

I S S N 0386—5878

土研資料 第1949号

土 木 研 究 所 資 料

第1949号

傾斜地盤上の杭基礎に関する研究

昭和58年2月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

Copyright © 1983年 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ってはならない。

まえがき

近年、道路整備事業の進展にともない、山岳地の斜面に道路構造物基礎を設計施工する事例が多くなってきた。一般に斜面に設けられる基礎としては、施工上の理由から深礎杭を用いる例が多く見られる。人力により堅孔を掘削したのち、その孔内に鉄筋コンクリート杭を現場で施工する深礎杭は、設計上は斜面上に設けられる有限長の杭と考えられる。その設計に際しては、杭の挙動を何らかの方法で推定しなければならないが、深礎杭が水平力を受ける場合の挙動に及ぼす地表面の傾斜の影響が十分把握されていないため、未だその適切な方法が見出されていないのが現状である。

そこで、当研究室では、模型杭を用いた斜面上の杭の水平載荷試験を実施し、その挙動の解析を行った。

一般に、斜面上の基礎の支持地盤としては、軟岩などの岩盤が主であるが、水平抵抗に対しては、おもに地表面の土砂が支配的となることが多いのでここでは、砂の単層地盤を模型地盤に用いた。また、実験は模型実験 (Model Tests) であるので相似則による検討を行ない、実物 (Prototype) に近い挙動を再現できるようにした。

実験は、杭の長さ、地盤の傾斜角等をパラメーターとし、それらに対する杭の水平支持力機構を明らかにした。また、斜面上の杭基礎の設計に用いる横方向地盤反力係数および、受働抵抗の算定法を提案し、弾塑性法による計算結果が実験値とよい一致を示すことを見出した。

昭和58年2月

基礎研究室

室長	浅沼秀弥
主任研究員	佐藤幸男
	杉崎光義
	田口敬二
	森浩樹

目 次

ま え が き

1. 目 的	1
2. 実 験	1
2-1 相似条件	1
2-1-1 相似則	1
2-1-2 模型杭の諸元	3
2-2 実験方法	6
2-2-1 載荷装置	6
2-2-2 載荷方法	6
2-2-3 実験ケース	6
2-2-4 測定項目	6
2-3 実験地盤	10
2-3-1 実験地盤造成	10
2-3-2 地盤定数	10
2-4 杭の建込み方法	13
3. 実験結果と考察	14
3-1 水平荷重と杭頭変位の関係	14
3-2 曲げモーメント、たわみ、地盤反力、横方向地盤反力係数分布図	26
3-3 逆算による横方向地盤反力係数	39
3-4 水平支持力	46
3-5 地盤のひびわれ範囲	47
4. 実験結果と解析	59
4-1 基本式	59
4-2 横方向地盤反力係数の決め方	62
4-3 受働抵抗	69
4-4 計算結果	73
5. ま と め	77
6. 参考文献	78

1. 目 的

斜面上の深礎杭の設計においては、斜面方向の水平抵抗力が、水平地盤の場合よりかなり低下することが予想されるために、設計に用いる地盤反力の推定法が問題となる。現在では、まだ確立された方法がなく、水平地盤と仮定して算出した地盤定数の値を低減させて用いるのが一般的である。

設計に用いる定数の中には、横方向地盤反力係数 k_h 、鉛直地盤反力係数 k_v 、回転ばね定数 K_R 、せん断ばね定数 K_s 、受働抵抗力 q 、がある。ここでは、杭の水平抵抗に大きな影響をもつ、横方向地盤反力係数(以下 k 値と呼ぶ)と受働抵抗力 q に着目して実験を行なうことにする。特に k 値については、地盤の種類や強度のほかに、杭巾、杭の水平変位量等にも依存するものと考えられるが、今回は傾斜による k 値の変化に着目するものである。

具体的には、以下の項目に着目して実験を行なった。

- (1) 杭頭に作用する水平荷重と杭頭変位量の関係
- (2) 杭頭に作用する水平荷重と杭体の曲げひずみの関係
- (3) 杭頭に作用する水平荷重と杭体前面に生ずる地盤の塑性化領域の発達状況
- (4) 斜面の傾斜角とひびわれ範囲の関係
- (5) 斜面の傾斜角と地中に発生したすべり線の関係

項目(1), (2)を基に、いわゆる Y.L.Chang の式を用いる方法および数値微積分法による方法の2方法により k 値を逆算し、各斜面傾斜角ごとに k 値の深度方向の分布を明らかにした。また、項目(3), (4), (5)により、杭前面に発達する地盤の塑性化領域の範囲を明らかにし、一般に短い杭の横抵抗力の算定に用いられている二次元状態での土圧理論の適用性をモールの応力円より得られるすべり線との比較で検討する。

2. 実 験

実験は、砂地盤上に模型杭を鉛直に建込み、その杭の水平載荷試験を実施した。

2-1 相似条件

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、(1)支配方程式(微分方程式)による方法、(2)パラメーターによる方法がある。支配方程式による方法では、式の各項が同次元であるから、項と項との比をとれば無次元数として π ナンバーが求まる。

またパラメーターによる方法では、現象に関与するパラメーターを列記し、次元解析(Buckingham の π 定理)によって無次元グループにまとめ、 π ナンバーを求める。

2-1-1 相似則

(1) 支配方程式による相似条件

杭を深さ方向に一定で線形弾性の Winkler パネによって支えられた“はり”と仮定すると、次の微分方程

式が成立する。

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{1}{EI} k D y = 0 \dots\dots\dots (2-1)$$

ここで

k : 地盤反力係数で, 単位変位量(cm)を生じさせるに必要な荷重強度(kg/cm²)をいう。

D : 杭径 (cm)

y : 水平変位量 (cm)

EI : 杭の曲げ剛性 (kg・cm²)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}} \quad (\text{cm}^{-1})$$

β : 杭の特性値

今, 式 (2-1) に対して次元解析を行なうと,

$$\left[\frac{y}{x^4} \right] = [-4\beta^4 y] \text{ が得られ, 両辺を } y/x^4 \text{ で割ると,}$$

無次元積 $\pi = 4\beta^4 x^4$ が得られる。

実験においては, 模型 (Model) と実物 (Prototype) に対する π の値が等しくなるように模型杭の諸元を決める必要がある。すなわち,

$$4\beta_p^4 x_p^4 = 4\beta_m^4 x_m^4$$

ここで p : Prototype を表わす添字

m : Model を表わす添字

したがって, 杭の深さ方向の長さ x の代表値として杭長 l_p , l_m をとるものとすれば,

$$\beta_p l_p = \beta_m l_m \text{ が相似条件となる。}$$

(2) Buckingham の π 定理による相似条件

斜面上の杭基礎において相似則を検討するに必要となる要因としては, 以下のものが考えられる。

P : 杭頭の水平力 (kg) $[F]$

$E_2 I$: 杭の曲げ剛性 (kg・cm²) $[F \cdot L^2]$

E_1 : 地盤の変形係数 (kg/cm²) $[F \cdot L^{-2}]$

K : 土圧係数

k : 地盤反力係数 (kg/cm³) $[F \cdot L^{-3}]$

L : 杭の長さ (cm) $[L]$

D : 杭径 (cm) $[L]$

α : 斜面の傾斜角

γ : 地盤の単位重量 (kg/cm^3) ($F \cdot L^{-3}$)

ϕ : 地盤の内部摩擦角

q_u : 地盤の一軸圧縮強度 (kg/cm^2) ($F \cdot L^{-2}$)

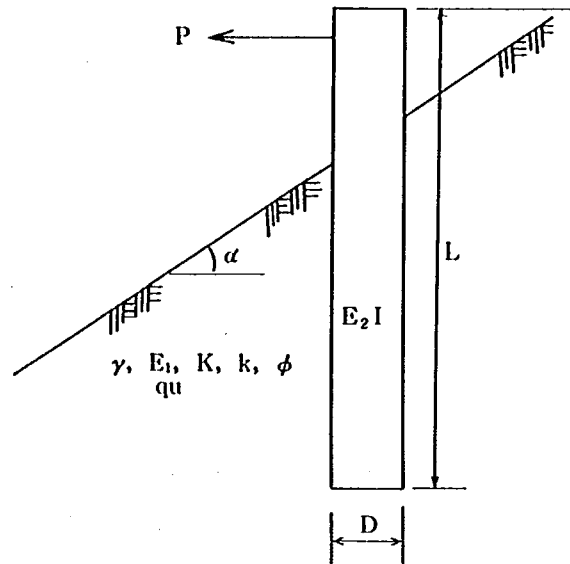


図 2-1

これらの要因の次元マトリックスは、次の通りである。

	P	$E_2 I$	E_1	K	k	L	D	ϕ	γ	α	q_u
F	1	1	1	0	1	0	0	0	1	0	1
L	0	2	-2	0	-3	1	1	0	-3	0	-2

このマトリックスのランクは、2であるので無次元量の数は9である。

$$\begin{aligned}
 \pi_1 &= L/D & \pi_6 &= E_2 I / \gamma L^5 \\
 \pi_2 &= \phi & \pi_7 &= E_1 / \gamma L \\
 \pi_3 &= K & \pi_8 &= k / \gamma \\
 \pi_4 &= \alpha & \pi_9 &= q_u / \gamma L \\
 \pi_5 &= P / \gamma L^3
 \end{aligned}$$

ここで Model の杭の長さを Prototype の $1/\lambda$ 、地盤の単位重量を Model と Prototype で同一とすれば、(1), (2)の方法に基づく各要因の相似比は表 2-1 の様になる。実物の深礎杭の杭巾および杭長は、一般に杭巾 2 m 程度、杭長 10m 程度のもが多い。そこで、実験土槽のサイズから実物の $1/10$ ($1/\lambda$) の模型を考えると、模型杭、模型地盤の物理量は、表 2-2 に示す目標値を満足すれば良いことになる。

2-1-2 模型杭の諸元

表 2-2 より、模型杭の杭径 D は 20cm、杭長 L は 100cm、曲げ剛性 EI は、 $2.12 \times 10^8 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ と決定すればよいが、このほかに、杭の弾性係数 E と杭の肉厚も決定しなければならない。

そこで、曲げ剛性 EI の目標値より杭の材質 (弾性係数) を仮定し、断面二次モーメント I を逆算して杭の

表2-1 各要因の相以比

π ナンバー	要因	相似比
$\pi_1 = L/D$	D	$1/\lambda$
$\pi_2 = \phi$	ϕ	1
$\pi_3 = K$	K	1
$\pi_4 = \alpha$	X	1
$\pi_5 = P/\gamma L^3$	P	$1/\lambda^3$
$\pi_6 = E_2 I/\gamma L^5$	$E_2 L$	$1/\lambda^5$
$\pi_7 = E_1/\gamma L$	E_1	$1/\lambda$
$\pi_8 = k/\gamma$	k	1
$\pi_9 = q_c/\gamma L$	q_c	$1/\lambda$
$\pi_{10} = \beta L$	βL	1

表2-2 模型杭, 模型地盤の物理量

物理量	原 型	模型の 目標値
杭径 D (cm)	200	20
杭長 L (cm)	1000	100
曲げ剛性 EI ($\text{kg} \cdot \text{cm}^2$)	2.12×10^{13}	2.12×10^8
βL	1.3	1.3
傾斜角 θ (°)	30°	30°
単位重量 γ (g/cm^3)	1.8	1.8
内部摩擦角 ϕ (°)	35°~40°	35°~40°
変形係数 E_{30} (kg/cm^2)	90~200	9~20
地盤反力係数 k (kg/cm^2)	0.34~0.75	0.34~0.75

肉厚を決定することにする。表2-3, 2-4に主要な金属や合成樹脂の物理定数を示したが, この中で種々の寸法のパイプに成形加工されかつ一般に市販されている物としては, アルミニウム, 鉄, 硬質塩化ビニール管が挙げられる。

この3種類の材料について相似条件に基づき必要な肉厚を計算すると, 表2-5の通りとなる。アルミニウムと鉄については, 非常に薄く, 一般にはこのように薄く加工された製品がない。また, 直径に対して肉厚があまり薄いので試験中の断面変形が著しいことが予想されるので, 模型杭としては不適當であると考えられる。

一方, 硬質塩化ビニール管については, 表2-5に示した肉厚に近いものが製品としてあり, ほぼ相似条件を満足するので今回の実験にはこれを用いることにする。実験に用いた硬質塩化ビニール管は, 一般管(Vp JIS K-6741) 外径216mm×肉厚10.3mmのもので, 図2-2のような模型杭に加工した。

表2-3 主要金属のヤング係数と剛性率

種 類	成 分	状 態	ヤング係数 (kg/mm^2)	剛性率 (kg/mm^2)	種 類	成 分	状 態	ヤング係数 (kg/mm^2)	剛性率 (kg/mm^2)
アルミニウム	99%	硬 引	7 200	2 700	ロ ジ ウ ム	純 粋	鋳 物	30 000	—
アンチモン	—	—	7 600	2 000	銀	99.98%	硬 引	8 100	2 900
鉛	99.95%	鋳 物	1 700	700	マグネシウム	—	—	4 500	1 700
カドミウム	99.97%	鋳 物	5 100	2 250	テ ル ル	—	—	4 200	1 600
鉄	炭素を含む	伸張したもの	21 500	8 300	蒼 鉛	99.97%	鋳 物	3 300	1 200
イリジウム	純 粋	鋳 物	53 000	—	タングステン	—	—	37 000	1 600
銅	〃	硬 引	12 500	4 700	亜 鉛	99.97%	鋳 物	10 000	3 200
金	〃	〃	8 100	2 800	鉛	〃	〃	5 500	2 800
ニッケル	97%	〃	20 500	7 500	ネズミ 鋳鉄	—	—	7 500~13 000	—
パラジウム	純 粋	鋳 物	11 500	5 200	真 鍮	—	—	8 000~10 000	2 700~3 700
白金	〃	〃	17 000	6 200	鋼	—	—	20 000~22 000	7 700~8 500

表 2-4 主要な合成樹脂の物理的性質

合 成 樹 脂		比 重	強 度 (kg/cm ²)			ヤング係数 (10 ⁴ kg/cm ²)	伸 び (%)	比 熱 (cal/°C/g)	熱膨張 係 数 (10 ⁻⁵ /°C)	熱変形 温 度 (°C)	耐熱温度 (°C)
			引 張	曲 げ	圧 縮						
熱可塑性樹脂	ポリエチレン(高密度)	0.94~0.97	200~400	70	225	0.2~0.4	20~100	0.55	11~18	60~83	80~124
	ポリプロピレン	0.90~0.91	300~400	420~560	400~700	3.1~3.4	200~700	0.46	6.0~8.5	100~116	110~160
	ポリスチレン	1.04~1.10	350~840	600~1000	800~1100	2.8~4.2	1.0~2.5	0.23~0.27	6~8	~96	60~80
	アセタール	1.41~1.42	600~700	850~1000	1200~1300	2.3	15~75	0.35	8	124	91
	アクリル	1.17~1.20	500~800	850~1100	800~1350	2.5~3.5	2~7	0.35	5~9	70~100	66~110
	ポリカーボネート	1.2	560~670	800~950	800~900	2.2	100~130	0.30	7	130~140	122~133
	ポリアミド(ナイロン66)	1.13~1.15	500~800	600~1000	500~900	1.8~2.8	1.8~2.8	0.38	8~13	150~180	130~150
	塩化ビニル(硬質)	1.34~1.45	350~630	700~1100	560~910	2.5~4.2	2.5~4.2	0.22~0.25	5~18	55~75	66~105
	フッ素(PTFE)	2.14~2.20	140~350	—	120	0.4	200~400	0.25	10	72~122	205~288

表 2-5

材料	物性	ヤング係数 (kg/cm ²)	断面二次モーメント (cm ⁴)	杭径 (cm)	肉 厚 (cm)
アルミニウム		720 000	294.4	20	0.1
鉄		2 150 000	98.6	20	0.03
塩化ビニール		25 000~42 000	8 480~5 047	20	4.7~2.3

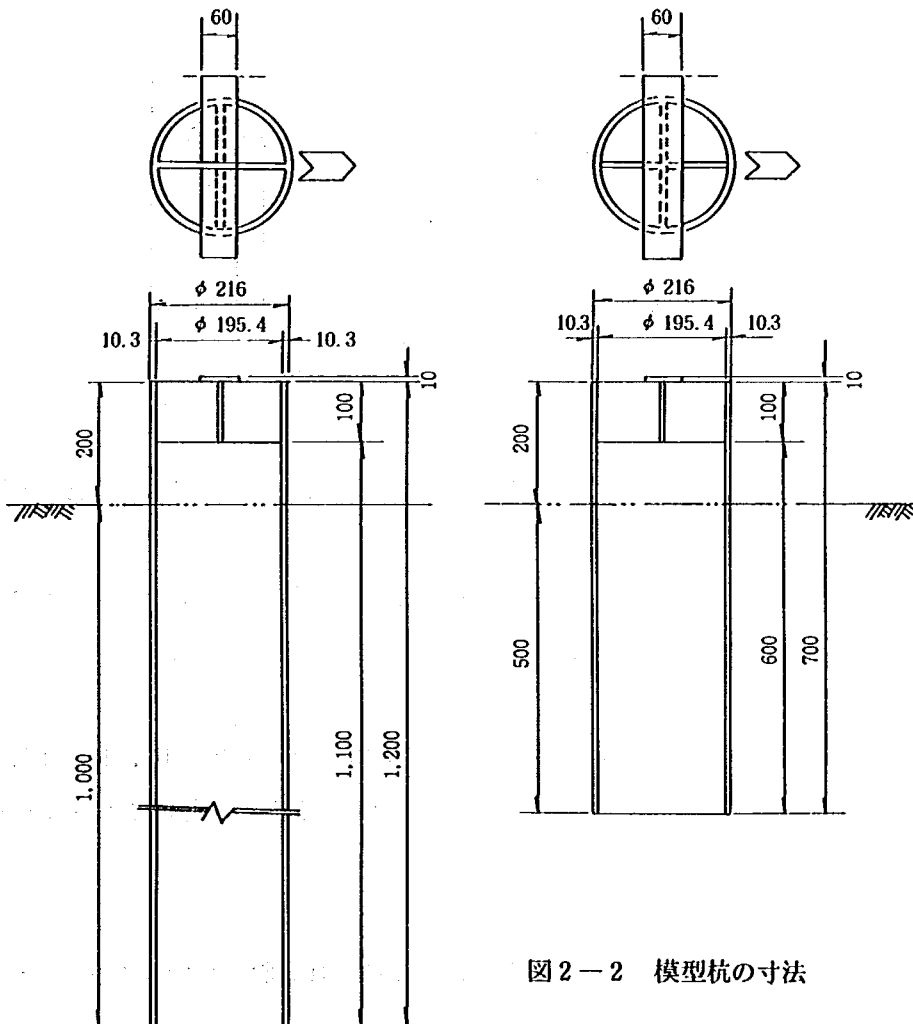


図 2-2 模型杭の寸法

2-2 実験方法

2-2-1 载荷装置

実験は、図2-3に示す実験土槽(3.5m×3.5m×深さ3m)内に砂地盤を造成し、模型杭(硬質塩化ビニール管)を鉛直に建込み、土槽の側壁(厚さ50cm)を反力としてワイヤーロープを用いて、10tonのセンターホールジャッキにより杭に水平力を加えた。センターホールジャッキは、土槽の水位を調整する水槽内に設置した。

また水平荷重の検出は、ひずみゲージタイプのロードセルにより行なった。(写真-1参照)

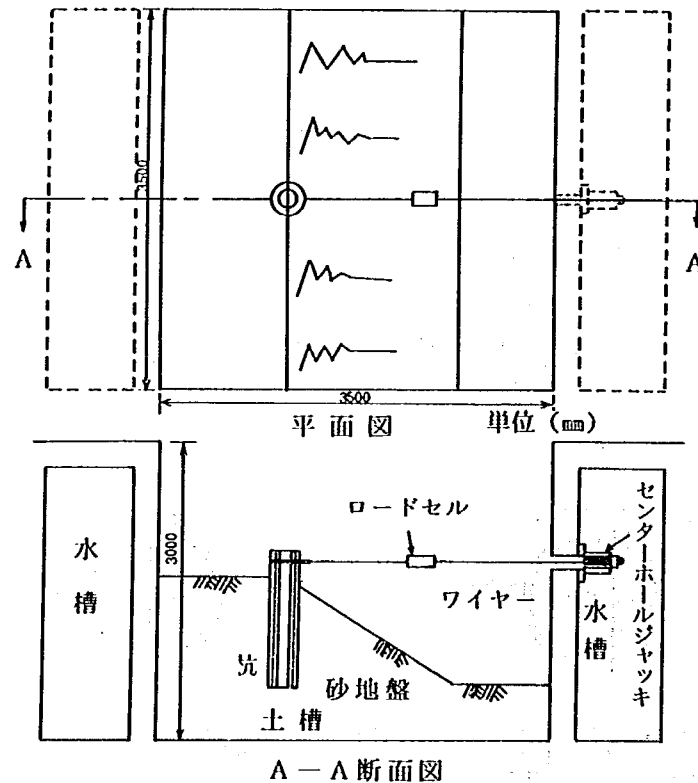


図2-3

2-2-2 载荷方法

杭の载荷方法は、引張用ロードセルにより荷重を検出しつつ油圧ジャッキにより所定の荷重を与える荷重制御方式とした。

また各荷重段階における荷重保持時間は5分間とする急速载荷とした。なお、変位、ひずみ等の計測は、各荷重段階において载荷後0分、1分、3分、5分を経過した時点で行なった。

2-2-3 実験ケース

実験の種類としては、杭長を50cmと100cmの2ケース、地盤の傾斜を0°、10°、20°、30°、40°の5ケース、また補足実験として、杭長50cm、傾斜角50°についても地盤内変位を観測し、合計11ケースの実験を行なった。

2-2-4 測定項目

(1) 杭頭変位、杭頭回転角

くい頭の変位および回転角は、図2-4に示すように、それぞれ2個ずつのひずみゲージ式変位計(ストローク50mm)を用いて測定した。

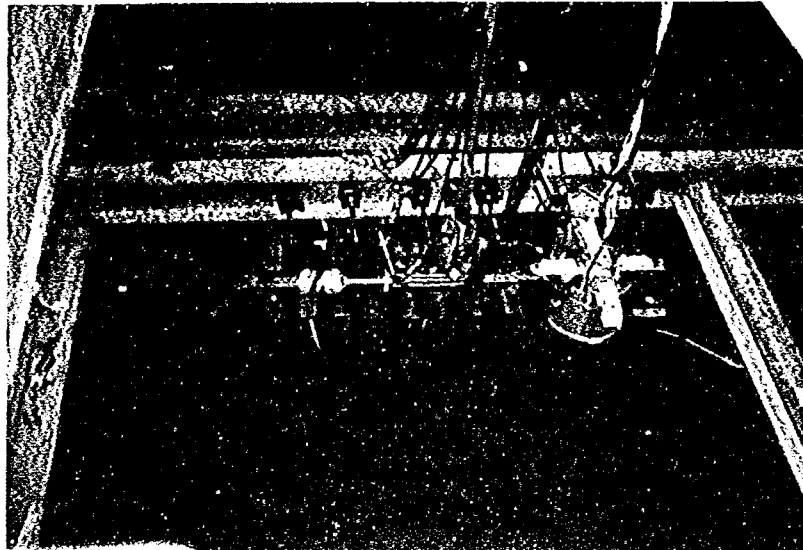


写真1 載荷装置

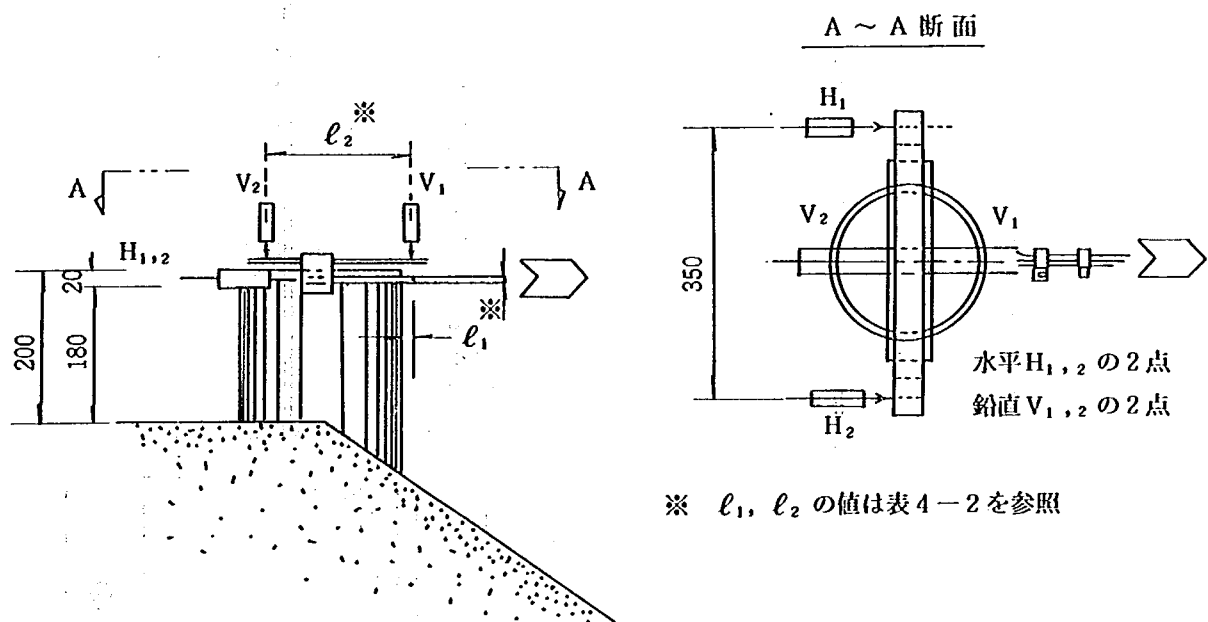


図 2-4 変位計, 取り付け位置

(2) 杭体のひずみ

杭の曲げひずみは図 2-5 に示すように、杭体に取り付けたひずみゲージにより測定した。

(3) 地盤変位

杭の変形の増大にともなう斜面の隆起は、図 2-6 に示すように、斜面に対して直角に変位計を取り付けた変位計によりその隆起量を測定した。水平力の加力方向には、変位計を 10cm 間隔に 8 台、また杭中心から

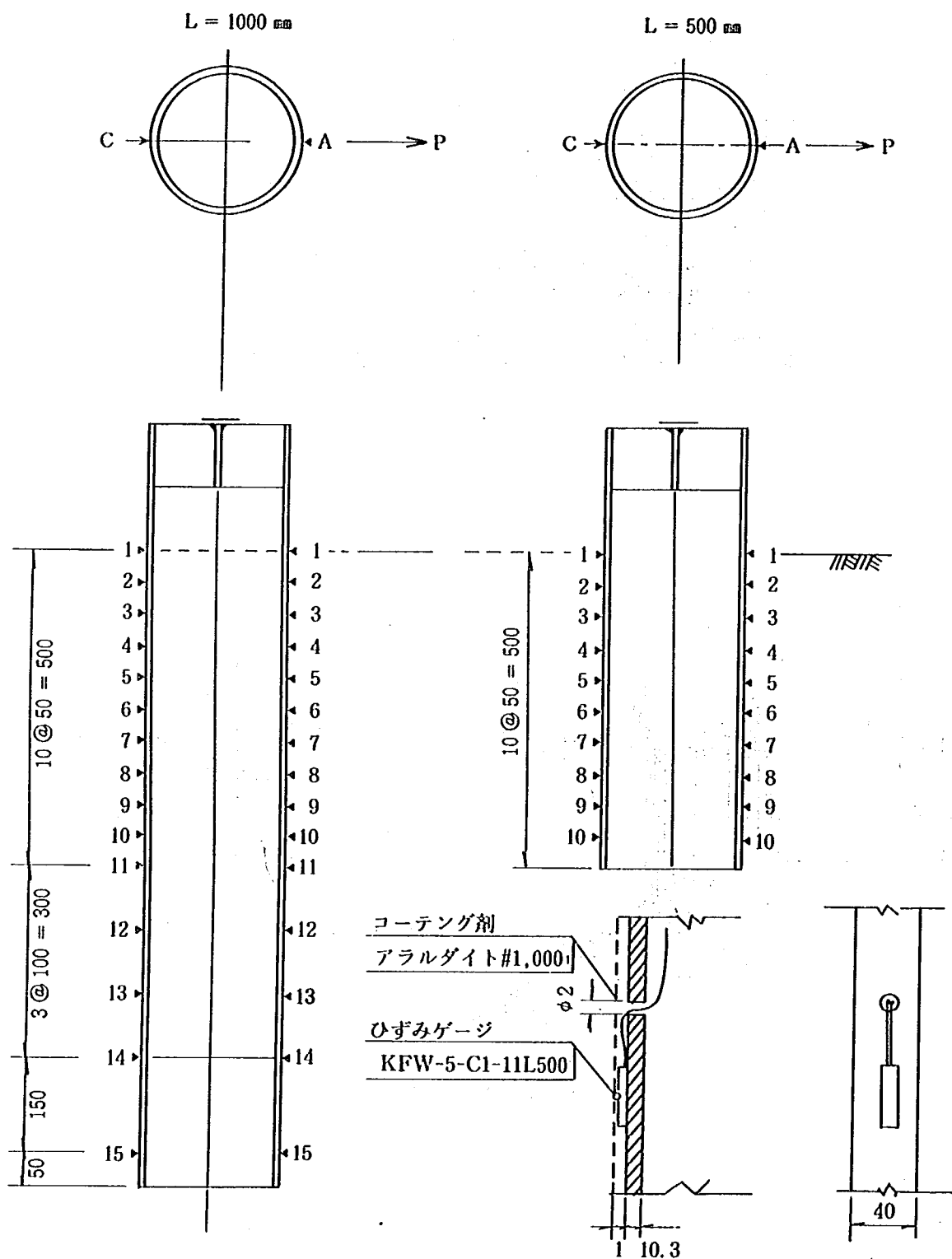


図2-5 ゲージ取り付け位置

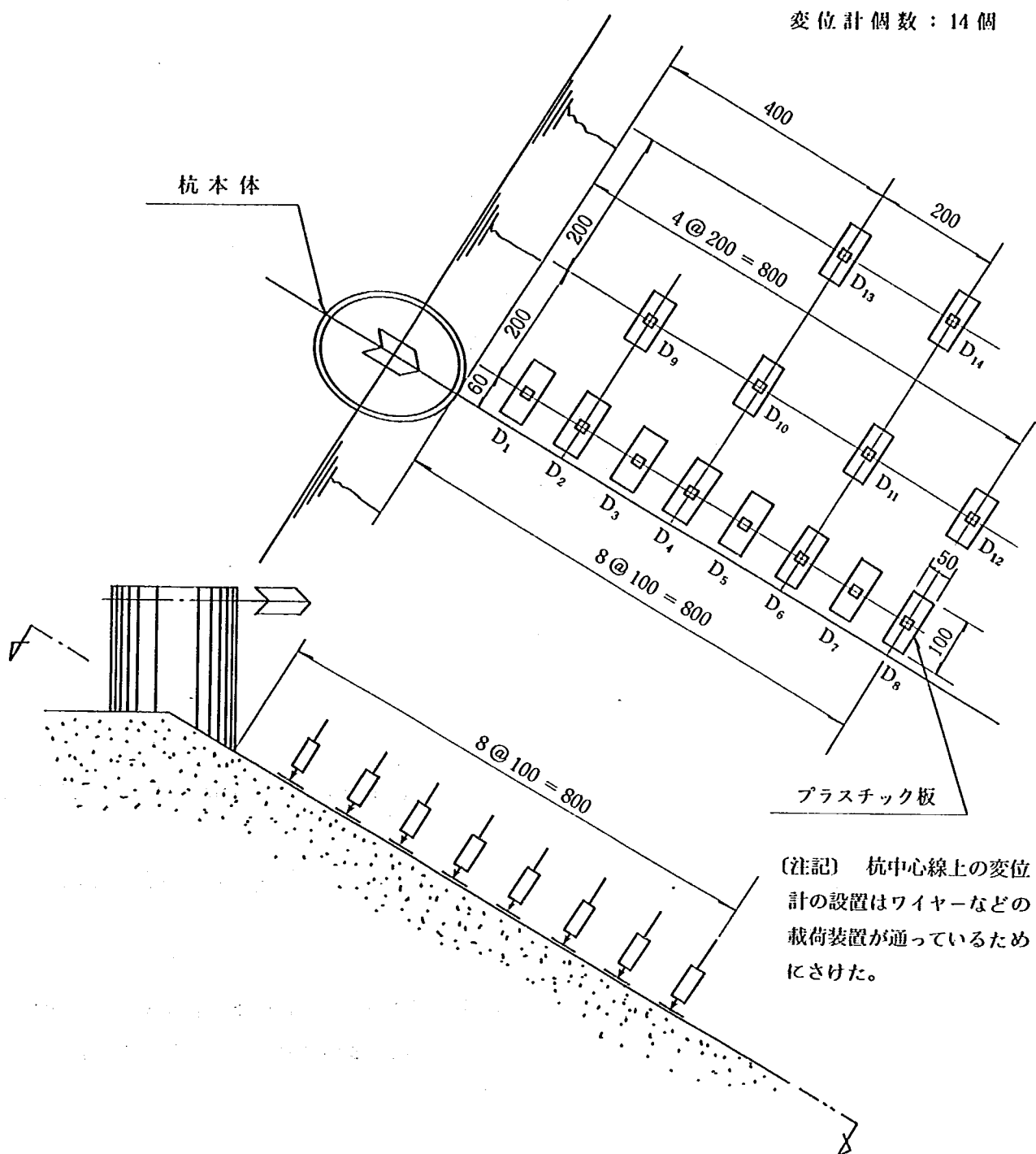


図 2-6 地盤面上変位計取り付け位置図

20cm 離れで20cm 間隔に 4 台、40cm 離れで20cm 間隔に 2 台、計16台により行なった。

(4) 地中変位

地中の地盤変位は、図 2-7 に示すように、地盤に電気ドリルで $\phi 20\text{mm}$ の孔を開け、標準砂により白砂柱を作成しておき、実験終了後これを掘削してそのせん断状況を観察した。

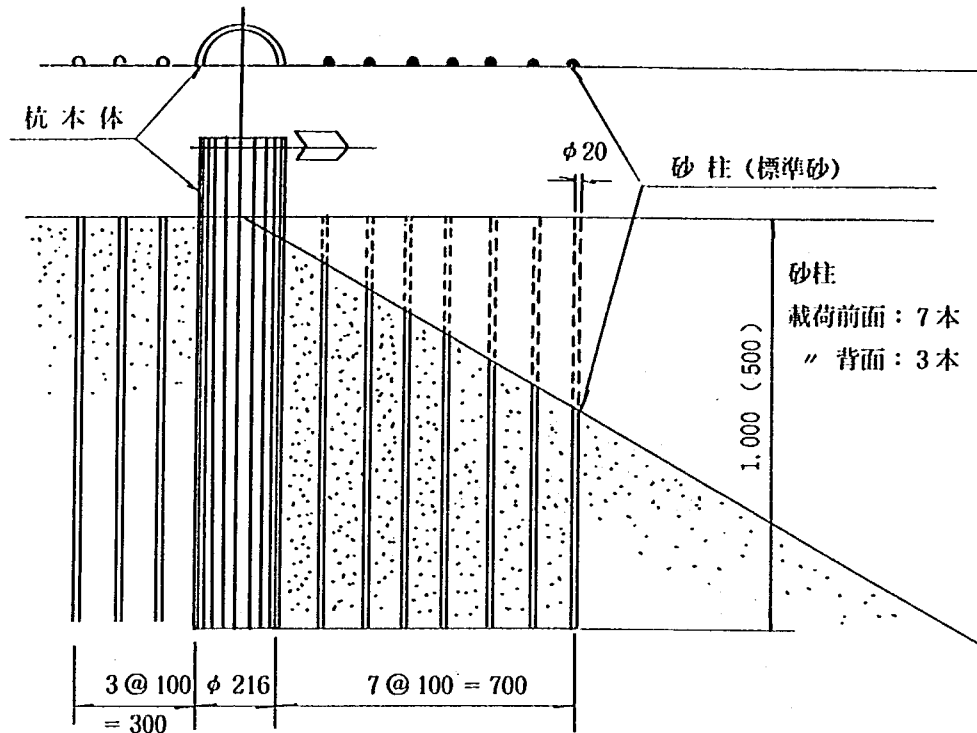


図 2-7 砂柱位置

2-3 実験地盤

2-3-1 実験地盤造成

まず、基礎特殊実験棟内にある小型土槽 (3.5m×3.5m×深さ 3 m) 内に容量1.6m³のバケツで鬼怒川産の川砂を投入し、水を注入して飽和させた。

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。(図 2-8 (a)(b)参照)

2-3-2 地盤定数

今回用いた模型地盤材料の物理定数を表 2-6 に示す。また図 2-9 にその粒径加積曲線を示す。図 2-10 は、各実験ケースにおける模型地盤に対して実施した平板 (30cm) 載荷試験の荷重変位曲線である。

この図より、変形係数 E (kg/cm²) を式 (2-2) で計算すると

$$E = (1 - \nu^2) P / 2Sr \quad \text{..... (2-2)}$$

E : 変形係数 (kg/cm²)

r : 平板の半径 (cm)

ν : ポアソン比 (0.3)

P : 鉛直荷重 (kg)

S : 沈下量 (cm)

