

土木研究所資料

第1967号

基礎の近接施工に関する調査(4)

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© 1983 by P. W. R. I

All right reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P. W. R. I.

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

ま え が き

最近、既設の道路構造物に近接して新しく橋梁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設計施工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なるため、直ちに道路橋の近接施工に関する設計施工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、地盤内変位の伝達範囲、影響を及ぼす地盤要因、施工条件などを明らかにする。また、既設構造物への影響が予想される範囲内での施工に際して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施工要領(案)作成のための基礎資料とするものである。

今回、大型実験土槽を用いてケーソン沈設および杭の打込みを行い、周辺地盤あるいは接近する既設構造物への影響を調査するとともに、小型二次元実験土槽を用いて地盤が砂と粘土の互層から成る場合の掘削にともなう周辺地盤の変動についても調査したので、ここに報告するものである。

昭和58年3月

基礎研究室

室 長 浅 沼 秀 弥

研究員 神 長 耕 二

技 官 杉 崎 光 義

〃 森 浩 樹

目 次

ま え が き	
1. 実験の目的	1
1.1 実験の着眼点	1
1.2 実験の目的	1
2. 二次元小型模型実験	3
2.1 実験概要	3
2.2 地表面および地盤内変位	11
2.3 対数ら線を用いた実験結果の解析	19
2.4 側圧分布	23
3. 三次元大型模型実験	28
3.1 実験概要	28
3.2 実験結果	39
あ と が き	57

1. 実験の目的

1.1 実験の着眼点

現在の既存の技術基準としては国鉄が昭和42年に作成した「近接橋台橋脚の設計施工指針(案)¹⁾」や首都高速道路公団の「首都高速道路に近接する構造物の施工指導要領書(案)²⁾」などがある。これらの基準類は主として自らの既設構造物を他の新設構造物から守るという発想で貫ぬかれているため、いわゆる「制限範囲」や「要注意範囲」という領域を設定する際にも、既設構造物基礎が全般せん断破壊した場合のすべり線や、新設側の土留壁が完全破壊した場合の破壊面、さらには既設構造物直下の応力球根といったものを根拠としている。

このような考え方は、明らかに不合理だけでなく、実際の設計条件を考えても、非現実的であると思われる。近接工事に関して、我々が検討の対象とすべき現象は、既設構造物に近接して開削、杭打ちなどの新設側の施工を行ったこと(原因)により、周囲の地盤が乱されてなんらかの地盤変位が生じ、既設構造物が変位・傾斜などの変状を起こす事態(結果)に至る過程である。この原因と結果を結びつける機構を解明することにより、近接程度の判定は新設側の施工方法によって定まる影響範囲に既設構造物が位置しているかどうかによって行うことができる。これは従来のように既設構造物の諸元から定まる制限範囲などを新設構造物が侵すかどうかによって判定する方法とは逆の考え方であり、合理的な設計が可能となるのである。

以上により、本実験では、地盤内に変位が生じたときの変位伝達機構と、その影響範囲に特に着目するものである。

1.2 実験の目的

今回は、二次元小型実験土槽を用いて行った二次元小型模型実験と大型実験土槽にて行った三次元大型模型実験の2種類の実験を行った。以下に、それぞれの実験の目的を記す。

(1) 二次元小型模型実験

- ① これまでの実験において、単層地盤の場合については地中変位の影響領域は、対数らせんを用いた解析結果と良い一致を示したが、多層系の地盤の場合にも成り立つか。
- ② これまでの実験においては、土留壁が通常のたわみ変形を呈した場合のみを扱ったが、平行移動や回転移動などの種々の変形モードに対してはどのような性状を示すか。
- ③ 地表面変位量と土留壁のたわみ量との関係はどうか。
- ④ 土留壁の各種変形モードと土圧分布性状はどうか。

(2) 三次元大型模型実験

- ① これまで、二次元土槽において解析してきたが、三次元的で、かつ実際の施工方法に近い状態を再現し、地盤変位の状況を測定する。
- ② 新設側の施工方法がケーソン工法の場合、周辺地盤の変位はどのようなになるか。
- ③ 新設側の施工方法が打込み杭工法の場合、周辺地盤の変位はどのようなになるか。

2. 二次元小型模型実験

2.1 実験概要

2.1.1 実験装置

実験に用いた二次元小型実験土槽の一般図を図-1に示す。この実験土槽の側面は透明なアクリル板でできており、内部の地盤の変位が観測できるようになっている。模型矢板は厚さ1mmのアクリル板で20本の切梁（10段×2列）で支えられている。切梁はネジ付ロッドであり、固定ネジを回すことにより、切梁長を自由に設定することができる。したがってそれぞれの切梁の長さを調節することにより、模型矢板の変形量、変形モードを任意に設定することができる。また、模型矢板の地盤側の側面には超小型土圧計を5個取付けてある。

地盤材料は砂質土と粘性土（カオリンクレイ）を用いたが、それぞれの土質定数を表-1に示す。また、砂質土の粒径加積曲線を図-2に示す。

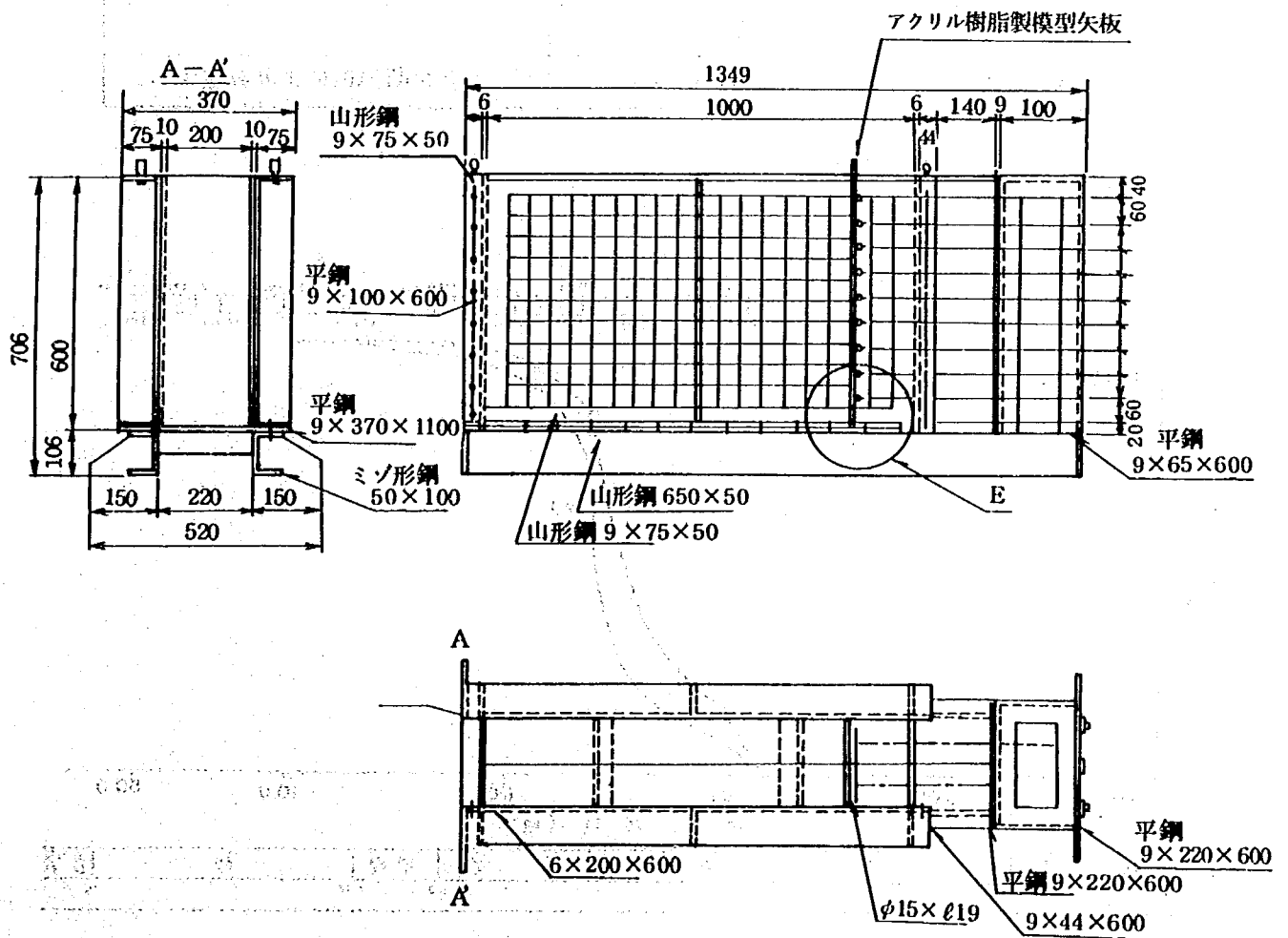


図-1 二次元小型実験土槽図

表-1 土 質 定 数

項 目 \ ケース	小型模型実験 (砂地盤)
単位体積重量	1.991(i)
土粒子の比重	2.709
内部摩擦角	36°~34°15'
粘 着 力	0.20 kg f/cm ² ~ 0.0 kg f/cm ²
最 大 密 度	2.008 g/cm ³
最 小 密 度	1.972 g/cm ³
均 等 係 数	3.50

小型実験粘土地盤土質定数(カオリンクレー)

項 目	測 定 値	備 考
単位体積重量	1.63 g/cm ³	
含 水 比	66 %	
粘 着 力	0.004 kg/cm ²	ペーンセン断試験により設定する。

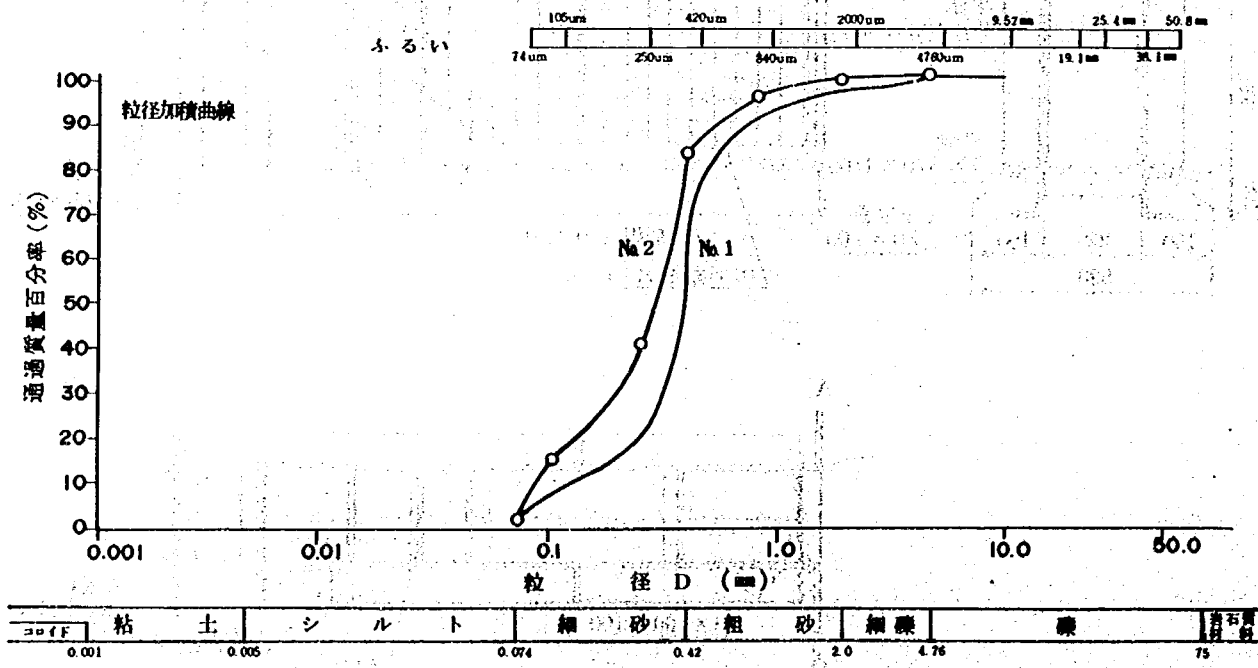


図-2 粒 径 加 積 曲 線

2.1.2 実験方法

土留壁背面側の地盤には、標点と標準砂を用いて作成した標線を設置し、地盤の変位を側面から観測できるようにしてある。

土留壁の変形は、所定の変形モードに従って段階的に強制変形させ、そのつど地盤変位及び土圧を測定した。強制変形はロッドの固定ネジを手で回すことにより与えるので、変形速度は比較的遅く、土留壁変形と地盤変位の時間的ずれはほとんどなかったので、各変位段階における保持時間は特に設けなかった。

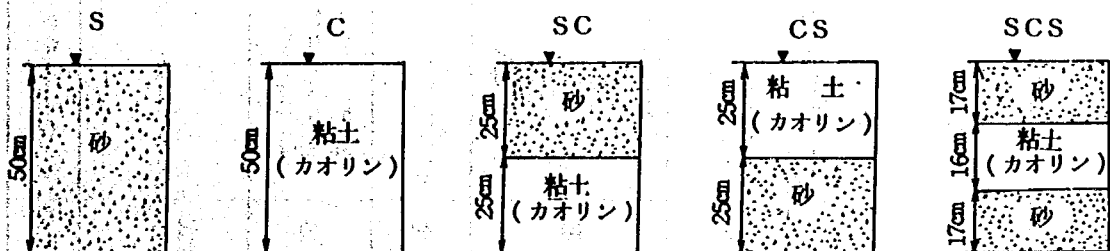
実験ケースは、変形モードが6種類、背面地盤の種類が5種類の合計14ケースとした。実験ケースを表-2に示す。ケース名のうち、アルファベットのSは砂層、Cは粘土層、SC等は互層を表わし番号は変形モードを表わしている。それぞれの地盤構成と変形モードを図-3、表-3に示す。なお、土留壁の各変形モードは、その変位面積が最終段階で全て同一の $A=180\text{cm}^2$ であり、各変位ステップ(5段階)における変位面積は $dA=A/5=180/5=36\text{cm}^2$ ずつ増やすこととした。

表-2 実験ケース

		矢板の変形モード (表-3 参照)					
		1	2	3	4	5	6
地盤の種類	砂	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5	S-6
	粘土	C-1	—	—	—	C-5	—
	砂+粘土	SC-1	—	—	—	SC-5	—
	粘土+砂	CS-1	—	—	—	CS-5	—
	砂粘土互層	SCS-1	—	—	—	SCS-5	—

S : Sand layer

C : Clay layer



S : Sand

C : Clay

図-3 地盤の種類

表-3 矢板の変形モードおよび変位量の設定とその条件

項目 \ 変形モード	1	2	3	4	5	6
境界条件	$l=48\text{cm}$ $A_1=180\text{cm}^2$ Top: $\rho=1, \eta_1=0$ Bottom: $\rho=1, \eta_2=0$	$l=48\text{cm}$ $A_2=180\text{cm}^2$ Top: $\rho=0, \eta_2=\frac{\eta_1+\eta_3}{2}$ Bottom: $\rho=1, \eta_2=0$	$l=48\text{cm}$ $A_3=180\text{cm}^2$ Top: $\rho=0, \frac{d\eta}{d\rho}=0$ Bottom: $\rho=1, \frac{d\eta}{d\rho}=0$	$l=48\text{cm}$ $A_4=180\text{cm}^2$ Top: $\rho=0, \eta_1=0, \frac{d\eta}{d\rho}=0$ Bottom: $\rho=1, \eta_4=0$	$l=48\text{cm}$ $A_5=180\text{cm}^2$ Top: $\frac{d\eta}{d\rho}=0$ Bottom: $\eta_3=3.75\text{cm}$	$l=48\text{cm}$ Top: $\frac{d\eta}{d\rho}=\text{一定}$ Bottom: $\rho=1, \eta_3=0$
変形モデル	単純梁による撓み (支点変位なし)	同 左 (上端支点変位ありモード 1と3の中間のタイプ)	同 左 (上端支点変位あり)	片持梁による撓み (上端固定)	平行変位	三角形変位
荷 重	三角形分布 	同 左 	同 左 	同 左 	—	—
撓み曲線式	$\eta = \frac{w\ell^4}{360EI} (7\rho - 10\rho^2 + 3\rho^3)$ $= a(7\rho - 10\rho^2 + 3\rho^3)$	$\eta = (\eta_1 + \eta_3) \cdot 2$	$\eta = a\rho^2 + b\rho^3 + c\rho + d$	$\eta = \frac{w\ell^4}{120EI} (11 - 15\rho^2 + 5\rho^3 - \rho^4)$ $= a(11 - 15\rho^2 + 5\rho^3 - \rho^4)$	—	—
適 応	変位面積 A_1 が 180cm^2 となるように a を設定する ($A_1 = \int \eta d\rho \times \ell$)	同 左 (")	面積 $A_3 = 180\text{cm}^2$ ($A_3 = \int \eta d\rho \times \ell$) 境界条件 $\rho=0, \frac{d\eta}{d\rho}=0$ $\rho=1, \eta=0$	面積 $A_4 = 180\text{cm}^2$ となるように a を設定する ($A_4 = \int \eta d\rho \times \ell$)	同 左 ($A_5 = \eta_3 \times \ell$)	同 左 ($A_6 = \frac{1}{2} \eta_{\max}$)
変位曲線式 (単位 mm)	$\eta_1 = 75\rho^3 - 250\rho^2 + 175\rho$	$\eta_2 = 48.75\rho^3 - 162.5\rho^2 + 87.5\rho + 26.25$	$\eta_3 = 22.5\rho^3 - 75.0\rho^2 + 52.5$	$\eta_4 = 96.19 - 129.8\rho^2 + 43.27\rho^4 - 8.654\rho^5$	$\eta_5 = 37.5$	$\eta_6 = -75.0\rho + 75.0$
各ステップの変位	最大変位を5分割する	同 左	同 左	同 左	同 左	同 左

2.1.3 測定項目

測定項目は次のとおりである。

① 地表面変位

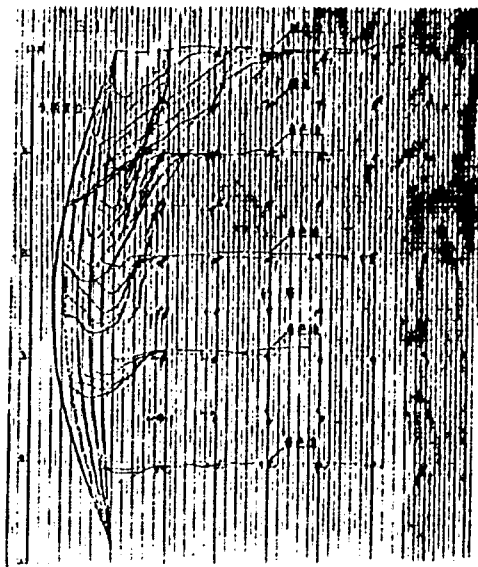
地表面に設置したプレート沈下量をストローク5 cmの変位計にて計測し、また、側面からのトレースによっても記録した。

② 地盤内変位

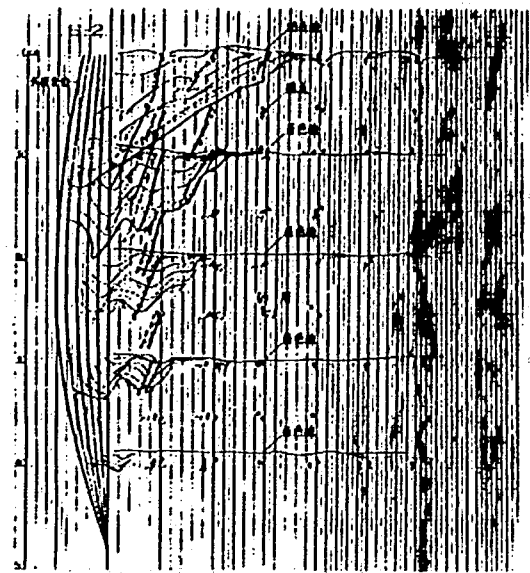
地盤の動きは地盤内に設置した標点の動き、および標準砂で作成した標線の変位を側面よりトレースすることにより記録した。

③ 土留壁に作用する土圧

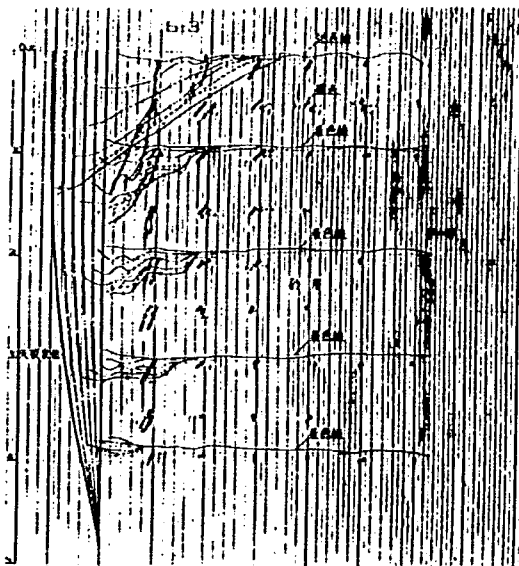
土留壁背面に設置した超小型土圧計にて測定した。なお、土圧計の測定値に対する土留壁の曲げ変形の影響を除去するため、あらかじめ、二次元土槽に水を満たし、静水圧下で強制変形させて水圧を測り、各変形モードのキャリブレーションを行った。そして、その結果に基づいて土圧の測定値を補正した。



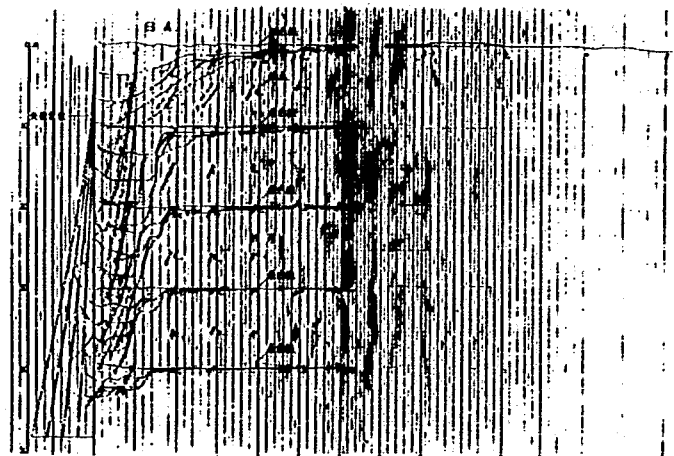
(変形モード1)



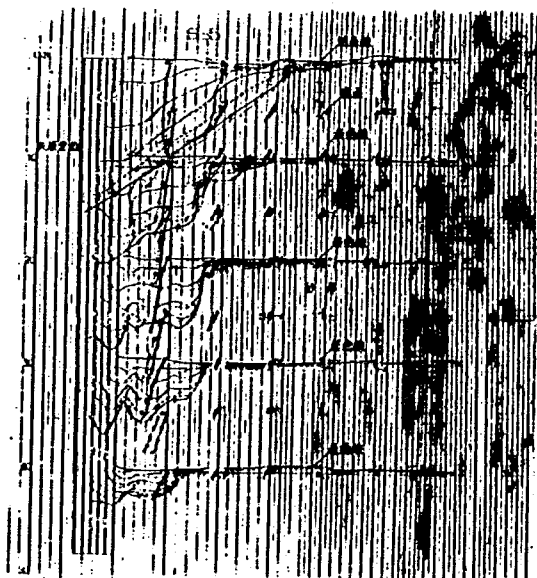
(変形モード2)



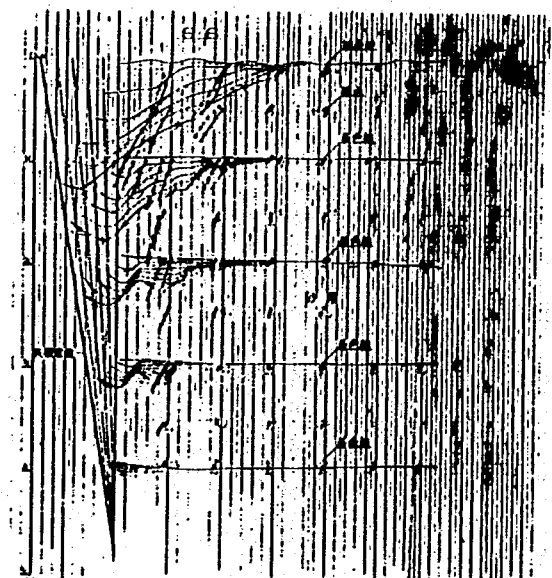
(変形モード3)



(変形モード4)

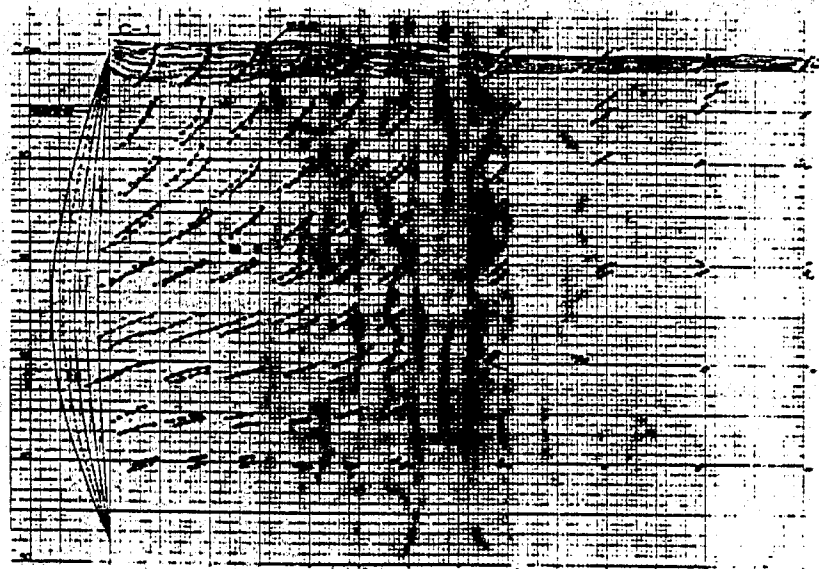


(変形モード5)

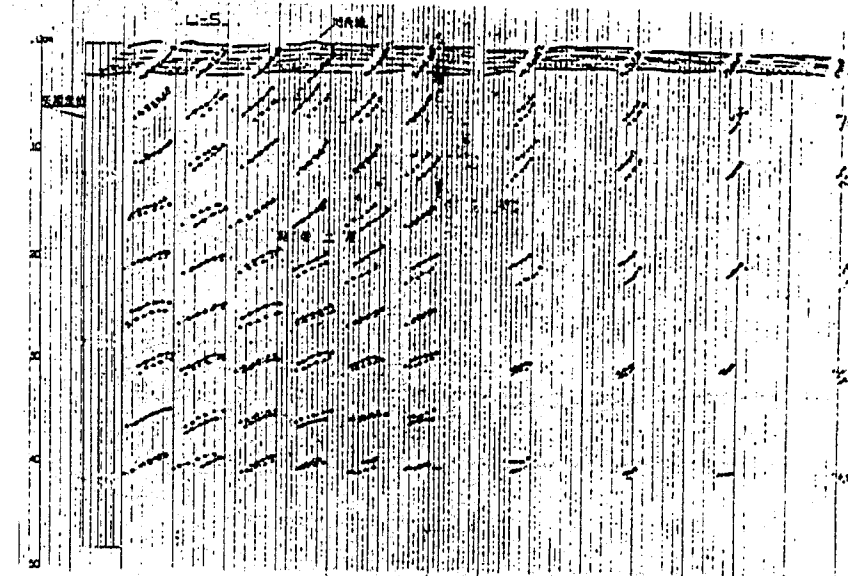


(変形モード6)

