

土 木 研 究 所 資 料

基礎の近接施工に関する調査 —土留矢板に作用する土圧—

昭和56年 6 月

建設省土木研究所
橋梁構造部基礎研究室

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

1. 実 験 目 的	1
2. 実 験 方 法	2
2 - 1 実 験 装 置	2
2 - 2 側 圧 の 測 定 法	2
2 - 2 - 1 2 回 微 分 に よ る 方 法	2
2 - 2 - 2 土 圧 計 に よ る 方 法	4
2 - 3 掘 削 方 法	4
2 - 4 実 験 ケ ー ス	7
3. 実 験 結 果	7
4. 対 数 ら 線 に よ る 土 圧 の 計 算	27
5. ま と め	34

まえがき

最近、既設の道路構造物に近接して新しく道路構造物基礎を設ける機会が増えている。これは道路整備の重点がその質的整備に移行してきたのに伴い、車線増、車道巾員や路肩の拡巾、歩道の設置などの工事が増えてきたこと、また、道路の暫定整備のため工事工期を、Ⅰ期、Ⅱ期に分ける事例が増えてきたこと、さらには、用地の取得難や用地費の高騰により近接による影響範囲外に用地を求めることが難しくなったことなどから必然的に生じてきた問題で、今後ともこの傾向は増加するものと思われる。

この種の土木構造物の近接施工に関しては、現在までに国鉄および都市内での施工が多い地下鉄、首都高速道路公団などがその規準を作成しているが、これらは一般の道路橋梁とは条件が種々異り、また規準作成がかなり古いものが多いため、直ちに道路橋の近接施工に関する基準とするには問題がある。

この研究は、以上のような事情を踏まえ、既設の道路橋に近接して新たに橋梁基礎などの工事を行う場合に地盤内に生じる変位の伝達機構、地盤内変位の影響範囲、影響を及ぼす地盤要因、施工条件などを明らかにするとともに、既設構造物への影響が予測される範囲内での施工に際しての補強等の対策工法について調査を行い、道路橋近接工事の施工に関する設計指針作成のための基礎資料とするものである。

本資料は近接施工に関する二次元模型実験の結果のうち、矢板の変形と土圧の関係を整理し、解析を加えたものである。

昭和 56 年 6 月

塩 井 幸 武
浅 沼 秀 弥
堀 部 正 文
杉 崎 光 義

1. 実験目的

既設構造物の基礎に近接して、構造物を新設する工事が行なわれる場合、その周辺地盤に何らかの影響が生じることが予想されるが、この地盤変状が予想される範囲内に既設構造物が存在する場合、地盤変状の影響により既設構造物が変状を起し、最悪の場合破損することがある。

これは、構造物の新設のため既設構造物に近接して、開削やくい打ちなどの基礎工事を実施したと（原因）により、周囲の地盤が乱されて何らかの地盤変位が生じ、これによって既設構造物の基礎周辺の作用外力抵抗機構に変化をきたして、既設構造物が変位、傾斜などの変状を起すとともに躯体の応力度の増加さらには破壊といった事態（結果）に至るものと推察される。

従って、この原因と結果について調査を行なうことの他に、その原因と結果を結びつける機構を明らかにする必要があるが、ここでは模型実験および数値解析を通じて、これらの機構について調査を行なうものである。

既設構造物の基礎形式は、「直接基礎」、「ケーソン基礎」、「くい基礎」を対象とし、これらの基礎に近接して開削工事を行なった場合、既設基礎にどのような影響が見られるかを調査する目的で二次元土槽を用いた模型実験を行なった。

具体的には、以下の観点に着目して実験を行なった。

- (1) 矢板の変形と地盤変形の関連。
- (2) 構造物基礎の矢板からの距離と変位との相関。
- (3) 矢板の剛性や切梁段数が地盤変位や基礎の変位に及ぼす効果。
- (4) 直接基礎の荷重強度と地盤変位の関連。
- (5) 掘削深さが地盤変位に及ぼす影響。
- (6) 掘削による矢板の変形と土圧の関連。

地盤材料は、乾燥砂とし、二次元実験土槽を用いて実験を行なったが、本報告では「掘削による矢板の変形と土圧との関連」について報告するものである。

2. 実験方法

2-1 実験装置

実験装置は、図-1に示すような二次元土槽と深さ1.2m、長さ3m、巾20cmで両面はアクリル樹脂製板で、壁面摩擦を切るために内側に透明なテフロンシートを貼ってあり、側面から地盤の動きを観察することができ、また土槽上で鉛直載荷試験が可能である。

矢板と切梁は、アクリル樹脂製で矢板の先端はヒンジとし、矢板と切梁の結合もヒンジ構造となっている。

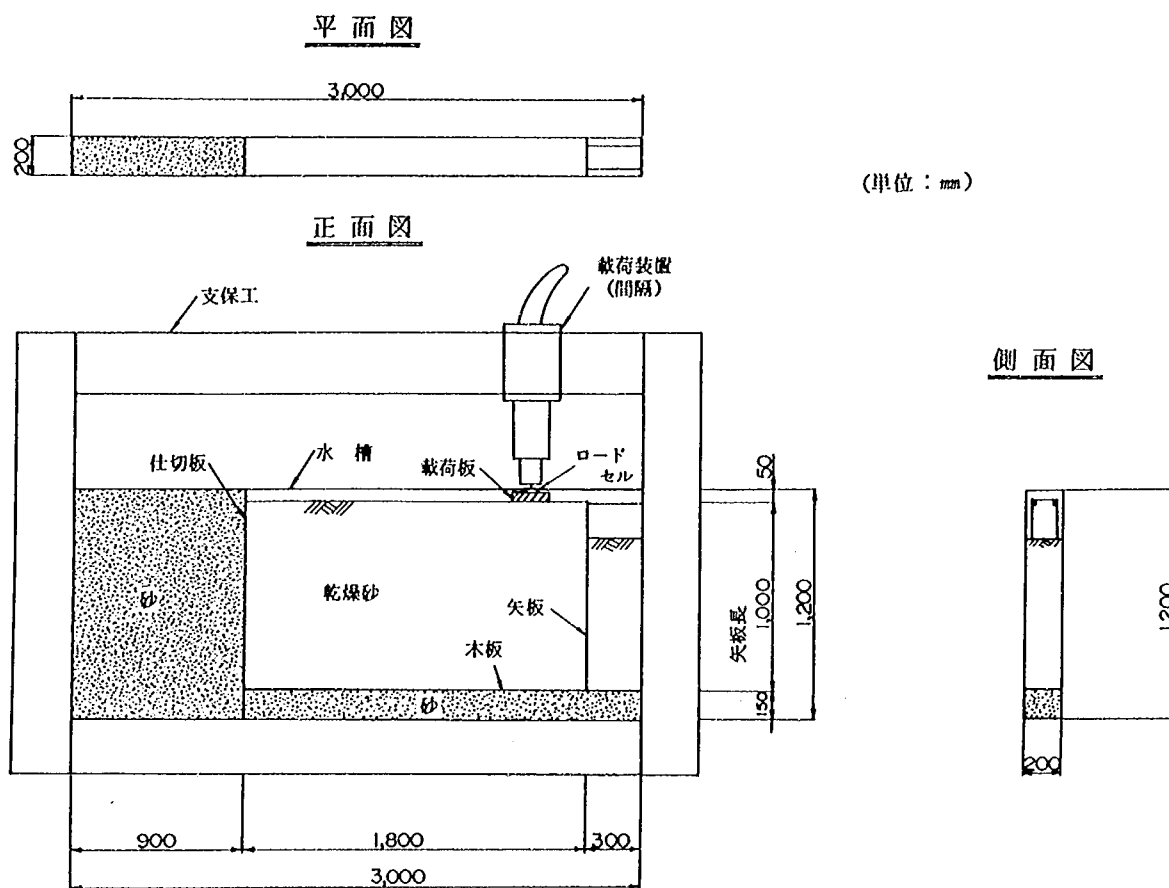


図-1 実験土槽概念図(2-A-1の場合) 1/200
掘削 20 cm

2-2 側圧の測定法

2-2-1 2回微分による方法

実験に於ける側圧測定法は、矢板に2.5 cm 間隔で取り付けたストレインゲージ(図-2 参照)により歪を測定し、これを下記の式(1)に代入し各点の曲げモーメントを求めた。

$$(\text{曲げモーメント}) \quad M = \epsilon \cdot E \cdot Z \quad \cdots \cdots (1)$$

ϵ : 曲げ歪度 E : 弾性係数 Z : 板の断面係数

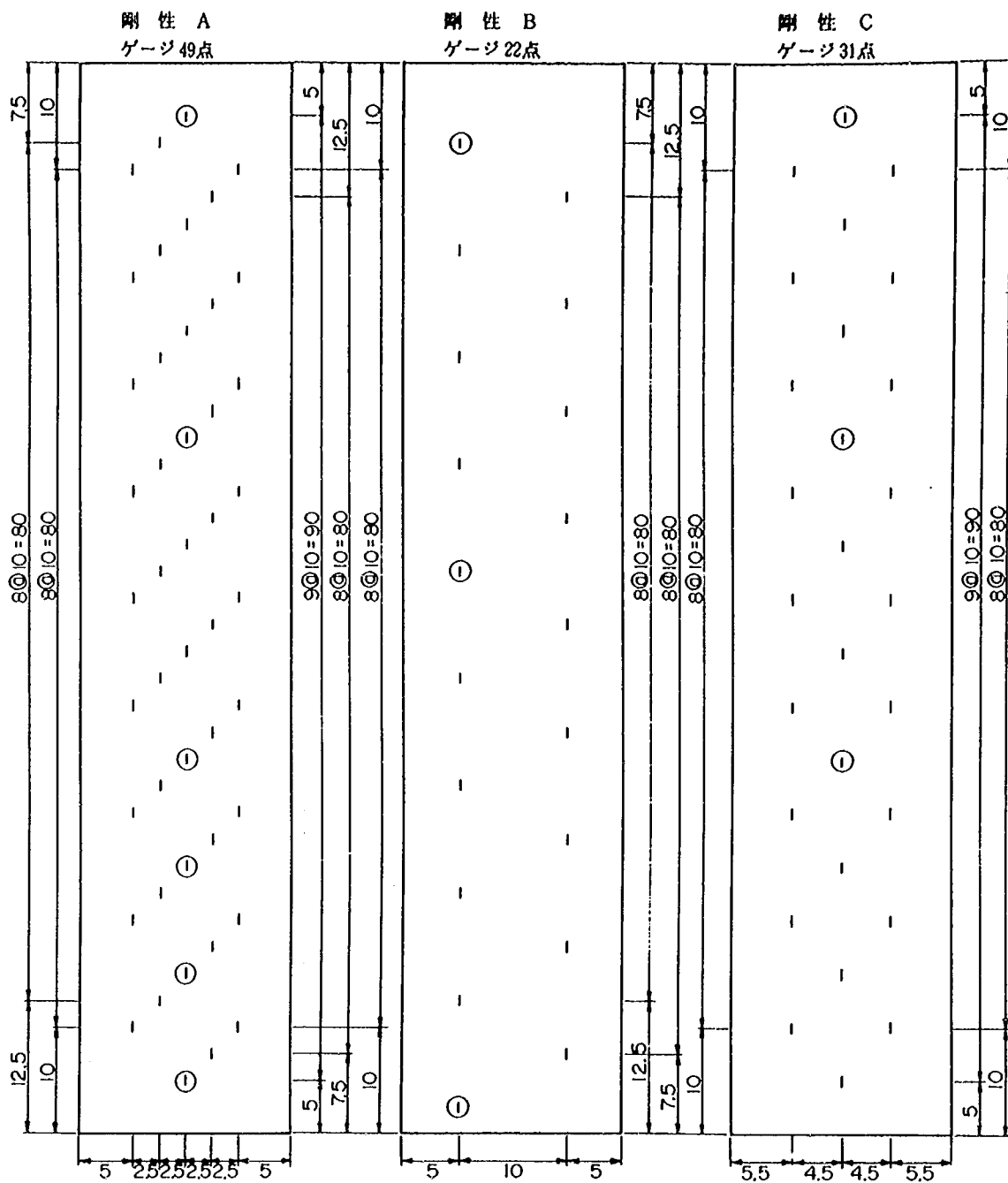


図 - 2

微分法により、各点の曲げモーメントから各点のせん断力を式(2)により、各点のせん断力から板にかかる側圧を式(3)により求めた。

$$\text{(せん断力)} \quad S_n = \frac{M_n - M_{n-1}}{\Delta h} = \frac{\Delta M}{\Delta h} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{(側 圧)} \quad P_n = \frac{S_n - S_{n-1}}{\Delta h} = \frac{\Delta s}{\Delta h} \quad \dots\dots\dots (3)$$

n : 1. 2. 3 各点の位置

Δh : 各点の間隔

Δs : 各点のせん断力の差分

ΔM : 各点の曲げモーメントの差分

2-2-2 土圧計による方法

図-3に示す様な位置に取り付けた5台の土圧計で測定を行なった。

土圧計の寸法は、直径が1cm、厚さ2.5mm、容量 0.5kg/cm^2 である。

土圧の測定は、砂の埋め戻し完了時、その後は掘削毎に行なった。

2-3 掘削方法

掘削は、図-4に示すように矢板をセットした後、両側に一定の高さから落下させることにより一様に砂をつめた。このように造成した地盤上に基礎模型をおき、掘削側地盤を10cm毎に既設構造物の基礎巾の3倍～4倍にわたって掘削した。

