

土木研究所資料

軟弱地盤におけるヒービング現象
に関する実験

昭和56年11月

建設省土木研究所

構造橋梁部基礎研究室

Copyright © 56年度 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 of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

ま え が き

沖積粘土等の軟弱地盤の山留め工事においてヒービングという現象がしばしば発生し、工事進行上の大きな問題となっている。ヒービングは、盤ぶくれとも呼ばれ、軟弱層へ矢板を打ち込んで掘削を行なう際に、掘削の進行に伴ない矢板背面との土塊重量差によって地盤が支持力のバランスを失なうため塑性流動を起こし、打ち込んだ矢板先端をまわり込んで掘削底面の隆起を生じる現象のことである。ヒービングが進行すると掘削底面の隆起にとどまらず、矢板転倒などの事故に発展する可能性があるため、その安全性を十分に検討しておく必要がある。

現在ヒービングに対する検討方法として多くの設計計算法が提案されているが、ヒービング現象の基本的メカニズムについては未知の部分が多く、また矢板の根入れや剛性がヒービングを抑制する効果を見逃した方法が大半である。

当研究室では、昭和 54. 55 年度に各種の模型実験を実施し、ヒービングの基本的メカニズムを解明する資料を得るとともに、矢板の根入れや剛性の効果を取り入れたヒービング検討法を開発したので、ここに報告するものである。

昭和 56 年 11 月

構造橋梁部 基礎研究室

塩 井 幸 武

浅 沼 秀 弥

越 川 裕

目 次

まえがき

1. 実験目的	1
2. 実験方法	2
2.1 実験槽および地盤材料	2
2.2 大型模型実験Ⅰ	4
2.3 大型模型実験Ⅱ	9
2.4 小型模型実験	13
3. 実験結果	16
3.1 大型模型実験Ⅰ	16
3.2 大型模型実験Ⅱ	30
3.3 小型模型実験	33
4. 考 察	44
4.1 ヒーピングにおける粘性土の流れ	44
4.2 ヒーピングに関する安全性の検討	48
4.3 極限に達するまでの最大隆起量（陥没量）の予測法	54

1. 実験目的

近年、軟弱地盤における大規模な土木工事の施工が増大するとともに、土留めなどの仮設構造物の安全性に関する検討が非常に重要な課題となってきた。

軟弱地盤の土留めの掘削においては矢板の変形という問題のほかに、地盤が矢板をまわり込んで掘削底面を押し上げるヒービング現象が古くから知られ、Terzaghi - Peck を始め多くの研究者によってヒービング破壊検討法が提案されてきた。しかしながら、これらの検討法は、主として実際の現場における破壊例をもとにすべり面を想定し、このすべり面に沿う力のつり合い条件から限界掘削深さを求めるもので、次のような問題点を有している。

- 1) すべり面がどのような形状になるかについては、ほとんど確められていない。したがって各研究者により様々なすべり面が仮定されている。
- 2) ヒービング現象における軟弱地盤の流動を剛塑性論的に取扱うものが大半であるが、剛体と考えられる基礎の近傍における掘削を除けば剛塑性的な破壊は生じない。ヒービングを地盤の粘性流動として把える考え方が必要である。
- 3) 矢板の根入れ長や剛性はヒービングを生じる限界掘削深さに深く関係することが一般に知られているが、これらの効果を取り入れた検討方法はほとんどない。

ここでは、これらの問題点に着目して、ヒービング現象における軟弱地盤の動きを把え、いわゆるすべり線の形状を明らかにするとともに、矢板の根入れ長や剛性、軟弱層の厚さなどの効果を取り入れたヒービング破壊予測法を検討することを目的として水槽を用いた模型実験を実施した。

本資料は、この模型実験のデーターをとりまとめるとともに、ヒービング現象に関する若干の考察を加えることによって、今後のヒービング検討の一資料とするものである。

2. 実験方法

2.1 実験槽および実験材料

実験においては、比較的大型の模型実験を実施するとともに、実験ケース数を多くする目的で小型の模型実験も実施した。

大型実験には図-2.1.1に示すような、側面に内部の地盤の挙動を観測できるようにガラス板をはめ込んだ、寸法が2,400 (W) × 1,200 (B) × 1,200 mm (H) の実験土槽で、片側上部に1,350 (W) × 1,200 (B) × 800 mm (H) の鋼製載荷槽を取りつけたものを使用した。

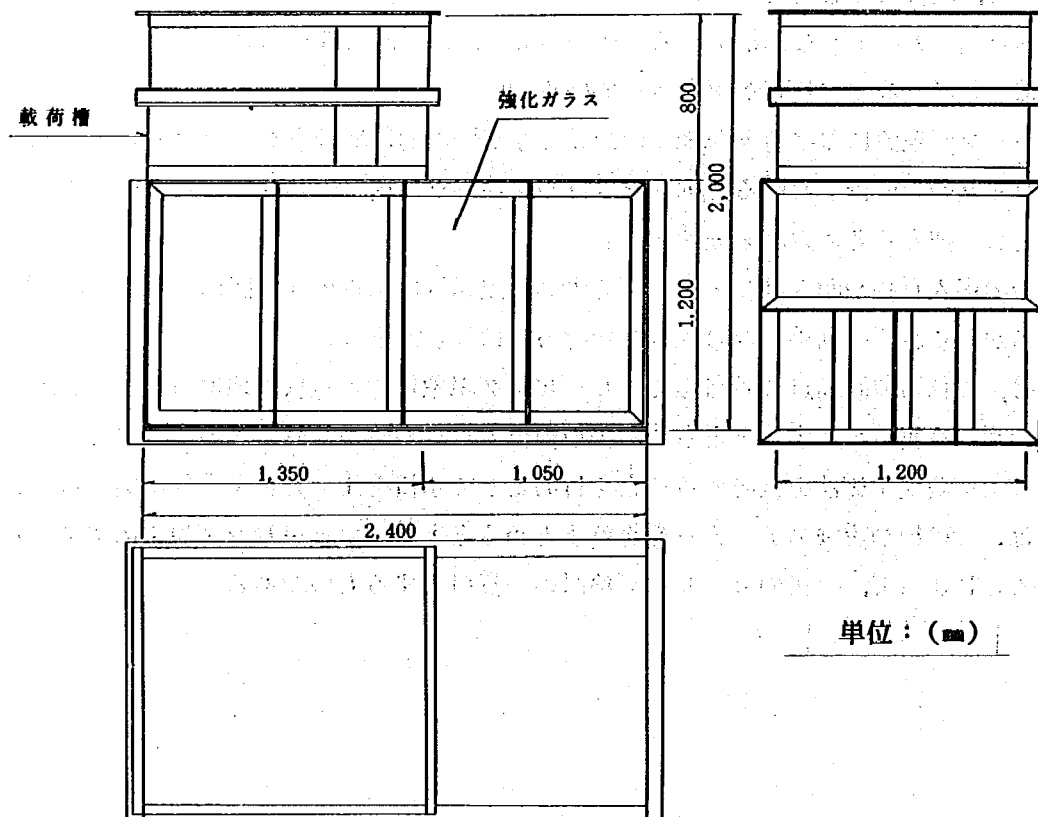


図-2.1.1 大型実験槽概要図

小型実験には図-2.1.2に示すような1,000 (W) × 500 (B) × 800 mm (H) の側面にアクリル樹脂板を取りつけ大型実験と同様に内部の地盤の挙動の観察が可能な実験土槽を用いたが、大きな載荷重を得るため片側上部に400 (W) × 500 (B) × 800 mm (H) の木製載荷槽を取りつけた。載荷には、大型実験では水を、小型実験では摩擦およびアーチ作用を除去する目的でテフロンシート2枚を介して設置した底のない内箱の中に鋼球を投入するようにした。

実験に用いる地盤材料としては、練り混ぜが容易で実際の軟弱地盤に近い性質を有すると考えられるカオリンクレーに水を加えて練り混ぜたものを用いた。表-2.1.1および表-2.1.2に今回の実験に用いたカオリンクレーの物理特性と練り混ぜたカオリンクレーの一軸圧縮試験の結果を示す。

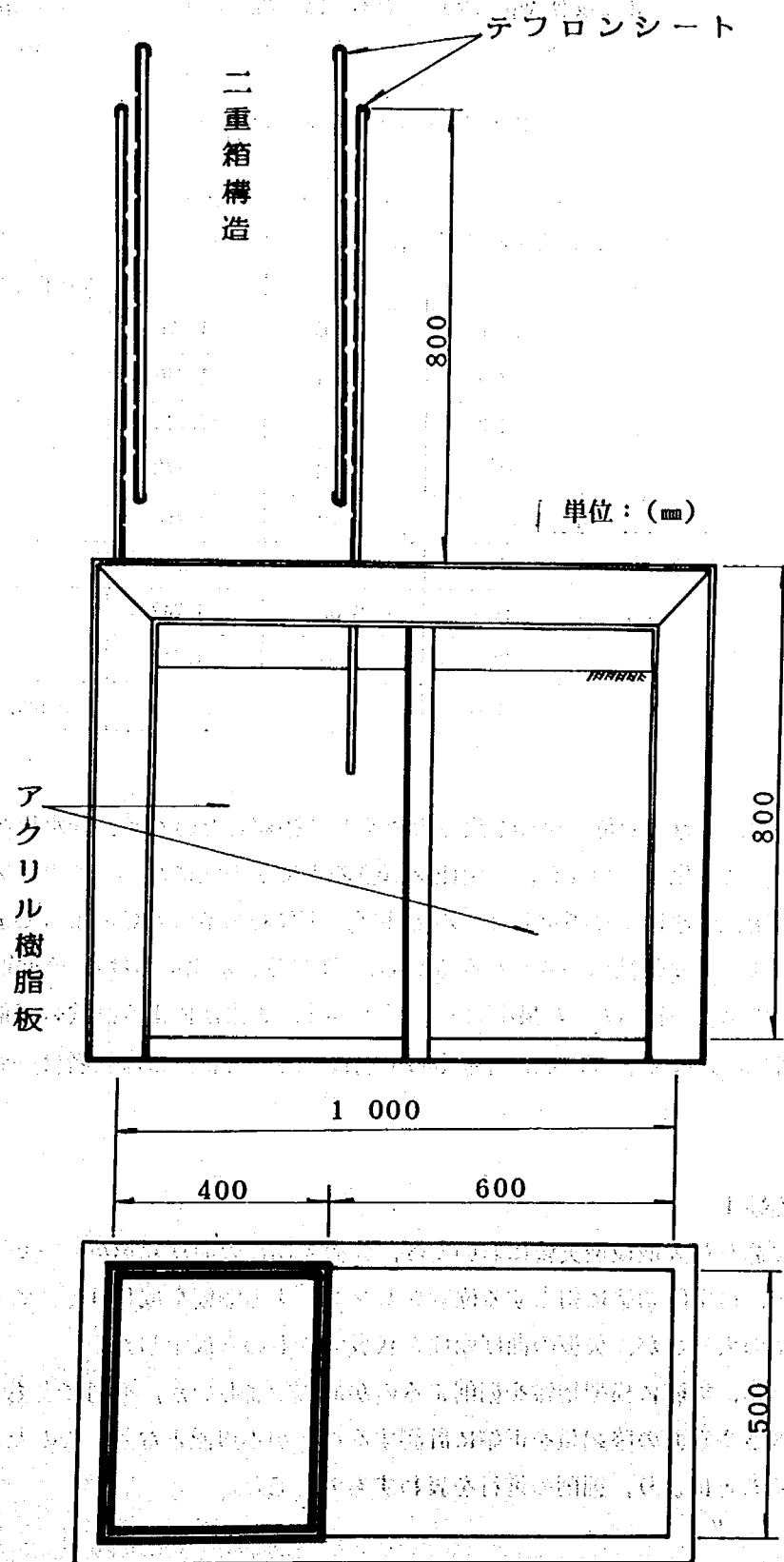


図-2.1/2 小型実験槽概要図

表- 2. 1. 1 カオリクレーの物理特性

比 重 G_s	液性限界 WL (%)	塑性限界 Wp (%)	塑性指数 Ip (%)
2.71	46.6	27.3	19.3

表- 2. 1. 2 一軸圧縮試験結果

試験体 番 号	含 水 比			一軸圧縮強度 qu (kg/cm ²)	単位体積重量 γ_t (g/cm ³)	備 考
	目標値 W (%)	試験前 W_1 (%)	試験後 W_2 (%)			
1	25	24.5	24.1	—	—	水分不足により成形不可
2	30	29.5	29.1	1.303	1.776	
3	〃		28.9	1.017	1.746	
4	35	35.0	34.3	0.667	1.740	
5	〃		34.6	0.541	1.748	
6	40	0.0	39.4	0.215	1.795	
7	〃		40.0	0.216	1.793	
8	45	44.5	43.3	0.072	1.743	
9	〃		43.3	0.090	1.711	
10	50	49.6	48.8	—	—	自立不能

実験にあたっては、地盤の変位を可能な限り大きくして観察したいため、含水比の高いカオリクレーを作成したが、含水比の高い場合、一軸圧縮試験の実施が困難になる。このため造成した地盤の強度をベーンせん断試験機により測定したせん断強度、すなわち粘着力 C によって表わすものとし、試験方法の差異による強度特性値の変化をみるため、異なる含水比における一軸強度 qu の $1/2$ とベーン試験強度 C の比較を行った。結果を図- 2. 1. 3 に示す。両方法による試験の可能な範囲が限られているため、厳密には比較できないが、含水比40%前後においては、ほぼ両者は一致していると言える。

2. 2 大型模型実験 I

昭和54年度に実施した大型模型実験においては、矢板先端部の曲げ変形がヒービング現象に与える影響を調べるため、最下段切梁に相当する位置をヒンジとする剛板を取付けて、これを矢板とみなして、その回転変位の大きさが、矢板の曲げ剛性を代表するものと仮定した。

また掘削の進行は、実際に模型地盤を掘削するのが最も望ましいが、掘削にともなって底面が隆起するため、掘削深さや底面の隆起量を正確に計測することが不可能となる。このため、矢板背面側に水荷重を載荷することにより、掘削の進行を表わすものとした。

(1) 実験装置

大型実験槽に図- 2. 2. 1 に示すような構造の3本の水平ストラット（切梁と見なしている。）で支えた回転可能な剛矢板模型を取り付けた。剛矢板の回転軸は水槽上面に置き、水平ストラットに取

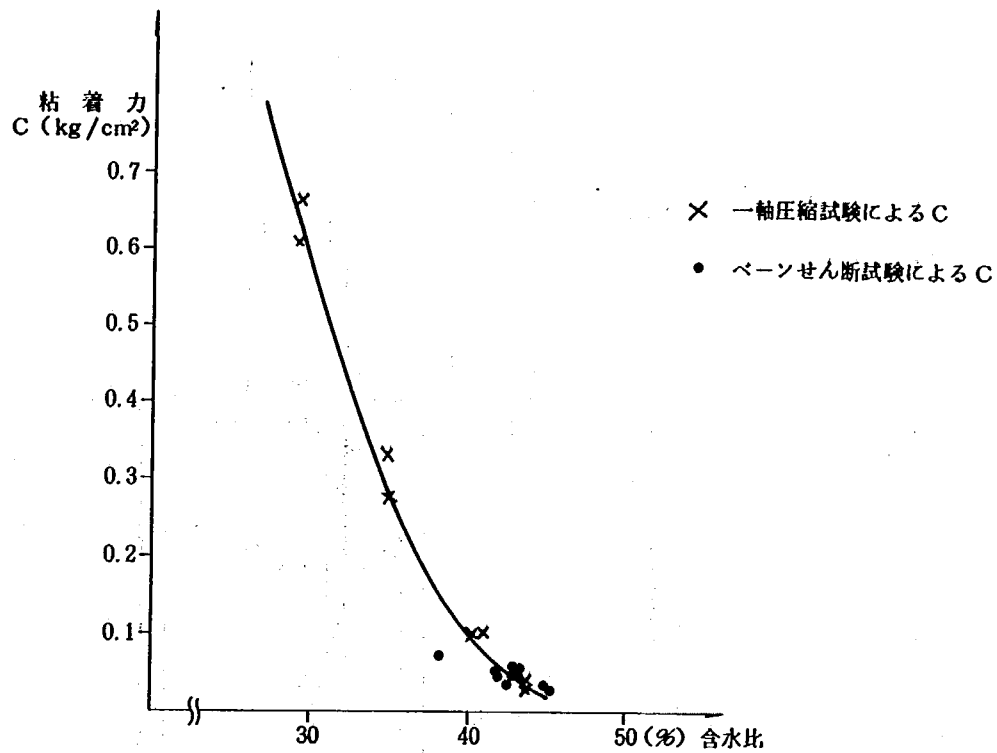


図-2.1.3 カオリンクレーの粘着力

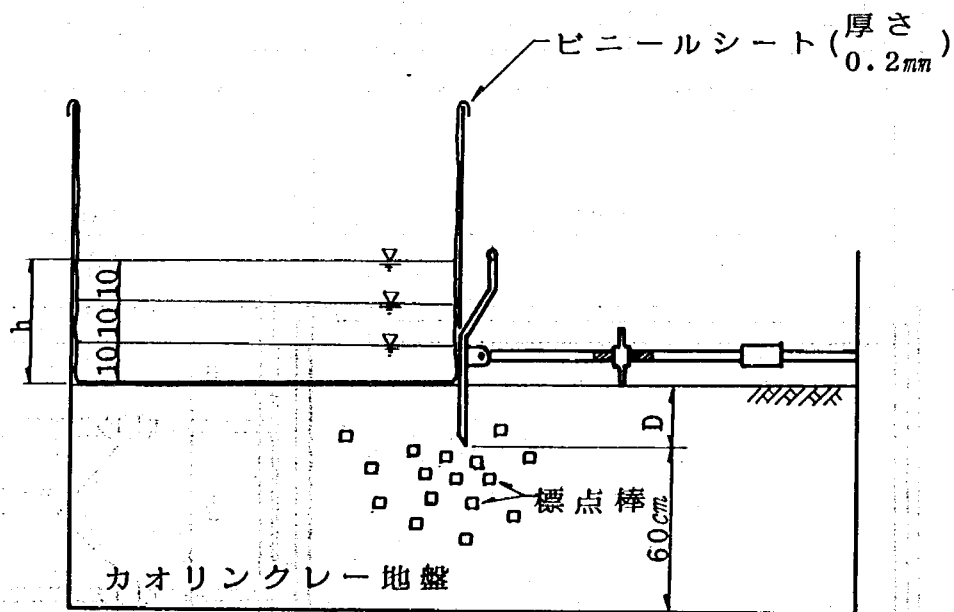


図-2.2.2 (a) 大型模型実験 I パラメータ

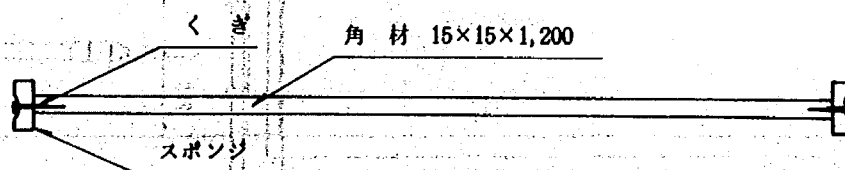


図-2.2.2 (b) 標点棒の設置と構造

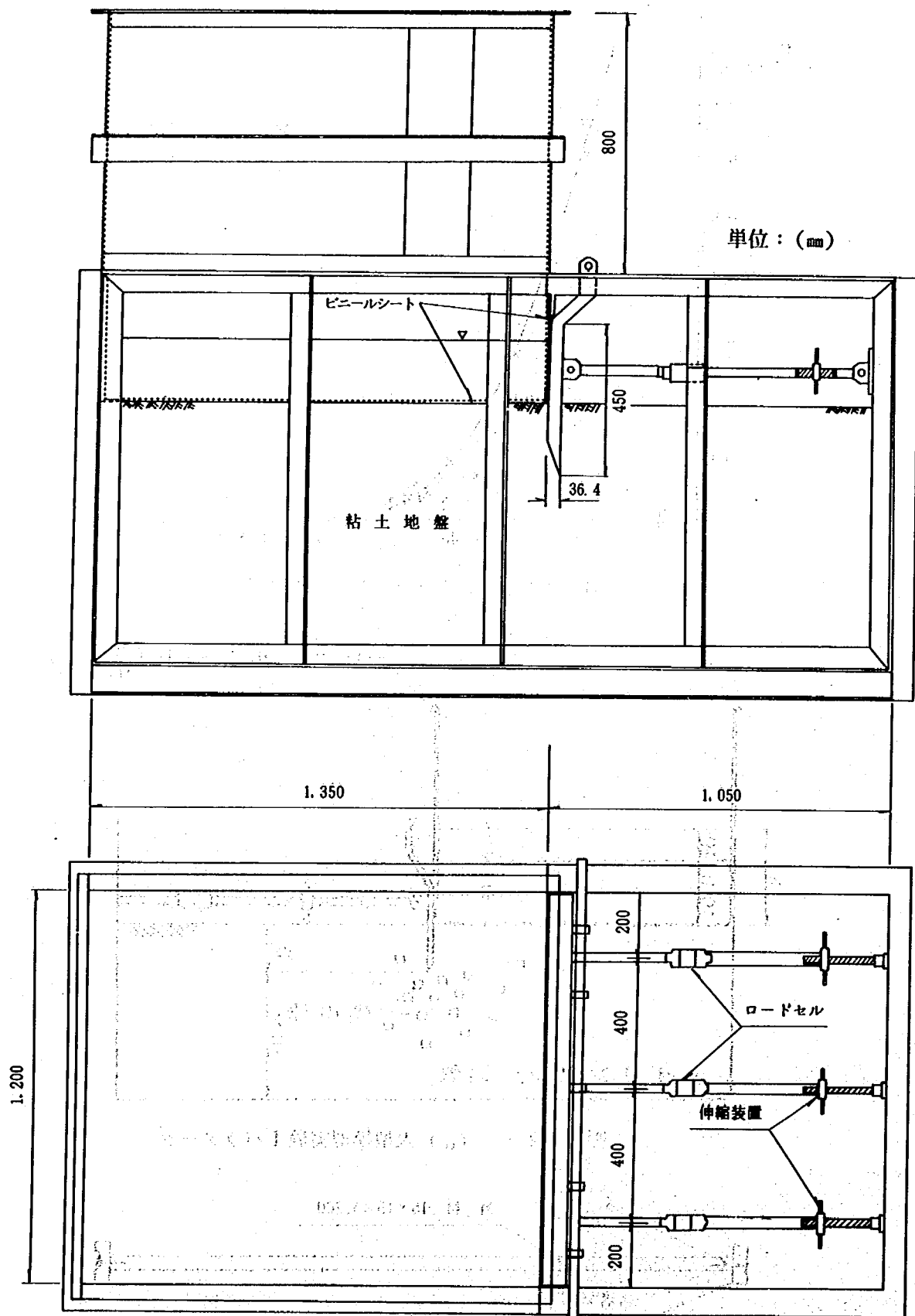


図-2.2.1 大型実験装置図 (I)

付けられた伸縮装置を伸縮することにより、回転変位が与えられるようにしてある。また、切梁に作用する軸力を検出するため、ストラットにロードセルを設置している。

(2) 実験方法

上記の実験装置を取り付けた実験槽内へ一定の含水量で練り混ぜたカオリンクレーを投入し、矢板前後の地盤面が等レベルになるように地盤造成を行なった。なお、地盤中には、地盤内変位を観測するための標点棒(図-2.2.2に示す構造で、地盤の変位に伴ってガラス面をなめらかにすべるように両端にスポンジ片を取付けたもの)を地盤造成中に設置した。

今回の実験において、掘削をシュミレートするために载荷槽内に水密用のビニールシートを張ったうえで水重による载荷を行なった。地盤変位の測定は水頭を10cm増加させる毎(これを1荷重段階という)に地盤変位の終了を待って行ない、その後、切梁に取り付けた伸縮装置により、矢板先端での変位を0.6cm(1ピッチ)になるよう強制的に矢板前面側への回転を与え、これにともなう地盤変位が終了したのち再び地盤変位を測定してから次の荷重増加を行った。

(3) 実験ケース

実験は、矢板の根入れ長、矢板の回転度をパラメーターにして表-2.2.1に示すケースを実施した。

表-2.2.1 実験ケース

ケース		根入れ長D (cm)	矢 板 の 回 転 度		
			回 転 条 件	10cm 水頭 载荷 毎 の 回 転 度	
				伸 縮 ピ ッ チ	矢板先端変位 (cm)
1	1	10	固 定	0	0
	2	10	可 動	1	0.6
	3	10	〃	2	1.2
2	1	20	固 定	0	0
	2	20	可 動	1	0.6
	3	20	〃	2	1.2
3	1	25	固 定	0	0
	2	25	可 動	1	0.6
	3	25	〃	2	1.2

(4) 測定項目

1) 地盤内変位(標点棒の移動量の測定)

標点棒は地盤内部の平均変位に追従して移動していると考えられるので、ガラス板上をすべっている標点棒両端のスポンジ中央(釘)位置をガラス板上からマークするものとした。ガラス板上にマークされた点はトレーシングペーパーでトレースし、地盤内変位図を描いた。

2) 切梁軸力

切梁に発生する軸力は载荷重としての水圧の一部と载荷によって地盤に発生する内部応力の水

平成分の和と考えられる。

切梁の配置は矢板の剛性と軸力の大きさから3本とし、軸力はロードセル(容量500 kg/2000 $\mu\Omega$)によって測定する。

3) 地盤の隆起量

矢板前面側地盤の隆起量の測定には変位量測定ダイヤルゲージ(容量5 cm)を用い図-2.2.3に示すような位置に合計9個設置した。なお、地盤が軟弱であるため、地盤表面に正方形の平板(ベニヤ板50×50×5 mm)を置き、その上にダイヤルゲージの脚を置くようにした。

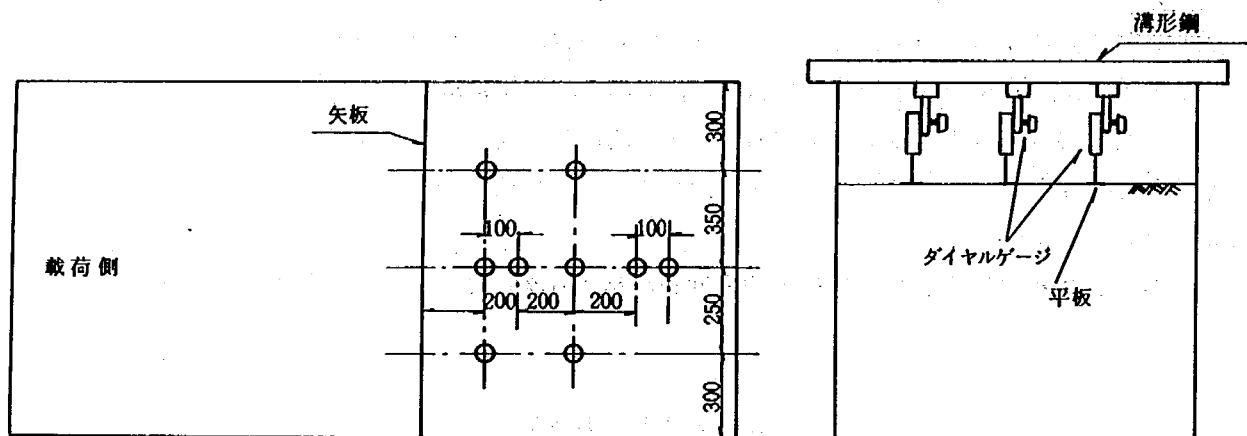


図-2.2.3 ダイヤルゲージ設置位置

4) 含水比と粘着力

カオリンクレーによる粘土地盤では、含水比及び粘着力を一定の値に保つことは、困難であるので、実験ケースごとに含水比と粘着力の測定を行なうこととした。

① 粘着力の測定(実験前)

簡易型ベーンせん断試験器を用いて、地盤表面より、20cm, 35cm, 50cmの深さの粘着力を順次実験開始前に現位置において測定した。測定位置は図-2.2.4に示す8ヶ所とした。

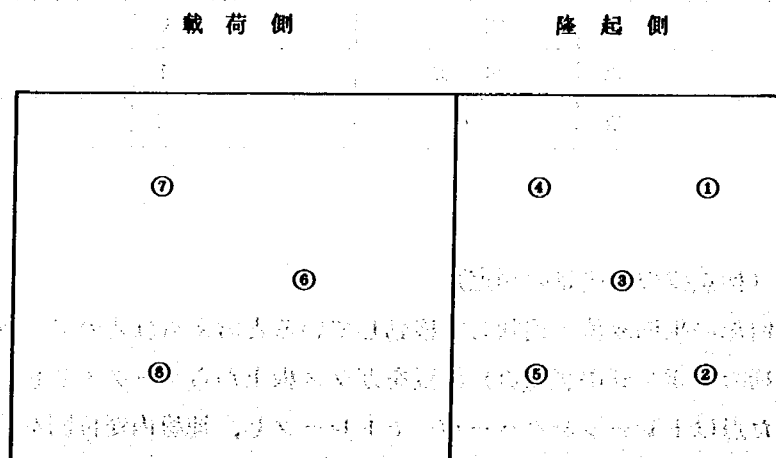


図-2.2.4 含水比と粘着力の測定位置

② 含水比の測定 (実験後)

実験終了後、サンプラー (φ50mm×100mm) により、地盤表面より深さ平均20cmの位置の土塊をサンプリングし、含水比を測定した。サンプリング位置は、粘着力の測定と同一で全体の平均をとって含水比とした。

(5) 計測手順

計測は図-2.2.5に示すフローに従って実施した。

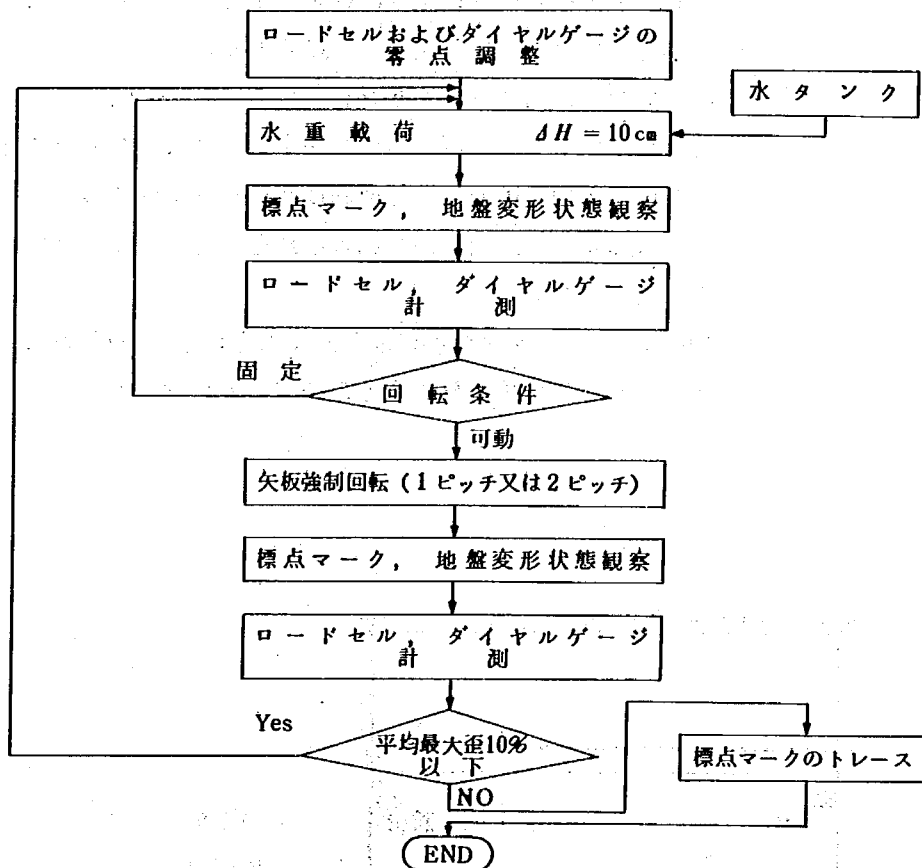


図-2.2.5 計測フロー図

2.3 大型模型実験Ⅱ

大型模型実験Ⅰにおける問題点は、次の点である。

1) 矢板模型に剛板を用い、その固定回転軸まわりの強制回転により、矢板の可撓性を表わすものと仮定したが、このような場合の矢板先端部の動きは実際の矢板先端部の動きとは異っているほか、強制的に矢板を回転させるため地盤に載荷重による変位以外の強制変位を与えることになり、載荷重のみによる地盤変動を把えることが困難である。

