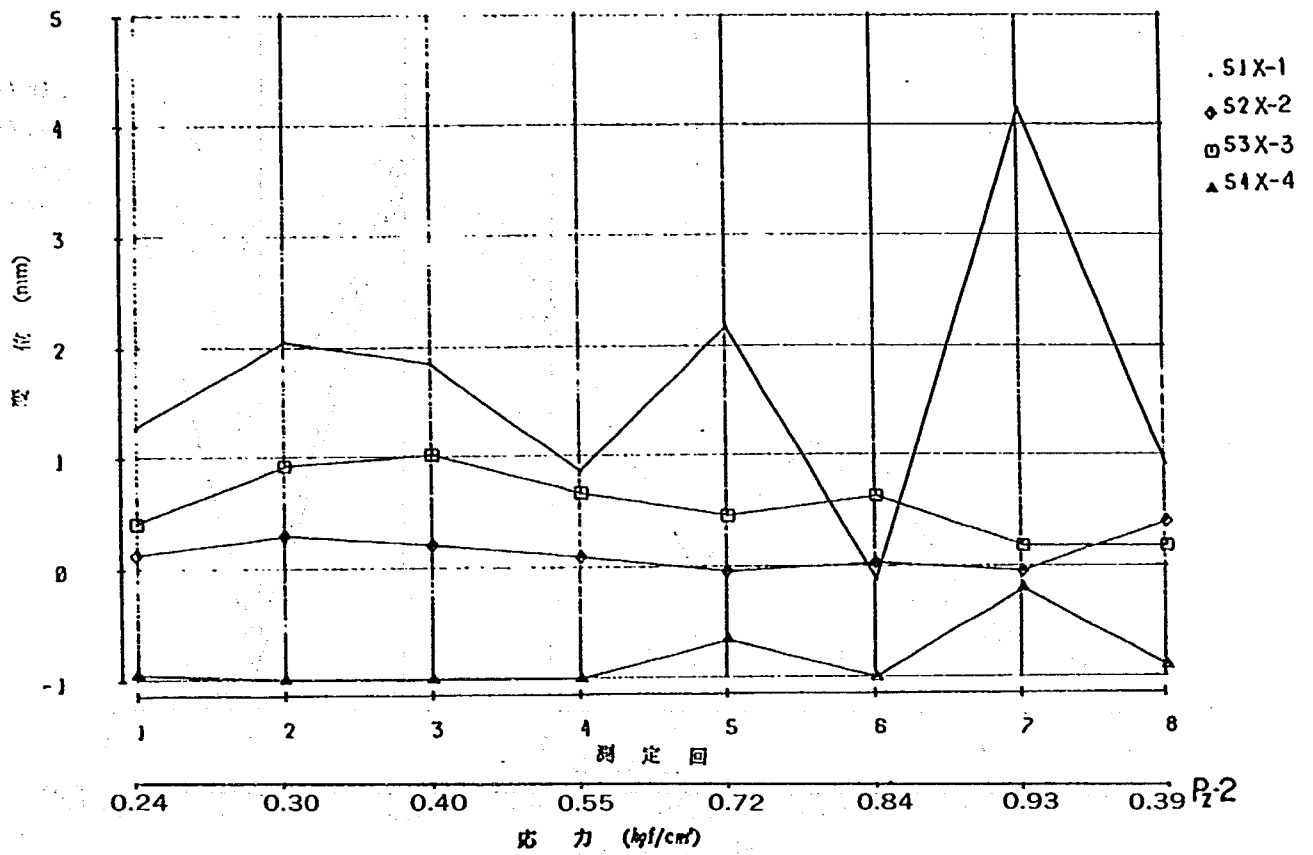




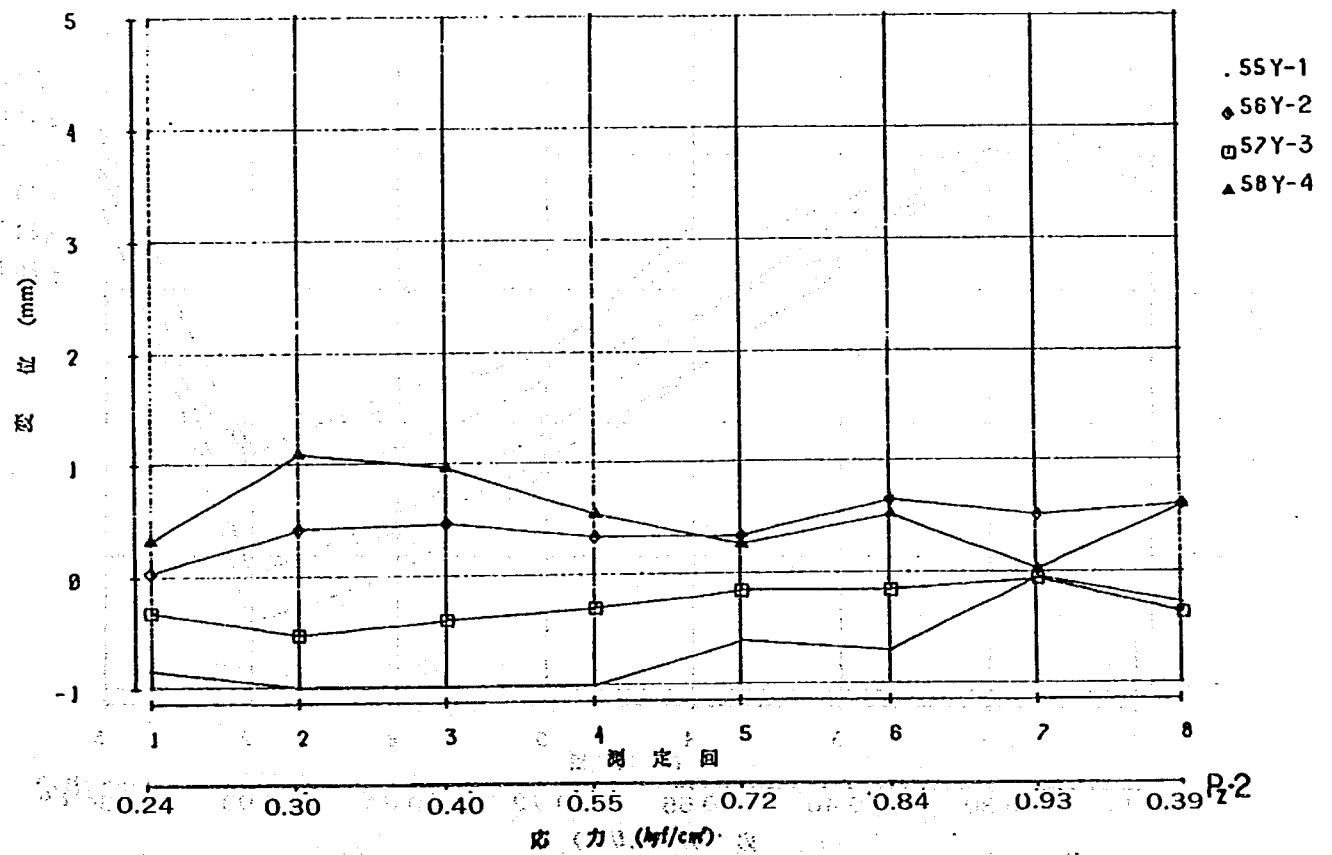
トンネル地圧と覆工の位置および切羽から距離の関係図, ケース 4, 掘削時 (覆工A) -



