

# 港 湾 技 研 資 料

TECHNICAL NOTE OF  
PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 47 June 1968

くいの横抵抗に関する野外実験について.....	宮本 六男・沢口 正俊 田中 芳夫・武田 俊夫
関東ロームおよび成田層砂の土質試験.....	中瀬 明男・柳瀬 重靖 須田 熙・小林 正樹 勝野 克・光本 司 石塚 忠久・阿部喜代志 岩淵 哲治・藤本 憲久 小川 富美子

運輸省港湾技術研究所



港湾技研資料 No. 47

正 誤 表

頁	左・右	行	誤	正
8	左	表-2.1(6行)	長期(荷種小)	長期(荷重小)
14	左	6	結果には値	結果による値
15	右	4	モーメント	モーメント
20	右	3	2回行行なえば	2回行えば
26	右	図-5.41	$Yt_n/Yt_1$	$t_n/t_1$
27	左	19	第2方向載の	第2方向載荷の
29	左	9	$t^\alpha$	$t^\beta$
29	左	11	$\alpha$	$\beta$
31	右	16	増大するよな	増大するよな
32	左	11	形式され	形成され

## 総 目 次

くいの横抵抗に関する野外実験について.....	宮本 六男・沢口 正俊 田中 芳夫・武田 俊夫	..... 3
関東ロームおよび成田層砂の土質試験.....	中瀬 明男・柳瀬 重靖 須田 熙・小林 正樹 勝野 克・光本 喜代志 石塚 忠久・阿部 憲 岩淵 哲治・藤本 久 小川 富美子	.....35

# くいの横抵抗に関する野外実験について

宮本六男・沢口正俊  
田中芳夫・武田俊夫

# くいの横抵抗に関する野外実験について

## 目 次

### 要 旨

1. ま え が き	7
2. 実 験 の 概 要	8
2.1 実 験 ケ ー ス	8
2.2 測 定 項 目 お よ び 測 定 器 具	8
2.3 載 荷 方 法	10
3. 実 験 地 盤 に つ い て	10
4. 試 験 く い に つ い て	11
4.1 原 形 く い の 諸 元	11
4.2 ひ ず み ゲ ー ジ な の 装 着	11
4.3 試 験 く い の 検 定	12
4.4 試 験 く い の 打 込 み	14
4.5 ひ ず み ゲ ー ジ の 絶 縁 度	14
5. 実 験 結 果 お よ び そ の 考 察	15
5.1 実 験 結 果	15
5.2 く い 面 反 力 特 性	20
5.3 繰 返 し 載 荷 お よ び 交 番 載 荷 に つ い て	26
5.4 ク リ ー プ お よ び 載 荷 速 度 に つ い て	27
5.5 極 限 抵 抗 に つ い て	29
6. 試 験 く い の 引 抜 き 試 験	32
6.1 試 験 方 法	32
6.2 試 験 結 果	32
あ と が き	34
参 考 文 献	34

# Field Experiments on Lateral Pile Resistance in Soft Clay Ground

Mutsuo MIYAMOTO\*

Masatoshi SAWAGUCHI\*\*

Yoshio TANAKA\*

Toshio TAKEDA\*

## Synopsis

Field experiments of the lateral resistance of piles driven into a soft clay ground was carried out. The piles were unsupported at the upper side. The following terms were investigated;

- 1) the behavior of the laterally loaded piles.
- 2) the influence of loading condition on the behavior of piles.
- 3) the influence of loading rate.
- 4) the lateral ultimate bearing capacity of piles.

As a result, the same relation between the deflection and the soil reaction as has been ascertained so far, could be approximately adaptable to these piles driven into the soft clay ground.

---

\*\* Chief of Foundation Laboratory, Soils Division.

\* Members of Foundation Laboratory, Soils Division.

## くいの横抵抗に関する野外実験について

宮本六男\* 沢口正俊\*\*  
田中芳夫\* 武田俊夫\*

### 要 旨

軟弱粘性地盤中における、くいの横抵抗に関して野外実験を行なった。今回は第1段階として、頭部自由の鉛直単ぐいについて次の項目を検討した。

1. 軟弱地盤のくい面反力特性
2. 載荷方法の影響
  - a. 載荷高 50cm : 150cm
  - b. 繰返し載荷および交番載荷
3. 載荷時間の影響
4. 極限抵抗

この実験場の2地点でサンプリングした試料についての土質試験結果によれば均質なS型粘性地盤である。確かに荷重～くい頭変位や荷重～最大曲げモーメントの実測曲線と、S型の砂地盤で成立する

$$p = k \cdot x \cdot y^{0.5}$$

なる関係から作った推定曲線との近似性は満足できるものである。

しかし載荷時間の影響とか交番荷重による挙動などについては同じS型でもやはり砂質地盤とは根本的に相異なる点がある。

これらは今回の少ない実験例では解明されず問題点を改めて確認したにとどまった。

今後は極限抵抗などについても主として室内実験で研究を進めたいと思う。

そこでこの資料では実験方法についても少し詳しく報告する。

### 1. ま え が き

当研究室において過去10年間、主要な研究テーマとして取上げてきたのはくいの横抵抗の問題である。その内容は均一な飽和砂あるいは乾燥砂中に建込まれた模型ぐいに対して、多種多様なケースについて水平載荷試験を行なったものである。その結果は参考文献1), 2)などに発表され、新しい設計法として一応確立されたものと思われる。この計算法において地盤条件、砂質、粘性の区別は抜いて、土の強度の深さ方向の分布に注目し、S型地盤とC型地盤とに区別して取扱っている。そこでは土の強度の指標とした地盤定数  $k$  と標準貫入値  $N$  の関係を提案する図表も砂地盤についての野外実験結果が主体

となっている。

これらの実験的研究に対する当初の総合計画において既に粘土に対するシリーズが織込まれていたのであるが、数年前当研究所の野外実験場が横須賀市内に確保されたのを契機としてくいの横抵抗に関する野外実験の計画が具体化するに至った。今回の実験はその第1段階として、粘性地盤に打込まれた単直ぐいの横抵抗について、その基本的性質を明らかにしようというものである。短期載荷と長期載荷とを合わせて8ケースの実験を行なった。

なお、試験ぐいの回収の際、引抜き抵抗を測定したので合わせて報告する。

実験場の借用契約の問題や、天候の関係で実験の日程は厳しいものとなり、載荷方法が制限されたり、データ解析をすべて実験終了後に回さなければならなかったり

\*\* 土質部基礎工研究室長

\* 土質部基礎工研究室員





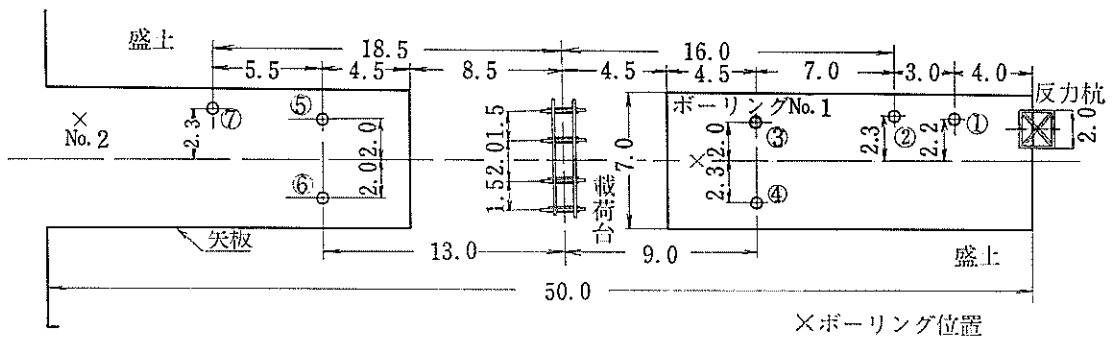


図-2.2 載荷装置および試験杭の配置

上部で変位の測定を行ない、その勾配をくい頭たわみ角とする。またこの値によってb.項のチェックもできる。

d. くい面ひずみ……地中部におけるくいの動きを明らかにするため、クイ面に貼布したワイヤストレンゲジによって、地表面下各点のくい面曲げひずみを測定する。読取りはスイッチボックス (PS7-100S) を介して静ひずみ計 (PS7-LT, 零位法) で行なう。2ゲージ

に組んで感度を2倍にし、曲げひずみだけを取り出す。

e. 地表面の変化……クラックやヒューズを観察し破壊領域を調べ、写真撮影する。

f. 管内土の位置、単位体積重量……横抵抗に直接関係ないが、くいの貫入機構を推定するために測定しておく。単位体積重量はモールドを用いて原位で測定した。

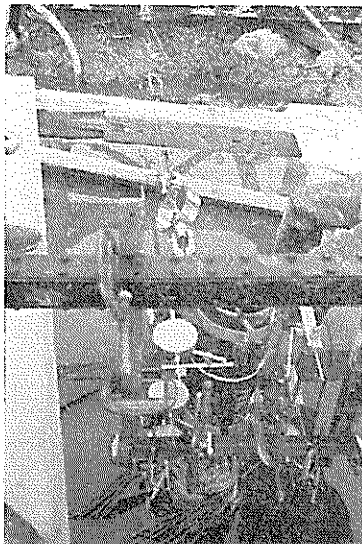


写真-2.1 Pile No. 1 載荷状況

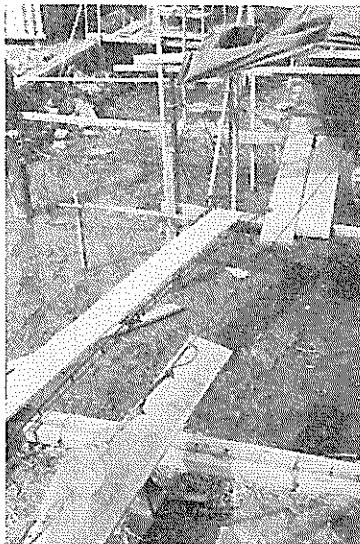


写真-2.2 Pile No. 2 および Pile No. 4 の載荷

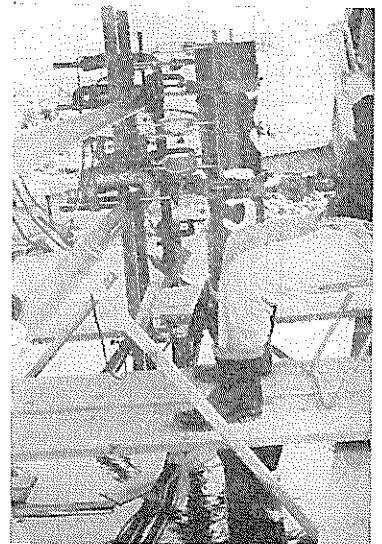


写真-2.3 Pile No. 3 載荷点付近

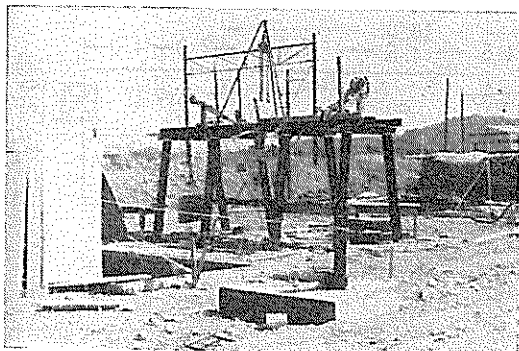


写真-2.4 載荷台 (Pile No. 3 および Pile No. 6 載荷時)

### 2.3 載荷方法について

重錘を用いる荷重制御方式を採用した。この載荷装置を図-2.1および図-2.2に示す。8本の斜ぐい (15°H150×150×10) から成る高さ 2.5m の載荷台の上に据付けた荷重拡大プーリーによって重錘の重力を 1.5 倍または 2 倍にし、さらに 2 個のプーリーを介して水平力に変換する。また枝荷高 50cm の場合と交番載荷のため、4本の H 型鋼(150×150×10)から成る反力構も組んである。載荷金具はくいを締める輪と自在継手からなり、くいにモーメントが作用しないようになっている。

a. Pile No. 1, No. 2, No. 3, No. 5……等速載荷法によって行なう。これは変位速度のいかんにかかわらず、一様な増荷分を一定時間 (15分または17分) 保ってから、前述の各項目を一斉に測定した上で次のステップへ進んでいくものである。最大荷重は最大曲げ応力が 1,000~1,200kg/cm<sup>2</sup> になるよう久保の計算法で推定しておき、それを大体10ステップに分けて載荷した。

b. Pile No. 4, No. 6……1ステップの荷重を1日持続して5ステップで最大荷重 (Pile No. 4 は 1,700 kg, No. 6 は 2,000kg) に至り、この荷重をそれぞれ6日間および15日間放置して経時変化を見た。

c. Pile No. 7……載荷点のダイヤルゲージの経時変化を読み、変位速度が10分間に 2/100mm 以下になるまで1ステップの荷重を放置し、この安定条件に達すれば各測定項目を読んで次のステップへ進む。

### 3. 実験地盤について

実験地盤として選んだのは横須賀市、内川新田字庚申下に所在している当研究所の野外実験場である。この実験場において、これまでに粘性土のサウンディングやボーリング、サンプリングの研究も行なわれてきた。当地はかつて入江であつた地域のぼ中央付近で、現在は葦のはえた湿地帯となっている。