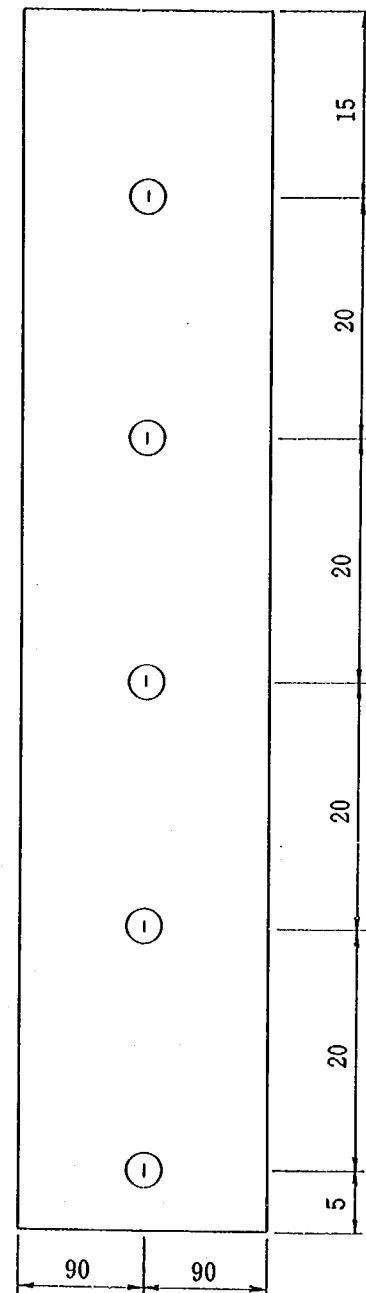


図 - 3

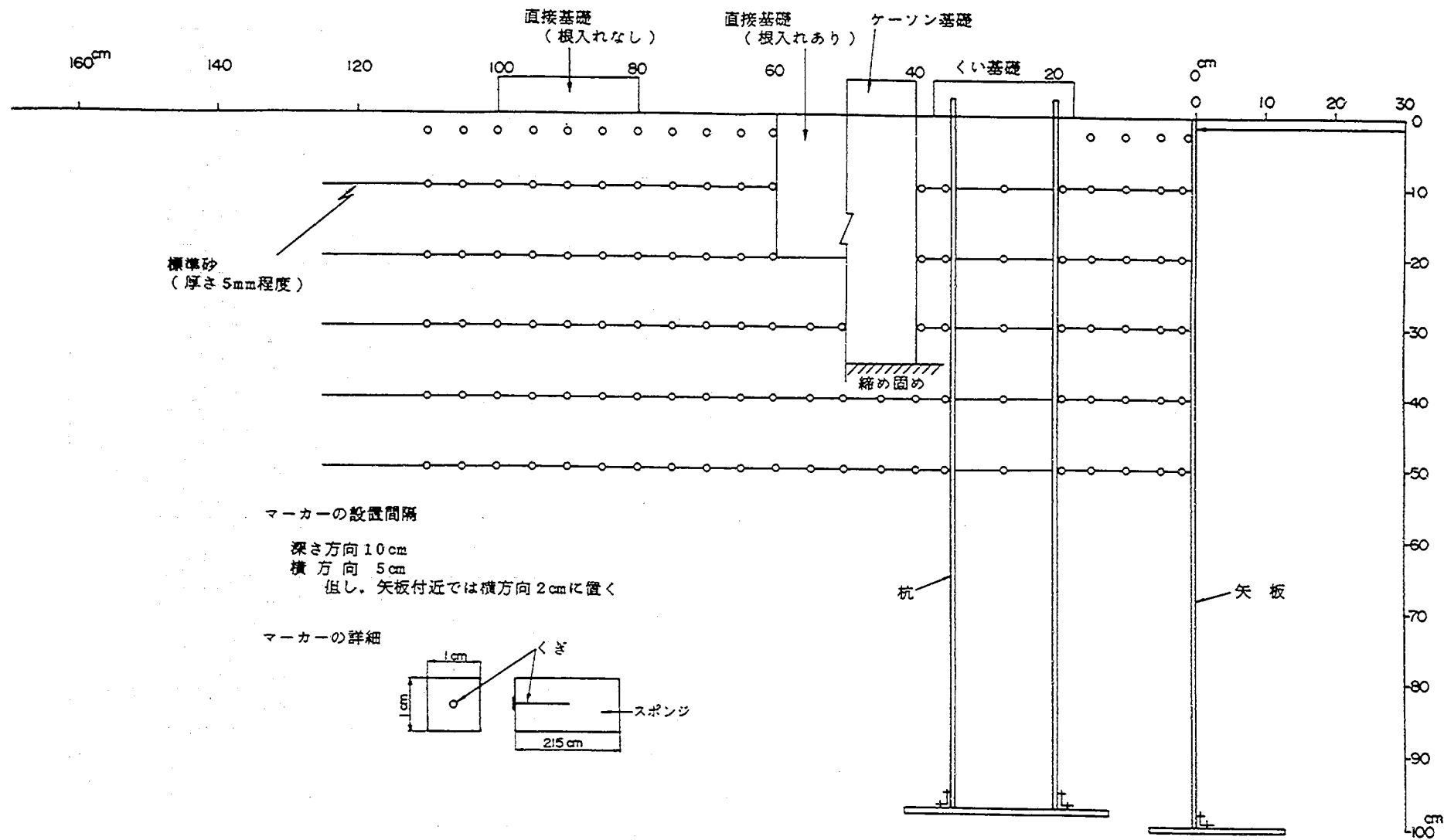


図 - 4

表-1 実験諸元一覧表

実験の 分 類	1) 実験ケース x-y-z	実験の目的	2) 矢板の 剛 性	実 験 諸 元				3) 最終掘 削深さ D (cm)	計 測 項 目							摘 要
				多段 切梁	基礎の矢 板からの 離れL(cm)	載 荷 重 W (kg)	矢 板 3)		地盤 変位	切梁 ひずみ	基礎 の変位	抗 体 ひずみ	土圧			
							最大ひずみ $\delta_{max}(cm)$							最大ひずみ $\epsilon_{max}(\times 10^{-6})$		
無 載 荷	1-A-1	剛性の異なる	A		—	—	70	4.1	1,980	○	○	—				
	1-B-1	矢板の比較	B		—	—	85	2.3	1,400	○	○	—		○		
	1-C-1	(中間切りばりの	C		—	—	80	2.6	1,600	○	○	—		○		
	1-A-1'	ケースも含む)	A	○	—	—	100	0.2	460	○	○	—		○		
直接基礎	2-A-0	(A) Type	A		0	40	50	2.3	2,140	○	○	○			○ 2-A-6の計測中、 ロードセルが破損し交換 した。従って δ_{max} の 値は、信頼性に欠ける。	
	2-A-1	矢板からの離れによる比較	A		20	40	65	3.6	1,800	○	○	○				
	2-A-2	(中間切りばりの	A		40	40	65	3.6	1,900	○	○	○				
	2-A-3	ケースも含む)	A		60	40	70	4.2	1,850	○	○	○				
	2-A-1'		A	○	20	40	100	0.2	480	○	○	○		○		
	2-A-6	載荷重の違い	A		20	20	65	3.8	1,750	○	○	○		○		
	2-A-7	による比較	A		20	60	60	2.8	1,830	○	○	○				
	2-A-8		A		20	80	50	3.1	2,440	○	○	○		○		
	2-A-9		A		20	100	60	3.0	1,800	○	○	○				
	2-B-0	(B) Type	B		0	40	65	1.3	1,200	○	○	○		○		
	2-B-1	矢板からの離れによる	B		20	40	75	1.2	1,030	○	○	○		○		
	2-B-2	比較	B		40	40	85	2.2	1,450	○	○	○		○		
	2-B-3		B		60	40	85	2.6	1,350	○	○	○		○		
	2-C-1	(C) Type	C		20	40	75	3.3	1,950	○	○	○		○		
	2-C-2	矢板からの離れによる比較	C		40	40	80	2.8	1,500	○	○	○		○		
	2'-C-1	根入れの違い	C		20	40	80	3.8	1,680	○	○	○		○		
	2'-C-2	による比較	C		40	40	80	3.1	1,550	○	○	○		○		
杭 基 礎	3-C-1	矢板からの離れ	C		20	—	80	2.8	1,420	○	○	○	○	○		
	3-C-2	の違いによる比較	C		40	—	85	3.8	1,880	○	○	○	○	○		
ケーソン 基 礎	4-C-1	"	C		20	—	85	2.8	1,370	○	○	—		○		
	4-C-2		C		40	—	90	4.5	1,980	○	○	—		○		

実験ケース：全25ケース

無載荷4ケース、直接基礎17ケース

杭基礎2ケース、ケーソン基礎2ケース

1) x-y-zにおいて x：基礎の種類、(1)付き根入れ効果をみたもの、y：矢板の剛性

z：基礎の矢板からの離れの区別、(1)は多段切架を表わす。

2) A型矢板：t=5mm, 3：t=10mm, C：t=8mm, 厚さを表わす。 3) 実験結果を示す。

2-4 実験ケース

土圧を測定したケースは、表-1の右の土圧の欄に○印で示すように全部で18ケースについて計測を行なった。

まず、載荷なしの場合の矢板の剛性による土圧の変化を調べる目的で、1-B-1, 1-C-1の2ケースについて測定を行なったが、1-A-1については、土圧計の準備が遅れたために測定ができなかった。

なお、3ケースの中で剛性が最も大きいものはB(矢板厚 $t=10\text{ mm}$)で、以下C($t=8\text{ mm}$)、A($t=5\text{ mm}$)の順である。

次に荷重位置が矢板から20 cm 離れている場合に、載荷重の大きさにより土圧がどのように変化するかを調べるために、2-A-6, 2-A-8の2ケースを、載荷重は一定で荷重位置と矢板の距離(0, 20, 40, 60 cm)による土圧の変化を調べるために、2-B-0, 2-B-1, 2-B-2, 2-B-3および矢板剛性の異なる2-C-1, 2-C-2, また根入れ長をかえた2'-C-1, 2'-C-2のケースを実施した。

次に杭基礎の場合は、矢板からの距離による影響を調べるために、3-C-1, 3-C-2の2ケース、ケーソン基礎については同様に、4-C-1, 4-C-2の2ケースを実施した。

以上は、頭部に一段の切梁がセットされた場合であるが、この他に切梁を5段とした、1-A-1'と2-A-1'の2ケースについても土圧測定を行なった。

3. 実験結果

図5~21までに、各ケースの土圧結果を縦軸に深さ、横軸に土圧強度をとり、各掘削深さごとにプロットしたものである。

土圧の分布形は三角形分布に近いものが多いが、その場合、深さ90 cm 位置ではほとんどのケースは土圧が減少している。

1-A-1'と2-A-1'の多段切梁の場合には、図-7, 図-8に見るように、矢板の上部と下部で土圧が大きく、中央部で小さい弓形の分布を示す。2-A-8(図-10)および2-B-0(図-11)のケースは、土圧の分布がかなりみだれている。

2-A-8のケースは、80 kg の荷重が矢板から20 cm の距離に、2-B-0のケースは40 kg の荷重が矢板に接して載荷されており、これらは比較的大きな載荷が矢板に近接して載荷されたことによる影響と思われる。

その他に、2'-C-1(図-17)の直接基礎で根入れのある場合、および3'-C-1(図-19)の杭基礎の場合には、土圧分布が長方形分布に近くなっている。

図-22~27は、直接基礎の場合の載荷位置と矢板からの距離による土圧の変化をみたものである。図-23は、埋め戻し終了後、直接基礎がまだセットされていない時の土圧分布であり、深さ60 cm ~

表 - 2

項 目	試 験 結 果
単位体積重量 γ_d	1.433 g/cm^3
比 重 G_s	2.724
内部摩擦角 ϕ	30°
粘 着 力 C	0.03 kg/cm^2
最大密度 γ_{max}	1.694 g/cm^3
最小密度 γ_{min}	1.373 g/cm^3
相 対 密 度 D_r	20%
均 等 係 数 U_c	2.63
曲 率 係 数 U'_c	1.30

70 cm での位置での土圧に、各ケースによる差が見られるが、ほぼ三角形に近い分布をしており、また土圧の合力にもそれほど差が見られない。

図-24は、直接基礎模型を設置したのち、地盤を10 cm 掘削した時点での土圧分布である。板に最も近い2-B-0のケースでは、10 cmの位置で大きな側圧をうけているが、これはBoussinesqの二次元状態での地盤内応力式から水平応力を求めると、図-28(a)のように地盤の上部ほど大きな水平応力度となり、実験結果がうなずける。また、2-B-1の場合($b=B$)、実験値では20 cmの位置で土圧が最大となっているが、同様にBoussinesqの解でも図-28(b)のように、20 cmで最大となっている。このような一致は、2-B-2の場合($b=28$)でも同じである。

図-24, 25, 26, 27は、それぞれ掘削が30 cm, 50 cm, 70 cm, 最終掘削深における土圧の分布であるが、これから掘削が進むにつれて側圧が減少することがわかる。これは、掘削にともなう矢板の変形に起因するものであると思われる。

図-29~32は、載荷重の大きさ(20 kgと80 kg)による土圧の相違を見たものである。

図-29は、埋め戻しを終了した時点での土圧であるが、全く同じ条件であるにもかかわらず、深さ10 cm, 50 cm, 90 cmにおける土圧にばらつきが生じている。

図-30は、10 cm掘削した時の側圧分布であるが、深さ10 cm, 30 cmで側圧が大きくなっている。

さらに、この図で2-A-6のケースについてみると、このケースは、荷重が20 kgと比較的小さな荷重が作用した状態で、深さ10 cmの点に載荷重からの距離が近いことの影響が現われているが、深さ30 cmの点では、ほとんどその影響が見られない。しかし、荷重が80 kgと大きくなった2-A-6のケースでは、30 cmの位置でも、載荷重の影響によってかなりの側圧が現われることがわかる。しかしながら、掘削がさらに進行した状態の図-31, 32では、側圧はかなり減少してくる。

次に多段切梁の場合で、載荷重がある場合と、ない場合での側圧の相違を調べたものが図-33~39である。

埋め戻し終了時の荷重が載荷される前の土圧は、両者まったく同じであるが、荷重が載荷された後の10 cm掘削した場合では、荷重の載っている2-A-1'のほうが大きな側圧となっている。しかし掘削深が70 cm, 90 cmになると影響は少なくなり、大きな差は生じていない。

また、掘削にともなって、2-A-1'の場合は多少変化するが、1-A-1'の場合はほとんど変化が見られない。これは、載荷重もなく矢板の変形がほとんどないことによるものと思われる。

図-40~45は、厚さ8 mmのC矢板で行なった載荷位置による側圧の比較であるが、厚さ1 cmのB矢板で行なった(図-23~28)結果とほぼ同じ傾向にある。

図-46~51は根入れの違いによる側圧の比較である。

図-46は、埋め戻し終了時点での側圧で本来同じ側圧になるはずであるが、かなりのバラツキが生じており、埋め戻しの方法に問題があったのではないと思われる。10 cm掘削した場合の図-47で2'-C-1は、長方形に近い側圧分布となっており、載荷重の影響が出ているものと思われる。掘削が進むと図-48~図-51に示すように、側圧は減少する傾向にある。

図-52~63は、矢板に貼付したひずみゲージにより計測したひずみ分布より、曲げモーメントを求め2回微分を行なって側圧を求めたものであるが、主働側の側圧にかなりの凹凸が見られる。受働側の側圧は、掘削が進むにしたがい、かなり大きな値となり、これは矢板の変形が大きくなるためである。また、掘削深が大きい場合、掘削深が小さい場合に比べて、受働側の側圧の合力が掘削底面に近づく

傾向にある。これは、すべてのケースについて同じことがいえる。側圧の実測値を矢板のひずみより求めた側圧の計算値と比較すると、埋戻し時には実測値の方がはるかに大きく、また、クーロンや、ランキンの土圧と比較しても実測値の方が大きい。ところが掘削が進むと実測値は減少して、ひずみより計算した値に近づき、クーロン、ランキン土圧の方が大きくなる。このことについては後で説明することにする。

図-64は、2-B-0, 2-B-1, 2-B-2, 2-B-3の4ケースを対象に載荷位置と矢板の距離による側圧の比較で、縦軸に側圧の合力を、横軸に水平最大たわみ δ_H と掘削深さ H の比をとって表わしたものである。これより矢板の最大たわみ量が大きくなると、土圧の合力は低下する傾向にあるが、載荷位置による変化については判然としない。

図-65は、1-B-1と1-C-1の2ケースにおける、矢板の剛性の違いによる側圧を図-64と同様のグラフで比較したもので、この図から剛性の低い1-C-1の矢板では、土圧の合力の変化が大きく、剛性の高い1-B-1では、土圧合力の矢板のたわみによる変化は小さいことがわかる。

図-66も図-64, 65と同様に、2-A-6, 2-A-8のケースを対象に、載荷重の大きさの違いによる比較をしたものであるが、荷重の大きいほど土圧の合力も大きくなることがわかる。

図-67は、2-C-1, 2-C-2の対象に図-64と同様に、載荷位置による側圧の比較をしたものであるが、矢板の剛性が小さい場合に計算値のバラツキは小さくなり、載荷位置による側圧の変化が小さいことが比較的明瞭にわかる。

図-68は、1-A-1', 2-A-1'の多段切梁の場合の掘削にともなう土圧の変化である。

この図は、縦軸に側圧の合力、横軸に掘削深さを示してある。

この図から、多段切梁を用いた場合、矢板にかかる側圧の合力は掘削深さにあまり依存せず、また載荷荷重が大きいほど側圧の合力も大きくなることがわかる。

図-69は、1-B-1, 2-B-0, 2-B-1, 2-B-2, 2-B-3のケースについて矢板からの載荷位置の変化による、側圧の違いを掘削深さごとに示したものである。各ケースとも同じような傾向を示すが、距離がかなり離れている場合を除き、掘削の進行にともない側圧の合力は、一旦上昇したのち減少することが示されている。また、埋め戻し終了時点(掘削深さが0)における、合力の差が少ないが、掘削深さが20 cm, 40 cmで合力の差が大きくなっている。

図-70は、図-69の縦軸を各掘削深さにおける合力(P')と埋め戻し終了日の合力(P)の比に代え、掘削深さが0 cmでは全ケースとも1.0となるようにしたものである。このことから、載荷位置が矢板に近いものほど、掘削にともなう土圧の比が大きく、かつ掘削の初期の段階で、掘削前の土圧の合力よりも土圧が大きくなることがわかる。

図-71~74は、2-B-3, 2-B-2, 2-B-1, 2-B-0のケースの側圧測定結果から縦軸に矢板の深さをとり、横軸に埋め戻し終了時からの土圧の増減をプロットしたものである。これを見ると、載荷重の影響が大きい2-B-0, 2-B-1では、側圧の増加側が大きいことがわかり、影響が少ない2-B-3では、側圧はほとんど減少側にあることがわかる。また、この図から2-B-0では10 cmの深さで増加が最大を示し、2-B-1では30 cmの深さ、2-B-2では50 cmの深さと前に説明した Boussinesqの応力図との比較と同じことがいえる。

図-75は、A矢板における埋め戻し時の土圧をランキン土圧($P=rhK=rh \tan^2(45-\frac{\phi}{2})$)およびヤーキーの静止土圧($K_0=\sin\phi$)と比較したものである。2-A-6のケースは、土圧係数を $K=0.4$

とした場合の土圧との一致がみられるが、2-A-8のケースは、50 cmと90 cmの深さで静止土圧 ($K=0.5$ の場合)を超えている。

図-76は、B矢板を用いた、2-B-0、2-B-1、2-B-2、2-B-3のケースの埋め戻し終了時の土圧で、おおむね土圧係数 $K=0.5$ の静止土圧よりかなり大きな値となっているが、90 cmの深さの位置では静止土圧に近い値となっている。