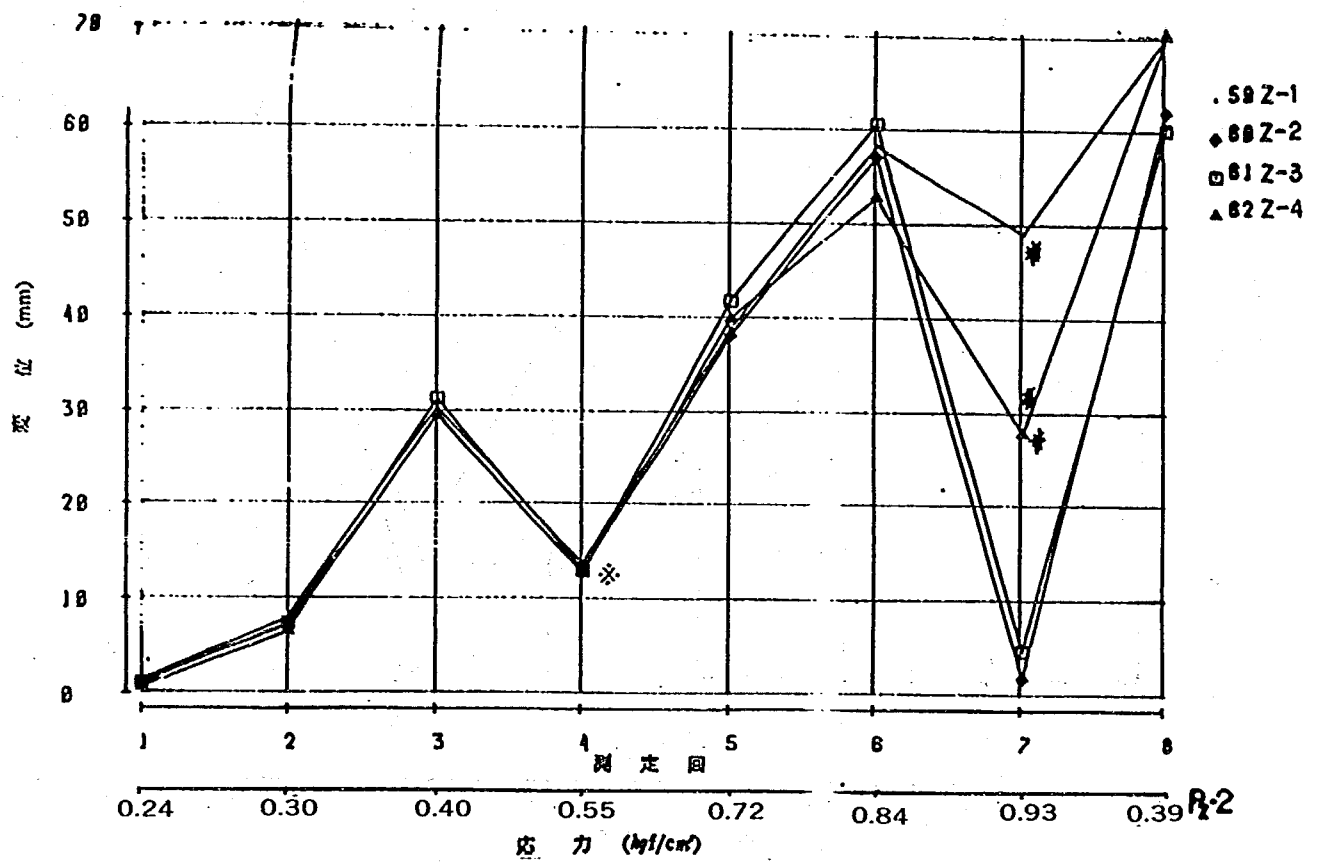
トンネル地圧と覆工の位置および切羽からの距離の関係図, ケース 3, 掘削時 (覆工B)



