

I S S N 0386—5878

土 研 資 料 第1901号

基礎の近接施工に関する調査(3)

掘削による地盤変状に関する報告

昭和58年 3 月

建設省土木研究所

構造橋梁部基礎研究室

Copyright © 1982 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。

目 次

まえがき	1
第1章 砂地盤に関する実験	2
1.1 二次元土槽実験	2
1.1.1 実験概要	2
1.1.2 実験結果	4
(1) 矢板剛性による影響	9
(2) 載荷重の大きさによる影響	11
(3) 載荷位置による影響	12
1.2 大型実験	18
1.2.1 実験概要	18
1.2.2 実験結果	21
(1) 矢板たわみと地盤内変位およびリン青銅板最大ひずみ位置	22
(2) 地表面クラック発生状況およびクラック発生掘削深さ	24
(3) 地表面沈下と載荷板の鉛直沈下	27
(4) 掘削深さと矢板変形面積 (A_d) およびリン青銅板ひずみ (ϵ) の急増掘削区間	31
(5) 各項目 (1) ~ (4) の整理	33
1.3 砂地盤におけるすべり線の考察	34
1.3.1 二次元実験, 大型実験のすべり線発生傾向	34
1.3.2 計算によるすべり線の仮定	37
1.3.3 二次元実験, 大型実験の対数ラセン計算すべり線	39
1.3.4 二次元, 大型実験の対数ラセン計算結果	41
1.3.5 対数ラセン計算すべり線と実測すべり線の比較	56
1.3.6 まとめ	67
1.3.7 参考文献	68
第2章 粘土地盤に関する実験	69
2.1 実験概要	69
2.2 実験結果と考察	73
2.2.1 実験結果と現場報告例との比較	73
2.2.2 地盤内移動とその要因	76
2.2.3 地盤内沈下範囲 (L) 及び山留め壁最大変位 ($\delta_{\max}$) 最大沈下量 ($S_{\max}$) とその発生位置 (H_1, L_1) の推定	82
2.2.4 今後の課題	84
2.2.5 参考文献	84
2.3 実験データ	86

ま え が き

最近の橋梁建設では新規の多車線バイパスを暫定供用する場合や高密度化した都市内で高架橋を建設する場合など他の何らかの既設構造物に近接して橋梁基礎構造物を施工しなければならない例が増えている。ところが、現在のところこのような道路構造物の“近接工事”に関する技術的基準がないため、その設計施工の円滑な遂行に支障をきたしている。そこで橋梁下部工における近接工事の設計施工の合理的手法の開発を目的として本研究を行っているものである。

近接工事の設計施工手法は主として、現場計測データの収集と、室内実験による研究の2つの成果に基づいて作成することになるが、本資料はこれら一連の研究の中で、室内実験の中心的課題である“土留壁の変形と背面地盤の変位の関係”に関する実験の結果と考察をまとめたものである。実験の主な着眼点は次の3点である。

- ① 地盤内に土留壁（矢板）の変形が生じたとき背面地盤の変位の発生はどのような性状を示すか。
- ② 地盤に変位が生ずる領域の大きさを規定する要因は何か。
- ③ 地盤の変位量はどのような要因と関係があるか。

実験は、砂地盤を対象とした二次元小型実験と大ピットを用いた大型実験、粘土地盤を対象とした二次元小型実験より成っている。

昭和58年3月

基礎研究室

浅 沼 秀 弥
神 長 耕 二
杉 崎 光 義
森 浩 樹
小 林 延 房

飛島建設KK
(元受け入れ研究員)

第1章 砂地盤に関する実験

各掘削段階にて側面より地盤変状を観察できる二次元土槽を用いて、すべり線発生状況及びその発生位置の定性的傾向を把握し、さらにこの傾向が実際の掘削工事に適用できるかどうかを調査するため、大ピットを用いて三次元的な大型実験を実施した。

1.1 二次元土槽実験

1.1.1 実験概要

実験土槽、地盤材料、実験ケースなどの実験の概要は以下の通りである。

(1) 実験土槽

二次元実験土槽は図-1.1.1の様に側面がアクリル樹脂板で地中変位が観測可能である。矢板は、上端を切梁としてヒンジ構造に、下端は蝶番にて基礎地盤に固定した。

また側面の摩擦防止の為、テフロン紙をはり、スプレー式ワックスをかけた。地盤内変位の計測には標点（マーカー）および標準砂による標線を用い砂の移動と共にすべり線位置の確認を行った。

(2) 地盤材料

鬼怒川産の洗い砂を乾燥した後2 mmフルイにかけて最大粒径を2 mmとし、次に水槽に入れ、バイブレーターをかけることにより、シルト分を洗い流し、さらに乾燥器に入れ1日乾燥させたものを用いた。

模型実験は土質定数は、表-1.1.1の通りである。

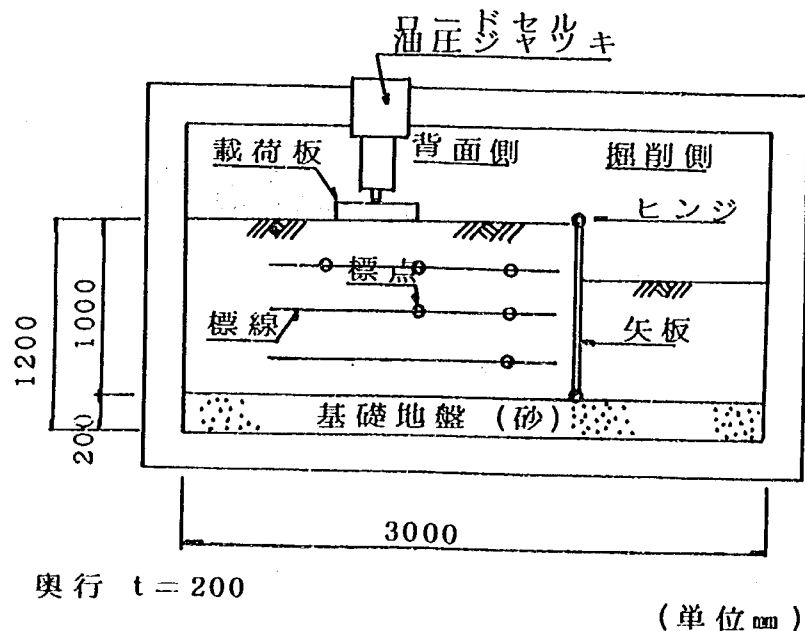


図-1.1.1

(3) 実験ケース

実験は矢板剛性 (A, B, C), 基礎型式 (直接基礎, 杭基礎, ケーソン基礎), 載荷重の大きさ, 載荷位置, 切梁の有無を変化させて行ったが, ここでは基礎型式のうち直接基礎について矢板剛性, 載荷重, 載荷位置により整理した。

表-1.1.2にすべり線に関する検討項目, 表1.1.3に検討ケースを掲げる。

矢板はアクリル樹脂板を用い載荷位置は載荷板の大きさ(20×20cm)を基準として0B~3Bとして表現した。載荷重は40kgfを基準とし, 矢板剛性Aについてのみ比較を行い20~100kgfにて荷重変化を行った。

表-1.1.1 土質定数

測定項目	土質定数
内部摩擦角 (一面)	$\phi = 30^\circ$
粘着力	$C = 0$
比重	$G = 2.7$
単位重畳	$r = 1.43 \text{ gf/cm}^3$
相対密度	$D_r = 20\%$

表-1.1.2 すべり線に関する検討項目

剛性 (厚 mm)	A	B	C	
	5	10	8	
載荷位置 (cm)	0B	1B	2B	3B
	0	20	40	60
荷重 (Kg·f)	ナシ	載荷		
	0	20, 40, 60, 100		

表-1.1.3 すべり線に関する検討ケース

実験の分類		矢板剛性	実験ケース X-Y-Z	載荷位置 (cm)	載荷重 (Kg f)
無載荷	剛性による比較	A	1-A-1	—	—
		B	1-B-1	—	—
		C	1-C-1	—	—
直接基礎による載荷位置変化	載荷位置による比較 (40 Kg f)	A	2-A-0	0	40
			2-A-1	20	
			2-A-2	40	
			2-A-3	60	
		B	2-B-0	0	
			2-B-1	20	
			2-B-2	40	
			2-B-3	60	
		C	2-C-1	20	
			2-C-2	40	
			2-A-6	40	20
			2-A-7	40	60
			2-A-9	40	100
	載荷重による比較 (20, 60, 100)	A			

注: 1) X-Y-Z X 基礎の分類 1: 無載荷
2: 直接基礎
Y 矢板の剛性
Z 載荷位置

1.1.2 実験結果

各ケースにおける掘削段階毎の地盤内変位と矢板たわみおよびすべり線の発生状況を図－1.1.2 (a), 図－1.1.2 (b) に示す。

ここですべり線の明確な 1～2 本に着目し、矢板剛性・载荷重・载荷位置の違いにより以下の (1), (2), (3) により実験結果を整理する。

(1) 矢板剛性による違い (無载荷時)

(2) 同一矢板剛性での载荷重変化 (载荷位置一定) による違い

(3) 各矢板剛性での载荷位置変化 (载荷重一定) による違い

各ケースの詳細な実験データは「土研資料 1714 号, 基礎の近接施工に関する調査 (1), (2 次元模型実験データ集)」…以下データ集 (1) と呼ぶ……を参照の事, また数本でたすべり線については初期より第 1, 第 2 すべり線と呼ぶものとする。

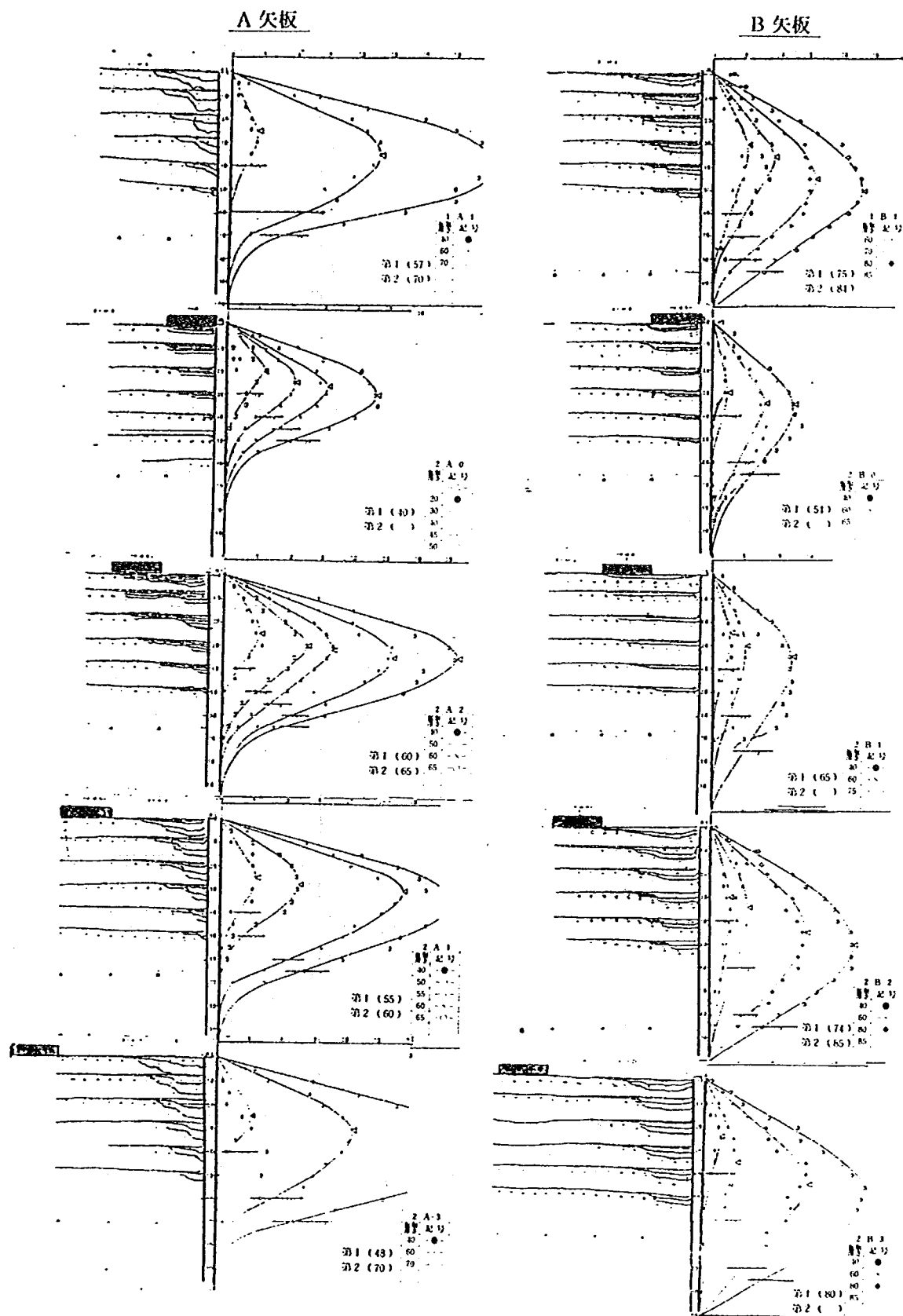


図-1.1.2 (a) 2次元実験実測地盤内変位と矢板たわみ

C 矢板

荷重变化 (A 矢板)

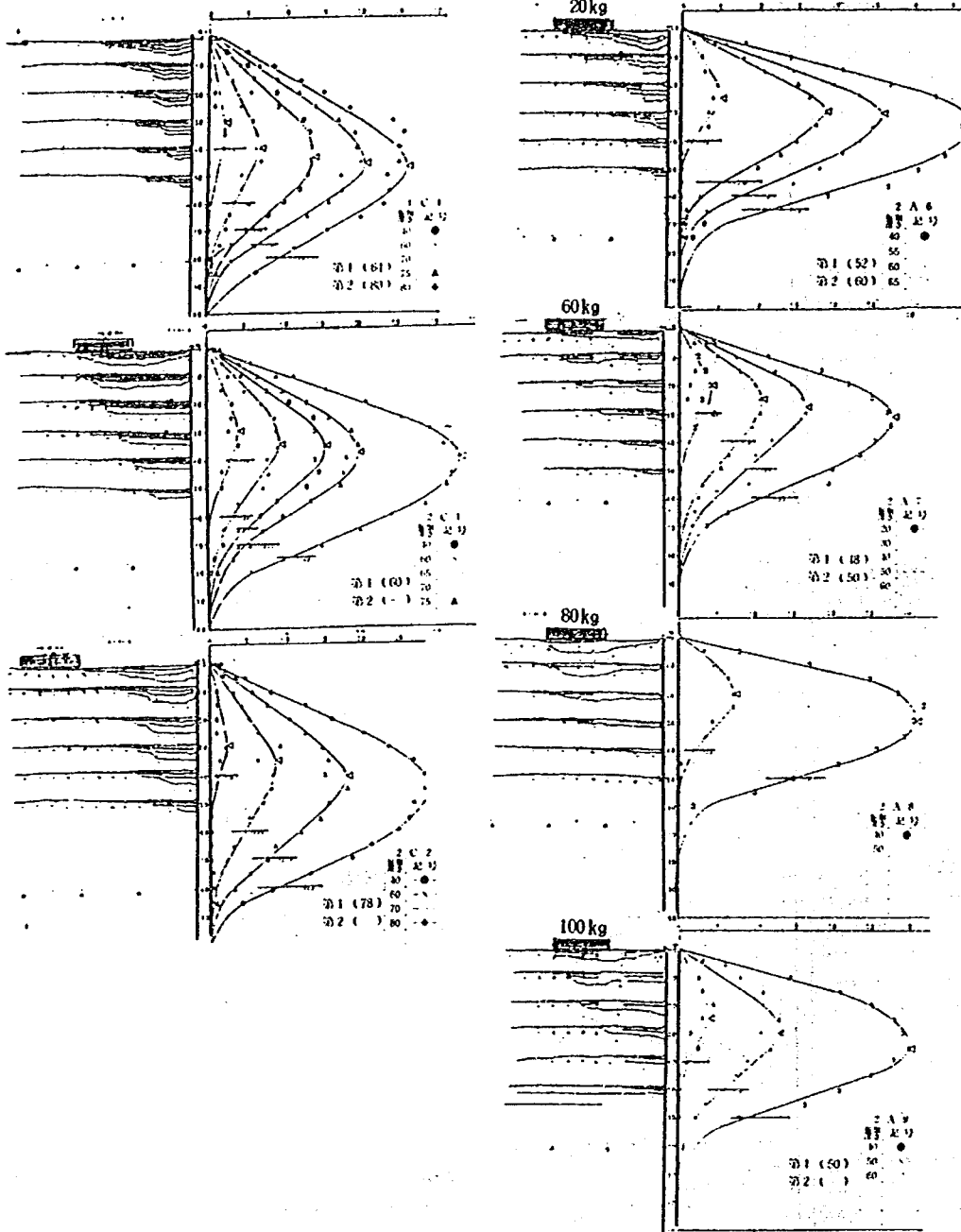


図 - 1. 1. 2 (a)

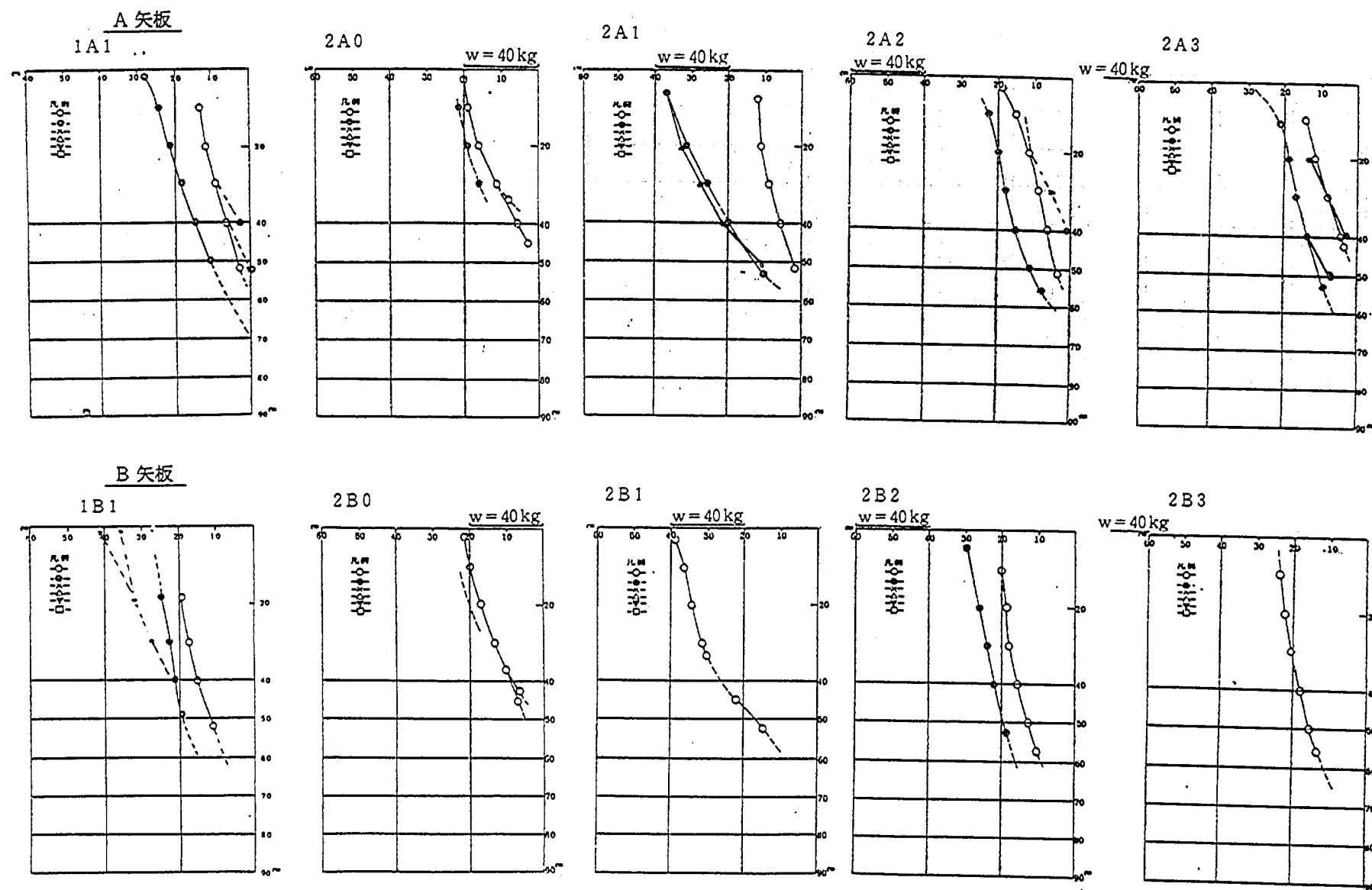
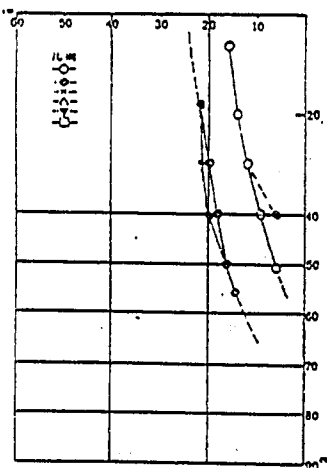


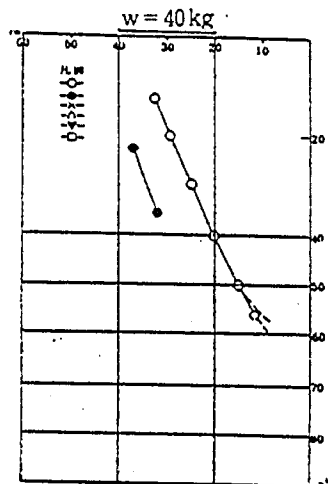
図-1.1.2 (b) すべり線発生状況

C 矢板

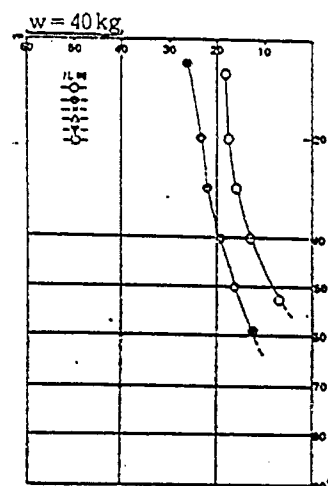
1C1



2C1

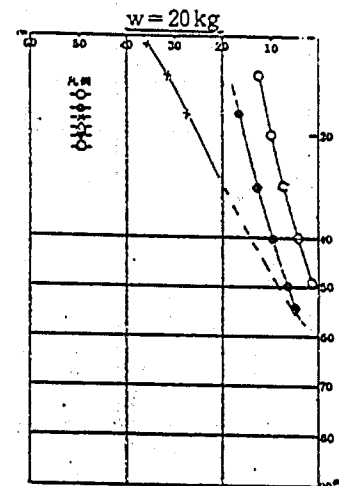


2C2

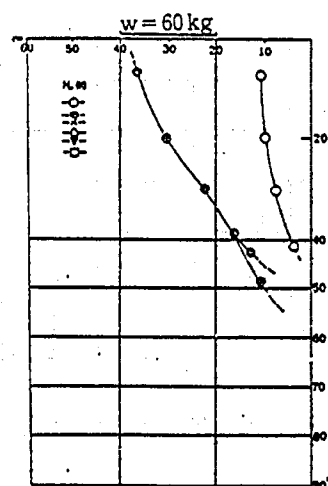


A 矢板荷重变化

2A6



2A7



2A9

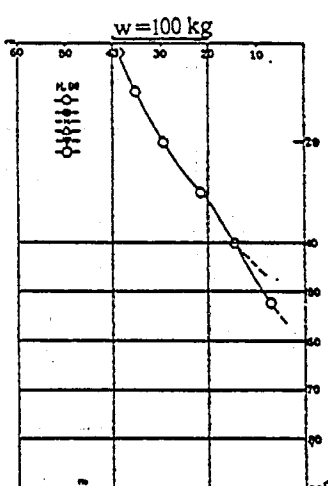


图 - 1. 1. 2 (b)

(1) 矢板剛性による影響 (無載荷時)

矢板剛性はA, B, Cと3種類変化させているが, 同一掘削時点(60 cm)での, 矢板変形 (図 1.1.3), および地表面沈下(図- 1.1.4)にても判る通り, 剛性による矢板変形量 δ , 地表面沈下量Sには大きな差が生じている。

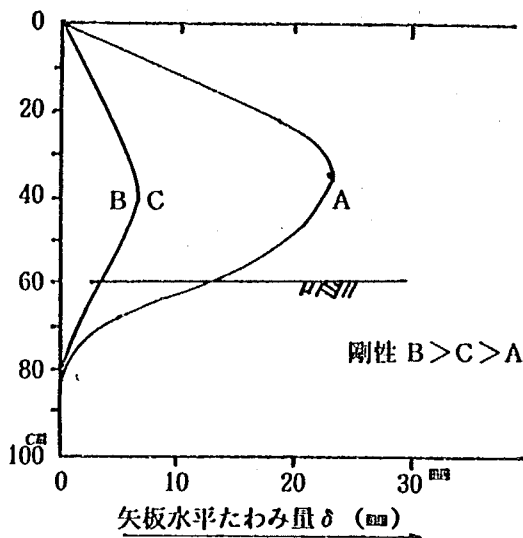


図- 1.1.3 矢板変形

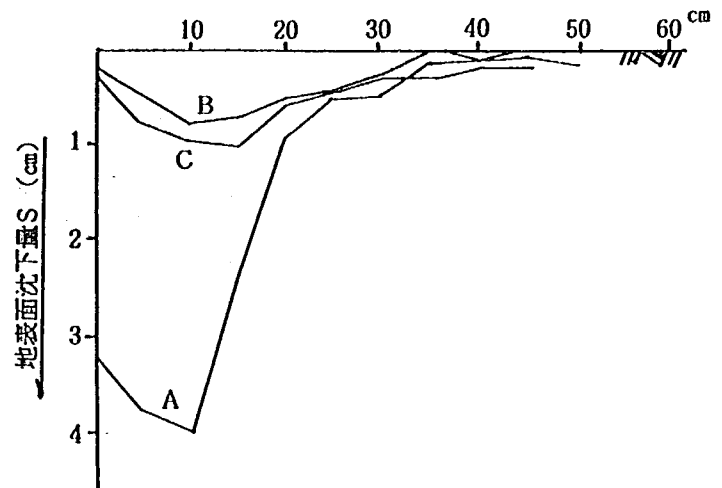


図- 1.1.4 地表面沈下

またすべり線発生時の掘削深さ (表- 1.1.4), その矢板変形 (図- 1.1.6) およびすべり線形状 (図- 1.1.5) をみると以下の傾向にある事がわかる。

表- 1.1.4 ……矢板剛性の低い方が浅い掘削段階にてすべりを生じる。

図- 1.1.5 ……すべり形状はほとんど同一附近に発生するが, 剛性の高い方が多少遠くに現われる。

図- 1.1.5, 1.1.6 ……矢板変形の始点が同じ位置であれば—図- 1.1.6 でのケース (A₁, C₁), (A₂, B₁) および (B₂, C₂)— そのすべり線発生位置は図- 1.1.5 の様にはほぼ同一となる。

図- 1.1.6 ……矢板変形量 δ , δ_{max} は剛性の低いものから $A > C \geq B$ となっているが, 不動点の深さは逆に $B \geq C > A$ となっている。

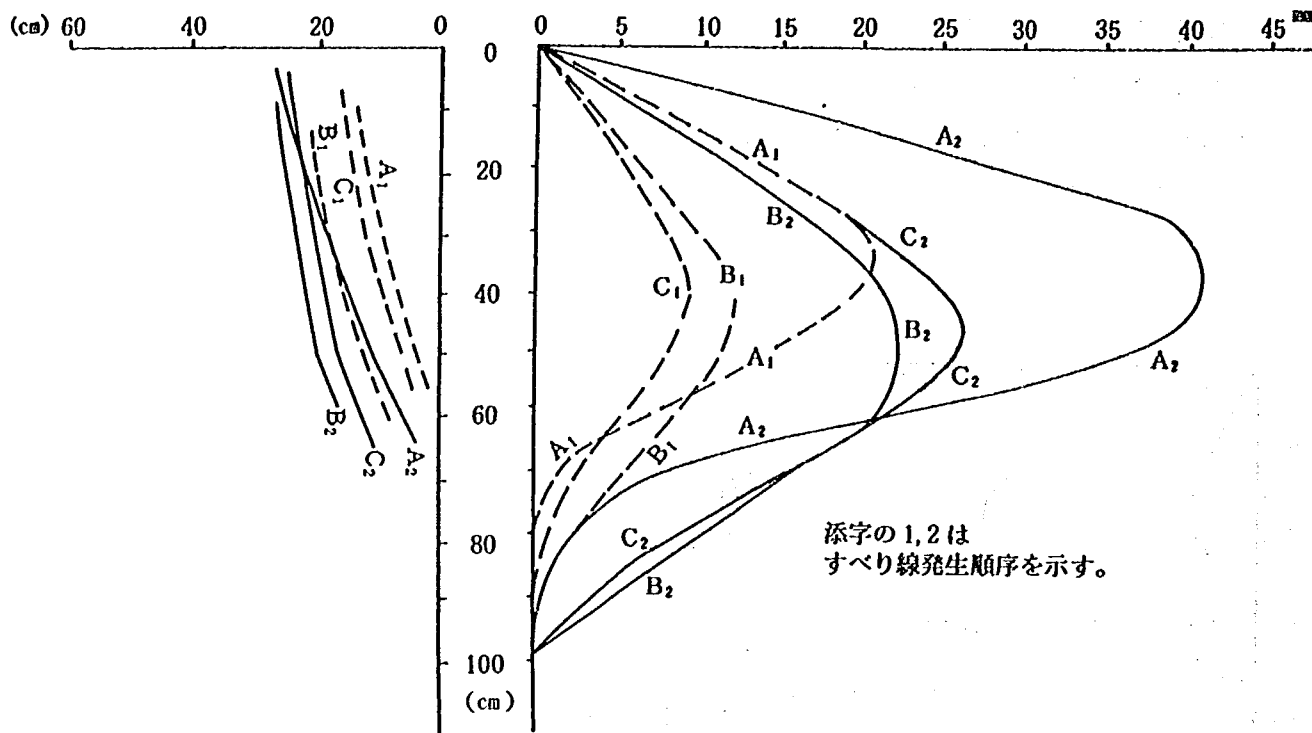


図-1.1.5 すべり形状

図-1.1.6 すべり発生時の矢板変形

以上の様な傾向は、剛性が低い程矢板変形の変形量 $\delta_{\max}$ は大きい、その変形の始まる点（以下不動点という）は浅い位置にある事に関係し、その為すべりを生じるある程度の変形量（面積及び δ ）は、掘削の早い時期に生じすべり線の形状は剛性の高いものより近傍になると思われる。

また、図-1.1.6を見ると、各剛性の矢板は共に第1すべり線が生じてから第2すべり線が生じるまでの変形量の増加の間、明確なすべり線が発生しないことより、明確なすべり線を生じる為には、すべり始点（ここでは不動点）付近のある程度の δ の増加と面積増加が必要と思われる。したがって、この事はある深さを始点とするすべり線はその土質性状により想定され、そのすべり線が発生させる為にはすべり始点付近変形量増加が、ある程度必要であり、かつある程度の変形面積をもつ事が必要であると言いかえる事ができる。

……例えば、図-1.1.5ですべり線のほぼ同一な A_2 、 B_1 は図-1.1.6の変形でみると、不動点は等しいが、変形量 δ には大きな差がある。この事は、すべり線 A_2 または B_1 付近ですべりが発生する為には、矢板変形面積だけではなくすべり始点付近（不動点付近）の変形量増加も必要である事を示している。また、変形面積では $A_2 > B_1$ にて同一形状のすべり線が発生していることからすべり線発生位置には矢板不動点の位置が大きなファクターをもち、変形面積はある一定以上の増加

表-1.1.4 すべり線発生時の掘削深さ

剛 性	すべり線発生掘削深	
	第 1	第 2
A	57	70
C	64	80
B	75	84

があればよいと考えられる。……

(2) 载荷重の大きさによる影響

同一矢板剛性での载荷重変化（载荷位置一定）による違い、

図-1.1.7の様に载荷板（20 cm×20 cm）を矢板から20 cm の位置に置き、荷重Pを4Case（20 kgf, 40 kgf, 60 kgf, 100 kgf）と変化させ実験を行った。よって無载荷を含め5 Case にて検討を行うものとする。

同一掘削時点（60 cm）での矢板変形（図-1.1.8）および地表面沈下（図-1.1.9）に示すように、荷重増加に伴い変形量 δ 、沈下量Sは増加しており影響が現われている。

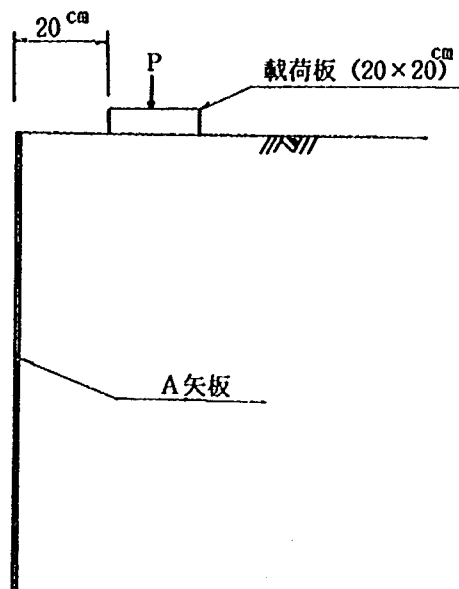
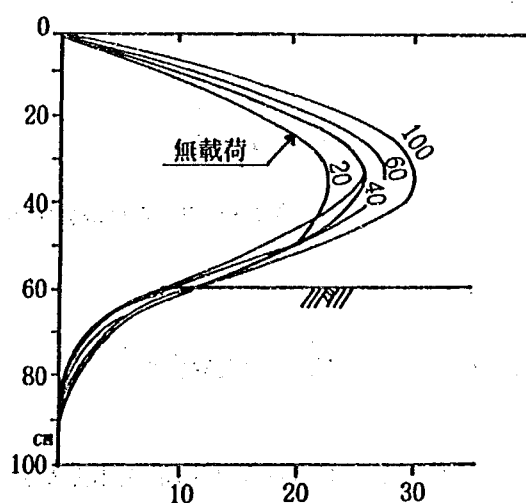


図 - 1. 1. 7



矢板水平たわみ量 δ (mm)

図-1.1.8 矢板変形

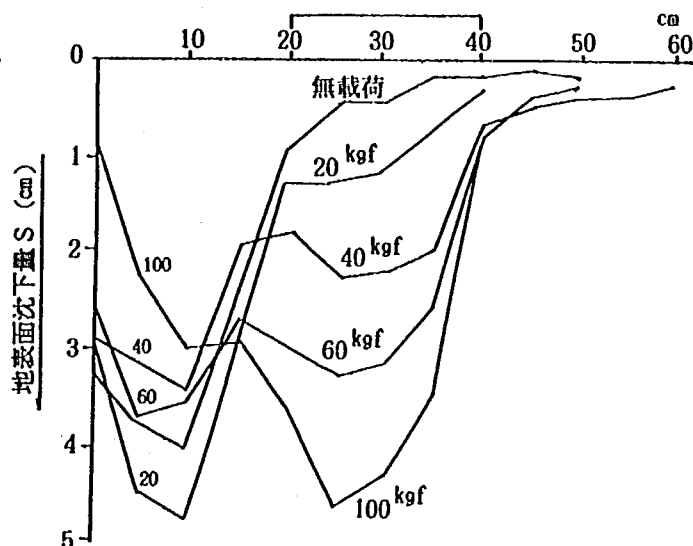


図-1.1.9 地表面沈下

ここですべり線発生時の掘削深さ（表-1.1.5）,その矢板変形（図-1.1.11）およびすべり線形状（図-1.1.10）をみると、以下の傾向にあることが判る。

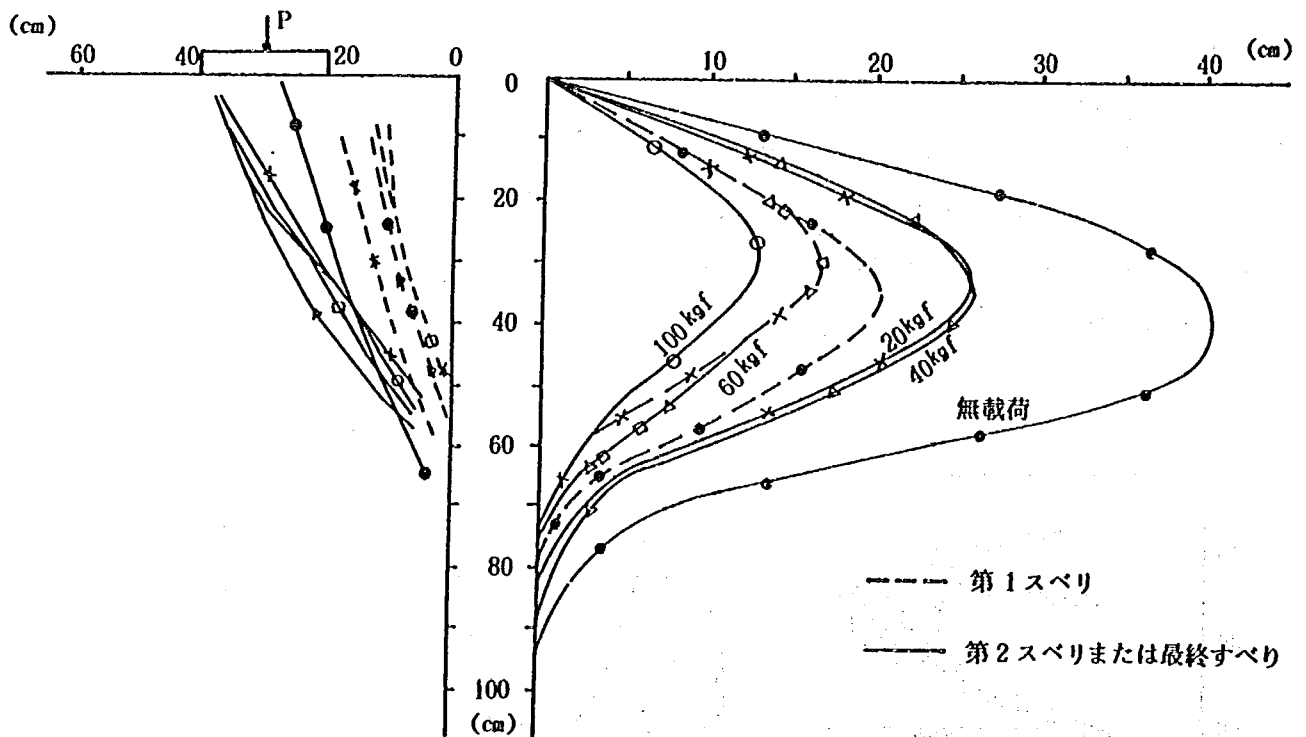
表-1.1.5 ……荷重大の方が掘削初期（浅い時期）にてすべり線が発生する。

図-1.1.10 ……すべり線の位置は、第1, 第2すべり線共ほとんど同一付近にて発生する。しかし無载荷と比較すると初期変形の段階にての第1すべり線は、ほぼ等しいが、それ以後の第2すべり線では差が生じ、荷重があるとその载荷端よりのすべり線となりすべり始点は無载荷

よりやや浅い位置となる。

また荷重が大きい（100kgf）と、第1、第2という段階をおいてすべりが生じず、はじめから载荷端を通るすべり線（20～60kgfでは第2すべり線）となる。

図－1.1.11……第1、第2すべり線共に発生時の矢板変形量 δ 、不動点の深さは、荷重大＜荷重小＜無载荷の順となっている。



図－1.1.10 すべり形状図

図－1.1.11 すべり発生時の矢板変形

この事から载荷重により、すべりは促進され、無载荷時における変形量（面積および δ ）以前にてすべり線が発生すること、またその変形量も荷重が大である程、変形の小さい時期にてすべりが発生することが判る。よって矢板の不動点も浅い事からすべり始点は無载荷より浅くなっていると考えられる。

しかし、そのすべり形状は…矢板剛性による影響…の様な同一形状とはならず、荷重の大きさの他に载荷位置の影響を受けていると思われ、この場合、無载荷のすべり線とは異なり载荷端を通るすべり線が発生している。

（3）载荷位置による影響

各矢板剛性での载荷位置変化（载荷重一定）による

表－1.1.5 すべり線発生時の掘削深さ

荷 重	すべり線発生掘削深さ		備 考
	第 1	第 2	
無 載 荷	57cm	70cm	●
20kgf	52	60	×
40kgf	55	60	△
60kgf	48	50	□
100kgf	50	—	○

