

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

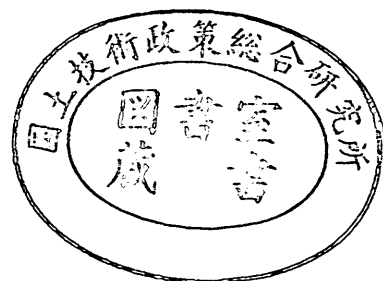
---

VOL. 20

NO. 2

JUNE 1981

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第20巻 第2号 (Vol. 20, No. 2), 1981年6月 (June 1981)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 混成防波堤のマウンド形状による衝撃砕波力の発生と対策について  
.....谷本勝利・高橋重雄・北谷高雄..... 3  
(Experimental Study of Impact Breaking Wave Forces on a Vertical-Wall Caisson of Composite Breakwater  
.....Katsutoshi TANIMOTO, Shigeo TAKAHASHI and Takao KITATANI)
2. マルチセルラーケーソンの水理特性に関する実験的研究  
.....谷本勝利・原中祐人・富田英治・村永 努・鈴木諭司..... 41  
(A Hydraulic Experimental Study on Multi-celler Caisson Breakwaters  
.....Katsutoshi TANIMOTO, Suketo HARANAKA, Eiji TOMIDA,  
Tsutomu MURANAGA and Satoshi SUZUMURA)
3. 螢光砂を用いた砕波帯内における局所的砂移動の観測  
.....灘岡和夫・田中則男・加藤一正..... 75  
(Field Observation of Local Sand Movements in the Surf Zone Using Fluorescent Sand Tracer.....Kazuo NADAOKA, Norio TANAKA and Kazumasa KATO)
4. 地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究 (第2報)  
—野外実大実験— .....高橋邦夫..... 127  
(Experimental Study on the Bending of Batter Piles due to Ground Settlement (2nd Report) —Field Experiment— .....Kunio TAKAHASHI)
5. 大型タンカーの接岸力に関する研究.....上田 茂..... 169  
(Study on Berthing Impact Force of Very Large Crude Oil Carriers  
.....Shigeru UEDA)
6. 港湾内貨物流動に関する研究 (第1報) .....溝内俊一・稲村 肇..... 211  
(A Study on the Cargo Flows in Port (1st Report)  
.....Toshikazu MIZOUCHI and Hajime INAMURA)
7. 土砂輸送用パイプの摩耗に関する研究 —ライニング材としてのポリウレタン  
エラストマの耐摩耗性— .....岡山義邦・村上幸敏・浜田賢二..... 271  
(Studies on the Wear of Slurry Pipelines —Evaluation of the Wear Resistance of Polyurethane Elastomers—  
.....Yoshikuni OKAYAMA, Yukitoshi MURAKAMI and Kenji HAMADA)

## 4. 地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究 (第2報)

——野外実大実験——

高橋 邦夫\*

### 要 旨

室内実験に引き続いて、圧密沈下地盤中にある斜杭の曲げに関する野外実大実験を行った。厚さ 30 cm の粘性土地盤上に荷重盛土を施し、その地盤中に 4 本（うち 2 本はアスファルトコーティング杭）の鋼管杭（直径 50 cm, 長さ 39 m, ひずみゲージ貼付）を傾斜角 15° の斜杭として打設した。そして地盤の圧密沈下により杭に発生する応力等を 1 年間に渡って計測し、杭の挙動およびアスファルトコーティングの影響について検討した。

その結果、地盤の圧密沈下による斜杭の曲げ挙動は著者等の方法により精度高く解析しうることを、アスファルトコーティングは、ネガティブスキンフリクションに対しては直杭の場合と同様効果が認められたが、曲げに対してはむしろ不利に働く傾向があること等がわかった。

この実大実験に付随して計測終了後に、間隙水圧測定を含む地盤調査および同じ斜杭に対する水平載荷試験も行っている。

---

\* 土質部 主任研究官 (海洋基礎担当)

**Experimental Study on the Bending of Batter Piles  
due to Ground Settlement  
(2nd Report)**

—Field Experiment—

**Kunio TAKAHASHI\***

**Synopsis**

In succession to the former model experiment, a field experiment of bending of prototype batter piles due to ground settlement were performed. Four instrumented steel pipe piles (diameter 50 cm, length 39 m), two of which were asphalt coated, were driven as batter piles whose inclination was  $15^\circ$  in a test site where soft clay was layered about 30 m deep and consolidating owing to the load embankment. Stress induced in the piles by the ground settlement and other items were measured through one year, and the behavior of the piles and the influence of asphalt coating were investigated.

The followings and others were made clear: —The bending behavior of a batter pile due to ground settlement can be accurately analyzed by the authors' method. —Although asphalt coating for batter piles is as effective against negative skin friction as that for vertical piles, it is rather disadvantageous concerning bending of a batter pile.

Accompanying this experiment, detailed ground investigation including measurement of pore water pressure and lateral load tests of the same batter piles were carried out.

---

\* Senior Research Engineer, Soils Division.

## 目 次

要 旨 .....	127
1. ま え が き .....	131
2. 野 外 に お け る 実 大 実 験 の 概 要 .....	131
2.1 盛 土 工 事 .....	131
2.2 杭 打 設 と 上 部 工 .....	132
2.3 測 定 方 法 お よ び 測 定 工 程 .....	135
2.4 土 質 調 査 お よ び 間 隙 水 圧 チ ェ ッ ク .....	137
2.5 水 平 載 荷 試 験 の 概 要 .....	139
3. 測 定 結 果 の 概 要 と そ の 検 討 .....	141
3.1 地 盤 の 沈 下 .....	141
3.2 間 隙 水 圧 .....	143
3.3 杭 の 動 き .....	145
3.4 杭 の 曲 げ お よ び 軸 力 .....	145
3.5 水 平 載 荷 試 験 の 結 果 と そ の 検 討 .....	151
4. 考 察 .....	152
4.1 理 論 的 計 算 に よ る 曲 げ の 検 討 .....	152
(1) 佐 藤 等 の 方 法 .....	152
(2) 弾 性 地 盤 反 力 を 仮 定 し た 方 法 .....	157
4.2 杭 体 軸 応 力 の 実 測 値 と $q_u$ 値 と の 対 応 .....	161
4.3 沢 口 の 方 法 に よ る 軸 応 力 の 検 討 .....	162
4.4 周 辺 地 盤 の 圧 密 度 の 計 算 .....	164
5. ま と め .....	167
6. あ と が き .....	167
謝 辞 .....	167
参 考 文 献 .....	167

## 1. まえがき

当基礎工研究室では、ネガティブスキンフリクションに関する一連の研究として、これまでに直杭を対象にした室内実験<sup>1)2)</sup>、直杭でアスファルトコーティングの効果を調べた実大実験<sup>3)</sup>、斜杭を対象にした室内実験<sup>4)5)</sup>を行い、それぞれ港研報告その他に発表してきた。今回ここにまとめる実験報告は、第4次の実験として、野外において実物大の斜杭に作用する曲げを、これに対するアスファルトコーティングの効果を含めて調べようとしたものである<sup>6)</sup>。

圧密沈下地盤中の斜杭の曲げについては、第3次の実験である斜杭の曲げに関する室内実験の中で、有限要素法、佐藤等の方法、筆者等の方法と3通りの方法により検討した。この時の結果としては、筆者等の方法が最もよく実測値と適合した。その他問題点として、有限要素法は定数を適格に与えるのが困難であること、またこの時は3次元解析をしなければ妥当な計算にならなかったこと、佐藤等の方法では荷重分布係数は常に3としてよいのかどうか、荷重長（逆に言えば弾性床中の杭長さ）をいくらにとるべきか、また筆者等の方法では上層部の荷重層をどれだけとるべきか、荷重層における荷重をいくらにとるべきかなどの諸点があった。今回の野外実験では、これらの問題点を踏まえて、広く結果の検討を行う。

## 2. 野外における実大実験の概要

この実験は、昭和52年11月末から昭和54年3月末まで約16か月にわたって、港湾技術研究所の野外実験場（横須賀市久里浜）において行われた。この地盤には、表層から厚さ30m強のシルト層が堆積しており、まずこの上に荷重盛土を施し、そこに、長さ約39m直径約50cmの鋼管杭を傾斜角15°の斜杭として打設した。4本の鋼管杭のうち2本にはアスファルトコーティングが施してあり、それぞれ2本を頭部ヒンジ結合して、2組の組杭とした。そして、荷重盛土によって生ずる地盤の圧密沈下に従って発生する、斜杭の曲げおよび軸力、間隙水圧などを1年余り計測した。その後、地盤調査と間隙水圧のチェックを行い、また54年9月には、同じ杭に対して水平破荷試験を行った。

以上の実験の大まかな流れを箇条書きにして示すと、次のとおりである。

- 1) 厚さ2.5mの盛土工事（荷重盛土）  
昭和52年11月末～昭和53年1月末
- 2) 斜杭（15°）4本の打設（2本ずつ頭部ヒンジ結合）  
および各種計測機器の設置  
昭和52年12月中～昭和53年3月末
- 3) 約12か月の諸計測（杭頭変位、杭の曲げおよび軸力、地表面および地中沈下量、間隙水圧）  
昭和53年3月始～昭和54年2月末
- 4) 計測終了時の土質調査および間隙水圧チェック  
昭和54年1月始～昭和54年2月末
- 5) 斜杭の水平破荷試験  
昭和54年9月

上記の流れに従って、それぞれの内容を以下に述べる。

### 2.1 盛土工事

沼あるいは池のような状態であった現地盤（写真-2.1.1、図-2.1.1参照）に、面積1,200m<sup>2</sup>（40m×30m）厚さ2.5mで約3,000m<sup>3</sup>の盛土を行なった（写真-2.1.2参照）。



写真-2.1.1 盛土前の現地盤



写真-2.1.2 盛土

調査番号: No A<sub>1,2</sub> 標高仮BM+0.42m 孔内水位 GL-1.50m

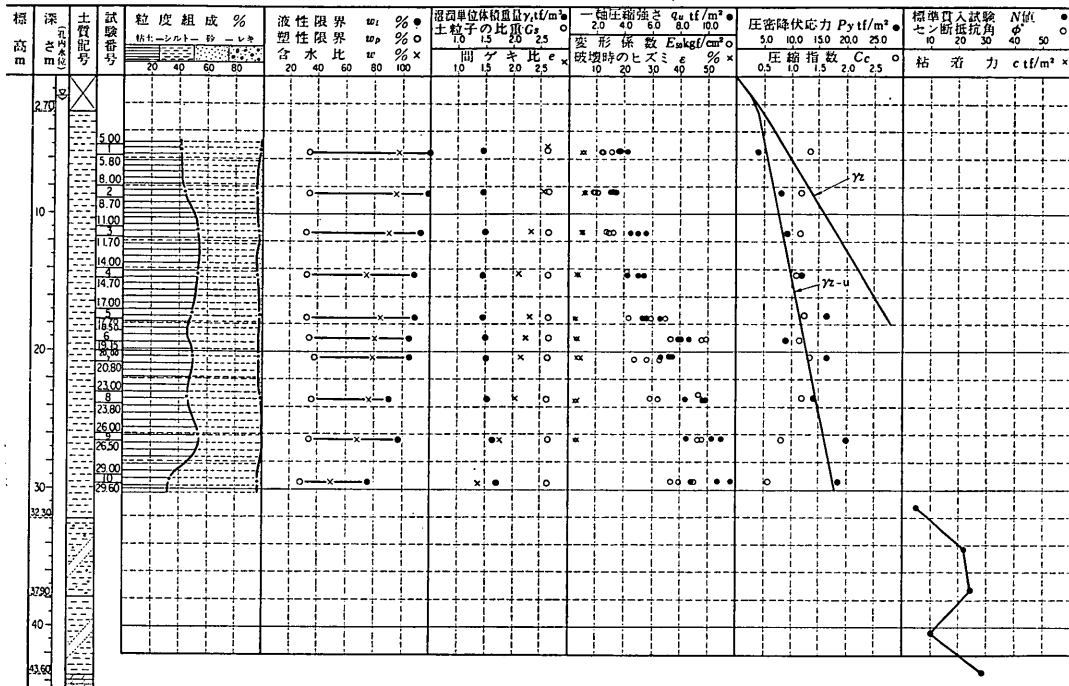


図-2.1.1 土質試験結果一覧

荷重盛土としての有効重量は、後の調査により、厚さ 2.5m のうち上 1.5m が地下水水位上、下 1m が地下水水位下として、

$$1.8(\text{tf/m}^3) \times 1.5(\text{m}) + 1(\text{tf/m}^3) \times 1(\text{m}) = 3.7(\text{tf/m}^2)$$

程度と考えられる。

この荷重盛土の広がり、厚い地盤の圧密を均一に生

ぜしめるために面積的に十分であるかどうかを検討したのが図-2.1.2である。これはプーシネスクの式により、帯状荷重としてのその幅の半分が 15m および 20m のものが載荷された時の、鉛直応力の地中の広がりやを計算したものである。今回の盛土は約 30m×40m であるが、図に示されるとおり深さ約 30m までの地中でくいの周辺の応力は問題になると思われる程分散していない。

2.2 杭打設と上部工

用いた杭は 4本継（上杭 2.7m, 上中杭 12m, 下中杭 12m, 下杭 12m）の鋼管杭（φ508×t9×l38700mm）で、全部で 4本使用した。4本の杭のうち 2本はアスファルトコーティング杭（処理杭、写真-2.2.1 および写真-2.2.2 参照）とし、これらを全て傾斜角 15度の斜杭として打込み（写真-2.2.3 参照）、処理杭、非処理杭のそれぞれ 2本ずつを頭部でヒンジ結合して 2組の組杭とした。

杭打設に関するデータとしては、各試験杭の打込み終了付近の沈下量およびリバウンド量を表-2.2.1 に、各

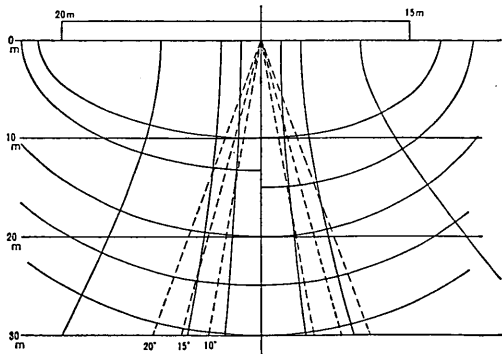


図-2.1.2 地中の応力状態

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究（第2報）

表-2.2.1 試験杭の打込終了付近の沈下量およびリバウンド量

杭番号	深度 変位 (mm)	35.5 m	36 m	36.5 m	37 m	37.5 m	38 m
		沈下		12	8	9	8
A	リバウンド		8	8	8	8	9
B	沈下		9	12	10	5	5
	リバウンド		9	7	8	8	9
C	沈下		17	17		15	20
	リバウンド		7	7		7	7
D	沈下	13	15	11	7	7	6
	リバウンド	7	6	7	7	7	7



写真-2.2.1 アスファルトコーティング



写真-2.2.2 熟手部のアスファルトコーティング

表-2.2.2 試験杭の総打撃回数 (0~38 m)

杭番号	A	B	C	D
打撃回数 (0~38 m)	768 回	935 回	638 回	799 回

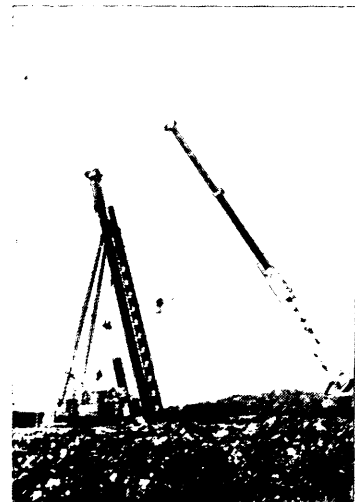


写真-2.2.3 斜杭の打設

試験杭の総打撃回数を表-2.2.2に示す。また、打撃回数、累計打撃回数の深度方向分布を図-2.2.1, 2.2.2に示す。

杭頭の上部工は図-2.2.3および写真-2.2.4に示すとおりの構造である。図-2.2.3には、杭頭沈下測定用スケール、水平変位測定用スケールおよび傾斜計が示されている。



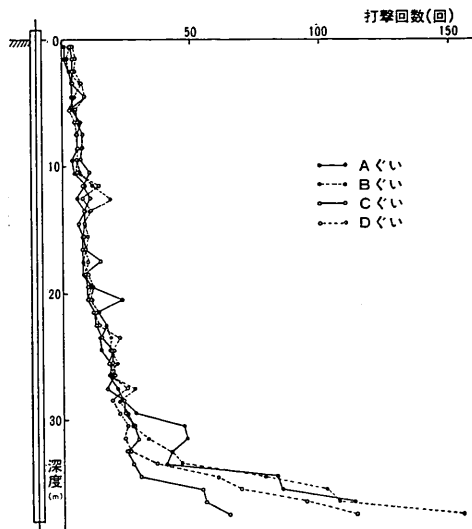


図-2.2.1 打撃回数の深度方向分布

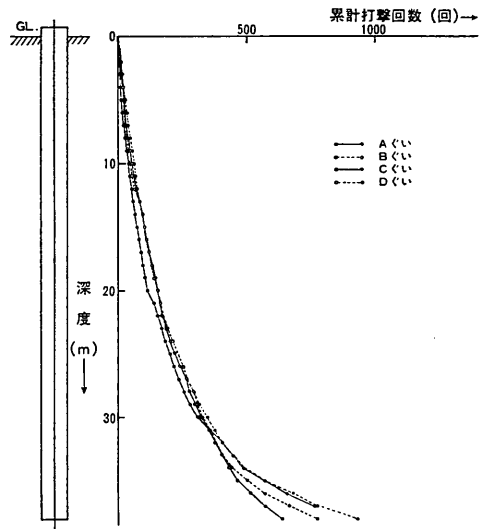


図-2.2.2 累計打撃回数の深度方向分布

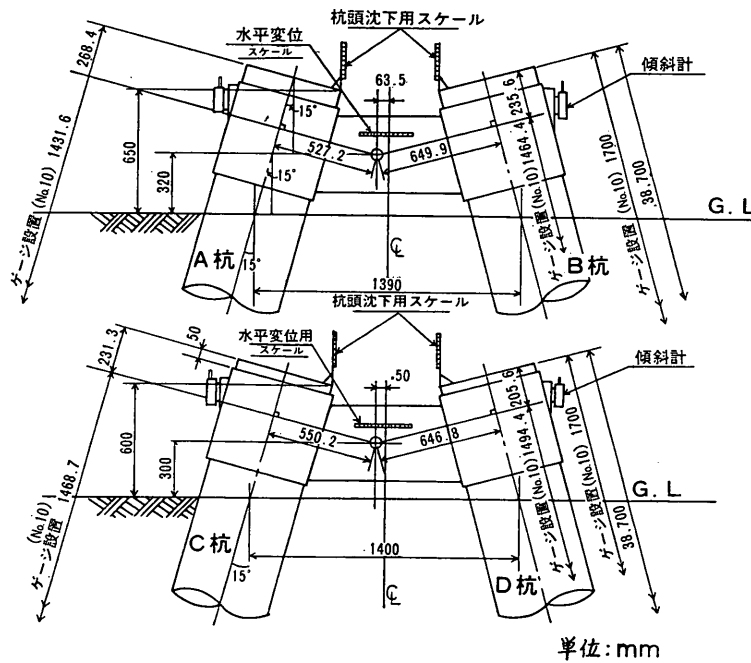


図-2.2.3 杭頭上部工（ヒンジ構造）

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究 (第2報)

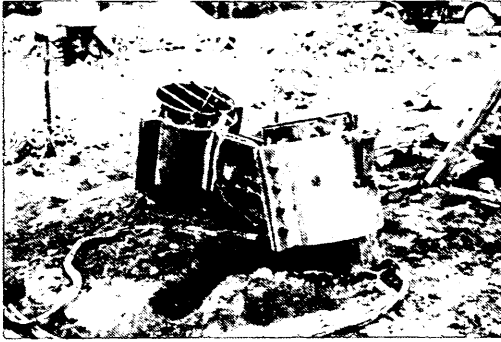


写真-2.2.4 杭頭上部工 (ヒンジ構造)

表-2.3.1 測定項目と使用機器

	測定項目	使用機器	数量
杭 体	杭体ひずみ	ひずみゲージ	80
	杭頭傾斜角	電気式傾斜計	4
	杭頭沈下量	レベル	4
	杭頭水平変位	トランシット	2
周辺地盤	層別沈下量	沈下計+レベル	6
	地表面沈下量	レベル	20
	間隙水圧	電気式間隙水圧計	5

2.3 測定方法および測定工程

全体の測定項目は、表-2.3.1 に示すとおりであり、それぞれの計測機器の平面的な配置は、図-2.3.1 のとおりである。各測定項目の測定方法について、計測機器の設置方法とともに以下に述べる。