表 2-7 のようになる。

また鉛直方向地盤反力係数 K (kg/cm³) を式 (2-3) で計算すると

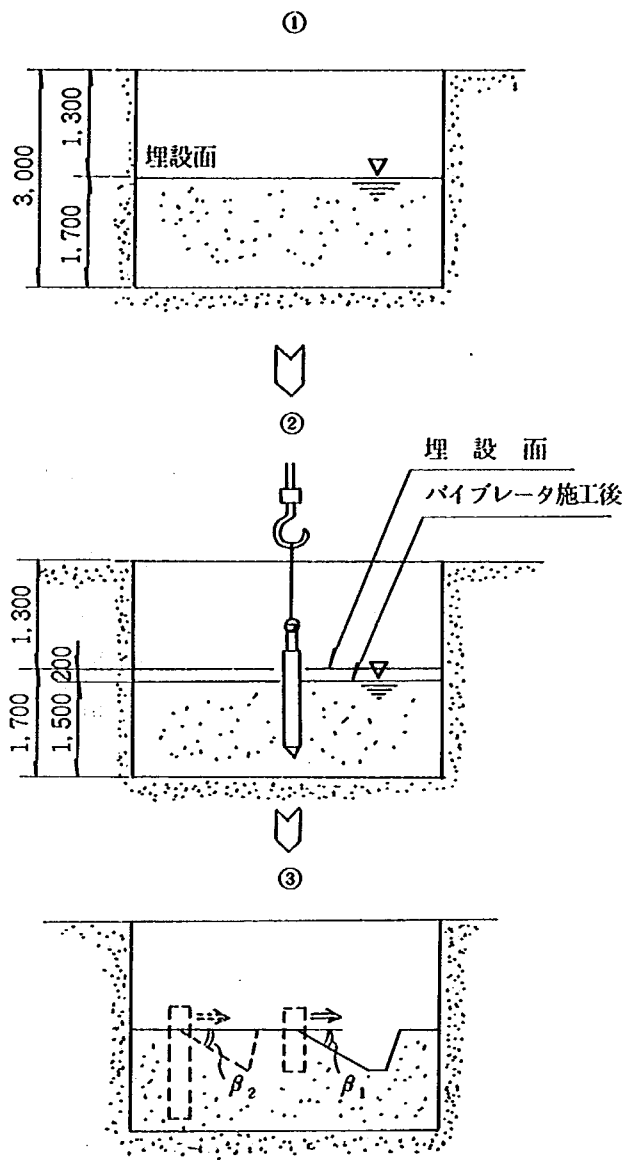


図 2-8(a) 地盤の造成手順

① 深さ 1.70m までバケットにより砂を搬入し、水を飽和させる。

② 所定の位置にパイプレータを挿入し、7 分間振動を与え締め固める。

③ 表面の成型は同面を荒さないため、杭を建込んだ後所定の傾斜角にした。

なお実験は杭を建込んだ 24 時間後に実施した。

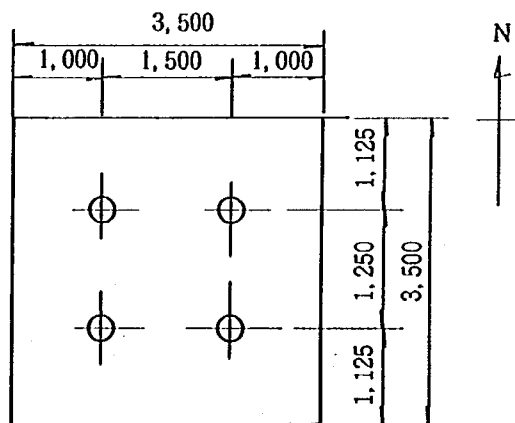


図 2-8(b) パイプレータ挿入位置図

$$K = \frac{p_0}{\delta} \dots\dots\dots (2-3)$$

$$p_0 = \frac{P}{A}$$

K : 鉛直地盤反力係数 (kg/cm³)

p : 地盤反力度 (kg/cm²)

P : 載荷板 1 cm 沈下における鉛直荷重 (kg)

A : 載荷板面積 (cm²)

表 2-6 地盤定数

測定項目	土質定数	
単位体積重量 γ_t (g/cm ³)	㊦ 1.682g/cm ³	1.699g/cm ³
	㊧ 1.716g/cm ³	
含 水 比 ω (%)	㊦ 6.154%	6.225%
	㊧ 6.295%	
内部摩擦角 (ϕ)	40°	
粘 着 力 C (kgf/cm ²)	0.35 kg f/cm ²	
比 重 G_s	2.724	
最大密度 γ_{dmax} (gf/cm ³)	1.694	
最小密度 γ_{dmin} (gf/cm ³)	1.373	
均等係数 U_c	2.558	
曲率係数 U'_c	1.311	

表 2-7 平板載荷試験結果

項目 試験 層名	変形係数 (kg/cm ²)	鉛直方向地盤反力係数 (kg/cm ³)
1	182	8.49
2	243	11.32
3	227	10.61
4	273	12.73

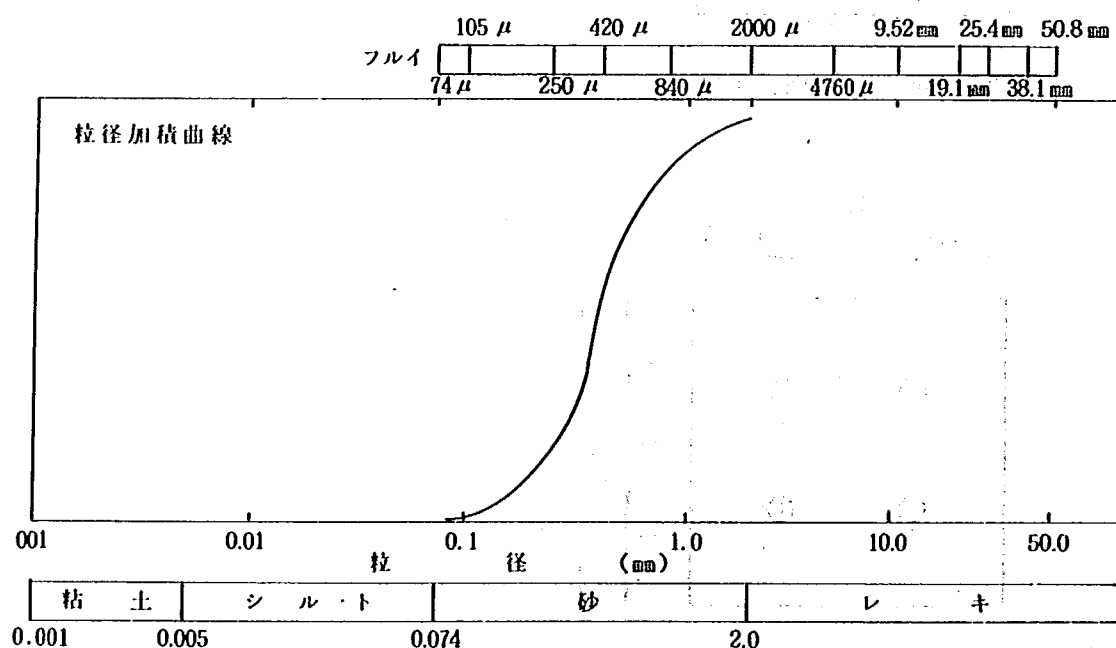


図 2-9 粒径加積曲線

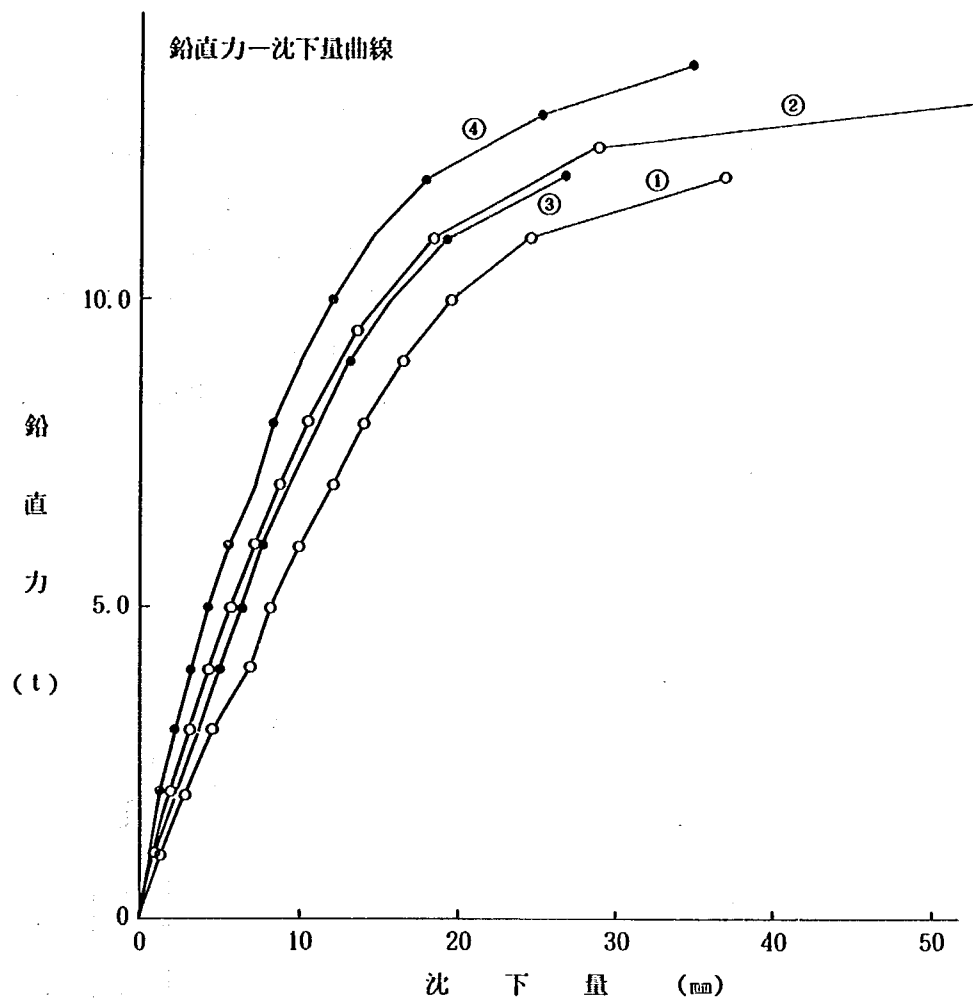


図 2—10 平板載荷試験結果

2—4 杭の建込み方法

杭の建込み方法は、供試体（硬質塩化ビニール管）と同径の鋼管でプレボーリングした後の供試体を所定の深さまで挿入した。これらの方法の手順を図 2—11に示す。

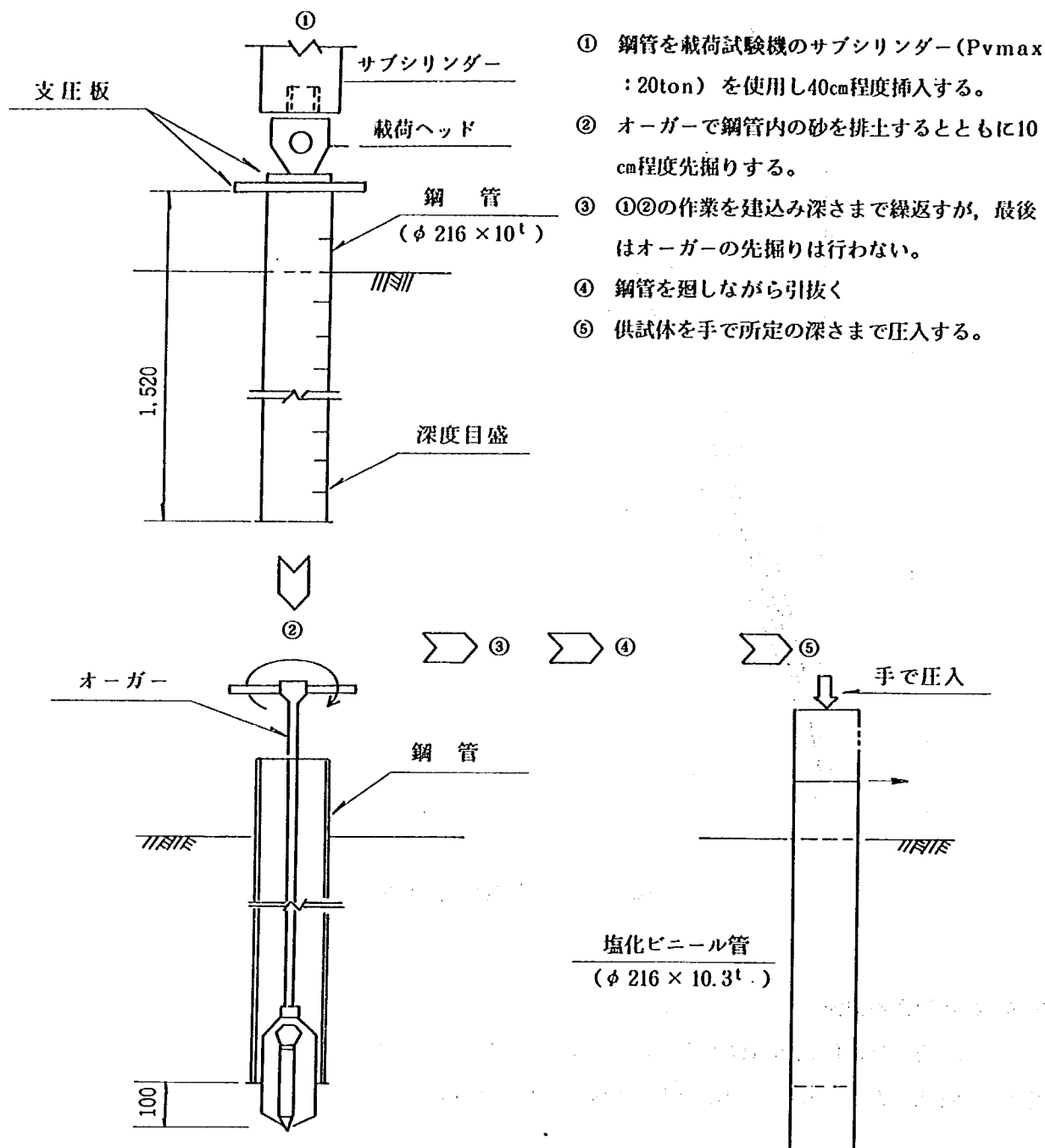


図2-11 杭建込み方法および手順

3. 実験結果と考察

3-1 水平荷重と杭頭変位の関係

図3-1～図3-10は、各ケースにおける水平载荷試験による荷重変位曲線を示したもので、図3-1～図3-5は、杭長50cm、図3-6～図3-10は、杭長100cmの場合の結果である。ここで、引張点における杭頭水平変位量は、2個の変位計の測定値の平均値である。

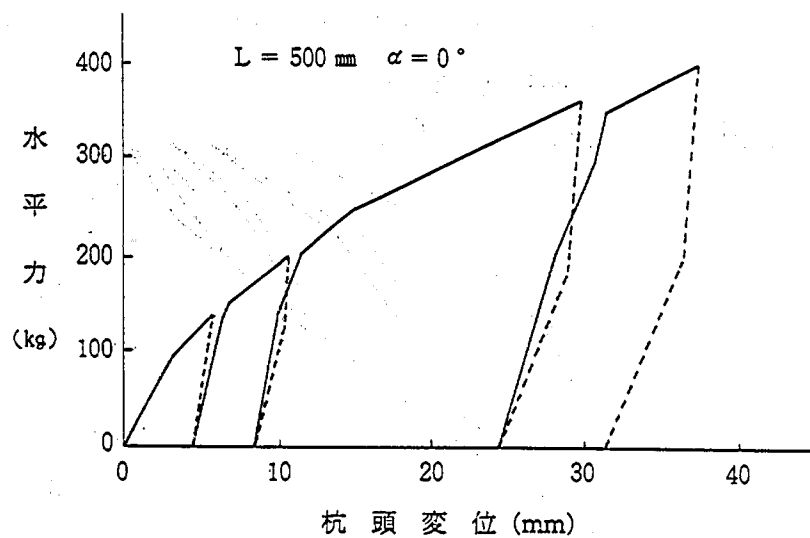


圖 3-1 杭頭變位—水平力曲線

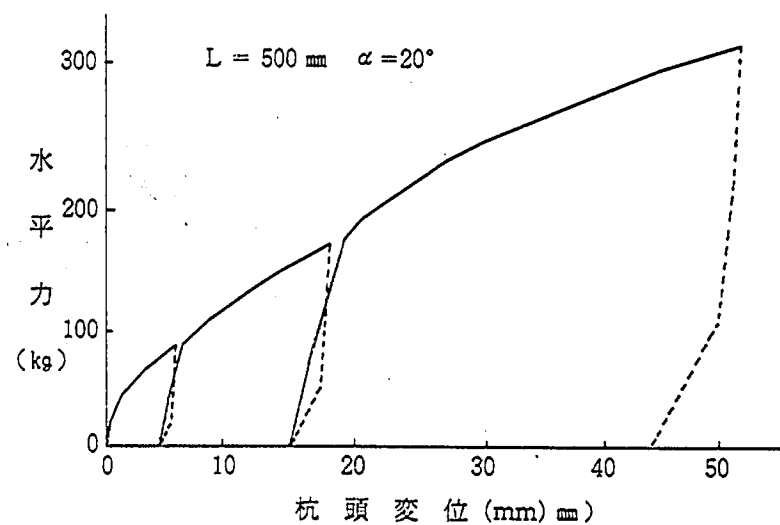


圖 3-3 杭頭變位—水平力曲線

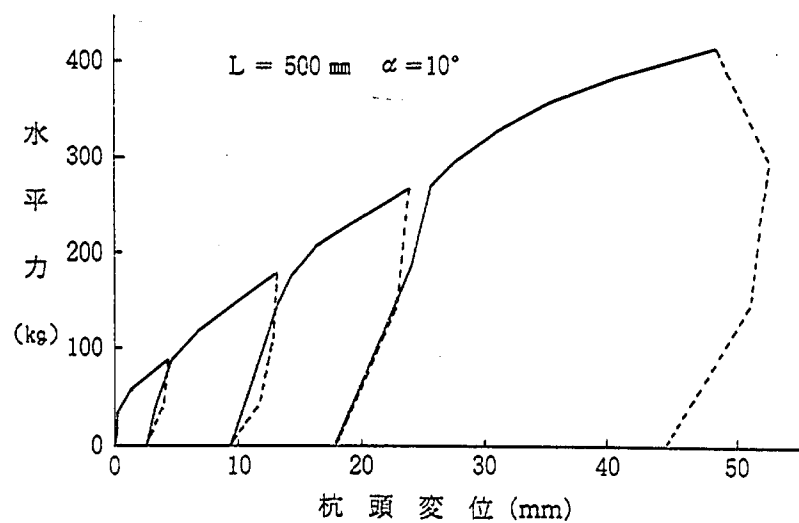


圖 3-2 杭頭變位—水平力曲線

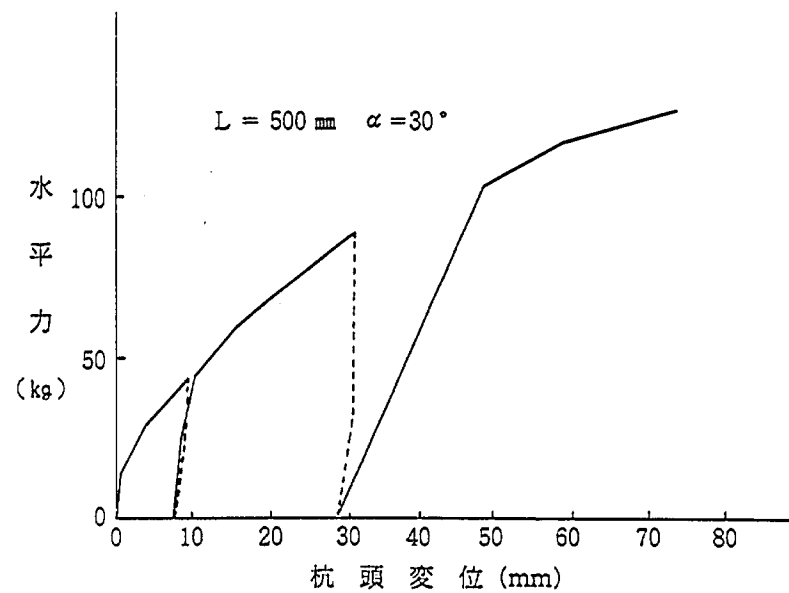


圖 3-4 杭頭變位—水平力曲線

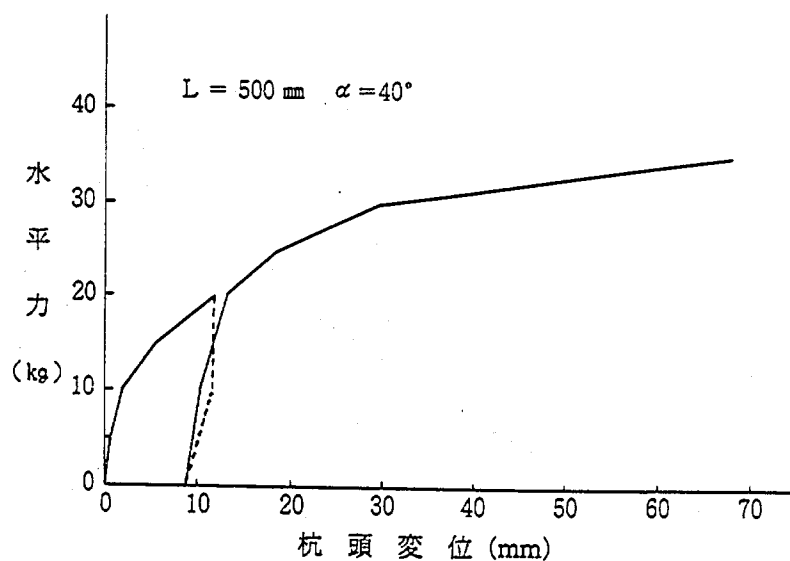


圖 3-5 杭頭變位—水平力曲線

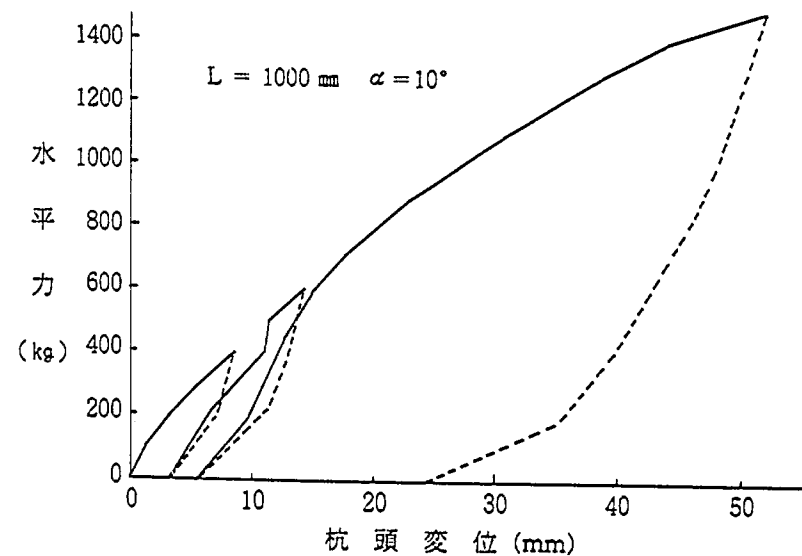


圖 3-7 杭頭變位—水平力曲線

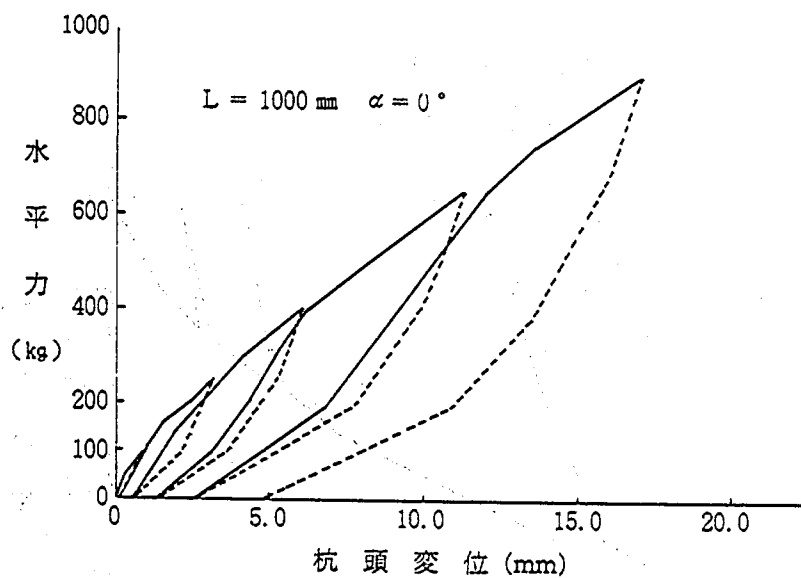


圖 3-6 杭頭變位—水平力曲線

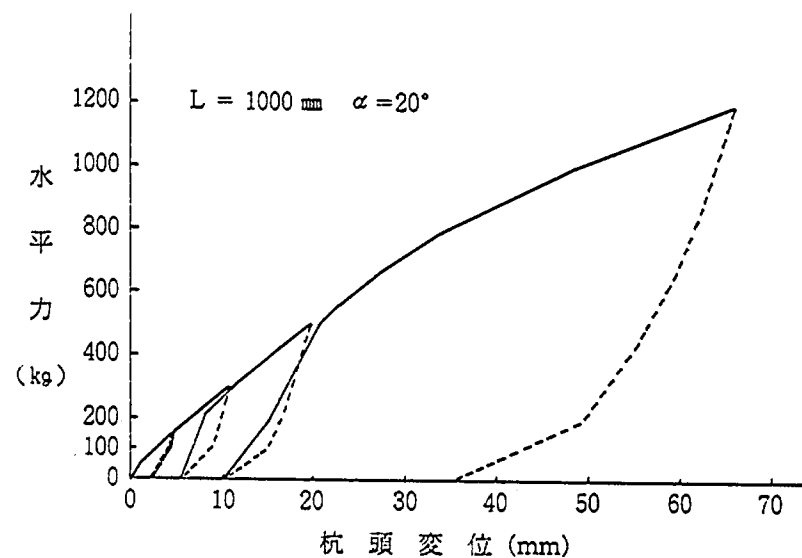


圖 3-8 杭頭變位—水平力曲線

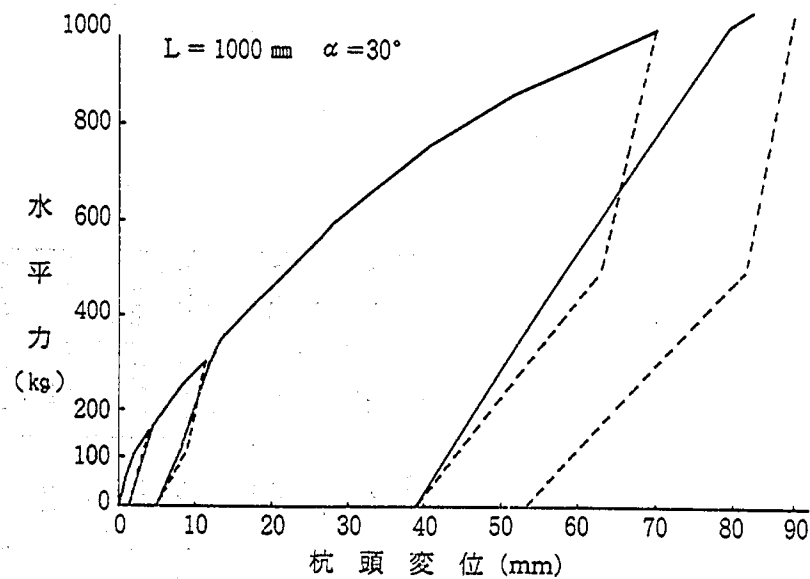


图 3-9 杭頭變位—水平力曲線

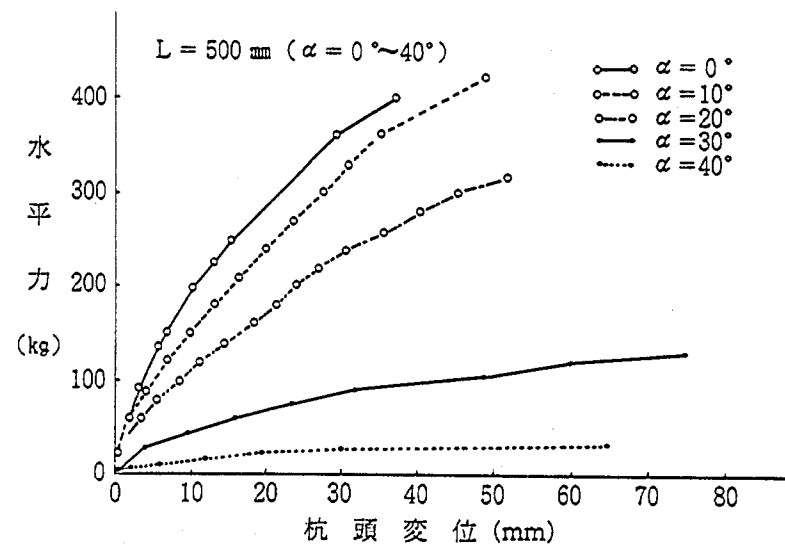


图 3-11 杭頭變位—水平力曲線

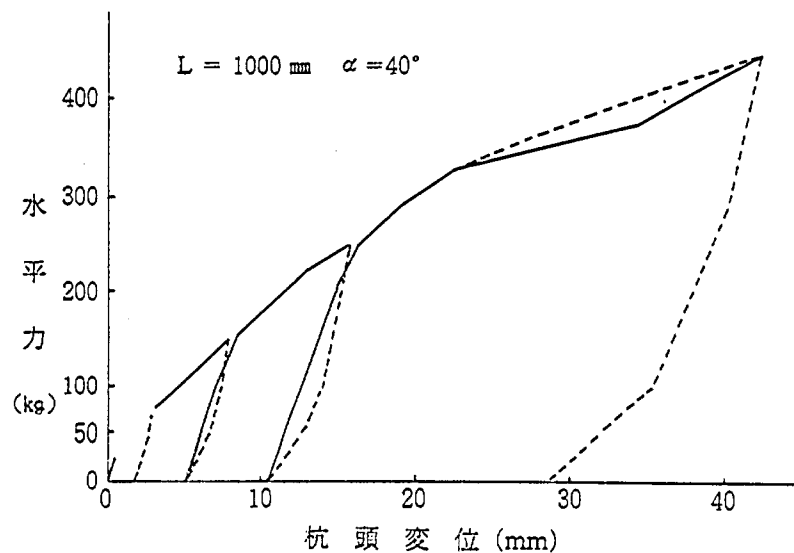


图 3-10 杭頭變位—水平力曲線

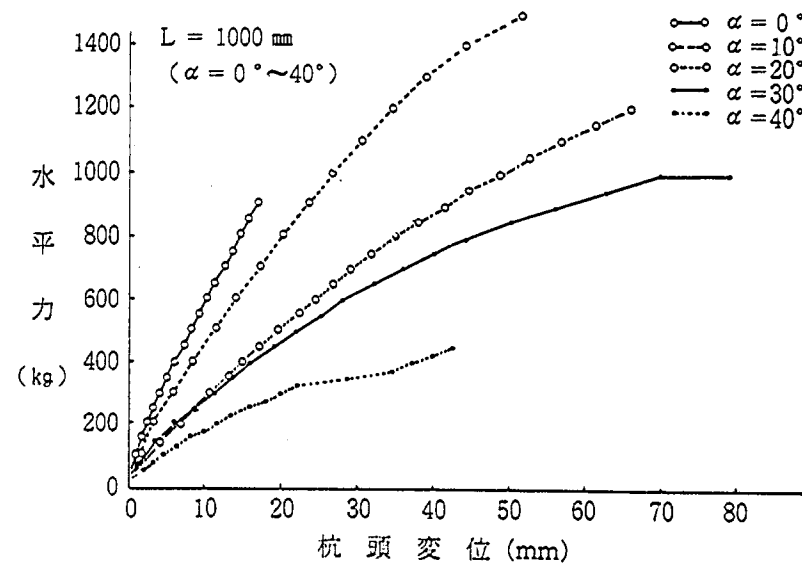


图 3-12 杭頭變位—水平力曲線

これらの図から、荷重変位曲線は、いずれも直線とはならないことが明らかである。これは横方向力を受ける杭の周囲では、土の挙動が線形弾性的ではないことを示しており、この傾向は傾斜角が急なほど著しい。

また、図3-1～図3-10においては、処女載荷曲線の勾配、くり返し載荷曲線の勾配、残留変位等が斜面の傾斜角や杭長によって異なることがわかる。

そこで、これらの値を図3-13に示す位置で取り出して見たものが、表3-1、表3-2である。さらに、これらの値を傾斜角に対してプロットしたものが、図3-14～図3-17である。

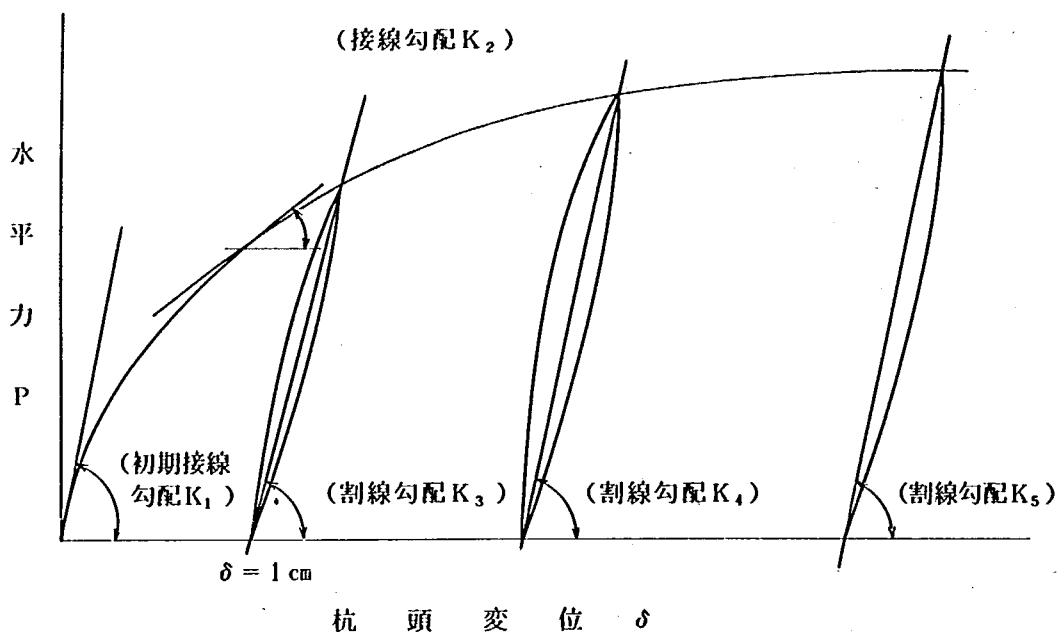


図3-13

表3-1

No	l (cm)	α	K_1	$K_2(1.0)$	K_3	K_4	K_5	K_6
1	500	0°	300	133	1062.5	823.5	666.7	645.2
2	1000	0°	1538.5	500	1000	833	740.7	740.7
3	1000	40°	555.6	147.1	625	535.7	480.8	316.9
4	500	40°	170	8.3	66.7			
5	1000	20°	600	250	769.2	545.5	520.8	379.7
6	500	10°	1200	100	588.2	500	444.4	1000
7	1000	10°	933	333.3	733.3	705.9	520	
8	500	20°	725	71.4	700	500	400	
9	1000	30°	750	200	666.7	450	333.3	303.0
10	500	30°	280	25	240	375		

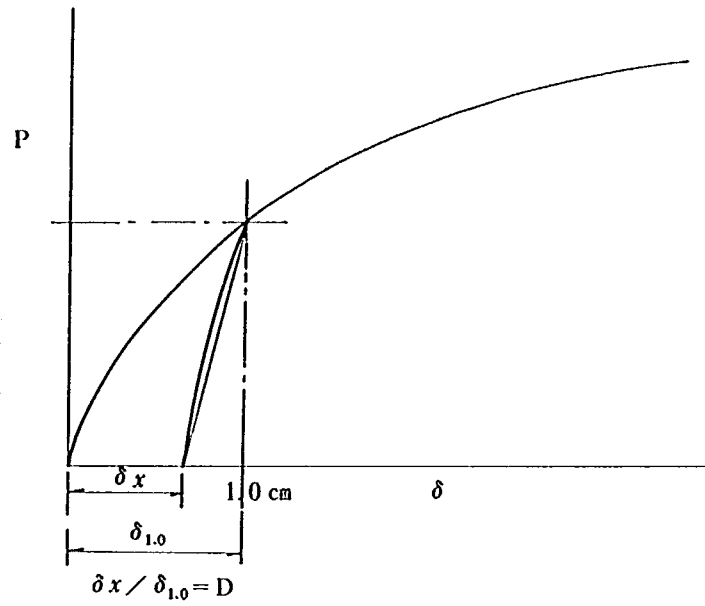


图 3—13—2

表 3—2

№	l (cm)	α	d_x (cm)	$d_{1.0}$ (cm)	$d_x / d_{1.0} = D$
1	500	0°	0.84	1.06	0.79
2	1000	0°	0.53	1.25	0.42
3	1000	40°	1.04	1.56	0.67
4	500	40°	0.86	1.20	0.72
5	1000	20°	0.5	1.06	0.47
6	500	10°	0.92	1.30	0.71
7	1000	10°	0.52	1.40	0.37
8	500	20°	0.43	0.56	0.77
9	1000	50°	0.45	0.96	0.47
10	1000	30°	0.5	1.10	0.45
11	500	30°	0.75	0.95	0.79
12	500	50°	1.15	1.4	0.82