違い。

図-1.1.12の様に一定荷重 ($P=40\text{kgf}$)を載荷し、その載荷位置を20cmづつ移動させ各剛性の矢板A, B, Cにて実験を行った。ここで載荷位置は載荷巾20cmをBで表わし0~20cmの場合0B, 20~40cmの場合1Bと呼ぶものとする。

同一掘削時点(60cm)での矢板変形は、図-1.1.13(A, B, C)に示す様に無載荷より、変形量 δ は増加する。しかしその差はそれほど大きくはない。また、剛性が低い程遠い載荷位置にでも影響を受けていると思われるが、3B程度となると影響は判別出来ない。

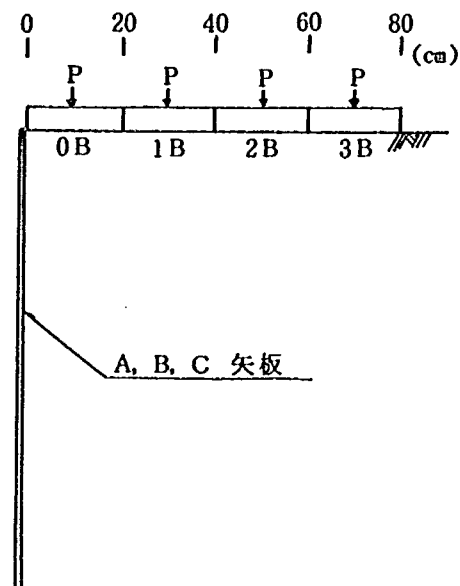


図 - 1. 1. 12

図-1.1.13 (A)

(A矢板)

(但し0Bは50cm掘削時)

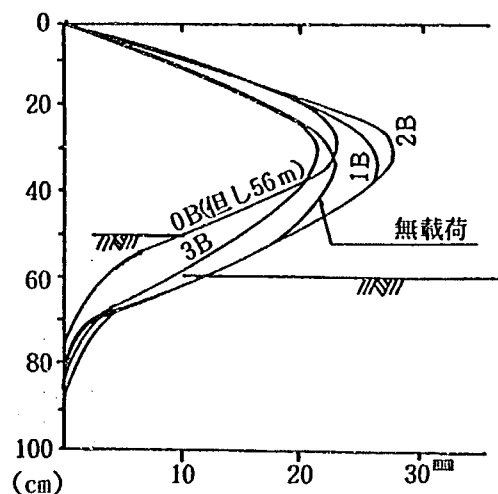


図-1.1.13 (B)

(B矢板)

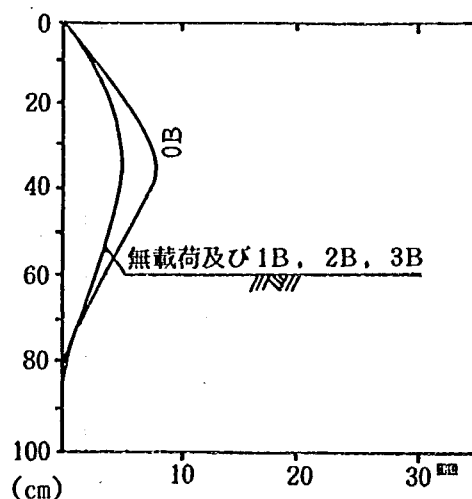
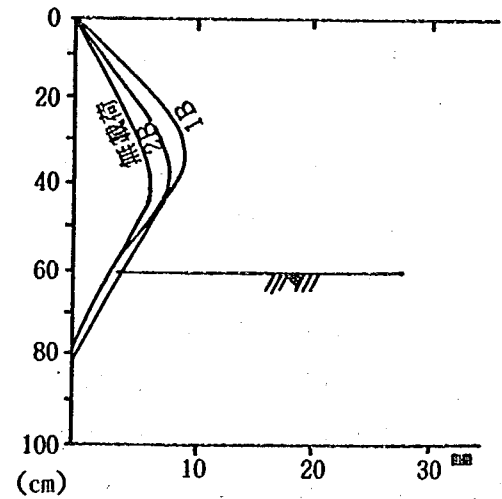


図-1.1.13 (C)
(C矢板)



同一掘削時点 (60cm) での地表面沈下量は、図-1.1.14 (A, B, C) に示す様に無載荷と較べ矢板に近い 0 B, 1 B については差があり、2 B, 3 B となると、その影響は少ない様である。

図-1.1.14 (A)

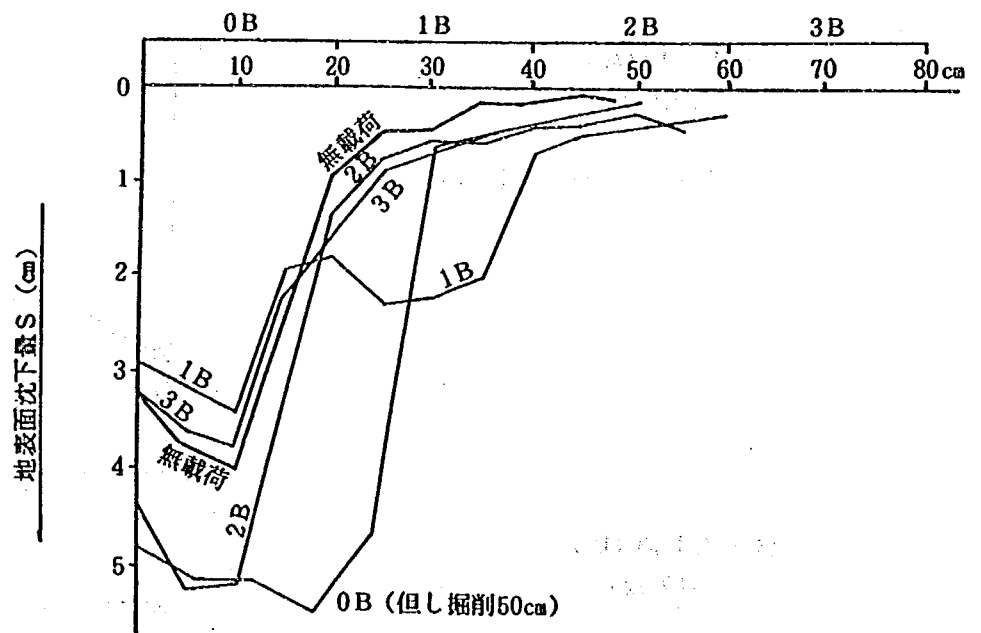
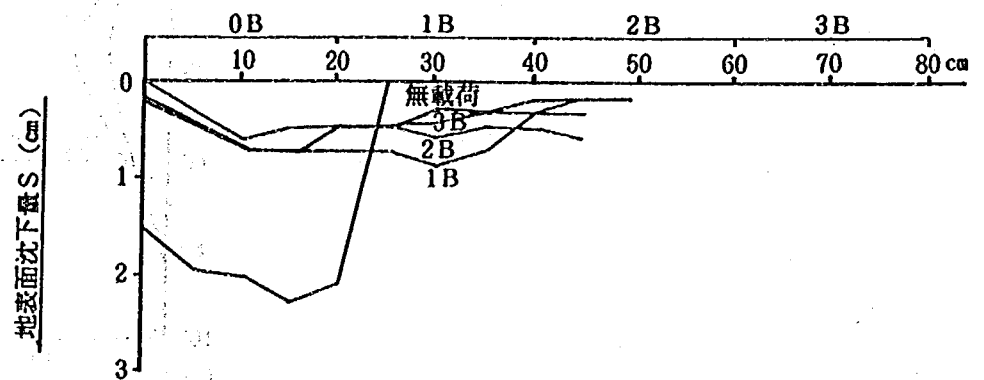
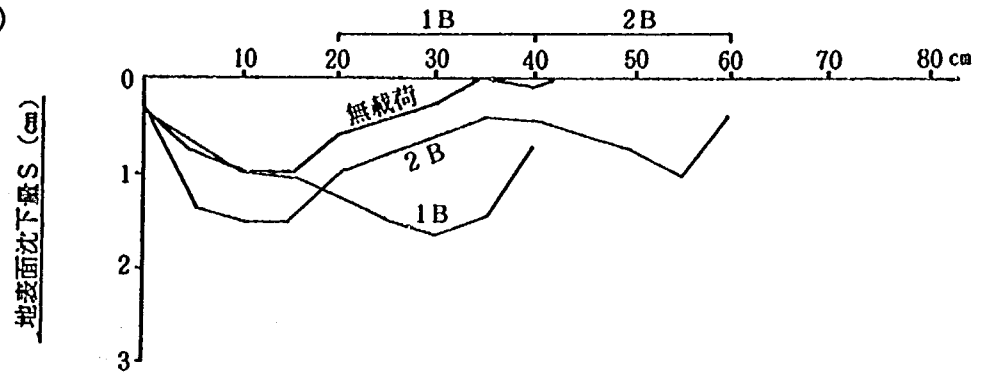


図-1.1.14 (B)



図－1.1.14 (C)



ここですべり線発生時の掘削深さ (表－1.1.6 (A, B, C)), その矢板変形 (図－1.1.15 (A, B, C)) およびそのすべり線形状 (図－1.1.16 (A, B, C)) をみると A, B, C 各剛性共に以下の傾向にある事が判る。

表－1.1.6 …… 載荷位置が矢板に近い程掘削初期にすべりが発生する。また矢板剛性による影響によるすべり線と同様に剛性が低い程掘削初期にすべり線が発生する。

図－1.1.16 …… 無載荷のすべり線と較べると 2 B, 3 B と載荷位置が遠くなるとすべり線の形状は、ほとんど同一となる (第 1, 第 2 共に)。しかし載荷位置の近い 0 B, 1 B …特に 0 B …では第 1, 第 2 すべりという段階においてすべらず、載荷端よりのすべり線となる。これは (2) 載荷重の大きさによる影響の場合と同様である。また、すべり始点の深さは (載荷ナシ = 3 B = 2 B) > 1 B > 0 B の順となり載荷の近い方が浅くなり、かつ剛性が低いものほど浅い位置となる。

図－1.1.15 …… すべり発生時の変形量 δ およびその不動点の深さは $0 B < 1 B < 2 B < 3 B$ = 載荷ナシの傾向にある。また不動点の位置は剛性が高い程深くなる。

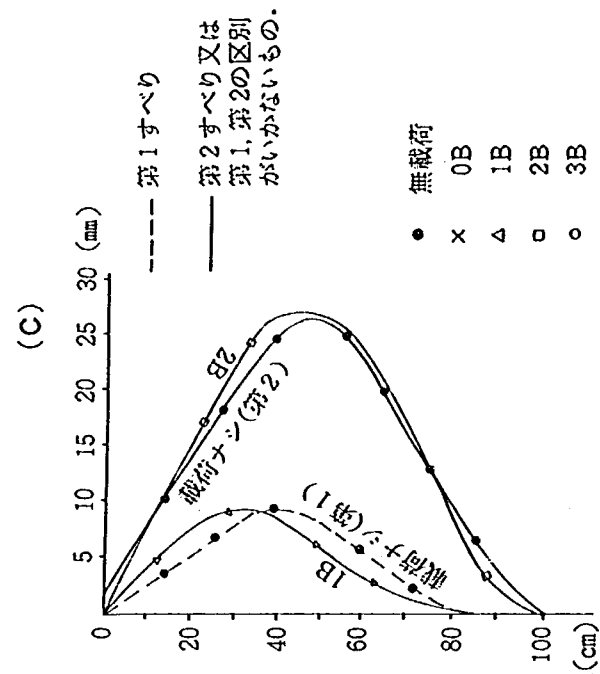
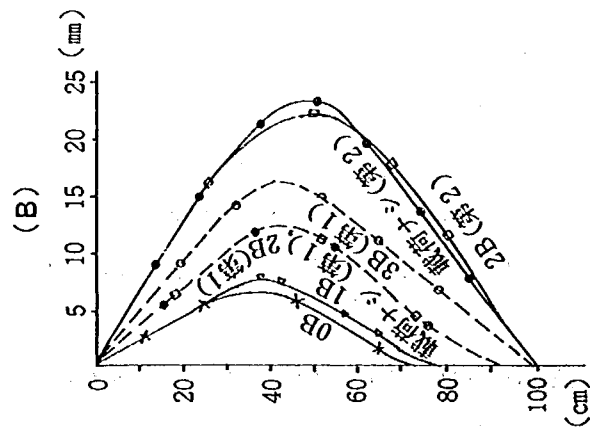
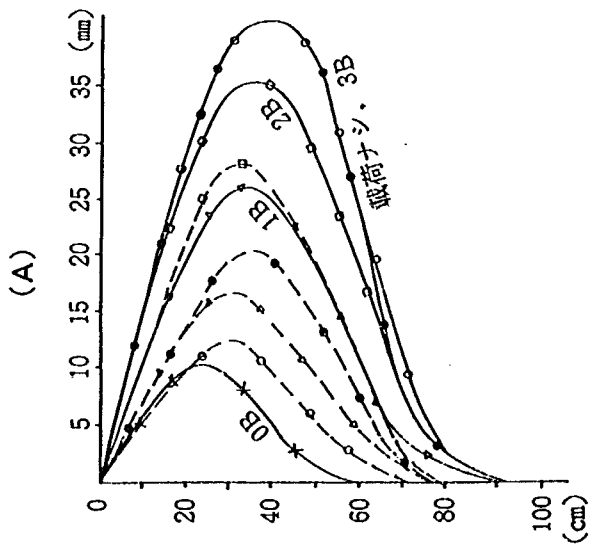


図 - 1. 1. 15

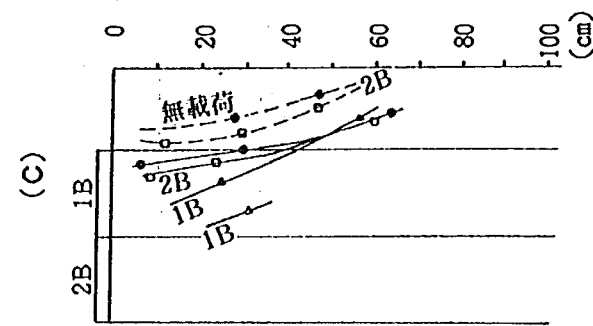
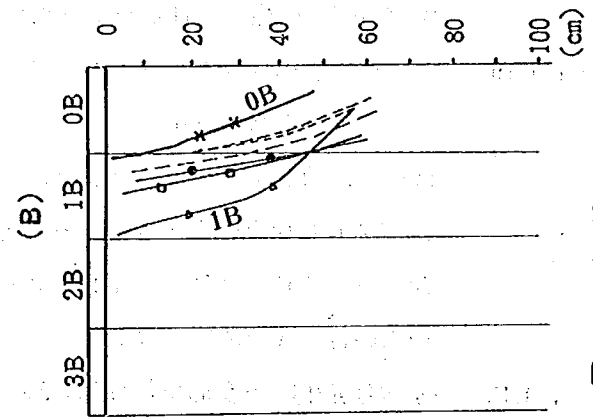
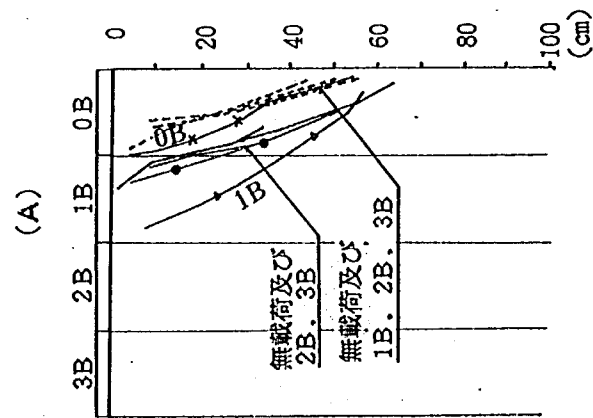


図 - 1. 1. 16

表-1.1.6 すべり線発生時の掘削深さ

載荷 位置	すべり発生掘削深さ						備考
	表－1.1.6 (A)		表－1.1.6 (B)		表－1.1.6 (C)		
	第 1	第 2	第 1	第 2	第 1	第 2	
無 載 荷	57	70	75	84	64	80	●
0B	40	—	54	—			×
1B	55	60	65	—			60
2B	60	65	74	85	61	78	□
3B	48	70	80	—			○

この事より載荷位置により、すべりは影響を受け、ある範囲内にあるものは特にすべりが促進され、そのすべり形状も無載荷とは異なったものとなる。載荷位置については次の様な事が考えられる。

0B～1Bについては、特に載荷位置による影響を受け、その載荷端を通るすべり面が発生し、載荷が矢板に近い程影響が大きく、小さな変形にてすべりが起る為、すべり始点は浅い位置となる。

また、2B～3Bについては無載荷時と矢板変形、すべり形状にほとんど差がなく、載荷位置による影響は判別できない。

1.2 大型実験（基礎特殊実験棟内大ピット使用）

1.2.1 実験概要

実験土槽、地盤材料、実験ケースなどの概要は以下の通りである。

（1）実験土槽

実験は基礎特殊実験棟内大ピット（8.5 m × 7.0 m × 4.0 m）を用いピット内を図－1.2.1の様に仕切版（20cm）により分割し、剛性の異なるA、B矢板を建込んだ。

A矢板は直線矢板（YSP-FA）、B矢板はA矢板の継手を片側切断し2枚を突き合せ溶接により1枚としたものである。各A、Bの矢板剛性は表の通りである。

壁面には摩擦軽減の為、テフロンシートを貼り付けた。地盤は砂を一定の高さから自由落下させて造成し、その後に水槽より水位を地表面より30 cmまで飽和させ、確認は地盤中に入れた塩ビ管により行った。

矢板剛性	断面二次モーメント (cm ⁴)
A 矢板	159 cm ⁴ (一枚当り)
B 矢板	175 (")

土槽内には表－1.2.1に示す計測器を取りつけ、矢板・地盤構造物の挙動を調べた。

ここでリン青銅板は巾4 cm × 長さ4 m × 厚さ1 mm で巾1 cm × 長さ10 cm のゲージを連続的に貼りつけたものであり、そのひずみよりすべり線位置を求めようとするものである。また標線は標準砂を巾50 cm 厚さ5 mm 程度に水平に引いたもので、実験後、水位を下げ掘削してその地盤内変位を観察し、すべり線位置を確認する為のものである。

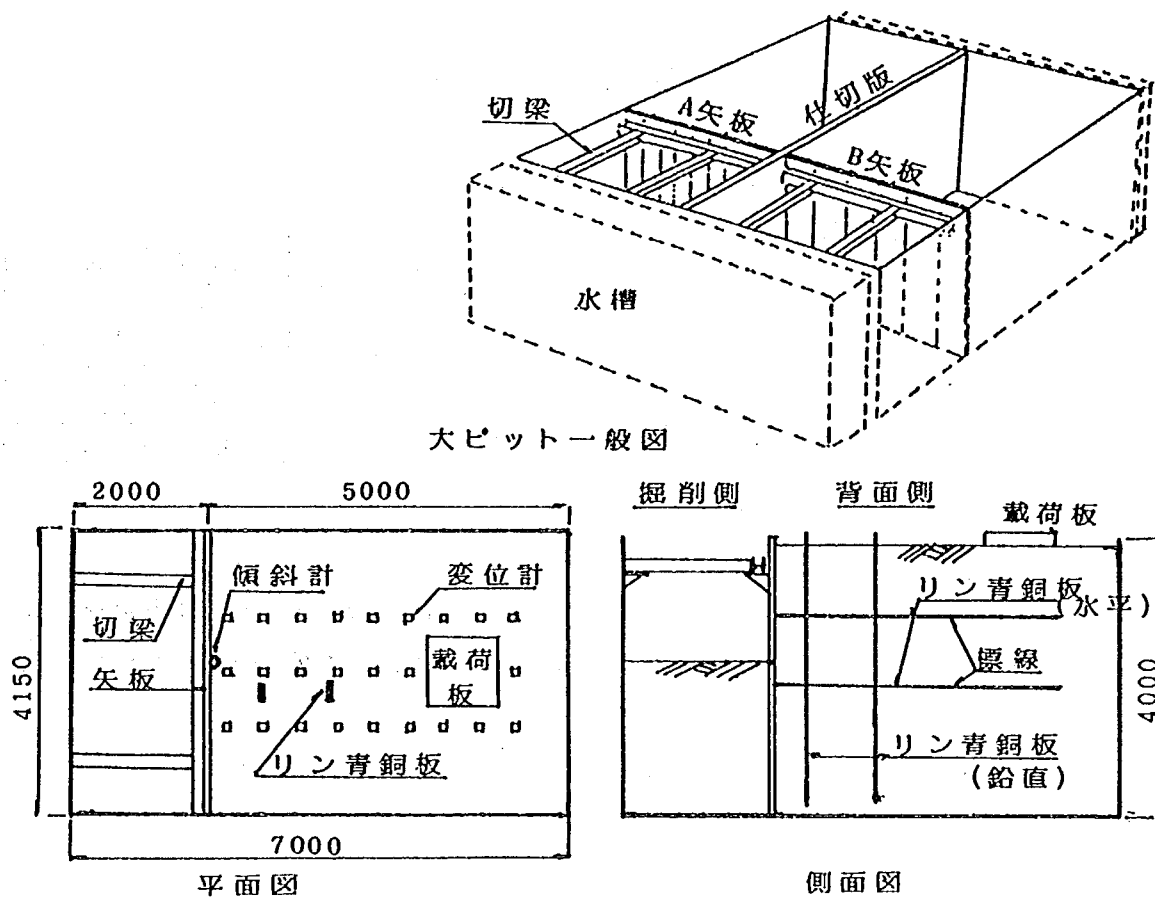


図-1.2.1 大ピット一般図

表-1.2.1 計測項目及び使用計測器

計測項目	使用計測器
矢板の挙動	矢板・切梁ひずみ計, 土圧計 間ゲキ水圧計, 傾斜計
地盤の挙動	地中変位計, 地表面クラック 地中変位板 (リン青銅) すべり線観察用標線 (標準砂)
構造物の挙動	荷重計, 変位計

(2) 地盤材料

鬼怒川産の洗い砂を使用した。土質定数は表－1.2.2の通りである。

(3) 実験ケース

実験は、矢板剛性 (A, B), 载荷位置変化に着目し、他に载荷重変化、水位の有無、切梁効果を考えて行った。

しかし水位無しの場合では、矢板たわみがほとんど生じず地盤内変位が現われなかった (原因としては砂が飽和でなく湿潤となり、見かけの粘着力の効果により土圧が効かなかった為と考えられる) ことにより省略し、また切梁効果を考えたケースでは2段切梁設置状況に多少ミスがあった為これも省略し表－1.2.3のケースにてすべり線に関する検討を行う。

ここで载荷板形状による比較とは、標準の载荷板を1.0 m×1.0 mとしケース19では72 cm×144 cm, ケース20では144 cm×72 cm としたものである。

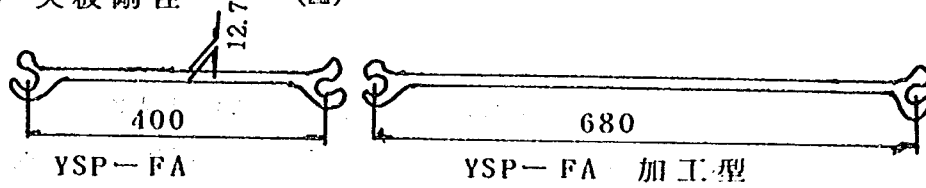
表－1.2.2 土質定数

測定項目	土質定数
内部摩擦角 (三軸)	$\phi = 35^\circ$
粘着力	$c = 0$
単位重量 (湿潤)	$\gamma = 1.48 \text{ g/cm}^3$
比重	$G = 2.76$
相対密度	$D_r = 67\%$

表－1.2.3 すべり線に関する検討ケース

実験の分類	剛性	ケース	载荷位置 矢板からの離れ	载荷重
剛性及び 载荷位置 による 比較	A	1	—	2.5 t
		2	0 (約0.5)	
		3	1.0 m	
		4	2.0	
		5	3.0	
	B	6	—	2.5 t
		7	0 (約0.5)	
		8	1.0 m	
		9	2.0	
		10	3.0	
载荷重比較	A	12	1.0	5.0 t
载荷板形状 による比較	B	19	1.0	2.5 t
		20	1.0	2.5 t

1) 矢板剛性 (mm)



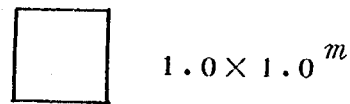
2) 載荷位置

0 ^m	:	0B	ケース 2, 7
1	:	1B	" 3, 8, 12, 19, 20
2	:	2B	" 4, 9
3	:	3B	" 5, 10

矢板からの離れは 0B~3B にて表わす

3) 載荷板形状

ケース 1~12 :



1.0 × 1.0 ^m

ケース 19 :



0.72 × 1.44 ^m

ケース 20 :



1.44 × 0.72 ^m

1.2.2 実験結果

各ケースにおける地盤内変位は二次元実験と異なり掘削段階毎の動きが観察できない為、下記の(1~4)にて実験結果を整理し各項目にて剛性、載荷の影響を判別する事とする。

(1) 矢板たわみと地盤内変位、およびリン青銅板最大ひずみ位置……図-1.2.2

(2) 地表面クラック発生状況およびクラック発生掘削深さ……図-1.2.3

(3) 地表面沈下と載荷板の鉛直沈下……図-1.2.4, 図-1.2.5

(4) (掘削深さ~矢板変形面積 A_d), (掘削深さ~リン青銅板ひずみ ϵ) の急増掘削区間……表-1.

2.4, 表-1.2.5, 表-1.2.6

また以上の各項目別の結果をまとめ剛性、載荷による影響を全体として考える。

項目別の実験結果のうち剛性による違い、載荷位置による違い、載荷重による違いを主な着目点とするが、比較ケースは以下を示すものとする。

剛性の違い ; ①-⑥, ②-⑦, ③-⑧, ④-⑨, ⑤-⑩

載荷位置の違い ; ①-②-③-④-⑤, ⑥-⑦-⑧-⑨-⑩

載荷重の違い ; ①-③-⑫

載荷板形状の違い；⑧-⑬-⑭

・各項目別の実験結果

(1) 矢板たわみと地盤内変位およびリン青銅板最大ひずみ位置……図-1.2.2

- ・ 矢板たわみ……各ケース共、上下端を支点とした弓形の変形となり掘削による不動点の移動は明確ではなく、掘削初期より矢板下端付近に位置すると考えられる。

イ) 剛性による違い ; 矢板最大変形量 δ_{max} はA矢板 (2~3 cm), B矢板 (3~4 cm) と剛性の差は出ているが、その値は小さい。

ロ) 載荷位置による違い ; 無載荷よりたわみ量が大きくなるが載荷位置による影響としては判別しがたい。

ハ) 載荷重による違い ; たわみ量は無載荷、載荷 (2.5 t), 載荷 (5.0 t) …⑬>⑧>⑭ …の順となり影響はでている。

ニ) 載荷板形状による違い; 矢板に平行な⑭の変形量が大きくなっている。

- ・ 地盤内変位……実験終了後に標線を観測する為3.5 m掘削時のみの結果であり、また観測は水位を下げた後、水系をはり行ったものである。

イ) 剛性による違い ; 剛性の小さいB矢板の沈下量が多いが、その沈下範囲は、A,B共差がない。

ロ) 載荷位置による違い ; 地表面-1 mの標線では0 B, 1 B, 2 Bが載荷端より沈下が大きくなる(特に0 Bでは顕著)。3 Bでは影響が見られない。ただし2 Bでは矢板付近、載荷板付近と大きく2回の沈下が見られ地表面-2 mの標線との差が大きい。

ハ) 載荷重による違い ; 沈下量の大小としては判別出来るが、その沈下範囲は共に載荷端付近であり差はない。ただし無載荷より沈下範囲は広がっている。

ニ) 載荷板形状による違い; 矢板に平行な⑭の沈下量が多く、その載荷端よりの沈下がはっきりとでている。

- ・ リン青銅板ひずみ……各ケース共ひずみ量の大きさがまちまちであり、またひずみ最大位置も巾がある為、剛性、載荷による影響にて比較を行う事が難しい。

ただしひずみ最大位置は各ケース共ほぼ同位置に生じている事が判る。

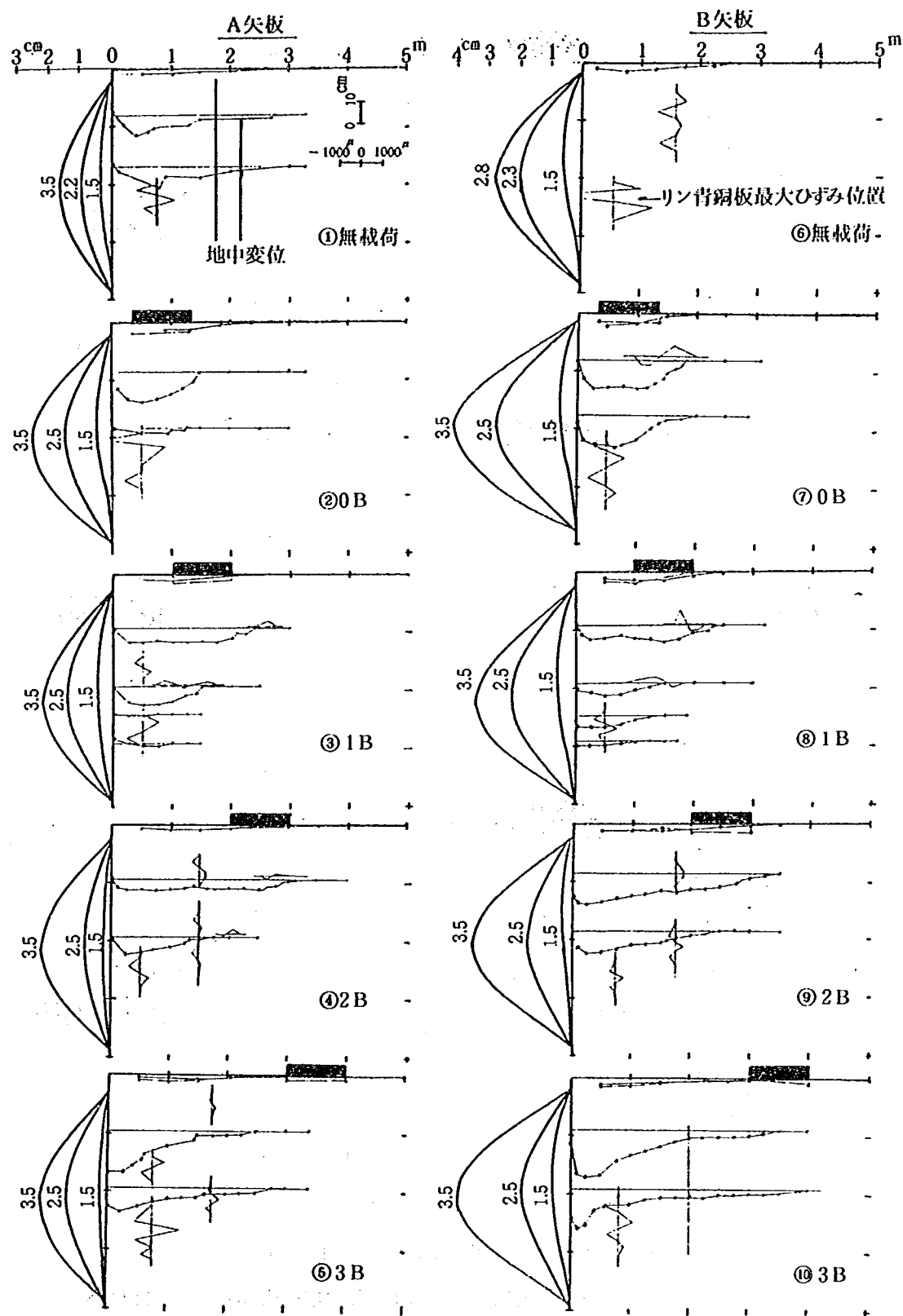


図 - 1. 2. 2

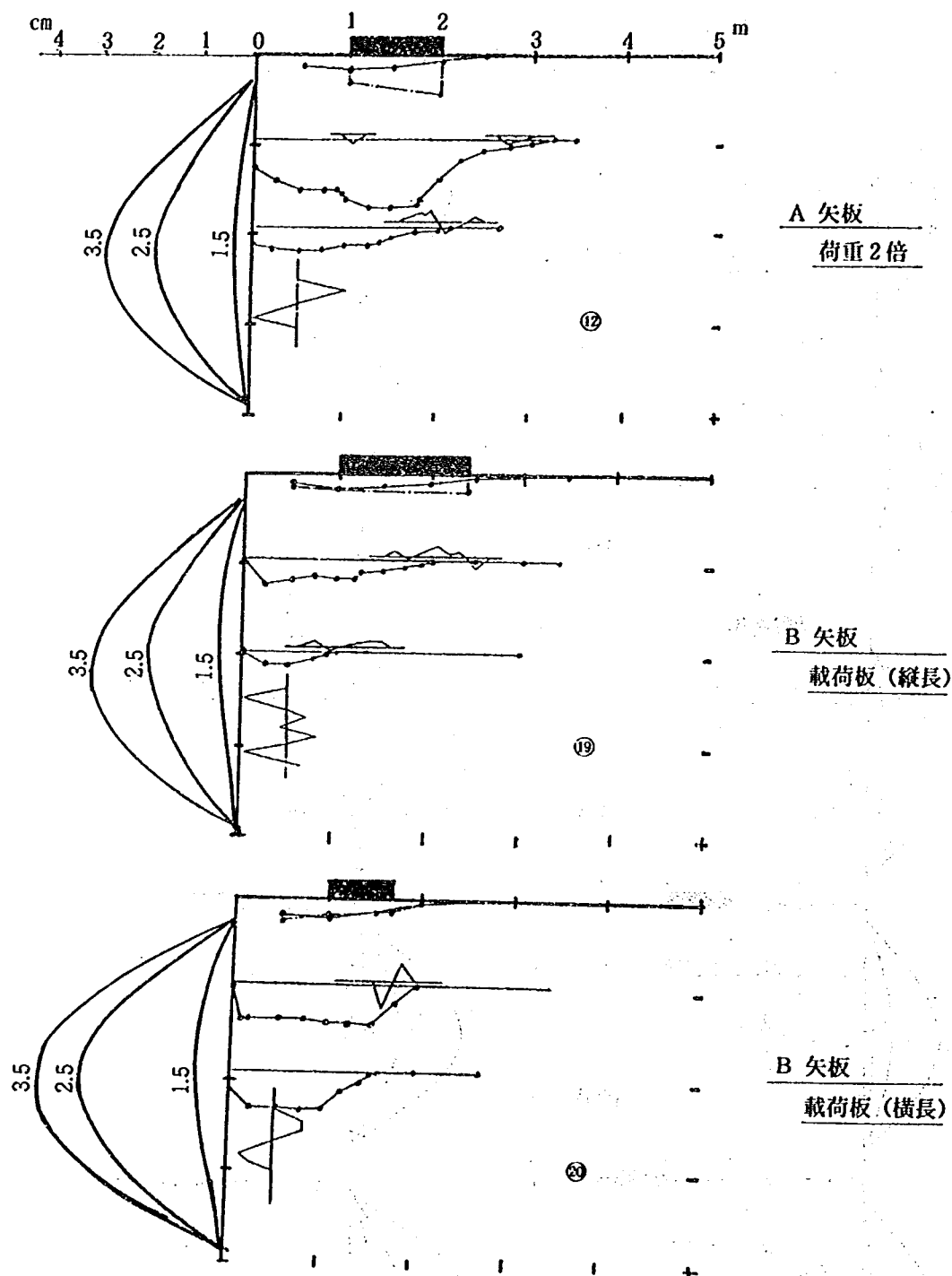


図 - 1. 2. 2

(2) 地表面クラック発生状況およびクラック発生掘削深さ……図- 1. 2. 3

- イ) 剛性による違い ; A, B 矢板共に発生位置, 発生掘削深さに差はない
- ロ) 載荷位置による違い ;
- ・無載荷—矢板から離れ 2.0 m 付近に発生する
 - ・0 B, 1 B, 2 B—載荷端およびその近傍
 - ・3 B—矢板から離れ 2.0 m 付近および載荷板近傍

以上の様に 3 B となると多少 0 B ~ 2 B と異なるがクラック発生位置は各ケース共に 2.0 ~ 3.0 m に集中しその判別は難しい。

ハ) 載荷重による違い ; 差はみられない。

ニ) 載荷板形状による違い ; 矢板に平行な②が矢板に近い位置にてクラックが生じている。

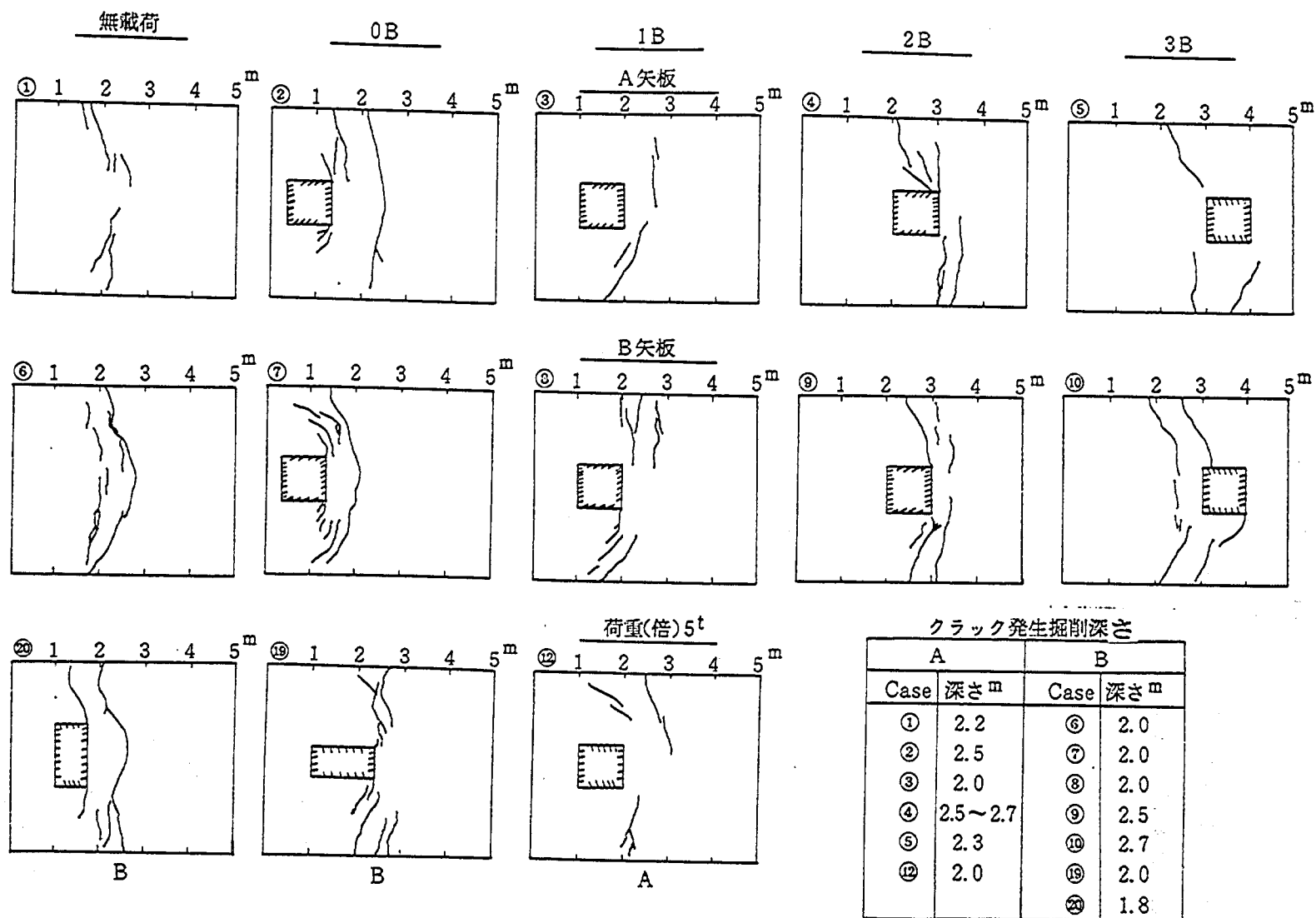


図-1.2.3 地表面クラック発生状況

(3) 地表面沈下と載荷板の鉛直変位……図-1.2.4, 図-1.2.5

地表面沈下は (図-1.2.4 (a) 各ケースの地表面沈下
図-1.2.4 (b) 剛性の違いによる地表面沈下比較
図-1.2.4 (c) 載荷位置による地表面沈下比較) に分けてグラフ化した。