(1) 杭体ひずみ測定方法

斜杭の傾斜の両側(上側, 下側)それぞれ対象の位置にひずみゲージを貼付し, 杭体に発生する曲げおよび軸力が検出できるようにした。1点当り4枚の単軸ゲージを使って, 2アクティブ2ダミーの4枚ゲージ法により2倍感度のひずみ測定を行った(図-2.3.2 および写真-2.3.1 参照)。図-2.3.3 に示すように, このような測定点を, 杭1本当り20点(片側10点ずつ)設けた。また,

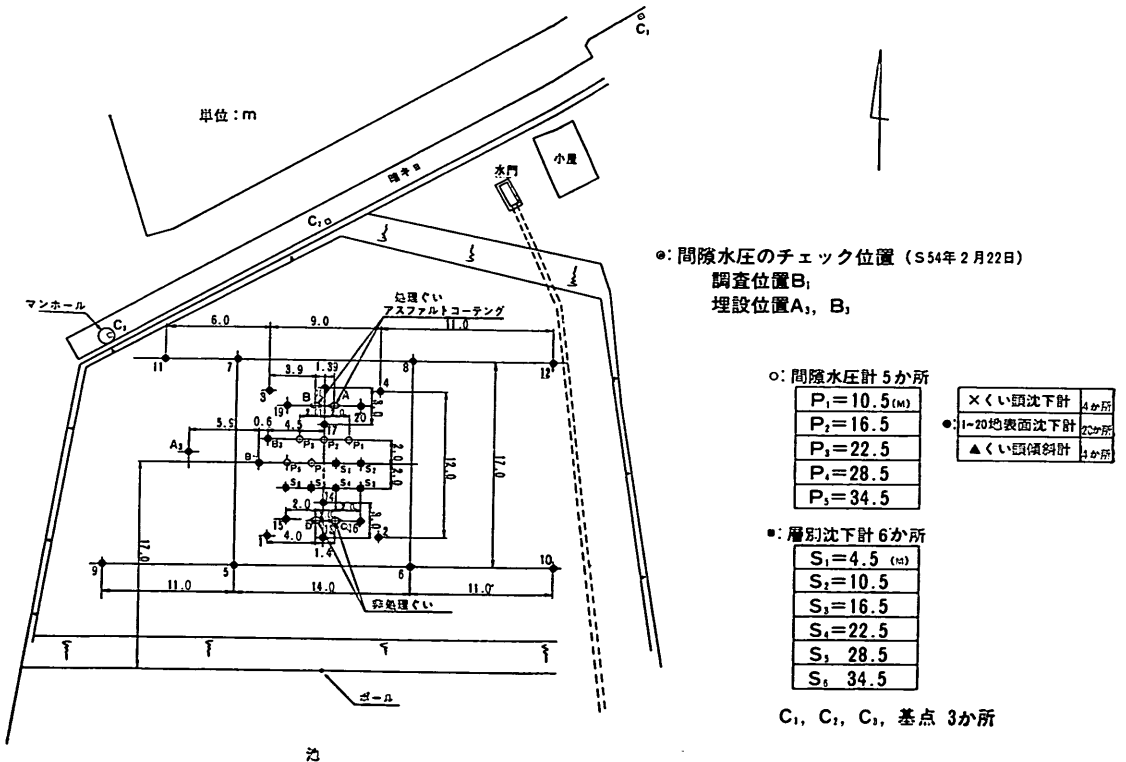


図-2.3.1 計器配置図

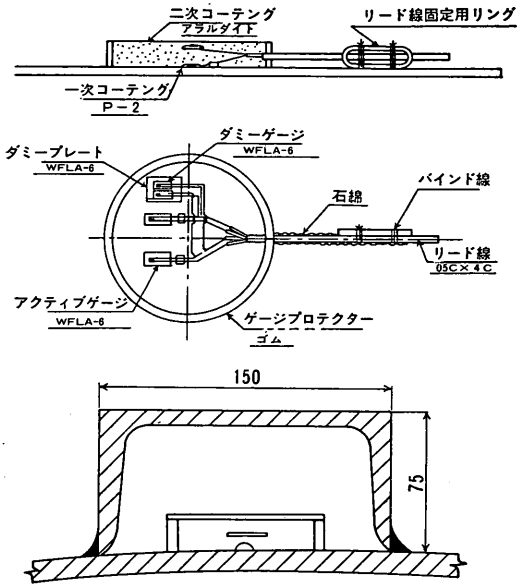
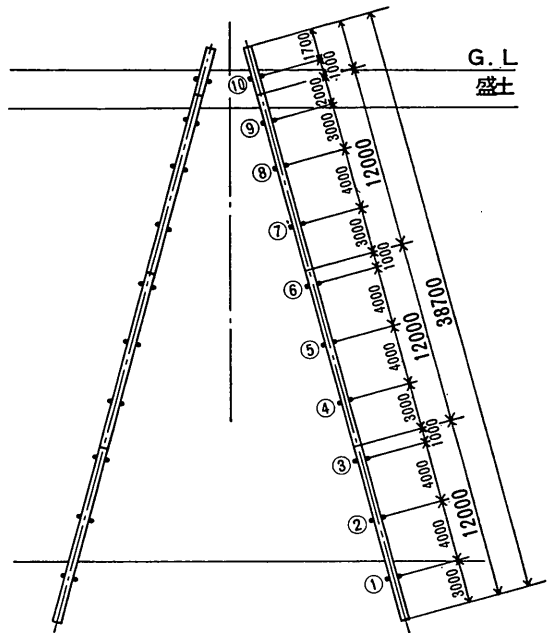


図-2.3.2 杭体ひずみ計 (単位: mm)



くい体ひずみ計

各くい 20点 合計 80点

図-2.3.3 杭体ひずみ計配置図 (単位: mm)



写真-2.3.1 杭体ひずみ計の取付



写真-2.3.2 ひずみ計のコードとプロテクター

ひずみゲージおよびリード線の保護のために、図-2.3.2 および 写真-2.3.2 に示すようなチャンネル (C-150×75×6.5 mm) をプロテクターとして取り付けた。

(2) 杭頭の傾斜角

杭頭の傾斜角は、最初の時点からの傾斜角の変化を差動トランス型の傾斜計により測定した。傾斜計は、図-2.2.3 に示したように取り付けてある。

(3) 杭頭の沈下量

杭頭の沈下量は、図-2.2.3 に示したように、杭頭部に設置してあるスケールをレベル計によって読み取り測定した。なお基準点は、後に説明する層別沈下計  $S_0$  である。

(4) 杭頭の水平変位

杭頭の水平変位は、図-2.2.3 に示されている杭頭水平変位測定用のスケールを、定位置 (図-2.3.1 に示すポール位置) からトランシットで見通すことにより測定した。

(5) 層別沈下量

層別沈下量は二重管を用いた層別沈下計により測定し

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究 (第2報)

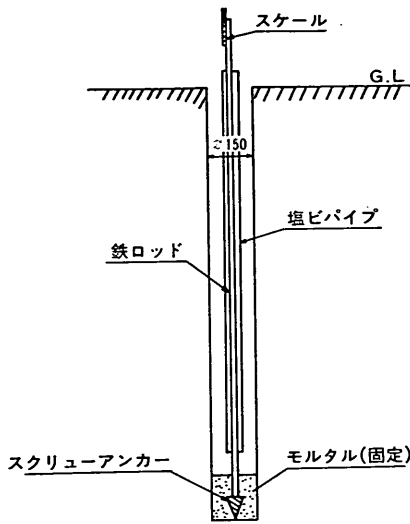
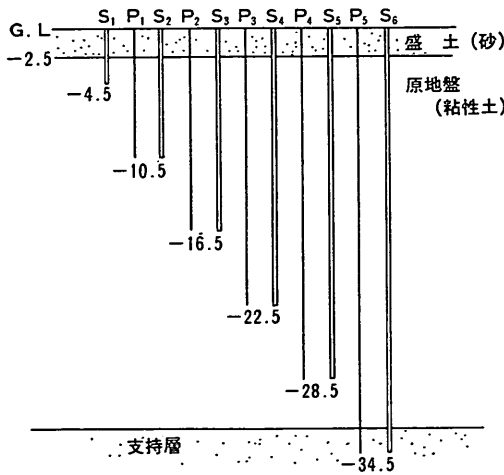


図-2.3.4 層別沈下計設置方法



S : 沈下計

P : 間隙水圧計

図-2.3.5 沈下計・間隙水圧計設置深さ (m)

た。層別沈下計の設置方法は、図-2.3.4 に示してあるとおりである。φ150mm のボーリング孔の中に、ロッドに接続したスクリューアンカーを所定の深さまでおろし、スクリューアンカーをモルタルで固定した後、塩ビパイプを挿入する。測定はロッド頭部に固定してあるスケールの値をレベル計で読み取り行った。

沈下量についてはすべて(杭頭沈下量, 層別沈下量, 地表面沈下量), 層別沈下計の No. 6 (S<sub>6</sub>) を基準にしてある。S<sub>6</sub> は図-2.3.5 に示してある通り, 最も深い沈下計で, 支持層にまで達しており, 沈下量のゼロ点として妥当なものである。

(6) 地表面沈下量

地表面沈下量は、図-2.3.1 の No. 1~20 の各点に打ち込まれた測定用木杭の上にスタッフを載せ、これをレベル計によって読み取り測定した。なお基準点は、層別沈下計 S<sub>6</sub> である。

(7) 周辺地盤の間隙水圧

周辺地盤の間隙水圧は、電気式の間隙水圧計により測定した。間隙水圧計の設置方法は、図-2.3.6 に示してあるとおりである。φ100mm のボーリング孔をあけ、孔の水洗を行い、水圧計を所定の深さまで下し、砂、ベントナイト、粘土、砂の順で挿入する。設置深さは、図-2.3.5 に示したとおりである。

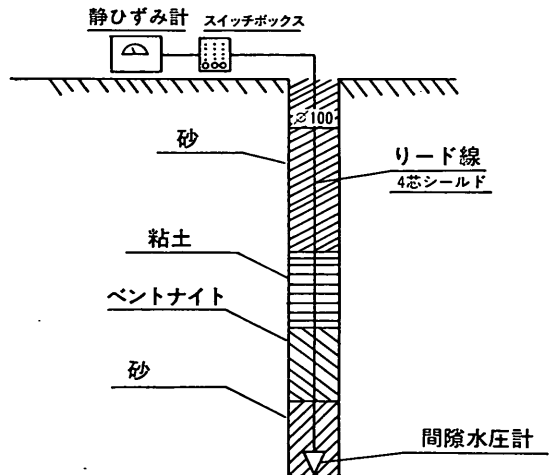


図-2.3.6 間隙水圧計設置方法

(8) 測定工程

測定は、2.3 (1)~2.3 (7) に記した測定項目の全てについて、表-2.3.2 のとおり行った。昭和53年3月から9月までは1週間に1回、10月、11月は10日に1回、12月から昭和54年2月までは2週間に1回の割合である。

2.4 土質調査および間隙水圧チェック

計測終了時点での地盤の状態を把握することと、間隙

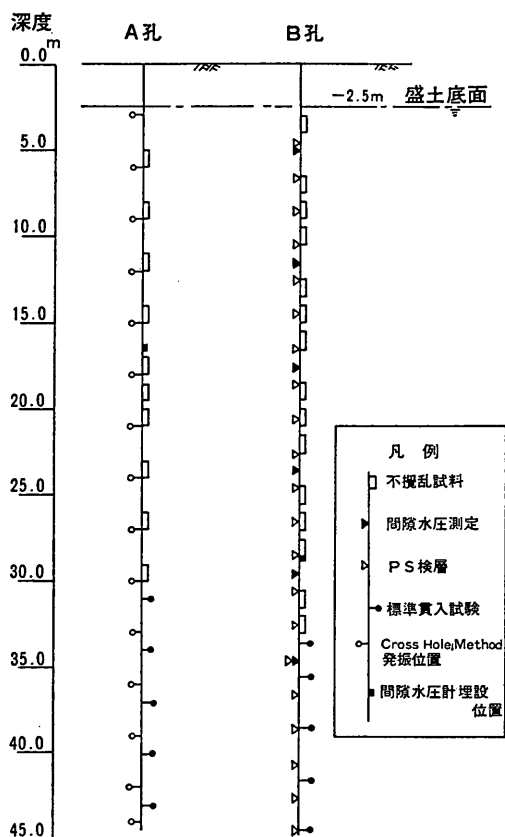


図-2.4.1 土質調査深度

水圧の5つの計測点のうち3つが異常な値を示していたのでこれをチェックすることを目的として、ボーリングおよびサンプリングによる土質調査および間げき水圧のチェックを行った。この時にボーリング孔を利用して地盤の動的性質をとらえるためのPS検層および孔間速度測定を合わせて行った。これらの調査項目は、表-2.4.1、調査位置は図-2.3.1、調査深度は図-2.4.1に示すとおりである。

図-2.1.1に示した調査結果は、この土質調査結果である。間隙水圧の測定値の検討については、後に述べる。

### 2.5 水平載荷試験の概要

2.4までに記した測定および土質調査が全て終了した後に、1組の組杭として向かい合った傾斜角15°の斜杭を、互いに水平交番載荷して試験を行った<sup>8)</sup>。図-2.5.1~2.5.4に示すとおりである。試験の際には、図-2.5.1および図-2.5.2に示されるように盛土を撤去して現地盤を露出させ、杭頭上部工を取り除いて杭頭部も少し切断した。これは、条件が二層系地盤にならないようにするためと、杭頭部に載荷のための間隔をとるためである。

基準杭および基準梁は図-2.5.3のようにH-200×200をもって構成した。基準杭の根入れは1.5m以上とし、試験杭との間隔は5D以上離れた。

計測項目は、ロードセルによる載荷重、ダイヤルゲ-

日	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
8月																															
9月	●	○				○	○						○			○							○			○					
10月				○									○										○								
11月																															
12月																															
1月																															
2月																															

表-2.3.2 測定工程一覧表

- 計測目
- 初期値設定

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究 (第2報)

表-2.4.1 土質調査試験項目

項目	単位	数量	備考	
ボーリング	m	131.5	A <sub>1</sub> , B <sub>1</sub> 孔および間隙水圧計埋設孔	
間隙水圧測定	か所	6	B <sub>1</sub> 孔にて実施	
間隙水圧計埋設	か所	2	A <sub>3</sub> , B <sub>3</sub> 孔にて実施	
不攪乱試料採取	本	24	A <sub>1,2</sub> 孔より 10 本, B <sub>1</sub> 孔より 14 本	
P S 検 層	回	22	B <sub>2</sub> 孔にて実施	
Cross Hole Method (孔間速度測定)	回	15	A <sub>1,2</sub> 孔を発震孔, B <sub>2</sub> 孔を受震孔とする	
標準貫入試験	回	12	A <sub>2</sub> , B <sub>1</sub> 孔にて実施	
室内 土質 試験	比重試験	個	10	A <sub>1,2</sub> 孔より採取した試料
	含水量 "	"	10	"
	粒 度 "	"	10	"
	液性限界 "	"	10	"
	塑性限界 "	"	10	"
	単位体積重量 "	"	10	"
	一軸圧縮 "	"	10	"
	圧 密 "	"	10	"

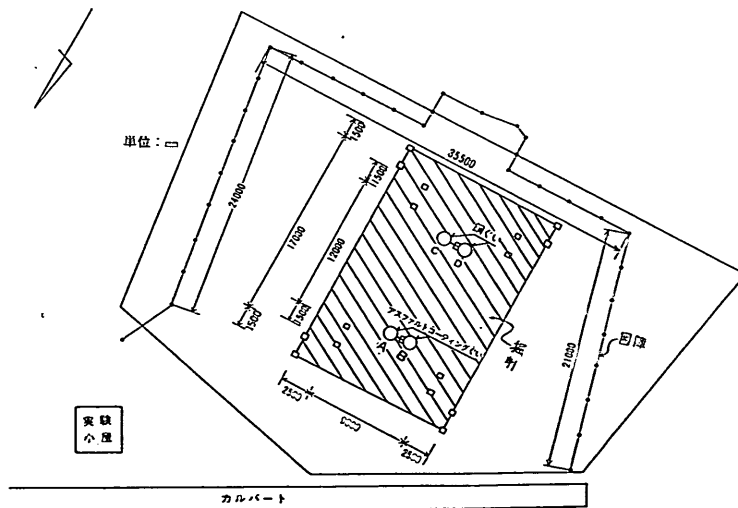
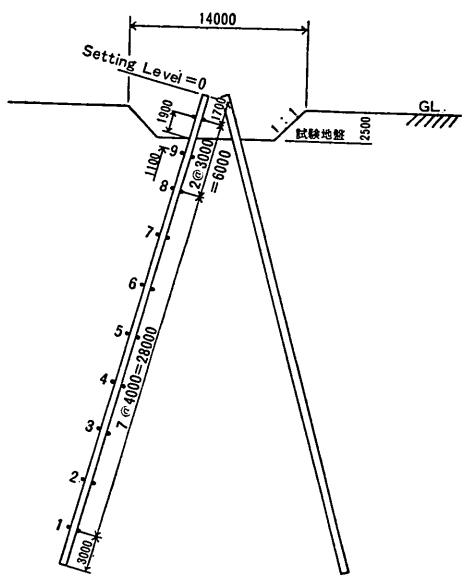


図-2.5.1 水平載荷試験平面図



凡例

・ひずみ計

10点×2列×4本=80点

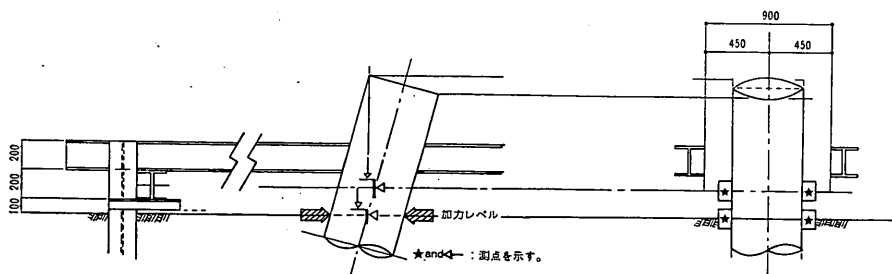
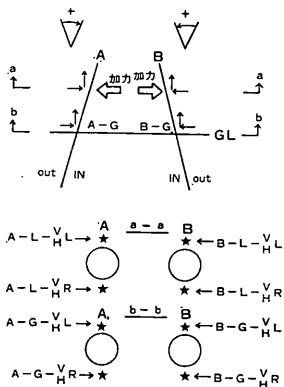
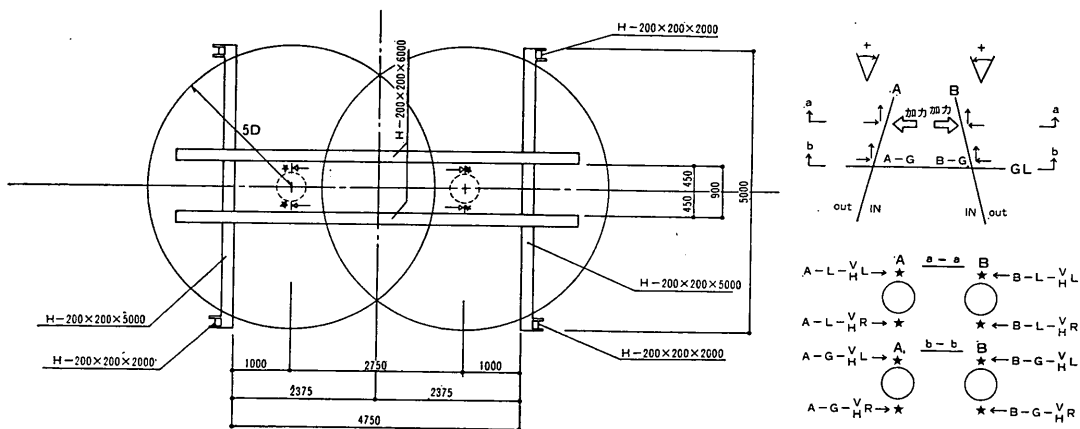
図-2.5.2 盛土の一部除去 (単位: mm)

ジによる杭頭の変位および傾斜角、ひずみゲージによる杭体のひずみである。杭頭の変位測定については、図-2.5.3 に示されているとおり、地表面高さにおいて水平、鉛直、加力点高さにおいて水平、鉛直、そしてこれを杭の両側に設置しており、杭1本当たりダイヤルゲージ8個により測定した。傾斜角は上下の水平変位測定用ダイヤルゲージの差から計算する。