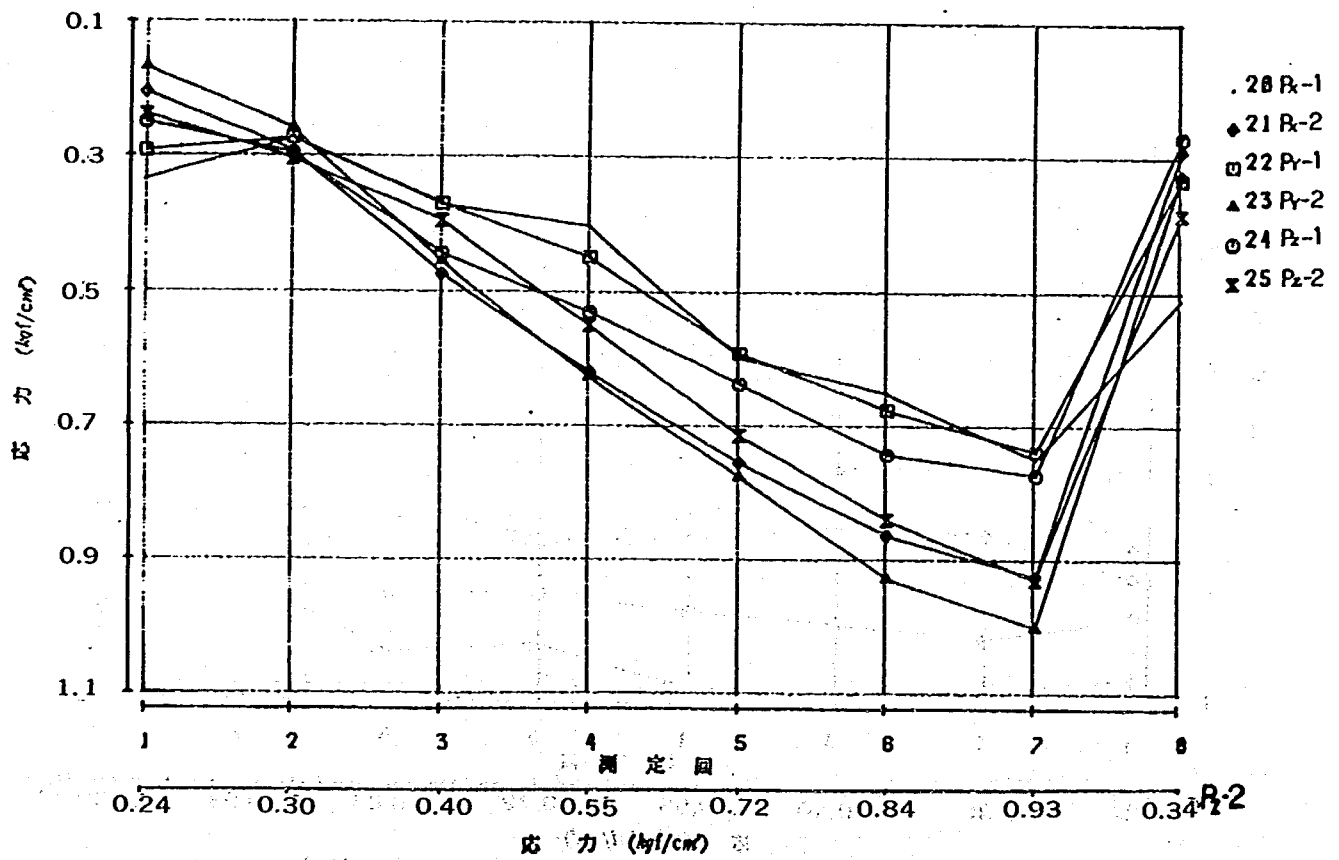
載荷板変位の経時変化図, ケース 4, 再載荷時 (X方向)