図-4 砂地盤における地中変位

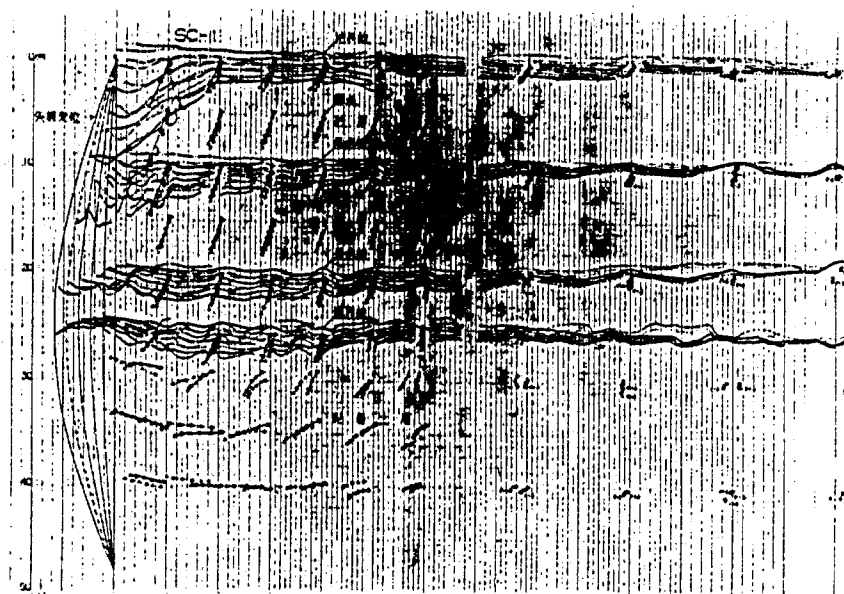


(変形モード1)

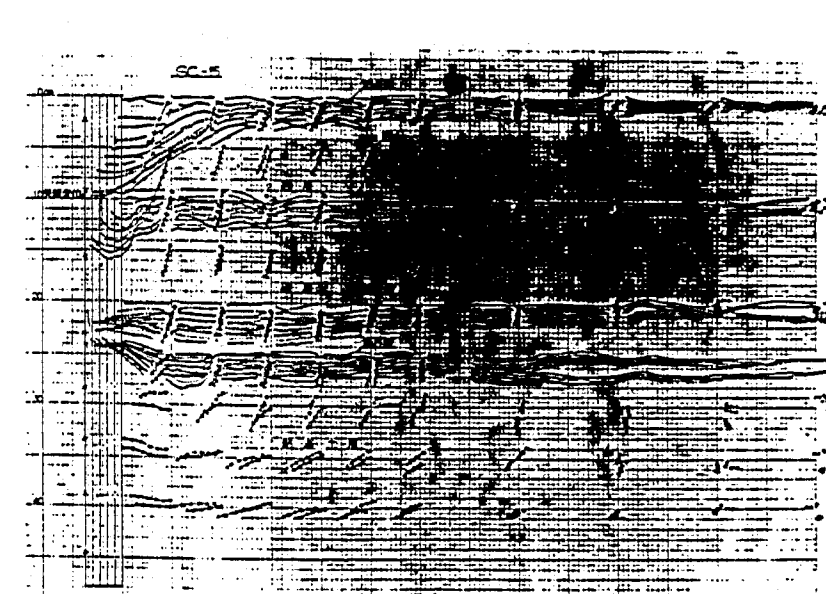


(変形モード5)

図-5 粘土地盤における地中変位

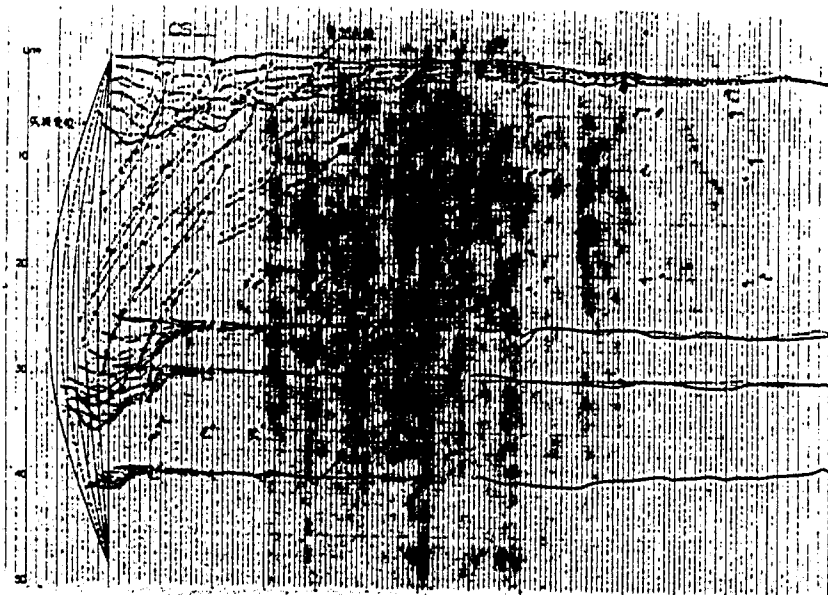


(変形モード1)



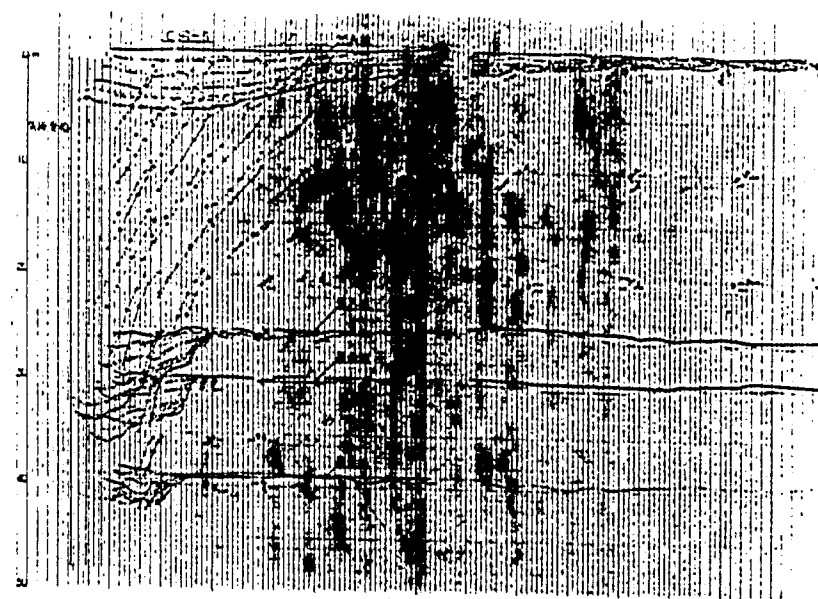
(変形モード5)

図-6 砂(上層)と粘土(下層)における地中変位

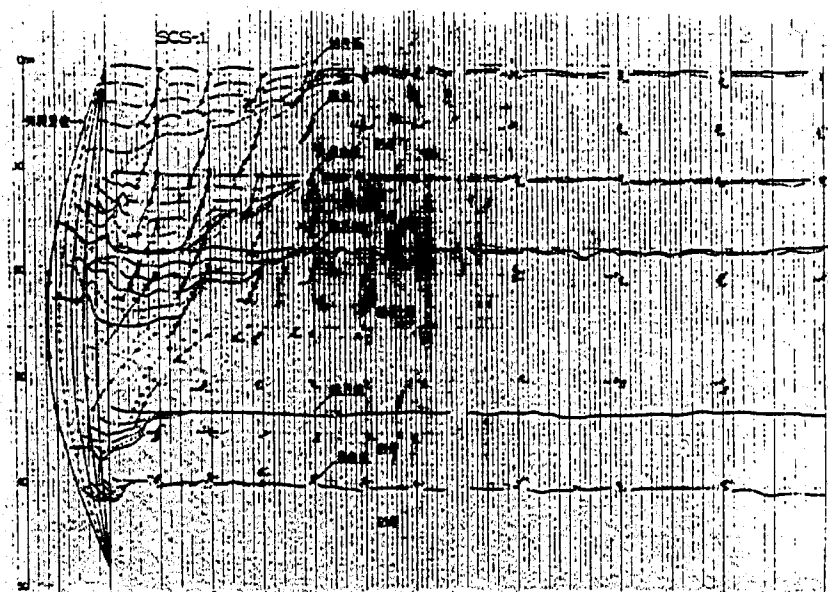


(変形モード1)

図-7 粘土(上層)と砂(下層)における地中変位

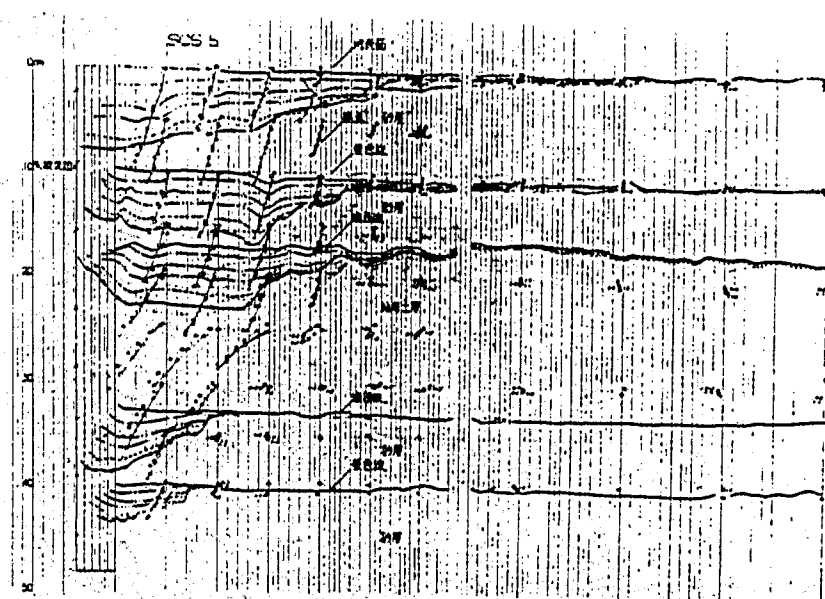


(変形モード5)



(変形モード1)

図-8 砂(上層)と粘土(中間層)と砂(下層)における地中変位



(変形モード5)

2.2 地表面および地盤内変位

図-4は、地盤が砂地盤で単層の場合の地盤変位を示したものである。砂地盤の場合には地盤変位の生ずる領域と生じない領域の間には段差が生じており、影響領域の境界が比較的明確になっている。また、この図より地表面における影響範囲をみると土留壁からの距離 L は、変形モード1で $L=17\text{cm}$ 、2では $L=21\text{cm}$ 、3では $L=23\text{cm}$ 、4では $L=40\text{cm}$ 、5では $L=25\text{cm}$ 、6では $L=20\text{cm}$ であった。変形モード4が他と比較して非常に影響範囲が大きいことがわかる。

図-5は、粘土地盤の場合の地中変位図である。変形モード1と5の両方とも地表面における影響領域は $L=70\text{cm}$ 以上となっている。しかし、地中変位をみると変形モード5の方が深い範囲まで影響しており、砂質地盤の場合と同様、土留壁先端の変位の大きさが影響していると考えられる。

図-6は、上層が砂地盤で下層が粘土地盤の場合の地中変位図である。このケースでは、両変形モードとも下層の粘土地盤の変位が卓越し、図-5に示した粘土地盤単層の場合とほぼ同じ位の影響範囲となっている。

図-7は、上層が粘土地盤で下層が砂地盤の場合であるが、同じ二層系地盤でも図-6の場合と比較して地中の変位領域はやや小さくなっている。

図-8は、三層系地盤の場合の地中変位図である。両変形モードとも、粘土層での影響領域の広がりが大きく、その分だけ砂地盤単層の場合より影響範囲が広がっている。

ところで、砂地盤の場合は前述したように、地盤変位の生ずる領域と生じない領域との間には段差が生じ、すべり線が発生しているものと考えられる。この段差の点を結んだすべり線形状と土留壁の変形モードの関係を図-9に示す。これによると、変形モード4のように土留壁下端付近の変位の大きいケースにおいて、最も遠い位置にすべり線が発生することがわかる。また、通常の矢板のたわみ変形に近い変形モード1および2が比較的矢板に近い位置にすべり線が発生している。さらに、土留壁の下端を中心とした剛体壁の回転変位に近い変形モード3、6が、主働すべり線すなわち $45^\circ + \frac{\phi}{2}$ の角度の直線に近いすべり線形状を示しているのがわかる。

図-10～図-12は、各ケースにおける地表面沈下量を示したものである。これらの図によると、各ケースともその影響範囲はほぼ一定のまま、土留壁の変形量の増大に伴って地表面沈下量も増加していることがわかる。

図-13は、各地盤における地表面最大沈下量を、プロットしたものである。これより、地表面沈下の最も小さい地盤は粘土単層地盤であり、最も大きい地盤は砂単層地盤であることがわかる。これは、砂地盤の場合、土留壁背面付近で極端に沈下し、粘性地盤では沈下量が小さく広範囲に沈下が生ずるためである。図-14～図-16には、各ケースにおける土留壁の変位面積と地表面の沈下面積の関係を示したものである。これらのグラフから、ほぼ全てのケースにおいて、(地表面沈下面積) = (土留壁の変位面積) という関係を満足していることがわかる。

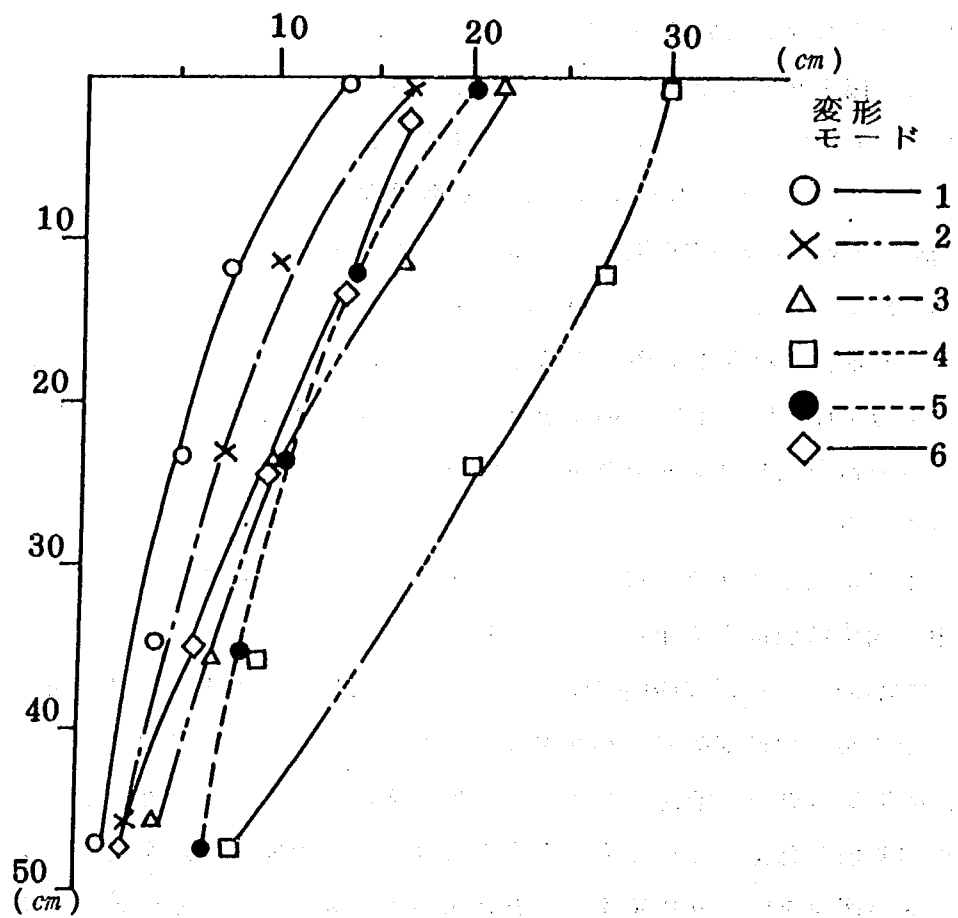


図-9 すべり線図

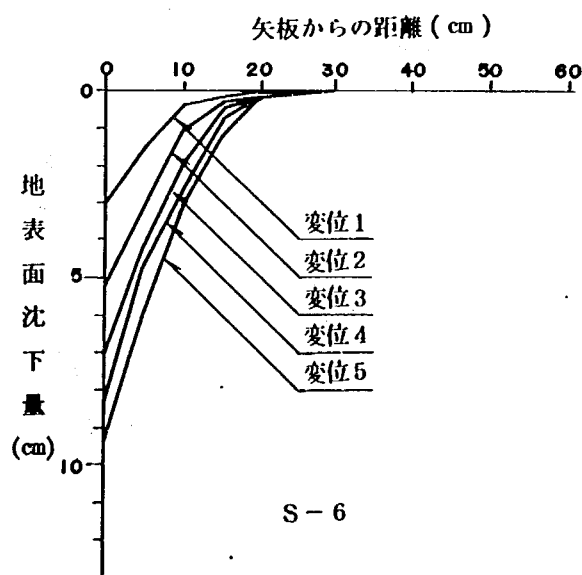
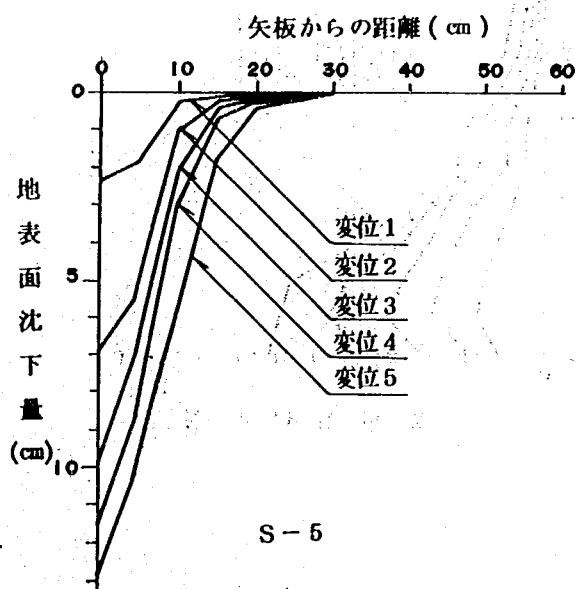
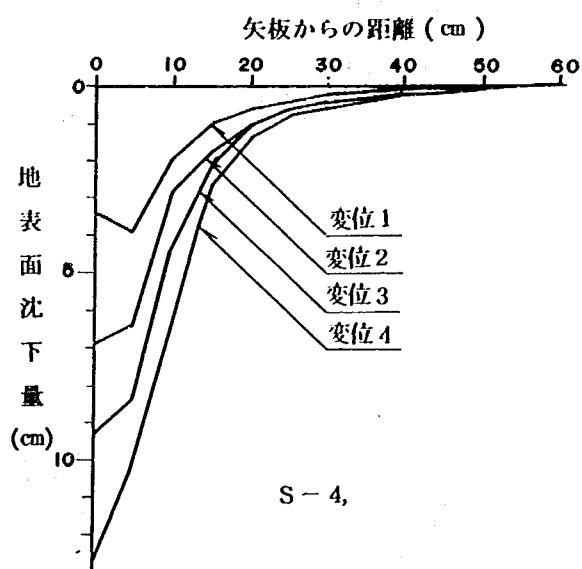
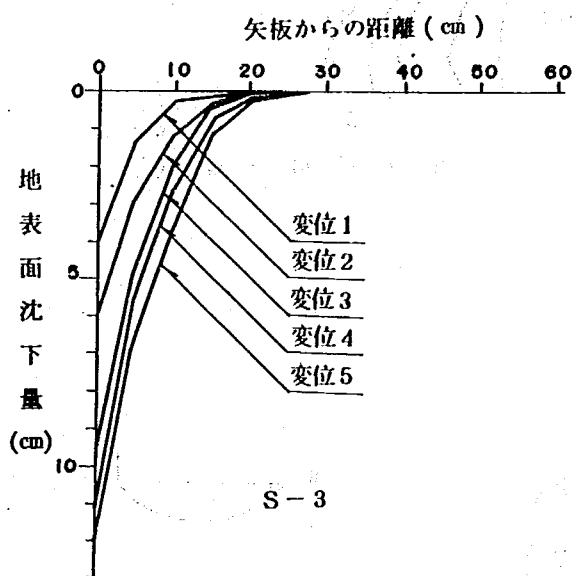
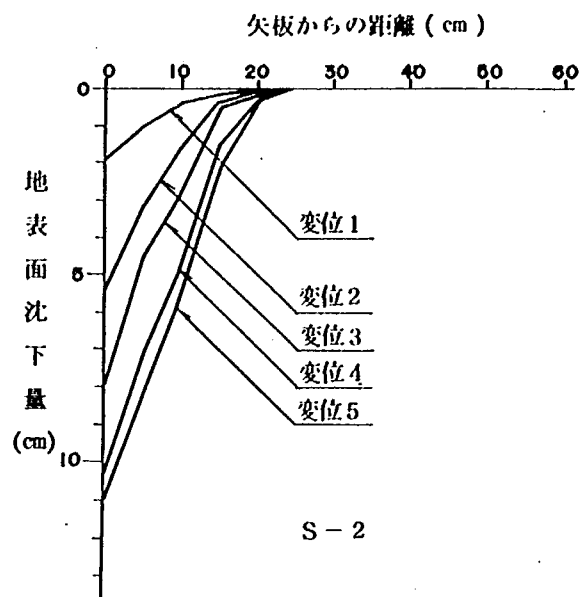
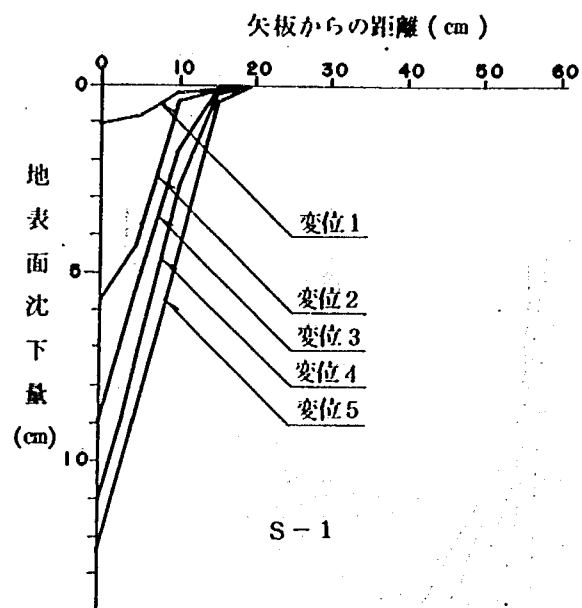


図-10 地表面沈下量(1)

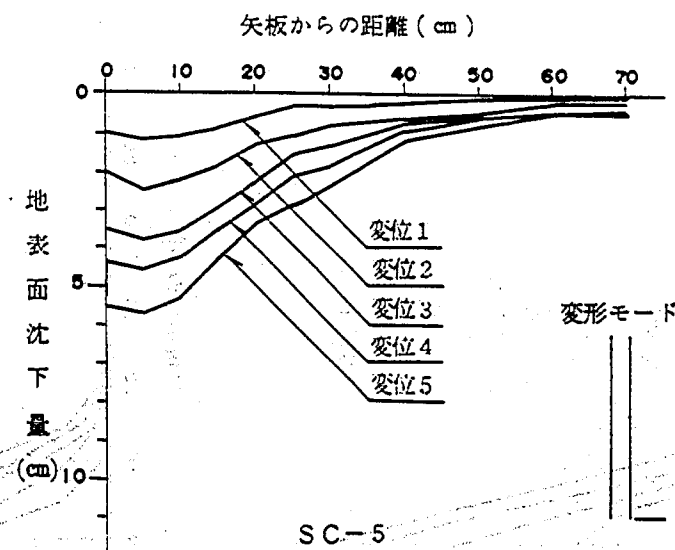
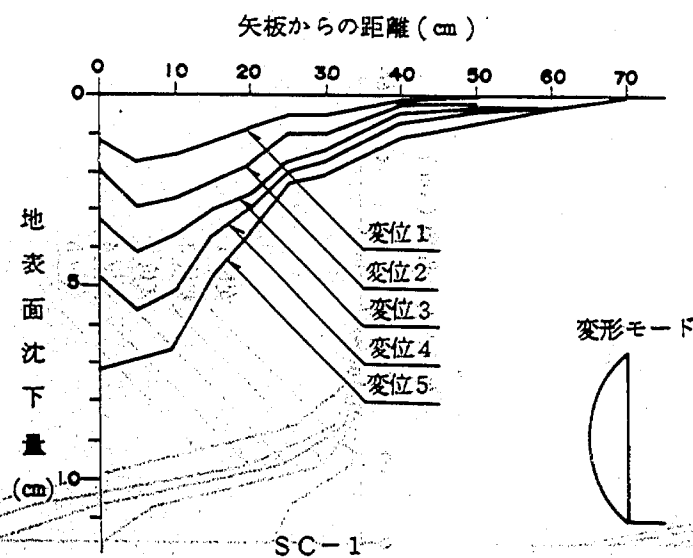
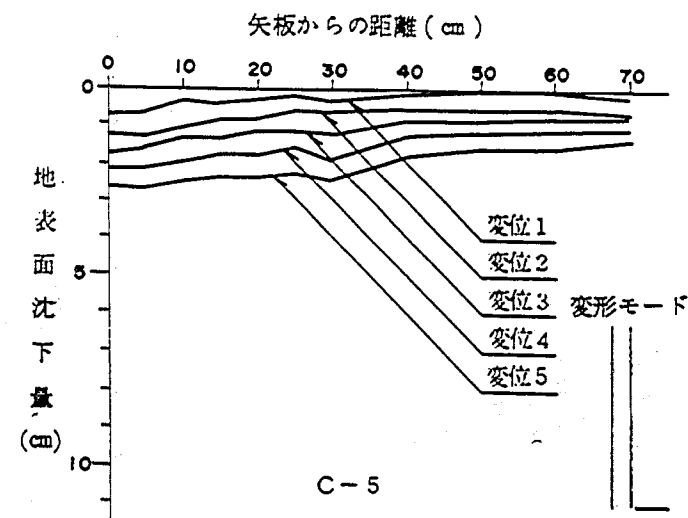
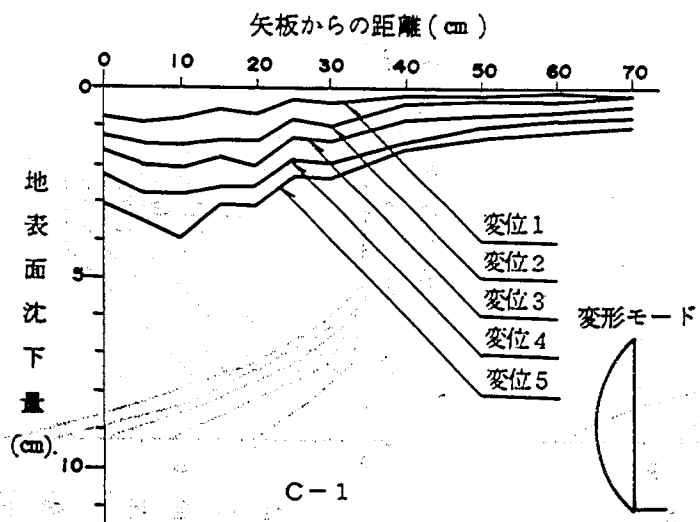


