

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. 17

NO. 4

DEC. 1978

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I.)

第17巻 第4号 (Vol. 17, No. 4), 1978年12月 (Dec. 1978)

目 次 (CONTENTS)

1. Random Wave Velocity Field From Periodic Wave Theory
.....Koji KOBUNE..... 3
(規則波理論による不規則波中の水粒子の算定.....小舟浩治)
2. 浮体係留における粘性抵抗力および拘束条件の影響について
.....小舟浩治..... 59
(On the Effect of Viscous resistance and Non-linear Mooring System on the Mooring
Force of a Floating Body.....Koji KOBUNE)
3. 直立式円筒浮体の波浪中の動揺振幅に関する研究
.....合田良実・鈴木康正・蜂須賀和吉..... 89
(Prediction of the Oscillation Amplitude of a Bottom-hinged, Vertical Buoyant Cylinder
in Sea Waves.....Yoshimi GODA, Yasumasa SUZUKI, and Kazuyoshi HACHISUKA)
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
.....高橋邦夫・沢口正俊..... 121
(Experimental Study on the Bending of Battered Piles due to Ground Settlement
.....Kunio TAKAHASHI, Masatoshi SAWAGUCHI)
5. ダイナフレクトによる空港アスファルト舗装評価とかさ上げ厚設計
.....佐藤勝久・福手 勤・佐藤峰夫・山崎英男..... 169
(The Evaluation and Overlay Thickness Design of Airport Asphalt Pavements by Dynaflect
Deflections.....Katsuhisa SATO, Tsutomu FUKUTE Mineo SATO and Hideo YAMAZAKI)
6. 繰り返し曲げを受けるPCパイルの力学的性質
.....大 即 信 明..... 193
(Strength and Deformation Characteristics of Prestressed Concrete Piles Subjected to
Repeated LoadingNobuaki OTSUKI)
7. 船舶の主要寸法に関する解析
.....寺 内 潔・吉田行秀・奥山育英..... 265
(Analysis on the Interrelations among the Several Dimensions of Ships
.....Kiyoshi TERAUCHI, Yukihide YOSHIDA and Yasuhide OKUYAMA)

8. 差圧式含泥率測定法の実用性について

.....浜田賢二・八木得次・斉藤 勝・是石昭夫... 329

(On Practical Characteristics of Solid Concentration Measurement by Differential
Pressure in Pipes.....Kenji HAMADA, Tokuji YAGI, Masaru SAITO and Akio KOREISHI)

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

高橋邦夫*・沢口正俊**

要 旨

地盤の圧密沈下により斜杭に発生する曲げについて調べるために室内実験を行った。傾斜角 5° 、 10° 、 15° 、 20° とした模型プレート杭 ($7.5\text{cm} \times 0.9\text{cm} \times 178\text{cm}$) のそれぞれ2本を、頭部ヒンジ結合の組杭として厚さ 113cm の粘土地盤に建て込み、鋼ボールの荷重により地盤を圧密沈下させ、その間、杭に生ずる曲げひずみ、杭頭の変位および地表面沈下量を測定した。これを検討した結果、最大曲げモーメントは杭の傾斜角および地表面沈下量にほぼ比例することなどがわかった。

また実測値に対して3種類の計算を行った。3次元有限要素法弾性解析および佐藤等の方法により実測値とほぼ一致する結果が得られ、粘土層全体と上部排水砂層に弾性地盤反力を仮定し鋼ボール層を荷重層とした計算により、実測値とよく一致する結果が得られた。

*土質部 基礎工研究室
**土質部 土性研究室長

4. Experimental Study on the Bending of Battered Piles due to Ground Settlement

Kunio TAKAHASHI*

Masatoshi SAWAGUCHI**

Synopsis

A model experiment was performed to study the bending of battered piles due to ground settlement. Eight model piles (steel plate 7.5cm×0.9cm×178cm) were installed in the clay layer of 113cm thick as battered piles, and every two piles having the same inclination; 5°, 10°, 15°, 20°, were hinged at the tops to form four coupled piles. While the clay layer were consolidating due to the load of steel shots, the strain of pile surface by bending, the deflection of pile tops and the settlement of ground surface were measured. One of some conclusions obtained from this experiment was that the magnitude of maximum bending moment was proportional to the inclination of pile and also to the settlement of ground surface.

Three kinds of calculation were carried out to analyze the phenomena. The results calculated by two of them; the elastic analysis by finite element method and the method by Sato et al., coincided approximately with the test results. The best agreement was obtained from the 3rd method, in which the clay layer and the upper sand layer for drainage were assumed to be the Winkler subsoil and the steel shots layer to be the load.

*Member of the Foundations Laboratory, Soils Division

**Chief of the Soil Mechanics Laboratory, Soils Division

目 次

要 旨	121
1. ま え が き	125
2. 室内模型実験	125
2.1 実験の概要	125
2.2 実験方法	125
(1) 実験準備	125
(2) 測定方法	129
2.3 測定結果とその検討および考察	131
(1) 地盤の圧密	131
(2) 実験地盤の土質	133
(3) 杭の引抜試験	134
(4) 曲げモーメント	135
(5) 杭頭の変位	143
3. 理論的計算による検討	144
3.1 多項式近似による変位および断面力の計算	144
3.2 有限要素解析	145
(1) 地盤および杭の物理定数	145
(2) 解析モデルの概要	146
(3) 解析結果とその検討	147
3.3 佐藤等の方法による計算	148
(1) 方法の簡単な紹介	148
(2) 計算条件	149
(3) 計算結果とその検討	149
3.4 弾性地盤反力を仮定した方法による計算	151
(1) Winkler 地盤	151
(2) 自由長部	153
(3) 荷重部	153
(4) 計算法の説明	154
(5) 計算結果とその検討	155
4. ま と め	162
5. あとがき	164
謝 辞	164
参 考 文 献	164
記号一覧表	165
附 録 杭頭変位量の計算	166

1. まえがき

地盤の圧密沈下が杭に対して与えるネガティブスキンプリクシヨンの問題が大きく取り上げられるようになってから、既に10年程が経過している。土質工学会に設けられた鋼グイ研究委員会が大規模な測定実験¹⁾を行ったのが、昭和39年から41年にかけてのことである。その後、数多くの研究が行われ、ネガティブスキンプリクシヨンの現象はほぼ明らかになってきている。最近では、研究の対象がネガティブスキンプリクシヨンの現象そのものでなく、群杭に作用するネガティブスキンプリクシヨンの現象、あるいはネガティブスキンプリクシヨンの対策工法などの応用問題に移ってきているというのが現状である。

土質工学会が行った測定実験では、4本の実大杭のうち1本が斜杭であった。沈下する地盤中の斜杭の挙動という問題がすでに認識されていた訳であるが、その後この問題に関する研究は多くない。土質工学会の実験では傾斜角 8° の斜杭が用いられており、結果として測定された曲げモーメントが大きくなかったと報告されている。この問題に関するその後の研究として、佐藤等による理論的研究がある。彼等の方法は、これまでのところ、この問題を検討することを目的とした唯一の方法と思われるが、この方法によって計算される曲げモーメントはかなり大きなものであると言われている。その他、首都高速道路協会に設けられた側方流動に関する研究委員会による報告書^{3,4)}の中にまとめられている方法も、この問題に関する示唆を含むものである。以上が、沈下地盤中に存在する斜杭の曲げに関して既に発表されている報告であるが、いずれにしろ実験的裏付けにおいて非常に乏しい。そこで当基礎工研究室においては、今までに行ってきたネガティブスキンプリクシヨンの研究^{5,6,7)}の延長線上に、この沈下地盤中に存在する斜杭の曲げの問題をとらえ、傾斜角の異なる4種類の斜杭を用いて室内模型実験を行った。

ここに報告する内容は、組杭の形式を用いた4組の斜杭計8本についての実験の概要とその結果およびこれに対するいくつかの検討法による計算である。検討法は、有限要素解析、佐藤等の方法、および沈下地盤全体に弾性地盤反力を仮定した方法である。

2. 室内模型実験

2.1 実験の概要

実験の概要は次の通りである。

港湾技術研究所、土質部基礎工研究室の大型粘土槽(直径 2.5m, 高さ 1.7m, 鋼製円筒容器)を用い、そ

の中に軟弱な粘土を投入して、傾斜角 $5^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ$ の4種類の模型斜杭を、組杭状に設置した。軟弱な粘土の表面に鋼ボールを載荷して圧密した。測定は圧密沈下中の斜杭の曲げ歪と杭頭部の変位量および地表面の沈下量についてである。ただし今回の実験では、軸方向の応力は測定誤差内にはいること、長期間の読みの変動が大きいこと、実験費用の点で制約があったことなどから、その測定を行っていない。したがって、沈下地盤中の斜杭の問題において、もっとも重要であると思われる曲げに的をしぼったものである。なお、斜杭下端は解析整理の都合上、剛性板上に接している。

2.2 実験方法

(1) 実験準備

(a) 圧密土槽

実験に使用した大型粘土槽は、図-2.2.1に示す通りの

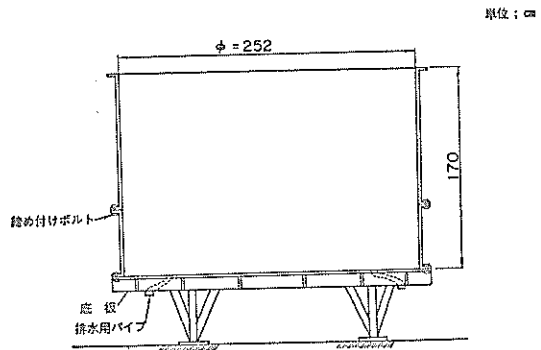


図-2.2.1 大型粘土槽

鋼製容器で、厚さ 2 cm の底盤および円筒状胴体から成っており、それぞれの接合部は、水密性とするため、Oリングを間にはさんでボルトにより締め付ける構造になっている。(写真-2.2.1 参照)

槽の内法寸法は、径 2.52m (面積 5 m^2), 高さ 1.7m で、底盤には排水用として、径 4 cm のフィルター付きの穴が2ヶ所にあけられている。

(b) 圧密粘土層の造成

粘土が圧密沈下する際に問題となる周面摩擦を取り除くために、粘土槽の内側にグリースを 2 mm 程度の厚さに塗ってビニールシートを張った。ビニールシートの厚さは 0.05 mm の薄いもので、粘土の圧密沈下とともに容易に縮んで粘土と一緒に下がる。

粘土槽に粘土を投入する前に、まず下部排水砂層として砂(高萩砂)を 15 cm の厚さに敷きつめ、その上にガラスクロス張って、これより上に投入する粘土と砂とが混合しないようにした。次に、ガラスクロスの上に網目間隔が 22 mm のエキスパンドメタル(写真-2.2.2 参

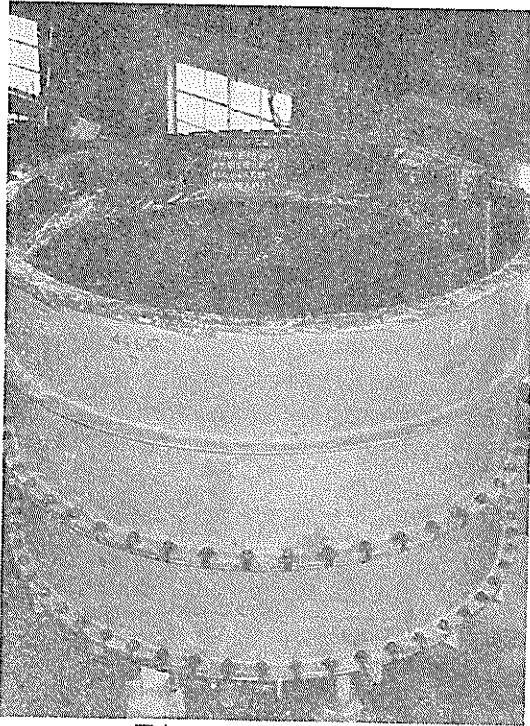


写真-2.2.1 大型粘土槽

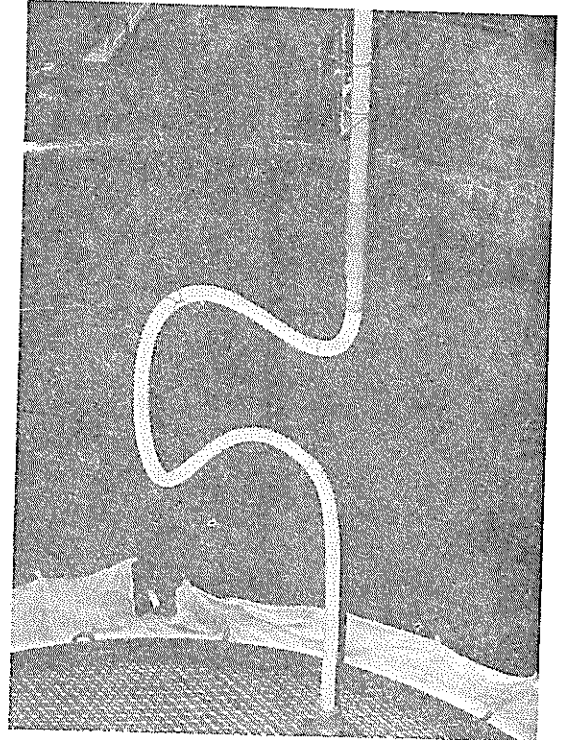


写真-2.2.3 ドレーン用フレキシブルパイプ

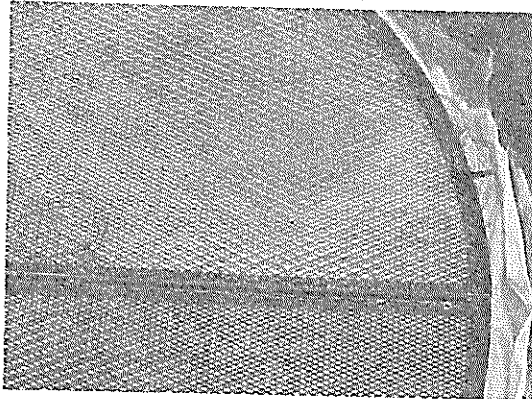


写真-2.2.2 エキスパンドメタル

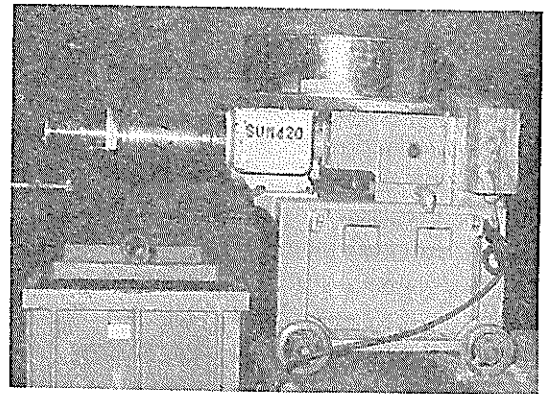


写真-2.2.4 粘土精製機

照) 2枚を合せたものを置いて、杭の下端が定位置となるようにした。すなわち、模型杭の先端に取り付けたビスがエキスパンドメタルの網目に引っかかることにより、水平方向に移動しないこと、かつ鉛直方向にも変位しないようにして、ヒンジ状態を保持することが目的である。

粘土投入に先立って、上面からの排水を全て下部排水砂層に合流させるために、写真-2.2.3に示すようなフレキシブルなパイプ1本を設置した。これにより、上部排水砂層と下部排水砂層とをつないで、両面排水の機構とする。このようにして総排水量を観測することによ

て、圧密状態を把握する助けとなるし、また、上部排水砂層の中に水がたまらないようにして、砂の上に載せる銅ボールの錆が防止できると考えた。

投入する粘土を均質にするために、写真-2.2.4に示すような粘土精製機を用いる。この機械で攪拌する際に、適量の水を加えてやることにより、粘土槽に投入した場合に層状になったり、土中に空隙ができたりしない程度の含水比(約110%)の均質な軟弱粘土が精製される。

粘土を搬入し終わった後に、模型杭を設置し、粘土層の上面に再びガラスクロスを敷き、上部排水砂層を置いて

から更にその上に載荷用の鋼ボールを置いた。

下部排水砂層、圧密粘土層、上部排水砂層、および鋼ボール層を設置し終った段階での各層の厚さ及び設置状況は、図-2.2.2 に示した通りである。

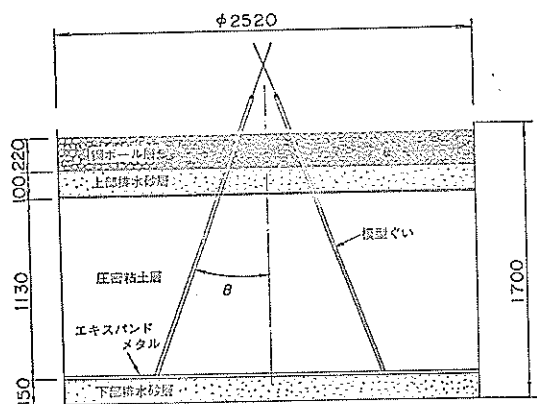


図-2.2.2 圧密層形成状況

(c) 粘土と砂の性質

実験に使用した粘土は、川崎沖で採取されたもので、比重 2.718、液性限界 89.8%、塑性限界 35.2%、塑性指数 54.6% の物理特性を有する。粘土貯蔵槽に貯蔵されていた状態では、部分的に固まって含水比も一様でないため、これを粘土槽に搬入する際には、前述したように電動式粘土精製機によって練り返し、密度の均一化を図った。この練り返しの際に含水比の調整を行い、ここに用いた実験用粘土の含水比を $110 \pm 5\%$ とした。

また排水用に使った砂は、茨城県高萩海岸で採取されたもので、これについては別途行った土質試験から、比重 2.662、均等係数 (D_{60}/D_{10}) 1.84、有効径 (D_{10}) 0.37mm なる数値が得られている。この砂の締め固めについては、下部排水砂層ではタンパー (30cm×30cm、重量 8.3kg) により 1 回締め固めを行い、上部排水砂層では軽くまき散らす程度で、特に締め固めていない。

(d) 模型杭

使用した模型杭を、図-2.2.3 および写真-2.2.5 に示す。長さ 1.78m、幅 75mm、厚さ 9mm の SS41 平鋼を用いており、1つの測定点としてひずみゲージを杭の表裏 2枚ずつ合計 4枚貼付しており、写真に見られるように接着材 (アラルダイト) で被覆保護している。

1測定点当り 4枚のひずみゲージは、全て杭軸方向に貼ってあり、これを全アクティブ方式の 4枚ゲージ法で測定し、4倍精度のひずみメータが得られる (写真-2.2.6 参照)。この実験では、杭の曲げのみに着目し、軸力

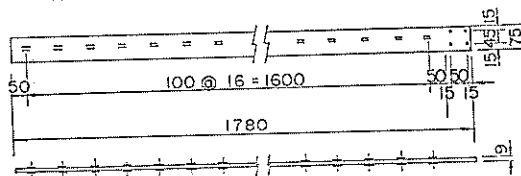


図-2.2.3 模型杭

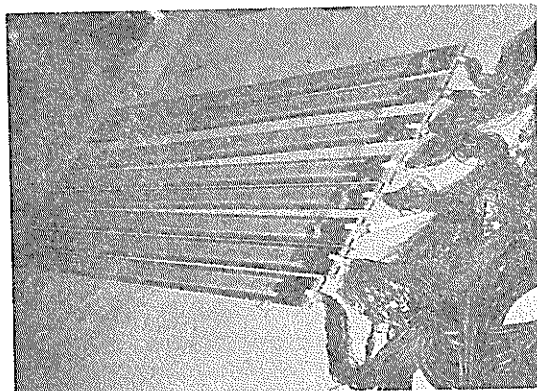


写真-2.2.5 模型杭

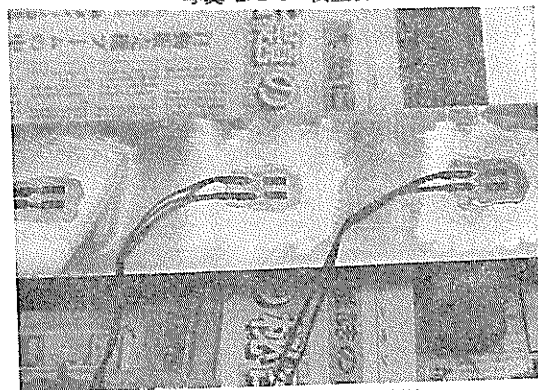


写真-2.2.6 ゲージ貼付状況

は測定していない。このような測定点を、杭 1本当り 17個所設けた。

杭頭ヒンジの斜杭とするために組杭の形式を用い、2本 1組で、傾斜角 5° 、 10° 、 15° 、 20° (夾角はそれぞれ、 10° 、 20° 、 30° 、 40°) の 4種類とした。従って杭本数は全部で 8本である。4種の組杭の配置図を、図-2.2.4 に示す。

杭頭をヒンジ結合するための金具を図-2.2.5 および写真-2.2.7 に示す。写真-2.2.7 には、杭を所定の傾斜角で粘土地盤中に挿入するための治具を使って、杭を挿入している状況も写っている。この治具は、図-2.2.6 および写真-2.2.8 に示すように 2枚の鉄板の間に任意の傾斜にセットしうるガイドレールを有するもので、この

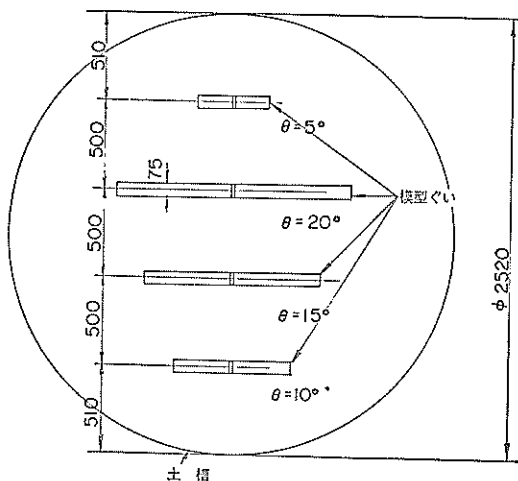


図-2.2.4 模型杭配置図

ガイドレールに沿わせて杭を粘土地盤中に押し込んでゆく。前述のヒンジとするための杭頭金具は、2本の杭が向い合わせに同じ傾斜角で設置されたのちに取り付けられる。

斜杭はその先端部もヒンジ状態となるように、先端にネジ込んだピンをつけておいて、下部排水砂層と粘土層の間に置いたエキスパンドメタルのところまで押し込み

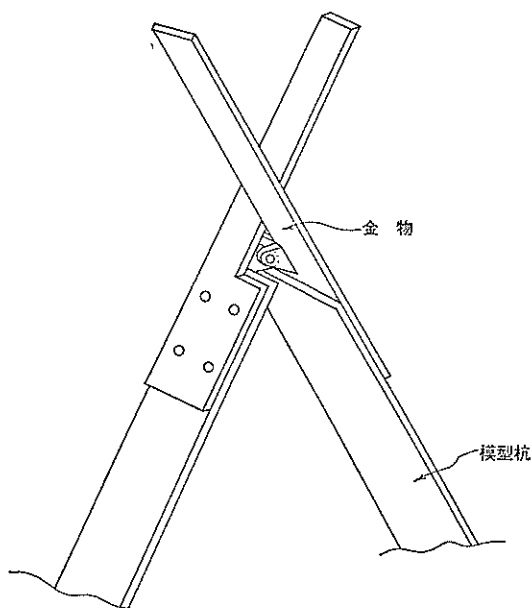


図-2.2.5 杭頭ヒンジの装置

だ(図-2.2.7 参照)。杭を粘土層をつらぬいて押し込み、エキスパンドメタルまで到達した段階で、杭はそれ以上

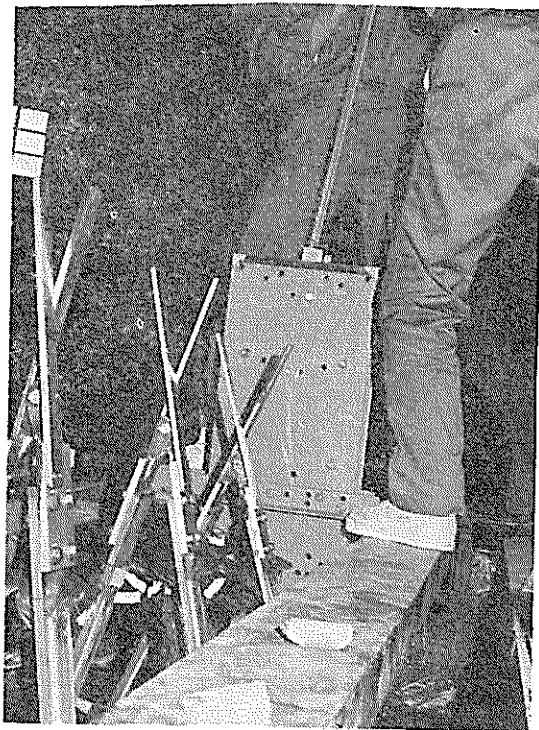


写真-2.2.7 杭頭ヒンジ金具



写真-2.2.8 模型杭建込治具

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げ

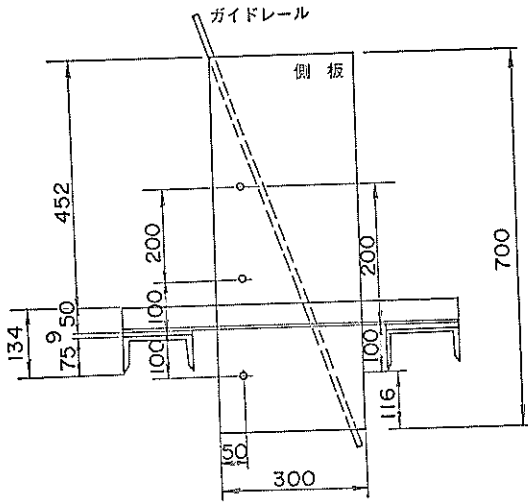
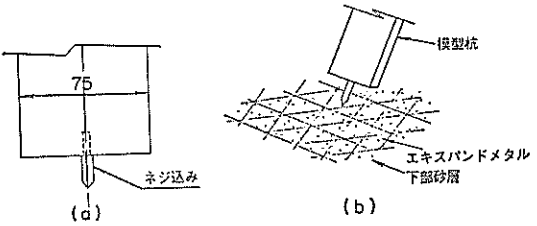