2) 実際の土留め工事においては、掘削によりヒービングが生じるが、掘削をともしない矢板背面への載荷重のみによる地盤変動が、現実のヒービングを代表するのかどうか疑問である。

これらの点を考慮して、より実際に近い形でヒービング現象を把えるため、昭和55年度に大型模型

実験Ⅱを実施した。

(1) 実験装置

大型実験槽の矢板部分を改良するため、図-2.3.1に示すように実験槽上面の載荷槽との境界に溝形鋼を溶接し、これに巾1,200、長さ600、厚さ9mmの鋼板をボルトで固定し、先端自由の模型矢板とした。

(2) 実験方法

地盤の造成は、カオリンクレーを矢板の根入れ深さに達するまで、矢板前後のバランスをとりながら投入して行なうが、この時同時に地盤内変位測定用の模点棒も設置した。ヒービングの原因となる矢板前後の地盤の高低差は、矢板背面側にはカオリンクレーを矢板前面側にはそれと同じ重量の鋼球を投入しながら、背面地盤を造成したが、載荷槽の寸法上あまり大きな荷重強度がとれないので、一定の地盤厚以上については、矢板前後面に鋼球を同量載荷するようにした。

このような方法で、地盤を造成したのち、矢板前面側の鋼球を一定量ずつ取り除くことにより、地盤の掘削と同じ効果を生むようにした。

除荷は1段階0.1t/m²に相当する鋼球を平均的に取り除くことによって行ない、地盤内変位と地盤の沈下量の測定は除荷にともなう地盤変位が終了するのを待って行なった。

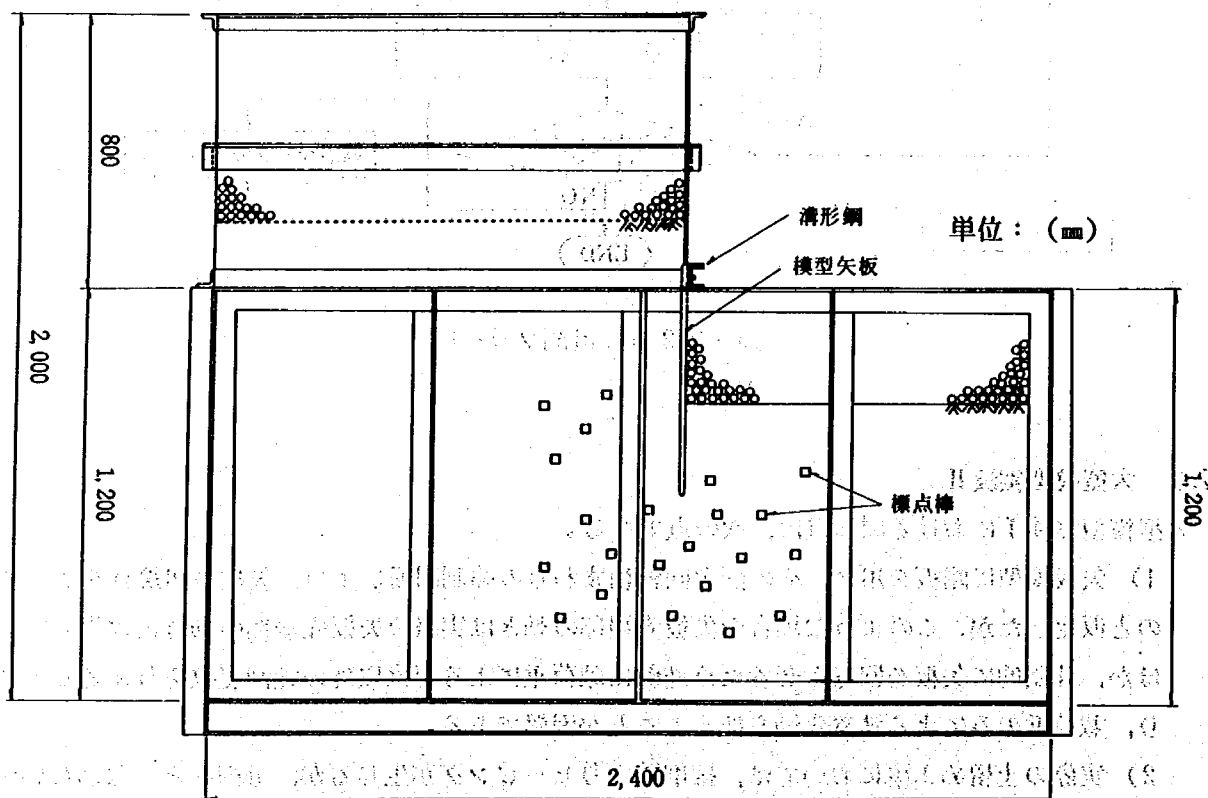


図-2.3.1 大型実験装置図(Ⅱ)

(3) 実験ケース

実験は、矢板背面側の地盤高さを変えた表-2.3.1に示すケースに対して実施した。

表-2.3.1 実験ケース

ケース	D (cm)	DH (cm)	d (cm)	t (mm)	q' (t/m ²)
1	30	20	40	9	0.8
2	30	40	40	9	1.0
3	30	60	40	9	1.4

(4) 測定項目

1) 地盤内変位

大型模型実験Ⅰと同様に標点棒の移動をマークして測定した。

2) 沈下量

実験の都合上、矢板背面にも載荷重として鋼球を載せたので地盤の沈下は、直接測定が困難なため、鋼球の沈下および実験槽側面の観測窓より類推して測定を行なった。なお、鋼球の沈下測定は、大型模型実験Ⅰにおける隆起量の測定と同様に、ダイヤルゲージにより測定した。図-2.3.3に測定位置を示す。

3) 粘着力

カオリンクレー地盤の粘着力は、大型模型実験Ⅰと同様に、簡易ベーンせん断試験器を用いて測定した。測定位置も実験Ⅰと同じである。

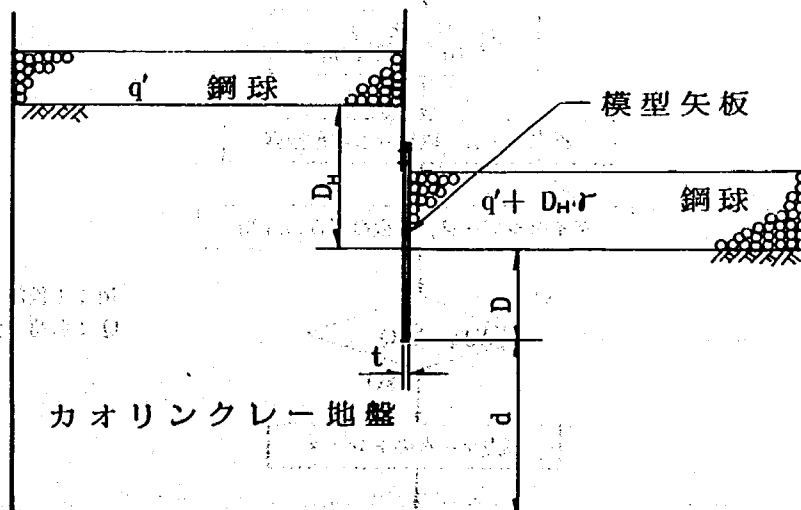


図-2.3.2 大型模型実験Ⅱパラメーター

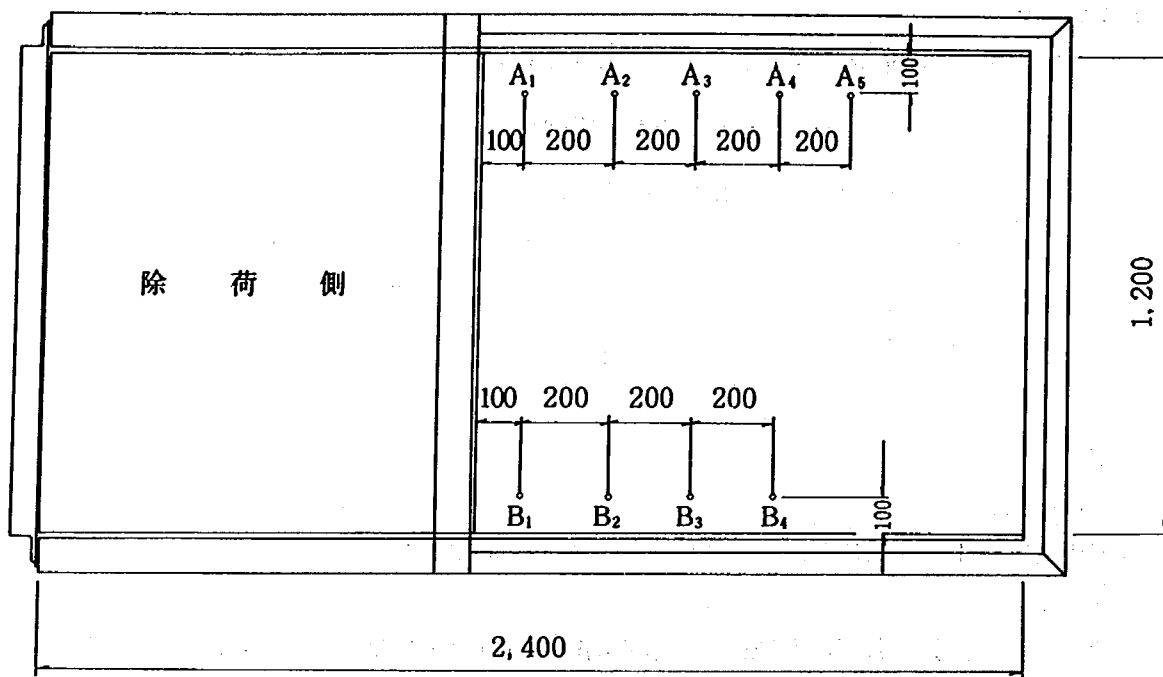


図-2.3.3 ダイヤルゲージ設置位置図

(5) 計測手順

計測は図-2.3.4 に示すフローに従って実施した。

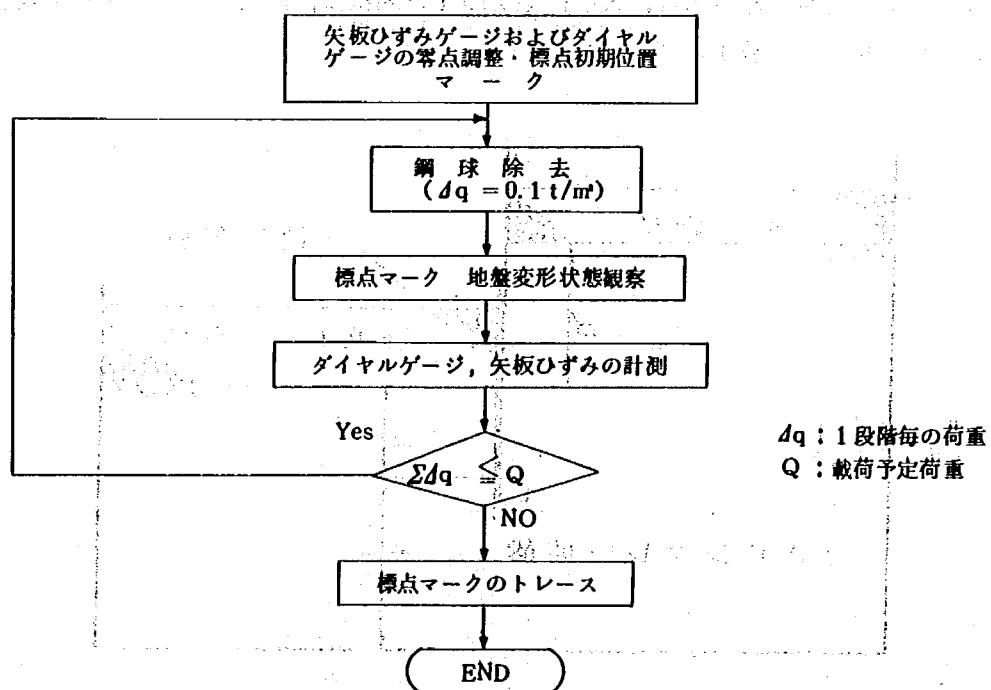


図-2.3.4 計測フロー図

2.4 小型模型実験

大型模型実験においては、実験槽が大きいために、パラメーターを細かく変化させて数多くのケースについて実験を実施するという方法がとれず、データが少ないことが解析を困難にする。この点を考慮し、昭和55年度においては、大型模型実験Ⅱを実施するとともに、実験ケースを多くした小型模型実験も実施した。

(1) 実験装置

図-2.1.2に示した小型実験槽の上面で載荷槽との境界に溝形鋼を溶接し、これに巾500mm、長さ ℓ 、厚さ t の鋼板をボルトにより取り付け、先端自由、ボルト位置で固定の模型矢板とした。また、載荷槽が小型で面積が小さいため、鋼球を直接載荷槽に投入すると、鋼球のアーチング作用によって荷重が矢板背面側地盤面に伝わらない。この点を改良するため、載荷槽内に底のない内箱を挿入し、この内箱内に鋼球を投入するようにした。なお載荷槽内面と内箱外面には摩擦を軽減する目的でテフロンシートを貼付した。

(2) 実験方法

大型実験Ⅰと同様に、所定のレベルまで矢板前後面の地盤面を同一レベルに保ちながら、カオリソクレ地盤を造成し、同時に標点棒を設置した。また掘削のシュミレートは、載荷槽内への鋼球の投入による矢板背面側載荷によるものとし、鋼球は1段階毎0.3 t/m²の上載圧を与えるように投入した。地盤内変位および隆起量の測定は、載荷による地盤変位の終了を待って行なった。

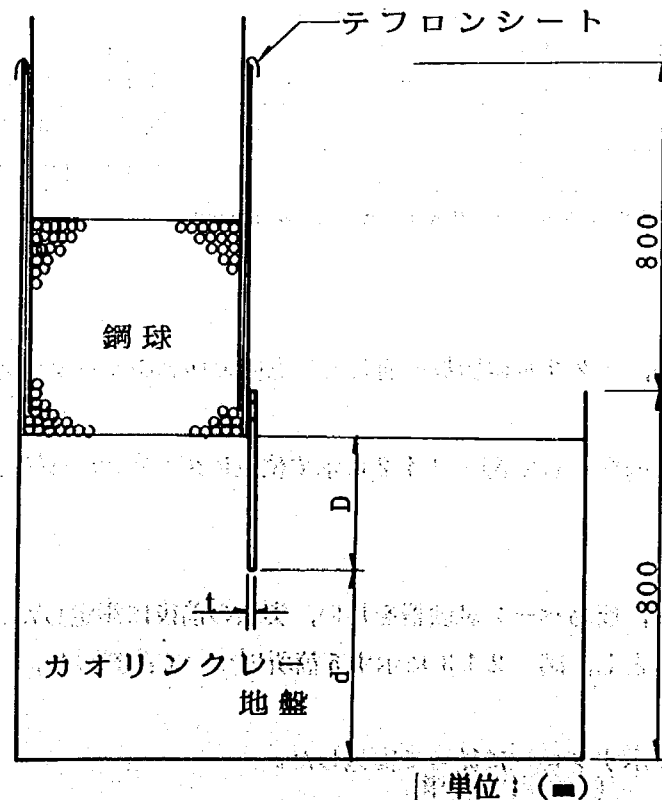


図-2.4.1 小型実験パラメーター

(3) 実験ケース

小型模型実験では、種々条件の異なったものを数多く行なった。

表-4.2.1にその実験ケースを示す。

表-4.2.1 実験ケース

	ケース名	D (cm)	d (cm)	矢板厚 t (mm)	粘着力 C (t/m ²)
1	1-1	5.0	34.0	9.0	一定 (約0.4)
2	-2	10.0	"	"	
3	-3	15.0	"	"	
4	* -4	20.0	"	"	
5	-5	25.0	"	"	
6	-6	30.0	"	"	
7	* 2-1	20.0	34.0	"	一定 (約0.4)
8	-2	"	24.0	"	
9	-3	"	14.0	"	
10	3-1	10.0	34.0	"	変 化
11	-2	"	"	"	
12	-3	"	"	"	
13	-4	"	"	"	
14	-5	"	"	"	
15	-6	"	"	"	
16	-7	"	"	"	
17	4-1	20.0	"	3.0	一定 (約0.5)
18	-2	"	"	6.0	
19	-3	"	"	9.0	

注) *は実験条件が同じであるため、基本ケースの結果を利用する。

(4) 測定項目

1) 地盤内変位

大型模型実験同様、アクリル樹脂板を通して標点棒の移動をマークすることにより測定した。

2) 地盤隆起量

大型模型実験 I と同様にして図-2.4.2 に示す位置にダイヤルゲージを設置し、矢板前面側地盤の隆起量を測定した。

3) 粘着力

大型実験と同様に、簡易ベーン試験器を用い、実験の前後に測定した。測定深さは表面付近、中間付近、底面付近とし、図-2.4.3 に示す5箇所について計測した。

(5) 計測手順

計測は図-2.4.4 に示すフローに従って実施した。

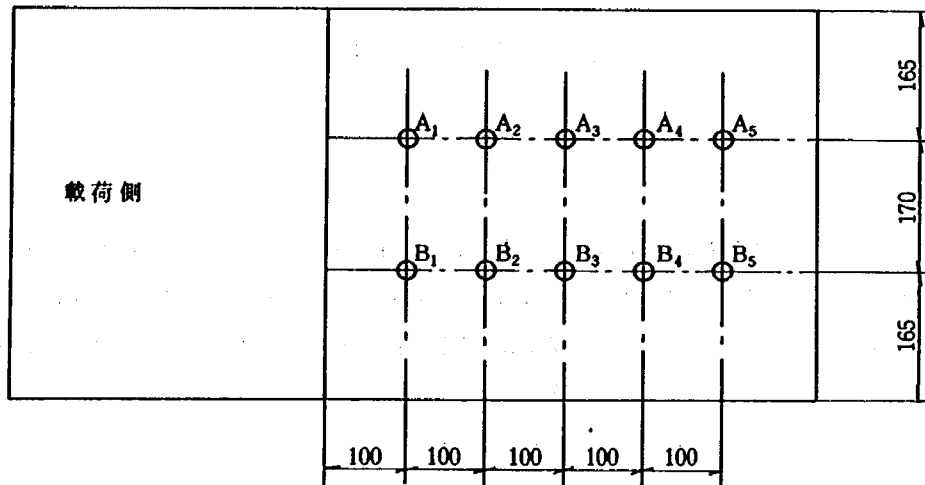


図-2.4.2 ダイヤルゲージ設置位置

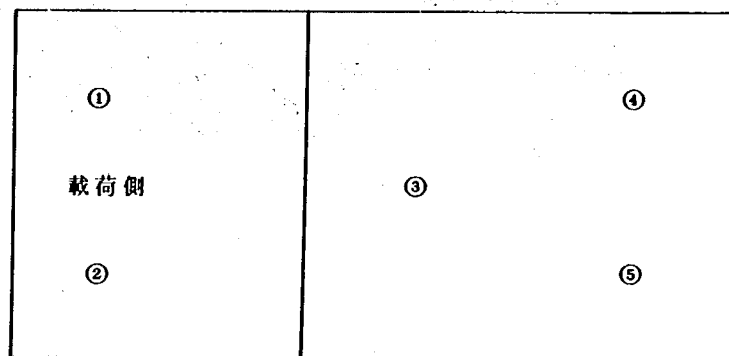


図-2.4.3 粘着力測定位置

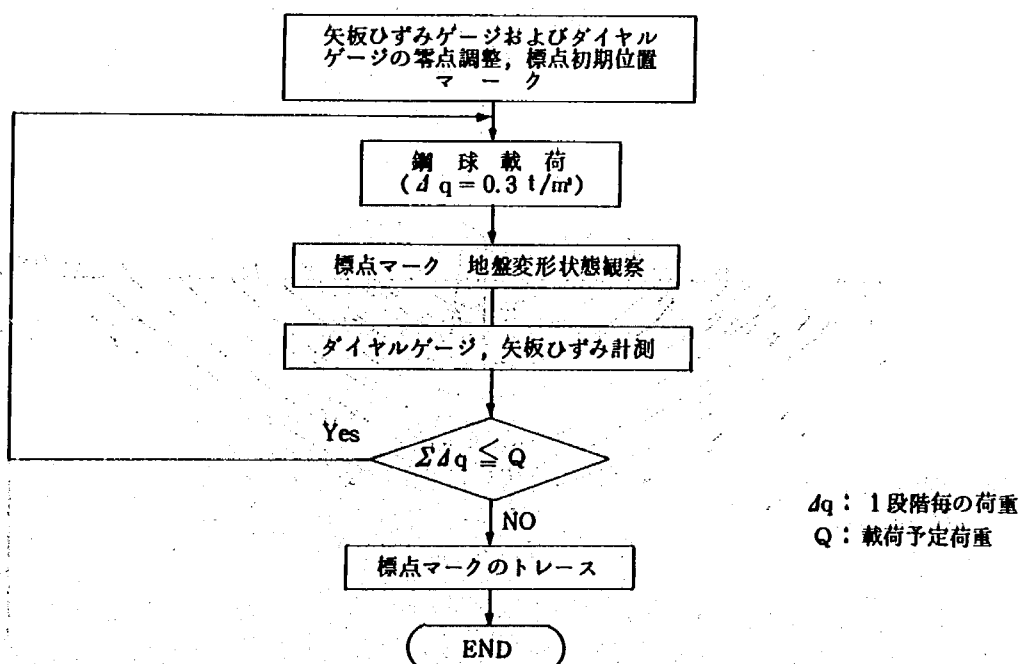


図-2.4.4 小型模型実験計測フロー図

3. 実験結果

3.1 大型模型実験 I

(1) 地盤内変位

標点棒の移動をプロットしたものを図-3.1.1～図-3.1.9 に示すが、同時に移動の軌跡より推察して、地盤の流動線を描いた。いずれの図においても明確な滑り線は見られないが、ある付近で最大隆起を生じていることが確認できる。さらに、流動線はいずれのケースにおいても、ほぼ左右対称となっている。

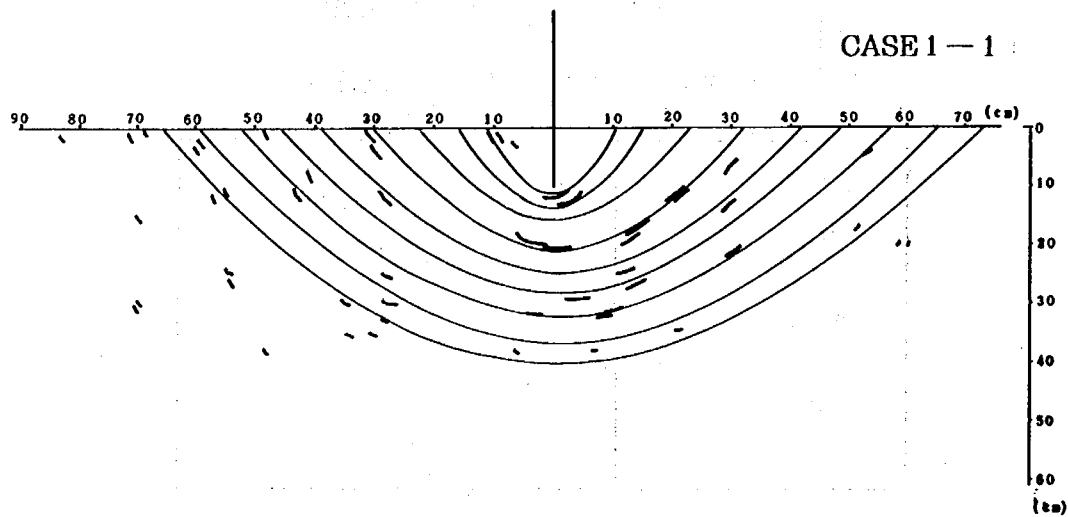


図-3.1.1 地盤内変位と流動線

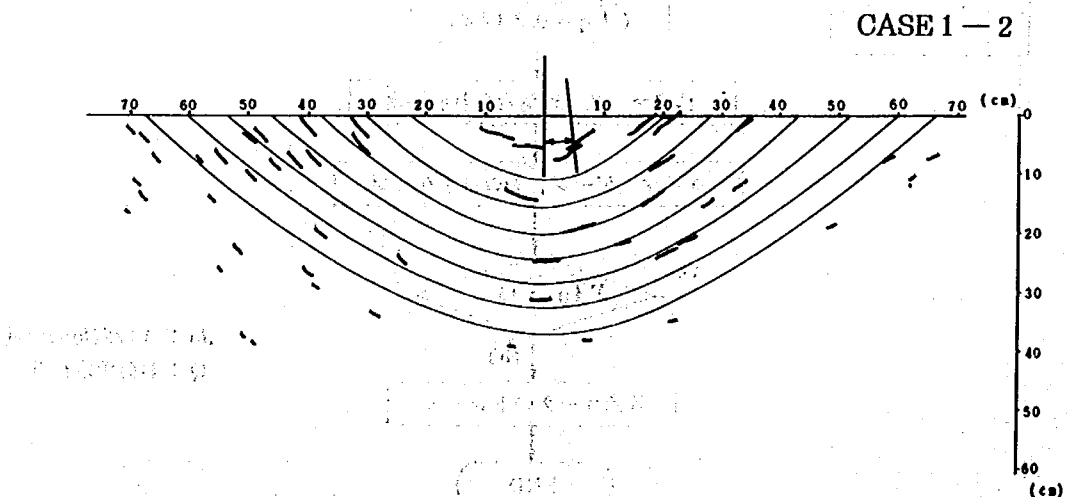
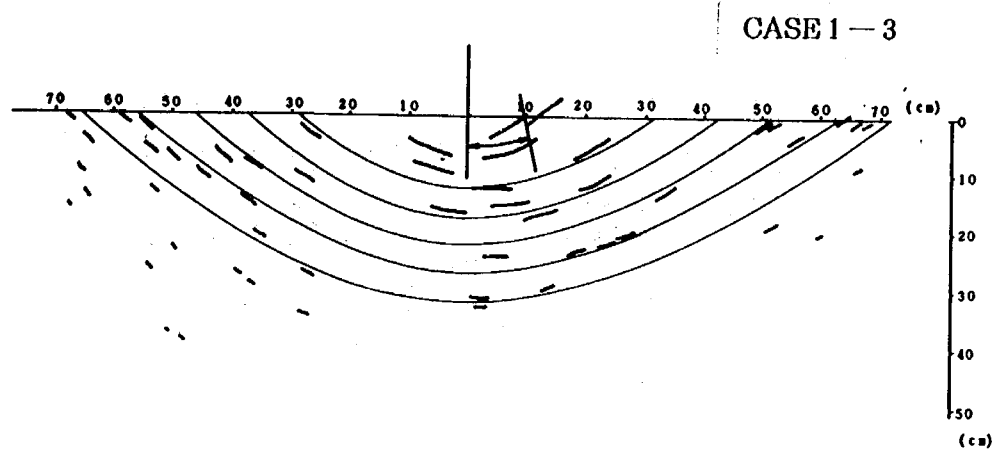
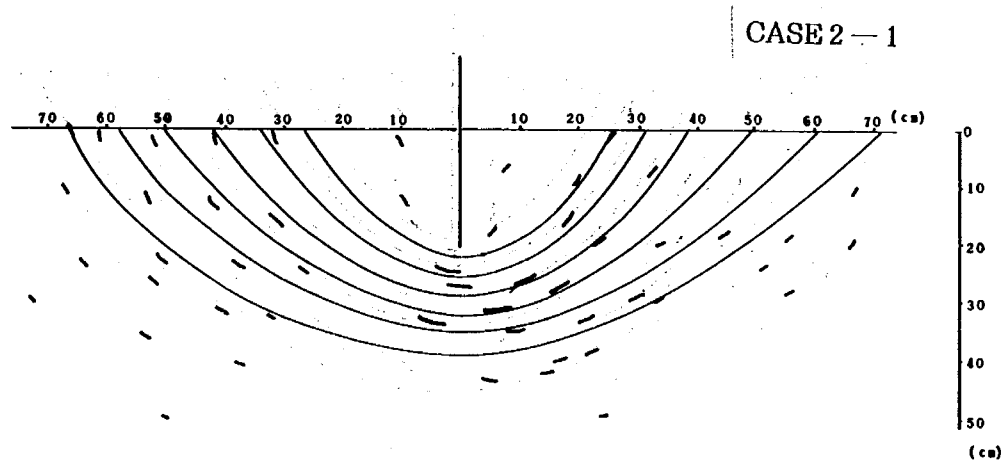