図-11 地表面沈下量(2)

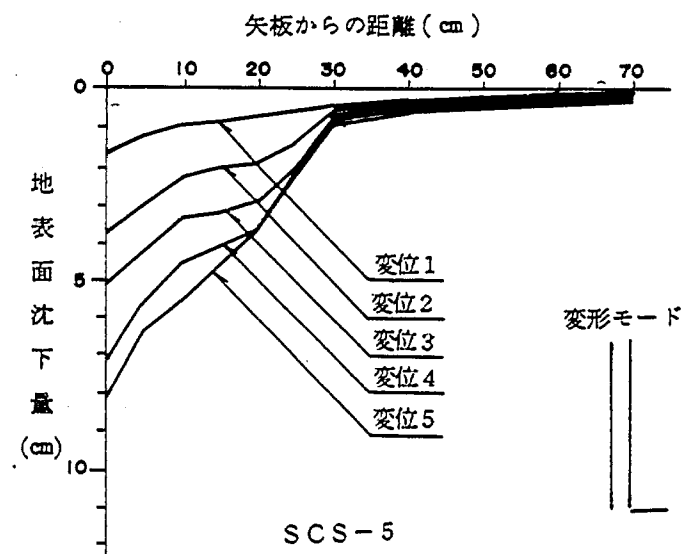
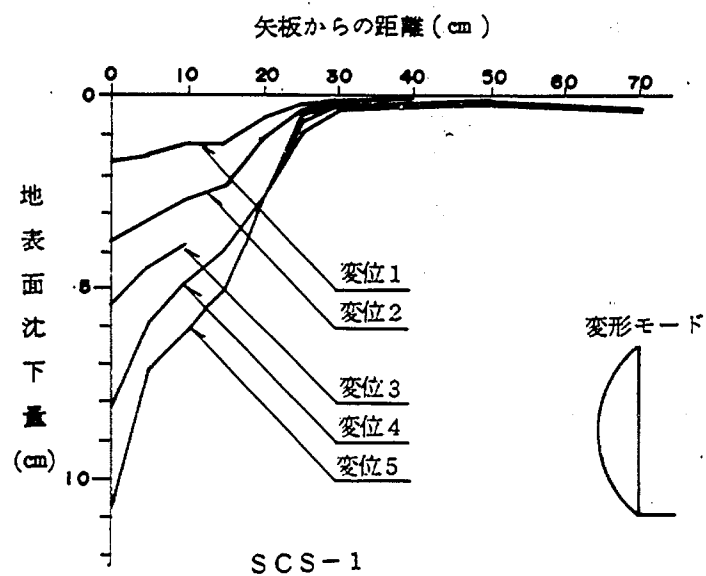
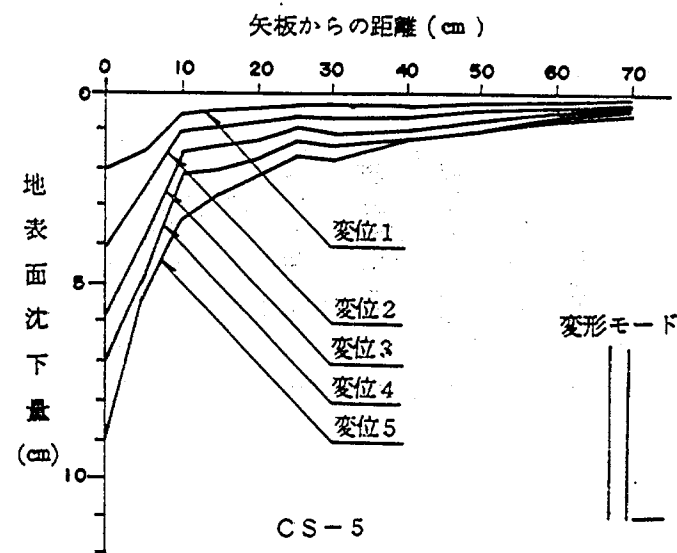
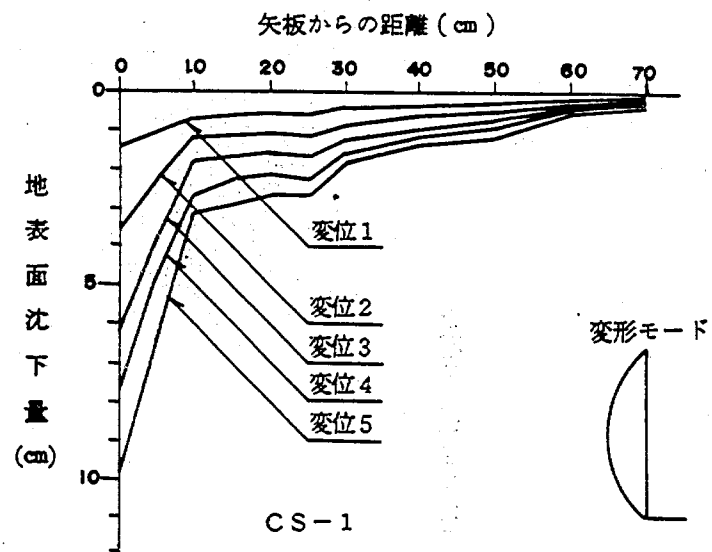


図-12 地表面沈下量(3)

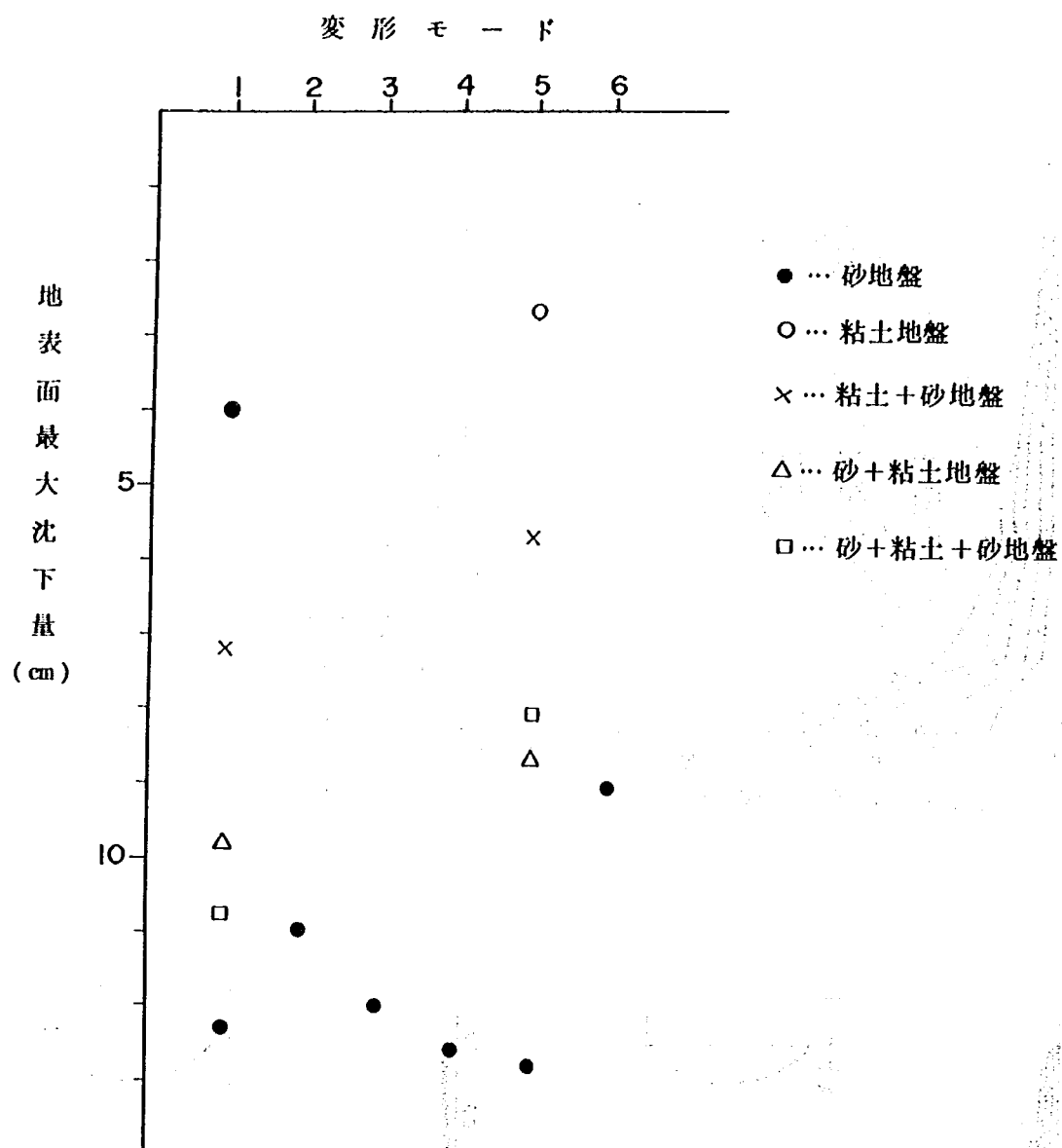


図-13 矢板の変形モードと地表面最大沈下量の関係

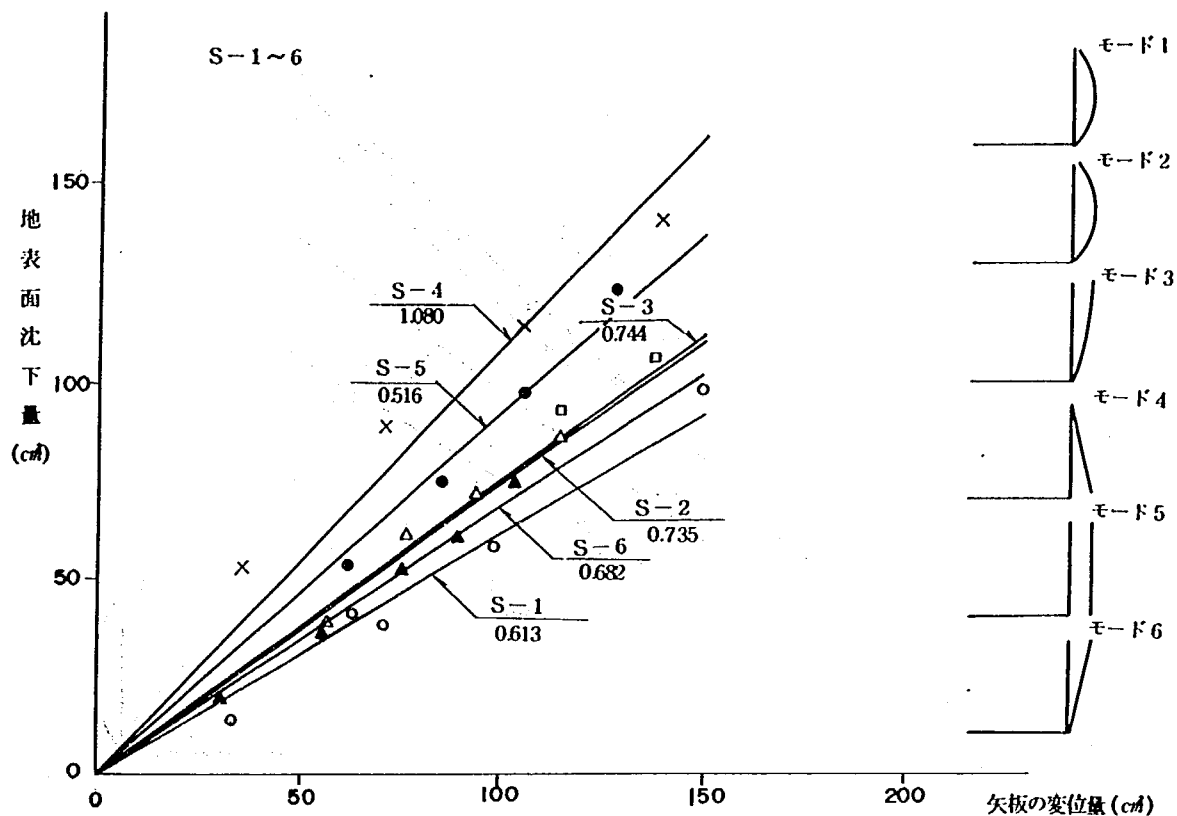


図-14 矢板の変位量(面積)～地表面沈下量(面積)

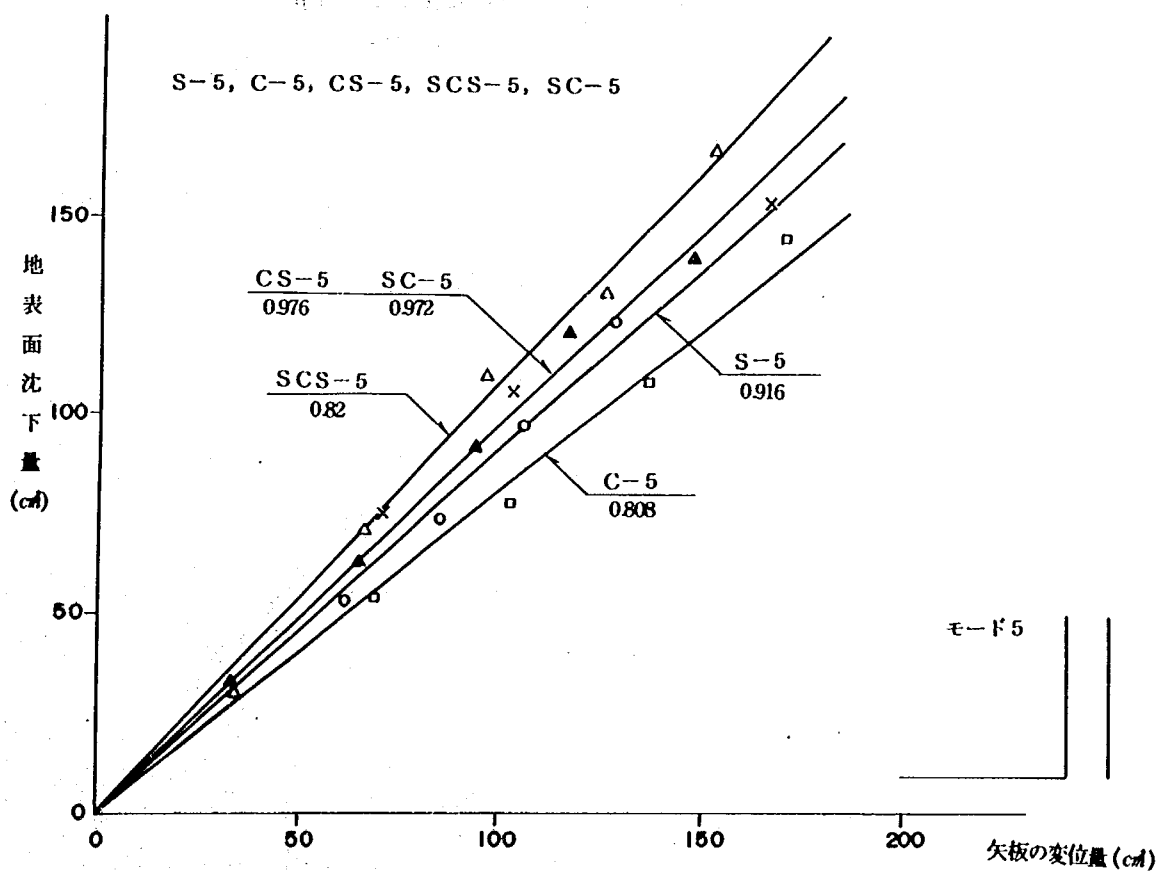


図-15 矢板の変位量(面積)～地表面沈下量(面積)

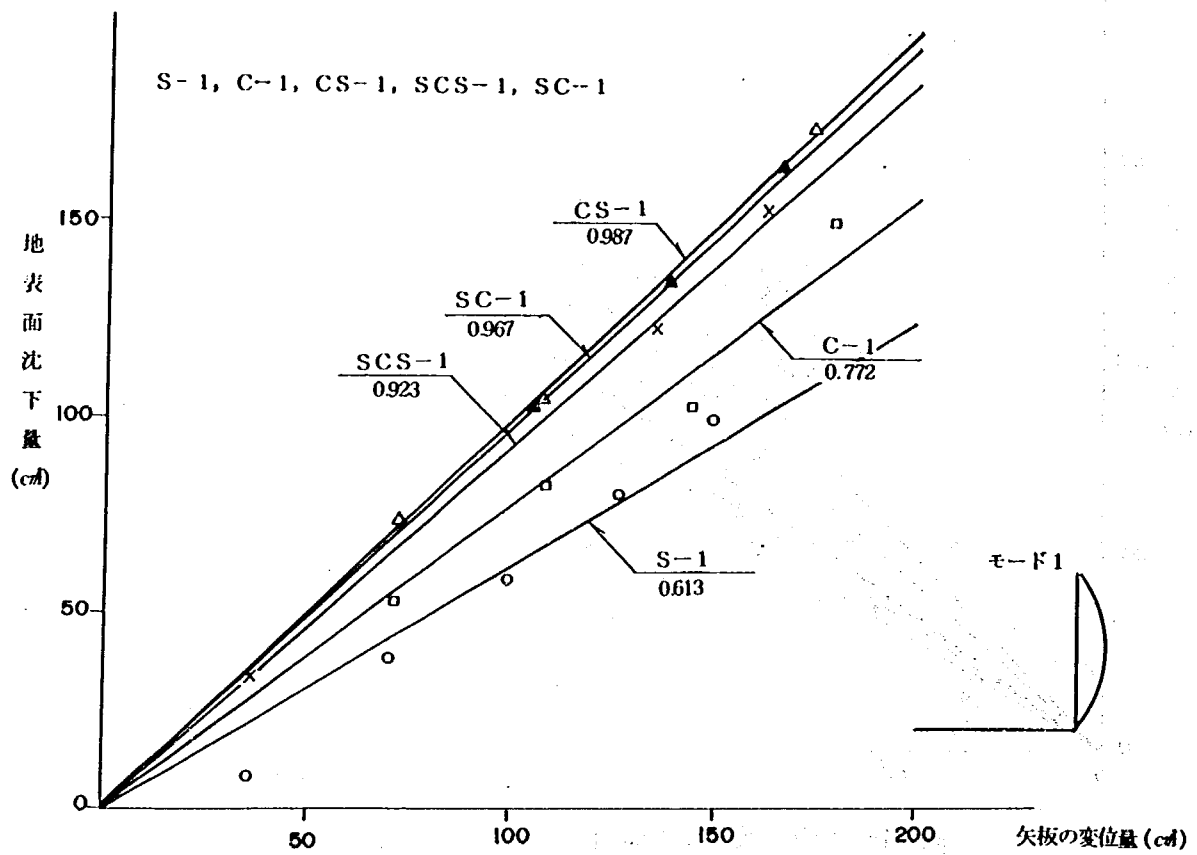


図-16 矢板の変位量 (面積) ~ 地表面沈下量 (面積)

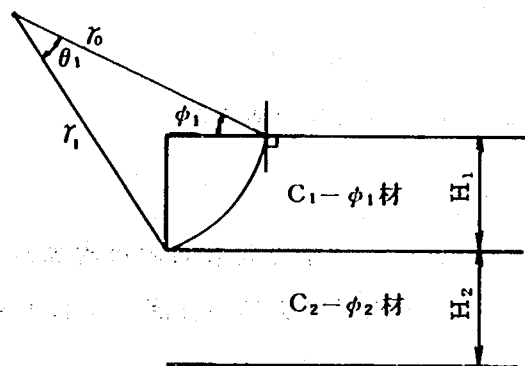
2.3 対数らせ線を用いた実験結果の解析

地盤を完全な連続体と仮定すれば、土留壁のたわみに起因する地盤変位の影響は無限遠まで及ぶものと考えられるが、これまでの実験結果から明らかなように、そのような弾性変形的な変位は極めて微量であり、実際には地盤中のすべり線の発生を伴い、有意な地盤変位はこのすべり線より内側の領域で生じている。したがって、地盤の変位領域とすべり線の発生位置とは密接な関係があることがわかる。ただし、すべり線は砂地盤の場合は明確であるが、粘土地盤の場合には、それほど明確ではない。

前回の土研資料（第1901号『基礎の近接施工に関する調査(3)³⁾』）の中で、地盤が砂地盤であり、土留壁の変形形状が、通常のたわみ変形の場合にはすべり線を対数らせ線形と仮定して行った計算結果と実験結果がよく一致することを明らかにした。ここでは、砂地盤と粘性地盤が互層になっている場合を想定し、対数らせ線の計算法を3層系地盤まで適用できるように拡張し、その計算結果と今回の実験結果とを比較した。

○ 多層の場合のすべり線の計算法概要

- 1) 地表面より第1層、第2層とし第1層からすべり線を仮定して、次に第2層を求める。
- 2) 仮定1：
 - イ. 層厚 H_1
 - ロ. 初期半径 r_0
 - ハ. 地表面と初期半径 r_0 とのなす角 ϕ_1 （内部摩擦角）
 - ニ. $\theta_1 \leq 90^\circ$

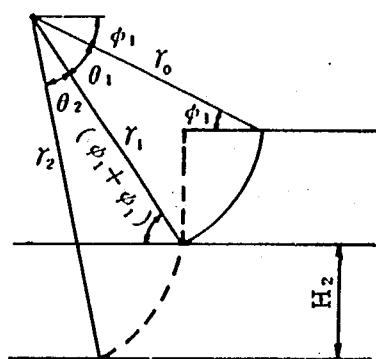


ロの r_0 の仮定より次の事が決定される ($r_0 \min < r_0 < \infty$)

$r_0 \min$ （限界対数らせ線）は、 H_1 と ϕ_1 が判れば求まる。

$$r_0 \min = \frac{H_1}{e^{\theta_1 \tan \phi_1} \cdot \cos \phi_1 - \sin \phi_1}$$

- 3) 仮定2：
 - ホ. 第一層すべり線の内角 $\theta_1 \rightarrow$ 第2層と半径 r_1 のなす角 ($\phi_1 + \theta_1$)
 - ヘ. 第2層の初期半径 r_1 （第一層の最終半径）
 - ト. $\theta_1 + \phi_1 \leq 90^\circ$



4) 上記ホートと第2層の層厚 H_2 より次の条件を満足すれば第2層のすべり線が仮定できる。

$$r_1 \sin(\phi_1 + \theta_1) + H_2 = r_2 \sin(\phi_1 + \theta_1 + \theta_2)$$

ここで θ_2 は、第2層とすべり線のなす内角

$$\therefore r_1 \sin(\phi_1 + \theta_1) + H_2 = r_1 e^{\theta_2 \tan \phi_2} \sin(\phi_1 + \theta_1 + \theta_2)$$

$$e^{\theta_2 \tan \phi_2} \sin(\phi_1 + \theta_1 + \theta_2) = \frac{H_2}{r_1} + \sin(\phi_1 + \theta_1)$$

θ_2 を変化させて上式を満足する θ_2 を求める。

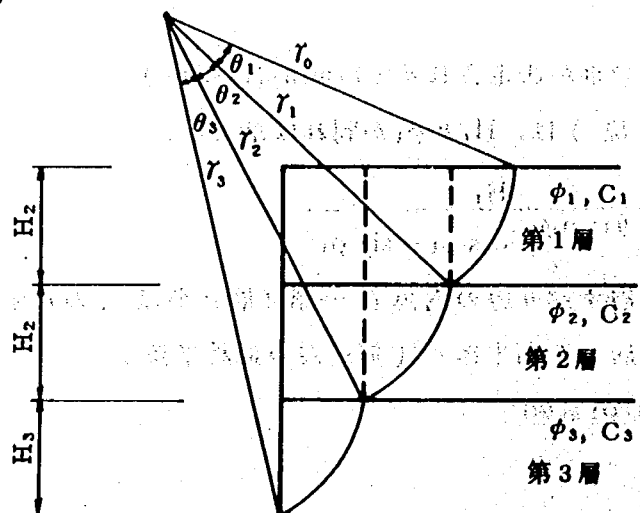
・この時2層の $r_{1\min}$ (限界対数らせん半径) は、

$$r_{1\min} = \frac{H_2}{e^{\theta_2 \tan \phi_2} \cos \phi_2 - \sin(\phi_1 + \theta_1)}$$

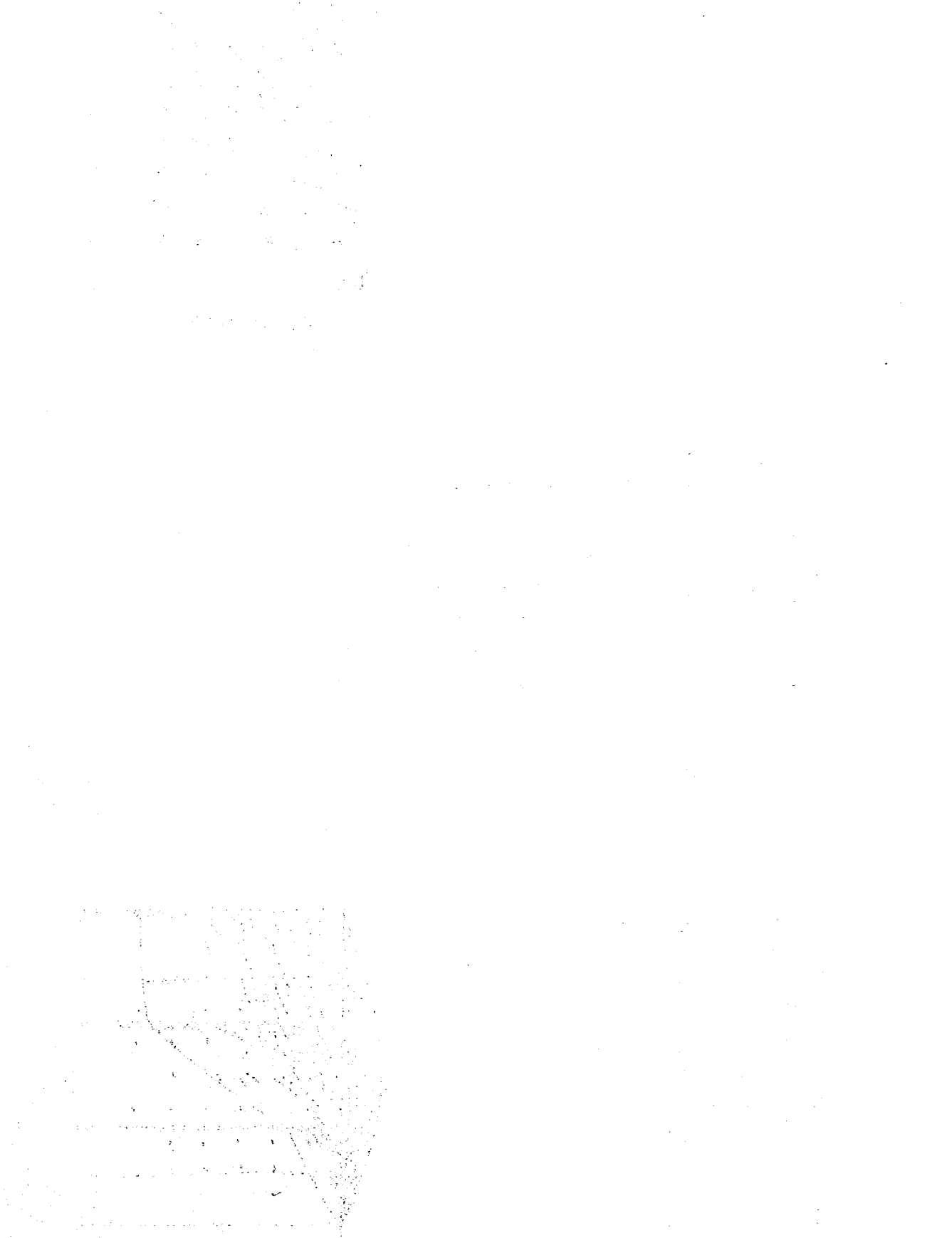
で $\theta_2 = \frac{\pi}{2} + \theta_2 - (\theta_1 + \phi_1)$ の場合であるが、