図-2.2.6 模型杭建込治具



エキスパンドメタル仕様
 { 種類; JIS規格 XS43
 { メッシュ; 短径 22mm 長径 50.8mm

図-2.2.7 杭先端の状況

はいらなくなるので、構造からして、杭先端についても、ヒンジ状態はほぼ満足されるものと考えた。

(c) 上載荷重

上載荷重として鋼ボール（スチールショット、直径 2.5mm）を使用し上部砂層上にガラスクロスを敷き、その上に均等にまき散らした（写真-2.2.9 参照）。

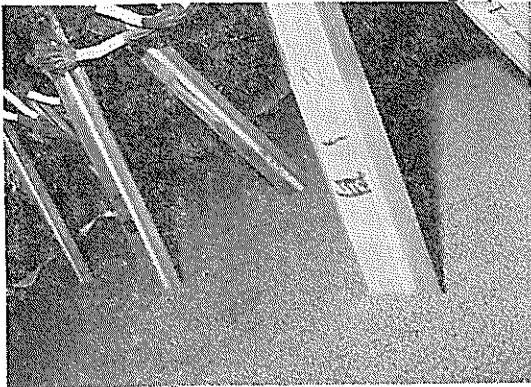


写真-2.2.9 鋼ボール

鋼ボールは総重量 5t を使い、粘土槽の面積が 5m²（内径 2.52m）であるから、これによる荷重は 1t/m² である。

(2) 測定方法

(a) 地表面沈下量

地表面の沈下量としては、鋼ボール層および砂層の圧縮量が粘土層の圧密沈下量に比べて、相対的に無視しうる程小さいと考えて、鋼ボール層表面の沈下量をダイヤルゲージにより測定し、これを粘土層表面の沈下量とした。

面積 5m² の土槽表面に対して、4 個所の表面沈下を測定しており、ダイヤルゲージの配置および設置状況は、図-2.2.8 および写真-2.2.10 に示す通りである。鋼ボール層の表面に、写真に見られる通りのアクリル板を設置し、その沈下量をダイヤルゲージにより測定した。

(b) 杭の変位

杭の変位は、杭頭部においてダイヤルゲージにより測定した。図-2.2.9 に示すように、1本の杭に対して2個所、1組の組杭に対して4個所の変位を測定することによって、杭頭ヒンジ点における杭のたわみおよびたわ

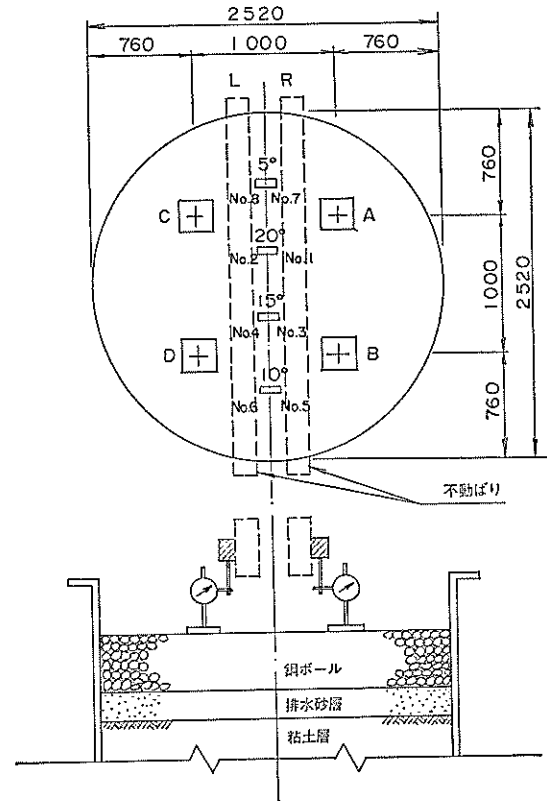


図-2.2.8 地表面沈下量測定用ダイヤルゲージ

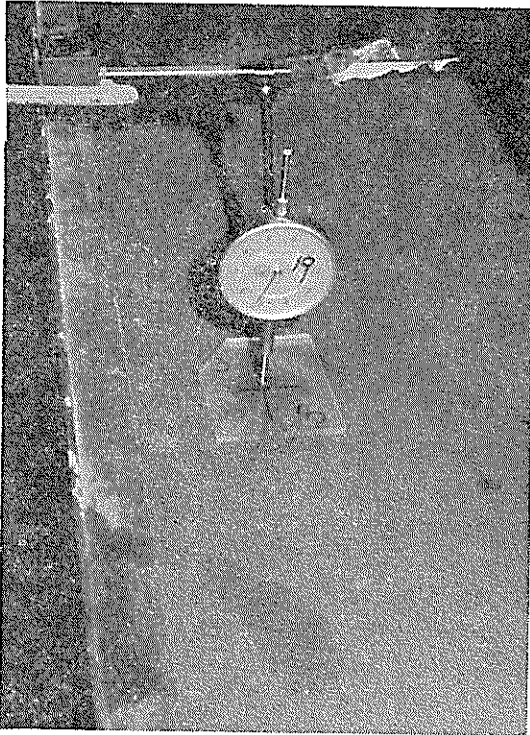


写真-2.2.10 地表面沈下量測定用ダイヤルゲージ

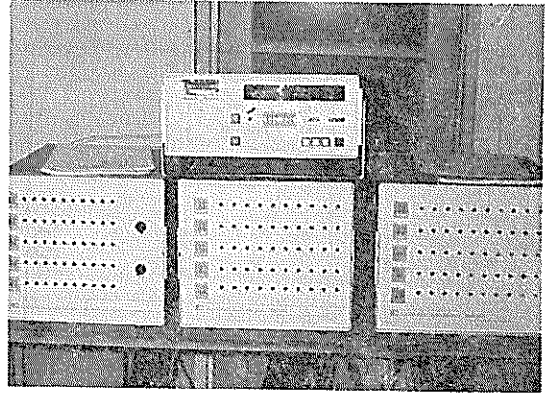


写真-2.2.11 ひずみ測定機

表-2.2.1 Calibration による模型杭の諸元

杭 長	杭 幅	杭 厚
1.78m	75mm	9mm
杭頭ヒンジ点からの杭長		1.865m
	EI (kg·cm ²)	EZ (kg·cm)
File No. 1	9.688×10^5	2.065×10^6
2	9.631×10^5	2.073×10^6
3	9.679×10^5	2.081×10^6
4	9.659×10^5	2.080×10^6
5	9.683×10^5	2.074×10^6
6	9.623×10^5	2.069×10^6
7	9.619×10^5	2.082×10^6
8	9.684×10^5	2.079×10^6
平均 値	9.658×10^5	2.075×10^6

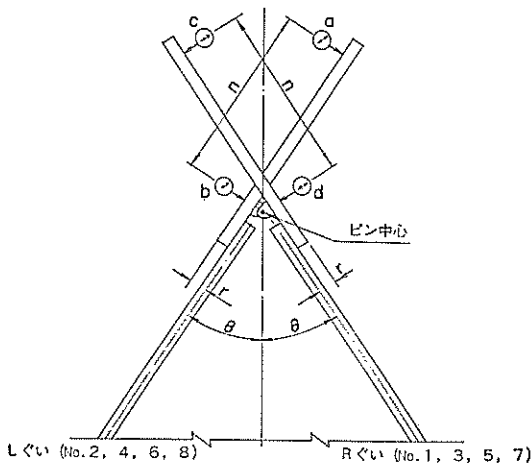


図-2.2.9 杭頭変位測定用ダイヤルゲージ

み角が得られる。また計算により、杭頭ヒンジ点の水平変位、鉛直変位、夾角の変化、および組杭としての回転角も得られる。これらの諸量の求め方は付録に示す。

(c) 曲げひずみ

杭に貼付されたひずみ測定点1点当り4枚のストレインゲージを使った全アクティブ4枚ゲージ法による4倍精度の曲げひずみを、デジタル式のひずみ計(共和電

業製 SD-510A) により測定した。測定点数は、杭1本当り17点で、合計136点である(写真-2.2.11 参照)。

なお実験に先だて、杭を単純バリとしたキャリブレーションを行い、杭の EI および EZ の較正值を求めた。その値は表-2.2.1 に示す通りである。これによると、杭寸法のバラツキおよびゲージ貼付とその保護コーティングによる影響は十分に小さく、 EI および EZ とも平均値に対する誤差は全て $\pm 0.5\%$ 以内である。そこで、測定された曲げひずみから EZ の値を使って曲げモーメントを計算し、それから EI の値を介してたわみ角やたわみを計算するには、 EZ および EI とも平均値を用いた。また表-2.2.1のキャリブレーション値を、表-3.2.1

の杭の寸法および鋼材のヤング率から計算により求められた EI および EZ の値と比べても、誤差は非常に小さく、 EI で 1%、 EZ で 2.5% 程度である。

以上 3 項目の測定機器がセットされた状態を、写真-2.12 に示す。



写真-2.12 測定機器の状況

2.3 測定結果とその検討および考察

(1) 地盤の圧密

すでに述べたとおり、地盤の圧密は上部排水砂層の上に乗せた鋼ボールの重量により行った。それによる圧密荷重は 1 t/m^2 である。沈下測定は鋼ボールの上にセットした 4 個のダイヤルゲージにより行ったのであるが、粘土の圧密は、ダイヤルゲージがセットされる以前、模

型杭設置後の上部排水砂搬入および鋼ボール搬入中にも、当然生じている。このような実験準備中の圧密は、荷重条件も不明瞭であり、沈下測定も困難なことから、今回の実験開始の時点としては、全ての上載荷重の載荷終了時点（昭和51年6月24日）を基準として、実験結果の解析をすることにした。ただし、圧密沈下曲線については、実験準備中の地盤沈下量も一応考慮に入れるために、実験準備中に排水孔より排水した脱水量を測定し、その値から換算して準備中の地盤沈下量を推定した。なお、排水量による沈下量の推定には、蒸発などによる誤差が含まれるため、ダイヤルゲージによる測定開始後は行っていない。

排水量から換算して求めた地盤沈下量と、実験中に 4 個のダイヤルゲージによって測定した地盤沈下量の平均値とを結んでプロットしたのが図-2.3.1 である。この図で、沈下のゼロ点はダイヤルゲージによる測定開始時点としてある。従ってゼロ点より上の測定点は排水量から求めた沈下量である。なお、実測値の平均的な変化を細い実線で表わし、後に述べるカーブフィッティング法によるカーブを破線で示している。

実験中の沈下量測定は、毎朝10時に行い、原則として 1 日 1 回とした。この測定結果によると、4 個所で測った沈下量にバラツキは殆んどなく、地盤は平均的に沈下していたと考えられる。

6 月 24 日の測定開始から、実験終了時の 10 月 2 日の鋼ボール除去までの 100 日で平均地表面沈下量は 14.3cm

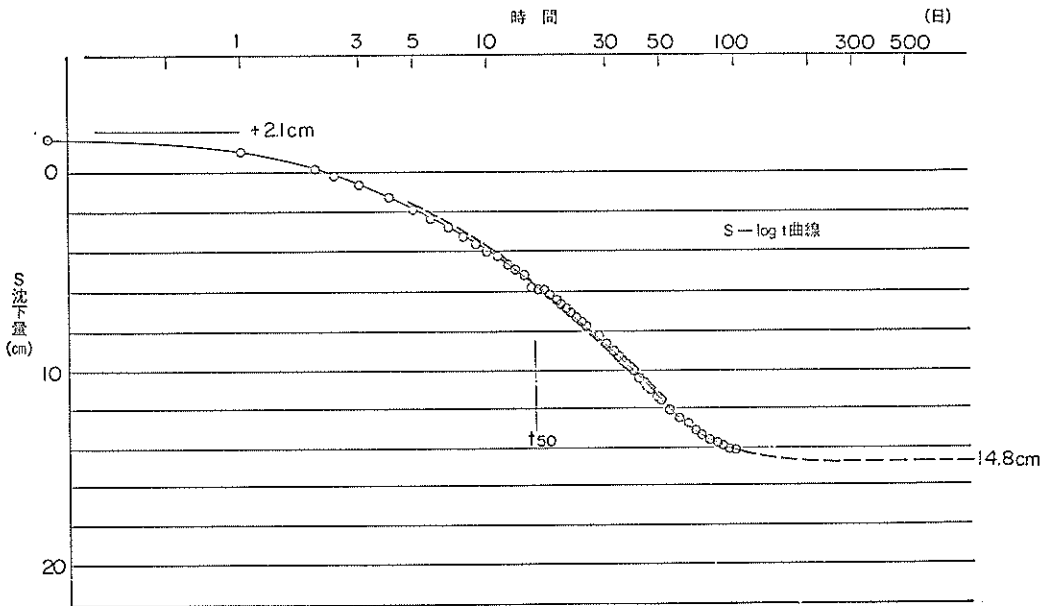


図-2.3.1 時間—沈下量曲線

であった。これに、実験準備中2日間の沈下量(2.1cm)を加えると、地表面の総沈下量は16.4cmとなる。

なお、今回の実験終了後に、鋼ボール層の下層約5~6cmに錆が発生していることが判明した。この錆の発生は、地盤の沈下性状にも影響を与えたものと考えられる。つまり、この錆は模型杭と一体化したため、上載荷重の幾分か地盤に伝わらずに杭に支えられ、そのため錆のない場合より沈下量も少く、また沈下終了も早まったものと考えられる。しかし、この錆による影響の程度は不明であり、これを知るため補足実験を行ったが判明しなかった。

(a) 最終沈下量の予測

実験結果の解析にあたって、実験中の各時点の粘土の圧密度を知るために、一次圧密による最終圧密沈下量を知る必要がある。その一つの推定方法として、カーブフィッティング法がある。つまり、最終沈下量の異なる種々の理論圧密沈下曲線を実測曲線に合わせて、最も近似した理論曲線を選び出し、それから最終沈下量を予測するという方法である。今回の実測値に最も近い理論曲線は図-2.3.1に示す破線で、この曲線から最終沈下量を予測すると16.9cmとなった。もち論これは一次圧密のみの最終沈下量であるので、実測沈下量との単純な比較には問題があるが、仮に今回の測定値が全て一次圧密による沈下だとすれば、実験終了時の圧密度は $16.4/16.9 \times 100 \approx 97\%$ となる。

(b) 実測曲線からの c_v と m_v の推定

図-2.3.1に示された沈下量曲線から、この実験地盤の圧密係数 c_v と体積圧縮係数 m_v を推定してみる。この実験では両面排水の圧密を行っているから、 c_v は次式により表わされる。

$$c_v = \frac{T_v \left(\frac{H}{2} \right)^2}{t}$$

ここに、 T_v : 時間係数 (50%圧密の時, 0.197)

H : 粘土層厚 (113cm)

t : 時間 (16.9/2cm に達する経過日数として $t_{50} = 15.8$ 日)

以上の値から $c_v \approx 2.8 \times 10^{-2} \text{cm}^2/\text{min}$ と求まる。

また m_v は次式により求められる。

$$m_v = \frac{S_{\infty}}{Hp}$$

ここに、 S_{∞} : 最終沈下量 (カーブフィッティング法により予測した16.9cm)

p : 圧密荷重強度 (0.1kg/cm²)

以上の値から $m_v \approx 1.5 \text{cm}^2/\text{kg}$ と求まる。

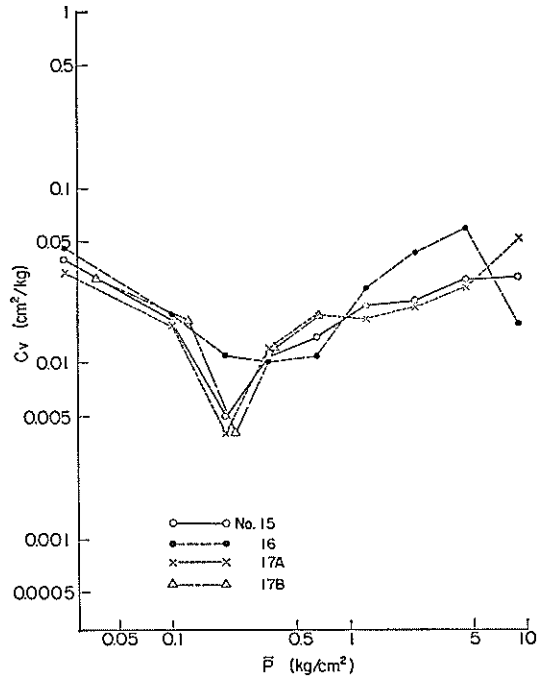


図-2.3.2 p - c_v 図 (圧密試験)

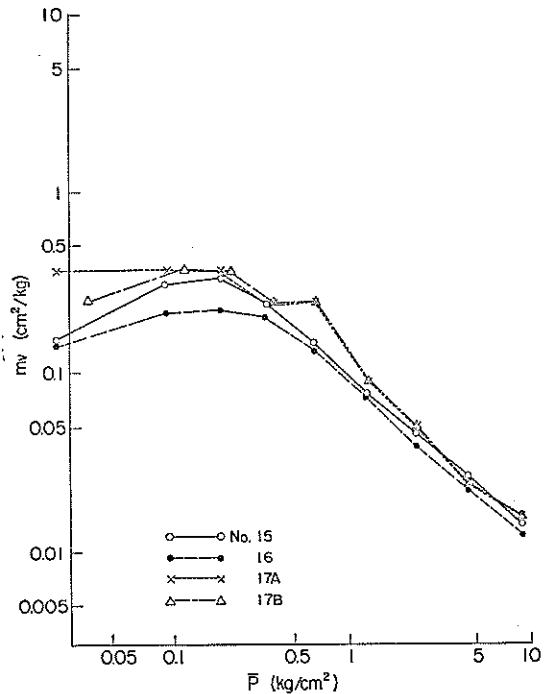


図-2.3.3 p - m_v 図 (圧密試験)

(c) 圧密試験結果より求めた c_u と m_v

実験終了後、サンプリングして不攪乱試料3個(試料番号 No. 15, 16, 17)を作成した。3個の試料の含水比はそれぞれ 92.1%, 87.8%, 92.1% で、約 90% の含水比と見てよい。

この3個の試料により行った圧密試験の結果を、図-2.3.2 および図-2.3.3 に示す。試料 No. 17 については、圧密試験機の加圧板の重量も考慮して計算を行ったが(図中 No. 17B)、そうでない場合(図中 No. 17A)と比べてそれ程の違いはない。

図から読める c_u は、 $p=0.1\text{kg/cm}^2$ の時、約 $1.8 \times 10^{-2}\text{cm}^2/\text{min}$ を示している。また m_v は、同じく $p=0.1\text{kg/cm}^2$ の時に、含水比の若干低い No. 16 で $0.21\text{cm}^2/\text{kg}$ 、他は約 $0.35\text{cm}^2/\text{kg}$ の値を示している。これらの値と実測曲線から求めた c_u および m_v の値とは違っているが、これは互いの初期含水比が異っているためと考えられる。

(2) 実験地盤の土質

実験終了後、実験地盤の土質について調べ、理論解析に必要な土質定数を求めた。実際に杭に働く負の周面摩擦を問題にする場合は、圧密前の土質から得られた調査結果を用いるのが普通であるが、今回は、杭に応力が発

生している時点での土質を調べることによって、杭と土との相互作用を、より厳密に解明しようとしたものである。そこで圧密終了後、すなわち実験終了後に土質試験を行った。

実験地盤の土質として、単位体積重量 γ 、一軸圧縮強度 q_u 、含水比 w 、を調べた。また、杭と粘土との付着力について、実験終了後の模型杭を引き抜いて調べた。

土質試験に用いる粘土試料を採取するために、まず鋼ボールと砂およびガラスクロスを取り除き、杭に影響を与えないと思われる4個所で、固定ピストン式シンウォールサンプラーにより採取した。それぞれの試料採取における回収比の平均値は93.7%であった。4個所のサンプルから得た一軸圧縮強度 q_u と含水比 w を深度方向にプロットしたものが図-2.3.4 であり、その平均的な分布が実線で示してある。この図から、4個所で調べた地盤の強度および含水比は、ほぼ全体的にまとまっており、深くなるにつれて多少強度が増加していることがわかる。そして、地盤の平均的な一軸圧縮強度は約 0.10kg/cm^2 であると言える。

また含水比は、深さ 30cm の付近で最大になっており、それより上方および下方で減少している。平均的な含水

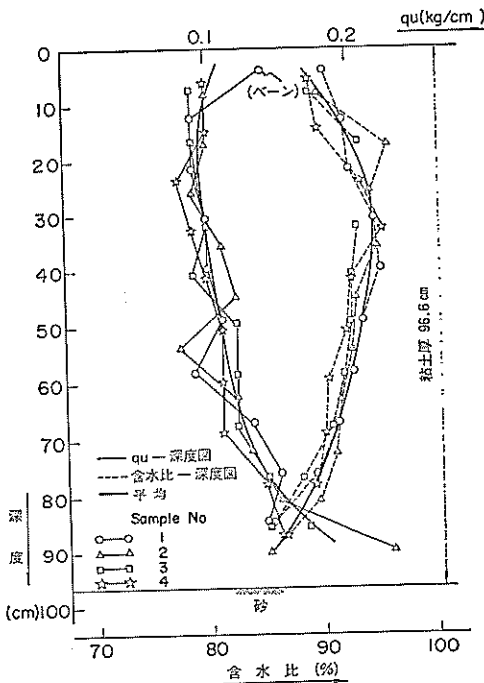


図-2.3.4 実験地盤の一軸圧縮強度および含水比

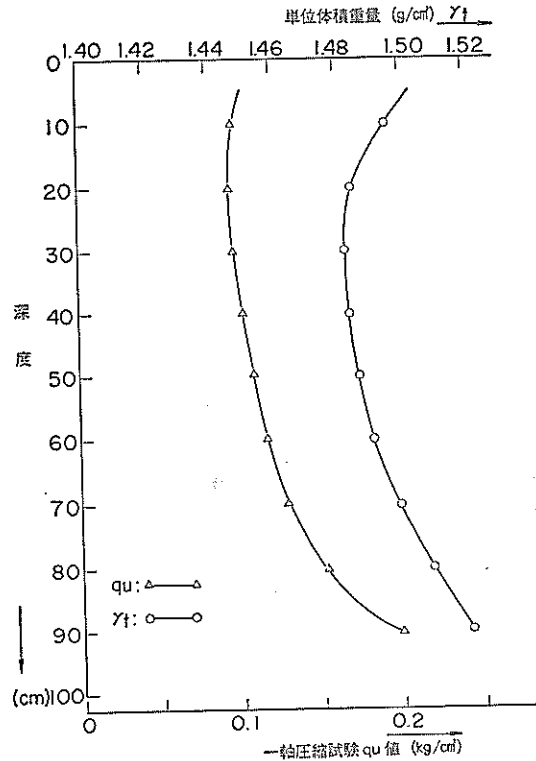


図-2.3.5 実験地盤の単位体積重量および一軸圧縮強度

比としては、約92.5%であると言える。

さらに単位体積重量 γ については、飽和度を 100% として、含水比と土粒子比重から計算によって求めたものが、図-2.3.5 に示してある。この分布は含水比の分布と類似の形状を示しており、深さ 30cm のところで最低値を示し、平均 1.49g/cm^3 程度となっている。

なお、実験地盤の圧密特性については (1) の地盤の圧密のところにて記述した。

次に実験終了後、模型杭が土とどのように密着しているかを実際に観察するために、杭に沿って地盤を鉛直に切り出し、杭の状態を調べた。その時の写真が、写真-2.3.1である。この切り取り断面を見ると、杭頭ヒンジの装置を外して杭頭を自由にしたこと、および切取によって静止状態にあった地盤内応力がある程度解放されたことのために、杭と地盤が剝離した所が見られる。そしてこの剝離が傾斜角の大きい杭ほど大きいのは、杭の曲げによってためられていたひずみが、弾性的にある程度まで戻ったことによるものと思われる。しかしながら、最初の状態から切り取ってゆく過程を通しての観察による判断として、圧密沈下途中において杭の下面と土とが遊離するような現象は、全くなかったと考えてよいよう

に思われる。

(3) 杭の引抜試験

沈下地盤中にある斜杭の問題を有限要素法によって解析するために、杭の周面に働く摩擦強度の大きさを知ることが必要である。普通、粘土の強度が小さい範囲では、この摩擦強度の最大値を粘土の粘着力そのものと考えて差支えない。しかし、この最大値に達するまでの杭と地盤の相対変位と摩擦強度との関係は、実際に杭の引抜試験を行って決めざるを得ない。そこで、ここでは実験を終了した模型杭について引抜試験を行い、引抜力との関係から、上記の特性（摩擦強度と相対変位との関係）を求めることとした。

実験は、4種類の杭のうち傾斜角 5° のものについて引抜試験を行った。圧密実験が終了した後であるので、傾斜角の大きい杭程曲がりが大きく、引抜試験にはいくつもの誤差も大きいと考えたからである。

引抜装置は、写真-2.3.2 に示す通り、杭の頭部にフックを取り付け、それを電動式引張装置により、一定の速度で引張る変位制御式のもので、中間には力量計を取り付け、引張力が常に測定できるようになっている。