図-77~81は、実験結果をランキン土圧およびひずみより計算した土圧と比較したものである。

図-77は、埋め戻し終了時における比較で90 cmの深さでは、静止土圧より小さい値となっているが、それ以浅では実測値が静止土圧を上まわっている。

図-78は、40 cm掘削した場合の比較で、実測は、ランキン土圧とが掘削底面に至るまでは、ほぼ一致しているものと思われるが、ひずみより計算した土圧は、両者に比べて小さな値となっている。

図-79は、60 cm掘削した時点での比較であるが、実測値とひずみより計算した土圧は、いずれもランキン土圧を下回っている。

図-80は、80 cm掘削した時点での比較であるが、掘削深40 cm、60 cmのものと比べてかなり実測値が小さくなり、ひずみより求めた土圧に近づくとともに、ランキン土圧からはかなり小さな値となっている。また、受働側の土圧のピークが、掘削底面に生じていることがわかる。

図-81は、85 cm掘削した時点での比較であるが、図-80と同じような結果となっている。

図-82は、1-B-1、1-C-1のケースについての結果である。この図は、矢板のたわみ変位が掘削深さの何%になると、土圧が低下するのかを調べたものである。これによると、1%あたりで土圧が極端に落ち、その後では、それほどの低下を見せずほぼ一定となるといってよい。