また図-1.2.4 (b) にはクラックの発生位置も合わせ地表面沈下との比較も行っている。

- 地表面沈下……イ) 剛性による違い ; 沈下量の違い (剛性小の方が大)はあるが沈下範囲に差はない。…図-1.2.4 (b) より
 - ロ) 載荷位置による違い ; 無載荷と比べ 0 B, 1 B は沈下量に差があるが, 2 B, 3 B は差がない。
沈下範囲は 0 B, 1 B は無載荷より矢板側 2 B, 3 B は遠方となる。ただし 3 B (⑤, ⑩) は図-1.2.4 (c) から判る様に載荷板の沈下によるものと考えられ無載荷との差はない。図-1.2.4 (c) より
 - ハ) 載荷重による違い ; 沈下量の差はあるが沈下範囲に差はない。
 - ニ) 載荷板形状による違い; 共に載荷端よりの沈下となっているが, 沈下量は⑩が大きい。
- 載荷板の鉛直変位……沈下測定が最終掘削まで出来なかったケース (②, ③, ⑦, ⑨, ⑫), また載荷時に大きな沈下を起こしたケース (⑤, ⑩) があり, 判別は難しいが傾向として次の事が言える。
 - イ) 剛性による違い ; 差はない
 - ロ) 載荷位置による違い ; 0 B, 1 B は沈下が大きい
- 地表面沈下……地表面クラックの位置と地表面沈下の大きな部分はかならずしも一致していない。
とクラック

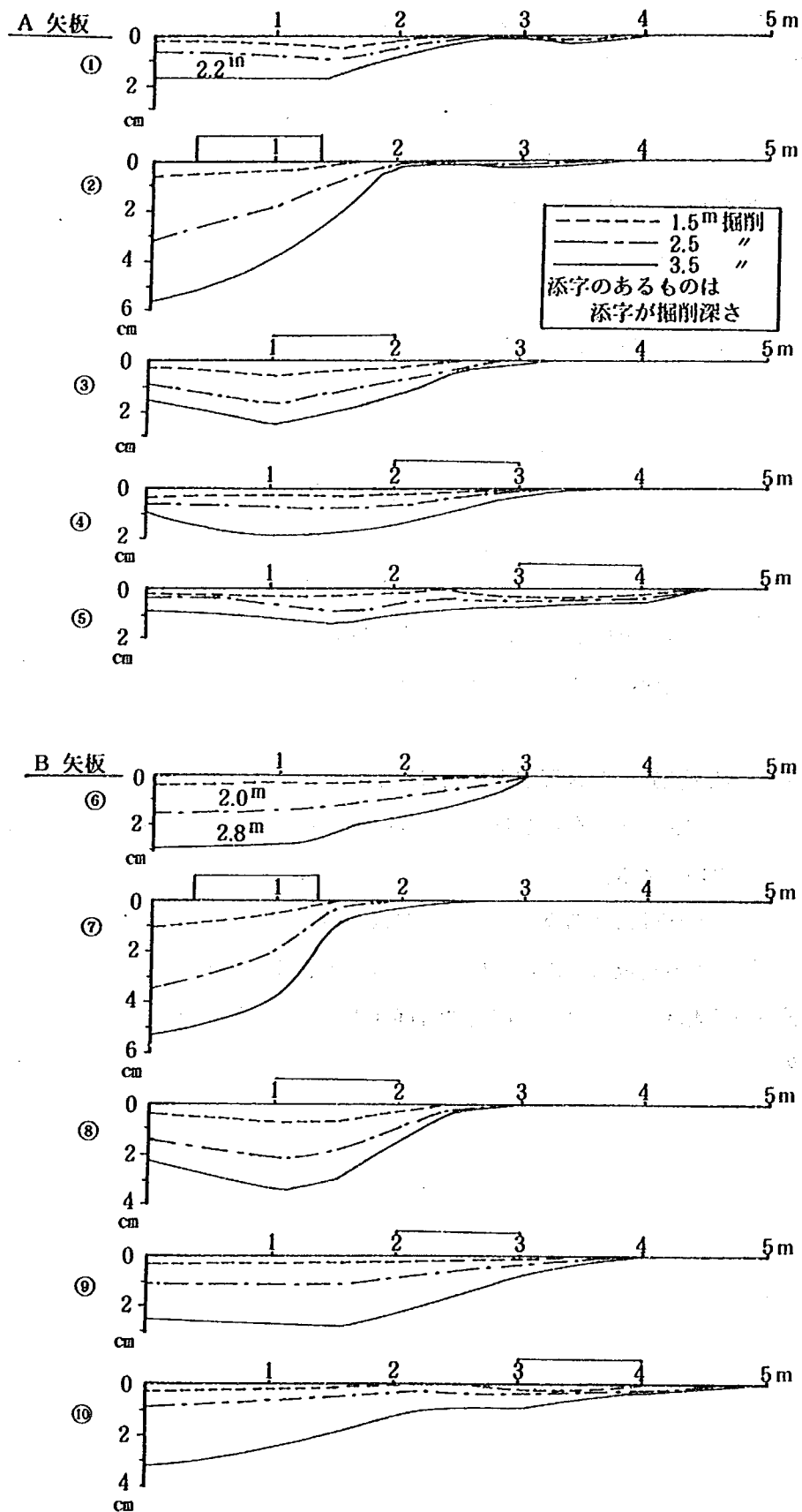


図-1.2.4 (a) 地表面沈下 (A, C測線の平均値)

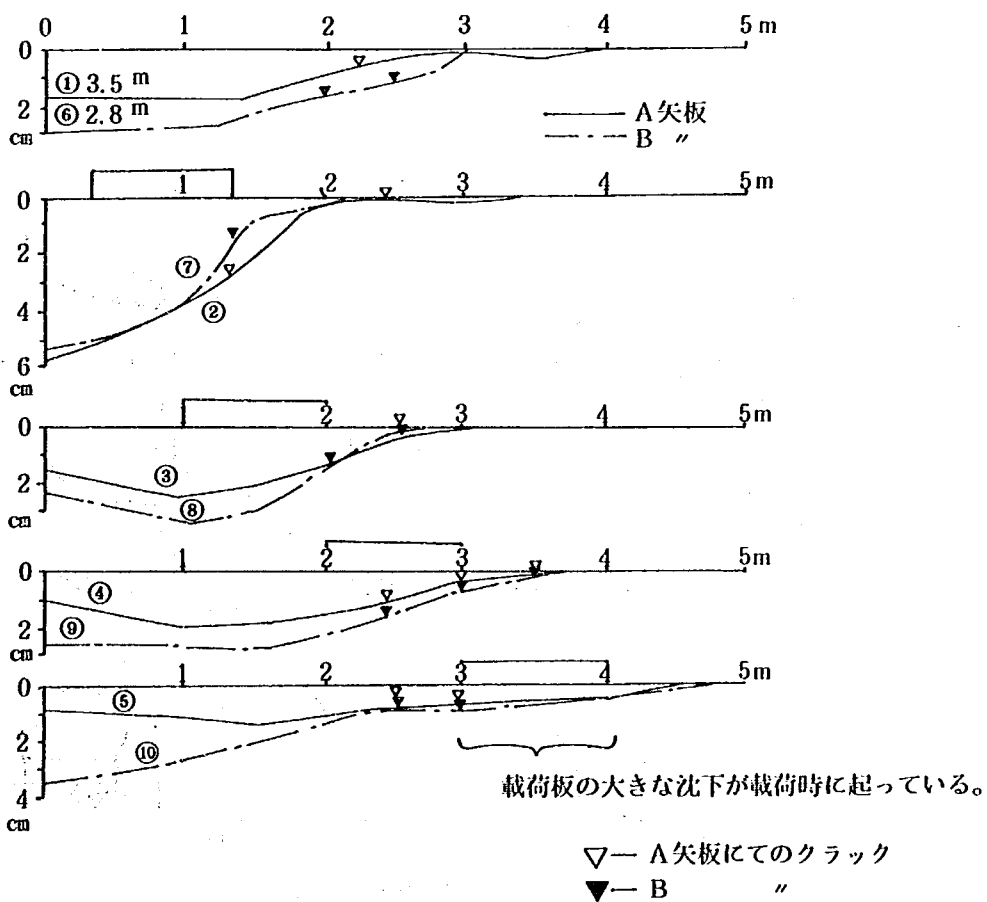
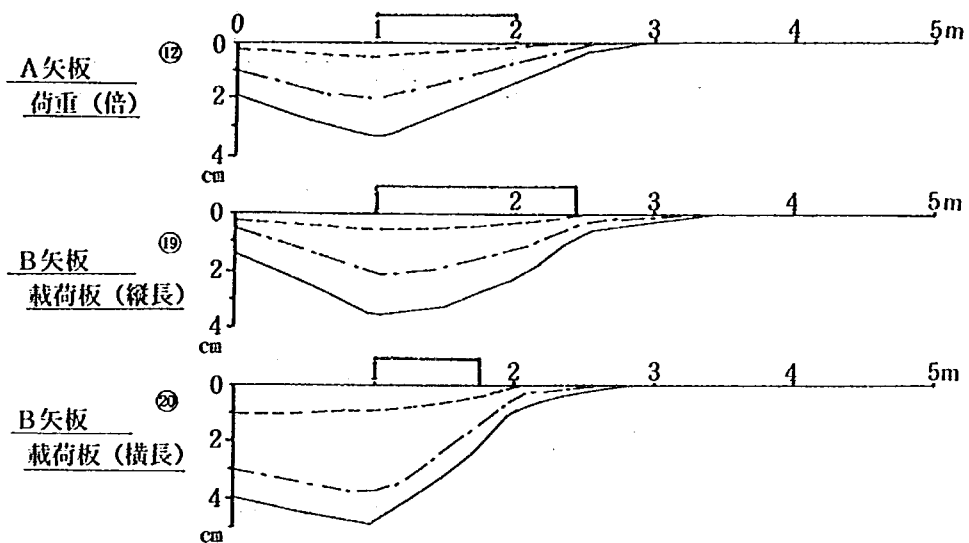
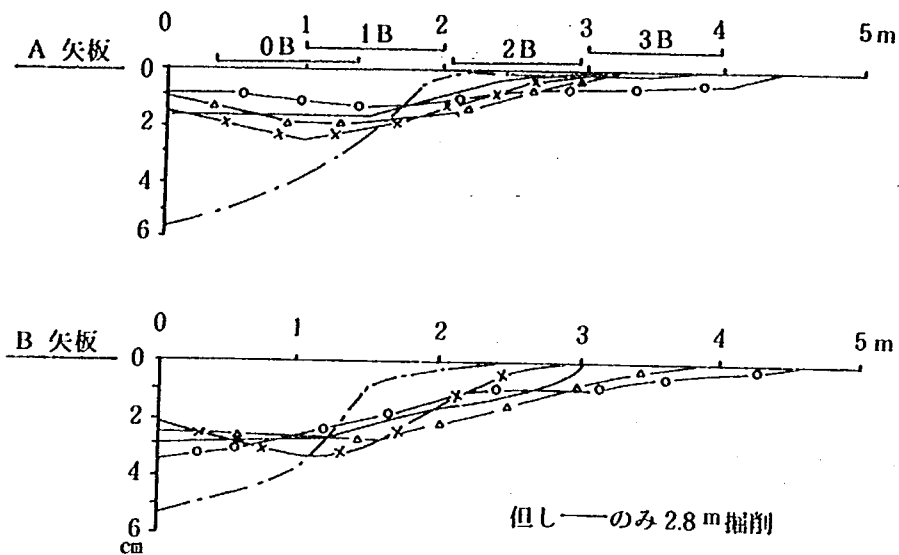


図-1.2.4 (b) 矢板剛性A, Bの比較 (掘削3.5 m) および地表面クラック



		A	B
——	無 載 荷	①	⑥
-----	載 荷 位 置 (約 0.5~1.5) 0B	②	⑦
-x-x-	・ (1.0~2.0) 1B	③	⑧
-△-△-	・ (2.0~3.0) 2B	④	⑨
-○-○-	・ (3.0~4.0) 3B	⑤	⑩

図-1.2.4 (c) 載荷位置による比較 (掘削 3.5 m)

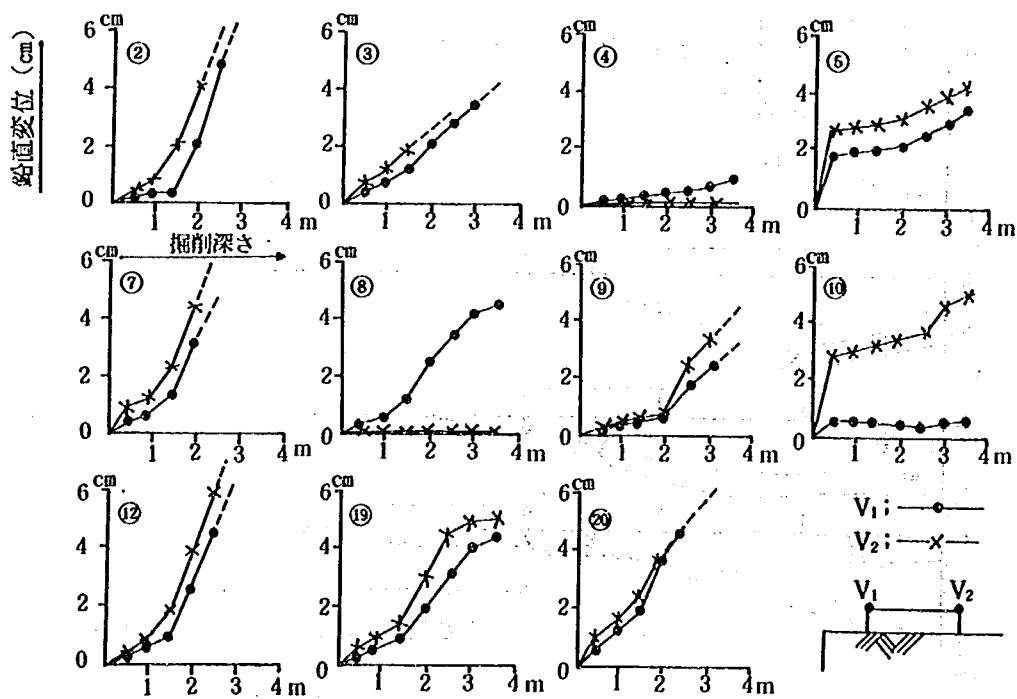


図-1.2.5 載荷板の鉛直変化

(4) (掘削深さ～矢板変形面積 A_d), (掘削深さ～リン青銅板ひずみ〔最大ひずみ位置〕)

表－1.2.4；各掘削毎の矢板変形面積 A_d をプランメータにて計測した値を表にしたものである。

表－1.2.5；鉛直リン青銅板の最大ひずみを示した位置のひずみ量を各掘削毎に表にしたものである。

表－1.2.4，1.2.5の各掘削段階にての値の差より面積，ひずみが急増または最大増加した区間を求めると表中の□でかこんだ区間となる。これをまとめると表－1.2.6の様になり面積急増区間とひずみ急増区間はほぼ一致する事が判る。よってリン青銅板ひずみ急増区間を地盤の移動位置と考えてもよいと考えられる。

表－1.2.6

		矢板面積急増掘削深さ		リン青銅板ひずみ		クラック
		急増	最大	急増	最大	
A 矢板	1		1.8～2.2		1.8～2.2	2.2
	2	2.0～2.5	3.0～3.5	2.0～2.5	3.0～3.5	2.5
	3		2.5～3.0		2.5～3.0	2.0
	4		3.0～3.5		3.0～3.5	2.5～2.7
	5		2.0～2.5		2.0～2.5	2.3
B 矢板	6		2.0～2.3		2.0～2.3	2.0
	7		2.0～2.5		2.0～2.5	2.0
	8		1.5～2.0		1.5～2.0	2.0
	9	2.0～2.5	3.0～3.5		3.0～3.5	2.5
	10		2.5～3.0		2.5～3.0	2.7
A	12		2.0～2.5		2.0～2.5	2.0
B	19	1.5～2.0	2.5～3.0		2.5～3.0	2.0
	20		2.0～2.5		2.0～2.5	1.8

参考にクラック発生掘削深さとの比較を行うとクラックの方が浅い掘削にて生じることが判る。これからいつすべり線が発生しかたを判断することは難しく(2～3 m掘削とは思われる)，またクラック位置がすべり線と一致すると判断することも出来ない。

表-1.2.4 掘削深さ～矢板変形面積 Ad (cm^2)

		掘削深さ (m)						
		0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
A 矢板	1	-41	-11	(1.8m) 101	(2.2m) 328		511	589
	2	15	46	145	285	510	625	900
	3	24	60	134	311	425	683	758
	4	—	25	75	181	270	385	775
	5	—	16	75	220	453	634	765
B 矢板	6			161	441	(2.3m) 663	(2.8m) 929	
	7	—	43	174	470	888	1169	1389
	8	—	38	195	551	714	909	1108
	9	—	14	86	156	484	714	1131
	10	34	74	168	310	530	1074	1276
A	12	16	64	125	315	668	893	1035
B	19	9	34	144	388	633	910	1050
	20	48	101	229	546	1086	1286	1449

表-1.2.5 掘削深さ～リン青銅板ひずみ (最大ひずみ位置での変化) ($\times 10^{-6}$)

		掘削深さ (m)						
		0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5
A 矢板	1	85	59	(1.8m) 303	(2.2m) 511		715	890
	2	27	67	167	351	730	950	1490
	3	26	61	120	273	413	589	666
	4	16	35	66	127	185	255	481
	5	14	33	74	243	665	933	1089
B 矢板	6			45	650	(2.3m) 1954	(2.8m) 2720	
	7	26	52	130	295	576	692	756
	8	12	29	101	332	462	478	532
	9	-10	-5	18	36	109	194	363
	10	5	11	34	81	159	480	592
A	12	15	51	114	343	760	1036	1274
B	19	36	100	222	510	762	1089	1252
	20	56	86	159	355	624	749	831

□ は面積, ひずみ増加の最大区間, 同一 Case に 2 つあるものは増加が急激な区間および増加最大区間を示す。

(5) 各項目(1)～(4)の整理

各項目別の実験結果をまとめると次の様になる。

イ) 剛性による違いは、矢板変形量、地表面沈下量、地中変位量の大小にみられ剛性の小さいB矢板が共に大きくなるが地盤の移動範囲には影響はみられない。

ロ) 載荷位置による違いは、矢板に近い0B, 1Bで沈下量が大きく、沈下範囲もはっきりしており影響がみられる。また3Bは無載荷と同様であり影響はないと思われる。2Bは0B, 1Bと3Bの中間的な傾向を示し影響の判定が難しい。

ハ) 載荷重による違いの比較として載荷位置1Bのみ、荷重変化(2.5t, 5.0t)の2種であるがその沈下範囲の違いは見られない。

ニ) 載荷板形状による違いは矢板に平行な㊟の影響が大であるが、単に形状の違いによる影響であるのか、載荷位置の違いによるものかの判別がしがしがたい。(荷重の重心位置として考えた場合、矢板よりの離れは㊟で1.36m, ㊠で1.72mと㊟が矢板に近い)。よって載荷板形状による比較は実験方法を再度考える必要がある。

ホ) 上のイ)～ニ)の他に次の事が判る。

- ・地表面クラック位置は、沈下の段差位置とかならずしも一致せず、クラック位置をすべり線位置と決定することは難しい。ただしすべり線がクラック位置またはクラック位置より矢板側と考えることは出来る。
- ・リン青銅板の最大ひずみ発生位置を巾としてとらえれば、矢板面積急増時期とも一致する事から、最大ひずみ発生位置はすべり線近傍と考える事が出来る。
- ・地中変位(標線)の段差部分をすべり線位置と考える事が出来るが、2B, 3Bでは段差が大きくなりすべり線の判断は難しい。
- ・すべり線発生掘削時期は2～3mと考えられるが明確に決定する事は出来ない。

以上の結果を二次元実験の結果を参考として考えると、すべり線は矢板変形と、その変形不動点に左右される事から、今回の大型実験の矢板たわみが掘削初期より下端をピンとした弓形の変形となってしまった為、A, B両矢板で変形の差がなくなり剛性による違い等、差がみられなかったものと考えられる。

ただし載荷位置による違いでは2B付近は判定が難しいが二次元実験と同様、矢板に近い程、載荷端を通るすべりが発生しやすく、3Bと遠くなると影響がなくなることが判る。

1.3 砂地盤におけるすべり線の考察

ここでは 1.1, 1.2 にての各二次元, 大型実験の結果及び若干の考察を基に, 砂地盤での掘削によるすべり線発生状況の傾向を明らかにし, すべり線形状を定性的に把握する事を主目的として考察を行う。

1.3.1 二次元実験, 大型実験のすべり線発生の傾向

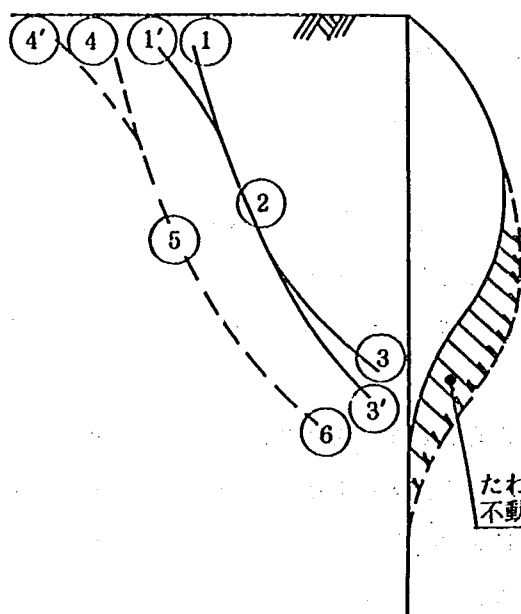
当実験室で実施した砂の小型, 大型実験において, 掘削に伴う背面地盤の移動は次の様な傾向にある事が判る。

イ) 矢板剛性によりすべり線発生時の矢板変形量は異なるがその不動点の位置がほぼ等しく, ある程度の面積変化があれば類似した対数ラセン状のすべり線が生じる。

また掘削の進行による, たわみ面積増加, 不動点の移動によりすべり線は遠方へと移動する。

ロ) 荷重がある場合, すべり線形状は荷重の大きさと荷重位置の2つの関連にて影響を受ける。

イ) についてパターン化すると次の様になる。



・すべり線の進行

① (①') → ② → ③

↓
たわみδ増加

① (①') → ② → ③'

↓
④ (④') → ⑤ → ⑥

↓
以下同様にすべり線が発生

①' ... すべり線以遠の背面地盤の
沈下促進

③' ... 矢板たわみの増加によるす
べり先端付近のすべり線の
促進

図-1.3.1

ロ) についてパターン化すると次の様になる。

a) 矢板近傍に荷重がある場合

ここで矢板近傍の範囲であるが、定量的に定めたものでなく無荷重における、初期のすべり線と地表面の交点をA点とした場合そのA点付近とする。よってA点は矢板剛性等による変形状態に左右される。

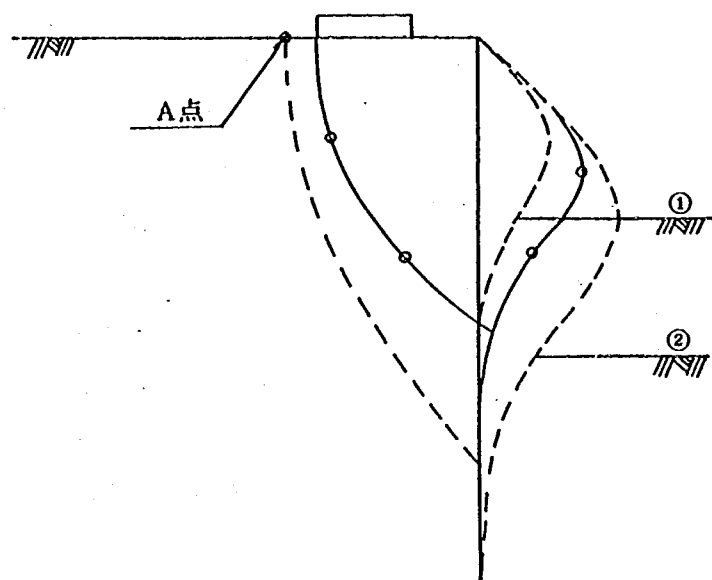


図- 1.3.2

a)-1 荷重がA点より内側

無荷重荷重のすべり（破線）が掘削深さ①、②のうち②にて発生したとすれば荷重がある場合、矢板変形は無荷重より大きくなり、かつ、すべろうとする力も大きくなる事から掘削深さ①にて荷重端を通るすべり（実線）が発生する。

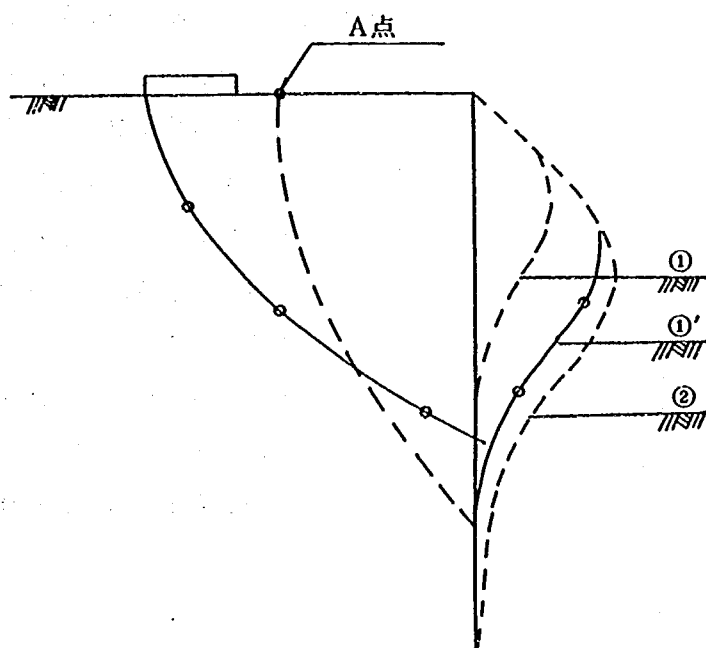


図- 1.3.3

a)-2 荷重がA点より外側

a)-1と同様であるが、a)-1より荷重の影響が掘削の浅い時期（①→①'）となる。ただし共通しているのはa)-1, 2どちらも無荷重時のすべり（破線）は発生せず初期より荷重端からのすべり（実線）が発生する。

b) 荷重位置がある程度離れている場合

荷重位置がある程度離れている場合、掘削初期には無荷重と同様なすべり線が発生し、掘削の進行に伴い荷重の影響が現われる。

よって無荷重時には掘削深さ①、②にてすべり線（破線）が①→②の様に順次発生するが荷重があると初期の①掘削は無荷重と同様であるが掘削の進行により（②掘削以前にて）③の様な荷重端を通るすべり線が発生する。……①→③のすべり線発生順序となる。

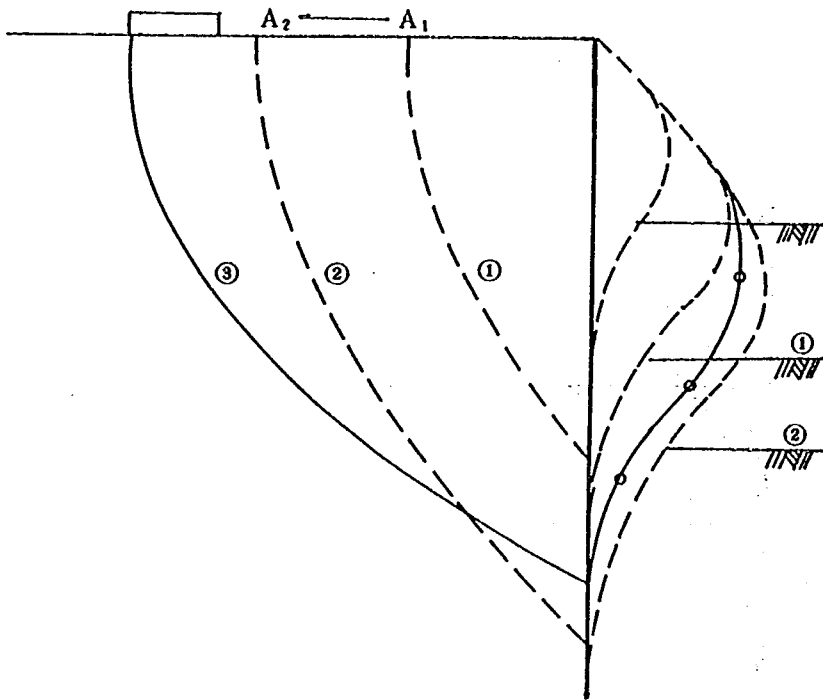


図- 1.3.4

c) 同一荷重位置で荷重が異なる場合

荷重を P_1 , P_2 ($P_1 > P_2$) および無荷重を P_0 とすると荷重によりすべろうとする力が増す為無荷重より小さな変形で、また浅い掘削時にすべり線が発生する。

・以上荷重がある場合 a), b), c) の組合せた影響ですべり線が発生すると思われる。

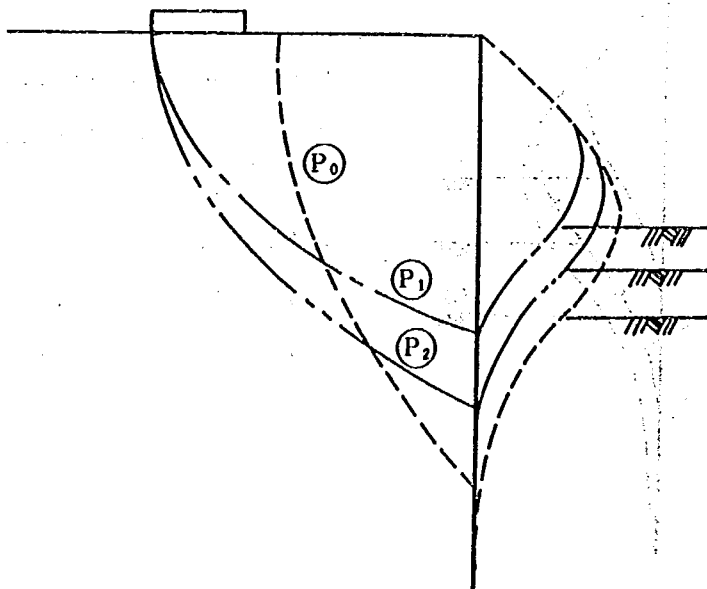


図- 1.3.5

1.3.2 計算によるすべり線の仮定

掘削の支保工、または土留工等の変位は上端が固定で下に行くにつれて変形が大きいものが多い。

このような変形の場合の砂地盤におけるすべり線は図-1.3.6の様な対数ラセン的なものになると言われており、今回の実験もすべり線は直線とはならず対数ラセン的なものとなった。よって、すべり線を対数ラセンと仮定した。

・対数ラセン

図-1.3.7の様に任意の点dよりすべり線を対数ラセンにて仮定すると土塊重量(W_i)、荷重(Q)、土留め工の土圧(P_i)、すべり線に作用する反力(R_i)、粘着力(C)の釣合より土圧 P_i が決まる。

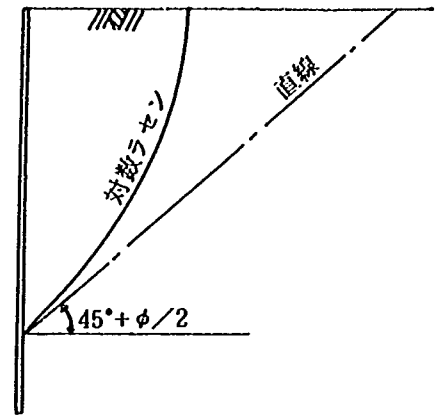


図-1.3.6

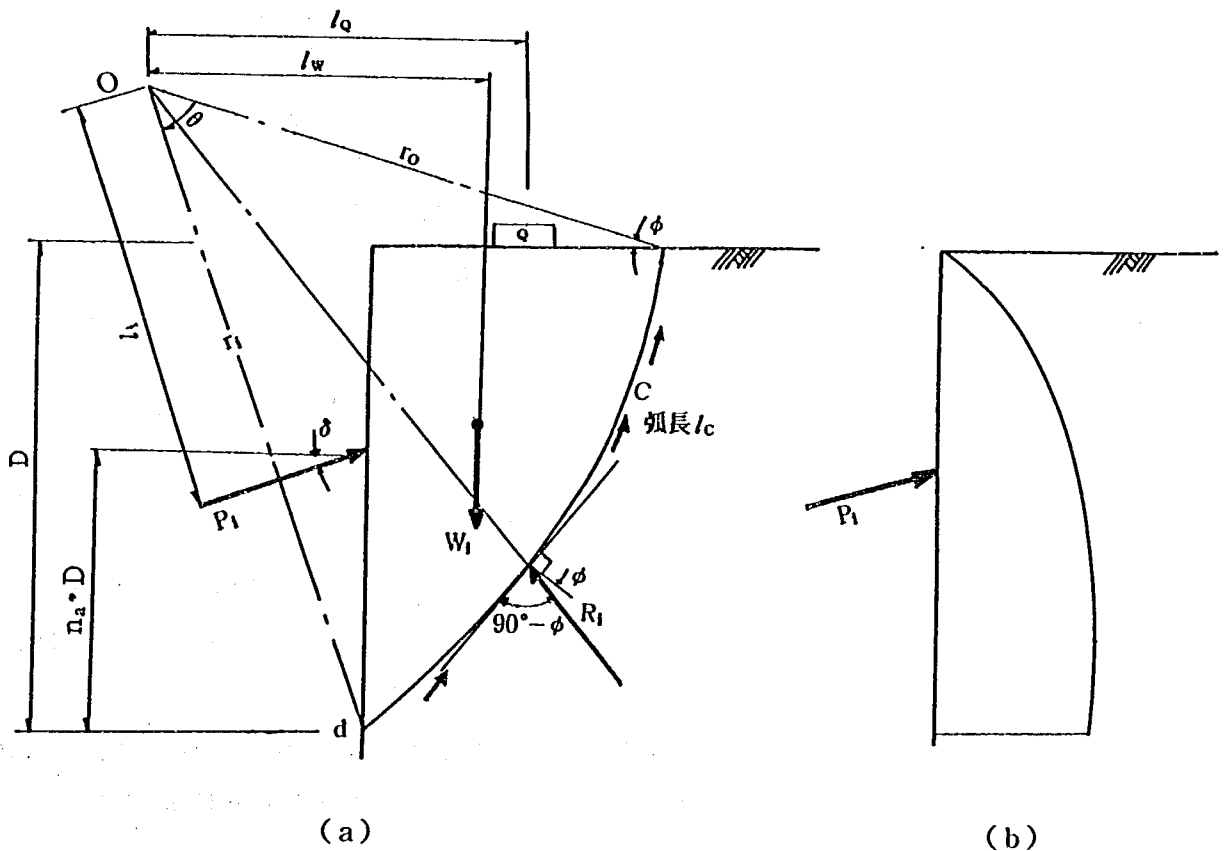


図-1.3.7

土質定数(C , ϕ , γ)、壁面摩擦角(δ)、対数ラセンの初期半径(r_o)、荷重(Q)、地表面よりd点までの距離(D)、土圧(P_i)の作用位置までの距離($n_a \cdot D$)、すべり線に作用する反力(R_i)、土塊重量(W_i)、中心Oからの W_i 、 P_i 、 Q_i までのモーメントアーム(l_w 、 l_i 、 l_a)とすると対数ラセンの性質より R_i は中心Oを通る事から消去でき、モーメントの釣合より P_i は次式となる。

$$P_i \cdot l_i + C \cdot l_c = W_i \cdot l_w + Q_i \cdot l_q, \quad r_i = r_o \cdot e^{\theta \tan \phi}$$

$$\therefore P_i = \frac{1}{l_i} \left\{ W_i \cdot l_w + Q_i \cdot l_q - \frac{C}{2 \tan \phi} (r_i^2 - r_o^2) \right\}$$

また d 点を固定し、対数ラセン初期半径 r_o を変化させる事により任意の対数ラセンが求まる。この時土圧 P_i の軌跡が極値 P_{max} を持つ事からこの P_{max} となる対数ラセンを d 点におけるすべり線と仮定する。

任意の対数ラセンと土圧 P_i の軌跡をモデル化し図- 1.3.8 に示す载荷重により P_{max} の位置が移動する事が判る。

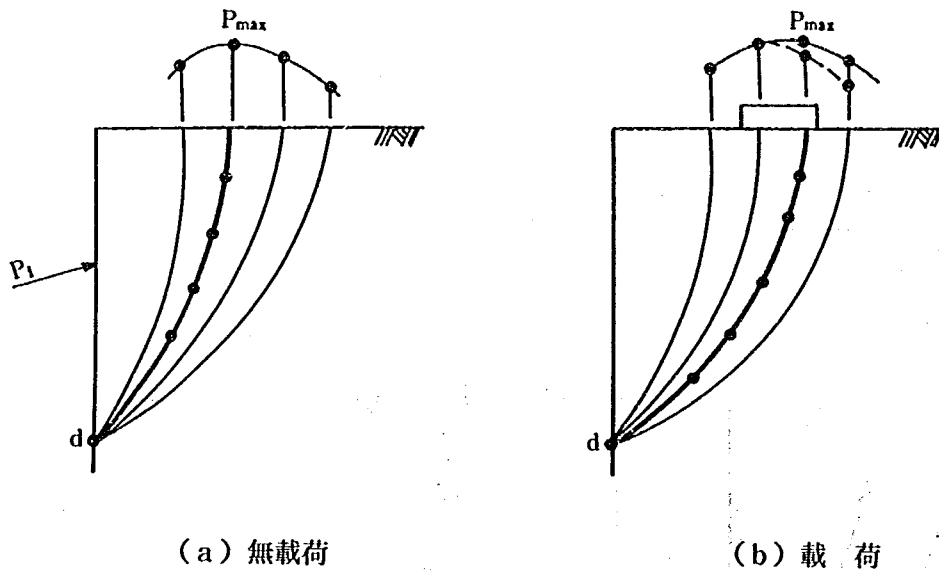


図- 1.3.8

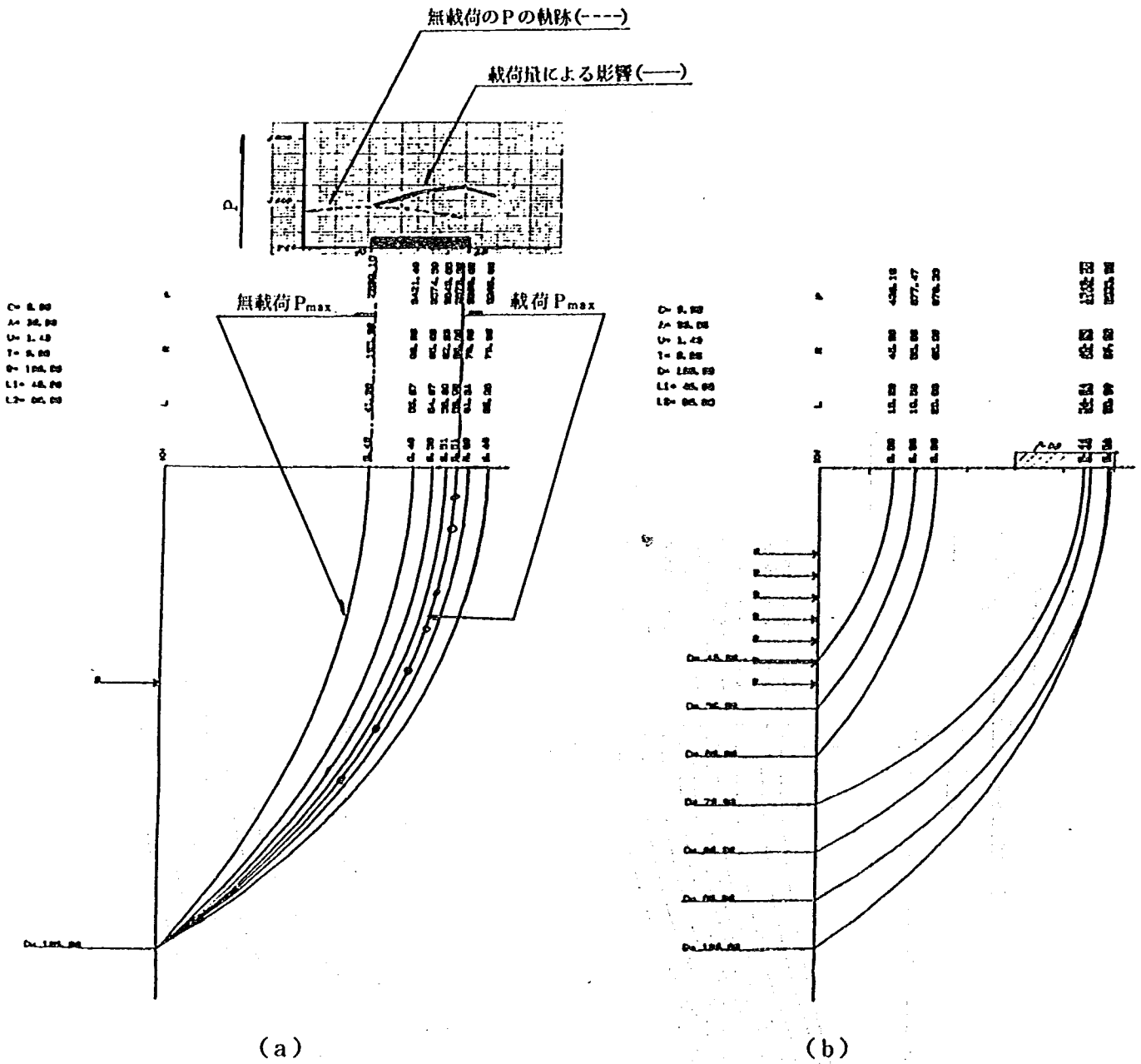
以上の様にすべり線は任意の点 d より描いた対数ラセンのうち土圧 P_i が極値をもつものと仮定した。ここで P_i の計算のうち土圧作用点位置を係数 $n_a \cdot D$ としているが n_a の値により P_i は変化する事となる。