実験ではまず No. 7 の杭（傾斜角 5° の一方）を引張

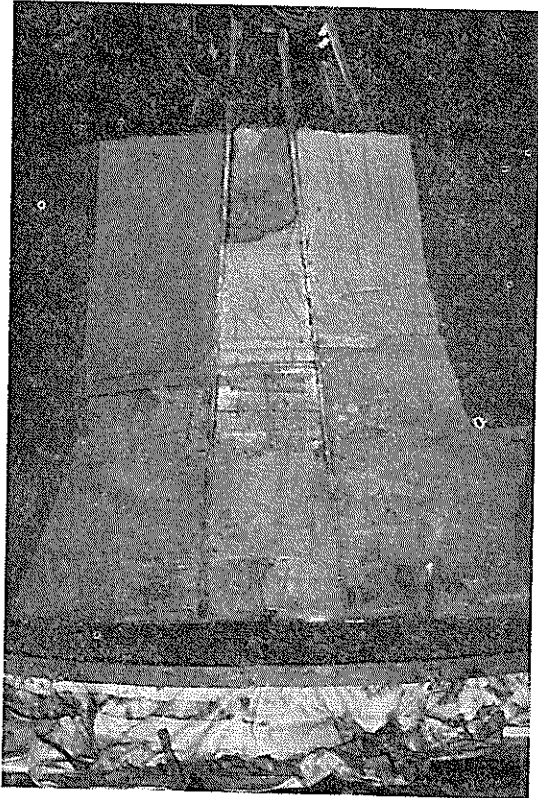


写真-2.3.1 掘削断面

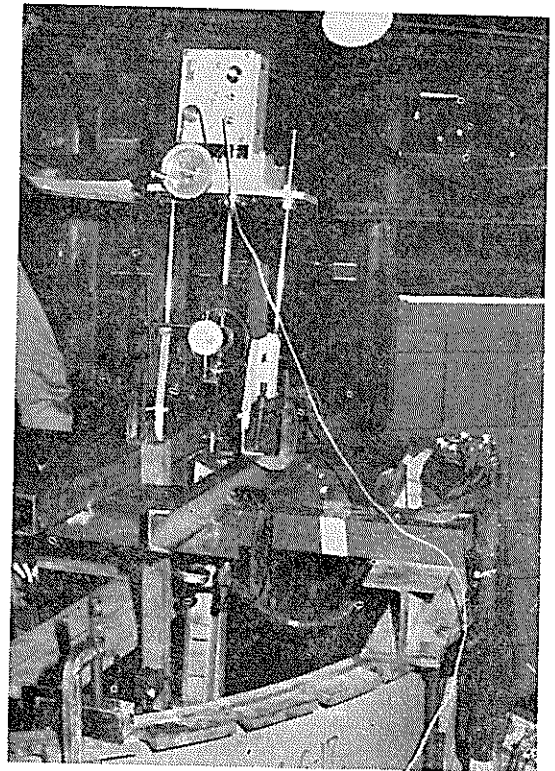


写真-2.3.2 杭引抜装置

ることとしたが、No. 8 (傾斜角 5° のもう一方) の杭と頭部で接触していたので、No. 8 の杭を水平方向にずらした。そして、まず No. 7 の杭を、次に No. 8 の杭を 0.12mm/min の低速で引張った。その結果、図-2.3.6 に示されるように、No. 7 の杭が最大値 70.29kg まで、No. 8 の杭が最大値 54.87kg まで一様に増加した。

同じ条件下の2本の杭が異なる最大値を示した原因は、No. 7 の杭を引抜く際に、No. 8 の杭を動かしたことに由来と考えられる。従って No. 7 の杭の結果が、より信頼できる値であると思われる。

この2つの引抜試験から求めた最大引抜力と、実験終了時の地盤について求めた粘着力から計算した最大引抜力との対比を示すと次のようになる。

引抜試験から求めた最大引抜力 = 70.29kg , 54.87kg

粘土の粘着力から求めた最大引抜力 = 84kg

粘土の粘着力から求めた最大引抜力が大きく出た理由として、前にも述べた通り、杭頭ヒンジの装置を外して杭頭を自由にした段階で、模型杭はためられていた曲げひずみを解放するような方向に若干動き、模型杭を引抜く時にはその全周面に粘土が付着せず、地表面近くの部分で、粘土が杭から剝離していたことが考えられる。この剝離部分の面積がどれ位あったかは把握できなかったが、 5° の杭の接地周面積 1680cm^2 に対して、写真-2.3.1 に示された表面近くの剝離部分は、ほぼ最大引抜力の比が納得しうる程度のものであった。

(4) 曲げモーメント

測定されたひずみから計算した曲げモーメントの経日変化を、図-2.3.7~14に示す。測定は100日間続けたが、その間に曲げモーメントはなめらかに増大し、ほぼ一定

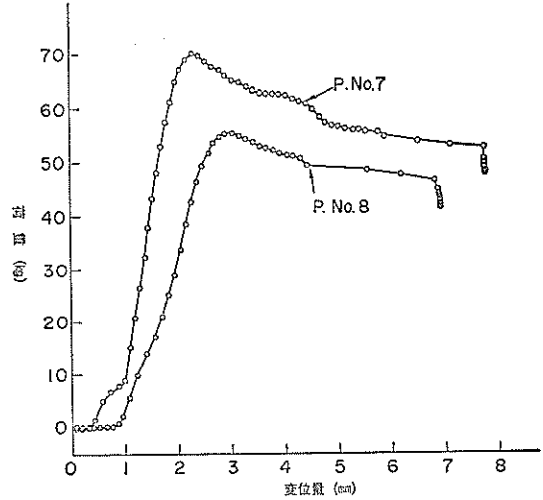


図-2.3.6 杭の引抜試験結果

の値に近づいている。このグラフのうちで、図-2.3.12 の杭 No. 6 のものの終りに近い部分と、図-2.3.14 の杭 No. 8 のものにいくつか、測定値の異常なものが見られる。しかし、大部分のものは妥当と思われる値を示している。

図-2.3.15~18 に示したのは、上記の曲げモーメントの杭軸方向に対する分布である。杭頭に近い部分の直線的な分布から、杭頭のヒンジはほぼ完全に働いていたと考えられる。杭先端のヒンジについては、完全とは言いが、曲げモーメントがほぼゼロに近い値を示しており、先端ヒンジの仮定も概ね妥当であると考えられる。

これらの曲げモーメント分布図において注意すべき点は、杭長の中程より少し上で最大値をとった曲げモー

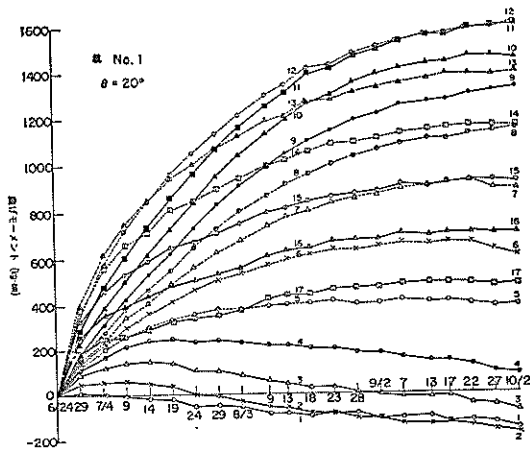


図-2.3.7 曲げモーメントの経日変化 (Pile No. 1)

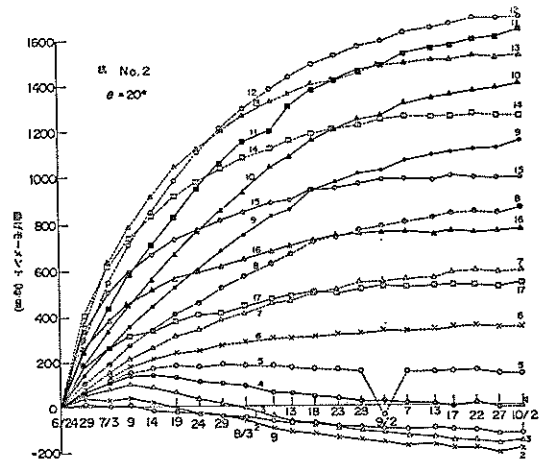


図-2.3.8 曲げモーメントの経日変化 (Pile No. 2)

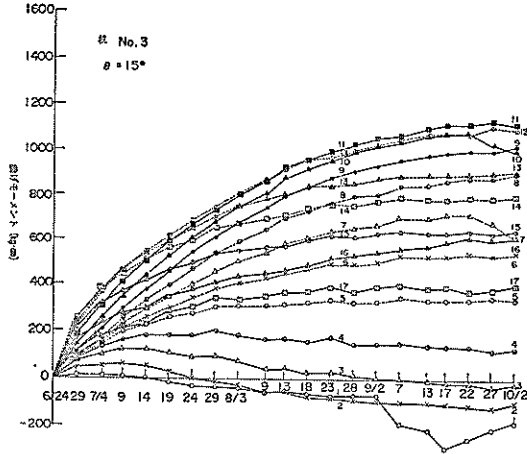


図-2.3.9 曲げモーメントの経日変化 (Pile No. 3)

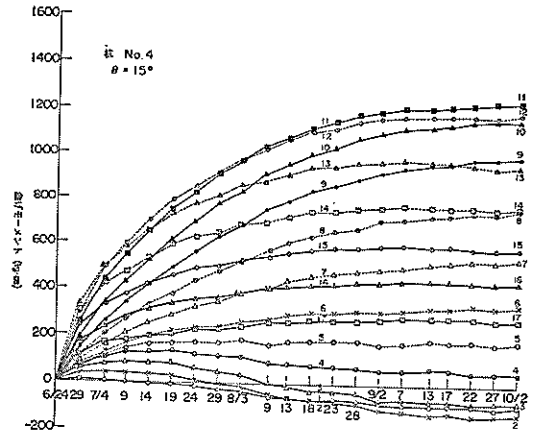


図-2.3.10 曲げモーメントの経日変化 (Pile No. 4)

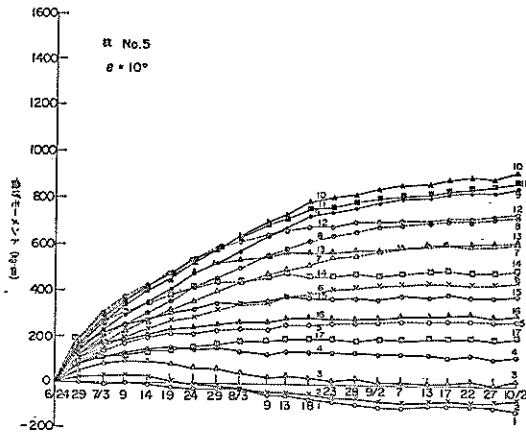


図-2.3.11 曲げモーメントの経日変化 (Pile No. 5)

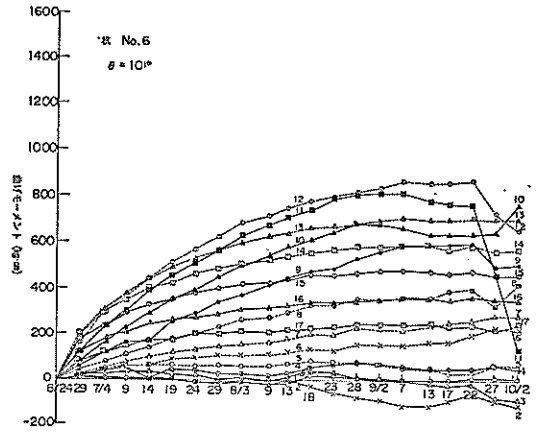


図-2.3.12 曲げモーメントの経日変化 (Pile No. 6)

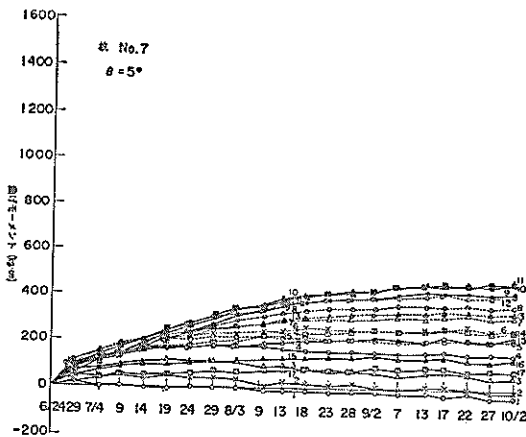


図-2.3.13 曲げモーメントの経日変化 (Pile No. 7)

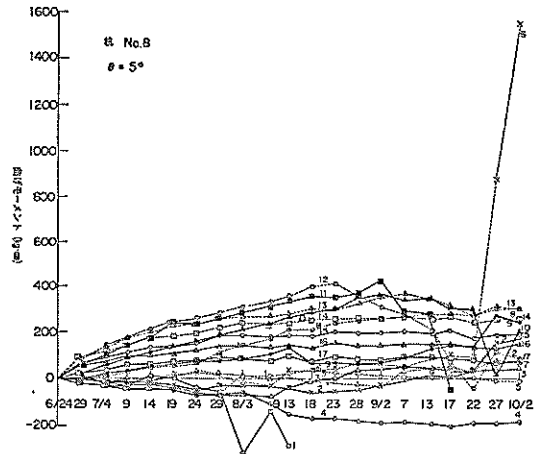


図-2.3.14 曲げモーメントの経日変化 (Pile No. 8)

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げ

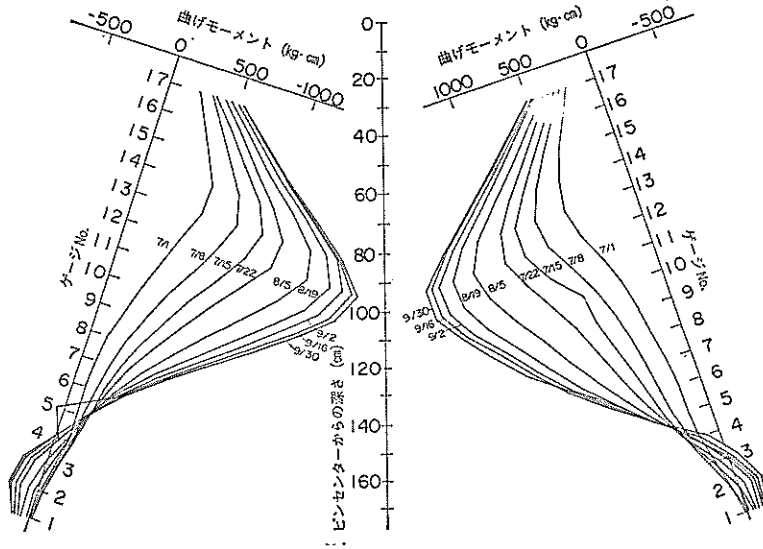


図-2.3.15 曲げモーメント分布図 (Pile No. 1, 2, $\theta=20^\circ$)

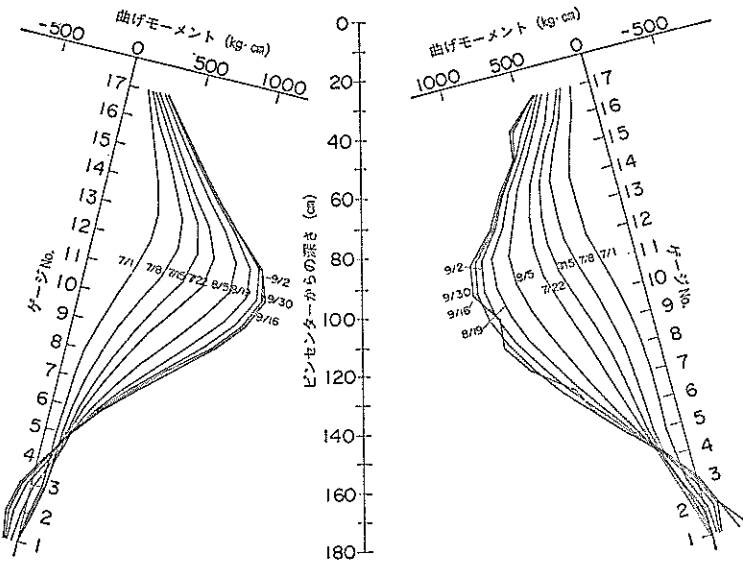


図-2.3.16 曲げモーメント分布図 (Pile No. 3, 4, $\theta=15^\circ$)

ント分布が、深さとともに、変曲点を示し、逆符号になって極小値をとり、杭先端においてゼロに近い値を示すことである。この実験の場合、鋼ボール層および砂層の荷重層と粘土層の上層部では、明らかにその沈下を原因として、杭を下向きに曲げる方向に押ししているはずである。ところで、曲げモーメント分布曲線を深さ方向に2回徴

分したものが地盤反力分布曲線であるから、曲げモーメント分布曲線における変曲点では地盤反力がゼロとなり、その点の上下で地盤反力の向きが反対になっているはずである。従って、曲げモーメント分布曲線の変曲点より下では、地盤反力が上向きに、杭を支えるような向きに作用していることになる。これらのことを示すための

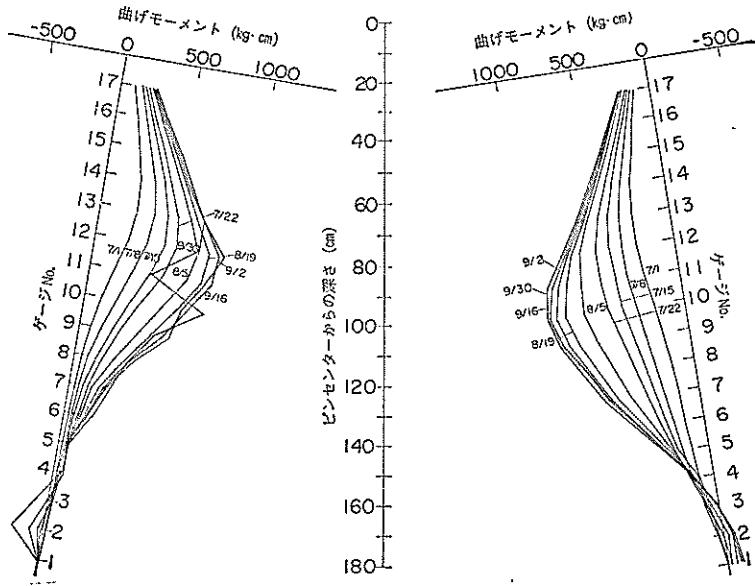


図-2.3.17 曲げモーメント分布図 (Pile No. 5, 6, $\theta=10^\circ$)

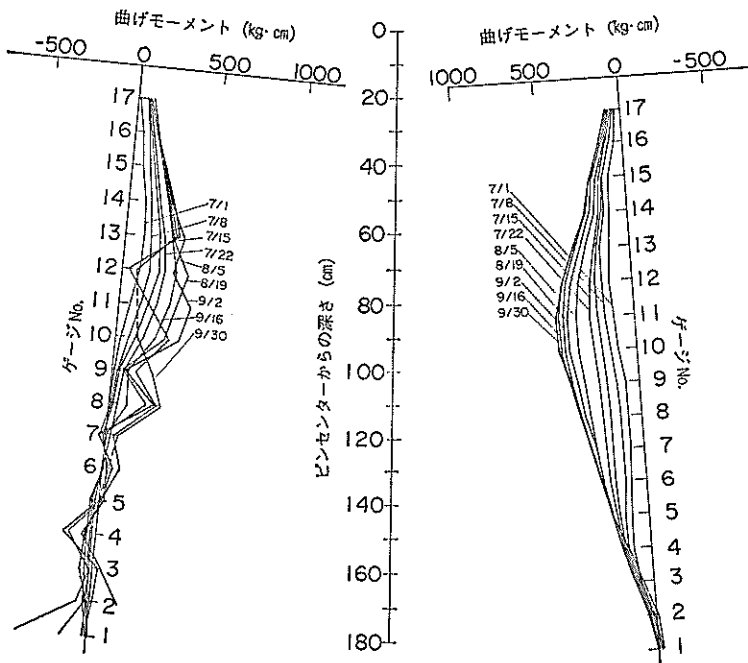


図-2.3.18 曲げモーメント分布図 (Pile No. 7, 8, $\theta=5^\circ$)

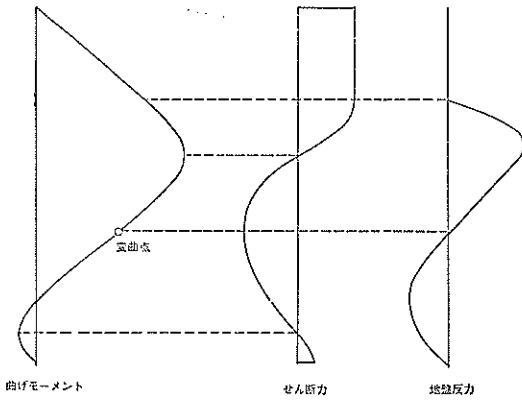


図-2.3.19 曲げモーメント，せん断力，地盤反力の間の関係を示す概念図

概念的な図を図-2.3.19に示す。杭先端をヒンジと仮定しているのので、この図の地盤反力分布図において、杭先端の地盤反力はゼロとしている。この図から明らかになることとして、杭先端における集中荷重の向きが、杭を下から支える方向でなく、上から抑えるような向きであることがわかる。現象として杭は、土中の上層部において上から下向きに押され、下層部において下の土により上向きに支えられ、杭先端においては杭先端につけたピンにより、上向きにはね上がるのを抑えられた格好になっていることになる。以上の意味において、図-2.3.19は、この実験において発生している現象を、定性的には正しく示すものである。

次に曲げモーメントの最大値に注目してみる。なお、ここにとり上げた最大曲げモーメントの値は、測定された離散値としての曲げモーメントの最大値、すなわち曲げモーメントの測定値の最大値であって、真の意味の最大曲げモーメントではない。

図-2.3.20に示したのは、最大曲げモーメントの経日変化である。この図に示されたそれぞれの曲線は、図-2.3.7~14に示された経日変化図で対応する杭のもの包絡線になっている。図-2.3.21は最大曲げモーメントを傾斜角に対してプロットしたものである。この図では、Pile No. 3の示す値が若干小さいのを除けば、最大曲げモーメントの大きさが傾斜角に比例することを明らかに示している。図-2.3.22は最大曲げモーメントと地表面沈下量との関係である。この図によれば、最大曲げモーメントの大きさは明らかに地表面沈下量に比例的に増大していることがわかる。しかもその関係は直線的でなく、地表面沈下量が大きくなるにつれて加速度的に最大曲げモーメントが増大するという傾向が若干見られる。

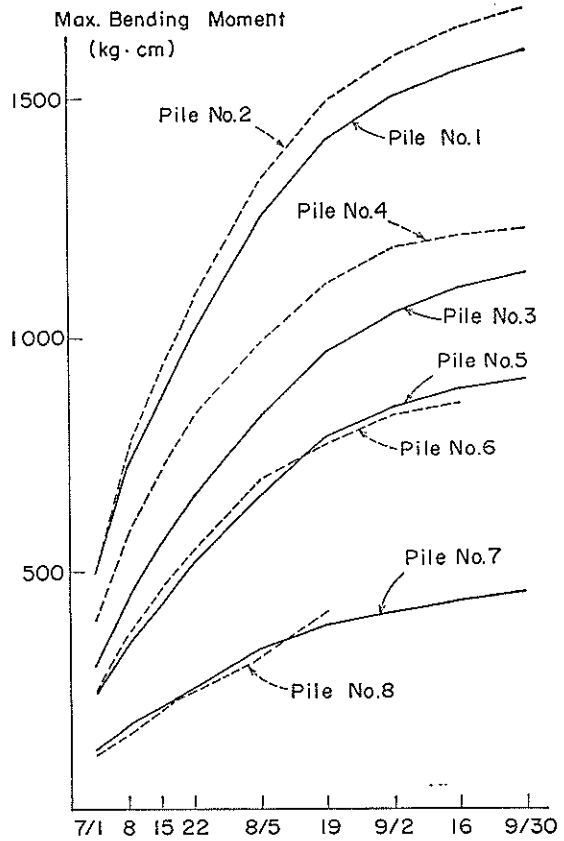


図-2.3.20 最大曲げモーメントの経日変化

次に最大曲げモーメントの発生位置について注目してみる。最大曲げモーメントの値は前述の通り測定値の最大値とした訳であるが、その発生位置については、測定された最大値の発生位置をとるとハッキリした傾向が出てこない可能性があるのので、ここでは測定された曲げモーメント分布図をなめらかな線をつなぎ、その最大値の発生位置を読みとった。この操作も多分に誤差を含むものであるのので、最大曲げモーメントの値についてはこういう操作をせずに、前述の通り測定値の最大値を使ったのである。

すでに示した図-2.3.15~18から見てとれるが、最大曲げモーメントが次第に大きくなると同時に、それが発生している位置は次第に下がってゆく傾向がある。これを示したのが図-2.3.23である。この図で、左側のものは杭先端から杭軸方向に測った最大曲げモーメント発生位置であり、右側のものは鉛直方向の高さである。傾斜角によって杭頭ヒンジの高さが異なるので、位置を示すのに、基準を杭先端すなわち杭先が底盤に接しているヒンジ点

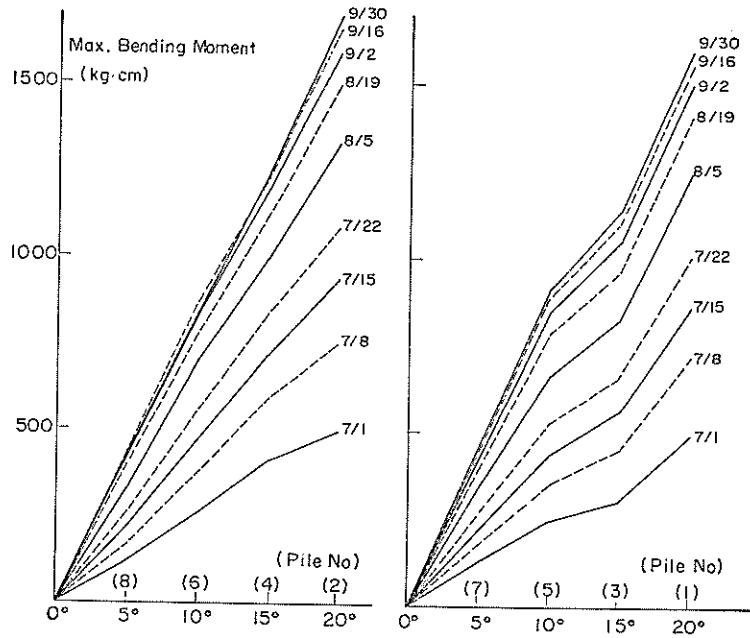


図-2.3.21 最大曲げモーメントと傾斜角との関係

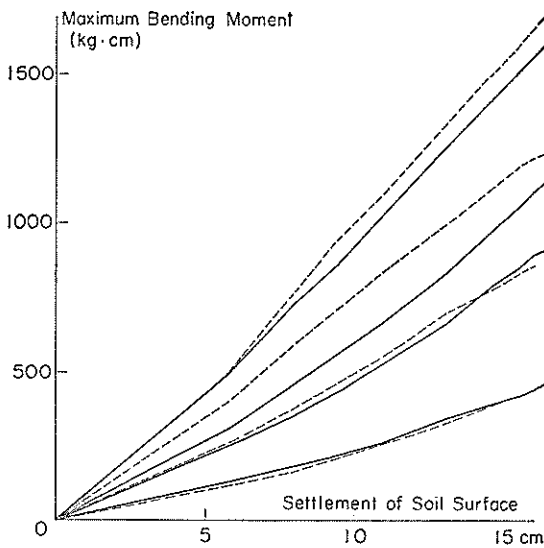


図-2.3.22 最大曲げモーメントと地表面沈下量との関係

にとつたのである。右側の図は左側の高さに各杭の傾斜角の \cos を掛けたものであるが、この方がデータのバラつきは若干少くなっている。また右側の図の場合には、

図中に鋼ボール層、砂層の位置が時間と共に変化していることを示す曲線を入れることができる。これによると、最大曲げモーメントはほぼ砂層中に発生していたことがわかる。

図-2.3.24 と図-2.3.25 は、最大曲げモーメント発生位置と傾斜角との関係である。前の説明と同じで、図-2.3.24 は杭軸方向の高さ、図-2.3.25 は鉛直方向の高さである。あまりハッキリした傾向は認められないが、杭軸方向の高さは傾斜角が大きくなるにつれて増大するのに対して、鉛直方向の高さは傾斜角に関係しないという結果と考えられる。これは、最大曲げモーメントの発生位置が杭の傾斜角に左右されず、地盤中の絶対的な位置に関係があるということを示している。しかしこの場合、図-2.3.23 に示されたように最大曲げモーメントの発生位置は砂層中にあるということを考えると、鋼ボール層および砂層が荷重として卓越しており、これが原因で最大曲げモーメントの発生位置が決められたのであって、その発生位置が杭の傾斜角に関係なく地盤中の絶対的な座標（鉛直深さ）に対して決まるということを、一般的に言えるかどうかは疑問である。鋼ボール層および砂層が荷重として卓越し、最大曲げモーメントの発生位置が杭の傾斜角に関係なく砂層中にあったことに対して、鋼ボール層の下層部分が錆びついていたことは、そ

