

土 木 研 究 所 資 料

吹付けコンクリート薄肉覆工の 軸力支持モデルに関する報告

平成3年3月

建設省土木研究所
道路部トンネル研究室

Copyright © (1991) 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。

吹付けコンクリート薄肉覆工の 軸力支持モデルに関する報告

トンネル研究室 室長 猪熊 明

研究員 稲野 茂

部外研究員 大矢 佳一

〃 平木 博美*

〃 上原 功*

〃 藤村 貢*

〃 木俣 陽一*

*現 若築建設株式会社

要 旨

本報告書は、山岳トンネルの重要な支保部材の一つである吹付けコンクリートについて、地山と吹付けコンクリートの付着力が十分に期待できない場合の軸力モデルとしての挙動を、模型実験および数値解析により調べた結果をとりまとめたものである。

その結果より、覆工厚、周辺地盤環境、載荷状態等の要因が、吹付けコンクリートの支保能力、挙動に与える影響について明かとなった。

キーワード：山岳トンネル，吹付けコンクリート

まえがき

現在、山岳トンネル工法においては、ロックボルトと吹付け工法を主な支保部材とする一般にNATMと呼ばれている工法が、標準工法となっている。また、最近では、この工法の合理性及び経済性に着目し都市部においてもこの工法によるトンネルの施工が行われるようになってきた。

この工法において、吹付け工法は地山に直接密着して施工され、地山と一体化してトンネルを支保する役割を担う重要な部材である。従って、この工法の設計・施工においては、吹付けコンクリートの耐荷力を正當に評価する事は重要な位置を占めると考えられる。

トンネル研究室では、吹付けコンクリートの支持機構の解明を目的として、各種の試験調査を行ってきた。昭和55年度から昭和60年度までは付着力モデルに関して、昭和61年度から平成元年度までは軸力モデルに関して研究を行った。本資料は、後者に対する報告であり、軸力モデルに関する模型実験及び数値解析の研究成果をとりまとめ、軸力モデルに関する基礎資料を紹介するものである。

平成3年3月

トンネル研究室 室長	猪熊 明
研究員	稲野 茂
部外研究員	大矢 佳一
部外研究員	平木 博美*
部外研究員	上原 功*
部外研究員	藤村 貢*
部外研究員	木俣 陽一*
*現 若築建設株式会社	

目 次

まえがき	
第1章 はじめに	1
第2章 耐荷力と吹付けコンクリート厚との関係	2
2.1 研究の背景	2
2.2 模型実験	3
2.2.1 実験装置	3
2.2.2 供試体製作	7
2.2.3 実験条件	7
2.2.4 測定項目	9
2.2.5 実験結果	11
2.2.6 従来のコンクリート覆工との比較	24
2.3 まとめ	25
第3章 耐荷力と地盤反力係数・載荷範囲・脚部地盤反力係数との関係	26
3.1 概 説	26
3.2 模型実験	26
3.2.1 実験装置	26
3.2.2 供試体製作	26
3.2.3 実験条件	30
3.2.4 測定項目	32
3.2.5 地盤反力実験結果	35
3.2.6 脚部反力実験結果	56
3.3 まとめ	74
第4章 数値解析	76
4.1 概 説	76
4.2 吹付けコンクリート厚と耐荷力	76
4.2.1 解析方法	76
4.2.2 入力条件	77
4.2.3 解析結果	77
4.3 載荷範囲・地盤反力係数と耐荷力	84
4.3.1 解析方法	84
4.3.2 入力条件	86

4.3.3 解析結果	86
4.4 脚部地盤反力係数と耐荷力	92
4.4.1 解析方法	92
4.4.2 入力条件	92
4.4.3 解析結果	92
4.5 まとめ	98
第5章 おわりに	99
参考文献	100
資 料	
1. ひび割れ発生状況図	101
2. 各種計測値分布図	135

第1 はじめに

吹付けコンクリート全体としての支持機構は、地山の状況により次の二種類のモデルが考えられている。一つは、地山が比較的堅硬な硬岩の場合であり、地山と吹付けコンクリートとの付着力が十分に期待でき、付着力により作用した荷重を支持すると考える付着力モデル（図-1.1(a)）である。これに対して、もう一つは、地山が軟質な軟岩地山や土砂地山の場合であり、地山と吹付けコンクリートとの付着力が期待できず、作用した荷重は、吹付けコンクリート脚部の地盤反力により支持される、と考える軸力モデル（図-1.1(b)）である。

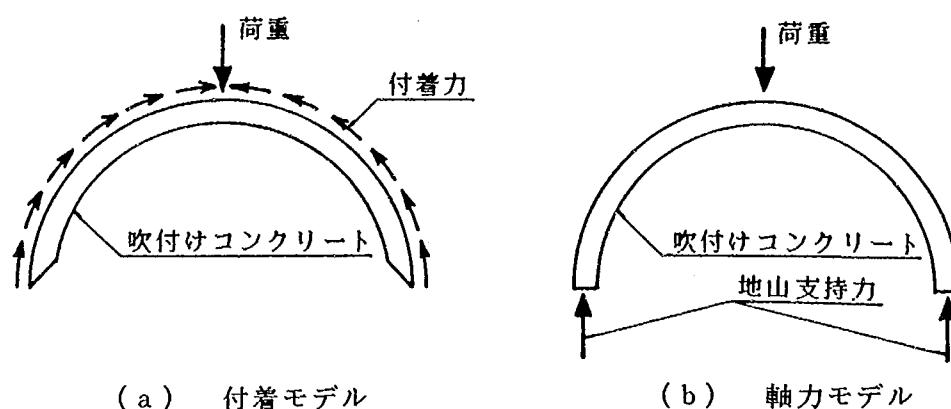


図-1.1 吹付けコンクリートの支持モデル

軸力モデルの支持機構は、従来のコンクリート覆工の支持機構とはほぼ同様な考え方であり、耐荷力は基本的には、吹付けコンクリート自体の強度と吹付け厚さによって左右される、と考えられる。しかしながら、吹付けコンクリートは、従来のコンクリート覆工に比べてその厚さが薄い。そのため地山の地盤反力係数、および作用荷重の載荷範囲の影響を大きく受けるものと考えられる。以上のことから、従来の支持機構についての考え方をそのまま適用できない場合があると考えられる。

本資料は、昭和61年度から平成元年度までに行われた、吹付けコンクリートの軸力モデルに関する模型実験および数値解析の結果をとりまとめ報告するものである。2章では吹付けコンクリート厚、第3章では地盤反力係数・載荷範囲・脚部地盤反力係数について着目し、主に各要因が吹付けコンクリートの耐荷力に及ぼす影響を述べる。また、第4章では数値解析結果と模型実験結果との比較について述べる。

第2章 耐荷力と吹付けコンクリート厚との関係

2.1 研究の背景

吹付けコンクリートの全体としての安定機構を軸力モデルとして考えた場合、その支持機構は従来のコンクリート覆工と同様、作用した荷重は吹付けコンクリート端部の地盤反力により支持される、と考えられる。従来のコンクリート覆工の耐荷力については、既に載荷試験等を通じかなり明らかにされてきている。¹⁾

図-2.1は、先の報告において示された、覆工厚と破壊荷重の関係である。図の縦軸の換算地山高さとは、荷重を地山の単位体積重量を 2.7tf/m^3 として地山の高さに換算したものである。また、実験は $1/2$ の縮尺で行われているので、図は実物に換算して表現されている。

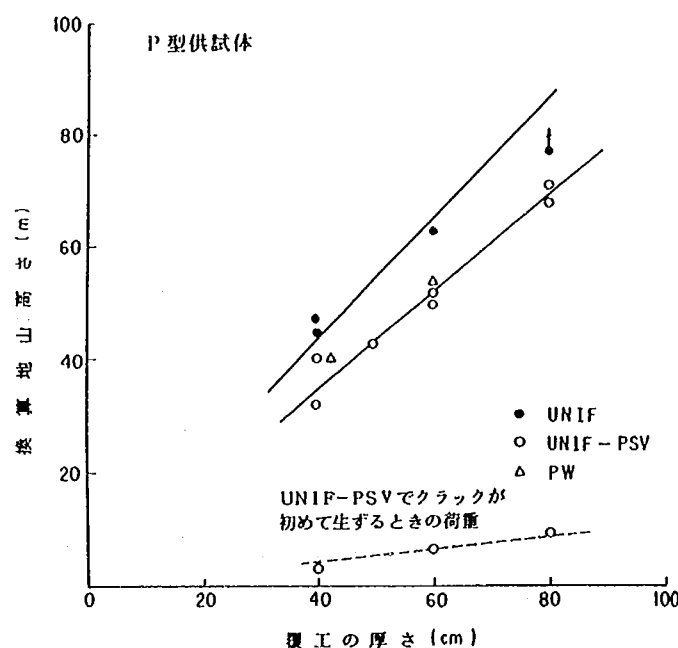


図-2.1 覆工厚の破壊荷重との関係¹⁾

これによると、次の事が報告されている。

- (a) コンクリート覆工の耐荷力は覆工の厚さに比例して増加する。
- (b) 荷重の形状による耐荷力の差は少なく、極端な偏荷重が作用した場合でも理想的な荷重（一様荷重）の80%程度の値が得られ、安定した強度が確保される。
- (c) 偏荷重が作用した場合、最終耐荷力の $1/10$ 程度の荷重でクラックが発生するが、耐荷力の点からは、曲げクラックの発生は問題とはならない。

また、以上の事項に関する考察として(a)については、覆工の支持機構がアーチとして軸力で支持するこ

とを示すものであり、断面積の増加に伴い支持力が増加するのは当然である事、(b)については、曲げによるクラックが発生すると、受働荷重側への変形が大きくなる結果、主動荷重に対するバランス上必要な受働荷重が発生しやすい状態となり、荷重を軸力により支持するような構造系に変化することを示している事、(c)については、荷重の低い段階で発生したクラックは、最終的な破壊の直接的な原因ではなく、覆工の可撓性が小さく、クラックの発生無しには受働荷重が発動されないためである事、が述べられている。

吹付けコンクリートの軸力モデルについても、基本的には上記と同様な傾向が予想される。しかし、吹付けコンクリートは従来のコンクリート覆工に比べてその厚さが薄いという違いがある。そのため、上記報告の結果をそのまま吹付けコンクリートに適用するには、不明確な点があると考えられる。そこで、吹付けコンクリートの耐荷力を調べるための模型実験を行った。また、有限要素法を用いて、模型実験をモデル化した数値解析を行った。

2.2 模型実験

2.2.1 実験装置

載荷実験は、実物大で行うのが望ましいが、実物大で吹付けコンクリート供試体に載荷を行い、かつ供試体の耐荷力を求めるには極めて大きな装置となり、現実には不可能なために掘削幅11m程度の一般の2車線道路トンネルに対し、3/11スケールの載荷模型実験を行った。

載荷実験は、建設省土木研究所構造力学実験棟内に設置された載荷装置を用いて行った。

実験装置は、反力枠、供試体底枠、載荷・受働部、脚部、油圧系統より構成されている。実験装置全体図を図-2.2に示す。

(1) 反力枠および供試体底枠

反力枠は、載荷・受働部で反力をとるものでH型鋼を使用している。供試体底枠は、吹付けコンクリート供試体を製作する台として反力枠内に半円形に設置されている。

(2) 載荷・受働部

載荷・受働部は、図-2.3に示すように、油圧ジャッキ、ロードセル(S)、板バネ、載荷板で構成される。但し、載荷部では板バネを取り除き、ロードセルを載荷板に直接密着させる。

1) 油圧ジャッキ

載荷能力50tf、ストローク長300mm、ピストン径125mm、機長500mmである。

2) ロードセル(S)

各ジャッキ先端に取り付けてあり、各載荷・受働部に作用する応力を計測する。

3) 板バネ、載荷板

板バネは、幅127mm、厚さ16mm、長さ500mmのバネ鋼である。載荷板は、幅150mm、長さ520mmの鋼板で、供試体に密着するように設置するものである。載荷板の背面には、2つの板バネ支承がスライド出来るように取り付けであり、支承間隔を変えることにより、バネ定数が変化できるようになっている。

図一2.2 実験装置全体図

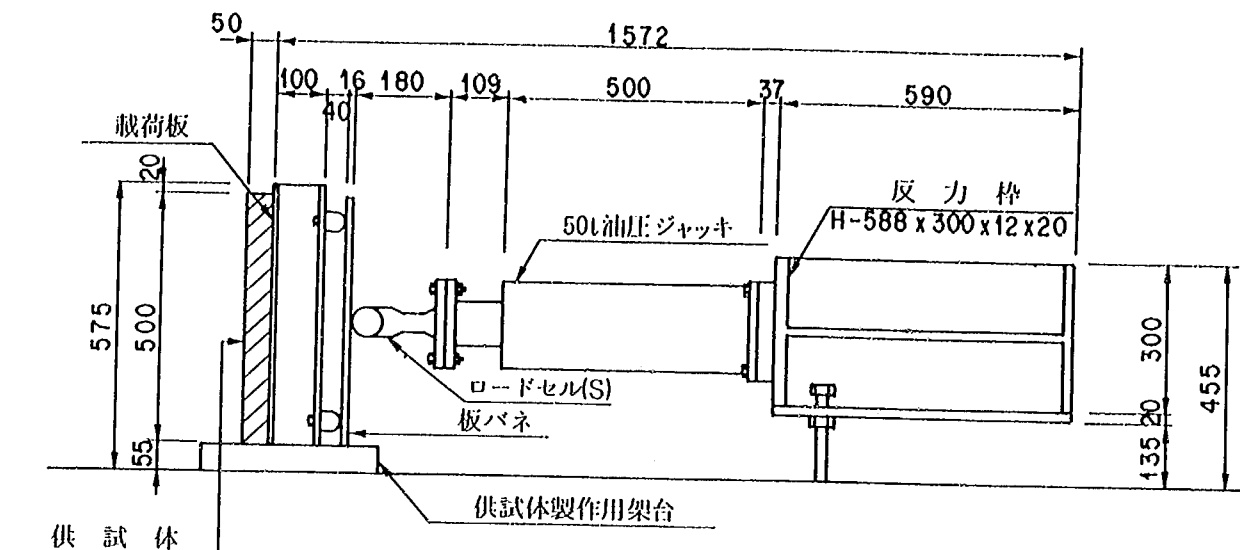


図-2.3 载荷・受働部構造図

(3) 脚部の構造を図-2.4に示す。脚部は、ロードセル(L)、ローラー、端部支承からなる。

1) ロードセル(L)

反力枠に固定されており脚部反力を計測する。

2) ローラー

直径130mmの丸鋼棒をロードセル(L)と端部支承の間に設置したものであり、端部の水平移動を許す構造である。

3) 端部支承

幅200mm、長さ600mm、厚さ150mmのもので、脚部反力をロードセル(L)に伝達するものである。また、端部支承には供試体端部を補強するためにL型鋼を取り付けており、これらは供試体製作時に側枠の一部として使用する。

(4) 油圧ポンプ系統

油圧ポンプ系統図を図-2.5に示す。载荷用の分岐弁は天端部2本のジャッキと接続し、それぞれに圧力変換器を取り付けている。受働荷重用の2台の分岐弁はそれぞれ7本のジャッキと接続し、接続部全てにそれぞれ1台接続する。

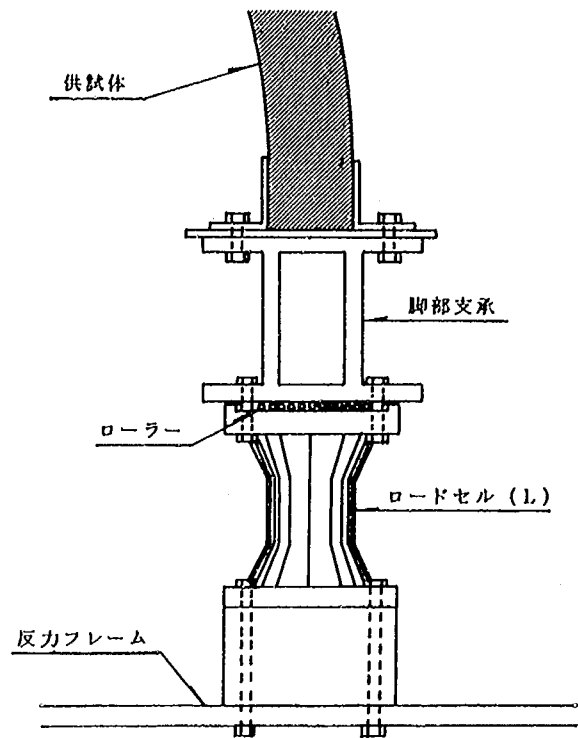


図-2.4 脚部支承構造図

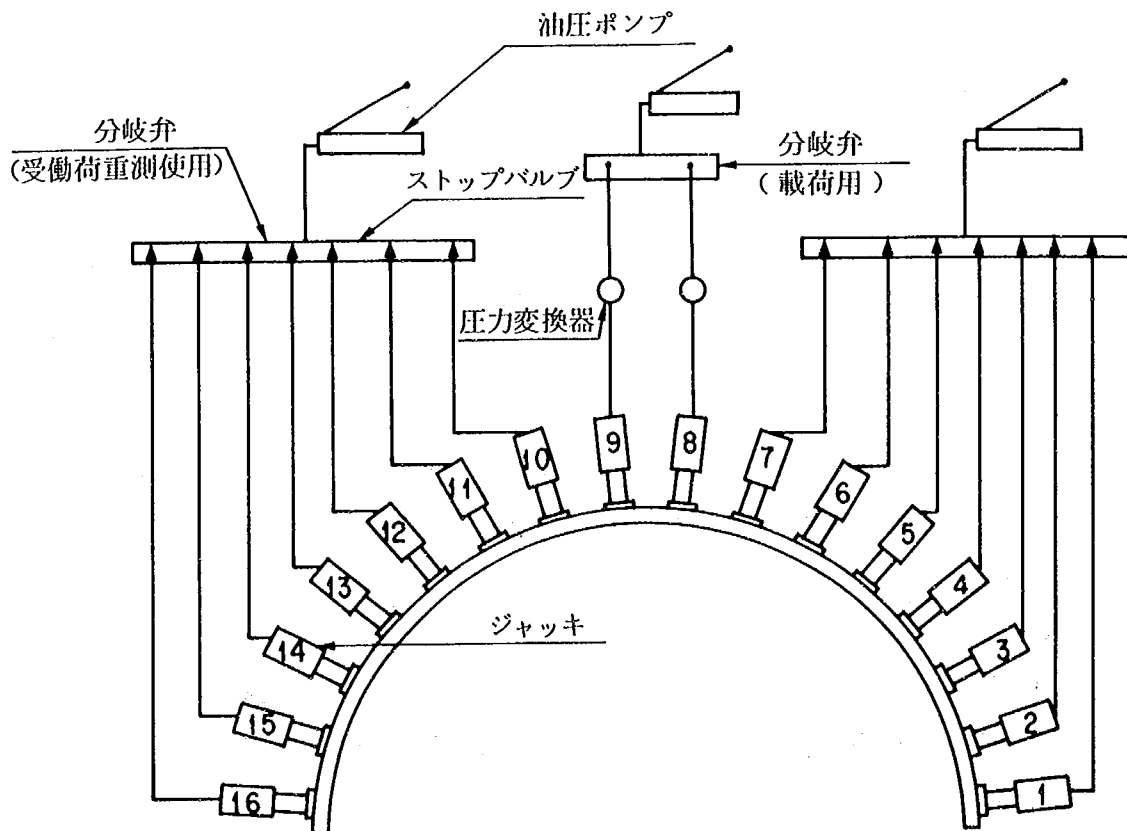


図-2.5 油圧ポンプ系統図

2.2.2 供試体製作

供試体寸法は、図-2.6に示すように厚さ30～80mm（図は50mm）、高さ500mm（トンネル軸方向）、内径2960mmの半円形断面とした。材料の配合および製作方法は、現場の吹付けコンクリートと等しくすることが望ましいが、厚さが30～80mmと薄いため粗骨材等を混入させることは材質の不均一を招く恐れがあること、また、吹付けでは供試体間の出来型寸法を等しくすることが難しい等を考慮し、材料はモルタルを用い、製作は鋼製型枠（図-2.7）を用い打設した。

表-2.1に、使用したモルタルの配合を示している。

養生は、モルタル打設後2日間ビニールシールで覆い、3日後の型枠脱型後は気中養生とした。載荷実験は、材令4日で行った。この時の圧縮強度は180Kgf/cm²を想定しており、実際の吹付けコンクリートでは材料令3～7日程度の強度に相当する。

なお、付着を防止するために供試体と供試体底枠との間には、テフロンシートを二重に敷き、その間にグリースを塗布し、実験時に摩擦が生じないようにした。

2.2.3 実験条件

(1) 実験ケース

表2.2に実験ケースの一覧を示す。本実験のパラメータは、吹付けコンクリート厚と地盤反力係数である。

吹付けコンクリート厚は、30mm、50mm、80mm（実物換算で110mm、180mm、290mm）の3種類である。

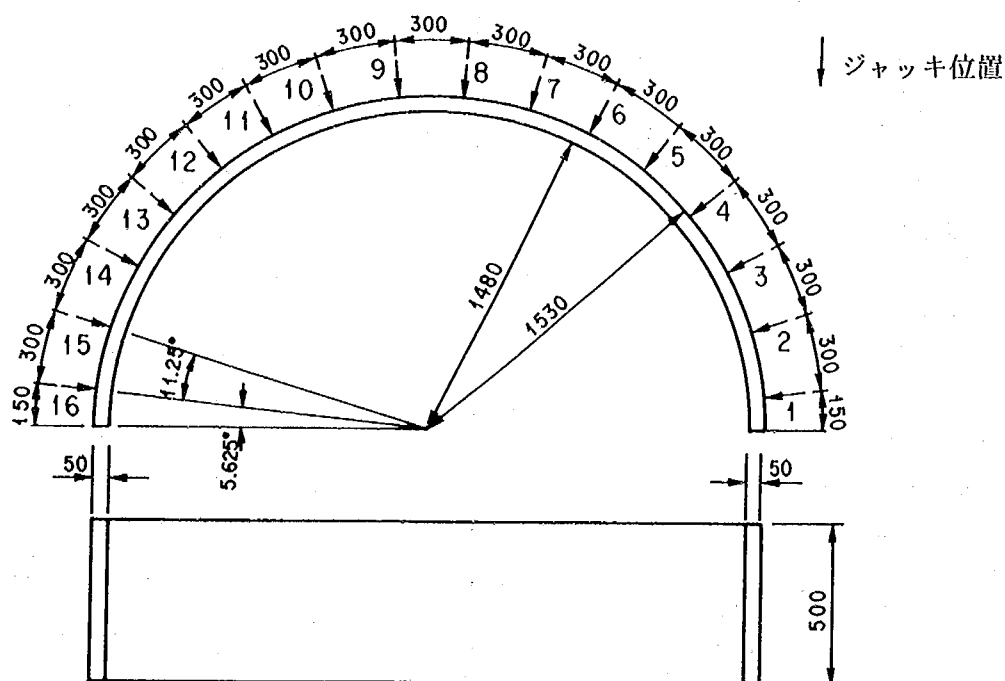
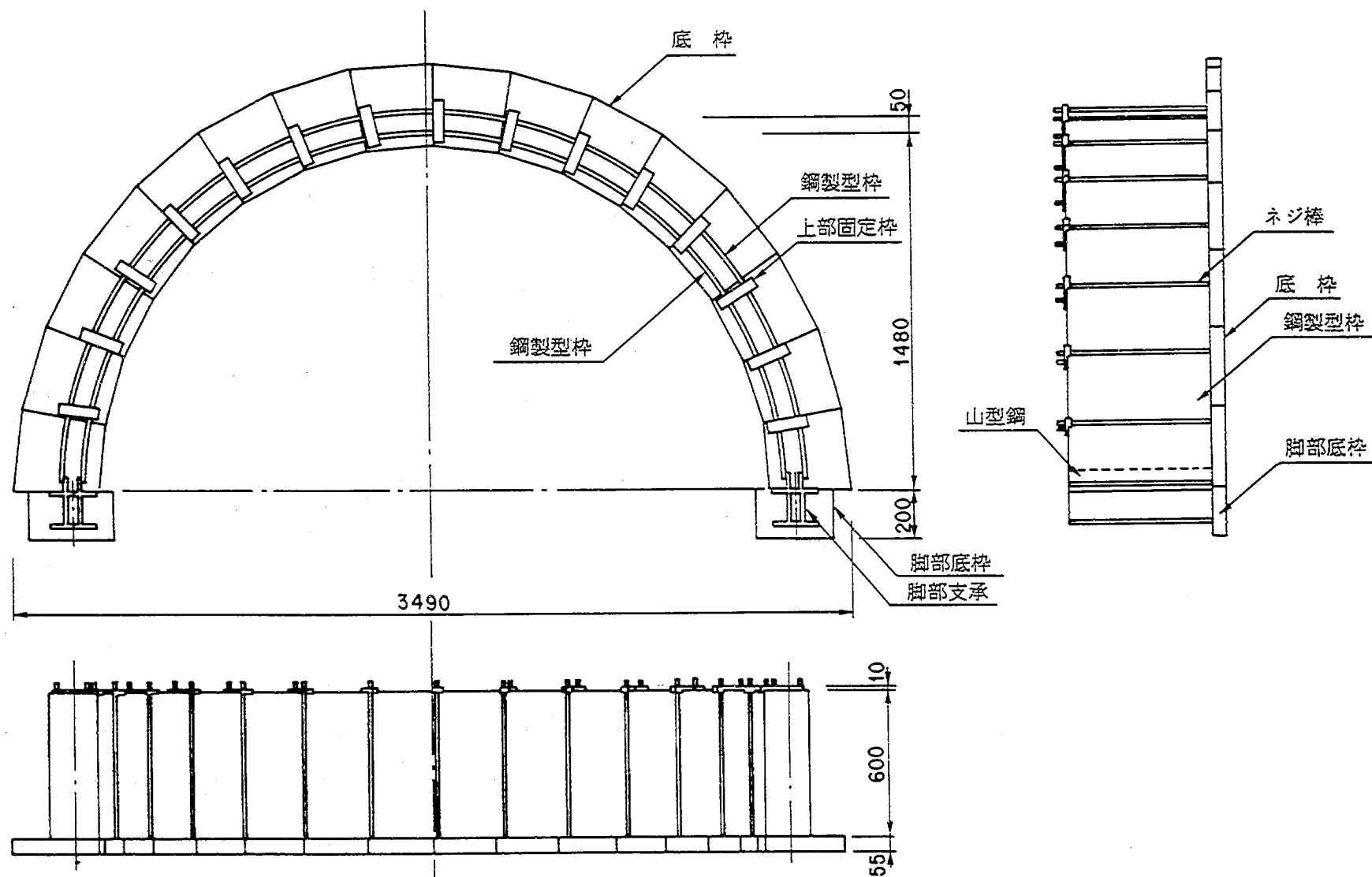


图-2.6 供試体寸法图



図—2.7 銅製型枠造構図

表-2.1 モルタル示方配合 (1.0m³当り)

水	セメント	細骨材
250kgf	500kgf	1250kgf

W/C = 50%

S/C = 250%

セメント：早強ポルトランドセメント

細骨材：川砂 (比重：2.48)

表-2.2 実験ケース一覧

実験ケース	6101	6102	6103	6104	6105	6106
吹付けコンクリート厚 (mm)	80	80	50	50	30	30
地盤反力係数 (kgf/cm ³)	16.2	3.6	13.6	3.6	11.3	3.5
板バネの有無	無	有	無	有	無	有

地盤反力係数は、3.7Kg/cm²、14.7Kg/cm² (実物換算で1.0Kg/cm²、4.0Kg/cm²) の2種類を想定したが、図-2.8 に示すように、ジャッキの変形特性が荷重値0~20tf程度では、直線ではないため、変位量によってばらつきを示す結果となった。そのため実験の整理にあたっては、地盤反力係数は大(実験ケース6101, 6103, 6105)、小(実験ケース6102, 6104, 6106)の2種類で考える事とした。

(2) 実験手順

- ① 供試体と載荷板 (板バネ, ジャッキ) が密着するように、ジャッキ当り 200~300Kgfのプレロードを載荷する。
- ② 受働荷重測定用ジャッキの分岐弁の各ストップバルブを閉にした状態で載荷する。載荷は天端部2本のジャッキ (No.8, No.9) を所定の荷重段階毎に同時に行い、最大荷重に達するまで行う。なお、この時の荷重を耐荷力とする。
- ③ 耐荷力後は、供試体が完全に破壊するまで、最大変位を示す位置で変位を制御して載荷する。

2.2.4 測定項目

(1) 荷重

荷重はジャッキの油圧を圧力変換器により測定する方法と、ロードセル (S) により測定する方法の2系統で行った。

(2) 受働荷重・脚部反力

受働荷重はロードセル (S) で、脚部反力はロードセル (L) によってそれぞれ測定した。

(3) 変位

歪変換式変位計 (精度0.02mm) を用い、図-2.9に示す位置の変位を測定した。No.1~16は、載荷・受働部の半径方向の変位を、No.17, 18は脚部の半径方向の変位を、No.19, 20は脚部の接線方向の変位をそれ

ぞれ測定した。

(4) 歪

歪ゲージは長さ20mmのワイヤーストレンゲージを用い、図-2.9に示すように吹付けコンクリート外側に15点、内側に21点の合計36点で測定を行った。

(5) 発生状況および破壊状況

載荷実験中のひび割れの発生状況を適宜スケッチした。

(6) モルタル強度

モルタル打設時に、 $\phi 50\text{mm} \times 100\text{mm}$ の圧縮供試体および引張供試体を各3個採取し、模型実験実施時の圧縮強度、引張強度を求めた。圧縮強度の平均値は $201\text{Kg}/\text{cm}^2$ 、標準偏差 $18.4\text{Kg}/\text{cm}^2$ である。圧縮供試体には、ワイヤーストレンゲージを添付し、静弾性係数を併せて求めた。

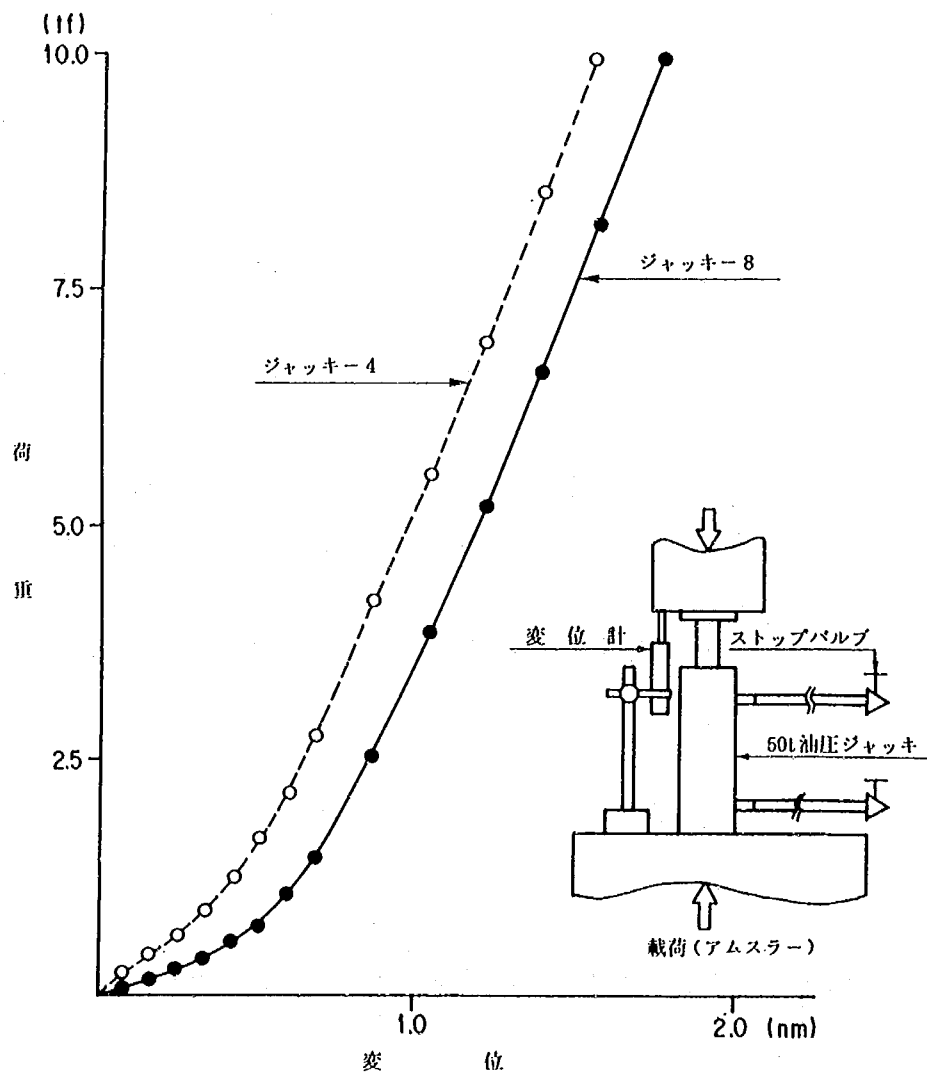


図-2.8 ジャッキの変形特性 (例)

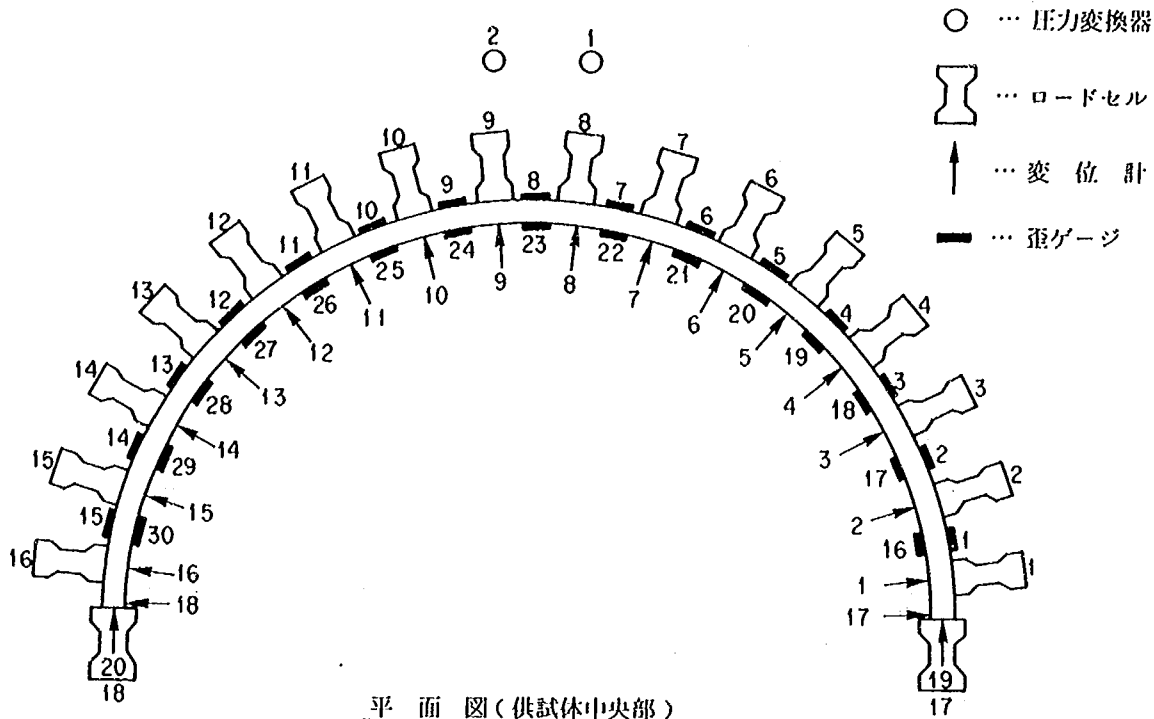


図-2.9 歪ゲージおよび変位計位置図

2.2.5 実験結果

表-2.3(a), (b), (c)に実験結果の一覧を示す。

表中に示した。荷重の項の値はロードセルNo.8, 9の平均値であり、脚部最大反力はロードセルNo.17と18の平均値である。換算地山高さは地山の単位体積重量を 2.0 tf/m^3 と仮定した時に、耐荷力から求めたものである。ひび割れ発生状況の欄の荷重は、2つのジャッキのうち、大きいほうの値を示している。

(1) ひび割れの発生状況と耐荷力

最終破壊形態は、全ケースとも天端付近における、圧縮による断破壊であった。破壊に至るまでのひび割れの発生状況は、各ケースによって若干の相違があったものの、基本的にはよく似た傾向を示した。以下にその傾向のまとめを記述する。

- ① 最初に、載荷部である天端部の内側に、曲げ引張りによるひび割れが発生する。この時の荷重は、耐荷力の20%程度である。
- ② 次に、左右肩部の外側に、曲げ引張りによるひび割れが発生する。この時の荷重は、耐荷力の30～

40%程度である。ひび割れの発生位置は、吹付けコンクリート厚が30mmと50mmの場合の4ケースでは、ほぼ同じ位置に発生したが、吹付けコンクリート厚80mmの場合の2ケースでは、他の4ケースに比べ天端から離れた位置に発生した。さらに荷重を増加させた場合、地盤反力係数の小さいケースでは、大きいケースに比べ、最初に発生したひび割れの幅は広がるが、その周辺に発生するひび割れの数は少ないという違いが生じた。

③ 耐荷力（最大荷重）に達し、圧縮によるせん断破壊を生じる。

以上の事から、ひび割れの発生状況をもとに構造系の変化をモデル化すると、図-2.10のように考えることができる。

最初は、両端フリーのアーチ構造である。次に、天端部にひび割れが発生した段階で1ヒンジアーチ構造となる。さらに、両肩部にひび割れが発生した段階で3ヒンジアーチ構造を形成する。その後はヒンジの数は変化せず、圧縮によるせん断破壊を生じる。なお、ヒンジは完全なピン構造ではなく、ある程度の曲げモーメントを伝える回転バネのようなものが想定される。以上のように考えると、吹付けコンクリートは、ひび割れの発生により地山との相互作用のもとに構造系を変化させ、新しい安定状態を保つようになる優れた支保構造物であると言える。

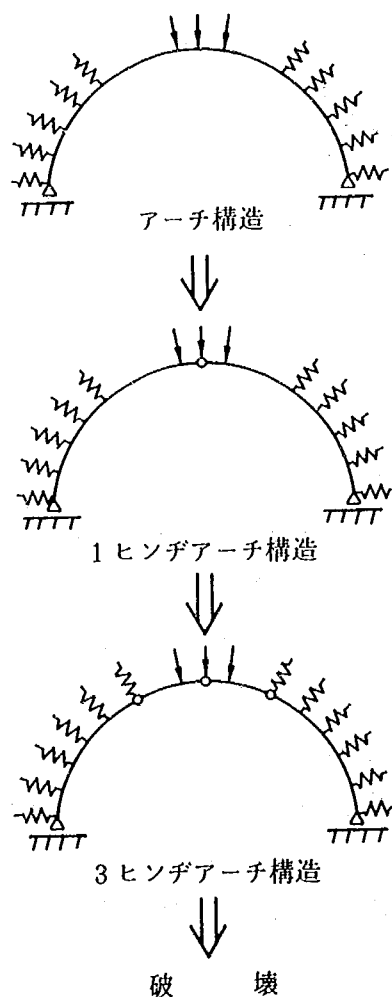


図-2.10 構造系の変化のモデル

表-2.3(a) 実験結果一覧

ケース番号		6101	6102
吹付けコンクリート厚 (mm)		80	80
地盤反力係数 (kgf/cm ³)		16.2	3.6
荷重tf/ジャッキ	天端ひび割れ発生時	1.53 (5.1)	1.22 (4.1)
	肩部ひび割れ発生時	2.46 (8.2)	1.69 (5.6)
	耐荷力 (最大荷重)	9.34 (31.3)	5.18 (17.3)
最大脚部反力 (kgf/cm ²)		46.3	26.5
最大荷重時の最大変位 (mm)		18.9	21.0
供試体強度試験	圧縮強度 (kgf/cm ²)	169.3	196.5
	引張強度 (kgf/cm ²)	14.3	14.1
	弾性係数 (kgf/cm ²)	1.10×10^5	1.29×10^5
ひび割れ発生状況		・ 9.75 (tf/ジャッキ) で鈍い音を発した。	・ 5.25 (tf/ジャッキ) 以降、ジャッキNo. 8 で変位制御載荷を行う。 ・ 3.15 (tf/ジャッキ)、変位量 38.6 mm の時、急激に耐荷力が低下、同時にジャッキNo. 7 とNo. 10 にはじめて受働荷重が発生。 さらに載荷すると、激しい音を発し破壊した。

※ 荷重の項の () 内の値は、換算地山高さ (m) を示す

表-2.3(b) 実験結果一覧

ケース番号		6103	6104
吹付けコンクリート厚 (mm)		50	50
地盤反力係数 (kgf/cm ³)		13.6	3.6
荷重tf/ジャッキ	天端ひび割れ発生時	0.93 (3.1)	0.76 (2.5)
	肩部ひび割れ発生時	1.80 (6.0)	1.22 (4.1)
	耐荷力 (最大荷重)	5.61 (18.7)	2.48 (8.3)
最大脚部反力 (kgf/cm ²)		61.1	23.8
最大荷重時の最大変位 (mm)		18.2	22.9
供試体強度試験	圧縮強度 (kgf/cm ²)	209.6	205.2
	引張強度 (kgf/cm ²)	18.0	16.8
	弾性係数 (kgf/cm ²)	1.53×10^5	1.54×10^5
ひび割れ発生状況		・ 5.0 (tf/ジャッキ) で、ジャッキNo.10 に受働荷重発生。 ・ 5.8 (tf/ジャッキ) の時、ジャッキNo.7 の内側でモルタルの剥離あり。また、ジャッキNo.8 ~ No.9 に円周方向のひび割れ (横ひび割れ) 発生。 ・ ジャッキNo.8 で変位制御載荷を行う。 ・ 1.85 (tf/ジャッキ) の時、変位量 4.16 mm で破壊。	・ 2.57 (tf/ジャッキ) の時、大きな音を発し、ジャッキNo.7 とNo.10 に受働荷重が発生。 ・ ジャッキNo.8 で変位制御載荷を行う。 ・ 2.4 (tf/ジャッキ) まで下がった荷重が 2.57 (tf/ジャッキ) まで上昇。 ・ 2.4 (tf/ジャッキ) の時、ジャッキNo.6 ~ 7 の内側でモルタルの剥離あり。その後荷重は急激に減少し、1.4 (tf/ジャッキ) の時、変位量 45.6 で激しい音を発し破壊。

※ 荷重の項の () 内の値は、換算地山高さ (m) を示す

表-2.3(c) 実験結果一覧

ケース番号		6105	6106
吹付けコンクリート厚 (mm)		30	30
地盤反力係数 (kgf/cm ³)		11.3	3.5
荷重tf/ジャッキ	天端ひび割れ発生時	0.52 (1.7)	0.50 (1.7)
	肩部ひび割れ発生時	0.91 (3.0)	0.70 (2.3)
	耐荷力 (最大荷重)	2.51 (8.4)	1.93 (6.4)
最大脚部反力 (kgf/cm ²)		52.4	39.0
最大荷重時の最大変位 (mm)		17.7	21.8
供試体強度試験	圧縮強度 (kgf/cm ²)	194.0	230.5
	引張強度 (kgf/cm ²)	15.5	17.5
	弾性係数 (kgf/cm ²)	1.43×10^5	1.57×10^5
ひび割れ発生状況		・ジャッキNo.7とNo.10には、絶えず受働荷重が発生しており、荷重0.9(tf/ジャッキ)から増加に転じた。 ・2.6(tf/ジャッキ)の時、ジャッキNo.7の内側にモルタルの剥離があり、激しい音と共に破壊。	・ジャッキNo.7とNo.10には、絶えず受働荷重が発生しており、荷重0.7(tf/ジャッキ)から増加に転じた。 ・2.0(tf/ジャッキ)で、ジャッキNo.9の内側にモルタルの剥離があり、激しい音と共に破壊。

※ 荷重の項の()内の値は、換算地山高さ (m) を示す

図-2.11は、吹付けコンクリート厚とひび割れ発生荷重・耐荷力との関係を示している。ひび割れ発生荷重は、供試体の歪の挙動から求めた。この値は、目視観測結果と比べると低めの値を示している。換算地山高さは、軟岩地山の単体体積重量を 2.0tf/m^3 として、荷重を地山の高さに換算したものである。また、図には一様荷重が作用した場合の耐荷力（計算値）も示した。ひび割れ発生荷重は、同程度の地盤反力係数のもとでは、吹付け厚さとともに増加している。地盤反力係数の違いによるひび割れ発生荷重および耐荷力は、地盤反力係数が大のものに対する小のものの比をとると、1ヒンヂアーチ構造形成時では0.87、3ヒンヂアーチ構造形成時では0.71、耐荷力時（最大荷重時）では0.57と徐々に小さくなっている。これは、荷重が小さい段階では、変形は吹付けコンクリート自体の剛性に支配されるのに対して、ひび割れが発生した後では、地山の地盤反力係数が変形を支配するようになるためである、と考えられる。このことは、前述の地盤反力係数が小さいとひび割れ幅が大きいということからも推察される。また、ひび割

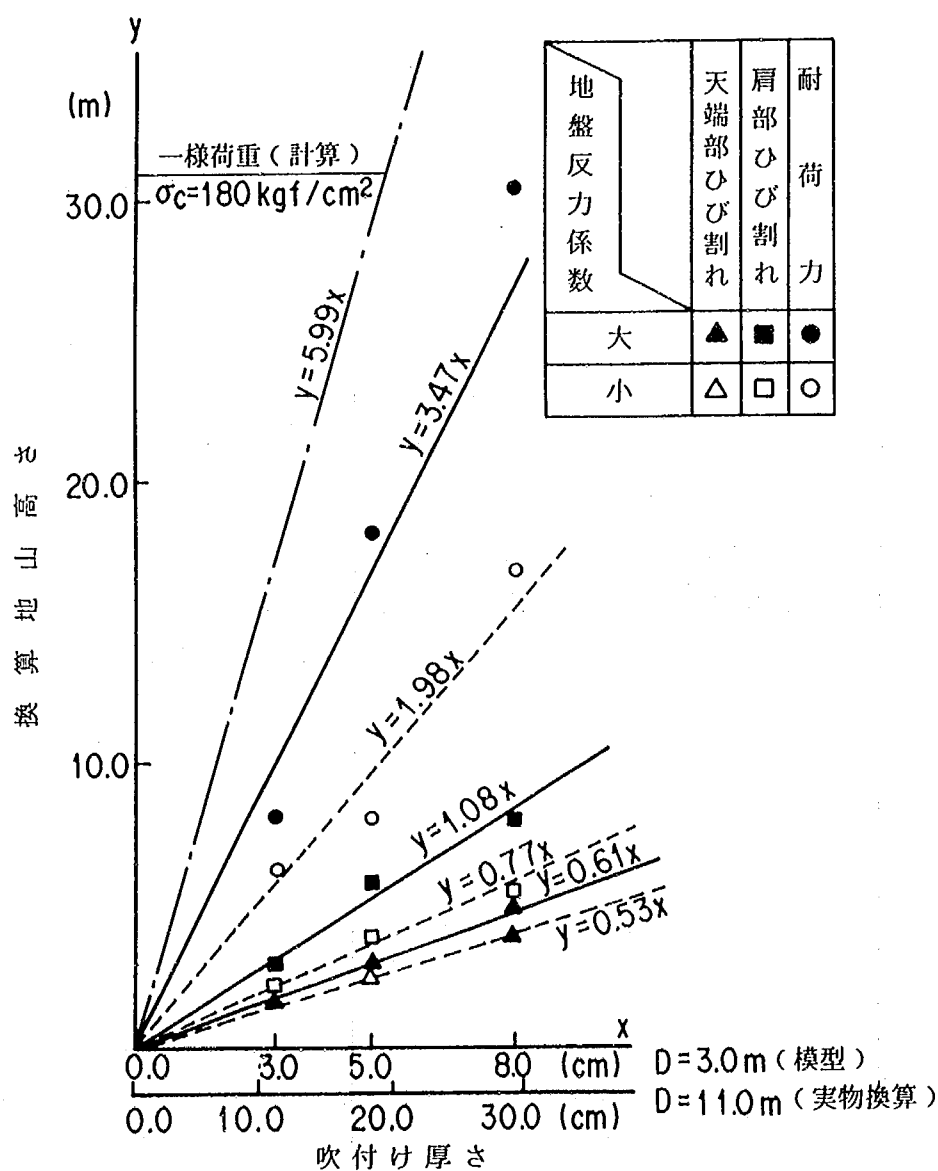


図-2.11 吹付け厚さとひび割れ発生荷重・耐荷力

れ幅が大きい場合ひび割れ深さも深くなり、このひび割れ深さの分だけ軸力を伝達する有効断面積が減少し、軸力による圧縮応力はこのひび割れ断面において部分的にかなり高くなる。吹付けコンクリートの支持機構をアーチ構造として軸力で支持すると考えているので、地盤反力係数が小さいと耐荷力は低下すると言われていることが、上記の事より説明される。

本実験の耐荷力と従来の覆工コンクリートの耐荷力（図-2.1参照）を比較した場合、本実験結果は従来覆工に比べると、小さな耐荷力を示しており両者には違いがあることがわかる。これは、載荷条件が異なることに起因するものではないかと考えられる。

(2) 変位置

図-2.12は、荷重と天端部の半径方向変位との関係を示している。半径方向変位は2箇所の載荷位置のうち、大きい方の値とした。耐荷力時（最大荷重時）の半径方向変位については、地盤反力係数が小さい方がやや大きいという傾向があるものの、その大きさは全ケースとも2 cm程度とほぼ一定している。模型における2 cmの半径方向変位は、実物に換算すると7 cm強に相当する。ただし、この値は天端部に集中載荷し、脚部の支持条件が変位を許さない場合を想定したものである。しかし、本実験では約1 mmの脚部変位が生じており、他データとの比較には注意を要する。

図-2.13(a), (b)は、それぞれケース6102, 6104の半径方向変位と荷重の関係を示している。変位は、ジャッキNo.8とNo.9の天端部、ジャッキNo.6 No.11の肩部の位置で計測したものである。この2つのケースの特徴を以下に示す。他のケースも、どちらかのケースと同様な傾向であった。

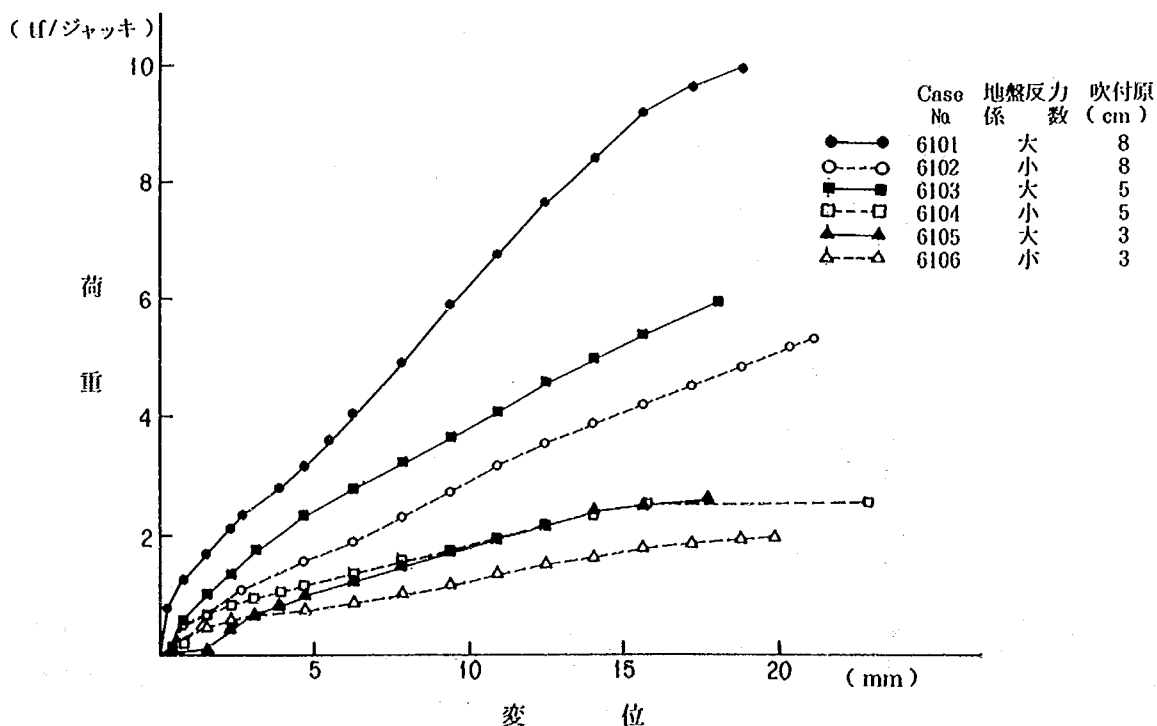


図-2.12 天端部における変位と荷重の関係

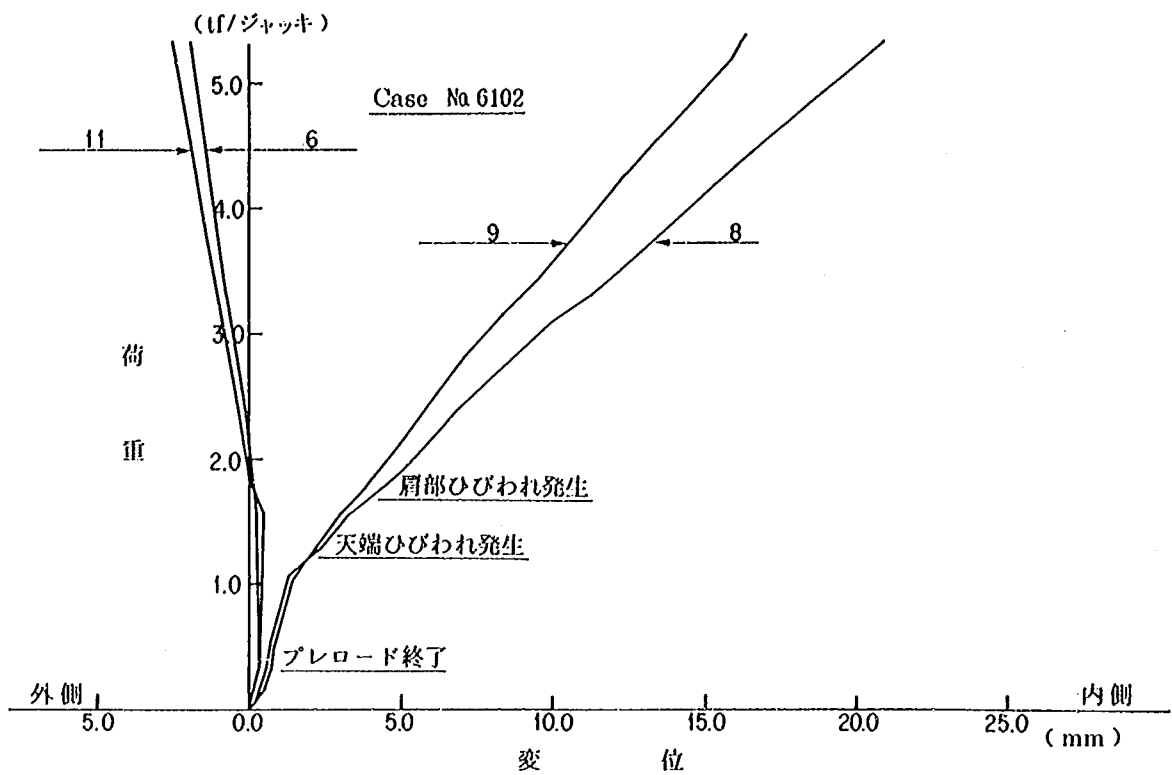


図-2.13(a) 変位と荷重の関係

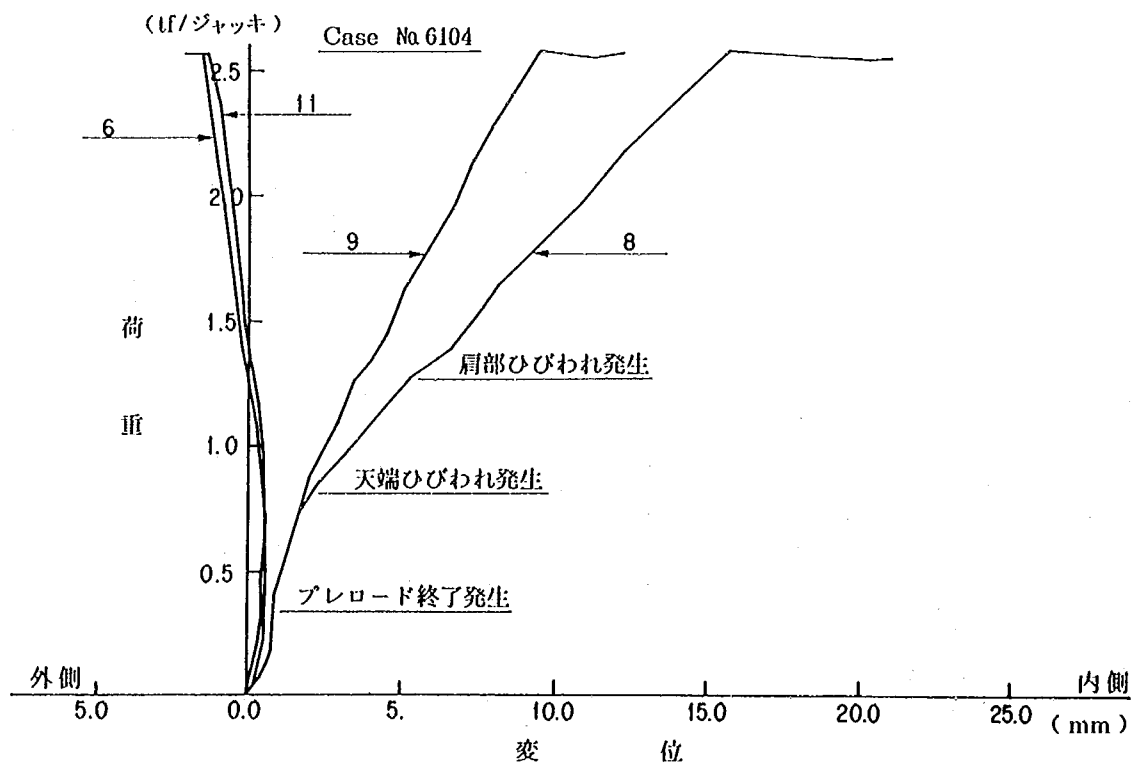


図-2.13(b) 変位と荷重の関係

ケース2 天端部 (No.8, 9) の半径方向変位曲線は、天端にひび割れが発生した時に変化点が存在する。また、肩部にひび割れが発生した時にも変化点が存在する。但し、この変化点は天端部ひび割れの時ほど大きな変化ではない。

肩部 (No.6, 11) の半径方向変位曲線には、肩部にひび割れが発生した時に変化点が存在する。

ケース4 天端部 (No.8, 9) の半径方向変位曲線は、ケース6102と同じ傾向を示している。

肩部 (No.6, 11) の半径方向変位曲線は、天端部にひび割れが発生した時に変化点が存在する。

以上の事から、変化点の存在は、各ひび割れの発生に対応していると考えられる。つまり、ひび割れの発生により、剛性が低下し変形しやすくなるという現象が、勾配の減少としてあらわれていると考えられる。

(3) 受働荷重・脚部反力

今回の実験のように、吹付けコンクリートの一部にひび割れが発生してもすぐに破壊に至らないのは、地山が吹付けコンクリートの変形を拘束することによって受働荷重が発生し、荷重が均等化に向い全体として荷重を支持しやすい構造体に変化するからであると考えられる。

図-2.14は受働荷重の分布と脚部反力を、荷重が1.8(tf/ジャッキ)の時について示したものである。

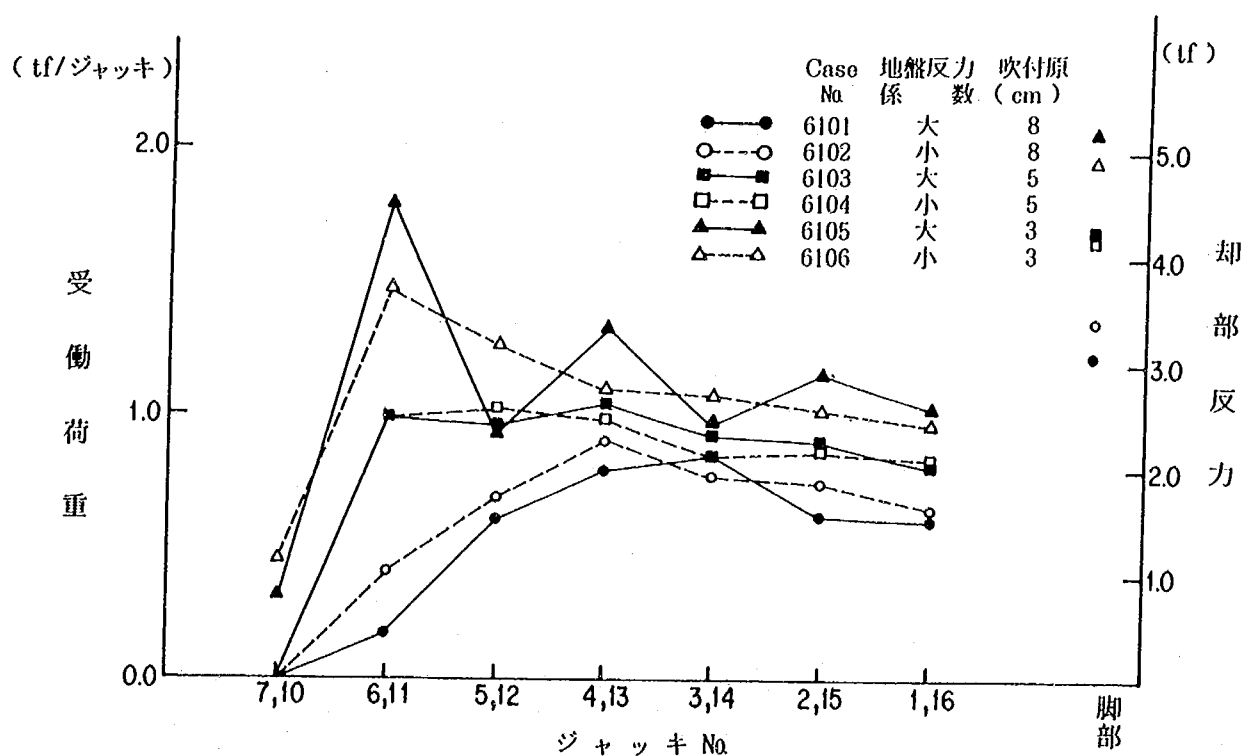


図-2.14 受働荷重の分布と脚部反力 (1.8tf/ジャッキ時)

構造系としてはケース6101と6103が1ヒンジアーチ構造、その他は3ヒンジアーチ構造に相当する。これを見ると、吹付けコンクリート厚が薄くなる程、大きな受働荷重と脚部反力が発生していることがわかる。載荷部に最も近いジャッキNo.7と10には、吹付けコンクリート厚が5 cm以上のケースでは、受働荷重は全く作用していないのに対して、吹付けコンクリート厚が3 cmのケースでは、その値は小さいものの作用している。これは、吹付けコンクリート厚が薄いと変形しやすいため、受働荷重が発生し易いからである。換言すれば、荷重を吹付けコンクリート自体の曲げ剛性で受け持つ割合が少なくなるためである。

図-2.15(a), (b), (c)は、荷重及び受働荷重の分布を載荷経過に応じて示したものである。受働荷重の分布に注目すると、最大受働荷重を示す位置は、載荷初期のアーチ構造の段階では比較的脚部寄りの側壁部にあったものが、荷重の増加に伴い肩部のヒンジ発生位置に近くなる傾向が見られる。また、耐荷力時に最大受働荷重を示す位置は、吹付けコンクリート厚が薄いほど、地盤反力係数が大きいほど天端近くになっている。肩部のひび割れの発生位置は、ケース6103～6106の場合は、ほぼ同じ位置にある。ケース6101の場合はケース6103～6106の場合と比べて、天端から離れた位置に発生している。ケース6102の場合は、さらに離れた位置である。

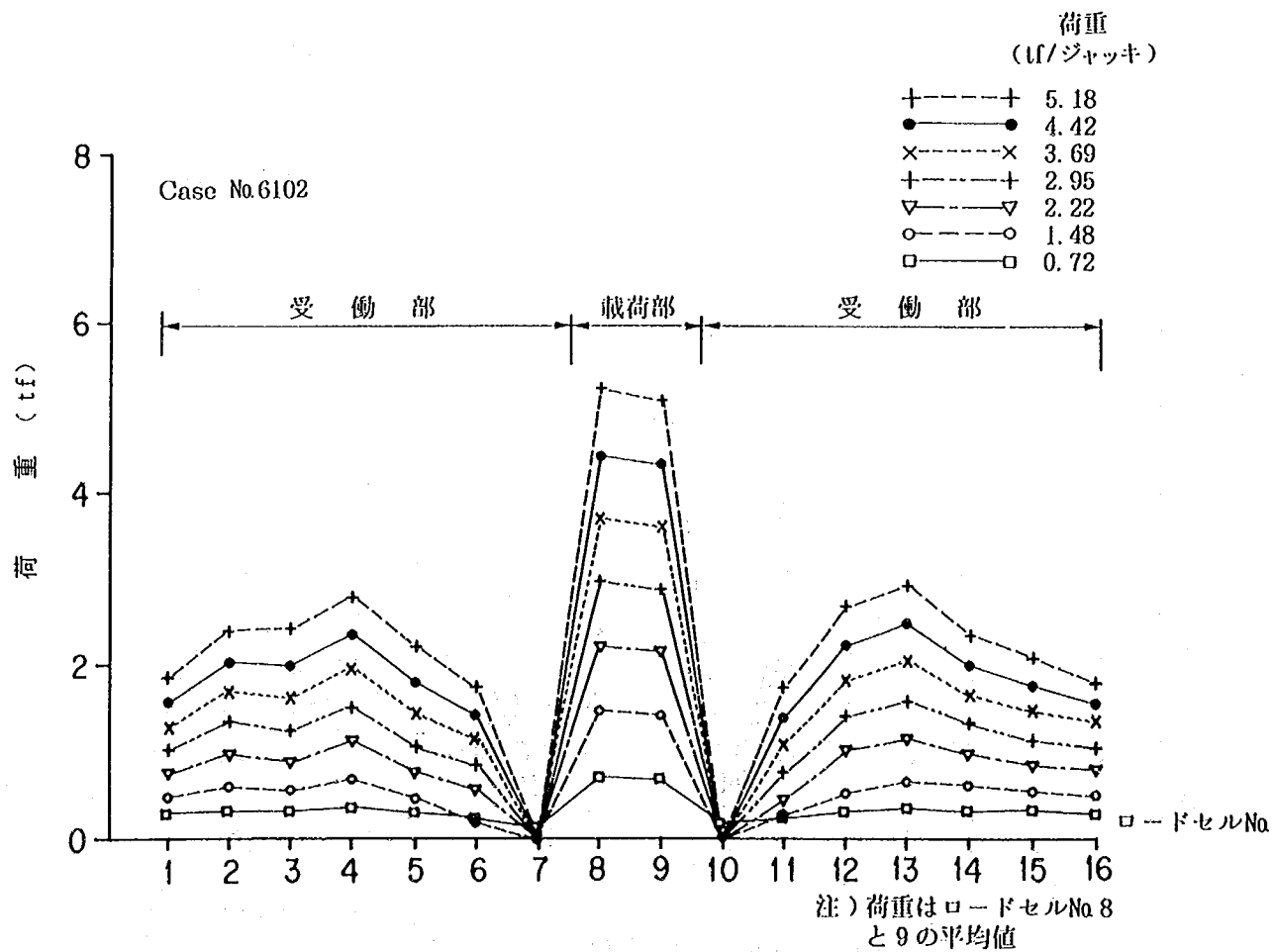
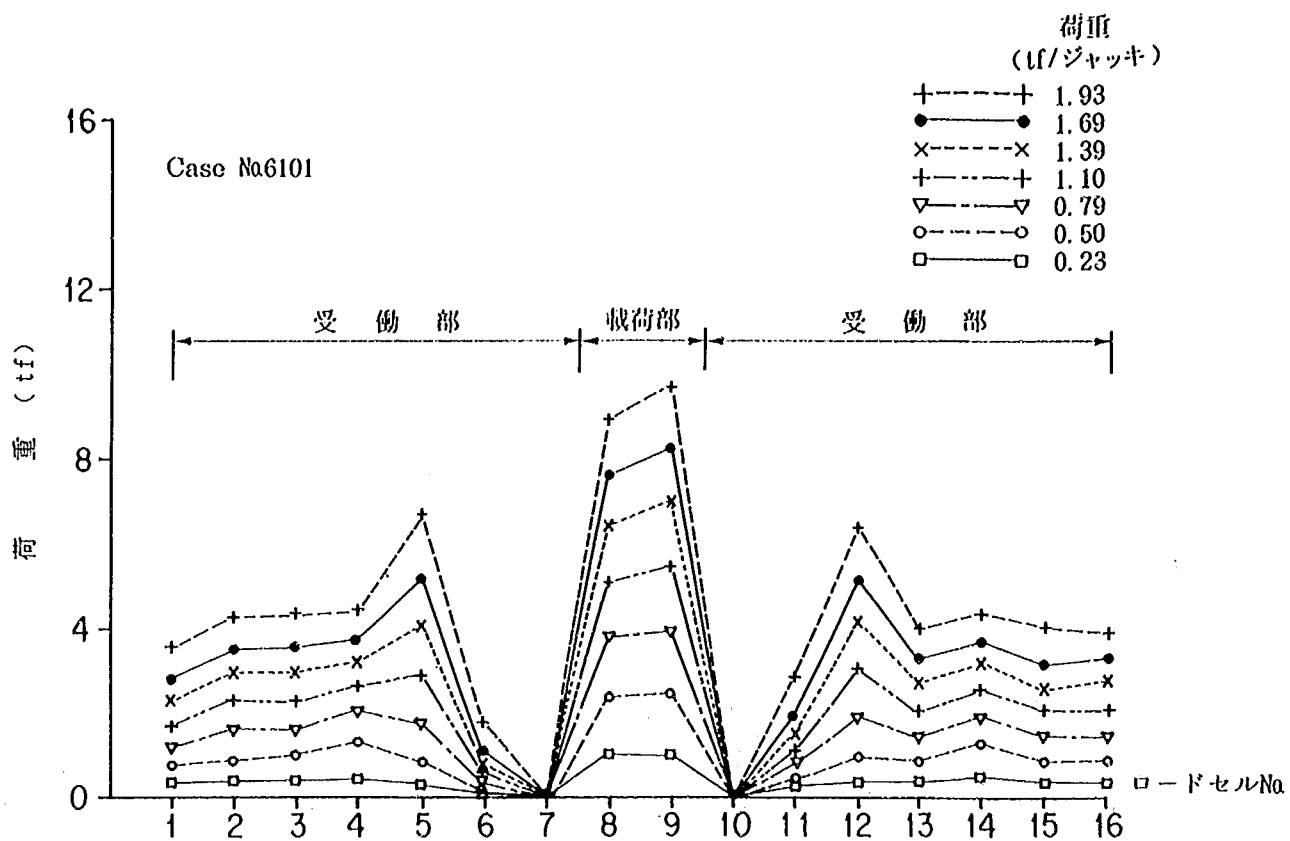


図-2.15(a) 荷重及び受働荷重の分布

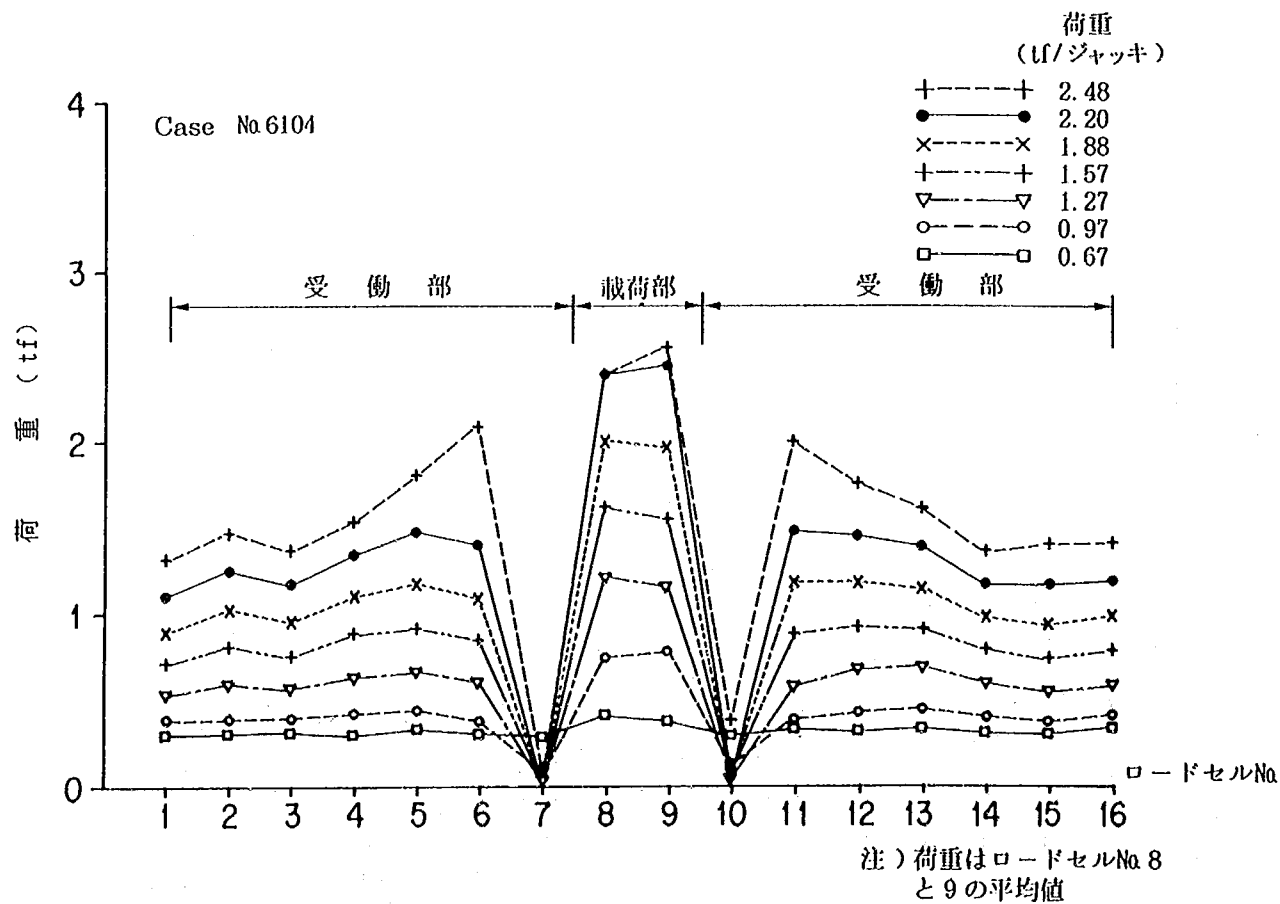
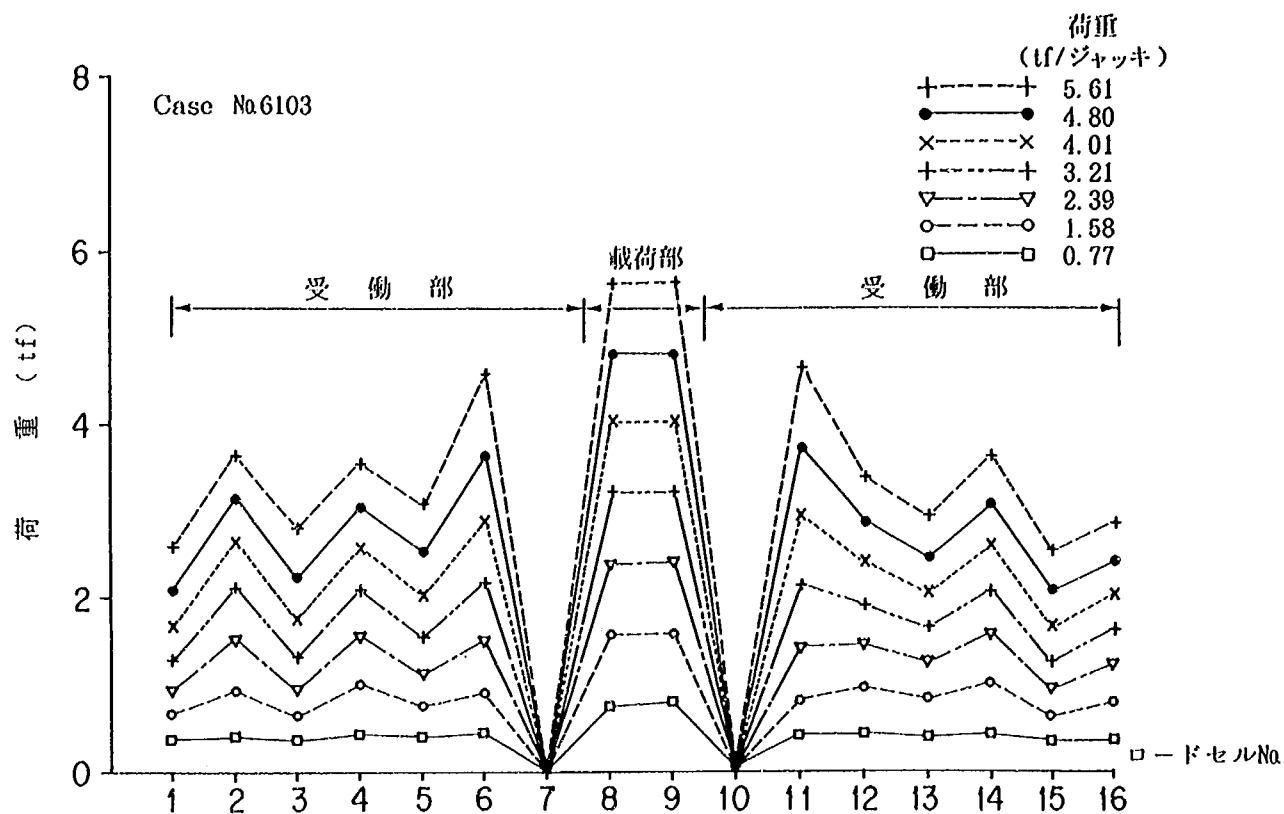