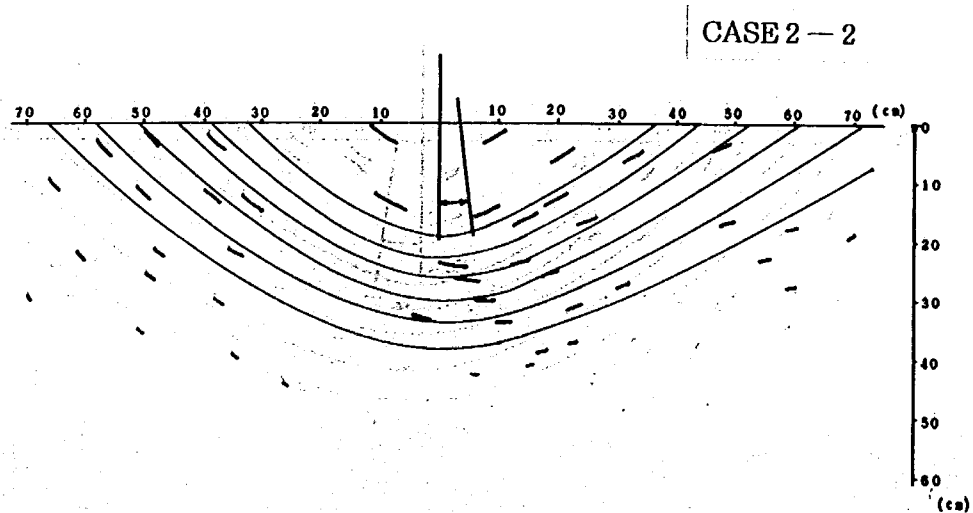
図-3.1.2 地盤内変位と流動線



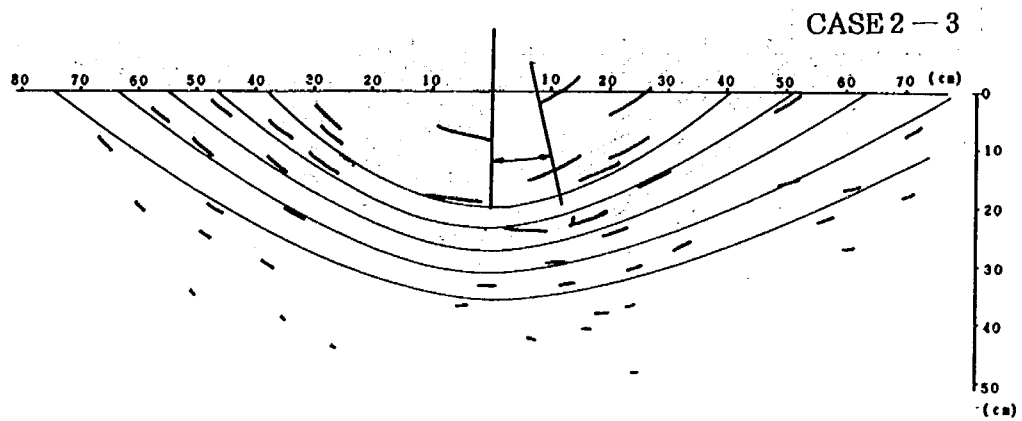
図— 3. 1. 3 地盤内変位と流動線



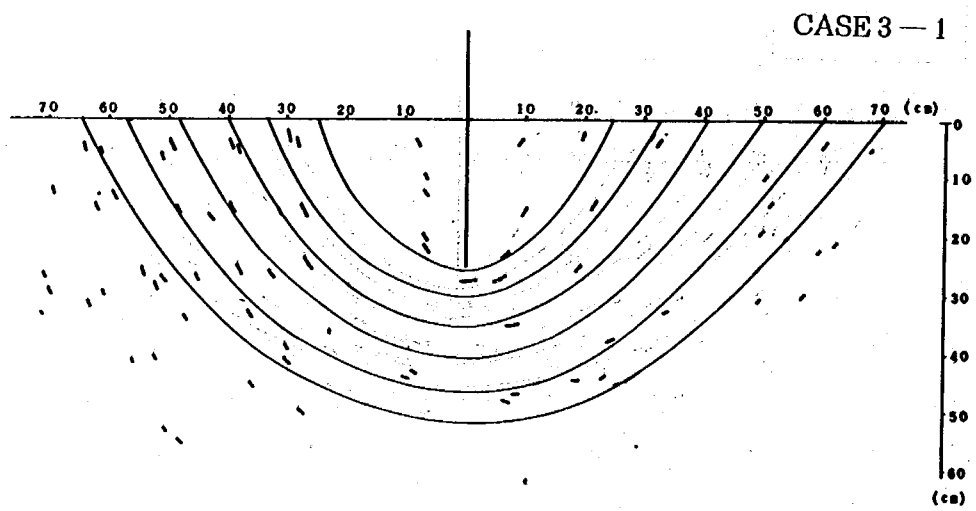
図— 3. 1. 4 地盤内変位と流動線



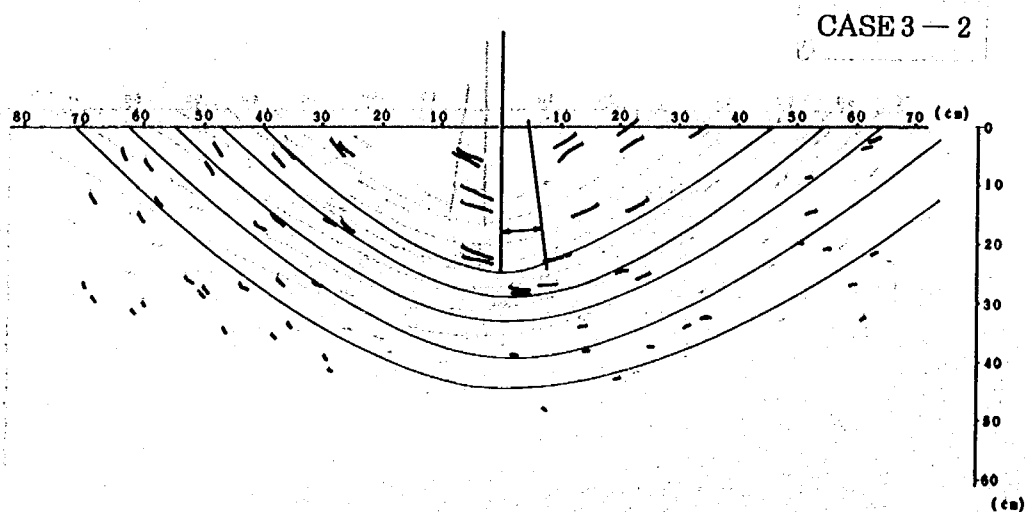
図— 3. 1. 5 地盤内変位と流動線



図— 3. 1. 6 地盤内変位と流動線



図— 3. 1. 7 地盤内変位と流動線



図— 3. 1. 8 地盤内変位と流動線

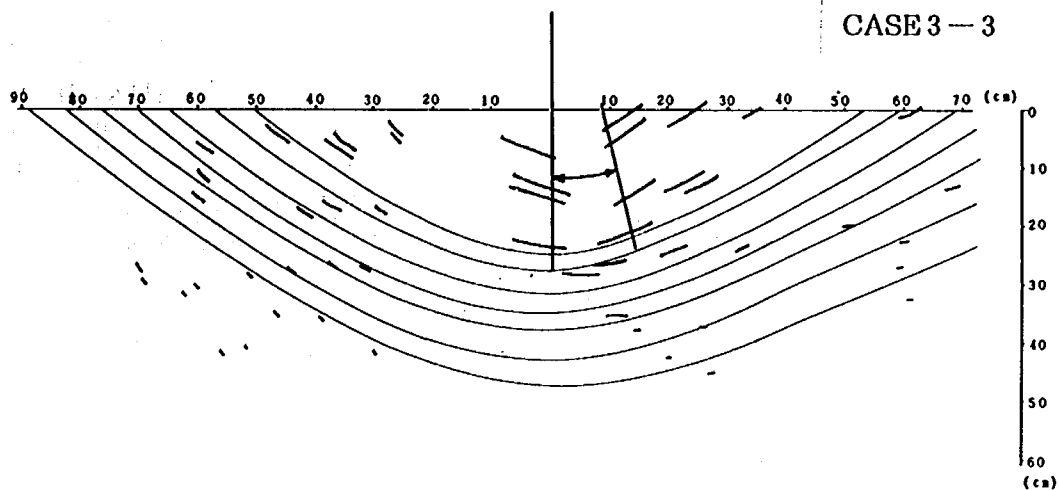


図-3.1.9 地盤内変位と流動線

(2) 地盤隆起量

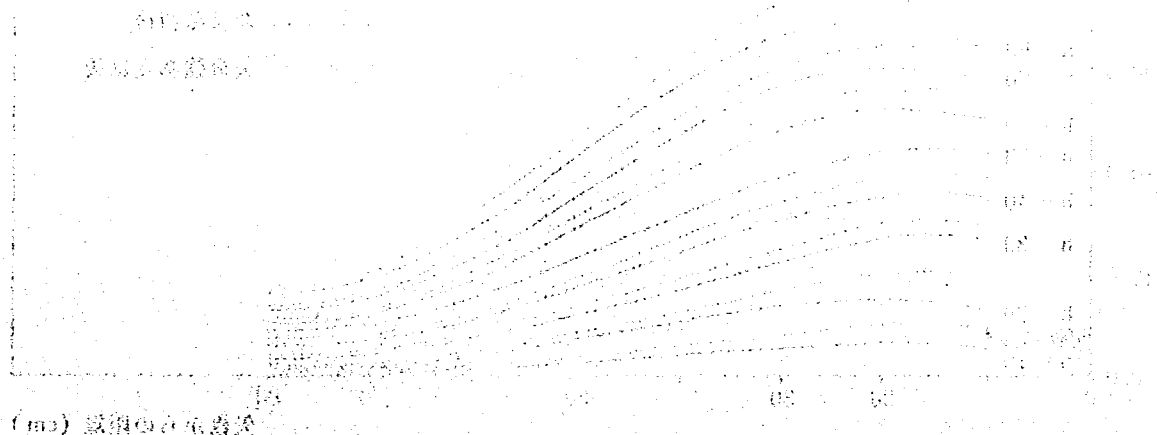
矢板前面側地盤の隆起量の測定結果を図-3.1.10～図-3.1.18に示す。なお、図に示した隆起量は、地盤中央線上矢板からの距離20, 30, 50, 70, 80cmの位置における測定値を連続したものである。

実験に用いた実験槽は、壁面における摩擦の影響を軽減するため、巾が1.2mと大きく、その地盤内変位を平均的に記録するため、長さ1.2mの標点棒を用いたが、このように記録された変位が実際の地盤の変位の平均値となっているかについて確認しておく必要がある。

全域について観察が可能な地盤の隆起量を調べると、側面ガラス側の地盤、地盤表面側も地盤中央側もほぼ同じであり、地盤の変位は2次元的に生じていることが確認された。したがって、標点棒による地盤内変位の記録や地盤中央線に沿う地盤隆起量は、そのまま地盤の動きとして扱えてよいものと考えられる。

これらの図より次のことが明らかとなる。

- 1) 矢板の先端回転量が多いほど、隆起量は大きくなる。すなわち、矢板の剛性が隆起量を抑える作用をする。
- 2) 矢板の根入れ長さが長いほど隆起量は小さく、根入れによる地盤変位抑制効果は大きいと思われる。



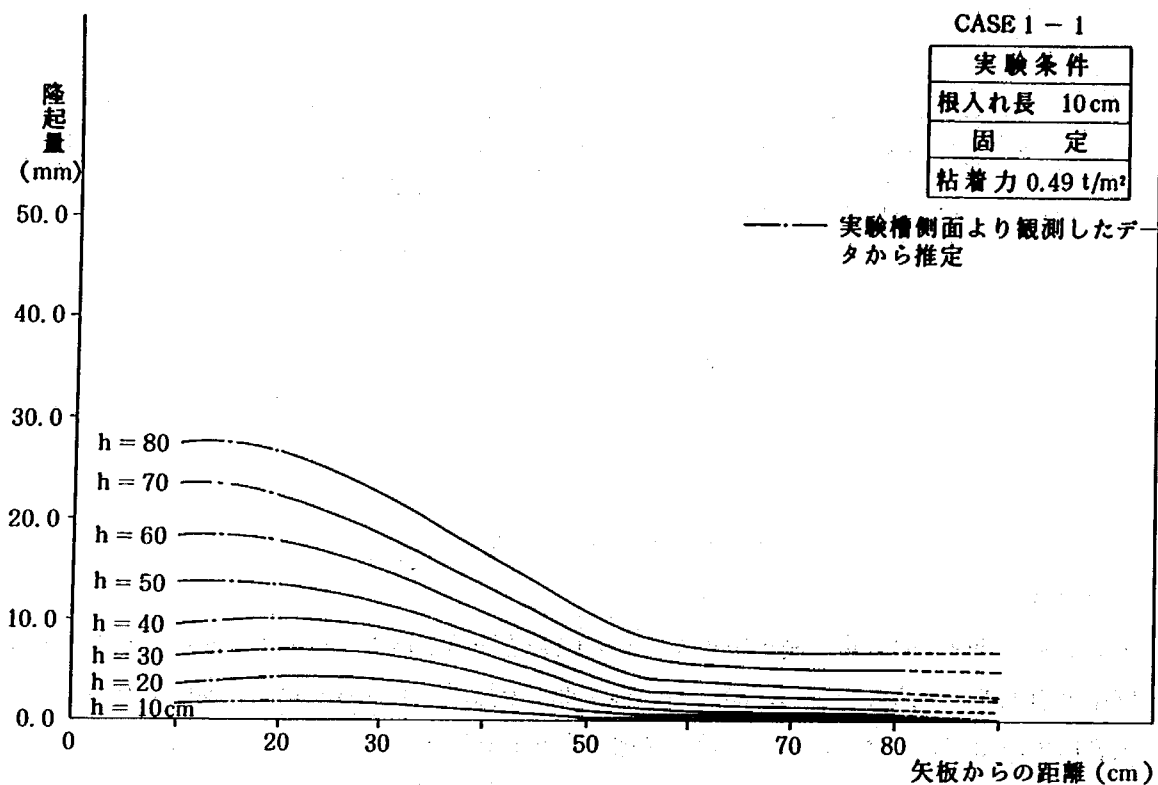


図- 3. 1.10 地盤の隆起量

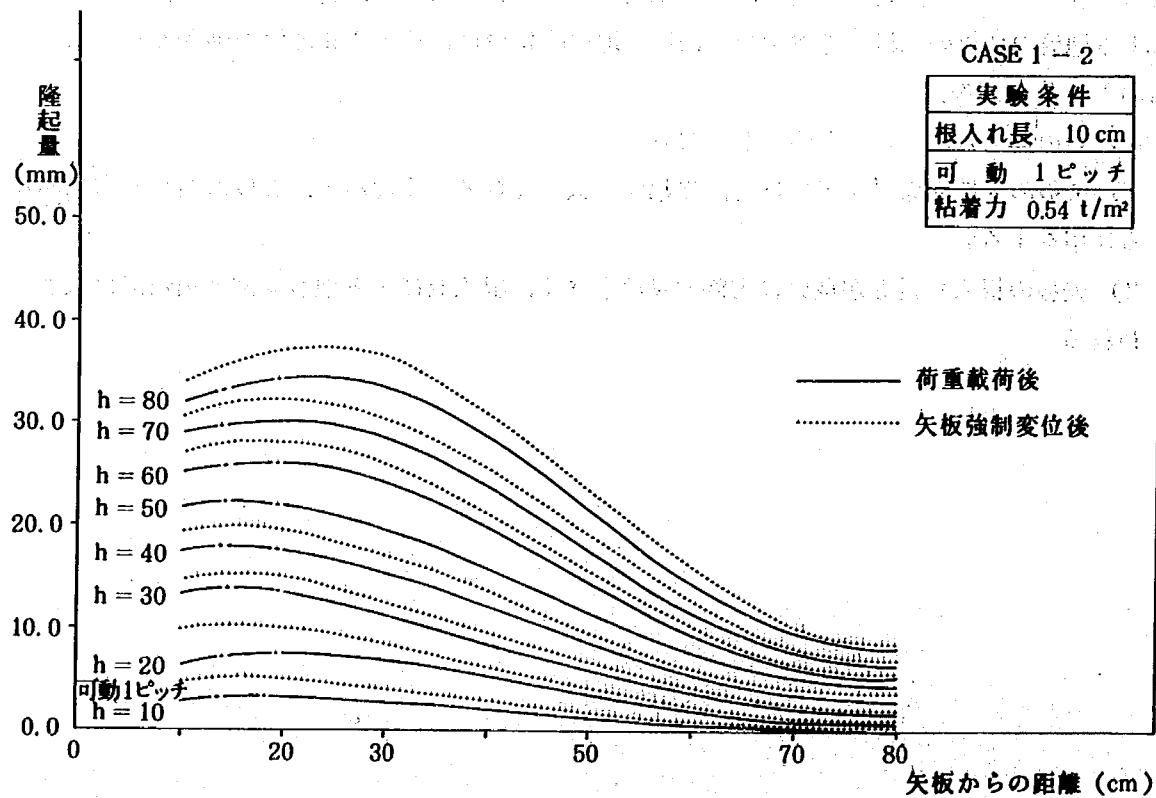


図- 3. 1.11 地盤の隆起量

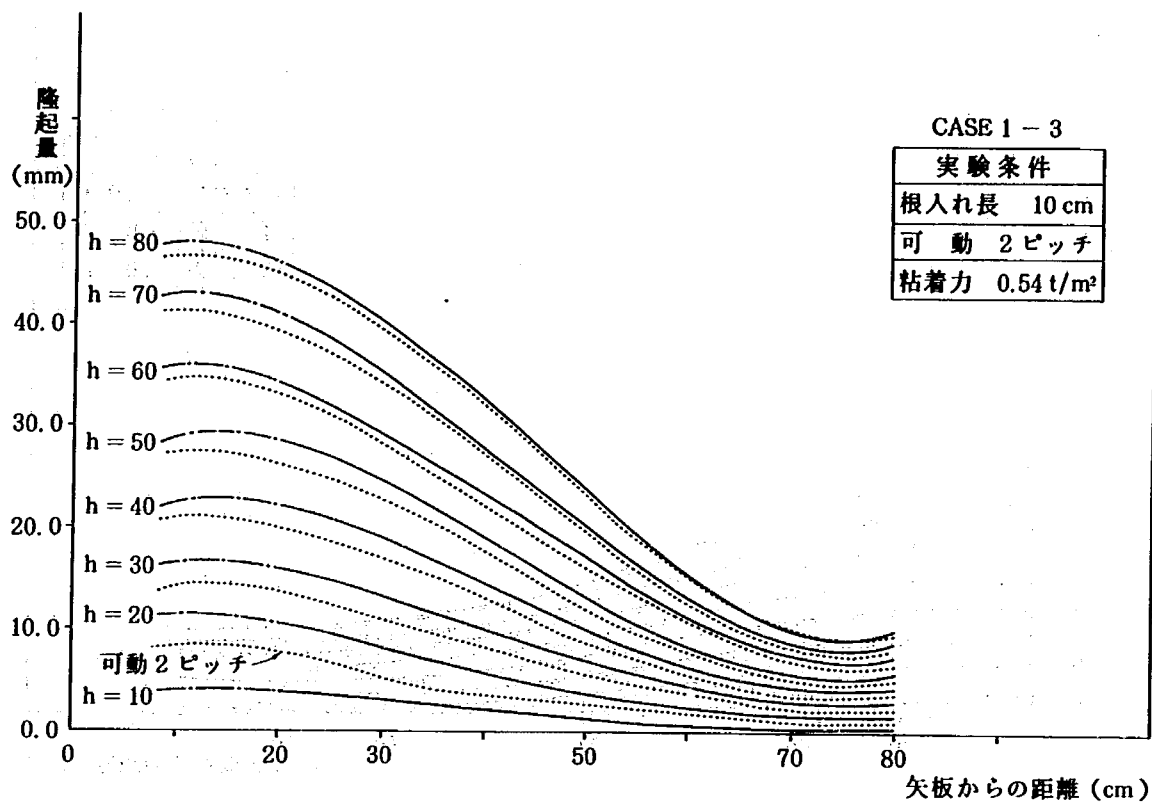


図 - 3. 1.12 地盤の隆起量

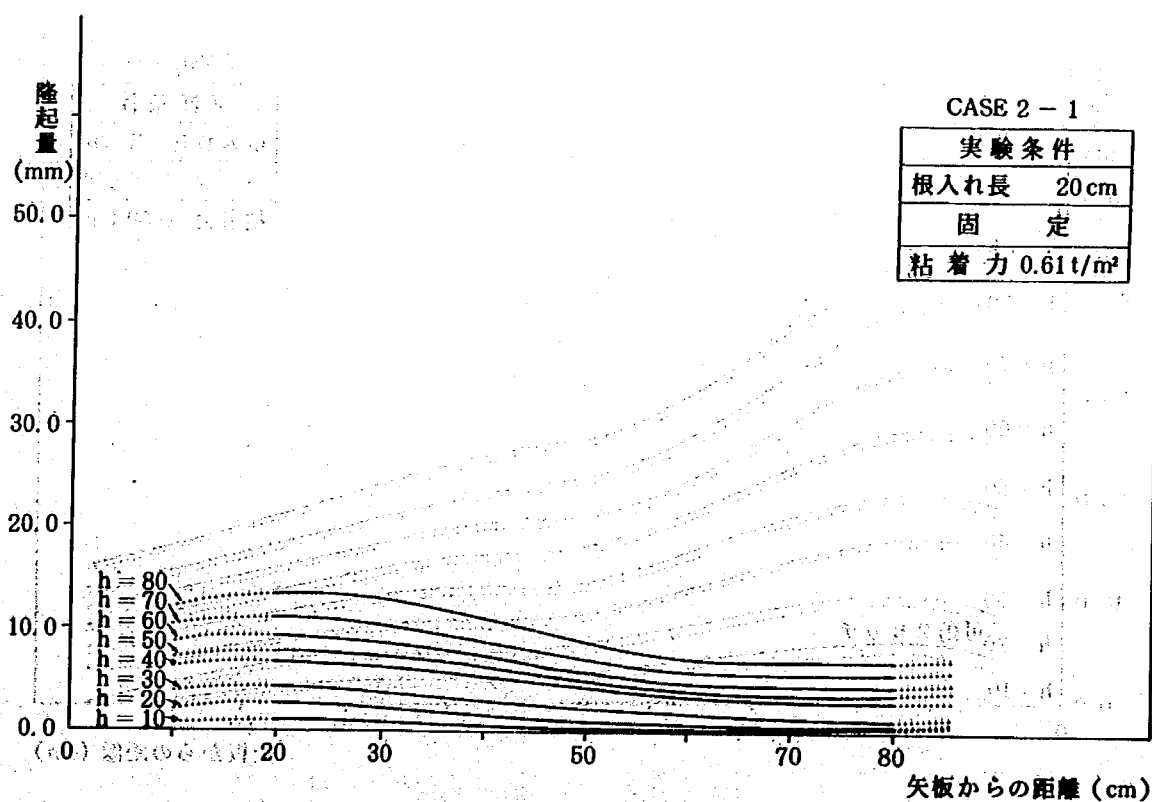


図 - 3. 1.13 地盤の隆起量

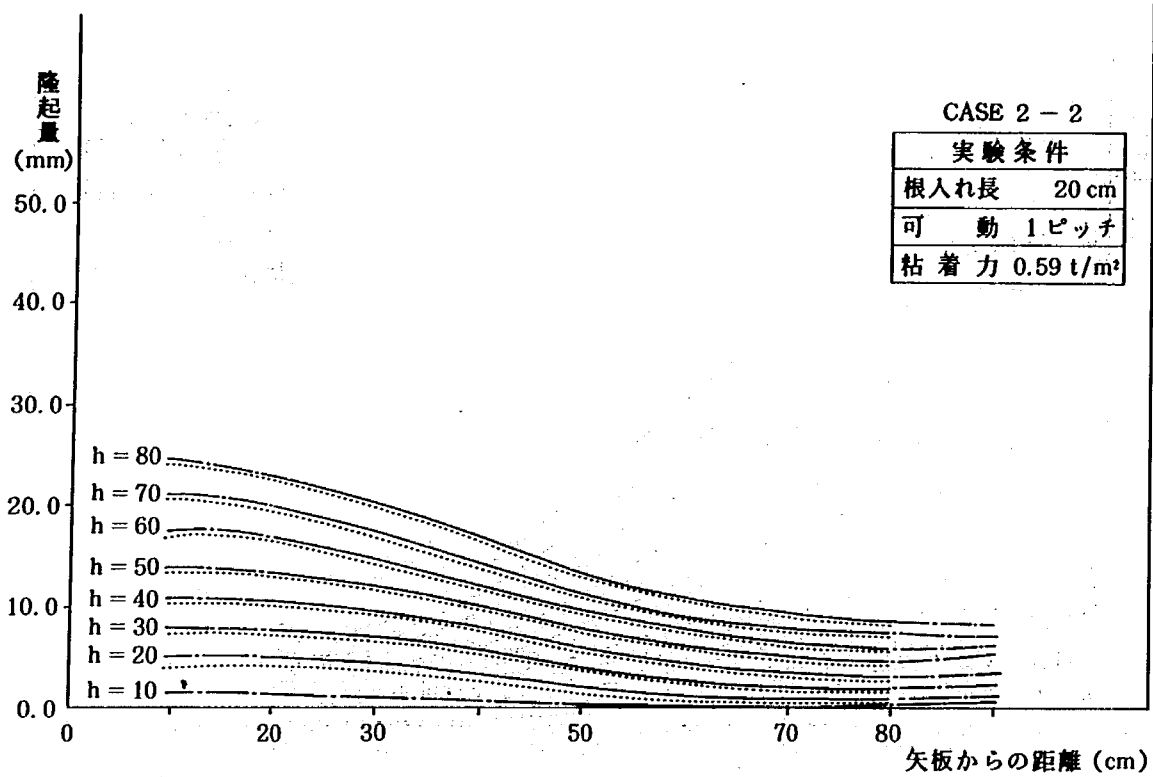


図- 3. 1.14 地盤の隆起量

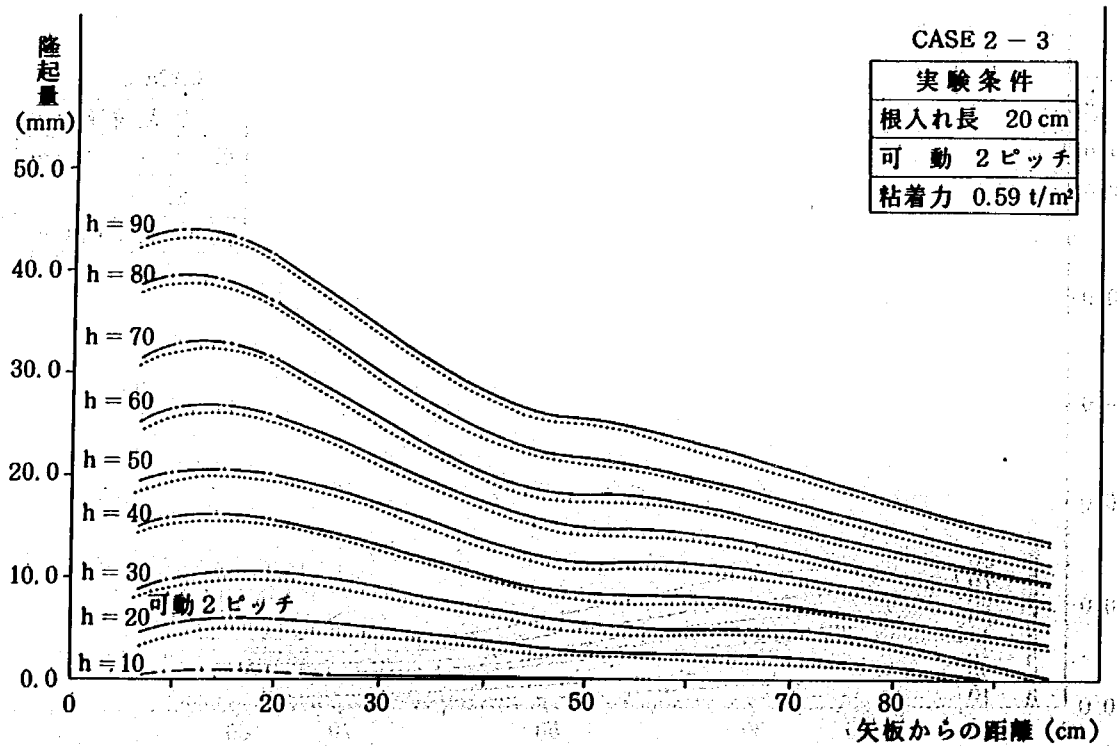


図- 3. 1.15 地盤の隆起量

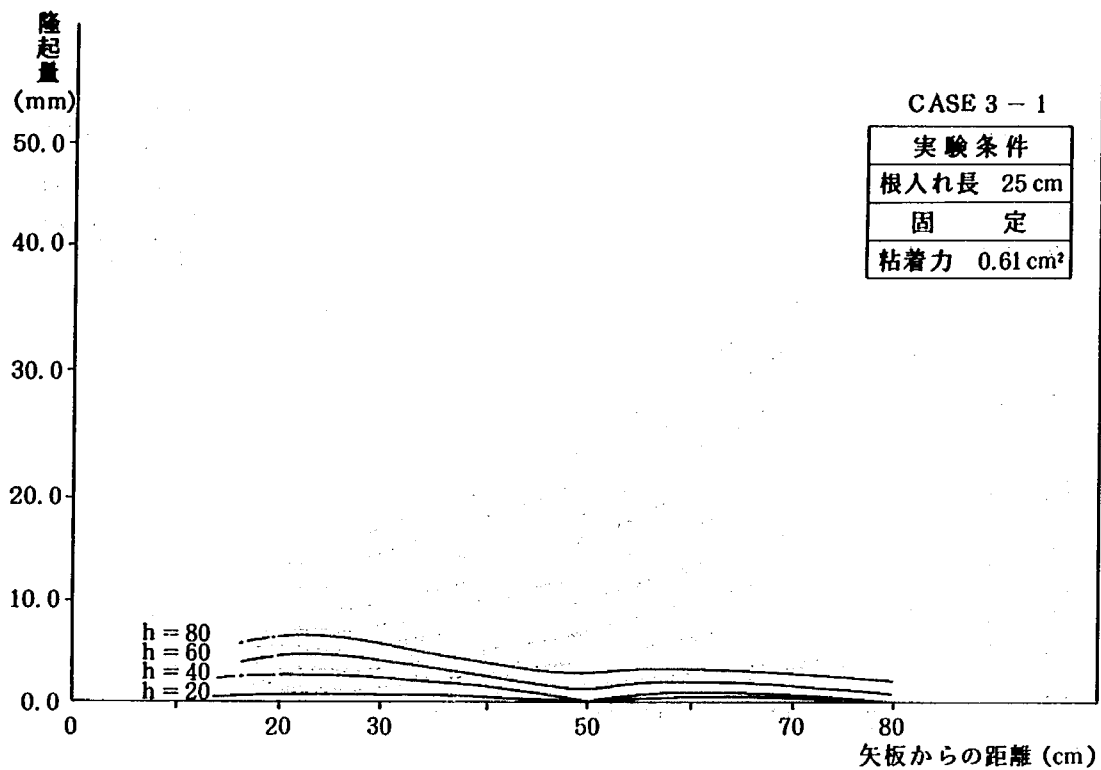


図- 3.1.16 地盤の隆起量

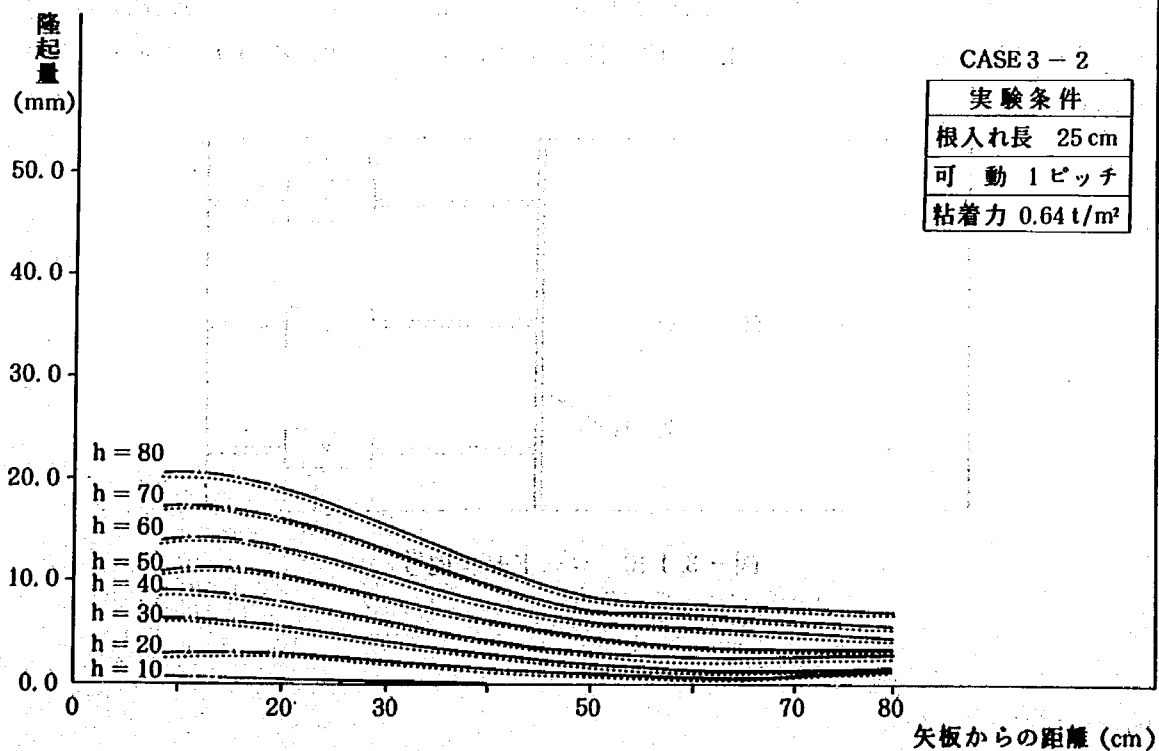


図- 3.1.17 地盤の隆起量

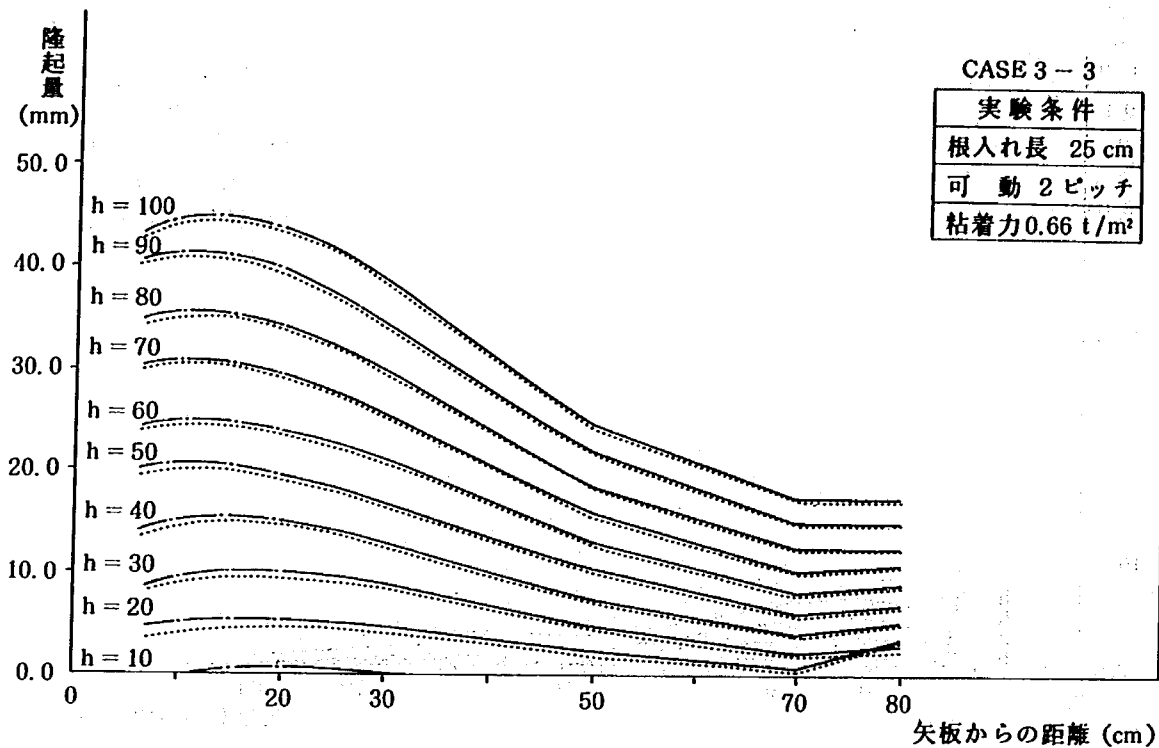


図- 3. 1.18 地盤の隆起量

(3) 切梁軸力

各ケース毎の切梁軸力の測定結果を図- 3. 1.20～図- 3. 1.28に示す。なお、切梁軸力は3本の切梁それぞれに取り付けたロードセルにより計測したので、図- 3. 1.19にそのロードセルの番号と位置を示す。