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げ

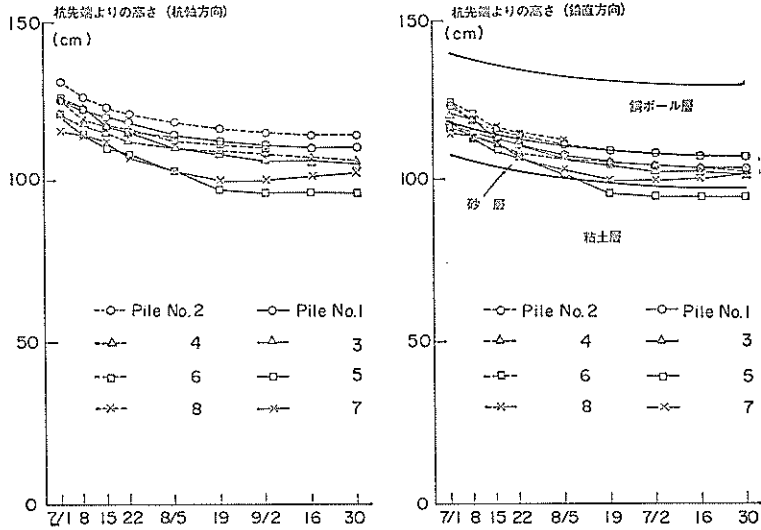


図-2.3.23 最大曲げモーメント発生位置の経日変化

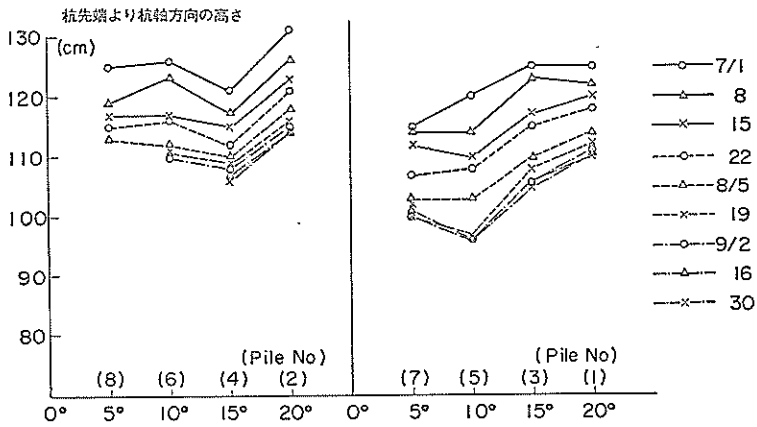


図-2.3.24 最大曲げモーメント発生位置と傾斜角との関係 (杭軸方向)

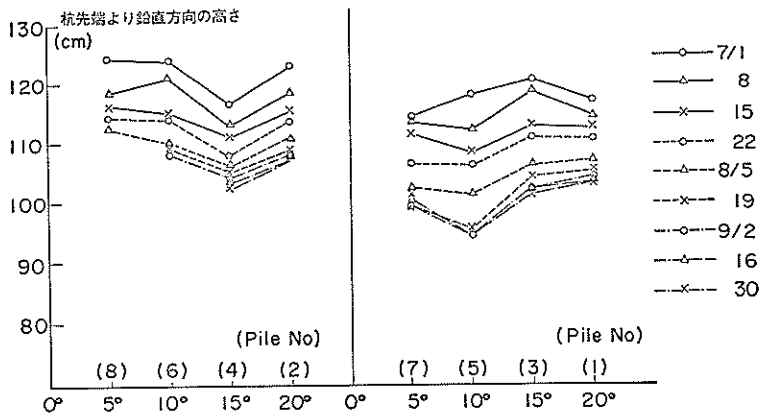


図-2.3.25 最大曲げモーメント発生位置と傾斜角との関係 (鉛直方向)

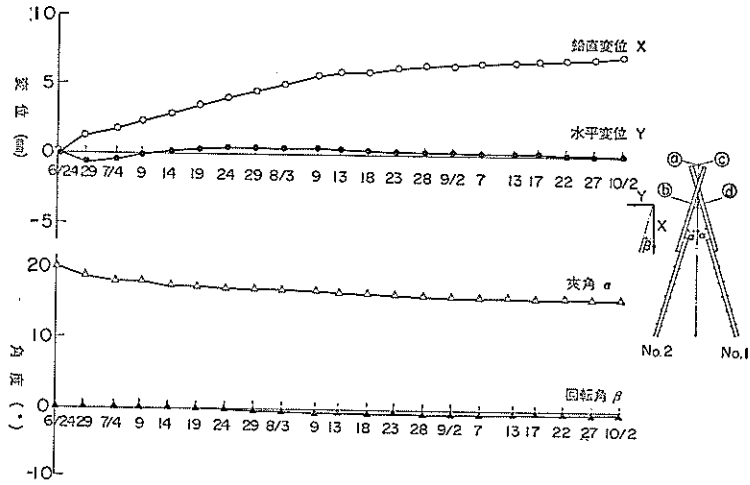


図-2.3.26 杭頭変位の経日変化 (Pile No. 1, 2, $\theta=20^\circ$)

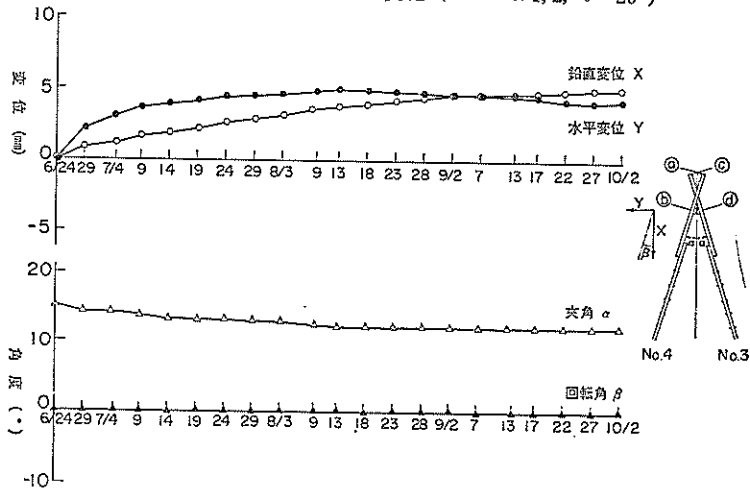


図-2.3.27 杭頭変位の経日変化 (Pile No. 3, 4, $\theta=15^\circ$)

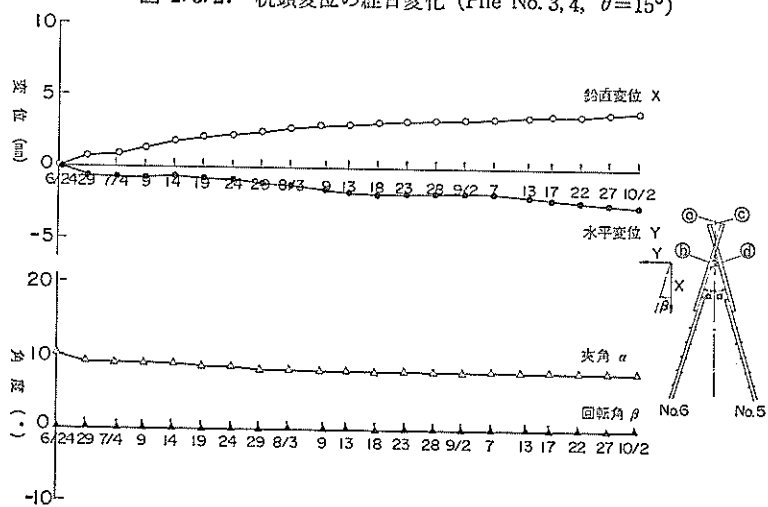


図-2.3.28 杭頭変位の経日変化 (Pile No. 5, 6, $\theta=10^\circ$)

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げ

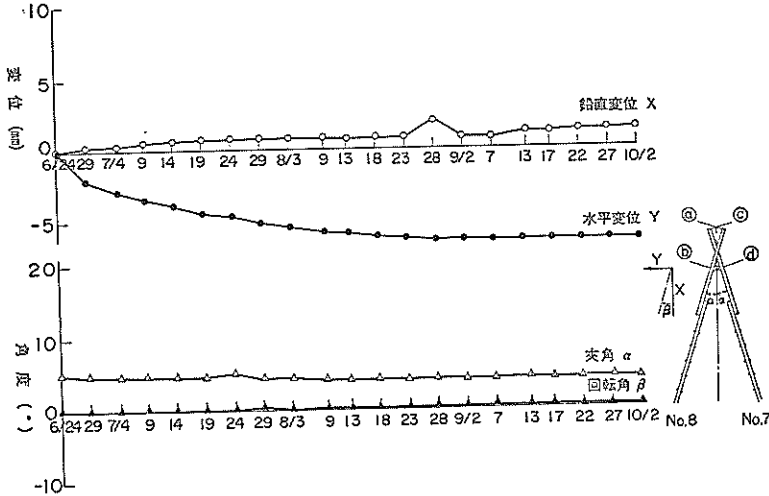


図-2.3.29 杭頭変位の経日変化 (Pile No. 7, 8, $\theta=5^\circ$)

の原因の一つとしての可能性があると考えられる。

(5) 杭頭の変位

杭頭に取り付けた4個のダイヤルゲージの測定値から得られる杭頭ヒンジ点の鉛直変位 X, 水平変位 Y, 夾角の半分 α および組杭としての回転角 β の経日変化を, それぞれの組杭に対して図-2.3.26~29 に示す。組杭の両杭に対して左右対称の形で現象が起っていれば, 水平変位 Y と回転角 β はゼロのまま変化しないはずである。実際に回転角 β はどの場合にも十分小さいが, 水平変位 Y は $\theta=20^\circ$ の組杭 (Pile No. 1 と No. 2) の場合に十分小さいのみで, 他の3組に対しては相当に大きく

なっている。

このままでは考えにくいので, 上記の4種類の値を杭の傾斜角 θ に対してプロットしてみると図-2.3.30~33 のようになる。杭頭の鉛直変位すなわち沈下量は, 傾斜角にほぼ比例している。これは直観的にも妥当な結果であろう。杭頭の水平変位と回転角は, 図-2.3.31 と図-2.3.33 に示される通りであるが, 傾斜角との間に相関があるとは考えられない。図-2.3.33 において, 回転角はそれなりの相関を持っているかのように見えるが, $\theta=10^\circ$ と 15° の間でゼロをとるとい結果には全く根拠が考えられない。夾角の変化 (すなわち傾斜角の

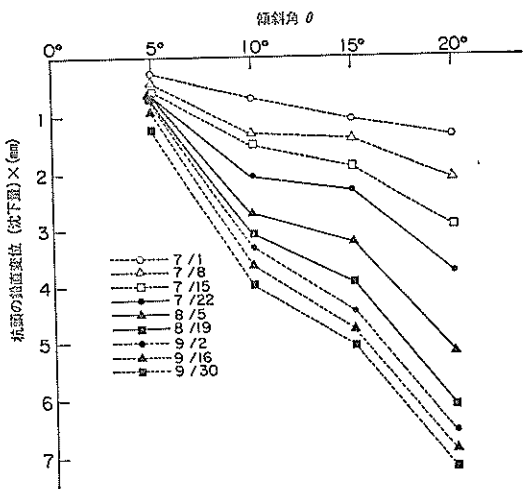


図-2.3.30 杭頭の鉛直変位 (沈下量) と傾斜角との関係

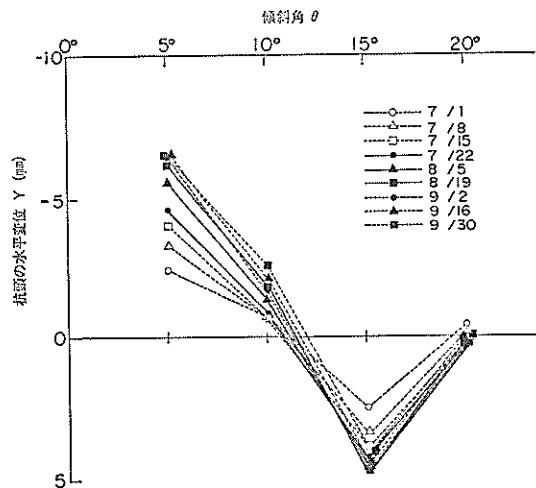


図-2.3.31 杭頭の水平変位と傾斜角との関係

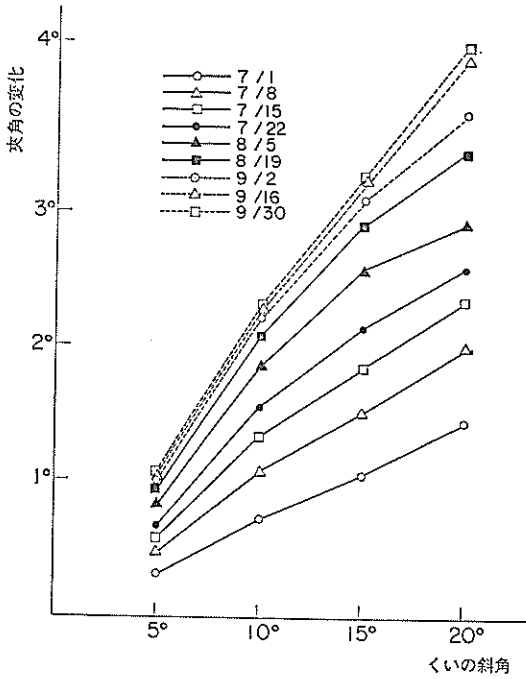


図-2.3.32 杭頭の夾角変化と傾斜角との関係

変化)と傾斜角との間には、図-2.3.32 に示されるように、明らかに比例的な関係が認められる。これも、鉛直変位の場合と同様に妥当な結果と考えられる。

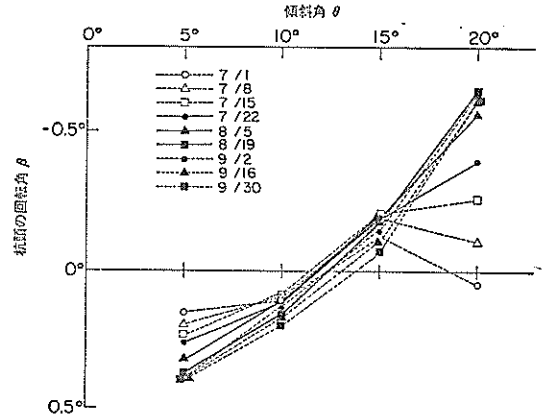


図-2.3.33 杭頭の回転角と傾斜角との関係

3. 理論的計算による検討

3.1 多項式近似による変位および断面力の計算⁹⁾

測定された曲げひずみから得られた曲げモーメント分布を多項式により近似し、これを積分あるいは微分することにより杭のたわみ、たわみ角、せん断力および地盤反力を計算した。

積分の際の境界条件としては、杭頭ヒンジ点におけるたわみおよびたわみ角を用いた。この2つの値は既に述べたダイヤルゲージ測定により得られている。曲げモーメントの多項式近似では、誤差がなるべく小さく、

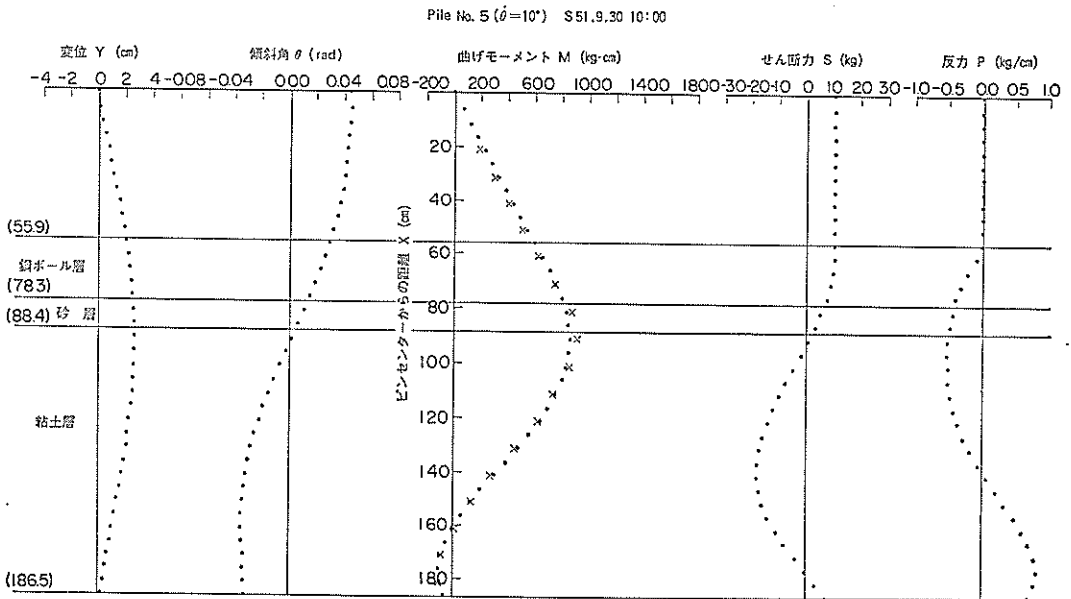


図-3.1.1 多項式近似計算による変位および断面力 (Pile No.5 ($\theta=10^\circ$), S. 51.9.30, 10:00)

かつ局所的な測定値に左右されにくい次数として、8次の多項式を採用した。ただし、杭の自由長部においては、梁の理論から要請される当然の結果として、曲げモーメントを3角形分布としている。

全測定値のうちから7月1日、15日、8月5日、9月2日、30日の5日を代表として選び、全ての杭について上記の計算を行ったが、紙面の制約上一例として、Pile No. 5 (傾斜角 10°) の9月30日の計算結果を図-3.1.1に示す。図の中で、曲げモーメント分布図の(×)印が実測値であり、その他の(・)印が計算値である。これは非常によく近似された例であるが、全ての計算結果を見ると、特に杭先端部の近似がうまくなされておらず、また微分側、特に2回微分の計算をする地盤反力の計算結果が信頼性に欠けると思われる。また、積分側の境界条件を、杭頭ヒンジ点におけるたわみおよびたわみ角としたので、杭先端におけるたわみがゼロになっていない計算例もあった。

3.2 有限要素解析⁹⁾

2に述べた室内模型実験に対して有限要素解析を行った。その第1段階として2次元の弾性解析を行ったが、実験結果をうまくフォローできなかったので、次の段階として3次元の弾性解析を行った。

一般に土のような材料はその応力-ひずみ関係が非線形特性を有するため、非線形解析を行うのが適当であろうと考えられる。しかし非線形解析を行う場合には、土の物性値の仮定や土と鋼杭との付着力等に関する係数を的確に定めることが困難であることと、多額の計算費用がかかることなどの理由により、ここでは弾性解析を行って、その概略を把握することとし、傾斜角 10°と 20°のものに対して計算を行った。

実験結果とのよい対応が得られなかった2次元弾性解析についての記述は省略し、またこの節の本題である3次元有限要素解析についても、その方法に関する詳しい説明は省略するが、基本的な事項として、室内実験において構成された構造を、次に記す様な要素から成る複合構造物として取り扱った。

- 1) 地盤 3次元ソリッド要素
- 2) 鋼杭 3次元梁要素
- 3) 地盤と鋼杭を結ぶバネ スプリング要素

(1) 地盤および杭の物理定数

ここで問題にしているのが1次元の圧密現象であることから、地盤のヤング係数 E_s とポアソン比 ν は、その体積圧縮係数 m_v と次式のように関係づけられる。

$$m_v = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{1-\nu} \times \frac{1}{E_s} \quad (3.2.1)$$

実験では圧密がほぼ終了したから (圧密度 97%)、これを圧密平衡状態と考える。そうすると1次元圧密であるから、静止土圧係数 K_0 とポアソン比 ν との間には次式の関係がある。

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (3.2.2)$$

さらに、この地盤が正規圧密粘土地盤であることを考慮して K_0 を 0.5 とする¹⁰⁾ ことにより、 $\nu=1/3$ と求めることができる。従って、実測沈下量曲線 (図-2.3.1) から求めた体積圧縮係数が $m_v=1.5\text{cm}^2/\text{kg}$ であるから (2.3.(2) 参照)、式 (3.2.1) を使って、ヤング係数 $E_s=0.44\text{kg}/\text{cm}^2$ が求められる。

杭と地盤の摩擦強度としての付着力については粘着力に等しいものとし、土質試験から求められている一軸圧縮強度 q_u の値 (2.3.(2)参照) の半分とした。一軸圧縮強度は深さ方向の分布が求められているので、付着力としても各深さの値を用いた。

2.3.(3)に述べたように、杭の引抜試験の結果から得られた杭と地盤の相対変位量と摩擦強度の関係を使って、地盤から杭に加えられる力を計算しようと当初計画した。ところが、図-2.3.6によれば、摩擦強度が最大値に達するまでの杭と地盤との相対変位量は、No. 7, No. 8 のいずれの杭においても、2mm程度である。これに対して、計算によれば、杭面上にある全ての節点において地盤の沈下量はこの値をはるかに越えるものであった。従って、実際の計算では摩擦強度の最大値として、上に述べたように粘着力が作用することになっている。

地盤の単位体積重量についても、土質試験の結果からその深さ方向分布が得られているが、計算上は平均的な値 $1.495\text{t}/\text{m}^3$ で一定とし、有効単位体積重量 $\gamma' = 0.495\text{t}/\text{m}^3$ を用いた。

表-3.2.1 計算上の模型杭の諸元

幅	$B = 7.5\text{cm}$
厚さ	$t = 0.9\text{cm}$
長さ	$l = 186.5\text{cm}$
断面積	$A = 6.75\text{cm}^2$
断面2次モーメント	$I = 0.4556\text{cm}^4$
断面係数	$Z = 1.013\text{cm}^3$
ヤング率	$E = 2.1 \times 10^6\text{kg}/\text{cm}^2$
断面剛性	$EA = 14.2 \times 10^6\text{kg}$ $EI = 0.957 \times 10^6\text{kg} \cdot \text{cm}^2$ $EZ = 2.13 \times 10^6\text{kg} \cdot \text{cm}$

平鋼を使った模型杭の諸元は、計算上、表-3.2.1の通りとする。この表には、計算上必要でない量についても、参考のために示してある。

(2) 解析モデルの概要

杭-地盤系の形状の対称性を利用して、杭頭ヒンジ点を中心にした1/4のモデルについて計算を行う。地盤は8節点または6節点のブリック要素として取扱、模型杭は曲げ剛性が無視しうる桁で結合された2本の梁要素としてモデル化した。従って梁1本の断面積、断面2次モーメント等は、模型杭に対する値の1/4となる。傾斜角20°の場合の解析モデルを、図-3.2.1に示す。

杭と地盤の付着力については、これを杭の軸方向にかかる荷重とし、各節点の位置での粘着力にその節点の分担面積をかけて、節点に加わる荷重とした。

粘土層厚は、圧密前の層厚を考慮して113cmとしてある。

各組杭の杭間隔は50cmであり、これを1/4対称モデルで解析するから、奥行幅は25cmとした。また横幅125cmは、杭頭ヒンジ点を結ぶ線から粘土槽側壁までの水平距離である。

解析モデルとしての地盤の境界条件は、対称断面および側断面で鉛直方向スライドの条件、下端は完全拘束の条件とした。また杭については、杭天端および杭下端でヒンジの条件とした。地盤と杭を結ぶバネは、杭軸直角方向に剛結合とした。

粘土層に作用する荷重は、鋼ボール層(5m²に対し5tで厚さが22cmだから1t/m²で $\gamma=4.545\text{ t/m}^3$ である)および砂層(厚さ10cmで $\gamma=1.8\text{ t/m}^3$ だから0.18t/m²である)の重量による分布荷重で1.18t/m²である。

この鋼ボール層、砂層の重量が杭にかかる場合に対する考え方として、2通りが考えられる。まず第1に、参考文献2)の佐藤等による式では、圧密度あるいは杭幅に対する補正等については後に説明するとして、次式のようにしている。

$$p = \gamma h \alpha' D U \sin \theta \quad (3.2.1)$$

ここに、

p = 荷重 (t/m)