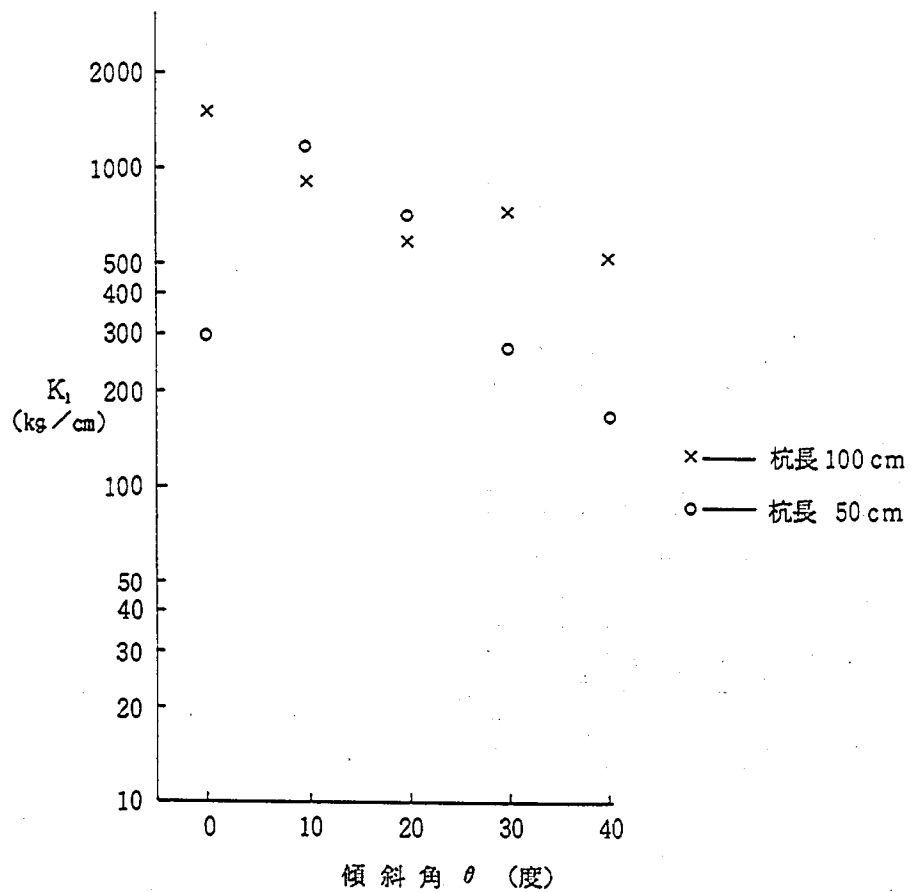


図 3-14 $K_1-\theta$ の関係

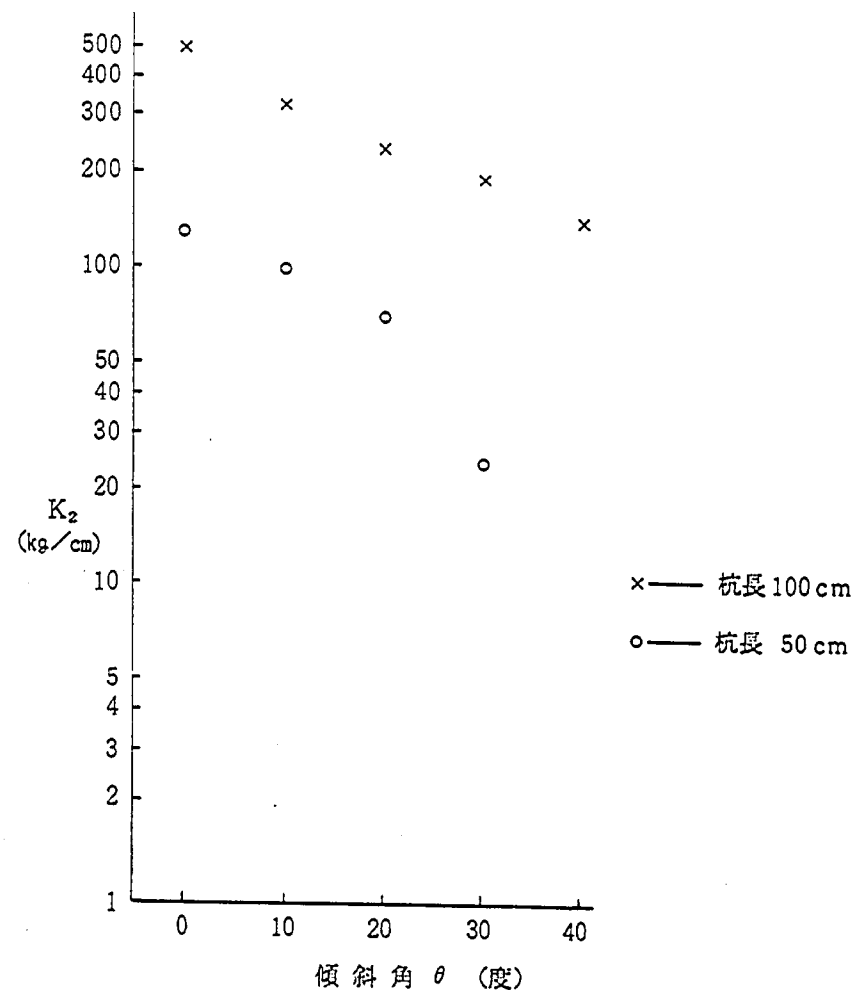


図 3-15 $K_2(1.0)-\theta$ の関係

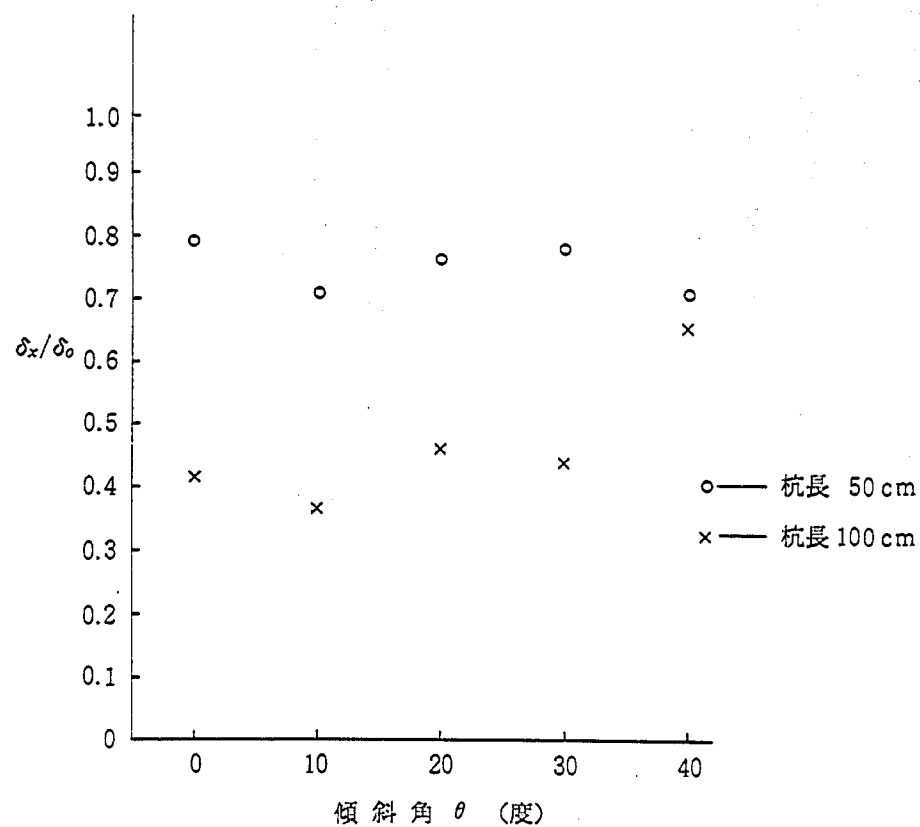


図 3-16 $\delta_x/\delta_0-\theta$ の関係

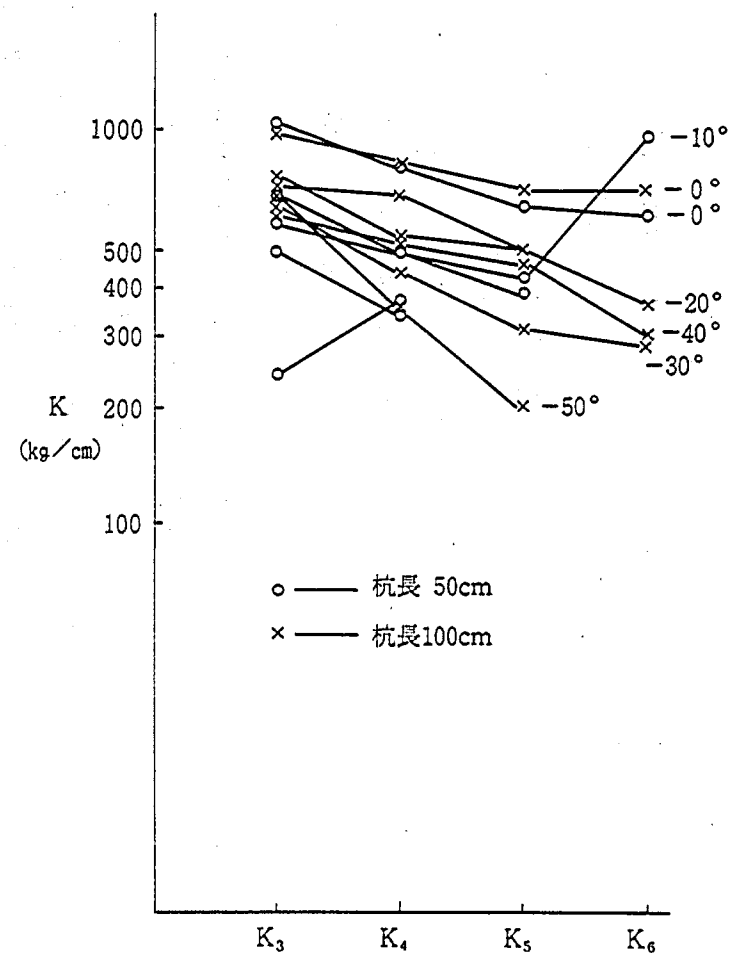


図 3-17 K_3, K_4, K_5, K_6 の変化

図3-14は、 K_2 (接線勾配) と傾斜角 θ の関係を示したもので、縦軸に接線勾配を対数で、横軸に傾斜角をとったものである。この図では、傾斜角によりかなり接線勾配が変化しているが、杭長による差はそれほど明らかではない。また、図3-15は、縦軸に杭頭1 cmにおける接線勾配を対数で、横軸に傾斜角をとったものである。この図では、図3-14では現われなかった杭長50cm と杭長100cm の差が明確に出ており、また傾斜角が大きくなるとその差も大きくなる傾向が見られる。図3-16は、第1サイクルの最大荷重時の変位を δ_0 の第1サイクルの残留変位を δ_x として、縦軸に δ_x/δ_0 を、横軸に傾斜角をとって表わしたものである。50cm の杭では、 δ_x/δ_0 が0.7~0.8であり、杭頭変位が除荷後もほとんどもどっていない。また、傾斜角が変化しても δ_x/δ_0 の値にはほとんど変化がないことがわかる。一方、杭長100cm の杭では、傾斜角が 0° の場合には δ_x/δ_0 が0.4で杭頭変位は除荷後には半分以上もどっているが、傾斜角が 20° で0.45、傾斜角が 40° で0.65と傾斜角が急になるにつれて増加し杭長50cm の場合の値に近づく傾向にある。

これは、杭長50cm の杭が全ての傾斜角で剛体的な挙動をしたのに対して、杭長100cm 杭は、傾斜角が緩い間は弾性的な挙動をし、傾斜角が急になると剛体的な挙動をしたためであると考えられる。この弾性的な挙動から剛体的な挙動に移ったのは、地盤の傾斜角の増大にともなって k 値が低下したことが原因と考えられる。図3-17は、 K_3 , K_4 , K_5 , K_6 の変化を見たものであるが $K_3 > K_4 > K_5 > K_6$ の傾向にあること以外の詳細は、明らかではない。次に、荷重変位曲線を両対数にとって示したものが図3-18~図3-27の $\log P - \log S$ 曲線である。

この図より折れ点すなわち降伏時の杭頭水平変位量を見てみると、杭長100cm の場合、傾斜角が 10° で30 mm, 20° で35mm, 30° で35mm, 40° で20mm であった。また杭長50cm の場合は、傾斜角 0° で15mm, 10° で38mm, 20° で28mm, 30° で35mm, 40° で25mm となっており、降伏時の杭頭水平変位では、杭長による大きな差は見られず、さらに傾斜角による差もほとんどなく概ね30mm 前後となっている。

また、 $\log P - \log S$ の関係が直線的であることから、その傾きを次式より求めてみると、図3-28に示すような結果となる。

$$m = \frac{\log S - \log S_1}{\log P - \log P_1}$$

$$\text{ここに } S > S_1$$

$$P > P_1$$

この図より、杭長100cm の場合は、傾斜角が変化しても傾き m にほとんど変化が見られないのに対し、杭長50cm の杭の場合は、傾斜角が急になるにしたがって傾き m が緩くなって行く傾向にある。

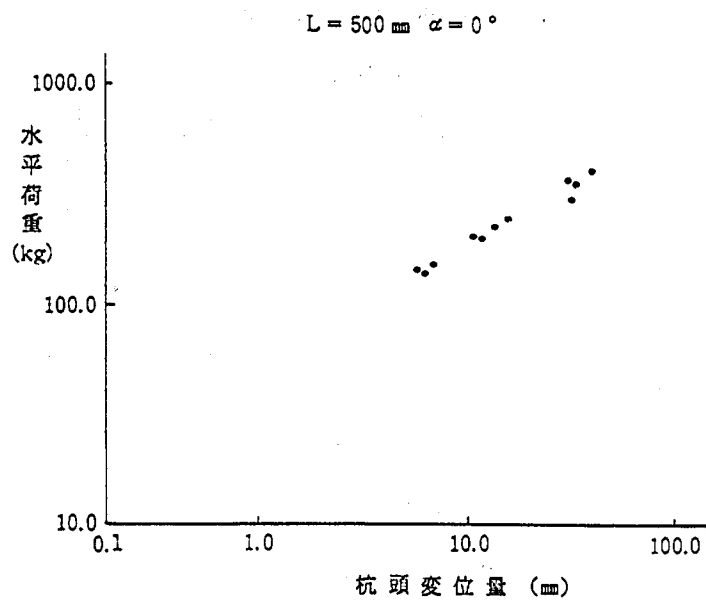


図 3-18 $\log P - \log S$

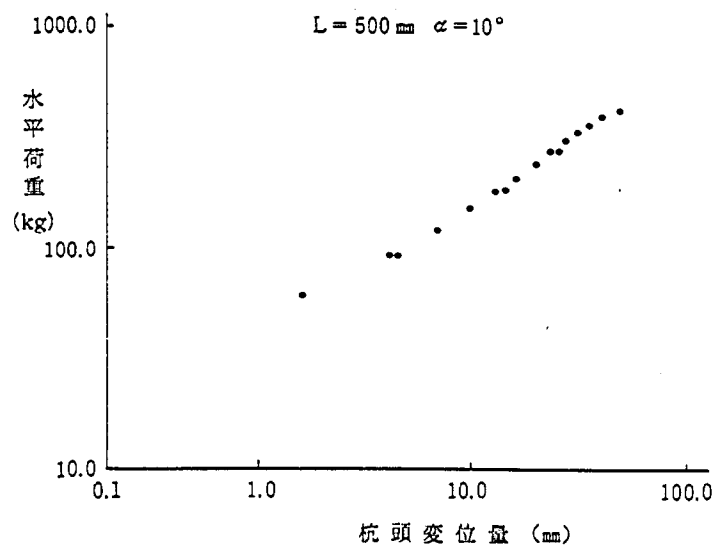


図 3-19 $\log P - \log S$

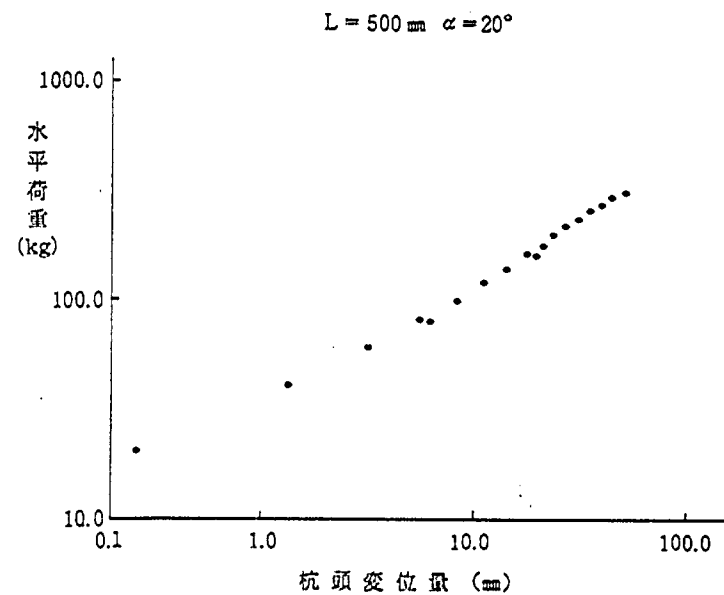


図 3-20 $\log P - \log S$

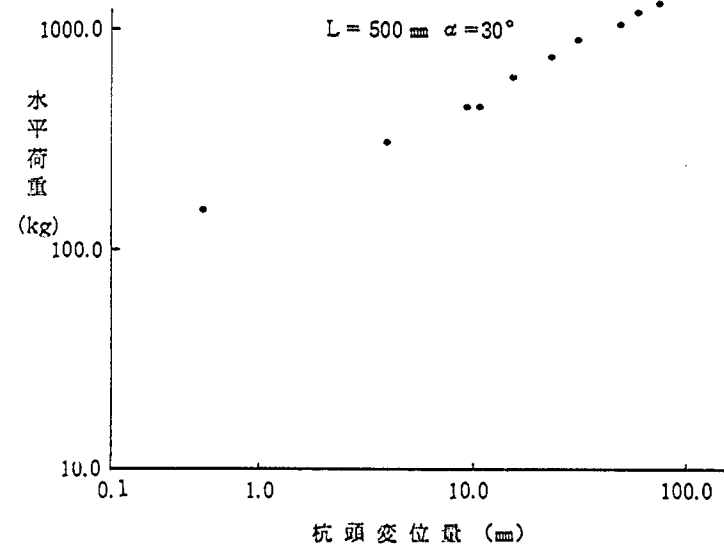


図 3-21 $\log P - \log S$

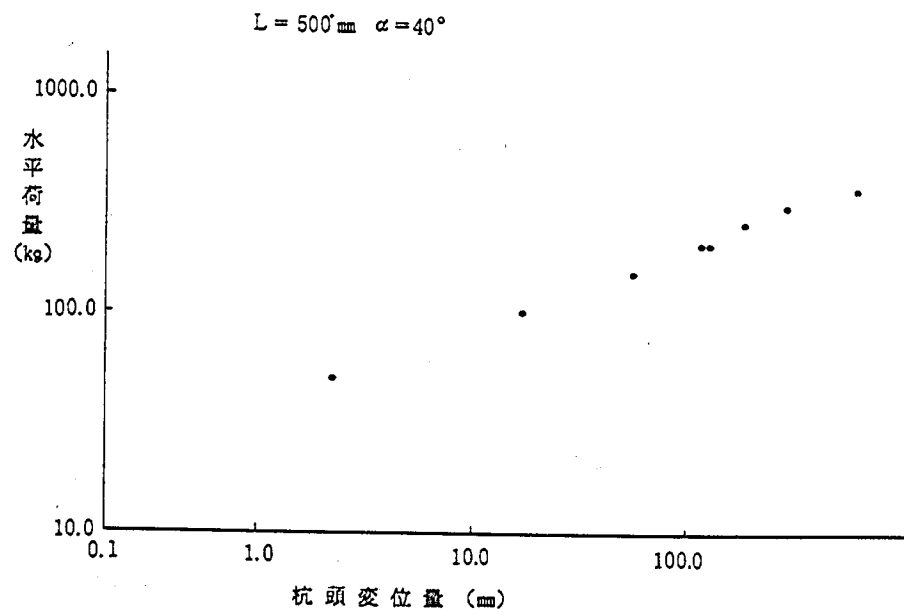


圖 3-22 $\log P - \log S$

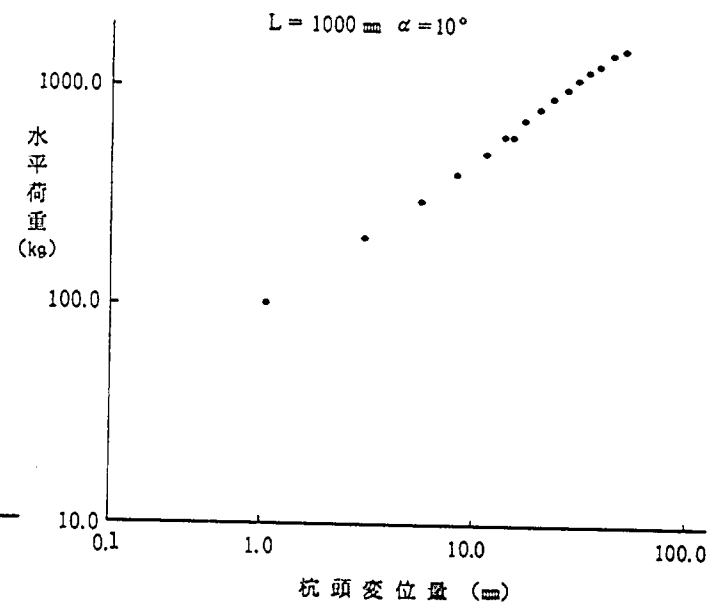


圖 3-24 $\log P - \log S$

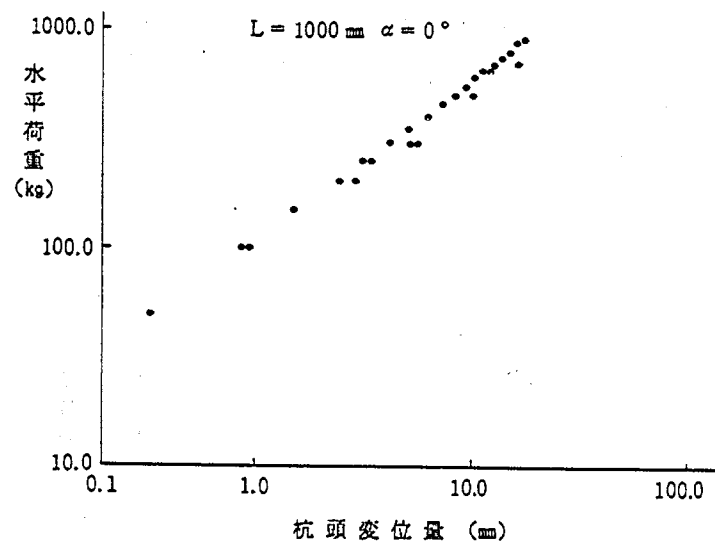


圖 3-23 $\log P - \log S$

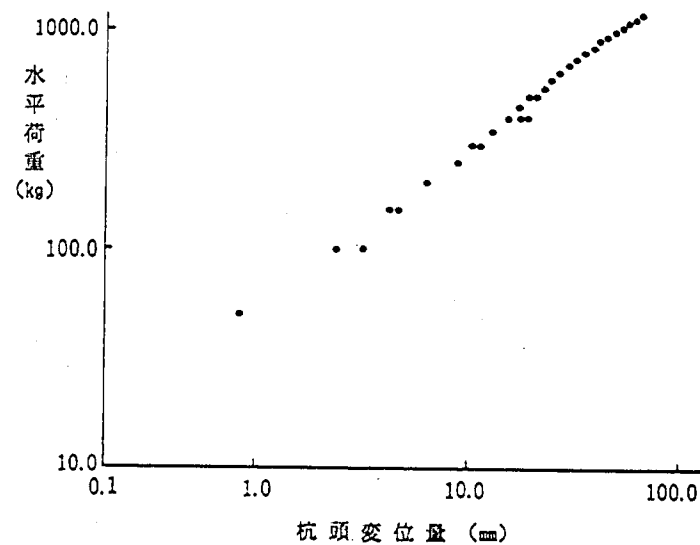


圖 3-25 $\log P - \log S$

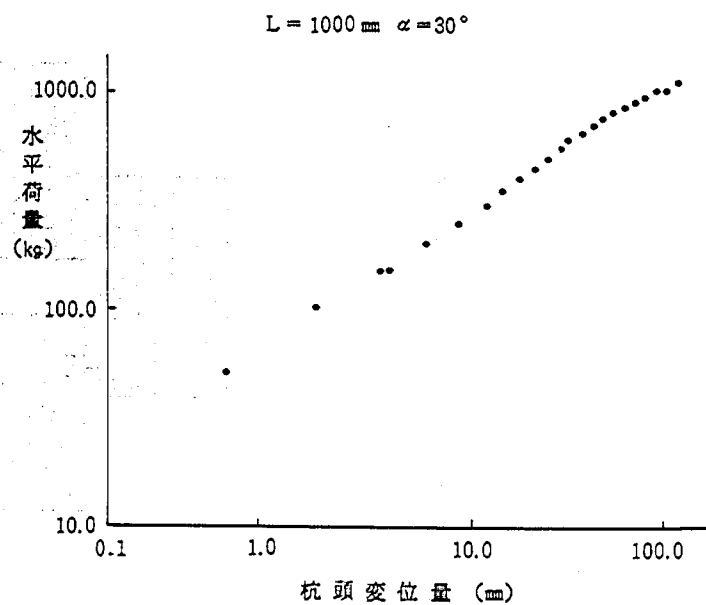


図 3-26 $\log P - \log S$

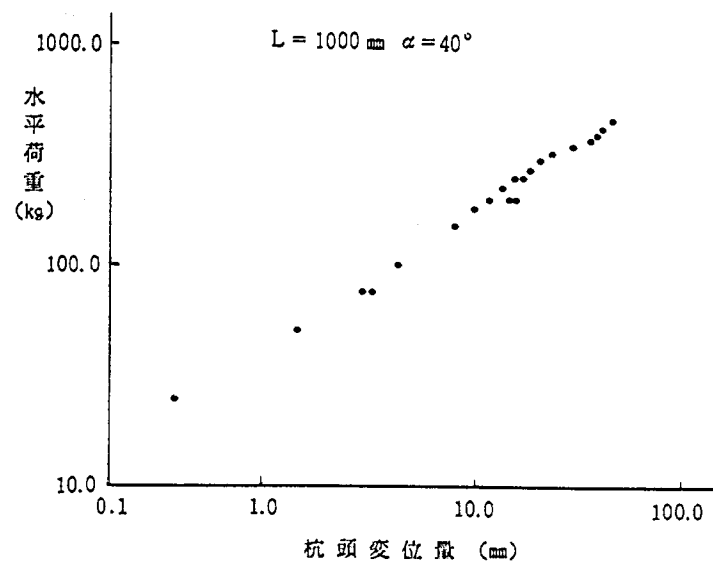


図 3-27 $\log P - \log S$

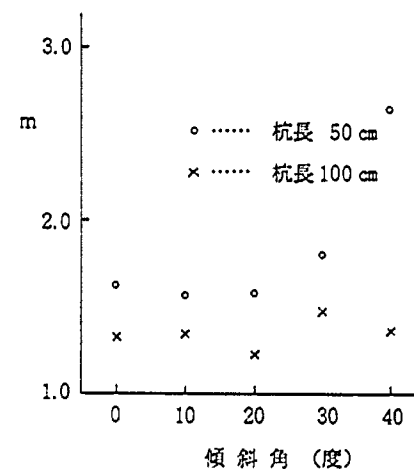


図 3-28 傾斜角と m の関係

3-2 曲げモーメント、たわみ、地盤反力、地盤反力係数

杭の変位と曲げひずみの関係は、一般に次のように表わされる。

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = -M = -\sigma \cdot Z = -\epsilon \cdot E \cdot Z$$

この式より、杭体に貼付したひずみゲージによって杭体の曲げひずみを知ることにより、杭体の断面に生じる曲げモーメントを計算することができる。

さらに、上式を整理すると、次の関係が得られる。

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{\epsilon Z}{I} = -\epsilon \frac{1}{\nu}$$