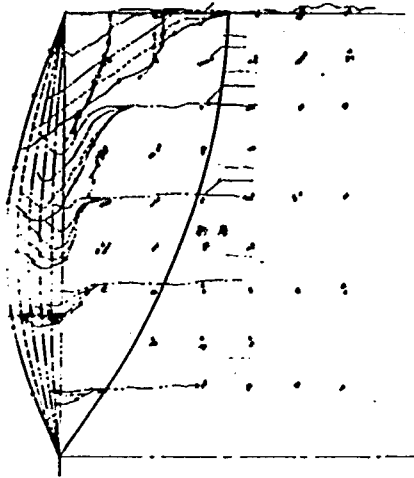
$\theta_1 + \phi_1 < 90^\circ$ でなければならない。

5) 以上のように3層系すべり線も考える。また対数らせんの限界があるため $r_0 \min, r_1 \min, r_2 \min$ をすべて満足する初期半径 r_0 から計算を始めれば $r_0 = r_0 + \Delta r$ として各1つずつの3層系対数らせん線が求まる。

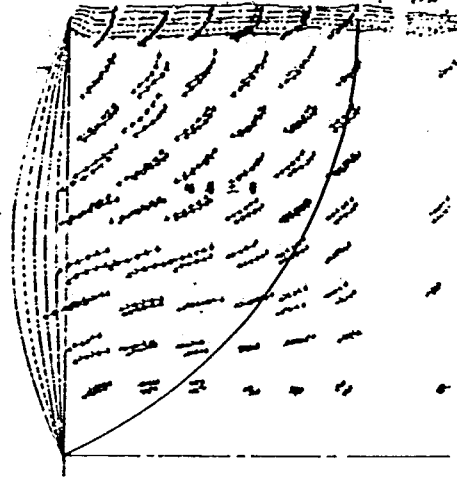


以上のような計算手法に基づいて計算した理論すべり線と各地盤におけるすべり線との比較を図-17に示す。これらの図によると、理論値と実験値とは比較的よく一致している。

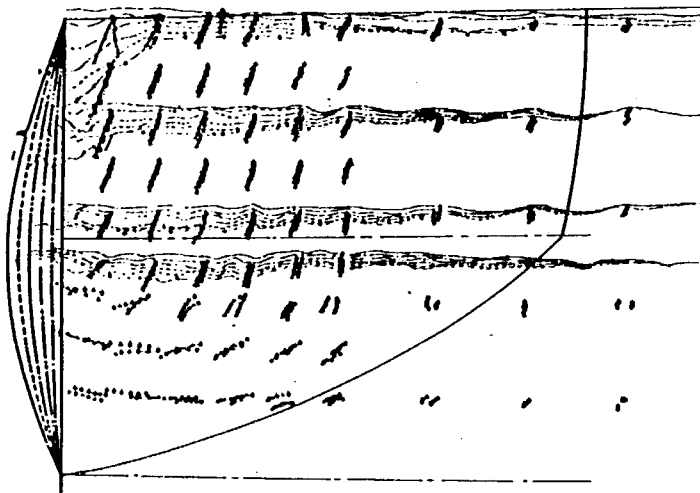




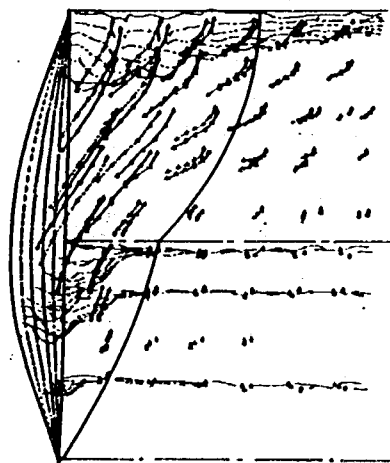
(a) 砂地盤



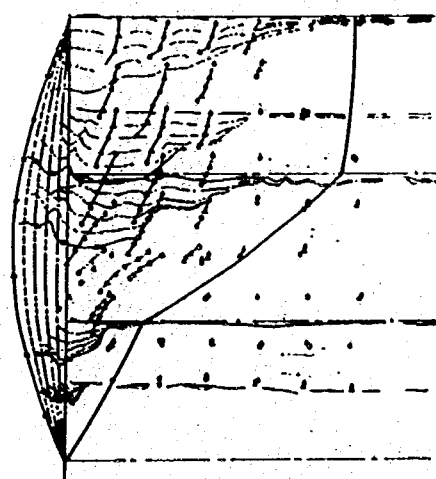
(b) 粘土地盤



(c) 砂-粘土地盤



(d) 粘土-砂地盤



(e) 砂-粘土-砂地盤

図-17 理論すべり線と各地盤におけるすべり線との比較

2.4 側圧分布

図-18は、砂地盤の矢板に作用する土圧分布を各変形モードについて示したものである。

これらの図を見ると、ほぼ土圧分布は三角形を示している。中でも変形モード3,5は、この傾向を良く表わしている。また、矢板の変形により背面土圧が静止土圧から主動土圧へ移行している様子が顕著に表われている。

図-19は、粘土地盤における土圧分布図である。

土圧は、三角形分布としており、静止土圧から主動土圧への低下量は、砂地盤より小さい。これは、粘土の場合静止土圧と主動土圧が近傍していることを示しているものと思われる。

図-20は、粘土-砂、図-21は、砂-粘土の2層系地盤の土圧分布を示したものであるが、前者は土圧分布が矢板の変化により大きく低下している。特に下層の砂の変化が著しい。後者は、土圧に大きな変化は見られず図-19の単層粘土と同程度の土圧分布となっている。

これは、図-6の地中変位図からもわかるように、上層の砂地盤が下層の粘土の影響で大きな変状を起こしているために、土圧も粘土と同程度の値となったものと思われる。

図-22は、砂-粘土-砂における土圧分布である。上層の砂地盤の土圧分布は、三角形を示しているが、それ以下は明らかでない。

図-23は、実測値(土圧)と計算値を比較したものである。

ここで示した計算値(主動土圧)は、ランキン・レザールの式(1), (2)より算出したものである。⁴⁾

砂質土の場合 ; $P_a = K_a \{ \gamma (x-h) + (\gamma - \gamma_w) h \} + \gamma_w h \dots\dots\dots (1)$

粘性土の場合 ; $P_a = K_a \gamma x + 2c \sqrt{K_a} \dots\dots\dots (2)$

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

ここで P_a : 主動土圧強度 (t/m²)

K_a : 主動土圧係数

c : 地盤の粘着力 (t/m²)

γ : 土の単位体積重量 (t/m³)

γ_w : 水の単位体積重量 (t/m³)

x : 地表面からの深さ (m)

h : 地下水面からの深さ (m)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

また砂の静止土圧係数は Jaky の式(3)によった。

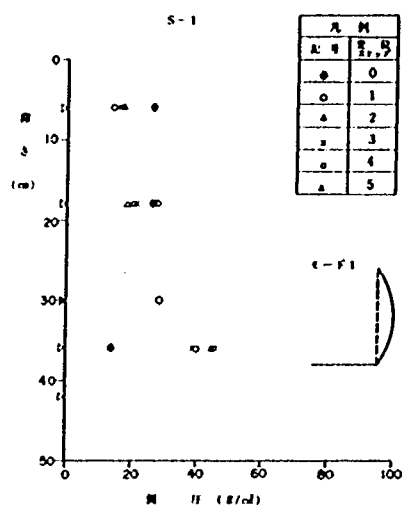
$$K_0 = 1 - \sin \phi \dots\dots\dots (3)$$

K_0 : 静止土圧係数

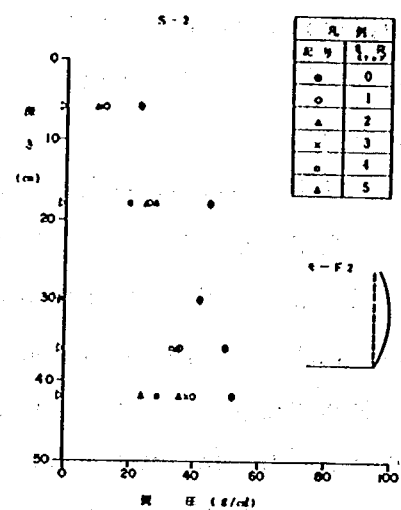
ϕ : 内部摩擦角

粘土地盤の静止土圧については、これと云った公式がないので今回は省いた。この結果、計算値と実測値が良い一致をしており、通常用いられているランキン・レザール式が矢板に作用する土圧

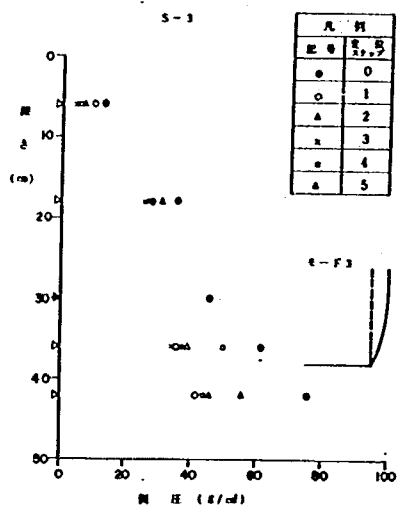
を求めるのに妥当であることがわかる。



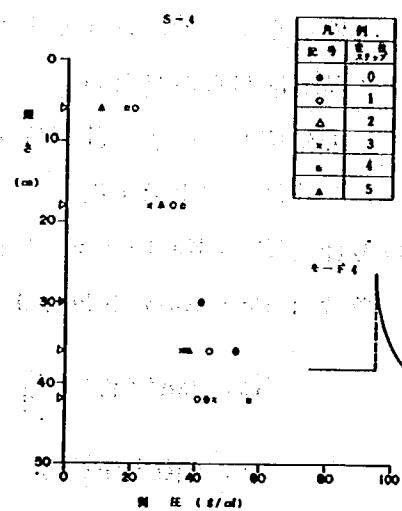
(a)



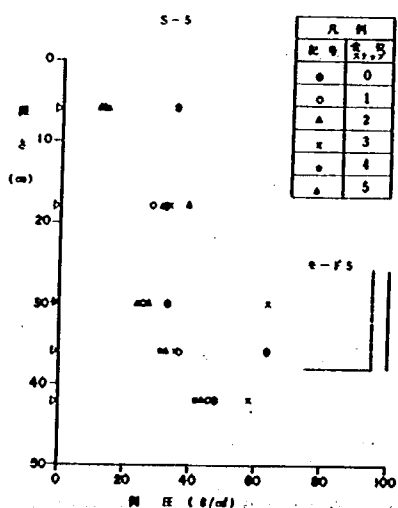
(b)



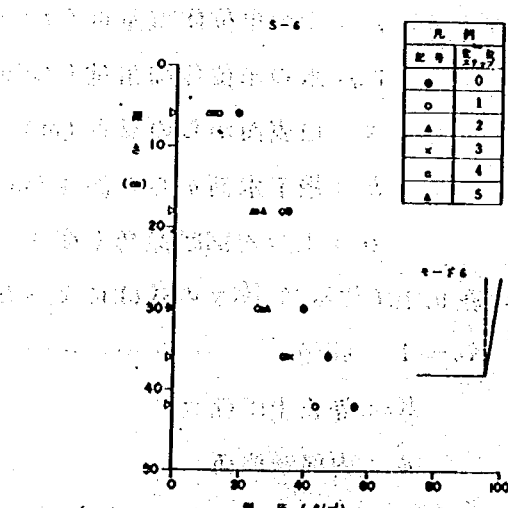
(c)



(d)

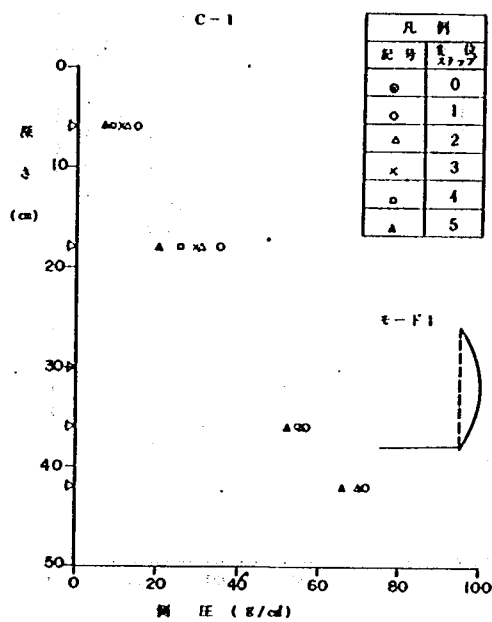


(e)

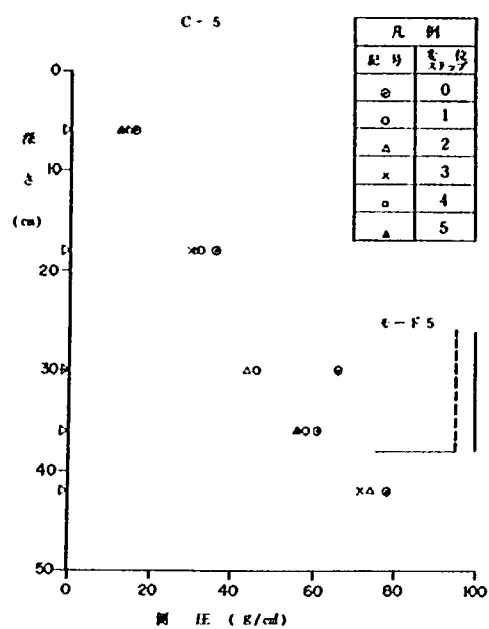


(f)

図-18 砂地盤における矢板に作用する土圧分布図 (矢板の曲げを考慮)

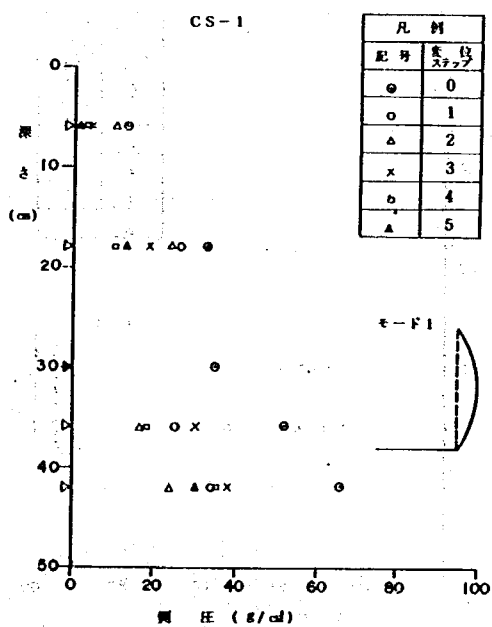


(a)

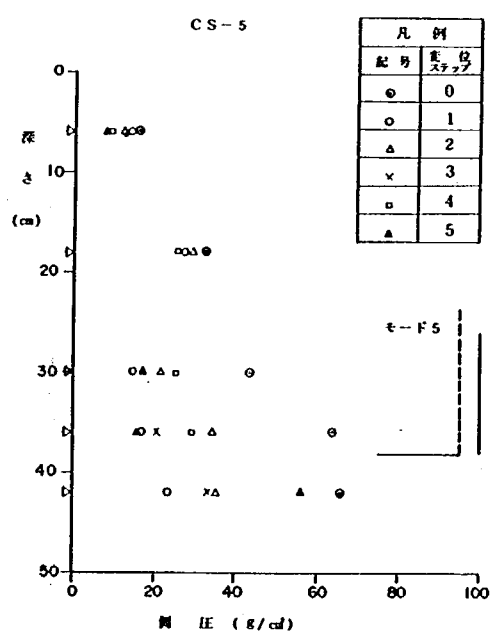


(b)

図-19 粘土地盤における矢板に作用する土圧分布図
(矢板の曲げを考慮)

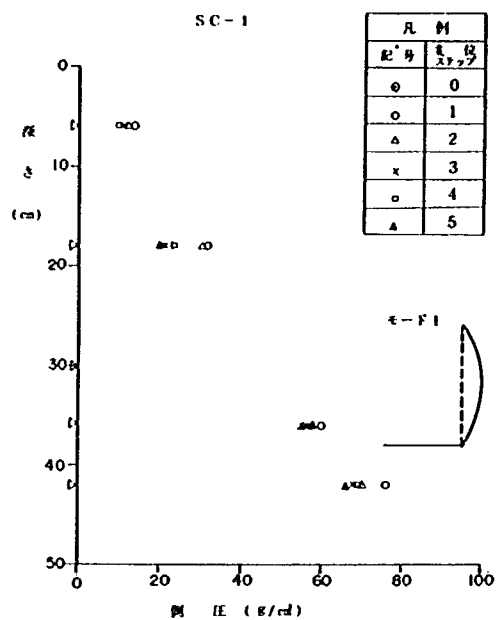


(a)

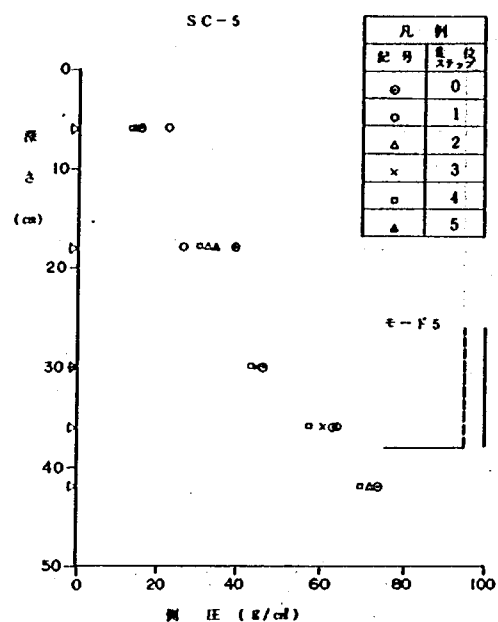


(b)

図-20 粘土-砂地盤における矢板に作用する土圧分布図
(矢板の曲げを考慮)

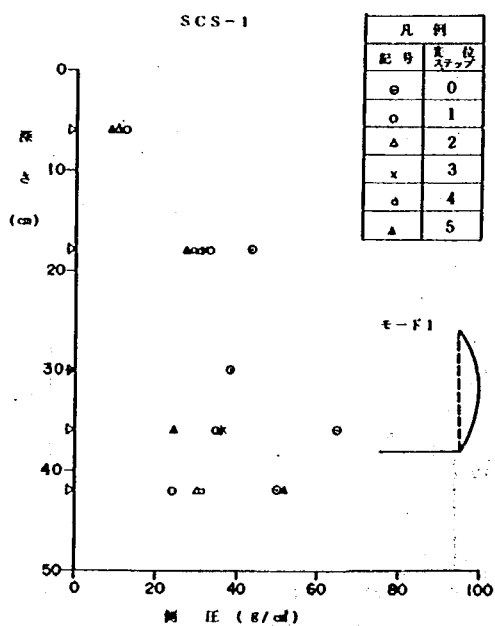


(a)

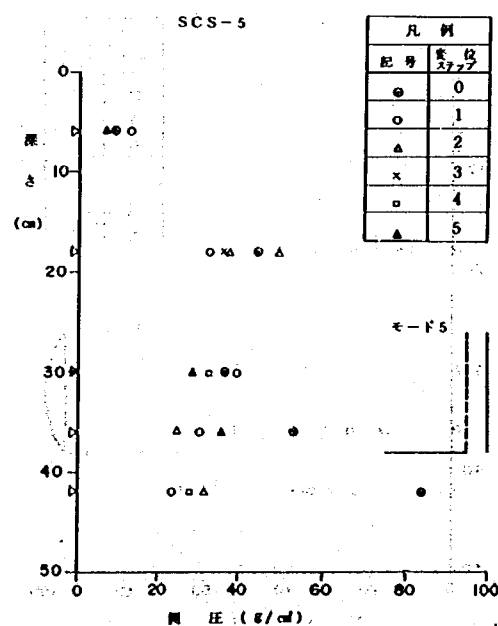


(b)

図-21 砂-粘土地盤における矢板に作用する土圧分布図
(矢板の曲げを考慮)

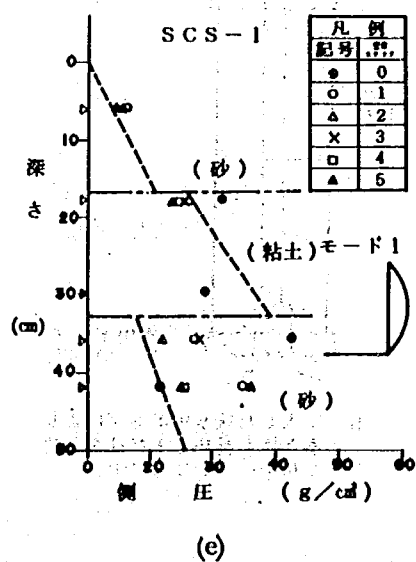
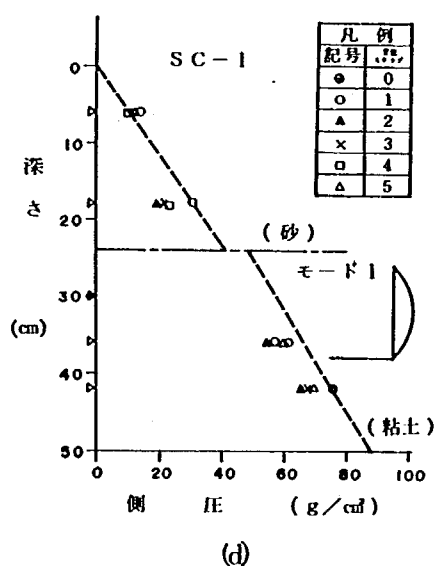
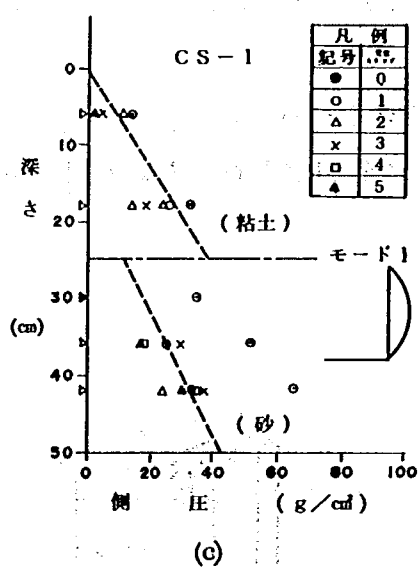
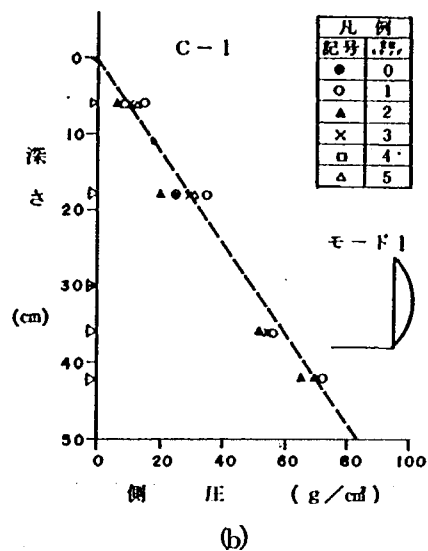
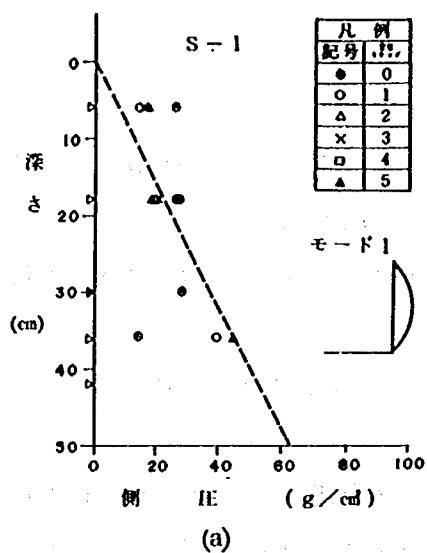


(a)



(b)

図-22 砂-粘土-砂地盤における矢板に作用する土圧分布図
(矢板の曲げを考慮)



—— 境界線

----- 計算値(ランキン・レザール)

図-23 各地盤における計算値との比較

3. 三次元大型模型実験

3.1 実験概要

3.1.1 実験方法

大型模型実験は、大型実験土槽（8.5 m×7.0 m×深さ4 m）を用いて、土槽内に既設構造物（ケーソンおよび杭基礎）を所定の位置にセットし、飽和地盤を造成した。

その後、既設構造物に近接程度を変化させて、ケーソン基礎（ ϕ 800 mm×長さ3 m）の貫入および、鋼管杭（ ϕ 200 mm×長さ4 m）の打ち込みを行った。

新設ケーソンの貫入はその刃口の位置が地表面より-270 cmの地点まで30 cmピッチ、8ステップで行った。

まず、载荷ガーダーにより30 cm圧入し、その後は、サンドポンプを用いて、ケーソン内の砂を刃口まで掘削し、また载荷ガーダーにより30 cm圧入し、以下同様の手順で行った。ここで、ケーソン内の水位は、常に地表面になるように調整した。測定は、各ステップごとに行った。（図-24参照）