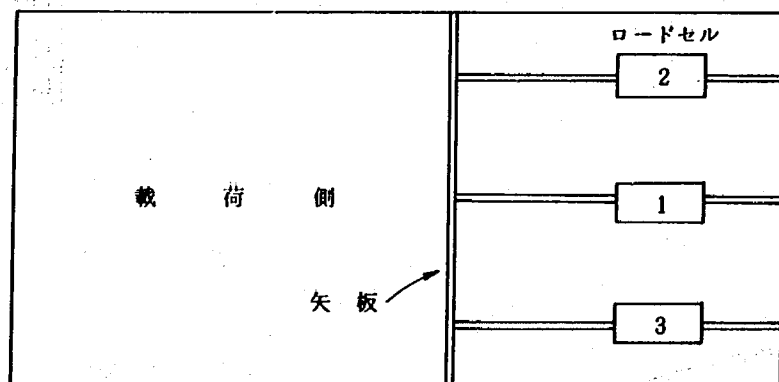


図- 3. 1.19 ロードセル番号

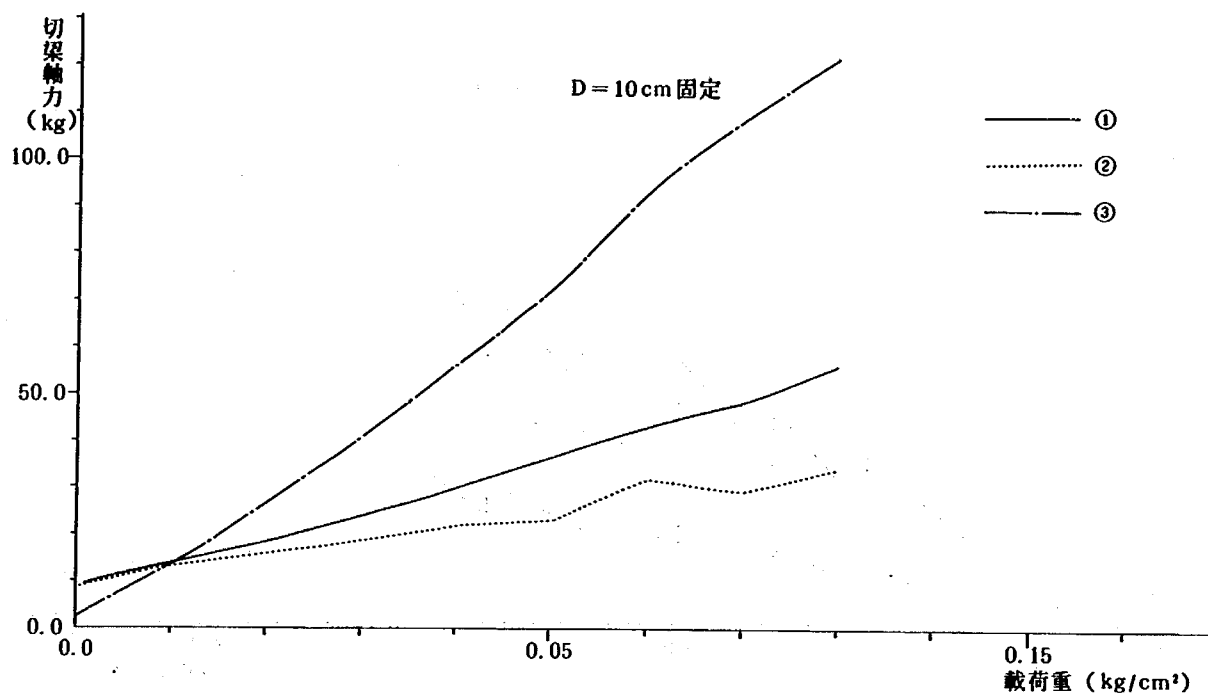


図-3.1.20 切梁軸力と載荷重の関係

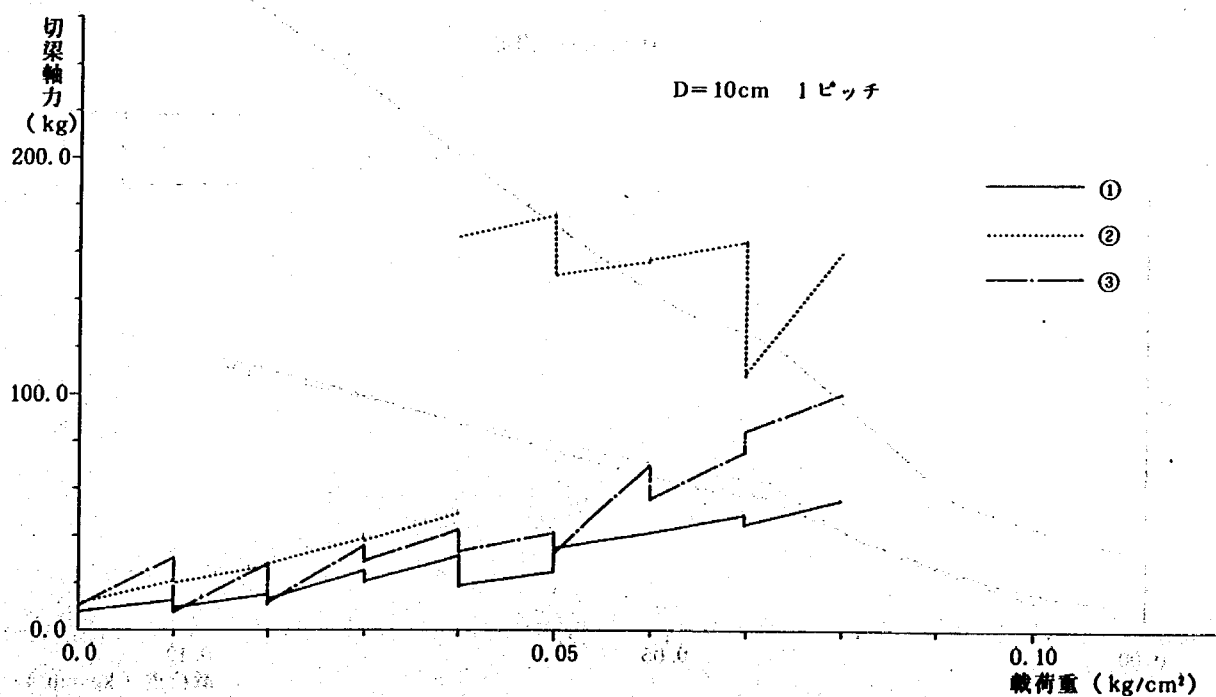


図-3.1.21 切梁軸力と載荷重の関係

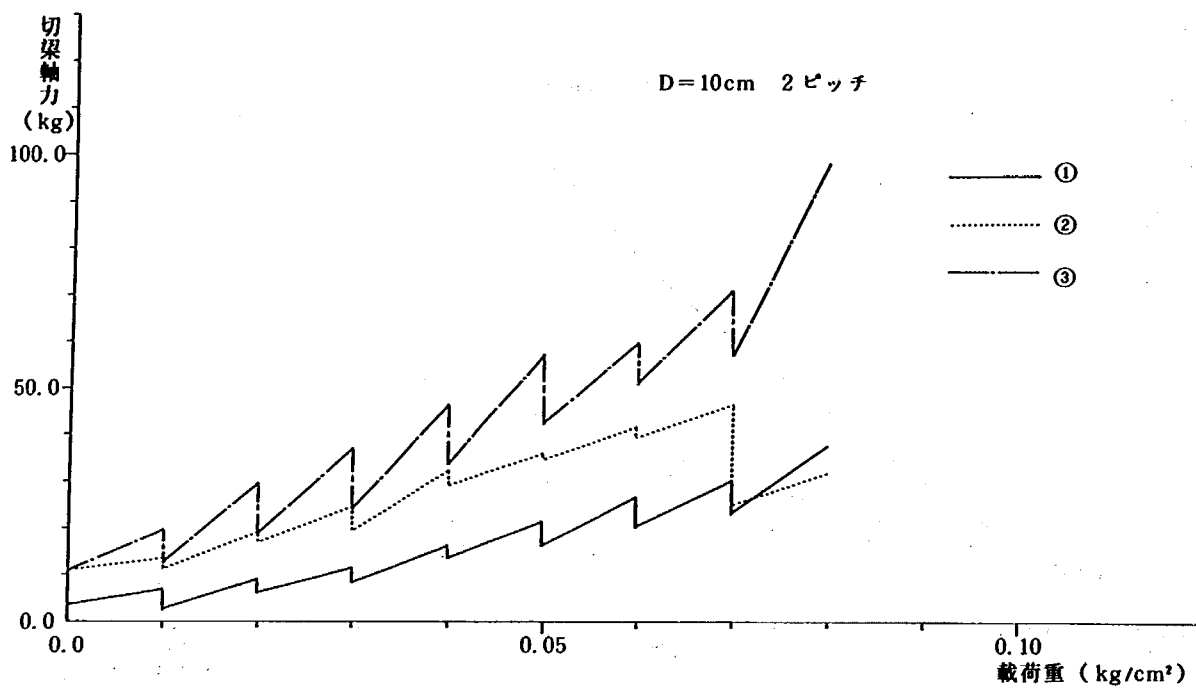


図- 3.1.22 切梁軸力と載荷重の関係

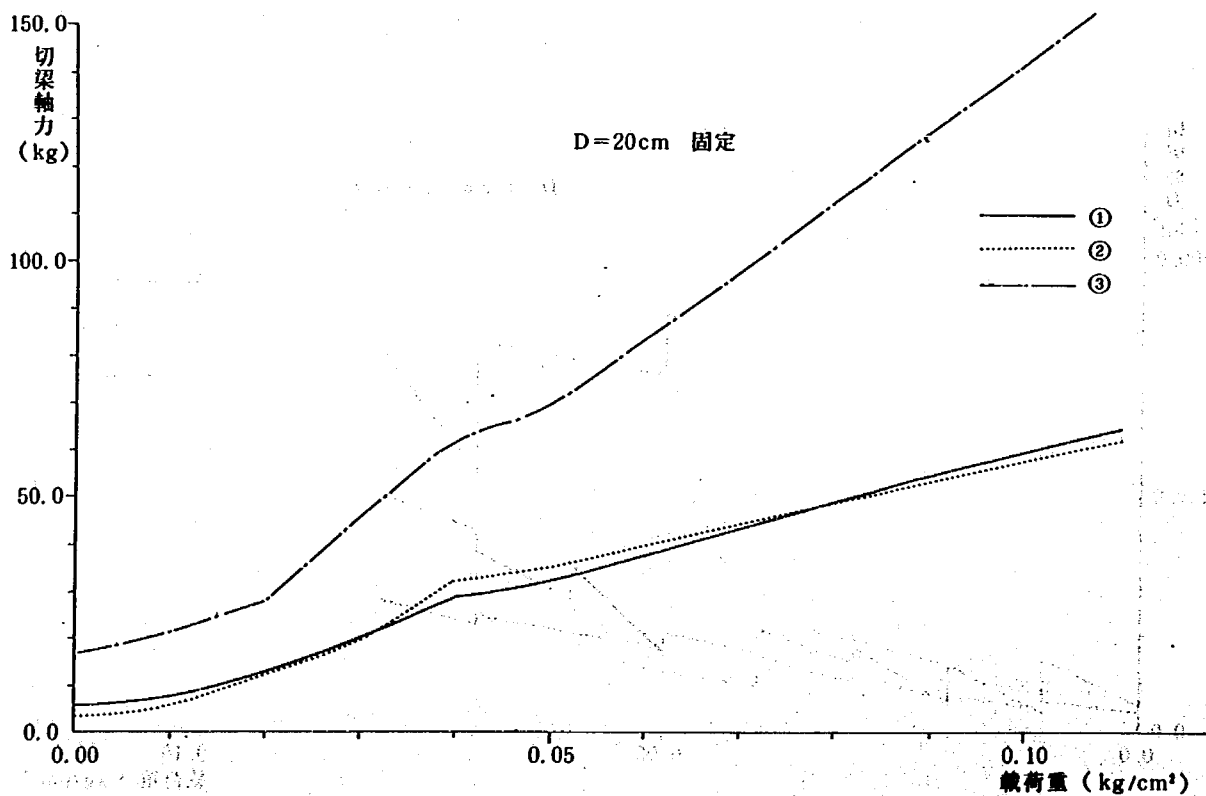


図- 3.1.23 切梁軸力と載荷重の関係

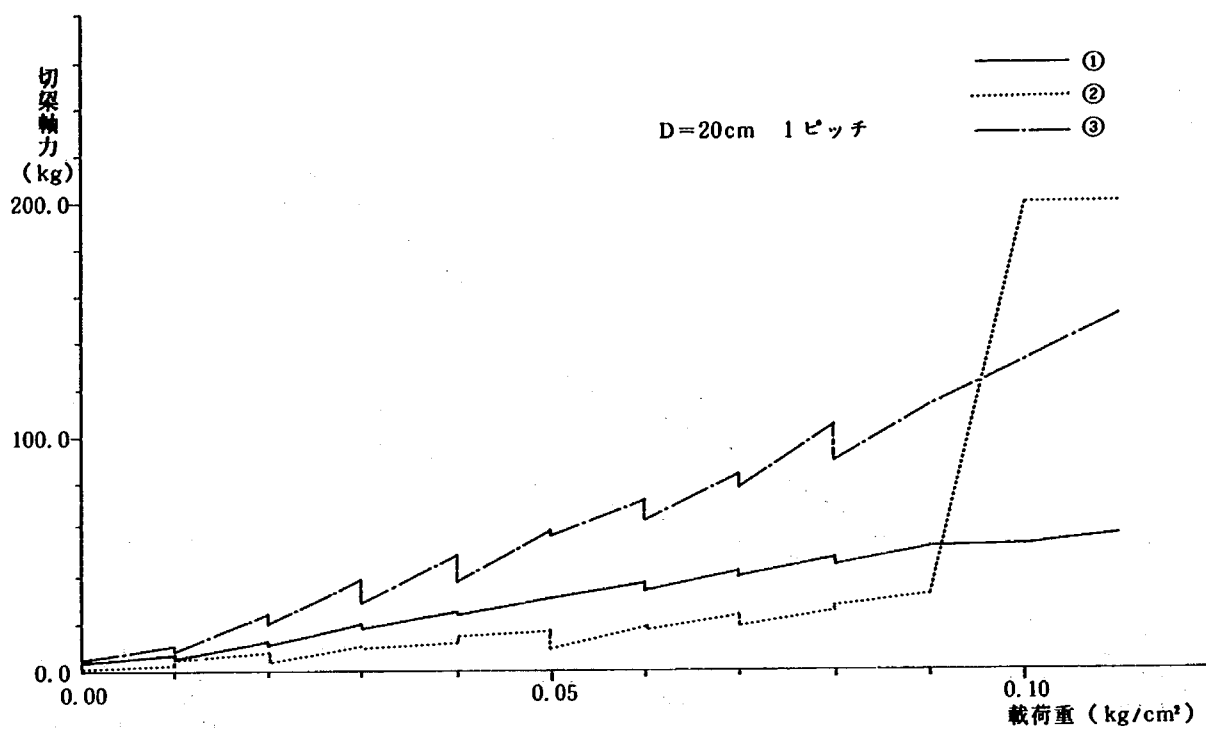


図- 3.1.24 切梁軸力と載荷重の関係

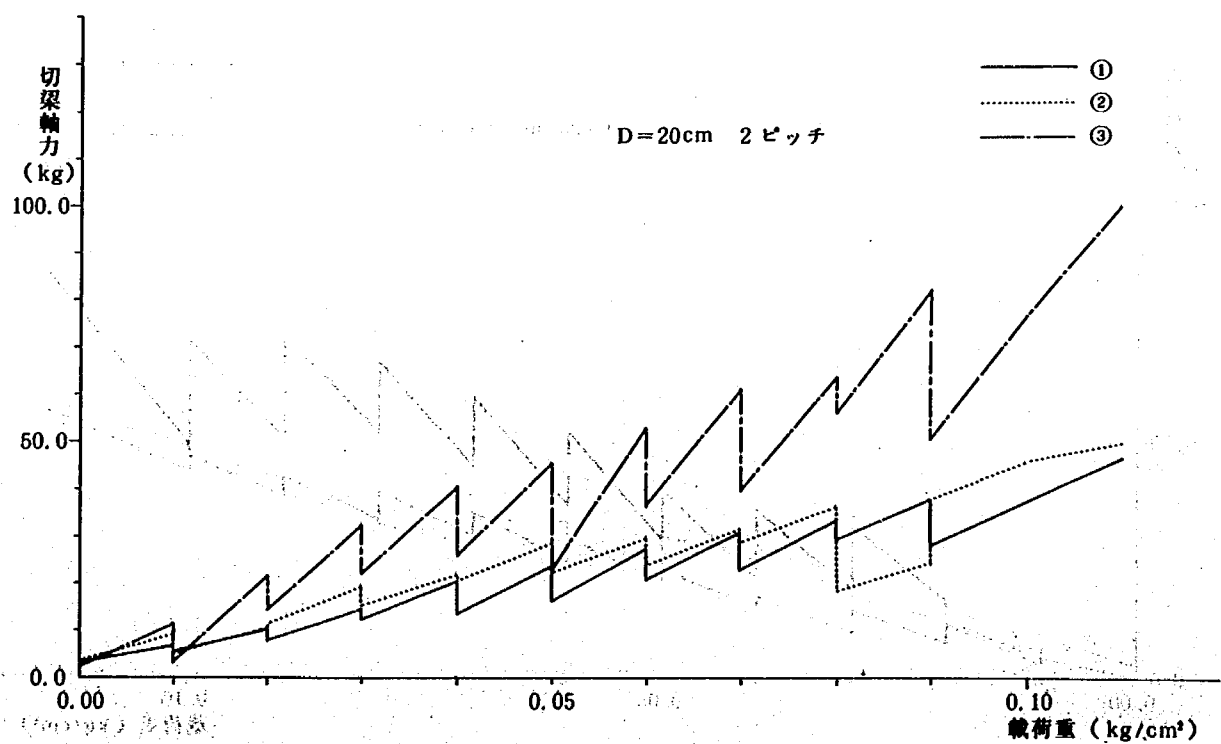


図- 3.1.25 切梁軸力と載荷重の関係

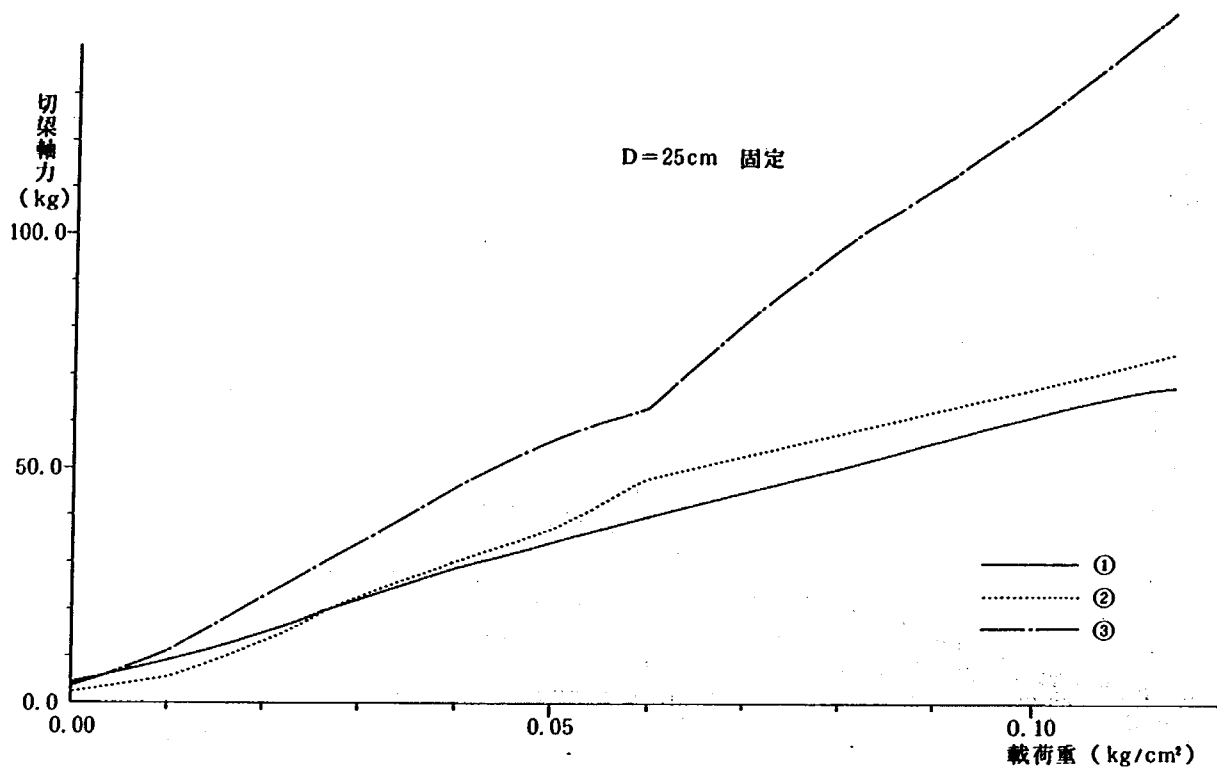


図-3.1.26 切梁軸力と載荷重の関係

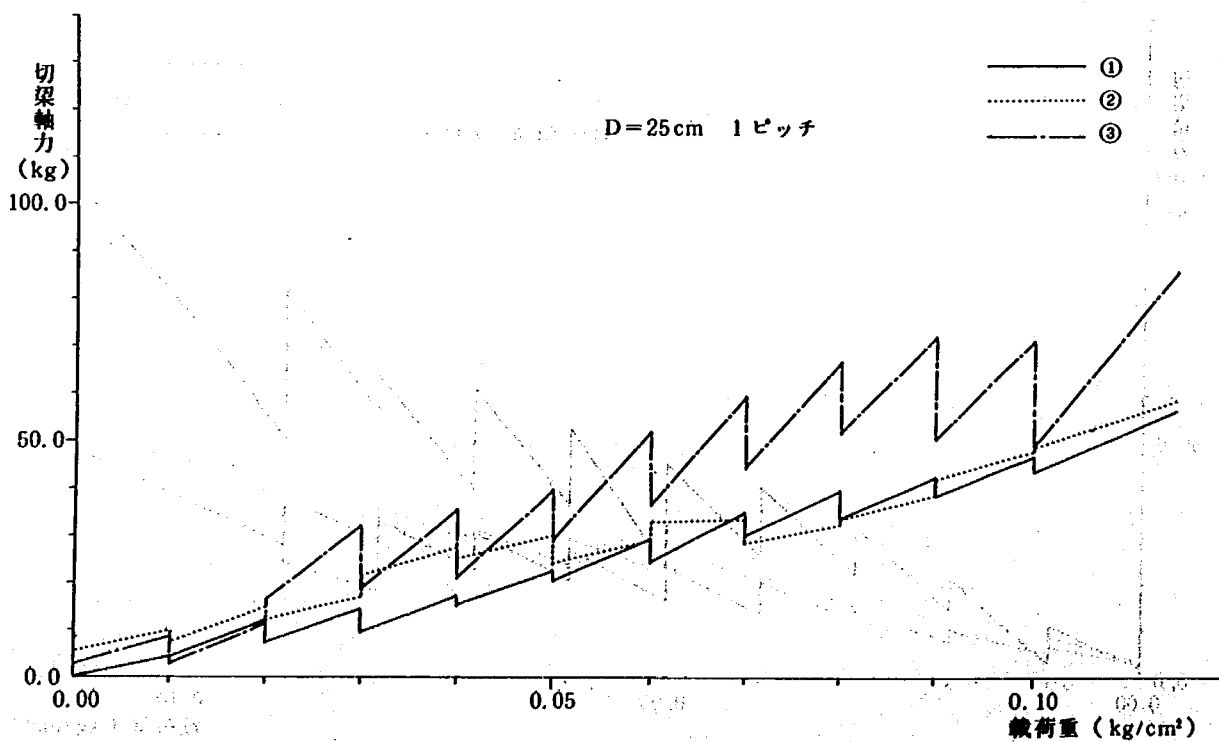


図-3.1.27 切梁軸力と載荷重の関係

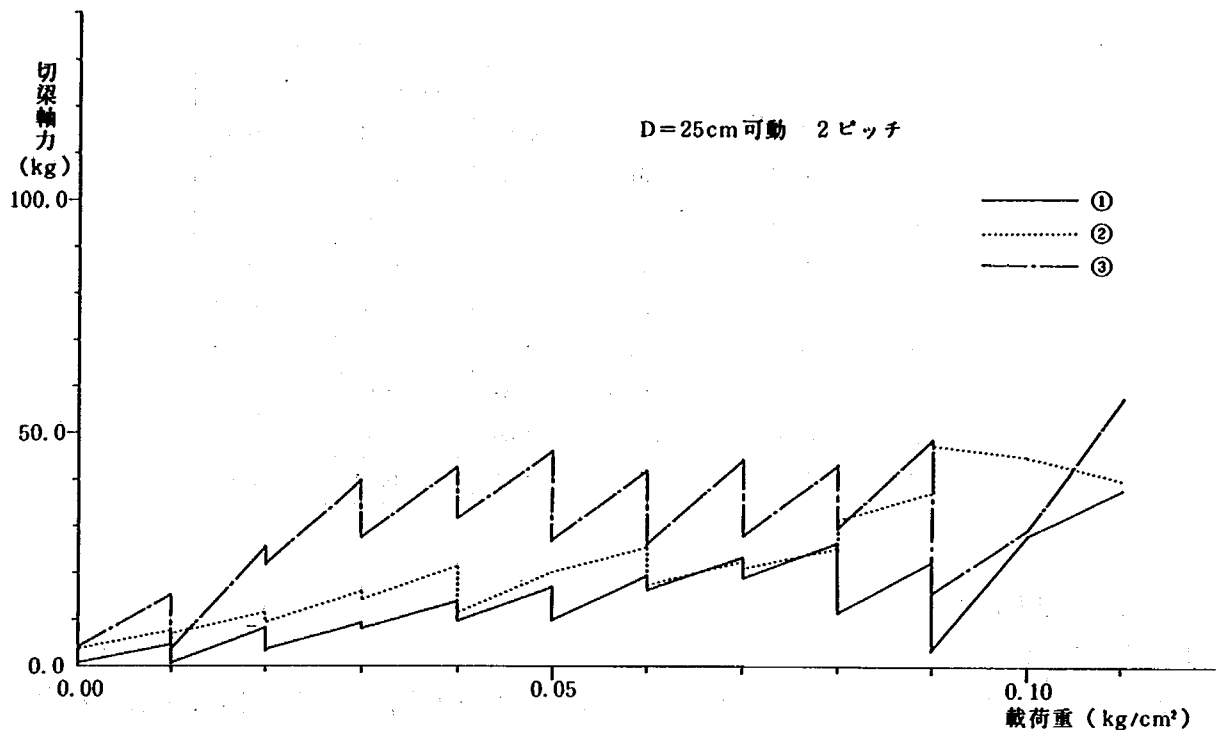


図- 3. 1.28 切梁軸力と載荷重の関係

(4) カオリンクレー地盤の含水比および粘着力

実験各ケースの実施前後に、含水量と粘着力の測定を行った。粘着力は簡易ベーンせん断試験器のトルクモーメントの読みから次式により求めたものである。

$$C = \frac{M}{\frac{\pi D^2 H}{2} + \frac{\pi D^3}{6}} = \frac{M}{12.37} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

M: ベーンせん断試験器のトルクモーメント (kg・cm)

D: せん断羽根の直径 (1.5 cm)

H: せん断羽根の高さ (3.0 cm)

結果を表- 3. 1. 1 に示す。これらは本来同一にして実験を実施するのが望ましいものであるが、カオリンクレーの含水量調整を大量に実施するのが困難なためかなりバラツキが大きくなったものである。

図-3.1.1 含水比および粘着力

ケース	含水比(%)	平均粘着力 (t/m ²)			
		20 cm	35 cm	50 cm	平均
1-1	42.9	0.45	0.51	0.52	0.49
1-2	42.7	0.51	0.55	0.56	0.54
1-3	43.4	0.52	0.56	0.53	0.54
2-1	41.9	0.50	0.62	0.66	0.60
2-2	43.3	0.52	0.63	0.65	0.59
2-3	40.7	0.53	0.61	0.64	0.59
3-1	42.9	0.53	0.63	0.68	0.61
3-2	41.6	0.51	0.69	0.72	0.64
3-3	41.5	0.53	0.71	0.74	0.66