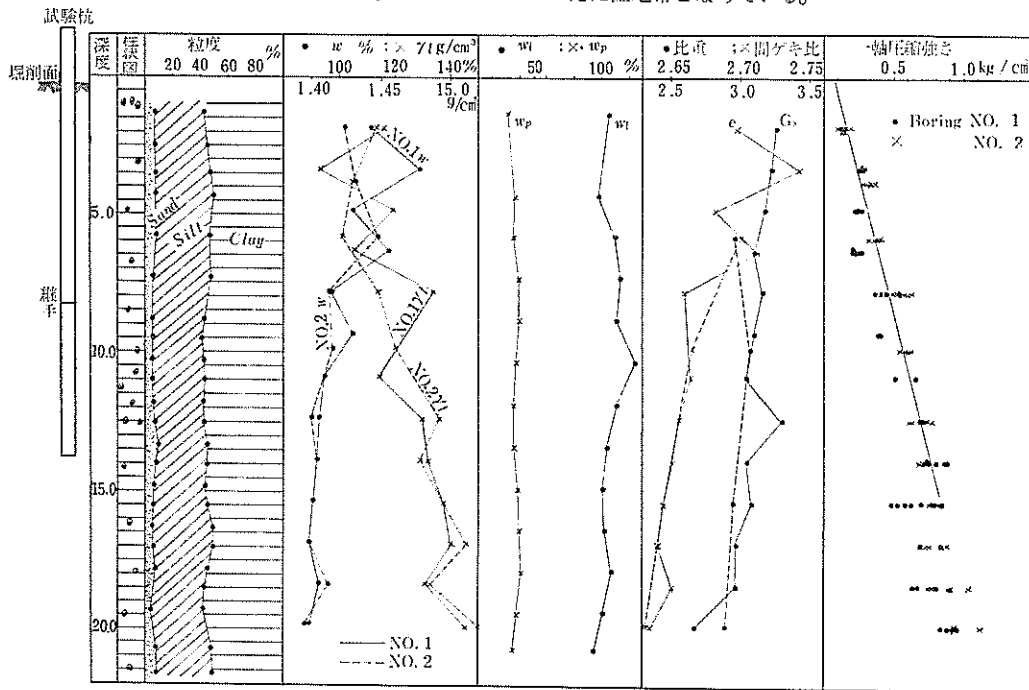


図-3.1 野外実験場 土質試験結果

資材やくい打機搬入のために図-2.2示すように 2.0m の松矢板を打込んで 90cm の盛土を行なったが、これは 41年の 4月に終了している。

ドリルパイプ工法で図-2.2に×印で示す 2地点のボーリングを行ない、固定ピストンサンプラーで回転を与えず引抜く方式でサンプリングを行なった。

その土質試験結果を図-3.1に示す。隣接地盤における詳細な土質試験結果からも、地表面下 30m 程度の軟弱な沖積粘土が堆積していることが判明している。粒度の分布を見ると均質な粘土の堆積であることがわかるが、全深度にわたって多量の貝殻が混入しており、実験地盤の選定の際ちゅうちょした点である。自然含水比は地表面下 7.0m 付近まではほぼ液性限界に等しい値である。

これらの物理試験結果や一軸圧縮強さの分布を見ると、2地点間の土質条件は全体的に良く一致しており、一軸圧縮強さ  $q_u$  値は  $\text{kg/cm}^2$  の単位で

$$q_u = 0.08 + 0.05z$$

(ここで  $z$  は  $m$  単位) ……………(1)

なる直線分布を示しており、S型地盤である。ボーリング No. 1 の地表面下 4.5~7.0m の範囲では  $q_u$  が(1)式の値より小さくなっている。しかしくいの横抵抗に支配的なのは  $4 \sim 4.1m$  の深さまで(今回の場合 0~1.8m)と考えられるから、今の  $q_u$  分布の偏差は無視できる

であろう。

地表付近に散在する土丹や頁岩、それに葦の根などを除去するため、くいの打込み後 30cm 掘削を行ない、ここを実験地盤の地表面とした。なお地下水位は降雨のない時で、掘削面より約 20cm 高い。

## 4. 試験ぐいについて

### 4.1 原形ぐいの諸元

実験の規模および試験地盤の条件から次のような断面と長さの鋼管ぐいを採用した。すなわち、外径  $\phi = 216.3 \text{ mm}$ 、肉厚  $t = 8.2 \text{ mm}$ 、断面積  $A = 53.61 \text{ cm}^2$ 、重量  $W = 42.1 \text{ kg/cm}$ 、断面 2 次モーメント  $I = 2910 \text{ cm}^4$ 、断面係数  $Z = 269 \text{ cm}^3$  の一般構造用鋼管であり、打込みの都合上、下ぐい 5.5m と上ぐい 10.0m とを現場溶接で 15.5m のくいにした。

### 4.2 ひずみゲージなどの装着

表-2.1に示す 3本の試験ぐいに対してはくい面ひずみを測定するためにワイヤーストレンゲージを貼布する。ここで用いたゲージは KP-6-A1 であって、仕様は次の通りである。ポリエスチルベース、ゲージ長 6mm、ゲージファクター 2.04。ゲージ位置は図-4.1に示すよう

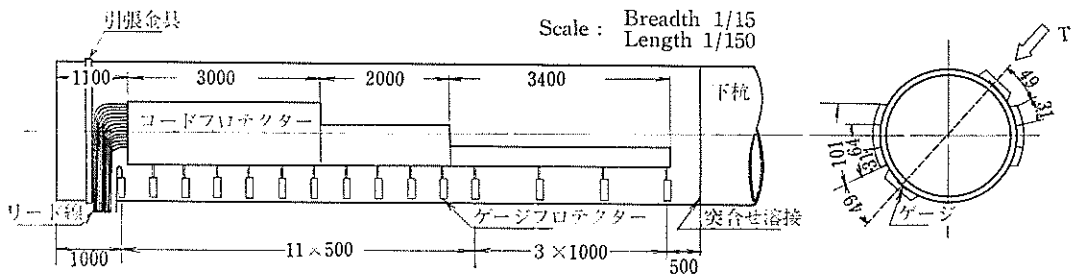


図-4.1 試験ぐい

くいにくい頭から 6m までは 50cm 間隔、それ以下は 100cm 間隔で、1本当り 15段、30枚のゲージを貼布する。これらのゲージをくい打込み時の貫入抵抗から保護するために図-4.2のような箱型プロテクターを取付ける。以上の加工は次のような手順で行なっている。

- ① グラインダーでゲージ位置の表面を研磨して地肌を出す。
- ② ゲージ位置の芯出し、野書きを行なう。
- ③ ゲージプロテクターを溶接によってくいに取付け、その水密性を確める (約  $2 \text{ kg/cm}^2$  の圧さく空気を送

り石鹸水を塗布)。

- ④ ゲージ位置をサンドクロスで再度磨いてさびなどを除去し、さらにアセトンを浸した綿で金属粉や油脂類の汚れをふき取る。
- ⑤ ゲージをポリエスチル樹脂系の接着剤 P C-12 (2液混合、常温硬化型) によって貼布する。
- ⑥ リゴラックセメントでベースを絶縁する。
- ⑦ 絶縁抵抗とゲージ抵抗を測定し、不良ゲージがあれば貼りかえる。(90枚中 1枚不良、貼りかえ)
- ⑧ リード線 (2芯、クロロブレンキャブタイヤコード)

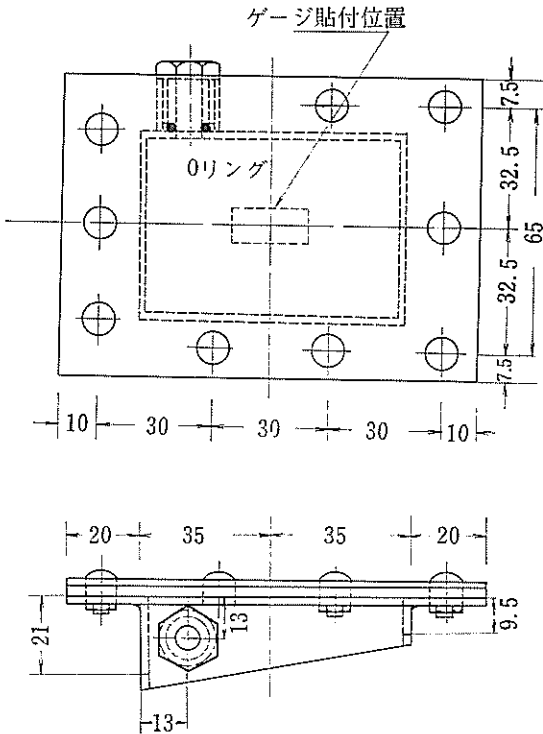


図-4.2 ゲージプロテクター

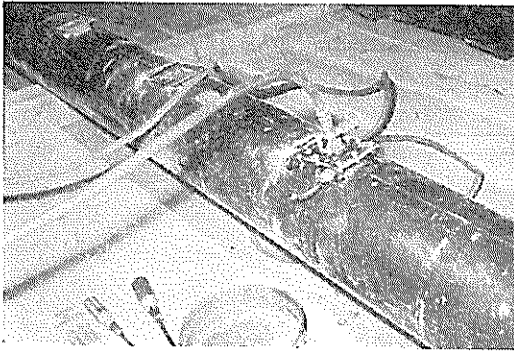


写真-4.1 ゲージプロテクターの気密テスト

をゲージプロテクターの取付口から0リングと締付けネジをはめて通し、ハマタイト（パッキング剤）を塗布して、締付けネジを締める。

- ⑩ ゲージをリード線にハンダ付けして番号札を付ける。
- ⑪ ゲージの周囲をエポキシ樹脂系のアラルタイト 1,000でコーティングする。
- ⑫ その乾燥後モビリングワックスをてん充する。

- ⑬ ゴムパッキンや蓋にハマタイトを塗布し、ビスで蓋を締付ける。
- ⑭ 絶縁抵抗とゲージ抵抗とを再度チェックする。
- ⑮ 良好であればリード線の先にキャップをはめてから、リード線を束ね、所定の位置に止めておく。
- ⑯ コードプロテクターをタップ溶接にて取付ける。

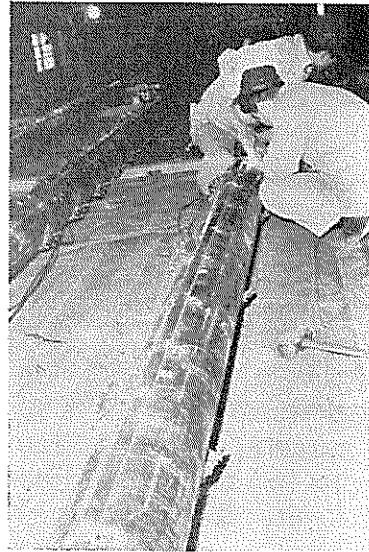


写真-4.2 コードプロテクターの取付

以上でゲージの貼布、保護、コード仕舞が終るのであるが、この時の測定結果によると90枚のゲージはいずれもゲージ抵抗が120Ωであり、絶縁抵抗も1,000MΩ以上であった。

なお以上の作業や次に述べるくい検査はいずれも屋内で行なった。

### 4.3 試験ぐいの検定

ワイヤーストレンゲージやそのプロテクターなどをくいになじませ、ワイヤーストレンゲージの校正を行ない、また試験ぐいの剛性を決定する目的で地上載荷試験を行なった。

すなわち円周に合う銅製の支点でくいを単純梁とし1点集中載荷を行なうのである。表側から加力する場合と裏側から加力する場合の両ケースそれぞれ2サイクルの載荷を行ない、くい断面の対称性と履歴性を調べた。

載荷は重錘によって行ない、1サイクルは600kgまで、2サイクルは1,200kgまでを増荷時4ステップ、除荷時3ステップに分け、各ステップごとにくい面ひずみを2ゲージ法で測定し、支点を含め6個のダイヤルゲ

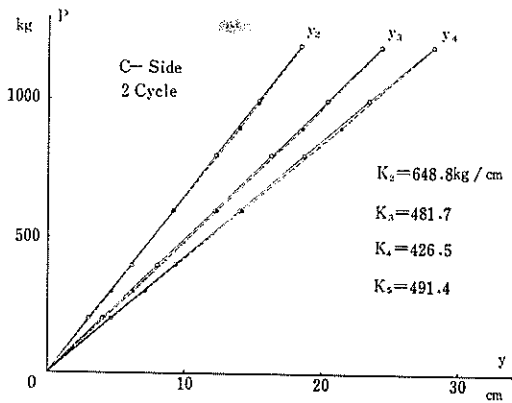


図-4.3 Pile No. 1 C-side 2 cycle  
荷重～たわみ

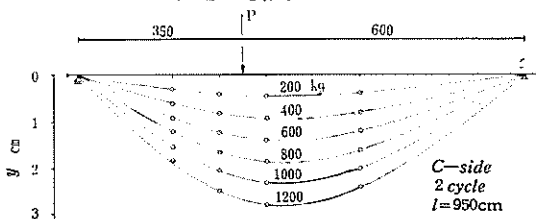


図-4.4 Pile No. 1 たわみ曲線

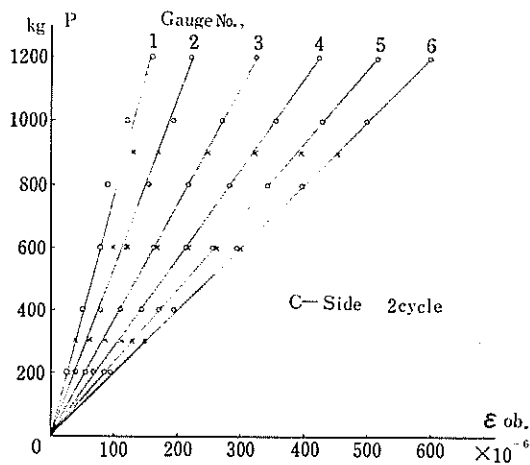


図-4.5 (a) Pile No. 1 荷重～くい面  
ヒズミの関係

ージでたわみを測定した。

この結果の一例を図-4.3～4.6に示す。これらをまとめてみると各くいとも表側 (T-side) から載荷した場合も、裏側 (C-side) から載荷した場合も曲げひずみ分布はほとんど同じであり、曲げモーメントに比例した直線分布を示している。また、1, 2 サイクルの履歴による誤差はほとんど計器の誤差範囲内にあった。各点に対して

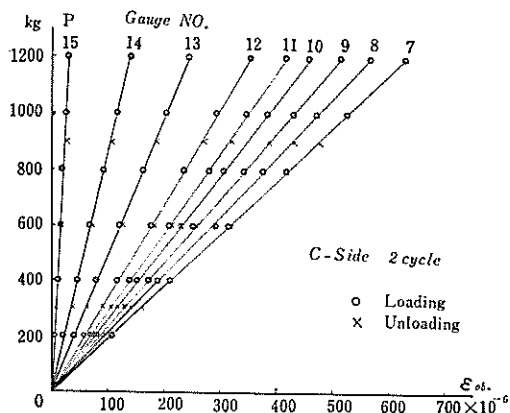


図-4.5 (b) Pile No. 1 荷重～くい面  
ヒズミの関係

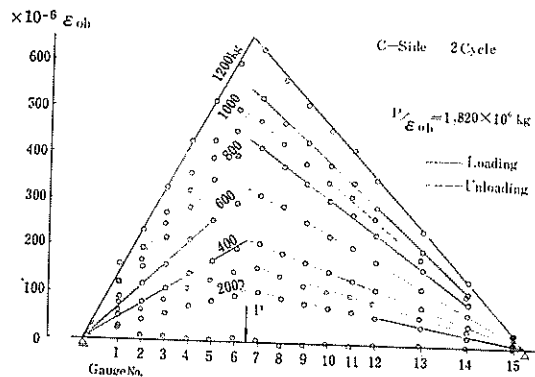


図-4.6 Pile No. 1 くい面ヒズミの分布

決定した校正係数 ( $\alpha = M/\epsilon$ ) のバラッキはそれぞれのくいではほぼ10%以内におさまっており、各くいについてその平均値を採用することにした。