鋼管の打ち込みは、飽和地盤の他に湿潤地盤についても実験を行った。

打ち込みは、地表面より3 mまでとし、貫入量50 cmごとに各測定を行った。（図-25参照）

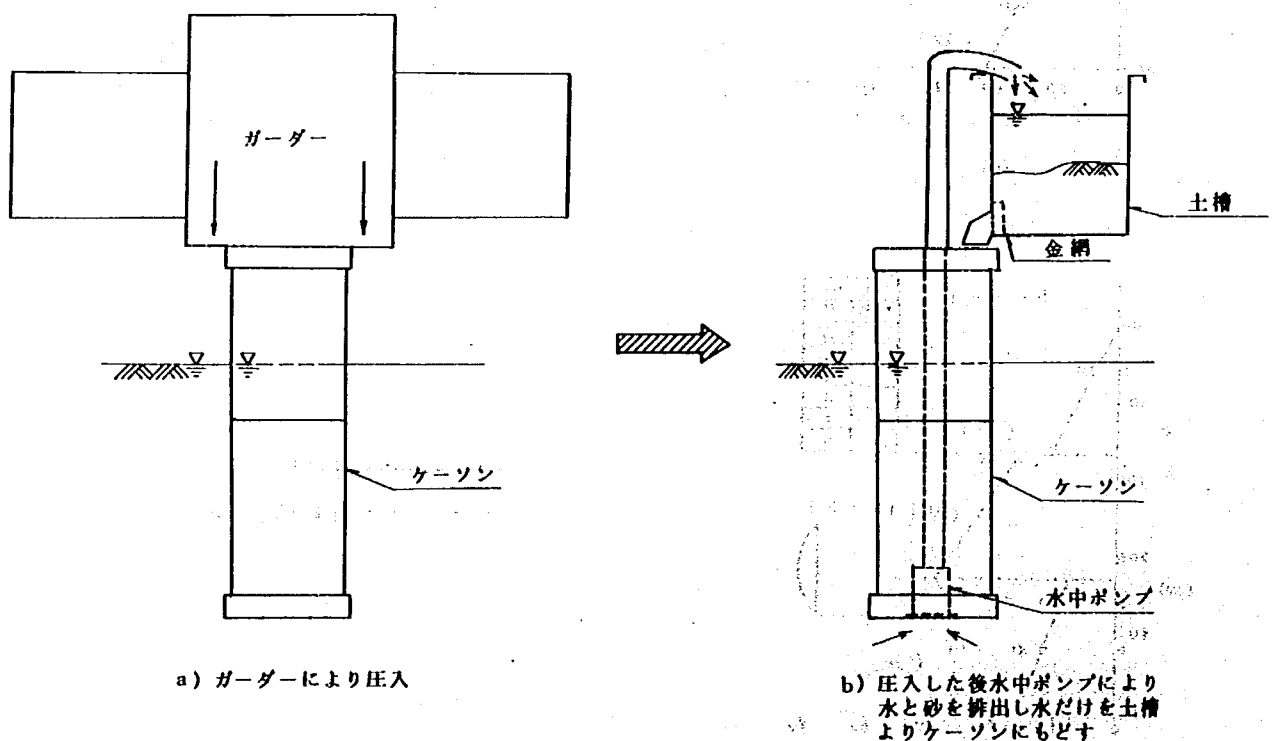


図-24 ケーソン圧入模式図

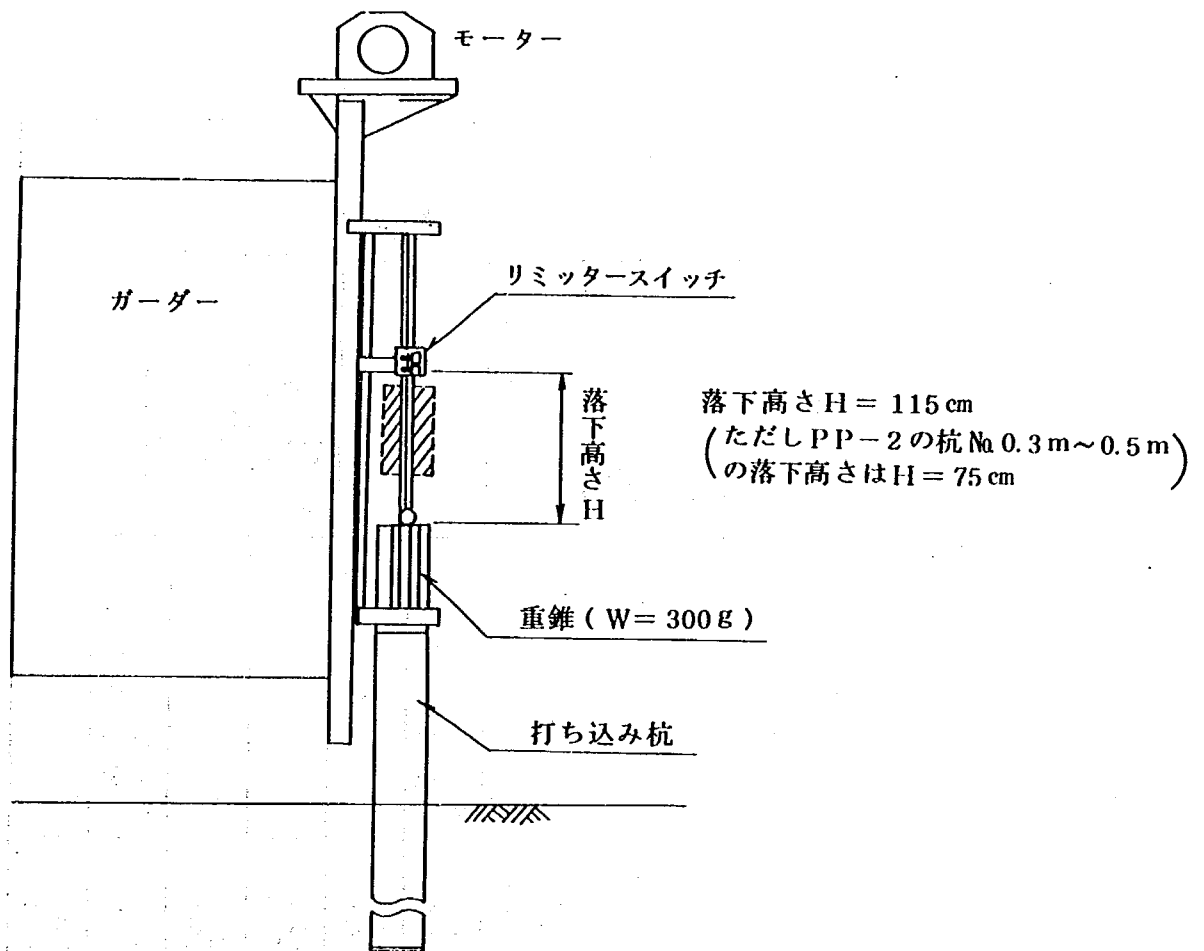


図-25 杭打機模式図

3.1.2 実験ケース

実験ケースは、既設基礎と新設基礎の組合せにより、既設ケーソンと新設ケーソン (CC)、既設杭基礎と新設ケーソン (PC)、既設杭基礎と新設杭基礎 (PP) の3ケースとした。

近接程度 (既設と新設の近接距離) を 0.1 m, 1.0 m, 1.5 m の3ケースとした。PPのケースについては、この他に 0.05m, 0.75m, 3.0m の3ケース行った。

実験ケースを表-4に示す。

表-4 大型実験ケース

実験の 分類	実験 ケース	構 造 物		近 接 程 度 新設既設構 造物の間隔 d	地 盤 状 態	模 式 図 (単位 cm)
		新 設	既 設			
CCモデル	CC-1	ケーソン	ケーソン	0 (0.1m)	ゆるい 飽和砂地盤	
	CC-2	ケーソン	ケーソン	1B (0.5m)	"	
	CC-3	ケーソン	ケーソン	2B (0.5m)	"	
PCモデル	PC-1	ケーソン	杭フーチング	0 (0.1m)	"	
	PC-2	ケーソン	杭フーチング	1B (0.5m)	"	
	PC-3	ケーソン	杭フーチング	2B (1.0m)	"	
PPモデル	PP-1	打込杭	杭フーチング	0 (0.05m)	ゆるい 飽和砂地盤	
	PP-2	打込杭	杭フーチング	1B (1.5m)	"	
	PP-3	打込杭	杭フーチング	0.5B (0.75m)	"	
	PP-3'	打込杭	杭フーチング	2B (3.0m)	"	
	PP-4	打込杭	杭フーチング	0 (0.05m)	締った 湿潤砂地盤	
	PP-6	打込杭	杭フーチング	2B (3.0m)	"	

表-5 土質定数

ケース 項目	小型模型 実験	大 型 模 型 実 験			備 考
		CC・PCモデル 飽和地盤	P P モデル		
			飽和地盤	湿潤地盤	
単位体積重量	1.991 ⁽¹⁾	1.950 ⁽¹⁾	1.974 ⁽¹⁾	1.884 ⁽²⁾	⁽¹⁾ γ_{sat} ⁽²⁾ γ_t
土粒子の比重	2.709				
内部摩擦角	36° 00' ~ 34° 15'			30° 45' ~ ⁽⁴⁾ 35° 30'	⁽¹⁾ $\gamma_{\text{sat}} = 1.998 \sim$ 2.061g/cm³
粘 着 力	0.20kgf / cm² ~ 0.0kgf / cm²			0.31kgf / cm² ⁽⁴⁾ 0.48kg / cm²	⁽²⁾ $\gamma_t = 1.705 \sim$ 1.907g/cm³
最 大 密 度	2.008g/cm³	2.004g/cm³	2.010g/cm³	1.578g/cm³	
最 小 密 度	1.972 g/cm³	1.920 g/cm³	1.944 g/cm³	1.808g/cm³	
均 等 係 数	3.50				

3.1.3 地盤材料

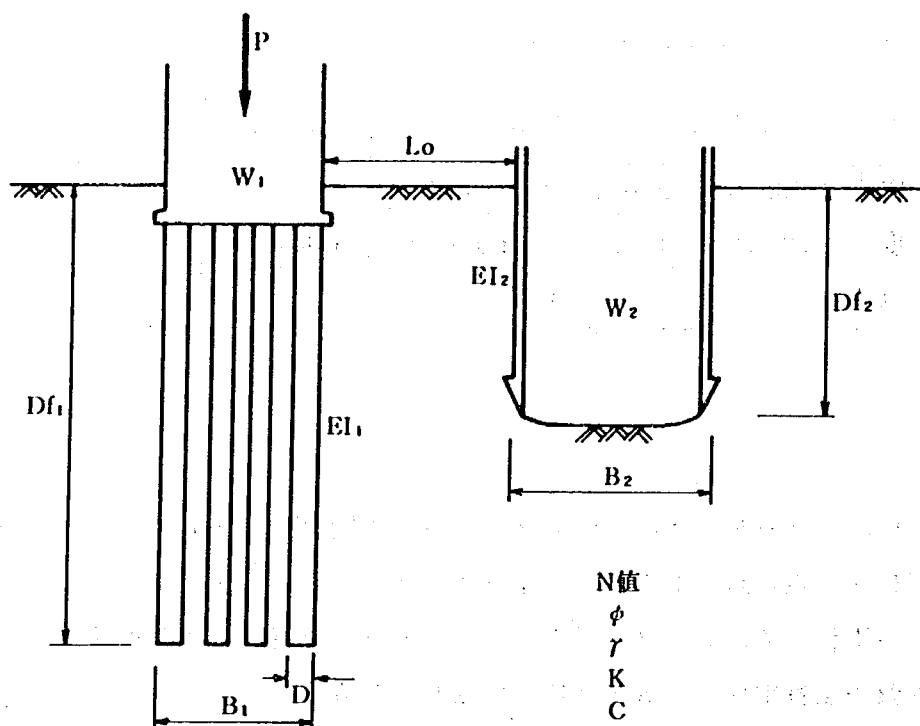
地盤造成は、CC、CPのケースについては、大型実験土槽内に水をはり、容量1.6 m³のバケツで、鬼怒川産の川砂を一定の高さから、自由落下させた。PPのケースでは、飽和完了後、直径30cm、長さ2.5mの棒状バイブレーターにより、所定の位置で所定の時間振動を与えた。

今回使用した地盤の土質定数は、表-5に示す通りである。

3.1.4 実験模型

実物の挙動を模型実験で定量的に求めようとする場合、相似則の検討が必要となる。

一般に、相似則を求める方法には、支配方程式（微分方程式）による方法、パラメーターによる方法があるが、ここでは、パラメーターによる方法を用いて以下に示すパラメーターを、次元解析（Buckingham の π 定理）によって相似条件を求めた。



P	: 既設基礎に作用する鉛直荷重	(kg)
L_0	: 既設と新設基礎のはなれ	(m)
Df_1	: 既設基礎の根入れ深さ	(m)
Df_2	: 新設基礎の根入れ深さ	(m)
B_1	: 既設の基礎巾	(m)
B_2	: 新設の //	(m)
EI_1	: 既設の曲げ剛性	(kg · cm ²)
EI_2	: 新設の //	(kg · cm ²)
D	: 杭の直径	(m)
N	: N 値	
ϕ	: 内部摩擦角	
γ	: 土の単位重量	(kg / cm ³)
K	: 地盤反力	(kg / cm ²)
c	: 粘着力	(kg / cm ²)
W_1	: 既設基礎の重量	(kg)
W_2	: 新設 //	(kg)

次元マトリックスは

	P	L ₀	Df ₁	Df ₂	B ₁	B ₂	EI ₁	EI ₂	D	N	φ	γ	K	c	W ₁	W ₂
F	1	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	1	1	1	1	1
L	0	1	1	1	1	1	2	2	1	0	0	-3	-2	-2	0	0

Buckingham の π 定理よりランクは、2 で無次元量14である。

$$\begin{aligned}
 \pi_1 &= N & \pi_8 &= B_1^2 \cdot \gamma^3 \cdot P \quad [L]^2 [FL^{-3}]^3 [F] = 0 \quad \therefore \pi_8 = P / \gamma B_1^3 \\
 \pi_2 &= \phi & \pi_9 &= EI_1 / \gamma B_1^5 \\
 \pi_3 &= L_0 / B_1 & \pi_{10} &= EI_2 / \gamma B_1^5 \\
 \pi_4 &= Df_1 / B_1 & \pi_{11} &= K / \gamma B_1 \\
 \pi_5 &= Df_2 / B_1 & \pi_{12} &= c / \gamma B_1 \\
 \pi_6 &= B_2 / B_1 & \pi_{13} &= W_1 / \gamma B_1^3 \\
 \pi_7 &= D / B_1 & \pi_{14} &= W_2 / \gamma B_1^3
 \end{aligned}$$

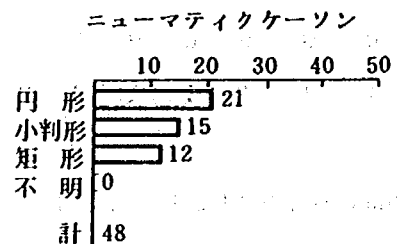
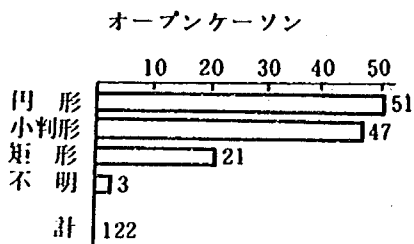
ここで Model の幾何学的な縮尺を Prototype の $1/\lambda$, 地盤材料を Model と Prototype で同一とすれば、各要因の相似条件は表-6 に示すようになる。

表-6

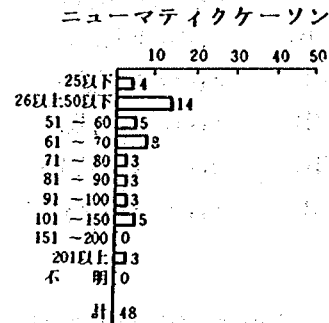
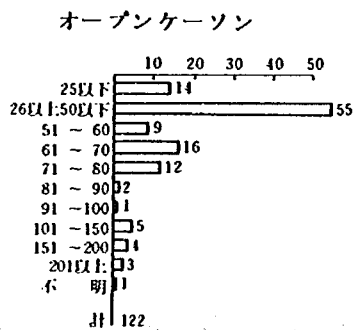
π ナンバー	要 因	相 似 条 件
$\pi_1 = N$	N : N 値	1
$\pi_2 = \phi$	φ : 内部摩擦角	1
$\pi_3 = L_0 / B_1$	L ₀ : 既設と新設のはなれ	$1/\lambda$
$\pi_4 = Df_1 / B_1$	Df ₁ : 既設の根入れ深さ	$1/\lambda$
$\pi_5 = Df_2 / B_1$	Df ₂ : 既設の根入れ深さ	$1/\lambda$
$\pi_6 = B_2 / B_1$	B ₂ : 新設の基礎幅	$1/\lambda$
$\pi_7 = D / B_1$	D : 杭径	$1/\lambda$
$\pi_8 = P / \gamma B_1^3$	P : 鉛直荷重	$1/\lambda^3$
$\pi_9 = EI_1 / \gamma B_1^5$	EI ₁ : 既設の曲げ剛性	$1/\lambda^5$
$\pi_{10} = EI_2 / \gamma B_1^5$	EI ₂ : 新設の曲げ剛性	$1/\lambda^5$
$\pi_{11} = K / \gamma B_1$	K : 地盤反力	$1/\lambda$
$\pi_{12} = c / \gamma B_1$	c : 粘着力	$1/\lambda$
$\pi_{13} = W_1 / \gamma B_1^3$	W ₁ : 既設の重量	$1/\lambda^3$
$\pi_{14} = W_2 / \gamma B_1^3$	W ₂ : 新設の重量	$1/\lambda^3$

次に、対象となる実物の形状を選定することにする。

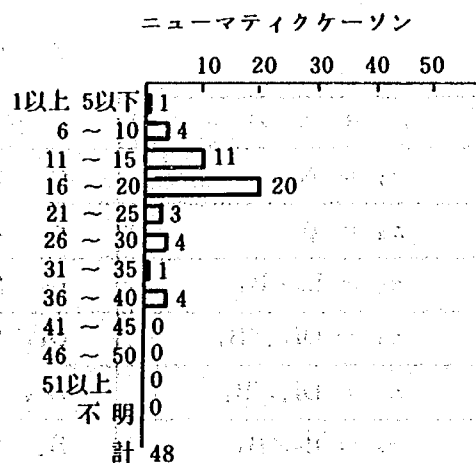
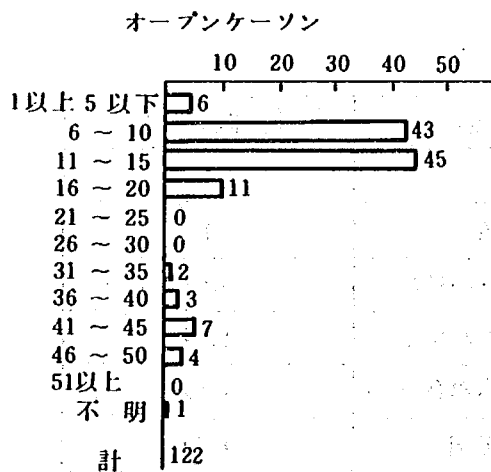
a. ケーソン



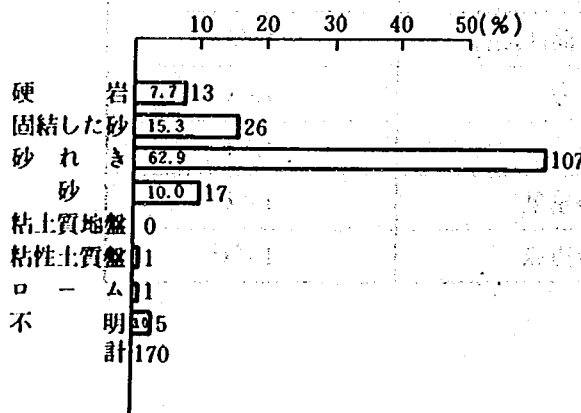
ケーソンの断面形状



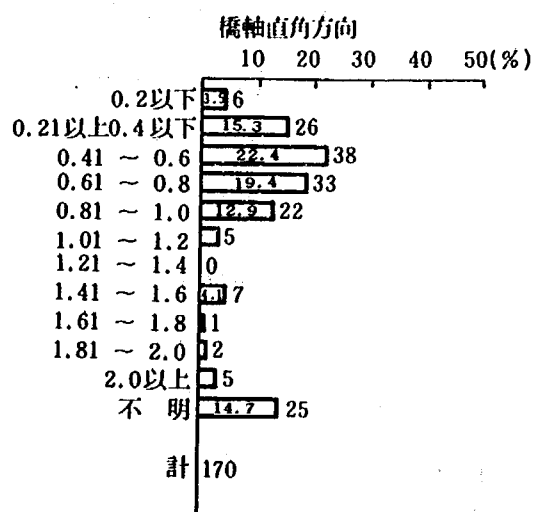
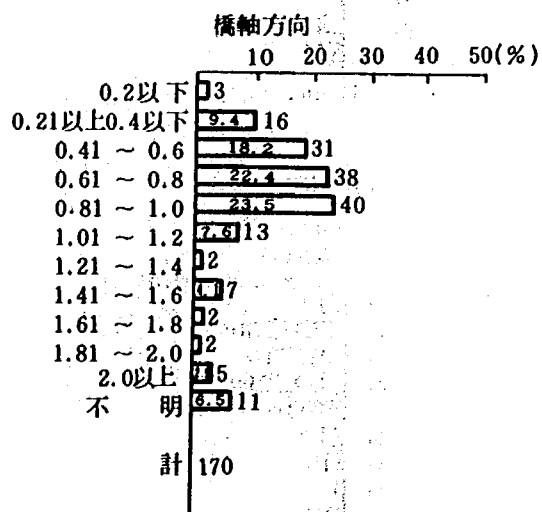
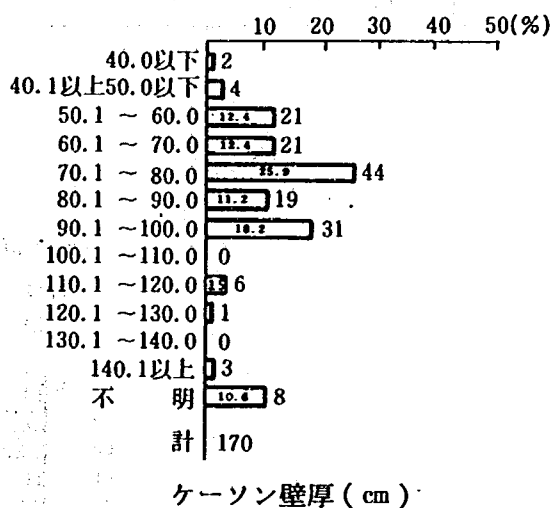
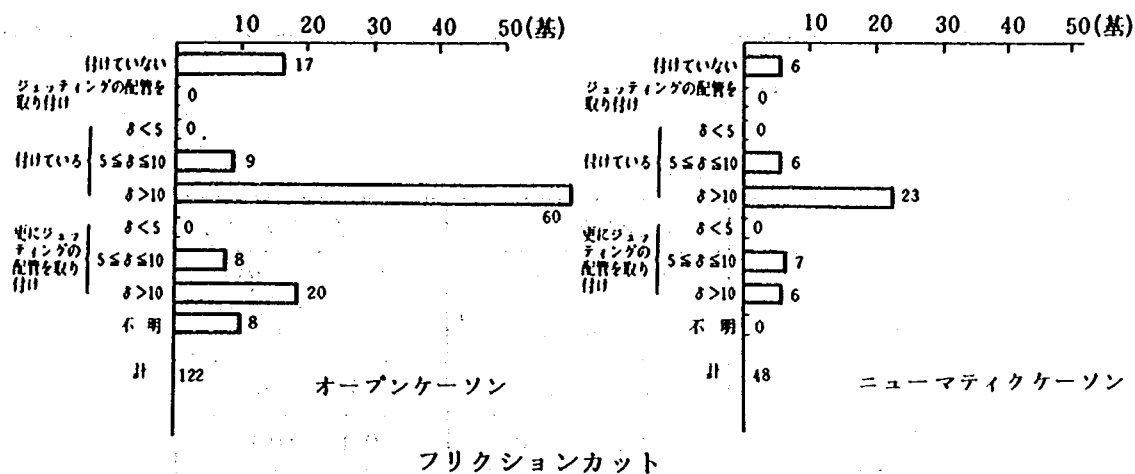
ケーソンの断面積 (㎡)



ケーソンの長さ (昭和50年度)



底面地盤の種類



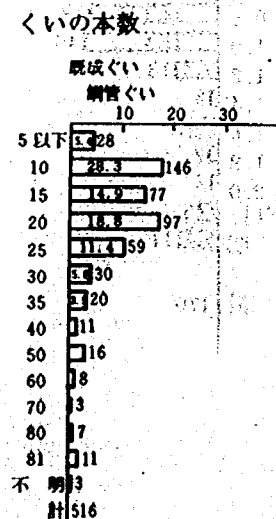
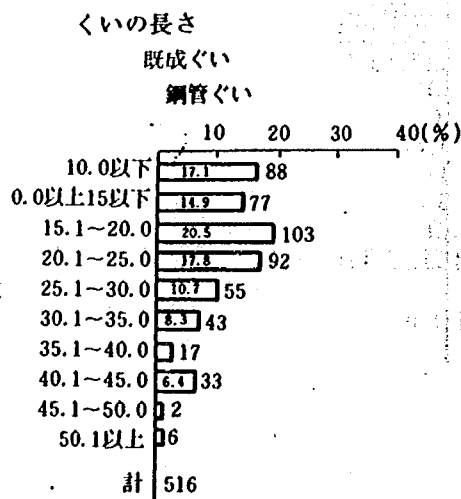
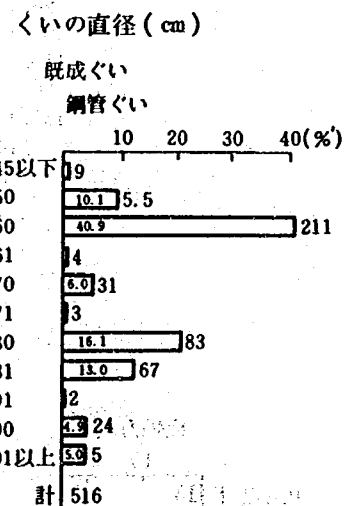
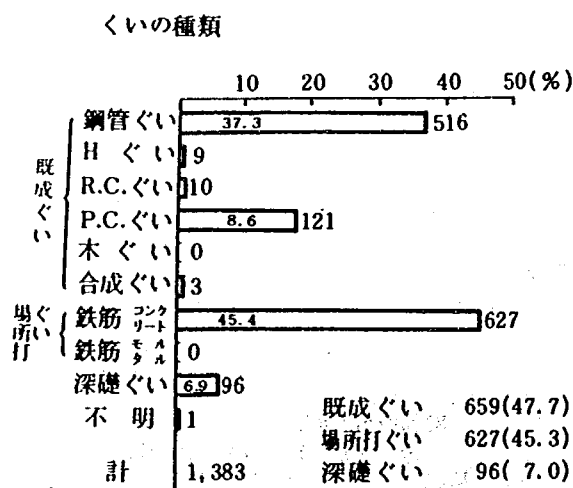
β の値

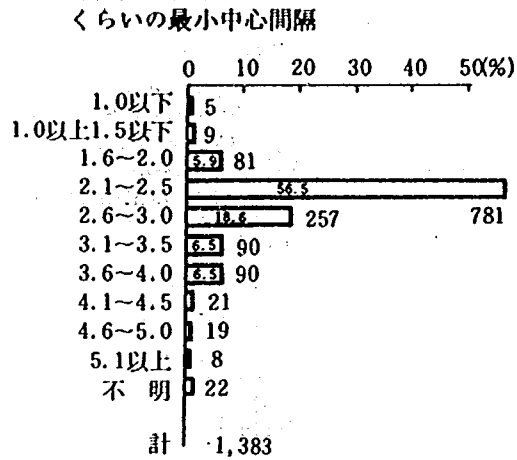
「土研資料 1285 号構造物基礎形式の選定手法調査」⁵⁾よりオープンケーソン、ニューマチックケーソンの最も多い形状を表-7に記入した。