ここで M : 曲げモーメント

EI : 曲げ剛性

I : 断面二次モーメント

Z : 断面係数

σ : 微小断面に生じる曲げ応力度

ν : 微小断面から中立軸までの距離

ϵ : 曲げひずみ

したがって、この式を1回積分するとたわみ角 θ が、2回積分すると変位 y が求められることになる。
すなわち

$$\theta = \frac{dy}{dx} = -\frac{1}{\nu} \int \epsilon dx$$

$$y = -\int \theta dx$$

となる。

また、せん断力 S 、地盤反力度 p は、曲げモーメント M を微分して次のように与えられる。

$$S = \frac{dM}{dx}$$

$$p = \frac{d^2 M}{dx^2}$$

ここでは、ひずみより計算した曲げモーメントの値に最小二乗法を適用して、6次曲線に近似したのち、数値微積分を行なった。その計算フローを図3-2-1に示す。

以上の手順によって求めた、各ケースごとの曲げモーメント、たわみ、地盤反力、水平地盤力係数の分布状況を描いたものを図3-2-2～図3-2-11に示す。

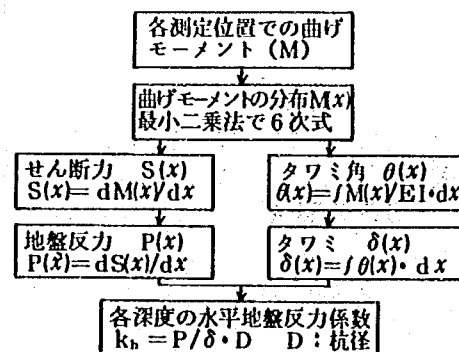


図3-2-1 計算フロー

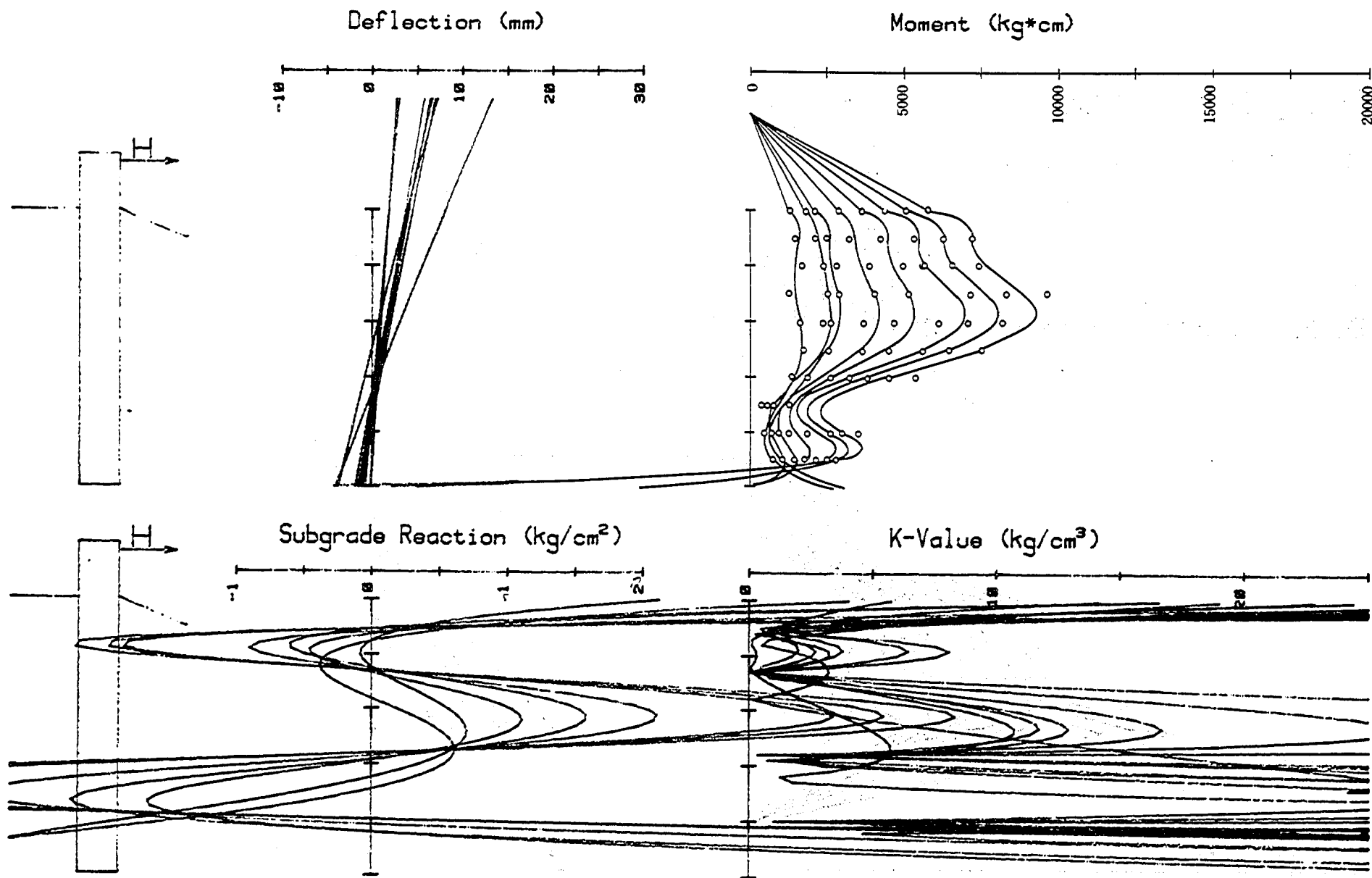


图 3-2-2 杭長50cm 傾斜角 0°

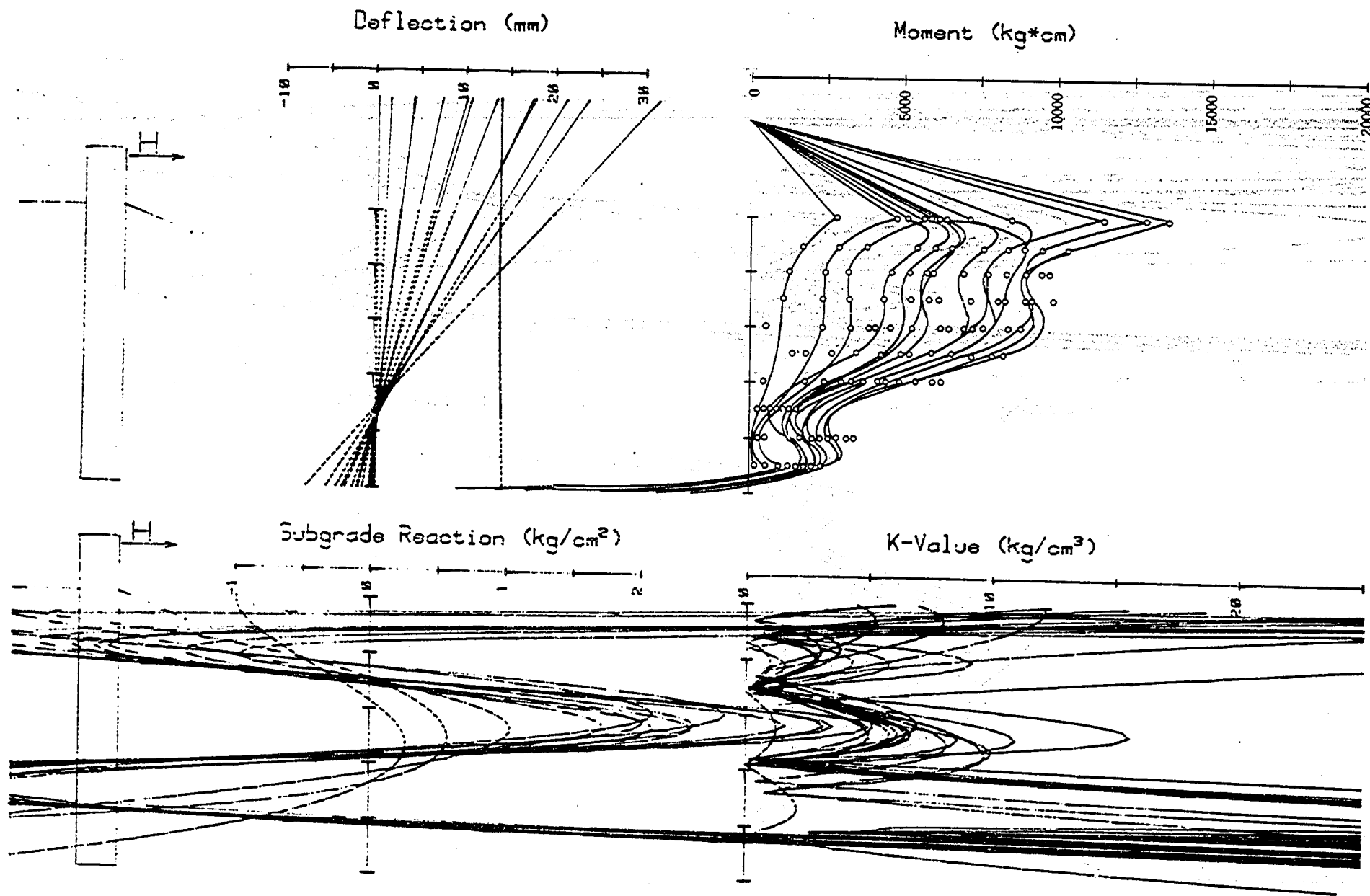


图 3-2-3 杭長50cm 傾斜角10°

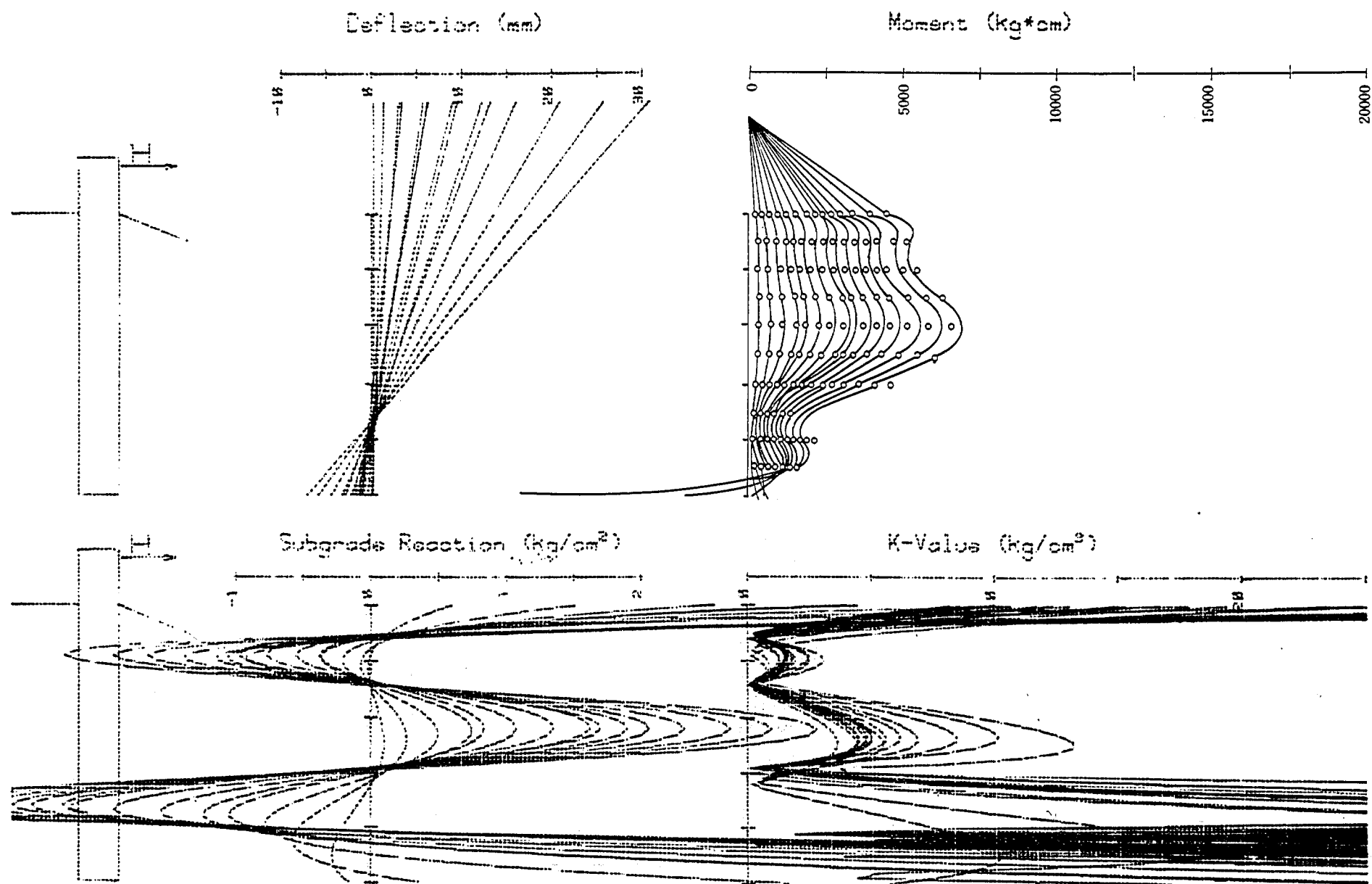


图 3-2-4 杭長50cm 傾斜角20°

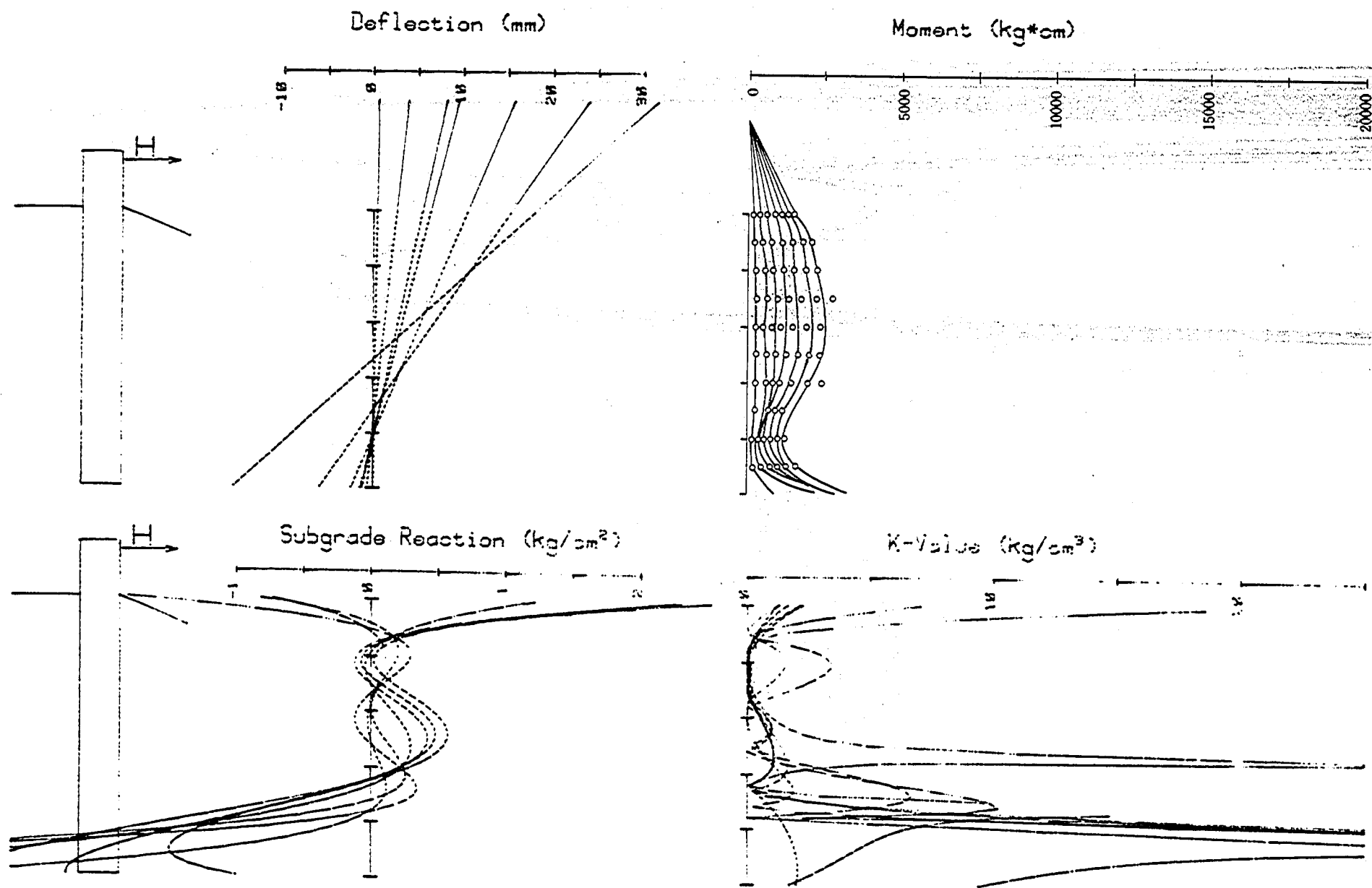


图 3-2-5 杭長50cm 傾斜角30°

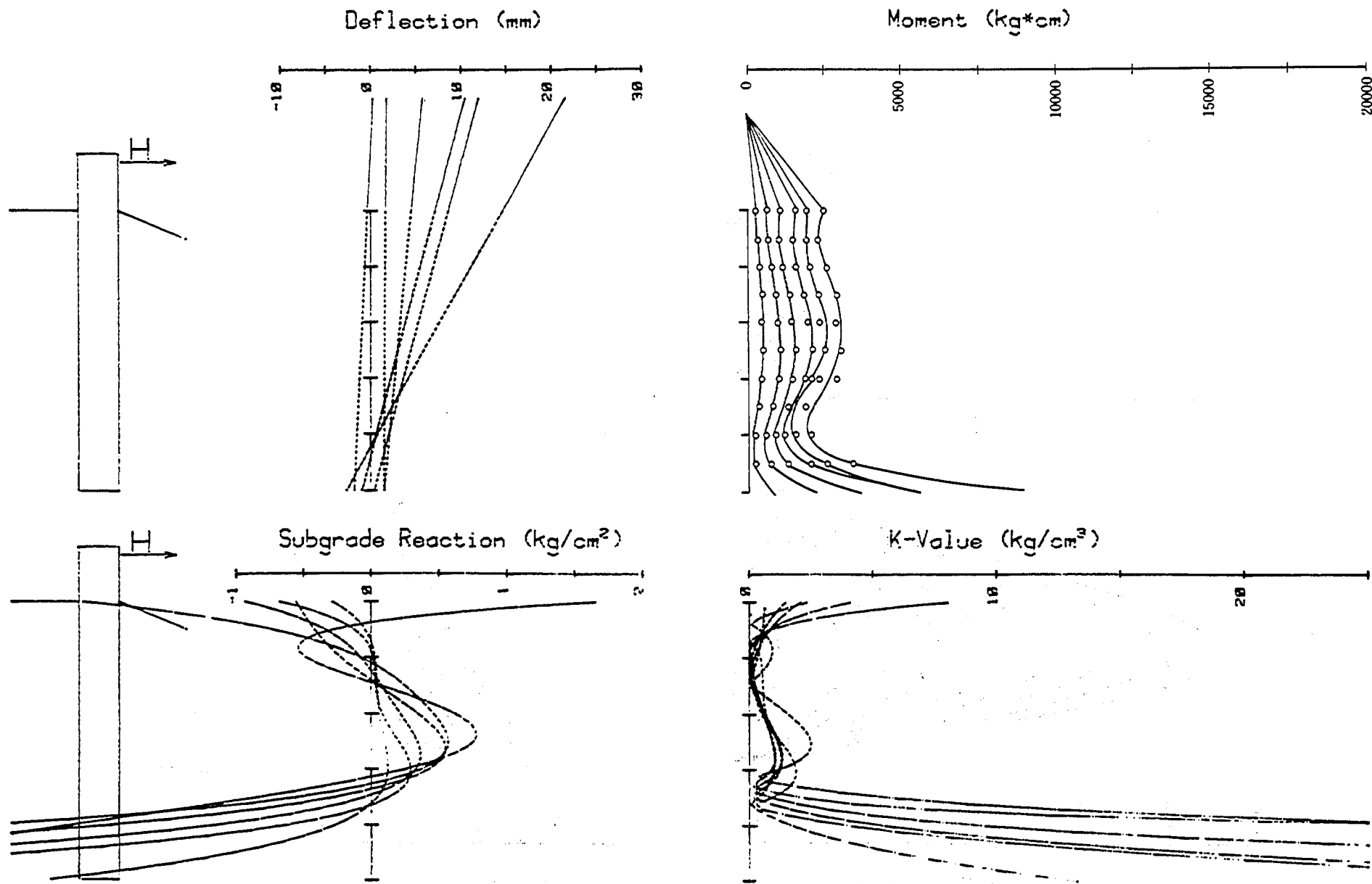


图 3-2-6 杭長50cm 傾斜角40°

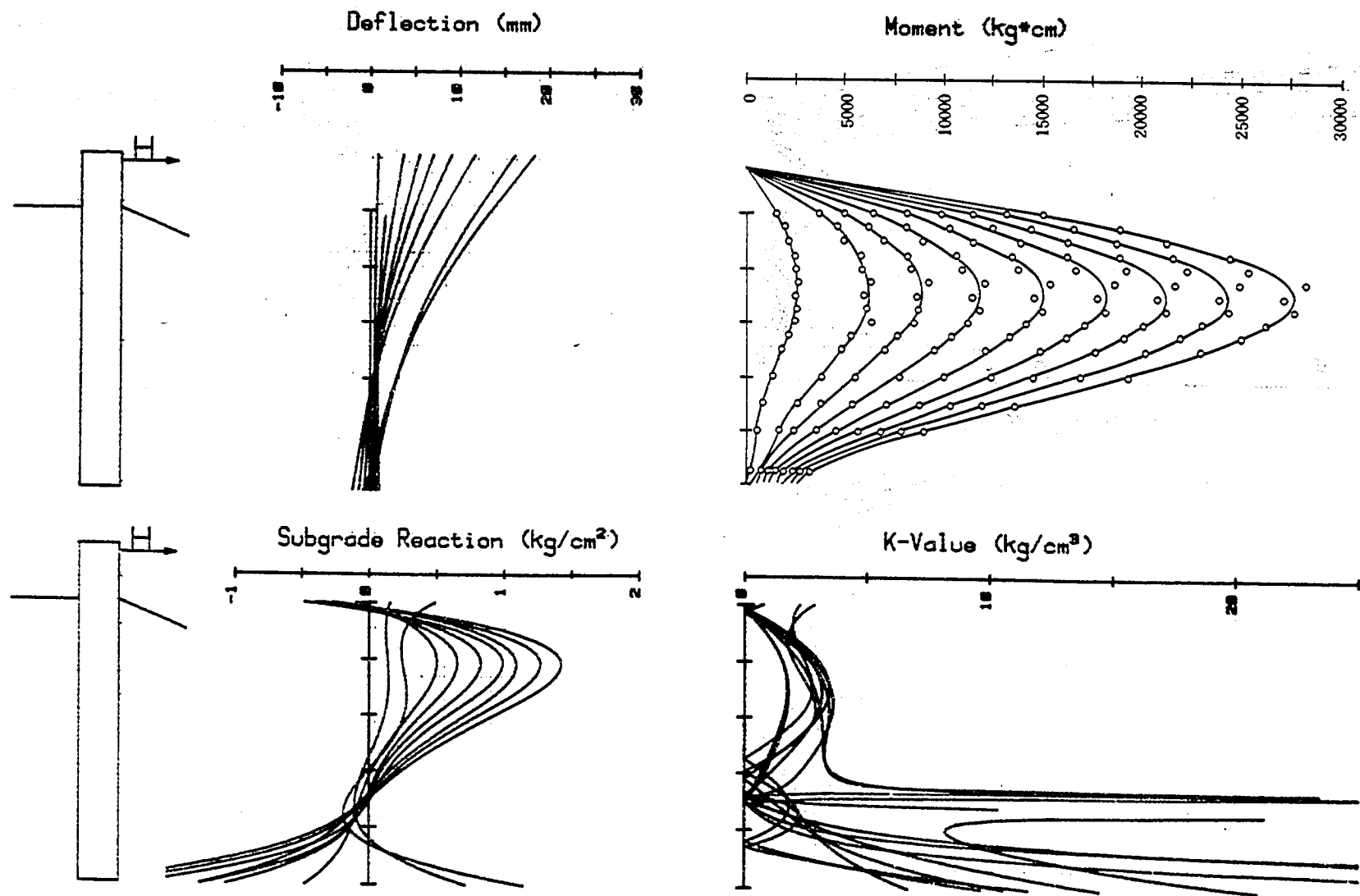


图 3-2-7 杭長100cm 傾斜角 0°

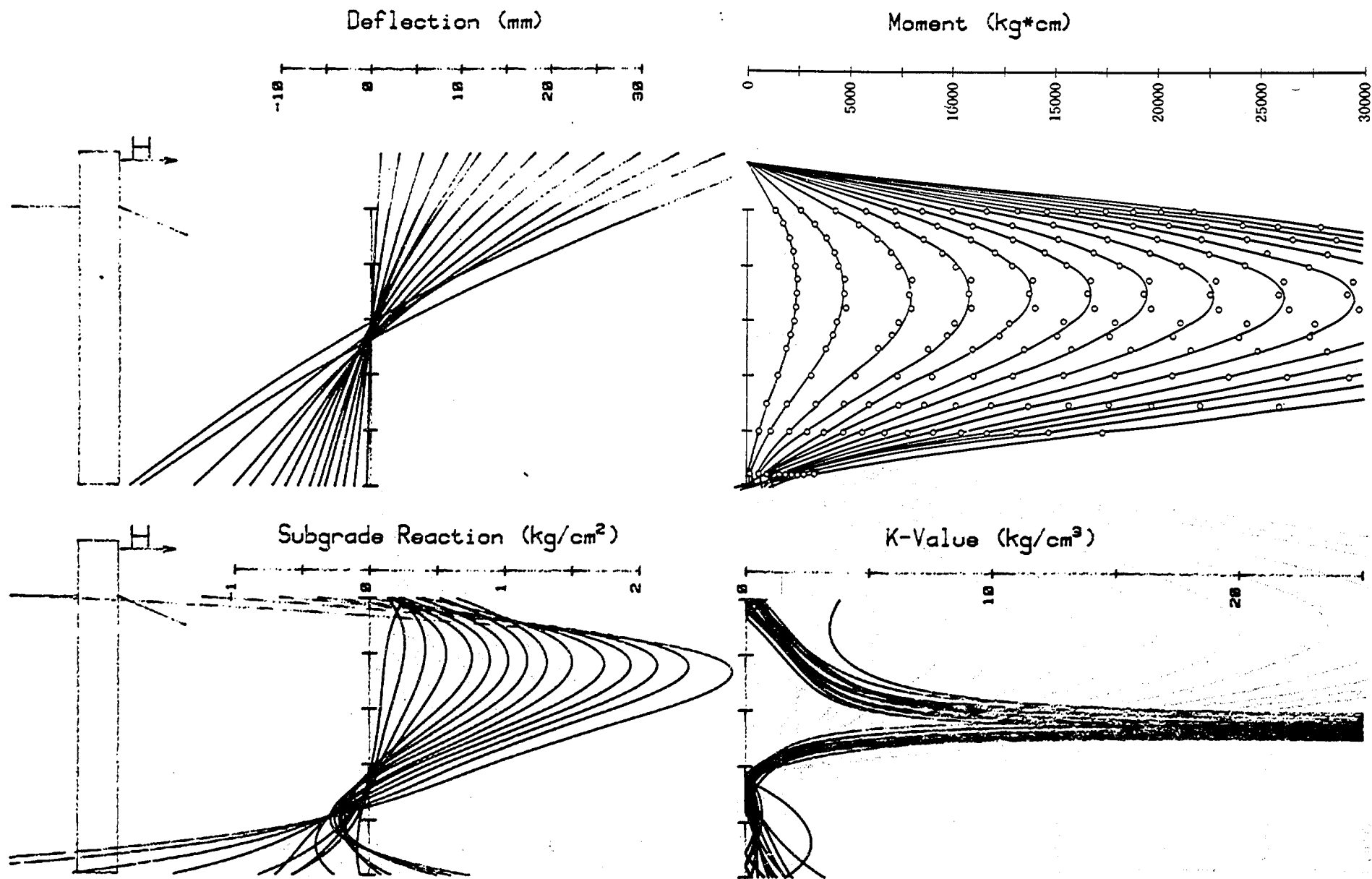


图 3-2-8 杭長100cm 傾斜角10°

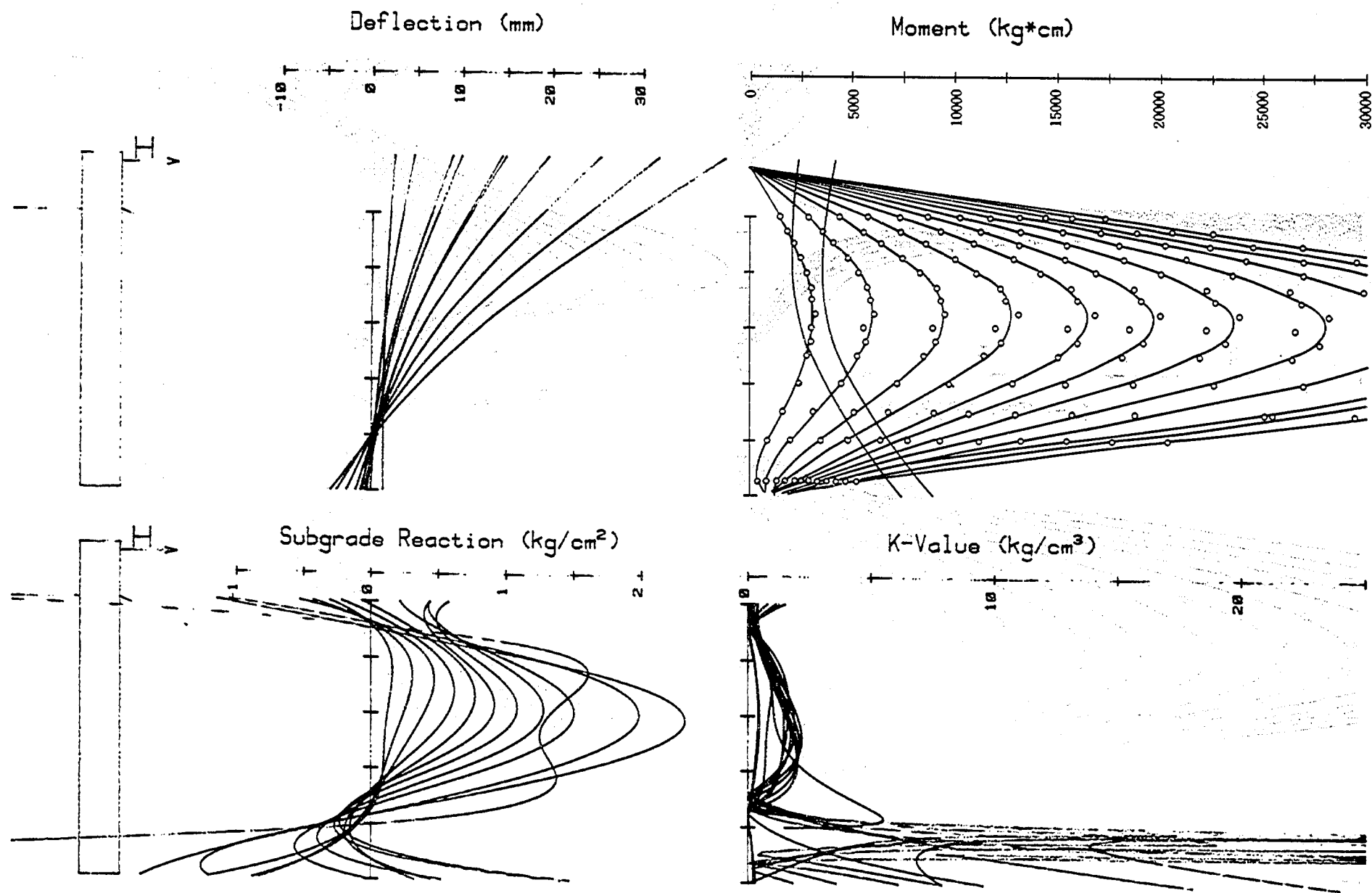


图 3-2-9 杭長100cm 傾斜角20°

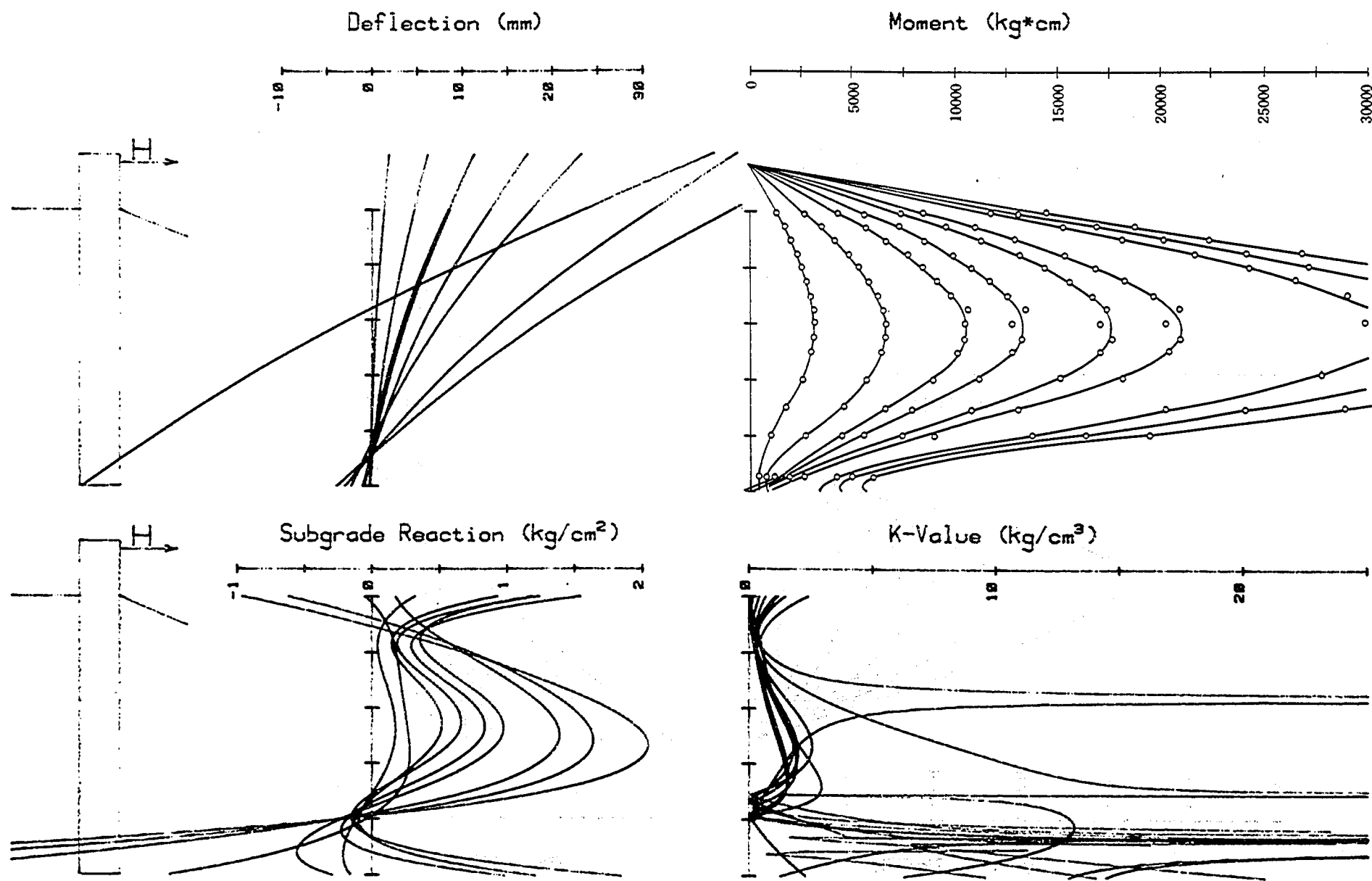


図 3-2-10 杭長100cm 傾斜角 30°

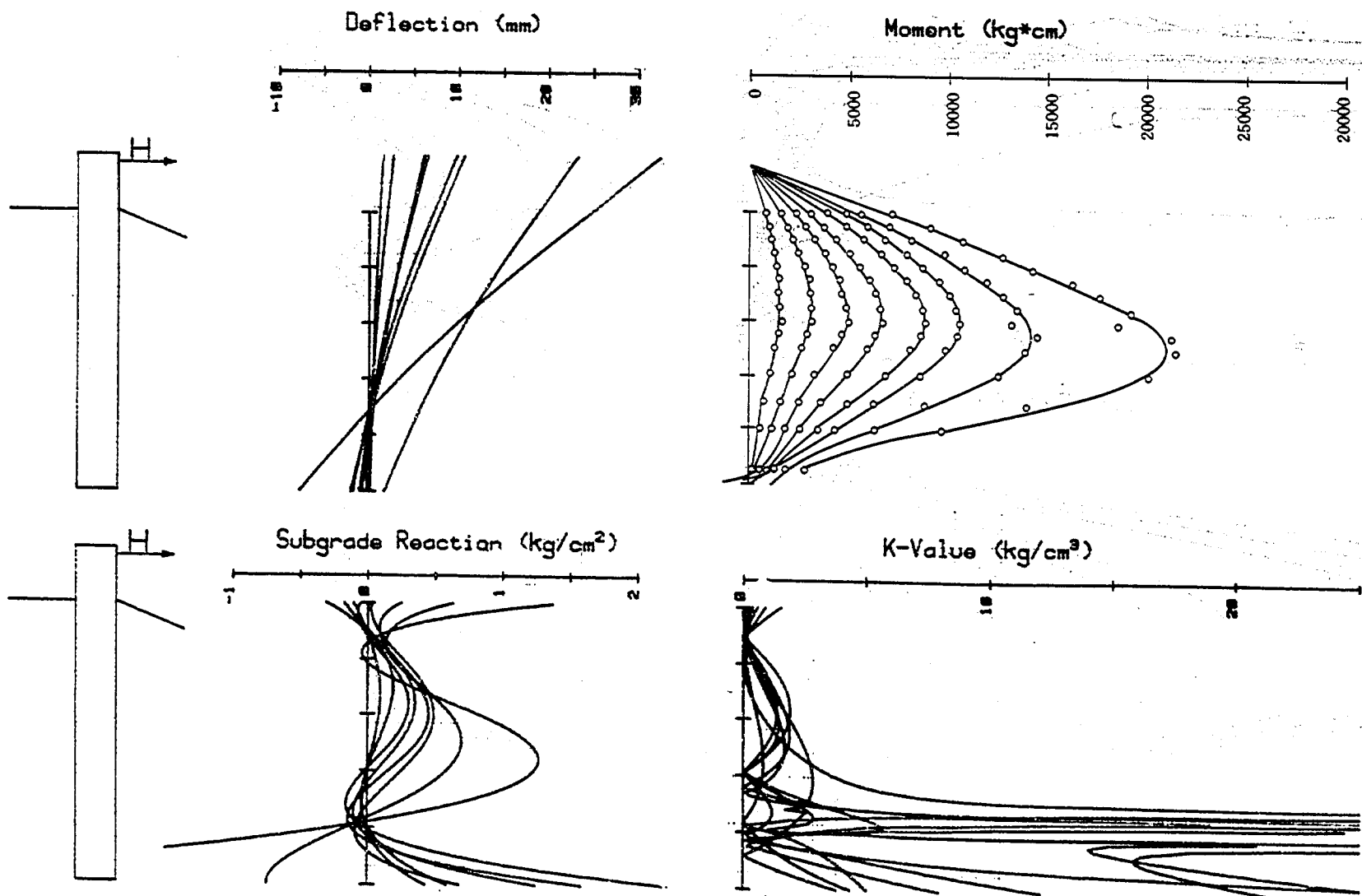


図 3-2-11 杭長100cm 傾斜角40°

なお、図3-2-2～図3-2-6は杭長50cmの杭、図3-2-7～図3-2-11は、杭長100cmの杭に対するものである。前節同様に、これらの図を用いて杭長及び各傾斜角による分布状況の差の比較を行なった。まず、杭長50cmの杭について、曲げモーメント図をみると、かなり測定値にバラツキがあるものの傾斜角が急になるにつれて曲げモーメントは小さくなっている。また、たわみ分布をみてみると、傾斜角が急になるにつれて杭の回転位置が杭先端に近づく傾向にあることがわかる。地盤反力および地盤反力係数の分布図については、曲げひずみの測定値にかなりバラツキがあるうえ、精度の悪い数値微分を2回行なっているため、非常に複雑な図となっており傾向を見ることは困難である。したがって、曲げモーメント図を合理的に修正したのち数値微分を実施しなければならないと思われる。

次に、杭長100cmの杭についてみてみると、曲げモーメントは、杭長50cmの杭の場合と同様に、傾斜角が急になるにつれて小さくなっていることがわかる。さらに、曲げモーメントが最大となる位置が深くなる傾向にある。また、たわみ分布についてみてみると、傾斜角が急になるにつれて杭の第1不動点位置が深くなり、杭頭変位量も大きくなっていることがわかる。

地盤反力については、傾斜角が急になるにつれて、その値は小さくなり、さらに最大反力の発生する位置が深くなっている。また、図3-2-12は、傾斜角が 0° ～ 40° までの各荷重段階における地盤反力分布を示したものであるが、これを見ると、傾斜角が 0° と 10° では、水平荷重が増加しても地盤反力の最大値発生深さに変化は無いが、傾斜角が 20° 、 30° 、 40° では、水平荷重の増加につれて、地盤反力の最大値発生深さが漸次深くなっていることがわかる。これは傾斜角が急なものほど顕著に現われている。

地盤反力係数については、地盤反力と同様に、傾斜角が急になるにつれて小さくなる傾向にあるようである。また、図3-2-13は、傾斜角 0° ～ 40° までの各荷重段階における地盤反力分布を示したものであるが、地盤反力係数の最大値の発生深さが荷重の増加とともに深くなっている。また、水平荷重が極限值に近い状態では、地盤反力係数の値が地表面の浅い部分では小さく、深い部分では大きくなる分布型となっている。杭長100cmの杭については、曲げひずみが比較的精度良く測定できたために、曲げモーメントから地盤反力を計算する微分操作にもそれほど誤差を生じなかったものと考えられる。一方、杭長50cmの杭については、測定した杭体の曲げひずみが小さかったこともあってかなりバラツキが大きかったために、2回微分の操作による誤差が大きかったものと考えられ、傾斜角の違いによる地盤反力や地盤反力係数の比較ができなかった。

しかしながら、杭長50cmの杭の地盤反力は杭長100cmの場合と同様に、傾斜角が急になるにつれて小さくなり、最大値の発生位置も深くなるものと予想される。すなわち、杭に水平荷重が作用したときの杭のたわみ量は地表面近くで最も大きくなるため、地盤が半無限の水平地盤の場合には、地盤反力は地表面近くで最大になるが、地盤が傾斜している場合には、地表面近くでの水平方向の地盤が有限であるために、地表面近くでの抵抗は小さくなり、このため傾斜角の増大とともに地盤反力が小さくなるばかりでなく最大反力の発生位置も深くなるものと思われる。