荷重方法は、図-2.5.4 に示す通り、最大荷重 25 tf の急速多サイクル交番荷重方式とした (写真-2.5.1 および写真-2.5.2 参照)。サイクル数は5サイクルとし、荷重段階は 2.5 tf 10段階とした。また荷重速度は荷重、除荷共 5 ft/min を標準とした。

荷重保持時間および計測間隔については、次のとおりとした。

- イ. 各サイクルの最大荷重時: 1時間  
0, 1, 2, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 45, 60分
- ロ. 処女荷重時およびゼロ荷重時: 30分  
0, 1, 2, 5, 10, 15, 20, 25, 30分
- ハ. 履歴内荷重時: 5分  
0, 5分



単位: mm

図-2.5.3 基準杭および基準梁の構成

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究 (第2報)

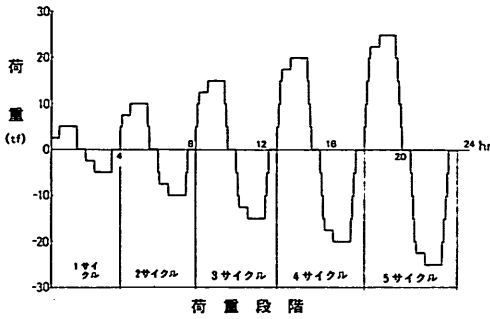


図-2.5.4 載荷パターン

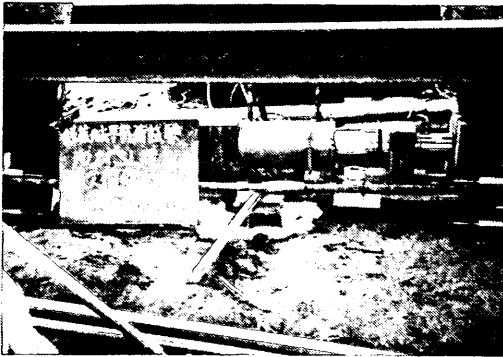


写真-2.5.1 水平交番載荷(正荷重: 押開き)



写真-2.5.2 水平交番載荷(負荷重: 引寄せ)

3. 測定結果の概要とその検討

測定結果は、大別して次の4種類である。

- 1) 地盤の沈下量(盛土表面の沈下量, 地盤中の沈下量分布)
- 2) 間隙水圧(深さ方向分布, 後に行われた間隙水圧チェックの結果を含む)

- 3) 杭の動き(杭頭の沈下量, 水平変位量, 傾斜角, 杭の弾性圧縮量, 杭先の貫入量)
  - 4) 杭の曲げおよび軸力
- 以上のデータは、どれもまず経時変化として整理され、それから可能なものについて、深さ方向分布あるいは杭の軸方向分布の整理がなされる。

3.1 地盤の沈下(地盤の圧密)

地盤の沈下量としては、地表面において20点、地中の層別沈下として6点が測定されている。当初の予定では、仮りベンチマークとされている、簡単な杭により支持されたマンホールの天端を基準点としたが、これの沈下量をゼロとすると、杭頭や、地中沈下計の深いものが浮き上がってくるという不合理な結果となったので、沈下量の基準点は、最も深い(GL-34.5m)地中沈下計であるS<sub>6</sub>をとることにした。

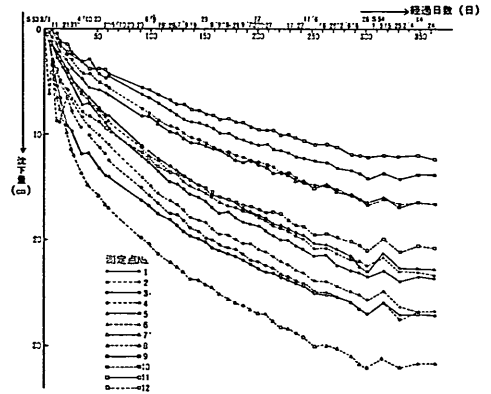


図-3.1.1 周辺地盤の地表面沈下量経日変化(その1)

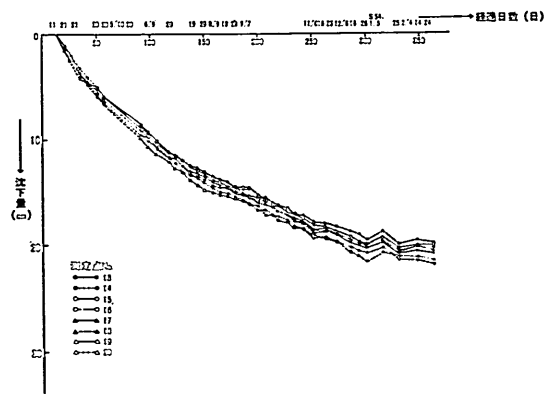


図-3.1.2 周辺地盤の地表面沈下量経日変化(その2)



これによると杭頭の沈下量は非常に小さな正の値となり、地表面の沈下量は杭天端の近傍（測定点 No. 1~4）の平均値として約 26 cm 程度である。（図-3.1.1~3.1.4 参照）。これに対して地中の沈下量分布を深さに対して表わすと 図-3.1.5 のようになっており、圧密の状態

としては、下部の粘性土層が圧密していないということから当然の結果であるが、片面（上面）排水となっているものと考えられる。なお、深度は盛土表面からの深度で示している。

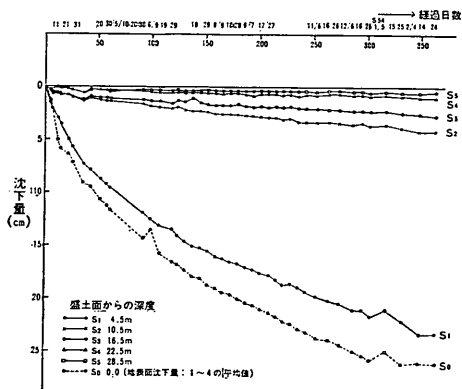


図-3.1.3 周辺地盤の層別沈下量経日変化

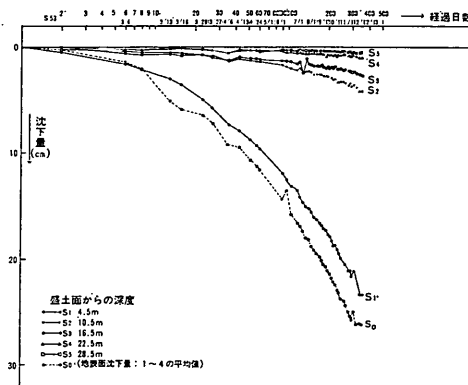


図-3.1.4 周辺地盤の層別沈下量経日変化  
(片対数表示)

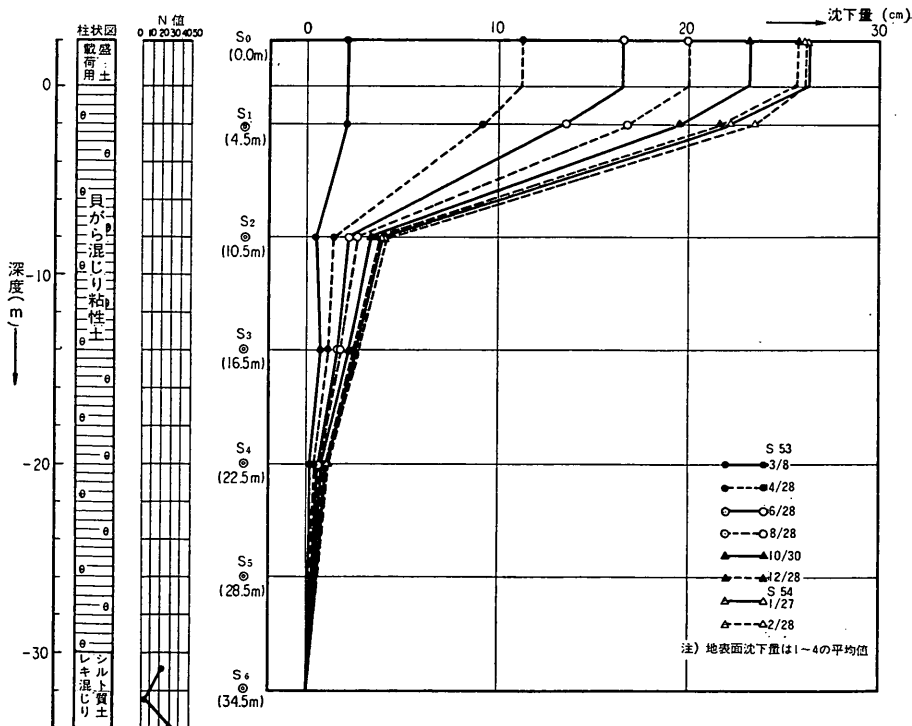


図-3.1.5 地中沈下量分布

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究 (第2報)

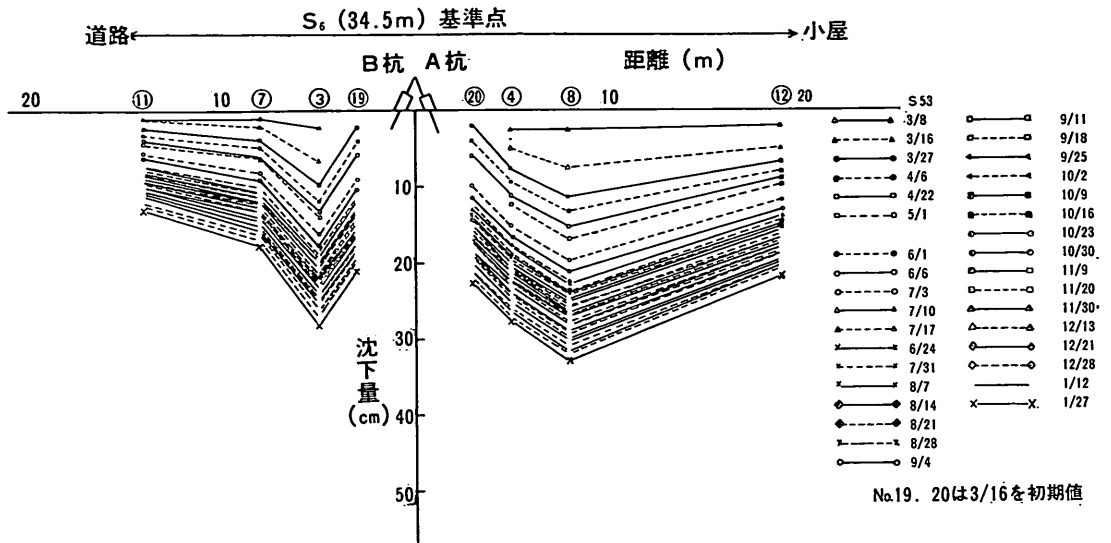


図-3.1.6 地表面沈下量分布 (杭 A, B)

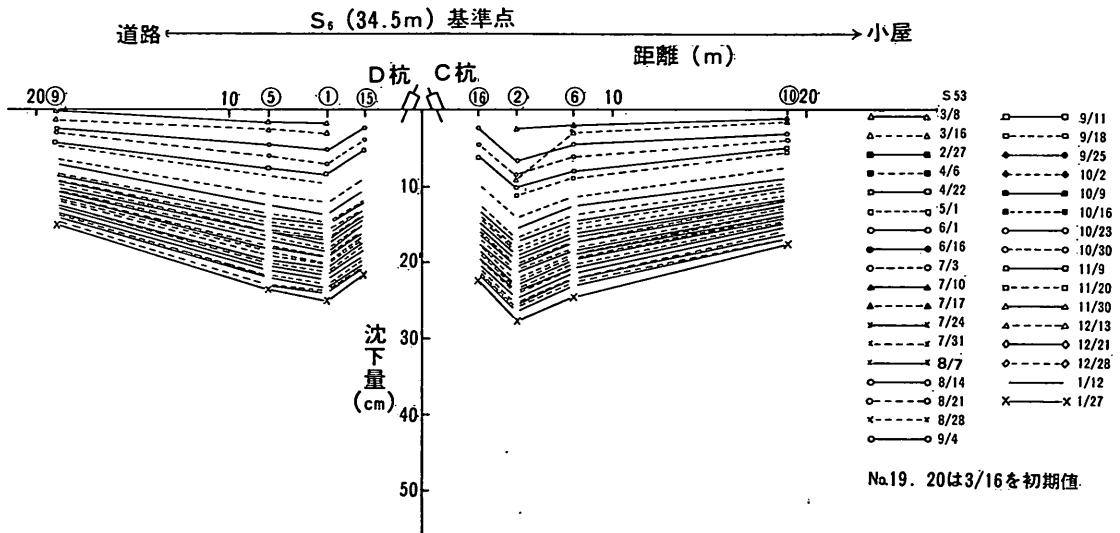


図-3.1.7 地表面沈下量分布 (杭 C, D)

これに関連して、下部の粘土層は過圧密状態になっているものと考えられる。図-2.1.1 の圧密降伏応力 ( $p_v$ ) の分布にはそれ程明らかに示されていないが、ほとんど同じ場所で以前に行われた土質調査試験の結果 (ここには示していない) によれば、その状況がかなりハッキリと読みとれている。

また、地表面の沈下量を組杭 (斜杭) の中心からの距

離に対してプロットすると、図-3.1.6, 3.1.7 に示すように A 杭近傍の地盤を除いては距離が大きくなるに従い地表面沈下量も減少する傾向を示す。

### 3.2 間隙水圧

間隙水圧は两组杭の間の位置で5か所の深さにおいて計測された。測定結果を経時変化として示したものが図-3.2.1 であり、適当日時を選んで深さ方向分布と

して示したのが 図-3.2.2 である。

間隙水圧は計器設置当初はほぼ静水圧に近い分布を示したが、時間の経過にしたがい減少する傾向を示した。特に測定位置  $P_2$  (深度 GL-16.5m) と  $P_4$  (深度 GL-

22.5m)  $P_3$  (深度 GL-34.5m) における間隙水圧の減少が非常に大きい。

また、以上の問題点に関してチェックする目的で、昭和54年2月10~15日に、ボーリング孔において、今回使用したものと同型の計器を使用して間隙水圧の測定を実施した結果、前記のような非常に大きい間隙水圧の減少は認められず、ほぼ静水圧に近い分布を示した(図-3.2.2 参照)。

一方、計器の抵抗値、絶縁抵抗値も、測定には差支えない正常な値を示していた。計器の回路上(抵抗値、絶縁抵抗値等)には問題がないにもかかわらず、このような結果を示した原因については今回の結果のみからは、明らかにすることは不可能に近い。もしこれが計器の機構上の問題点により生じたものとすれば、原因としては水圧の検出部分のフィルターの目づまり、残留空気が、まず考えられるが、このような場合は測定値のタイムラグが生じるだけで、計器が実際の水圧よりも低い値を指示することはあり得ないものと考えられ、この点については原因を究明できなかった。

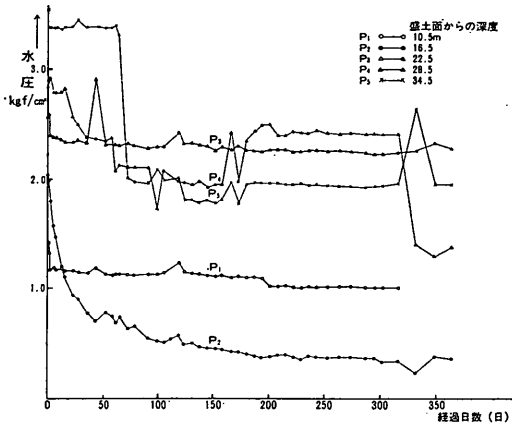


図-3.2.1 周辺地盤の間隙水圧経日変化

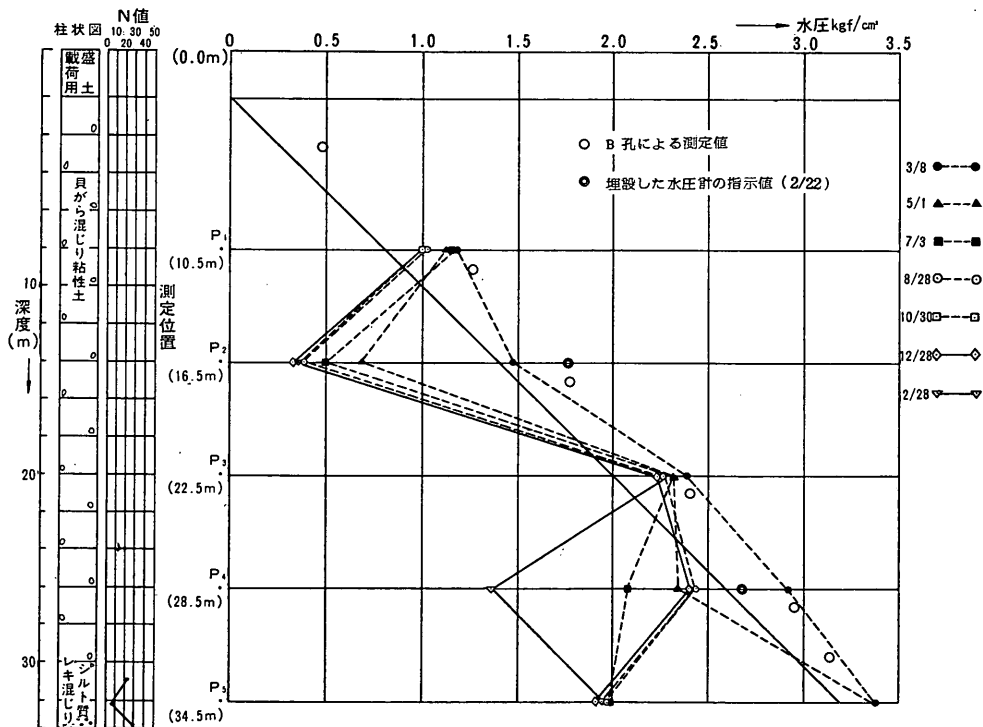


図-3.2.2 間隙水圧深度方向分布

### 3.3 杭の動き

杭の動きとして図-3.3.1~3.3.4にその経日変化を示したのは、杭頭の沈下量、杭の弾性圧縮量、杭先の貫入量および杭頭における傾斜角の変化の4量である。これらの値について、処理杭と非処理杭を比較すると、有意な差としては、弾性圧縮量において非処理杭の方が大きいことが認められる。そして杭の沈下量では、値はわずかであるが、非処理杭が貫入、沈下しているのに対して処理杭ではほとんどそういうことが生じていない。

杭頭の水平変位量を示したのが図-3.3.5であるが、これは意味のある動きを示しているとは思われない。

### 3.4 杭の曲げおよび軸力

沈下する地盤中にある斜杭には、曲げが加わるととも

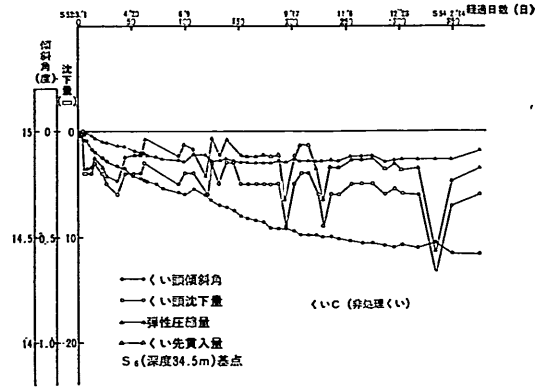


図-3.3.3 杭頭傾斜角、杭頭沈下量、弾性圧縮量、杭先沈下量の経日変化(杭C: 非処理杭)

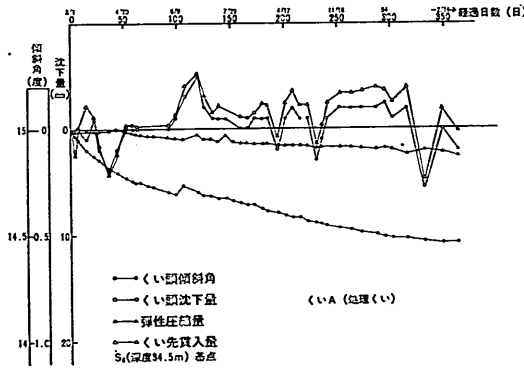


図-3.3.1 杭頭傾斜角、杭頭沈下量、弾性圧縮量、杭先沈下量の経日変化(杭A: 処理杭)

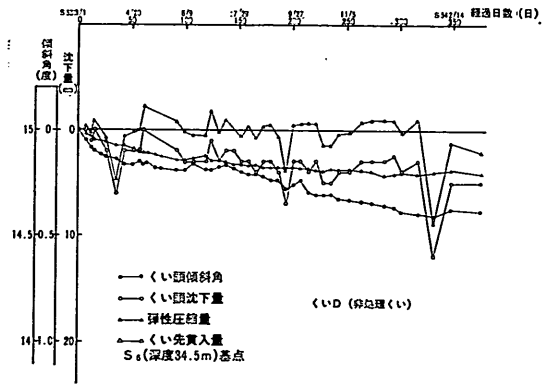


図-3.3.4 杭頭傾斜角、杭頭沈下量、弾性圧縮量、杭先沈下量の経日変化(杭D: 非処理杭)