表-7

項 目	オープンケーソン	ニューマチックケーソン
断 面 形 状	円 形	円 形
断 面 積 (㎡)	26 ~ 50	26 ~ 50
長 さ (m)	11 ~ 15	16 ~ 20
壁 厚 (m)	70.1 ~ 80.0	70.1 ~ 80.0
フリクションカットの厚さ(cm)	10 < ~ 20	10 <
幅 (m)	7 ~ 8	7 ~ 8
β の 値	0.81 ~ 1.0	0.41 ~ 0.6

b. 杭基礎





「土研資料1285号構造物基礎形式の選定手法調査」の①くいの種類より既成ぐいとして鋼管ぐいが最も多く使用されており今回の実験対象を、鋼管とし、その最も多い形状を表-8に示す。

表-8

項 目	鋼 管 ぐ い
くいの直径 (cm)	60
くいの長さ (m)	15.1 ~ 20.0
くいの本数	10
くいの最小中心間隔	2.1 ~ 2.5 D
肉 厚 (mm)	12
EI (kg・cm ²)	1.53×10^{11}
βl	6

以上の結果より、実験土槽のサイズ等から $1/\lambda = (1/10)$ を考えると模型は表-9, 10のようになる。

表-9 模型諸元 (CCおよびPCモデル)

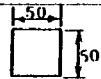
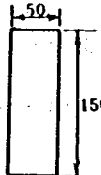
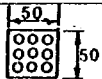
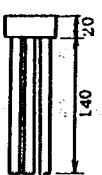
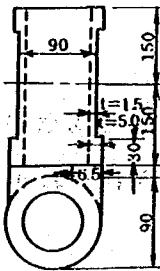
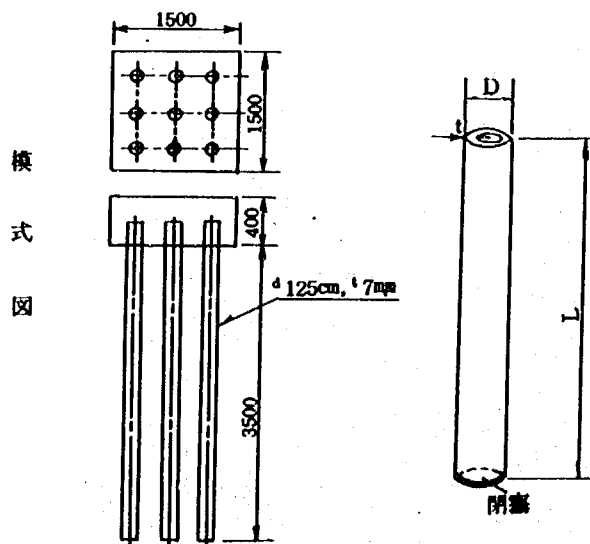
諸元	既設ケーソン (CCモデル)	既設杭フーチング (PCモデル)		新設ケーソン (CCモデル, PCモデル)
寸法	たて よこ 高さ 0.5m × 0.5m × 1.5m	(フーチング) たて よこ 高さ 0.5m × 0.5m × 0.2m (杭) 長さ 外径 肉厚 1.4m × 5.1m × 4.5m		長さ 外径 肉厚 1.5m × 0.8m × 1.5cm (下部) 1.5m × 0.8m (0.9m) × 1.5cm (6.5cm)
材質	鉄筋コンクリート	鉄筋コンクリート	塩化ビニル (管)	鋼 (管)
重量	(No 1) 0.94 t (No 2) 0.95 t (No 3) 0.85 t	(No 1) 0.09 t (No 2) 0.09 t (No 3) 0.09 t		(上部) 0.53 t (下部) 0.51 t
模 式 図 (cm)	平面図  正面図 	 		
備考	—			—

表-10 模型諸元 (PPモデル)

	既設杭フーチング	計設打込杭
寸法	(フーチング) たて よこ 高さ 1.5m × 1.5m × 0.4m 長さ 外径 肉厚 35.0cm × 14.0cm × 7mm × 9本	長さ 外径 肉厚 (No 1) 4.2m × 21cm × 7mm (No 2) 4.2m × 21cm × 7mm (No 3) 4.2m × 21cm × 7mm
材質	(フーチング) (杭) 鉄筋コンクリート 塩化ビニル (管)	鋼 (管)
重量	1.88 t	(No 1) 0.15 t (No 2) 0.15 t (No 3) 0.15 t



3.1.5 計測項目

計測項目としては、

- 1) 地表面変位
- 2) 構造物変位
- 3) 杭体のひずみ

1)の地表面変位は、既設構造物の周辺、新設構造物の周辺の地盤沈下を、ひずみゲージ式の変位計により各深掘削深度(各ステップ)ごとに測定した。

2)の既設構造物の変位は、沈下量4点、水平変位2点について行った。

3)の杭体のひずみは、CP、PPのケースにおいて、既設の杭に貼付したひずみゲージにより測定した。

3.2 実験結果

3.2.1 新設基礎がケーソンの場合(CCケース、PCケース)

(1) 地表面変位

図-26～図-31に示すように新設側のケーソンの沈設に伴って、周辺地盤には陥没状の不連続な段差を伴う沈下領域が発生する。ケーソンの根入れが深くなるに従って、陥没の領域も大きくなっている。この陥没領域より外側では、若干の隆起が見られるが、量的には問題にならない。したがって、周面の地表面の変位は、この陥没の発生領域に支配されているといえよう。

(2) 既設構造物の変位

図-32～図-34にCCケースにおける新設側ケーソン模型の貫入量～既設ケーソン鉛直変位の関係を示す。

ここでCC-1とCC-2のケースにおいて既設構造物の隆起が生じている。これは、今回の実験ではケーソン内部の掘削に先行して、載荷ガーダーにて圧入を行ったこと、及び刃口形状がくさび状になっていないことなどが影響したものと思われる。既設ケーソンに沈下方向の影響が見られたのはCC-1,2ケースの新設ケーソン貫入量が2.0m以上の場合であった。

図-35～図-36にCCケースにおける新設ケーソン掘削深さ～既設ケーソン水平変位曲線を示す。

次にPCケースにおける既設ケーソンの鉛直・水平変位図を図-37～図-41に示す。この場合も、CCケースの場合と同様のことが言える。

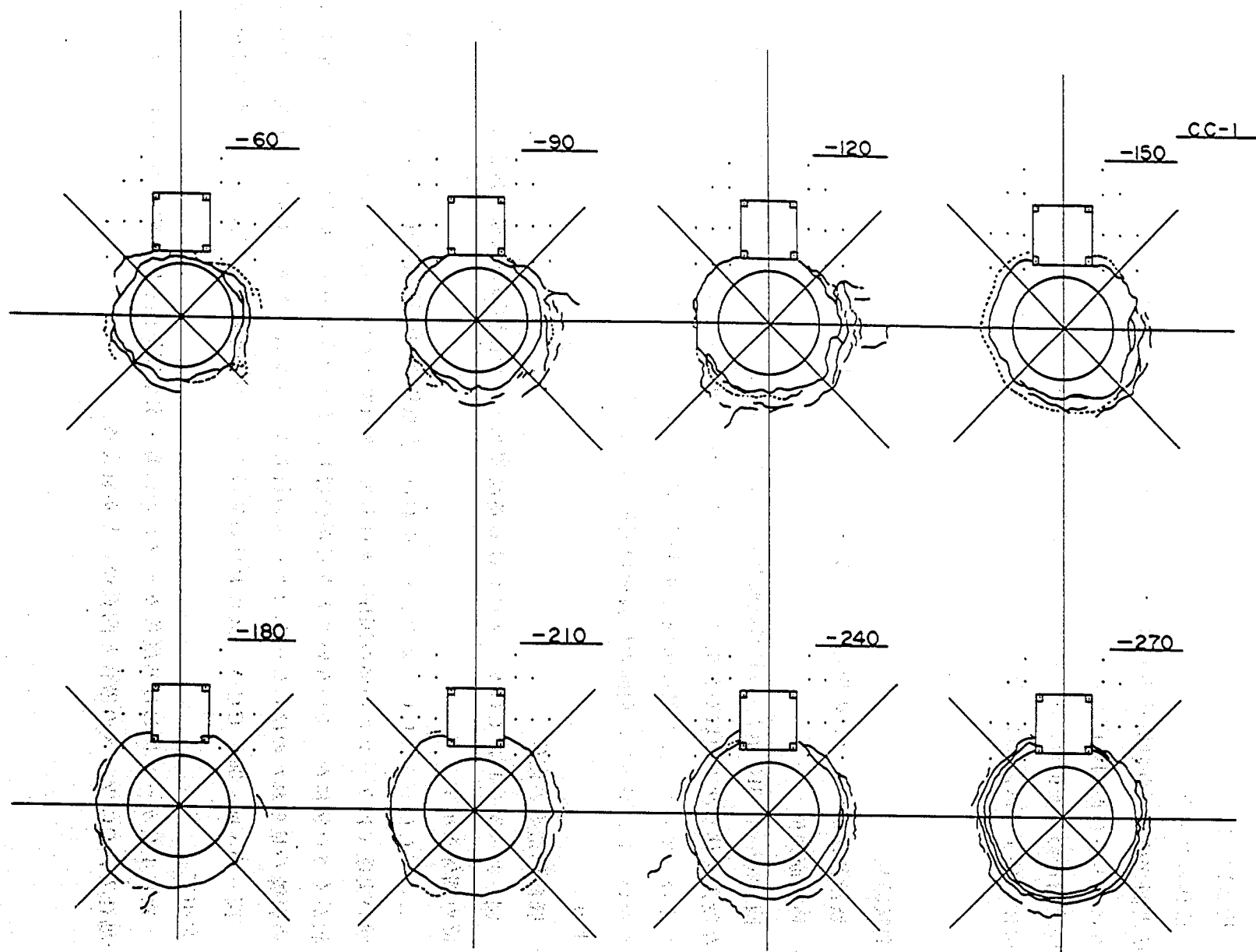


图-26 地表面变位(1)

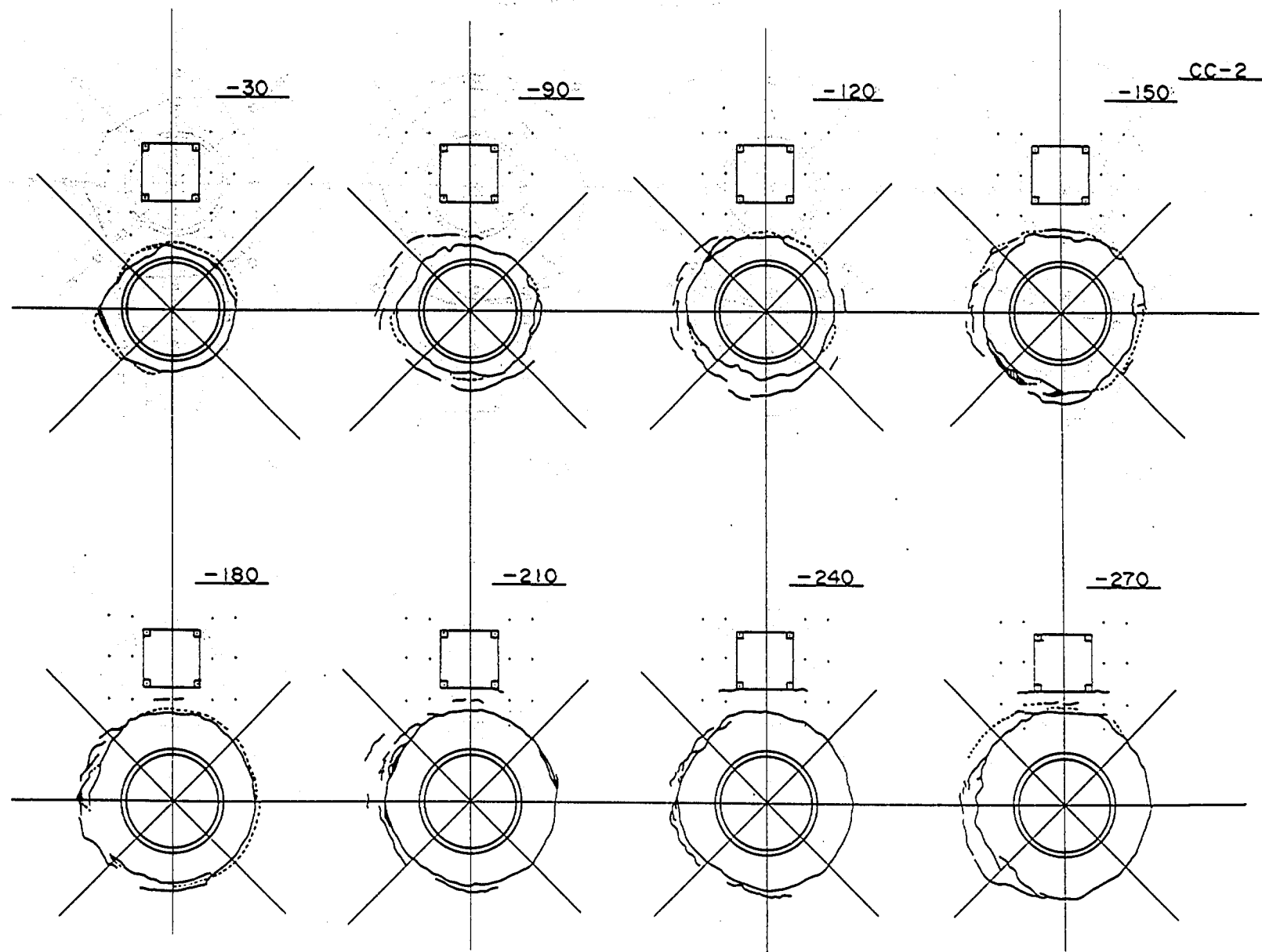


图-27 地表面変位(2)

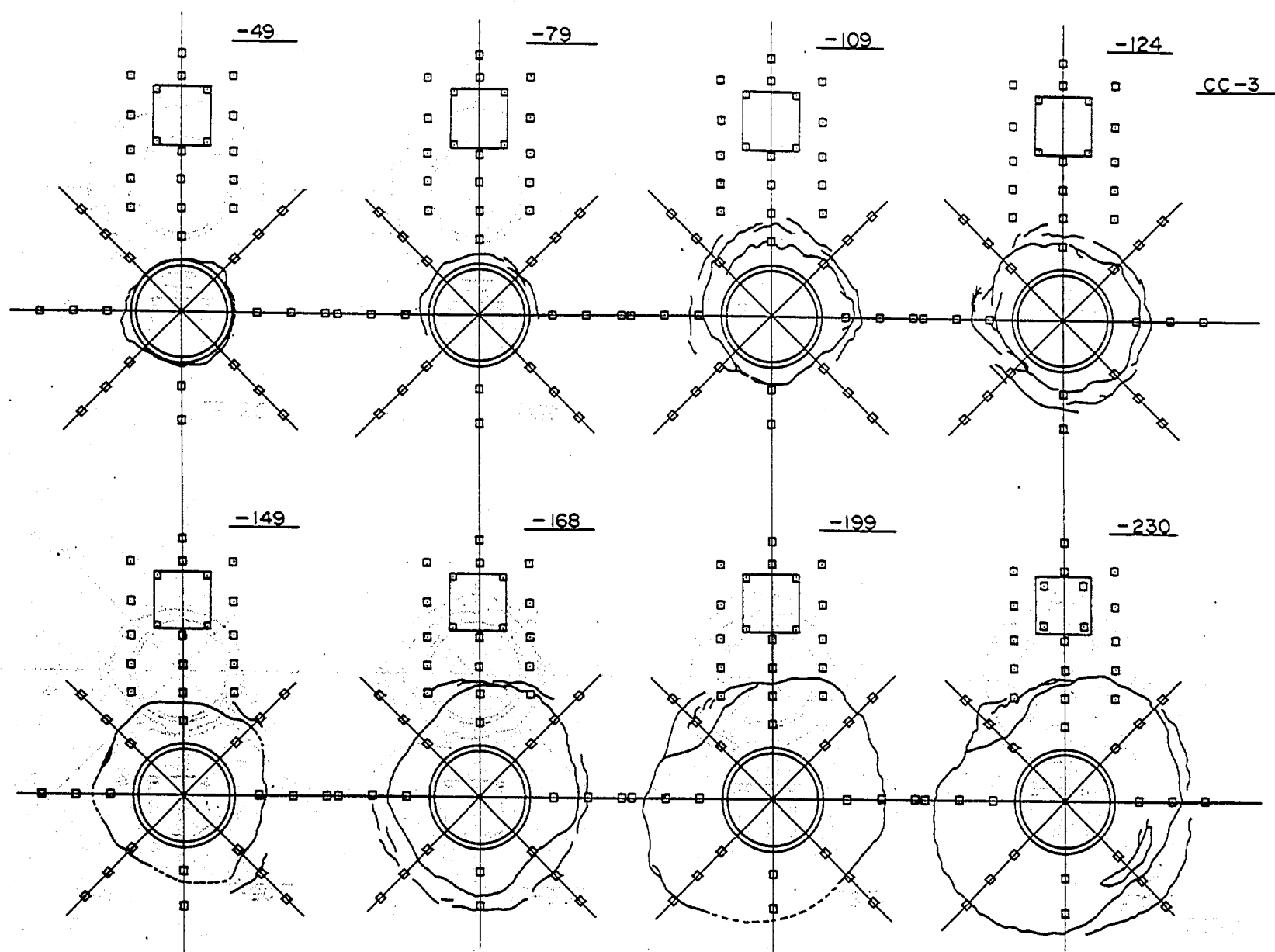


图-28 地表面变位(3)

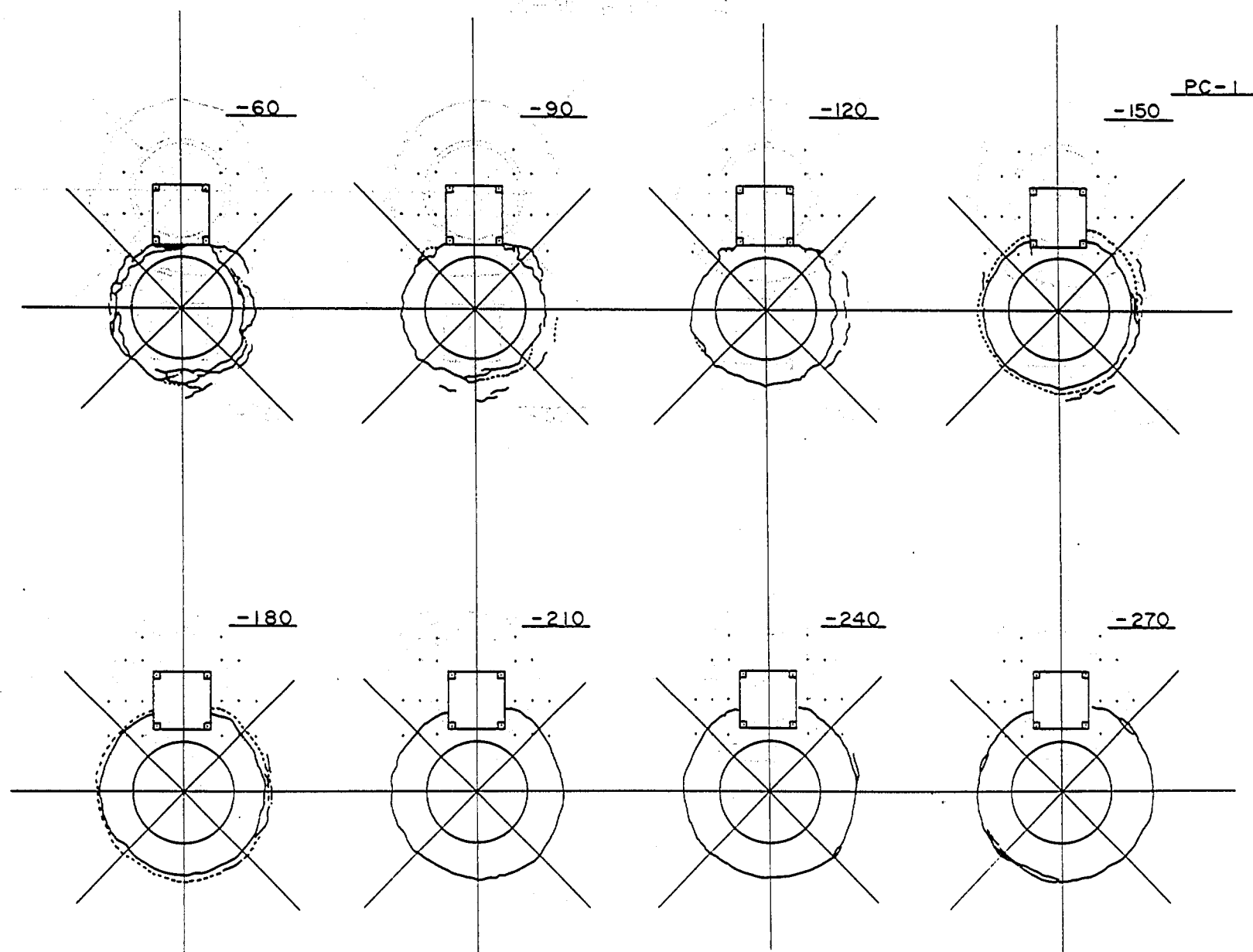


图-29 地表面変位(4)

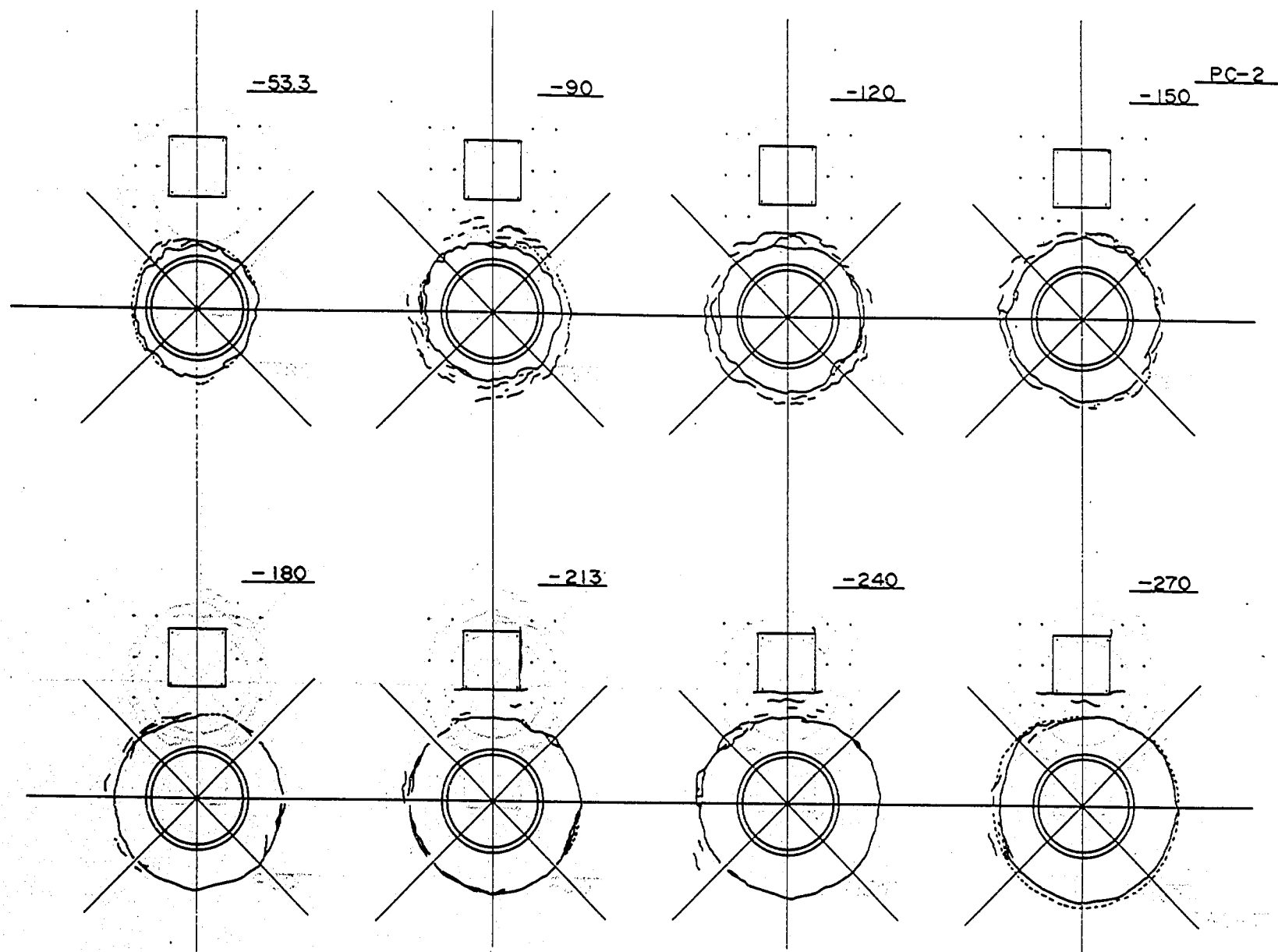


图-30 地表面变位(5)