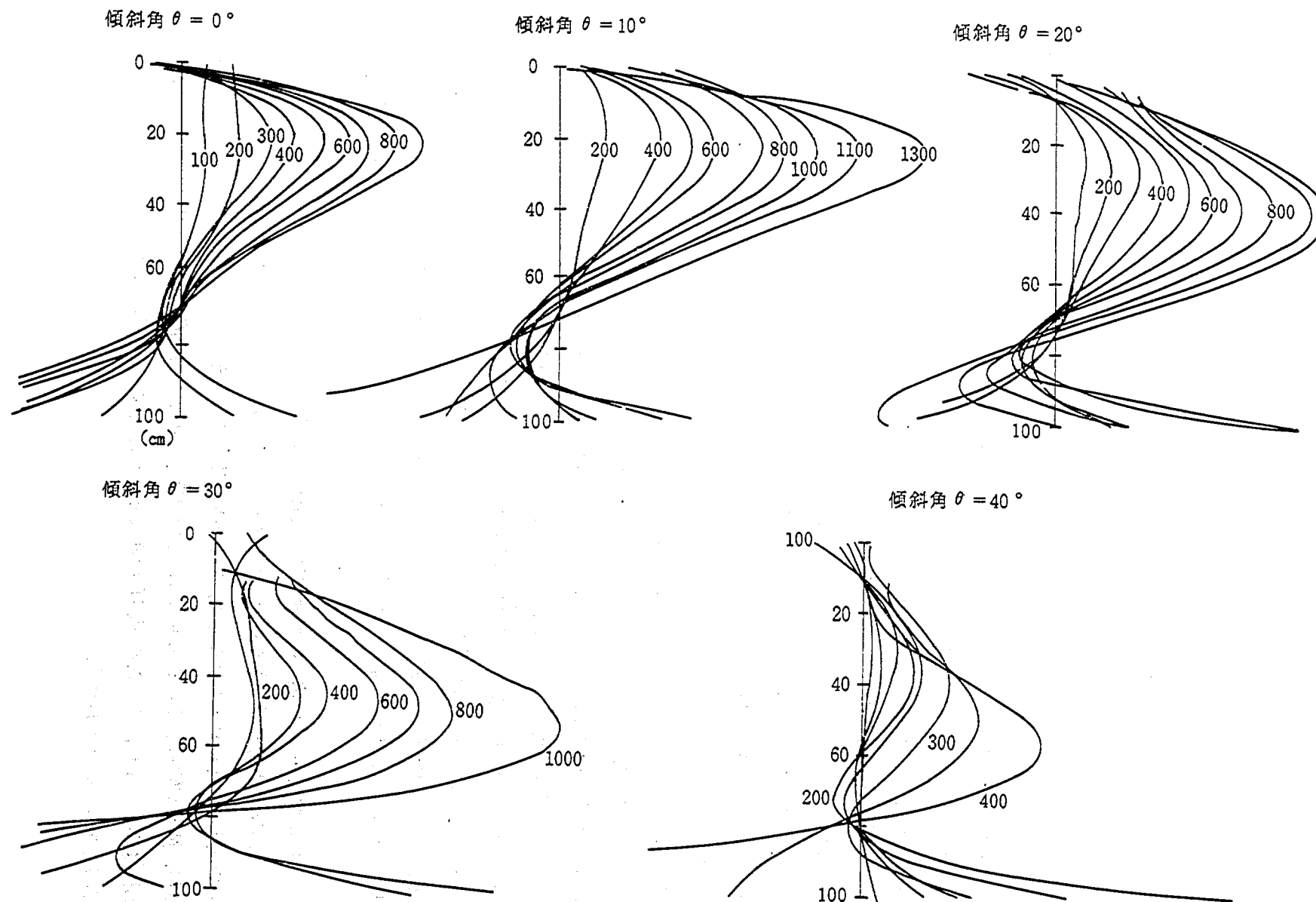


图 3-2-12 地盤反力图

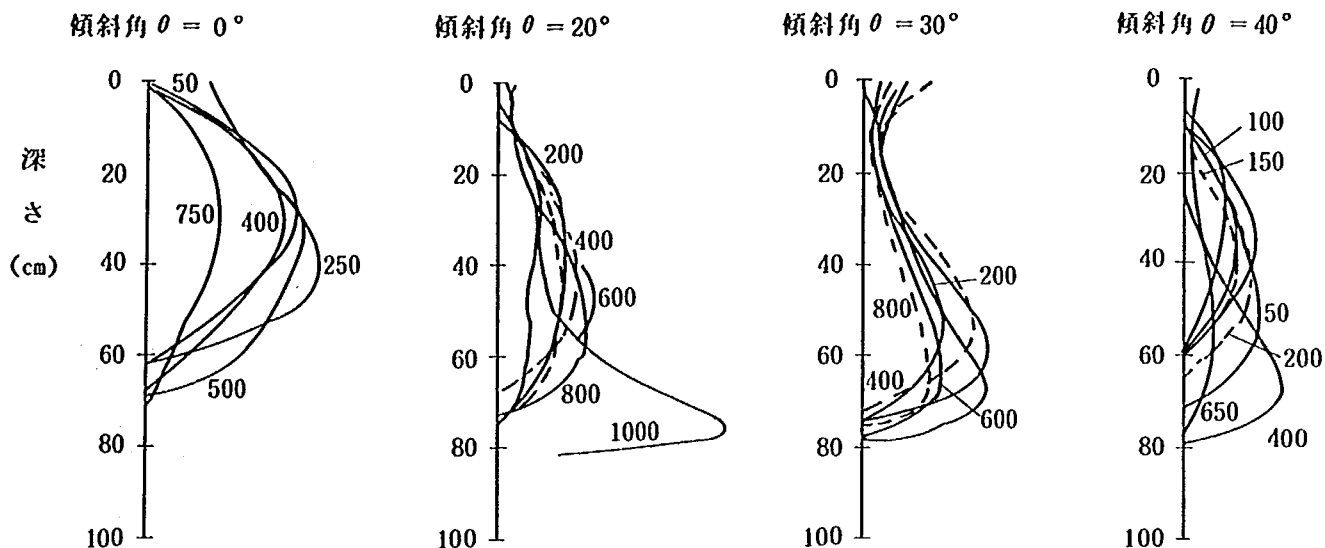


図 3-2-13

3-3 逆算による横方向地盤反力係数

前節では、杭体の曲げひずみを数値微積分して求めた k 値を示したが、ここでは、杭頭における荷重変位の関係から k 値を逆算することにする。 k 値の逆算には、一般に Y.L.Chang の方法が用いられることが多い。

横荷重の作用により地中部で横方向地盤反力 p をうける曲げ剛性 EI を有する杭の平衡方程式は、

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -p$$

と表わされる。

Y.L.Chang は、地盤を線形弾性体と考え、横方向地盤反力 p は杭の水平変位 y に比例すると考えた。したがって、横方向地盤反力 p は

$$p = k \cdot D \cdot y$$

と書けるので、上の平衡方程式は、次のように書き改められる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + k \cdot D \cdot y = 0$$

ここに、 x は地表面を原点にとり、下向きを正の方向にとった座標を表わす。

この微分方程式の一般解は、 C_1, C_2, C_3, C_4 を積分定数として次のように表わされる。

$$y = e^{\beta x} (C_1 \cos \beta x + C_2 \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x)$$

ここに

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}}$$

また積分定数 C_1, C_2, C_3, C_4 は、境界条件から定めなければならない。以下これについて考察する。

今回用いた模型杭は、杭長が π/β 以下になるので、有限長の杭として扱うものとし、基本式の一般解とその導関数をマトリックス表示すると、次のようになる。

$$\begin{bmatrix} y \\ \frac{dy}{dx} \\ \frac{d^2y}{dx^2} \\ \frac{d^3y}{dx^3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_1(\beta x) & F_2(\beta x) & G_1(\beta x) & G_2(\beta x) \\ \beta F_2(\beta x) & \beta F_1(\beta x) & -\beta G_2(\beta x) & \beta G_1(\beta x) \\ -2\beta^2 F_3(\beta x) & 2\beta^2 F_4(\beta x) & 2\beta^2 G_3(\beta x) & -2\beta^2 G_4(\beta x) \\ -2\beta^3 F_4(\beta x) & 2\beta^3 F_2(\beta x) & 2\beta^3 G_4(\beta x) & 2\beta^3 G_2(\beta x) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{bmatrix}$$

$$F_1(\beta x) = e^{\beta x} \cos \beta x$$

$$G_1(\beta x) = e^{-\beta x} \cos \beta x$$

$$F_2(\beta x) = e^{\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$$

$$G_2(\beta x) = e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$$

$$F_3(\beta x) = e^{\beta x} \sin \beta x$$

$$G_3(\beta x) = e^{-\beta x} \sin \beta x$$

$$F_4(\beta x) = e^{\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$$

$$G_4(\beta x) = e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$$

また、杭頭 ($x = 0$) においては杭頭自由であるので、境界条件として次式が成立する。

$$\circ EI \left[\frac{d^2 y}{dx^2} \right]_{x=0} = 2EI\beta^2 (C_2 - C_4) = M_0 \quad \dots\dots\dots(a)$$

$$\circ EI \left[\frac{d^3 y}{dx^3} \right]_{x=0} = 2EI\beta^3 (-C_1 + C_2 + C_3 + C_4) = H_0 \quad \dots\dots\dots(b)$$

また、杭先端は自由であるので、 $x = l$ における境界条件は次のようになる。

$$\circ \left[\frac{d^2 y}{dx^2} \right]_{x=l} = 2\beta^2 \{-C_1 F_3(\beta l) + C_2 F_1(\beta l) + C_3 G_3(\beta l) - C_4 G_1(\beta l)\} = 0 \quad \dots\dots\dots(c)$$

$$\circ \left[\frac{d^3 y}{dx^3} \right]_{x=l} = 2\beta^3 \{-C_1 F_4(\beta l) + C_2 F_2(\beta l) + C_3 G_4(\beta l) + C_4 G_2(\beta l)\} = 0 \quad \dots\dots\dots(d)$$

式(a)(b)(c)(d)より積分定数 C_1, C_2, C_3, C_4 を求める。まず、(c)(d)式の両辺を $e^{\beta l}$ で割って(a), (b)式と一緒にマトリックス表示すると

$$\begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & -1 \\ -1 & 1 & 1 & 1 \\ -f_3 & f_1 & g_3 & -g_1 \\ -f_4 & f_2 & g_4 & g_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{Bmatrix} = \frac{1}{2EI\beta^3} \begin{Bmatrix} \beta M_0 \\ H_0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (e)$$

ただし, $f_1, f_2 \dots\dots$ などは次式で表わされる。

$$\begin{aligned} f_1 &= \cos\beta l & g_1 &= e^{-2\beta l} \cos\beta l \\ f_2 &= \cos\beta l - \sin\beta l & g_2 &= e^{-2\beta l} (\cos\beta l + \sin\beta l) \\ f_3 &= \sin\beta l & g_3 &= e^{-2\beta l} \sin\beta l \\ f_4 &= \cos\beta l + \sin\beta l & g_4 &= e^{-2\beta l} (\cos\beta l - \sin\beta l) \end{aligned}$$

(e)式を連立方程式として解けば, 積分定数 C_1, C_2, C_3, C_4 は次のように決定される。

$$\begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{Bmatrix} = \frac{1}{2EI\beta^3 \cdot \Delta} \begin{bmatrix} (1 - \sin 2\beta l)e^{-2\beta l} - e^{-4\beta l} & -(\cos 2\beta l + \sin 2\beta l)e^{-2\beta l} + e^{-4\beta l} \\ -(1 - \cos 2\beta l)e^{-2\beta l} & -(2 - \cos 2\beta l + \sin 2\beta l)e^{-2\beta l} + e^{-4\beta l} \\ 1 - (1 + \sin 2\beta l)e^{-2\beta l} & 1 - (\cos 2\beta l - \sin 2\beta l)e^{-2\beta l} \\ -(1 - \cos 2\beta l)e^{-2\beta l} & -1 + (2 - \cos 2\beta l - \sin 2\beta l)e^{-2\beta l} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} H_0 \\ \beta M_0 \end{Bmatrix}$$

ここに

$$\Delta = 1 - 2(2 - \cos 2\beta l)e^{-2\beta l} + e^{-4\beta l}$$

ゆえに, くい頭変位 y_0 と傾斜角 θ_0 は次式の様に表わされる。

$$\begin{aligned} y_0 &= \frac{H_0}{2EI\beta^3} \phi_{HM}^0 + \frac{M_0}{2EI\beta^2} \phi_{HM}^0 \\ \theta_0 &= \frac{H_0}{2EI\beta^2} \phi_{OH}^0 + \frac{M_0}{EI\beta} \phi_{OM}^0 \end{aligned}$$

ここで, 無次元係数 $\phi_{HM}^0, \phi_{OH}^0, \phi_{OM}^0$ は次のように表わされる。

$$\begin{aligned} \phi_{HM}^0 &= \frac{1 - 2\sin 2\beta l \cdot e^{-2\beta l} - e^{-4\beta l}}{1 - 2(2 - \cos 2\beta l)e^{-2\beta l} + e^{-4\beta l}} \\ \phi_{HM}^0 = \phi_{OH}^0 &= \frac{1 - 2\cos 2\beta l \cdot e^{-2\beta l} + e^{-4\beta l}}{1 - 2(2 - \cos 2\beta l)e^{-2\beta l} + e^{-4\beta l}} \end{aligned}$$

$$\phi_{0M}^0 = \frac{1 + 2\sin 2\beta l \cdot e^{-2\beta l} - e^{-4\beta l}}{1 - 2(2 - \cos 2\beta l)e^{-2\beta l} + e^{-4\beta l}}$$

以上の方法によって、各ケースごとに杭頭変位 y_0 が 1 cm の時の k 値を求めた。

図 3-3-1 は、逆算 k 値と斜面傾斜角の関係を示したものである。この図を見ると、杭長 100cm, 50cm とともに傾斜角の増大にともなう k 値の低下が明らかで、とくに杭長 50cm の場合は杭長 100cm に比べて低下の程度が大きくなっている。これは、根入れ長が短い杭の方が斜面の傾斜角の影響を受けやすいと思われる。また、図 3-3-2 は、傾斜角が 0° の時の k を k_0 として、 k/k_0 を傾斜角に対してプロットしたものである。この図からも、杭長 50cm の杭が傾斜角の影響を大きく受けることがわかる。また、この図には、今回の実験結果の他に久保氏が行なった半無限長の杭の横抵抗の実験結果をプロットしたが、今回の実験結果との大きな差は見られない。次に、杭頭水平変位 y と逆算 k 値の関係を図 3-3-3～図 3-3-12 に示した。図 3-3-3～図 3-3-7 は、杭長 50cm の杭の結果をプロットしたもので、道路橋示方書で規定している基準変位量が 1.0cm 以外の場合の補正式 $k = k_0 \delta^{-1/2}$ と対比した傾斜角にかかわらず、実験値は $k = k_0 \delta^{-1/2}$ の式にほぼ適合していることがわかる。

図 3-3-8～図 3-3-12 は、杭長 100cm の杭の結果であるが、杭長 50cm の結果と異なり傾斜角によって $k = k_0 \delta^\alpha$ の α の値が変化していることがわかる。

すなわち、斜面の傾斜角が $0^\circ \sim 20^\circ$ では、 $\alpha = 0.2$ 、傾斜が 30° で $\alpha = 0.3$ 、傾斜が 40° で $\alpha = 0.35$ 程度となっており、傾斜角が急になるにつれて $\alpha = 0.5$ に近づく傾向にある。

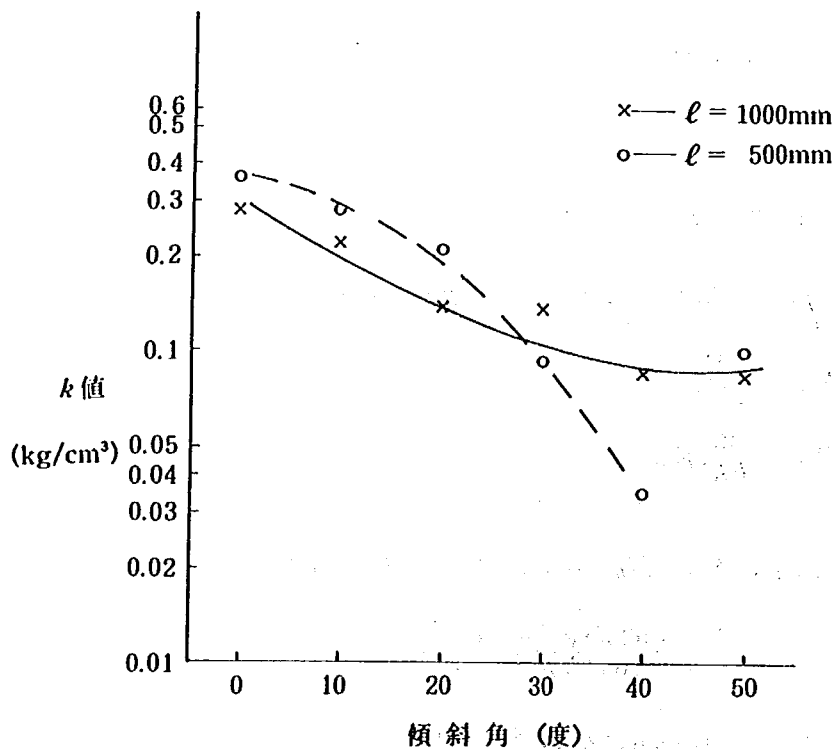


図 3-3-1 杭頭水平変位 1 cm における k 値

$k/k_0 - \theta$ の関係

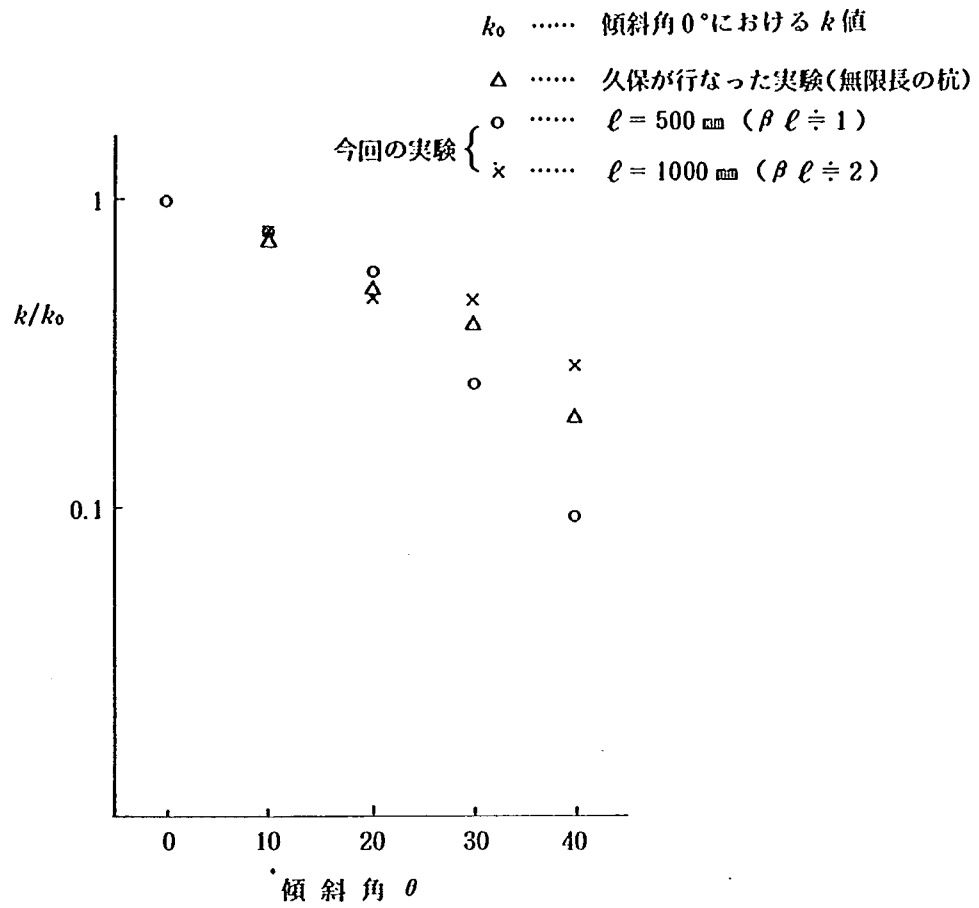


図 3-3-2 $k/k_0 - \theta$ の関係

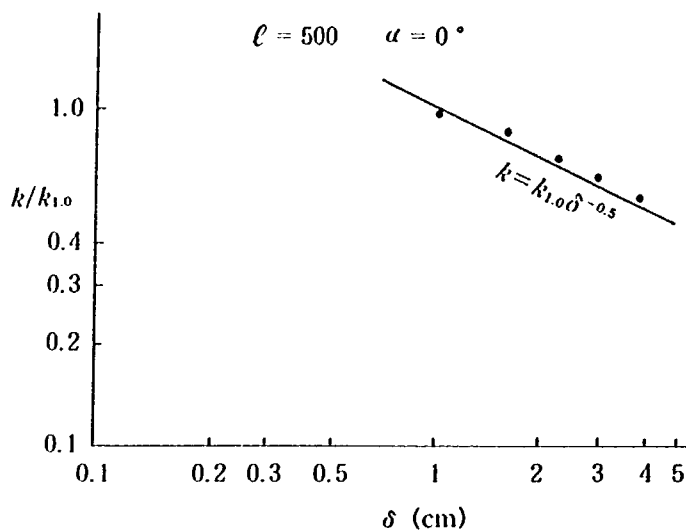


图 3-3-3

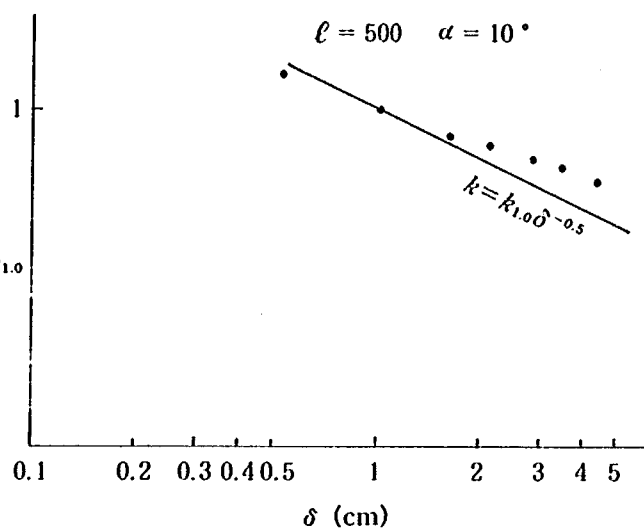


图 3-3-4

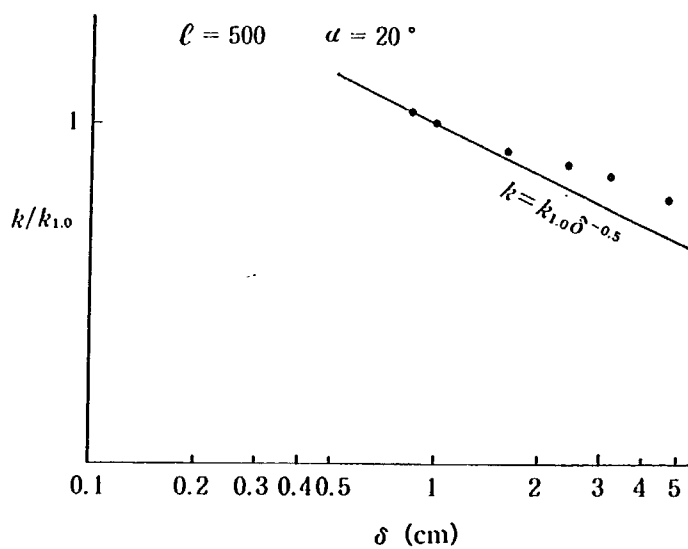


图 3-3-5

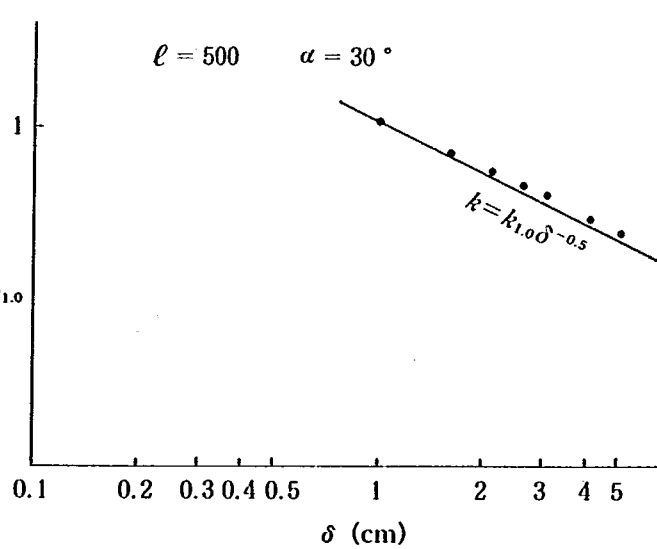


图 3-3-6

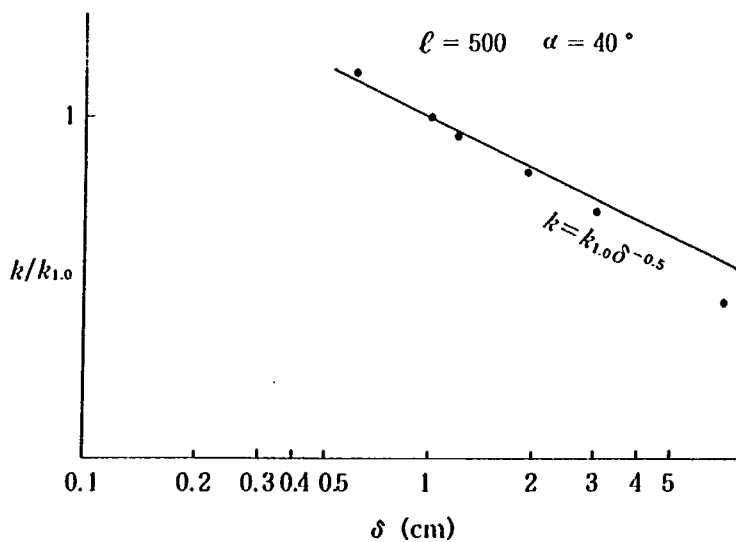


图 3-3-7

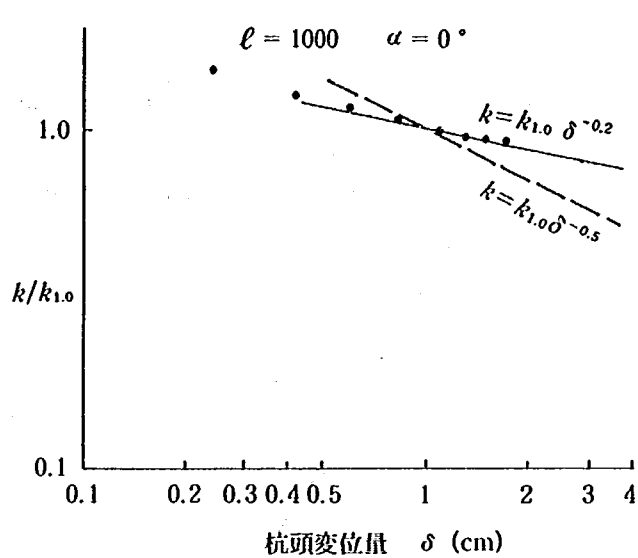


图 3-3-8

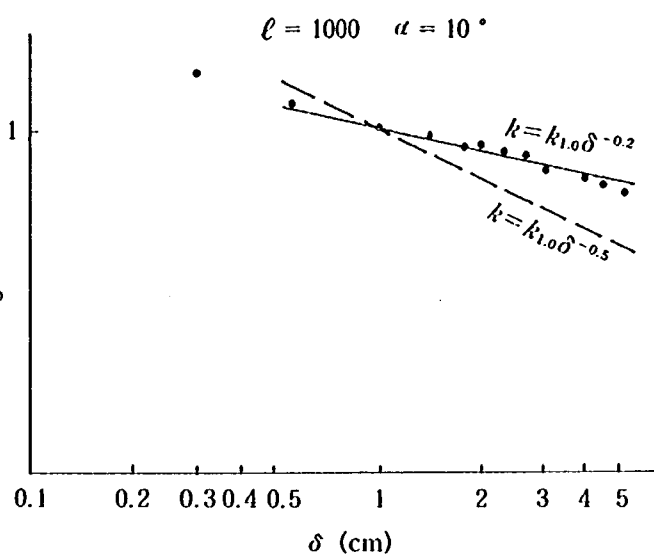


图 3-3-9

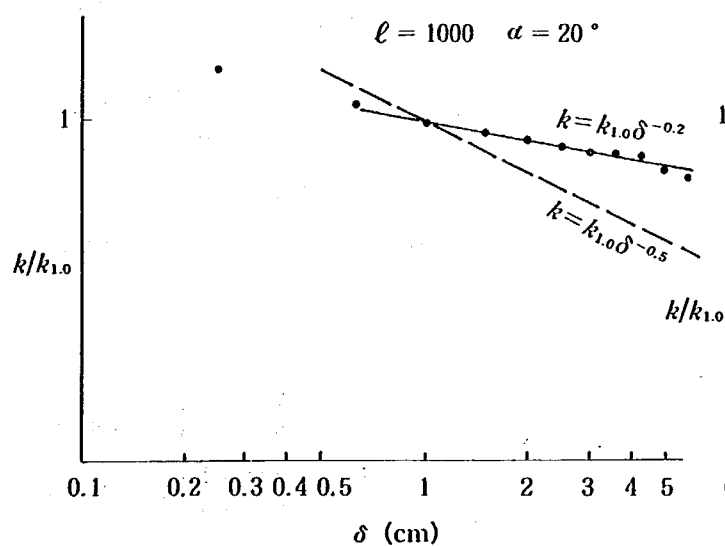


图 3-3-10

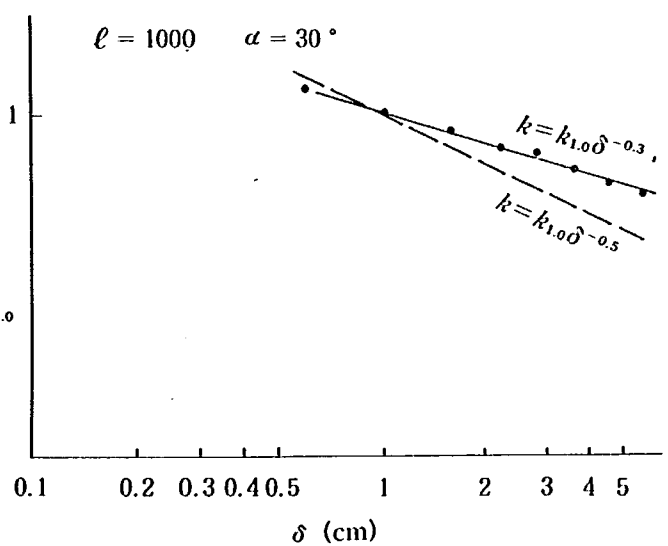


图 3-3-11

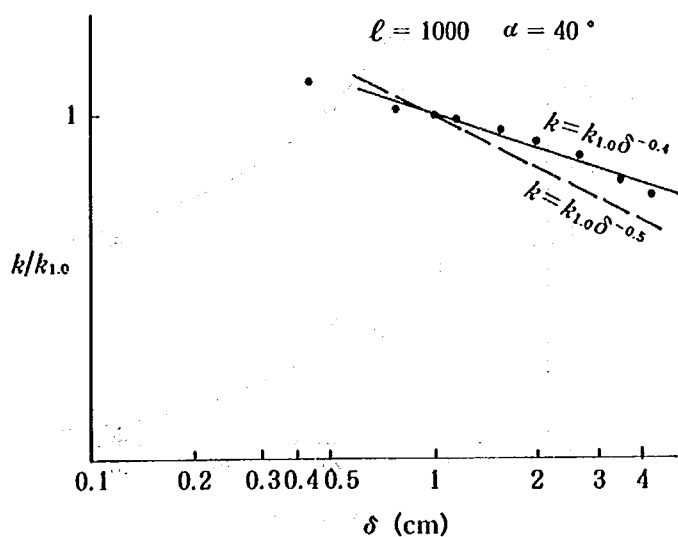


图 3-3-12

3-4 水平支持力

図3-4-1～図3-4-3は杭頭に作用した水平荷重と地盤面の傾斜角の関係を示したものである。

図3-4-1は、地盤の降伏時の、図3-4-2は、杭頭変位が1 cmの時の、図3-4-3は、杭頭変位が2 cmの時のものである。

これらの図より、いずれの場合においても斜面の傾斜角とともに水平支持力が低下することがわかる。

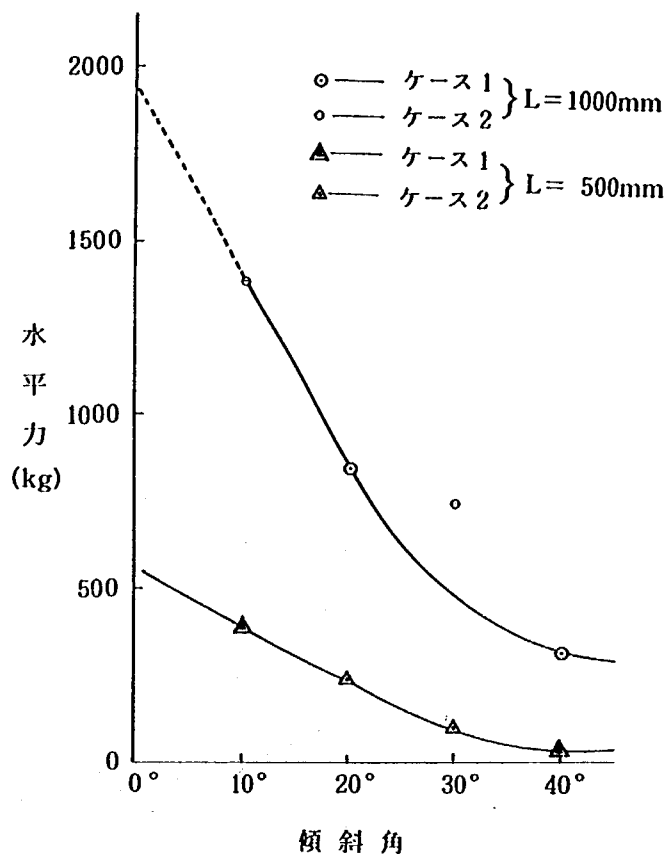


図3-4-1 傾斜角と水平力の関係 (降伏時)

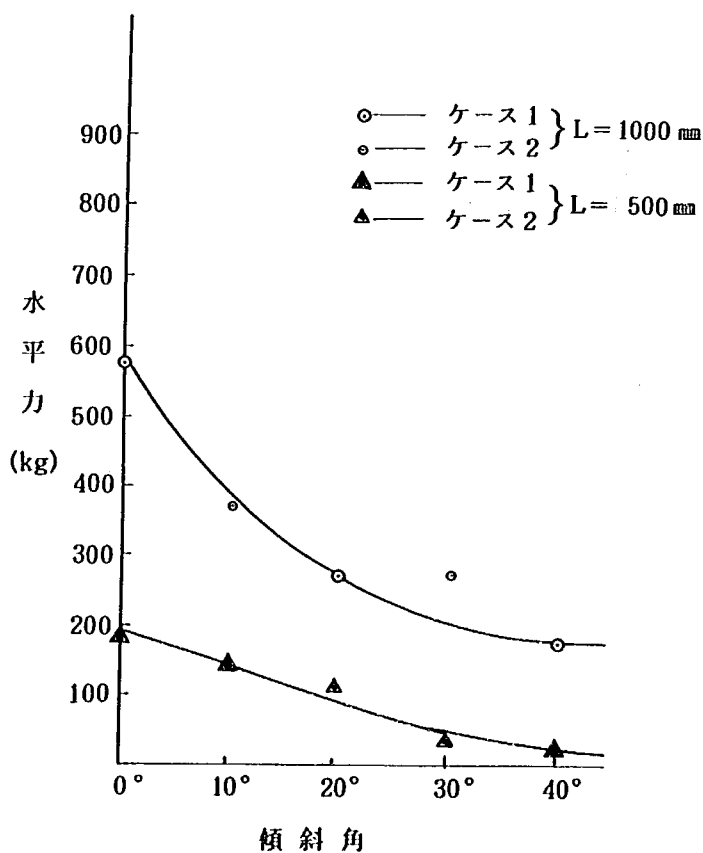


図3-4-2 傾斜角と水平力の関係 (δ=10mm)

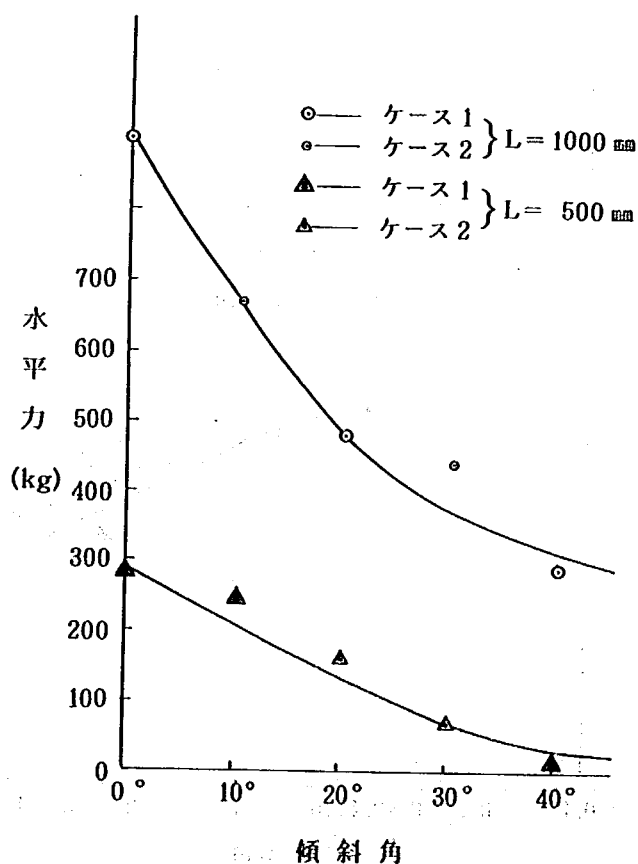


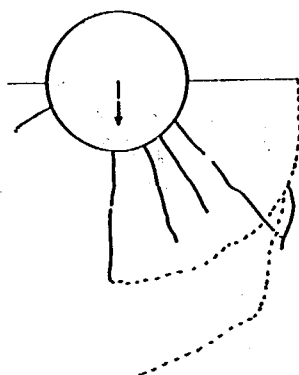
図3-4-3 傾斜角と水平力の関係 (δ=20mm)