γ = 土の単位体積重量 (t/m³) 但し地下水位以下では0.9を差し引く

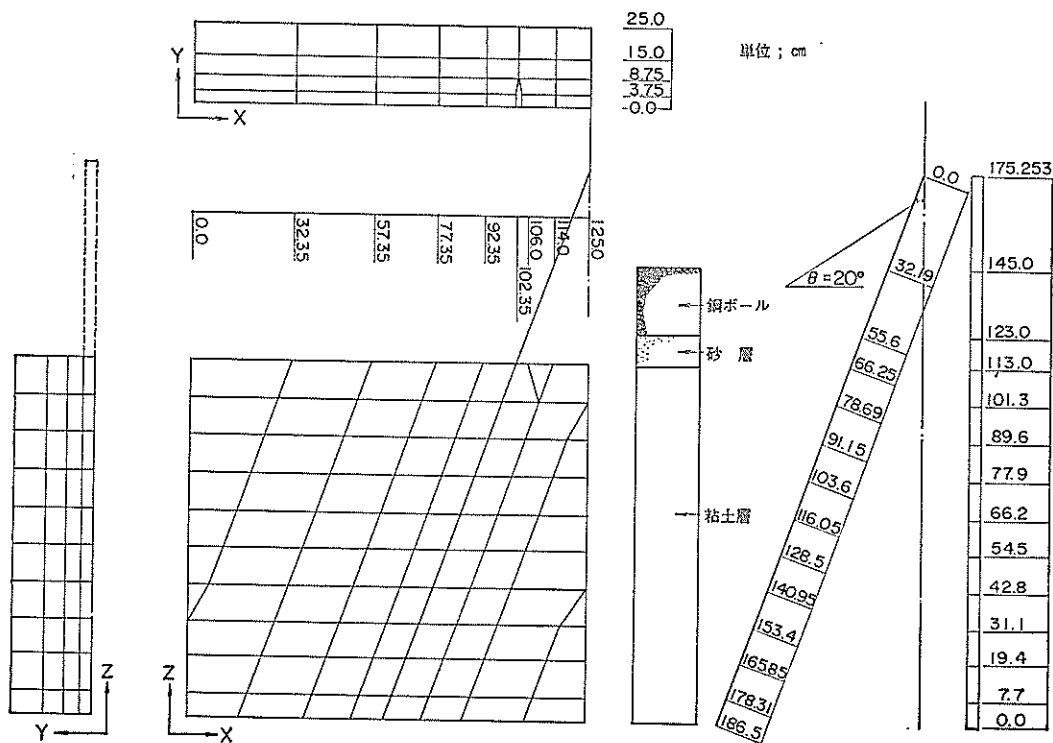


図-3.2.1 3次元有限要素解析モデル ($\theta=20^\circ$)

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げ

- h = 地表面から各層までの距離 (m)
- α' = 荷重分布幅係数 ($1 \leq \alpha' \leq$ 杭間隔/ D)
- D = 杭径
- U = 圧密度
- θ = 杭の傾斜角

従って、杭に作用する軸直角方向荷重が重量 γ による圧力の $\sin\theta$ 倍になっている。

しかし、第2の考え方として圧力の方向および分布面積を考慮すると、鉛直方向の圧力の軸直角方向成分として $\sin\theta$ 倍、かつ鉛直方向の単位面積を軸直角方向の面積 ($1/\sin\theta$ 倍) に直すことにより圧力は $\sin\theta$ 倍となり、結局鉛直圧力の $\sin^2\theta$ 倍となるのである。

(3) 解析結果とその検討

前項に示した2つの考え方の両方の計算を行ったが、非常に小さな差しか現われなかった。このことを逆に考えてみると、この有限要素法の計算において、荷重層が杭に直接与える影響は小さく、荷重によって沈下する粘土地盤の影響が大きいことを示している。そこでここでは、第2の考え方すなわち杭面に加わる圧力を鉛直応力の $\sin^2\theta$ 倍とする方の計算結果を示し検討する。

有限要素解析により、杭に発生する諸量のほかに、地盤の沈下量も3次元的に計算されているが、これについては実測値と比較することが困難であるので、最後に簡

単に述べるにとどめる。

杭に発生する諸量としてのたわみ、たわみ角、曲げモーメント、せん断力および地盤反力の解析結果を、図-3.2.2 および図-3.2.3 に示す。図-3.2.2 が傾斜角 20° に対するもので、図-3.2.3 が傾斜角 10° に対するものである。図中に離散点で示してあるのは、3.1 に述べた実験結果を用いた近似値である。せん断力および地盤反力については多項式による近似値も信頼度が低いから何とも言えないが、特に曲げモーメントに注目してみると、3次元有限要素解析により実験値とほぼ一致した結果が計算されたと言うことができよう。曲げモーメントが満足し得る程度に一致していれば、積分側であるたわみ角とたわみがほぼ一致するのは当然である。

曲げモーメントに関する値のうち特に重要な最大値とその発生位置についてよく一致している反面、現象として興味深い先端における曲げモーメントの反転が有限要素法では計算されていない。これは、杭先端において土が下から支えるという計算になっていないことを示す訳であるが、この原因としては、粘土層をヤング係数、ポアソン比など一定の均一な地盤として取り扱ったためと考えられる。実際の模型実験における粘土層では、図-2.3.5 に示したように一軸圧縮強度、単位体積重量ともに深くなるに従って大きくなっている。このように地

解析結果と実験結果 $\theta=20^\circ$

- 杭 No. 1
- × 杭 No. 2
- 三次元モデル Case1

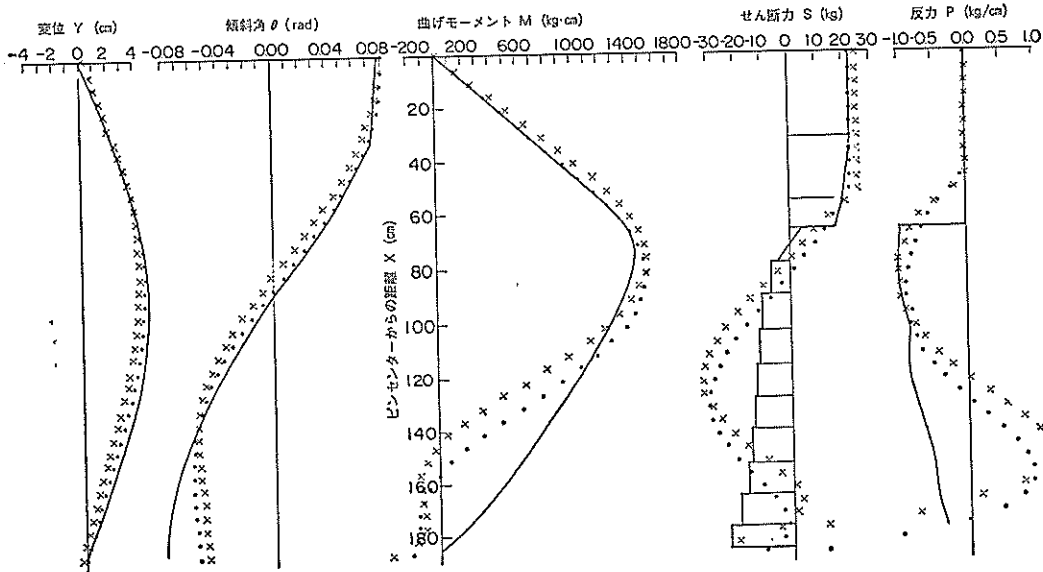


図-3.2.2 3次元有限要素法解析結果 ($\theta=20^\circ$)

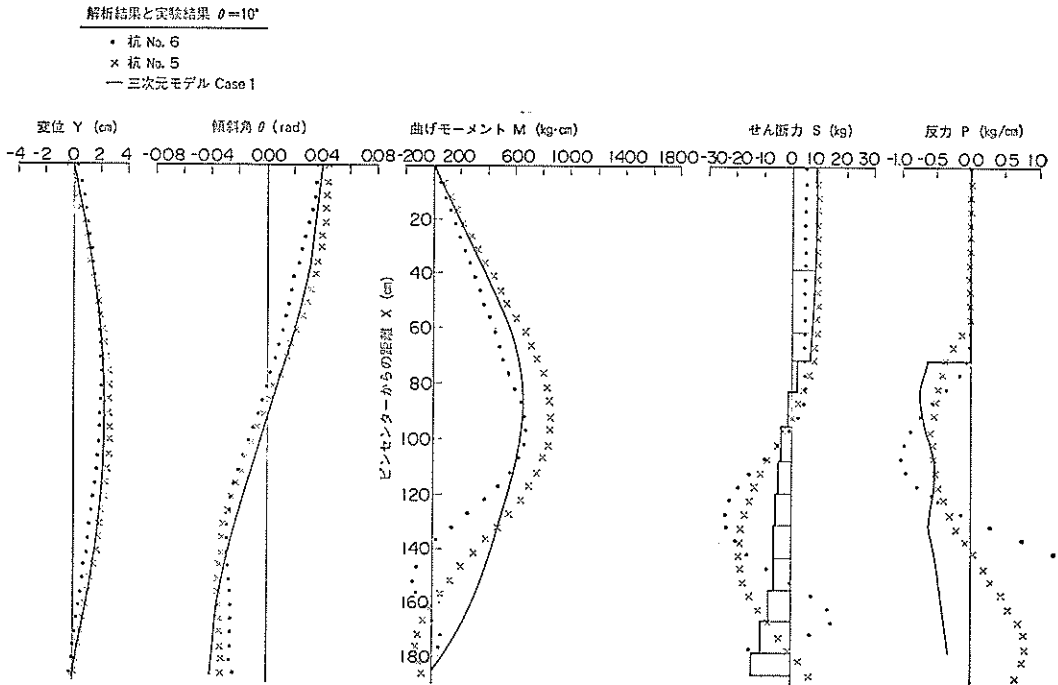


図-3.2.3 3次元有限要素法解析結果 ($\theta=10^\circ$)

盤は均一でない。例えばヤング係数については、深くなるに従って粘土の自重による圧密荷重が増えるから m_v は小さくなりヤング係数は大きくなるはずである。深さ方向に地盤の強度が増すという条件が有限要素解析に入れられていないために、杭先端付近における土による拘束の影響が表現されなかったと考えられる。

地盤の沈下については、鋼ボール表面での沈下量と比較した場合、実測値 16.4cm (あるいは一次圧密終了時点の予想沈下量 16.9cm) に対して、計算値は約 21cm であった。体積圧縮係数 m_v を求める際の精度を考慮すると、この計算結果は概ね妥当なものであると思われる。

3.3 佐藤等の方法による計算

(1) 方法の簡単な紹介²⁾

地盤の圧密沈下により斜杭に曲げが発生する状態を、梁と考えた杭に土の重量のうち軸直角方向の成分がかかるとしてモデル化している (図-3.3.1 参照)。このようにモデル化すると問題は、荷重のとり方、梁のスパンのとり方、支点をいかに決定するかの3点である。

荷重は次のようにとることとしている。

$$p = \gamma h \alpha' D U \sin \theta \quad (3.3.1)$$

記号の意味は、3.2.(2)において示した通りである。この式で、 $\sin \theta$ が2乗になっていないことに対する疑問は

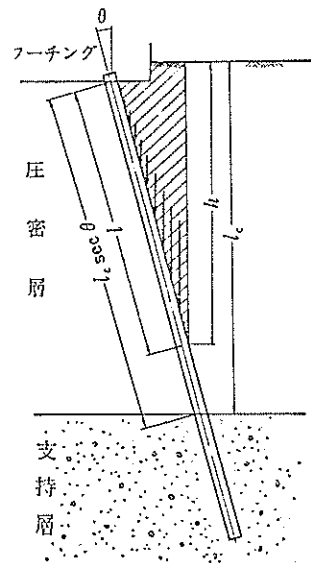


図-3.3.1 斜杭の曲げのモデル化 (佐藤等²⁾ (1960) より)

3.2(2)に指摘した。

圧密度 U をこのような形でとり入れることにより、荷重 P を有効応力と考えてよいものと思われる。本来、圧密途中段階において圧密状態は深さによっており、従って間隙水圧の脱けている度合と有効応力の発揮されている度合も異っている訳であるが、あくまで平均的な意味としての有効応力の発揮されている程度は、平均的な圧密度 U と同じものと考えてよいのであろう。こういう意味で図-2.3.22の沈下量と最大曲げモーメントの関係を見直してみると、この図に示された比例関係は式(3.3.1)を支持するものと見ることが出来る。何故なら、地表面沈下量は最終沈下量で割れば圧密度 U そのものであるし、最大曲げモーメントは、杭を梁と考えた場合の支承条件が変わらなければ、荷重強度に比例するからである。

さらに、そこまで精密な議論が可能かどうかは疑問であるが、図-2.3.22の関係が地表面沈下量の増大と共に直線的よりもさらに若干大きな最大曲げモーメントの増大を示している点について間隙水圧が脱けることによって有効応力が増すことと共に、圧密による単位体積重量の増大が考えられる。平均的な圧密度で考慮しているから、間隙水圧の逸散による有効応力の増大は、図-2.3.22において直線関係になると想像されるが、圧密によって生ずる単位体積重量の増大はそのこととは別に、さらに若干の荷重の増大を意味するものと考えられるからである。

梁のスパンのとり方の問題は、圧密層厚のうちのどれだけの部分の土を荷重として作用させるかということである。佐藤等の報告では、圧密層厚の8割の深さまで荷重として作用させ、さらに支承条件として、それより深い部分を弾性床とし、杭頭部を固定とした場合が実測値とよく一致したと報告されている。

(2) 計算条件

計算には、模型杭の諸元として、表-3.2.1に示した数値を使う。

荷重としては、鋼ボール層、砂層、粘土層であり、

$$\begin{aligned} \gamma \text{ (鋼ボール)} &= 4.545 \text{ t/m}^3 \\ \gamma \text{ (砂)} &= 1.8 \text{ t/m}^3 \\ \gamma \text{ (粘土)} &= 1.49 - 0.9 = 0.59 \text{ t/m}^3 \end{aligned}$$

なお、計算に使う粘土層の層厚は、圧密終了後の値 96.6 cm を使用した。

荷重分布係数 α' は、実験の杭間隔が 50cm であるから、1と 6.67(=50/7.5)の間の値をとることになる。佐藤等の報告では、 $\alpha'=3$ が実測値とよい対応を示している。ここでは $\alpha'=1$ および $\alpha'=3$ として計算した。

粘土の地盤反力係数は、土質試験結果の q_u 値から N 値

を介して求めることが一応可能である。 q_u 値は図-2.3.4に示した通りで、深くなると q_u 値が大きくなっている。杭を支える側の粘土は下部になる訳であるから、深い部分の平均的な値として、 $q_u=0.15 \text{ kg/cm}^2$ とする。 q_u 値と N 値、 N 値と k_h 値との間には次の関係がある。

$$N = 8q_u^{1/2}$$

$$k_h = 0.15N^{1/2}$$

これらの関係が、今回の実験のように軟い粘土に適用し得るのかどうか疑問であるが、一応の目安として値を得るために用いると、 $k_h=0.18 \text{ kg/cm}^3 \approx 0.2 \text{ kg/cm}^3$ となる。そこで、計算は $k_h=0.1, 0.2, 0.3 \text{ kg/cm}^3$ の3通りについて行った。

圧密度については、2.3.(1)に述べた通り 97% ($U=0.97$) とする。

梁としてのスパンの長さは、圧密層中にある杭長の4割、6割、8割、従ってそれより下の弾性床中の長さをそれぞれ6割、4割、2割とした3通りの計算を行った。杭頭での支承条件は、実際の通りヒンジとして、杭先端においても、ヒンジ支点を仮定した。

以上の条件で、電子計算機により計算を行った。計算モデルの1例として、傾斜角 20° で弾性床部分の長さが粘土層中の杭長の4割とした場合のものを、図-3.3.2に示す。計算上、杭を40個近くの要素に区切り、荷重は各節点間に分担させた節点荷重として与え、弾性床の部分はバネ支承とした。

(3) 計算結果とその検討

以上、条件を種々に変えた計算の結果、 $\alpha'=3$ 、 $k_h=0.2 \text{ kg/cm}^3$ 、弾性床部の長さが粘土層中の杭長の4割の場合が実測値とほぼ一致した。ただしこの弾性床中の長さは、鋼ボール層、砂層、粘土層を合わせた全層厚に対して3割である。結果の一部として傾斜角 20° のものを図-3.3.3に、傾斜角 10° のものを図-3.3.4に示す。有限要素法の解析結果の図と同様に、この図においても、離散点で示してあるのは実験結果を用いた多項式近似による値である。

解析結果は実測値とほぼ一致していると言える。またこの解析結果は、図-2.3.19に示した概念図とも非常によく一致している。逆の言い方をすれば、佐藤等の方法は、現象を巧みにとらえたモデルであると考えられる。

この方法において、有効単位体積重量を 0.59 t/m^3 でなく、普通行われるように $1.49 - 1.0 = 0.49 \text{ t/m}^3$ とした計算も行ったみた。しかし、荷重としての有効単位体積重量が、17% (= $100 \times (0.59 - 0.49) / 0.59$) も異っているにもかかわらず、結果には1%程度のずれしか現われ

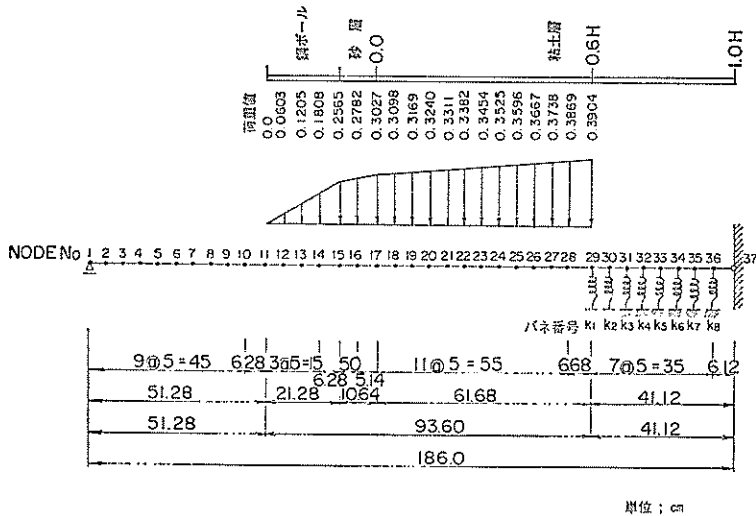


図-3.3.2 傾斜角 20° の解析モデル (弾性床部が $0.4l, \sec\theta$ の場合)

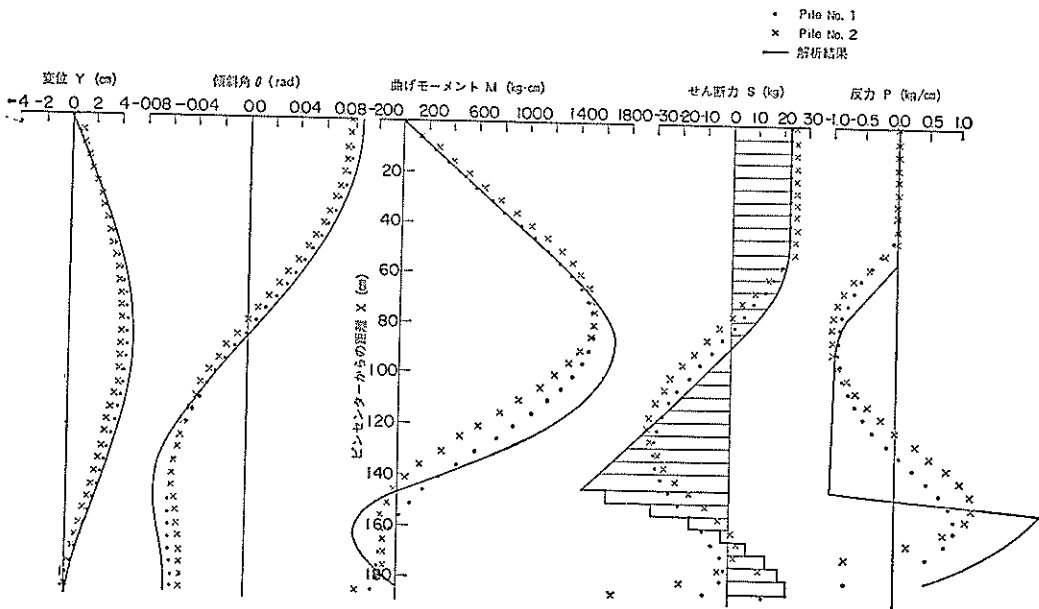


図-3.3.3 解析結果と実験結果 ($\theta=20^\circ$), 弾性床部分の長さ 40%, $k_k=0.2\text{kg/cm}^3$, $\alpha'=3$ の場合

なかった。このことは、図-3.3.2 に示されたモデルにおいて、粘土の単位体積重量の相異が全体的な荷重の大きさから見ると小さい、すなわち、この場合単位体積重量の大きい鋼ボール層および砂層が、荷重の大きさを構成する上で卓越していることを示している。これは、有限要素解析結果の検討のところ(3.2.(3)参照)で最初

行った考察と矛盾する。すなわち、有限要素解析においては粘土層が荷重として卓越し、佐藤等の方法においては鋼ボール層および砂層が卓越しているのである。佐藤等の方法において鋼ボール層および砂層が荷重として卓越する理由は上記の通りであるが、有限要素法において粘土層が荷重として卓越する理由として、次のことが考

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げ

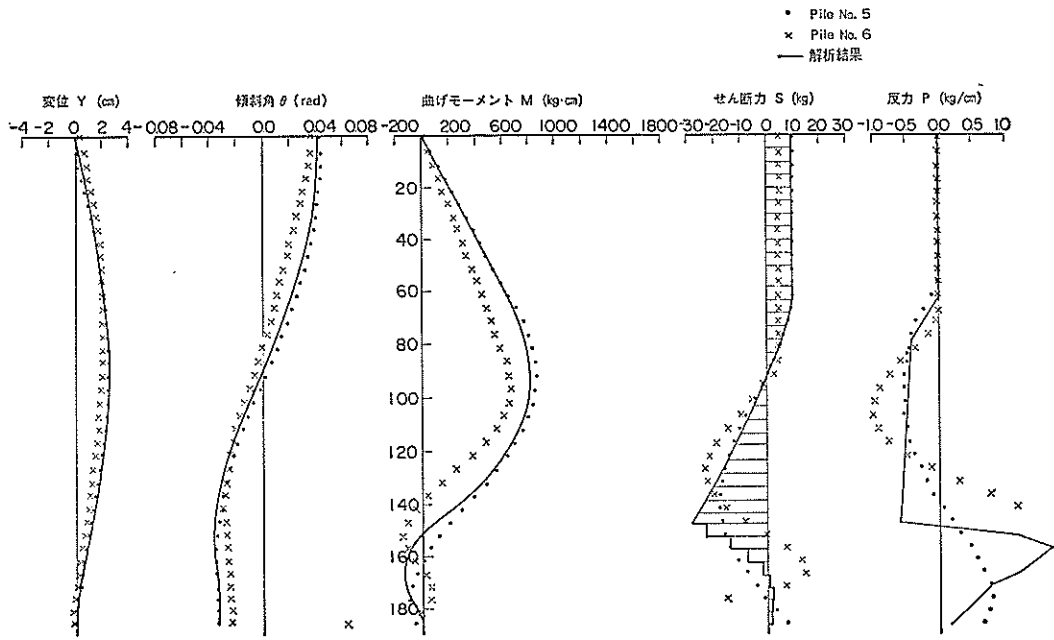


図-3.3.4 解析結果と実験結果 ($\theta=10^\circ$), 弾性床部分の長さ 40%, $k_b=0.2\text{kg/cm}^3$, $\alpha'=3$ の場合

えられる。つまり、ここに行った有限要素解析において、鋼ボール層および砂層が直接杭に与える荷重効果は小さく、この荷重はむしろ粘土層を沈下させるという意味で重要であり、杭が受ける荷重作用としては、弾性体としての粘土地盤が弾性体としての杭をその変位によって圧すという現象が卓越しているということである。結局、有限要素法と佐藤等の方法の間で、想定しているモデルの違いにより、このように一見矛盾する計算結果が出てきているものと考えられる。

3.4 弾性地盤反力を仮定した方法による計算

前の佐藤等の方法では、粘土層上部の一定の部分を荷重部とし、それより下の部分が弾性床中にあるとモデル化しているが、ここでは粘土層全体あるいは実験上の荷重層である鋼ボール層や砂層をも弾性床とモデル化した場合に、どのような結果になるか調べてみる。すなわち、杭の水平抵抗を計算する場合の Chang の式に見られるように、地盤を Winkler 地盤とし、杭と土の軸直角方向の相対移動に比例した地盤反力を仮定するのである。

ここで行う計算は、図-3.4.1 のモデルに対し表-3.4.1 に示した 3 通りである。なお、粘土層、砂層、鋼ボール層、自由長部を表わすのに、下付き添字 I, II, III, IV を用いる。

(1) Winkler 地盤

上記の Winkler 地盤における弾性曲線の微分方程式は次のように表わされる。

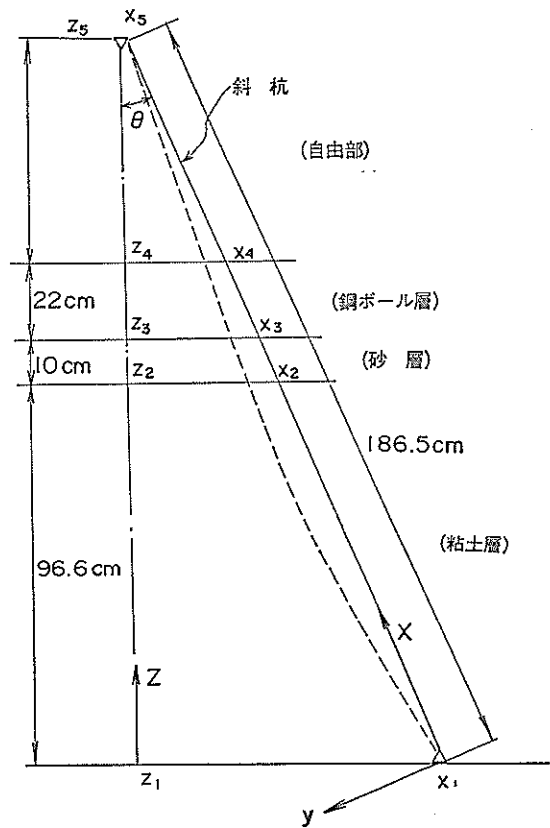


図-3.4.1 弾性地盤反力を仮定した方法の計算モデル

表-3.4.1 地盤の仮定

	粘土層	砂層	鋼ボール層
Case I	Winkler地盤	荷重	荷重
Case II	Winkler地盤	Winkler地盤	荷重
Case III	Winkler地盤	Winkler地盤	Winkler地盤

$$\frac{EI}{B} \frac{d^4 y}{dx^4} = p = k_h (S \sin \theta - y) \quad (3.4.1)$$

ここで、

EI : 曲げ剛性

y : 杭の軸直角方向たわみ

x : 杭先端から軸方向にとった座標

p : 地盤反力

B : 杭の幅

k_h : 地盤反力係数

S : 地盤の沈下量

θ : 杭の傾斜角

S は深さによって異なり、またもし圧密途中段階を考えようとすれば、時間によっても（すなわち圧密度に応じて）異なる。

(3.4.1) 式の同次方程式は次のように解かれる。

$$y = A_1 \cos \beta' x \cdot \cosh \beta' x + A_2 \cos \beta' x \cdot \sinh \beta' x + A_3 \sin \beta' x \cdot \cosh \beta' x + A_4 \sin \beta' x \cdot \sinh \beta' x \quad (3.4.2)$$