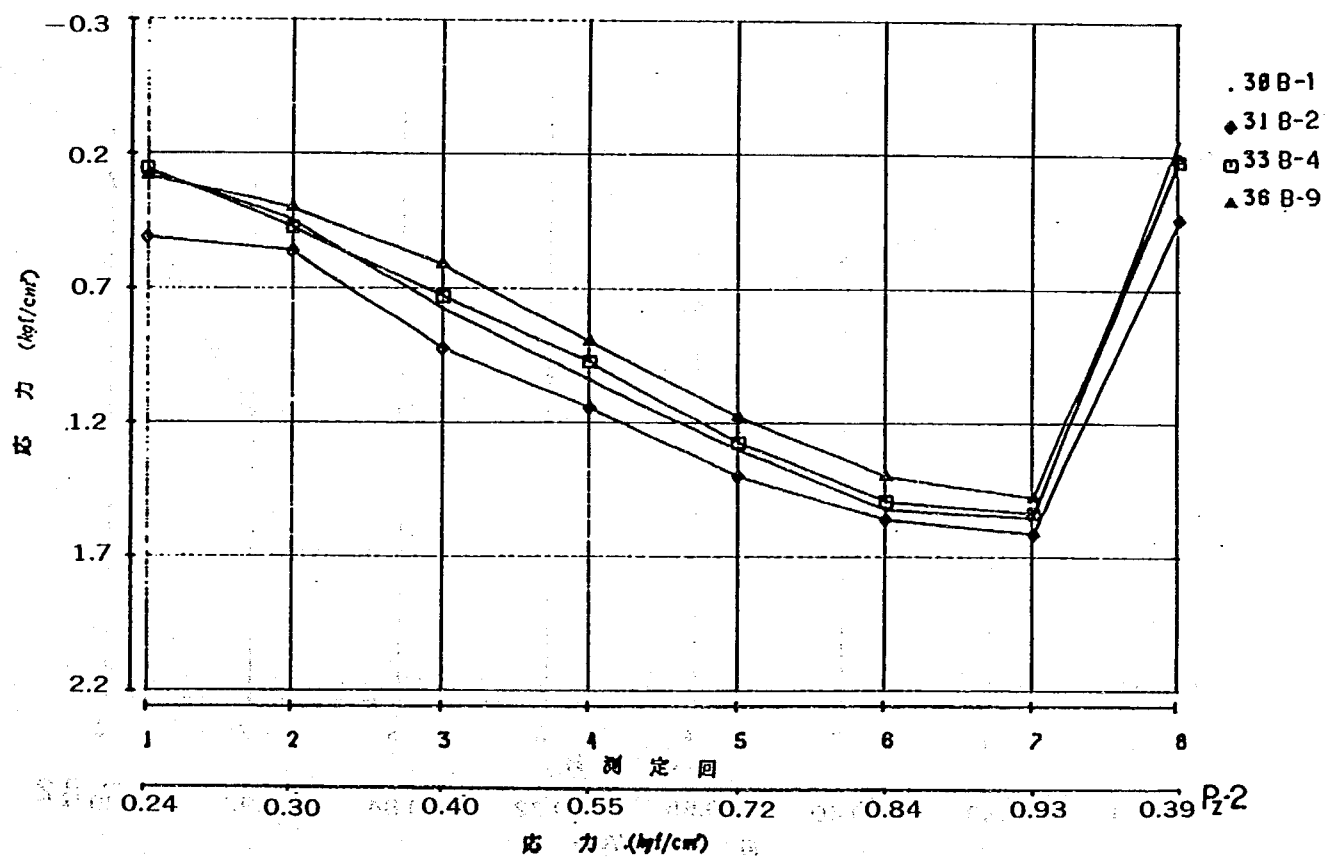
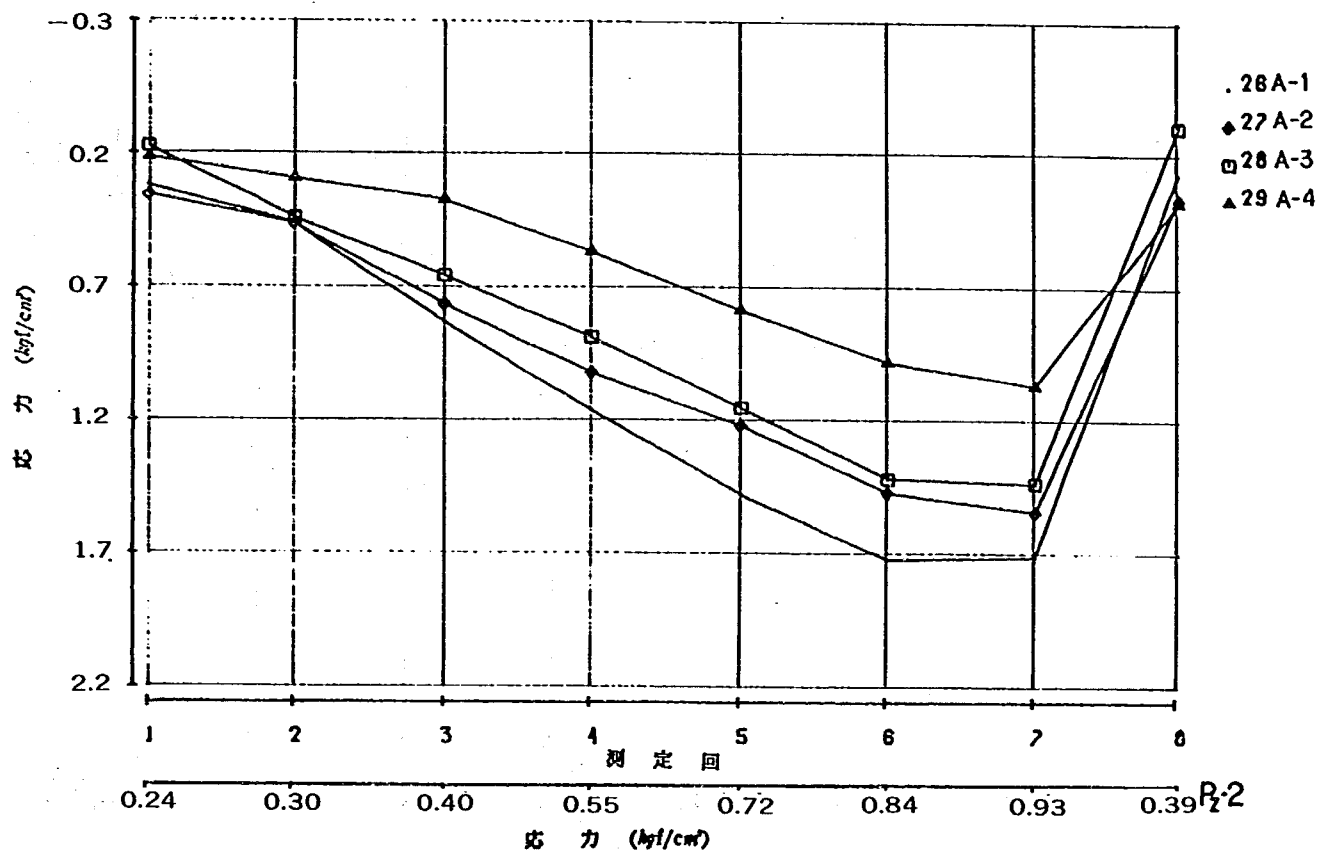
載荷板変位の経時変化図, ケース 4, 再載荷時 (Y方向)