表-4.1 試験ぐいの剛性

Pile No.	No. 1		No. 2		No. 3		
	T-side	C-side	T-side	C-side	T-side	C-side	
公称断面より	6.111 × 10 <sup>9</sup> kg·cm <sup>2</sup>						
実測断面より	6.58 × 10 <sup>9</sup>		6.67 × 10 <sup>9</sup>		6.68 × 10 <sup>9</sup>		
原形くい検定結果	6.633	6.649	6.579	6.670	6.684	6.738	
ゲージ設置	たわみ測定結果	6.977	6.897	6.804	6.809	7.011	6.888
	ひずみ測定結果	8.986	8.227	8.204	8.179	8.115	8.188

表-4.1で試験ぐいの剛性 EI をその決定法ごとに比較

しているが、ゲージ装着ぐいについてはたわみ測定結果とひずみ測定結果との間に大きな相違が見られる。これはひずみ分布がゲージプロテクターの補強効果によって局部的に乱れる（プロテクター内で低下する）ことによるものと思われる。したがって一様な断面を仮定した場合のE Iとしてたわみ測定結果には値を採用することにした。

この検定において、前もって最大荷重を載せておかないで地上載荷試験を行なうと、ひずみもたわみも荷重に対して直線的に増加しないことが認められた。これはコードプロテクターなどの溶接箇所（タップ溶接）がなじんでいないためと思われる。このことから特にゲージプロテクターなどを装着した試験ぐいに対しては実際の水平載荷試験の最大荷重に相当する曲げ応力以上（降伏応力未満）の応力を生ぜしめるような荷重のプレローディングを行なっておくべきであると言える。

なお Pile No. 4~No. 7 は現場へ直送したため検定は行なわず、Pile No. 1~No. 3 の原形ぐいについて行なったたわみ測定結果からの平均値  $6.659 \times 10^9 \text{kg} \cdot \text{cm}^2$  を用いる。

#### 4.4 試験ぐいの打込み

図-2.2に示すような配置で試験ぐいを打込んだ。試験ぐいは先端開放とし施工上の都合から5.5mの下ぐいと10.0mの上ぐいとを打込み中突き合わせ溶接したが、水平載荷時に継手に生ずる断面力は充分小さいので特別その補強は行なっていない。根入れ長は Pile No. 1 が14.5mで、それ以外のぐいは13.5mである。

打込みには神戸製鋼のぐい打機 P&H255A-LC および三菱重工のディーゼルパイルハンマーM22（ラム重量2.2トン）を使用した。地盤が軟弱である上、先端を閉そくしてないので貫入抵抗が非常に小さくてディーゼルハンマーは爆発せず、ぐいは静的に押し込まれることになり、打止め位置に気を使うほどであった。ぐい打ちの衝撃などによるストレンジャーなどへの悪影響をまぬがれたわけである。

ゲージプロテクターのリード線取付口のカバーおよびコードプロテクターの断面変化がぐい軸に関して点対称であるため、これがスクリュウの働きをするのではないかと懸念された。回転しないという意見もあって試し打ちをやると確に回転し始めた。そこで止めて、ぐい頭をハンマーのキャップに仮溶接してから押し込むことにした。

打込み後の管内土の位置は表-4.2のようであった。

表-4.2 管内土の高さ

Pile No.	Date					
	1/24	2/2	3/3	3/16	3/31	4/11
No. 1	6.98	7.05	7.00	—	—	—
No. 2	6.82	6.92	—	—	—	6.66 (0.03)
No. 3	8.10	8.23	—	—	—	—
No. 4	6.72	6.79	—	6.76	—	—
No. 5	6.18	6.04 (0.05)	—	—	6.21 (0.15)	6.10 (0.20)
No. 6	6.00	5.99	—	—	—	—
No. 7	5.95	5.97	—	—	5.99 (0.08)	—
memo	クイ打後1日	10日	→実験終了後、( )内は水位、単位m			

載荷終了後8ヶ月して Pile No. 2 と No. 5 とを引抜いて降伏状況を観察した。同じく12ヶ月後 Pile No. 4 以外のぐいを回収した。この時測定した管内土の単位体積重量と含水比を表-4.3にまとめておく。原地盤および

表-4.3 管内土の単位体積重量  $\gamma'_t$  および含水比  $w'$  と原地盤の値の比較

Pile No.	測定深度 (原地盤より)	$w'$	$w$	$\gamma'_t$	$\gamma_t$	$D'/D$
		%	%	$\text{g}/\text{cm}^3$	$\text{g}/\text{cm}^3$	
No. 1	9.1m	112.6	103.0	—	1.471	0.53
	14.6	81.59	141.0	1.46	1.489	
No. 2	8.1	106.8	98.1	1.54	1.484	0.48
	13.6	93.72	142.0	—	1.480	
No. 3	8.1	—	98.1	—	1.484	0.41
	13.6	88.65	142.0	1.54	1.480	
No. 5	8.1	96.38	96.1	1.57	1.450	0.53
	13.6	—	141.5	—	1.480	
No. 6	8.1	92.30	96.1	—	1.450	0.57
	13.6	85.99	141.5	1.50	1.480	
No. 7	8.1	88.59	96.1	—	1.450	0.57
	13.6	85.17	141.5	1.50	1.480	

管内土の単位体積重量をそれぞれ  $\gamma_t$  および  $\gamma'_t$ 、ぐいの根入れ長を  $D$ 、管内土の高さを  $D'$  とすれば  $\gamma'_t D' < \gamma_t D$  であり、試験ぐいはある深さから先端の土を周囲に排除しながら貫入していったものと思われる。

#### 4.5 ひずみゲージの絶縁度

試験くいを打込んでから実験が終了するまでの3ヶ月近くの間絶縁抵抗とゲージ抵抗とを測定した。その結果ゲージ抵抗の変動はわずかであり、絶縁抵抗が1,000M $\Omega$ 以下になるものは1枚もなかった。すなわち実験終了時でのゲージ生存率は100%である。今回のコーティングの方法に問題がなく、コード仕舞などにも充分意を尽したためと思われる。

8ヶ月後 Pile No. 2 を引抜いてから絶縁抵抗とゲージ抵抗とを測定したが、どちらも実験中の値と大体同じで、ただ C-side のゲージ No. 3, No. 5, No. 8 の3枚だけは絶縁抵抗が30M $\Omega$  まで下っていた。

## 5. 実験結果およびその考察

### 5.1 実験結果

表-5.1に各ケースについてサイクルごとの平均載荷速度および測定時の平均変位速度をまとめている。Pile

表-5.1 平均載荷速度および変位速度

Pile No.	cycle	載荷速度 kg/min	変位速度 mm/min
No. 1 ( $h=50\text{cm}$ )	1	4.31	0.24
	2	7.52	1.15
	3	8.03	2.29
	4	8.98	0.95
No. 2	1-A	4.84	2.33
	1-B	7.76	5.22
	2-A	7.21	2.15
	2-B	8.38	4.65
	3-A	5.97	1.54
	3-B	9.24	4.00
No. 3	1	7.61	3.90
	2	7.28	3.23
	3	6.76	2.56
No. 4		0.239	0.09
No. 6		0.281	0.08
No. 7	1	2.32	0.25
	2	1.76	0.24
No. 5	1	10.66	5.63
	2	10.70	7.09
No. 2	4-A	9.00	12.44

(除荷時省略)

No. 1~Pile No. 3 は Pile No. 7 の10~20倍の変位速度のところで読取りを行なっているわけである。なお Pile No. 1 の第1サイクルはプレローディング的なものであり、以後第2サイクルを処女載荷として取扱う。

それぞれのケースに対する荷重~くい頭変位の関係を図-5.1~図-5.6に示す。砂地盤の場合にくらべてループ

の肉が薄く、残留変位もかなり小さい。

Pile No. 1~No. 3 はくい面ひずみを測定したが、この実測値に4.3で決定した較正係数 $\alpha$ を乗じて得た曲げモーメント分布図が図-5.7~5.11である。モーメントの最大値や零点の位置は増加につれて次第に深くなっており、横抵抗を受持つ範囲が深い部分へ移っていくことがわかる。