一般に砂では $n_a = 0.5 \sim 0.55^{1)}$ となる実験結果があるが今回は土圧 P_i の値を求める事でなく極値 P_{max} を持つ対数ラセンを決定する事が主目的であるので $n_a = 0.55$ として以下の計算を行った。

……… n_a により P_{max} となる位置は移動するが作用位置が $n_a = 0.5$ 前後であればその差は微小であり ϕ, δ による違いの方が大きなファクターとなっている。………

— 39 —

・ 載荷時



図— 1.3.10

1.3.4 二次元、大型実験の対数ラセン計算結果

二次元、大型実験での土質試験結果をもとに計算に使用した定数を以下に示す。

表-1.3.1

	計算に使用した定数		備 考
	2 次元実験	大型実験	
内部摩擦角 (°)	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 30^\circ, 35^\circ, 40^\circ$	
粘 着 力 (t/d)	$C = 0$	$C = 0$	
単位体積重量(t/d)	$r = 1.43$	$r = 1.48$	大型は湿潤重盤
壁面摩擦角 (°)	$\delta = 0$	$\delta = 0, 10^\circ$	
土圧作用位置の係数	$n_a = 0.55$		
計算の分割数	$K = 15$		

壁面摩擦角 δ については、二次元実験にてはアクリル板を用いている事より無視し、大型実験については、 $\delta = 0$ 、 $\delta = \phi/3 \div 10^\circ$ の2ケースを計算した。

粘着力は土質試験データによると多少のCはあるが計算では無視した。

計算ケースは載荷重、載荷位置により次の様にした。

(a) 二次元実験計算ケース

表-1.3.2

ケース	(kgf) 載荷重	(cm) 載 荷 位 置	実験ケースとの対応
①	—	—	1-A-1, 1-B-1, 1-C-1 (2-A-3), (2-B-3)
②	40	0 ~ 20 (0B)	2-A-0, 2-B-0
③-1	40	20 ~ 40 (1B)	2-A-1, 2-B-1, 2-C-1
④	40	40 ~ 60 (2B)	2-A-2, 2-B-2, 2-C-2
③-2	20	20 ~ 40 (1B)	2-A-6
③-3	60	20 ~ 40 (1B)	2-A-7
③-4	100	20 ~ 40 (1B)	2-A-9

実験にては載荷位置3B(60~80cm)も行ったが、対数ラセン計算についてはケース①と同様になったので無載荷のケースのみとした。

(b) 大型実験計算ケース

表- 1.3.3

ケース	載荷重および載荷位置					内部摩擦角 ϕ	壁面摩擦角 δ
	1	2	3	4	5		
(A)	無 載 荷	P=2.5t	P=2.5t	P=2.5t	P=2.5t	30°	0°
(B)		L=0.5	L=1.0	L=1.5	L=2.0	35°	0°
(C)		1.5m	2.0m	2.5m	3.0m	40°	0°
(D)						35°	10°
(E)	P = 5.0t L = 1.0 ~ 2.0m						
(F)	(F)-1 ; P=1,736t , L=1.0~2.44m (F)-2 ; P=2.411t, L=1.0~1.72m						

計算ケースと実験ケースは載荷重, 載荷位置における 1, 2, 3, 5 は対応し, 4に対応する実験はない。また L = 3.0 ~ 4.0 m のケースについては無載荷と同様な対数ラセンとなる為省略した。

表- 1.3.4 実験ケースとの対応

計 算 ケ ー ス	実 験 ケ ー ス
(A) ~ (D) - 1	(1), (6), ((5), (10))
(A) ~ (D) - 2	(2), (7)
(A) ~ (D) - 3	(3), (8)
(A) ~ (D) - 5	(4), (9)
(E)	(12)
(F) - 1	(19)
(F) - 2	(20)

(1) 二次元実験の対数ラセン計算結果

対数ラセンの計算結果を図- 1.3.11 に示す。また D = 40 ~ 100 cm にて各深さの載荷位置による比較を図- 1.3.12, 載荷重の大きさによる比較を図- 1.3.13 に整理した。

これらを載荷位置, 載荷重によるすべり線の変化としてまとめたものが図- 1.3.14, 表- 1.3.5 である。

これより次の事が判る。

- ・無載荷の場合 ; $L \propto D$ なる関係となる。
- ・載荷位置変化の場合 ; 載荷端よりのすべり線となる傾向にあるが, その載荷位置が遠い程, 浅い d 点にては (D が浅い場合), 無載荷と同様な

すべり線となる。(Case ①～④の比較)

- 載荷重が変化の場合 ; 荷重が大きい程, 浅いd点より載荷端よりのすべり線となる傾向にある。

上記のことは実験結果とも一致する。

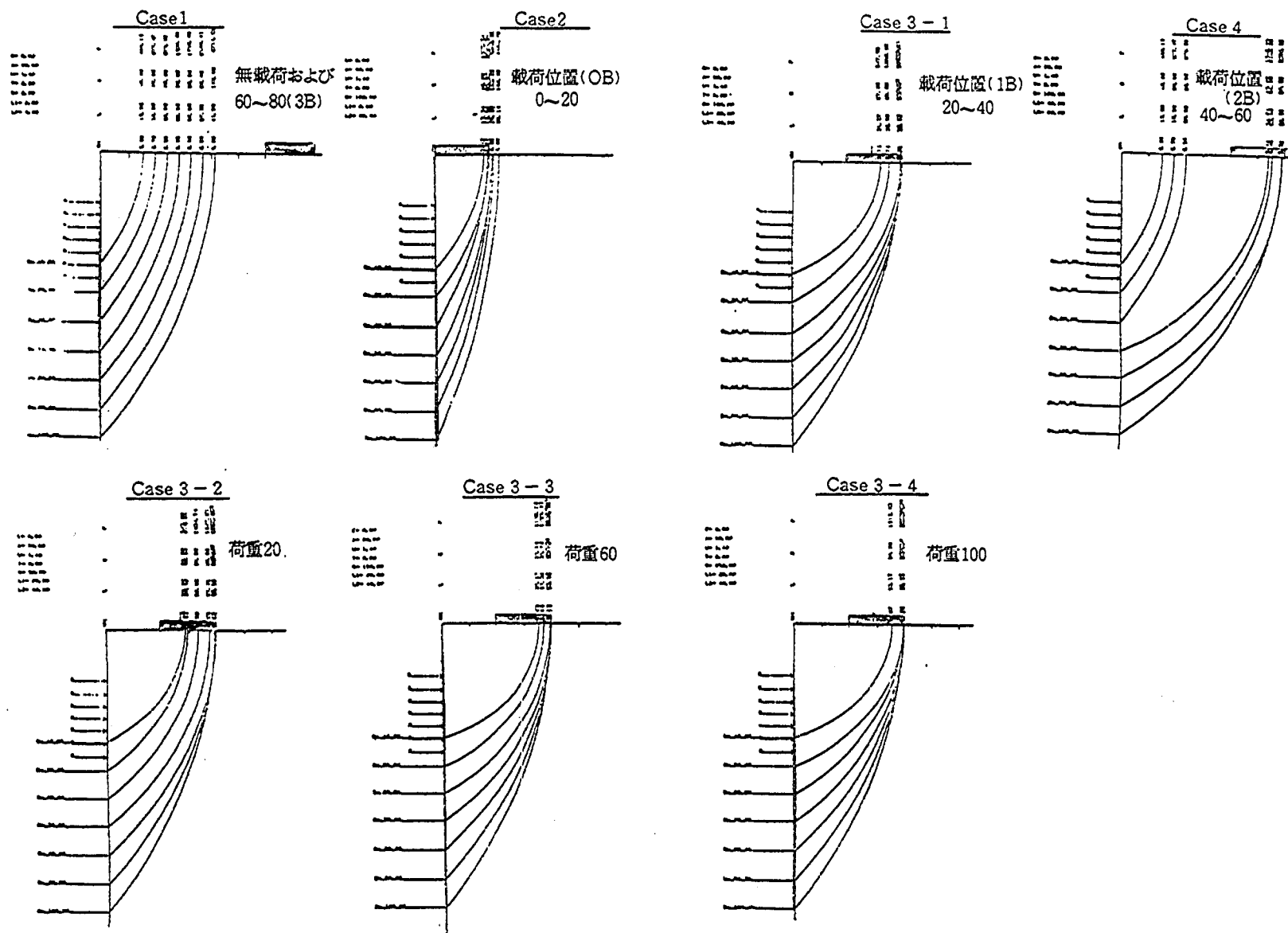
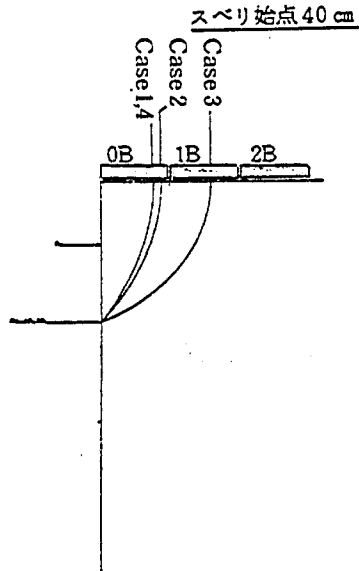
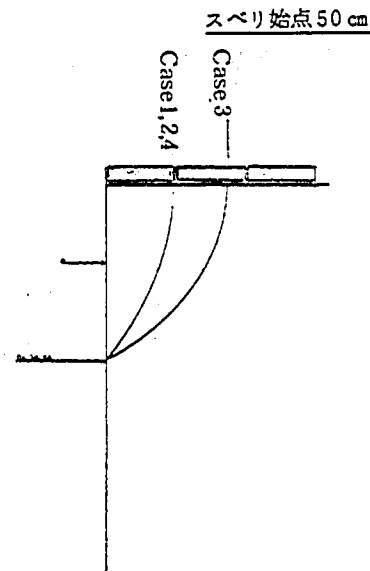
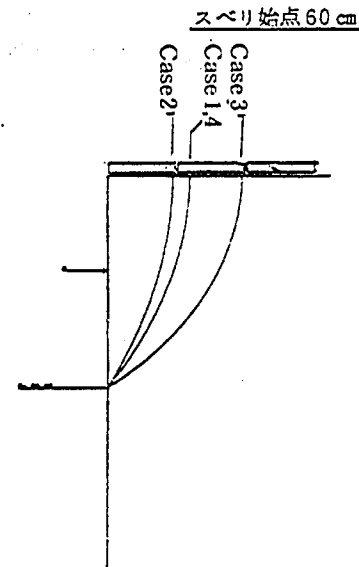
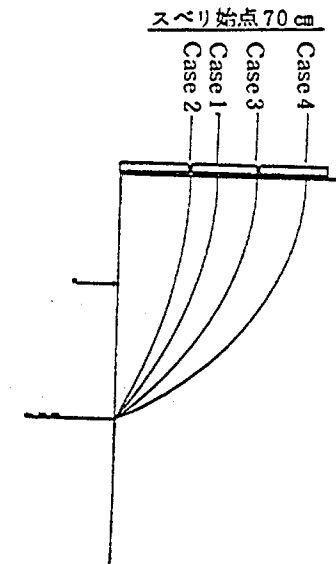


図-1.3.11 二次元実験の対数ラセン計算結果



載荷位置による比較

- Case 1...無載荷および載荷60~80 cm
 2... 0~20 cm
 3-1...20~40 cm
 4...40~60 cm

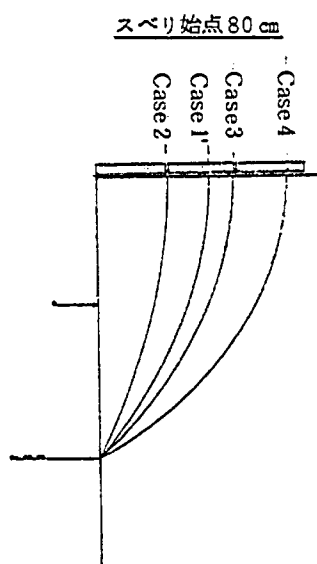
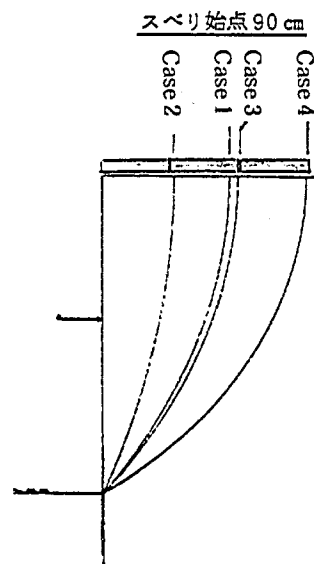
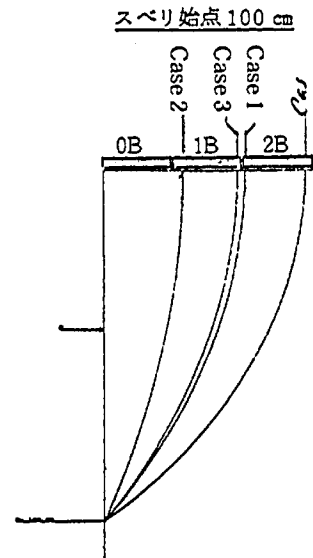
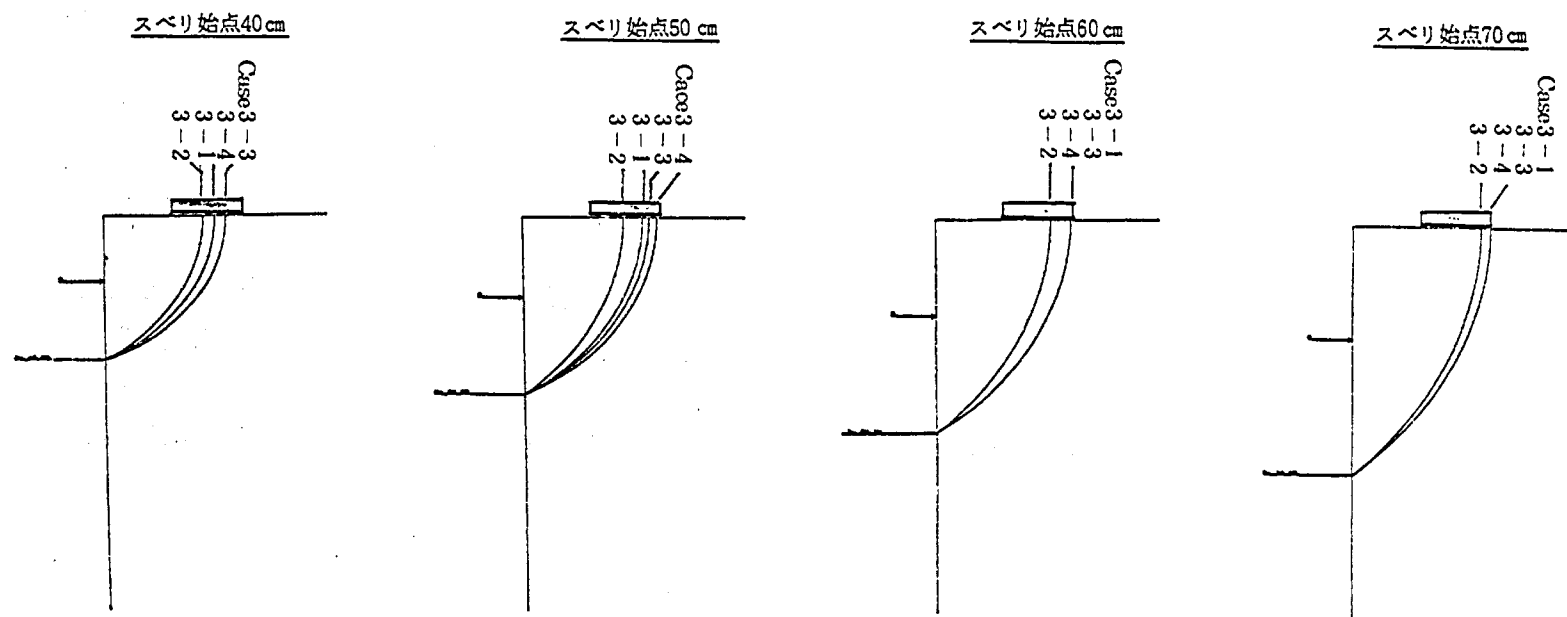


図-1.3.12 載荷位置による比較



スベリ始点80~100は同一となる。

載荷重による比較

Case3-1...40kg
Case3-2...20kg
Case3-3...60kg
Case3-4...100kg

図-1.3.13 載荷重による比較

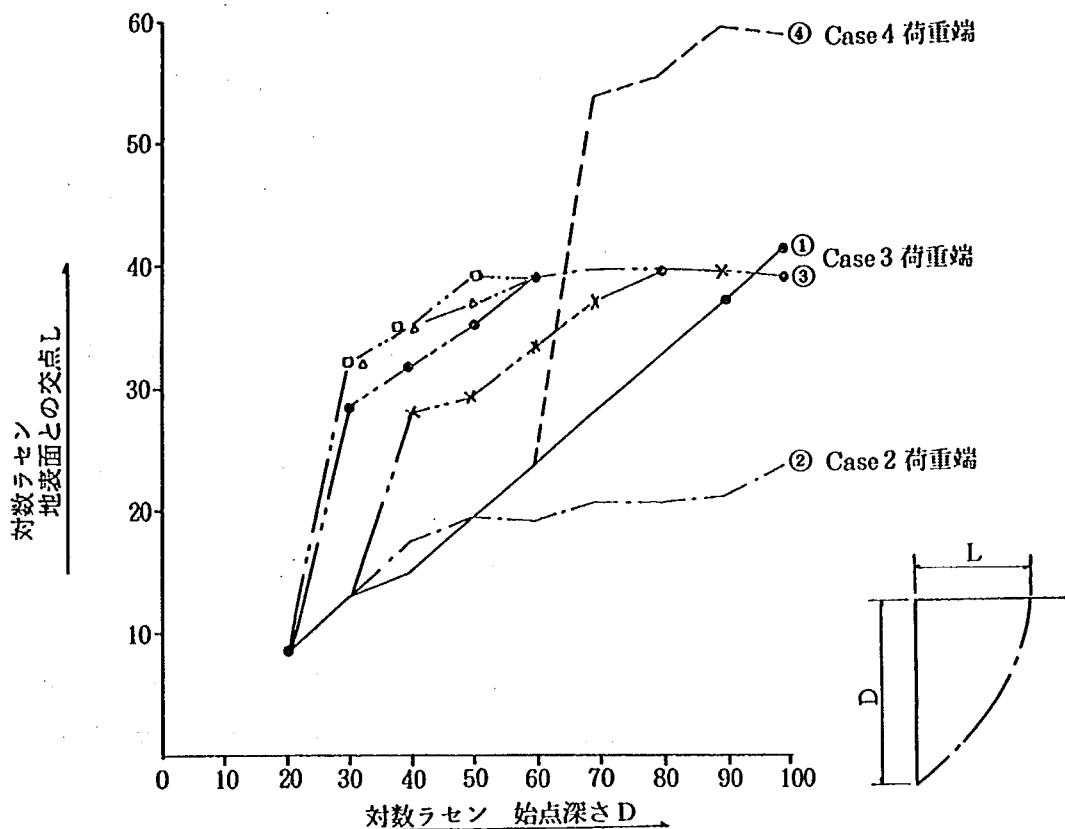


図- 1.3.14

表-1.3.5 載荷位置, 載荷重によるすべり線の変化

CaseNo.	載荷位置	荷重	対数ラセンのすべり始点深さ D における地表面との交点 L								
			20	30	40	50	60	70	80	90	100
1	—	—	8.77	13.15	15.28	19.59	23.93	28.29	32.65	37.01	41.38
2	0~20	40	〃	↓ 〃	17.54	19.59	19.01	20.60	20.56	21.11	23.14
3-1	20~40		〃	28.64	31.97	35.06	39.17	39.71	39.68	39.46	39.18
4	40~60		〃	13.15	15.28	19.59	23.93	54.04	55.39	59.51	58.98
3-2		20	〃	↓ 〃	28.06	29.49	33.35	37.41	39.68	39.46	39.18
3-3	20~40	60	〃	32.30	35.17	37.00	39.17	39.71	〃	〃	〃
3-4		100	↓ 〃	↓ 〃	↓ 〃	39.31	↓ 〃	↓ 〃	〃	〃	〃

(2) 大型実験の対数ラセン計算結果

二次元と同様に計算を行ったがここでは特に土質定数における内部摩擦角 ϕ および壁面摩擦角 δ の有無により、対数ラセンの土圧の極値 $P_{\max}$ (すべり線)がどのように変化するかに着目した。図- 1.3.15 (1~5)は、 ϕ 、 δ を変化させた場合の計算結果であり、図- 1.3.16(a)(b)はこれを D 、 L により整理したものである。

このことから次のことが判る。

・無载荷の場合 ; 二次元と同様に $L \propto \alpha D$ なる関係となるが ϕ 、 δ により α は次の様に変化する。

$$\phi = 30^\circ \quad \delta = 0^\circ \quad \alpha \doteq 0.4$$

$$\phi = 35^\circ \quad \delta = 0^\circ \quad \alpha \doteq 0.37$$

$$\phi = 40^\circ \quad \delta = 0^\circ \quad \alpha \doteq 0.33$$

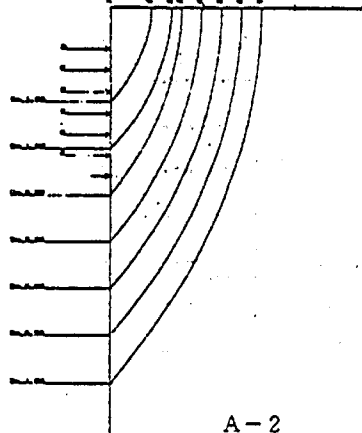
$$\phi = 35^\circ \quad \delta = 10^\circ \quad \alpha \doteq 0.395$$

これは内部摩擦角が大きければ、すべり線の発生は矢板側となること、また壁面摩擦角 δ があると遠方となることを意味している。

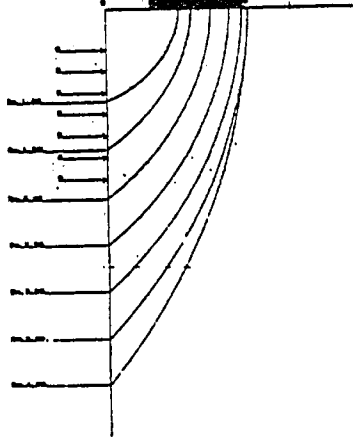
$D = 3.5 \text{ m}$ にて図化したのが図- 1.3.16 (c) である。

・载荷位置変化の場合 ; 二次元計算結果と同様である。

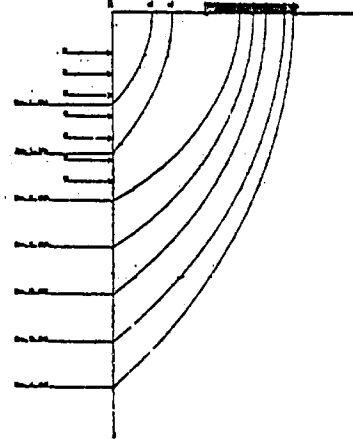
A-1



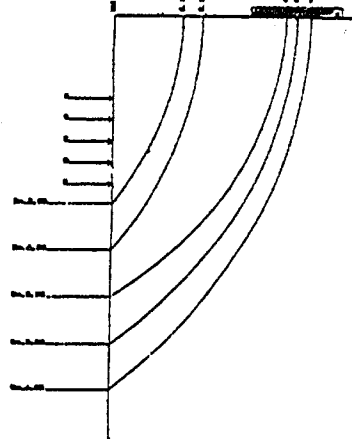
A-2



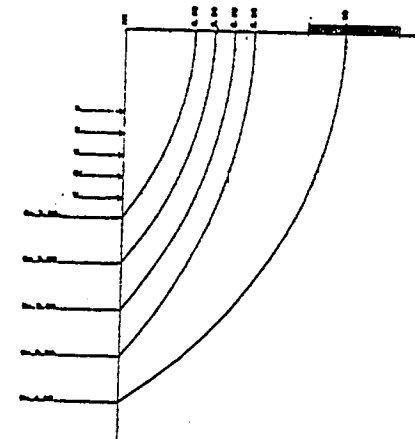
A-3



A-4



A-5



载荷(t)	载荷(t)	载荷位置(m)
A-1	ナ シ	—
A-2	2.5	0.5 ~ 1.5
A-3	"	1.0 ~ 2.0
A-4	"	1.5 ~ 2.5
A-5	"	2.0 ~ 3.0

Case A
 $\phi = 30^\circ$, $\delta = 0^\circ$

図-1.3.15 (1)

	載荷(t)	載荷位置 (m)
B-1	ナ シ	—
B-2	2.5	0.5 ~ 1.5
B-3	"	1.0 ~ 2.0
B-4	"	1.5 ~ 2.5
B-5	"	2.0 ~ 3.0

Case B

$\phi = 35^\circ$, $\delta = 0^\circ$

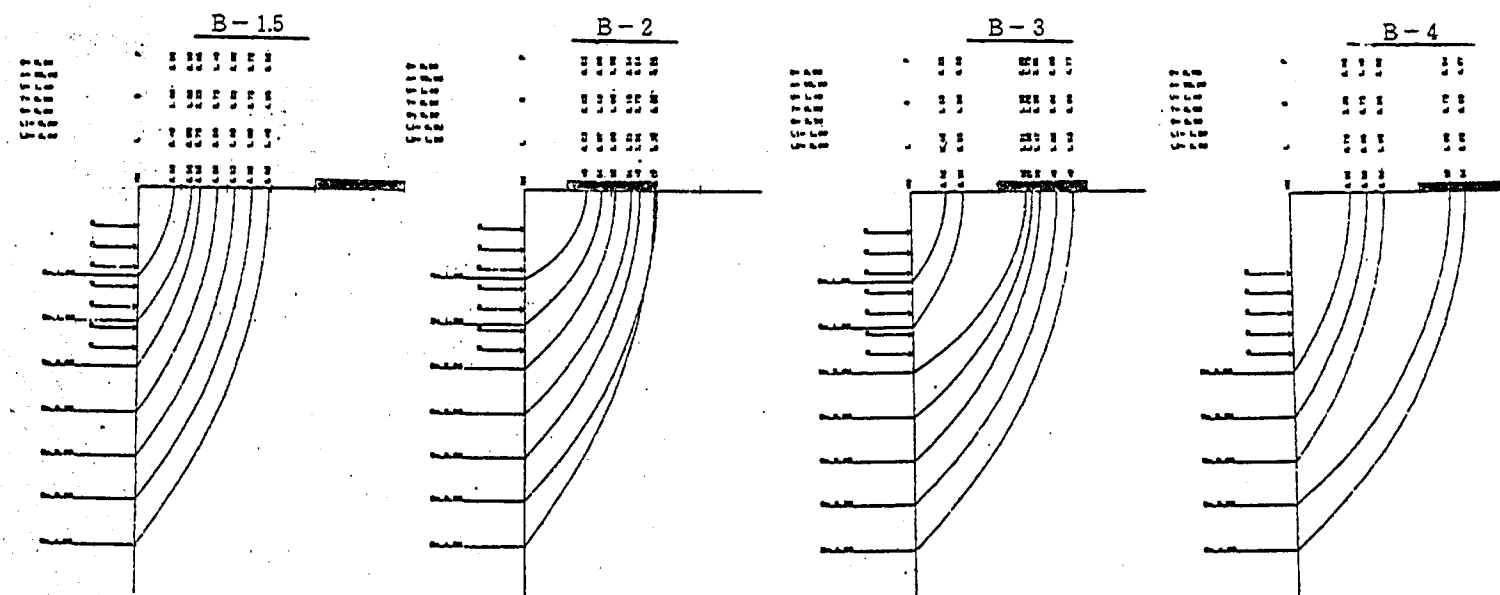


図-1.3.15 (2)

	載荷(t)	載荷位置(m)
C-1	ナ シ	—
C-2	2.5	0.5 ~ 1.5
C-3	"	1.0 ~ 2.0
C-4	"	1.5 ~ 2.5
C-5	"	2.0 ~ 3.0

Case C

$\phi = 40^\circ$, $\delta = 0^\circ$

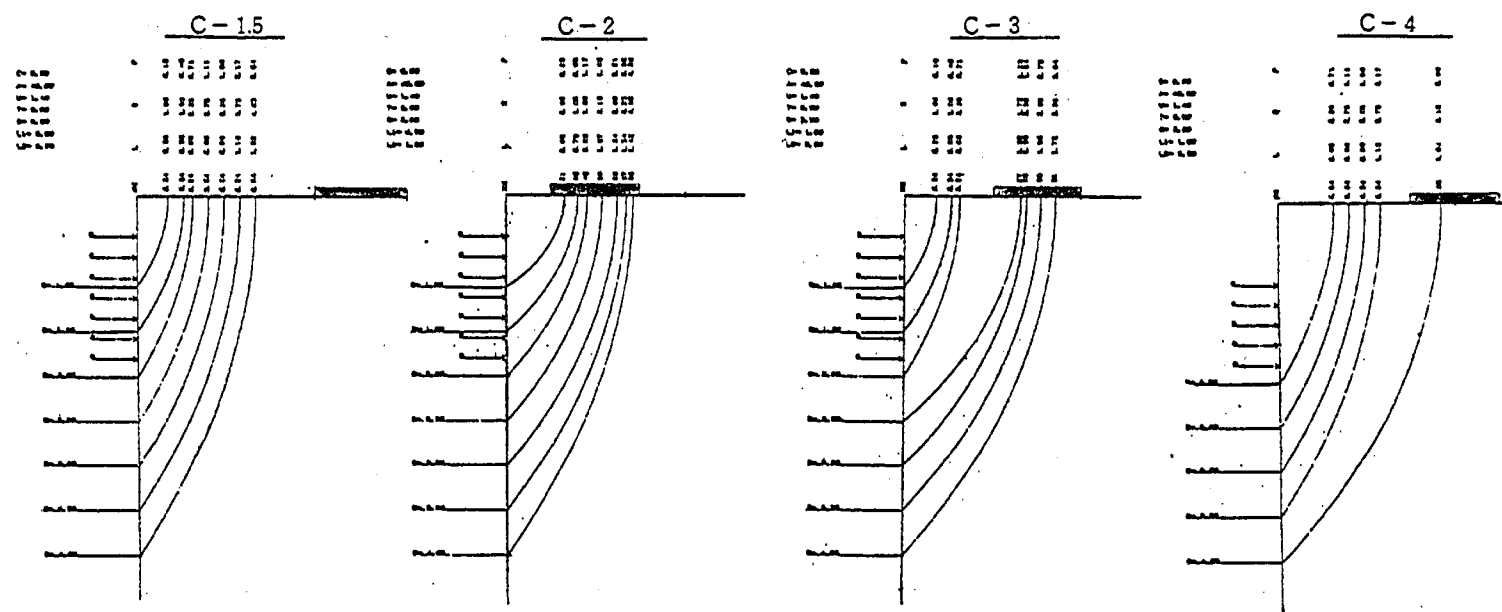


図-1.3.15 (3)

	載荷重(t)	載荷位置(m)
D-1	ナシ	—
D-2	2.5	0.5 ~ 1.5
D-3	"	1.0 ~ 2.0
D-4	"	1.5 ~ 2.5
D-5	"	2.0 ~ 3.0

Case D

$\phi = 35^\circ$, $\delta = 10^\circ$

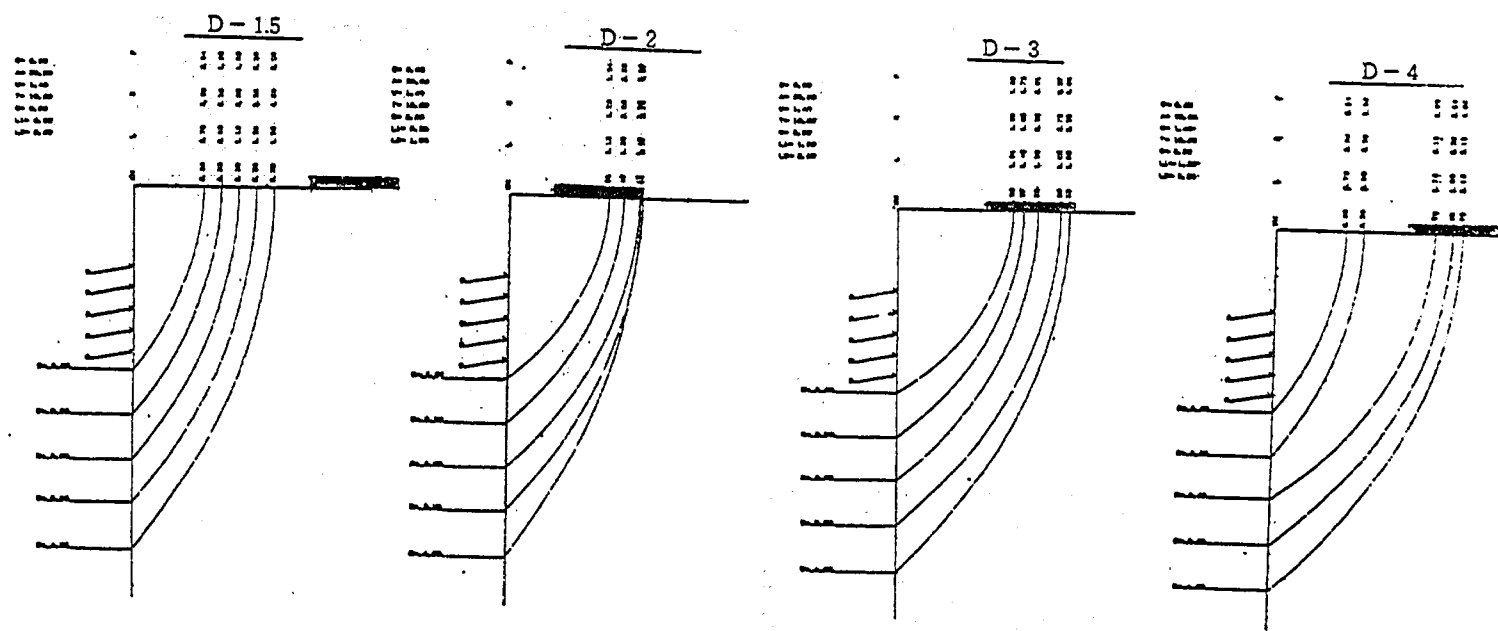


図-1.3.15 (4)

	載荷重(t)	載荷位置 (m)
E	5.0	1.0 ~ 2.0
F-1	2.5(1.736)	1.0 ~ 2.44
F-2	2.5(2.411)	1.0 ~ 1.72

Case E, F

$\phi = 35^\circ$, $\delta = 10^\circ$

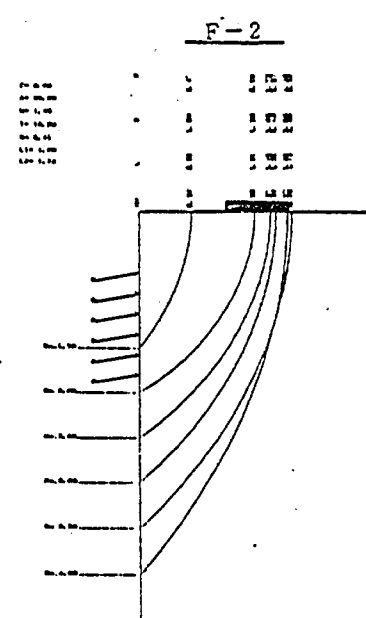
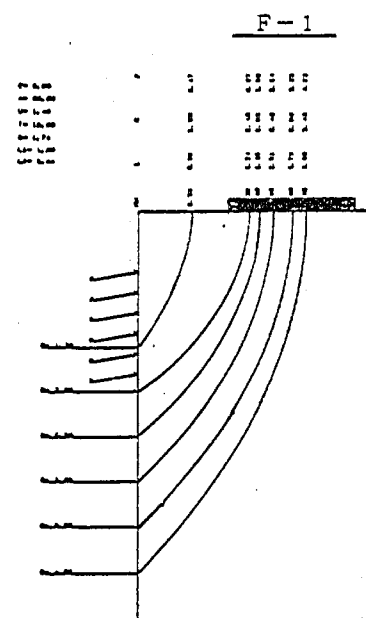
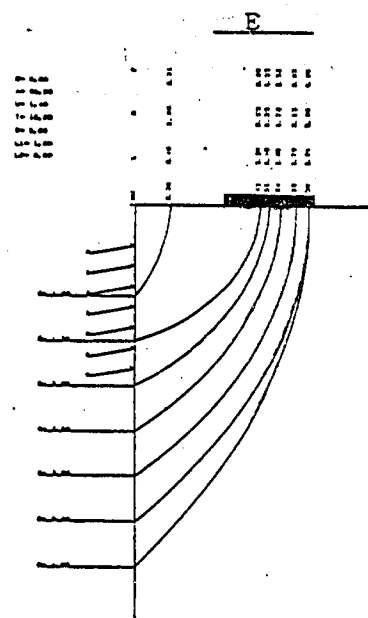


図-1.3.15 (5)

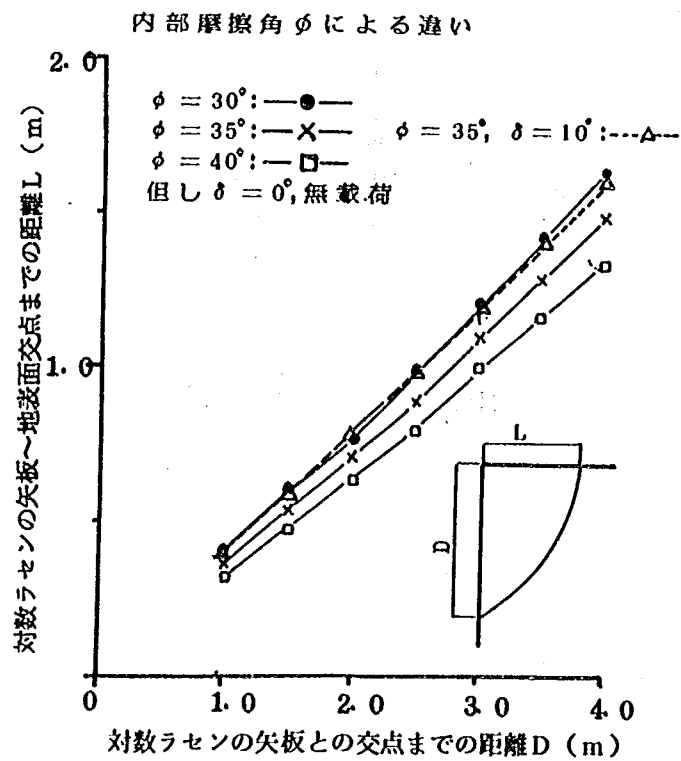
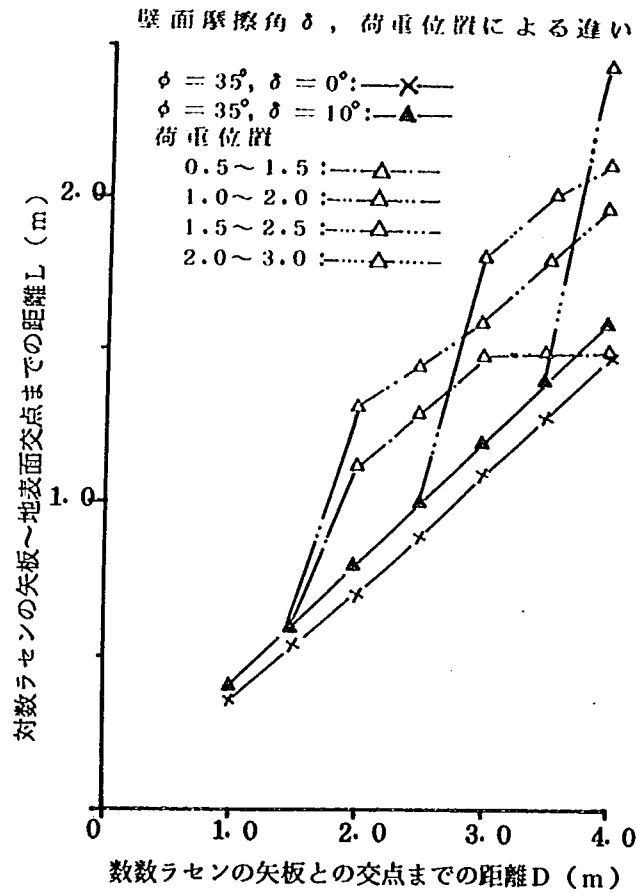