3.2 大型模型実験Ⅱ

(1) 地盤内変位

大型模型実験Ⅱにおいて計測された標点棒の動きのプロットと、それをもとに、流動線を描いたものを図-3.2.1～図-3.2.3に示す。

大型実験Ⅱにおける地盤内変位の特徴は、大型実験Ⅰと比較して、矢板背面側の流動線が地盤面に一定の角度で直線的に生じることである。

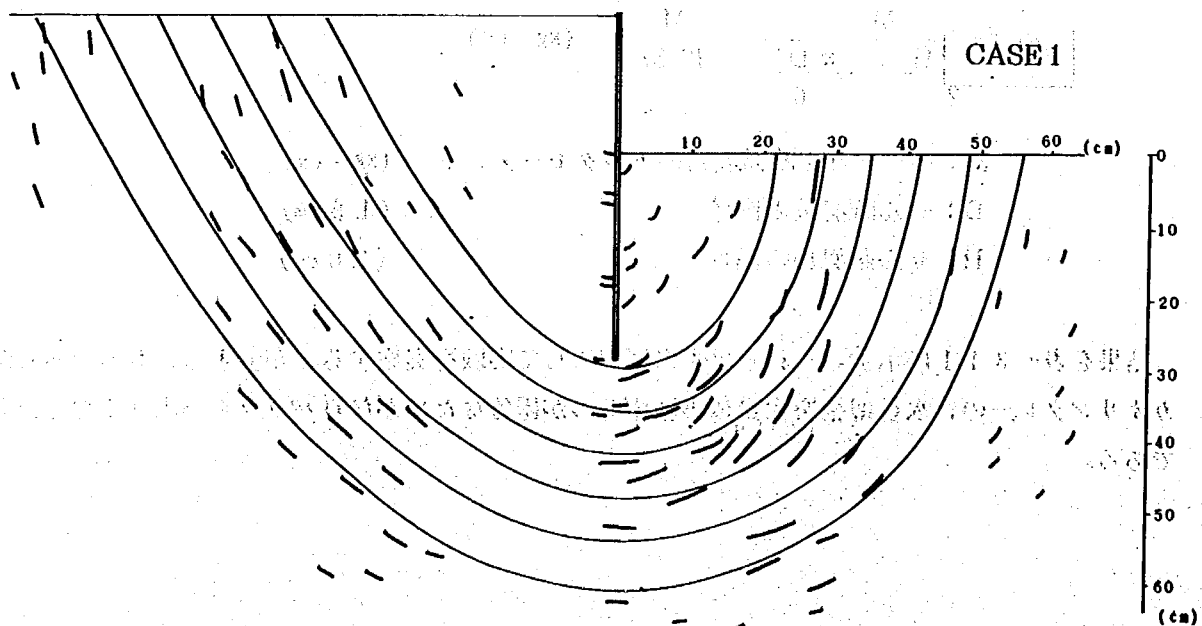


図-3.2.1 地盤内変位と流動線

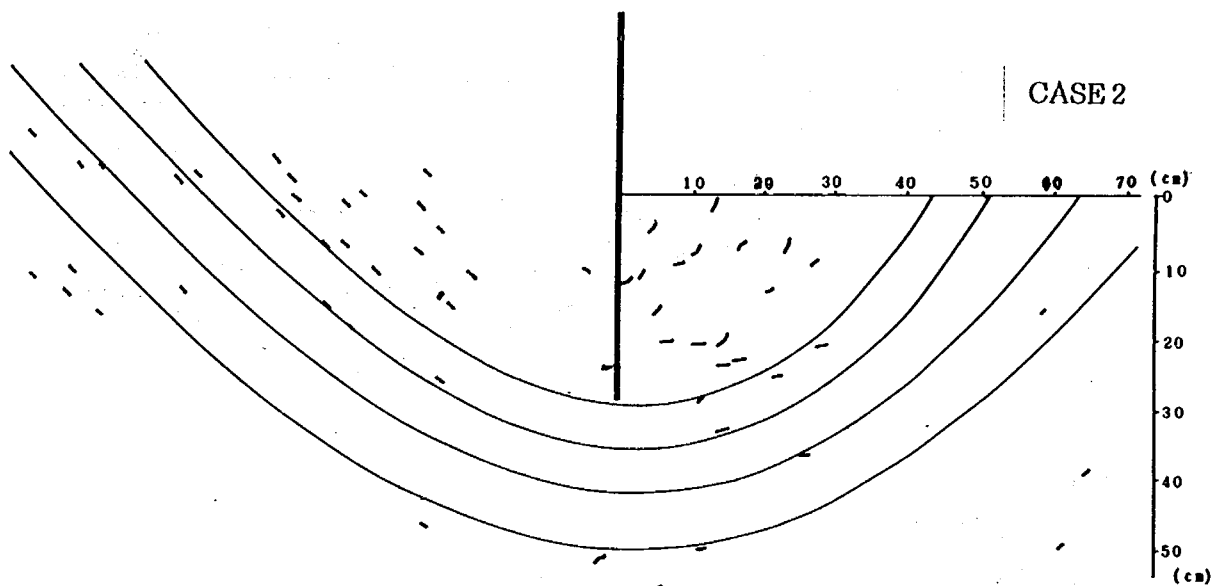


図-3.2.2 地盤内変位と流動線

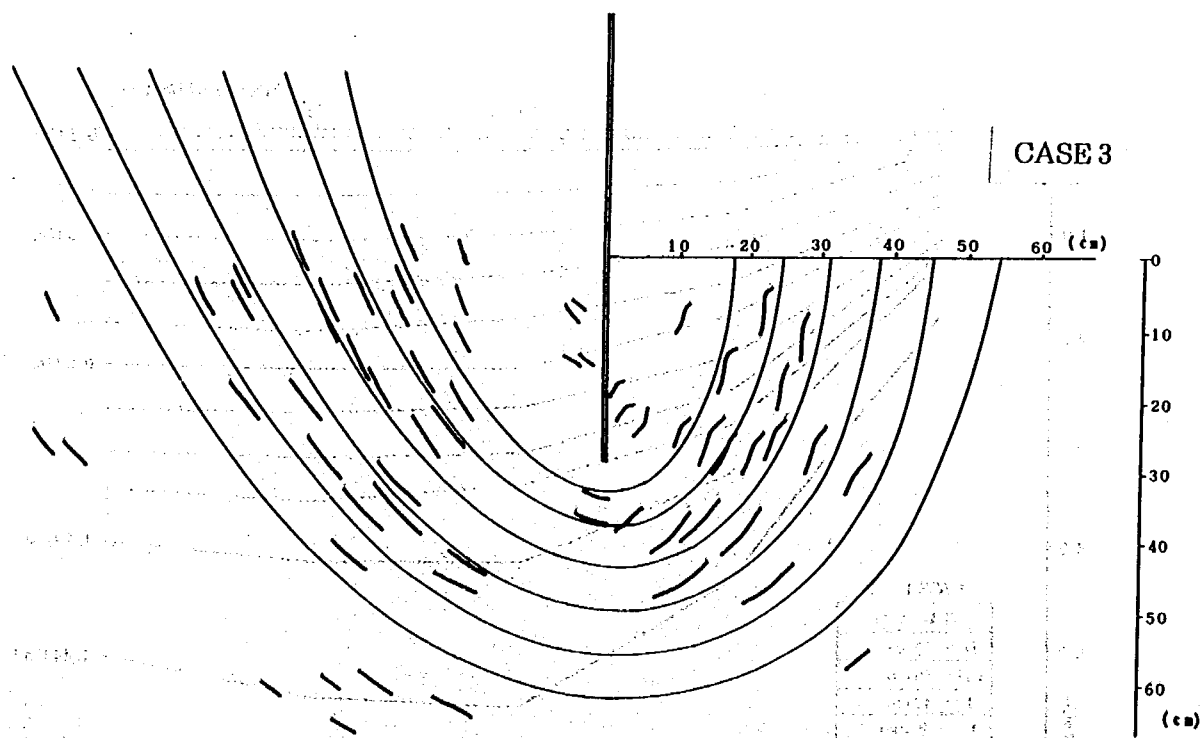


図-3.2.3 地盤内変位と流動線

(2) 矢板背面側地盤の沈下量

矢板背面側の地盤の沈下量の計測結果を図-3.2.4 および図-3.2.5 に示す。なお、これは図-3.2.3 の $A_1 \sim A_5$ の点における計測値を連続したものである。

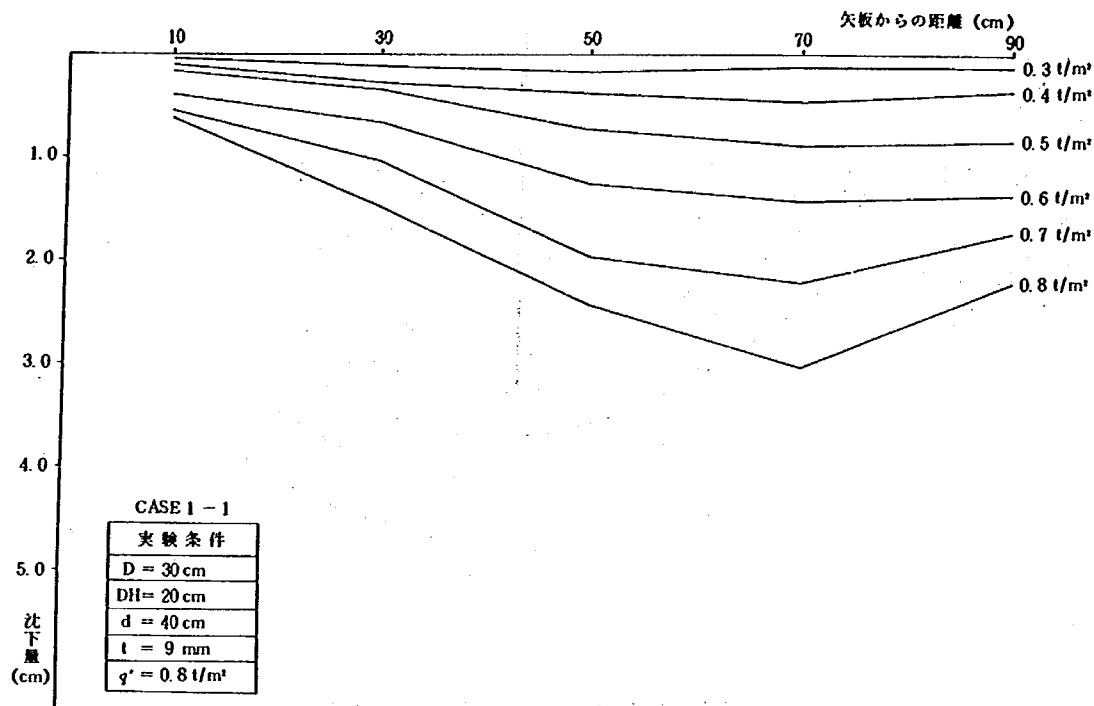


図-3.2.4 地盤の沈下量

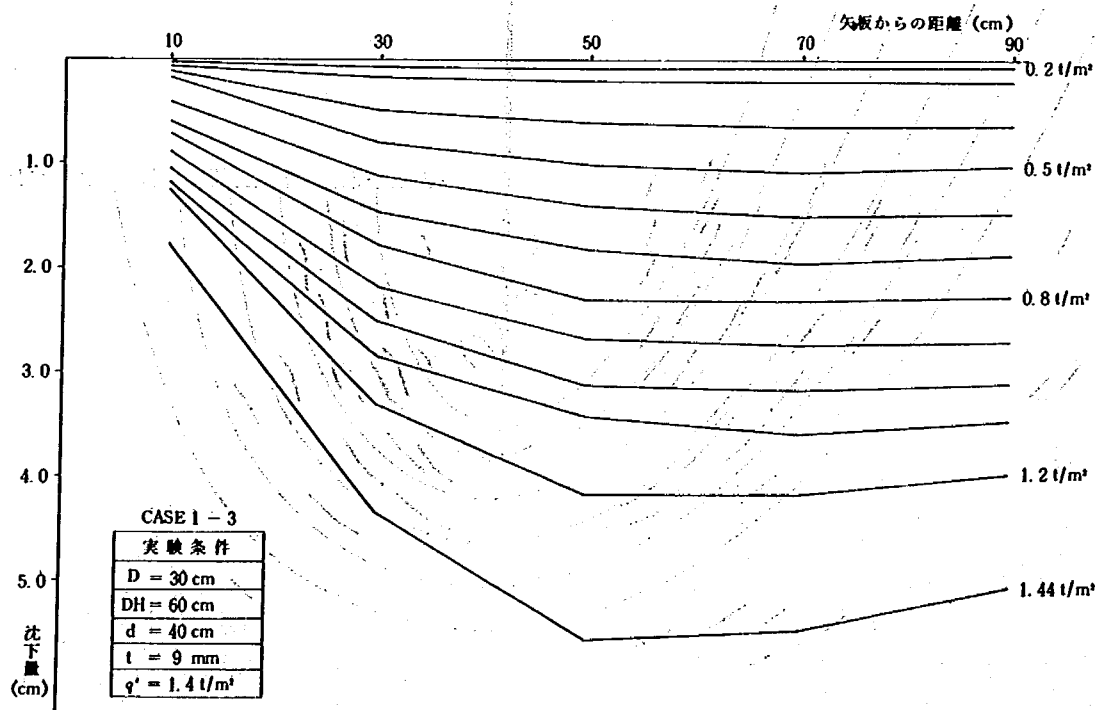


図-3.2.5 地盤の沈下量

(3) 粘着力

大型模型実験Ⅰと同様にして粘着力を計測した結果を表－3.2.1に示す。

表－3.2.1 粘着力

ケース	平均粘着力 (t/m^2)
1	0.55
2	0.56
3	0.54

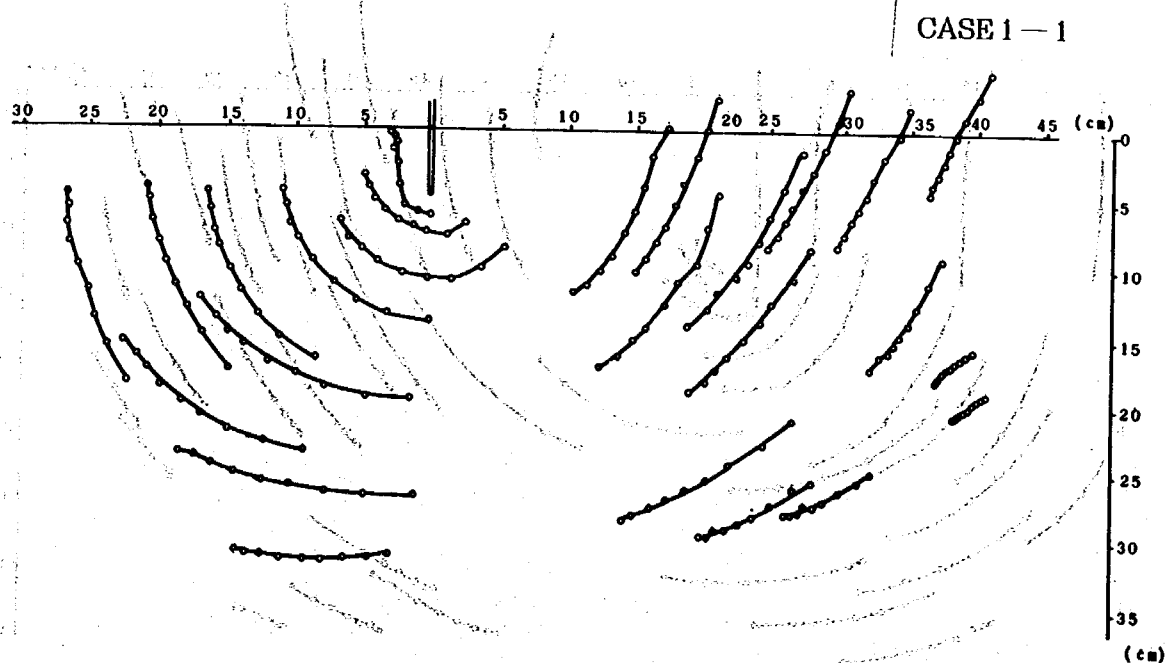
3.3 小型模型実験

(1) 地盤内変位

小型模型実験の地盤内変位およびその流動線を図－3.3.1～図－3.3.13に示す。

この実験においては、大型模型実験と異なり、最大変位を生じる位置が明確に現われていないものが多い。これは大型実験に比べて地盤の粘性が低いことや規模寸法が小さいことによるものと思われる。

また、地盤内変位の流動線は矢板の前後面で非対称となっているが、これは矢板から実験槽端板までの距離が矢板前後面で異なるためと思われる。



図－3.3.1 地盤内変位と流動線

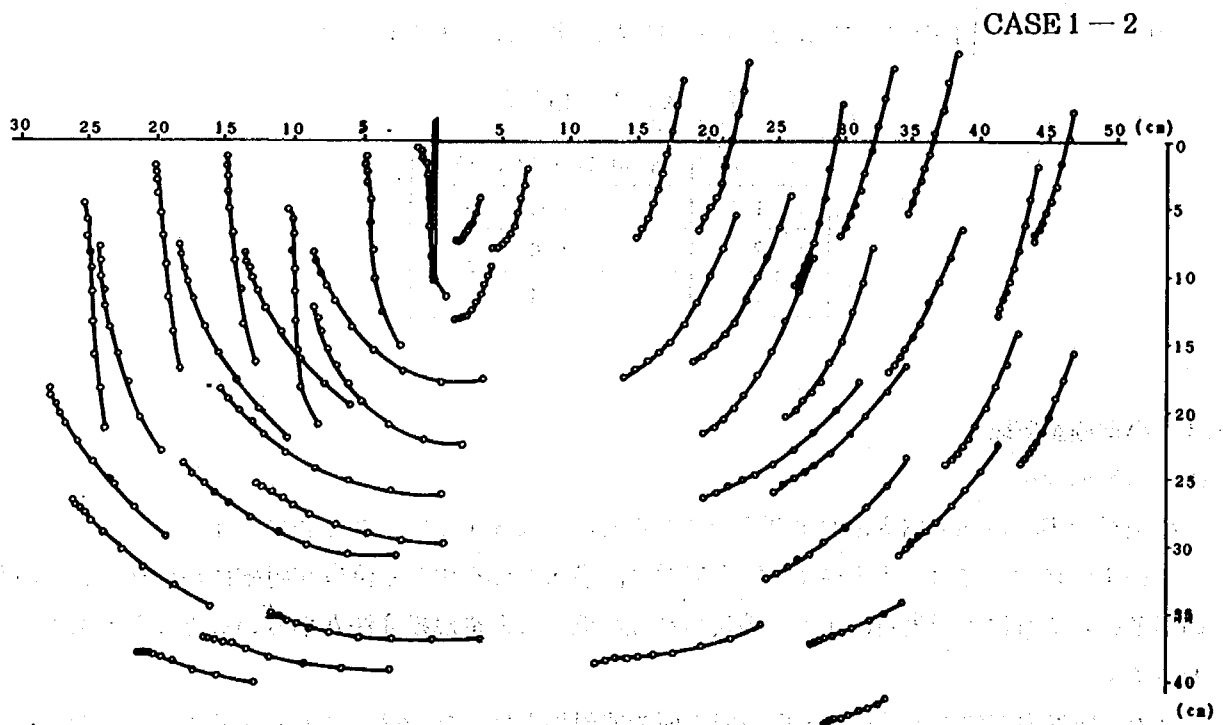


図-3.3.2 地盤内変位と流動線

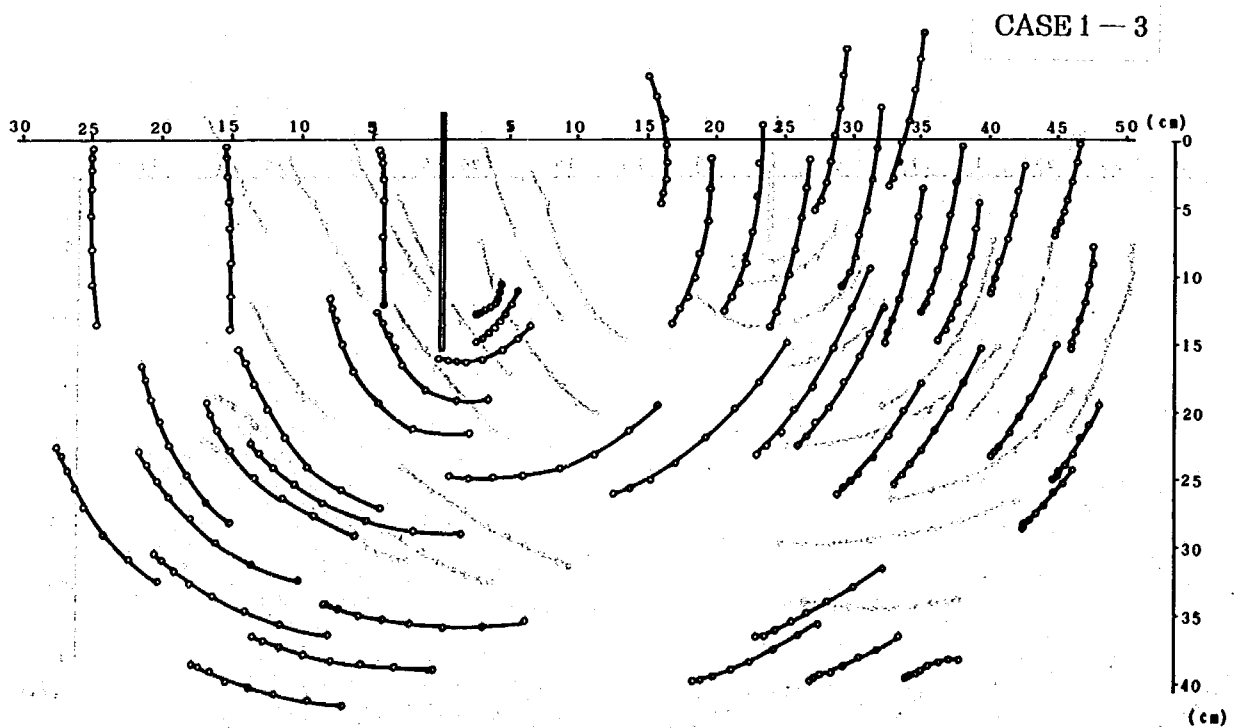
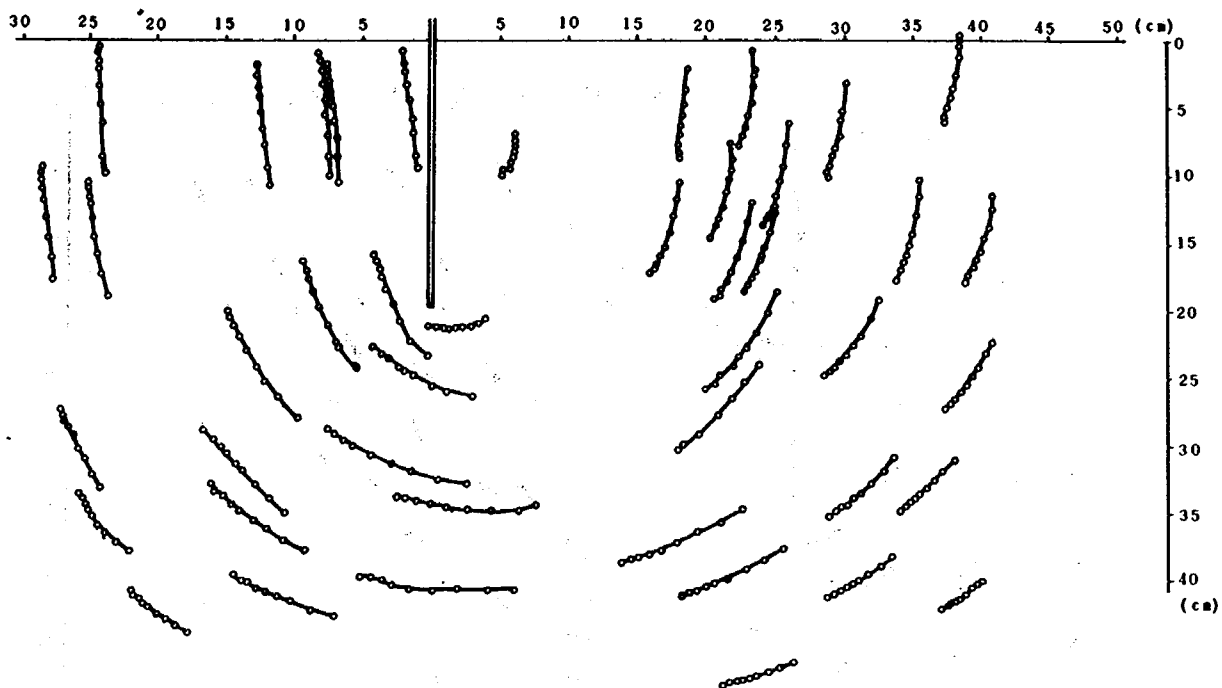