3-5 地盤のひびわれ範囲

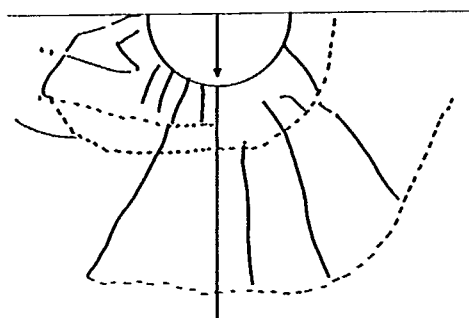
図3-5-1、図3-5-2には地盤のひびわれ状況を示した。

図3-5-1は、杭長50cmの杭について、図3-5-2は、杭長100cmの杭について描いたものである。

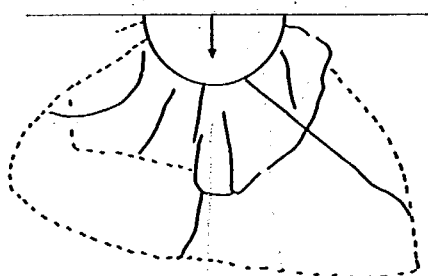
傾斜角 $\theta = 0^\circ$



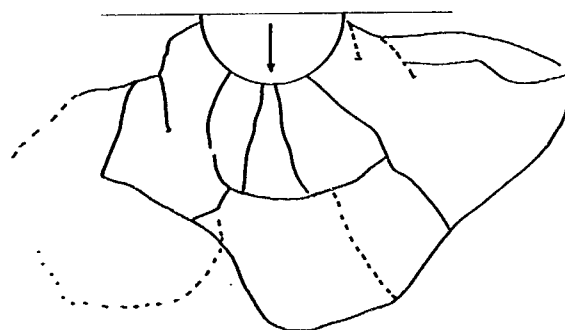
傾斜角 $\theta = 10^\circ$



傾斜角 $\theta = 20^\circ$



傾斜角 $\theta = 30^\circ$



傾斜角 $\theta = 40^\circ$

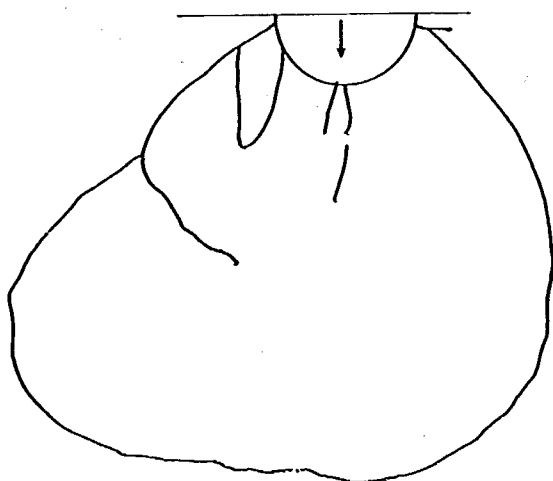


図3-5-1 地盤ひびわれ図

また、表3-5-1は、ひびわれ状況を図3-5-3の項目について測定したものである。まず、ひびわれの、範囲については、ひびわれ巾(D)、ひびわれ長さ(L)が、傾斜角が急になるにしたがって増加している。

図3-5-4は、縦軸にD/Bを、横軸に傾斜角 θ を、とったもので、ひびわれ巾が傾斜角の増加によって増大している様子が良くわかる。図3-5-5は縦軸にL/Bをとったものであるが、ひびわれ長さについても同様の事がいえることがわかる。(写真-2参照)

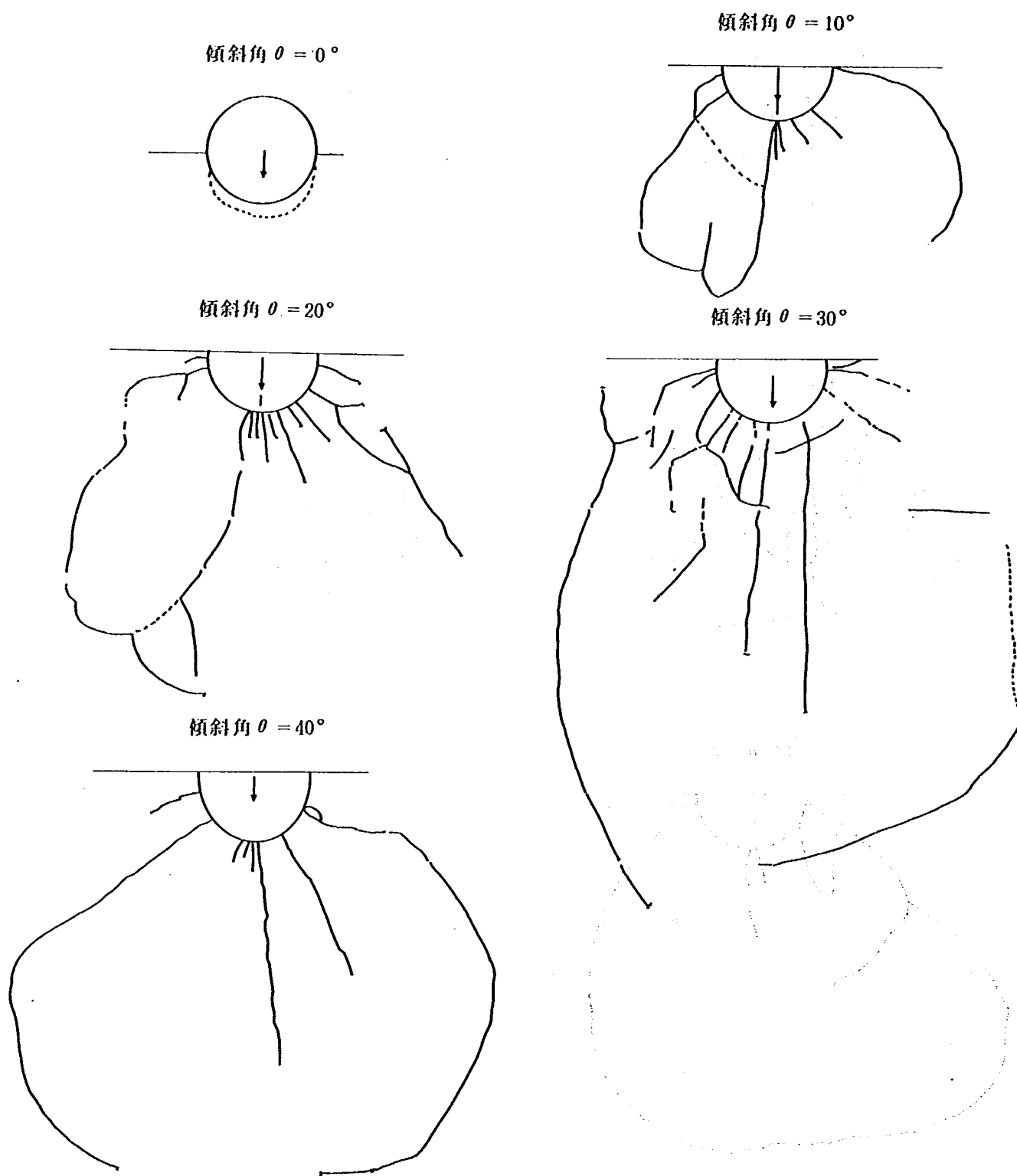


図3-5-2

表 3-5-1

単位 (mm)

ケース	A_1	A_2	B_1	B_2	x_1	x_2	D_1	D_2	D	L	Λ
1-1	60	170	40	60	60	39	—	270	540	460	0.1025
1-2	—	—	0	45	72	41	300	300	600	430	
1-3	—	100	35	15	56	66	320	310	630	400	
1-4	—	30	10	10	64	52	250	450	700	500	
1-5	—	—	0	20	53	45	520	310	830	720	
2-1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
2-2	—	—	20	0	60	76	260	360	620	470	
2-3	—	—	30	65	66	51	380	400	780	690	
2-4	150	110	15	10	70	71	400	500	930	1030	
2-5	200	—	100	75	54	49	475	480	955	810	

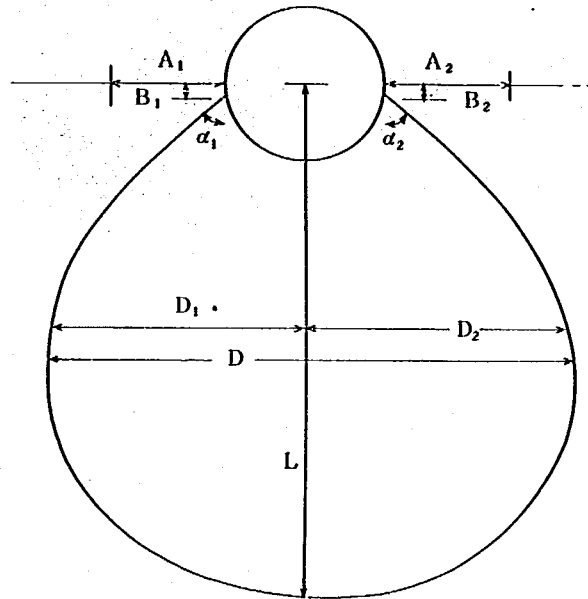
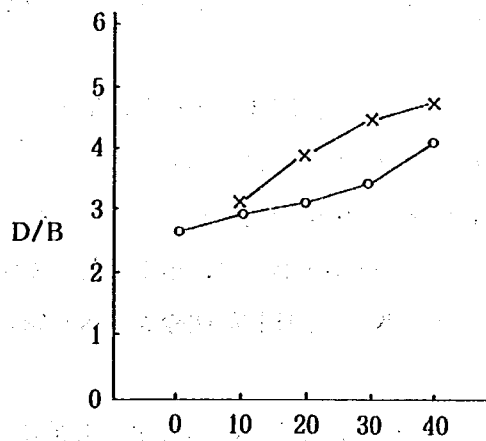
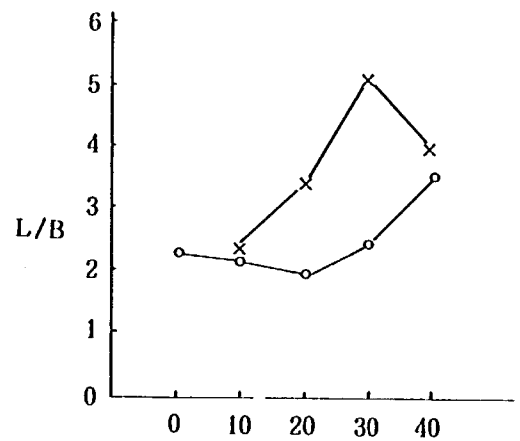


図 3-5-3



傾斜角

図 3-5-4



傾斜角

図 3-5-5

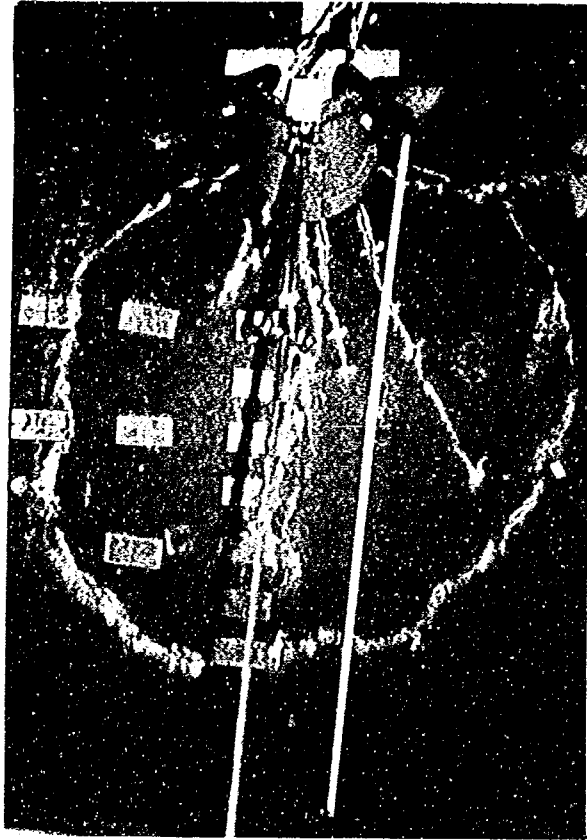


写真-2 ひびわれ状況

また、ひびわれの広がり角度については、傾斜角による差があまりなく、図3-5-3に示した α_1 と α_2 と平均値は、杭長50cmで $49^\circ \sim 61^\circ$ 、杭長100cmで $52^\circ \sim 70^\circ$ である。この値は、道路公団等で用いられている。 $\alpha = \phi/3 \approx 10^\circ \sim 20^\circ$ に比較するとかなり大きい。また、地盤内部の破壊後の様子を示したものが、図3-5-6、図3-5-7である。(写真-3、4参照)

図3-5-6は杭長100cmの場合の地盤内すべり線、図3-5-7は杭長50cmの場合の地盤内すべり線で、これらの図を基に、図3-5-8の項目について測定した値を示したものが表3-5-2である。

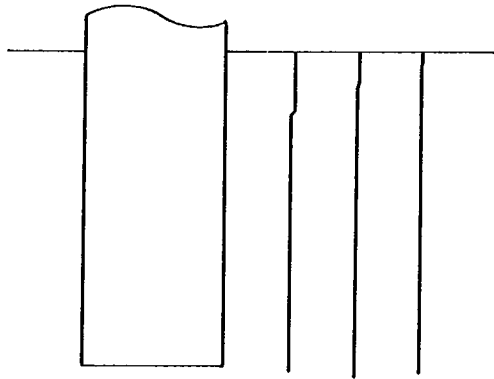
図3-5-6、図3-5-7を見ると、杭長50cmの場合の方が杭長100cmの場合に比べてすべり線が明瞭にでていることがわかる。

これは、相対剛性の高い杭の方がすべり線が出やすいためであろう。すなわち、図3-5-7に示すように、杭長50cmの杭では、杭の第1不動点の位置は杭頭水平荷重が増加しても変化していない。

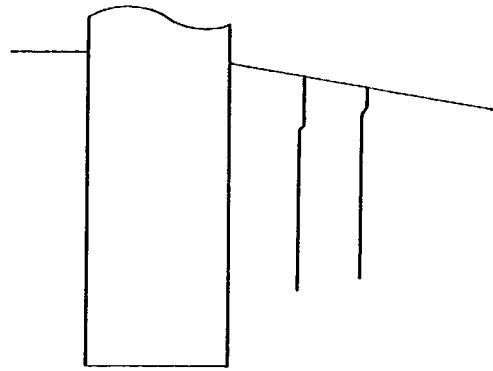
それに比べ、杭長100cmの杭では、水平荷重の増加につれて、第1不動点の位置が変化して、常にすべり線の位置が変化している。それゆえ、杭長100cmの場合には、明確なすべり線が表われず、第1不動点の位置がほぼ一定の杭長50cmの杭では、すべり線の発生位置がほぼ同じであるために、比較的明瞭なすべり線が表われるものと思われる。

一般に、このすべり線は、受働土圧のすべり線に相当するものと考えられる。そこで、二次元土圧理論によるすべり線と比較することとする。図3-5-9に示すように、構造物の変形や荷重の作用方向によって5タイプのすべり線網が理論的に可能であるが、このうち①のタイプが、杭長50cmの杭の場合の挙動に近い

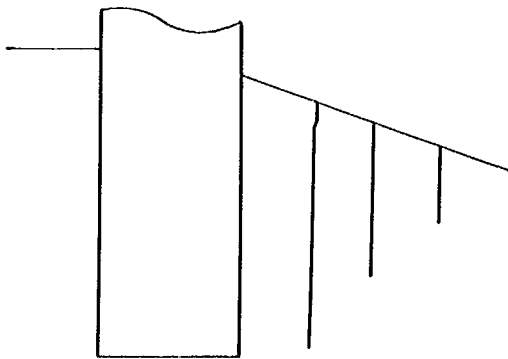
傾斜角 $\theta = 0^\circ$



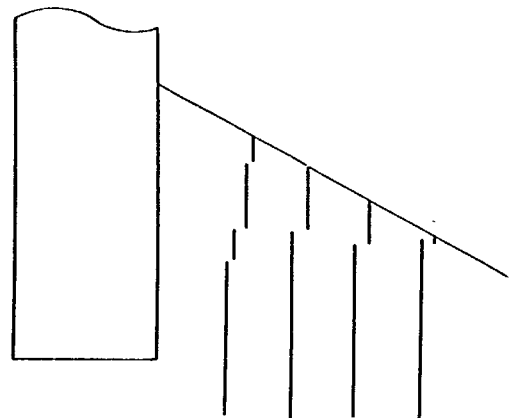
傾斜角 $\theta = 10^\circ$



傾斜角 $\theta = 20^\circ$



傾斜角 $\theta = 30^\circ$



傾斜角 $\theta = 40^\circ$

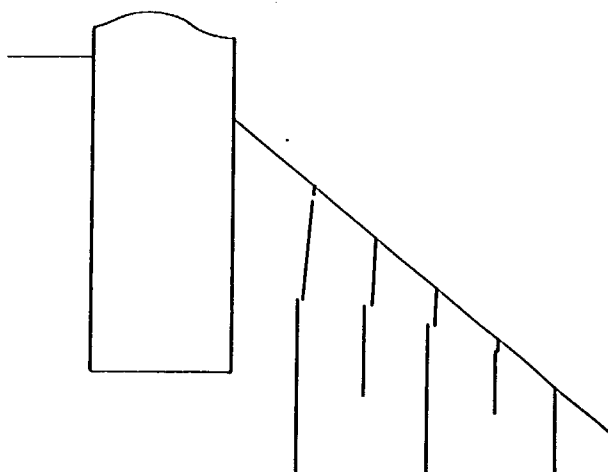


図 3-5-6 地盤内すべり線

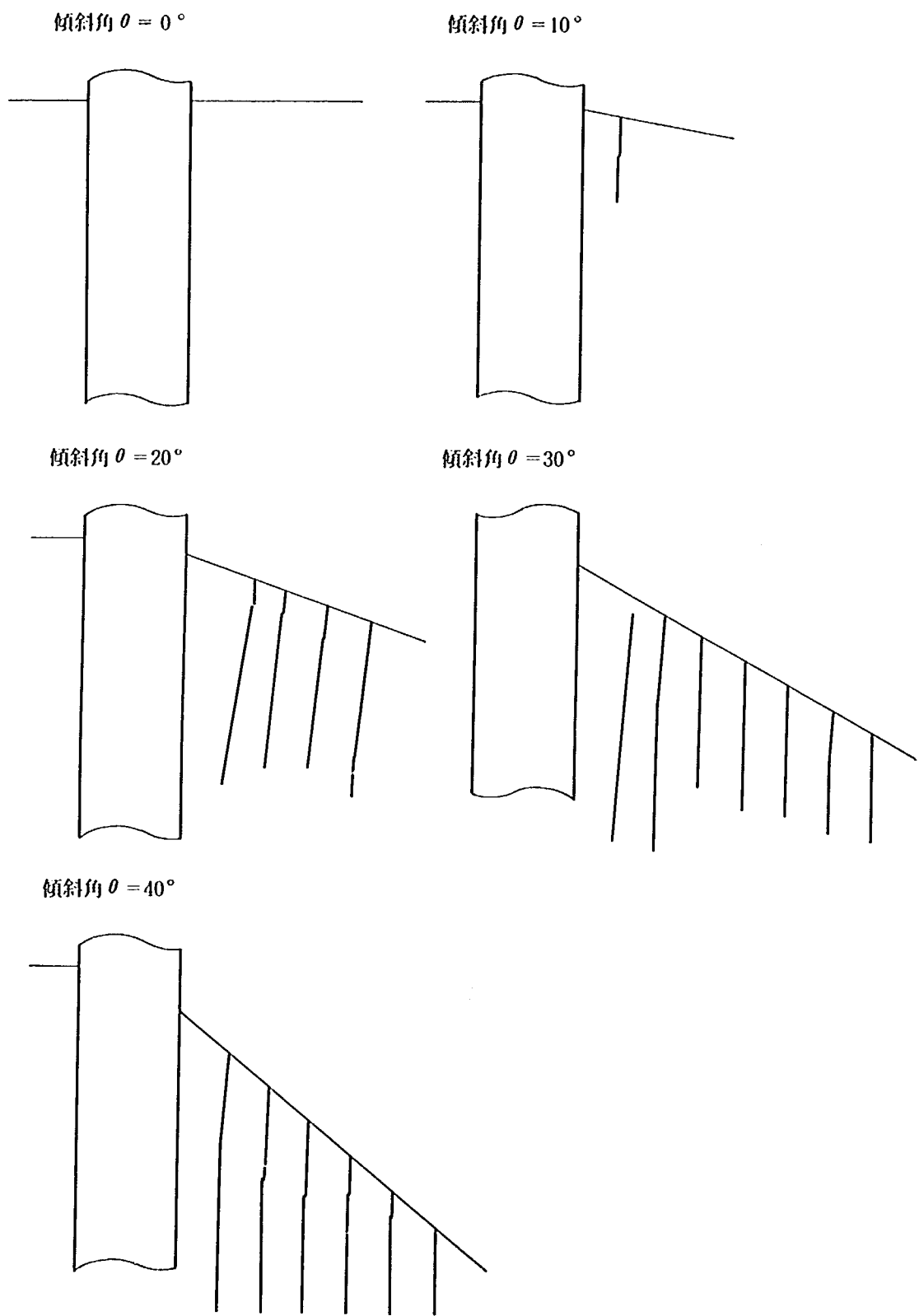


図 3-5-7 地盤内すべり線

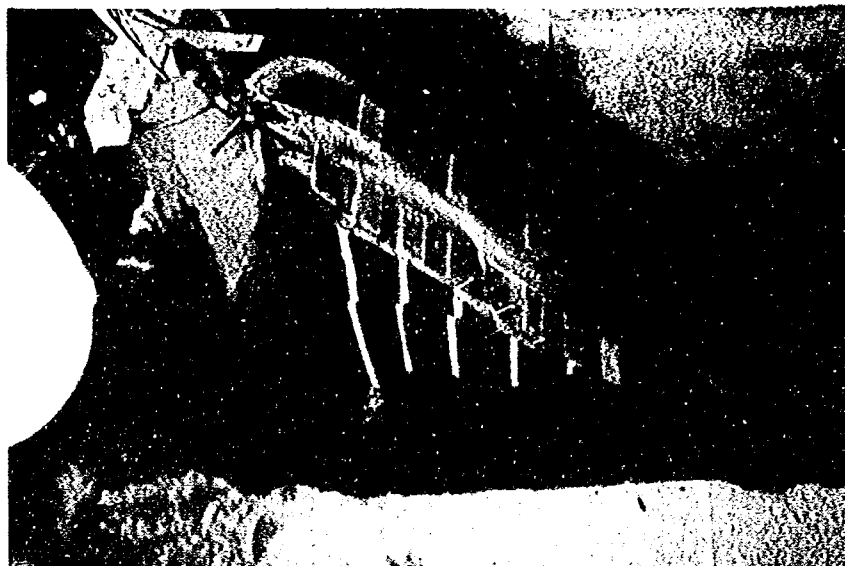


写真3 地中すべり線

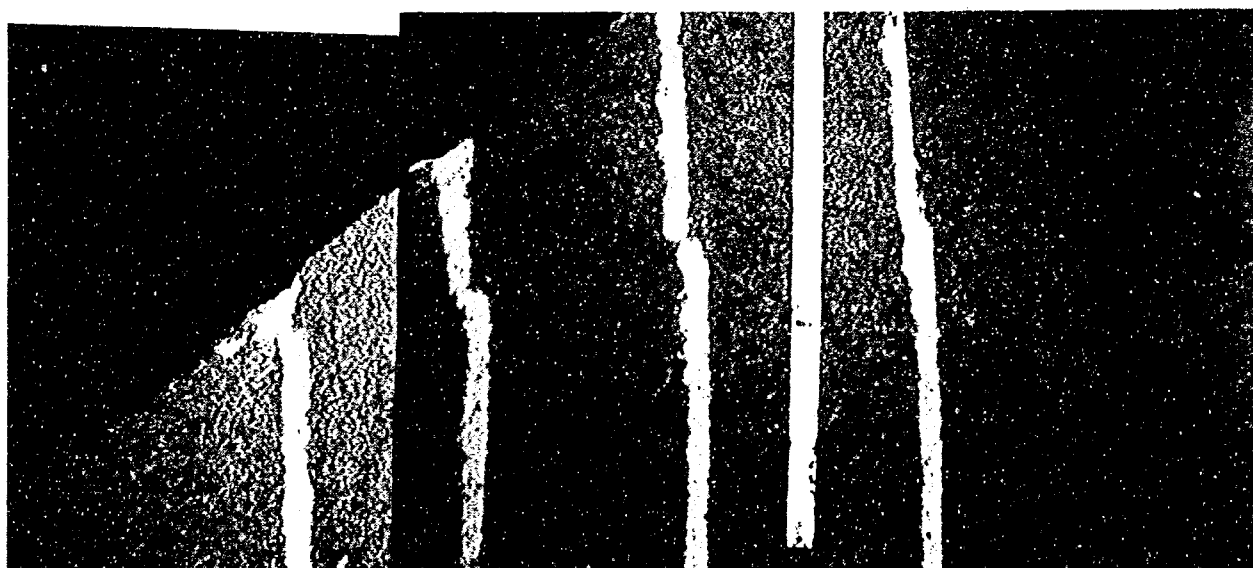


写真4 地中すべり線

ことがわかる。

この場合のすべり線は、塑性平衡状態にあるモール、クーロンの応力円を用いた図解法^{6),7)}より求めることができる。

図3-5-10は、水平地盤の場合の図解例で、図中の(c)が、受働破壊における地盤すべり線を表わし地表面をすべり線との交角は一般に良く知られているように $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ となる。いま、 $\phi = 40^\circ$ とすると理論交角は 25° となり今回の水平地盤での結果($\theta = 24^\circ$)とほぼ良い一致をしている。

表 3-5-2

ケース	A	B	C	D	E	F	G	L	(AB) β_1	(BC) β_2	(CD) β_3
1-1	55	30						200	14°		
	105	70	25					350	19°	24°	
1-2	85	30						430	30.8°		
	310										
1-3	30							280			
	280	190	100						48.4°	48.4°	
1-4	70							230			
	170	120	80	30				400	25.4°	19.8°	25.4°
	220										
1-5	195	120	70	25					34.9°	21.2°	18.7°
2-1											
2-2	90	—	—	—	—	—	—	460			
2-3	60	70	80		—	—	—	685			
	470	380	350	340					48.4°	16.6°	5.4°
2-4	70					100					
	575	250	265	200	130	150			99.5°	-6°	34°
2-5	263	225	174	92	54	8		800	15.3°	31.7	38.8°

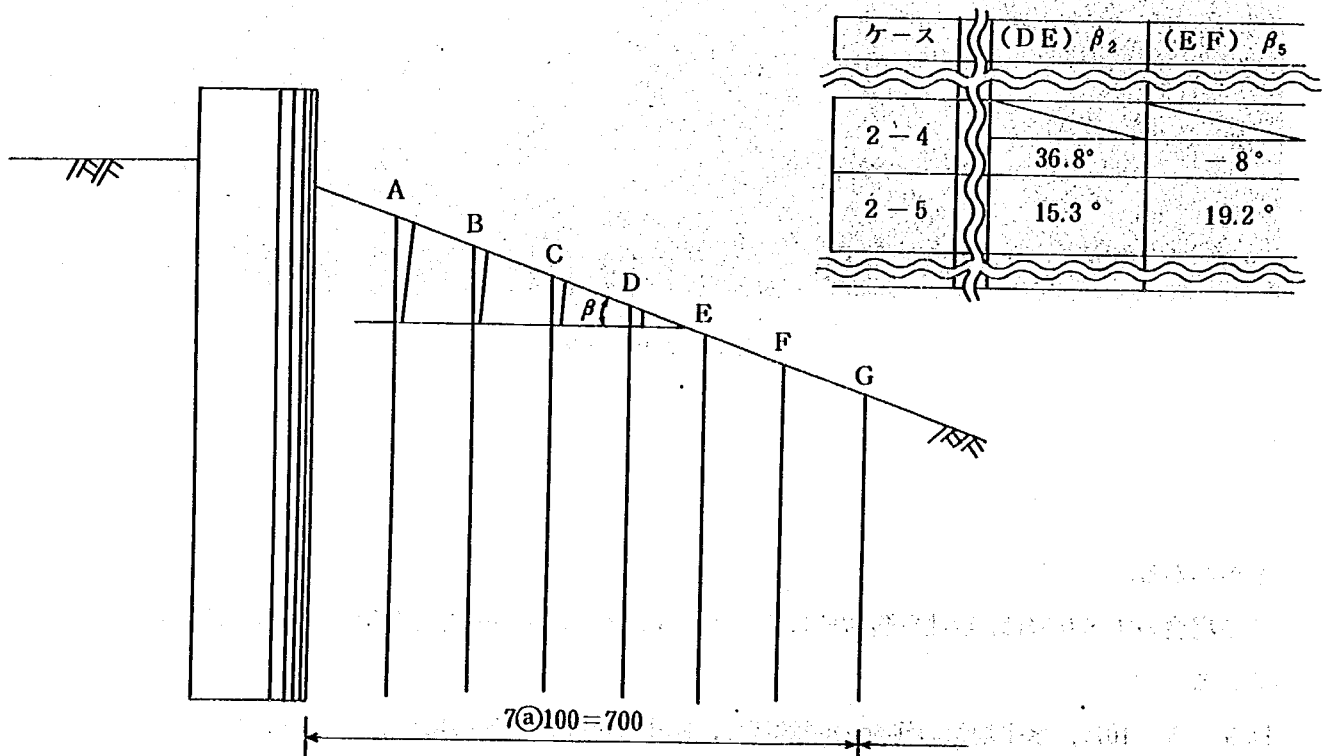
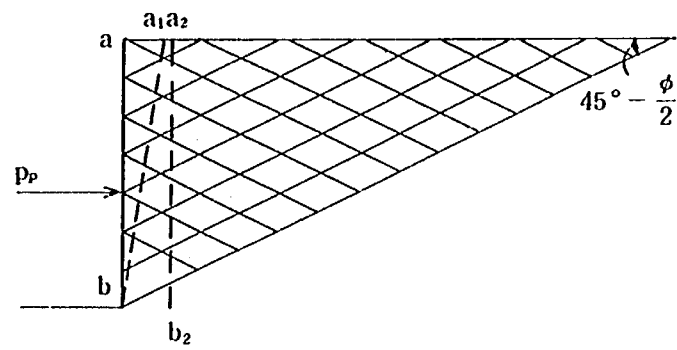
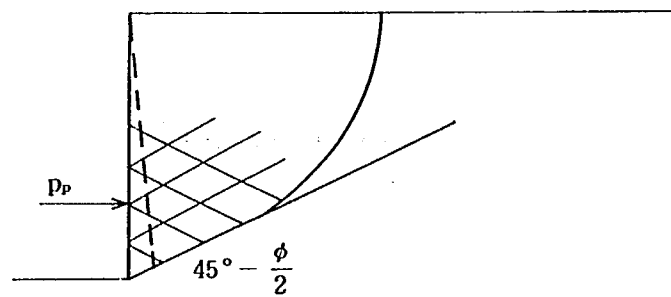


図 3-5-8

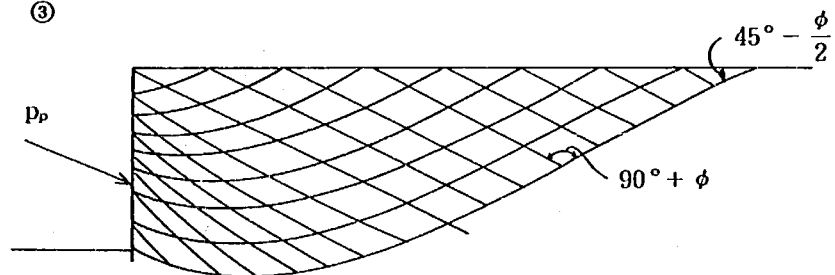
①



②



③



④

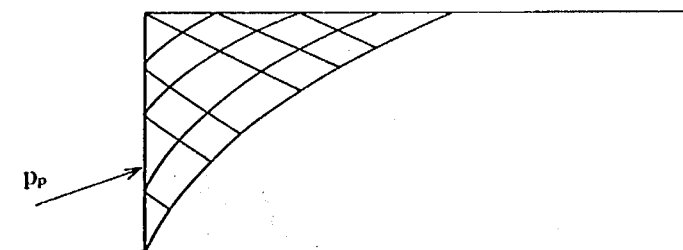


図 3-5-9 壁の変形および荷重の作用方法によるすべり面

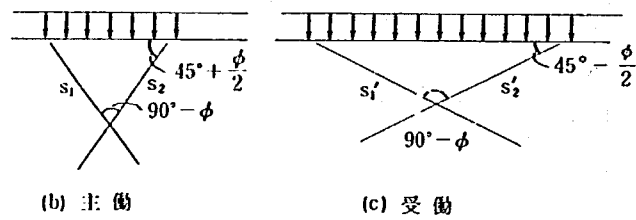
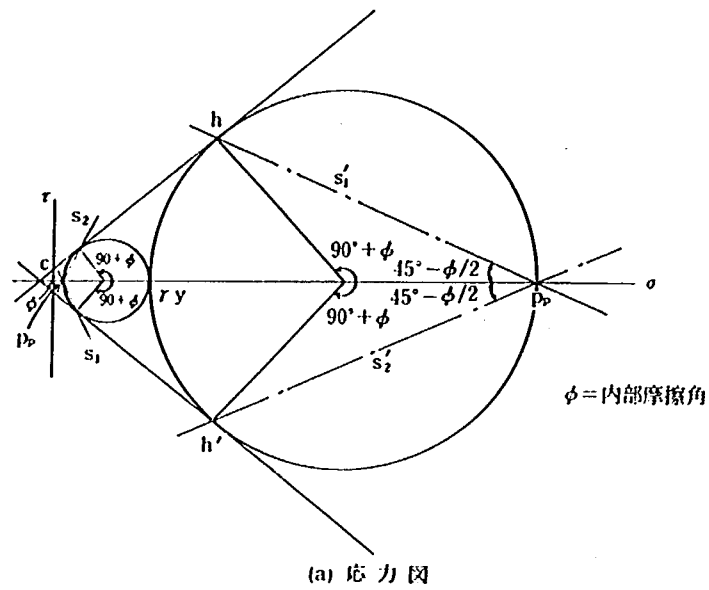


図3-5-11は、傾斜角30°の場合の図解例である。この図より得られた図中(c)の受働破壊すべり線を見ると、水平面に対して下向きに出ることがわかるが、実験においてもこれと同様の結果が得られた。また、傾斜している場合の傾斜面とすべり線の交角は、図中(a)の角 β となるので、 $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ よりも鋭角で次式によって表わされる。

$$\beta = 45^\circ - \frac{\phi}{2} - \frac{\varepsilon}{2}$$

ここで、

$$\varepsilon = \tan^{-1} \left[\frac{\left\{ \cos i \frac{\cos i - (\cos^2 i - \cos^2 \phi)^{\frac{1}{2}}}{\cos i + (\cos^2 i - \cos^2 \phi)^{\frac{1}{2}}} \right\} \tan i}{\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} + 1} \right]$$

β : 傾斜面とすべりの交角

ϕ : 内部摩擦角

i : 地盤の傾斜角

となる。

次に、すべり線が顕著に表われている杭長50cmの杭について、傾斜角によるすべり線の発生位置の変化を調べてみることにする。

図3-5-12は、各傾斜角毎のすべり線を示したものであるが、傾斜角が急になるにしたがって、すべり

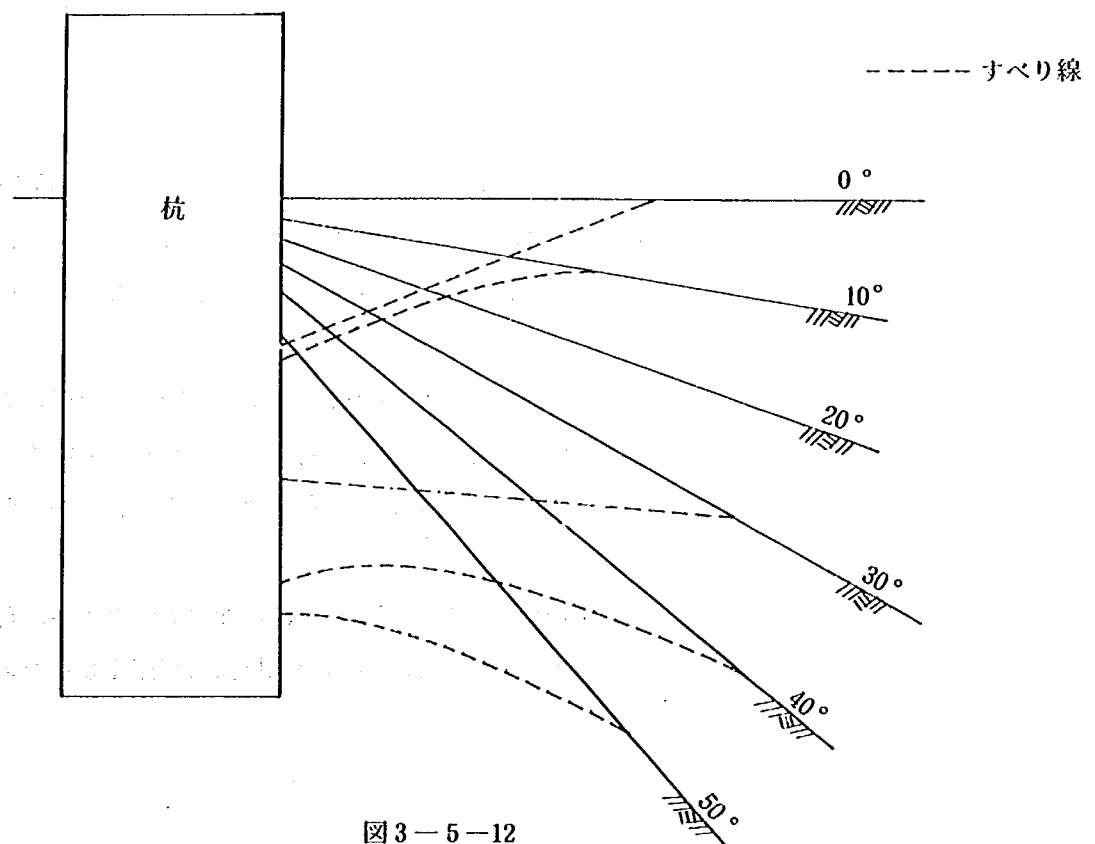


図3-5-12

線の発生位置が、杭先端に近づく傾向にあることが良くわかる。このすべり線の発生位置と傾斜角の関係を図示すると図3-5-13のようになる。傾斜角が 0° の地盤では、杭の位置におけるすべり線の発生深さは地表より15cm、傾斜角が 30° では29cm、傾斜角が 40° では33cm、傾斜角が 50° では40cmとなっており、傾斜角の増大とともにすべり線の発生深さは、ほぼ直線的に深くなっていくことがわかる。