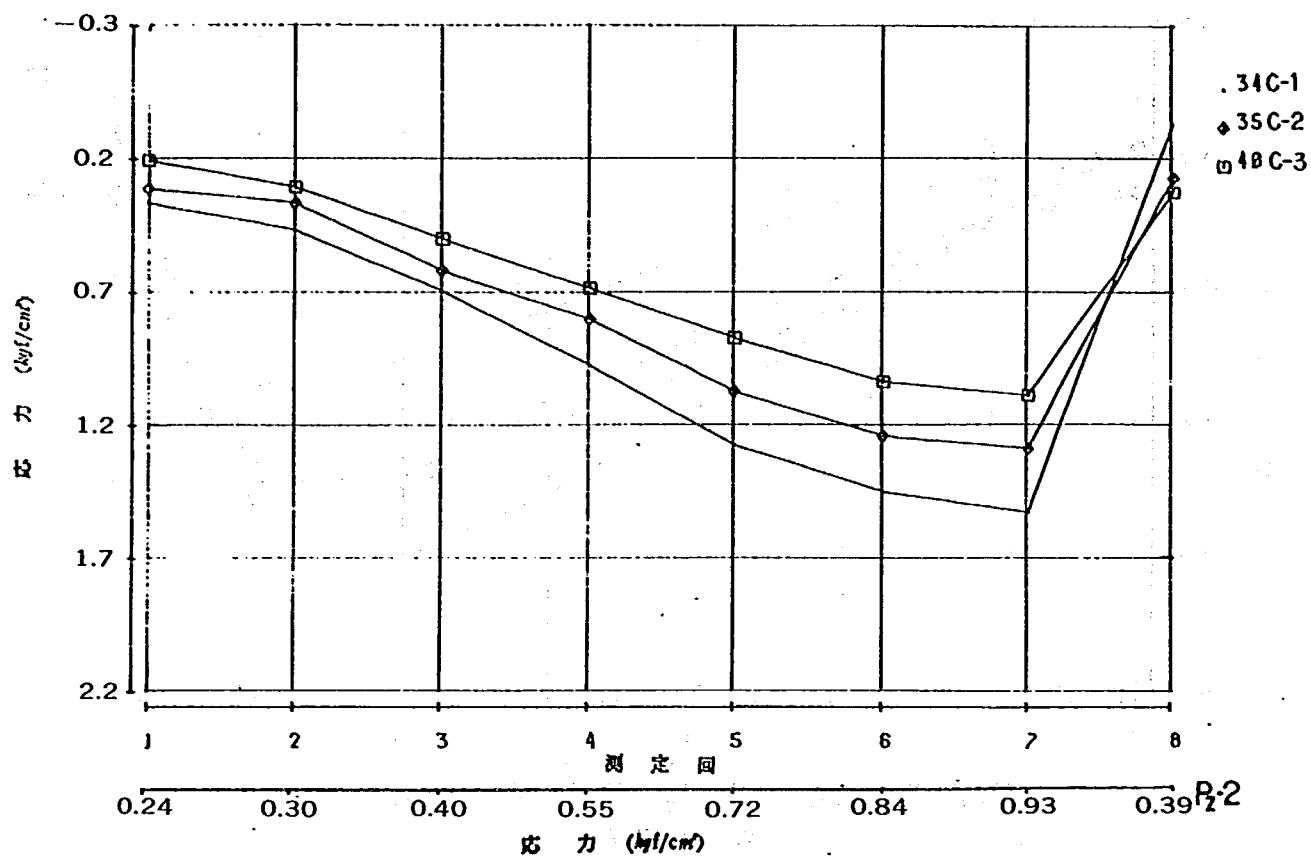


載荷板変位の経時変化図, ケース 4, 再載荷時 (Z方向)