図-2.15(b) 荷重及び受働荷重の分布

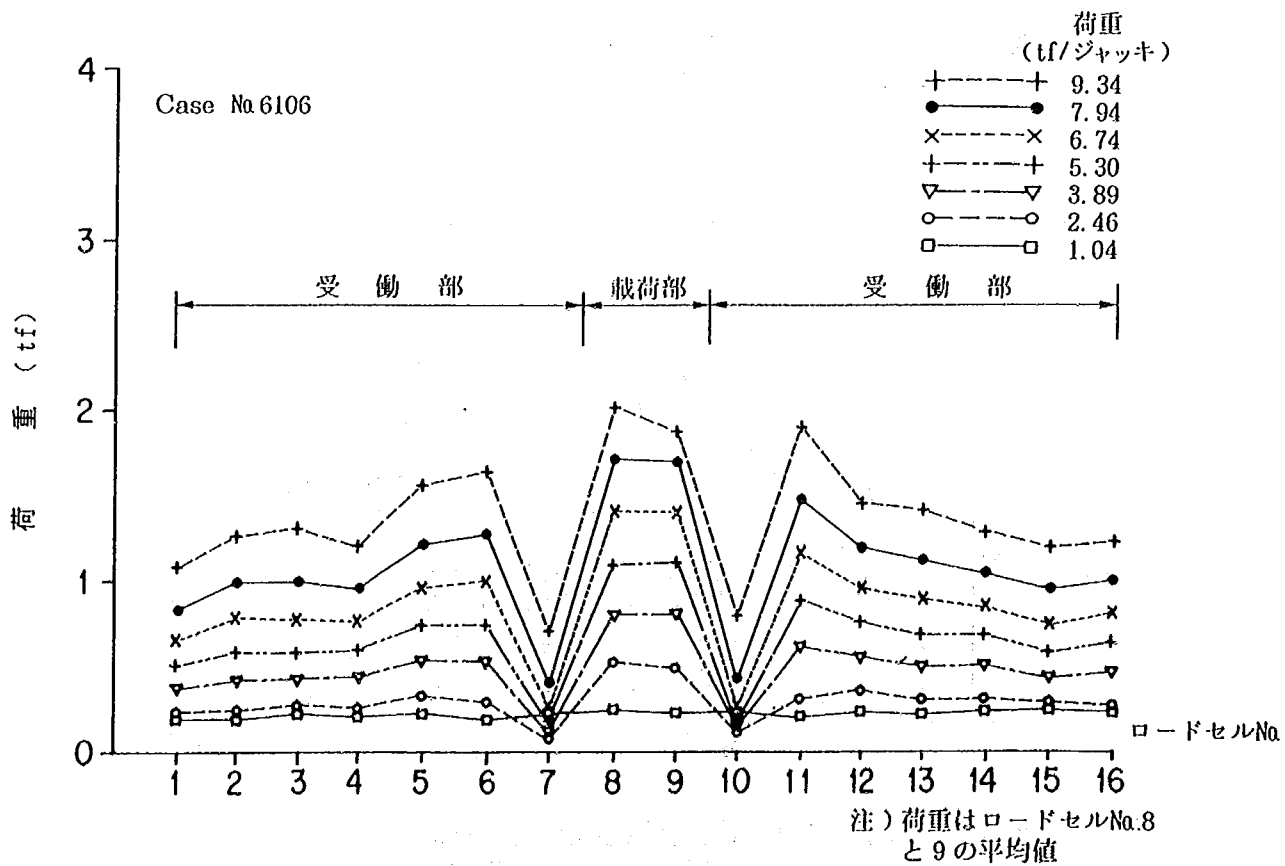
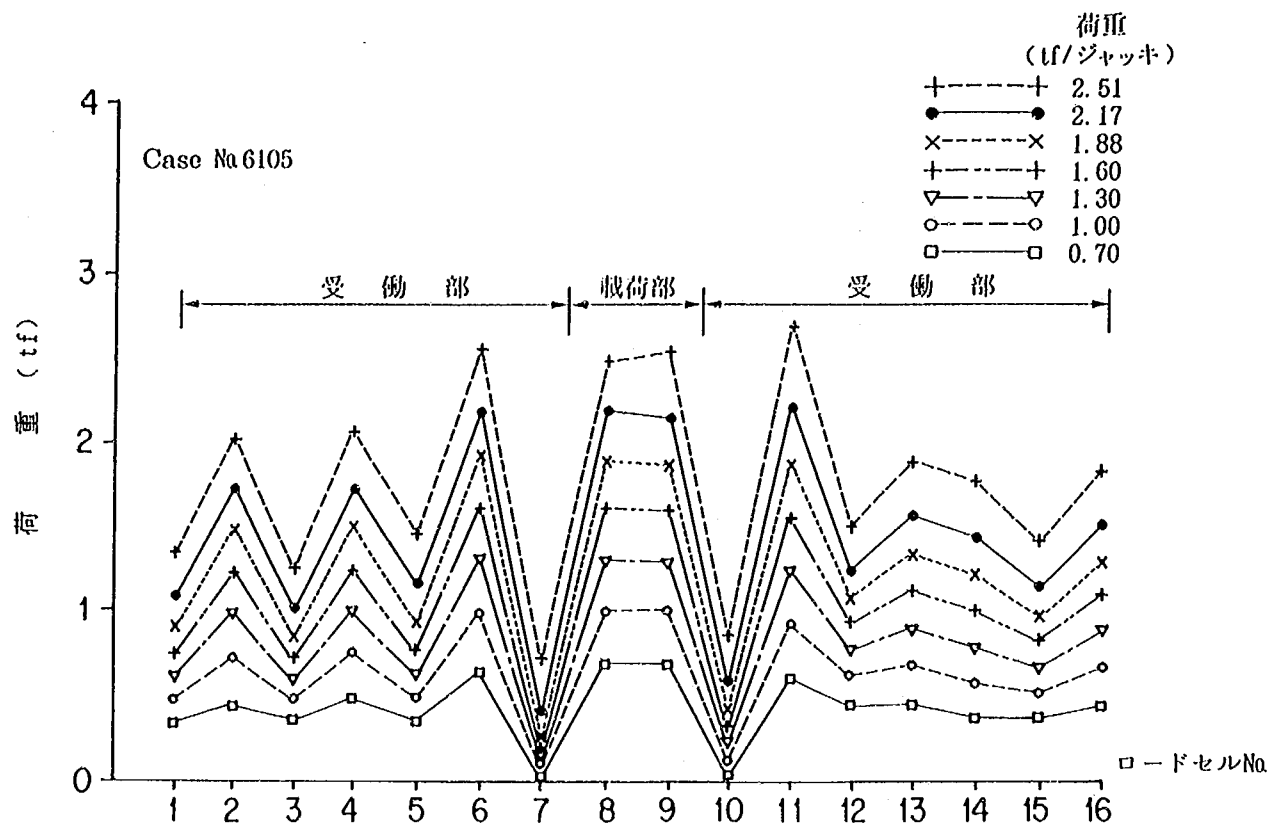


図-2.15(c) 荷重及び受働荷重の分布

2.2.6 従来のコンクリート覆工との比較

従来のコンクリート覆工に関して、その覆工厚と耐荷力との関係は、前掲図-2.1に示す通りの比例関係が見出されている。本実験についても同様の傾向があることが図-2.11からわかる。しかし、両結果の間には載荷範囲や地盤反力係数に違いがあり、そのままでは同じ図に示すことは出来ない。そこで後述する第3章の結果を用いることで、本実験の値から推定値を計算し、両結果を同一図に図示する。

図-2.16は図-2.1に、実線を延長した破線と本報告の模型実験結果及び推定値を記入したものである。図中の●印は、覆工全範囲(180°)をジャッキで一様に載荷した時の値、○印は覆工の片側半分90°を一様荷重で載荷し、もう片側90°を実物換算地盤反力係数が $23\text{kg}/\text{cm}^2$ に相当するジャッキで支持した時の値、△印はProctor & Whiteの荷重を載荷させた時の値を示している。

図中の■印は、●印に対応する実験ケース0110（第3章：載荷範囲180°吹付け厚5cm、実物換算厚18.3cm）の結果をプロットしたものである。但し、■印は地山の単位体積重量を $2.0\text{tf}/\text{m}^3$ として換算地山高さを算定しているが、●印では $2.7\text{tf}/\text{m}^3$ として計算しているので再換算した値である。また、☆印と★印はそれぞれ吹付け厚3cmと8cmの場合の推定値である。この値は、図-3.6で示した回帰線を用いることで本章の実験結果（載荷範囲22.5°）から載荷範囲180°の場合の値を推定したものである。この図から、過去の実験結果と本実験結果とは同一傾向を示していると考えられる。

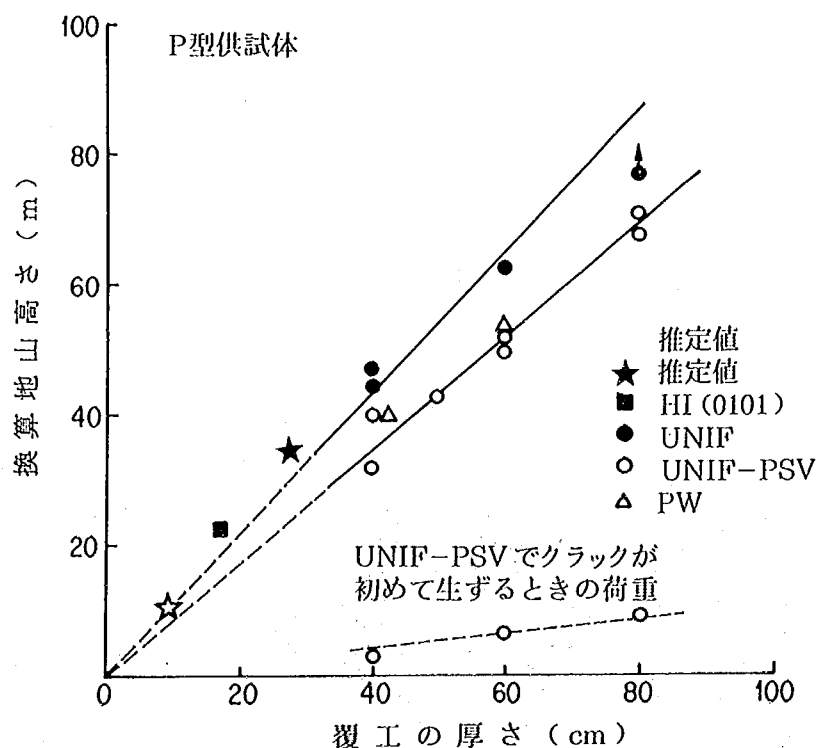


図-2.16 覆工厚と破壊荷重との関係

2.3 まとめ

吹付けコンクリートの耐荷力と吹付け厚との関係について以下の事が明らかとなった。

(1) 耐荷力及び構造特性

- ① 実験の範囲においては、吹付けコンクリートの耐荷力は、吹付け厚に比例して増大する。また、その勾配は載荷条件が同一であれば、従来のコンクリート覆工の結果にはほぼ一致すると推定された。しかし、この結果は載荷条件等が現場とは異なるため、すぐに現場に適用できるわけではない。
- ② 破壊に至るまでの状況は、まず天端部内側に曲げ引張によるひび割れが発生し、続いて肩部外側に曲げ引張によるひび割れが発生する。そして最終的には、天端部と肩部間における圧縮によるせん断破壊である。
- ③ ひび割れの発生状況から吹付けコンクリートの構造変化を捉えると、初期アーチ構造、1ヒンジアーチ構造、3ヒンジアーチ構造、破壊の4つの状態に整理できる。各構造に変化する時の荷重値は、吹付けコンクリート厚に比例している。また、1ヒンジアーチ構造、3ヒンジアーチ構造に変化する時の荷重は、耐荷力に対してそれぞれ約20%、30～40%であった。

(2) 変位置

- ① 耐荷力時の天端部最大変位は、全ケースともトンネル半径方向に約2 cm（実物換算で約7 cm）とほぼ一定値を示した。
- ② 天端部と肩部の変位には変化点が見られ、これは、先に述べた構造変化に対応するものである。

(3) 受働荷重

- ① 最大受働荷重を示す位置は、荷重に伴い脚部側から徐々に肩部のひび割れ発生位置付近に移る。
- ② 耐荷力時に最大受働荷重を示す位置は、吹付けコンクリート厚が薄くなると天端に近くなる。

第3章 耐荷力と地盤反力係数・載荷範囲・脚部地盤反力係数との関係

3.1 概 説

第2章では、吹付けコンクリート厚が耐荷力に及ぼす影響について調べた。その結果、耐荷力はひび割れ発生後の吹付けコンクリートの変形に関係することがわかった。そこで、吹付けコンクリートの変形を拘束する要因である地盤反力係数、載荷範囲および脚部地盤反力係数に着目し、これらが吹付けコンクリートの耐荷力に及ぼす影響について調べた。本章では、その結果を報告する。

3.2 模型実験

模型実験は、耐荷力に対する地盤反力係数・載荷範囲の影響を調べるためのものと脚部地盤反力係数・載荷範囲の影響を調べるためのものの2系統の実験を行った。これ以後、各実験をそれぞれ地盤反力実験、脚部反力実験と呼ぶことにする。

3.2.1 実験装置

地盤反力実験、脚部反力実験の装置全体図をそれぞれ図-3.1(a)、(b)に示す。

実験装置は第2章で使用した装置を一分変更して使用した。アジャスターと油圧系統は両実験とも変更し、脚部構造については脚部反力実験のみ変更した。

(1) アジャスター

地盤反力係数は板バネの弾性特性から求めるため、載荷範囲外(受働部)の油圧ジャッキは、ピストンを完全に引っ込めた状態で使用する。供試体と受働部の密着を可能にするために、図-3.2に示すように受働部の油圧ジャッキとロードセルの間にアジャスターを設けた。

(2) 脚部構造

脚部反力実験の脚部構造を図-3.3に示す。

板バネは、幅500mm×長さ600mm×厚さ20mmで、1枚ものと幅250mmのものを2枚重ねたものの2種類を各々1組ずつ用意した。ケース6302、6306では1枚ものを使用した。ケース6306では板バネが塑性変形したため、以後のケースでは2枚重ねたものを使用した。

なお、2種類の板バネについては検定を行い、力学的性質がほぼ同じであることを確認した。

(3) 油圧ポンプ系統

油圧ポンプ系統図を図-3.4に示す。3つの分岐弁を介して、1台の油圧ポンプを作動させることにより、バルブを解放した油圧ジャッキに均等に油圧が作用するようにした。

3.2.2 供試体製作

供試体寸法は、2章同様厚さ50mm、内径2960mmの半円形断面とし、高さ500mm(トンネル軸方向長さ)とした。また、作成には鋼製型枠を用い、材料はモルタルを用いた。表-3.1(a)、(b)、(c)にモルタルの配合を示す。(a)、(b)は地盤反力実験、(c)は脚部反力実験のものである。

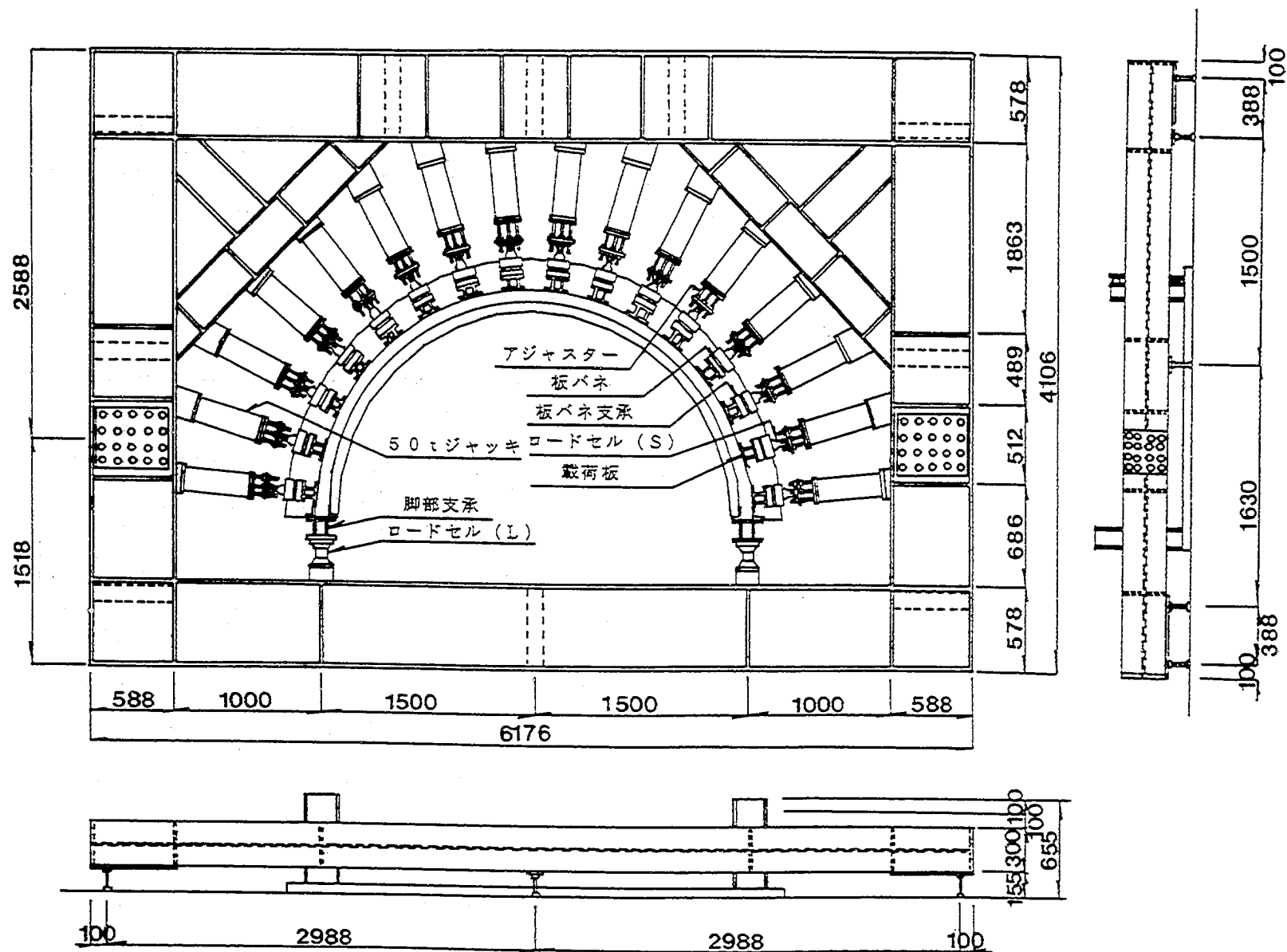


図-3.1(a) 実験装置全体図 (地盤反力実験)

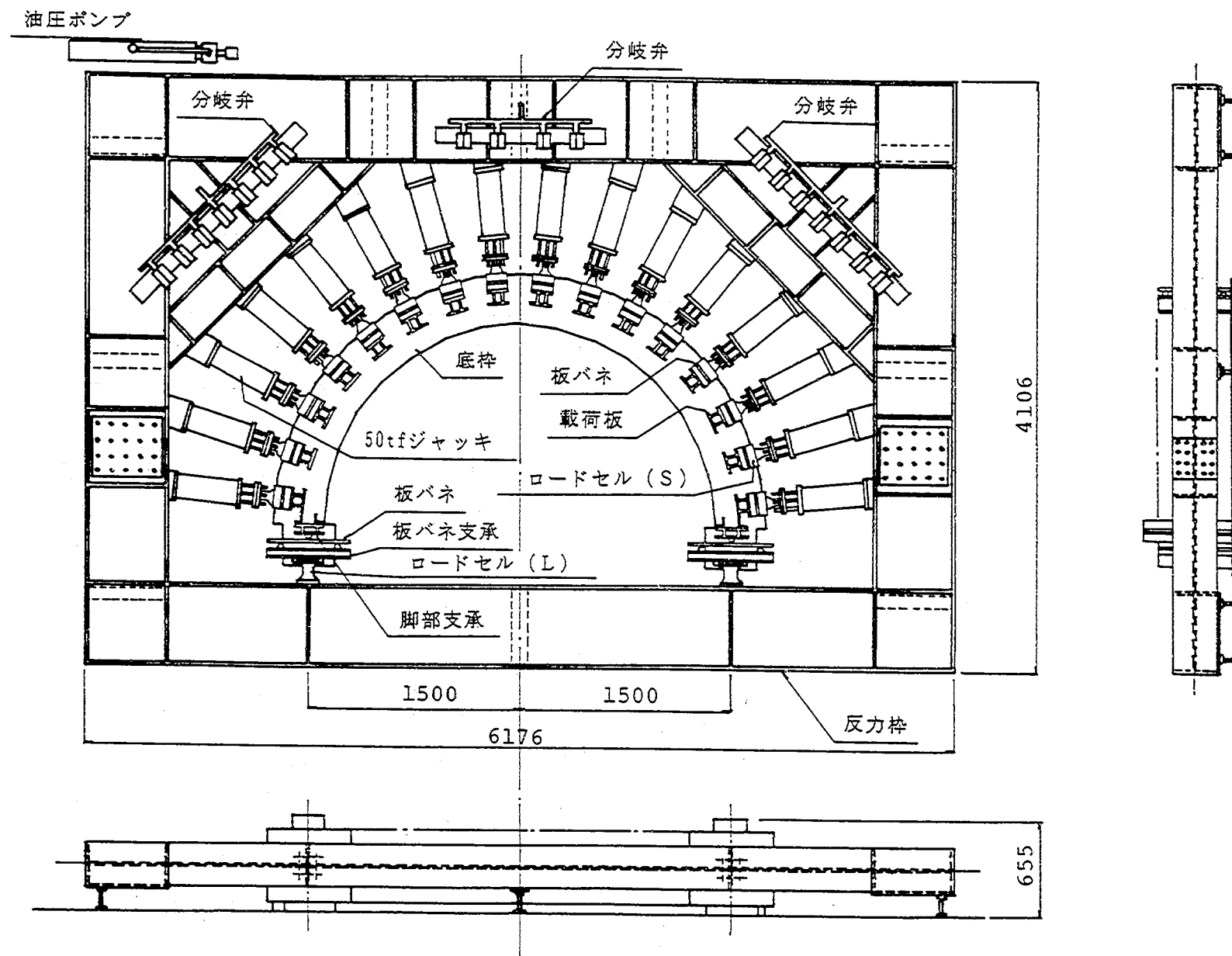


図-3.1(b) 実験装置全体図 (脚部反力実験)

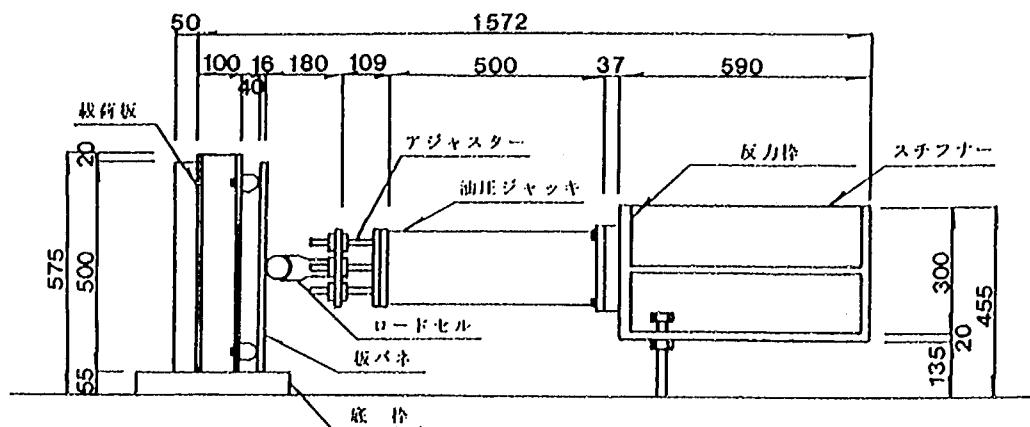


図-3.2 アジャスター取付位置図

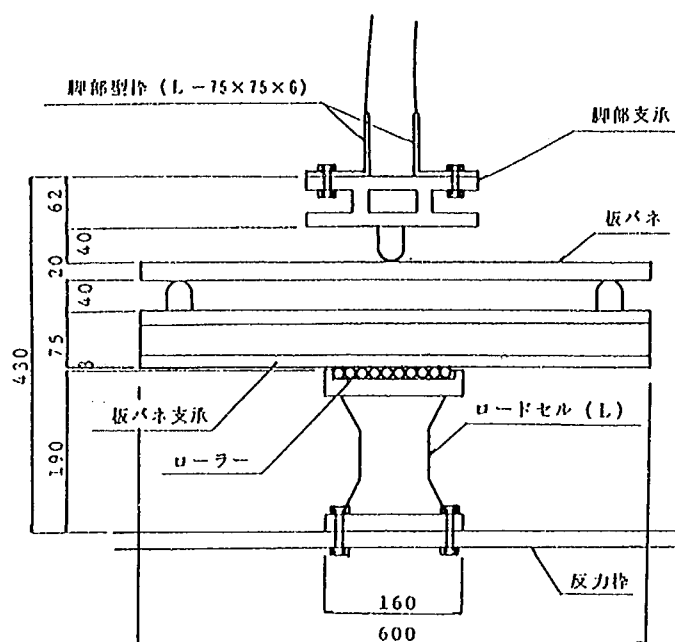


図-3.3 脚部構造図 (脚部反力実験)

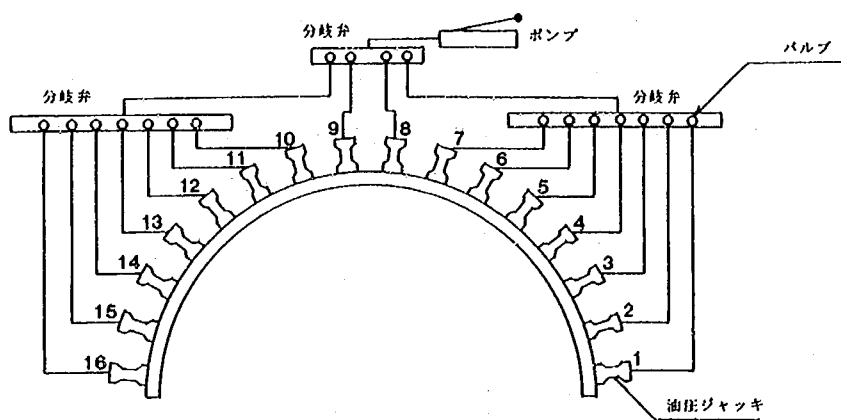


図-3.4 油圧ポンプ系統図

表-3.1(a) モルタル示方配合 (1.0m³当り)

水	セメント	細骨材
250kgf	500kgf	1250kgf

地盤反力実験 (昭和62年度)

$$W/C = 50\%$$

$$S/C = 250\%$$

セメント：早強ポルトランドセメント

細骨材：川砂 (比重：2.50)

表-3.1(b) モルタル示方配合 (1.0m³当り)

水	セメント	細骨材
250kgf	500kgf	1250kgf

地盤反力実験 (平成元年度)

$$W/C = 50\%$$

$$S/C = 250\%$$

セメント：早強ポルトランドセメント

細骨材：川砂 (比重：2.55)

表-3.1(c) モルタル示方配合 (1.0m³当り)

水	セメント	細骨材
250kg	500kg	1250kg

脚部反力実験 (昭和63年度)

$$W/C = 50\%$$

$$S/C = 250\%$$

セメント：早強ポルトランドセメント

細骨材：川砂 (比重：2.50)

3.2.3 実験条件

(1) 地盤反力実験ケース

実験は、20ケース行った。各ケース実験条件を表-3.2(a), (b)に示す。実験のパラメーターは、載荷範囲と地盤反力係数である。載荷範囲は、分岐弁のバルブを開閉することにより作動するジャッキの本数および位置を変えることにより、地盤反力係数は載荷板の板バネ支承間距離を調節することにより変化させた。ここで、地盤反力係数は、地山を弾性体と仮定することにより、覆工の変位に比例して地盤反力 (受働荷重) が増加する、すなわち地盤をバネとして取り扱うものである。実験で用いた地盤反力係数は、4Kgf/cm², 15Kgf/cm², 44Kgf/cm²および90Kgf/cm²の4種類で、実物に換算すると1.1Kgf/cm², 4.1Kgf/cm², 12Kgf/cm²および24.5Kgf/cm²となり、これらの値は締まった砂質土から軟岩地山程度までの地盤反力係数に相当する。

(2) 脚部反力実験ケース

実験は、10ケース行った。各ケースの実験条件の一覧表を表-3.2(c)に示す。パラメータは、脚部の地盤反力係数及び載荷範囲である。脚部地盤反力係数の変化は、板バネの支間長を変えることにより板バネ

表-3.2(a) 地盤反力実験ケース一覧(昭和62年度)

実験ケース No		6201	6202	6203	6204	6205
載荷範囲	ジャッキ No	8~9	8~9	6~11	7~10	6~11
	角度(deg)	22.5	22.5	67.5	45.0	67.5
地盤反力係数 (kg/cm ³)		15	44	15	15	44

実験ケース No		6206	6207	6208	6209	6210
載荷範囲	ジャッキ No	5~12	4~5	7~10	6~11	4~13
	角度(deg)	90.0	22.5	45.0	67.5	112.5
地盤反力係数 (kg/cm ³)		15	44	15	15	15

表-3.2(b) 地盤反力実験ケース一覧(平成元年度)

実験ケース No		0101	0102	0103	0104	0105
載荷範囲	ジャッキ No	7~10	7~10	7~10	6~11	5~12
	角度(deg)	45.0	45.0	45.0	67.5	90.0
地盤反力係数 (kg/cm ³)		4	90	∞ (70)	90	4

実験ケース No		0106	0107	0108	0109	0110
載荷範囲	ジャッキ No	4~13	5~12	4~13	3~14	1~16
	角度(deg)	112.5	90.0	112.5	135.0	180.0
地盤反力係数 (kg/cm ³)		4	90	44	15	-

表-3.2(c) 脚部反力実験ケース一覧(昭和63年度)

実験ケース No		6301	6302	6303	6304	6305
載荷範囲	ジャッキ No	7~10	7~10	7~10	7~10	7~10
	角度(deg)	45.0	45.0	45.0	45.0	45.0
地盤反力係数 (kg/cm ³)	脚部	110	220	330	440	550
	アーチ部	15	15	15	15	15

実験ケース No		6306	6307	6308	6309	6310
載荷範囲	ジャッキ No	5~12	6~11	7~10	6~11	7~10
	角度(deg)	90.0	67.5	45.0	67.5	45.0
地盤反力係数 (kg/cm ³)	脚部	110	220	330	440	∞
	アーチ部	15	15	15	15	60

のバネ定数を変える，という方法で行った。脚部の地盤反力係数は $110\text{Kgf}/\text{cm}^2$ から $550\text{Kgf}/\text{cm}^2$ までの5段とし，受働部の地盤反力係数は $15\text{Kgf}/\text{cm}^2$ と一定とした。但し，6310は，脚部が充分堅固で，受働部の地盤反力係数が $60\text{Kgf}/\text{cm}^2$ という条件で実験を行った。

なお，受働部の地盤反力係数 $15\text{Kgf}/\text{cm}^2$ 及び $60\text{Kgf}/\text{cm}^2$ は，実物に換算すると $4.1\text{Kgf}/\text{cm}^2$ および $16.4\text{Kgf}/\text{cm}^2$ であり，これらは土砂あるいは軟岩における地盤反力係数に相当する。脚部の地盤反力係数については，受働部と同じ値とすることがことが望ましいが，装置の関係及び実際に脚部の支持力が不足すると思われる場合には脚部の吹付け厚を大きくすることがあることを考慮して， $110\text{Kgf}/\text{cm}^2$ から $550\text{Kgf}/\text{cm}^2$ とした。実物に換算すると $30\text{Kgf}/\text{cm}^2$ 及び $150\text{Kgf}/\text{cm}^2$ である。

(3) 実験手順

実験手順は，以下に示すとおりである。

- ① 分岐弁のバルブをすべて開き油圧ポンプで油圧ジャッキのシリンダーを完全に引込めた状態にした後，載荷範囲以外のバルブを閉める。
- ② ジャッキと供試体の間に載荷板と板バネを設置する。（載荷範囲には板バネを設置しない。）
- ③ アジャスターを調節することにより，供試体，載荷板，板バネおよびロードセル（S）を完全に密着させる。この時，すべての載荷・受働部が等しく密着するように，すべてのロードセルに作用する応力を 100kgf 前後に調節する。
- ④ 以後，油圧ポンプで載荷範囲の平均荷重増分が $100\sim 300\text{Kgf}$ ／ジャッキ程度で段階的に供試体が破壊するまで載荷する。この時，供試体に発生するひび割れを目視観測した。

3.2.4 測定項目

実験時の測定項目は，以下の通りである。また，各測定はプレロード終了時及び各載荷段階毎に行った。各実験の測定位置を，図-3.5(a)，(b)に示す。

(1) 荷重

油圧ジャッキ先端のアジャスターに取り付けられたロードセルにより測定した。

(2) 受働荷重・脚部反力

反力棒に固定したロードセルにより測定した。

(3) 変位

歪変換式変位計を用いて測定した。地盤反力実験では，供試体内側18点および脚部の反力棒外側2点の計20点，脚部反力実験では，供試体内側18点，脚部左右各2点，脚部の反力棒外側2点の計24点である。

(4) 歪

歪ゲージ（長さ 30mm のワイヤーストレインゲージ）を供試体内側と外側の周方向各15点，計30点に添付して測定した。

(5) ひび割れ発生状況および破壊状況

供試体内側と外側に発生するクラックを目視および写真撮影により観測した。また，供試体の破壊状況も観測した。

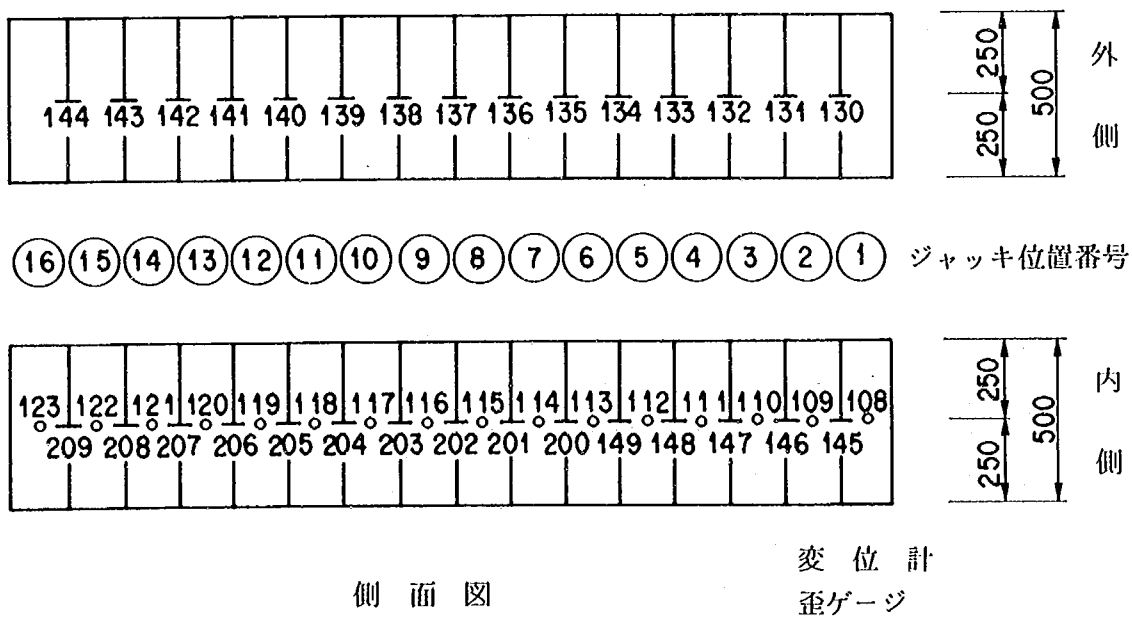
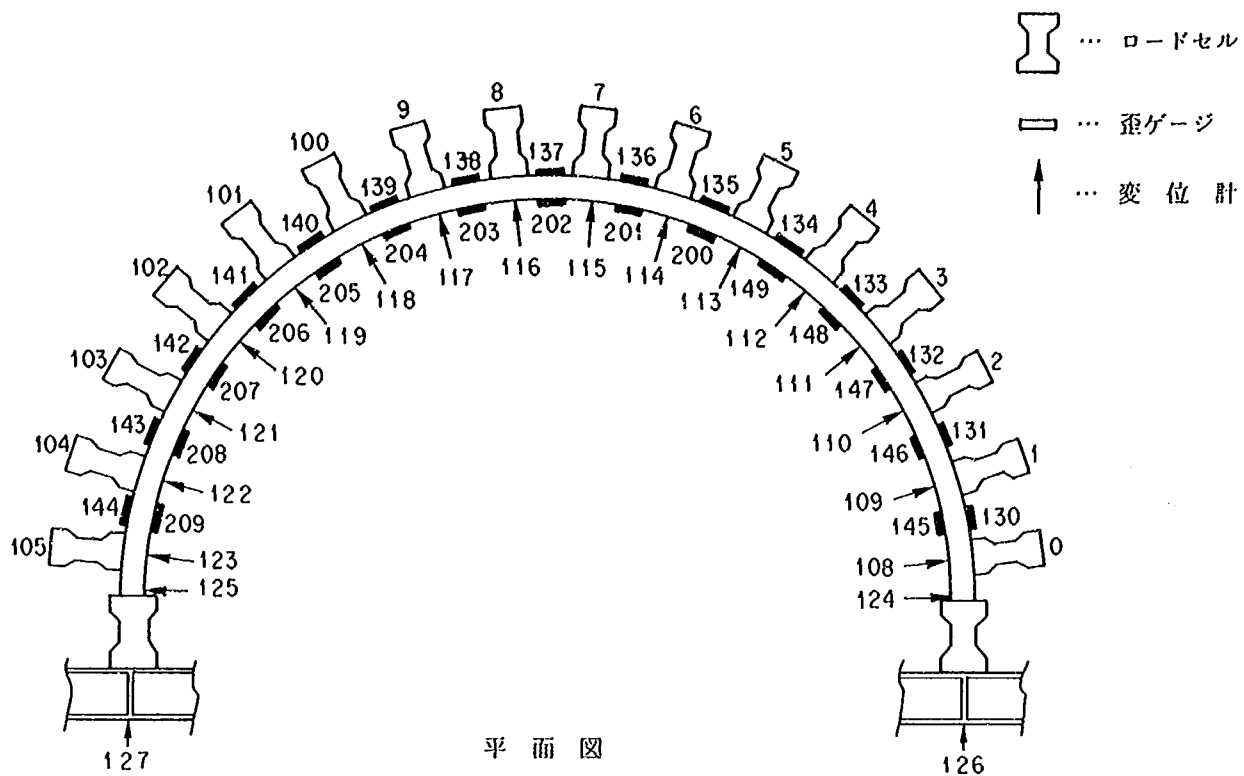
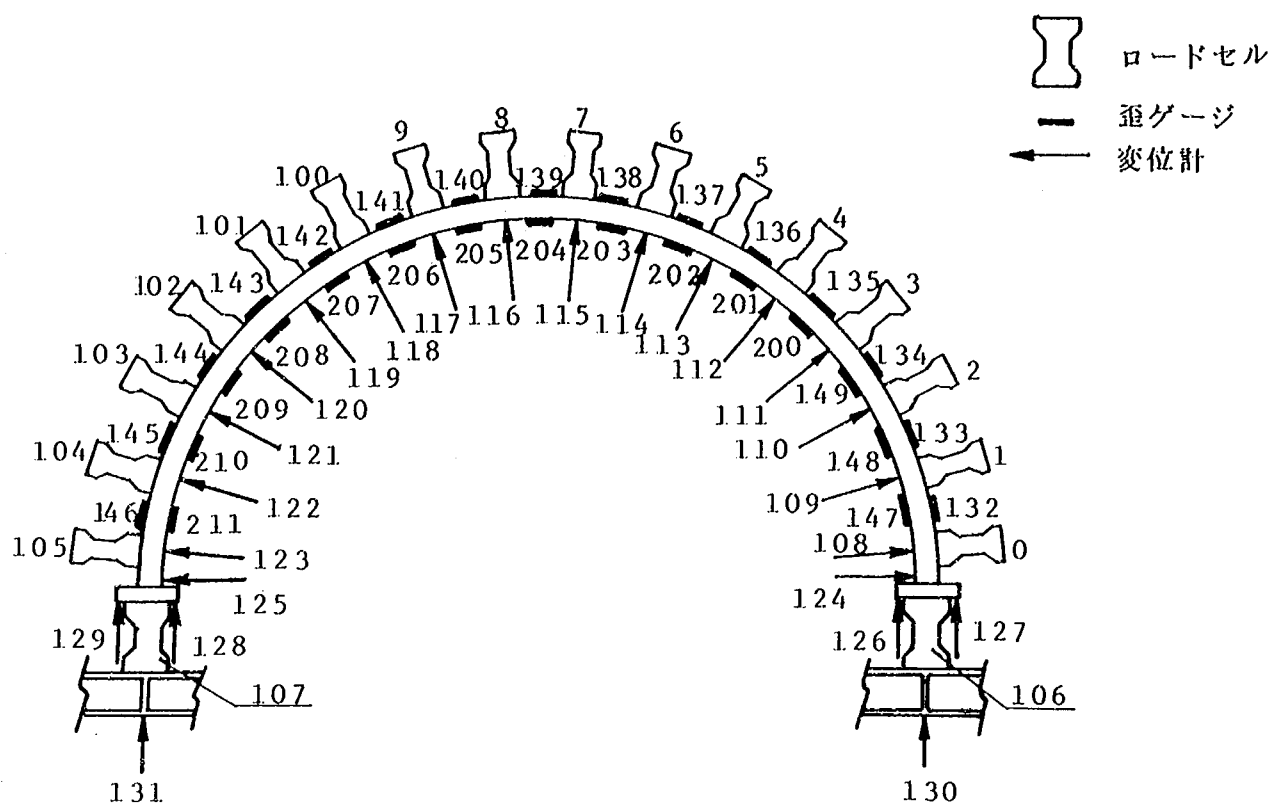
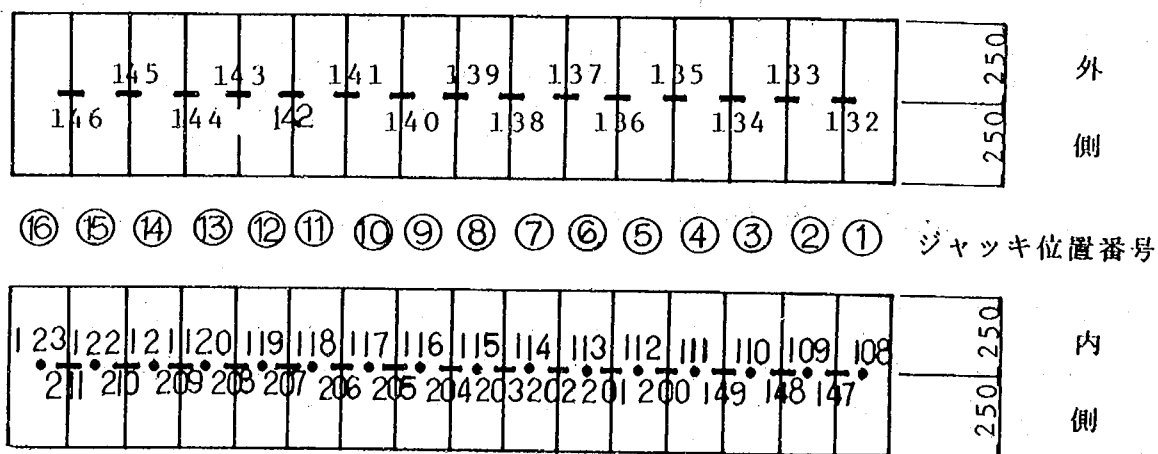


図-3.5 (a) 測定位置図 (地盤反力実験)



平面図



側面図

• 変位計
— 歪ゲージ

・ 数字はch番号、丸付数字はジャッキ位置番号

図-3.5 (b) 測定位置図 (脚部反力実験)

(6) モルタル強度

供試体作成時に、作成した円柱供試体（ $\phi 50\text{mm} \times 100\text{mm}$ ）を用いて載荷実験終了後、直ちに圧縮試験および割裂試験を行い、圧縮強度および引張強度を求めた。また、圧縮強度試験時に供試体に歪ゲージを添付し、静弾性係数を併せて求めた。

3.2.5 地盤反力実験結果

実験結果の一覧を表-3.3(a)~(j)に示す。ここで、0103は板バネを受傷部に挿入せず、地盤反力係数が十分に剛な状態を仮定して実験を行ったが、変位等を比較すると地盤反力係数が $70\text{Kgf}/\text{cm}^2$ 程度と考えられるため、以下0103の地盤反力係数は $70\text{Kgf}/\text{cm}^2$ として扱うものとする。表中の地盤反力係数は、板バネのバネ定数をジャッキ一本が受け持つ面積 1500cm^2 （高さ $\times$ ジャッキ間隔 $=50\text{cm} \times 30\text{cm}$ ）で割った値である。載荷範囲はジャッキの位置番号で示している。荷重は載荷範囲の平均値、耐荷力は、最大荷重時の載荷範囲の平均値とし、また、換算地山高さは、地山の単位体積重量を $2.0\text{tf}/\text{m}^3$ と仮定して、耐荷力から算定したものである。最大天端沈下量は、変位計撤去までのうちで最大のものであり、変位計番号115、116、130および131より算定したものである。最大脚部変位量は、最大天端沈下量と同様に変位計番号124及び125より求めたものである。

(1) 耐荷力

供試体の強度は、供試体作成時に強度試験用の円柱供試体を製作し、載荷実験終了後に強度試験を行い求めたが、表-3.3に示すように各ケース毎にバラツキがみられた。このため載荷実験結果の評価にあたっては、以下の条件でモルタル圧縮強度による耐荷力の補正を行なった。なお、圧縮強度の平均値と標準偏差は、昭和62年度供試体では $245\text{Kgf}/\text{cm}^2$ と $17.8\text{Kgf}/\text{cm}^2$ 、平成元年度供試体では $221\text{Kgf}/\text{cm}^2$ と $27.9\text{Kgf}/\text{cm}^2$ である。

- ① 縦方向（トンネル軸方向）にひび割れが発生しない場合は、全供試体の平均圧縮強度に対して、圧縮強度により耐荷力の補正を行うものとする。これは、供試体の有効断面積は等しいため、圧縮強度が主に耐荷力に影響を及ぼす要因と考えられるからである。
- ② 縦方向にひび割れが発生する場合は、圧縮強度による補正を行わないものとする。これは、前年度以前に行われた結果より、同一条件で行われた実験では、縦ひび割れを生じる場合には圧縮強度に差がある場合でも耐荷力に大差がなかったためである。

図-3.6は、実験により求められた耐荷力と載荷範囲の関係を示している。縦軸は、耐荷力を換算地山高さ（地山の単位体積重量を $2.0\text{tf}/\text{m}^3$ として計算した高さ）で表した値、横軸は、載荷範囲を角度で表した値（半円に16本のジャッキを等間隔に配置しているので、1本当りの作用範囲を 11.25° とした値）である。また、各地盤反力係数毎に回帰線を求めている。但し、ケース0107と0109は除いて算定している。図より、耐荷力は載荷範囲が広がるのに伴い増加し、載荷範囲 180° （全載荷）の値に近づくこと、またその勾配は地盤反力係数の値により異なることがわかる。耐荷力の増加については次の2つの理由が考えられる。

- ① 載荷範囲が広がることにより、供試体の変形が拘束され、曲げモーメントの発生が抑えられる。その結果、供試体の縁応力は比較的小さな値を示すようになる。
- ② 軸力が増加し2軸応力状態になることになり、圧縮強度が増大する。その結果、耐荷力が増加する。図-3.7は耐荷力と地盤反力係数の関係を示している。

耐荷力は地盤反力係数の増加に伴い増加し、その値は、換算地山高さで 0.05m/Kgf/cm^2 程度を示している。この増加理由として次の2つの考えられる。

- ① 地盤反力係数が大きくなると（供試体の変形が抑制され）曲げモーメントの発生が抑えられる。
- ② 地盤反力係数が小さい範囲では、曲げモーメントによる縦ひび割れが発生するため有効断面積が減少するが、地盤反力係数が大きくなると、縦ひび割れが発生しないため見かけ上耐荷力が増加した様に見える。

(2) ひび割れの発生状況

破壊に至るまでのひび割れの発生状況は、縦方向（トンネル軸方向）のひび割れが発生する場合と、発生せずに破壊する場合とに分けられる。表-3.4に各実験で発生した縦ひび割れの発生状況を示す。なお、横方向（トンネル周方向）のひび割れは、耐荷力に影響を及ぼさないと考えられるためここでは表記しない。

表-3.4より以下のことがわかる。

① 載荷範囲

- ・載荷範囲が狭い場合、最初のひび割れは、天端内空側に生じる。次のひび割れは、載荷部と受働部の境界の外側に生じる。
- ・載荷範囲が広がるとひび割れが発生せずに破壊する。

② 地盤反力係数

- ・地盤反力係数が大きくなるに伴いひび割れ発生荷重は大きくなる。これは、地盤反力係数が大きい方が、供試体に対する拘束力も大きくなり供試体の変形が抑えられるため、曲げモーメントの発生が小さくなり、供試体に引張応力が発生しにくくなるためと思われる。

(3) 破壊形態

破壊形態は、全て圧縮によるせん断破壊であった。破壊位置および耐荷力を表-3.5に示す。破壊位置は、表-3.5より載荷部と受働部の間か天端付近の2つの形態に分類できる。

- ① 地盤反力係数が小さい場合、破壊位置は載荷部と受働部の間となる。
- ② 載荷範囲が広く、かつ地盤反力係数が小さい場合、破壊位置は載荷部と受働部の間となる。
- ③ 載荷範囲が広く、かつ地盤反力係数が大きい場合、破壊位置は天端付近となる。

(4) 受働荷重

図-3.8は、縦軸に荷重（載荷範囲の荷重の平均値）、横軸に肩部の受働荷重（載荷部の両外側の2本のジャッキ位置の受働荷重の平均値）をとり、地盤反力係数が一定条件時の載荷範囲と肩部の受働荷重の

関係を示したものである。この図より、載荷範囲が広がるに伴い、受働荷重の発生が大きくなることがわかる。これは、載荷範囲が広がるに伴い供試体に作用する荷重と受働荷重の差が小さくなり、曲げモーメントの発生が抑えられる有利な荷重系になっていくことを示している。また、各ケースの荷重と受働荷重の関係は、載荷範囲が狭い場合は上に凸な傾向、載荷範囲が広がるに従いほぼ比例関係になる。これは、載荷範囲が狭い場合は荷重が大きくなるに伴い変形が進み受働荷重を発生するのに有利な形になるためと思われる。

図-3.9は、肩部の受働荷重の発生に対する地盤反力の影響を示したものである。縦軸の荷重は載荷範囲の荷重の平均値である。この図より、各ケース毎に若干の差があるが、地盤反力係数の影響は、肩部の受働荷重の発生にはほとんど影響無いものと考えられる。以上の結果より、受働荷重の発生に影響を及ぼす要因としては、載荷範囲が主な要因であると考えられる。

(5) 変位

図-3.10は、地盤反力係数毎に荷重と天端部の変位の関係を示したものである。縦軸の荷重は載荷範囲の荷重の平均値である。ここでの変位は変位計番号115, 116, 126および127より求めたものである。この図より載荷範囲が広がるに従い変位量は小さくなることがわかる。これは、載荷範囲が広がることにより供試体側面からの拘束が強まり天端の変位が抑えられるものと考えられる。表-3.6は荷重3000Kgf／ジャッキ条件下で載荷範囲45°、地盤反力係数15Kgf／cm²時の天端沈下量を1とし、各実験ケースの天端沈下量を比較したものである。

図-3.11は、載荷範囲が等しい状態で、縦軸に荷重（載荷範囲の荷重の平均値）を横軸に天端の変位量を取り、地盤反力係数が天端の変位量に与える影響を比較したものである。この図より、地盤反力係数が大きくなるに伴い変位量が小さくなるのがわかる。これは、地盤反力係数が大きくなることにより供試体の変形が抑制されるためと考えられる。

以上より、天端の変位量は載荷範囲と地盤反力係数が相関して影響を与えていることがわかる。

表-3.3(a) 地盤反力実験結果一覧(昭和62年度)

ケース番号		6201	6202
載荷範囲		No.8~No.9(22.5°)	No.8~No.9(22.5°)
地盤反力係数 (kgf/cm ²)		15.0	44.0
耐 荷 力 (tf/jack)		5.9	6.6
換算地山高さ (m)		19.7	22.0
破 壊 位 置		No. 6~No. 7	No. 10~No. 11
天端最大変位 (mm)		-23	-20
脚部最大反力 (tf)		16.7	18.7
供試体強度試験	圧縮強度 (kgf/cm ²)	227以上	279
	引張強度 (kgf/cm ²)	26.1	18.6
	弾性係数 (kgf/cm ²)	160000	180000
ひび割れ発生状況		・1.0tfでジャッキNo.9の内側に縦ひび割れ発生。 ・1.2tfでジャッキNo.10~11の外側に縦ひび割れ発生。 ・1.5tfでジャッキNo.6~7の外側に縦ひび割れ発生。 ・2.1tfでジャッキNo.8の内側に縦ひび割れ発生。 以後、ジャッキNo.8の内側とジャッキNo.6~7の外側に縦ひび割れ数本発生。 ・5.9tfの時、破壊音と共にジャッキNo.8の内側のひび割れが大きく広がり、それに続いてジャッキNo.6~7で破壊。	・1.0tfでジャッキNo.8の内側に縦ひび割れ発生。 ・1.5tfでジャッキNo.9の内側に縦ひび割れ発生。 以後、ジャッキNo.8~9の内側に縦ひび割れ数本発生。 ・1.8tfでジャッキNo.6~7とジャッキNo.10~11の外側に縦ひび割れ発生。 以後、これらの位置に縦ひび割れが数本発生。 ・4.2tfでジャッキNo.9~10の内側に横ひび割れ発生。 ・6.4tfの時、破壊音と共にジャッキNo.10~11で破壊。 なお、破壊前にはジャッキNo.10~11の内側にモルタルの剥離あり。

表-3.3(b) 地盤反力実験結果一覧(昭和62年度)

ケース番号		6203	6204
載荷範囲		No.6~No.11(67.5°)	No.7~No.10(45.0°)
地盤反力係数 (kgf/cm ²)		15.0	15.0
耐荷力 (tf/jack)		7.9	5.8
換算地山高さ (m)		26.3	19.3
破壊位置		No.1~No.9	No.8、No.11
天端最大変位 (mm)		-38	-29
脚部最大反力 (tf)		39.1	25.9
供試体強度試験	圧縮強度 (kgf/cm ²)	274	247
	引張強度 (kgf/cm ²)	23.6	16.6
	弾性係数 (kgf/cm ²)	190000	180000
ひび割れ発生状況		・3.0tfでジャッキNo.9の内側に縦ひび割れ発生。 ・4.8tfでジャッキNo.5~6の外側に縦ひび割れ発生。 - 以後、これらの位置に短い縦ひび割れが徐々に増えた。 ・3.0tf以後、ジャッキNo.10~16の外側、ジャッキNo.2~3とジャッキNo.7~9の内側に横ひび割れ発生。 ・7.9tfの時、破壊音と共にジャッキNo.1~9で斜めに割れて破壊。	・1.5tfでジャッキNo.9の内側に縦ひび割れ発生。 ・1.8tfでジャッキNo.8の内側に縦ひび割れ発生。 ・2.4tfでジャッキNo.11~12の外側に縦ひび割れ発生。 ・3.0tfでジャッキNo.6の外側に縦ひび割れ発生。 ・2.4tf以後、ジャッキNo.7~9の内側に横ひび割れ発生。 ・3.3tf以後、ジャッキNo.3~5、No.10付近、No.13~16の外側に横ひび割れ発生。 ・5.8tfの時、破壊音と共にジャッキNo.8とNo.11で縦に割れて破壊。

表-3.3(c) 地盤反力実験結果一覧 (昭和62年度)

ケース番号		6205	6206
載荷範囲		No.6~No.11(67.5°)	No.5~No.12(90.0°)
地盤反力係数 (kgf/cm ³)		44.0	15.0
耐 荷 力 (tf/jack)		9.1 (9.0)	8.2 (8.1)
換算地山高さ (m)		30.3 (30.0)	27.3 (27.0)
破 壊 位 置		No.1~No.9	No.1~No.5
天端最大変位 (mm)		-27	-24
脚部最大反力 (tf)		40.5	37.3
供試体強度試験	圧縮強度 (kgf/cm ²)	249	247
	引張強度 (kgf/cm ²)	22.3	20.7
	弾性係数 ² (kgf/cm ²)	170000	180000
ひび割れ 発生状況		・2.1tfでジャッキNo.12~14の外側に横ひび割れ発生。 ・2.5tfでジャッキNo.8の内側に斜めひび割れが発生。そのひび割れから分岐してジャッキNo.9まで横に延びた。 ・3.3tfでジャッキNo.10の内側、ジャッキNo.11~13の外側に横ひび割れ発生。 ・4.8tfでジャッキNo.13付近に横ひび割れ発生。 ・9.1tfの時、破壊音と共にジャッキNo.1~9で斜めに割れて破壊。	・1.2tfでジャッキNo.14~16の外側に横ひび割れ発生。 - その後、この部分に数本の横ひび割れが発生。 ・8.2tfの時、破壊音と共にジャッキNo.1~5で斜めに割れて破壊。

※ 耐荷力および換算地山高さ欄中の () 内の数字は、圧縮強度比により補正した値である。

表-3.3(d) 地盤反力実験結果一覧(昭和62年度)

ケース番号		6207	6208
載荷範囲		No.4~No.5(22.5°)	No.7~No.10(45.0°)
地盤反力係数 (kgf/cm ³)		15.0	15.0
耐 荷 力 (tf/jack)		3.8	6.1
換算地山高さ (m)		12.7	20.3
破 壊 位 置		No.6~No.7	No.4~No.9、No.11、15
天端最大変位 (mm)		-17	-25
脚部最大反力 (tf)		12.1	23.6
供試体強度試験	圧縮強度 (kgf/cm ²)	230	238
	引張強度 (kgf/cm ²)	22.2	24.0
	弾性係数 (kgf/cm ²)	170000	180000
ひび割れ 発生状況		・0.8tfでジャッキNo.5の内側に縦ひび割れ発生。 その後、この部分に数本の縦ひび割れが発生。 ・1.2tfでジャッキNo.6~No.7の外側に縦ひび割れが発生。 ・1.8tfでジャッキNo.3の外側に縦ひび割れ発生。 ・3.3tfでジャッキNo.4の内側に縦ひび割れ発生。 ・荷重の最大値3.8tf以後、急に荷重が低下し、2.0tfの時、破壊音と共にジャッキNo.6~No.7で破壊。	・1.2tfでジャッキNo.9の内側に縦ひび割れ発生。 ・1.8tfでジャッキNo.8の内側に縦ひび割れ発生。 以後、ジャッキNo.8とNo.9の内側に縦ひび割れが数本発生。 ・1.8tfでジャッキNo.11の外側に縦ひび割れ発生。 ・2.1tfでジャッキNo.6の外側に縦ひび割れ発生。 ・2.1tf以後、ジャッキNo.12~No.13の外側に横ひび割れ発生。 ・2.7tf以後、ジャッキNo.7~No.9の内側に横ひび割れ発生。 ・6.1tfの時、破壊音と共にジャッキNo.6 No.11、No.15で縦に破断。また、ジャッキNo.4~No.5とNo.7~No.9で斜めに破断し破壊。

表-3.3(e) 地盤反力実験結果一覧(昭和62年度)

ケース番号		6209	6210
載荷範囲		No.6~No.11(67.5°)	No.4~No.13(112.5°)
地盤反力係数 (kgf/cm ³)		15.0	15.0
耐 荷 力 (tf/jack)		7.3	8.2 (9.1)
換算地山高さ (m)		24.3	27.3 (30.3)
破 壊 位 置		No.3~No.5、No.11	No.2~No.3
天端最大変位 (mm)		-31	-19
脚部最大反力 (tf)		34.4	38.2
供試体強度試験	圧縮強度 (kgf/cm ²)	240	222
	引張強度 (kgf/cm ²)	18.5	15.4
	弾性係数 (kgf/cm ²)	170000	150000
ひび割れ 発生状況		・1.5tfでジャッキNo.14~No.15の外側に横ひび割れ発生。 その後、この部分に数本の横ひび割れが発生。 ・2.1tfでジャッキNo.8の内側に縦ひび割れ、ジャッキNo.7~No.9の内側に横ひび割れが発生。 ・3.9tfでジャッキNo.3~No.5の外側に横ひび割れが発生。 ・4.8tfでジャッキNo.9の内側に縦ひび割れが発生。 ・7.3tfの時、破壊音と共にジャッキNo.5 No.11で縦に破断、また、ジャッキNo.4で斜めに破断し破壊。	・2.1tfでジャッキNo.8~No.9の内側に横ひび割れ発生。 以後、このひび割れを中心に横方向にひび割れが延び、4.2tfの時にはジャッキNo.6~No.10まで延びた。 ・2.1tfでジャッキNo.3~No.5とNo.12~No.14の外側に横ひび割れ発生。 ・8.2tfの時、破壊音と共にジャッキNo.2~No.3とNo.8~No.12で斜めに破断し破壊。

※ 耐荷力および換算地山高さ欄中の()内の数字は、圧縮強度比により補正した値である。

表-3.3(f) 地盤反力実験結果一覧(平成元年度)

ケース番号		0101	0102
載荷範囲		No.7~No.10(45.0°)	No.7~No.10(45.0°)
地盤反力係数 (kgf/cm ²)		4.0	90.0
耐荷力 (tf/jack)		4.0	7.7
換算地山高さ (m)		13.3	25.6
破壊位置		No.11	No.6
天端最大変位 (mm)		-35.4 (4.0)	-25.5 (7.3)
脚部最大反力 (tf)		16.5	33.9
脚部最大変位 (mm)		10.0	1.6
供試体強度試験	圧縮強度 (kgf/cm ²)	222.2	249.4
	引張強度 (kgf/cm ²)	14.0	19.1
	弾性係数 (kgf/cm ²)	170000	193000
ひび割れ発生状況		・0.6tfで内側、No.9に縦ひび割れが発生。 ・0.7tfで外側、No.6,11に縦ひび割れが発生。 ・1.3tfで外側、No.11の縦ひび割れの左に縦ひび割れが発生。 ・1.6tfで内側、No.8に縦ひび割れ、No.9~10に横ひび割れが発生。また外側、No.6の縦ひび割れの右に縦ひび割れ、No.11~15に横ひび割れが発生。 - 以後は外側、No.6,11周辺にひび割れが亀甲状に発生。 ・3.7tfで外側、No.2~5に横ひび割れが発生。 ・4.0tfで内側、No.11に剥離あり。 - 以後、荷重の増加はなく内側No.11の剥離が進行し破壊。	・1.1tfで内側、No.8に縦ひび割れが発生。 ・1.7tfで外側、No.6に縦ひび割れが発生。 ・2.0tfで外側、No.11に縦ひび割れが発生。 ・2.6tfで内側、No.8の縦ひび割れの左に縦ひび割れ、No.9の中央に横ひび割れが発生。また外側、No.12~15に横ひび割れが発生。 ・3.2~3.8tfで内側、No.8,9のひび割れが延びた。 ・4.8tfで外側、No.6の縦ひび割れの左とNo.11の縦ひび割れの右に縦ひび割れが発生。 ・6.9tfで内側、No.5と外側、No.3~4に横ひび割れが発生。 ・7.2tfで内側、No.7と外側、No.4~5に横ひび割れが発生。 ・7.5tfで内側、No.6に剥離あり。 ・7.7tfで内側、No.6にて破壊。

表-3.3(g) 地盤反力実験結果一覧(平成元年度)

ケース番号		0103	0104
載荷範囲		No.7~No.10(45.0°)	No.6~No.11(67.5°)
地盤反力係数 (kgf/cm ²)		70.0	90.0
耐荷力 (tf/jack)		6.6	8.1
換算地山高さ (m)		22.0	27.0
破壊位置		No.6~No.7	No.10~No.11
天端最大変位 (mm)		-21.2 (5.7)	-26.1 (7.3)
脚部最大反力 (tf)		28.6	37.6
脚部最大変位 (mm)		1.6	1.9
供試体強度試験	圧縮強度 (kgf/cm ²)	234.9	223.1
	引張強度 (kgf/cm ²)	17.2	17.1
	弾性係数 (kgf/cm ²)	183000	173000
ひび割れ発生状況		・0.8tfで内側、No.9に縦ひび割れが発生。 ・1.1tfで外側、No.6に縦ひび割れが発生。 ・1.4tfで外側、No.11に縦ひび割れが発生。 ・1.7tfで内側、No.8に縦ひび割れ、No.8~9に横ひび割れが発生。 ・2.4tfで外側、No.6の縦ひび割れの左に縦ひび割れ、No.12~15に横ひび割れが発生。 以後は、上記のクラックが延びる程度であった。 ・6.5tfで内側No.6に剥離あり。 以後、剥離が進行し破壊。	・1.6tfで外側、No.13~15の中央に横ひび割れが発生。 ・3.1tfで内側、No.9~10と外側、No.11~15に横ひび割れが発生。 ・3.7tfで外側、No.5に縦ひび割れが発生。 ・4.6tfで外側、No.3~5と内側、No.8~9に横ひび割れが発生。 ・4.9tfで外側、No.5~7に横ひび割れが発生。 ・5.2tfで外側、No.2~3に横ひび割れが発生。 ・6.4tfで内側、No.8に横ひび割れが発生。 ・7.3tfで外側、No.7~8に横ひび割れが発生。 ・7.6tfで内側、No.5に剥離あり。 ・8.1tfでNo.10~11にて破壊。

表-3.3(h) 地盤反力実験結果一覧(平成元年度)

ケース番号		0105	0106
載荷範囲		No.5~No.12(90.0°)	No.4~No.13(112.5°)
地盤反力係数 (kgf/cm ³)		4.0	4.0
耐荷力 (tf/jack)		6.6	6.8
換算地山高さ (m)		22.0	22.6
破壊位置		No.13~No.14	No.14~No.15
天端最大変位 (mm)		-27.7 (5.2)	-26.2 (6.7)
脚部最大反力 (tf)		29.8	30.6
脚部最大変位 (mm)		13.2	18.5
供試体強度試験	圧縮強度 (kgf/cm ²)	172.2	172.0
	引張強度 (kgf/cm ²)	12.5	12.8
	弾性係数 (kgf/cm ²)	173000	172000
ひび割れ発生状況		・1.6tfで外側、No.12~15中央に横ひび割れが発生。 ・1.9tfで外側、No.11~12、No.3~4に横ひび割れが発生。 ・2.2tfで外側、No.13に縦ひび割れが発生。 ・2.5tfで外側、No.4に縦ひび割れが発生。 ・2.8tfで内側、No.9と外側、No.3に横ひび割れが発生。 ・3.4tfで内側、No.9~10に横ひび割れ、外側、No.13に亀甲状にひび割れが発生。 ・4.9tfで内側、No.8に亀甲状に、外側、No.3~5に横ひび割れが発生。 ・5.2tfで内側、No.13に剥離あり。 ・6.5tfで内側、No.13全域で剥離が進行。 ・6.6tfで、No.13~14にて破壊。	・1.3tfで内側、No.9に横ひび割れが発生。 ・1.9tfで内側、No.12~14に横ひび割れが発生。 ・2.5tfで外側、No.3~4に横ひび割れが発生。 ・3.4tfで外側、No.2~3に横ひび割れが発生。 ・3.7tfで外側、No.14~16に横ひび割れが発生。 ・4.3tfで外側、No.4~5に横ひび割れが発生。 ・4.9tfで外側、No.14に縦ひび割れが発生。 ・5.5tfで外側、No.14に亀甲状にひび割れが発生。 ・5.8tfで外側、No.13~15に横ひび割れが発生。 ・6.7tfで内側、No.15に剥離あり。 ・6.8tで、No.14~15にて破壊。

表-3.3(i) 地盤反力実験結果一覧(平成元年度)

ケース番号		0107	0108
載荷範囲		No.5~No.12(90.0°)	No.4~No.13(112.5°)
地盤反力係数 (kgf/cm ²)		90.0	44.0
耐 荷 力 (tf/jack)		10.2 (10.0)	9.4 (8.7)
換算地山高さ (m)		34.0 (33.3)	30.3 (29.0)
破 壊 位 置		No.8	No.7
天端最大変位 (mm)		-23.1 (8.4)	-18.4 (8.4)
脚部最大反力 (tf)		47.3	43.0
脚部最大変位 (mm)		2.1	3.5
供試体強度試験	圧縮強度 (kgf/cm ²)	224.4	238.6
	引張強度 (kgf/cm ²)	19.7	16.3
	弾性係数 (kgf/cm ²)	169000	172000
ひび割れ 発生状況		・1.7tfで外側、No.13~15に横ひび割れが発生。 ・2.4tfで外側、No.12~13に横ひび割れが発生。 ・3.9tfで内側、No.8~10に横ひび割れが発生。 ・5.1tfで外側、No.3~4に横ひび割れが発生。 ・5.4tfで外側、No.2~3、No.11~15に横ひび割れが発生。 ・6.3tfで外側、No.6~7に横ひび割れが発生。 ・8.1tfで内側、No.7~8に横ひび割れが発生。 ・8.4tfで外側、No.4~5に横ひび割れ10.2tfで、No.8にて破壊。	・1.7tfで外側、No.13~15に横ひび割れが発生。 ・2.0tfで外側、No.12~13に横ひび割れが発生。 ・3.0tfで内側、No.8~10と外側、No.11~12、No.3~4に横ひびわれが発生。 ・4.2tfで内側、No.7~8に横ひび割れが発生。 ・4.8tfで外側、No.13~15に横ひび割れが発生。 ・8.1tfで内側、No.2に横ひび割れが発生。 ・8.4tfで内側、No.1に横ひび割れが発生。 ・9.4tfで、No.7にて破壊。

※ 耐荷力および換算地山高さ欄中の()内の数字は、圧縮強度比により補正した値である。

表-3.3(j) 地盤反力実験結果一覧(平成元年度)

ケース番号		0109	0110
載荷範囲		No.3~No.14(135.0°)	No.1~No.16(180.0°)
地盤反力係数 (kgf/cm ²)		15.0	—
耐 荷 力 (tf/jack)		12.2 (10.3)	9.1 (9.5)
換算地山高さ (m)		40.7 (34.3)	30.3 (31.7)
破 壊 位 置		No.7	No.15
天端最大変位 (mm)		-14.4 (8.1)	-1.8
脚部最大反力 (tf)		56.7	43.3
脚部最大変位 (mm)		3.3	-10.8
供試体強度試験	圧縮強度 (kgf/cm ²)	260.7	210.6
	引張強度 (kgf/cm ²)	19.6	15.2
	弾性係数 (kgf/cm ²)	208000	164000
ひび割れ 発生状況		・1.9tfで外側、No.13~15に横ひび割れが発生。 ・4.1tfで外側、No.12~15に横ひび割れが発生。 ・5.0tfで内側、No.8~10に横ひび割れが発生。 ・12.2tfで、突然No.7にて破壊。	・1.6tfで外側、No.12~15に横ひび割れが発生。 ・1.9tfで外側、No.11~12に横ひび割れが発生。 ・4.9tfで内側、No.2に横ひび割れが発生。 ・5.2tfで外側、No.3~4に横ひび割れが発生。 ・5.5tfで外側、No.7に横ひび割れが発生。 ・7.9tfで内側、No.16に横ひび割れが発生。 ・9.1tfでNo.10に斜めにひび割れが発生。 ・以後、荷重の増加はみられなかったが、内側、No.15に剥離が発生し破壊。