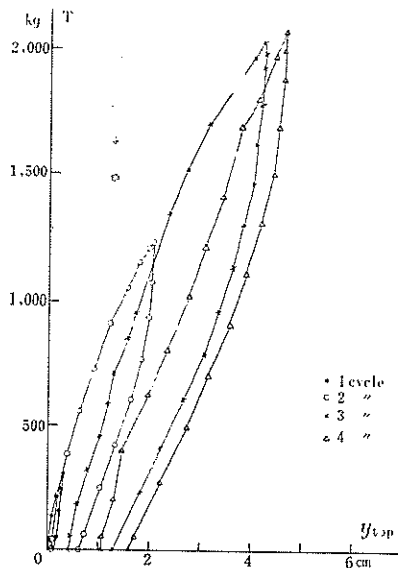


図-5.1 Pile No. 1 荷重~くい頭変位

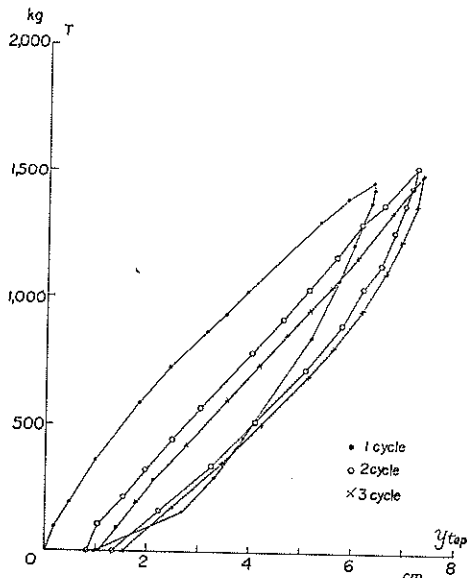


図-5.2 Pile No. 3 荷重~くい頭変位

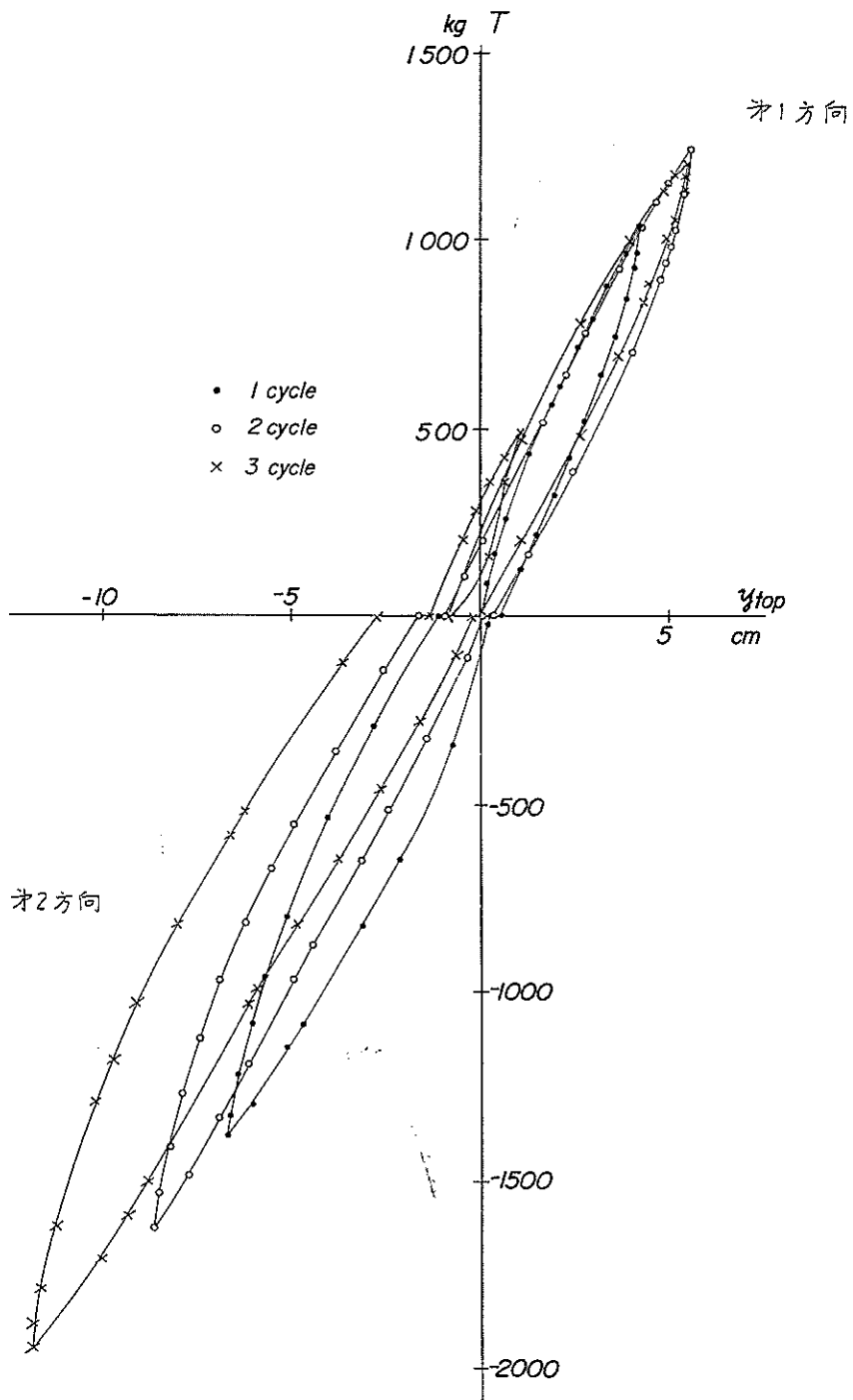


図-5.3 荷重～くい頭変位 Pile No. 2



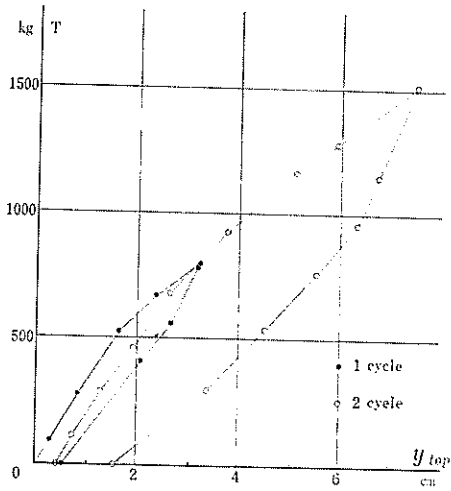


図-5.4 Pile No. 7 荷重～くい頭変位

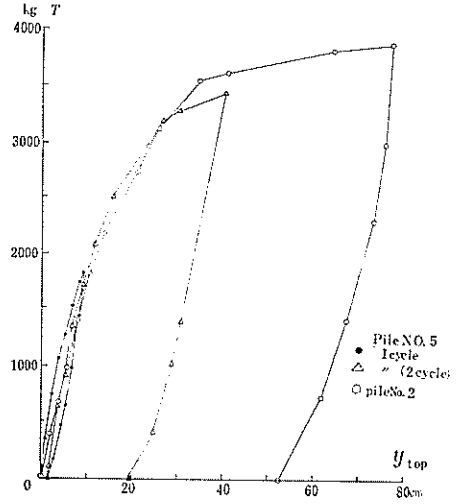


図-5.6 荷重～くい頭変位 破壊試験

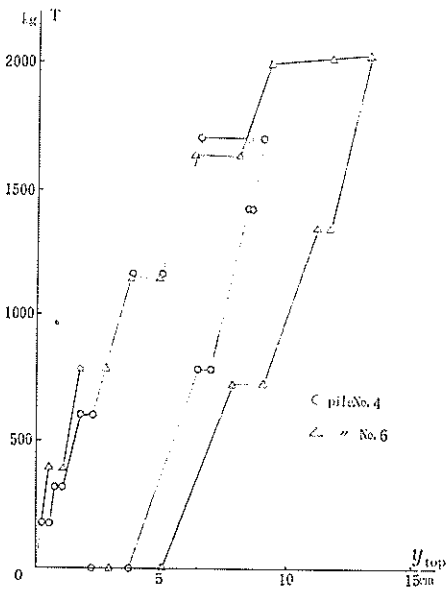


図-5.5 長期載荷, 荷重～くい頭変位

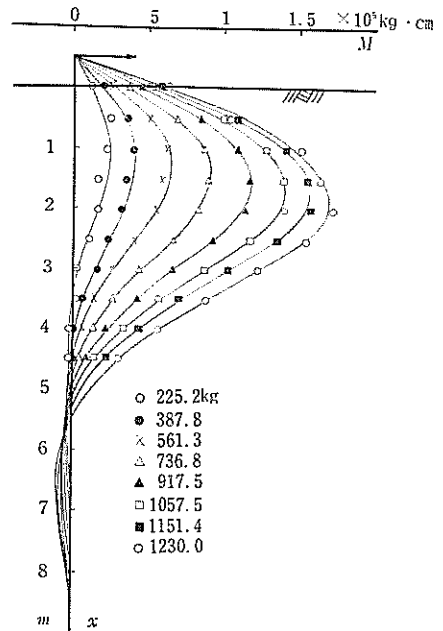


図-5.7 曲げモーメント分布 Pile No. 1

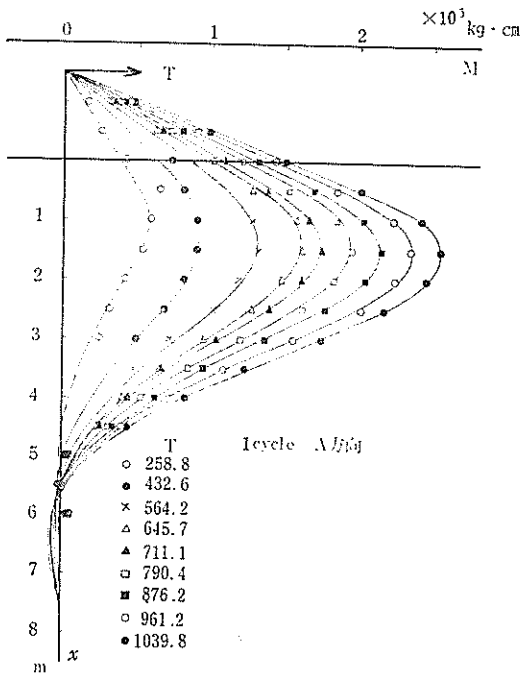


図-5.8 曲げモーメント分布 Pile No. 2

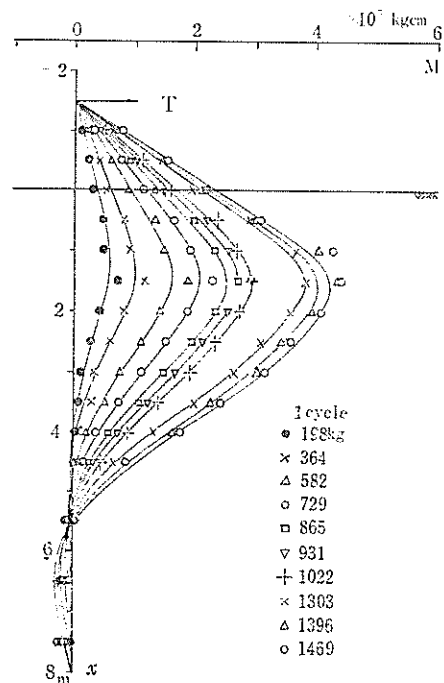


図-5.10 曲げモーメント分布 Pile No. 3

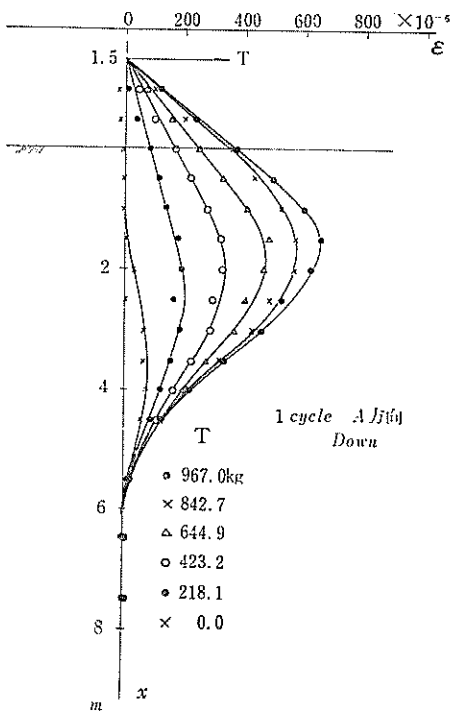


図-5.9 曲げ歪分布 Pile No. 2

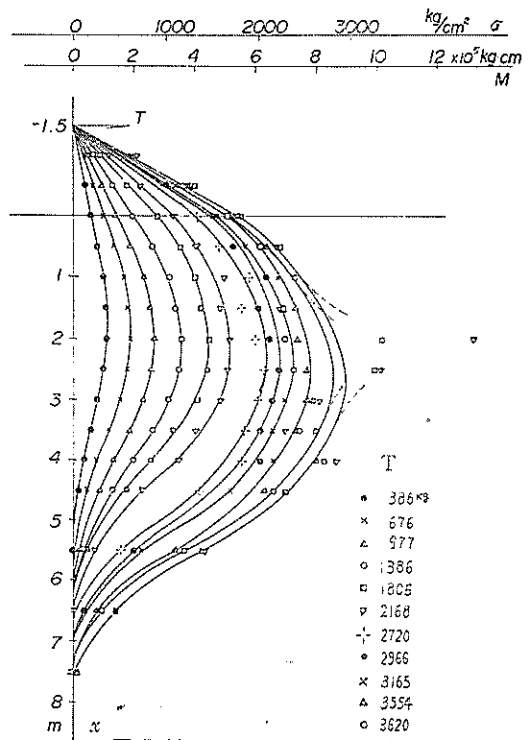


図-5.11 曲げモーメント分布 Pile No. 2 破壊

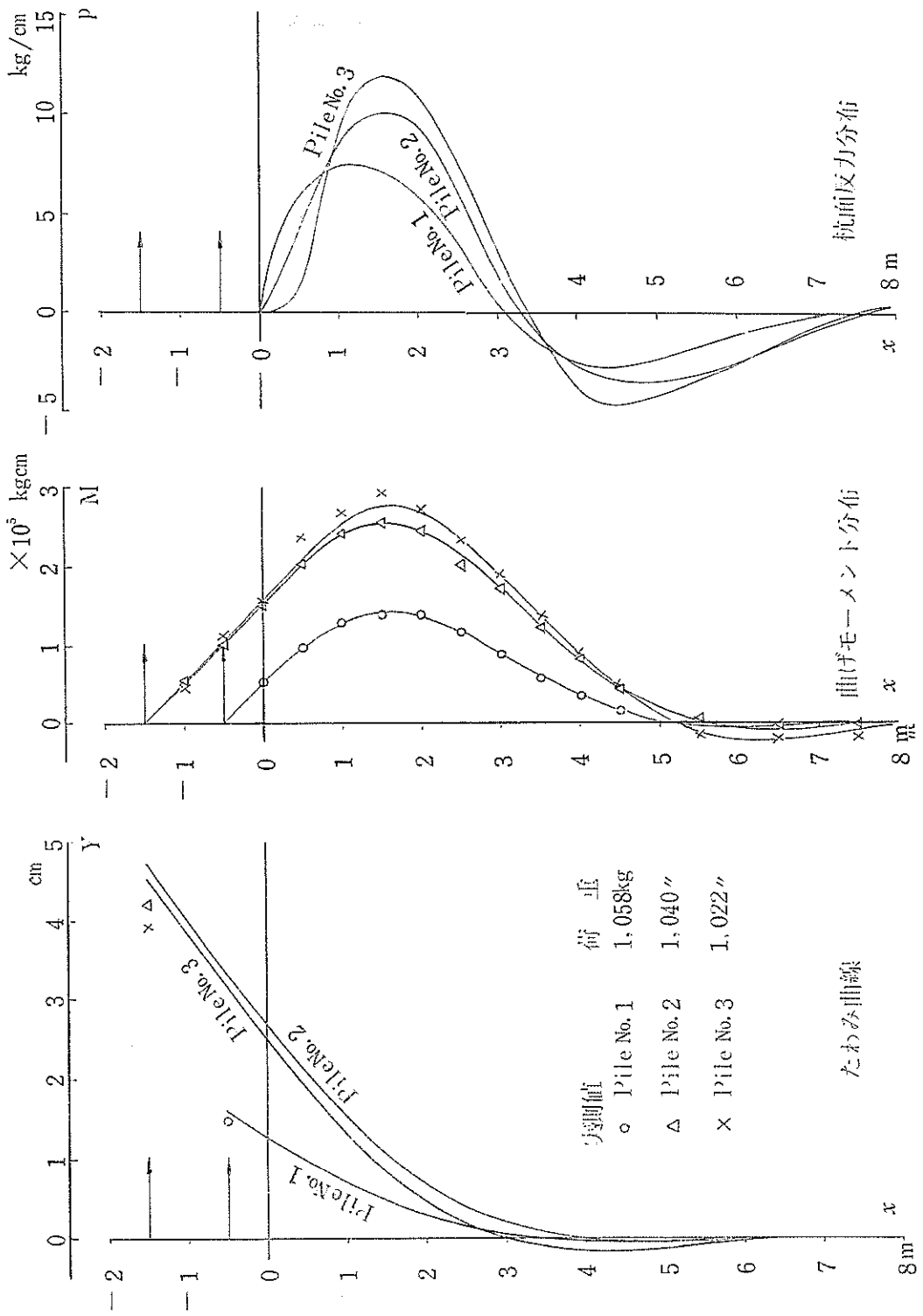


図-5.14 載荷高の影響

載荷高  $h$  を 50cm とした Pile No. 1 と  $h$  を 150cm とした Pile No. 2 および No. 3 についてくい頭変位と最大曲げモーメントを比較したのが図-5.12~図-5.13 であり、図-5.14 はたわみ、曲げモーメントおよびくい面反力の分布を比べたものである。タイ面取力が最大になる深さは  $h$  が低くなると、浅くなり、モーメント第1零点は  $h$  に無関係にはほぼ一定となっている。

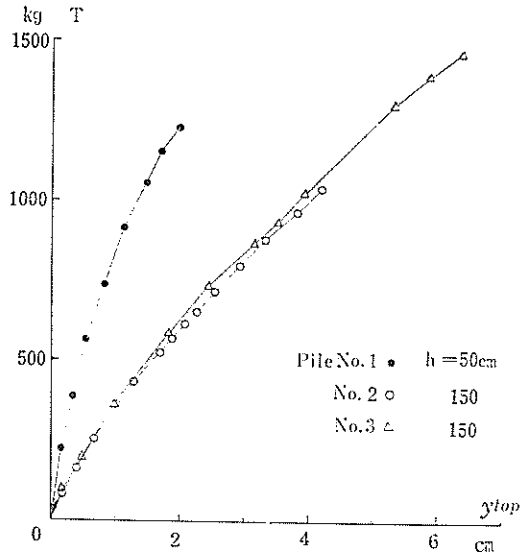


図-5.12 載荷高によるくい頭変位の差

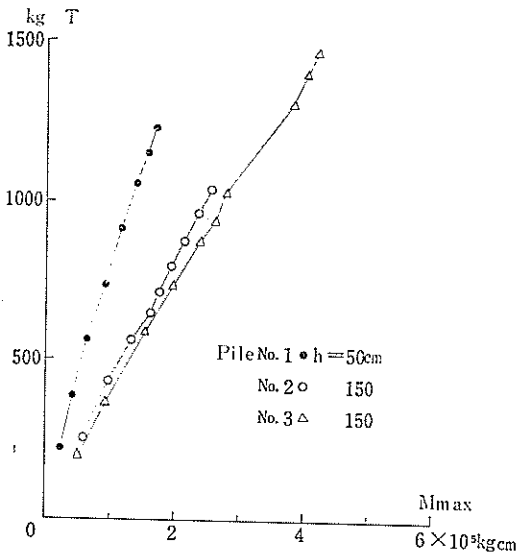


図-5.13 載荷高による最大曲げモーメントの差

## 5.2 くい面反力特性

図-5.7~図-5.11 に示した曲げモーメント分布曲線に対して微分および積分をそれぞれ2回行なえば、くい面反力(受動側と主動側の差)分布とたわみ曲線が得られる。その一例が図-5.15~図-5.20である。Pile No. 2