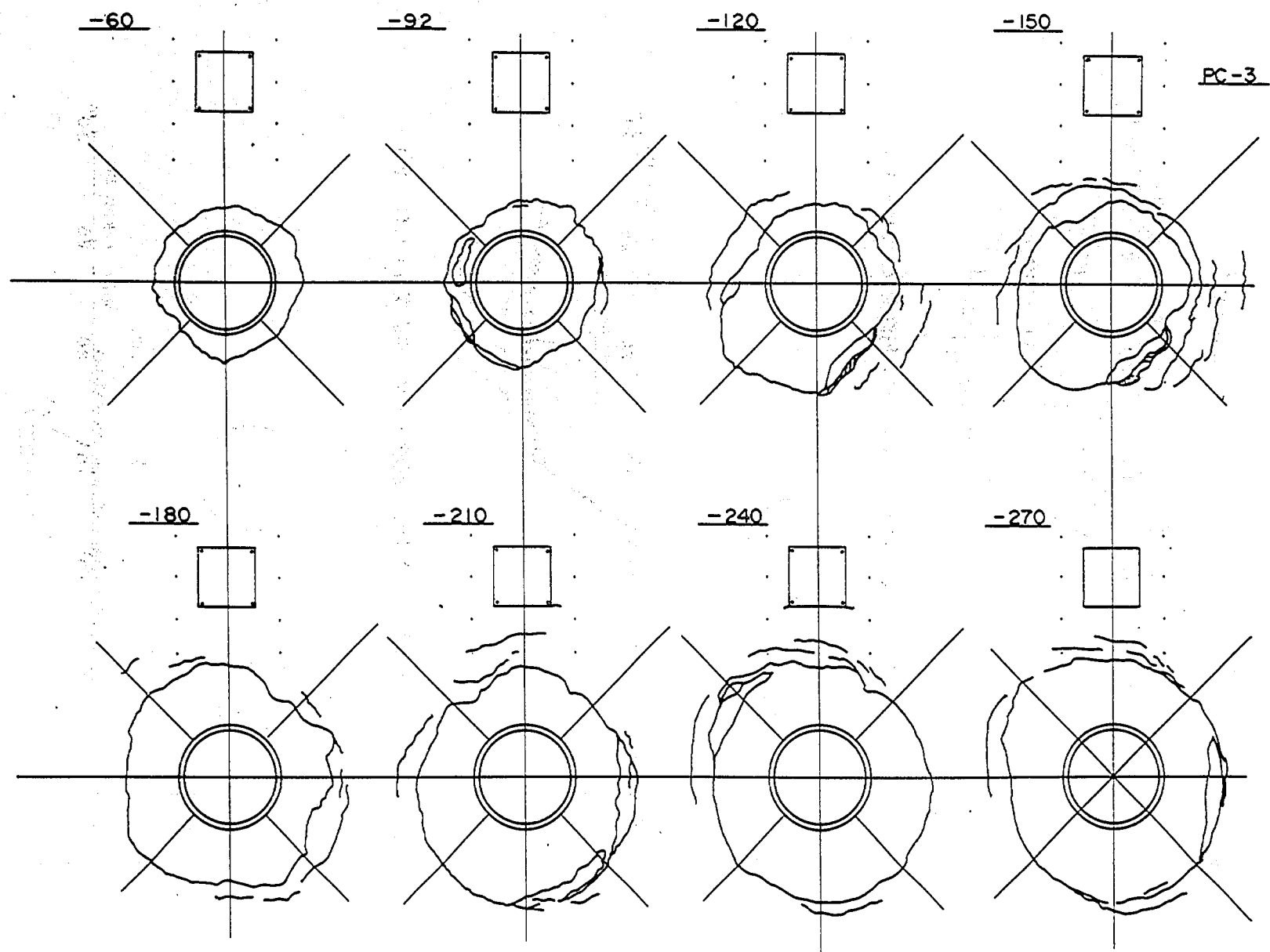


图-31 地表面変位(6)

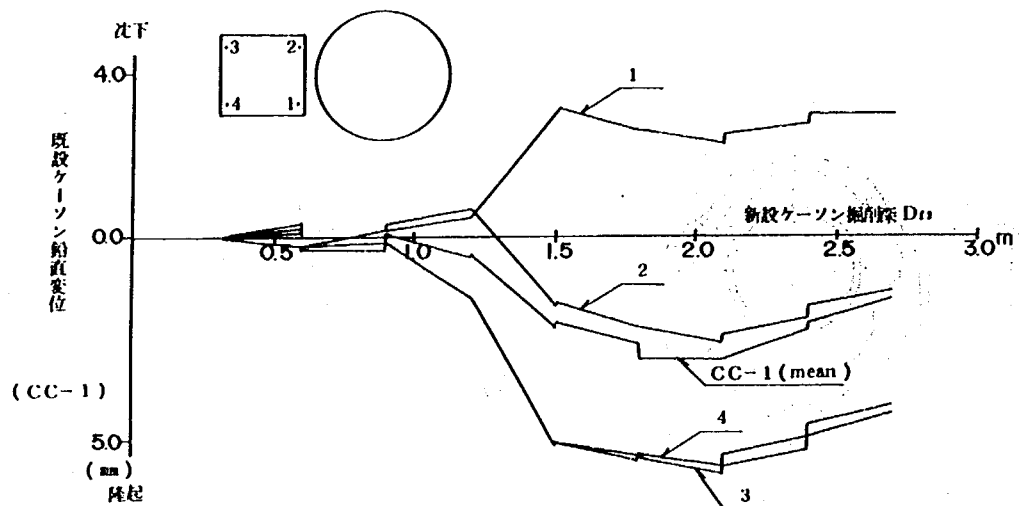


図-32 新設ケーソン掘削深さ Df_1 ~ 既設ケーソン鉛直変位 (CC-1)

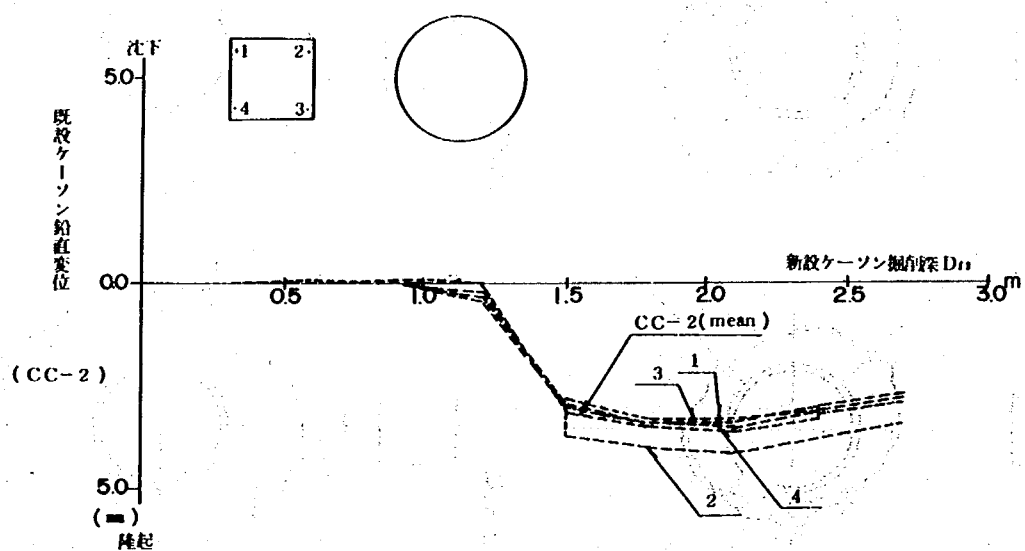


図-33 新設ケーソン掘削深さ Df_2 ~ 既設ケーソン鉛直変位 (CC-2)

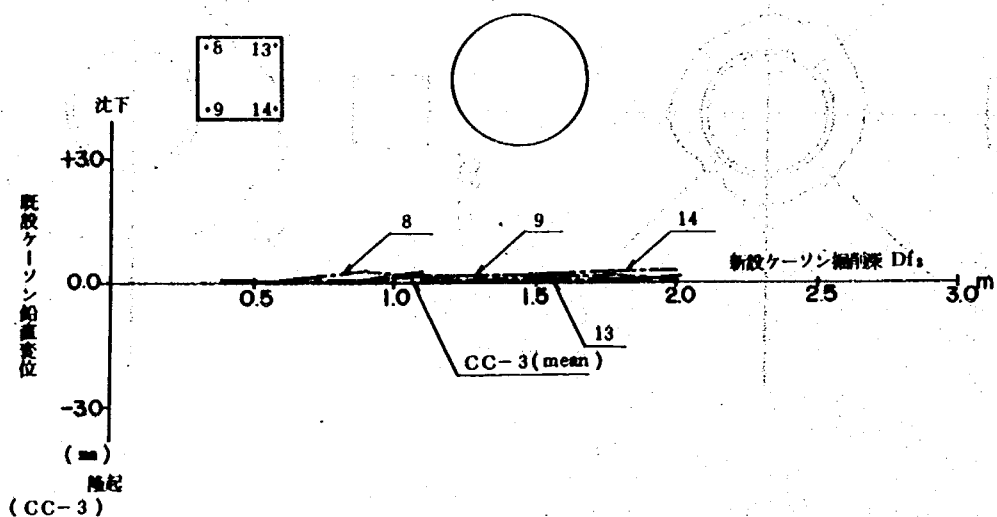


図-34 新設ケーソン掘削深さ Df_3 ~ 既設ケーソン鉛直変位 (CC-3)

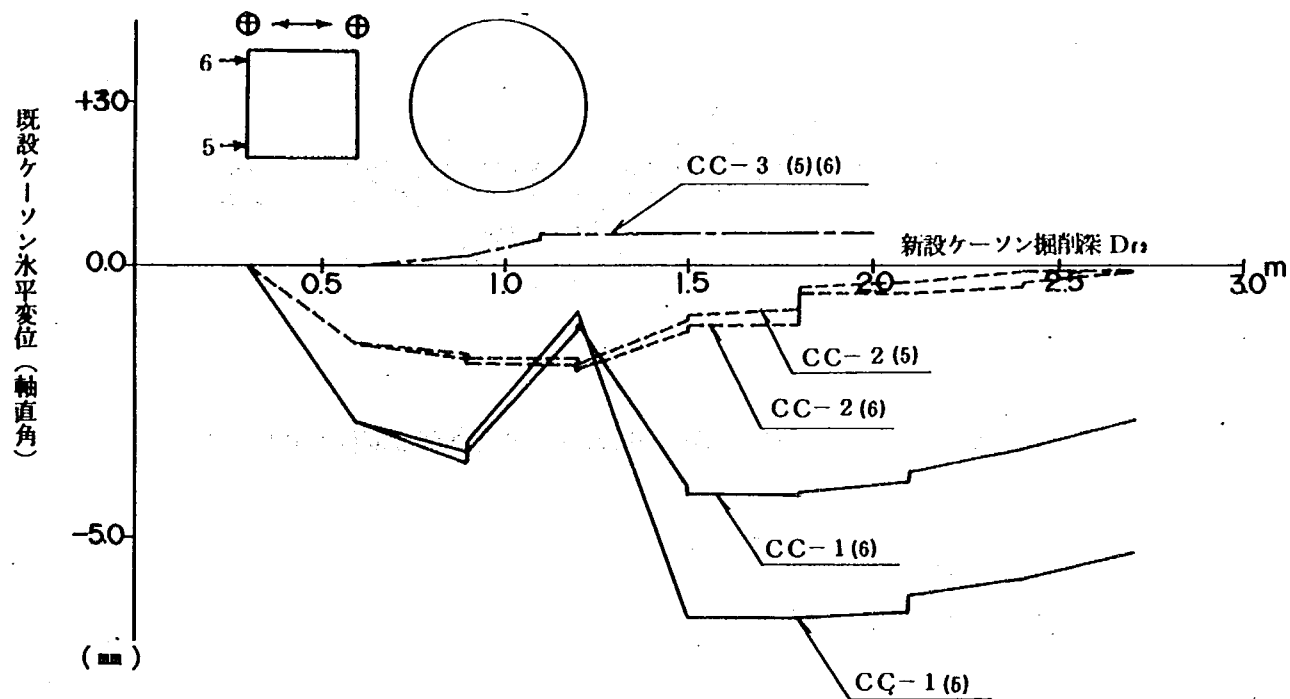


図-35 新設ケーソン掘削深さ Df_2 ~ 既設ケーソン水平変位 (CC-1 ~ 3)

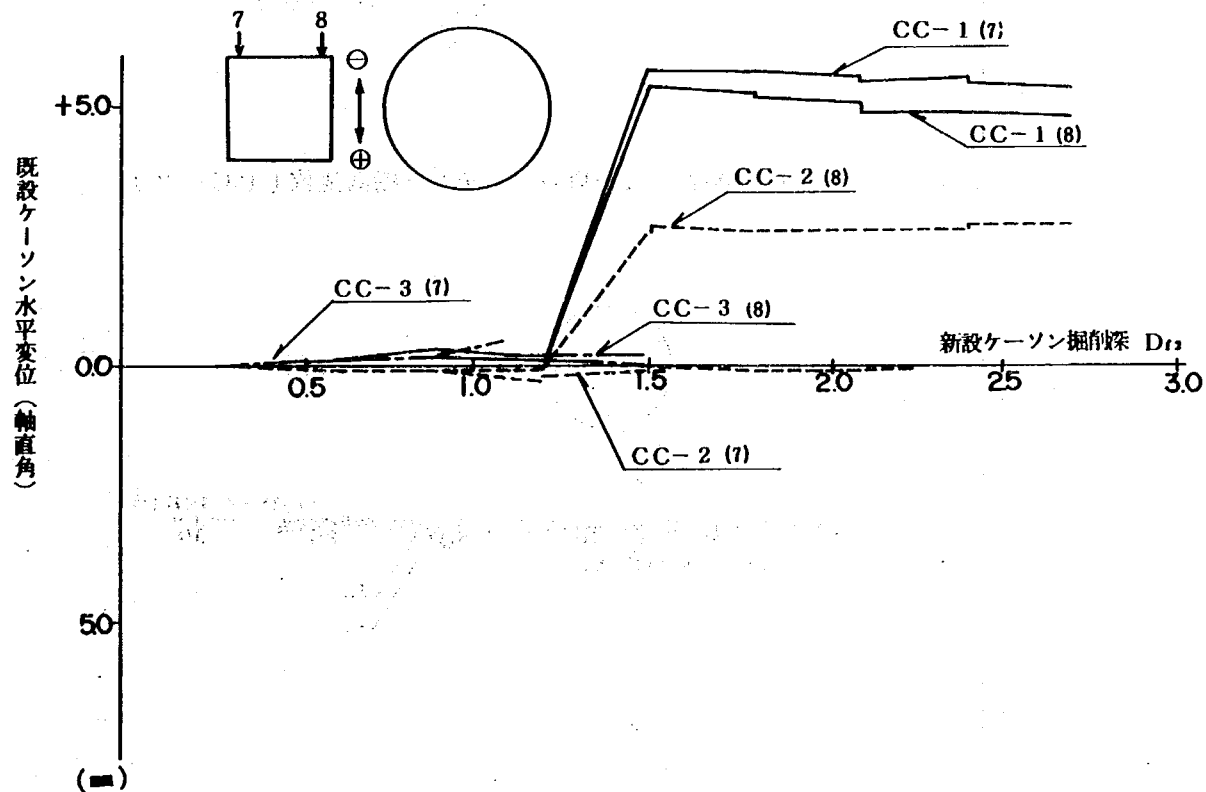


図-36 新設ケーソン掘削深さ Df_2 ~ 既設ケーソン水平変位 (CC-1 ~ 3)

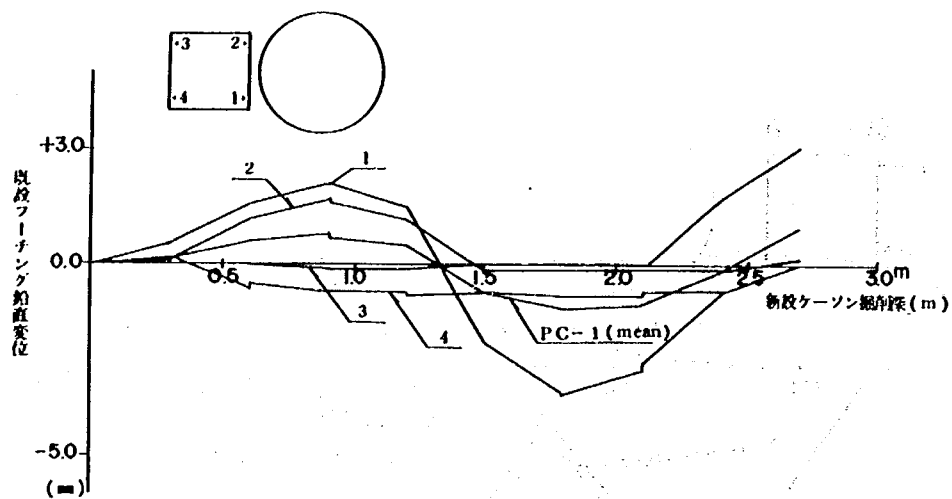


図-37 新設ケーソン掘削深さ Df_2 ~ 既設フーチング鉛直変位 (PC-1)

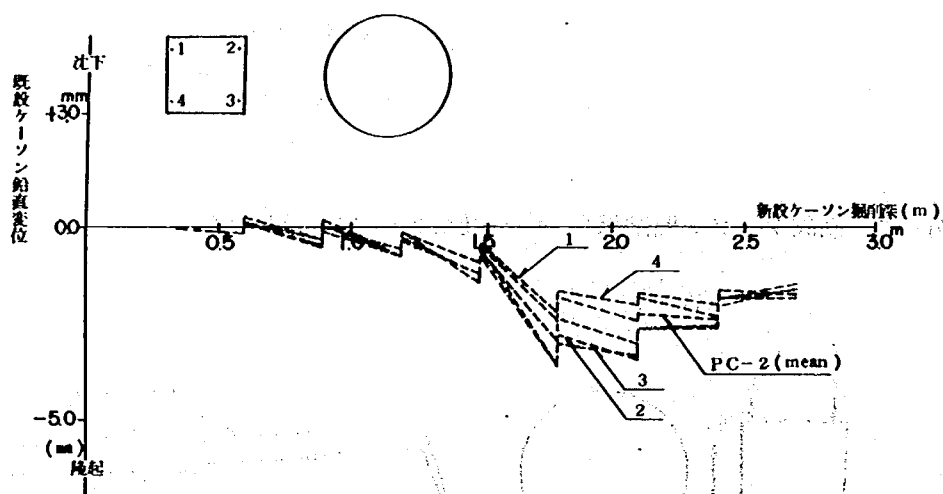


図-38 新設ケーソン掘削深さ Df_2 ~ 既設フーチング鉛直変位 (PC-2)

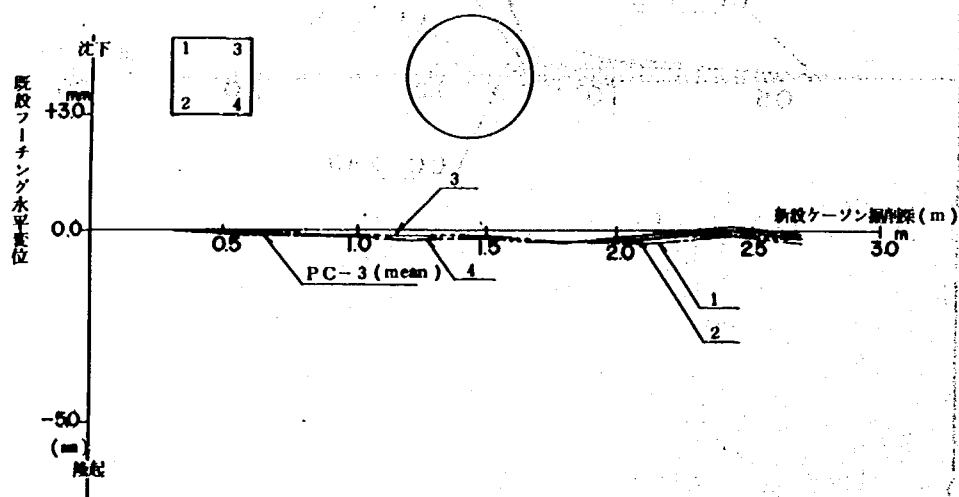


図-39 新設ケーソン掘削深さ Df_2 ~ 既設フーチング鉛直変位 (PC-3)

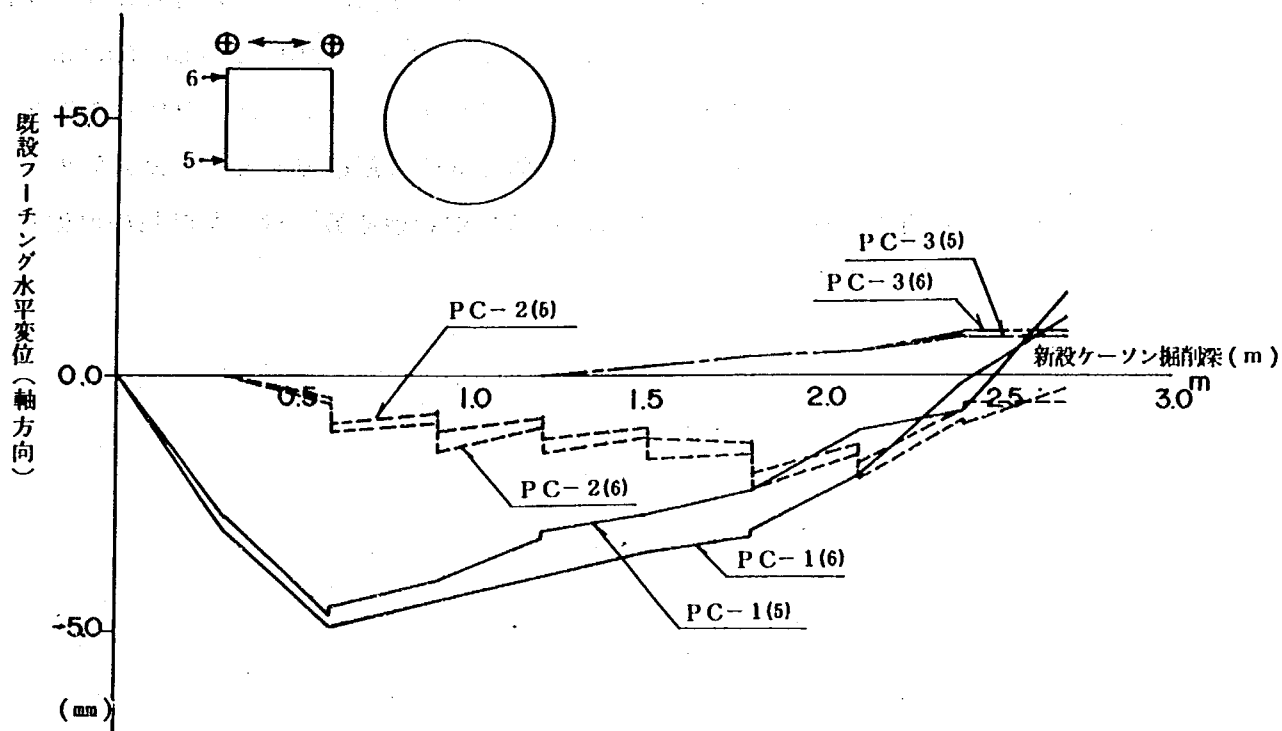


図-40 新設ケーソン掘削深さ Df_2 ～既設フーチング水平変位 (PC-1～3)

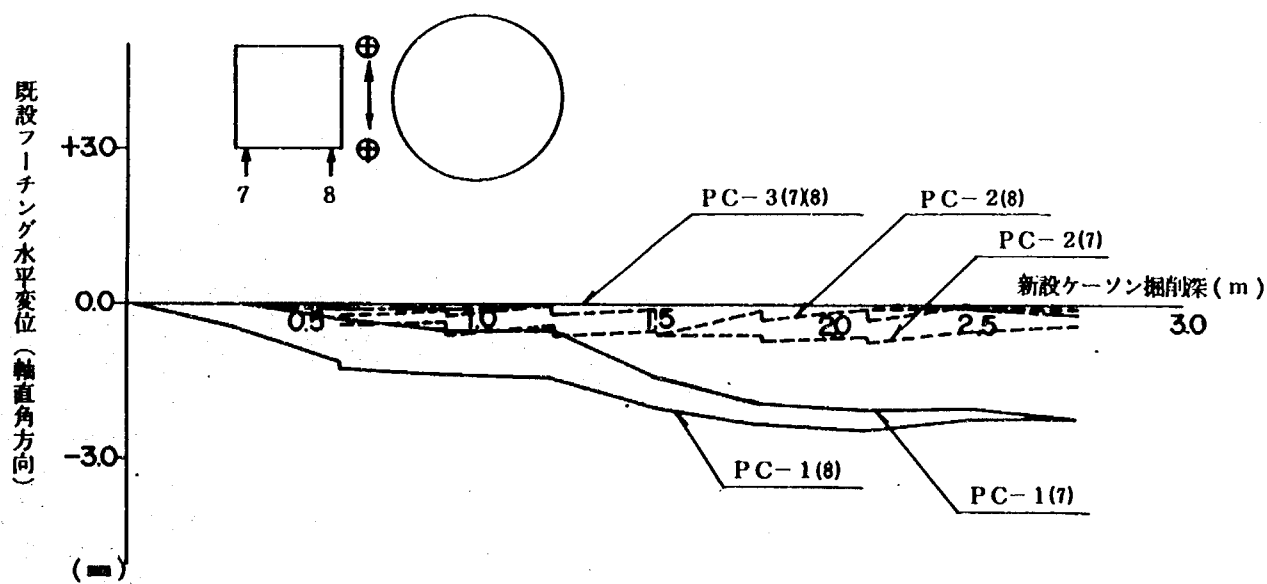


図-41 新設ケーソン掘削深さ Df_2 ～既設フーチング水平変位 (PC-1～3)

3.2.2 新設基礎が打込み杭基礎の場合（PPケース）

実験は、既設構造物（杭基礎）と新設側の打込み杭との距離及び地盤状態（ゆるい飽和砂地盤 or 締った湿潤砂地盤）をパラメータとして6ケース行った（表-4参照）。これらの各ケースにおける既設構造物の変位と新設側打込み杭の打撃エネルギーの関係について図-41～図-59に示す。この中で有意な変位が観測されたのは、PP-1とPP-4のケースであった。PP-3のケースでは、既設と新設の距離が0.75mで、打込み杭の径の約3.6倍の距離であるが、既設側のフーチングの変位は、ほとんど観測されなかった。また、ゆるい飽和砂地盤と締った湿潤砂地盤とでは、前者の場合の変位量の方が大きい。



図-41 PP-1の既設構造物の変位と新設側打込み杭の打撃エネルギーの関係

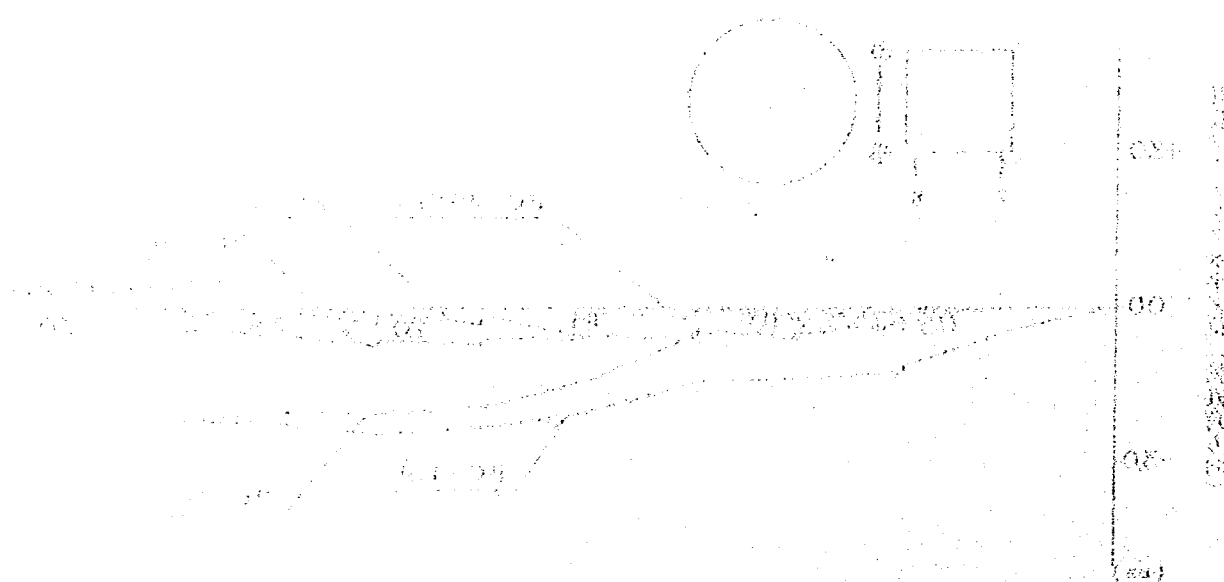


図-42 PP-4の既設構造物の変位と新設側打込み杭の打撃エネルギーの関係

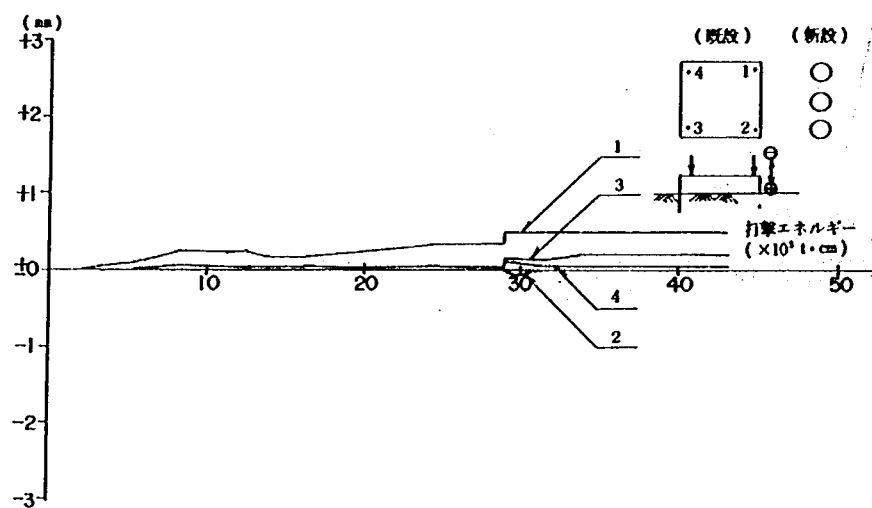


図-45 フーチング変位～打撃エネルギー (PP-2 ケース)