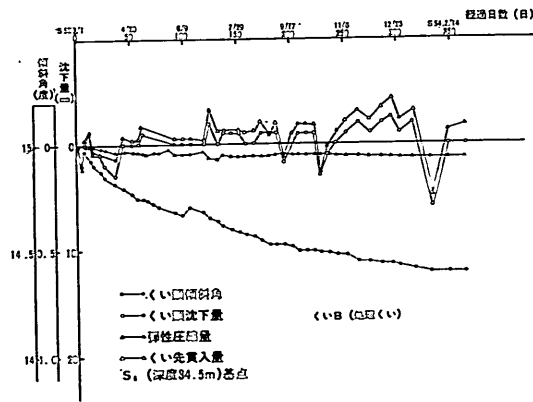


図-3.3.2 杭頭傾斜角、杭頭沈下量、弾性圧縮量、杭先沈下量の経日変化(杭B: 処理杭)

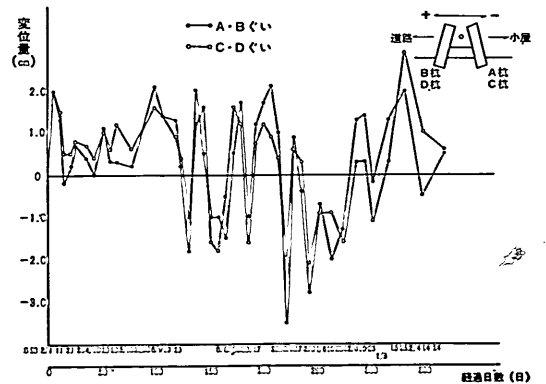


図-3.3.5 杭頭水平変位量経日変化

に、周面摩擦力による軸力も発生する。これらの両者をとらえるために、杭体のひずみは外側 ( $\epsilon_1$ ) と内側 ( $\epsilon_2$ ) の両側を測っておいた。 $\epsilon_1$  と  $\epsilon_2$  の測定値から、曲げひずみ ( $\epsilon_M$ ) と軸ひずみ ( $\epsilon_N$ ) は次式により計算される。

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_M &= \frac{\epsilon_1 - \epsilon_2}{2} \\ \epsilon_N &= \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

次に、 $\epsilon_M$  および  $\epsilon_N$  から軸力  $N$  と曲げモーメント  $M$  が計算できる。杭体のヤング率を  $E$ 、断面積を  $S_p$ 、リード線プロテクター (チャンネル) の断面積を  $S_c$  とすれば、軸応力  $\sigma_N$ 、軸力  $N$  は次式で表わされる。

$$\sigma_N = E \cdot \epsilon_N \quad (2)$$

$$N = (S_p + S_c) \cdot E \cdot \epsilon_N \quad (3)$$

曲げについては、杭体の断面二次モーメントを  $I_x$ 、鋼管の外半径を  $R$  とすれば

$$\sigma_M = E \cdot \epsilon_M \quad (4)$$

$$M = \left( \frac{I_x}{R} \right) \cdot E \cdot \epsilon_M \quad (5)$$

である。この場合  $I_x$  は鋼管にリード線プロテクターを含めた断面二次モーメントであるから、図-3.4.1 に示すように、鋼管の断面二次モーメントを  $I_p$ 、リード線プロテクターの断面二次モーメントを  $I_c$ 、鋼管とリード線プロテクターの断面の主軸の距離を  $l$  とすれば、次式で表わされる。

$$I_x = I_p + 2I_c + 2l^2 S_c \quad (6)$$

したがって、曲げモーメント  $M$  は

$$M = (I_p + 2I_c + 2l^2 S_c) \frac{E}{R} \epsilon_M \quad (7)$$

と表わされる。

以上の式に断面の諸元を代入して、 $\sigma_N$ 、 $N$ 、 $\sigma_M$ 、 $M$  の計算式を求めておくと (8) 式となる。

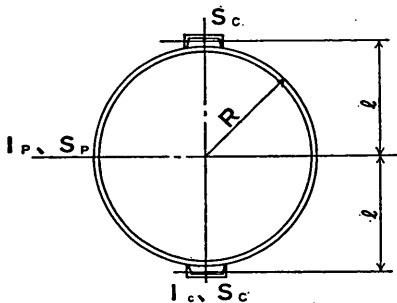


図-3.4.1 杭の断面

$$\left. \begin{aligned} \sigma_N &= 2.1 \times 10^6 \cdot \epsilon_N \quad (\text{kgf/cm}^2) \\ N &= 0.346 \times 10^6 \cdot \epsilon_N \quad (\text{tf}) \\ \sigma_M &= 2.1 \times 10^6 \cdot \epsilon_M \quad (\text{kgf/cm}^2) \\ M &= 0.0725 \times 10^6 \cdot \epsilon_M \quad (\text{tf} \cdot \text{m}) \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

但し、

$$\begin{aligned} E &= 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2 \\ S_p &= 141.1 \text{ cm}^2 \\ S_c &= 23.7 \text{ cm}^2 \\ R &= 25.4 \text{ cm} \\ l &= 30.3 \text{ cm} \\ I_p &= 4.39 \times 10^4 \text{ cm}^4 \\ I_c &= 12.2 \text{ cm}^4 \\ I_x &= 8.76 \times 10^4 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

(8) 式により計算した軸力と曲げモーメントを、経日変化の形で示したのが図-3.4.2~3.4.9である。軸力のグラフにおいては、最大値が徐々に増加してゆき、ある程度の日数が経つと余り増加しなくなるという一般に認められる傾向を示している。

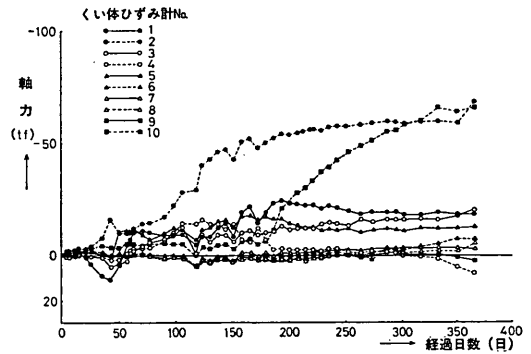


図-3.4.2 軸力経日変化 (杭 A: 処理杭)

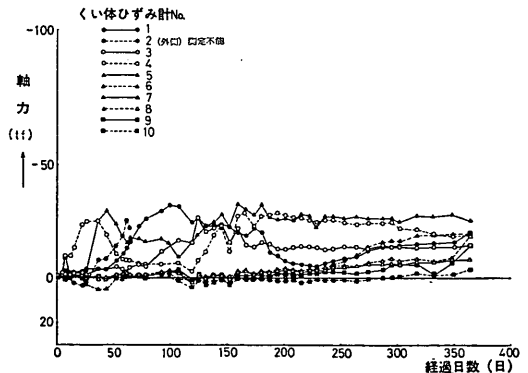


図-3.4.3 軸力経日変化 (杭 B: 処理杭)

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究 (第2報)

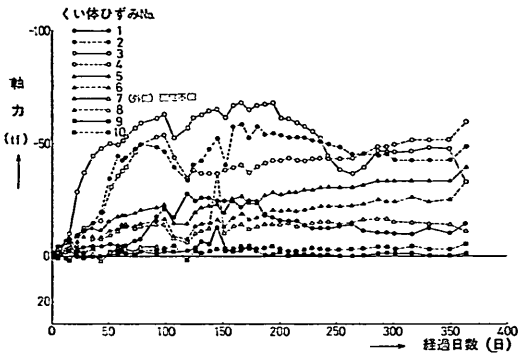


図-3.4.4 軸力経日変化 (杭 C: 非処理杭)

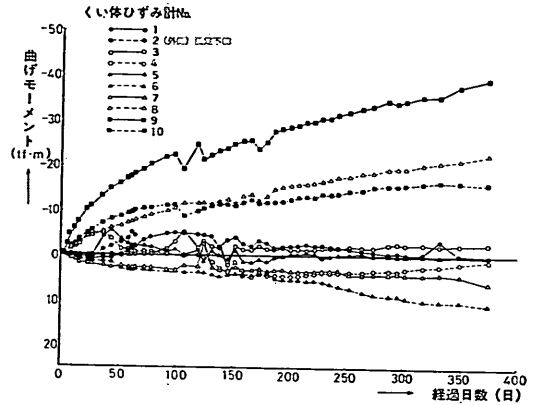


図-3.4.7 曲げモーメント経日変化 (杭 B: 処理杭)

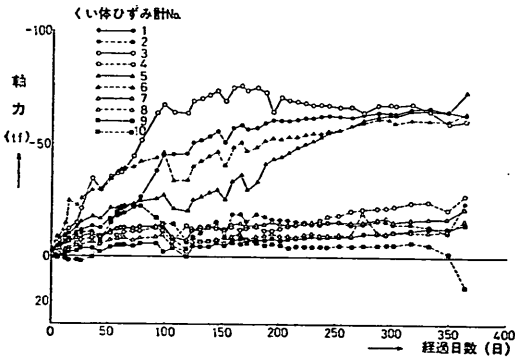


図-3.4.5 軸力経日変化 (杭 D: 非処理杭)

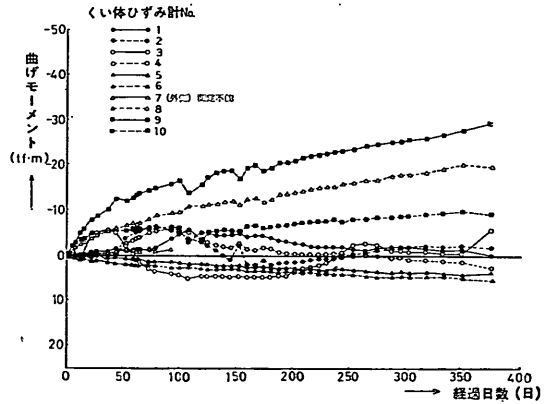


図-3.4.8 曲げモーメント経日変化 (杭 C: 非処理杭)

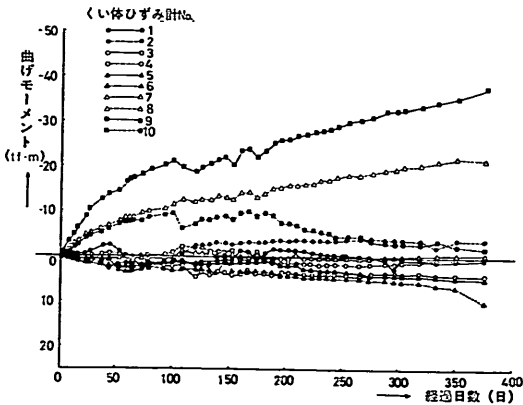


図-3.4.6 曲げモーメント経日変化 (杭 A: 処理杭)

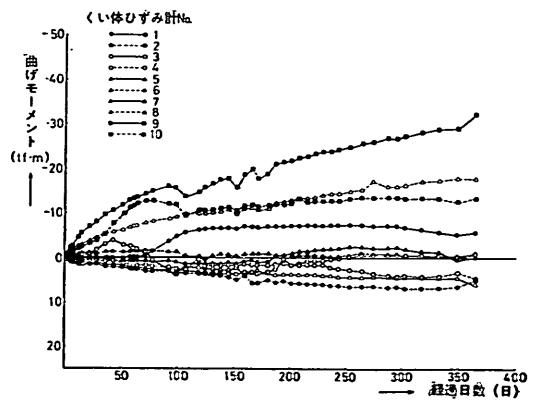


図-3.4.9 曲げモーメント経日変化 (杭 D: 非処理杭)

曲げモーメントの最大値は、このグラフの範囲でもまだ徐々に増加し続けている。そこで最大曲げモーメントと地表面沈下量 (No. 1~4 の平均値) との関係を描いたのが 図-3.4.10 である。これによれば、最大曲げモー

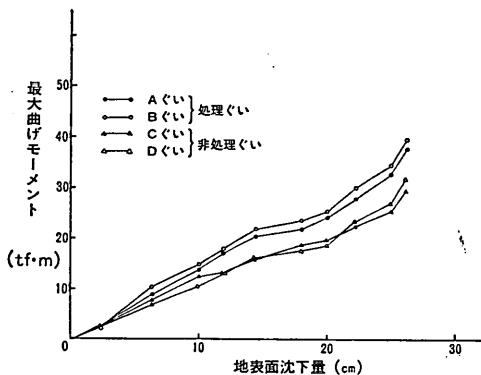


図-3.4.10 地表面沈下量と最大曲げモーメントの関係

ントは、処理杭、非処理杭とも地表面沈下量の最大に従ってほぼ直線的に増加する傾向を示し、また処理杭の方が、非処理杭の場合よりも大きい結果となっている。

軸力、曲げモーメントの杭軸方向の分布を示したのが、図-3.4.11~3.4.14 である。各図の1番右側にある弾性圧縮量は、杭体の軸ひずみ  $\epsilon_N$  から (9) 式により計算される。

$$\delta_e = \int_0^l \epsilon_N(l) dl \quad (9)$$

但し、 $l$  = 杭先からの距離

$\delta_e$  = 距離  $l$  における弾性圧縮量

これによれば、最終測定 (昭和54年2月28日) で、軸力は処理杭、非処理杭ともに深度が大きくなるにつれて高い値を示し、最大軸力発生位置 (中立点) は、処理杭の場合測定点 No. 2 (杭軸方向深さ約 31 m) であるのに対して非処理杭では測定点 No. 3 (杭軸方向深さ約 27 m) である。また軸力の大きさとしては、図-3.4.11 の杭Aの測定点 No. 2 を除けば、処理杭は非処理杭に比較して全体的にずっと小さい。また処理杭では下半分に

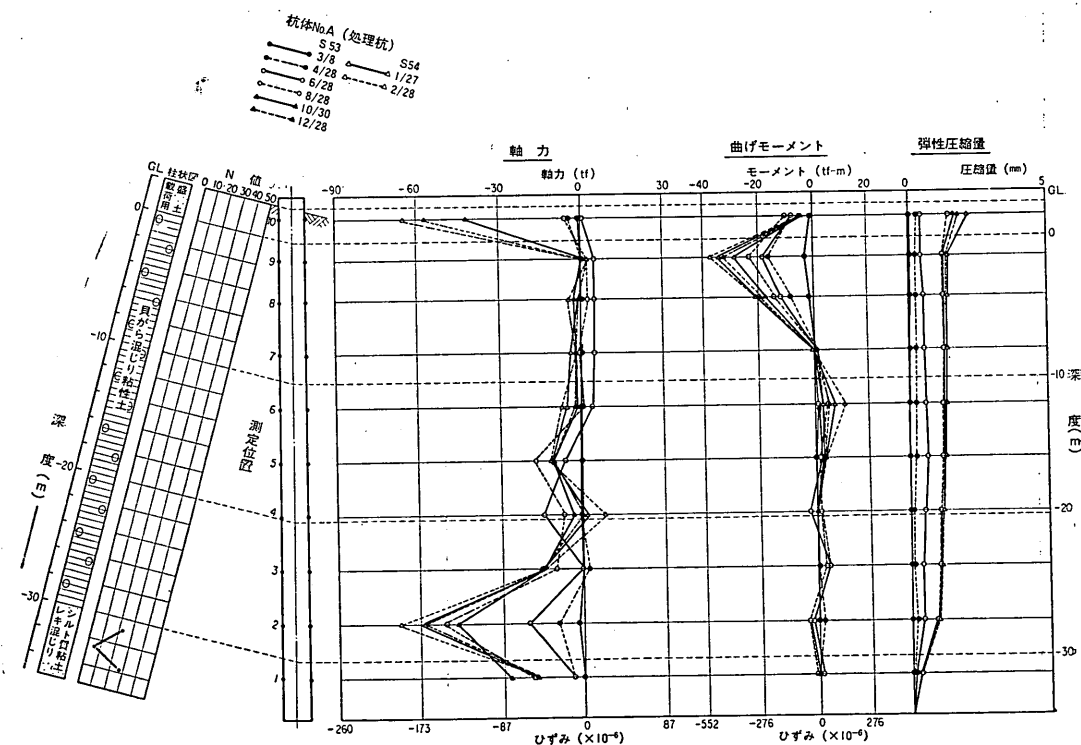
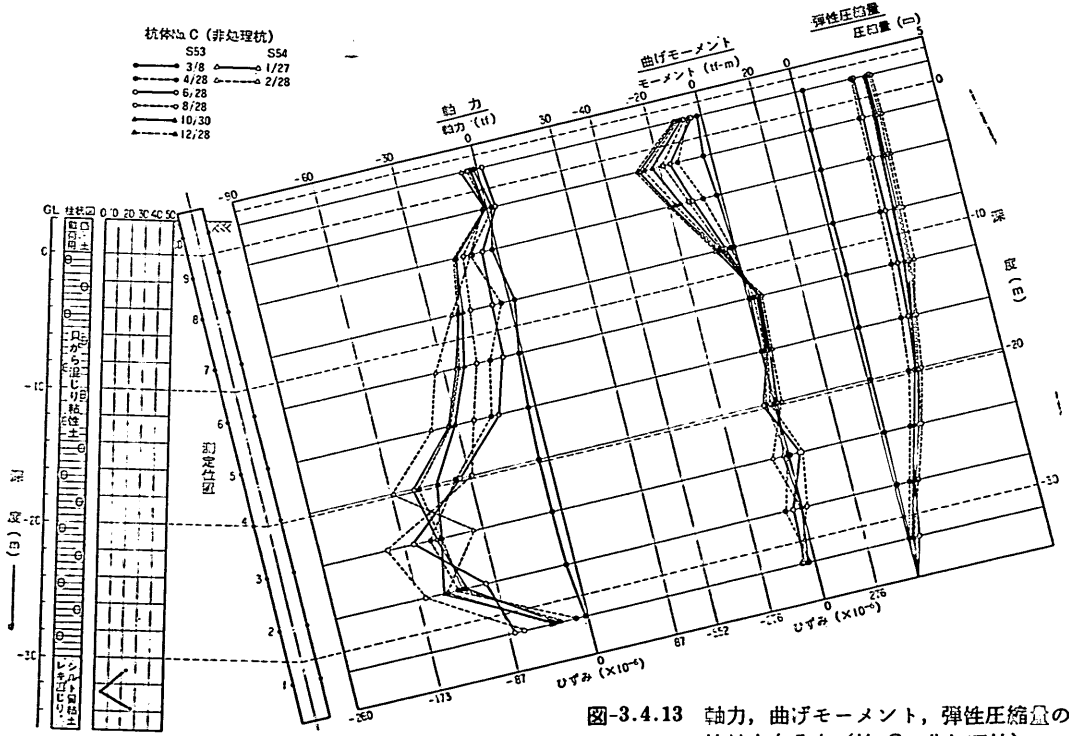
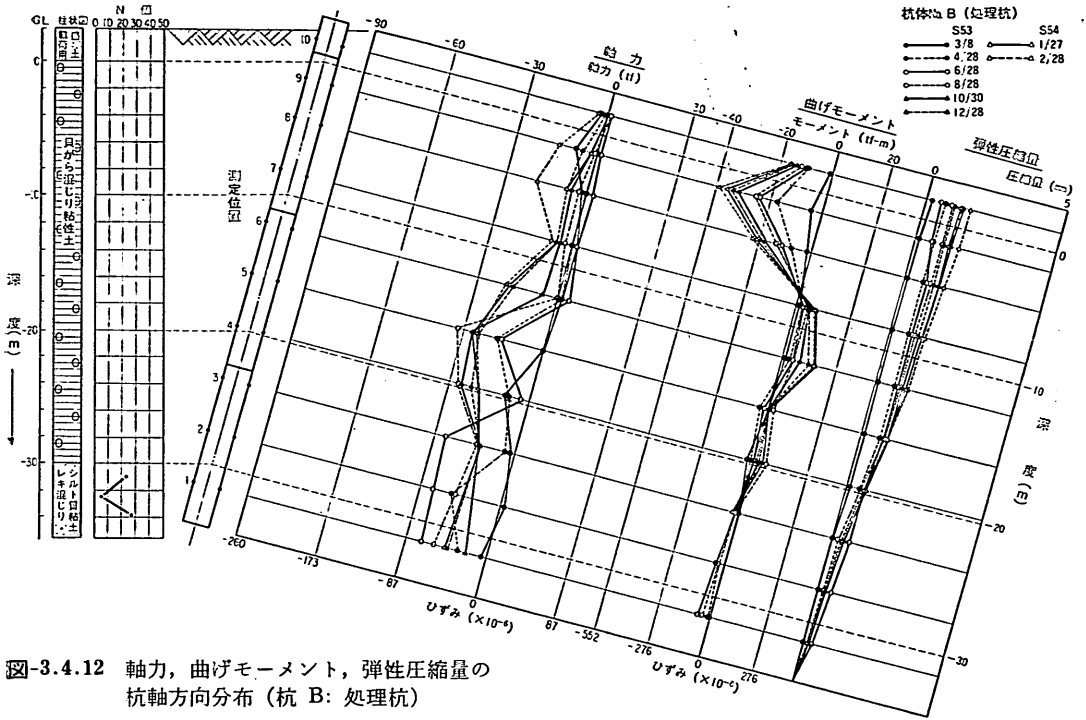