図-1.3.16 内部摩擦角 ϕ , 壁面摩擦角 δ による違い

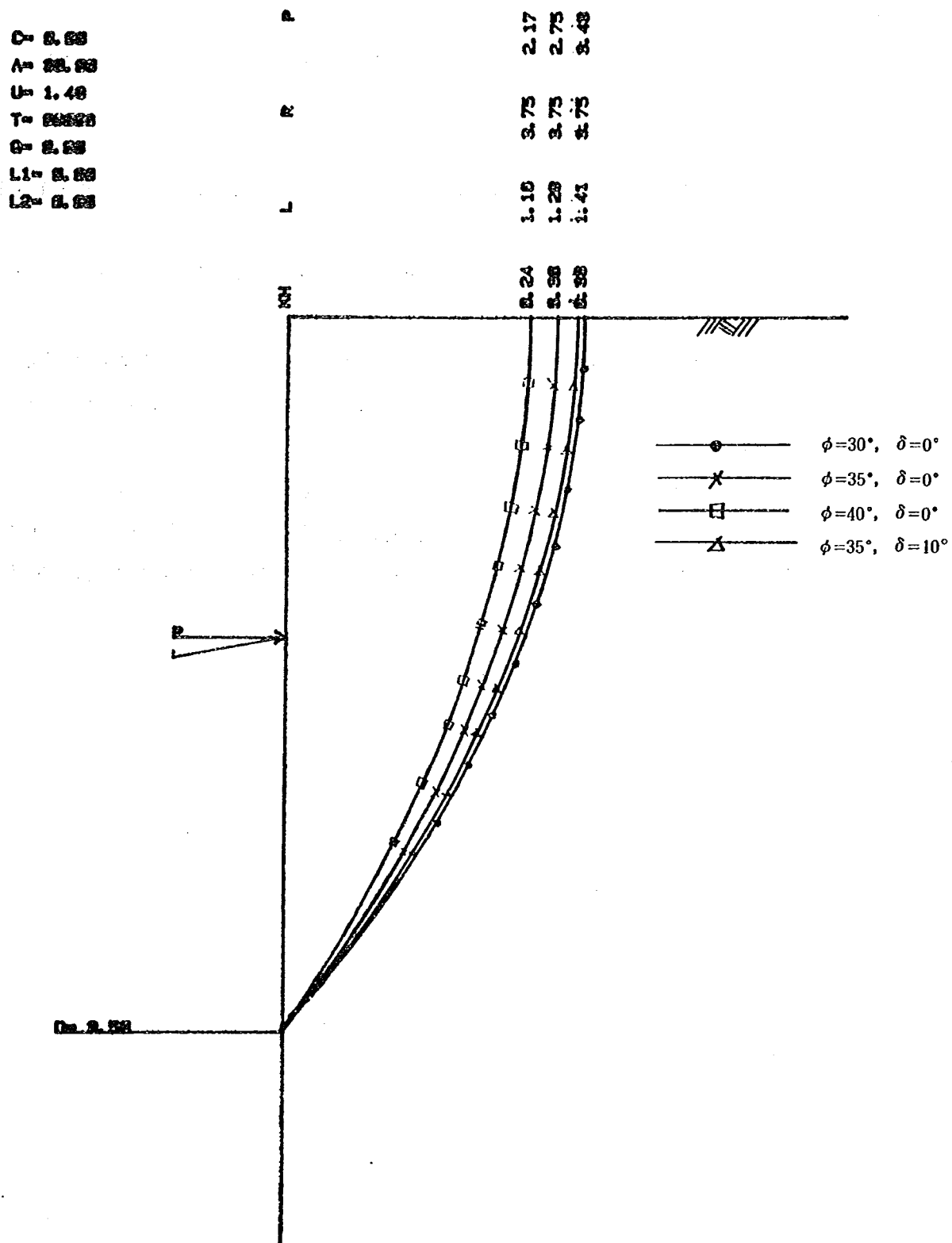


図-1.3.16 (a) ϕ, δ による違い ($D = 3.5 \text{ m}$ にて)

1.3.5 対数ラセン計算と実測すべり線の比較

1.3.4において、二次元・大型実験の土質定数を用いて対数ラセン計算によりすべり線を求めたが、このすべり線と各実験すべり線を対比して比較を行った。

(1) 二次元実験

1.1.2 実験結果のすべり線発生状況図-1.1.2 に計算によるすべり線を重ねたものが図- 1.3.17 (a), (b)である。

ここで(a)は各ケース毎, (b)はA, B矢板載荷重 40 kgf の場合のみを載荷位置別にまとめたものである。

計算によるすべり線とは、かならずしも同一ではないが1.3.1で述べた様に載荷重の有無、載荷位置による影響はよく一致している。特に載荷位置が矢板近傍の場合(0 B, 1 B), および載荷重が大きい場合はよく一致している事が判る。

また載荷位置 2 Bは、対数ラセン計算上での載荷の影響する境界付近となっており(但し載荷重 40 kgf にて)、矢板変形不動点が浅い場合は載荷の影響は大きくなく無載荷と同様なすべり線が発生し、深くなると載荷の影響が現われ載荷端を通るすべり線となるが実測すべり線では1 B付近からこの傾向がでている。

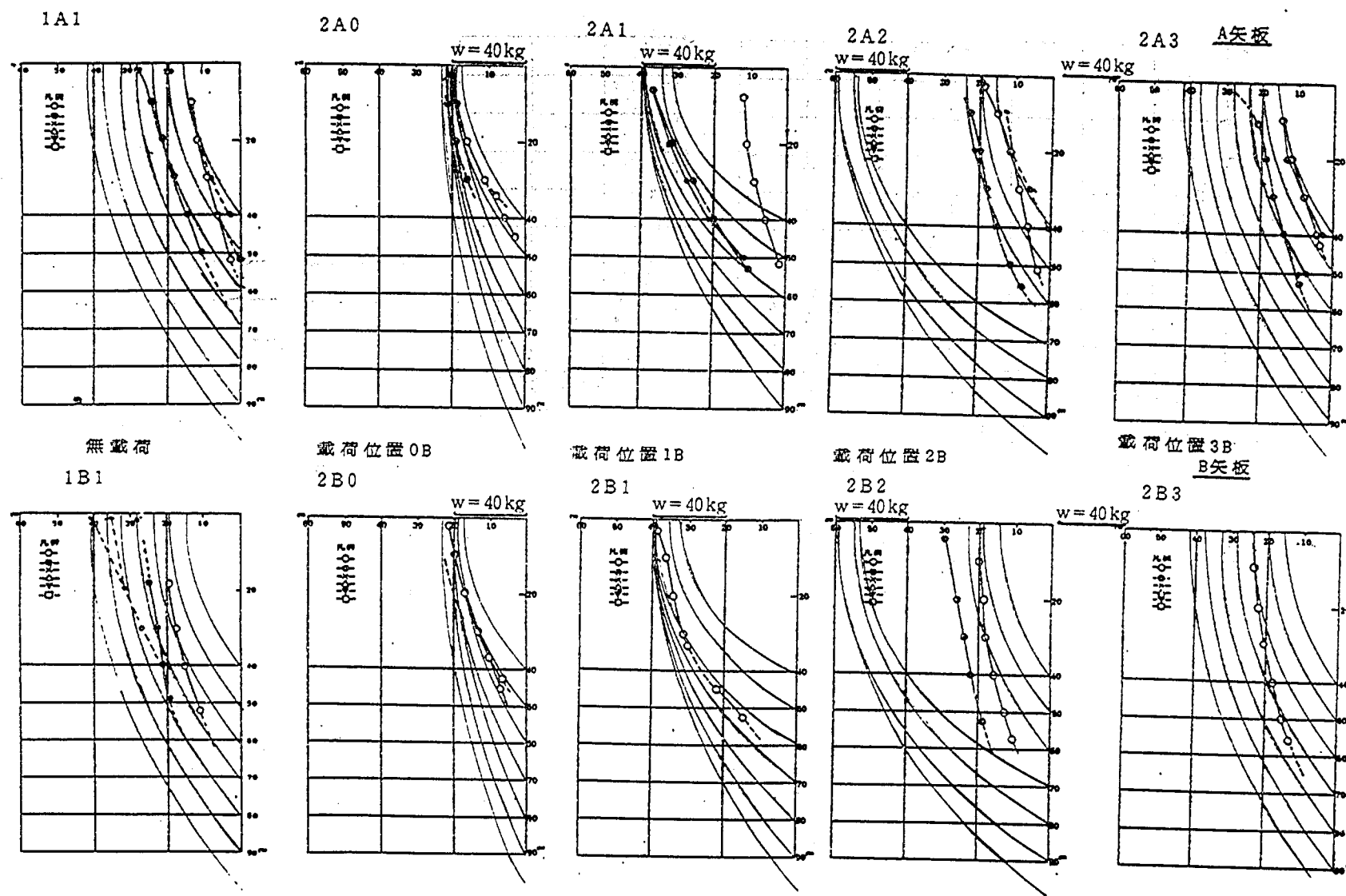


図-1.3.17 (a) 計算による対数ラセンすべり線と実測すべり線の比較(各ケース)

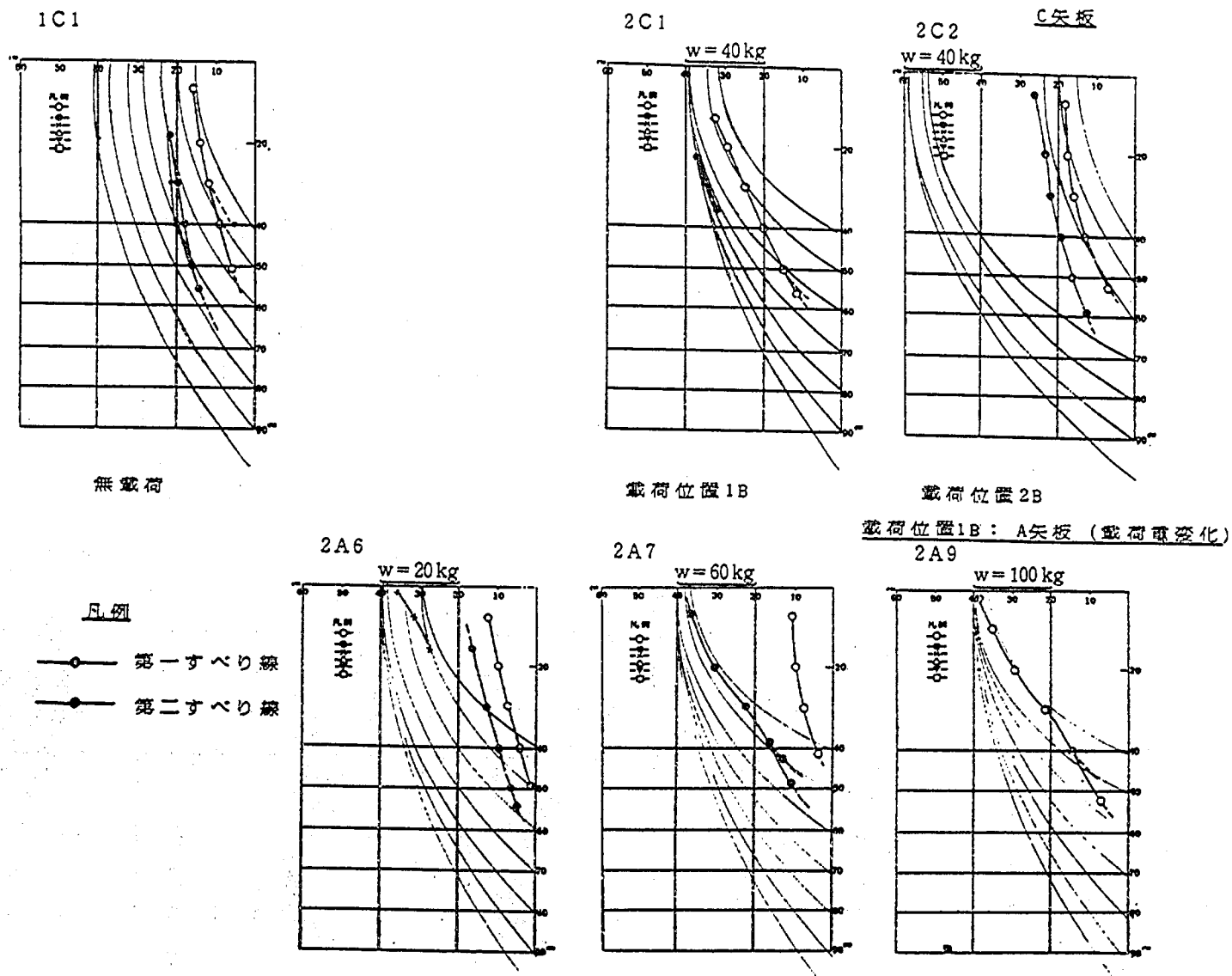


図-1.3.17 (a)

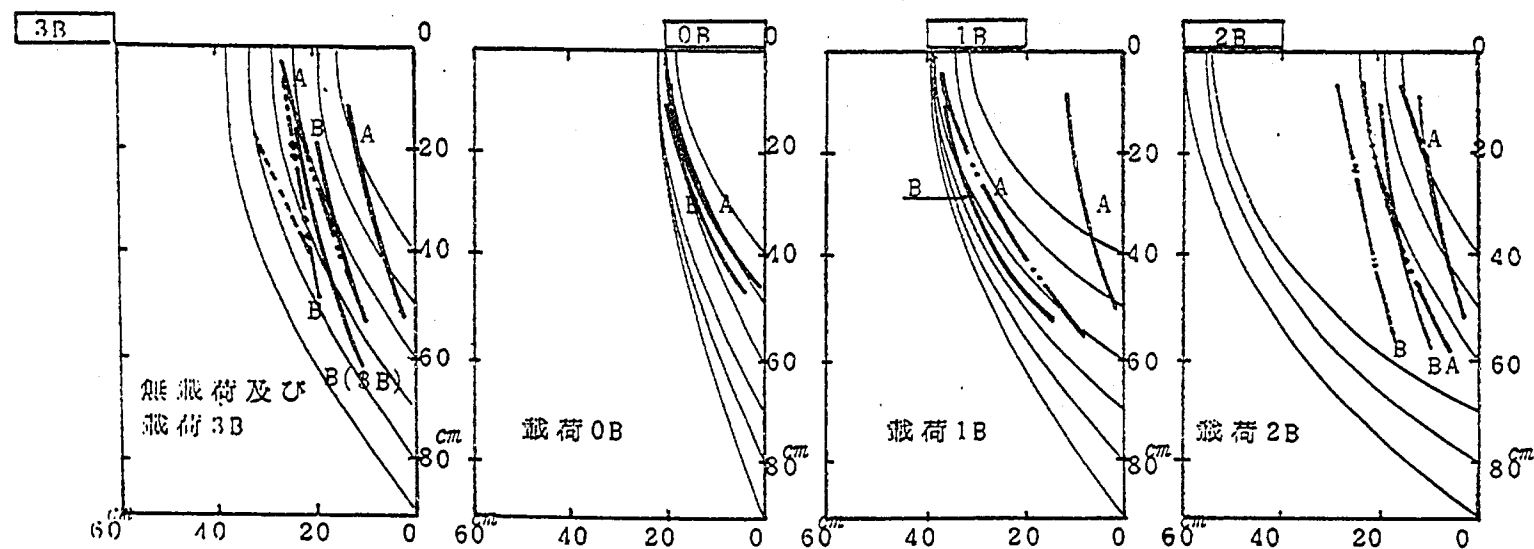


図- 1.3.17 (b) 計算による対数ラセンすべり線と実測すべり線の比較 (A, B 矢板: 荷重 40 kgf)

(2) 大型実験結果

大型実験の対数ラセンすべり線計算では内部摩擦角 ϕ 、壁面摩擦角 δ を変化させて比較を行ったが、ここでは $\phi = 35^\circ$ 、 $\delta = \phi / 3 \approx 10^\circ$ を用いて実測すべり線との比較を行う。

1.2.2 大型実験結果の図-1.2.2に計算によるすべり線を重ねたものが図-1.3.18(a)である。

また図-1.3.18(b)は(a)よりリン青銅板のひずみ最大位置、地盤内標線の沈下(段差)位置に着目し、この各位置を  ∇ 印にて示す事としA B矢板を同一にグラフ化したものである(A矢板：白ヌキ、B矢板：黒塗りで区別した)。リン青銅板ひずみ最大位置にはそのひずみ量によりa～eまでランク付けし添字にて表わした。

各ケース共二次元実験と異なり明確なすべり線が判別出来ない為、計算でのすべり線と実測値の比較において一致しているかどうかの判断が難かしいが次の様な事が言える。

載荷位置が矢板に近い場合(0 B, 1 B)および載荷重が大きい場合には計算すべり線とよく一致する。

載荷位置 2 B 付近は載荷の影響の有無の過渡的な領域と考える事もでき、対数ラセン計算での P_{max} は無載荷と同様になるが載荷部分の P_i もそれ程差はなくこれを④、⑤に破線で表わした様に載荷部分よりのすべりが生じている事も考えられる。

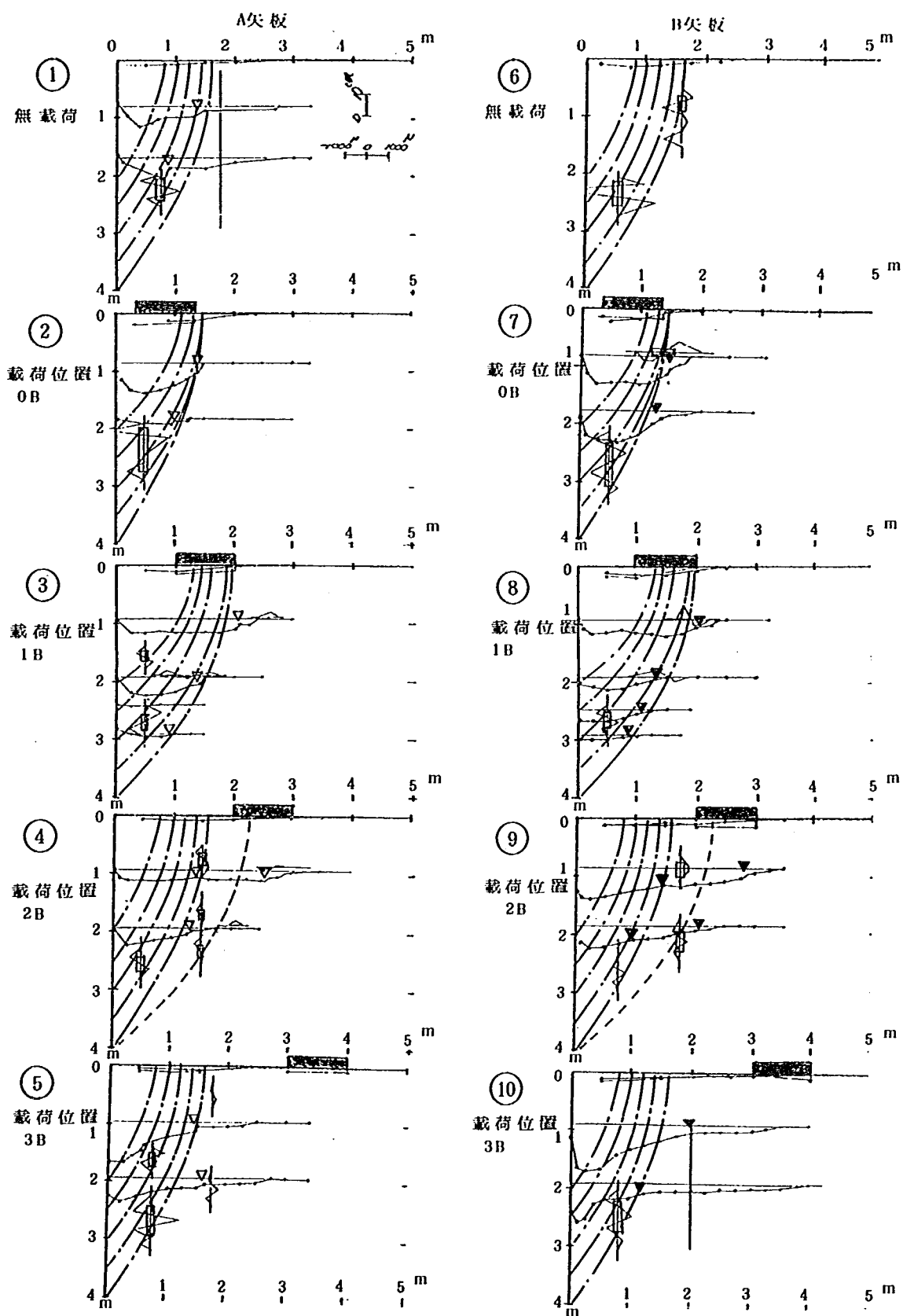
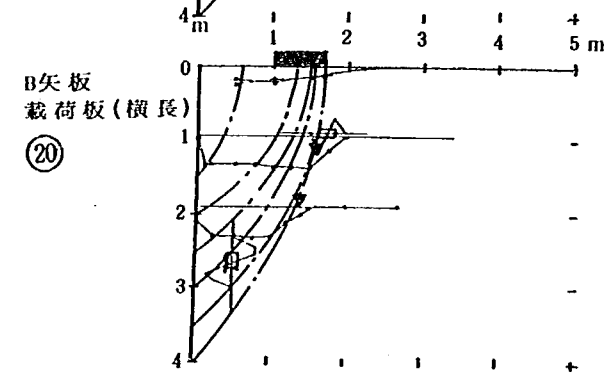
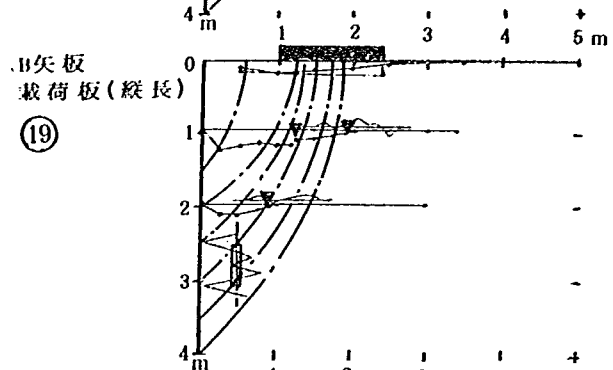
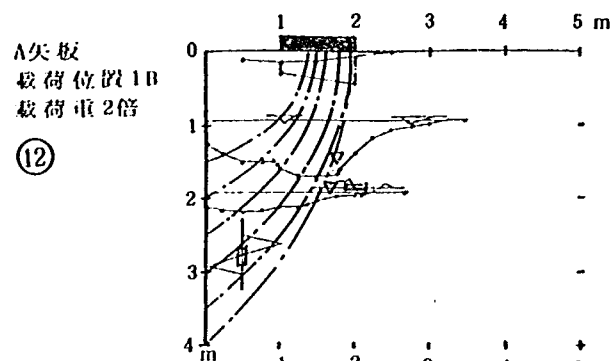


図-1.3.18 (a)



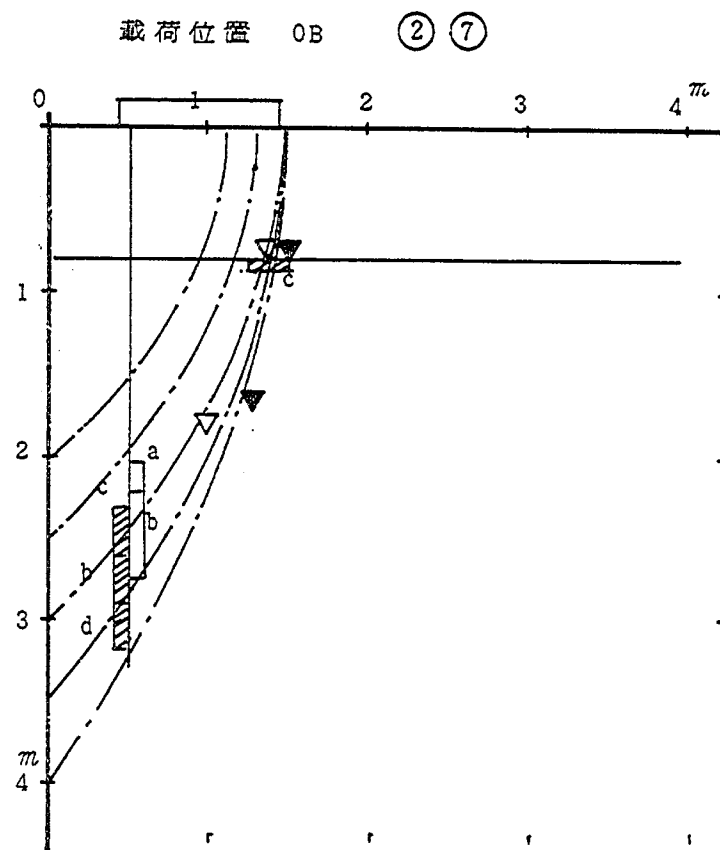
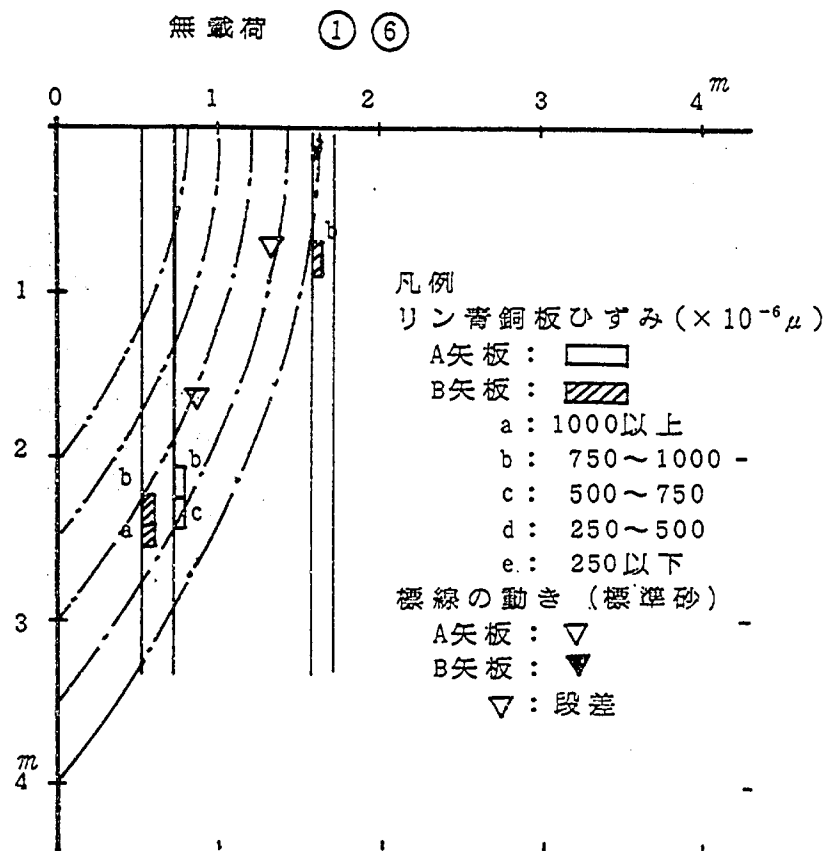
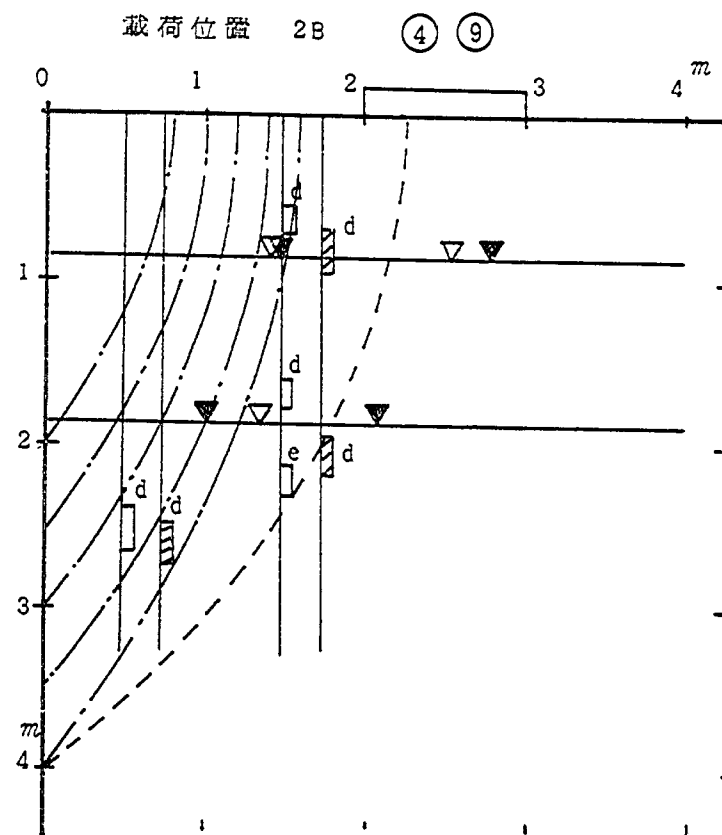
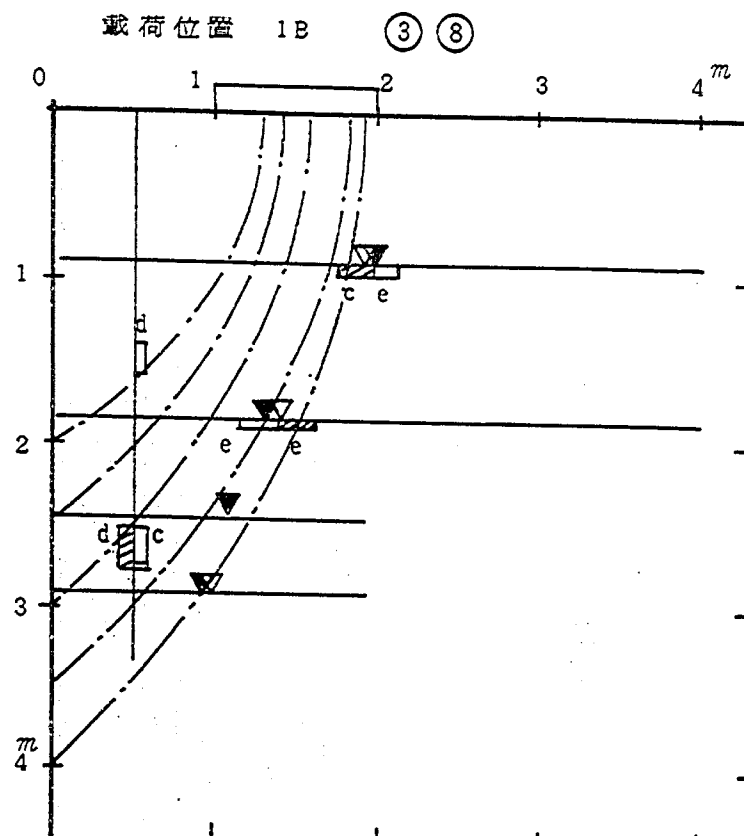
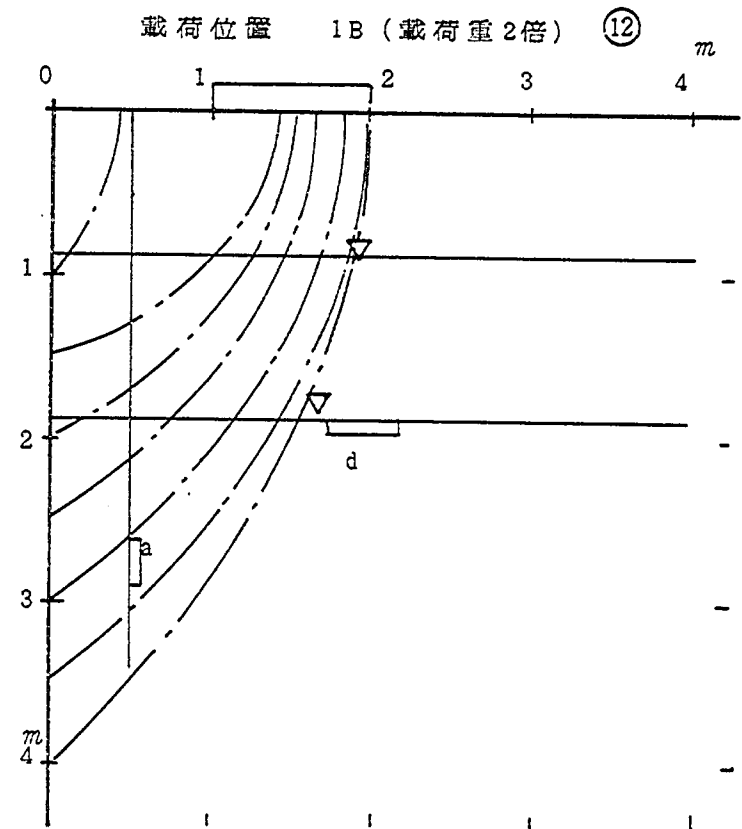
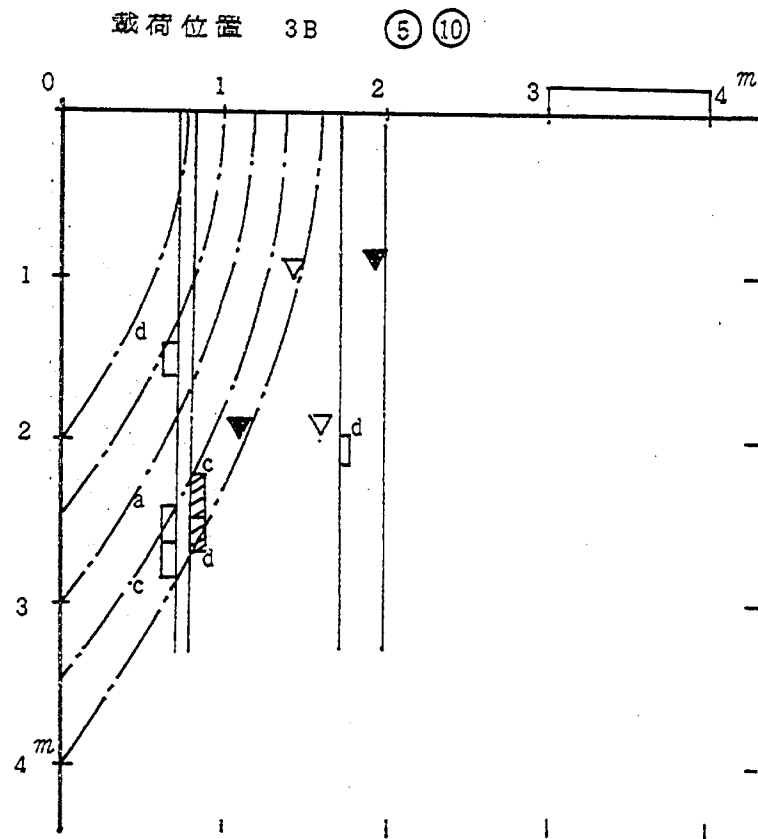
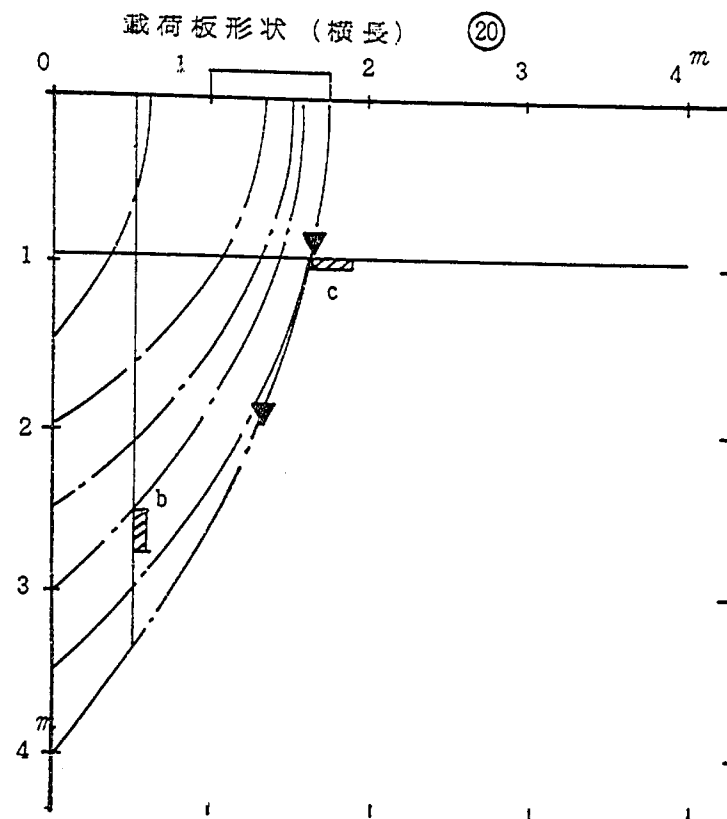
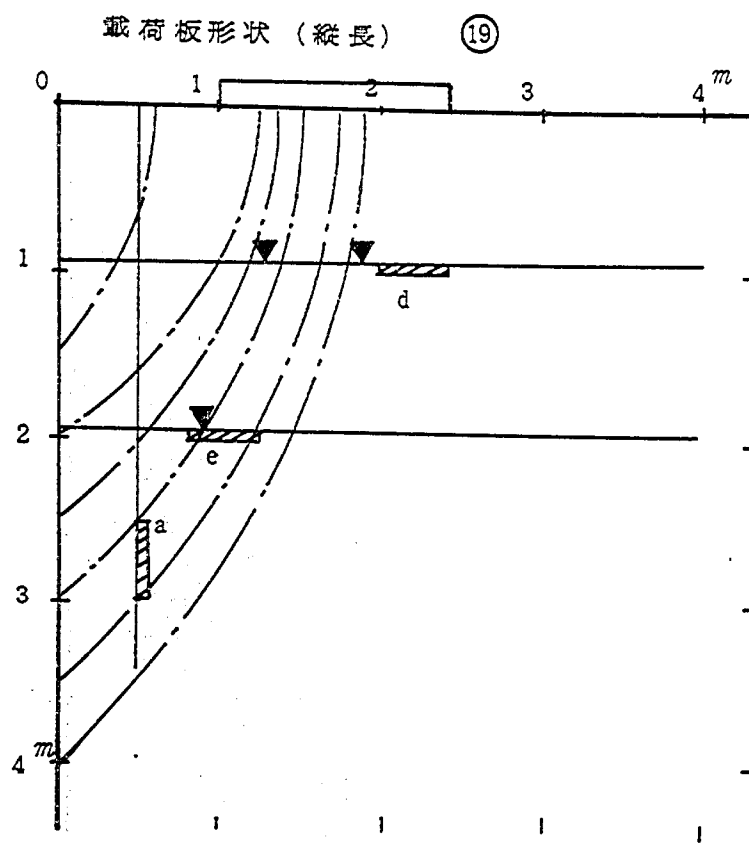


図-1.3.18 (b)







1.3.6 まとめ

以上二次元、大型実験の結果を基に検討を行ったが、砂地盤での掘削におけるすべり線は④矢板たわみ面積、⑤矢板不動点付近のたわみ量、⑥載荷量（載荷位置及び荷重の大きさ）の有無に関係し、剛性の違いは④⑤の矢板変形状態の違いに置き換える事ができる。