ここで

$$\beta' = \sqrt{\frac{Bk_h}{4EI}}$$

である。計算にはクルイロフ関数¹³⁾を用いて、

$$\left. \begin{aligned} Z_1 &= \cos \beta' x \cdot \cosh \beta' x \\ Z_2 &= \frac{1}{2} (\sin \beta' x \cdot \cosh \beta' x + \cos \beta' x \cdot \sinh \beta' x) \\ Z_3 &= \frac{1}{2} \sin \beta' x \cdot \sinh \beta' x \\ Z_4 &= \frac{1}{4} (\sin \beta' x \cdot \cosh \beta' x - \cos \beta' x \cdot \sinh \beta' x) \end{aligned} \right\} (3.4.3)$$

とすると、

$$y = A_1 Z_1 + A_2 Z_2 + A_3 Z_3 + A_4 Z_4 \quad (3.4.4)$$

である。この式で $A_1 \sim A_4$ は、式 (3.4.2) の $A_1 \sim A_4$ と同じものではない。クルイロフ関数の性質を利用して、

$$(y) = \begin{pmatrix} y \\ y' \\ y'' \\ y''' \\ y'''' \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} y \\ y' \\ -\frac{M}{EI} \\ -\frac{Q}{EI} \\ \frac{p}{EI} \end{pmatrix}$$

$$= \begin{pmatrix} Z_1 & Z_2 & Z_3 & Z_4 \\ -4\beta'^2 Z_4 & \beta' Z_1 & \beta' Z_2 & \beta' Z_3 \\ -4\beta'^2 Z_3 & -4\beta'^2 Z_4 & \beta'^2 Z_1 & \beta'^2 Z_2 \\ -4\beta'^3 Z_2 & -4\beta'^3 Z_3 & -4\beta'^3 Z_4 & \beta'^3 Z_1 \\ -4\beta'^4 Z_1 & -4\beta'^4 Z_2 & -4\beta'^4 Z_3 & -4\beta'^4 Z_4 \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} A_1 \\ A_2 \\ A_3 \\ A_4 \end{pmatrix} = [Z] \{A\} \quad (3.4.5)$$

と書くことができる。

$S \sin \theta$ の項に対する特解としては、次の形のものはいくらでも考慮に入れることができる。

$$S = \alpha_0 + \alpha_1 x + \alpha_2 x^2 + \alpha_3 x^3 \quad (3.4.6)$$

3次多項式であるが、これによって沈下量を近似することは、ある程度妥当と考えられる。有効応力のアイソクロンはひずみのアイソクロンと比べて、時間的に遅れているが形状は相似であり¹⁴⁾、その形状は2次放物線の形に近い。ひずみを積分したものが沈下量であり、2次放物線を積分すれば3次多項式になるので、式 (3.4.6) の係数 $\alpha_0 \sim \alpha_3$ の中に圧密度を導入すれば、任意の深さ、任意の圧密度の沈下量が、相当の近似度をもって表わされ得ると考えられる。

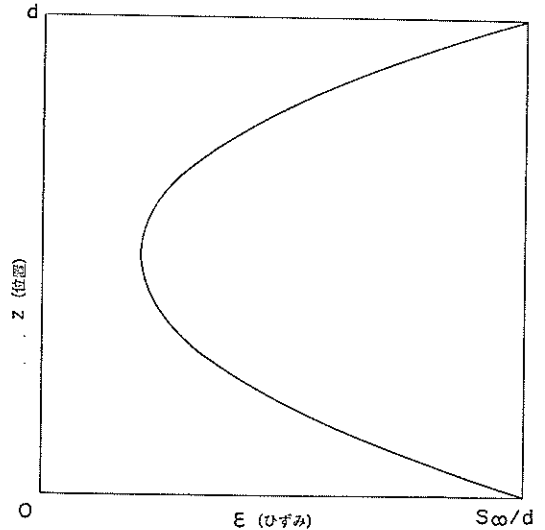


図-3.4.2 圧密度 U におけるひずみのアイソクロン

実際の表式を求めてみよう。図-3.4.2に示した曲線が、平均的な圧密度 U の時のひずみのアイソクロンであるとする。条件としては、圧密度 U の時の粘土層厚を d 、地表面沈下量を S_0 、圧密終了時の地表面沈下量を S_∞ とする。ひずみ分布を表わす式は、 $z=0$ (粘土層下面)、および $z=d$ (粘土層上面) でひずみが S_∞/d 、そしてひずみの粘土層全体にわたる積分が S_0 という3つの条件を使って

$$\varepsilon = \frac{6}{d^3} (S_\infty - S_0) z(z-d) + \frac{S_\infty}{d} \quad (3.4.7)$$

と表わされる。ここで \$z\$ は杭先端位置から鉛直上方にとった座標である。ただしひずみが負になることはあり得ないので、この表現には次の条件が必要である。

$$\varepsilon_{z-z} = \frac{S_\infty}{d} - \frac{6}{d^3}(S_\infty - S_0) \frac{d^2}{4} \geq 0$$

これは \$S_0 = US_\infty\$ の関係を使って

$$U \geq \frac{1}{3} \quad (3.4.8)$$

なる条件となる。すなわち、圧密初期の排水層に近い部分にひずみが集中している状態は式 (3.4.6) や式 (3.4.7) では表わすことができない。(3.4.7) は、\$S_0 = US_\infty\$ の関係を使って書き直すと、

$$\varepsilon = \frac{S_\infty}{d} \left\{ 1 - 6(1-U) \frac{z}{d} \left(1 - \frac{z}{d} \right) \right\} \quad (3.4.9)$$

また (3.4.6) は、

$$S = S_\infty \left\{ \frac{z}{d} - (1-U) \left(\frac{z}{d} \right)^2 \left(3 - 2 \frac{z}{d} \right) \right\} \quad (3.4.10)$$

と表わされる。

計算は軸方向に対して行うことになるから、\$z = x \cos \theta\$ として、\$y\$ の時と同様に \$x\$ に関する微分をベクトルにして表わすと、次式の通りになる。

$$\{S\} = \begin{Bmatrix} S \\ S' \\ S'' \\ S''' \\ S'''' \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} S_\infty \left\{ \frac{x}{d/\cos\theta} - (1-U) \left(\frac{x}{d/\cos\theta} \right)^2 \left(3 - 2 \frac{x}{d/\cos\theta} \right) \right\} \\ \frac{S_\infty}{d/\cos\theta} \left\{ 1 - 6(1-U) \frac{x}{d/\cos\theta} \left(1 - \frac{x}{d/\cos\theta} \right) \right\} \\ - \frac{6S_\infty}{(d/\cos\theta)^2} (1-U) \left(1 - 2 \frac{x}{d/\cos\theta} \right) \\ \frac{12S_\infty}{(d/\cos\theta)^3} (1-U) \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.4.11)$$

鋼ボール層や砂層に、ここで述べたと同じ線型の弾性地盤反力を考慮する場合には、同次方程式の一般解については同様であるが、特解である沈下量 \$S\$ に関して異なり、もっと簡単である。すなわち、鋼ボールや砂層は圧縮せず、粘土表面の沈下量があるまま伝達するとして、\$\{S\}\$ の表現は次の通りである。

$$\{S\} = \begin{Bmatrix} S_0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.4.12)$$

以上の準備により、Winkler 地盤に関する微分方程式 (3.4.1) の一般解と、一般解から得られる微分式は次式のように表わされる。

$$\{y\} = [Z] \{A\} + \{S\} \sin \theta \quad (3.4.13)$$

(2) 自由長部

自由長部を表現する微分方程式は、

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = 0 \quad (3.4.14)$$

であるから、これは簡単に積分されて、

$$y = A_1 + A_2 x + A_3 x^2 + A_4 x^3 \quad (3.4.15)$$

である。(1)と同じようにベクトル表示すると、

$$\{y\} = \begin{pmatrix} 1 & x & x^2 & x^3 \\ 0 & 1 & 2x & 3x^2 \\ 0 & 0 & 2 & 6x \\ 0 & 0 & 0 & 6 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ A_3 \\ A_4 \end{Bmatrix} = [X] \{A\} \quad (3.4.16)$$

となる。

(3) 荷重部

鋼ボール層や砂層を荷重部と考えた場合の微分方程式の一般的な形は次の通りである。

$$\frac{EI}{B} \frac{d^4 y}{dx^4} = r(z, -z) \sin^2 \theta \quad (3.4.17)$$

ここで

\$r\$: 考えている荷重層の単位体積重量

\$z\$: 杭先端位置から考えている荷重層上表面までの高さ

\$z = x \cos \theta\$ としてから積分すると、

$$y = A_1 + A_2 x + A_3 x^2 + A_4 x^3 + A_5 x^4 + A_6 x^5$$

であり、

$$A_5 = \frac{1}{24} \frac{B\gamma}{EI} x \sin^2 \theta \cos \theta$$

$$A_6 = -\frac{1}{120} \frac{B\gamma}{EI} \sin^2 \theta \cos \theta$$

だから、例によってベクトル表示すると、

$$\{y\} = \begin{pmatrix} 1 & x & x^2 & x^3 \\ 0 & 1 & 2x & 3x^2 \\ 0 & 0 & 2 & 6x \\ 0 & 0 & 0 & 6 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ A_3 \\ A_4 \end{Bmatrix} + \begin{pmatrix} x^4 & x^5 \\ 4x^3 & 5x^4 \\ 12x^2 & 20x^3 \\ 24x & 60x^2 \\ 24 & 120x \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{1}{24} \frac{B\gamma}{EI} x \sin^2 \theta \cos \theta \\ -\frac{1}{120} \frac{B\gamma}{EI} \sin^2 \theta \cos \theta \end{Bmatrix} = [X] \{A\} + \{C\} \quad (3.4.18)$$

となる。

鋼ボール層と砂層の両者を荷重層として考える表-3. 4. 1 の Case I の場合には、鋼ボール層に対する表現は上記の通りであるが、砂層に鋼ボール層の重量が伝えられるため、微分方程式 (3. 4. 17) の定数項が異なる。微分方程式は次の通りであり、

$$\frac{EI}{B} \frac{d^4 y}{dx^4} = \{r_{II}(z_4 - z_3) + r_{III}(z_3 - z)\} \sin^2 \theta \quad (3. 4. 19)$$

ここで

r_{II} : 鋼ボール層の単位体積重量

r_{III} : 砂層の単位体積重量

z_4 : 鋼ボール層上面の杭先端よりの高さ

z_3 : 砂層上面の杭先端よりの高さ

従って、ベクトル表示は (3. 4. 18) と $\{C\}$ だけが次のように異なる。

$$\{C_{II}\} = \begin{pmatrix} x^4 & x^5 \\ 4x^3 & 5x^4 \\ 12x^2 & 20x^3 \\ 24x & 60x^2 \\ 24 & 120x \end{pmatrix} \begin{cases} \left\{ \frac{1}{24} \frac{B r_{II}}{EI} \left\{ x_3 + \frac{r_{II}}{r_{III}} (x_4 - x_3) \right\} \right. \\ \quad \times \sin^2 \theta \cos \theta \\ \left. - \frac{1}{120} \frac{B r_{III}}{EI} \sin^2 \theta \cos \theta \right\} \end{cases} \quad (3. 4. 20)$$

(4) 計算法の説明

以上によって、たわみ、たわみ角、曲げモーメント、せん断力、地盤反力が全て、土質条件 (k_h, γ) および杭の条件 (EI, B) を使って深さの関数として表わされた訳だから、一般的には、杭先端における4つの境界条件と、3個所の境界層(粘土層と砂層、砂層と鋼ボール層、鋼ボール層と自由長部)におけるそれぞれ4つ(たわみ、たわみ角、曲げモーメント、せん断力)の連続条件を用いて解くことができる。

今回の実験では、杭先端においてヒンジ、杭頭においてもヒンジではあるが、組杭であるために杭頭に若干の変位が存在する。従って、境界条件は次の通りである。

杭先端 ($x=x_1$) : $y=y''=0$ (3. 4. 21)

杭頭 ($x=x_0$) : $y=y_0, y''=0$ (3. 4. 22)

連続条件としてはたわみ、たわみ角、曲げモーメント、せん断力の4項が連続するから、 $\{y\}$ の5次元ベクトルのうち地盤反力の項のみを除いた形の4次元ベクトルを考えて、

粘土層—砂層 ($x=x_2$) : $\{y_I\} = \{y_{II}\}$ (3. 4. 23)

砂層—鋼ボール層 ($x=x_3$) : $\{y_{II}\} = \{y_{III}\}$ (3. 4. 24)

鋼ボール層—自由部 ($x=x_4$) : $\{y_{III}\} = \{y_{IV}\}$ (3. 4. 25)

境界条件に4、連続条件に12で合計16の連立方程式を用

いて4層に4個ずつ合計16個の係数が解かれることになる。ただし、以後の個々の計算において、上記の連立方程式を解く際には、ベクトルは全て地盤反力を除いた形の4次元ベクトルとして用いる。従ってその場合にはマトリックス $[Z], [X]$ も最終行を除いた 4×4 のマトリックスである。

次に、以上の方法を各 Case に適用した場合の、具体的な計算法を説明する。

鋼ボール層および砂層を荷重とし、粘土層を Winkler 地盤とモデル化した Case I の計算式は次に示す通りである。

自由長部 : $\{y_{IV}\} = [X] \{A_{IV}\}$ (3. 4. 26)

鋼ボール層 : $\{y_{III}\} = [X] \{A_{III}\} + \{C_{III}\}$ (3. 4. 27)

砂層 : $\{y_{II}\} = [X] \{A_{II}\} + \{C_{II}\}$ (3. 4. 28)

粘土層 : $\{y_I\} = [Z] \{A_I\} + \{S_I\} \sin \theta$ (3. 4. 29)

ここで $[X], [C], \{S\}$ は x のみの関数、 $[Z]$ は x と β' の関数である。

上記の一般式に対して、境界条件および連続条件は前に示した通りであり、式(3. 4. 23)~(3. 4. 25)の連続条件だけ書き直しておくと、

$$[Z]_{II, I} \{A_I\} + \{S_I\}_{II, I} \sin \theta = [X]_{II, I} \{A_{II}\} + \{C_{II}\}_{II, I} \quad (3. 4. 30)$$

$$[X]_{III, II} \{A_{II}\} + \{C_{II}\}_{III, II} = [X]_{III, II} \{A_{III}\} + \{C_{III}\}_{III, II} \quad (3. 4. 31)$$

$$[X]_{IV, III} \{A_{III}\} + \{C_{III}\}_{IV, III} = [X]_{IV, III} \{A_{IV}\} \quad (3. 4. 32)$$

である。境界条件については、式(3. 4. 26)の第1行と第3行、式(3. 4. 26)の第1行と第3行に与えられている。従って具体的な解き方としては、式(3. 4. 30)~(3. 4. 32)と式(3. 4. 26)または式(3. 4. 29)を使って係数 $\{A_{II}\} \sim \{A_{IV}\}$ または $\{A_I\} \sim \{A_{III}\}$ を消去し、係数 $\{A_I\}$ または $\{A_{IV}\}$ に関する8元の連立方程式としたのち、境界条件として与えられている4つを使って係数 $\{A_I\}$ または $\{A_{IV}\}$ を解く。そうすれば、あとは式(3. 4. 30)~(3. 4. 32)を使って残りの係数 $\{A\}$ が求められ、全ての係数 $\{A_I\} \sim \{A_{IV}\}$ が求められる。係数 $\{A_I\} \sim \{A_{IV}\}$ が求められてしまえば、式(3. 4. 26)~(3. 4. 29)の一般式を使って、任意の深さにおける $\{y\}$ が求められる。全ての係数 $\{A\}$ が求められたのちの $\{y\}$ の計算においては再び5次元のベクトルに戻して、たわみ、たわみ角、曲げモーメント、せん断力、地盤反力の5つの量を求めればよい。なお係数 $\{A\}$ の消去の際に、 4×4 マトリックスである $[X]$ や $[Z]$ の逆行列を求めて計算するのが便利であるが、 $[Z]$ は $[X]$ に比べて非常にクセの悪いマトリックスであるから、なるべく $\{A_I\}$ を残すよう

地盤の圧密沈下による斜抗の曲げ

に消去した方がよい。

$$(3.4.43)$$

鋼ボール層だけを荷重とし、砂層および粘土層を Winkler 地盤とした Case II の計算式は次に示す通りである。

$$\text{自由長部: } \{y_w\} = [X] \{A_w\} \quad (3.4.33)$$

$$\text{鋼ボール層: } \{y_B\} = [X] \{A_B\} + \{C_B\} \quad (3.9.34)$$

$$\text{砂層: } \{y_s\} = [Z_s] \{A_s\} + \{S\} \sin \theta \quad (3.4.35)$$

$$\text{粘土層: } \{y_c\} = [Z_c] \{A_c\} + \{S_c\} \sin \theta \quad (3.4.36)$$

ここで $[X]$, $\{C\}$, $\{S\}$ は x のみの関数, $[Z]$ は x と β' の関数である。

上記の一般式に対して、境界条件は式(3.4.21)および式(3.4.22)であり、式(3.4.23)~(3.4.25)の連続条件を書き直すと、次の通りである。

$$[Z_1]_{z_1} \{A_1\} + \{S_1\}_{z_1} \sin \theta = [Z_B]_{z_1} \{A_B\} + \{S_B\}_{z_1} \sin \theta \quad (3.4.27)$$

$$[Z_B]_{z_2} \{A_B\} + \{S_B\}_{z_2} \sin \theta = [X]_{z_2} \{A_B\} + \{C_B\}_{z_2} \quad (3.4.38)$$

$$[X]_{z_2} \{A_B\} + \{C_B\}_{z_2} = [X]_{z_2} \{A_w\} \quad (3.4.39)$$

あとの計算は Case I の場合と全く同様である。

鋼ボール層、砂層、粘土層の全てを Winkler 地盤とする Case III の計算式は次の通りである。

$$\text{自由長部: } \{y_w\} = [X] \{A_w\} \quad (3.4.40)$$

$$\text{鋼ボール層: } \{y_B\} = [Z_B] \{A_B\} + \{S_B\} \sin \theta \quad (3.4.41)$$

$$\text{砂層: } \{y_s\} = [Z_s] \{A_s\} + \{S_s\} \sin \theta \quad (3.4.42)$$

$$\text{粘土層: } \{y_c\} = [Z_c] \{A_c\} + \{S_c\} \sin \theta$$

ここで $[X]$, $\{C\}$, $\{S\}$ は x のみの関数, $[Z]$ は x と β' の関数である。

上記の一般式に対して、境界条件は式(3.4.21)および式(3.4.22)であり、式(3.4.23)~(3.4.25)の連続条件を書き直すと、次の通りである。

$$[Z_1]_{z_1} \{A_1\} + \{S_1\}_{z_1} \sin \theta = [Z_B]_{z_1} \{A_B\} + \{S_B\}_{z_1} \sin \theta \quad (3.4.44)$$

$$[Z_B]_{z_2} \{A_B\} + \{S_B\}_{z_2} \sin \theta = [Z_s]_{z_2} \{A_s\} + \{S_s\}_{z_2} \sin \theta \quad (3.4.45)$$

$$[Z_s]_{z_2} \{A_s\} + \{S_s\}_{z_2} \sin \theta = [X]_{z_2} \{A_w\} \quad (3.4.46)$$

あとの計算は Case I, Case II の場合と全く同様である。

(5) 計算結果とその検討

計算の条件は、表-3.4.2 に示すように変化させた。条件の変化の中で、単位体積重量を実際の値より大きくするという事は、3.3の方法において杭幅を α 倍したのと同様に、杭幅を大きくすることと計算上同じである。またこのことは k_h についても同様である。従って k_h の場合には、粘土に想定された k_h 値よりも大きな k_h 値による計算が実際とよく合うという時、実際に k_h 値が大きいのか、あるいは k_h 値は想定した値が正しくて杭幅の効果として実際の杭幅よりも広い範囲で荷重を受けるのか、あるいはまた他の理由があるのか、計算からはわからない。ここでは、そういった要素を全て含みながら、まずどんな値がこの理論において実験値をよく説明するかをしてみる。

なお圧密度としては、2.3(1)で述べたことから 97% を用いた。

表-3.4.2 計算条件

	粘 土 層	砂 層	鋼 ボ ール 層	備 考
Case I	$k_{h1} = 200 \text{ t/m}^3$	$\gamma_B = 1 \times 1.8 \text{ t/m}^3$	$\gamma_B = 1 \times 4.55 \text{ t/m}^3$	$\frac{\gamma_1}{\gamma_B} = \frac{1.8}{4.544}$
	300	3	3	
	500	10	10	
Case II	$k_{h1} = 100 \text{ t/m}^3$	$k_{hB} = 100 \text{ t/m}^3$	$\gamma_B = 1 \times 4.55 \text{ t/m}^3$	$k_{hB} \geq k_{h1}$
	200	300	3	
	300	500	10	
Case III	$k_{h1} = 100 \text{ t/m}^3$	$k_{h1} = 100 \text{ t/m}^3$	$k_{hB} = 100 \text{ t/m}^3$	$k_{hB} \geq k_{h1} \geq k_{h1}$
	200	300	300	
	300	500	500	

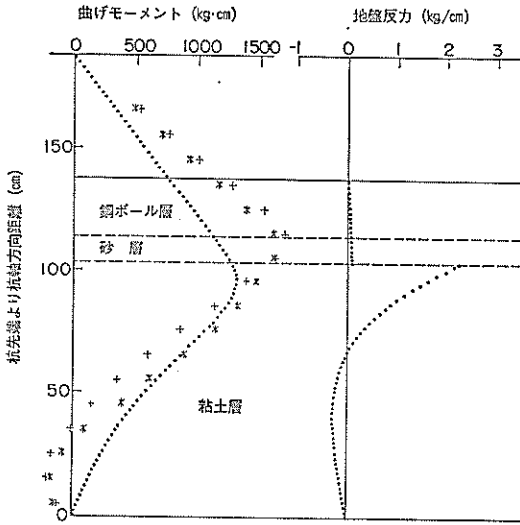


図-3.4.3 Case I—傾斜角 20° (P. No. 1, 2)
 $(k_{h1}=200t/m^3, \gamma_{H}=1.8t/m^3, \gamma_{H}=4.55t/m^3)$

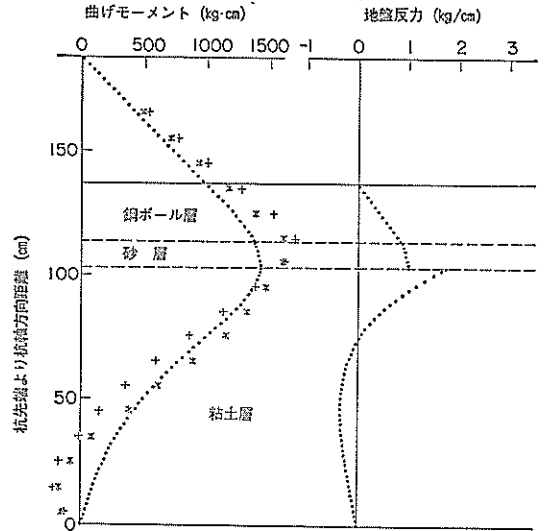


図-3.4.4 Case I—傾斜角 20° (P. No. 1, 2)
 $(k_{h1}=200t/m^3, \gamma_{H}=10 \times 1.8t/m^3, \gamma_{H}=10 \times 4.55t/m^3)$

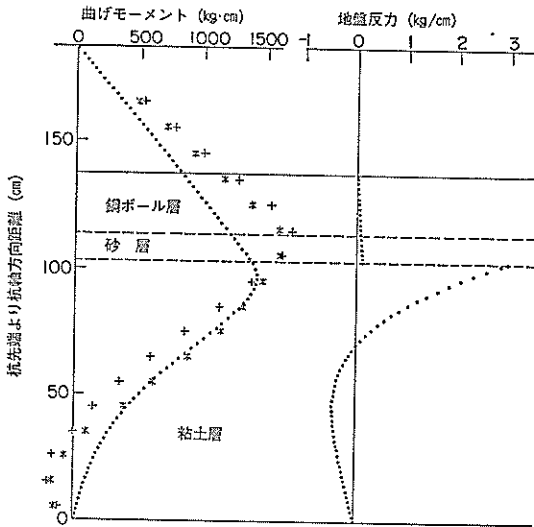


図-3.4.5 Case I—傾斜角 20° (P. No. 1, 2)
 $(k_{h1}=300t/m^3, \gamma_{H}=1.8t/m^3, \gamma_{H}=4.55t/m^3)$

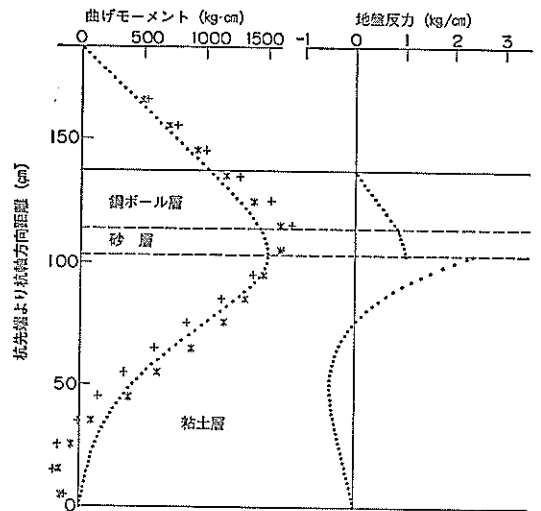


図-3.4.6 Case I—傾斜角 20° (P. No. 1, 2)
 $(k_{h1}=300t/m^3, \gamma_{H}=10 \times 1.8t/m^3, \gamma_{H}=10 \times 4.55t/m^3)$