※ 耐荷力および換算地山高さ欄中の()内の数字は、圧縮強度比により補正した値である。

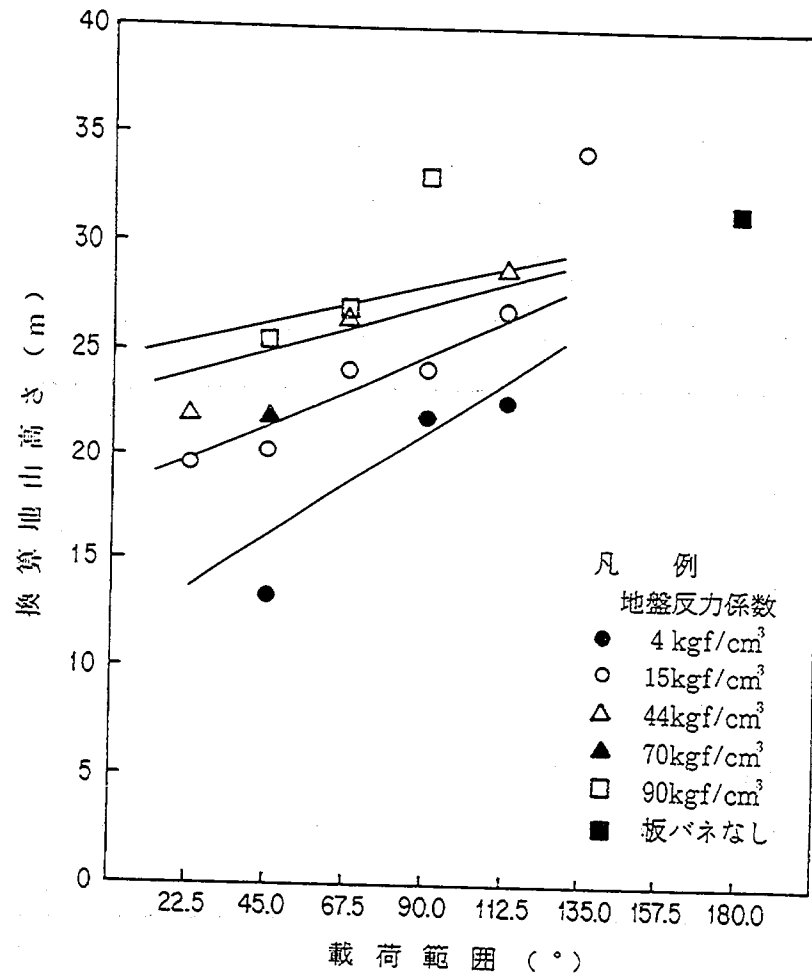


図-3.6 耐荷力と載荷範囲の関係

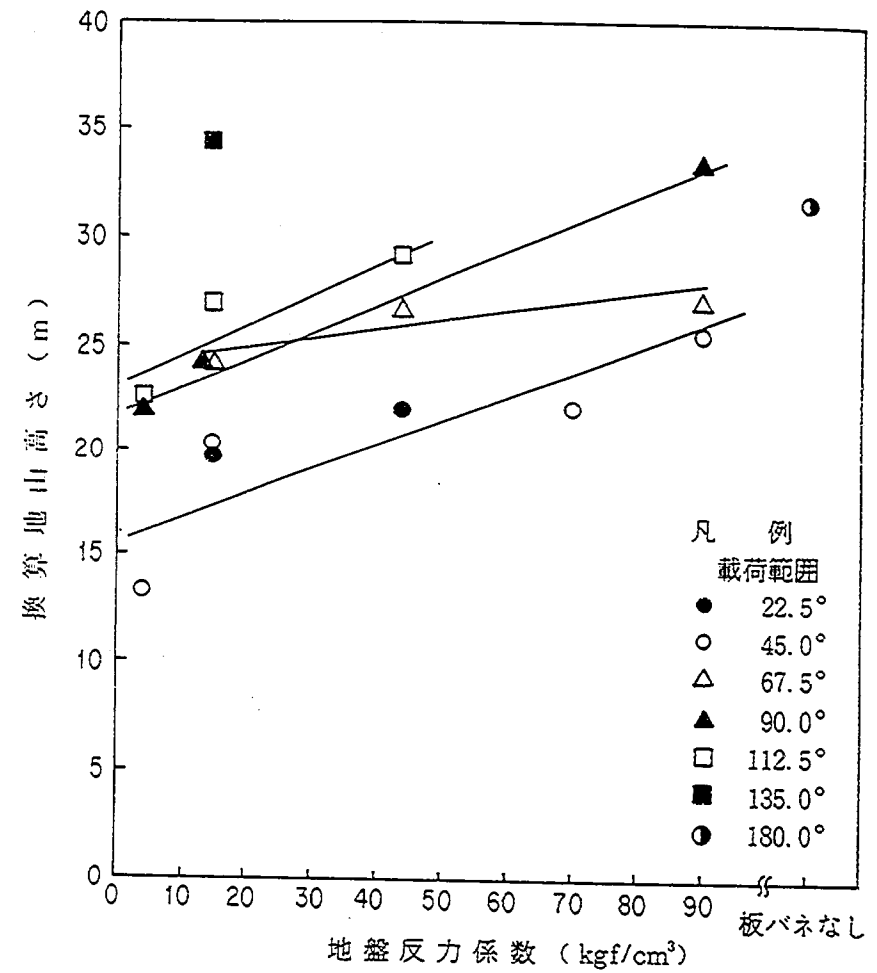


図-3.7 耐荷力と地盤反力係数の関数

表-3.4 縦ひび割れ発生状況

載荷 地盤反力 範囲 係数	4.0kgf/cm ³	15.0kgf/cm ³	44.0kgf/cm ³	90.0kgf/cm ³	板バネなし
22.5° (2点)		1.0tf(内⑨) 1.2tf(外⑩-⑪) 1.5tf(外⑥-⑦) 2.1tf(内⑧)	1.0tf(内⑧) 1.5tf(内⑨) 1.8tf(外⑥-⑦) (外⑩-⑪)		
45.0° (4点)	0.6tf(内⑨) 0.7tf(外⑥、⑪) 1.3tf(外⑩) 1.6tf(内⑧)	1.2tf(内⑨) 1.8tf(内⑨) (外⑩) 2.1tf(外⑥)	0.7tf(内⑨) 1.5tf(外⑤-⑥) (外⑩-⑪) 2.3tf(内⑧)	1.1tf(内⑧) 1.7tf(外⑥) 2.0tf(外⑩)	0.8tf(内⑨) 1.1tf(外⑥) 1.4tf(外⑩) 1.7tf(外⑧)
67.5° (6点)		3.0tf(内⑨) 4.8tf(外⑤-⑥)	ひび割れなし	3.7tf(外⑤)	
90.0° (8点)	2.2tf(外⑬) 2.5tf(外④)	ひび割れなし		ひび割れなし	
112.5° (10点)	4.9tf(外⑭)	ひび割れなし	ひび割れなし		
135.0° (12点)		ひび割れなし			
180.0° (16点)					ひび割れなし

※1. 空欄は、実験を行っていない場合を示す。

2. ひび割れなしとは、破壊に至るまでひび割れが発生しなかった場合である。

3. 内、外はそれぞれ供試体の内側、外側を示す。

表-3.5 破壊位置および耐荷力

載荷 地盤反力 範囲 係数	4.0kgf/cm ³	15.0kgf/cm ³	44.0kgf/cm ³	90.0kgf/cm ³	板バネなし
22.5° (2点)		5.9tf⑥-⑦	6.6tf⑩-⑪		
45.0° (4点)	4.0tf⑪	6.1tf⑤-⑥	⑥-⑦	7.7tf⑥	6.6tf⑥-⑦
67.5° (6点)		7.3tf⑤-⑥	8.0tf⑤-⑥	8.1tf⑩-⑪	
90.0° (8点)	6.6tf⑬-⑭	7.3tf⑤-⑥		10.0tf⑧	
112.5° (10点)	6.8tf⑭-⑮	8.1tf⑦	8.7tf⑦		
135.0° (12点)		10.3tf⑦			
180.0° (16点)					9.5tf⑮

※1. 空欄は、実験を行っていない場合を示す。

2. ひび割れなしとは、破壊に至るまでひび割れが発生しなかった場合である。

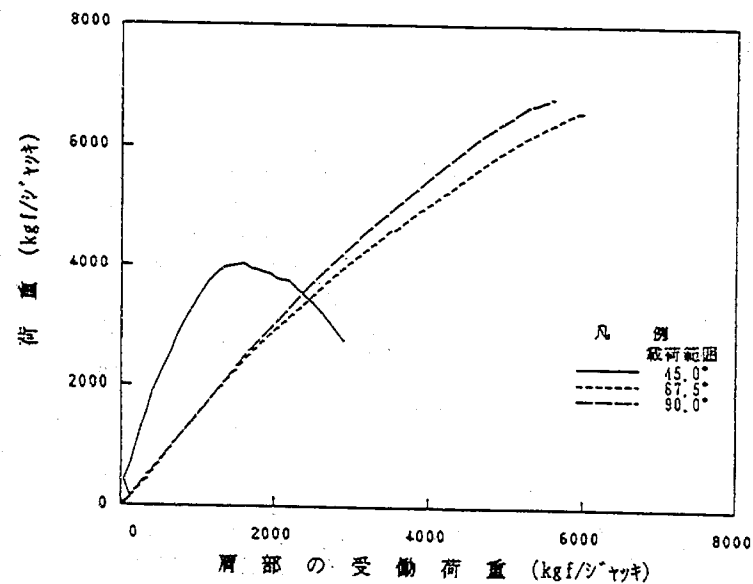
3. 丸付数字はジャッキ位置番号を示す。

表-3.6 天端沈下量比較表

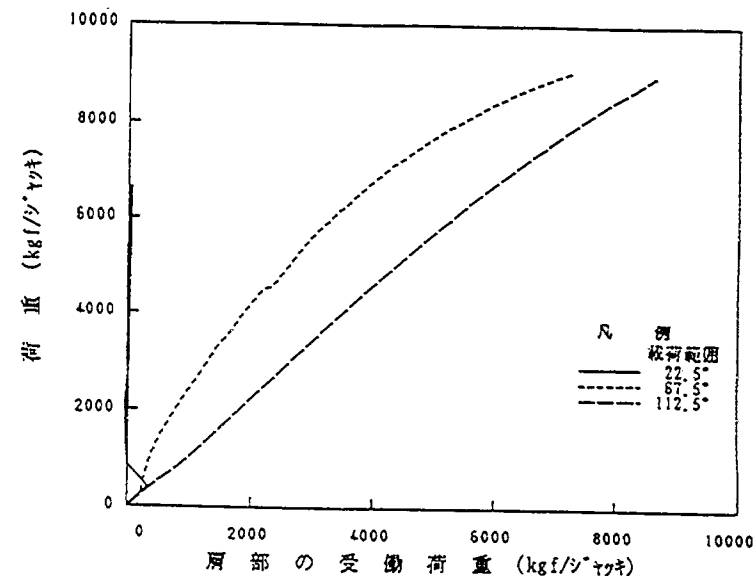
地盤反力係数 載荷範囲	4kgf/cm ³	15kgf/cm ³	44kgf/cm ³	90kgf/cm ³
22.5° (2点)		0.97	0.77(0.79)	
45.0° (4点)	2.11	1.00		0.72
67.5° (6点)		0.95	0.74(0.78)	0.75(0.79)
90.0° (8点)	1.32(1.52)	0.87		0.58(0.67)
112.5° (10点)	0.89(1.29)	0.69	0.44(0.64)	
135.0° (12点)		0.37		

※ 1. 空白欄は、実験を行っていない場合を示す。

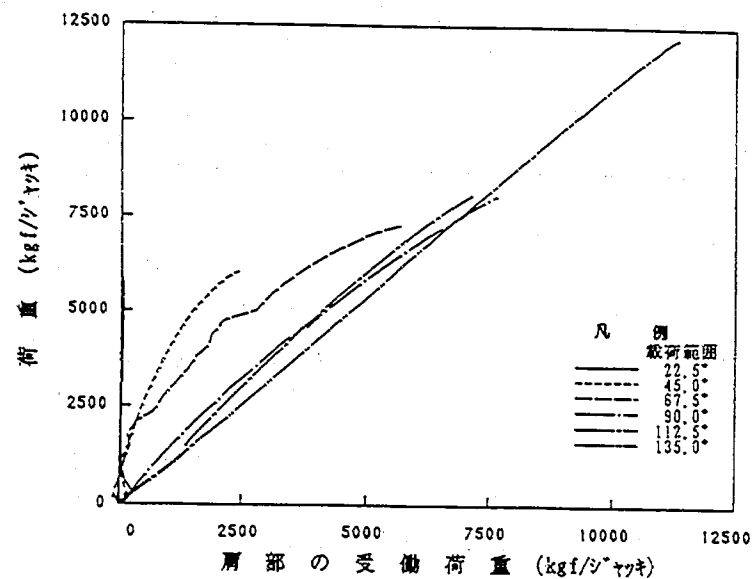
2. 表中の () は、各載荷範囲の地盤反力係数 15 kgf/cm³ の値を 1 とした場合の値を示す。



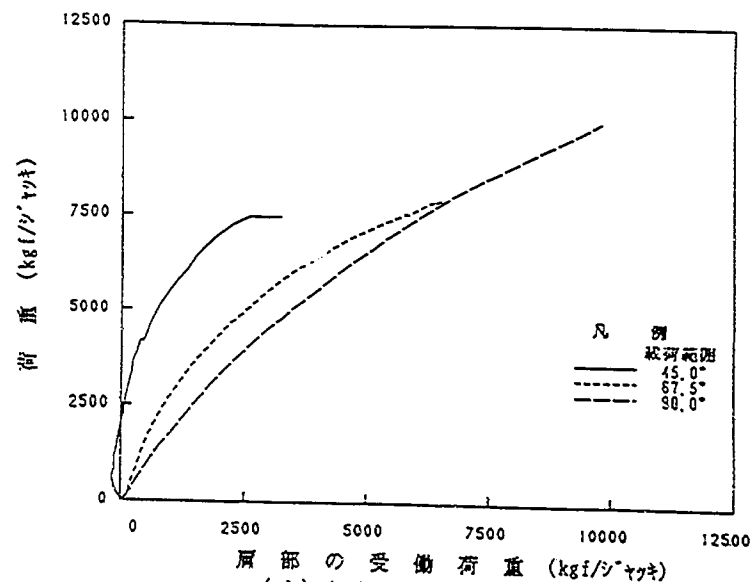
(a) 地盤反力係数 4.0kgf/cm³



(c) 地盤反力係数 44.0kgf/cm³



(b) 地盤反力係数 15.0kgf/cm³



(d) 地盤反力係数 90.0kgf/cm³

図—3.8 載荷範囲と肩部の受働荷重の関係

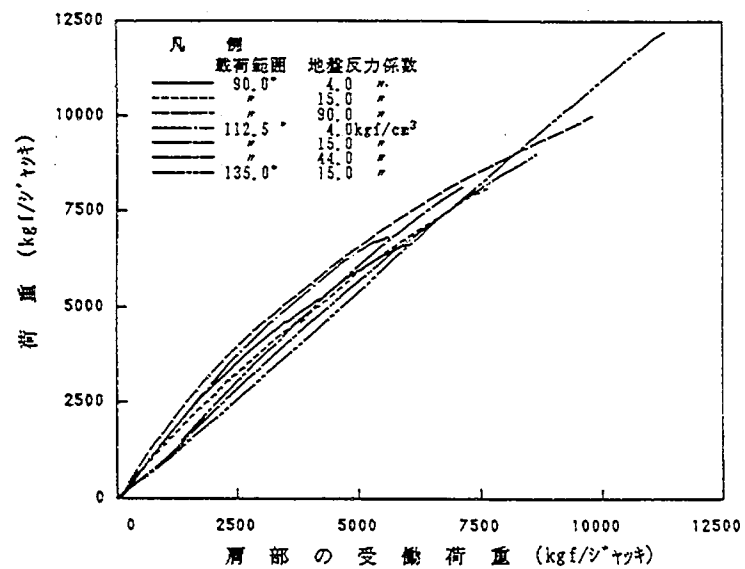
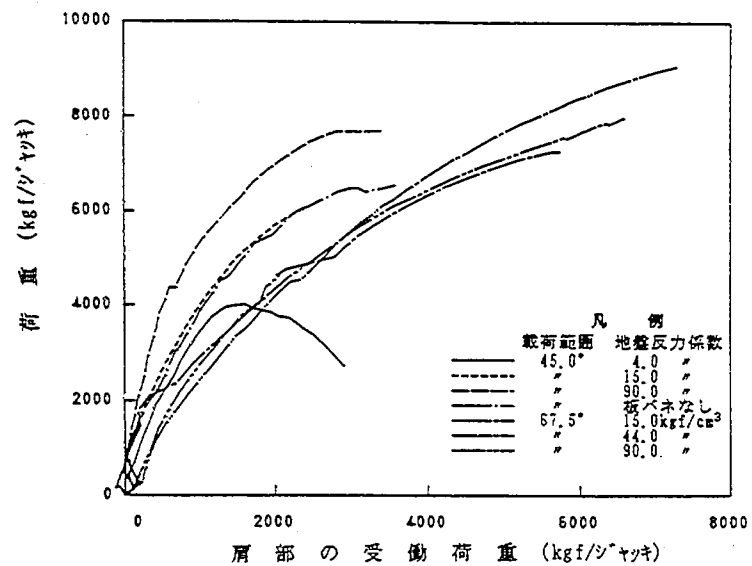
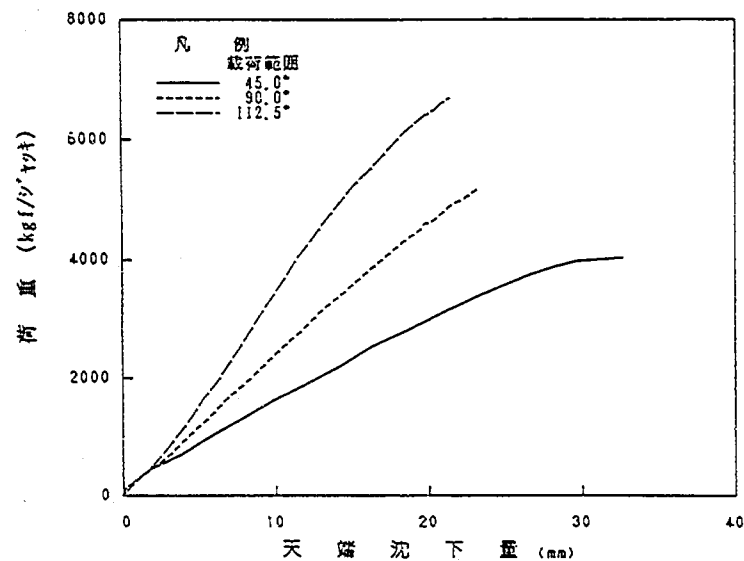
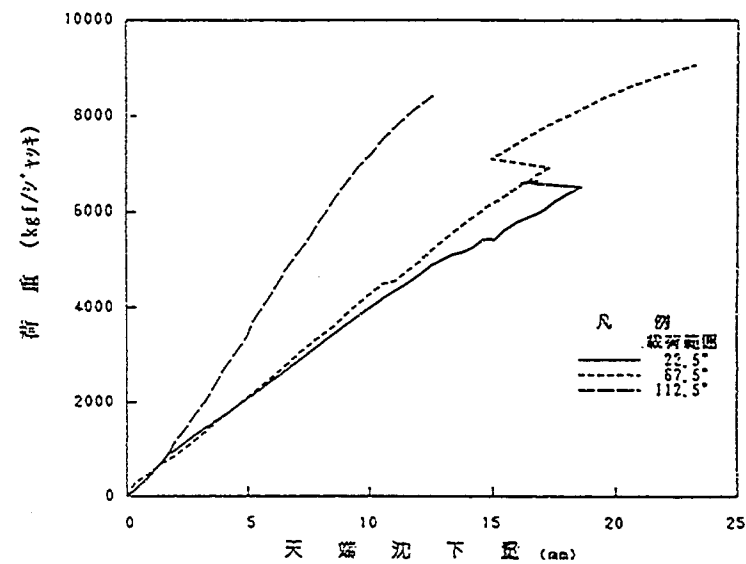


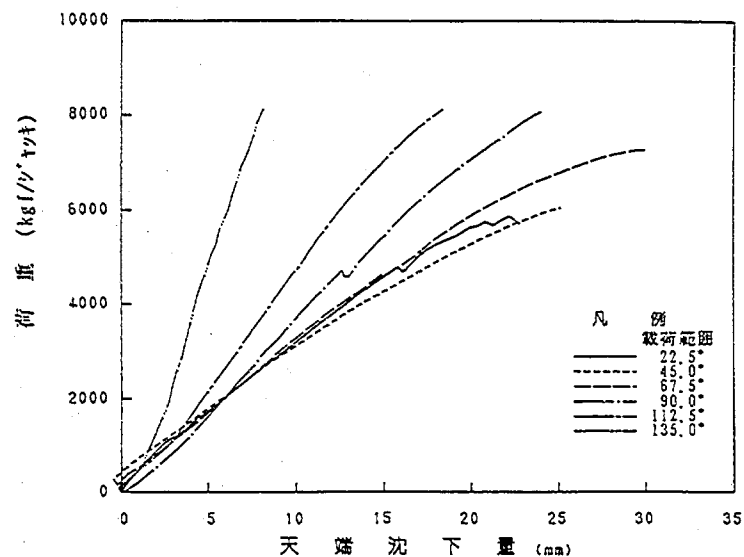
図-3.9 地盤反力係数と肩部の受働荷重の関係



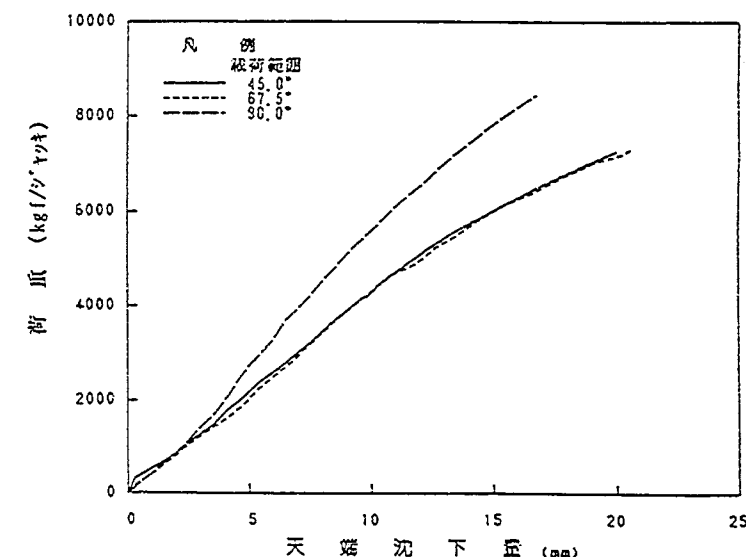
(a) 地盤反力係数 4.0kgf/cm³



(c) 地盤反力係数 44.0kgf/cm³

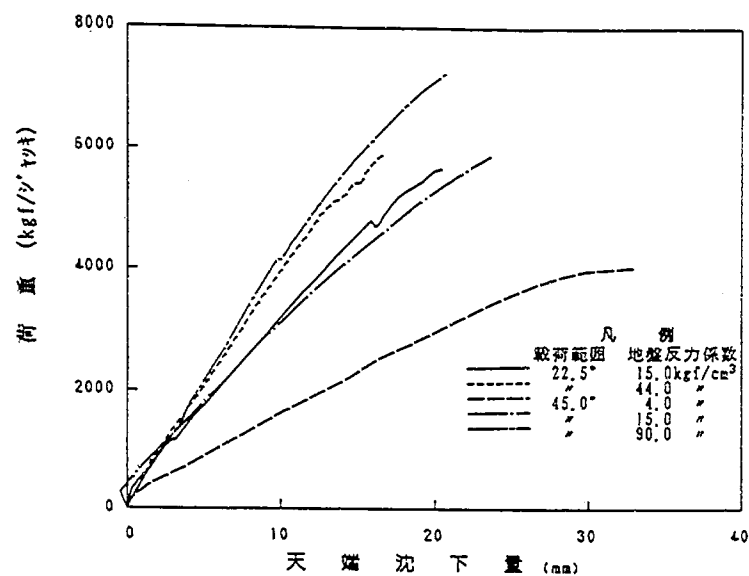


(b) 地盤反力係数 15.0kgf/cm³

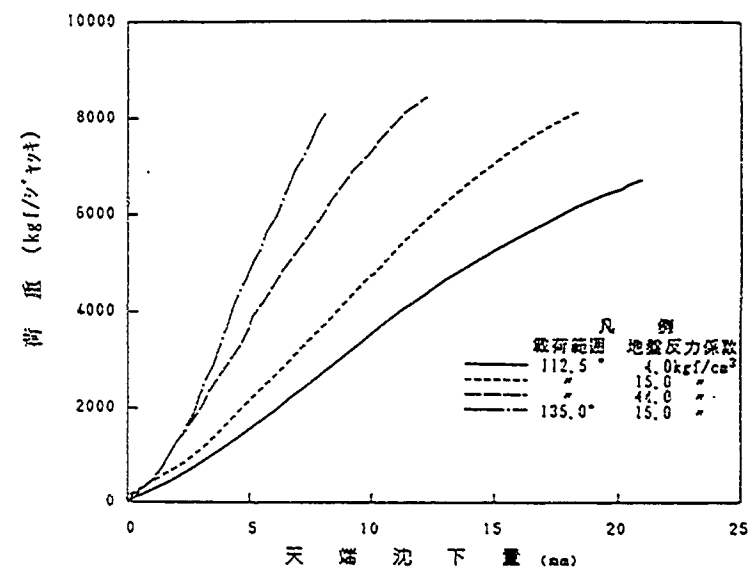


(d) 地盤反力係数 90.0kgf/cm³

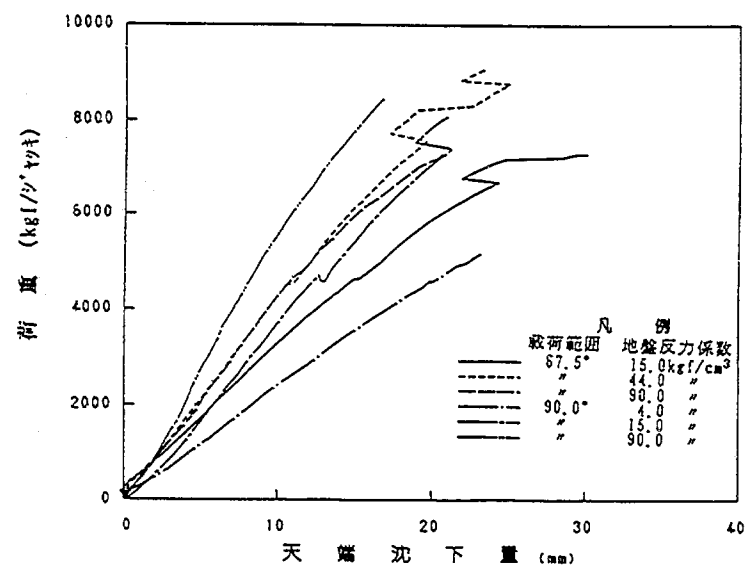
図-3.10 載荷範囲と天端部変位の関係



(a) 載荷範囲 22.5°、45.0°



(c) 載荷範囲 112.5°、135.0°



(b) 載荷範囲 67.5°、90.0°

図-3.11 地盤反力係数と天端部変位の関係

(6) 歪

1) 天端部

図-3.12と13は地盤反力係数毎に縦軸に荷重、（載荷範囲の荷重の平均値）横軸に供試体天端部の内側と外側に発生した歪を示したものである。

図-3.12より、供試体内側では、載荷範囲が狭い場合、いずれのケースにおいても低い荷重状態で正の歪（引張側）が発生し、天端部に引張によるひび割れが生じること、および載荷範囲が広がるに伴い発生する歪は負の歪（圧縮側）になり、天端部内側に引張によるひび割れが生じなくなるのかわかる。また、地盤反力係数に係わらず、載荷範囲が広がるに連れ、同一荷重作用時に発生する歪量が小さくなるのかわかる。

図-3.13より、供試体外側でも、地盤反力係数に係わらず載荷範囲が広がるに伴い同一荷重作用時に発生する歪量が小さくなるのかわかる。また、供試体内側に発生する歪量が外側に発生する歪量の2～4倍程度になっている。

2) 最大歪発生部

表-3.7に各ケースの最大歪発生位置を示す。

表より供試体内側の最大歪発生位置は、載荷範囲が広がるに伴い肩部より脚部へと変化している。この位置は、載荷部と受働部の境界域であり、3.2.5(1)で述べた供試体外側のひび割れ発生位置とほぼ一致している。また、載荷範囲が広がるに伴い天端部に発生する歪量が増加している。

供試体外側では、ほぼ天端付近が最大歪発生箇所になっている。

図-3.7 耐荷力と地盤反力係数の関係

載荷 範囲	地盤反力 係数	4kgf/cm ³		15kgf/cm ³		44kgf/cm ³		90kgf/cm ³		板バネなし	
		内側	外側	内側	外側	内側	外側	内側	外側	内側	外側
22.5° (2点)				⑥⑩	⑧	⑥⑩	⑧				
45.0° (4点)		⑪⑤	⑨	⑪⑤	⑨			⑥⑩	⑦	⑥⑩	⑧
67.5° (6点)				⑪⑤	⑦	⑤⑪	⑨	⑤⑩	⑦		
90.0° (8点)		⑬④	⑦	④⑬	⑦			④⑫	⑨		
112.5° (10点)		⑭②	⑧	③⑬	⑦	⑬③	⑨				
135.0° (12点)				⑦⑭	⑩						
180.0° (16点)										⑦①	④⑭

※ 1. 空欄は、実験を行っていない場合を示す。

2. 欄中の丸付数字は測定位置（図-3.5参照）を示す。

3. 欄中に丸付数字が2つ入っているのは、前に最大発生箇所、後に卓越発生箇所を示す。

図-3. 14, 15. は地盤反力係数が等しい状態で、載荷範囲の影響を調べるため、縦軸に荷重（載荷範囲の平均値）、横軸に供試体内側と外側の最大歪発生箇所に発生した歪を示したものである。図より、歪の発生は供試体内側および外側でも、載荷範囲が広がるに伴い同一荷重時に発生する歪量が減少するのがわかる。

図-3. 16, 17. は載荷範囲が等しい状態で、地盤反力係数の影響を調べるため、縦軸に荷重（載荷範囲の平均値）、横軸に供試体内側と、外側の最大歪発生箇所に発生した歪を示したものである。図より、歪の発生は供試体内側および外側でも、載荷範囲が広がるに伴い同一荷重時に発生する歪量が減少するのがわかる。つまり、載荷範囲が広がる効果（載荷範囲が広がるに伴い肩部受働荷重が増加し、供試体全体にはば一応に応力が作用する効果）および地盤反力係数が大きくなる効果（変形を拘束し、曲げモーメントの発生を抑制する効果）により、供試体に作用する拘束力が大きくなると考えられる。この拘束力と円周方向の力により、供試体は2軸応力状態になり、載荷範囲が広がるに伴ない、または、地盤反力係数が大きくなるに伴ない同一荷重時に発生する歪量が減少したと考えられる。また、2軸応力状態になったため、実験時に発生した最大歪は、一軸圧縮試験時に発生した最大歪（ $2,000 \sim 4,000 \mu$ ）に比べ非常に大きな歪が発生したものと考えられる。

3.2.6 脚部反力実験結果

表-3. 8(a)~(e)に実験結果の一覧表を示す。表-3. 8中に示す地盤反力係数は、板バネのバネ定数を板バネが受け持つ供試体の面積（受働部：高さ50cm×ジャッキ間隔30cm=1500cm²、脚部：高さ50cm×供試体厚さ5cm=250cm²）で除した値である。載荷範囲はジャッキ位置の番号で示した。耐荷力は、載荷範囲内の荷重にばらつきがみられたが、ひび割れの発生状況などからみて供試体に作用する荷重が平均が均等であると思われることから、載荷範囲の荷重の平均値の最大値とし、換算地山高さは、地山の単位体積重量を 2.0 tf/m^3 と仮定し、耐荷力から計算した値である。天端部最大変位は、天端部に設置した2本の変位計（ch. 115, 116）により得られた変位の平均値の最大値であり、脚部最大変位は、左右の脚部に各々2本ずつ設置した変位計（ch. 126, 127およびch. 128, 129）により得られた変位の平均値の最大値である。

(1) ひび割れ発生状況および破壊形態

破壊形態は、全てのケースにおいて、圧縮によるせん断破壊であった。破壊位置は、脚部の地盤反力係数に関係なく、載荷範囲が同じならほぼ同じであり、その位置は、いずれも載荷部と受働部との境界付近であった。

供試体に最初にひび割れが発生する荷重は、脚部の地盤反力係数にはあまり関係なく、載荷範囲が広がるほど大きくなった。

破壊に至るまでのひび割れの発生形態は、大きく3つに分類できた。以下、各形態について説明する。なお、説明文中、'縦' はトンネル軸方向、'横' はトンネル円周方向を示す。

① 縦のひび割れが発生する場合（横ひび割れはほとんど無し）

発生ケース：載荷範囲が狭いケース（ケース6301~6305, 6308, 6310）

発生位置 : 天端部と肩部(載荷部と受働部との境界付近)に集中発生

発生状況 : 脚部の地盤反力係数の大小により異なった。

(大) 天端部に最初のひび割れが発生し、続いて肩部に発生。

(小) 同じ荷重段階で天端部と肩部にひび割れが発生。

また、脚部の地盤反力係数が小さいほど、荷重増加に伴い肩部に新しい縦のひび割れが天端部側に向かって数本発生した。

② 縦と横のひび割れが混在する場合(ケース6307, 6309)

発生ケース : 載荷範囲が狭いケースと広いケースとの中間にあたるケース(ケース6307, 6309)

発生位置 : 天端部、肩部の順に発生

発生状況 : 天端部…縦のひび割れが発生。

肩 部…縦と横のひび割れが混在するか地盤反力係数の大小で発生順序が異なる。

(大) 横のひび割れが先に発生(ケース6307)。

(小) 縦のひび割れが先に発生(ケース6309)。

③ 横のひび割れが発生する場合(縦ひび割れはほとんど無し)

発生ケース : 載荷範囲が広いケース(ケース6306)

発生状況 : 脚部が十分に堅固である場合と同様な状況である。したがって、載荷範囲が広くなることで、脚部の地盤反力係数の影響が小さくなると考えられる。

以上のことをまとめると、次のようになる。

- ・ 載荷範囲が狭いほど、脚部の地盤反力係数が小さいほど、縦のひび割れが発生しやすくなる。
- ・ 載荷範囲が広くなるにつれ、縦のひび割れが発生しにくくなり、横のひび割れが発生するようになる。また、脚部の地盤反力係数の影響は小さくなる。

この理由は次のように考えられる。

載荷範囲が狭い場合、集中荷重に近い載荷状態になり、天端部における曲げモーメントの発生は大きくなり、逆に軸力の発生は小さくなる。その結果、供試体表面での引張縁応力が大きくなり縦ひび割れが発生すると考えられる。

脚部の地盤反力係数が小さい場合、変形の自由度が大きいいため肩部に発生する曲げモーメントが大きくなり、縦のひび割れが発生しやすくなると考えられる。

載荷範囲が広くなると、受働荷重が大きくなり、変形を拘束するようになる。そのためモーメントの発生は小さくなり、逆に軸力は大きくなるため縦のひび割れが発生しにくくなると考えられる。

(2) 耐荷力

供試体の強度は、供試体製作時に強度試験用の円柱供試体を製作し、実験終了後直ちに強度試験を行い求めたが、表-3.8に示すように各ケースで強度にバラツキがみられた。圧縮強度の平均値は172 kgf/cm²標準偏差は26.7kgf/cm²である。

耐荷力を換算地盤高さで表し、脚部の地盤反力係数との関係を示したものが図-3.18である。図中には、地盤反力実験（昭和62年度）の脚部が充分堅固である場合の結果を併せて示している。なお、地盤反力実験の供試体強度は、脚部反力実験のそれに比べて大きいので、強度比で換算した値を示した。

図より、載荷範囲が等しい場合には脚部の地盤反力係数が大きいほど耐荷力が大きくなるが、その増加割合は脚部の地盤反力係数が大きくなるにつれて小さくなり、一定値に近づくことがわかる。また、脚部の地盤反力係数が等しい場合には、載荷範囲が広いほど耐荷力が大きくなっている。このことは、3.2.6の結果と一致するものである。

(3) 受働荷重

図-3.19は、肩部（ジャッキNo.6 およびNo.11(ch. 5および101)）を示し、また載荷範囲が 45° の場合の破壊位置位置がこの付近である）における受働荷重と荷重（載荷範囲の荷重の平均値）との関係を示している。なお、肩部受働荷重とは、ジャッキNo.6 およびNo.11の平均値である。

この図から、肩部において、脚部の地盤反力係数が小さいケースは、最大受働荷重が小さく、脚部の地盤反力係数が大きくなるにしたがって最大受働荷重が大きくなることがわかる。すなわち、後述図-3.20に示すように、脚部の地盤反力係数が小さい場合には、脚部の変位が大きくなり、肩部において受働荷重が発生せず、載荷に伴ない曲げモーメントが大きくなりその位置で破壊する。しかし脚部の地盤反力係数が大きい場合、脚部の変位が小さくなり、荷重が増加するに伴い受働荷重の総和は同じであるが、大きな曲げモーメントが生じ構造上の弱点となる肩部において受働荷重が発生するようになり、それらの位置において、曲げモーメントの発生を抑えるようになるため、耐荷力が大きくなると考えられる。

(4) 変位

図-3.20は、載荷範囲が 45° の場合の変位と荷重（載荷範囲の荷重の平均値）の関係図である。天端部変位は天端に設置した2本の変位計(ch. 115, 116)により得られた変位の平均値であり、脚部変位は左右の脚部に各々2本ずつ設置した変位計(ch. 126, 127およびch. 128, 129)により得られた変位の平均値である。なお、脚部の変位については、供試体製作時に脚部支承と脚部板バネとの間に隙間が生じたため、プレロード載荷時における変位を初期変位として差し引いた値で示している。

この図から脚部の地盤反力係数が大きいほど、天端部および脚部における変位が小さいことがわかる。すなわち、脚部の地盤反力係数が大きくなると、供試体全体の変位が拘束されるようになり、天端部変位が小さくなると思われる。

図-3.21は、天端部最大変位発生時の供試体の相対変位（天端部の変位と脚部の変位との差）と脚部の地盤反力係数との関係を示したものである。

この図から、載荷範囲が 45° のケースについては、脚部地盤反力係数が $440\text{Kgf}/\text{cm}^2$ 以下では相対変位がほぼ一定値となっている。また、載荷範囲が広いケースでは、載荷範囲が狭いケースよりも相対変位が小さい。このことから、載荷範囲が狭い場合には、脚部の地盤反力係数が小さいほど受働荷重の発生が小さいため、荷重の載荷状態が集中荷重に近くなり、天端部の変位が大きくなるが、脚部の地盤反力係数がある値以下では、供試体全体の変形に限界があり、相対変位が一定値をとると考えられる。また、相対変位

が大きい場合はひび割れが大きいと考えられ、圧縮応力に対する有効断面積が減少するため耐荷力が小さくなり、逆に相対変位が小さい場合には、ひび割れが小さく、圧縮応力に対する有効断面積も大きくなるため耐荷力が大きくなる、と考えられる。この事は、耐荷力と脚部の地盤反力係数との関係を示す図-3.18の結果とほぼ一致する。

(5) 歪

図-3.22は、荷重（載荷範囲の荷重の平均値）と天端部内側の歪との関係を載荷範囲が 45° のケースについて示したものである。なお、脚部の地盤反力係数が $220\text{Kgf}/\text{cm}^2$ のケースについては、ケース6308の方を示した。

この図から、載荷範囲が 45° では、いずれのケースも低い荷重で正の歪（引張側）が発生しており、低い荷重段階でひび割れが発生することがわかる。その後、脚部の地盤反力係数が $440\text{Kgf}/\text{cm}^2$ 以下のケースでは、一旦は歪が小さくなるが、載荷に伴い再び歪が引張側に増加している。

一方、脚部の地盤反力係数が $550\text{Kgf}/\text{cm}^2$ および脚部が充分堅固なケースでは、前者に比べて、若干高い荷重段階で最大歪が発生し、その後、載荷に伴い歪は減少している。

また、荷重と天端部外側の歪との関係を図-3.22と同じケースについて示したものが図-3.23である。天端部外側の歪は負の値であり、圧縮歪であることを示す。

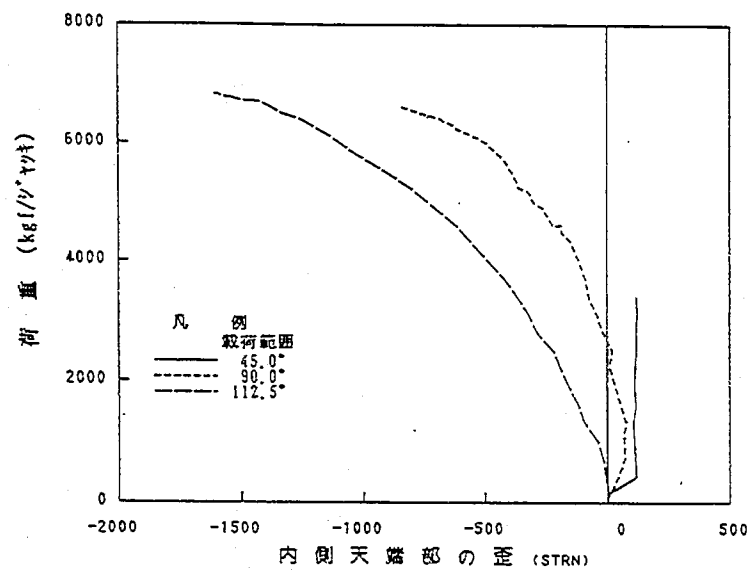
この図から、脚部の地盤反力係数が $440\text{Kgf}/\text{cm}^2$ 以下のケースでは、脚部の地盤反力係数が大きくなるほど、歪が負の方向に大きくなるが、脚部の地盤反力係数が $550\text{Kgf}/\text{cm}^2$ および脚部が充分堅固なケースでは、逆の歪の発生が小さくなる。

これらのことから、載荷範囲が狭い場合には、脚部の地盤反力係数がある値以下では、脚部の地盤反力係数が高いほど、天端部内側の歪（引張側）および天端部外側の歪（圧縮側）が大きくなり、曲げモーメントが大きくなるため天端部のひび割れが進行する。逆に脚部の地盤反力係数がある値以上になると、天端部内側の歪（引張側）および天端部外側の歪（圧縮側）が小さく、曲げモーメントの発生が小さいことを意味し、天端部のひび割れが抑えられるようになり、有利な構造系となるといえる。

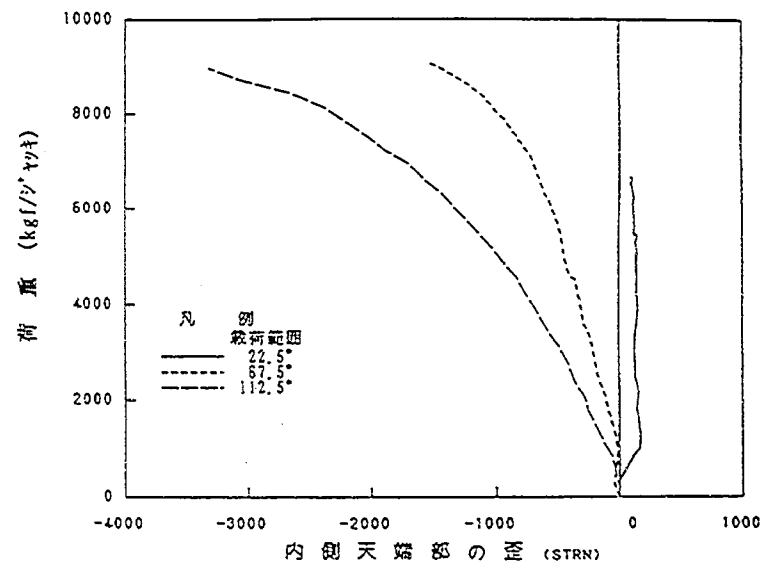
図-3.24は、載荷範囲が 45° のケースについて、荷重（載荷範囲の荷重の平均値）と肩部内側の歪との関係を示したものである。

載荷範囲が 45° の場合、脚部の地盤反力係数が $330\text{Kgf}/\text{cm}^2$ 以下では、高い荷重段階における歪の増加割合に比べて、低い荷重段階で歪の増加割合が大きく、脚部の地盤反力係数が $440\text{Kgf}/\text{cm}^2$ 以上では、ほぼ一定の割合で歪が増加していることがわかる。これは、脚部の地盤反力係数が小さい場合肩部において、低い荷重段階でひび割れが発生し、構造系が変化していることを意味しており、天端部内側においても同様の傾向があることから、(1)に述べたひび割れの発生状況と合致していると考えられる。

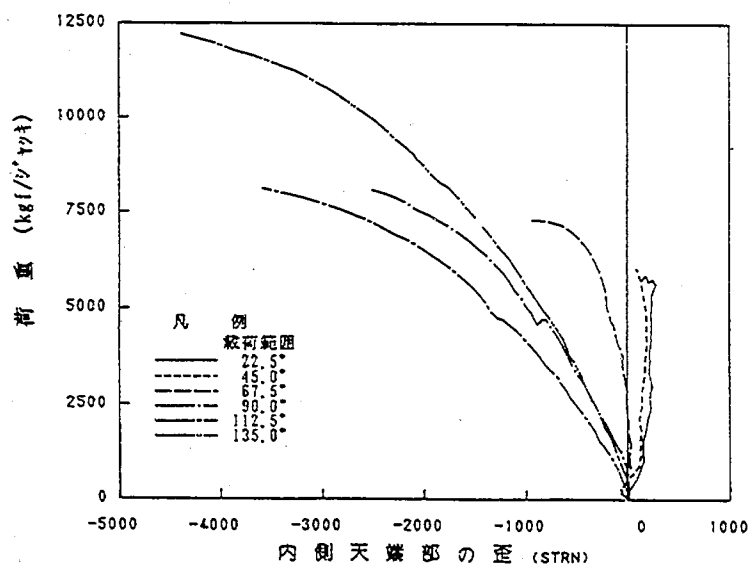
また、ケース6310では、低い荷重段階で歪が大きくなっているが、その後の歪の発生割合は減少している。これは、脚部が充分堅固で、受働部の地盤反力係数が高いため、変形により構造系が変化した後は反力が大きくなり、拘束力が大きくなるため、高い荷重段階で歪が大きいため、2軸応力状態になり、圧縮応力が増加したため耐荷力が大きくなったと思われる。



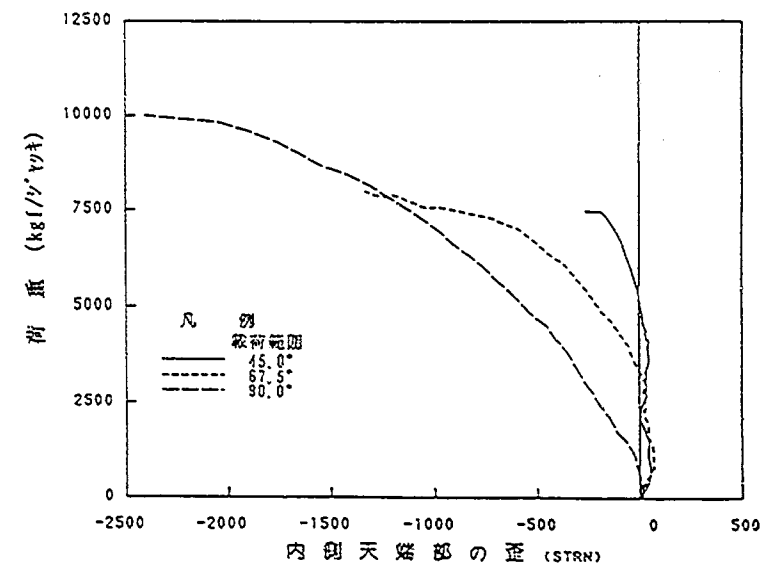
(a) 地盤反力係数 4.0kgf/cm³



(c) 地盤反力係数 44.0kgf/cm³

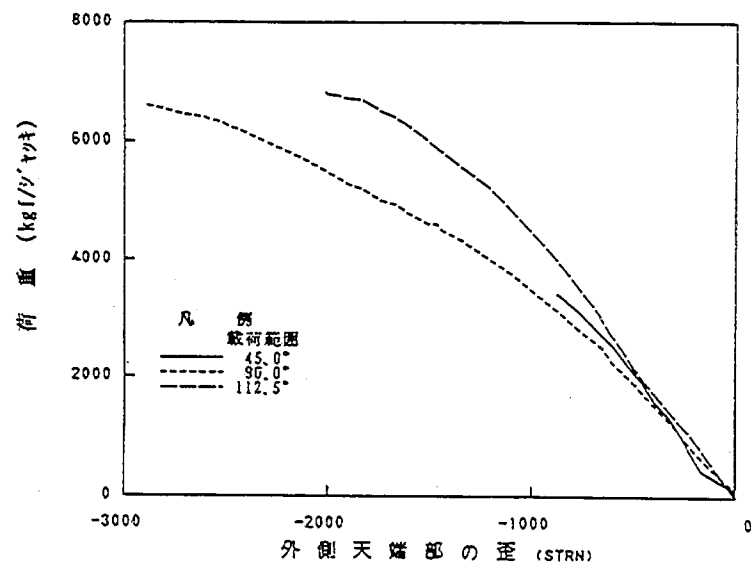


(b) 地盤反力係数 15.0kgf/cm³

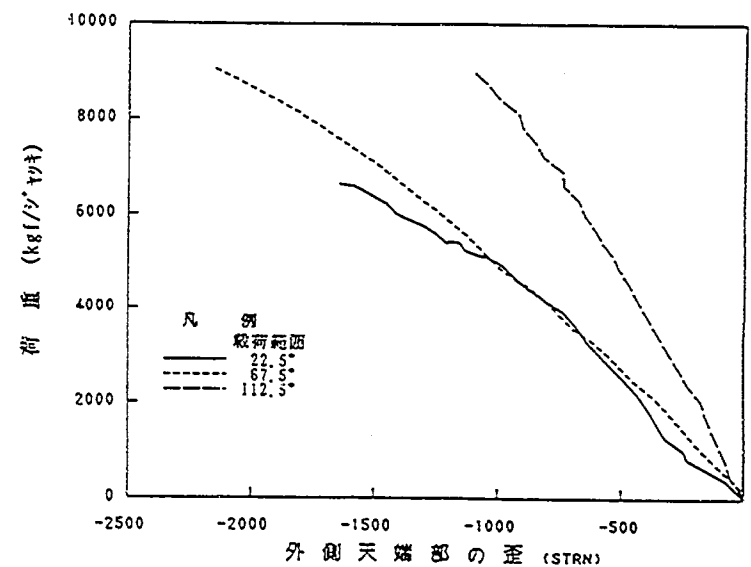


(d) 地盤反力係数 90.0kgf/cm³

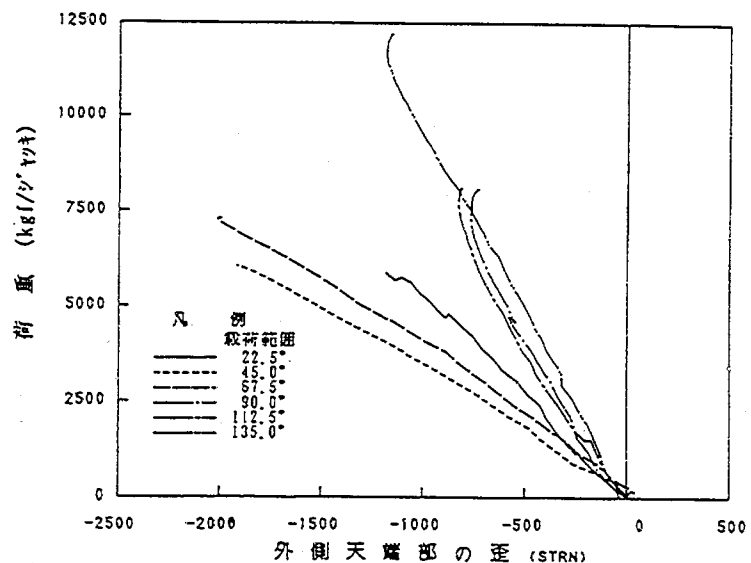
図-3.12 載荷範囲と天端部（内側）の発生歪量の関係



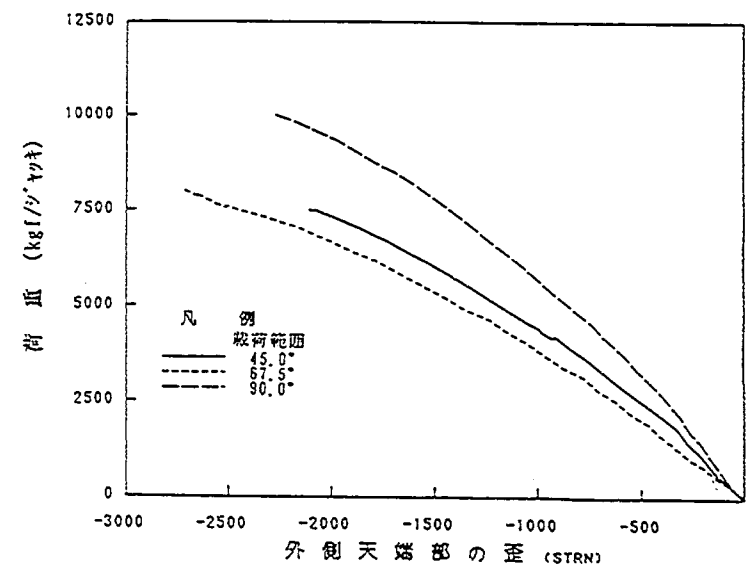
(a) 地盤反力係数 4.0kgf/cm³



(c) 地盤反力係数 44.0kgf/cm³



(b) 地盤反力係数 15.0kgf/cm³



(d) 地盤反力係数 90.0kgf/cm³

図-3.13 載荷範囲と天端部（外側）の発生歪量の関係

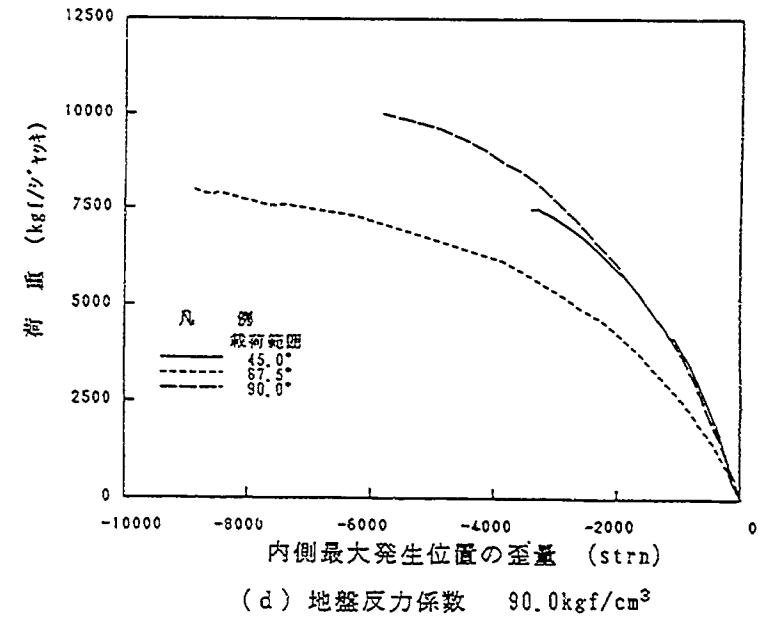
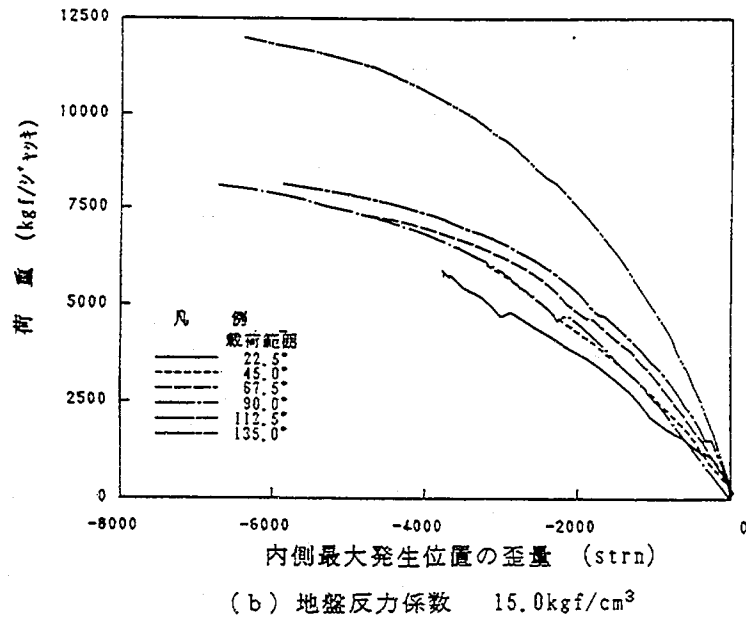
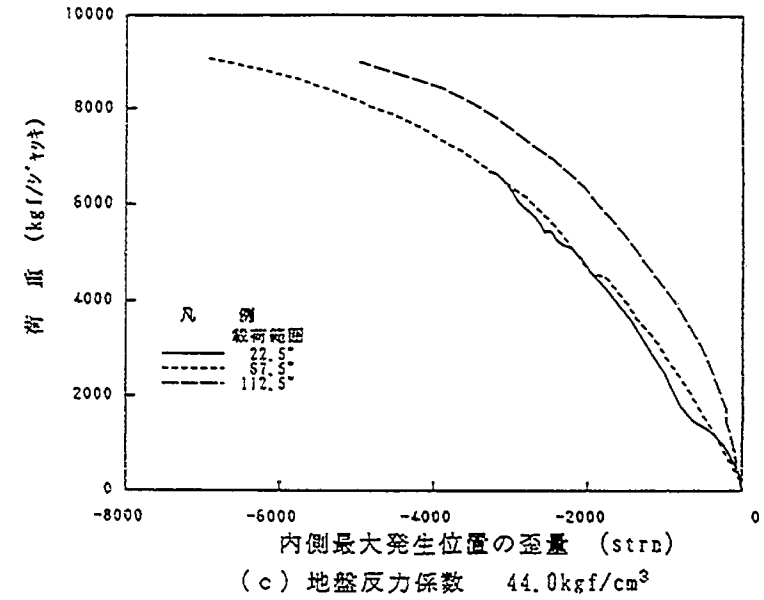
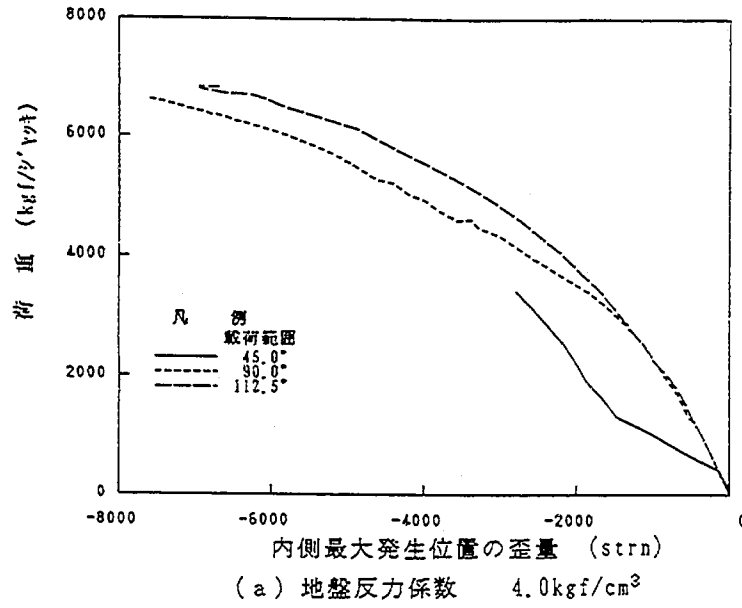
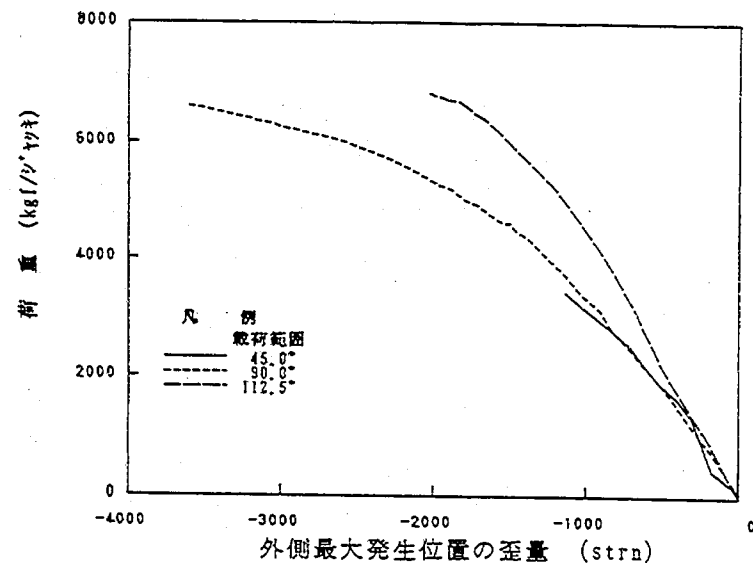
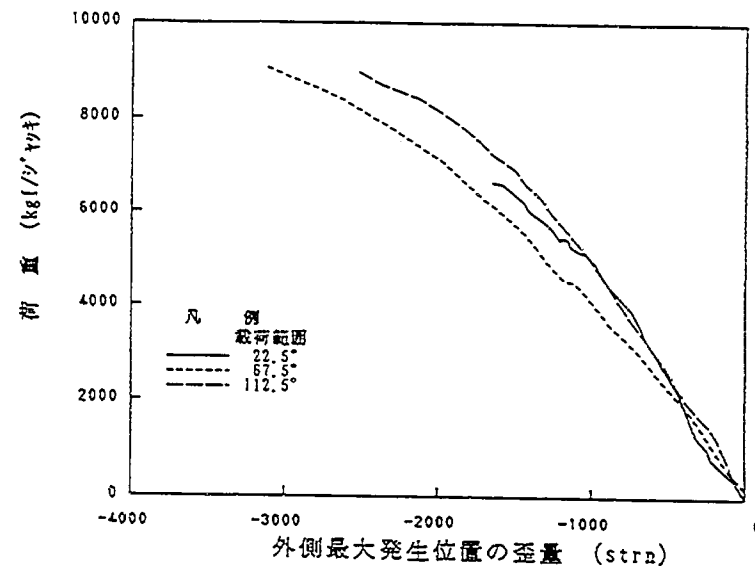


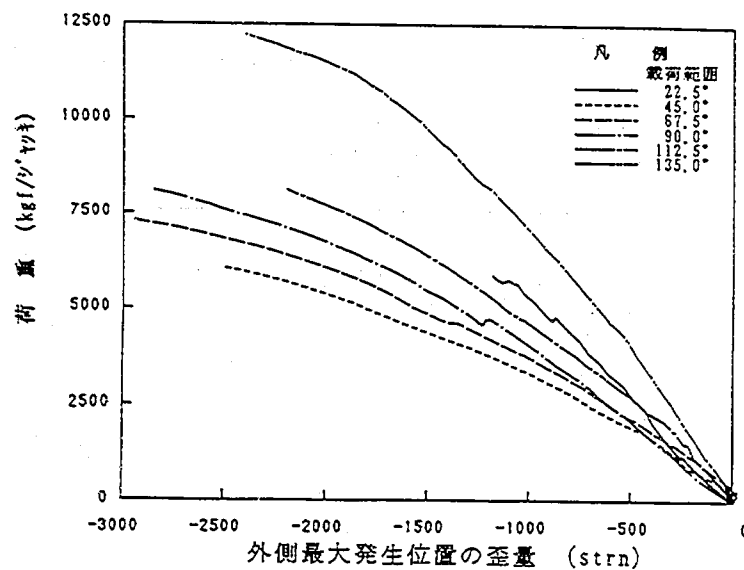
図-3.14 載荷範囲と最大歪発生箇所（内側）の発生歪量の関係



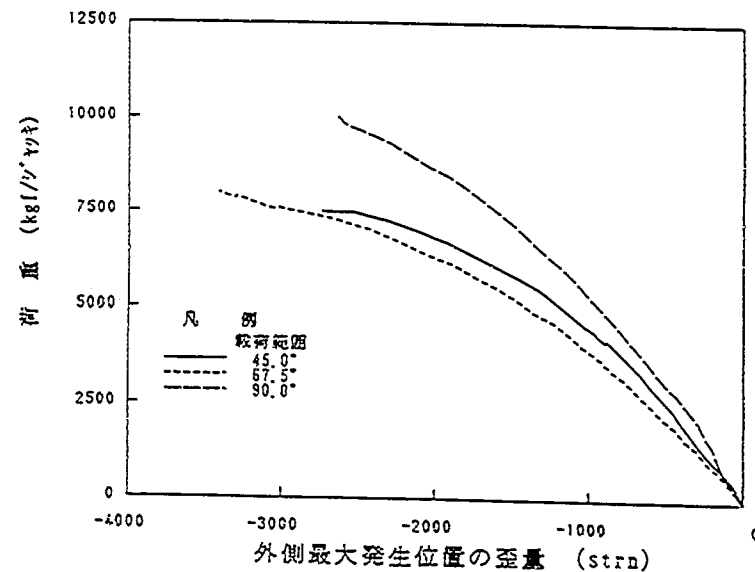
(a) 地盤反力係数 4.0kgf/cm²



(c) 地盤反力係数 44.0kgf/cm²

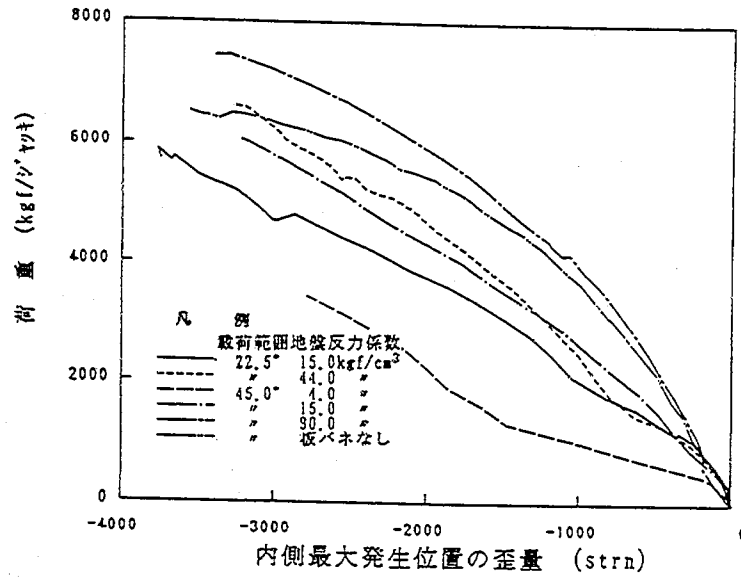


(b) 地盤反力係数 15.0kgf/cm²

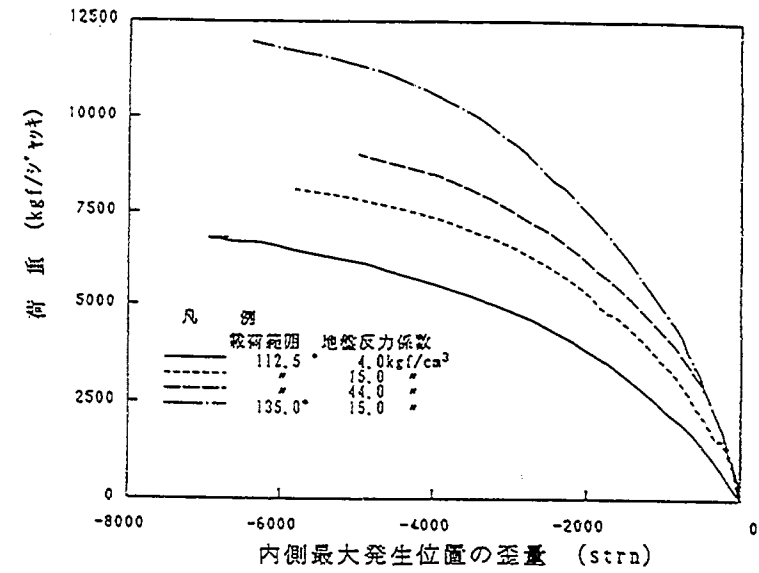


(d) 地盤反力係数 90.0kgf/cm²

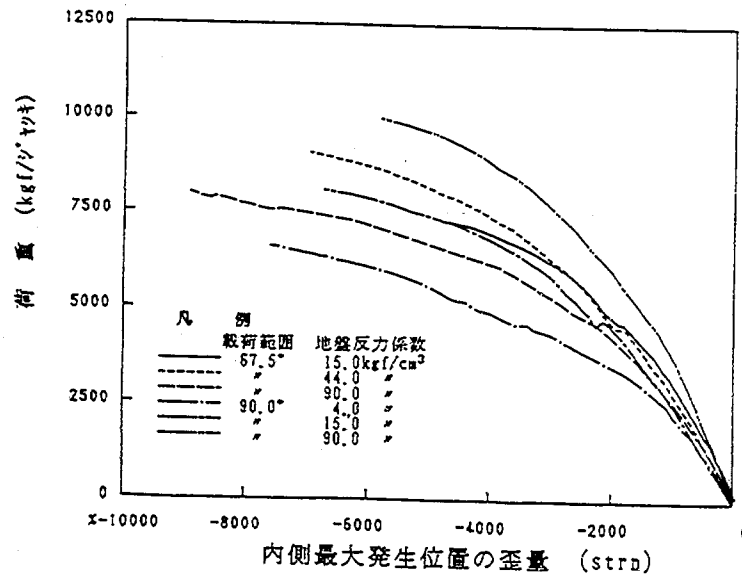
図-3.15 荷重範囲と最大歪発生箇所(外側)の発生歪量の関係



(a) 载荷範囲 22.5°、45.0°

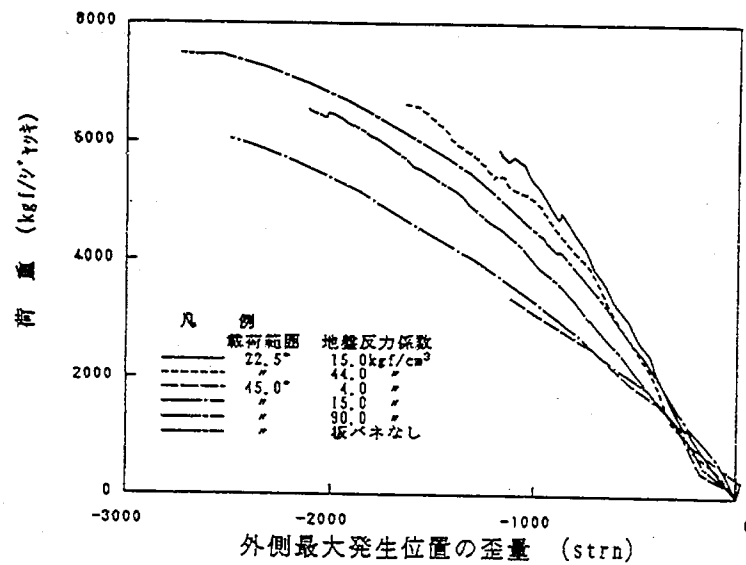


(c) 载荷範囲 112.5°、135.0°

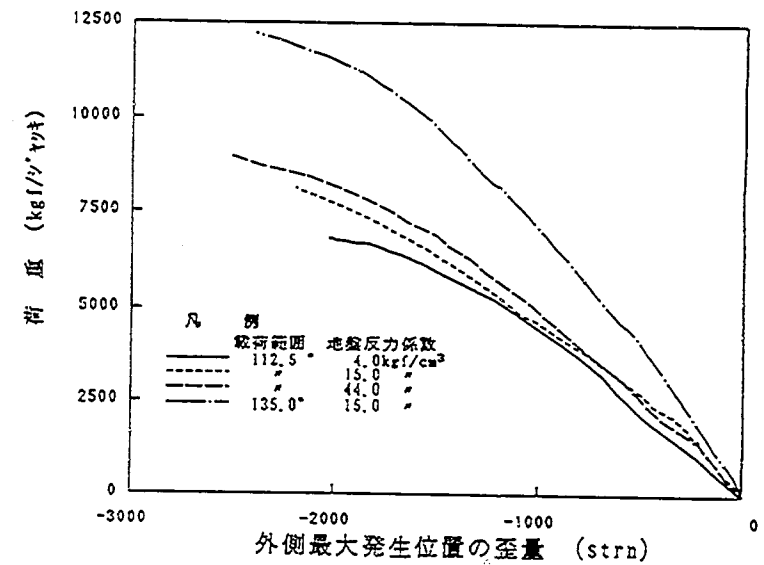


(b) 载荷範囲 67.5°、90.0°

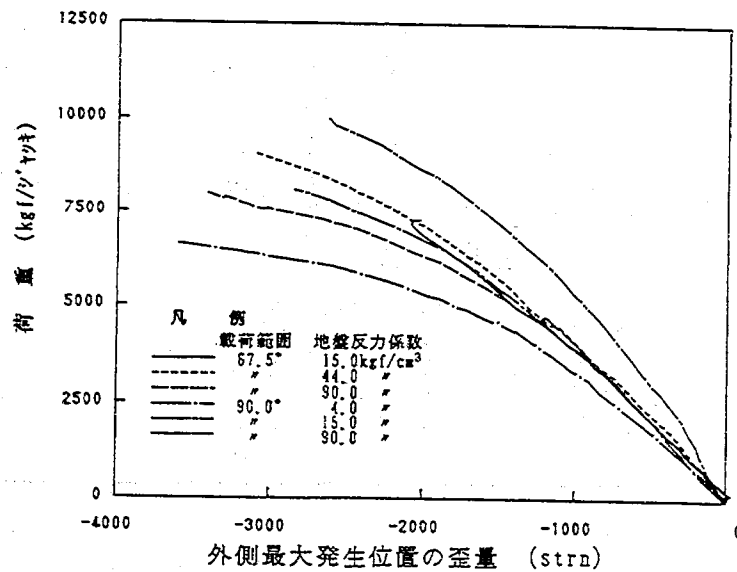
図-3.16 地盤反力係数と最大歪発生箇所(内側)の発生歪量の関係



(a) 載荷範囲 22.5°、45.0°



(c) 載荷範囲 112.5°、135.0°



(b) 載荷範囲 67.5°、90.0°

図-3.17 地盤反力係数と最大歪発生箇所（外側）の発生歪量の関係

表-3.8(a) 脚部反力実験結果一覧

ケース番号		6 3 0 1		6 3 0 2	
载荷範囲		No.7~No.10(45.0°)		No.7~No.10(45.0°)	
地盤反力係数 (kgf/cm ²)		アーチ部 1 5	脚 部 1 1 0	アーチ部 1 5	脚 部 2 2 0
耐 (荷)力 (tf)		3. 3		3. 2	
換算地山高さ (m)		1 1. 0		1 0. 7	
破 壊 位 置		No. 6		No. 1 ⁶ ₀ ~ No. 1 ⁷ ₁	
天端最大変位 (mm)		- 3 3. 4		- 3 1. 1	
脚部最大反力 (tf)		1 2. 8 1		1 3. 8 3	
脚部最大変位 (mm)		5. 9		4. 0	
供試体試験	圧縮強度 (kgf/cm ²)	1 7 2. 3 2		2 3 2. 5 6	
	引張強度 (kgf/cm ²)	1 5. 3 6		1 4. 7 9	
	弾性係数 (kgf/cm ²)	1. 9 9 × 10 ⁵		2. 0 4 × 10 ⁵	
ひび割れ 発生状況		・ 0.5tfでジャッキNo.9の内側に縦ひび割れ発生。 ・ 0.7tfでジャッキNo.5~6とNo.11~12の外側に縦ひび割れ発生。 ・ 1.0tfでジャッキNo.11の外側の脚部側に縦ひび割れ発生。 ・ 1.2tfでジャッキNo.6の外側とジャッキNo.8の内側に縦ひび割れ発生。 ・ 1.4tfでジャッキNo.11の外側に縦ひび割れ発生。 ・ 2.0tfでジャッキNo.9~10の内側に横ひび割れ発生。 - その後、2.8tf~2.9tfでジャッキNo.11、8付近まで伸びた。 ・ 2.3tfでジャッキNo.6の外側のCrown側に縦ひび割れ発生。 ・ 3.0tfでジャッキNo.6~7の外側に縦ひび割れ発生。 ・ 3.2tfの時、ジャッキNo.6の内側でモルタルが剥離。 ・ 3.3tfの時、ジャッキNo.6で破壊。		・ 0.5tfでジャッキNo.8の内側とジャッキNo.5~6の外側に縦ひび割れ発生。 ・ 0.7tfでジャッキNo.11~12の外側に縦ひび割れ発生。 ・ 1.7tfでジャッキNo.8の内側の下半分に縦ひび割れ発生。 ・ 1.9tfでジャッキNo.6と11の外側に縦ひび割れ発生。 ・ 2.9tfでジャッキNo.8~9の内側に横ひび割れ発生。 ・ 3.2tfの時、ジャッキNo.6の内側でモルタルが剥離。 - 以後、荷重は増加せず、ジャッキNo.6~7とジャッキNo.10~11で破壊。	
※荷重値はジャッキ1本当たりの値を示す					