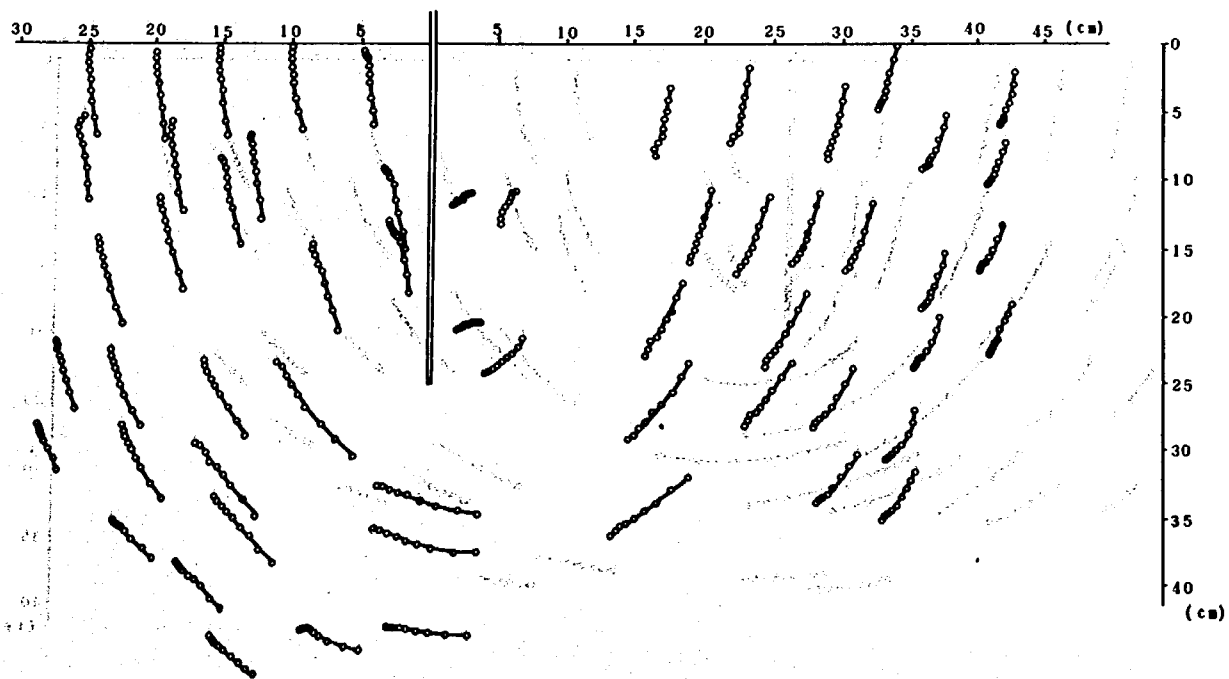
図-3.3.3 地盤内変位と流動線

CASE 1—4



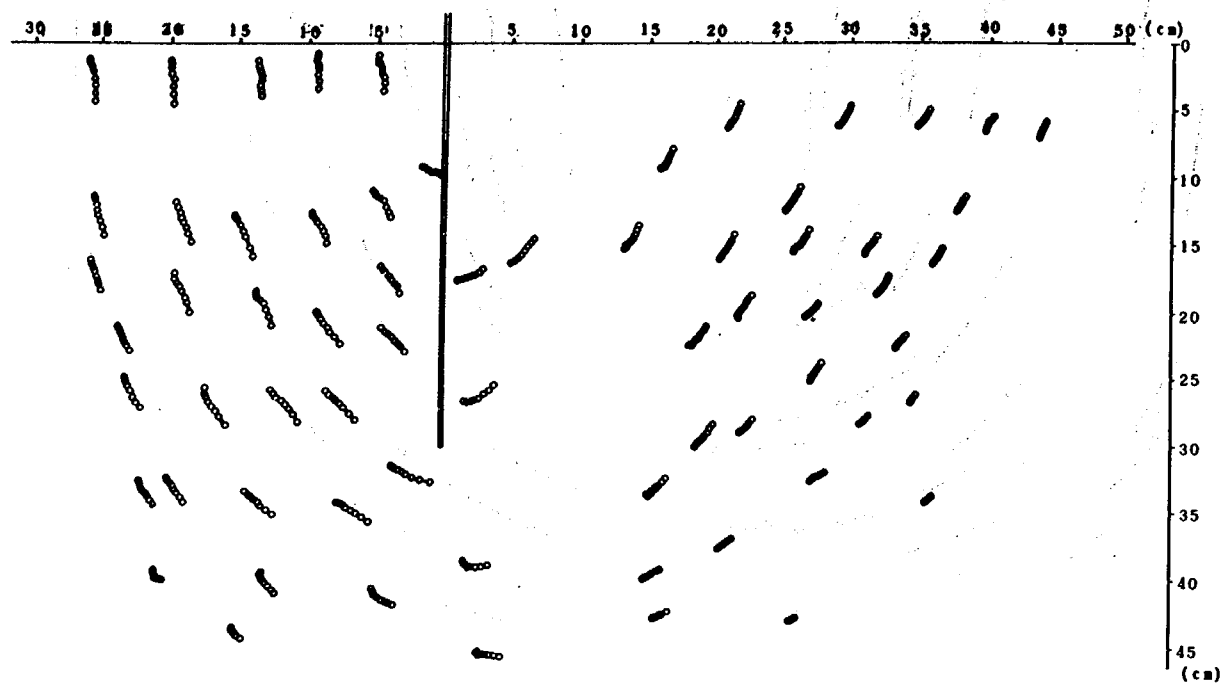
図—3.3.4 地盤内変位と流動線

CASE 1—5



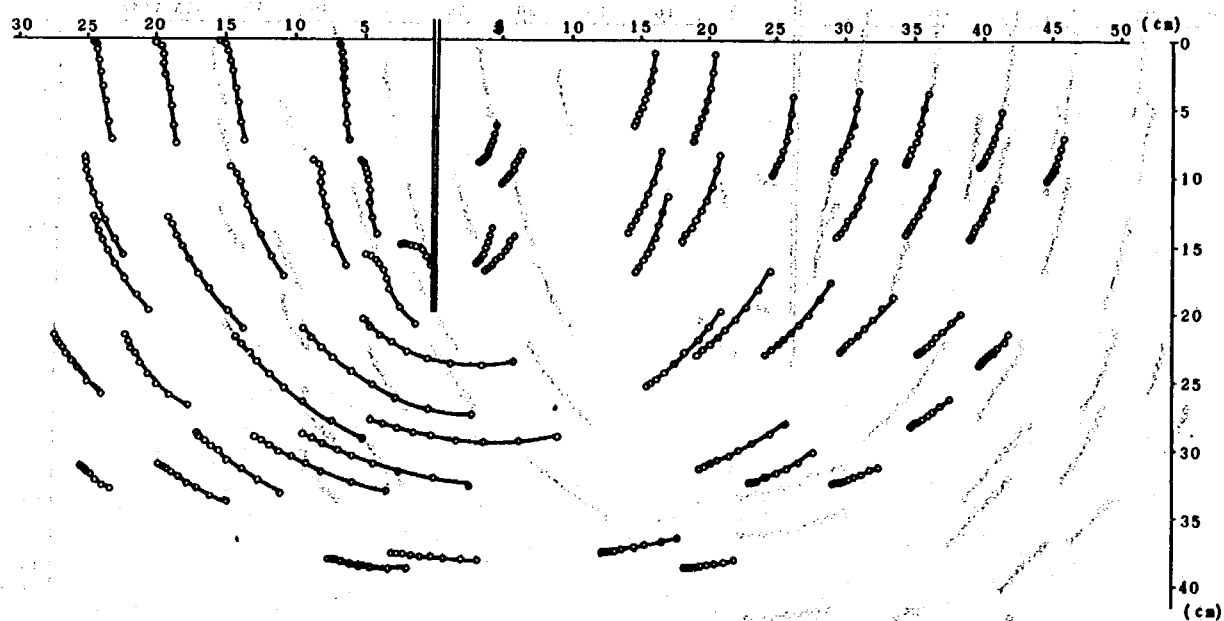
図—3.3.5 地盤内変位と流動線

CASE 1—6



図—3.3.6 地盤内変位と流動線

CASE 2—2



図—3.3.7 地盤内変位と流動線

CASE 2-3

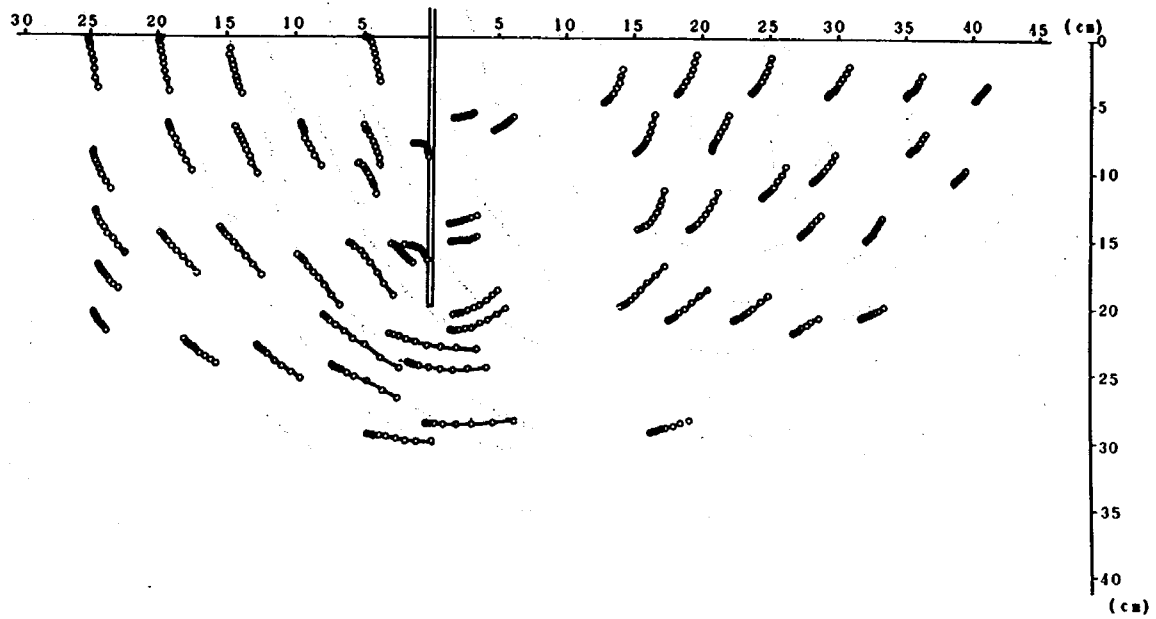


図-3.3.8 地盤内変位と流動線

CASE 3-2

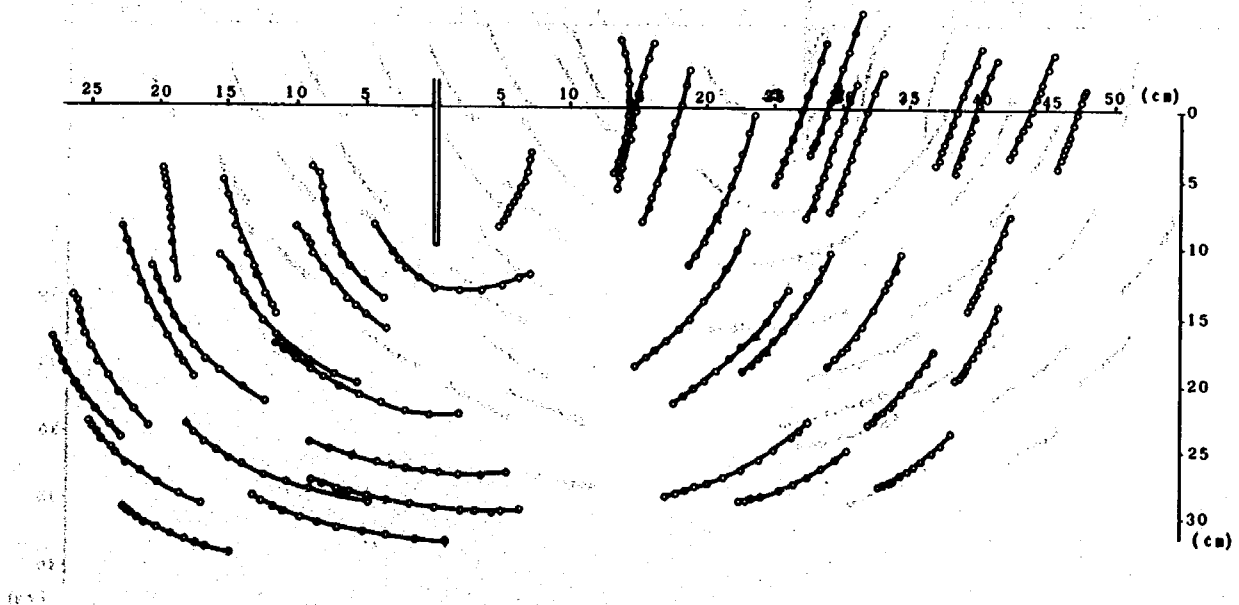


図-3.3.9 地盤内変位と流動線

CASE 3-3

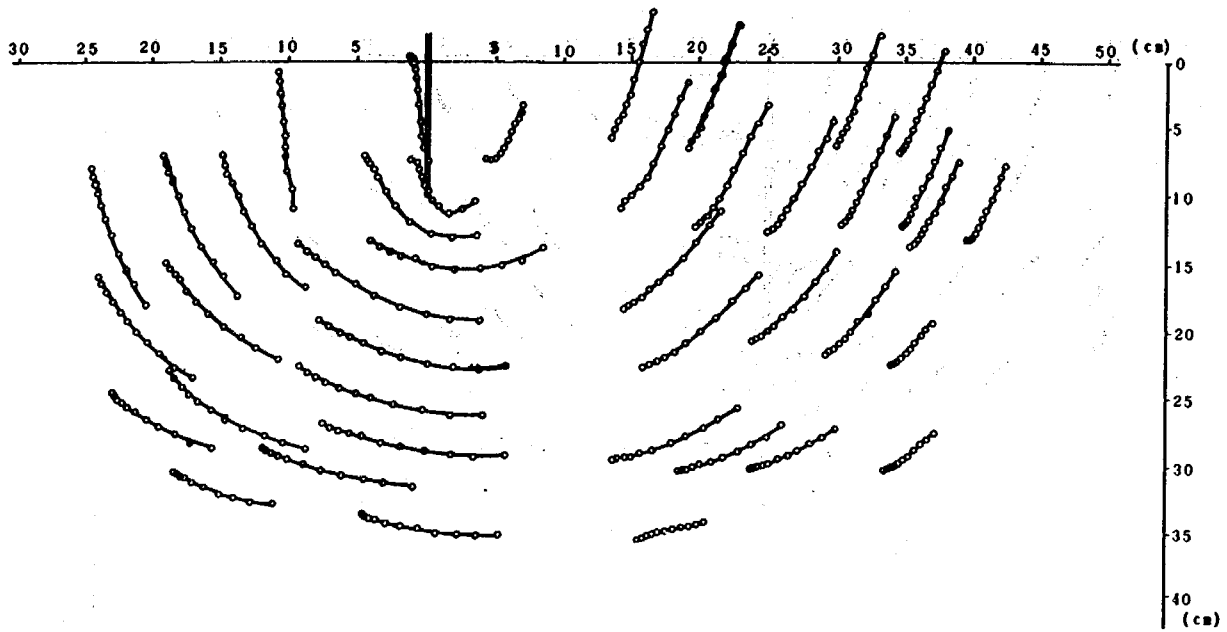


図-3.3.10 地盤内変位と流動線

CASE 3-4

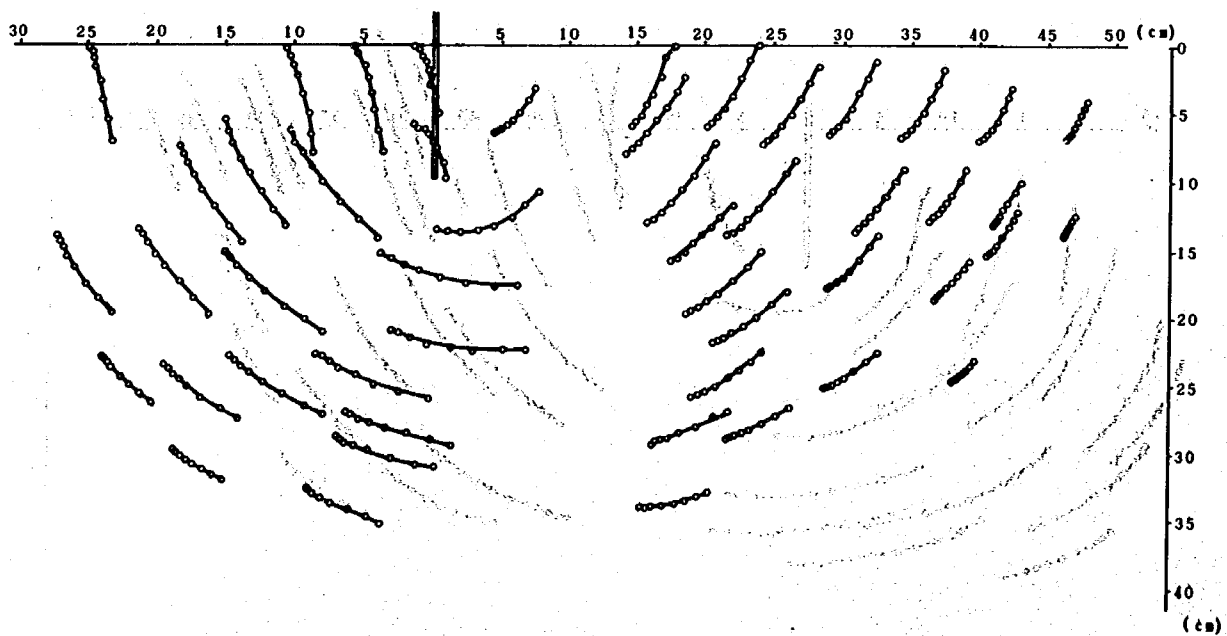


図-3.3.11 地盤内変位と流動線

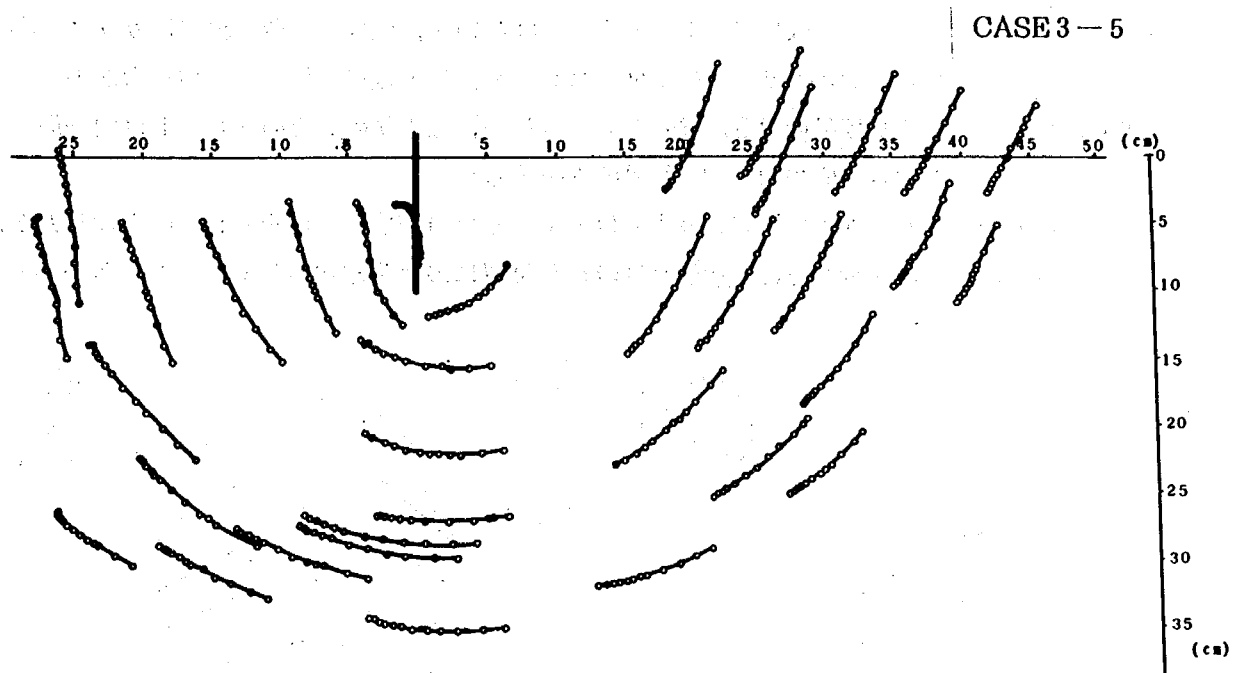


図- 3. 3. 12 地盤内変位と流動線

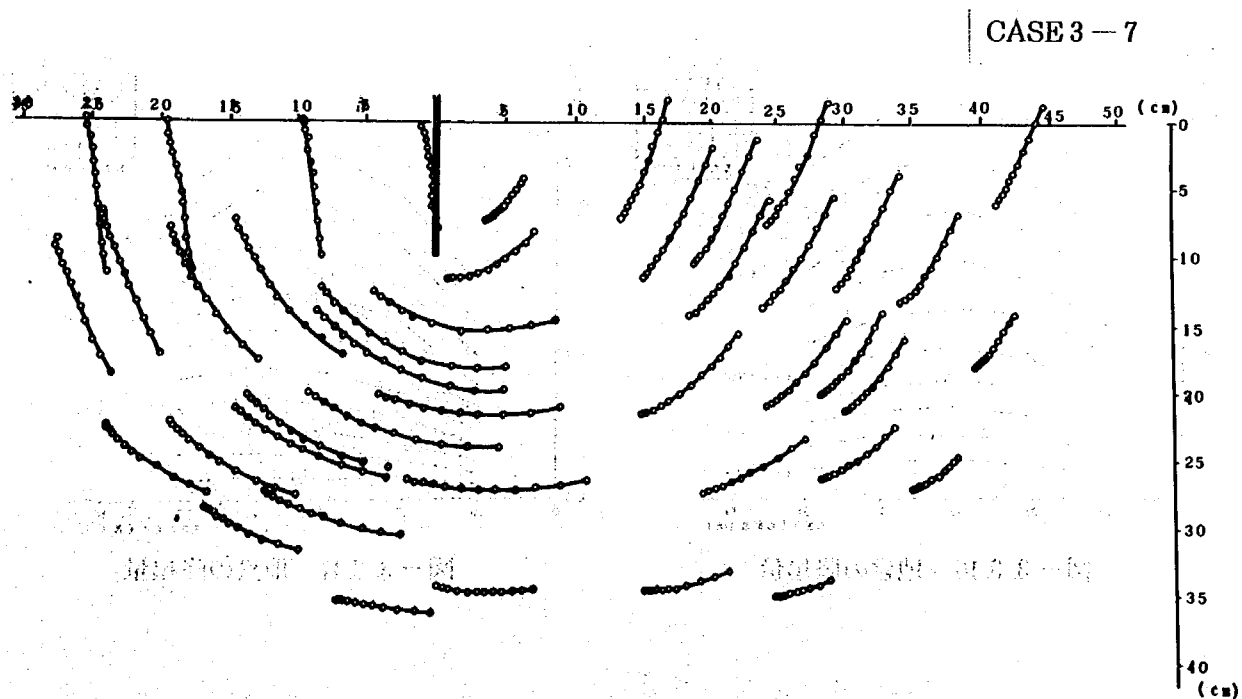


図- 3. 3. 13 地盤内変位と流動線

(2) 地盤の隆起量

矢板前面地盤の隆起量の計測結果を、図-3.3.14～図-3.3.31に示す。前述したように、一連のヒーピングに関する実験に用いた実験槽は二次元実験槽ではないが、側板（大型実験ではガラス、小型実験ではアクリル樹脂）内面にグリースを塗布したことや、模型地盤と側板との粘着力が小さいこともあり、ほぼ二次元的な地盤の動きとなった。このため、標点棒の動きのプロットは両側面において記録したが、ここでは片側の面の記録結果のみを示した。

なお、(1)において地盤内部の動きには最大変位を生じる部分が明確には現われないと記したが、地盤の隆起量に関しては矢板からある距離だけ離れた位置に最大隆起が生じていることがわかる。

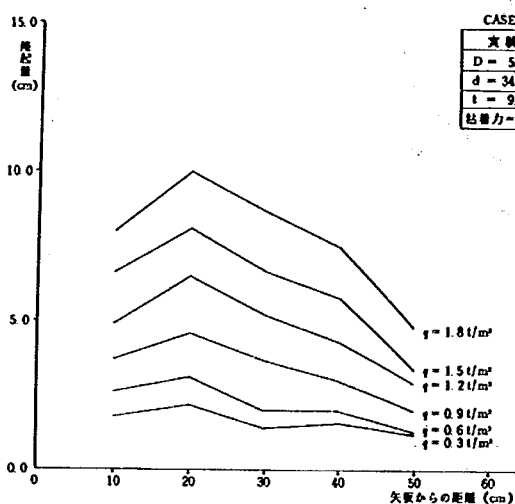


図-3.3.14 地盤の隆起量

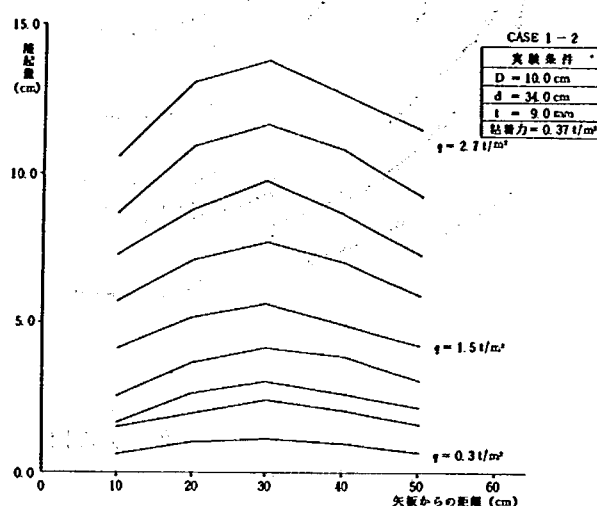


図-3.3.15 地盤の隆起量

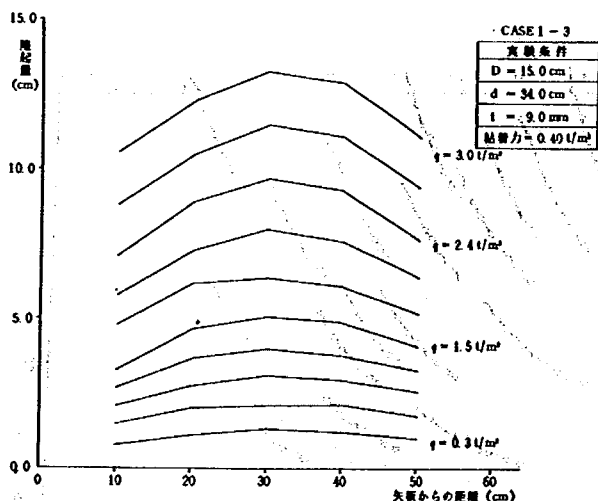


図-3.3.16 地盤の隆起量

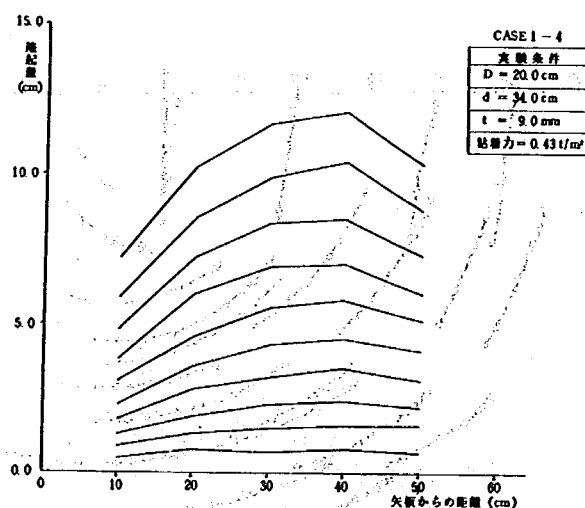


図-3.3.17 地盤の隆起量

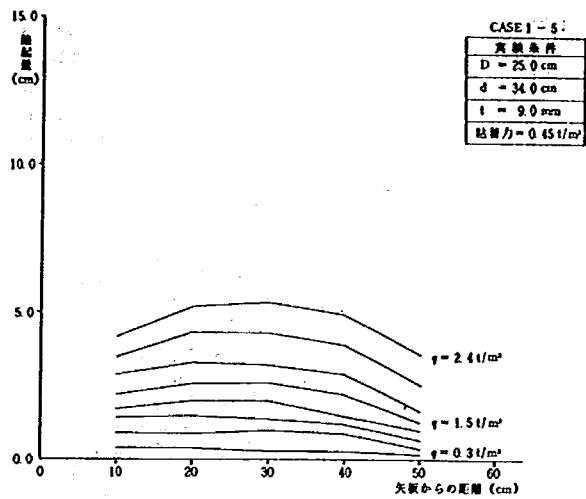


図-3.3.18 地盤の隆起量

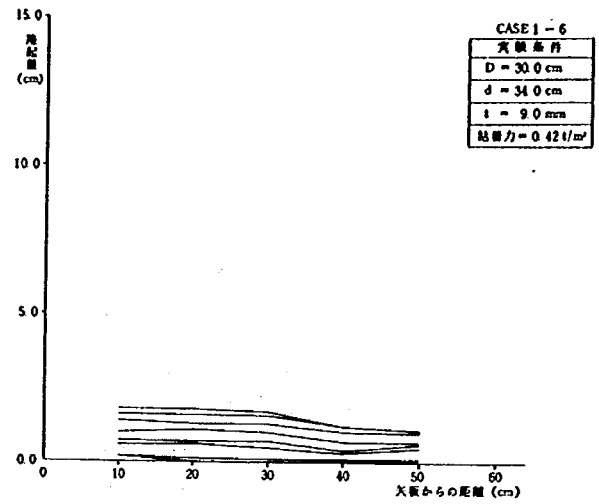


図-3.3.19 地盤の隆起量

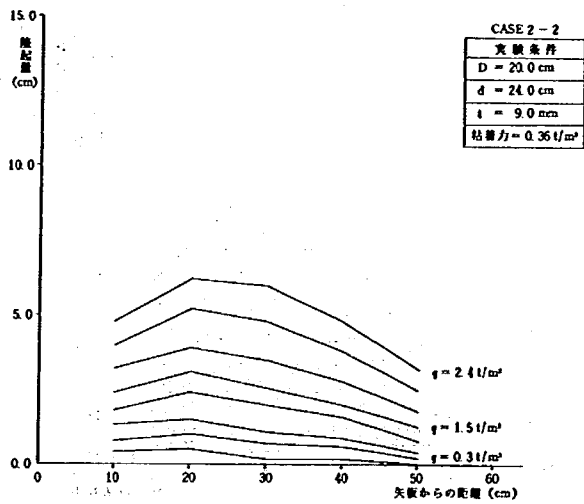


図-3.3.20 地盤の隆起量

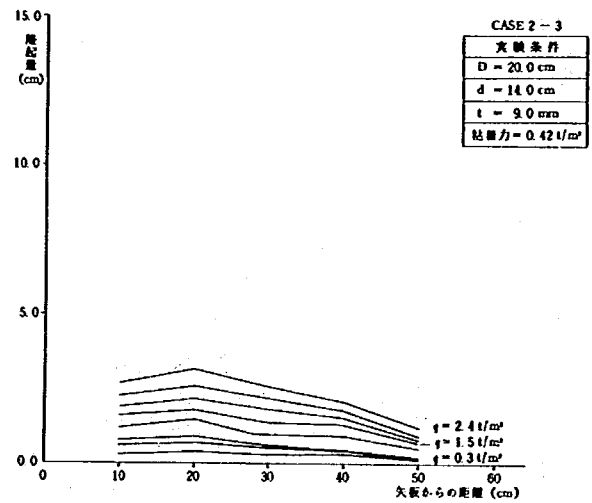


図-3.3.21 地盤の隆起量

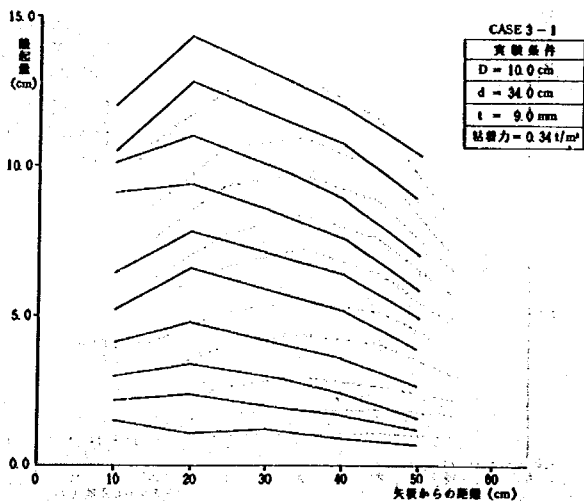


図-3.3.22 地盤の隆起量

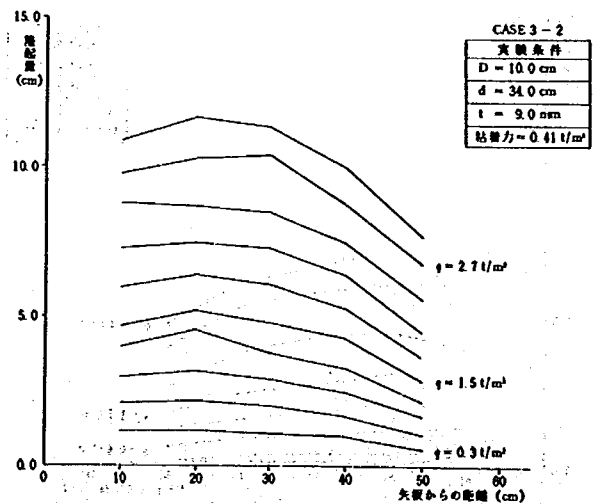


図-3.3.23 地盤の隆起量

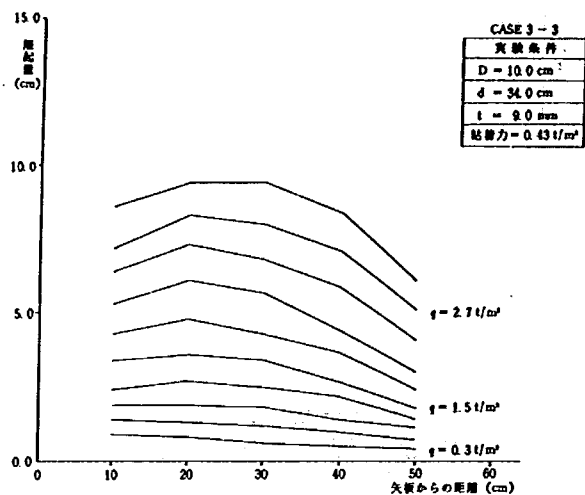


図-3.3.24 地盤の隆起量

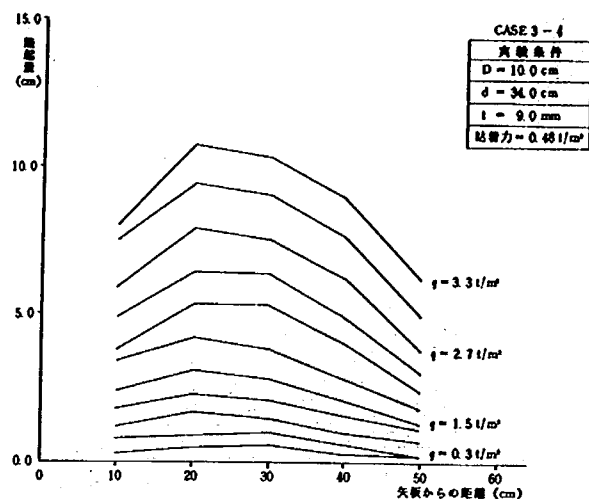


図-3.3.25 地盤の隆起量

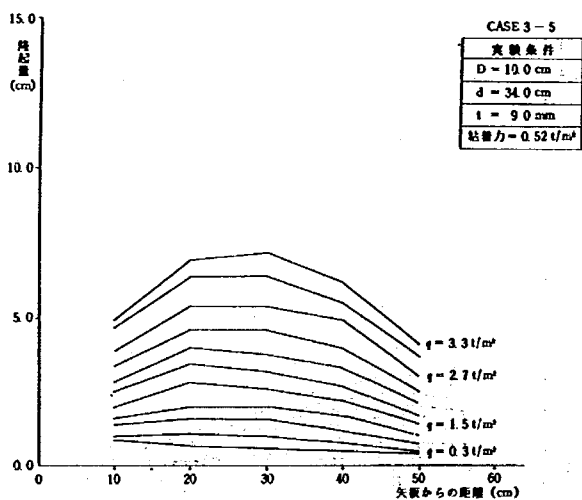


図-3.3.26 地盤の隆起量

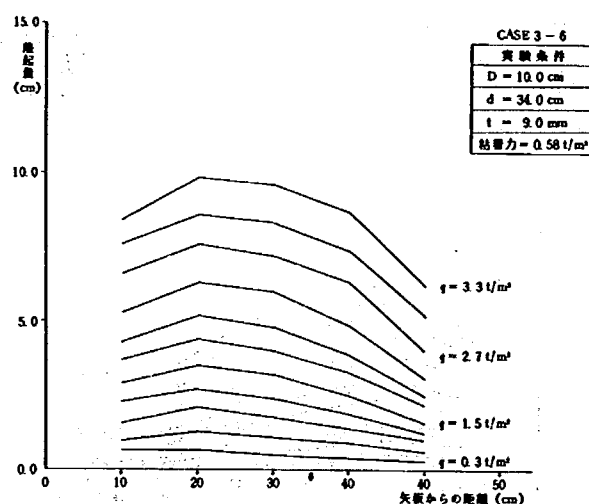


図-3.3.27 地盤の隆起量

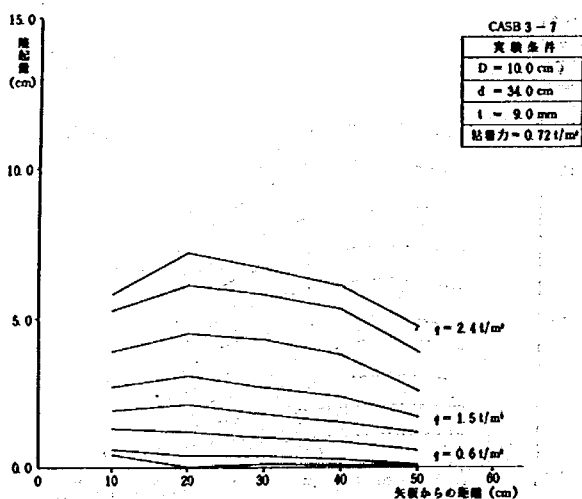


図-3.3.28 地盤の隆起量

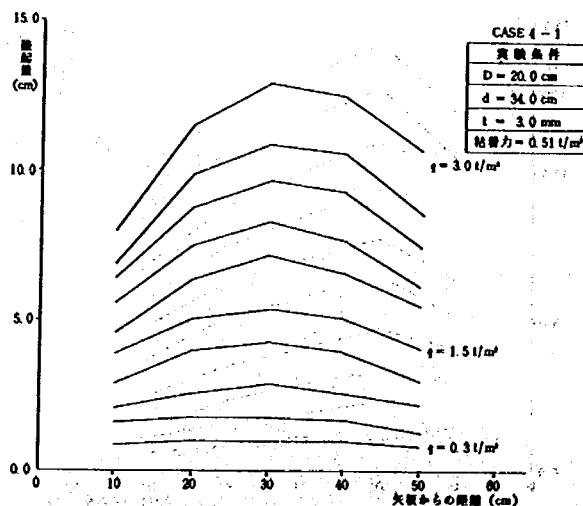


図-3.3.29 地盤の隆起量

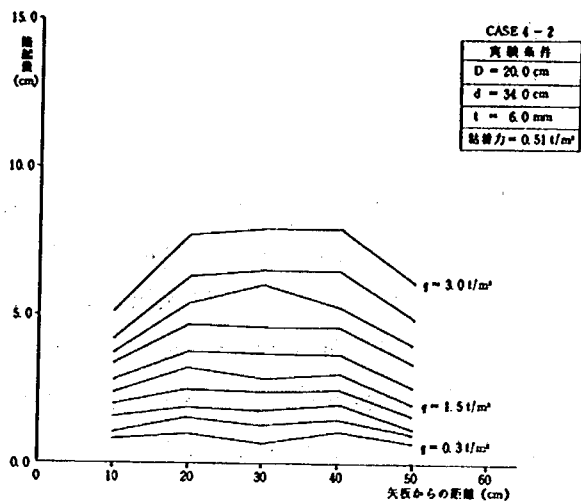


図- 3. 3.30 地盤の隆起量

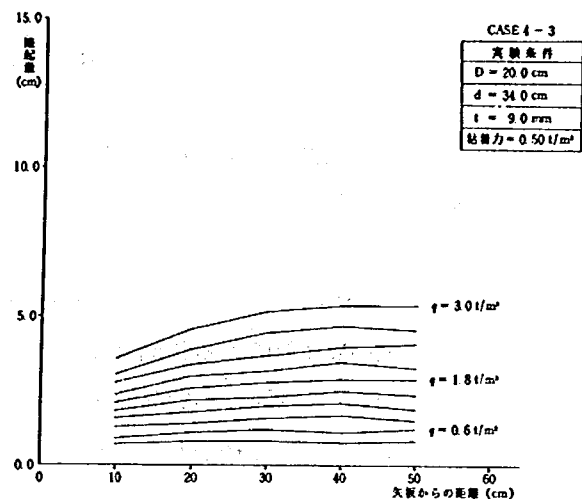


図- 3. 3.31 地盤の隆起量

(3) 粘着力

大型模型実験と同様に、簡易ベーンせん断試験器により計測した各ケース毎の粘着力を表- 3. 3. 1 に示す。

表- 3. 3. 1

ケース		平均粘着力
1	1	0.48 t/m²
	2	0.37
	3	0.40
	4	0.43
	5	0.45
	6	0.42
2	1	0.43
	2	0.46
	3	0.42
3	1	0.34 t/m²
	2	0.41
	3	0.43
	4	0.48
	5	0.52
	6	0.58
	7	0.72
4	1	0.51
	2	0.51
	3	0.50

4. 考 察

4.1 ヒーピングにおける粘性土の流れ

一般にN値が2以下の粘土は非常に柔らかく、その一軸圧縮強度 q_u はほぼ 0.5 kg/cm^2 以下である、といわれているが、このような軟弱な粘性地盤において掘削作業を行うと、掘削の進行にともない地盤が流動する。土留め矢板の先端が支持層に貫入している図-4.1のような場合には矢板の変形に起因した背面土の粘性流動による背面地盤の沈下が問題となるが、矢板先端が支持層に達することなく単に軟弱層中に根入れされているだけの図-4.2のような場合には、矢板先端を回り込んで粘性土が背面側から掘削面側に大きく移動し、ヒーピングあるいは、盤ぶくれと称する現象となる。