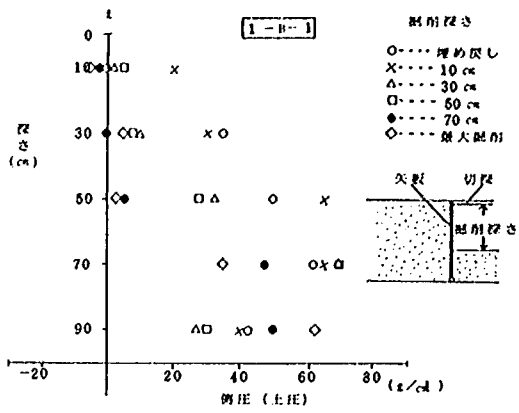


図 - 5

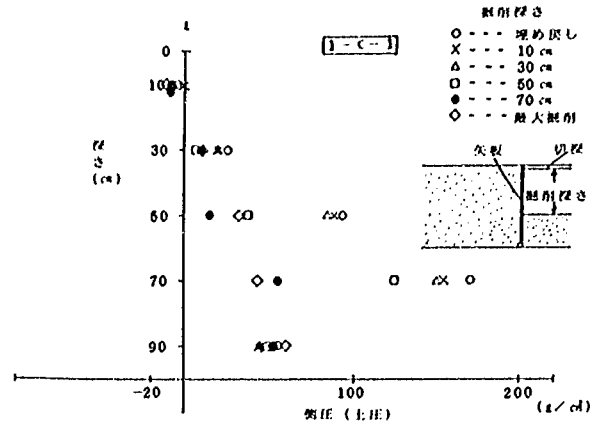


図 - 6

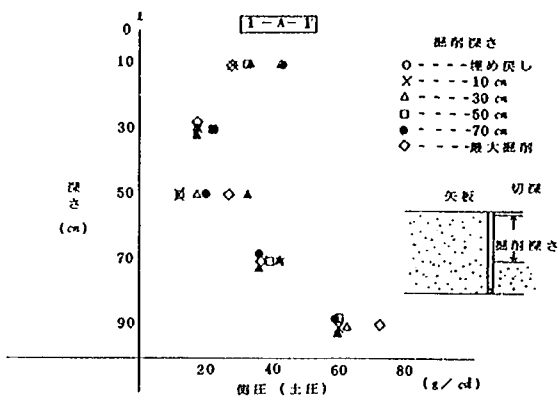


図 - 7

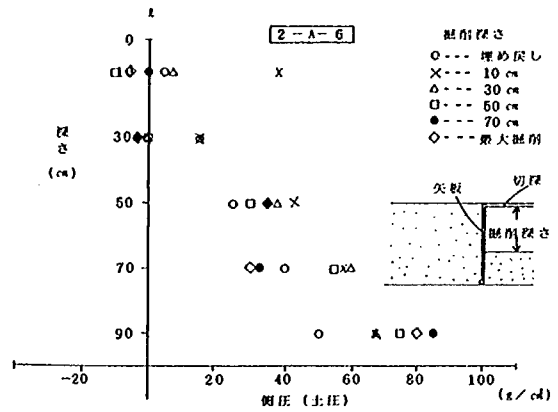


図 - 8

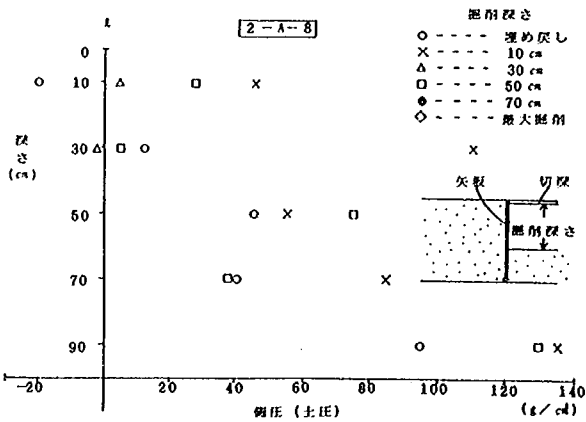


図 - 9

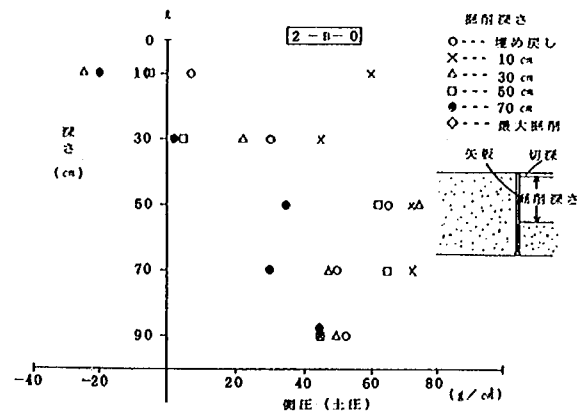


図 - 10

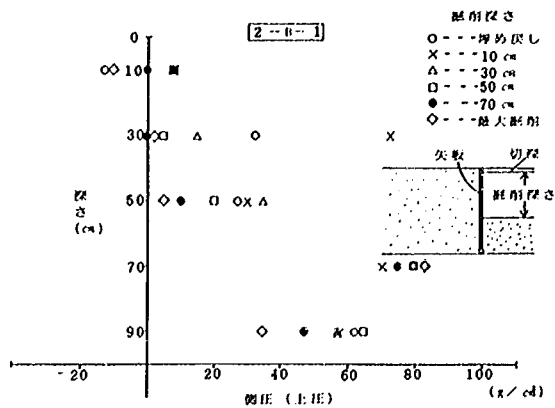


図 - 11

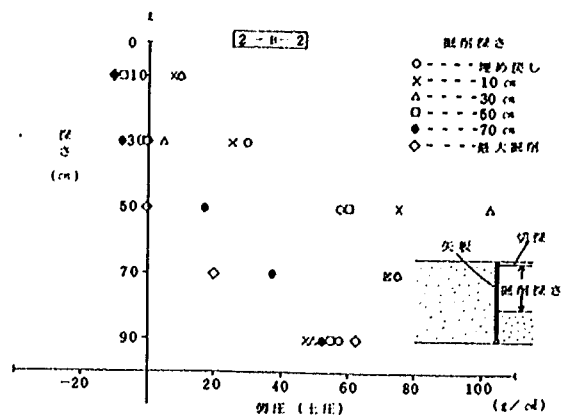


図 - 12

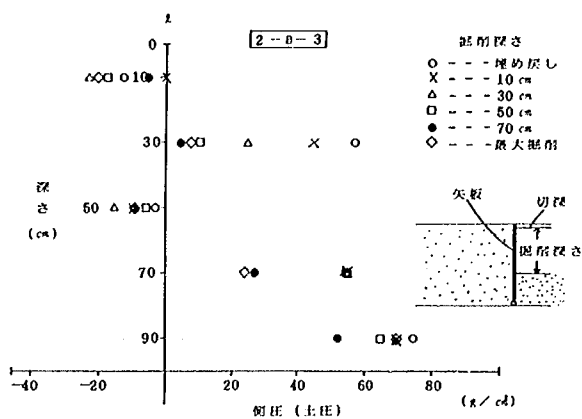


図 - 13

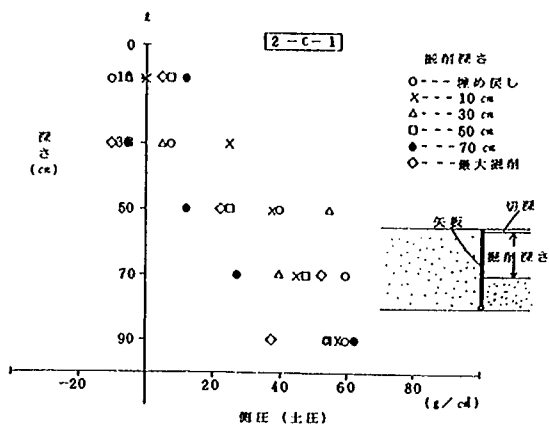


図 - 14

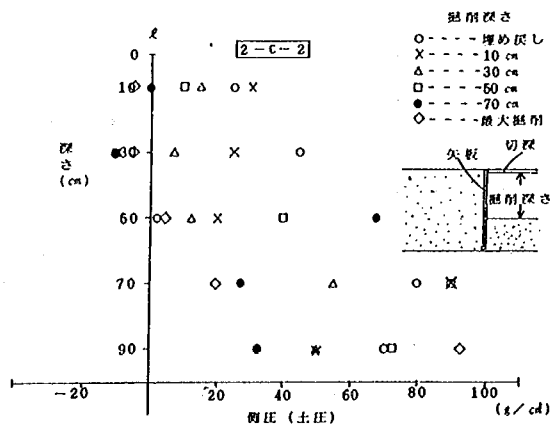


図 - 15

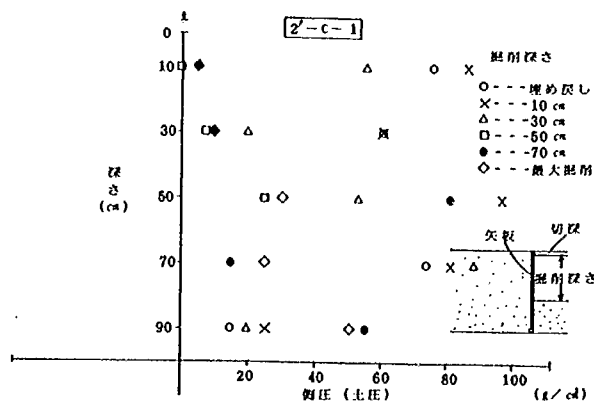


図 - 16

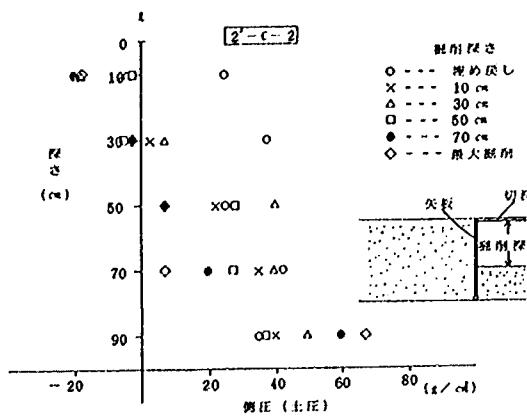


図 - 17

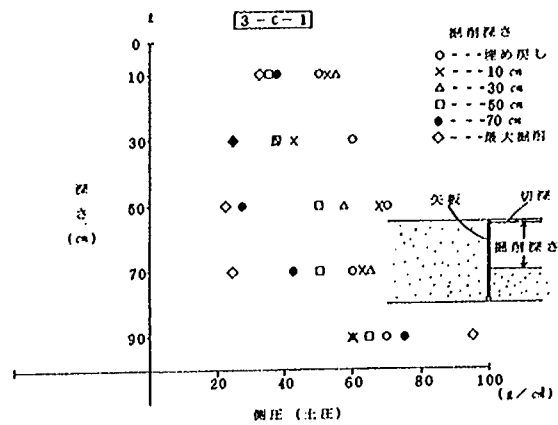


図 - 18

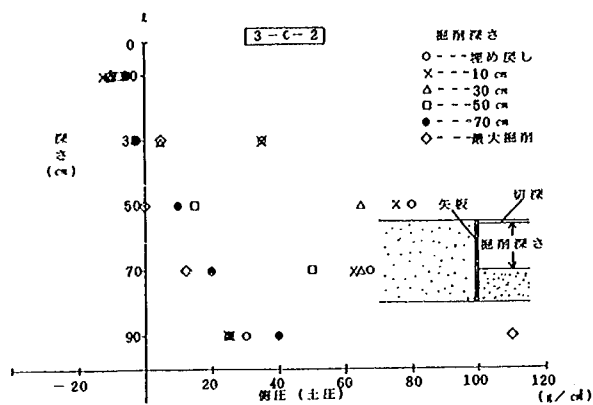


図 - 19

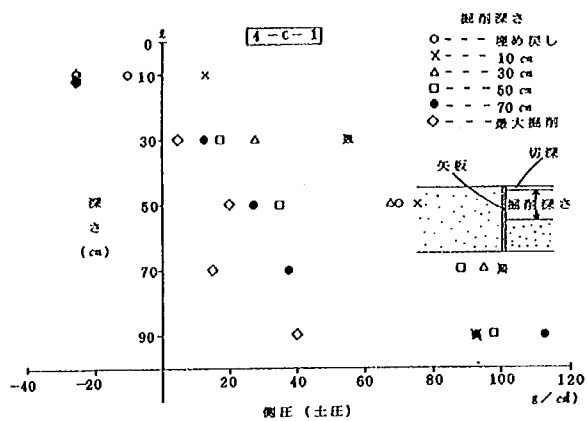


図 - 20

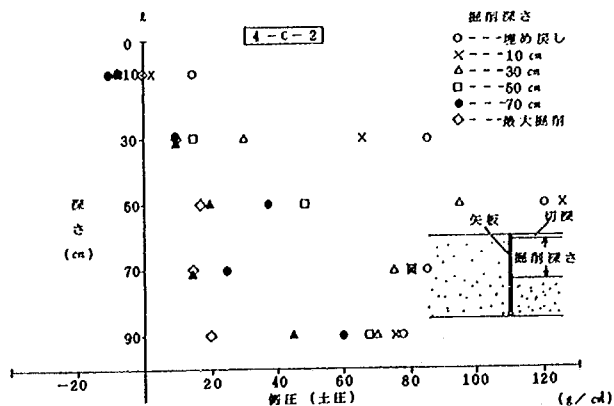


図 - 21

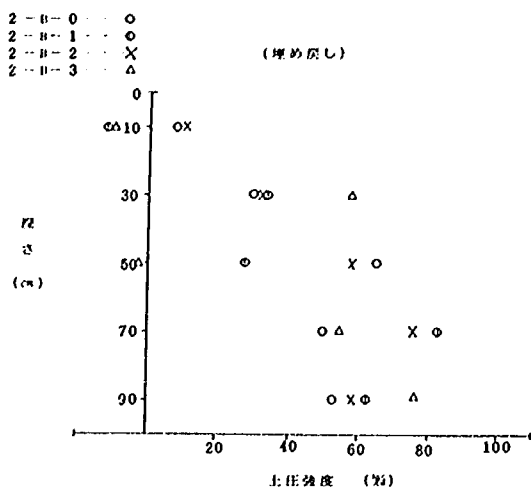


図 - 22

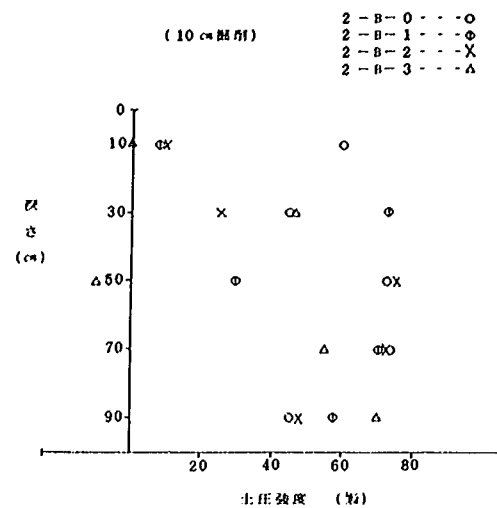


図 - 23

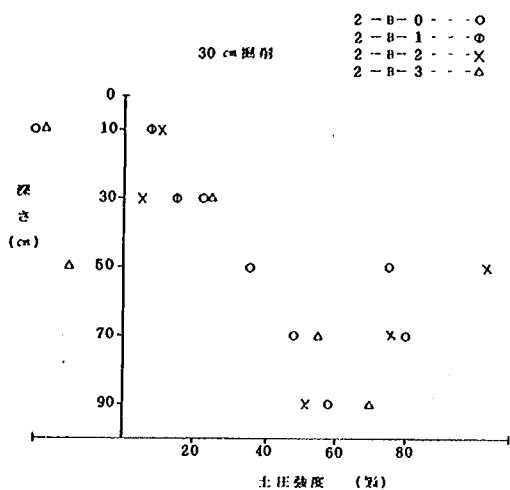


図 - 24

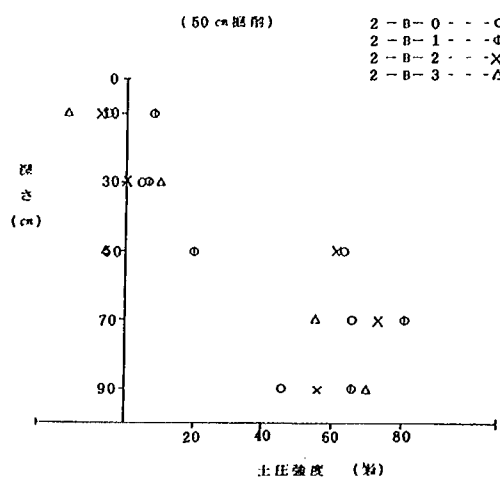


図 - 25

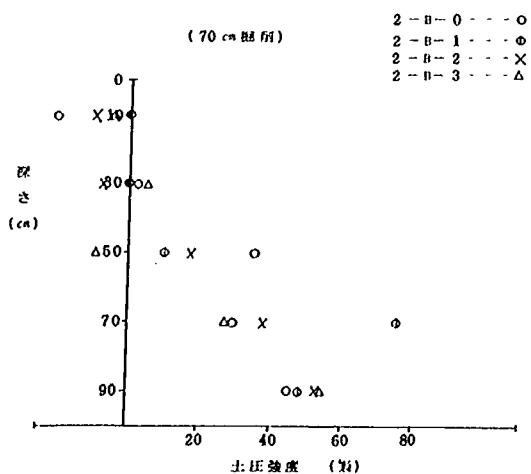


図 - 26

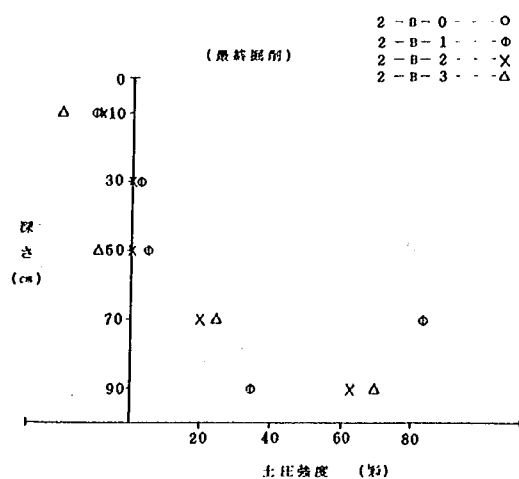
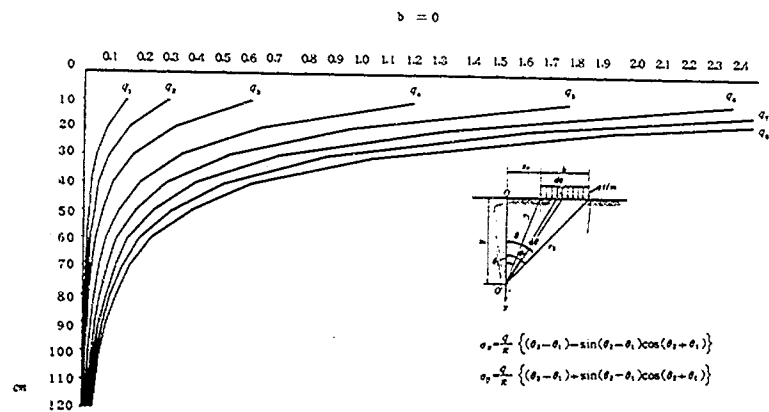
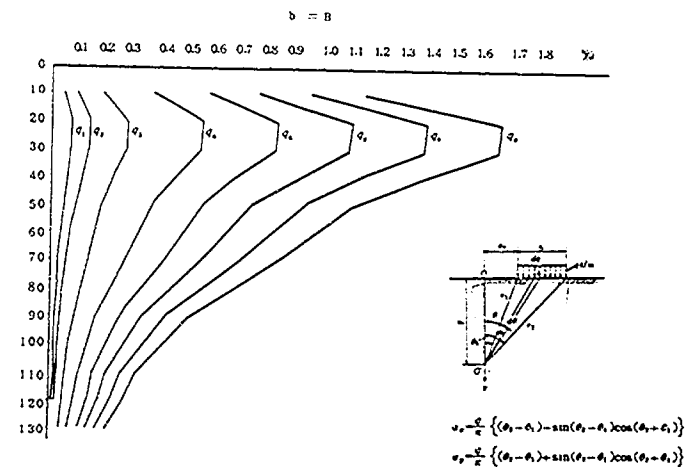


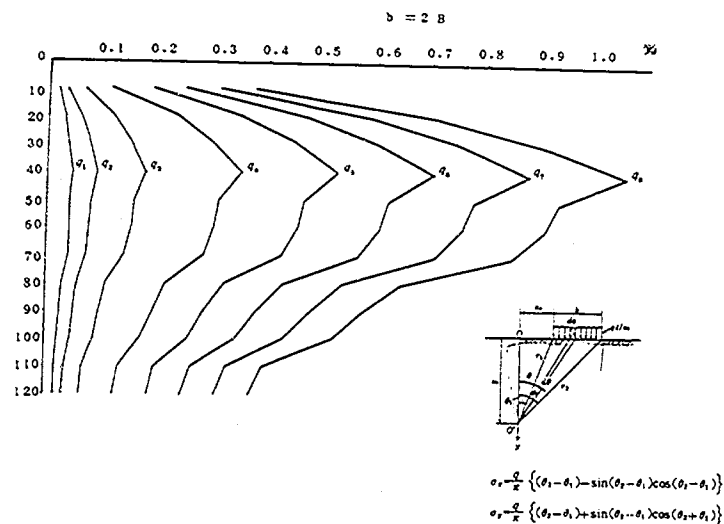
図 - 27



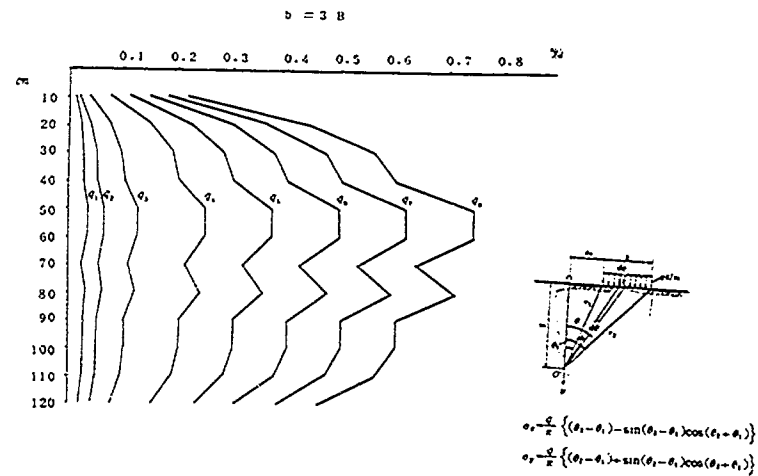
☒ - 28 (a)



☒ - 28 (b)



☒ - 28 (c)



☒ - 28 (d)