図-3.4.11 軸力、曲げモーメント、弾性圧縮量の杭軸方向分布 (杭 A: 処理杭)

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究 (第2報)





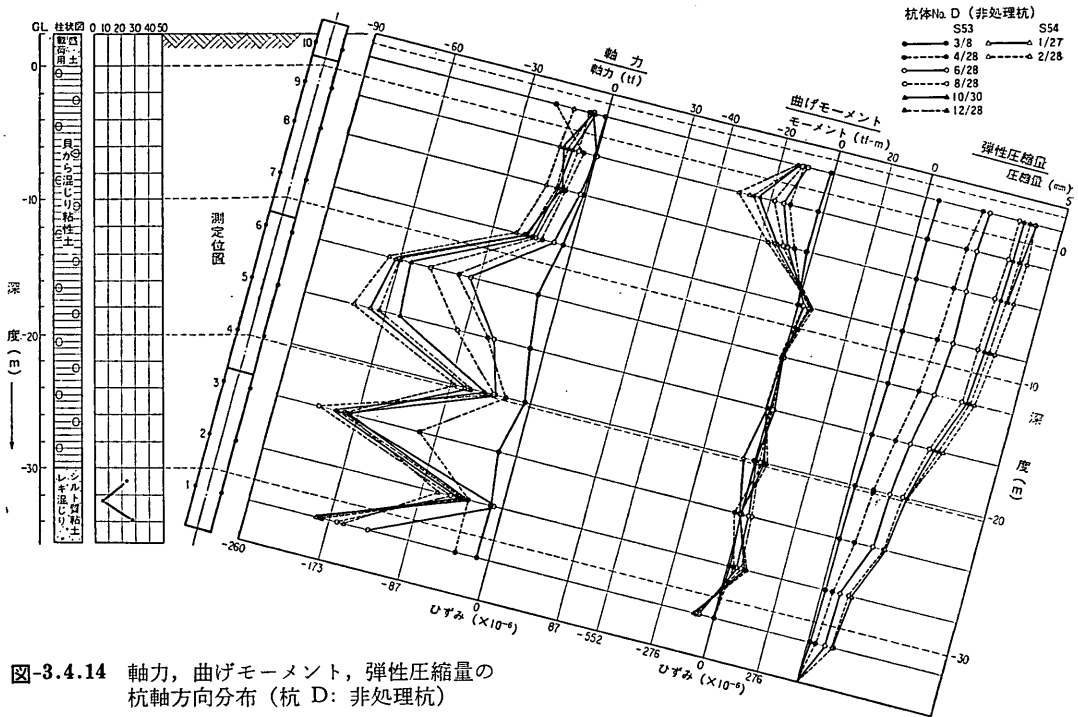


図-3.4.14 軸力, 曲げモーメント, 弾性圧縮量の杭軸方向分布 (杭 D: 非処理杭)

発生しているのに対して, 非処理杭では下 3/4 程に発生しており, アスファルトコーティングがネガティブスキンプリクシオンを減少させる効果は, 斜杭の場合にも明らかに認められる。

一方曲げモーメントについては, いずれの杭においても上部高々 10m 位までのところに発生しており, これは地中の沈下量分布とも符合している。曲げモーメントの大きさとしては, 処理杭に比較的大きく, 非処理杭に比較的小さいという結果になっており, その差はわずかであるが, アスファルトコーティングが曲げに対しては不利な結果になっている。

弾性圧縮量については, 軸ひずみを積分しただけなので, 処理杭では小さく, 非処理杭では大きいという当然の結果となっている。

次に, 最終測定 (昭和 54 年 2 月 28 日) における各杭の最大軸力, 最大曲げモーメント, 弾性圧縮量 ( $\delta_e$ ), 杭頭沈下量 ( $\delta_i$ ), および杭先沈下量 ( $\delta_p$ ) に関するデータを, 表-3.4.1 にまとめて示す。ここで杭先沈下量  $\delta_p$  は, 杭頭沈下量  $\delta_i$  と弾性圧縮量  $\delta_e$  との差として計算された値であるが, 表-3.4.1 から明らかなように, 処理杭でゼロに近く, 非処理杭で 1~3mm と, 誤差は大きいものの両者の間に差が認められる。

表-3.4.1 最終測定時の最大軸力, 最大曲げモーメント, 弾性圧縮量, 杭頭沈下量, 杭先沈下量

		処理杭		非処理杭	
		A	B	C	D
最大軸力	発生位置 (m)	29	—	2.0	26
	軸ひずみ $\epsilon_N (10^{-6})$	197	—	173	175
	軸応力 $\sigma_N (kgf/cm^2)$	414	—	363	368
	軸力 $N (tf)$	68.2	—	59.5	60.6
最大曲げモーメント	発生位置 (m)	4	4	4	4
	曲げひずみ $\epsilon_M (10^{-6})$	522	540	405	437
	曲げ応力 $\sigma_M (kgf/cm^2)$	1096	1134	851	918
	曲げモーメント $M (tf \cdot m)$	37.9	39.2	29.4	31.7
弾性圧縮量 $\delta_e$ (mm)		2.02	1.65	2.85	4.13
杭頭沈下量 $\delta_i^{(1)}$ (mm)		2.07 (2.0)	0 (0)	6.21 (6.0)	5.18 (5.0)
杭先沈下量 $\delta_p^{(2)}$ (mm)		0.05	-1.65	3.36	1.05

注 1)  $\delta_i$  は杭軸方向の杭頭沈下量  
( ) 内の数値は鉛直方向の杭頭沈下量  $\delta_i'$   
 $\delta_i' = \delta_i \cdot \cos \theta$  ( $\theta$  は杭の傾斜角)

2)  $\delta_p = \delta_i - \delta_e$

3.5 水平載荷試験の結果とその検討

水平載荷試験の結果である履歴特性を、一例として処理杭である杭 A について示せば 図-3.5.1 のとおりであ

る。次にこのような履歴曲線から得られる各杭の荷重と水平変位量との関係を、図-3.5.2~3.5.4 に示した。これらの図によれば、変位については、非処理杭の方が処

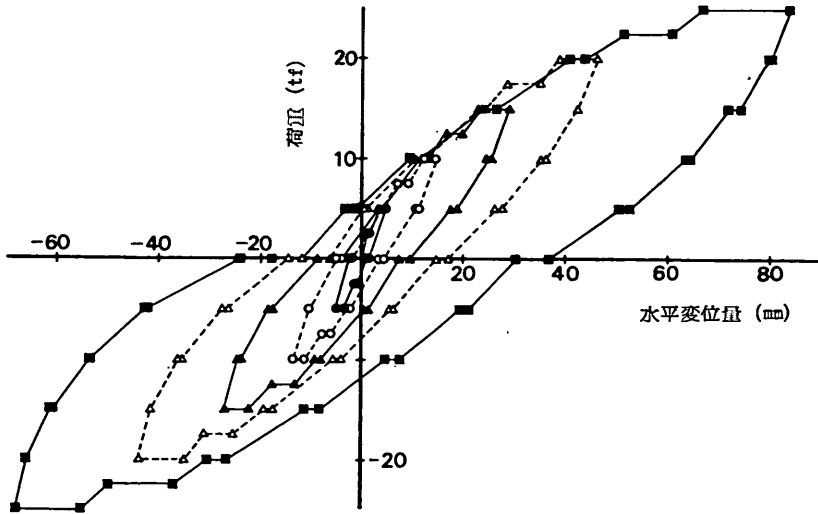


図-3.5.1 杭 A (処理杭) の履歴曲線

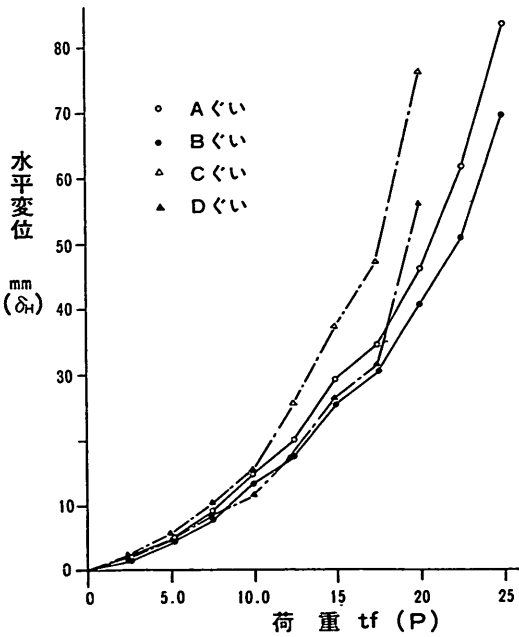


図-3.5.2 荷重—水平変位 (正荷重)

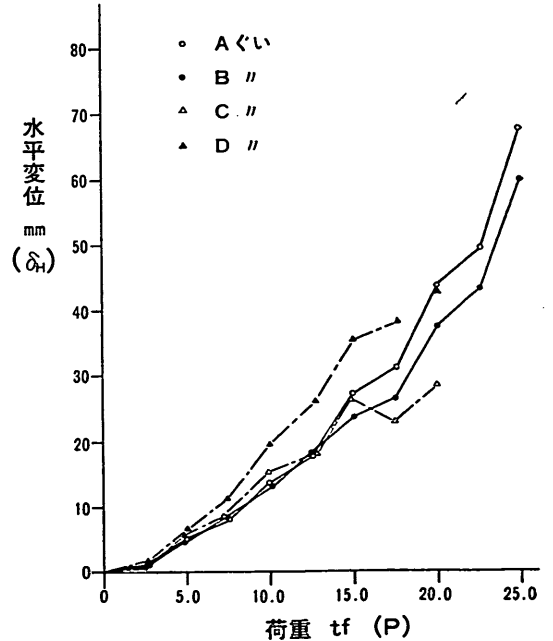


図-3.5.3 荷重—水平変位 (負荷重)

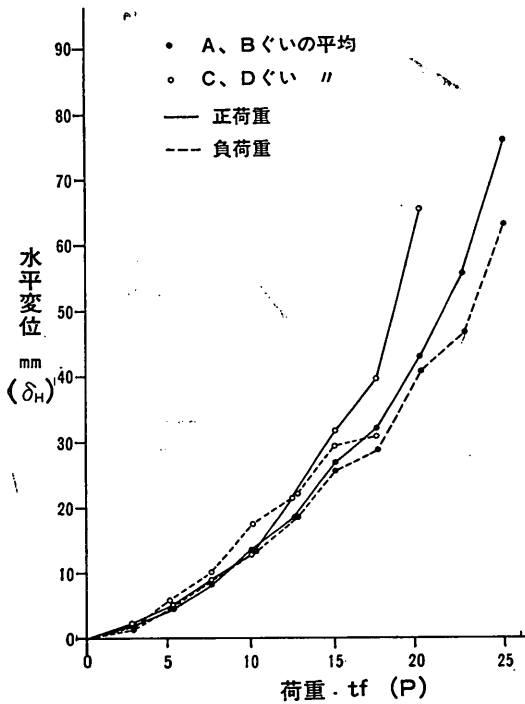


図-3.5.4 荷重—水平変位 (各組杭の平均)

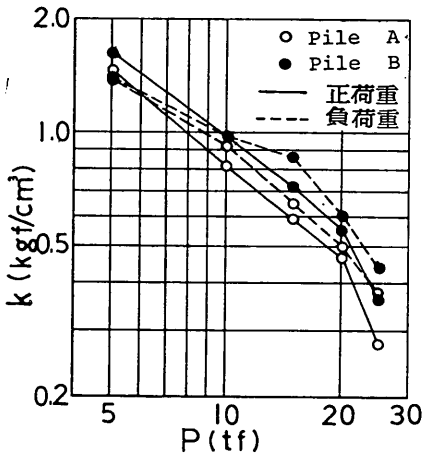


図-3.5.5 地盤反力係数の変化 (杭 A・B: 処理杭)

理杭よりも大きく、また out batter 杭 (押し開く方向, 正荷重) の方が in batter 杭 (引き寄せる方向, 負荷重) よりも大きかった。降伏荷重については、荷重持続時の水平変位と経過時間との関係および両対数紙上に描いた

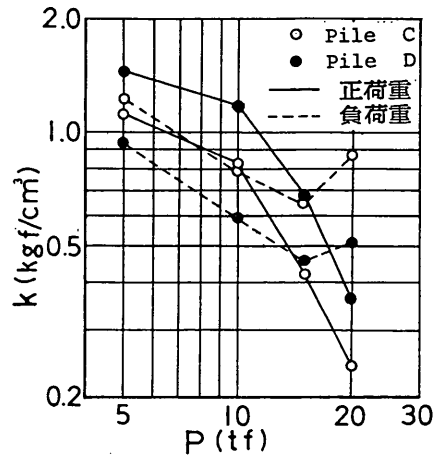


図-3.5.6 地盤反力係数の変化 (杭 C・D: 非処理杭)

荷重—水平変位曲線の両者を考慮して判断した結果、out batter 杭より in batter 杭の方が大きい、処理杭と非処理杭の間には余り明確な相異が認められなかった。

図-3.5.5 および 図-3.5.6 に示したのは、実測変位量より簡単のため鉛直杭として求めたチャンの式の地盤反力係数  $k$  ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ ) の値であり、それぞれの荷重段階に対してプロットされている。荷重が増加し、変位が増大するに従って減少してゆく様子がよく現われている。

#### 4. 考 察

##### 4.1 理論的計算による曲げの検討

先の報告 (港研報告第 17 卷第 14 号「地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究」1978 年 12 月<sup>9)</sup> では、模型実験の結果を、3 次元有限要素解析、佐藤等の方法、および著者等が提案した地盤に弾性地盤反力を仮定する方法の 3 通りの方法により検討してみた。今回もこれらの方法による計算を試みる。

今回行った有限要素解析は、2 次元弾性解析であり、これは実状をうまく表現できないことがわかった。2 次元モデルでは斜杭が斜めの壁として無限に連続することとなり、不自然な結果が得られるからである。

残る 2 つの方法である佐藤等の方法と著者等の方法による計算について、その計算条件と計算結果を以下に述べる。

##### (1) 佐藤等の方法<sup>9)</sup>

佐藤等の方法による計算について、その計算条件と計

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究 (第2報)

算結果を述べると共に、実測値との比較検討を行う。この方法そのものについては、参考文献 9) または著者が簡単に紹介した参考文献 6) を参照していただきたい。

(a) 計算条件

この方法は、杭の上部が荷重としての地盤に上から押され、下部が弾性床としての地盤により支えられるというモデルを想定する。この計算をする場合に決定しなければならない条件は、杭頭固定条件、荷重層厚、荷重分布幅係数、地盤の圧密度、地盤の反力係数等である。ここでは杭頭の条件を、実際のとおりヒンジとした。荷重層厚と荷重分布幅係数については不明なので、表-4.1.1 に示すとおり、前者について4種類、後者について3種類変化させて計算した。図-4.1.1 に示されている地表面から杭の支点までの杭軸方向距離  $l'$  は、実測して求

表-4.1.1 佐藤等の方法<sup>9)</sup>の計算ケース

計算ケース		荷重分布幅係数 $\alpha$	荷重分布長さ $l_p$ (m)	弾性床長さ $l_k$ (m)
CASE-1	A	2.0	7.0	30.8
	B	3.0	7.0	30.8
	C	5.0	7.0	30.8
CASE-2	A	2.0	8.0	29.8
	B	3.0	8.0	29.8
	C	5.0	8.0	29.8
CASE-3	A	2.0	9.0	28.8
	B	3.0	9.0	28.8
	C	5.0	9.0	28.8
CASE-4	A	2.0	10.0	27.8
	B	3.0	10.0	27.8
	C	5.0	10.0	27.8

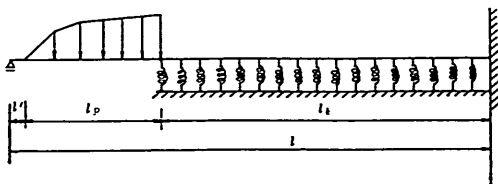


図-4.1.1 計算モデル

め 90 cm とした。地盤の圧密度については、圧密試験結果から考えて  $U=40\%$  とした。

地盤反力係数  $k_h$  は  $q_u$  値、 $N$  値 (土質試験結果) から、次式により計算するものとする<sup>9)</sup>。

$$k_h \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 1.2q_u \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (10)$$

$$k_h \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 0.15N \quad (11)$$

なお、式 (10) は式 (11) に  $N=8q_u$  (kgf/cm<sup>2</sup>) を代入したものである。

佐藤等の方法では、上部の粘土層は荷重層とされるので、 $k_h$  の値は下部の地盤に対して考えればよい。そこで、 $k_h$  の計算に必要な  $q_u$  値の深度方向の分布は、図-4.1.2 に示すように  $q_u$  値と深度とが直線関係にある約 10~32 m の範囲を考え、その関係を最小自乗法により次式のように求めた。

$$q_u = 0.0389x - 0.0737 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (12)$$

ここに  $x$  は地表面からの杭軸方向深度 (m) である。したがってこれより、 $k_h$  は次式により表わされる。

$$k_h = 0.0467x - 0.0884 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (13)$$

$x=32$  m 以上の深度では、 $N$  値 (土質試験結果) より  $k_h$  を計算することにする。 $N$  値と杭軸方向深度との関係は、概略次のとおりであるから、

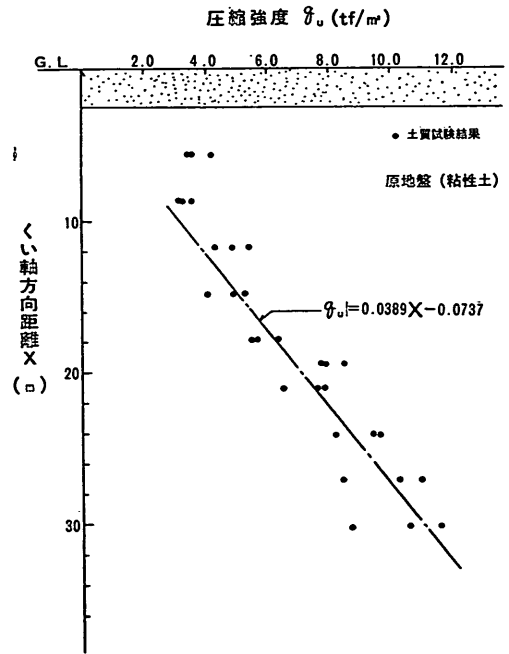


図-4.1.2 一軸圧縮強度杭軸方向分布

$$N=1.75x-46 \quad (14)$$

前の関係を使って、32m以深の $k_h$ は次式により表わされる。

$$k_h=0.263x-6.9 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (15)$$

計算の方法としては、この場合も前回と同様、離散値による数値計算とし、地盤反力係数 $k_h$ から離散パネの

パネ係数を求め計算した。その際パネの設定間隔は1m、荷重部分の離散値設定間隔は1mまたはそれ以下とした。

(b) 計算結果

以上の計算の結果の曲げモーメント分布と変位の分布を図-4.1.3~4.1.6に示す。これらの変位分布のところ

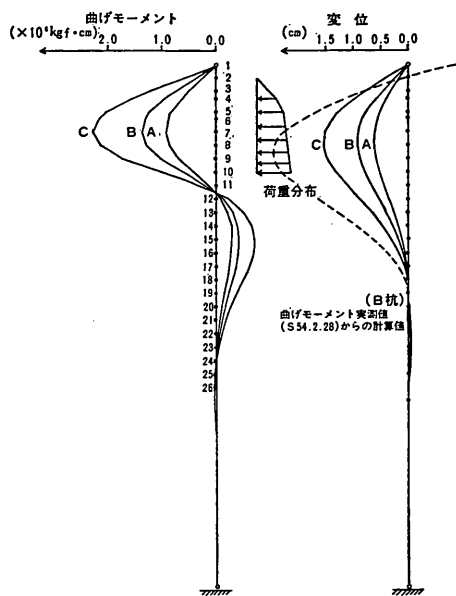


図-4.1.3 曲げモーメントおよび変位分布 (Case 1)