表-3.8(b) 脚部反力実験結果一覧

ケース番号		6 3 0 3		6 3 0 4	
載荷範囲		No.7~No.10(45.0°)		No.7~No.10(45.0°)	
地盤反力係数 (kgf/cm ³)		アーチ部 1 5	脚 部 3 3 0	アーチ部 1 5	脚 部 4 4 0
耐 (tf/ジャッキ)		3 . 8		3 . 7	
換算地山高さ (m)		1 2 . 8		1 2 . 5	
破 壊 位 置		No. : 1 ⁶ 0 ~ No. : 1 ⁷ 1		No. 6 ~ No. 7	
天端最大変位 (mm)		- 2 9 . 7		- 2 9 . 4	
脚部最大反力 (tf)		1 5 . 6 5		1 5 . 8 0	
脚部最大変位 (mm)		3 . 2		2 . 3	
供試体強度試験	圧縮強度 (kgf/cm ²)	1 4 7 . 5 0		1 7 1 . 5 4	
	引張強度 (kgf/cm ²)	1 3 . 5 5		1 9 . 8 2	
	弾性係数 (kgf/cm ²)	2 . 0 7 × 1 0 ⁵		2 . 0 4 × 1 0 ⁵	
ひび割れ 発生状況		・ 0.7tfでジャッキNo.9の内側とジャッキNo.11~12の外側に縦ひび割れ発生。 ・ 1.0tfでジャッキNo.5~6の外側に縦ひび割れ発生。 ・ 1.2tfでジャッキNo.8の内側に縦ひび割れ発生。 ・ 2.0tfでジャッキNo.8~10の内側に横ひび割れ発生。 ・ 3.0~3.7tfの間にジャッキNo.9の内側ジャッキNo.11~12の外側に数本、ジャッキNo.6の外側、ジャッキNo.8の内側の順に縦ひび割れ発生。 ・ 3.8tfの時、ジャッキNo.6の内側でモルタルが剥離し、ジャッキNo.6~7とジャッキNo.10~11で破壊。		・ 0.7tfでジャッキNo.9の内側に縦ひび割れ発生。 ・ 1.0tfでジャッキNo.6とジャッキNo.11の外側の脚部よりに縦ひび割れ発生。 ・ 1.6tfでジャッキNo.8の内側に縦ひび割れ発生。 以後、ジャッキNo.6と11の外側、ジャッキNo.8の内側に数本のヘアークラックが発生。 ・ 2.5tfでジャッキNo.8~10の内側に横ひび割れ発生。 ・ 3.4tfでジャッキNo.9の内側の脚部側に縦ひび割れ、ジャッキNo.11~13の内側に横ひび割れ発生。 ・ 3.7tfの時、ジャッキNo.6の内側にモルタルが剥離。 以後、荷重が増加せず、ジャッキNo.6~7で破壊。	
※荷重値はジャッキ1本当りの値を示す					

表-3.8(c) 脚部反力実験結果一覧

ケース番号		6 3 0 5		6 3 0 6	
載荷範囲		No.7~No.10(45.0°)		No.5~No.12(90.0°)	
地盤反力係数 (kgf/cm ³)		アーチ部 1 5	脚 部 5 5 0	アーチ部 1 5	脚 部 2 2 0
耐 荷 力 (tf/ジャッキ)		3. 9		5. 3 (6. 2)	
換算地山高さ (m)		1 2. 9		1 7. 6 (2 0. 6)	
破 壊 位 置		No. 6 ~ No. 7		No. 12 ~ No. 13	
天端最大変位 (mm)		- 2 5. 2		- 3 6. 4	
脚部最大反力 (tf)		1 6. 2 4		2 2. 6 3	
脚部最大変位 (mm)		2. 5		1 1. 8	
供試体強度試験	圧縮強度 (kgf/cm ²)	1 6 9. 2 5		1 4 6. 4 2	
	引張強度 (kgf/cm ²)	1 2. 2 6		1 1. 7 4	
	弾性係数 (kgf/cm ²)	1. 7 6 × 1 0 ⁵		1. 8 8 × 1 0 ⁵	
ひび割れ発生状況		・0.5tfでジャッキNo.9の内側に縦ひび割れ発生。 ・0.8tfでジャッキNo.11~12の外側に縦ひび割れ発生。 ・1.2tfでジャッキNo.8の内側に縦ひび割れ発生。 ・1.4tfでジャッキNo.6~7の外側に縦ひび割れ発生。 ・1.5tfでジャッキNo.9~10の内側に横ひび割れ発生。 ・2.6~2.8tfの間にジャッキNo.6とジャッキNo.11の外側に数本の縦ひび割れ発生。 ・3.6tfの時、ジャッキNo.6の内側でモルタルが剥離。 ・3.7tfの時、ジャッキNo.11の内側でモルタルが剥離。 - 以後、ジャッキNo.6の剥離が進行。 ・3.8tfの時、ジャッキNo.6~7で破壊。		・1.0tfでジャッキNo.12~14の外側に横ひび割れ発生。 - 以後、ひび割れは1.3tfでジャッキNo.15の脚部側、2.2tfでジャッキNo.11のCrown側まで伸びた。 ・3.9tfでジャッキNo.12~13の外側に横ひび割れ発生。 ・4.4tfでジャッキNo.4~5の外側に斜めのひび割れ、ジャッキNo.3~4の外側に横ひび割れ発生。 - 以後、しばらくの間荷重が増加せず脚部板バネが塑性状態になった。 - ジャッキNo.7~10の内側に横ひび割れが発生し、荷重が増加し始めた。 ・5.1tfで、再び荷重の増加が止まりジャッキNo.7~10の内側の横ひび割れが進行、ジャッキNo.12の内側に横ひび割れ、ジャッキNo.4~5の外側に数本の縦ひび割れ発生。 ・5.2tfの時、ジャッキNo.4~5とジャッキNo.12~13の内側でモルタルが剥離。 ・5.3tfの時、ジャッキNo.12~13、ジャッキNo.13~14で破壊。	
※荷重値はジャッキ1本当りの値を示す					

※ 耐荷力および換算地山高さ欄中の()内の数字は、圧縮強度比により補正した値である。

表-3.8(d) 脚部反力実験結果一覧

ケース番号		6 3 0 7		6 3 0 8	
載荷範囲		No.6~No.11(67.5°)		No.7~No.10(45.0°)	
地盤反力係数 (kgf/cm ³)		アーチ部 1 5	脚 部 3 3 0	アーチ部 1 5	脚 部 2 2 0
耐 荷 力 (tf/ジャッキ)		5. 1		3. 5	
換算地山高さ (m)		1 6. 9		1 1. 8	
破 壊 位 置		No. 5 ~ No. 6		No. 6 ~ No. 7	
天端最大変位 (mm)		- 2 5. 7		- 3 1. 2	
脚部最大反力 (tf)		2 2. 1 5		1 4. 9 7	
脚部最大変位 (mm)		3. 7		4. 2	
供試体強度試験	圧縮強度 (kgf/cm ²)	1 3 8. 3 5		1 6 5. 7 7	
	引張強度 (kgf/cm ²)	1 1. 6 1		1 1. 5 5	
	弾性係数 (kgf/cm ²)	1. 9 0 × 1 0 ⁵		1. 8 4 × 1 0 ⁵	
ひび割れ 発生状況		・1.0tfでジャッキNo.9の内側に縦ひび割れ発生。 ・1.2tfでジャッキNo.12~13の外側に横ひび割れ発生。 ・1.4tfでジャッキNo.3~4の外側に横ひび割れ発生。 ・1.6tfでジャッキNo.8の内側に縦ひび割れ発生。 ・1.8~2.0tfでジャッキNo.4~6の外側の下半分に数本の縦ひび割れ発生。 ・2.2tfでジャッキNo.8~10の内側に横ひび割れ発生。 ・2.7tfでジャッキNo.13~15の外側に横ひび割れ発生。 ・2.9tfでジャッキNo.5~6の外側に縦ひび割れ発生。 ・3.7tfでジャッキNo.8~10の内側の横ひび割れが左右に伸びた。 ・3.9tfでジャッキNo.8と9の内側に縦ひび割れ、ジャッキNo.5~6の外側に横ひび割れ発生。 - 以後、ジャッキNo.2~4の外側に数本の縦ひび割れ発生。 ・4.4tfの時、ジャッキNo.5~6の内側でモルタルが剥離。 ・5.1tfの時、ジャッキNo.5~6で破壊。		・0.4tfでジャッキNo.9の内側に縦ひび割れ発生。 ・0.6tfでジャッキNo.5~6、ジャッキNo.11~12の外側に縦ひび割れ発生。 ・1.1tfでジャッキNo.12~14の外側に横ひび割れ、ジャッキNo.11の外側に縦ひび割れ発生。 ・1.6tfでジャッキNo.8の内側に縦ひび割れ発生。 ・2.0tfでジャッキNo.8~10の内側に横ひび割れ、ジャッキNo.12~14の外側に横ひび割れ、ジャッキNo.11の外側に2本の縦ひび割れ発生。 ・2.5tfでジャッキNo.8の内側とジャッキNo.6の外側に縦ひび割れ発生。 - 以後、荷重の増加とともにジャッキNo.8と9の内側に数本の縦ひび割れが発生。 ・3.4tfの時、ジャッキNo.6と11の内側でモルタルが剥離。 ・3.5tfの時、ジャッキNo.5~7で破壊。	
※荷重値はジャッキ1本当りの値を示す					

※荷重値はジャッキ1本当りの値を示す

表-3.8(e) 脚部反力実験結果一覧

ケース番号		6309	6310
載荷範囲		No.6~No.11(67.5°)	No.7~No.10(45.0°)
地盤反力係数 (kgf/cm ²)	アーチ部		アーチ部
	15		60
耐(荷シヤッキ)	脚 部		脚 部
	220		∞
耐(荷シヤッキ)		4.8	4.5
換算地山高さ (m)		16.1	15.0
破壊位置		No.5~No.6	No.8
天端最大変位 (mm)		-31.2	-20.5
脚部最大反力 (tf)		21.20	20.12
脚部最大変位 (mm)		5.3	—
供試体試験	圧縮強度 (kgf/cm ²)	204.02	169.25
	引張強度 (kgf/cm ²)	16.17	12.26
	弾性係数 (kgf/cm ²)	2.06×10^5	1.76×10^5
ひび割れ発生状況		・1.0tfでジャッキNo.8の内側に縦ひび割れ発生。 ・1.4tfでジャッキNo.5の外側のCrown側に縦ひび割れ、ジャッキNo.12の底部付近からジャッキNo.14~15の上部の外側にかけて斜めひび割れ発生。 ・1.5tfでジャッキNo.9の内側に横ひび割れ、ジャッキNo.4~5の外側に縦ひび割れ発生。 ・1.7tfでジャッキNo.13~14の外側に横ひび割れ発生。 ・2.2tfでジャッキNo.9の内側の横ひび割れがジャッキNo.8まで伸び、ジャッキNo.5の上部からジャッキNo.6の底部の外側に斜めひび割れ、ジャッキNo.11~12の外側に横ひび割れ発生。 ・3.1tfでジャッキNo.2~5の外側に横ひび割れ、ジャッキNo.8の内側とジャッキNo.5の外側に縦ひび割れが数本発生。 ・4.2tfでジャッキNo.7~8の内側に横ひび割れ発生。 ・4.4tfの時、ジャッキNo.5~6とジャッキNo.11~13の内側でモルタルが剥離。 ・4.8tfの時、ジャッキNo.5~6で破壊。	・0.7tfでジャッキNo.9の内側とジャッキNo.5~6、ジャッキNo.11~12の外側に縦ひび割れ発生。 ・1.5tfでジャッキNo.9の内側とジャッキNo.5~6、ジャッキNo.11~12の外側に新たな縦ひび割れ発生。 ・2.3tfでジャッキNo.8の内側に縦ひび割れ発生。 ・3.1tfでジャッキNo.9~10の内側とジャッキNo.12の外側に縦ひび割れ発生。 ・3.4tfでジャッキNo.8~9の内側とジャッキNo.4~6の外側に横ひび割れ発生。 ・3.7tfでジャッキNo.12の外側の横ひび割れがジャッキNo.15まで伸びた。 ・3.8tfでジャッキNo.6~8の外側に横ひび割れ、ジャッキNo.8の内側に縦ひび割れ発生。 - 以後、ジャッキNo.10~11の外側に数本の縦ひび割れが発生。 ・4.4tfの時、ジャッキNo.6の内側にモルタルの剥離あり。 ・4.5tfの時、ジャッキNo.8付近の脚部側で破壊。
※荷重値はジャッキ1本当りの値を示す			

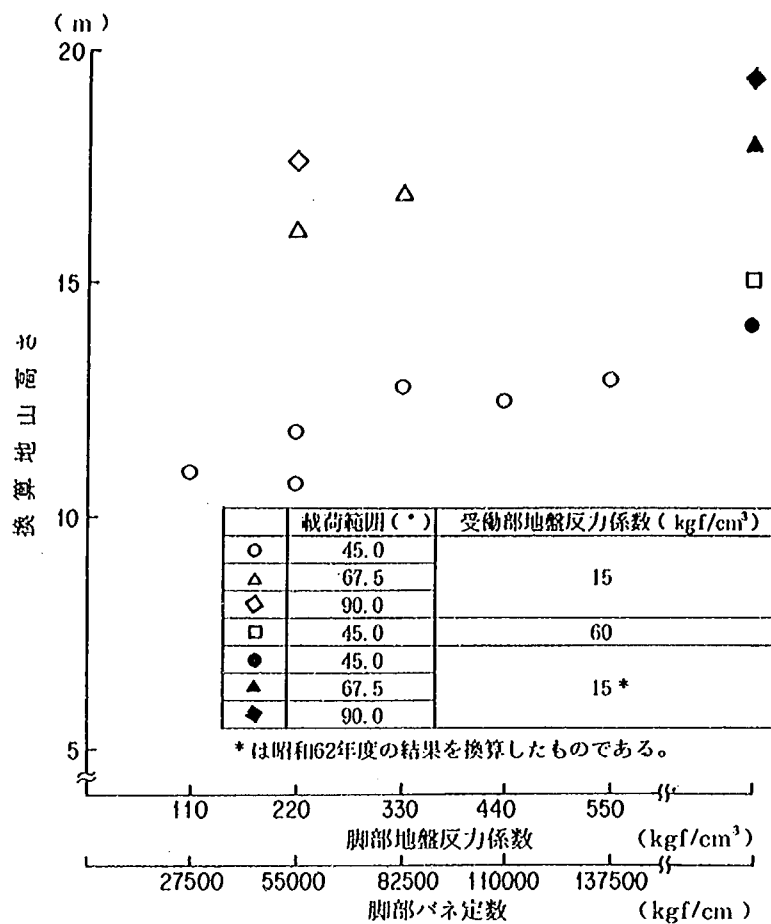


図-3.18 耐荷力・脚部受働反力関係図

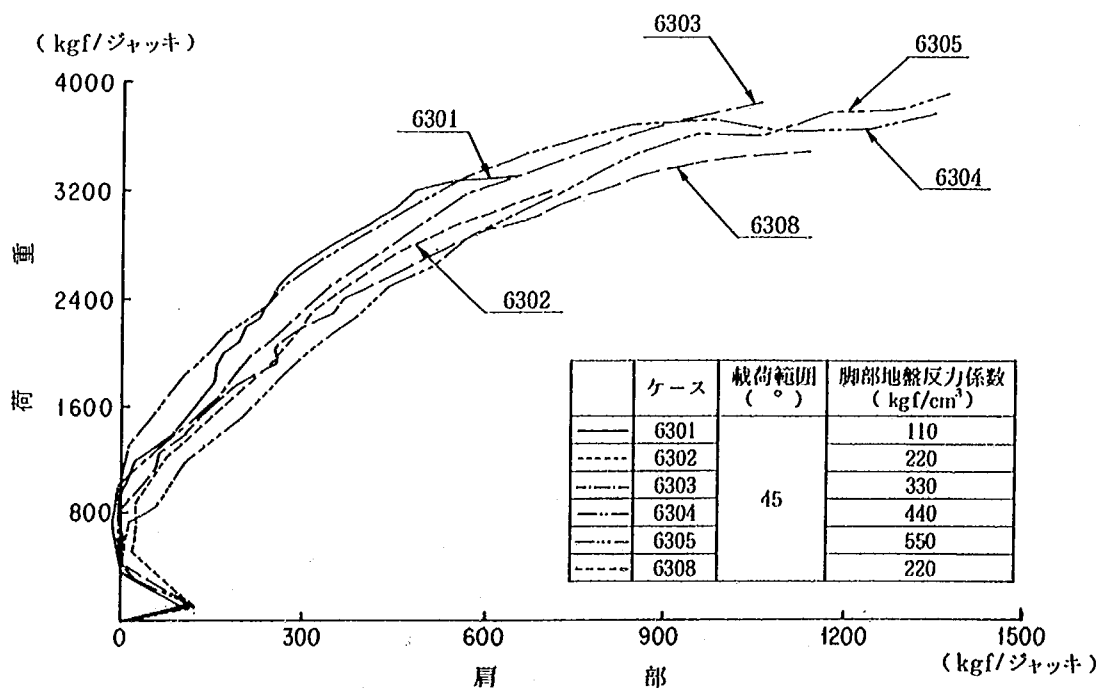


図-3.19 肩部受働荷重-荷重関係図

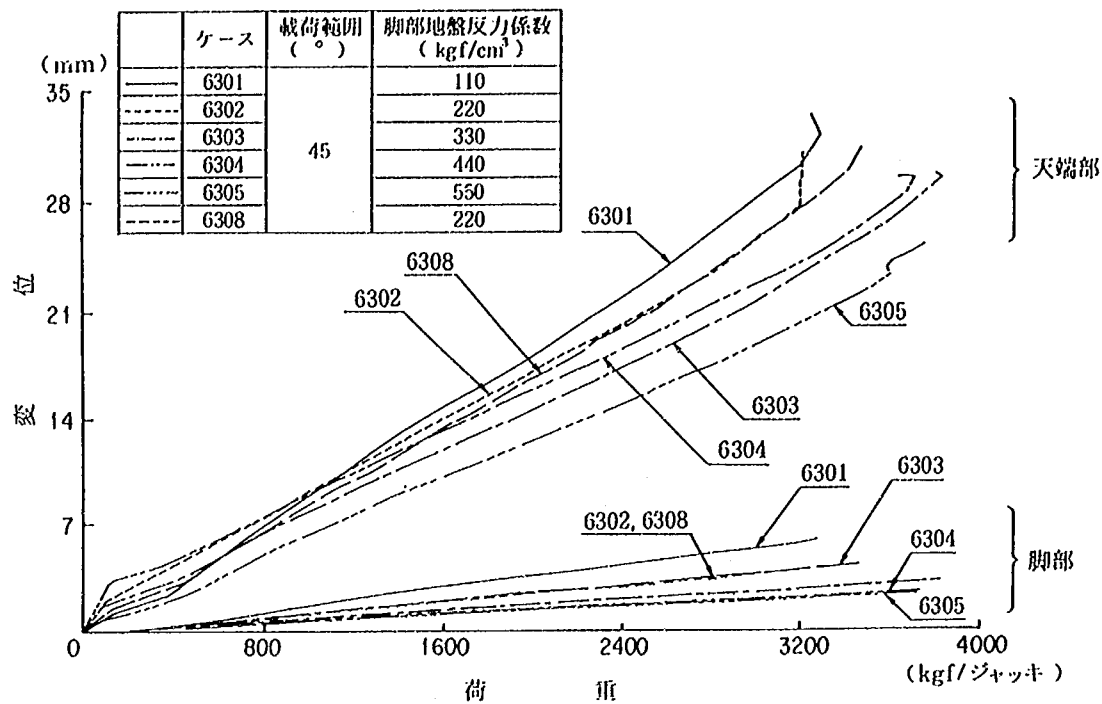


図-3.20 変位-荷重関係図

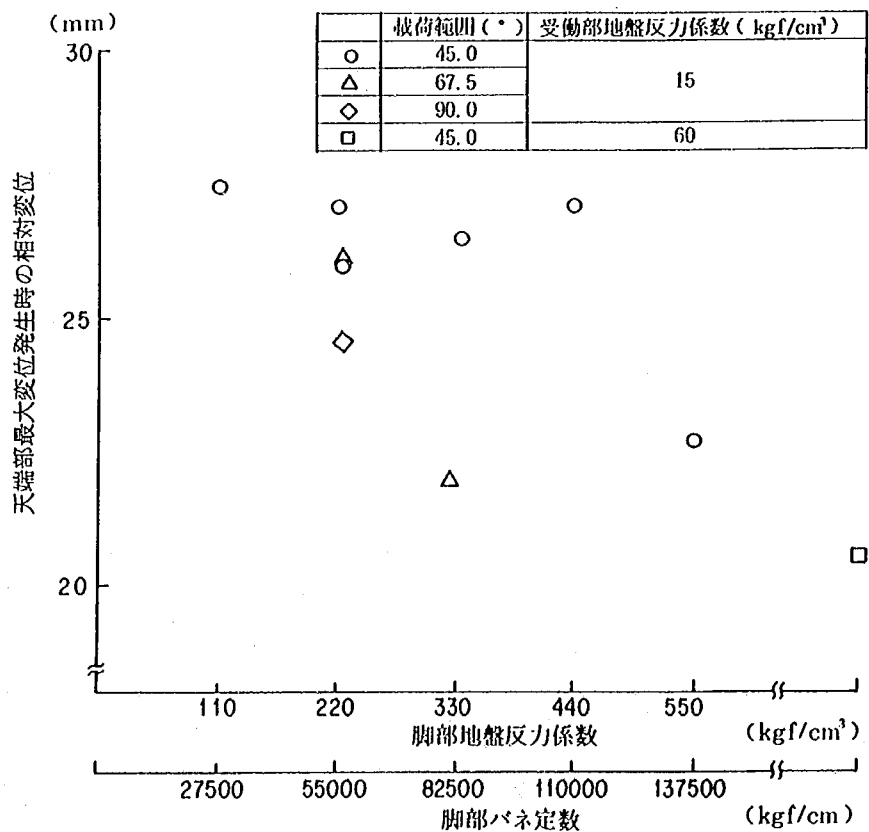


図-3.21 相対変位-脚部地盤反力係数関係図

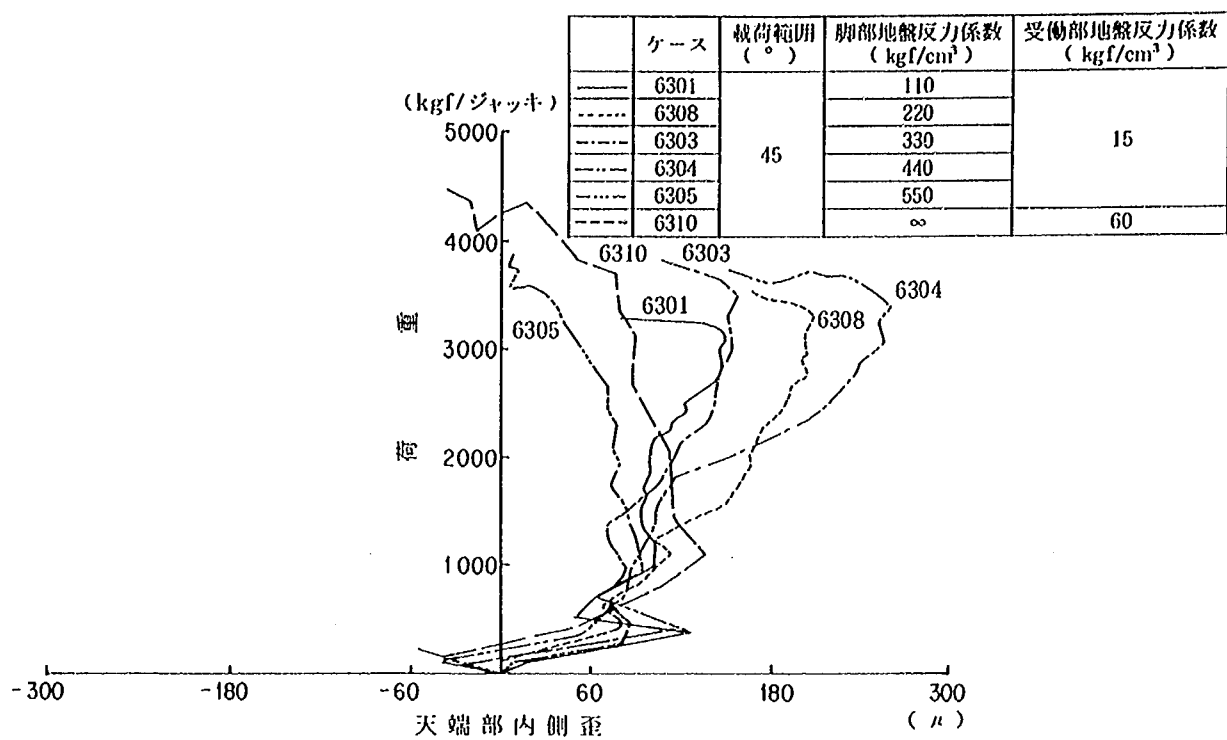


図-3.22 荷重—天端部内側歪関係図

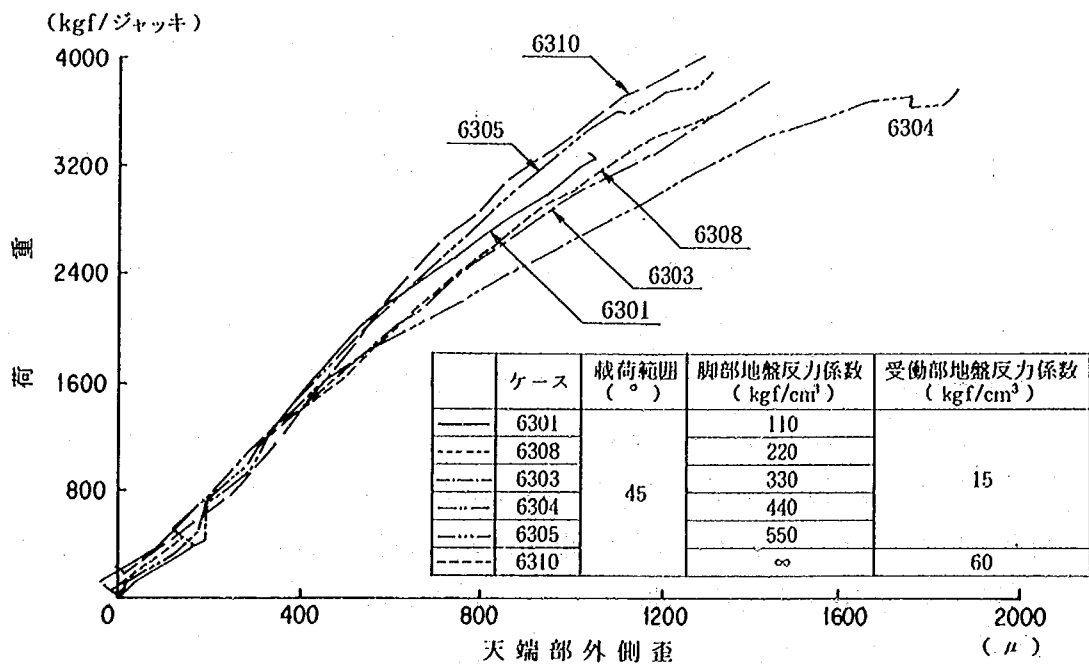


図-3.23 荷重—天端部外側歪関係図

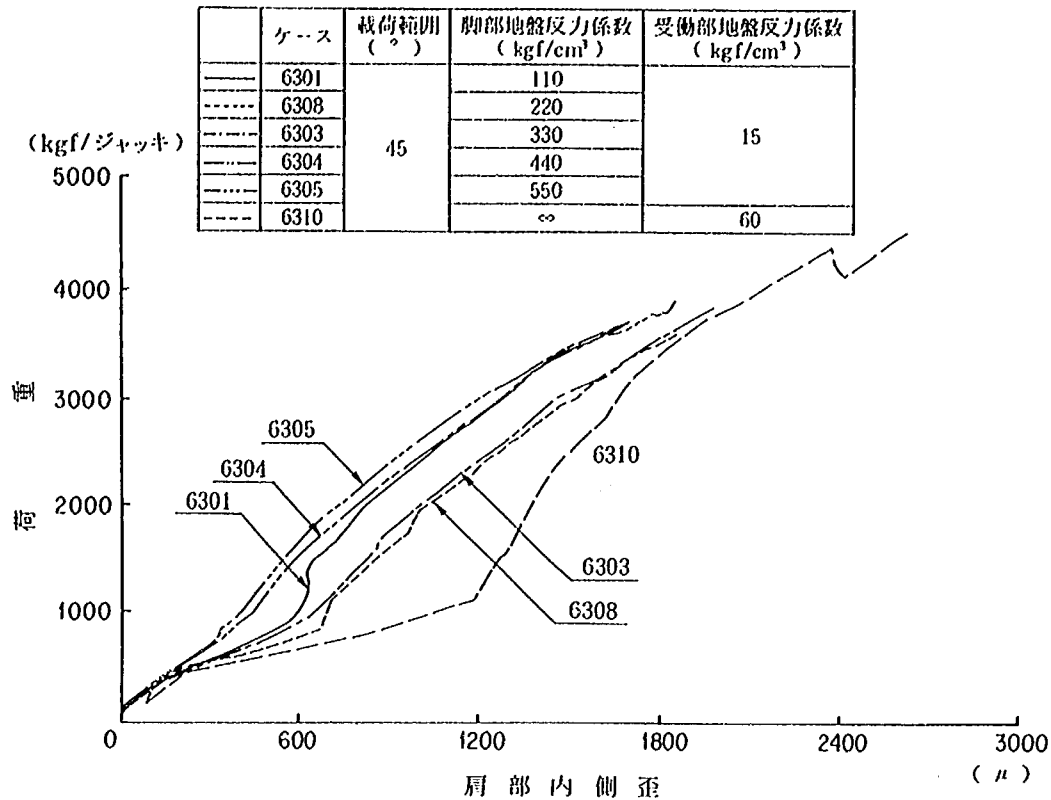


図-3.24 荷重-肩部内側歪関係図

3.3 まとめ

載荷範囲・地盤反力係数および脚部地盤反力係数が、吹付けコンクリートの耐荷力に及ぼす影響を調べるため模型載荷実験を行い、その結果より以下のことが明らかとなった。

- (1) 吹付けコンクリートの破壊は載荷範囲および地盤反力係数に係わらず圧縮によるせん断破壊であった。破壊に至るまでのひび割れの発生は、載荷範囲が狭い場合は天端部および載荷部と受働部の境界付近に、地盤反力係数が小さい場合は載荷部と受働部の境界付近にトンネル軸方向のひび割れが発生する。
- (2) 吹付けコンクリートの耐荷力は、地盤反力係数が大きくなるに伴い定性的に増加する。また、破壊に至るまでの形態（軸方向ひび割れの発生箇所等）がおおよそ等しければ地盤反力係数の増加に伴い、換算値山高さで表示して0.05m/kg/cm²程度で定量的に増加する。これは、地盤反力係数の増加に伴う拘束力の増加と変形を抑えることによる曲げモーメント発生抑制により供試体が2軸応力状態になり、局所的な圧縮強度が大きくなることによると考えられる。
- (3) 吹付けコンクリートの耐荷力は、載荷範囲が広くなるに伴い定性的に増加する。これは、載荷範囲が広がるに伴い拘束力が増加し、曲げモーメントの発生を抑えること、および拘束力の増加により供試体が2軸応力状態になることによると考えられる。
- (4) 吹付けコンクリートの破壊は、脚部の地盤反力係数、載荷範囲に関係なく、圧縮によるせん断破

壊であった。破壊に至るまでのひび割れ発生過程は、載荷範囲が狭い場合は、トンネル軸方向のひび割れが多く発生する傾向が見られる。また、脚部の地盤反力係数が小さくなるほどトンネル軸方向のひび割れが発生しやすくなる。

- (5) 吹付けコンクリートの耐荷力は、脚部の地盤反力係数が大きいほど増大するが、その増加割合は脚部の地盤反力係数が大きくなるほど小さくなり、一定の値に近づく。

第4章 数値解析

4.1 概 説

吹付けコンクリートやロックボルトの支保効果を検討する手法として、模型実験とともに有限要素法による数値解析もよく行われている。解析は、解析の対象の観点で大きく以下の2つの方法に分けられる。

1つは、トンネルを含む地山全体を対象に、初期応力、掘削、支保設置等施工の段階を逐次模擬した計算を行い、トンネル及び地山の变形や応力等を求める方法である。この方法では、実際のトンネル建設の過程を再現して解析を行うものであり、支保の効果は、トンネルの变形量や地山の応力状態を通じて、どちらかといえば概略的に把握される。一方、吹付けコンクリートあるいはロックボルトだけを取り出し、これにモデル化した荷重や境界条件を与えて計算を行う方法がある。この場合には、支保の变形や応力が前者による方法に比べて詳細に得られ、また支保効果もある程度具体的に検討可能である。本章で行う数値解析は、後者の方法を用いている。

吹付けコンクリートの支保効果を解明するためには、実験あるいは数値解析を問わず、数多くのケースを行う方が望ましく、この際にはコストの面で数値解析の方が有利である。ただし、数値解析を行うに当たっては、支保のモデル化に十分な配慮が必要である。そこで本章では、吹付けコンクリートのモデル化の確立を図る目的で前章までの模型実験を対象とした数値計算を行い、各実験と取り扱ったパラメータ（吹付けコンクリート厚、載荷範囲、地盤反力係数、脚部地盤反力係数）毎に両者を比較した結果を述べる。

4.2 吹付けコンクリート厚と耐荷力

4.2.1 解析方法

(1) 計算モデルの設定

解析は、日立HITAC用の有限要素法を用いた構造解析用のプログラム「FRAME」を使用し、すべて弾性解析である。また、解析断面は模型実験の計測断面を二次元骨組構造として扱うこととした。これは、載荷方法や底面摩擦の影響等で生じると思われる吹付けコンクリートの三次元的な变形は、載荷部付近3箇所添付した上下2枚の歪ゲージの挙動より無視できる範囲のものと判断されたためである。

図-4.1に解析断面のモデルを示す。吹付けコンクリートはビーム要素でモデル化し、半円を90分割した。載荷・受働部は、載荷実験では合計16箇所であったが、解析では、吹付けコンクリートの挙動を詳細に捉えられるように、合計91箇所の全節点を載荷・受働部と見なすこととした。載荷は、実験での2本のジャッキを天端部の11節点に等しく分配し、残り全てを受働部とする。そして、受働部に相当する節点には、模型実験と条件が等しくなるように圧縮時のみに抵抗するバネをトンネル半径方向に配置した。

載荷実験では、荷重の増加に伴って吹付けコンクリートの構造系が変化している。そこで、数値解析を行うにあたり、この構造変化を表現するため以下の事を仮定した。

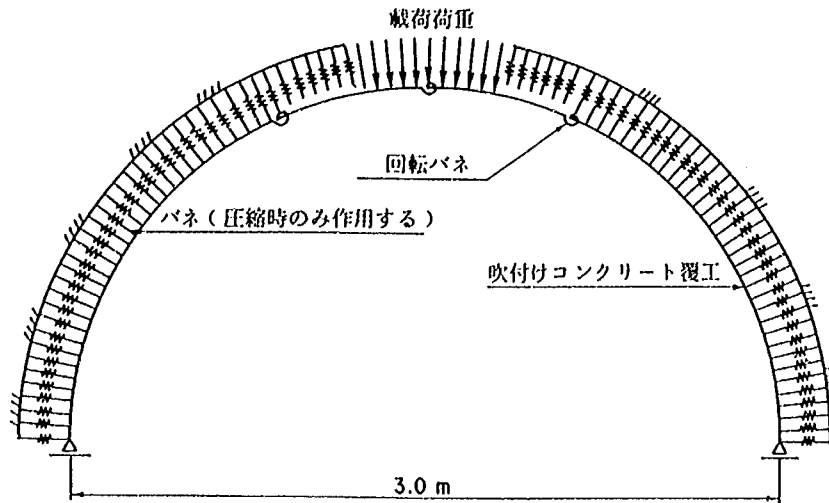


図-4.1 解析モデル図

- イ) ひび割れは、吹付けコンクリートの縁応力が曲げ引張強度を越えた時に発生するとする。
 曲げ引張強度は一般に引張強度の1.5~2.0倍を示すと言われており、ここでは、1.8倍とした。
- ロ) ひび割れ発生位置には引張応力は発生しないとする。このことをモデル化するために回転バネを採用した。回転バネのバネ定数は、ひび割れ位置の最少縁応力を 0 Kg/cm^2 として繰り返し計算から求めた。
- ハ) 吹付けコンクリートの破壊は、縁応力が圧縮応力を越えた時に起こるものとし、この時の荷重を耐荷力とした。

(2) 計算手順

- ① 天端部内側の縁応力が曲げ引張強度を越えるまで、アーチ構造として計算する。
- ② 肩部外側の縁応力が曲げ引張強度を越えるまで、1ヒンジ構造として計算する。回転バネ定数は前述の仮定(ロ)を満足するように、繰り返し計算で求める。
- ③ 3ヒンジ構造として計算する。

4.2.2 入力条件

表-4.1に入力条件を示す。対象となる実験は、第2章で述べた吹付けコンクリート厚実験である。解析ケースNo.は、実験ケースNo.に対応するものである。

4.2.3 解析結果

(1) ひび割れ発生荷重・耐荷力

図-4.2は、吹付けコンクリート厚とひび割れ発生荷重・耐荷力の関係を示している。実験値では地盤反力係数の違いにより、耐荷力(最大荷重)に大きな差があったのに対し、計算値では両者の差は小さい。また、実験結果とは逆に、地盤反力係数の小さい方が耐荷力(最大荷重)が大きいという結果も見られる。

図-4.3は、吹付けコンクリート厚とひび割れ発生荷重比・耐荷力比との関係を示している。縦軸は図-4.2の計算によるひび割れ発生荷重・耐荷力と実験値との比である。

表-4.1 入力条件

解 析 ケ ー ス No			6101	6102	6103	6104	6105	6106
吹付けコンクリート厚 (cm)			8.0	8.0	5.0	5.0	3.0	3.0
弾 性 係 数 (kgf/cm ²)			110,000	130,000	150,000	150,000	140,000	160,000
地盤反力係数 (kgf/cm ²)			16.2	3.6	13.6	3.6	11.3	3.5
圧 縮 強 度 (kgf/cm ²)			169.3	196.5	209.6	205.2	194.0	230.5
引 張 強 度 (kgf/cm ²)			14.3	14.1	18.0	16.8	15.5	17.5
回転バネ定数 kgf ・cm /rad	1ヒンジアーチ	天端部	25,000	15,000	10,000	5,000	3,000	1,800
	3ヒンジアーチ	天端部	20,000	10,000	10,000	4,000	3,200	1,300
		肩 部	40,000	20,000	20,000	8,000	7,100	2,500

まず最初に、天端にひび割れが発生し1ヒンジアーチ構造になる時の荷重比（図の▲と△の印）は、0.77～1.23と計算値とほぼ一致している。次に、肩部にもひび割れが発生し3ヒンジアーチ構造となる時の荷重比（図の■と□の印）は、ケースによるバラツキはほとんど見られず0.7前後の一定値を示している。

実験値と計算値との差は、載荷方法（実験では2点の集中載荷、計算では11点の分布荷重）や受働荷重のとり方（実験では14点の集中、計算では全体に分布）の違い、仮定した曲げ引張強度の大きさ、ひび割れ発生後に仮定したヒンジの応力状態の影響であると考えられる。しかし、その差は小さくバラツキの範囲内であると考えられ、荷重に関するこの段階までの実験の挙動は十分計算で再現されていると思われる。耐荷力は、地盤反力係数の大きなケース（図の●印）と小さいケース（図の○印）では、その比が大きく異なっている。すなわち、大きなケースの値は0.88から1.27であり、計算値と実験値はほぼ一致するのに対して、小さいケースでは1.67から2.30の値であり、計算値が実験値に較べて大きな値を示しているのがわかる。実験でのひび割れの発生状況を見ると、地盤反力係数の小さいケースの場合は、ひび割れは最初に発生した1本に集中し、ひび割れ深さは深い、という傾向であった。一方、地盤反力係数の大きい奇数ケースでは、最初に発生したひび割れの周辺に数本のひび割れが発生し、1本当たりのひび割れ深さは比較的浅い傾向であった。このことから、実際のひび割れ部の応力状態は図-4.4に示すように、ひび割れ深さ分だけ有効断面積が減少していると推測される。これに対し、計算で仮定したヒンジは全断面を有効としている。このため、実際のひび割れ深さが深かった地盤反力係数の小さいケースでは、計算値が実験値よりも大きくなったと考えられる。

以上の結果から、曲げ引張応力によって発生するひび割れの深さが、吹付けコンクリート厚に対して浅い場合には、回転バネと破壊の判定方法を用いることにより、計算で荷重の挙動を再現できると思われる。但し、計算で再現できる場合のひび割れ深さの条件、深さが深い場合のモデルについては不明である。

(2) 変位置

最大変位置を示す位置の変位置と荷重の関係を、ケース6102と6105を例に図-4.5に示す。実験値は2箇所の載荷点のうち大きい方の値を、計算値は天端部中心の値である。実線は実験値、一点鎖線と二点鎖

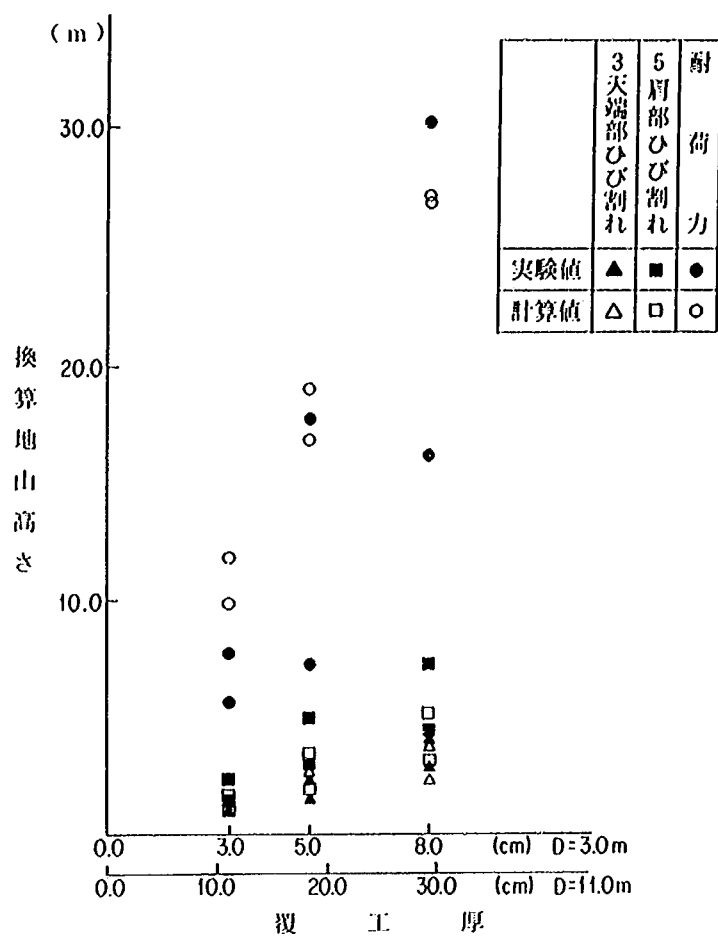


図-4.2 吹付けコンクリート厚さ荷重

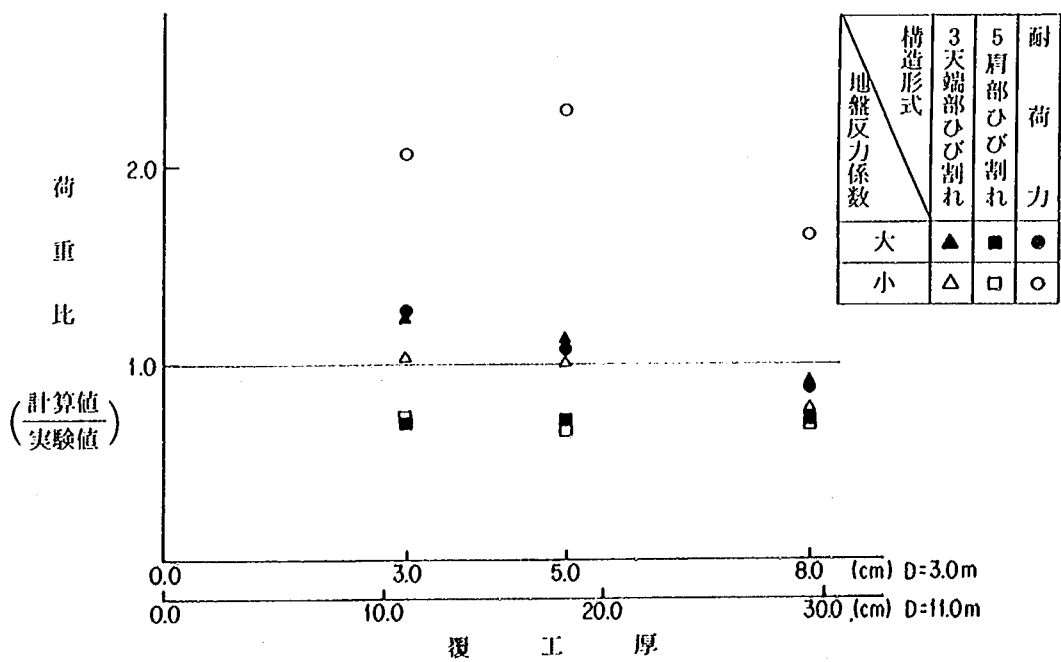


図-4.3 吹付けコンクリート厚さ荷重比

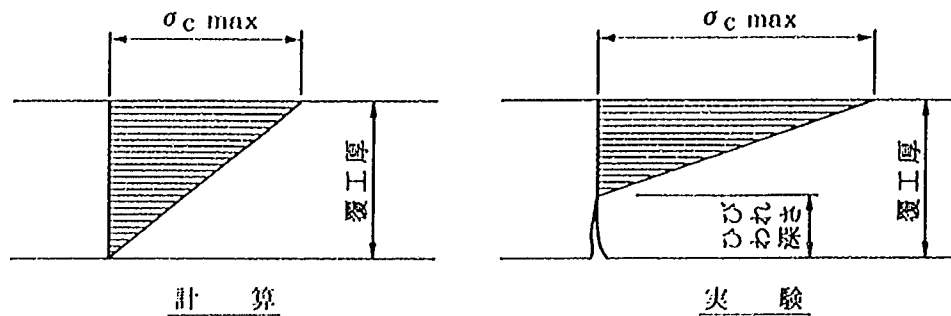


図-4.4 ひび割れ

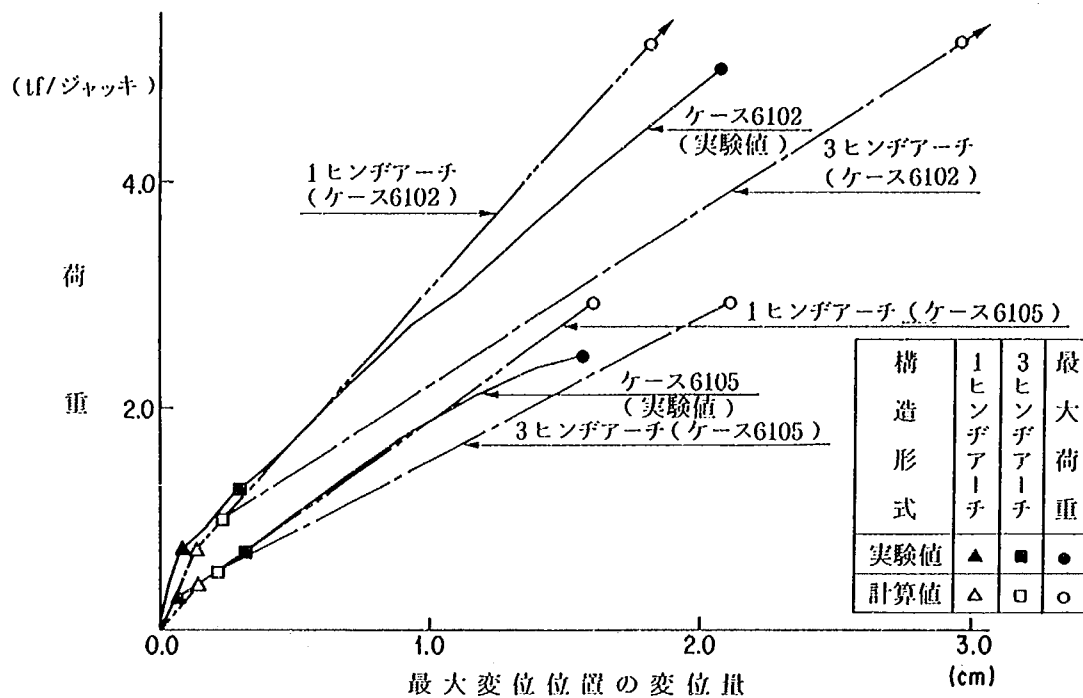


図-4.5 最大変位位置の変位量と荷重の関係

線は計算値である。一点鎖線は、吹付けコンクリートが、アーチ構造、1ヒンジアーチ構造、3ヒンジ構造へと変化する場合の値であり、二点鎖線は、3ヒンジアーチ構造への変化を考えず、1ヒンジアーチ構造の変位を耐力（3ヒンジアーチ構造で計算した値）まで延長した場合の値である。

アーチ構造と1ヒンジアーチ構造の範囲においては、計算値は実験値とほぼ等しい値を示している。これに対して3ヒンジアーチ構造の範囲においては、実験値は一点鎖線よりも比較的二点鎖線に沿った変位量を示している。なお、他のケースでも同じ傾向を示していた。

(3) 受働荷重

図-4.6(a), (b), (c)は受働荷重分布を実験値と計算値で比較したものである。実験値は対称な位置の2つの受働荷重（プレロード載荷値は除く）の平均値であり、計算値は実験において各ジャッキが受け持つ

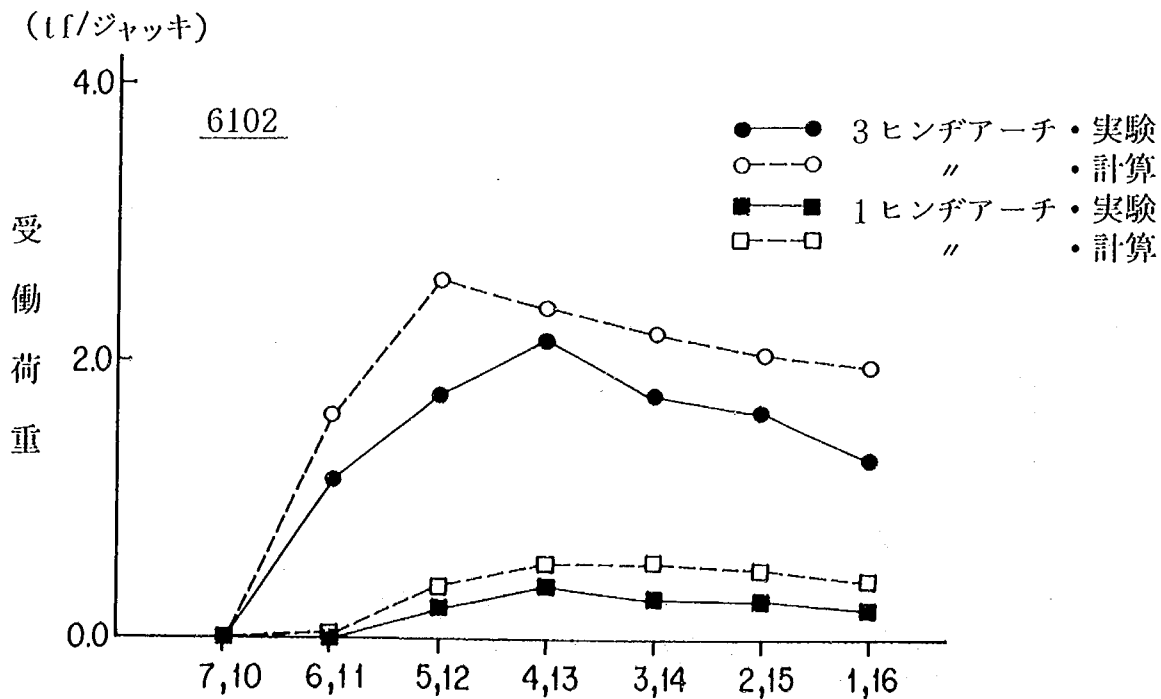
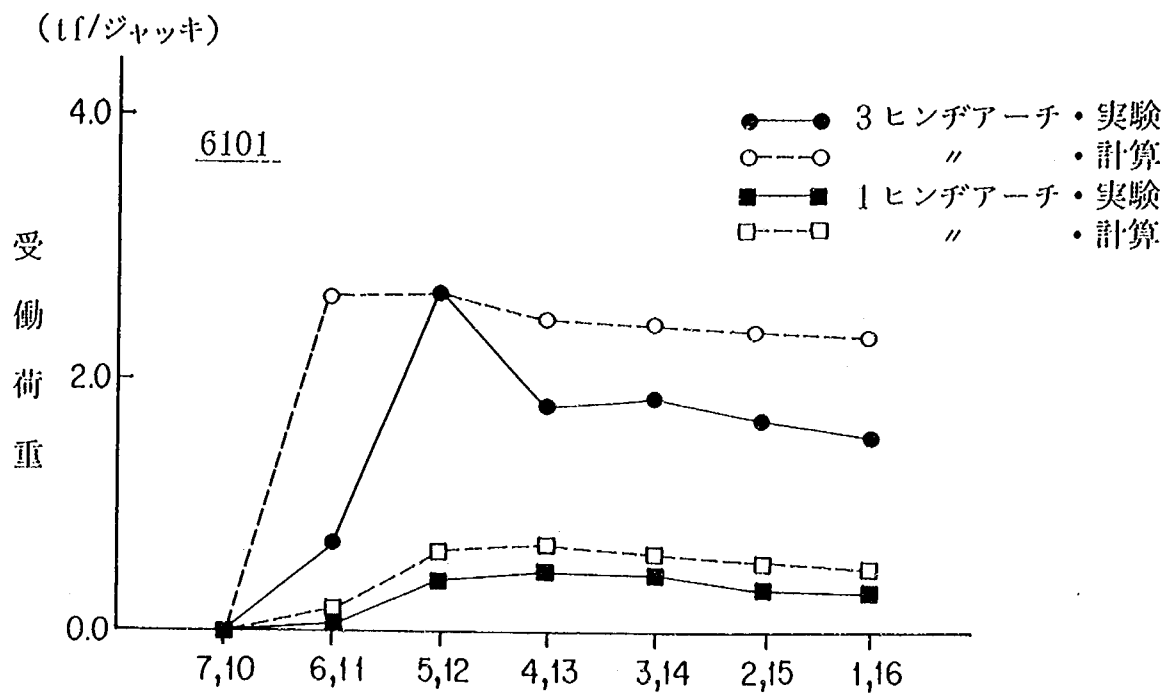


図-4.6 (a) 受働荷重分布の実験値と計算値の比較(1)

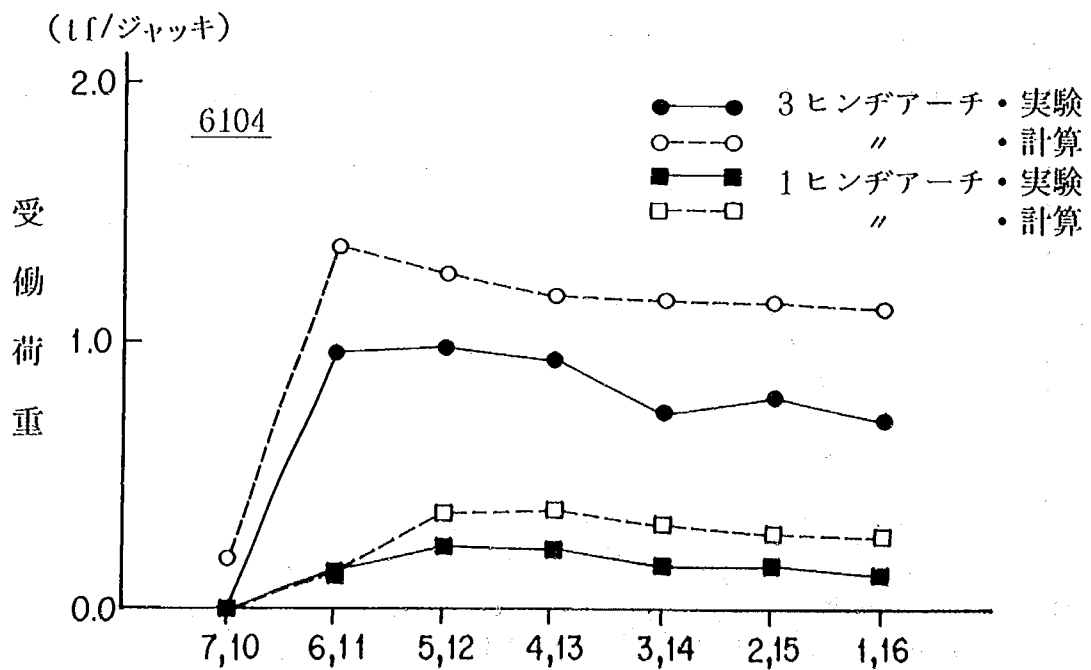
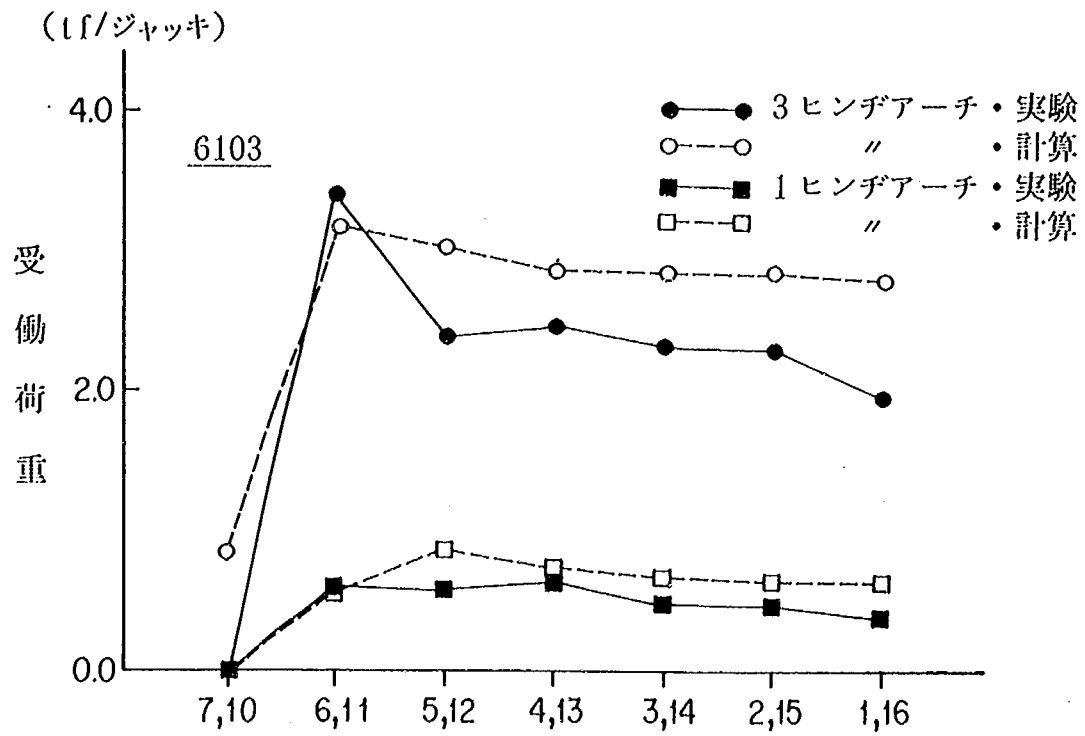


図-4.6 (b) 受働荷重分布の実験値と計算値の比較(2)

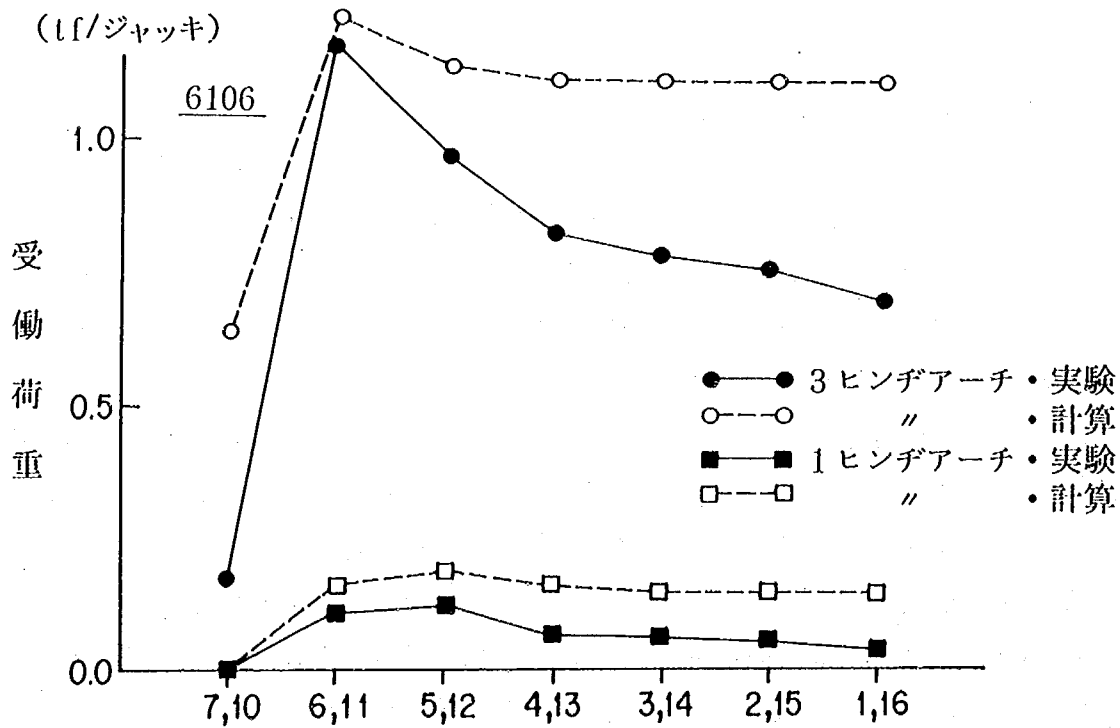
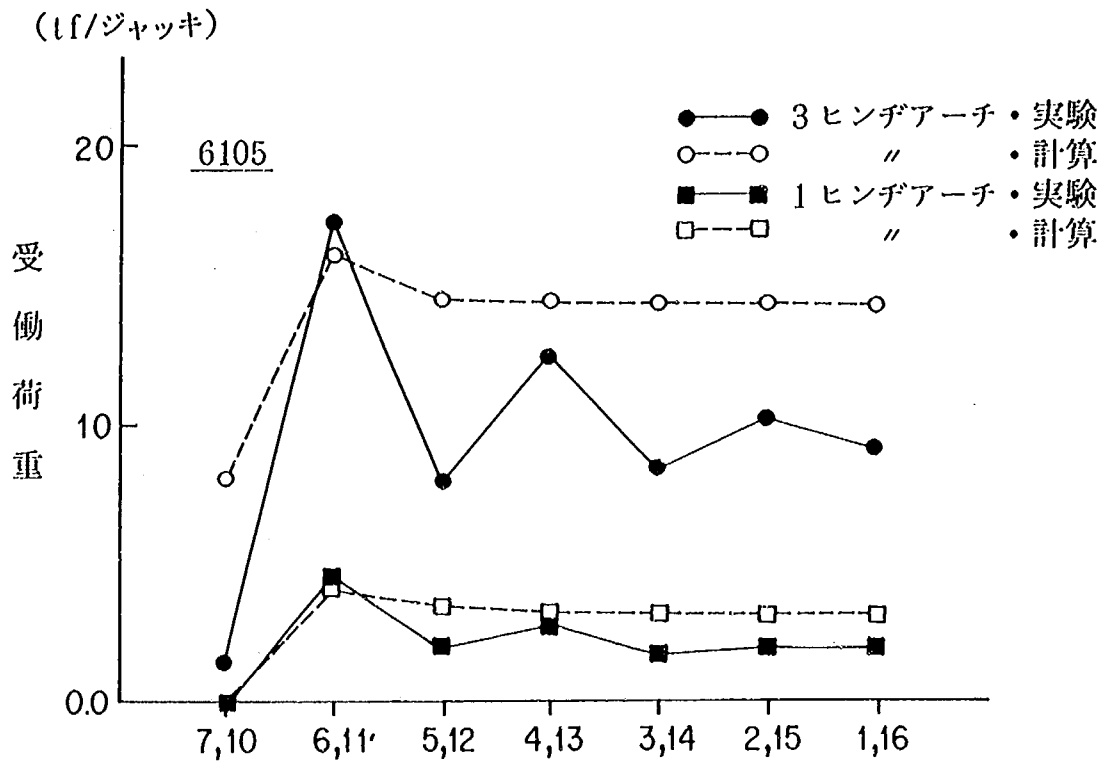


図-4.6 (c) 受働荷重分布の実験値と計算値の比較(3)

範囲の節点に生じる受働荷重の和である。

全ケースとも、全体として計算値の方が実験値よりもやや大きな値を示している。受働荷重分布を比較すると、1 ヒンヂアーチ構造の時点では、両者は同じ分布をしていると考えられる。これに対して、3 ヒンヂアーチ構造の時点では、最大荷重発生点から脚部にかけての分布が異なっている。実験では徐々に減少する傾向があるのに対して、計算値ではほぼ一定である。この理由としては、次の事が考えられる。

- ① 3 ヒンヂアーチ構造の時の剛性は、計算値に比べ実験の方が大きい値を示している。
- ② 実験では、脚部反力により反力棒の変形が起こり、吹付けコンクリート自体が沈下したのと同様な状態であった。
- ③ 実験では、吹付けコンクリートと載荷板との間、吹付けコンクリートと製作架台との間の摩擦力がある。

また、地盤反力係数の大きいケースの3 ヒンヂアーチ構造において、計算値の受働荷重の分布はほぼ平滑であるのに対して、実験値の受働荷重には、極大値または波状の分布がみられる。これは、実験では受働部を線として設けているため、その線と線の間座屈が生じているのではないかと考えられる。すなわち、軸力が増加するにつれて吹付けコンクリートは地山側へ変形しようとする。しかし、この変形を拘束しようとして線で支えるために吹付けコンクリートは線と線との間で座屈してしまうのである。この座屈は、拘束力が大きく、しかも吹付けコンクリートの剛性の小さい場合、すなわち、地盤反力係数が大きく、吹付けコンクリート厚の薄い場合に発生しやすい。従って、この典型的な例であるケース6105では受働反力の分布が波状になっている。

4.3 載荷範囲・受働反力係数と耐荷力

4.3.1 解析方法

解析には、日立HITAC用の有限要素法による構造解析プログラム「ISAS II」を使用した。このプログラムは4.2で用いたもの(FRAME)とは異なっているが、これは「ISAS II」の方が対象構造に対しては取扱い易かった為である。なお、使用に先だって、同一条件において計算した結果を比較し、その結果に違いのないことを確認している。

吹付けコンクリートは円周辺方向に64分割したバー要素の骨組み構造で、要素間の結合は剛結状態とし、受働部は、圧縮方向のみに作用するバネを半径方向に配置し、両脚部の支持力条件は沈下を許さないローラー支承とすることによりモデル化した。図-4.7 に解析モデルを示す。

実験では、載荷・受働部は16点であったが、解析ではバー要素の節点65点を載荷・受働部とした。これは、実験では載荷・受働部には載荷板が挿入してあり、荷重がポイントロードとして作用しないこと、バー要素数が16本と64本では解析結果に大差がないことおよび、要素数が多いほど実際の地盤条件に近いものと考えたためである。また、数値解析は以下の仮定で行った。

- ① 実験では、破壊は全て圧縮によるせん断破壊であった。したがって、破壊は、コンクリートの縁応力が圧縮強度を超えた時点で起こる。

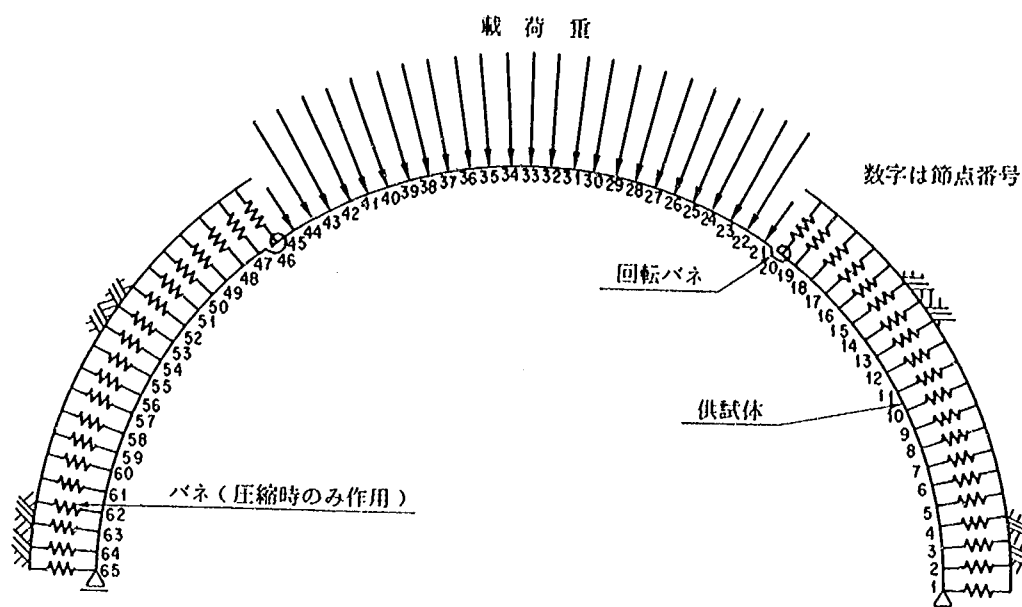


図-4.7 解析モデル図

② 吹付けコンクリートは、無筋であるから、モーメントの発生による引張応力が引張り強度を超えた時点でひび割れを生じ剛性が低下すると考えられ、この地点でのひび割れ発生後の力学条件としては、

- i) 引張応力が引張強度以下である
- ii) ある程度のモーメントを伝達可能とする

の2つの条件が考えられる。そこで、この2条件を満足する縁応力がゼロの回転バネ（図-4.8）をひび割れ発生地点に挿入する。ここで、バネ定数は繰り返し計算で求める。

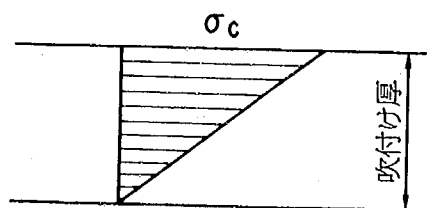


図-4.8 応力状態

③ 脚部反力を主軸力方向の力と考えこの値により静弾性係数を変化させる。

- i) 脚部反力が圧縮強度の $1/3$ に達したら静弾性係数を $2/3$ 倍して用いる
- ii) 脚部反力が圧縮強度の $2/3$ に達したら静弾性係数を $1/3$ 倍して用いる

以上の仮定をもとに、各実験ケースを対象として数値解析を行った。数値解析手順を図-4.9に示す。

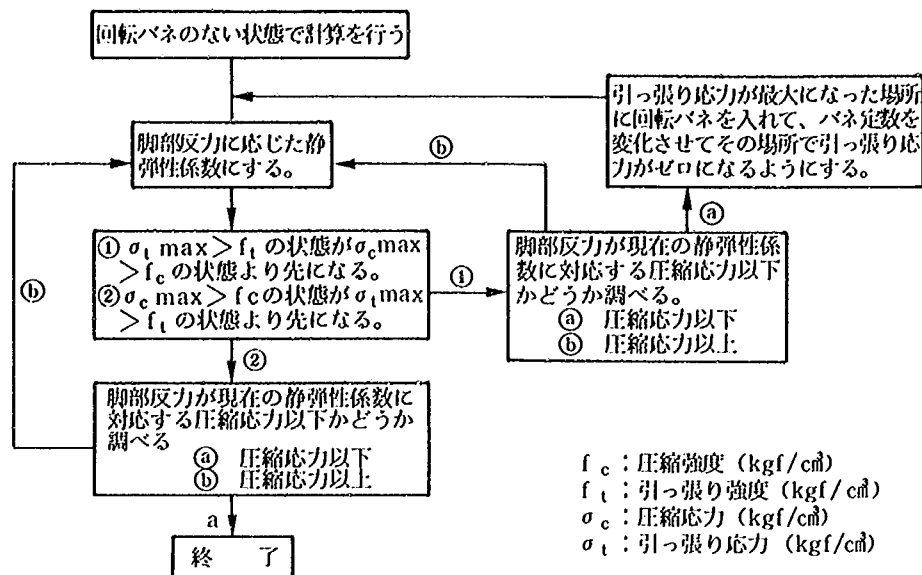


図-4.9 解析手順

4.3.2 入力条件

数値解析に用いた供試体の物性値は、円柱供試体 ($\phi 50 \times 100 \text{mm}$) を用いた強度試験により得られた値より定めた。圧縮強度および静弾性係数は、各ケースで行った圧縮試験から得られた値の平均値を取り、 220Kgf/cm^2 および $170,000 \text{Kgf/cm}^2$ とした。曲げ引張強度については、引張強度の $1.5 \sim 2.0$ 倍といわれていることから、 30Kgf/cm^2 とした。その他の条件については、表-4.2に示す通りである。表-4.2の解析ケースの添字は、回転バネの個数を示す。また、载荷範囲、受働荷重発生範囲、回転バネの位置は、図-4.7に示した節点番号を用いて表している。

4.3.3 解析結果

表-4.3に各ケースのひび割れ発生荷重および耐荷力について、解析結果と実験結果との比較を示す。各ケースの添字 (数字) は、回転バネ (ひび割れ) の数を表し、添字 (英字) は、ヤング率 ($A: 170,000 \text{Kgf/cm}^2$, $B: 2/3 A = 113,000 \text{Kgf/cm}^2$, $C: 1/3 A = 56,700 \text{Kgf/cm}^2$) を示している。また、各ケースの最後の欄のひび割れ発生荷重は、耐荷力を表している。

ひび割れの発生状況は、解析結果より、载荷範囲および地盤反力係数により、次の3つに分けられる。

① 破壊に至るまでに回転バネが3箇所に入る構造 (3ヒンジアーチ構造)

最初に天端部に、次に载荷部と受働部の境界付近に回転バネが入り、破壊は载荷部と受働部の境界付近で発生する。この形態は载荷範囲が狭くかつ地盤反力係数が小さい場合、つまり地盤による拘束が低く供試体が比較的自由に変形できる場合を示す。

② 破壊に至るまでに回転バネが2箇所にはいる構造 (2ヒンジアーチ構造)

载荷部と受働部の境界付近に回転バネが入り、破壊は载荷部と受働部の境界付近で発生する。この

表-4.2 入力条件

解析ケース		対象実験 ケース	ヤング率 (kgf/cm ²)	地盤反力係数 (kgf/cm ³)	載荷範囲	受働荷重発生範囲	回転バネ定数(kgf/cm/rad) () 内は挿入位置
A	-0 A	0 1 0 1	170,000	4.0	25~41	1~22, 44~65	—
	-1 A					1~23, 43~65	189,000(33)
	-3 A		113,000			1~24, 42~65	156,000(33), 311,000(23, 43)
	-3 B						154,000(33), 311,000(23, 43)
B	-0 A	0 1 0 2	170,000	90.0	25~41	1~22, 44~65	—
	-1 A					1~23, 43~65	1,720,000(33)
	-3 A		113,000			1~24, 42~65	1,720,000(33), 3,010,000(24, 42)
	-3 B						1,380,000(33), 2,200,000(24, 42)
C	-0 A	0 1 0 3	170,000	板バネなし (70.0)	25~41	1~23, 43~65	—
	-1 A					1~23, 43~65	1,510,000(33)
	-3 A		113,000			1~24, 44~65	1,520,000(33), 2,790,000(24, 42)
	-3 B						1,240,000(33), 2,090,000(24, 42)
D	-0 A	0 1 0 4	170,000	90.0	21~45	1~20, 46~65	—
	-0 B		113,000			—	
E	-0 A	0 1 0 5	170,000	4.0	17~49	1~16, 50~65	—
	-2 A						1,640,000(16, 50)
	-3 A		113,000				1,730,000(16, 50), 1,040,000(33)
	-3 B						2,380,000(16, 50), 1,890,000(33)
F	-0 A	0 1 0 6	170,000	4.0	13~53	1~12, 54~65	—
	-0 B		113,000			—	
G	-0 A	0 1 0 7	170,000	90.0	17~49	1~16, 50~65	—
	-0 B		113,000			—	
H	-0 A	0 1 0 8	170,000	44.0	13~53	1~12, 54~65	—
	-0 B		113,000				—
	-0 C		56,700				—
I	-0 A	0 1 0 9	170,000	15.0	9~57	1~8, 58~65	—
	-0 B		113,000				—
	-0 C		56,700				—
J	-0 A	0 1 1 0	170,000	板バネなし	1~65	受働部なし	—
	-0 B		113,000				
	-0 C		56,700				

表-4.3 ひび割れ発生荷重および耐荷力一覧

解析ケース		解 析 結 果		実 験 結 果			
		ひび割れ発生荷重 (tf/jack)	ひび割れ発生位置 (°)	ひび割れ発生荷重 (tf/jack)	ひび割れ発生位置 (°)	最大歪発生箇所 (°)	
						内 側	外 側
A	-0 A	0.47	90.0	0.6	97.5	—	—
	-1 A	0.56	61.9, 118.1	0.7	57.2, 122.4	—	—
	-3 A	5.78	64.7, 115.3	—	—	—	—
	-3 B	5.75	64.7, 115.3	4.0	111.5, 95.6	61.9, 129.4	106.9
B	-0 A	2.63	90.0	1.1	82.8	—	—
	-1 A	2.71	64.7, 115.3	1.7, 2.0	59.5, 120.8	—	—
	-3 A	6.05	64.7, 115.3	—	—	—	—
	-3 B	6.04	64.7, 115.3	7.7	61.9	73.2, 118.1	84.4
C	-0 A	2.35	90.0	0.8	95.2	—	—
	-1 A	2.54	64.7, 115.3	1.1, 1.4	63.0, 121.2	—	—
	-3 A	6.04	64.7, 115.3	—	—	—	—
	-3 B	6.04	64.7, 115.3	6.6	67.5	73.2, 118.1	95.6
D	-0 A	5.88	53.4, 126.6	3.7	53.7	—	—
	-0 B	5.97	53.4, 126.6	8.1	123.9	61.9, 118.1	84.4
E	-0 A	2.25	42.2, 137.8	2.2, 2.5	144.1, 42.9	—	—
	-2 A	2.52	90.0	—	—	—	—
	-3 A	5.54	42.2, 137.8	—	—	—	—
	-3 B	5.55	42.2, 137.8	6.6	144.5	50.6, 151.9	84.4
F	-0 A	5.04	33.8, 146.3	4.9	154.6	—	—
	-0 B	5.53	33.8, 146.3	6.8	157.5	28.1, 163.1	95.6
G	-0 A	7.01	45.0, 135.0	—	—	—	—
	-0 B	7.14	45.0, 135.0	10.2	78.9	50.6, 140.6	106.9
H	-0 A	7.46	33.8, 146.3	—	—	—	—
	-0 B	7.70	33.8, 146.3	—	—	—	—
	-0 C	7.99	33.8, 146.3	9.4	77.0	39.4, 151.9	106.9
I	-0 A	7.22	22.5, 157.5	—	—	—	—
	-0 B	7.60	22.5, 157.5	—	—	—	—
	-0 C	8.01	22.5, 157.5	12.2	78.9	84.4, 163.1	118.1
J	-0 A	10.72	90.0	—	—	—	—
	-0 B	10.69	90.0	—	—	—	—
	-0 C	10.65	90.0	9.1	165.8	84.4, 16.9	50.6, 163.1

形態は載荷範囲がある程度広くかつ地盤反力係数が小さい場合、つまり天端部はある程度拘束されているが、肩部付近では供試体が比較的自由に変形できる場合を示す。

③ 破壊に至るまでに回転バネが入らない構造（アーチ構造）

破壊は載荷部と受働部の境界付近で発生する。この形態は、載荷範囲がある程度広くかつ地盤反力係数が大きい場合、または載荷範囲が広い場合、つまり供試体に作用する拘束圧が大きく、供試体の変形を抑える場合を示す。

(1) ひび割れ発生位置および発生荷重

表-4.3より、ひび割れ発生位置および発生荷重について、解析結果と実験結果を比較すると以下の通りになる。

① 載荷範囲が狭く、地盤反力係数が小さい状態

ひび割れ発生荷重および発生位置は、ほぼ一致している。

② 載荷範囲が広く、地盤反力係数が小さい状態

高い応力レベルでは、あまり一致しなくなる。

③ 載荷範囲が狭く、地盤反力係数が大きい状態

ひび割れ発生位置はよく一致する、しかし発生荷重は、解析結果の方が、1.3～2 倍程度と大きくなっている。

④ 載荷範囲が広く、地盤反力係数が大きい状態

解析および実験結果よりひび割れを発生しない。

解析結果が実験結果と差があるのは、実験では、荷重が増加するのに伴い載荷・受働部による拘束が強まり供試体に作用する応力レベルが高くなり、拘束状態が2軸圧縮応力状態になるため、円柱供試体を用いた強度試験（1軸圧縮応力状態）より得た力学特性と徐々に異なるようになるためと考えられる。

(2) 破壊位置

表4.3より破壊位置について解析結果と実験結果を比較すると以下の通りになる。

① 載荷範囲が狭く、地盤反力係数が小さい状態

破壊位置は、載荷部と受働部の境界付近ではほぼ一致している。

② 載荷範囲が広く、地盤反力係数が小さい状態

破壊位置は、載荷部と受働部の境界付近ではほぼ一致している。

③ 載荷範囲が狭く、地盤反力係数が大きい状態

破壊位置は、載荷部と受働部の境界付近ではほぼ一致している。

④ 載荷範囲が広く、地盤反力係数が大きい状態

破壊位置は、解析では、載荷部と受働部の境界付近、実験では天端部付近（約80°）となっている。

ここで、供試体に発生する応力分布を判断する歪量測定結果より、負の最大歪発生位置（圧縮側）は、供試体内側では載荷部と受働部の境界付近、供試体外側では天端部付近となっている。この結果から、供

天端付近で破壊する④については、供試体に作用する拘束圧が他の場合と比較して大きいため、曲げセメントの発生が抑えられ、天端部付近と載荷部と受働部の境界付近で発生する曲げモーメント量に大差がなかったため実験では天端部付近で破壊したものと考えられる。

図-4.10に解析による耐荷力と実験による耐荷力との比較を換算地山高さと載荷範囲の関係で示す。解析では、脚部反力を主軸方向の力と仮定しこの値により静弾性係数を変化させ供試体の剛性の低下を考慮した。図より実験結果は解析結果の約0.7～1.5倍になっている。

Figure 1 is a scatter plot showing the relationship between the range of load (載荷範圍, °) on the x-axis and the height of the ground reaction (換算地山高 (E)) on the y-axis. The x-axis ranges from 22.5 to 180.0 degrees, and the y-axis ranges from 0 to 45. Data points are categorized by ground reaction coefficient (地盤反力係数) and whether they are experimental (実験) or analytical (解析). The legend indicates coefficients of 4, 15, 44, 70, and 90 kgf/cm², plus a case with no plate (板バネなし).