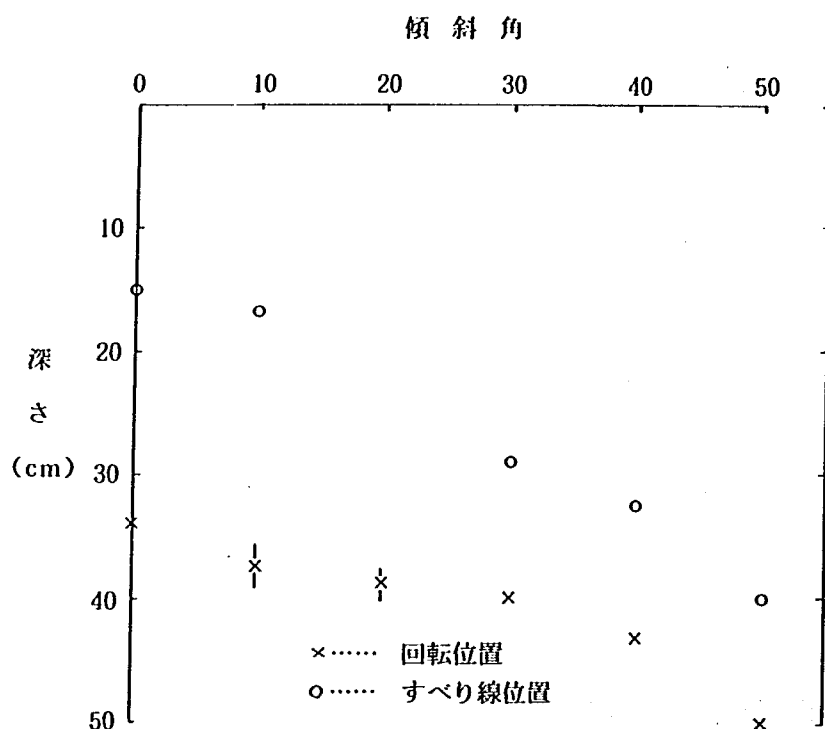


図3-5-13

また、この図には、杭の第1不動点の深さも同時にプロットしたが、すべり線の発生位置と同様に、傾斜角の増大につれて深くなっており、傾斜角 50° では、杭先端が回転中心となっている。また、すべり線が杭体と交わる位置での杭の水平変位量を調べたものが図3-5-14で、傾斜角が急になるにつれてその点での変位量が減少していることがわかる。

一般に擁壁等の剛体構造物においては、受働土圧が100%発揮されるのは、密な砂の場合で壁高の4%程度とされているが、今回の実験結果も、杭の回転中心までの深さに対するすべり線発生位置での水平変位の割合は、傾斜角 0° の場合では4%と擁壁の場合とほぼ合うが、傾斜角が急になるとわずか1%~2%程度ですべりが発生している。

これは、杭前面の受働土圧と背面の受働土圧のバランスが崩れて、前面の受働土圧が、背面の受働土圧に比べて小さくなるため、杭頭に作用する水平力に対する前面地盤の抵抗領域が深くなるためと思われる。

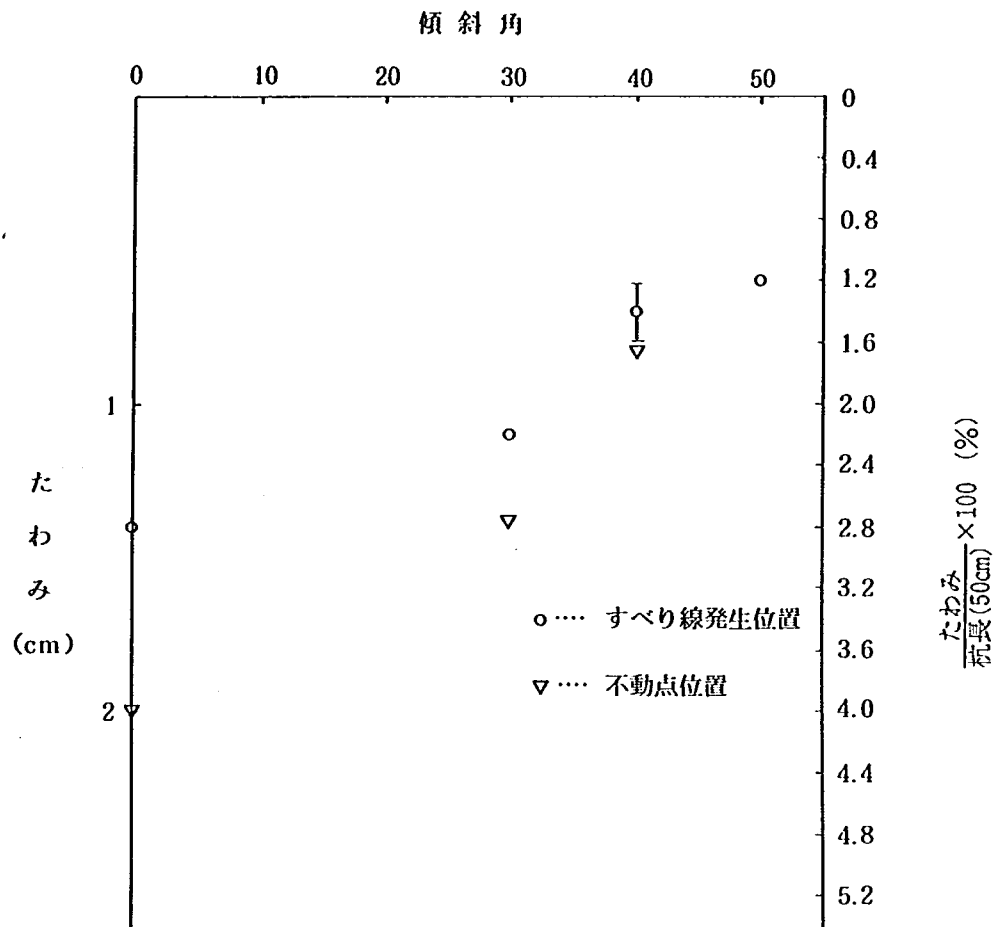


図 3-5-14

4. 実験結果の解析

今回の解析には、56年度に当研究室で開発した地盤の弾塑性を考慮した解析手法¹⁴⁾を使用する。
基本的な解析式を以下で簡単に説明する。

4-1 基本式

(1) 基礎方程式

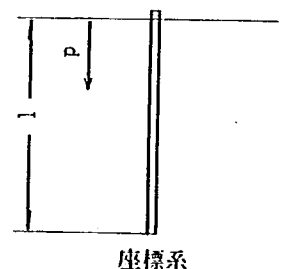
弾性床上の梁の基本式は

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} = -q(x, w) + \overline{p(x)} \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

(4-1) 式を無次元表示すれば

$$\frac{EI}{l^4} \frac{d^4 w}{d\rho^4} = -q(\rho, w) + \overline{p(\rho)} \quad \dots\dots\dots (4-2)$$

ここで $\rho = x/l$



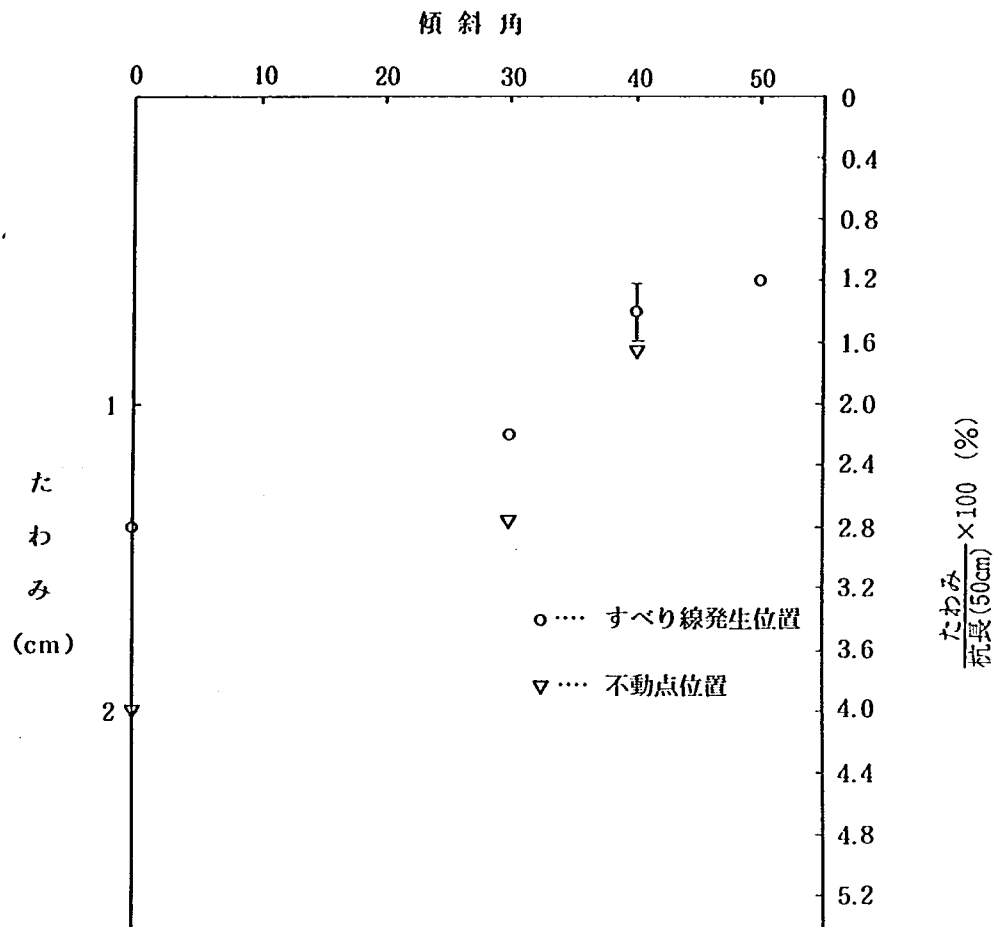


図 3-5-14

4. 実験結果の解析

今回の解析には、56年度に当研究室で開発した地盤の弾塑性を考慮した解析手法¹⁴⁾を使用する。
基本的な解析式を以下で簡単に説明する。

4-1 基本式

(1) 基礎方程式

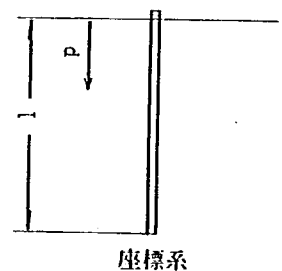
弾性床上の梁の基本式は

$$EI \frac{d^4 w}{dx^4} = -q(x, w) + \overline{p(x)} \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

(4-1) 式を無次元表示すれば

$$\frac{EI}{l^4} \frac{d^4 w}{d\rho^4} = -q(\rho, w) + \overline{p(\rho)} \quad \dots\dots\dots (4-2)$$

ここで $\rho = x/l$



地盤反力は変位に比例することにより、(4-2) 式は

$$\frac{EI}{l^4} \frac{d^4 w}{d\rho^4} = -k(\rho)w + \overline{p(\rho)} \quad \dots\dots\dots (4-3)$$

$$q(\rho, w) = k(\rho)w$$

と書き表わせる。

(4-3) 式の地盤反力を荷重とみなし右辺を 0 とおいた時の一般解は ρ に関する 3 次式で表わせる。

$$w = A + B\rho + C\rho^2 + D\rho^3 \quad \dots\dots\dots (4-4a)$$

$$= [1, \rho, \rho^2, \rho^3] N_w \quad \dots\dots\dots (4-4b)$$

ここで、 $N_w = \{A, B, C, D\}$ で境界条件により決まる固有マトリックス

(4-4a) 式 (4-4b) 式をもとに変位と断面力 (状態ベクトル) をマトリックス表示すると次のようになる。

$$W(\rho) = \begin{bmatrix} w \\ \theta \\ S \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1/l & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -6EI/\ell^3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -2EI/\ell^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & \rho & \rho^2 & \rho^3 \\ 0 & 1 & 2\rho & 3\rho^2 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 3\rho \end{bmatrix} N_w \quad \dots\dots\dots (4-5a)$$

あるいは

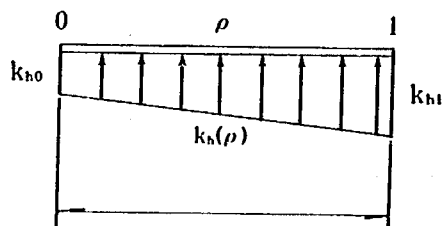
$$W(\rho) = D_w \cdot R(\rho) N_w \quad \dots\dots\dots (4-5b)$$

(4-5a) あるいは (4-5b) は (4-2) 式の微分方程式を解くための基礎となる式である。

この解法の上でキーポイントとなる反力荷重項について次にのべる。

(2) 地盤荷重項

地盤反力を荷重と仮定しているの、固有マトリックス N_w は定数とみなすことができる。



地盤反力係数分布図

地盤反力係数を区間内で直接分布とするので、任意点での地盤反力係数 $k_h(\rho)$ は

$$k_h(\rho) = (1-\rho)k_0 + k_1 \quad \dots\dots\dots (4-6)$$

地盤反力は

$$q(\rho) = -k_h(\rho)w(\rho) \quad \dots\dots\dots (4-7)$$

となり、一般解で求めたたわみを (4-1) 式に代入してマトリックス表示すれば

$$q(\rho) = -[-k_{h0}, -k_{h1}] \begin{bmatrix} 1-\rho & \rho-\rho^2 & \rho^2-\rho^3 & \rho^3-\rho^4 \\ \rho & \rho^2 & \rho^3 & \rho^4 \end{bmatrix} N_w \quad \dots\dots (4-8)$$

となる。地盤反力は ρ に関して 4 次の次元を持つ分布荷重と考えられるので地盤反力荷重項は次のように表わせる。

$$Kg(\rho) = \frac{I^4}{6EI} \int_0^{\rho} \begin{bmatrix} -\rho^3 \\ 3\rho^2 \\ -3\rho \\ 1 \end{bmatrix} [-k_{h0}, -k_{h1}] \begin{bmatrix} 1-\rho & \rho-\rho^2 & \rho^2-\rho^3 & \rho^3-\rho^4 \\ \rho & \rho^2 & \rho^3 & \rho^4 \end{bmatrix} N_w \quad \dots\dots\dots (4-9)$$

この積分を実行すると次式の通りとなる。

$$Kg(\rho) = \frac{I^4}{6EI} \begin{bmatrix} \frac{1}{4}k_{h0}\rho^4 + \frac{1}{5}(-k_{h0}+k_{h1})\rho^5 - \frac{1}{5}k_{h0}\rho^5 + \frac{1}{6}(-k_{h0}+k_{h1})\rho^5 - \frac{1}{6}k_{h0}\rho^6 + \frac{1}{7}(-k_{h0}+k_{h1})\rho^7 \\ \frac{1}{7}k_{h0}\rho^7 + \frac{1}{8}(-k_{h0}+k_{h1})\rho^8 \\ -k_{h0}\rho^3 + \frac{3}{4}(k_{h0}-k_{h1})\rho^4 - \frac{3}{4}k_{h0}\rho^4 + \frac{3}{5}(k_{h0}-k_{h1})\rho^5 - \frac{3}{5}k_{h0}\rho^5 + \frac{1}{6}(k_{h0}-k_{h1})\rho^6 \\ -\frac{1}{2}k_{h0}\rho^6 + \frac{3}{7}(k_{h0}-k_{h1})\rho^7 \\ \frac{3}{2}k_{h0}\rho^2 + (-k_{h0}+k_{h1})\rho^3 - k_{h0}\rho^3 + \frac{3}{4}(-k_{h0}+k_{h1})\rho^4 - \frac{3}{4}k_{h0}\rho^4 + \frac{3}{5}(-k_{h0}+k_{h1})\rho^5 \\ \frac{3}{5}k_{h0}\rho^5 + \frac{1}{2}(-k_{h0}+k_{h1})\rho^6 \\ -k_{h0}\rho + \frac{1}{2}(k_{h0}-k_{h1})\rho^2 - \frac{1}{2}k_{h0}\rho^2 + \frac{1}{3}(k_{h0}-k_{h1})\rho^3 - \frac{1}{3}k_{h0}\rho^3 + \frac{1}{4}(k_{h0}-k_{h1})\rho^4 \\ -\frac{1}{4}k_{h0}\rho^4 + \frac{1}{5}(k_{h0}-k_{h1})\rho^5 \end{bmatrix} N_w$$

ここに $Kg(\rho)$; 地盤反力荷重項

以上の結果より、一般荷重項および反力荷重項が求まり (4-2) 式の微分方程式の解が次のようなベクトル要素で表わせる。

$$W(\rho) = D_w R_w(\rho) \{N_w + Kg(\rho) + \Sigma K_w(\rho)\} \quad \dots\dots\dots (4-10a)$$

$$= D_w R_w(\rho) \{(E + Kc(\rho))N_w + \Sigma K_w(\rho)\} \quad \dots\dots\dots (4-10b)$$

ここに D_ω ; 剛性マトリックス
 $R_\omega(\rho)$; 座標マトリックス
 $Ke(\rho)$; 反力荷重係数マトリックス
 $K_\omega(\rho)$; 一般荷重マトリックス
 $N_\omega(\rho)$; 固有マトリックス

○微分方程式の解

(4-5) 式を用いて境界条件を代入すれば、基本式の解は、

$$N_\omega = - \begin{bmatrix} B_\omega \\ B'_\omega(E+Ke) \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} O \\ B'_\omega \end{bmatrix} \Sigma K_\omega \dots\dots\dots (4-11)$$

となる。

多部材の解は同様にして

$$N_{1\omega} = - \begin{bmatrix} B_{1\omega} \\ B'_{N\omega} T_N \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} O \\ B'_{N\omega} \end{bmatrix} S_N \dots\dots\dots (4-12)$$

$$\text{但し } T_i = L_i \cdot f_{i-1} \cdot T_{i-1}$$

$$L_i = R_i(0)^{-1} R_{i-1}(1)$$

$$f_i = Ke_i(1) + E$$

$$S_i = L_i(f_i S'_{i-1} + K_{i-1})$$

となる。

4-2 横方向地盤反力係数の決め方

(1) 水平地盤における k 値は、道路橋示方書にもとづいて以下の方法によって求めるものとする。

1) 水平載荷試験による荷重変位曲線を用い Y.L. Chang の方法により、着目する変位量とそれに対応する荷重から k 値を逆算する。

2) 地盤調査結果に基づいて k 値を推定する場合には、次の手法による。

$$k = k_0 y^{-\frac{1}{2}} \dots\dots\dots (4-2-1)$$

ここに、

k : 横方向地盤反力係数 (kg/cm³)

k_0 : 設計地盤面の水平変位量を 1 cm としたときの横方向地盤反力係数で次式による

$$k_0 = a E_0 D^{-3/4} \quad (\text{kg/cm}^3)$$

E_0 : 表 3-1 に示す方法で求めた地盤の変形係数 (kg/cm²)

a : E_0 の求め方に対応する表 3-1 に示す係数

D : 杭径 (cm)

表4-2-1

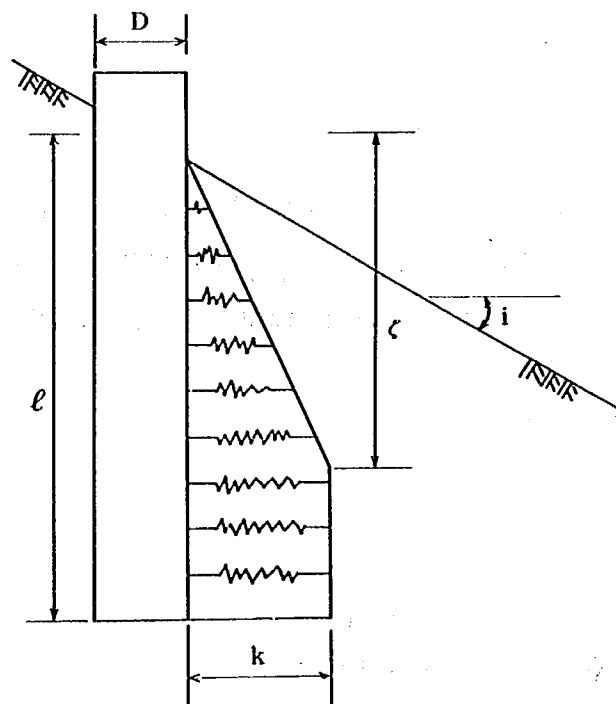
地盤の変形係数 E_0 (kg/cm ²)	α
ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数	0.8
一軸または、三軸圧縮試験から求めた変形係数	0.8
標準貫入試験の N 値より $E_0=28N$ で推定した変形係数	0.2

なお、以上に求めた k は、水平地盤に対する k 値である。

(2) 地盤が傾斜している場合の k 値は水平地盤に対する k 値を、以下の方法で地表面から ζ の深さまで直線的に低減させるものとする。

$$\zeta = \frac{\nu}{\beta}$$

$$= \frac{\nu}{\sqrt[4]{\frac{\mu \cdot k \cdot D}{4EI}}} \dots\dots\dots (4-2-2)$$



ここに

ζ : 横方向地盤反力係数の低減深さ

ν : 地盤の種類によって決まる係数

μ : 傾斜角 i に対応する図4-2-1に示す係数

k : 水平地盤における横方向地盤反力係数 (kg/cm³)

D : 杭径 (cm)

EI : 杭の曲げ剛性 (kg・cm²)

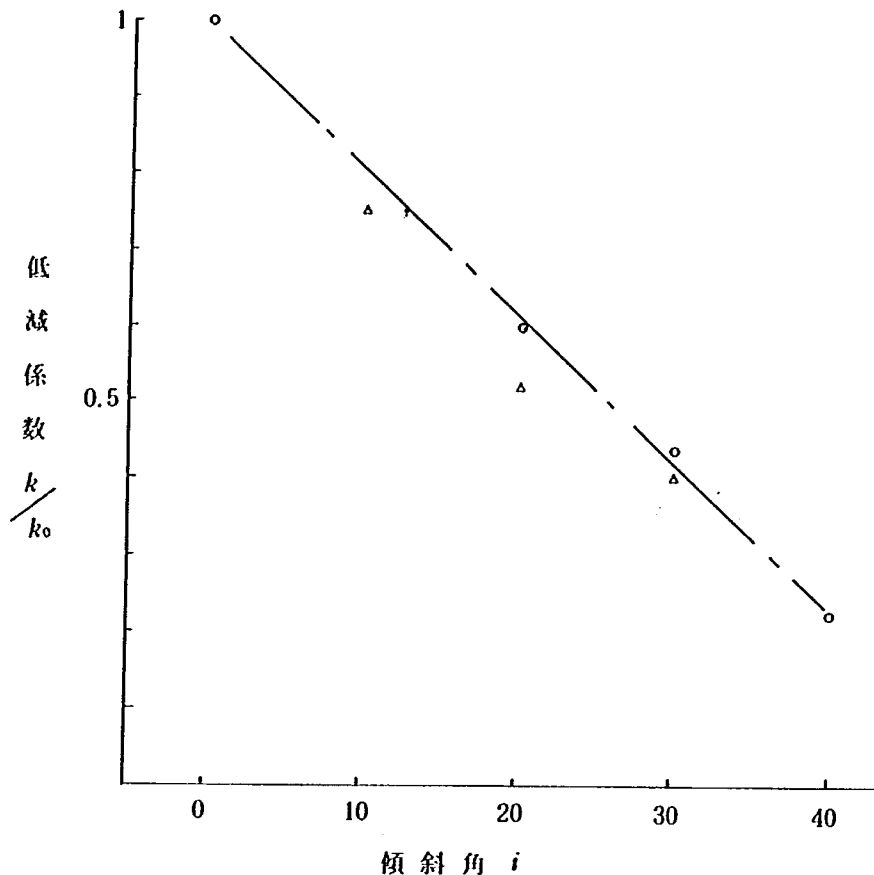


図4-2-1 傾斜角 i に対応する低減係数

(4-2-2) 式は、水平地盤において一般に設計地盤面より $1/\beta$ 程度の深さまでを水平抵抗に関与する深さとみなして計算を行なうのと同様の考え方である。傾斜地盤上であるので、 $\beta = \sqrt{\frac{k \cdot D}{4EI}}$ の k に傾斜角に対応する低減係数 μ を乗ずることとし、また ξ を単に β の逆数とするのではなく、地盤の種類によって決まる係数 μ を乗じた値として k 値を低減すべき範囲を定めた点に特徴がある。

実験に対応する k 値を上記の方法により求めると、表4-2-2のようになる。

表4-2-2

		k 値
(1) Y. L. Changの式より逆算(水平地盤と仮定した場合)		2.1kg/cm ³
(2) 地盤調査結果を用いて 2)の方法により斜面を 考慮して算出	N 値より $E_0 = 28N$ として算出	3.3kg/cm ³
	三軸圧縮試験の変形係数より算出	4.8kg/cm ³

図4-2-2に、杭長100cmの場合の k 値と地表面変位の関係を示す。

一方、曲げひずみから数値微積分により求めた k 値を図に示す。(図4-2-3, 図4-2-4, 図4-2-5 参照)

これらの図には、数値微積分より求めた k 値と、それを地表面から最大 k 値発生位置までを三角形分布するものとし、それ以下を k 値が一定の長方形分布をするものとして反力載荷法により算出した k 値を示した。これらの図には、水平荷重、杭の地表面変位、最大 k 値、最大 k 値発生位置も同時に示した。

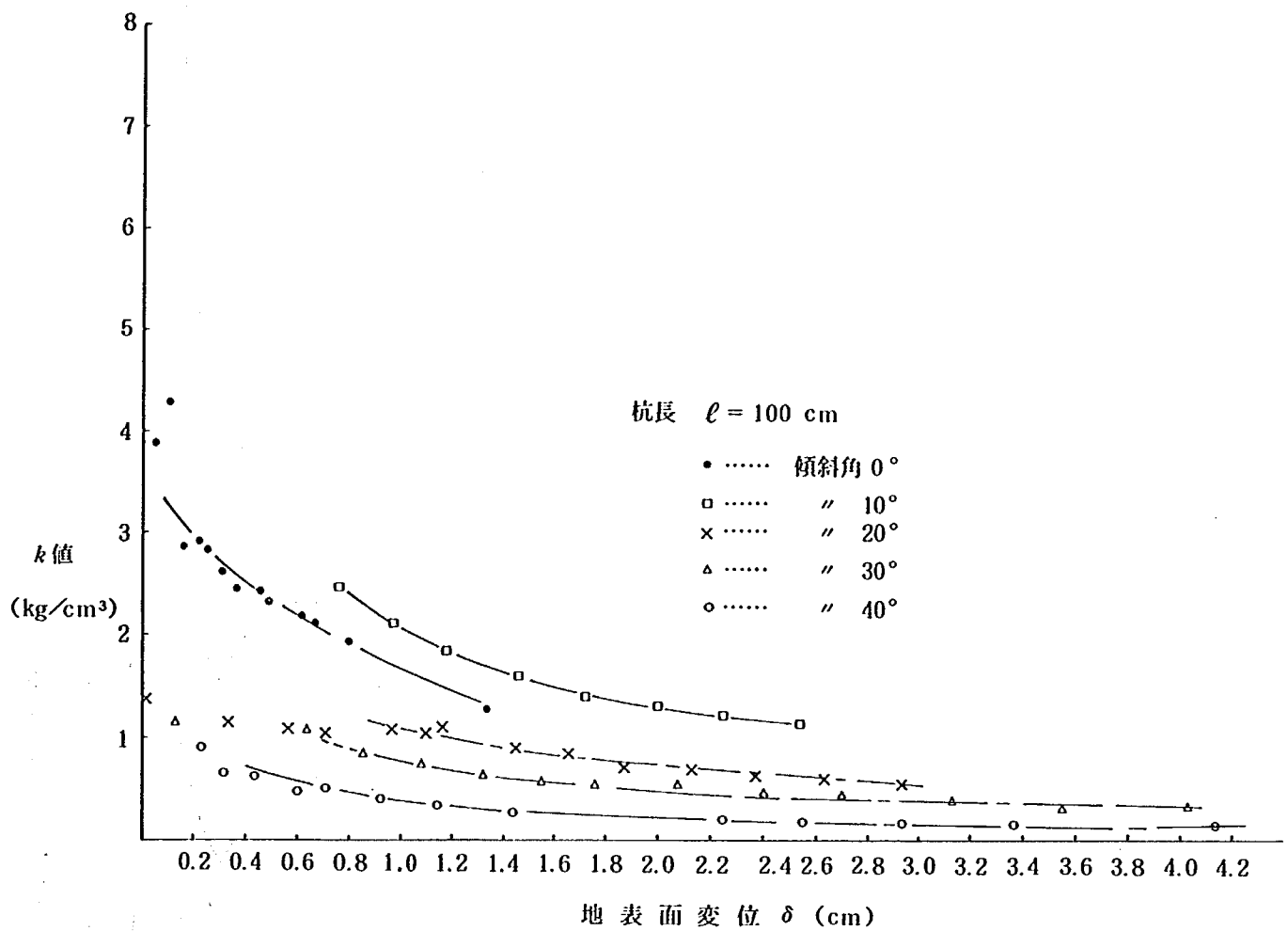


図4-2-2 k 値と地表面変位の関係

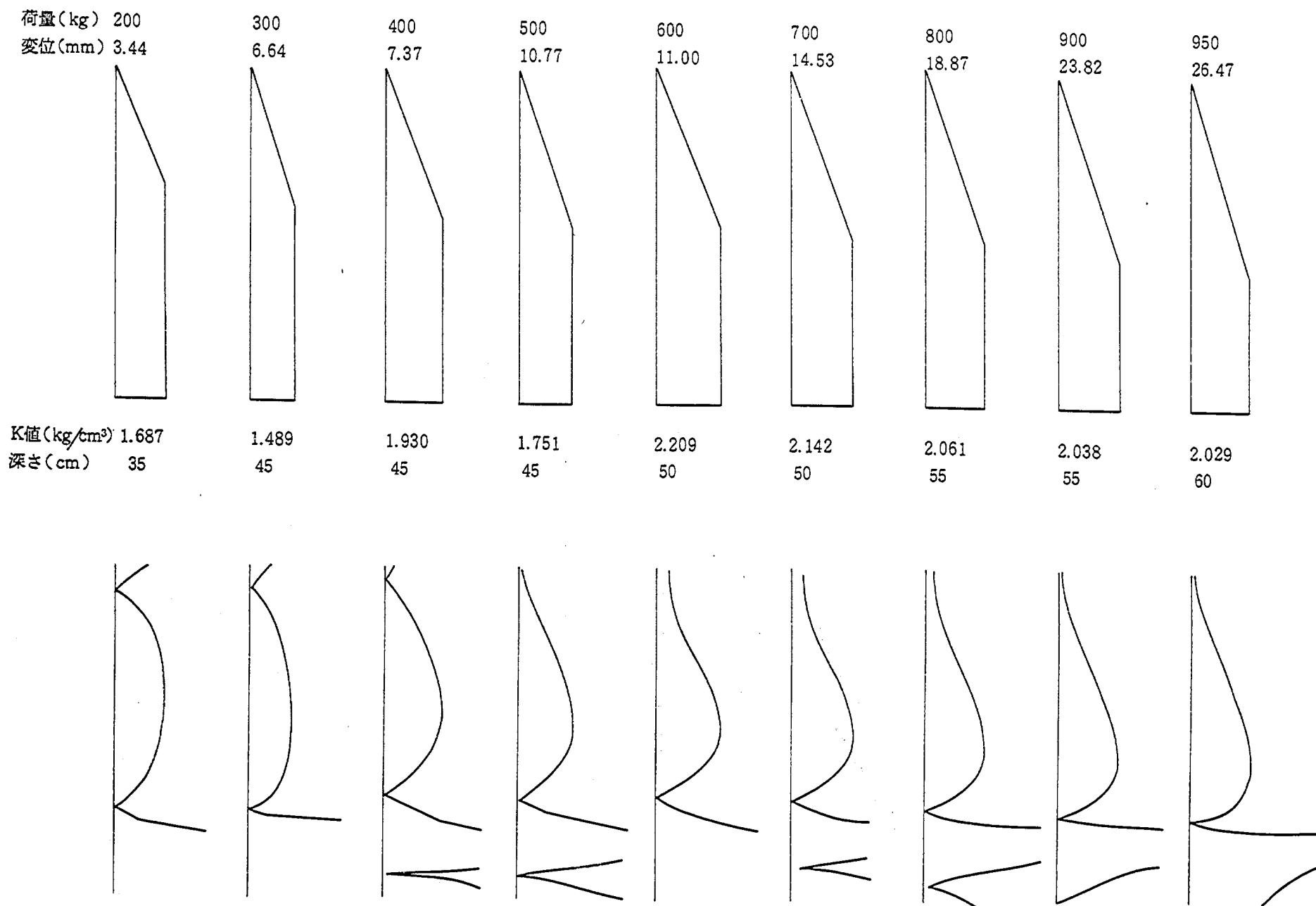
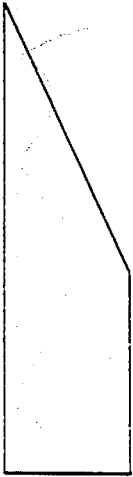
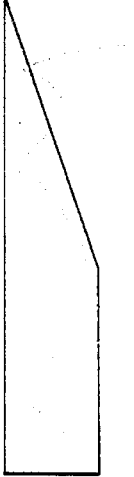
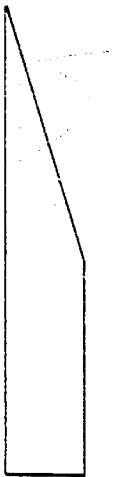
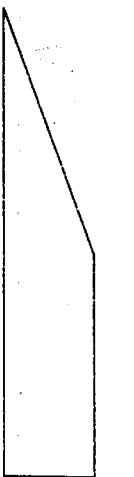
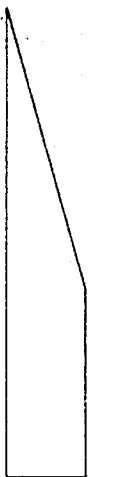
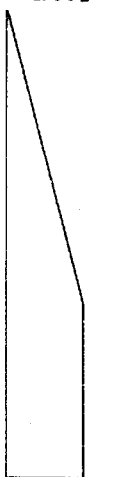
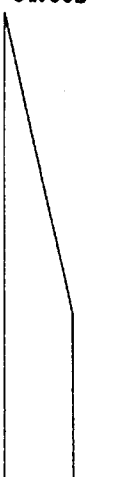


図 4-2-3 傾斜角 20° 杭長 100cm

荷重 (kg)	150	250	300	450	500	600	700	800	900
変位 (mm)	2.823	6.492	8.582	10.868	13.116	17.722	24.001	31.362	40.275
									
K 値 (kg/cm ³)	3.009	2.175	1.823	2.119	2.019	1.970	1.879	1.623	1.570
深さ (cm)	60	55	55	55	55	60	65	65	65