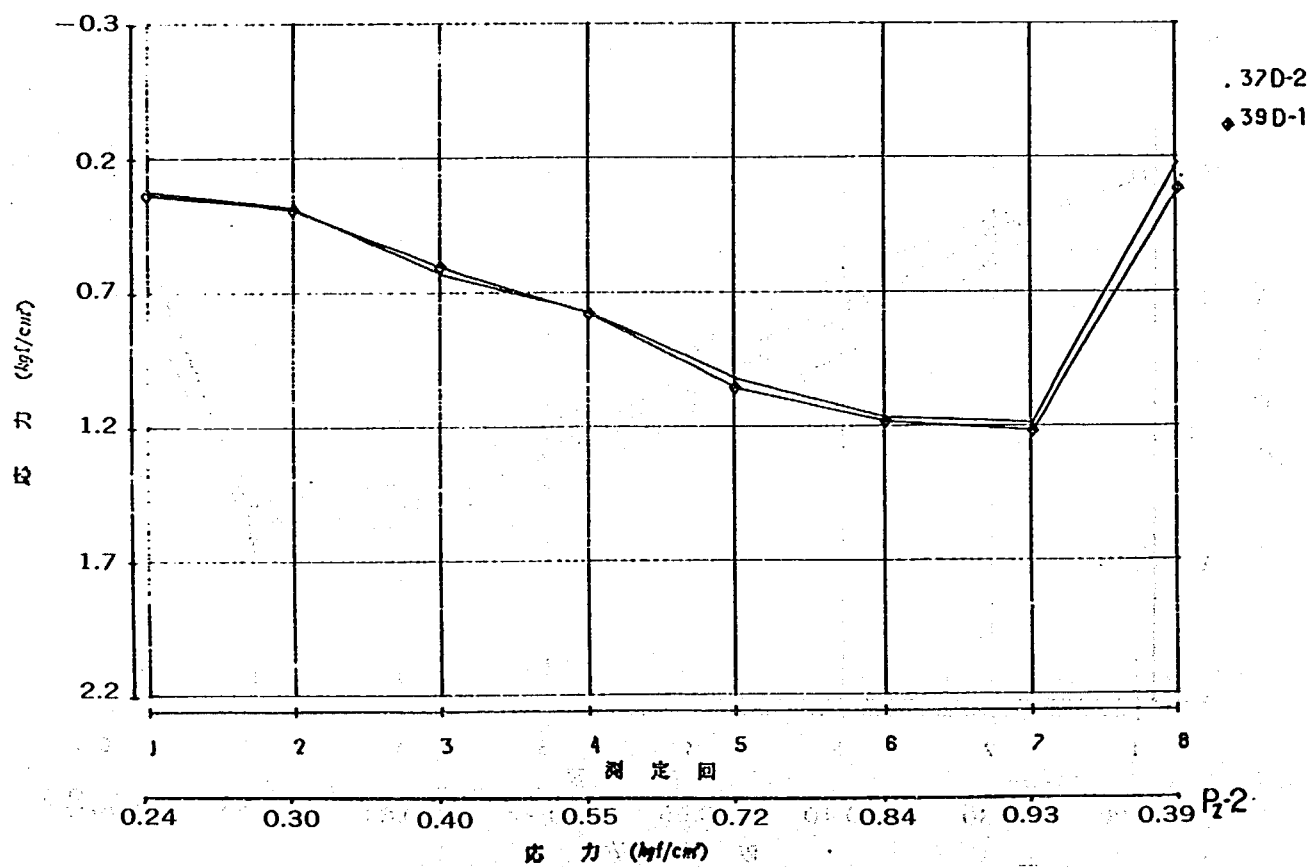


基準応力の経時変化図, ケース 4, 再載荷時

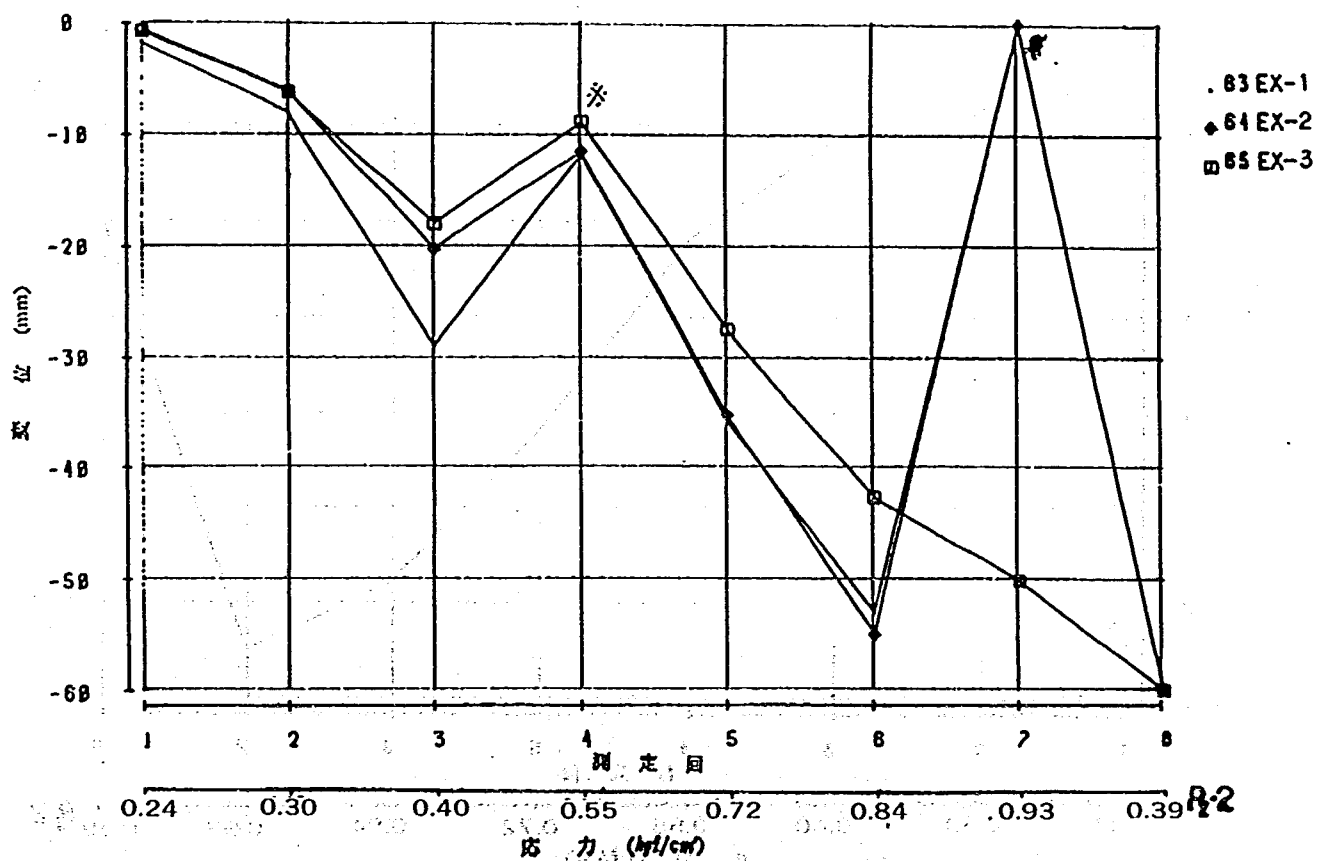
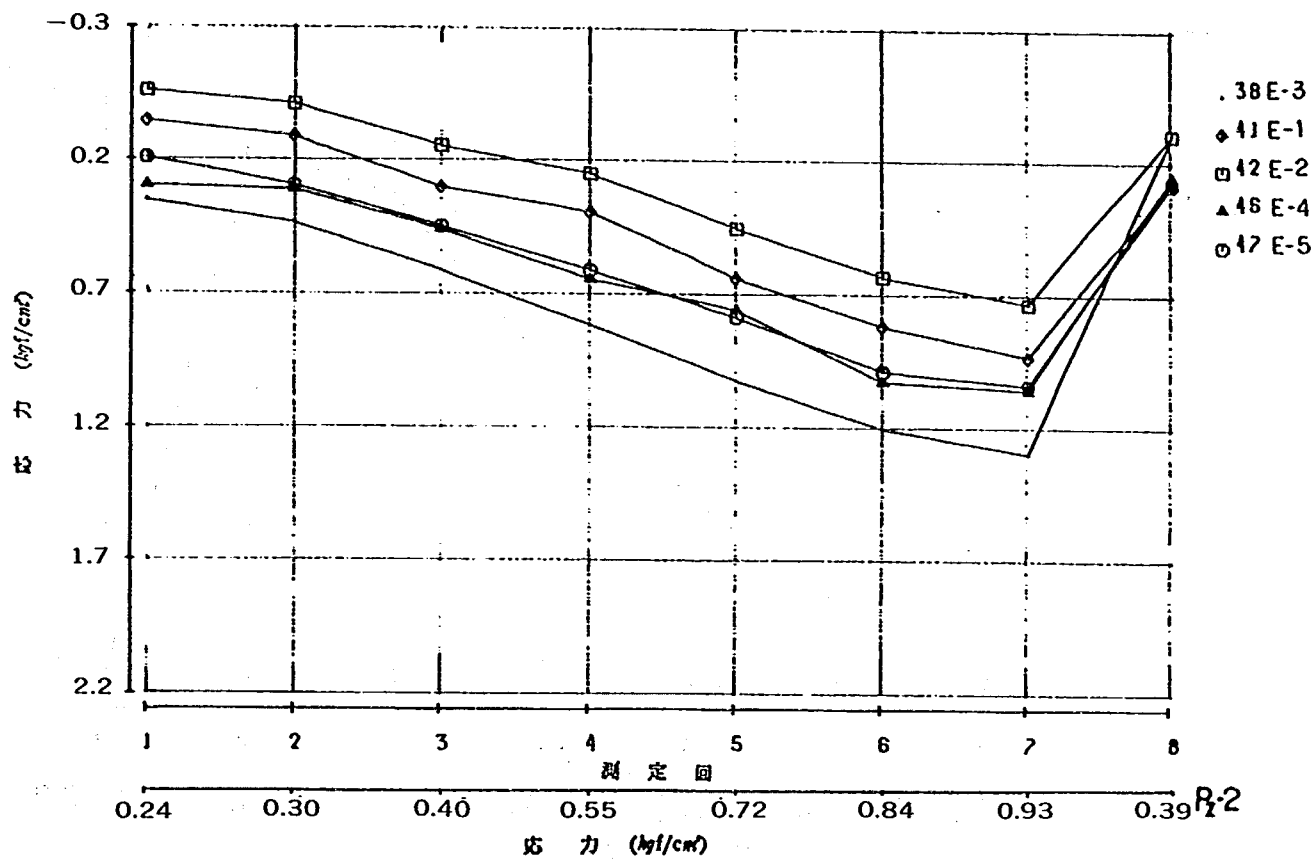