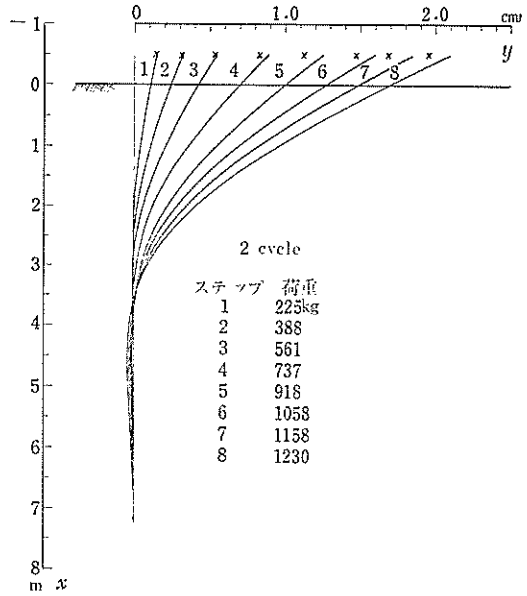


図-5.15 Pile No. 1 タワミ曲線

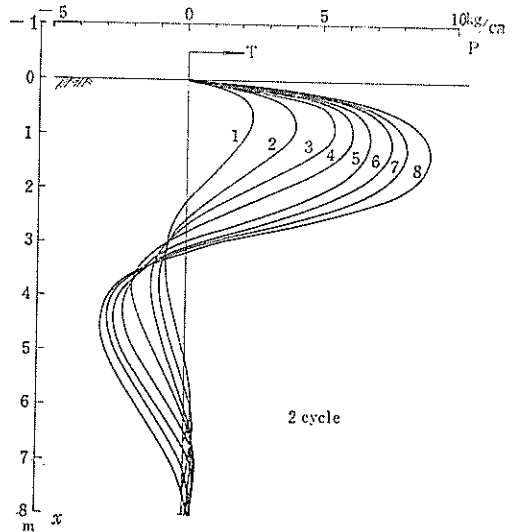


図-5.16 Pile No. 1 くい面反力分布

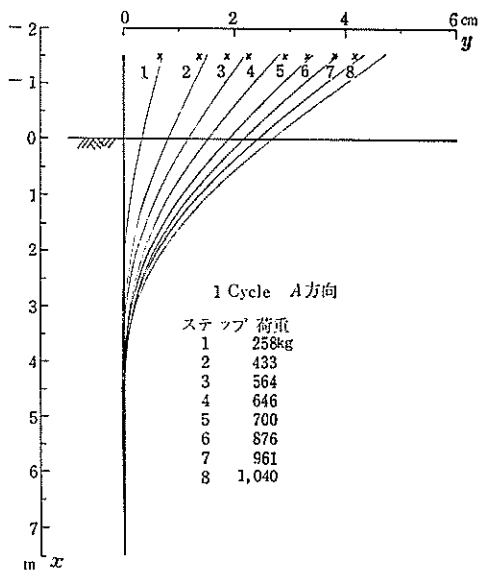


図-5.17 Pile No. 2 タワミ曲線

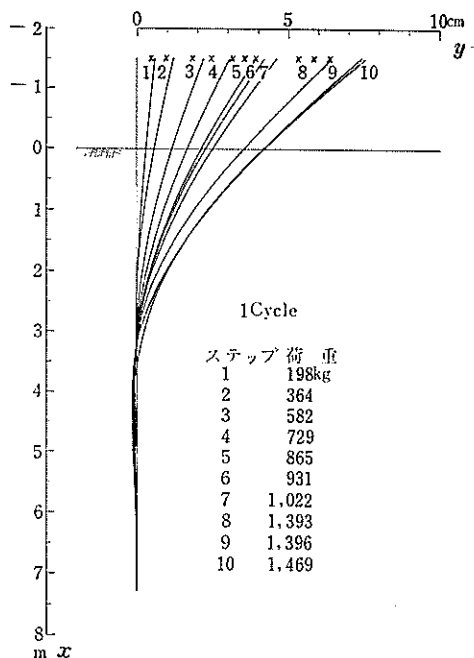


図-5.19 Pile No. 3 タワミ曲線

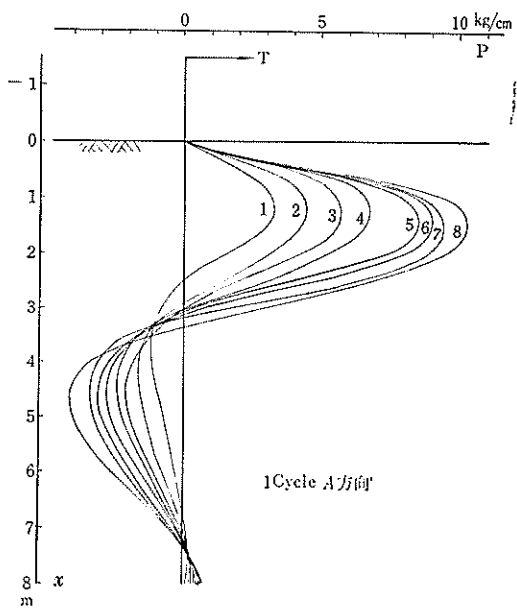


図-5.18 Pile No. 2 クイ面反力分布

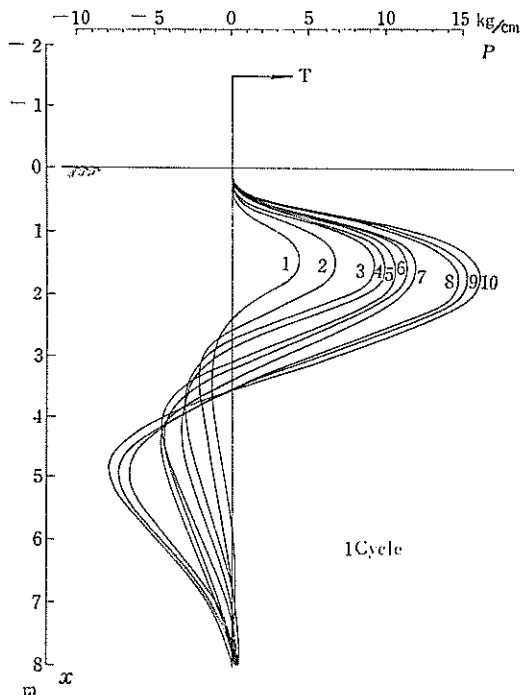


図-5.20 Pile No. 3 クイ面反力分布

および No. 3 ではくい面反力  $P$  がその最大値より上部で正の向きに対して凹に反曲し、地表面下 25cm 位で零になっている。こういう傾向が処女載荷から見られることは、原地盤を 30cm 掘削する際、掘削面下の地盤が乱されたのではないと思われる。

各くいごとに求めたくい面反力(強度)  $p(=P/B)$  とたわみの関係を各深さごとにまとめてみると図-5.21~図-5.25 のようになる。この曲線が直線部分を持たず最初から曲っているということは、粘性地盤の場合も砂質地盤の場合と同じく、土の破壊が地表面から漸次深い所へ進んでいくためである。

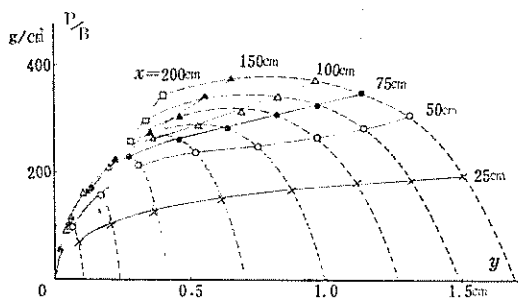


図-5.21 くい面反力変位の関係  
Pile No. 1, 2 cycle

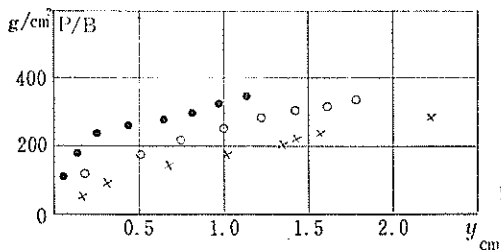


図-5.22  $x=75\text{cm}$  におけるくい面反力変位

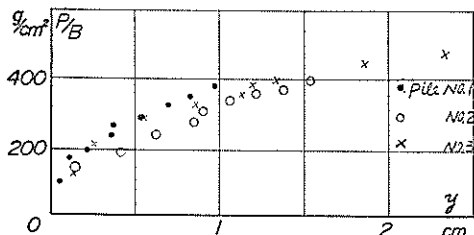


図-5.23  $x=100\text{cm}$  におけるくい面反力~変位

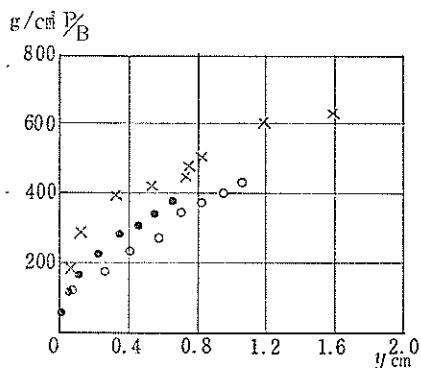


図-5.24  $x=150\text{cm}$  におけるくい面反力~変位

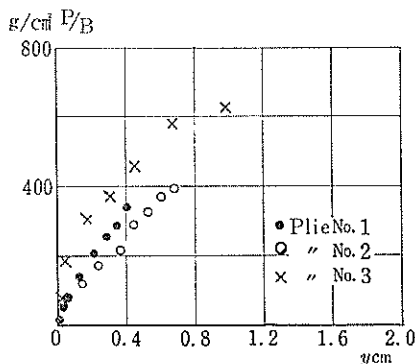


図-5.25  $x=200\text{cm}$  におけるくい面反力~変位

ケースが少ないのであるが、S型砂質地盤で確かめられているように、 $p$  は載荷高やくいの剛性などには無関係と見てよいであろう。すなわち、くいの変位  $y$  と深さ  $x$  だけから一意的に定まり、両者は別々の因数の形で含まれるとして次のような式で表わされると考えてよい。

$$p = k \cdot f(x) \cdot g(y) \dots\dots\dots (2)$$

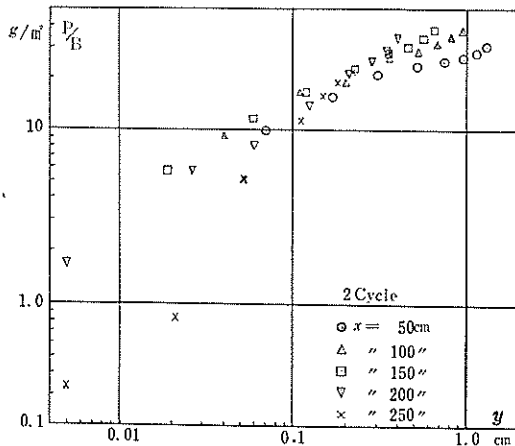


図-5.26 くい面反力~変位 Pile No. 1

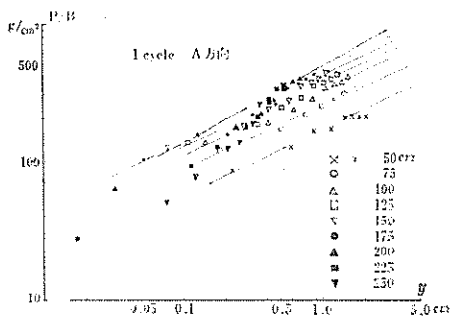


図-5.27 くい面反力～変位 Pile No. 2

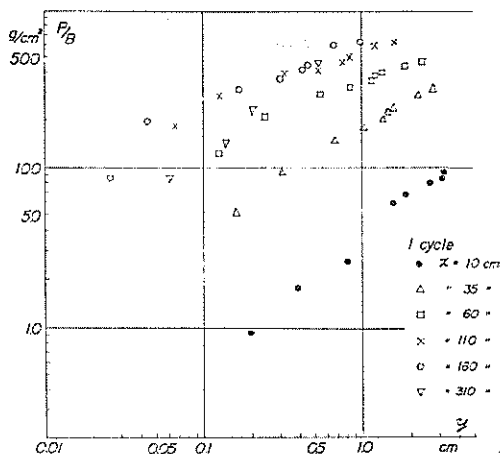


図-5.28 くい面反力～変位 Pile No. 3

まず  $g(y)$  の関数形を求めよう。図-5.26～図-5.28のように  $p$  と  $y$  とが両対数目盛で直線関係を示し、その勾

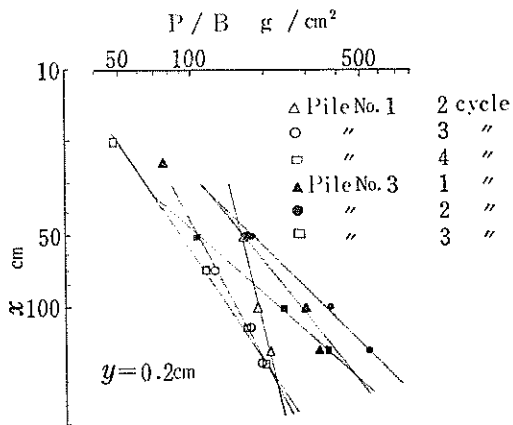


図-5.29(a) くい面反力深度分布

表-5.2 処女載荷における  $y$  のべき数  $n$

$x$ cm	Pile No. 1	Pile No. 2	Pile No. 3
50	0.380	0.488	0.618
75	—	0.452	0.546
100	0.440	0.479	0.378
125	—	0.472	—
150	0.498	0.495	0.334
175	—	0.509	—
200	0.708	0.561	0.402
225	—	0.646	—
250	0.902	0.886	0.758
単純平均	0.586	0.554	0.506

配  $n$  はたとえば処女載荷についてみると表-5.2のようになる。深さ  $x$  の増加に伴ない  $n$  も大きくなっている。読取ったものだけの単純な平均値ではあまり意味がないが下段のような値になっている。第2サイクル以降についても大きな相違は見られず、 $y$  のべき数  $n$  は 0.42～0.70の範囲にある。したがって

$$g(y) = y^{0.42 \sim 0.70} \dots \dots \dots (3)$$

次に  $f(x)$  の関数形を定めるため、一定の変位に対して  $p$  の深度分布（両対数目盛）を示したのが図-5.29～図-5.31である。これらの  $p \sim y$  関係の勾配  $m$  は処女載荷のものについて捨うと表-5.3のようになる。繰返し載荷に伴ない、この  $m$  値は増大して 1.0 に近ずき、今回の実験では 0.38～1.19 に納まっている。Pile No. 3 では