すべり線の発生パターンを矢板変形と載荷位置により整理すると、無載荷、載荷により下图のようになる。

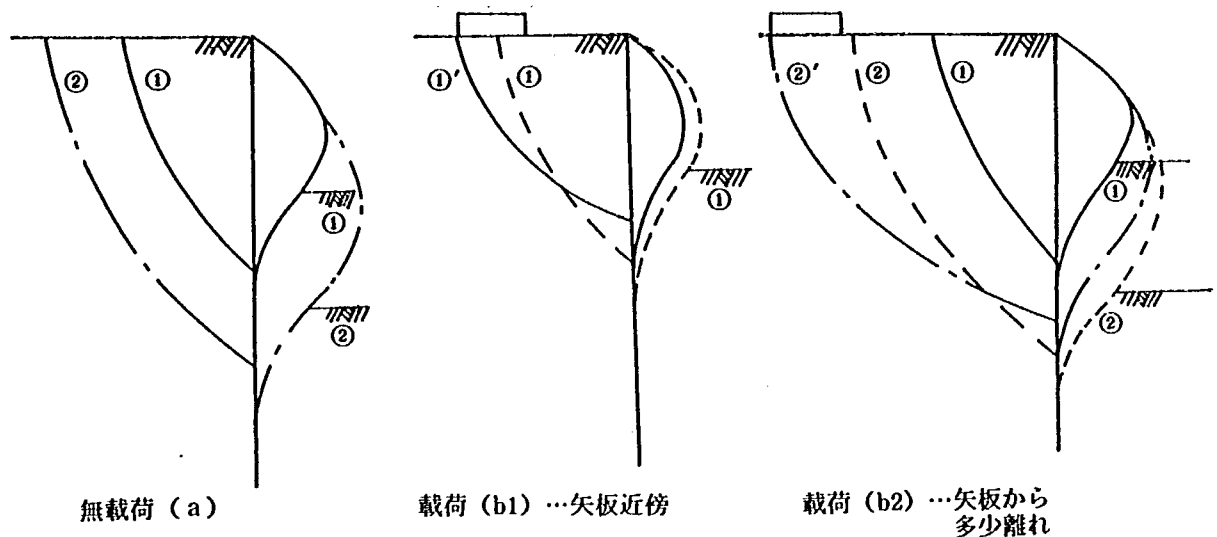


図-1.3.19 すべり線発生パターン

- (a) 無載荷の場合 …………… 矢板面積の増加、不動点の移動により① → ②と同一形状のすべりが発生する。
- (b₁) 載荷が矢板近傍の場合 …… 無載荷の場合より矢板変形が小さく、不動点も浅い位置よりすべり線が発生し①' の様に載荷端を通るものとなる。
- (b₂) 載荷が矢板から多少離 …… 掘削初期には無載荷と同様な①のすべり線が発生するが、後期には荷重の影響にて掘削が②以前にて載荷端を通る②'が発生する（無載荷の場合① → ②、載荷の場合① → ②'）。

なお(a), (b₁), (b₂)共にすべり線は矢板不動点付近を通る。

またこの時のすべり線形状は矢板不動点付近より発生する対数ラセンに近似でき、その発生位置は対数ラセン計算による土圧Pの値が極値P_{max}となるものと仮定できた。

しかし今回の実験においては、すべり線発生位置を矢板変形の不動点付近とするのみでまだ明確ではなく、また剛性の違いを矢板変形状態に置き換えているが、大きく弓形の変形をするたわみ性壁的な特徴が強く他の変形状態にも考える必要があると思われる。この他、基礎型式を直接基礎のみにて検討したが杭、ケーソン基礎等によるすべり線発生を検討および実際の現場計測との対比等が今後の課題となろう。

1.3.7 参考文献

- 1) 塩井, 浅沼, 堀部, 杉崎: 土木研究所資料 1714 号「基礎の近接施工に関する調査」 S 56. 8
建設省土木研究所基礎研究室
- 2) 赤井浩一著: 「土質工学」- 朝倉土木工学講座 p 157 ~
- 3) 最上武雄著: 「土質工学」- 技報堂出版 p 879 ~
- 4) 建設省技術発表会「橋梁下部工における近接工事の設計施工に関する研究」, S 55, S 56. 11
建設省道路局国道第 2 課
〃 土木研究所

第2章 粘土地盤に関する実験

粘性土地盤特に軟弱地盤においては、掘削工事に伴う地盤沈下問題として計測も行なわれており、ここでは二次元実験土槽を用いて行った実測と現場実測例を基に掘削による粘性土（軟弱）の地盤変化を検討する。実験ケースは6ケースである為、実験データは同時に収録した。

2.1 実験概要

(1) 実験土槽

実験土槽は1.1砂地盤と同様図-2.1.1に示す二次元実験土槽を使用した。地盤造成はこの二次元実験土槽に矢板模型を建て込んだ後、矢板前後のバランスを取りながら人工粘土を投入し所定の位置毎に標点および着色した人工粘土による標線を設置して行った。人工粘土はカオリンクレーに乾燥防止をかね、機械油（タービン油）にて練り混ぜたものである。

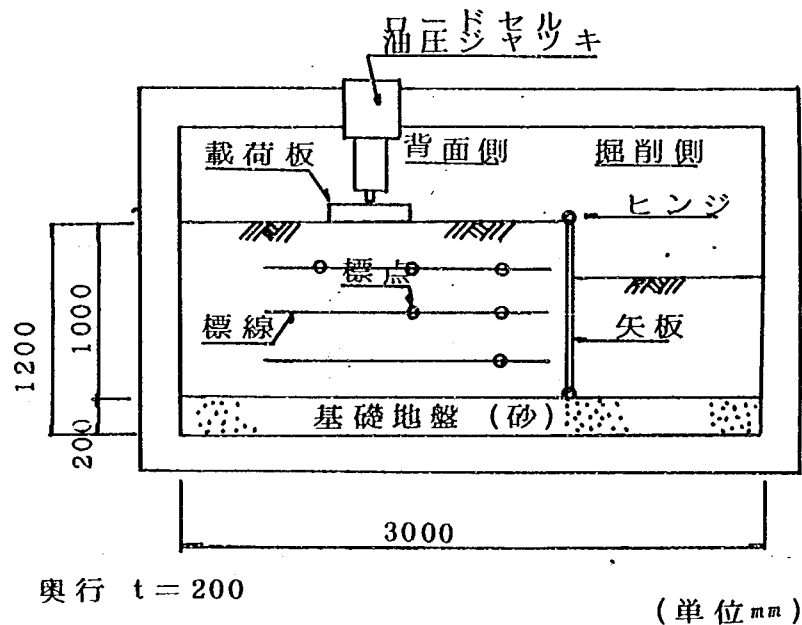


図-2.1.1

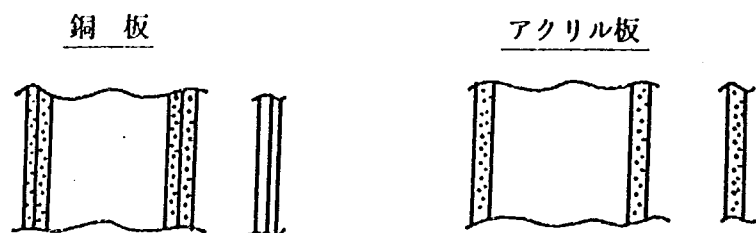
また実験は、この地盤の圧密沈下が終了した後に掘削を行い、矢板の変形、地盤の沈下を測定した。

(2) 使用実験材料及び計測器

・矢板

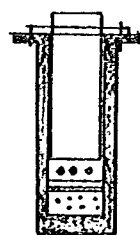
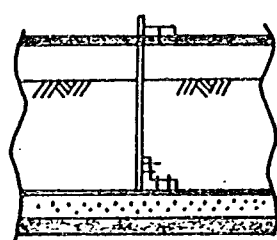
使用矢板	規 格
鋼 板	$l = 1,000^{\text{mm}}$, $b = 195^{\text{mm}}$, $t = 2^{\text{mm}}, 3^{\text{mm}}$
アクリル板	$l = 1,000^{\text{mm}}$, $b = 195^{\text{mm}}$, $t = 10^{\text{mm}}$

共に側面は下図の様にスポンジを貼り付け土槽との空隙をなくしている。



固定条件 ; 下端の支持条件により下図の様に作成した。

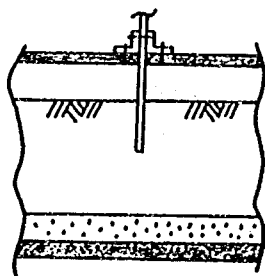
a) 下端ヒンジ



上部 ; 銅板による押え (切梁)

下端 ; 蝶番によるヒンジ結合

b) 下端フリー



上部 ; 固定

下端 ; フリー

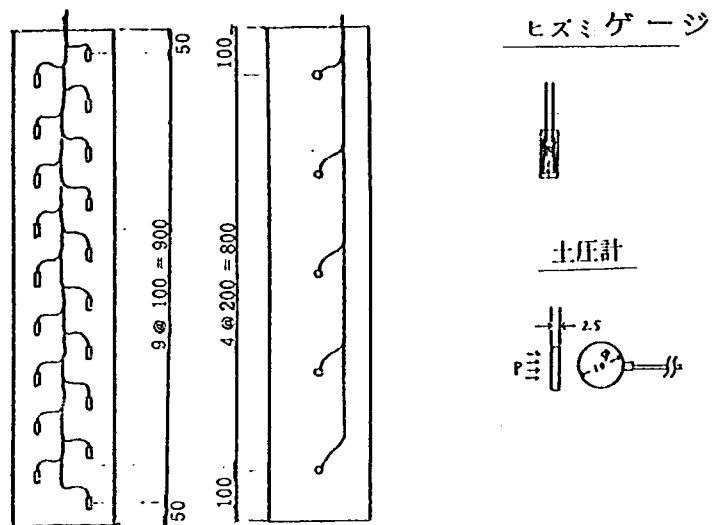
- 人工粘土 …… 実験期間中における土質性状の変化を防止する為、タービンオイルにより混ぜ合せた (重量比 1 : 1)

土質定数は表-2.1.1に示す。

表-2.1.1

測定項目	土質定数
内部摩擦角	$\phi = 0^\circ$
粘着力	$c = 0.1 \text{ t/m}^2$
単位重量	$\gamma = 1.38 \text{ tf/m}^3$

・土圧計及びひずみゲージ



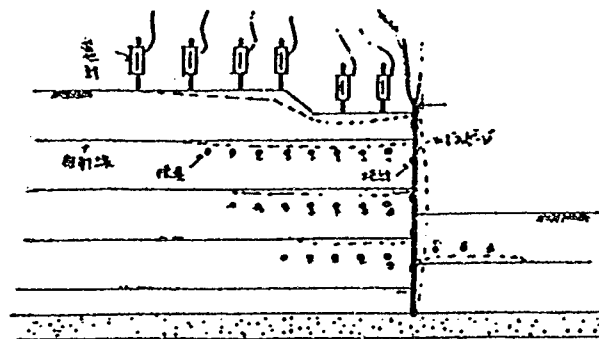
(3) 実験ケース及び計測項目

実験には矢板として鋼板とアクリル樹脂板を用い表-2.1.2の様に剛性載荷重(盛土有無), 矢板下端の支持条件を変えて行った。

表-2.1.2

ケース	矢板	mm	実験状況
下端ヒンジ	1 鋼板	2	
	2 //	3	
	3 //	2	
	4 //	2	
フリー	5 //	3	
	6 アクリル	10	

計測項目



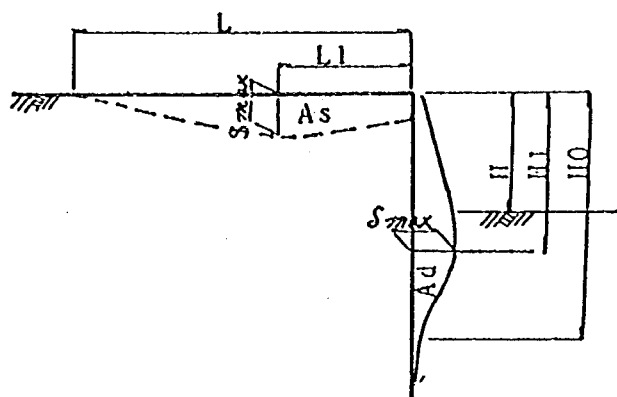
測定項目	測定項目および測定方法
矢板に かかる土圧	土圧計
矢板の変位	ひずみゲージ 側面よりスケッチ
地表面変位	変位計 側面よりスケッチ
地盤内変位	側面よりスケッチ

測定は、各掘削段階ごとに万能デジタル測定器で行ない
掘削段階は地表面から 5 cm から 50 cm まで掘削した。

2.2 実験結果と考察

2.2.1 実験結果と現場報告例との比較

山留め壁の変形と周辺地盤の沈下については、現場計測結果より資料-2.2.1の様に言われているが、今回の実験を同様に整理すると表-2.2.1、図-2.2.2 (a~d)のようになる。



H : 掘削深さ
H1 : 壁体の最大変位発生深さ
H0 : " 不動点までの深さ
 δ_{max} : " 最大変位
Ad : " 変形面積
L : 地表面の沈下影響範囲
L1 : " 最大変位発生位置
 S_{max} : " 最大沈下量
As : " 沈下面積

図-2.2.1 壁体変位と地表面変位

表-2.2.1

支持条件	ケースNO	H	計測項目 (cm, cm)							
			H1	H0	L1	L	δ_{max}	S_{max}	Ad	As
下端ヒンジ	1	30	35	70	20	65	1.0	1.0	33.2	55.9
		40	40	80	18	85	2.5	3.0	146.0	123.3
		50	45	85	20	100	5.0	5.0	263.4	200.3
	2	30	40	60	42	80	0.7	1.4	32.5	75.6
		40	40	85	42	90	1.6	1.8	79.3	120.8
		50	44	85	42	100	2.3	3.0	130.2	171.2
		85	43	85	35	110	3.8	4.0	214.2	260.6
	3	30	25	70	25	80	0.6	0.6	24.8	26.5
		40	30	85	25	100	1.9	1.8	92.2	92.8
		50	40	85	23	120	4.4	3.7	214.0	175.7
	4	30	30	75	50	85	1.2	3.0	54.7	87.0
		40	35	85	45	95	3.0	4.0	149.8	192.5
		50	40	85	40	105	5.0	6.0	295.2	320.8
下端フリ	5	30	50	80	30	75	0.6	0.4	14.6	29.3
		40				100	1.6	1.5	31.7	81.0
		45				110	2.5	3.0	57.9	144.7
	6	20	45	45	30	60	0.7	0.8	20.7	28.5
		30		55		70	1.5	1.7	44.7	53.5
		40		65		80	3.5	3.0	93.6	117.5

・ Ad, Asはプランニーターによる。ただしケース5, 6のAdは矢板変形部分のみの値である。

・ ケース5, 6のH0は (H0 + 土のまわり込み範囲d)としている。

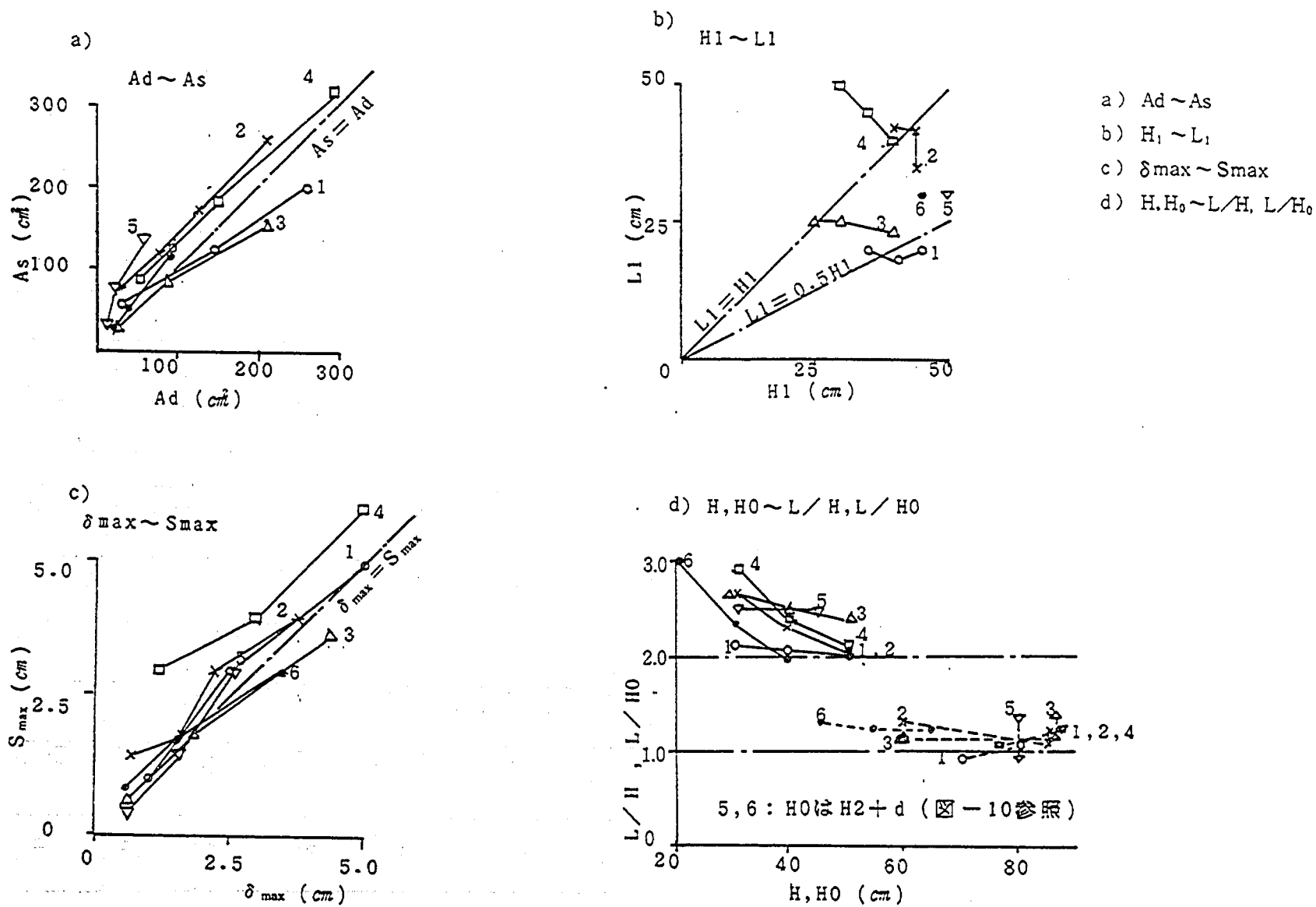
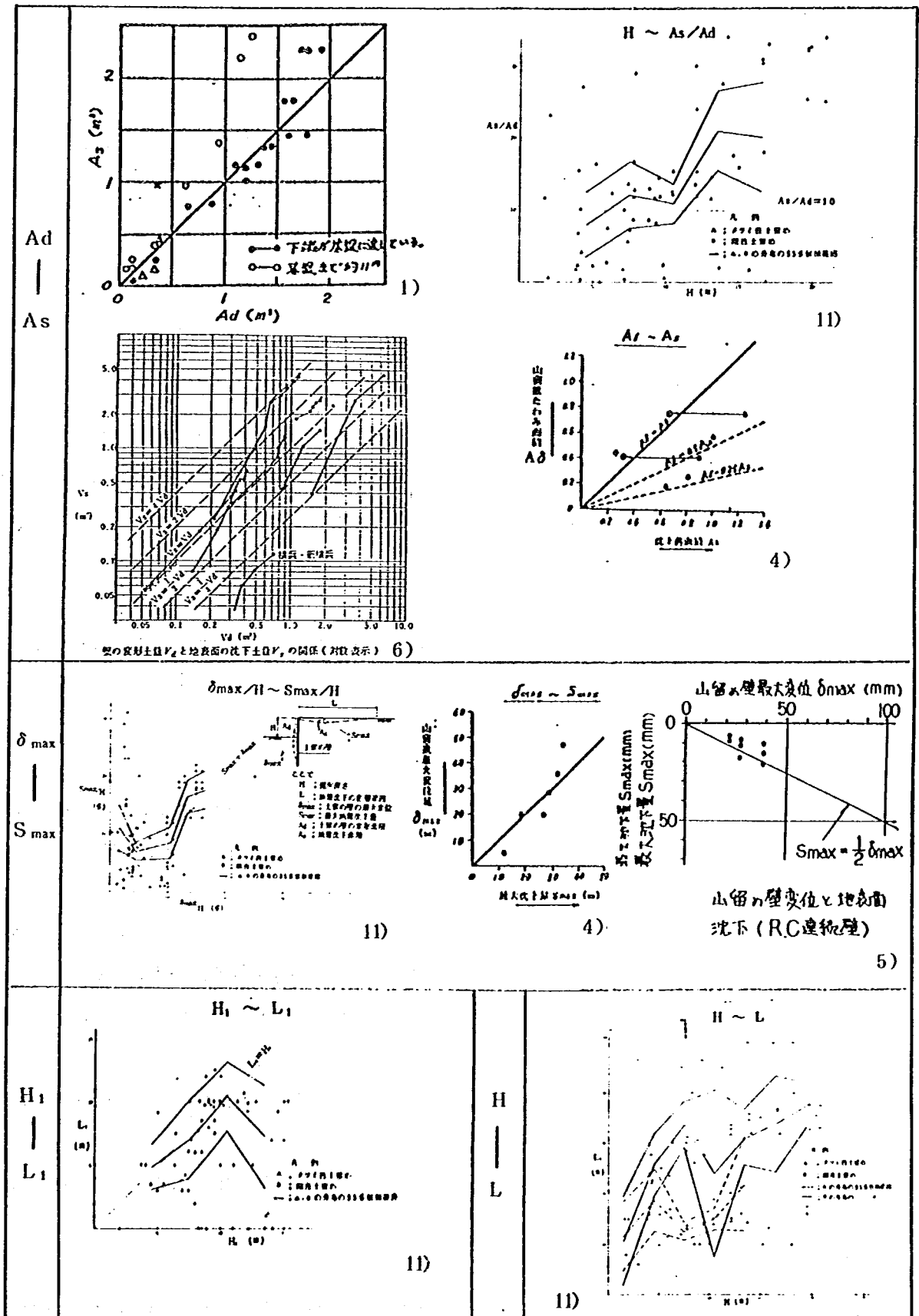


図-2.2.2

資料- 2.2.1 (現場計測報告例) 添字は資料No.



この結果をこれまでの報告と比較しながら検討を行うと、

1) 山留め壁の変形面積 A_d と沈下面積 A_s

下端ヒンジ …… $A_d \doteq A_s$

下端フリー …… $A_d < A_s$

下端ヒンジでは矢板の変形曲線、地盤の沈下曲線は類似しており面積も $A_d \doteq A_s$ となっている。

しかし、下端フリーにおいては根入れ端より土のまわり込みが生じており矢板の変形のみでなく、このまわり込みが大きく影響している為 $A_d < A_s$ となっていると思われる。

2) 土留め壁の最大変位 $\delta_{\max}$ と地盤の最大沈下量 $S_{\max}$ 、およびその発生位置 H_1 、 L_1

下端ヒンジ、フリー共に …… $\delta_{\max} = S_{\max}$ (但し下端フリーでは)
 $L_1 = 0.5 \sim 1.0 H_1$ (H_1 は根入れ端)

下端ヒンジ、フリーと支持条件により矢板の変形曲線がまったく異なるにもかかわらず同様な結果となっている。これは標点の移動をみると土の移動の一番大きな付近が $\delta_{\max}$ 、 $S_{\max}$ 発生位置 L_1 、 H_1 と一致している事から判る様に粘土の流動線により決定される為と思われる。

3) 掘削深さ H と地盤沈下の影響範囲 L

下端ヒンジ、フリー共に各掘削段階の H 、影響範囲 L は $L = (2 \sim 3) H$ という関係となっているが、土の移動を示す標点の動きをみると掘削深さ H と言うことよりは矢板変形との関係が大きい様である。

2.2.2 地盤内の移動とその要因

2.2.1 で現場報告例と対比し、1)～3)について整理したが、ともに矢板の変形、言い換えれば土の移動に関係するものでありここに着目して検討を行うものとする。…… 図-2.2.3 参照

・下端ヒンジの場合 (ケース No. 1～4)

図-2.2.3 に示す様に各ケース共矢板は下端ヒンジを不動点とした変形となった。また地盤内の動きはこの矢板の変形に起因して円弧または円弧と直線の複合的な流動線を描いている。

盛土による荷重を行ったものについてはケース No. 3, 4 に示す様に矢板背面から盛土開始点までの距離 M と矢板長 H_0 にて、

イ) $M = H_0$ …… 矢板変形による沈下とこの沈下による盛土方面のすべりがみられる
(ケース No. 3)

ロ) $M < H_0$ …… 法面のすべりはみられず沈下が盛土による荷重分大きくあらわれている
(ケース No. 4)

・下端フリーの場合 (ケース No. 5, 6)

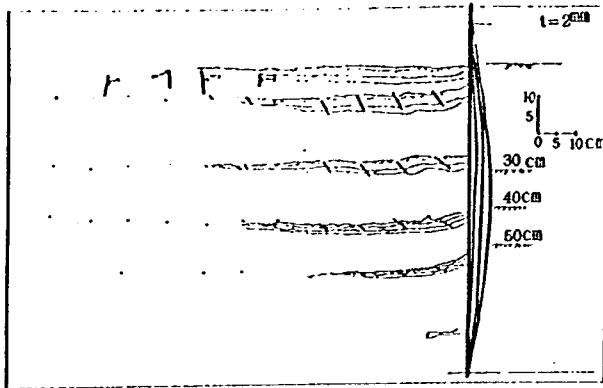
ケース No. 5, 6 に示す様に矢板変形は頭部の固定点を中心とした片持梁的な変形となり、地盤

の動きは、矢板変形によるものと共に矢板先端を大きくまわり込む移動による盤ぶくれ、又はヒーピングと言われる現象を合わせたものとなっている。

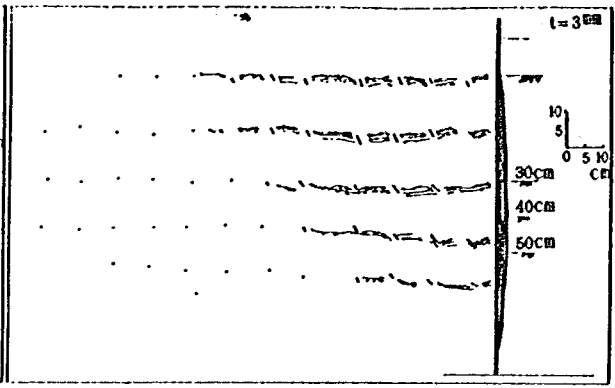
また、下端ヒンジ、フリーどちらも地表面の移動方向について次の様なことが言える。矢板近傍の背面地表面では頭部の矢板変形が小さければ鉛直方向に、また変形が大きくなるにしたがい傾きも大きくなる。

またある程度離れると 45° に近ずき H。(不動点) $\rightarrow$ L 以後は、水平に地盤が引きづられる様な動きを示す。

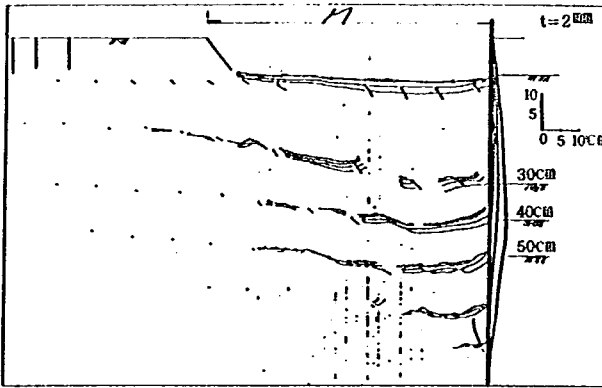
Caso No 1



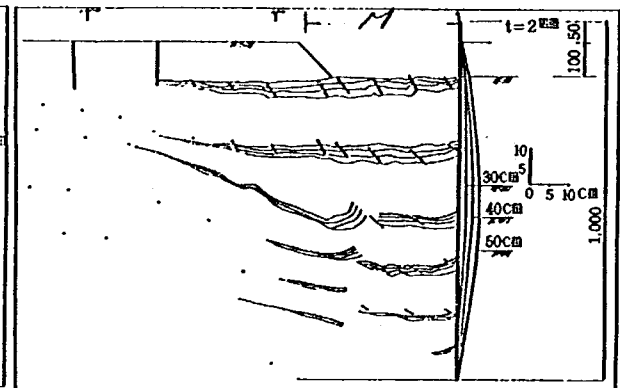
No 2



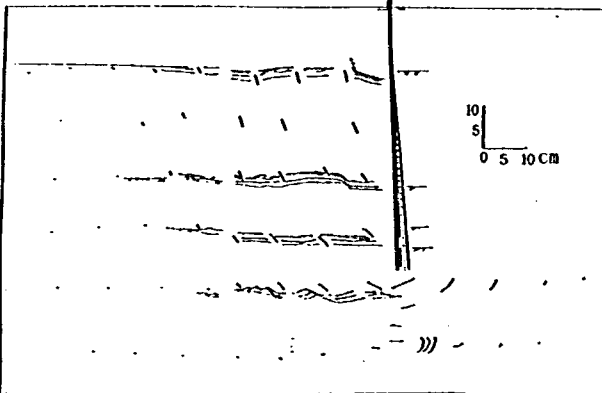
No 3



No 4



No 5



No 6

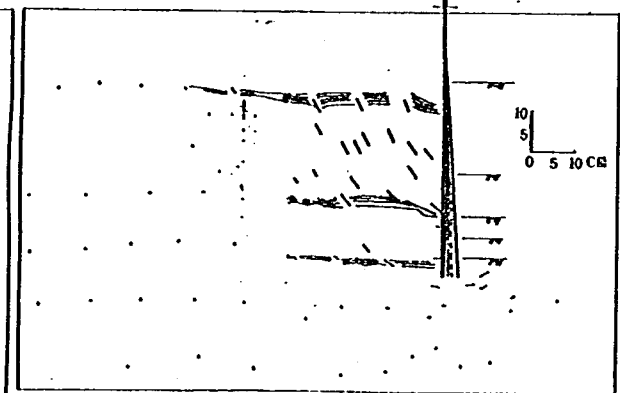
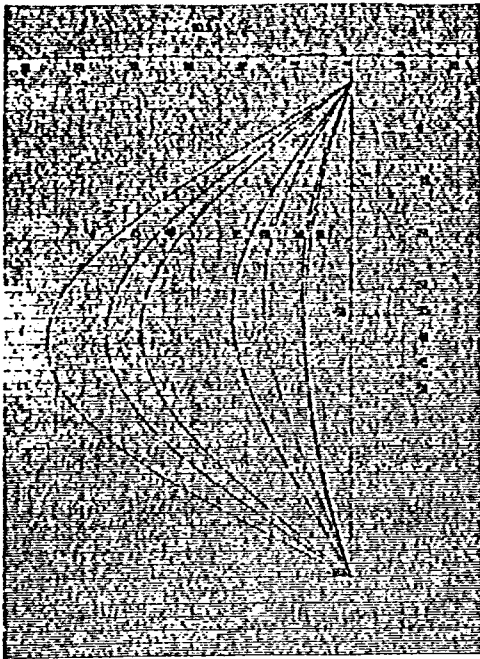
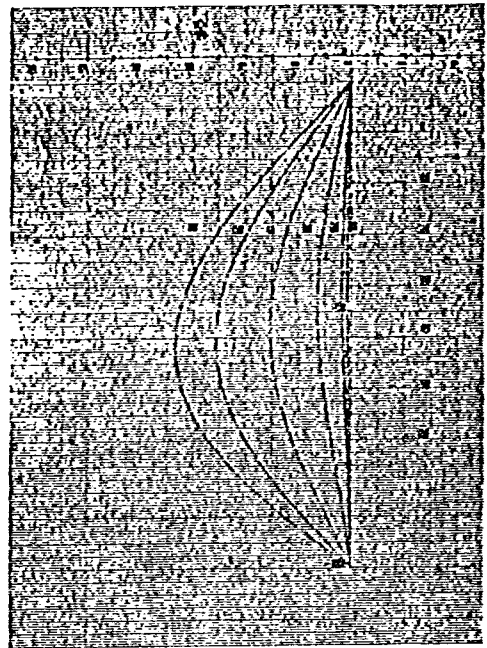


图-2.2.3

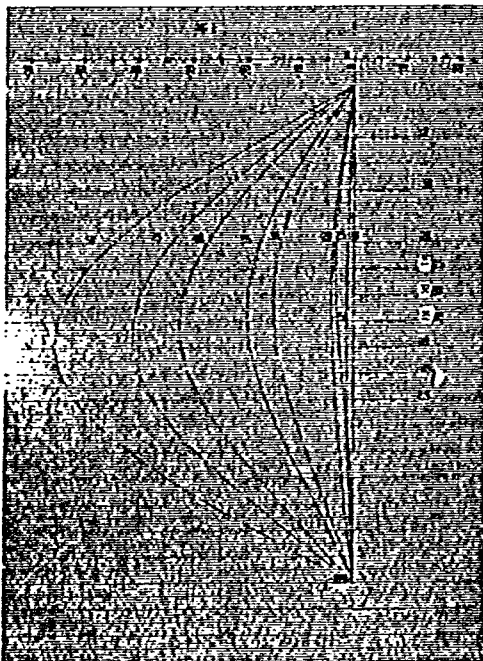
No 1



No 2



No 3



No 4

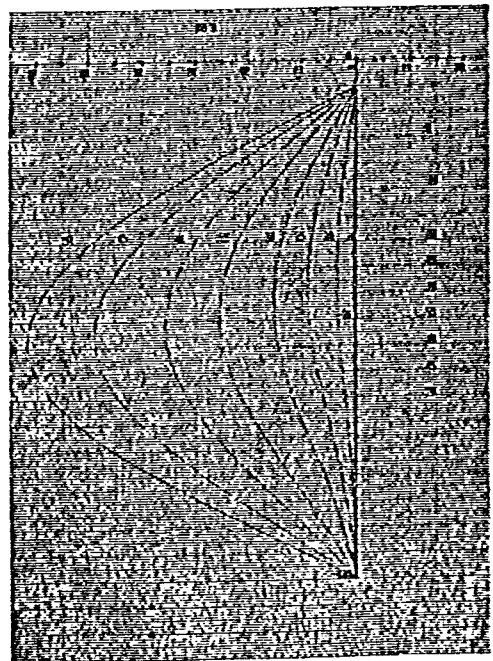


図-2.2.4 ヒズミゲージより計算した矢板たわみ図

この様に地盤の移動は大別すると下端ヒンジの場合は矢板変形（特に矢板の不動点の位置と変形量の大きさが要因となる）、下端フリーの場合は上記の矢板変形プラス土のまわり込み（矢板の根入れ端から支持層までの層厚と土のまわり込み量）によると考えられる。

ここで現場報告例のうち山留変形と背面地盤沈下について共に記されているものより、掘削深さ（ H^m ）と沈下影響範囲（ L^m ）…… L/H 、山留め壁変形の不動点（ H_0^m ）と沈下影響範囲（ L^m ）…… L/H_0 について整理すると表－2.2.2、図－2.2.5の様になる。資料数が少ないが傾向として以下の様な事が言える。

1) 無次元数 L/H 、 L/H_0 について分母の違いはあるが（ $H_0 > H$ ）、 L/H の方が掘削段階によるバラツキが大きい。

2) 各掘削段階において L/H では初期から最終へと低下する傾向にあり、 L/H_0 は逆となっている。

これは軟弱粘土地盤において山留壁の変形の不動点は初期の掘削段階より深く位置し、掘削の進行による不動点の下層への移動が掘削深さとの関係より支持層の位置により左右されることおよび不動点が支持層付近となった後は変形量の増加により地盤内の移動が促進される事によるとと思われる。

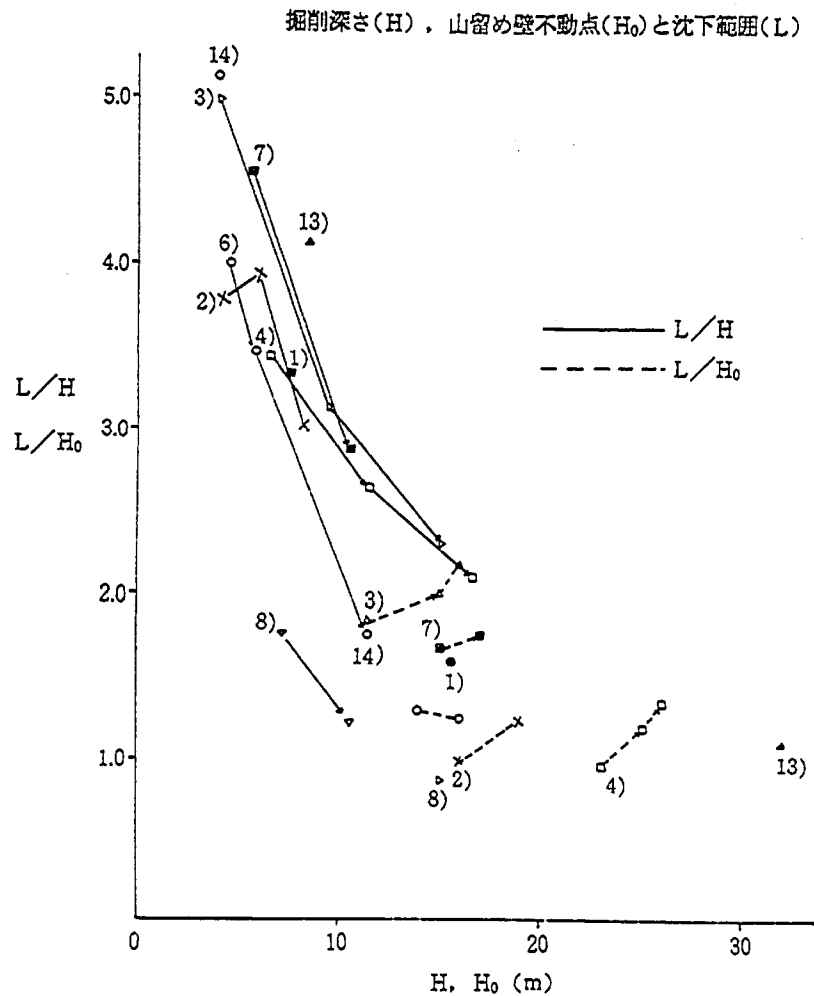


図-2.2.5

表-2.2.2

資料 No.	H	H ₁	H ₀	L ₁	L	L/H	L/H ₀	備 考
1)	7.45	8.0	15.6	6.0	25.0	3.33	6.60	
2)	4.2	5.0	16.0	3.0	16.0	3.81	1.00	
	6.0	7.0	19.0	5.0	23.5	3.92	1.24	
	8.25	7.0	19.0	5.0	25.0	3.03	1.32	
3) 7) - 1	4.0	4.0	11.0	5.0	20.0	5.0	1.82	
	9.5	8.5	15.0	8.0	30.0	3.16	2.00	
	15.1	8.5	16.0	8.0	35.0	2.32	2.19	
4)	6.5	14.0	23.0	0		3.46	0.98	
	11.3	14.0	25.0	0		2.65	1.20	
	16.0	15.0	26.0	0		2.11	1.35	
6)	4.5	5.0	14.0	2.0	18.0	4.00	1.29	
	5.75	7.5	16.0	4.0	20.0	3.48	1.25	
	11.5	8.0	16.0	4.0	20.0	1.74	1.25	
7) - 2	5.5	5.0	15.0	1.0	25.0	4.55	1.67	
	10.4	10.0	17.0	4.0	30.0	2.88	1.76	
13)	8.5	9.0	32.0	15.0	35.0	4.12	1.09	
14)	3.9	0	12.0	2.0		5.13	1.67	
8) - 1	7.3	9.0	15.0	5.0	13.0	1.78	0.87	
	10.6	9.0	15.0	5.5	13.0	1.23	0.87	

現場報告例によるL/H，L/H₀の関係 表-2.2.2，図-2.2.5

(但し表-2.2.2の値は報告例より数値を読み取ったもので多少の誤差はある)

2.2.3 地盤沈下影響範囲 (L) 及び山留め壁の最大変位 (δ_{max})、最大沈下量 (S_{max}) とその発生位置 (H_1 , L_1) の推定

以上、今回の実験と現場報告例より得られた資料より地盤内の動きをパターン化し、地盤の沈下影響範囲(L)他を推定する。ただしこれは山留め変形、土のまわり込みの要因のみを考えたものであり、他の施工状況等の要因を考慮すると、下記の推定より大きなものとなる可能性はある。

イ) 地盤の沈下影響範囲 (L)