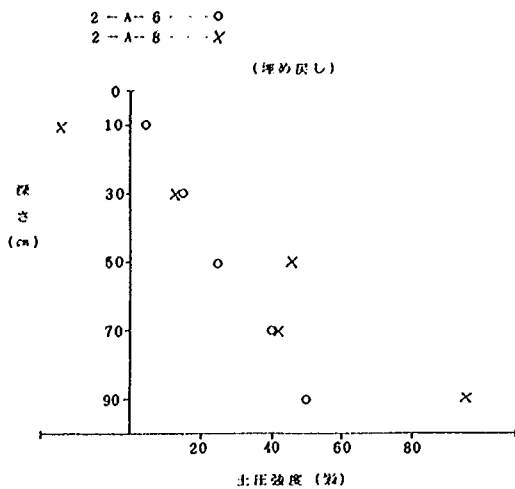


図 - 29

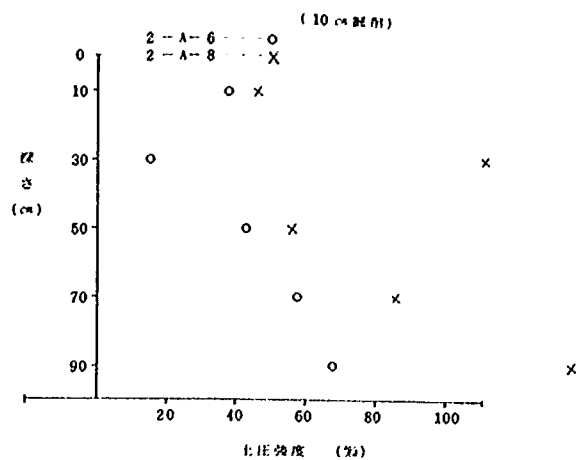


図 - 30

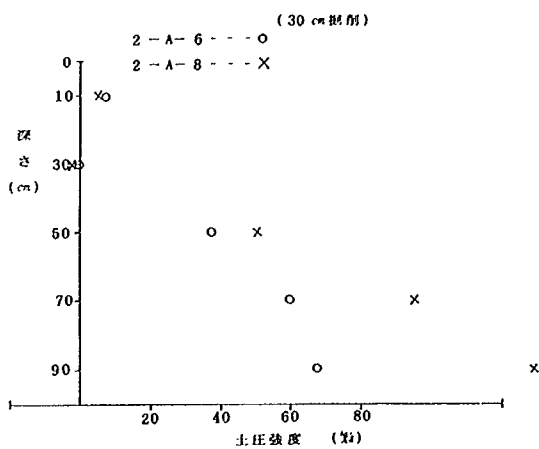


図 - 31

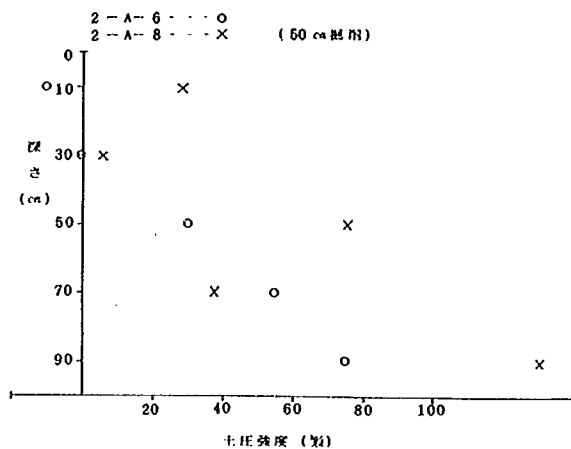


図 - 32

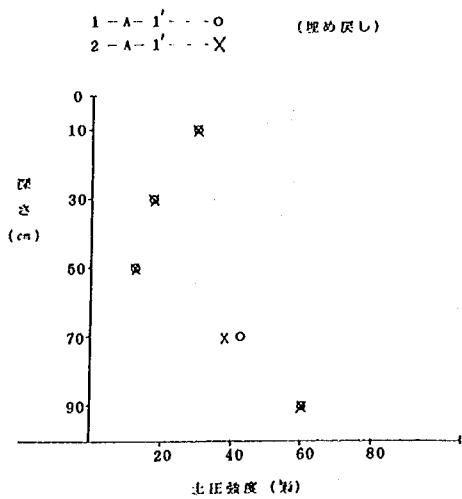


図 - 33

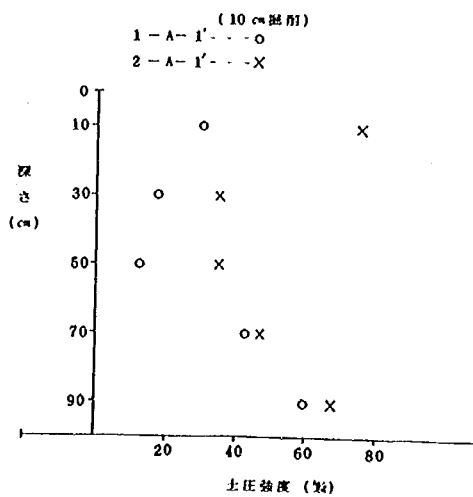


図 - 34

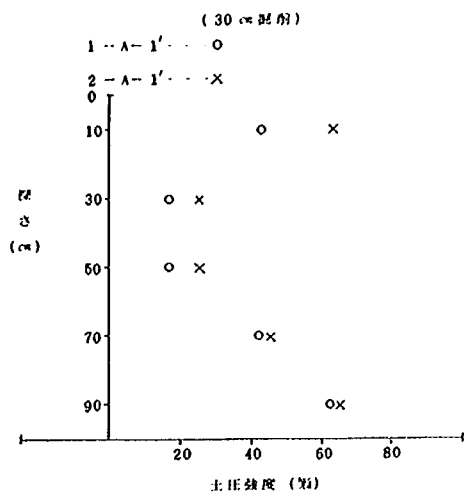


図 - 35

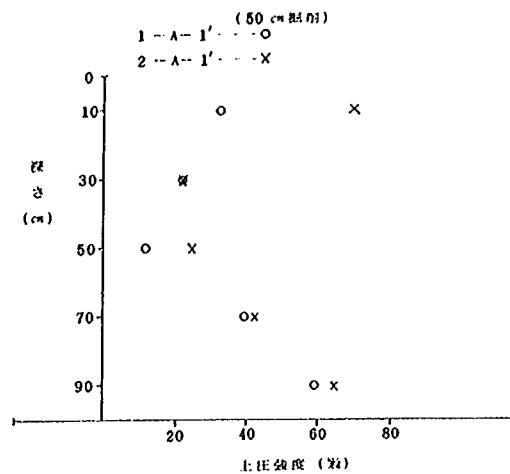


図 - 36

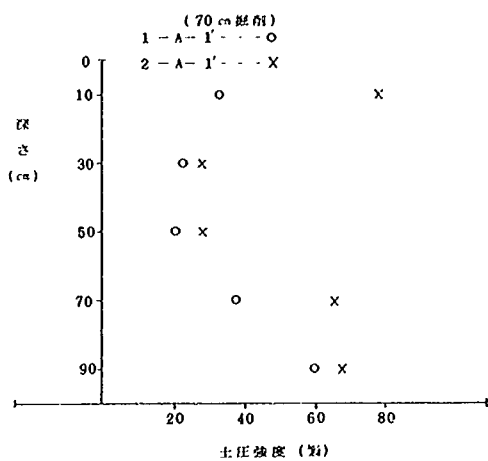


図 - 37

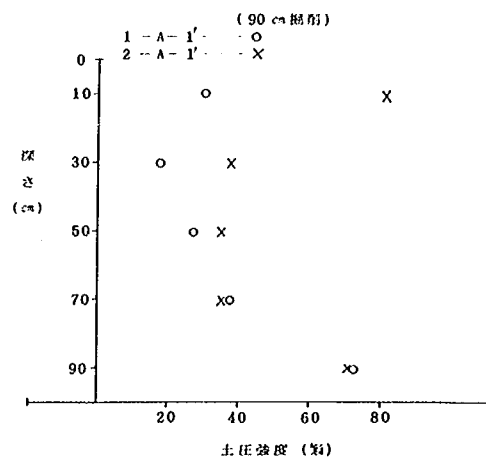


図 - 38

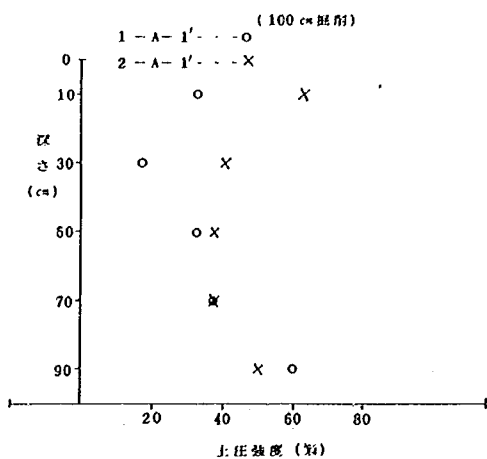


図 - 39

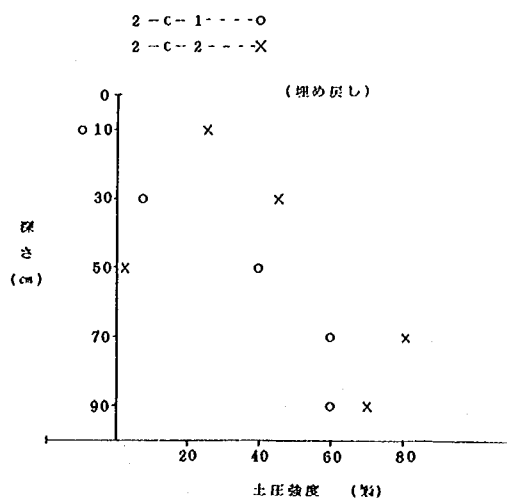


図 - 40

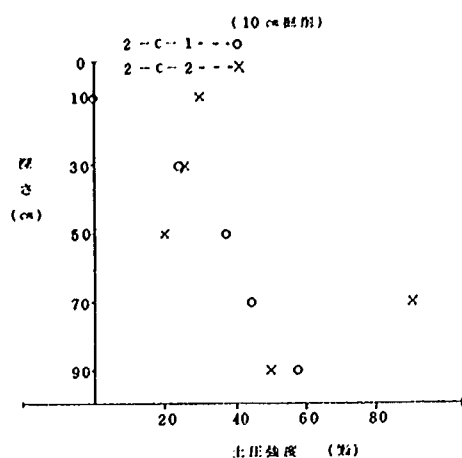


図 - 41

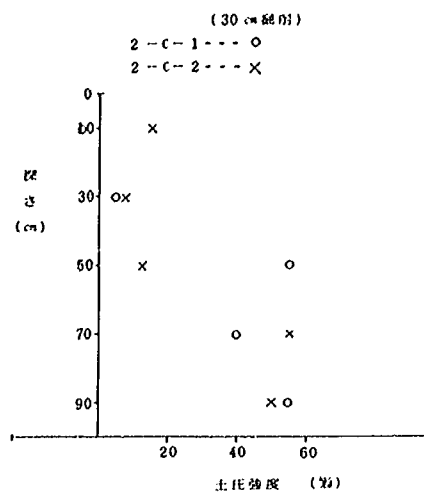


図 - 42

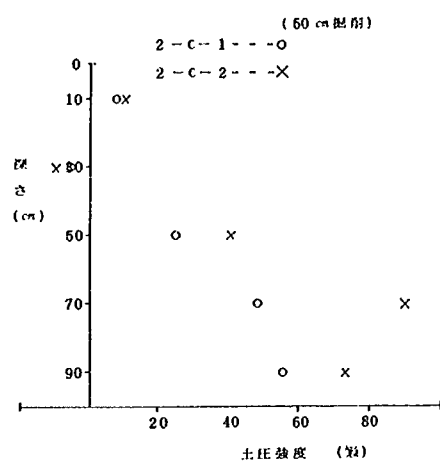


図 - 43

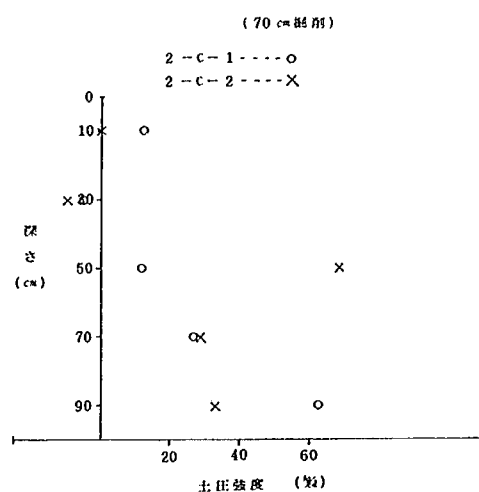


図 - 44

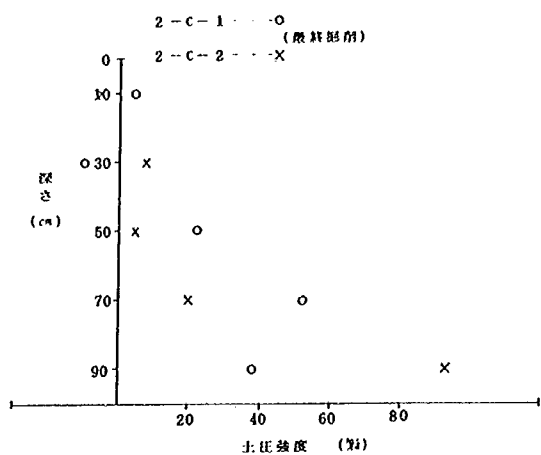


図 - 45

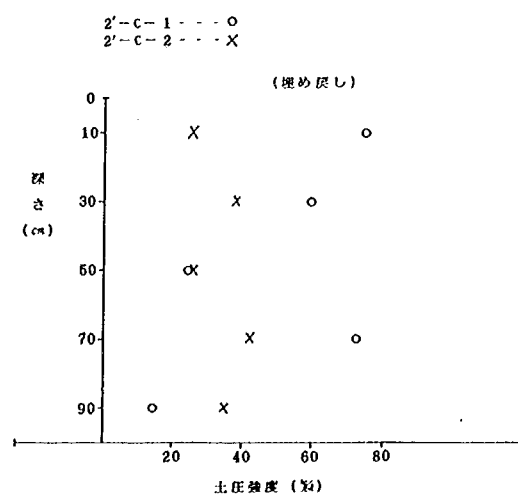


図 - 46

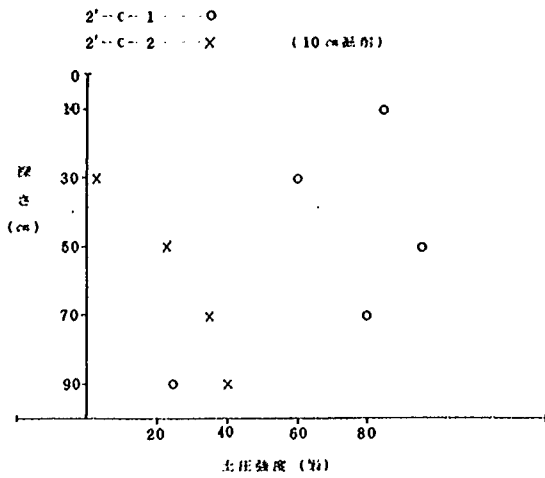


図 - 47

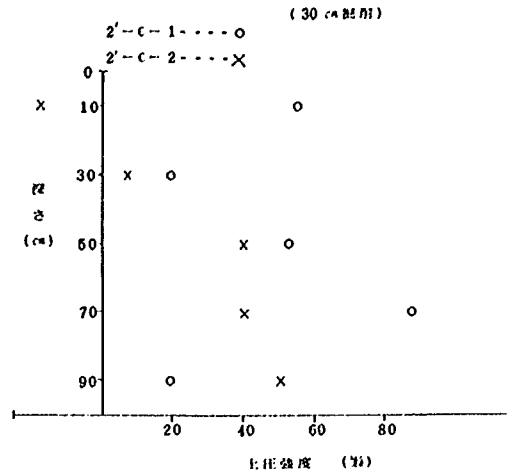


図 - 48

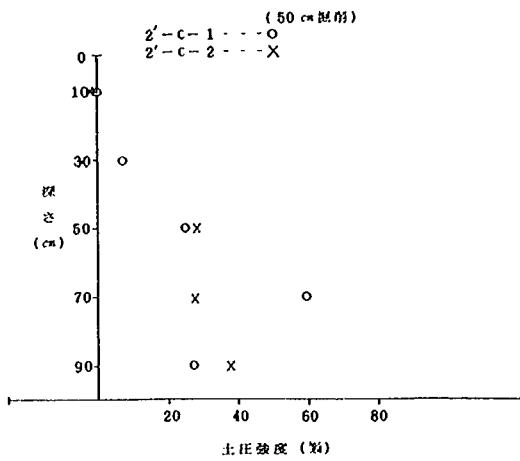


図 - 49

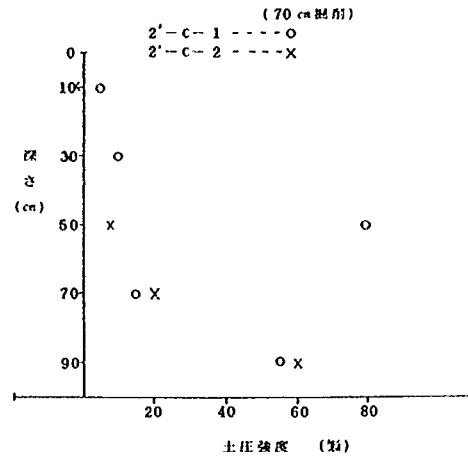


図 - 50

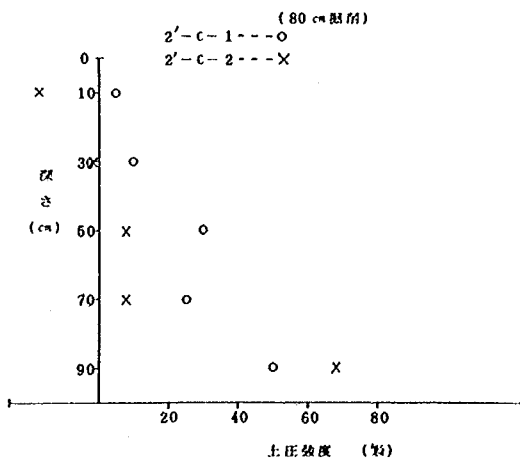


図 - 51

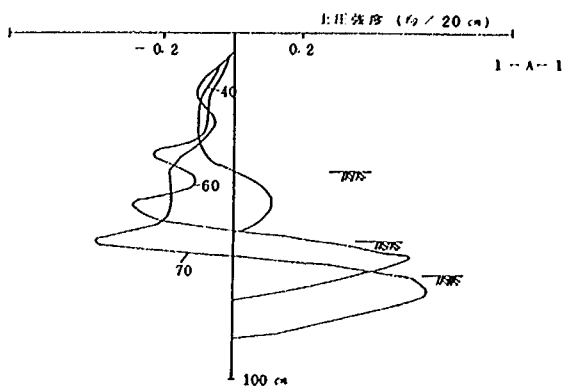


図 - 52

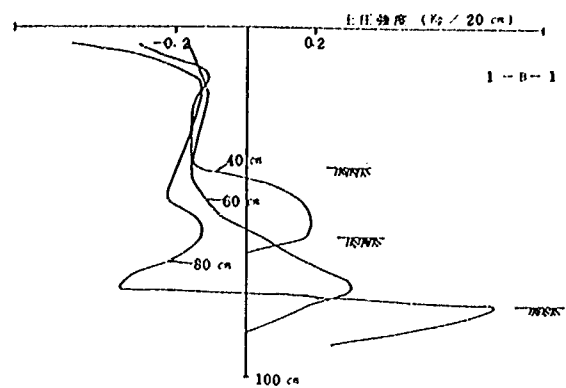


図 - 53

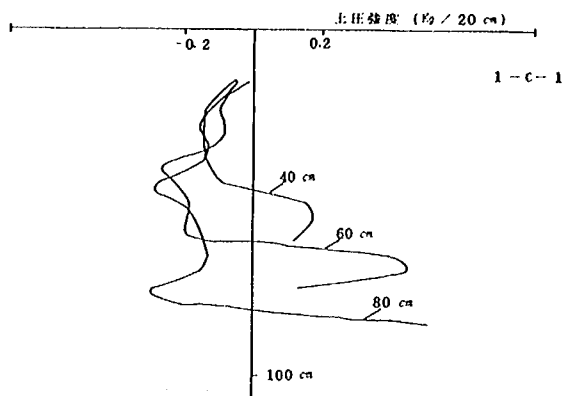


図 - 54

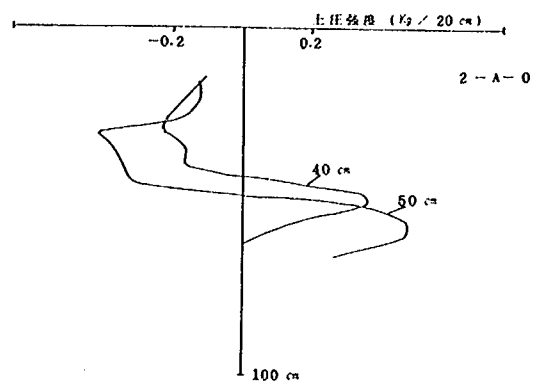


図 - 55

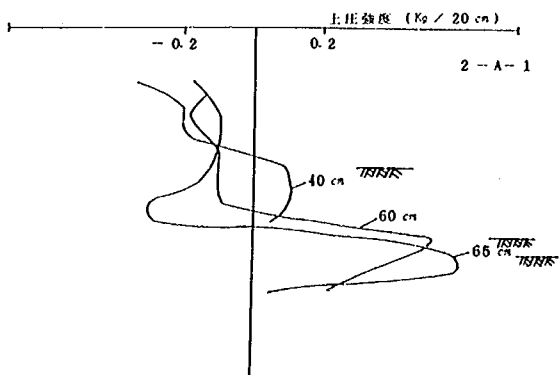


図 - 56

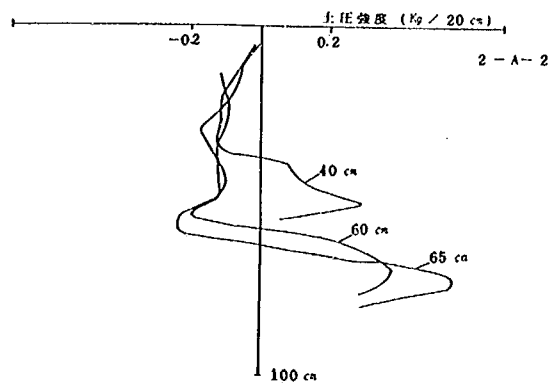


図 - 57

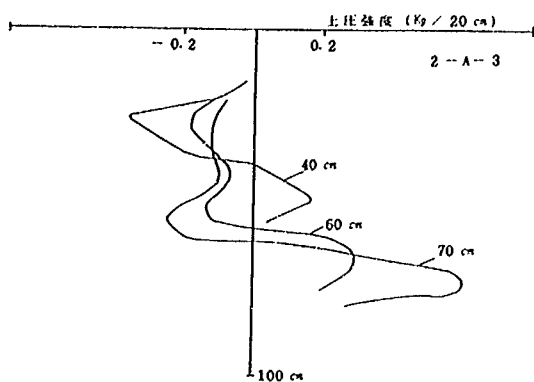


図 - 58