まず Case I の計算の中から、傾斜角 20° の例をとり上げ、粘土層の 3 通りの k_h 値に対して砂層および鋼ボール層の単位体積重量を実際のその 1 倍、10 倍とした計算結果を図-3.4.3~3.4.8 に示す。図には、曲げモーメント分布と地盤反力分布だけを示し、比較のために曲げモーメントの実測値を図中に (*) 印 (Pile No. 1) と (+) 印 (Pile No. 2) で示した。図中に (・) 印で示

されているのが計算値であり、これには Pile No. 1 と Pile No. 2 の 2 つの計算結果が示されているのであるが、境界条件としての杭頭変位の違いが小さいために、あまり区別がつかない。

いずれの図においても杭先端付近、すなわち粘土層下部における負の曲げモーメントは計算されていない。従ってこの計算においては前に述べたような杭先端におい

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げ

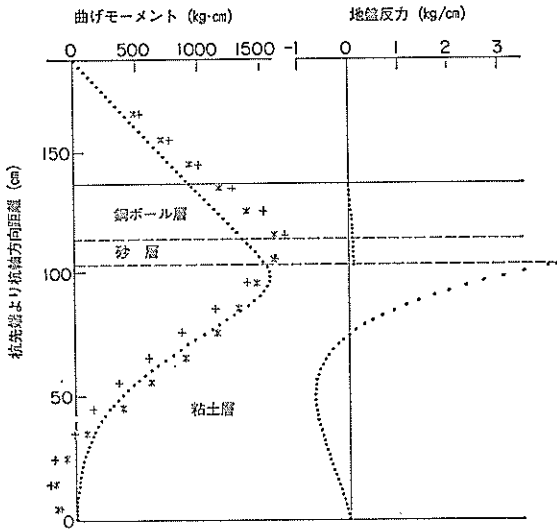


図-3.4.7 Case I—傾斜角 20° (P. No. 1, 2)
 $(k_h=500t/m^3, \gamma_1=1.8t/m^3, \gamma_2=4.55t/m^3)$

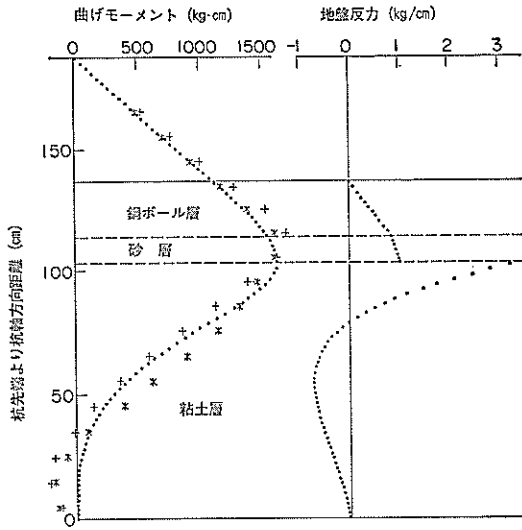


図-3.4.8 Case I—傾斜角 20° (P. No. 1, 2)
 $(k_h=500t/m^3, \gamma_1=10 \times 1.8t/m^3, \gamma_2=10 \times 4.55t/m^3)$

て上から下に抑えつけるような力は生じていないことになる。このような力の発生する理由を考察してみると、地盤反力係数の分布が下へ行く程大きくなっているような場合に見出すことができると考えられる。地盤反力は杭と地盤との相対変位によるから、簡単には決められないが地盤反力係数が下の方で大きい場合、一般には地盤反力の分布もそうでない場合に比べて下の方の大きさが増すであろう。そうすれば、杭頭部に関するモーメントのつり合いから、杭先端におけるせん断力は、杭先端における地盤反力と反対方向を向いたもの、すなわち上から抑えるような方向の力になる。実際、今回の計算そのものではないが、同様の計算で粘土層の下部の地盤反力係数を大きくしてやると、今回の実験結果を説明するような負の曲げモーメントが先端付近に発生し、せん断力も上から抑える向きのものが計算される。

ここに示した図の中で、単位体積重量を想定される値そのものとした図-3.4.3, 3.4.5, 3.4.7 においては、荷重層である鋼ボール層および砂層からの荷重が不足する計算結果になっている。この2層の影響としては、単位体積重量をそれぞれ10倍にして計算した図-3.4.4, 3.4.6, 3.4.8の方が、実測値とよく一致している。この10倍という大きい数値についての考察は、次の Case II に関する検討のところで行う。

単位体積重量をそのままとした計算は実測値とのずれが大きいので、これを10倍した計算である図-3.4.4, 3.4.

6, 3.4.8 を比較してみると、粘土層内の曲げモーメント分布の性格が最も実測値に近いのは $k_h=300t/m^3$ とした図-3.4.6 であると思われる。すでに述べた通り、先端近くで負の曲げモーメントが発生しているのは粘土層下部で地盤反力係数が上部より増大しているためと考えられるので、そういう実測値と地盤反力係数一定とした計算値を比較するのは困難であるが、粘土層中央の曲げモーメント分布の傾きに注目して、 $k_h=300t/m^3$ の場合に最もよく両者が一致していると判断した。しかし、これは前提としての Case I の仮定が妥当であるか、すなわち、鋼ボール層、砂層の影響が実際の状態に近く効いているかどうかによるので、他の Case ともならみ合わせて総合的に判断すべきものと考ええる。また、いまここでは傾斜角 20° のものを代表として取り上げて示したが、他の傾斜角のものについても、総合的に見なければならぬ。

Case I の計算のうちで、実験結果をもっともよい近似でトレースする数値は、粘土層の地盤反力係数 $300t/m^3$ 、砂層および鋼ボール層による荷重としてそれぞれの単位体積重量の10倍で、これの計算結果の全体を図-3.4.9~3.4.11 に示す。これは傾斜角 20° の組杭 (P. No. 1, 2) 15° の組杭 (P. No. 3, 4) および 10° の組杭 (P. No. 5, 6) に対する計算結果で、5° のものは数値が小さいので省略した。ここでは、前のような実測結果から微分積分した諸分布は誤差も大きいので示してないが、曲げモ

ーメント分布は図からわかる通りよく一致している。従って、積分側であるたわみ角およびたわみについては、たわみは境界条件であるから全く正しく、たわみ角も実測値とほとんど一致している。

次に Case II の計算例で、やはり傾斜角 20°のもののうち 4 例を、図-3.4.12~3.4.15 に示す。これらの図は、粘土層と、砂層の地盤反力係数の値および鋼ボール層の単位体積重量の倍数として、図の説明のところに記した

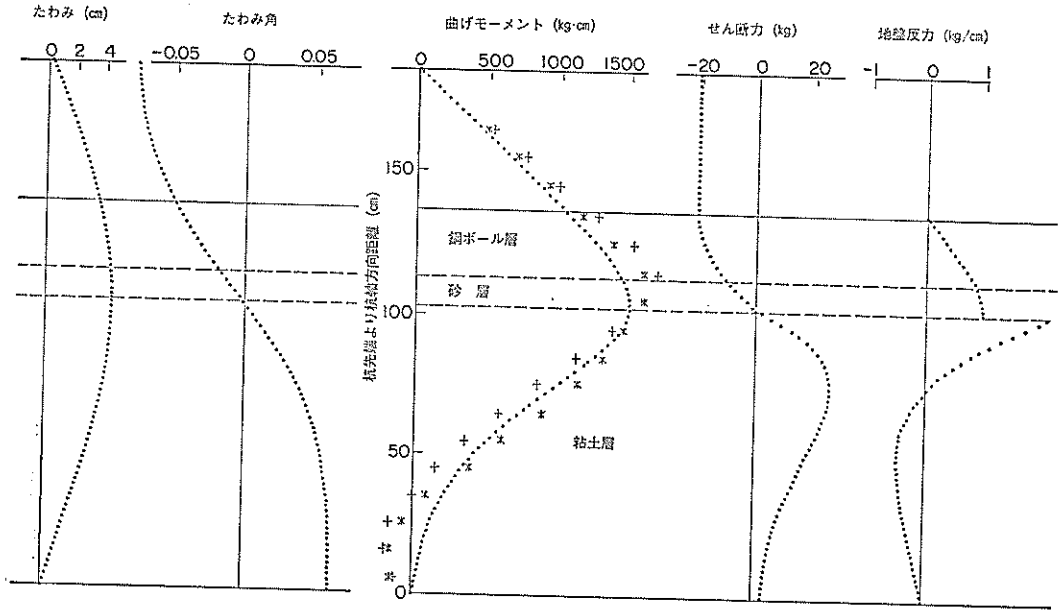


図-3.4.9 Case I — 傾斜角 20° (P. No. 1, 2) ($k_{h1}=300t/m^3$, $\gamma_{\text{II}}=10 \times 1.8t/m^3$, $\gamma_{\text{II}}=10 \times 4.55t/m^3$)

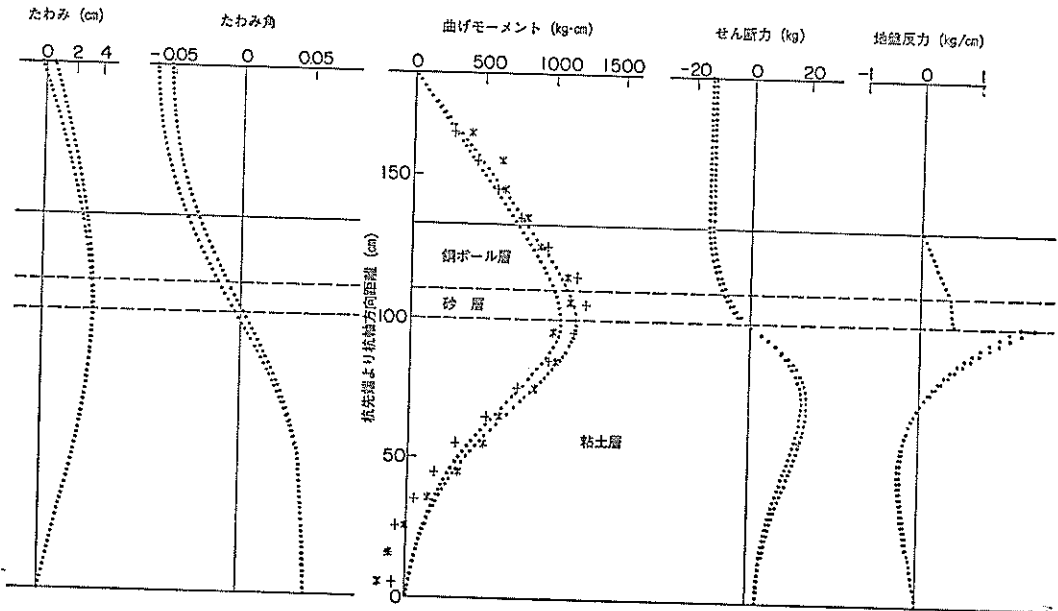


図-3.4.10 Case I — 傾斜角 15° (P. No. 3, 4) ($k_{h1}=300t/m^3$, $\gamma_{\text{II}}=10 \times 1.8t/m^3$, $\gamma_{\text{II}}=10 \times 4.55t/m^3$)

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げ

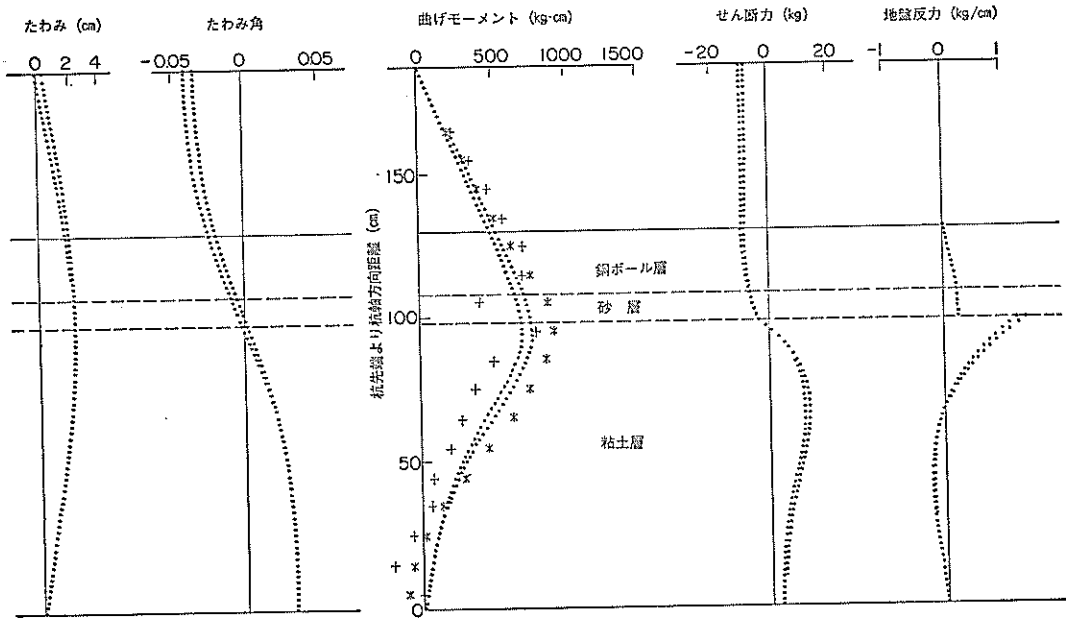


図-3.4.11 Case I — 傾斜角 10° (P. No. 5, 6) ($k_{h1}=300t/m^3$, $\gamma_1=10 \times 1.8t/m^3$, $\gamma_H=10 \times 4.55t/m^3$)

数値を用いて計算した結果である。

図-3.4.9 と 図-3.4.10 を比較すると、鋼ボール層からの荷重として単位体積重量そのものをとったのでは、やはり影響が少く、曲げモーメントが小さすぎる。そして、図-3.4.10 に見られるようにこれを10倍した計算が、その影響をよく表現しているように見える。しかしなが

らこの10倍という数値は、Broms¹⁵⁾が砂質地盤中の杭の水平抵抗計算において与えた3倍という数値、また 3.3の方法でとられているやはり3倍という数値などを考慮して大きすぎるように考えられる。

この原因の一つとして、2.3(1)に述べた鋼ボール層の下層部分が錆びついていたことが考えられる。図-2.2.4

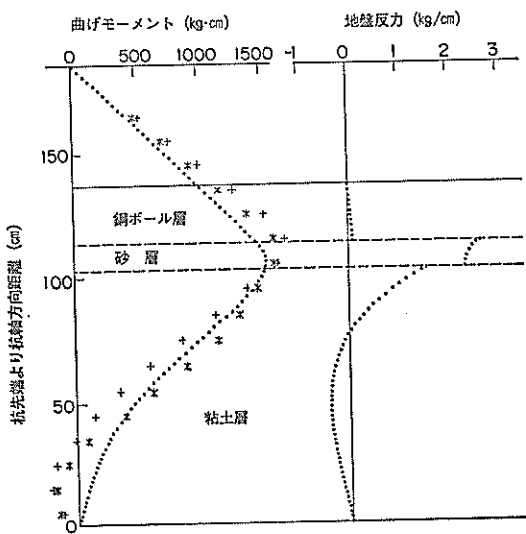


図-3.4.12 Case II — 傾斜角 20° (P. No. 1, 2)
($k_{h1}=200t/m^3$, $k_{h2}=300t/m^3$, $\gamma_H=4.55t/m^3$)

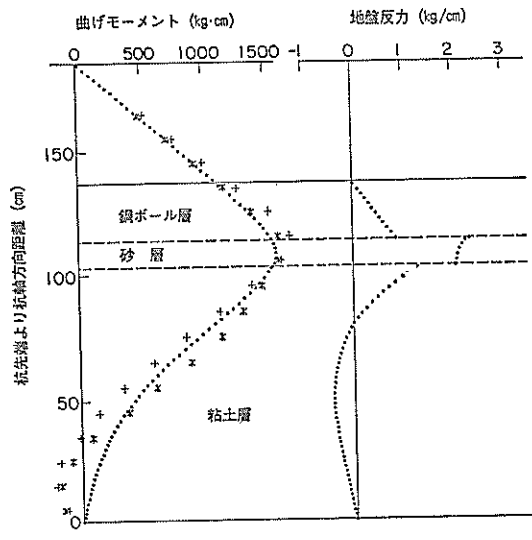


図-3.4.13 Case II — 傾斜角 20° (P. No. 1, 2)
($k_{h1}=200t/m^3$, $k_{h2}=300t/m^3$, $\gamma_H=10 \times 4.55t/m^3$)

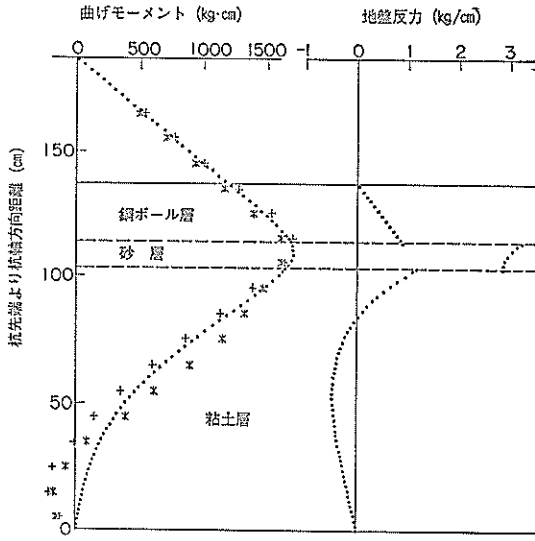


図-3.4.14 Case II—傾斜角 20° (P. No. 1, 2)
 $(k_{hI}=200t/m^3, k_{hII}=500t/m^3, \gamma_H=10 \times 4.55t/m^3)$

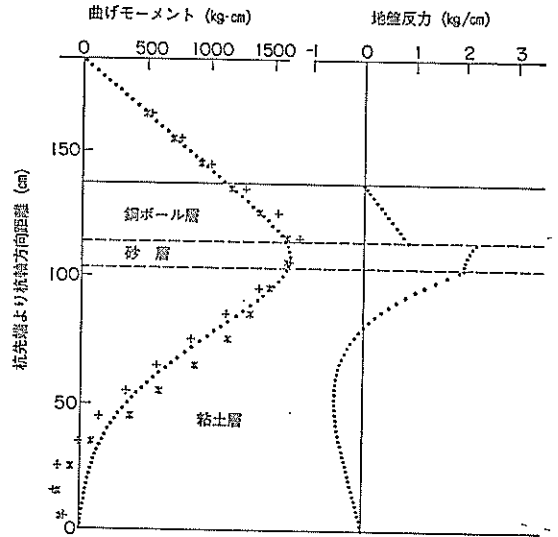


図-3.4.15 Case II—傾斜角 20° (P. No. 1, 2)
 $(k_{hI}=300t/m^3, k_{hII}=300t/m^3, \gamma_H=10 \times 4.55t/m^3)$

に示した通り、杭幅 7.5cm に対して隣り合う組杭の中心間隔は 50cm であるから、杭幅の 6.7 倍である。これではまだ10倍に足りないが、これに加えて、組杭が並んだ方向と直角方向の広がりの方についても、鋼ボール層が錆びついたことにより、杭が余計に支えたものと推察される。このことについて定量的に吟味することは非

常に困難であるが、組杭が並んだ方向だけ考えても 6, 7 倍、これと直角方向の分もいくらかあって、その両者が複合して10倍程度の結果になったのではないかと考えている。

図-3.4.13 と図-3.4.14 を比較すると、粘土層の地盤反力係数と鋼ボール層の荷重が同じでも、砂層の地盤反

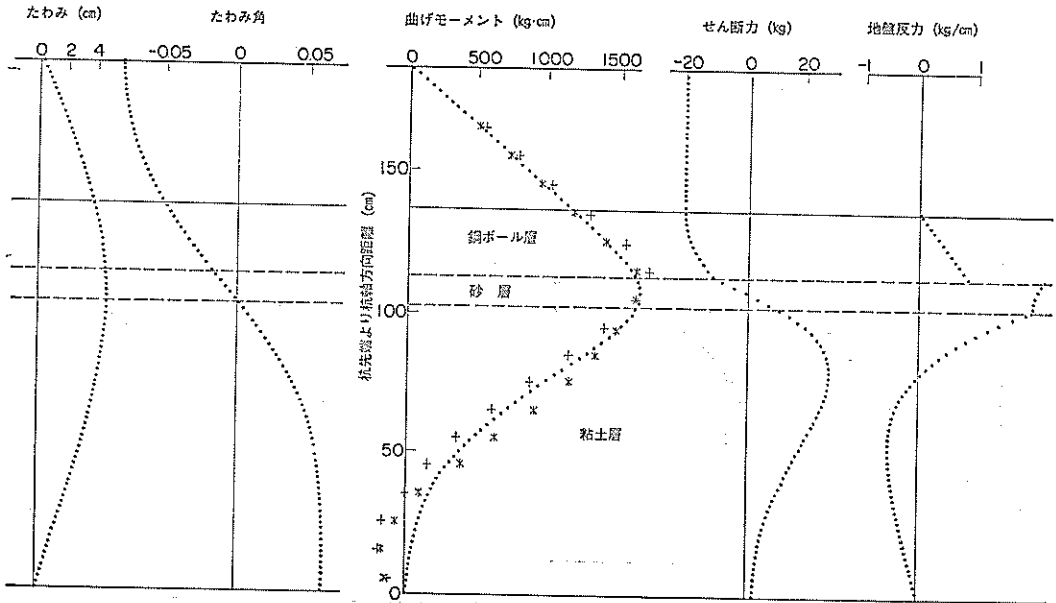


図-3.4.16 Case II—傾斜角 20° (P. No. 1, 2) $(k_{hI}=300t/m^3, k_{hII}=300t/m^3, \gamma_H=10 \times 4.55t/m^3)$

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げ

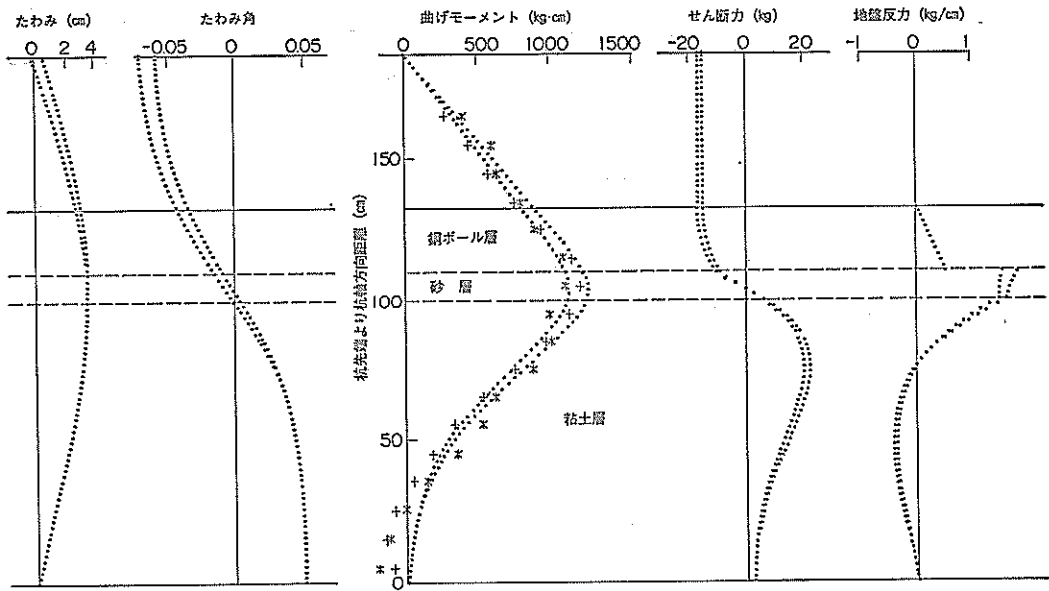


図-3.4.18 Case II — 傾斜角 10° (P. No. 5, 6) ($k_{h1}=300t/m^3$, $k_{h2}=300t/m^3$, $\gamma_H=10 \times 4.55t/m^3$)

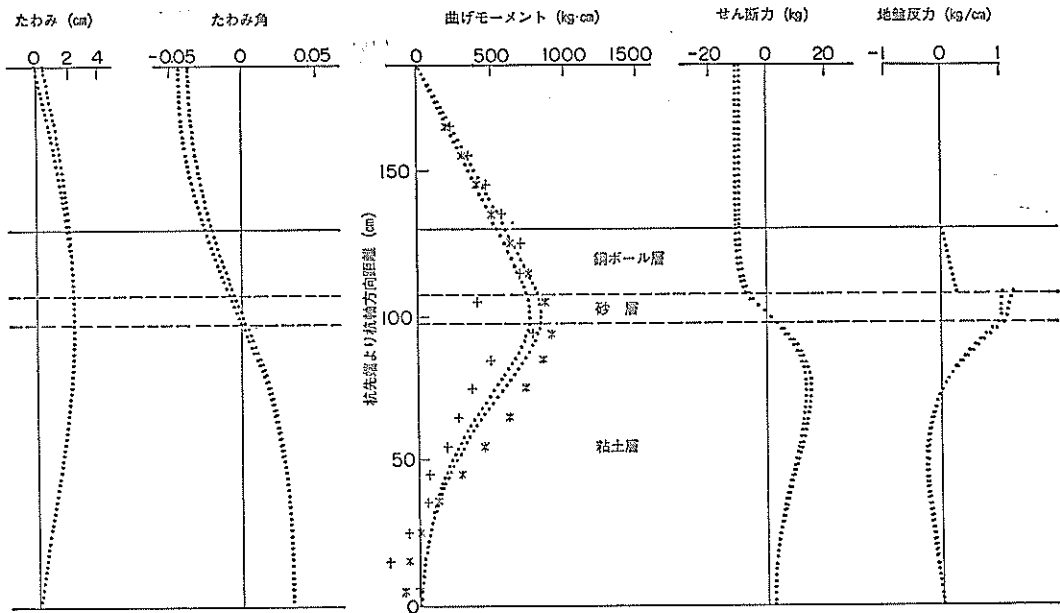


図-3.4.17 Case II — 傾斜角 15° (P. No. 3, 4) ($k_{h1}=300t/m^3$, $k_{h2}=300t/m^3$, $\gamma_H=10 \times 4.55t/m^3$)