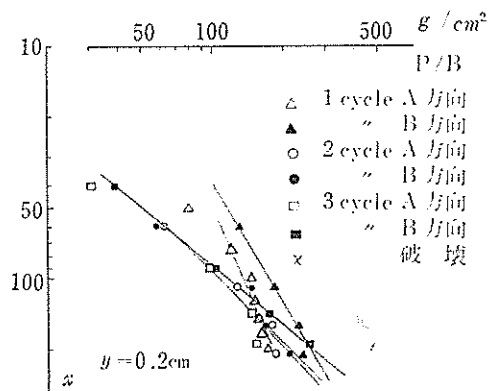


図-5.29(b) くい面反力深度分布

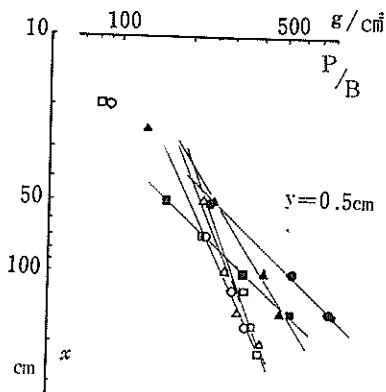


図-5.30(a) くい面反力深度分布  
Pile No. 1, No. 3

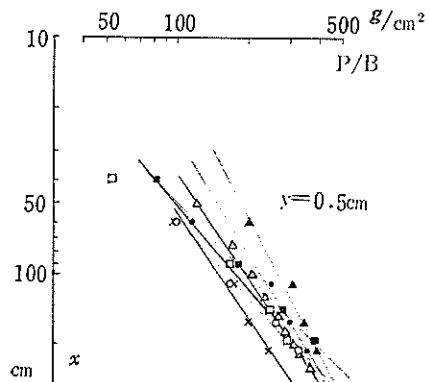


図-5.30(b) くい面反力深度分布  
Pile No. 2

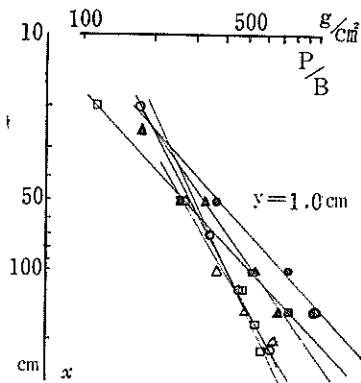


図-5.31(a) くい面反力深度分布  
Pile No. 1, No. 3

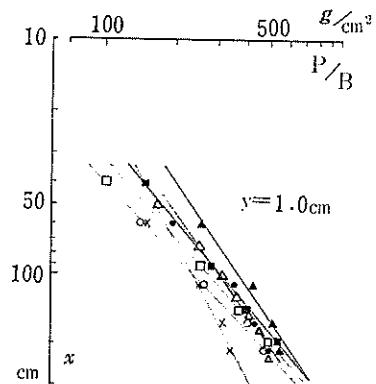


図-5.31(b) くい面反力深度分布  
Pile No. 2

表-5.3 処女載荷における  $x$  のべき数  $m$

$y$ cm	Pile No. 1	Pile No. 2	Pile No. 3
0.2	0.592	0.416	0.594
0.5	0.784	0.681	0.701
1.0	0.802	0.636	0.718

第1サイクルから地表面下 30cm 付近まで  $p$  が零になっており、他のくいも繰返し載荷につれて地表面付近 30~40cm 迄の部分は抵抗がなくなる。しかしこれらの場合も仮想地表面を考えれば

$$f(x) = x^{0.38-1.19} \dots\dots\dots(4)$$

としてさしつかえない。

以上の結果を合わせると力は次式で表わされることになる。

$$p = k \cdot x^{(0.38-1.19)} \cdot y^{(0.42-0.70)} \dots\dots\dots(5)$$

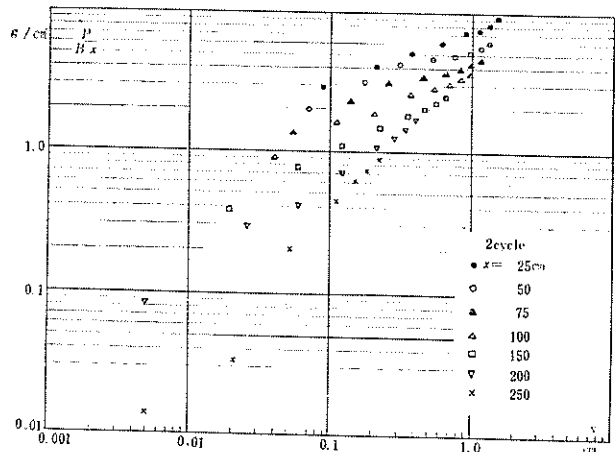


図-5.32 Pile No. 1



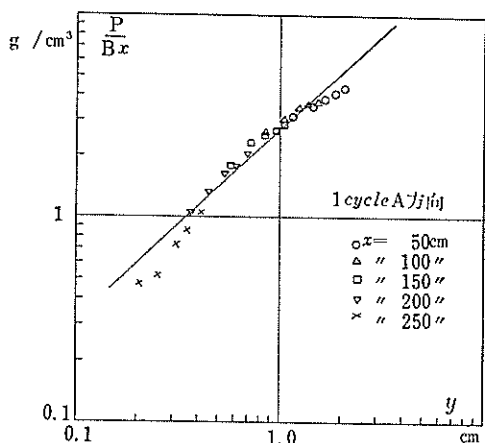


図-5.33 Pile No. 2  $P/Bx \sim y$  の関係

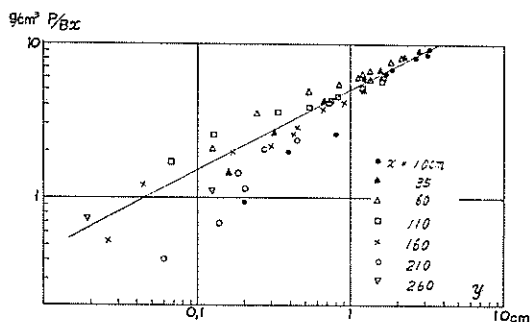


図-5.34 Pile No. 3  $P/Bx \sim y$  の関係

図-5.32～図-5.34は  $P/Bx$  と  $y$  の関係を両対数目盛でプロットしたもので Pile No. 3 については地表面を 30cmまで下げている。

荷重～くい頭変位, 荷重～最大曲げモーメント, 荷重～モーメント第1零点深度の実測曲線を

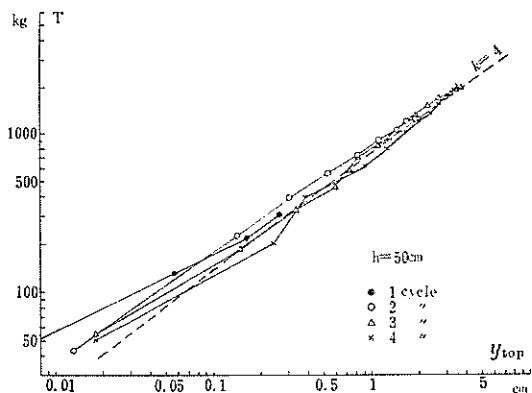


図-5.35 Pile No. 1 荷重～くい頭変位

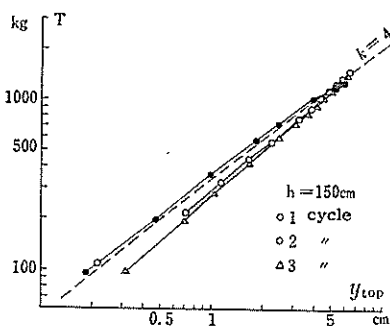


図-5.36 Pile No. 3 荷重～くい頭変位

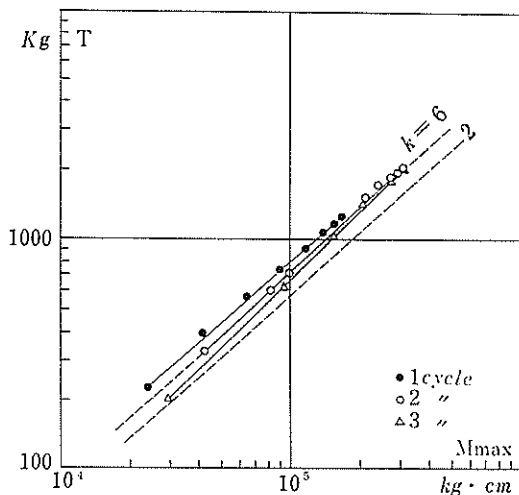


図-5.37 荷重～最大曲げモーメント  
Pile No. 1

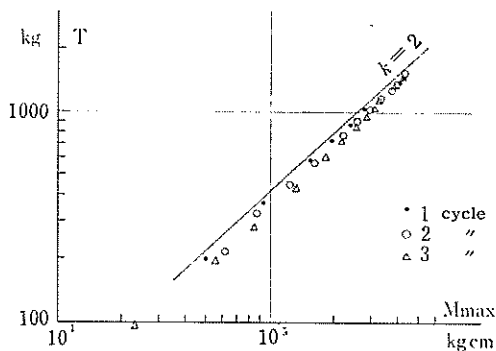


図-5.38 荷重～最大曲げモーメント  
Pile No. 3

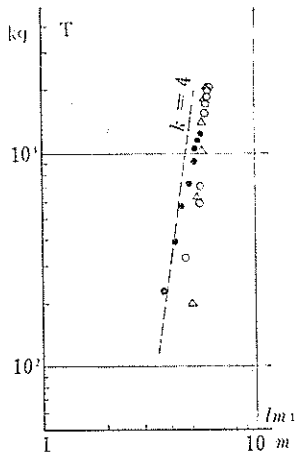


図-5.39 荷重～モーメント第1零点  
Pile No. 1

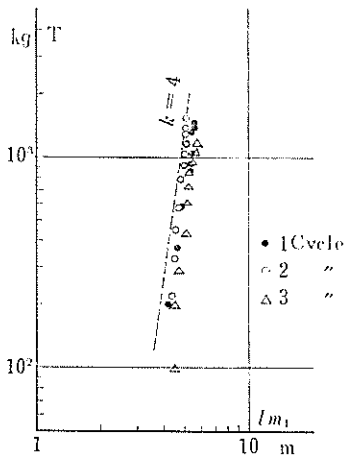


図-5.40 荷重～モーメント第1零点  
Pile No. 3

$$p = k \cdot x \cdot y^{0.5} \dots \dots \dots (6)$$

なる関係から求めたそれぞれの推定曲線と比較すると図-5.35～図-5.40のようになる。それぞれ $k$ 値を選びさえすれば良好に近似できる。これは現象そのものに対する $y$ のべき数 $n$ が0.5に近いことを示すものであり、(3)式で得た $n=0.42\sim 0.70$ というバラッキは土の不均一性よりも、主として微分や積分の計算上の誤差に基くものである。

しかし上の実測曲線に近似する $k$ 値は表-5.4のように変位、最大曲げモーメント、モーメント第1零点それぞれに対して異なった値を採用することになる。このバラッキが(5)式と(6)式の相異、特に $x$ のべき数 $m$ が1でないことを示していると見てよい。

表-5.4 地盤常数  $k$  値

Pile No.	cycle	$T \sim y_{top}$		$T \sim M_{max}$		$T \sim l_{m1}$		$P/Bx \sim y_{top}$	
		$k$	平均	$k$	平均	$k$	平均	勾配	$k$
1	1	30→5							
	2	8→4.6	5.8	10→7	8.0	7→4	5.0	0.62	4.2
	3	8→4.0	4.2	6→6.5	6.5	3.5→3.9	3.7	0.70	3.3
	4	7→2.5	3.8	3→6	5.0	2.5→4.0	3.2	0.58	2.9
2	1-A	4→3.8	4.0	2→3	2.5		3.4	0.49	2.8
	1-B	0.4→4.0	3.8	2→3	2.5	3.3→3.8	3.7	0.50	2.6
	2-A	0.6→2.7	2.1	0.5→2	1.5	2.6→3.2	3.0	0.60	1.6
	2-B	1.7→2.6	2.3	1.3→3	2.0	2.8→3.8	3.5	0.55	2.2
	3-A	1.8→2.2	1.9	1→0.8	1.5	1.8→2.8	2.2	0.60	1.7
	3-B	1.0→2.4	2.0	1→3	2.0	2.2→3.8	3.4	0.64	1.9
2	破壊	0.5→2.5	2.0	0.6→7.5	6.0	2.2→3.0	2.5	0.64	1.5
3	1	5→3.2	4.2	1.0→1.5	1.5	4→4.2	4.1	0.44	3.3
	2	2.5→4	3.0	0.7→1.0	0.9	4→6	5.4	0.42	4.2
	3	1.7→3.8	2.8	0.4→1.0	0.6	3→3.9	3.5	0.49	3.1
4	1	8→3.5	5.0						
	2	2.6→3.7	3.2						
6	1	5→3	4.0						
	2	3→4.2	3.8						
7	1	3→4.2	3.8						
	2	3→5	4.0						

### 5.3 繰返し載荷および交番載荷について

改めて図-5.1、図-5.2などの $T \sim y_{top}$ 曲線を眺めると、2サイクル以後の増荷曲線は直線に近くなり2サイクルと3サイクルではほぼ平行になっている。地中部の荷重～くい面のひずみ曲線も繰返し載荷に伴ないループの肉が薄くなっている。

図-5.42 は各サイクルごとの最大変位および最大曲げ

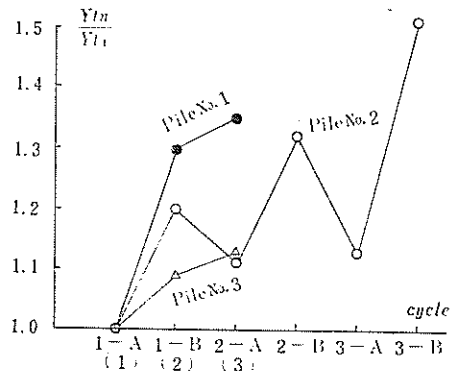


図-5.41 繰返し載荷による変位の増加

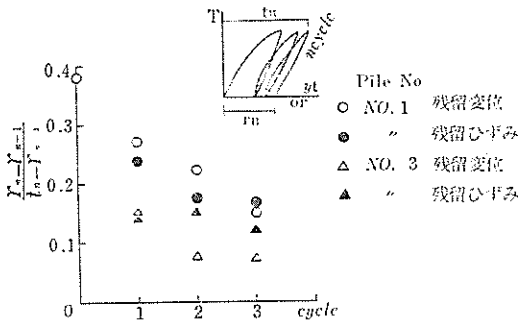


図-5.42 一方向繰返し荷重の残留変位および残留ひずみ

ひずみに対する残留変位、残留ひずみの比をとったものである。繰返し荷重の場合、残留変位や残留ひずみは急速に減少し、くいが次第に弾性的な挙動を示すようになることがわかる。

表-5.4を見ると、いずれの方法から求めた地盤常数  $h$  も繰返し回数と共に減少している。これは各サイクルの最大荷重に対する  $T \sim y_{top}$  の割線係数をとっていても同様の傾向が見られる。

砂質地盤においても第2サイクル以後は弾性的な性質をおびてくるのであるが、粘性地盤の場合、以上のことから繰返し荷重による締め固め効果はないことがわかる。これは砂質地盤と異なって、主動側の埋戻しがなく上に地盤がリモデルされるからであると思われる。

交番荷重試験は滑車の折損などの事故で荷重を両方向に対称にかけることができず、芳しくないデータとなった。(図-5.3参照)ただ割線係数も表-5.2の地盤常数も荷重方向が反転するとわずかであるが減少している。これも飽和砂などの場合、第1方向荷重の時の埋戻しが効いて第2方向載の時の変位がかなり小さくなるという傾向とは相違している点である。