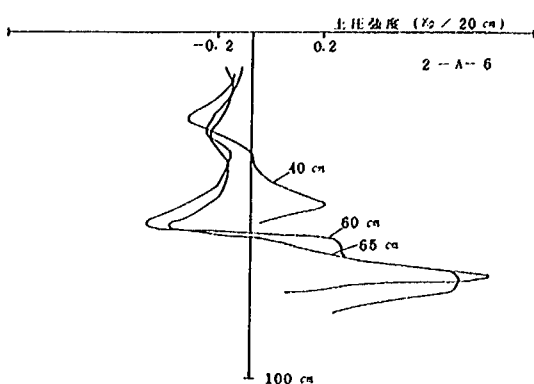


図 - 59

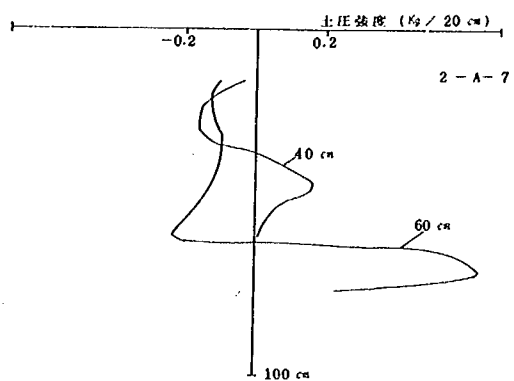


図 - 60

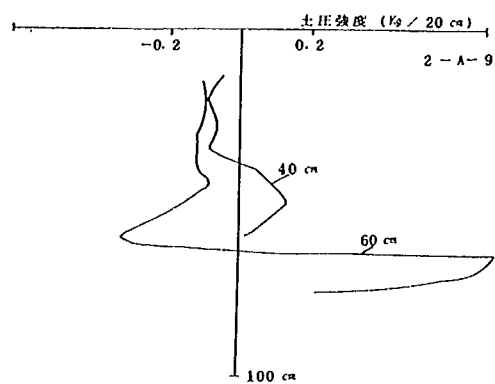


図 - 61

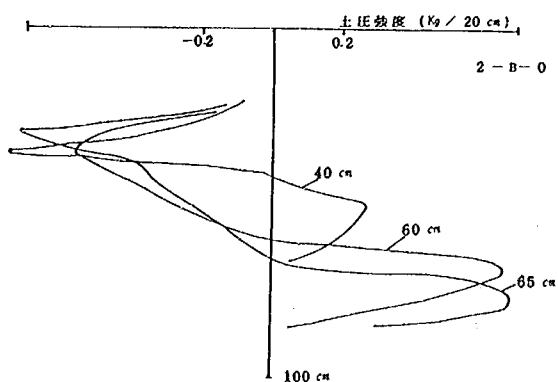


図 - 62

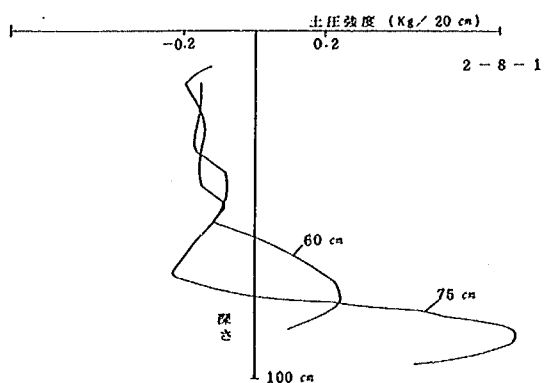


図 - 63

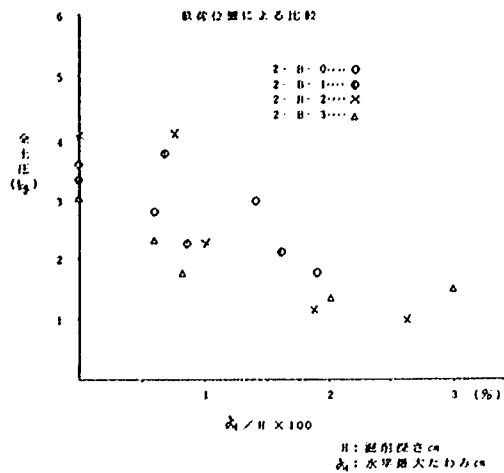


図 - 64

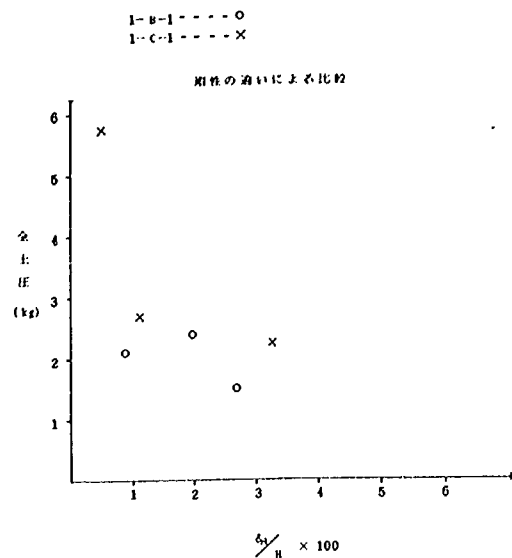


図 - 65

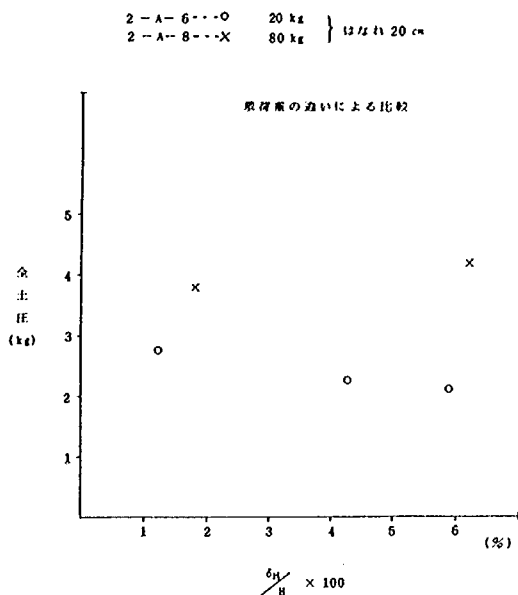


図 - 66

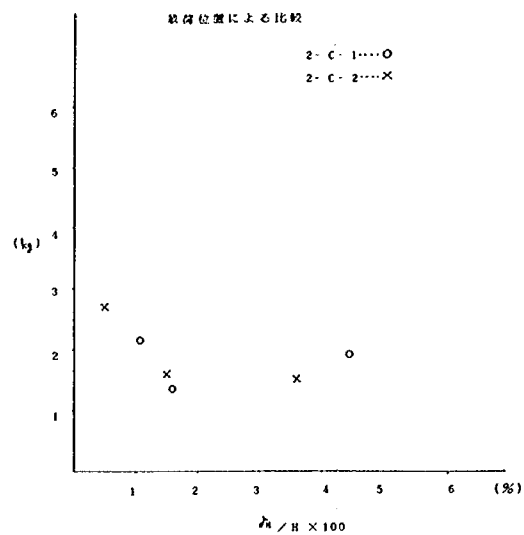


図 - 67

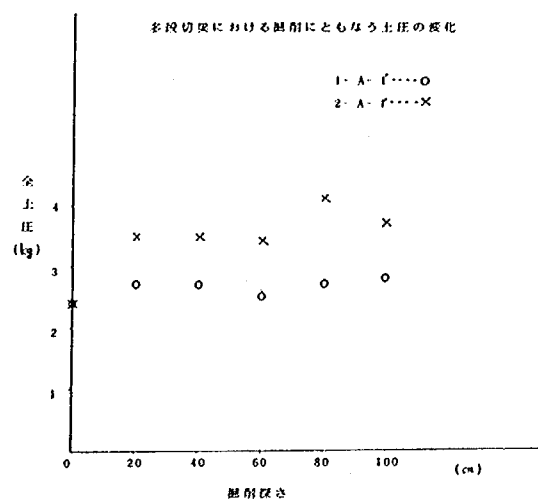


図 - 68

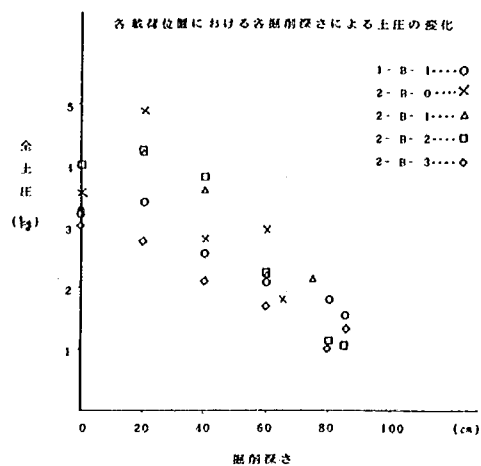


図 - 69

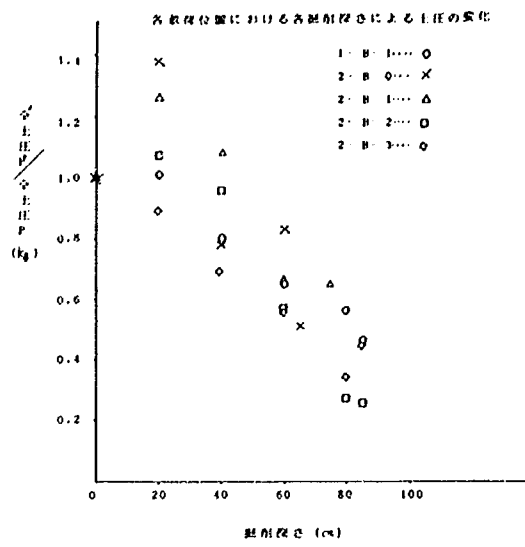


図 - 70

2-B-0

埋め戻し ○
 配筋0cm ×
 30cm △
 50cm □
 70cm ◇

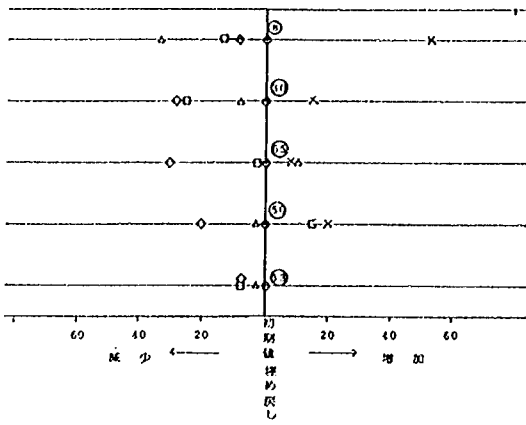


図 - 71

2-B-1

埋め戻し ○
 配筋0cm ×
 30cm △
 50cm □
 70cm ◇

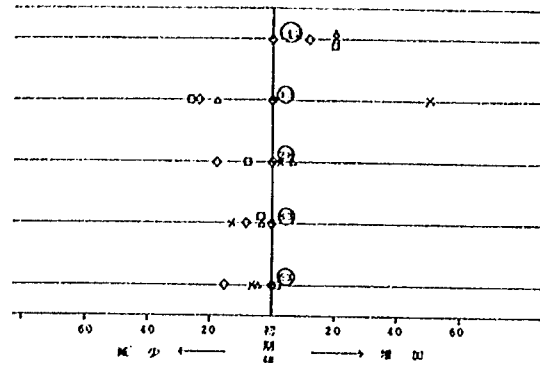


図 - 72

2-B-2

埋め戻し ○
 配筋0cm ×
 30cm △
 50cm □
 70cm ◇

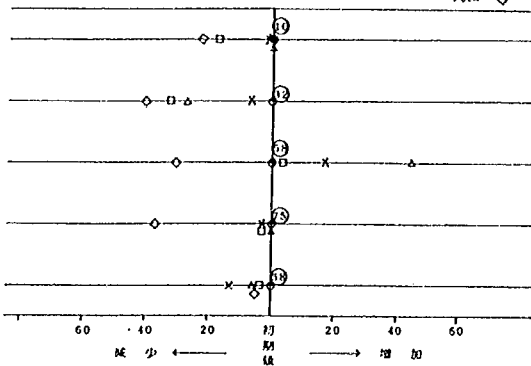


図 - 73

2-B-3

埋め戻し ○
 配筋0cm ×
 30cm △
 50cm □
 70cm ◇

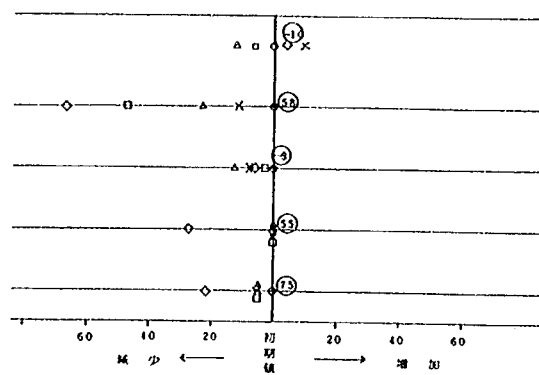


図 - 74

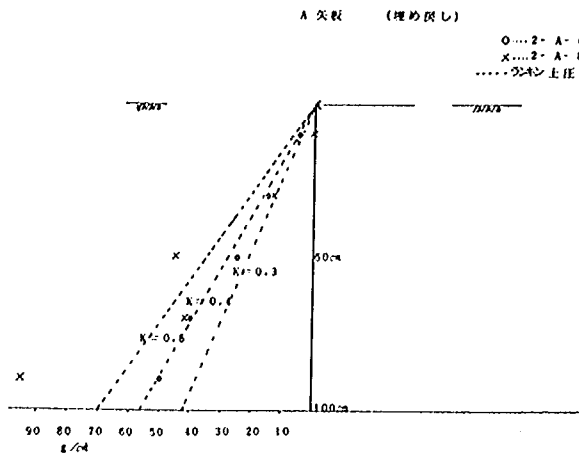


図 - 75

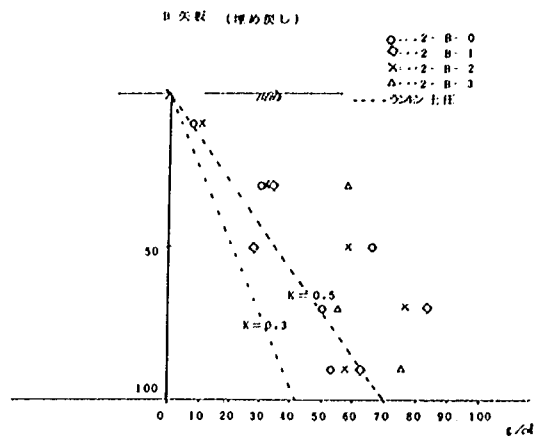


図 - 76

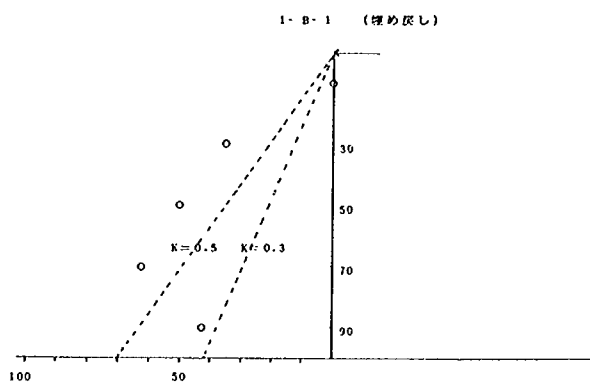


図 - 77

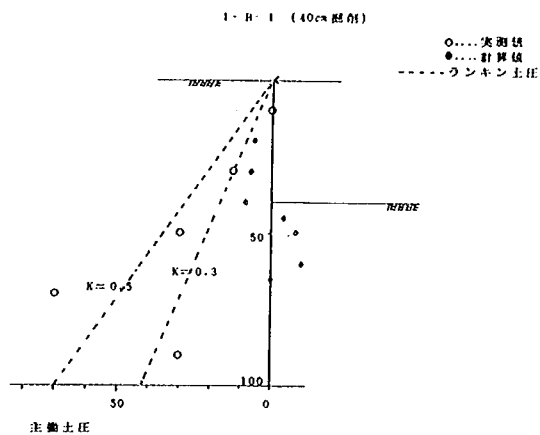


図 - 78

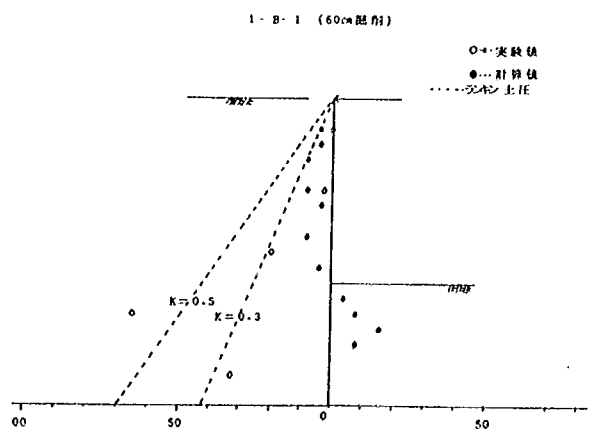


図 - 79

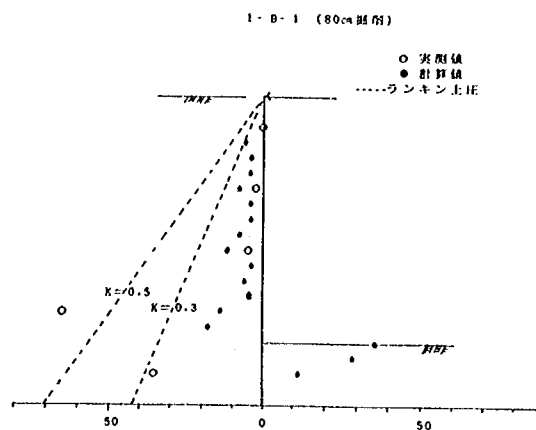


図 - 80

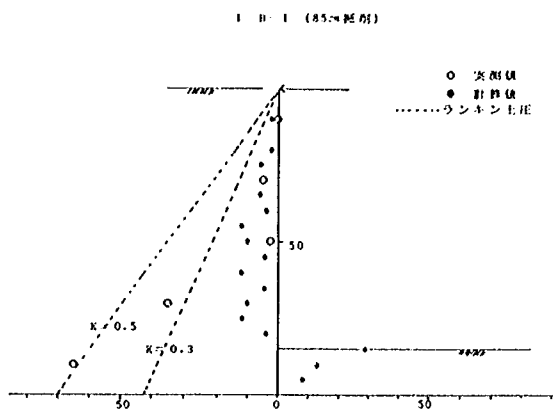


図 - 81

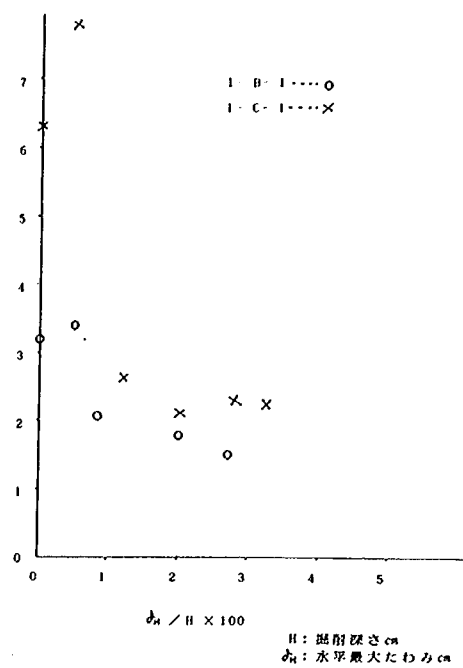


図 - 82

4. 対数ら線による土圧の計算

土圧は壁の変形のモードにより、異なった土圧分布を示すと言われている。図-83は、代表的な壁の変形による土圧分布を示したもので、(a)は、上端が下端を中心に回転を起したもので、この場合には、土圧分布は三角形を示し、合力の作用点は $H/3$ になる。