- 矢板が支持地盤に貫入されている場合

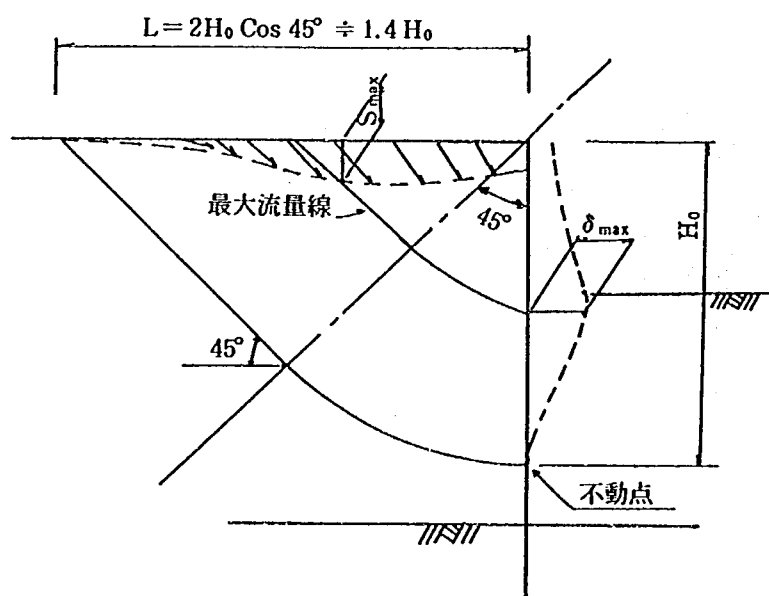


図- 2.2.6

地盤内の流動線は山留め壁近傍においては、その変形、壁面摩擦の影響を考え、山留め壁天端を中心に不動点までを半径とする円弧とし、 45° 以後は直線と仮定した。

- 矢板が支持地盤に貫入されていない場合

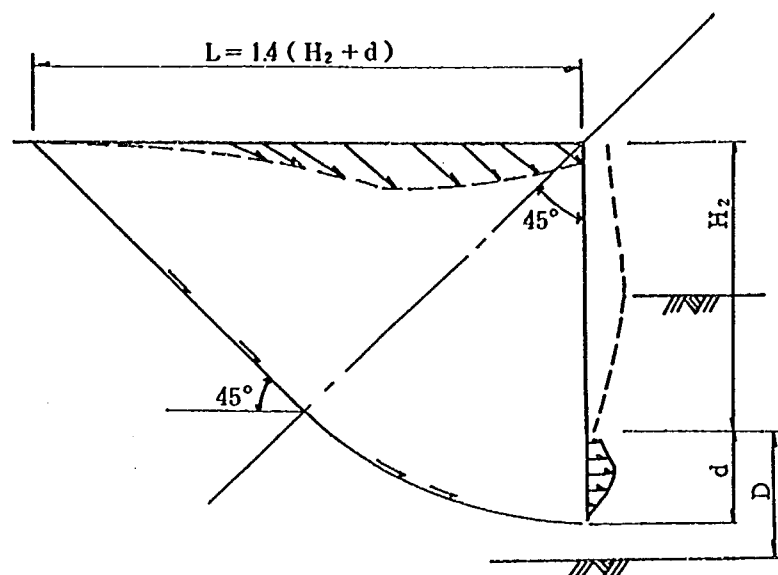


図- 2.2.7

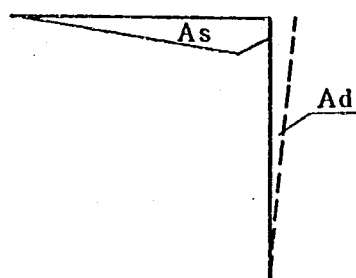
(H_2 : 矢板長, D : 支持層までの層厚
 d : 土のまわり込み範囲

土のまわり込み範囲 d については土質性状, 強度等にて変化するものと思われ, ここでは d というファクターを加えるという事にとどめる。

ロ) 山留め壁の最大変位 $\delta_{\max}$ と地盤沈下量 $S_{\max}$ 及びその発生位置 H_1 , L_1

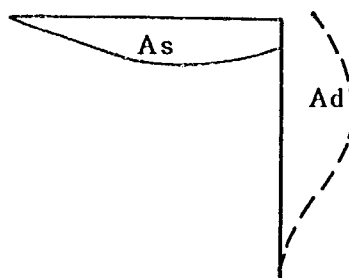
矢板の変形パターンにより下図- 2.2.8 の様に①～③に分けるものとする。

① 剛性壁



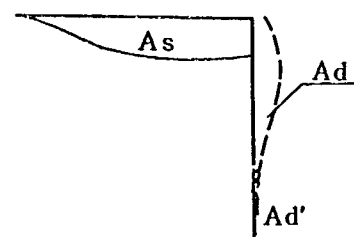
L_1 は背面直後
 $\delta_{\max} \doteq S_{\max}$
 $Ad \doteq As$

② たわみ性壁



$L_1 = (0.5 \sim 1.0) H_1$
 $\delta_{\max} \doteq S_{\max}$
 $Ad \doteq As$

③ 地盤のまわり込みがある
 場合 (①+③のパターン)



$L_1 > (0.5 \sim 1.0) H_1$
 $Ad < As = Ad + Ad'$

図- 2.2.8

2.2.4 今後の課題

この様に山留め壁の変形と地盤沈下について、その範囲等を仮定したが、実験による流動線は今回の仮定の山留め壁天端を円弧中心とするよりも多少その45°延長線上に中心をもつ円弧に近似する様である。しかし、その円弧中心をモデル的に決定する事は難かしく、山留め変形等にも関係すると考えられる為、最大範囲的な意味を持たせたものである。(この流動線は地盤が粘性流動をする範囲を仮定したもので一般に言うところの「すべり線」というものを表すものではない。)

今回の仮定については、不動点の位置及び土のまわり込み範囲dが重要なポイントとなっているが、その決定方法については今後の問題となっている。

不動点の位置については、掘削段階の山留め壁変位(根入れ端にての壁の移動も考慮可能なもの)の計算法が不可欠であり、これには弾塑性法、FEMが考えられている。この使用法についても数多くの報告がなされており、これらによる検討を行ってゆくことが必要である。

また土のまわり込み範囲dについては、ヒービングにおける流動線の決定方法(一般的には安全率の計算に用いられている)等を参考に考えてゆきたい。

2.2.5 参考文献

- 1) 庄司:「掘削に伴う地盤沈下に関する一考察」—第34回年次学術講演会概要集 電々公社
- 2) 楠本:「鋼矢板土留壁の変形と土圧」—土と基礎(1973. Vol 21, No. 11)
- 3) 尾崎:「柱列式連続壁山留めにおける現地計測と結果」—土と基礎(1974. Vol 22, No. 11)
大阪市交通局
- 4) 首都高速道路協会:「近接構造物に対する変動測定結果」—羽横Ⅱ期線と国鉄立体交差および派大岡川筋施工に関する研究報告会報告書 S 51
- 5) 新海:「根切り工事における山留め壁の変形と周辺地盤の沈下」—第13回土質工学研究発表会
- 6) 東京第一工事局:「土留め壁の変形と背面土の沈下」—仮設構造物設計要領(案) S 53. 9
- 7) 日本鉄道施設協会:「掘削土留工の設計に関する研究—報告書」 S 54. 3
- 8) 高野, 寄山:「開削工法・根切工法・山留工法のチェックリスト(山留壁の変形と周辺地盤の沈下)」—基礎工(1976. Vol 4, No. 7) 鹿島建設, 竹中工務店
- 9) 総合土木研究所:「掘削と山留」…掘削と周辺地盤の沈下他
- 10) 木島:「軟弱粘土地盤の大規模掘削工事における周辺地盤の沈下について」—第12回土質工学研究発表会 鹿島建設
- 11) 川口:「掘削工事に伴う土留め壁背面側の地盤沈下について(粘性土地盤)」—第36回土質工学研究発表会 パシコン
- 12) 丸岡:「根切り山留め工事に伴う周辺地盤沈下量の推定」—第12回土質工学研究発表会 竹中工務店
- 13) 野尻:「挿入式傾斜計による鋼矢板の安全管理測定」—第13回土質工学研究発表会 鹿島建設

- 14) 達下：「周辺環境を考慮した山留め工事に伴う安全施工のための実測例」—土と基礎（1973.
Vol 21, No. 5） 東京都土木技術研究所
- 15) 「軟弱地盤におけるヒービング現象に関する実験」—土木研究所資料 1721 号（S 56. 11）
- 16) 「橋梁下部工における近接工事の設計施工に関する研究」—技術発表会論文集（S 55. 11, S 56.
11） 建設省
- 17) 首都高速道路協会：「既設構造物の近接施工に関する調査研究報告書（その 1, 2, 3） S 54. 3,
S 56. 3
- 18) 川村：「掘削現場周辺地盤の沈下予測」—第26回土質工学シンポジウム 金大
古藤田：「市街地の根切り工事に伴う地盤荷挙動」—第26回土質工学シンポジウム 早稲田, 東急

2.3 実験データ

2.3.1 粘着力の算定 …………… 簡易ベーンセン断試験 …………… 表－2.3.1 (1～4)

2.3.2 地盤内変位一般図 …………… 図－2.3.2 (1～6)

2.3.3 ひずみ計からの計算による矢板たわみ図 …………… 図－2.3.3 (1～4)

表－2.3.3 (1～4)

2.3.4 土圧計キャリブレーションおよび土圧計測結果 …………… 図－2.3.4

図－2.3.4 (1～9)

表－2.3.4 (1～9)

2.3.5 参考資料

2.3.1 粘着力の算定(1)

ケース No. 2 ペーン試験

表-2.3.1 (1)

1回目

深さ (cm)	せん断羽根	フリクション	トルク モーメント	C (‰)
0	0.10	—	0.10	0.008
20	0.22	0.02	0.20	0.016
40	0.22	0.08	0.14	0.011
60	0.24	0.12	0.12	0.009
80	0.26	0.14	0.12	0.009

表-2.3.1 (2)

2回目

深さ (cm)	せん断羽根	フリクション	トルク モーメント	C (‰)
0	0.12	—	0.12	0.009
20	0.24	0.02	0.22	0.017
40	0.26	0.06	0.20	0.016
60	0.30	0.12	0.18	0.015
80	0.30	0.14	0.16	0.013

粘着力Cの算定(2)

ケース No. 4 ベーン試験

表-2.3.1 (3)

1 回目

深さ(cm)		フリクション	トルク モーメント	C (%)
0	0.10	—	0.10	0.008
20	0.16	0.04	0.12	0.009
40	0.16	0.04	0.12	0.009
60	0.20	0.10	0.10	0.008
80	0.28	0.12	0.16	0.012

表-2.3.1 (4)

2 回目

深さ(cm)		フリクション	トルク モーメント	C (%)
0	0.10	—	0.10	0.008
20	0.16	0.06	0.10	0.008
40	0.20	0.08	0.12	0.009
60	0.24	0.14	0.10	0.008

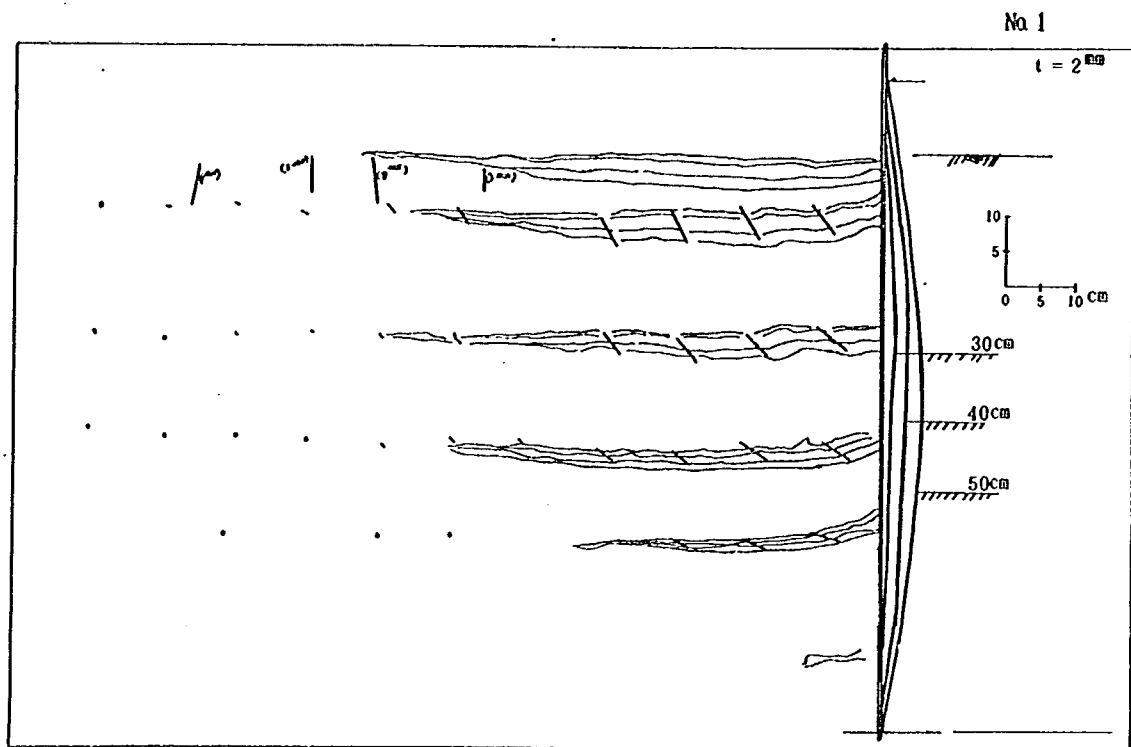


図-2.3.2 (1)

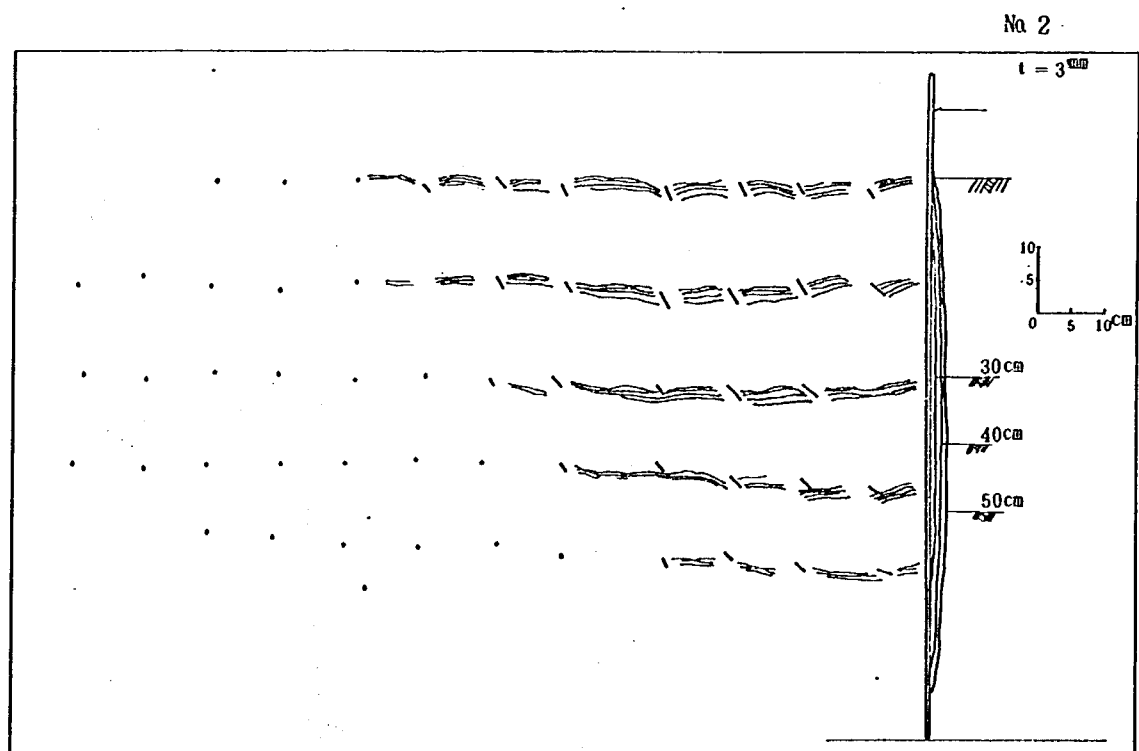


図-2.3.2 (2)

2.3.2 地盤内変位一般図

№ 3

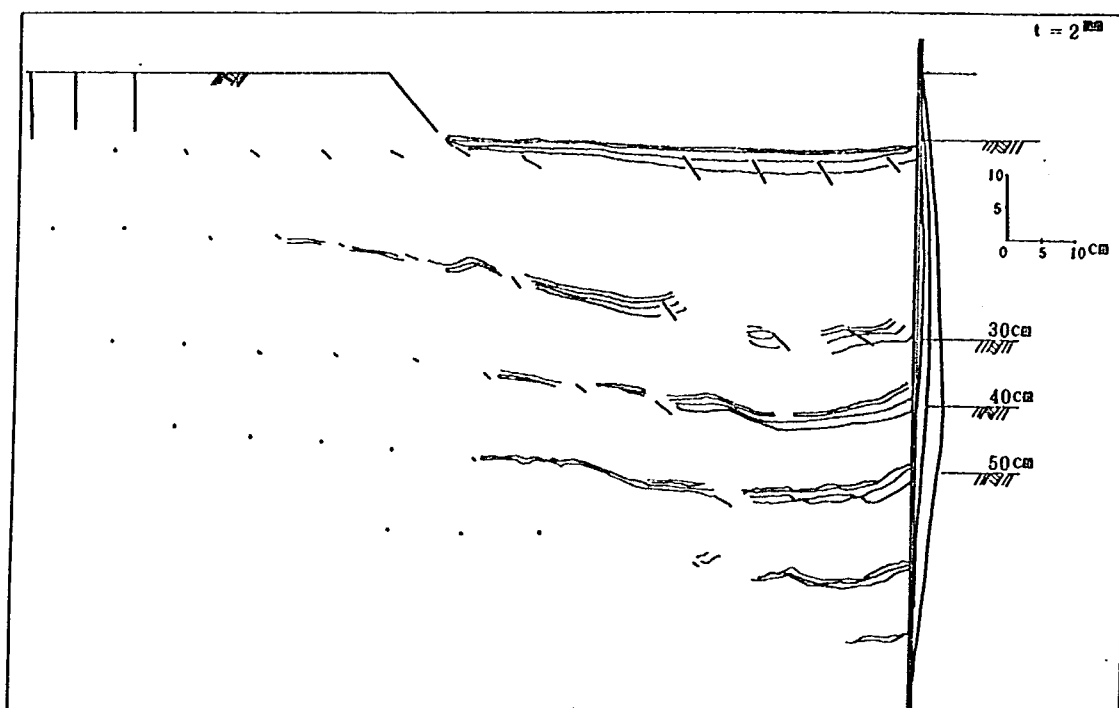


图- 2.3.2 (3)

№ 4

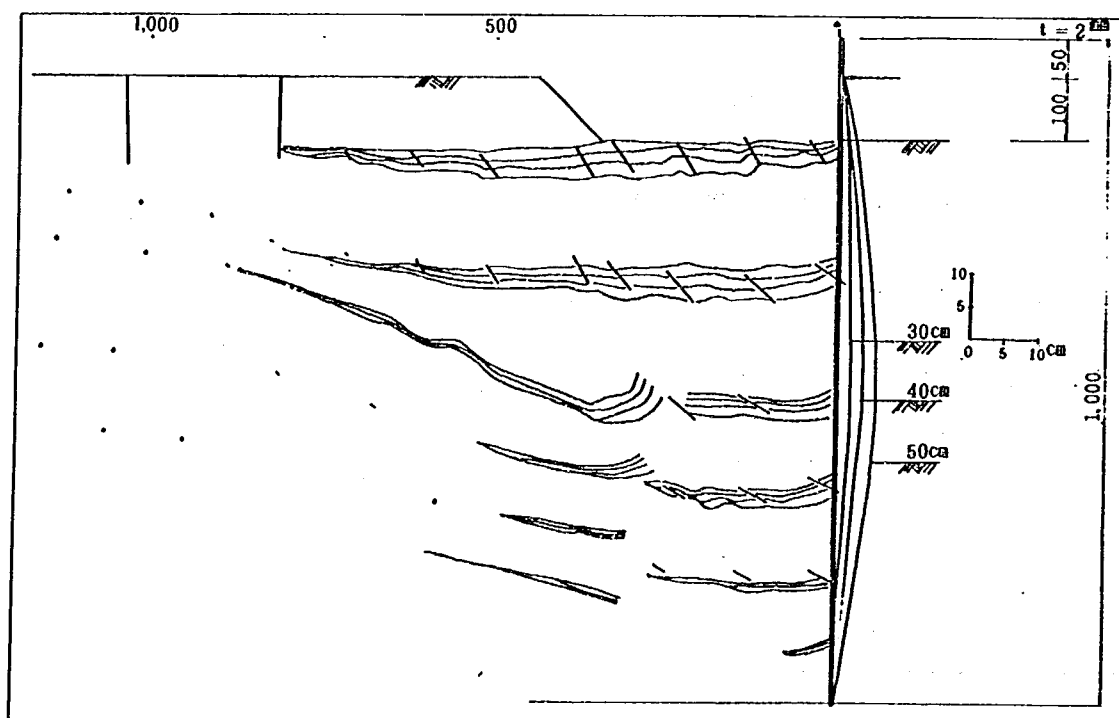


图- 2.3.2 (4)

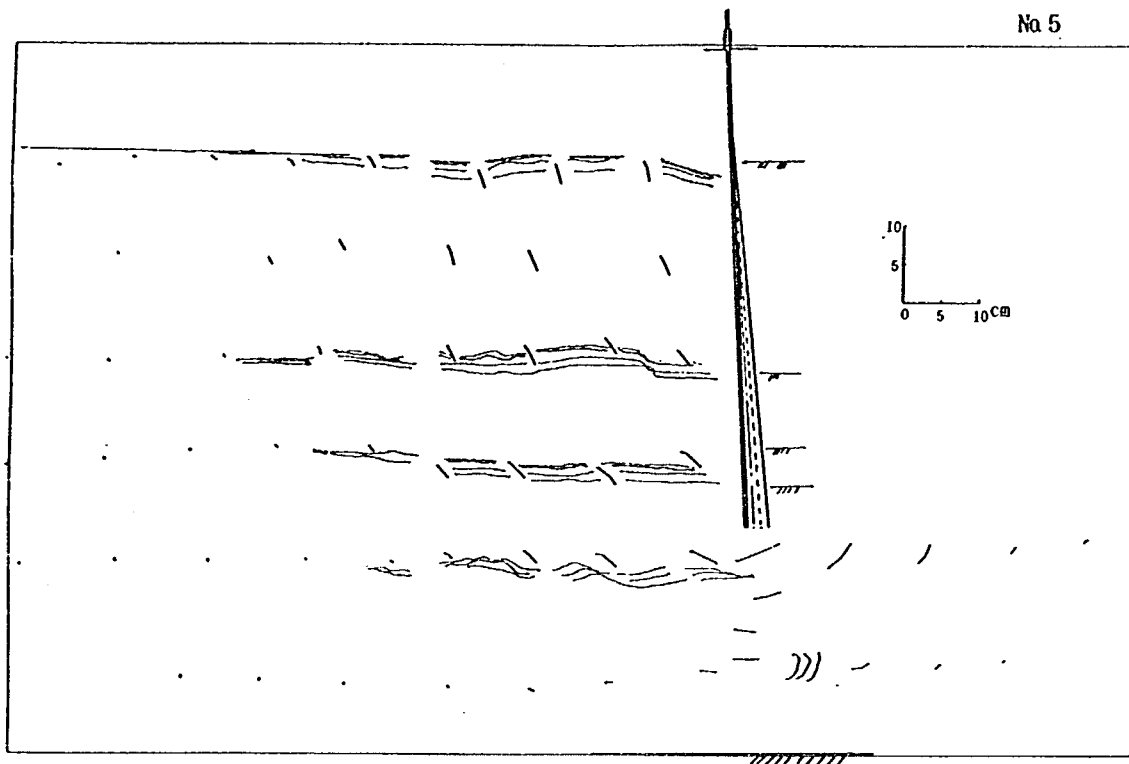


图-2.3.2 (5)

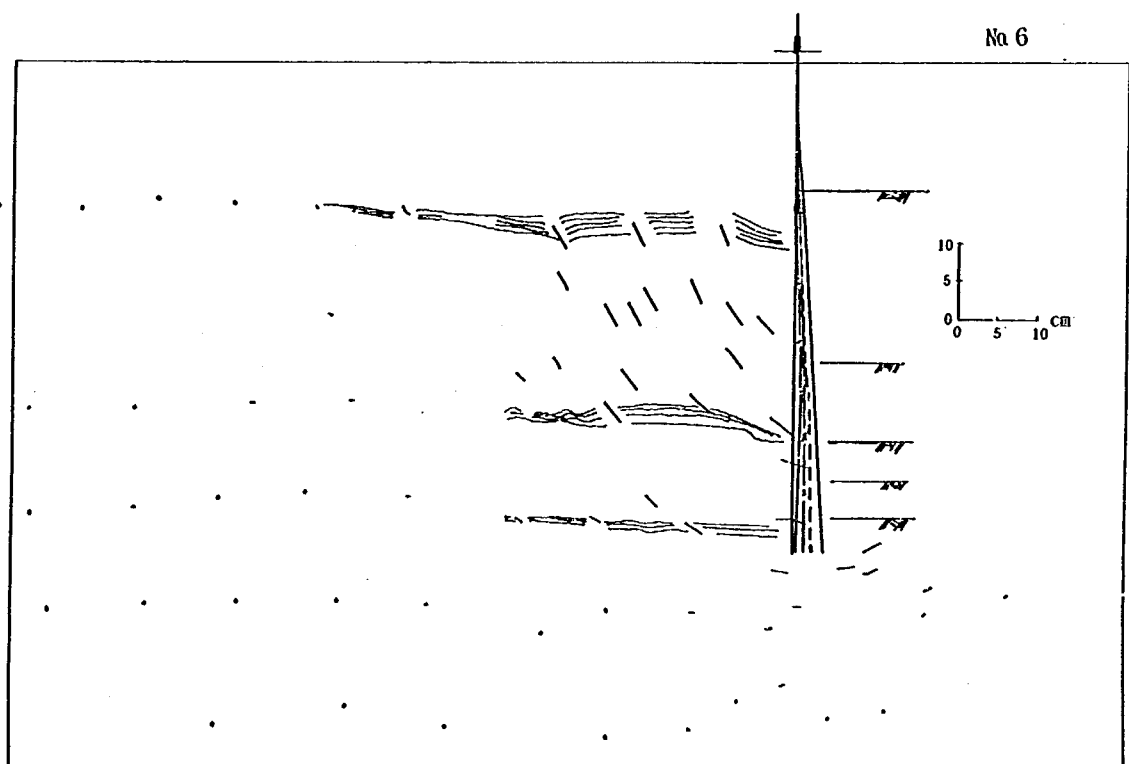


图-2.3.2 (6)

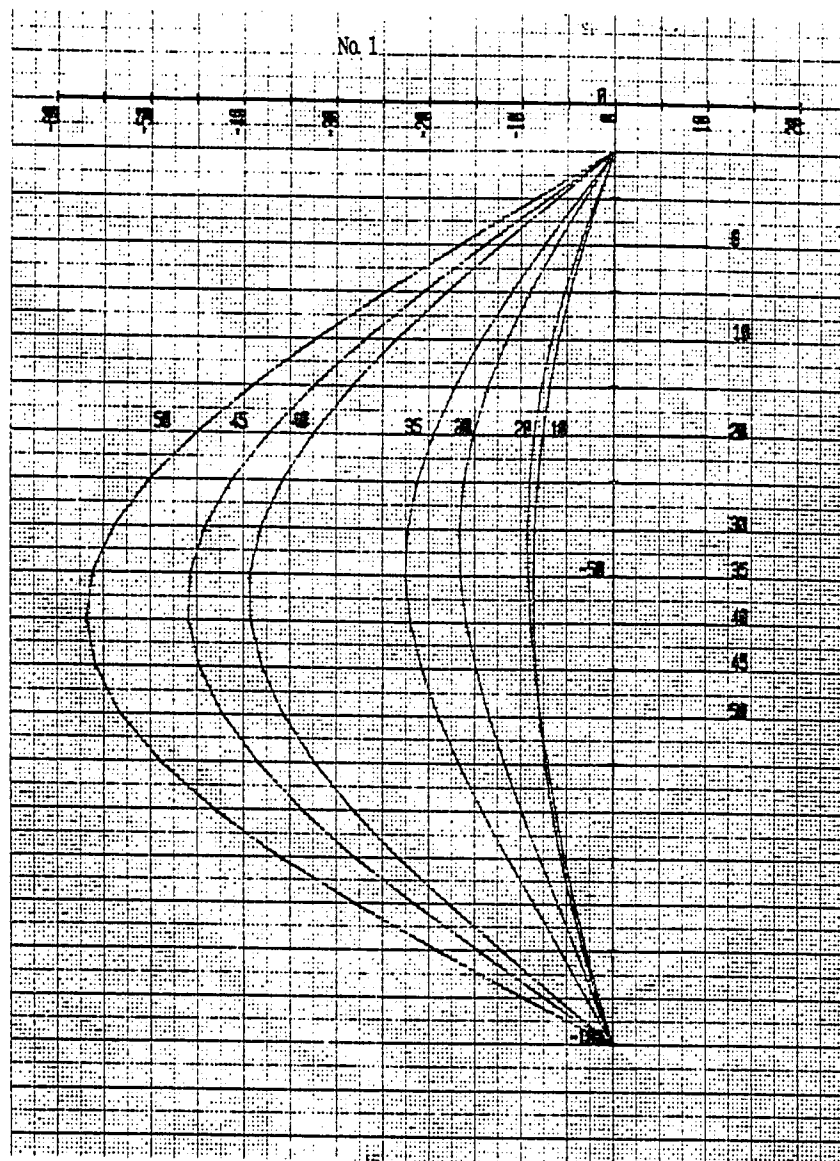


図-2.3.3 (1)

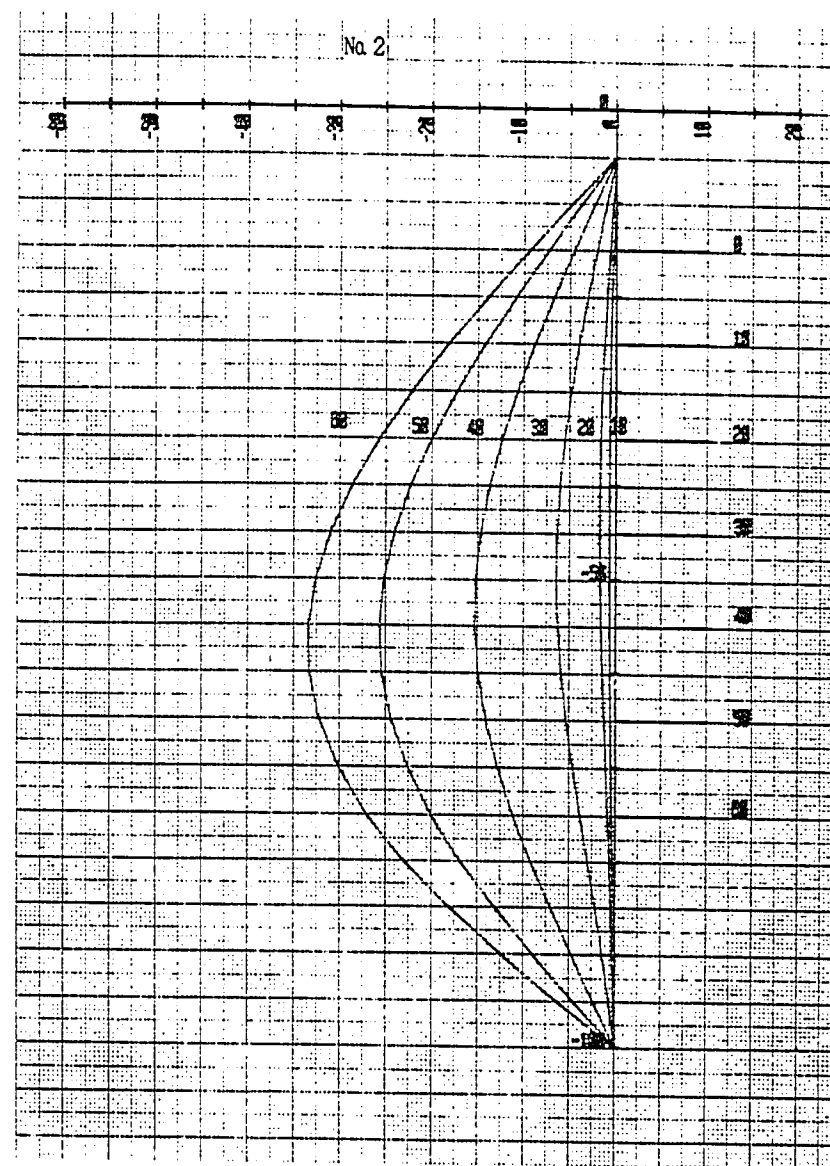


図-2.3.3 (2)

2.3.3 ひずみ計からの計算による矢板たわみ図

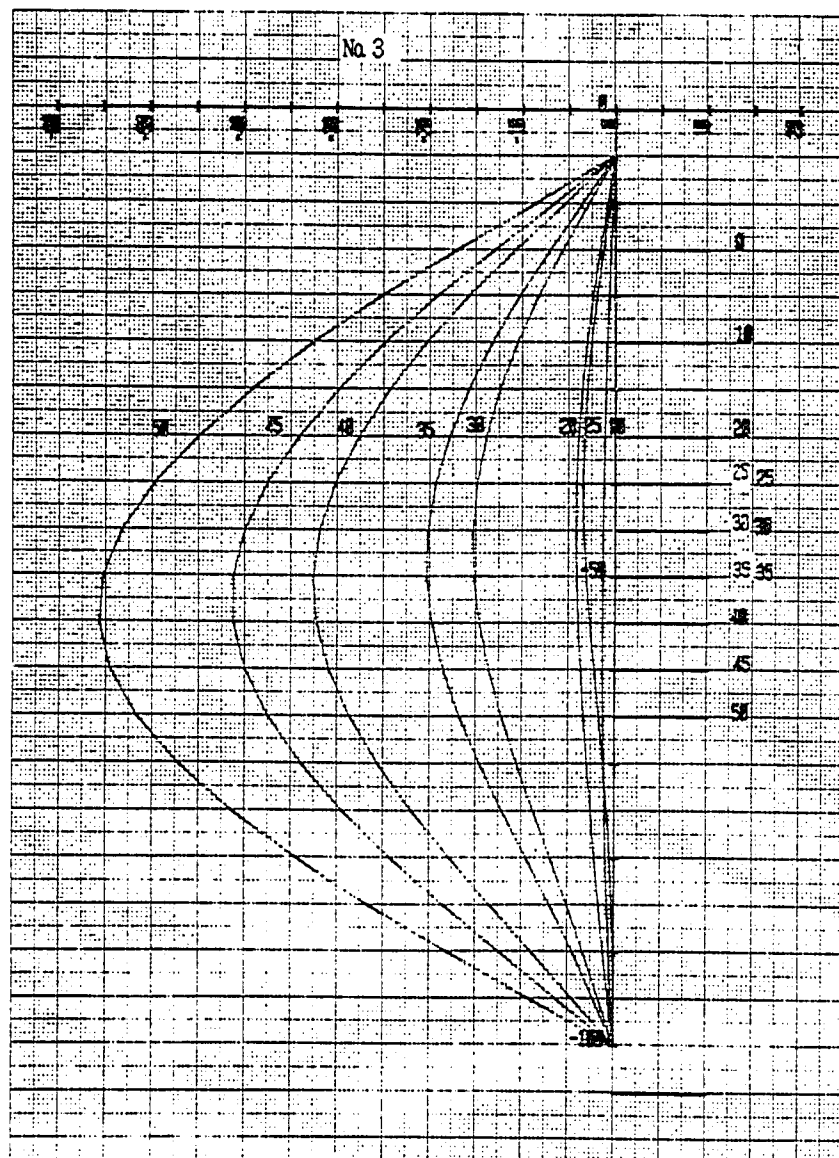


图-2.3.3 (3)

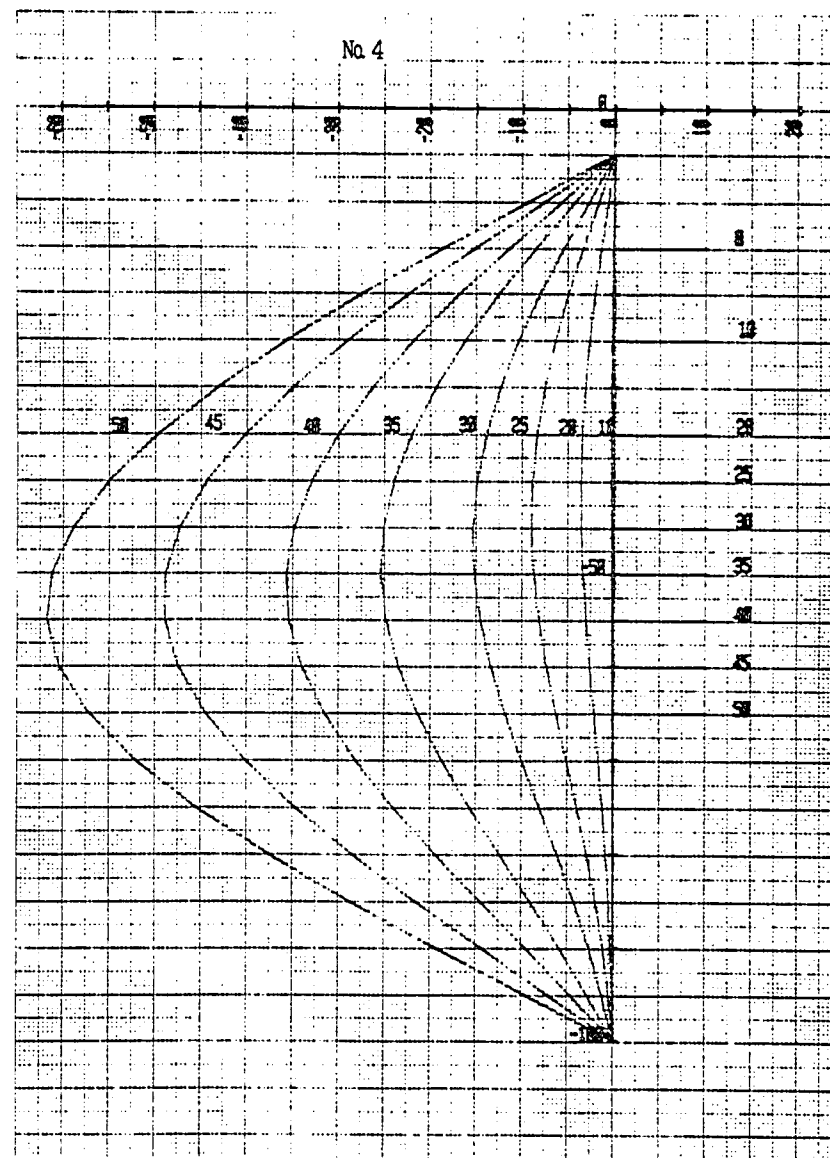


图 2.3.3 (4)

表- 2.3.3 (1)

No.	10	20	30	35	40	45	50
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	-1.7322	-1.9213	-3.1718	-3.7691	-6.1183	-6.9613	-8.2832
3	-3.3393	-3.7295	-6.2286	-7.4877	-12.1510	-13.8338	-16.4833
4	-4.7665	-5.3577	-9.0679	-11.0562	-17.9642	-20.4720	-24.4414
5	-5.9774	-6.7434	-11.5672	-14.3253	-23.3750	-26.6801	-31.9415
6	-6.9427	-7.8278	-13.6140	-17.1495	-28.2008	-32.2633	-38.7678
7	-7.6793	-8.6085	-15.1646	-19.4592	-32.3291	-37.0939	-44.7666
8	-8.2121	-9.1030	-16.1939	-21.1865	-35.6443	-41.0409	-49.7748
9	-8.5374	-9.3062	-16.6545	-22.2075	-37.9651	-43.9009	-53.5530
10	-8.6602	-9.2356	-16.5375	-22.4423	-39.1377	-45.4897	-55.8750
11	-8.5986	-8.9400	-15.8981	-21.9039	-39.0960	-45.7060	-56.5900
12	-8.3545	-8.4613	-14.8187	-20.6750	-37.8593	-44.5341	-55.6251
13	-7.9279	-7.8320	-13.3967	-18.8897	-35.5301	-42.0504	-52.9983
14	-7.3288	-7.0752	-11.7229	-16.6695	-32.2246	-38.3611	-48.7727
15	-6.5541	-6.1940	-9.8616	-14.1037	-28.0479	-33.5748	-43.0440
16	-5.5988	-5.1966	-7.8921	-11.3272	-23.1687	-27.8749	-36.0110
17	-4.4666	-4.0954	-5.9033	-8.4869	-17.7889	-21.4899	-27.9398
18	-3.1475	-2.8686	-3.9295	-5.6417	-12.0509	-14.6006	-19.0717
19	-1.6385	-1.4893	-1.9632	-2.8071	-6.0761	-7.3750	-9.6612
20	0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000