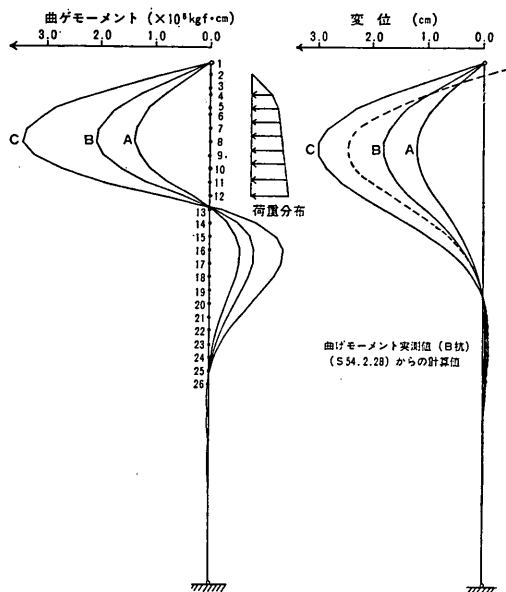


図-4.1.5 曲げモーメントおよび変位分布 (Case 3)

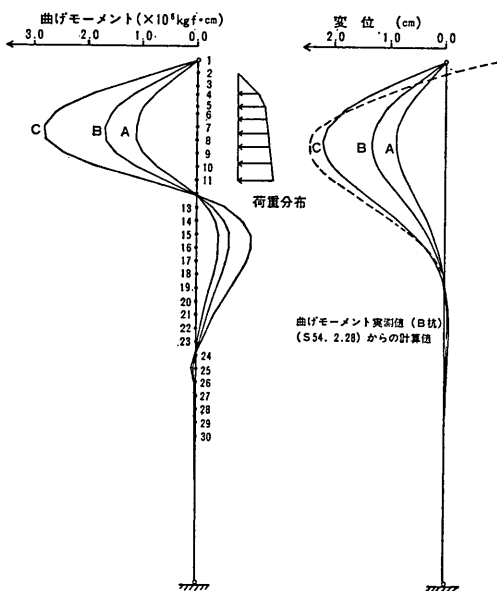


図-4.1.4 曲げモーメントおよび変位分布 (Case 2)

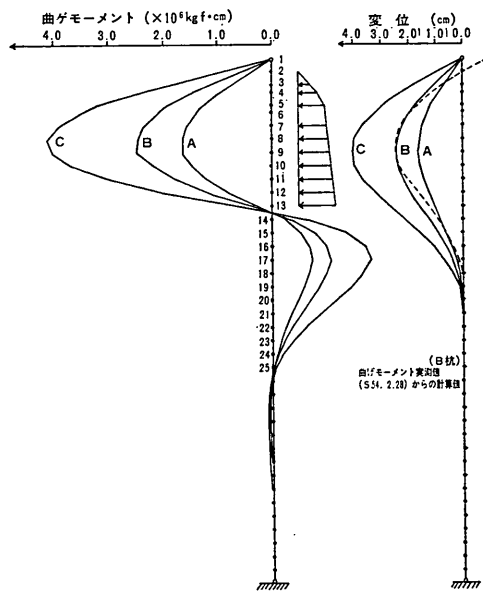


図-4.1.6 曲げモーメントおよび変位分布 (Case 4)

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究 (第2報)

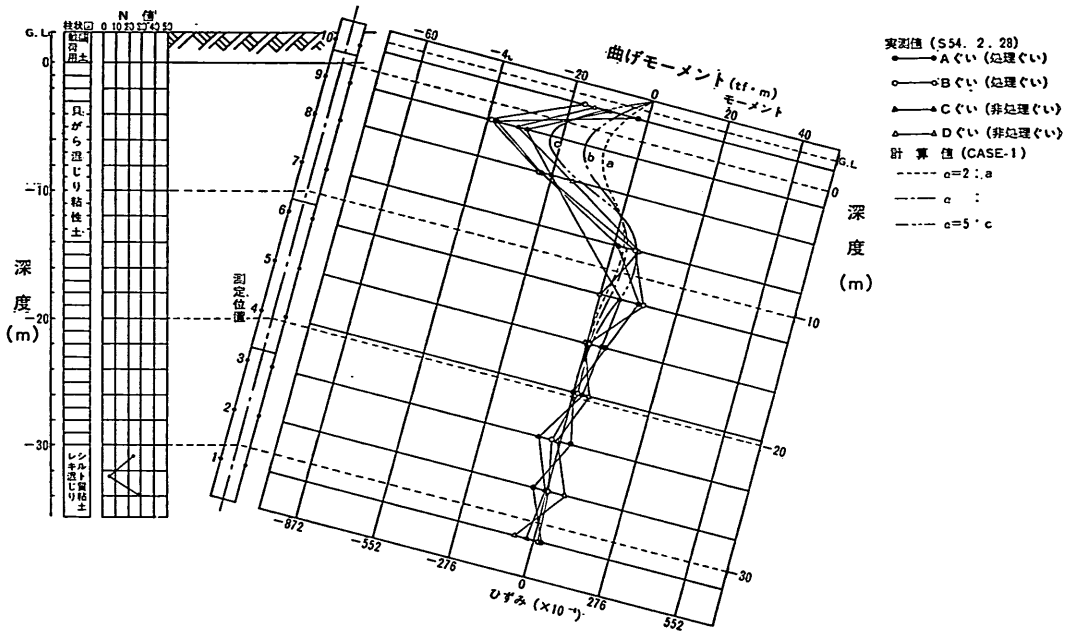


図-4.1.7 曲げモーメント分布の実測値との比較 (Case 1)

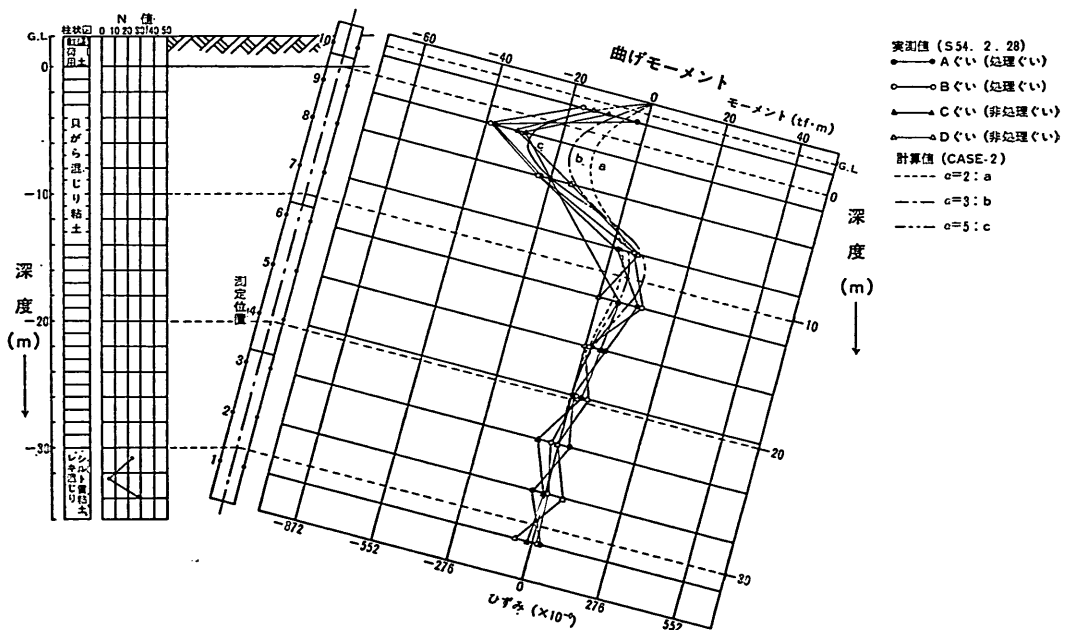


図-4.1.8 曲げモーメント分布の実測値との比較 (Case 2)

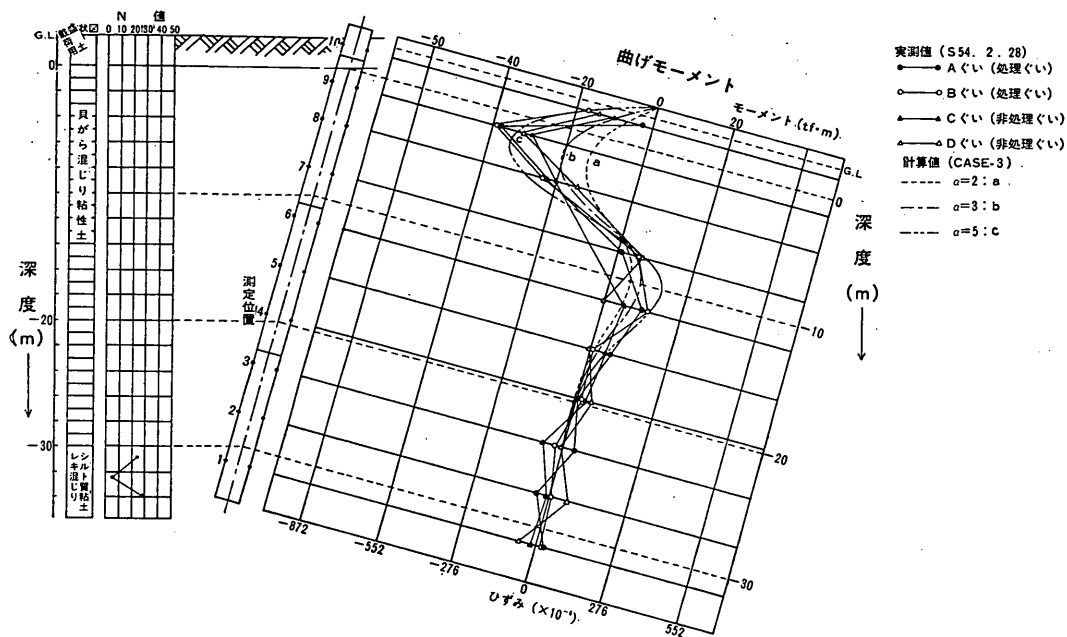


図-4.1.9 曲げモーメント分布の実測値との比較 (Case 3)

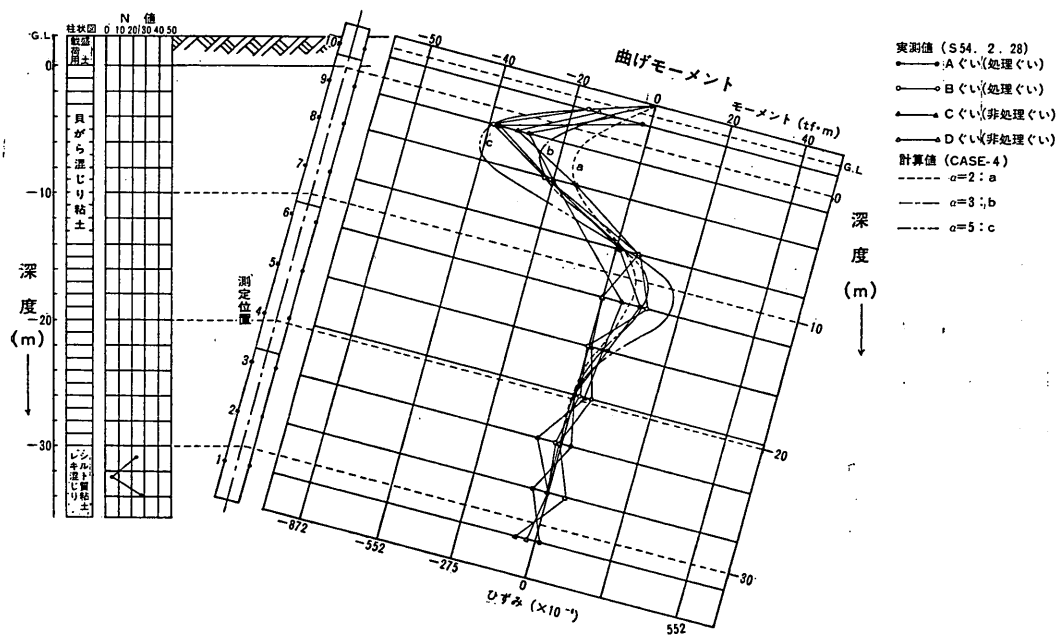


図-4.1.10 曲げモーメント分布の実測値との比較 (Case 4)

には、曲げモーメント実測値から計算された変位分布も参考に破線で入れてある。図-4.1.7~4.1.10 は、逆に実測の曲げモーメント分布の中に、計算値を書き込んだものである。

これらの図によれば、Case 2 の c, Case 3 の b または c, Case 4 の b 等が実測値と合っている。従ってこの場合には、荷重分布長さ ( $l_p$ ) として 8~10m 程度、荷重分布幅係数として 3~5 程度を採用すると、実際の状況をよく表現していると言える。このうちでも Case 4 の b の荷重分布長さ 10m 荷重分布幅係数 3 の場合は、荷重分布幅係数の値としても、また沈下量分布 (図-3.1.5 参照) との対応から見ても妥当と考えられる。

(2) 弾性地盤反力を仮定した方法<sup>9)</sup>

表層を除く地盤全体に弾性地盤反力を仮定した著者等の方法による計算について、その計算条件と計算結果を述べると共に、実測値との比較検討を行う。この方法そのものについては、参考文献 6) を参照していただきたい。

(a) 計算条件

今回の実験のモデルとしては、杭を4つの部分に分割した。上から、自由長部、盛土による荷重層部、圧密沈下の主要部分である上部粘土層、圧密沈下量の小さい下部粘土層の4つである。沈下層を3次方程式によって表現する粘土層が2層存在することが前回の計算と違うところである。これは図-3.1.5 に示された沈下量分布から判断してこうせざるを得ないし、またこうするのが妥当であると考えられたものである。これら2層の圧密沈下は、 $c_v$  の平方根に反比例させて粘土層厚を換算し圧密の計算を行う多層地盤に対する簡易計算法である換算層厚法<sup>10)</sup>によって表現した。圧密は図-3.1.5 から片面排水と仮定し、粘土層下面は非排水の条件とした。

計算条件として、荷重層である盛土の単位体積重量を図-2.1.1 から  $1.48 \text{ tf/cm}^3$ 、荷重分布幅係数は他の研究 (参考文献 6) 参照) 等を参考にして、この場合も3とする。これは、参考文献 6) にも述べているとおり、単位体積重量を 4.44 にしたことと同等である。

上部粘土層、下部粘土層の地盤反力定数は、佐藤等の方法の場合と同様に式 (10) を使って図-4.1.2 から決める。その結果、上部粘土層では  $300 \text{ tf/m}^3$  ( $q_u=2.5 \text{ tf/m}^2$  相当)、下部粘土層では、曲げに影響の大きいと思われるその中での上層部に注目して  $600 \text{ tf/m}^3$  ( $q_u=5.0 \text{ tf/m}^2$  相当) とした。ただし、これらの値は推定精度が悪いと思われたので、これらの値を中心にして、上部粘土

層に対して  $200, 300, 500 \text{ tf/m}^3$ 、下部粘土層に対して  $400, 600, 800 \text{ tf/m}^3$  の値を与えて計算した。これらの値は、水平載荷試験の結果から逆算される水平地盤反力係数 (図-3.5.9 および 図-3.5.10 参照) と比べても妥当なものである。

この計算の場合一番ハッキリしないのは、上部粘土層と下部粘土層の境界の位置である。図-3.1.5 の沈下量分布を見てもこれはハッキリしないので、ここでは原地盤面からの鉛直深さ 8, 10, 12, 14, 16m (杭先端からの軸方向深さとしてはそれぞれ 26.93, 24.86, 22.78, 20.72, 18.65m) と変化させて計算した。

この計算のためには、圧密沈下量の計算のための情報として  $c_v, m_v$  等が必要である。今回の計算では実験値を精密にトレースするために、 $m_v$  の代わりに実測沈下量と計算された圧密度を用いた (後出 4.4 参照)。

(b) 計算結果

まず最初に、換算層厚法<sup>10)</sup>による圧密沈下計算で問題があるかどうか見ておく。図-4.1.11 は、実験地盤の圧密諸定数 (原地盤面からの鉛直深さ 8m (杭軸方向深さ  $x=26.93\text{m}$ ; 後出) 以浅の上部粘土層に対して  $c_v=$