載荷範圍 (°)	換算地山高 (E)	地盤反力係数 (kgf/cm²)	タイプ
22.5	22.5	15	実験
22.5	19.5	44	実験
22.5	22.0	44	実験
45.0	13.5	4	実験
45.0	18.5	15	実験
45.0	19.5	44	実験
45.0	20.0	70	実験
45.0	20.0	90	実験
45.0	25.5	44	実験
67.5	18.0	15	実験
67.5	19.0	44	実験
67.5	19.5	70	実験
67.5	20.0	90	実験
67.5	27.0	44	実験
67.5	27.0	70	実験
90.0	18.0	4	実験
90.0	20.5	44	実験
90.0	23.5	70	実験
90.0	23.5	90	実験
90.0	24.5	44	実験
90.0	33.5	44	実験
112.5	23.0	15	実験
112.5	26.5	44	実験
112.5	27.5	70	実験
112.5	29.0	44	実験
135.0	27.0	15	実験
135.0	34.5	44	実験
180.0	31.5	44	実験
180.0	35.0	44	実験

- ① 載荷範囲が狭い場合、解析結果が実験結果より大きくなっているのは、この解析では、ひび割れによる有効断面積の減少を考慮していないが、実験ではひび割れ発生点の有効断面積減少が弱点となり耐荷力が小さくなった。
- ② 解析では、圧縮強度を一定として行ったが、実験では円周方向の力（脚部反力）と中心方向の力（載荷および受働荷重）により2軸圧縮応力状態となるため、圧縮強度は計算値より大きくなったと考えられる。

(4) 圧縮強度の補正

解析は圧縮強度一定という条件で行ったが、実験では応力状態が2軸圧縮応力状態になっていると考えられるため、圧縮強度の補正が必要と考えられる。また、実験結果より地盤反力係数および載荷範囲の増加に伴い耐荷力が、増加している。そこで、以下の仮定の基で解析値と実験値の比較を行った。

- ① 地盤反力係数が増加すると圧縮強度が次の式の係数で増加する。

$$\text{補正係数 A} = 1.0 + \text{地盤反力係数 (kgf/cm}^2\text{)} \times 0.002 (\text{cm}^2 \times \text{kgf})$$

- ② 載荷範囲が増加すると圧縮強度が次の式で増加する。

$$\text{補正係数 B} = 1.0 + \text{載荷範囲} \times 0.0015$$

上記の仮定のもとに得た各条件毎の補正係数を表-4.4に示す。

また、表-4.5に実験値を補正数値解析結果（数値解析結果に補正係数を掛けた値）で割った比を示す。この結果、圧縮強度を補正することにより、ひび割れによる有効断面積が減少する場合（載荷範囲が狭い場合および地盤反力係数が小さい場合）を除いては、数値解析結果を補正することにより、供試体の耐荷力は数値解析によりほぼ推定可能と思われる。

表-4.4 補正係数一覧

	載荷範囲	22.5°	45.0°	67.5°	90.0°	112.5°	135.0°
地盤反力係数		1.03	1.07	1.10	1.14	1.17	1.20
4.0kgf/cm ³	1.01	1.04	1.08	1.11	1.14	1.18	1.21
15.0kgf/cm ³	1.03	1.06	1.10	1.13	1.17	1.20	1.24
44.0kgf/cm ³	1.09	1.12	1.16	1.20	1.23	1.27	1.31
70.0kgf/cm ³	1.14	1.18	1.22	1.26	1.29	1.33	1.37
90.0kgf/cm ³	1.18	1.22	1.26	1.30	1.34	1.38	1.42

表-4.5 実験結果と補正数値解析結果の比較

載荷範囲 地盤反力係数	22.5°	45.0°	67.5°	90.0°	112.5°	135.0°
4.0kgf/cm ³		0.65		1.04	1.05	
15.0kgf/cm ³	0.82	0.95	1.17	1.01	0.97	1.02
44.0kgf/cm ³	0.86		1.16		0.86	
70.0kgf/cm ³		0.90				
90.0kgf/cm ³		1.01	1.04	1.05		

※空欄は実験を行っていない場合を示す。

4.4 脚部地盤反力係数と耐荷力

4.4.1 解析方法

解析は、4.3で使用したプログラム「ISAS II」を用いた。吹付けコンクリートと受働部のモデル化も4.3と同じである。脚部については、受働部と同様にバネを円周方向に配置することでモデル化した。

図-4.11に解析断面モデルを示す。

4.4.2 入力条件

表-4.6に入力条件を示す。

数値解析に用いた供試体の物性値は、円柱供試体を用いた強度試験により得られた値から算出した。圧縮強度および弾性係数は、各ケースで行った圧縮試験から得られた値の平均値をとり、 $170\text{Kgf}/\text{cm}^2$ および $200,000\text{Kgf}/\text{cm}^2$ とした。曲げ引張強度については、引張強度の1.5～2倍といわれていることから、 $30\text{Kgf}/\text{cm}^2$ とした。

表-4.6中の解析ケースの添字は回転バネの個数を示し、載荷範囲、受働荷重発生点、回転バネの位置は、図-4.11に示した節点番号を用いて表している。

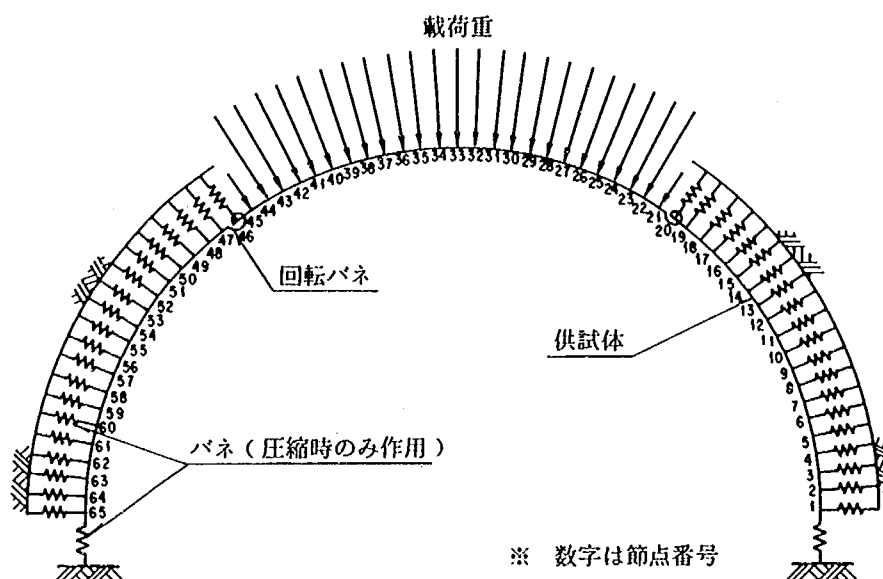


図-4.11

4.4.3 解析結果

表-4.7に各ケースのひび割れ発生荷重および耐荷力について、解析結果と実験結果との比較を示す。表中各ケースの添字は、回転バネ（ひび割れ）の数を表し、添字の最も大きい場合のひび割れ発生荷重が耐荷力に相当する。

(1) ひび割れ発生位置および発生荷重

解析では、破壊に至るまでに回転バネが荷重範囲と脚部の地盤反力係数によって、5ヶ所にはいる場合、3ヶ所にはいる場合、および2ヶ所にはいる場合がある。載荷範囲 45° の場合には、脚部の地盤反

力係数が $110\text{Kgf}/\text{cm}^2$ の時にのみ回転バネが5ヶ所にはいるが、最も脚部に近い側の2ヶ所の回転バネのバネ定数は無限大となり、荷重段階が高くなると天端部に続いて発生した肩部のひび割れが閉じて、新しいひび割れがその天端部より発生するようになる。脚部の地盤反力係数が $220\text{Kgf}/\text{cm}^2$ 以上になると、ひび割れは、天端部、肩部の順で発生し、回転バネは3ヶ所になる。載荷範囲が 67.5° の場合は、回転バネは肩部、天端部の順で3ヶ所に入り、載荷範囲が 90° の場合には、肩部に2ヶ所はいる。また、脚部が充分堅固な場合についての解析結果では、回転バネの発生数が、載荷範囲 45° 、 67.5° 、 90° の場合、それぞれ天端部・肩部の順で3ヶ所、肩部に2ヶ所、0ヶ所（ひび割れがはいらない）であることから、解析において、載荷範囲および脚部の地盤反力係数により、破壊に至るまでの構造系に違いがあることがわかる。

図-4.12および4.13は、それぞれ載荷範囲が 45° の場合および脚部の地盤反力係数が $220\text{Kgf}/\text{cm}^2$ の場合における、解析計算でひび割れが発生し構造系が変化するひび割れ発生荷重について、解析結果と実験結果とを比較した図である。

図-4.12より、載荷範囲が 45° の場合は、脚部の地盤反力係数に関係なく、ひび割れ発生荷重およびひび割れ発生位置について解析結果と実験結果が比較的一致している。但し、脚部の地盤反力係数が $110\text{Kgf}/\text{cm}^2$ では、回転バネが5ヶ所に入る構造になると両者は一致しなくなる。

図-4.13より、載荷範囲が 67.5° の場合は、最初にひび割れが発生する荷重は等しいが、それ以後のひび割れ発生荷重については実験結果の方が解析結果を上回っている。

また、ひび割れ発生位置については、解析では肩部、天端部の順で発生するが、実験では逆になっている。さらに載荷範囲が 90° の場合には、最初のひび割れ発生時から、実験結果の発生荷重が解析結果を大きく上回っており、発生位置については、最初のひび割れはほぼ同じ位置に発生しているが、破壊位置については、解析では天端部であるのに対し、実験では肩部となっている。

以上のことから、ひび割れ発生状況については、載荷範囲が狭い場合は、解析結果と実験結果とが比較的良好一致し、載荷範囲が広い場合には、最初のひび割れ発生時までは解析結果と実験結果とは比較的良好一致するが、荷重段階が高くなるほど両者の結果に差が生じるようになる。これは、載荷範囲が狭い場合には、供試体の応力レベルが低いため、実験条件が弾性係数が一定の解析条件と同じ状態、つまり供試体が弾性範囲内あるいはそれに近い状態にあるためと思われる。載荷範囲が広い場合には、供試体の応力レベルが高いため、実験条件が弾性係数一定の解析条件を満たさなくなるためと考えられる。また、載荷範囲が狭い場合にも、脚部の地盤反力係数が小さくなれば、破壊に到る直前の構造系のとき実験結果が解析結果に一致しなくなる。これは実験では、脚部における変位が大きいため供試体全体の変形が大きくなり、ひび割れが進行し、供試体の有効断面積が減少するため、解析ではこれを考慮していないためであると思われる。

(2) 耐荷力

図-4.14は、耐荷力と脚部の地盤反力係数との関係について、解析結果と実験結果とを比較したものである。

表-4.6 入力条件

解析ケース	対象実験ケース	地盤反力係数 (kgf/cm ³)		載荷範囲	受働荷重発生点	回転バネ定数 (kgf・cm/rad) () 内は位置
		脚 部	受 働 部			
A	-0	6301	110	25~41	1~19, 47~65	
	-1				1~20, 46~65	190,000(33)
	-3				1~22, 44~65	186,000(33), 356,000(22, 24)
	-5				1~24, 42~65	132,000(33), ∞(22, 44), 250,000(24, 42)
B	-0	6302	220	25~41	1~20, 46~65	
	-1	6308			1~21, 45~65	272,000(33)
	-3				1~23, 43~65	247,000(33), 473,000(23, 43)
C	-0	6303	330	25~41	1~21, 45~65	
	-1				1~22, 44~65	324,000(33)
	-3				1~23, 43~65	301,000(33), 586,000(23, 43)
D	-0	6304	440	25~41	1~21, 45~65	
	-1				1~22, 44~65	360,000(33)
	-3				1~23, 43~65	338,000(33), 664,000(23, 43)
E	-0	6305	550	25~41	1~21, 45~65	
	-1				1~22, 44~65	380,000(33)
	-3				1~23, 43~65	365,000(33), 725,000(23, 43)
F	-0	6306	220	17~49	1~16, 50~65	
	-2				1~17, 49~65	2,250,000(16, 50)
G	-0	6307	330	21~45	1~19, 47~65	
	-2				1~20, 46~65	1,310,000(19, 47)
	-3				1~20, 46~65	1,480,000(19, 47), 855,000(33)
H	-0	6309	220	21~45	1~19, 47~65	
	-2				1~19, 47~65	986,000(18, 47)
	-3				1~20, 46~65	1,106,000(19, 47), 855,000(33)
I	-0	6310	∞	25~41	1~23, 43~65	
	-1				1~23, 43~65	148,000(33)
	-3				1~24, 42~65	147,000(33), 287,000(24, 42)

表-4.7 ひび割れ発生荷重および耐荷力比較表

解析ケース		解 析 結 果		実 験 結 果	
		ひび割れ発生荷重 (tf/シヤッキ)	ひび割れ発生位置 (度)	ひび割れ発生荷重 (tf/シヤッキ)	ひび割れ発生位置 (度)
A	- 0	0.42	90	0.5	95.6
	- 1	0.44	59.1 , 120.9	0.7	56.3 , 123.8
	- 3	2.74	64.7 , 115.3	2.6	61.9
	- 5	4.65	61.9 , 118.1	3.3	61.9
B	- 0	0.54	90	0.4	95.6
	- 1	0.57	61.9 , 118.1	0.6	56.3 , 123.8
	- 3	4.32	64.7 , 115.3	3.5	61.9
C	- 0	0.61	90	0.7	95.6 , 123.8
	- 1	0.66	61.9 , 118.1	1.0	56.3
	- 3	4.32	64.7 , 115.3	3.8	64.7 , 112.5
D	- 0	0.65	90	0.7	95.6
	- 1	0.72	61.9 , 118.1	1.0	59.1 , 120.9
	- 3	4.32	64.7 , 115.8	3.7	64.7
E	- 0	0.68	90	0.5	95.6
	- 1	0.76	61.9 , 118.1	0.8	123.8
	- 3	4.32	64.7 , 115.8	3.9	67.5
F	- 0	1.87	42.2 , 137.8	4.4	45.0
	- 2	3.85	90	5.3	146.3 , 135.0
G	- 0	1.15	50.6 , 129.4	1.0	95.6
	- 2	1.43	90	1.8	56.3
	- 3	4.02	53.4 , 126.6	5.1	56.3
H	- 0	0.90	50.6 , 129.4	1.0	84.4
	- 2	1.11	90	1.4	56.3 , 160.3
	- 3	3.95	53.4 , 126.6	4.8	56.3
I	- 0	0.62	90	0.7	95.6, 56.3, 123.8
	- 1	2.28	64.7 , 115.3	1.5	59.1 , 120.9
	- 3	4.67	64.7 , 115.3	4.5	84.4

※ ひび割れ発生位置は、ジャッキ No. 1 側の供試体脚部からの円周方向への角度。

※ 解析ケース B に対応する実験結果は、実験ケース 6308 の値を示した。

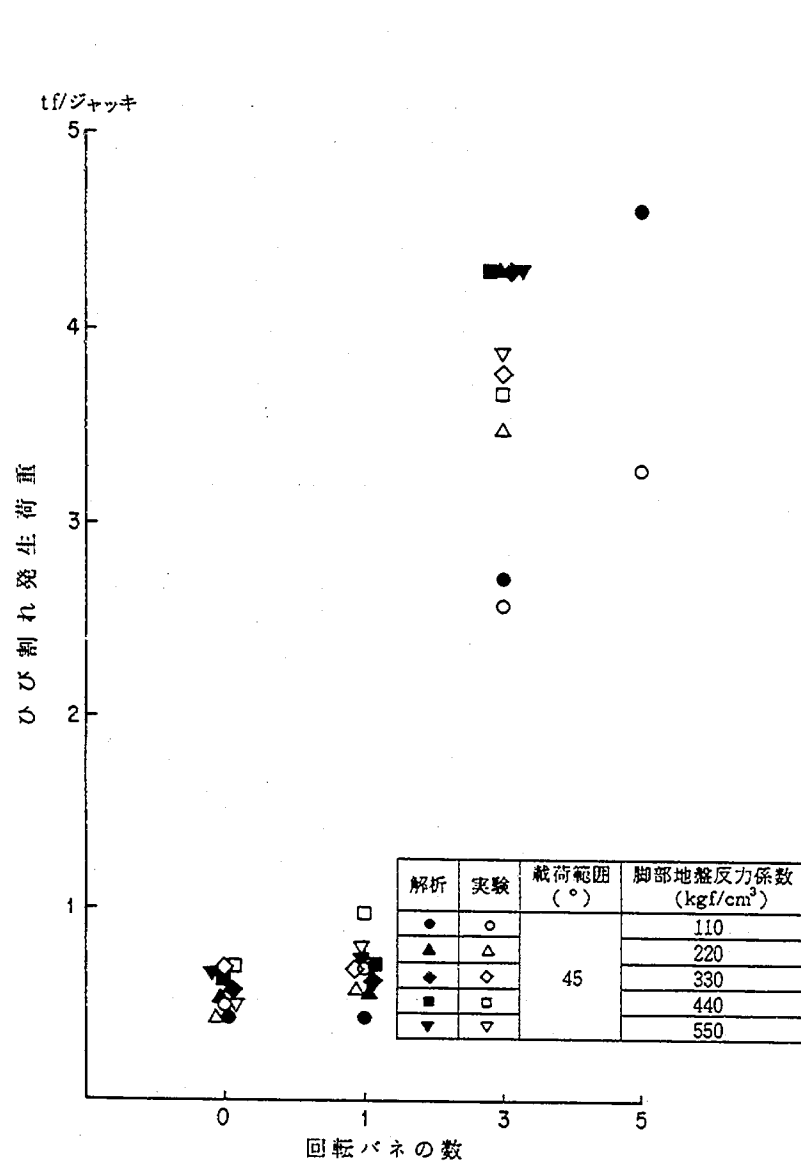


図-4.12 ひび割れ発生荷重比較図(1)

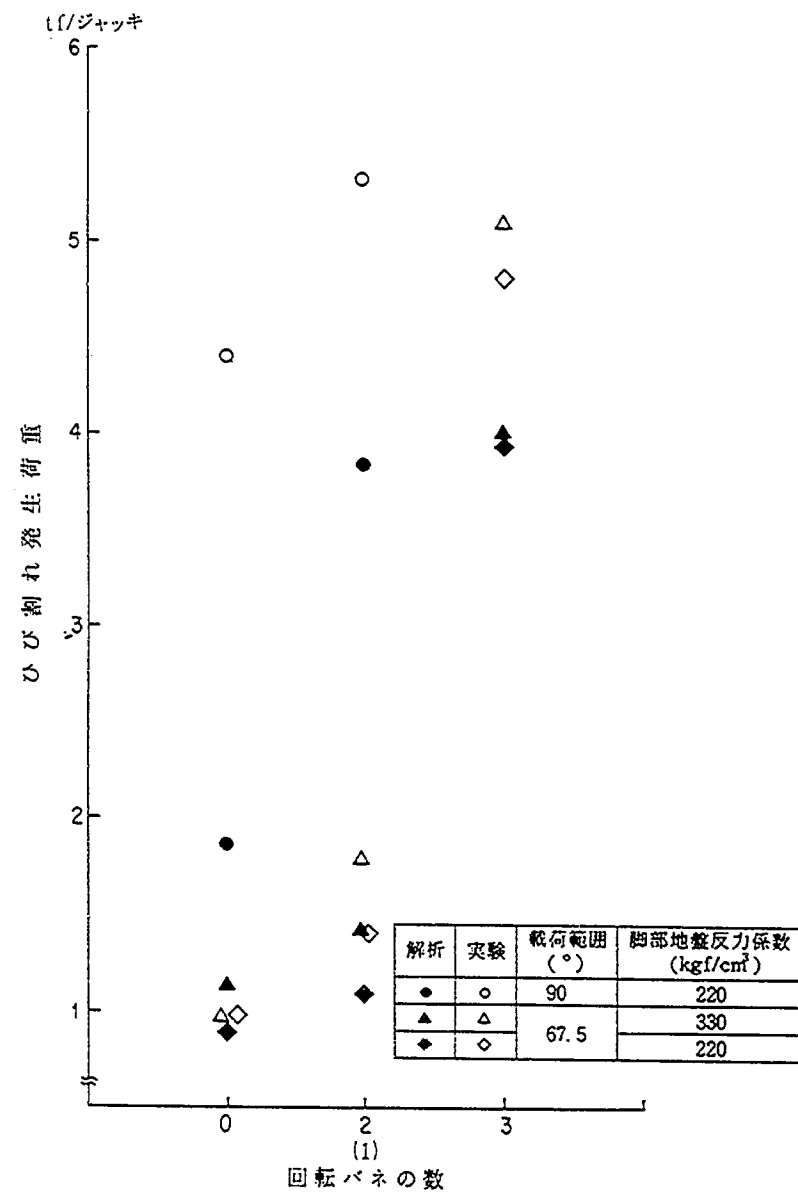


図-4.13 ひび割れ発生荷重比較図(2)

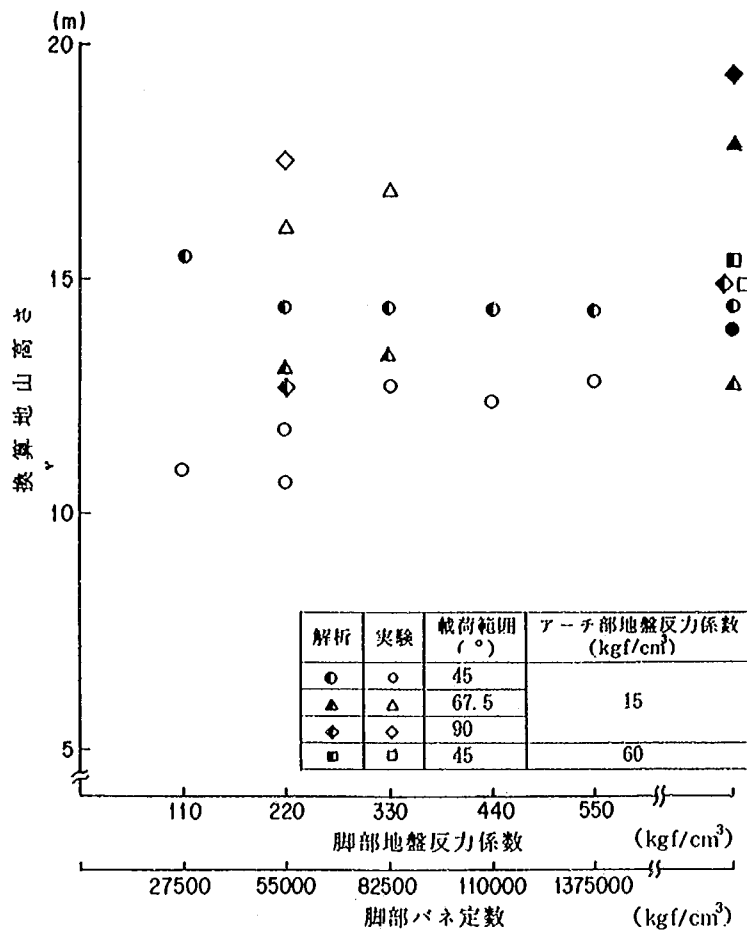


図-4.14 耐荷力比較図

載荷範囲が45° の場合についてみると、解析では構造系（回転バネが3ヶ所にはいる）が同じ場合、脚部地盤反力係数に関係なく耐荷力は等しい。これに対して構造系が異なる（脚部地盤反力係数が110Kg /cm²、回転バネが5ヶ所にはいる）場合、耐荷力は大きな値を示している。これは、回転バネが多くなることで受働荷重点が多くなるよう有利に変形するためと思われる。一方、実験では脚部の地盤反力係数が小さくなるほど耐荷力が減少している。すなわち、脚部の地盤反力係数が小さくなるほど解析結果と実験結果との差が大きくなっている。

実験結果の耐荷力は、解析結果の0.71～0.90倍の値である。この理由としては、脚部の地盤反力係数が小さいほど変位が大きくなるが、変形が大きくなるにつれてひび割れが進行し、有効断面積が減少し、強度の低下がおこる。このため実験では耐荷力が減少するが、解析では有効断面積の減少による強度の低下を考慮していないため実験より大きな値をとるものと考えられる。

載荷範囲が67.5° の場合についてみると、解析結果、実験結果とも脚部の地盤反力係数が大きいほど耐荷力が大きくなっているが、その値は実験結果の方が解析結果の1.22～1.27倍と大きくなっている。これは、載荷範囲が67.5° 以上になると受働荷重が大きくなり、背面からの拘束力が大きくなるため供試体が2軸応力状態となり強度の増加がみられるようになるが、解析ではこれを考慮していないため実

験結果に比べて耐荷力が小さく算定されることが考えられる。さらに、載荷範囲が 90° になると背面からの拘束力がより大きくなるため耐荷力は、実験結果の方が解析結果の1.38倍とさらに大きくなっている。

脚部の地盤反力係数が同じである場合は、解析では載荷範囲が広いほど耐荷力は小さくなっている。これは、解析ではひび割れによる有効断面積の減少および背面からの拘束力による供試体の強度の増減を考慮していないためであると考えられる。すなわち載荷範囲が狭いほど有利な構造系に変化して行くため、変形の小さい載荷範囲が広い場合に比べて耐荷力を大きく算定していると思われる。

4.5 まとめ

(1) 吹付けコンクリート厚と耐荷力

供試体にひび割れが発生することによる構造変化は、ひび割れ発生位置に回転バネを用いる事で表現した。その結果、1ヒンジアーチ構造、3ヒンジアーチ構造へ変化する時の荷重値は、比較的良好に再現できた。しかし、耐荷力（最大荷重）については、地盤反力係数が大きい場合には再現できたが、小さい場合には実験値よりも大きな値を示した。これは計算上、地盤反力係数が小さい場合にひび割れが大きく発展し、ひび割れ部の状態を十分に模擬できてきなきたためであると考えられる。

変位は、3ヒンジアーチ構造となるまでは十分再現できたが、それ以降は計算値の方が実験値よりも大きい値を示した。

受働荷重は、全体として実験値よりも計算値が大きな値を示した。分布形状は、1ヒンジアーチ構造ではほぼ一致しているが、3ヒンジアーチ構造の場合では異なったものとなった。

(2) 載荷範囲・地盤反力係数と耐荷力

吹付けコンクリートのひび割れ発生箇所については回転バネで置き換えることでモデル化し、高い応力状態での供試体の剛性の低下については、脚部反力を主軸方向の応力と考え、この応力値により3段階に静弾性係数を変化させるトリリニヤーの解析手法による吹付けコンクリートの耐荷力の評価方法を提案し、実験の検証を行うことで妥当性を検討した。その結果、大体の耐荷力の推定が可能であることがわかった。しかし、載荷範囲および地盤反力係数に応じて圧縮強度を補正する手法には課題が残されている。また、高い応力状態での、ひび割れの発生荷重が解析結果より小さくなること、および載荷範囲の狭い場合のひび割れの発生による有効断面積の減少による耐荷力の低下等、今後の検討が必要であると思われる。

(3) 脚部地盤反力係数と耐荷力

実験値と解析値の耐荷力を比較した場合、脚部地盤反力係数が大きい場合には両者の値は比較的一致するが、脚部地盤反力係数が小さい場合には両者は異なった値をとり、脚部地盤反力係数が小さくなるにつれ実験値と解析値との差が大きくなっている。但し、載荷範囲が小さい場合には、解析値の方が実験値よりも大きな値を示し、載荷範囲が大きい場合にはその逆である。これは、脚部地盤反力係数が小さい場合には供試体全体が沈下し、解析する上での微小変位の範囲を超えた大きな変位が発生することによって考えられる。

第5章 終わりに

本報告は、吹付けコンクリートの軸力モデルに関する基礎資料を得るために行った。模型実験と数値解析についてのまとめである。

第2章では、吹付けコンクリート厚をパラメータとした実験の報告を行った。実験結果から、吹付けコンクリートの耐荷力は吹付けコンクリート厚に比例するという傾向を得た。

第3章では、載荷範囲、地盤反力係数、脚部地盤反力係数をパラメータとした実験の報告を行った。その結果、これら3つのパラメータとも、その値が小さくなるにつれて耐荷力は減少するという傾向を得た。

以上が模型実験についての結果である。また、第2章、第3章の結果から、過去のコンクリート覆工の耐荷力実験（土研資料1702号）との比較を行った結果、過去の報告で示された『覆工厚の耐荷力（換算地山高さ）の関係』を示す傾向線の延長上に、本報告の実験結果が位置することを得た。

第4章では、数値解析手法を提案し模型実験の結果との比較を行った。その結果、いくつかの課題が残っているものの、吹付けコンクリートに関してその耐荷力をほぼ推定できることがわかった。

参考文献

- 1) 今田, 水谷 ; 「トンネルの支保構造に関する研究報告」
土木研究所資料1702号 昭和56年6月
- 2) 水谷, 大久保 他 ; 「吹付けコンクリート薄肉覆工の支持機構に関する実験報告(1)」
土木研究所資料2049号 昭和59年2月
- 3) 水谷, 大久保 他 ; 「吹付けコンクリート薄肉覆工の支持機構に関する実験報告(2)」
土木研究所資料2154号 昭和59年12月

資 料

1. ひび割れ発生状況図

- (1) 吹付け厚実験 (6101～6110)
- (2) 地盤反力実験 (6201～6210, 0101～0110)
- (3) 脚部反力実験 (6301～6310)

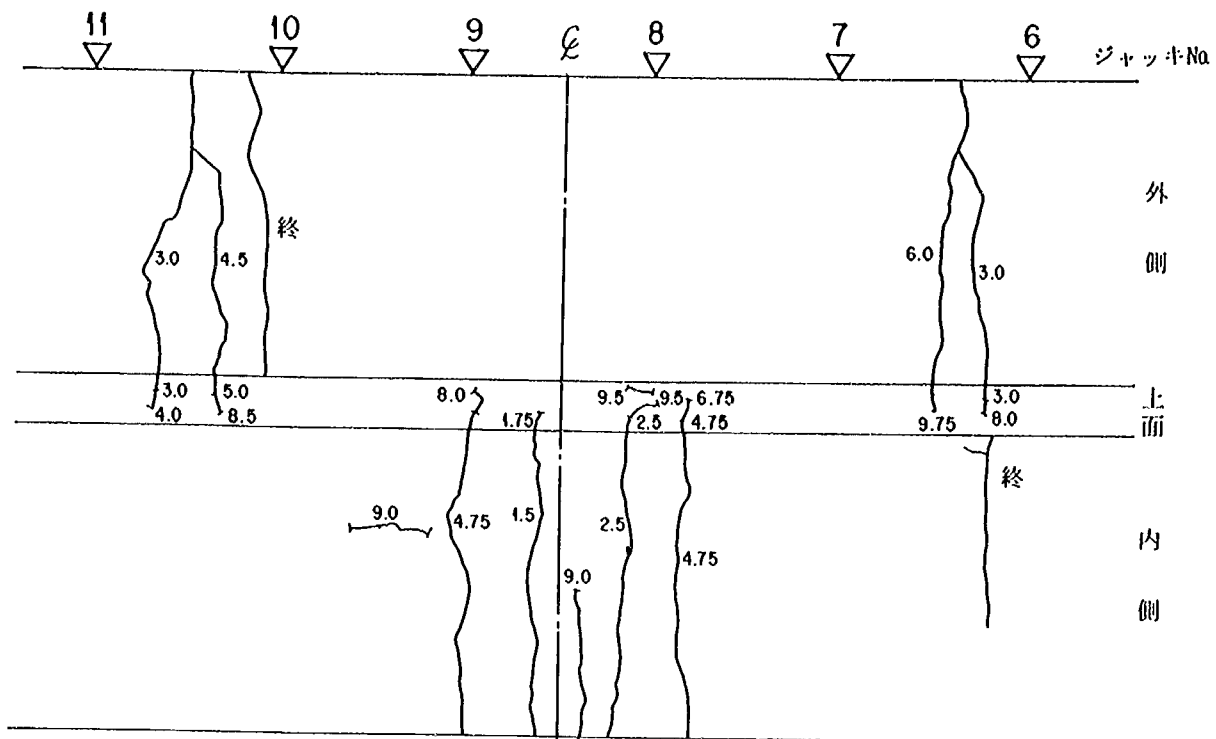
2. 各種計測値分布図

- (1) 地盤反力実験 (6201～6210, 0101～0110)
- (2) 脚部反力実験 (6301～6310)

1. ひび割れ発生状況図

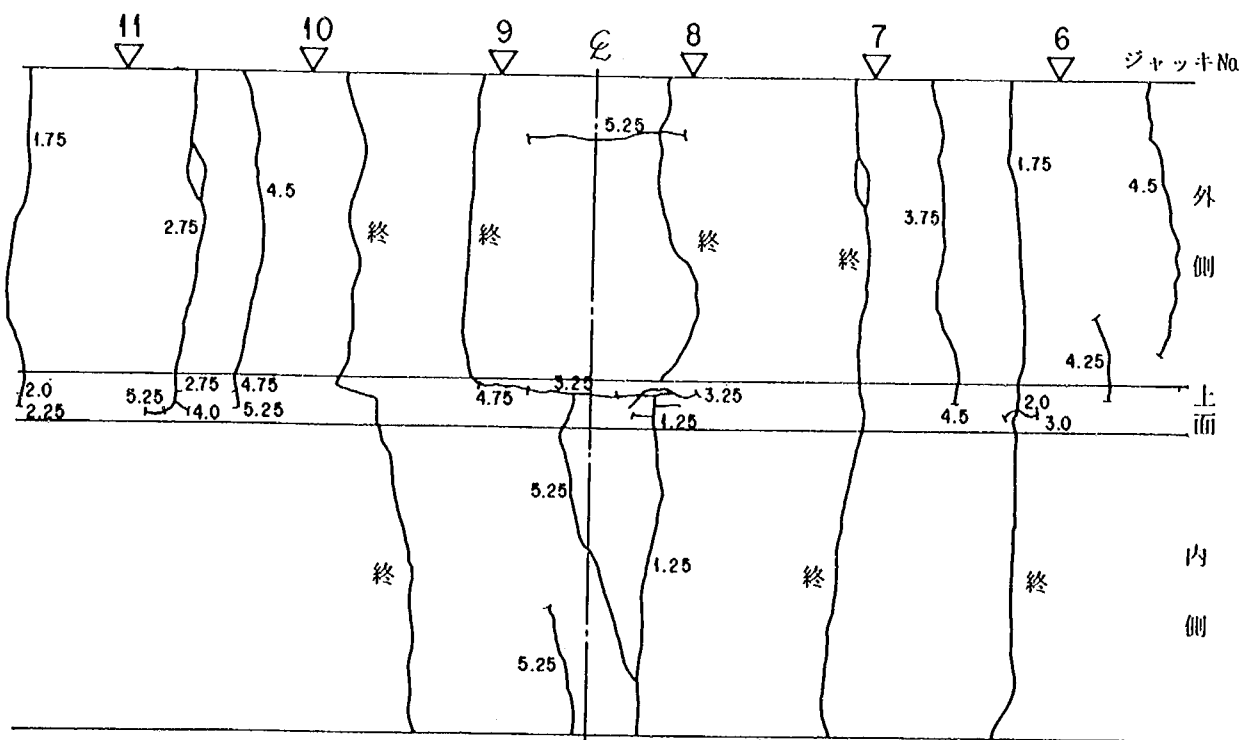
(1) 吹付け厚実験

Case 6101～6110



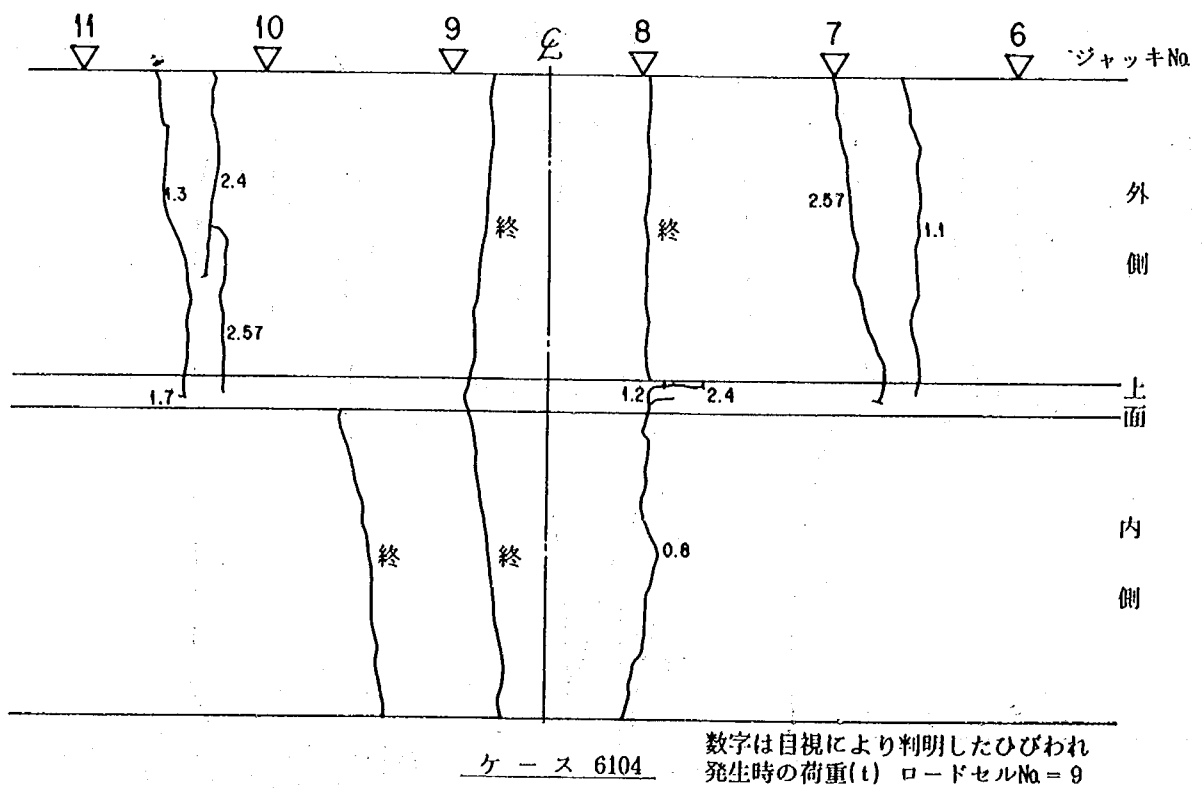
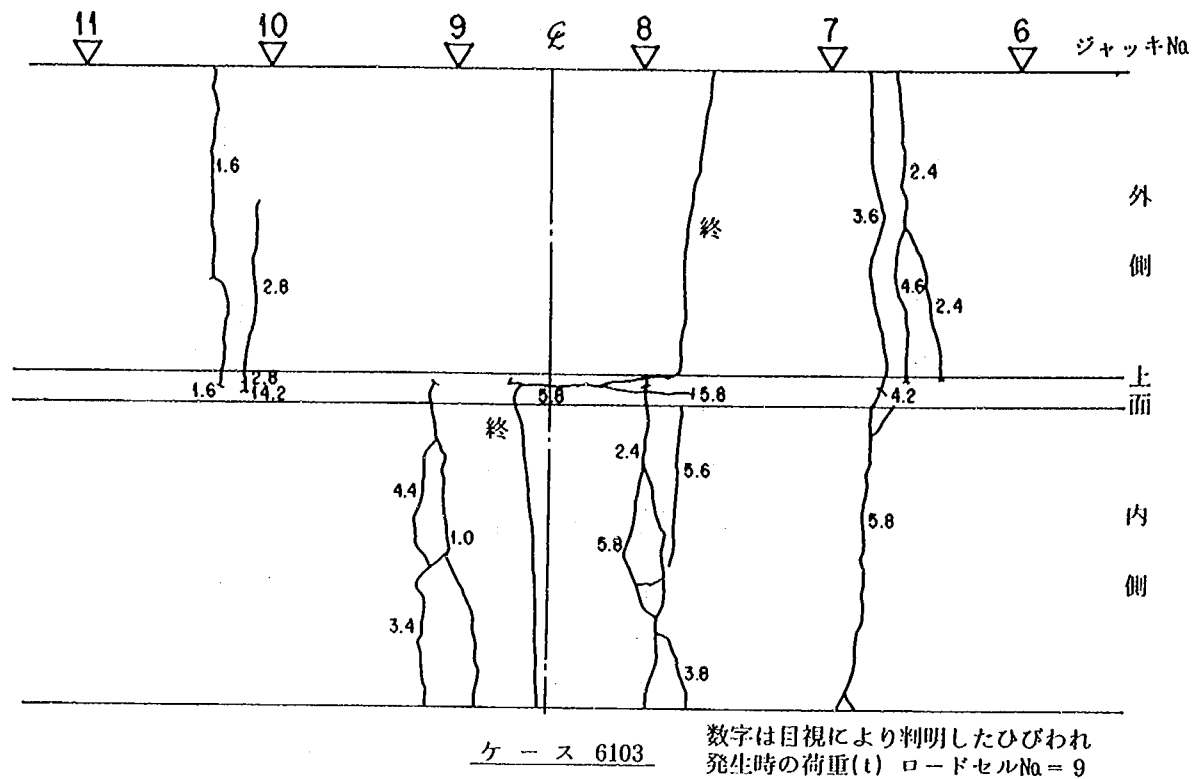
ケース 6101

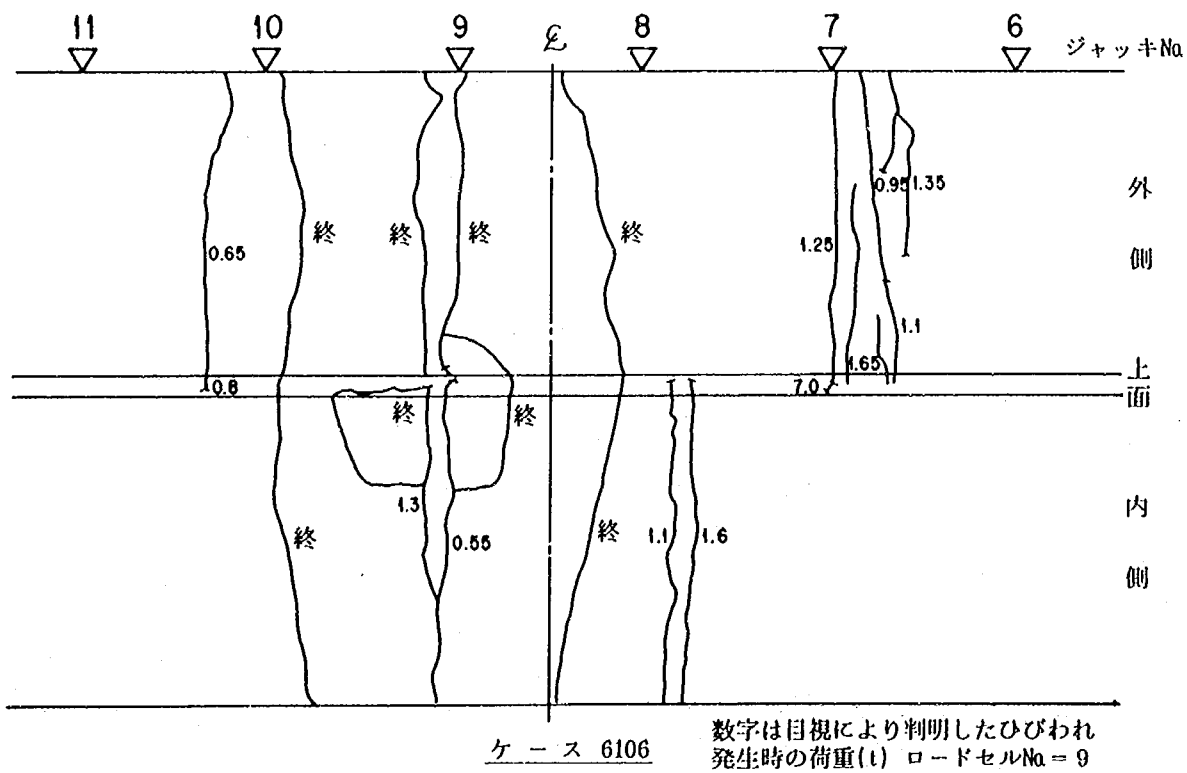
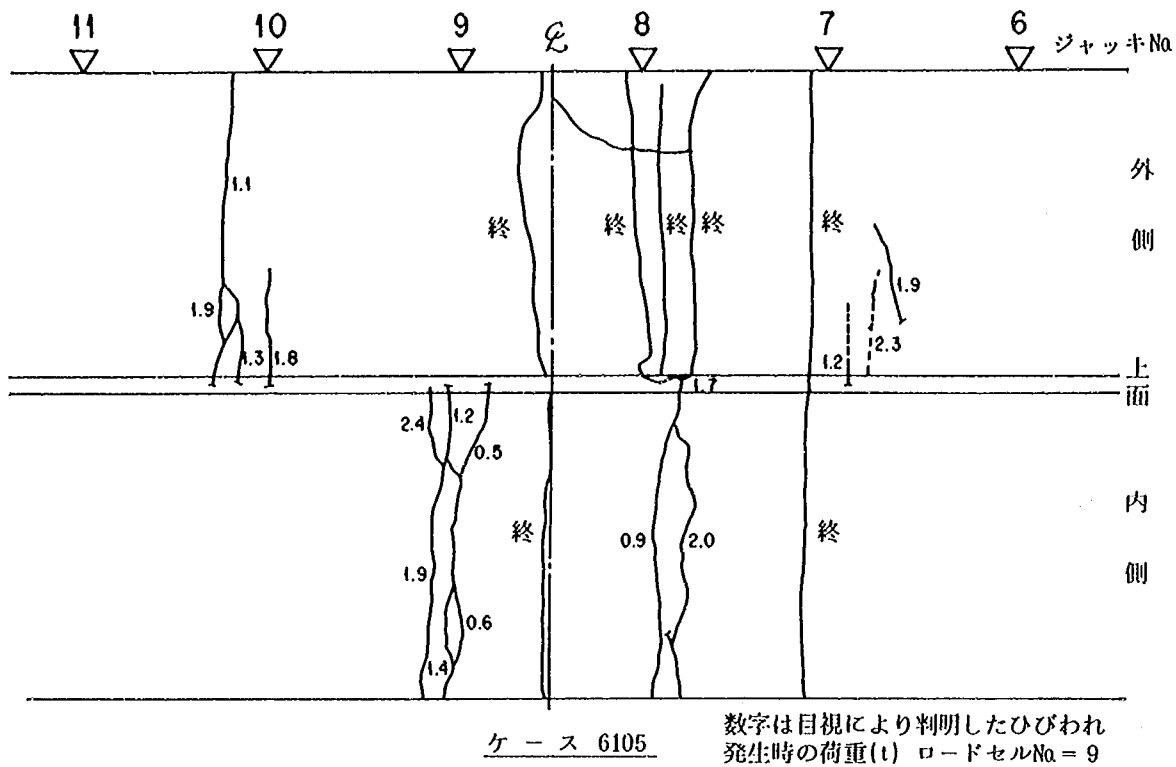
数字は目視により判明したひびわれ発生時の荷重(t) ロードセルNa = 9



ケース 6102

数字は目視により判明したひびわれ発生時の荷重(t) ロードセルNa = 8



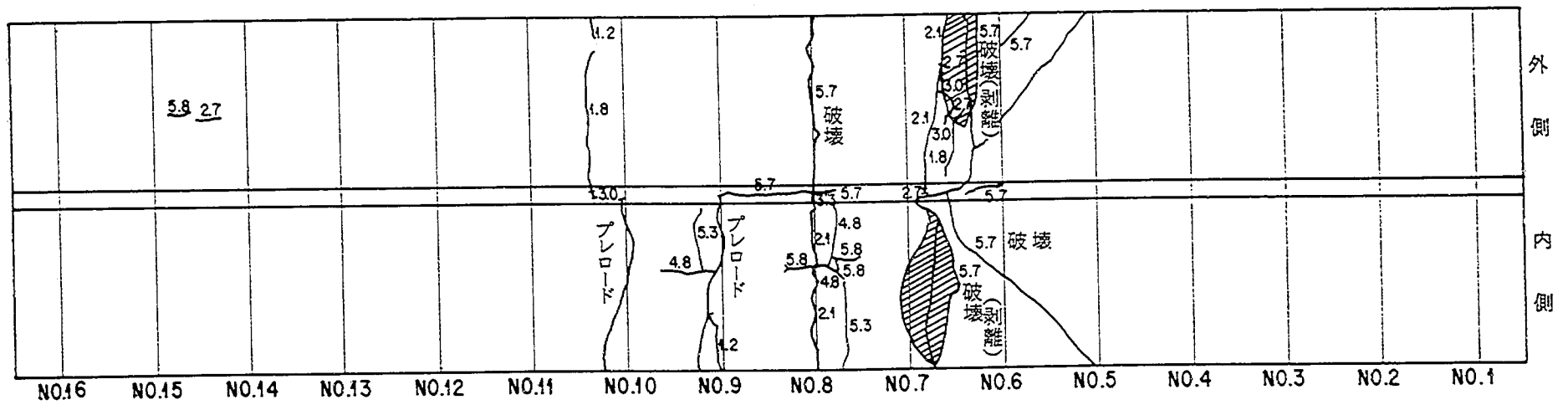


(2) 地盤反力実験

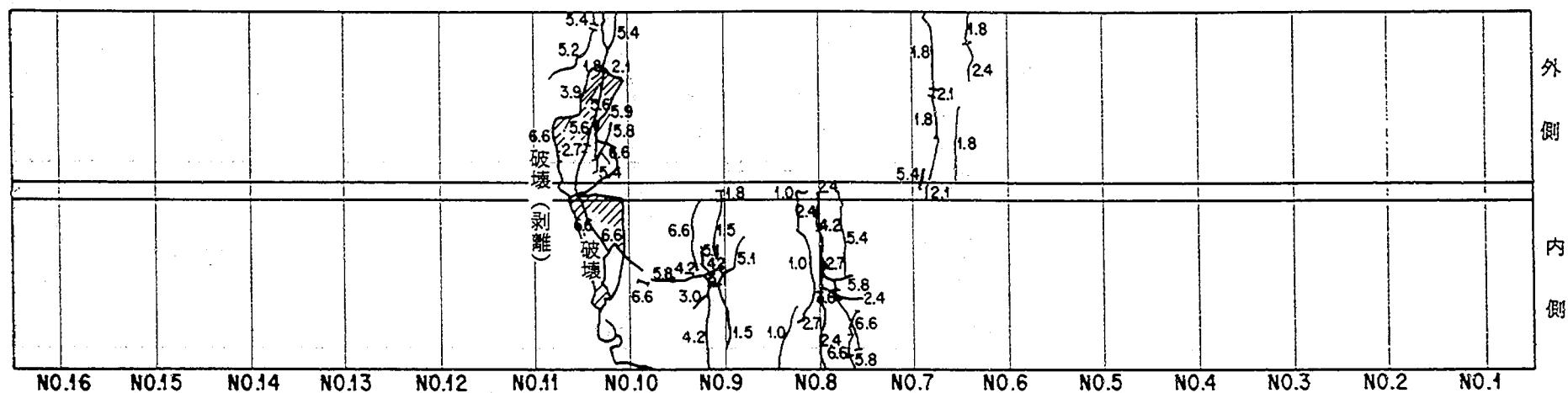
Case 6201~6210

Case 0101~0110

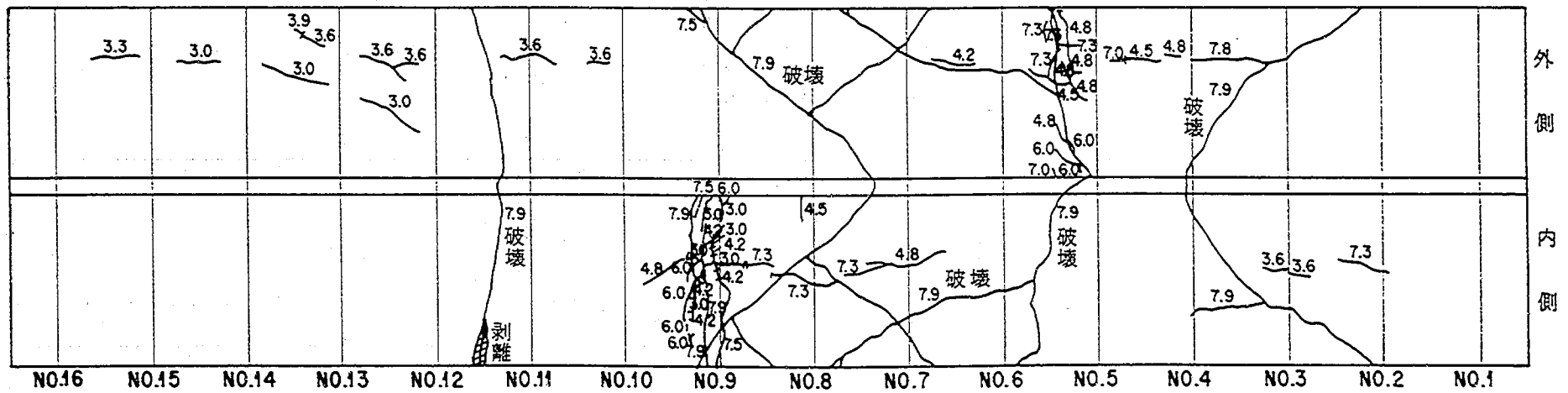
ひび割れ発生状況図 ケース 6201



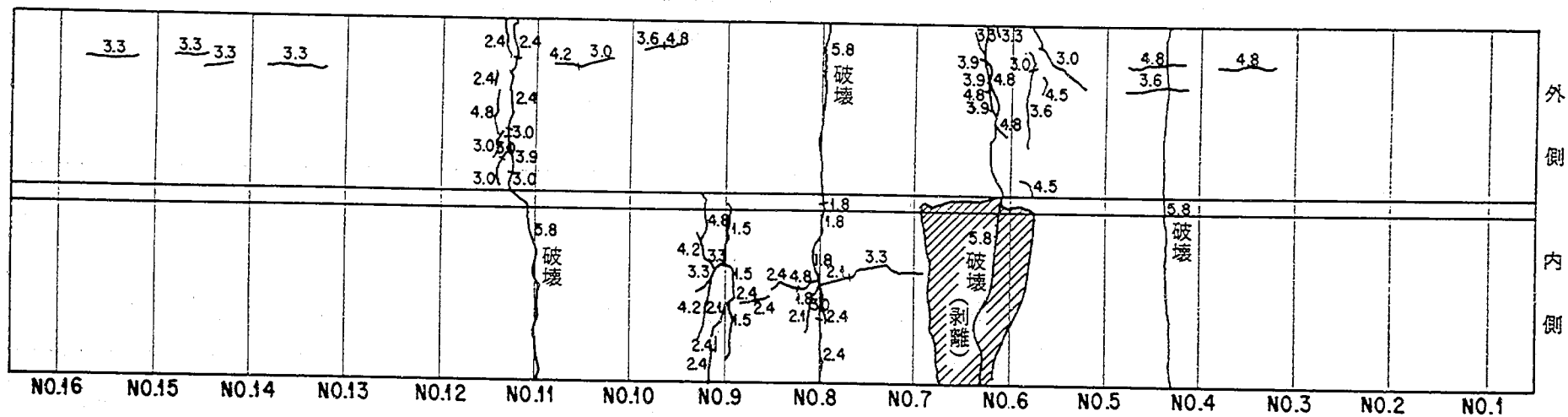
ひび割れ発生状況図 ケース 6202



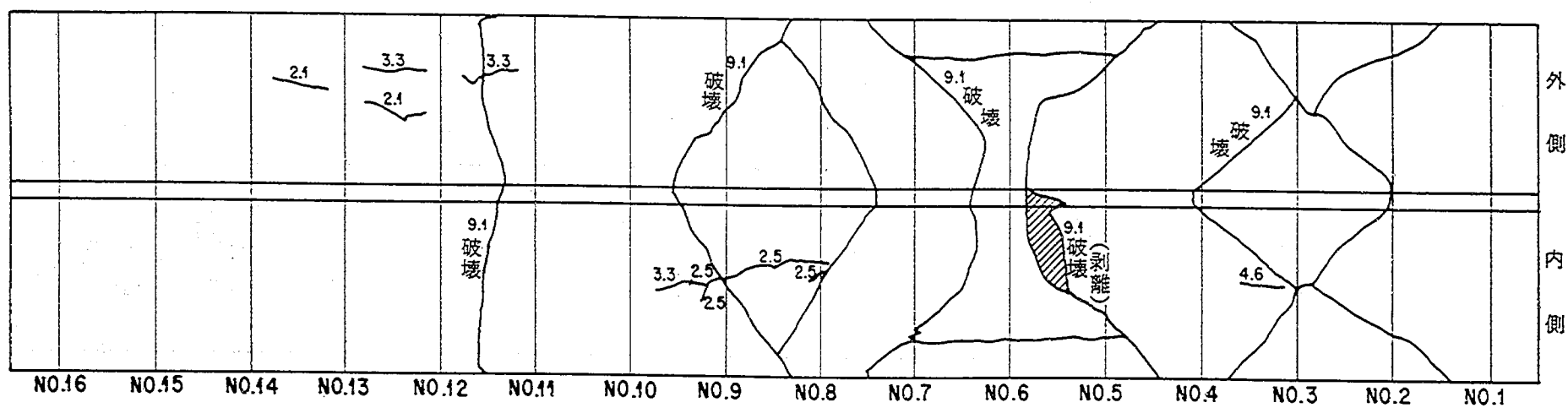
ひび割れ発生状況図 ケース 6203



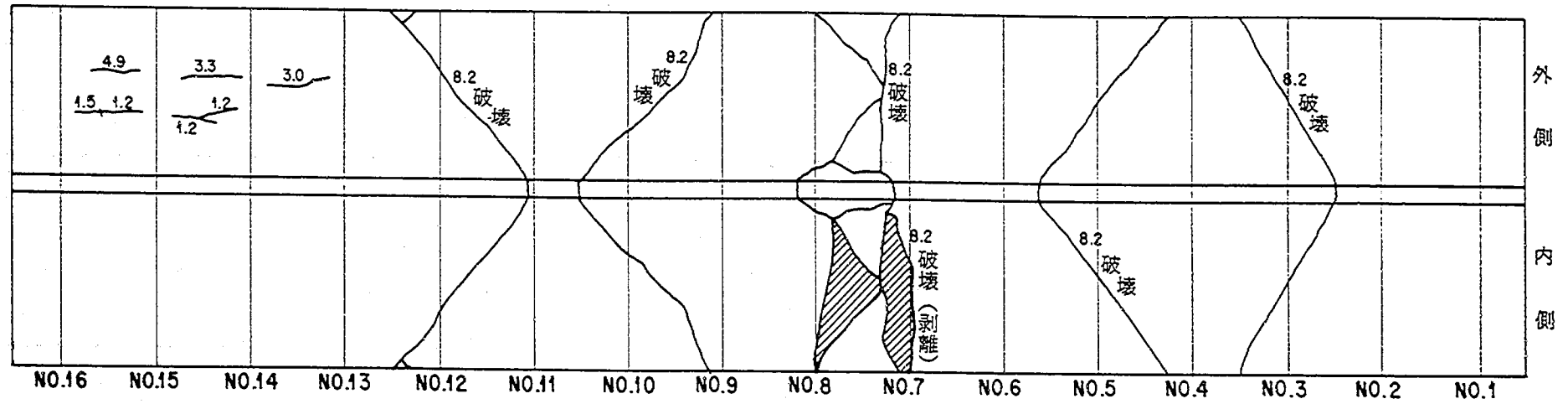
ひび割れ発生状況図 ケース 6204



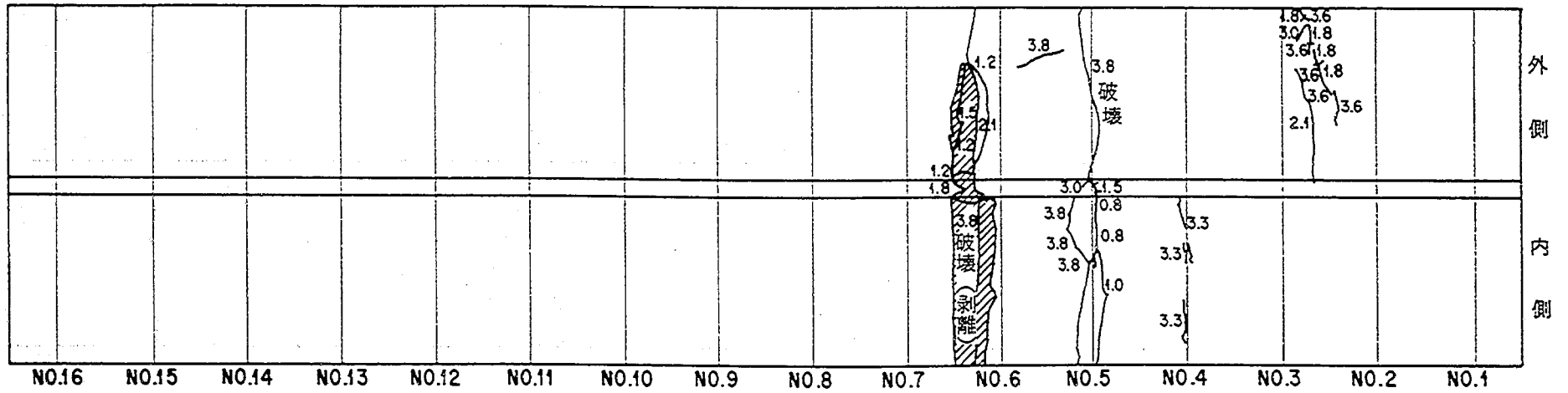
ひび割れ発生状況図 ケース 6205



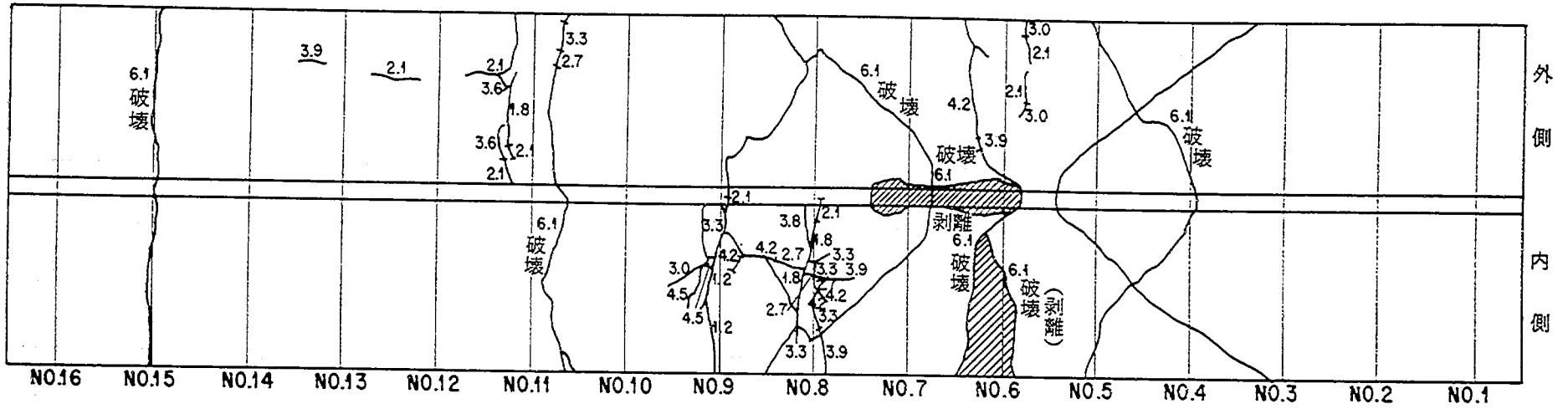
ひび割れ発生状況図 ケース 6206



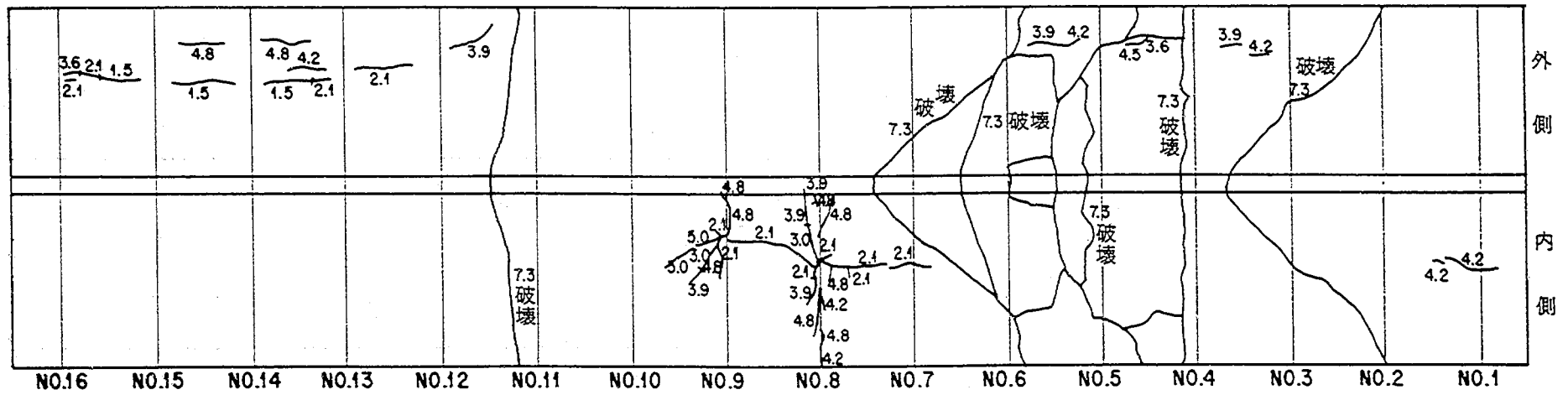
ひび割れ発生状況図 ケース 6207



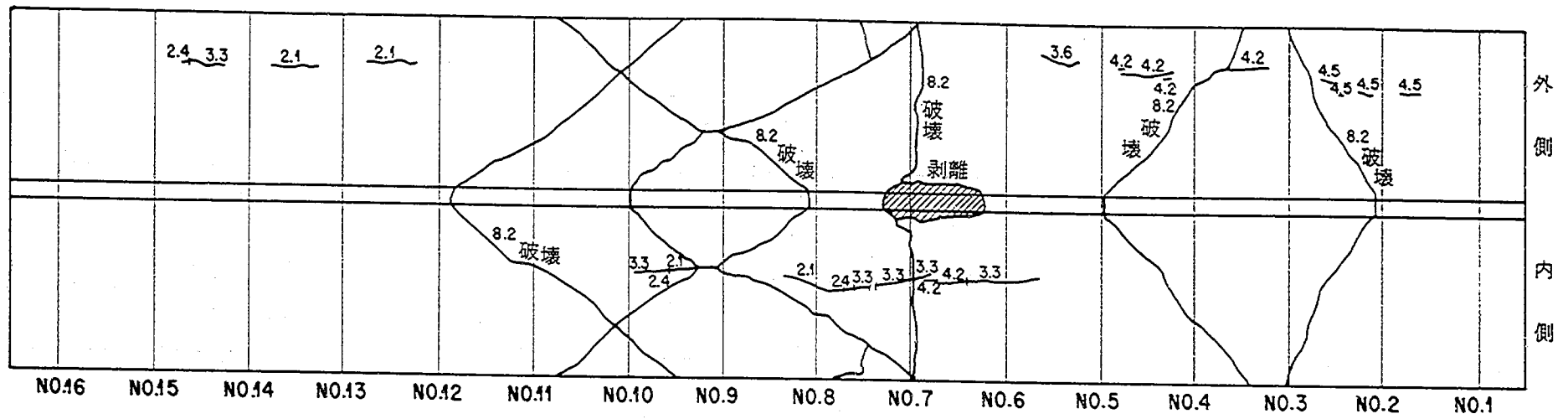
ひび割れ発生状況図 ケース 6208



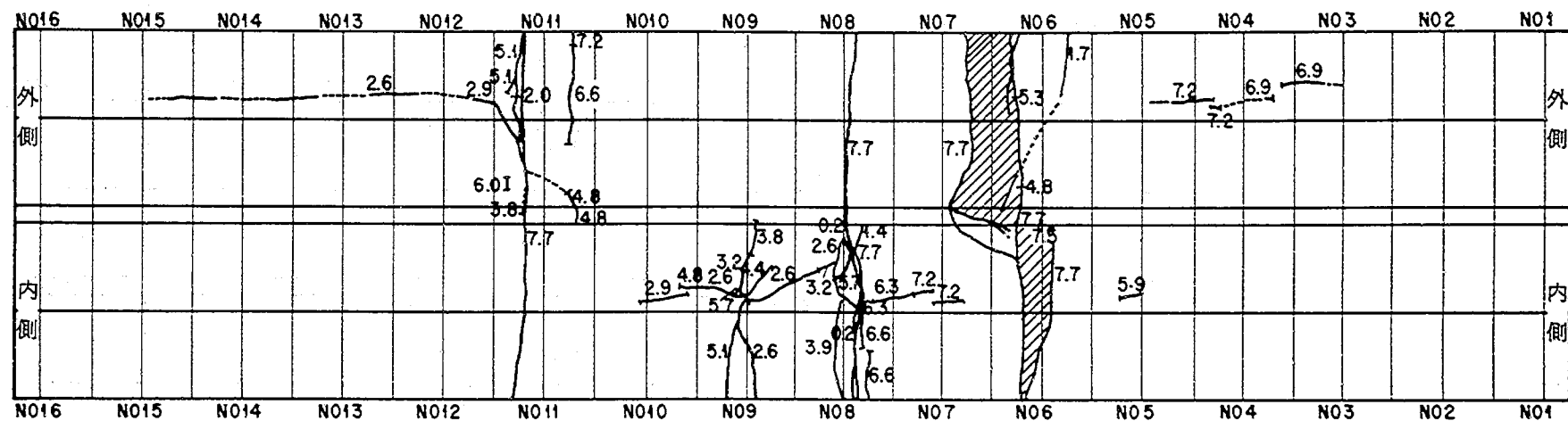
ひび割れ発生状況図 ケース 6209



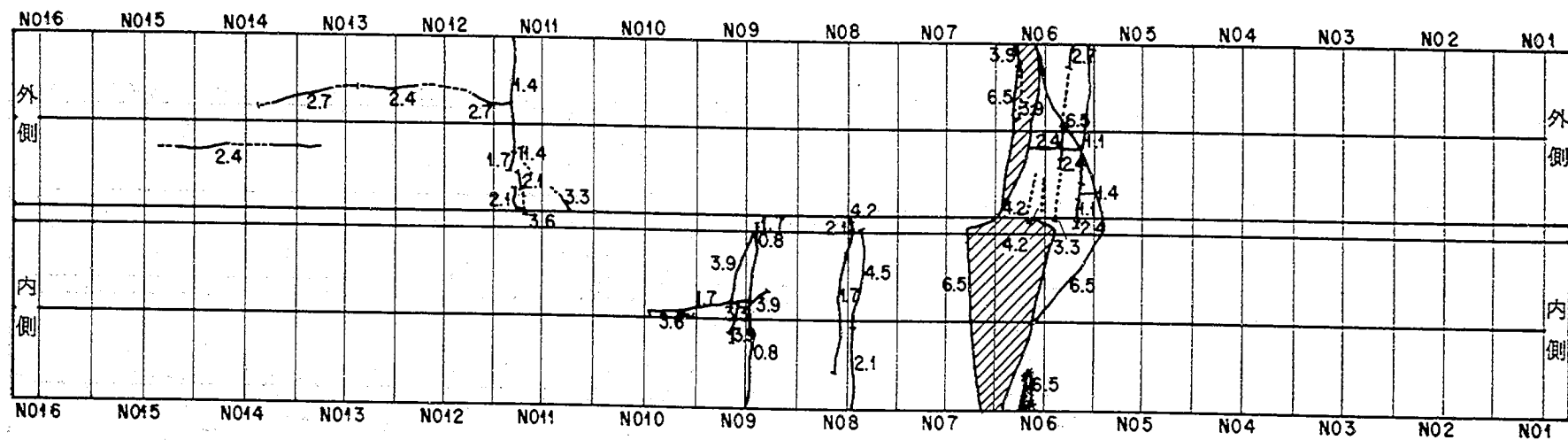
ひび割れ発生状況図 ケース 6210



載荷範囲No.7~10 アーチ部バネ定数 6,000 kg/cm
 破壊荷重 4.0 t せん断面No.11

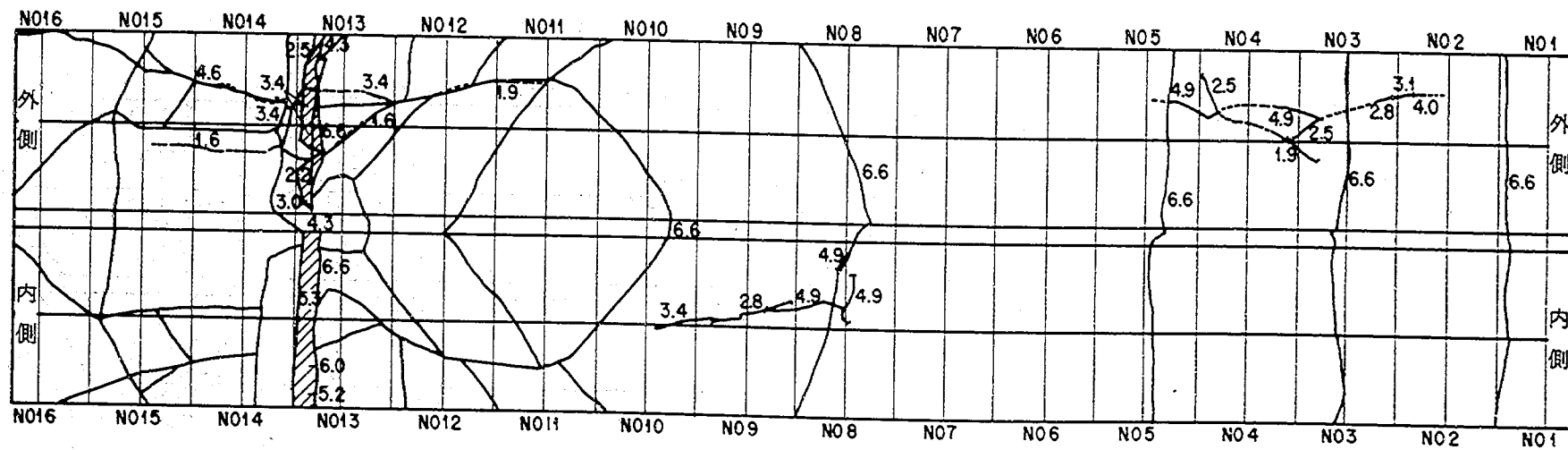


0102	載荷範囲No.7~10 アーチ部バネ定数 135,000 kg/cm 破壊荷重 7.7 t せん断面No.6
------	---



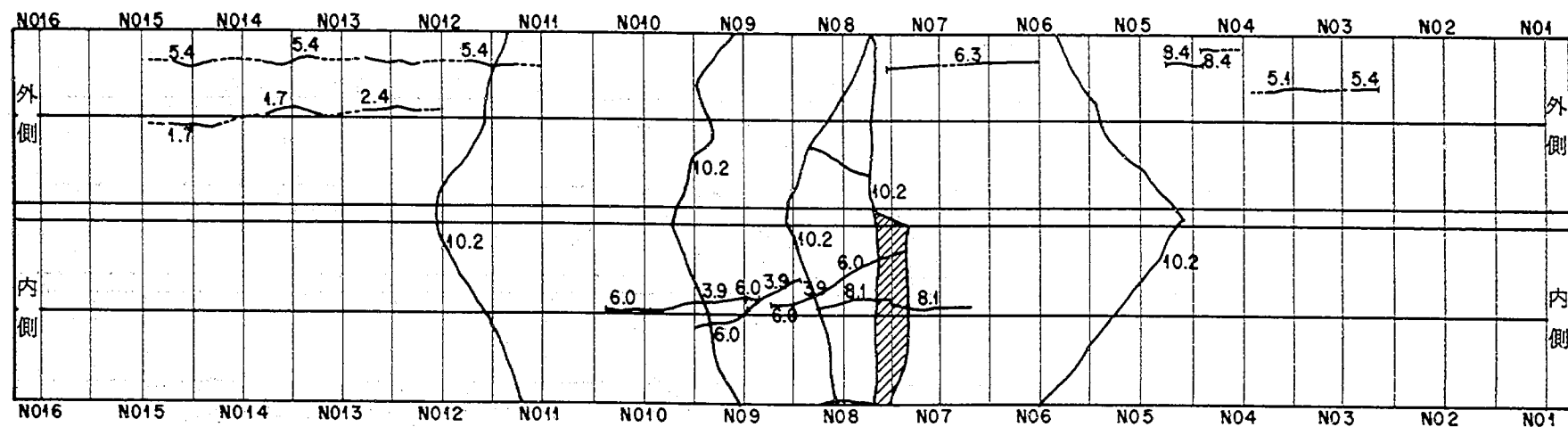
0103	載荷範囲No.7~10 破壊荷重 6.5t	アーチ部バネ定数 ∞ (板バネ無) せん断面No.6
------	--------------------------	--------------------------------------