残留変位や残留ひずみは交番荷重の場合、図-5.43に見るようにサイクル数が増しても大体20%位残り、一方向繰返し荷重よりもさらに地盤の抵抗が落ちる。

なお図-5.3で片側ループから対称なヒステリシスカー

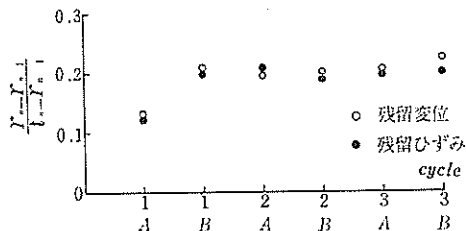


図-5.43 交番荷重の残留変位および残留ひずみ

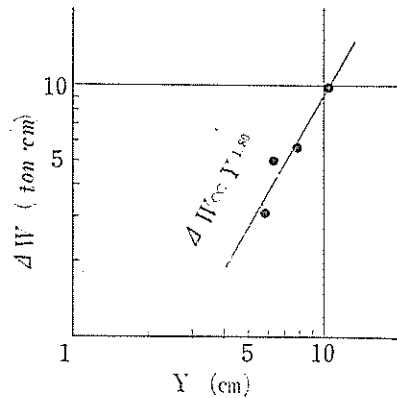


図-5.44 Pile No. 2 履歴面積～最大変位

を仮定し、その囲む履歴面積 (=1サイクル当りのエネルギー散逸量)  $\Delta W$  を各履歴曲線の最大変位  $Y$  についてプロットすると図-5.44のようにほぼ  $\Delta W \propto Y^{1.80}$  となる。 $\Delta W$  から

$$\psi = \Delta W / W, \quad h = \psi / 4\pi \dots\dots\dots(7)$$

によって specific damping capacity:  $\psi$  および減衰定数  $h$  を求めると表-5.5のようになる。

表-5.5 Specific damping capacity および減衰定数

	$\Delta W$ ton · cm	$W$ ton · cm	$\psi$	$h$	$\alpha$
1 cycle B方向	4.99	4.33	1.152	0.0916	0.79 ~ 0.82
2 cycle A方向	3.13	3.65	0.858	0.0683	
" B方向	5.67	6.44	0.880	0.0700	
3 cycle B方向	9.89	10.13	0.976	0.0776	

ここで  $\alpha$  というのは 0 と 1 との間の定数であり、

$$W(Y) = 4 \frac{1-\alpha}{1+\alpha} KY^{1+\alpha} \dots\dots\dots(8)$$

なる式で  $W$  と  $Y$  とを結びつけるもので、参考文献5)中の  $h \sim \alpha$  曲線から求められる。表の  $\psi$  および  $h$  によりこのくいの動的横抵抗が計算されるのである。

### 5.4 クリープおよび荷重速度について

いずれのくいについても各ステッごとに荷重時からくい頭変位の経時変化を測定したが、その結果の一部を図-5.45～図-5.47示す。ここで縦軸にとった  $4y$  は荷重時の瞬時変化(弾性的変位)を除いたものである。概算す

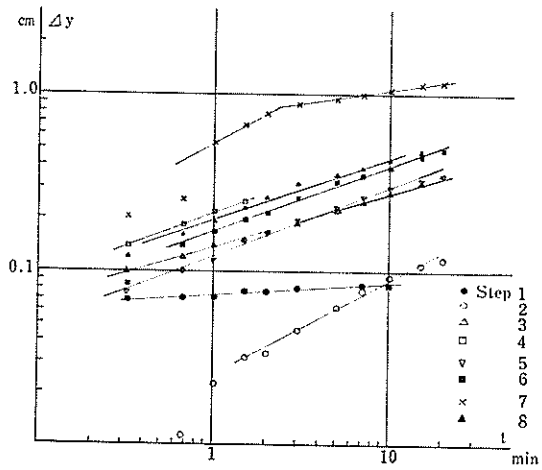


図-5.45 Pile No. 5, 1 cycle くい頭変位の経時変化

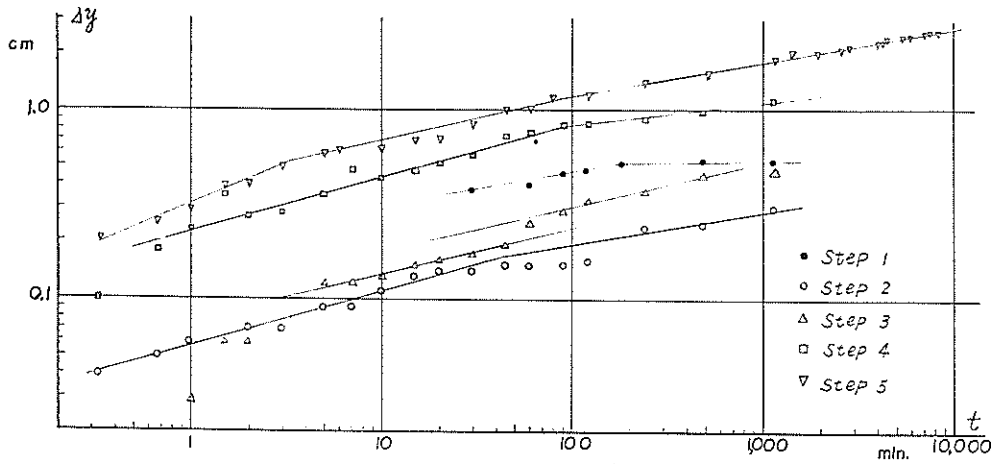


図-5.46 くい頭変位経時変化 Pile No. 4

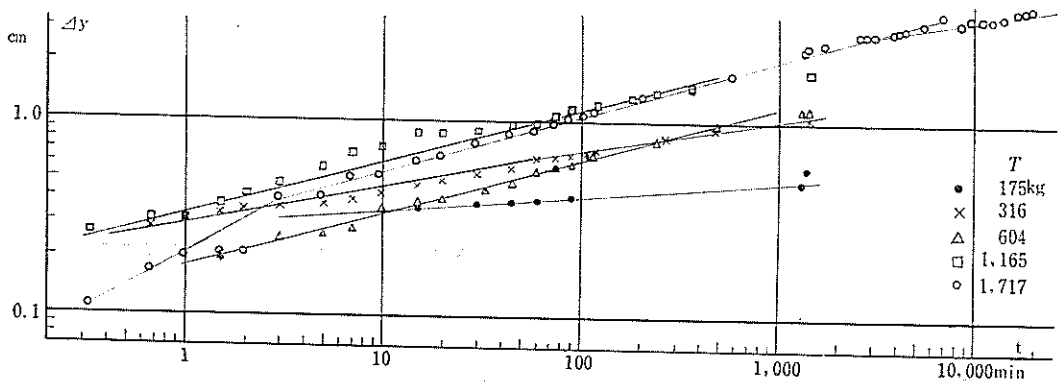


図-5.47 くい頭変位経時変化 Pile No. 6

ればわかるように6日や15日くらいでの圧密度は極めて小さく、くい材のクリープ量も無視できるから、この $\Delta y$ は土の粘性にもとづくクリープと見るべき量である。これら載荷経過時間～変位経過変化の関係は両対数の座標で直線になっており、横荷重によるクリープが時間 $t$ のべき乗の形に表わされることを示している。すなわち二次圧密や摩擦くいの沈下量が時間に対して片対数座標で直線になるとは異なっている点である。次のような近似式

$$\Delta y = a \cdot F(T) \cdot t^a \dots\dots\dots(9)$$

が書けるのであろうが、今回のデータでは時間のべき数 $a$ の傾向は掴めなかった。

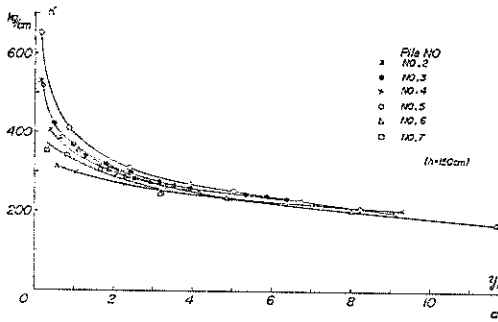


図-5.48 くい頭変位～正割係数

図-5.48は荷重 $T$ ～くい頭変位 $y_{top}$ の割線係数 $K$ を $y_{top}$ に対してプロットしたもので、いずれも処女載荷に対するものである。パネ定数に相当する $K$ は $T$ よりも $y_{top}$ で整理したほうが明確な傾向を示す。 $y_{top} = 1, 2, 3$ cmに対する値を各くいの載荷速度に対して片対数でプロットしたのが図-5.49である。 $K$ 値に対する載

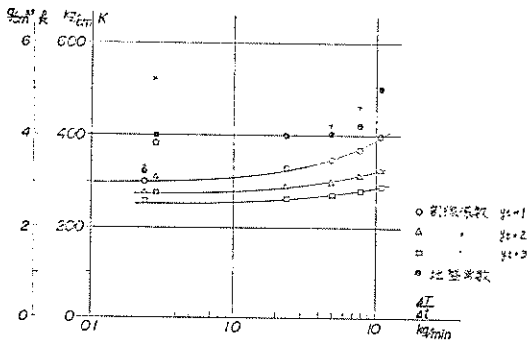


図-5.49 K値～平均載荷速度

荷速度の影響は変位が増大するにつれて減少している。種々の地盤に対してこの $K$ 値～載荷速度の関係が得られておれば水平載荷試験の載荷速度として $K$ 値が影響を受けないような適正な値を採用することができる。

## 5.5 極限抵抗について

図-5.50および図-5.51はそれぞれ Pile No. 2 に対して行なった破壊試験の荷重～くい頭変位および荷重～くい面ひずみの関係である。これらの曲線の折点に対応する荷重は 3,450kg である。また図-5.11の曲げモーメント分布図を見ると 2,960kg くらいから最大値  $M_{max}$  付近で実測値がバラつき始め、さらに荷重が増せば実測ひずみは图中破線で示すように  $M_{max}$  付近で急増している。しかしこれは既に曲げ応力に比例しなくなった量であり、曲げモーメント分布として実線のようなスモー

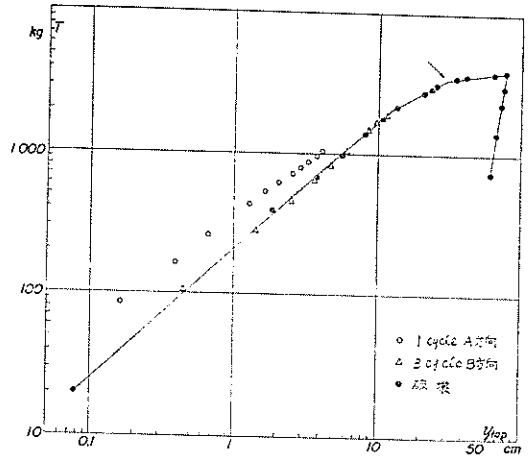


図-5.50 荷重～くい頭変位 Pile No. 2

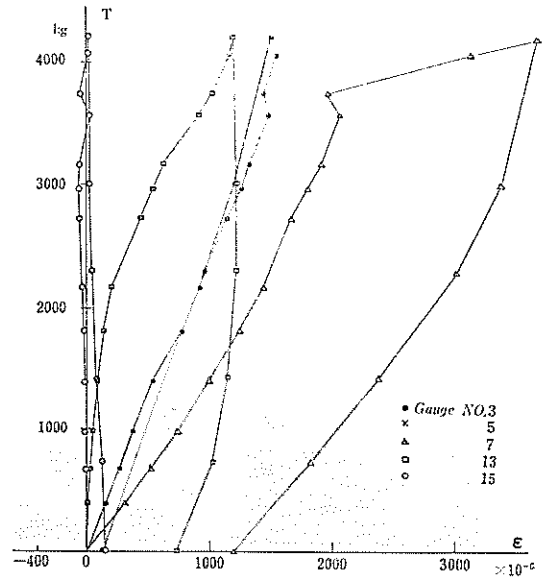


図-5.51 荷重～くい面ひずみ Pile No. 2 破壊

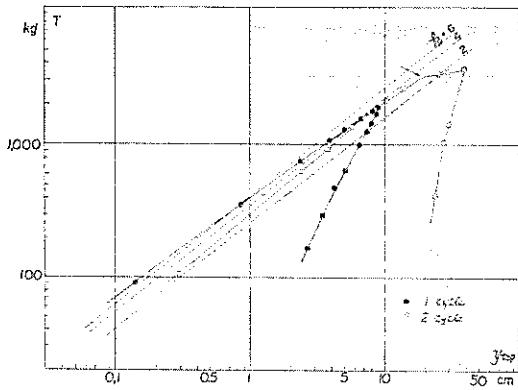


図-5.52 荷重～くい頭変位 Pile No. 5

スカープを仮定すれば、上記の 3,450kg 載荷時において  $M_{max}=7.6 \times 10^5 \text{kg} \cdot \text{cm}$  であり、その生じる深さは地表面下 2.5m となっている。

Pile No. 5 についてはくい頭変位しか測定していないが、図-5.52の荷重～くい頭変位曲線および図-5.53の荷

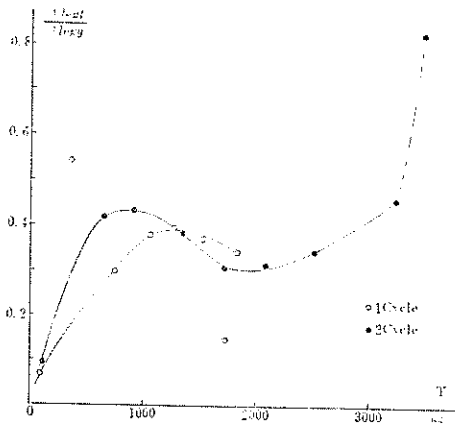


図-5.53 荷重～変位速度 Pile No. 5



写真-5.1 Pile No. 2 および Pile No. 5 の塑性変形

重～変位速度曲線の折点を読取ると 3,100kg である。

Pile No. 2 のモーメント第 1 零点深度  $l_{m1}$  は上記の 3,450kg 載荷時 7.3m であるのに対し、くいの根入れ長は有効長  $1.5 l_{m1}$  より長い。事実、曲げモーメント分布から求めたたわみ曲線も 3,450kg の時 10.5m 以深は変位していない。またこの時の  $M_{max}=7.6 \times 10^5 \text{kg} \cdot \text{cm}$  は緑応力に換算すると  $2,500 \text{kg/cm}^2$  である、