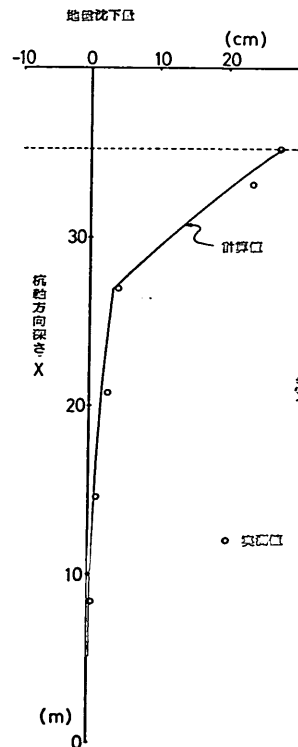


図-4.1.11 有限要素法による圧密沈下分布



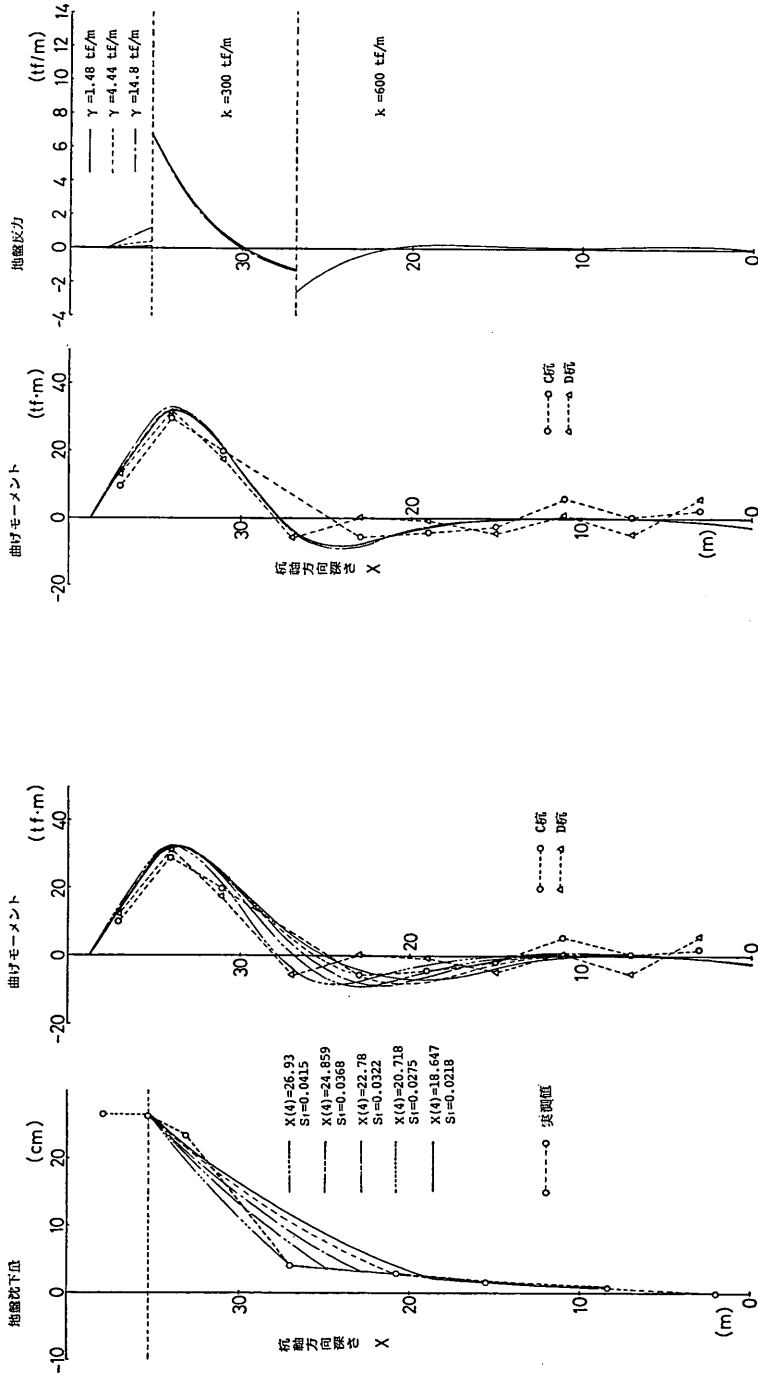


図-4.1.13 荷重層の荷重分布幅係数を変化させた場合の計算結果

図-4.1.12 上部、下部粘土層の境界位置を変化させた場合の計算結果

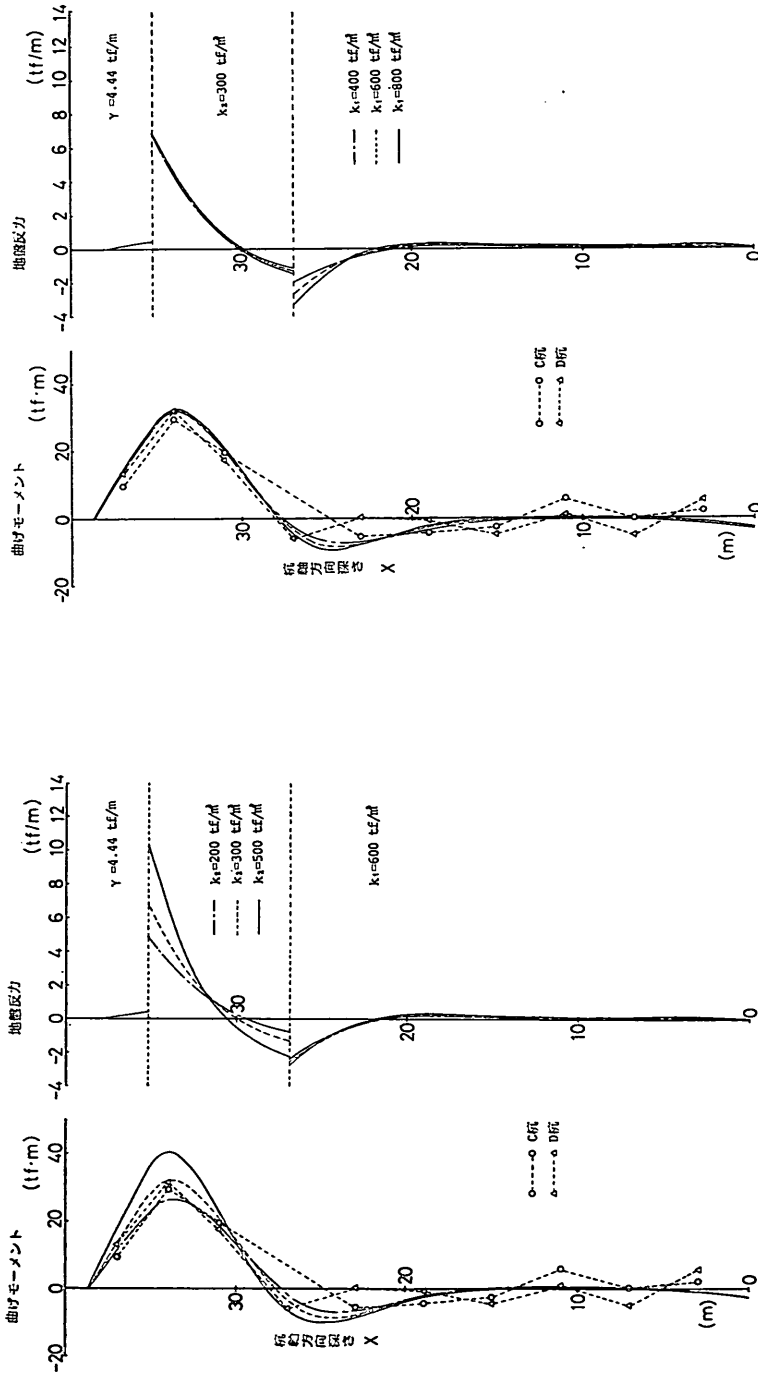


図-4.1.14 上部粘土層の地盤反力係数 ( $k_1$ ) を変化させた場合の計算結果

図-4.1.15 下部粘土層の地盤反力係数 ( $k_1$ ) を変化させた場合の計算結果

0.166 cm<sup>2</sup>/min,  $m_v=0.0933$  cm<sup>2</sup>/kgf, 同じく深さ 8m 以深の下部粘土層に対して  $c_v=0.3$  cm<sup>2</sup>/min,  $m_v=0.0115$  cm<sup>2</sup>/kgf) を使って有限要素法により圧密沈下計算<sup>11)</sup>を行った結果である。これは一次元の圧密方程式が 2層地盤に対してほぼ厳密に解かれたものと考えてよく、実測値ともほぼ一致している。なおこれは、圧密期間については合わなかったので、沈下量が同じ程度の時間のものを選んだのであるが、それでも、沈下量分布の形状はほぼ一致していると言ってよいであろう。

次に、換算層厚法による簡易計算の結果が 図-4.1.12 の左側に示されている。これは、上記のほぼ厳密な圧密計算結果とほとんど同じ分布を示している。従って今回の計算では、換算層厚法により圧密沈下量を求めて問題がないと言えよう。またこれ以外の場合でも、杭の設計としては圧密度の高い状態を想定せざるを得ないであろうから、換算層厚法の誤差は小さくなり、やはり問題なく適用しうるものと考えられる。

(a) の条件で計算した結果が、 図-4.1.12, 4.1.13, 4.1.14, および 図-4.1.15 である。比較の対象としては、非処理杭である杭 C と杭 D を使った。

図-4.1.12 では、上部粘土層と下部粘土層の境界の位置だけが変化させてある。図の左側では、計算上入力となる地盤沈下量の 3 次式仮定を検討しているが、原地盤面から深さ 8m (盛土表面からは 10.5m) である  $x(4)=26.93$  m が最もよく実測値と合っている。右側は計算された曲げモーメントであるが、 $x(4)$  の変化によって重大な違いは出ておらず、むしろ測定値のパラッキの方が相対的に大きい。いずれの場合も、曲げモーメント分布の形状、最大曲げモーメントの大きさ共に、実測値と非常によく合っていると言いうことができるであろう。なお、荷重層の荷重分布幅係数 (3) および上下両粘土層の地盤反力係数 ( $k_2=300$  tf/m<sup>3</sup>,  $k_1=600$  tf/m<sup>3</sup>) の値は全計算の結果から、最もよく適合するものを採用している。

図-4.1.12 の計算結果から、境界の位置は、中でもよく実測値と合っており、沈下量の方でも実測値に一番近い  $x(4)=26.93$  m (原地盤面からの深さは 8m) とする。

図-4.1.13 は、他の条件を最もよく適合する値に固定しておいて、荷重層の荷重分布幅係数のみ変化させた計算結果である。すなわち、荷重分布幅係数を 1, 3, 10 とし、単位体積重量を 1.48, 4.44, 14.8 tf/m<sup>3</sup> と変化させた。これによれば、結果にほとんど影響のないことがわかる。今回の計算では荷重層が薄く、初期の考え

方<sup>9)</sup> のとおり、表層で地盤反力が十分に発生しない部分としての性格が強くなったためであろう。一般的にも、表層のごく薄い部分が弾性反力を示す地盤としてでなく荷重として作用するというモデルは、現象をうまく説明するものであると考えられる。

図-4.1.14 は、他の条件を固定して、上部粘土層の地盤反力係数  $k_2$  のみを変化させた計算結果である。これによれば、 $k_2$  の影響は他のものより大きく、地盤強度から予想された 300 tf/m<sup>3</sup> が最も実測値とよく合う値であることがわかる。

最後の 図-4.1.15 は、下部粘土層の地盤反力係数  $k_1$  のみを変化させた計算結果である。これによれば、 $k_1$  が曲げモーメントに与える影響はほとんどないと言ってよい結果となった。

今回の計算では、厚さ 2.5m の荷重盛土を荷重層として考えることが自然であった。しかしながらこの方法の場合でも、一般には荷重層の厚さを推定しなければならない。佐藤等の方法では地盤の沈下により杭に伝えられる力が、専らこの荷重層により与えられることになる。そのためこの荷重層のとり方の違いにより、計算される結果は 図-4.1.3~4.1.6 に見たとおり、大きく違ってくる。ところが著者等の方法では、荷重層の影響が佐藤等の方法に比べてずっと小さい (参考文献 6) の計算結果参照)。元々地盤表面まで弾性地盤反力を仮定すると、最も沈下量の大きい表層において最も大きな力を杭が受けることになるという不合理を避けるために、表層に薄い荷重層を想定したものであって、この取扱いは実際の現象とも近いと思われる。このような意味で、この荷重層は杭に力を加える主な部分ということではなく、逆に杭と地盤との力のやりとりの主な部分であるウィングラー地盤の厚さに関与するだけである。

このように結果に与える影響は小さいが、計算に当たってはその厚さを決定しなければならない。本来ならば、地盤表層部において地中部のように地盤反力が働かない部分という内容に従って、その厚さを考慮しなければならない。しかしその検討は非常に困難であるし、また前に述べたようにその厚さの違いが計算結果に与える影響もそう大きくない。そこで、前回の実験および計算結果、そして今回の実験および計算結果から、実物のスケールに対する荷重層の厚さとして、2~3m を標準と考える。これは、杭の大きさ (太さ, 長さ) にも依るのであるし、また当然地盤の性質にも依るのであると考えられる。今後、この点について更に検討を加えて行こうと

考えているが、現在のところ上記の値を目安としておいて、大きな間違いはないであろうと思われる。

しかし一般には、控え組杭等の斜杭の天端は地中に1~3m程度埋まっている場合が多い。このような場合には、荷重層を考えずに全層に地盤反力係数を仮定して計算すればよいと考えられる。この計算は設計上安全側となる。このような場合については、現地実験により検討することが望まれる。

弾性地盤反力を仮定した著者等の方法による計算では、地表面の圧密沈下量の予測が必要である。これについては、それが計算結果に与える影響が大きいため、現在可能な方法でなるべく精度よく予測するべきである。

#### 4.2 杭体軸応力の実測値と $q_u$ 値との対応

杭体軸応力の実測値から周面摩擦力  $f_x$  を計算し、この結果と土質試験の結果である  $q_u$  値 ( $c_u$ ) とを比較してみることにする。

まず、杭体軸応力  $\sigma_{Nx}$  と周面摩擦力  $f_x$  との間には、次式が成立する。

$$\sigma_{Nx} = \frac{U}{A} \int_0^x f_x dx \quad (16)$$

ただし  $A$ : 杭体断面積 ( $m^2$ )

$U$ : 杭体周長 ( $m$ )

$x$ : 地表面からの杭軸方向距離 ( $m$ )

一方、杭体の周辺地盤が圧密沈下により塑性状態に達したものと仮定して

$$f_x = \frac{1}{2} q_u \quad (17)$$

とする。

$q_u$  の深度方向  $z$  に対する分布を簡単のため三角形分布と仮定し次式で表示することにする ( $x$  は地表面からの杭軸方向深さ)。

$$q_u = ax = ax \cos 15^\circ \quad (18)$$

これらの3つの式から

$$\begin{aligned} \sigma_{Nx} &= \frac{U}{A} \int_0^x \frac{1}{2} a \cos 15^\circ x dx \\ &= \frac{Ua \cos 15^\circ}{2A} \int_0^x x dx \\ &= \frac{Ua \cos 15^\circ}{4A} x^2 \end{aligned} \quad (19)$$

したがって、 $q_u$  値の深度方向分布に関する定数  $a$  は

$$a = \frac{4A\sigma_{Nx}}{U \cos 15^\circ x^2} \quad (20)$$

となる。

この式により  $\sigma_{Nx}$  の実測値から  $a$  を計算すれば、深度方向に対する  $q_u$  値の分布を求めることができる。

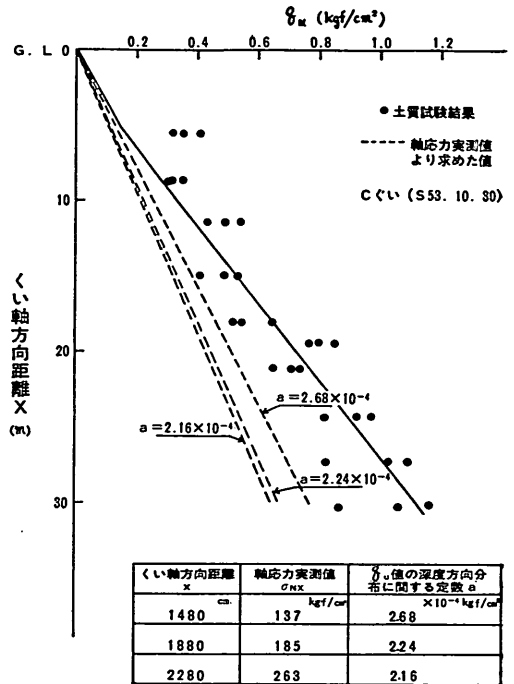


図-4.2.1 軸応力から計算される周面摩擦力と  $q_u$  値との比較

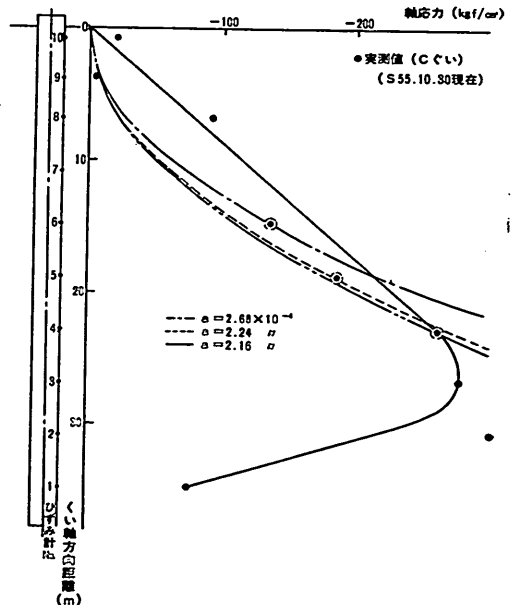


図-4.2.2 軸応力の計算値と実測値との比較

昭和53年10月30日現在におけるC杭の $\sigma_{Nx}$ 実測値から、上式により $q_u$ 値の深度方向(杭軸方向距離で表示)に対する分布を計算し、土質試験結果と比較してみたのが図-4.2.1である。これによれば、軸応力実測値から計算される周面摩擦力の2倍は、土質試験結果である $q_u$ 値と比較して、やはり低い値を示している。

また、上式による計算値としての $\sigma_{Nx}$ の杭軸方向分布と実測値とを比較してみた結果を、参考のため図-4.2.2に示す。

### 4.3 沢口の方法<sup>1,2)</sup>による軸応力の検討

沢口の提案式<sup>12)</sup>およびその修正式<sup>1)</sup>を用いて杭体の軸応力分布を理論的に対算してみることにする。

#### (1) 計算方法

杭体の軸応力分布を理論的に計算する場合の杭周摩擦力の分布は、図-4.3.1に示すように、周面摩擦力の正領域および負領域には、それぞれ弾性域と塑性域が存在しているものと仮定する。

図-4.3.1に示すように、杭先を原点にとり、杭先からの任意の杭軸方向距離 $x$ における軸応力 $\sigma_{Nx}$ は次式で表示できる。

$x \geq x_{mu}$  に対しては、

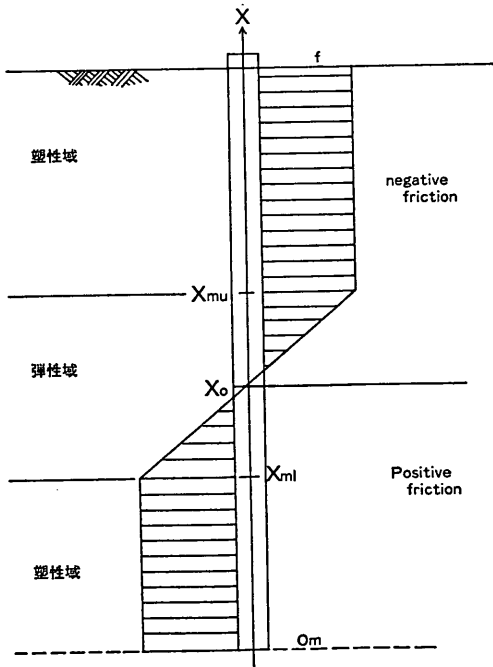


図-4.3.1 杭体に作用する摩擦力分布 (その1)

$$\sigma_{Nx} = \frac{\psi f_m}{A} (L-x) + \frac{W}{A} \quad (21)$$

$x_{mu} > x > x_{ml}$  に対しては、

$$\sigma_{Nx} = \frac{\psi C_s}{A} (x - x_{mu}) \left\{ \rho_0 - \frac{\rho_s}{2L} (x + x_{mu}) + \rho_s \right\} + \frac{\psi f_m}{A} (L - x_{mu}) + \frac{W}{A} \quad (22)$$

$x_{ml} \geq x$  に対しては、

$$\sigma_{Nx} = \frac{\psi f_m}{A} (L + x - x_{mu} - x_{ml}) + \frac{W}{A} \quad (23)$$

ここに、

$$x_{mu} = \frac{C_s \rho_s \rho_0 L A' k + \psi f_m L^2 (C_s \rho_s + 2f_m) + f_m \rho_s L A' k}{C_s \rho_s^2 A' k + 2\psi f_m C_s \rho_s L} \quad (24)$$

$$x_{ml} = \frac{C_s \rho_s \rho_0 L A' k + \psi f_m L^2 (C_s \rho_s - 2f_m) - f_m \rho_s L A' k}{C_s \rho_s^2 A' k + 2\psi f_m C_s \rho_s L} \quad (25)$$

$$\rho_s = \frac{\rho_s}{L} x_{mu} - \frac{f_m}{C_s} - \rho_0 = \frac{\rho_s}{L} x_{ml} + \frac{f_m}{C_s} - \rho_0 \quad (26)$$

中立点 $x_0$ と、最大軸応力 $\sigma_{Nx_0}$ は次式で表示できる。

$$x_0 = \frac{L}{\rho_s} (\rho_0 + \rho_s) \quad (27)$$

$$\sigma_{Nx_0} = \frac{\psi f_m}{A} (L - x_{mu} - x_{ml}) + \frac{W}{A} \quad (28)$$

但し、

- A : 杭の純断面積
- A' : 杭の閉塞断面積
- C<sub>s</sub> : 杭と土との相対変位定数(すべり係数)
- f<sub>0</sub> : 杭頭に作用した荷重による初期周面摩擦力
- f<sub>m</sub> : 周面摩擦力の最大値(極限周面摩擦力)
- k : 杭先での地盤反力係数
- L : 杭の根入長
- w : 杭頭に作用する荷重
- ρ<sub>0</sub> : f<sub>0</sub>/C<sub>s</sub>
- ρ<sub>s</sub> : 杭先端貫入量
- ρ<sub>s</sub> : 地盤の収縮量
- ψ : 杭の周長

なお、図-4.3.2に示すように、正の周面摩擦領域で地盤に塑性域が発生せず弾性域のみの場合は、次式により軸応力を計算することになる。

$x \geq x_{mu}$  に対しては、

$$\sigma_{Nx} = \frac{\psi f_m}{A} (L-x) + \frac{W}{A} \quad (29)$$

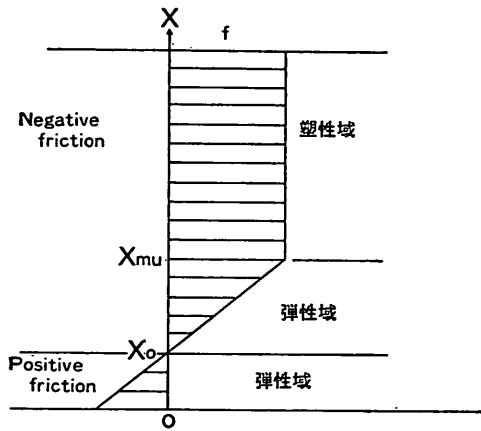


図-4.3.2 杭体に作用する摩擦力分布 (その2)

$x \leq x_{mu}$  に対しては、

$$\sigma_{vz} = \frac{\phi C_s}{A} (x - x_{mu}) \left\{ \rho_0 - \frac{\rho_s}{2L} (x + x_{mu}) + \rho_s \right\} + \frac{\phi f_m}{A} (L - x_{mu}) + \frac{W}{A} \quad (30)$$

(2) 諸元

杭体の軸応力計算は、昭和53年10月30日現在の場合について実施することにし、計算に必要な諸元を表-4.3.1に示す。

なお、杭と地盤との相対変位の定数(すべり係数)  $C_s$

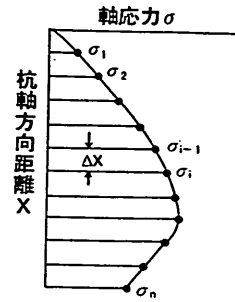


図-4.3.3 周面摩擦力の計算

は、まず、C杭の杭体軸応力分布から、次式により周面摩擦力  $f$  を計算し、この  $f$  と杭体と地盤との相対沈下量  $\rho$  との関係から求めることにする(図-4.3.3参照)。

$$f = \frac{(\sigma_i - \sigma_{i-1})A}{\phi \Delta x} \quad (31)$$

杭軸方向距離  $x=11\text{m}$ ,  $14\text{m}$ ,  $17\text{m}$  の位置における周面摩擦力  $f$  と相対沈下量  $\rho$  との関係を図-4.3.4に示す。この結果すべり係数  $C_s$  は、 $0.045 \sim 0.142 \text{ kgf/cm}^3$  の範囲の値を示す。今回は、以上の  $C_s$  の値を参考にして、 $C_s=0.05 \text{ kgf/cm}^3$  と  $C_s=0.10 \text{ kgf/cm}^3$  の場合について軸応力の計算を実施してみた。