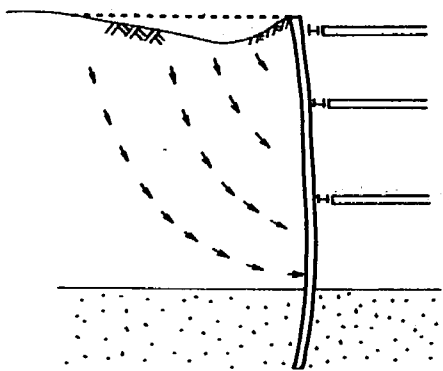


図-4.1

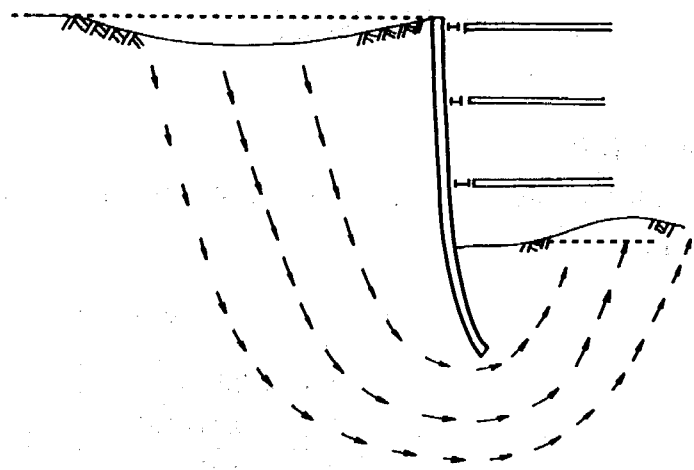


図-4.2

当研究室で実施した実験において、粘性地盤中に設置した標点棒の動きからヒーピング現象時の地盤の動きを観察したが、その代表的なパターンを、使用した実験槽の大きさや載荷方法ごとに模式的に図示したのが図-4.3である。(単に幾何学的関係を例示したもので、縮尺比はすべて異なっている。)この図より粘性地盤の流動は地盤の境界条件、載荷条件により、そのパターンがかなり変化することがわかる。すなわち、

- (1) 載荷により粘性流動を生じさせる場合は、矢板に対し、ほぼ対称な円弧状の流れになるのに対し、掘削あるいは除荷による場合は矢板背面側で直線的な流れとなる。
- (2) 実験に用いた土槽の壁と矢板や軟弱層厚の相対的位置関係により、地盤の流れのパターンが伸縮する。

ここに、ヒーピング時の地盤の移動量を調べてみると、図-4.4に示す54年度実験ケース3-1では、矢板先端より約10cmの位置を通る流れが最も大きい移動量を示すが、図-4.5に示す55年度実験ケース3-3では最大の移動量を示す位置を明確には確定しがたい。これは他の実験ケースについても共通しているが、54年度と55年度の実験で大きく異なる点が、載荷方法と地盤の粘性であり、載荷方法は境界条件として与えられるためその影響が載荷点である地表面付近に強く現われるべきことを考えれば、地盤内の土粒子移動形態の差異の原因は地盤の粘性にあるものと思われる。図-4.7、

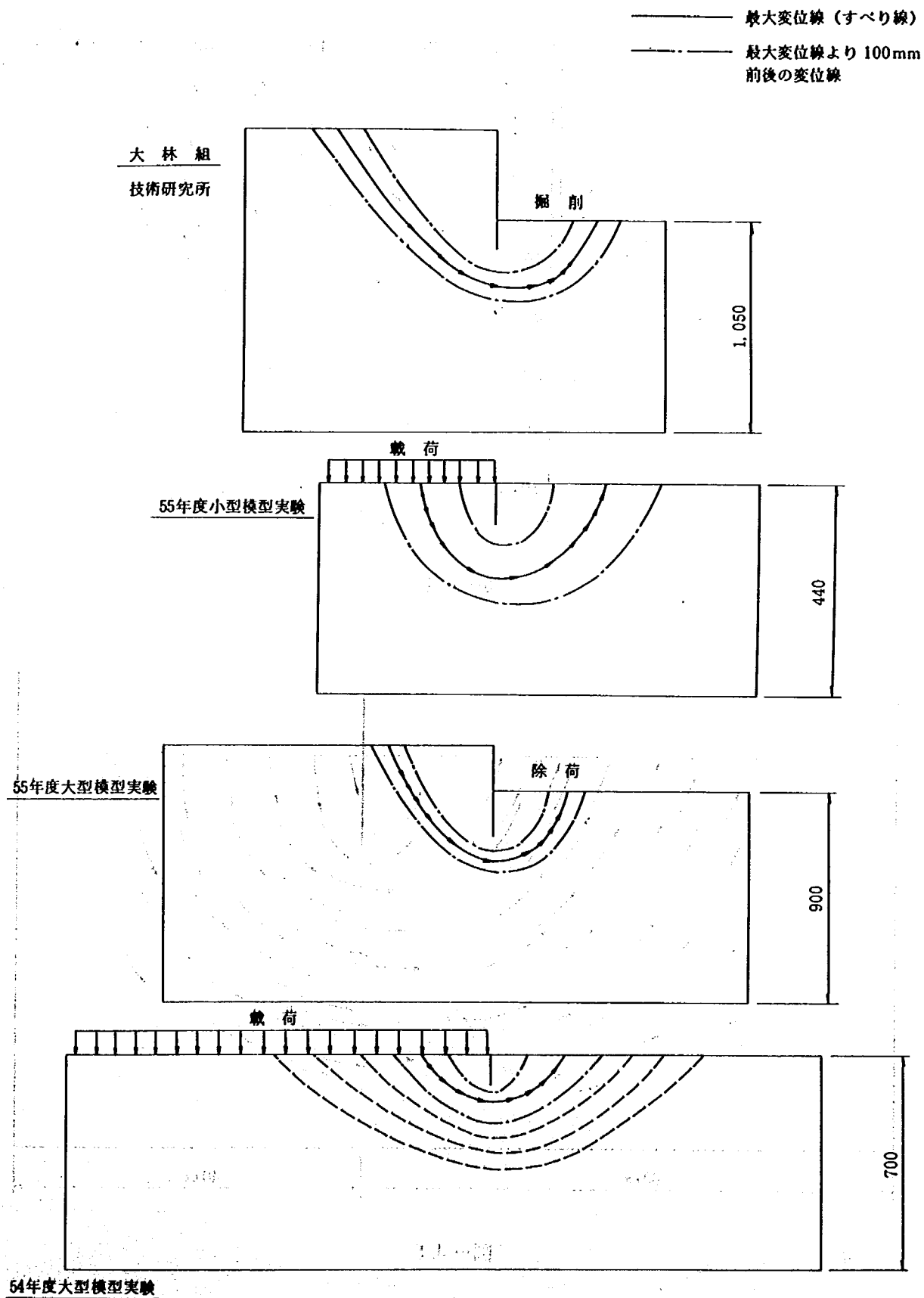


図-4.3 境界条件による流動のパターン

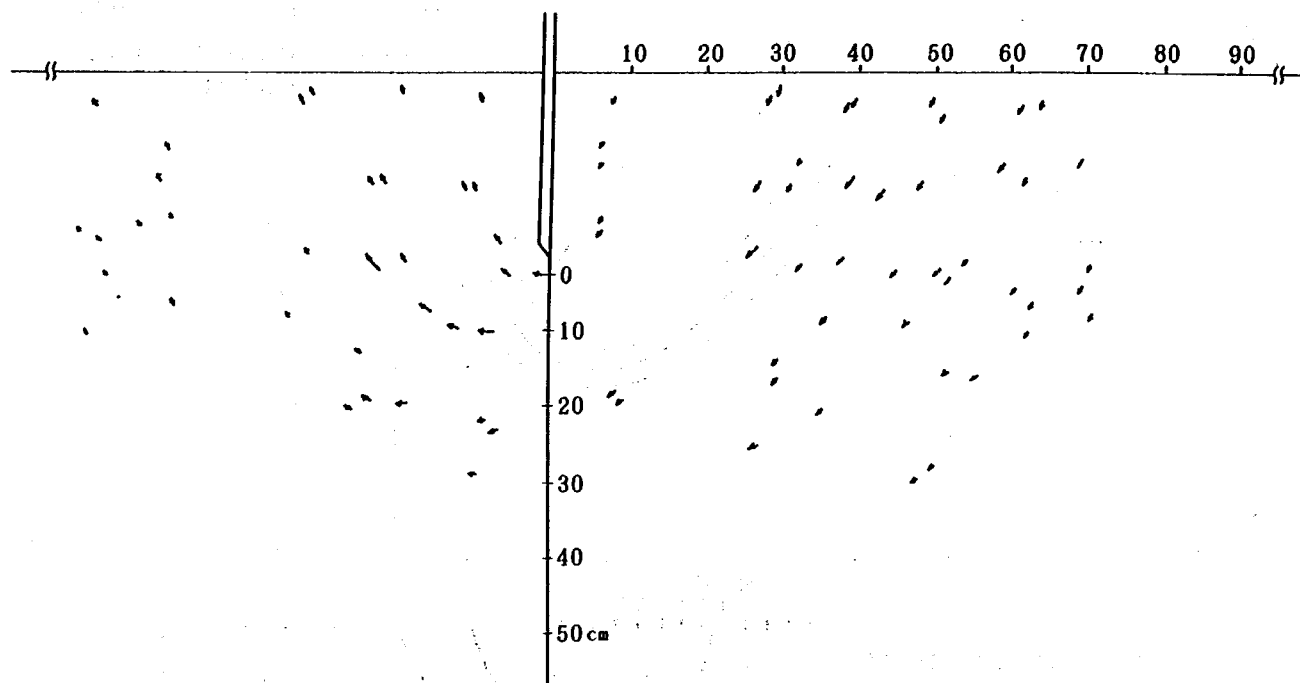


图-4.4

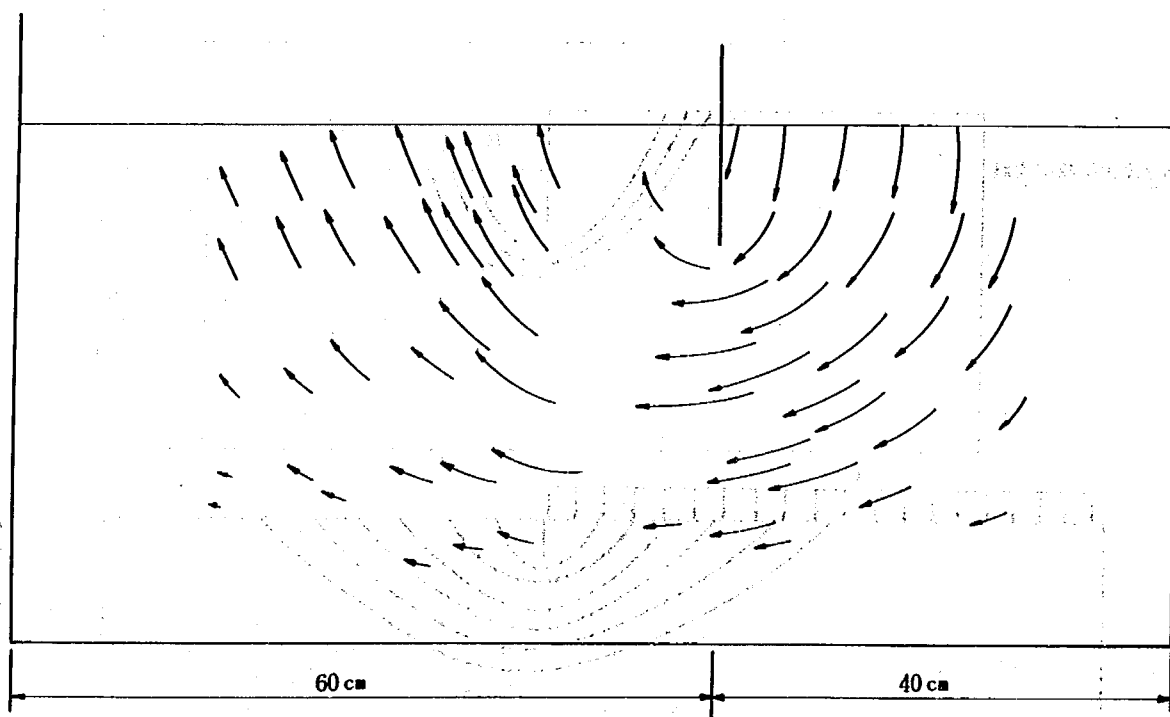


图-4.5

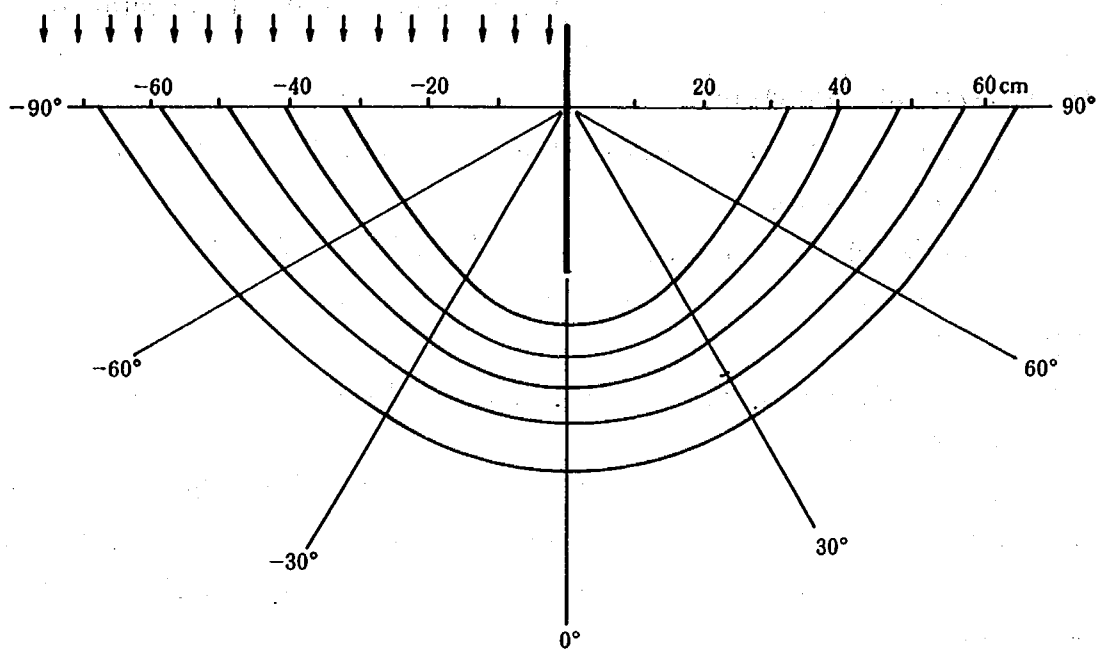


図-4.6

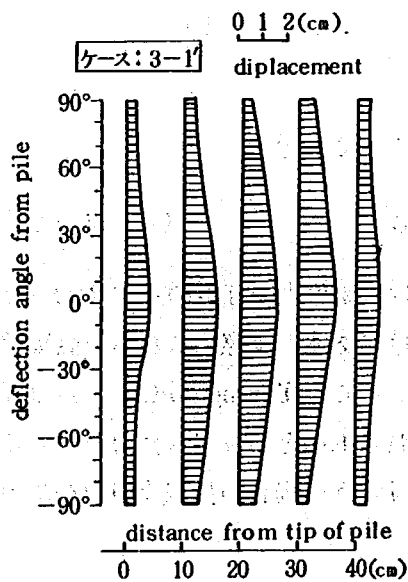


図-4.7 変位量分布
($C = 0.35 \text{ t/m}^2$)

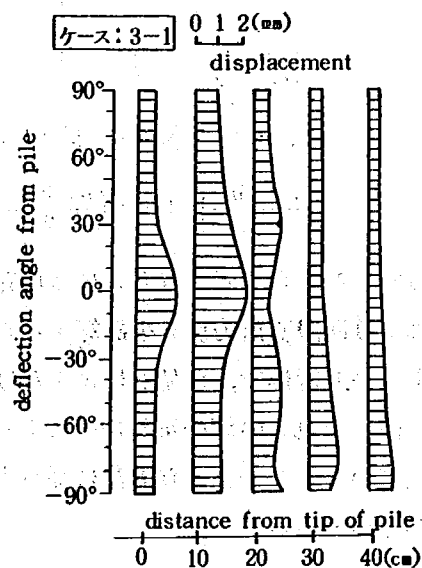


図-4.8 変位量分布
($C = 0.61 \text{ t/m}^2$)

図-4.8は剛性矢板を用いた54年度実験の結果の一部で、図-4.6に示すように地盤内標点棒の移動量に基づいて、矢板延長上で矢板先端から0, 10, 20, 30, 40 cmの位置を通る同心円状の流動線を描き、この流動線に沿って、地盤表面と矢板の交点を原点とする矢板延長線より測った各角度の位置での地盤の移動量を記したものである。

ここでは、ケース3-1は他の実験条件は全く同一であるが、地盤の粘性のみをケース3-1に比して半分程度に低くした追加実験である。これより、粘性が高くなると、地盤内の動きが不均質で、矢板先端延長線上で極値を示すとともに最大変位量を示す流動線が比較的明確であるのに対し、粘性が

低い場合、比較的変動量の大きさが均質化され最大変位を示す流線が不明確になる傾向にあることがわかる。

4.2 ヒーピングに関する安全性の検討

現在までに表-4.2.1に示すように多くの方法が提案されているが、軟弱地盤のヒーピング破壊に対する安全性の検討法を大別すると

- 1) 矢板背面側地盤を載荷重とし、根切り底面から下方の地盤の支持力問題として計算する方法
- 2) あるすべり面を仮定し、そのすべり面に沿うせん断抵抗モーメントを破壊モーメントの比として安全性を検討する方法

に分けられる。ここでは、これらの従来からの検討式に拘ることなく、主として支持力の問題としてヒーピングを論じてみよう。

今、図-4.9に示すように一様な上載荷重 q が作用する等方均質な地盤（粘着力 C 、せん断抵抗角 ϕ 、単位重量 γ ）に巾 B の荷重（必ずしも鉛直である必要はないが、ここでは鉛直と仮定する。）が作用する場合の極限荷重 P を求めるものとする。地盤の応力のつり合い条件式は、図-4.9のように水平な二次元地盤の場合

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial \tau}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4-2-1)$$

と表わされ、また、破壊が Mohr - Coulomb の条件に従うとすれば、

$$\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2 = \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + C \cot \phi \right)^2 \sin^2 \phi \quad (4-2-2)$$

となるので、これら2式を与えられた境界条件の下に解けば地盤内の任意の点における応力が定まり、それより極限支持力度 P_u を計算することができるわけである。実際にこれらを直接解くのは特別な場合を除いて困難で、数値解によらなければならない。そこで Terzaghi 以来、一定の仮定のもとに解析解を得、それらの解の重ね合せにより近似解が得られるものとし極限支持力を求める方法が一般的となっている。このような方法に従うと、図-4.9に示すような場合の極限支持力を次のように表わすことが可能である。

$$P_u = C N_c + q N_q + \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \quad \dots\dots (4-2-3)$$

ここで N_c : 地盤の粘着力に関する支持力係数

N_q : 地盤の上載荷重に関する支持力係数

N_γ : 地盤の自重に関する支持力係数

N_c, N_q, N_γ の値を図-4.10に示す。

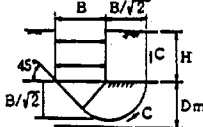
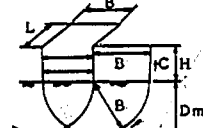
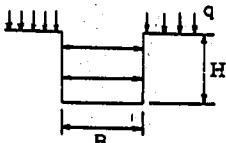
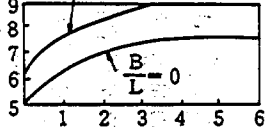
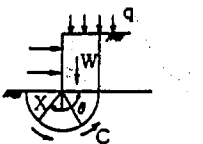
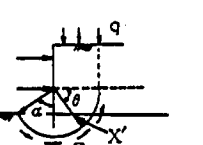
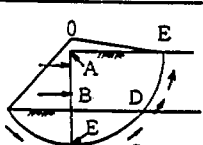
ヒーピングが問題となるような軟弱な粘性土においては、せん断抵抗角は0と考えられるので、図-4.10より $N_q = 1, N_\gamma = 0$ となり、したがって、

$$P_u = C N_c + q \quad \dots\dots (4-2-4)$$

と表わすことができる。図-4.10においては、 $\phi = 0$ の場合、 N_c の値は $\pi + 2$ (≈ 5.14) で、Prändtl

表4.2.1 ヒーピングに対する検討

(掘削土留工設計指針(案)昭和54年12月国鉄による)

検討式	深さに対して土の 非排水、せん断強 さ S_u を一定とし た場合	限界安定数		検討式の説明	
		$F=1.0$ $H/B, B/L \rightarrow 0$ $D_m > B$	F : 各式の提案値 $H/B = 0.5 \sim 2.0$ $D_m > B$ (通常の掘入れ)		
Terzaghi, Peck の式	$\frac{r \cdot H}{C} = \frac{5.7}{F} + \frac{\sqrt{2}}{B} H$	5.7	4.5 ~ 6.6 ($F=1.5$)	(a) 根入れを考慮しない場合 	(b) 根入長を考慮する場合……………(略) (参) Finn式は、(f)式において、 H すべてにわたって、 C が有効に作用するとしないで、 $3B$ を有効長とした。 $\therefore F = \frac{5.7C}{r \cdot H - 4.2C}$
Tschetbotarioff の式	$\frac{r \cdot H}{C} = \frac{5.14}{F} + \frac{H}{B}$ ($L/B > 2$)	5.14	3.07 ~ 4.57 ($F=2.0$)	(a) $D_m > B$  $F = \frac{5.14C(1+0.44\frac{2B-L}{L})}{H(r-2C(\frac{1}{2B}+\frac{2B-L}{BL}))}$ $L > 2B$ のとき $F = \frac{5.14C}{H(r-\frac{C}{B})}$	(b) $D_m < B$ (スベリは固い層に接して生ずると考える) $F = \frac{5.14C(1+0.44\frac{D_m-L}{L})}{H(r-2C(\frac{1}{2D_m}+\frac{2B-L}{BL}))}$ $L > 2D$ のとき $F = \frac{5.14C}{H(r-C/D)}$
B, errum, Eide の式	$\frac{r \cdot H}{C} = \frac{N_c}{F}$	5.1	6.0 ~ 7.5 ($F=1.5$)		$F = N_c \frac{C}{r \cdot H + q}$ 円あるいは正方形 $B/L = 1.0$ 
建築学会旧規準式	$\frac{r \cdot H}{C} = \frac{6.28}{F}$	6.28	5.23 ($F=1.2$)		・根切り底面下かなりの深さまで地層が一様と考えられる場合 $F = \frac{Mr}{Md} = \frac{X \int_0^\pi C(Xd\theta)}{W \cdot \frac{X}{2}}$ $F = \frac{Mr}{Md} = \frac{2\pi C}{(r \cdot H + q)}$
建築学会修正式	$\frac{r \cdot H}{C} = \frac{1}{F}(\pi + 2\alpha)$	4.28 ($\alpha = \frac{\pi}{5}$)	4.4 ~ 5.1 ($F=1.2$)		・根切り底面下かなりの深さまで地層が一様と考えられる場合 $F = \frac{Mr}{Md} = \frac{X \int_0^{\frac{\pi}{2} + \alpha} C(Xd\theta)}{W \cdot \frac{X}{2}}$ ($\alpha < \frac{\pi}{2}$) $F = \frac{(\pi + 2\alpha) C}{r \cdot H + q}$
円コスベリ法					$F = \frac{Mr}{Md} = \frac{0 \text{ 点を中心とする抵抗モーメント}}{\text{土塊 ABDE による起動モーメント}}$

の与えた値と同じであるが、Terzaghiは、この値を底面が粗の場合 $\frac{3\pi}{2} + 1 (= 5.71)$ 、滑の場合 $\pi + 2 (= 5.14)$ 、Meyerhofは5.14と与えている。(4-2-4)式は ϕ を無視できる粘性土において、その極限支持力はフーチングの巾Bに無関係に決まることを示しており、粘性地盤支持力の大きな特徴となっている。

次に、すべり線に関しては、図-4.9に示した塑性領域をⅠの主働領域、Ⅱの放射状領域、Ⅲの受働領域に分けることができるが、一航にⅠおよびⅢのすべり線は直線、Ⅱのすべり線は対数らせん線となる。粘性土のように $\phi = 0$ の場合には対数らせん線（極座標で表わすと $r = r_0 e^{\theta \tan \phi}$ ）が円に収れんするので、粘性土の塑性破壊時のすべり線は図-4.11に示すような形となる。実際の粘性地盤における支持力不足による破壊例では破壊面が円弧に近い曲面となることが観測されており*)このような解析法はほぼ妥当と考えられている。

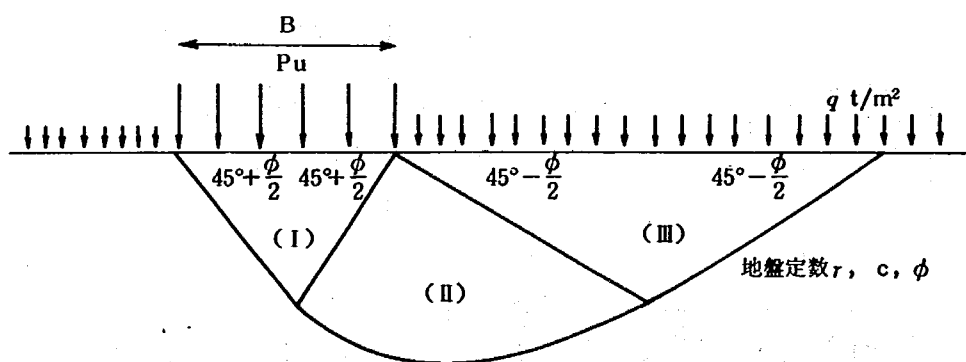


図 4.9 地盤の極限平衡状態

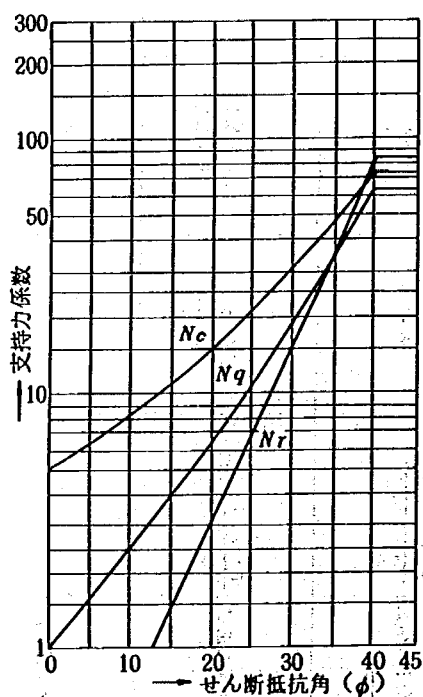


図-4.10 支持力係数

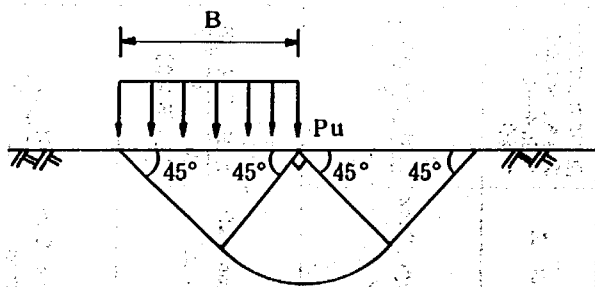


図-4.11

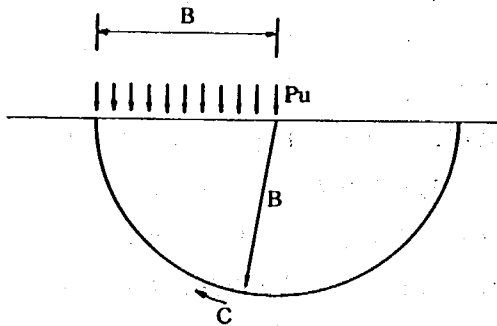


図-4.12(1)

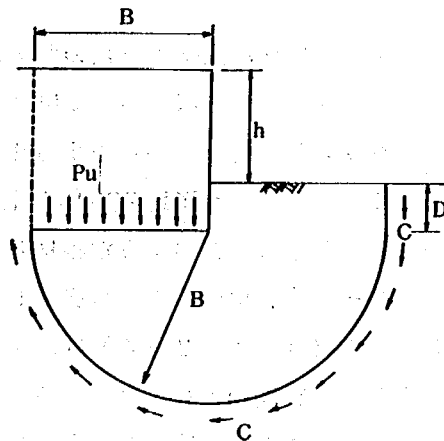


図-4.12(2)

今、図-4.12(1)のように、粘着力Cを有する粘性地盤上に巾Bの荷重 P_u が作用して、円弧に沿ってすべり破壊を生じると仮定すると、その転倒モーメントのつりあいより、極限荷重 P_u は、

$$P_u = 2 \pi \cdot C \quad \dots\dots (4-2-5)$$

と計算される。これは支持力理論に基づく

$$P_u = (\pi + 2) C$$

より若干大きな値となるが、基礎巾Bには無関係な極限支持力となり、また考え方も平易であるので、円弧に沿う転倒モーメントのつりあいからヒューピングを論じる方法が一般に用いられている。

このような方法を拡張して、矢板が根入れされている場合について考えてみる。図-4.12(2)において矢板背面側地盤上載土部分のせん断抵抗を無視すると、矢板先端まわりの転倒モーメントのつりあいから、その極限支持力は、

$$\begin{aligned} \frac{P_u B^2}{2} &= (\pi B^2 + DB) C + \frac{\gamma DB^2}{2} \\ P_u &= 2 \left(\pi + \frac{D}{B} \right) C + \gamma D \\ &= 2 \pi C \left(1 + \frac{1}{\pi} \cdot \frac{D}{B} + \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\gamma D}{C} \right) \quad \dots\dots (4-2-6) \end{aligned}$$

と与えられる。G. Wilsonの研究***)によれば、最も危険な破壊面の中心は図-4.12(2)の荷重端より若干ずれた点にあるため、極限支持力は

$$P_u = 5.52 C \left(1 + 0.377 \frac{D}{B} \right) \quad \dots\dots (4-2-7)$$

と表わされることが指摘されている。

粘性地盤上に巾Bの基礎を設置する場合の安定問題は、上述のように、基礎の支持力問題として論じることができるが、ここで取扱おうとしている「ヒューピング現象」は、荷重が一定の巾Bを有する構造物（フーチング等）ではなく、半無限的に広がるたわみ性の分布荷重である点で、通常的支持力問題では一線を画する。すなわち、粘性地盤上の有限の巾Bを有する剛性基礎に作用する荷重が極限

*) たとえば、Tschebotarioff, G. P. "Foundations, Retaining and Earth Structures"

**) Wilson, Guthson "The calculation of the Bearing Capacity of Footings on clay"

J. Inst. Civ. Engr., vol 17 (1941年)

に達した場合、地盤は支持力不足のためにせん断破壊を起すが、基礎が連続な剛性構造物であるため基礎の一端を通るすべり線に沿って破壊が生じるのに対し、根切り問題のように矢板を境にして一方に「たわみ性の分布荷重」が作用する場合には、実験でも明らかなように明確なすべり線は発生せず、図-4.13に示すように地盤内部の土の流動による破壊となる。

このため、ヒービングのような根切りに伴う地盤の安定解析において、上述の剛性基礎を対象とした解析法をそのまま用いることは必ずしも妥当とは言えない。しかしながら、ヒービング現象による地盤の破壊がほぼ(4-2-4)式、あるいは(4-2-7)式等で示される極限荷重に達した時点で生じることが経験的に知られていること、地盤内部の土粒子の動きは支持力問題におけるすべり線に対応していること、支持力問題として扱う解析法において極限支持力が荷重巾Bに依存せず、ヒービングへの適用の可能性があること、などから、支持力理論を拡張して根切り問題に適用できるものと考えられる。この場合、支持力問題として扱う方法とモーメントのつり合い問題として解く方法のどちらが妥当かが問題となるが、今回、土木研究所で実施したヒービングに関する実験結果を検討すると、矢板先端以深においては、ほぼ図-4.11に示すようなすべり線形状となっており、少なくとも地盤内部の土の動きから判断する限り、Prandtl 流の支持力理論による解析法の方が、Tschebotarioff や Wilson 流の円弧すべりに沿うモーメントのつり合い法よりも妥当のように思われる。

また、支持力理論におけるすべり線網は、地盤の極限平衡方程式が特異点となる線を連ねたものであり、基礎の剛性は一般に問われておらず、たわみ性荷重の場合にはすべてのすべり線網が、地盤内に生じるせん断破壊線となる可能性を表わしているにすぎない。このようなことから、理論的には Prandtl の支持力理論を基本にするのが妥当と思われる。

しかしながら、Prandtl の支持力理論において、矢板の根入れ効果を適切に表わすことが難しいため、モーメントのつり合いによる(4-2-6)式を Prandtl の理論による支持力に根入れが無い場合にすりつけが可能なように次のように修正する。

$$P_u = (\pi + 2) C + \frac{2D}{B} C + \gamma D \quad \dots\dots (4-2-8)$$

ここで P_u ; 地盤の極限支持力度 (t/m^2)