したがって Pile No. 2 も Pile No. 5 も破壊はくい

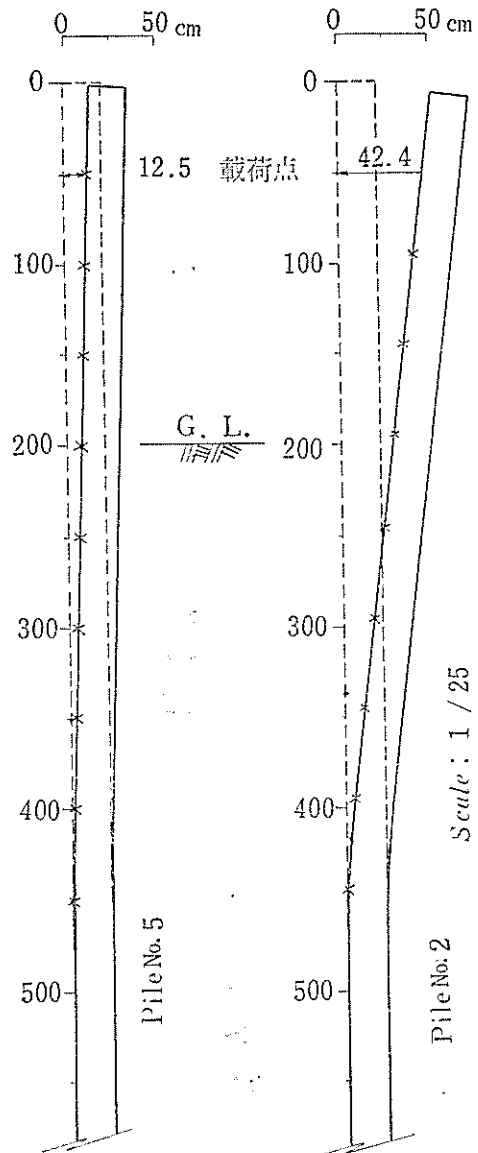


図-5.54 くい材の塑性変形

材の降伏にもとづくものであると言える。もちろんこれに先立って地盤のプロGRESS的な破壊が進行している。

実験後8ヶ月して Pile No. 2 と No. 5 とを引抜き上記のことを確かめた。その塑性変形を測定したものが図-5.54である。



写真-5.2 Pile No. 2 地表面破壊状況

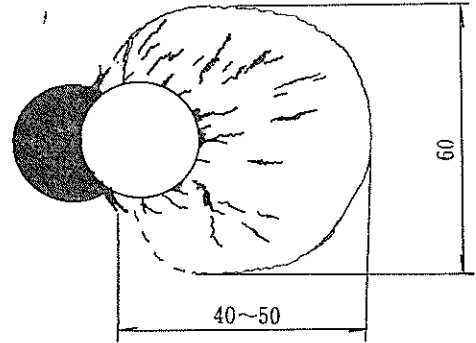


写真-5.3 Pile No. 5, 3,289kg 載荷時の地表面破壊状況

Pile No. 2 および No. 5 の地表面の破壊状況を写真-5.2 に示す。降伏荷重の時、破壊領域は図-5.55 に示すように載荷方向に約 40cm の短軸、それに直角な方向に約 60cm の長軸を持つ楕円形となっている。盛り上げ量は最大 3~4cm であった。

極限抵抗を Chang, 久保, Broms の 3 方法で計算し実測値と比較したものが表-5.6 である。くいは全断面が塑性状態にはいって塑性関節が生じ、これに対応する荷

3,100kg 載荷  
地表面変位=14.1



単位 cm

図-5.55 受動破壊領域 Pile No. 5

表-5.6 極 限 抵 抗

	Pile No. 2	Pile No. 5
実 験 結 果	3,450kg	3,100kg
Broms	2,660	2,580
久 保	$k=4$	2,920
	$k=6$	3,120
Chang	3,640	3,560

重を崩壊荷重と呼ぶのであるが、ここでは縁応力がくい材 (SS41) の降伏応力  $2,500\text{kg/cm}^2$  になる降伏荷重を採っている。

いずれの計算方法もまず第 1 に土の強さの決め方が問題になる。久保の方法では(1)式より  $N$  値の勾配  $\bar{N}$  を求めなければならないので、軟弱地盤の場合相当問題があるのであろうが、

$$N=8q_n \dots\dots\dots(10)$$

なる関係を用いた。 $\bar{N}=0.4$  となるから、 $\bar{N} \sim k$  の関係を提案する図 (両対数で直線帯状) に当てはめ  $k=1.5 \sim 8$  を得る。くいの断面も判っているから相似則に基いて荷重~最大曲げモーメントの推定線が得られ、降伏モーメントに対応する荷重を極限抵抗とするのである。

Chang や Broms の粘性地盤での計算法の基本になっているのは土の強さが深さ方向に一様な場合である。 $E_s$  が深さ  $z$  に比例して増大するよな場合の補足事項として Chang は第 1 不動点  $l$  の  $1/3$  の深さにおける  $E_s$  値をとるとしている。Pile No. 2 の場合  $l/3=1.14\text{m}$ ,

$E_s=4.5\text{kg/cm}^2$  になり、これを用いて以下の計算を行なうのである。

$$\left. \begin{aligned} P_{ult} &= \frac{M_Y \cdot}{h \cdot \psi_m(\beta h)} \\ \psi_m(\beta h) &= \frac{\sqrt{(1+2\beta h)^2 + 1} \cdot \exp\left[-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}\right]}{2\beta h} \end{aligned} \right\} (11)$$

ここで  $h$ : 載荷高,  $\beta = \sqrt{\frac{E_s}{4EY}}$   $M_Y$ : クイ材の降伏モーメント

Broms は  $\beta L=0.4$  に対する  $C_u$  を求めるものとしている。この過程で  $30\text{cm} \times 30\text{cm}$  正方形板に対する  $K_0 = 160q_u(\text{kg/cm}^2/\text{cm})$  を用いた。長杭の破壊では塑性関節が形式され、その点より浅い部分ではくい面反力の極限值  $9C_u D$  が一様に発揮されるというのが彼の方法の根拠であり、平衡条件から得られる次の式(杭頭自由、長ぐい)によって極限抵抗を計算する。

$$P_{ult}/C_u B^2 = \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{\left(18 \frac{h}{B} + 27\right)^2 + 72 M_Y / C_u B^3} - \left(18 \frac{h}{B} + 27\right) \right\} \dots\dots\dots (12)$$

ここで  $C_u$ : 地盤の粘着力,  $B$ : くい巾

## 6. 試験ぐいの引抜き試験

破壊試験を行なった Pile No. 2 と No. 5 はくい材の降伏状況を観察する必要があり、水平載荷終了後8ヶ月経って、トラッククレーンを用いて引抜いた。この時の経験から簡便な引抜き試験を計画し、水平載荷試験終了から1年後、載荷装置などとともに試験ぐいを回収する際、4本のくいについて引抜き抵抗を測定した。

### 6.1 試験方法

図-6.1のような装置で引抜き試験を行なった。すなわちワイヤロープと丸鋼を介してトラッククレーン (P & H430TC, 32 ton) にて引張力を与える。その間に 20 ton 用ブルーピングリングを入れてクレーンの引張力を測定すれば、これが引抜き抵抗となる。また充分離れた位置に支柱を立て、マグネットベースに支持した電気式変位計 (KDR-100) にて抜上りの変位を測定した。これらの測定はいずれも動ひずみ計 (DM-6H) を介して電磁オシログラフ (FR-201) にて記録した。

載荷は通常の引抜き作業と何ら変らない運転を行なったので  $0.81 \sim 1.70\text{ton/sec.}$  という速い載荷速度で連続的に行なった。すなわち急速載荷試験である。今回の測定

は以上のように、装置、載荷方法ともに簡便方法ではない。

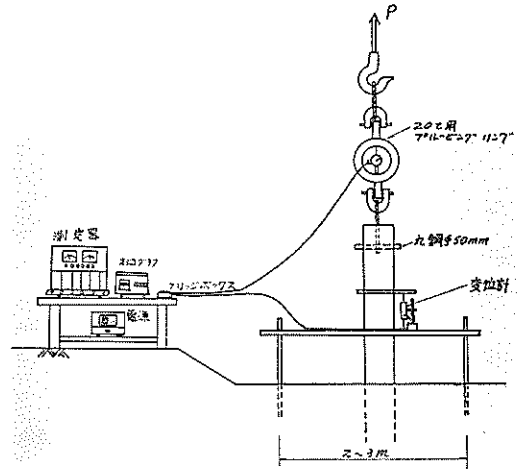


図-6.1 簡便な引抜き試験装置



写真-6.1 Pile No. 3 引抜き試験

### 6.2 試験結果

オシロペーパーを讀取り、それぞれ校正係数を乗じて荷重と変位に換算し、整理したのが図6.2～図6.5である。途中、荷重が低下して二山になっているのは、繰返し載荷を意図したのではなく、トラッククレーンの足場とした盛土がやわらかく、角材を敷直したりしたためである。大まかに見れば、いわゆる完全塑性体の応力～ひずみ関係に近い。



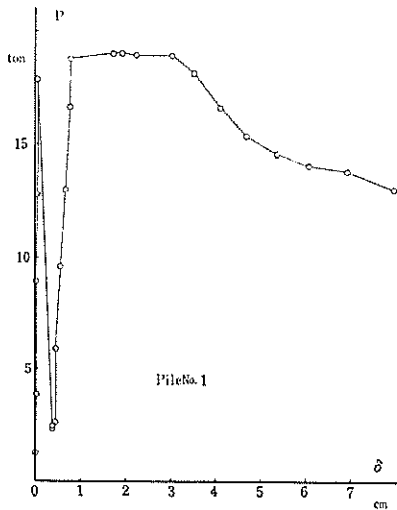


図-6.2 引抜き荷重～変位

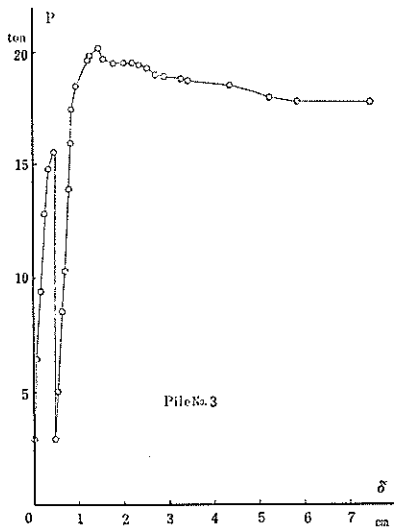


図-6.3 荷重～変位

くいと付着土の合計重量  $W'$  を引抜き後測定した。この  $W'$  を差し引いた荷重と変位の関係において、各サイクルの降伏前の平均勾配をバネ定数  $K(P \equiv K \cdot \delta)$  とおけば、 $K=15 \sim 38 \text{ ton/cm}$  であった。

各くいの実測引抜き抵抗  $P_{\max}$  と理論値を比較すると表-6.1のように良好な一致が見られる。ただしプロテクター付の Pile No. 1 および No. 3 の場合、周長としてプロテクターを包むような楕円の周を取り、プロテクターが土を排除する抵抗は考えなかった。これは引抜き後、プロテクターの上下に相当長く粘土が付着している

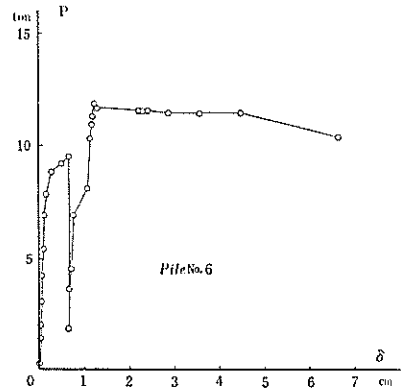


図-6.4 荷重～変位

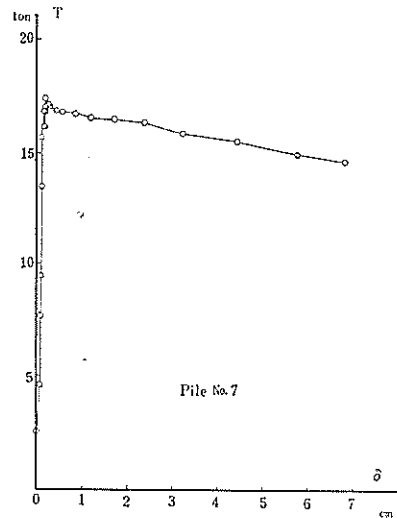


図-6.5 荷重～変位

のが見られたからである。粘着力は(1)式より  $\frac{1}{2}q_u$  とし、根入れ部分の平均値をとった。

表-6.1 くいの引抜き抵抗

Pile No.	引抜き抵抗		最大荷重時の変位	バネ定数
	$\bar{CUL} + W'$	実測値		
No. 1	ton 23.9	ton 19.0	cm 1.73	18.6(15.3) t/cm
No. 3	21.3	20.2	1.46	38.1(30.0)
No. 6	18.3	11.8	1.24	26.8(15.4)
No. 7	18.3	18.0	0.180	(93.6)

(実測値は  $W'$  を含む)

Pile No. 6 だけは 11.83 ton というようにかなり小さい値となっている。これはトラックレーンがこのく

いに近ずけなくてブームをかなり倒して使うことになり容易に抜けなかった。トラッククレーンの後部が持上るまで引っぱり、そのまましばらく放置しておくで抜け上り始めた。少し差が大きいのであるが、クリープが進行したための抜上りと考えてよい。

## あとがき

実験結果に対していくつかの問題を考察してきたが、実験ケースが少ないため明確な結論には至らなかった。ここで取り上げた問題点については今後主として室内実験を行ない、その検討を押し進めたいと思う。

過日、多くの人達の祈りも空しく久保部長が亡くなられてしまった。部長には実験計画準備の段階で誠に懇切な御指導を戴いた。ここに深く感謝と哀悼の意を表したい。この野外実験計画は前研究室員の鈴木技官から引継いだもので、引継ぎに当っては懇切な説明と貴重な御意見を戴いた、耐震研究室の山下技官には特に交番載荷試験について御教示戴いた。また実験の実施に御協力戴いた土質試験課の方々、前研究室室員の兼平技官にも御礼

を申し上げる次第である。

## 参考文献

- 1) 徳原登美雄・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 Vol. 11, No. 6, 1961
- 2) 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 Vol. 11, No. 12, 1962
- 3) 久保浩一：“杭の横抵抗の新しい計算法” 港湾技術研究所報告 Vol. 2, No. 3, 1964
- 4) 港湾技術研究所・八幡製鉄株式会社：“H・パイルの水平抵抗に関する研究” 1963
- 5) 林聡・宮島信雄・山下生比古・山田通一郎・小葦絃一郎：“鋼杭の動的横抵抗に関する研究” 第3回港湾技術研究所研究発表会講演概要, 1965
- 6) 横山幸満：“鋼杭の設計と施工” 山海堂, 1963
- 7) Broms, Bengt B.: “Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils” Proc. A.S.C.E. SM2, 1964

(43.4.1 受付)