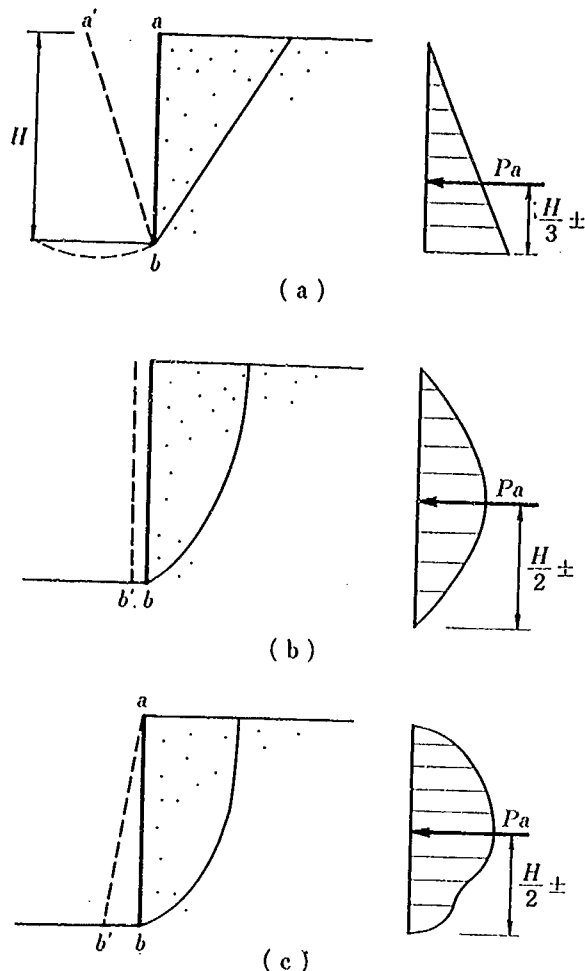


図 - 83

(b)は、壁が平行移動を起したもので、この場合には、土圧は曲線になり、合力の作用点は、 $H/2$ 付近になる。

(c)は、上端 a を中心に回転したもので、この場合も(b)同様土圧分布は、曲線になり、合力の作用点も $H/2$ に近い位置になる。

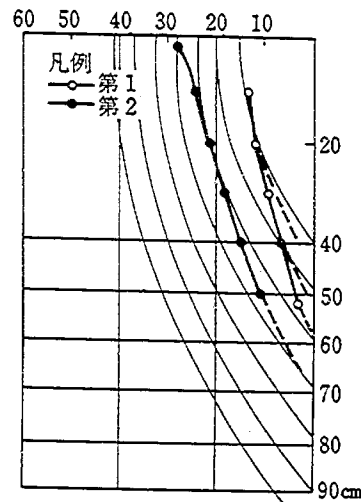
今回の二次元実験の土圧測定結果は、(c)に近い分布形を示したが、これは矢板の上端が切梁により固定され下方へゆくにつれて変位が進むことから、矢板変形が(c)のパターンに近かったためと考えられる。また一般にこの場合のすべり線は、曲線になるといわれているが、今回の実験結果でも、すべり線は曲線になった。(図-84 参照)

そこで、すべり線を対数ら線と仮定して土圧計算を行なう。

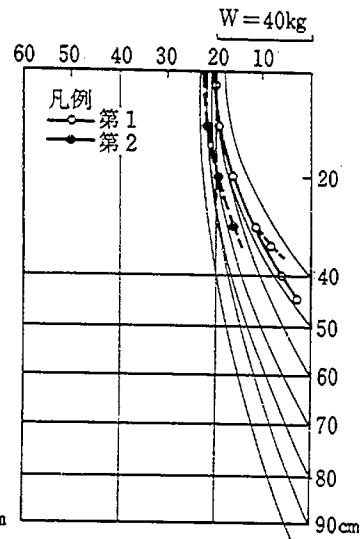
図-85の(a)の様にすべり線を仮定する。

図-85(b)に示すように、土塊 obd に作用する力(土の自重 W_1 , 土圧 P_1 , すべり面に作用する力 F_1) に対するモーメントのつりあいを考える。

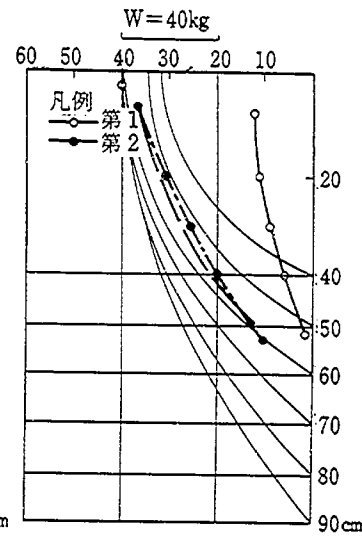
1 A 1



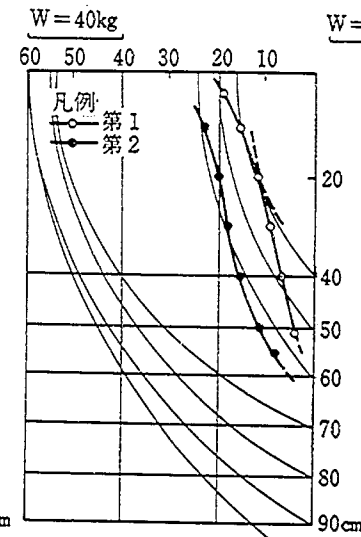
2 A 0



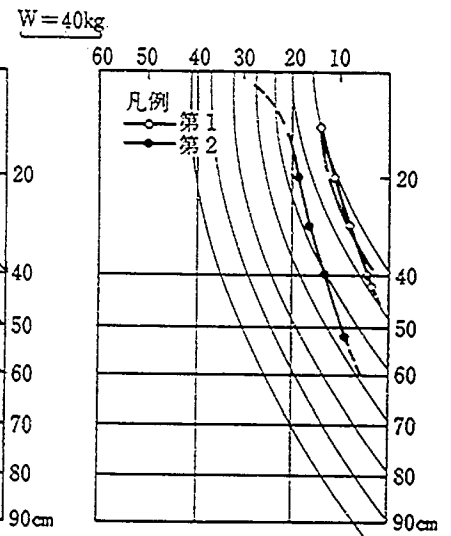
2 A 1



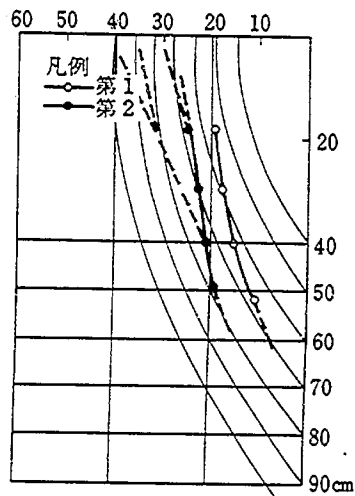
2 A 2



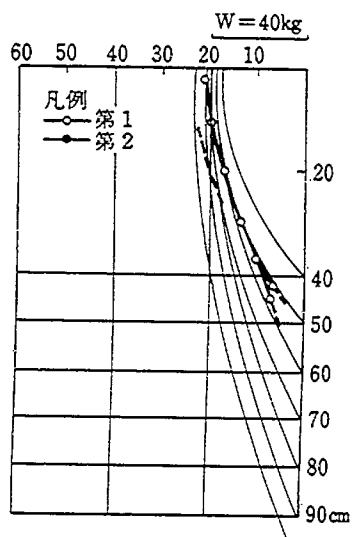
2 A 3



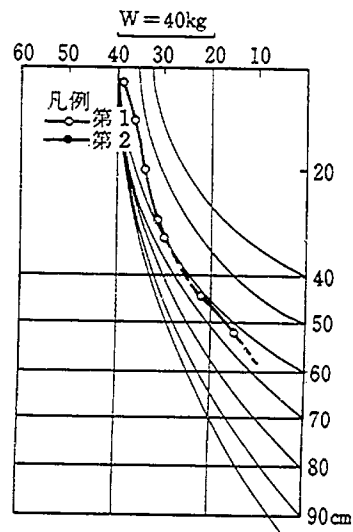
1 B 1



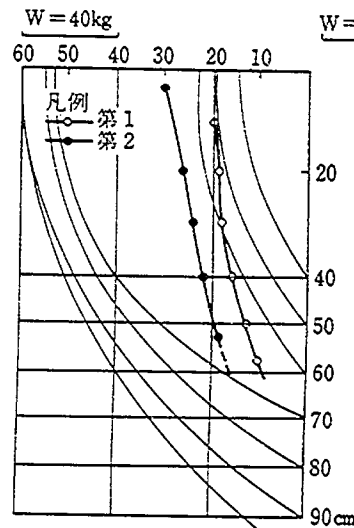
2 B 0



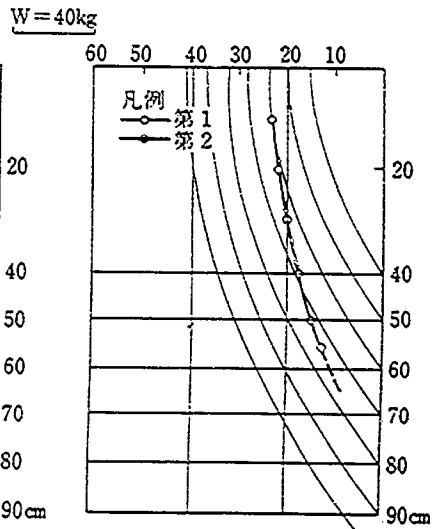
2 B 1



2 B 2



2 B 3



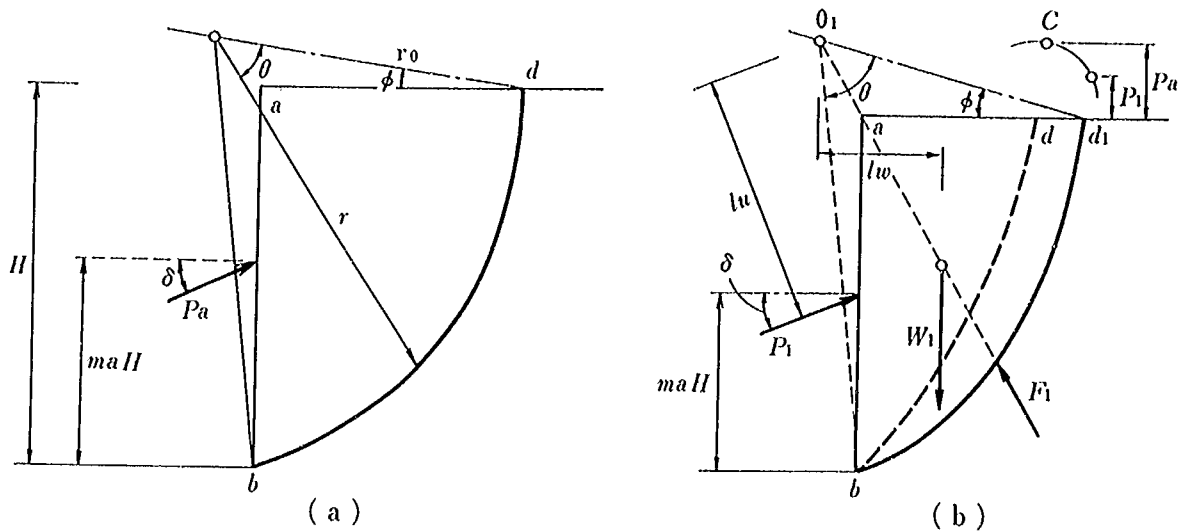


図 - 85

F_1 の作用線は、常に O_1 を通るから O_1 まわりの P_1 と W_1 のモーメントのつり合いより

$$P_1 \ell_a = W_1 \ell_w$$

$$P_1 = \frac{W_1 \ell_w}{\ell_a} \dots\dots\dots (1)$$

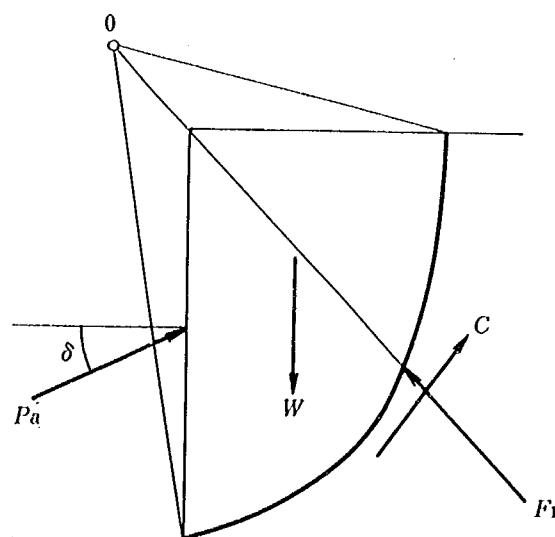
となる。

また、粘着力がある場合には、

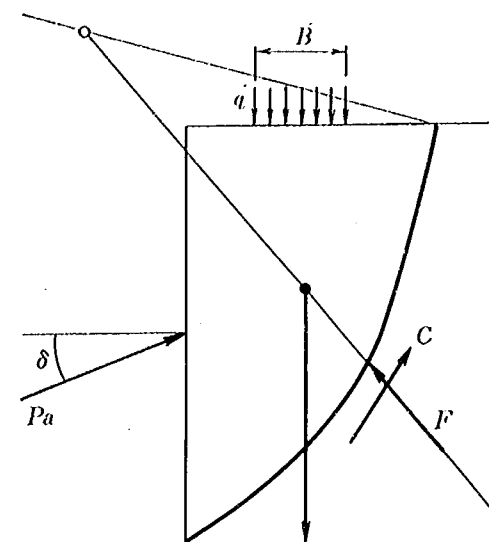
$$P = \frac{1}{\ell} (W \cdot \ell_w - M_c)$$

$$M_c = \frac{C}{2 \tan \phi} (r_1^2 - r_0^2) \dots\dots\dots (2)$$

$$(r = r_0 e^{\theta \tan \phi})$$



また、壁背面側地盤に、上載荷重が作用した場合には、



$$P = \frac{1}{\ell} \{ (W + B \cdot q) \ell_w - M_c \} \dots\dots\dots (3)$$

$$M_c = \frac{c}{2 \tan \phi} (R^2 - R_0^2)$$

ここで、土圧の合力の作用位置 $n_a H (r = r_0 e^{\theta \tan \phi})$ を仮定する必要があるが、これまでの砂に関する実験から $n_a = 0.45 \sim 0.55$ という結果が得られており、今回の計算では、0.55を作用することにする。