載荷範囲 No.6 ~ 11 アーチ部バネ定数 135,000 kg/cm
 破壊荷重 8.1 t せん断面 No.11

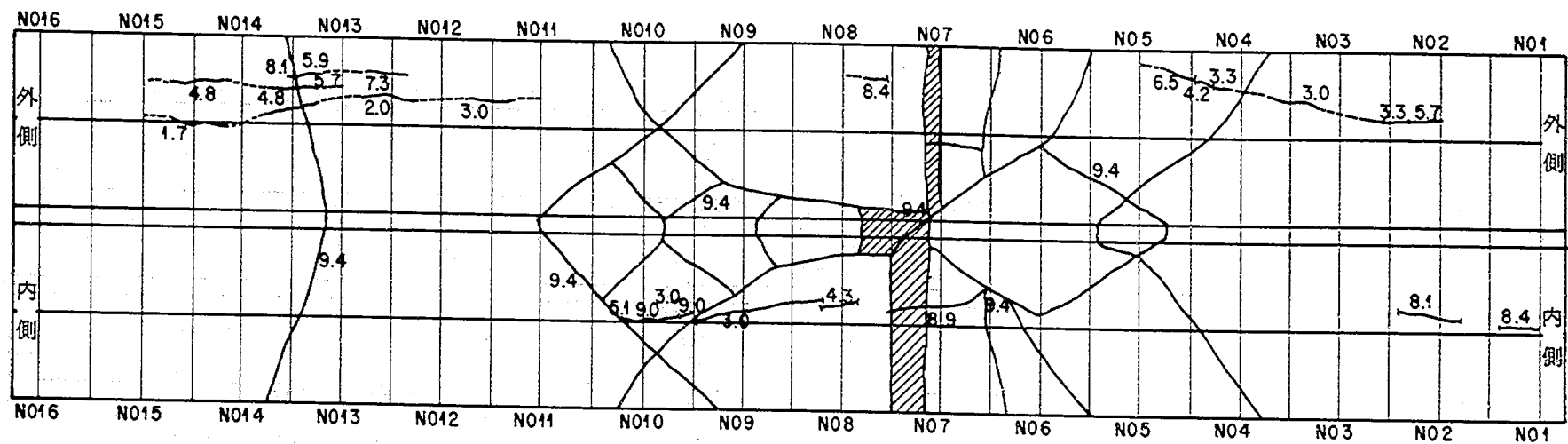


0105	載荷範囲No.5~12 アーチ部バネ定数 6,000 kg/cm 破壊荷重 6.6t せん断面No.13
------	---

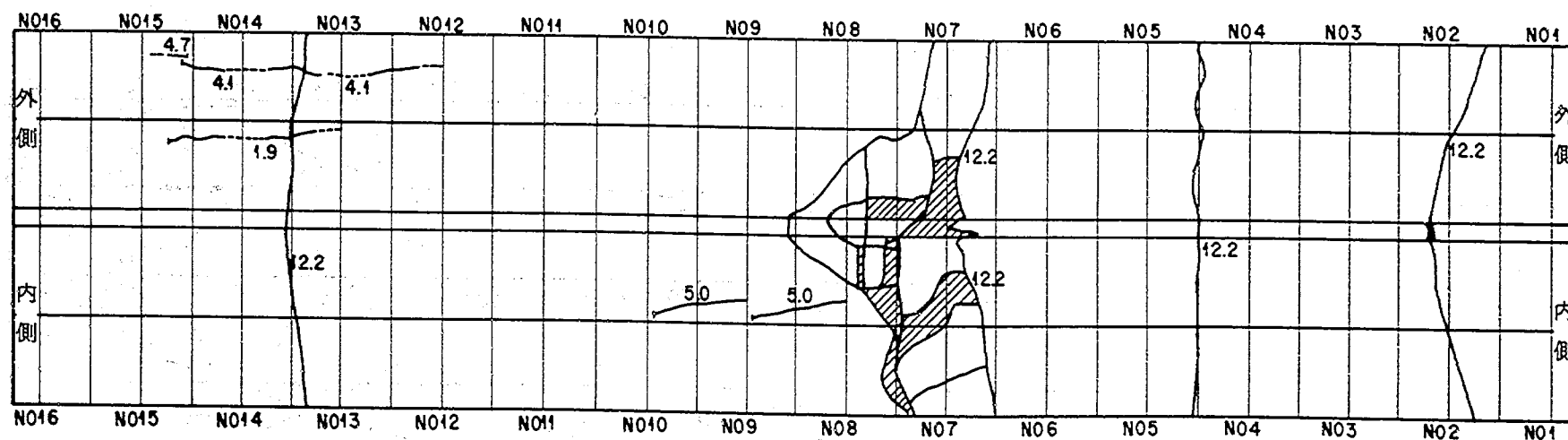
載荷範囲No.4~13 アーチ部バネ定数 6,000 kg/cm
 破壊荷重 6.8t せん断面No.15



0107	載荷範囲No.5~12 アーチ部バネ定数 135,000 kg/cm 破壊荷重 10.2 t せん断面No.8
------	--



0108	載荷範囲No.4~13 アーチ部バネ定数 66,000 kg/cm 破壊荷重 9.4t せん断面No.7
------	---



0109

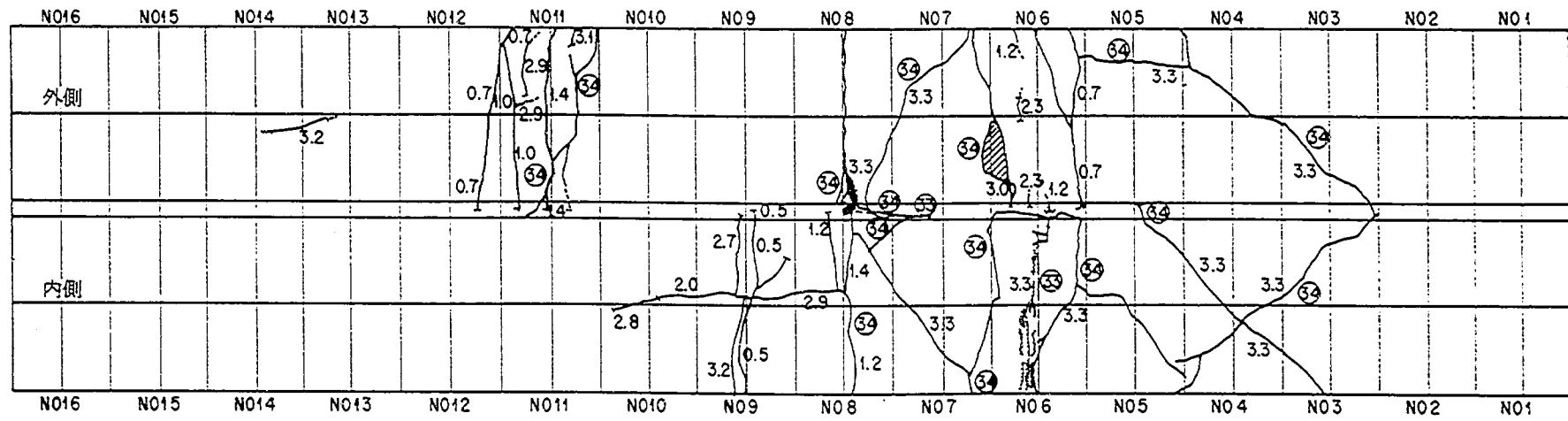
載荷範囲No.3~14 アーチ部バネ定数 22,500 kg/cm
破壊荷重 12.2 t せん断面No.7

0110 載荷範圍No.1~16 (全載荷)
破壊荷重 9.1 t せん断面No.15

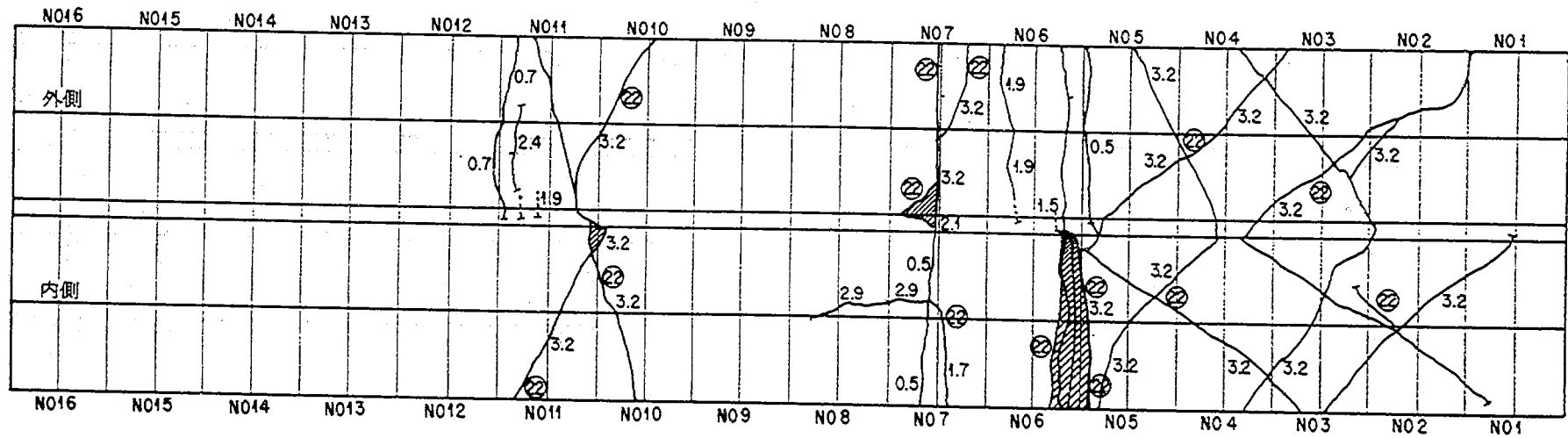
(3) 脚部反力実験

Case 6301~6310

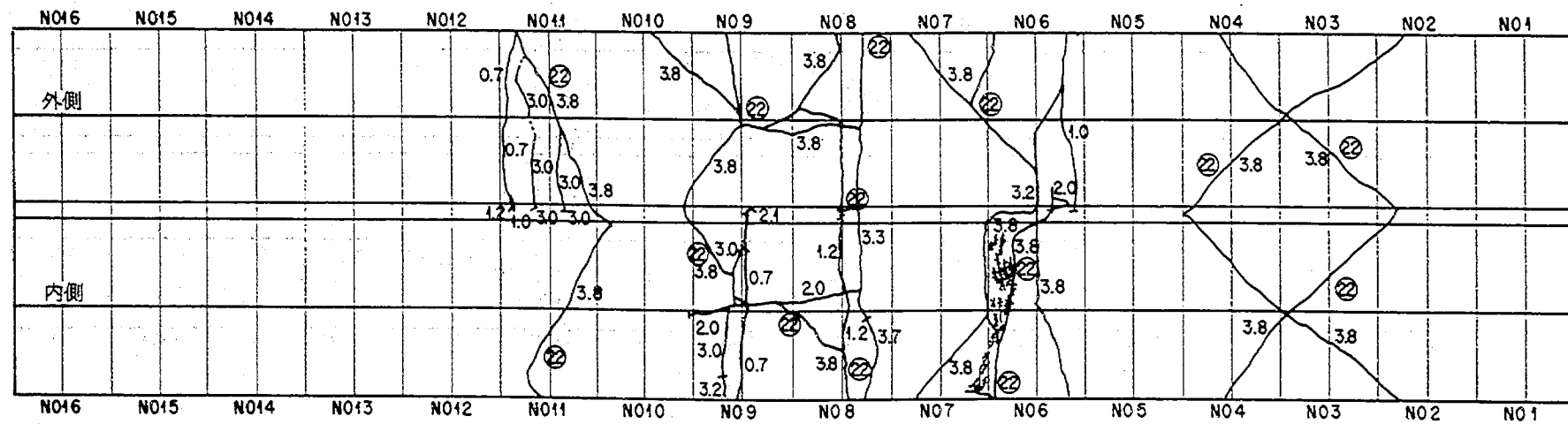
ひび割れ発生状況図 (6301)



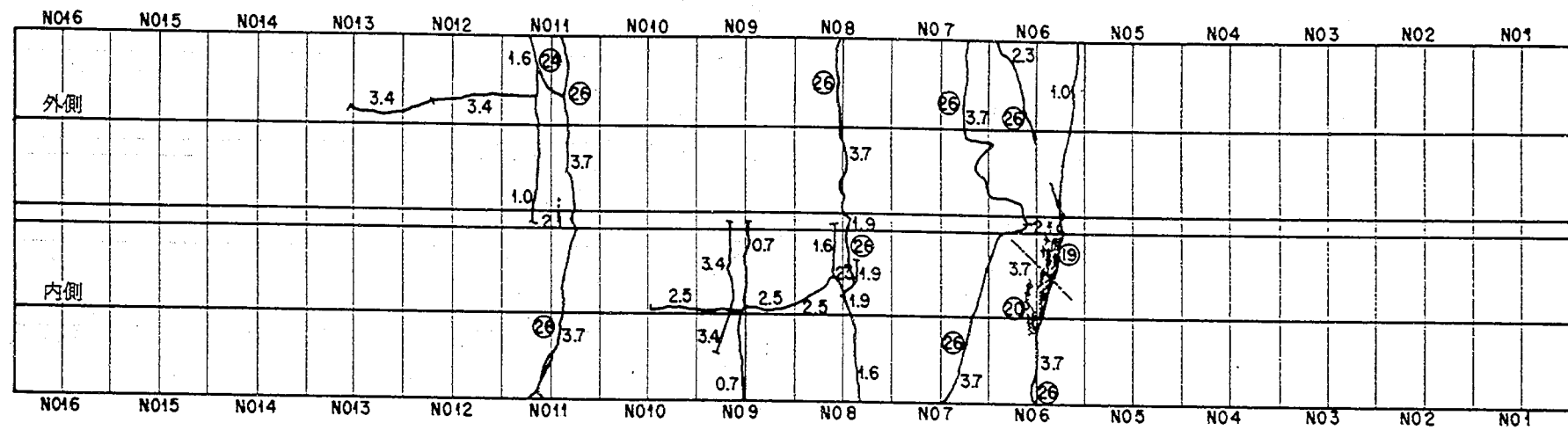
ひび割れ発生状況図 (6302)



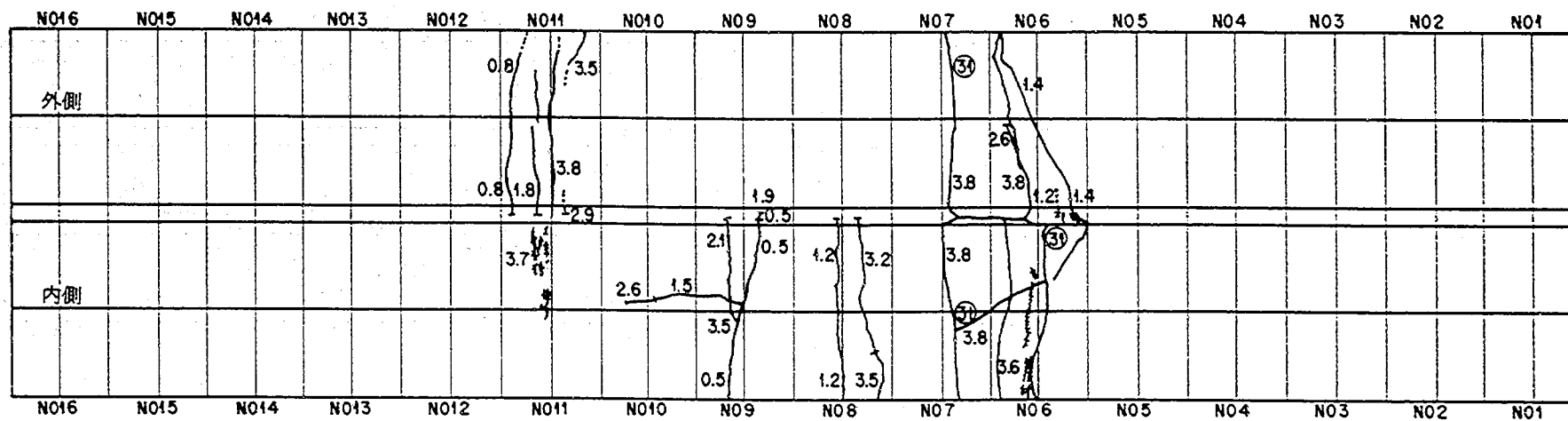
ひび割れ発生状況図 (6303)



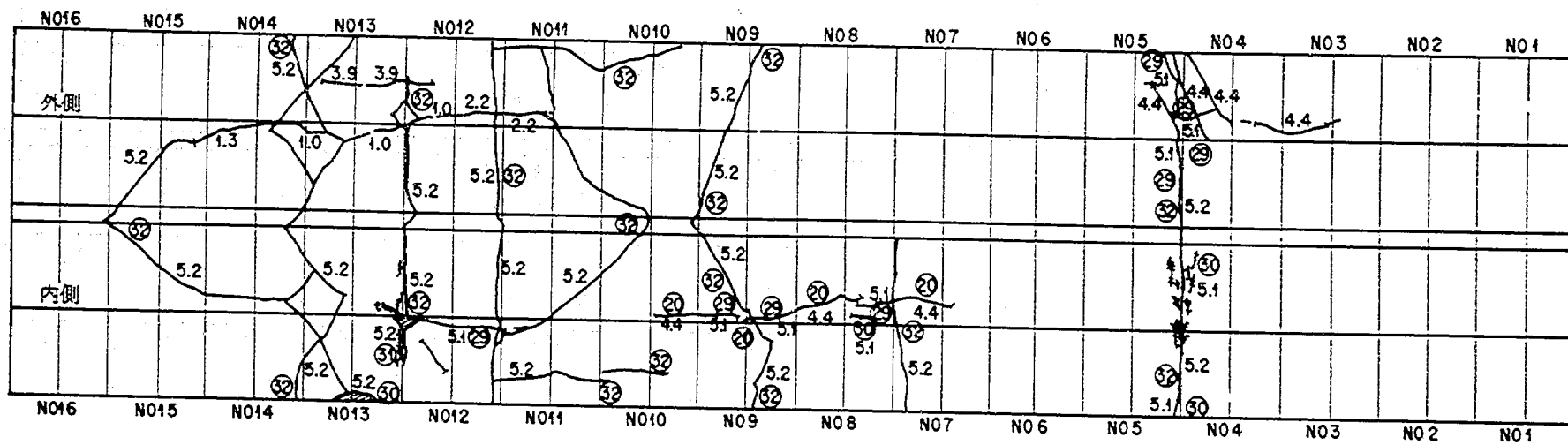
ひび割れ発生状況図 (6304)



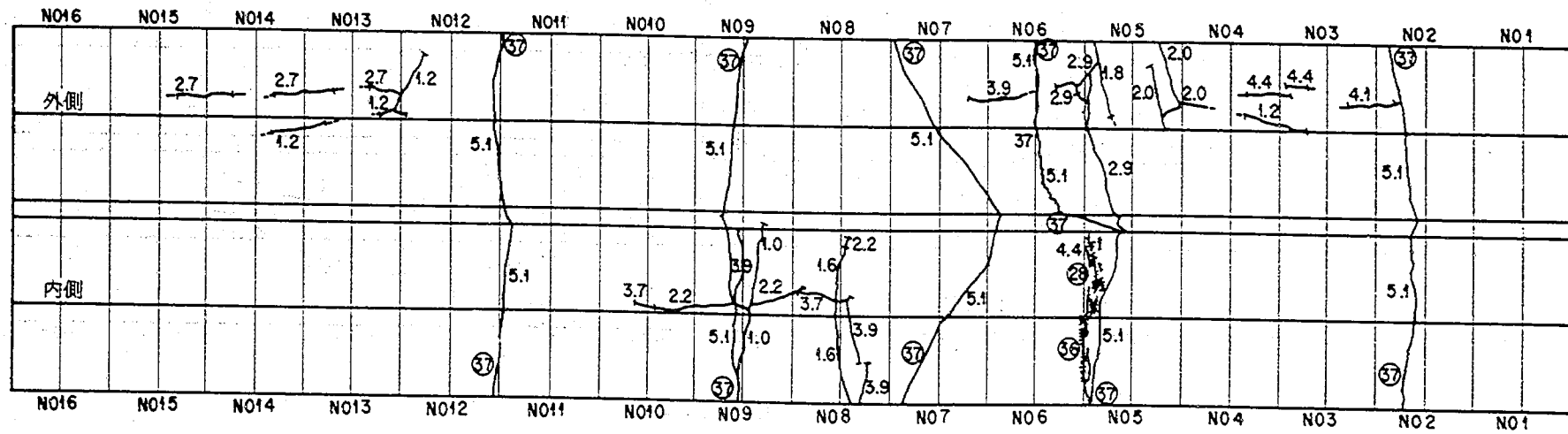
ひび割れ発生状況図 (6305)



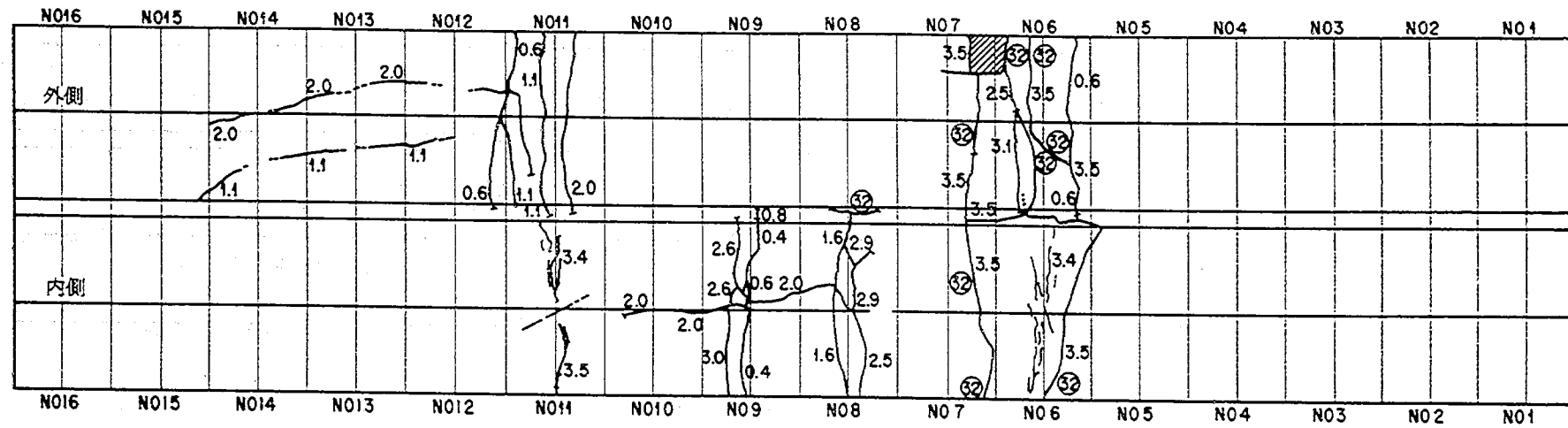
ひび割れ発生状況図(6306)



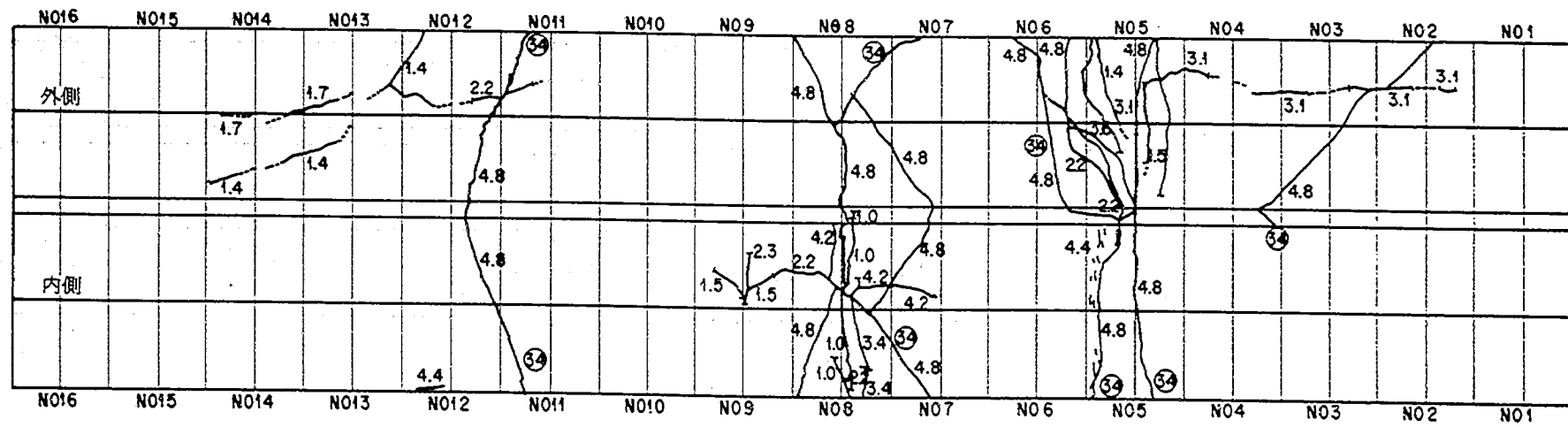
ひび割れ発生状況図 (6307)



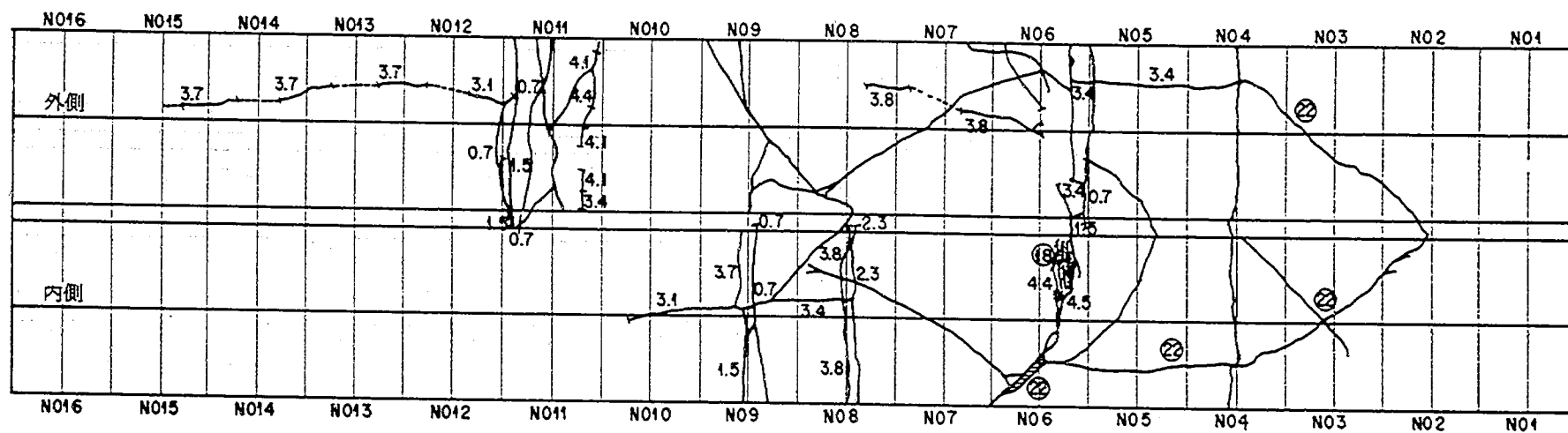
ひび割れ発生状況図 (6308)



ひび割れ発生状況図 (6309)



ひび割れ発生状況図 (6310)



2. 各種計測値分布図

(1) 地盤反力実験

Case 6201~6210

Case 0101~0110

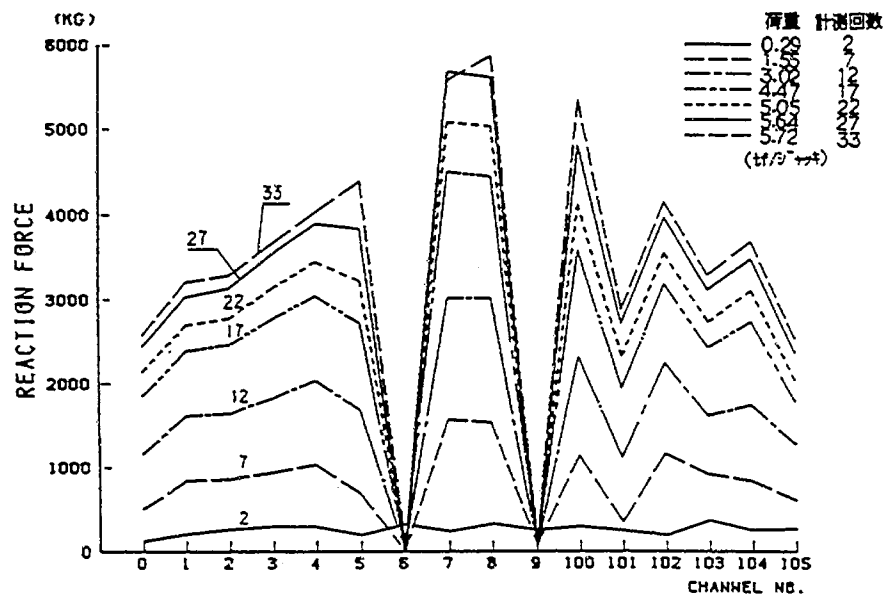
① 荷重・受働荷重

② 変位

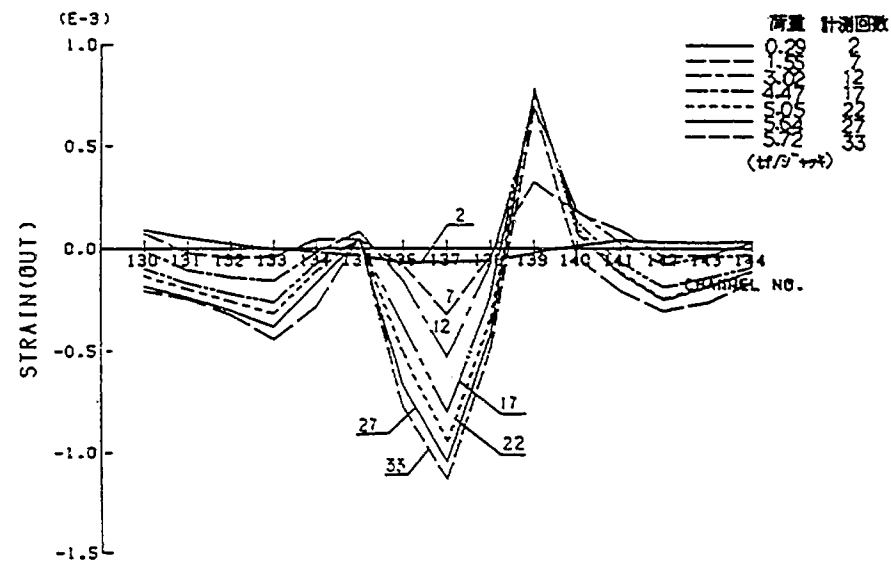
③ 歪（外側）

④ 歪（内側）

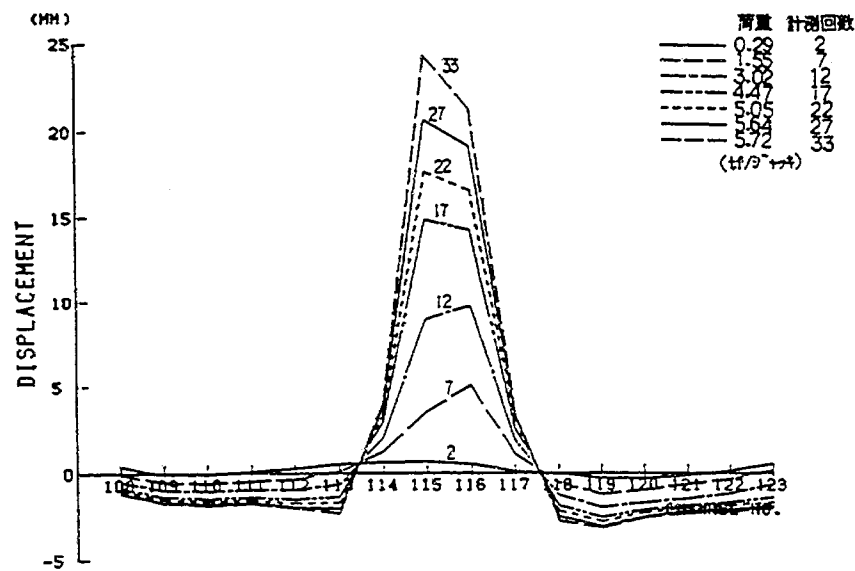
Case 6201 ①



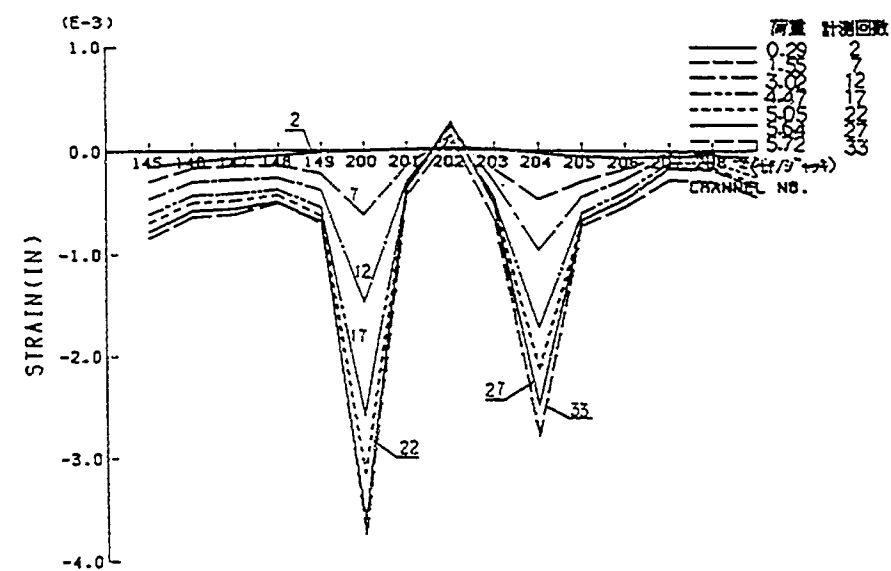
Case 6201 ③



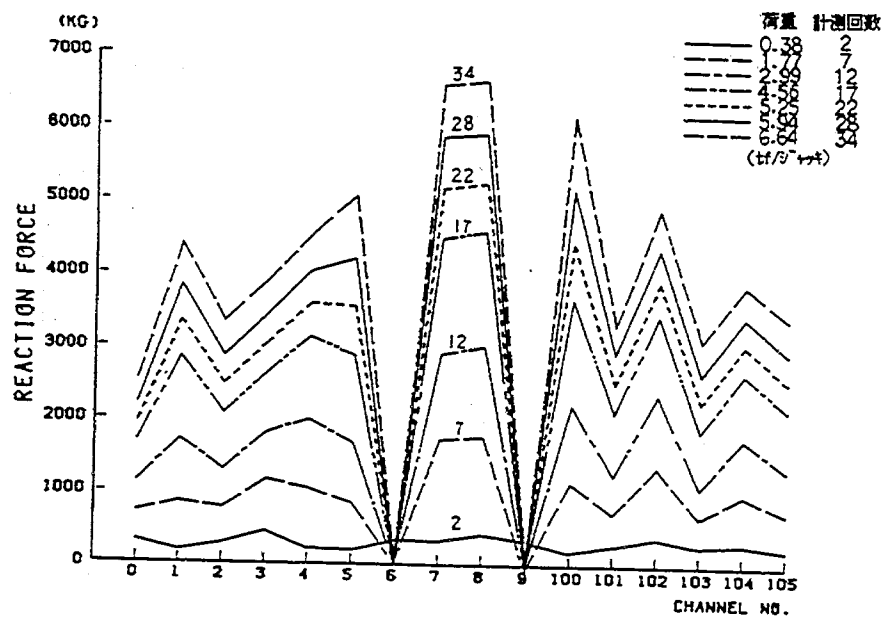
Case 6201 ②



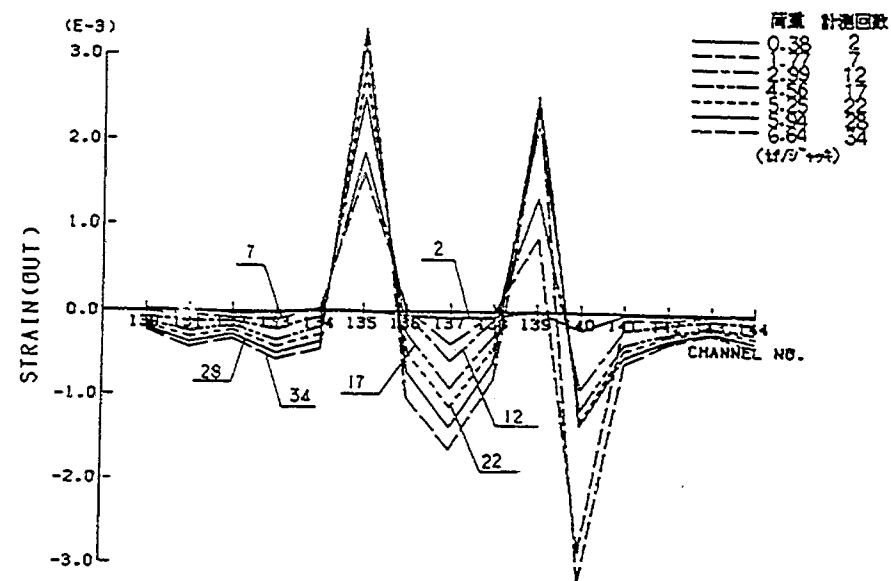
Case 6201 ④



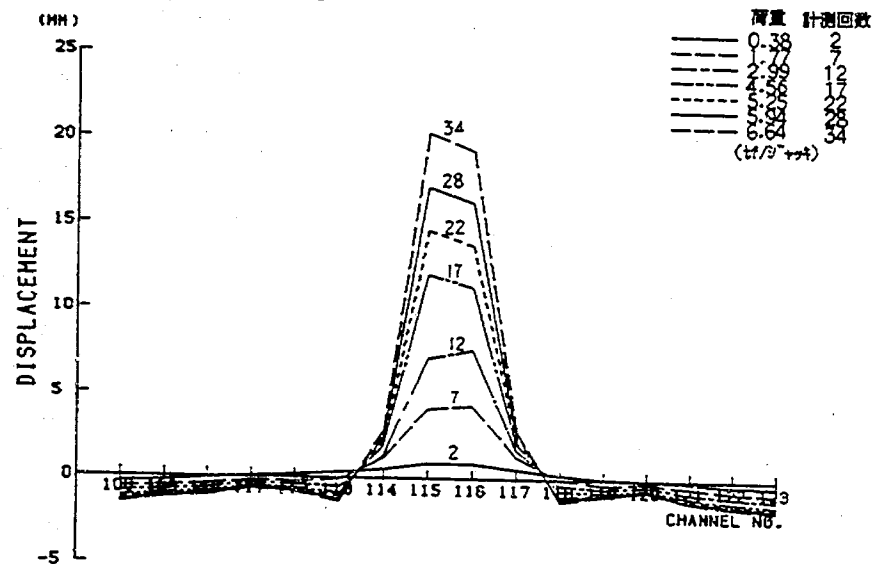
Case 6202 ①



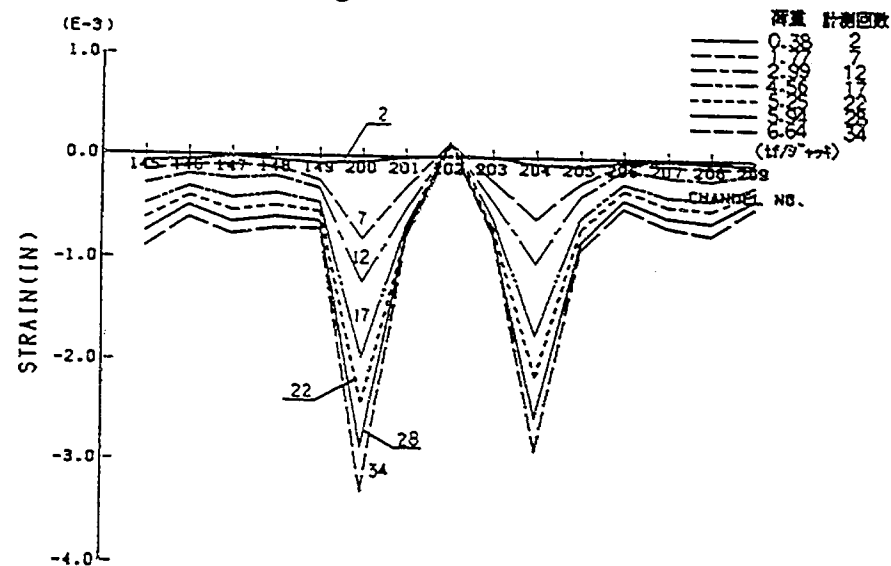
Case 6202 ③



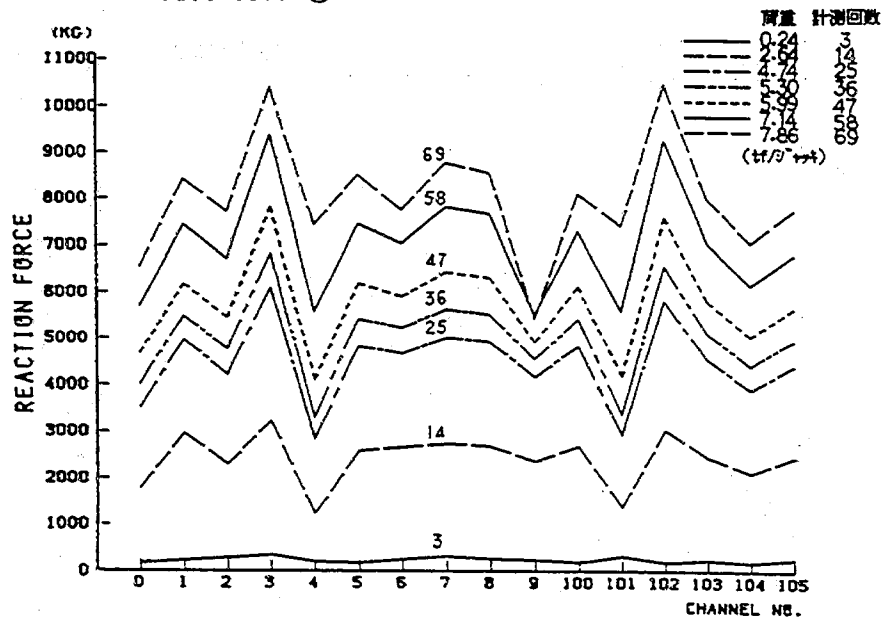
Case 6202 ②



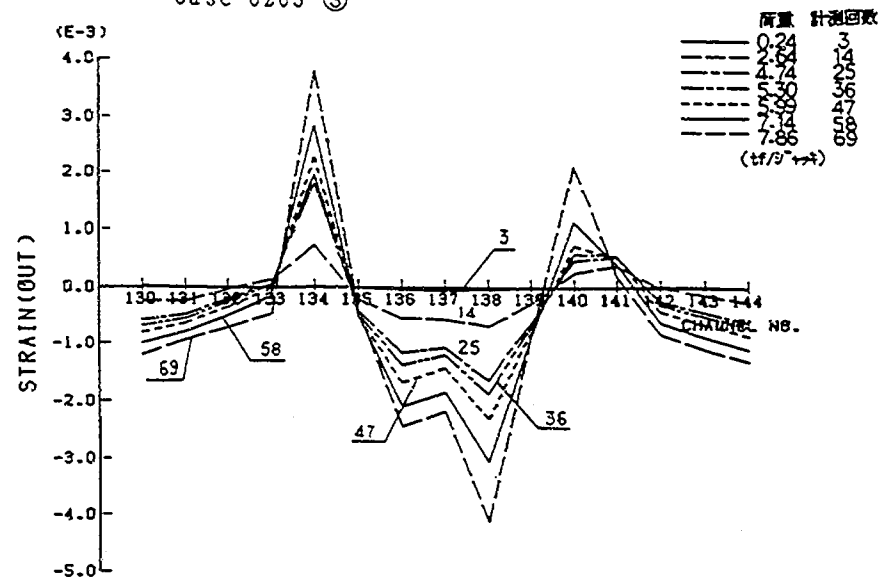
Case 6202 (4)



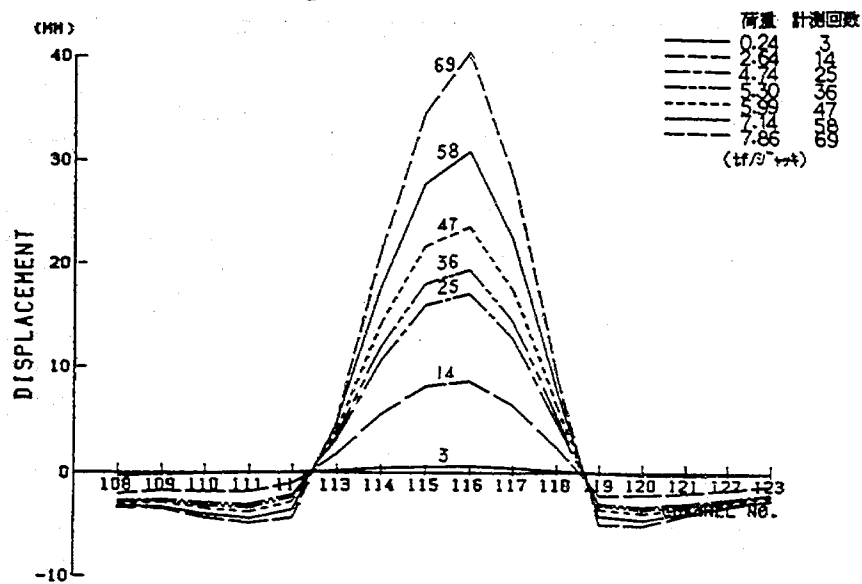
Case 6203 ①



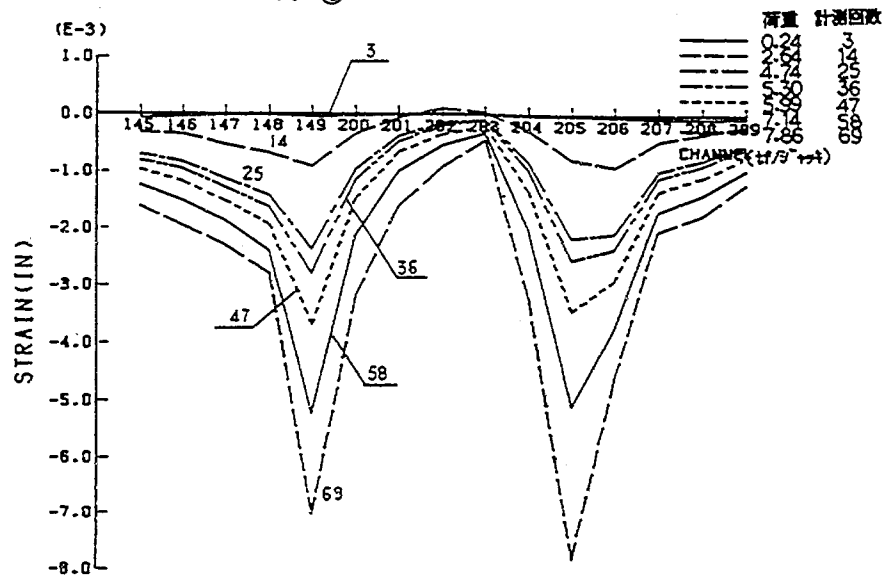
Case 6203 ③



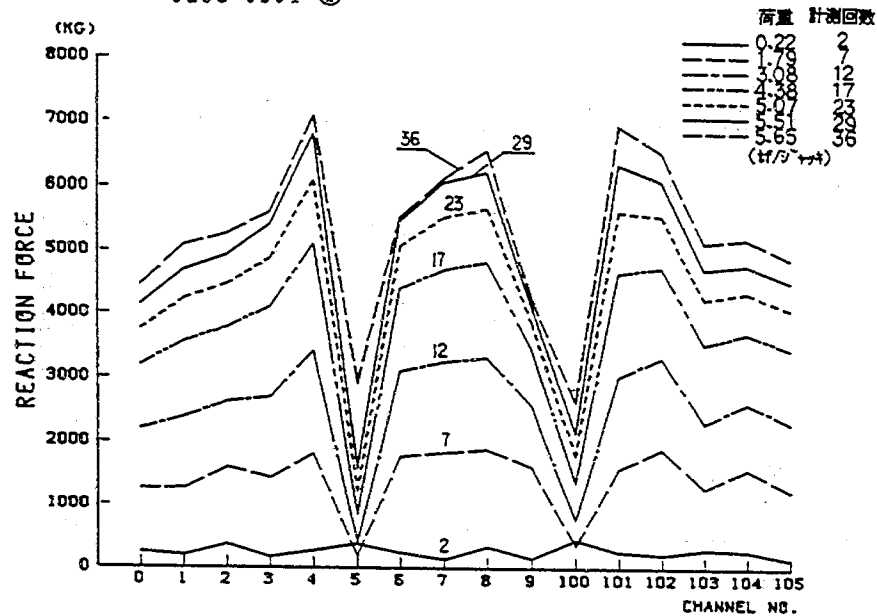
Case 6203 ②



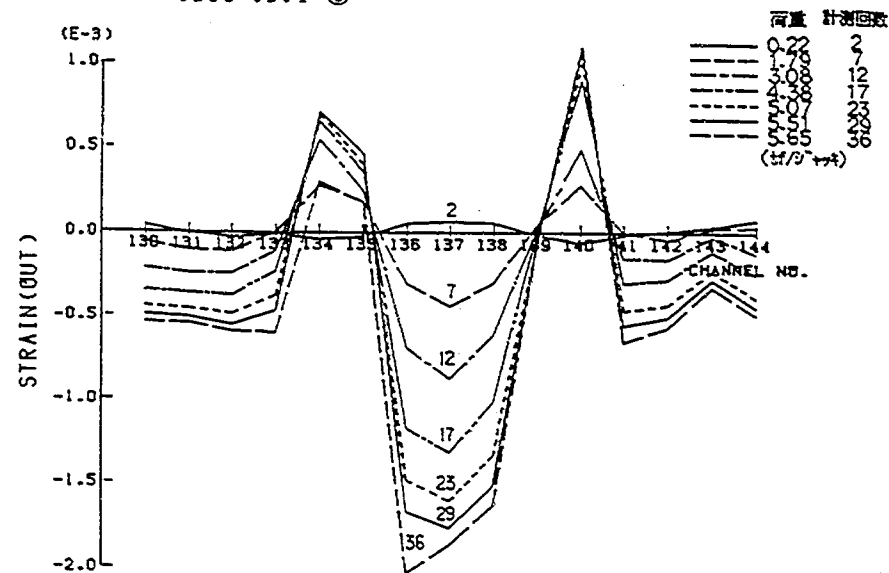
Case 6203 ④



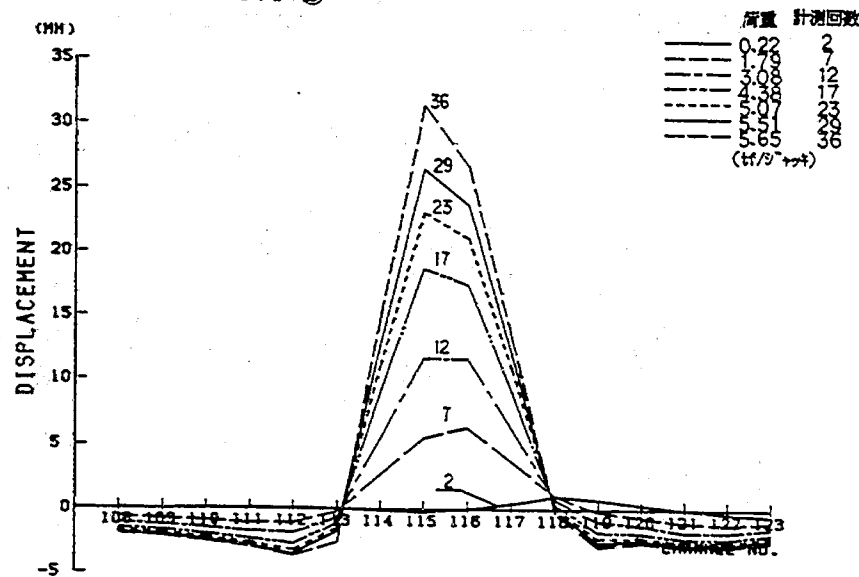
Case 6204 ①



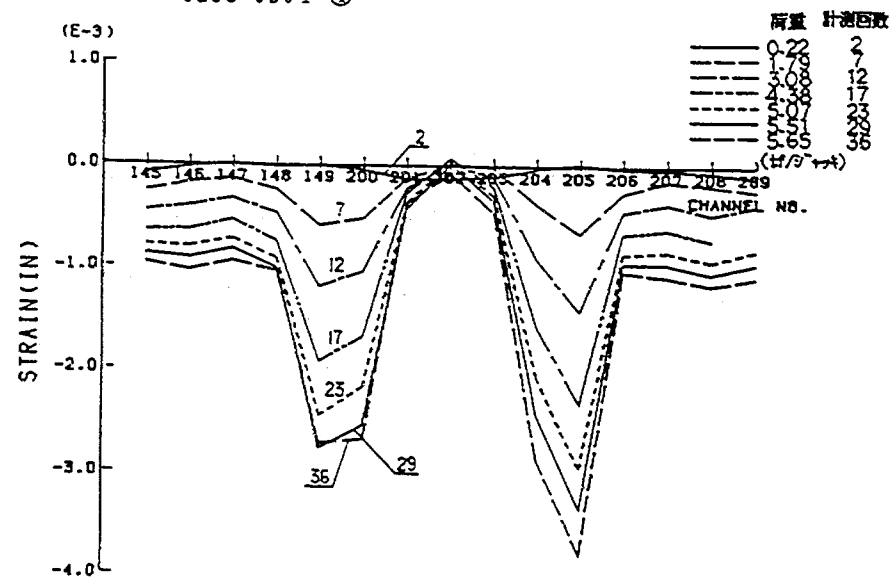
Case 6204 ③



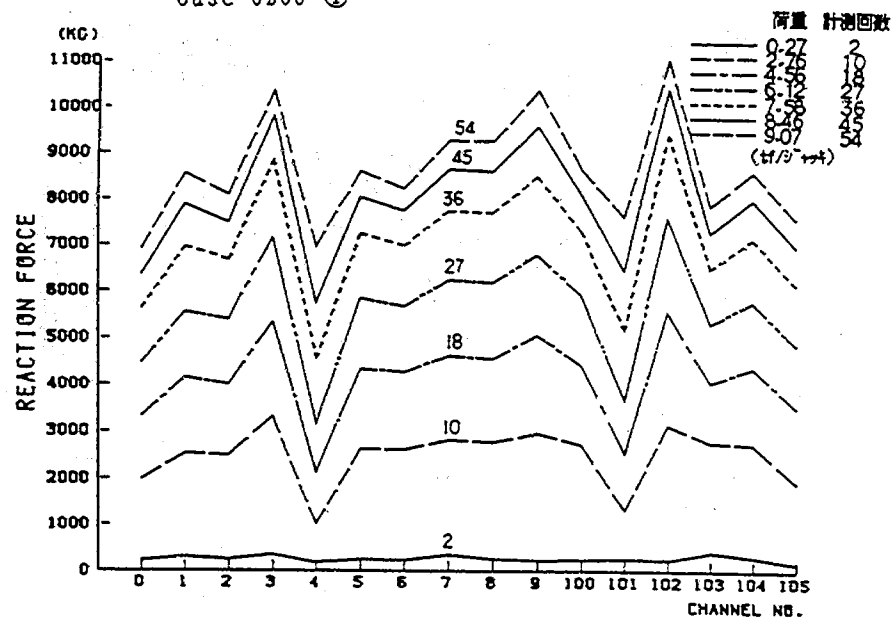
Case 6204 ②



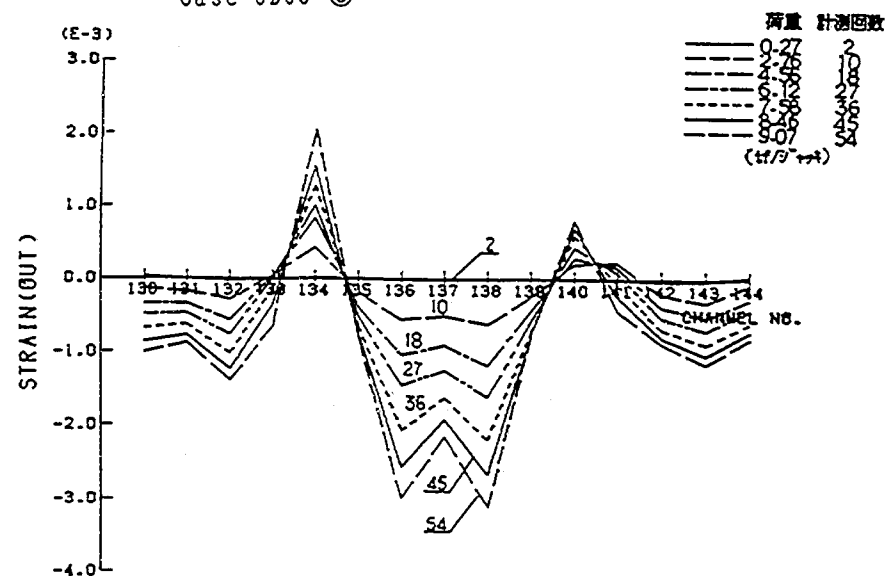
Case 6204 ④



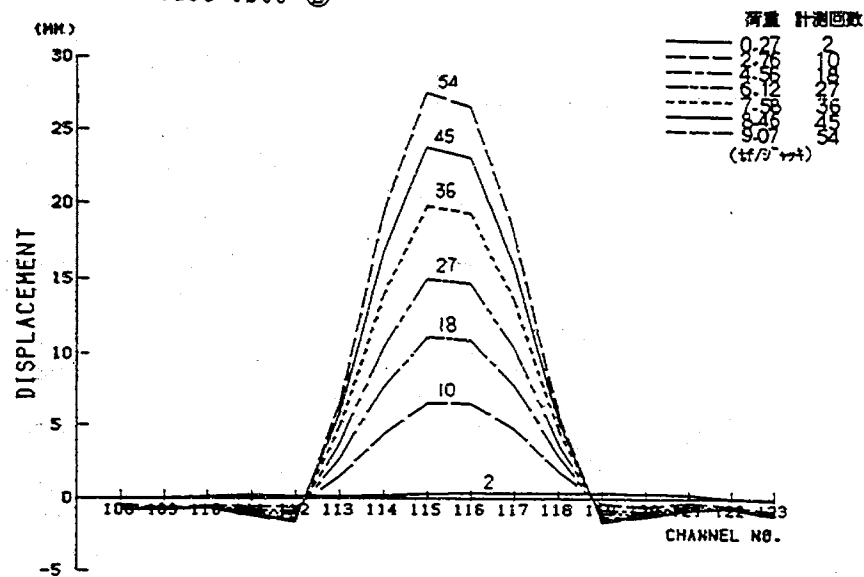
Case 6205 ①



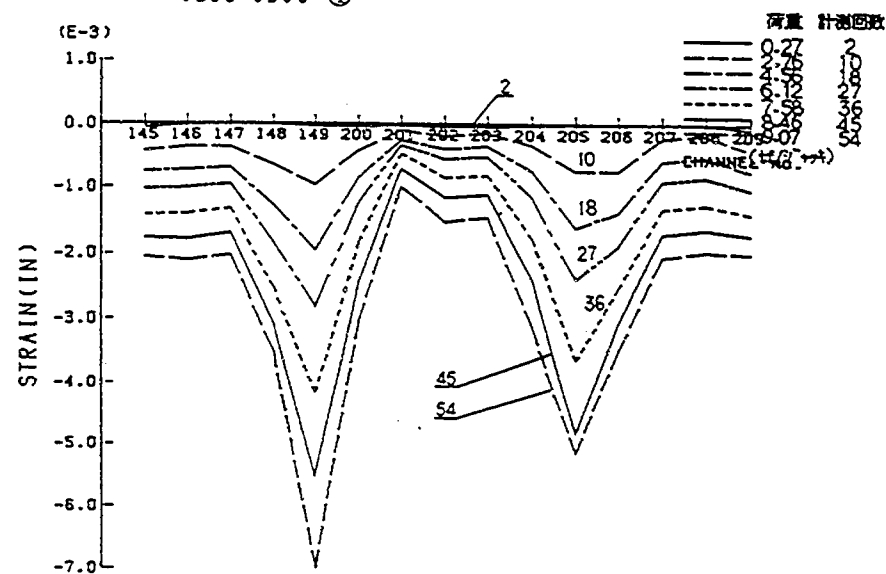
Case 6205 ③



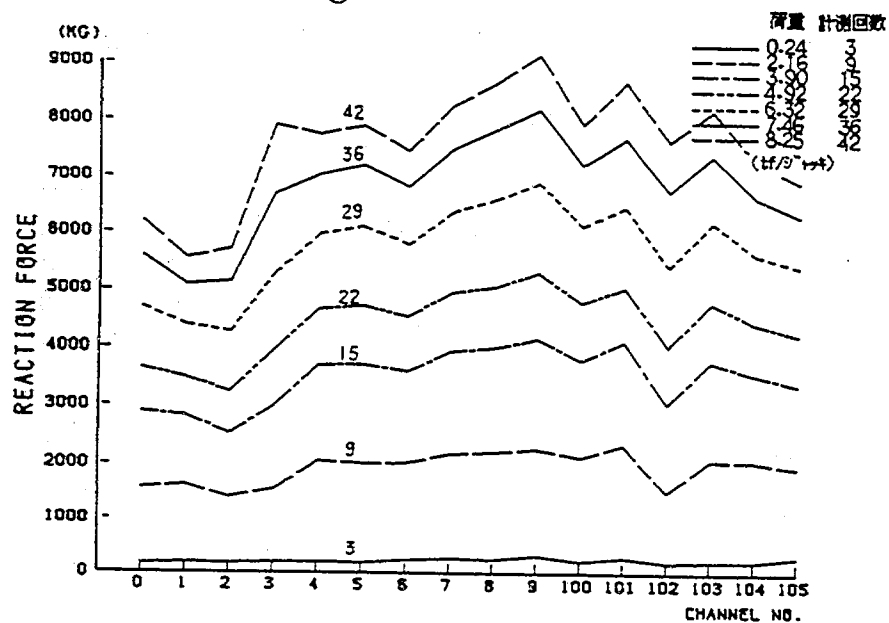
Case 6205 ②



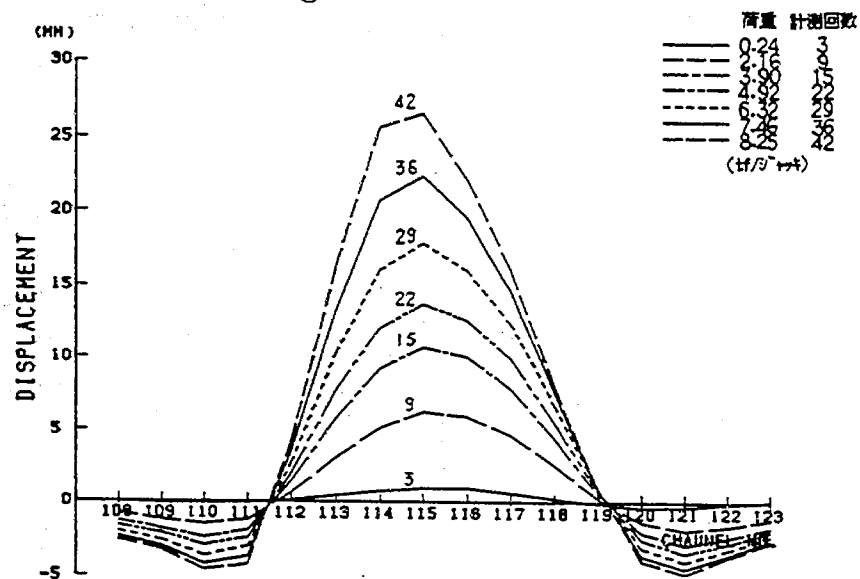
Case 6205 ④



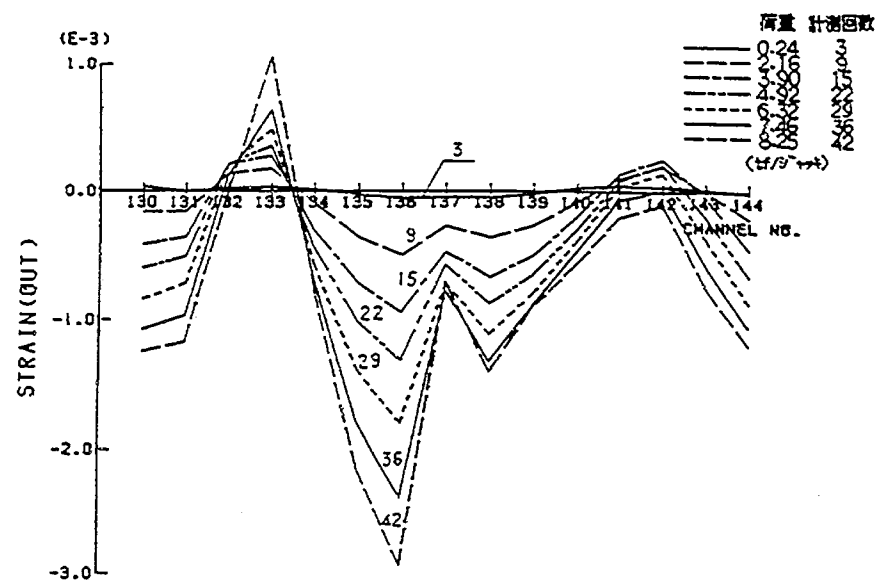
Case 6206 ①



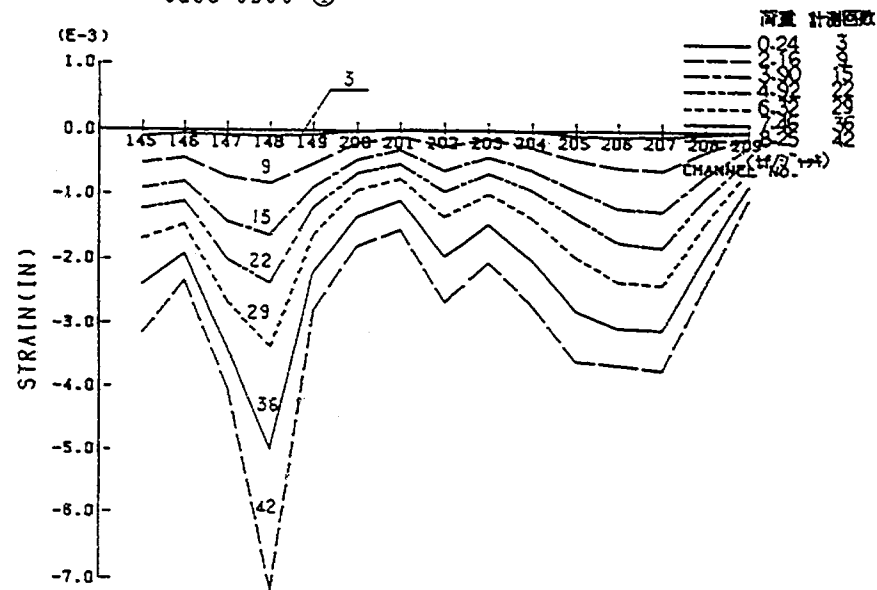
Case 6206 ②

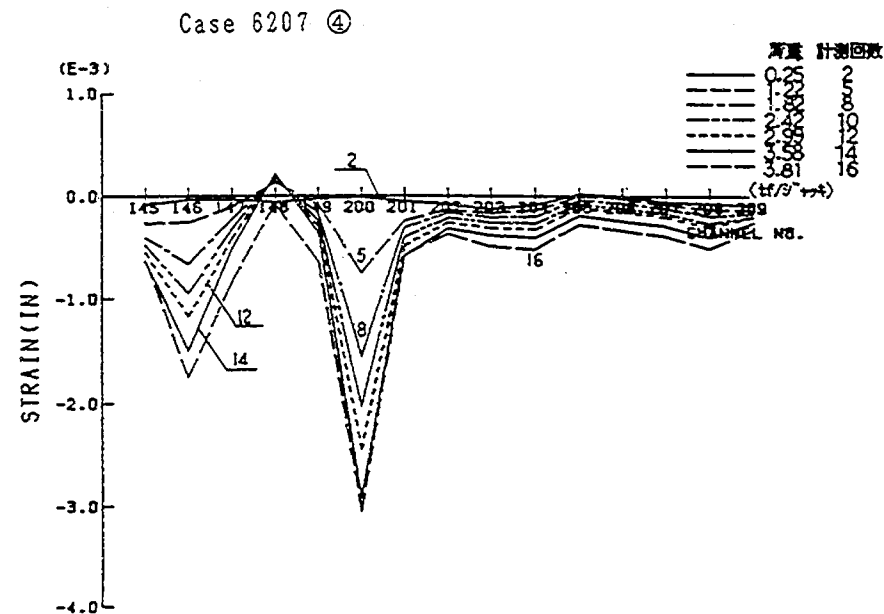
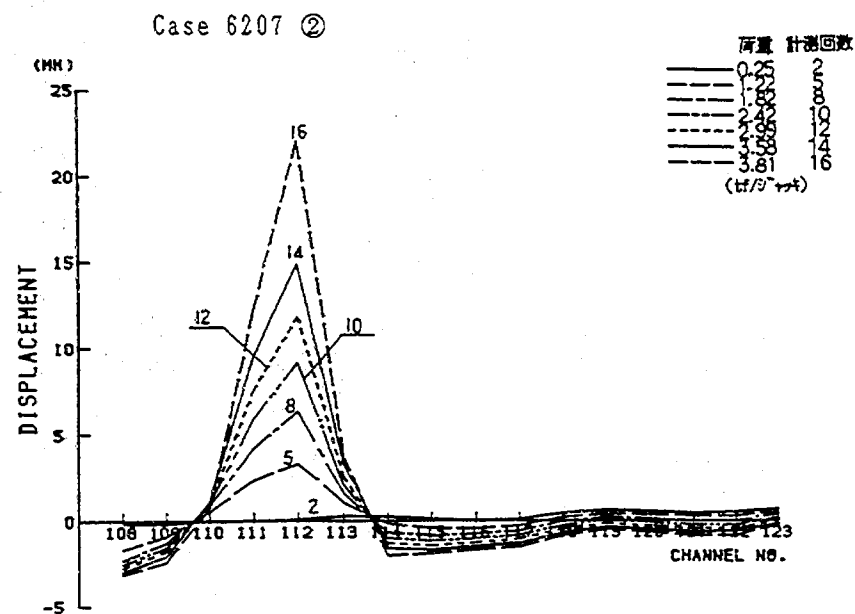
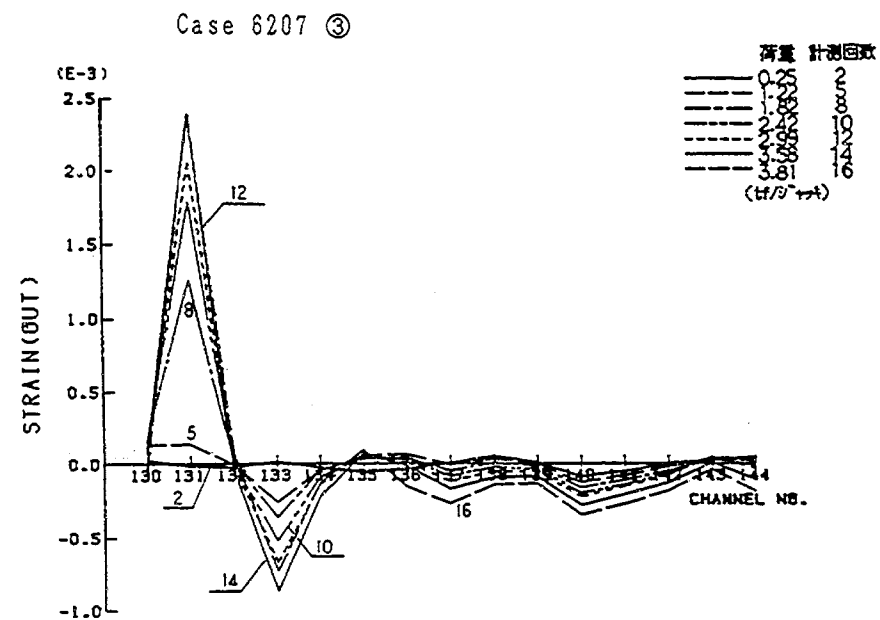
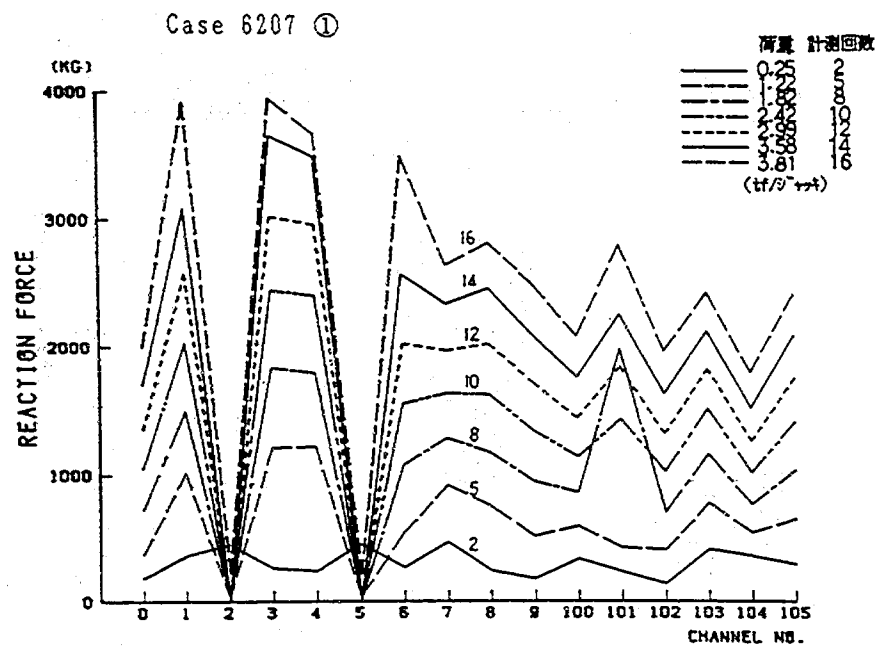