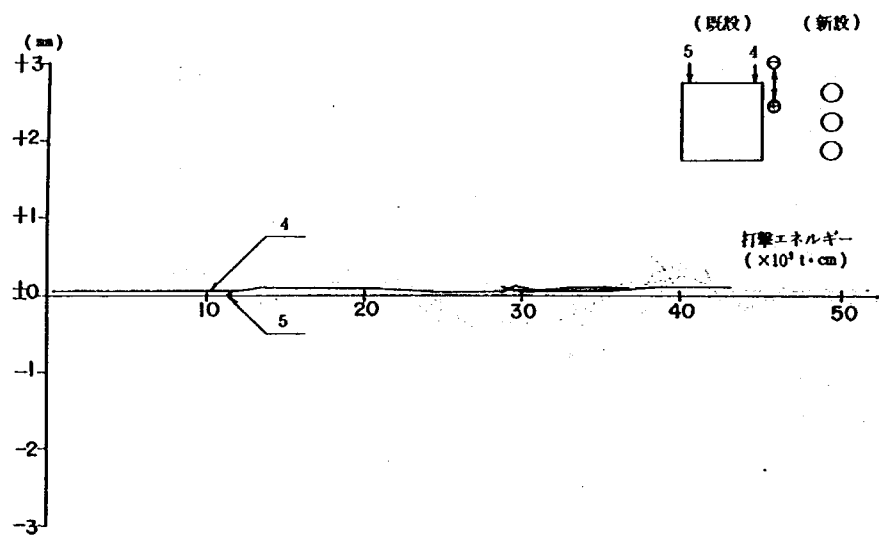


図-46 フーチング変位～打撃エネルギー (PP-2 ケース)

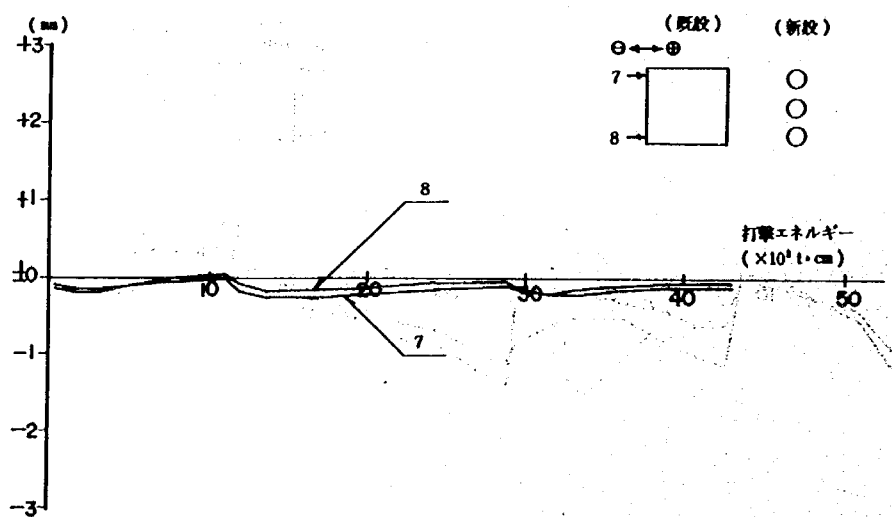


図-47 フーチング変位～打撃エネルギー (PP-2 ケース)

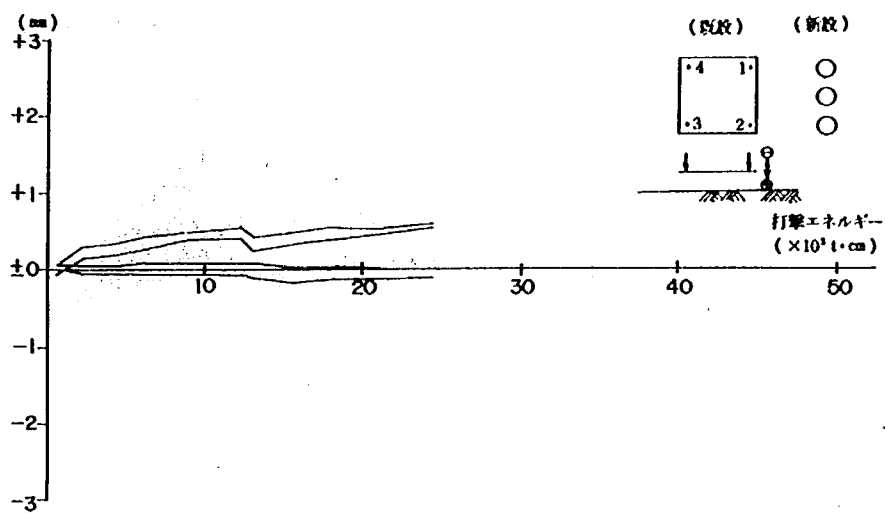


図-48 フーチング変位～打撃エネルギー (PP-3 ケース)

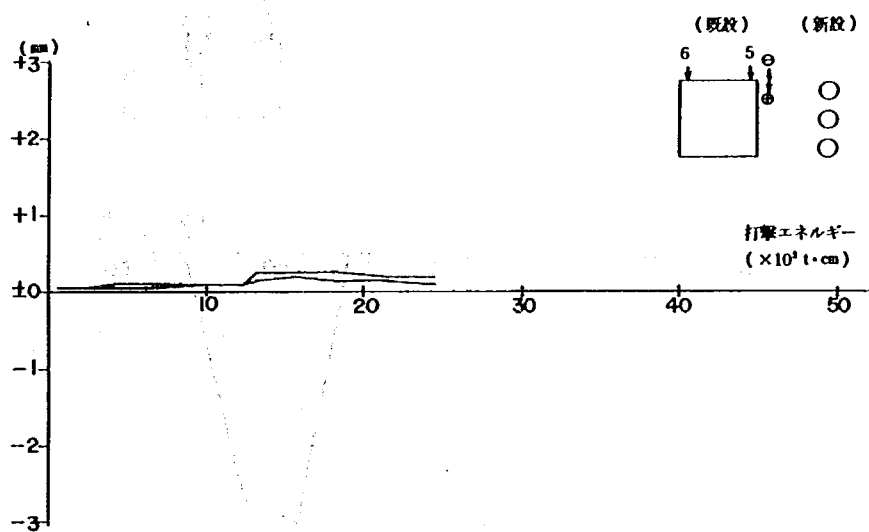


図-49 フーチング変位～打撃エネルギー (PP-3 ケース)

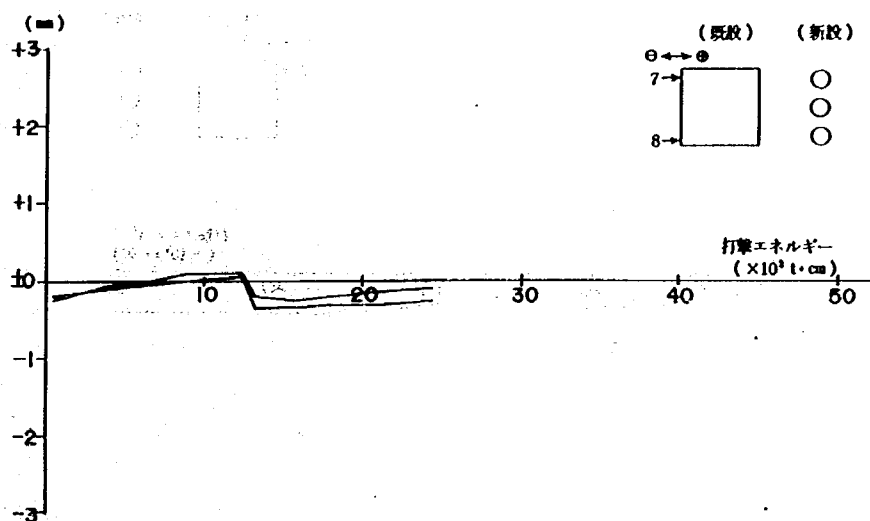


図-50 フーチング変位～打撃エネルギー (PP-3 ケース)

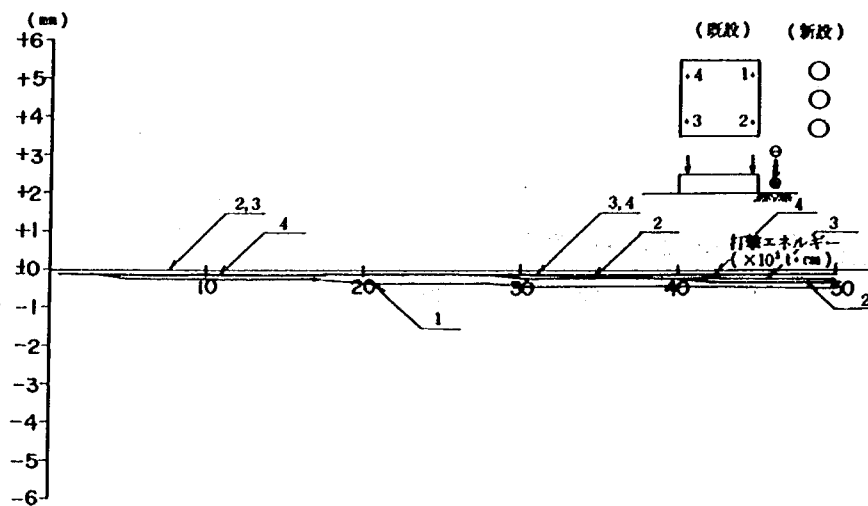


図-51 フーチング変位～打撃エネルギー (PP-3 ケース)

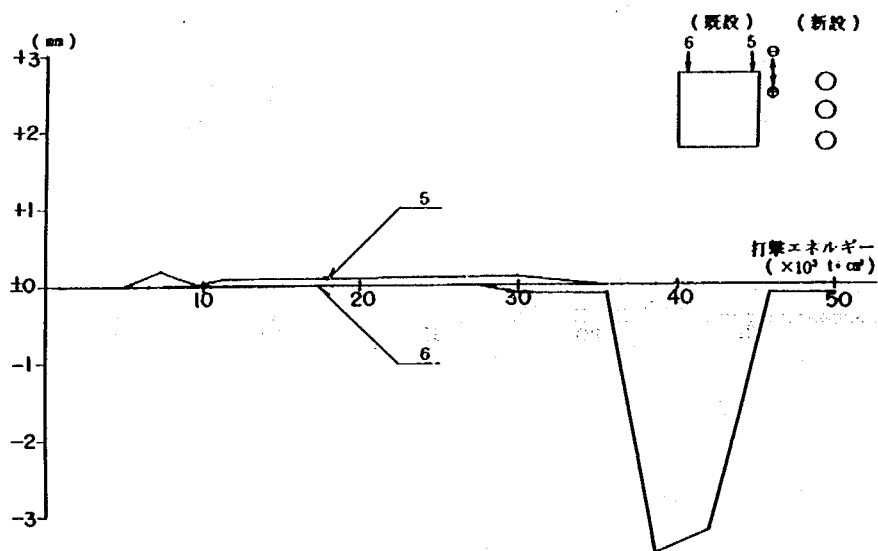


図-52 フーチング変位～打撃エネルギー (PP-3 ケース)

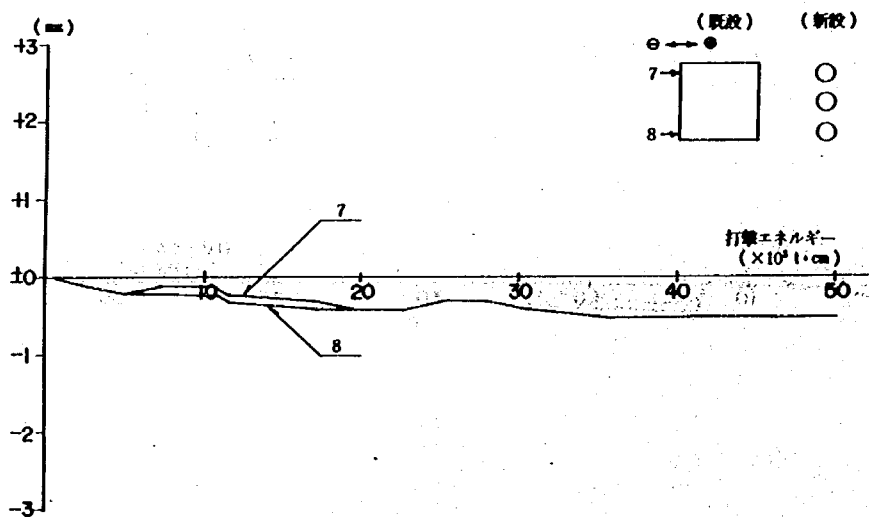


図-53 (フーチング変位～打撃エネルギー) (PP-3 ケース)

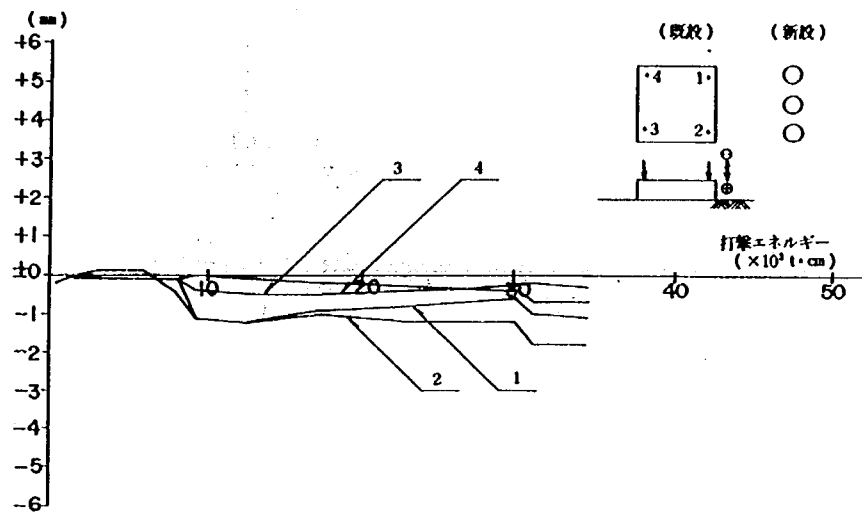


図-54 フーチング変位～打撃エネルギー (PP-4 ケース)

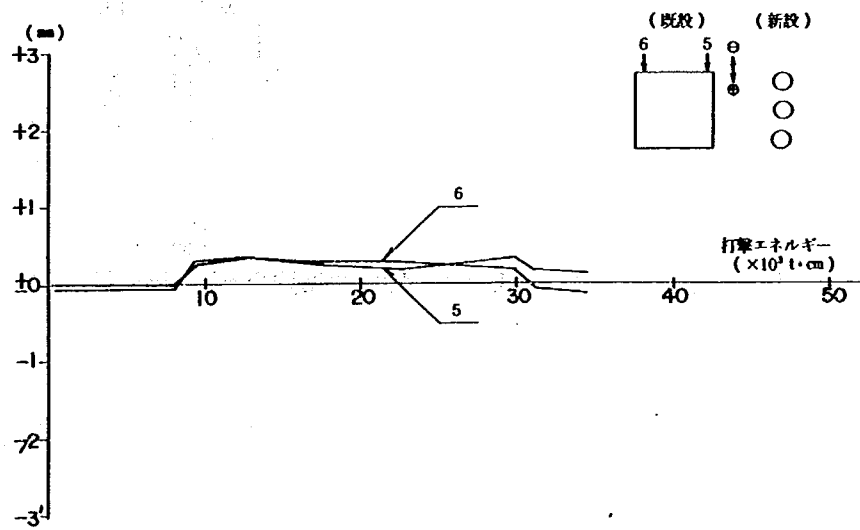


図-55 フーチング変位～打撃エネルギー (PP-4 ケース)

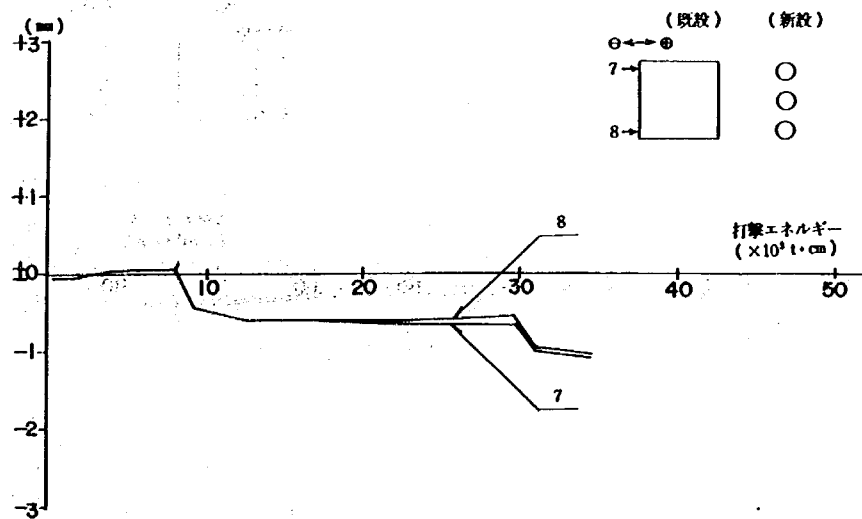


図-56 フーチング変位～打撃エネルギー (PP-4 ケース)

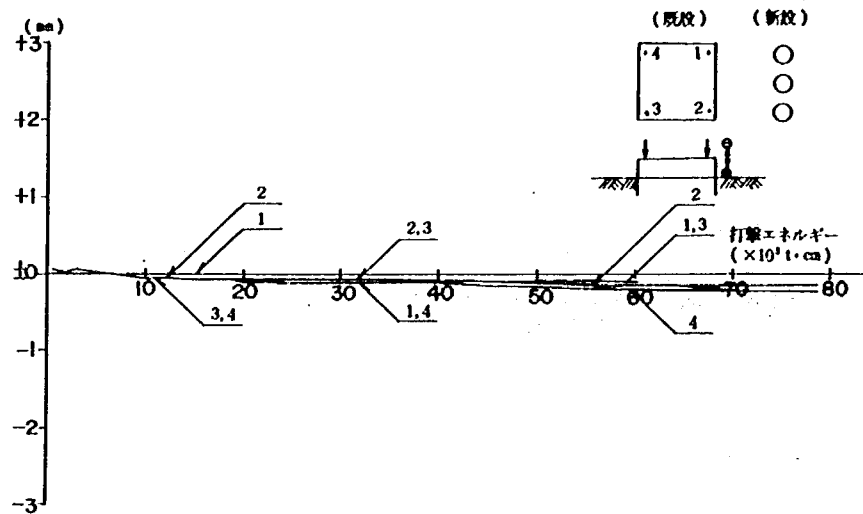


図-57 フーチング変位～打撃エネルギー (P P - 6 ケース)

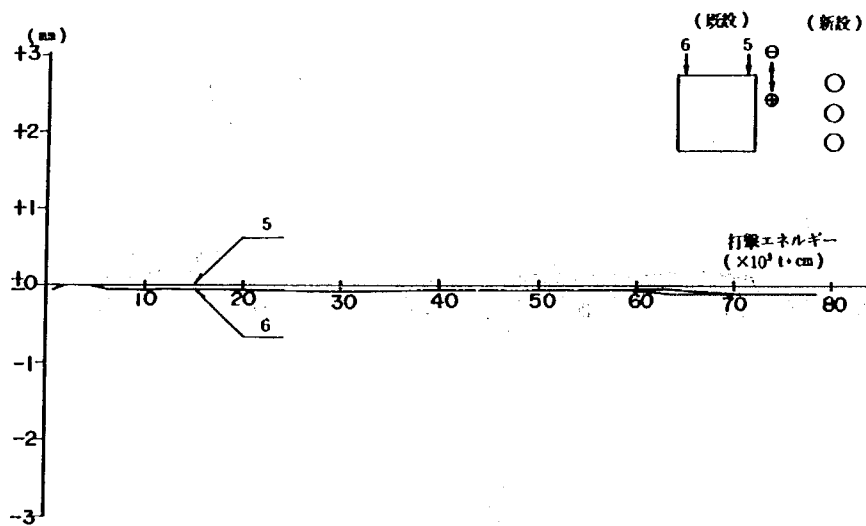


図-58 フーチング変位～打撃エネルギー (P P - 6 ケース)

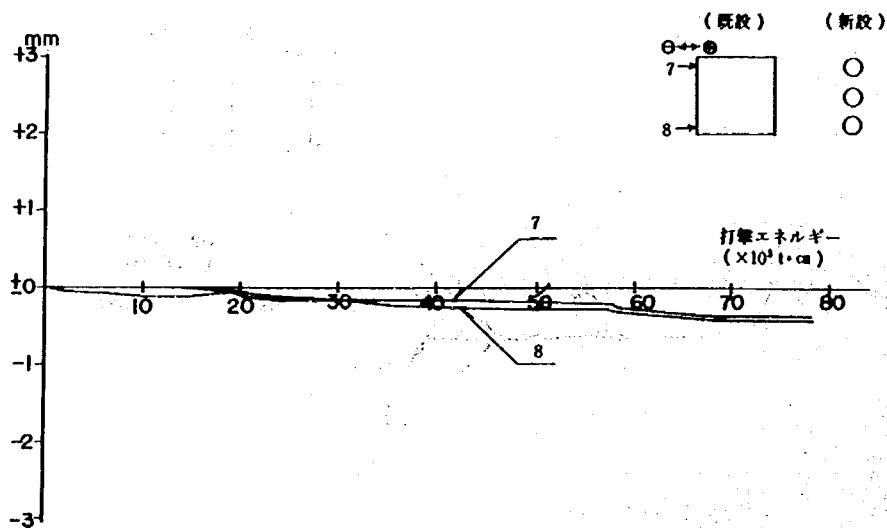


図-59 フーチング変位～打撃エネルギー (P P - 6 ケース)

あ と が き

「構造物基礎の近接施工に関する研究」は、最終的には、「近接工事設計施工要領（案）」の作成を目的として行なわれている。この「施工要領（案）」は、主として「模型実験」と「現場計測」の2つの成果に基づいて作成することになっている。「模型実験」では、主に地中における変位の伝達機構の解明及び近接程度の評価手法の確立に主眼をおき、「現場計測」から得られるデータを十分参考にして、合理的かつ現実的な基準の作成を目指している。

今回の実験は、この一連の「近接施工に関する模型実験」の中で、主として、①矢板変形に起因する地盤の影響範囲について、これまでの対数ら線による解析が2層以上の地盤にもあてはまるか、②変形モードが、通常の矢板変形以外の場合の変位の伝達状況の把握、③新設側の施工が、ケーソンや打込み杭の場合の周辺地盤への影響、の3点を調べるために行ったものである。

今回の実験結果の概要は次のとおりである。

- ① 2層以上の互層からなる地盤の場合にも、対数ら線による解析が可能である。
- ② 互層の場合の土圧分布は、ランキン・レザール式より求めた主動土圧とよい一致をしている。
- ③ 土留壁の変形モードに関しては、矢板天端より下端の変形が卓越する場合の方が、影響範囲が広い。
- ④ 土留壁のたわみ面積と、背面地盤表面の沈下面積は概ね等しい。
- ⑤ 新設側がケーソン基礎の場合、フリクションカットの影響によりケーソン周辺に比較的大きな沈下を生じさせる。また、ケーソンの圧入によっては周辺地盤を押し上げるような変位を生じさせる。また、両者の影響範囲は異なっている。
- ⑥ 新設側が打込み杭の場合、今回の実験では、その影響範囲は杭径の3倍以下であったが、影響範囲は地盤の状態によって大きく異なる。
- ⑦ 既設構造物の変位は、その剛性によって異なる。

以上の実験結果を踏まえ、今後速やかに設計施工要領（案）のとりまとめを行う予定である。

参 考 文 献

- 1) 「近接橋台橋脚の設計施工指針(案)」；国鉄 昭和 42 年
- 2) 「首都高速道路に近接する構造物の施工指導要領書(案)」；首都高速道路公団
- 3) 「基礎の近接施工に関する調査(3)」；土木研究所資料第 1901 号
- 4) 「掘削土留め工設計指針(案)」；土木研究所資料第 1816 号
- 5) 「構造物基礎形式の選定手法調査」；土木研究所資料第 1285 号

基礎の近接施工に関する調査(4)

土研資料第1967号
昭58年3月(1983)

浅沼秀弥・神長耕二
杉崎光義・森 浩樹

キーワード：堀削

要 旨

基礎の近接工事に関する一連の研究のうち、新設側がケーソン基礎と杭基礎の場合を想定した三次元大型実験および地盤が砂と粘土の互層から成る場合の二次元小型実験について、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
をはって
下さい。

基礎研究室 御中

建設省土木研究所

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

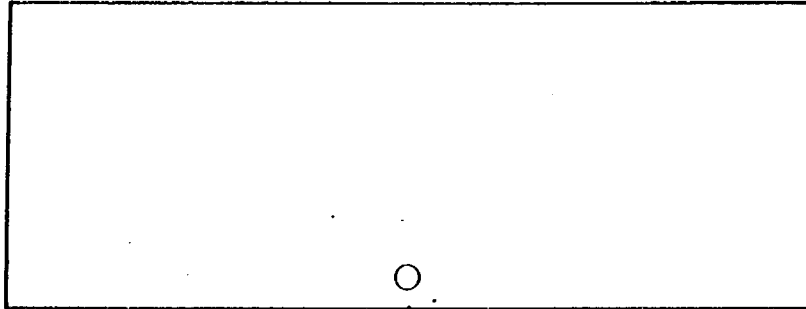
No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所

○



土木研究所資料第1967号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住 所)

氏 名

印