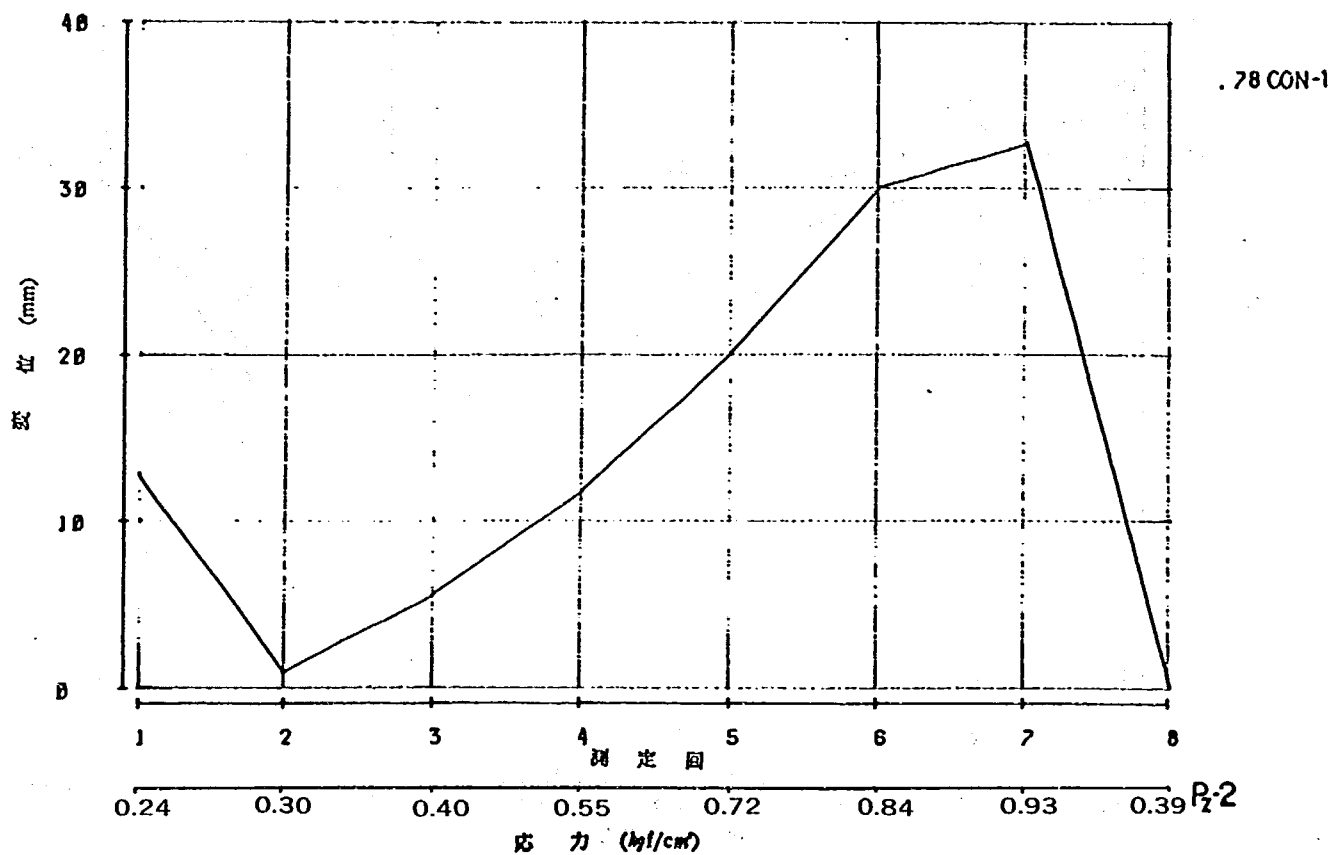


トンネル周辺応力の経時変化図, ケース 4, 再載荷時 (C断面)