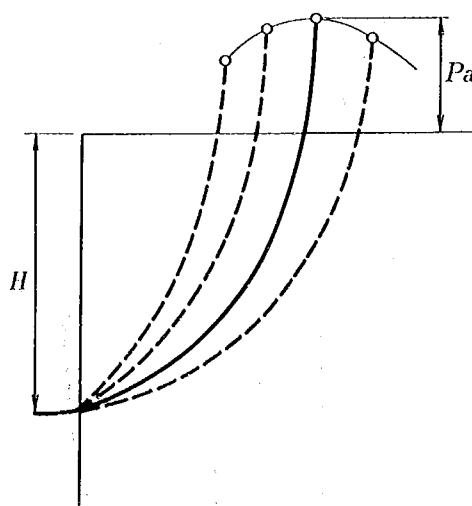


図 - 86

計算の仮定

$$\phi = 30^\circ$$

$$C = 0$$

$$\gamma_d = 1.43 \text{ g/cm}^3$$

$$n_a = 0.55$$

$$\delta = 0$$

粘着力 $C=0.00\text{g/cm}^2$
 内部摩擦角 $\phi=30.00^\circ$
 单位重量 $\gamma_d=1.43\text{g/cm}^3$
 上载荷重 $Q=100.00\text{kg}$

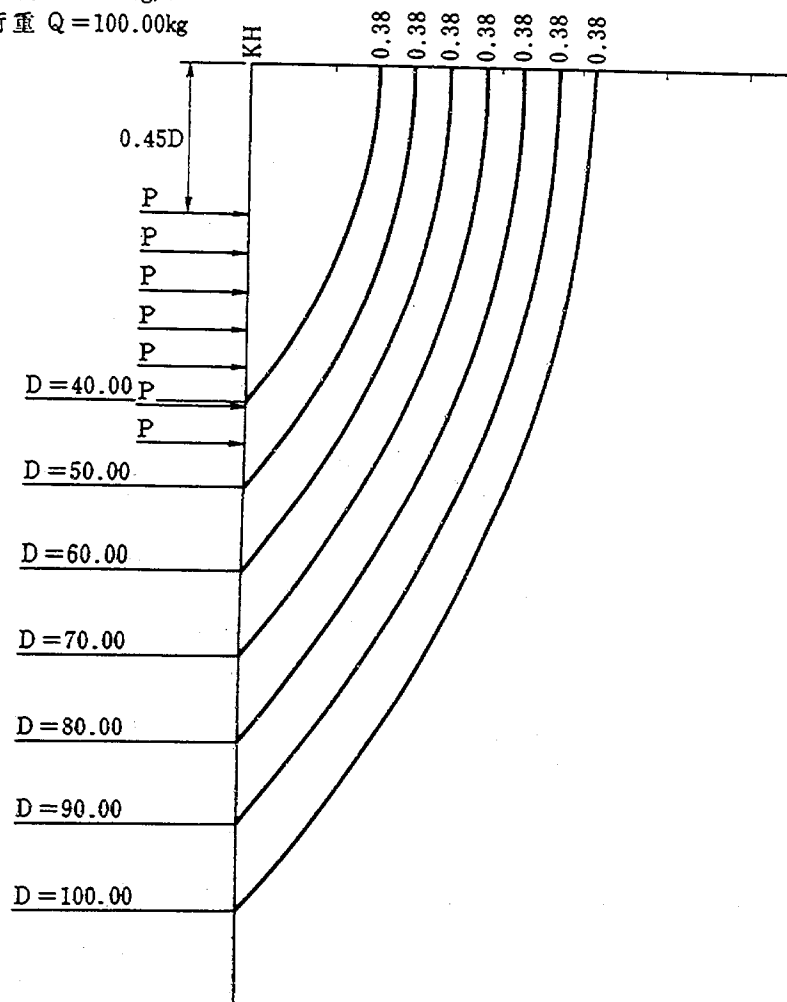


图 - 87

粘着力 $C=0.00\text{g/cm}^2$
 内部摩擦角 $\phi=30.00^\circ$
 单位重量 $\gamma_d=1.43\text{g/cm}^3$
 上载荷重 $Q=100.00\text{kg}$

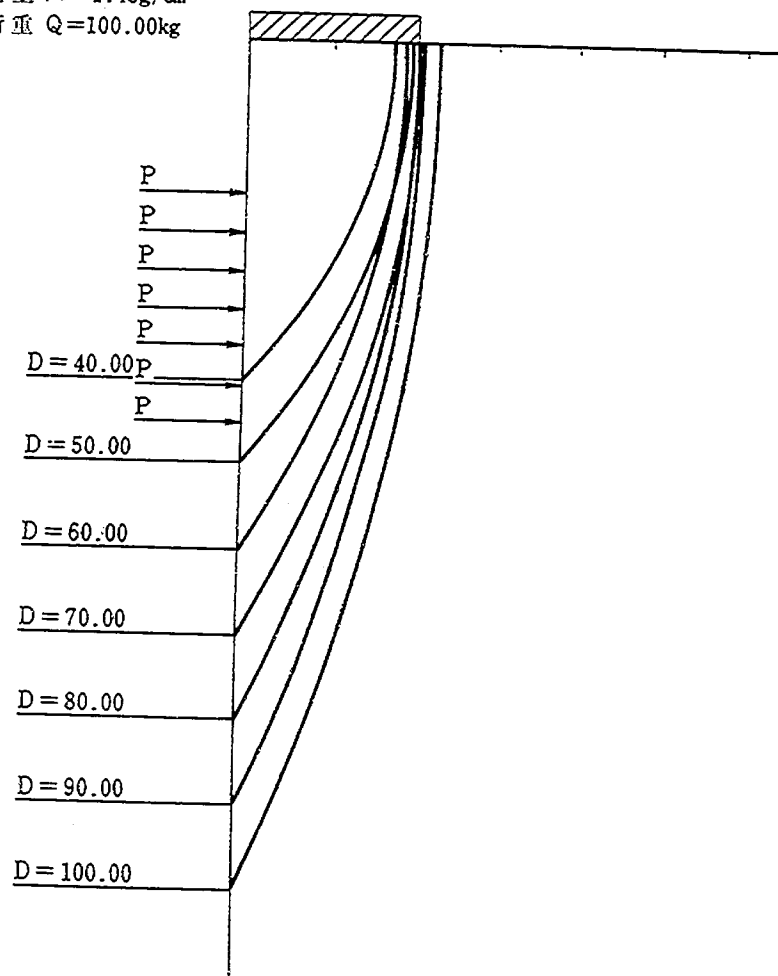


图 - 88

粘着力 $C=0.00\text{g/cm}^2$
 内部摩擦角 $\phi=30.00^\circ$
 单位重量 $\gamma_d=1.43\text{g/cm}^3$
 上荷载重 $Q=100.00\text{kg}$

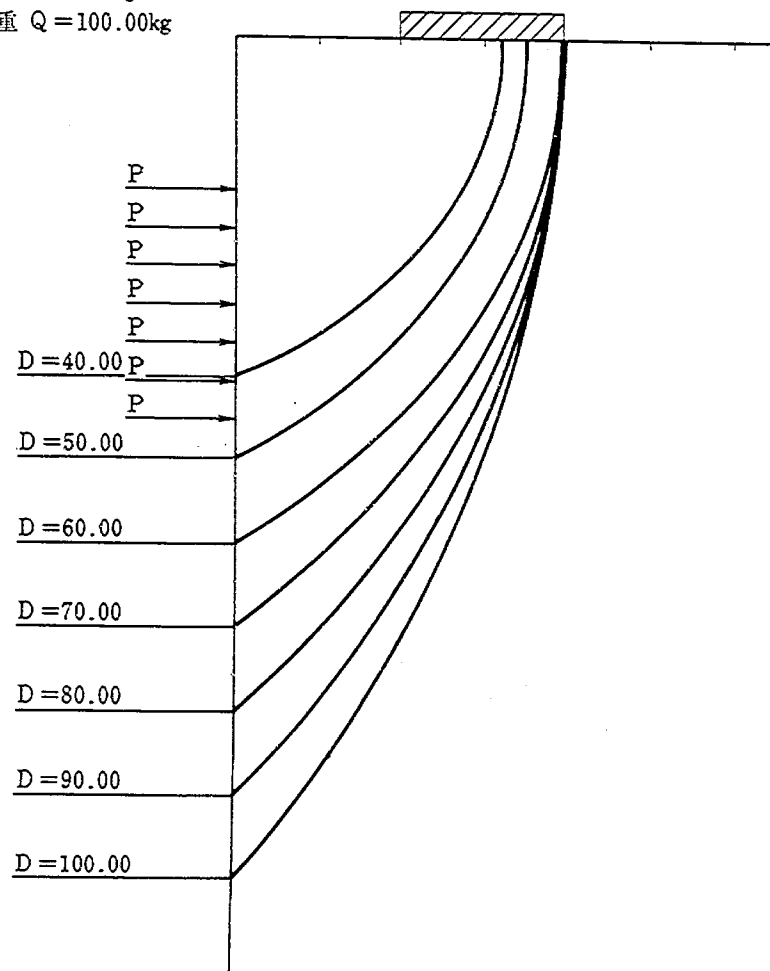


图 - 89

粘着力 $C=0.00\text{g/cm}^2$
 内部摩擦角 $\phi=30.00^\circ$
 单位重量 $\gamma_d=1.43\text{g/cm}^3$
 上荷载重 $Q=100.00\text{kg}$

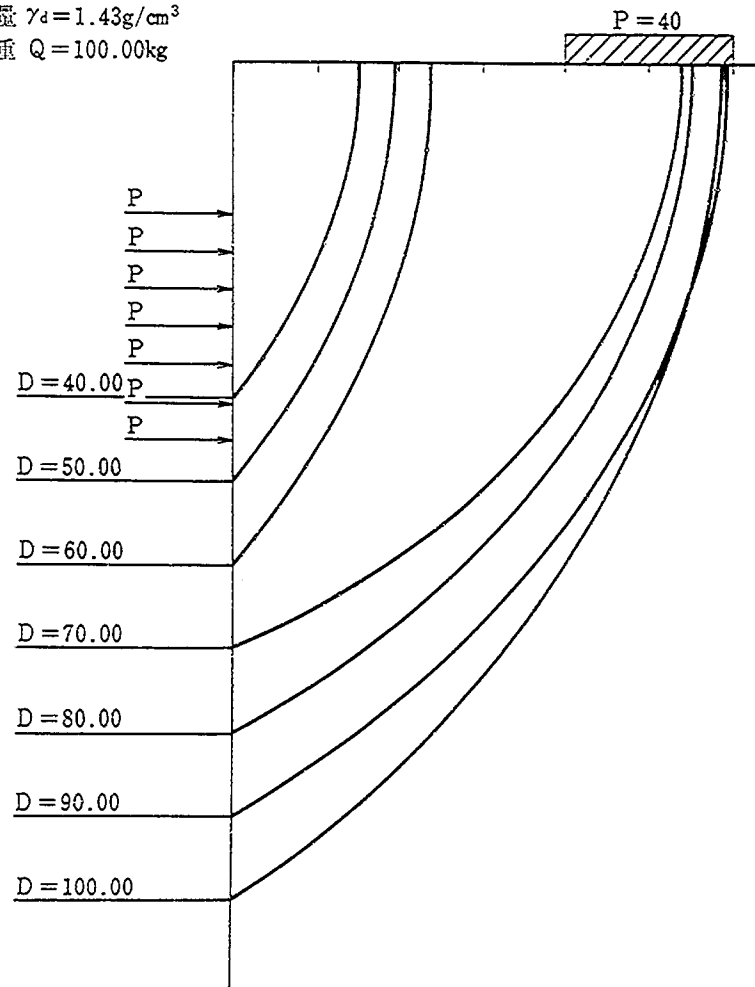


图 - 90

土圧の合力 P_0 は、各すべり線ごとに計算されるが、 P_0 を最大値にするすべり線を求めると 図-86 に示すように、ひとつの掘削深さに対して、ひとつのすべり線が決定できる。

図-87 は、このようにして求めたすべり線と土圧を、無載荷の場合の各深さについて示したものである。

図-88, 89, 90 は、0B, 1B, 2B の場合のすべり線に、土圧を示したものである。

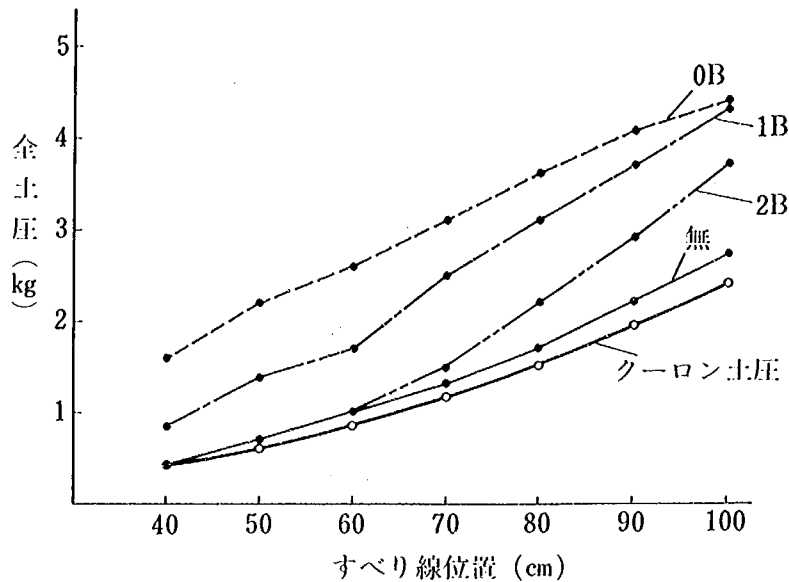


図 - 91

これらの図をもとに、深さ H と土圧の関係をプロットしたものが、図-91である。

この図には、対数ら線による土圧とクーロン土圧が示してあり、クーロン土圧は、

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_a$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = 0.333$$

$$\gamma = 1.43 \text{ g/cm}^3$$

により計算を行ないプロットしたものである。

対数ら線による土圧 P_0 とクーロン土圧 P_A は、

$$P_0 = 1.14 P_A$$

の関係にある。

実験結果と対数ら線の比較は、実測値において、すべり線の発生位置が明確でないためにできなかった。

5. ま と め

●矢板の剛性のちがいによる土圧は、実験結果をそのまま見ると、剛性の低い矢板のほうが掘削による土圧の変化が大きく、剛性の低い矢板は、掘削による矢板のたわみが大きいためであると思われるが、まず一番大きな原因としては、埋め戻しのさい剛性の低い矢板は変形を受けやすい。そこで変形した矢板は元に戻ろうとする力が働くために、土圧計にその影響が現われたものと思われる。

図-83から明らかなように変形後の土圧は、ほぼ同じような値となっている。埋め戻しの影響を取れば、剛性による違いはほとんどないものと思われる。

●矢板の変形による土圧の減少は、矢板のたわみが掘削深さの1%程度になると、土圧は極端に低下しその後は、たわみが進んでもそれほど土圧は変化しない。

この原因として2つが考えられる。

(1) 掘削の進行に伴う矢板の変形により、静止土圧状態に近い土圧から、主働土圧への移行による減少。

(2) 埋め戻し時の負荷荷重の減少。

また、載荷重がある場合には、矢板の変形による側圧は、それほど変化がなく、載荷重が大きい場合には、矢板の変形が大きくなると、逆に側圧は増加する傾向にある。

●多段切梁にかかる側圧は、掘削による矢板の変位がほとんどないため、掘削による側圧の変化は、ほとんどない。側圧は上と下の部分で大きく、中央部では側圧が上下に比べて小さくなる。

●土圧分布は、埋め戻しや矢板の変形が小さい内では、三角形分布に近い。しかし、変形が大きくなると三角分布を示さない。

多段切梁の場合には、弓形分布を示している。

●実測値と静止土圧、ランキン土圧、ひずみより計算した値の3者との比較は、埋め戻し完了時には、実測値が静止土圧を上回っているが、掘削が進んで矢板が変形すると、ランキンにはほぼ等しくなる。しかし、矢板の変形が中央で4~5 cmになる最終掘削では、実測値は、ひずみより計算した値と一致する。

●載荷荷重の載荷位置による影響範囲は、 $b=0$ 、 $b=B$ で大きく現われ、 $b=2B$ では、その影響は、ほとんど見られない。

参 考 文 献

土質力学 赤井浩一著 朝倉土木工学講座

土質力学 Terzaghi: Peck

チェボタリオフの土質工学 上下 G.P.チェボタリオフ

基礎の近接施工に関する調査
—土留矢板に作用する土圧—

土研資料第 1694 号
昭和56年 6 月(1981)

塩井幸武・浅沼秀弥
堀部正文・杉崎光義

キーワード

要旨

郵便はがき

四
十
円
切
手
を
は
い
て
下
手
さ

305-□□

建設省土木研究所
基礎研究室
御中

茨城県筑波郡
豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1694号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印