C ; 地盤の粘着力 (t/m^2)

D ; 矢板の根入れ深さ (m)

B ; 地盤の回転中心から考慮すべき破壊面までの距離 (m)

γ ; 根入れ部地盤の単位重量 (t/m^3)

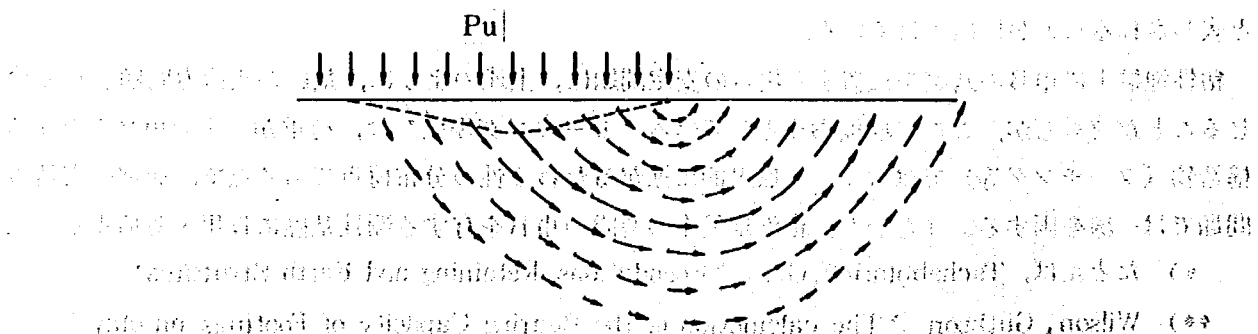
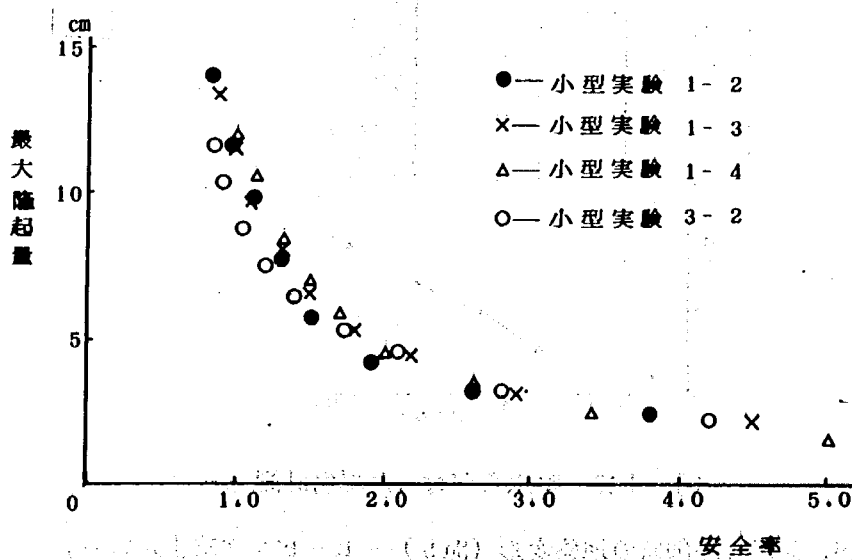
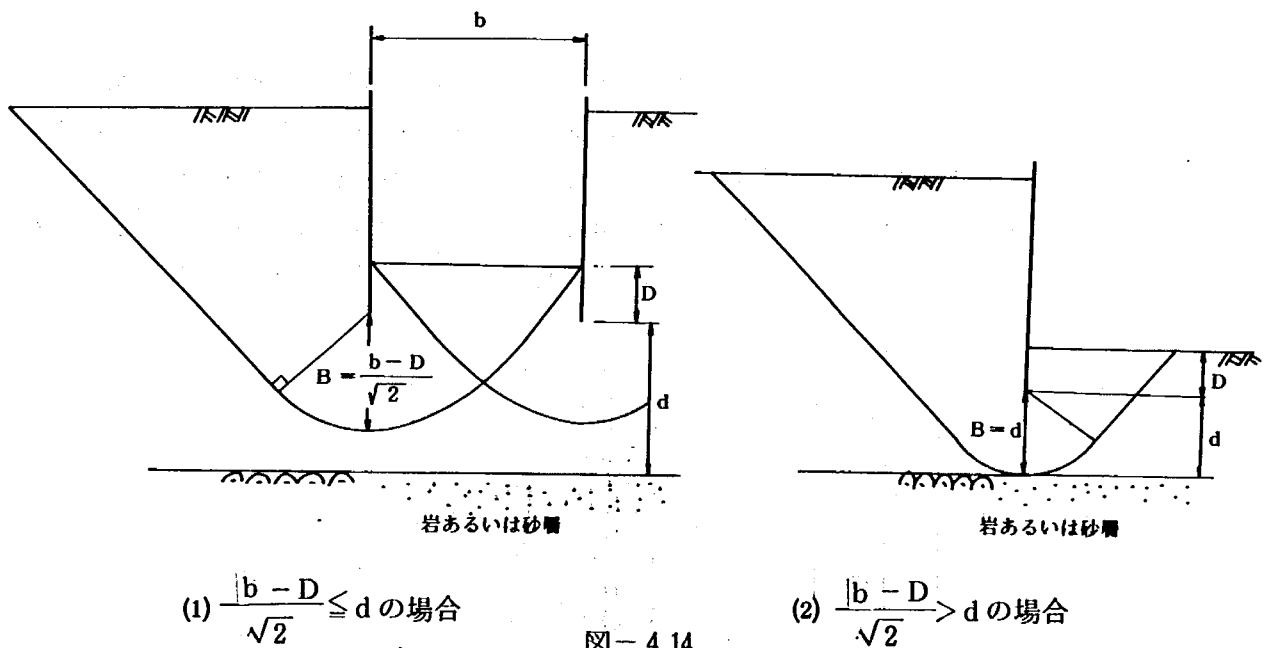


図 4.13 基礎の根入れ部における破壊面

なお、BについてはTerzaghi - Peck の考え方に準じ、図-4.14のように定めるとよい。

(4-2-8) 式の第1項は粘着力による支持力、第2項は根入れ部のせん断抵抗、第3項は根入れ部の自重による押え荷重の効果を表わしている。

図-4.15は、55年度に実施した小型模型実験結果を対象に(4-2-8)式により極限支持力を算出した場合の安全率と最大隆起量の関係を示したものである。矢板は厚さ9mmを使用しており、土圧による曲げ変形が小さいため粘性土の回転中心は矢板先端と仮定し計算をしている。これによると、安全率が1~1.4以下において変形量がかなり大きくなっており(4-2-8)式によるヒービングの安定性を論じることの妥当性を示しているものと考えられる。



4.3 極限に達するまでの最大隆起量（陥没量）の予測法

粘性地盤の掘削に伴う地盤変形の特性は、地盤がその支持力を失うことにより終局的な破壊を起すだけでなく、極限荷重以下の荷重によってもその粘弾性的な性質のために、無視しえない変形を生じることにある。

図-4.16は垂水^{*)}らが計測した軟弱シルト層($C=1.5 \text{ t/m}^2$)における9 mの根切り工事において、掘削側底面に生石灰パイルによる地盤改良を施した後に工事を行った時の盤ぶくれ量を示したものであるが、このように掘削深さにほぼ比例する隆起が、掘削の当初から生じていることがわかる。

一般に、軟弱地盤の根切り工事においては、掘削が進行するにつれ掘削底面の隆起あるいは矢板背面地盤の陥没が徐々に進行するため、破局的な破壊に至るかなりごく前から、ヒービングが確認され、対策を講じる場合が多い。また、掘削当初から、量の多少はあれ地盤の隆起、陥没が生じるので、その量を予め予測しておくことが重要となる。

図-4.17は、小型模型実験において、矢板厚さ($t=9 \text{ mm}$)、矢板先端以下の軟弱層厚(34 cm)、模型地盤の粘着力(おおむね 0.43 t/m^2)を一定に保ち、矢板の根入れ深さを変化させた場合の実験結果を整理したもので、横軸に載荷重に関連する無次元量 q/C (q は載荷重、 C は地盤の粘着力)、縦軸に地盤の最大隆起量に関連する無次元量 h/H (h は最大隆起量、 H は軟弱地盤厚)をとってプロットしたものである。 q/C は一般に安定数あるいは安定係数(N_b)と称される数である。

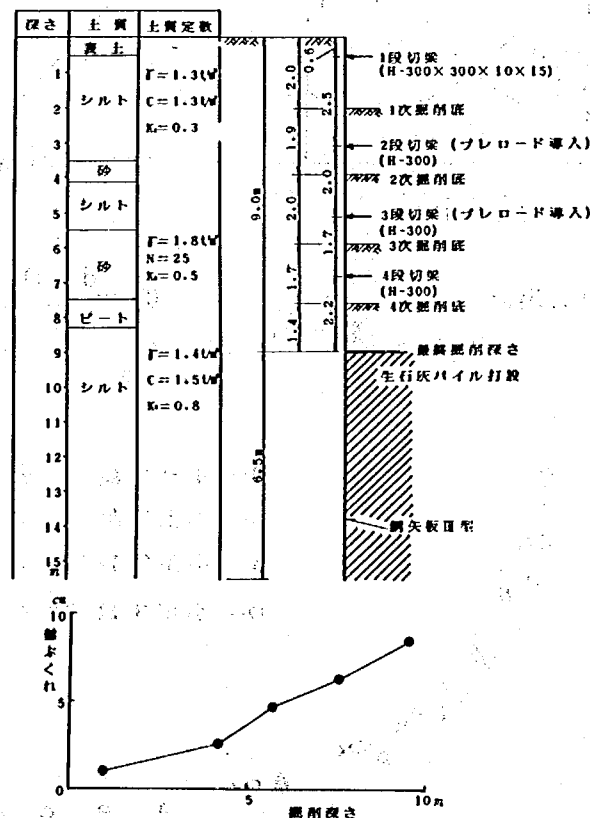


図-4.16 垂水らが行った現場計測

^{*)} 垂水, 福田, 諸橋「開削時の地盤変形 (No.5) - ヒービング防止対策 -」
土木学会, 第34回, 年次学術講演会, 講演概要集Ⅲ P 413 - 414

図によると

(1) h/H は安定係数 q/C に対し折れ線的な関係にあり、いずれの根入れ深さにおいても q/C が4.0前後で折れ点が生じている。

(2) 矢板の根入れ深さ(D)が大きくなるとともに隆起量は抑制されることがわかる。

一般にヒーピングの解析にあつては、安定係数Nbが3～4までの間に変形が小さいが、Nbが3～4を超えると変形が大きくなり、Nbが5～7を超えると破壊に至るといわれている。Peckは、安定係数Nbを次のように定義し、このNbを用いて根切り工事における掘削底面の安定について表-4.3.1のように提案している。

$$Nb = \frac{\gamma H}{Su} \quad \dots\dots (4-3-1)$$

ここで

Nb ; 安定係数

γ ; 土の湿潤単位重量 (t/m^3)

H ; 掘削深さ (m)

Su ; 掘削底面以下の粘土の非排水せん断強度 (t/m^2)

(一軸圧縮強度 qu の $1/2$ 、あるいは粘着力Cに等しい)

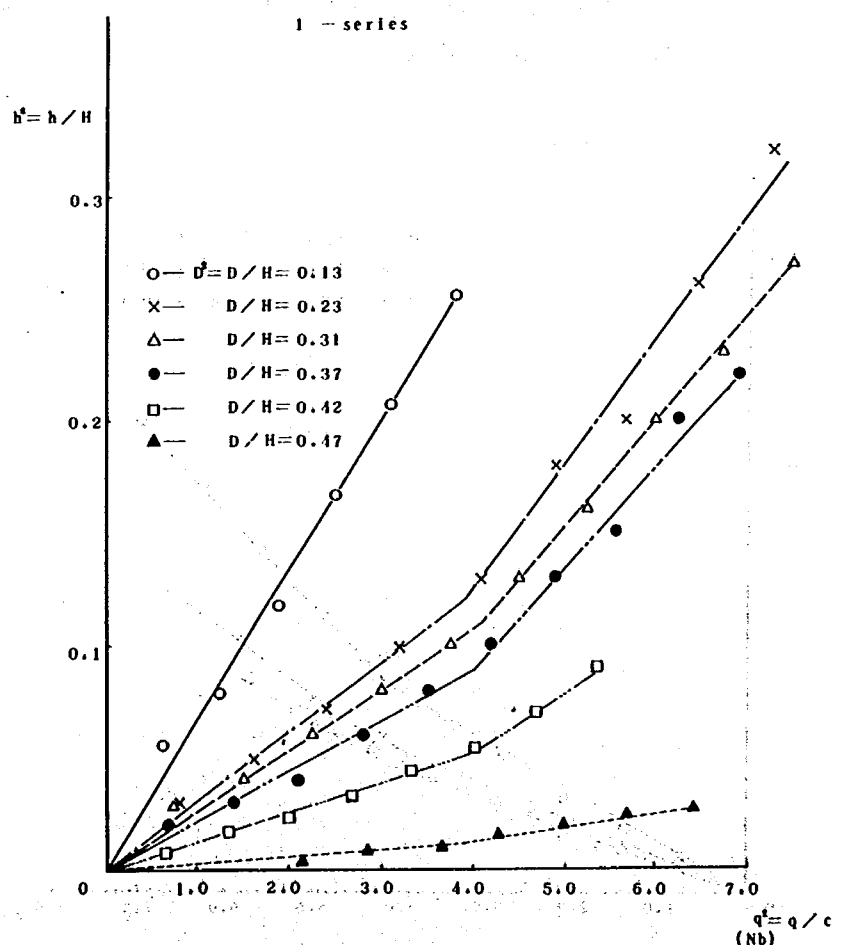


図-4.17 矢板の根入れ長を変化させた場合

表- 4. 3. 1 安定係数と掘さく底面の安定

安定係数 Nb	掘 さ く 底 面 の 状 態
3. 14 以下	掘さく底面の上向きの変位はほとんど弾性的で、その量は小さい
3. 14	塑性域が掘さく底面より拡がり始める。
3. 14 ~ 5. 14	掘さく底面のふくれ上がりが顕著になる。
5. 14	極限状態に達し、掘さく底面は崩壊もしくはヒービングにより継続的にもち上がる。

図- 4. 17に見られる折れ点は表- 4. 3. 1にいう掘削底面のふくれ上がりが顕著になる時の安定係数に対応するものと考えられ、Peck の提案を裏付けるものと言えよう。

図- 4. 18は、矢板先端から土槽底面までの距離 d を変化させ他の条件を一定にした場合、図- 4. 19は地盤の粘着力 C を変化させ他の条件を一定にした場合、図- 4. 20は矢板の厚さを変化させ他の条件を一定にした場合の同様の図である。いずれの図においても、安定係数 4 前後で折れ曲がる折れ線に近い形となっており、限界安定係数以下の安定係数に対し、掘削底面での隆起量はほぼ直線的に変化すると考えてよい。これらの図から次のことが明らかになる。

- (1) 矢板先端から軟弱層底面までの距離が短いほど、ヒービングに伴う変形量は小さくなる。(軟弱層厚の影響)
- (2) 地盤の粘性に関しては、隆起量と上載荷重をそれぞれ無次元隆起量と安定係数で表わすならば粘性の影響もほぼ含まれてしまう。(粘性の影響)

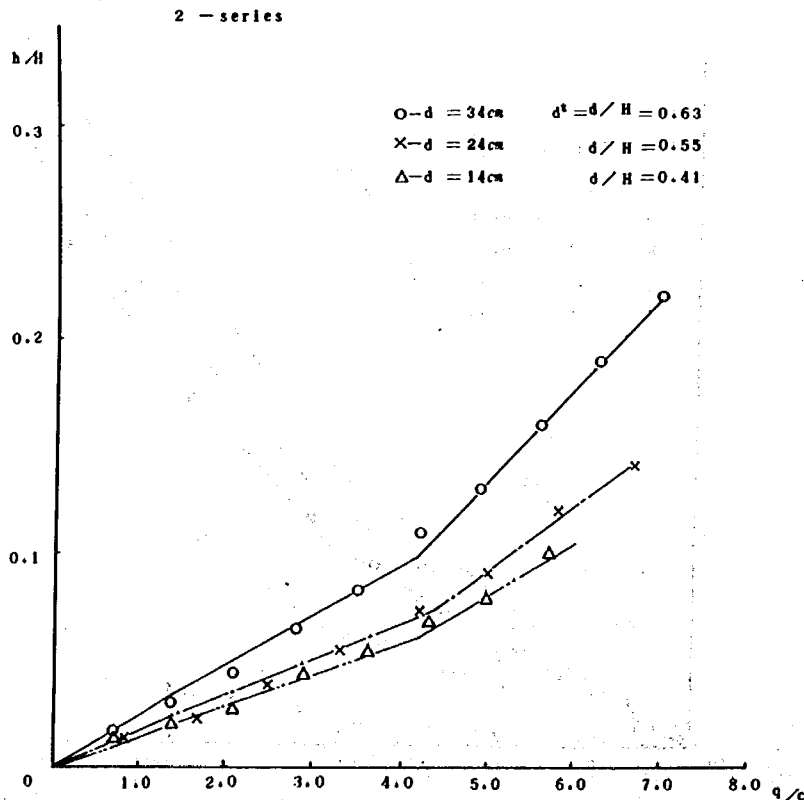


図- 4. 18 矢板先端～土槽底面（下部境界層）までの距離を変化させた場合

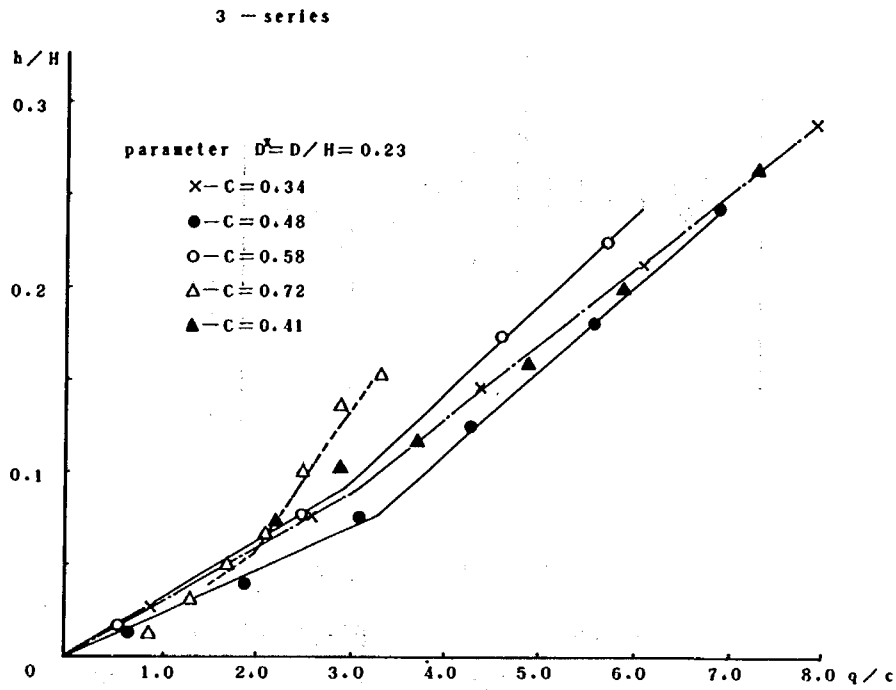


図-4.19 粘着力Cを変化させた場合

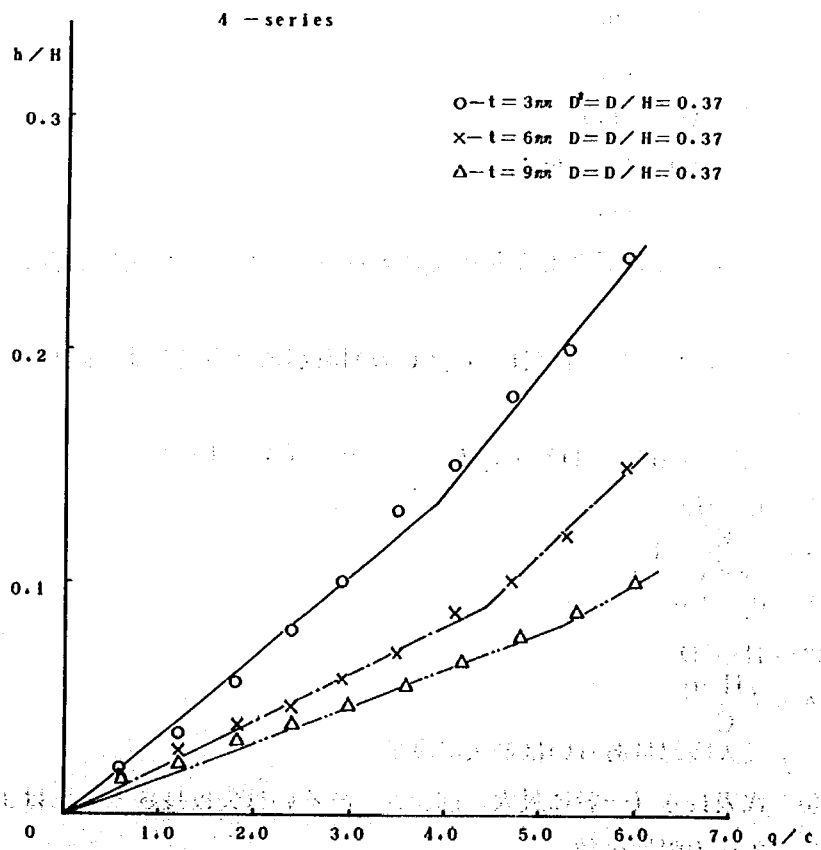


図-4.20 矢板の厚さ(剛性)を変化させた場合

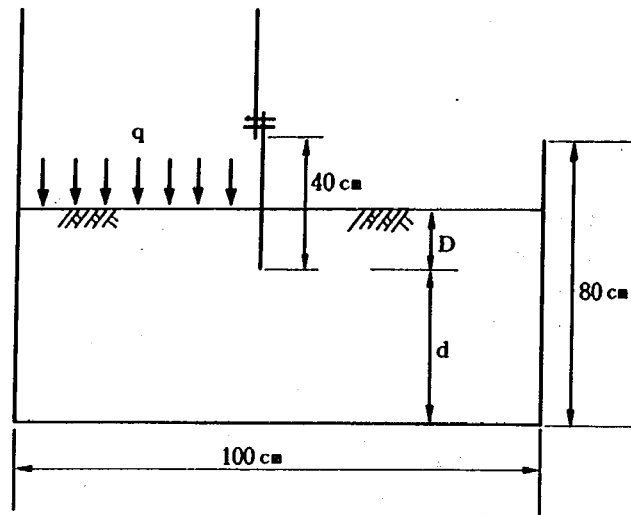


図-4.21 小型模型実験

(3) 矢板の剛性が高いほど、変形量は小さくなる。(矢板剛性の影響)

限界安定係数以下の掘削深さにおいて、どの程度のヒービングに起因する隆起量が生じるかを推定する場合、模型実験により明らかになった特性を考慮しつつ、無次元量間の関数関係を見出すことが有効であると考えられる。すなわち、ヒービングに関連する要因として

- (1) 掘削深さ H (m)
- (2) 地盤の粘着力 C (t/m^2)
- (3) 矢板の根入れ深さ D (m)
- (4) 矢板の剛性 EI ($t \cdot m^2$)
- (5) 軟弱地盤の厚さ d (m)

が考えられるので、これらを無次元化した量の積により無次元化した隆起量が表わされるものと仮定する。

安定係数が約4以下の場合には、 h/H と q/C の関係がほぼ原点を通る直線となることを考慮し次式が成立するものとする。

$$h^* = k \cdot E^* \cdot d^* \cdot D^* \cdot q^* \quad \dots\dots (4-3-2)$$

ここでは

$$h^* = h / H_e$$

$$E^* = 4 \sqrt{\frac{ES}{EI}} \cdot \ell$$

$$d^* = d / H_e$$

$$D^* = H_e / D$$

$$q^* = \frac{\gamma H + q}{C}$$

h ; 最大隆起量あるいは最大陥没量

H_e ; 代表長さ (一般に最大掘削深さ、あるいは矢板長さとするばよい。)

E ; 矢板の弾性係数

I ; 矢板の単位長さ当りの断面二次モーメント

E_s ; 地盤の変形係数
 d ; 矢板先端から軟弱層底面までの距離
 D ; 矢板の根入れ深さ
 r ; 掘削底面位置より上の矢板背面地盤の単位重量
 H ; 掘削深さ
 q ; 上載荷重
 C ; 最大掘削底面以下の軟弱地盤の粘着力
 k ; ヒーピング係数
 ℓ ; 最下段切梁位置から下の矢板の長さ

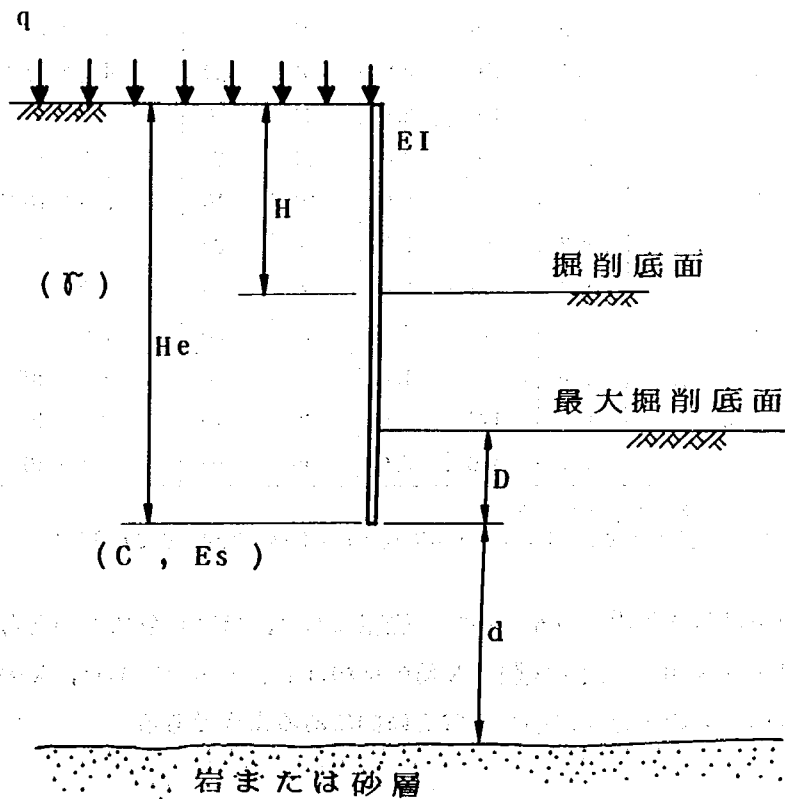


図- 4.22

(4-3-2) 式は、次元量を用いて次のように書き改めることができる。

$$h = k \cdot 4 \sqrt{\frac{ES}{EI}} \ell \cdot \frac{d}{D} \cdot \frac{rH + q}{C} \cdot He \quad \dots\dots (4-3-3)$$

表- 4.3.2は、小型模型実験結果の q/C が約3のものを対象にヒーピング係数 k を逆算したものである。

表-4.3.2 ヒービング係数の算出

区 分	実験ケース	h (cm)	He (cm)	q* —	d (cm)	D (cm)	$\sqrt[4]{\frac{ES}{EI}}$ (cm ⁻¹)	k
小 型 実 験	1-1	8.1	91	3.1	34	5	2.1×10^{-2}	2.2×10^{-2}
	-2	4.2	79	3.2	34	10	2.0×10^{-2}	3.1×10^{-2}
	-3	4.1	84	3.0	34	15	2.0×10^{-2}	4.3×10^{-2}
	-4	3.5	89	2.8	34	20	2.0×10^{-2}	4.6×10^{-2}
	-5	2.8	111	3.3	34	25	2.1×10^{-2}	2.4×10^{-2}
	-6	0.6	99	2.9	34	30	2.0×10^{-2}	0.94×10^{-2}
	2-2	2.4	89	3.3	24	20	2.0×10^{-2}	3.8×10^{-2}
	-3	1.5	89	2.9	14	20	2.0×10^{-2}	4.7×10^{-2}
	4-1	5.4	106	2.9	34	20	4.8×10^{-2}	2.0×10^{-2}
	-2	3.2	106	2.9	34	20	2.8×10^{-2}	2.1×10^{-2}
	-3	2.5	106	3.0	34	20	2.1×10^{-2}	2.1×10^{-2}
54年度大型実験	1-1	2.8	50	1.6	60	10	8.0×10^{-3}	1.5×10^{-2}
	2-1	2.2	66	1.8	60	20	8.2×10^{-3}	1.1×10^{-2}
	3-1	1.0	74	1.8	60	25	8.2×10^{-3}	0.52×10^{-2}
	3-1'	5.9	74	2.3	60	25	7.6×10^{-3}	2.6×10^{-2}
55年度大型実験 (沈下量)	1	3.0	96	1.5	40	50	2.1×10^{-2}	1.3×10^{-2}
	2	0.9	127	0.91	40	70	2.1×10^{-2}	0.51×10^{-2}
	3	5.6	160	2.6	40	90	2.1×10^{-2}	0.90×10^{-2}

注1) He は計算対象荷重作用時の換算矢板長さ

注2) 地盤造成後、日数を経過したので、当初の $C = 0.056 \text{ kg/cm}$ を2倍に増加させて計算した。

これによるとkの値は $0.5 \times 10^{-2} \sim 5 \times 10^{-2}$ の範囲にあり、ほぼ定数に近いと考えられるが、小型実験のk値の平均は 2.9×10^{-2} 、大型実験のk値の平均は 1.2×10^{-2} であり、kの大きさは工事の規模にも依存し、大規模なものほどkは小さくなる傾向にあるようである。

参 考 文 献

- Tschebotarioff, G.P. ; Foundations, Retaining and Earth Structures, 2nd edition, Mc Graw - Hill
- Wilson, G. ; The Calculation of the Bearing Capacity of Footings on Clay, J. Inst. Civ. Engr., vol 17 (1941)
- Terzaghi, K. and Peck, R. B. ; Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd edition, John Wiley & Sons, Inc. (1967)
- 垂水, 福田, 諸橋 ; 開削時の地盤変形 (No 5) -ヒービング防止対策-, 土木学会, 第34回年次学術講演会概要集Ⅲ P 413 ~ 414
- 垂水, 横山, ; 開削時の地盤の挙動 土木学会, 第29回年次学術講演会, 概要集Ⅲ P 252 ~ 253
- Tschebotarioff, G.P. ; Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures, (1951)
- 金谷, 宮崎, 森脇 ; ヒービングに関する実験的研究 (その 1) 日本建築学会大会学術講演 梗概集 1975
- 金谷, 宮崎, 森脇 ; ヒービングに関する実験的研究 (その 2) [矢板の剛性による影響について] 日本建築学会大会学術講演梗概集 1976
- 掘削土留工設計指針 (案) 昭和54年12月 建設局, 新幹線建設局, 施設局, 構造物設計事務所
- 土木関係「仮設構造物設計要領」 (案) 昭和53年9月 東京第1工事局 1土留め工および路面覆工 資料

あ と が き

軟弱地盤におけるヒービングに関しては、従来から多くの研究者によって種々の検討法が提案されているが、いずれも主として理論的に取扱っているのみであり、実験的な裏付けがほとんどないことや、各検討法毎の差異が小さく地盤定数の推定誤差を考えると、有為な差が無いことなどのため、現在使用されている指針等では代表的な検討法を併記している場合が多い。

ここでは、2年間にわたって、大型、小型の模型実験を実施して、ヒービングの発生機構を明らかにし、実験結果に整合する理論的検討法を見出すとともに、ヒービングを抑制する効果を有する、矢板根入れ長、矢板剛性、地盤の粘着力などの影響を考慮した検討法の開発を試みた。

今後は、この研究の成果を取り入れたヒービング検討の指針案を作成する予定である。

最後に、本実験の実施に協力いただいた（株）建設技術研究所の方々に感謝の意を表します。

軟弱地盤におけるヒービング現象
に関する実験

土研資料第1721号
昭和56年11月(1981年)

キーワード：ヒービング、掘削、軟弱地盤

塩井幸武・浅沼秀弥
越川 裕

要 旨

軟弱な粘性地盤の掘削工事において生じるヒービングを対象に模型実験を行ない、その発生機構および予測手法について考察を加えたものである。



郵便はがき

40円切手
をはいて
下さい

305-□□

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地
建設省土木研究所
基礎研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1721号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印