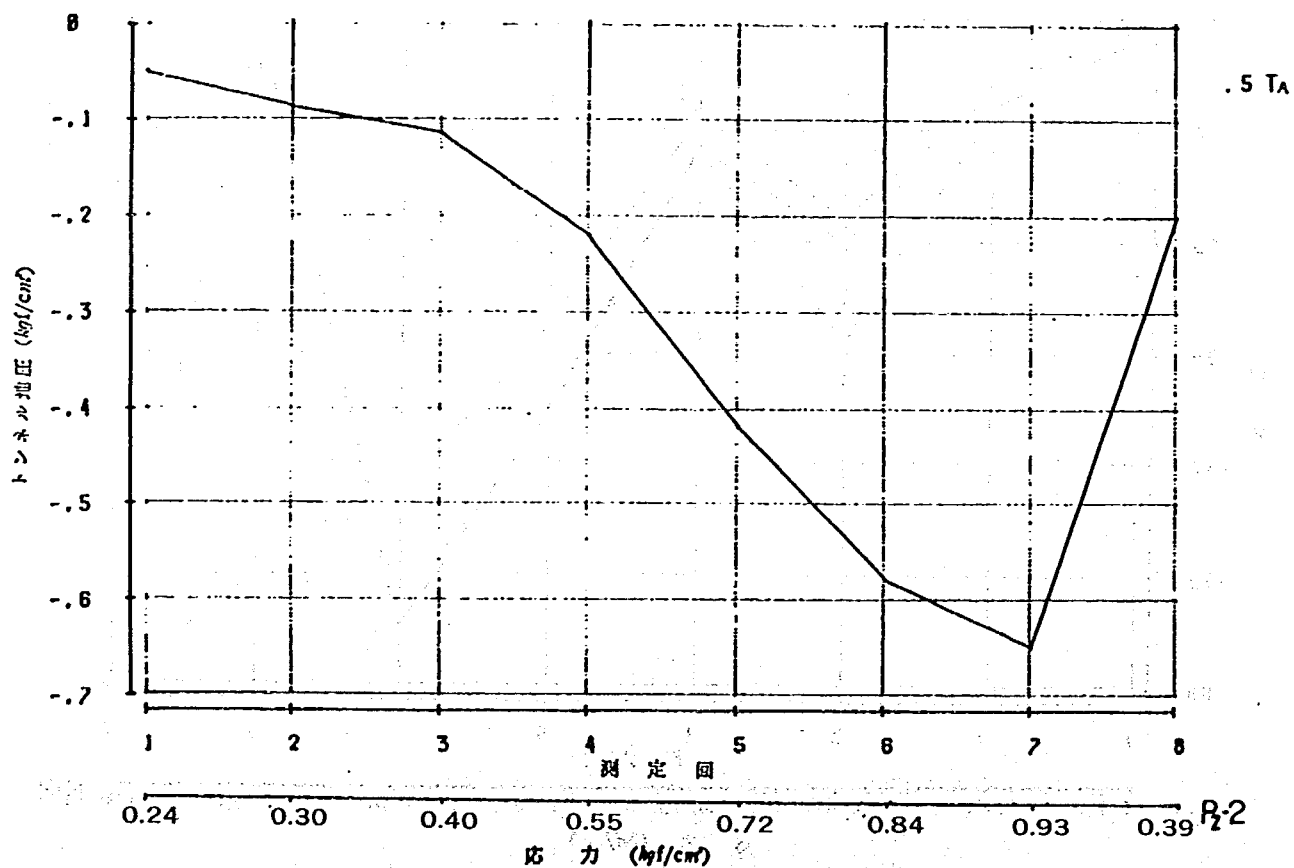


トンネル周辺応力の経時変化図, ケース 3, 再載荷時 (D断面)

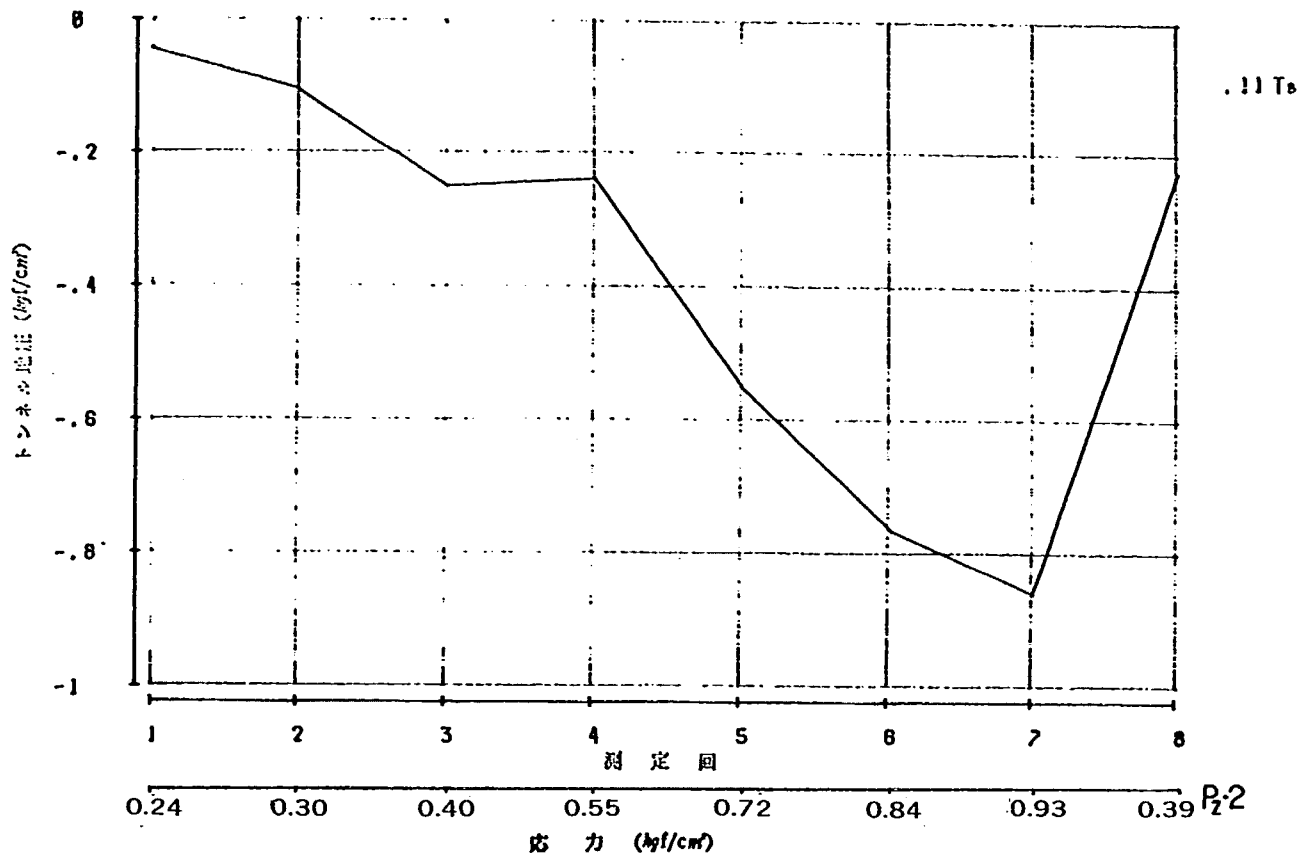




押し出し変位の経時変化図, ケース 4, 再載荷時



トンネル地圧の経時変化図, ケース 4, 再載荷時 (覆工A)



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

土研資料第2084号
昭和59年3月(1984)

キーワード トンネル, 岩盤力学
押し出し性地圧, ゆるみ地圧
応力再配分, 地山物性値

要 旨 本報告は, トンネル掘削に伴うトンネル地山の挙動を明らかにするために行った模型実験の結果と, トンネル地山の挙動を予測するために必要な物性値を検証するために行った土質試験の結果をまとめたものである。

郵便はがき

40円切手
をはって
下さい。

3 0 5 - □ □

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所

トンネル研究室 御中

No. 12

No. 12

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第2084号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住 所)

氏 名