Case 6206 ③

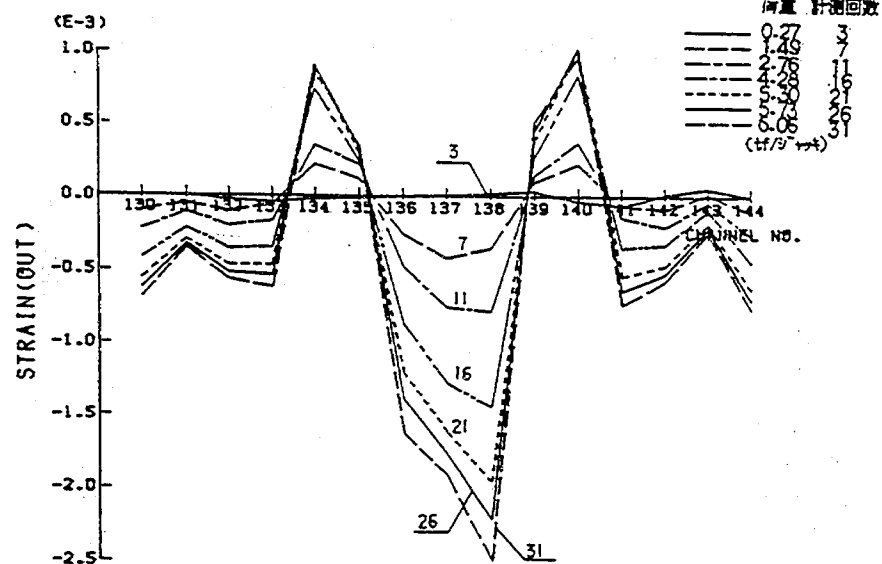


Case 6206 ④

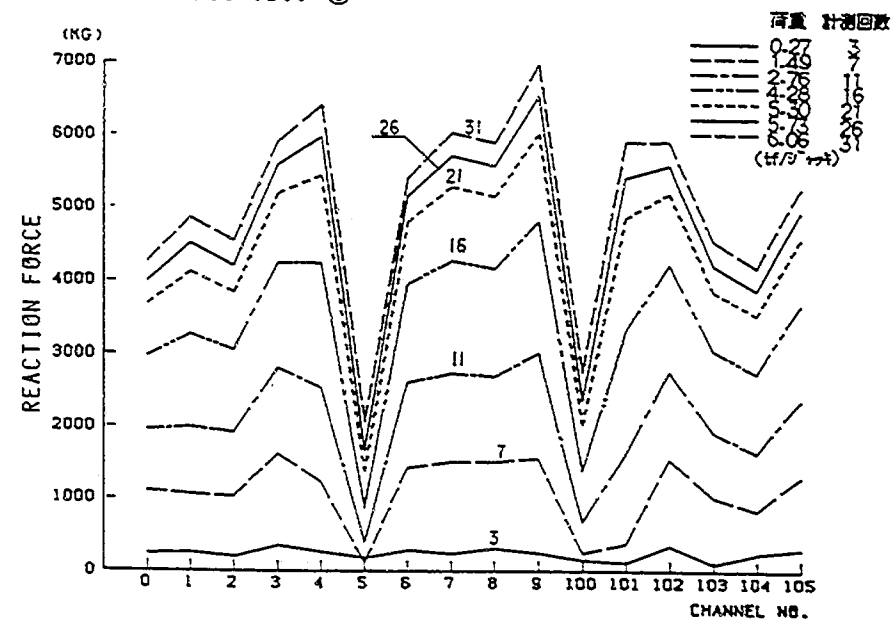




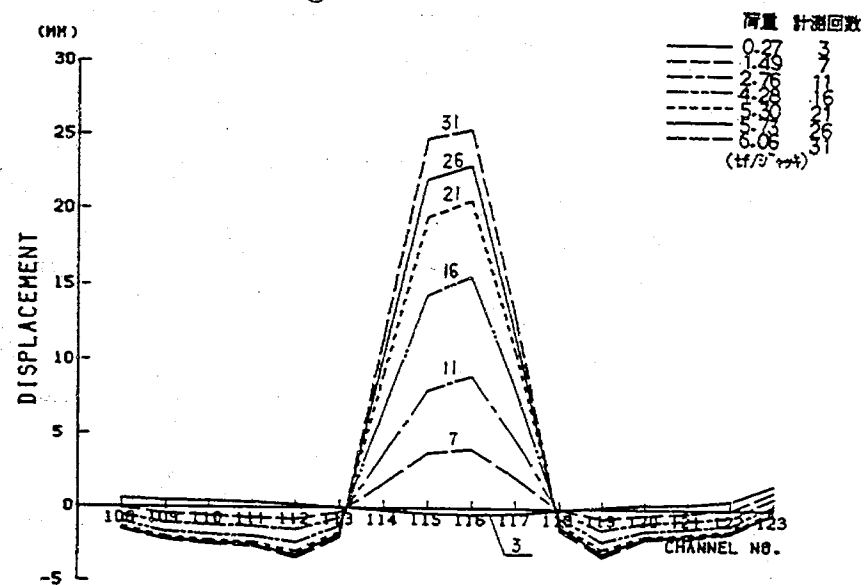
Case 6208 ①



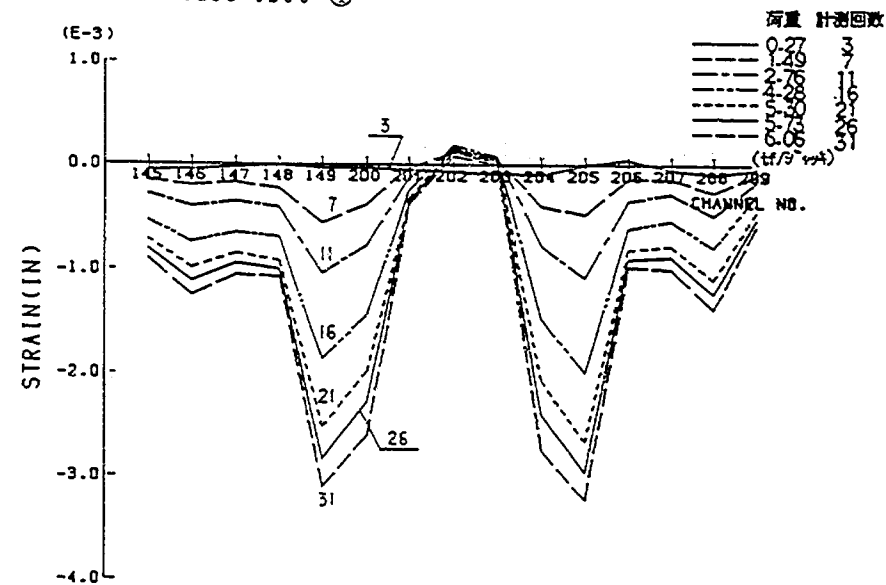
Case 6208 ③



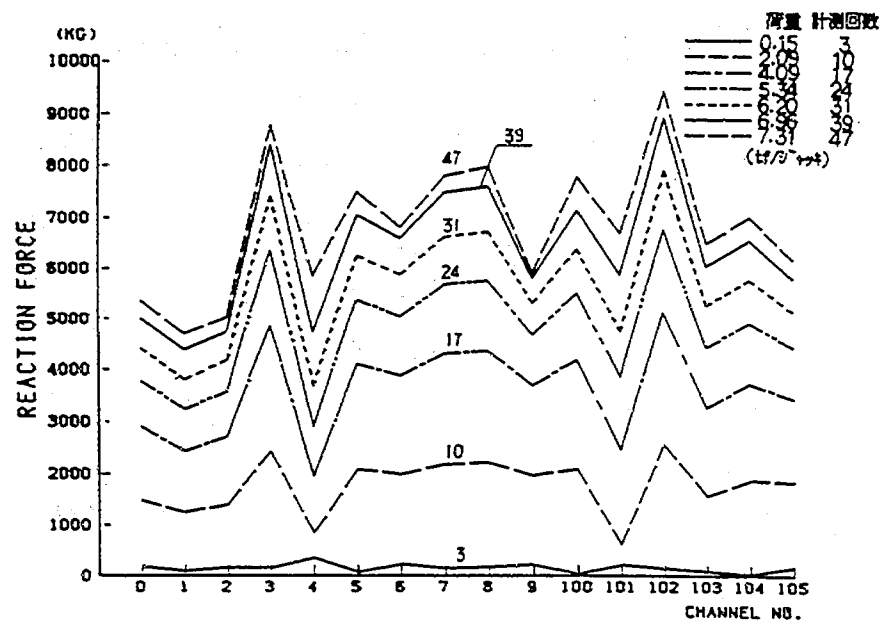
Case 6208 ②



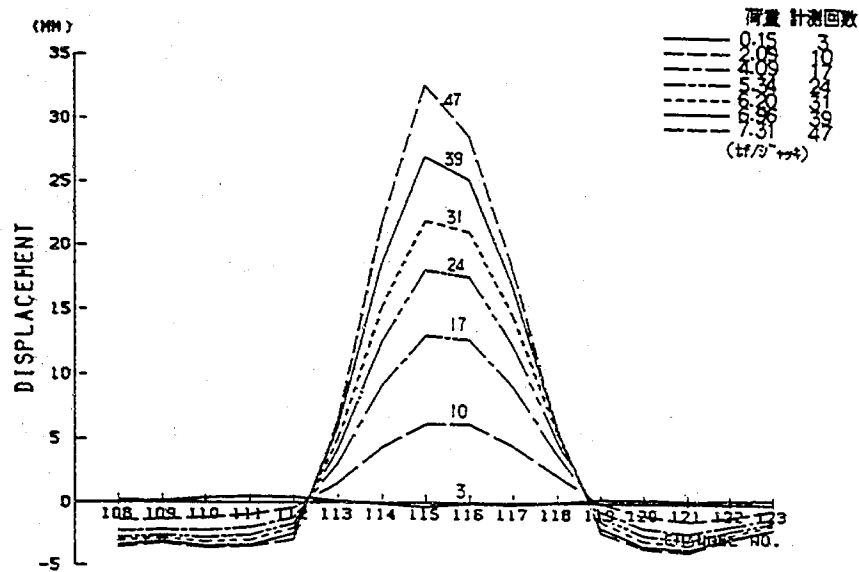
Case 6208 ④



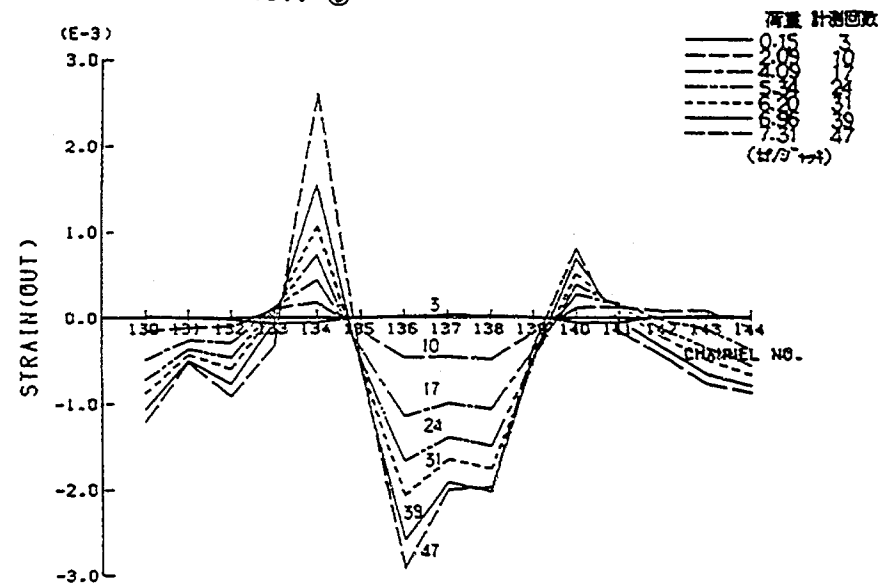
Case 6209 ①



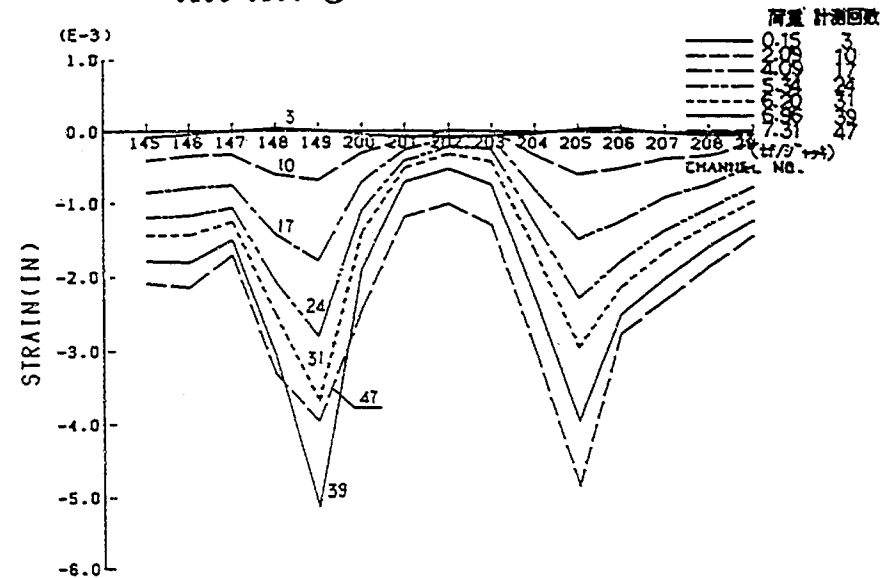
Case 6209 ②



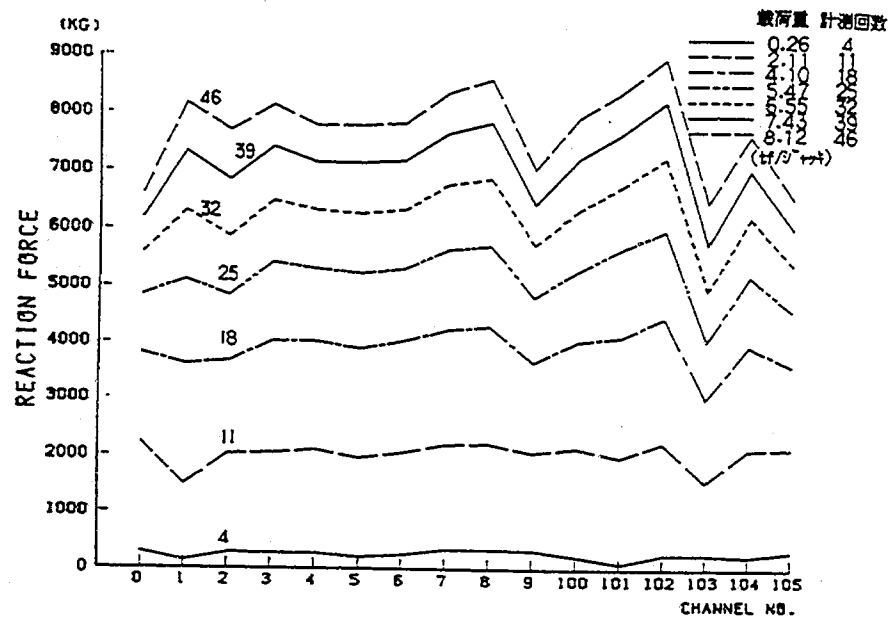
Case 6209 ③



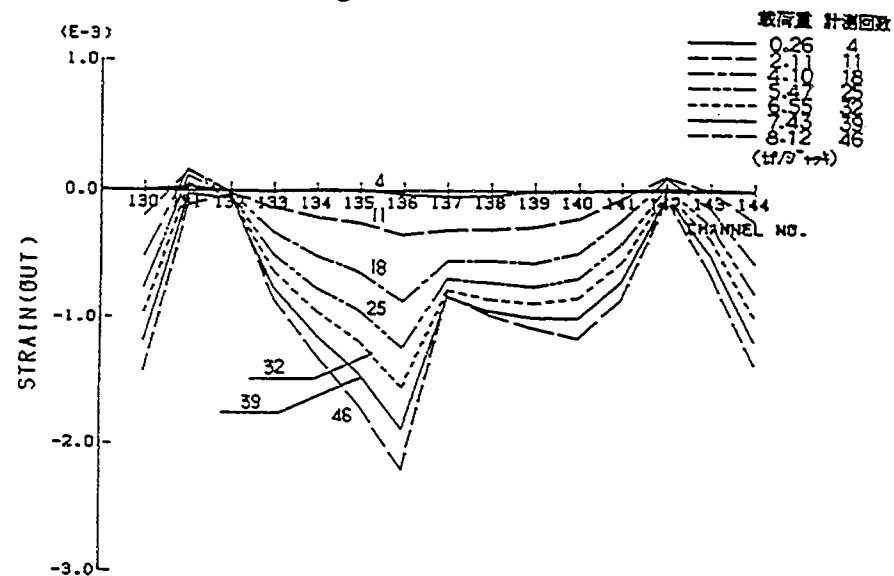
Case 6209 ④



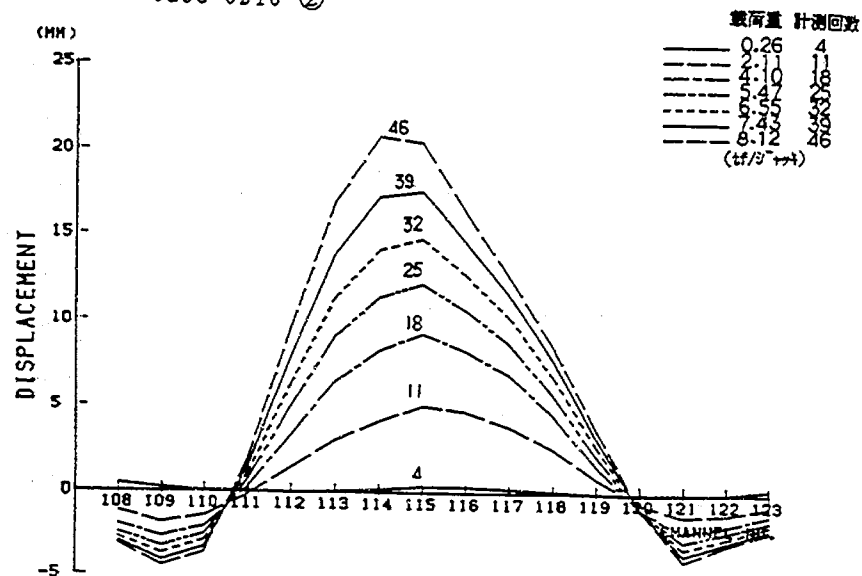
Case 6210 ①



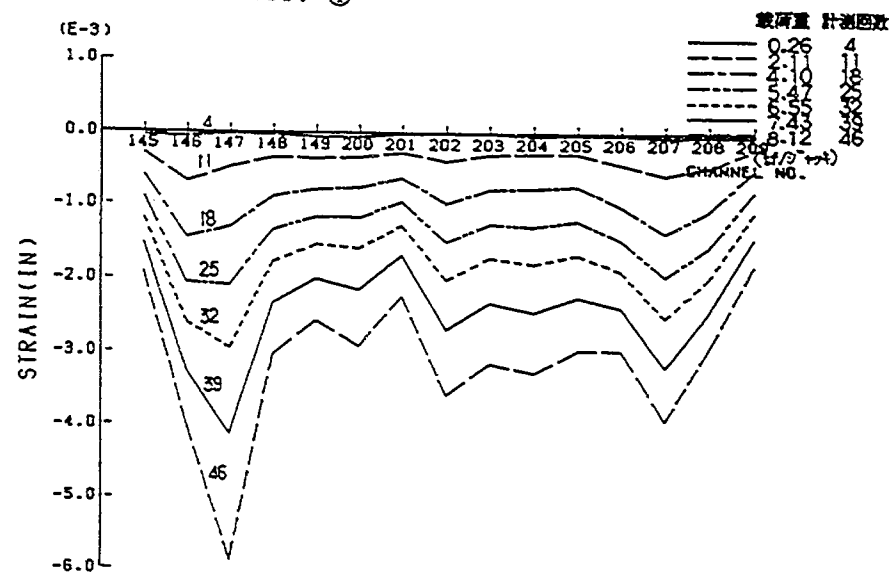
Case 6210 ③



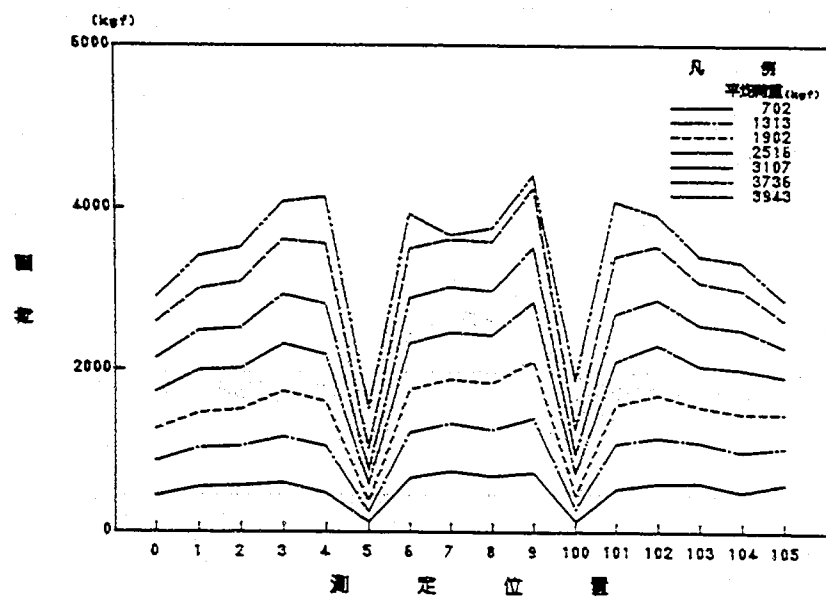
Case 6210 ②



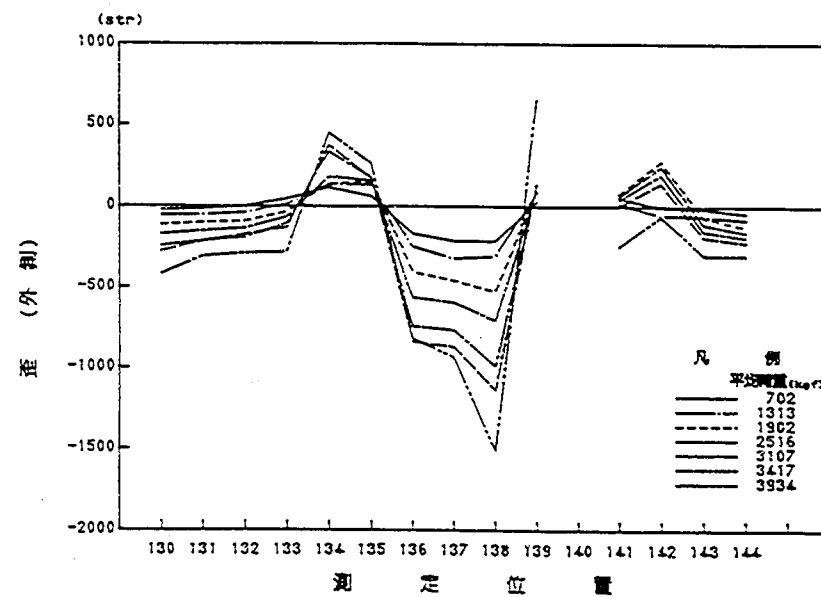
Case 6210 ④



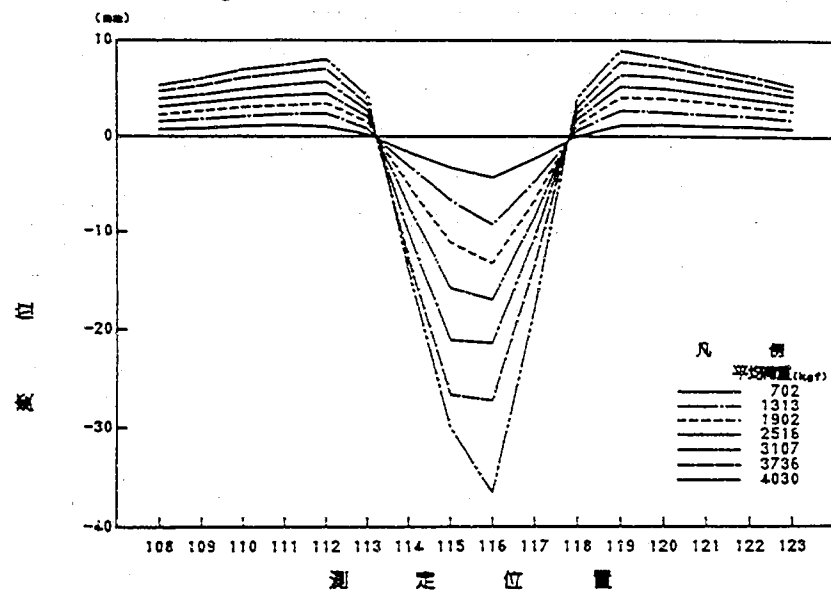
Case 0101 ①



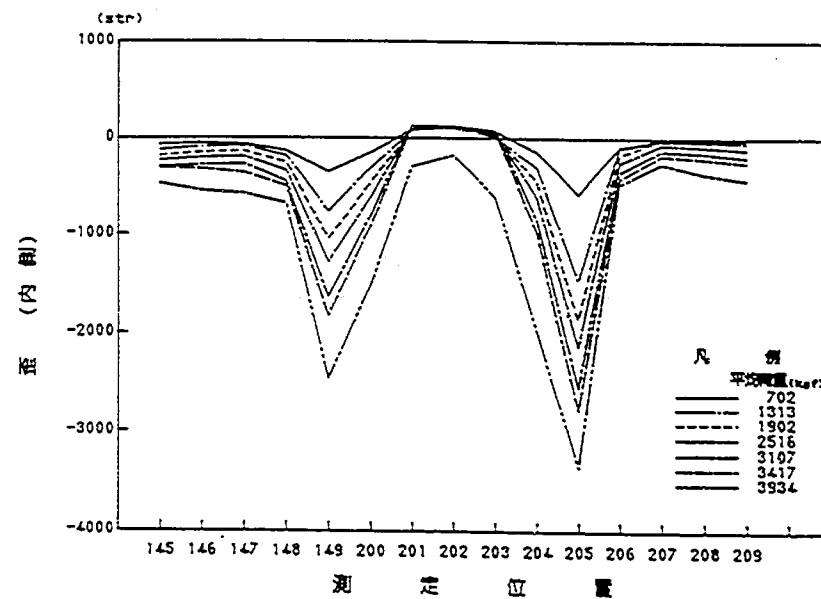
Case 0101 ③



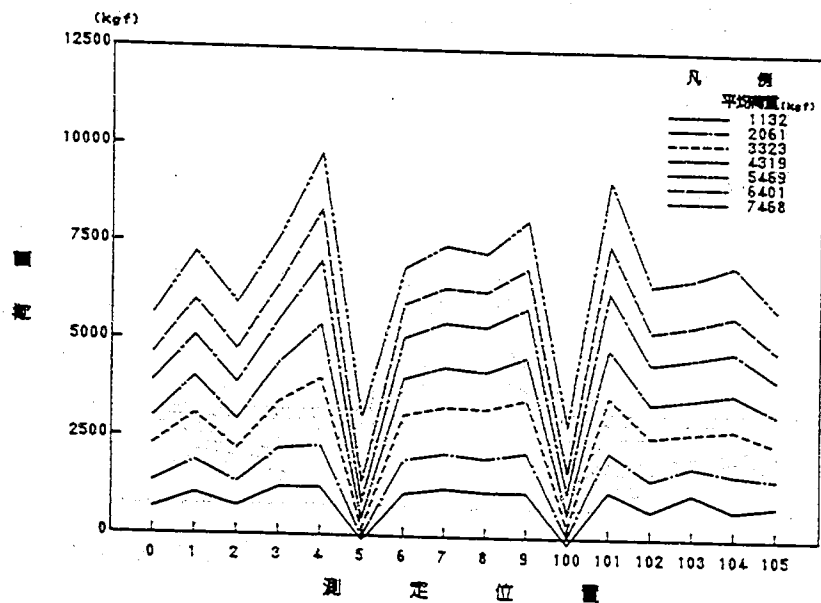
Case 0101 ②



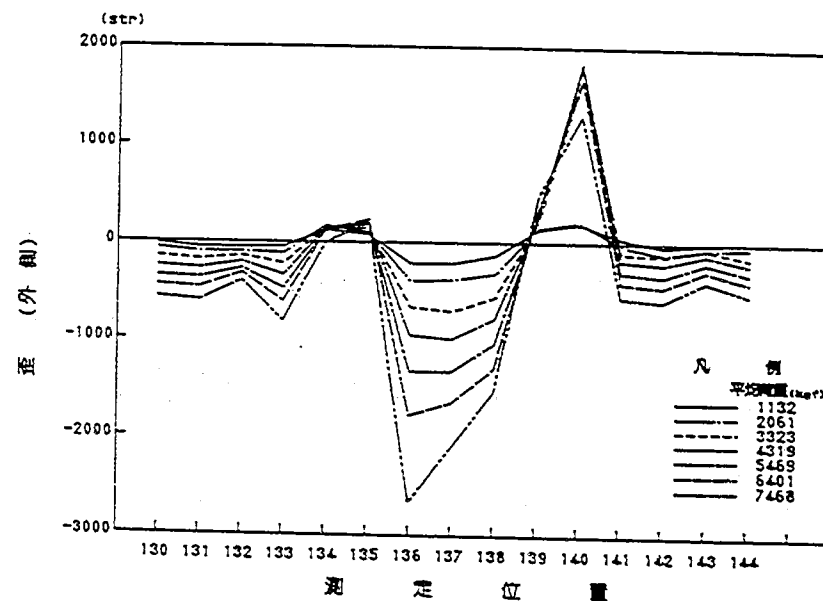
Case 0101 ④



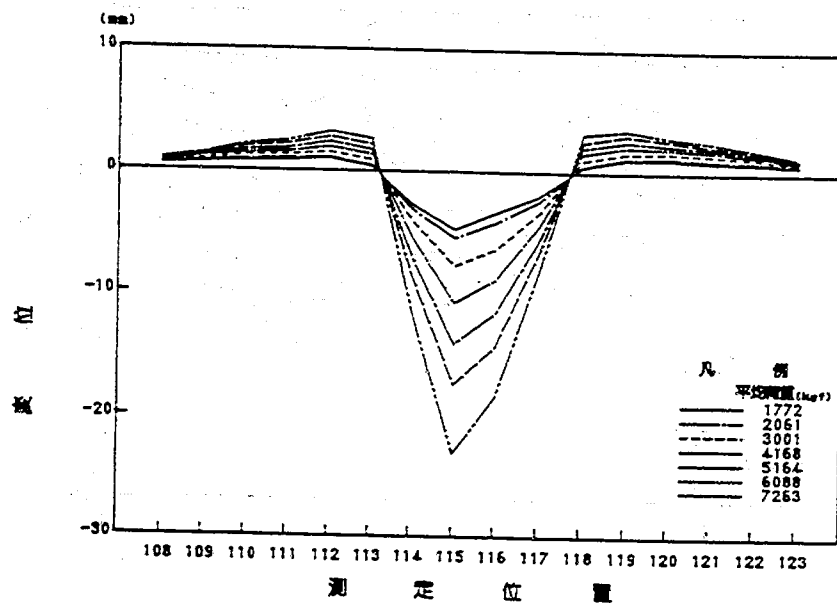
Case 0102 ①



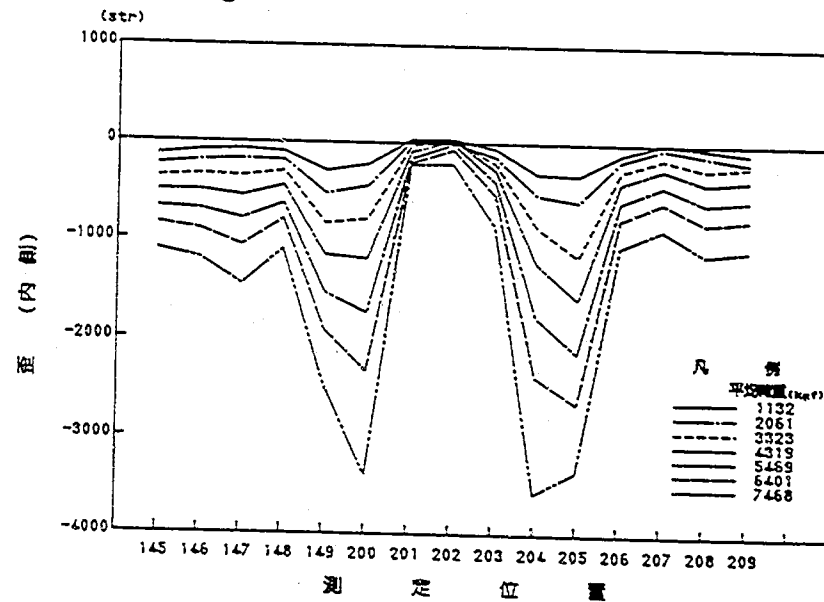
Case 0102 ③



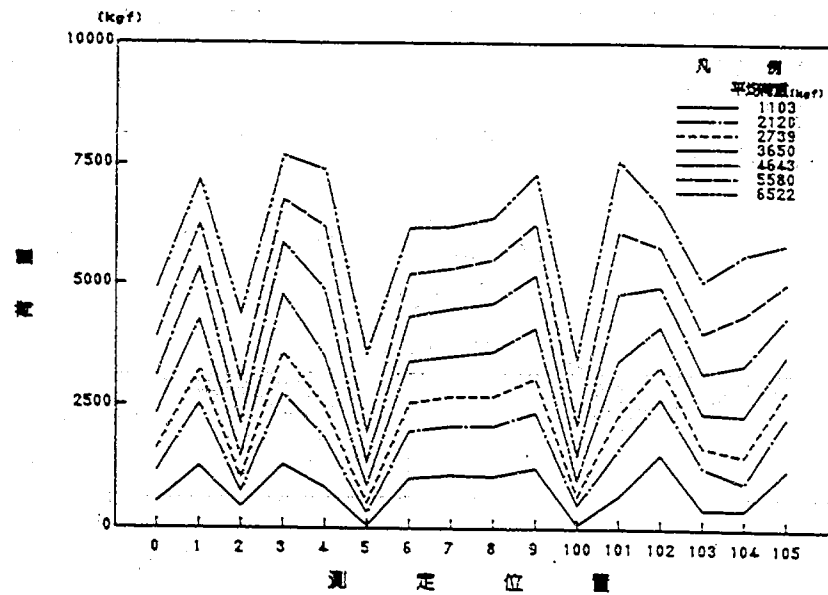
Case 0102 ②



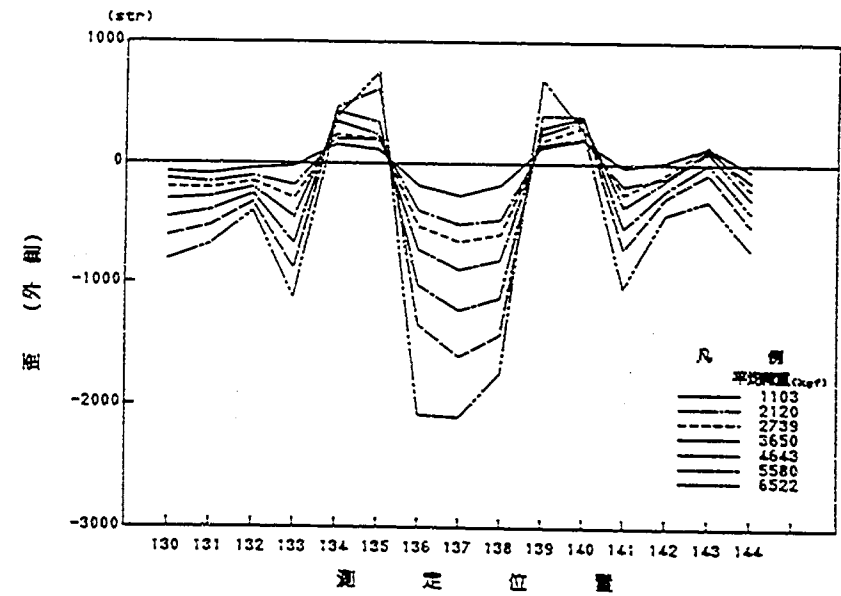
Case 0102 ④



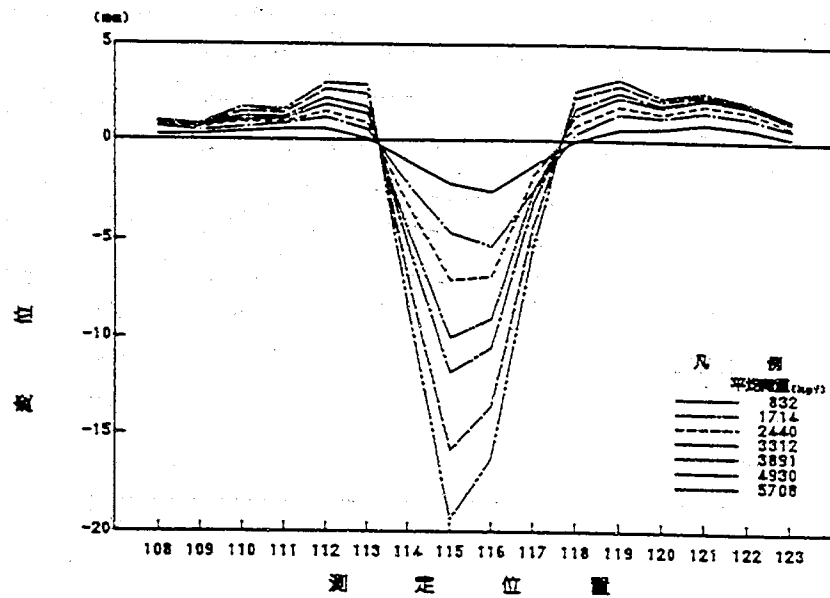
Case 0103 ①



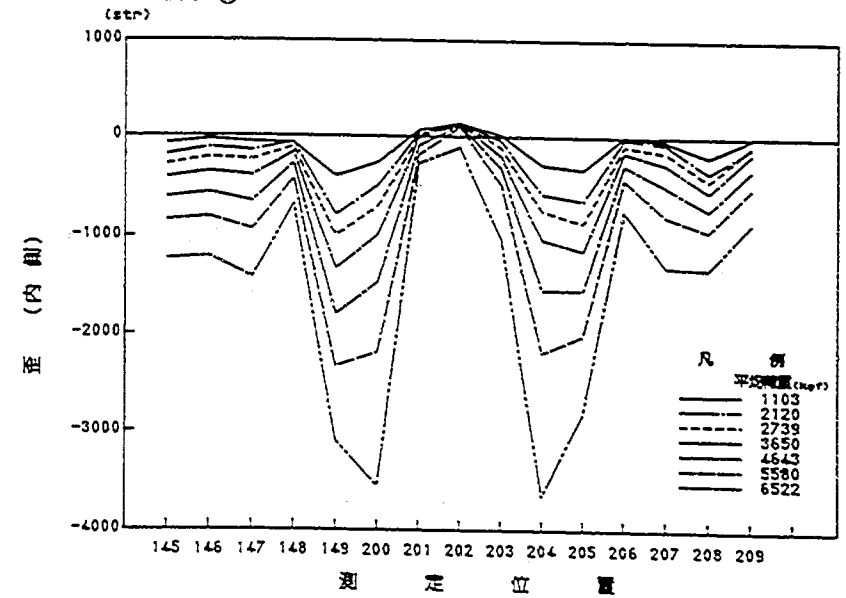
Case 0103 ③



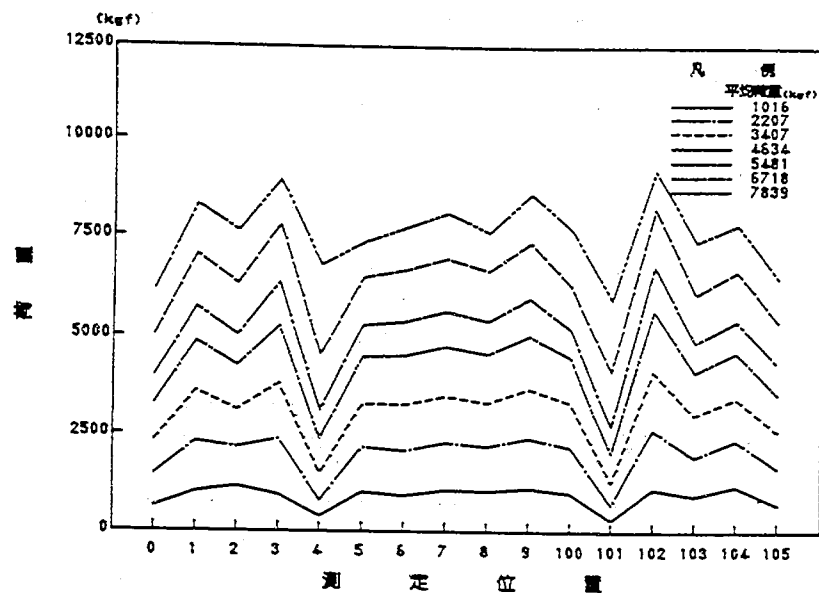
Case 0103 ②



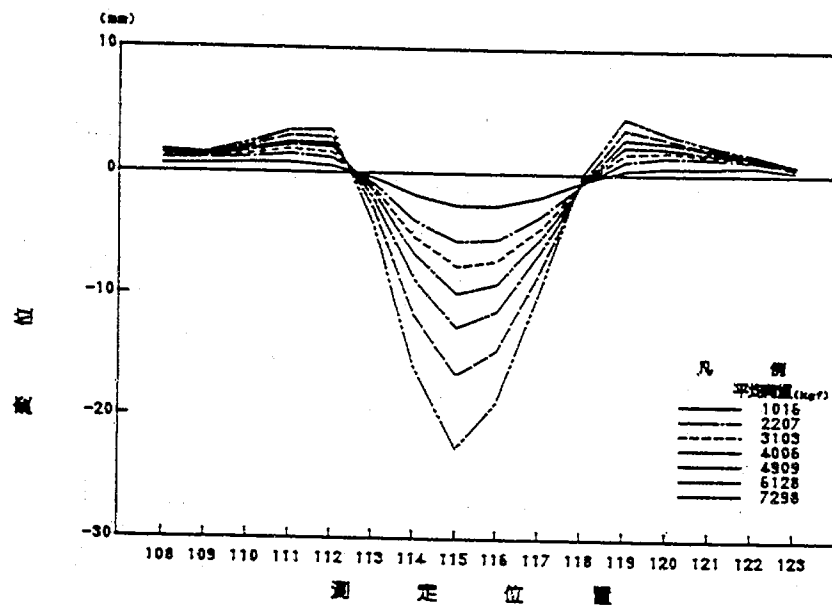
Case 0103 ④



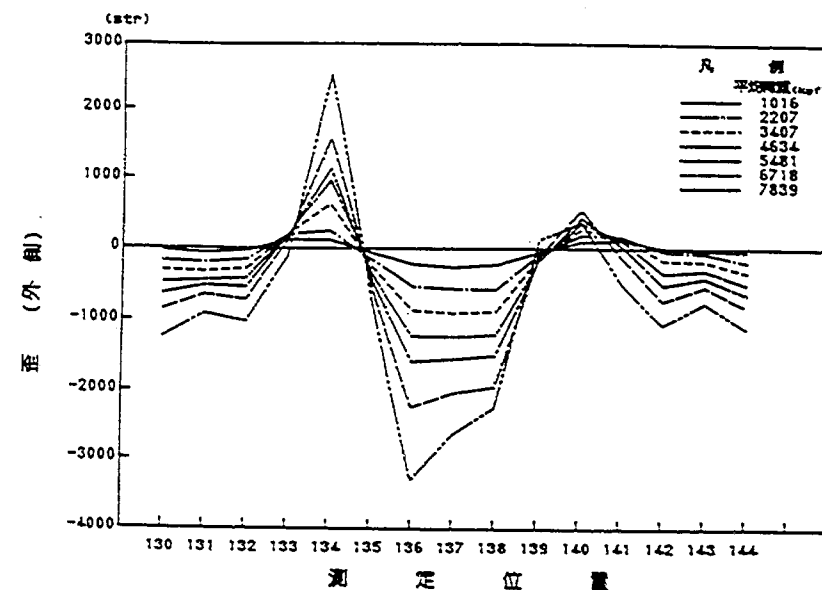
Case 0104 ①



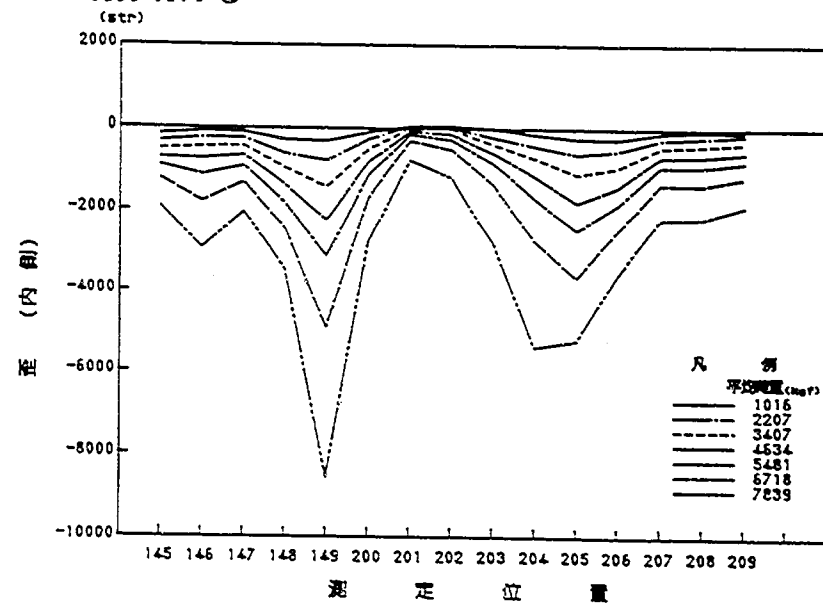
Case 0104 ②



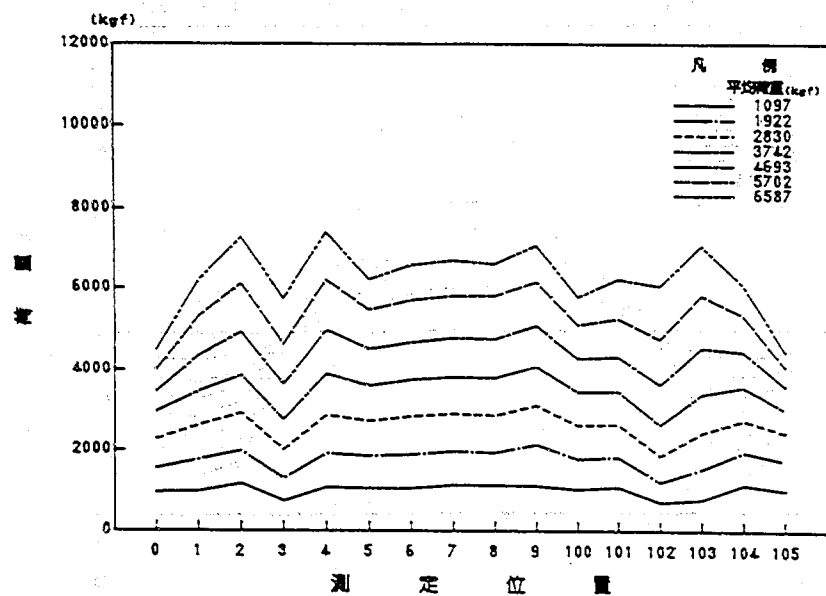
Case 0104 ③



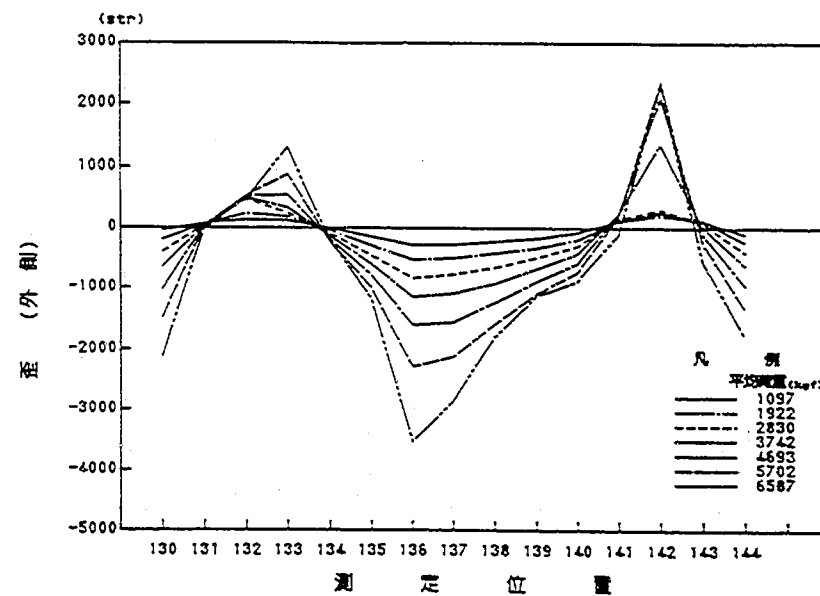
Case 0104 ④



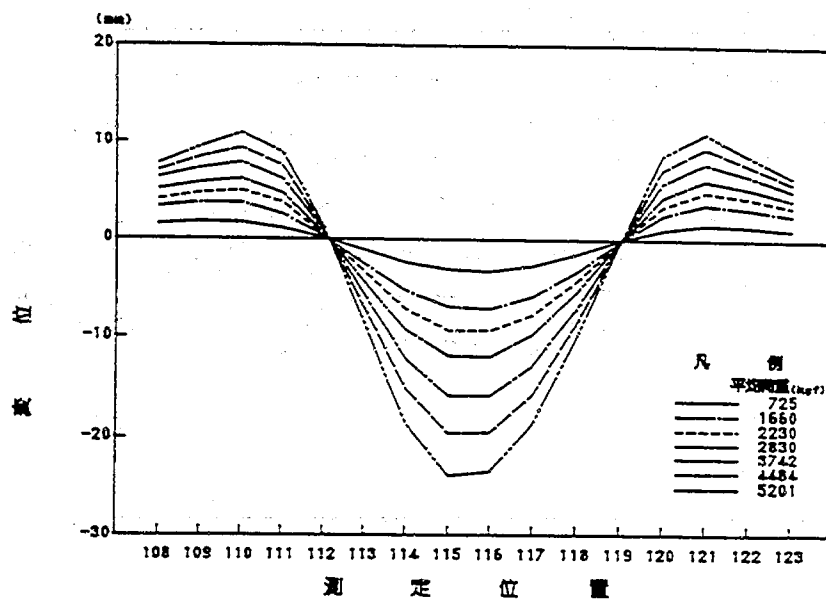
Case 0105 ①



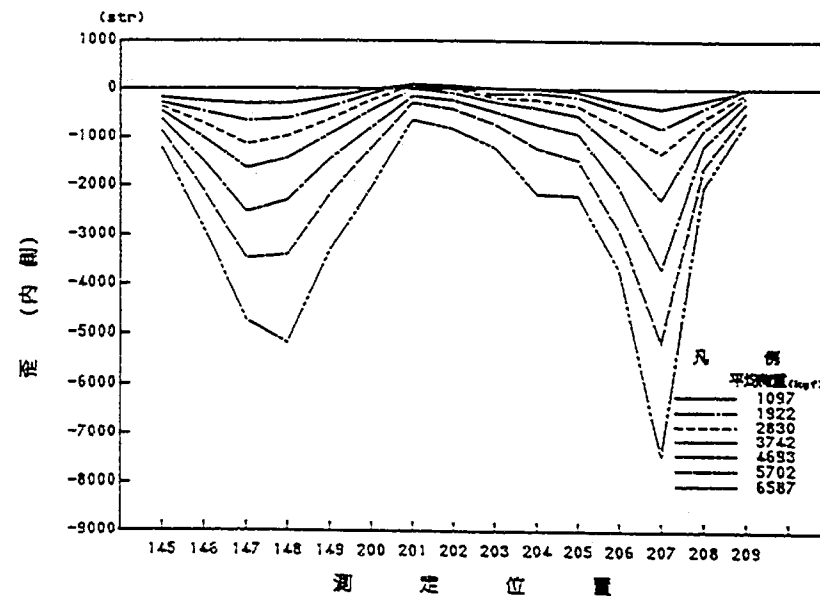
Case 0105 ③



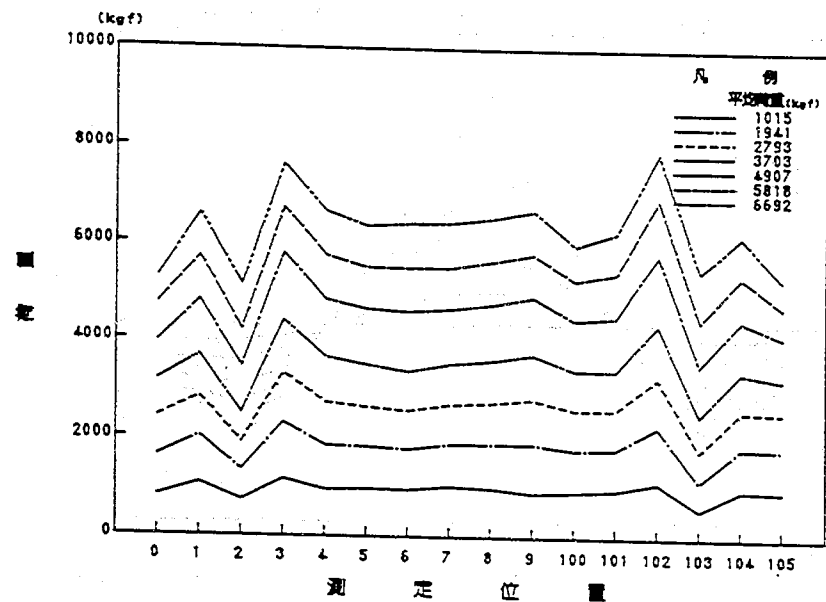
Case 0105 ②



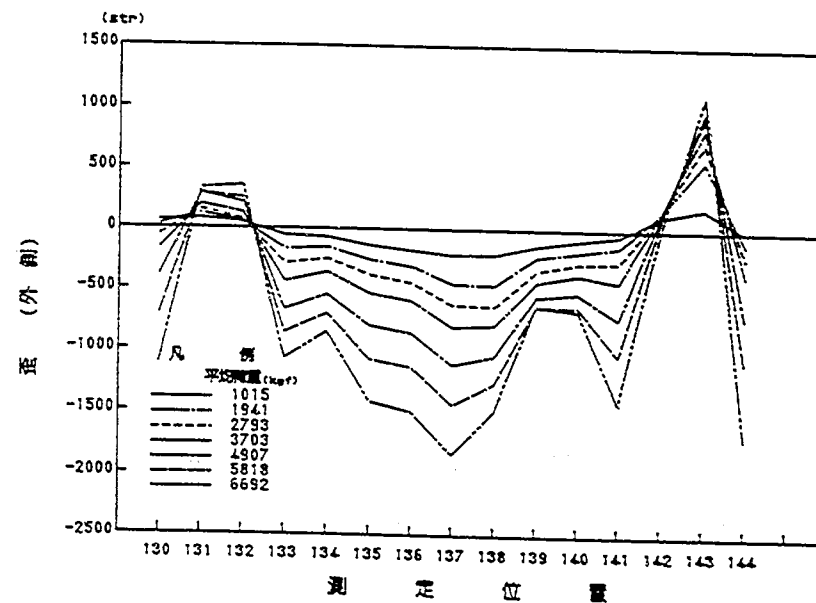
Case 0105 ④



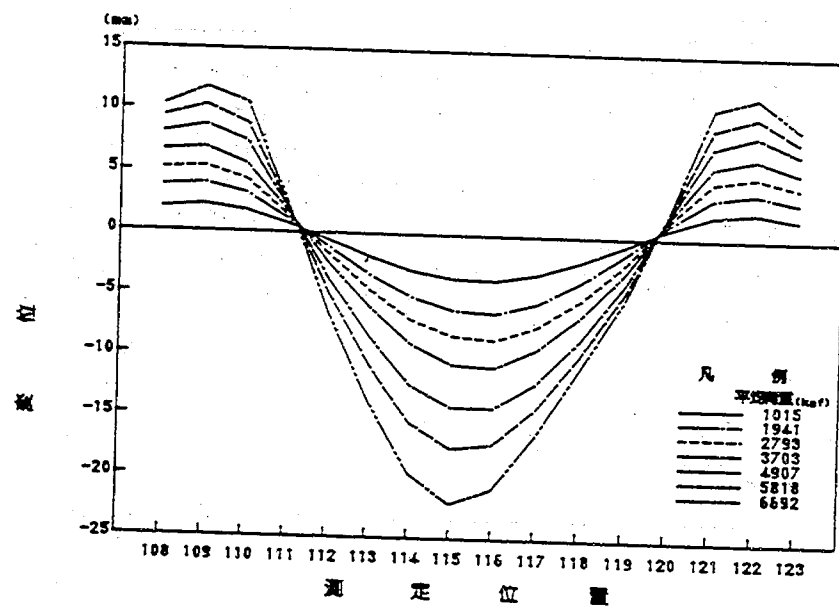
Case 0106 ①



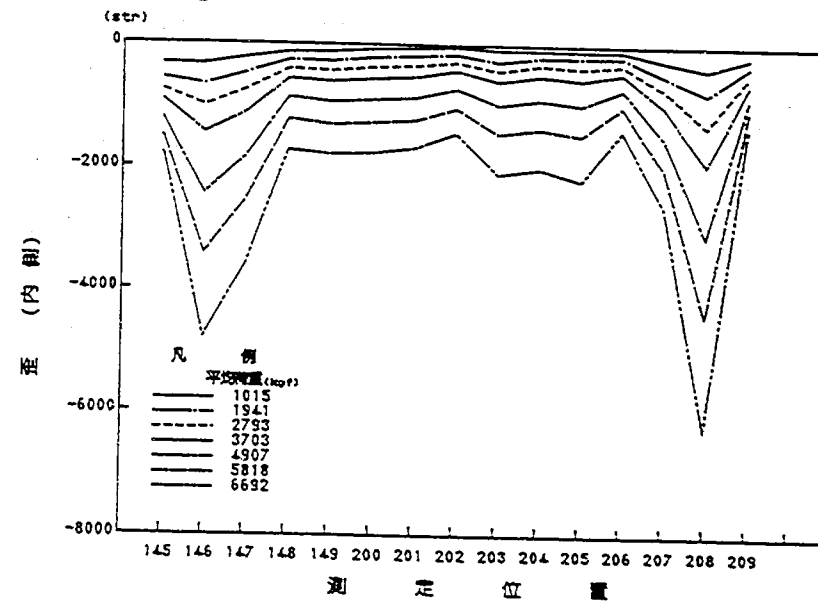
Case 0106 ③



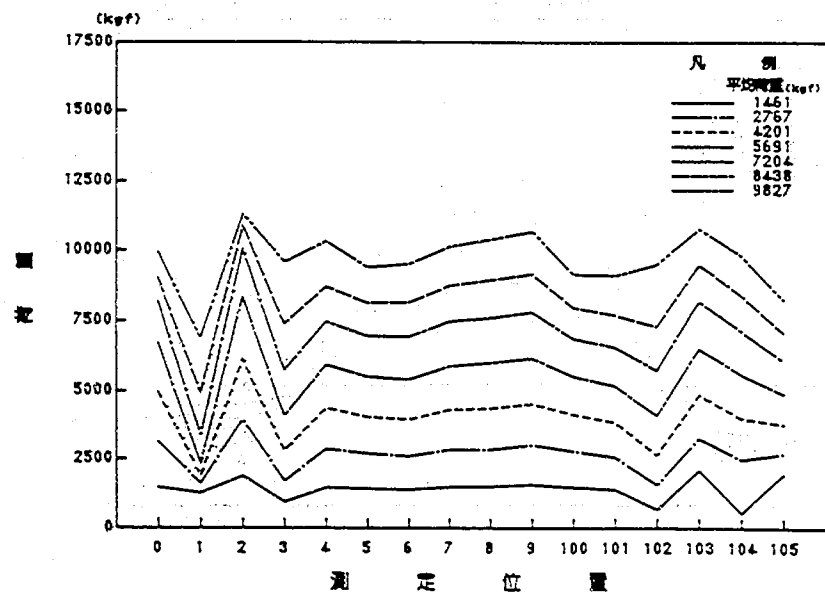
Case 0106 ②



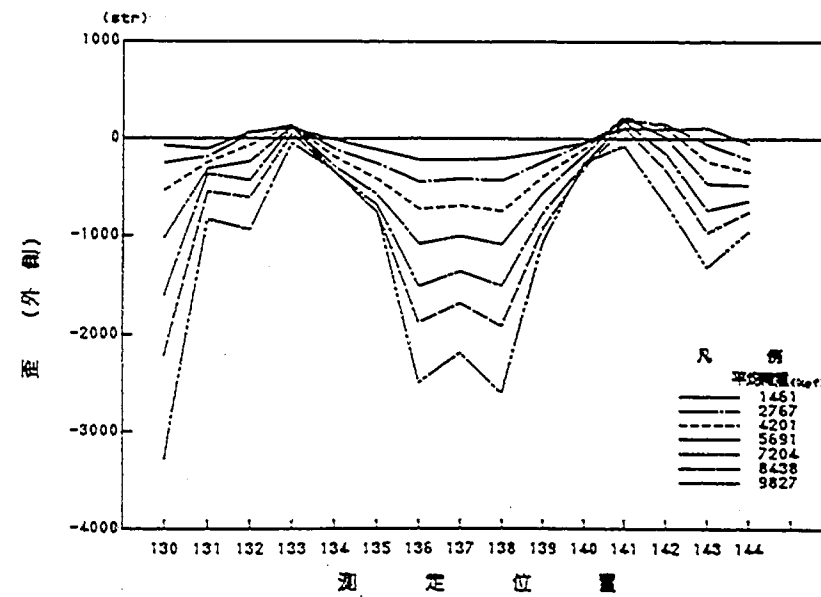
Case 0106 ④



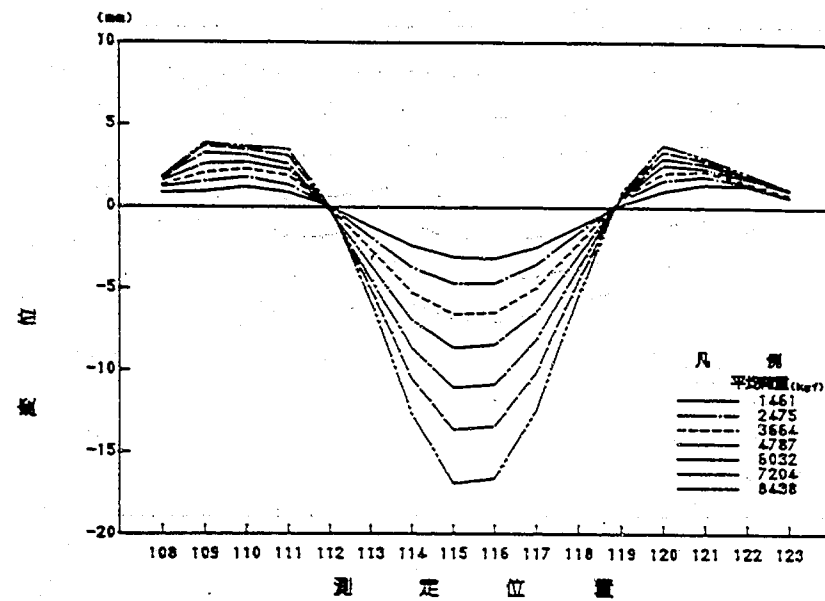
Case 0107 ①



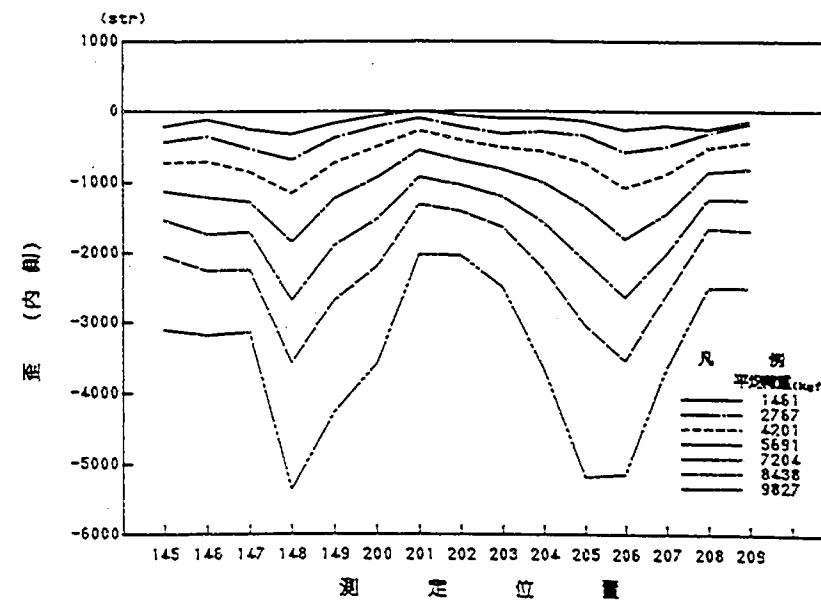
Case 0107 ③



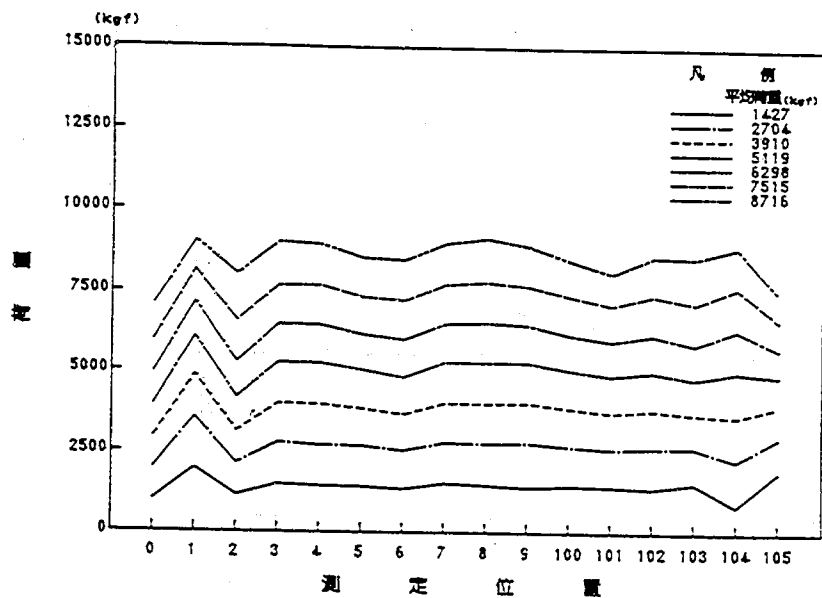
Case 0107 ②



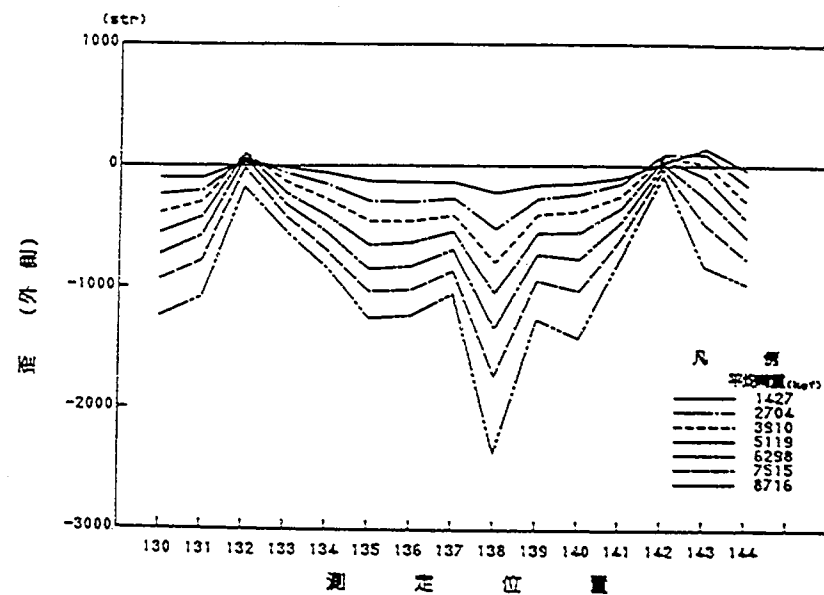
Case 0107 ④



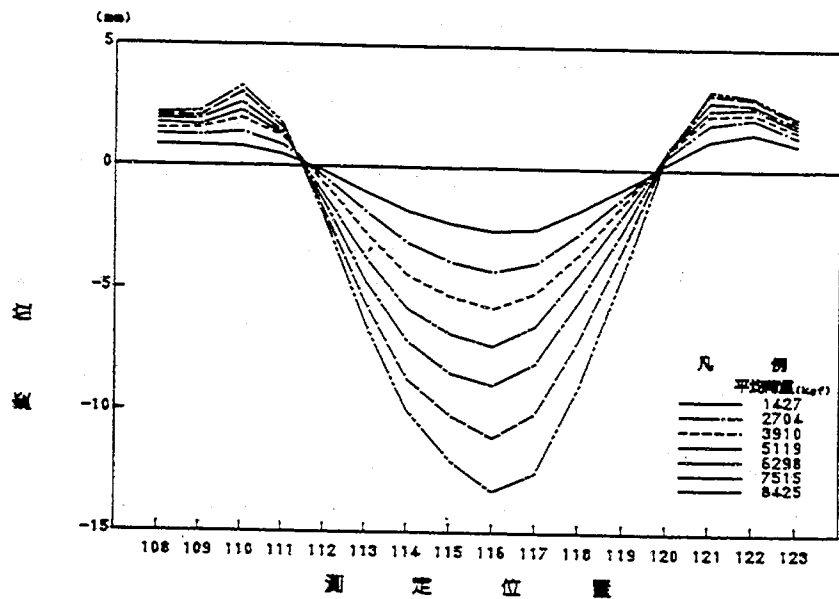
Case 0108 ①



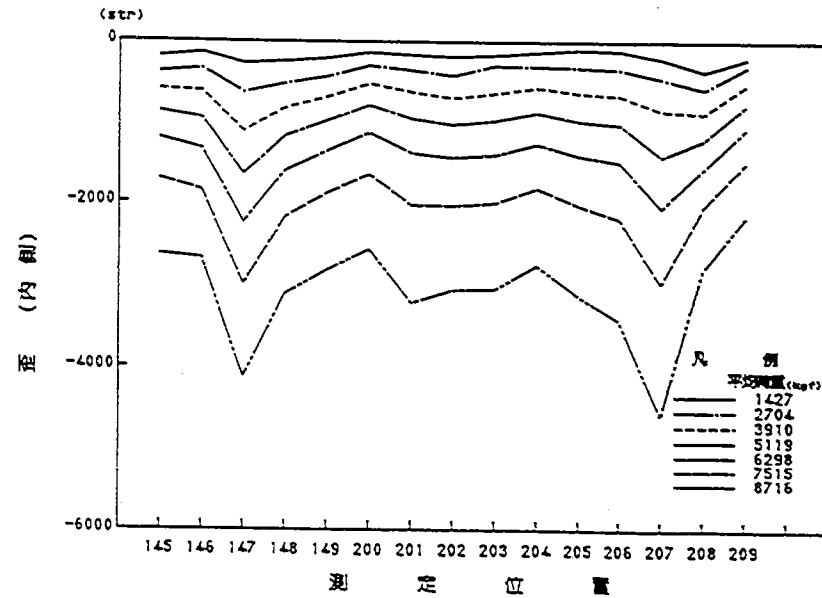
Case 0108 ③



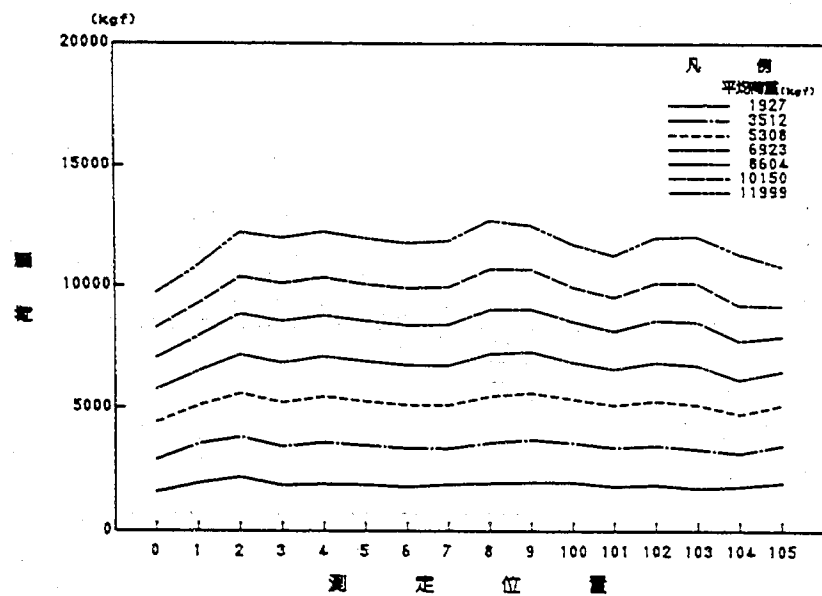
Case 0108 ②



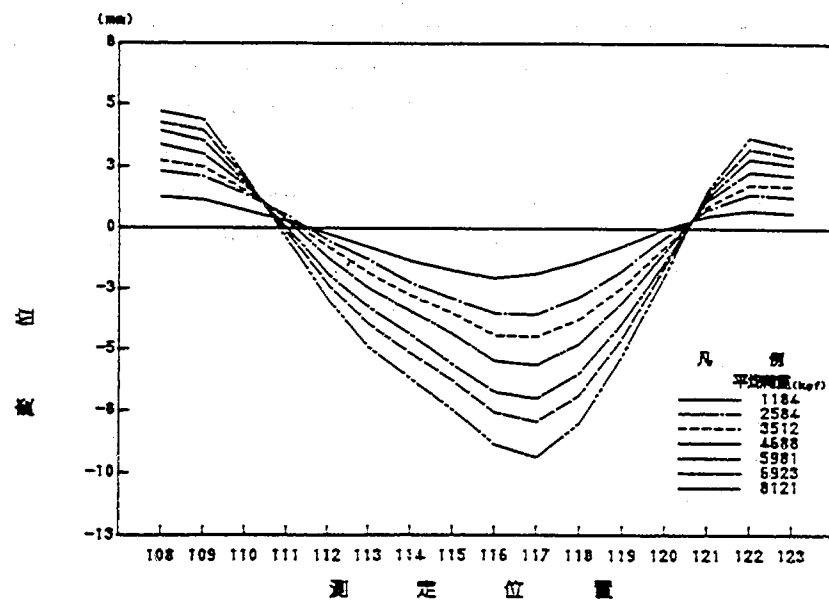
Case 0108 ④



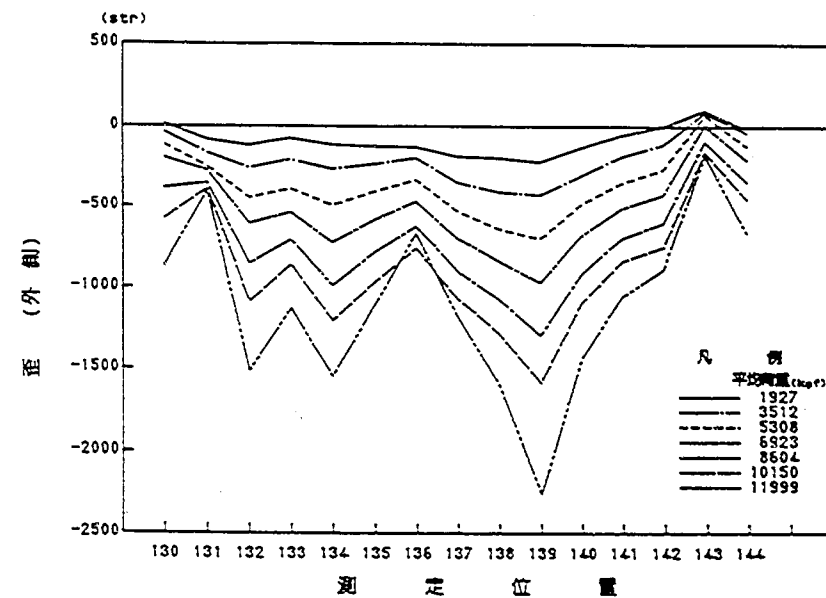
Case 0109 ①



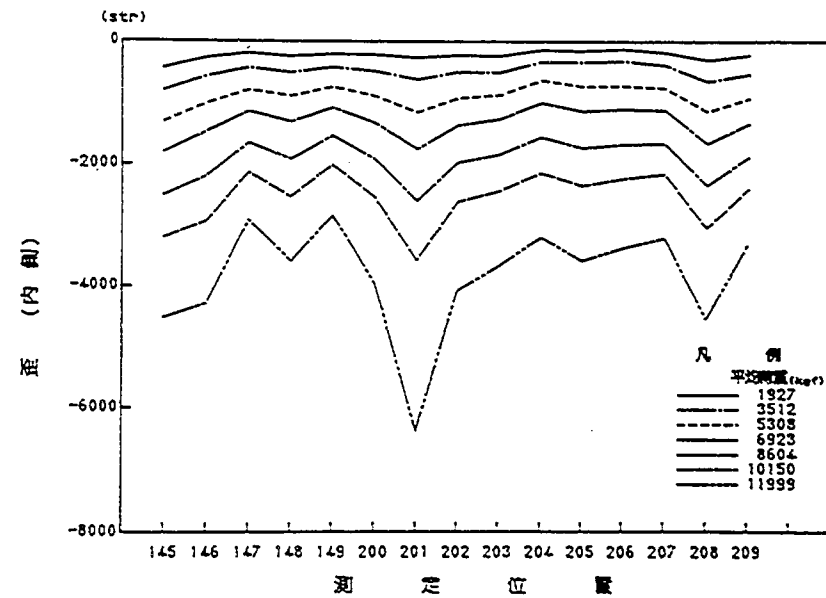
Case 0109 ②



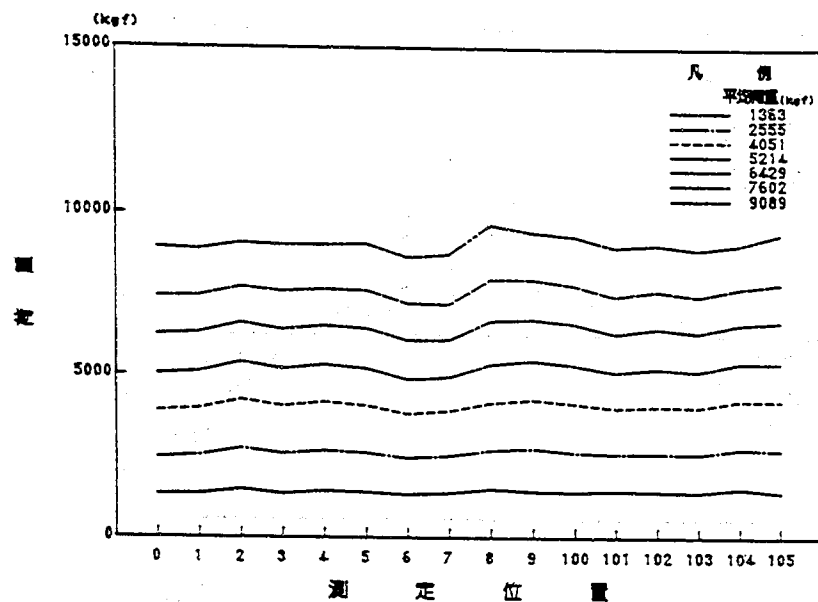
Case 0109 ③



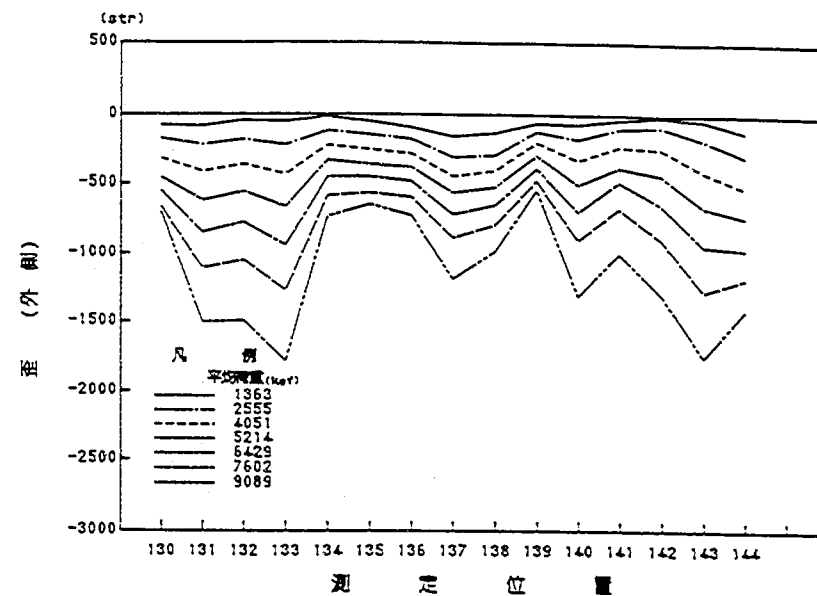
Case 0109 ④



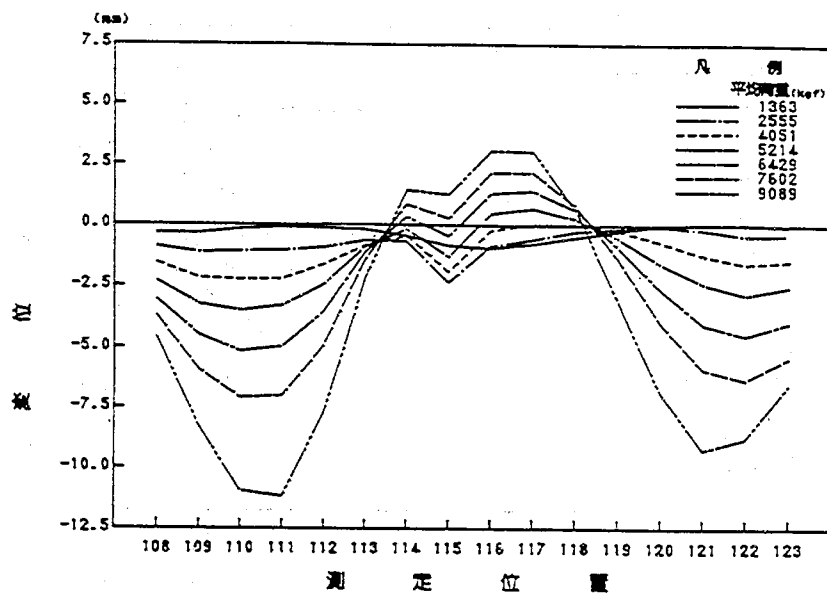
Case 0110 ①



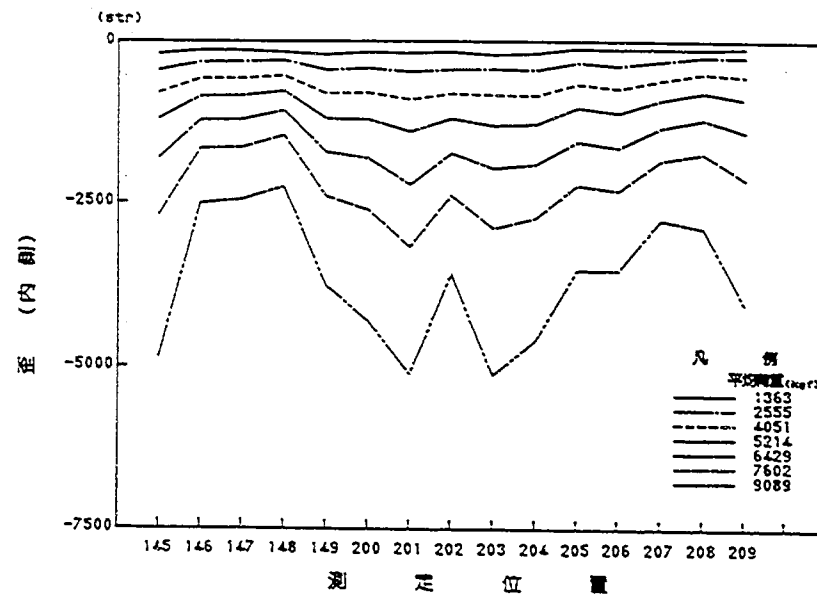