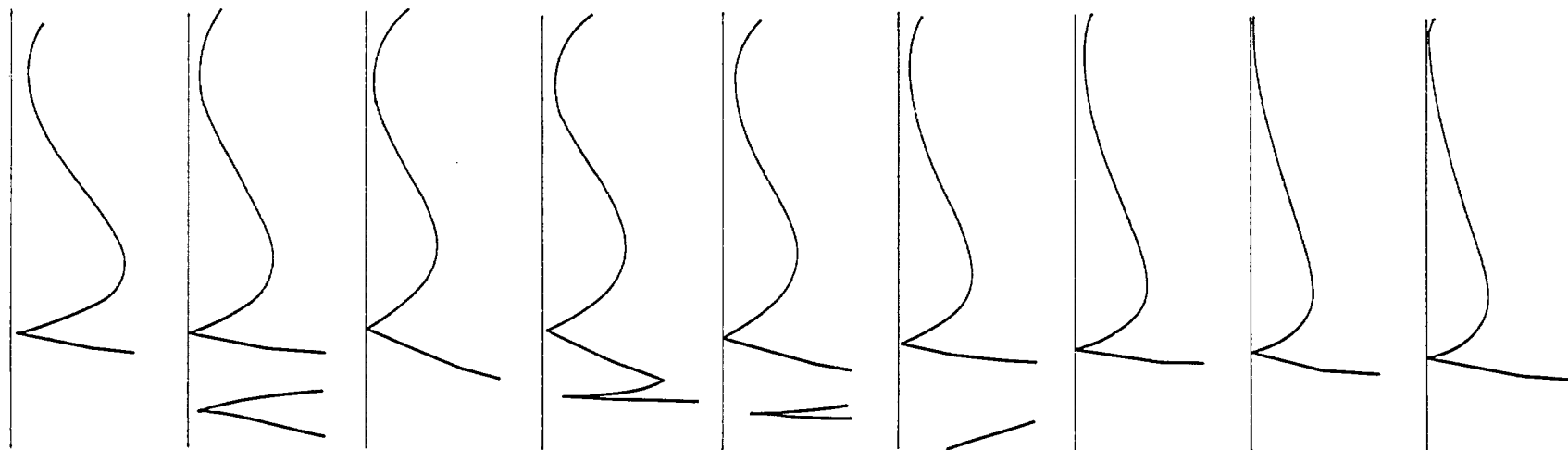


図 4-2-4 傾斜角 30° 杭長 100cm

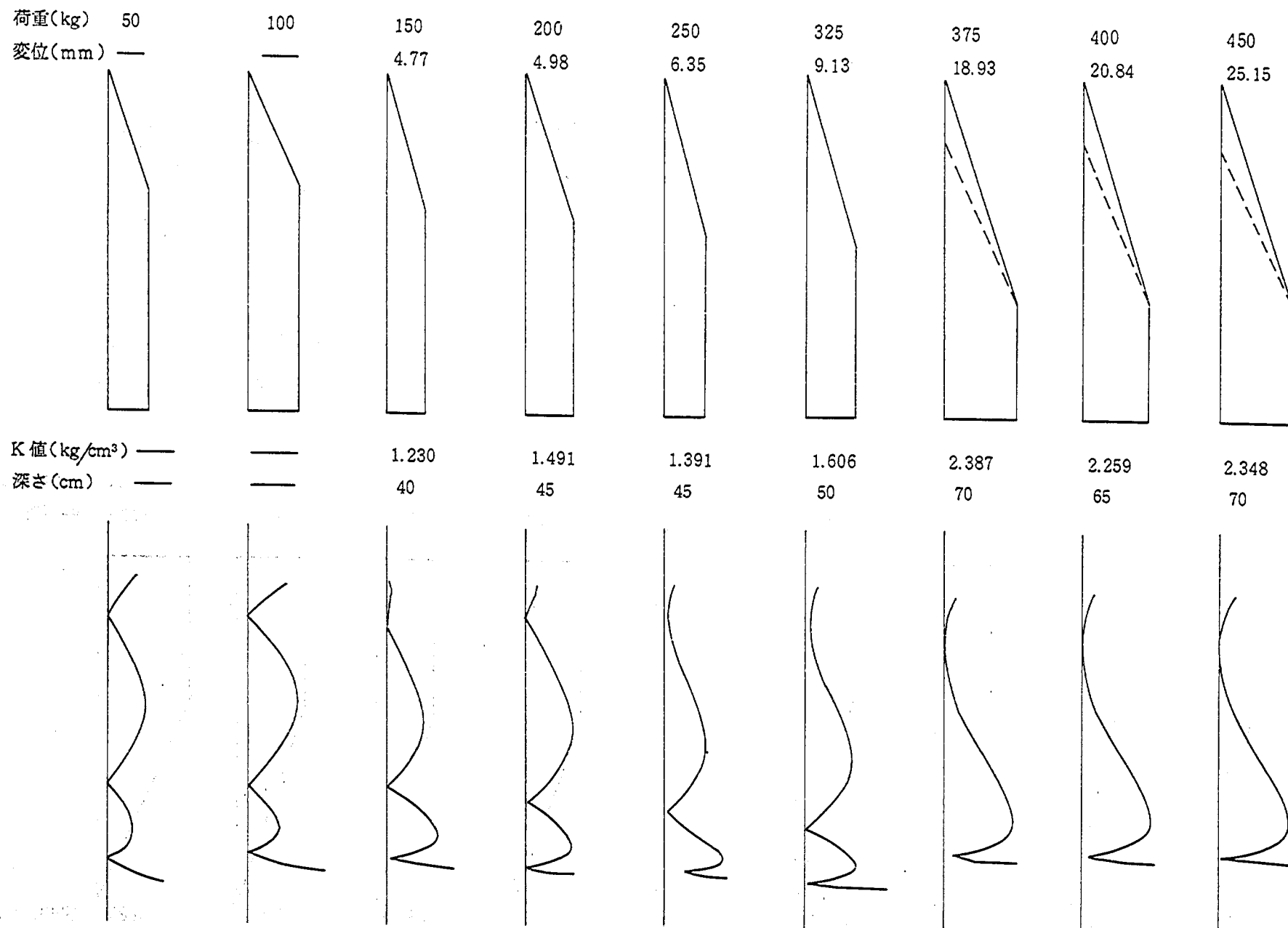


図 4-2-5 傾斜角 40° 杭長 100cm

4-3 受働抵抗

(1) 土砂の場合

杭の単位長さあたりの極限抵抗土圧については、砂地盤の場合、Broms の提唱した Rankine の受働土圧理論値の 2 ～ 3 倍の値を用いるという考えが一般的である。

$$p = 3K_p\gamma x \dots\dots\dots (4-3-1)$$

ここに、

K_p : 受働土圧係数 ($K_p = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$)

γ : 単位重量

x : 深さ

上式は、適用範囲を、水平地盤でかつ砂質土に限った形となっているため、地盤が傾斜しかつ粘着力を有する地盤にも適用できるように一般的な土圧式で表わすとすれば次式のように書ける。

$$P = 3(\gamma \cdot x \cdot K_p + 2c\sqrt{K_p})$$

$$K_p = \frac{\cos^2\phi}{\cos\delta} \left[1 - \left\{ \frac{\sin(\phi+\delta)}{\cos\delta} \cdot \frac{\sin(\phi-i)}{\cos i} \right\}^{1/2} \right]^{-2} \dots\dots\dots (4-3-2)$$

ここに

K_p : 受働土圧係数

ϕ : 内部摩擦角

c : 粘着力

i : 地盤の傾斜角

δ : 杭壁面摩擦角で $\delta = \phi/3$ としてよい

γ : 単位重量

x : 深さ

となる。

そこで式 (4-3-2) を用いて計算した受働土圧と、杭長100cm の杭のひずみの実測より得られた地盤反力を比較して見る。

ここでいう地盤反力とは、杭の前面に加わる受働土圧を意味しているわけではなく、杭の前背面に加わる土圧力の差を意味している。したがって、受働土圧を考える場合には、杭の前背面の土圧を測定しなければならないが、砂地盤の場合には、杭の背面にかかる主働土圧に比べて杭前面に作用する受働土圧の方が圧倒的に大きいため、ここでは、地盤反力を受働土圧そのものと考えて検討することとする。

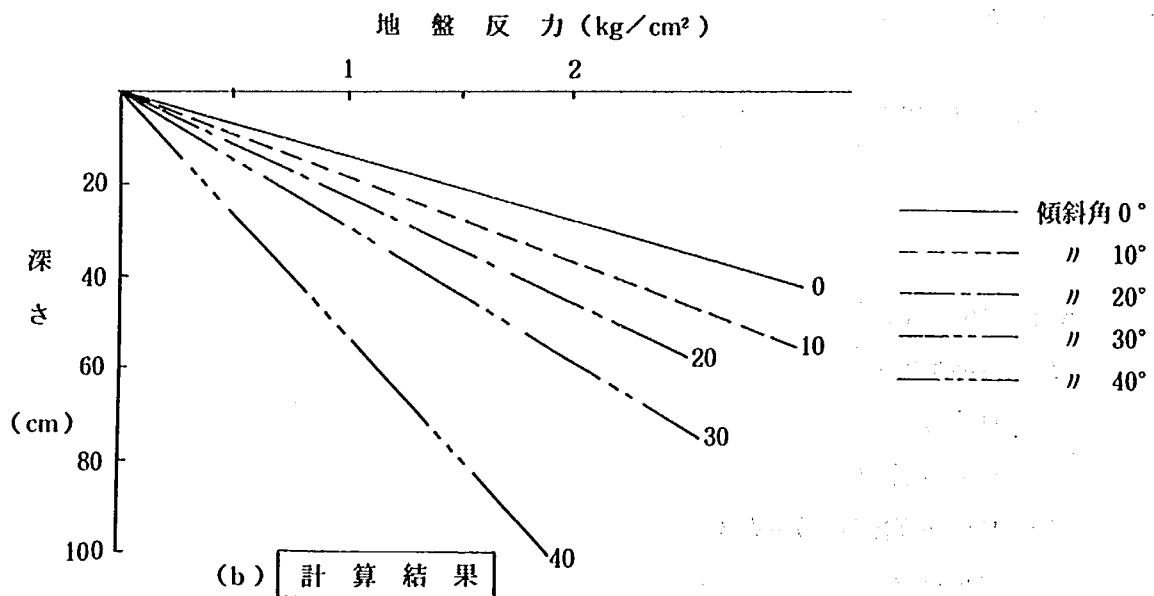
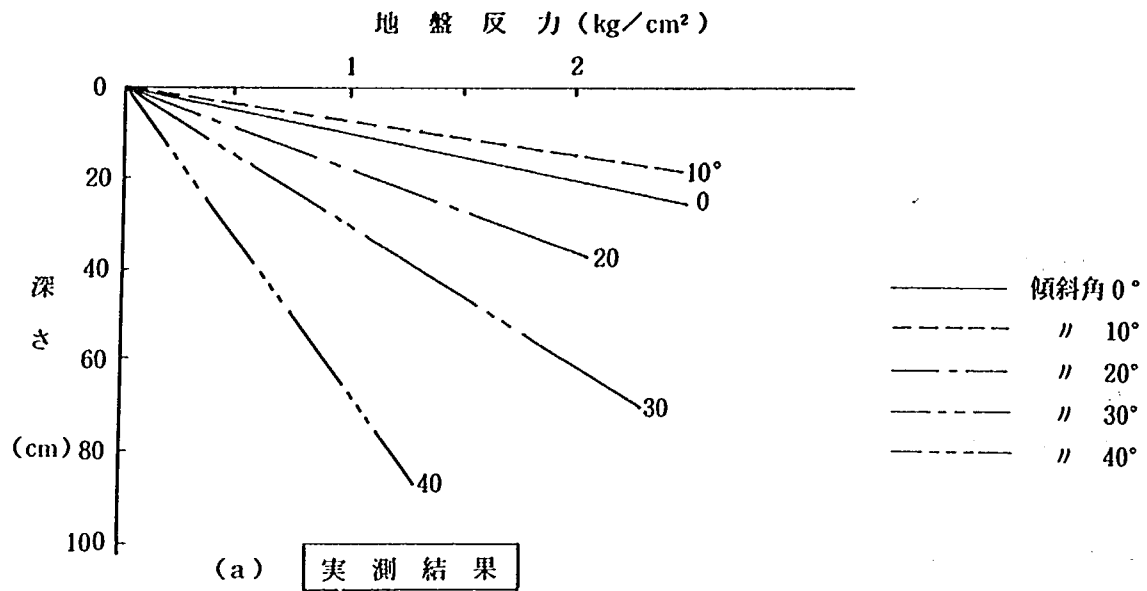


図4-3-1(a)は、実測値より求めた地盤反力を示したものである。この図で傾斜角 0° のものと 10° のものが逆転しているが、これは傾斜角 0° の試験では、地盤破壊まで载荷しなかったために、 10° の場合より低い値となったものである。

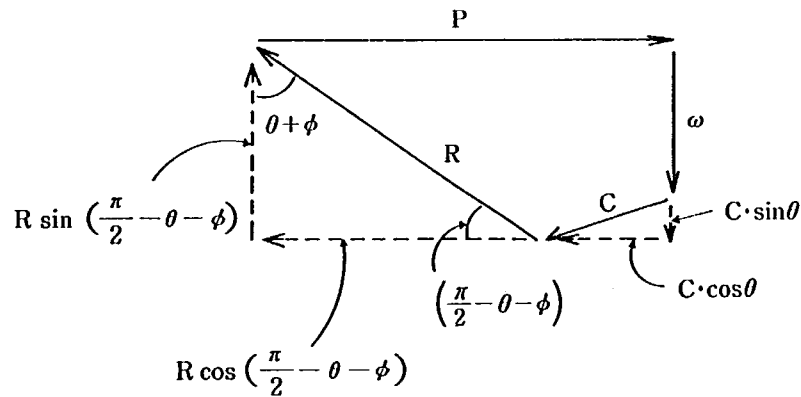
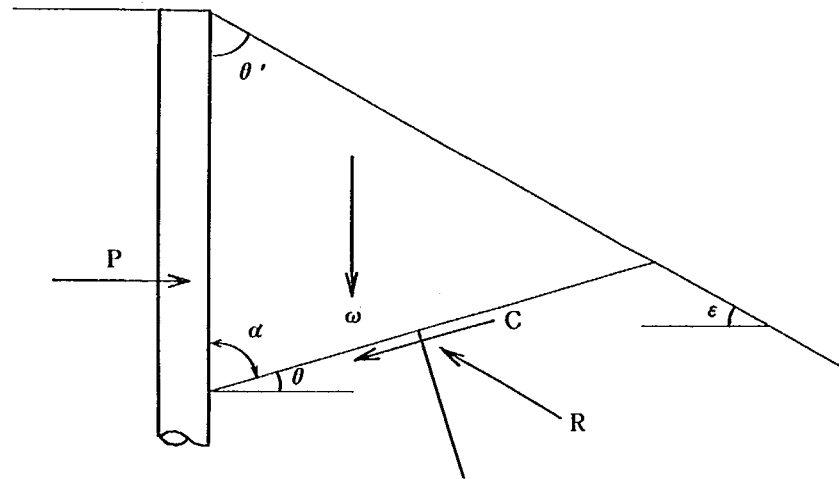
図4-3-1(b)は、式(3-4)より求めた、受働土圧を示したものがあるが、傾斜角が 0° と 10° の場合では多少、実測値とひらきがあるものの、傾斜角が 20° 、 30° 、 40° の場合では良い一致をしている。長さ50cmの杭については、実測値のバラツキが大きいため比較はできなかった。

(2) 岩盤の場合

傾斜する軟岩から成る岩盤上に設置された杭の前面における極限水平抵抗は、軟岩の受働抵抗をクーロン土圧をもとに算定した。

杭と地盤との壁面摩擦が大きいと予想される岩盤等に対しては、土砂地盤の場合のランキン土圧に変えて、この方法により算定するのが妥当と思われる。

図4—3—1



$$P = R \cos\left(\frac{\pi}{2} - \theta - \phi\right) + C \cos \theta$$

$$R = \frac{w + C \sin \theta}{\cos(\theta + \phi)}$$

$$\therefore P = \frac{w + C \sin \theta}{\cos(\theta + \phi)} \cos\left(\frac{\pi}{2} - \theta - \phi\right) + C \cos \theta$$

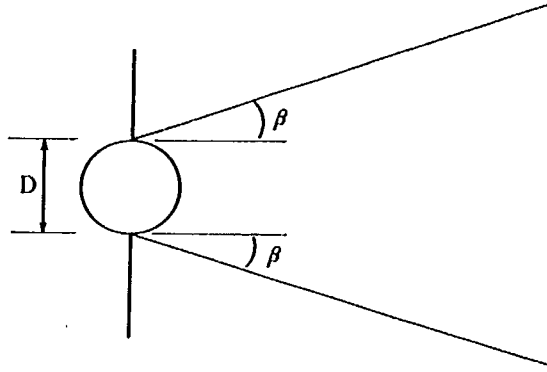


図 4-3-2

$$w = \gamma \cdot V$$

$$= \gamma \cdot \left\{ \left(\frac{D}{2} + \frac{\sin \theta' \cdot \tan \beta}{\sin(\theta' + \alpha)} \cdot \frac{Z}{3} \right) \frac{\sin \theta' \cdot \sin \alpha}{\sin(\theta' + \alpha)} \cdot Z^2 - \frac{\pi}{8} D^2 Z \right\}$$

$$C = c \cdot A$$

$$= c \cdot \left\{ \left(D + \frac{\sin \theta' \cdot \tan \beta}{\sin(\theta' + \alpha)} \cdot Z \right) \frac{\sin \theta'}{\sin(\theta' + \alpha)} \cdot Z - \frac{\pi D^2}{2} \right\}$$

ここに、

w : 土塊の重量

γ : 土の単位重量

V : 土塊の体積

D : 杭径

P : 受働抵抗力

c : 土の粘着力

C : すべり面の粘着力による抵抗力

ϕ : 地盤の内部摩擦角

θ : すべり面の水平面との角度

β : すべり面のひろがり角

A : すべり面の面積

Z : 地表面からすべり面までの距離

θ' : 傾斜角

α : すべり線の鉛直面からの角度

表 4-4-1

ケース	傾斜角(度)	E	I	D	k	k 値の分布	q
1	0°	30000 (kg/cm ²)	3485 (cm ⁴)	21.6 (cm)	(kg/cm ³) 実測値	実測値より 数値微積分で求 まる k 値分布	(kg/cm ²) 考慮しない
	20°						
	30°						
	40°						
2	0°	〃	〃	〃	〃	実測値より 数値微積分で求 まる k 値分布	式(3-3) より求まる 受働土圧
	20°						
	30°						
	40°						
3	0°	〃	〃	〃	N 値より 得られた k 値 3.3	式(3-2) を用いて補正した k 値分布	〃
	10°						
	20°						
	30°						
4	0°	〃	〃	〃	三軸圧縮試 験より得ら れた k 値 4.8	〃	〃
	10°						
	20°						
	30°						
5	0°	〃	〃	〃	Changの式 による逆算 k 値 2.0	〃	〃
	10°						
	20°						
	30°						
5	40°						

4-4 計算結果

横荷重をうける深礎杭の設計々算方法、および計算に用いる k 値、受働土圧 q を求める手法を明らかにしたので、その適合性を検証するため計算値と実験値の比較を実施した。

ここでは、設計上問題となる杭頭変位と杭体の最大曲げモーメントについて以下のケースについて計算を実施した。

計算ケース 1 は、曲げひずみの実測値を数値微積分して求めた、 k 値の分布を用いて、弾性計算を行なったもので、計算ケース 2 は、ケース 1 の k 値分布を基本に、杭頭付近の地盤の塑性化を考慮した弾塑性計算を行なったものである。

図 4-4-1 は、傾斜角 θ が 20° の場合の水平荷重と地表面変位の関係であるが、弾塑性解と実験値が良い一致をしていることがわかる。

図 4-4-2 は、傾斜角 θ が 30° の場合の水平荷重と地表変位の関係を示したものであるが、この図においても、弾塑性解と実験値が良い一致をしている。

図 4-4-3 は、傾斜角 θ が 40° の場合の水平荷重と地表面変位の関係を示したものであるが、弾性範囲内では、実験値と計算値が良い一致をしているが、実験値が降伏から極限に移る範囲では、差が大きくなり、計算で用いた受働土圧が、多少大きめの値であったことを、示している。また、実際の杭前面の受働土圧は、

地盤の降伏後は、ほとんど反力として作用していなかったために、実験では、弾性限界を越えると極端に荷重が低下し、そのために計算値と差が出たものと思われる。

以上、実測の k 値分布を用いた計算値と実験値を比較したが、両者はおおむね、良い一致を示しており計算において k 値分布を地表面付近で三角形分布、それ以深では、長方形分布と仮定することがほぼ妥当であることがわかった。また受働土圧に対しても、傾斜地盤上の砂地盤では、(式 3-4) を適用することが妥当であることがわかった。

図 4-4-4、図 4-4-5、図 4-4-6、道路橋示方書の k 値の算定法より得られた、 k 値を 4-2 で提案した傾斜地盤上の k 値の補正式を用いて修正した値により弾塑性計算を行ない、実験値と比較したものである。

計算に用いた k 値は、① N 値より換算した k 値、②三軸圧縮試験の結果から推定した k 値、③水平地盤上で実施した杭の水平載荷試験結果より Y. L. Chang の方法により逆算した k 値、の 3 種である。また受働土圧については、(式 4-3-2) より求めた値を用いた。

これらの図を見ると、表 4-4-1 で逆算した k 値を用いたケース⑤が最も良い一致をしていることがわかる。 N 値や三軸試験より求めた k 値は、かなり大きめの値となったため、実験値とは、かなり差が生じた。逆算 k 値が良い一致をすることは、当然の事であるが、各傾斜角に対してそれぞれ逆算した k 値を用いているわけではなく、水平地盤での k 値を用いて、これを全ての傾斜角に修正して適用したわけで、水平地盤での正しい k 値が求まれば、4-2 で提案した k 値の修正法によってほぼ妥当な傾斜地盤用の k 値を推定できることが立証されたものといえよう。

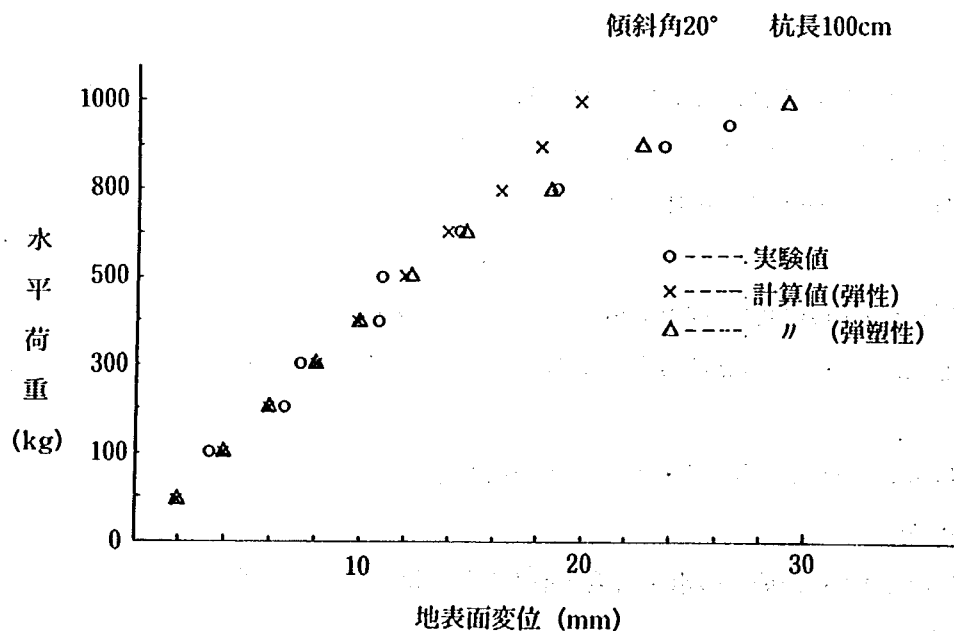


図 4-4-1

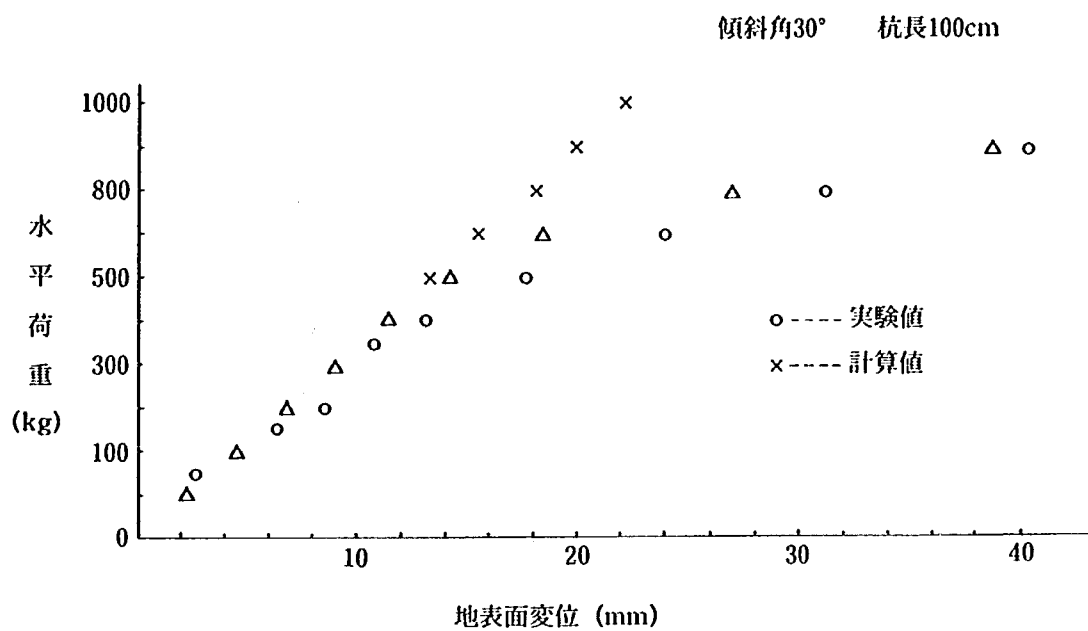


図4-4-2

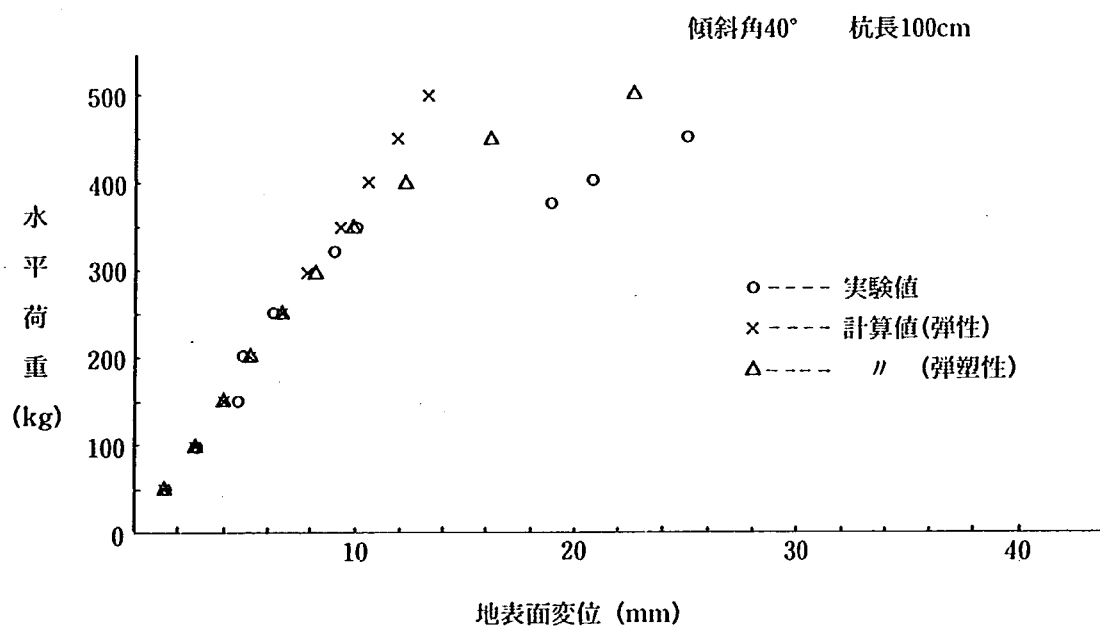
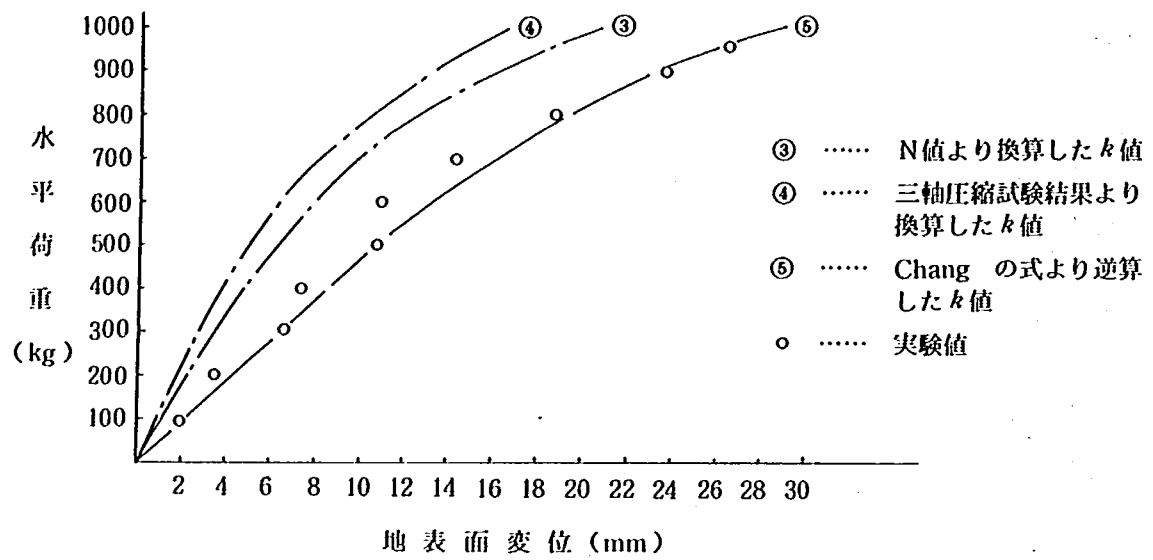
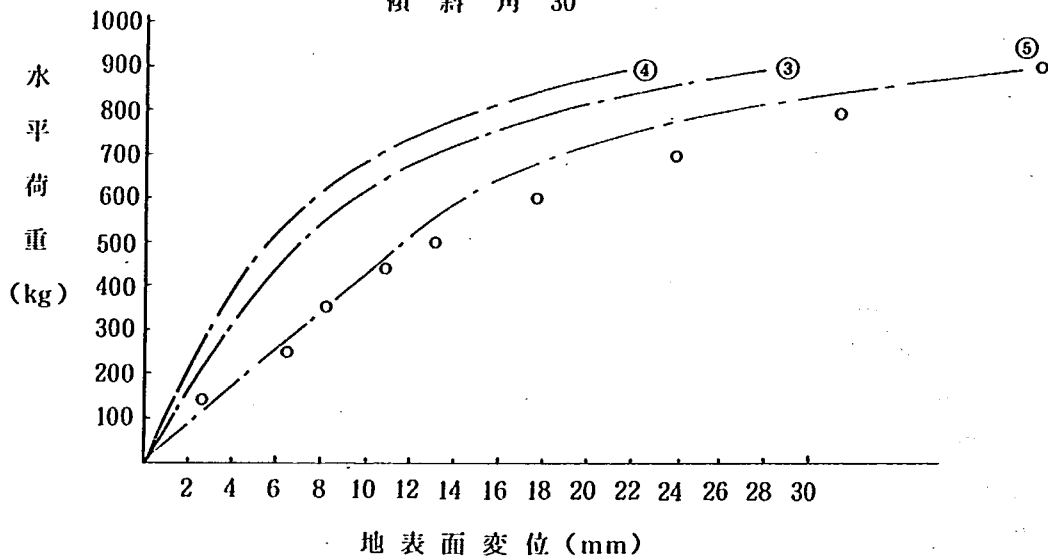


図4-4-3

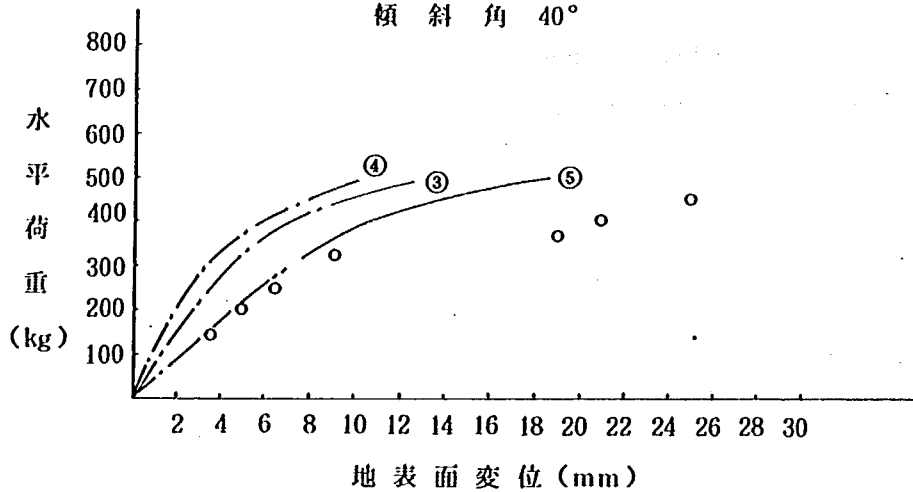
傾斜角 20°



傾斜角 30°



傾斜角 40°



5. ま と め

今回の模型実験および解析により明らかになったことを要約すると次のようになる。

- 1) 地盤の傾斜角は、杭の挙動に大きな影響を及ぼす。すなわち、傾斜角が急になるにつれて横方向地盤反力が低下して、杭の地盤に対する相対剛性が高くなるために、杭体のたわみは、小さくなる。
- 2) k 値の深さ方向の分布は、地表面付近で三角形分布を示す。また傾斜角が急になるにつれて、三角形分布をする範囲が深くなる傾向にある。
- 3) 杭前面地盤の塑性化領域（ひびわれの生じる範囲）は、地盤の傾斜角が急になるにつれてすべり線の発生位置が深くなるために、広くなる傾向にある。塑性化領域の平面的な広がり角は、加力方向からおおよそ 50° 前後となった。
- 4) 杭前面地盤の破壊のすべり線（受働すべり線）が地表面と交わる角度は、塑性平衡状態にあるモールの応力円より求められる値になる。
- 5) 傾斜地盤上の杭の設計においては、 k 値の分布を地表面付近で三角形分布、それ以下では、長方形分布とし、受働土圧として、ランキン土圧の3倍の値を用いた弾塑性計算が、実験結果と良い一致を示した。

次に今回行った実験の問題点と、今後の検討項目について以下に示す。

- 1) 今回の実験では、相似の点から幾何学的相似条件からヤング率 E の小さい硬質塩化ビニール管を模型杭として用いたが、杭長50cmの短い場合には曲げひずみのバラツキが多く、数値処理に大きな障害となった。今後、杭の曲げひずみ等を重視する様な模型実験を実施する時には、もし断面形状を無視できるならば、杭の材質として鋼を用いた方がよい。それは、材質が均一で、ヤング係数が多少の温度変化でも影響されないためである。鋼材を用いる場合には曲げ剛性 (EI) が大きくなり、相似条件の点から不利となるが、断面二次モーメント (I) の大きな円断面の代わりに断面二次モーメント (I) の小さな長方形断面とすることで曲げ剛性 (EI) の相似条件を満足することができるようになるので、断面形状を無視できるような実験においては有用であると思われる。
- 2) 本報告書で提案した傾斜地盤上の k 値の算定式に用いた μ (傾斜角に対応する低減係数)、 ν (地盤の種類によって決まる係数) の値は、砂地盤のみ、それもここで用いた実験土槽の地盤に対して求めた値である。したがって、この値をそのまま他の地盤について適用するには疑問が大きい。したがって、今後傾斜面上に設けられた杭の k 値に関するデータの蓄積をはかり、一般的に用いることのできる補正係数 μ 、 ν の値について検討を加える必要がある。
- 3) 砂地盤については、杭に作用する受働土圧としてランキンの受働土圧の3倍の値を用いることで実験値と良い一致を見たが、まだ粘性地盤や岩盤への適用には疑問が残る。すなわち、粘性土や岩盤の場合には粘着力 c が大きくなり、杭前面と地盤との間に大きなせん断抵抗が生じるために、ランキン土圧論の適用条件から外れる。

したがって、今後はこれらを考慮した土圧の算定法の採用を検討しなければならないと思われる。

参考文献

- 1) 「道路橋示方書；同解説Ⅳ下部構造編」日本道路協会
- 2) 志関秀雄；基礎工学第1部土の力学 現代現工学出版
- 3) 江守一郎；模型実験の理論と応用 技報堂
- 4) 山肩邦男；建築構造物のクイの水平抵抗 土と基礎，25—8 (234)
- 5) 矢作 枢，岡山義人；くい設計に用いる横方向 k 値の一推定法 土木技術資料19—6 (1977)
- 6) 駒田敬一；塑性平衡応力状態にある土中応力の図解法 (I) 土木技術資料9—1—21 (S42.1)
- 7) 駒田敬一；塑性平衡応力状態にある土中応力の図解法 (II) 土木技術資料9—2—4 (S42.2)
- 8) 横山幸満；くい構造物の計算法と計算例 山海堂
- 9) 篠原登美雄，久保浩一；杭の横抵抗に関する実験的研究(その1) 運輸技術研究所報告第11巻第6号
- 10) 久保浩一；杭の横抵抗に関する実験的研究(その2) 運輸技術研究所報告第11巻第12号
- 11) 佐藤輝行，上江州 清；水平力にたいするB.B.Bromsの設計を中心として，建築技術1978.4No.320
- 12) 「Hパイルの水平抵抗に関する研究」港湾技術研究所 八幡製鉄KK1963.3
- 13) 鈴木敦巳，久保浩一，田中芳夫；斜面上における鉛直単杭の横抵抗 運輸技術研究所報告第5巻第2号
- 14) 塩井幸武，福井次郎，清水孝男；大径杭の逆算 k 値算定手法 土木研究所資料1817号
- 15) 「深礎くい設計施工要領」 北海道開発局建設部
- 16) 「設計要領」第二集，日本道路公団55.4
- 17) 浅沼秀弥，杉崎光義，森 浩樹；斜面上のくい基礎の横抵抗に関する実験，土木学会第37回年次講演会 III
- 18) 足立義雄；くい基礎の静的水平抵抗に関する実験研究 土木研究所報告146号の3 (49.3)

傾斜地盤上の杭基礎に関する研究

ISSN 0386-5878

土研資料第1949号

昭58・2(1983)

浅沼秀弥・佐藤幸男

杉崎光義・田口敬二

森 浩樹

キーワード 傾斜地盤, 杭, 水平支持力, 砂, 模型実験

要 旨

傾斜地盤上の杭基礎の水平支持力機構を明らかにした。



郵便はがき

3 0 5 - □ □

40円切手
をはって
下さい

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1949号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印