力係数が変化することにより、曲げモーメント分布が違ってくることがよくわかる。またそれぞれの右側の図である地盤反力分布を比較すると、後者では砂層の部分に杭を強く圧していることがよくわかる。

これをさらに図-3.4.15 と比較した場合、全体的な曲

げモーメント分布が、後者においてよりよく近似されていると考えられる。この定数を使った場合の計算結果の全体を、図-3.4.16~3.4.18 に示す。前と同様にこれらの図は、傾斜角 20°の組杭 (P.No. 1, 2), 15°の組杭 (P.No. 3, 4), および 10°の組杭 (P.No. 5, 6) に対する計算

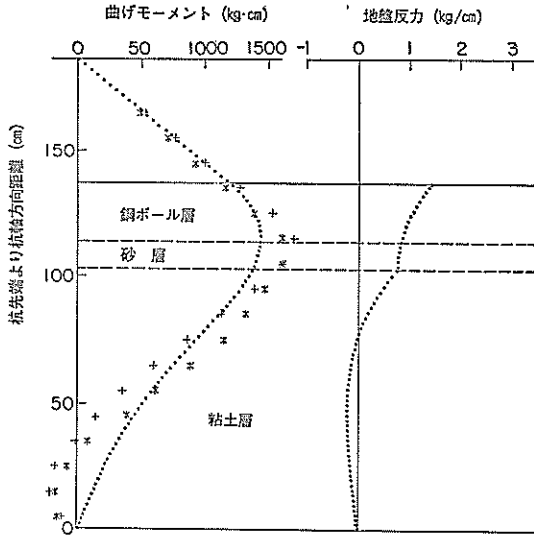


図-3.4.19 Case III—傾斜角 20° (P. No. 1, 2)
($k_{h1}=100t/m^3$, $k_{h2}=100t/m^3$, $k_{h3}=100t/m^3$)

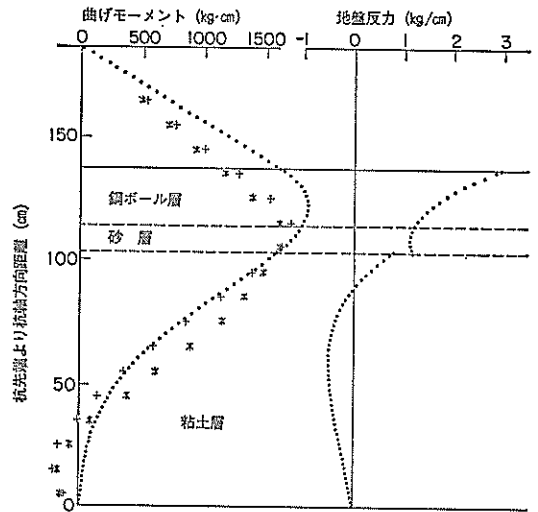


図-3.4.20 Case III—傾斜角 20° (P. No. 1, 2)
($k_{h1}=200t/m^3$, $k_{h2}=300t/m^3$, $k_{h3}=300t/m^3$)

結果で、5°のものは省略してある。いずれの図においても、かなりよく近似されているとみることができる。

最後に、全ての層に地盤反力係数を仮定する Case III の計算結果を示す。図-3.4.19 および図-3.4.20 は傾斜角 20° に対する計算結果で、仮定した地盤反力係数は図の説明のところに記した通りである。

全ての層の地盤反力係数を $100t/m^3$ とした図-3.4.19 が大体実測値と近似しており、これを前の Case I および Case II の計算結果から妥当と思われる程度に大きくすると、図-3.4.20 に見る通り、曲げモーメントが大きくなり計算されてしまう。しかもこの Case III の場合には、両方の図ともそうになっているが、地表面において地盤反力が最大になってしまう。これは妥当でないと考えられる。

以上の計算結果を見ると、地盤反力係数を仮定する層の上に荷重としての層が載っている Case I や Case II を、全ての層に地盤反力係数を仮定した Case III と比べた場合、荷重としての層の影響が実際よりも低く計算されているとみることができる。そのため Case III の計算では、他と比べて曲げモーメント分布が上の方で大きく計算されていると思われる。この点について注意して Case I を見ると、鋼ボール層、砂層を含めてそれより上部では、曲げモーメントの値が小さく計算されていることがわかる。そこで、今回計算した Case I ~ III の仮定のうちで、計算モデルとして最も適切であるのは、Case II であったと考えられる。もちろん、このことに対しては層厚の問題が大きく関係していることが想像されるから、一般

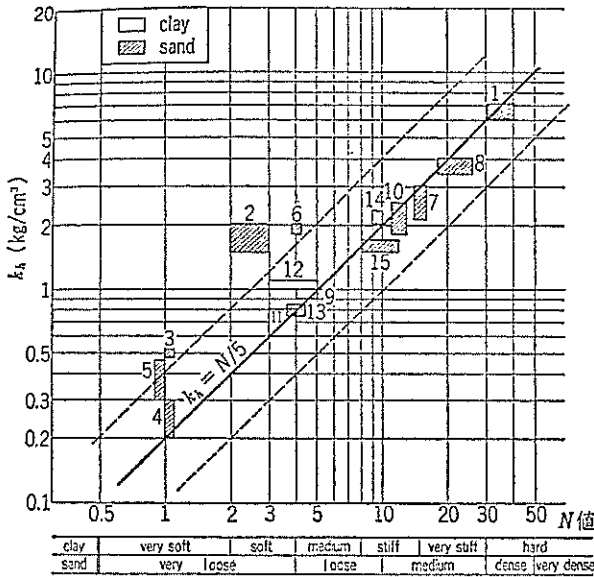
的に妥当するとは思われない。

計算モデルとして適切であったと考えられる Case II、そしてそれに近い地盤反力係数による計算ではほぼ妥当な結果を示した Case I から、実験粘土地盤の地盤反力係数 k_h は $200\sim 300t/m^3$ 程度であったと考えられる。この値については、佐藤等の方法においても $0.2kg/cm^3$ としてよく実験値と一致しており、満足すべき整合性が得られているものとする。Terzaghi による地盤反力係数の研究¹⁶⁾においては、粘土について硬いものの側しか論及されていないが、これを更に拡充した形の横山の研究¹⁷⁾では、広い範囲にわたる対応が地盤反力係数と、 N 値や土のコンシステンシーとの間に得られている(図-3.4.21 参照)。実験後の土質試験によれば、今回の実験地盤の一軸圧縮強度 q_u の値は $0.1\sim 0.18kg/cm^2$ 程度に分布している(図-2.3.4 参照)。したがって、この粘土は Terzaghi の分類¹⁸⁾によればコンシステンシーとして“very soft”の範ちゅうにはいることになる。これによって横山の図(図-3.4.21)を見れば、 k_h は $0.1\sim 0.4kg/cm^3$ の範囲にあることになり、計算に使われた $k_h = 0.2\sim 0.3kg/cm^3$ という値は、実際への適用を考えた場合にも妥当な値と言いうことができる。

4. まとめ

幅 7.5cm 厚 0.9cm 長さ 178cm の平鋼を使った模型プレート杭を頭部ヒンジ結合の組杭として粘土層中に建て込み、粘土層を地表面沈下の相違に追従しうるように

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げ



1. 入間堀川(建設省)
2. 戸畑(入幡製鉄)
3. 戸畑 K-I (港研)
4. 戸畑 L-II ("
5. 戸畑 K-II ("
6. 戸畑 K-III ("
7. 戸畑 L-IV ("
8. 戸畑 K-IV ("
9. シェル扇島("
10. 茨木川(道路公園)
11. 高川("
12. 京用品庫(国鉄)
13. 葛西橋(東京都)
14. 青山(住宅公園)
15. 園田(道路公園)

図-3.4.21 k_h と N 値との関係(横山 1977¹⁷⁾ より)

鋼ボールの荷重により圧密沈下させて、沈下地盤中に存在する斜杭の曲げに関する室内実験を行った。8本の斜杭の傾斜角は 5°, 10°, 15°, 20° がそれぞれ 2本ずつで、組杭の夾角としては 10°, 20°, 30°, 40° の 4種類である。上下両面の排水砂層をフレキシブルパイプでつないで両面排水させた粘土層の層厚は、初期で 113cm, 100日間の圧密により圧密度97%となった実験終了時で、96.6cmであり、その間の沈下量は 16.4cmであった。荷重としての鋼ボール層(層厚 22cm) および上部排水砂層(層厚 10cm) による圧密荷重は、それぞれ 1t/m² および 0.18t/m² で、合計 1.18t/m² である。

杭にはひずみゲージを貼付して曲げひずみを測定し、それぞれの組杭の頭部に 4個のダイヤルゲージを配して杭頭の動きをとらえ、地表面沈下量は 4個のダイヤルゲージにより測定した。杭の条件としては、頭部ヒンジ、先端においても下部砂層と粘土層の間に置いたエキスバンドメタル上に止めてヒンジとした。

圧密実験終了後、傾斜角5°の杭2本について引抜試験を行った。また、粘土を切り出してゆく過程で、杭と粘土の付着状況を観察した。

以上の実験の結果を簡単にまとめると、次の通りである。

1. 模型杭の曲げモーメントは、時間あるいは地表面の沈下とともに滑らかに増大し、ほぼ一定の値に近づいた。

2. 模型杭の曲げモーメント分布は、粘土層上部で上から杭を押し、下部では下から支え、先端のヒンジでは杭先がはね上がるのを抑える向きの力が杭に加えられていることを示した。
3. 最大曲げモーメントの大きさは、杭の傾斜角にほぼ比例した。
4. 最大曲げモーメントの大きさは、地表面沈下量にほぼ比例した。
5. 最大曲げモーメントの発生位置は、ほぼ砂層中にあり、時間と共に下がった。
6. 杭頭の鉛直変位(沈下量)は、杭の傾斜角にほぼ比例した。
7. 杭の傾斜角の変化は、杭の傾斜角にほぼ比例した。

以上の実験に対して、3種類の方法により計算を行った。3次元有限要素法による弾性解析、佐藤等の方法、および地盤全体に弾性地盤反力を仮定した方法の3種類である。3番目の地盤全体に弾性地盤反力を仮定する方法は、さらに、粘土層のみを Winkler 地盤として砂層および鋼ボール層を荷重層とする場合、粘土層および砂層を Winkler 地盤とし鋼ボール層のみを荷重層とする場合、そして粘土層、砂層、鋼ボール層の全てを Winkler 地盤とする場合の3通りに分けられる。これらの方法により計算した結果は、実測値と比較して次の通りであった。

1. 計算に必要な定数を土質試験などから決定して3次元有限要素法による弾性解析を行い、実測値とほぼ一致する計算結果が得られた。ただし、根入下部において土が杭を支えるという現象は表現されなかった。
 2. 佐藤等の方法では、荷重分布係数を3、弾性床中の長さを粘土層中の杭長の4割とした計算により、実測値とほぼ一致する結果が得られた。
 3. 地盤全体に弾性地盤反力を仮定する方法では、粘土層および砂層を Winkler 地盤とし鋼ボール層を荷重層とする計算によって、実験結果とよく一致した結果が得られた。
 4. 佐藤等の方法および地盤全体に弾性地盤反力を仮定する方法において、実験結果とよく一致する計算結果となった地盤反力係数 $k_n=0.2\sim 0.3\text{kg/cm}^2$ なる値は、実験地盤に対して妥当な値であった。
5. あとがき

今回の実験において、鋼ボール層の下層部分が錆びついていたことは問題である。しかしながら、最初から錆びついていたとは考えられないこと、荷重として本質的には変わらないことなどを考えれば、実験結果は大部分正当なものであったと考えている。そして、いくつかのことについては、本文中で検討を加えた。

3種類の計算法のうちで、今回提案した地盤全体に弾性地盤反力を仮定する方法は、本文中に見た通り、実験結果とよく一致した計算結果を示し、有効な方法であると考えている。ただ、電子計算機を使わなければ計算できないのが難点である。特に、地盤反力係数の大きさを深さによって変えてやると、より適切な計算になると考えられる訳であるが、そうした場合には、さらに複雑な計算となる。

またこの計算法において3通りの計算を行い、鋼ボール層のみを荷重層として砂層および粘土層を Winkler 地盤とした場合に最もよく実測値と一致した訳であるが、他の条件に適用しようとした時に地盤をどのように考えるべきかも問題となる。本文の中に述べた通り3層を全て Winkler 地盤とするとうまく合わないということから、Winkler 地盤の上にある程度薄い荷重層が載っているという基本形は変わらないとして、それをどのように分けるべきかということは今後の問題である。

今回の室内実験に引き続いて、現在（昭和53年8月）、実物大の野外実験を進行中である。室内実験と同様に頭部ヒンジとした2組の組杭（傾斜角 15° ）を用いて、一方にはアスファルトコーティングを施して、今回と同様

の解析を試みる一方、アスファルトコーティングの影響をも調べようとするものである。またこれにより、上に述べた地盤を荷重層と Winkler 地盤に分割する問題についても手がかりを得ようとしている。

謝 辞

本研究は、日本港湾協会に設けられた鋼製護岸研究委員会がジャケット式鋼製護岸の開発というテーマの中に取り上げた一項目で、当研究所が受託試験研究として行ったものである。実験は、鉄鋼メーカー各社から担当者が派遣されて行われた。また、実験から結果の整理解析にわたって、基礎工研究室の橋本光寿技官（現第2港湾建設局鹿島港工事事務所）、篠原邦彦技官、渡辺剛技官の手をわずらわせた。なお、実験用材料の製作、計測およびデータ整理は（株）エスコが行い、有限要素解析および佐藤等の方法による計算は（株）芙蓉情報センターが行った。

参 考 文 献

- 1) 土質工学会編：鋼グイ-鋼グイ研究委員会報告一、土質基礎工学ライブラリー6、第5章ネガティブフリクション、土質工学会、昭和44年9月、pp.271~309.
- 2) 佐藤昭、赤井公昭、舟橋恒義：負の周面摩擦力和斜ぐいに発生する曲げの計算法に関する研究一その1、負の周面摩擦力和斜ぐいに発生する曲げの計算法一、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.
- 3) 極軟弱地盤における構造物設計法に関する調査研究委員会：極軟弱地盤における構造物設計法に関する調査研究報告書、首都高速道路協会、昭和51年3月.
- 4) 極軟弱地盤における構造物設計法に関する調査研究委員会：極軟弱地盤における構造物設計法に関する調査研究（その2）報告書、首都高速道路協会、昭和52年3月.
- 5) Sawaguchi, M.: Approximate Calculation of Negative Skin Friction of a Pile, Soils & Foundations, Vol. 11, No. 3, 1971, pp.31~49.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 運輸省港湾技術研究所土質部基礎工研究室：斜杭に作用するネガティブフリクションに関する模型実験報告書、昭和52年3月、pp.102~142.
- 9) 運輸省港湾技術研究所土質部基礎工研究室：斜杭

- に作用するネガティブフリクションに関する理論
解析報告書, 昭和52年3月。
- 10) 中瀬明男: 土質力学 (最上武雄編), 第5章土のせん断, 技報堂, 昭和44年8月, p. 556.
 - 11) 土質工学会編: 土質調査試験結果の解釈と適用例, 土質基礎工学ライブラリー4, 土質工学会, 昭和43年3月, p. 51.
 - 12) 運輸省港湾局: 港湾構造物設計基準, 日本港湾協会, 1970年2月, p. 8-7-10.
 - 13) ベー・アー・フローリン原著, 赤井浩一監修, 大草重康訳編: フローリンの土質力学, 森北出版, 昭和44年9月, 第1巻, p. 213.
 - 14) 三笠正人: 軟弱粘土の圧密-新圧密理論とその応用一, 鹿島出版会, 1963年9月, p. 16.
 - 15) Broms, B. B.: Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils, Proc. ASCE, Vol. 90, No. SM3, May, 1964, pp. 123~156.
 - 16) Terzaghi, K.: Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction, Géotechnique, Vol. 5, No. 4, Dec., 1955, pp. 297~326.
 - 17) 横山幸満: くい構造物の計算法と計算例, 山海堂, 昭和52年11月, p. 72.
 - 18) テルツァギ, ベック: 新版土質力学 (星野和・加藤渉・三木五三郎・榎並昭共訳) 基礎編, 丸善(株), 昭和44年8月, p. 26.

- w : 含水比
 X : 杭頭ヒンジ点の鉛直変位 (L)
 $\{X\}$: 自由長部および荷重部の計算に現われる行列
 x : 杭先端より杭軸方向の距離 (L)
 x_i : 層境界の杭先端より杭軸方向距離 (L)
 Y : 杭頭ヒンジ点の水平変位 (L)
 y : 杭の杭軸直角方向たわみ (L)
 y_i : 杭頭ヒンジ点の杭軸直角方向たわみ (L)
 $\{y\}$: 杭の変位および断面力を表わすベクトル
 Z_1, Z_2, Z_3, Z_4 : クルイロフ関数
 $[Z]$: Winkler 地盤の計算に現われる行列
 z : 杭先端位置より鉛直方向の高さ (L)
 z_i : 層境界の杭先端位置より鉛直方向高さ (L)
 α : 組杭の夾角の $1/2$
 α' : 荷重分布幅係数 (佐藤等の方法)
 $\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$: 沈下量を表わす3次多項式の係数
 β : 組杭としての回転角
 $\beta' = \sqrt[4]{\frac{Bk_h}{4EI}} (L^{-1})$
 γ : 単位体積重量 (FL^{-3})
 ϵ : 粘土のひずみ
 θ : 杭の傾斜角
 ν : 地盤のポアソン比
 I, II, III, IV : それぞれの層に対する量であることを示す添字
 I : 粘土層
 II : 砂層
 III : 鋼ボール層
 IV : 自由長部

記号一覧表

- A : 杭の断面積 (L^2)
 $A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6$: 微分方程式の解に含まれる係数
 $\{A\}$: $A_1 \sim A_4$ をその要素とする係数ベクトル
 B : 杭の幅 (L)
 $\{C\}$: 荷重部の計算に現われる定数ベクトル
 c_v : 粘土の圧密係数 ($L^2 T^{-1}$)
 D : 杭の幅 (L , 佐藤等の方法)
 d : 粘土層厚 (L)
 E : 杭材のヤング率 (FL^{-2})
 EI : 杭の曲げ剛性 (FL^2)
 E_s : 地盤のヤング係数 (FL^{-2})
 H : 粘土層厚 (L)
 h : 地表面から各層までの距離 (L , 佐藤等の方法)
 I : 杭の断面2次モーメント (L^4)
 k_h : 地盤反力係数 (FL^{-3})
 m_v : 粘土の体積圧縮係数 ($F^{-1}L^2$)
 N : 標準貫入試験による N 値
 p : 荷重強度または地盤反力 (FL^{-2})
 q_u : 一軸圧縮強度 (FL^{-2})
 S : 地盤の沈下量 (L)
 S_0 : 圧密度 U の時の粘土層表面の沈下量 (L)
 S_∞ : 圧密終了時の粘土層表面の沈下量 (L)
 $\{S\}$: 沈下量を表わすベクトル
 T_v : 時間係数
 t : 時間 (T)
 t_{50} : 圧密度50%に達するのに要する時間 (T)
 U : 圧密度

付録 杭頭変位量の計算

図-A.1 に示されるように杭が変位した時に、ヒンジ点につけられたダイヤルゲージ B および D, それよりも l (実際には 20cm) だけ上につけられたダイヤルゲージ A および C による測定値 a, b, c, d によって、杭頭の変位量を計算する式を導く。ここで、杭頭の変位量とは、全て組杭のヒンジ点の変位および角変位を称するものとし、鉛直変位 X , 水平変位 Y , 夾角 2α および回転角 β をさす。

記号を図-A.2 に従うとして、角度の関係は次の通りである。

$$\left. \begin{aligned} \phi &= \tan^{-1} \frac{a+b}{l} \\ \varphi &= \tan^{-1} \frac{c+d}{l} \end{aligned} \right\}$$

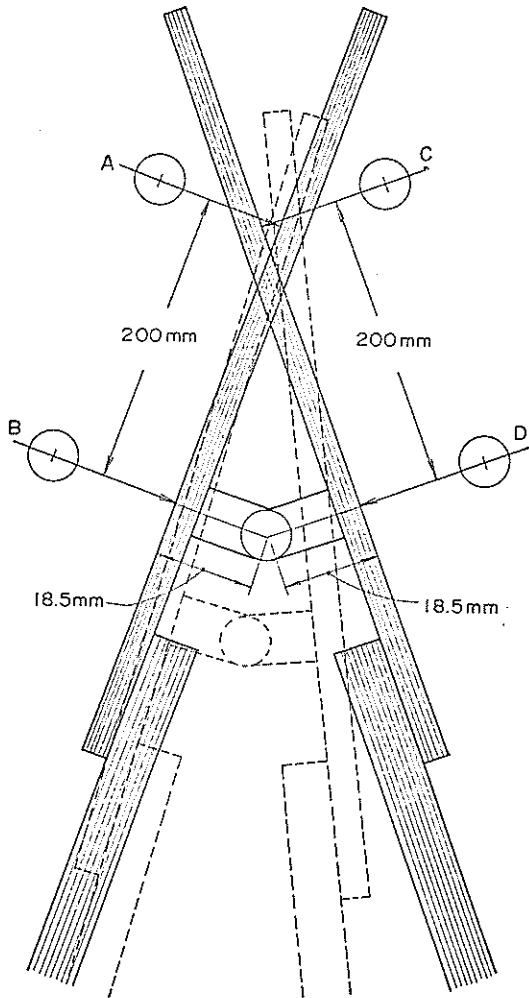


図-A.1 杭頭の変位

$$\left. \begin{aligned} \alpha + \beta &= \theta - \phi \\ \alpha - \beta - \theta &= \varphi \end{aligned} \right\}$$

従って

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \theta - \frac{1}{2}(\phi + \varphi) \\ \beta &= \frac{1}{2}(\varphi - \phi) \end{aligned} \right\}$$

次にヒンジ点の移動量 X, Y を求める。移動前のヒンジ点を原点とし、図の下向きに x 座標, 左向きに y 座標をとると、移動後の L. Pile (左側の破線) および R. Pile (右側の破線) を示す直線の式はそれぞれ下記のようなになる。

$$\begin{aligned} y &= \tan(\alpha + \beta) \cdot X + \overline{OA} \\ y &= -\tan(\alpha - \beta) \cdot X - \overline{OB} \end{aligned}$$

ただし

$$\left. \begin{aligned} \overline{OA} &= (r+b) \{ \cos\theta + \sin\theta \tan(\alpha + \beta) \} \\ \overline{OB} &= (r+d) \{ \cos\theta + \sin\theta \tan(\alpha - \beta) \} \end{aligned} \right\}$$

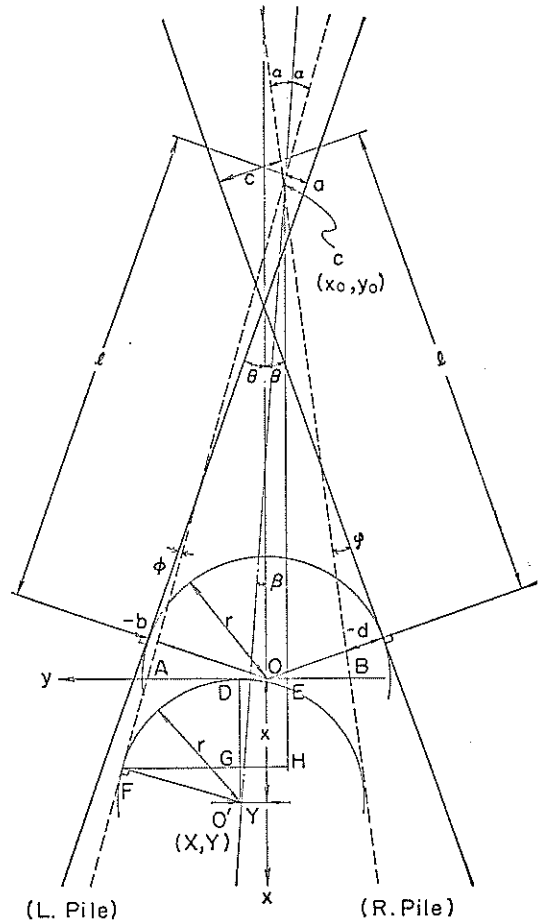


図-A.2 変位量の計算説明図

地盤の圧密沈下による斜杭の曲げ

従って、L. Pile と R. Pile の交点 C の座標 (x_0, y_0) は次のように求められる。

$$\begin{cases} x_0 = -\frac{\overline{OA} + \overline{OB}}{\tan(\alpha + \beta) + \tan(\alpha - \beta)} \\ y_0 = \tan(\alpha + \beta) \cdot x_0 + \overline{OA} \end{cases}$$

以上の式を使って、移動後のヒンジ点 O' (X, Y) の座標が得られる。

$$\begin{aligned} X &= \overline{O'D} = \overline{O'G} + \overline{HC} - \overline{EC} \\ &= r \sin(\alpha + \beta) + \frac{r}{\tan \alpha} \cos(\alpha + \beta) + x_0 \\ Y &= \overline{OD} = \overline{FH} - \overline{FG} - \overline{OE} \end{aligned}$$

$$= -\frac{r}{\tan \alpha} \sin(\alpha + \beta) - r \cos(\alpha + \beta) + y_0$$

以上の諸式において与えられている定数は、

$$\theta = 5^\circ, 10^\circ, 15^\circ, 20^\circ$$

$$l = 20 \text{ cm}$$

$$r = 1.85 \text{ cm}$$

であり、これらと4個のダイヤルゲージ測定値 a, b, c, d により、杭頭ヒンジ点における鉛直変位 X 、水平変位 Y 、夾角 2α 、回転角 β の諸量が求められる。

なお、杭のヒンジ点より上部には力が加わらないのでその部分の直線性は満足されている。