表- 2.3.3 (2)

No.	10	20	30	40	50	60
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	-0.1581	-0.3458	-1.0585	-2.2886	-3.6591	-4.6732
3	-0.3095	-0.6825	-2.1045	-4.5546	-7.2828	-9.2993
4	-0.4475	-0.9987	-3.1134	-6.7541	-10.8061	-13.7979
5	-0.5652	-1.2812	-4.0532	-8.8305	-14.1482	-18.0711
6	-0.6558	-1.5157	-4.8900	-10.7262	-17.2260	-22.0206
7	-0.7151	-1.6878	-5.5869	-12.3781	-19.9531	-25.5446
8	-0.7415	-1.7832	-6.1033	-13.7184	-22.2364	-28.5345
9	-0.7371	-1.7952	-6.4043	-14.6836	-23.9834	-30.8806
10	-0.7085	-1.7315	-6.4741	-15.2293	-25.1229	-32.4934
11	-0.6628	-1.6069	-6.3143	-15.3245	-25.5958	-33.2929
12	-0.6063	-1.4377	-5.9373	-14.9464	-25.3412	-33.1919
13	-0.5443	-1.2418	-5.3738	-14.1021	-24.3249	-32.1263
14	-0.4795	-1.0347	-4.6673	-12.8302	-22.5478	-30.0641
15	-0.4117	-0.8280	-3.8662	-11.1880	-20.0452	-27.0061
16	-0.3402	-0.6318	-3.0210	-9.2461	-16.8918	-22.9997
17	-0.2650	-0.4526	-2.1795	-7.0822	-13.1885	-18.1391
18	-0.1843	-0.2905	-1.3826	-4.7754	-9.0534	-12.5640
19	-0.0953	-0.1413	-0.6590	-2.3985	-4.6121	-6.4439
20	-0.0000	0.0000	0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000

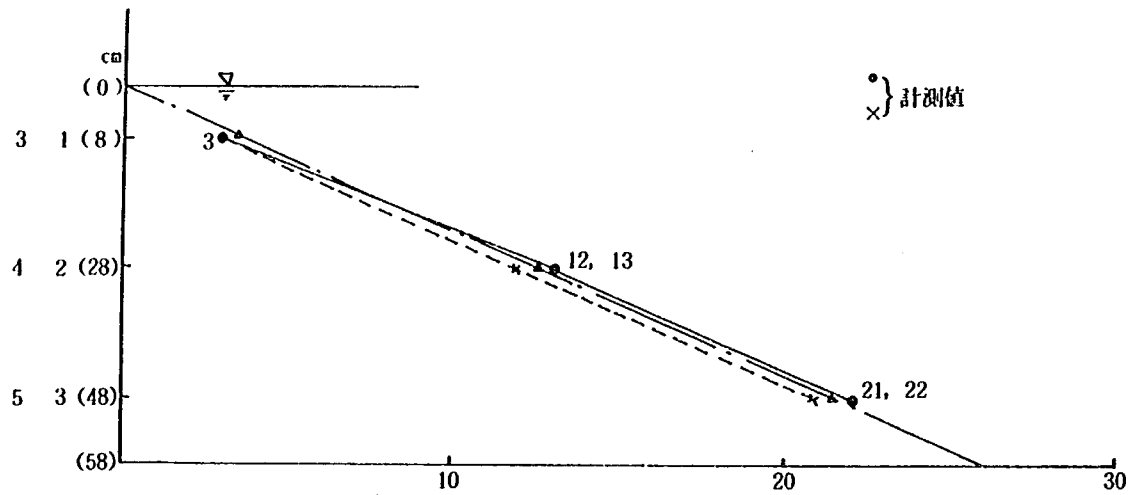
表-2.3.3 (3)

No.	10	20	25	30	35	40	45	50
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	-0.2530	-0.8624	-0.6679	-2.9351	-3.5711	-5.4505	-6.5655	-8.5890
3	-0.4915	-1.6860	-1.3496	-5.7377	-7.0509	-10.7523	-12.9867	-16.9799
4	-0.7101	-2.4402	-2.0144	-8.3159	-10.3269	-15.7560	-19.1022	-24.9814
5	-0.8981	-3.0913	-2.6048	-10.5848	-13.2723	-20.2984	-24.7240	-32.3798
6	-1.0498	-3.6131	-3.0621	-12.4655	-15.7946	-24.2533	-29.7064	-38.9963
7	-1.1709	-3.9911	-3.3557	-13.9143	-17.8407	-27.5532	-33.9750	-44.7328
8	-1.2620	-4.2128	-3.4736	-14.8894	-19.3342	-30.1118	-37.4181	-49.4606
9	-1.3143	-4.2689	-3.3947	-15.3302	-20.1653	-31.7873	-39.8430	-52.9509
10	-1.3323	-4.1769	-3.1257	-15.2203	-20.2776	-32.4679	-41.0947	-54.9936
11	-1.3296	-3.9724	-2.7105	-14.6041	-19.6899	-32.1140	-41.0928	-55.4545
12	-1.3069	-3.6879	-2.2116	-13.5561	-18.4666	-30.7583	-39.8183	-54.2598
13	-1.2555	-3.3534	-1.7033	-12.1699	-16.7058	-28.4976	-37.3338	-51.4213
14	-1.1697	-2.9820	-1.2306	-10.5338	-14.5231	-25.4562	-33.7575	-47.0234
15	-1.0533	-2.5719	-0.8116	-8.7351	-12.0591	-21.7930	-29.2561	-41.2237
16	-0.9100	-2.1293	-0.4727	-6.8790	-9.4695	-17.6954	-24.0460	-34.2652
17	-0.7367	-1.6616	-0.2431	-5.0622	-6.9012	-13.3534	-18.3559	-26.4323
18	-0.5266	-1.1553	-0.1129	-3.3261	-4.4548	-8.9096	-12.3639	-17.9663
19	-0.2764	-0.5958	-0.0421	-1.6505	-2.1652	-4.4445	-6.2057	-9.0791
20	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

表-2.3.3 (4)

No.	10	20	25	30	35	40	45	50
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	-0.0835	-0.7632	-1.7809	-2.8331	-4.3491	-5.7822	-7.6372	-9.3804
3	-0.1632	-1.4970	-3.4942	-5.5769	-8.5739	-11.4244	-15.1012	-18.5471
4	-0.2341	-2.1746	-5.0819	-8.1494	-12.5643	-16.7960	-22.2353	-27.3169
5	-0.2913	-2.7653	-6.4840	-10.4638	-16.2103	-21.7663	-28.8824	-35.5136
6	-0.3304	-3.2341	-7.6374	-12.4306	-19.3982	-26.1991	-34.8771	-42.9521
7	-0.3488	-3.5466	-8.4795	-13.9606	-22.0105	-29.9482	-40.0405	-49.4351
8	-0.3448	-3.6798	-8.9597	-14.9713	-23.9303	-32.8623	-44.1827	-54.7486
9	-0.3201	-3.6324	-9.0587	-15.4088	-25.0594	-34.7995	-47.1161	-58.6709
10	-0.2836	-3.4225	-8.7914	-15.2638	-25.3404	-35.6473	-48.6764	-60.9920
11	-0.2439	-3.0813	-8.2011	-14.5731	-24.7714	-35.3489	-48.7486	-61.5412
12	-0.2055	-2.6501	-7.3513	-13.4088	-23.4050	-33.9186	-47.2901	-60.2128
13	-0.1708	-2.1733	-6.3178	-11.8663	-21.3397	-31.4408	-44.3498	-56.9939
14	-0.1412	-1.6921	-5.1811	-10.0588	-18.7101	-28.0593	-40.0695	-51.9862
15	-0.1152	-1.2415	-4.0207	-8.1088	-15.6755	-23.9627	-34.6648	-45.4041
16	-0.0912	-0.8504	-2.9160	-6.1456	-12.4140	-19.3712	-28.4007	-37.5464
17	-0.0684	-0.5379	-1.9399	-4.2938	-9.1019	-14.5109	-21.5616	-28.7556
18	-0.0462	-0.3067	-1.1402	-2.6481	-5.8873	-9.5837	-14.4194	-19.3791
19	-0.0234	-0.1381	-0.5154	-1.2413	-2.8627	-4.7372	-7.1966	-9.7264
20	0.0000	-0.0000	-0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.0000	-0.0000

2.3.4 土圧計キャリブレーション (水圧による)



$$\left. \begin{aligned} \frac{22}{48} \times 100 &= 45.83 \\ \frac{21}{48} \times 100 &= 43.75 \\ \frac{13}{28} \times 100 &= 46.43 \\ \frac{12}{28} \times 100 &= 42.86 \\ \frac{3}{8} \times 100 &= 37.50 \end{aligned} \right\} \text{平均 } 44.72 \div 45.0$$

$0.1 \text{ kg/cm}^3 \rightarrow 45$

Case No. 1

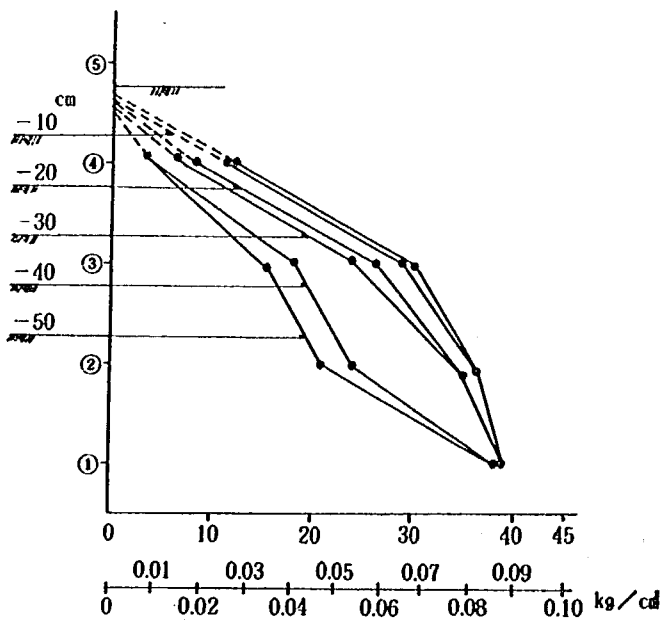


表-2.3.4 (1)

	土 圧 計					
	1	2	3	4	5	
0	39	36	30	12	—	4+15
10	39	37	29	11	—	
20	40	34	26	8	—	
30	39	34	24	7	—	
35	40	27	20	5	—	
40	38	24	18	4	—	
45	38	24	16	4	—	
50	38	21	15	4	—	

図-2.3.4 (1)

Case No. 2 (受働側)

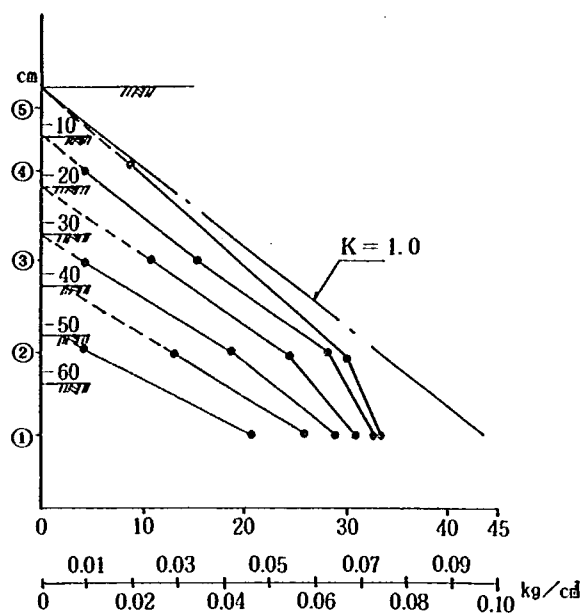


図-2.3.4 (2)

表-2.3.4 (2)

	土 圧 計 測				
	1	2	3	4	5
0	33.5	30	19.5	10	0
10	33.0	28.5	15.5	4.5	—
20	31.0	24.5	11.0	—	—
30	29.0	19.0	4.0	—	—
40	26.0	13.0	—	—	—
50	21.0	5.0	—	—	—
60	15.5	—	—	—	—

Case No. 3 (余盛)

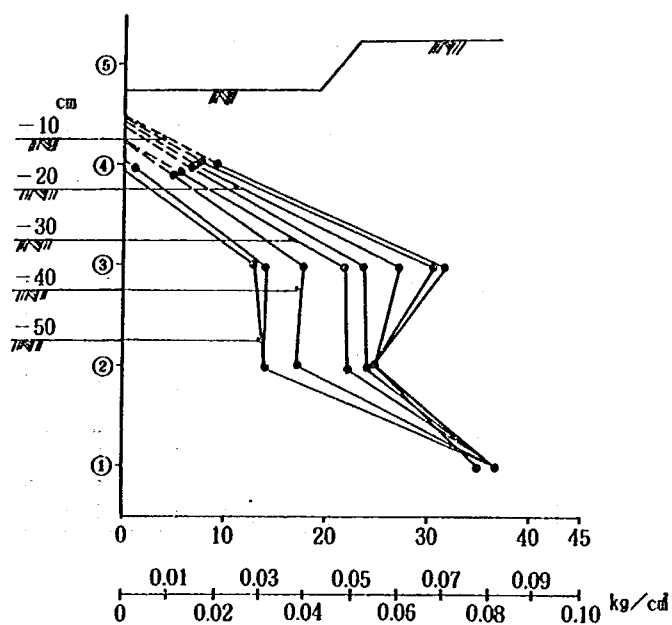


図-2.3.4 (3)

表-2.3.4 (3)

	土 圧 計 測				
	1	2	3	4	5
0	35	25	32	9	<u>1</u>
10	35	25	31	8	<u>4</u>
20	37	25	27	7	<u>3</u>
25	37	24	24	6	<u>2</u>
30	37	22	22	4	<u>1</u>
40	37	17	18	3	<u>0</u>
45	37	14	14	1	<u>-1</u>
50	37	14	13	-1	<u>-2</u>

Case No. 4 (余盛)

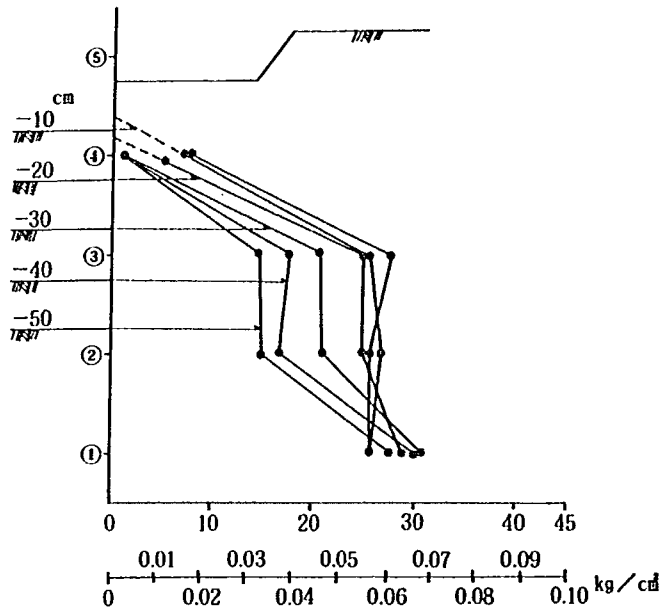


図-2.3.4 (4)

表-2.3.4 (4)

	土 圧 計					
	1	2	3	4	5	
0	26	26	28	8	—	
10	26	27	26	7	—	
20	29	25	25	1	—	
25	30	23	23	2	—	
30	31	21	21	1	—	
35	31	20	20	0	—	
40	30	17	18	1	—	
45	28	15	15	0	—	
50	28	15	13	0	—	

地盤作成時の(盛土)土圧計測 $t = 2 \text{ mm}$ (Case 1 の前)

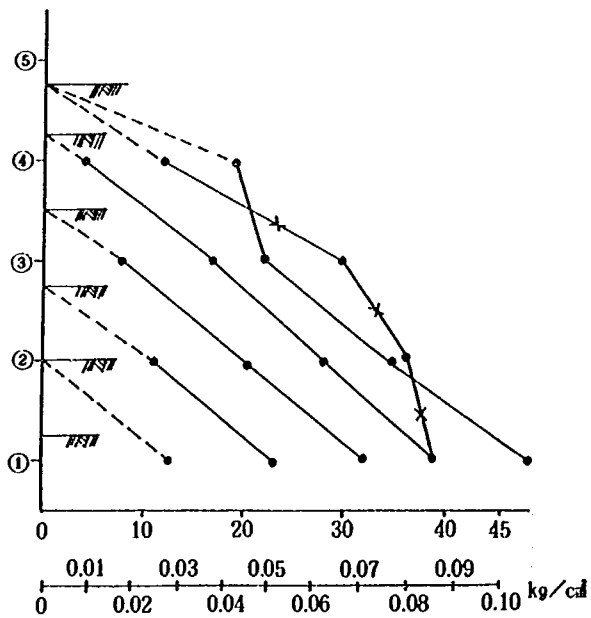


図-2.3.4 (5)

表-2.3.4 (5)

	土 圧 計					
	1	2	3	4	5	
1 + 5	2	—	—	—	—	
20	13	—	—	—	—	
35	23	11	2	—	—	
50	32	20	8	—	—	
65	39	28	17	4	—	
75	48	34	22	19	2	
3月移	39	36	30	12	—	—x—

地盤作成時の（盛土）土圧計測 $t = 3 \text{ mm}$ (Case 2 の前)

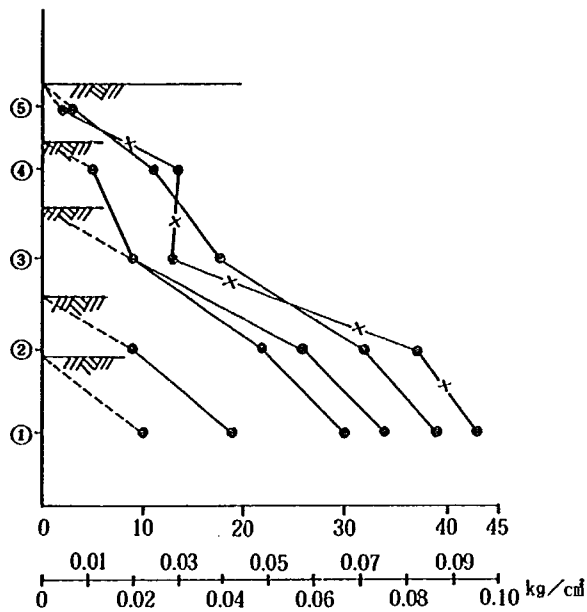


図- 2.3.4 (6)

表- 2.3.4 (6)

	土 圧 計					
	1	2	3	4	5	
1 + 15 ^{cm}	10	1	0	0	0	
+ 27	19	9	1	0	0	
+ 45	30	22	9	0.5	0.5	
+ 58	31	26	9	5	0.5	
+ 70	39	32	18	11	3	
1月後	13	37	13	11	2	—x—

地盤作成時の（盛土）土圧計測 $t = 2 \text{ mm}$ (Case 4 の前)

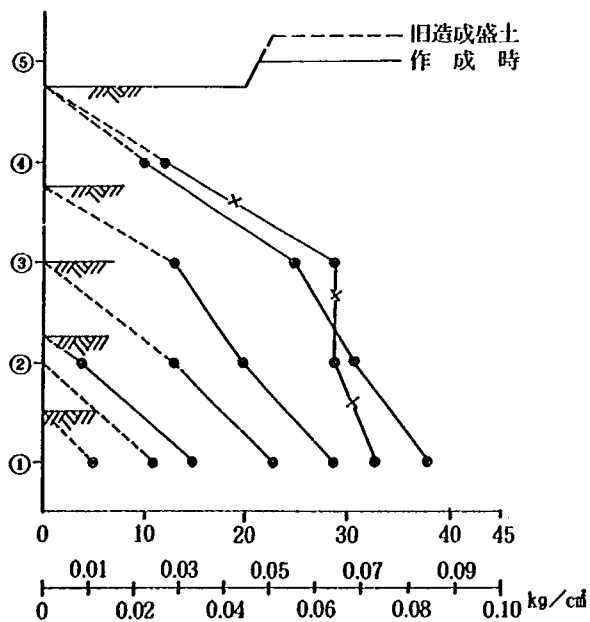


図- 2.3.4 (7)

表- 2.3.4 (7)

	土 圧 計					
	1	2	3	4	5	
1 + 10 ^{cm}	5	- 2	1	- 2	- 1	
+ 20	12	- 2	1	- 2	- 2	
+ 25	15	4	2	- 2	- 2	
+ 40	23	13	10	- 2	- 2	
+ 55	29	20	13	- 2	- 3	
+ 75	38	31	25	10	- 1	
1月後	33	29	29	12	5	—x—

受働土圧計測 (t = 2 mm) ケースは関係ナシ

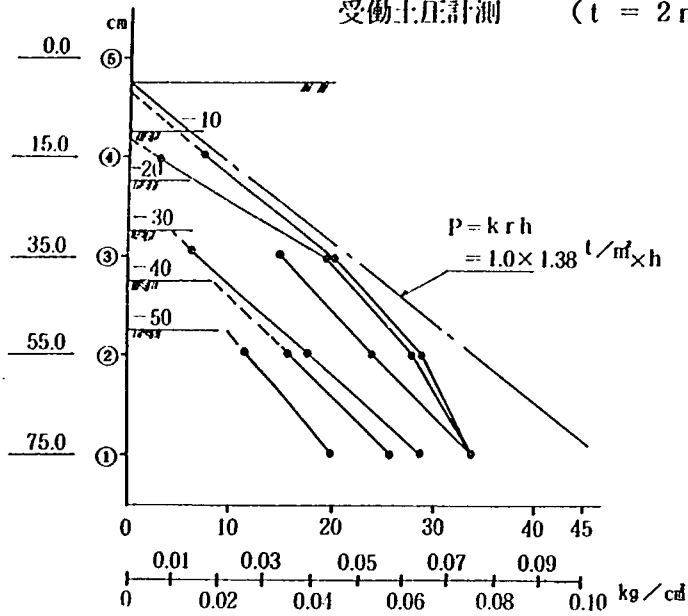


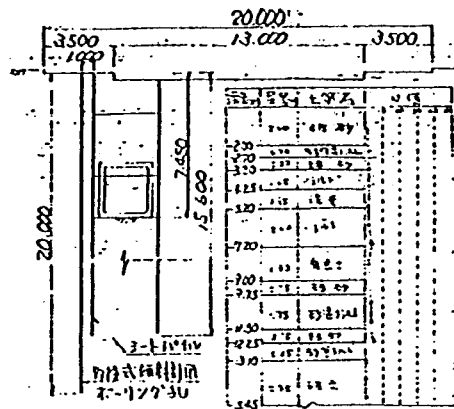
表-2.3.4 (8)

掘削 深さ	土 圧 計 No.					仰 長
	1	2	3	4	5	
0 cm	34	29	20	8	—	1 + 15 cm
10	34	28	19	3	—	4 + 5
20	34	24	15	0	—	4 - 5
30	29	18	7	0	—	4 - 15
40	26	16	0	0	—	4 - 25
50	20	12	0	0	—	4 - 35

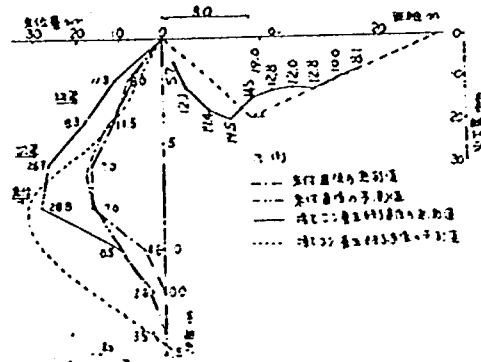
図-2.3.4 (8)

2.3.5 参考資料

1) N = 0 ~ 2 粘性土, 砂質土の互層 (札幌市内)

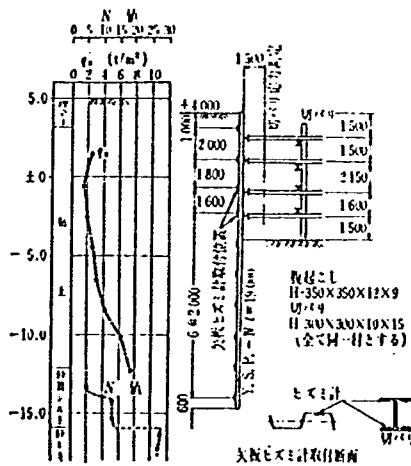


工事の概要



予測値と実測値の比較

2) N = 0 ~ 2, C = 1.0 ~ 2.0 t/m² の粘性土 (瀬戸内海の海底チュウ積粘土層上に周辺海底の粘土をしゅんせつして造成された地盤)



大板ビス計取断面

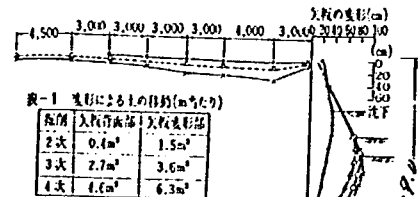
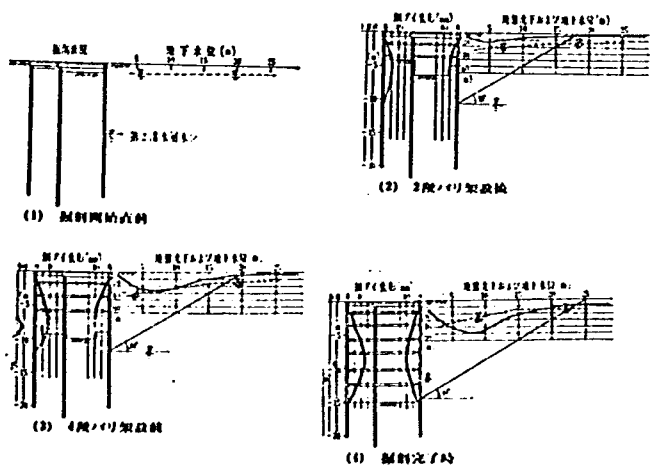
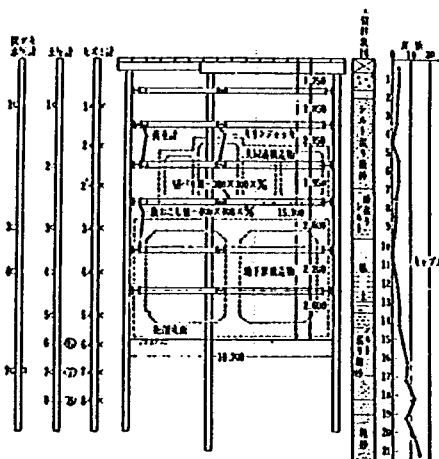


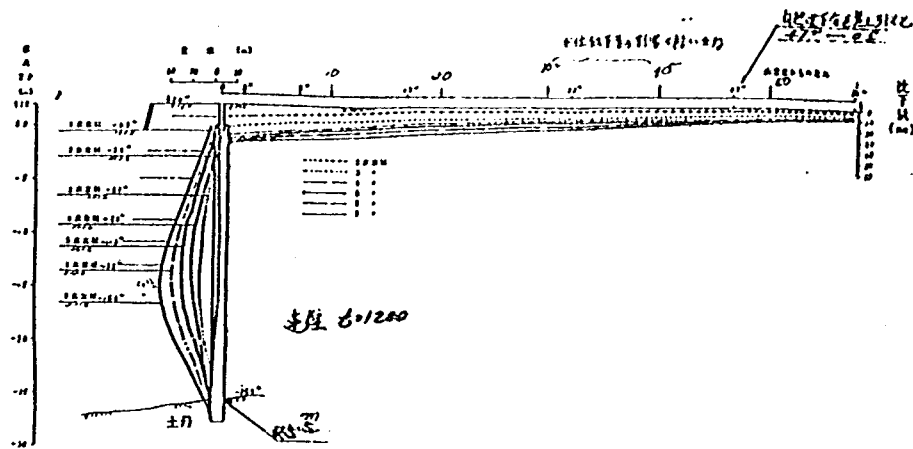
図1 入板による土の目的(㎡あたり)
(図1) 入板による土の目的(㎡あたり)
SP-IV-1-19.0
これは、基礎と土の間の土の剪断と入板の剪断に
かかわる剪断がある。

3) N = 0 ~ 3 シルト混り細砂, N = 0 ~ 5 粘土層 7) - 1 と同様

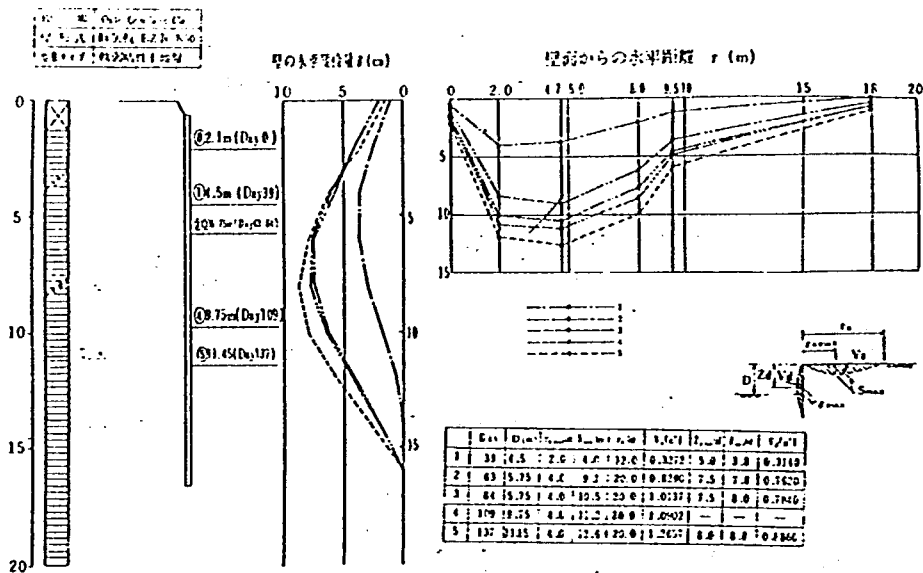
地盤沈下は掘削に起因するものがほとんどで支保工撤去, 漏水によるものは, わずかである。



4) N = 0 ~ 1 シルト層 (横浜 石川町インターチェンジ横羽線)

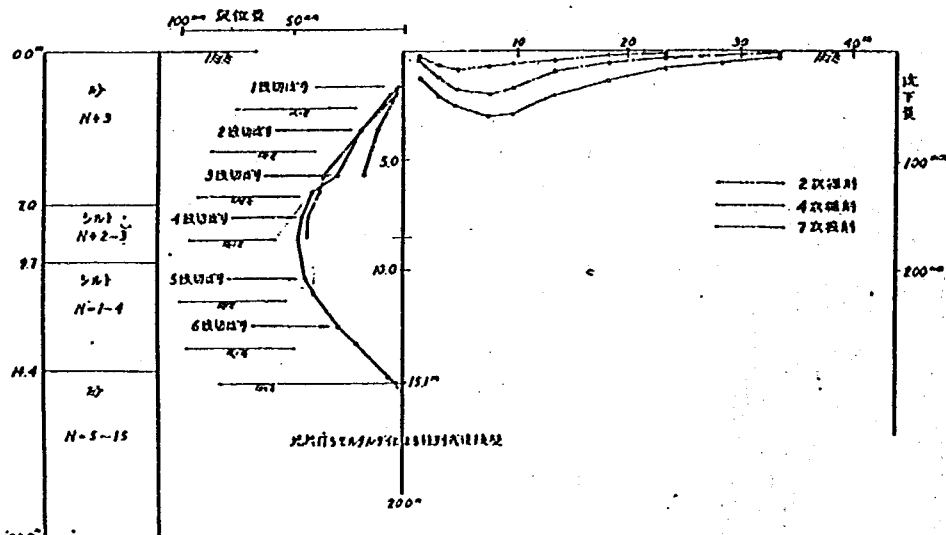


5) 軟弱粘土地盤 8) と同様 (オスロ)

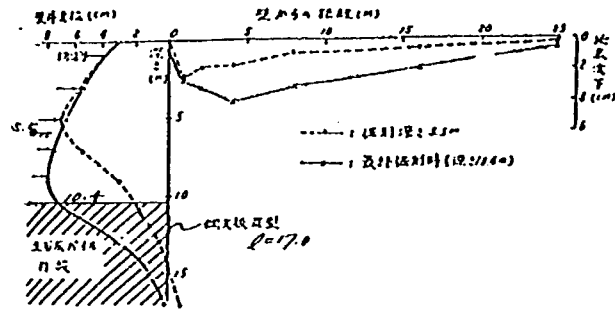
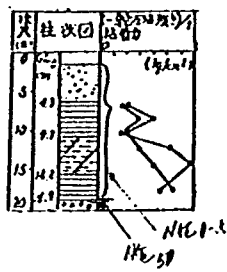


背面土の地表沈下の実測例

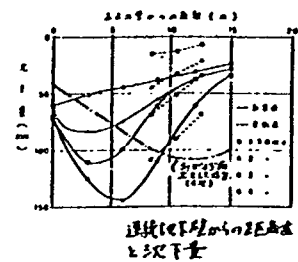
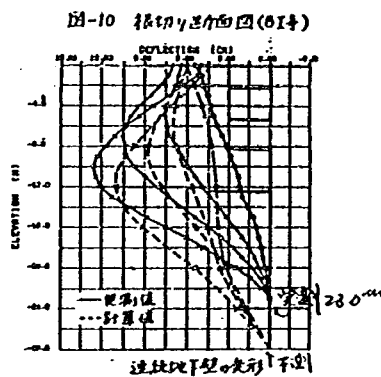
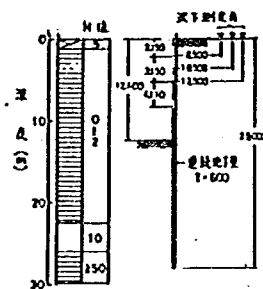
7) - 1 Na 3 と同様 (大阪市)



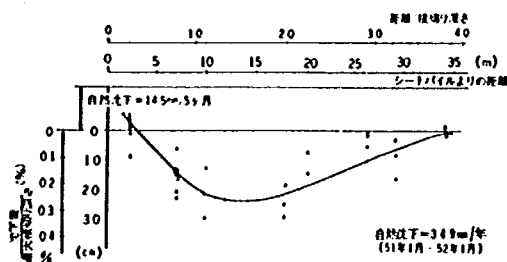
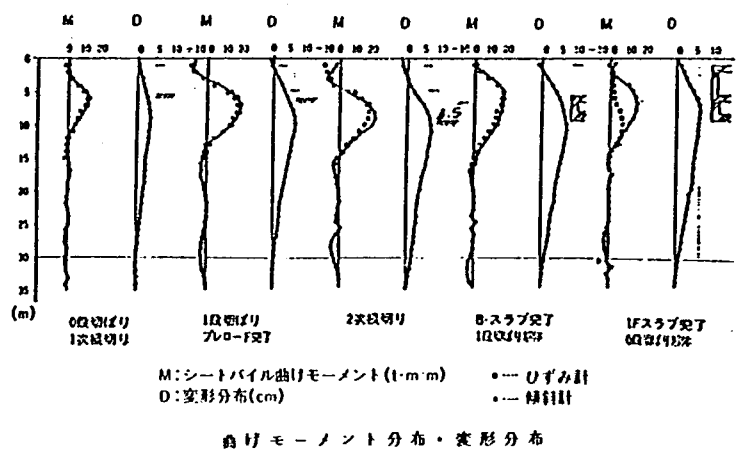
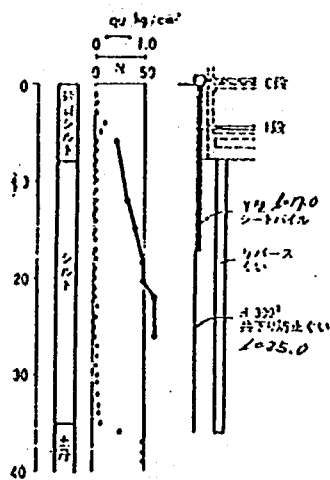
7) - 2 人工軟弱地盤 (埋立地)



12)

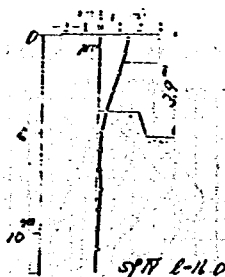
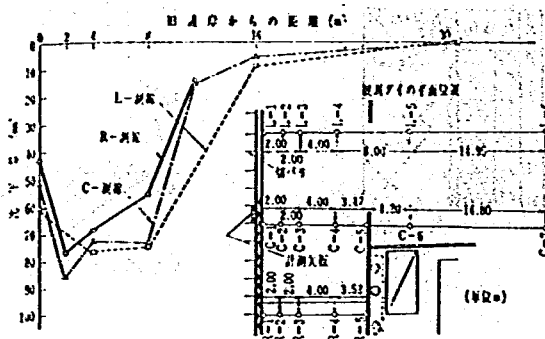
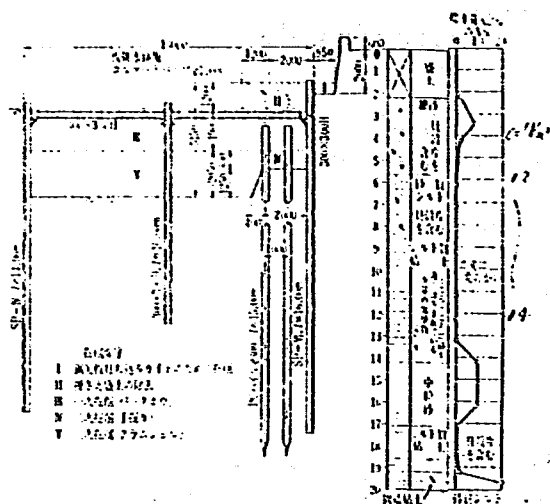


13) 国鉄横浜駅西口



掘削による周辺地盤沈下

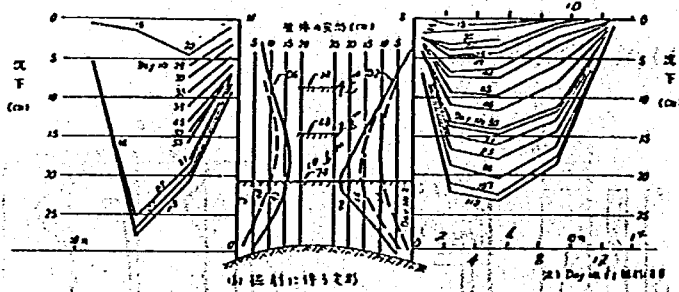
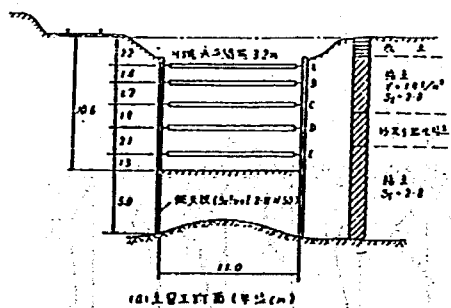
14) 軟弱な砂質シルトもしくはシルト質粘土 (東京)



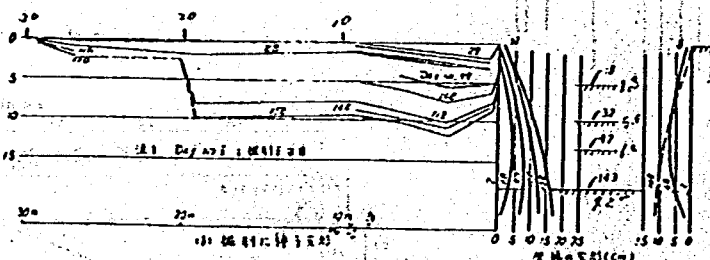
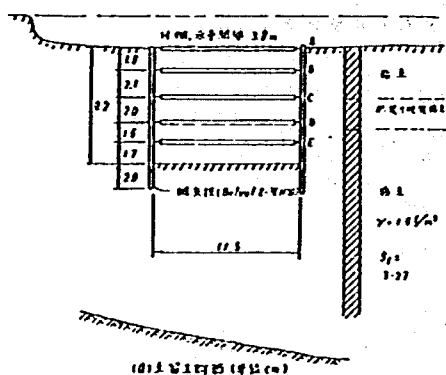
河床部分の土質が
針入り試験で

8) オスロ

8) - 1



8) - 2



基礎の近接施工に関する調査(3)

土研資料第1901号
昭58・3(1983)

浅沼秀弥・神長耕二
杉崎光義・森 浩樹
小林延房

キーワード

要 旨

基礎の近接工事に関する一連の研究のうち、新設側が開削工法の場合を想定した二次元土槽実験および大型実験について、その実験概要と結果の考察をまとめたものである。



郵便はがき

305-□□

40円切
手をは
さいて
下

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1901号 部

上記のとおり受領しました

所 属（住所）

氏 名 印