また、周面摩擦力の最大値(極限摩擦力)  $f_m$  については、土質試験結果による  $1/2 q_u$  値(中立点の  $1/2$  の深さにおける値)  $0.23 \text{ kgf/cm}^2$  と、軸応力実測値(C杭

表-4.3.1 沢口の方法<sup>1,12)</sup>の計算ケース

計算 CASE	すべり係数 $C_s$ ( $\text{kgf/cm}^3$ )	周面摩擦の最大値 $f_m$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	地盤反力係数 $k$ ( $\text{kgf/cm}^3$ )	その他の諸元
A-1	0.05	0.12	10	くいの純断面積 $A=164.8 \text{ cm}^2$
A-2	0.10	0.12	10	くいの閉塞断面積 $A'=2026.8 \text{ cm}^2$
B-1	0.05	0.23	10	くいの根入長 $L=3780 \text{ cm}$
B-2	0.05	0.23	9	くい頭に作用する荷重 $W=0 \text{ kgf}$
B-3	0.05	0.23	5	くい周長 $\phi=159.5 \text{ cm}$
B-4	0.05	0.23	3	地盤収縮量 $\rho_0=24 \text{ cm}$
B-5	0.05	0.23	1	(S 53. 10. 30 現在の実測値)
C-1	0.10	0.23	10	
D-1	0.10	0.12	5	
D-2	0.10	0.12	2	

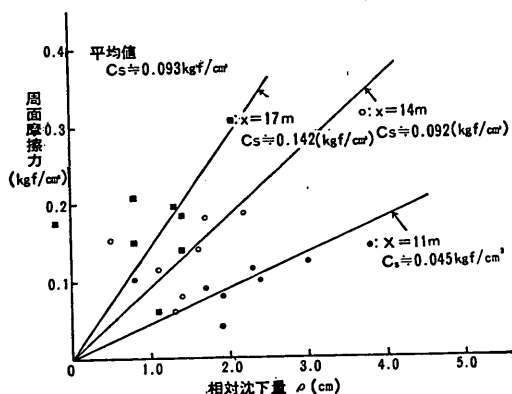


図-4.3.4 相対沈下量と周面摩擦力との関係

ひずみ計, No. 4, S 53.10.30 現在) から, (17)~(20) 式を用いて計算した  $1/2 q_u$  値  $0.12 \text{ kgf/cm}^2$  のそれぞれの場合について軸応力の計算をすることにした。

(3) 計算結果

沢口の理論計算式による計算値と実測値とを比較した結果を 図-4.3.5 に示す。

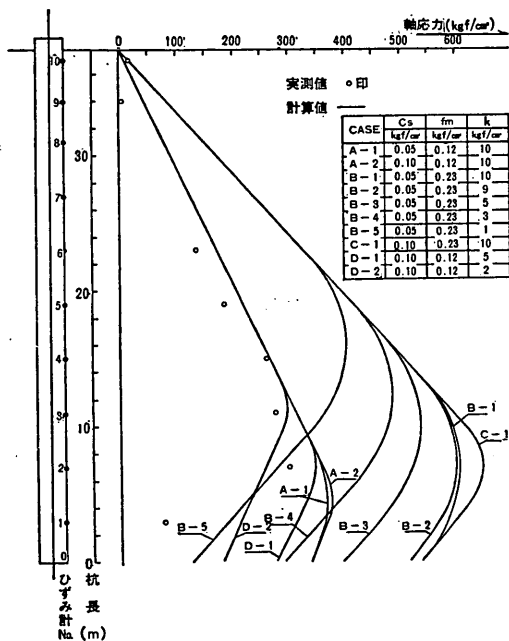


図-4.3.5 沢口の方法<sup>1,12)</sup>による計算結果と軸応力実測値

この結果, ケース D-2 ( $C_s=0.10 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $f_m=0.12 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $k=2 \text{ kgf/cm}^2$ ) が他のケースに比較して最も良く実測値と一致した。このように, 定数を適確に選ぶことができれば, 斜杭の場合にも地盤沈下によるネガティブスキンプリクシヨンのために発生する軸応力を, 沢口の方法により解析することができる。

4.4 周辺地盤の圧密度の計算

(1) 体積圧縮係数, 圧密係数の深度方向分布

周辺地盤の圧密度の計算を実施する場合, 地盤の体積圧縮係数 ( $m_v$ ), 圧密係数 ( $c_v$ ) の深度方向分布をあらかじめ明らかにしておく必要がある。そこで昭和 54 年 2 月に実施した土質試験結果 (圧密試験  $p-m_v$ ,  $p-c_v$  曲線) から  $m_v$ ,  $c_v$  の深度方向に対する分布を求めることにする。

圧密圧力  $p$  は, 上載荷重 (盛土の自重) を考慮した場合 ( $p_1$ ), しない場合 ( $p_2$ ) について, 次式を用いて計算を実施し,  $p_1$ ,  $p_2$  に対応する  $m_{v1}$ ,  $m_{v2}$ ,  $c_{v1}$ ,  $c_{v2}$  を求め, それぞれの平均値をもって評価することにする (図-4.4.1 参照)。なお本来ならば,  $m_v$  および  $c_v$  の値はこのようにしてでなく, 正規圧密状態を想定して適切な値をとるべきであるが, 今回の土質調査試験結果はバラツキが大きいため適切な値を推定し難かったこと, また既に述べたように下層地盤は過圧密状態と考えられたこと等から, あえてこのように大胆な整理の仕方を採用している。

$$p_1 = 3.7 + 0.5H \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (32)$$

$$p_2 = 0.5H \text{ (tf/m}^2\text{)} \quad (33)$$

ただし, 上載荷重  $p'$  は次式の値とする。

$$p' = 1.8 \times 1.5 + 1.0 \times 1.0 = 3.7 \text{ tf/m}^2$$

なお, 参考のために,  $m_v$  を使って地盤のヤング率  $E'$  の計算も実施することにする。

圧密沈下量  $S$  と圧密圧力  $4p$ , 圧密層厚  $H$  との間には次式が成立する。

$$S = m_v \cdot 4p \cdot H \quad (34)$$

これを変形すると, 次式となる。

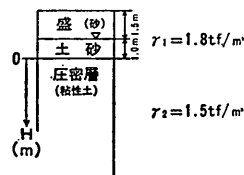


図-4.4.1 上載荷重

地盤の圧密沈下による斜抗の曲げに関する実験的研究 (第2報)

$$\frac{S}{H} = m_v \Delta p = m_v \sigma_z = \varepsilon_z \quad (35)$$

ただし

$\varepsilon_z$ : 地盤の鉛直方向のひずみ

$\sigma_z$ : 地盤の鉛直方向の応力

一方,  $\varepsilon_z$  と  $\sigma_z$  との間には, 次式が成立する。

$$\varepsilon_z = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{1-\nu} \cdot \frac{\sigma_z}{E} \quad (36)$$

ただし

$E$ : 地盤のヤング率

$\nu$ : 地盤のポアソン比

これら2つの式から

$$m_v = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{1-\nu} \left( \frac{1}{E} \right) \quad (37)$$

$$E = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{1-\nu} \left( \frac{1}{m_v} \right) \quad (38)$$

ここで,  $\nu=1/3$  とすれば,

$$E = 0.667 \left( \frac{1}{m_v} \right) \quad (39)$$

となる。以上の方法による  $m_v$ ,  $c_v$ ,  $E$  の計算結果を 表-4.4.1, 深度方向に対する分布を 図-4.4.2~4.4.4 に示

す。なお, 各図に併記した実験曲線は, 最小二乗法により求めたものである。

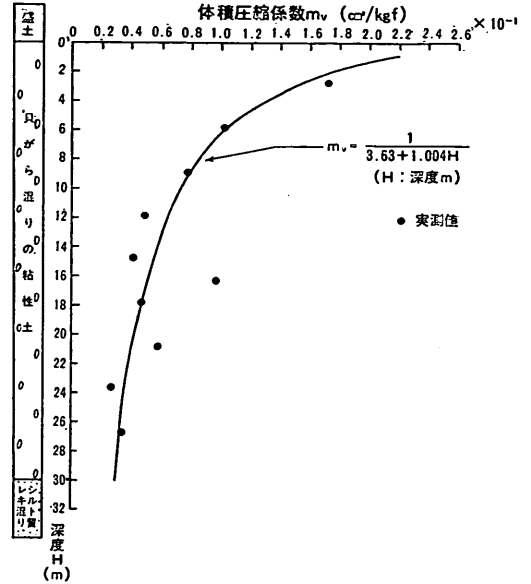


図-4.4.2  $m_v$  の深度方向分布

表-4.4.1 有効応力 ( $p$ ), 体積圧縮係数 ( $m_v$ ), 圧密係数 ( $c_v$ )

深 度 $H$ (m)	$p_1=3.7+0.5H$			$p_2=0.5H$			平 均 値		$E$ (kgf/cm²)
	$p_1$ (kgf/cm²)	$m_{v1}$ (cm²/kgf)	$c_{v1}$ (cm²/min)	$p_2$ (kgf/cm²)	$m_{v2}$ (cm²/kgf)	$c_{v2}$ (cm²/min)	$m_v$ (cm²/kgf)	$c_v$ (cm²/min)	
2.90	0.52	0.0215	0.027	0.15	0.130	0.083	0.173	0.055	3.86
5.85	0.66	0.0116	0.099	0.29	0.090	0.24	0.103	0.170	6.48
8.85	0.81	0.086	0.113	0.44	0.072	0.21	0.079	0.162	8.45
11.85	0.96	0.056	0.115	0.59	0.042	0.215	0.049	0.165	13.62
14.85	1.11	0.040	0.22	0.74	0.044	0.36	0.042	0.290	15.89
16.33	1.19	0.113	0.094	0.82	0.082	0.22	0.098	0.157	6.81
17.90	1.27	0.050	0.37	0.90	0.045	0.39	0.048	0.380	13.91
20.90	1.42	0.064	0.27	1.05	0.054	0.45	0.059	0.360	11.32
23.75	1.56	0.030	0.115	1.19	0.024	0.22	0.027	0.187	24.72
26.85	1.71	0.035	0.285	1.34	0.032	0.32	0.034	0.303	19.63

$$p_1=3.7+0.5H$$

$$p_2=0.5H$$

$H$ : 粘性土の深度 (m)

(盛土下面からの深度)

$$m_v = \frac{m_{v1} + m_{v2}}{2}$$

$$c_v = \frac{c_{v1} + c_{v2}}{2}$$

$$E = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{1-\nu} \frac{1}{m_v}$$

$\nu=0.333$  (ポアソン比)



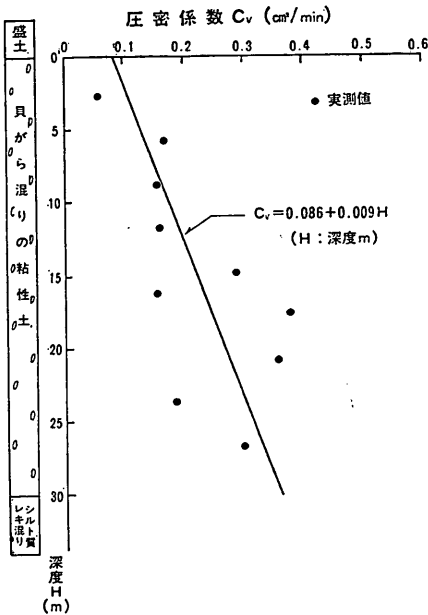


図-4.4.3  $c_v$  の深度方向分布

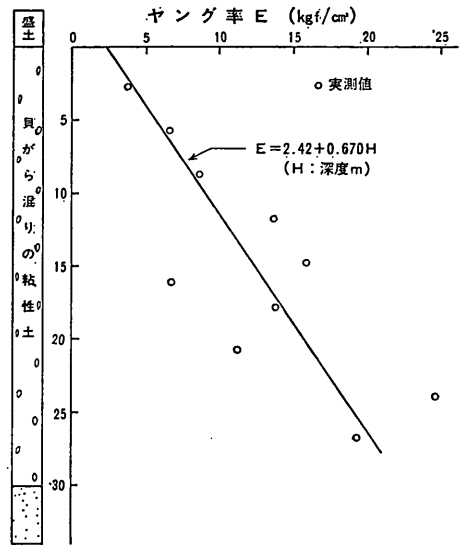


図-4.4.4  $E$  の深度方向分布

(2) 圧密度の計算

圧密終了時における沈下量  $S_\infty$  と、上載荷重  $p'$ 、圧密層厚  $H$  との間には次式が成立する。

$$S_\infty = p' \cdot m_v \cdot H \quad (40)$$

一方、現時点での沈下量を  $S$  とすれば、圧密度  $U$  は、

$$U = \frac{S}{S_\infty} \quad (41)$$

となる。

圧密層の厚さ(深度)  $H=8.0\text{m}$ 、 $14.0\text{m}$ 、 $20.0\text{m}$ 、 $24.0\text{m}$ 、 $32.0\text{m}$  とした場合について、それぞれ上の 2

式を用いて、 $U$ を計算してみた結果を表-4.4.2にまとめて示す。なお、体積圧縮係数  $m_v$ は、次式で示すように、各圧密層の深度における  $m_v$ の分布の平均値  $\bar{m}_v$ で示す。

$$\begin{aligned} \bar{m}_v &= \frac{\int_0^H \frac{dH}{1.004H+3.63}}{H} \\ &= \frac{\left[ \frac{1}{1.004} \ln(1.004H+3.63) \right]_0^H}{H} \\ &= \frac{1}{1.004H} \ln(0.277H+1) \end{aligned} \quad (42)$$

表-4.4.2 周辺地盤の圧密度計算結果

深度 <sup>1)</sup> $H$ (m)	上載荷重 $p'$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	体積圧縮係数 $m_v$ (cm <sup>2</sup> /kgf)	圧密完了時の沈下量 $S_\infty$ (cm)	現時点での沈下量 (昭和 54. 1. 27)			圧密度 $U=S/S_\infty$ (%)
				地表面沈下量 $S_0$ (cm)	各深度での沈下量 $S'$ (cm)	相対沈下量 $S$ (cm)	
8.0	0.37	0.1454	43.0	26.3	3.9	22.4	52.1
14.0		0.1127	58.4		2.5	23.8	40.8
20.0		0.0935	69.2		0.9	25.4	36.7
24.0		0.0844	74.9		0.6	25.7	34.3
32.0		0.0712	84.3		0	26.3	31.2

注 1)  $H$  は盛土下面からの深度

## 5. ま と め

本実験により明らかになったことを列記すると、以下のとおりである。

- 1) 主な圧密沈下は粘性土層 (厚さ約 30m) の上部約 8~10m 程度の層中にしか発生しておらず、したがって排水機構としては片面排水となっており、上層部の圧密度は 40~50% 前後と推定される。
- 2) 斜杭においても、地盤沈下によるネガティブスキンフリクションとして発生している軸力は、処理杭において非処理杭よりも明らかに小さく、アスファルトコーティングは、この場合にも、ネガティブスキンフリクションに対して効果があったと認められる。
- 3) 斜杭においても、ネガティブスキンフリクションの検討が、必要な定数を適確に選びさえすれば、沢口の方法により可能である。
- 4) 今回の実験の目的である斜杭の曲げについて、処理杭は非処理杭よりもわずかに大きいことから、アスファルトコーティングは曲げに対して効果がない、あるいはむしろ不利に働くという結果が得られた。
- 5) 4) に関連して、同じ杭に対して行った水平載荷試験においても、処理杭は非処理杭よりも水平抵抗が大きいという傾向が認められた。
- 6) 地盤の圧密沈下による斜杭の曲げという現象は、2次元有限要素解析ではうまく取扱えない。
- 7) 圧密の生じている上層部における実験杭の挙動、曲げの発生状態などについては、佐藤等の方法により計算することが可能である。この方法において推定することの困難な条件は、荷重層の厚さである。
- 8) 著者等の方法により、今回の実験杭の曲げ挙動は極めて精度よく計算された。この方法の場合困難なのは圧密沈下量の推定であるが、今回の2層の粘土地盤の沈下計算には、換算層厚法を用いてよい結果を得た。荷重層厚の決定も必要であるが、その変化による影響は小さく、2~3m 程度とすればよいと思われる。その場合荷重分布係数の影響は無視し得る程小さい。
- 9) 著者等の方法を、一般の控え組杭のような天端が地中に埋まっている斜杭に適用する場合には、荷重層を考慮せず単純に全層に弾性地盤反力を仮定して計算すればよいと考えられる。

## 6. あとがき

前回の室内実験と今回の野外実大実験により、著者等

の方法が、地盤の圧密沈下による斜杭の曲げについて解析する上で、有用なものであるとの見通しを得た。本質的にはほぼ問題のない方法であると考えられるので、今後は、現地観測等の実例を通してチェックすると共に、杭頭固定の問題、埋設杭の場合の荷重層の考え方、荷重分布係数の問題等について検討しながら、それ等の計算条件の扱い方を含めて、計算プログラムを洗練されたものにしたいと考えている。

## 謝 辞

この野外実大実験は、関西新空港に関する技術調査の一環として行ったものである。以前から続けてきた斜杭の曲げに関する実験的研究をうけて、沢口元基礎工研究室長 (現筑波大学教授) の下に、この野外実験は計画され、門司前基礎工研究室長 (現第一港湾建設局企画課長) の下に遂行された。両元室長の努力なくして、この実験はあり得なかった。有限要素法による圧密沈下計算には、小林土性研究室長の手をわずらわせた。また、水平載荷試験の実施と弾性地盤反力法による実際の計算および図面の整理等には、基礎工研究室富田技官の努力があった。最後に、奥村土質部長および荘司現基礎工研究室長には内容を逐一検討していただき、誤りの指摘および貴重な示唆を多々与えられた。ここに記して感謝の意を表する次第である。

(1981年3月31日受付)

## 参 考 文 献

- 1) 高橋邦夫, 沢口正俊, 善 功企, 篠原邦彦, 橋本光寿: ネガティブフリクションに関する実験と考察 (第1報), 港湾技術研究所報告, 第13巻第1号, 1974年3月, pp. 65~86.
- 2) 高橋邦夫, 沢口正俊, 善 功企, 橋本光寿, 篠原邦彦: ネガティブフリクションに関する模型実験, 第9回土質工学研究発表会発表講演集, 1974年6月, pp. 521~524.
- 3) 沢口正俊, 高橋邦夫: 杭に働く負の周面摩擦, 昭和49年度港湾技術研究所講演会講演集, 1974年12月, pp. 73~100.
- 4) 高橋邦夫, 沢口正俊: ネガティブフリクションに関する実験と考察 (第2報)—アスファルトコーティング杭の現場実験—, 港湾技術研究所報告, 第15巻第3号, 1976年9月, pp. 21~51.
- 5) 沢口正俊, 高橋邦夫: 組ぐいに働く負の周面摩擦に関する室内実験, 第32回土木学会年次学術講演会講演概要集, 1977年10月, pp. 556~557.
- 6) 高橋邦夫, 沢口正俊: 地盤の圧密沈下による斜杭の曲げに関する実験的研究, 港湾技術研究所報告,

高橋邦夫

- 第 17 卷第 4 号, 1978 年 12 月, pp. 121~167.
- 7) 高橋邦夫, 門司剛至: 地盤の圧盤沈下による斜杭の曲げに関する野外実験, 第 15 回土質工学研究発表会発表講演集, 1980 年 6 月, pp. 1033~1036.
- 8) 高橋邦夫: アスファルトコーティングされた実大斜杭の水平交番載荷試験, 第 16 回土質工学研究発表会発表講演集, 1981 年 5 月
- 9) 佐藤昭, 赤井公昭, 舟橋恒義: 負の周面摩擦力と斜ぐいに発生する曲げの計算法に関する研究 — その 1, 負の周面摩擦力と斜ぐいに発生する曲げの計算法—, 日本道路公団試験所報告, 昭和 44 年度, 昭和 45 年 10 月, pp. 76~82.
- 10) Palmer, L. A. and Brown, P. P.: Settlement Analysis for Areas of Continuing Subsidence, Proc. 4th ICSMFE, Vol. 1, 1957, pp. 395~398.
- 11) 小林正樹: 有限要素法による圧密問題の解析, 港湾技研資料, No. 247, 1976 年 9 月, 14 p.
- 12) Sawaguchi, M.: Approximate Calculation of negative Skin Friction of a Pile, Soils & Foundations, JSSMFE, Vol. 11, No. 3, 1971, pp. 31~49.