Case 0110 ③



Case 0110 ②



Case 0110 ④

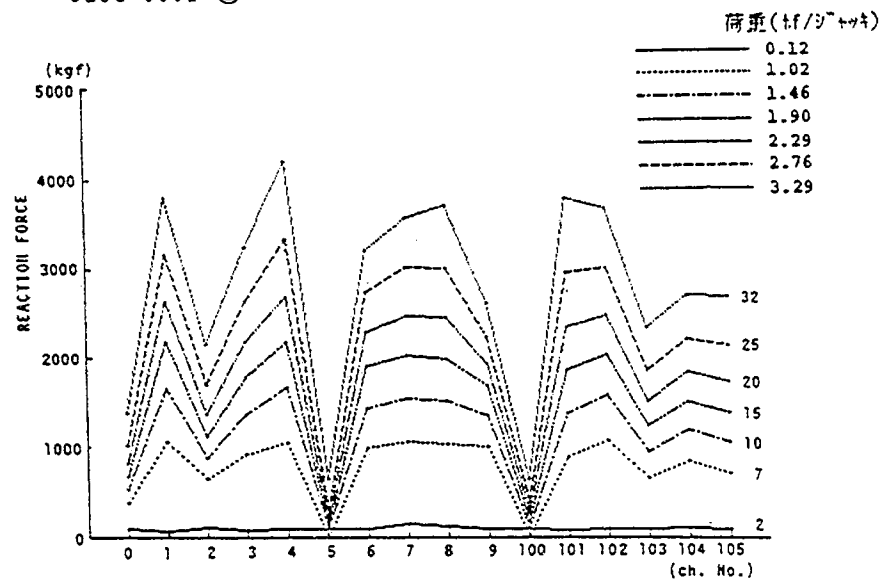


(2) 脚部反力実験

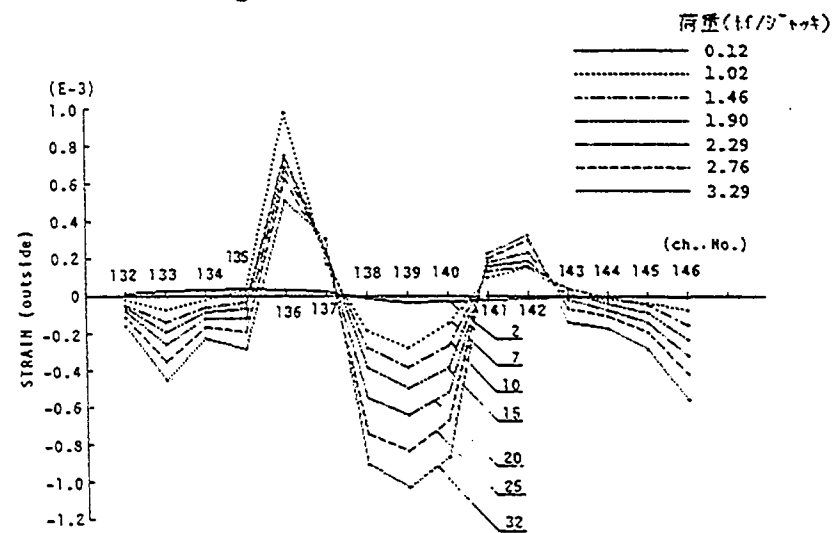
Case 6301～6310

- ① 荷重・受働荷重
- ② 変位
- ③ 歪（外側）
- ④ 歪（内側）

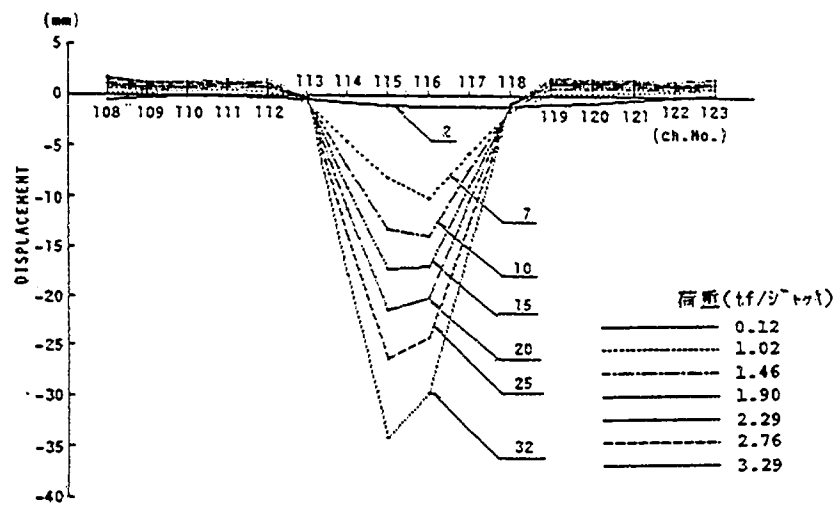
Case 6301 ①



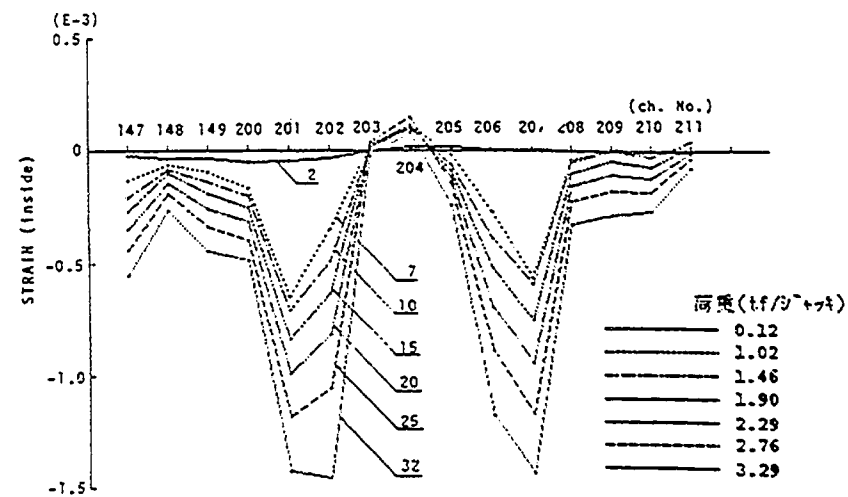
Case 6301 ③



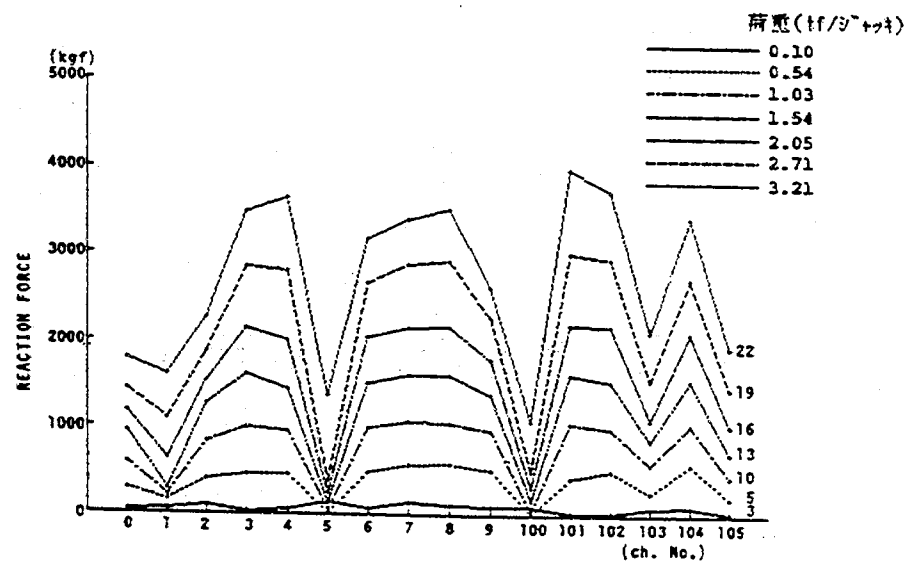
Case 6301 ②



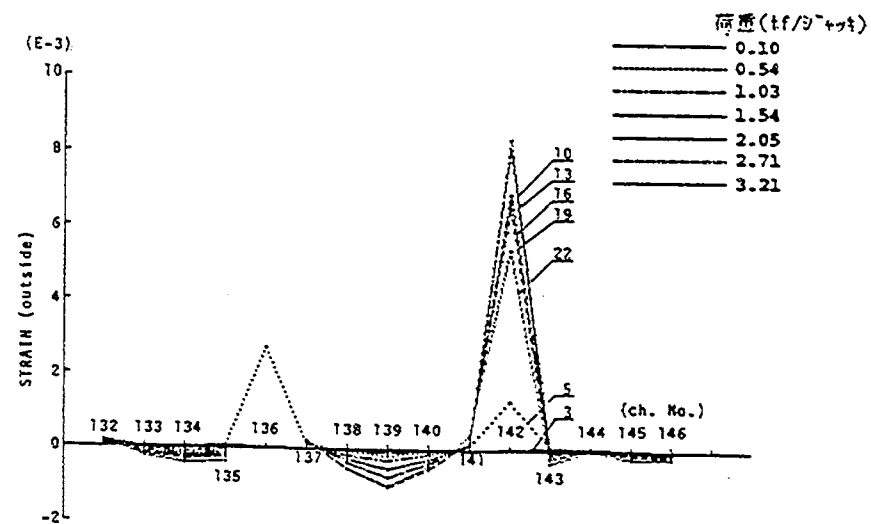
Case 6301 ④



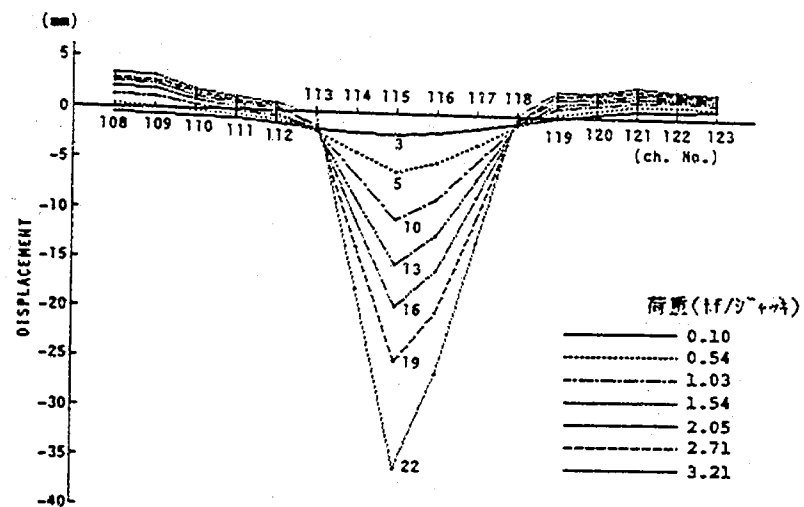
Case 6302 ①



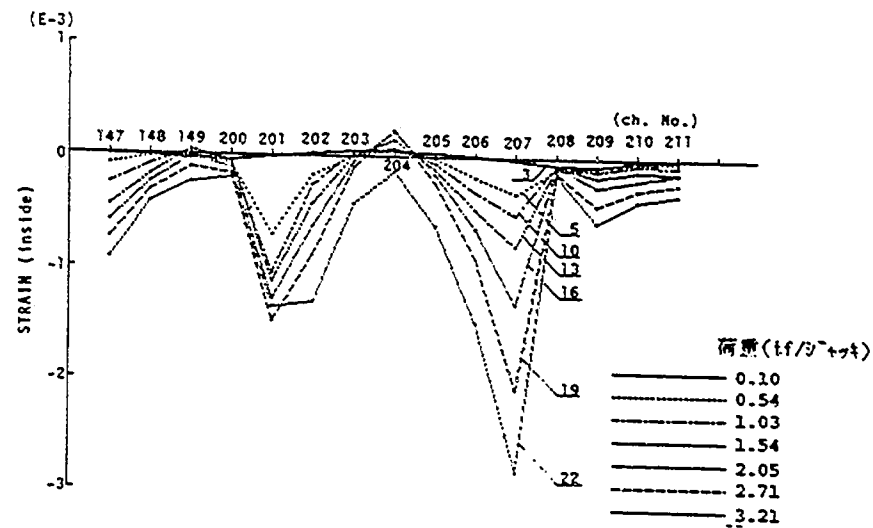
Case 6302 ③



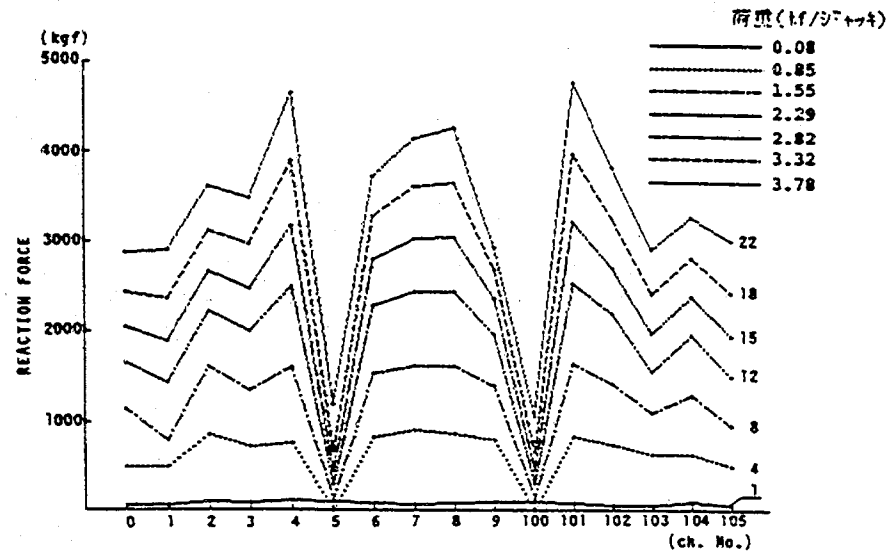
Case 6302 ②



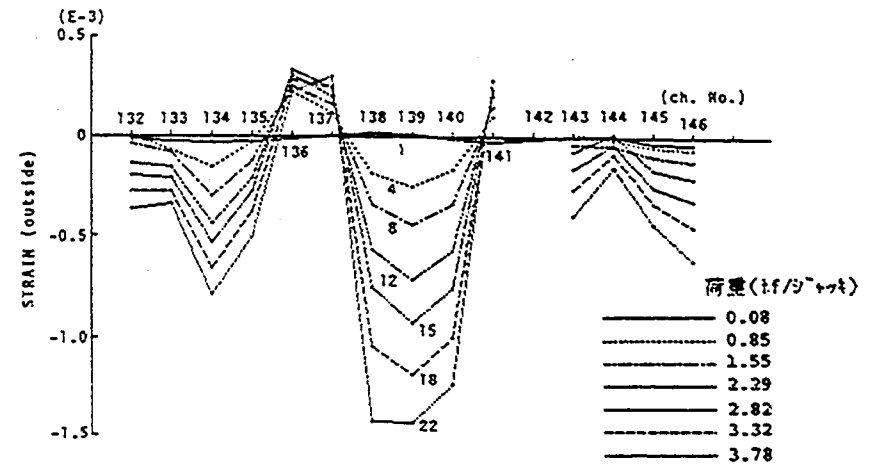
Case 6302 ④



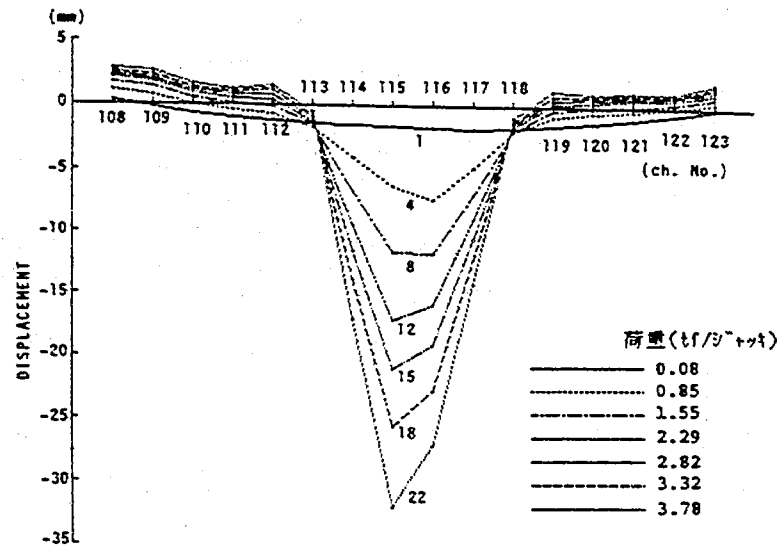
Case 6303 ①



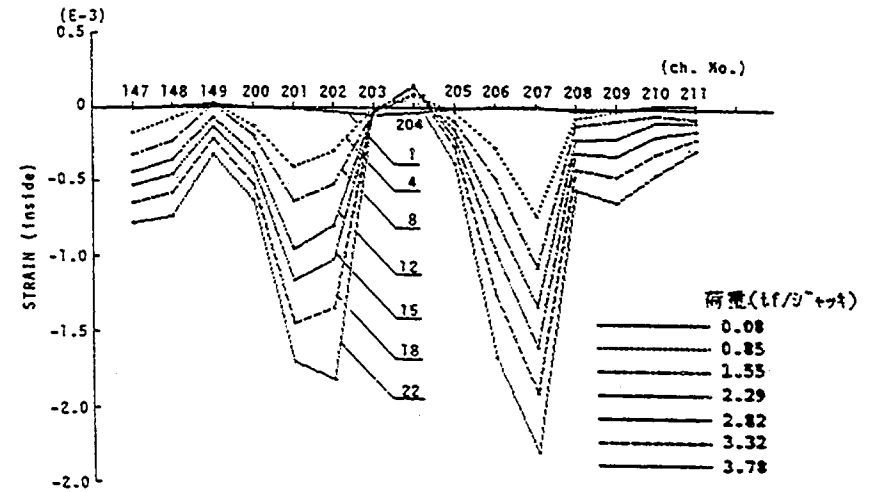
Case 6303 ③



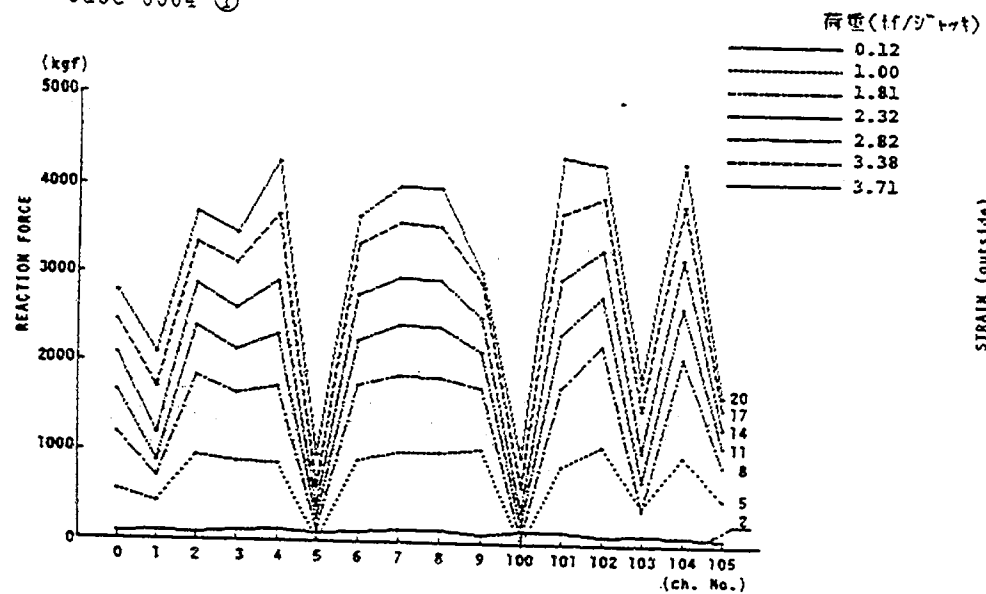
Case 6303 ②



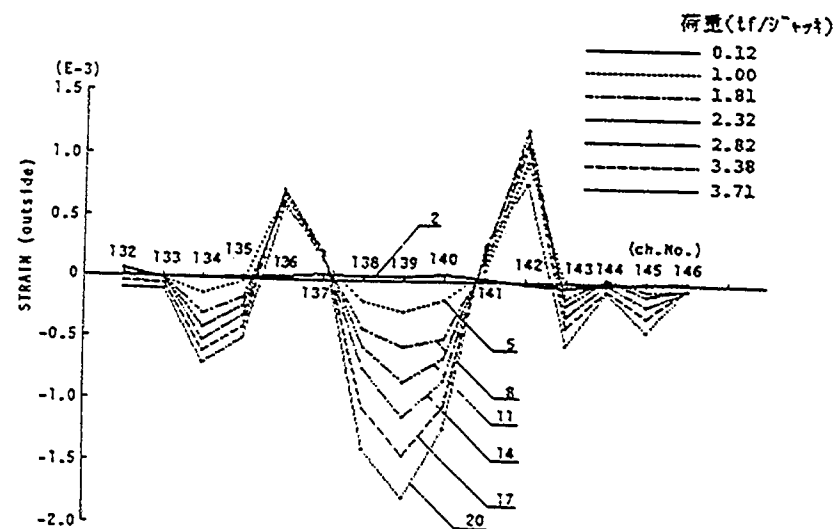
Case 6303 ④



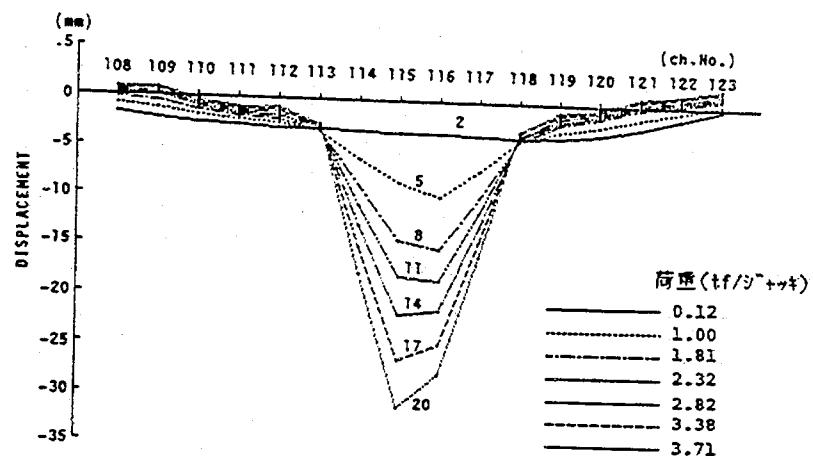
Case 6304 ①



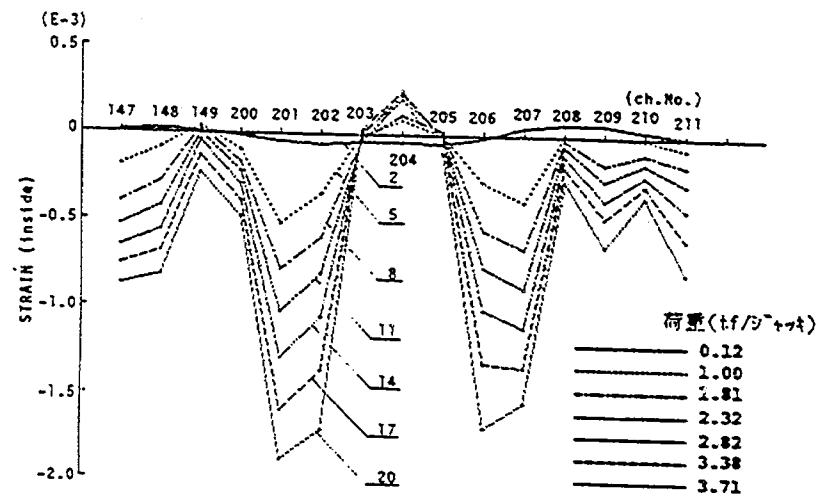
Case 6304 ③



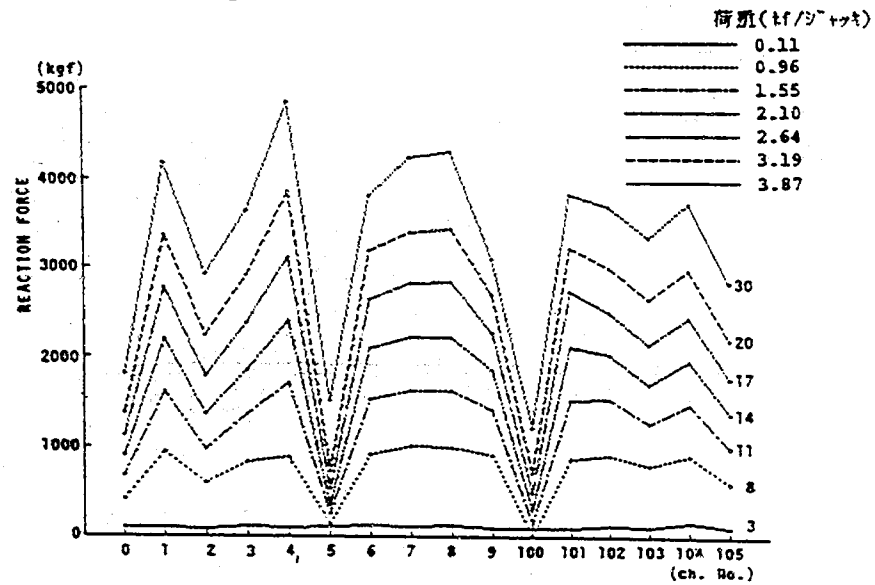
Case 6304 ②



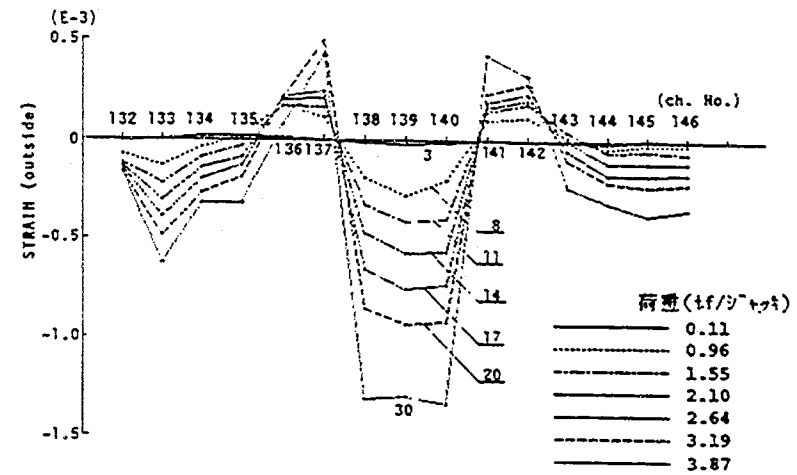
Case 6304 ④



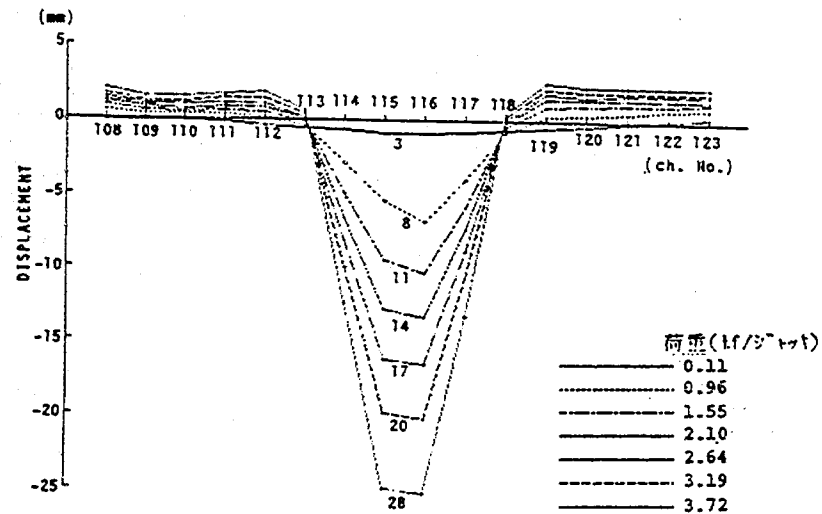
Case 6305 ①



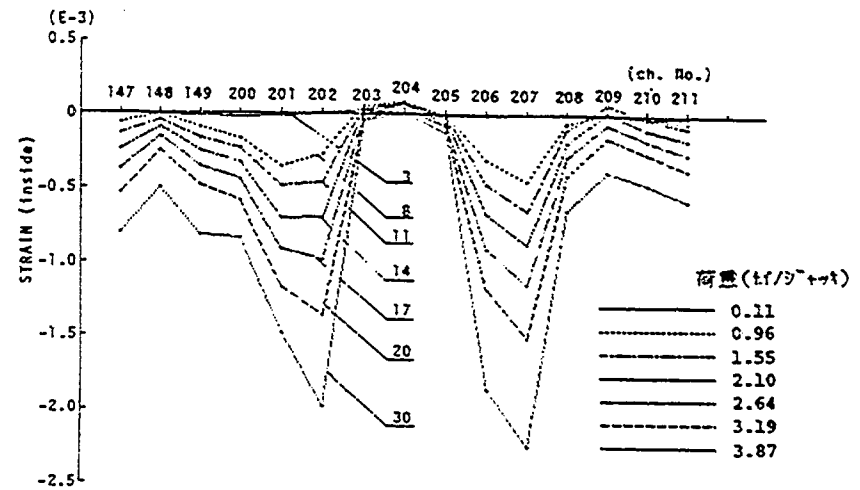
Case 6305 ③



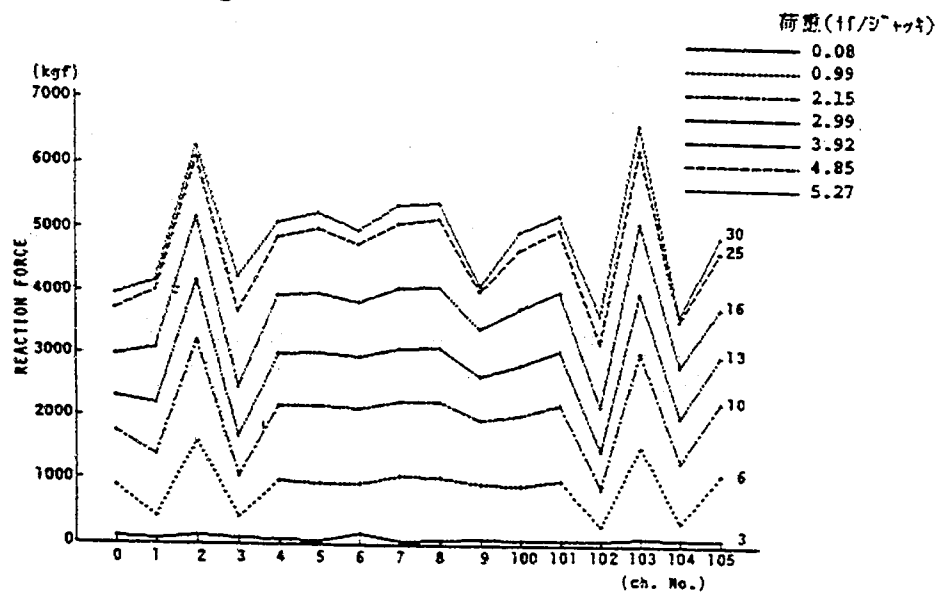
Case 6305 ②



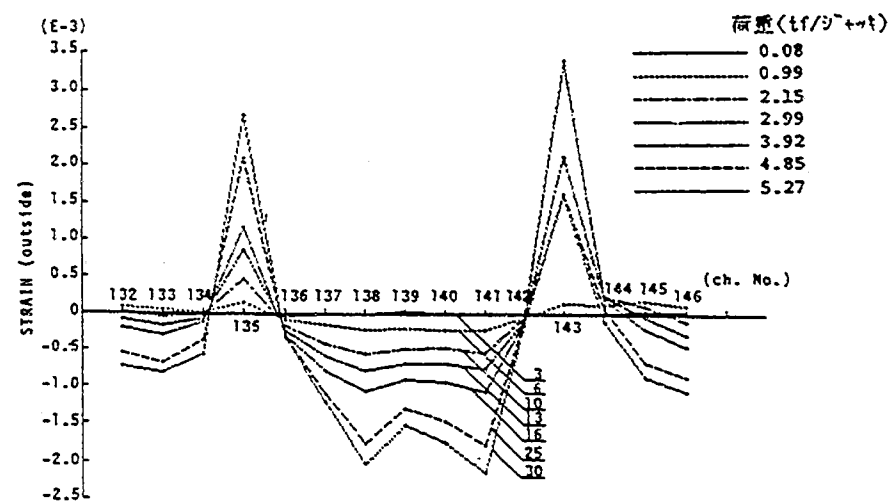
Case 6305 ④



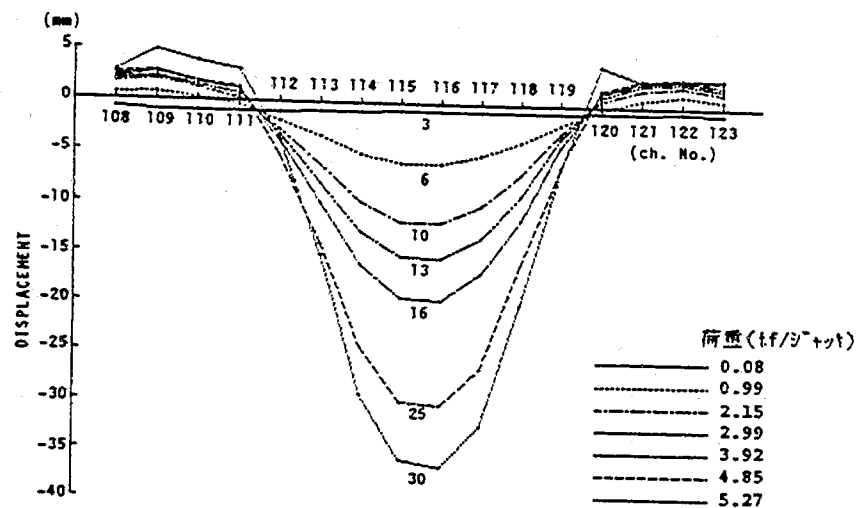
Case 6306 ①



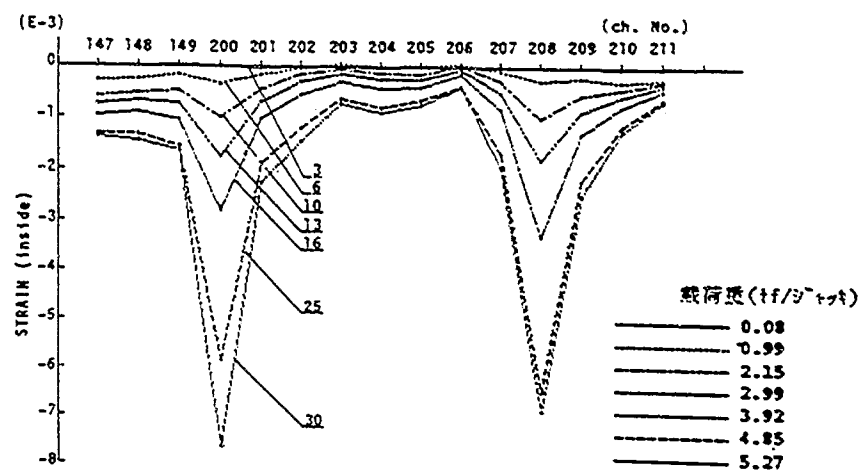
Case 6306 ③



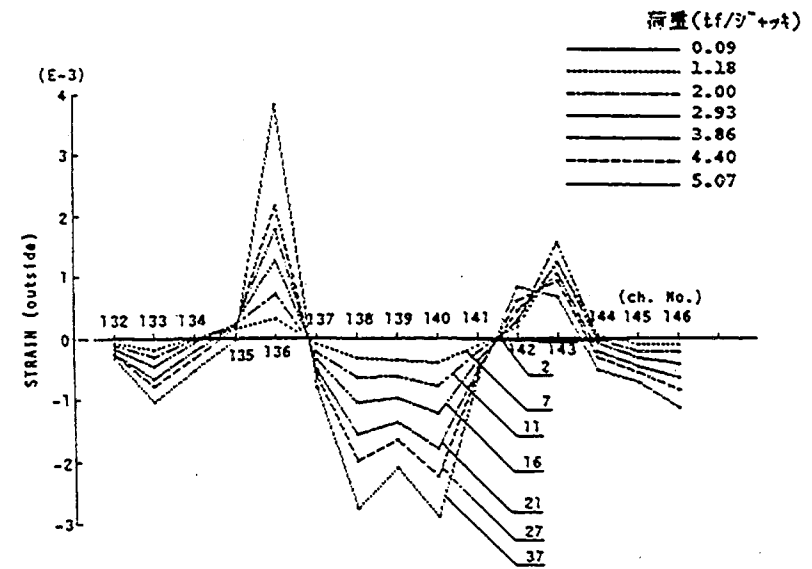
Case 6306 ②



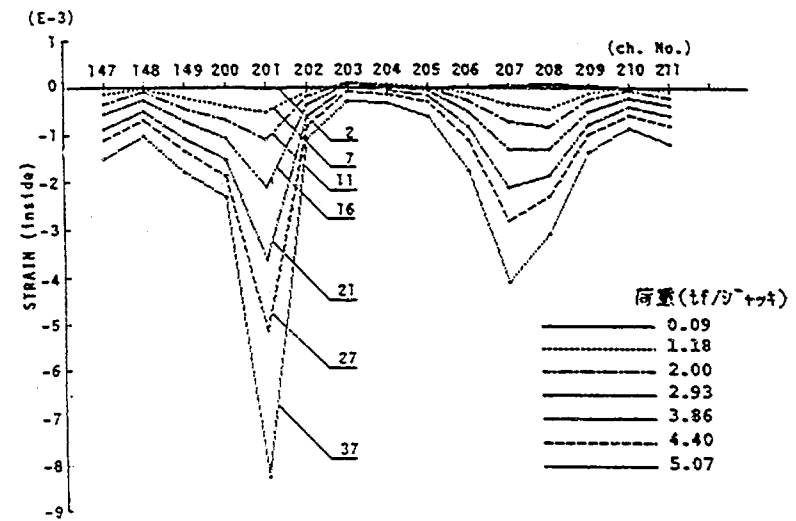
Case 6306 ④



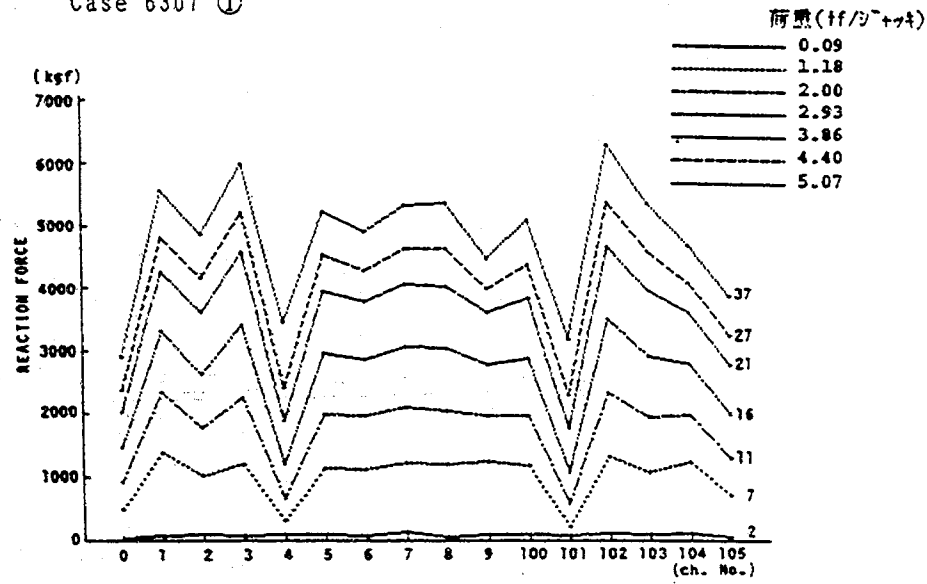
Case 6307 ③



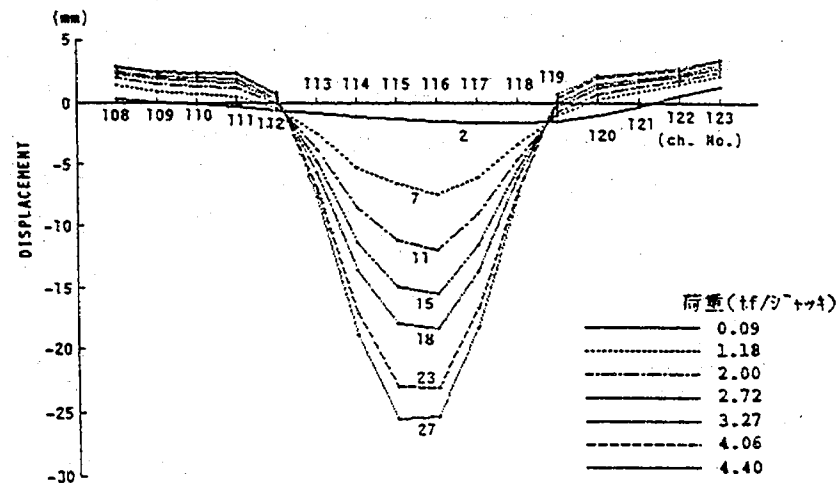
Case 6307 ④



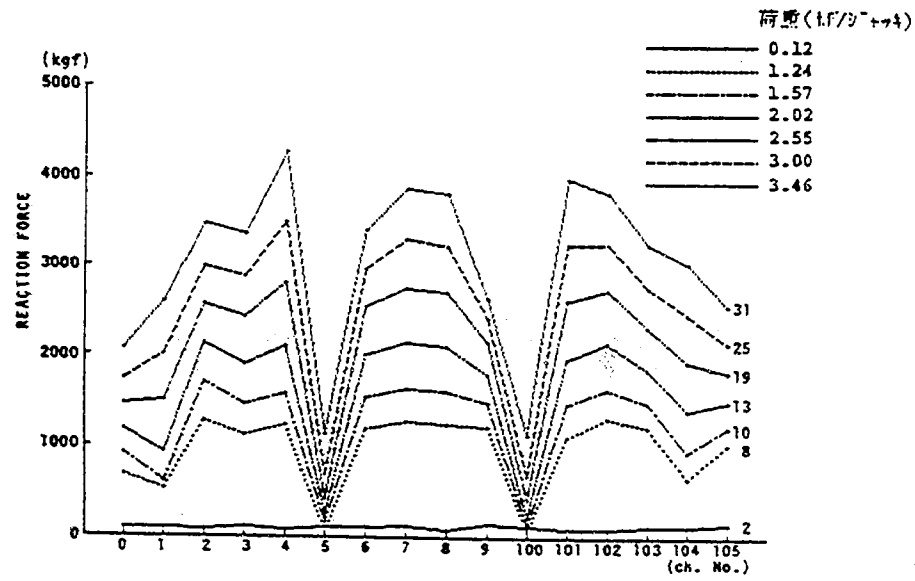
Case 6307 ①



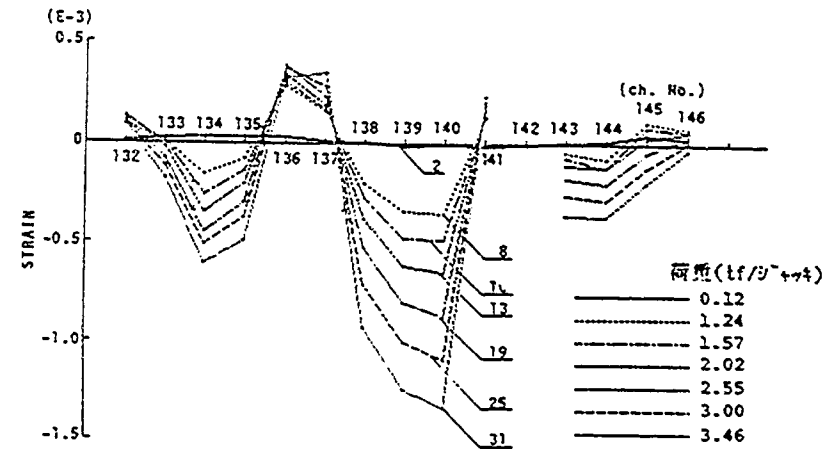
Case 6307 ②



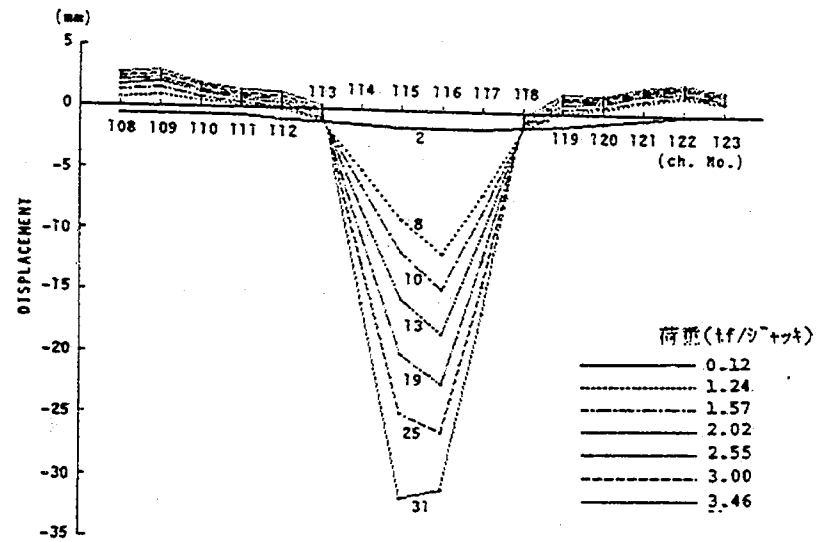
Case 6308 ①



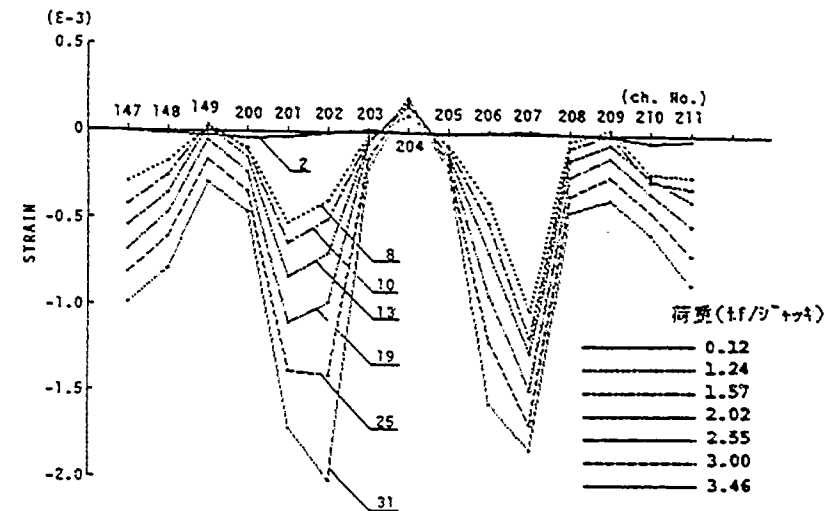
Case 6308 ③



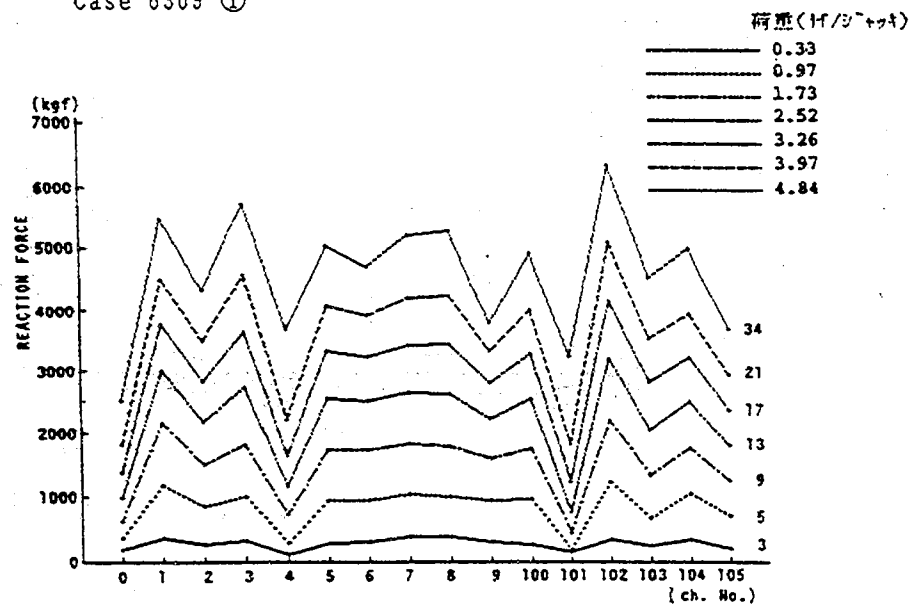
Case 6308 ②



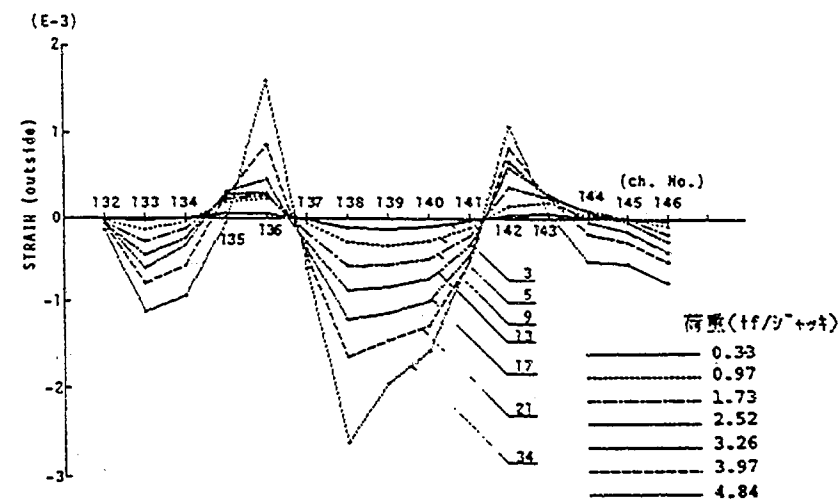
Case 6308 ④



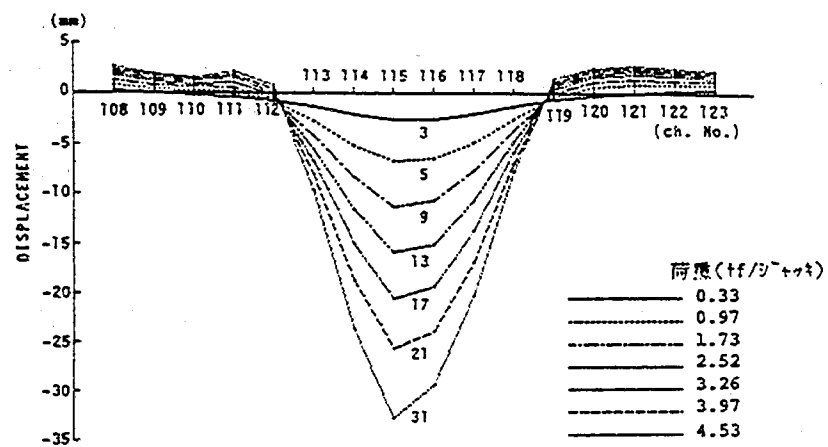
Case 6309 ①



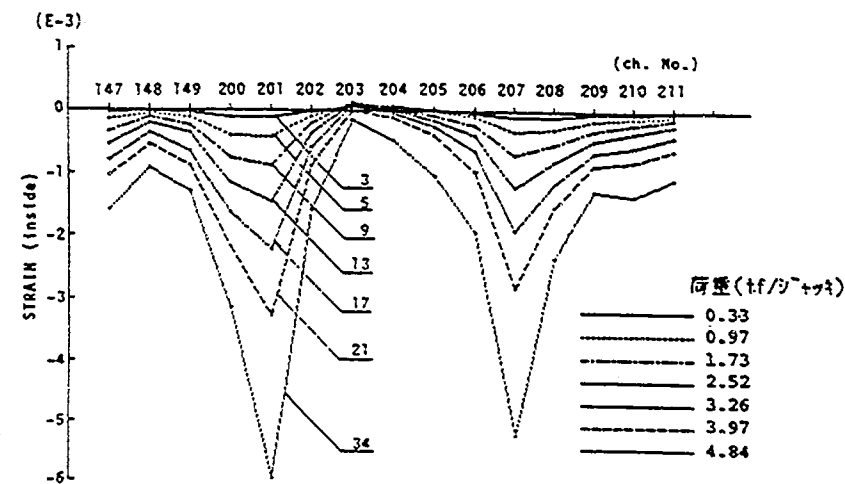
Case 6309 ③



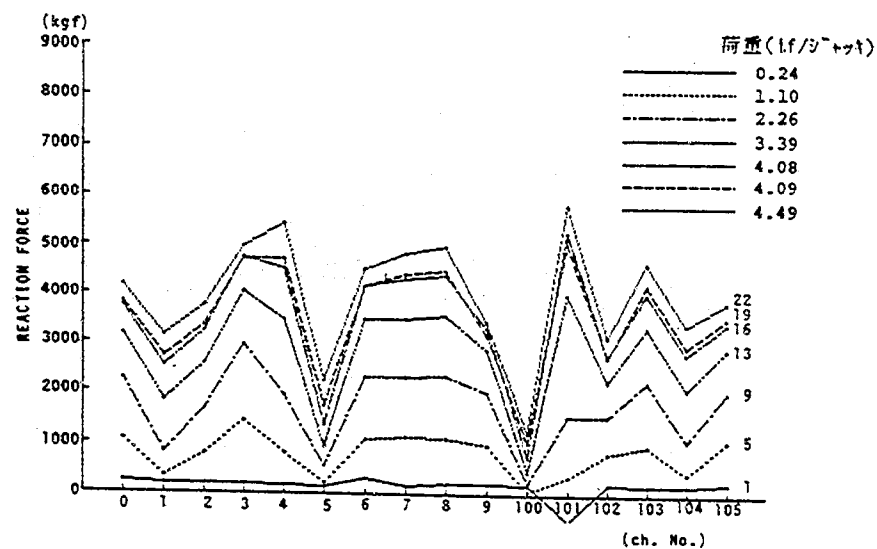
Case 6309 ②



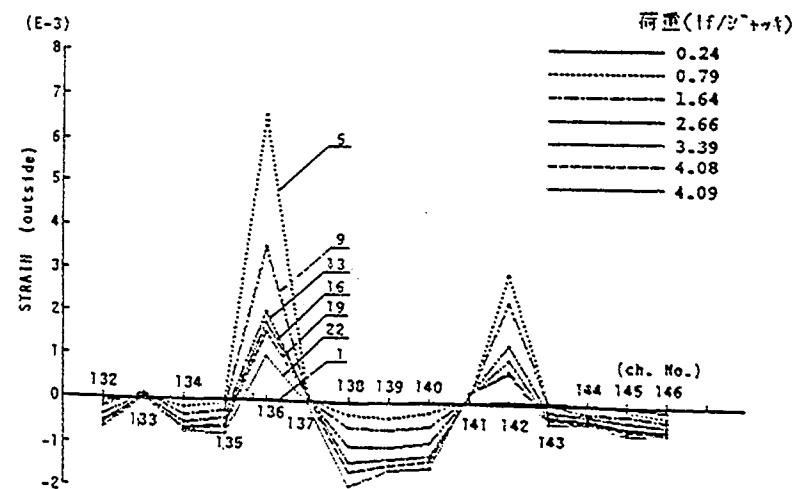
Case 6309 ④



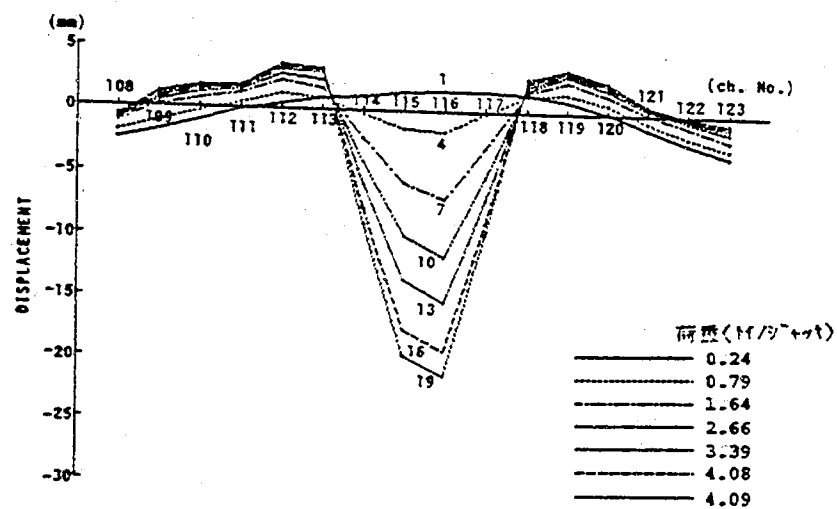
Case 6310 ①



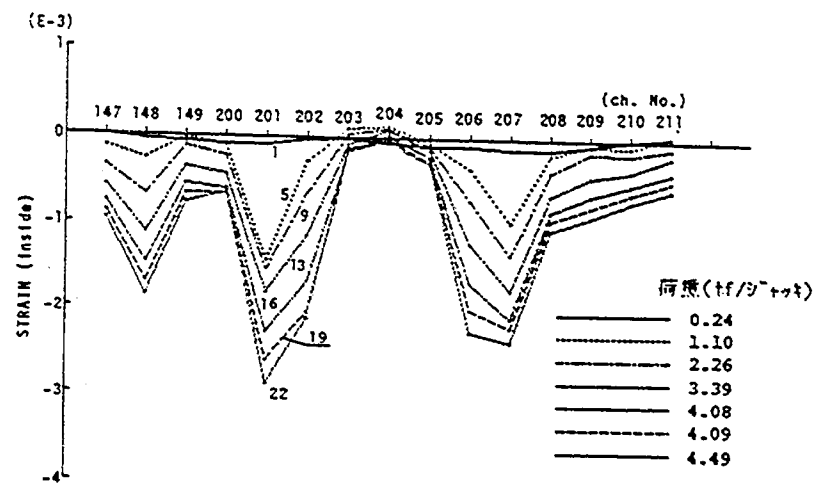
Case 6310 ③



Case 6310 ②



Case 6310 ④



吹付けコンクリート薄肉覆工の
軸力支持モデルに関する報告書

I S S N 0386-5878
土 研 資 料 第2973号
平成3年3月 (1991)

猪熊 明, 稲野 茂, 大矢 佳一
平木 宏美, 上原 功, 藤村 貢
木俣 陽一

要 旨 本報告書は、山岳トンネルの重要な支保部材の一つである吹付けコンクリートについて、地山と吹付けコンクリートの付着力が十分に期待できない場合の軸力モデルとしての挙動を、模型実験および数値解析により調べた結果をとりまとめたものである。

その結果より、覆工厚、周辺地盤環境、載荷状態等の要因が、吹付けコンクリートの支保能力、挙動に与える影響について明かとなった。

キーワード：山岳トンネル、吹付けコンクリート

郵便はがき

郵便切手を
はって下さ
い

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
トンネル研究室
御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2973号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印